

3.5.6 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

a. 構造物のモデル化

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また，周辺地盤を杭周地盤ばねでモデル化し，杭の各質点に取り付ける。

解析モデル図を図 3.5-20～図 3.5-26 に示す。

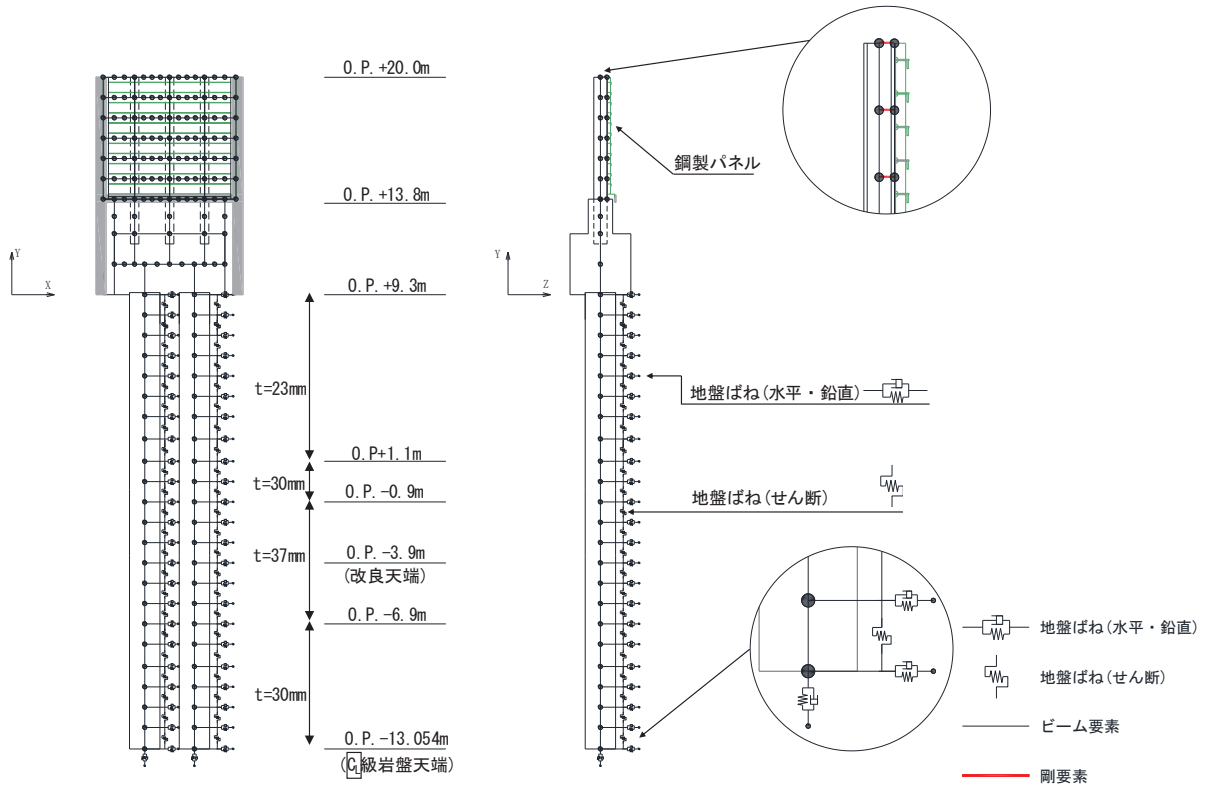


図 3.5-20 解析モデル（断面①）

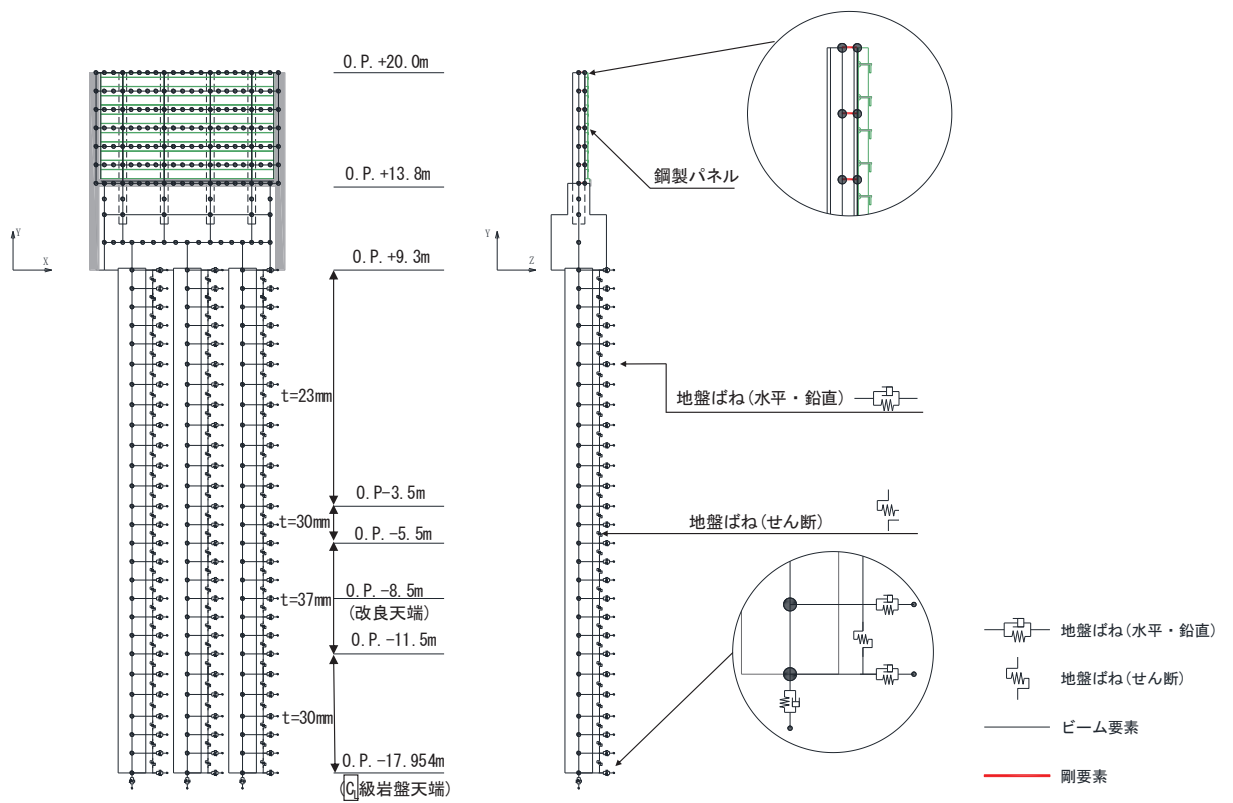


図 3.5-21 解析モデル (断面②)

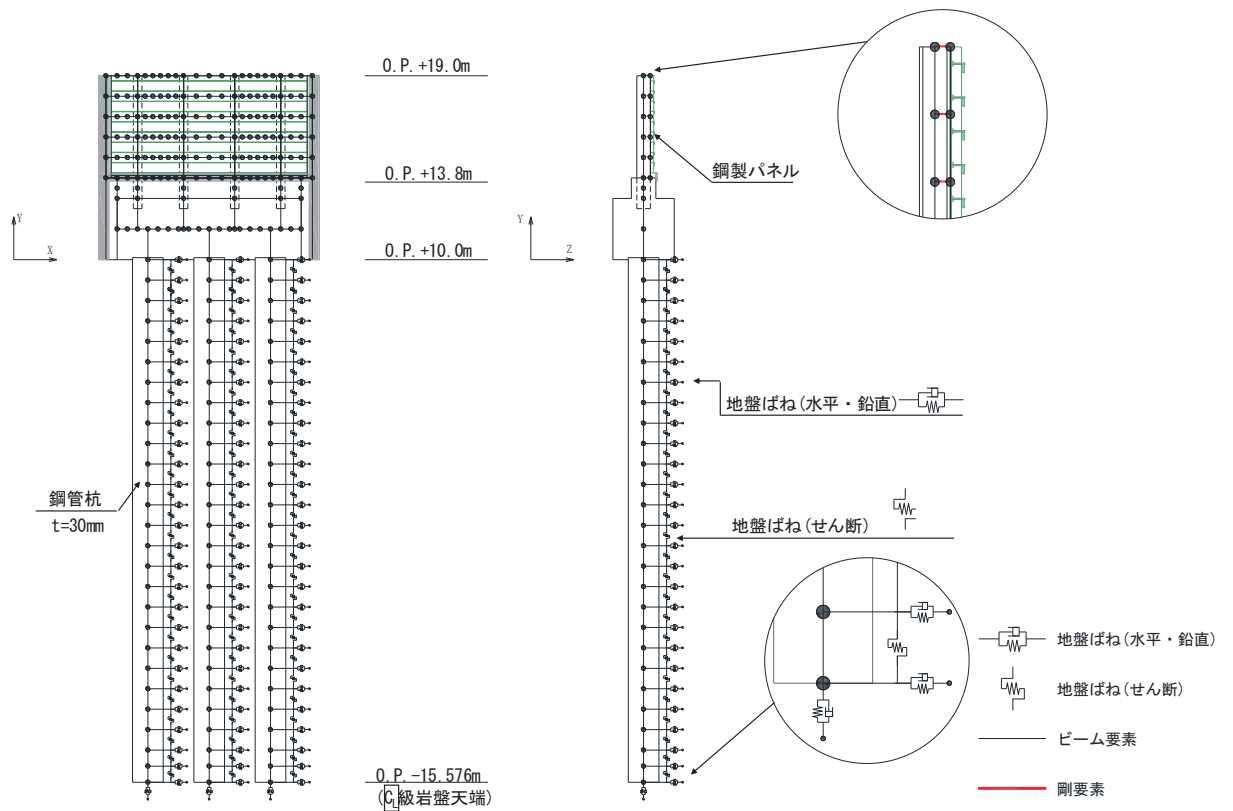


図 3.5-22 解析モデル (断面③)

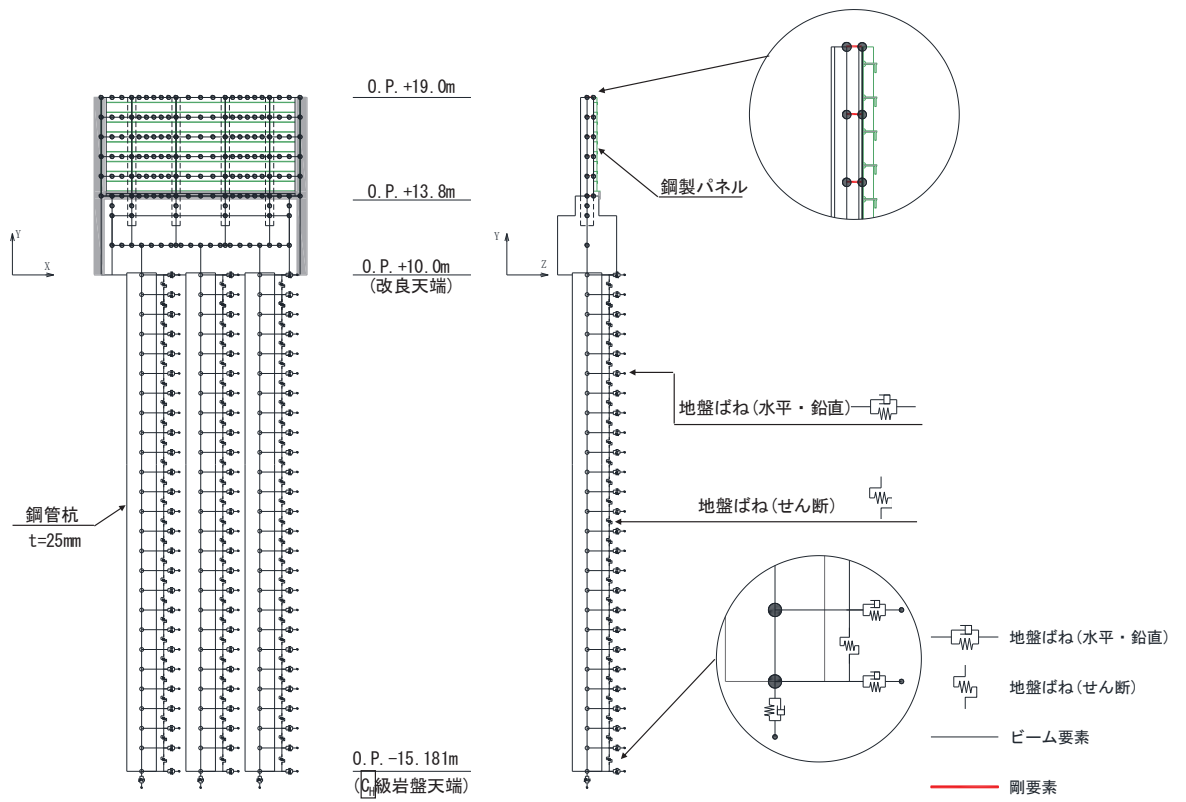


図 3.5-23 解析モデル (断面④)

追而

図 3.5-24 解析モデル (断面⑤)

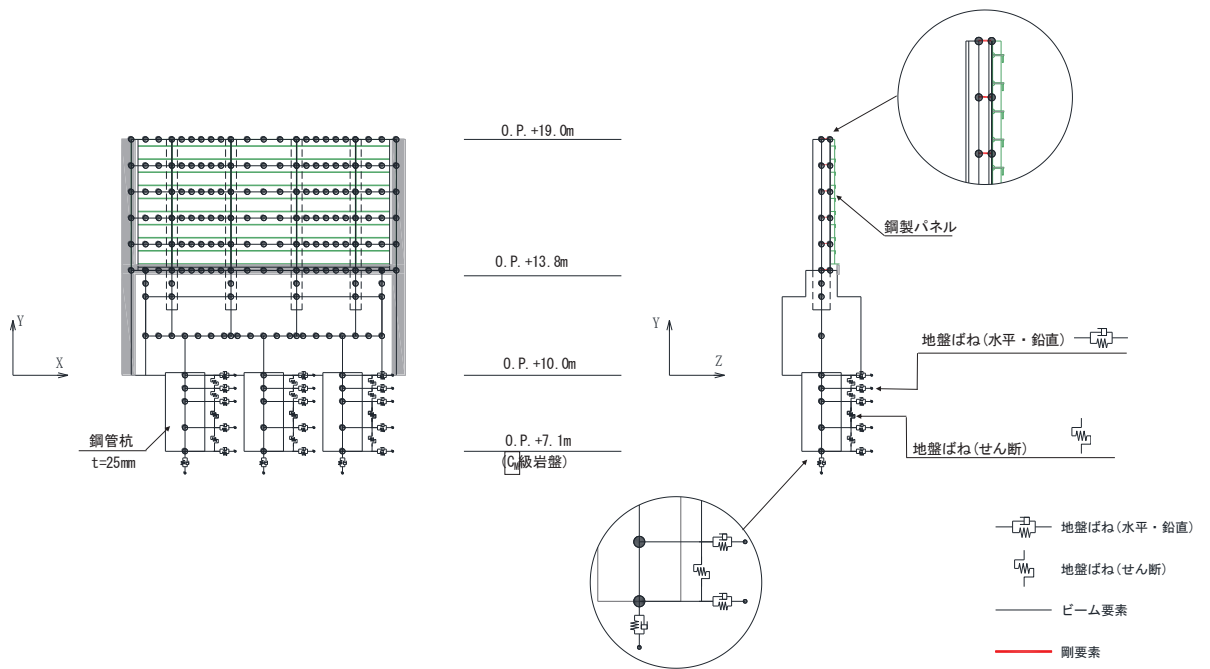


図 3.5-25 解析モデル (断面⑥)

追而

図 3.5-26 解析モデル (断面⑦)

b. 地盤ばねのモデル化

(a) 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（J E A C 4 6 1 6-2009）」に基づき，Francis・Randolf のばねを用いて，群杭効果を考慮し，水平地盤ばね，鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。なお，断面⑥においては，岩盤部に設置されており，杭間の相互作用は小さいと考えられることから，群杭効果は考慮しない。

① 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき，以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left(\frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで，

- K_a : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)
- $k_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)
(kN/m²)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- N_p : 杭本数
- D : 杭径 (m)
- E_s : 地盤のヤング係数 (kN/m²)
- ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- α_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数
- $E_p \times I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)
- $\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$: Francis のばねに考慮する群杭効果

【群杭係数】

$$\alpha_{HH} = N_p^{-a}$$

$$a = 0.9 \times f_x + a'_0$$

$$a'_0 = \gamma \times a_0 + \frac{1 - \gamma}{5}$$

$$a_0 = \frac{1}{5 + \left(65 \times \frac{D}{L}\right)^{1.5}}$$

$$\gamma = 0.7 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.35} \quad (\gamma \leq 1)$$

$$f_x = \left\{0.3 + wx \times \log_{10}\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\right\} \times \left(\frac{D}{S}\right)^{0.75}$$

$$wx = 0.16 - 0.35 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.3} \times \left(\frac{D}{L}\right)$$

ここで、

α_{HH} : 水平方向の群杭係数

N_p : 杭本数

S : 杭間隔 (m)

L : 杭長 (m)

D : 杭径 (m)

V_{s1} : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

V_{s2} : 支持地盤の S 波速度 (m/s)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/m²)

E_s : 表層地盤を一層に置き換えた場合のヤング係数 (kN/m²) *1

注記*1: V_{s1} および第 1 層の $\rho \times v$ より算定する

群杭係数評価式の適用に際しては、図 3.5-27 に示すような表層地盤と支持地盤の 2 層地盤に区分し、表層を 1 層に置換する。このとき、S 波速度を表層地盤の卓越周期が等しくなるように設定する。

$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2}\right)}{V_{si}^2}}$$

$$V_{s1} = \frac{4H}{T_G}$$

T_G : 表層地盤の卓越周期 (s)

H_i : 地表面から i 層までの深さ (m)

V_{si} : i 層の S 波速度 (m/s)

h_i : i 層の厚さ (m)

V_{s1} : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

H : 表層の厚さ (m)

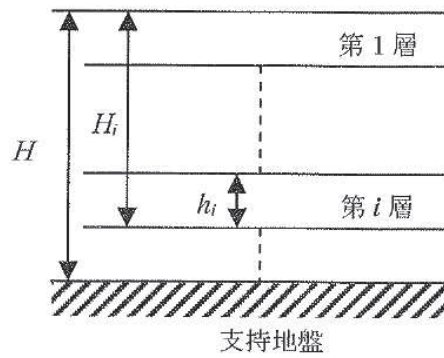


図 3.5-27 群杭係数の設定に用いる各層の概略図

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで、

C_a : 減衰定数

$c_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平減衰定数

ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)

N_p : 杭本数

D : 杭径 (m)

V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

ρ : 地盤の密度 (t/m³)

V_{La} : Lysmer の波動速度 (m/s)

ν : 地盤のポアソン比

② 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left(\frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- K_v : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- K'_v : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- S_v : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m²)
- ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
- e_v : 鉛直分布ばねの群杭効果
- N_p : 杭本数
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- L : 杭長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- D : 杭径 (m)
- ρ : 地盤の密度 (t/m³)
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

- $C_{V(G)}$: 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

- $C_{V(S)}$: 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)
 C'_V : 杭底面の減衰係数
 ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
 N_p : 杭本数
 D : 杭径 (m)
 ρ : 地盤の密度 (t/m³)
 V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
 V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

③ せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

- $K_{b(G)}$: 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
 $K_{b(S)}$: 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
 N_p : 杭本数
 ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
 $A_{S(S)}$: 単杭の等価土柱面積 (m²)
 $A_{S0(S)}$: 単杭の等価土柱面積の下限値 (m²)
 D : 杭径 (m)
 ν : 地盤のポアソン比
 V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
 V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-28 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。

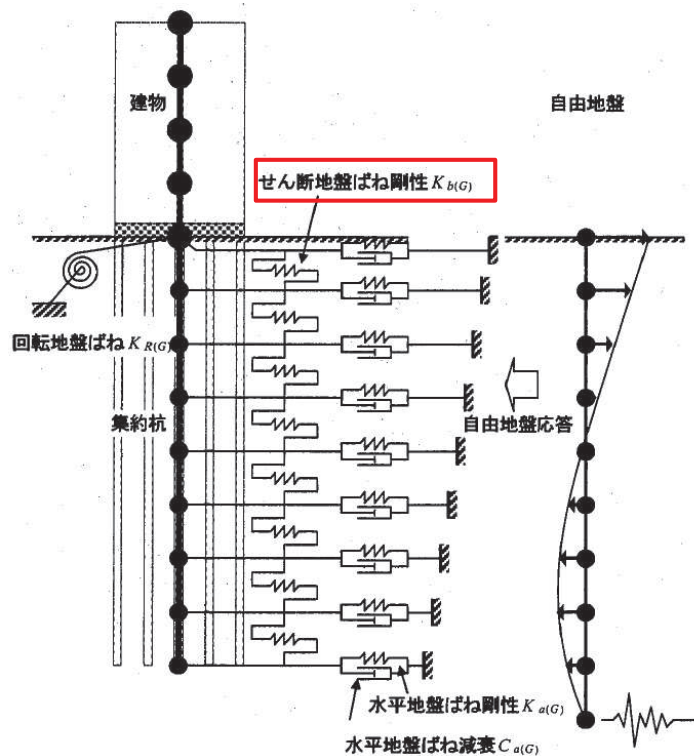


図 3.5-28 せん断地盤ばねの概要図

（「質点系モデルによる杭基礎建物の地震応答解析法，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，2008 年 2 月」より引用（一部加筆）

(b) 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形性を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3.5-29 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデ

ル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作用する軸力評価の保守性の観点から踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形特性の概要を示す。

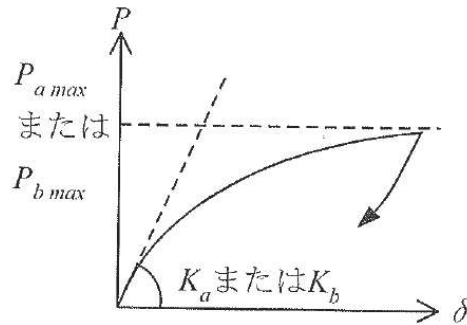


図 3.5-29 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- K_a : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{amax} : 水平地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- K_b : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{bmax} : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- P : ばね反力 (kN)
- δ : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

ここで,

- σ_0 : 有効上載圧 (kN/m²)
- K_p : 受働土圧係数
- D : 杭の直径 (m)
- ℓ : 杭の節点の分担長 (m)
- N_p : 杭本数
- C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)
- φ : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで,

- A_s : 有効せん断面積 (m²)
- τ_{max} : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
- D : 杭の直径 (m)
- ℓ : 杭の節点間距離 (m)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

c. 境界条件

解析モデルの境界条件は、図 3.5-20～図 3.5-26 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

(a) 静的解析

静的解析は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り、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-30 に示す。

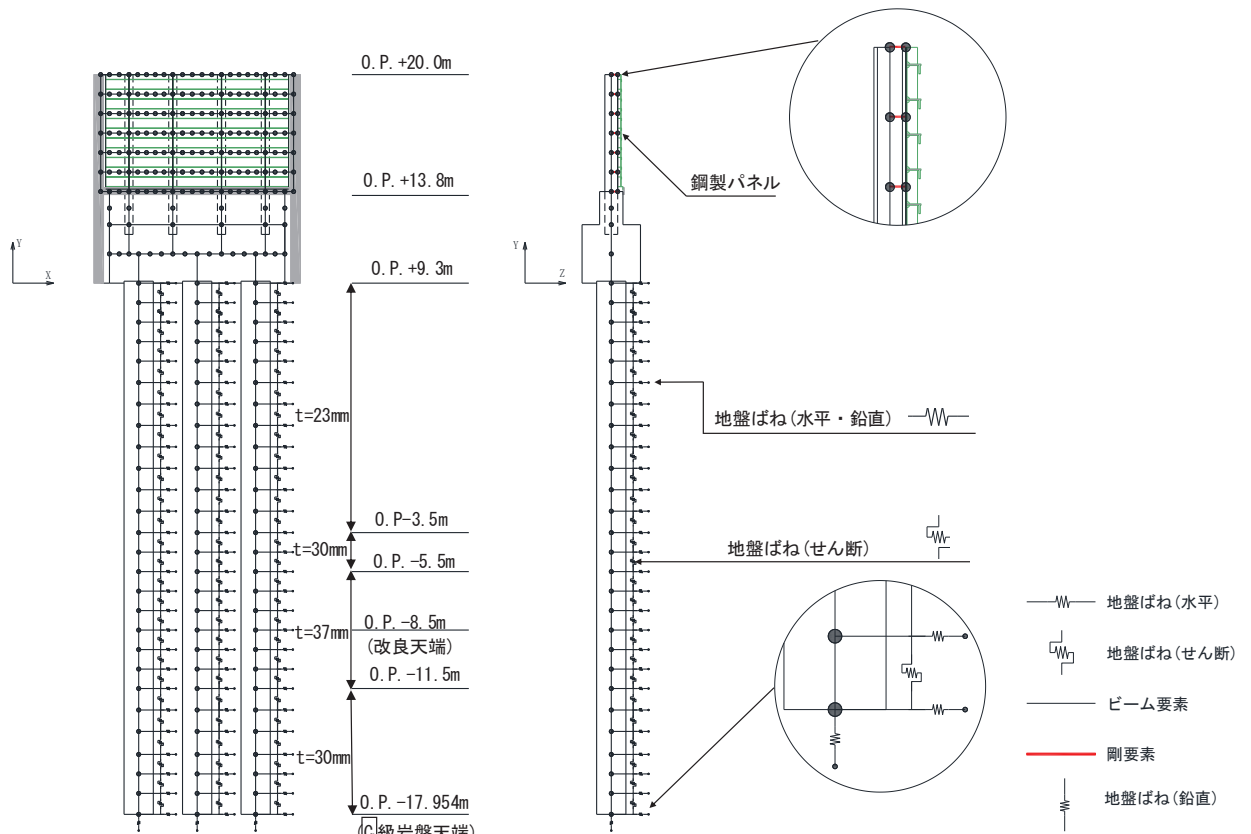


図 3.5-30 静的解析モデル (断面②の例)

(b) 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-31 に示す。

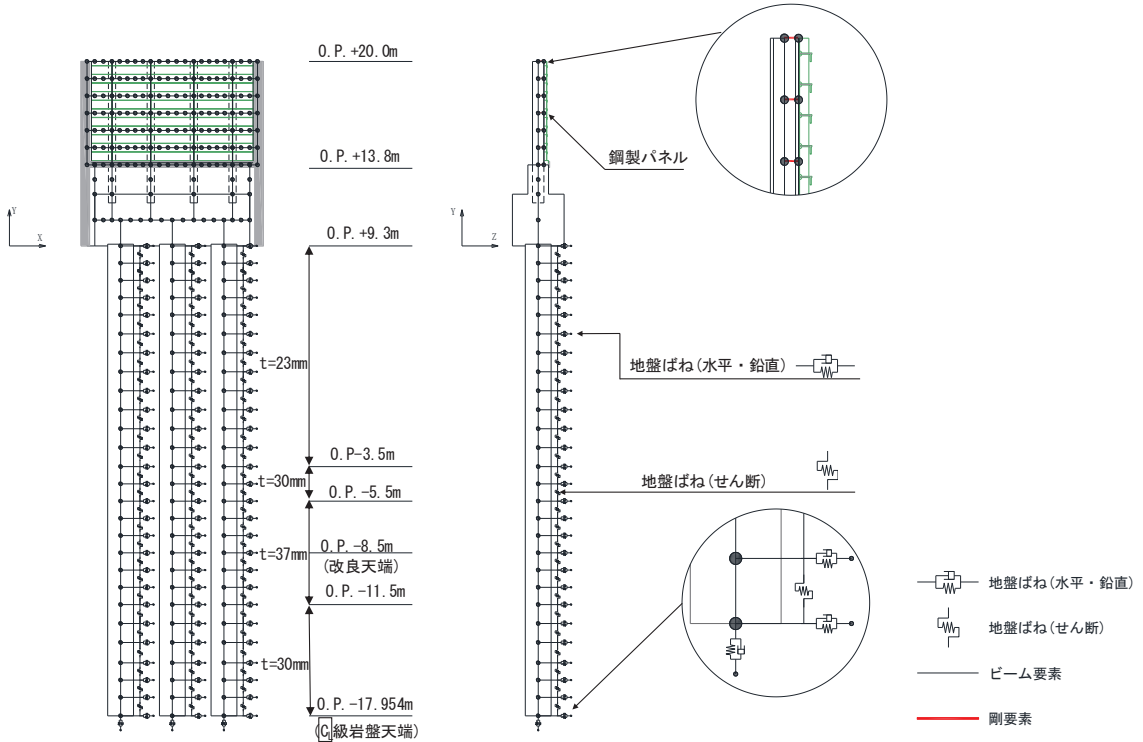


図 3.5-31 固有値解析モデル (断面②の例)

d. 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル (ばね質点系) に入力する地盤応答は、断面⑥を除く断面においては、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは、3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき、各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。要素分割は、最大要素幅は 4m、奥行きは 1.0m、最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の 5 分の 1 程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義している O.P. -201m とする。

減衰は 3.2.3 に示す Rayleigh 減衰を考慮する。

非線形特性については、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については、修正 GHE モデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により、地震応答解析モデル (ばね質点系) に入力する地盤応答を作成する。

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端 (杭下端) 位置における応答加速度波形 (E+F) を入力する。また変位・速度

については、杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し、モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図 3.5-32 に示す。

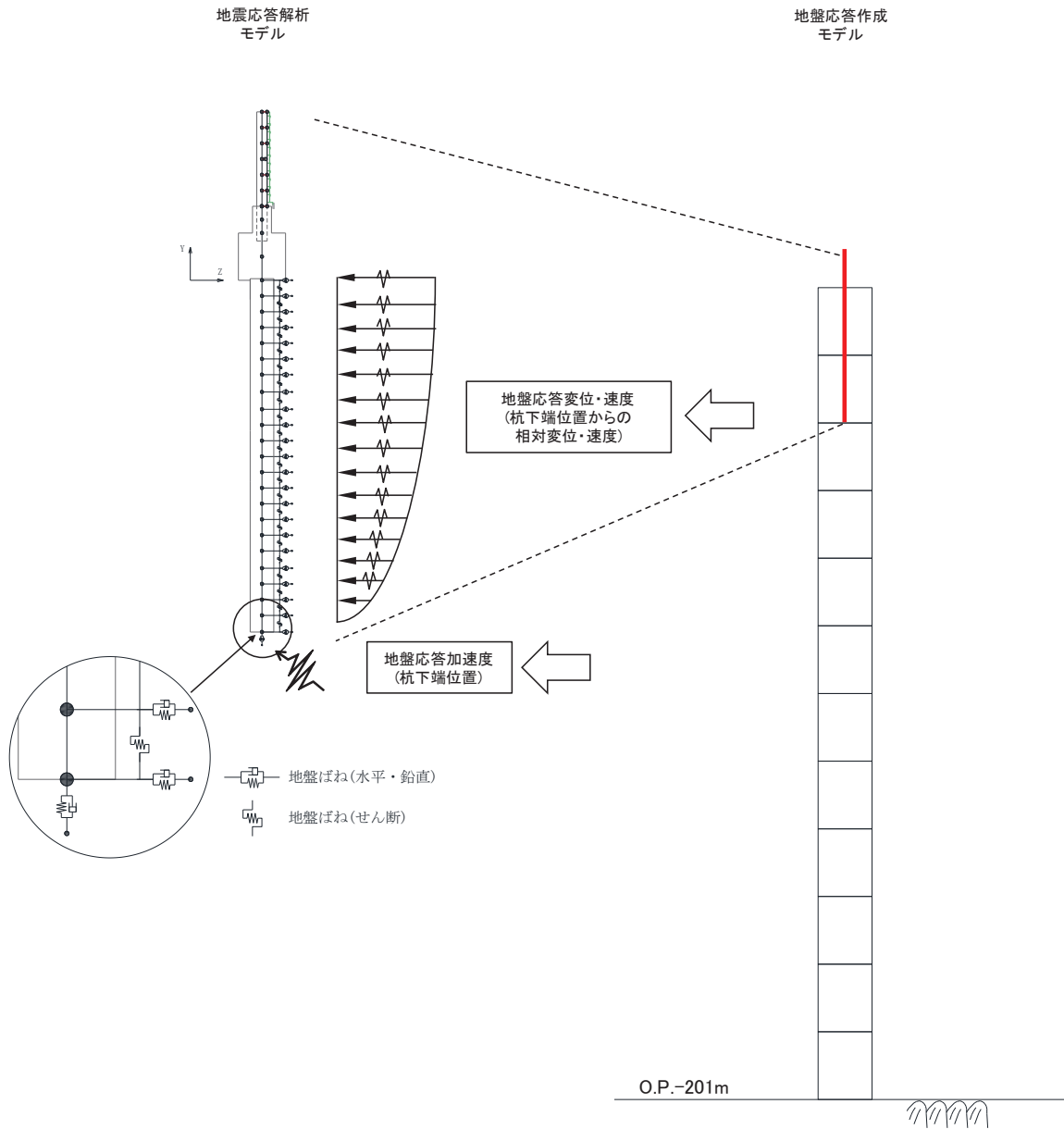


図 3.5-32 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-15 に、材料の物性値を表 3.5-16 に示す。

表 3.5-15(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	鋼板固定ボルト	M22 (強度区分 8.8 ^{*2})
	鋼管杭 ^{*1}	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

注記*1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

*2 : 前半の「8」は引っ張り強さが 800N/mm², 後半の「8」は引っ張り強さの 80% である 640N/mm² が降伏点であることを示している。(以下同様)

表 3.5-15(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭 [*]	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-15(3) 使用材料 (断面④・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-15(4) 使用材料 (断面⑤)

追而

表 3.5-15(5) 使用材料 (断面⑦)

追而

表 3.5-16 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	
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.0	2.8×10^4	0.2
	$f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$	24.0	3.3×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10^5	0.3

3.5.8 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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。

3.5.9 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表 3.5-17 に示す。

表 3.5-17 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -6.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m

3.5.10 評価方法

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼板

鋼板は、スキンプレートと横リブで構成されている。鋼板の構造図を図 3.5-33 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、鋼製支柱により支持される支点間距離が、同一鋼板の中で位置ごとに異なるため、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各单位で算出し評価に用いる。

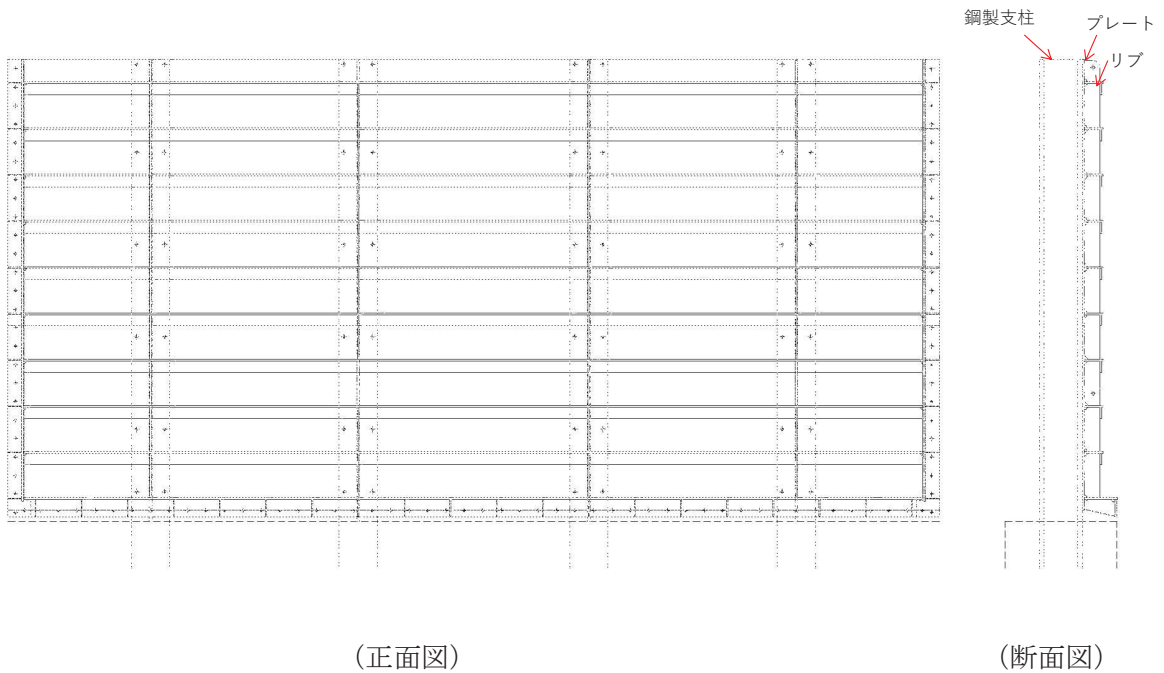


図 3.5-33 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(鋼板の有効幅を考慮した評価方法について)

鋼板は図 3.5-34 に示すとおり、鋼製支柱により支持される条件により以下の 3 区間に分類される。

張り出し部：ゲルバー桁の箇所

中間支点部：連続桁の支点（鋼製支柱位置の節点）を構成する区間

支間中央部：連続桁の中間支点部以外の区間

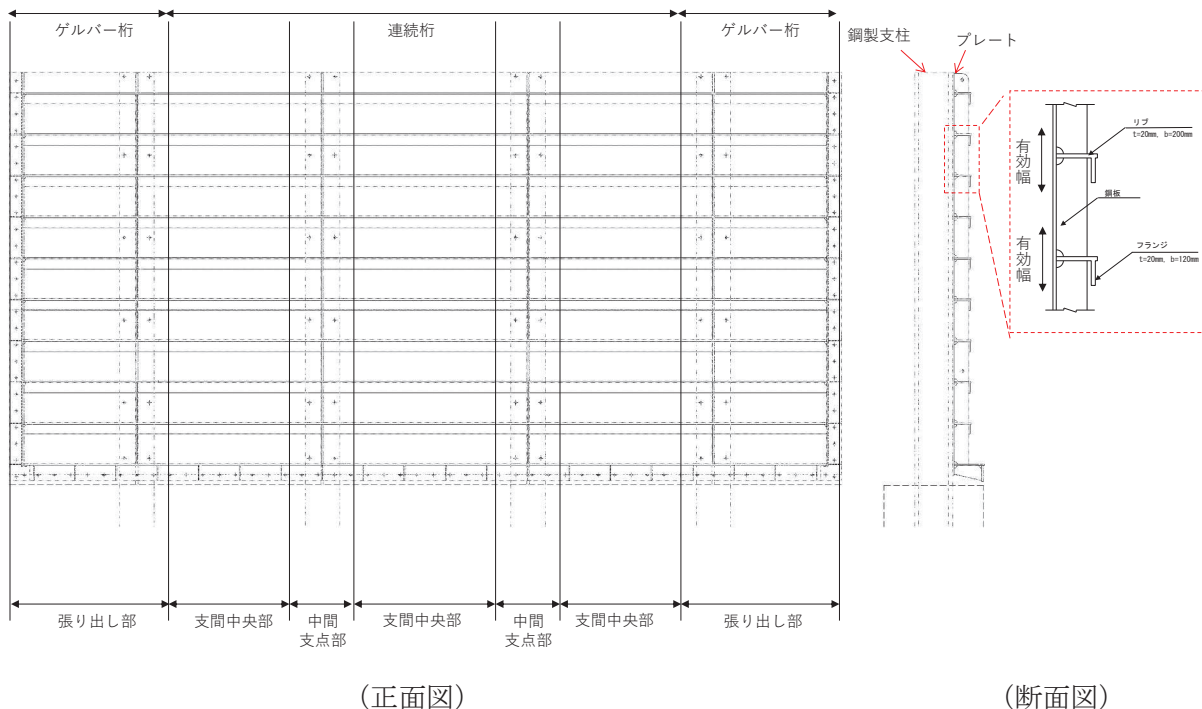


図 3.5-34 鋼板の構造図 (正面図, 断面図)

上記部位ごとでは断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅が異なるため、それぞれの箇所ごとに有効幅及び剛性を算定して地震応答解析にて考慮する。また、断面性能が同一となる範囲ごとに照査を行う。

有効幅の算定は「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき行う。

鋼板の評価フローを図 3.5-35 に、有効幅の算定方法を図 3.5-36 に、有効幅の算定例として断面②を例に、モデル図を図 3.5-37 に、算出結果を表 3.5-18 に示す。

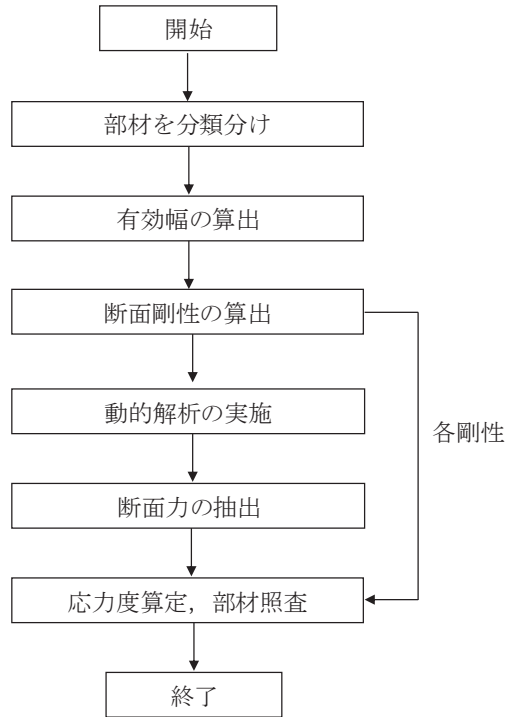


図 3.5-35 鋼板検討フロー図

11.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅 λ は、式 (11.3.1) 及び式 (11.3.2) により算出し、その適用方法は表-11.3.1による。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left(\frac{b}{l} \right) \right\} b && \left(0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.3.2)$$

ここに、 λ : フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)
 b : 腹板の間隔の 1/2 又は片持部のフランジの突出幅 (mm) (図-11.3.3)
 l : 等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

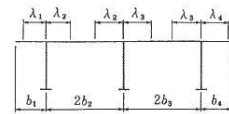


図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅			摘 要	
	記号	適用式	等価 支間長 l		
単純桁	①	λL	(11.3.1)	L	
	⑤	λL_2	(11.3.1)	$0.8L_2$	
連続桁	③	λS_1	(11.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$	
	⑦	λS_2	(11.3.2)	$0.2(L_2 + L_3)$	
	②④	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。			
	⑥⑧	直線変化させる。			
ゲルバー桁	①	λL_1	(11.3.1)	L_1	
	④	λL_3	(11.3.1)	$0.8L_3$	
	②	λS_2	(11.3.2)	$2L_2$	
	③	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。			

図 3.5-36 鋼板の有効幅の算出方法

(「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋)

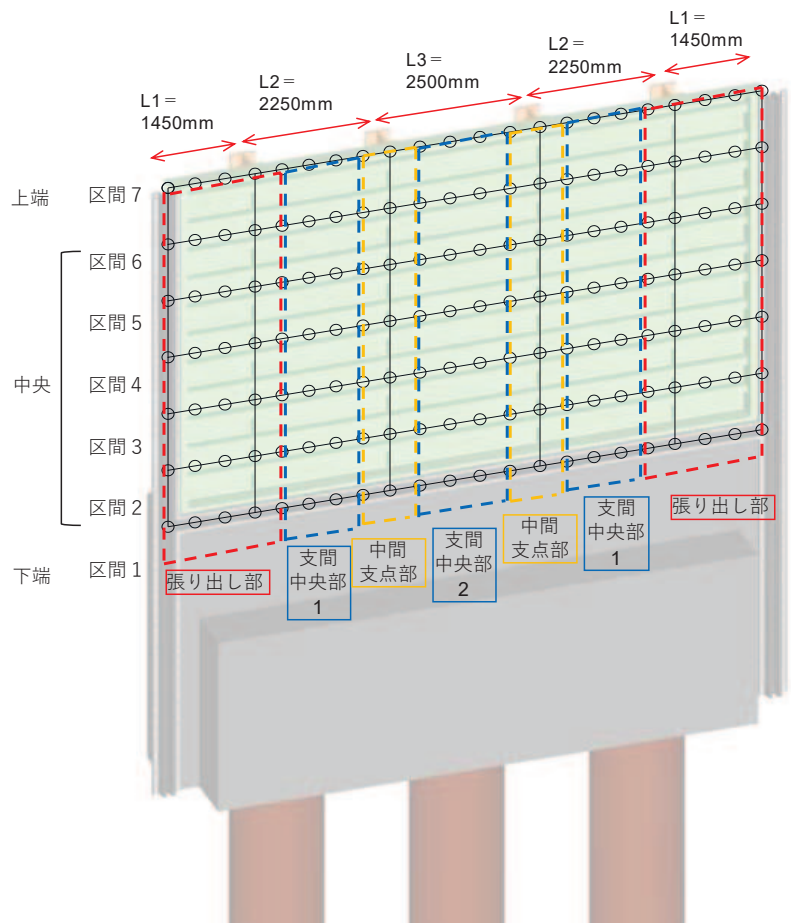


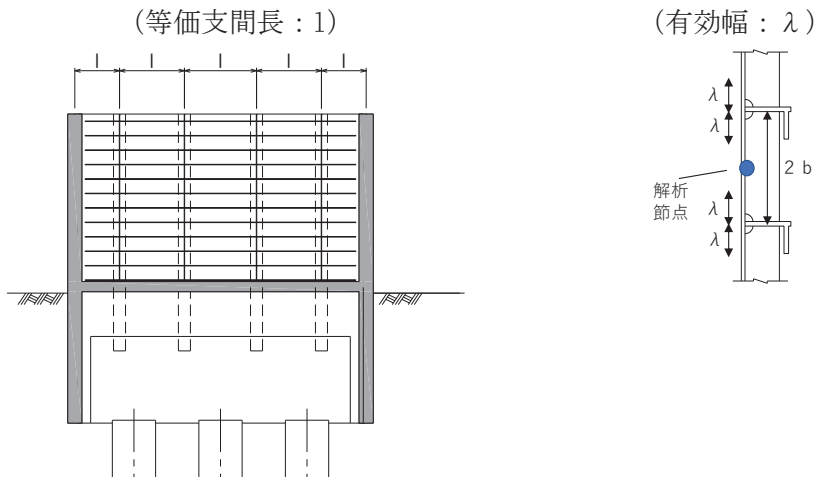
図 3.5-37 鋼板モデル図例 (断面②)

表 3.5-18 鋼板有効幅算出結果（断面②の例）

断面②		区間 (箇所)	b (mm)	l (mm)	b/l	適用式			λ (mm)
上端 (区間7) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
中央 (区間2~6) 横リブ2枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
下端 (区間1) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116
	支間中央部 1	⑤	125	1350	0.093	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	114
	中間支点部	③	125	950	0.132	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	90
	支間中央部 2	⑤	125	1500	0.083	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	117
	張り出し部 右端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116

ここで、

- b : フランジ（鋼板ではリブ）間距離の 1/2 (mm)
- l : 等価支間長 (mm)
- λ : 有効幅 (mm)



① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて，図 3.5-38 に示す断面形状にて，次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

なお，前述のとおり，断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが，保守的に N, M_y, M_z ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに，絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し，それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- N_1 : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- A_1 : 鋼製パネルの有効断面積 (m²)
- M_{Y1} : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Y1} : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m³)
- M_{Z1} : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Z1} : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

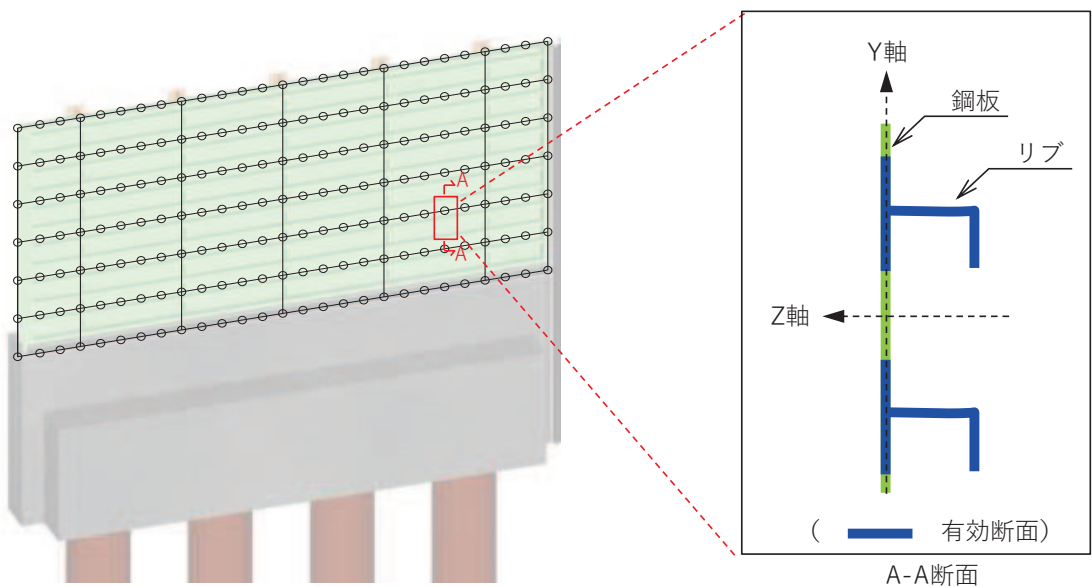


図 3.5-38 鋼製パネル断面形状

応力度算出の例として、断面②における任意の節点位置における曲げ応力度の算定例を表 3.5-19 に示す。

表 3.5-19(1) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)
(N, M_y, M_z それぞれ単独の応力度)

垂直応力度							
σ_n	σ_{mza}	σ_{mzb}	σ_{mzc}	σ_{mva}	σ_{myc}	σ_{mye}	σ_{mvh}
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
0.541	-9.893	4.265	5.398	-3.693	-0.250	0.000	4.193

ここで、

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

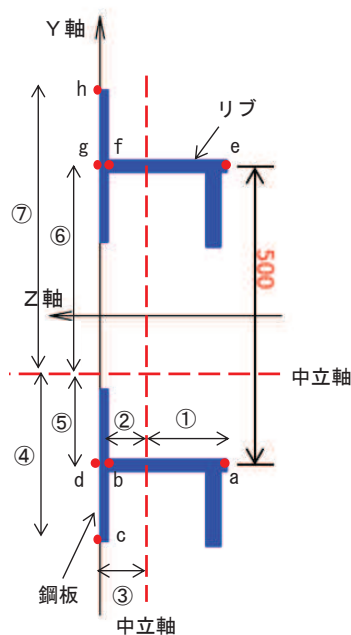
$$\sigma_{mza} = \frac{M_z}{Z_1} \quad \sigma_{mzb} = \frac{M_z}{Z_2} \quad \sigma_{mzc} = \frac{M_z}{Z_3} \quad \sigma_{mzd} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mze} = \sigma_{mza} \quad \sigma_{mzf} = \sigma_{mzb} \quad \sigma_{mzg} = \sigma_{mzc} \quad \sigma_{mzh} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mya} = \frac{M_y}{Z_4} \quad \sigma_{myb} = \sigma_{mya} \quad \sigma_{myc} = \frac{M_y}{Z_5} \quad \sigma_{myd} = \sigma_{mya}$$

$$\sigma_{mye} = \frac{M_y}{Z_6} \quad \sigma_{myf} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myg} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myh} = \frac{M_y}{Z_7}$$

注記* : Z₁~③及び Z₄~⑦は、下図に示す中立軸から照査位置 (a~h) までの距離に応じた断面係数



(垂直応力度算出位置)

表 3.5-19(2) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)
(N, My, Mz を組み合わせた応力度)

垂直応力度二軸合成							
σ_a	σ_b	σ_c	σ_d	σ_e	σ_f	σ_g	σ_h
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
10.684	5.057	6.189	10.434	4.806	5.939	9.631	10.132

ここで,

$$\begin{aligned} \sigma_a &= |\sigma_n| + |\sigma_{mza}| + |\sigma_{mya}| & \sigma_b &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzb}| + |\sigma_{myb}| \\ \sigma_c &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzc}| + |\sigma_{myc}| & \sigma_d &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzd}| + |\sigma_{myd}| \\ \sigma_e &= |\sigma_n| + |\sigma_{mze}| + |\sigma_{mye}| & \sigma_f &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzf}| + |\sigma_{myf}| \\ \sigma_g &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzg}| + |\sigma_{myg}| & \sigma_h &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzh}| + |\sigma_{myh}| \end{aligned}$$

→当該節点における曲げ応力度は、 $\sigma_a \sim \sigma_h$ で最も応力度が最大となる $\sigma_a = 10.684 \text{ N/mm}^2$ とする。

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで,

- τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_{Z1} : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- A_1 : 鋼製パネル (リブ腹板) の断面積 (mm²)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで,

- σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(2) 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \dots\dots\dots (3.4)$$

ここで、

- σ_2 : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- M_2 : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_2 : 鋼製支柱の断面係数 (m³)
- N_2 : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- A_2 : 鋼製支柱の断面積 (m²)

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、

- τ_2 : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_2 : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)
- A_2 : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm²)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- σ_2 : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- τ_2 : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(3) 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

地震荷重については、鋼板の重量に設計水平震度を乗じて慣性力として算出する。設計水平震度については、地震応答解析の結果に基づき、鋼板に発生する最大水平加速度から以下の式により鋼板の各高さでの最大水平震度 k_h を算定し、作用させる。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

- k_h : 設計水平震度
- α_{max} : 鋼板の各高さでの最大水平加速度 (m/s²)
- g : 重力加速度 (m/s²)

(評価方法)

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

- σ_3 : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m²)
- N_3 : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)
- A_3 : 固定ボルトの断面積 (m²)

(4) フーチング

① フーチング (本体)

フーチング (本体) は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置および時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せず、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.8-3 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-20 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

② フーチング (ペデスタル部)

ペデスタル部 (鋼製支柱巻き立て部) については、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に発生する支圧応力及び押し抜きせん断力が、許容限界以下であることを確認する。

フーチング (ペデスタル部) に作用する荷重概念図を図 3.5-39 に示す。

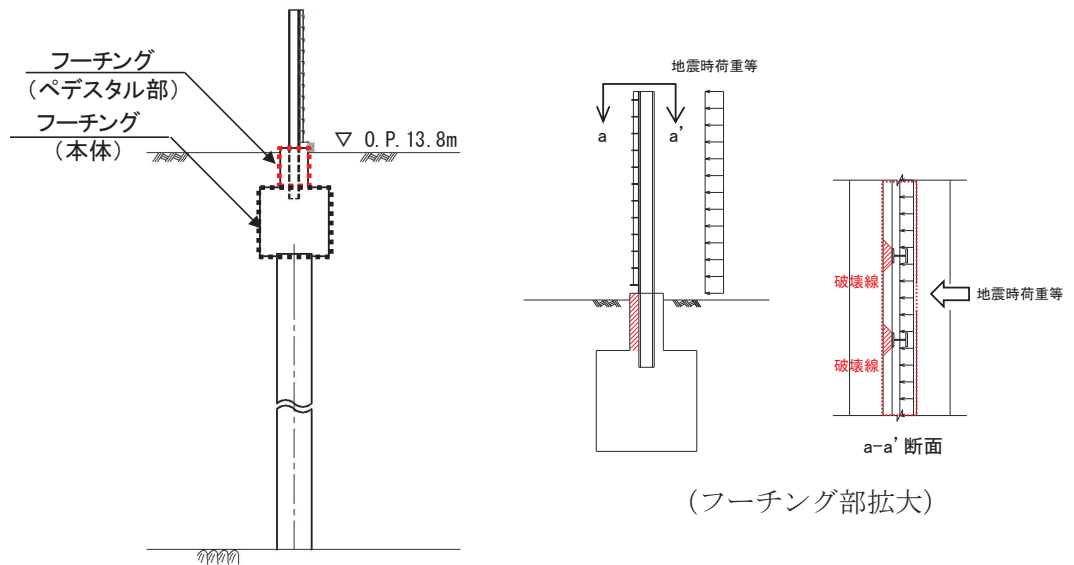


図 3.5-39 ペDESTAL部に作用する荷重概念図

水平支圧は曲げモーメント及びせん断力を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。支圧評価に用いる寸法位置を図 3.5-40 に示す。

$$\sigma_c = \frac{S}{A} + \frac{M_a}{Z} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

$$M_a = M + S \times \frac{d}{2}$$

$$A = b' \times d$$

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

ここで、

- σ_c : 支圧応力度 (N/mm²)
- M : 鋼製支柱下端に発生する曲げモーメント (kN・m)
- S : 鋼製支柱下端に発生するせん断力 (kN)
- M_a : a 点回りのモーメント (kN・m)
- A : コンクリート面の支圧分布面積 (m²)
- Z : 鋼製支柱根入れ部のコンクリートの断面係数 (m³)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- b : 鋼製支柱フランジ長 (m)
- b' : 支圧力分布長 (m)

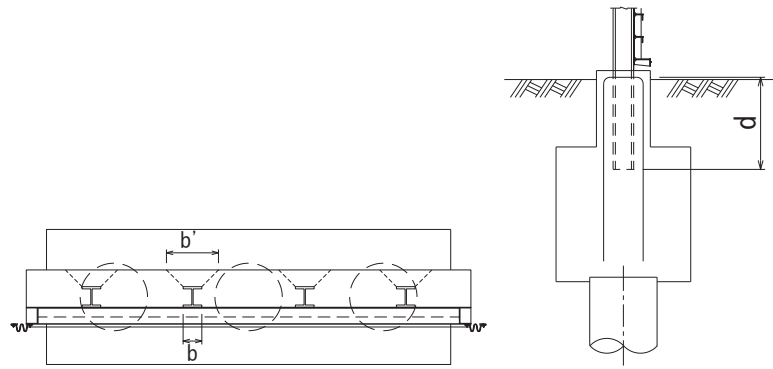


図 3.5-40 支圧に関する寸法

また、水平押し抜きせん断力は支圧応力度を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。算出概念図を図 3.5-41 に示す。

$$S = \sigma_c \times H \times \frac{B}{2} \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

$$H = d \cdot \sigma_{c1} / \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$$

ここで、

- S : 水平押し抜きせん断力 (kN)
- σ_c : 支圧応力度 (N/mm²)
- H : 圧縮が作用する範囲 (mm)
- B : 鋼製支柱フランジ幅 (mm)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- σ_{c1} : 上端応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 下端応力度 (N/mm²)

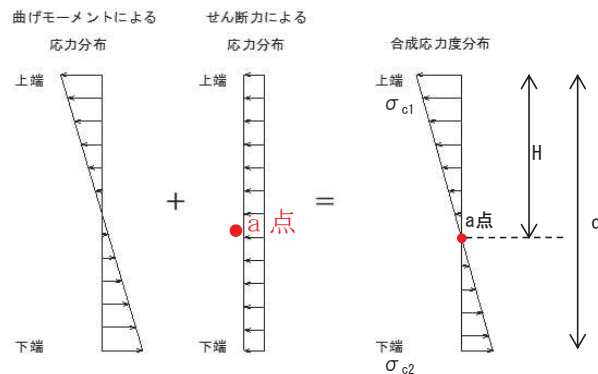


図 3.5-41 水平押し抜きせん断力算出概念図

(5) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

① 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

M_y ：鋼管杭の降伏モーメント（kN・m）

σ_y ：鋼管杭の降伏強度（N/mm²）

N_4 ：鋼管杭に発生する軸力（kN）

A_4 ：鋼管杭の断面積（m²）

Z_4 ：鋼管杭の断面係数（m³）

② せん断力照査（杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

τ_4 ：鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力（N/mm²）

S_4 ：鋼管杭に発生するせん断力（N）

A_4 ：鋼管杭の断面積（mm²）

κ_1 ：せん断応力の分布係数（2.0）

③ 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）に基づき、図3.5-42に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント

以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

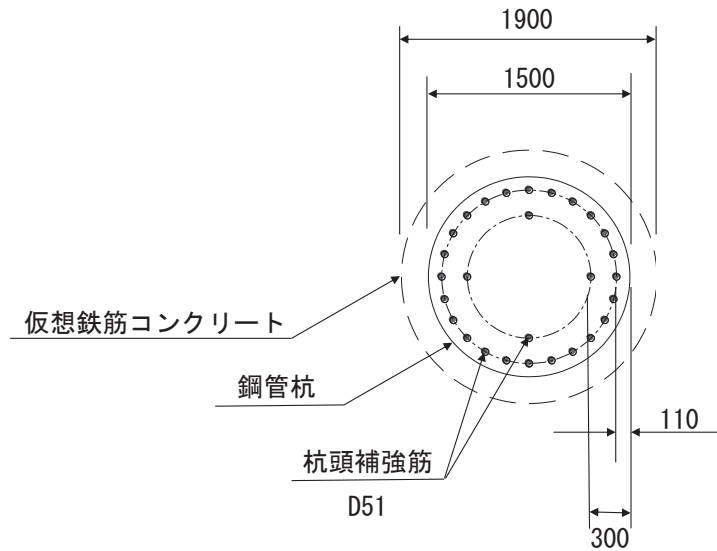


図 3.5-42 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

(7) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

3.6 評価条件

追而

4. 評価結果

追而

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度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	27
2.4 適用基準	30
3. 強度評価方法	33
3.1 記号の定義	33
3.2 評価対象断面及び部位	34
3.3 荷重及び荷重の組合せ	41
3.4 許容限界	45
3.5 解析方法	71
3.6 評価条件	143
4. 評価結果	144

: 本日の説明範囲

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）（以下「鋼製遮水壁（鋼桁）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

なお，詳細設計の考え方については参考資料 1 に示す。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図を図 2.1-1 に示す。なお，杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），防潮壁（第 2 号機放水立坑），防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所を設置され，それぞれ鋼製遮水壁（鋼桁），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算結果を示す。

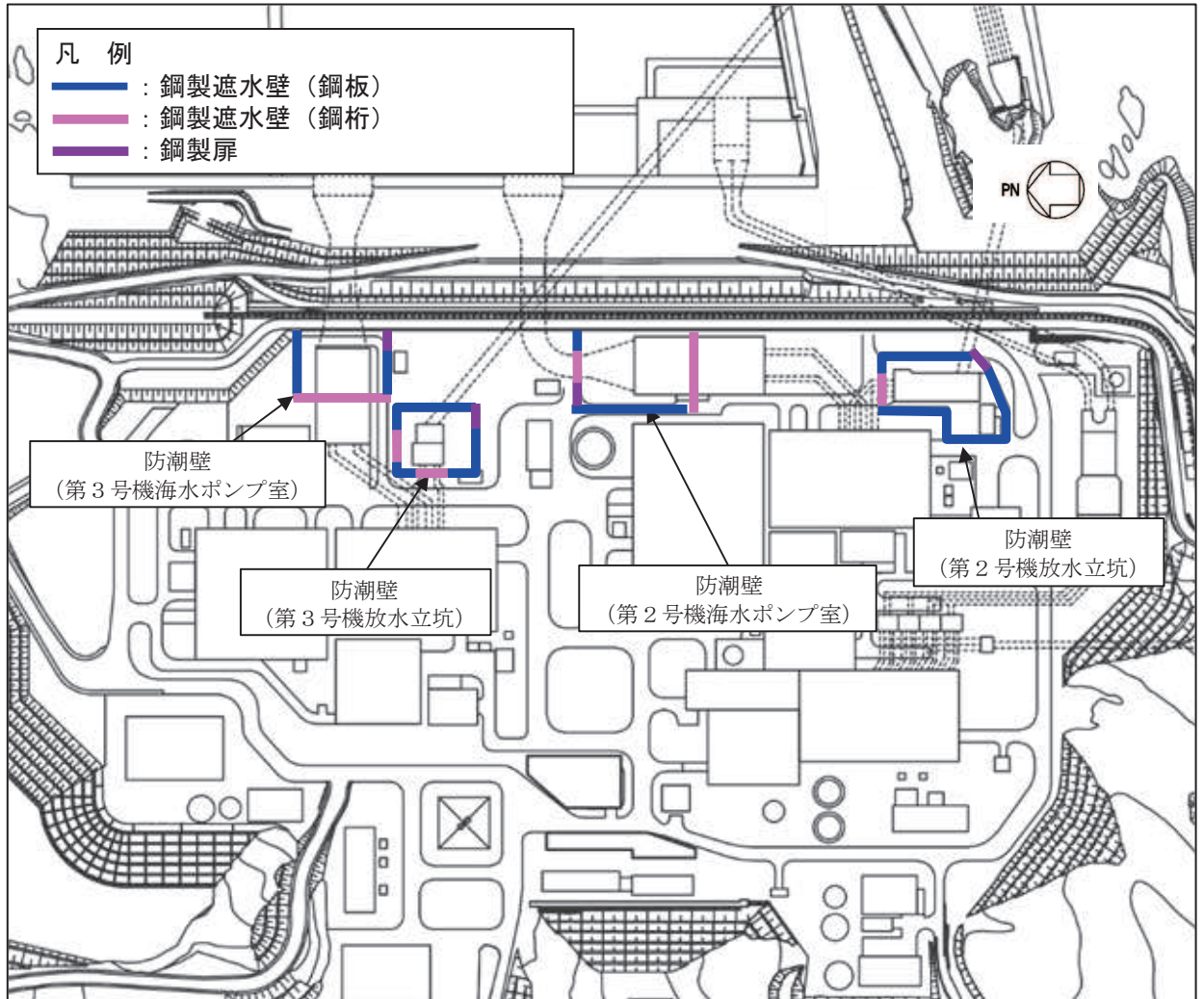


図 2.1-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は、入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。なお、強度評価には入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位（設計用津波水位）を用いる。

防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さ及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位）と防潮壁の天端高さの関係を表 2.2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、鋼桁、支承（鉛直支承・水平支承）及びRC支柱による上部構造と、鋼管杭及びフーチングによる下部構造から構成され、構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置する。また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）に各2箇所、防潮壁（第2号機放水立坑）及び防潮壁（第3号機海水ポンプ室）に各1箇所、合計6箇所に設置する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図を図 2.2-1 に、構造的特徴を表 2.2-2 に示す。また、鋼製遮水壁（鋼桁）の配置概要を図 2.2-2 に、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要を図 2.2-3 に示す。また、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造図を図 2.2-4～図 2.2-9 に、支承部の構造図 2.2-10 に、止水ジョイントの構造図を図 2.2-11 に示す。

表 2.2-1 入力津波による浸水高さと防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	設計用津波水位 (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	O.P. +18.1	O.P. +18.6	O.P. +19.0
防潮壁 (第2号機放水立坑)	O.P. +17.4	O.P. +17.9	O.P. +19.0
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	O.P. +19.0	O.P. +19.5	O.P. +20.0
防潮壁 (第3号機放水立坑)	O.P. +17.5	O.P. +18.0	O.P. +19.0

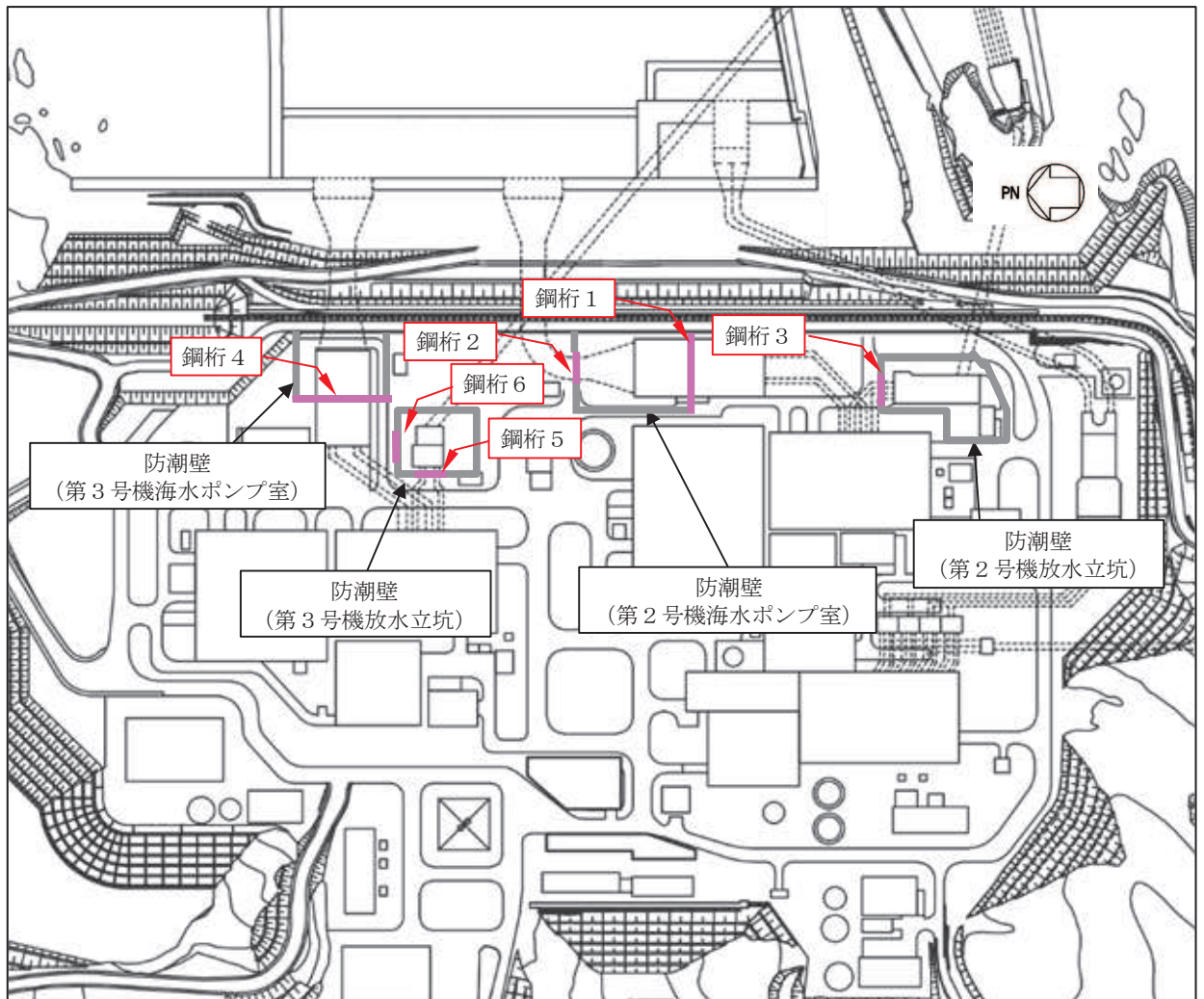
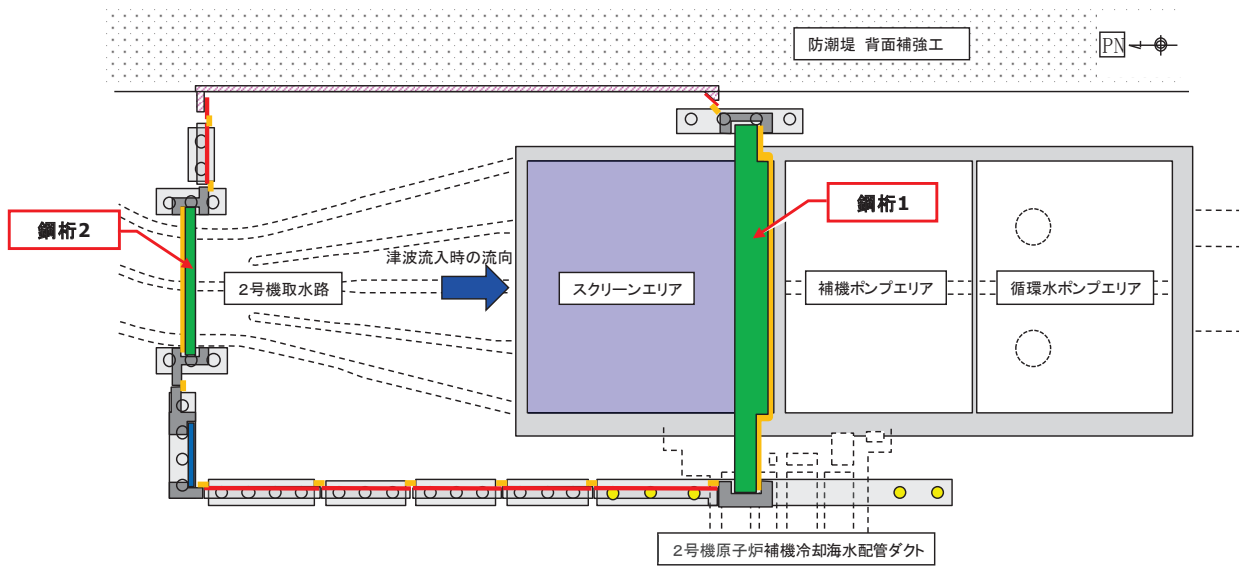


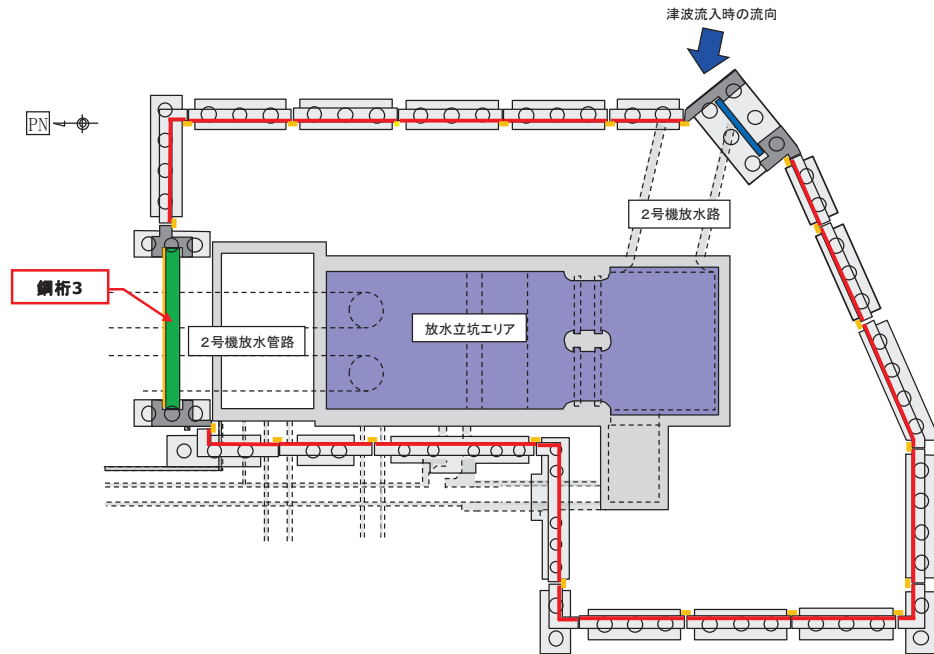
図 2.2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

表 2.2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3



(第2号機海水ポンプ室)



(第2号機放水立坑)











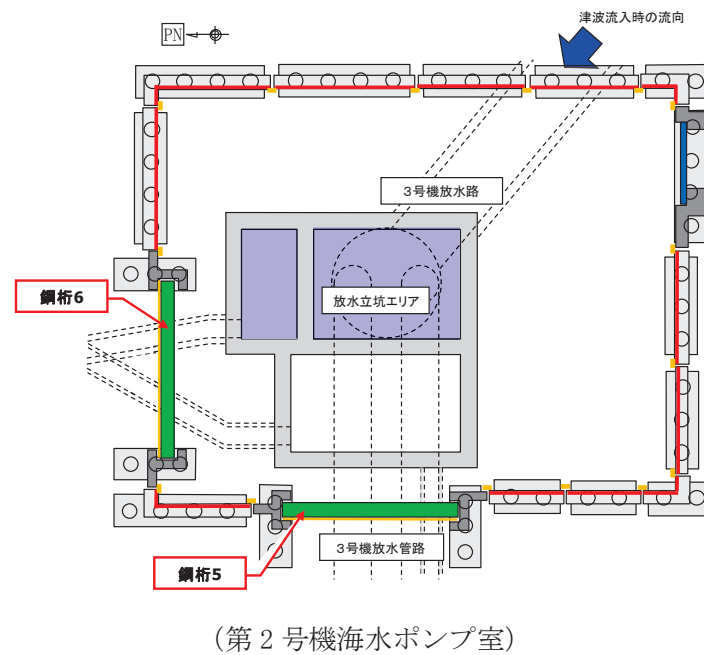
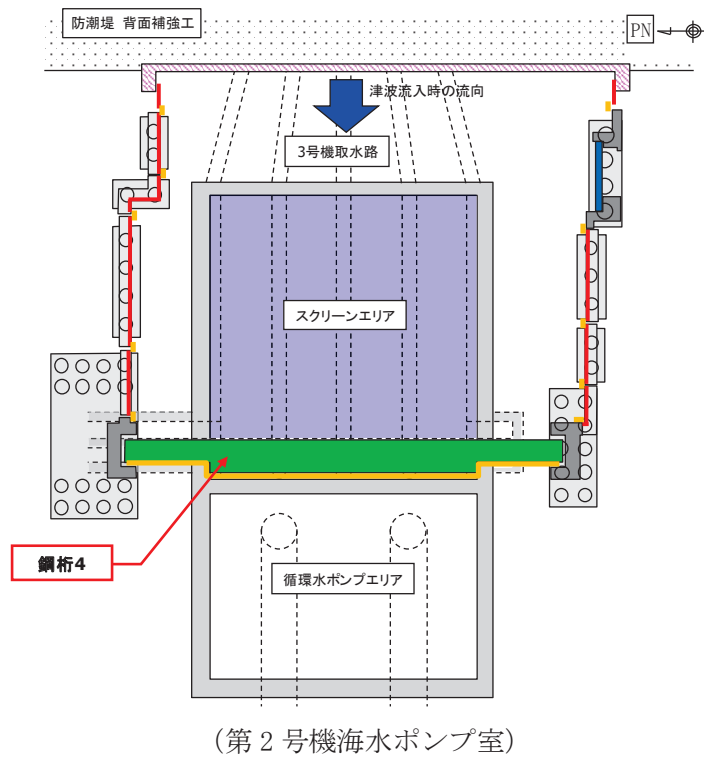
凡例			
	鋼製遮水壁(鋼板)		防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断面・ 地中構造物横断面)		鋼管杭
	鋼製扉 (車両進入路部)		場所打ちコンクリート杭
	フーチング		津波流入経路 (開口部)
	RC支柱		止水ジョイント (M型ジョイント)

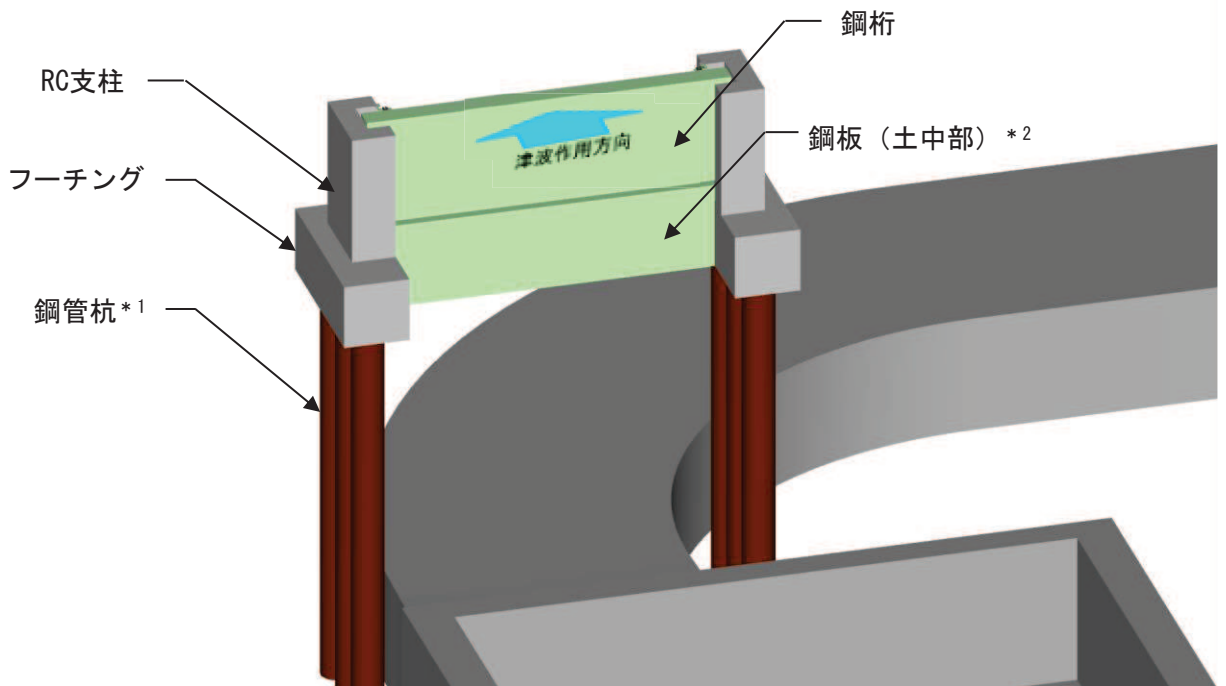
図 2.2-2(1) 鋼製遮水壁(鋼桁)の配置概要



凡例

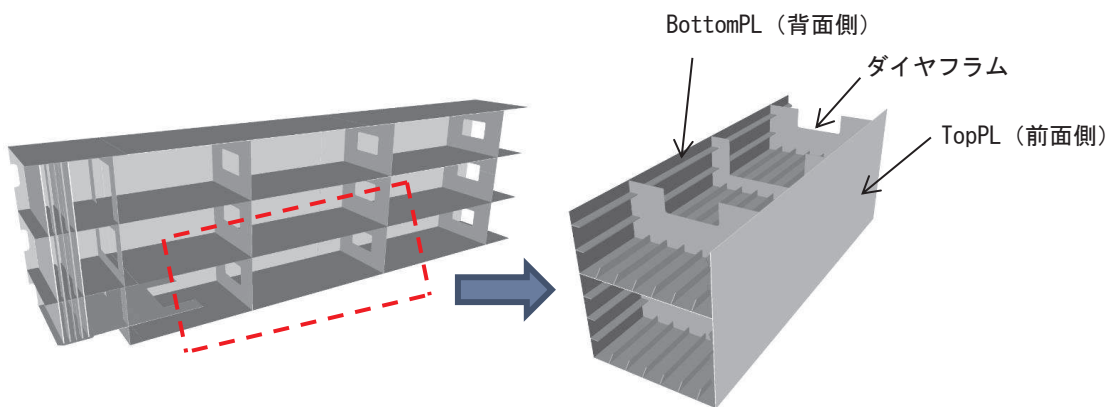
鋼製遮水壁(鋼板)	防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)	鋼管杭
鋼製扉 (車両進入路部)	場所打ちコンクリート杭
フーチング	津波流入経路 (開口部)
RC支柱	止水ジョイント (M型ジョイント)

図 2.2-2(2) 鋼製遮水壁(鋼桁)の配置概要



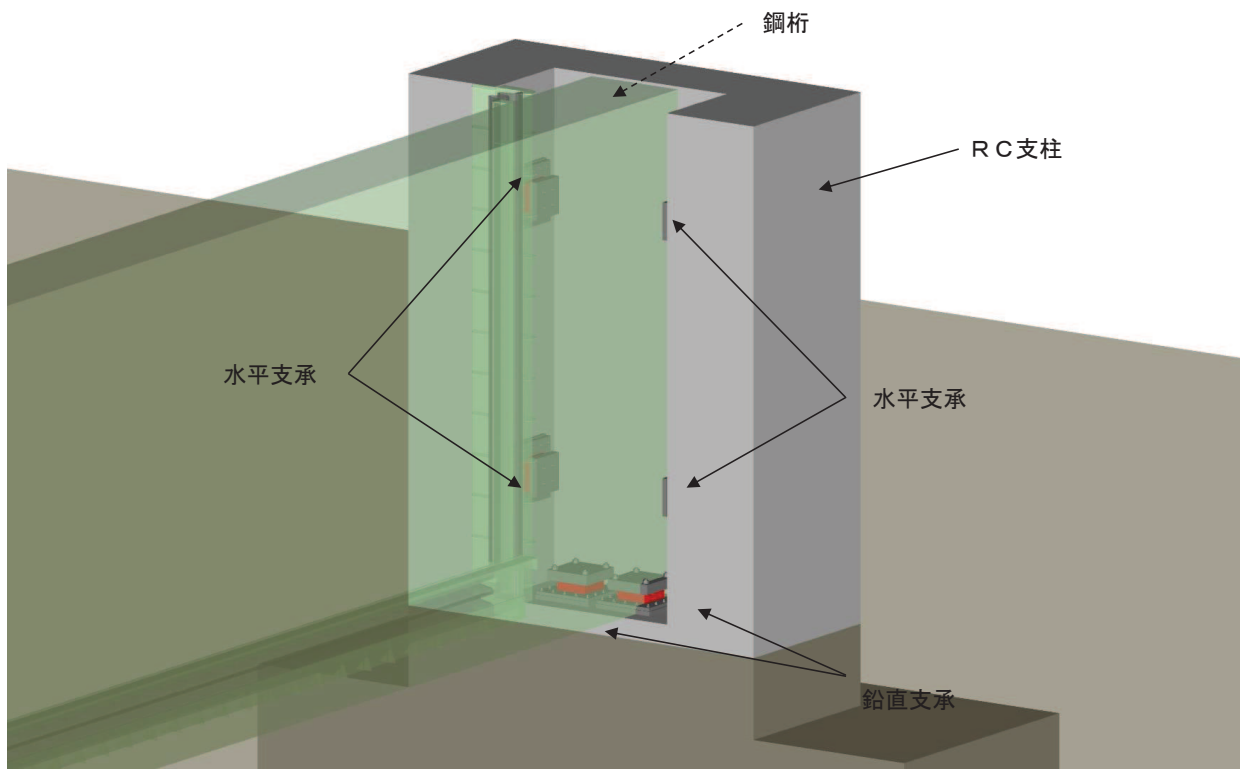
注記*1：一部，場所打ちコンクリート杭（鋼桁1-基礎2のみ）
 *2：ボイリング対策（鋼桁2, 3, 5, 6のみ）

(全体図)



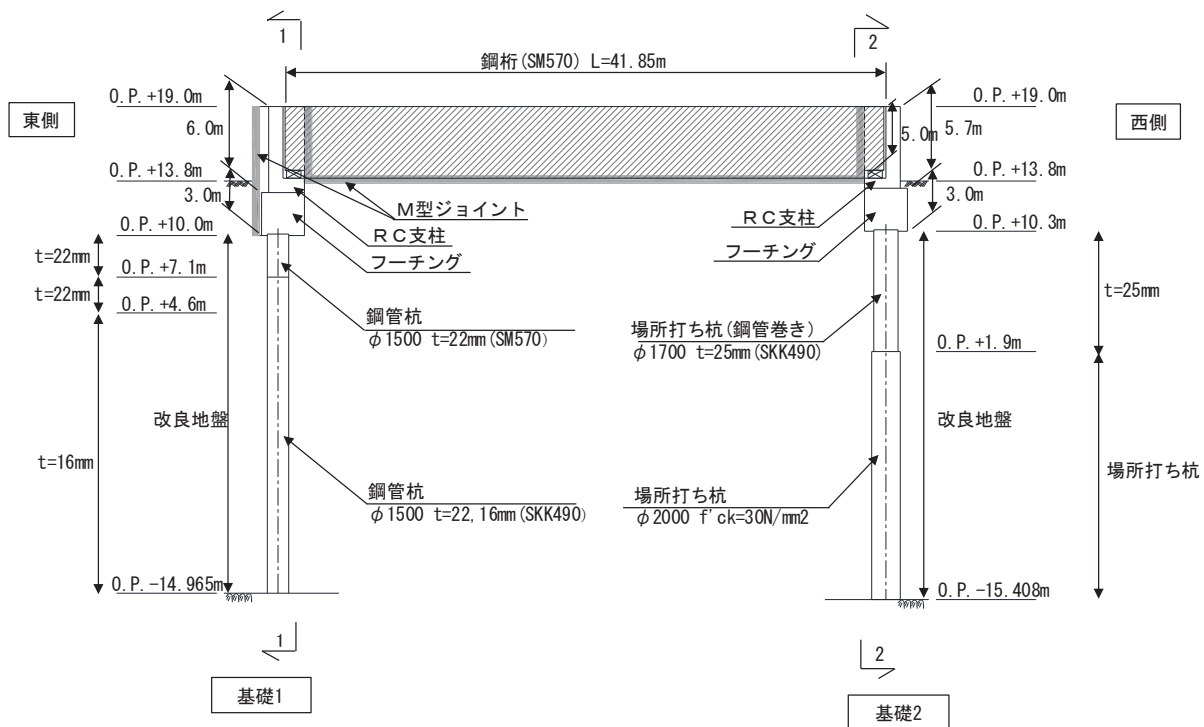
(鋼桁詳細図)

図 2.2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要（全体図・鋼桁詳細図）

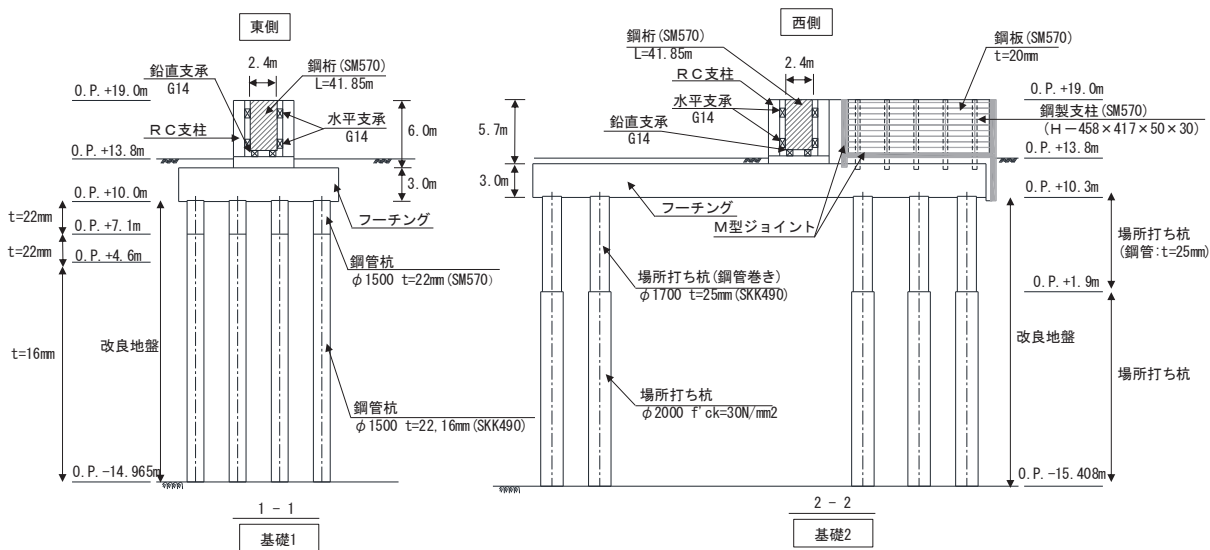


(支承部詳細図)

図 2.2-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要（支承部詳細図）



(正面図)



(断面図)

図 2.2-4(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図, 断面図

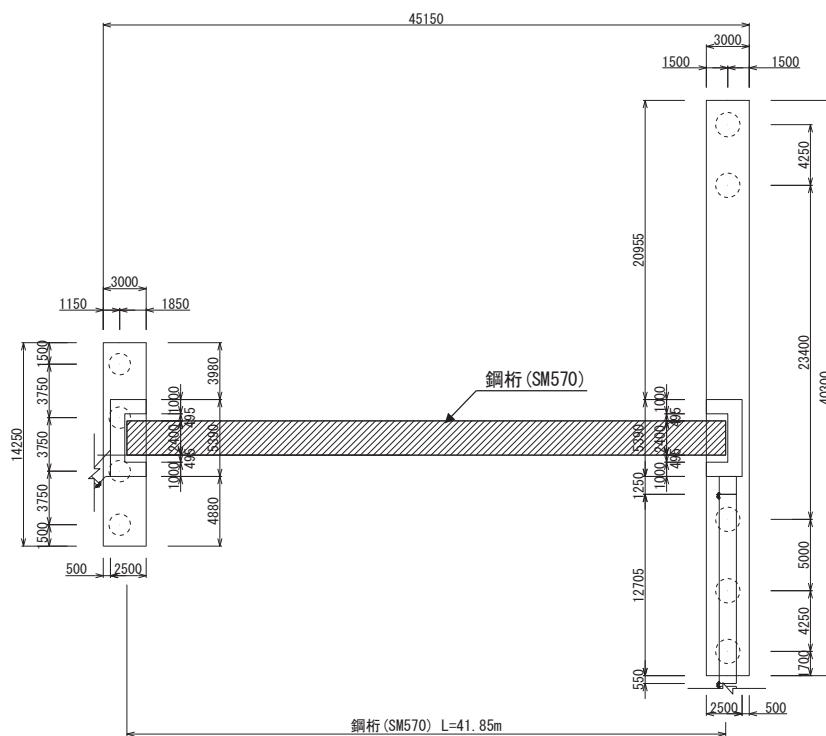


图 2.2-4(2) 鋼製遮水壁（鋼桁 1） 平面図

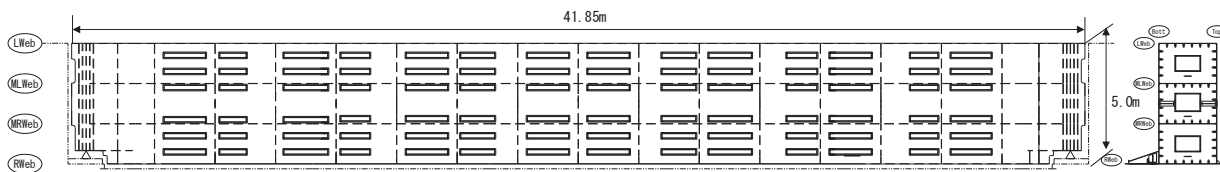
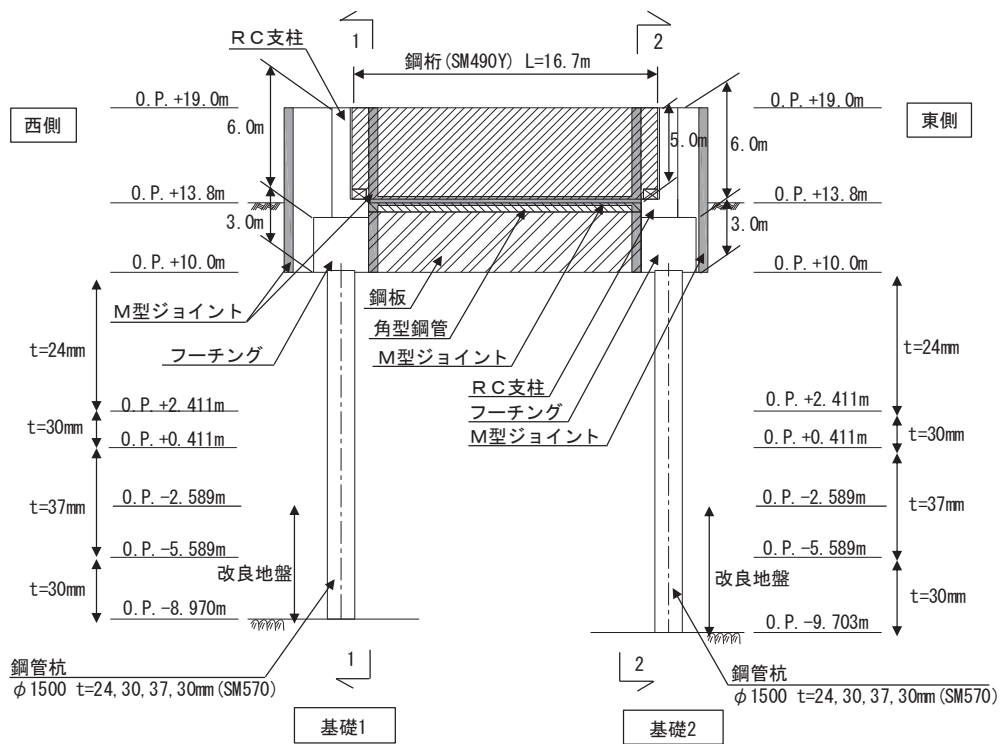
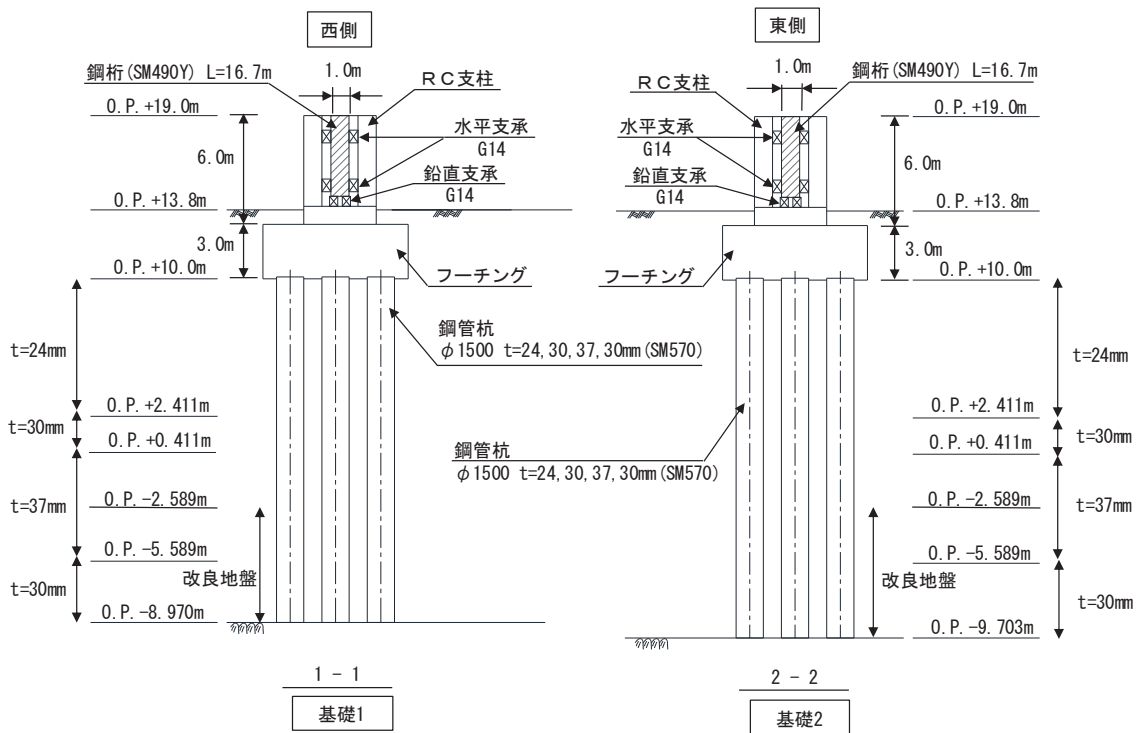


图 2.2-4(3) 鋼製遮水壁（鋼桁 1） 鋼桁構造図



(正面図)



(断面図)

図 2.2-5(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

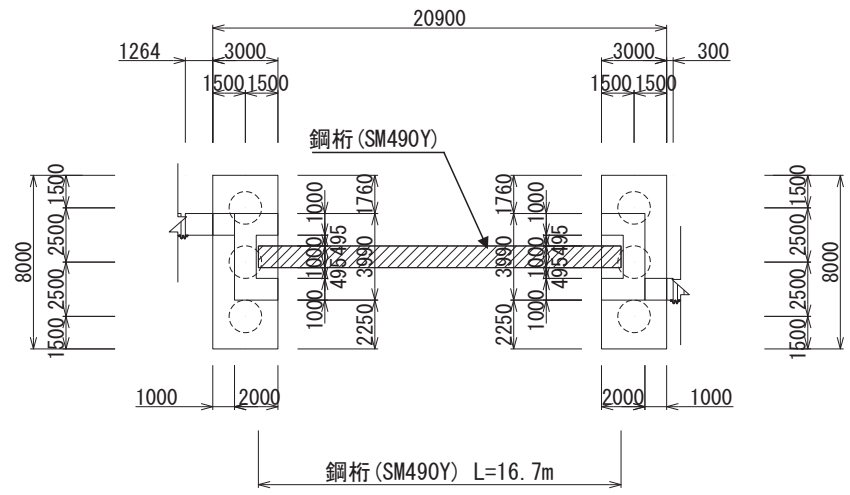


図 2.2-5 (2) 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 平面図

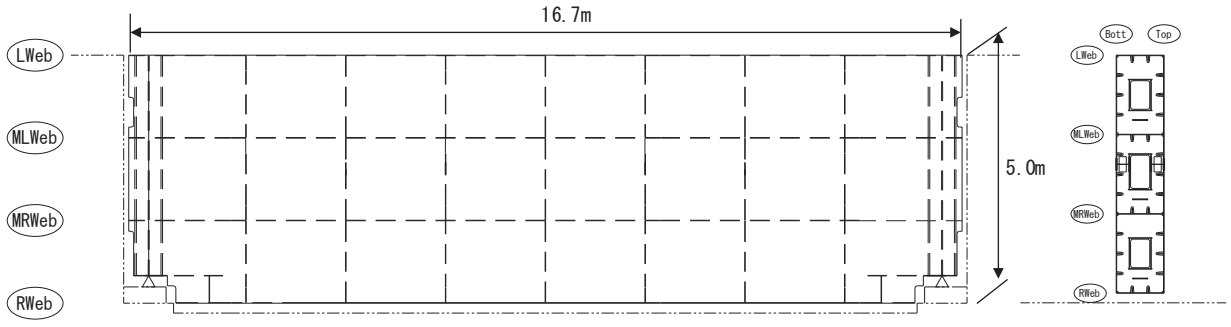
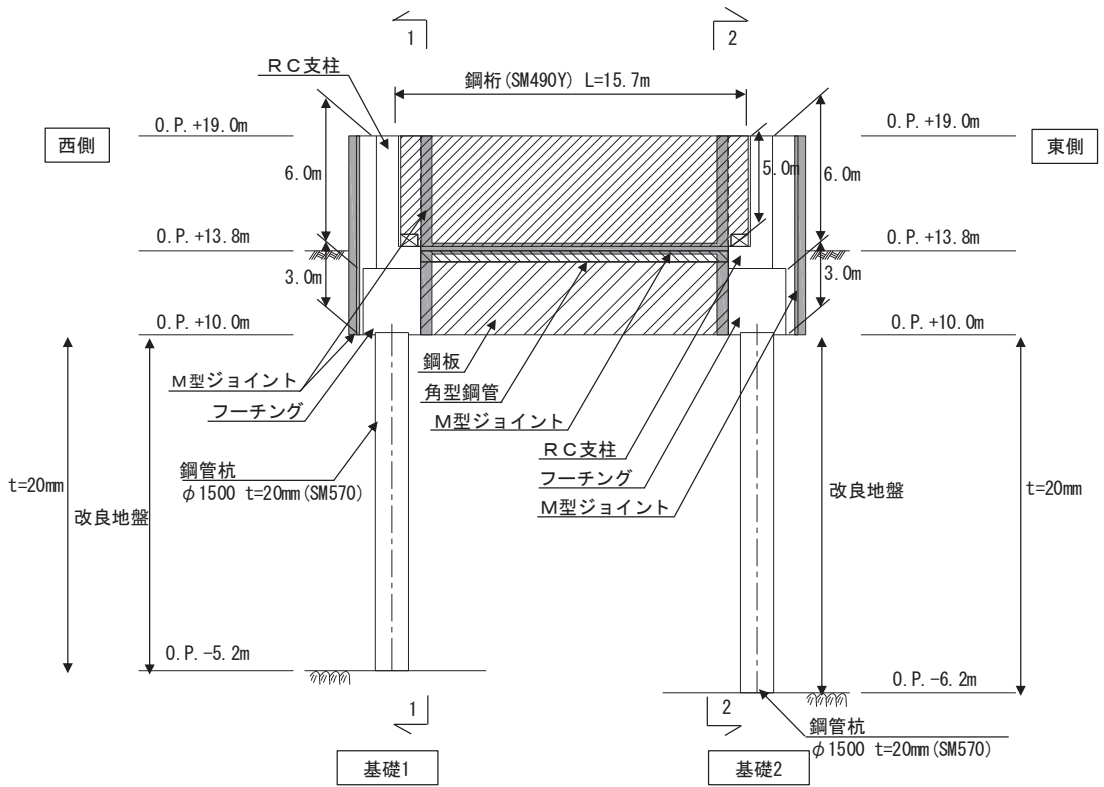
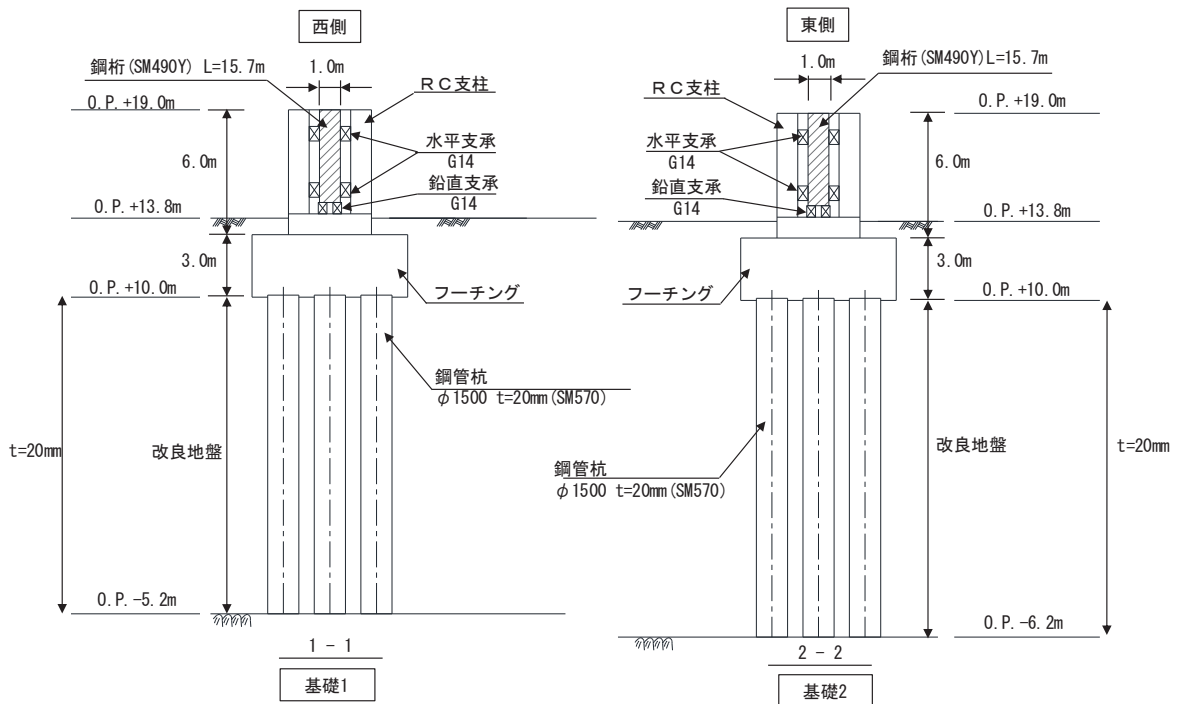


図 2.2-5 (3) 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 鋼桁詳細図



(正面図)



(断面図)

図 2.2-6(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

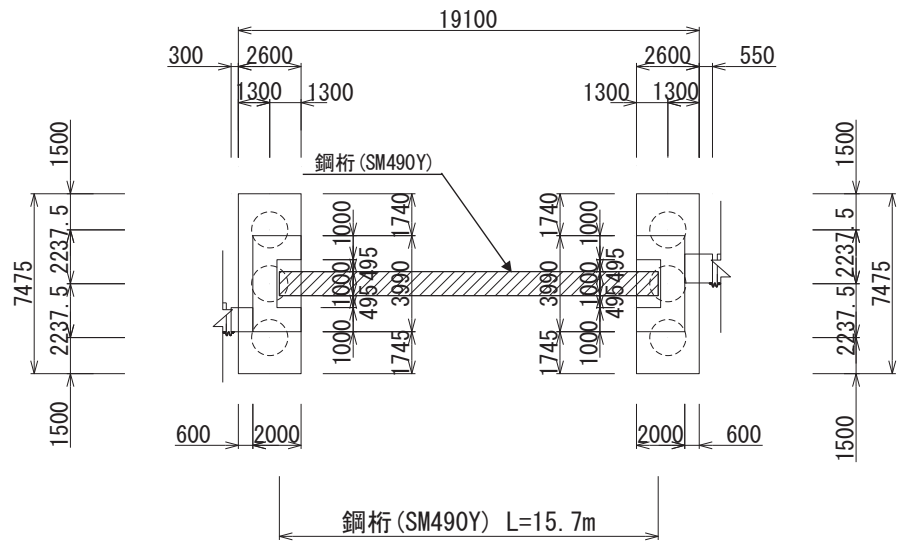


図 2.2-6(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 平面図

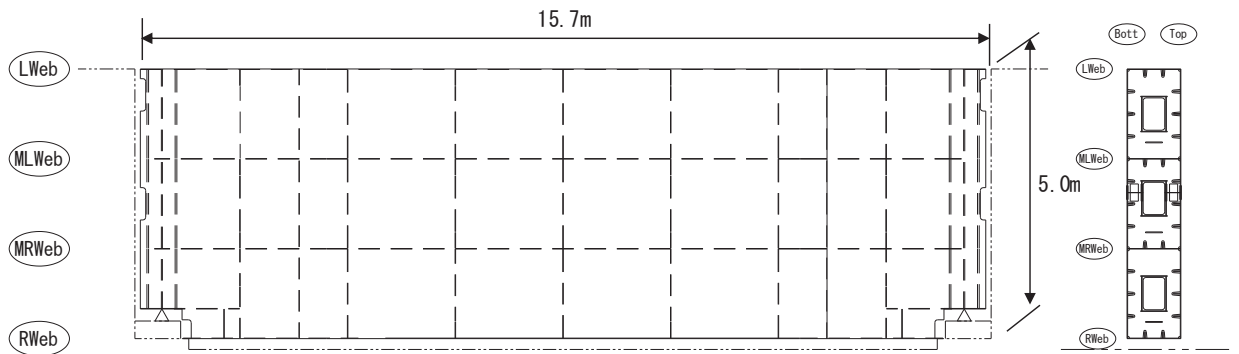
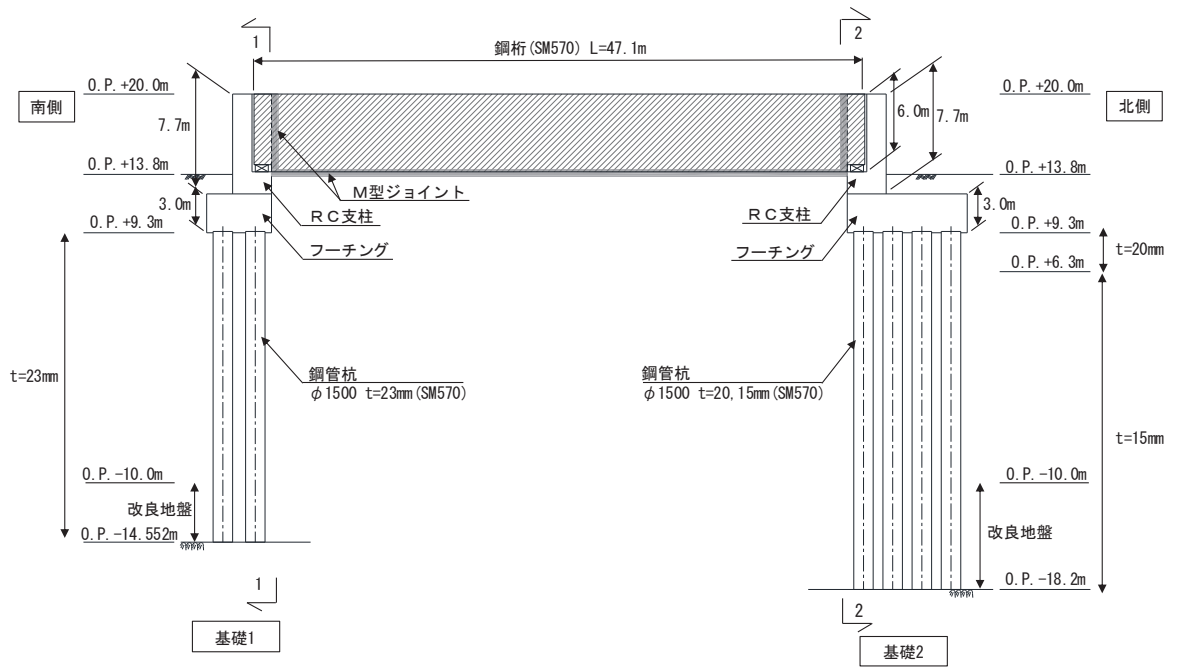
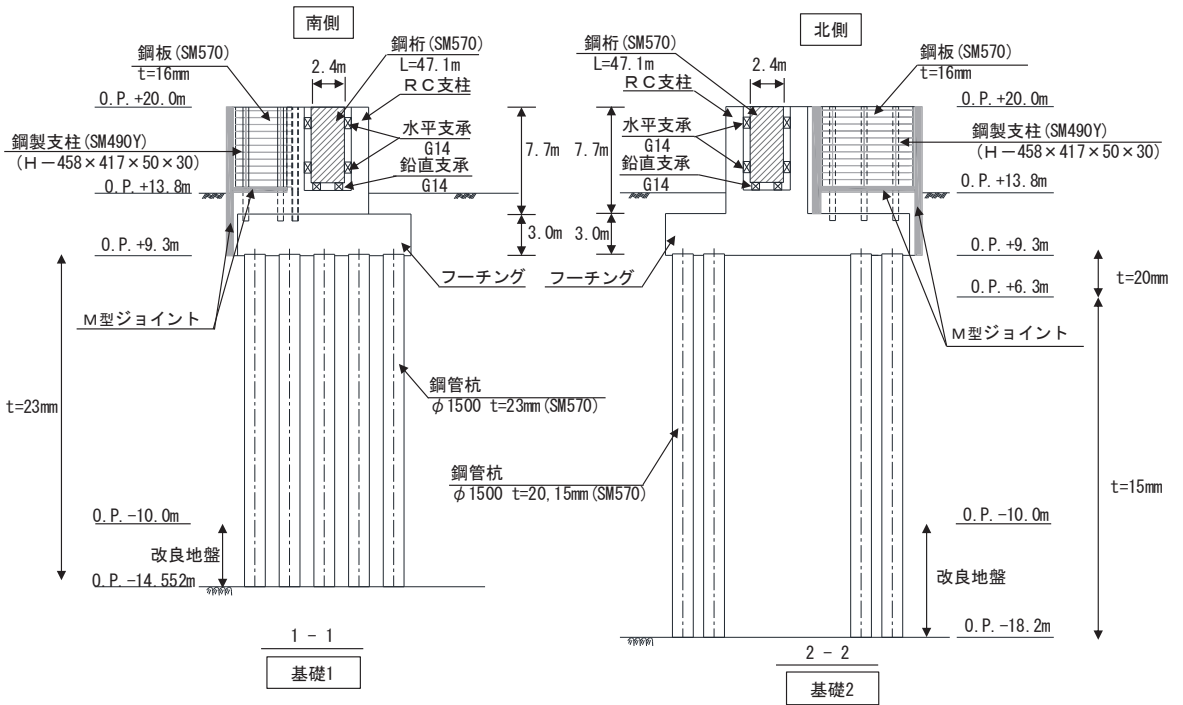


図 2.2-6(3) 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 鋼桁詳細図



(正面図)



(断面図)

図 2.2-7(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

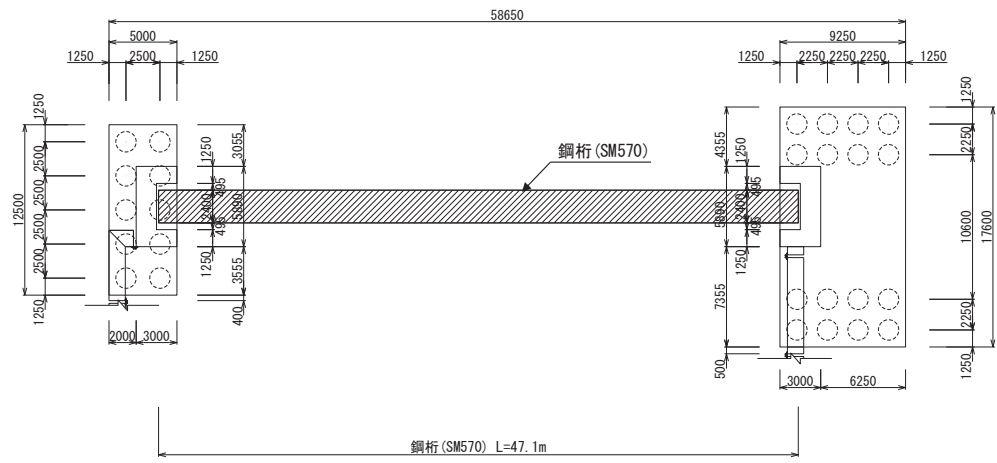


図 2.2-7(2) 鋼製遮水壁（鋼桁 4） 平面図

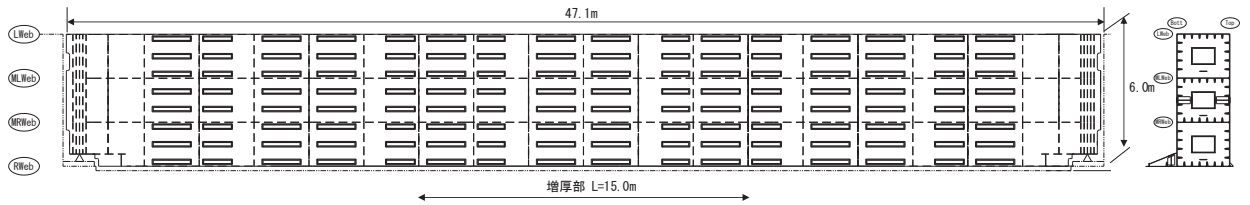
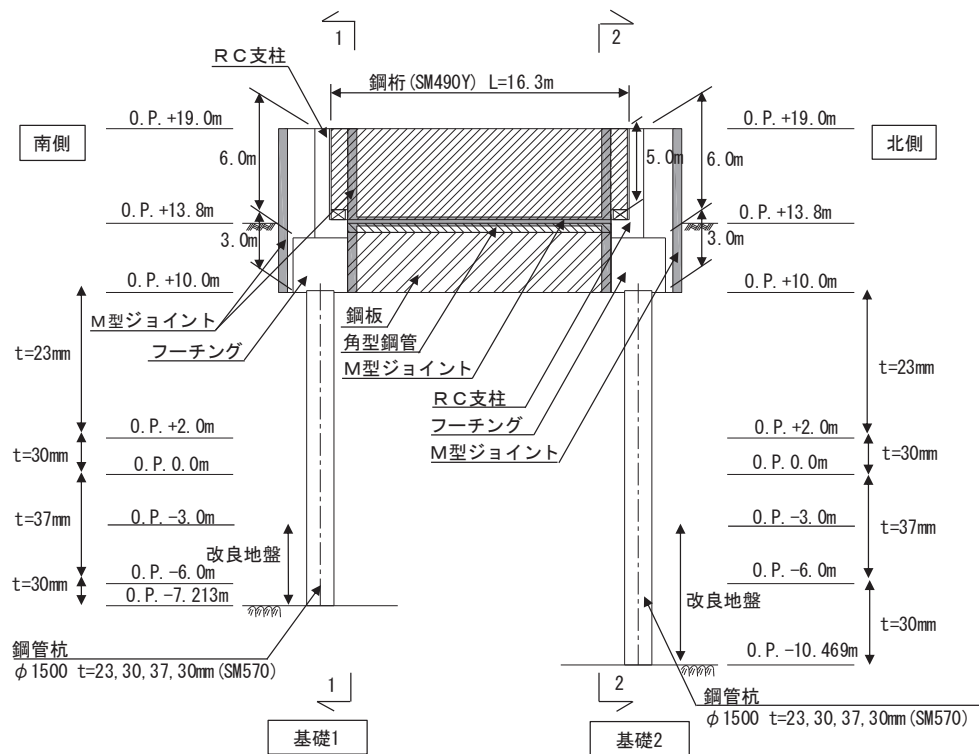
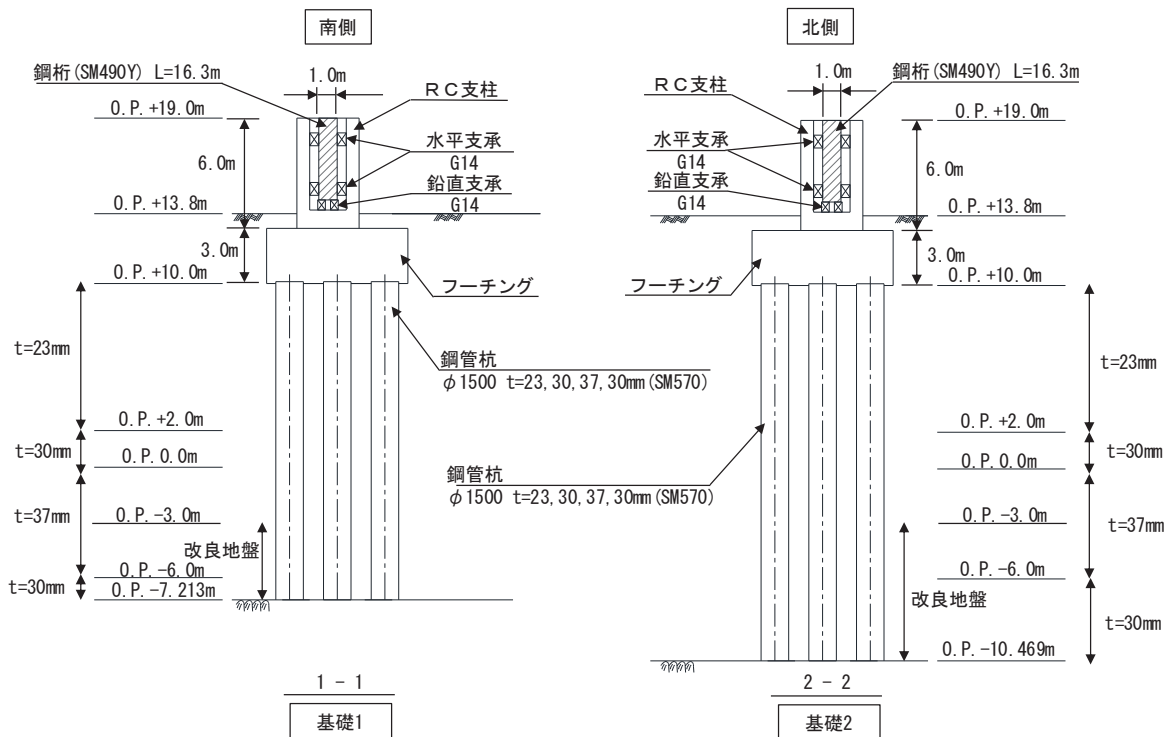


図 2.2-7(3) 鋼製遮水壁（鋼桁 4） 鋼桁構造図



(正面図)



(断面図)

図 2.2-8(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 正面図及び断面図

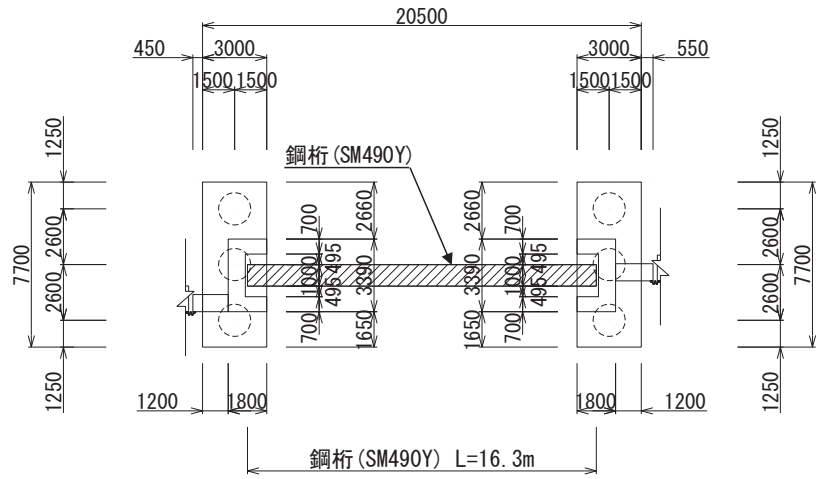


図 2.2—8(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 平面図

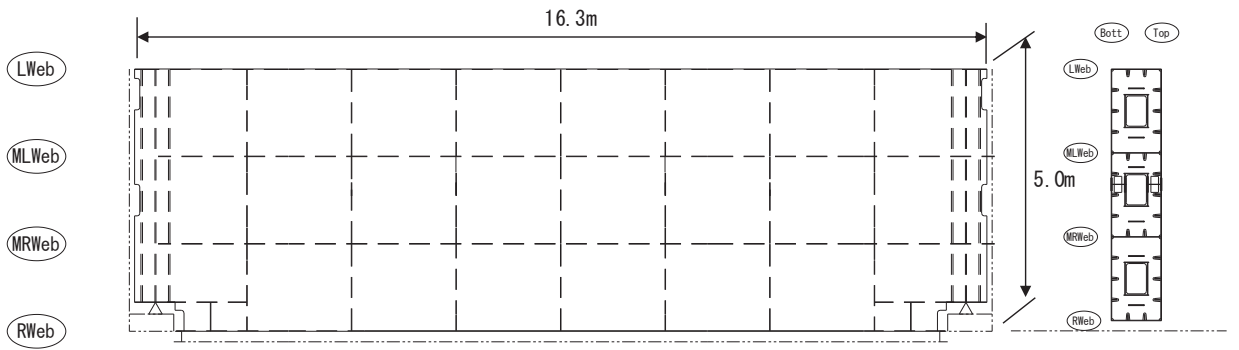
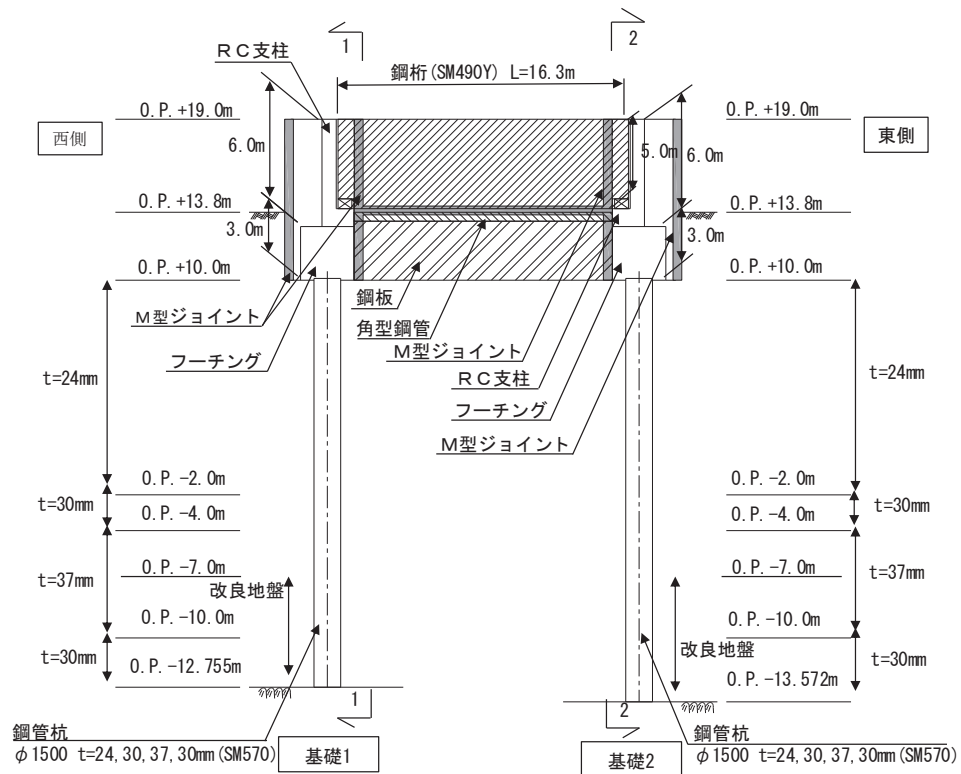
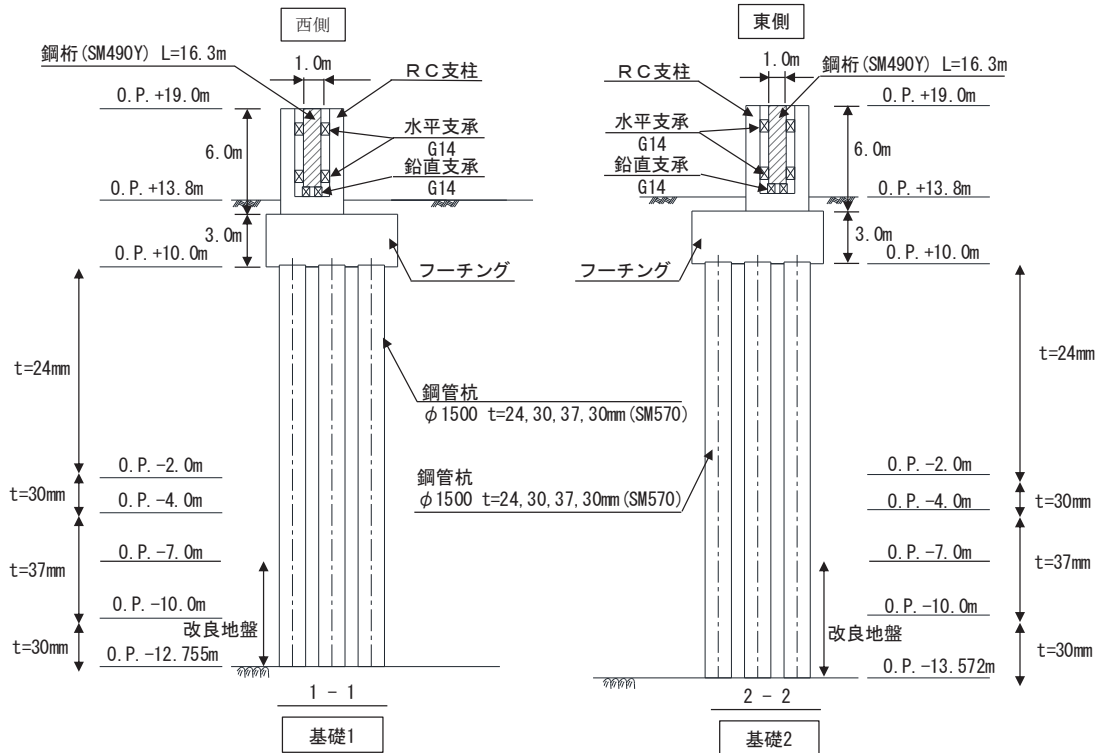


図 2.2—8(3) 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 鋼桁構造図



(正面図)



(断面図)

図 2.2-9(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図

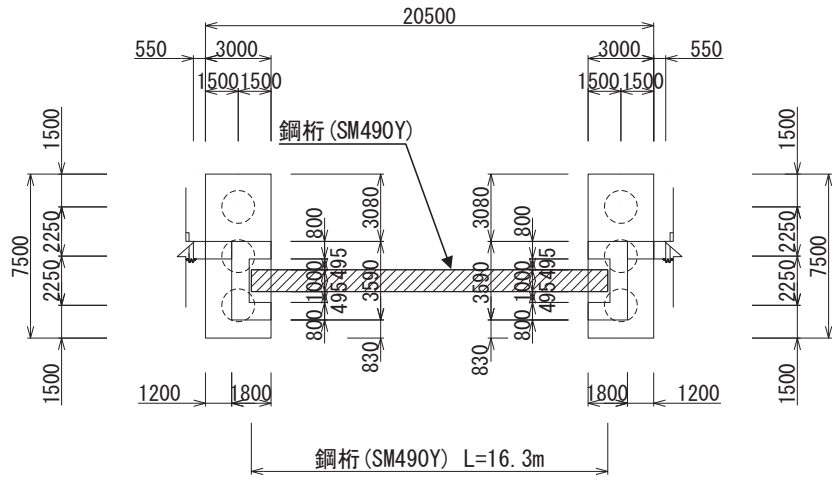


図 2.2-9(2) 鋼製遮水壁（鋼桁 6） 平面図

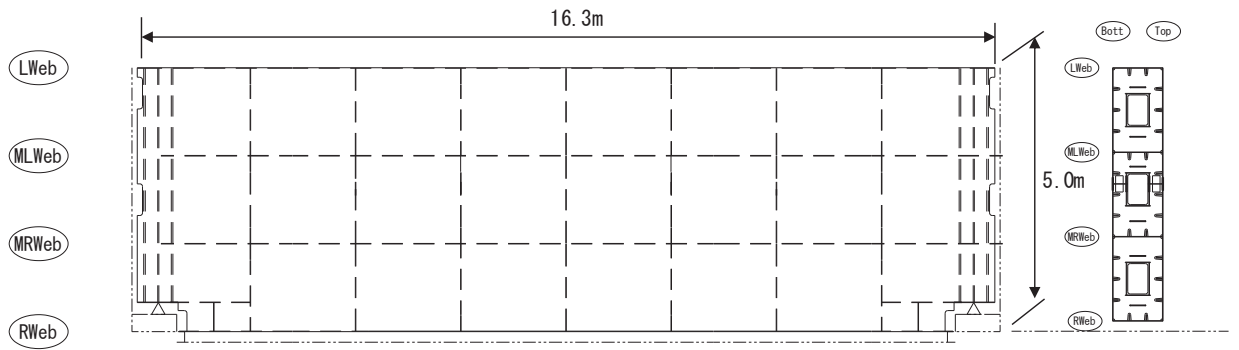
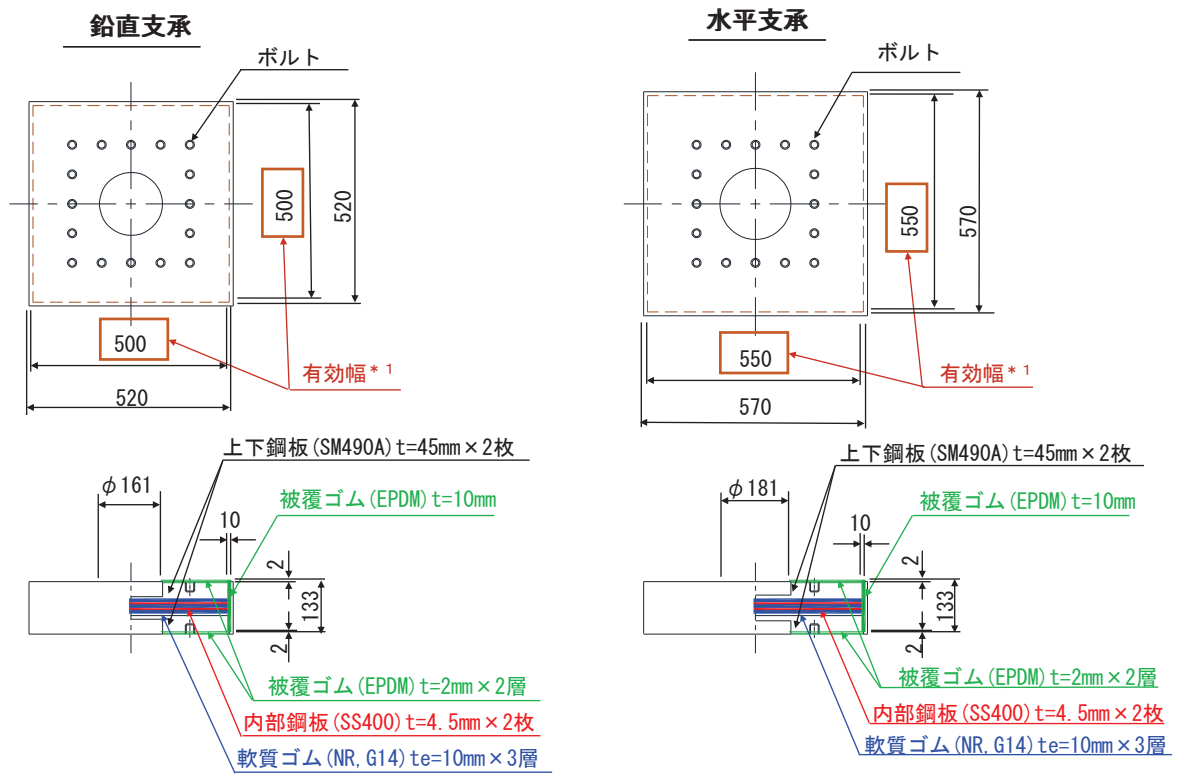
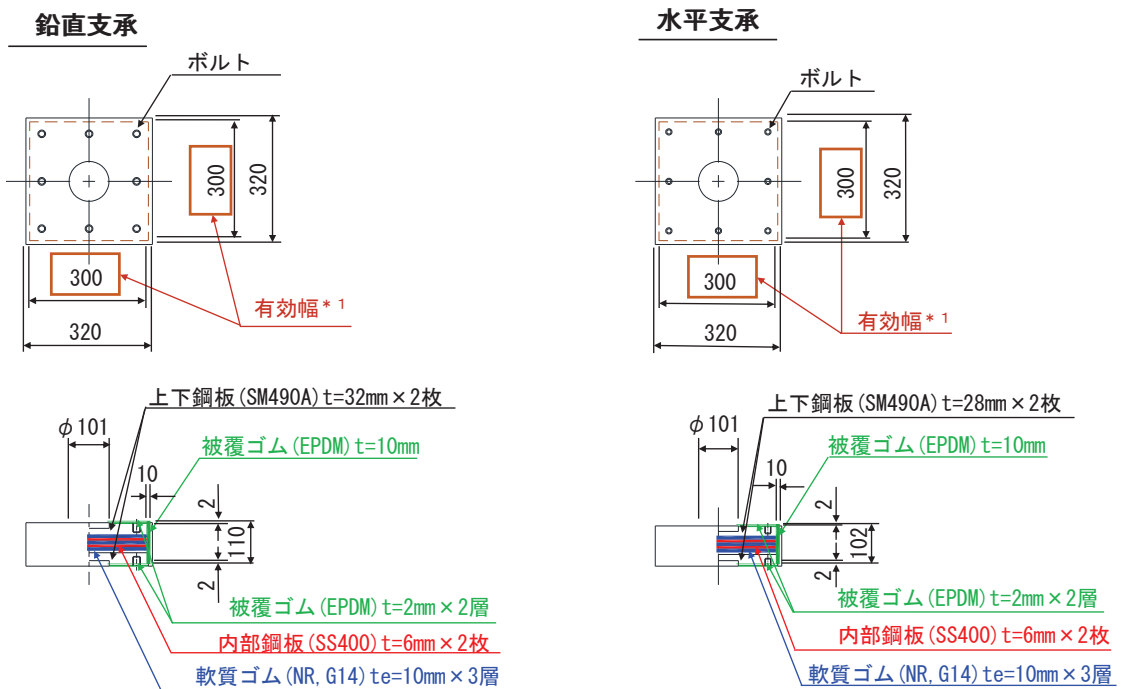


図 2.2-9(2) 鋼製遮水壁（鋼桁 6） 鋼桁構造図



(鋼桁 1, 4)



(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 2.2-10(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図

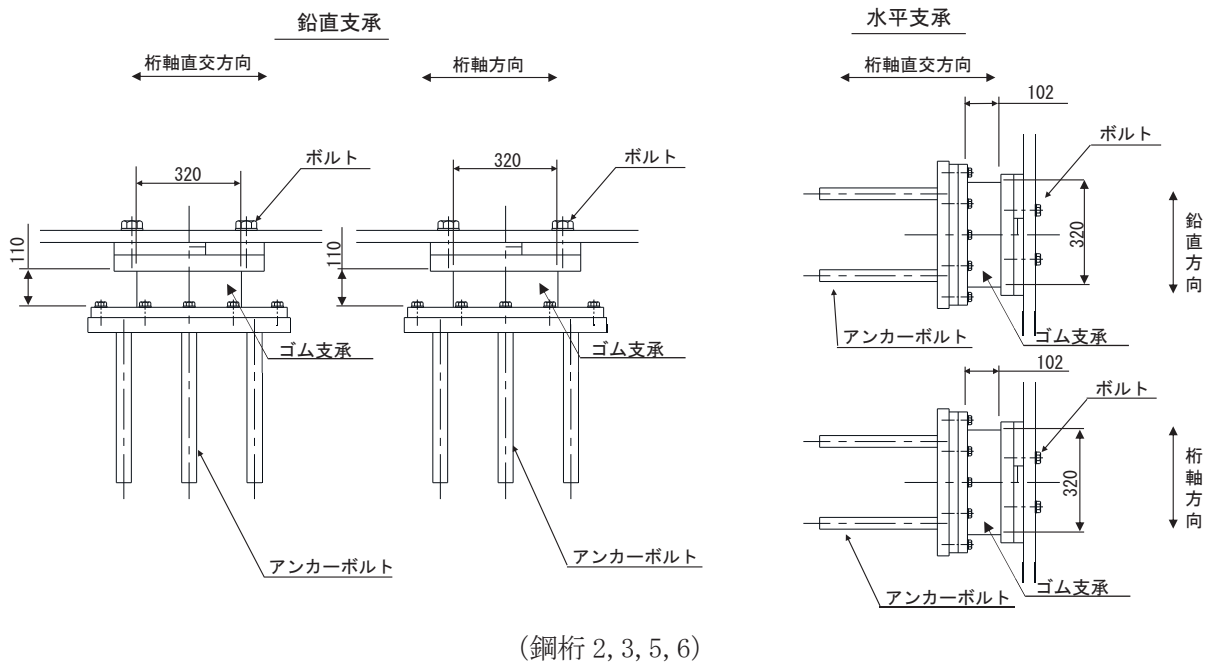
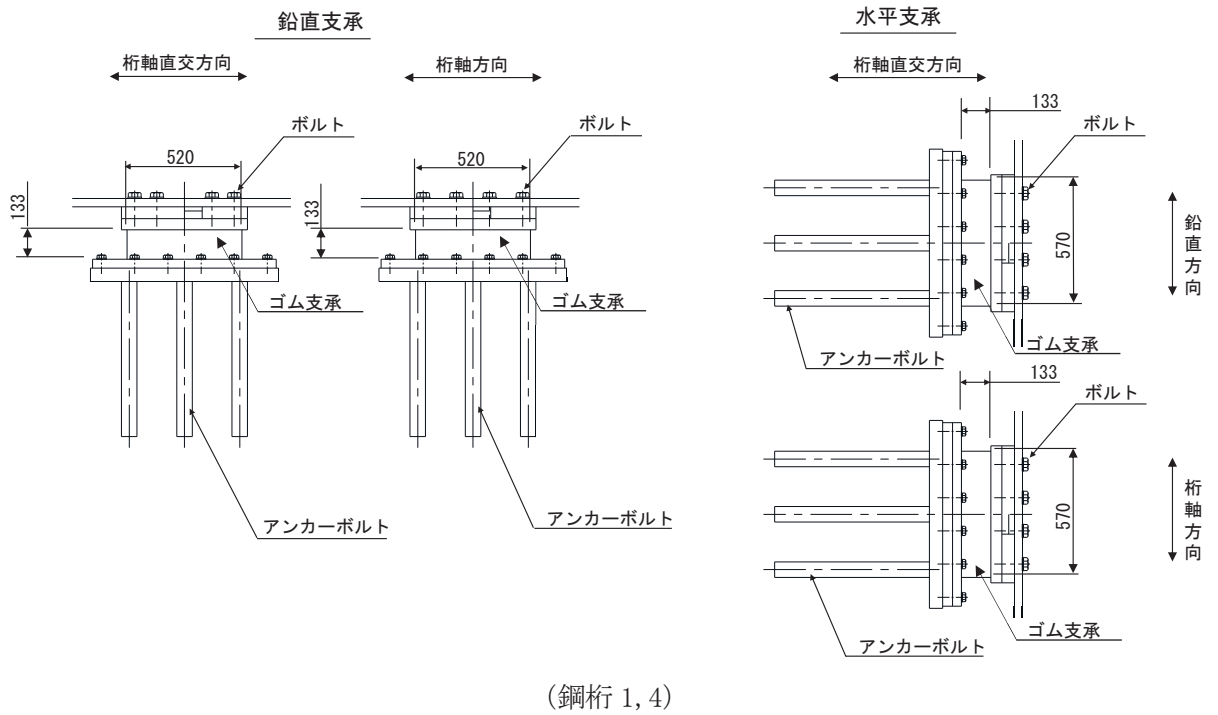


図 2.2-11 (2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図

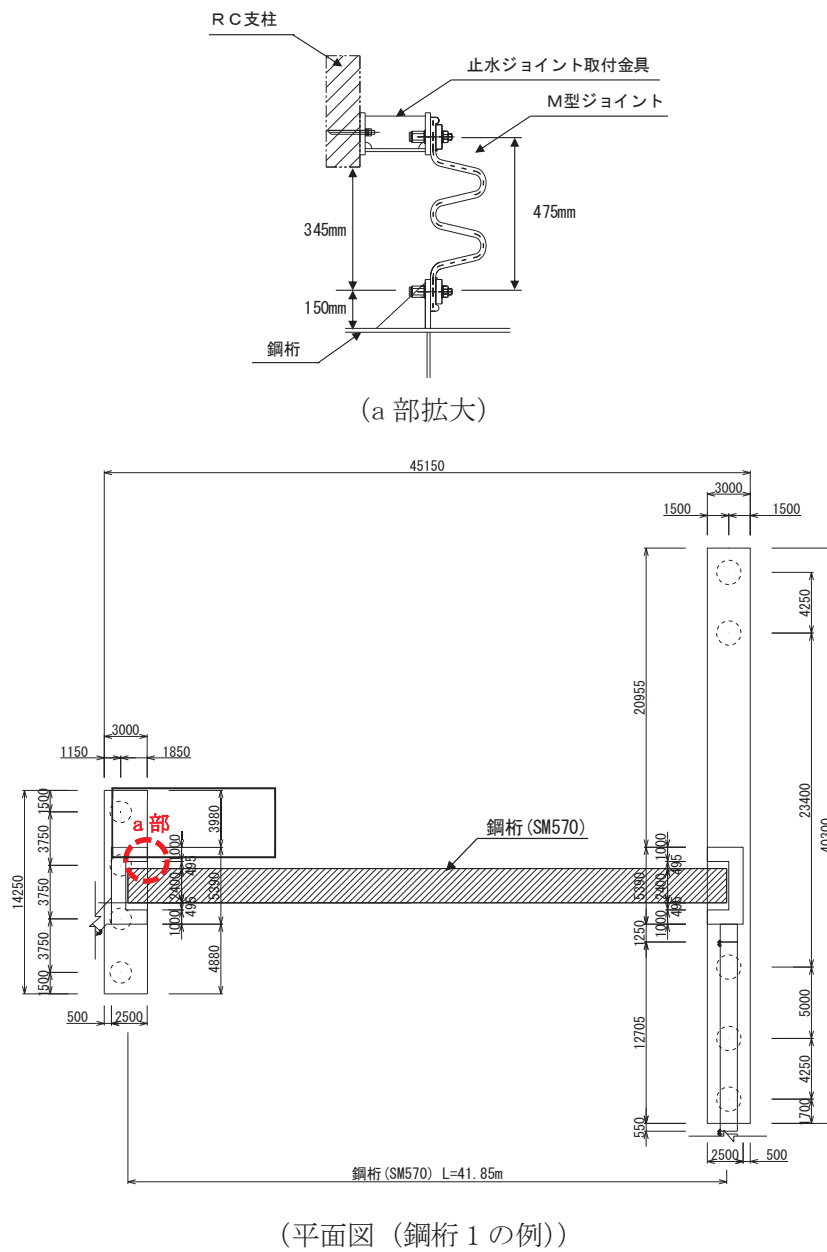
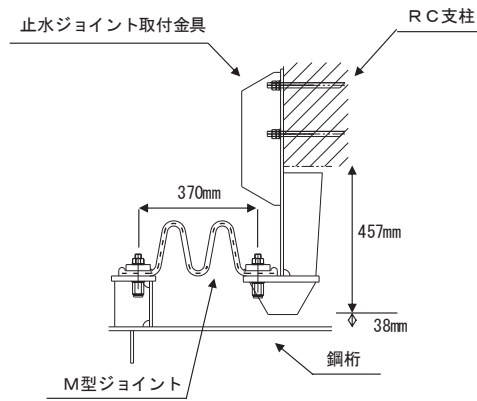
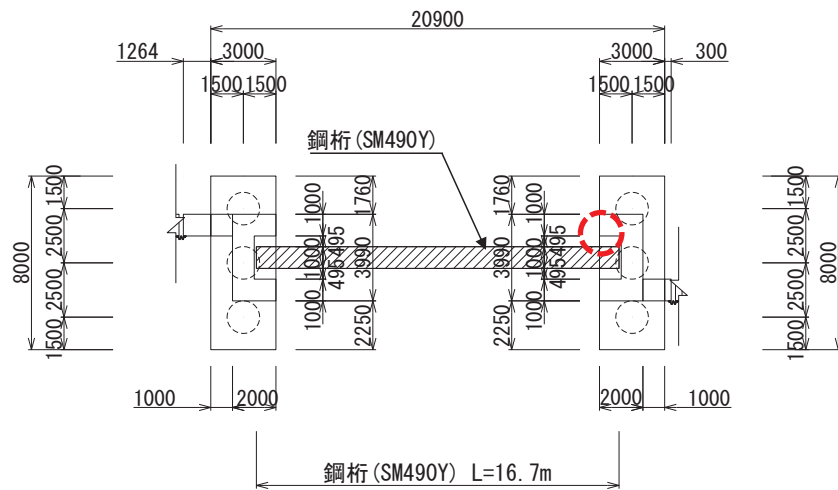


図 2.2-11(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の止水ジョイント構造図
(RC 支柱と鋼桁間 (鋼桁 1, 4))



(a 部拡大)



(平面図 (鋼桁 5 の例))

図 2.2-11(3) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の止水ジョイント構造図
(RC 支柱と鋼桁間 (鋼桁 2, 3, 5, 6))

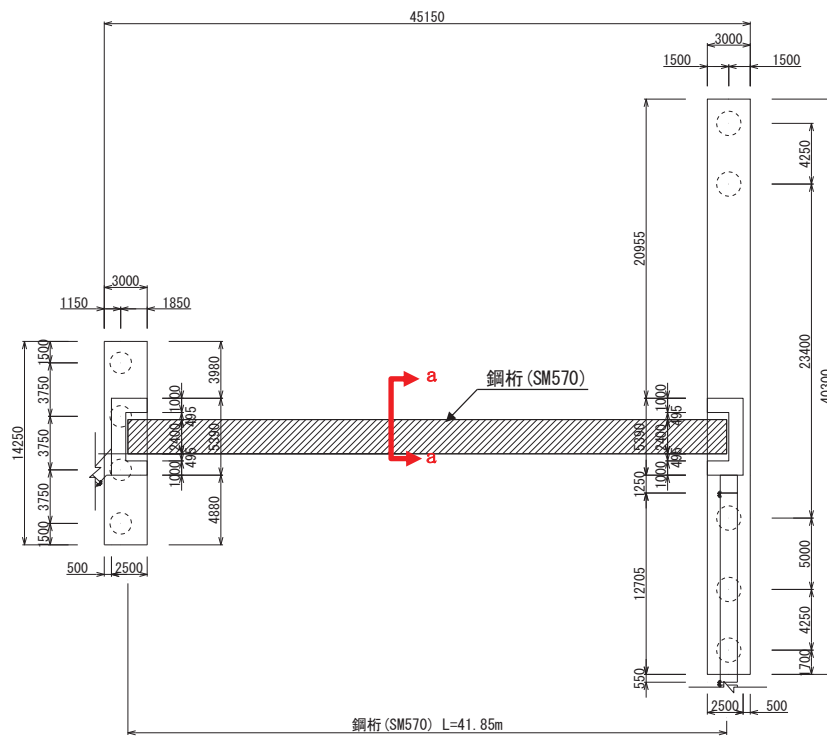
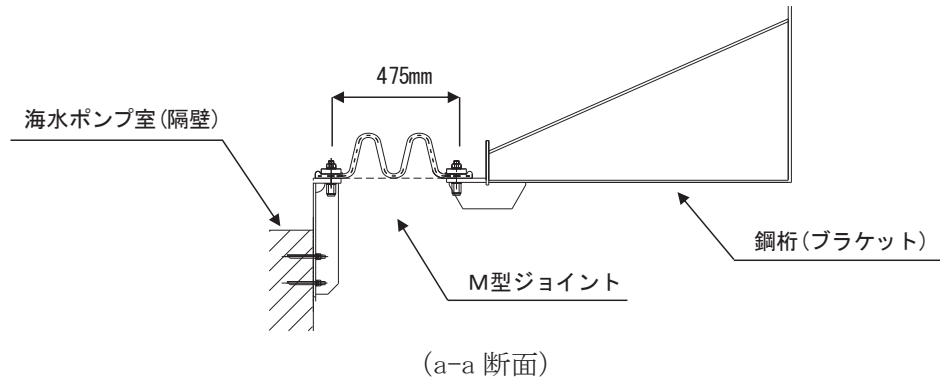
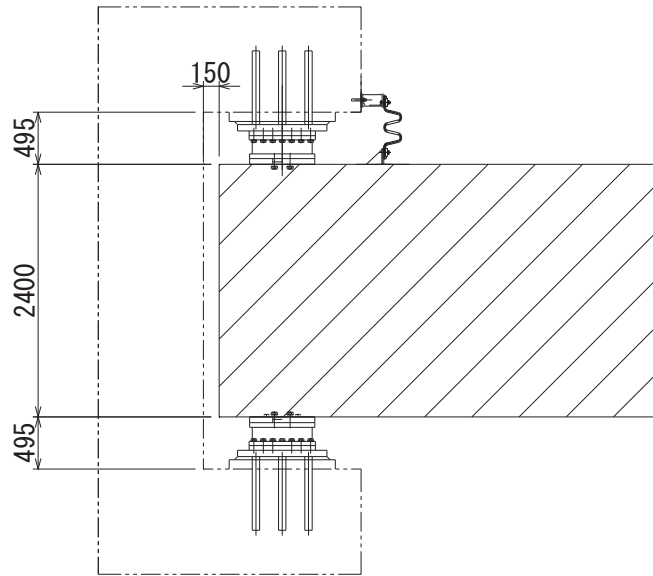
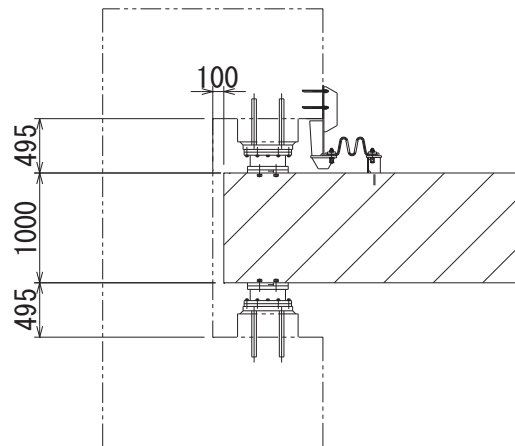


図 2.2-11(4) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の止水ジョイント構造図
(鋼桁と海水ポンプ室隔壁間 (鋼桁 1, 4))



(鋼桁 1, 4)



(鋼桁 1, 4)

図 2.2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の RC 支柱取り付け詳細図

2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼桁）が設置される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製遮水壁（鋼桁）の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、設計基準対象施設として表2.3-1の鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フローを図2.3-1及び図2.3-2に示す。

表 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼桁）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 及び支持 性能を有 すること	構造部材の 健全性	鋼桁	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	短期許容応力度
		RC 支柱	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	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度
		フーチング	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	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	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	降伏強度，せん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を 損なわな いこと	構造部材の 健全性	鋼桁	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	短期許容応力度
		RC 支柱	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	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮，せん断力）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度
		フーチング	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	短期許容応力度（曲げ・軸力）、せん断耐力*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	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	降伏強度，せん断強度*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造部材の 変形性	止水ジョイント 部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

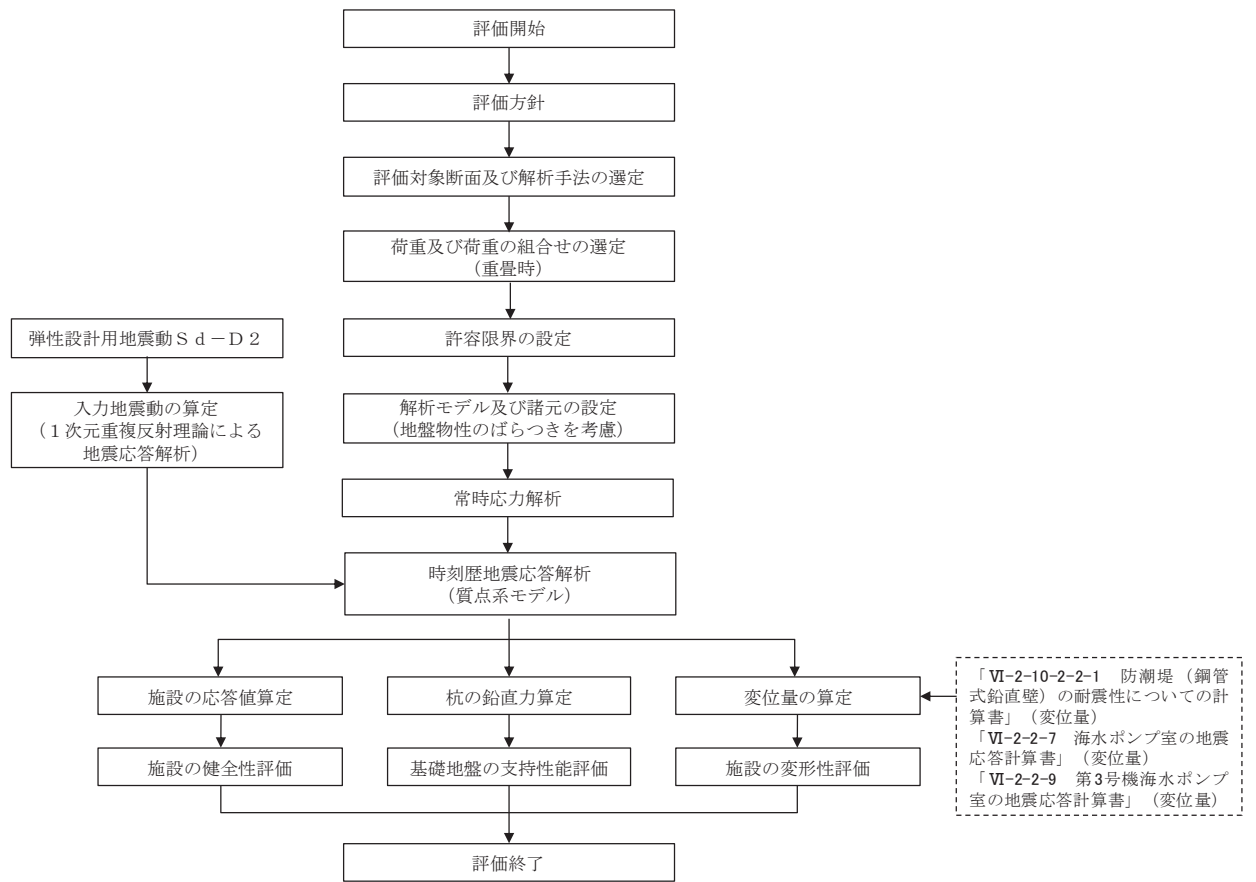


図 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フロー

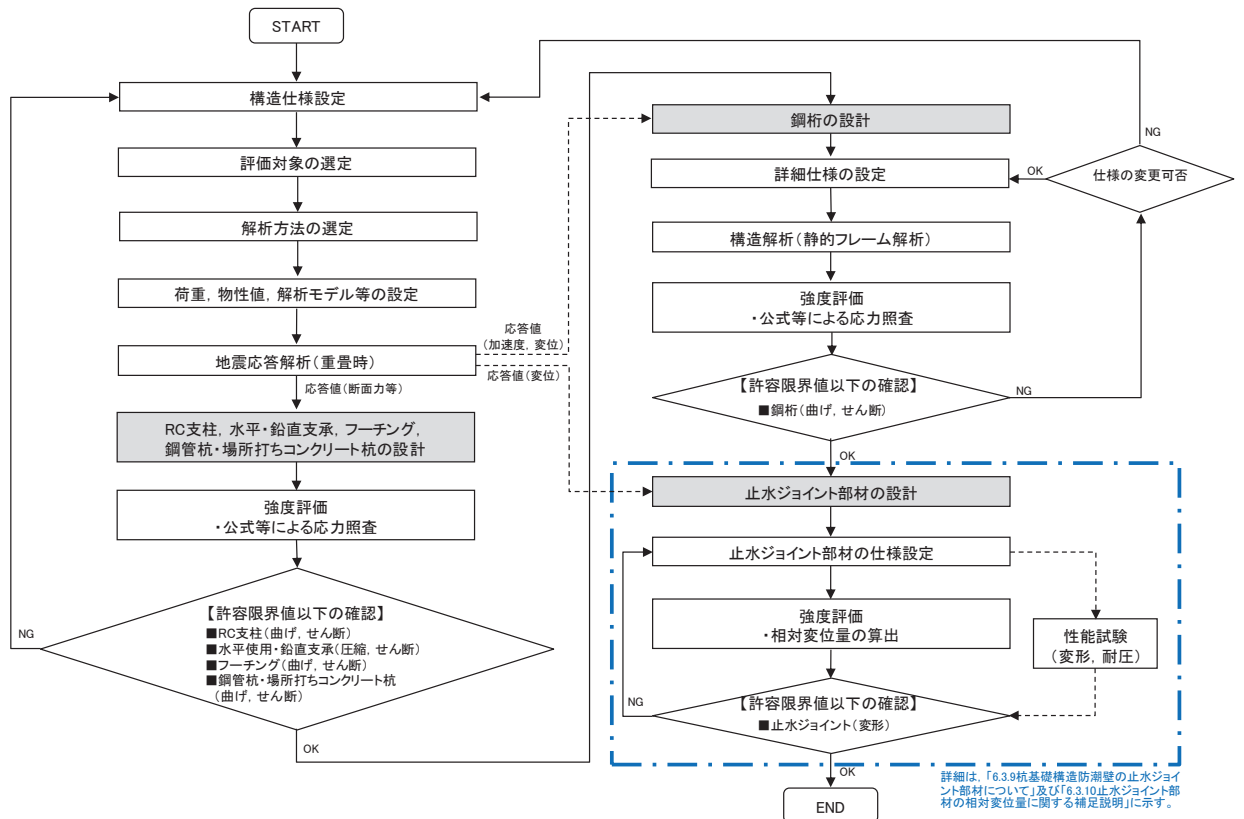


図 2.3-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の詳細強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示すとともに，対応する項目について表 2.4-1 に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋支承便覧（日本道路協会，平成 16 年 4 月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成 21 年度版）
- ・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）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4 6 1 6 - 2 0 0 9）

表 2.4-1(1) 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) 道路橋支承便覧 (日本道路協会, 平成 16 年 4 月) 	
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) 	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	鋼桁	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 	曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。せん断力に対する照査は, 発生応力または発生せん断力が, 短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	RC 支柱	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 24 年 3 月) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)」 	曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。せん断力に対する照査は, 発生応力または発生せん断力が, 短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	鉛直支承, 水平支承	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋支承便覧 (日本道路協会, 平成 16 年 4 月) 	曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。せん断力に対する照査は, 発生応力または発生せん断力が, 短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。

表 2.4-1(2) 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
許容限界	フーチング	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 24 年 3 月) 道路土工—カルバート工指針 (日本道路協会, 平成 21 年度版) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)」 	<p>曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。</p> <p>せん断力に対する照査は, 発生応力または発生せん断力が, 短期許容せん断応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。</p>
	鋼管杭, 場所打ちコンクリート杭	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 	<p>曲げ軸力に対する照査は, 発生曲げモーメントが, 降伏モーメント以下であることを確認。</p> <p>せん断力に対する照査は, 発生せん断力が, せん断強度以下であることを確認。</p>
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> 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) 	有限要素法による時刻歴非線形解析 (地盤応答作成モデル)
		<ul style="list-style-type: none"> 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気協会) 	質点系モデルを用いた地震応答解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m^2	積雪荷重
P_k	kN/m^2	風荷重
P_h	kN/m^2	浸水津波荷重
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
σ_{ce}	N/mm^2	地震時の圧縮応力
R_L	mm	下向きの反力
A_{ce}	mm^2	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積
σ_{cra}	N/mm^2	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値
F	—	ボイリングに対する安全率
γ'	kN/m^3	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ(地表面高さーフーチング下端高さ)
h_w	m	水位差(入力津波高さー地表面高さ)
σ_y	N/mm^2	鋼管杭の降伏強度
My	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼管杭の降伏曲げモーメント
M_2	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼管杭に発生する曲げモーメント
N_2	N	鋼管杭の軸力
τ_2	N/mm^2	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度
S_2	N	鋼管杭に発生するせん断力
A_2	m^2	鋼管杭の断面積
Z_2	m^3	鋼管杭の断面係数

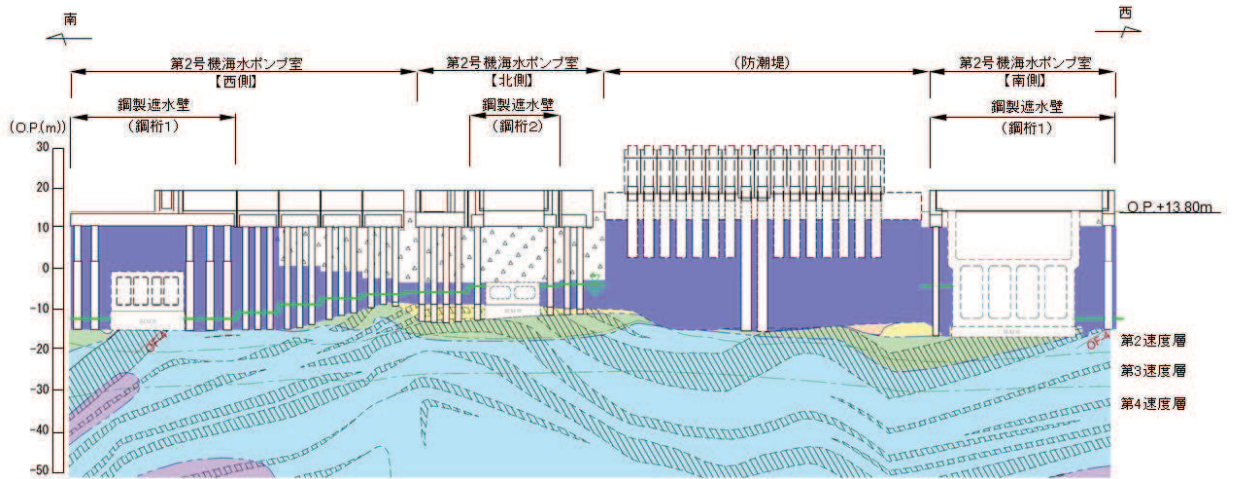
3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

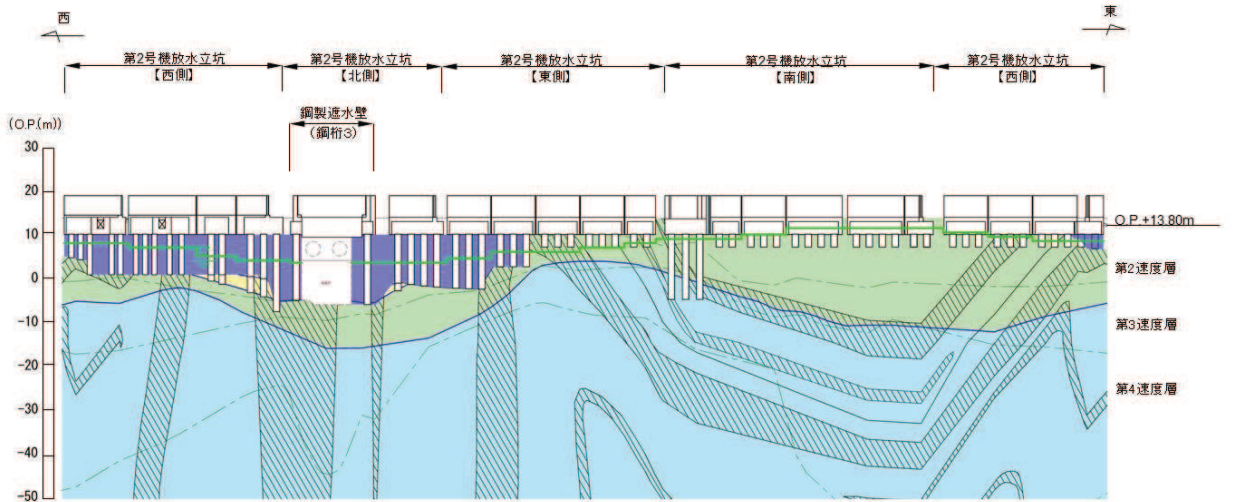
鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置ごとに異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

なお、旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの2倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第2号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第2号機海水ポンプ室及び第2号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3.2-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3.2-2 に示す。



(第2号機海水ポンプ室)

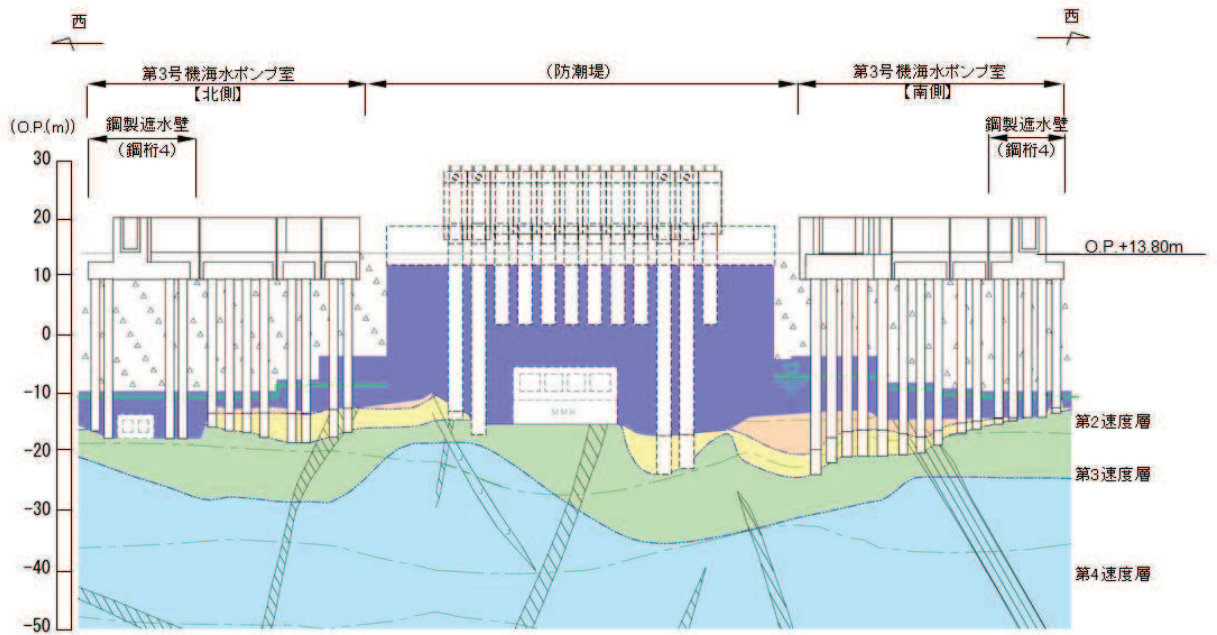


(第2号機放水立坑)

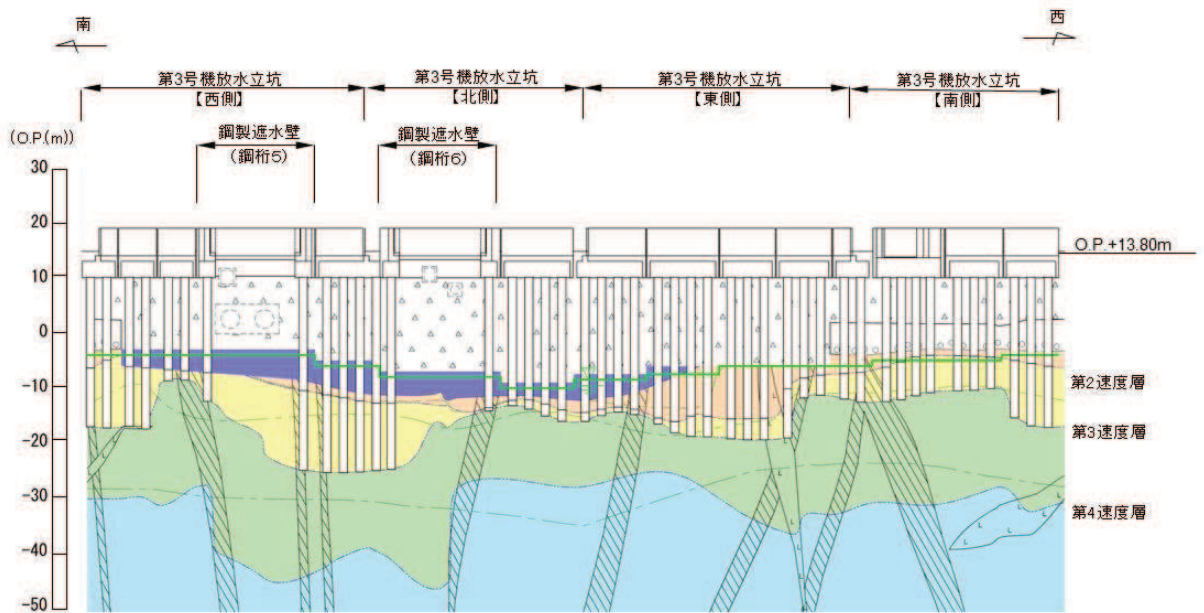
凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-1(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図
(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-1(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)

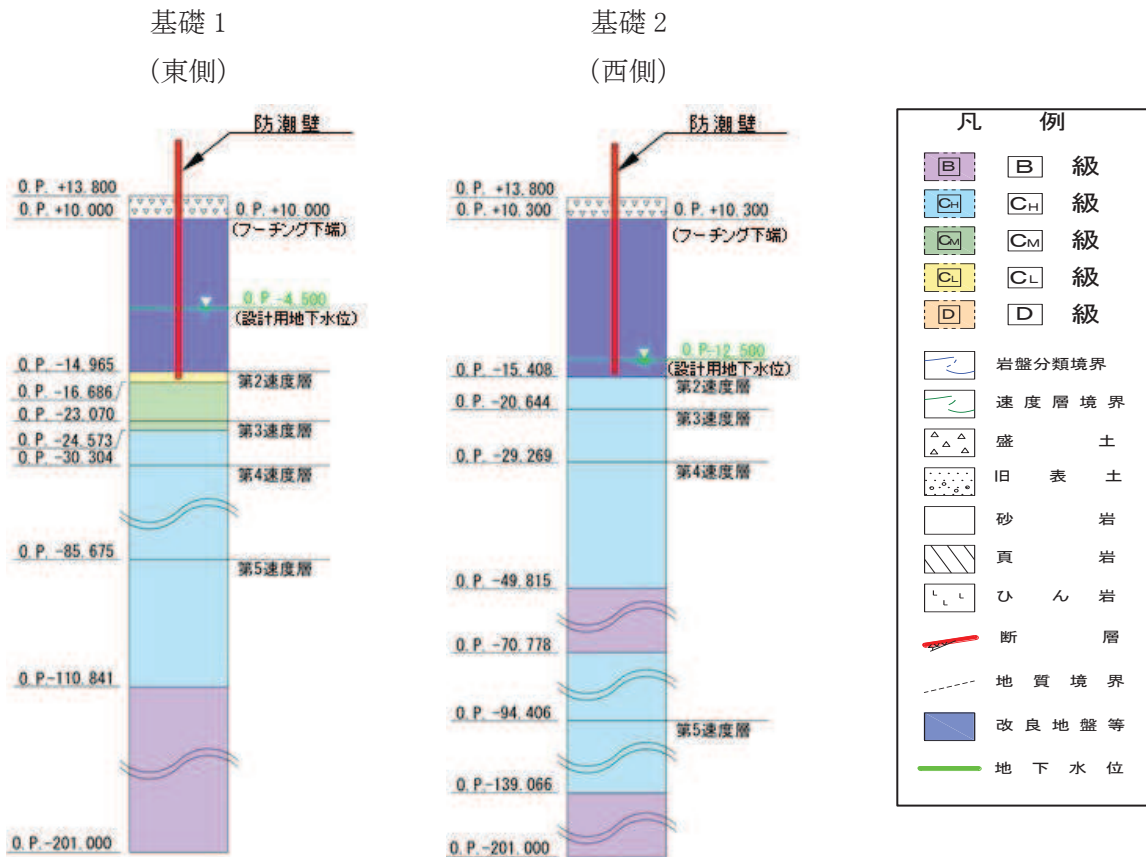


図 3.2-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1)

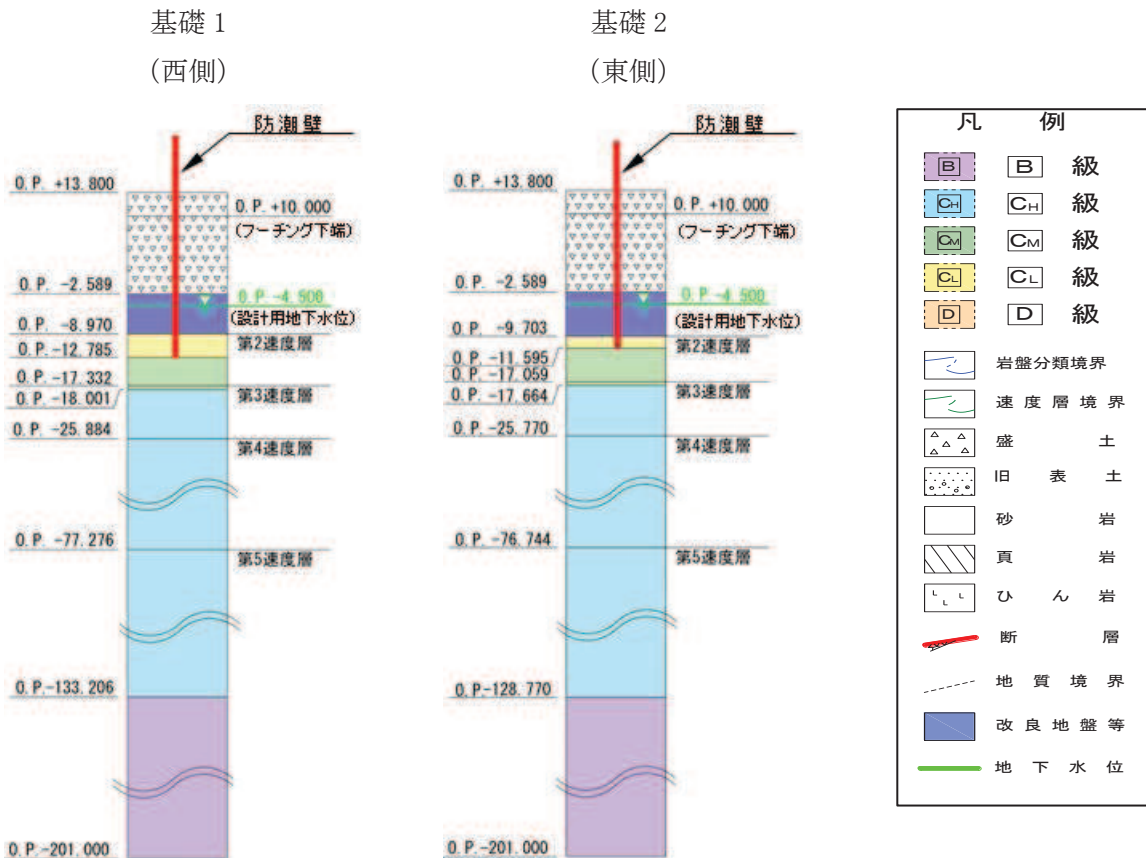


図 3.2-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2)

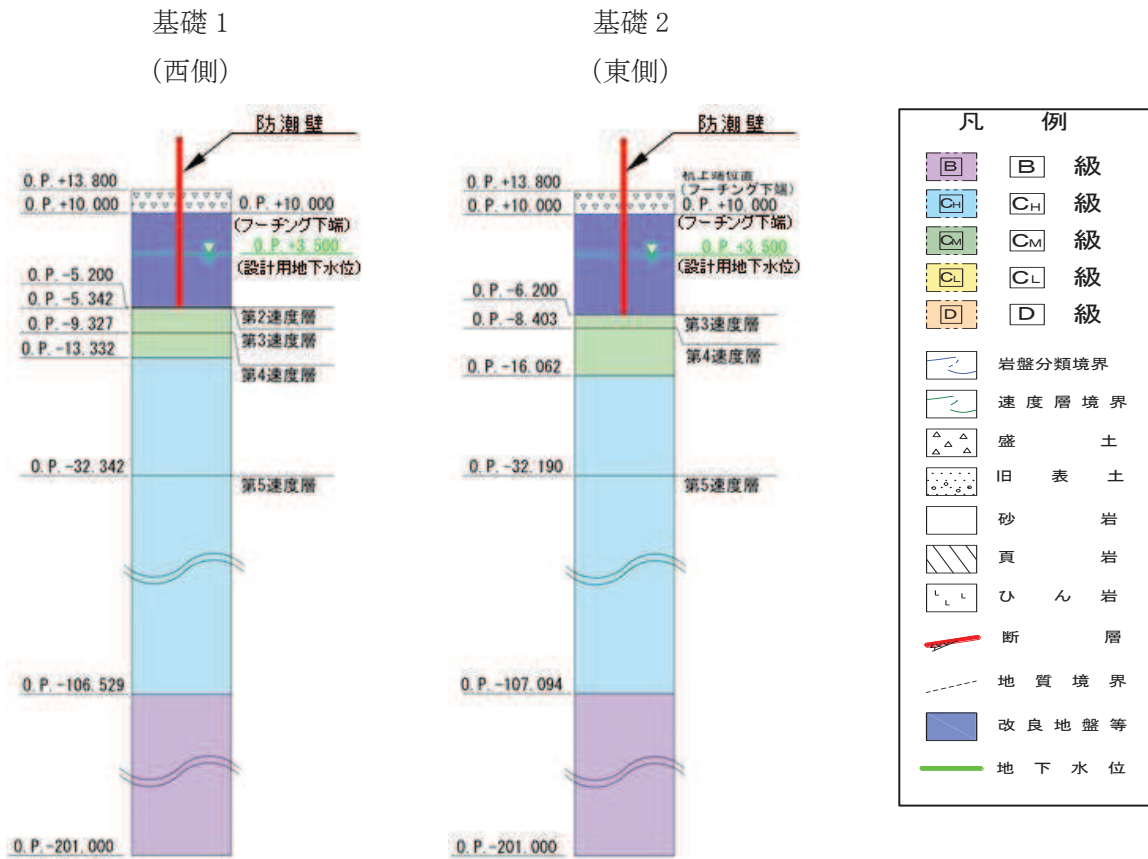


図 3.2-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3)

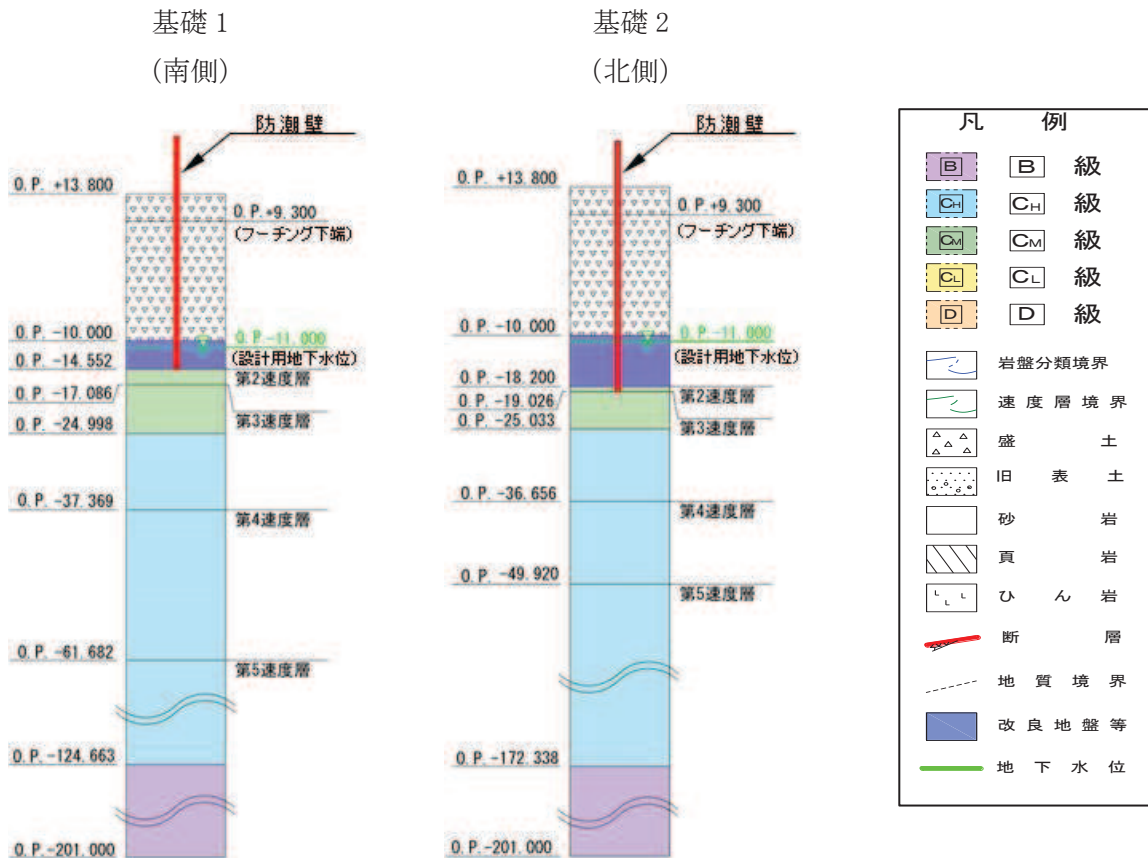


図 3.2-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4)

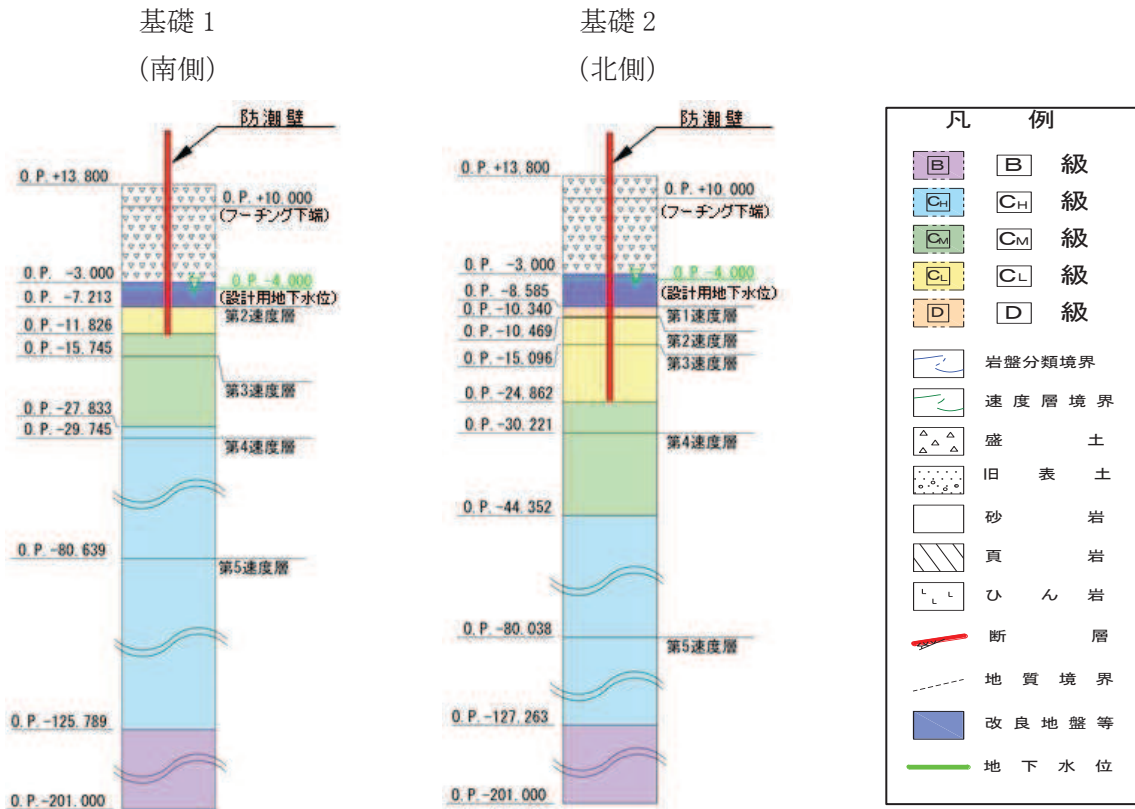


図 3.2-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

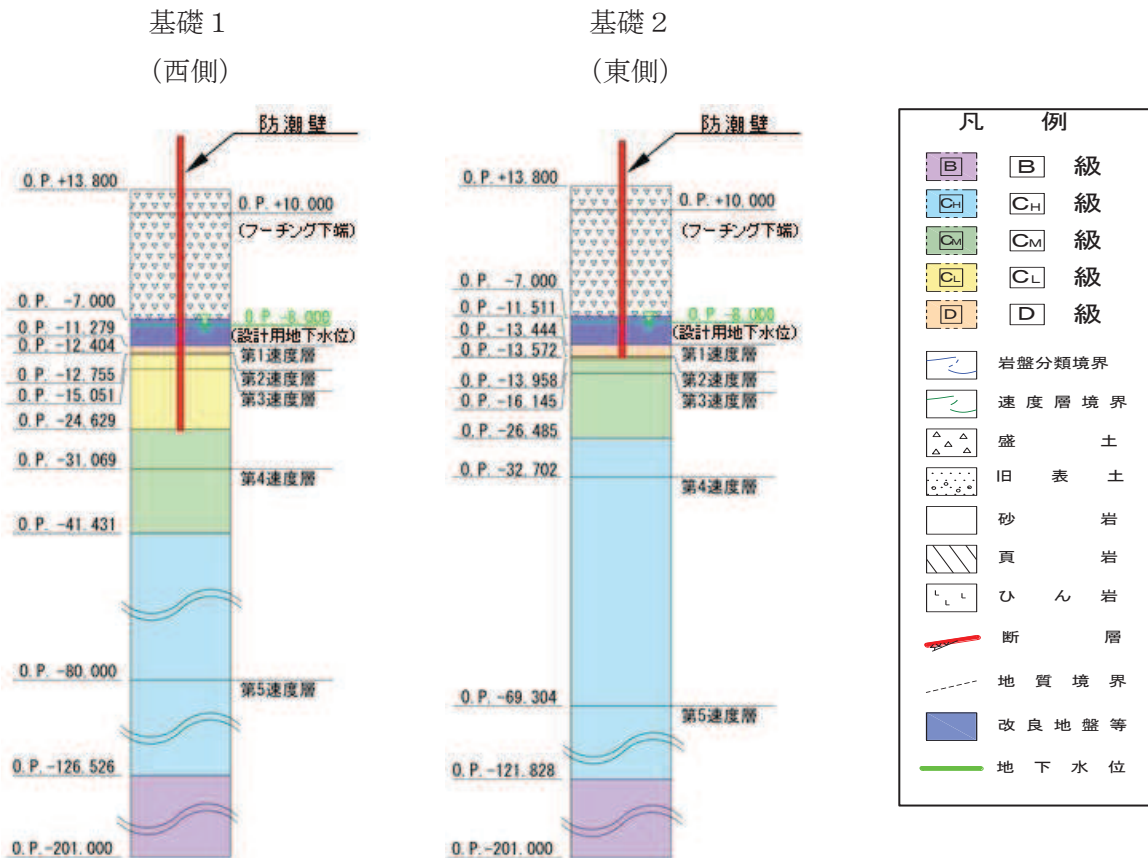


図 3.2-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼桁、RC 支柱、鉛直支承、水平支承、フーチング、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭とする。

(2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、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、安全裕度を見込んで $0.98\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。荷重は、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼桁 2, 4, 5, 6（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さ

設置箇所	設計用津波水位 (m)	備考
鋼桁 1 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.6	
鋼桁 2 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.6	0.4m の揺すり込み沈下を考慮
鋼桁 3 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.9	
鋼桁 4 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.5	0.4m の揺すり込み沈下を考慮
鋼桁 5 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +18.0	0.4m の揺すり込み沈下を考慮
鋼桁 6 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +18.0	0.4m の揺すり込み沈下を考慮

(5) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重の算定方法を表 3.3-3 に、荷重の作用図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

G : 固定荷重

P_h : 浸水津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

P_k : 風荷重

P_s : 積雪荷重

表 3.3-3(1) 荷重の算定方法 (津波時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
風荷重		○	風荷重を考慮する。	
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	－	考慮しない

表 3.3-3(2) 荷重の算定方法 (重畳時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
風荷重		○	風荷重を考慮する。	
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。また、浸水高さに応じた動水圧を考慮する。

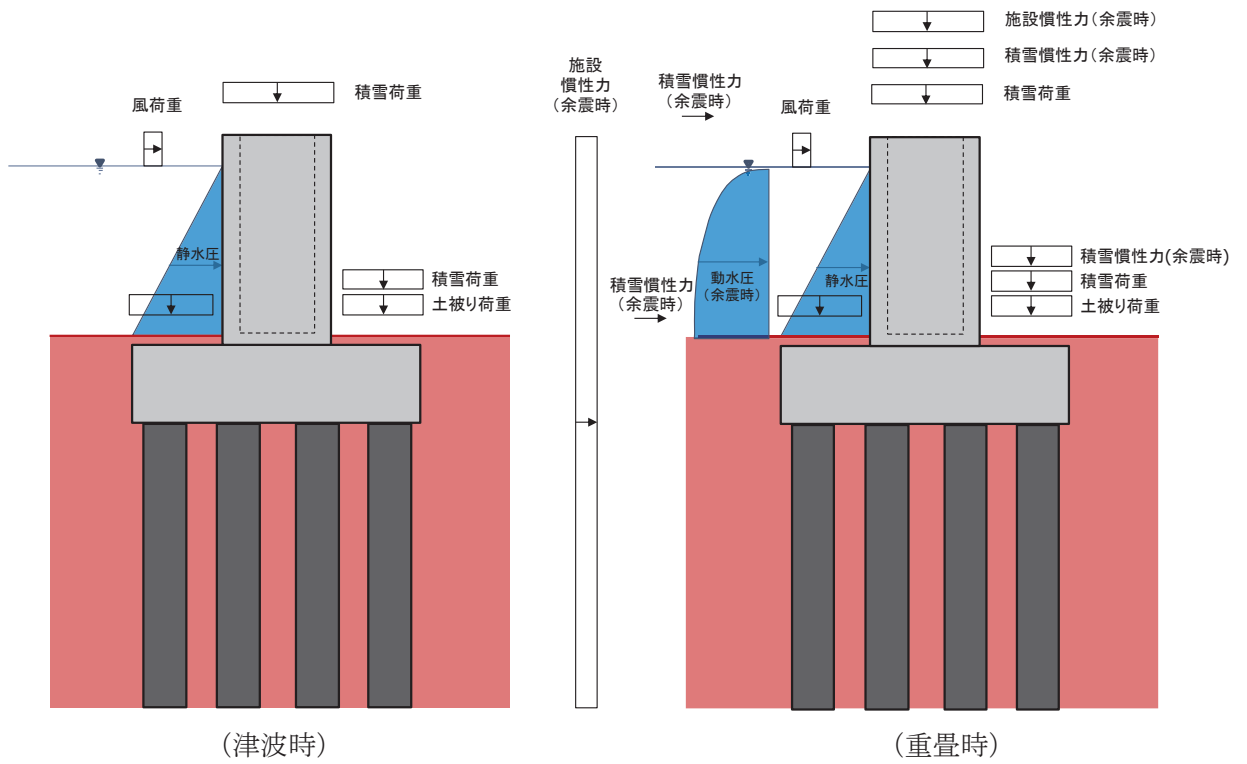


図 3.3-1(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の荷重作用図(RC 支柱部)

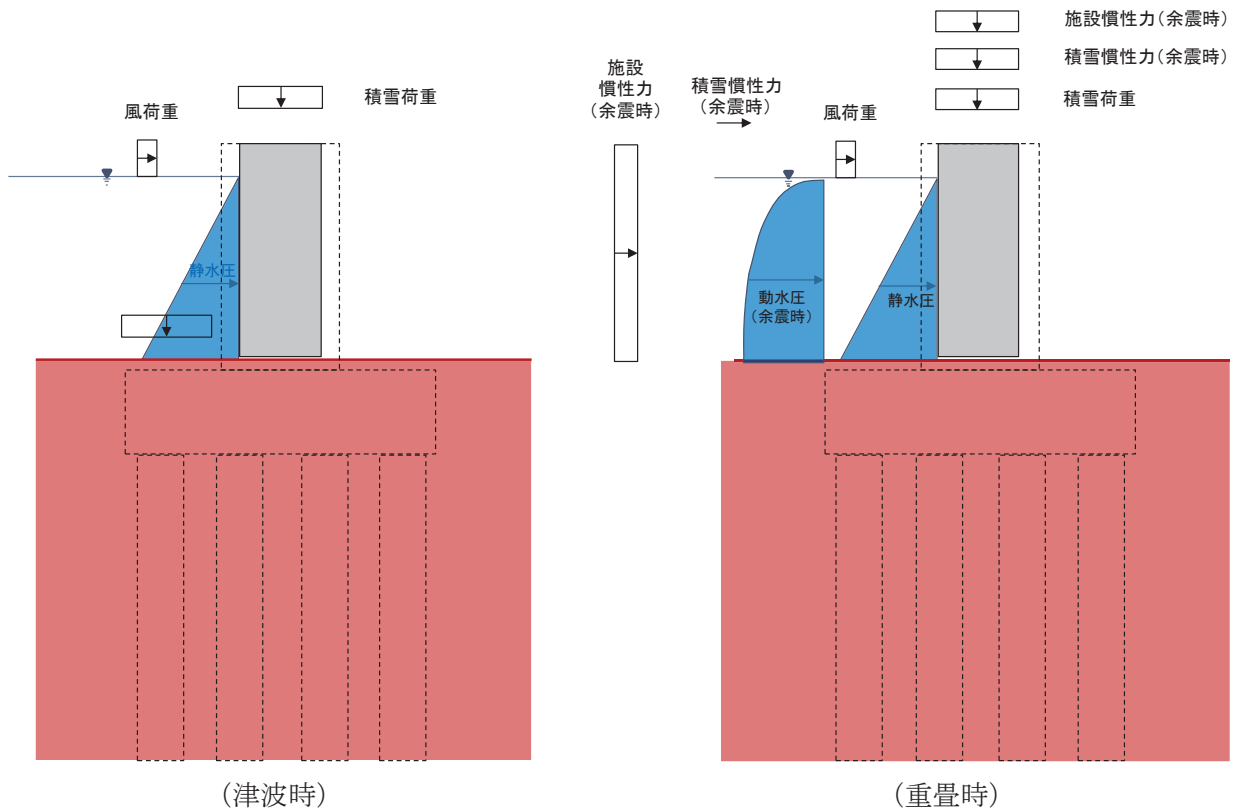


図 3.3-1(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の荷重作用図(鋼桁部)

3.4 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.4.1 鋼桁

鋼桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼桁の許容限界を表3.4-1に示す短期許容応力度とする。また、鋼桁詳細を図3.4-1に示す。

表 3.4-1(1) 鋼桁の許容限界（鋼桁 1）

種別		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	215	322
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	255	382
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-1(2) 鋼桁の許容限界（鋼桁 2, 3, 5, 6）※余震時

種別		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM490Y	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	174	261
		許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	210	315
		許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180

注記*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-1(3) 鋼桁の許容限界 (鋼桁 4)

種別		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570	主桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	177	265
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	横桁部材	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

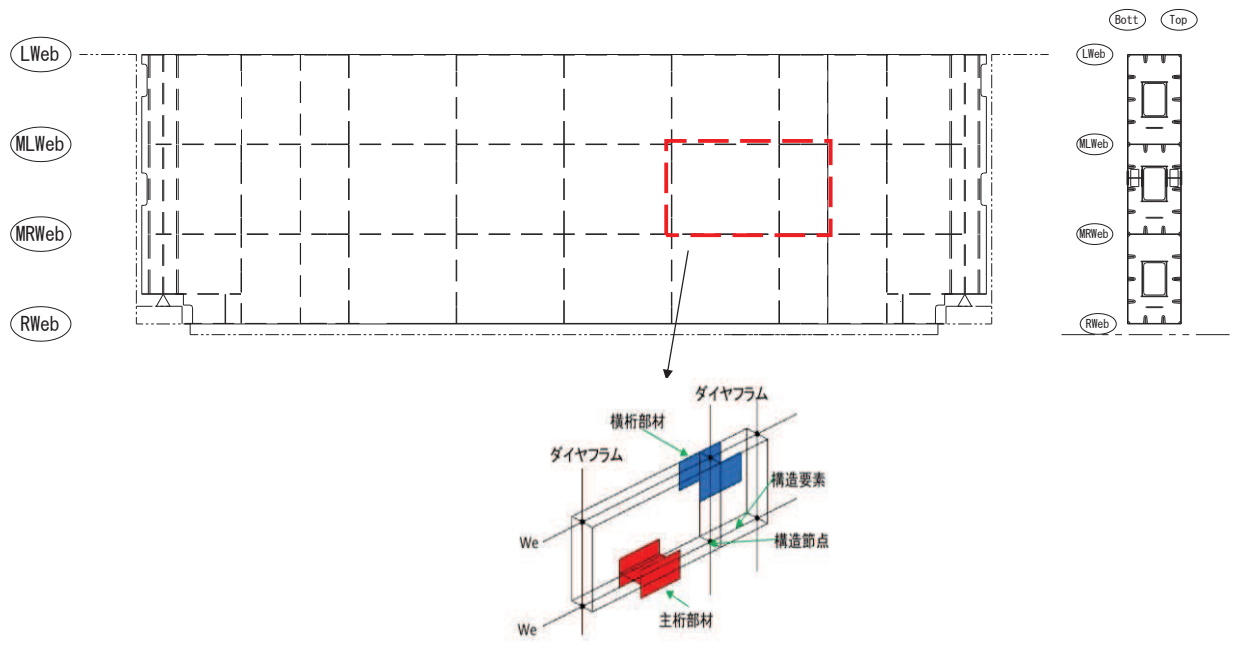


図 3.4-1 鋼桁詳細図

(鋼桁の曲げに関する許容応力度の設定方法)

鋼桁の曲げに関する許容限界は、曲げ引張応力度、軸方向引張応力度、曲げ圧縮応力度及び軸方向圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.4-2 に許容限界選定フローを示す。

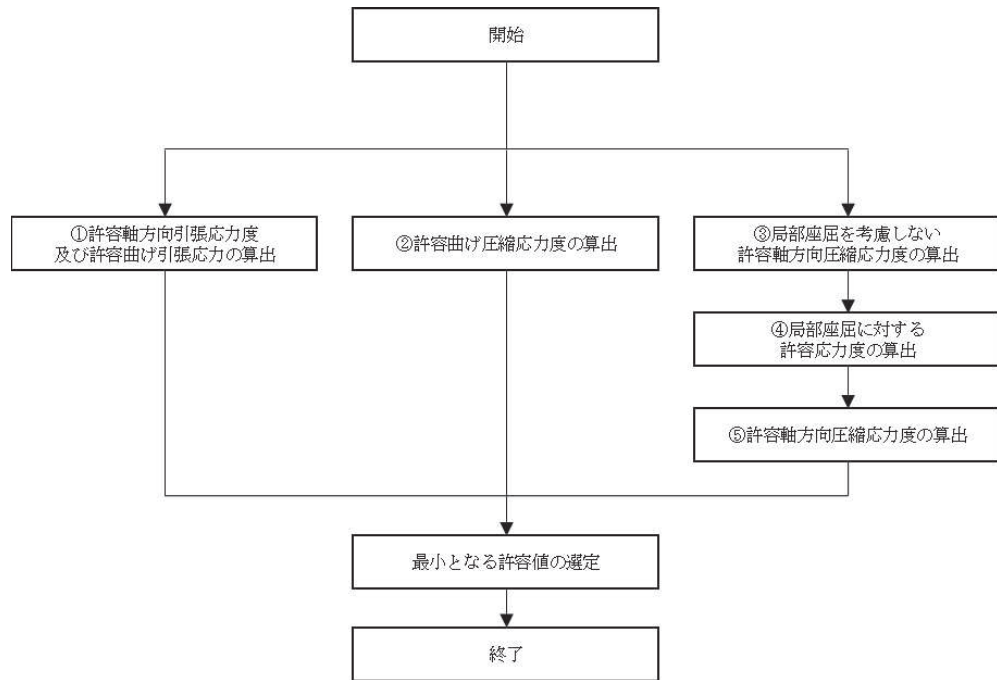


図 3.4-2 鋼桁の許容限界選定フロー

① 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表 3.4-2 のとおり設定する。算出結果を表 3.4-3 に示す。

表 3.4-2 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

表-3.2.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

鋼種 鋼材の 板厚(mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-3(1) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出結果 (鋼桁 1, 4)

種別		最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
SM570	主桁部材	40mm 以下	255
	横桁部材	40mm 以下	255

表 3.4-3(2) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出結果 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

種別		最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
SM490Y	主桁部材	40mm 以下	210
	横桁部材	40mm 以下	210

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 3.4-4 に, 算出結果を表 3.4-5 に示す。

表 3.4-4 許容曲げ圧縮応力度の算出 (箱型断面)

表-3.2.3(a) 許容曲げ圧縮応力度
(圧縮フランジがコンクリート床版等で直接固定されている場合並びに箱形断面及びπ型断面の場合) (N/mm²)

鋼種 鋼材 の板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	140	185	210	255
40 を超え 75 以下	125	175	195	245
75 を超え 100 以下			190	240

「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋

表 3.4-5 許容曲げ圧縮応力度の算出結果

種別	最大板厚	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)
SM570 (鋼桁 1, 4)	40mm 以下	255
SM490Y (鋼桁 2, 3, 5, 6)	40mm 以下	210

③ 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を算出する。

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出方法を表3.4-6に示す。

また，鋼桁の応力度算定は，解析コード「APOLLO Analyzer Ver. 2.81.0.0」及び「APOLLO SuperDesigner Section Ver. 10.39.0.1」を使用しているため，各要素断面で応力度を算定していることから，各断面における算出結果例を表3.4-7に，詳細図を図3.4-3に示す。

表3.4-6 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出（箱型断面）

SM490Y		SM570	
$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない 許容軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない 許容軸方向圧縮応力度
$\frac{l}{r} \leq 15$	210	$\frac{l}{r} \leq 19$	255
$15 < \frac{l}{r} \leq 75$	$210 - 0.73 \left(\frac{l}{r} + 0.0099 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 17 \right)$	$19 < \frac{l}{r} \leq 67$	$255 - 1.0 \left(\frac{l}{r} + 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23 \right)$
$75 < \frac{l}{r}$	$210 - 2.9 \left(\frac{l}{r} - 0.0029 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30 \right)$	$67 < \frac{l}{r}$	$255 - 4.2 \left(\frac{l}{r} - 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31 \right)$
l：部材の有効座屈長（mm） $l=L \cdot \beta$ L：部材の固定点間距離（mm） β：座屈係数 r：部材の総断面の断面二次半径（mm）			

表3.4-7(1) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果例（鋼桁1）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁部材	2825	0.65	1836	263	6.981	255
横桁部材	1666.7	0.65	1083	264	4.102	255

表 3.4-7(2) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果例（鋼桁 2）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁部材	3950	0.65	2568	256	10.031	210
横桁部材	1666.7	0.65	1083	209	5.182	210

表 3.4-7(3) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果例（鋼桁 3）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁部材	3450	0.65	2243	256	8.762	210
横桁部材	1666.7	0.65	1083	209	5.182	210

表 3.4-7(4) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果例（鋼桁 4）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁部材	2950	0.65	1918	323	5.938	255
横桁部材	2000	0.65	1300	262	4.962	255

表 3.4-7(5) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果例（鋼桁 5, 6）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁部材	3750	0.65	2438	256	9.523	210
横桁部材	1666.7	0.65	1083	209	5.182	210

(部材の固定点間距離Lの算出方法 上記算出結果例の位置)

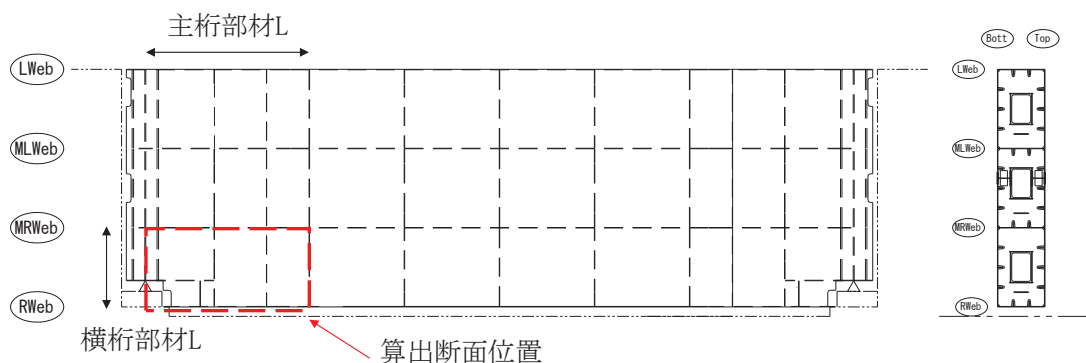


図 3.4-3 鋼桁詳細図（上記算出結果例での位置）

④ 局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，両縁を支持された補剛版の局部座屈に対する許容応力度を算出する。

補剛版の局部座屈に対する許容応力度の算出方法を表3.4-8に示す。算出結果を表3.4-9に示す。

表3.4-8 局部座屈に対する許容応力度の算出（板厚40mm以下）

SM490Y		SM570	
範囲	圧縮応力度	範囲	圧縮応力度
$\frac{b}{22fn} \leq t$	210	$\frac{b}{22fn} \leq t$	255
$\frac{b}{46fn} < t \leq \frac{b}{22fn}$	$210 - 4.6 \left(\frac{b}{fn} - 22 \right)$	$\frac{b}{40fn} < t \leq \frac{b}{22fn}$	$255 - 6.9 \left(\frac{b}{fn} - 22 \right)$
$\frac{b}{80fn} < t \leq \frac{b}{46fn}$	$210,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2$	$\frac{b}{80fn} < t \leq \frac{b}{40fn}$	$210,000 \left(\frac{fn}{b} \right)^2$

(N/mm²)

b : 補剛版の全幅 (mm)
t : 板厚 (mm)
n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 (n ≥ 2)
f : 応力勾配による係数, $f = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0$
φ : 応力勾配 $\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$
σ₁, σ₂ : それぞれの補剛板の両縁での縁応力度 (N/mm²)
ただし, σ₁ ≥ σ₂ とし, 圧縮応力を正とする。

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表3.4-9(1) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼桁1）

断面	b _f (mm)	t _f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁部材	1667	12	215
横桁部材	600	12	255

表3.4-9(2) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼桁2, 3, 5, 6）

断面	b _f (mm)	t _f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁部材	1667	14	174
横桁部材	525	9	210

表 3.4-9(3) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼桁 4）

断面	b_f (mm)	t_f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁部材	2000	12	177
横桁部材	600	12	255

① 許容軸方向圧縮応力度

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，許容軸方向圧縮応力度を算出する。

許容軸方向圧縮応力度は以下の式により求める。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} \div \sigma_{cao}$$

ここで，

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値は許容軸方向引張応力度に等しい。算出結果を表 3.4-10 に示す。

表 3.4-10(1) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果（鋼桁 1）

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁部材	255	215	255	215
横桁部材	255	255	255	255

表 3.4-10(2) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果（鋼桁 2, 3, 5, 6）

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁部材	210	174	210	174
横桁部材	210	210	210	210

表 3.4-10(3) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼桁 4)

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁部材	255	177	255	177
横桁部材	255	255	255	255

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・圧縮については「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)」に基づき、曲げ・引張については「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)」及び「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に基づき、表 3.4-11 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。

表 3.4-11 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	290	435

注記* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の許容限界は、「道路橋支承便覧 (日本道路協会, 平成 16 年 4 月)」に基づき、表 3.4-12 に示す許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみとする。

表 3.4-12 水平支承・鉛直支承の許容限界

種別	許容圧縮応力度 (N/mm ²)	許容せん断ひずみ (%)
水平支承 (鋼桁 1, 4)	235	250
鉛直支承 (鋼桁 1, 4)	194	
水平支承 ・鉛直支承 (鋼桁 2, 3, 5, 6)	70	

3.4.4 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については「カルバート工指針（平成 21 年度版）」に基づき、曲げ・引張については「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）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3.4-13 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3.4-13 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16	24
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.5 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，鋼管杭については，表3.4-14に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。場所打ちコンクリート杭については，表3.4-15に示す鉄筋の降伏応力度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。

杭頭部については，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，表3.4-16に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3.4-14 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭体)	SKK490 (t < 40mm)	315	160
	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3.4-15 場所打ちコンクリート杭の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
場所打ち コンクリート杭	軸方向鉄筋(SD490)	490
	帯鉄筋(SD345)	345

表 3.4-16 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

3.4.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-17 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-17 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 350 せん断方向 350

3.4.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3.4-18 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3.4-18 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼桁 1 (狐崎部層)	基礎 1	13.7
		基礎 2	13.7
	鋼桁 2 (狐崎部層)	基礎 1	13.7
		基礎 2	13.7
	鋼桁 3 (狐崎部層)	基礎 1	13.7
		基礎 2	13.7
	鋼桁 4 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4
		基礎 2	11.4
	鋼桁 5 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4
		基礎 2	11.4
	鋼桁 6 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4
		基礎 2	11.4

(極限支持力(引き抜き)の算出根拠)

極限支持力(引き抜き)の算出は以下の方法により行う。算出の詳細を表 3.4-19～表 3.4-30 に示す。

・極限支持力(引き抜き)の算定方法

$$R_{UA} = R_U + W$$

$$R_U = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここで、

R_{UA} : 極限支持力(引抜き)支持力の上限值 (kN)

R_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

U : 周長 (m)

L_i : i 点における層厚 (m)

f_i : i 点における層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

$f_i = 5N (\leq 150)$ (盛土)

$f_i = c$ 又は $10N (\leq 100)$ (改良, 岩盤)

N : 標準貫入試験の N 値

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)

表 3.4-19 引き抜き支持力の上限値算出の詳細（鋼桁 1，基礎 1）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.650	100.0	65.00
改良地盤	0.650	100.0	65.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.300	100.0	130.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.465	100.0	46.50
合計			2496.50
杭周長	U=	4.706	
引抜き力		R _U =	11748.79
杭重量		W=	141.70
上限値		R _{UA} =	11890

表 3.4-20 引き抜き支持力の上限值算出の詳細（鋼桁 1, 基礎 2）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	0.840	100.0	84.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.950	100.0	95.00
改良地盤	0.950	100.0	95.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.700	100.0	70.00
改良地盤	1.100	100.0	110.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.908	100.0	90.80
合計			2570.80
杭周長	U=	5.334	
引抜力		R _U =	13713.74
杭重量		W=	256.36
上限値		R _{UA} =	13970

表 3.4-21 引き抜き支持力の上限值算出の詳細（鋼桁 2，基礎 1）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	0.900	53.0	47.70
盛土	0.900	58.0	52.20
盛土	0.900	62.5	56.25
盛土	0.900	67.5	60.75
盛土	0.900	72.5	65.25
盛土	0.900	77.0	69.30
盛土	0.900	82.0	73.80
盛土	0.650	86.0	55.90
盛土	0.639	89.5	57.19
盛土	1.000	94.0	94.00
盛土	1.000	99.5	99.50
盛土	1.000	104.5	104.50
盛土	1.000	110.0	110.00
盛土	1.000	115.5	115.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.911	100.0	91.10
改良地盤	0.569	100.0	56.90
改良地盤	0.520	100.0	52.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.681	100.0	68.10
合計			1699.94
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	8000.10
杭重量		W=	194.33
上限値		R _{UA} =	8194

表 3.4-22 引き抜き支持力の上限值算出の詳細 (鋼桁 2, 基礎 2)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	0.900	53.0	47.70
盛土	0.900	58.0	52.20
盛土	0.900	62.5	56.25
盛土	0.900	67.5	60.75
盛土	0.900	72.5	65.25
盛土	0.900	77.0	69.30
盛土	0.900	82.0	73.80
盛土	0.650	86.0	55.90
盛土	0.639	89.5	57.19
盛土	1.000	94.0	94.00
盛土	1.000	99.5	99.50
盛土	1.000	104.5	104.50
盛土	1.000	110.0	110.00
盛土	1.000	115.5	115.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.911	100.0	91.10
改良地盤	0.569	100.0	56.90
改良地盤	0.520	100.0	52.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.900	100.0	90.00
改良地盤	0.681	100.0	68.10
改良地盤	0.733	100.0	73.30
合計			1773.24
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	8345.06
杭重量		W=	201.15
上限値		R _{UA} =	8546

表 3.4-23 引き抜き支持力の上限值算出の詳細（鋼桁 3，基礎 1）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.500	100.0	50.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.700	100.0	70.00
合計			1520.00
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	7153.28
杭重量		W=	100.77
上限値		R _{UA} =	7254

表 3.4-24 引き抜き支持力の上限值算出の詳細（鋼桁 3，基礎 2）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.500	100.0	50.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.700	100.0	70.00
合計			1620.00
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	7623.89
杭重量		W=	107.01
上限値		R _{UA} =	7730

表 3.4-25 引き抜き支持力の上限值算出の詳細（鋼桁 4, 基礎 1）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	0.750	56.5	42.38
盛土	1.000	61.0	61.00
盛土	1.000	66.5	66.50
盛土	1.000	72.0	72.00
盛土	1.000	77.0	77.00
盛土	1.000	82.5	82.50
盛土	1.000	88.0	88.00
盛土	1.000	93.0	93.00
盛土	1.000	98.5	98.50
盛土	1.000	104.0	104.00
盛土	1.000	109.5	109.50
盛土	1.000	114.5	114.50
盛土	1.000	120.0	120.00
盛土	1.000	125.5	125.50
盛土	1.000	130.5	130.50
盛土	1.000	136.0	136.00
盛土	1.000	141.5	141.50
盛土	1.000	147.0	147.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.550	150.0	82.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.552	100.0	55.20
合計			2497.08
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	11751.50
杭重量		W=	192.03
上限値		R _{UA} =	11943

表 3.4-26 引き抜き支持力の上限值算出の詳細 (鋼桁 4, 基礎 2)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	57.0	57.00
盛土	1.000	62.5	62.50
盛土	1.000	68.0	68.00
盛土	1.000	73.0	73.00
盛土	1.000	78.5	78.50
盛土	1.000	84.0	84.00
盛土	1.000	89.0	89.00
盛土	1.000	94.5	94.50
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	105.5	105.50
盛土	1.000	110.5	110.50
盛土	1.000	116.0	116.00
盛土	1.000	121.5	121.50
盛土	1.000	126.5	126.50
盛土	1.000	132.0	132.00
盛土	1.000	137.5	137.50
盛土	1.000	143.0	143.00
盛土	1.000	148.0	148.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.300	150.0	45.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.200	100.0	20.00
合計			2862.00
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	13468.87
杭重量		W=	148.36
上限値		R _{UA} =	13617

表 3.4-27 引き抜き支持力の上限值算出の詳細（鋼桁 5，基礎 1）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.600	100.0	60.00
改良地盤	0.613	100.0	61.30
合計			1532.30
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	7211.17
杭重量		W=	173.37
上限値		R _{UA} =	7384

表 3.4-28 引き抜き支持力の上限值算出の詳細 (鋼桁 5, 基礎 2)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.861	100.0	86.10
改良地盤	0.862	100.0	86.20
改良地盤	0.862	100.0	86.20
D級岩盤	1.000	100.0	100.00
D級岩盤	0.755	100.0	75.50
D級岩盤	0.129	100.0	12.90
合計			1857.90
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	8743.47
杭重量		W=	203.64
上限値		R _{UA} =	8947

表 3.4-29 引き抜き支持力の上限值算出の詳細 (鋼桁 6, 基礎 1)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.279	100.0	27.90
D級岩盤	1.125	100.0	112.50
D級岩盤	0.351	100.0	35.10
合計			2210.50
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	10402.85
杭重量		W=	220.53
上限値		R _{UA} =	10623

表 3.4-30 引き抜き支持力の上限值算出の詳細 (鋼桁 6, 基礎 2)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.511	100.0	51.10
D級岩盤	0.933	100.0	93.30
D級岩盤	1.000	100.0	100.00
D級岩盤	0.128	100.0	12.80
合計			2292.20
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	10787.34
杭重量		W=	228.13
上限値		R _{UA} =	11015

3.5 解析方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

なお、前述のとおり、津波時において、「3.3.5 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

3.5.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。なお、地震応答解析手法の妥当性については参考資料 2 にて詳述する。

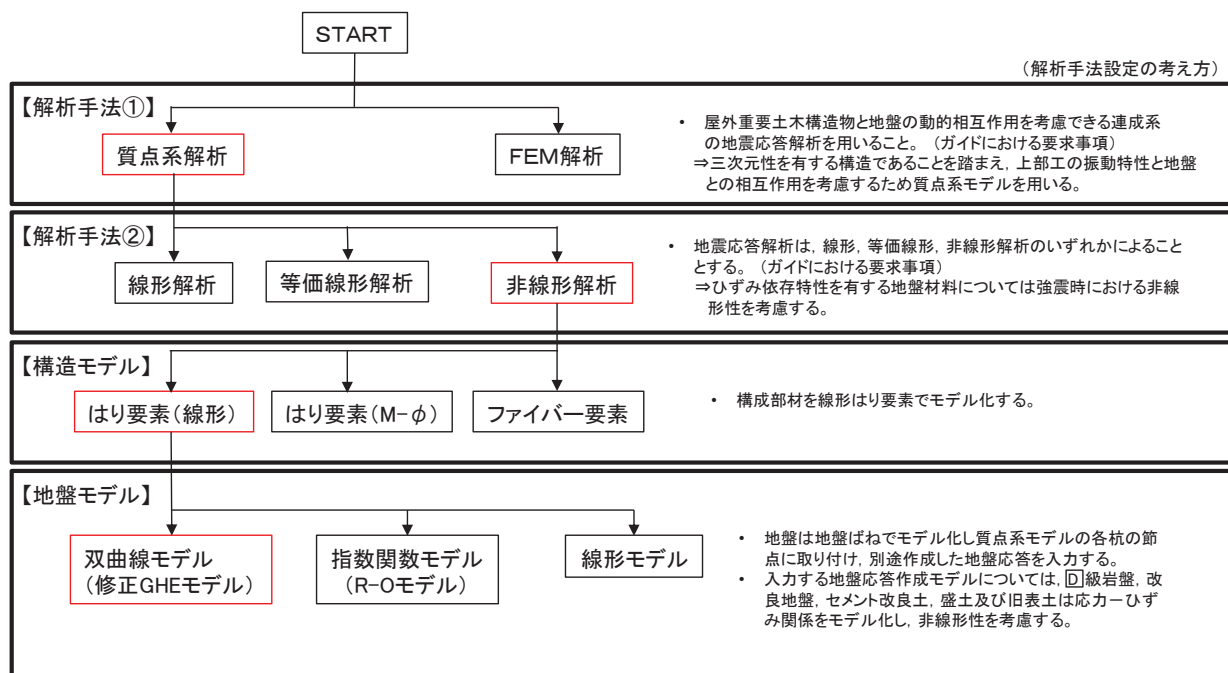


図 3.5-1 地震応答解析手法の選定フロー

上部工及び下部工の各構成部材について、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、水平支承及び鉛直支承は線形ばねでモデル化する。杭周地盤ばねを杭の各質点に取り付け、別途作成した地盤応答を入力する。

地盤応答の作成は、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一次元時刻歴応答解析により作成する。

地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、旧表土、盛土、D級岩盤及び改良地盤（動的変形特性にひずみ依存性がある地盤）は、修正 GHE モデルにより地盤

の非線形性を考慮し、**D**級を除く岩盤は線形でモデル化する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。全応力解析として評価することの妥当性については、参考資料2に示す。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼桁の地震時の応答は、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評価する。表3.5-1に解析ケースを示す。

図3.1-1～図3.1-2に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼桁）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、これらの地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.5.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

また、水平支承及び鉛直支承に用いるゴム支承（水平力分散型ゴム支承）の材料物性のばらつきについては、参考資料3に示す。

表 3.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値

3.5.3 減衰定数

地震応答解析における減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の α 、 β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）及び参考資料 3 に示す試験結果（ゴム支承）に基づき、表 3.5-2 に示す減衰定数を用いる。なお、ゴム支承の減衰定数の設定については参考資料 3 に示す。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-2 に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

表 3.5-2 構造部材の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2% (鋼桁)	3% (鋼管杭)
鉄筋コンクリート部材	3% (RC 支柱)	5% (フーチング)
ゴム支承	5.5% (水平支承, 鉛直支承)	—

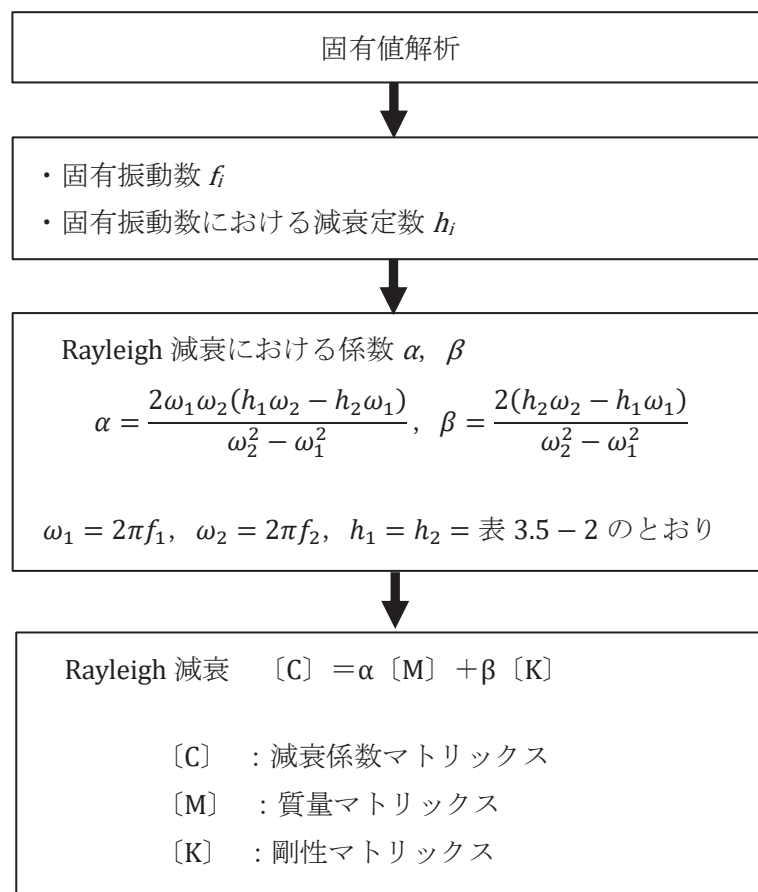


図 3.5-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α, β の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤及び構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析における固有値解析結果の一覧を表 3.5-3～表 3.5-8 に、モード図を図 3.5-3～図 3.5-8 に、固有値解析結果に基づき設定した係数 α, β を表 3.5-9 に、Rayleigh 減衰を図 3.5-9～図 3.5-14 に示す。

表 3.5-3 固有値解析結果 (鋼桁 1)

追而

追而

図 3.5-3(1) 固有値解析結果 (鋼桁 1 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-3(2) 固有値解析結果 (鋼桁 1 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-3(3) 固有値解析結果 (鋼桁 1 : モード図) 鋼桁軸方向

追而

図 3.5-3(4) 固有値解析結果 (鋼桁 1 : モード図) 鋼桁軸方向

表 3.5-4 固有値解析結果 (鋼桁 2)

追而

追而

図 3.5-4(1) 固有値解析結果 (鋼桁 2 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-4(2) 固有値解析結果 (鋼桁 2 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-4(3) 固有値解析結果 (鋼桁 2 : モード図) 鋼桁軸方向

追而

図 3.5-4(4) 固有値解析結果 (鋼桁 2 : モード図) 鋼桁軸方向

表 3.5-5 固有値解析結果 (鋼桁 3)

追而

追而

図 3.5-5(1) 固有値解析結果 (鋼桁 3 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-5(2) 固有値解析結果 (鋼桁 3 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-5(3) 固有値解析結果 (鋼桁 3 : モード図) 鋼桁軸方向

追而

図 3.5-5(4) 固有値解析結果 (鋼桁 3 : モード図) 鋼桁軸方向

表 3.5-6 固有値解析結果（鋼桁 4）

追而

図 3.5-6(1) 固有値解析結果（鋼桁 4：モード図） 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-6(2) 固有値解析結果（鋼桁 4：モード図） 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-6(3) 固有値解析結果（鋼桁 4：モード図） 鋼桁軸方向

追而

図 3.5-6(4) 固有値解析結果（鋼桁 4：モード図） 鋼桁軸方向

表 3.5-7 固有値解析結果（鋼桁 5）

追而

図 3.5-7(1) 固有値解析結果（鋼桁 5 : モード図） 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-7(2) 固有値解析結果（鋼桁 5 : モード図） 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-7(3) 固有値解析結果（鋼桁 5 : モード図） 鋼桁軸方向

追而

図 3.5-7(4) 固有値解析結果（鋼桁 5 : モード図） 鋼桁軸方向

表 3.5-8 固有値解析結果 (鋼桁 6)

追而

追而

図 3.5-8(1) 固有値解析結果 (鋼桁 6 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-8(2) 固有値解析結果 (鋼桁 6 : モード図) 鋼桁軸直交方向

追而

図 3.5-8(3) 固有値解析結果 (鋼桁 6 : モード図) 鋼桁軸方向

追而

図 3.5-8(4) 固有値解析結果 (鋼桁 6 : モード図) 鋼桁軸方向

表 3.5-9(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果_2%

追而

表 3.5-9(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果_3%

追而

表 3.5-9(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果_5%

追而

表 3.5-9(4) Ryaleigh 減衰における係数 α , β の設定結果_5.5%

追而

追而

図 3.5-9(1) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸直交方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-9(2) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸直交方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-9(3) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸直交方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-9(4) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸直交方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-9(5) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-9(6) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-9(7) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-9(8) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 1）鋼桁軸方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-10(1) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸直交方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-10(2) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸直交方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-10(3) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸直交方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-10(4) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸直交方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-10(5) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-10(6) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-10(7) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-10(8) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 2）鋼桁軸方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-11(1) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸直交方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-11(2) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸直交方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-11(3) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸直交方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-11(4) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸直交方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-11(5) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-11(6) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-11(7) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-11(8) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 3）鋼桁軸方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-12(1) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸直交方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-12(2) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸直交方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-12(3) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸直交方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-12(4) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸直交方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-12(5) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-12(6) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-12(7) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-12(8) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 4）鋼桁軸方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-13(1) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸直交方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-13(2) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸直交方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-13(3) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸直交方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-13(4) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸直交方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-13(5) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-13(6) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-13(7) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-13(8) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 5）鋼桁軸方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-14(1) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸直交方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-14(2) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸直交方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-14(3) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸直交方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-14(4) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸直交方向 _減衰 5.5%

追而

図 3.5-14(5) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸方向 _減衰 2%

追而

図 3.5-14(6) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸方向 _減衰 3%

追而

図 3.5-14(7) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸方向 _減衰 5%

追而

図 3.5-14(8) 設定した Ryaleigh 減衰（鋼桁 6）鋼桁軸方向 _減衰 5.5%

3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

(1) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、表 3.5-10 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3.5-10 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 d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から、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において照査値が最も厳しい(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②～③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	

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。

3.5.5 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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弾性設計用地震動 S_d-D2 を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) 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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.5-15 に示す。地震応答解析時に用いる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第 2 号機側 (鋼桁 1~3) は図 3.5-16 に、第 3 号機側 (鋼桁 4~6) は図 3.5-17 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

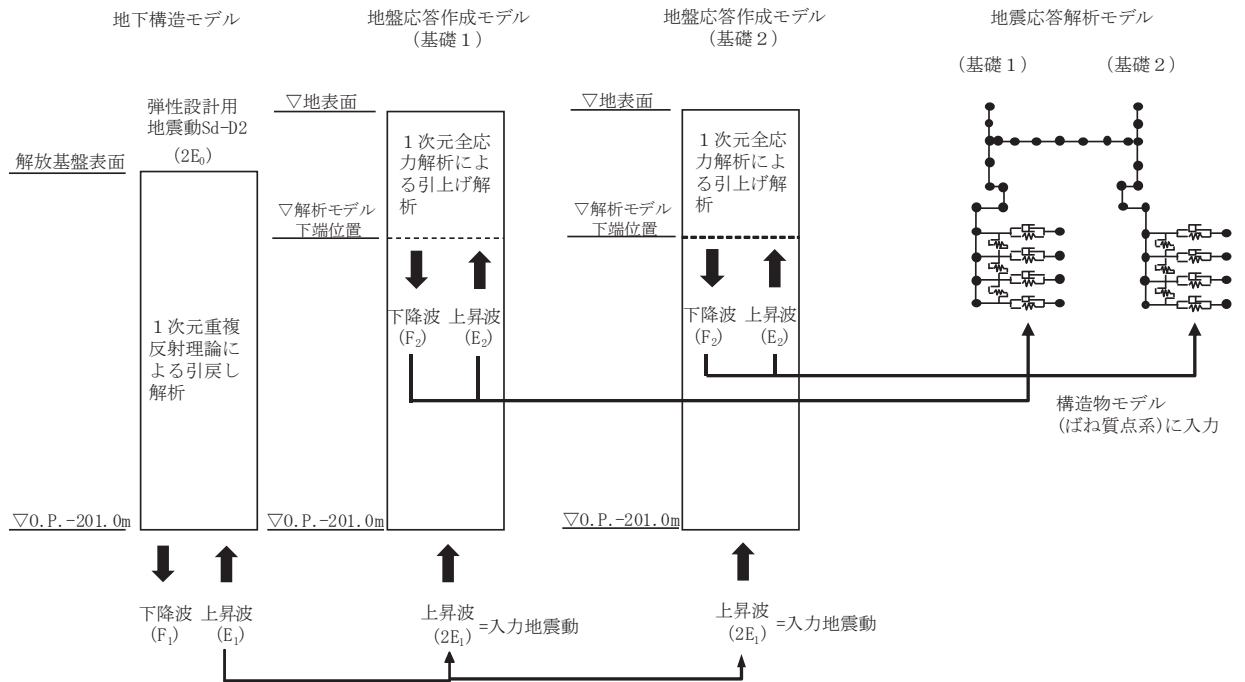
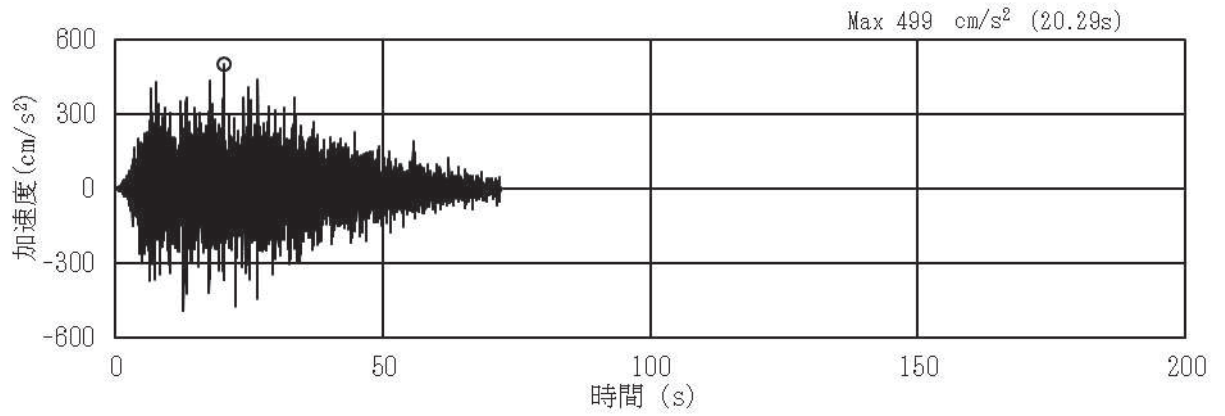
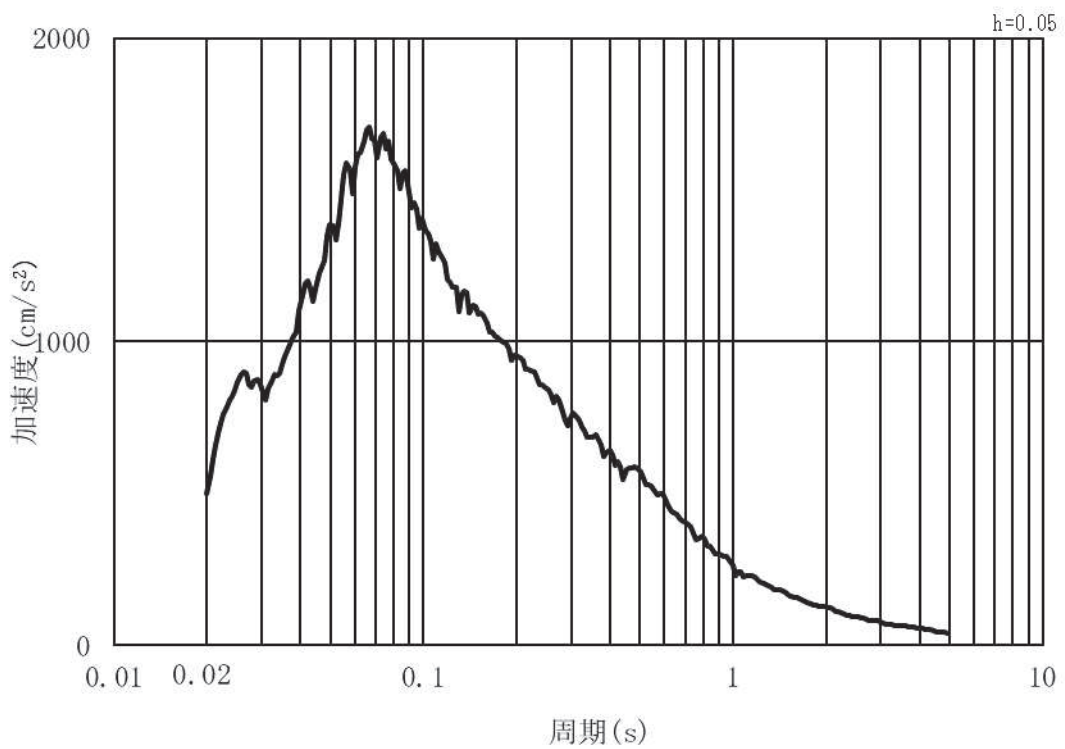


図 3.5-15 入力地震動算定の概念図

(1) 鋼桁 1, 鋼桁 2, 鋼桁 3

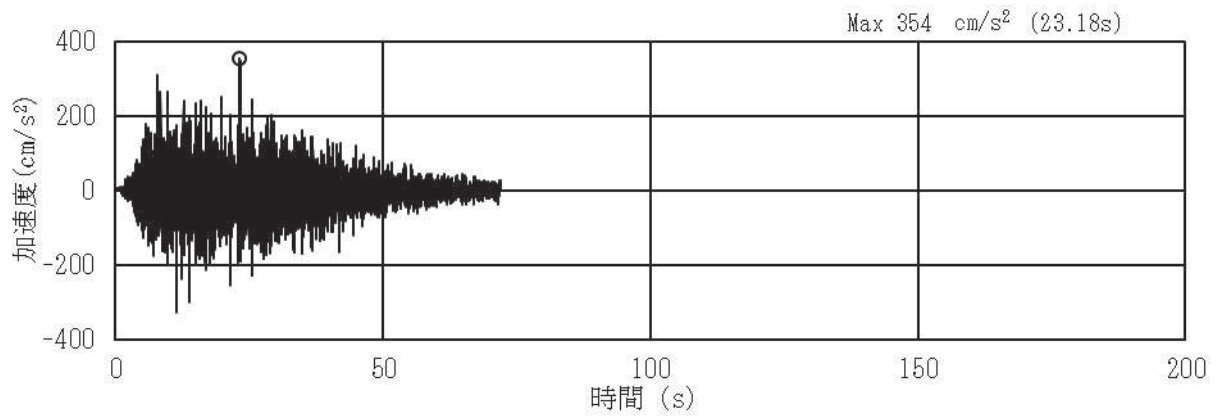


(a) 加速度時刻歴波形

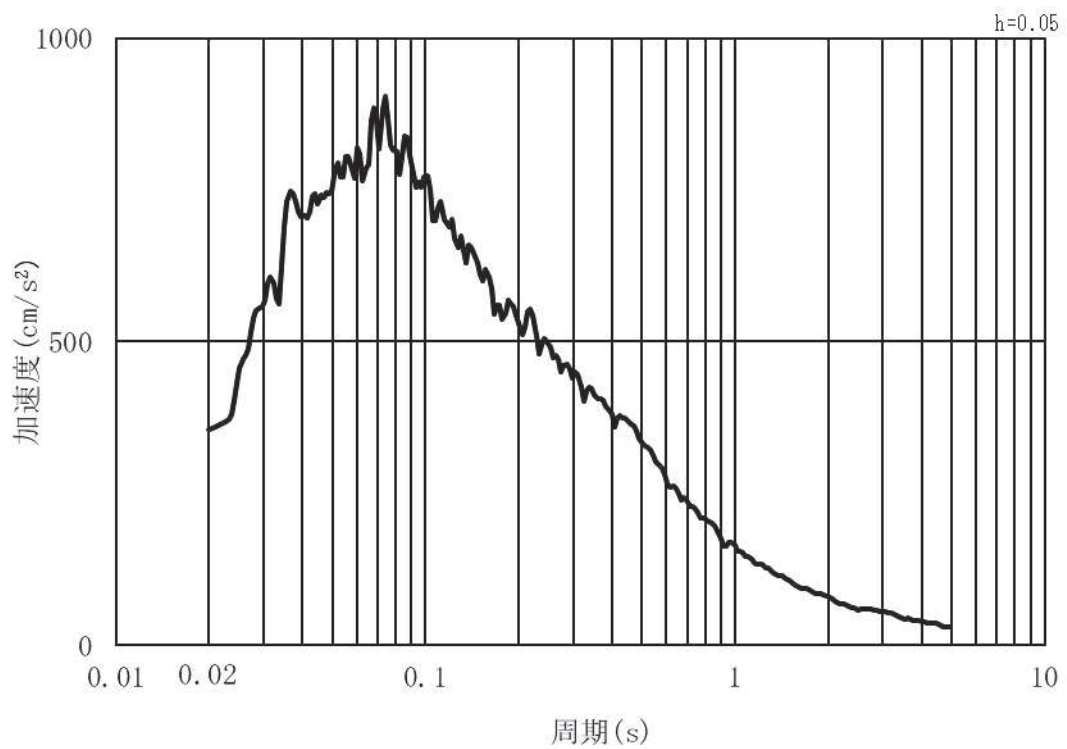


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-16(1) 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
(水平方向 : S d - D 2) 第 2 号機側



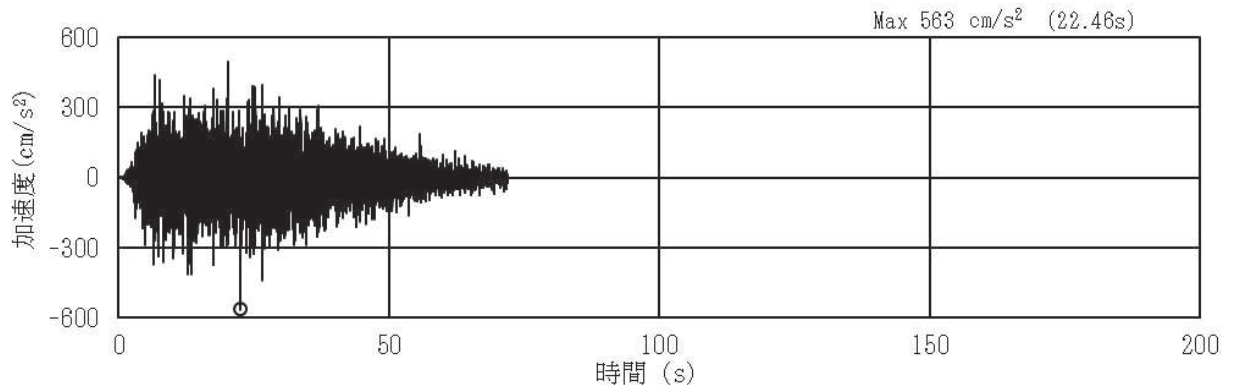
(a) 加速度時刻歴波形



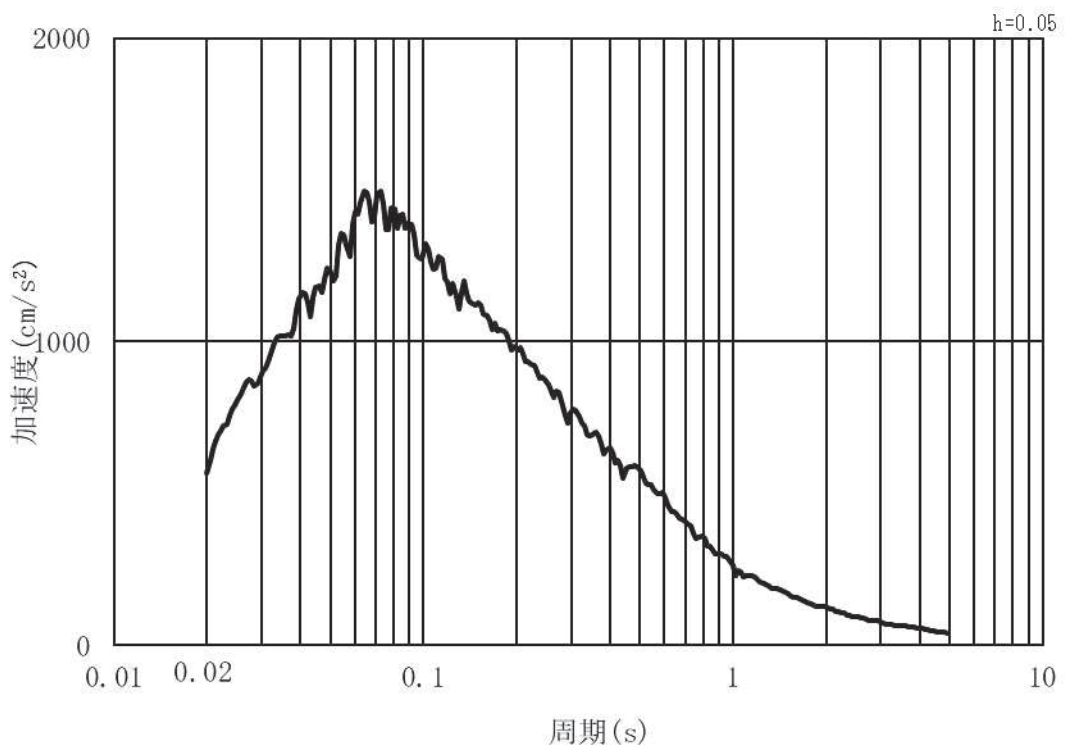
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-16(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
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

(1) 鋼桁 4, 鋼桁 5, 鋼桁 6

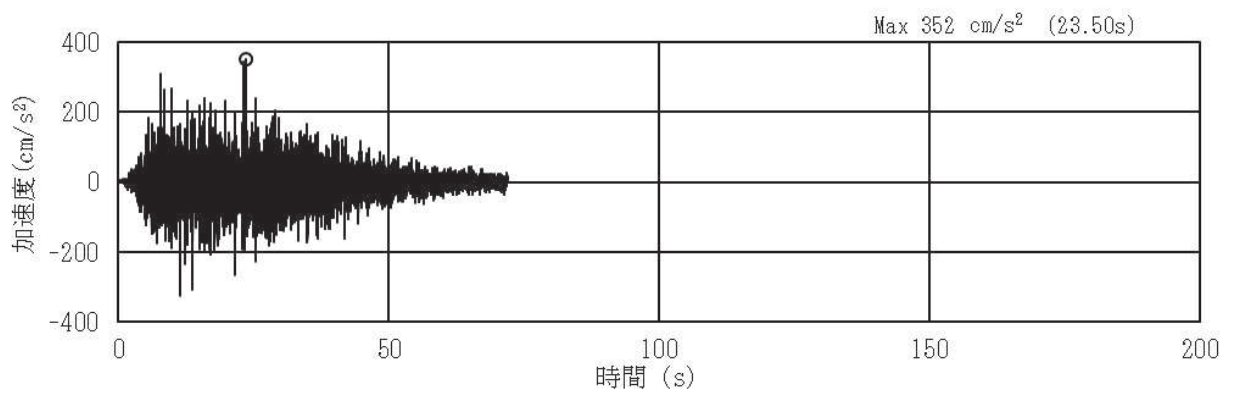


(a) 加速度時刻歴波形

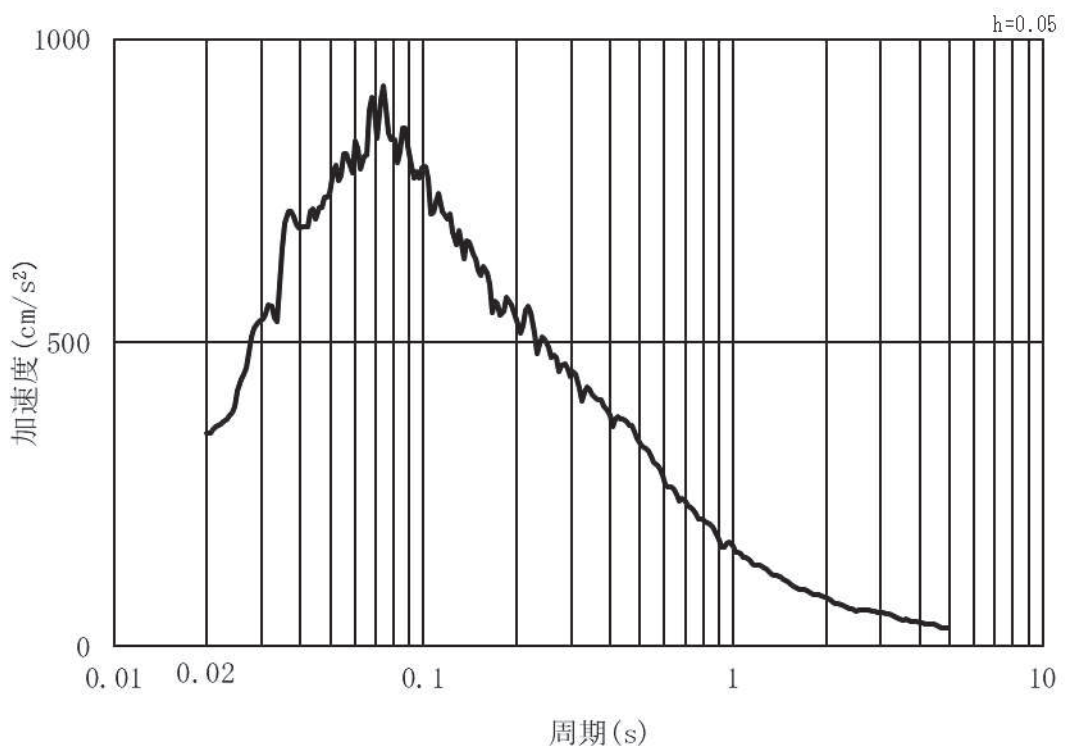


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-17(1) 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
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-17(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
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

3.5.6 解析モデル

(1) 構造物のモデル化

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

鋼桁については、別途格子状の三次元フレームモデルを用いた静的解析を行うことため、慣性力算定に用いる応答震度を算定するために、格子状のモデルと同等の応答を得られるよう、主要な構造部材であるダイヤフラム（鉛直部材）位置で節点分割し、はり要素及び節点に分担幅あたりの断面性能及び質量を付与する。

RC 支柱とフーチングについては各部材の重心位置でモデル化し断面性能と質量を付与する。RC 支柱の鉛直方向座標の節点位置は鋼桁への変位抽出を目的に水平支承位置に設ける。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については、杭及び RC 支柱と接続する箇所に節点を設ける。RC 支柱の張出部は RC 支柱と節点質量として考慮する。

ゴム支承のモデル化については、(3) に詳細を示す。

解析モデル図を図 3.5-18～図 3.5-23 に示す。

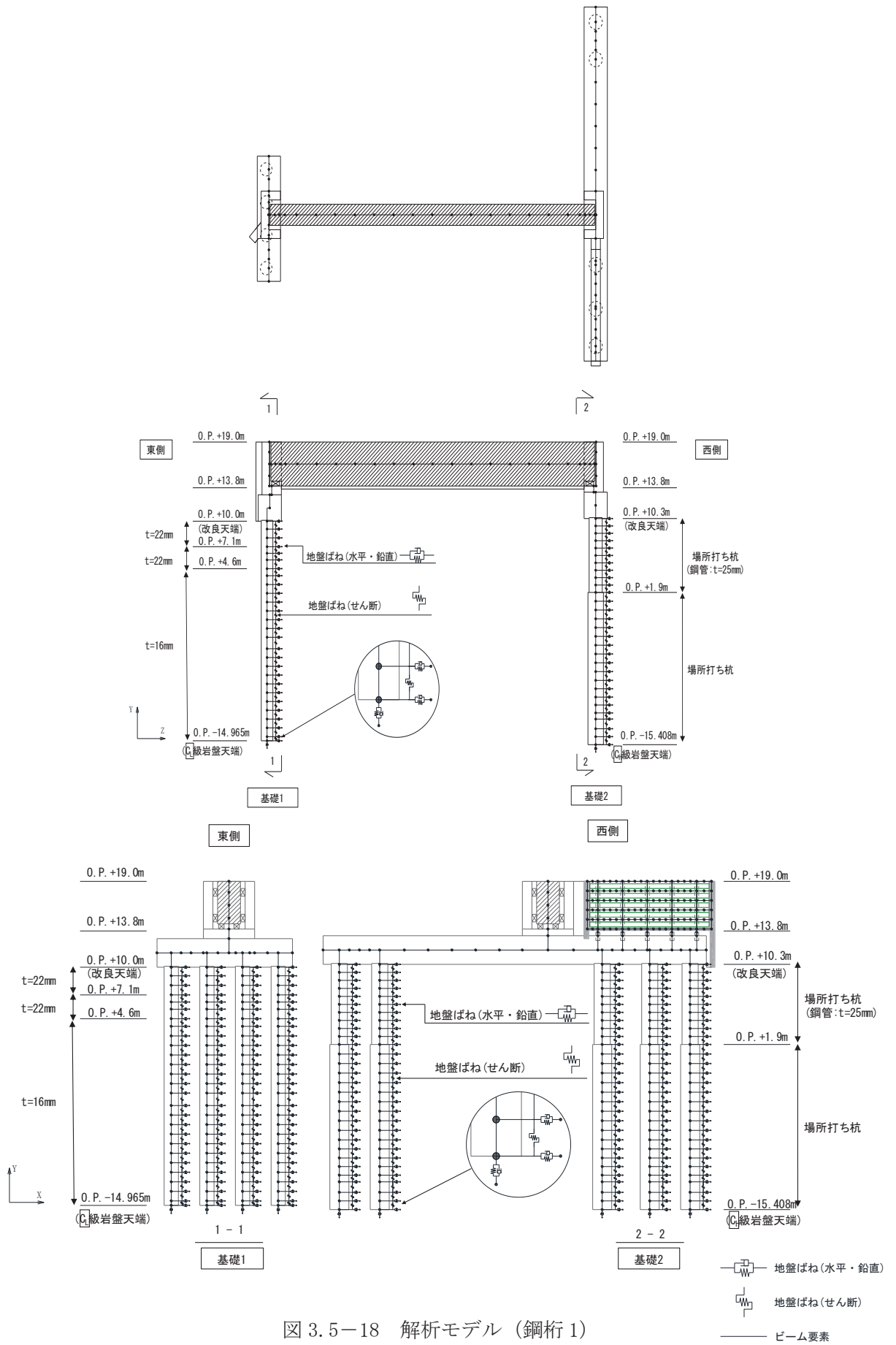


図 3.5-18 解析モデル (鋼桁1)

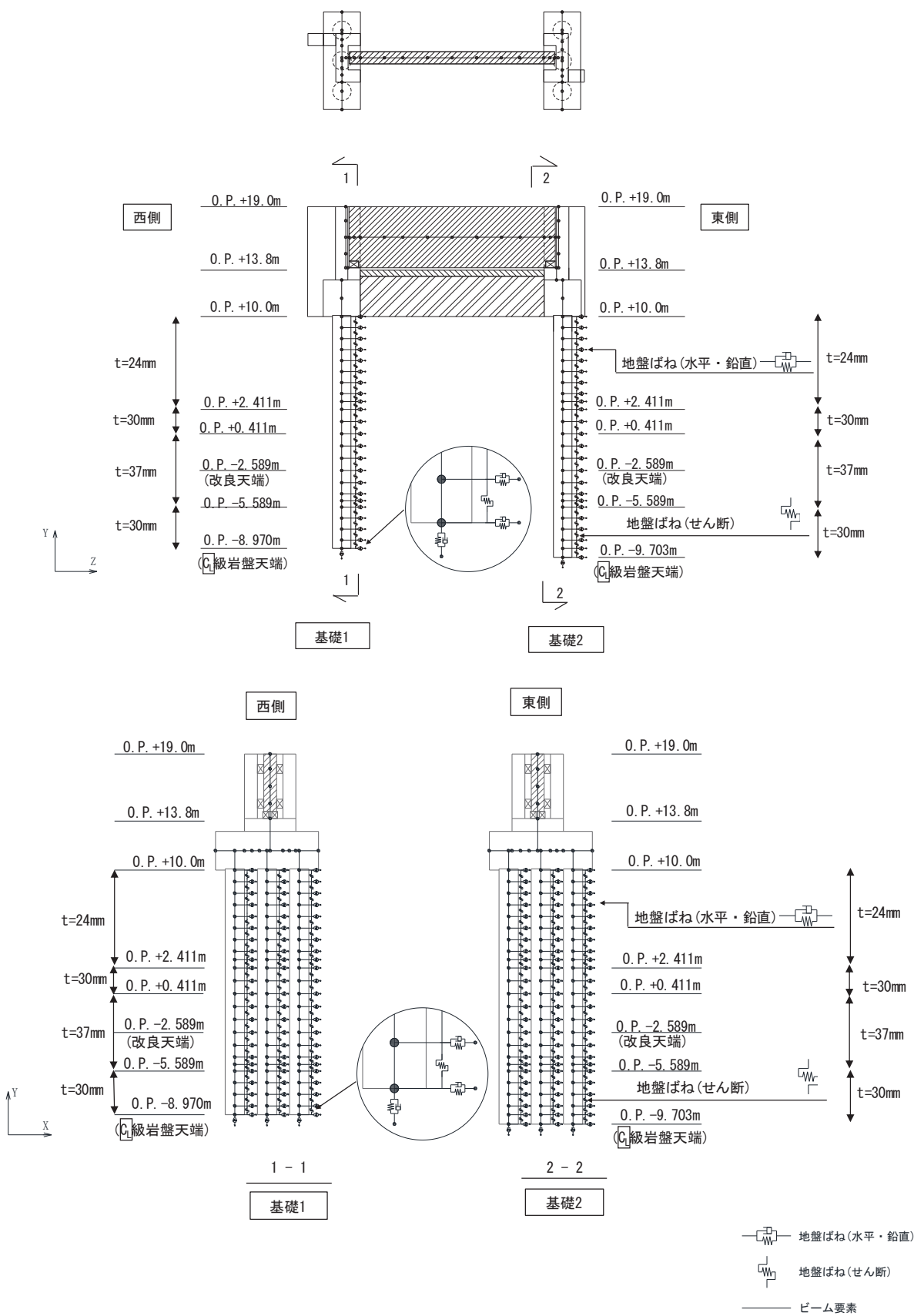


図 3.5-19 解析モデル (鋼桁2)

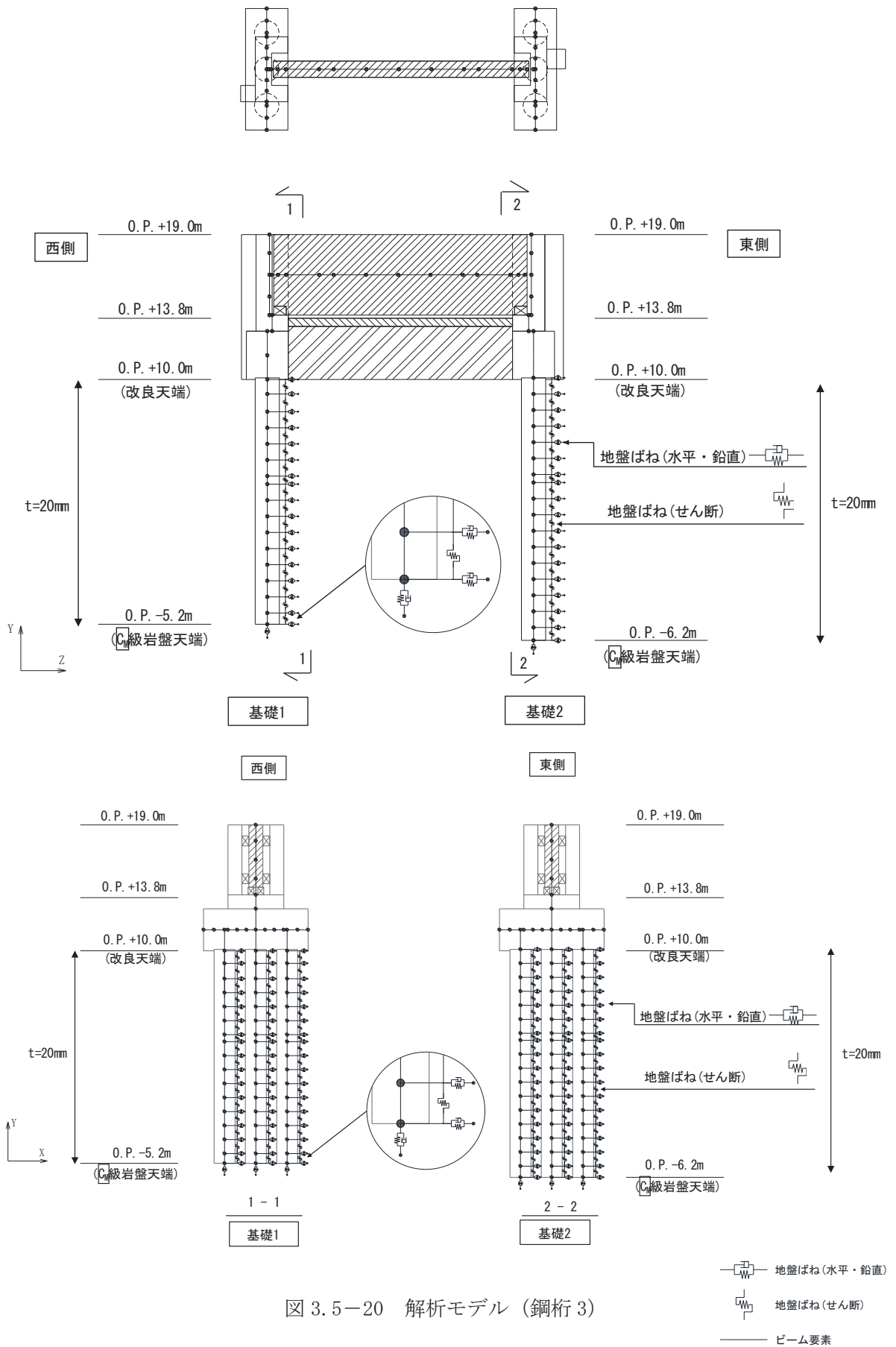


図 3.5-20 解析モデル (鋼桁3)

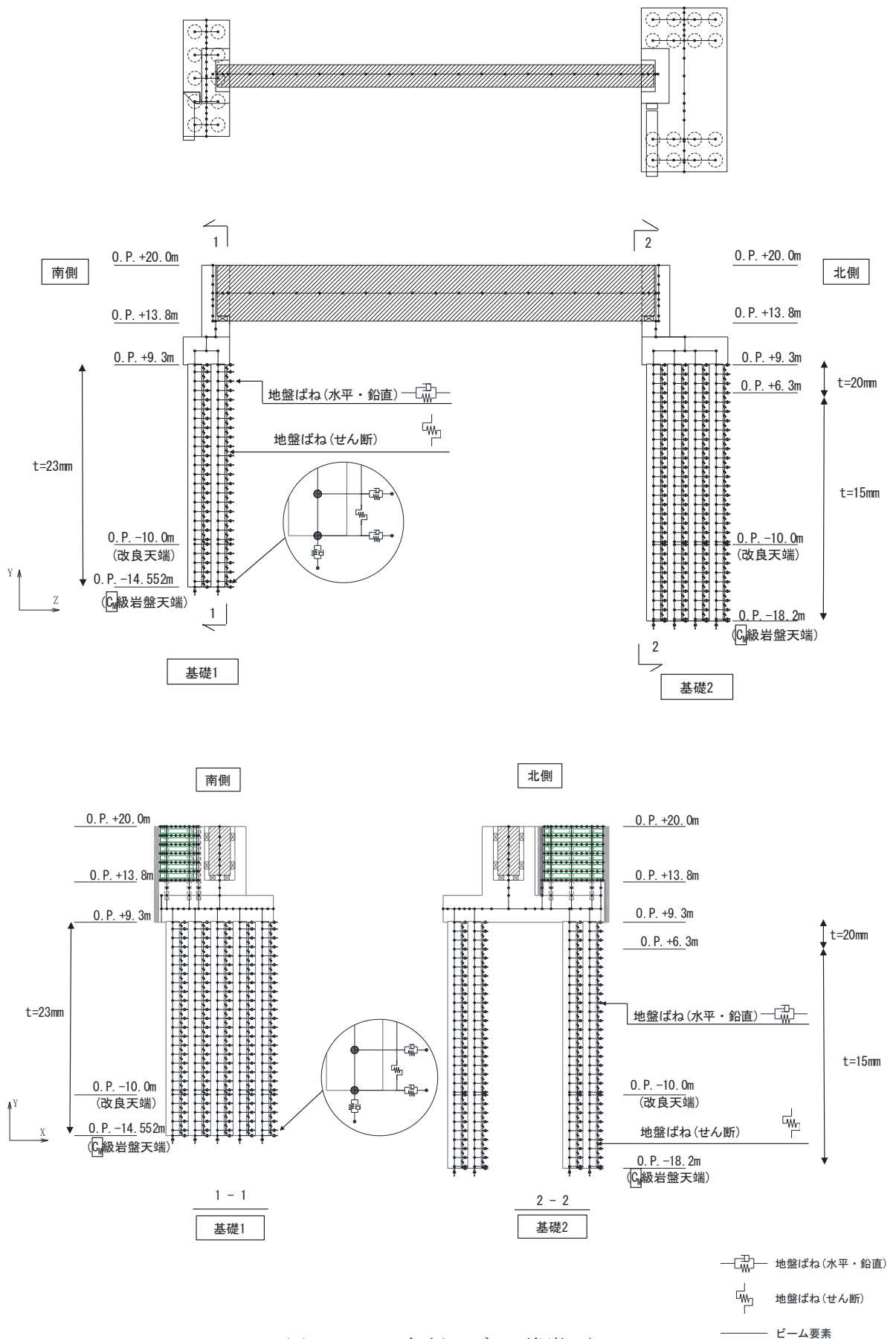


図 3.5-21 解析モデル (鋼桁4)

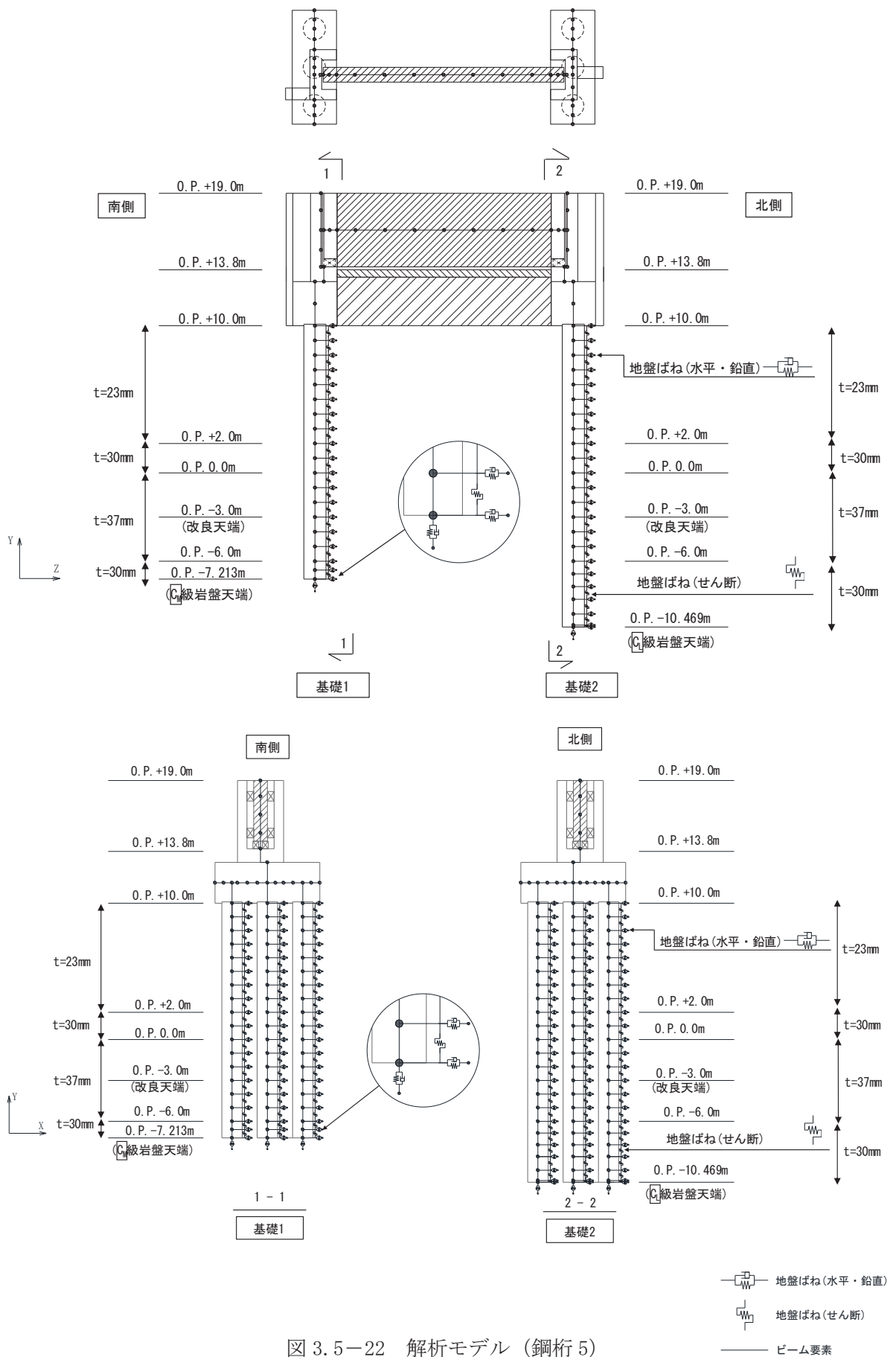


図 3.5-22 解析モデル (鋼桁 5)

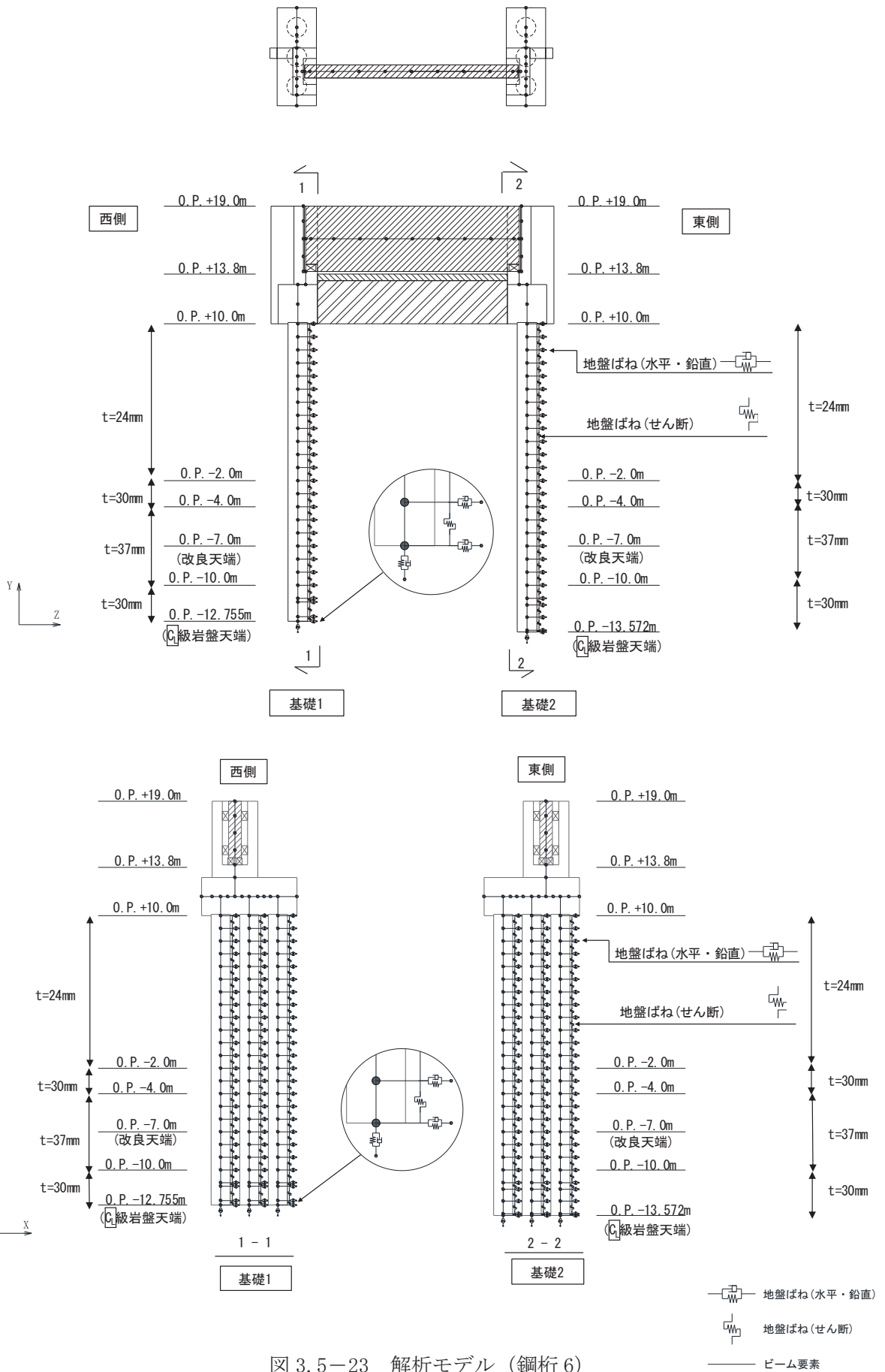


図 3.5-23 解析モデル (鋼桁6)

(2) 地盤ばねのモデル化

a. 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。なお、桁軸直交方向や鋼桁 4 の桁軸方向加振時においては、杭が連続的に配置されるため、群杭係数を考慮する。

(a) 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left(\frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで、

K_a : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)

$k_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)
(kN/m²)

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

N_p : 杭本数

D : 杭径 (m)

E_s : 地盤のヤング係数 (kN/m²)

ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)

ν : 地盤のポアソン比

α_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$E_p \times I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)

$\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$: Francis のばねに考慮する群杭効果

【群杭係数】

$$\alpha_{HH} = N_p^{-a}$$

$$a = 0.9 \times f_x + a'_0$$

$$a'_0 = \gamma \times a_0 + \frac{1 - \gamma}{5}$$

$$a_0 = \frac{1}{5 + \left(65 \times \frac{D}{L}\right)^{1.5}}$$

$$\gamma = 0.7 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.35} \quad (\gamma \leq 1)$$

$$f_x = \left\{0.3 + wx \times \log_{10}\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\right\} \times \left(\frac{D}{S}\right)^{0.75}$$

$$wx = 0.16 - 0.35 \times \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} - 1\right)^{0.3} \times \left(\frac{D}{L}\right)$$

ここで、

α_{HH} : 水平方向の群杭係数

N_p : 杭本数

S : 杭間隔 (m)

L : 杭長 (m)

D : 杭径 (m)

V_{s1} : 表層地盤の S 波速度 (m/s)

V_{s2} : 支持地盤の S 波速度 (m/s)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/m²)

E_s : 表層地盤を一層に置き換えた場合のヤング係数 (kN/m²) *1

注記*1: V_{s1} 及び第 1 層の $\rho \times v$ より算定する

群杭係数評価式の適用に際しては、図 3.5-24 に示すような表層地盤と支持地盤の 2 層地盤に区分し、表層を 1 層に置換する。このとき、S 波速度を表層地盤の卓越周期が等しくなるように設定する。

$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2}\right)}{V_{si}^2}}$$

$$V_{s1} = \frac{4H}{T_G}$$

T_G : 表層地盤の卓越周期 (s)

H_i : 地表面から i 層までの深さ (m)

V_{si} : i 層の S 波速度 (m/s)

h_i : i 層の厚さ (m)

V_{s1} : 表層地盤の S 波速度 (m/s)
 H : 表層の厚さ (m)

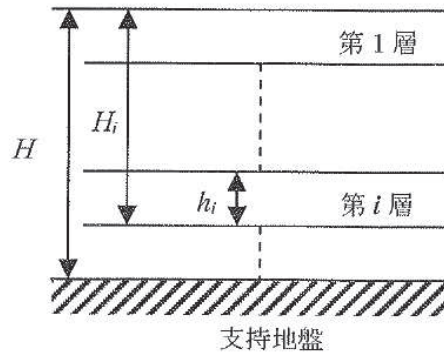


図 3.5-24 群杭係数の設定に用いる各層の概略図

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで,

C_a : 減衰定数

$c_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平減衰定数

ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)

N_p : 杭本数

D : 杭径 (m)

V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

ρ : 地盤の密度 (t/m³)

V_{La} : Lysmer の波動速度 (m/s)

ν : 地盤のポアソン比

(b) 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left(\frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- K_v : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- K'_v : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- S_v : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m²)
- ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
- e_v : 鉛直分布ばねの群杭効果
- N_p : 杭本数
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- L : 杭長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- D : 杭径 (m)
- ρ : 地盤の密度 (t/m³)
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

- $C_{V(G)}$: 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

- $C_{V(S)}$: 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)
 C'_V : 杭底面の減衰係数
 ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
 N_p : 杭本数
 D : 杭径 (m)
 ρ : 地盤の密度 (t/m³)
 V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
 V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

(c) せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

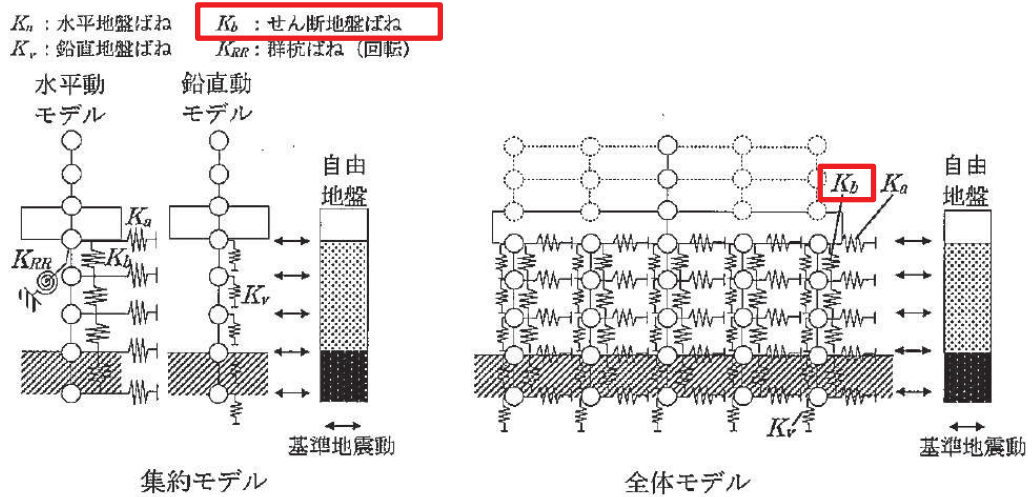
$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

- $K_{b(G)}$: 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
 $K_{b(S)}$: 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
 N_p : 杭本数
 ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
 $A_{S(S)}$: 単杭の等価土柱面積 (m²)
 $A_{S0(S)}$: 単杭の等価土柱面積の下限値 (m²)
 D : 杭径 (m)
 ν : 地盤のポアソン比
 V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
 V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-25 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。



附図2.6-1 質点系モデル

図 3.5-7 せん断地盤ばねの概要図

（「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」より抜粋）

図 3.5-25 せん断地盤ばねの概要図

b. 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形性を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3.5-26 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作

用する軸力評価の保守性の観点を踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形特性の概要を示す。

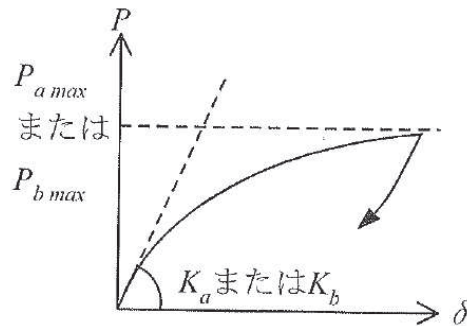


図 3.5-26 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- K_a : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{amax} : 水平地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- K_b : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{bmax} : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- P : ばね反力 (kN)
- δ : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

ここで、

- σ_0 : 有効上載圧 (kN/m²)
- K_p : 受働土圧係数
- D : 杭の直径 (m)
- ℓ : 杭の節点の分担長 (m)
- N_p : 杭本数
- C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)
- φ : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで,

- A_s : 有効せん断面積 (m²)
- τ_{max} : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
- D : 杭の直径 (m)
- ℓ : 杭の節点間距離 (m)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

(3) 支承部のモデル化

支承部 (ゴム支承) は、「道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)」に基づき, 線形ばねとしてモデル化する。

また, 境界条件についても「道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)」の考え方にに基づき表3.5-11に示すとおりモデル化し, 支承のモデル化は水平支承4つと鉛直支承2つを集約した剛性でモデル化する。

表 3.5-11 支承部のモデル化 (境界条件)

方向	モデル化位置	拘束条件
桁軸直角方向(X方向)	RC支柱中央でモデル化	剛ばね
鉛直方向(Y方向)	RC支柱下端でモデル化	剛ばね
桁軸方向(Z方向)	RC支柱下端でモデル化	支承せん断ばね
桁軸方向周り	—	回転自由
鉛直方向周り	—	回転自由
桁軸直角方向周り	—	回転拘束

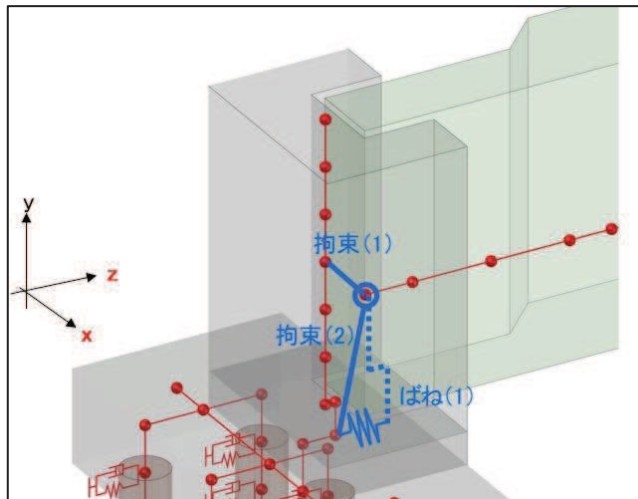


図 3.5-27 支承部のモデル化イメージ

(モデル化の考え方)

- ・ X 方向は水平支承が存在するが，RC 支柱と鋼桁と同様の動きをすると考え，剛ばねとしてモデル化した。
- ・ Y 方向は拘束されている為，支承部節点と同様の動きをすると考え，剛ばねでモデル化した。(上揚力梁で固定しており，鋼桁からの鉛直荷重に対する照査を別途行っている。)
- ・ Z 方向は水平・鉛直支承の剛性を合算して，せん断ばねでモデル化した。(集約した剛性とすることで，一本梁でモデル化した鋼桁の影響を適切に伝達できると考えられる。)
- ・ X 軸周り回転については，鉛直支承は回転を拘束しないため，自由条件とした。
- ・ Y 軸周り回転については，水平支承は回転を拘束しないため，自由条件とした。
- ・ Z 軸周り回転については，4 つの水平支承で支えられており，Z 軸周りには回転しないため，拘束条件とした。

(4) 境界条件

解析モデルの境界条件は，図 3.5-18～図 3.5-23 に示す解析モデルに対して，(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に，静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

a. 静的解析

静的解析は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り，初期応力を算定するために行う。そこで，静的解析では，動的解析モデルに対して，自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また，水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-28 に示す。

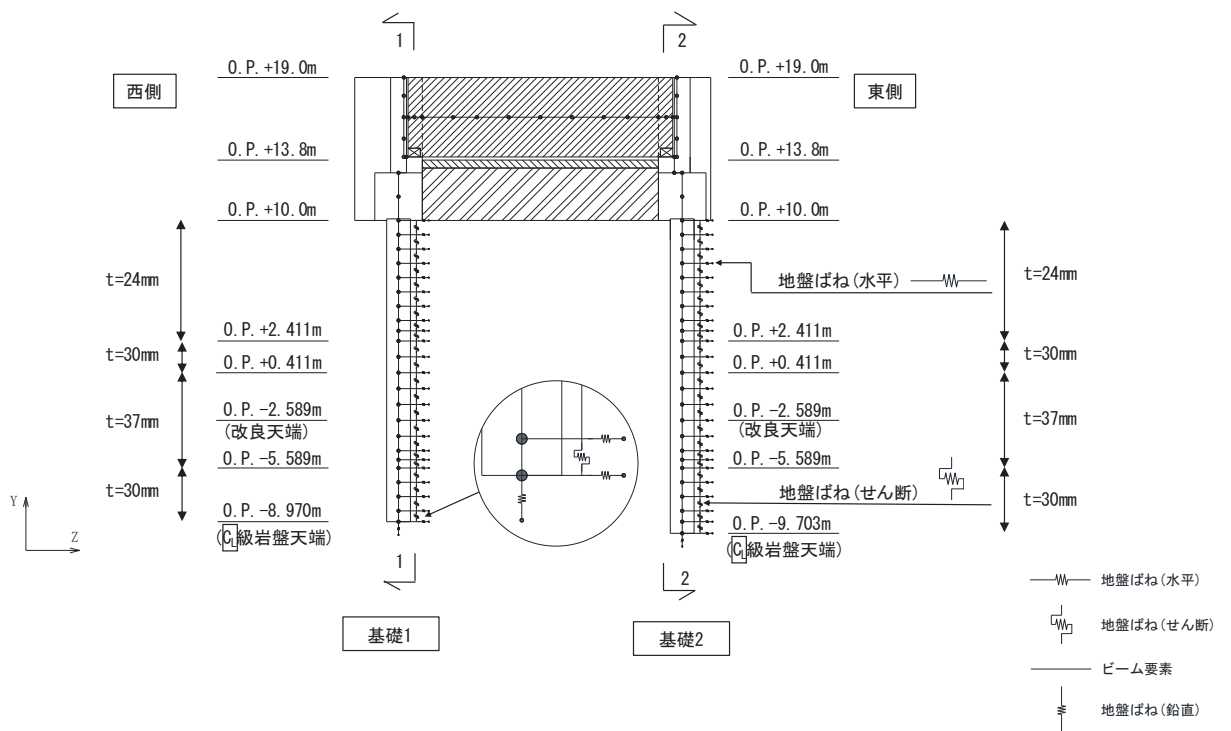


図 3.5-28 静的解析モデル (鋼桁2 の例)

b. 固有値解析

固有値解析時の境界条件は，動的解析モデルに対して，地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-29 に示す。

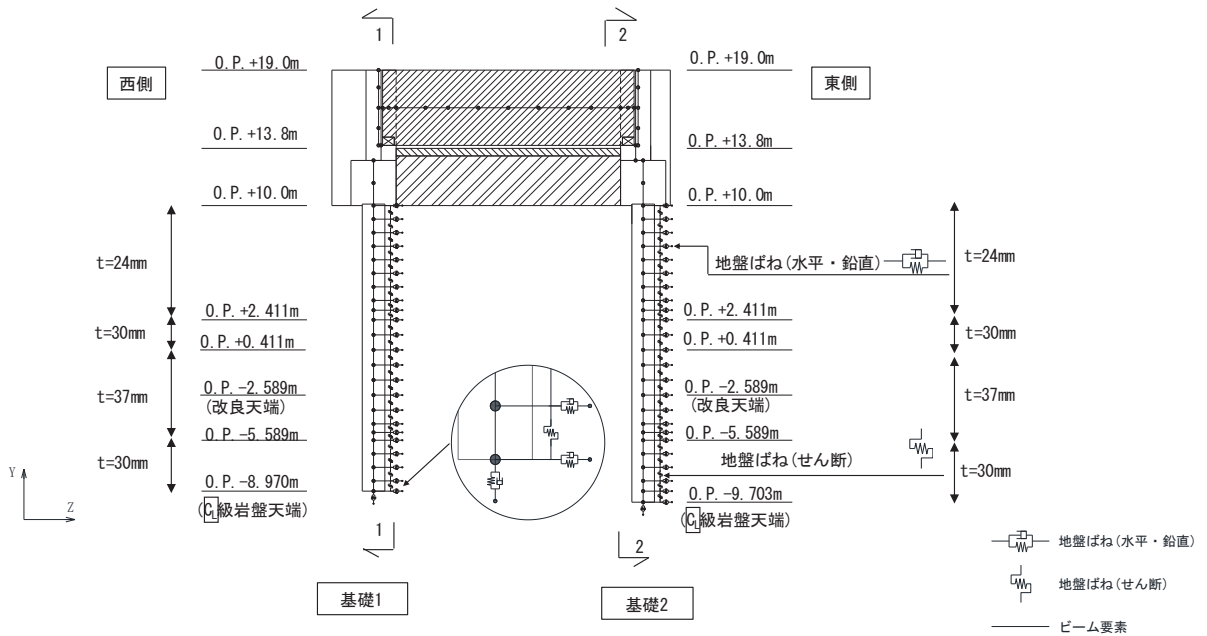


図 3.5-29 固有値解析モデル（鋼桁 2 の例）

(5) 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は，断面⑥を除く断面においては，有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは，3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき，各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。



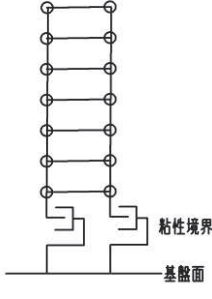
要素分割は，最大要素幅は 4m，奥行きは 1.0m，最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の 5 分の 1 程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義している O.P. -201m とする。

減衰は 3.2.3 に示す Rayleigh 減衰を考慮する。

非線形特性については，旧表土，盛土，D 級岩盤及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については，修正 GHE モデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお，岩盤露頭部である断面⑥においては，杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により，地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答を作成する。

境界条件について，表 3.5-12 に示す。

表 3.5-12 地盤応答作成モデルの境界条件

	静的解析	固有値解析	地震応答解析
境界条件	底面：固定 側面：鉛直ローラー 	底面：固定 側面：自由 	底面：粘性境界 節点接合部：左右同一変位拘束 

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端（杭下端）位置における応答加速度波形（E+F）を構造物全体に一律で入力する。また変位・速度については、杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し、モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図 3.5-30 に示す。

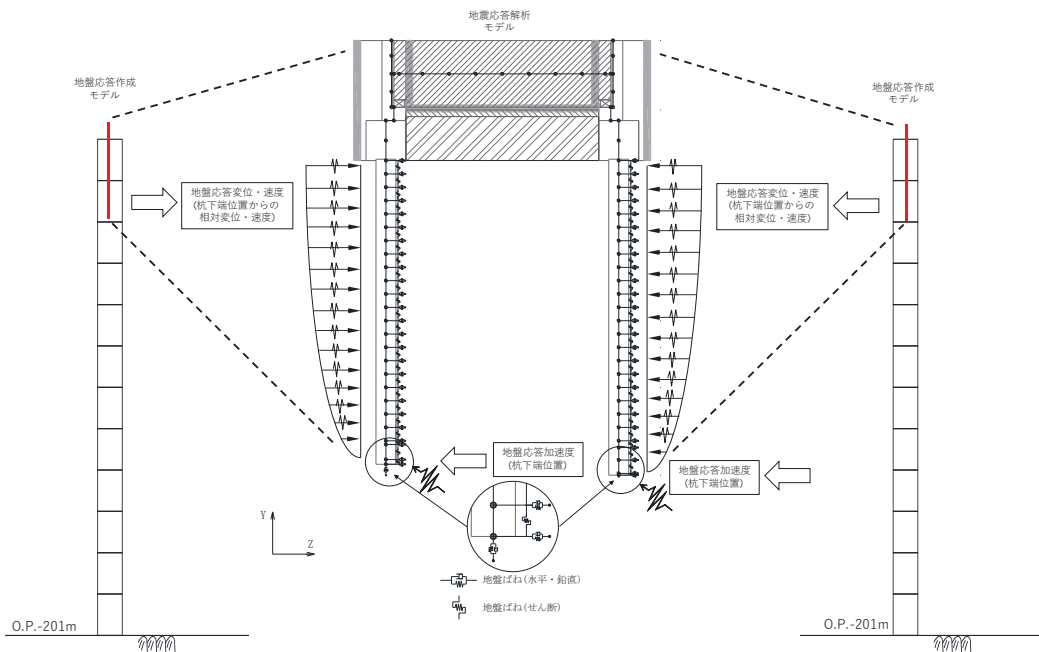


図 3.5-30 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-13 に、材料の物性値を表 3.5-14 に示す。

表 3.5-13(1) 使用材料 (鋼桁 1)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 19mm, 22mm
	鋼管杭*	φ 1500, SKK490, SM570 t = 16mm, 22mm
		φ 1700, SKK490, t = 25mm
場所打ちコンクリート杭		φ 2000, SD345, SD490 設計基準強度 : 30N/mm ²
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-13(2) 使用材料 (鋼桁 2)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-13(3) 使用材料 (鋼桁 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 20mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-13(4) 使用材料 (鋼桁 4)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 20mm, 27mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 15mm, 20mm, 23mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-13(5) 使用材料 (鋼桁 5)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 23mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-13(6) 使用材料 (鋼桁 6)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1 mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3.5-14(1) 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
コンクリート	f' _{ck} =30N/mm ²	24.0	2.8×10 ⁴	0.2
	f' _{ck} =50N/mm ²	24.0	3.3×10 ⁴	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	2.00×10 ⁵	0.3

表 3.5-14(2) 材料の物性値

材料		水平剛性 (kN/mm) *	
		水平支承	鉛直支承
ゴム支承	鋼桁 1, 4	14.117	11.667
	鋼桁 2, 3, 5, 6	4.200	4.200

* : 支承 1 基当たりの剛性

3.5.8 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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。

3.5.9 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位に基づき、地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）において単位体積重量において考慮する。

設計用地下水位の一覧を表 3.5-15 に示す。

表 3.5-15 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼桁）	鋼桁 1	O. P. -4.50m（基礎 1） O. P. -12.50m（基礎 2）
	鋼桁 2	O. P. -4.50m
	鋼桁 3	O. P. +3.50m
	鋼桁 4	O. P. -11.00m
	鋼桁 5	O. P. -4.00m
	鋼桁 6	O. P. -8.00m

3.5.10 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価は，地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

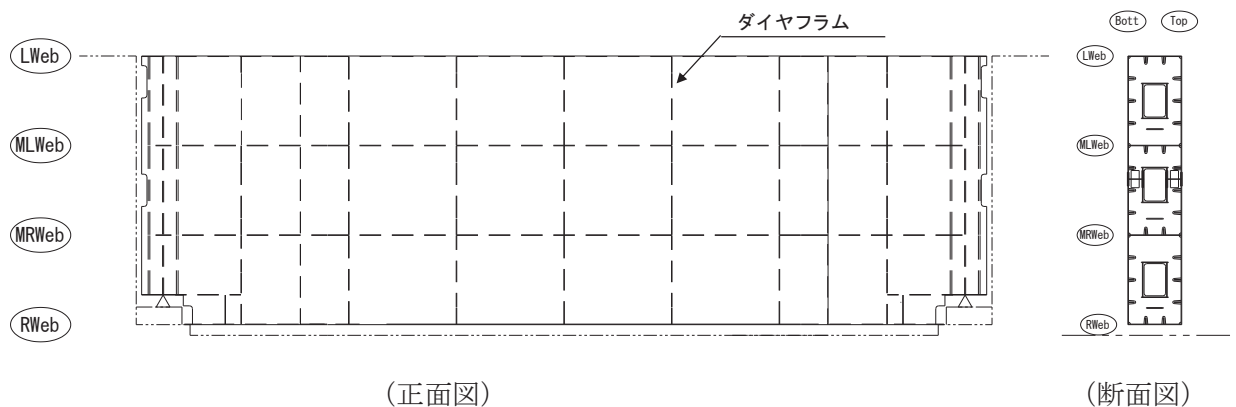
(1) 鋼桁

鋼桁は，スキンプレートとリブ，フランジで構成されている。鋼桁の構造図を図 3.5-31 に示す。

鋼桁の評価は，これらの各部材について，格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて，地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い，各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し，許容限界以下であることを確認する。

鋼桁の応力度算定は，解析コード「APOLLO Analyzer Ver. 2.81.0.0」及び「APOLLO SuperDesigner Section Ver. 10.39.0.1」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，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



- Lweb : 水平方向に配置される最上段の隔壁（ウェブ）
- MLWeb : 水平方向に配置される上から 2 段目の隔壁（ウェブ）
- MRWeb : 水平方向に配置される上から 3 段目の隔壁（ウェブ）
- Rweb : 水平方向に配置される最下段の隔壁（ウェブ）
- Top : 鉛直方向（前面側（津波作用側））に配置される鋼板
- Bott : 鉛直方向（背面側）に配置される鋼板

図 3.5-31 鋼桁の構造図（正面図，断面図）

① 鋼桁のモデル化

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化の概念を図 3.5-32 に示す。

- a. 主桁部材（水平方向）は、鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなした I 断面としてモデル化する（赤色表示部分）。節点位置はダイヤフラム位置に設ける。
- b. 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁（ダイヤフラム）をウェブとみなした I 断面としてモデル化する。（青色表示部分）。節点位置は水平隔壁（ウェブ）位置（Lweb, MLweb, MRweb, Rweb）に設ける。
- c. ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

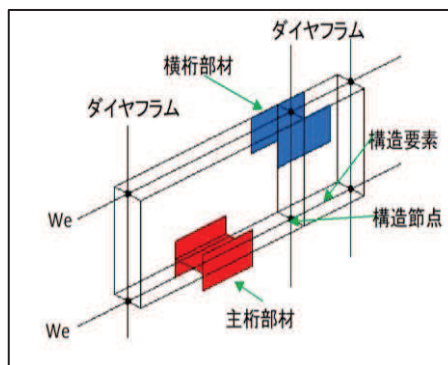
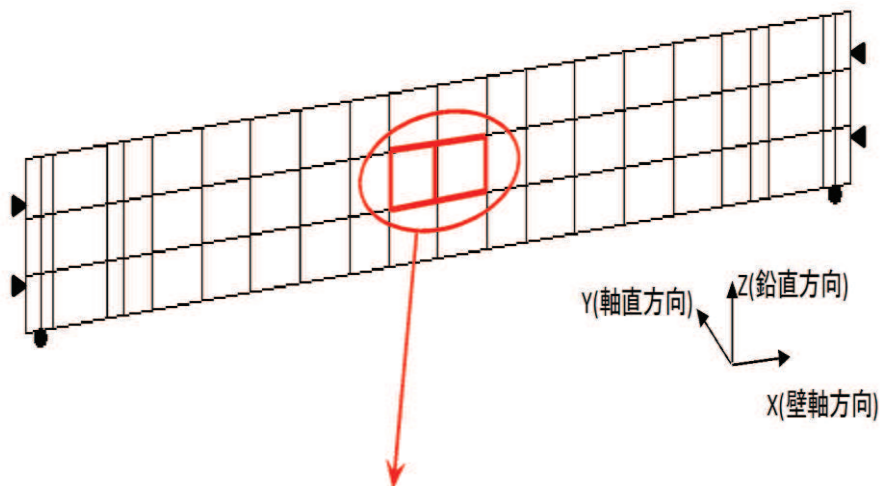


図 3.5-32(1) 鋼桁評価モデルの概念

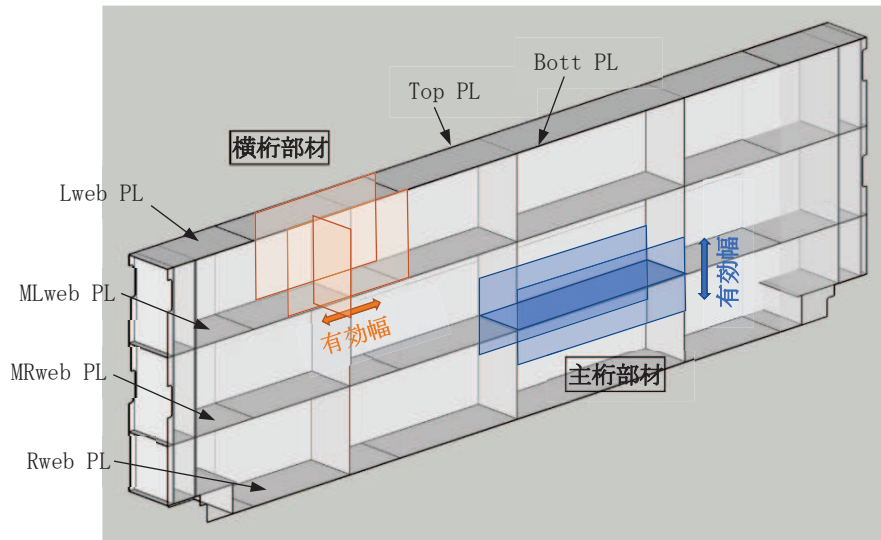


図 3.5-32(2) 鋼桁評価モデルの概念 (鋼桁の有効幅範囲)

(鋼桁のフランジ要素の有効幅について)

主桁部材、横桁部材共にフランジ要素である TopPL, BottPL は有効幅を考慮し、有効幅に応じた断面性能を用いる。また、それぞれの有効幅を算定した範囲毎に照査を行う。

有効幅の算定は「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき行う。

鋼桁の検討フローを図 3.5-33 に、有効幅の算定方法を図 3.5-34 に、有効幅の算定例として断面②を例に、モデル図を図 3.5-35 に、算出結果を表 3.5-16 に示す。

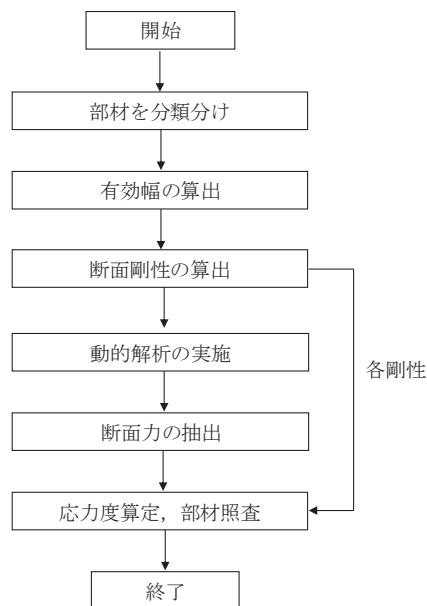


図 3.5-33 鋼桁検討フロー図

11.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅 λ は、式 (11.3.1) 及び式 (11.3.2) により算出し、その適用方法は表-11.3.1 による。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{t} \leq 0.05 \right) \\ &= \left(1.1 - 2 \left(\frac{b}{t} \right) \right) b && \left(0.05 < \frac{b}{t} < 0.30 \right) \\ &= 0.15t && \left(0.30 \leq \frac{b}{t} \right) \end{aligned} \right\} \text{ (11.3.1)}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{t} \leq 0.02 \right) \\ &= \left(1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{t} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right) b && \left(0.02 < \frac{b}{t} < 0.30 \right) \\ &= 0.15t && \left(0.30 \leq \frac{b}{t} \right) \end{aligned} \right\} \text{ (11.3.2)}$$

ここに、 λ : フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)
 b : 腹板の間隔の 1/2 又は片持部のフランジの突出幅 (mm)
 (図-11.3.3)
 t : 等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

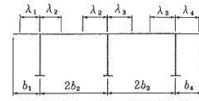


図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅		摘要	
	記号	適用式		
単純桁	①	λL (11.3.1)	L	
	①	λL_1 (11.3.1)	$0.8L_1$	
⑤	λL_2	$0.6L_2$		
③	λS_1 (11.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$		
連続桁	⑦	λS_2	$0.2(L_2 + L_3)$	②④ 両端の有効幅を用いて、 ⑥⑧ 直線変化させる。
	②	λL_1 (11.3.1)	L_1	
ゲルバー桁	④	λL_2	$0.8L_2$	
	②	λS_1 (11.3.2)	$2L_2$	
	③		両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。	

「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋

図 3.5-34 鋼板の有効幅の算出方法

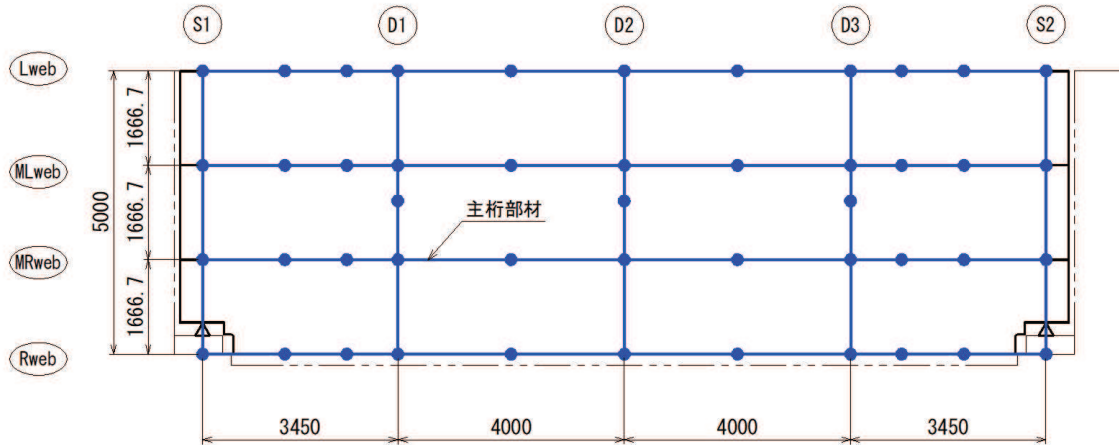


図 3.5-35 鋼桁モデル図例 (鋼桁 3)

表 3.5-16 鋼桁有効幅算出結果（鋼桁 3 の例）

		b (mm)	l (mm)	b/l	適用式			λ (mm)	
主桁 部材	Lweb	833	14,900	0.056	単純桁	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	823	
	MLweb	833	14,900	0.056	単純桁	(11.3.2)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	823	
	MRweb	833	14,900	0.056	単純桁	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	823	
	Rweb	833	14,900	0.056	単純桁	(11.3.2)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	823	
横桁 部材	D1	S1側	1,725	10,000	0.173	ゲルバー桁	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	1,107
		S2側	2,000	10,000	0.200	ゲルバー桁	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	1,200
	D2	S1側	2,000	10,000	0.200	ゲルバー桁	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	1,200
		S2側	2,000	10,000	0.200	ゲルバー桁	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	1,200
	D3	S1側	2,000	10,000	0.200	ゲルバー桁	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	1,200
		S2側	1,725	10,000	0.173	ゲルバー桁	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	1,107

ここで、

- b : フランジ（鋼板ではリブ）間距離の 1/2 (mm)
- l : 等価支間長 (mm)
- λ : 有効幅 (mm)

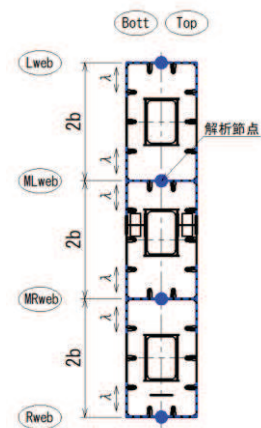
(等価支間長 : l)

主桁部材



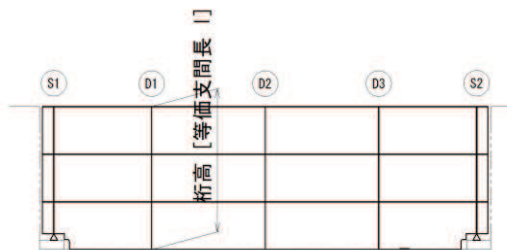
(有効幅 : λ)

主桁部材



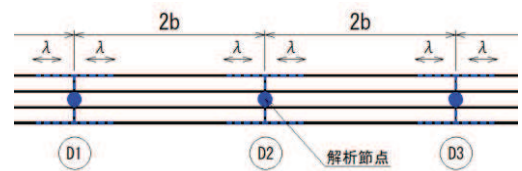
(等価支間長 : 2l)

横桁部材



(有効幅 : λ)

横桁部材

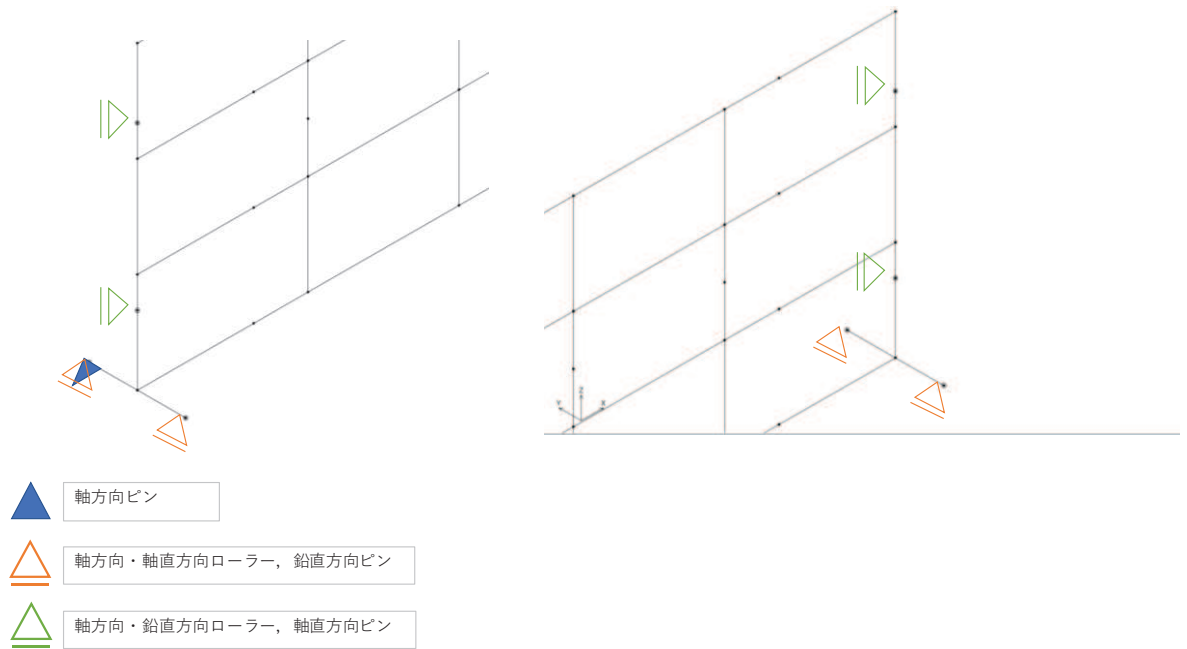


(支承位置における境界条件について)

鉛直支承は、桁軸直角方向，桁軸方向は自由，鉛直方向は拘束（固定）とする。ただし，静的解析の安定のために，桁軸方向の1か所は拘束（固定）とする。

水平支承は，鉛直方向，桁軸方向は水平支承により変形を拘束していないため自由とし，桁軸直角方向は拘束（固定）とする。

鋼桁評価モデルの概念（支承部）を図 3.5-36 に示す。



支承部の境界条件

方向	水平支承	鉛直支承
桁軸直角方向(X 方向)	ピン	自由
鉛直方向(Y 方向)	自由	ピン
桁軸方向(Z 方向)	自由	自由*

*：解析安定のため1点は拘束とする

図 3.5-36 鋼桁評価モデルの概念（支承部）

② 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向（桁軸直角方向）、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0：0.4）により評価する。また、左右の基礎間の応答差による鋼桁のねじれの影響を考慮するため、RC支柱の水平支承位置における基礎間の相対変位が最大となる時刻の変位を強制変位として与える。

荷重の組合せケースを表 3.5-17 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3.5-18 に示す。また、作用荷重図を図 3.5-37 に示す。

表 3.5-17 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$

G：固定荷重

P_s ：積雪荷重

P_k ：風荷重

S_{SH} ：水平方向地震荷重（自重× K_H ）

S_{SV} ：水平方向地震荷重（自重× K_V ）

表 3.5-18(1) 鋼桁の静的解析に用いる応答値（設計震度）

	地震による設計震度	
	桁軸直交方向 K_H	鉛直方向 K_V
鋼桁 1	追而	追而
鋼桁 2	追而	追而
鋼桁 3	追而	追而
鋼桁 4	追而	追而
鋼桁 5	追而	追而
鋼桁 6	追而	追而

表 3.5-18(2) 鋼桁静的解析に用いる応答値（設計相対変位）

断面	地震波	地震による設計相対変位			
		基礎 1 水平支承 上部節点変位①	基礎 1 水平支承 部節点変位①	基礎 1 水平支承 上部節点変位①	基礎 1 水平支承 上部節点変位①
鋼桁 1	追而	追而	追而	追而	追而
鋼桁 2	追而	追而	追而	追而	追而
鋼桁 3	追而	追而	追而	追而	追而
鋼桁 4	追而	追而	追而	追而	追而
鋼桁 5	追而	追而	追而	追而	追而
鋼桁 6	追而	追而	追而	追而	追而

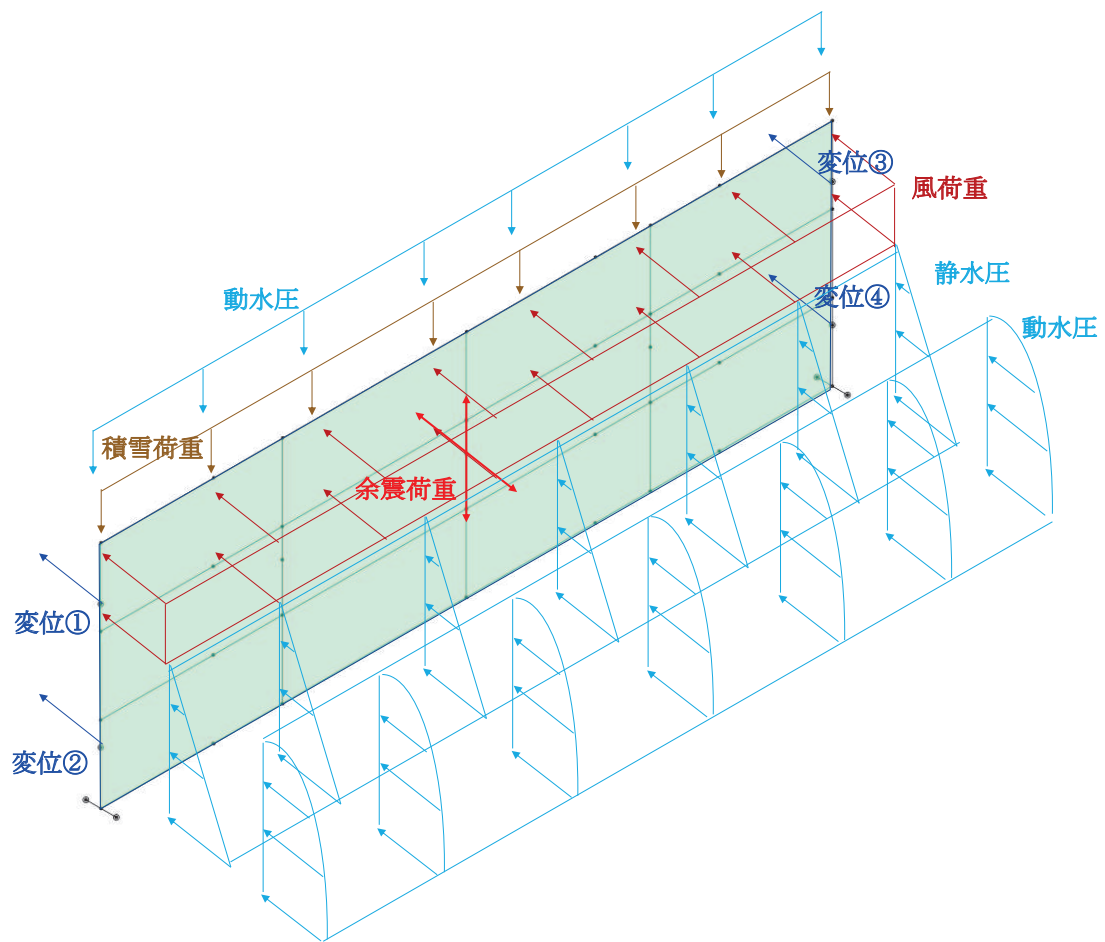


図 3.5-37 作用荷重図

(2) RC 支柱

RC 支柱は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、RC 支柱断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置及び時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.5-19 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-19 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	1800 (t=23.55s)	1200 (t=30.50s)	80 (t=21.56s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	1800 (t=23.55s)	1200 (t=30.50s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	1800 (t=23.55s)	—	80 (t=21.56s)

(3) 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の評価は、水平支承・鉛直支承に作用する圧縮応力及びせん断ひずみが許容限界以下であることを確認する。

圧縮応力の荷重算定に用いる鋼桁の下向き反力は、3.8.1 鋼桁の静的解析より求まる支承部の反力を用いる。せん断ひずみの荷重算定に用いる設計震度を表 3.5-20 に示す。

① 圧縮応力度

圧縮力が作用したとき支承ゴム本体の座屈に対して安全でなければならない。座屈安定性は地震時のせん断変形時における圧縮に有効な面積より算出した圧縮応力により評価する。次式により座屈に対する安全性を確認する。

$$\sigma_{ce} = R_L / A_{ce} \leq \sigma_{cra}$$

ここに、

σ_{ce} : 地震時の圧縮応力 (N/mm²)

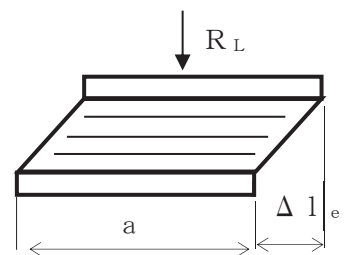
R_L : 下向きの反力 (N)

A_{ce} : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm²)

$$A_{ce} = b \cdot (a - \Delta l_e)$$

b : 有効幅(桁軸直交), a : 有効幅(桁軸), Δl_e : 地震時の支承変位量(mm)

σ_{cra} : 道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値 (N/mm²)



② せん断ひずみ

水平力支持機能は、発生するせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないことを確認する。次式によって、水平変位量を総ゴム厚で除して求めたゴムのせん断ひずみを評価する。

$$\gamma_{se} = \Delta l_e / \Sigma t_e \leq \gamma_{ea}$$

ここに、

γ_{se} : 地震時のせん断ひずみ (%)

Δl_e : 地震時の水平変位量 (mm)

Σt_e : 総ゴム厚 (=ゴム1層厚 t_e × 層数 n) (mm)

γ_{ea} : 地震時のせん断ひずみの許容値 (%)

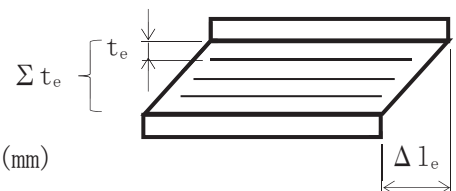


表 3.5-20 ゴム支承（せん断ひずみ）の照査に用いる設計震度

	地震による設計震度
	桁軸方向 K_H
鋼桁 1	3.1 (S_s-D2 (-+))
鋼桁 2	1.4 (S_s-N1 (++)
鋼桁 3	2.4 (S_s-D2 (-+))
鋼桁 4	1.4 (S_s-D1 (-+))
鋼桁 5	1.5 (S_s-N1 (-+))
鋼桁 6	1.8 (S_s-N1 (-+))

(4) フーチング

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置及び時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.5-21 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-21 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

(5) 鋼管杭及び場所打ち杭

鋼管杭及び場所打ち杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げ軸力照査（鋼管杭-杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_1|}{A_1} \right) \cdot Z_1 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)
- σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)
- N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- A_1 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)
- Z_1 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

(2) せん断力照査（鋼管杭-杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

- τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²)
- κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

(3) 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭-杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(4) せん断力照査（場所打ちコンクリート杭-杭体）

せん断力が許容限界以下であることを確認する。

許容限界であるせん断耐力は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づく次式により算定される。

$$P_s = S_c + S_s + S_p \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

P_s : 場所打ちコンクリート杭のせん断耐力 (N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)

S_s : 帯鉄筋の負担するせん断耐力 (N)

S_p : 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

S_c, S_s は、場所打ち杭に準じて求める。以下に S_c, S_s, S_p の求め方を示す。

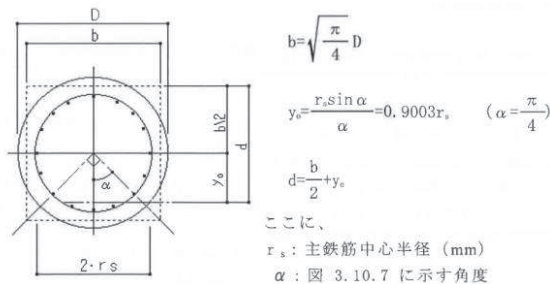
- ・コンクリートの負担するせん断耐力： S_c

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{p,t} \cdot C_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$$

ここで、

b : 面積の等しい正方形断面に置き換え、置き換えられた正方形断面の幅 (mm)

d : 置き換えられた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までの距離幅 (mm)



τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2) で、以下表に示す値とし、中

間の値の場合は線形補完を行う。

コンクリートの設計基準強度	24	27	30
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.35	0.36	0.37

C_e : 部材断面の有効高さ d に関する補正係数で、以下表に示す値とし、中間の値の場合は線形補完を行う。

有効高さ d (m)	0.3以下	1	3	5	10以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

d と C_e の関係を、下記に 0.3~3.0m の範囲の補完式を示す。

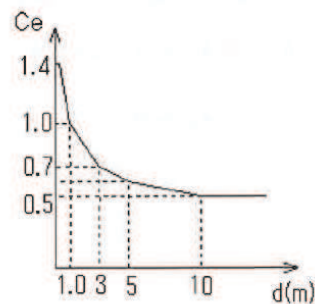
【補完式】

$$0.3 < d \leq 1.0\text{m}$$

$$C_e = (11 - 4d) / 7$$

$$1.0 < d \leq 3.0\text{m}$$

$$C_e = (23 - 3d) / 20$$



C_{pt} : 引張鉄筋比 (P_t) に関する補正係数で、以下表に示す値とし、中間の値の場合は線形補完を行う。

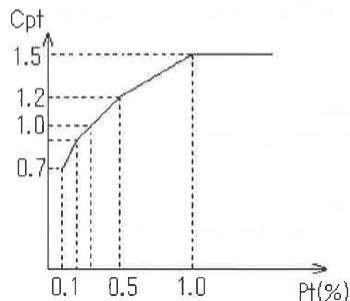
引張主鉄筋比 (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

P_t : 引張主鉄筋比で中立軸よりも引張側にある主鉄筋の断面積の総和を $b \cdot d$ で除した値 (%) とする。

P_t と C_{pt} の関係を、下記に補完式を示す。

[補間式]

$0.1 \leq P_t < 0.2$	$C_{pt} = 2 \cdot P_t + 0.5$
$0.2 \leq P_t < 0.5$	$C_{pt} = P_t + 0.7$
$0.5 \leq P_t < 1.0$	$C_{pt} = 0.6 \cdot P_t + 0.9$
$1.0 \leq P_t$	$C_{pt} = 1.5$



C_N : 軸方向圧縮力による補正係数で, 下式により算出する。

$$C_N = 1 + \frac{M_0}{M}$$

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \frac{I_c}{y}$$

ここで,

M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

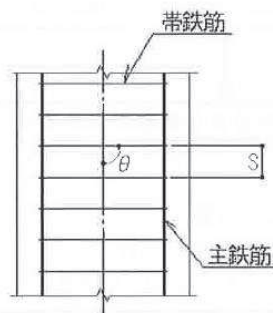
I_c : 部材断面の図新軸に関する断面2次モーメント (mm⁴)

A_c : 部材断面積 (mm²)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm) (鋼管の内半径)

・ 帯鉄筋の負担するせん断耐力 : S_s

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s}$$



ここに,

A_w : 間隔 s 及び角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm^2)

$\sigma_{s y}$: 帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

d : 部材の有効高さ (mm)

s : 帯鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 帯鉄筋が部材軸方向となす角度 (度)

・ 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

$$S_p = S_{p0} \sqrt{1 - n^2}$$

$$S_{p0} = 2 t (D - t) \frac{\sigma_{s p y}}{\sqrt{3}}$$

ここで,

S_{p0} : 軸力が無い場合の鋼管のせん断耐力 (N)

n : 軸力比 $n = N/N_y$ ($n = \sigma_{s p c} / \sigma_{s p y}$)

D : 鋼管の外径 (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

$\sigma_{s p c}$: 鋼管の圧縮応力度 (N/mm^2)

$\sigma_{s p y}$: 鋼管の降伏点 (N/mm^2)

(5) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，図 3.5-38 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，仮想鉄筋コンクリート断面に生じるモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

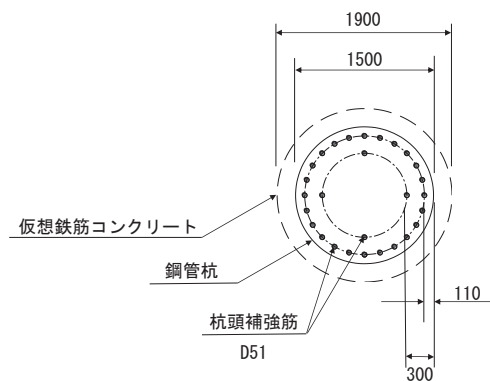


図 3.5-38 仮想鉄筋コンクリート断面

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について，壁軸直角方向及び壁軸方向ともに，地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部材が設置される境界部は，防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。

よって，止水ジョイント部材の照査については，これらの区分ごとに，地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

なお，止水ジョイント部材の相対変位量の照査は，鋼板部間の境界部に加え，鋼板部と鋼桁部や鋼製扉部との境界部や防潮壁と異種構造物（防潮堤，海水ポンプ室）との境界部も含めた照査を行う必要があるため，評価結果については「6.3.10 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」にまとめて示す。

(7) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

3.6 評価条件

追而

4. 評価結果

追而

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度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	17
2.4	適用基準	20
3.	強度評価方法	22
3.1	記号の定義	22
3.2	評価対象断面及び部位	24
3.3	荷重及び荷重の組合せ	30
3.4	許容限界	34
3.5	評価方法	62
3.6	評価条件	108
4.	評価結果	109

 本日の説明範囲

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製扉（以下「鋼製扉」と呼ぶ。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製扉の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼製扉の位置図を図 2.1-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）、防潮壁（第 2 号機放水立坑）、防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所を設置され、それぞれ鋼製扉、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製扉の強度計算結果を示す。

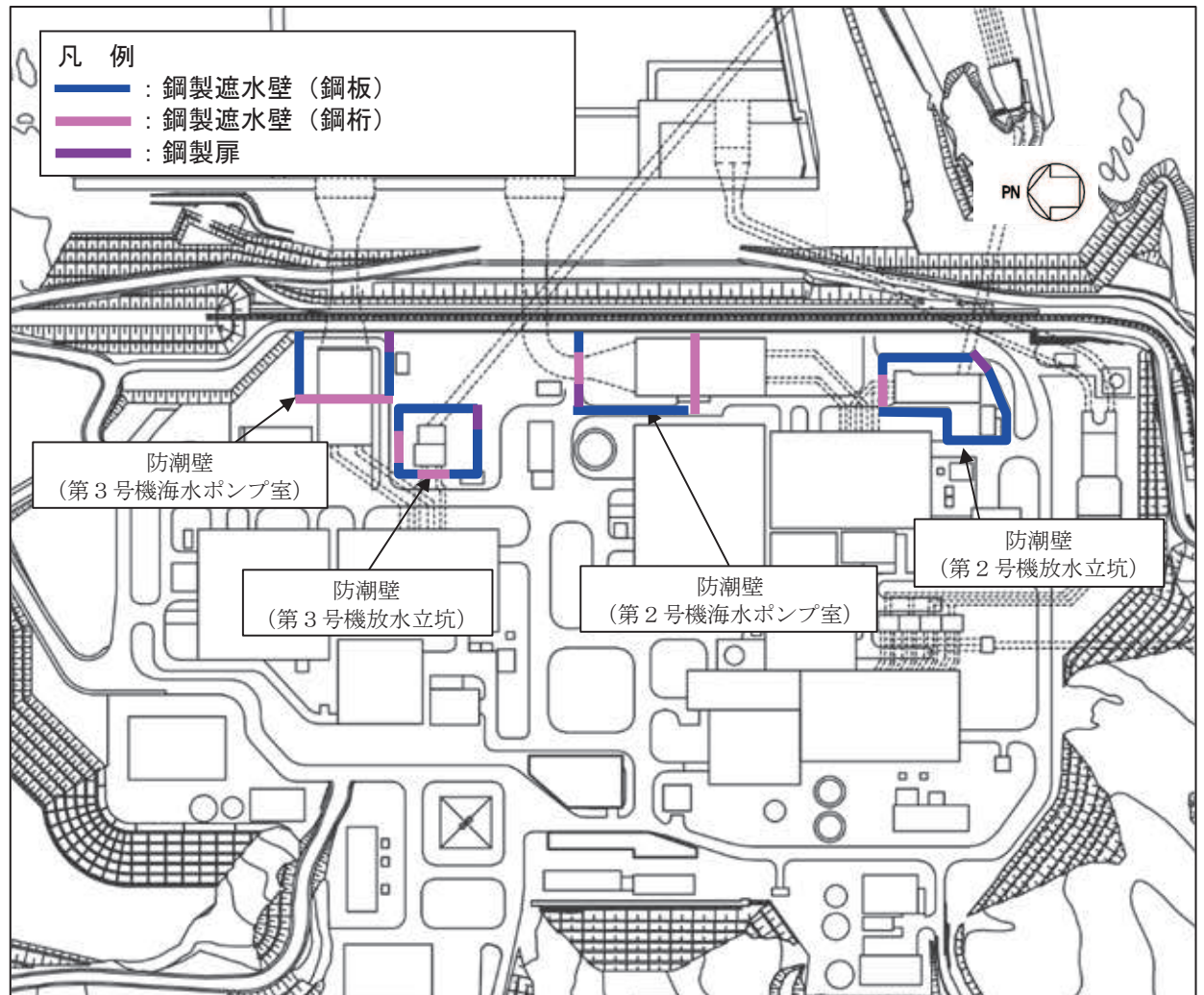


図 2.1-1 鋼製扉の位置図

2.2 構造概要

鋼製扉は、入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。なお、強度評価には入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位(設計用津波水位)を用いる。

防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さ及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの余裕を考慮した水位）と防潮壁の天端高さの関係を表 2.2-1 に示す。

鋼製扉は、扉体及びRC支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置する。扉体は、車両が進入するため、扉取付部（ヒンジ）により接合した片開き式の構造で、人力で15分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、原則閉止運用とする。

鋼製扉の区間配置図を図 2.2-1 に、区間ごとの構造的特徴を表 2.2-2 に示す。また、鋼製扉の配置概要を図 2.2-2 に、鋼製扉の構造概要を図 2.2-3 に示す。また、鋼製扉の構造図を図 2.2-4～図 2.2-7 に、止水ジョイントの構造図を図 2.2-8 に示す。

表 2.2-1 入力津波による浸水高さ及び設計用津波水位と防潮壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	設計用津波水位 (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	O.P. +18.1	O.P. +18.6	O.P. +19.0
防潮壁 (第2号機放水立坑)	O.P. +17.4	O.P. +17.9	O.P. +19.0
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	O.P. +19.0	O.P. +19.5	O.P. +20.0
防潮壁 (第3号機放水立坑)	O.P. +17.5	O.P. +18.0	O.P. +19.0

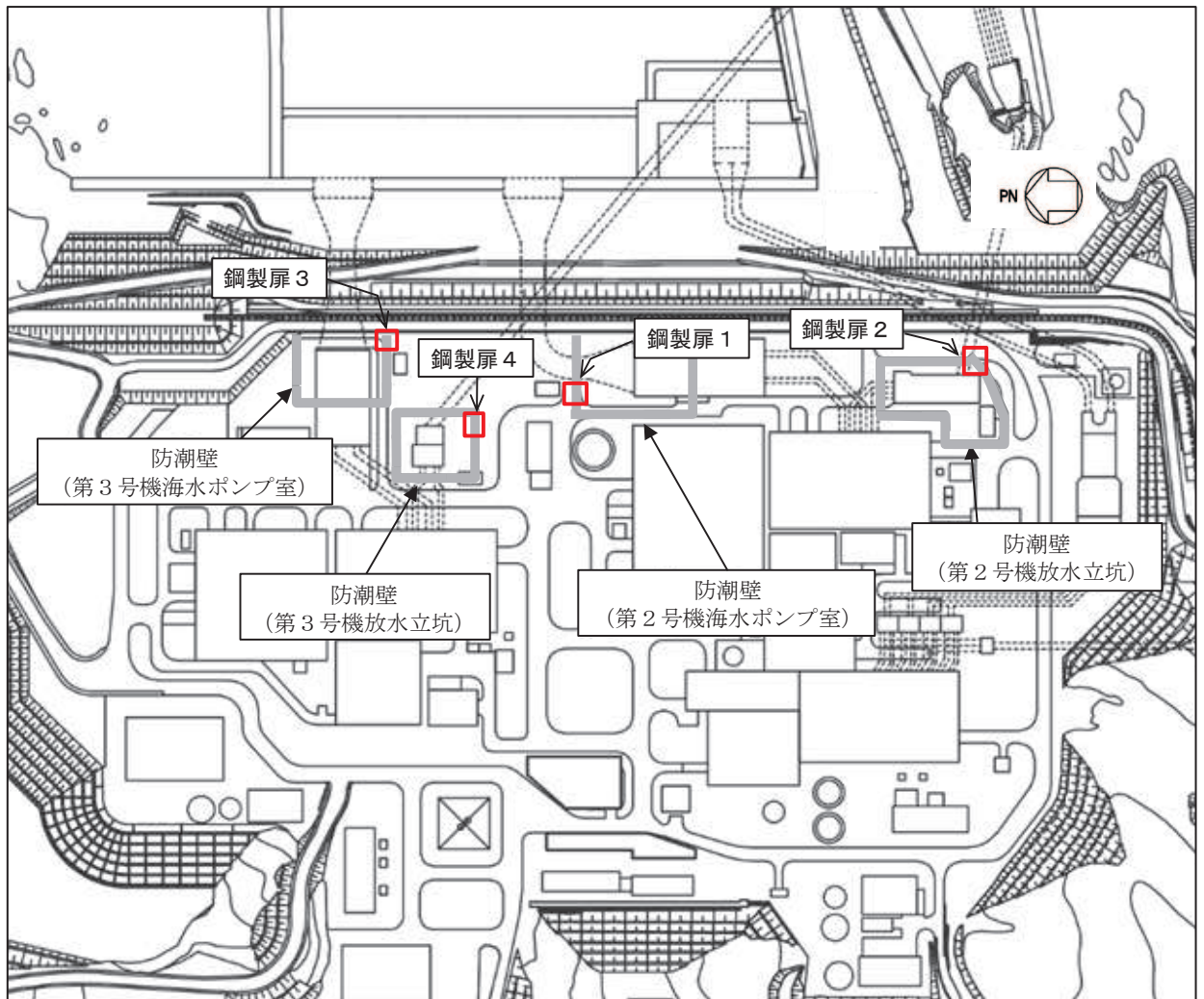
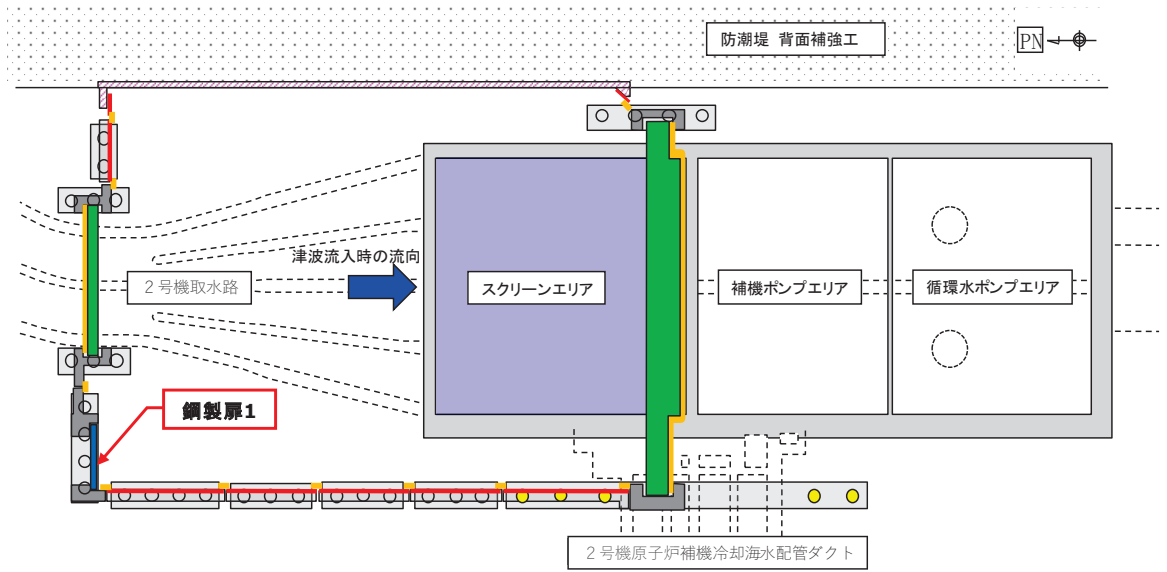


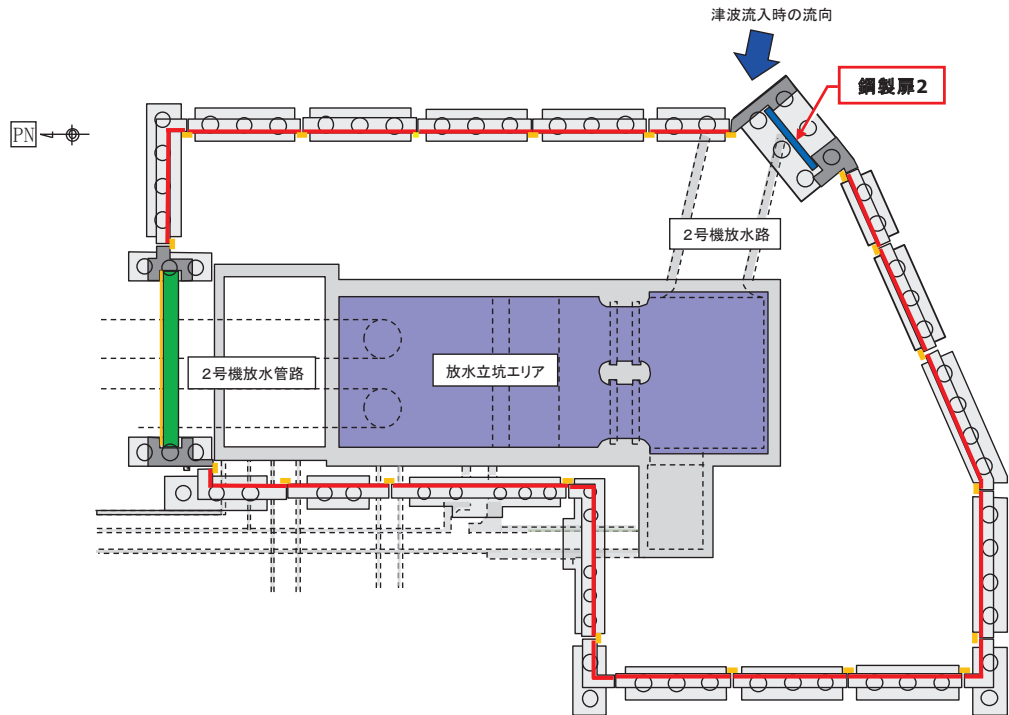
図 2.2-2 鋼製扉の区間配置図

表 2.2-2 区間ごとの構造的特徴

断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0. P. +19. 0	φ 1500	25	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず、岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0. P. +20. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	6. 15	5. 9	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。



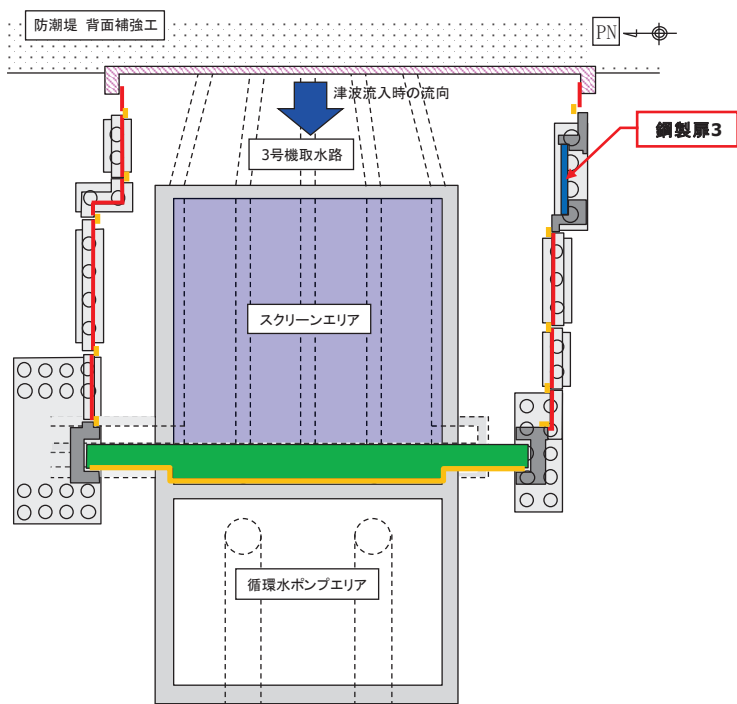
(第2号機海水ポンプ室)



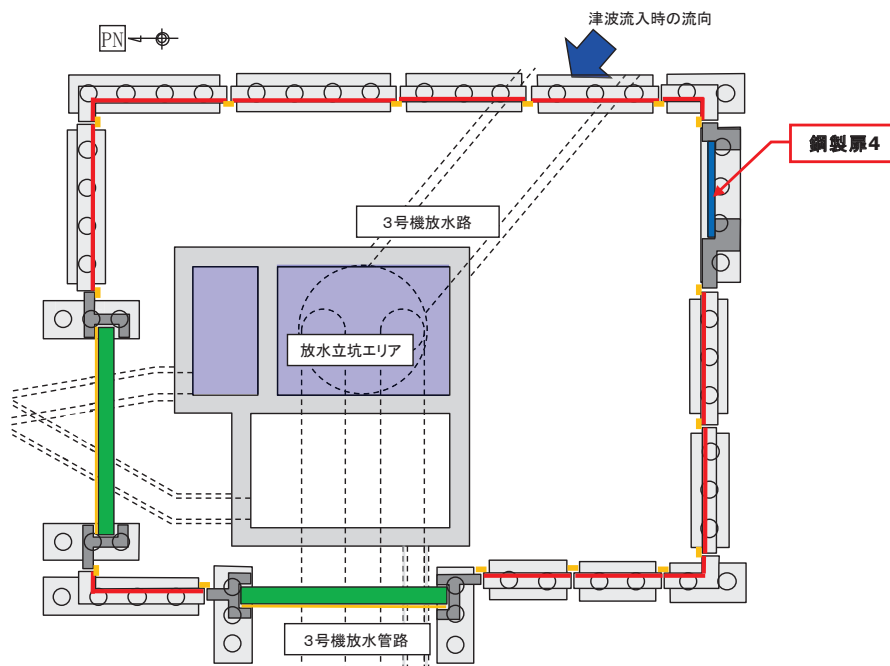
(第2号機放水立坑)

凡 例			
	鋼製遮水壁(鋼板)		防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		鋼管杭
	鋼製扉 (車両進入路部)		場所打ちコンクリート杭
	フーチング		津波流入経路 (開口部)
	RC支柱		止水ジョイント (M型ジョイント)

図 2.2-2(1) 鋼製扉の配置概要



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡例			
	鋼製遮水壁(鋼板)		防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		鋼管杭
	鋼製扉 (車両進入路部)		場所打ちコンクリート杭
	フーチング		津波流入経路 (開口部)
	R C支柱		止水ジョイント (M型ジョイント)

図 2.2-2(2) 鋼製扉の配置概要

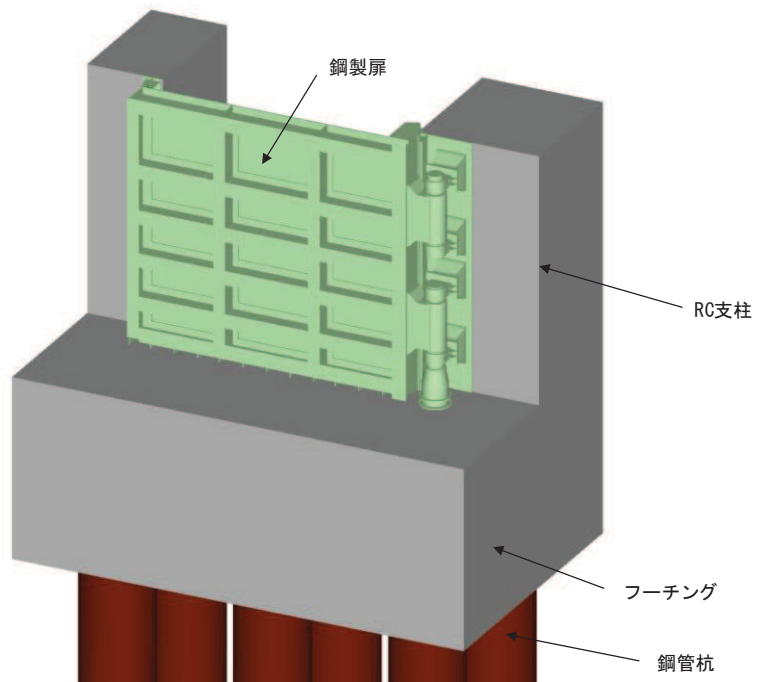


図 2.2-3(1) 鋼製扉 2 の構造概要

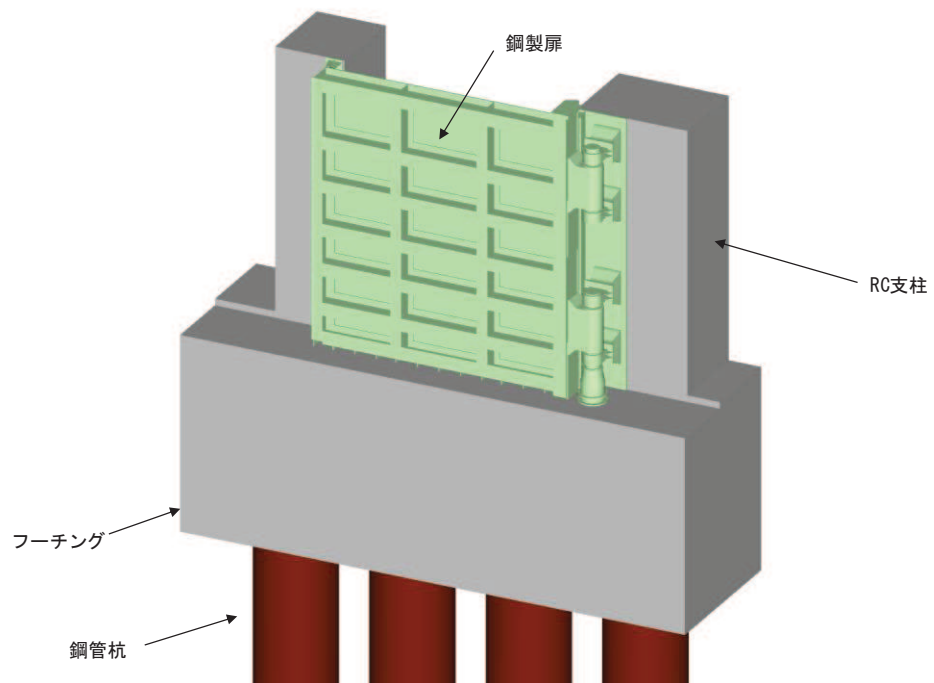


図 2.2-3(2) 鋼製扉 1, 3, 4 の構造概要

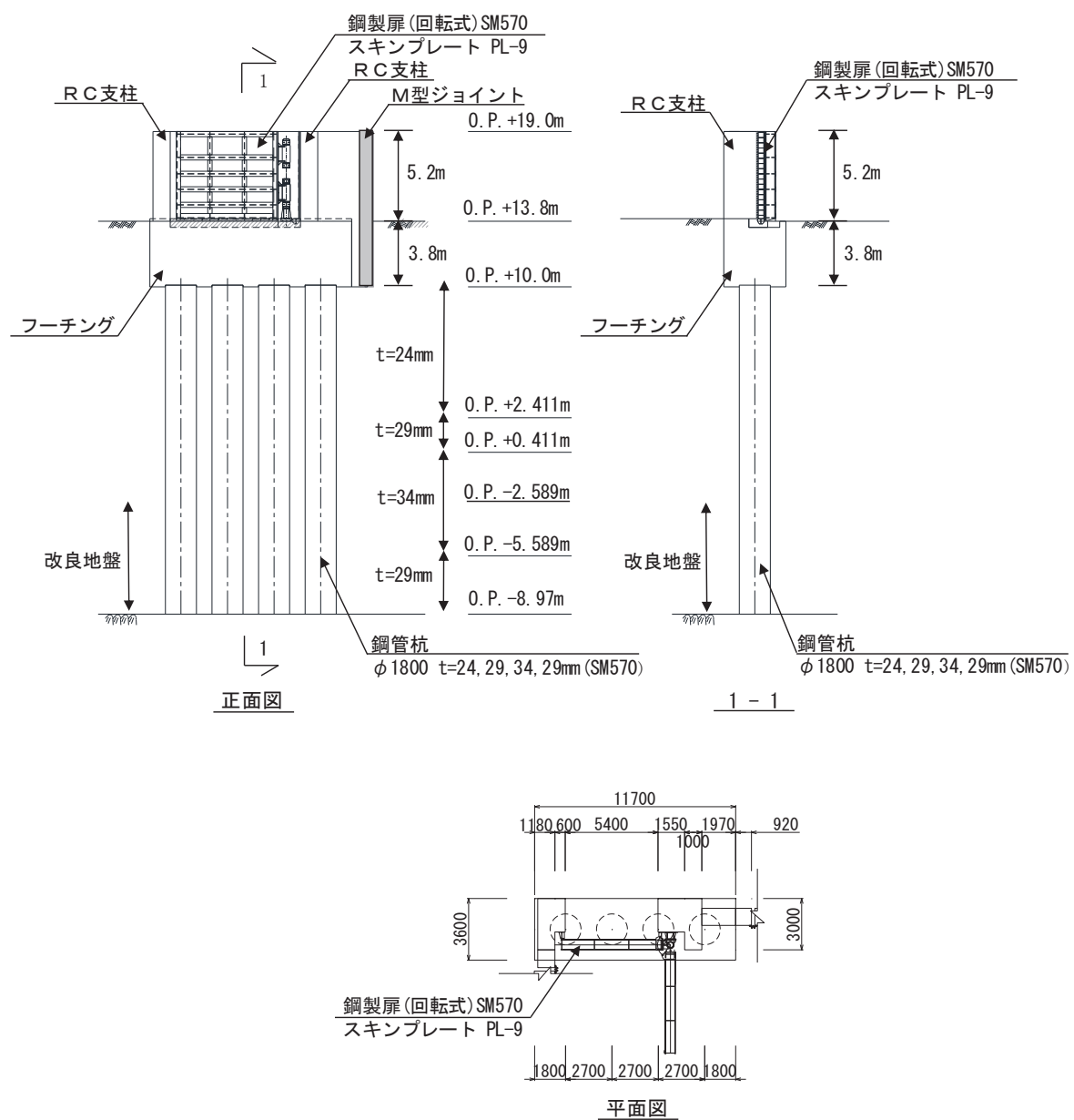


図 2.2-4(1) 鋼製扉 1 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

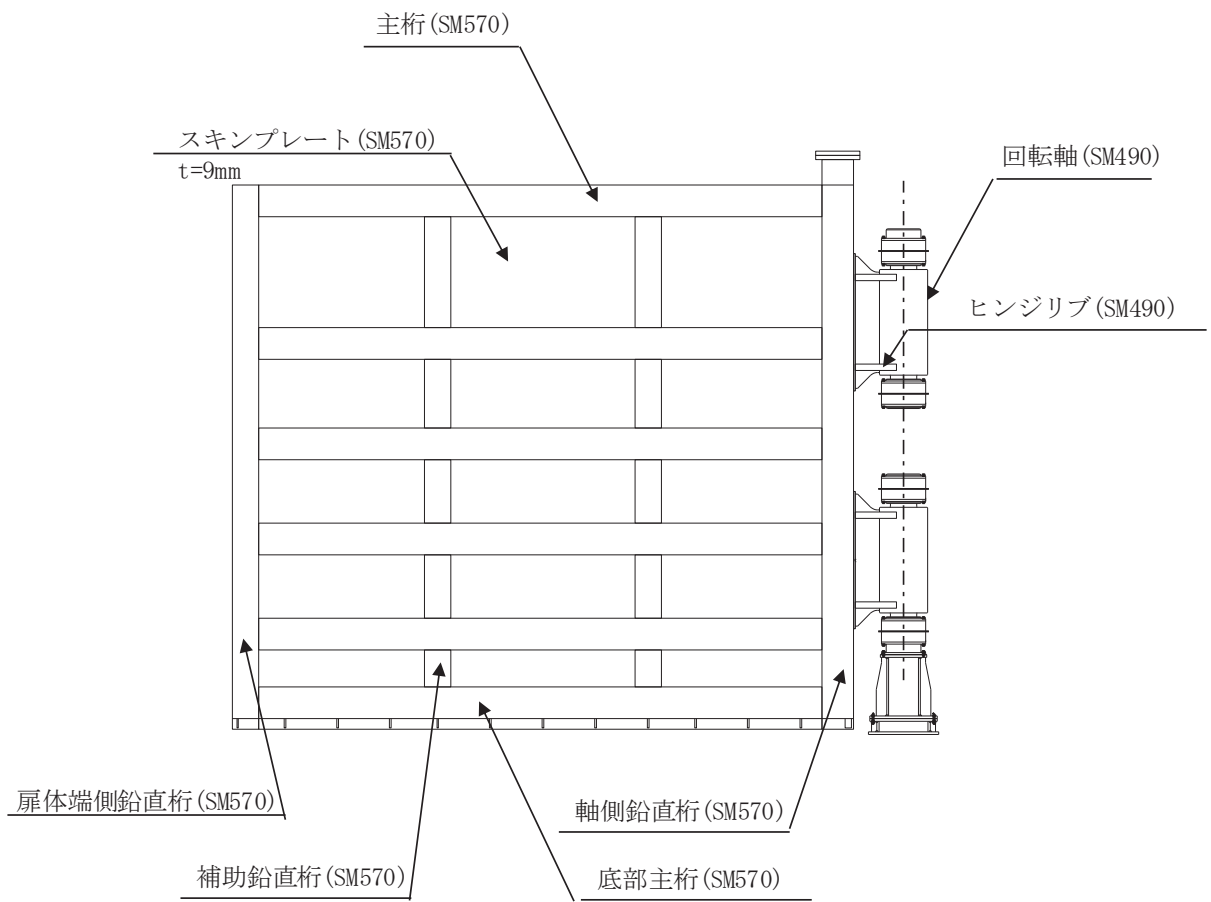


図 2.2-4(2) 鋼製扉 1 の構造図 (扉詳細図)

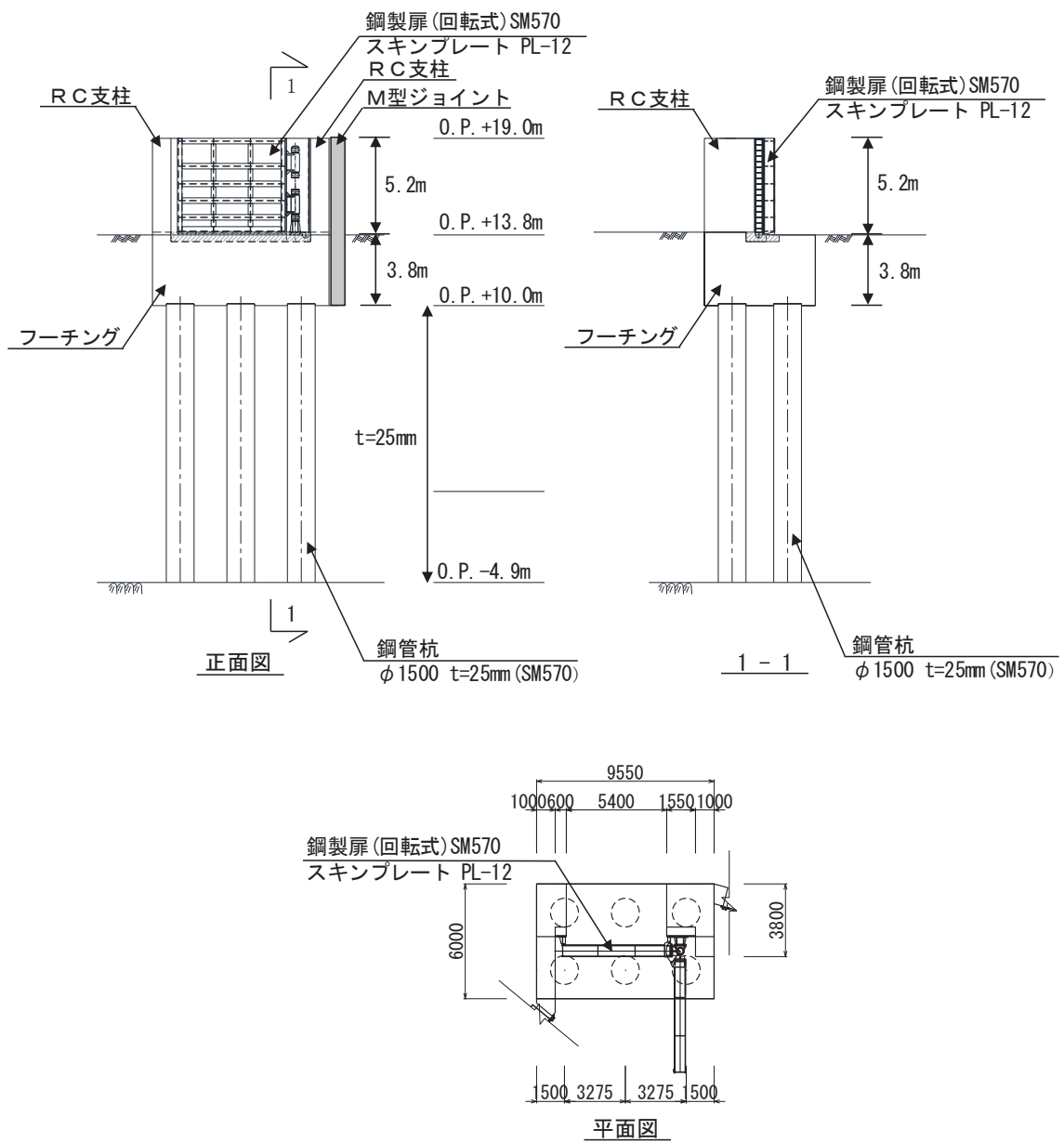


図 2.2-5(1) 鋼製扉 2 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

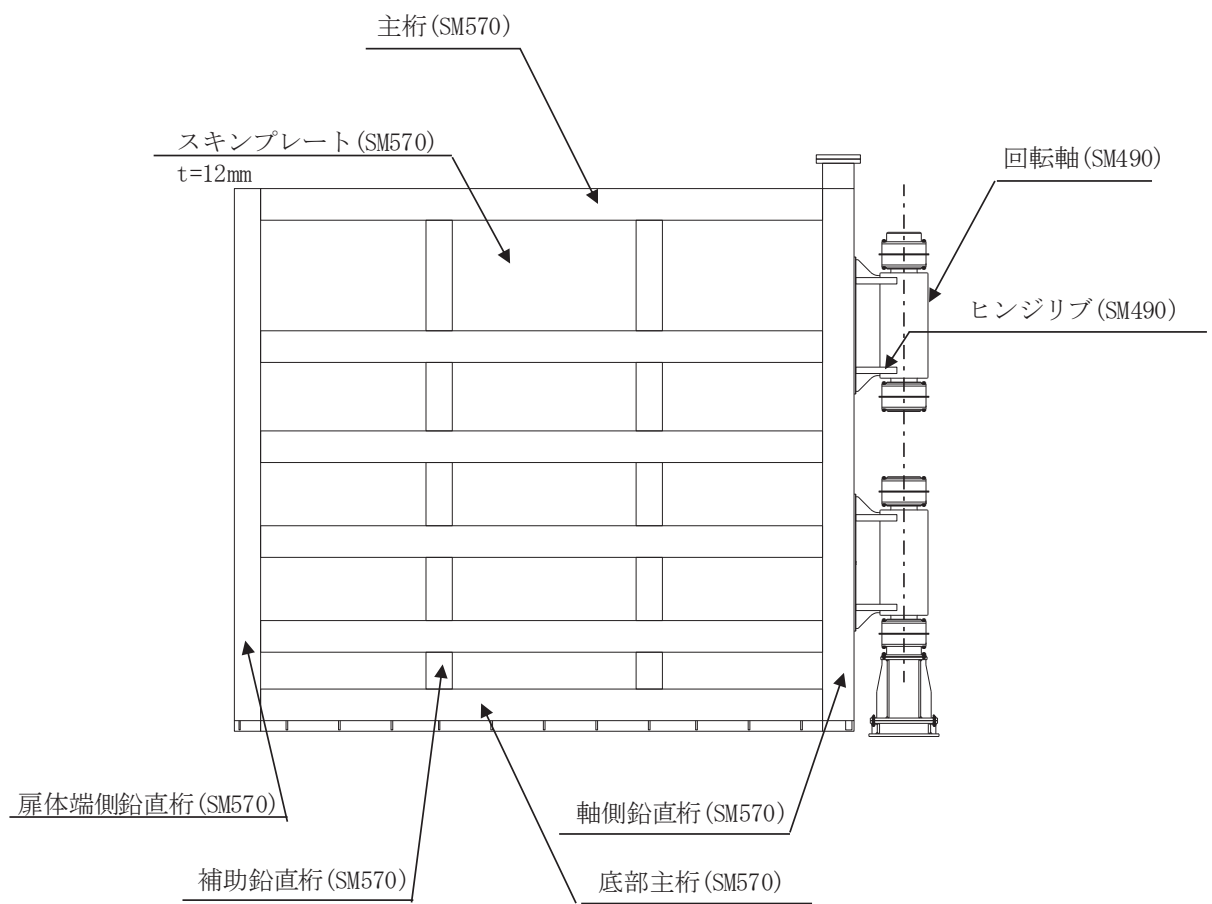


図 2.2-5 (2) 鋼製扉 2 の構造図 (扉詳細図)

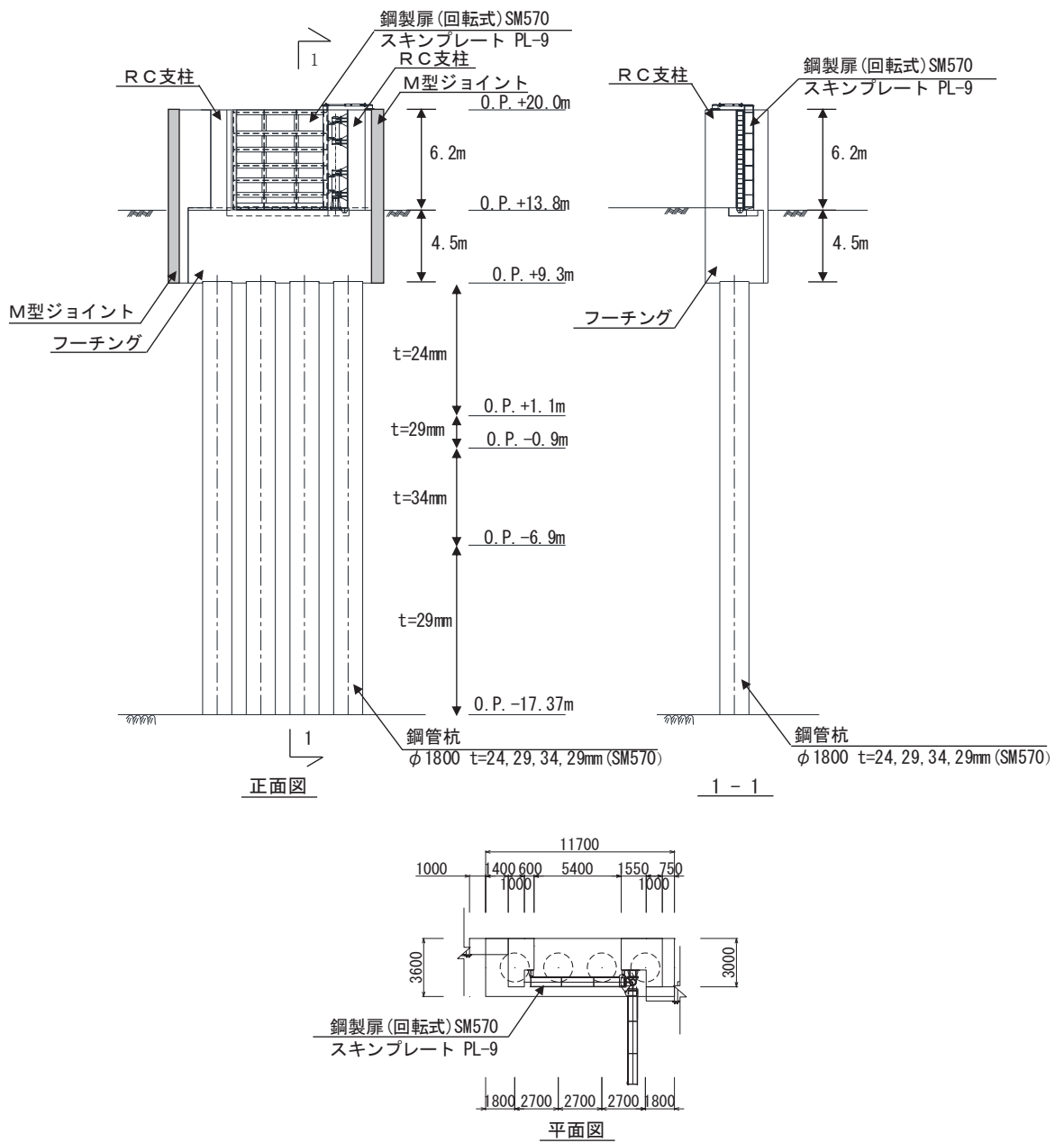


図 2.2-6(1) 鋼製扉 3 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

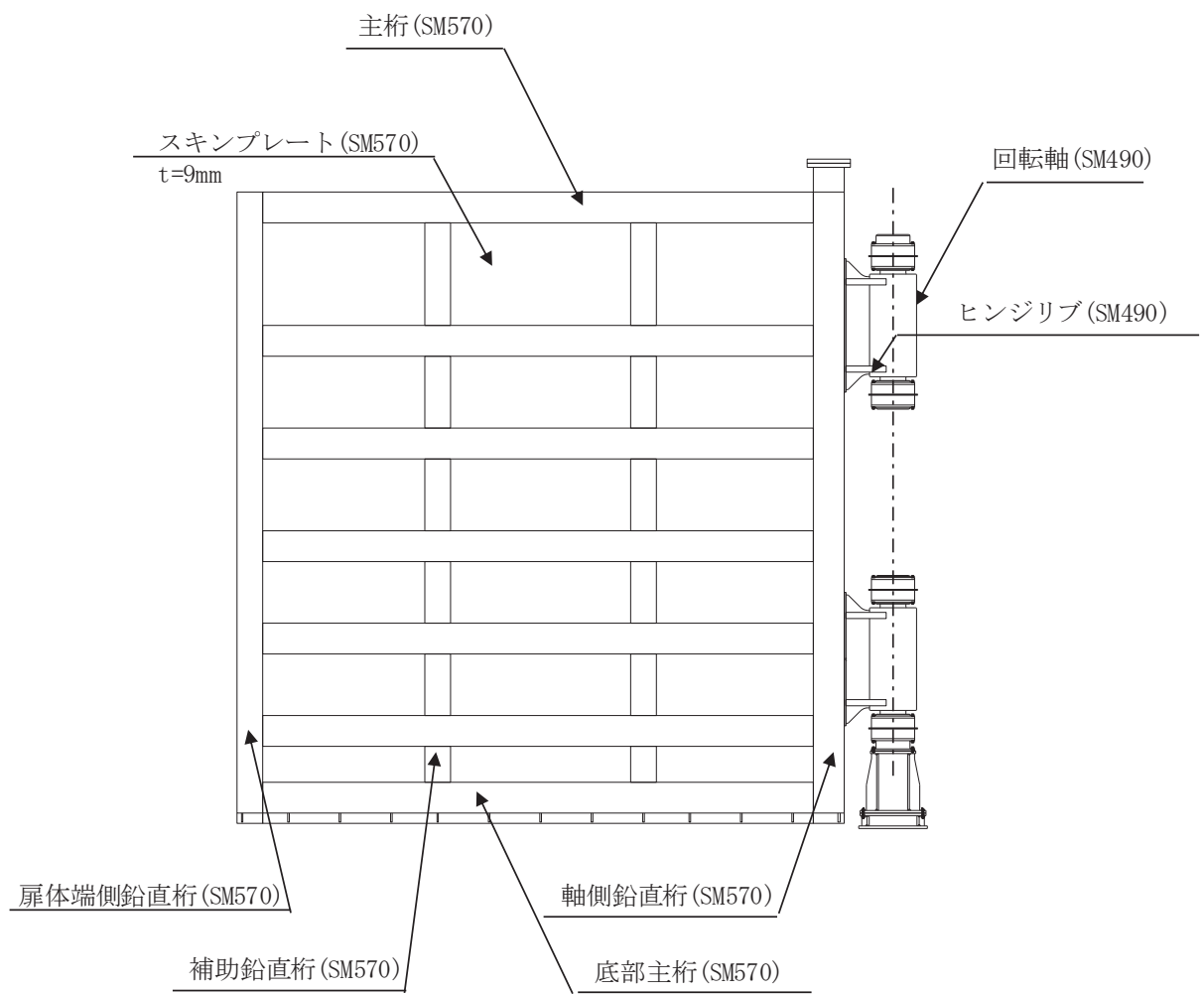


図 2.2-6(2) 鋼製扉 3 の構造図 (扉詳細図)

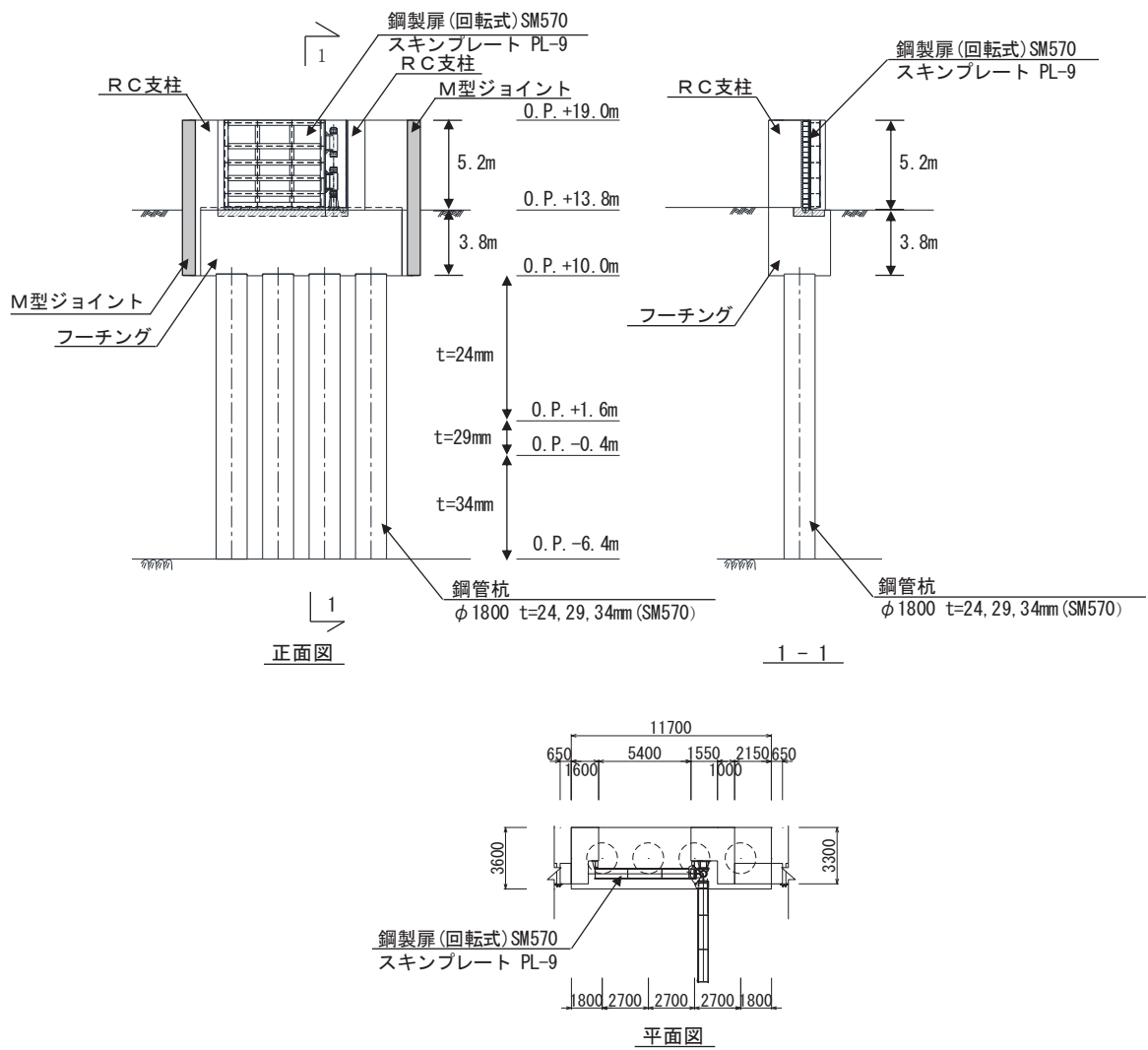


図 2.2-7(1) 鋼製扉 4 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

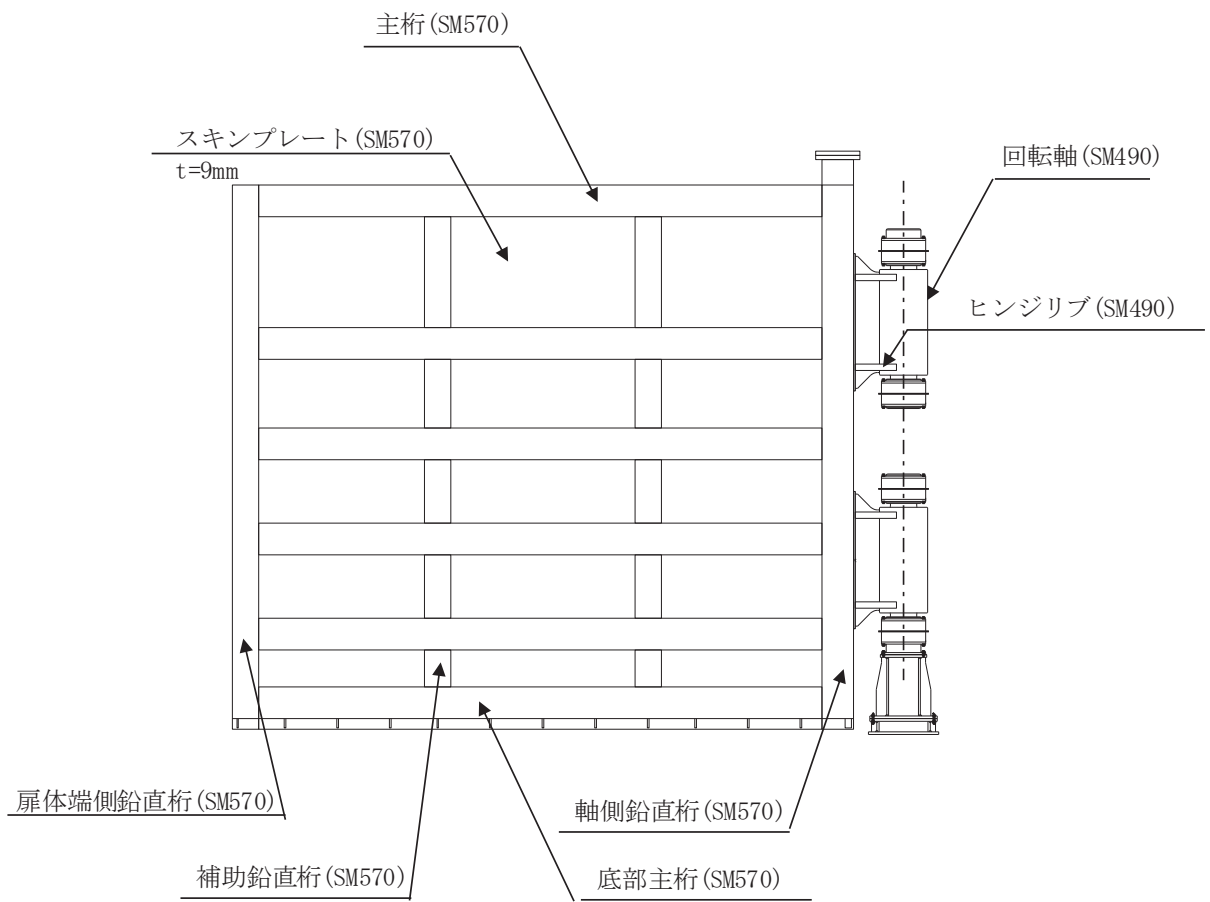


図 2.2-7(2) 鋼製扉 4 の構造図 (扉詳細図)

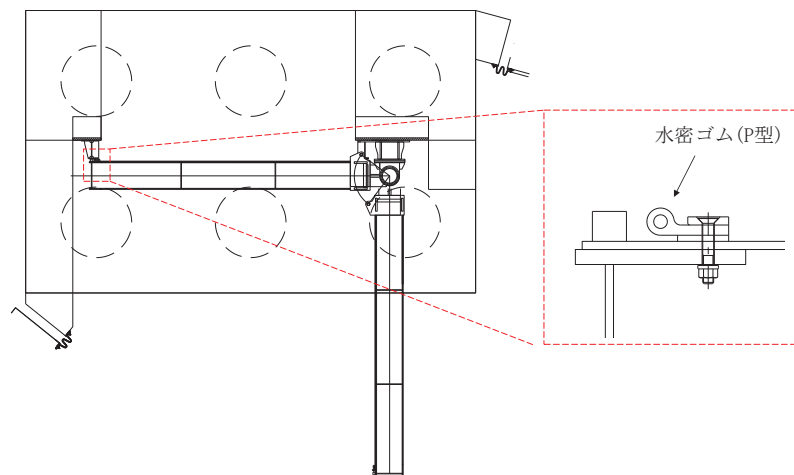


図 2.2-8 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

2.3 評価方針

鋼製扉が設置される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製扉の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製扉の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製扉の強度評価は、設計基準対象施設として表2.3-1の鋼製扉の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製扉の強度評価の検討フローを図2.3-1及び図2.3-2に示す。

表 2.3-1 鋼製扉の評価項目

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	施設の健全性	扉体	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	短期許容応力度
		RC 支柱	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	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		フーチング	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	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		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	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	扉体	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	短期許容応力度
		RC 支柱	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	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		フーチング	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	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		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	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

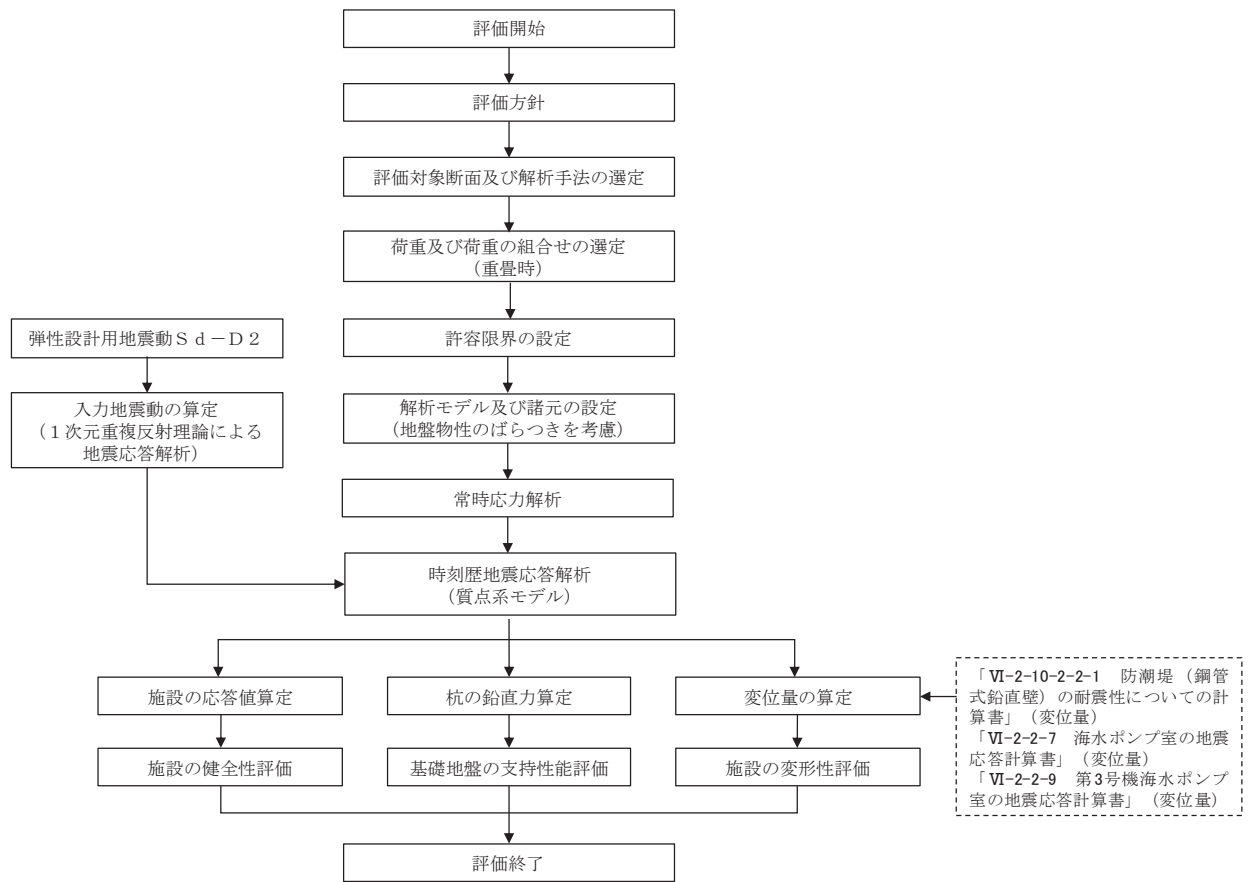


図 2.3-1 鋼製扉の強度評価の検討フロー

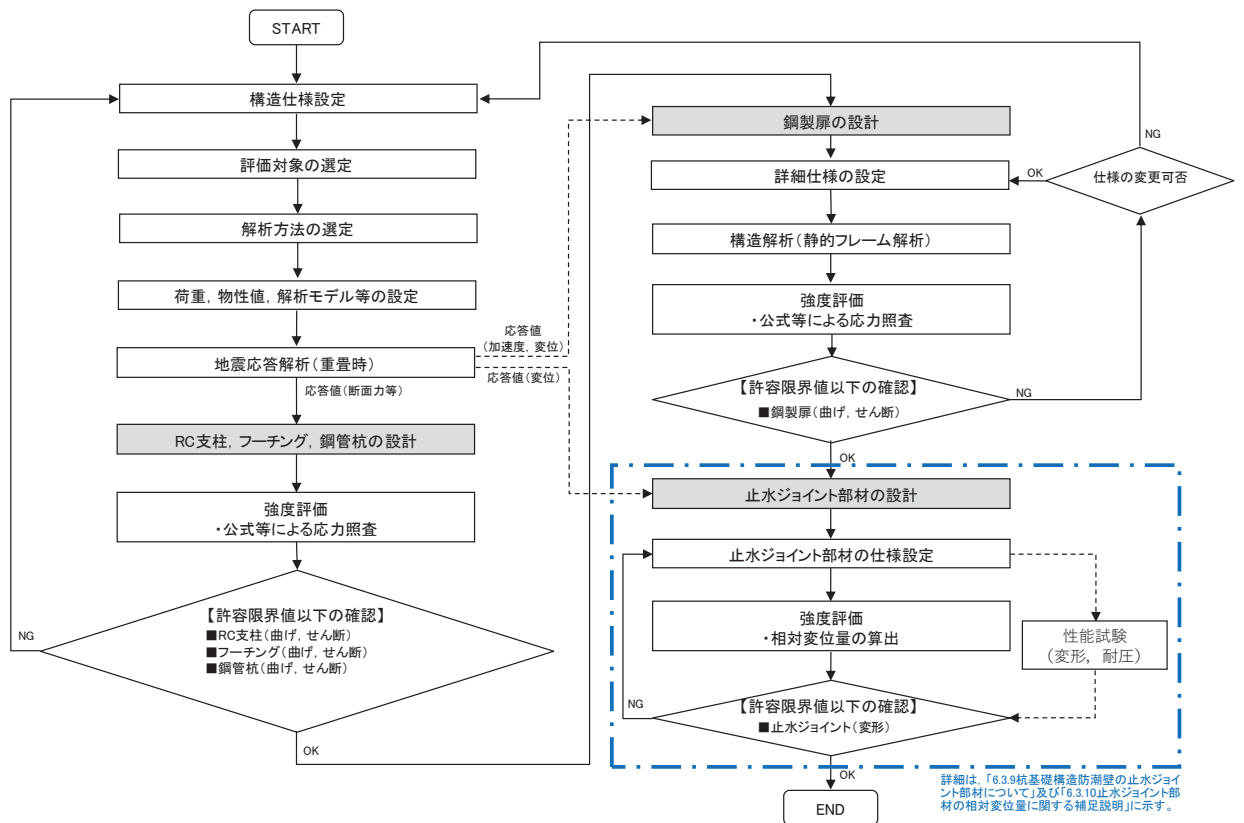


図 2.3-2 鋼製扉の詳細耐震評価フロー

2.4 適用基準

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・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）
- ・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）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成14年3月) 		
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) 	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討	
許容限界	扉体	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説 (平成14年3月) ・ 水門鉄管技術基準 水門扉編 (水門鉄管協会, 平成31年3月) 	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	RC支柱	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成24年3月) ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) ・ 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)」 	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	フーチング	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) ・ 道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成21年度版) ・ 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)」 	
	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成24年3月) 	曲げ軸力に対する照査は，発生曲げモーメントが，降伏モーメント以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生せん断力が，せん断強度以下であることを確認。
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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) 	有限要素法による時刻歴非線形解析 (地震動作成他)	
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気協会) 	質点系モデルを用いた地震応答解析	

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m^2	積雪荷重
P_k	kN/m^2	風荷重
P_h	kN/m^2	浸水津波荷重
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
σ_{sa}	N/mm^2	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{sa}	N/mm^2	鋼材の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容圧縮応力度
σ_1	kN/m^2	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_{Y1}	$kN \cdot m$	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント
M_{Z1}	$kN \cdot m$	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント
N_1	kN	扉体の軸力
A_1	m^2	扉体の有効断面積
τ_1	N/mm^2	扉体のせん断力より算定されるせん断応力
T_{X1}	$kN \cdot m$	扉体のねじりモーメント
Z_1	m^3	扉体の極断面係数
S_{Y1}	kN	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力
S_{Z1}	kN	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力
A_{Y1}	m^2	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積
A_{Z1}	m^2	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積
Z_{Y1}	m^3	扉体の Y 軸断面係数
Z_{Z1}	m^3	扉体の Z 軸断面係数

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F	—	ボーリングに対する安全率
γ'	kN/m ³	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)
h_w	m	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)
σ_y	N/mm ²	鋼管杭の降伏強度
My	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
σ_4	kN/m ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_4	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
N_4	N	鋼管杭の軸力
τ_4	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S_4	N	鋼管杭に発生するせん断力
A_4	m ²	鋼管杭の断面積
Z_4	m ³	鋼管杭の断面係数

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製扉の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3.2-1 に示す断面位置とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製扉の縦断面図を図 3.2-2 に、評価対象断面の地層構成図を図 3.2-3 に示す。また、評価対象断面の構造図を図 3.2-4～図 3.2-10 に示す。

なお、旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないように地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

鋼製扉 2：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が他の鋼製扉と異なる。また，上部工仕様（扉体高さ，幅等）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤が露頭し盛土・旧表土が分布しない地点に設置されるため，上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで，上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

鋼製扉 3：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤上面が浅く，杭及び地盤の変位量が大きくなることで，下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。また，扉体の高さが鋼製扉 1 及び鋼製扉 4 に対して高いことから，上部工に作用する断面力が大きくなることが想定される断面。

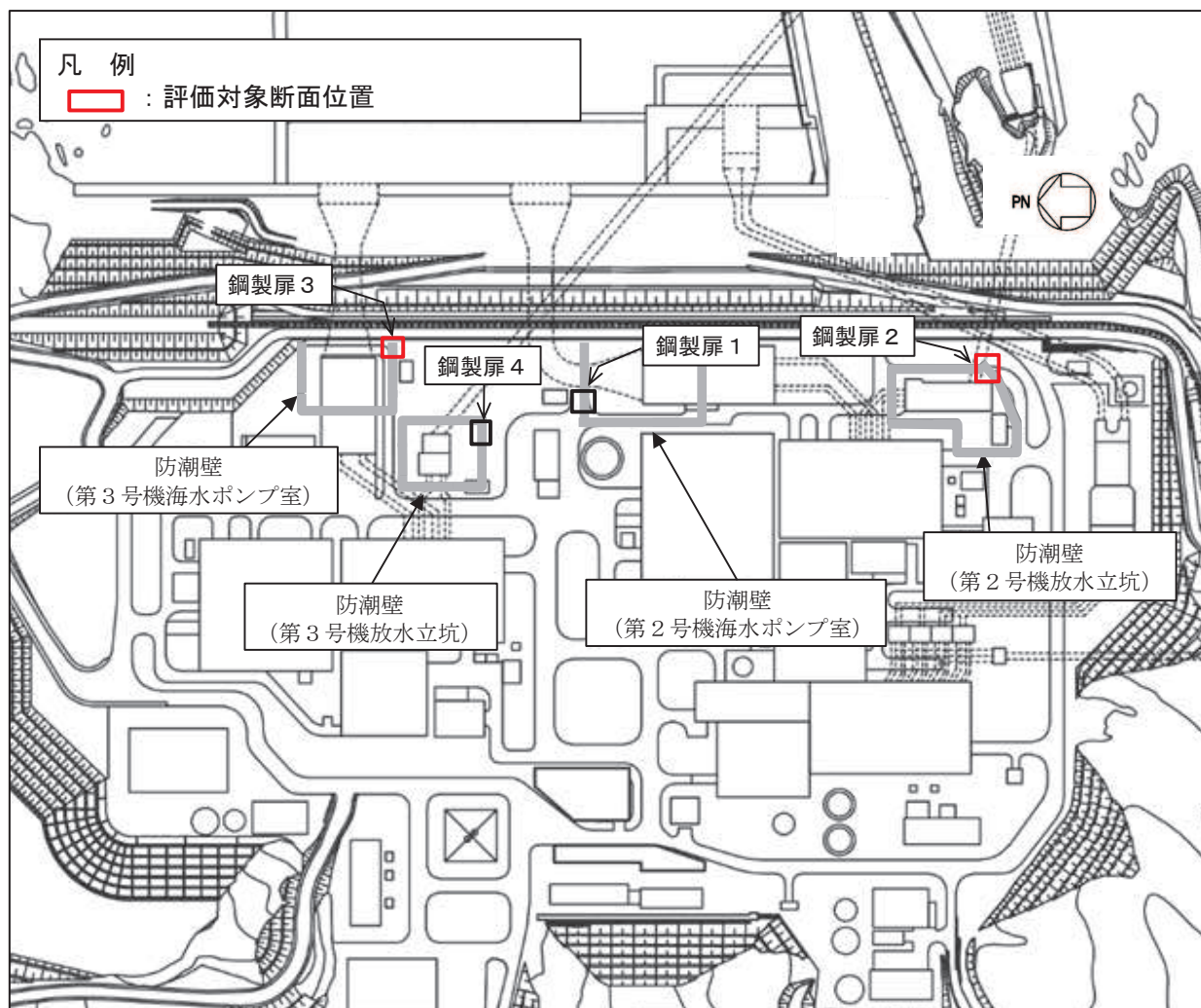
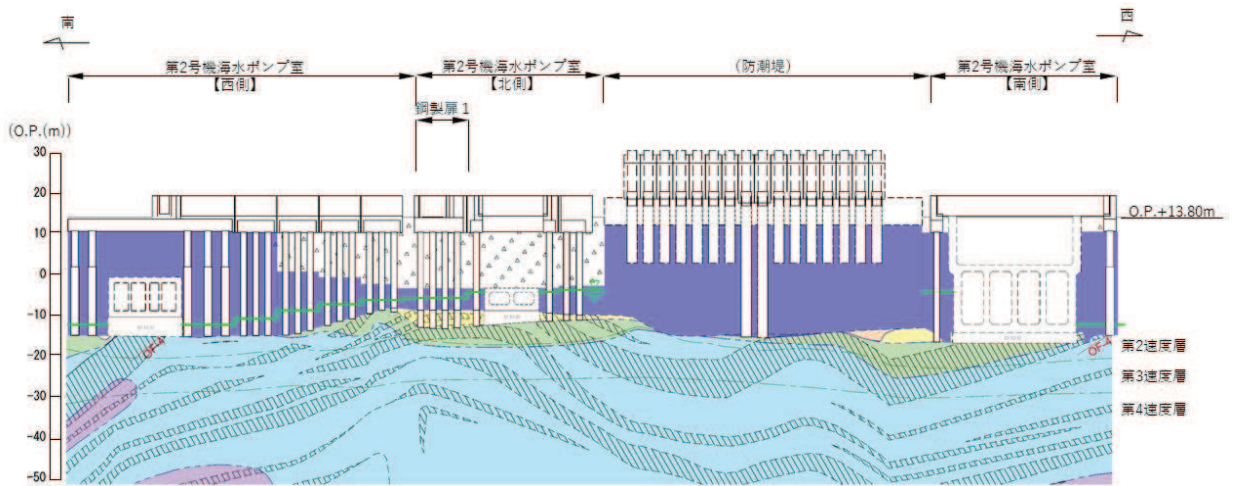
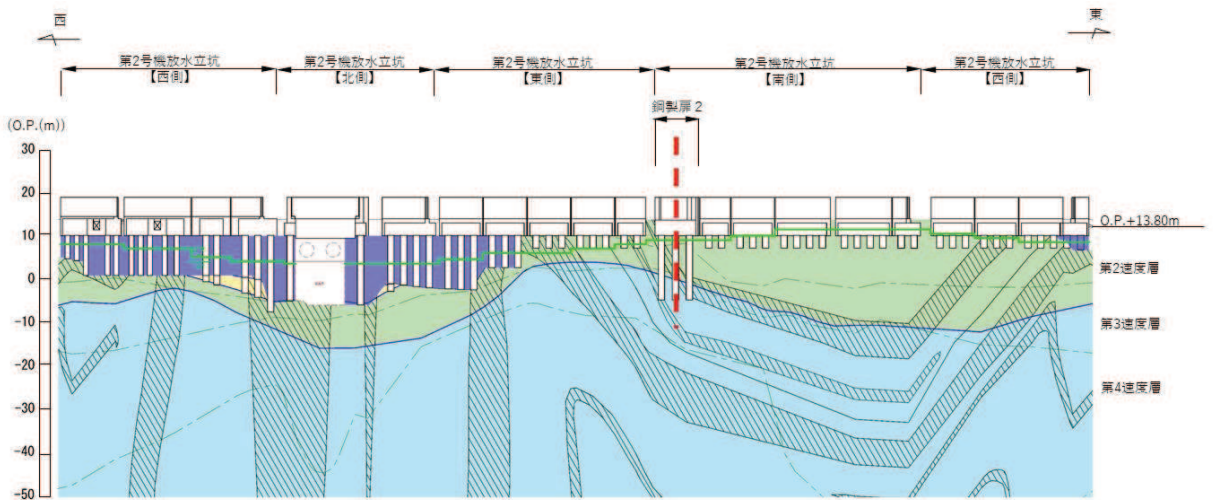


図 3.2-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(第2号機海水ポンプ室)

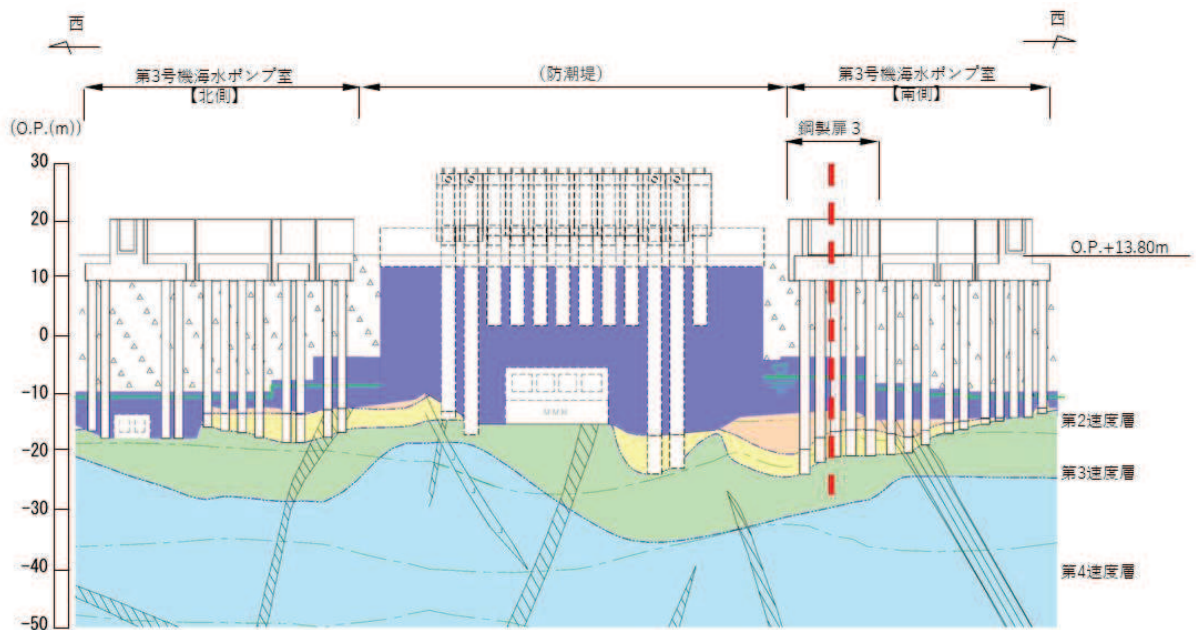


(第2号機放水立坑)

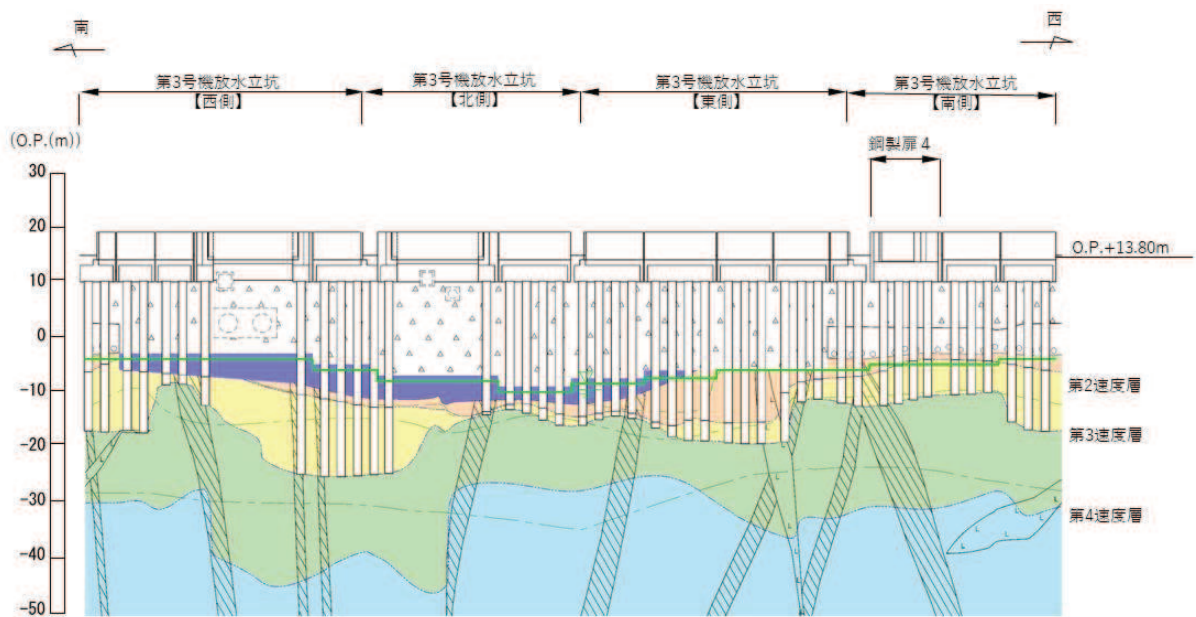
凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-2(1) 鋼製扉の縦断面図
(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-2(2) 鋼製扉の縦断面図
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)

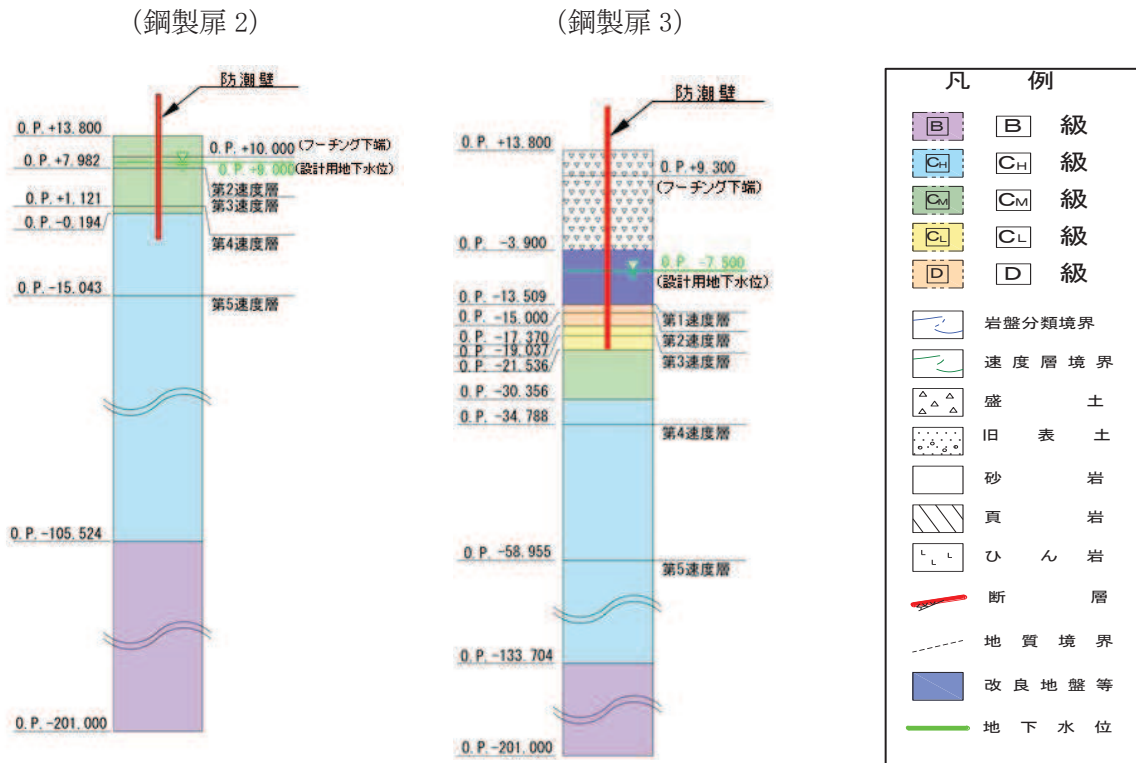


図 3.2-3 評価対象断面の地層構成図

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は，鋼製扉の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は，扉体，RC 支柱，フーチング，鋼管杭とする。

(2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、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、安全裕度を見込んで $0.98\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速を $30\text{m}/\text{s}$ とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに $+0.5\text{m}$ の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼製扉 3（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さ

設置箇所	設計用津波水位 (m)	備考
鋼製扉 2 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +18.6	
鋼製扉 3 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +17.9	0.4m の揺すり込み沈下を考慮

(5) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重の算定方法を表 3.3-3 に、荷重の作用概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

G : 固定荷重

P_h : 浸水津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

P_k : 風荷重

P_s : 積雪荷重

表 3.3-3(1) 荷重の算定方法（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	－	考慮しない

表 3.3-3(2) 荷重の算定方法（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。また、浸水高さに応じた動水圧を考慮する。

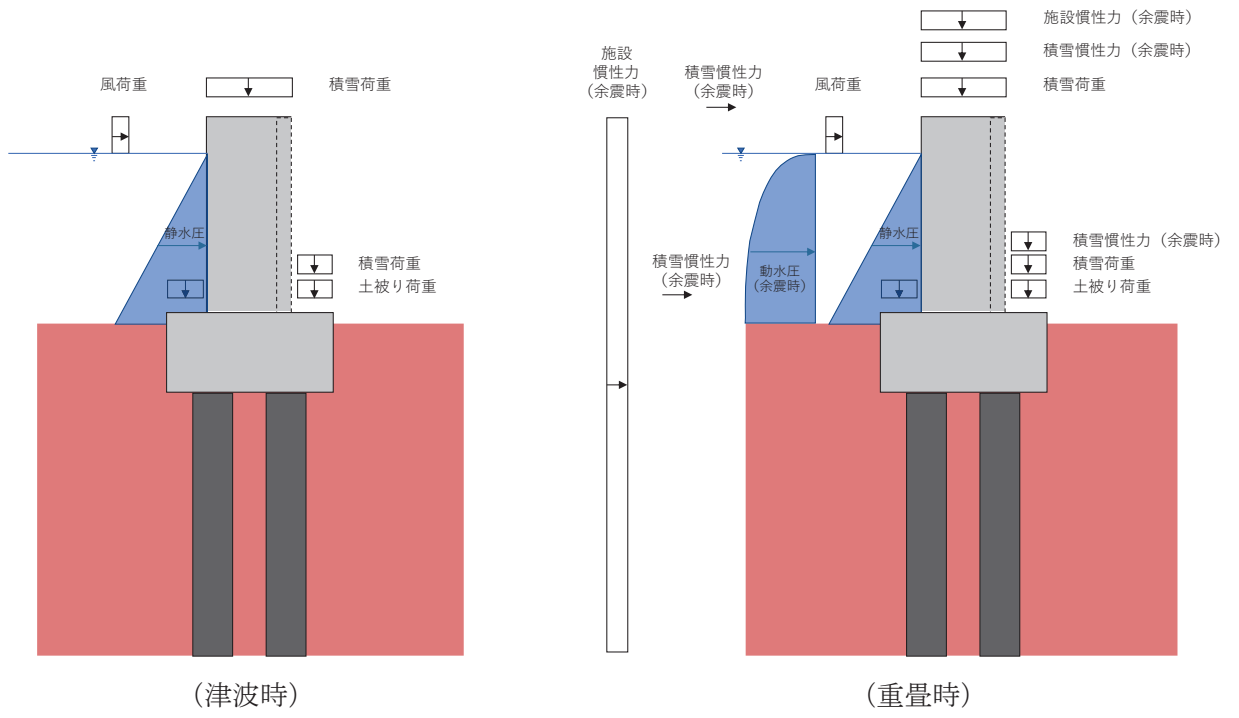


図 3.3-1 鋼製扉の荷重作用図

3.4 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.4.1 扉体

(1) 主桁，鉛直桁

主桁，鉛直桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-1(1) 主桁，鉛直桁の許容限界（鋼製扉2）

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570 (主桁)	主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	244	366
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	底部主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) (40<t)	軸側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	239	358
		許容せん断応力度 τ_{sa}	140	210
SM570 (鉛直桁) (t ≤ 40)	扉体端側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	252	378
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	補助鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	252	378
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-1(2) 主桁、鉛直桁の許容限界（鋼製扉 3）

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570 (主桁)	主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	244	366
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	底部主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) ($t \leq 40$)	軸側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	扉体端側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	253	379
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	補助鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	253	379
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

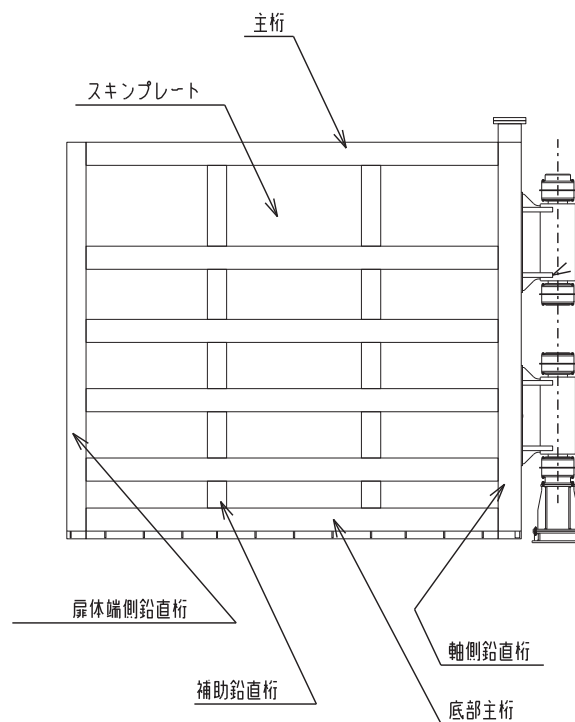


図 3.4-1 扉体詳細図（鋼製扉 2 の例）

(扉体（主桁、鉛直桁）の曲げに関する許容応力度の設定方法)

扉体（主桁・鉛直桁）の曲げに関する許容限界は、曲げ引張応力度、軸方向引張応力度、曲げ圧縮応力度及び軸方向圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.4-2 に許容限界選定フローを示す。

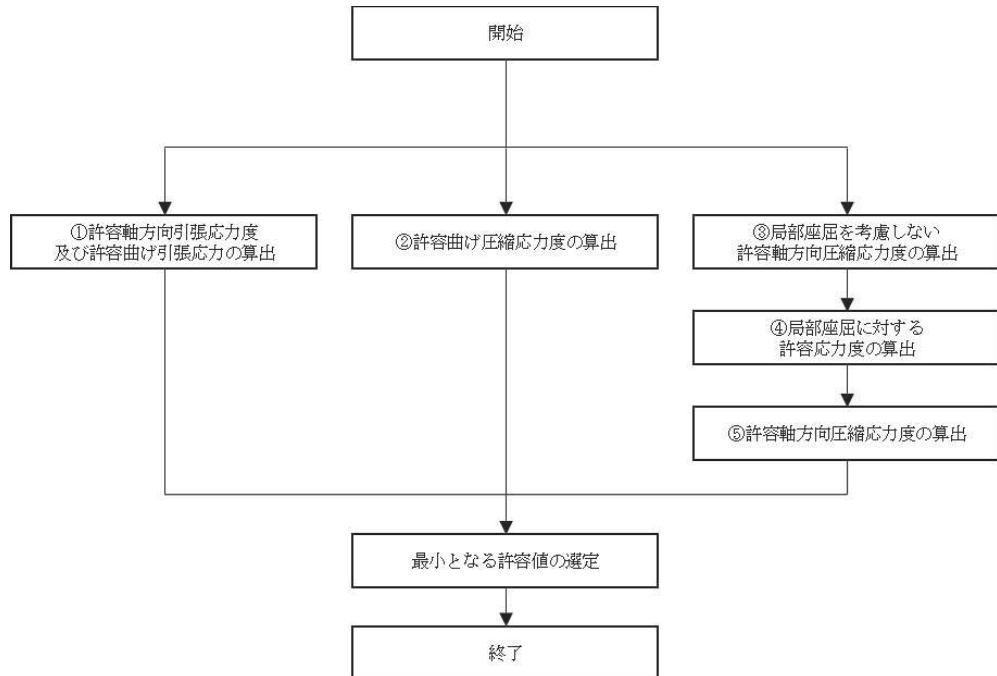


図 3.4-2 許容限界選定フロー

① 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表 3.4-2 のとおり設定する。算出結果を表 3.4-3 に示す。

表 3.4-2 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

鋼材の板厚(mm) \ 鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-3(1) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出結果（鋼製扉 2）

断面	最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
底部主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60×36)	40mm を超え 75mm 以下	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	40mm 以下	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	40mm 以下	255

表 3.4-3(2) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 3）

断面	最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
底部主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22×36)	40mm 以下	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	40mm 以下	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	40mm 以下	255

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表3.4-4に，算出結果を表3.4-5に示す。

表 3.4-4 許容曲げ圧縮応力度の算出（SM570 材）

(N/mm²)

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	板厚 40mm 以下		板厚 40mm を超え 75mm 以下	
	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$	245	$\frac{l}{b} \leq 4.5$
	$255 - 6.6 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$	$245 - 6.2 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right)$	$4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$	245	$\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$
	$255 - 3.3 \left(K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$	$245 - 3.1 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right)$	$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

Aw：腹板の総断面積（mm²）
 Ac：圧縮フランジの総断面積（mm²）
 l：圧縮フランジの固定点間距離（mm）
 b：圧縮フランジ幅（mm）

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-5(1) 許容曲げ圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 2)

断面	A_w (mm^2)	A_c (mm^2)	A_w/A_c	l (mm)	b (mm)	許容曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)
主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
底部主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60×36)	30960	10800	2.867	1350	300	239
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	6528	5500	1.187	1350	250	252
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	6792	5500	1.235	1350	250	252

表 3.4-5(2) 許容曲げ圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	A_w (mm^2)	A_c (mm^2)	A_w/A_c	l (mm)	b (mm)	許容曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)
主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
底部主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22×36)	11352	10800	1.051	1300	300	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	6528	5500	1.187	1300	250	253
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	6792	5500	1.235	1300	250	253

(A_w , A_c の算出方法 主桁の例)

$$A_w = t_1 \times b_1$$

ここで,

A_w : 主桁に関する腹板の総断面積 (mm^2)

t_1 : ウェブ厚 (mm)

b_1 : ウェブ高さ (mm)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで、

A_c : 主桁に関する圧縮フランジの総断面積 (mm^2)

t_2 : フランジ厚 (mm)

b_2 : フランジ高さ (mm)

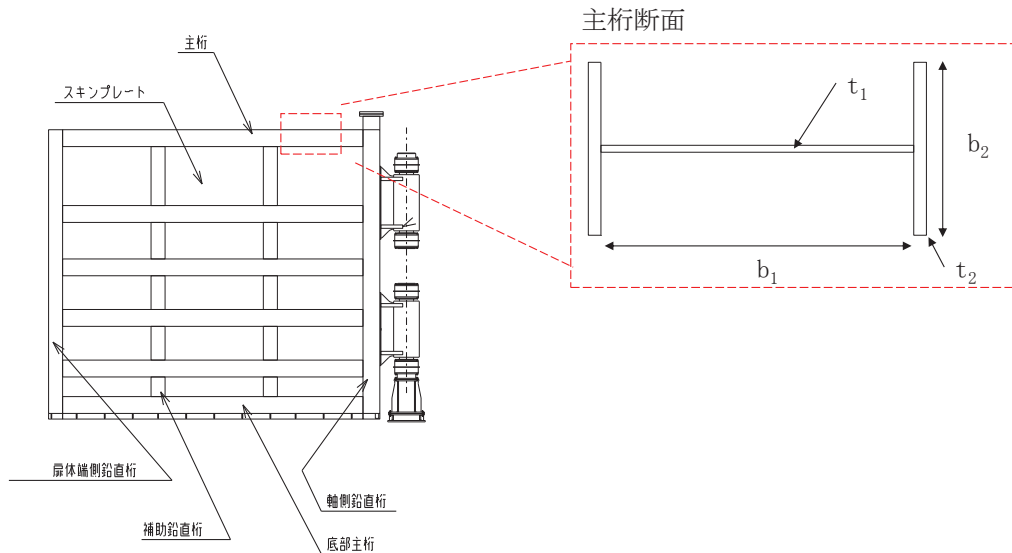


図 3.4-3 扉体詳細図 (主桁断面の例)

③ 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を算出する。

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出方法を表 3.4-6 に示す。鋼製扉 2 における算出結果を表 3.4-7 に示す。

表 3.4-6 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出
(溶接箱型断面以外の場合) (SM570 材)

(N/mm²)

板厚 40mm 以下		板厚 40mm を超え 75mm 以下	
$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
$\frac{l}{r} \leq 18$	255	$\frac{l}{r} \leq 17$	245
$18 < \frac{l}{r} \leq 67$	$255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$	$17 < \frac{l}{r} \leq 69$	$245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$
$67 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$	$69 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$
l : 部材の有効座屈長 (mm) $l=L \cdot \beta$ L : 部材の固定点間距離 (mm) β : 座屈係数 r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋

表 3.4-7(1) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 2)

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	70.868	18.344	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	85.138	15.269	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60/36)	1350	0.65	877.5	75.363	11.644	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	1350	0.65	877.5	67.733	12.955	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	1350	0.65	877.5	48.343	18.151	254

表 3.4-7(2) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	70.868	18.344	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	85.138	15.269	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22/36)	1300	0.65	845	84.784	9.9665	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	1300	0.65	845	67.733	12.475	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	1300	0.65	845	48.343	17.479	255

(L算出方法 主桁の例)

部材の固定点間距離の中で、最大となる値を抽出する。(軸方向圧縮応力度が最小となる値)

$$L = \max(L_1, L_2, L_3)$$

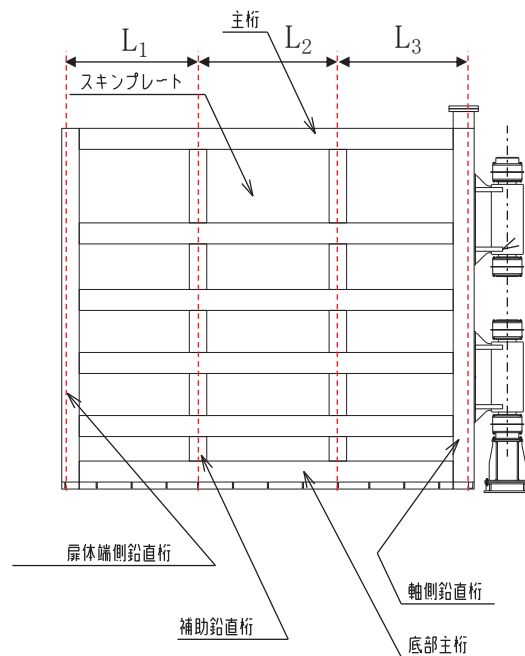


図 3.4-4 扉体詳細図 (主桁断面の例)

④ 局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈に対する許容応力度を算出する。

自由突出板の局部座屈に対する許容応力度の算出方法を表3.4-8に示す。算出結果を表3.4-9に示す。

表 3.4-8 局部座屈に対する許容応力度の算出（SM570 材）

(N/mm²)

板厚 40mm 以下		板厚 40mm を超え 75mm 以下	
b _f 及びt _f の範囲	局部座屈に対する許容応力度	b _f 及びt _f の範囲	局部座屈に対する許容応力度
$\frac{b_f}{9.5} \leq t_f$	255	$\frac{b_f}{9.7} \leq t_f$	245
$\frac{b_f}{16} \leq t_f < \frac{b_f}{9.5}$	$23,000 \left(\frac{t_f}{b_f} \right)^2$	$\frac{b_f}{16} \leq t_f < \frac{b_f}{9.7}$	$23,000 \left(\frac{t_f}{b_f} \right)^2$
b _f : 自由突出幅 (mm) t _f : 自由突出板の板厚 (mm)			

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-9(1) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼製扉 2）

断面	b _f (mm)	t _f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	144	22	255
底部主桁 (BH588×300×12/22)	244	22	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60/36)	220	36	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	194	22	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	119	22	255

表 3.4-9(2) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	b_f (mm)	t_f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	144	22	255
底部主桁 (BH588×300×12/22)	244	22	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22/36)	239	36	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	194	22	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	119	22	255

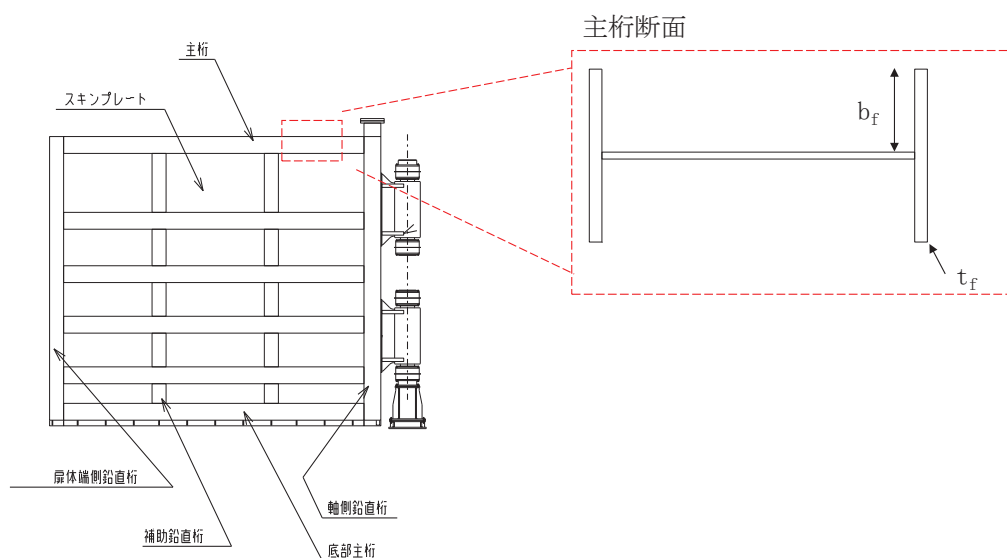


図 3.4-5 扉体詳細図 (主桁断面の例)

⑤ 許容軸方向圧縮応力度

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 許容軸方向圧縮応力度を算出する。

許容軸方向圧縮応力度は以下の式により求める。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} \div \sigma_{cao}$$

ここで,

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値は許容軸方向引張応力度に等しい。
算出結果を表 3.4-10 に示す。

表 3.4-10(1) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 2)

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	254	255	255	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	255	186	255	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60/36)	245	245	245	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	255	255	255	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	254	255	255	254

表 3.4-10(2) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	254	255	255	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	255	186	255	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22/36)	255	255	255	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	255	255	255	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	255	255	255	255

以上より、扉体（主桁、鉛直桁）の曲げに関する許容限界は、主桁、扉体端側鉛直桁、補助鉛直桁及び軸側鉛直桁については②許容曲げ圧縮応力度を、底部主桁においては⑤許容軸方向圧縮応力度を、最小となる許容応力度として採用する。

(2) スキンプレート

スキンプレートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-11に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-11 スキンプレートの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255

注記 *：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 扉取付部（ヒンジ）

扉取付部（ヒンジ）の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）」に基づき，表3.4-12に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-12 扉取付部（ヒンジ）の許容限界

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM490 (t ≤ 40)	回転軸(1)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
SM490 (40 < t)	ヒンジリブ	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237
		許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
	回転軸(2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(3)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(4)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

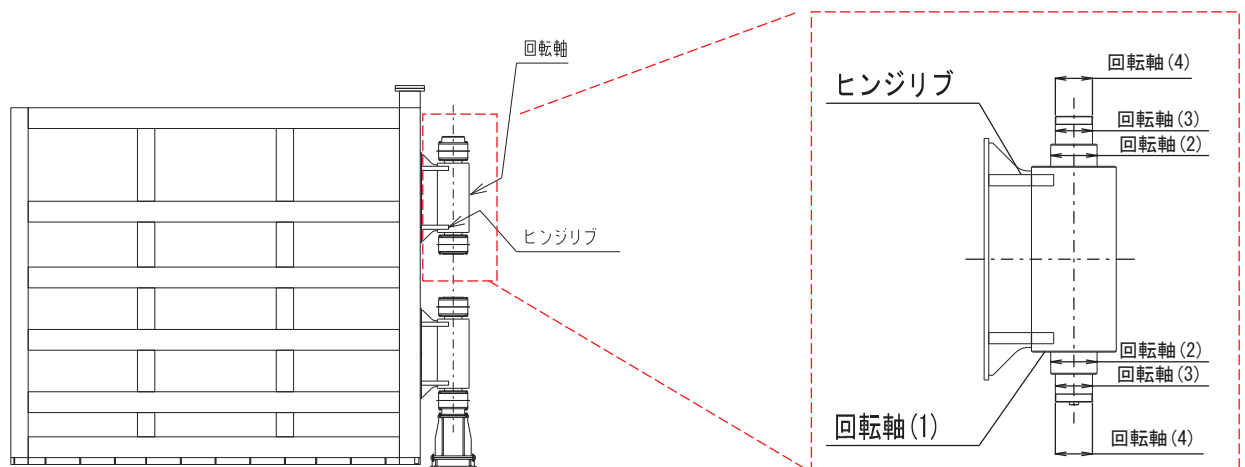


図 3.4-6 ヒンジ詳細図（鋼製扉2の例）

(扉取付部（ヒンジ）の曲げに関する許容応力度の設定方法)

扉取付部（ヒンジ）の曲げに関する許容限界は、曲げ引張応力度、軸方向引張応力度、曲げ圧縮応力度及び軸方向圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.4-7 に許容限界選定フローを示す。

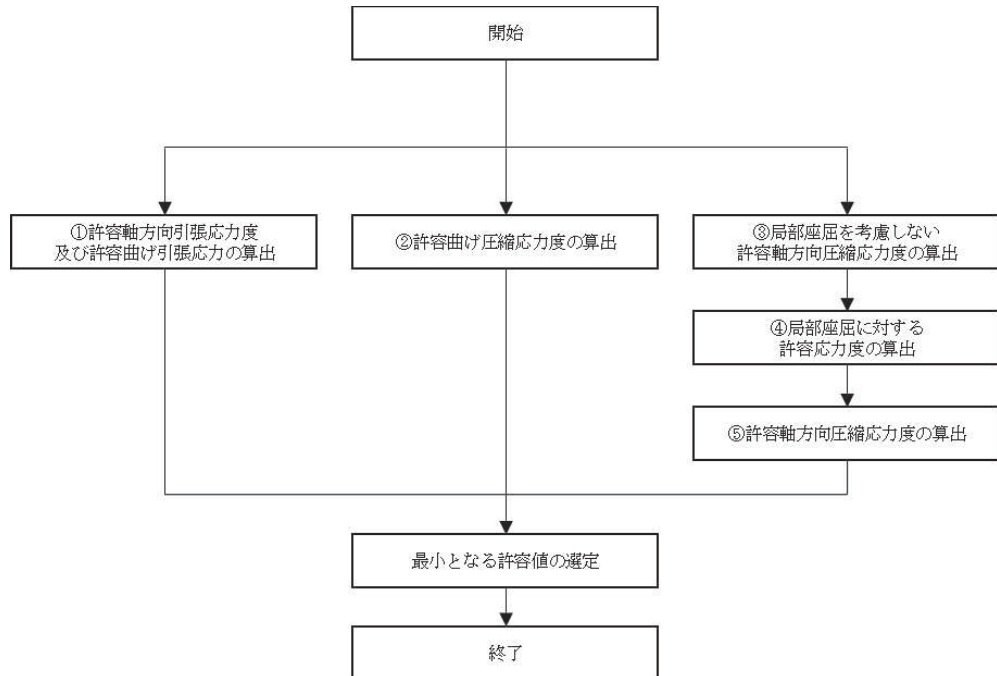


図 3.4-7 許容限界選定フロー

①. 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，表 3.4-13 のとおり設定する。算出結果を表 3.4-14 に示す。

表 3.4-13 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度	
(N/mm ²)	
板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
158	左記応力度の 0.94 倍

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-14 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	40mm を超える	148
回転軸(1) (PIPE φ 457.2t19)	40mm 以下	158
回転軸(2) (RB φ 250)	40mm を超える	148
回転軸(3) (RB φ 200)	40mm を超える	148
回転軸(4) (RB φ 180)	40mm を超える	148

②. 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 3.4-15 に示す。算出結果を表 3.4-16 に示す。

表 3.4-15 許容曲げ圧縮応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）

1/b の範囲	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	
	板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
$\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$	158	左記応力度の 0.94 倍
$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$158 - 1.6 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right)$	
Aw : 腹板の総断面積 (mm ²) Ac : 圧縮フランジの総断面積 (mm ²) l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) b : 圧縮フランジ幅 (mm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ ただし $A_w/A_c < 2$ の場合は $K = 2$ とする。		

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-16 許容曲げ圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	A_w (mm^2)	A_c (mm^2)	A_w/A_c	l (mm)	b (mm)	許容曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	28800	24000	1.200	525	460	148
回転軸(1) (PIPE φ 457.2t19)	—	—	—	—	—	—
回転軸(2) (RB φ 250)	—	—	—	—	—	—
回転軸(3) (RB φ 200)	—	—	—	—	—	—
回転軸(4) (RB φ 180)	—	—	—	—	—	—

(A_w , A_c の算出方法 ヒンジリブ)

$$A_w = t_1 \times b_1$$

ここで、

A_w : ヒンジリブに関する腹板の総断面積 (mm^2)

t_1 : ウェブ厚 (mm)

b_1 : ウェブ高さ (mm)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで、

A_c : ヒンジリブに関する圧縮フランジの総断面積 (mm^2)

t_2 : フランジ厚 (mm)

b_2 : フランジ高さ (mm)

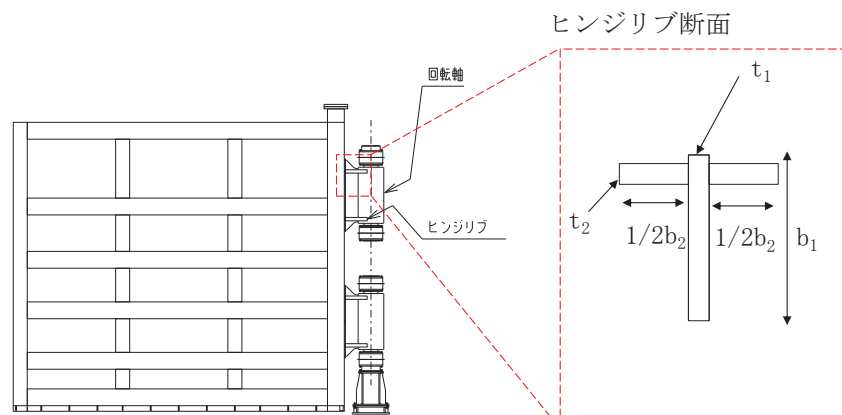


図 3.4-8 扉体詳細図（ヒンジリブ断面の例）

③. 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮応力を受ける部材については、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を算出する。

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出方法を表 3.4-17 に示す。算出結果を表 3.4-18 に示す。

表 3.4-17 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）

(N/mm²)

$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度	
	板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
$\frac{l}{r} \leq 15$	158	左記応力度の 0.94 倍
$15 < \frac{l}{r} \leq 80$	$158 - 1.09 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$	
$80 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,000,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$	
l : 部材の有効座屈長 (mm) $l=L \cdot \beta$ L : 部材の固定点間距離 (mm) β : 座屈係数 r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)		

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-18 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 2，3）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	525	0.80	420	96.750	4.3411	148
回転軸(1) (PIPE φ457.2t19)	850	0.65	552.5	155.07	3.5629	158
回転軸(2) (RB φ250)	344	0.80	275.2	62.500	4.4032	148
回転軸(3) (RB φ200)	344	0.80	275.2	50.000	5.5040	148
回転軸(4) (RB φ180)	344	0.80	275.2	45.000	6.1156	148

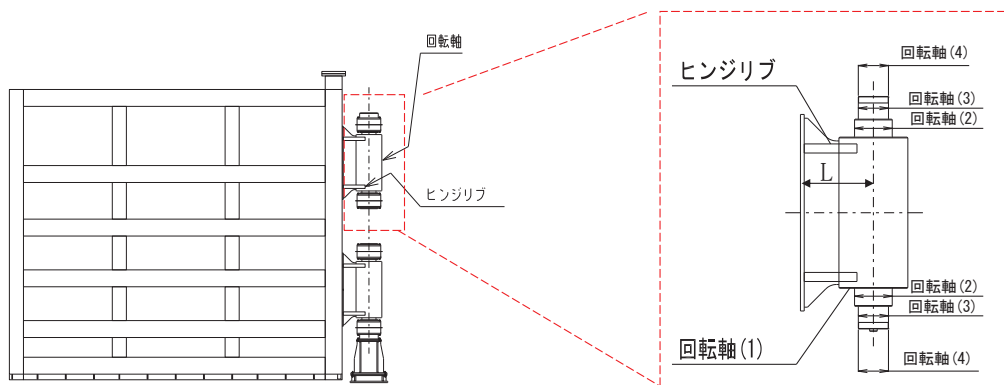


図 3.4-9 ヒンジ詳細図（鋼製扉 2 の例）

④. 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受けるフランジを有する部材については、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度を算出する。円形断面部材は圧縮応力を受けるフランジを有さないため，本項における許容応力度の低減は行わない。また，板厚が 40mm を超える部材については降伏応力度の低減を考慮して，許容軸方向引張応力度と同様に許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容応力度の算出方法を表 3.4-19 に示す。算出結果を表 3.4-20 に示す。

表 3.4-19 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）
(N/mm²)

b _f 及びt _f の範囲	局部座屈に対する許容応力度	
	板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
$\frac{b_f}{11.2} \leq t_f$	158	左記応力度の 0.94 倍
$\frac{b_f}{16} \leq t_f < \frac{b_f}{11.2}$	$19,800 \left(\frac{t_f}{b_f} \right)^2$	
b _f ：圧縮フランジの自由突出幅（mm） t _f ：圧縮フランジの板厚（mm）		

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-20 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	b_f (mm)	t_f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	200	60	148
回転軸 (1) (PIPE φ 457. 2t19)	—	—	—
回転軸 (2) (RB φ 250)	—	—	—
回転軸 (3) (RB φ 200)	—	—	—
回転軸 (4) (RB φ 180)	—	—	—

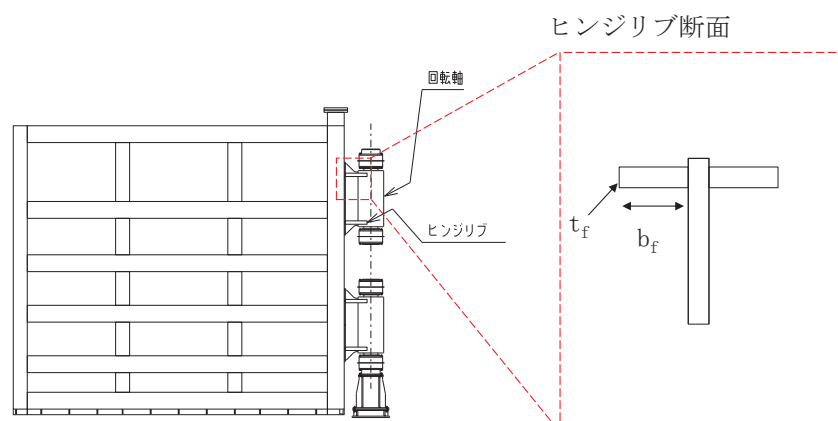


図 3.4-10 扉体詳細図（ヒンジリブ断面の例）

⑤. 許容軸方向圧縮応力度

圧縮応力を受ける部材については、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，許容軸方向圧縮応力度を算出する。

許容軸方向圧縮応力度は以下の式により求める。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} \div \sigma_{cao}$$

ここで，

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値は許容軸方向引張応力度に等しい。また，円形断面部材は局部座屈に対する許容応力度を考慮した許容応力度の低減を

行わないため、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を部材の許容軸方向圧縮応力度とする。

算出結果を表 3.4-21 に示す。

表 3.4-21 許容軸方向圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	148	148	148	148
回転軸(1) (PIPE φ 457. 2t19)	158	—	—	158
回転軸(2) (RB φ 250)	148	—	—	148
回転軸(3) (RB φ 200)	148	—	—	148
回転軸(4) (RB φ 180)	148	—	—	148

以上より、扉取り付け部（ヒンジ）の曲げに関する許容限界は、①許容軸引張応力度及び許容曲げ引張応力度，②許容曲げ圧縮応力度，⑤許容軸方向圧縮応力度で最小値は同値となっている。

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・圧縮については、「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)」に基づき、曲げ・引張については「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」及び「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)」に基づき、表 3.4-22 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。

表 3.4-22 鋼製支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記 * : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.3 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「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）」及び「道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき、曲げ・引張については「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」及び「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）」に基づき、表3.4-23に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3.4-23 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16	24
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.4 鋼管杭

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（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，杭体部については，表 3.4-24(1)に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については，表 3.4-24(2)に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3.4-24(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3.4-24(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

3.4.5 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-25 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-25 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

3.4.6 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3.4-26 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3.4-26 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼製扉 2 (狐崎部層)	13.7	7124
	鋼製扉 3 (牧の浜部層)	11.4	14609

(極限支持力 (引き抜き) の算出根拠)

極限支持力 (引き抜き) の算出は以下の方法により行う。算出の詳細を表 3.4-27～表 3.4-28 に示す。

・ 極限支持力 (引き抜き) の算定方法

$$R_{UA} = R_U + W$$

$$R_U = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここで,

R_{UA} : 極限支持力 (引抜き) 支持力の上限值 (kN)

R_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

U : 周長 (m)

L_i : i 点における層厚 (m)

f_i : i 点における層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

$f_i = 5N (\leq 150)$ (砂質土)

$f_i = c$ 又は $10N (\leq 100)$ (粘性土)

N : 標準貫入試験の N 値

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)

表 3.4-27 引き抜き支持力の上限值算出の詳細 (鋼製扉 2)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	0.509	100.0	50.90
C _M 級岩盤	0.509	100.0	50.90
C _M 級岩盤	0.861	100.0	86.10
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	0.657	100.0	65.70
C _M 級岩盤	0.658	100.0	65.80
C _H 級岩盤	0.706	100.0	70.60
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
合計			1490.00
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	7012.10
杭重量		W=	112.37
上限値		R _{UA} =	7124

表 3.4-28 引き抜き支持力の上限値算出の詳細 (鋼製扉 3)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	57.0	57.00
盛土	1.000	62.5	62.50
盛土	1.000	68.0	68.00
盛土	1.000	73.0	73.00
盛土	1.000	78.5	78.50
盛土	1.000	84.0	84.00
盛土	1.000	89.0	89.00
盛土	1.200	95.0	114.00
盛土	0.800	100.5	80.40
盛土	0.300	103.5	31.05
盛土	0.900	106.5	95.85
盛土	1.000	111.5	111.50
盛土	1.000	117.0	117.00
盛土	1.000	122.5	122.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.600	100.0	60.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.759	100.0	75.90
D級岩盤	0.700	100.0	70.00
D級岩盤	0.791	100.0	79.10
D級岩盤	0.800	100.0	80.00
D級岩盤	0.800	100.0	80.00
D級岩盤	0.770	100.0	77.00
合計			2531.30
杭周長	U=	5.649	
引抜き力		R _U =	14298.26
杭重量		W=	310.83
上限値		R _{UA} =	14609

3.5 評価方法

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

なお、「3.3.2 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、津波時において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

3.5.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。なお、地震応答解析手法の妥当性については参考資料 2 にて詳述する。

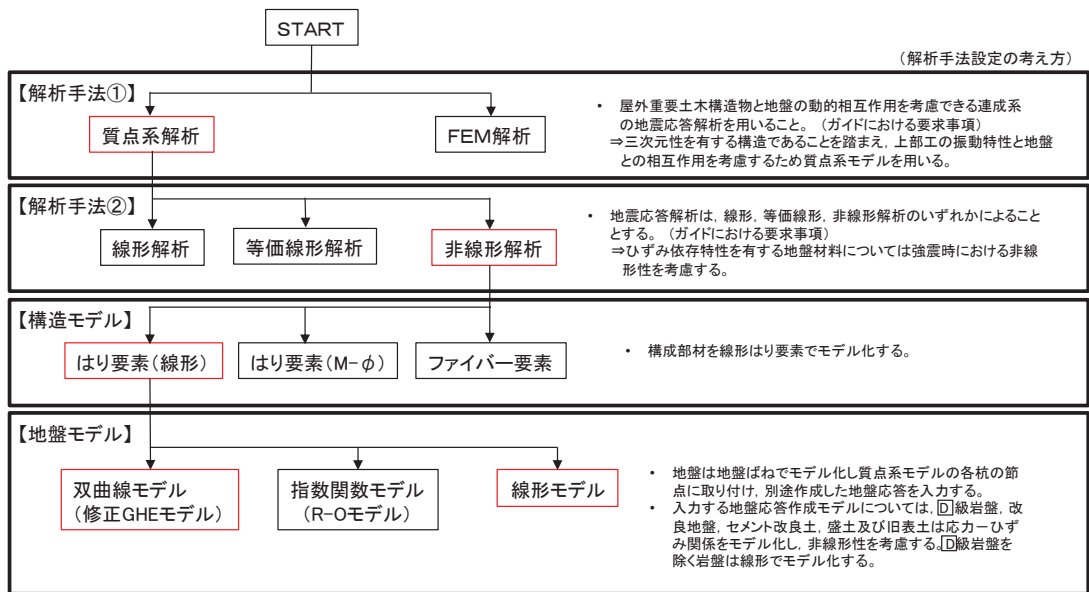


図 3.5-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー(鋼製扉 3)

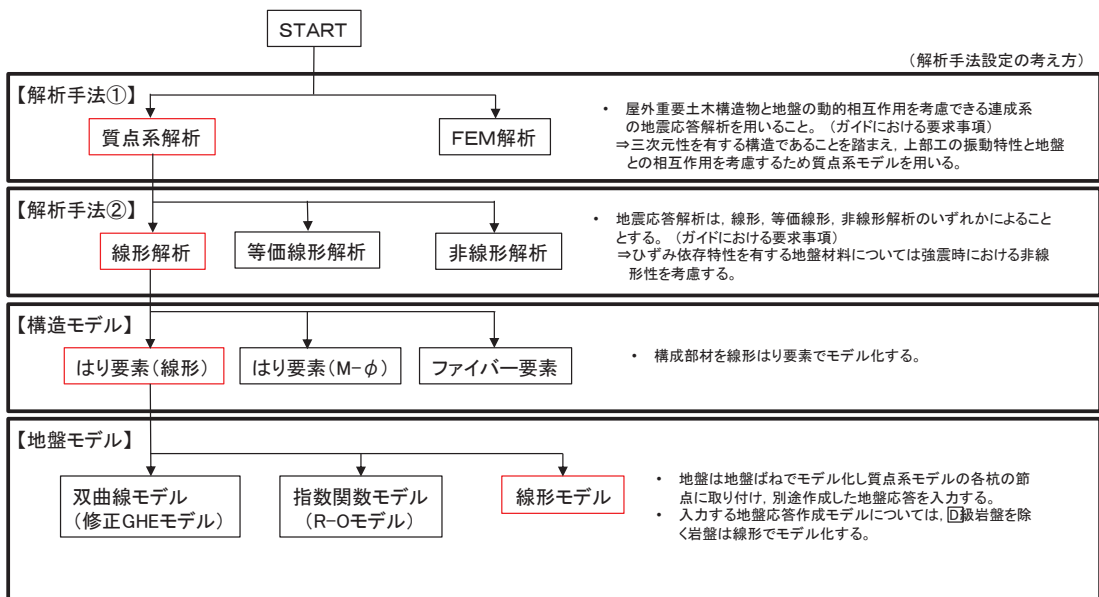


図 3.5-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー(鋼製扉 2)

上部工及び下部工の各構成部材について、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、杭周地盤ばねを杭の各質点に取り付け、別途作成した地盤応答を入力する。

地盤応答の作成は、以下のとおりとする。

（鋼製扉 3）

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一次元時刻歴応答解析により作成する。

地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、旧表土、盛土、 D 級岩盤及び改良地盤（動的変形特性にひずみ依存性がある地盤）は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮し、 D 級を除く岩盤は線形でモデル化する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。全応力解析として評価することの妥当性については、参考資料 2 に示す。

（鋼製扉 2）

岩盤露頭部である扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論に基づく地震応答解析とする。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.5-1～表 3.5-2 に示す解析ケースを設定する。

図 3.2-2～図 3.2-3 に示すとおり、鋼製扉 2 の周辺には C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤及び B 級岩盤が分布し、鋼製扉 3 の周辺には、主として旧表土、盛土、 D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、それぞれの断面毎に、周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース ②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3.5-1 解析ケース（鋼製扉 2）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

表 3.5-2 解析ケース（鋼製扉 3）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

3.5.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の α 、 β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき、表3.5-3に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.5-2に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

表 3.5-3 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2% (鋼製扉)	3% (鋼管杭)
鉄筋コンクリート部材	3% (RC 支柱)	5% (フーチング)

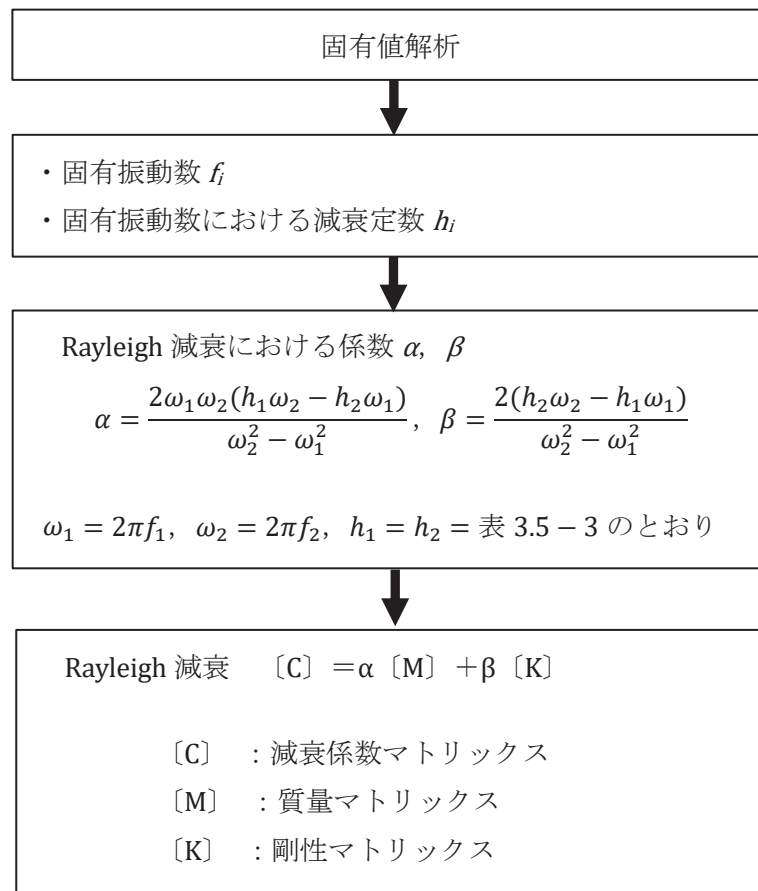


図 3.5-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α, β の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤及び構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析における解析結果の一覧を表 3.5-4～表 3.5-5 に、モード図を図 3.5-3～図 3.5-4 に、固有値解析結果に基づき設定した係数 α, β を表 3.5-6 に、Rayleigh 減衰を図 3.5-5～図 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 固有値解析結果（鋼製扉 2）

追而

追而

図 3.5-3 固有値解析結果（鋼製扉 2：モード図）

表 3.5-5 固有値解析結果（鋼製扉 3）

追而

追而

図 3.5-4 固有値解析結果（鋼製扉 3：モード図）

表 3.5-6(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

	α	β
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

表 3.5-6(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=3%)

	α	β
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

表 3.5-6(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=5%)

	α	β
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

追而

図 3.5-5(1) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 2) _減衰 2%

追而

図 3.5-5(2) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 2) _減衰 3%

追而

図 3.5-5(3) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 2) _減衰 5%

追而

図 3.5-6(1) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 3) _減衰 2%

追而

図 3.5-6(2) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 3) _減衰 3%

追而

図 3.5-6(3) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 3) _減衰 5%

3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

重畳時における解析ケースを表 3.5-7 に示す。重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 3.5-7 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 d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、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において照査値が最も厳しい (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②～③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	

注記*1: 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。

3.5.5 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) 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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.5-7 に示す。地震応答解析時に用いる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第 2 号機側 (鋼製扉 2) は図 3.5-8 に、第 3 号機側 (鋼製扉 3) は図 3.5-9 に示す。なお、岩盤露頭部である鋼製扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、E 波を示している。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

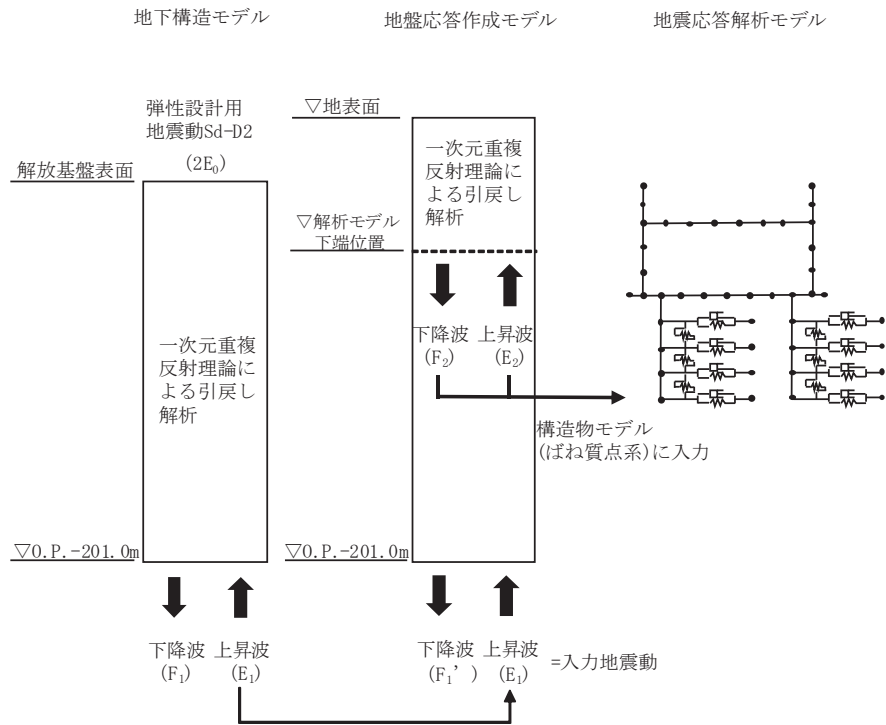


図 3.5-7(1) 入力地震動算定の概念図
(鋼製扉 2)

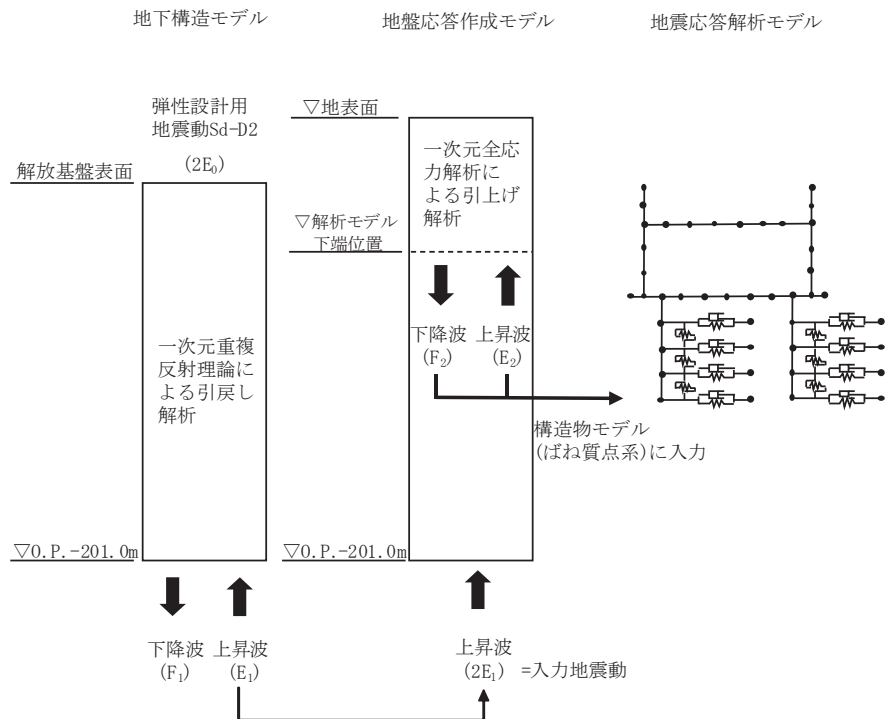
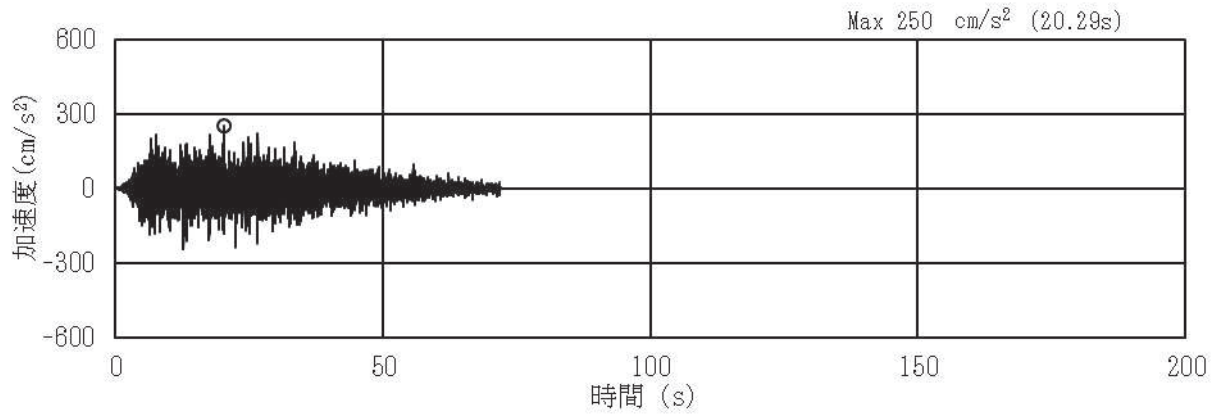
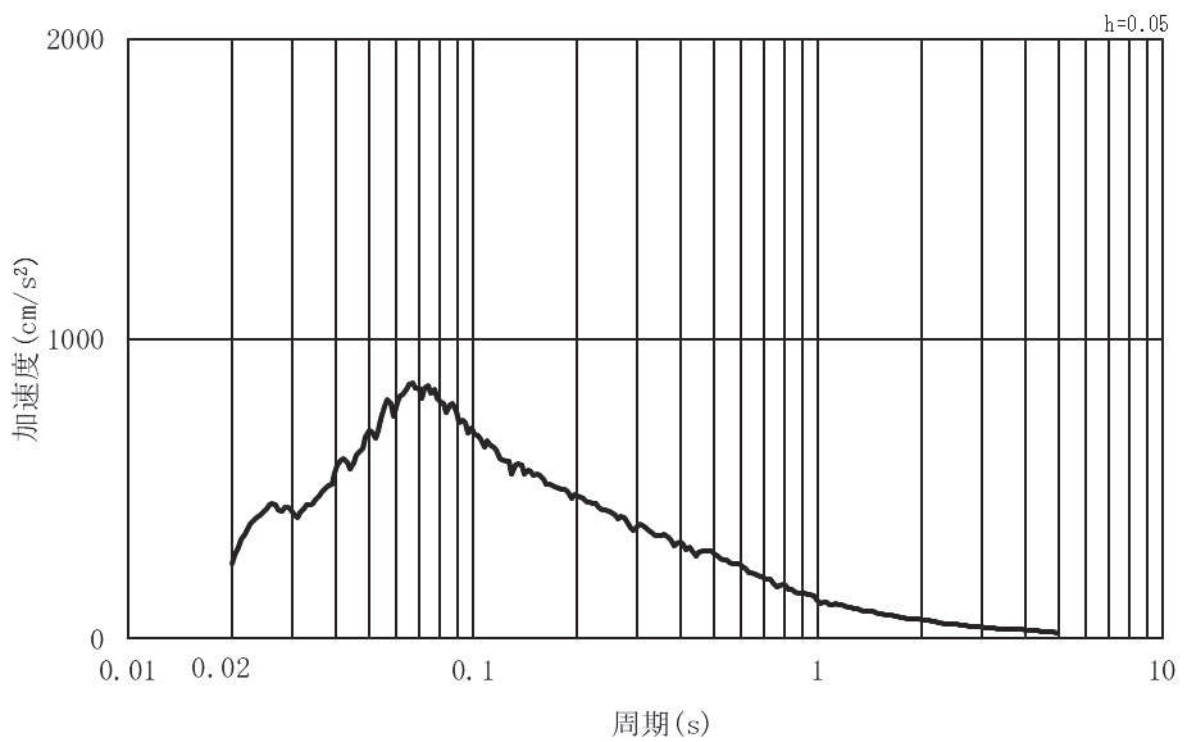


図 3.5-7(2) 入力地震動算定の概念図
(鋼製扉 3)

(1) 鋼製扉 2

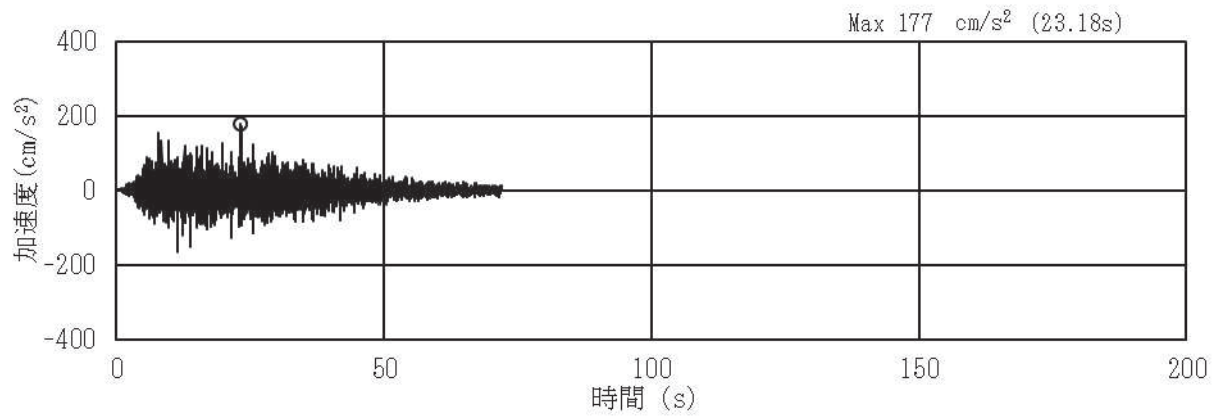


(a) 加速度時刻歴波形

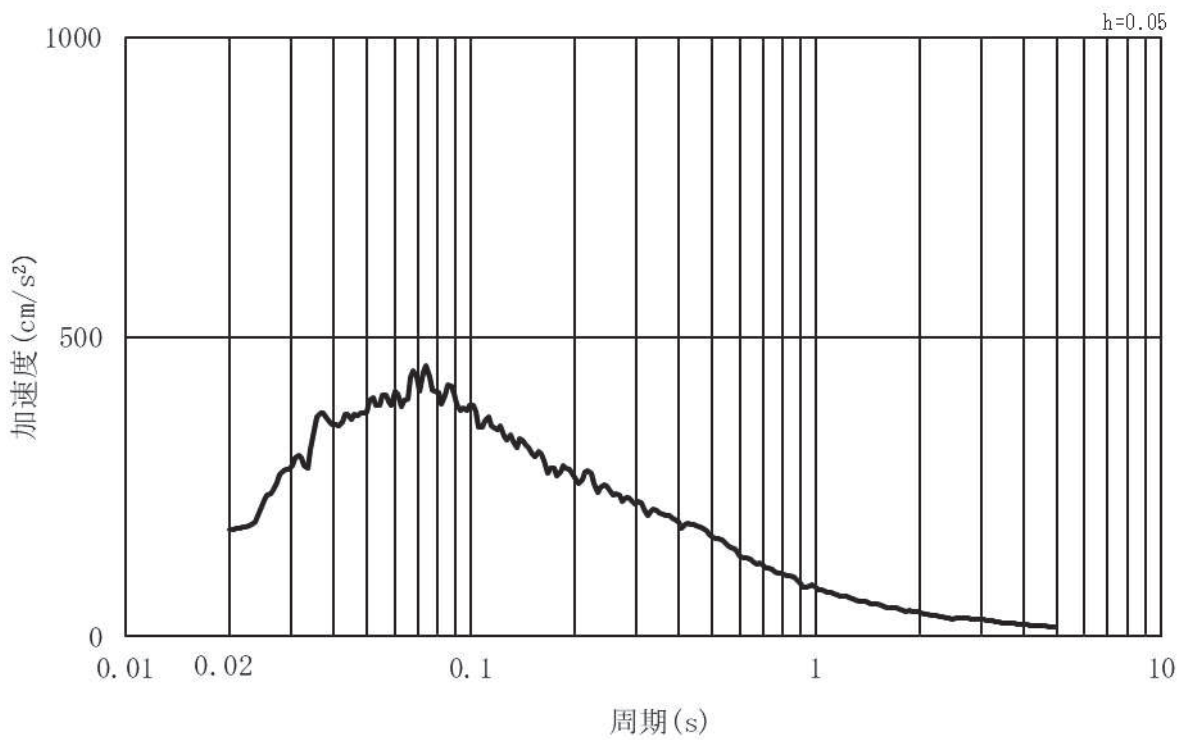


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-8(1) 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
(水平方向: S d - D 2) 第 2 号機側



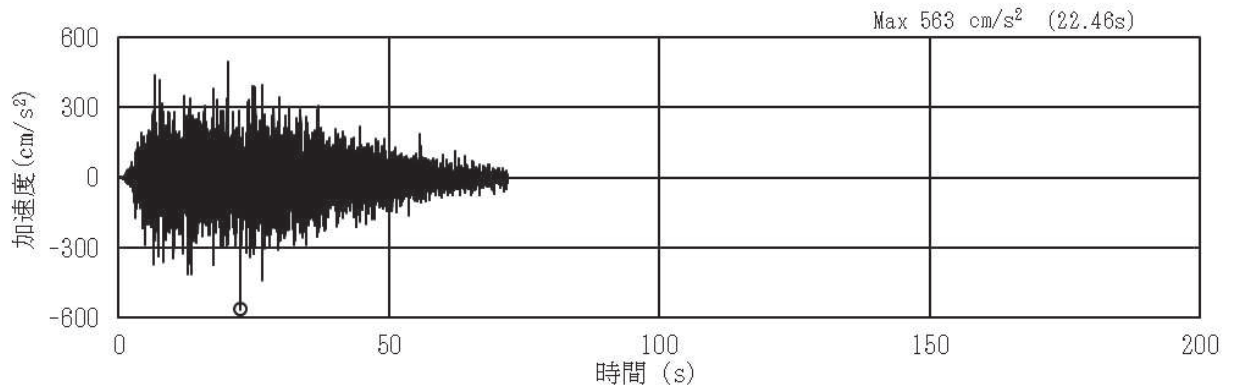
(a) 加速度時刻歴波形



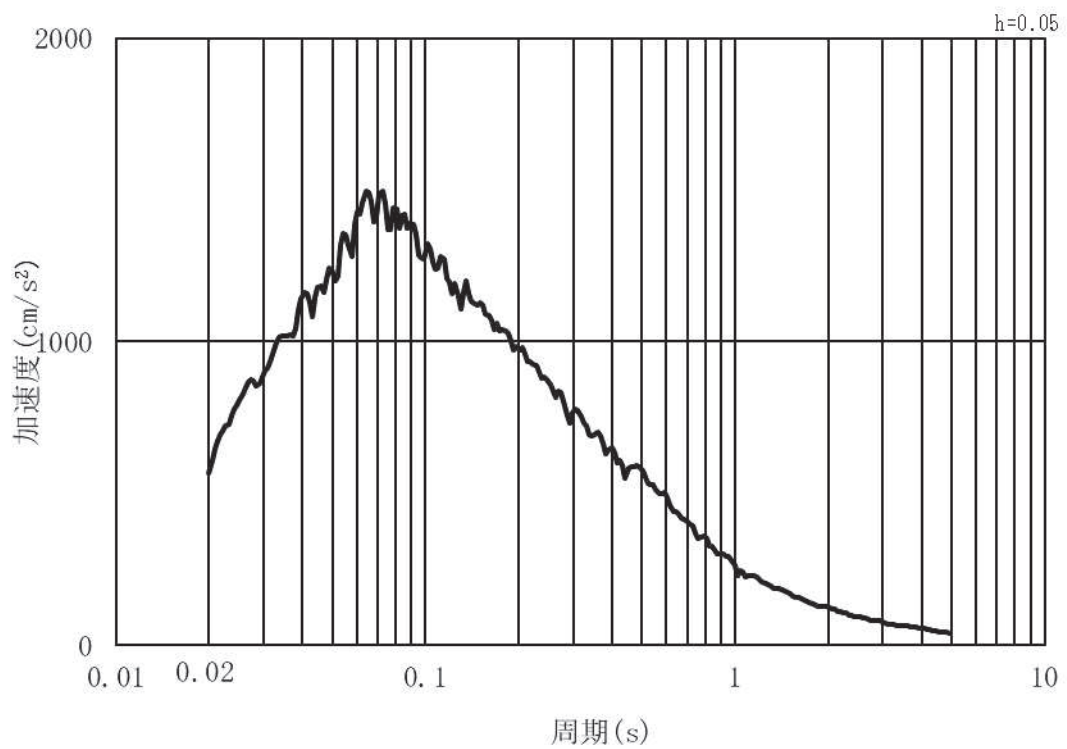
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-8(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
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

(2) 鋼製扉 3

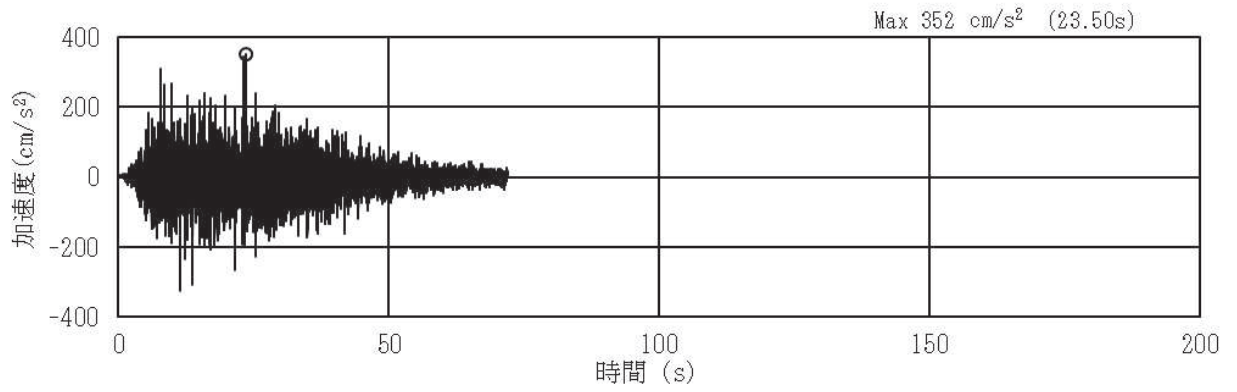


(a) 加速度時刻歴波形

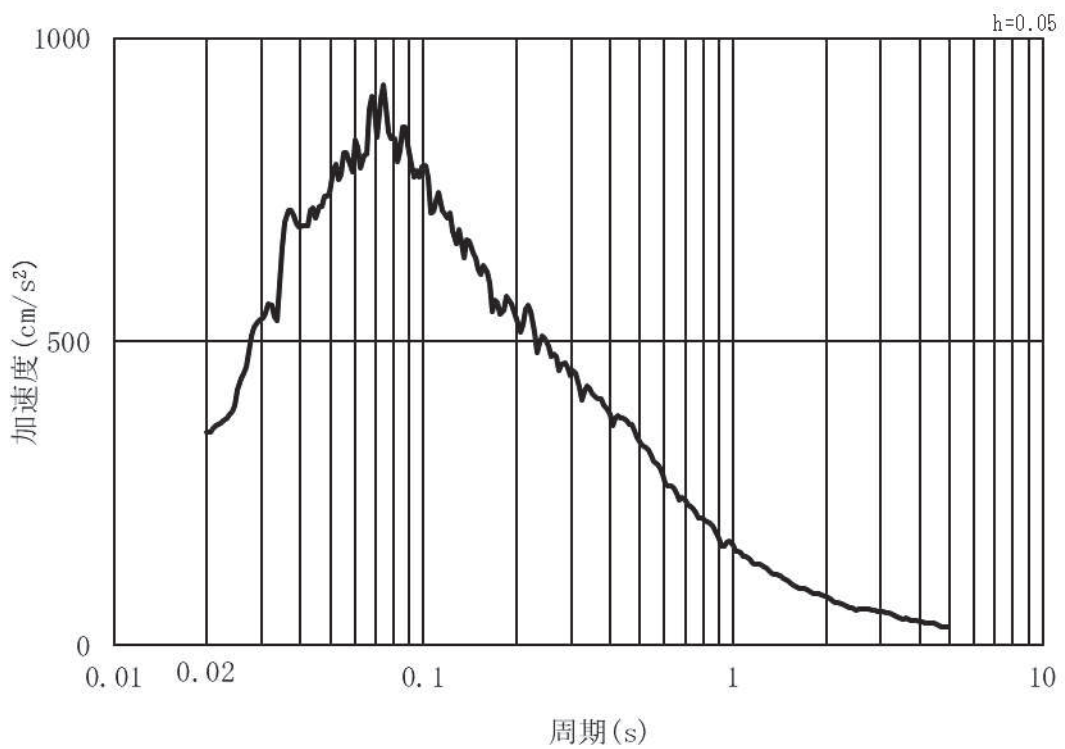


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-9(1) 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
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-9(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
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

3.5.6 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

a. 構造物のモデル化

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し、地盤と杭の相互作用を考慮する。

解析モデル図を図 3.5-10～図 3.5-11 に、扉体と RC 支柱間の接合部のモデル化の概要を図 3.5-12 に示す。

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、扉体と RC 支柱の接合部は剛体として剛要素でモデル化する。扉体の節点は二重節点とする。

なお、鋼製扉については、別途格子状の三次元フレーム解析により行う静的解析で用いる応答震度を算定するために、約 1m 間隔で節点分割し、はり要素及び節点に分担幅あたりの断面性能及び質量を付与する。

RC 支柱とフーチングについては各部材の重心位置でモデル化し、断面性能と質量を付与する。RC 支柱の鉛直方向座標の節点位置は鋼桁への変位抽出を目的に水平支承位置に設ける。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については、杭及び RC 支柱と接続する箇所に節点を設ける。RC 支柱の張出部は RC 支柱と節点質量として考慮する。

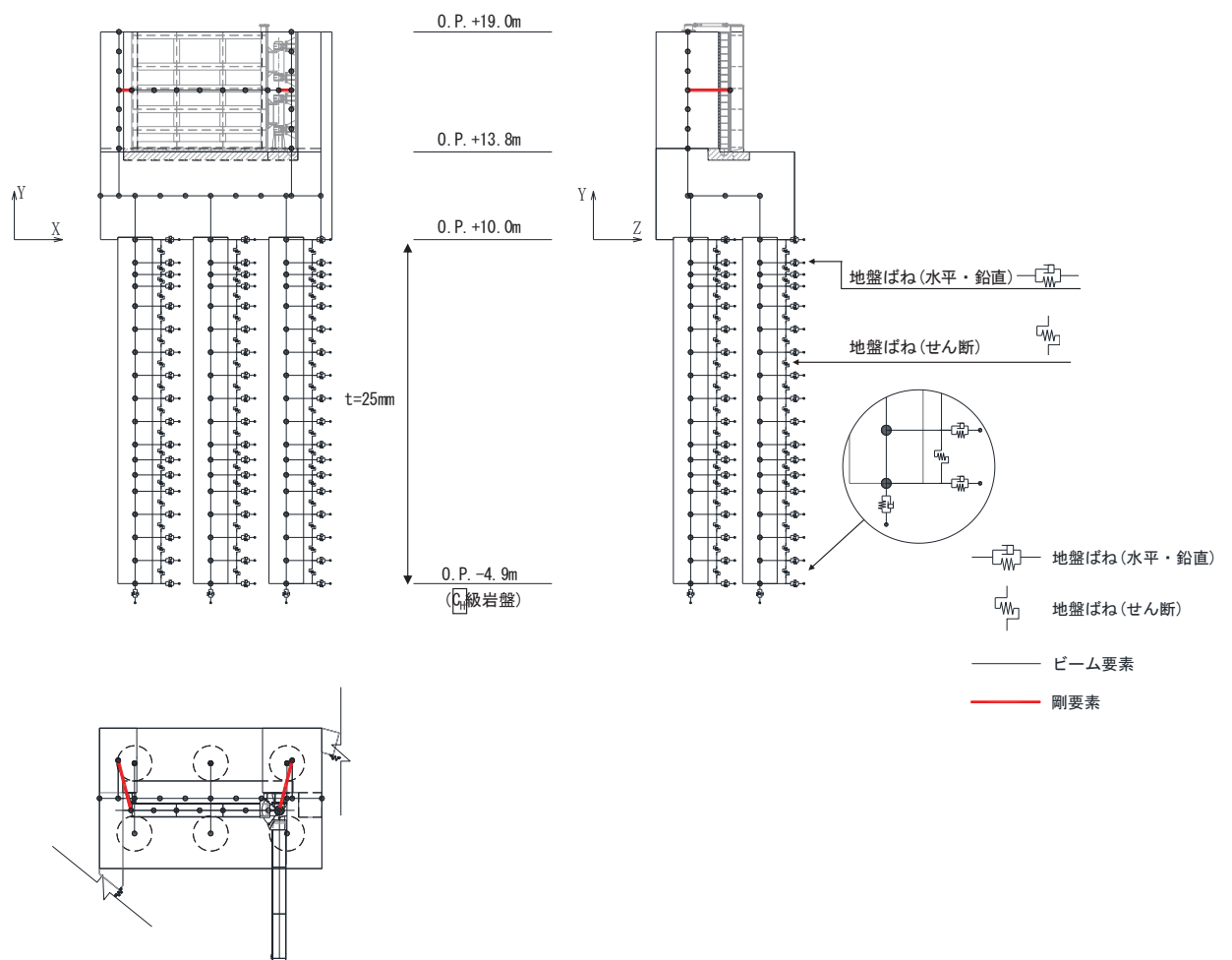


図 3.5-10 解析モデル (鋼製扉 2)

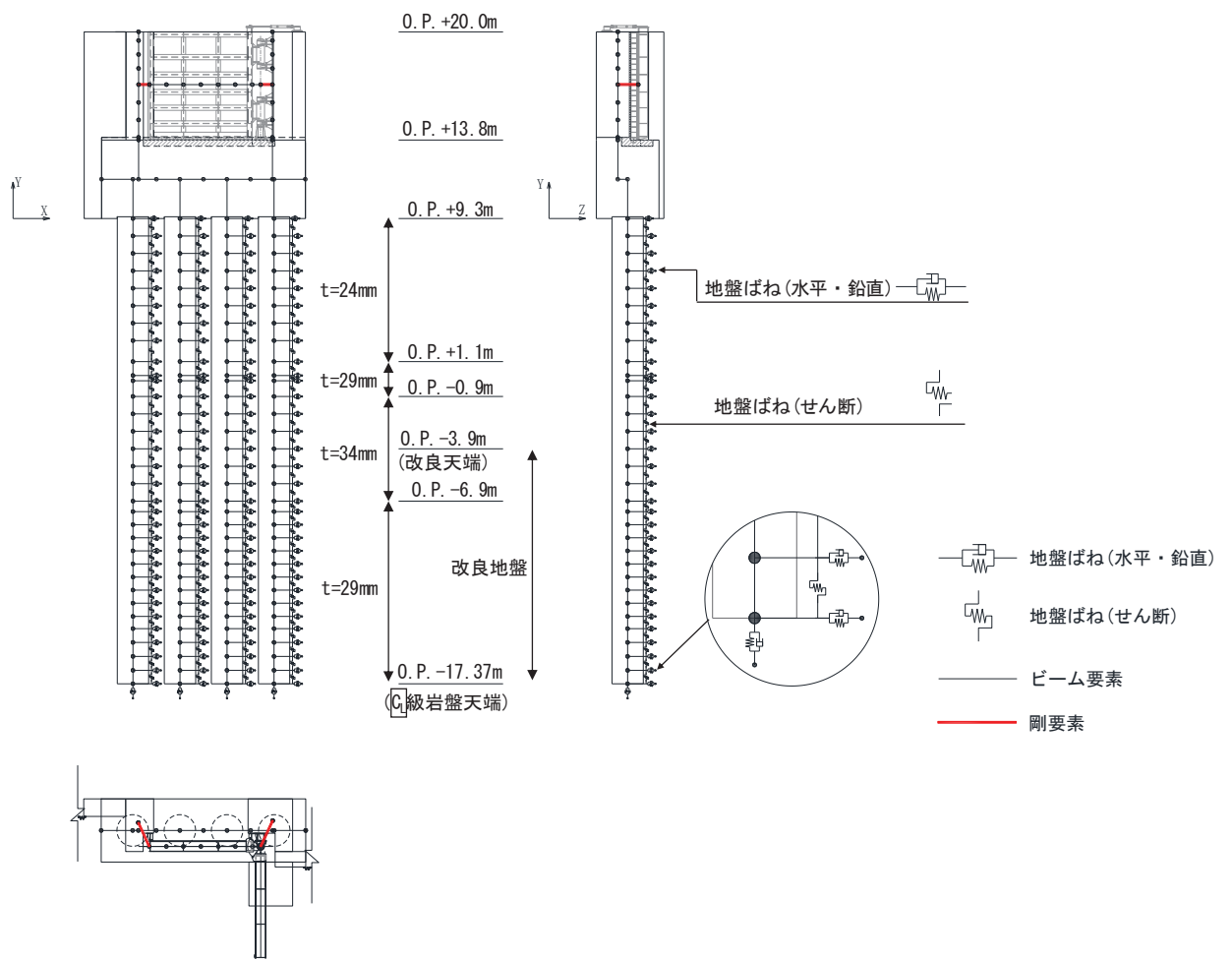
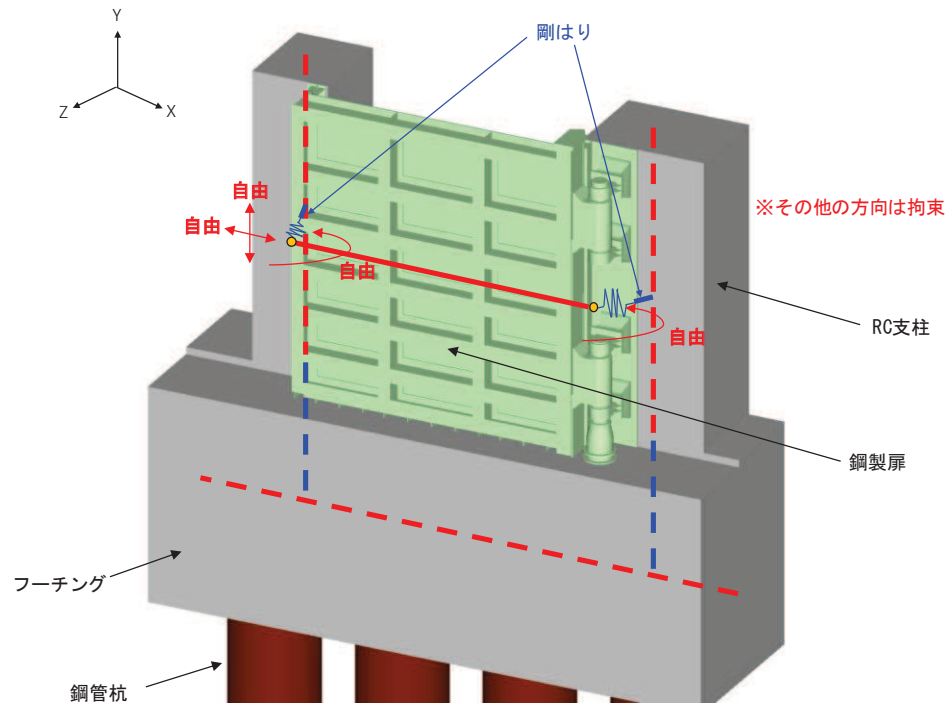


図 3.5-11 解析モデル (鋼製扉 3)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由* ¹	剛要素 (偏心を考慮)
鉛直方向 (Y 方向)	自由* ¹	拘束
扉体軸直交方向 (Z 方向)	拘束	拘束
扉体軸方向周り	拘束	拘束
鉛直方向周り	自由* ¹	自由* ²
扉体軸直交方向周り	拘束	拘束

注記*1: 扉体開閉側の扉体軸及び鉛直方向は、拘束度が小さいため、自由とする。また、鉛直方向周りについても、扉体の曲げ変形に対する拘束度が小さいため回転自由とする。

*2: ヒンジ側の鉛直方向周りは、ヒンジの機能を考慮し回転自由とする。

図 3.5-12 扉体と RC 支柱接合部のモデル化 (境界条件)

b. 地盤ばねのモデル化

(a) 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」に基づき, Francis・Randolf のばねを用いて, 群杭効果を考慮し, 水平地盤ばね, 鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。なお, 鋼製扉 2 においては, 横断方向に 2 列杭となっているが, 岩盤部に設置されており, 杭間の相互作用は小さいと考えられることから, 群杭係数は考慮しない。

イ. 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき, 以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left(\frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで,

- K_a : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)
- $k_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)
(kN/m²)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- N_p : 杭本数
- D : 杭径 (m)
- E_s : 地盤のヤング係数 (kN/m²)
- ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- α_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数 ※考慮しない
- $E_p \times I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)
- $\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$: Francis のばねに考慮する群杭効果

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで,

C_a : 減衰定数

$c_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平減衰定数

ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)

N_p : 杭本数

D : 杭径 (m)

V_s : 地盤のS波速度 (m/s)

ρ : 地盤の密度 (t/m³)

V_{La} : Lysmer の波動速度 (m/s)

ν : 地盤のポアソン比

ロ. 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left(\frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- K_v : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- K'_v : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- S_v : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m²)
- ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
- e_v : 鉛直分布ばねの群杭効果
- N_p : 杭本数
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- L : 杭長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- D : 杭径 (m)
- ρ : 地盤の密度 (t/m³)
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

- $C_{V(G)}$: 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

- $C_{V(S)}$: 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)
- C'_V : 杭底面の減衰係数
- ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
- N_p : 杭本数
- D : 杭径 (m)
- ρ : 地盤の密度 (t/m³)
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
- V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

ハ. せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

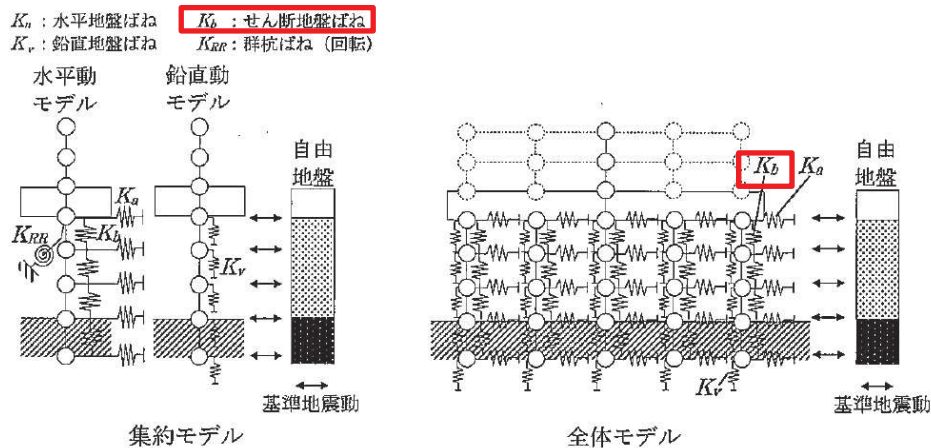
$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

- $K_{b(G)}$: 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
- $K_{b(S)}$: 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- N_p : 杭本数
- ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
- $A_{S(S)}$: 単杭の等価土柱面積 (m²)
- $A_{S0(S)}$: 単杭の等価土柱面積の下限値 (m²)
- D : 杭径 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
- V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-13 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。



附図2.6-1 質点系モデル

図 3.5-13 せん断地盤ばねの概要図

（「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」より抜粋）

(b) 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3.5-14 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作用する軸力評価の保守性の観点を踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形

特性の概要を示す。

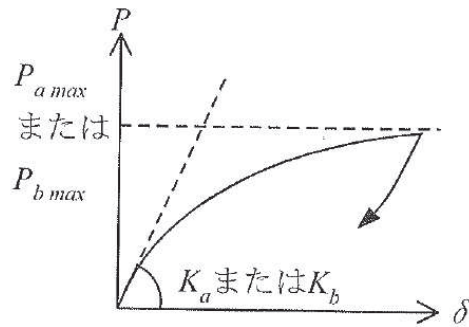


図 3.5-14 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- K_a : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{amax} : 水平地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- K_b : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{bmax} : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- P : ばね反力 (kN)
- δ : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

ここで、

- σ_0 : 有効上載圧 (kN/m²)
- K_p : 受働土圧係数
- D : 杭の直径 (m)

- ℓ : 杭の節点の分担長 (m)
- N_p : 杭本数
- C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)
- φ : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで,

- A_s : 有効せん断面積 (m²)
- τ_{max} : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
- D : 杭の直径 (m)
- ℓ : 杭の節点間距離 (m)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

c. 境界条件

解析モデルの境界条件は、図 3.5-11～図 3.5-12 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

(a) 静的解析

静的解析は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り、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-15 に示す。

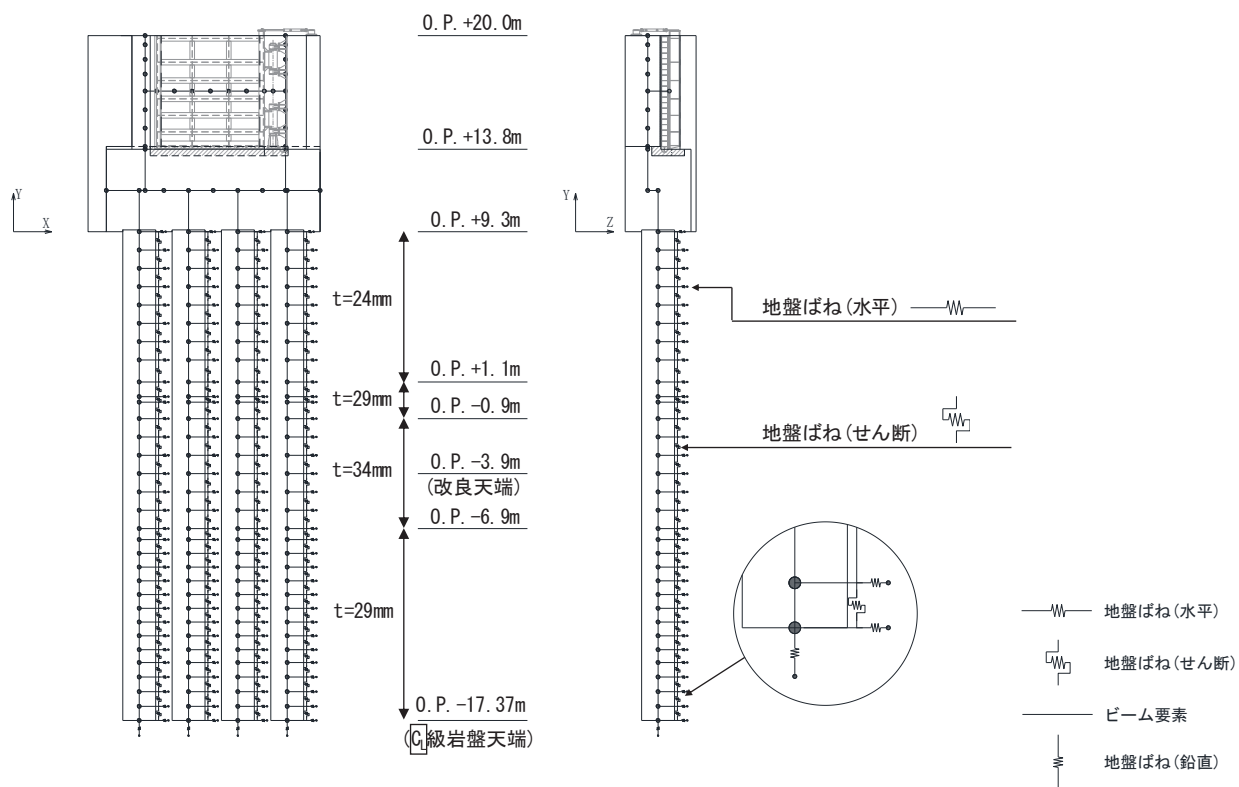


図 3.5-15 静的解析モデル (鋼製扉 3 の例)

(b) 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-16 に示す。

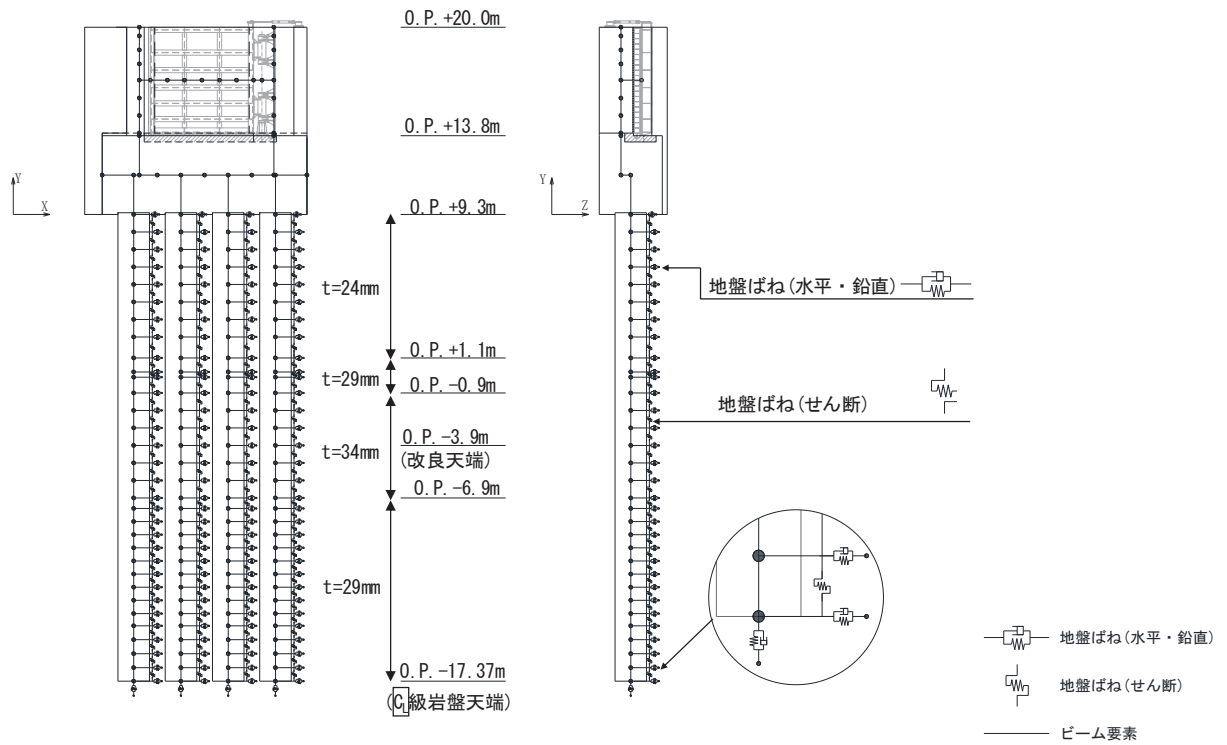


図 3.5-16 固有値解析モデル (鋼製扉 3 の例)

d. 地盤応答作成モデル



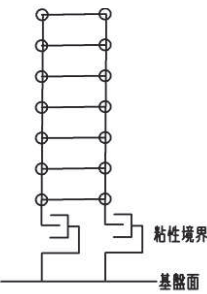
地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は、鋼製扉3においては、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは、3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき、各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。

要素分割は、最大要素幅は4m、奥行きは1.0m、最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の5分の1程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義しているO.P.-201mとする。

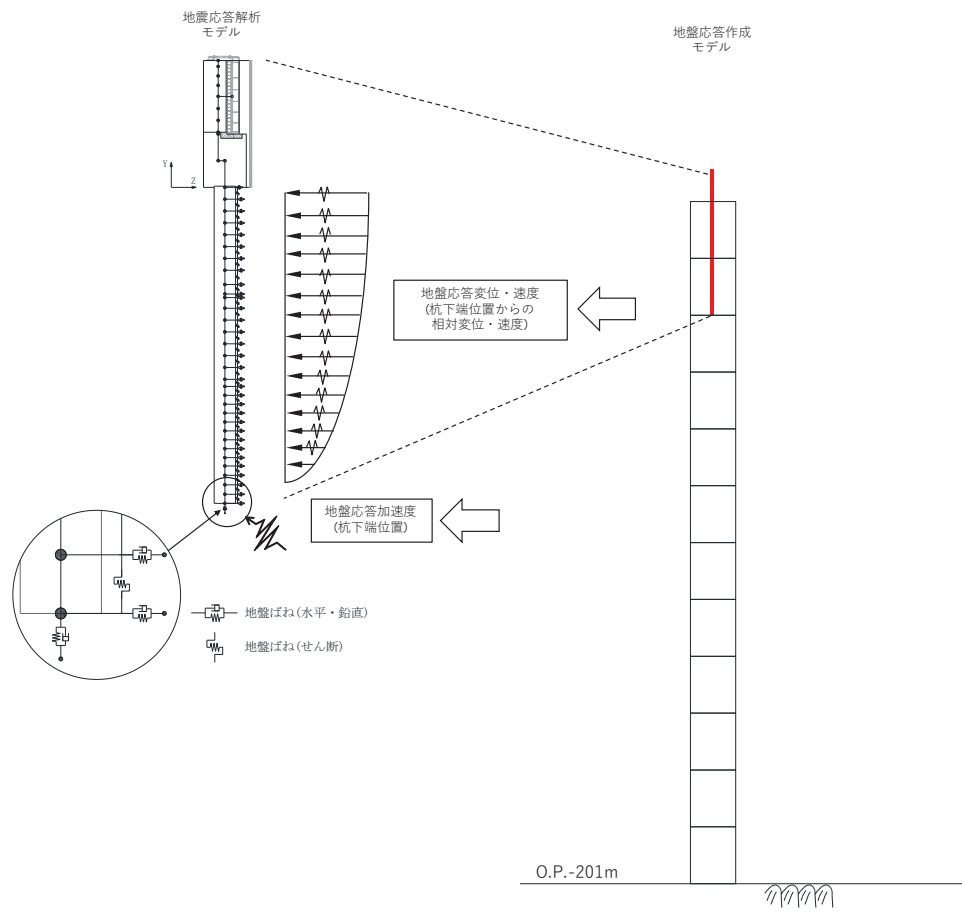
減衰は3.2.3に示すRayleigh減衰を考慮する。

非線形特性については、旧表土、盛土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については、修正GHEモデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお、岩盤露頭部である鋼製扉2においては、杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により、地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答を作成する。境界条件について、表3.5-8に示す。

表 3.5-8 地盤応答作成モデルの境界条件

	静的解析	固有値解析	地震応答解析
境界条件	底面：固定 側面：鉛直ローラー  上載荷重 水平固定 水平鉛直固定	底面：固定 側面：自由  水平鉛直固定	底面：粘性境界 節点接合部：左右同一変位拘束  粘性境界 基礎面

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端（杭下端）位置における応答加速度波形（E+F）を入力する。また変位・速度については、杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し、モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図3.5-17に示す。



(地盤応答作成モデルの赤線は防潮壁の位置関係の概念を示す。)

図 3.5-17 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-9 に、材料の物性値を表 3.5-10 に示す。

表 3.5-9(1) 使用材料（鋼製扉 2）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=12mm
	主桁, 鉛直桁	SM570
	ヒンジ	SM490
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=25mm

注記 * : 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-9(2) 使用材料（鋼製扉 3）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=9mm
	主桁, 鉛直桁	SM570
	ヒンジ	SM490
	鋼管杭*	φ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

注記 * : 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-10 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
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	2.8×10^4	0.2
	$f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	3.3×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10^5	0.3

3.5.8 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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。

3.5.9 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位に基づき、地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）において単位体積重量において考慮する。

表 3.5-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉 2	O. P. +9.00m
	鋼製扉 3	O. P. -7.50m

3.5.10 評価方法

防潮壁（鋼製扉）の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 扉体

扉体は、主桁、鉛直桁とスキンプレート、ヒンジで構成されている。扉体の構造図を図3.5-18に示す。

扉体の評価は、これらの各部材について、図3.5-19に示すように、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

扉体の応力度算定は、解析コード「FRAME マネージャ Ver.6.0.1」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

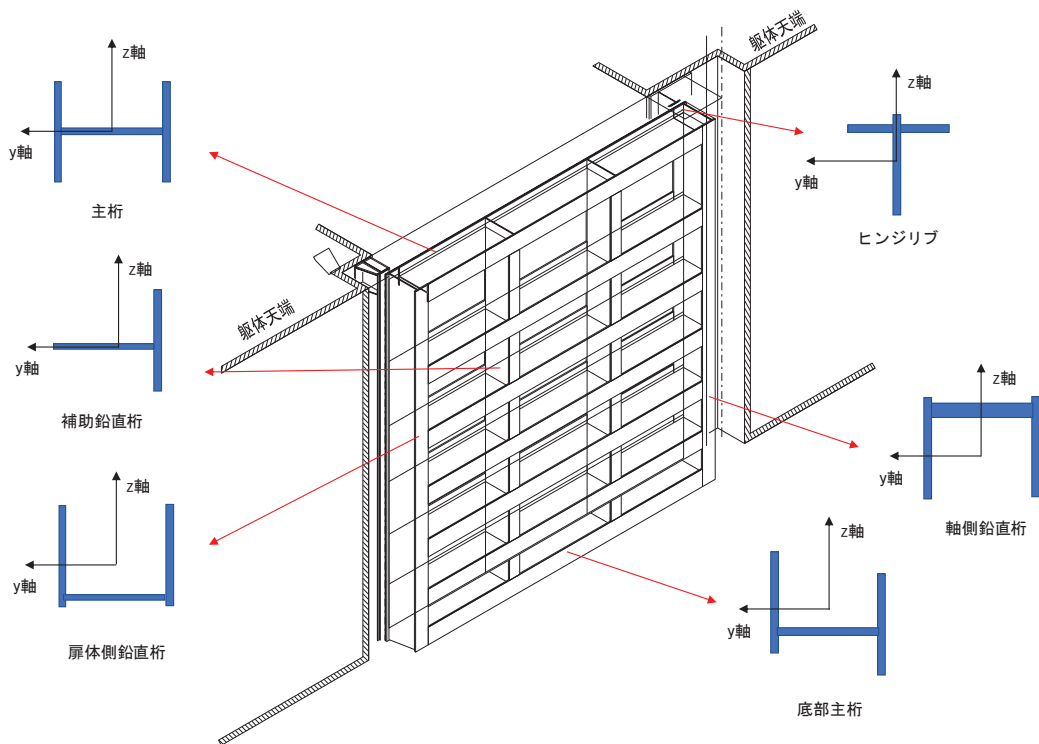
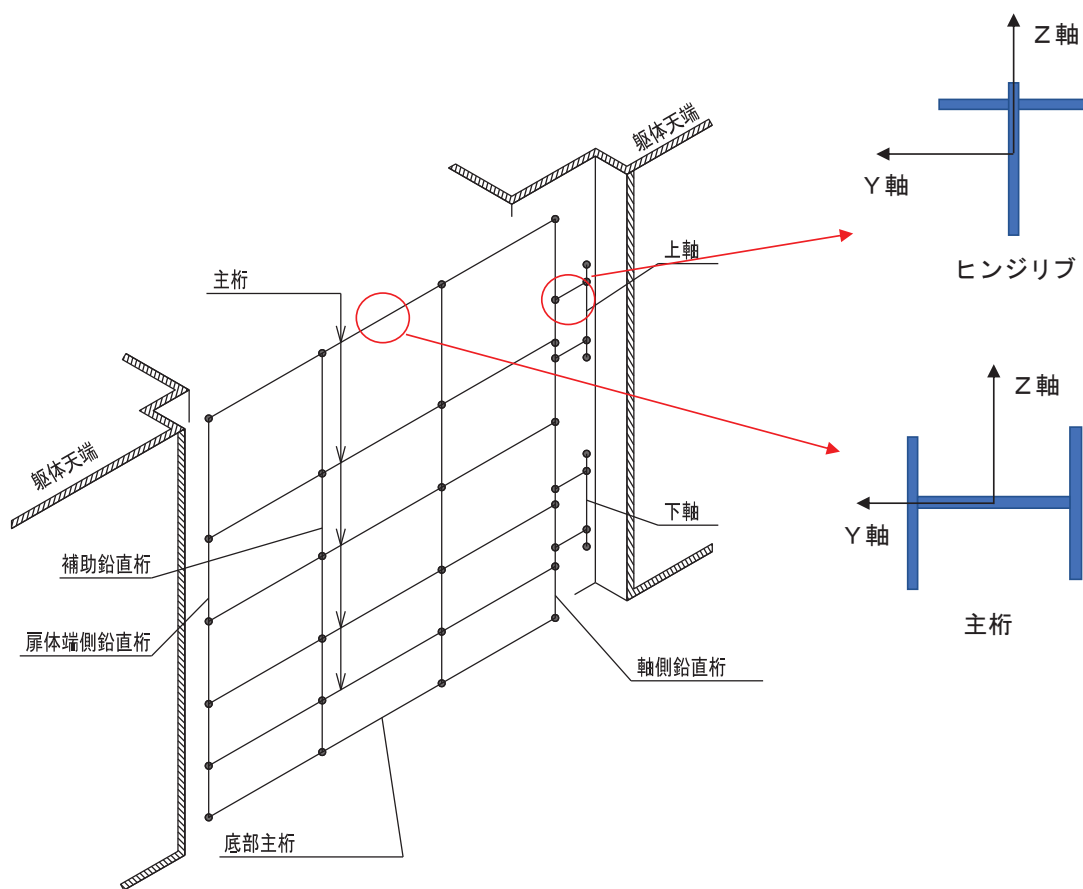


図 3.5-18 扉体の構造概要図



(モデル化の考え方)

- ・ 扉体(主桁・鉛直桁)をモデル化した際の節点は主桁と鉛直桁の接合箇所及びヒンジ部との接合箇所に設けた。
- ・ ヒンジ部をモデル化した際の節点はリブと回転軸の接続箇所, 外径の変化する箇所, ヒンジの中央部及び支点設定のために軸受の中心位置に節点を設けた。

図 3.5-19 扉体モデル形状

a. 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向(桁軸直角方向)、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法(1.0:0.4)により評価する。

荷重の組合せケースを表3.5-12に、荷重算定に用いる設計震度を表3.5-13に示す。

表 3.5-12 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_{SH} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_H$)

S_{SV} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_V$)

表 3.5-13 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

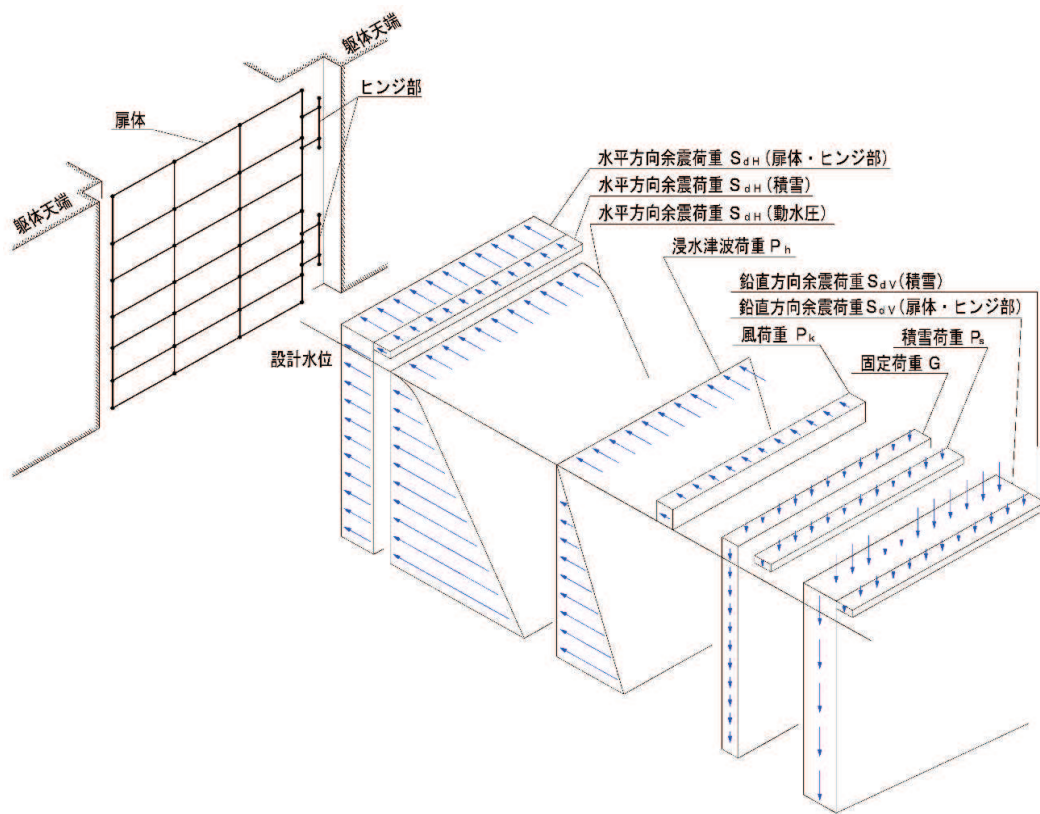
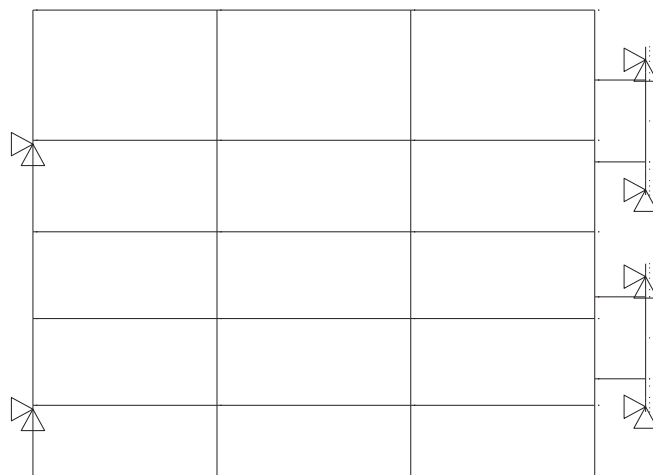
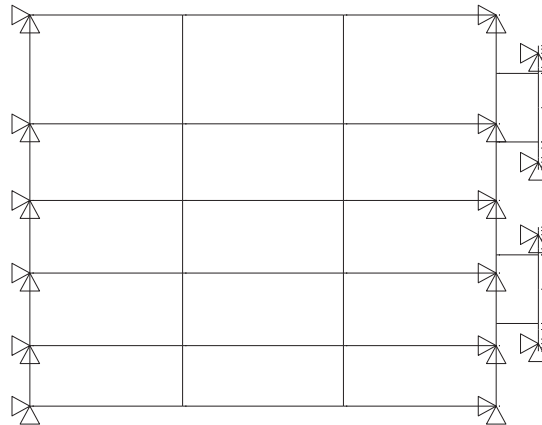


図 3.5-20(1) 静的解析概念図
(荷重作用図)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
桁軸方向(X方向)	拘束	拘束
鉛直方向(Y方向)	拘束	拘束

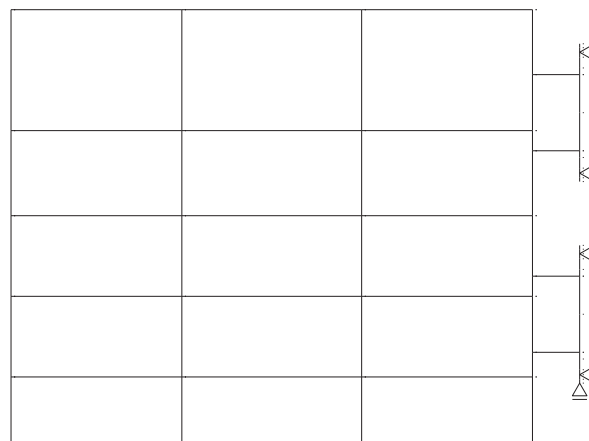
図 3.5-20(2) 静的解析概念図
(水平荷重作用時 (扉体が開き方向側に作用) の境界条件)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
桁軸方向(X方向)	拘束 (全節点)	拘束 (全節点)
鉛直方向(Y方向)	拘束 (全節点)	拘束 (全節点)

図 3.5-20(3) 荷重作用図

(水平荷重作用時 (扉体が閉じ方向側に作用) の境界条件)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
桁軸方向(X方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (下端部)

図 3.8-3(4) 荷重作用図

(水平荷重作用時 (扉体が閉じ方向側に作用) の境界条件)

b. 曲げ軸力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）の曲げモーメント及び軸力を用いて，次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

扉体（スキンプレート）に作用する応力度は，4辺を支持された板の曲げ応力度の計算式により照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_{X1}}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- N_{X1} : 扉体の軸力 (kN)
- A_1 : 扉体の有効断面積 (m²)
- M_{Y1} : 扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Y1} : 扉体のY軸周りの有効断面係数 (m³)
- M_{Z1} : 扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Z1} : 扉体のZ軸周りの有効断面係数 (m³)

c. せん断力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）のせん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{T_{X1}}{Z_1} \pm \frac{S_{Y1}}{A_{Y1}} \pm \frac{S_{Z1}}{A_{Z1}} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで，

- τ_1 : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m²)
- T_{X1} : 扉体のねじりモーメント (kN・m)
- Z_1 : 扉体の極断面係数 (mm³)
- S_{Y1} : 扉体に発生するY軸方向のせん断力 (kN)
- A_{Y1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)
- S_{Z1} : 扉体に発生するZ軸方向のせん断力 (kN)
- A_{Z1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)

d. 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_1 : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(2) RC 支柱

RC 支柱は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、RC 支柱断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置及び時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.5-14 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-14 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	1800 (t=23.55s)	1200 (t=30.50s)	80 (t=21.56s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	1800 (t=23.55s)	1200 (t=30.50s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	1800 (t=23.55s)	—	80 (t=21.56s)

(3) フーチング

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置及び時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.5-15 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-15 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

(4) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)

N_4 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_4 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)

Z_4 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

b. せん断力照査（杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

τ_4 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_4 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_4 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

c. 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき，図 3.5-21 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

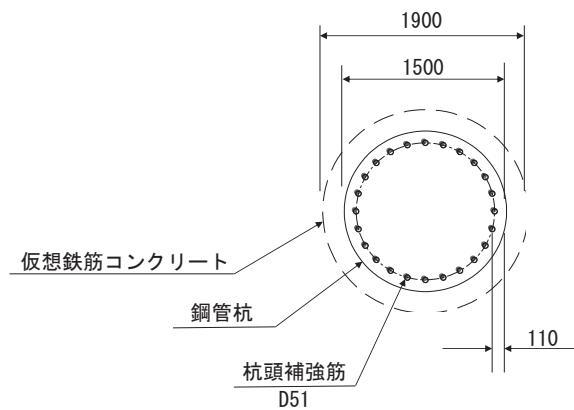


図 3.5-21 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(5) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される。

よって、止水ジョイント部材の照査については、これらの区分ごとに、地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼板部間の境界部に加え、鋼板部と鋼桁部や鋼製扉部との境界部や防潮壁と異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査を行う必要があるため、評価結果については「6.3.10 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」にまとめて示す。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

3.6 評価条件

追而

4. 評価結果

追而

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）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. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	9
4. 固有値解析	10
4.1 固有振動数の計算方法	10
4.2 固有振動数の計算条件	11
4.3 固有振動数の計算結果	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	13
5.4 設計用地震力	14
5.5 解析モデル及び諸元	15
5.6 評価方法	18
6. 評価結果	24

[別紙1] 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

本資料は、添付書類「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及び機能維持の設計方針に基づき、防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮壁に要求される機能の維持を確認するに当たっては、固有値解析及び応力評価により行う。

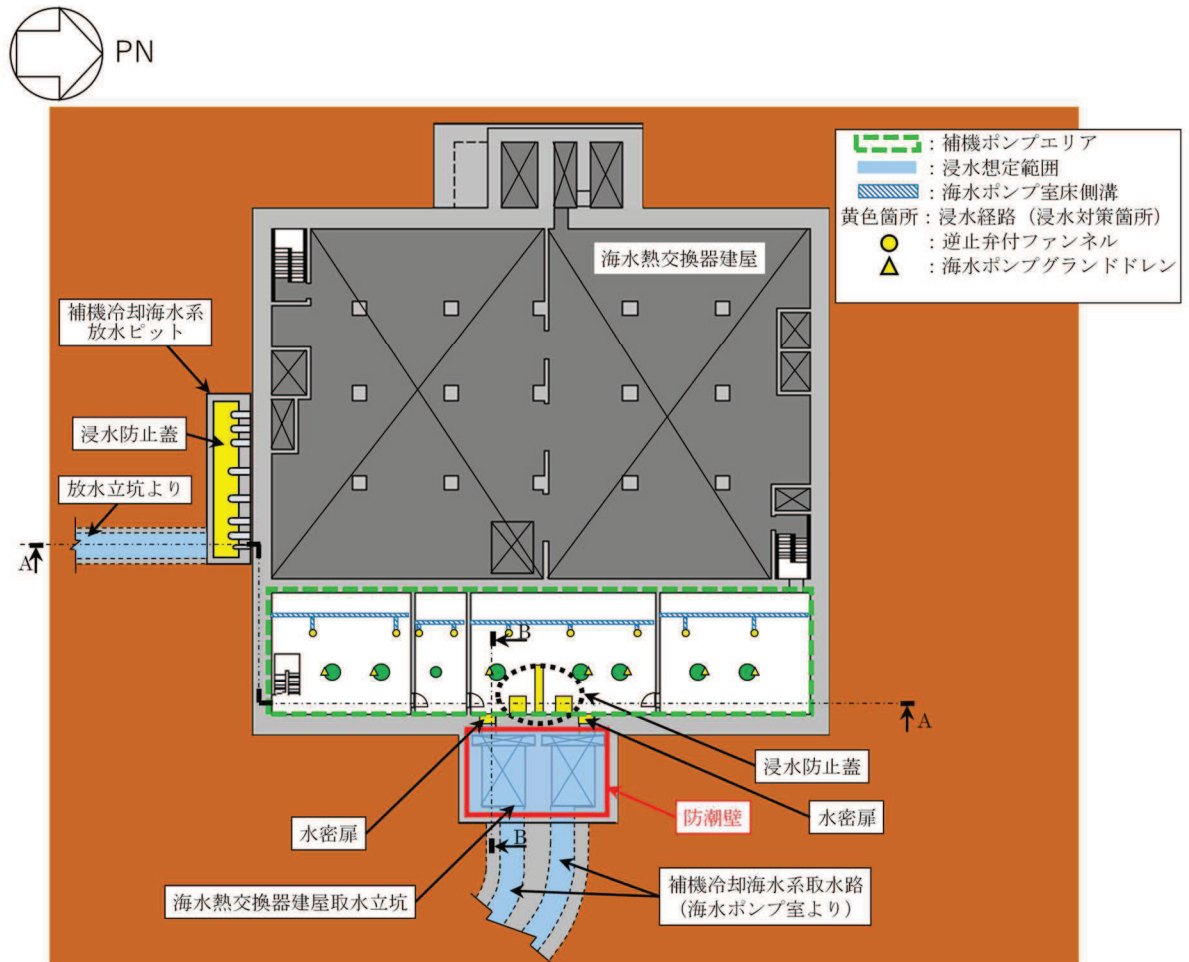
なお、防潮壁の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

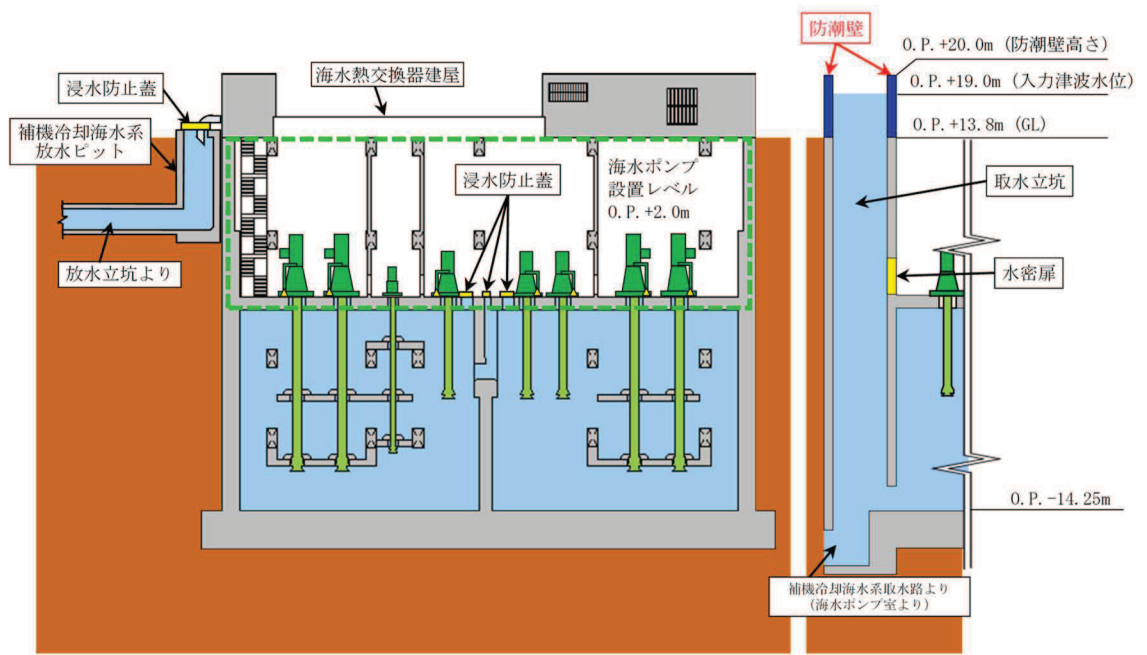
防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 0.P. 14.00m

図2-1 防潮壁の設置位置図(1/2)



A-A 断面図

B-B 断面図

図 2-1 防潮壁の設置位置図(2/2)

2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。

上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。

防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	<p>平面図</p> <p>A-A 正面図</p>

表2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
O. P. 14.00	O. P. 19.50 (O. P. 19.00)	O. P. 20.00

2.3 評価方針

防潮壁の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

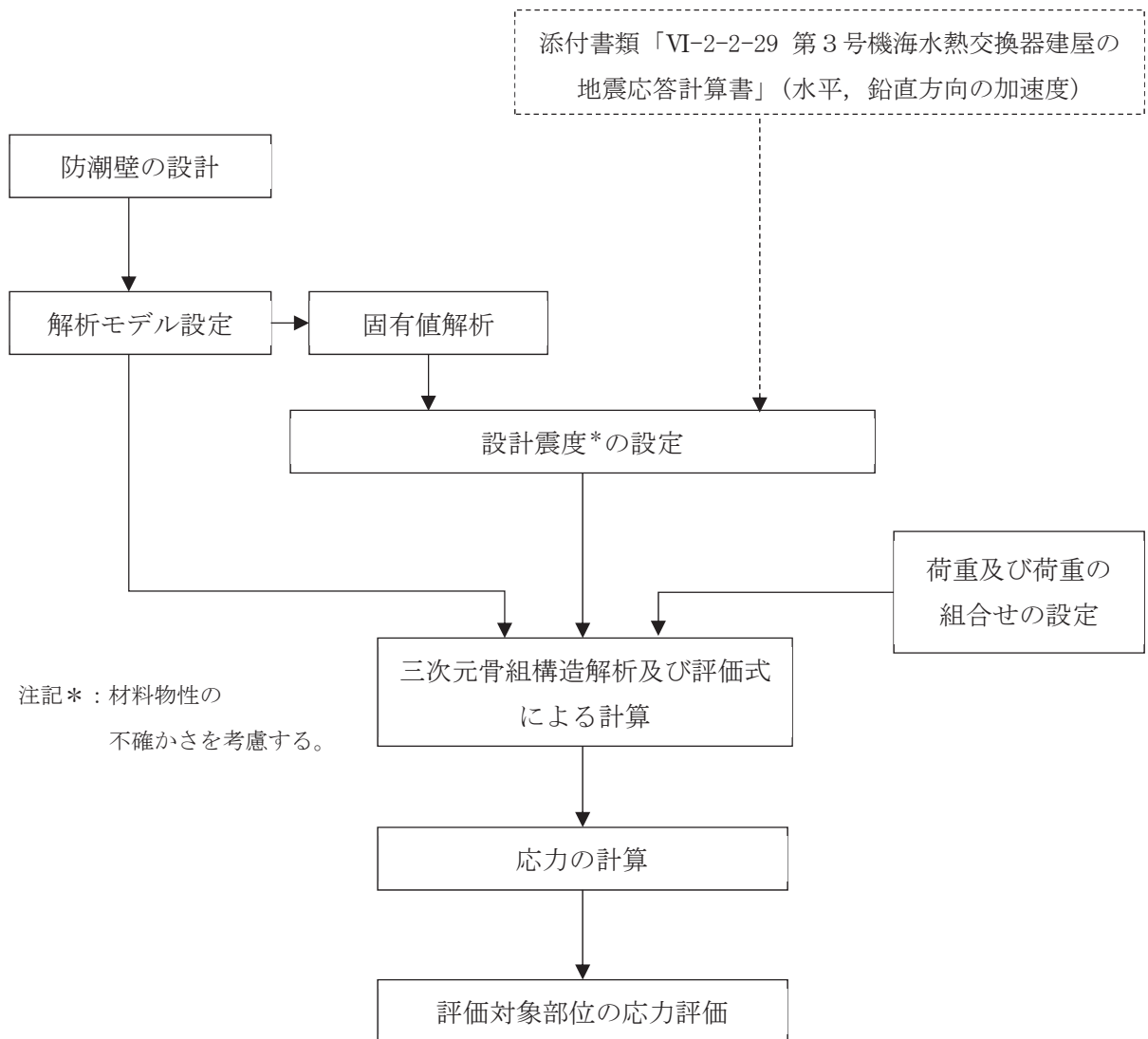


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）
- 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧

2.5 記号の説明

防潮壁の耐震評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_k	kN/m ²	風圧力
P_w	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さなりに作用する水平荷重
A	mm ²	全断面積
A_N	mm ²	有効断面積
A_s	mm ²	せん断断面積
A_{s_y}	mm ²	y 軸方向のせん断断面積
A_{s_z}	mm ²	z 軸方向のせん断断面積
E	N/mm ²	縦弾性係数
ν	—	ポアソン比
K_{NS}	—	基準地震動 S_s の NS 方向設計震度
K_{EW}	—	基準地震動 S_s の EW 方向設計震度
K_H	—	基準地震動 S_s の水平方向設計震度
K_V	—	基準地震動 S_s の UD 方向設計震度
f_c	N/mm ²	許容圧縮応力度
f_t	N/mm ²	許容引張応力度
f_b	N/mm ²	許容曲げ応力度
ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
g	m/s ²	重力加速度 (=9.80665)
t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
M	N·mm	曲げモーメント
Q	N	せん断応力
T	N	引張応力
I_y	mm ⁴	y 軸まわりの断面二次モーメント
I_z	mm ⁴	z 軸まわりの断面二次モーメント
Z_y	mm ³	y 軸まわりの断面係数
Z_z	mm ³	z 軸まわりの断面係数

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
Z	mm^3	断面係数
σ_t	N/mm^2	引張応力度
σ_c	N/mm^2	圧縮応力度
σ_b	N/mm^2	曲げ応力度
σ_{bX}	N/mm^2	X軸まわりの曲げ応力度
σ_{bY}	N/mm^2	Y軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm^2	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm^2	引張側曲げ応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度
f_{bX}	N/mm^2	X軸まわりの許容曲げ応力度
f_{bY}	N/mm^2	Y軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
T_d	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力
T_a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重
ℓ	m	防潮壁高さ
k	N/m	防潮壁の剛性
m	kg	防潮壁の質量
f	Hz	固有振動数
P_c	N/mm	間柱の単位長さあたりに作用する水平荷重
d	mm	間柱の負担幅
ρ_c	N/m	間柱の単位長さ重量
L_c	mm	鋼製間柱の支点間長さ

3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、地震に伴う慣性力が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。

なお、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトについては、水平2方向及び鉛直方向地震力を組合せ係数法により組合せて評価を実施する。

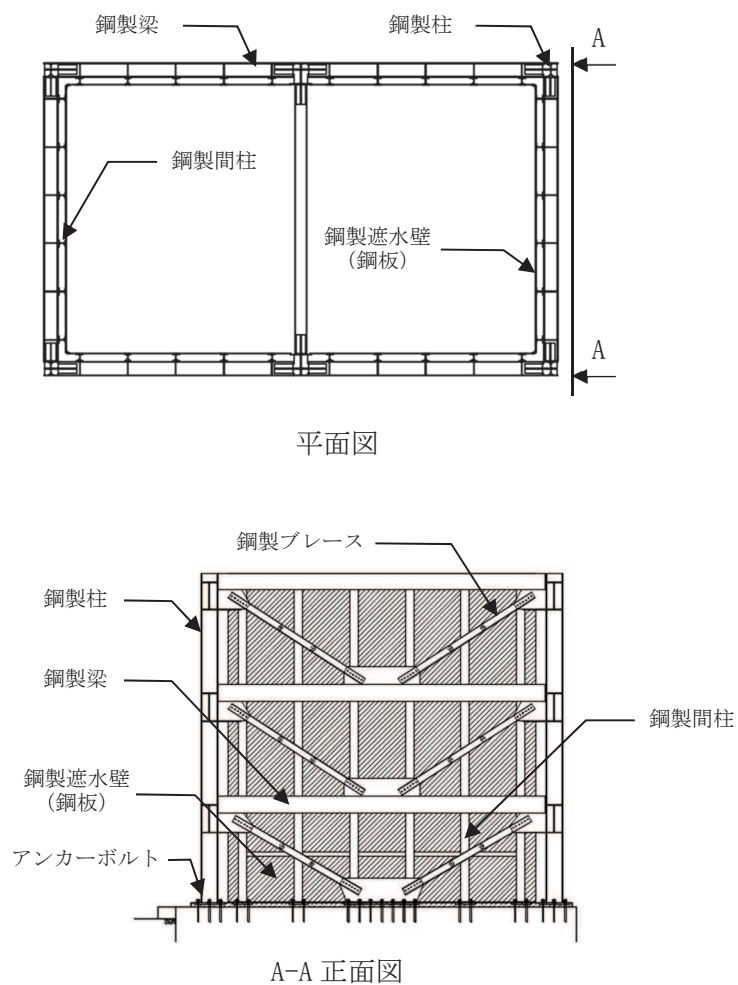


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

防潮壁の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を求める。

4.1.1 解析モデルの設定

各部位の寸法や形状を踏まえ片持ち梁に単純化したモデルとする。防潮壁の評価モデル図を図4-1に示す。

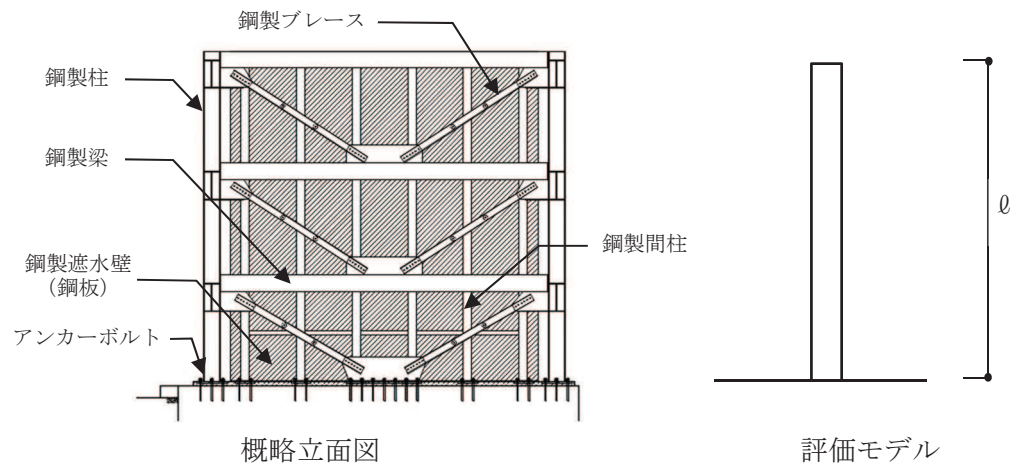


図4-1 防潮壁の評価モデル図

4.1.2 記号の説明

固有振動数算出に用いる記号を表4-1に示す。

表4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
ℓ	m	防潮壁高さ
m	kg	防潮壁の質量
k	N/m	防潮壁の剛性

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「日本機械学会 2005年 機械工学便覧」に基づき以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表4-2に示す。剛性は、原子力発電所耐震設計技術指針（JEA G4601-1991 追補版）に示されるK型ブレースの復元力特性の初期剛性を設定する。

表4-2 固有振動数の計算条件

防潮壁高さ ℓ (m)	剛性 k (N/m)	質量 m (kg)
6.0	2.20×10^6	5.09×10^4

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表4-3に示す。計算結果より、剛であることを確認した。

表4-3 固有振動数の計算結果

固有振動数 f (Hz)
52.02

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重

防潮壁の耐震評価において、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、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) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、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、0.301kN/m²を考慮する。

(4) 風荷重(P_k)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表5-1に示す。

表5-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

5.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

5.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 5-2 に示す。

表 5-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SS400 SM400A	235	135	235
SM490A	325	187	325

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

5.3.2 アンカーボルト

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 5-3 に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 5-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材質	項目		短期許容荷重 (kN/本)
・アンカーボルト SS400	引張	ボルトの降伏耐力	82.8
		許容付着耐力	<u>57.8</u>
・コンクリート Fc=32.4N/mm ²	せん断	ボルトのせん断耐力	57.9
		コンクリートの付着耐力	105.8
		コーン状破壊耐力	<u>44.8</u>

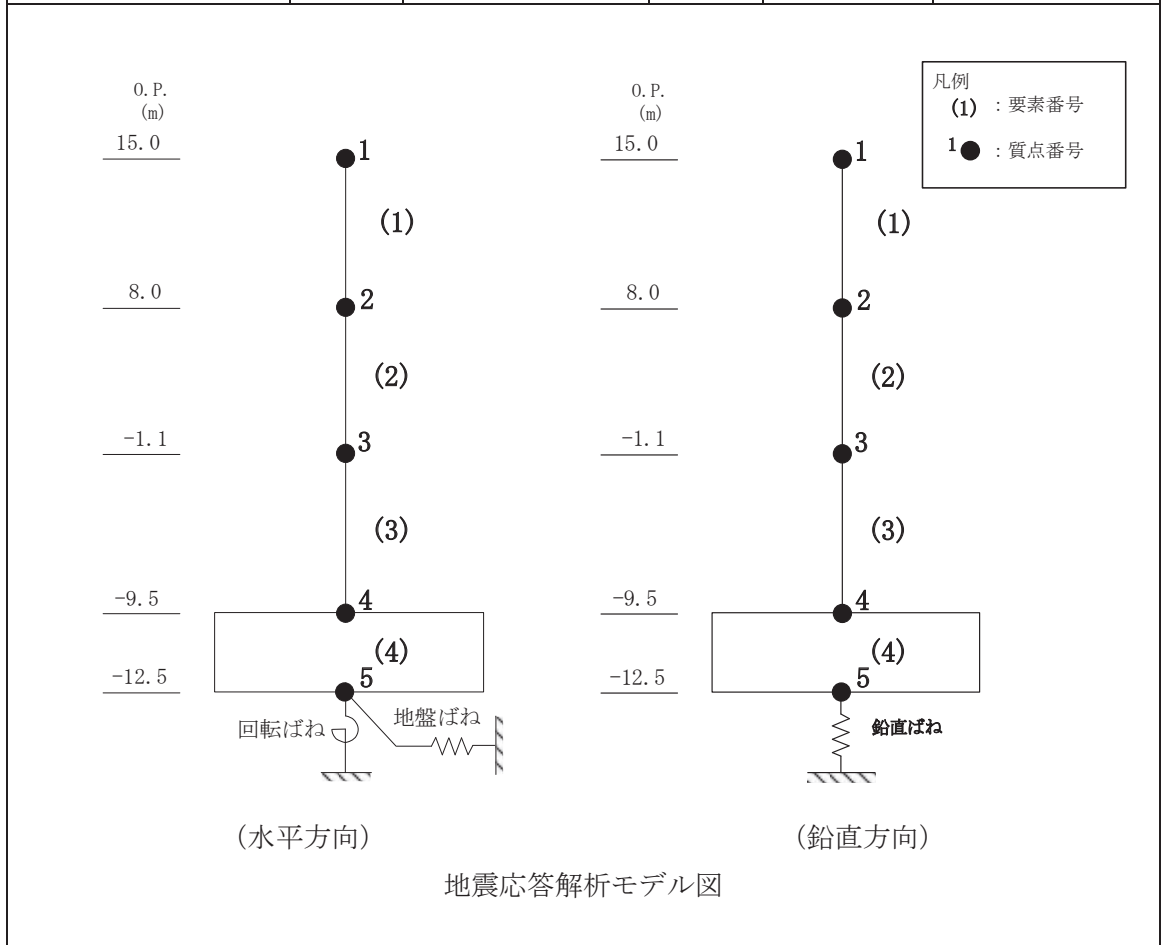
注：下線は引張およびせん断の短期許容荷重

5.4 設計用地震力

「4.3 固有振動数の計算結果」に示したとおり固有振動数が20Hz以上であることを確認したため、耐震評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析結果及び評価で用いる設計震度を表5-4に示す。

表5-4 地震応答解析結果及び評価で用いる設計震度

地震時荷重算出位置 (m)	地震応答解析結果			設計震度	
	方向	基準地震動 S_s	ケース		
O.P. 15.00	NS	$S_s - D 2$	5	2410	$K_{NS} = 2.46$
	EW	$S_s - F 3$	5	2029	$K_{EW} = 2.07$
	UD	$S_s - D 2$	2	1243	$K_V = 1.27$



注：表中のO.P.は第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

5.5 解析モデル及び諸元

5.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図5-1に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表5-5及び表5-6に示す。
- (2) モデル化する部材は、主要な構造部材として力を負担する鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースとする。その他の鋼製遮水壁及び鋼製間柱等の主要構造体に力を流す部材は相互に影響を与えないため、別途、部分モデルにより評価する。
- (3) 解析モデルは、各部材を表5-7に示す要素を用いてモデル化する。なお、アンカーボルトで固定する脚部はピン支持とし、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (4) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-64 計算機プログラム(解析コード)の概要・KANSAS2」に示す。

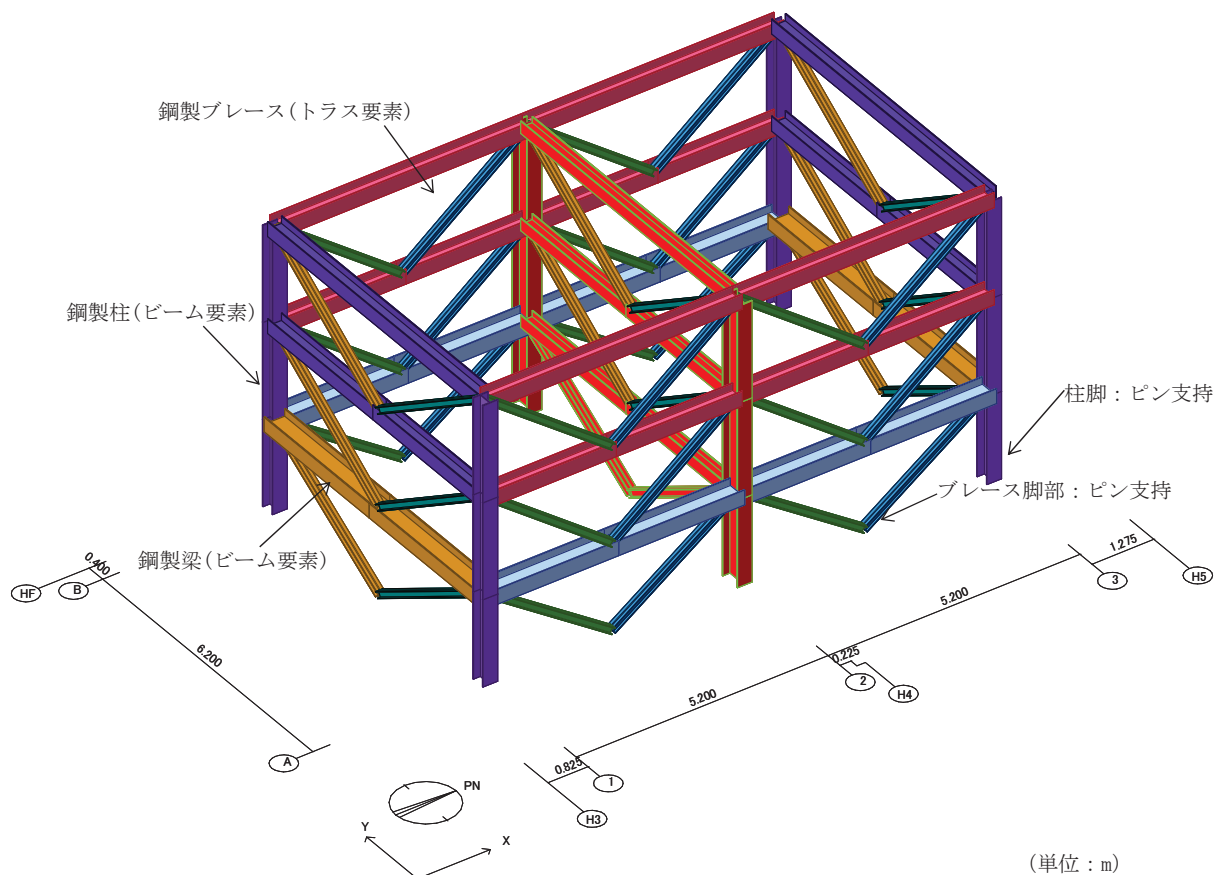


図5-1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 5-5 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400 SM400A SM490A
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 5-6 断面性能

部材	断面積 A[mm ²]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 ⁴	7210×10 ⁴	2010×10 ³	480×10 ³
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 ⁴	117000×10 ⁴	750×10 ³	3760×10 ³
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 ⁴	54700×10 ⁴	540×10 ³	2190×10 ³
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 ⁴	20200×10 ⁴	450×10 ³	1220×10 ³
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 ⁴	10700×10 ⁴	292×10 ³	781×10 ³
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 5-7 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	ビーム要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	ビーム要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

5.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

鋼製遮水壁（鋼板）の諸元を表 5-8 に示す。

表 5-8 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 （鋼板）	SM490A	P L-16 P L-12 P L-9

5.5.3 鋼製間柱の諸元

鋼製間柱の諸元を表 5-9 に示す。

表 5-9 鋼製間柱の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製間柱	SM490A	H-150×150×7×10

5.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

5.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 圧縮応力度(=N/A) (N/mm²)

N : 圧縮応力(N)

A : 全断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度(=T/A_N) (N/mm²)

T : 引張応力(N)

A_N : 有効断面積(mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで、

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX} , f_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断応力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

(5) 引張応力、曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力、曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

(6) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を下式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c \sigma_b, t \sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

5.6.2 アンカーボルトの評価方法

(1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

T_d : アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

T_a : アンカーボルトの短期許容引張荷重 (kN)

(2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

q : アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

q_a : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

(3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

5.6.3 鋼製遮水壁（鋼板）の評価方法

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図5-2に示す。

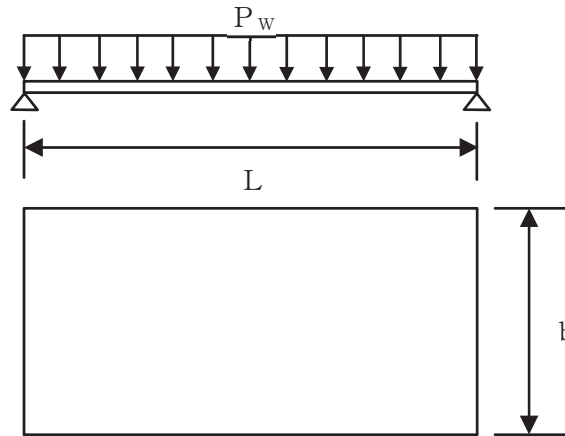


図5-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g \cdot b$$

ここで、

P_w ：鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重（N/mm）

K_H ：基準地震動 S_s の水平方向設計震度（ K_{NS} または K_{EW} ）

ρ_w ：鋼製遮水壁（鋼板）の密度（kg/mm³）

t ：鋼製遮水壁（鋼板）の板厚（mm）

g ：重力加速度（m/s²）

b ：鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ（mm）

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

ここで、

M ：曲げモーメント（N・mm）

Q ：せん断力（N）

L ：鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ（mm）

5.6.4 鋼製間柱の評価方法

(1) 鋼製間柱の評価モデル

鋼製間柱の評価モデルを図5-3に示す。

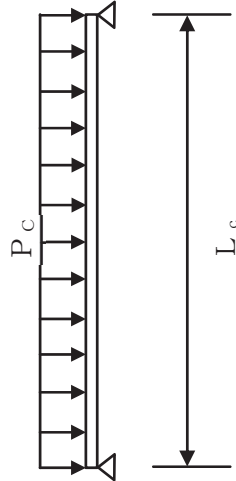


図5-3 鋼製間柱の評価モデル図

鋼製間柱に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_c = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_k \cdot 10^3) \cdot d + K_H \cdot \rho_c$$

ここで、

P_c : 間柱の単位長さあたりに作用する水平荷重 (N/mm)

K_H : 基準地震動 S_s の水平方向設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

ρ_w : 鋼製遮水壁 (鋼板) の密度 (kg/mm^3)

t : 鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚 (mm)

g : 重力加速度 (m/s^2)

P_k : 風圧力 (kN/m^2)

d : 間柱の負担幅 (mm)

ρ_c : 間柱の単位長さ重量 (N/mm)

鋼製間柱に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_c \cdot L_c^2 / 8$$

$$Q = P_c \cdot L_c / 2$$

ここで、

M : 曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

Q : せん断力 (N)

L_c : 鋼製間柱の支点間長さ (mm)

6. 評価結果

防潮壁の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

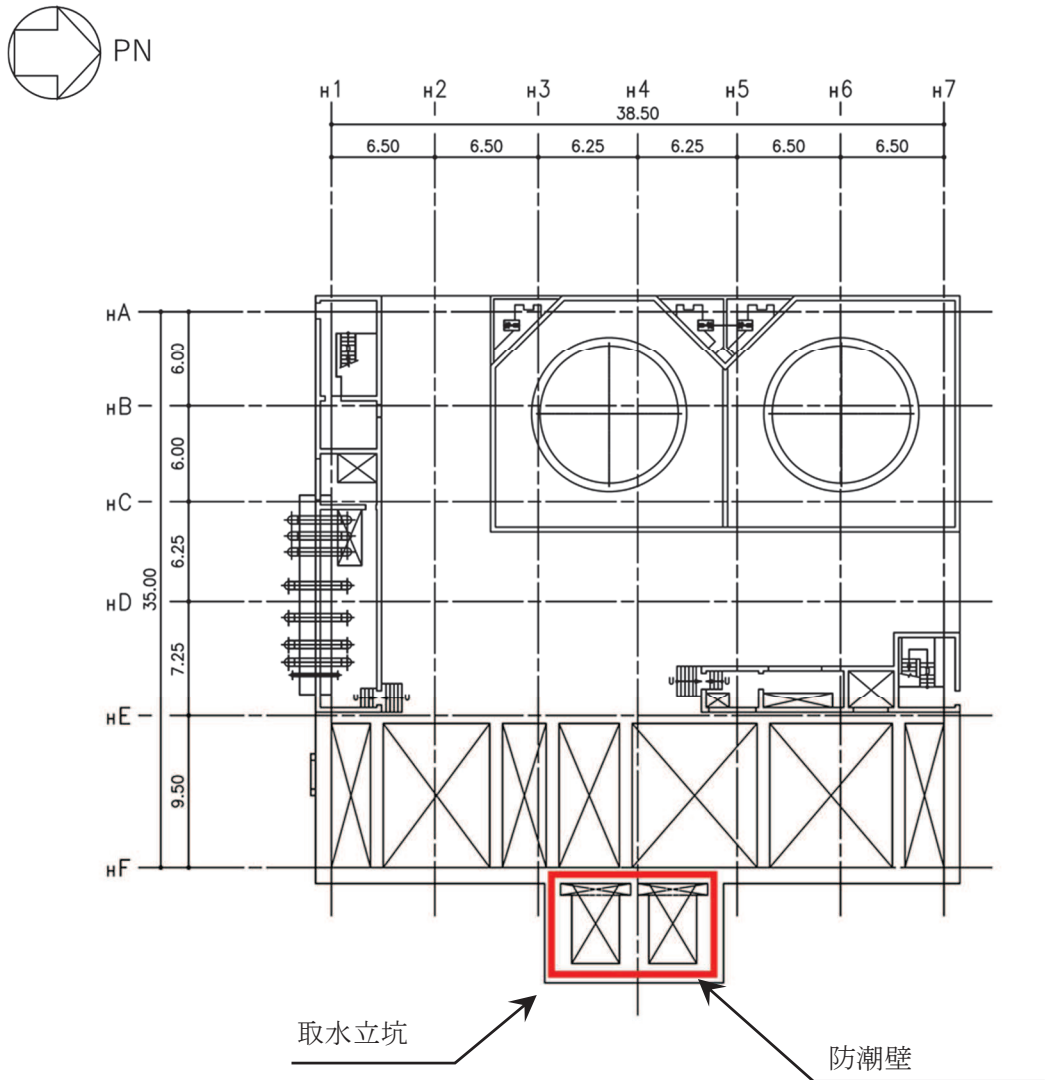
表 6-1 防潮壁の耐震評価結果

評価対象部位		発生値		許容限界		検定値
		(発生応力度又は荷重)				
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	16	N/mm ²	325	N/mm ²	0.05 < 1
	せん断	1	N/mm ²	187	N/mm ²	0.01 < 1
	組合せ	17	N/mm ²	325	N/mm ²	0.06 < 1
鋼製柱	曲げ	7	N/mm ²	235	N/mm ²	0.03 < 1
	せん断	3	N/mm ²	135	N/mm ²	0.03 < 1
	組合せ	27	N/mm ²	235	N/mm ²	0.12 < 1
鋼製梁	曲げ	57	N/mm ²	325	N/mm ²	0.18 < 1
	せん断	9	N/mm ²	187	N/mm ²	0.05 < 1
	組合せ	69	N/mm ²	325	N/mm ²	0.22 < 1
鋼製 ブレース	圧縮	42	N/mm ²	132	N/mm ²	0.32 < 1
	引張	44	N/mm ²	235	N/mm ²	0.19 < 1
鋼製間柱	曲げ	11	N/mm ²	325	N/mm ²	0.04 < 1
	せん断	5	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03 < 1
	組合せ	14	N/mm ²	325	N/mm ²	0.05 < 1
アンカー ボルト	引張	21.0	kN	57.8	kN	0.37 < 1
	せん断	14.8	kN	44.8	kN	0.34 < 1
	組合せ	—		—		0.14 < 1

[別紙 1] 防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の配置図を図 1-1 に、構造図を図 1-2～図 1-6 に示す。



第 3 号機海水熱交換器建屋 O.P. 14.00

図 1-1 防潮壁の設置位置図（単位：m）

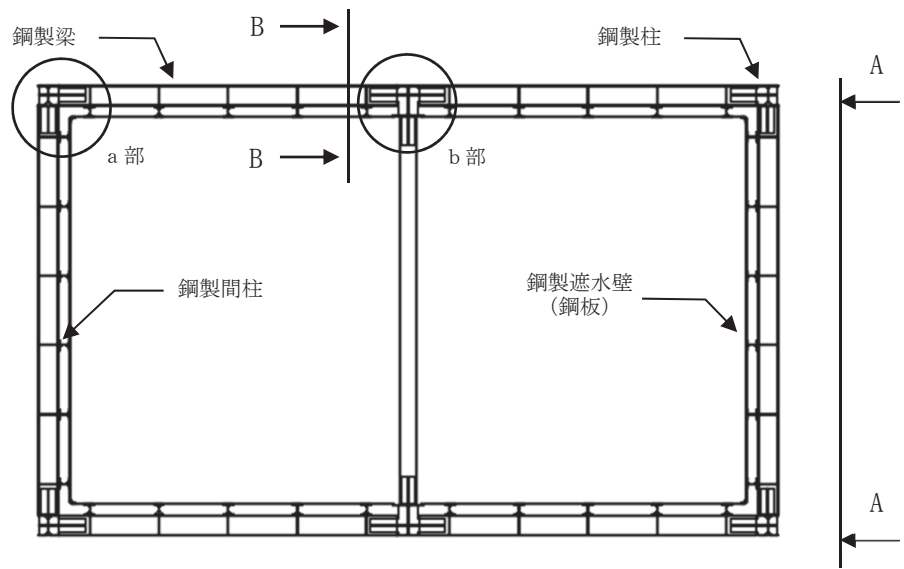


図 1-2 平面図

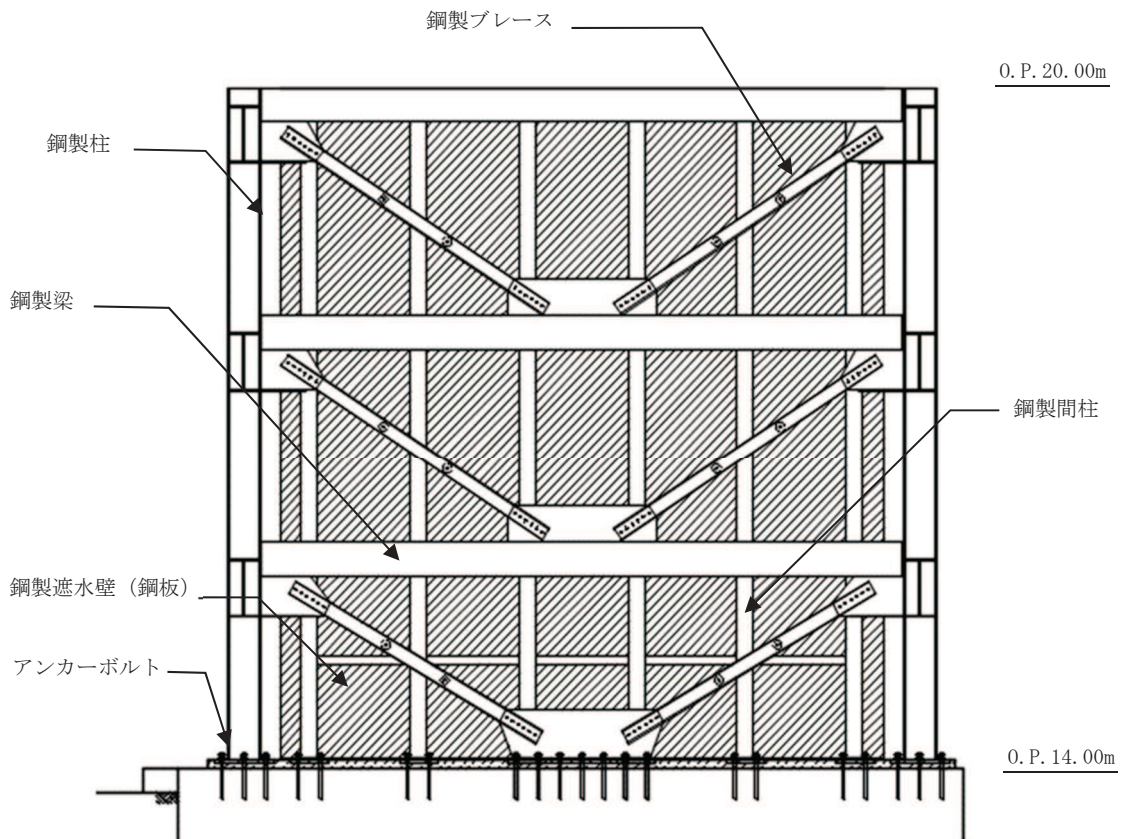
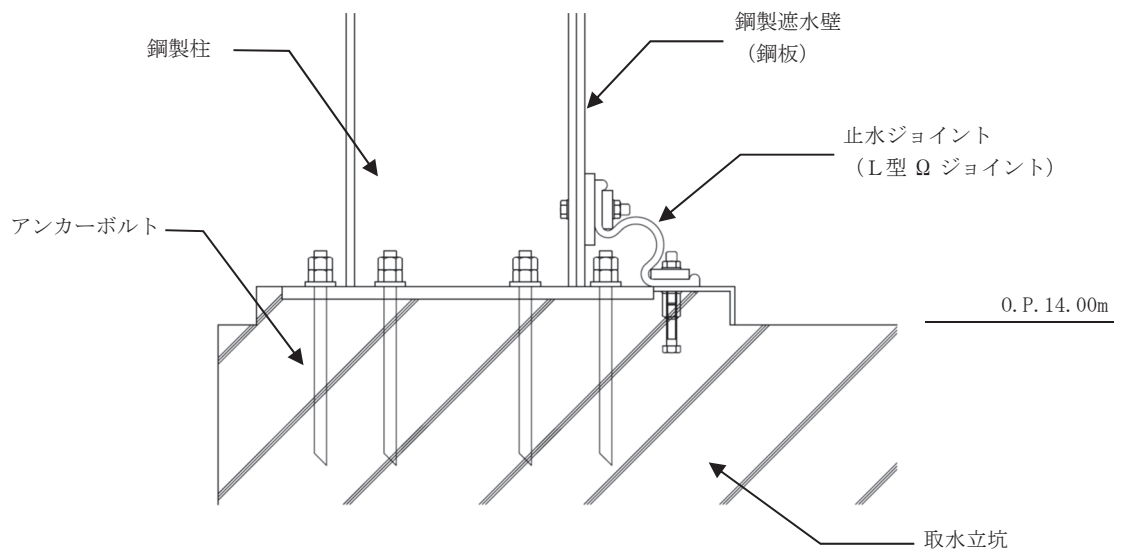


図 1-3 A - A 正面図



防潮壁と取水立坑との取合い部

図 1-4 B - B 断面図

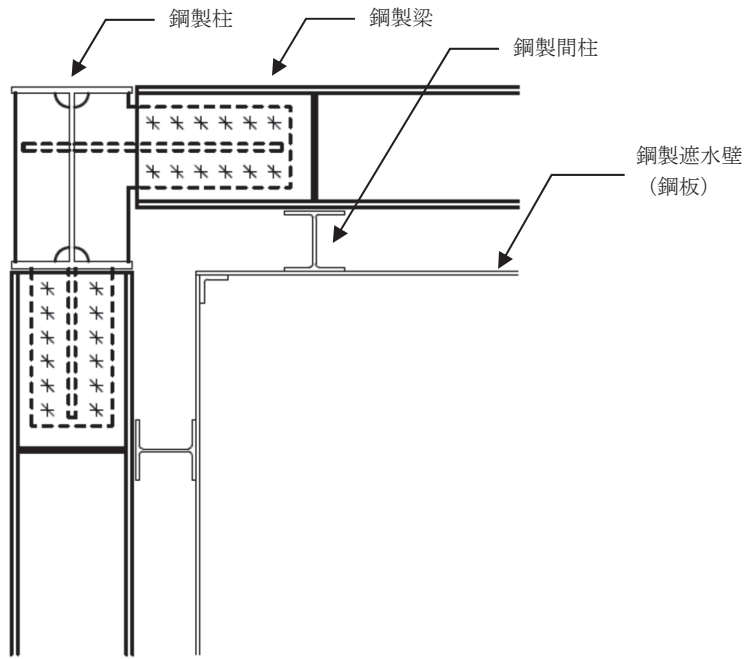


図 1-5 a 部詳細図

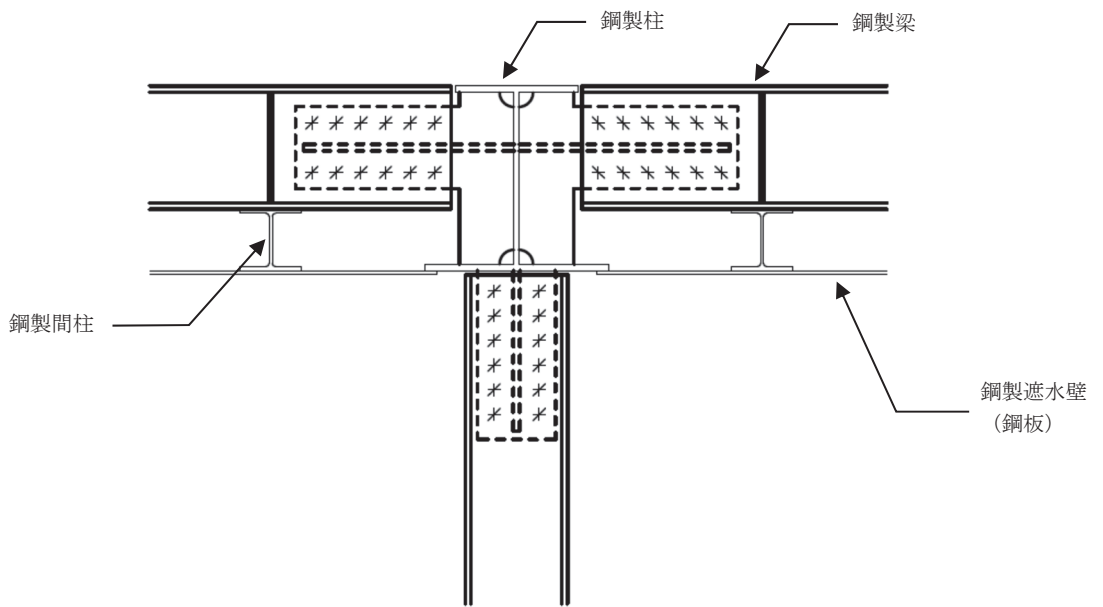


図 1-6 b 部詳細図

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	9
4. 構造強度評価	10
4.1 構造強度評価方法	10
4.2 荷重及び荷重の組合せ	10
4.3 許容限界	12
4.4 設計用地震力	13
4.5 解析モデル及び諸元	14
4.6 評価方法	17
5. 評価結果	23

[別紙1] 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、浸水防止設備のうち防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重並びに余震，風及び積雪を考慮した荷重に対して，十分な構造健全性を有していることを説明するものである。

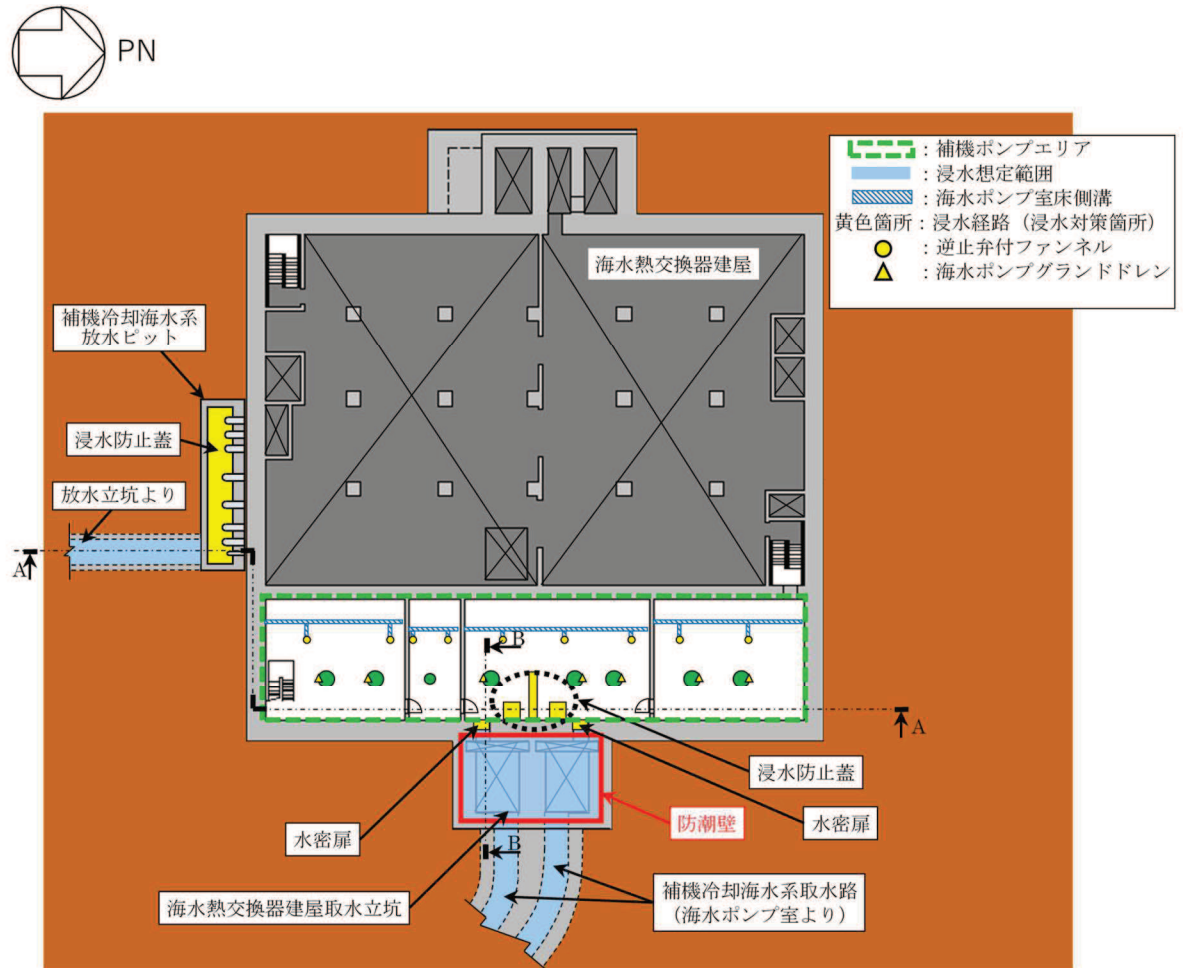
なお，防潮壁の強度評価においては，平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

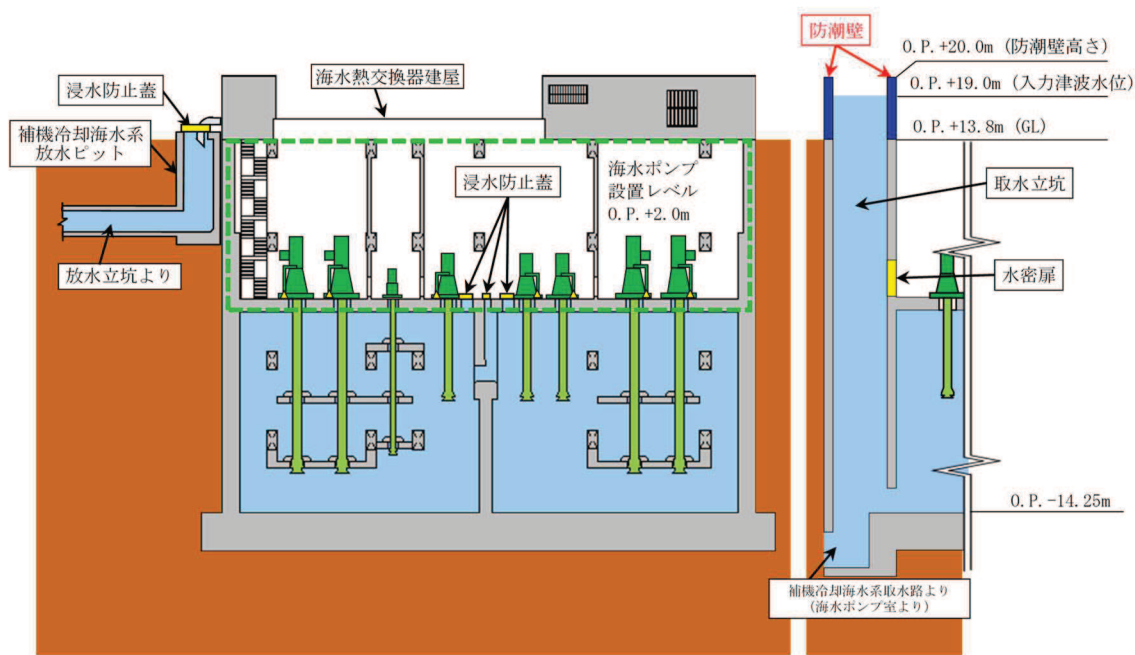
防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 0.P.14.00m

図2-1 防潮壁の設置位置図(1/2)



A-A 断面図

B-B 断面図

図 2-1 防潮壁の設置位置図 (2/2)

2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。

上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	<p>平面図</p> <p>A-A 正面図</p>

表2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
O. P. 14. 00	O. P. 19. 50 (O. P. 19. 00)	O. P. 20. 00

2.3 評価方針

防潮壁の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

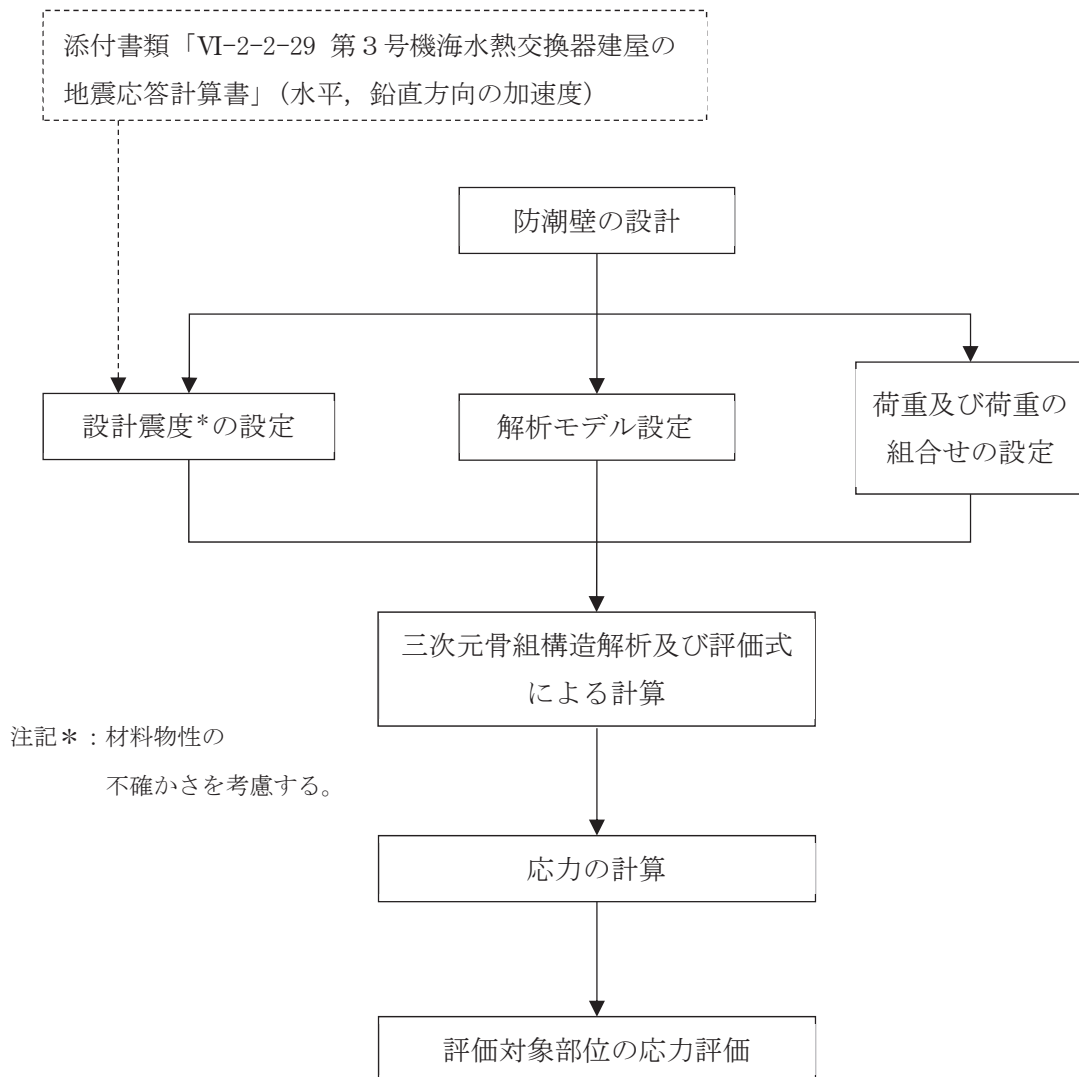


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- ・ 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧
- ・ 日本港湾協会 1988 年 港湾施設の技術上の基準・同解説

2.5 記号の説明

防潮壁の強度評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
K_{Sd}	kN	余震荷重
G	kN	固定荷重
P_h	kN	津波荷重
P_{sw}	kN/m ²	津波による静水圧
P_{dwh}	kN/m ²	津波による動水圧
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_k	kN/m ²	風圧力
P_w	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さなりに作用する水平荷重
a	m ²	水圧の受圧面積
A	mm ²	全断面積
A_N	mm ²	有効断面積
A_s	mm ²	せん断断面積
A_{sy}	mm ²	y 軸方向のせん断断面積
A_{sz}	mm ²	z 軸方向のせん断断面積
E	N/mm ²	縦弾性係数
ν	—	ポアソン比
K_{NS}	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の NS 方向設計震度
K_{EW}	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の EW 方向設計震度
K_H	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向設計震度
K_V	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の UD 方向設計震度
f_c	N/mm ²	許容圧縮応力度
f_t	N/mm ²	許容引張応力度
f_b	N/mm ²	許容曲げ応力度
ρ	t/m ³	海水の密度
ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
g	m/s ²	重力加速度 (=9.80665)
t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
h	m	評価高さ
c	—	補正係数
B	m	鋼製遮水壁（鋼板）の振動方向の長さ

表 2-3 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
H	m	取水立坑天端からの防潮壁の高さ
M	N・mm	曲げモーメント
Q	N	せん断応力
T	N	引張応力
I_y	mm ⁴	y 軸まわりの断面二次モーメント
I_z	mm ⁴	z 軸まわりの断面二次モーメント
Z	mm ³	断面係数
Z_y	mm ³	y 軸まわりの断面係数
Z_z	mm ³	z 軸まわりの断面係数
σ_t	N/mm ²	引張応力度
σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
σ_{bx}	N/mm ²	X 軸まわりの曲げ応力度
σ_{by}	N/mm ²	Y 軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm ²	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm ²	引張側曲げ応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度
f_{bx}	N/mm ²	X 軸まわりの許容曲げ応力度
f_{by}	N/mm ²	Y 軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
T_d	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力
T_a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重
P_{c1}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形分布荷重
P_{c2}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重
ρ_c	N/m	鋼製間柱の単位長さ重量
L_c	mm	鋼製間柱の支点間長さ

3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、津波荷重が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、防潮壁の評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。

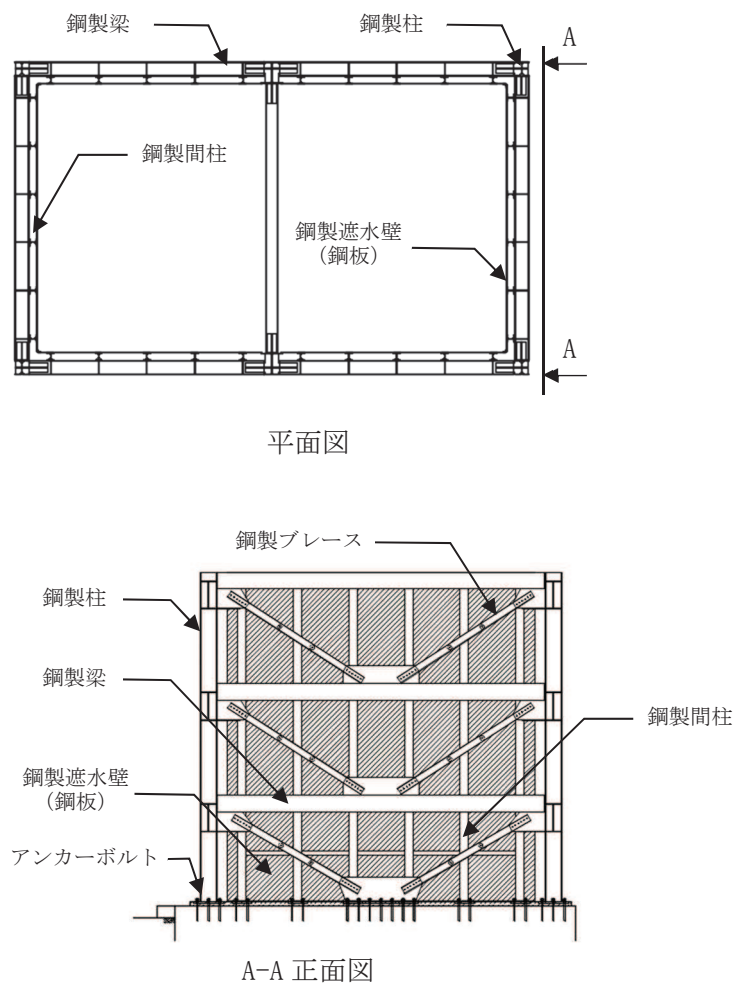


図3-1 評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

強度評価は、「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

4.2.1 荷重

防潮壁の強度評価において、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、自重を考慮する。

(2) 余震荷重(K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力及び動水圧 (P_{dwh}) を考慮する。

動水圧は以下の式により算出する。

$$P_{dwh} = \pm c \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot K_H \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、

P_{dwh} : 津波による動水圧 (kN/m²)

ρ : 海水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

h : 評価高さ (m)

c : 補正係数

B/H < 1.5 のとき c = B / (1.5 · H)

B/H ≥ 1.5 のとき c = 1.0

K_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向設計震度 (K_{NS}またはK_{EW})

B : 鋼製遮水壁 (鋼板) の振動方向の長さ (m)

H : 取水立坑天端からの防潮壁の高さ (m)

(O. P. 19.50m - O. P. -14.25m = 33.75m)

(3) 津波荷重(P_h)

津波による荷重を考慮する。

津波荷重は以下の式により算出する。

$$P_h = P_{sw} \cdot a$$

$$P_{sw} = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、

a : 水圧の受圧面積(m²)

P_{sw} : 津波による静水圧(kN/m²)

(4) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、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、0.301kN/m²を考慮する。

(5) 風荷重(P_k)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-1に示す。

表4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	G + P _h + P _s + P _k + K S d

G : 固定荷重

P_h : 津波荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

K S d : 余震荷重

4.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

4.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 4-2 に示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SS400 SM400A	235	135	235
SM490A	325	187	325

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

4.3.2 アンカーボルト

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 4-3 に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 4-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材質	項目		短期許容荷重 (kN/本)
・アンカーボルト SS400	引張	ボルトの降伏耐力	82.8
		許容付着耐力	<u>57.8</u>
・コンクリート Fc=32.4N/mm ²	せん断	ボルトのせん断耐力	57.9
		コンクリートの付着耐力	105.8
		コーン状破壊耐力	<u>44.8</u>

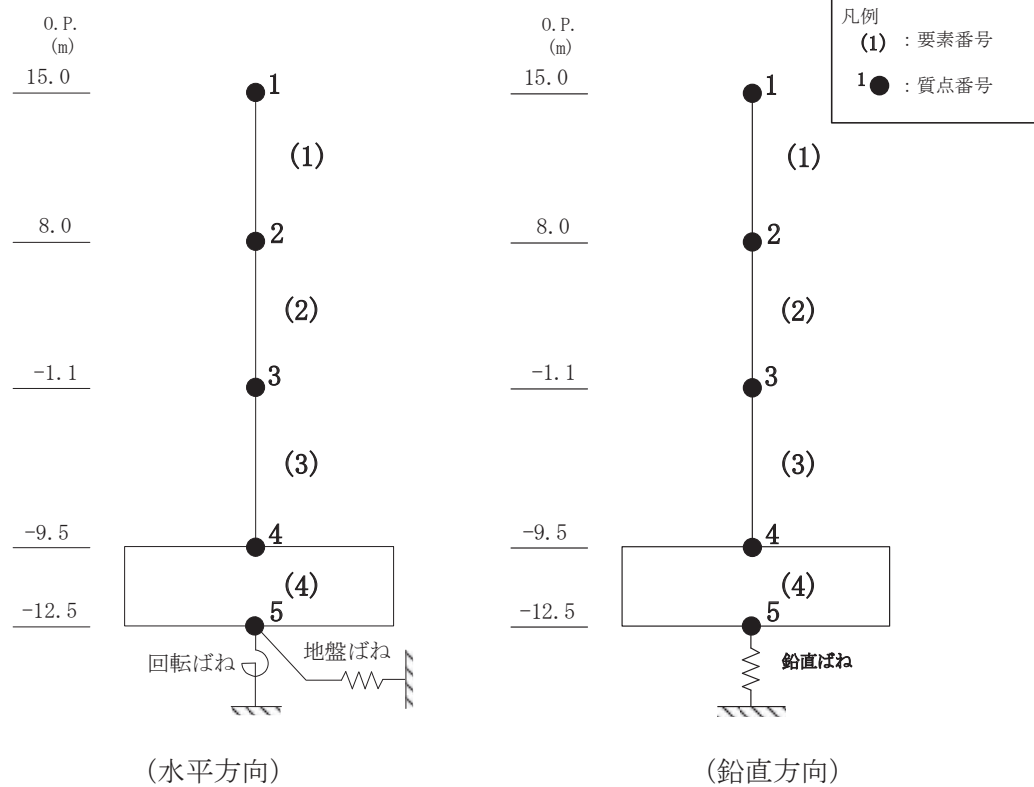
注：下線は引張およびせん断の短期許容荷重

4.4 設計用地震力

強度評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震地応答計算書」の地震地応答解析結果を用いる。評価で用いる設計震度を表4-4に示す。

表4-4 設計震度

地震時荷重算出位置 (m)	地震地応答解析結果			設計震度	
	方向	弾性設計用地震動 S d - D 2	ケース		最大加速度 (cm/s ²)
O.P. 15.00	NS	S d - D 2	2	1544	$K_{NS}=1.58$
	EW	S d - D 2	2	1354	$K_{EW}=1.39$
	UD	S d - D 2	2	721	$K_V=0.74$



地震地応答解析モデル図

4.5 解析モデル及び諸元

4.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図4-1に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表4-5及び表4-6に示す。
- (2) モデル化する部材は、主要な構造部材として力を負担する鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースとする。その他の鋼製遮水壁及び鋼製間柱等の主要構造体に力を流す部材は相互に影響を与えないため、別途、部分モデルにより評価する。
- (3) 解析モデルは、各部材を表4-7に示す要素を用いてモデル化する。なお、アンカーボルトで固定する脚部はピン支持とし、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (4) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-64 計算機プログラム(解析コード)の概要・KANSAS2」に示す。

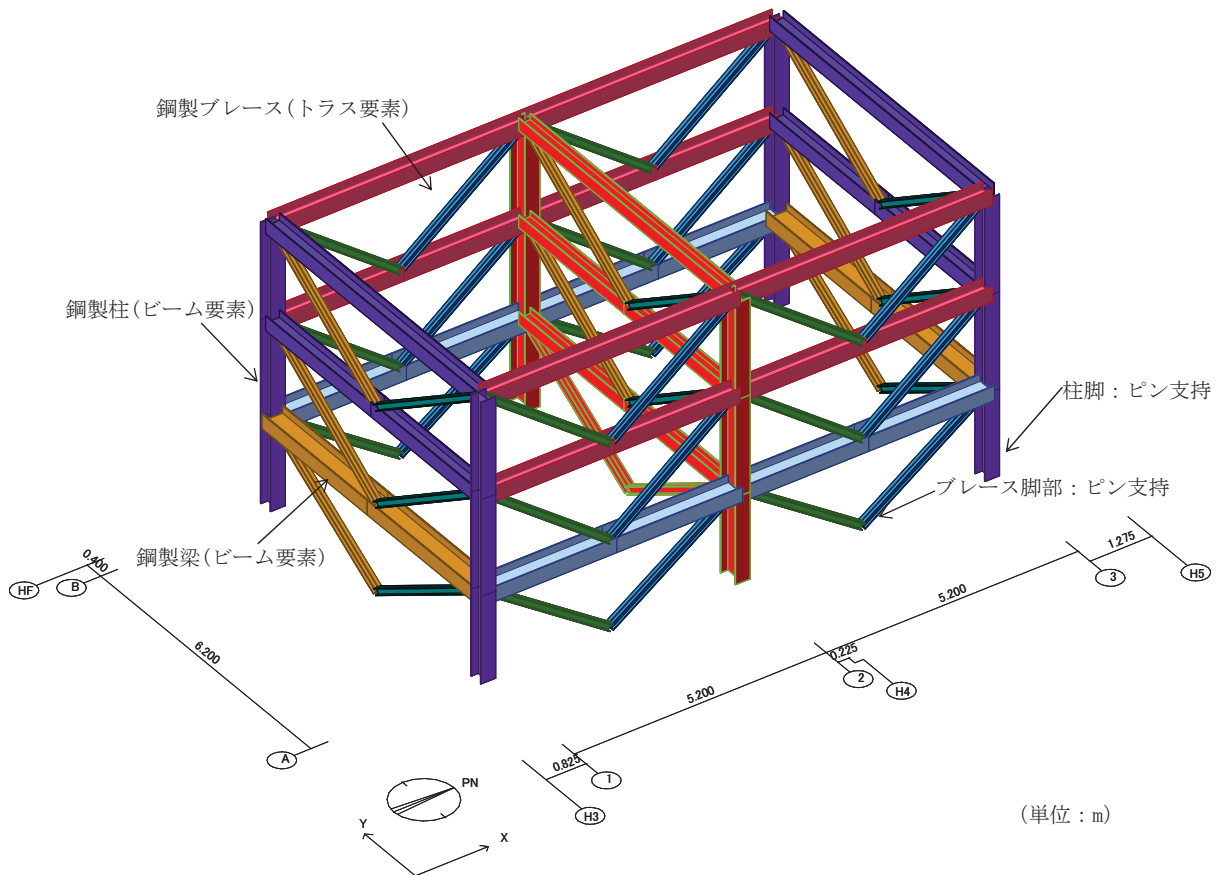


図4-1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 4-5 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400 SM400A SM490A
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 4-6 断面性能

部材	断面積 A [mm ²]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 ⁴	7210×10 ⁴	2010×10 ³	480×10 ³
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 ⁴	117000×10 ⁴	750×10 ³	3760×10 ³
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 ⁴	54700×10 ⁴	540×10 ³	2190×10 ³
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 ⁴	20200×10 ⁴	450×10 ³	1220×10 ³
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 ⁴	10700×10 ⁴	292×10 ³	781×10 ³
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 4-7 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	梁要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	梁要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

4.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

鋼製遮水壁（鋼板）の諸元を表 4-8 に示す。

表 4-8 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 （鋼板）	SM490A	PL-16 PL-12 PL-9

4.5.3 鋼製間柱の諸元

鋼製間柱の諸元を表 4-9 に示す。

表 4-9 鋼製間柱の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製間柱	SM490A	H-150×150×7×10

4.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

4.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 圧縮応力度(=N/A) (N/mm²)

N : 圧縮応力(N)

A : 全断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度(=T/A_N) (N/mm²)

T : 引張応力(N)

A_N : 有効断面積(mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで、

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX} , f_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断応力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

(5) 引張応力、曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力、曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

(6) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を下式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c \sigma_b, t \sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

4.6.2 アンカーボルトの評価方法

(1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

T_d : アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

T_a : アンカーボルトの短期許容引張荷重 (kN)

(2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

q : アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

q_a : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

(3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

4.6.3 遮水壁（鋼板）の評価モデルおよび諸元

(1) 遮水壁（鋼板）の評価モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図4-2に示す。

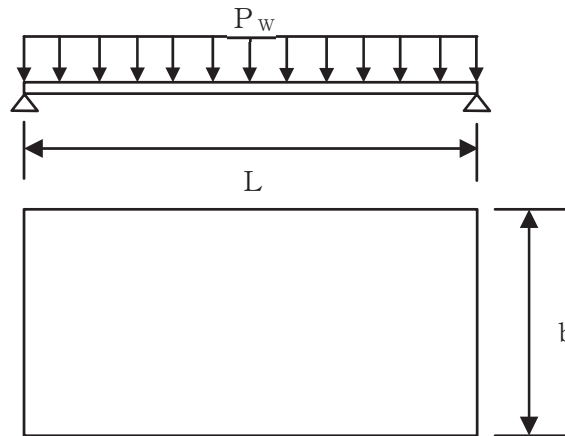


図4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{sw} \cdot 10^3 + P_{dwh} \cdot 10^3) \cdot b$$

ここで、

- P_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重 (N/mm)
- K_H : 水平方向の設計震度 (K_{NS} または K_{EW})
- ρ_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の密度 (kg/mm^3)
- t : 鋼製遮水壁（鋼板）の板厚 (mm)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- P_{sw} : 鋼製遮水壁（鋼板）の単位面積当りに作用する静水圧 (kN/m^2)
- P_{dwh} : 鋼製遮水壁（鋼板）の単位面積当りに作用する動水圧 (kN/m^2)
- b : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ (mm)

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

ここで、

- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- L : 鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ (mm)

4.6.4 鋼製間柱の評価方法

(1) 鋼製間柱の評価モデル

鋼製間柱の評価モデルを図4-3に示す。

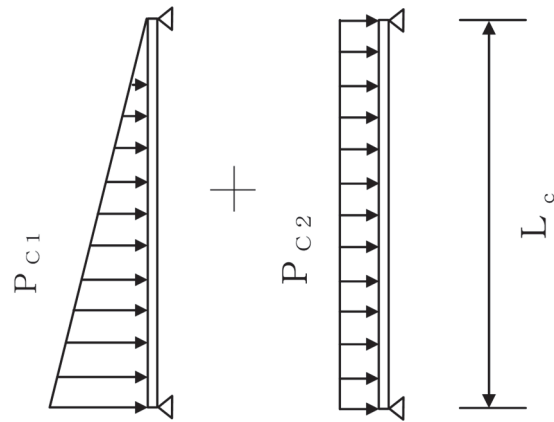


図4-3 鋼製間柱の評価モデル図

鋼製間柱に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_{C1} = P_{sw} \cdot d$$

$$P_{C2} = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{dwh} \cdot 10^{-3} + P_K \cdot 10^{-3}) \cdot d + K_H \cdot \rho_c$$

ここで、

P_{C1} : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形分布荷重 (N/mm)

P_{C2} : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重 (N/mm)

K_H : 基準地震動 S_s の水平方向設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

ρ_w : 鋼製遮水壁 (鋼板) の密度 (kg/mm^3)

t : 鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚 (mm)

g : 重力加速度 ($=9.80665$) (m/s^2)

P_{dwh} : 津波による動水圧 (kN/m^2)

P_K : 風圧力 (kN/m^2)

d : 鋼製間柱の負担幅 (mm)

ρ_c : 鋼製間柱の単位長さ重量 (N/m)

鋼製間柱に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_{C1} \cdot L_c^2 / (9\sqrt{3}) + P_{C2} \cdot L_c^2 / 8$$

$$Q = P_{C1} \cdot L_c / 3 + P_{C2} \cdot L_c / 2$$

ここで、

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

L_c : 鋼製間柱の支点間長さ (mm)

5. 評価結果

防潮壁の強度評価結果を表 5-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

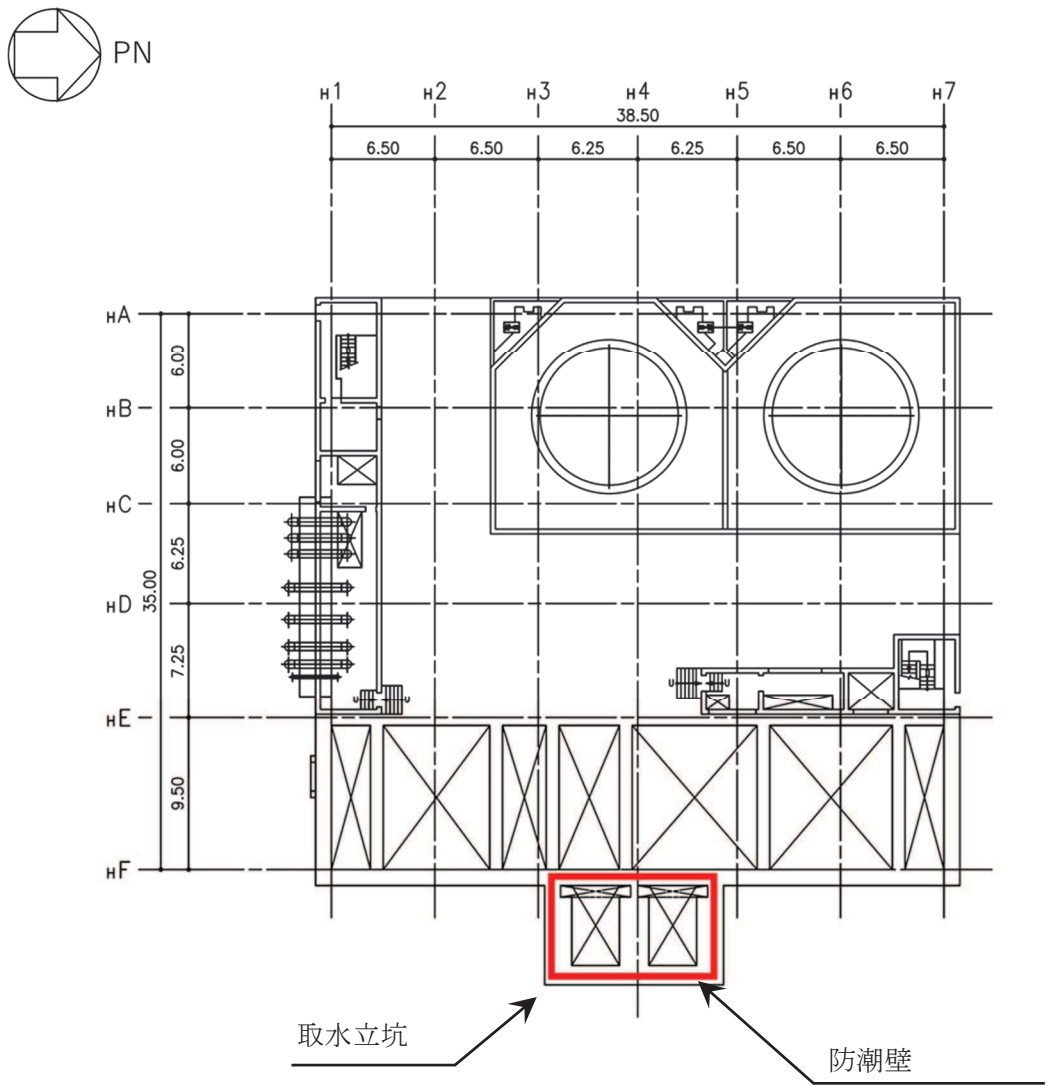
表 5-1 防潮壁の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (発生応力度又は荷重)		許容限界		検定値
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	290	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90 < 1
	せん断	4	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03 < 1
	組合せ	291	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90 < 1
鋼製柱	曲げ	21	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09 < 1
	せん断	7	N/mm ²	135	N/mm ²	0.06 < 1
	組合せ	48	N/mm ²	235	N/mm ²	0.21 < 1
鋼製梁	曲げ	213	N/mm ²	325	N/mm ²	0.66 < 1
	せん断	83	N/mm ²	187	N/mm ²	0.45 < 1
	組合せ	249	N/mm ²	325	N/mm ²	0.77 < 1
鋼製 ブレース	圧縮	58	N/mm ²	103	N/mm ²	0.57 < 1
	引張	114	N/mm ²	235	N/mm ²	0.49 < 1
鋼製間柱	曲げ	183	N/mm ²	325	N/mm ²	0.57 < 1
	せん断	99	N/mm ²	187	N/mm ²	0.53 < 1
	組合せ	251	N/mm ²	325	N/mm ²	0.78 < 1
アンカー ボルト	引張	29.3	kN	57.8	kN	0.51 < 1
	せん断	27.0	kN	44.8	kN	0.61 < 1
	組合せ	—		—		0.38 < 1

[別紙 1] 防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の配置図を図 1-1 に、構造図を図 1-2～図 1-6 に示す。



第 3 号機海水熱交換器建屋 O.P. 14.00

図 1-1 防潮壁の設置位置図（単位：m）

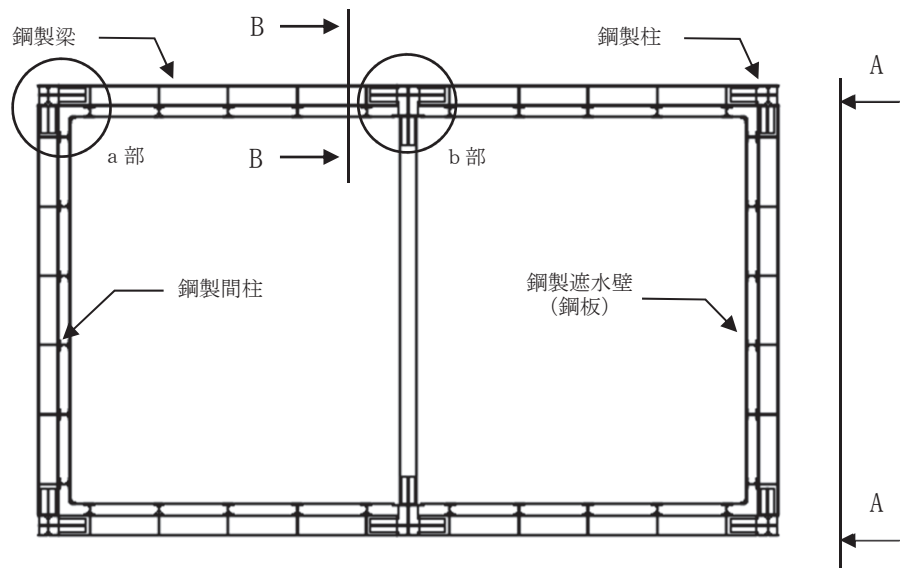


図 1-2 平面図

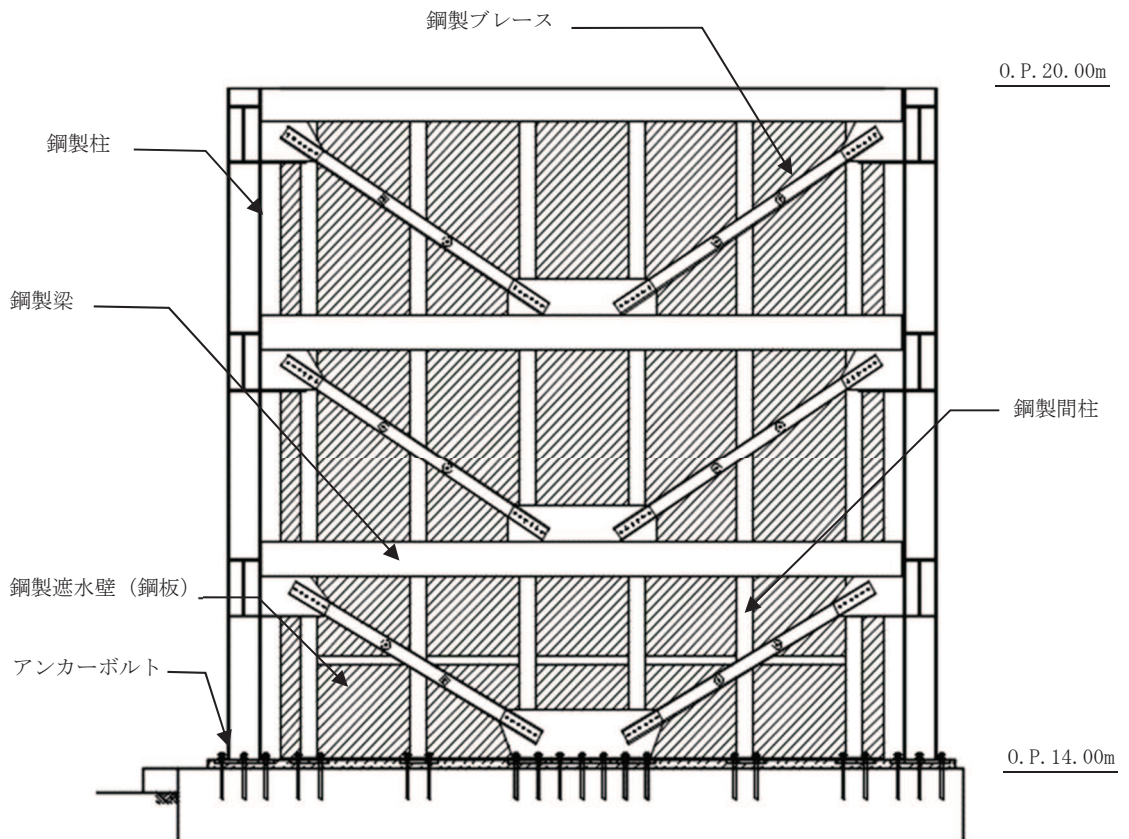
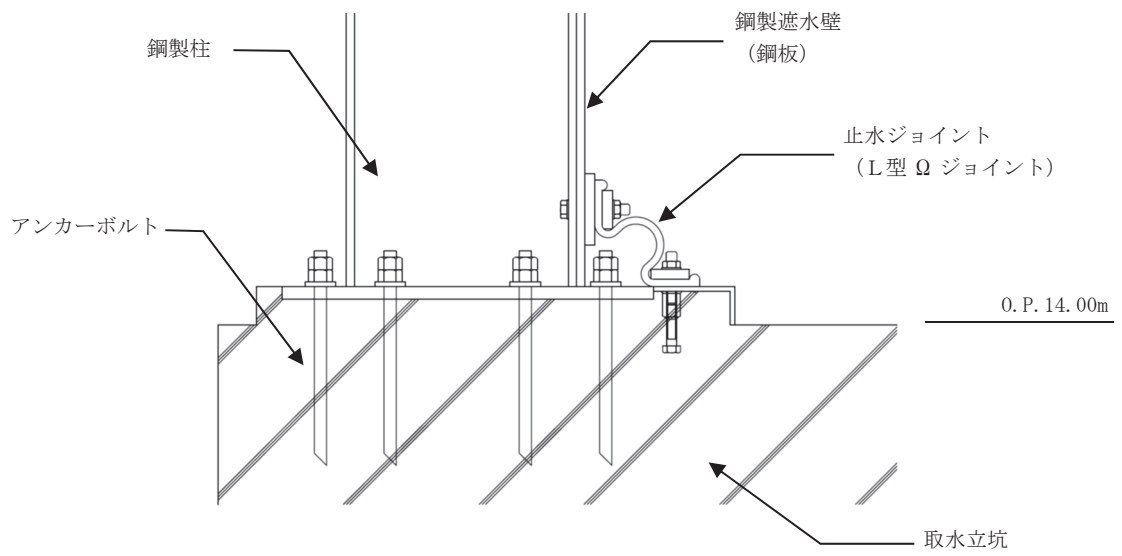


図 1-3 A - A 正面図



防潮壁と取水立坑との取合い部

図 1-4 B - B 断面図

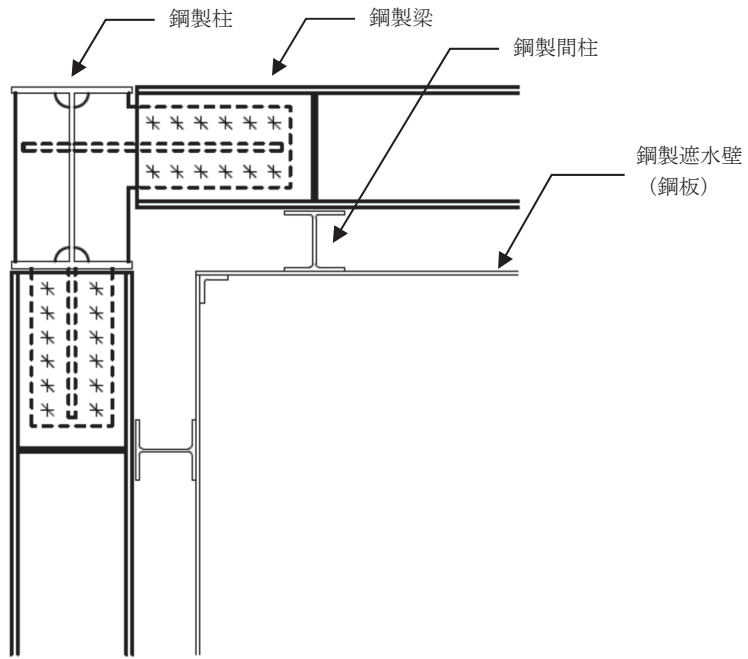


図 1-5 a 部詳細図

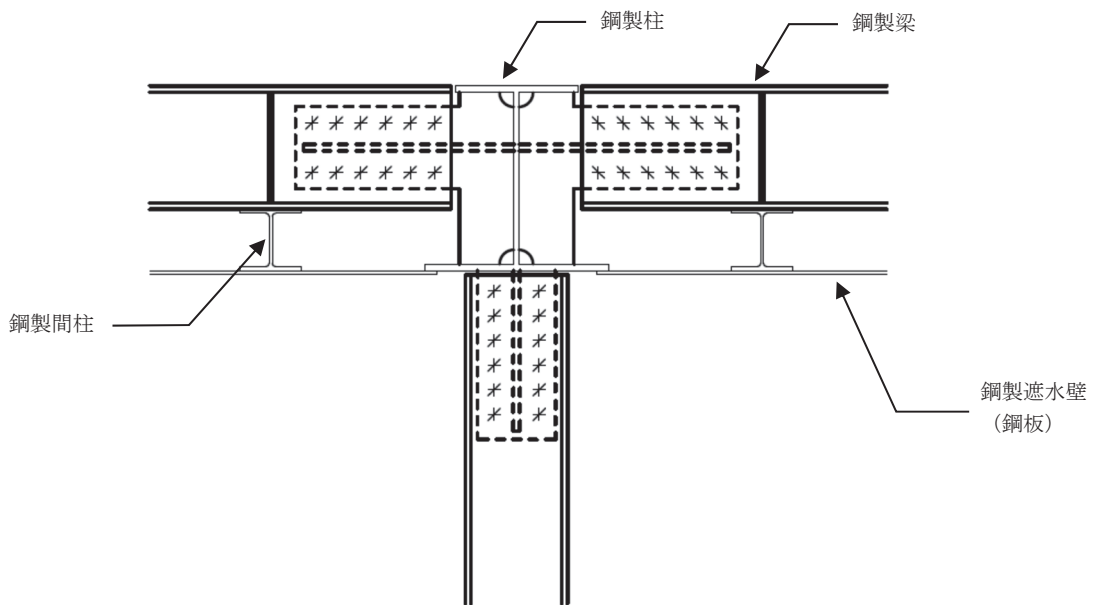


図 1-6 b 部詳細図

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.3 防潮壁に関する補足説明

6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて

目 次

1. 止水ジョイント部材について	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	3
1.3 止水ジョイント部材の仕様	4
1.4 試験条件の設定	4
1.5 性能確認試験	9
1.6 耐久性について	21
1.7 維持管理方針	29
2. 鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるシール材について	31
2.1 概要	31
2.2 評価方針	33
2.3 耐圧試験	34
2.4 変形性能の確認	35
2.5 維持管理方針の検討	39

1. 止水ジョイント部材について

1.1 概要

防潮壁は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水ジョイント部材が地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧と余震による変位に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な耐久性に関しては、耐候性試験により確認する。

止水ジョイント部材の構造概要を図 1.1-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 1.1-2 に示す。

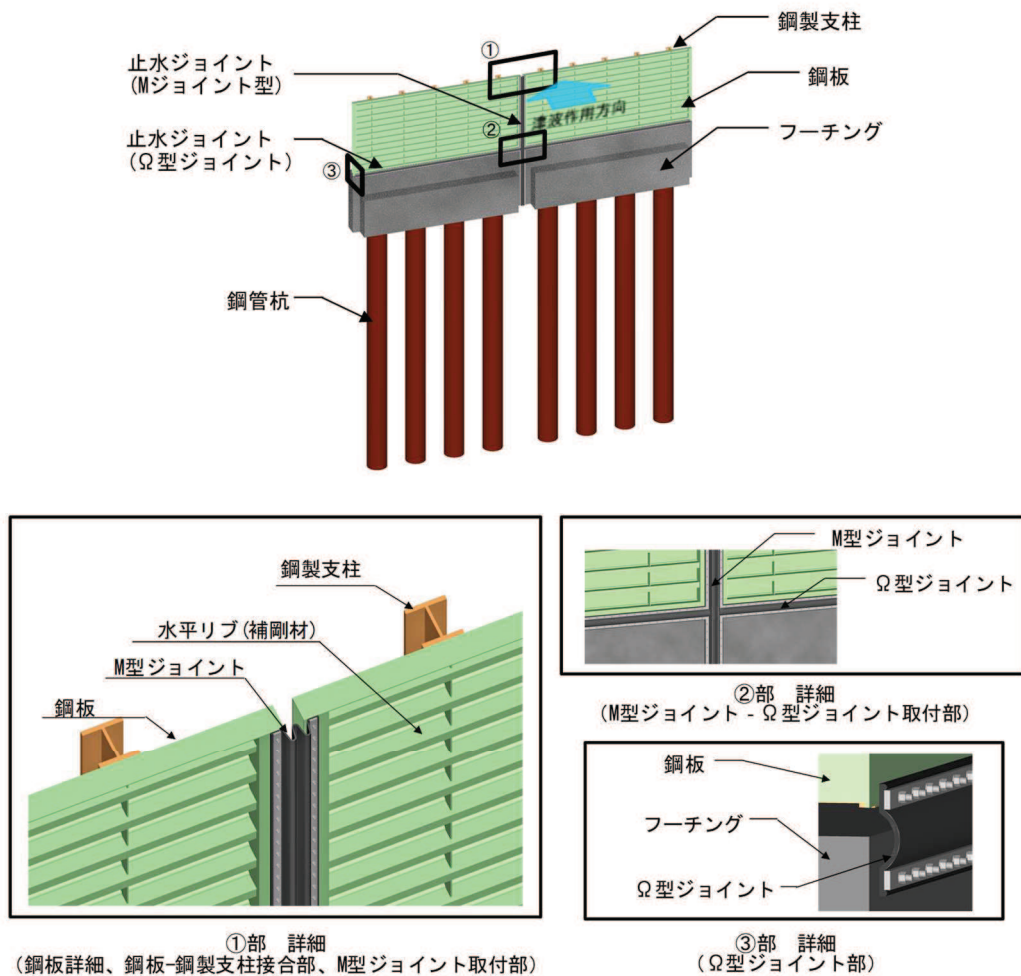


図 1.1-1(1) 止水ジョイント部材の構造概要
(鋼製遮水壁 (鋼板))

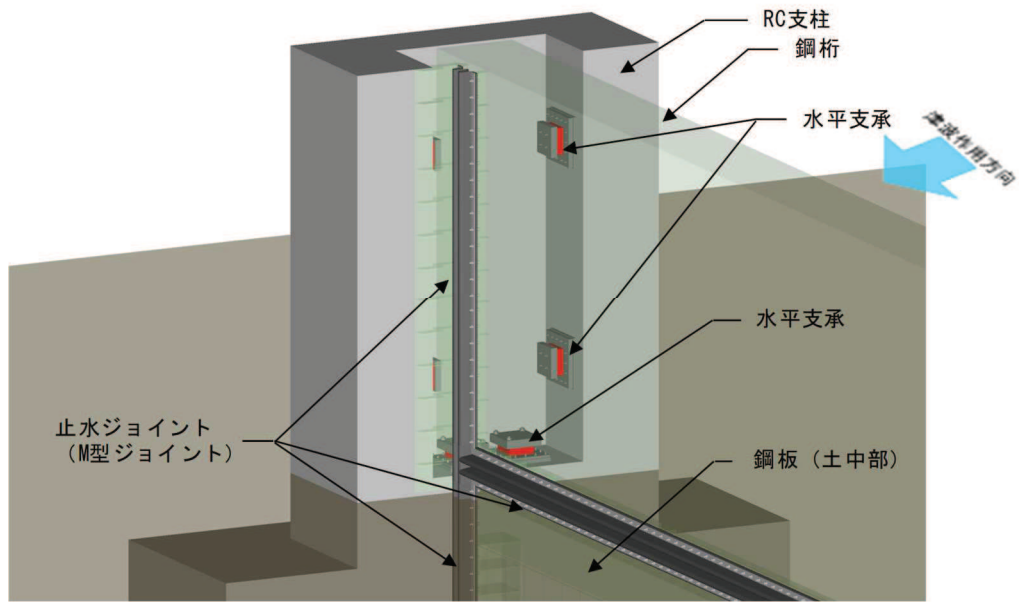
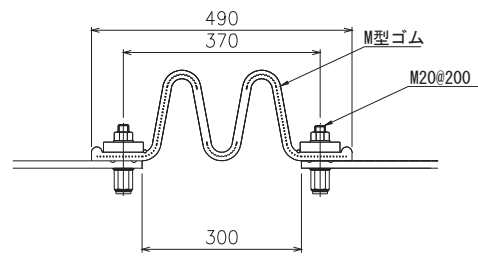
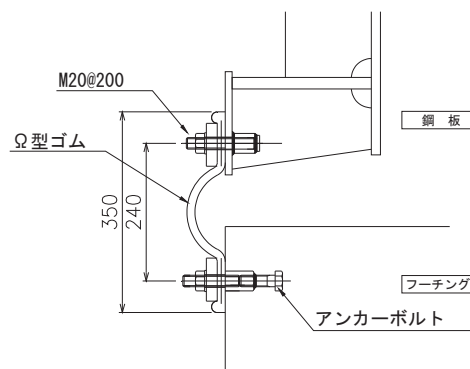


図 1.1-1(2) 止水ジョイント部材の構造概要
(鋼製遮水壁 (鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細))



(M 型ゴム)



(Ω 型ゴム)

* 寸法値単位 : mm (標準値)

図 1.1-2 止水ジョイント部材詳細図

1.2 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震による変形に対し有意な漏えいを生じない状態に留まること、津波及び余震による変形・水圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験（変形，耐圧）により確認する。

また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを耐候性試験により確認する。

評価フローを図 1.2-1 に示す。

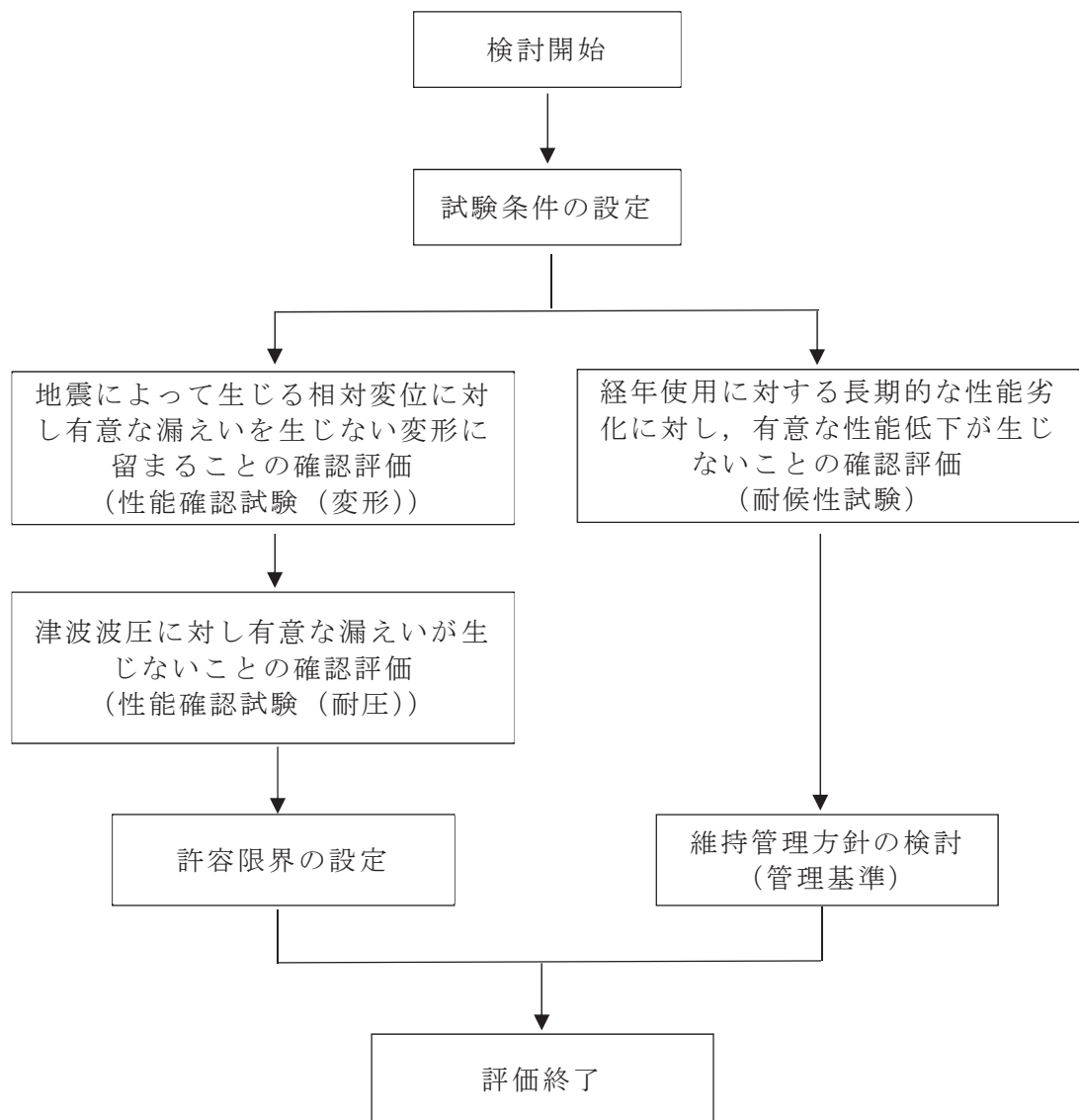


図 1.2-1 止水ジョイント部材の評価フロー

1.3 止水ジョイント部材の仕様

止水ジョイント部材の仕様を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 止水ジョイント部材の仕様

種別	名称	主成分	設置場所
M 型ゴム	ME300	クロロプレンゴム	防潮壁の構造目地部及び防潮堤・海水ポンプ室との取り合い部
Ω 型ゴム	オメガ型 B350	クロロプレンゴム	防潮壁の一部 (鋼板とフーチング間)

1.4 試験条件の設定

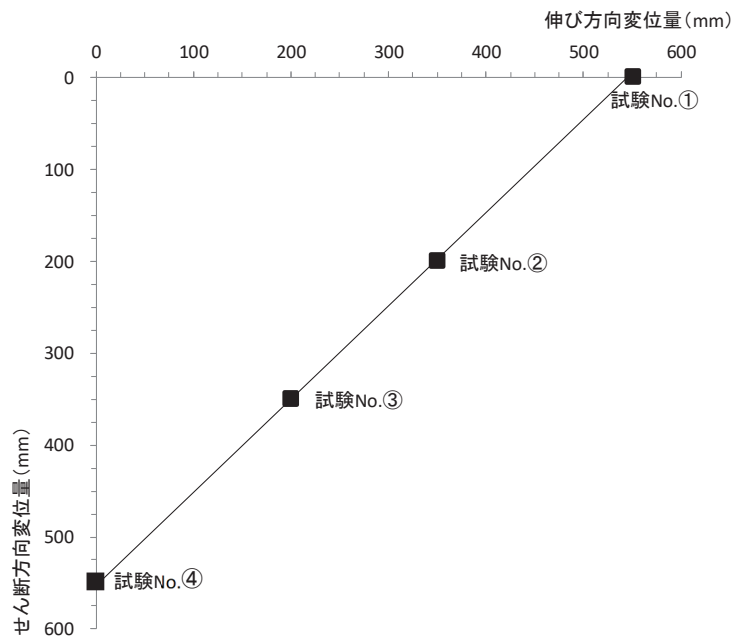
(1) 試験変形量

a. M 型ゴム

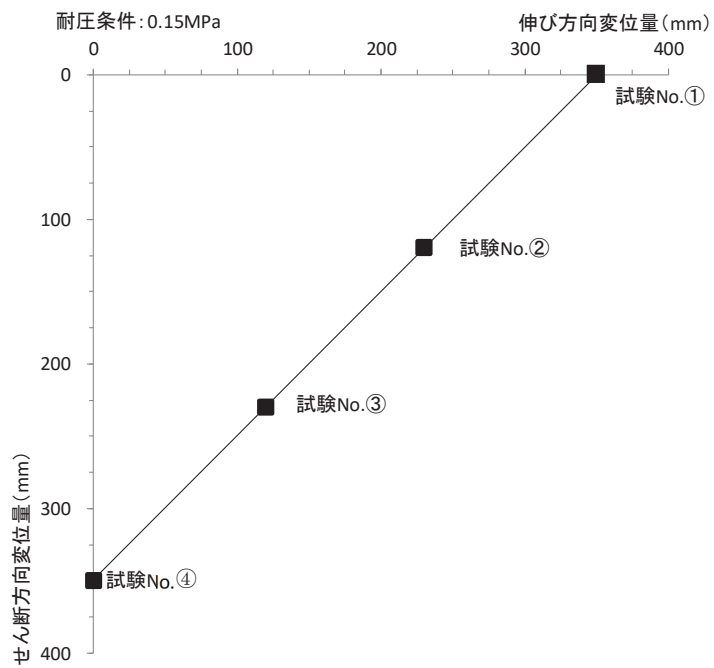
M 型ゴムの試験変形量は解析から求まる相対変位量を目安に、表 1.4-1 に示す 4 ケースを実施する。

表 1.4-1 M 型ゴムの試験変形量

試験 No.	地震時 (変形試験)	津波・余震重畳時 (変形+耐圧試験)
①	伸び 550mm	伸び 350mm
②	伸び 350mm, せん断 200mm	伸び 230mm, せん断 120mm
③	伸び 200mm, せん断 350mm	伸び 120mm, せん断 230mm
④	せん断 550mm	せん断 350mm



(変形試験)



(変形+耐圧試験)

図 1.4-1 M型ゴムの試験変形量

b. Ω型ゴム

Ω型ゴムの試験変形量は、その設置状況*から鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等への追従が目的であることを踏まえ、表 1.4-2 に示す 2 ケースを実施する。

注記*：Ω型ゴムを設置する鋼製遮水壁（鋼板）の鋼板-フーチング間については、鋼板がフーチングに支持された鋼製支柱に剛結されることから、鋼板最下部とフーチング最上面は一体的な挙動を示すものと想定されるため、鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等による微小な変位のみが生じる。

表 1.4-2 Ω型ゴムの試験時変位量

試験 No.	地震時 (変形試験)	津波・余震重畳時 (変形+耐圧試験)
①	伸び 50mm	伸び 50mm
②	せん断 50mm	せん断 50mm

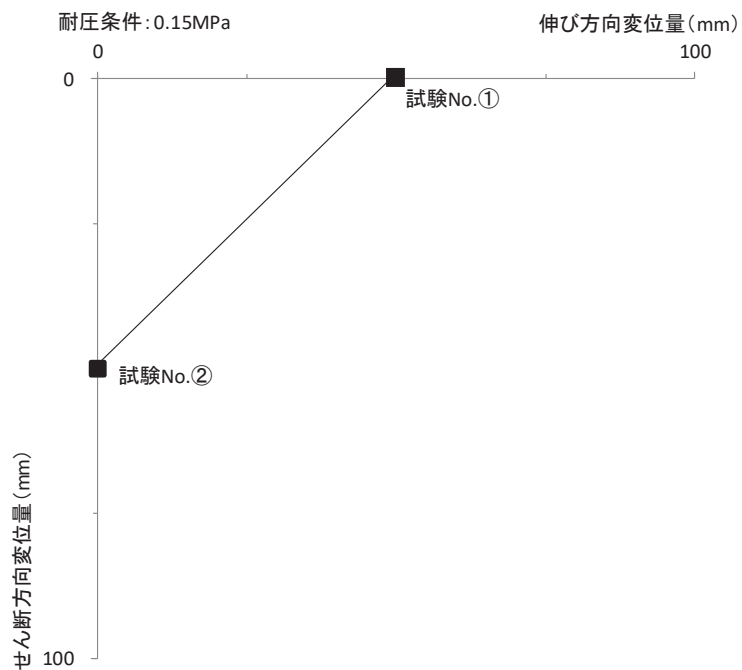


図 1.4-2 Ω型ゴムの試験変形量

(2) 試験水圧

試験水圧は、止水ジョイントに作用する水圧として、設計用津波水位（入力津波水位+0.5m）と設置地盤高さ（盛土が分布する場合は地震による揺すり込み沈下量を考慮）の差の作用水深に基づく静水圧荷重及び余震による動水圧荷重を考慮する。

余震による動水圧荷重は、図 1.4-3 に示す鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面地点における地表面の最大応答加速度を用い、Westergaard 式により算定する。

ここで、動水圧荷重を算定した地点は、設置する 4 つのエリアを概ねカバーし、地層条件についても盛土部（地点①～③）、全深度地盤改良部（地点④、⑦）、岩盤部（⑤、⑥）等の地層条件についても網羅できているが、不確かさの影響等を考慮し、求めた作用水圧に余裕を考慮する。

各地点の作用水圧の算定結果を表 1.4-3 に、設計用津波水位作用時（重畳時）の概念図を図 1.4-4 に示す。

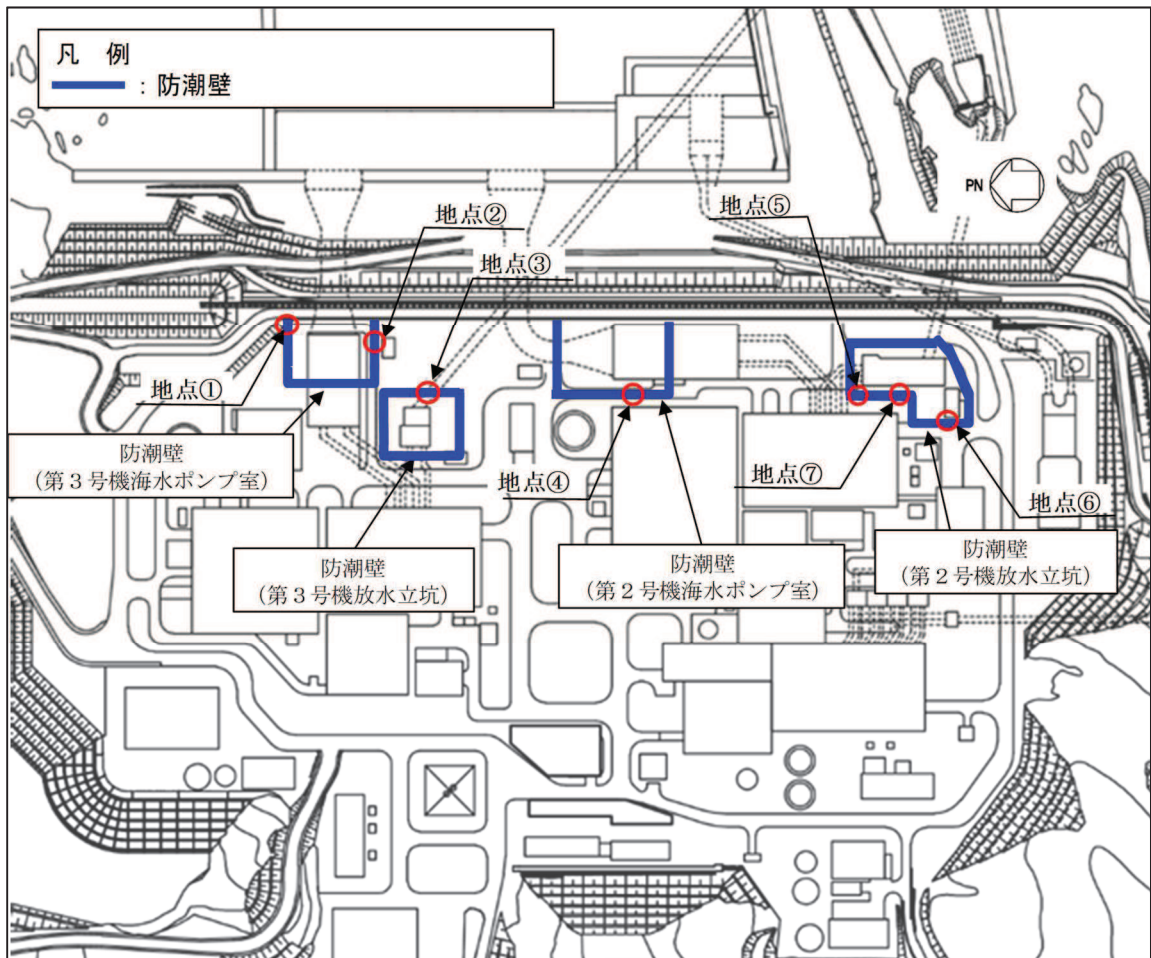


図 1.4-3 評価対象地点

表 1.4-3 作用水圧の整理

地点	設計用 津波水位 (m)	静水圧 (kN/m ²)	動水圧 (kN/m ²)	余震時最大 応答加速度 (cm/s ²)	計 (kN/m ²)	備考
①	O. P. 19.5	57.6	20.6	301.4	78.2	盛土部 (0.4m 沈下 考慮)
②	O. P. 19.5	57.6	18.8	268.4	76.4	
③	O. P. 18.0	42.4	15.9	285.3	58.3	
④	O. P. 18.6	48.5	29.3	678.4	77.8	全深度 地盤改良部
⑤	O. P. 17.9	41.4	23.5	636.1	64.9	岩盤部
⑥	O. P. 17.9	41.4	29.5	798.1	70.9	岩盤部
⑦	O. P. 17.9	41.4	19.3	522.3	60.7	全深度 地盤改良部

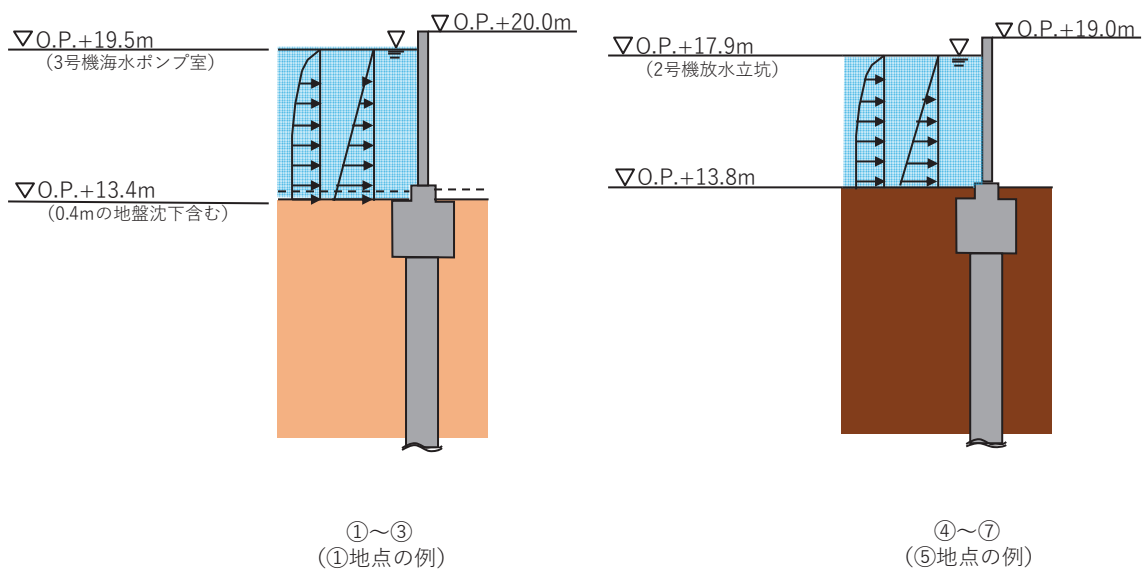


図 1.4-4 設計用津波水位作用時（重畳時）の概要

以上より、最も作用水圧が大きくなるのは、地点①において、78.2kN/m²となったが、前述のとおり、動水圧荷重の不確かさ等を踏まえ、試験水圧は保守的に 150 kN/m² (0.15 MPa) とする。

1.5 性能確認試験

(1) 試験結果

図 1.1-2 に示す止水ジョイント部材の取付け状態（ボルト径やボルト間隔）を模擬した試験機によって、止水ジョイントに対して地震時の相対変位を想定した伸び・せん断変形させ、有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。また、試験機によって、止水ジョイントに対して津波余震時の水圧と相対変位を想定した伸び・せん断変形及び水圧を作用させることにより、有意な漏えいを生じない性能を保持することを確認する。

a. 止水ゴム（M型）

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 1.5-1 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔（M20@200mm）は，実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

性能確認試験フローを図 1.5-1 に，試験機概要を図 1.5-2 示す。

表 1.5-1 M型ゴムの試験条件

試験種別	試験 No	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間*
変形試験	①	伸び 550mm	/	/
	②	伸び 350mm せん断 200mm		
	③	伸び 200mm せん断 350mm		
	④	せん断 550mm		
耐圧試験	①	伸び 350mm	0.15MPa	10 分以上
	②	伸び 230mm せん断 120mm	0.15MPa	10 分以上
	③	伸び 120mm せん断 230mm	0.15MPa	10 分以上
	④	せん断 350mm	0.15MPa	10 分以上

* 加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

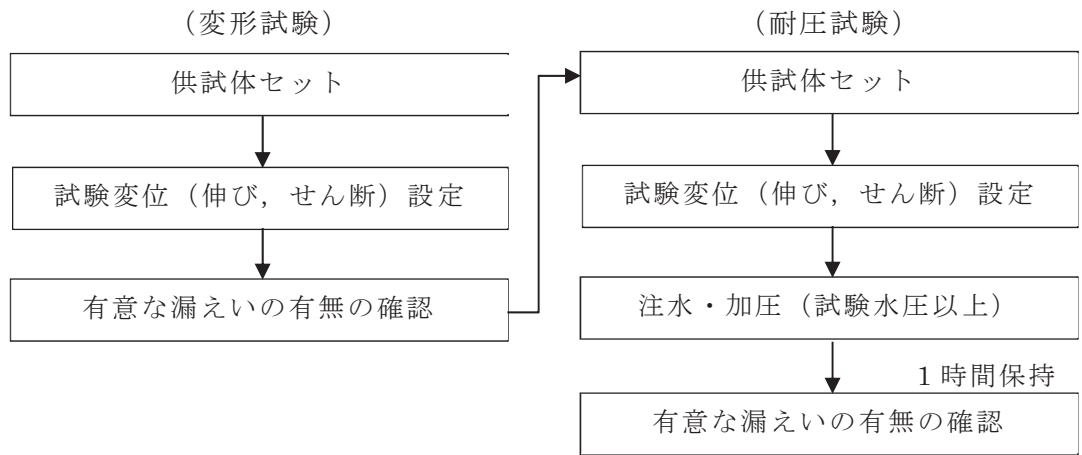


図 1.5-1 性能確認試験フロー



(耐圧試験の試験方法)

カセットの内側に供試体（赤部）
外側に外側止水ゴム（緑部）を取付
け、内側と外側止水ゴムの間に水を
注入して加圧する。

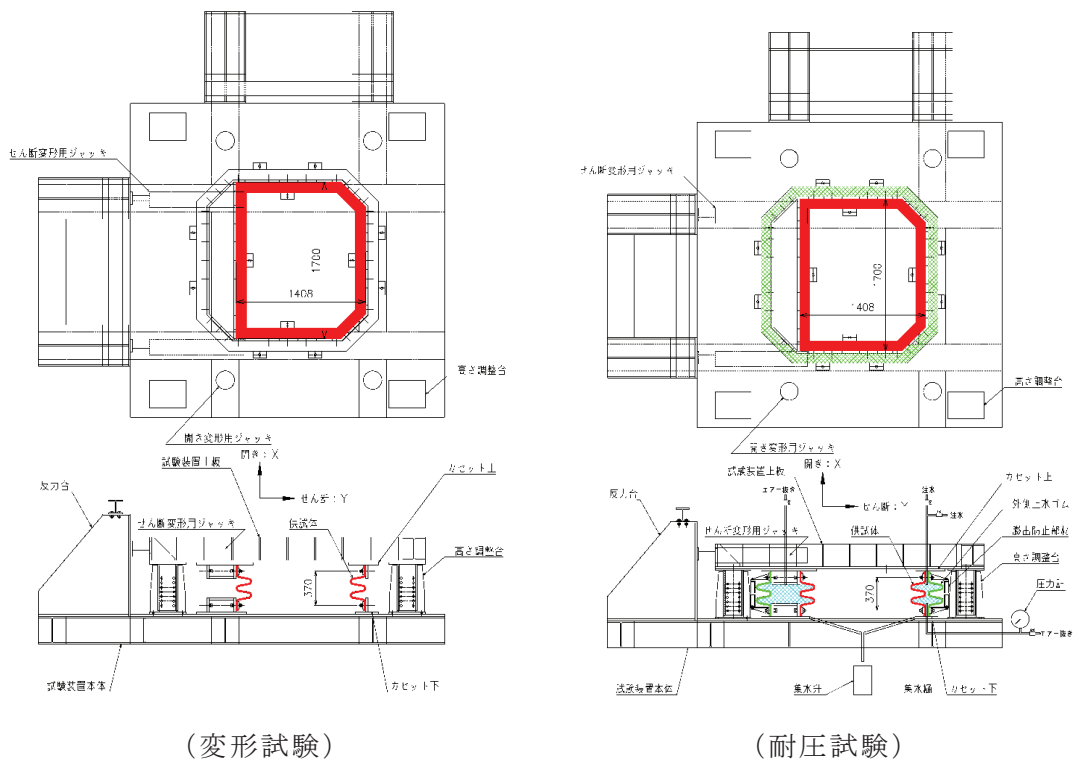


図 1.5-2 試験機概要図

(b) 試験状況

試験状況を図 1.5-3～図 1.5-10 に示す。

イ. 変形試験 No. ① (伸び 550 mm)



変形前状況



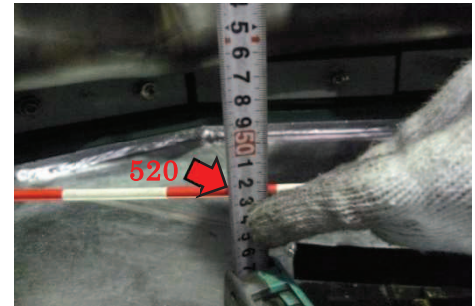
ゴムジョイント設置状況
(ボルト M20@200mm にて固定)



枠間距離計測状況

(枠間距離 (初期値) : 520 mm*)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm に対して, 初期段階で 150mm 伸びた状態で設置



伸び変形量計測状況

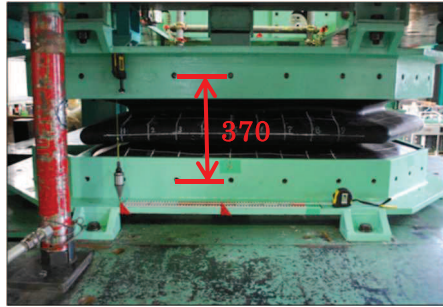
(初期伸び 150 mm + 計測値 400 mm (伸び量) = 伸び 550mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-3 試験状況 (変形試験 No. ①)

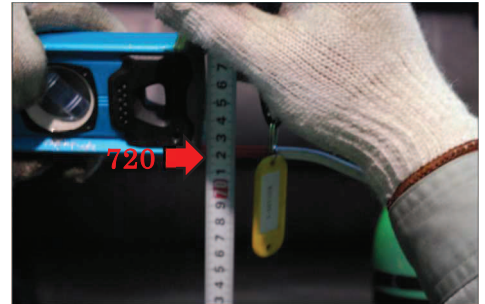
ロ. 変形試験 No. ② (伸び 350 mm, せん断 200mm)



変形前状況

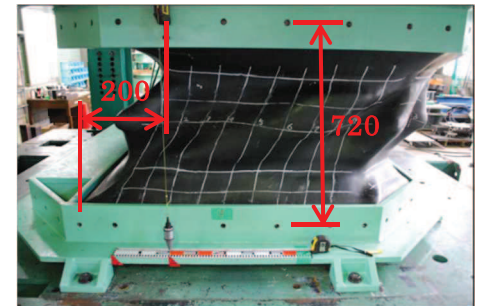


伸び変形後状況



伸び変形量 (枠間距離) 計測状況
(計測値 720mm - 初期値 370 mm = 伸び 350mm)

注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



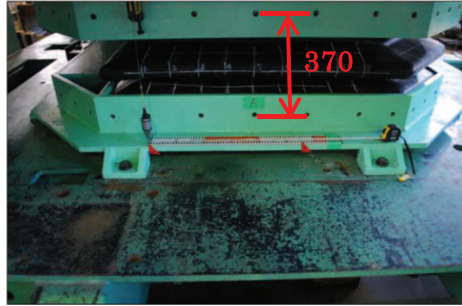
伸び+せん断変形後状況
(伸び 350mm, せん断 200mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-4 試験状況 (変形試験 No. ②)

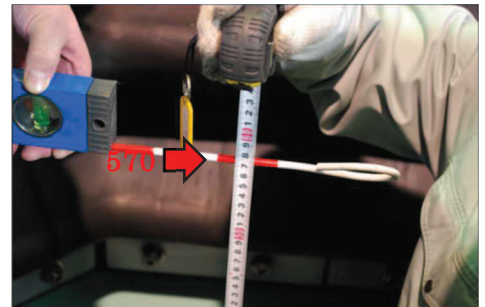
ハ. 変形試験 No. ③ (伸び 200 mm, せん断 350mm)



変形前状況

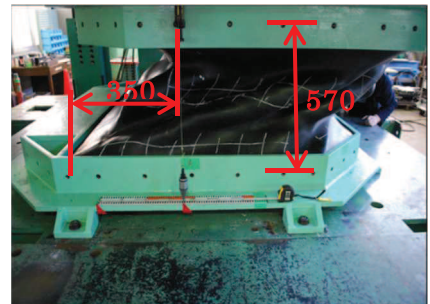


伸び変形後状況



伸び変形量 (枠間距離) 計測状況
(計測値 570mm - 初期値 370 mm * = 伸び 200mm)

注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



伸び+せん断変形後状況
(伸び 200mm, せん断 350mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-5 試験状況 (変形試験 No. ③)

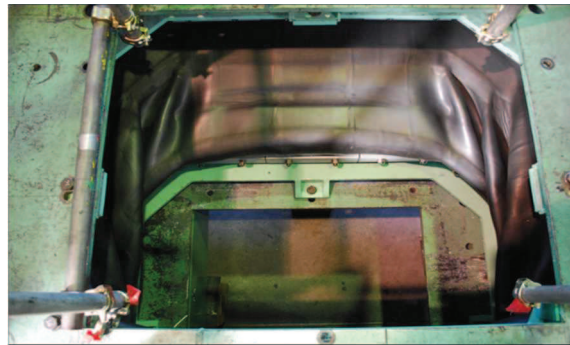
ニ. 変形試験 No. ④ (伸び 0 mm, せん断 550mm)



変形前状況



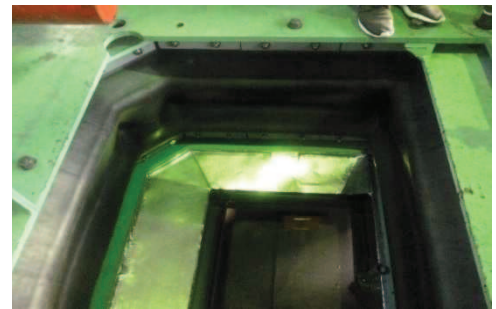
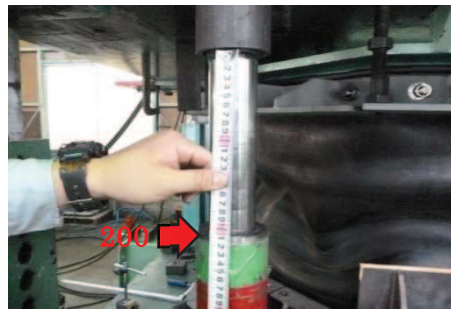
せん断変形後状況
(せん断 550mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-6 (変形試験 No. ④)

ホ. 耐圧試験 No. ① (伸び 350 mm, せん断 0mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

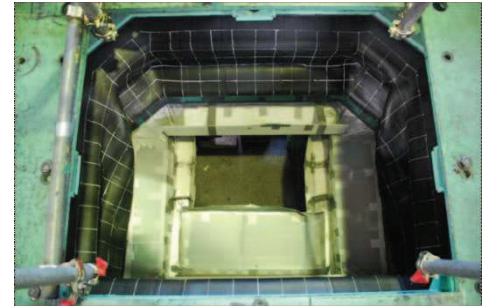
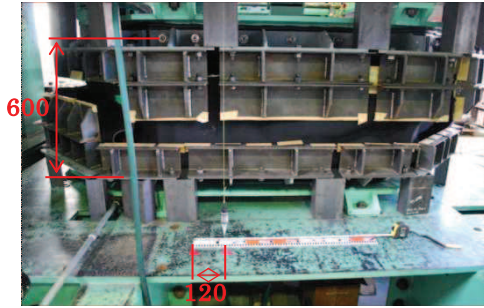
(初期伸び 150 mm + 計測値 200 mm (伸び量) = 伸び 350mm)



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-7 試験状況 (耐圧試験 No. ①)

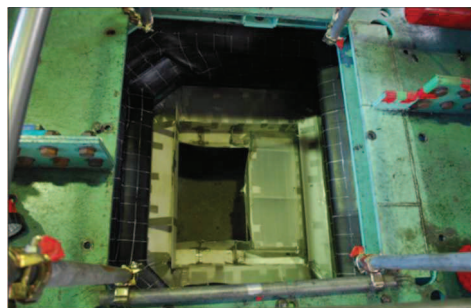
へ. 耐圧試験 No. ② (伸び 230 mm, せん断 120mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 600mm - 初期値 370 mm* = 伸び 230 mm, せん断 120mm)

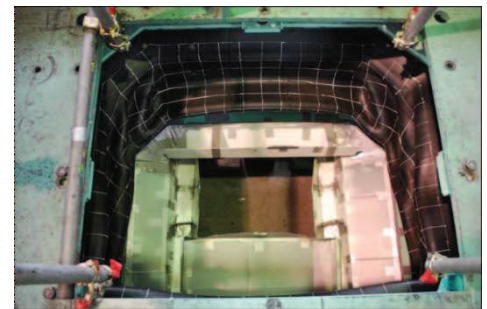
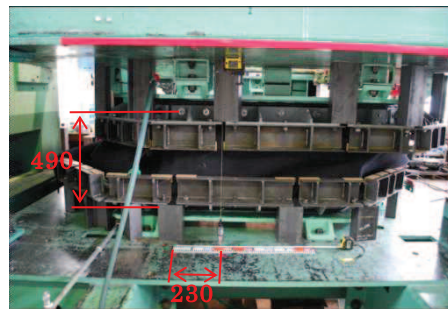
注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-8 試験状況 (耐圧試験 No. ②)

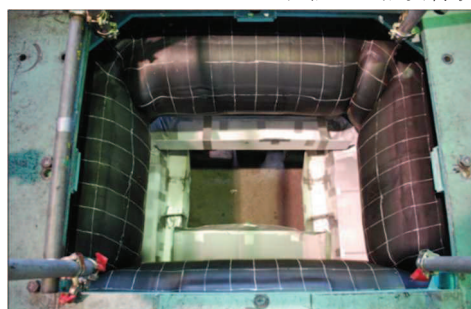
ト. 耐圧試験 No. ③ (伸び 120 mm, せん断 230mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 490mm - 初期値 370 mm* = 伸び 120 mm, せん断 230mm)

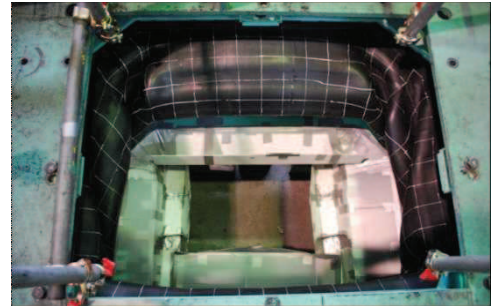
注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-9 試験状況 (耐圧試験 No. ③)

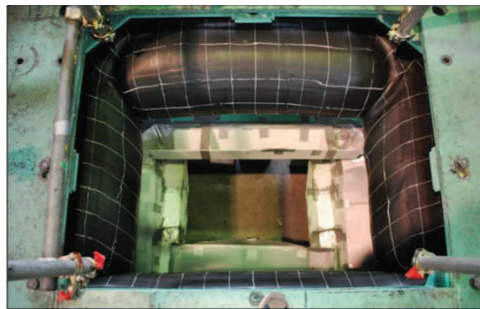
チ. 耐圧試験 No. ④ (伸び 0 mm, せん断 350mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 370mm - 初期値 370 mm* = 伸び 0mm, せん断 350mm)

注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-10 試験状況 (耐圧試験 No. ④)

(c) 試験結果

性能試験結果を表 1.5-2 に示す。所定の変位を与えた上で、津波荷重を上回る水圧 (0.15 MPa) を 10 分以上 (加圧時間 1 時間) 加圧し、すべてのケースにおいて、損傷及び漏えいがないことを確認した。

表 1.5-2 性能試験結果

試験種別	試験 No	変位量	水圧	耐圧保持時間	損傷, 漏えい	判定
変形試験	①	伸び 550mm	/	/	無	OK
	②	伸び 350mm せん断 200mm			無	OK
	③	伸び 200mm せん断 350mm			無	OK
	④	伸び 550mm			無	OK
耐圧試験	①	伸び 350mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	②	伸び 230mm せん断 120mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	③	伸び 120mm せん断 230mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	④	せん断 350mm	0.15MPa	1 時間	無	OK

b. 止水ゴム（Ω型）

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 1.5-3 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔（M20@200mm）は，実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。性能確認試験フローを図 1.5-11 に示す。

表 1.5-3 Ω型ゴムの試験条件

試験種別	試験 No	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
耐圧試験	①	伸び 50mm	0.15MPa	10 分以上
	②	せん断 50mm	0.15MPa	10 分以上

加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

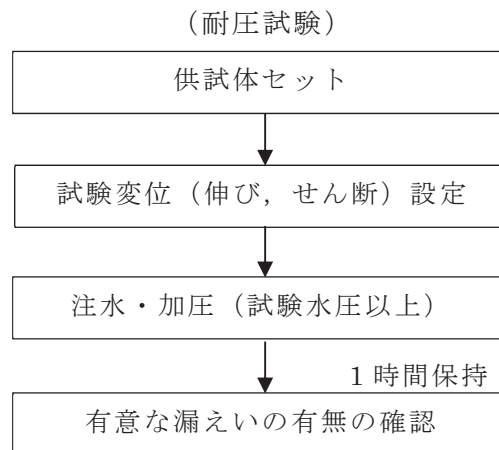
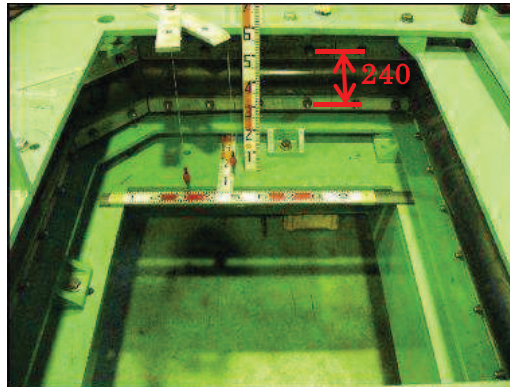


図 1.5-11 性能確認試験フロー

(b) 試験状況

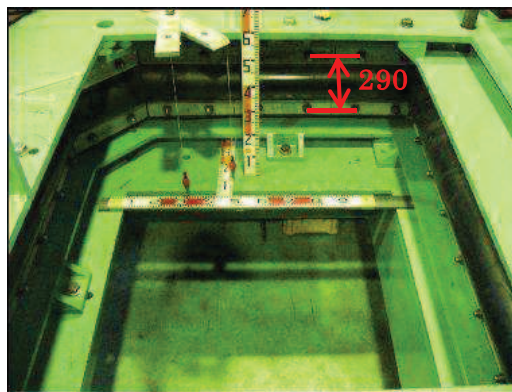
試験状況を図 1.5-12 に示す。



変形前状況

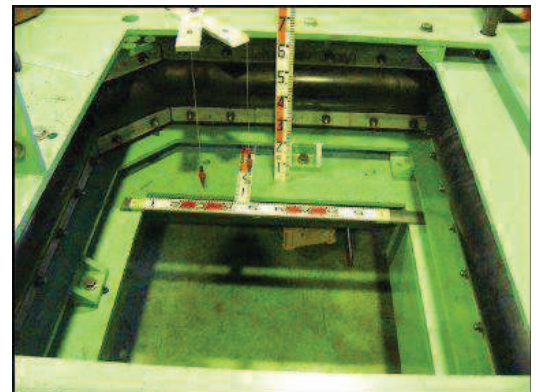
(枠間距離 (初期値) : 240mm)

図 1.5-12(1) 試験状況 (試験前)



変形完了

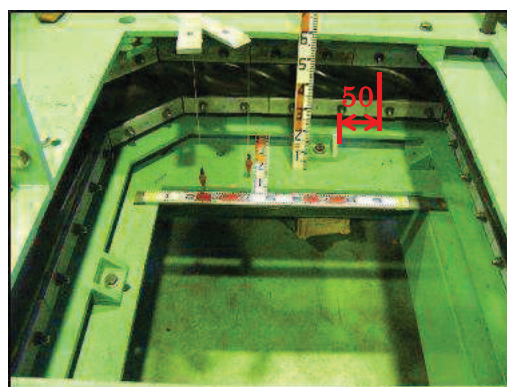
(計測値 290mm - 初期値 240mm = 伸び 50mm)



加圧完了

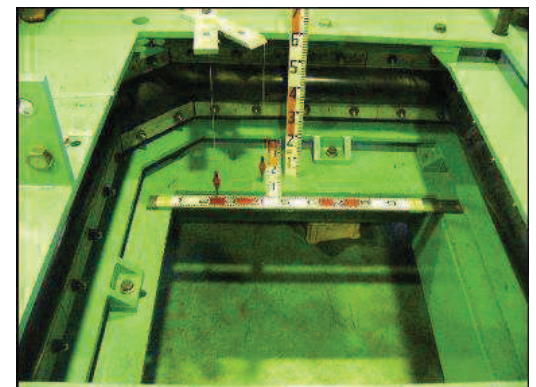
(0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-12(2) 試験状況 (耐圧試験①)



変形完了

(せん断 50mm)



加圧完了

(0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-12(3) 試験状況 (耐圧試験②)

(c) 試験結果

性能試験結果を表 1.5-4 に示す。

表 1.5-4 性能試験結果

試験種別	試験No	変位量	水圧	耐圧保持時間	損傷, 漏えい	判定
耐圧試験	①	伸び 50mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	②	せん断 50mm	0.15MPa	1 時間	無	OK

(2) 許容限界の設定

試験結果を踏まえた止水ジョイント部材の許容限界を表 1.5-5 に示す。

表 1.5-5 止水ジョイント部材の許容限界

評価項目		許容限界	備考
M 型ゴム	地震時	伸び : 550 mm せん断 : 550 mm	
	津波余震 重畳時	伸び : 350 mm せん断 : 350 mm	試験水圧 0.15MPa
Ω 型ゴム	地震時	伸び : 50 mm せん断 : 50 mm	
	津波余震 重畳時	伸び : 50 mm せん断 : 50 mm	試験水圧 0.15MPa

1.6 耐久性について

(1) 基本方針

止水ジョイントの主成分であるゴム材（クロロプレンゴム）の経年劣化に対する耐久性については、同じゴム材であるゴム支承の様々な劣化要因に対する設計上の配慮事項が示されている「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に準拠し、表 1.6-1 に示す劣化要因に対する試験等により耐久性が確認された製品を使用する。

また、熱老化による変形性能の低下（ゴムの伸び性能の低下）が想定されることから、空気加熱老化試験（以下、JIS K 6257）に基づく耐熱性試験を実施し、熱老化をさせた試験体での伸びの変化率を確認する。

表 1.6-1 止水ジョイント部材の劣化要因に対する耐久性の確保・確認方法

劣化要因	耐久性の確保・確認方法
熱	空気加熱老化試験（JIS K 6257）により熱老化に対する耐久性が確認された製品を使用する。
オゾン ・酸素	静的オゾン劣化試験（JIS K 6259）*1により、十分な耐オゾン性を有することを確認された製品を使用する。
紫外線	ゴム材にカーボンブラックが配合された製品を使用することで、内部までの光の浸透を阻止し、耐久性を確保する*2。
低温	低温衝撃ぜい化試験（JIS K 6261）*3により、十分な耐寒性を有することを確認された製品を使用する。

注記*1：東北地方に位置する綾里（岩手県大船渡市）のオゾン濃度が 40ppb 程度（気象庁による観測）であるのに対し、オゾン劣化試験では 500ppb のオゾン濃度で評価を実施し、耐オゾン性を確認する。

*2：日本ゴム協会誌第 77 巻（2004）3 号 p.109～p.115 を参照。

*3：ゴム材の低温ぜい化温度は-30℃以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は-2.6℃，日最低気温は-14.6℃）。

(2) 耐熱性試験

耐熱性の指標として伸び性能の初期値からの残存率を確認することで、経年劣化に対する耐久性能を確認する。下記に試験の方法を示す。

ここで、基本設計段階において実施していた試験（以下「過年度試験」という。）では、劣化予想に影響する低温（70℃）での試験が老化時間 1000 時間程度しか行っていなかった。先行サイトの試験データを確認した結果、より長時間（5000 時間）まで実施していることから、試験結果の妥当性を検証するために、先行サイトと同条件（1000～5000 時間のデータまで取得）のもとでの試験（以下「追加試験」という。）を実施していることから、本資料では追加試験を基本に整理している。なお、後述のとおり、過年度試験と追加試験において、長時間データの有無の違いによる劣化予想結果の違いは認められるものの、大きな傾向としては有意な差は無い結果となっている。

【試験方法】

- ① ダンベル型試験片を熱老化試験機に投入し、表 1.6-2 に示す温度、時間にて加熱する。
- ② 熱老化前及び所定の熱老化時間を作用させたダンベル型試験片を引張試験機にセットし、引張試験（JIS K 6251）を行い、破断時の伸び及び引張強さを測定
- ③ 老化時間と破断時の伸びの低下率に基づき、アレニウスプロットによる耐久性予想を実施

表 1.6-2 熱老化条件

	熱老化温度		
	70℃	100℃	120℃
熱 老 化 時 間	—	—	24 時間（1 日）
	—	48 時間（2 日）	48 時間（2 日）
	—	96 時間（4 日）	96 時間（4 日）
	192 時間（8 日）	192 時間（8 日）	192 時間（8 日）
	600 時間（25 日）	600 時間（25 日）	600 時間（25 日）
	1008 時間（42 日）	1008 時間（42 日）	—
	2016 時間（84 日）*	—	—
	3000 時間（125 日）*	—	—
	5000 時間（208 日）*	—	—

注記*：過年度試験から追加した範囲

(3) 試験結果

熱老化後の引張試験結果を表 1.6-3 に、耐候性試験結果に基づく耐久性予想結果を図 1.6-1 に示す。

表 1.6-3 試験結果

老化温度	老化時間	引張強度	伸び	伸び残存率
℃	時間	N/mm ²	%	%
—	—	18.6	410 (410)	基準値
70	192	17.6	373 (370)	90
	600	17.5	364 (360)	88
	1008	17.6	357 (360)	88
	2016	16.4	318 (320)	78
	3000	16.4	292 (290)	71
	5000	14.9	253 (250)	61
100	48	18.4	371 (370)	90
	96	17.5	353 (350)	85
	192	17.6	309 (310)	76
	600	15.0	188 (190)	46
	1008	15.9	129 (130)	32
120	24	17.1	339 (340)	83
	48	17.5	300 (300)	73
	96	16.1	214 (210)	51
	192	16.4	138 (140)	34
	600	15.5	4 (0)	0

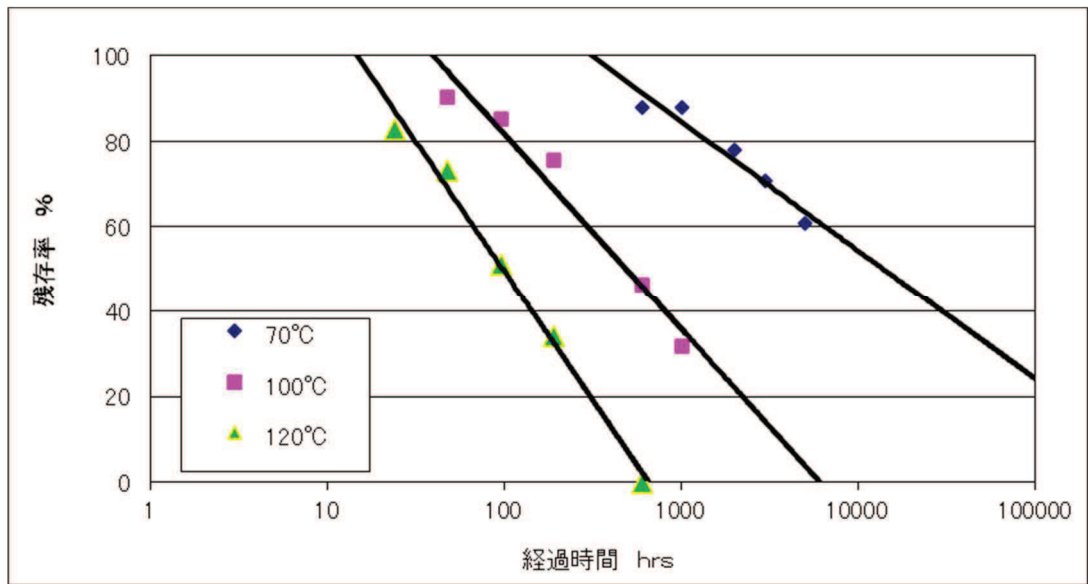


図 1.6-1 ゴム材料の熱老化試験結果

熱老化試験結果から得られた図 1.6-1 のグラフより各温度で残存率が 90%、80%、70%、60%、50%となる経過時間をそれぞれ読み取り日数に換算し、日数を縦軸、温度（絶対温度）の逆数 $1/T$ を横軸に取ったグラフにプロットし、経過時間と温度の関係をグラフ化したものを図 1.6-2 に示す。

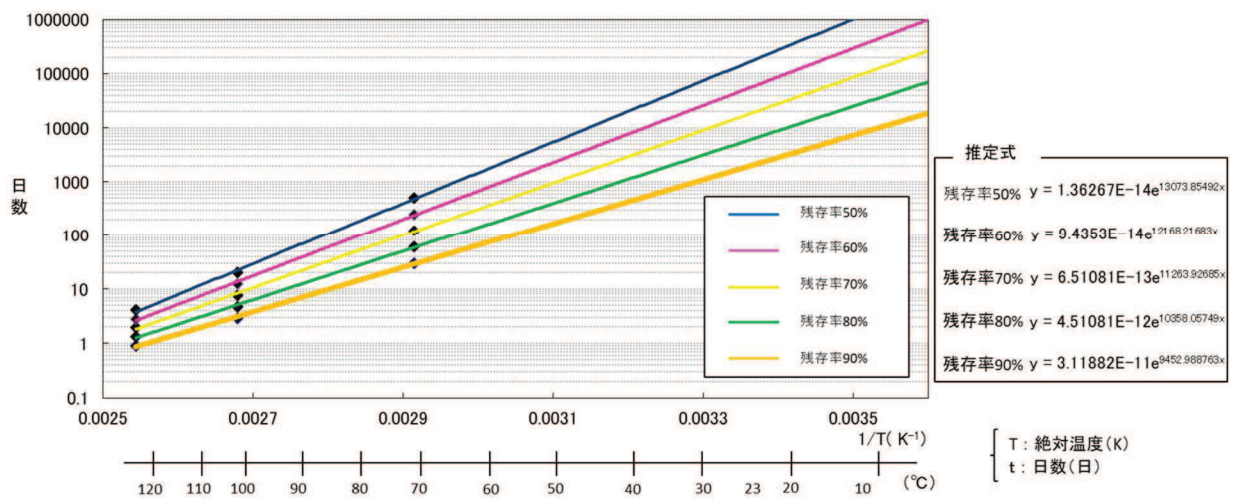


図 1.6-2 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

図 1.6-2 から、20℃、30℃、40℃及び女川原子力発電所地点における月別平均最高気温 23℃における各残存率と日数の関係を読み取り、各温度で残存率を縦軸、経過日数を横軸に取った伸び性能低下予想グラフを図 1.6-3 に、残存率 50%に至るまでの期間を表 1.6-4 に示す。

なお、図 1.6-3 には自然曝露試験体（三重県（三重郡菟野町））、年間平均気

温 20.9℃) における残存伸びの試験結果をプロットしており、若干のばらつきは認められるが、試験結果に基づく予想結果と曝露試験体の残存伸びは概ね整合的である。

この結果から、推定される女川原子力発電所地点における月別平均最高気温 23℃で残存率 50%までの経過年数は、564 年である。

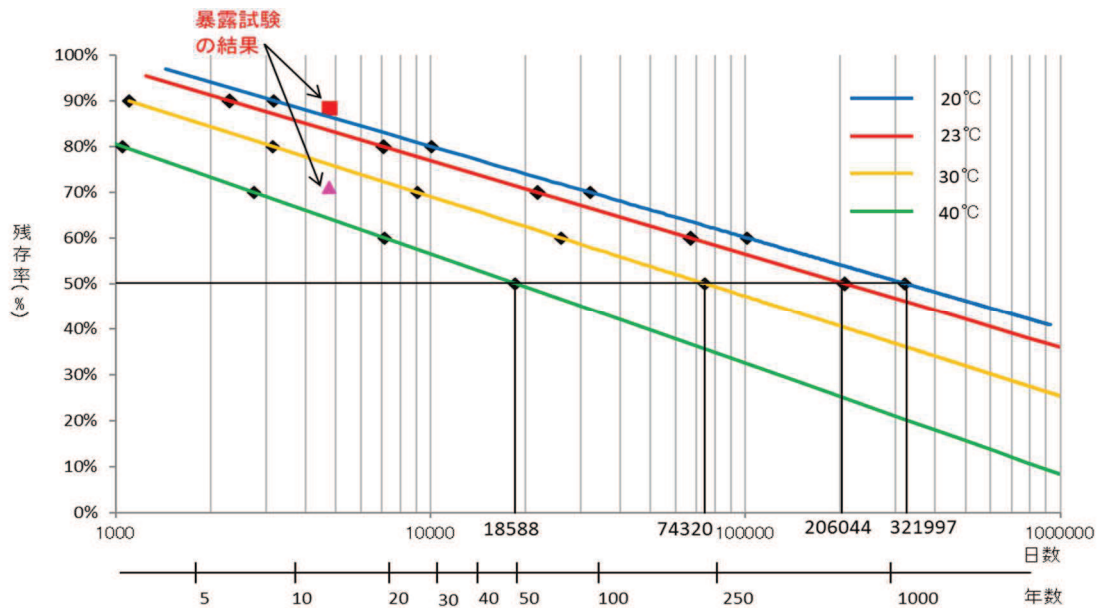


図 1.6-3 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(残存率と日数の関係)

表 1.6-4 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(残存率：50%に至るまでの期間)

雰囲気温度	基準伸び量：410%から 残存率 50% (伸び量 205%) まで 伸び性能が低下する期間
20℃	880 年 (321397 日)
23℃*	564 年 (206044 日)
30℃	203 年 (74320 日)
40℃	50 年 (18588 日)

注記*：女川原子力発電所地点における月別平均最高気温

(4) 先行サイトにおける耐候性試験結果との比較について

先行サイト（東海第二発電所）で実施している熱老化試験結果*との比較を図 1.6-4 に、東海第二発電所で示している条件（伸び残存率 50%，雰囲気温度 30℃）と同一条件における残存率と経過時間のグラフを図 1.6-5 に、残存率 50%に至るまでの期間を表 1.6-5 に示す。

東海第二発電所と同条件（雰囲気温度 30℃）で、伸び残存率 50%に至るまでの期間は東海第二発電所の 38 年に対して、女川原子力発電所（追加試験）では 203 年と大きな差が生じる結果となっている。

なお、図 1.6-4 には女川原子力発電所の過年度試験についても示しているが、と長時間データの有無の違いによる劣化予想結果の違いは認められるものの、全体的な傾向としては追加試験と過年度試験で極端に傾向が異なる結果にはなっていない。

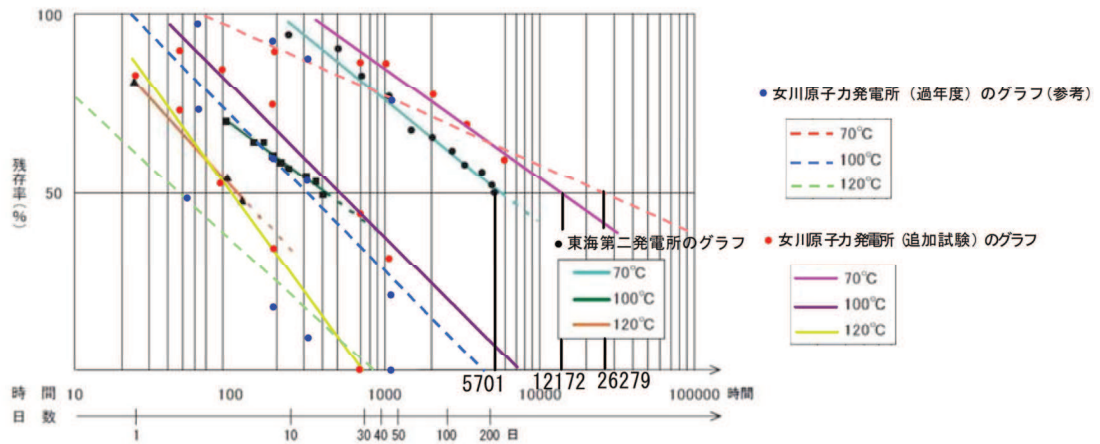


図 1.6-4 ゴム材料の熱老化試験結果の比較
（過年度試験及び東海第二発電所との比較）

注記*：平成 30 年 3 月 19 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

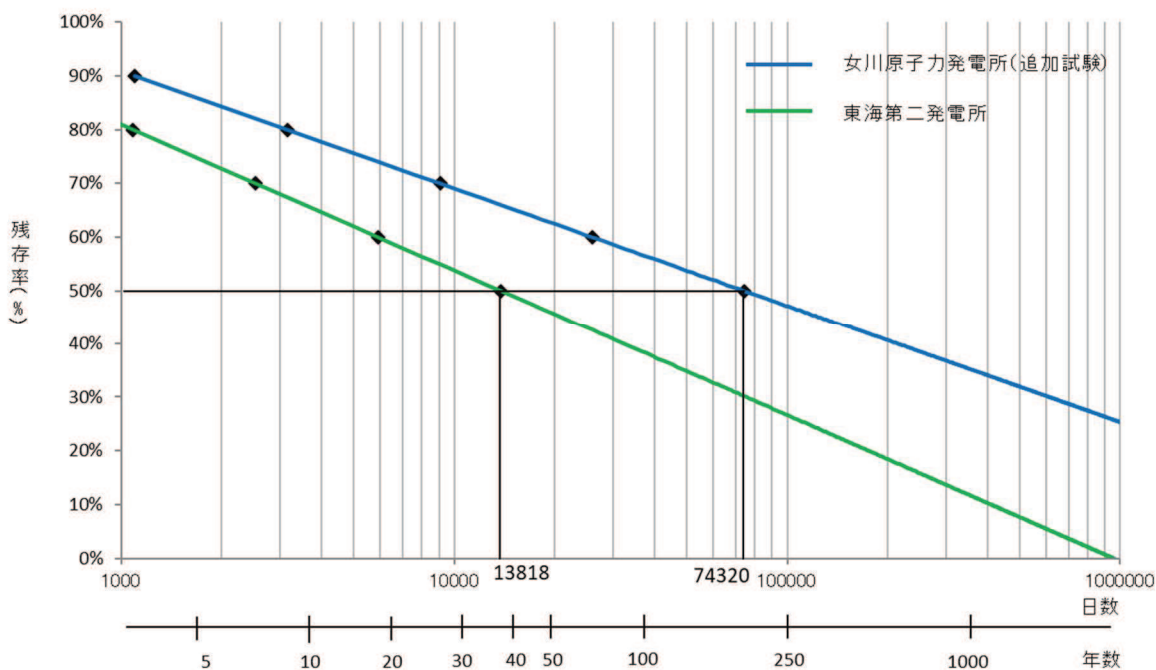


図 1.6-5 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(東海第二発電所との比較)

表 1.6-5 ゴムジョイントの伸び性能低下予想の比較
(残存率：50%に至るまでの期間)

項目	東海第二発電所	女川原子力発電所
伸び残存率：50%に至るまでの時間 (雰囲気温度：30℃)	38年 (13818日)	203年 (74320日)

伸び性能低下予想の違いは、図 1.6-4 に示す熱老化試験における 70℃の試験結果の差に起因する。

今回の伸び性能低下予想に用いるアレニウス則は、活性化エネルギーから耐久性を求める方法で、図 1.6-4 のグラフで、東海第二発電所の 70℃の近似線の傾きに比べ、女川原子力発電所(防潮壁)の 70℃の近似線の傾きが同傾向であるが右寄りになっている。傾斜が緩くかつ右寄りとなり、各温度のグラフから読み取る任意の残存率での経過時間の差が大きくなると、図 1.6-6 に示すアレニウスプロットを作成した際のグラフの傾きが大きくなり、活性化エネルギーが大きくなるため、劣化の進行が遅くなり、耐久年数が長く算出される。

今回の比較においては、70℃ ($1/T=1/343=0.002915$) の試験結果の違いにより、傾きに差が生じ耐久年数の評価に違いが生じている。

なお、試験結果の違いについては、J I Sに基づく方法にて、老化時間等の試験条

件も同一としているため、試験条件の違いによるものではなく、材料特性の違いによるものと推測される。ゴムの製作は、原材料の投入、混合、成型、加硫（加圧）など様々な工程を経て行われるものであり、耐久性に関する特性もそれに左右される。配合や製造過程は、メーカーによりノウハウが異なるものであり、これが耐久性の違いに現れたものと考えられる。

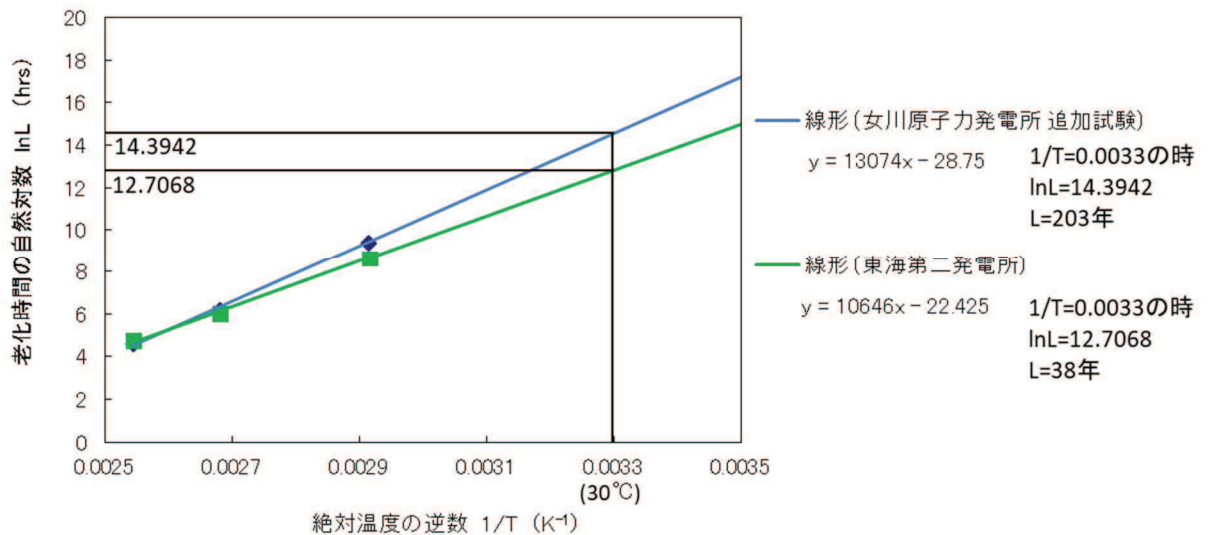


図 1.6-6 雰囲気温度 30°Cにおけるアレニウスプロット
(東海第二発電所との比較)

1.7 維持管理方針

(1) 点検計画

止水ジョイント部材の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握し、許容限界を満足することを確認することを目的に、定期的な目視点検及び曝露試験を行う。

点検時期及び点検方法を表 1.7-1 に示す。なお、詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書に示す。

表 1.7-1 止水ジョイント部材の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検 ^{*1}	巡視点検	1回/月	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回/年	足場等を用いた目視点検
	曝露試験		1回/年 (竣工後 15年以降)	曝露試験体を用いた引張試験 ^{*2}

注記*1：巡視点検（1回/月），並びに定期点検（1回/年）による外観目視点検を行う。巡視点検では可視範囲で，定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに，必要に応じ試験等を行う。

*2：曝露試験体の伸び量等を測定し，設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。

(2) 管理基準値

補修，取替えについては，表 1.7-1 に示す点検の結果に基づき補修，取替えの計画を行うものとし，曝露試験においては管理基準値を定める。

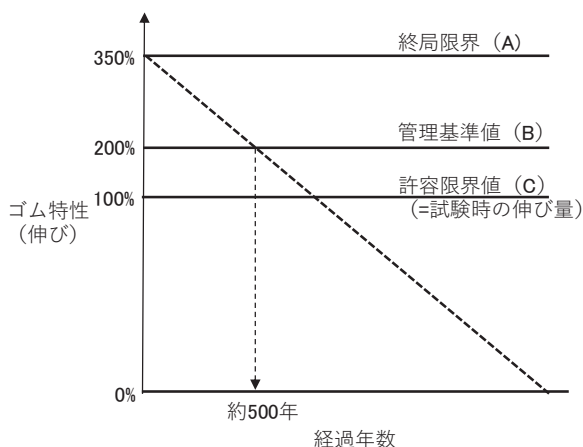
管理基準値の詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書にて示す予定としているが，以下に設定方針（案）を示す。

< 曝露試験における管理基準値の設定方針（案） >

止水ジョイント部材における管理基準の設定方針（案）を図 1.7-1 に示す。

管理基準値(B)は，終局限界値（初期状態での破断伸び）(A)に対して，耐久性予測による経年劣化分（供用期間を考慮）を評価した値とし，許容限界値(C)に対して余裕を有する設定として伸び量 200%とする。

ここで，1.6(3)に示す耐久性試験結果より，終局限界値(A)→管理基準値(B)まで伸び性能が低下する期間は図 1.7-1 に示すとおり約 500 年であるが，安全側に竣工後 15 年経過以降に 1 回／年の頻度で曝露試験を行う。



項目	伸び量*1	備考
(A)終局限界値	350%*2 (100%)	初期状態の破断伸び
(B)管理基準値	200%*3 (57%)	
(C)許容限界値	100%*3 (28%)	試験時における最大伸び

注記*1：() 内の数値は残存伸び率を示す。

*2：メーカー保証値

*3：許容限界値に余裕を考慮して設定

*4：試験時の推定伸び量（70%）に余裕を考慮

図 1.7-1 止水ジョイント部材の曝露試験における管理基準の設定方針（案）

2. 鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるシール材について

2.1 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間に隙間が生じるため、シール材を設置することで、津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、地震時、津波時、及び重畳時（余震と津波時）の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験，乾湿繰り返し試験）により，健全性を確認する。

鋼桁の構造概要を図 2.1-1 に，鋼殻ブロック継目部拡大を図 2.1-2 に示す。

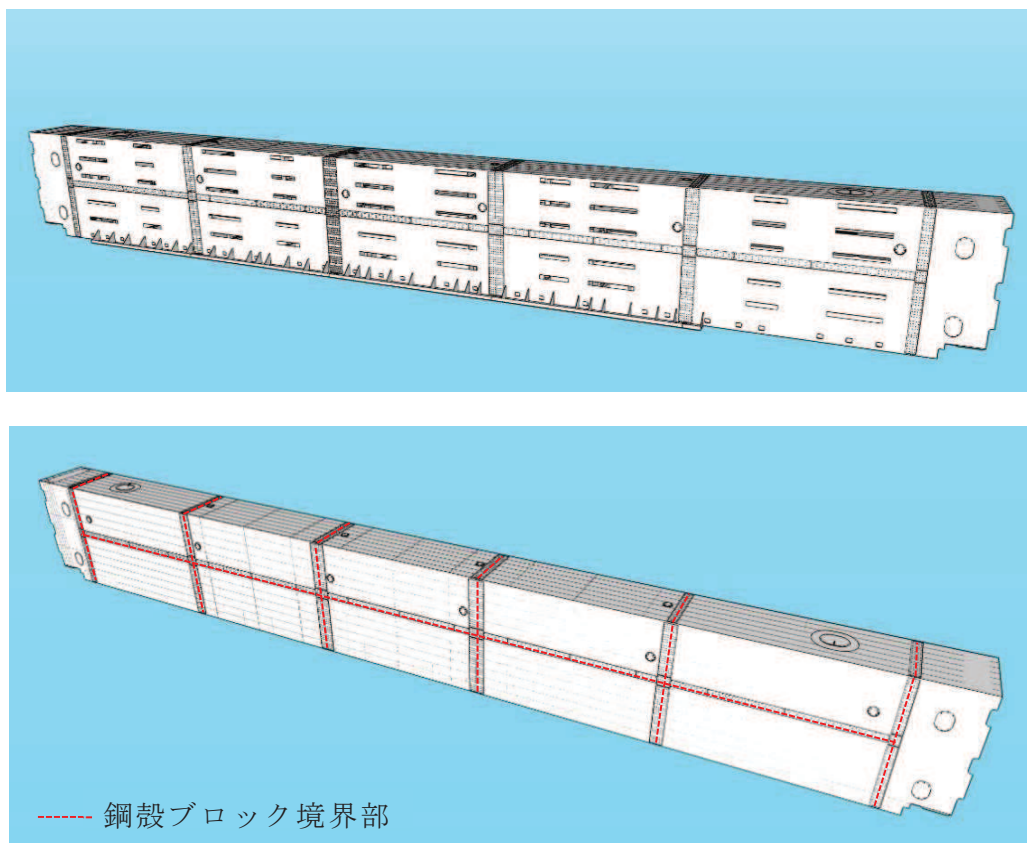


図2.1-1 鋼桁の構造概要

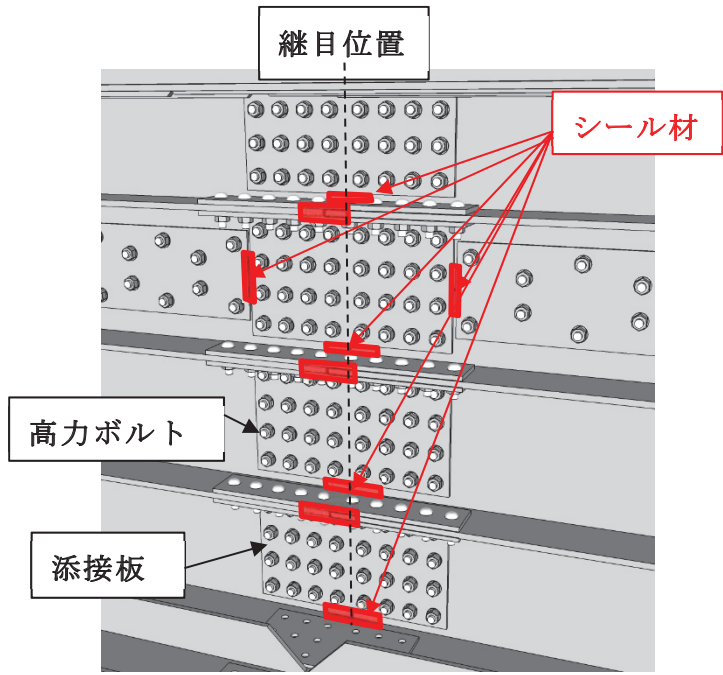


図2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大

2.2 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを耐圧試験及び変形性能により確認する。

耐圧試験については、使用するシール材 は、東海第二原子力発電所において、同様の構造形式（鋼製防護壁）に用い、耐圧試験等により津波時の止水性等を確認*していることから、その試験条件に包含されることを確認することにより、東海第二発電所で実施された試験結果が女川原子力発電所でも適用できることを確認する。

変形性能については、地震時及び津波余震時において想定される変形量（伸び、曲げ）が、許容限界以下であることを確認する。

シール材の仕様を表 2.2-1 に、施工方法を図 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 シール材の仕様

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm ²)	耐候性
	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年

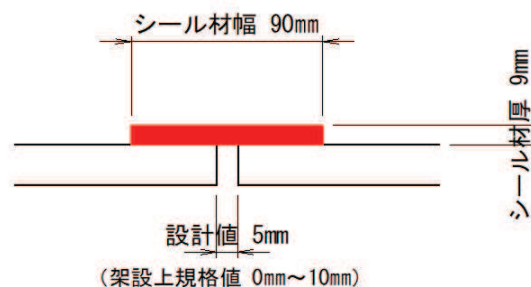


図 2.2-1 シール材の施工方法

注記*：平成 30 年 5 月 1 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

2.3 耐圧試験

東海第二発電所で実施した試験と女川原子力発電所での使用条件との比較を表 2.3-1 に示す。女川原子力発電所で使用する条件を超える条件のもとで各種試験が実施されており、東海第二発電所で実施された試験結果*が包絡関係にあり、女川原子力発電所でも適用できると考えられる。

なお、試験結果を踏まえ、Case-1（継目部のみ）の方法で施工を実施する。

表 2.3-1 東海第二発電所で実施した試験と女川発電所での使用条件の比較

項目		東海第二発電所で実施した試験条件	女川原子力発電所で使用する条件	備考
設置条件	使用材料		同左*	
	施工範囲	継ぎ目部のみ (CASE1)	同左	東海第二発電所で実施した試験試験では、以下の3ケースを実施しているが、図 2.2-1 に対応する条件は CASE1。 CASE1：継目部のみ CASE2：継目部+添接板（継目部に横断する方向） CASE3：継目部+添接板（全周）
	継ぎ目幅	15mm	10mm*1	*1：設計値 5 mm で許容施誤差 ±5 mm を考慮し最大幅は 10 mm
	シール厚さ	9mm	9mm	
	シール幅	90mm	90mm	
外力条件	水圧	0.50MPa	0.15MPa*2	*2：1.4 (2) 試験水圧に示す、止水ジョイント部材と同様の設定とする。

注記*：平成30年5月1日「新規規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

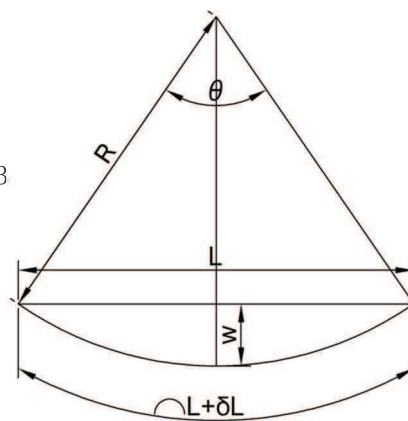
2.4 変形性能の確認

変形性能の確認は、支間長が最大で、地震時及び津波余震時における支間中央の変形量が最大となる鋼桁4（第3号機海水ポンプ室）を対象に行う。

(1) 地震時の継目部の伸び量

地震時の三次元フレーム解析による鋼桁支間中央部下端の鋼桁支間中央下端のたわみ量 w （桁軸直角方向の変位）は67 mmであることから、保守的に直角方向の変位量を100 mmとし、支間長を $L=45.9$ mの鋼桁が円弧で変形すると仮定した場合の継目部（シール材）の伸び量（ δL_d ）を算定する。

$$\begin{aligned}
 L &= 45900 \text{ mm (鋼桁支間長)} \\
 L/2 &= 22950 \text{ mm} \\
 W &= 100 \text{ mm (設計たわみ量)} \\
 R &= (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 2633563 \\
 \cos(\theta/2) &= (R-w)/R = 0.999962 \\
 \theta/2 &= 0.00871 \text{ rad} \\
 \theta &= 0.01743 \text{ rad} \\
 L_1 &= R \cdot \theta = 45900.6 \text{ mm} \\
 \delta L &= L_1 - L = 0.6 \text{ mm} \\
 \delta L_d &= 1.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



ここで、

- L : 鋼桁支間長 (mm)
- w : 鋼桁支間中央下端のたわみ量 (mm)
- R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)
- θ : 中心角 (rad)
- L_1 : R と θ からなる弧長 (mm)
- δL : たわみによる鋼桁伸び量 (mm)
- δL_d : 鋼桁の設計伸び量 (mm)

上記で求めた δL_d を用い、鋼桁の伸び量と継ぎ目部（シール材）の伸び量は概ね同様な変形が生じるとして、下記の式により地震時の継目部の伸び量を δx を算定する。

$$\begin{aligned}
 (L + \delta L_d) : L &= (x + \delta x) : x \\
 \triangle x &= x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 2.2 \times 10^{-4} \text{ mm}
 \end{aligned}$$

伸び率とした場合、

$$\varepsilon = 2.2 \times 10^{-4} / 10 \times 100 = \underline{0.002 \%}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)=45.9 m

δL_d : 鋼桁の設計伸び量=1mm

x : 最大継目幅=10mm

(2) 津波余震時の継目部の伸び量

津波余震時の3次元動的フレーム解析による鋼桁支間中央部下端の直角方向の変位は301 mmである。保守的に直角方向の変位量を350 mm、支間長をL=45.1 mで円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

$$L = 45900 \text{ mm (鋼桁支間長)}$$

$$L/2 = 22950 \text{ mm}$$

$$W = 350 \text{ (mm)}$$

$$R = (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 752607$$

$$\cos(\theta/2) = (R - w) / R = 0.999535$$

$$\theta/2 = 0.03050 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.06100 \text{ rad}$$

$$L_1 = R \cdot \theta = 45907.1 \text{ mm}$$

$$\delta L = L_1 - L = 7.1 \text{ mm}$$

$$\delta L_d = 8.0 \text{ (mm)}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)

w : 鋼桁支間中央下端のたわみ量 (mm)

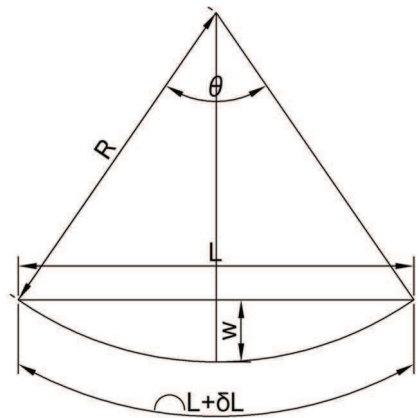
R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)

θ : 中心角 (rad)

L₁ : Rと θ からなる弧長 (mm)

δL : たわみによる鋼桁伸び量 (mm)

δL_d : 鋼桁の設計伸び量 (mm)



上記で求めた δL_d を用い、鋼桁の伸び量と継ぎ目部（シール材）の伸び量は概ね同様な変形が生じるとして、下記の式により地震時の継目部の伸び量 δx を算定する。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\delta x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 1.7 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

伸び率とした場合、

$$\varepsilon = 1.7 \times 10^{-3} / 10 \times 100 = \underline{0.017 \%}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)=45.9 m

$\delta L d$: 鋼桁の設計伸び量=8mm

x : 最大継目幅=10mm

(3) シール材の許容伸び量

のカタログ記載値より、引張強度
(最大強度) 100 %の伸び性能を許容値と
する。

継目幅 10 mmに対して許容伸び量は、

$$10 \text{ mm} \times (100/100) = \underline{10 \text{ mm}}$$

(許容引張強度 : 2.45N/mm²)

(セメダイン株式会社のカタログより)

(4) 地震時及び津波余震時の継目部の伸び量

地震時及び津波余震時の継目幅の伸び率を表表 2.4-1 に示す。計算の結果、許容
伸び率 100%に対し、地震時は 0.002%、津波余震時は 0.017%と伸び率が十分に小
さいことを確認した。したがって、地震時及び津波余震時のシール材の変形が漏え
いを生じない変形に留まると考えられる。

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

表 2.4-1 継目部の伸び率算定結果

	伸び量 (mm)	伸び率 (%)	許容伸び率 (%)	判定
地震時の継目幅の伸び量	2.2×10^{-4}	0.002	100	OK
津波余震時の継目幅の伸び量	1.7×10^{-3}	0.017	100	OK

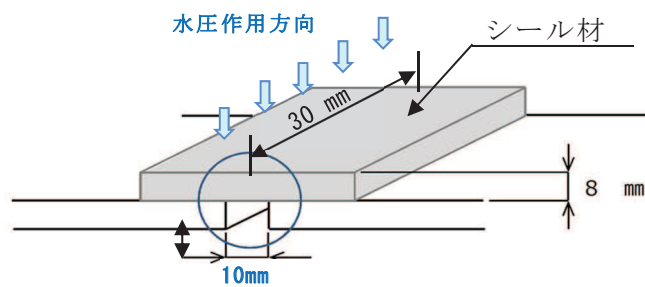
(5) 津波荷重に対する強度計算

津波荷重作用時の曲げ引張応力度を算出する。算定の結果、許容引張強度に対して発生引張応力度が十分に小さいことを確認した。

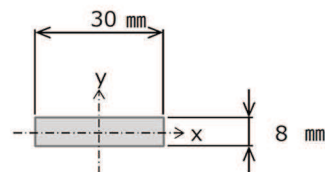
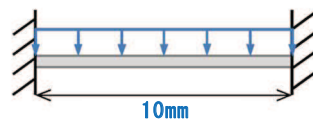
設計水圧： 0.15 MPa

シール幅： 30 mm

シール厚さ： 8 mm^{*1}



$$q = 0.15(\text{N/mm}^2) \times 30(\text{mm}) = 4.5(\text{N/mm})$$



*1：計算厚さは施工時誤差を考慮し、-1mm で算出する。

設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 4.5 \times 10^2 = 37.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 37.5 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.12 \text{ N/mm}^2} < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

2.5 維持管理方針の検討

シール材及の維持管理は，耐候性試験結果に基づく耐用年数が 50 年相当であることを踏まえ，初回点検のほか，定期的な目視点検を行い，部材の劣化，変状の発生・進行を把握するとともに，状態に応じてシール材の再施工を行う方針とする。

点検時期及び点検方法を表 2.5-1 に示す。なお，詳細は本方針に従い，施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 2.5-1 シール材の点検時期・点検方法

時期	分類		時期，頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1 回／年	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1 回／10 年	足場等を用いた目視点検

注記*1：巡視点検では可視範囲で，定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに，必要に応じてシール材及び塗料の除去及び再施工を行う。

(別紙) 東海第二発電所で実施した試験*及び確認項目の概要

(1) 耐圧試験

継ぎ目部の止水シールの設置・施工状況を模擬した試験体に対して、津波時の想定水圧を作用させた状態を保持し、漏えいの有無を確認した。試験条件を表 2.5-2 に示す。その結果、すべてのケースにおいて漏えいがないことを確認している。

表 2.5-2 試験条件

水 圧	必要耐圧 保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分



図 2.5-1 耐圧試験装置の概要

注記*：平成 30 年 5 月 1 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

(2) 耐候性試験

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 2.5-3 に示す。この表より PM700LMG が熱老化性に優れ 80 °C で 10,000 時間、100 °C で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。したがって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 2.5-3 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコンエポキシ樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm ²)	破断箇所* ¹
初期		5.7	cf
80°C 熱老化	500H* ²	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100°C 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

注記*1: 破壊状態 af: 接着剤と金属界面の破壊 cf: 接着剤の界面破壊

*2 H: 時間

(セメダイン株式会社による試験より)

b. 乾湿繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチックー実験室光源による暴露試験方法ー第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 2.5-4 に示す。この表より 35,000 時間後も 70 % の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。したがって、「(1) 変形性能確認」より地震時は 0.002 %、津波余震時は 0.017 % と伸びは極僅かであるため、長期に渡り伸び性能を維持するものである。

また、「(1) 変形性能確認」より地震時及び津波余震時の最大たわみ時の引張応力は、乾湿繰り返し試験の 35,000 時間後（116 年に相当）の破断強度 2.16 N/mm^2 に対して、本震時は $4.9 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$ 、余震時は 0.12 N/mm^2 と十分に余裕があることを確認した。

表 2.5-4 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm^2)	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20°C，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 $63 \pm 3^\circ\text{C}$

水噴射： $2100 \pm 100 \text{ ml/min}$ 120 分照射中に 18 分 水温 $16 \pm 5^\circ\text{C}$

（セメダイン株式会社による試験より）

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 設置位置及び構造概要	2
2.2 解析方法	19
2.3 許容限界	29
2.4 評価方法	30
2.5 評価結果	34

1. 概要

添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁（以下、防潮壁）においては、構造境界部及び異種構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。

本資料は、上記に示す相対変位が生じる止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法と結果を示し、相対変位量が許容限界以下であることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材が設置される境界部は、(A)防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び(B)防潮壁の異種構造形式間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに(C)防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室、3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される。

防潮壁の平面位置図を図 2.1-1 に、止水ジョイントの設置イメージを図 2.1-2 に、詳細図を図 2.1-3 に示す。

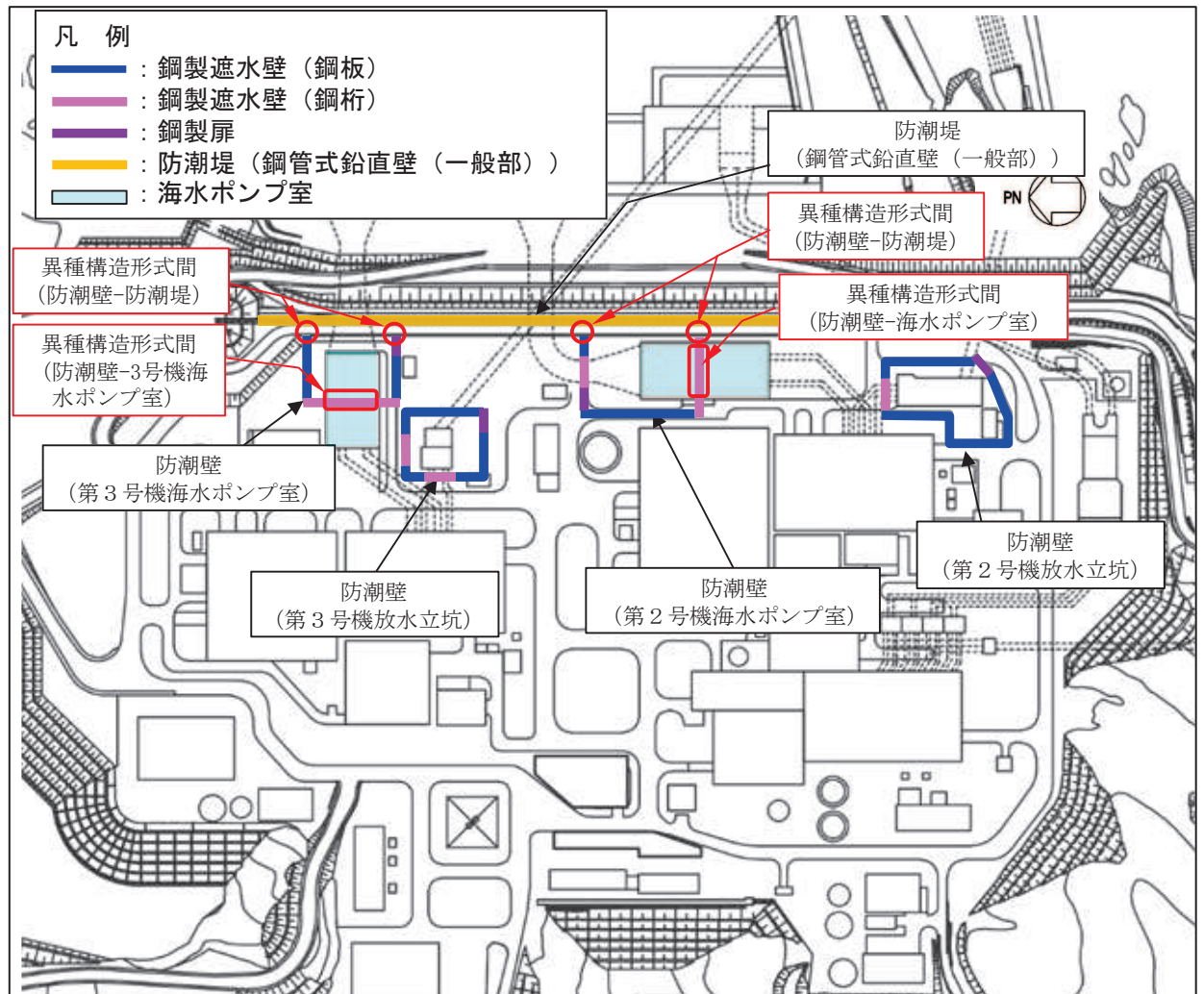
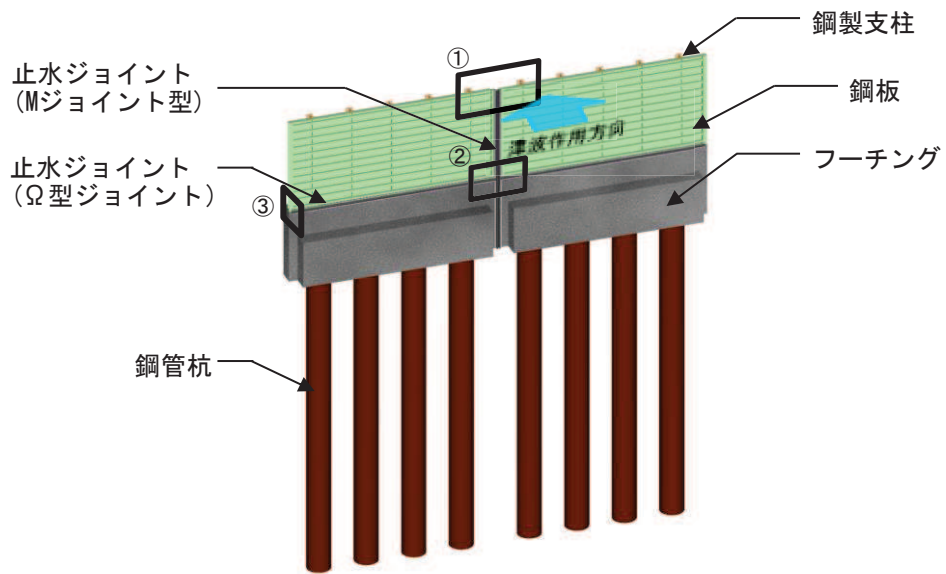
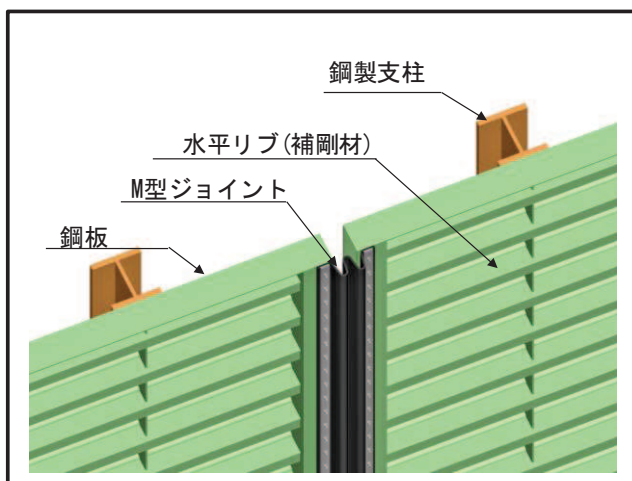


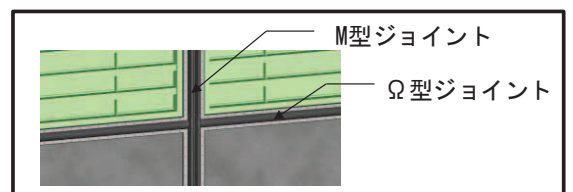
図 2.1-1 防潮壁平面位置図



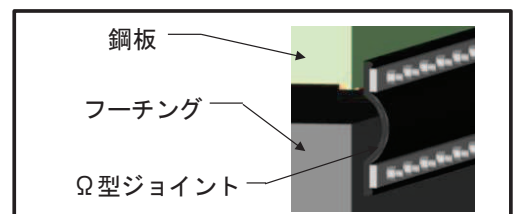
(全体)



①部 詳細
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



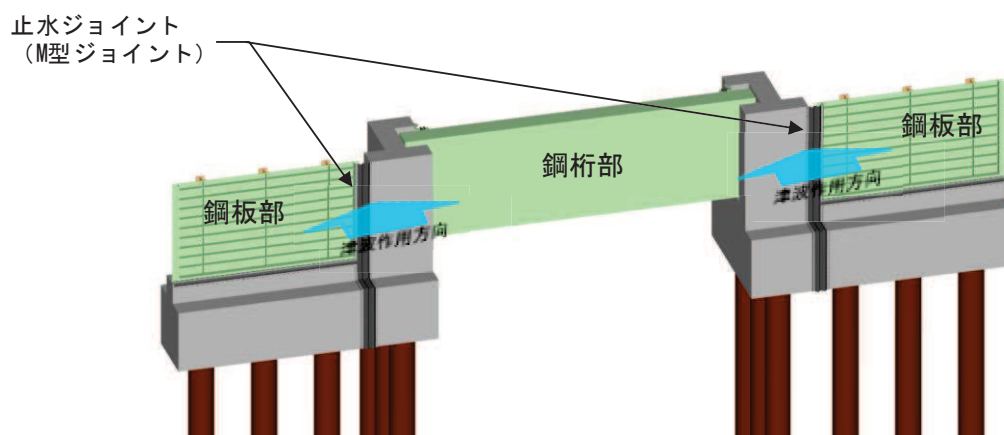
②部 詳細
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



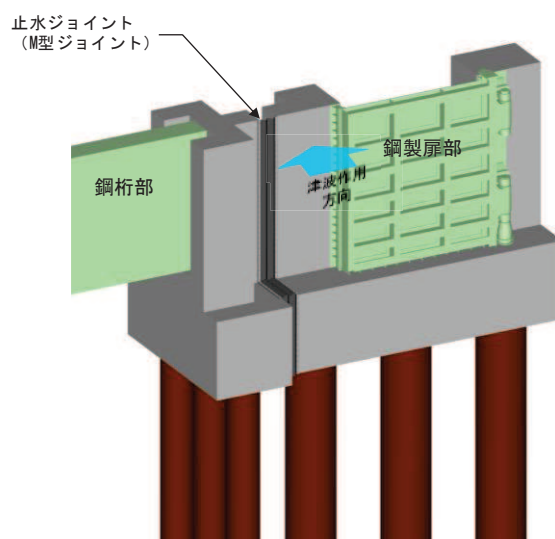
③部 詳細
(Ω型ジョイント部)

(全体)

図 2.1-2(1) 止水ジョイントの設置概要
(A) 防潮壁間の同一構造形式間)

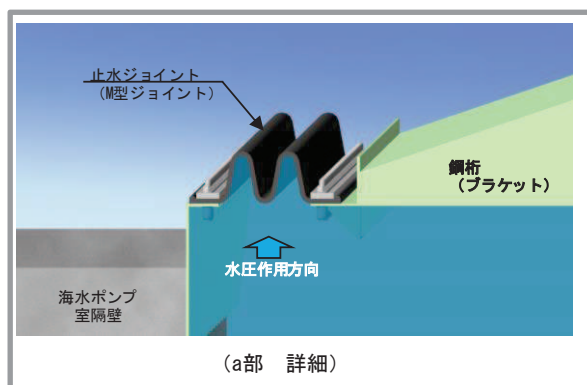
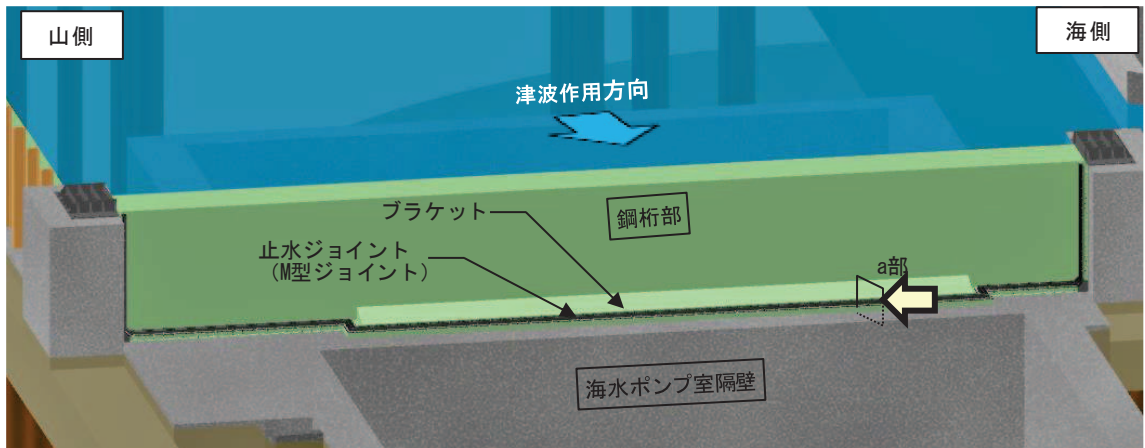


(鋼製遮水壁 (鋼板) - 鋼製遮水壁 (鋼桁))

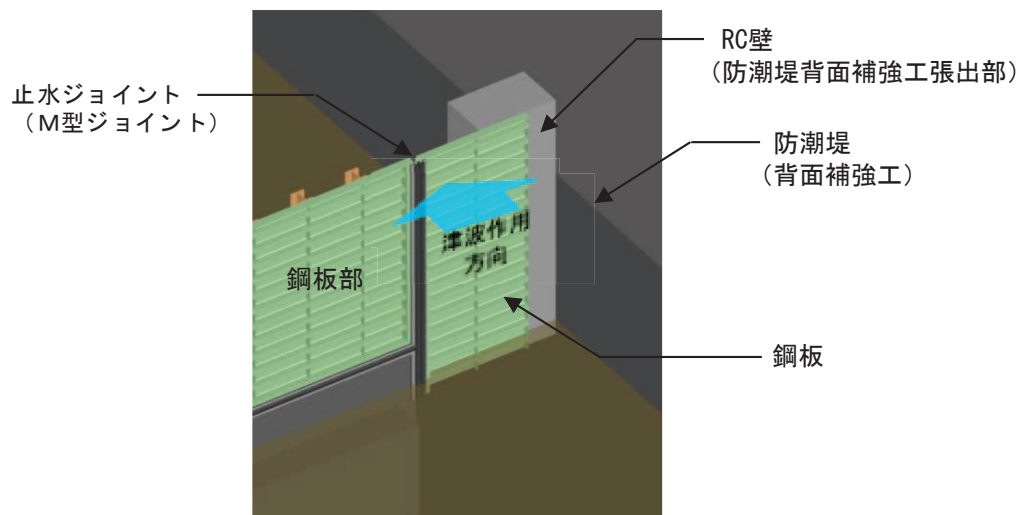


(鋼製遮水壁 (鋼桁) - 鋼製扉)

図 2.1-2(2) 止水ジョイントの設置概要
(B) 防潮壁間の異種構造形式間)



(防潮壁-海水ポンプ室 (隔壁) 間)



(防潮壁-防潮堤間)

図 2.1-2(3) 止水ジョイントの設置概要
((C) 防潮壁と異種構造物間)

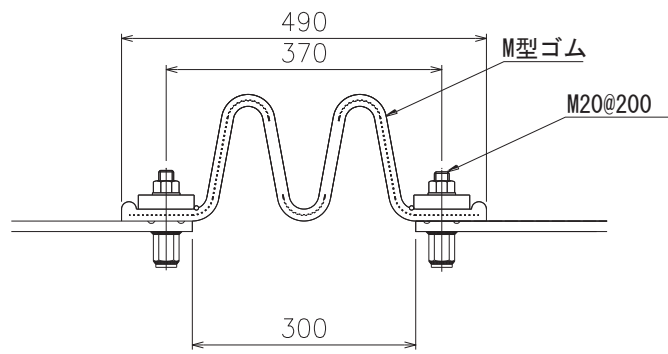


図 2.1-3 止水ジョイント部材詳細図

(1) 評価方針

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁間の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。

止水ジョイント部材の照査については，これらの区分毎に，地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が，止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また，地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し，地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が，止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図2.1-4に示す。

止水ジョイント部材の仕様は，津波荷重に耐え，構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し，性能試験によってこれらを確認する。

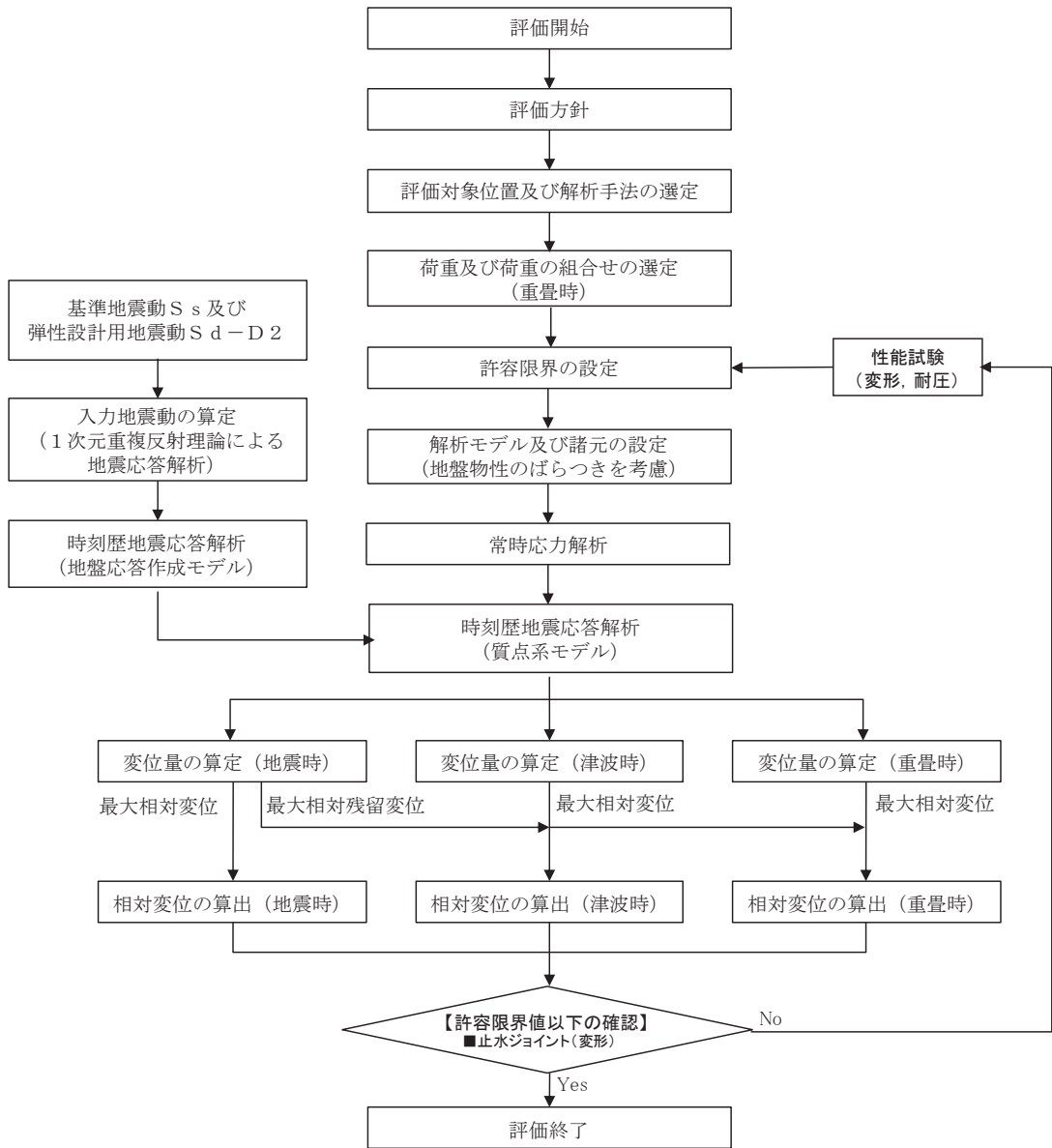


図 2.1-4(1) 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー
 ((A) 防潮壁間の異種構造形式間及び(B) 防潮壁間の異種構造形式間)

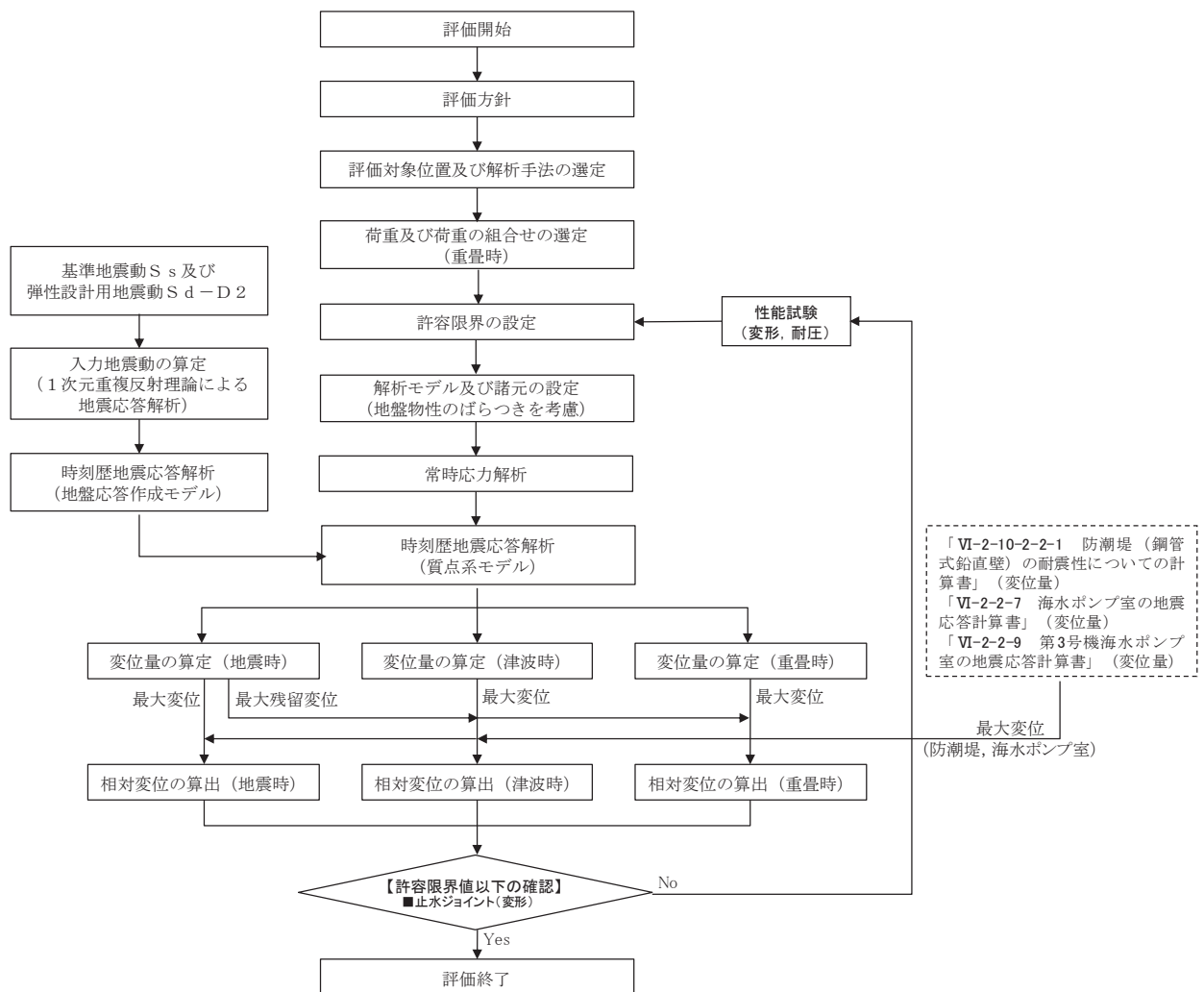


図 2.1-4(2) 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー
(C) 防潮壁と異種構造物間)

(2) 適用基準

表 2.1-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.1-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・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） ・コンクリート標準示方書 〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定） ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
	<ul style="list-style-type: none"> ・乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009（日本電気協会） 	<ul style="list-style-type: none"> ・質点系モデルを用いた地震応答解析

(3) 相対変位算出における評価対象位置

止水ジョイント部材の防潮壁の軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮壁の軸方向（以下、「軸方向」という）の相対変位量を算出するための評価対象位置を選定する。

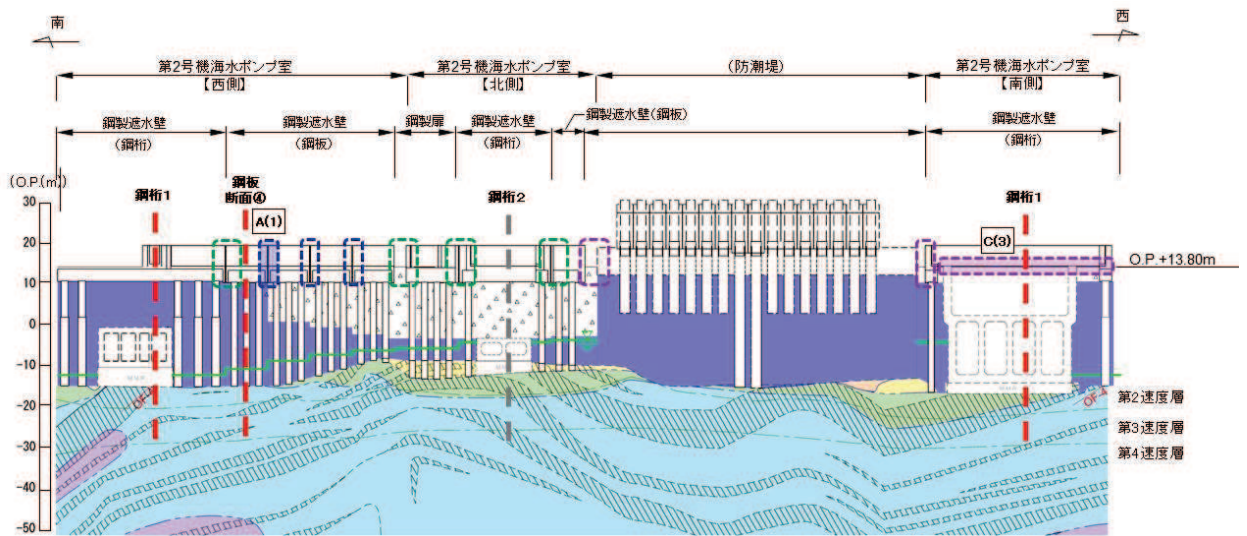
防潮壁の止水ジョイント部材が設置される構造境界部は、(A)同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び(B)異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに(C)防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。評価対象位置は，それぞれの区間毎に相対変位量が大きくなると考えられる境界部を選定する。

なお，防潮堤の変位算出における評価対象断面は，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面のうち，防潮壁との接合部である鋼管式鉛直壁（一般部）の評価対象断面である断面①～③を選定する。これらの評価対象断面に対して，位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析又は2次元静的有限要素法解析を実施し，最大となる相対変位を設定する。なお，評価対象断面が複数ある場合には，その中から最大となる相対変位を設定する。

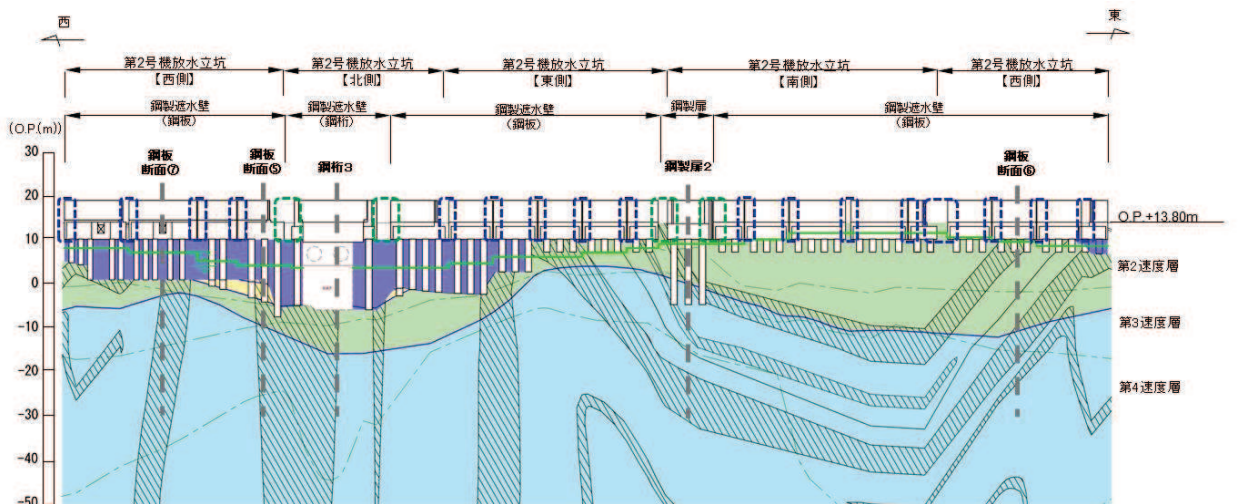
評価対象位置の考え方を表 2.1-2 に，評価対象位置を図 2.1-5 に示す。

表 2.1-2 止水ジョイント部材の変形量照査を行う評価対象位置

地点	区分	概要	備考
A(1)	防潮壁 同一構造形式間（鋼板- 鋼板間）	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面との境界部	照査においては、保守的に、実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる鋼板断面④と鋼板断面①、断面②及び断面③の相対変位量を算定する。
A(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、改良地盤上方の盛土が厚く分布し、改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、構造区間が同一で、地盤条件が概ね同様な地盤条件である鋼板断面①と断面②の相対変位量を算定する。
B(1)	防潮壁 異種構造形式間	異種構造物形式間（鋼板-鋼桁間）の中で、盛土が厚く分布し、壁高が高く、フーチングや上部工の規模も最も大きい鋼桁4と鋼板の境界部	照査においては、保守的に、実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる鋼板断面①と鋼桁4の相対変位量を算定する。
B(2)		異種構造物形式間（鋼板-鋼製扉間）の中で、盛土が厚く分布し、改良地盤の高低差が大きく、壁高も高い鋼製扉3と鋼板の境界部	照査においては、鋼板断面②と鋼製扉3の相対変位量を算定する。
C(1)	異種 構造物間	防潮壁（鋼板）と防潮堤の境界部の中で、防潮堤側との改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、防潮壁（鋼板）側で地盤条件に有意な差が無い場合、壁高が高く相対的に変位量が大きくなる鋼板断面①と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(2)		防潮壁（鋼桁及び鋼製扉）と防潮堤の境界部の中で、防潮堤側との改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、鋼製扉3と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(3)		防潮壁（鋼桁1）と2号機海水ポンプ室（隔壁）間	構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい、防潮壁と防潮堤間の相対変位量（C(1)及びC(2)）の結果を代表に算定する
C(4)		防潮壁（鋼桁4）と3号機海水ポンプ室（隔壁）間	



(2号機海水ポンプ室)



(2号機放水立坑)

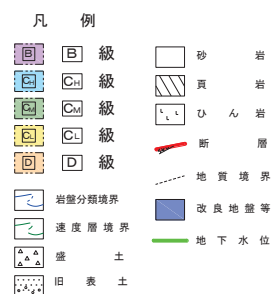
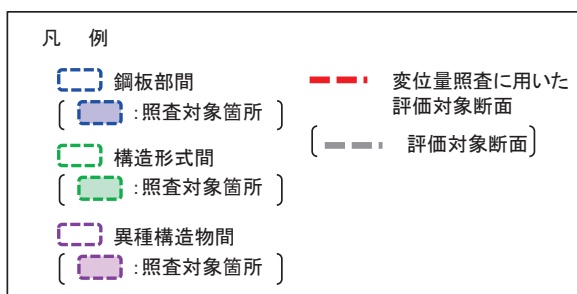
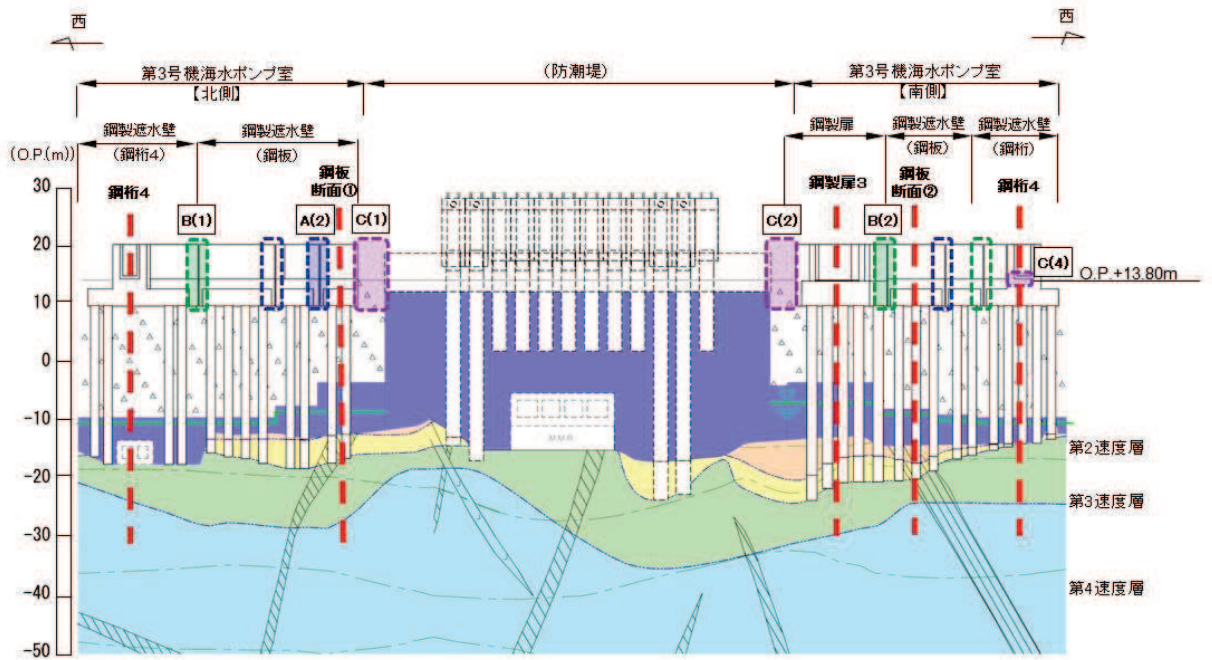
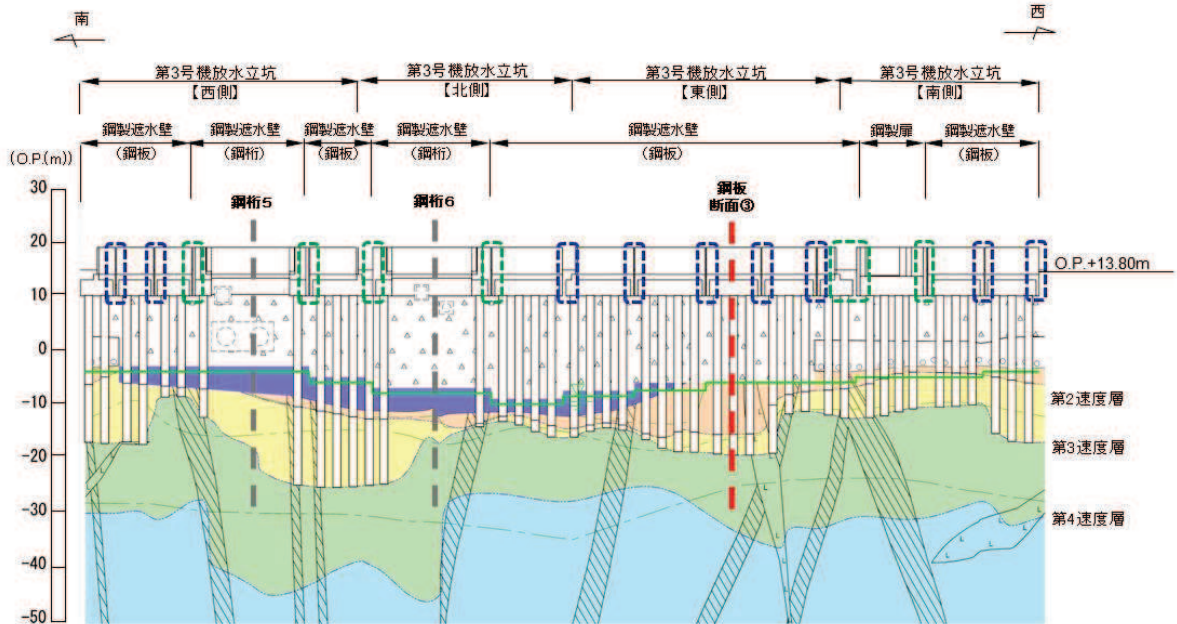


図 2.1-5(1) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

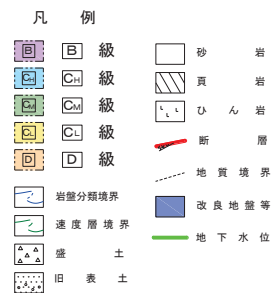
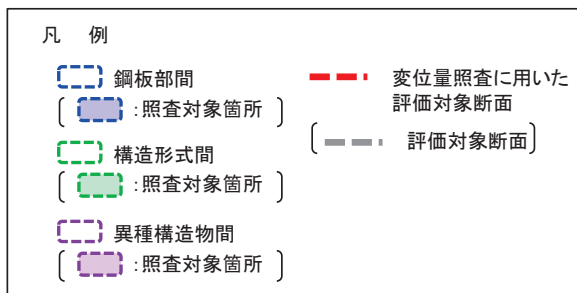
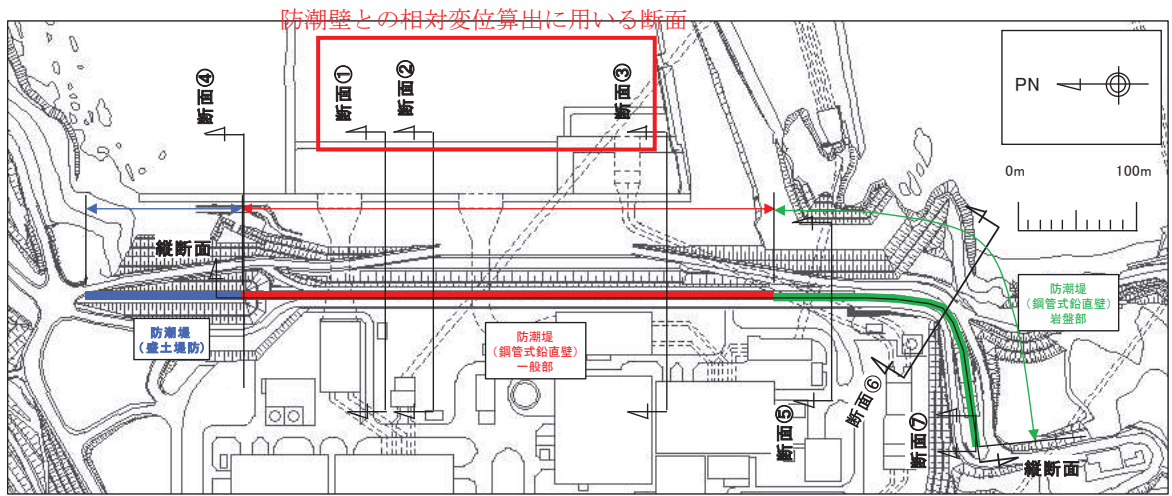


図 2.1-5(2) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面



(防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 評価対象断面 (断面①～③) 位置図)

図 2.1-5(3) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

(4) 相対変位の算出方法

a. 同一構造形式間及び異種構造形式間（防潮壁間）の相対変位の算出方法

防潮壁間の相対変位は、時刻歴相対変位により算出する。

地震時は、各評価対象位置における評価断面に対して、基準地震動 S_s （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端を基準とした上部工天端（鋼板端部）の最大相対変位を算出する。

津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に様に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

津波余震重畳時は、各評価対象位置における評価断面に対して、津波及び弾性設計用地震動 S_{d-D2} （1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端を基準とした上部工天端（鋼板端部）の相対変位を算出し、地震時における残留変位を足し合わせることで最大相対変位を算出する。

相対変位が最大となる評価位置及び地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 $+1\sigma$ 、平均値 -1σ ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。

相対変位算出の概念図（防潮壁間）を図 2.1-6 に示す。

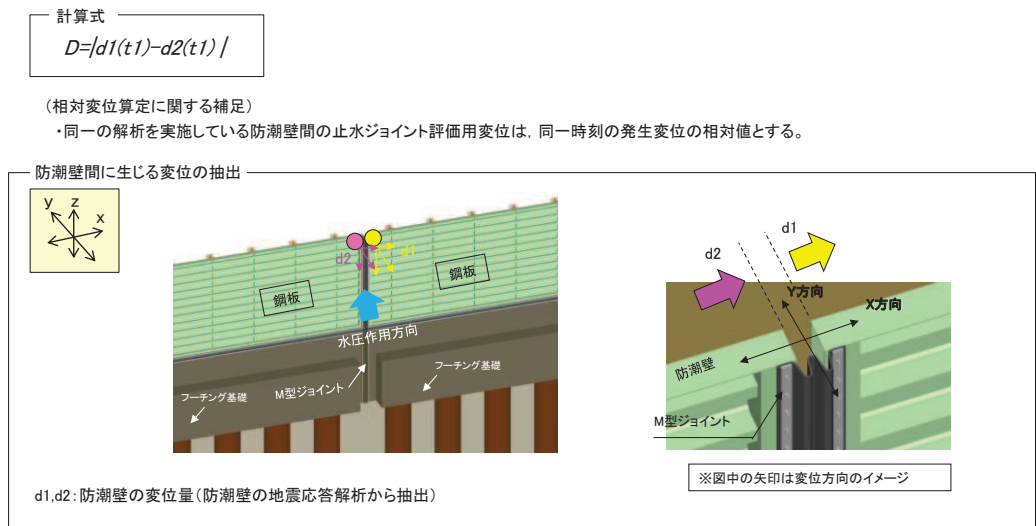


図 2.1-6 相対変位算出の概念図（防潮壁間）

b. 異種構造物間（防潮壁と海水ポンプ室及び防潮堤間）の相対変位の算出方法

異種構造物間の相対変位は、構造形式や構造規模の違い、地震応答解析手法の違い等を踏まえ、それぞれで地震応答解析により求めた絶対変位の最大を足し合わせることで算出する。

地震時は、防潮壁と異種構造物それぞれに対して、基準地震動 S_s 及び位相反転を考慮した地震動の地震応答解析を実施し、境界部位置の絶対値最大変位をそれぞれ算出し足し合わせることで最大相対変位を算出する。

津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に様に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

地震時は、防潮壁と異種構造物それぞれに対して、基準地震動 S_s 及び位相反転を考慮した地震動の地震応答解析を実施し、境界部位置の絶対値最大変位を算出し、それぞれを足し合わせることで最大相対変位を算出する。

津波余震重畳時は、防潮壁に対して、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S_{d-D2} （1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、異種構造物に対しては保守的に地震時における変位を用い、境界部位置の絶対値最大変位をそれぞれ算出し、足し合わせることで最大相対変位を算出する。

相対変位が最大となる評価位置及び地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 $+1\sigma$ 、平均値 -1σ ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。

相対変位算出の概念図（防潮壁間）を図 2.1-7 に示す。

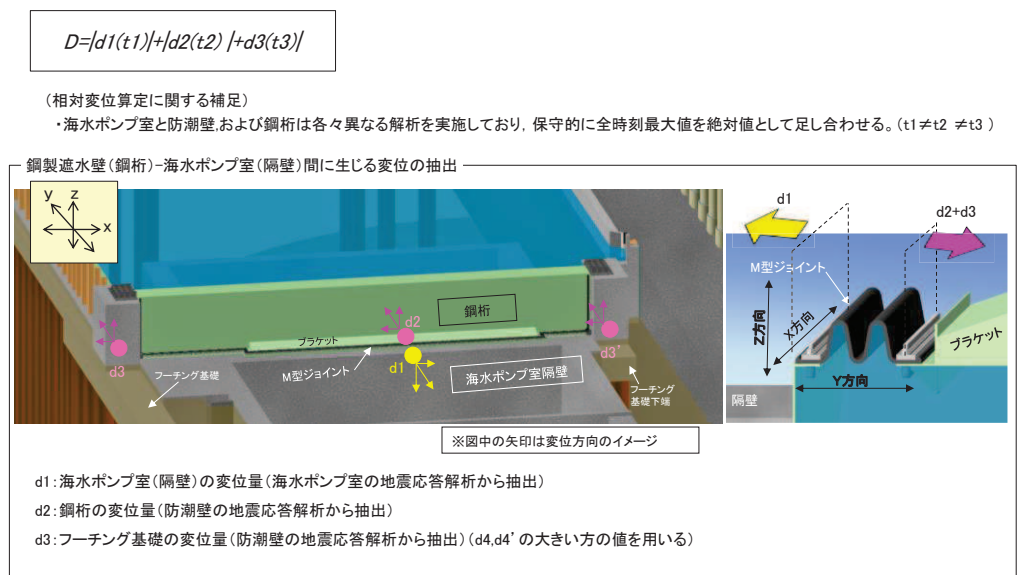


図 2.1-7(1) 相対変位算出の概念図（防潮壁-海水ポンプ室間）

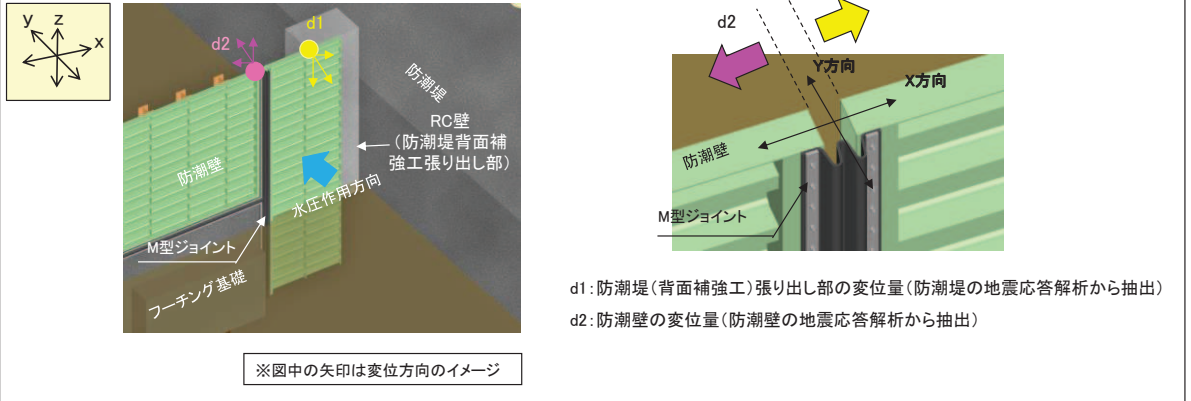
計算式

$$D=|d1(t1)|+|d2(t2)|$$

(相対変位算定に関する補足)

・防潮堤と防潮壁は各々異なる解析を実施しており、保守的に全時刻最大値を絶対値として足し合わせる。(t1≠t2)

防潮壁-防潮堤間に生じる変位の抽出



d1: 防潮堤(背面補強工)張り出し部の変位量(防潮堤の地震応答解析から抽出)
d2: 防潮壁の変位量(防潮壁の地震応答解析から抽出)

図 2.1-7(2) 相対変位算出の概念図 (防潮壁-防潮堤間)

2.2 解析方法

(1) 解析方法

防潮壁の地震時の解析方法は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施し、津波時及び重畳時の解析方法は、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

防潮堤及び海水ポンプ室の解析方法は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」、「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」、「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す方法と同じ解析方法で実施する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとし、津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

防潮堤及び海水ポンプ室の荷重及び荷重の組合せは、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」、「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」、「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ荷重の組み合わせする。

(3) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とし、津波時及び重畳時の入力地震動は、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

防潮堤及び海水ポンプ室の入力地震動は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」、「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」、「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ入力地震動とする。

(4) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

防潮堤及び海水ポンプ室の解析モデル及び諸元は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」、「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」、「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ解析モデル及び諸元とする。

防潮壁の解析モデルを図 2.2-1～図 2.2-7 に，海水ポンプ室の解析モデルを図 2.2-8 に，3号機海水ポンプ室の解析モデルを図 2.2-9 に，防潮堤の解析モデルを図 2.2-10 に示す。

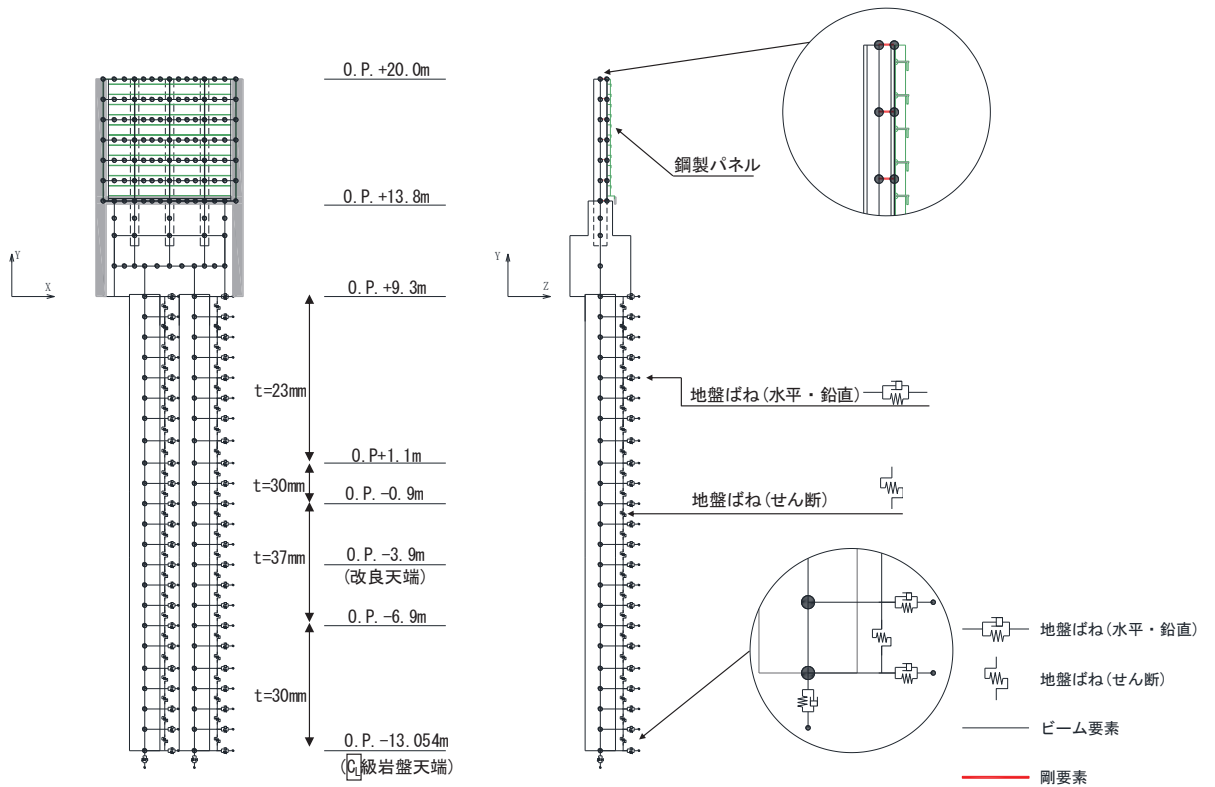


図 2.2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面①）

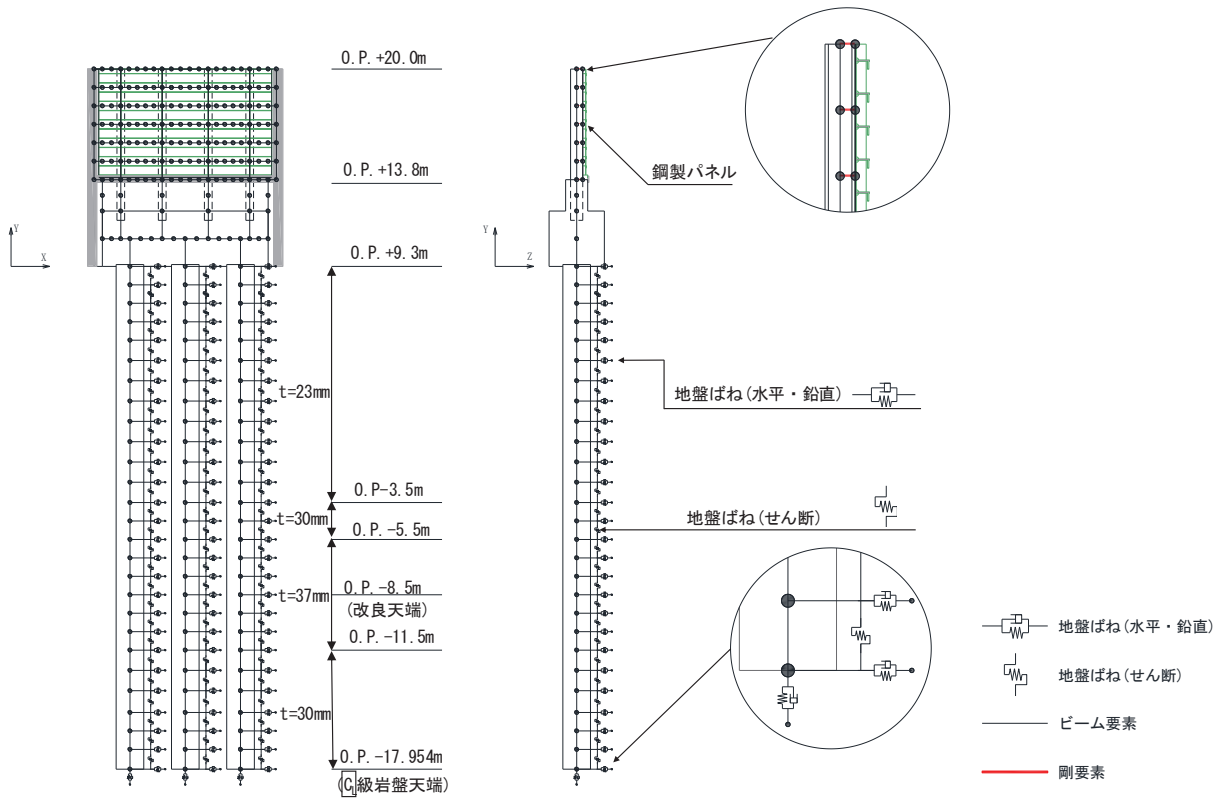


図 2.2-2 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面②）

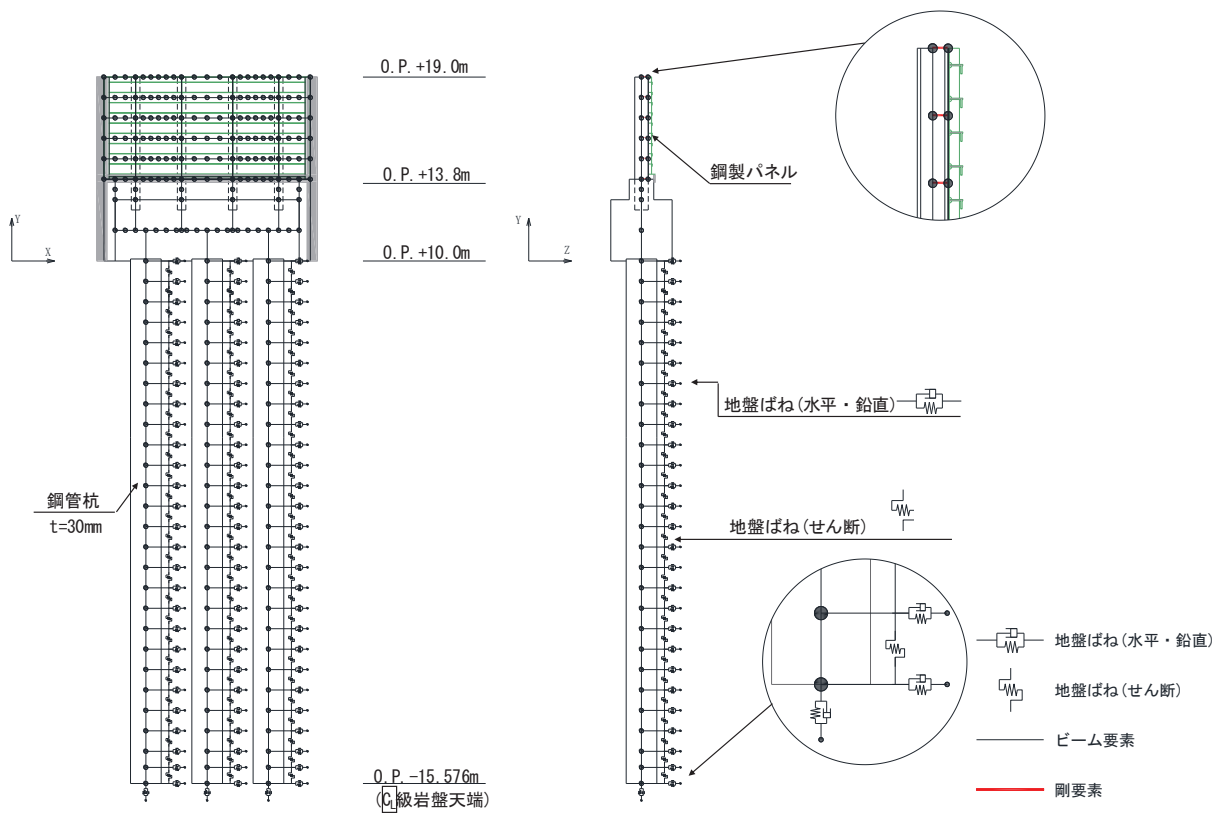


図 2.2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面③）

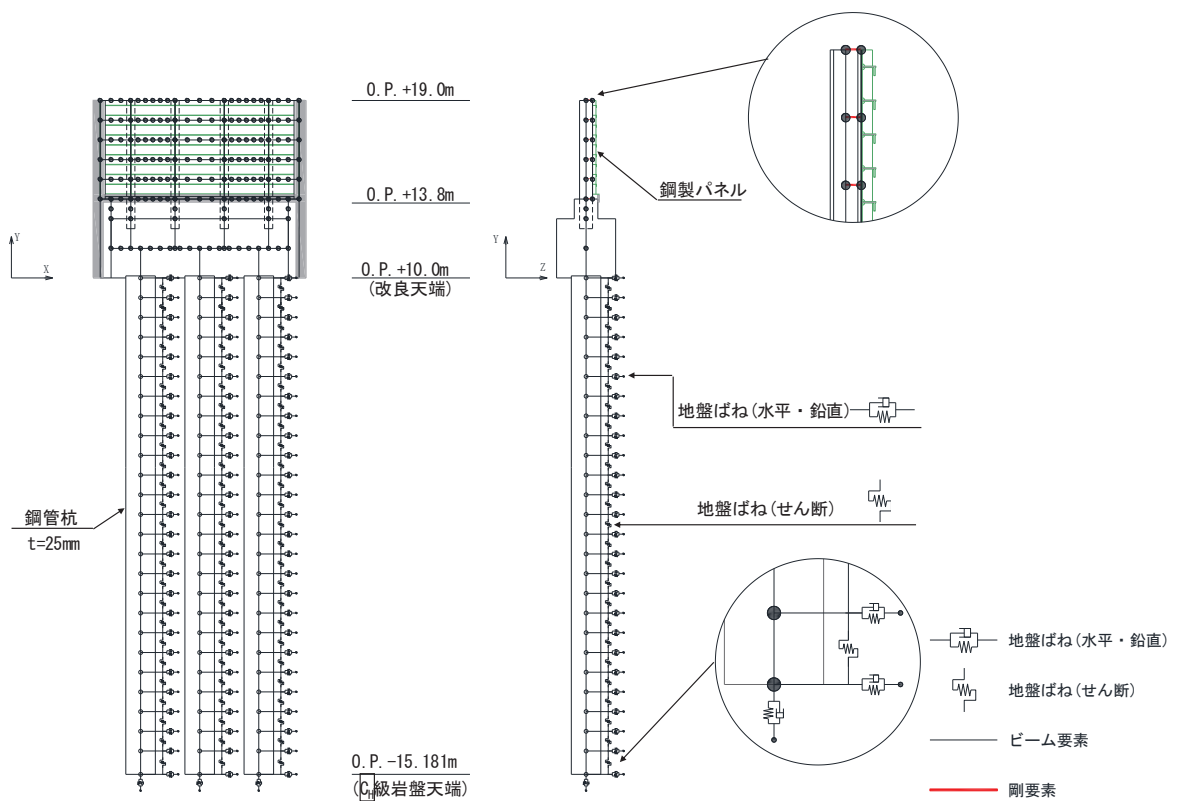


図 2.2-4 解析モデル（断面④）

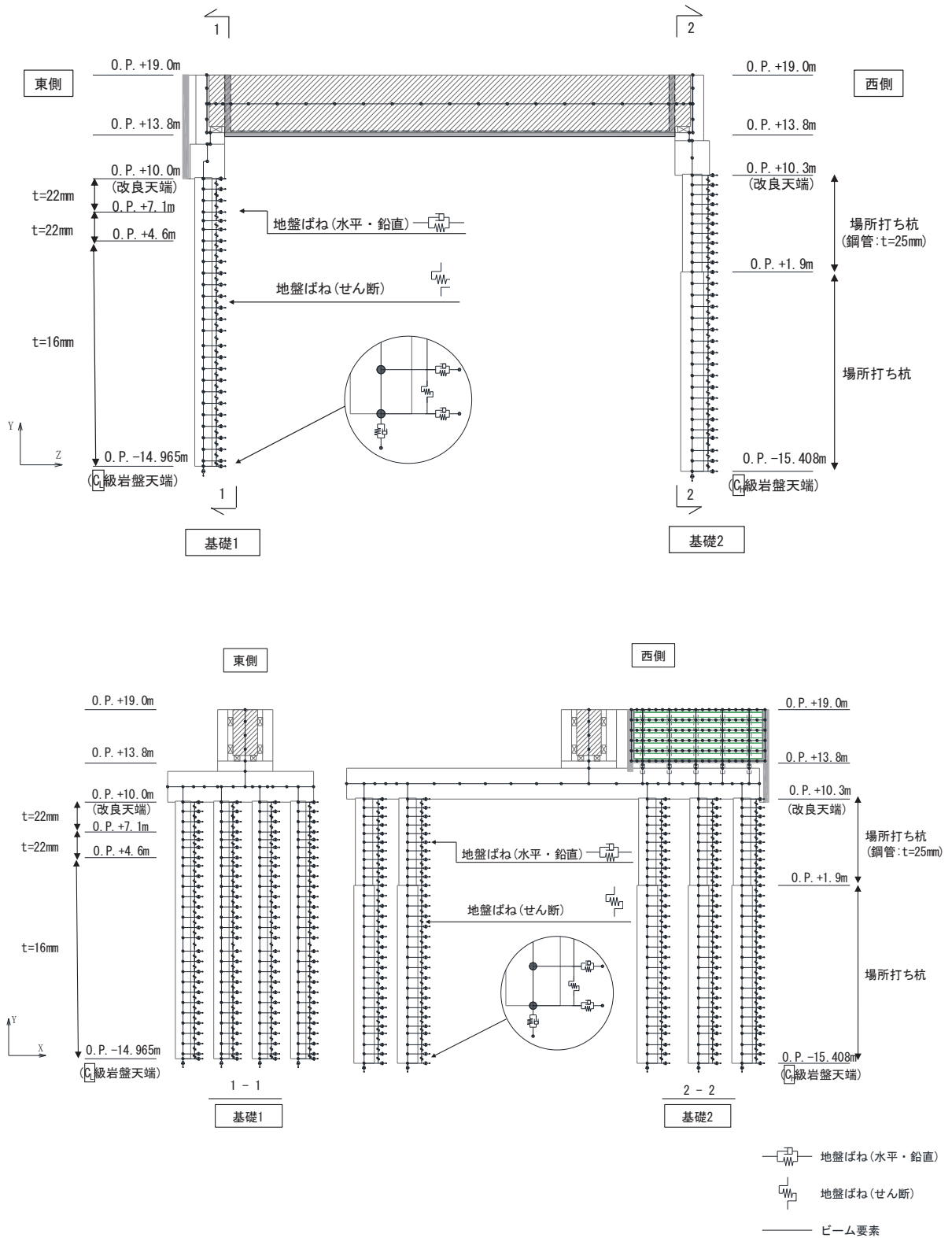


図 2.2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁) の解析モデル (鋼桁 1)

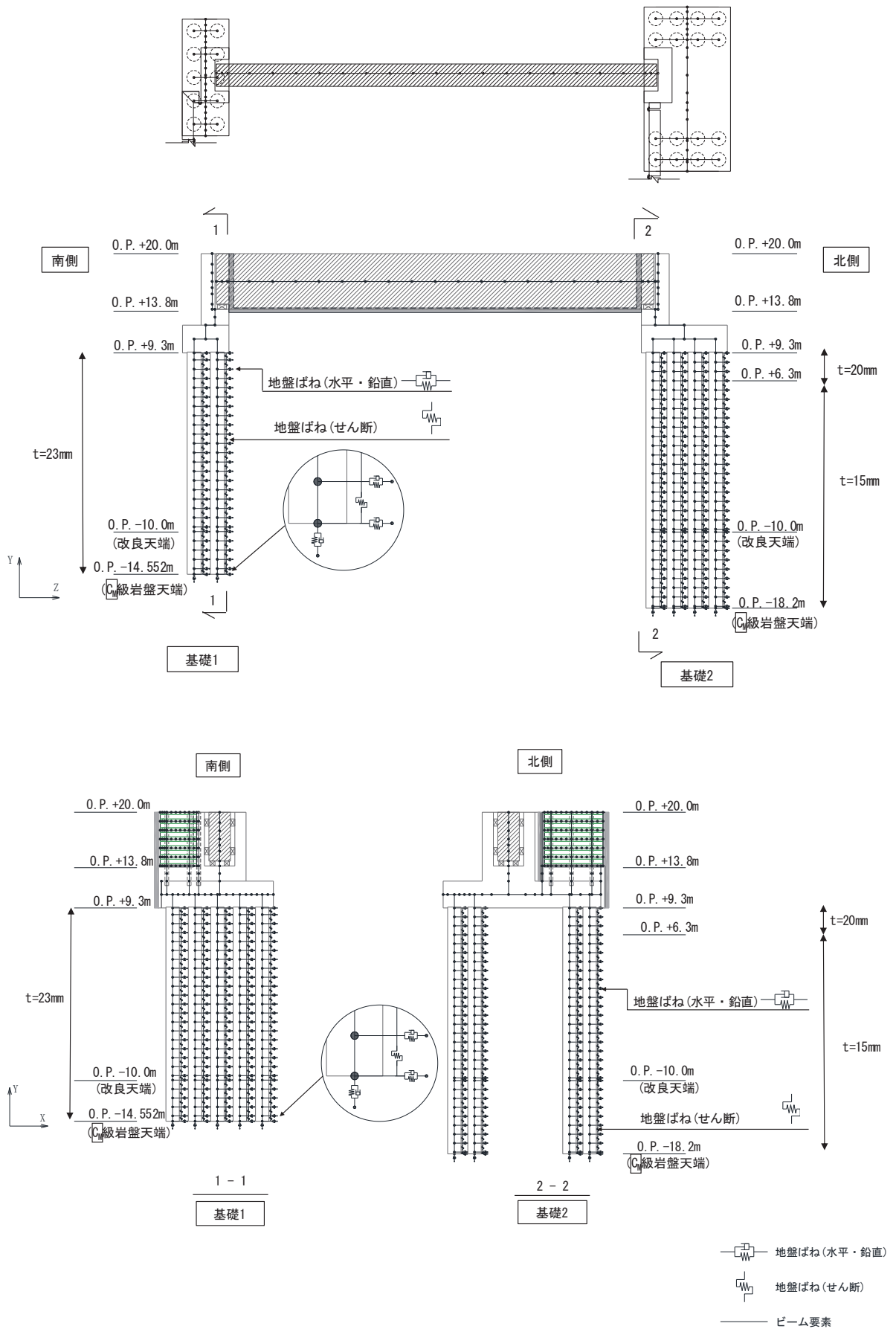


図 2.2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁) の解析モデル (鋼桁 4)

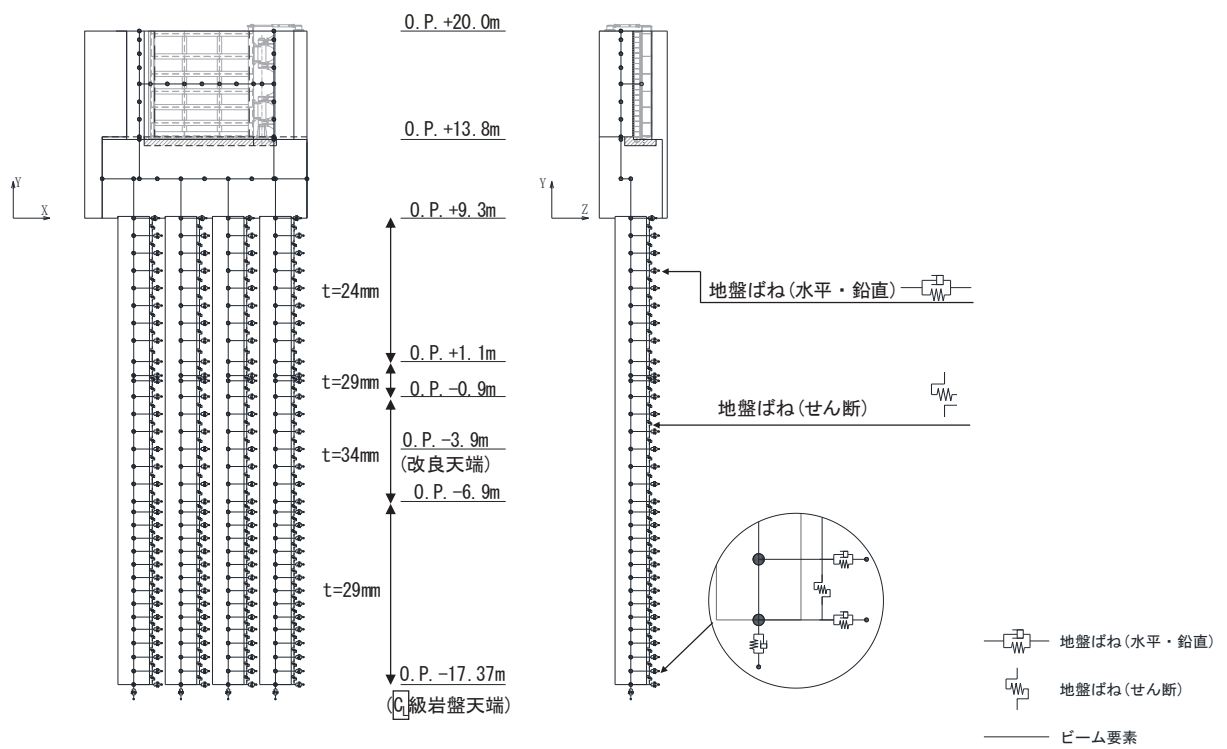


図 2.2-7 鋼製扉の解析モデル (扉 3)

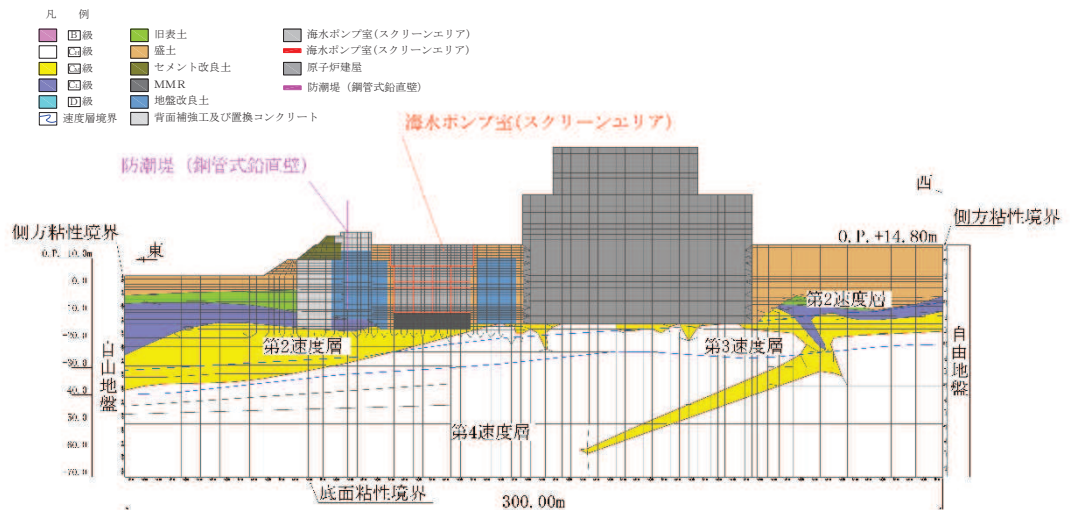


図 2.2-8(1) 2号機海水ポンプ室の解析モデル (横断)

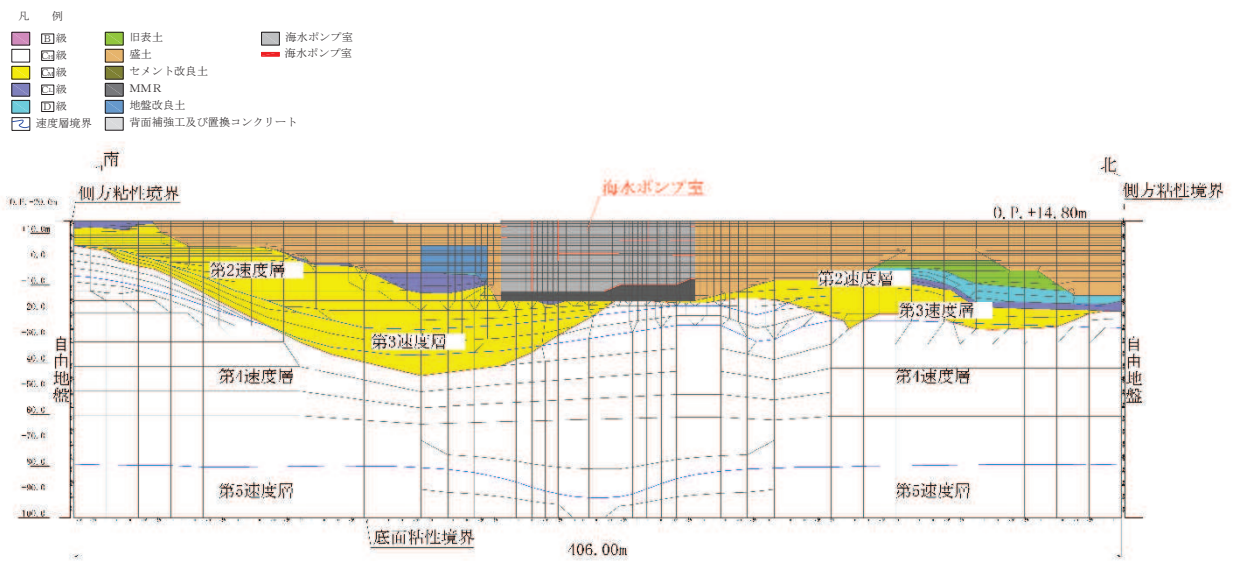


図 2.2-8(2) 2号機海水ポンプ室の解析モデル (縦断)

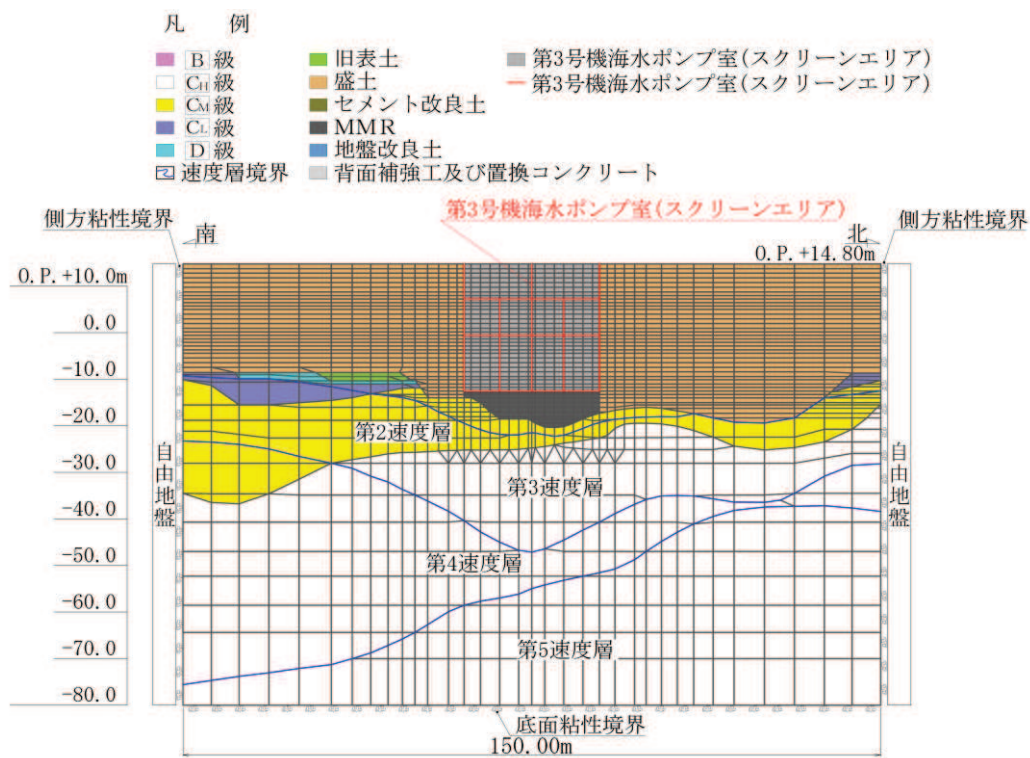


図 2.2-9(1) 3号機海水ポンプ室の解析モデル (横断)

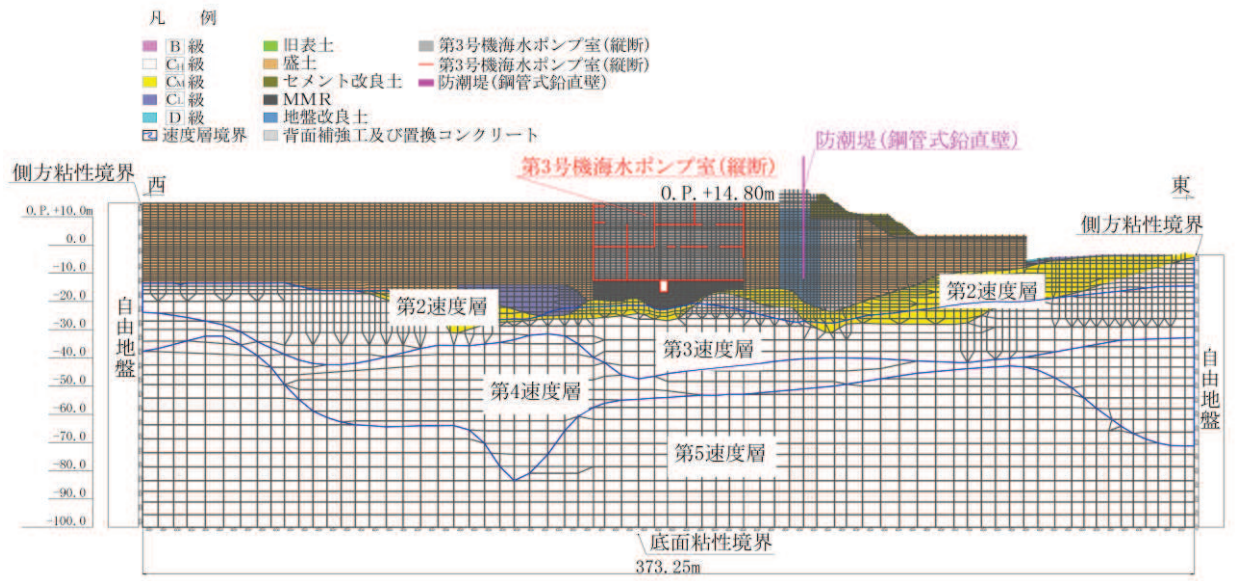


図 2.2-9(2) 3号機海水ポンプ室の解析モデル(縦断)

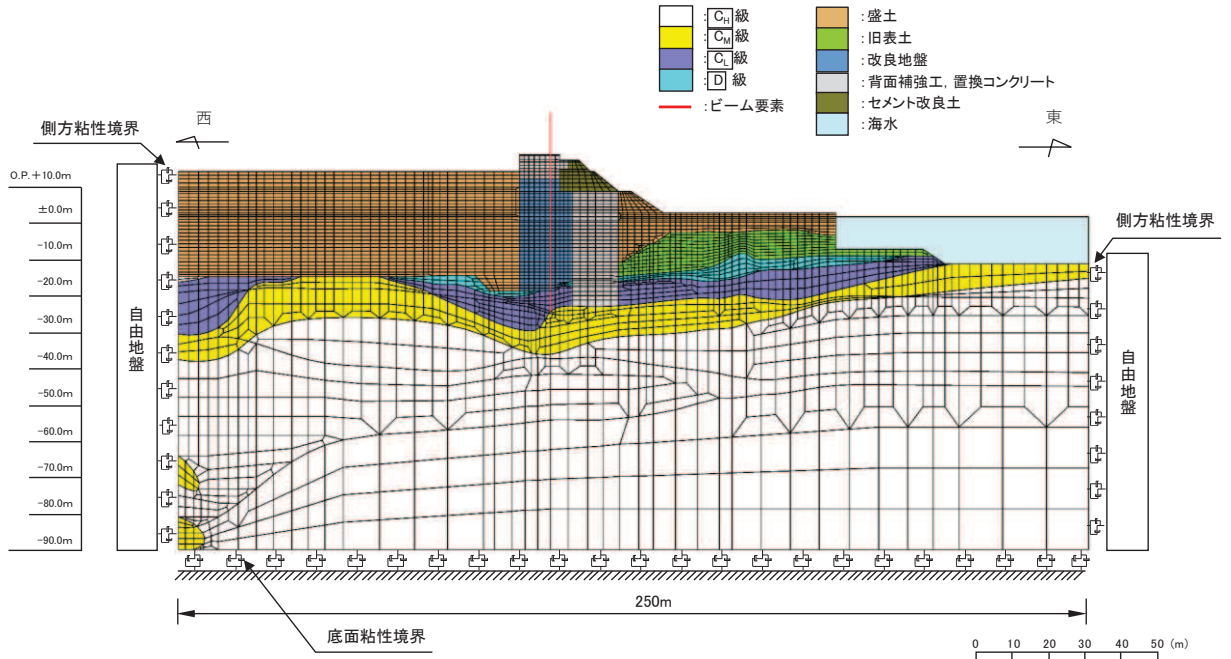


図 2.2-10(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①の例，地震時）

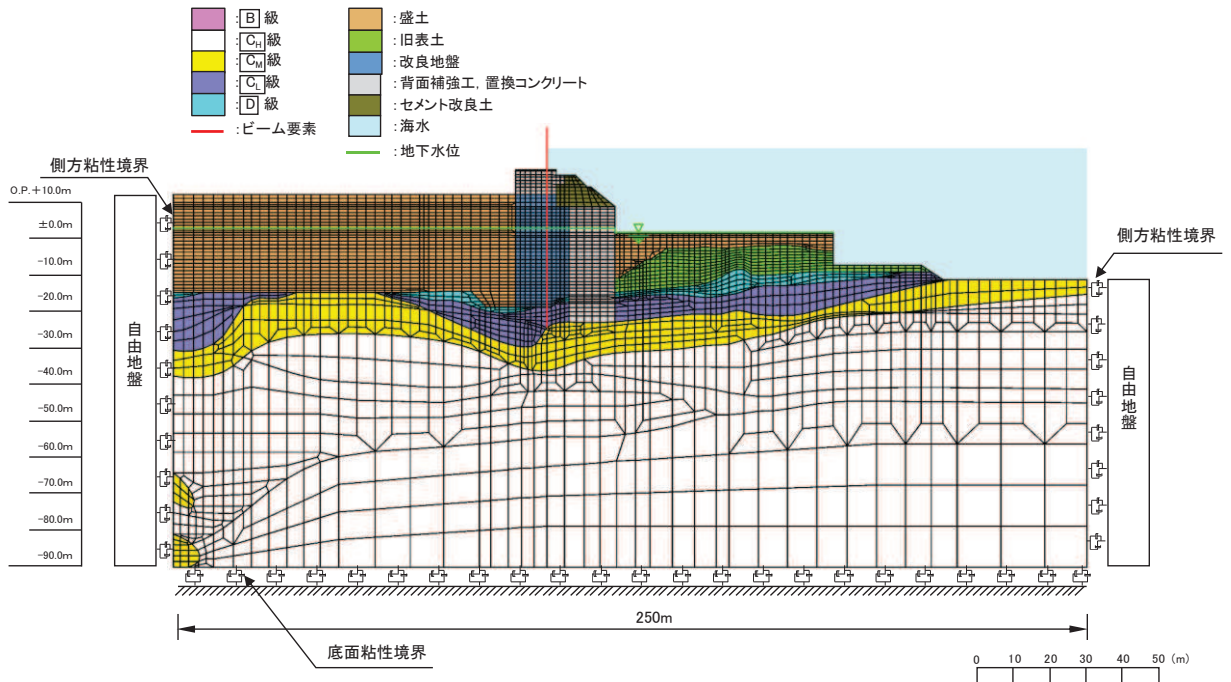


図 2.2-10(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①の例，重畳時）

2.3 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 2.3-1 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 2.3-1 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界(mm)		
	変形量	地震時	軸直交方向
軸方向			550
津波余震重畳時		軸直交方向	350
		軸方向	350

2.4 評価方法

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した地震時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

変位抽出位置について、図 2.4-1 に示す。

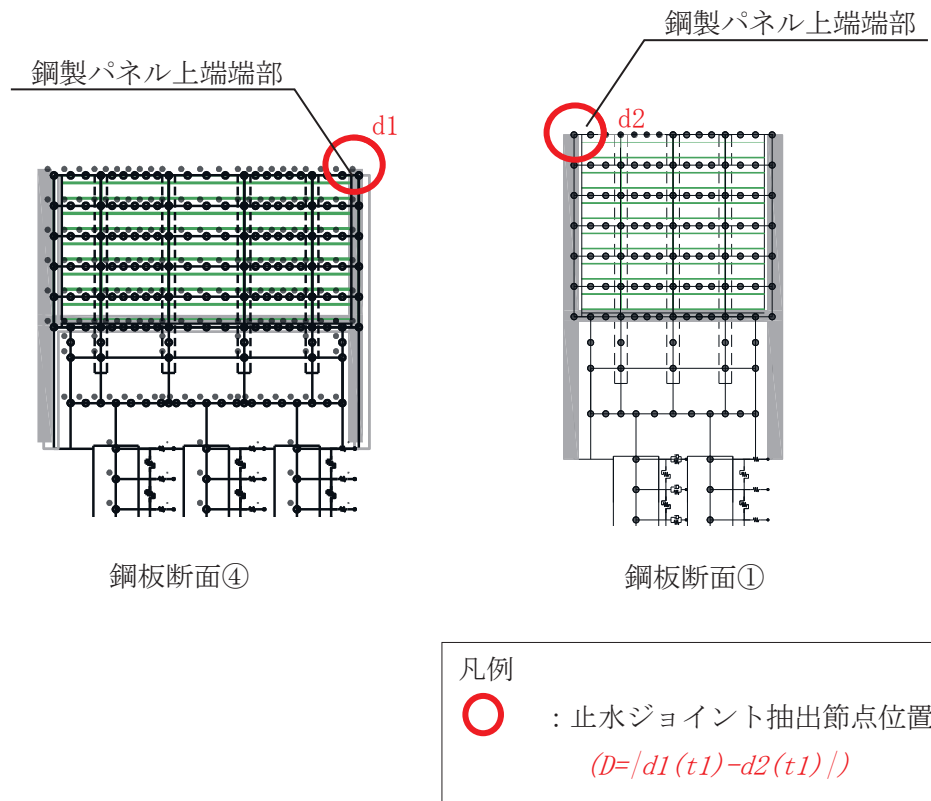


図 2.4-1(1) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
(a) 防潮壁間の同一構造形式間の例)

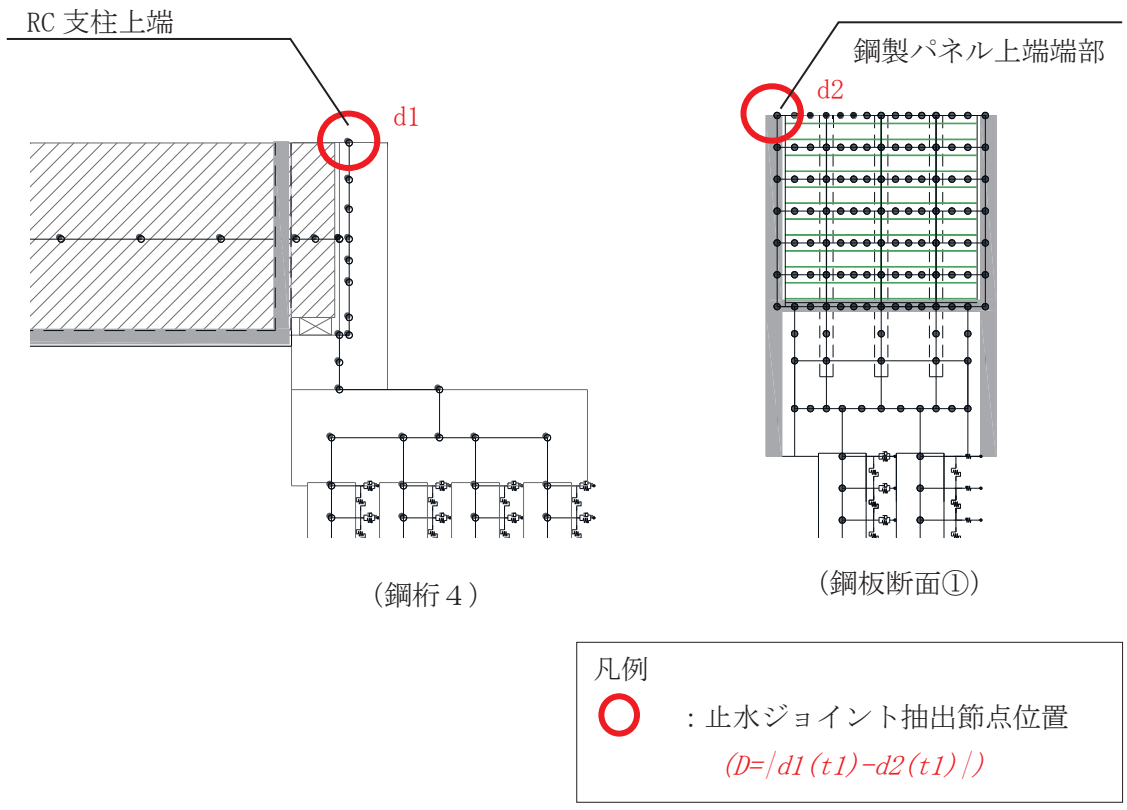
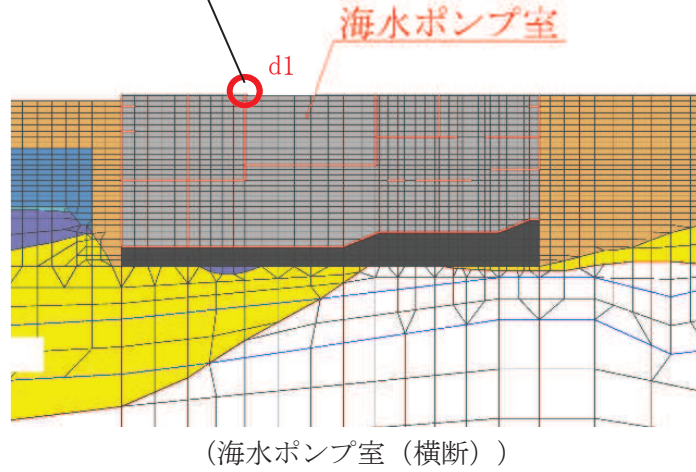
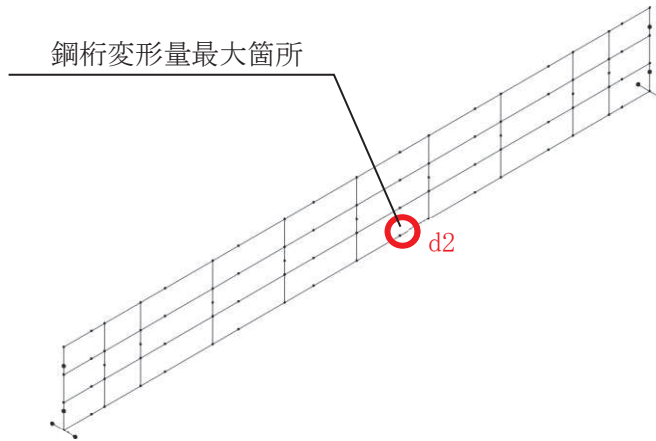


図 2.4-1(2) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 ((b)防潮壁間の異種構造形式間の例)

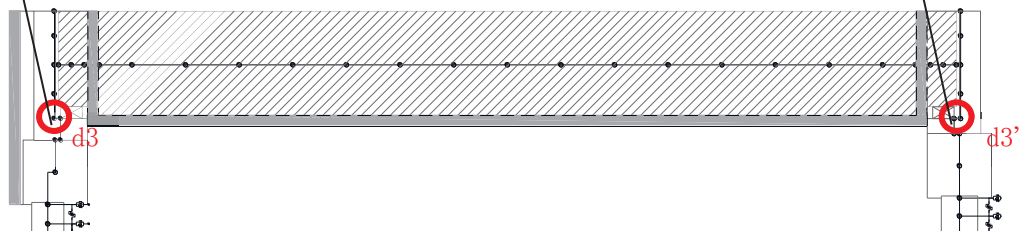
スクリーン室隔壁天端
(止水ジョイント接合部)



鋼桁変形量最大箇所



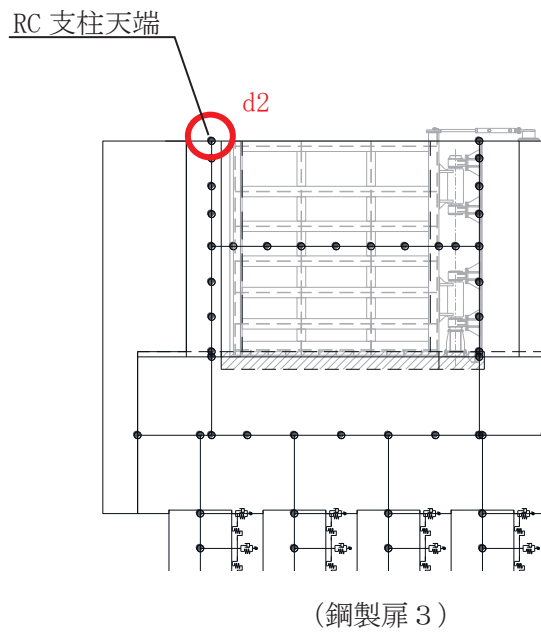
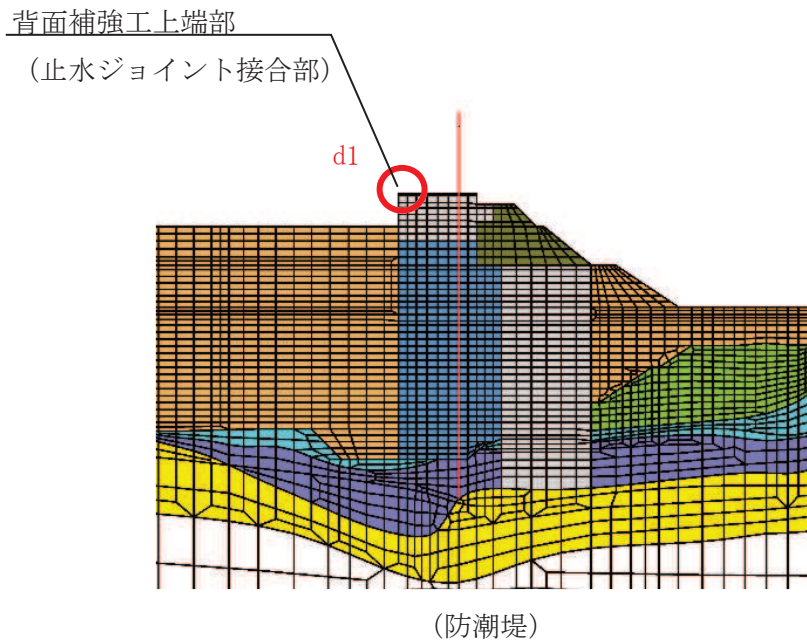
RC 支柱下端



凡例

○ : 止水ジョイント抽出節点位置
 $(D = |d1(t1)| + |d2(t2)| + |d3(t3)|)$

図 2.4-1(3) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 (c) 防潮壁と異種構造物間 (海水ポンプ室) の例)



凡例

○ : 止水ジョイント抽出節点位置
 $(D=|d1(t1)|+|d2(t2)|)$

図 2.4-1(4) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 ((d)防潮壁と異種構造物間(防潮堤)の例)

2.5 評価結果

追 而

(参考資料 1) 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

1. 概要

本章では、杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）について基本設計段階（設置変更許可段階）において示した基本設計方針を踏まえ、詳細設計のなかで具体化した内容を、基本設計方針の内容とあわせて説明する。

以下に、基本設計方針において例示していた項目に対して具体化した事項を示す。

項目	説明箇所
防潮堤接合部の構造形式について	2. (2) 構造概要, 2. (4) 止水確保の考え方 (2. (4). c. 異種構造物間)
平面配置について	2. (3) 設置個所の概要
鋼製扉部の開閉装置について	2. (4) 止水性確保の考え方
地中部からの回り込みに対する止水性確保	2. (4). d. 地中部からの回り込み
基礎構造のうち杭下端部の支持方法	2. (5)a. 杭下端部の支持方法について

2. 設計方針の概要

(1) 要求機能

津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は、取水路、放水路から流入する津波の敷地への浸水を防止すること、基準地震動 S_s に対し要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。

そのため、十分な構造強度を有する構造とするとともに、取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるよう配置することを基本とし、防潮堤に隣接する 2, 3 号機海水ポンプ室においては、防潮堤背面補強工を防潮壁の一面として止水ジョイントを介して接合させる方針としている。

防潮壁の平面配置を図 1-1 に示す。

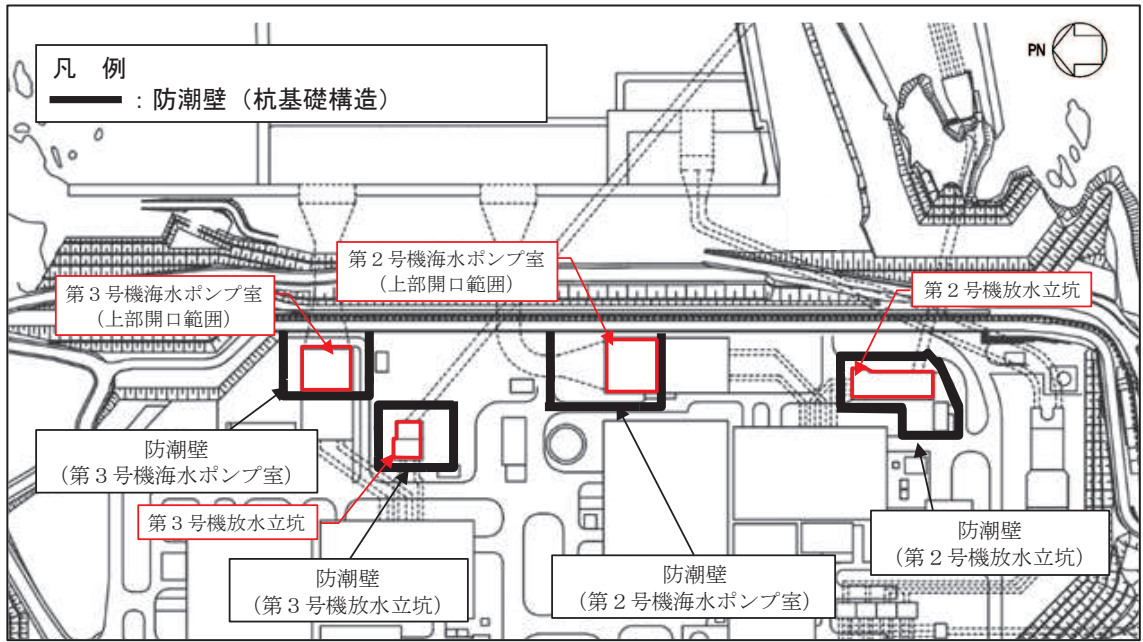


図 1-1 防潮壁の平面位置図

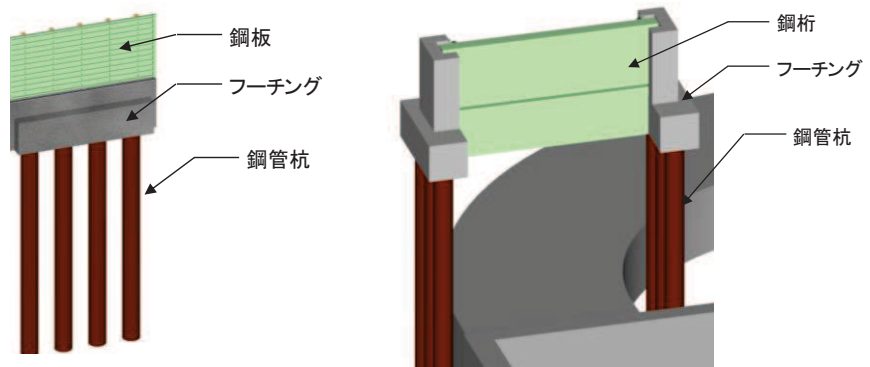
(2) 構造概要

基本設計における前提条件や制約条件を以下に示す。

- ・防潮壁を設置する海水ポンプ室や放水立坑周辺には、既設の構造物との離隔が小さいなど、設置スペースが狭隘であり、大規模な構造を構築できない。
- ・防潮壁の基礎地盤となる岩盤は、最大で地上から30メートル程度の深さの位置に分布し、取放水路や地下トレンチ等の地中構造物も設置されているため、大規模な基礎構造を構築できない。
- ・防潮壁により囲まれる海水ポンプ室や放水立坑については、保守管理等にあたり車両の出入りが必要なため、一部は開閉可能な構造であることが求められる。

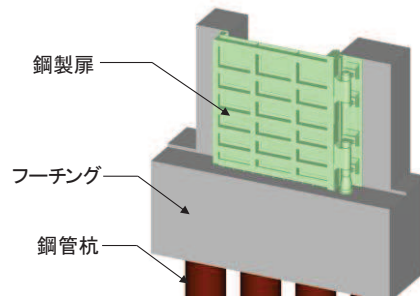
上記の設計上の制約及び求められる要求機能を踏まえ、上部工と下部工を一体構造として、上部工は、高強度で軽量かつ遮水性のある鋼材を基本とし、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉（開閉式）の3種類の構造形式を配置し、下部工はフーチングと鋼管杭（一部、場所打ちコンクリート杭）を採用する。なお、基本設計段階では、防潮堤との接合部において、防潮堤との相対変位に対応するための許容変形量の大きな止水ジョイント構造を採用するためにRC壁形式を用いる計画としていたが、防潮堤沈下対策等により相対変位量が減少したことから、鋼製遮水壁（鋼板）形式を配置し、他同様に止水ジョイント（M型ジョイント）により接合する。

構造形式の概要を図1-2に、平面配置を図1-3に示す。



(鋼製遮水壁 (鋼板))

(鋼製遮水壁 (鋼桁))



(鋼製扉)

図 1-2 構造形式の概要

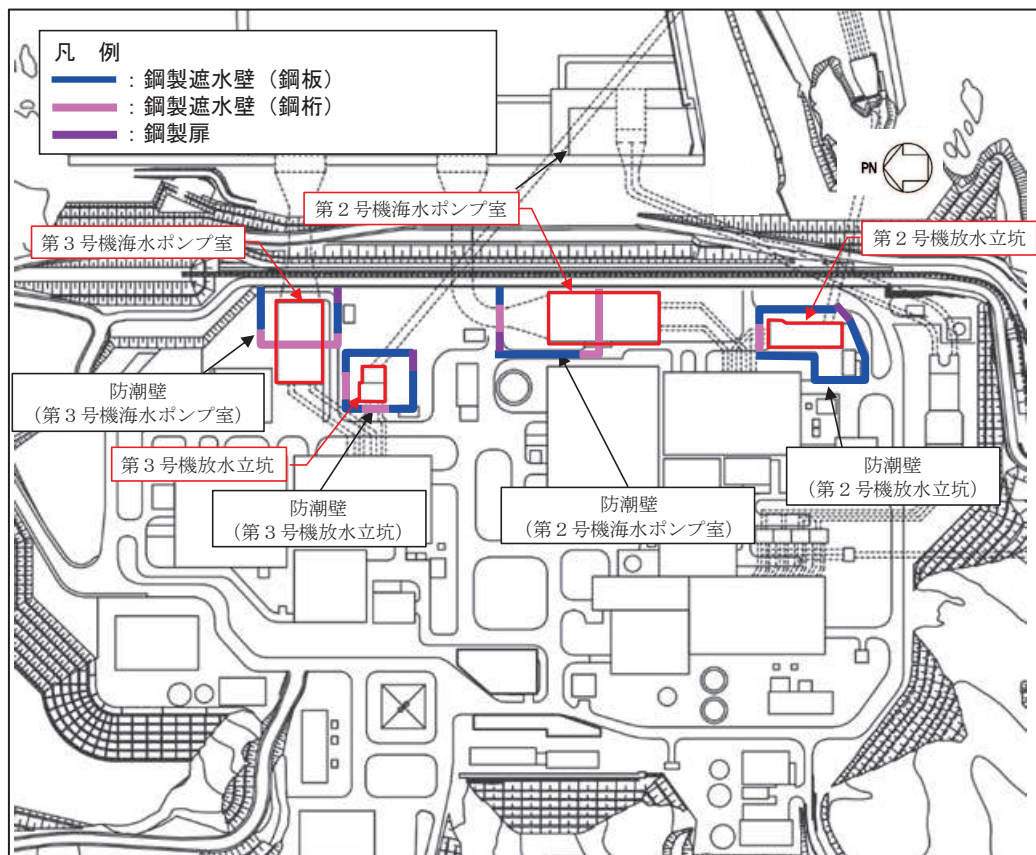


図 1-3 構造形式の平面位置図

また、杭基礎の支持層について、接地圧に対する十分な支持力を有することが要求され、基本設計段階では C_L級岩盤或は C_M級岩盤を支持層とする計画を考えていたが、耐震重要施設であることに鑑み、統一的に C_M級岩盤に支持させる計画とした。（詳細は(5)a.にて後述）

さらに、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮しても施設の安全機能が損なわれるおそれがないことが要求され、基本設計段階では地下水による液状化の可能性に配慮する方針を示していたが、別途検討した設計用地下水位の影響を踏まえ、液状化による地盤変形を抑制すべく、杭周辺の液状化検討対象層（盛土や旧表土）について地盤改良する計画とした。（詳細は参考資料2にて後述）

（基礎杭は鋼管杭を基本とし、一部において場所打ちコンクリート杭を採用する計画としていたが、その詳細については、(5)b.にて後述）

(3) 設置個所の概要

設置個所の概要を以下に示す。なお、津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないよう、前述のとおり取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるが、各種既設設備や既設杭との取り合いを踏まえつつ安全性向上の観点から基本設計段階よりも平面積を拡げた形状としている。既設杭との位置関係は本項の終わりに、平面積の形状変更に伴う入力津波水位等の評価結果は「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。

a. 2号機海水ポンプ室

2号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-4に示す。2号機海水ポンプ室及び2号機取水路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、北側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

なお、2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が拡がり、他の基礎杭と比べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するため場所打ちコンクリート杭とする。その詳細については、(5)b.にて後述する。

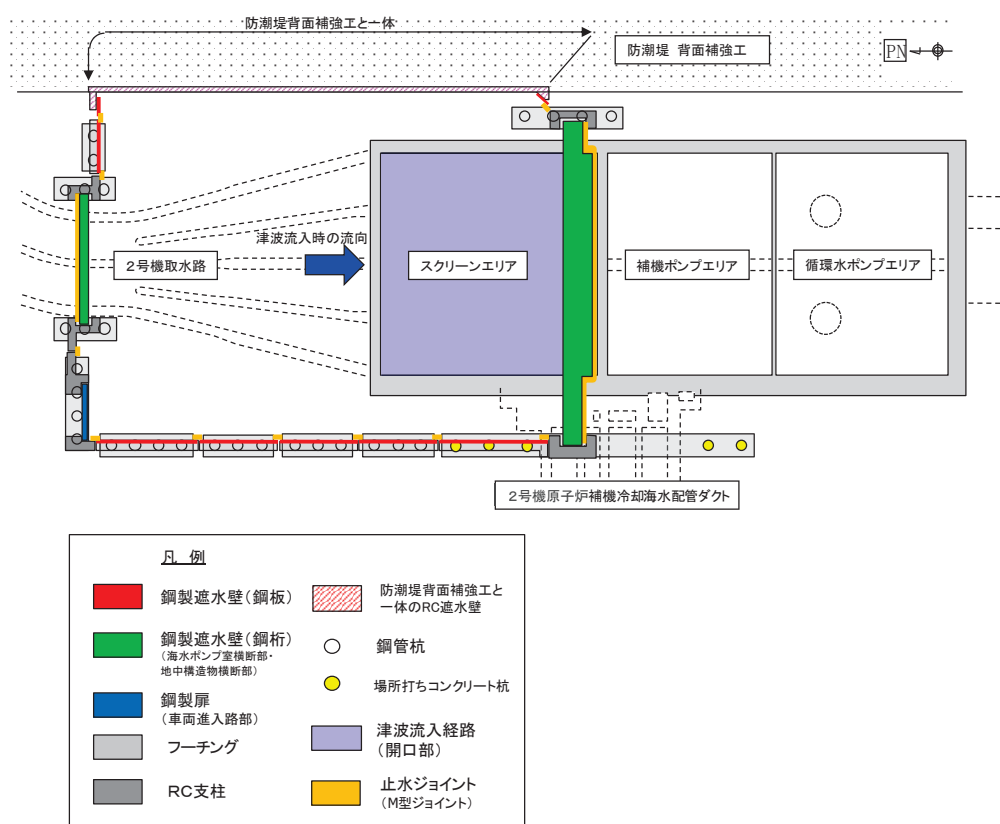


図1-4 2号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

b. 2号機放水立坑

2号機放水立坑防潮壁の構造形式を図1-5に示す。2号機放水管路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に設ける車両進入路部に鋼製扉を設置し、その他の区間に鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。また、鋼製遮水壁（鋼板）の一部には、2号機補機冷却系の放水を流下させるため、フーチングに設けた開口部に逆流防止設備（フラップゲート）を設置する。

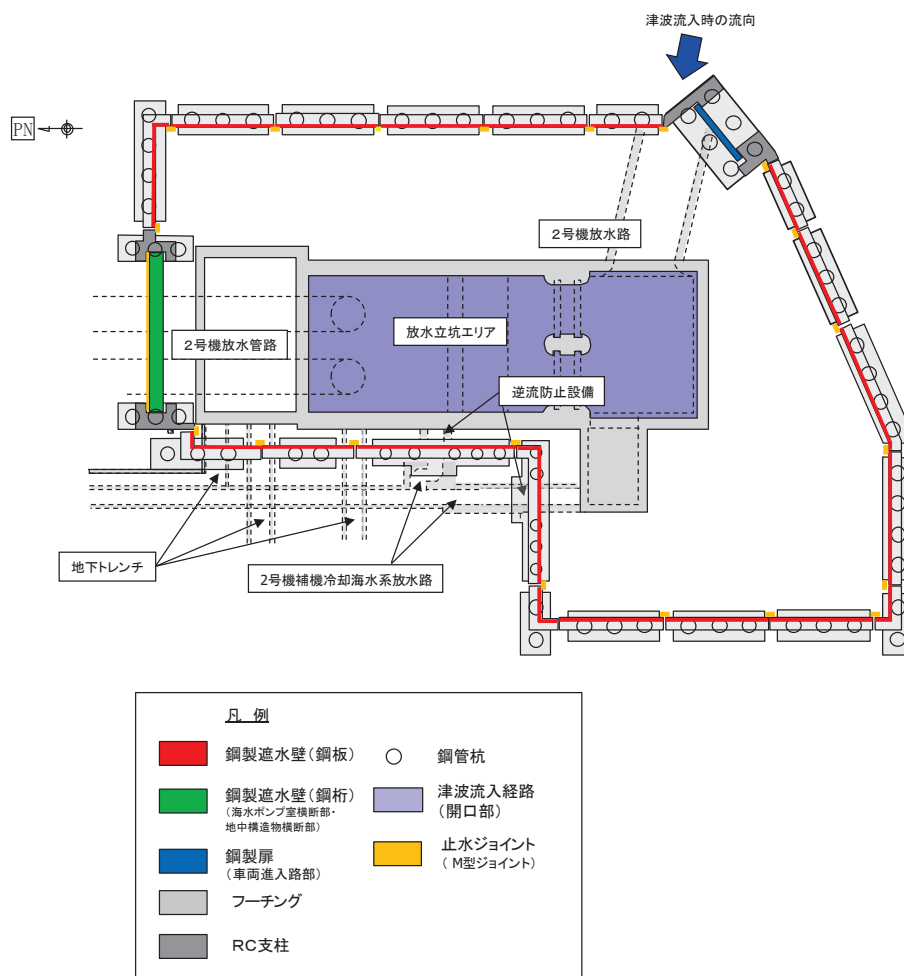


図1-5 2号機放水立坑防潮壁の配置概要

c. 3号機海水ポンプ室

3号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-6に示す。3号機海水ポンプ室横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

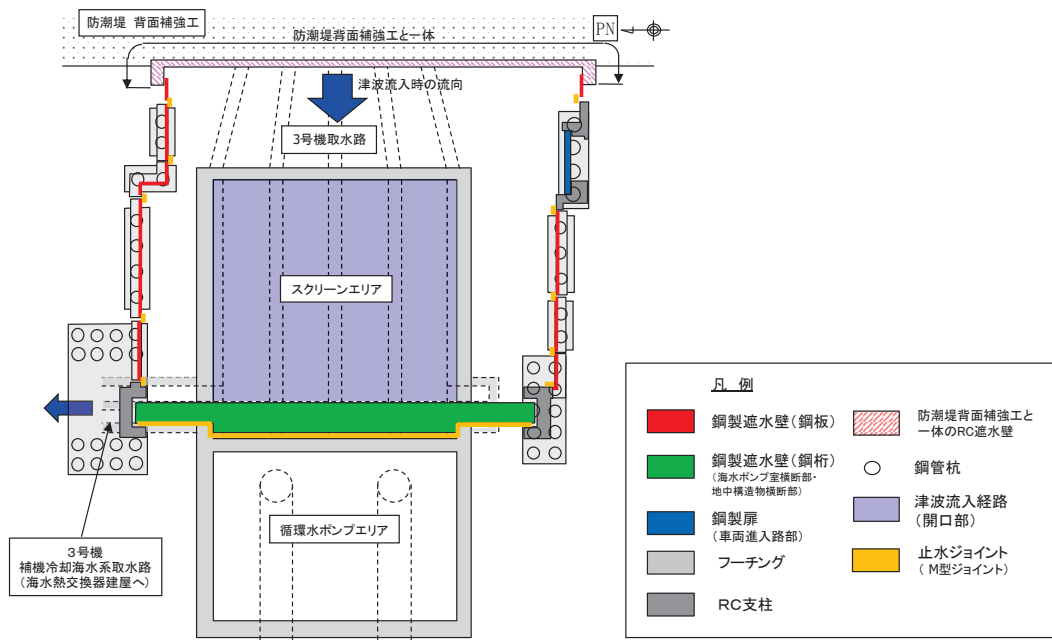


図 1-6 3号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

d. 3号機放水立坑

3号機放水立坑防潮壁の構造形式を図 1-7 に示す。3号機放水管路，地下トレンチ及び3号機補機放水路の横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を，南側の車両進入路部に鋼製扉を設置し，その他の箇所については，鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。

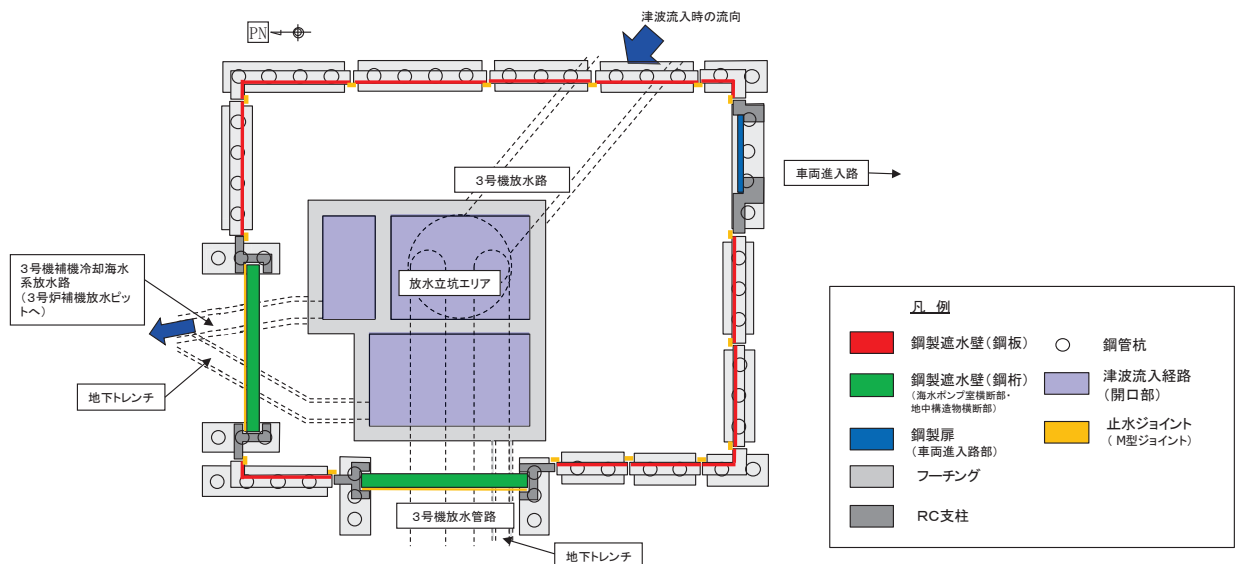
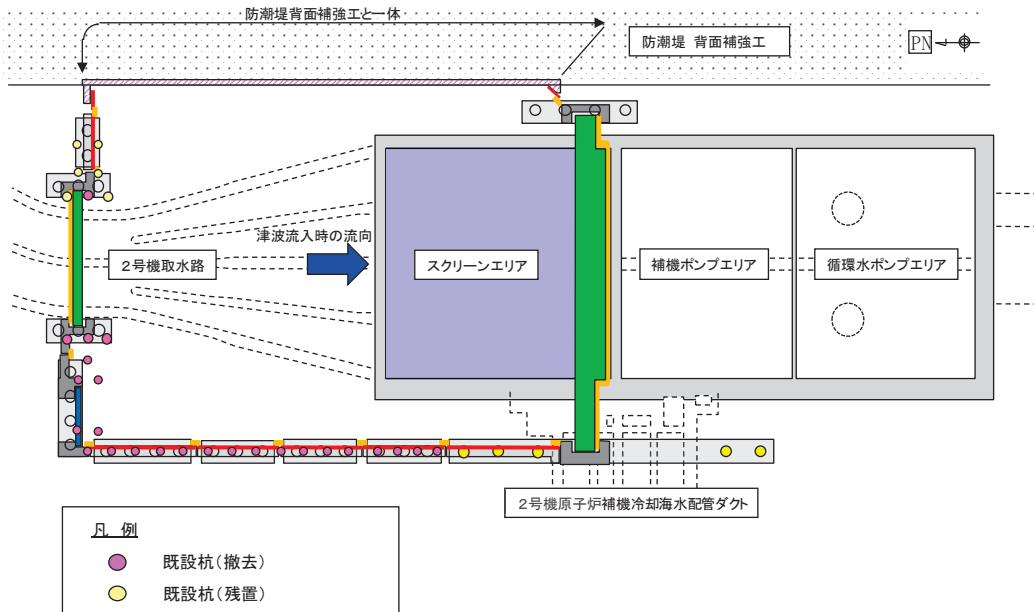


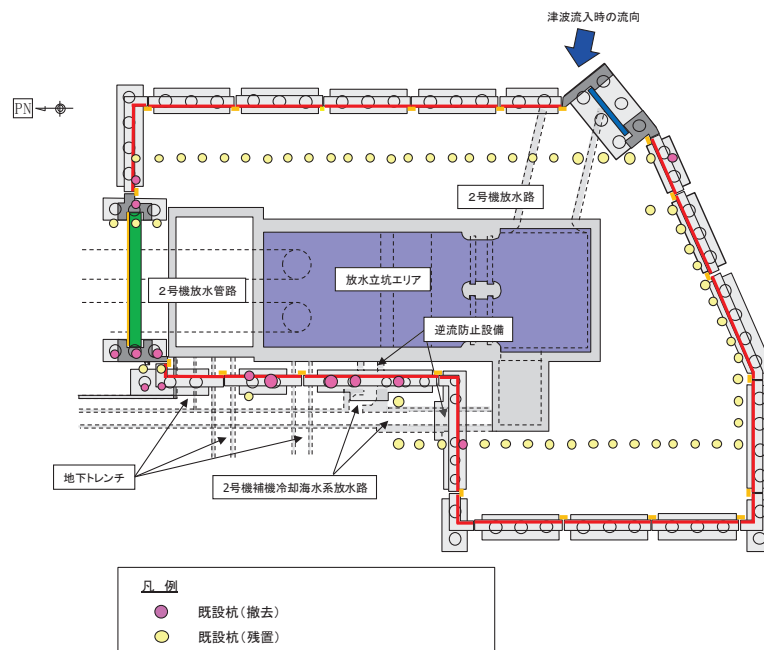
図 1-7 3号機放水立坑防潮壁の配置概要

(既設構造との位置関係について)

図 1-8 に新設する防潮壁と既設杭との関係を示す。一部を除いて、既設杭との取り合いを踏まえ、干渉を回避するような線形とすることを基本とし、線形変更できない範囲については、新設杭施工時（オールケーシング工法）に干渉する既設杭は引き抜き、施工上干渉しない範囲は地中で切断し、力学的な結合は切り離した上で残置する。

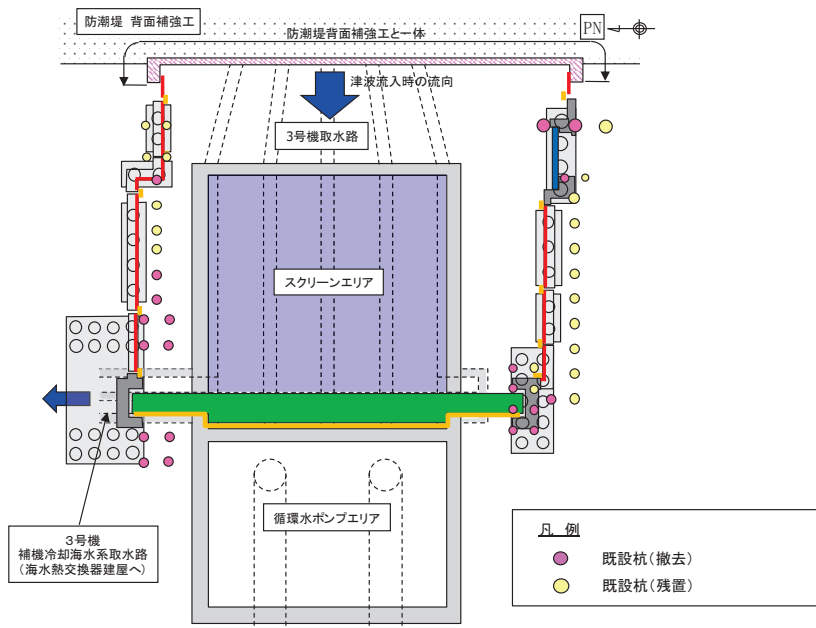


(2号機海水ポンプ室)

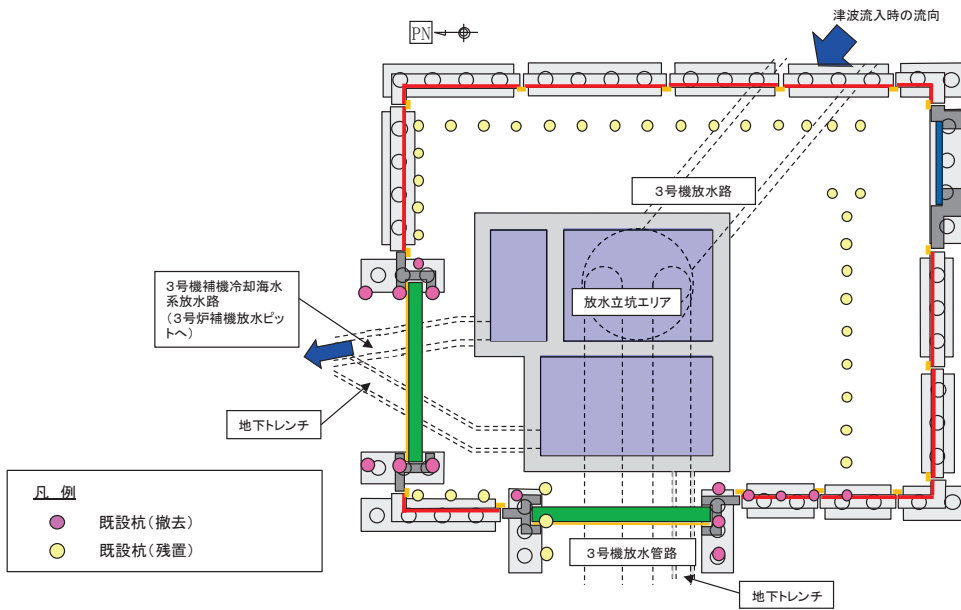


(2号機放水立坑)

図 1-8(1) 新設する防潮壁と既設杭の関係



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

図 1-8(2) 新設する防潮壁と既設杭の関係

(4) 止水性確保の考え方

止水性確保は，入力津波に対し余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，各構造部位が基準地震動 S_s 及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位（以下「設計用津波水位」という。）による荷重（津波＋余震重畳時を含む）に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とし，構造接合部（土中部含む）には止水性を有する止水ジョイント等を設置することで，止水性を確保する。個別の止水性確保の概要を以下に示す。

a. 構造形式

(a) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）は，十分に遮水性のある鋼板を，フーチングと一体となった鋼製支柱にボルト接合により設置する構造とし，これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

なお，鋼板とフーチング間については，構造的に分離させており，止水性を有する止水ゴム（ Ω 型ゴム）を設置することで止水性を確保する。また，構造間に設置する止水ジョイント（M型ジョイント）と Ω 型ゴムの接合部については，止水性の観点で弱部となりやすいため，工場で一体成型して設置することにより，当該箇所の止水性を確保する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図1-9に示す。

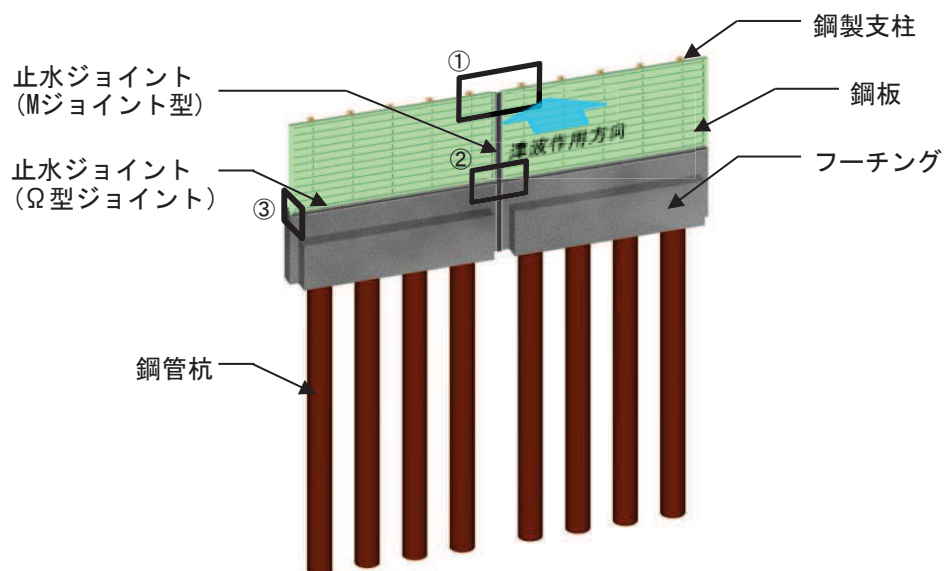


図1-9(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

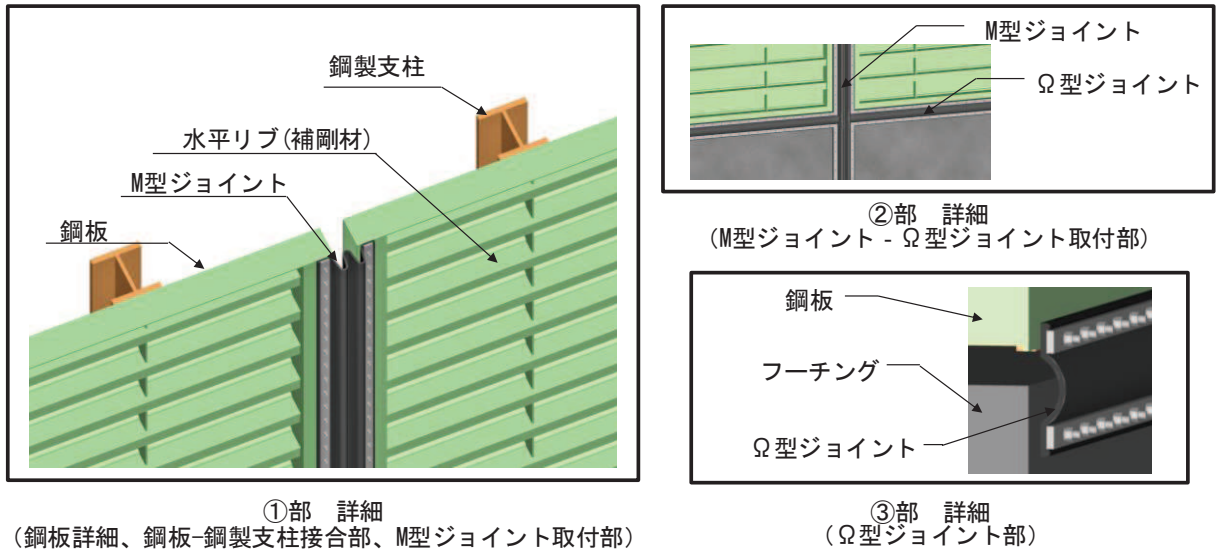


図 1-9(2) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

(b) 鋼製遮水壁（鋼桁）

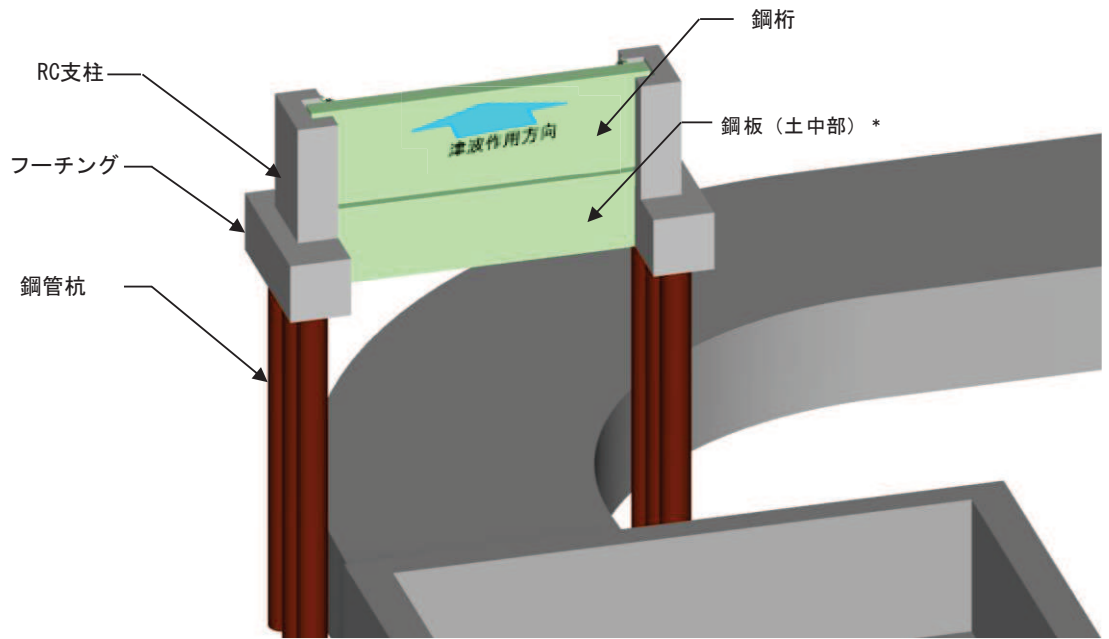
鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して支柱間に遮水性のある鋼桁を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。なお、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）の詳細は参考資料 3 にて示す。

ここで、鋼桁と RC 支柱間には、前述のとおり鉛直支承及び水平支承を設置するため、鋼桁と RC 支柱間には遊間が生ずる。そのため、その遊間に対して、変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する箇所）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットに、角型鋼管及び鋼板（土中部）を支持し、その間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。なお、詳細は参考資料 4 にて後述する。

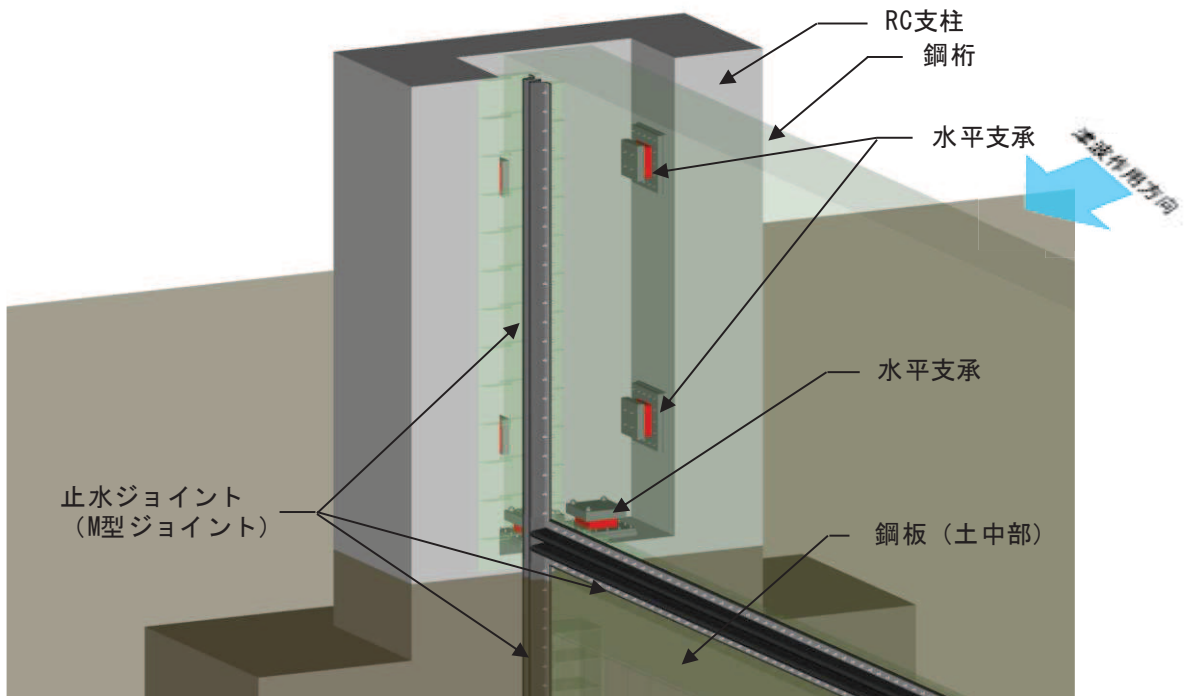
鋼桁（海水ポンプ室横断部）については、鋼桁下部が海水ポンプ室（隔壁）のため、止水ジョイントにより接合し止水性を確保する。詳細は b. 構造形式間にて後述する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図 1-10 に、鋼桁下部の止水構造について図 1-11 に示す。



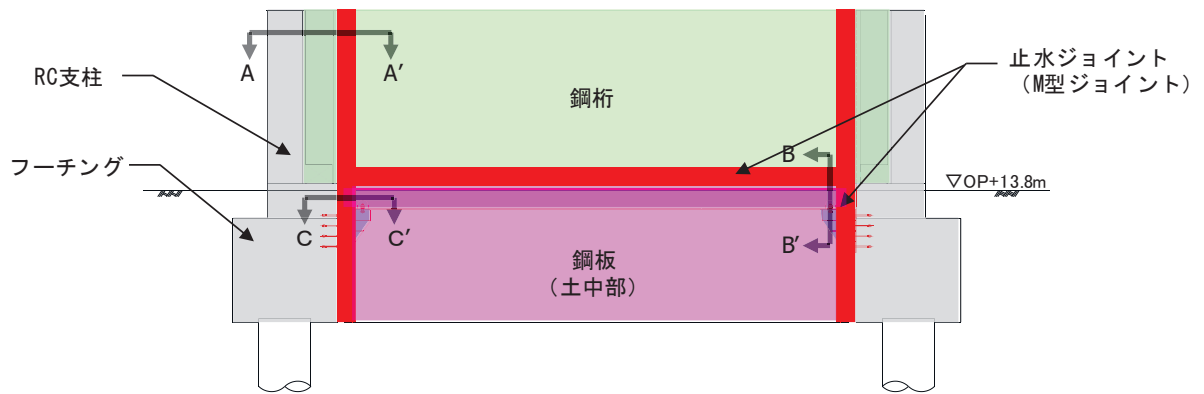
注記* : ボイリング対策 (海水ポンプ室横断部を除く)

(全体概要)

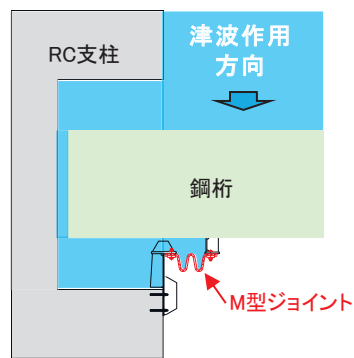


(鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細)

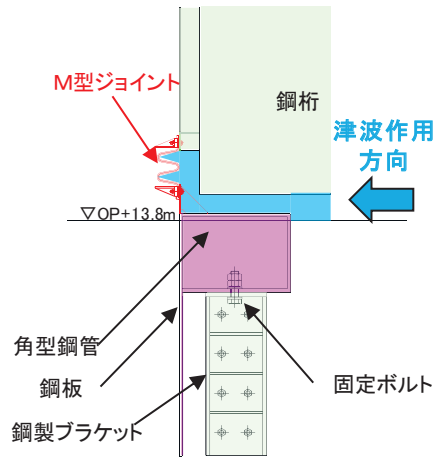
図 1-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要



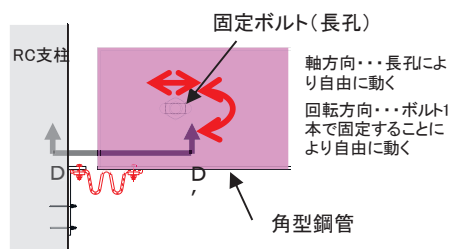
正面図



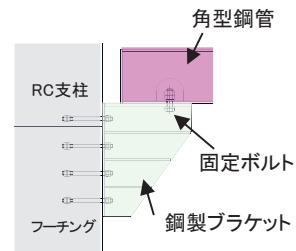
A-A'断面 (RC支柱部)



B-B'断面 (鋼桁下部)



C-C'断面 (角型鋼管部)



D-D'断面 (角型鋼管部)

図 1-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の鋼桁下部の止水構造概要 (海水ポンプ室横断部を除く)

(c) 鋼製扉

鋼製扉は、フーチングと一体の RC 支柱を構築し、支柱間に遮水性のある鋼製扉を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

また、車両進入路部として、開閉可能な扉構造とするため、鋼製扉と戸当り間に止水ゴム（P型）を設置し、戸当りとの接触面で止水性を確保する。

鋼製扉の構造概要を図 1-12 に示す。

なお、鋼製扉は地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるよう 15 分以内に開閉可能な構造とすることとしており、人力での開閉が可能な構造ではあるが、基本設計段階では、扉体重量や風に配慮し、確実に閉止できるようにするため、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置の配備等についても詳細設計の中で検討することとしていた。詳細設計段階において、図 1-13 に示すとおり、RC 支柱上部に油圧ジャッキ及び手動ポンプを配備する設計とした。（15 分以内に開閉可能であることは要素試験等を行い確認しており、詳細は参考資料 5 にて後述する）

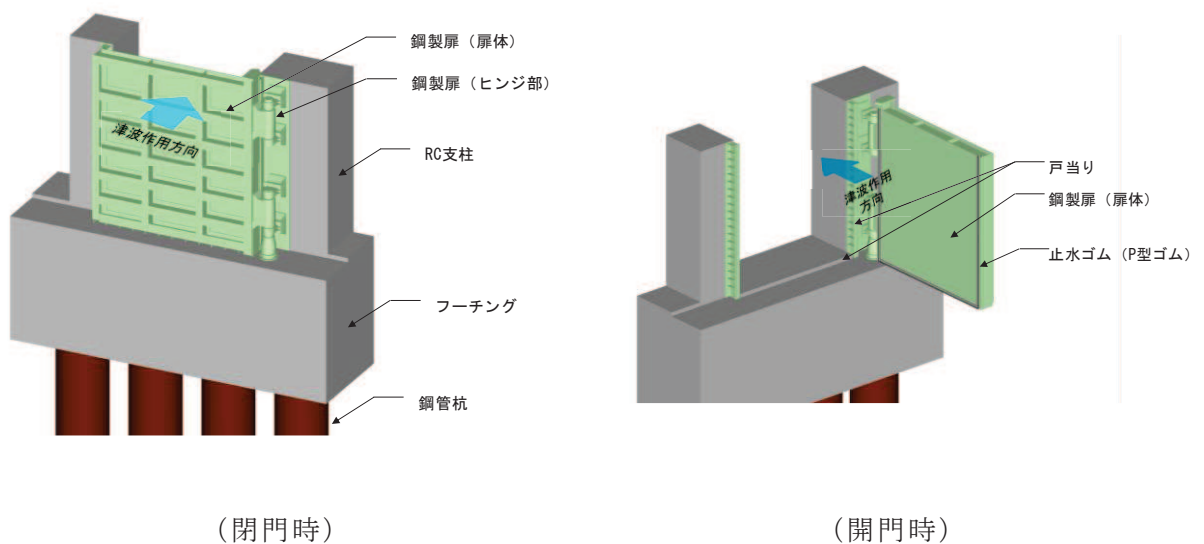


図 1-12 鋼製扉の構造概要

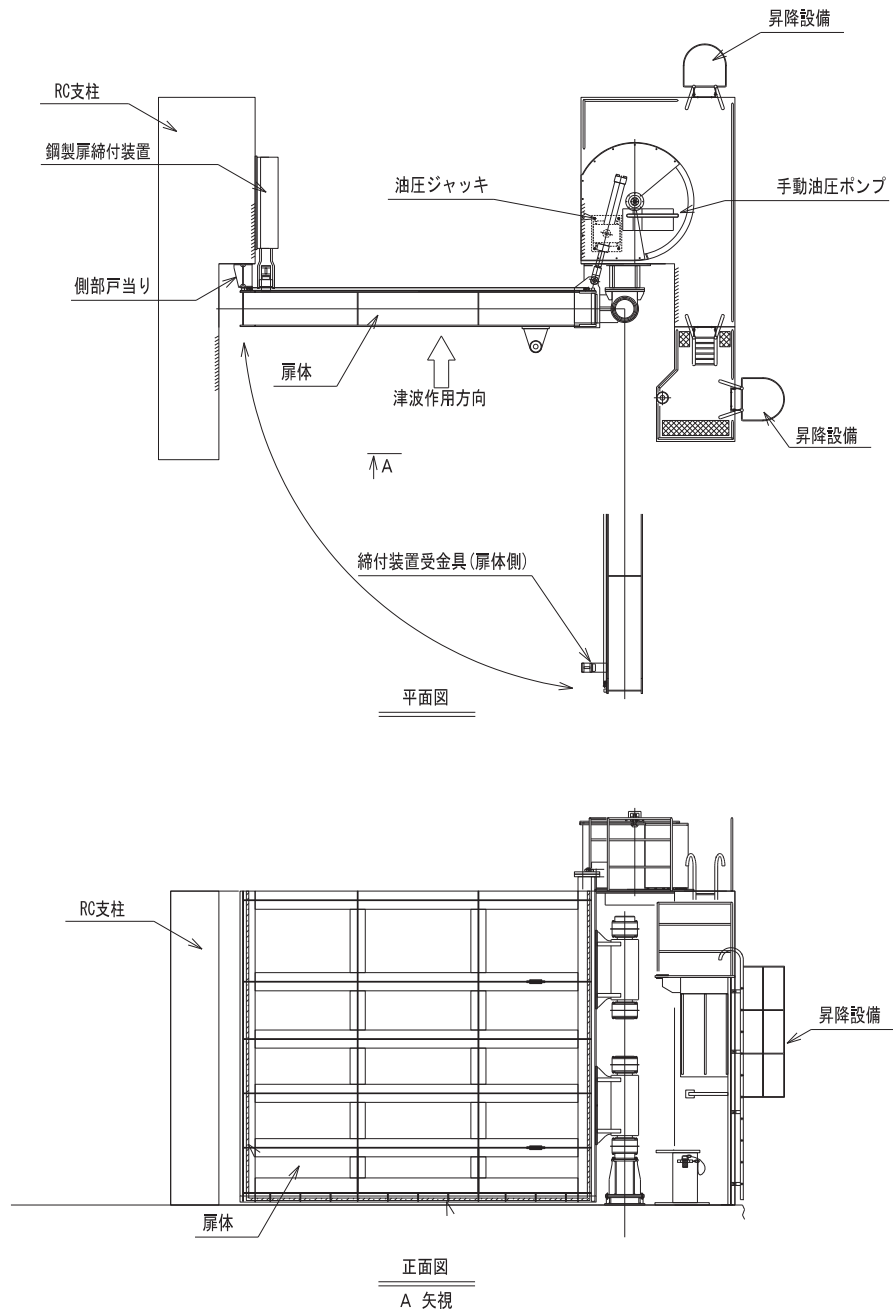


図 1-13 鋼製扉の開閉用補助装置の概要

b. 構造形式間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

接合部は、鋼材-鋼材、鋼材-RC 及び RC-RC の接合部の 3 パターンが存在する。図 1-14 に鋼材-RC 間及び RC-RC 間の接合部の概要図を示す（鋼材-鋼材間は図 1-9 のとおり）。

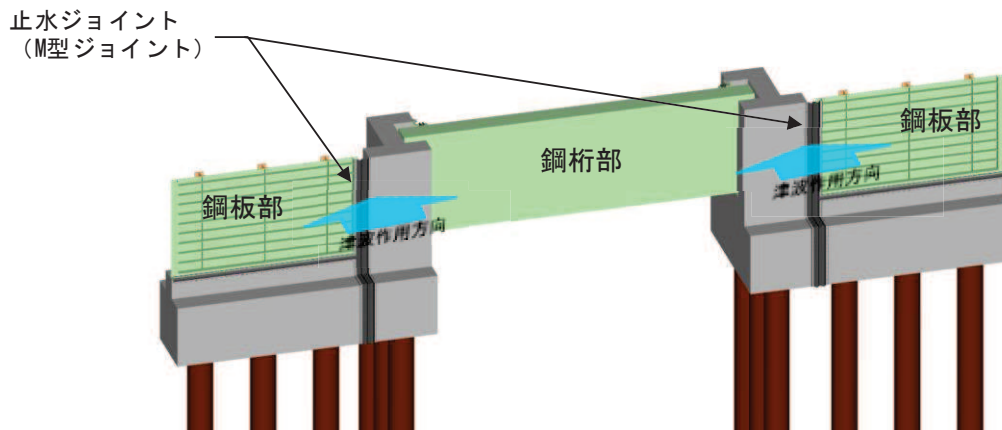


図 1-14(1) 構造形式間の接合部の概要
(鋼材-RC)

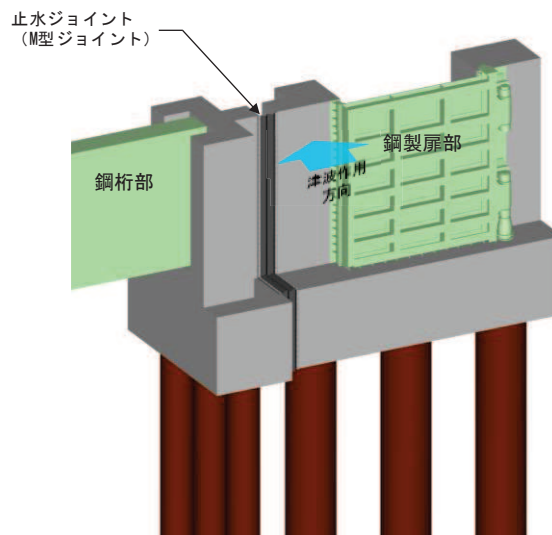


図 1-14(2) 構造形式間の接合部の概要
(鋼材-RC)

c. 異種構造物間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

(a) 海水ポンプ室

海水ポンプ室との接合部については、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁から張り出したブラケットと海水ポンプ室隔壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。概要を図 1-15 に示す。

なお、海水ポンプ室隔壁の止水性の考え方については、「5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」にて示す。

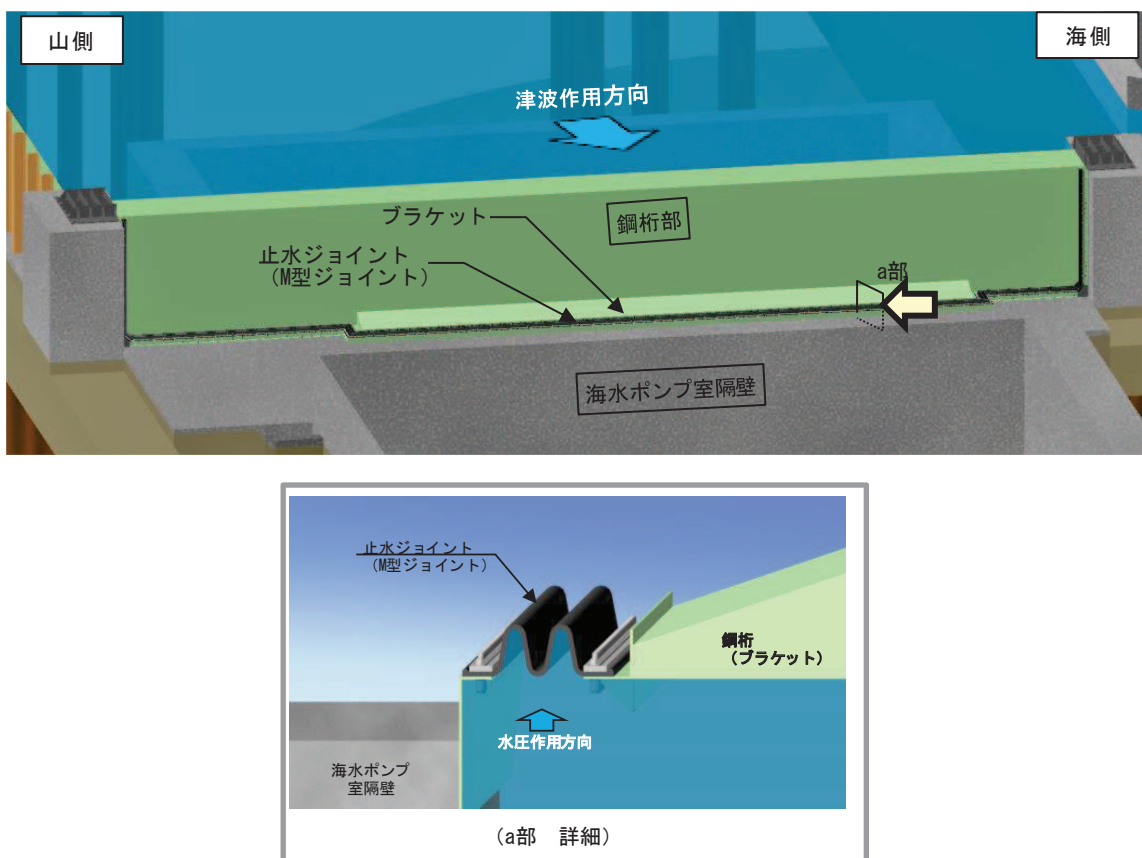


図 1-15 異種構造物間の接合部の概要
(海水ポンプ室間)

(b) 防潮堤間

防潮堤との接合部については、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けるとで、止水性を確保する。概要を図 1-16 に示す。

なお、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁及び鋼板の詳細については参考資料 6 にて後述する。

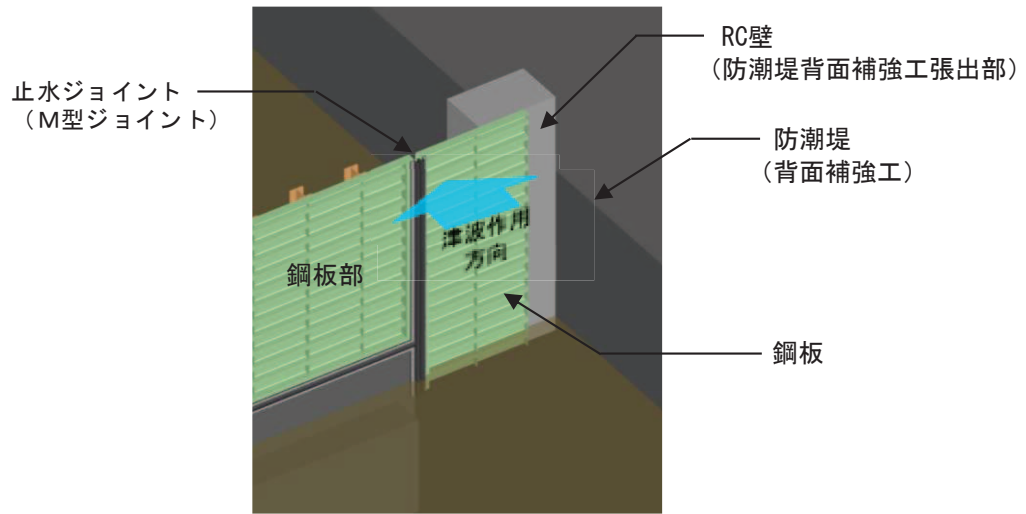


図 1-16 異種構造物間の接合部の概要
(防潮堤間)

d. 地中部からの回り込み

上記 a.～c.に加え，土中部から津波の回り込み（ボイリング）に対して，津波の滞水時間（最大 3 分程度）*や常時の地下水位（地下水位低下設備の効果により十分に低下している状態が想定）を踏まえると，発生する要件が揃う可能性は極めて低いと考えられるが，仮にそれらの要件が揃ったとしても止水性を確保する設計とする。

具体的には，フーチング高さまたは地中に設置する鋼板を，入力津波水位に対するボイリングを仮定した場合においても，十分な安全性を有する根入れ長を確保する高さに設定する（フーチング間は止水ジョイントを設置）。なお，基本設計段階ではフーチングへ矢板等を設置し必要根入れ長を確保する考えを例示していたが，フーチングがある部位については，必要な根入れ長をフーチング高さにより確保することとした。

また，鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤である鋼桁（地中構造物を横断する箇所）においては，鋼桁下部に設置する角型鋼管に矢板（鋼材）を設置し，必要根入れ長を確保する。必要根入れ長の評価及び矢板等の詳細については，参考資料 4 にて後述する。

注記*：「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す，入力津波の時刻歴波形（水位上昇側）において敷地高さ（O.P.+13.8m）を上回る時間

(5) 基礎構造

a. 下端部の支持方法について

(a) 概要

支持層について、接地圧に対する十分な支持力を確保するため、 C_M 級岩盤とする。

ここで、 C_M 級岩盤上に C_L 級岩盤が分布する箇所は杭を岩盤内に根入れさせ C_M 級岩盤に支持させることになるが、岩盤への根入れ長が長くなることで、岩盤によるせん断抵抗が期待される一方、杭体としては岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響により耐震安全性が低下するおそれがある。

このため、杭の岩盤への根入れ長を短くし（ C_M 岩盤上面から C_L 岩盤上面までをMMRで立ち上げ）、 C_M 岩盤への荷重伝達を行うとともに、岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響を緩和する構造とする。

また、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形を抑制するため地盤改良を行う。地盤改良高さは、地下水位+1m以深を、地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの2倍を基本とする（詳細は参考資料2にて後述）。

杭下端部の支持方法の概要を図1-17に示す。

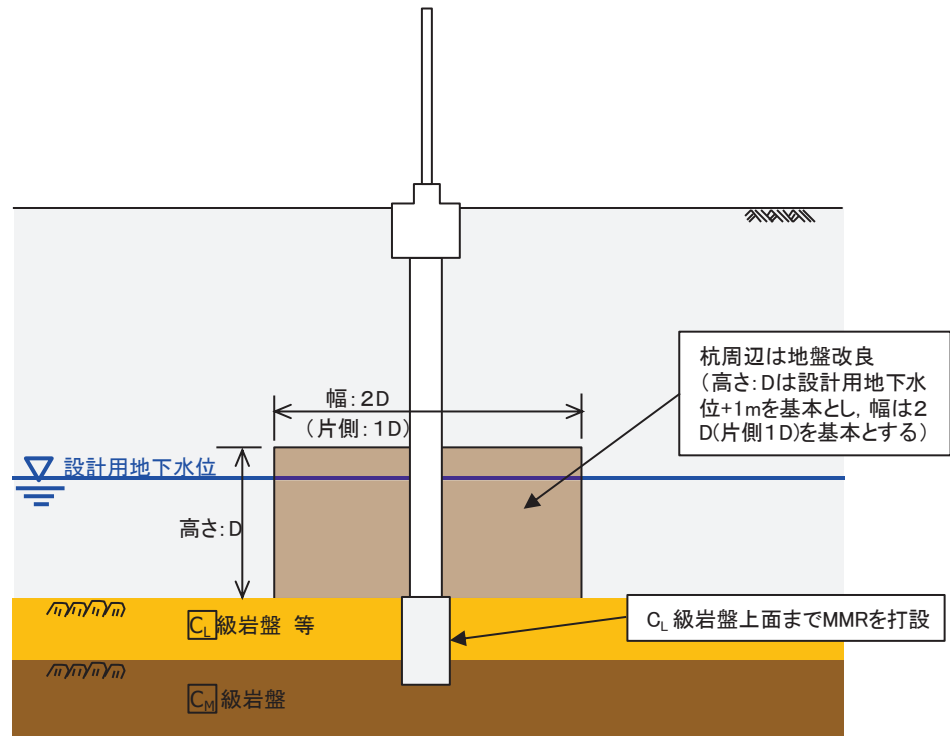


図1-17 杭下端部の支持方法の概要

(b) 設計上の考慮事項

杭下方の MMR については、 C_M 級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 C_M 級岩盤へ確実に荷重を伝達する。

表 1-1 に杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と C_M 級岩盤の極限支持力の関係を示す。

表 1-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 (C_M 級岩盤)
孤崎部層	30 N/mm ²	13.7 N/mm ²
牧の浜部層		11.4 N/mm ²

また、杭先端については、 C_L 級岩盤上面位置（MMR 上面）とすることを基本とするものの、不陸や鋼管杭の施工上の誤差により、 C_L 級岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが、図 1-18 に示す深度方向の変位分布を鋼製遮水壁（鋼板）-断面⑤のとおり、杭下方を地盤改良することで、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。

なお、設計用地下水位が岩盤以深に分布している区間（鋼製遮水壁（鋼板）-断面③等）のように、地盤改良を実施しない範囲も存在するが、図 1-19 に示す断面③における深度方向の変位分布のとおり、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。

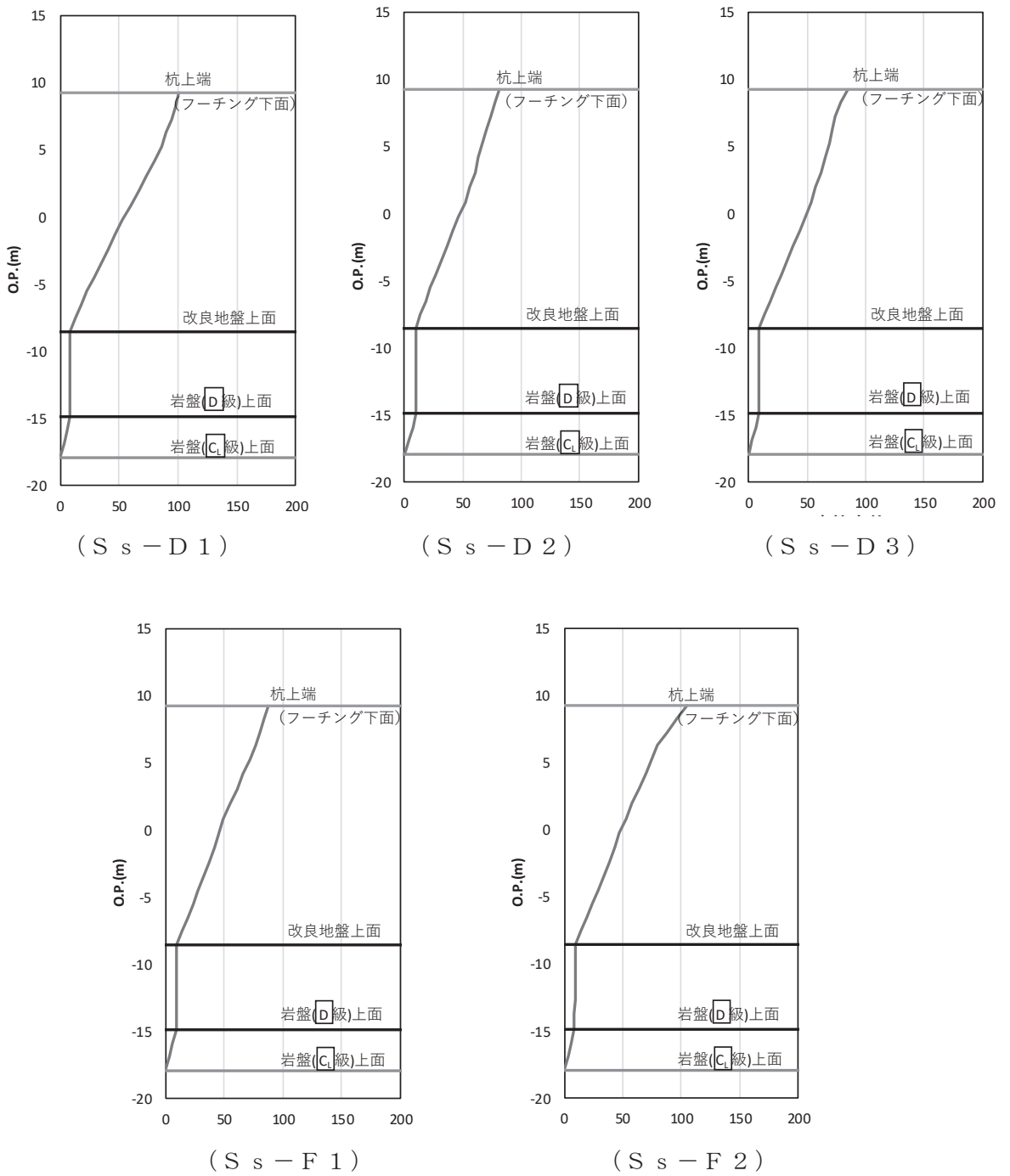
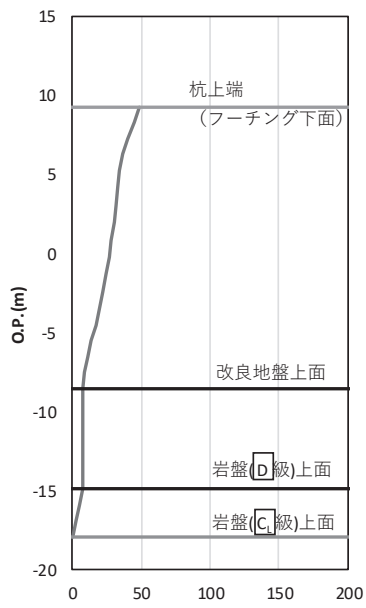
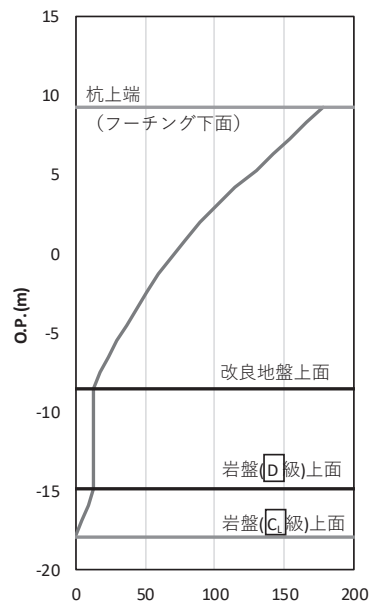


図 1-18(1) 深度方向の変位分布
 (鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)

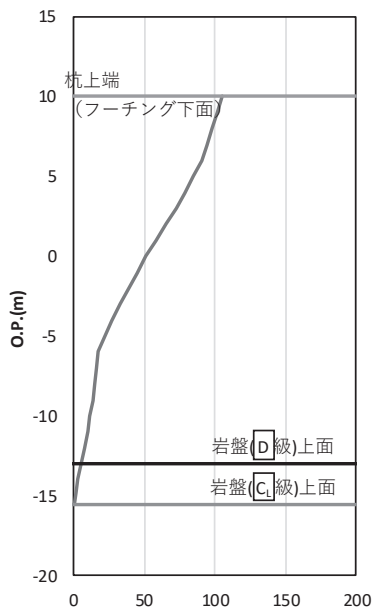


(S s - F 3)

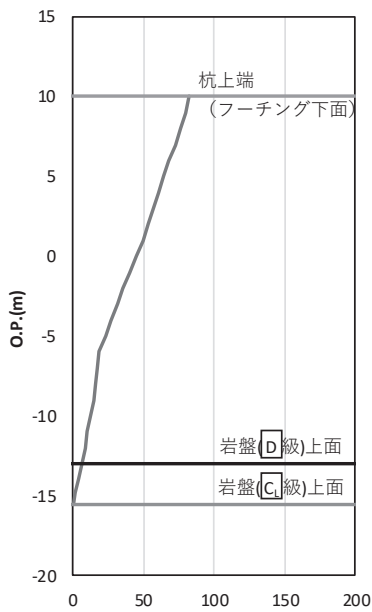


(S s - N 1)

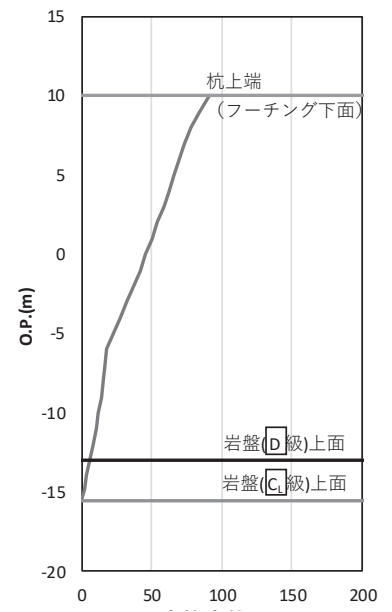
図 1-18(2) 深度方向の変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)



(S s - D 1)



(S s - D 2)



(S s - D 3)

図 1-19(1) 深度方向の変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

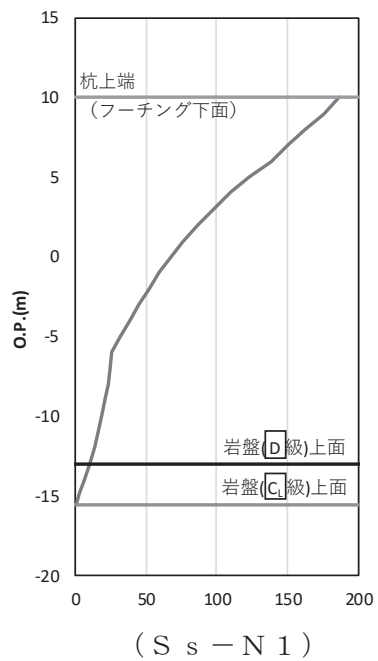
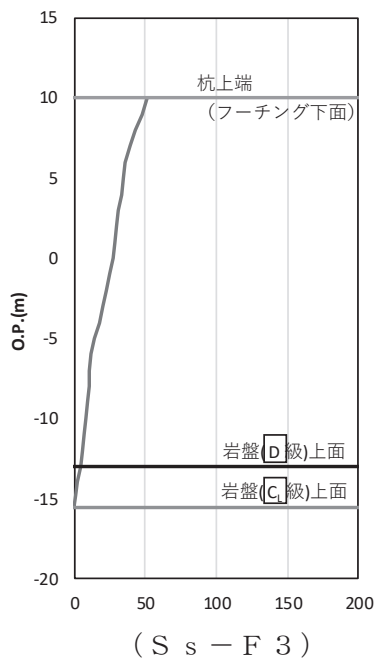
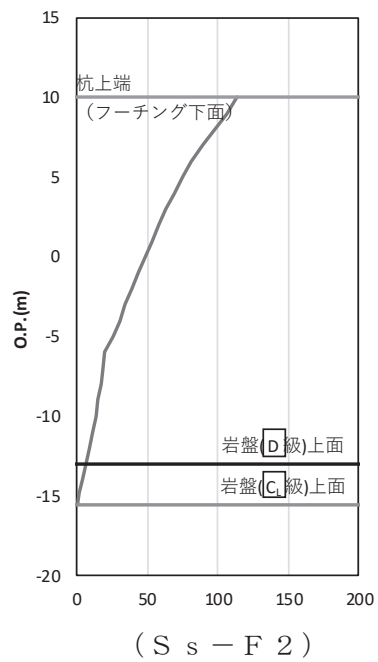
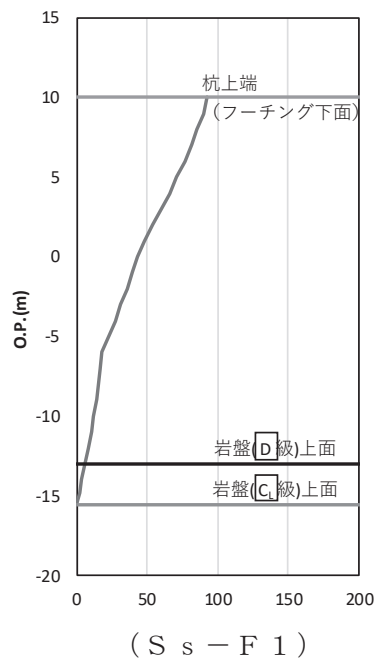
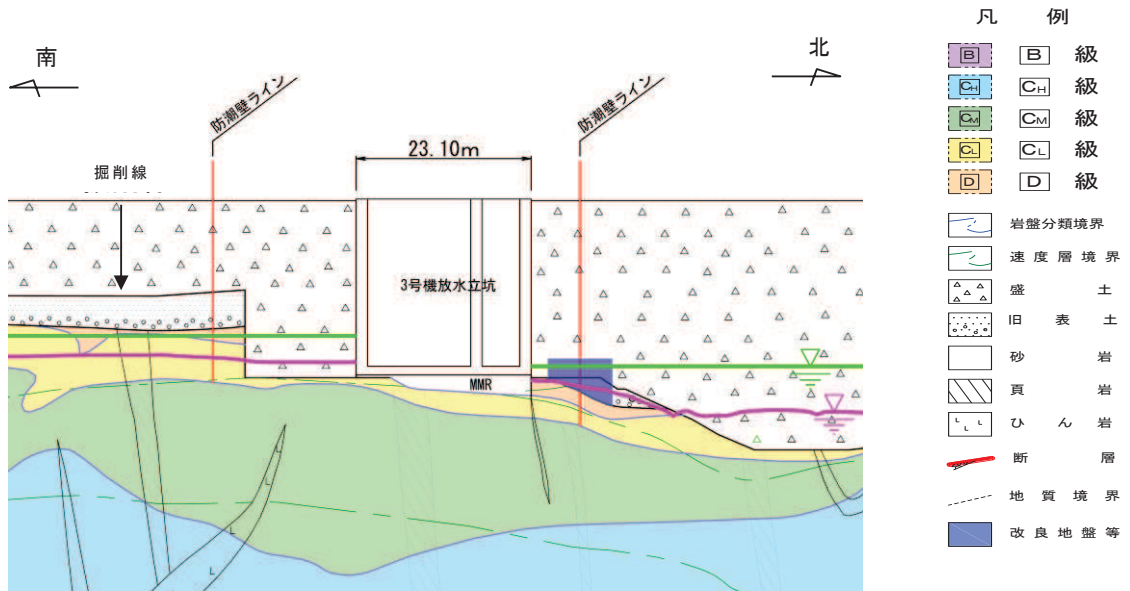


図 1-19(2) 深度方向の変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

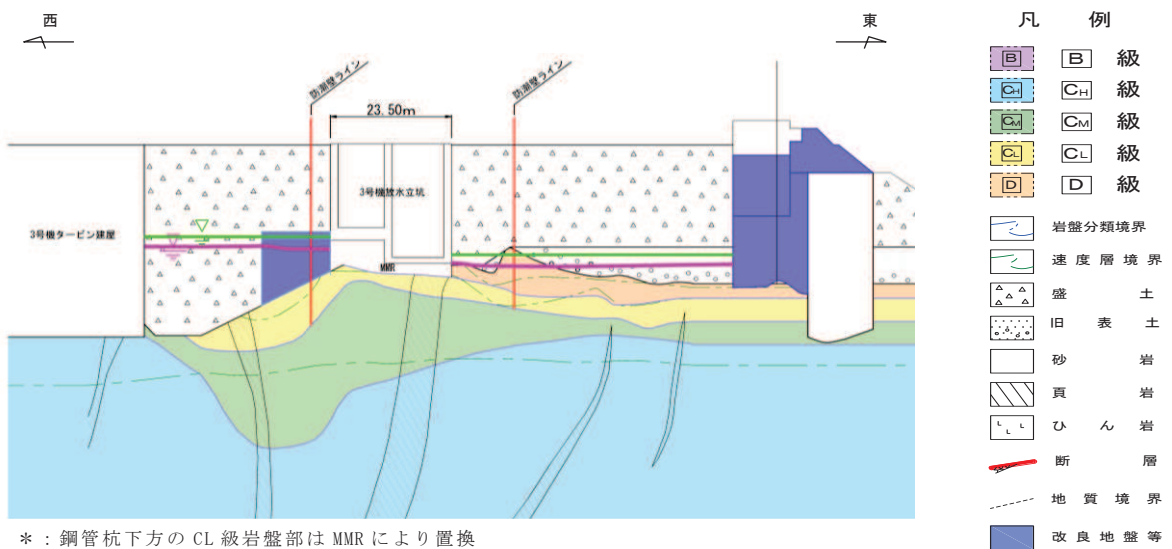
なお、3号機放水立坑防潮壁においては、図1-20のとおり、杭の設置位置が建設時の掘削形状により、岩盤端部付近に位置している箇所（立坑南側）や岩盤上面が傾斜している箇所（立坑西側）があるため、これらの地点に対する杭先端部の安定性については、参考資料7及び参考資料8にて示す。



* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図1-20(1) 3号機放水立坑防潮壁付近の岩盤分布
(3号機放水立坑横断方向(南北))



* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図1-20(2) 3号機放水立坑防潮壁付近の岩盤分布
(3号機放水立坑横断方向(東西))

(c) 施工方法及び品質管理

基礎杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いる計画としており、以下の方法により施工品質を確保する計画としている。

オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマグラブで排土する工法である。

よって、所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行った上でMMRの打設を行い、鋼管杭を設置する。深度の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。

岩級の確認は、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。なお、MMRは着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、全周を確実に岩盤支持させるため、更に0.5m程度掘削して構築する。

類似工事の施工例を図1-21に、参照する岩級区分基準を表1-2に示す。



(オールケーシング工法による掘削)



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)

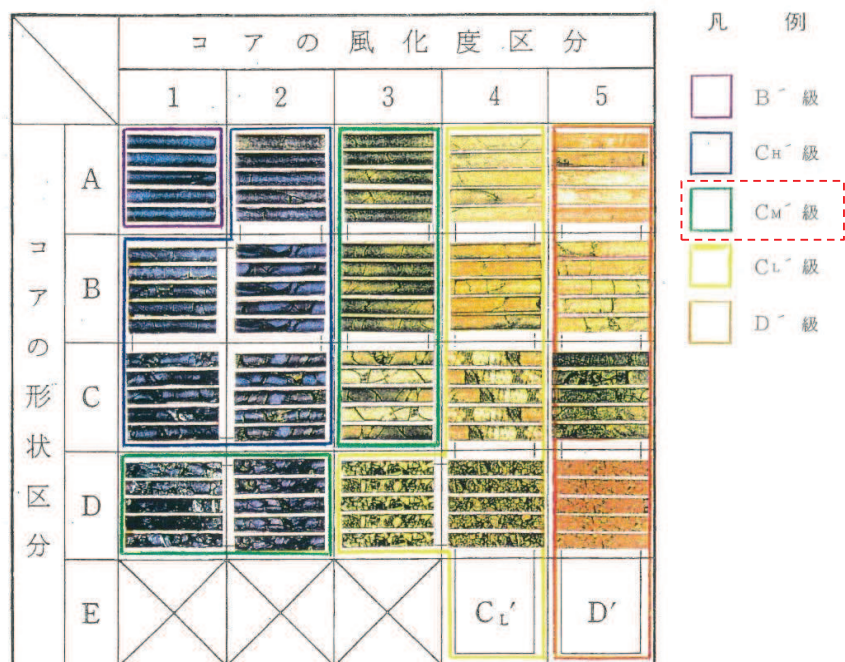
(岩盤確認状況)

図1-21 類似工事の施行例

表 1-2 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。
C _H ”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。 割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。 割れ目間隔は主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。
C _M ”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。 割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。 ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。 割れ目間隔は主として3～10cm程度である。 ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。
C _L ”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。 割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。 割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。
D”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。 割れ目は不鮮明なものが多い。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。 指圧で岩片をすりつぶすことができる。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



b. 場所打ちコンクリート杭

(a) 概要

2号機海水ポンプ室防潮壁の鋼桁においては、基礎杭に場所打ちコンクリート杭（JFETB杭-内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭。以下「JFETB杭」という。）を採用している。

JFETB杭の構造概要を図1-22に示す。従来の場所打ちコンクリート杭の杭頭部などの大きな曲げモーメントやせん断力の作用する部分を内面リブ付鋼管巻きコンクリートとした場所打ち杭で、リブによる付着力により鋼管とコンクリートの一体化することで、一体となって大きな曲げ抵抗を発揮することが出来るため、杭径や本数、フーチング寸法を制限することが期待できる工法である。建設技術審査認定（一般財団法人土木研究センター）を取得しており、鉄道工事や公共工事における橋脚基礎等において採用実績がある。

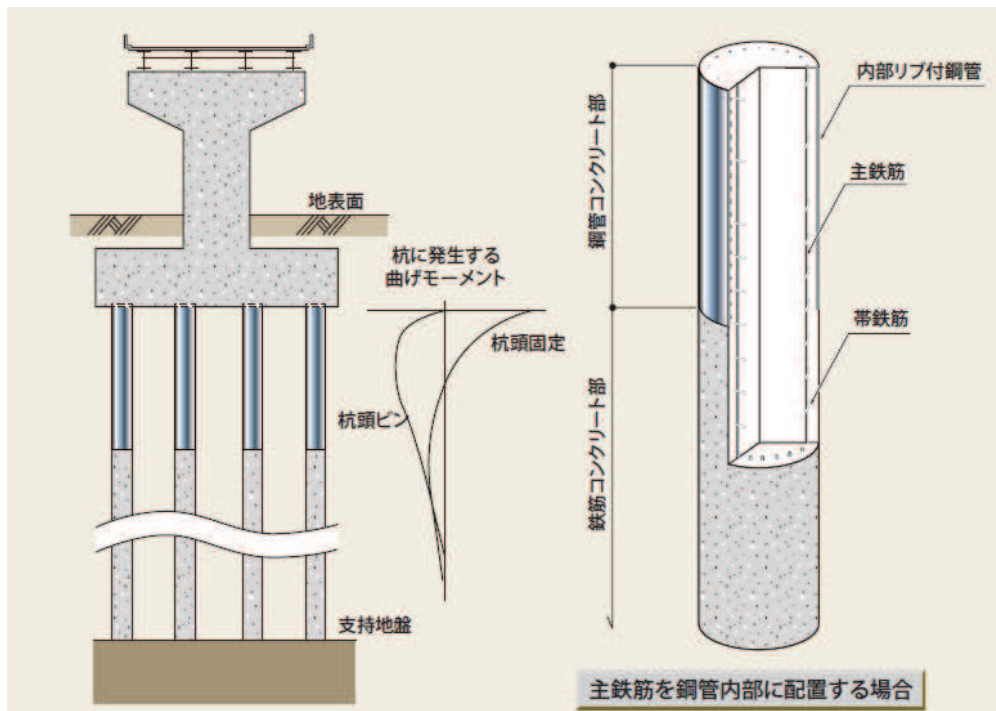


図1-22 JFETB杭の構造概要

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFEホールディングス株式会社）より抜粋
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

(b) 設置位置

鋼桁のうち2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が広がり、他の基礎杭と較べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するためJFETB杭を採用する。

JFETB杭の設置位置を図1-23に、鋼桁（2号機海水ポンプ室横断部）の構造概要を図1-24に示す。

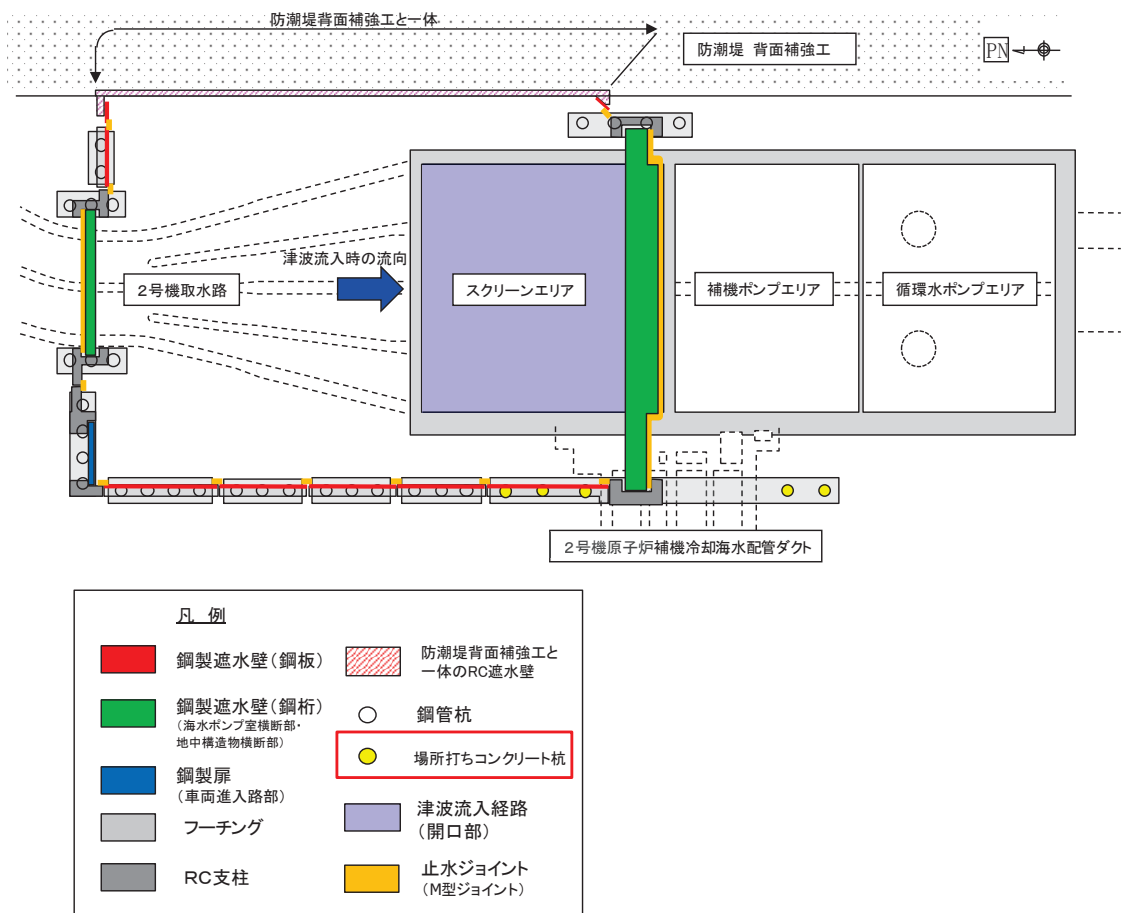


図1-23 JFETB杭の設置位置
(2号機海水ポンプ室防潮壁)

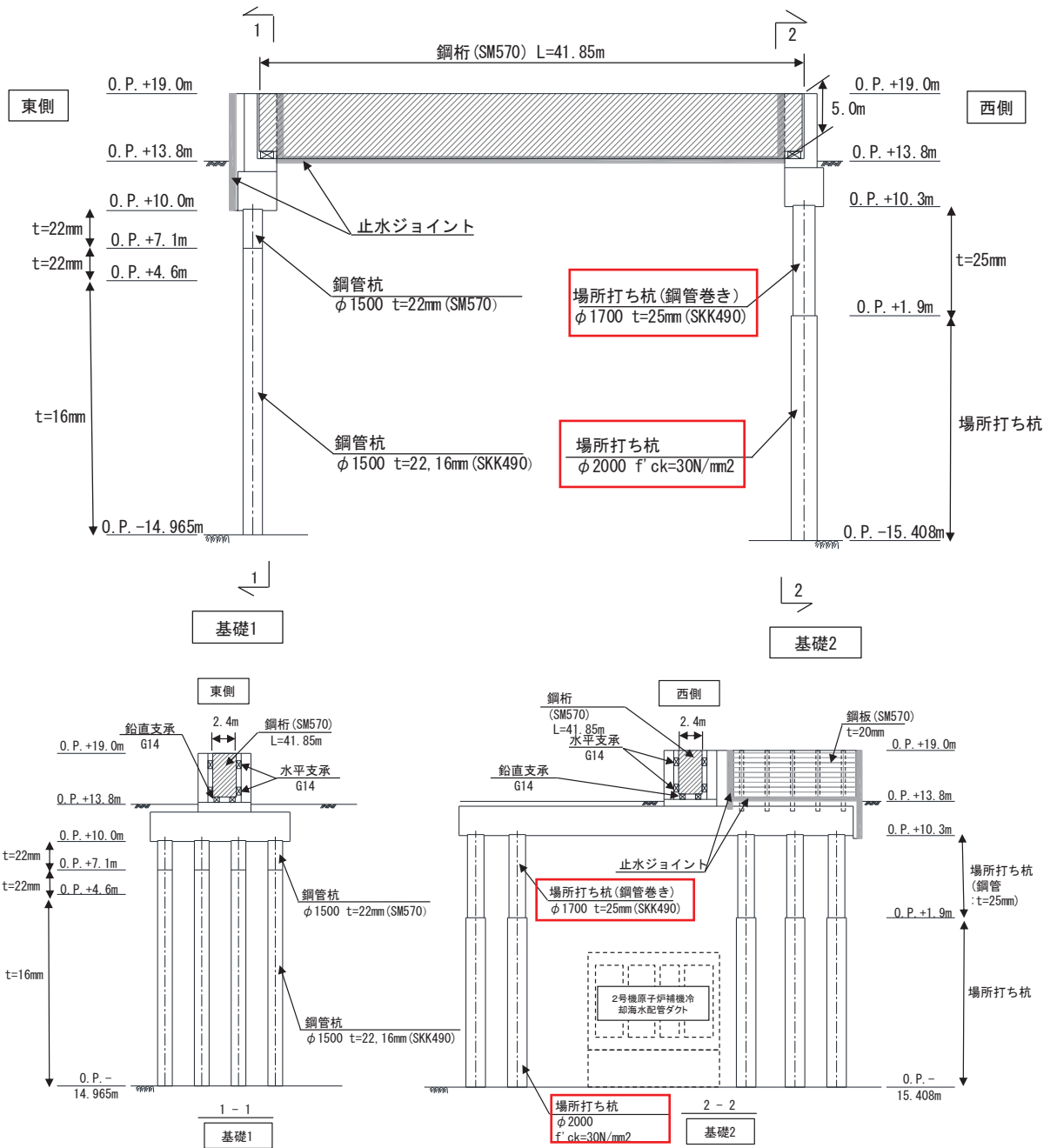


図 1-24 鋼桁 (2号機海水ポンプ室横断部) 構造概要図
(□ : JFETB 杭)

(c) 施工方法

JFETB 杭の、施工手順を図 1-25 に示す。従来の場所打ち杭（オールケーシング）工法で掘削を行い，鋼管設置部分のみ鋼管外形より一周り大きく掘削し，鉄筋かご及び鋼管を建込み，コンクリート打設時に鋼管外周をグラウト充填する。

使用材料を表 1-3 に示す。この仕様は，JFETB 杭の適用可能諸元に適合している。

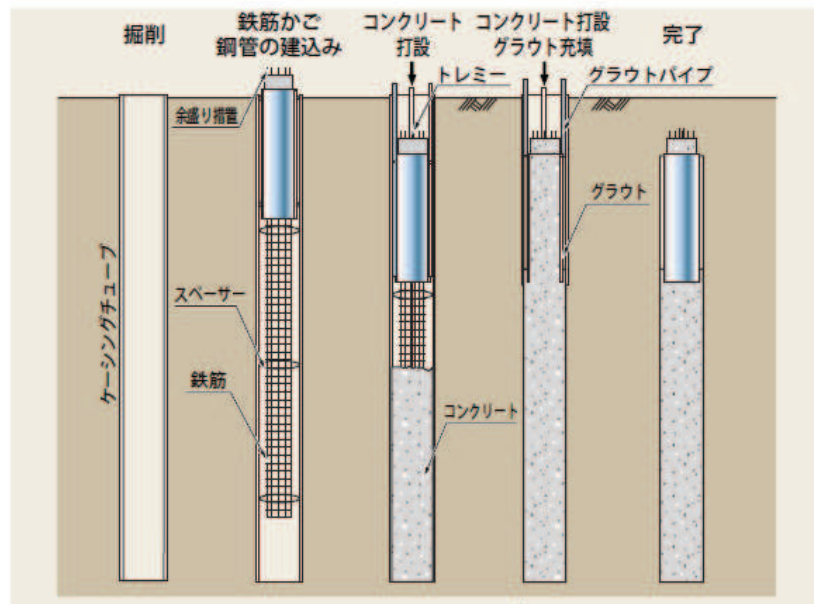


図 1-25 JFETB 杭の施工方法（オールケーシング工法）

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFE ホールディングス株式会社）より抜粋

<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

表 1-3 使用材料

材料	諸元
鋼管	内面リブ付き鋼管：φ 1700，板厚 t=25mm，材質 SKK490
鉄筋	軸方向鉄筋：D51，SD490 帯鉄筋：D19，SD345
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$

(c) 設計方法

基本的な設計体系については、「道路橋示方書・同解説IV下部工編」に示されている場所打ちコンクリート杭に準じ，鋼管巻き立て部については，外周の鋼管を考慮した，断面諸元（曲げ剛性等）及び許容限界（降伏モーメント及びせん断強度）を算定する。また，上杭（鋼管巻きコンクリート杭部）と下杭（コンクリート杭部）の境界部はコンクリート杭が一体化されている構造であるが，断面力等が大きい位置とならないよう設計上の配慮を行う。

(参考資料 2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形抑制のため一定範囲を地盤改良する計画としている。

これに対し、杭基礎構造防潮壁の地震応答解析では、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力非線形解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いて、ばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による地震応答解析を行うこととしている。

ここで、質点系モデルにて、入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を用いて地震応答解析を行う場合には、地盤改良体の改良範囲の妥当性や側方地盤の液状化影響等を適切に把握する必要がある。

よって、本章では、有限幅である改良地盤に対して、液状化による地盤変形抑制効果が働き水平成層地盤を仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）による評価の妥当性を確認することを目的として、改良地盤の有限幅や側方地盤の液状化等の影響を考慮できる 2次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析を行い、質点系モデルと 2次元有限要素モデルそれぞれの解析結果（構造物の応答等）の比較を行い、質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認するとともに、現地の改良計画に反映する。

図 2-1 に検討フローを示す。

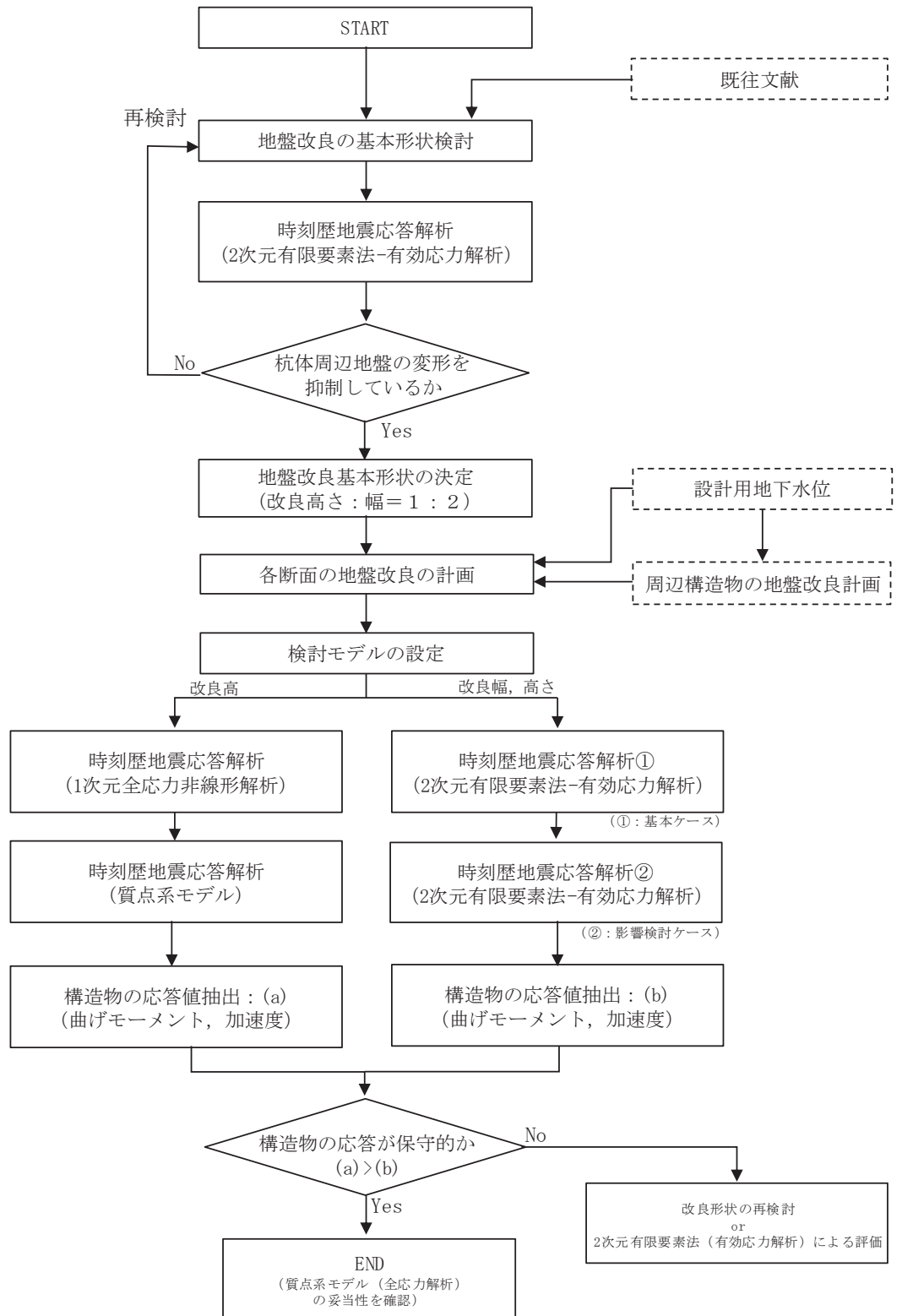


図 2-1 検討フロー

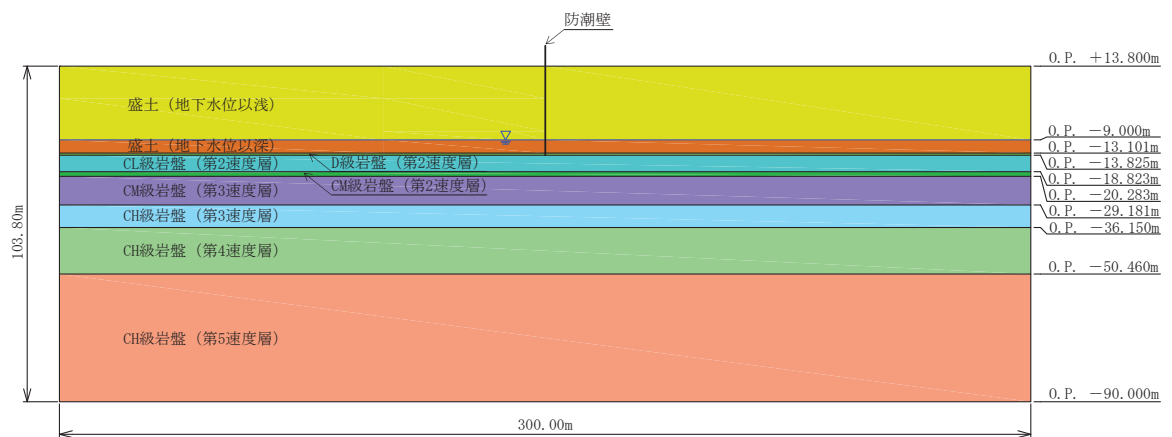
2. 地盤改良の検討

杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形抑制のため、地盤改良高さの2倍幅の範囲を改良することを基本とする。

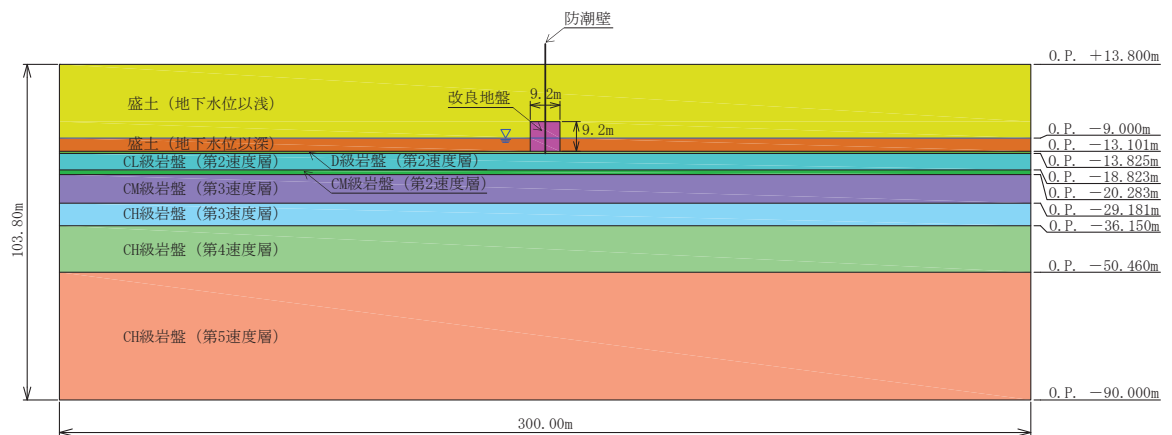
本章では、地盤改良が周辺地盤の液状化等の変形に対して有効に機能し、杭周辺の変形抑制効果を期待するのに十分な改良幅であるかを確認するため、2次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた解析により、改良幅の妥当性を確認する。

具体的には、図2-2に示す、改良体無しのケースと改良体有り（改良高さDに対して幅2D及び1D, 3Dとした3ケース）のケースの地震応答解析を行い、防潮壁の深度方向における変位分布の違いを確認した。検討モデルの概要を以下に示す。

なお、解析条件は「7. 解析条件（2次元有限要素モデル）」にて後述する、本検討（4. 解析手法の妥当性検討～6. 解析手法の妥当性について）に用いる2次元有限要素法モデル（有効応力解析）と同条件とする。

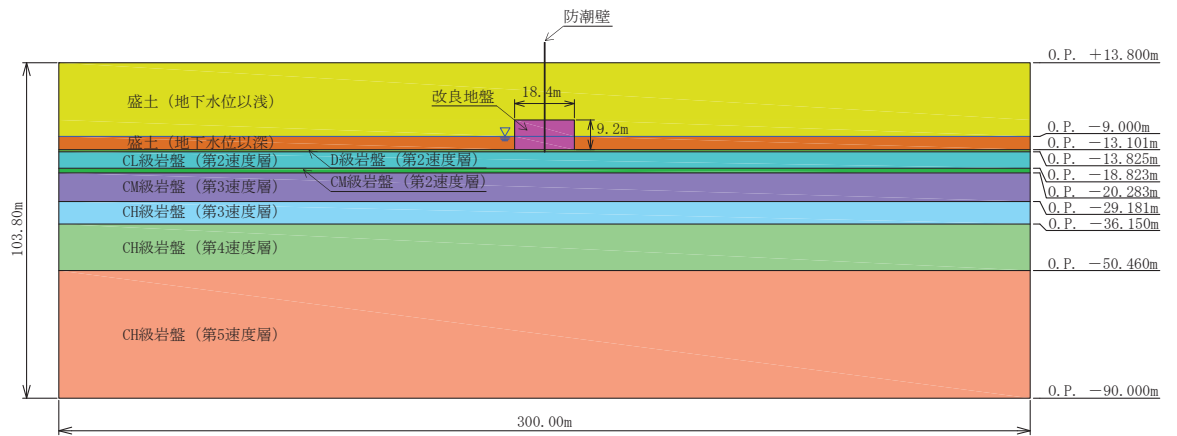


(改良体無し)

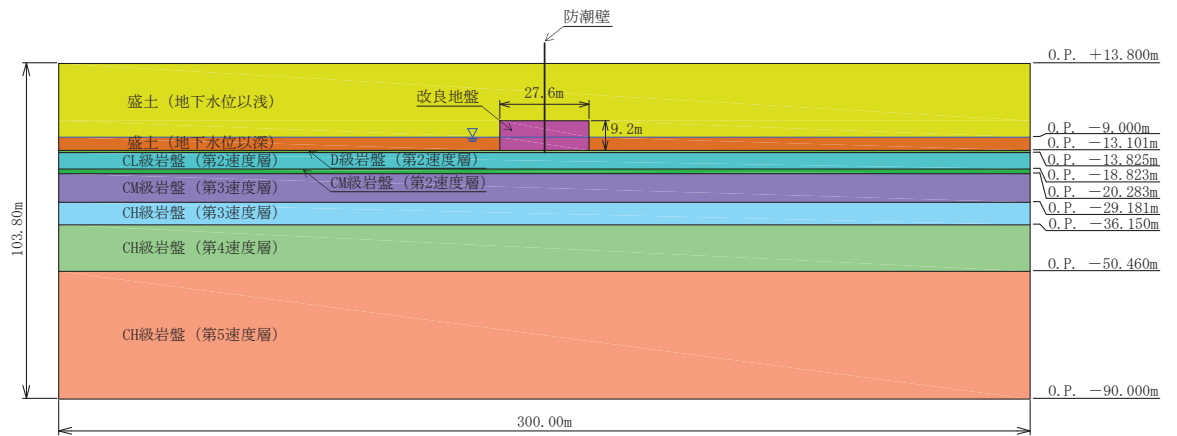


(改良体有り：幅1D)

図2-2(1) 検討モデルの概要



(改良体有り：幅 2D)



(改良体有り：幅 3D)

図 2-2(2) 検討モデルの概要

防潮壁の深度方向の変位分布を図 2-3 に示す。この結果より、改良幅を 2D とすることで、周辺地盤の液状化による地盤変形への抑制効果としては有効であり、さらに改良幅については、1D 及び 3D でも有意な違いはないことを確認した。

なお、これは図 2-4 に示す既往文献「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果（港湾空港技術研究所，2003 年）」の中でも同様の傾向が確認されている。

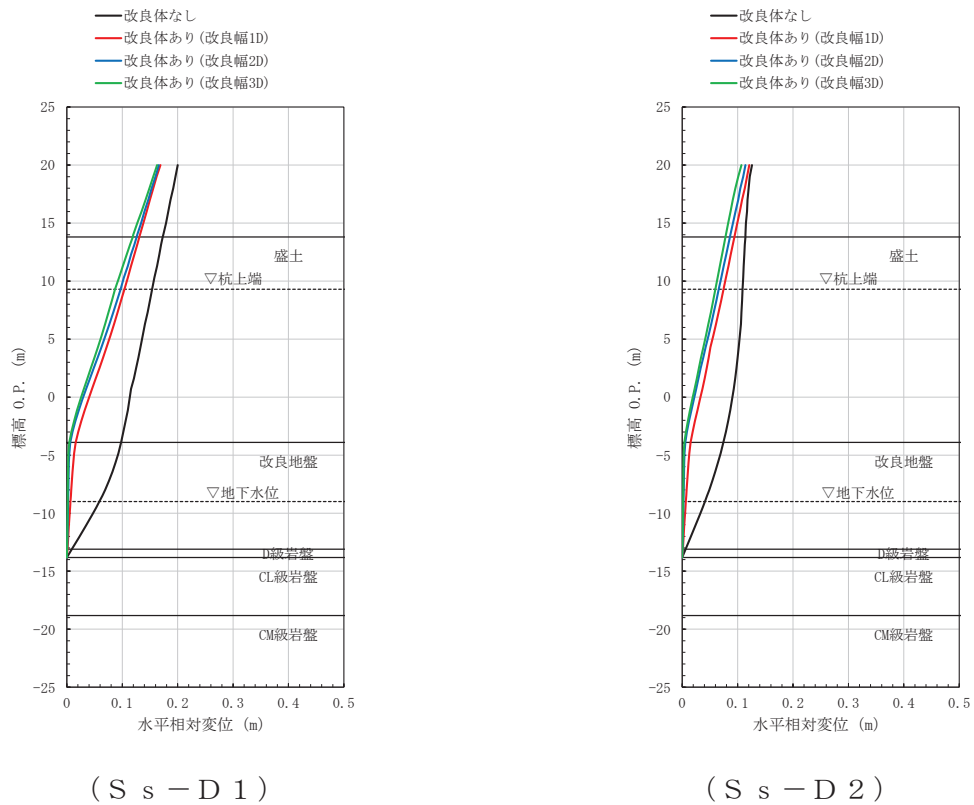
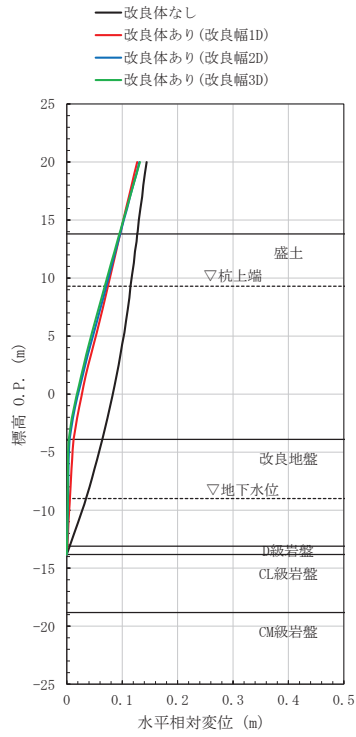
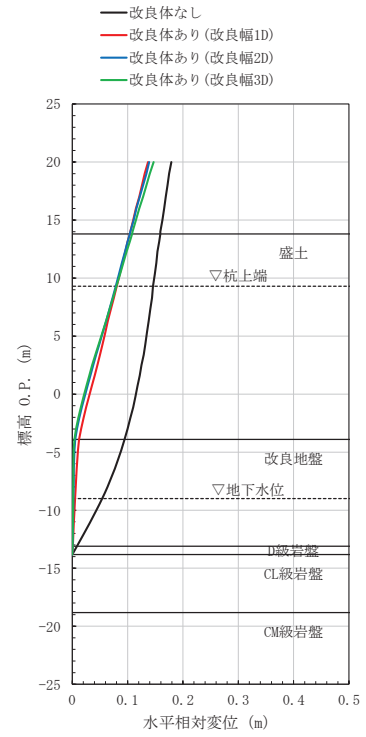


図 2-3(1) 最大変位分布の比較

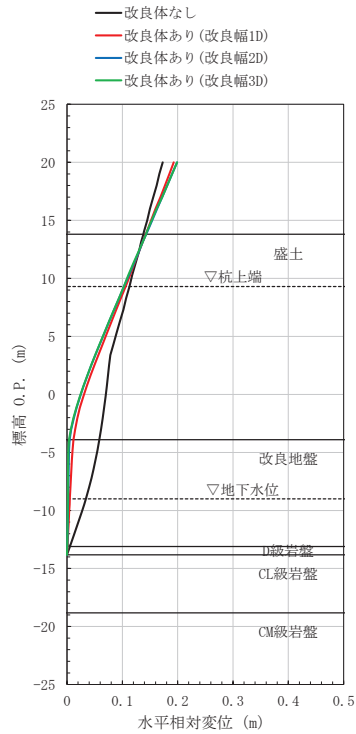


(S s - D 3)

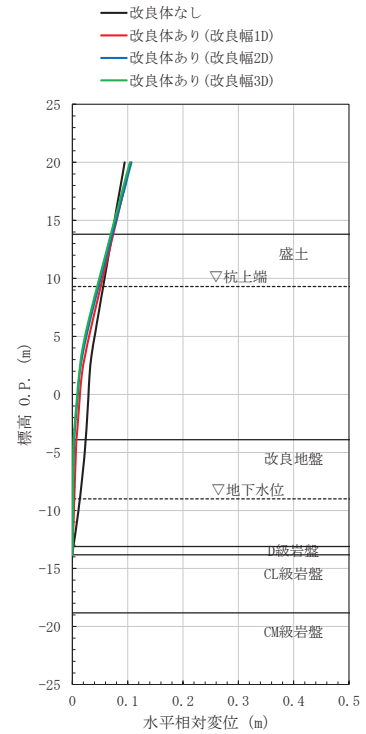


(S s - F 1)

図 2-3(2) 最大変位分布の比較

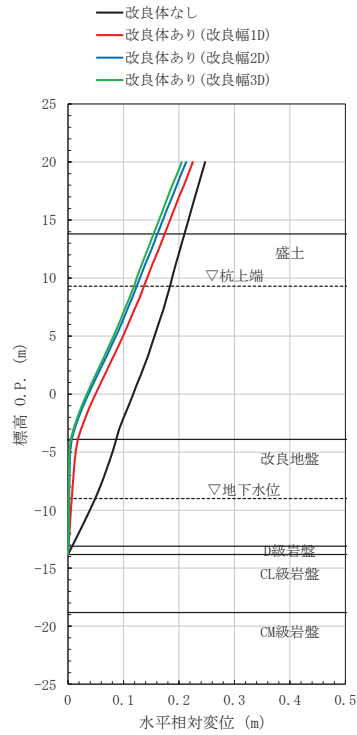


(S s - F 2)



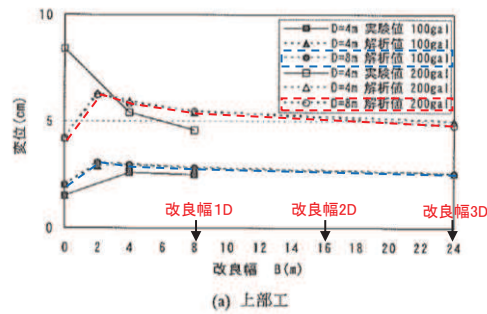
(S s - F 3)

図 2-3(3) 最大変位分布の比較

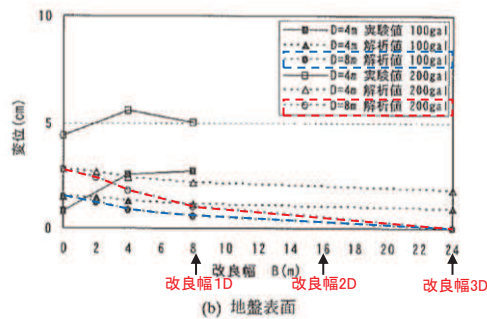


(S s - N 1)

図 2-3(4) 最大変位分布の比較



(a) 上部工



(b) 地盤表面

〔 上記グラフの内、今回の解析条件に類似する
D=8m(全深度改良)のケースを参照 〕

図 2-4 既往文献における杭の変位に及ぼす改良幅の影響確認結果

(「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果(港湾空港技術研究所, 2003年)」より抜粋(一部加筆))

3. 地盤改良の計画

「地盤改良の検討」の結果を踏まえ、杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、周辺地盤の液状化による地盤変形抑制のため、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの2倍を確保することを基本とする。ここで、設計用地下水位は杭位置での地下水位を指すが、地盤改良側方地盤においても地下水位が地盤改良天端よりも低くなることを確認する。

なお、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1mよりも高い箇所があるが、いずれの場合も改良高さに対して1:2の縦横比を確保するよう地盤改良を実施する。

敷地の地盤改良計画を図2-5及び図2-6に示す。

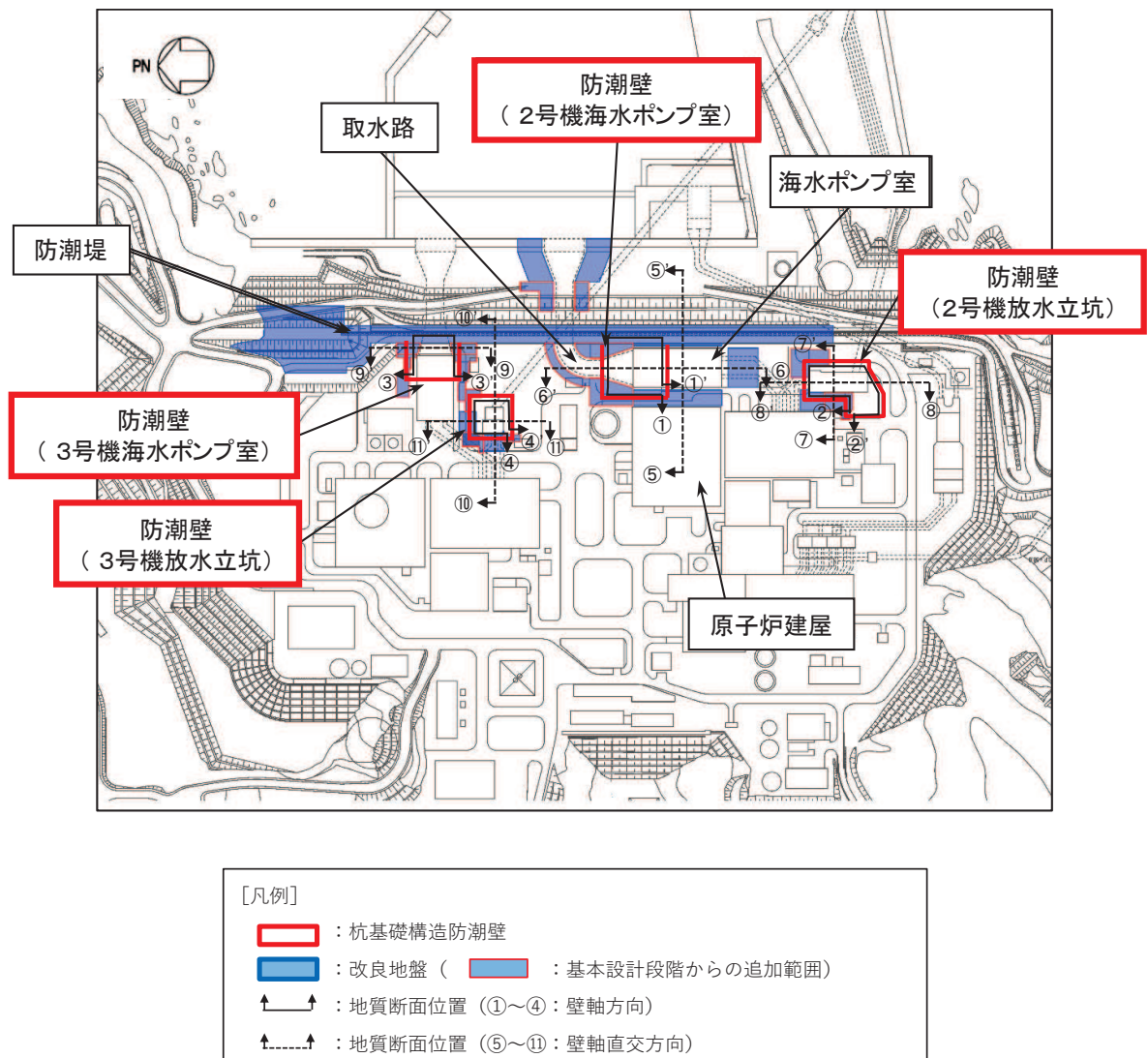
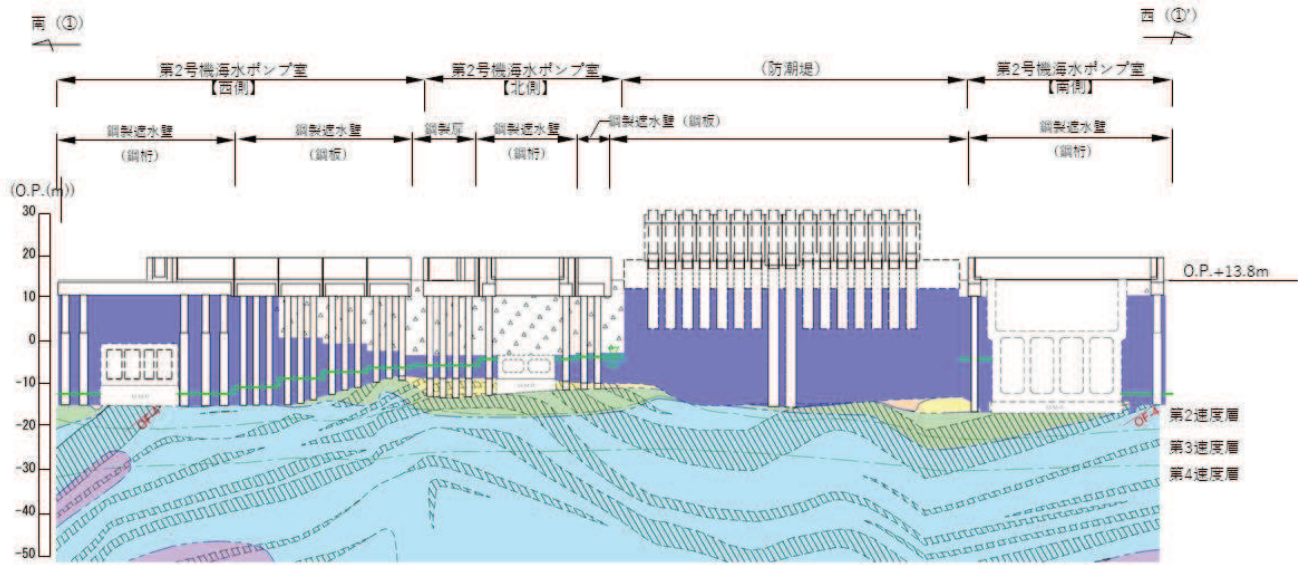
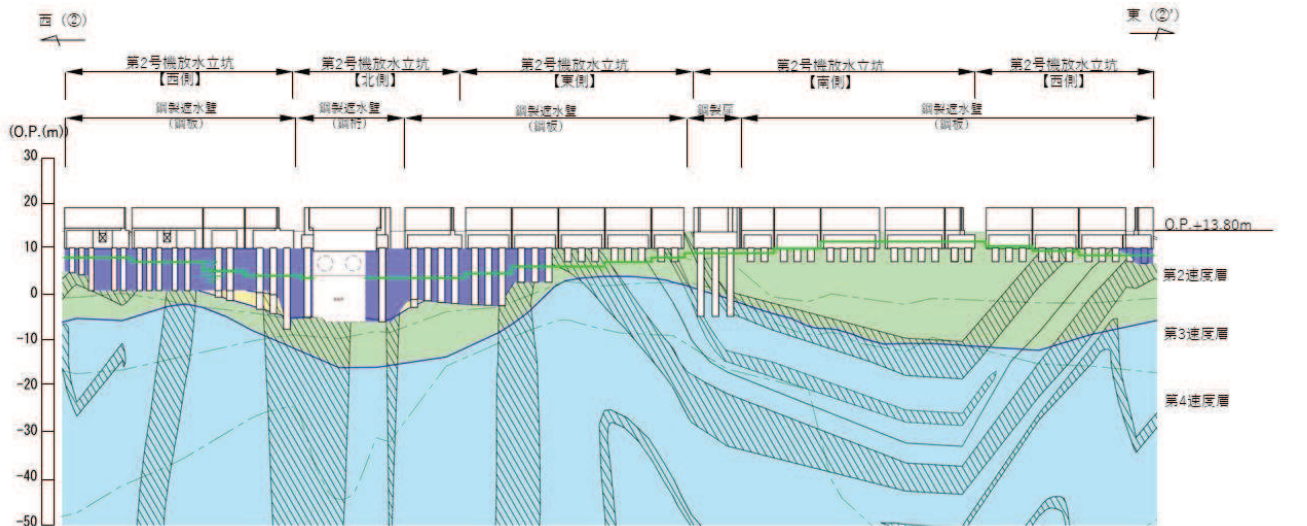


図2-5 地盤改良の計画
(全体平面図)

(参考) 2-8



(2号機海水ポンプ室 ①-①' 断面)

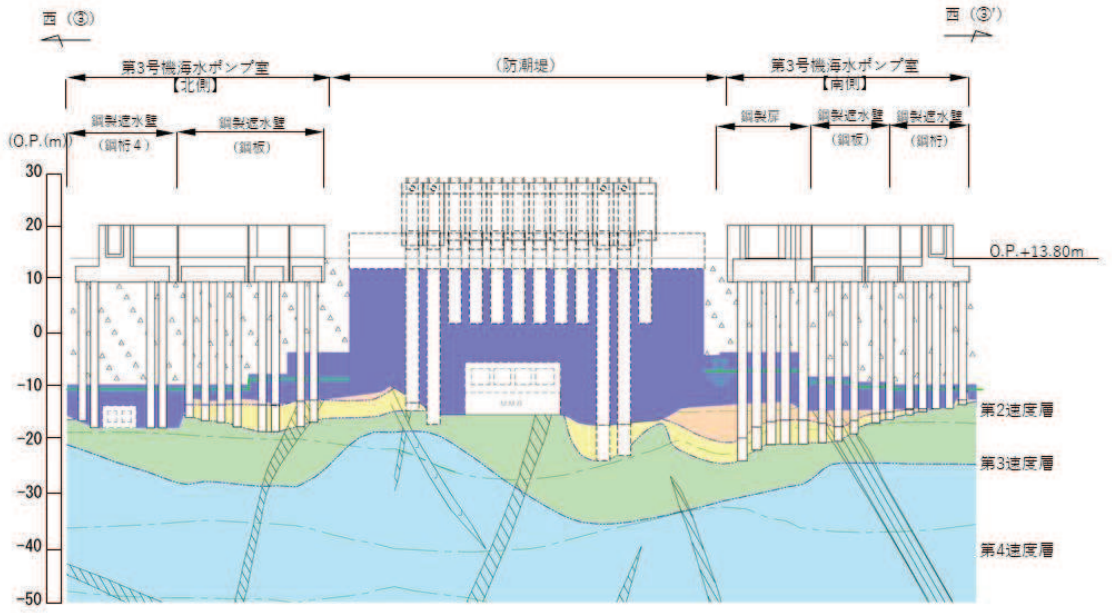


(2号機放水立坑 ②-②' 断面)

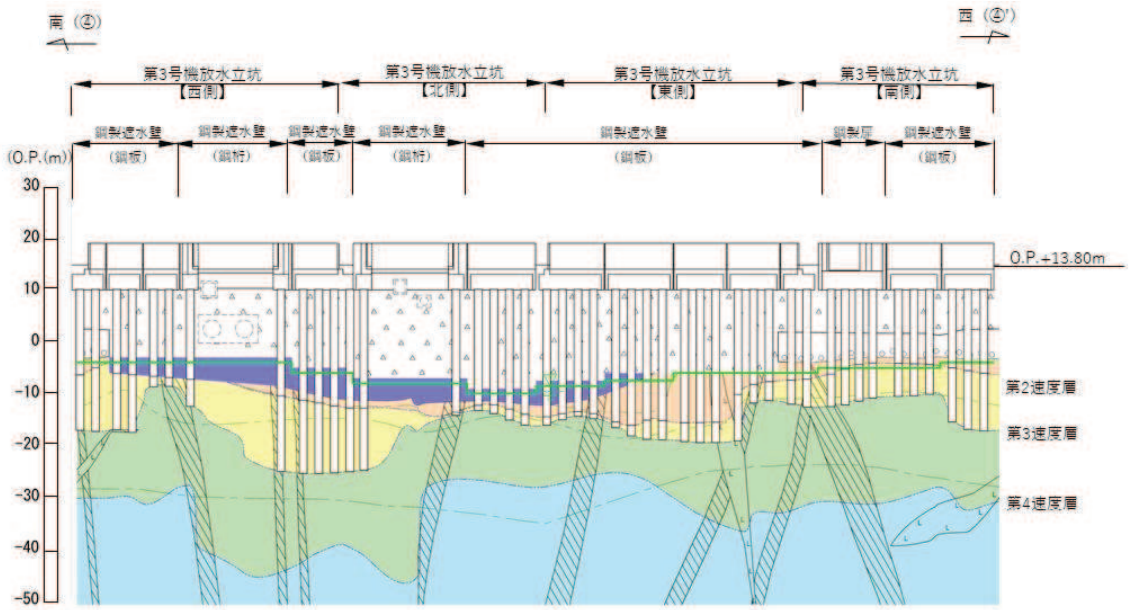
凡 例					
	B 級		盛 土		改良地盤等
	C _H 級		旧 表 土		地下水位
	C _M 級		砂 岩		
	C _L 級		頁 岩		
	D 級		ひ ん 岩		
	岩盤分類境界		断 層		
	速度層境界		地 質 境 界		

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 2-6 (1) 地盤改良の計画
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑 縦断方向)



(3号機海水ポンプ室 ③-③' 断面)

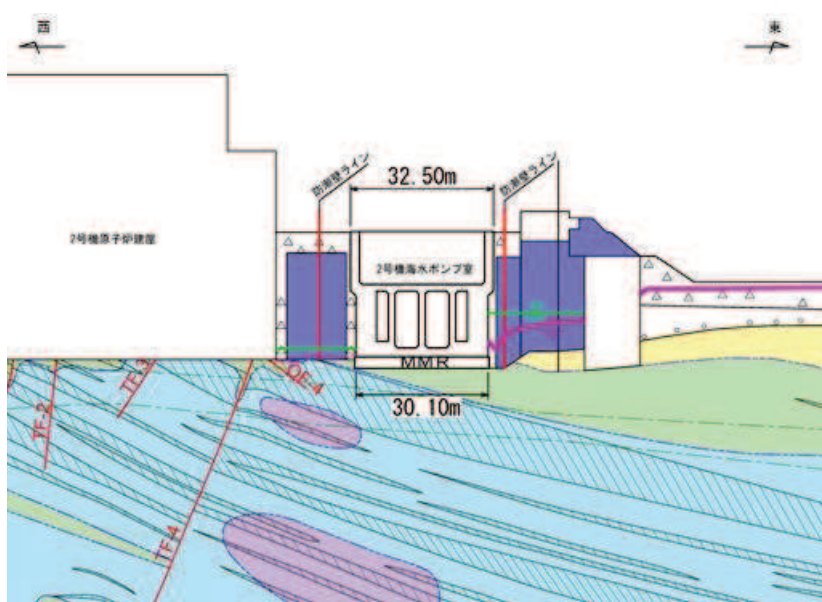


(3号機放水立坑 ④-④' 断面)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

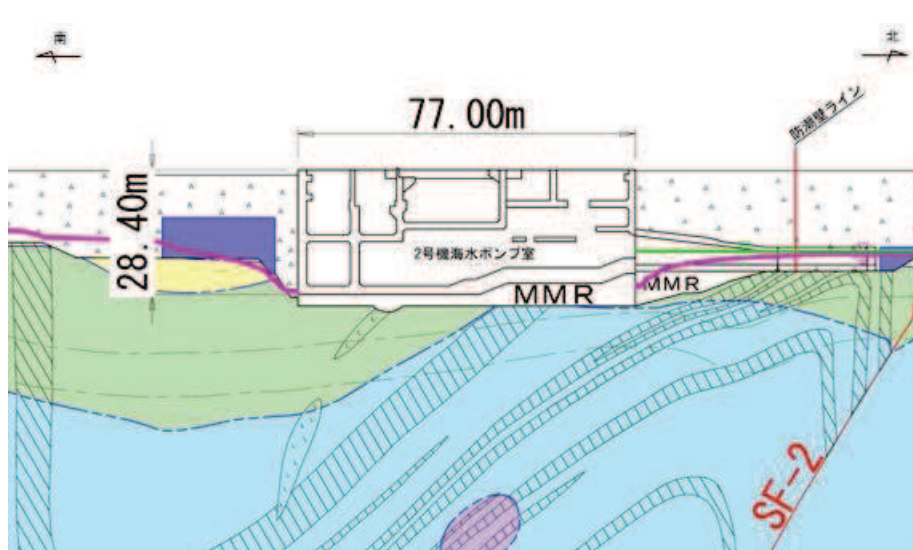
図 2-6 (2) 地盤改良の計画
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑 縦断方向)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(東西)⑤-⑤'断面)

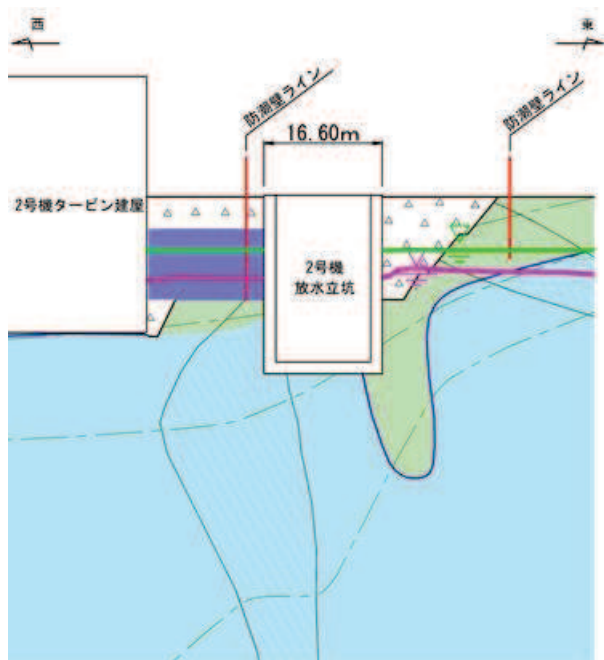


* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(南北)⑥-⑥'断面)

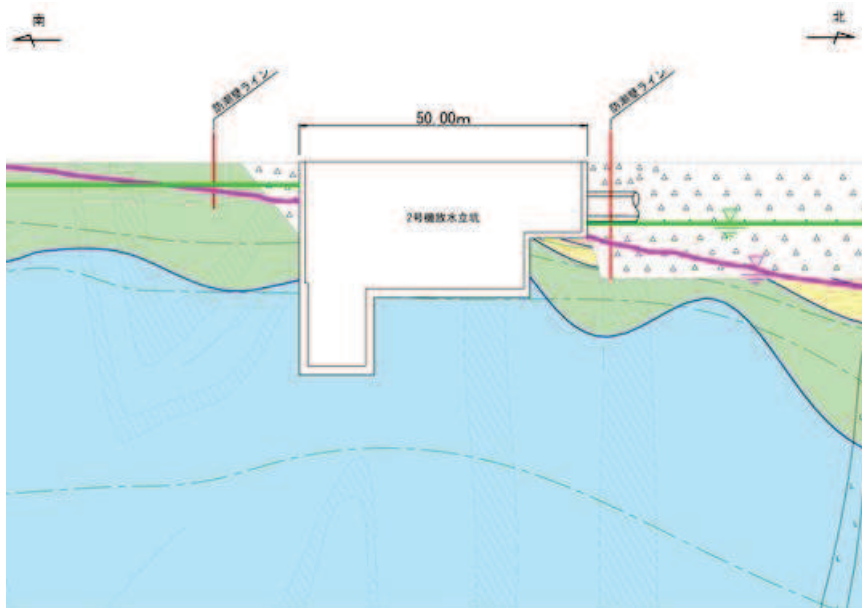
図 2-6 (3) 地盤改良の計画
 (2号機海水ポンプ室 横断方向)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向 (東西) ⑦-⑦' 断面)



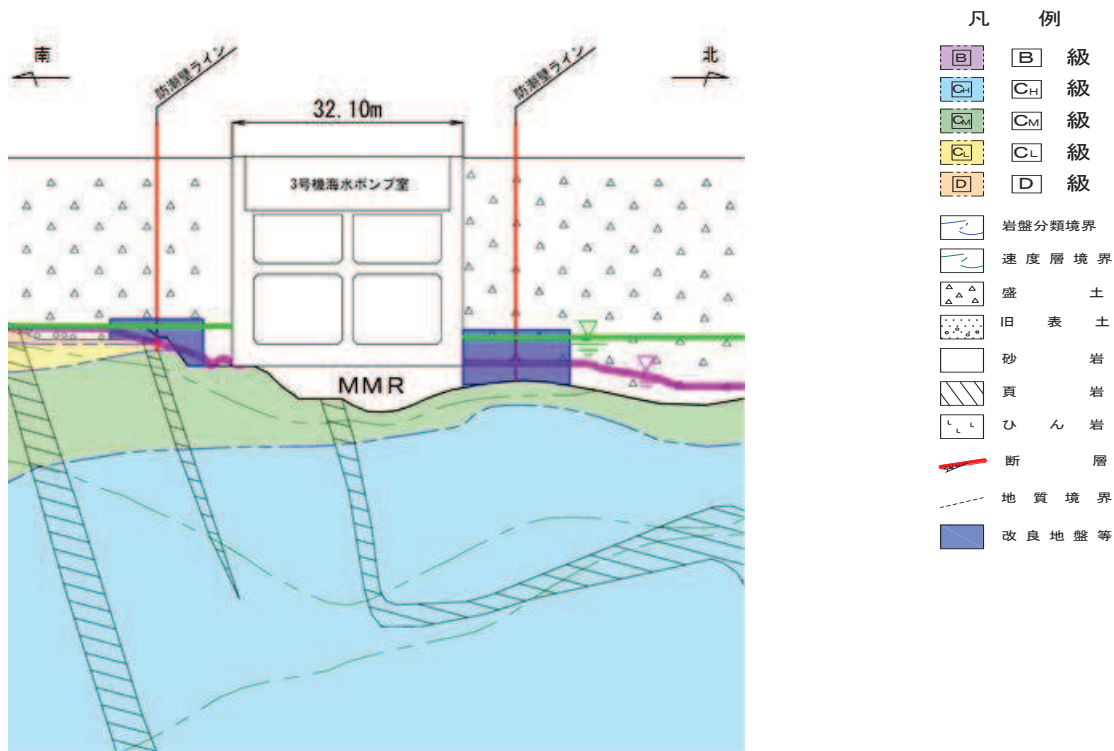
* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向 (南北) ⑧-⑧' 断面)

図 2-6 (4) 地盤改良の計画

(2号機放水立坑 横断方向)

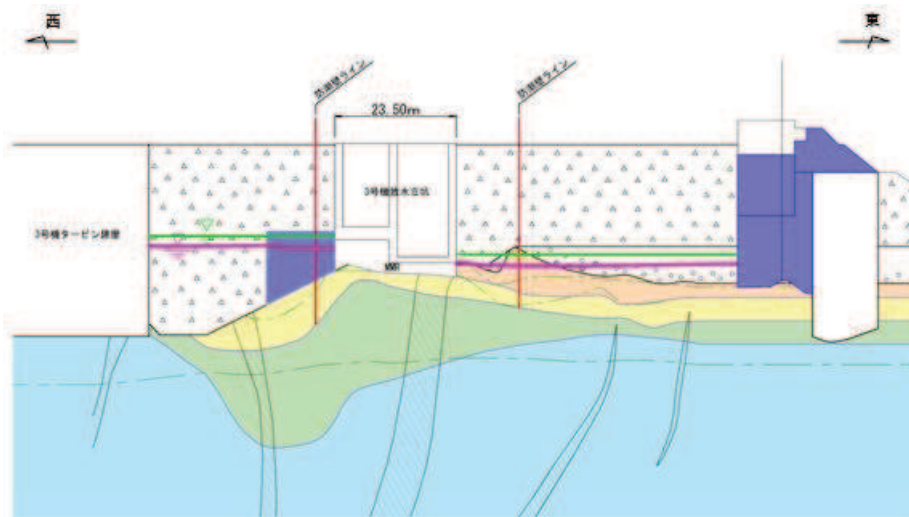


* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

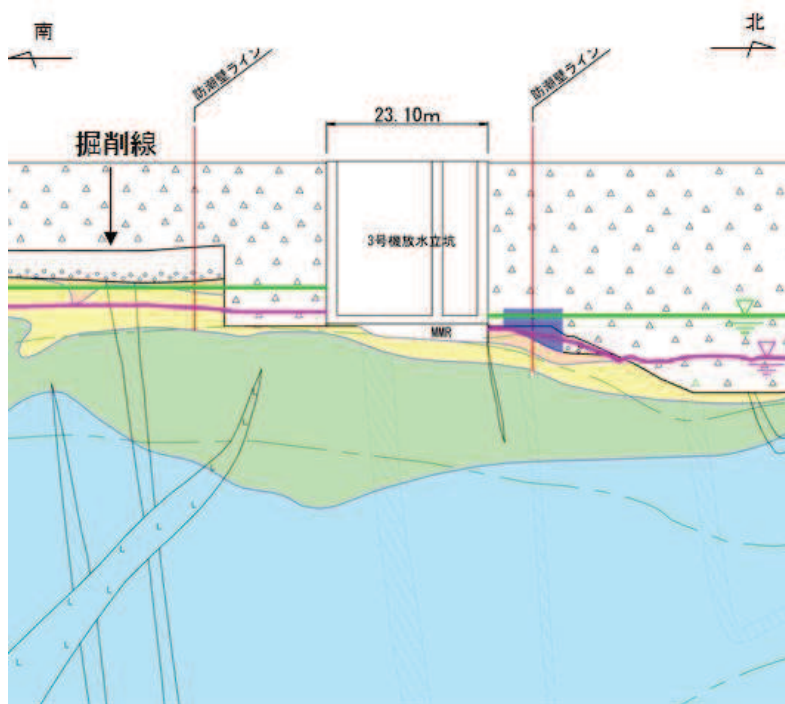
図 2-6 (5) 地盤改良の計画
 (3号機海水ポンプ室 横断方向)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向 (東西) ⑩-⑩' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑪-⑪' 断面)

図 2-6 (6) 地盤改良の計画

(3号機放水立坑 横断方向)

4. 解析手法の妥当性検討

4.1 検討ケース

地盤改良は、前述のとおり改良天端は設計用地下水位+1mとし、改良幅は改良高さの2倍を確保することを基本としている一方、設計用地下水位に応じて改良高さが一様ではない場合や、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1mよりも高い箇所があり外形の大きさにはバリエーションがある。

よって、本検討においては、基本ケースを選定した上で、改良形状を踏まえ、網羅的に改良幅を変化させた検討ケース②-1,2及び改良高さ、幅を変化させた検討ケース③-1,2についても行い、改良形状の違いによる影響を確認する。

なお、構造配置上第2号機海水ポンプ室等の岩着した構造物が隣接する断面があり、これら隣接効果の影響についても確認することを目的として隣接構造物をモデル化した場合の検討も行う(ケース④)。

検討ケースの概要を表2-1に示す。

表2-1 検討ケース

解析ケース		地盤改良の設定(考え方)	
		2次元有限要素モデル	質点系モデル
基本ケース	ケース① (基本ケース)	地盤改良幅=2D (高さ:幅=1:2)	地盤改良幅=水平成層 (1次元地盤応答)
	ケース②-1 (改良幅の影響確認①)	地盤改良幅=1D (高さ:幅=1:1)	
影響検討ケース	ケース②-2 (改良幅の影響確認②)	地盤改良幅=3D (高さ:幅=1:3)	
	ケース③-1 (改良高の影響確認①)	地盤改良幅=2D' (D'=D×0.5) (高さ:幅=1:2)	
	ケース③-2 (改良高の影響確認②)	地盤改良幅=2D'' (D''=D×1.5) (高さ:幅=1:2)	
	ケース④ (隣接構造物の影響確認)	地盤改良幅=2D (高さ:幅=1:2) (隣接構造物をモデル化)	

D:地盤改良高さ

4.2 検討用モデル

解析手法の妥当性に用いる検討用モデルは、解析手法の妥当性を確認する観点から実機計画から選定することとし、本検討では、比較的単純な形状である鋼製遮水壁（鋼板形式の中から、壁高が高くかつ盛土厚さが厚いため、上部工・下部工双方の観点で周辺地盤の液状化等の影響が相対的に大きくなると考えられるⅠ区間）の評価対象断面①をベースとしたモデルとする。

なお、横断方向には、隣接構造物以外にも岩盤の起伏や傾斜、地下水分布の不均一性等も考えられるが、図 2-2 に示すとおり、改良体を挟んで左右の地形や地下水位に有意な差は見られないことから、本検討では水平成層地盤としてモデル化する（参考資料 1 の杭下端部の安定性と同様、3 号機放水立坑の一部で確認される岩盤傾斜や掘削形状の影響については、杭下端部の安定性とあわせて参考資料 8 にて後述する）。

検討用モデルの位置を図 2-7 に、構造図を図 2-8 に、検討ケースの概要を図 2-9 に示す。

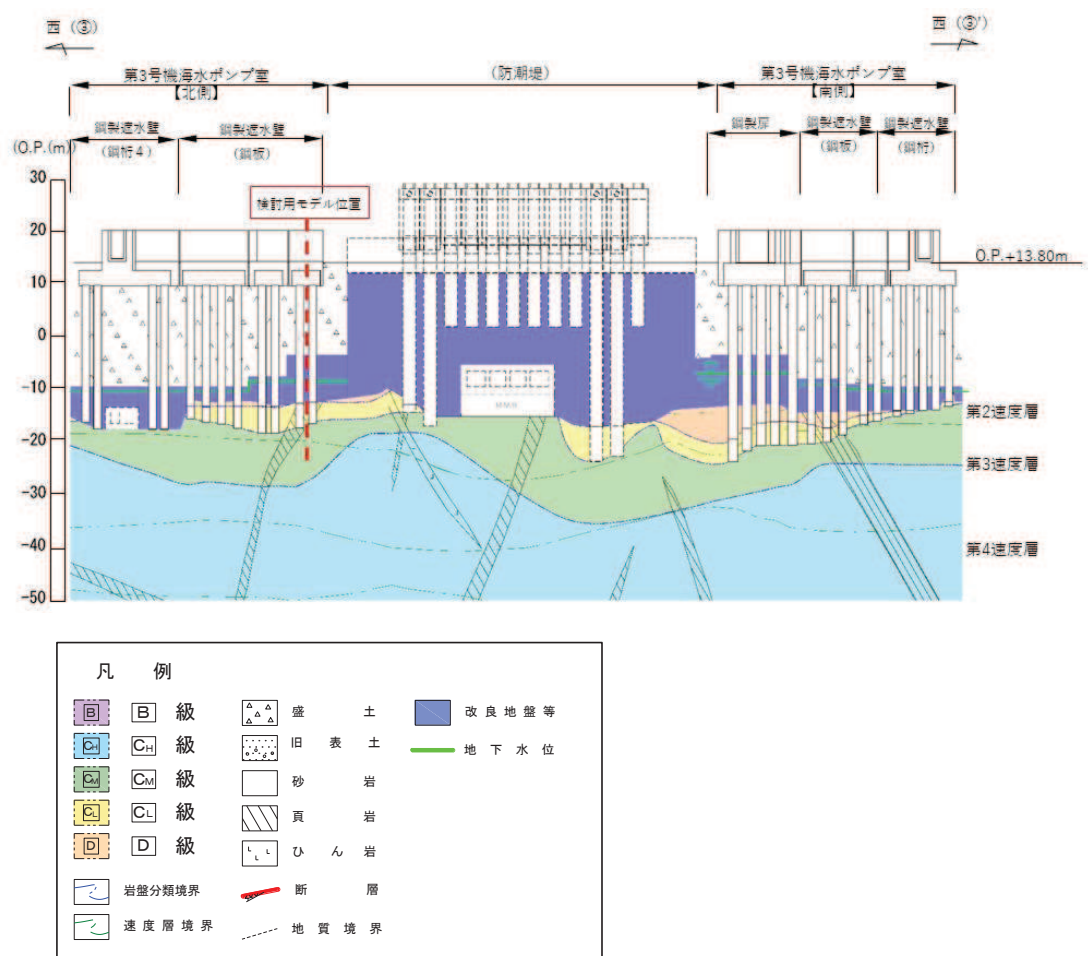
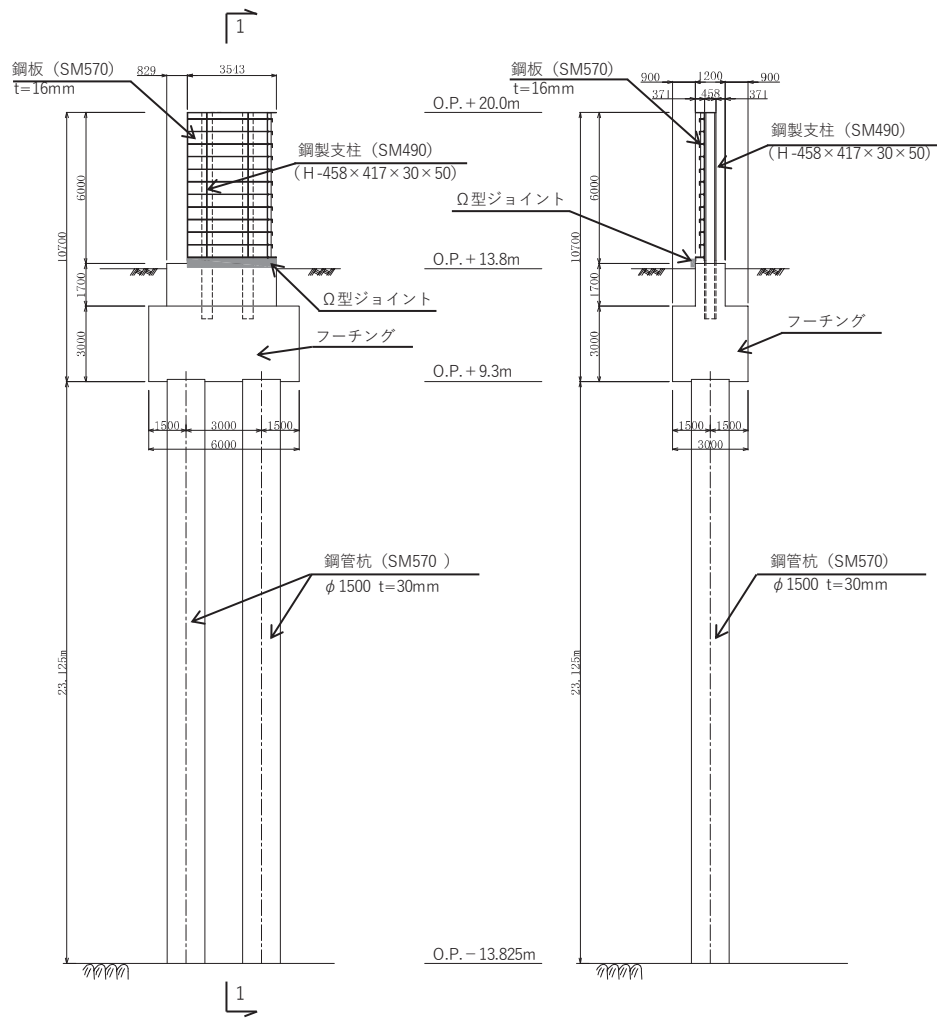


図 2-7 検討用モデル位置
(地質図-3号機海水ポンプ室縦断図)



正面図

1-1 断面図

図 2-8 検討用モデルの構造概要

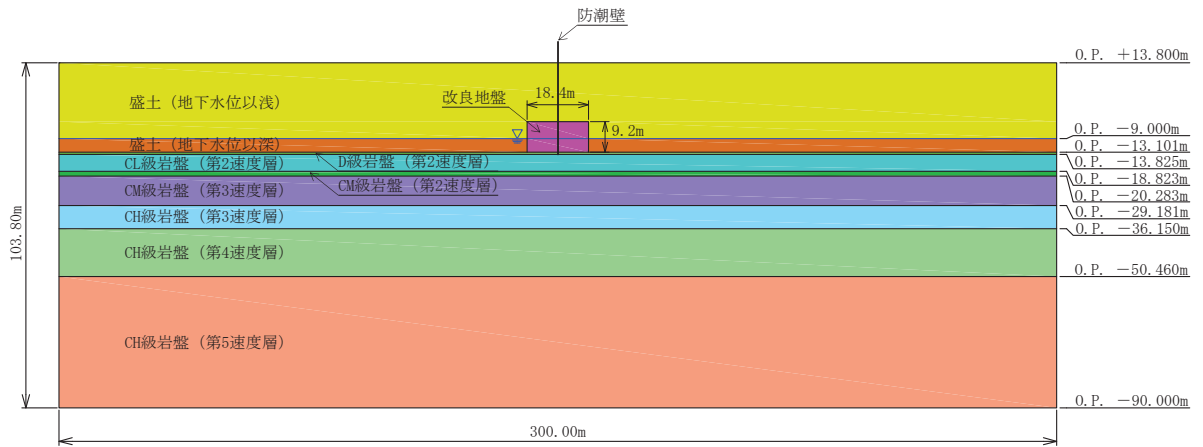


図 2-9(1) 検討ケースの概要 (ケース①)

【基本ケース】

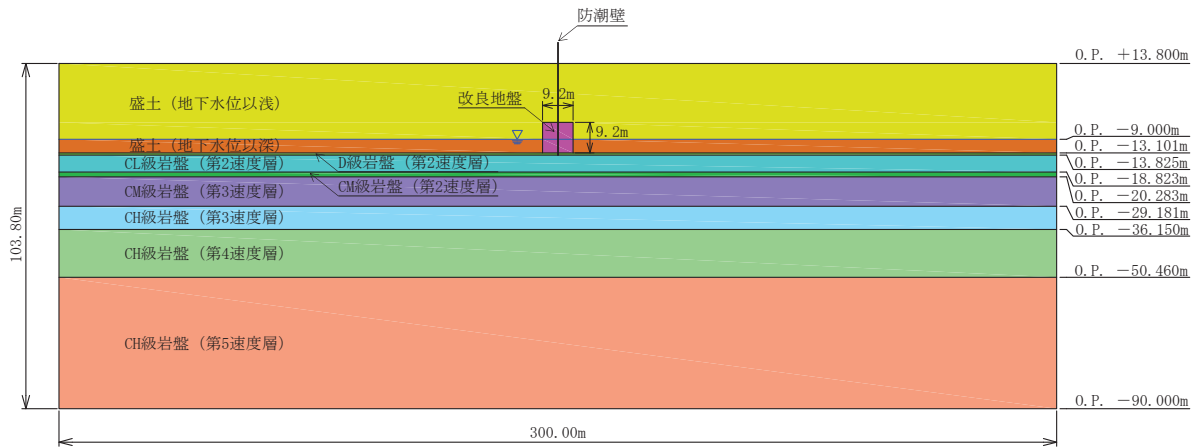


図 2-9(2) 検討ケースの概要 (ケース②-1)

【基本ケースに対して改良幅を 0.5 倍】

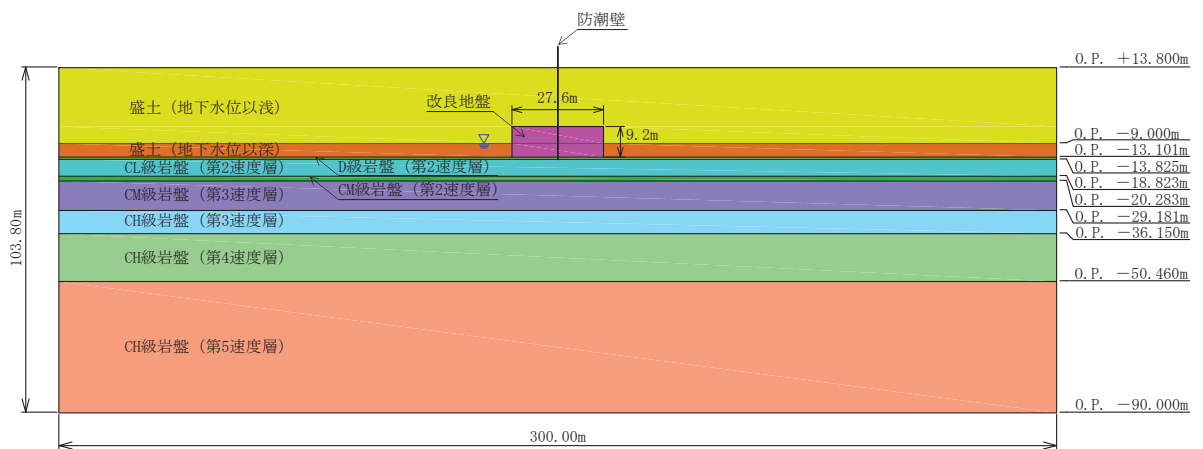


図 2-9(3) 検討ケースの概要 (ケース②-2)

【基本ケースに対して改良幅を 1.5 倍】

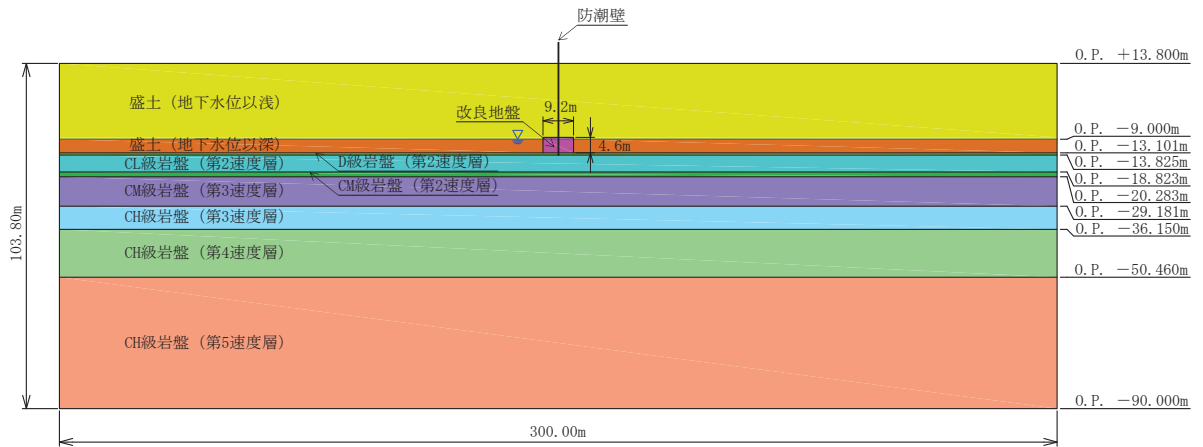


図 2-9(4) 検討ケースの概要 (ケース③-1)

【基本ケースに対して改良高さを 0.5 倍及び改良幅を 0.5 倍】

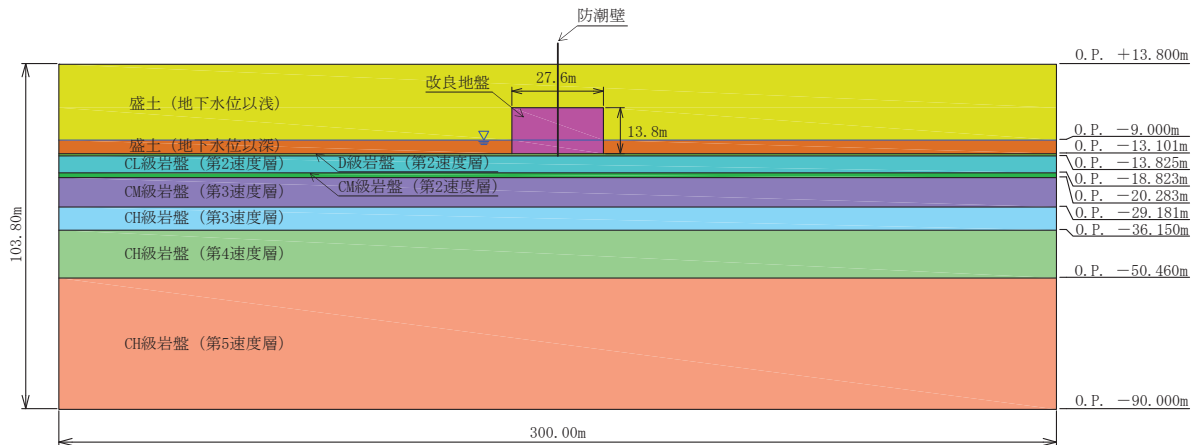


図 2-9(5) 検討ケースの概要 (ケース③-2)

【基本ケースに対して改良高さを 1.5 倍及び改良幅を 1.5 倍】

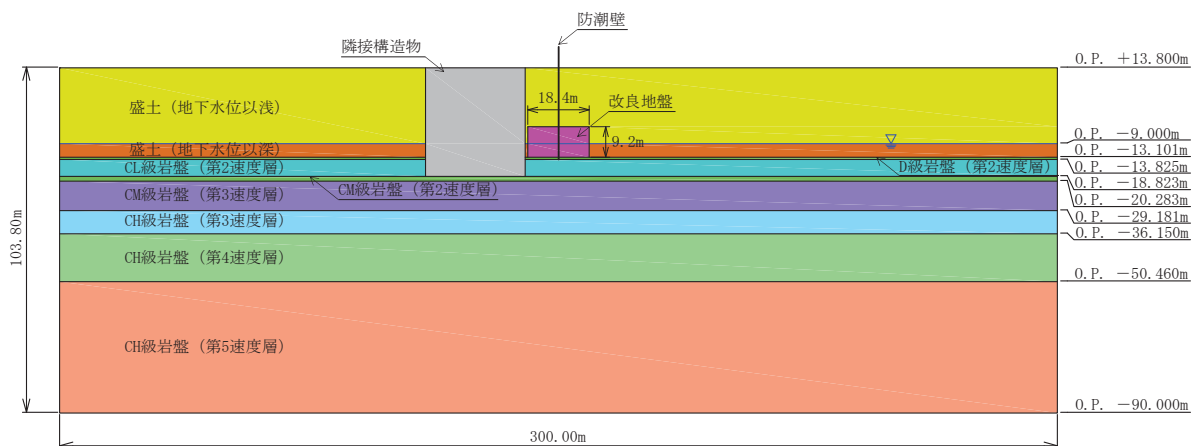


図 2-9(6) 検討ケースの概要 (ケース④)

【基本ケースに対して隣接構造物をモデル化】

4.3 検討ケースの網羅性について

検討の網羅性として、検討ケースにおいて評価する改良形状と全断面における改良形状の関係性について表 2-2 及び図 2-10 に示す。

なお、ケース③-1 よりも地下水位が低く改良形状も小さい施工計画があるが、地下水位が低いことから液状化影響は相対的に小さく地盤変形への抑制効果は問題なく、全断面における改良形状に対して、本検討範囲が概ね網羅できているものと考えられる。

改良高さの最大及び最小位置を図 2-11 に示す。

表 2-2 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

解析モデル (改良高さ：幅=1:2)		実施工（全断面）* (改良高さ：幅=1:2を基本)
ケース①	改良高さ：9.2m	改良高さ：2.5m（幅 6.0m）～ 11.7m（幅 24.0m）
ケース③-1	改良高さ：4.6m	
ケース③-2	改良高さ：13.8m	

*：改良体周辺に地盤が分布しない区間（構造物や岩盤に囲まれた区間）を除く

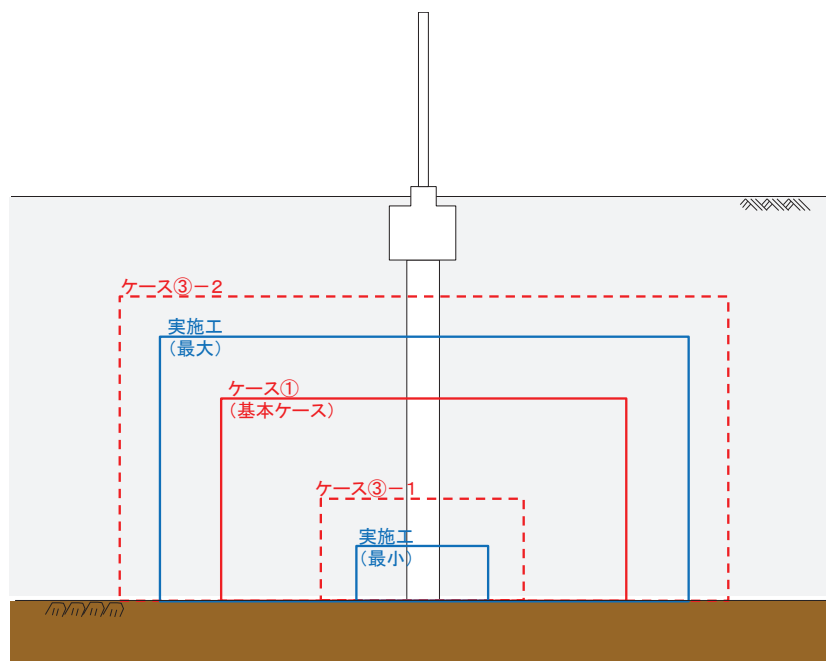


図 2-10 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

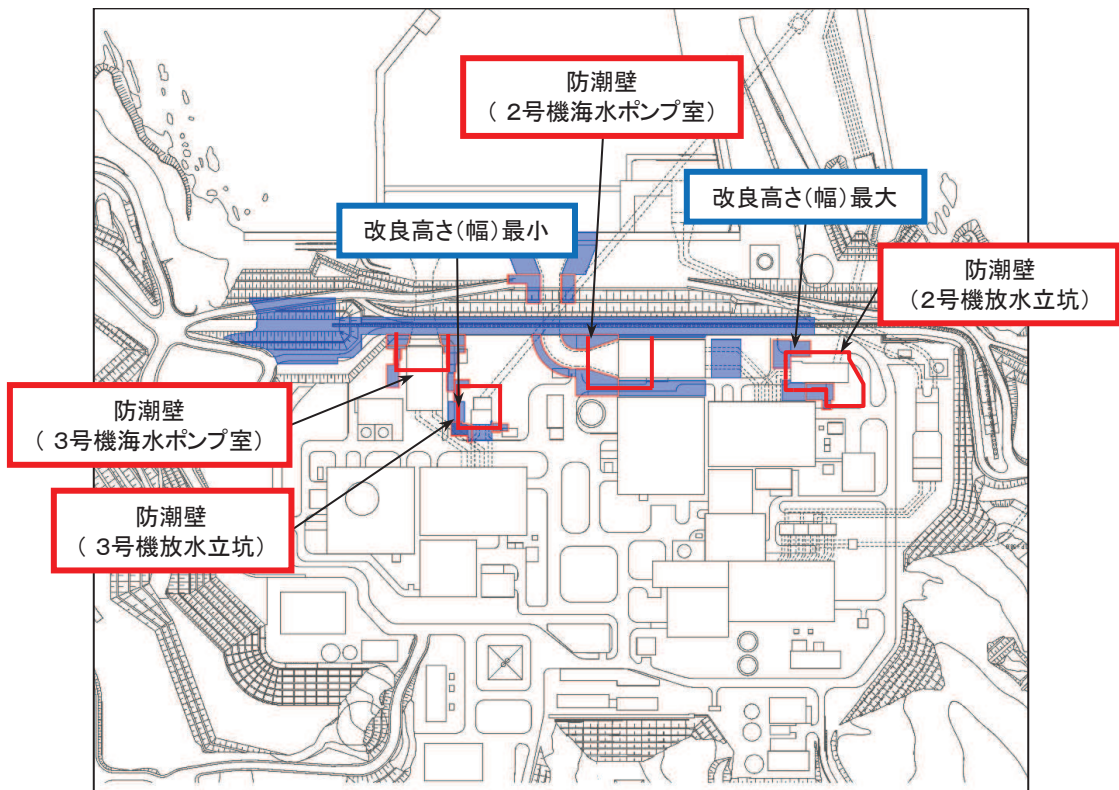


図 2-11(1) 改良高さ (最大・最小) 位置
(全体平面図)

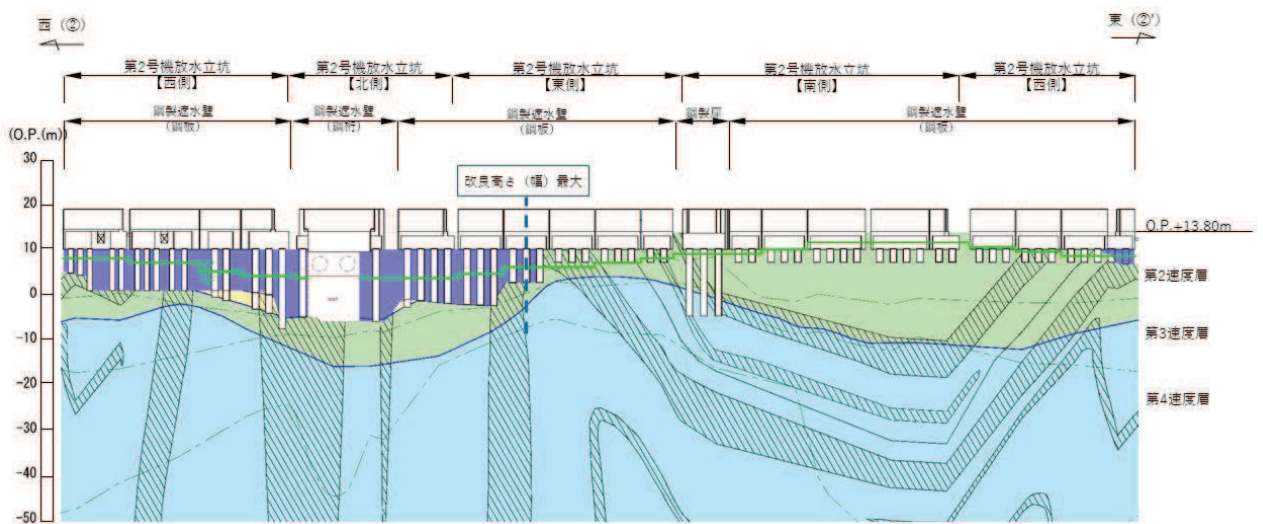


図 2-11(2) 改良高さ (最大・最小) 位置
(2号機放水立坑)

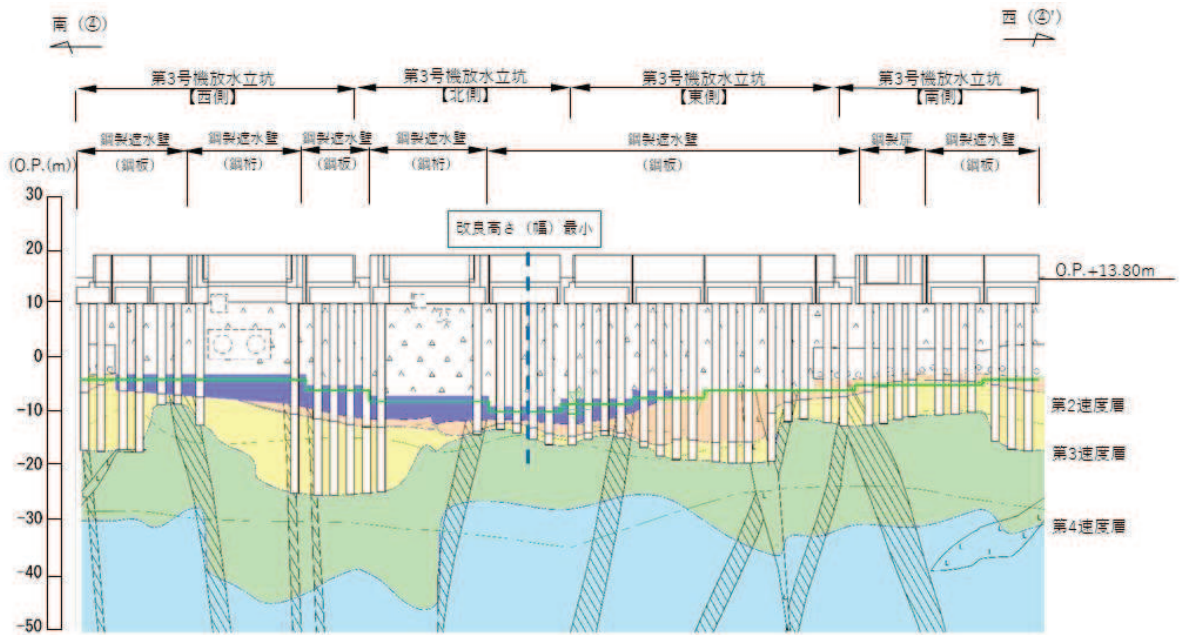


図 2-11(3) 改良高さ (最大・最小) 位置
(3号機放水立坑)

4.4 解析手法

質点系モデルについては、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁 (鋼板) の耐震性についての計算書に関する補足説明-3. 耐震評価」に準じる。

2次元有限要素モデルについては、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とし、解析コードは「FLIP Ver.7.3.0_2」を使用する。なお、液状化パラメータは試験下限値を用いる。

2次元有限要素モデル (有効応力解析) の解析条件の詳細は「7. 解析条件 (2次元有限要素モデル)」に示す。

5. 解析結果

5.1 基本ケース

質点系モデルによる応答結果及び2次元有限要素モデルによる応答結果について、下部構造（鋼管杭）の最大曲げモーメントと上部構造の最大水平加速度の比較を表2-3及び表2-4に、最大曲げモーメントと最大水平加速度の深度方向の分布を図2-12に示す。

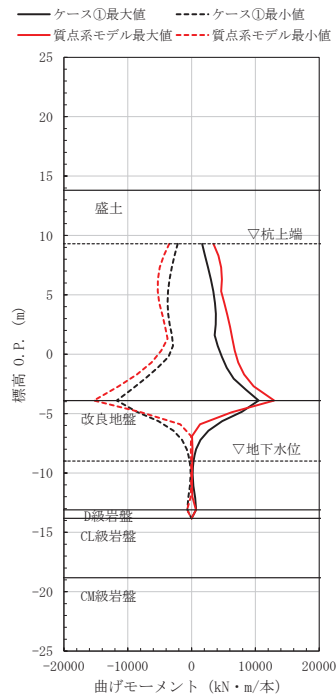
解析の結果、鋼管杭の最大曲げモーメント及び上部構造の最大水平加速度のいずれも質点系モデルの方が大きな値を示している。

表2-3 ケース①における最大曲げモーメントの比較

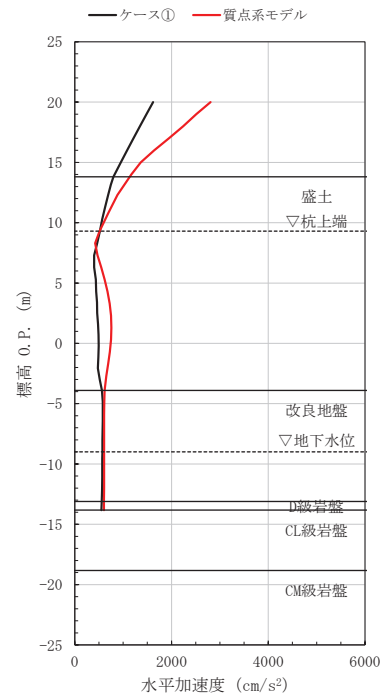
検討ケース	地震波	最大曲げモーメント (kN・m/本)	
		2次元有限要素法解析 (有効応力解析)	質点系モデル (全応力非線形解析)
ケース① (基本ケース)	S _s -D1	11707	15309
	S _s -D2	8527	14594
	S _s -D3	8383	11866
	S _s -F1	9535	13626
	S _s -F2	10714	13684
	S _s -F3	4002	7806
	S _s -N1	15176	17586

表2-4 ケース①における最大水平加速度の比較

検討ケース	地震波	最大水平加速度 (cm/s ²)	
		2次元有限要素法解析 (有効応力解析)	質点系モデル (全応力非線形解析)
ケース① (基本ケース)	S _s -D1	1619	2808
	S _s -D2	1840	2911
	S _s -D3	1531	2671
	S _s -F1	1918	1947
	S _s -F2	2137	2151
	S _s -F3	2016	3056
	S _s -N1	1705	2871

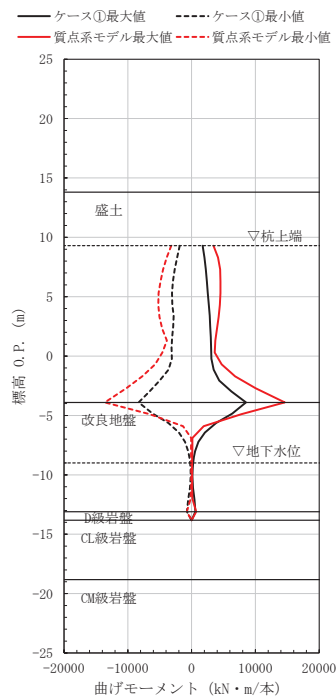


(最大曲げモーメント)

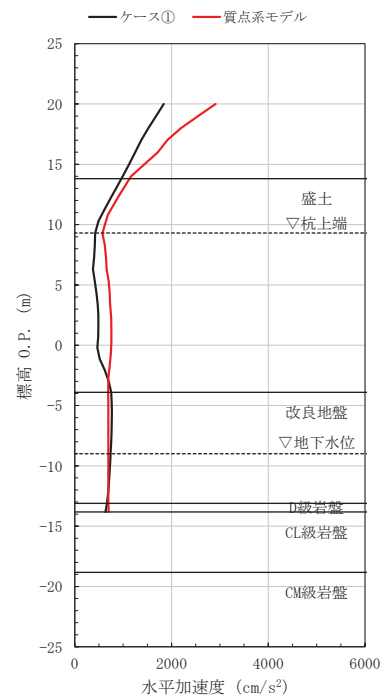


(最大水平加速度)

図 2-12(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較
(ケース①) (S s - D 1)

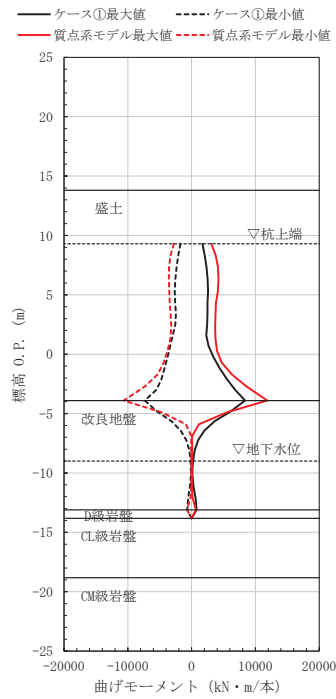


(最大曲げモーメント)

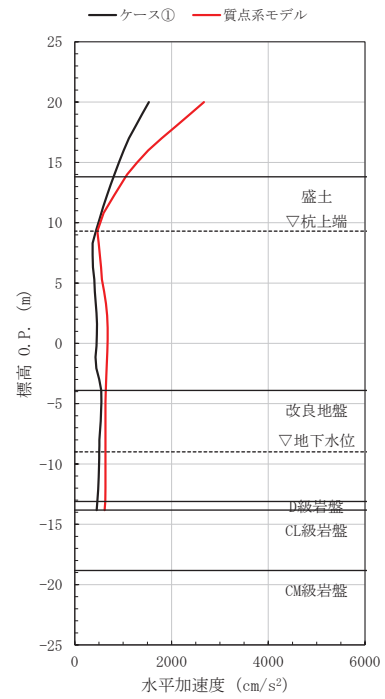


(最大水平加速度)

図 2-12(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較
(ケース①) (S s - D 2)

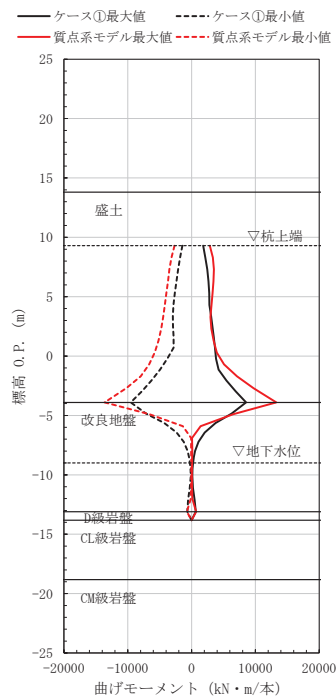


(最大曲げモーメント)

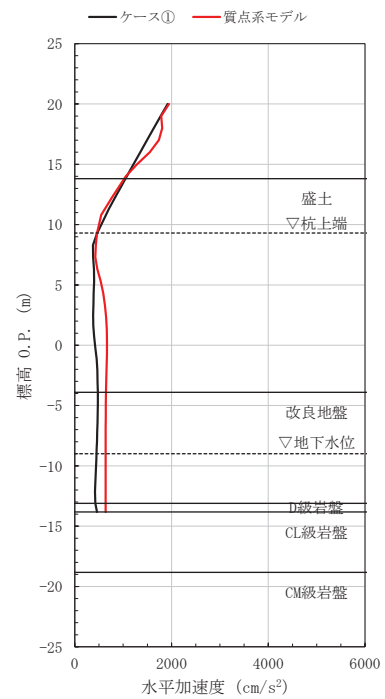


(最大水平加速度)

図 2-12(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較
(ケース①) (S s - D 3)

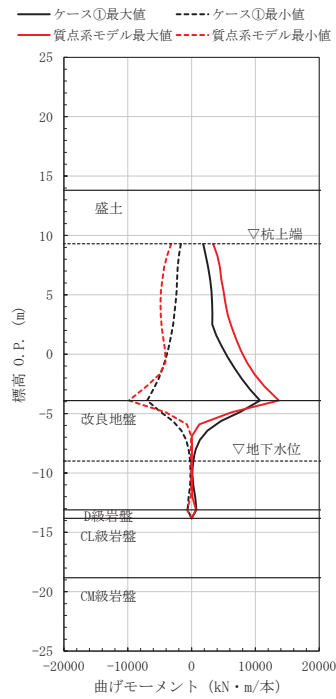


(最大曲げモーメント)

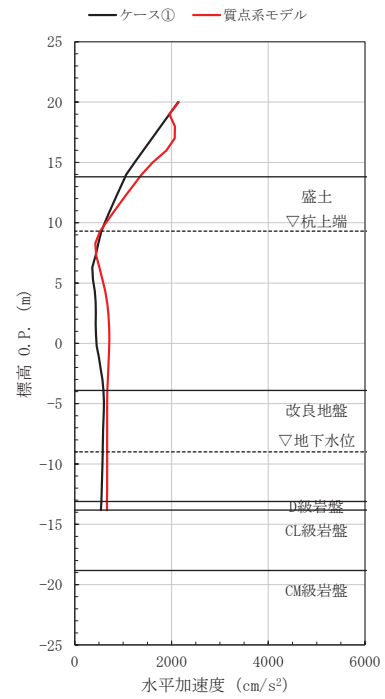


(最大水平加速度)

図 2-12(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較
(ケース①) (S s - F 1)



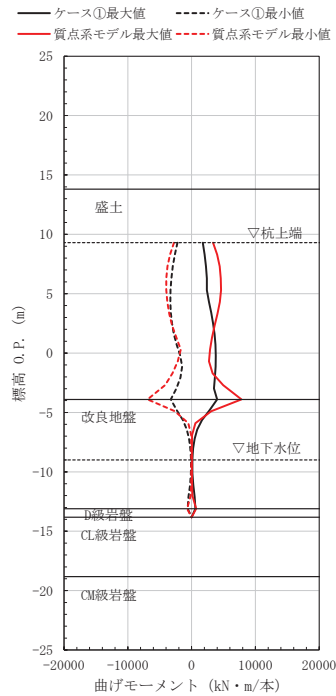
(最大曲げモーメント)



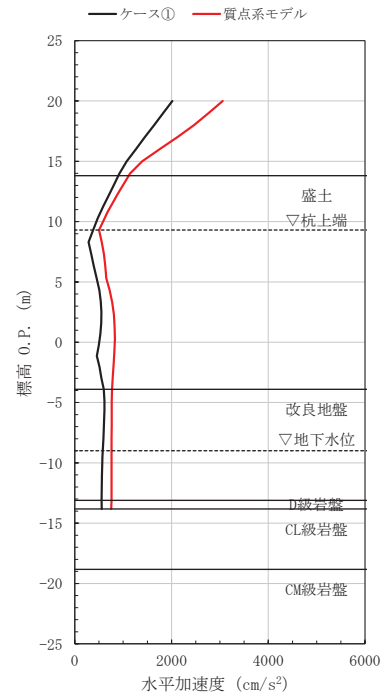
(最大水平加速度)

図 2-12(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース①) (S s - F 2)



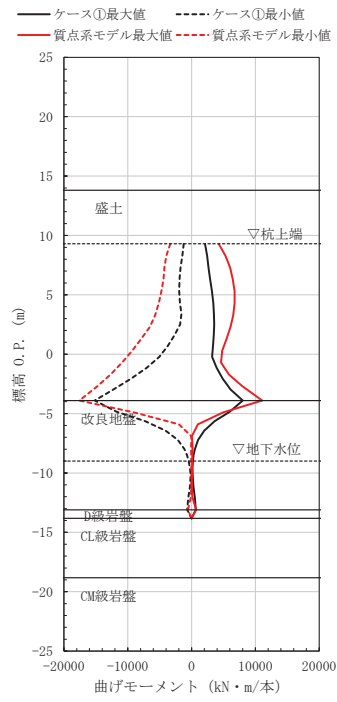
(最大曲げモーメント)



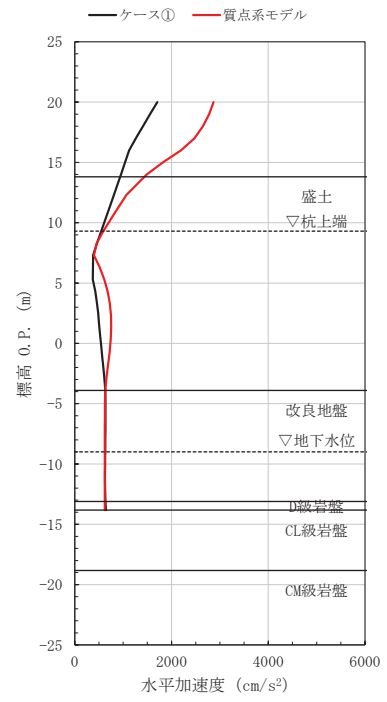
(最大水平加速度)

図 2-12(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース①) (S s - F 3)



(最大曲げモーメント)



(最大水平加速度)

図 2-12(7) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース①) (S s - N 1)

5.2 影響検討ケース

質点系モデルによる応答結果及び2次元有限要素法モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部構造の最大水平加速度の比較を表2-5及び表2-6に、最大曲げモーメントと最大水平加速度の深度方向の分布を図2-13～図2-15に示す。なお、検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S_s-N1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S_s-D1 及び S_s-D2 を選定した。

地盤改良幅を変化させたケース②-1及び②-2の最大応答値は、ケース①の最大応答値と概ね一致しており、いずれのケースにおいても質点系モデルの最大応答値より小さい値を示した。

また、改良高さ（及び地盤改良幅）を変化させたケース③-1及び③-2の最大応答値は、ケース①の最大応答値と概ね一致しており、改良範囲をケース①と同じ高さ：幅=1：2の相似形状とすることで、構造物の応答は概ね同等な結果で、いずれのケースにおいても質点系モデルの最大応答値より小さい値を示した。

隣接構造物をモデル化したケース④における上部構造の最大水平加速度は、他のケースに比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメントは、質点系モデルの最大曲げモーメントと比べ大きく応答が低減した。

表 2-5 各ケースにおける最大曲げモーメントの比較（全ケース）

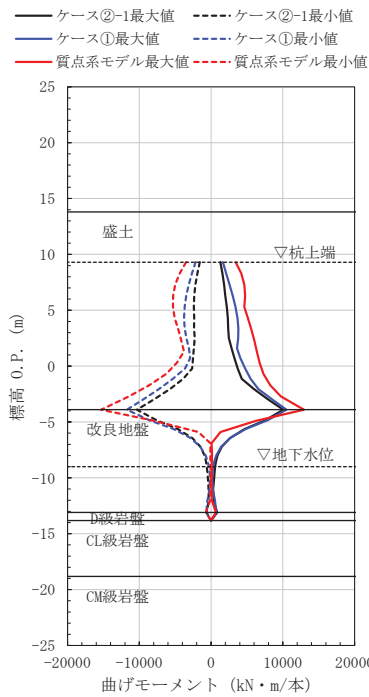
解析ケース	地震動（位相）					
	S s - D 1		S s - D 2		S s - N 1	
	++	-+	++	-+	++	-+
ケース①	11707		8527		15176	
ケース②-1	10333		7714		13636	
ケース②-2	11155		8155		14905	
ケース③-1	11155		10717		13177	
ケース③-2	11671		7117		15398	
ケース④	5989	5593	5110	4944	7882	6955
質点系モデル	15309		14594		17586	

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。（単位：kN・m/本）

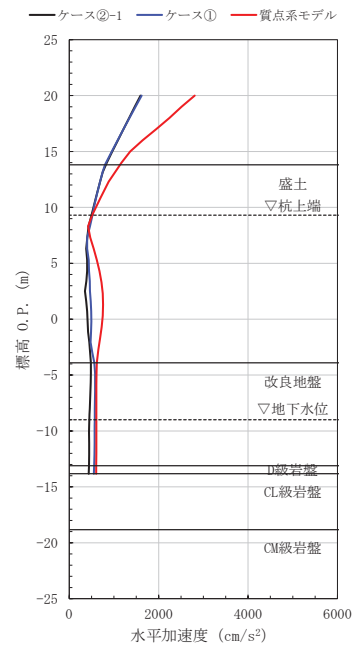
表 2-6 各ケースにおける最大水平加速度の比較（全ケース）

解析ケース	地震動（位相）					
	S s - D 1		S s - D 2		S s - N 1	
	++	-+	++	-+	++	-+
ケース①	1619		1840		1705	
ケース②-1	1594		1587		1729	
ケース②-2	1848		2064		1747	
ケース③-1	1708		1651		1697	
ケース③-2	1752		1586		1836	
ケース④	2847	2416	2504	2313	1803	2330
質点系モデル	2808		2911		2871	

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。（単位：cm/s²）



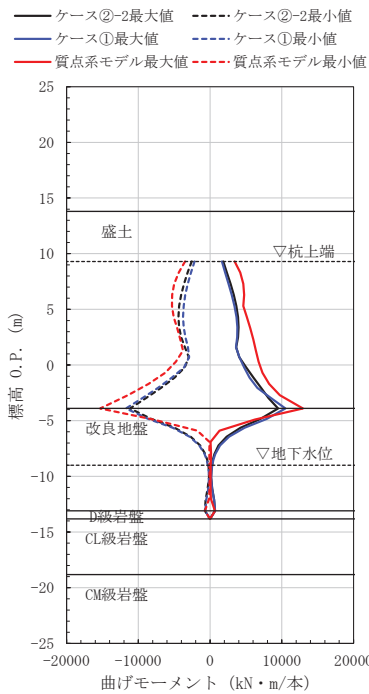
(最大曲げモーメント)



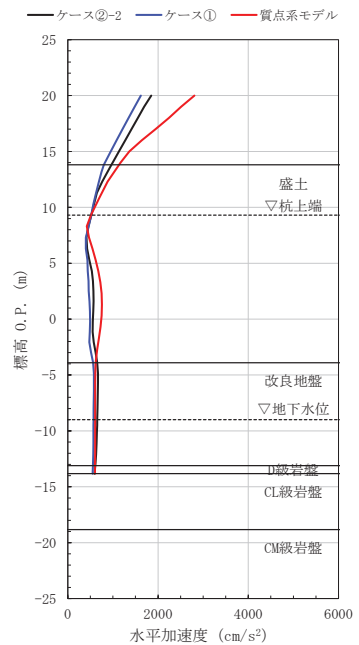
(最大水平加速度)

図 2-13(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-1) (S_s-D1)



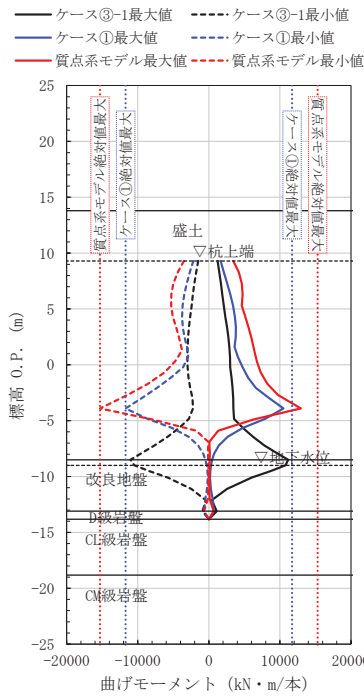
(最大曲げモーメント)



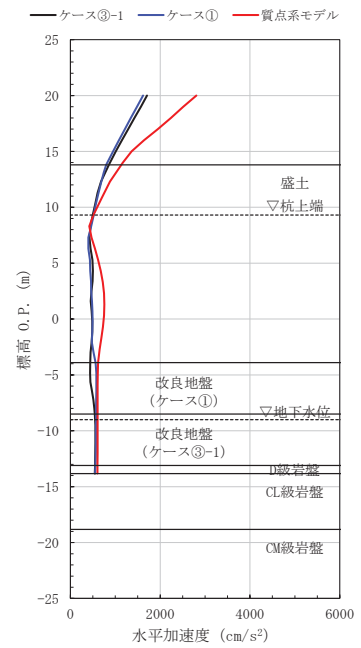
(最大水平加速度)

図 2-13(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-2) (S_s-D1)



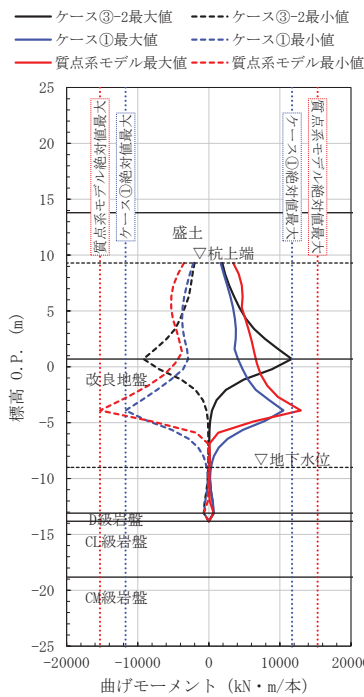
(最大曲げモーメント)



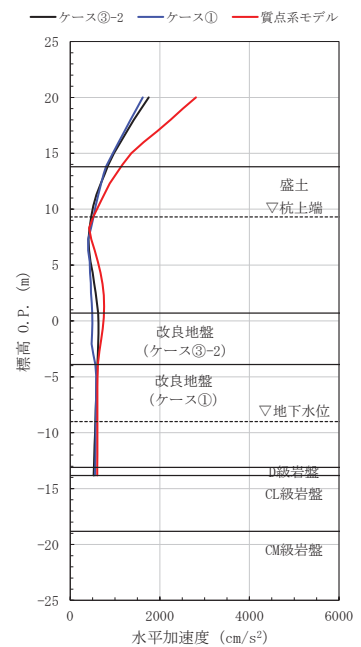
(最大水平加速度)

図 2-13(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-1) (S s - D 1)



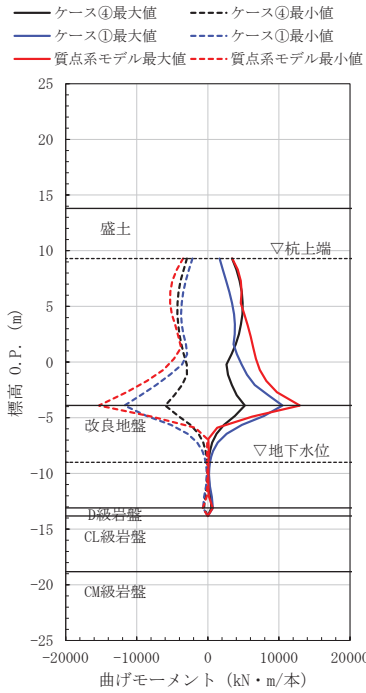
(最大曲げモーメント)



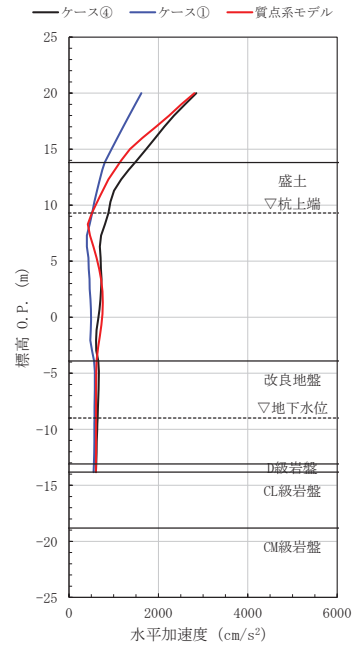
(最大水平加速度)

図 2-13(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-2) (S s - D 1)



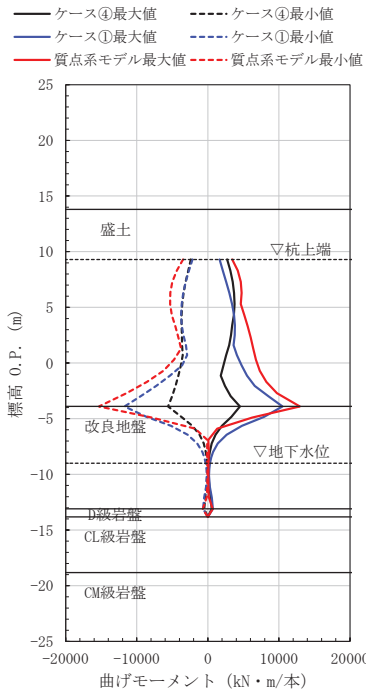
(最大曲げモーメント)



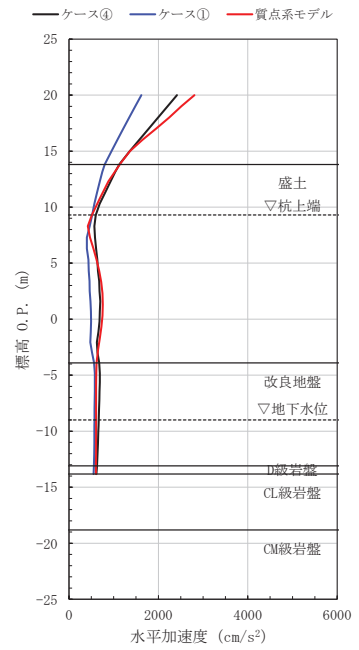
(最大水平加速度)

図 2-13(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - D 1 + +)



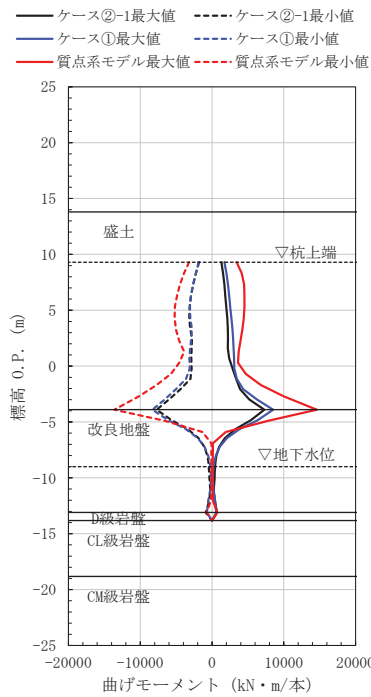
(最大曲げモーメント)



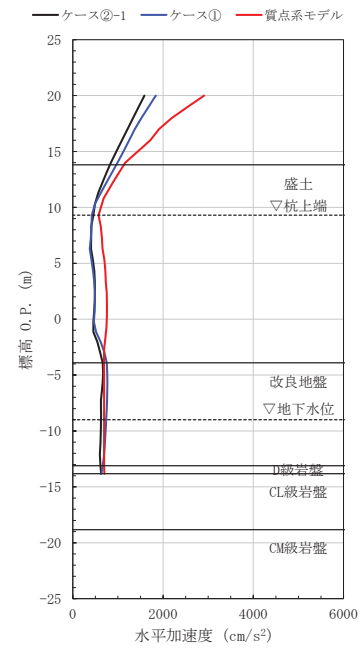
(最大水平加速度)

図 2-13(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S s - D 1 - +)



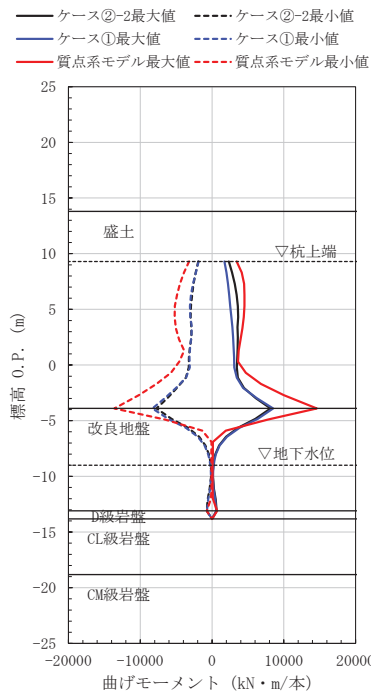
(最大曲げモーメント)



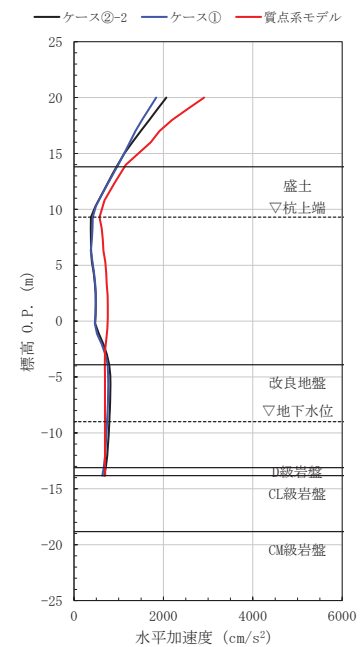
(最大水平加速度)

図 2-14(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-1) (S_s-D2)



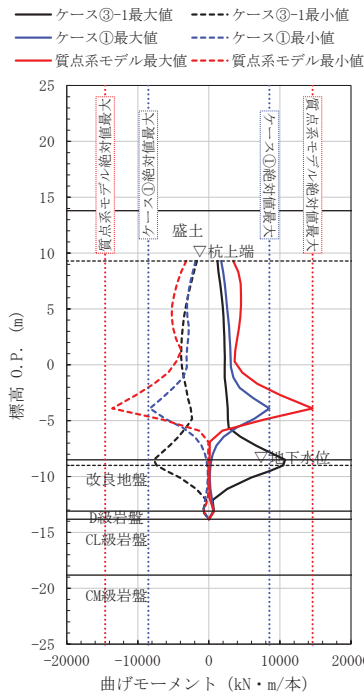
(最大曲げモーメント)



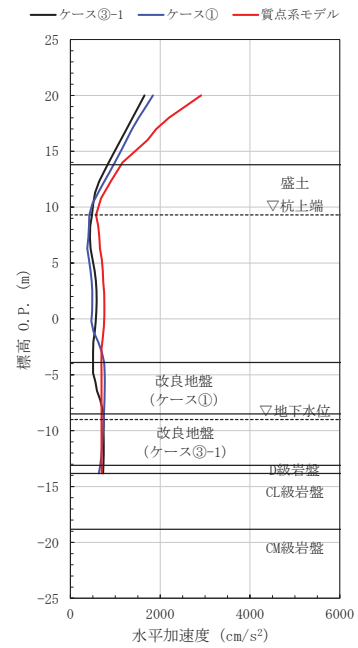
(最大水平加速度)

図 2-14(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-2) (S_s-D2)



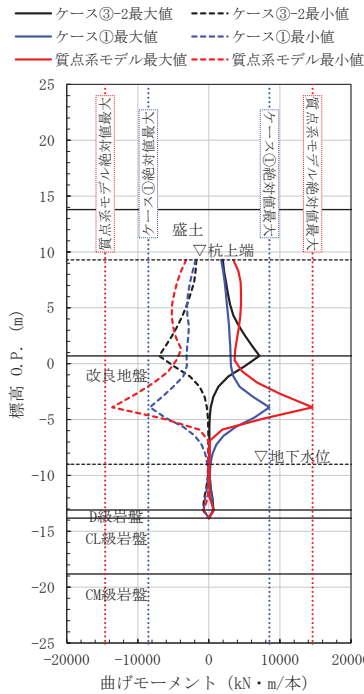
(最大曲げモーメント)



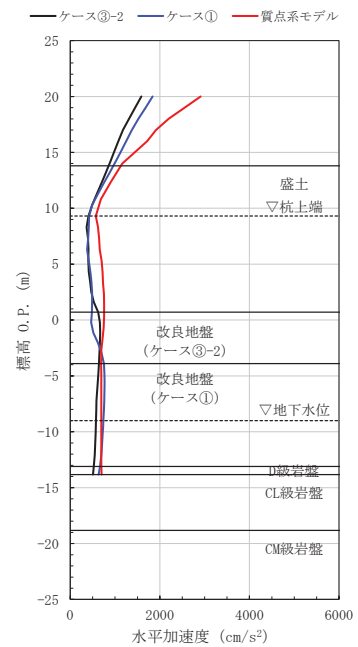
(最大水平加速度)

図 2-14(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-1) (S_s-D2)



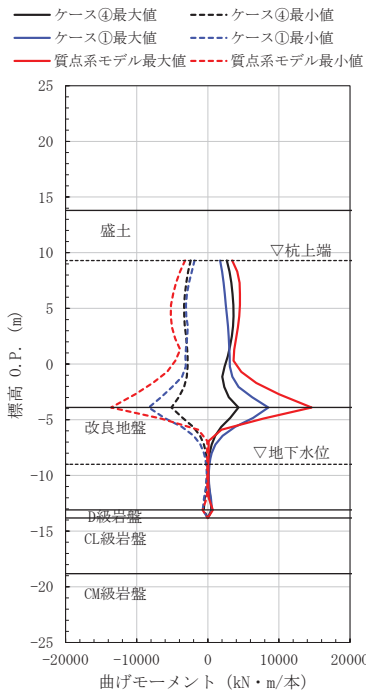
(最大曲げモーメント)



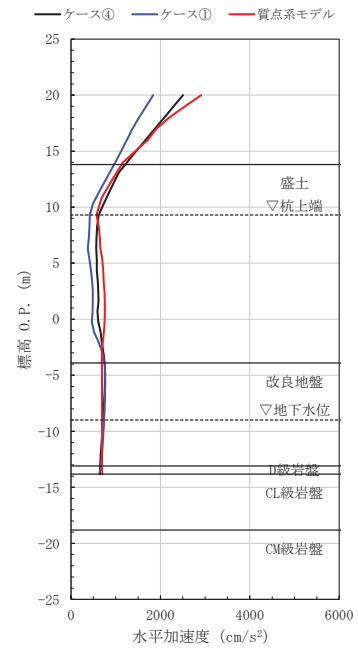
(最大水平加速度)

図 2-14(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース③-2) (S_s-D2)



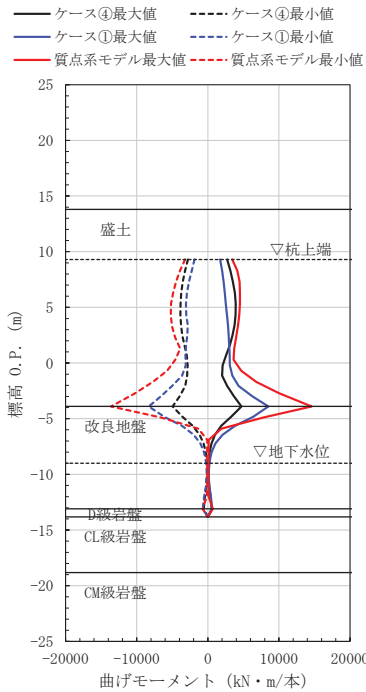
(最大曲げモーメント)



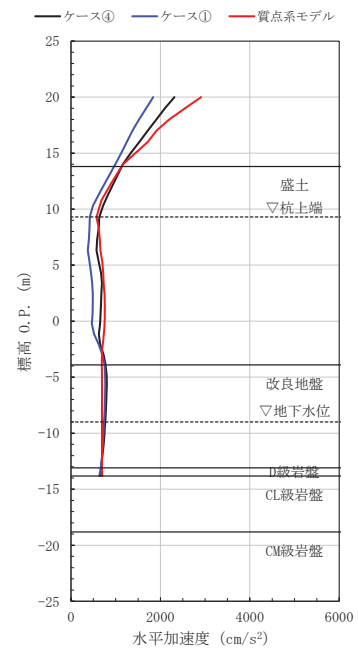
(最大水平加速度)

図 2-14(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S_s-D2++)



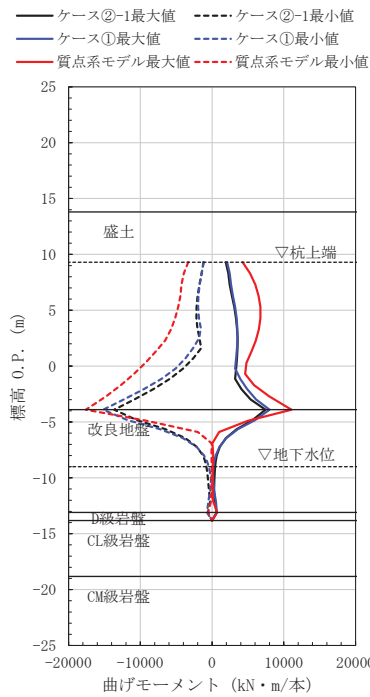
(最大曲げモーメント)



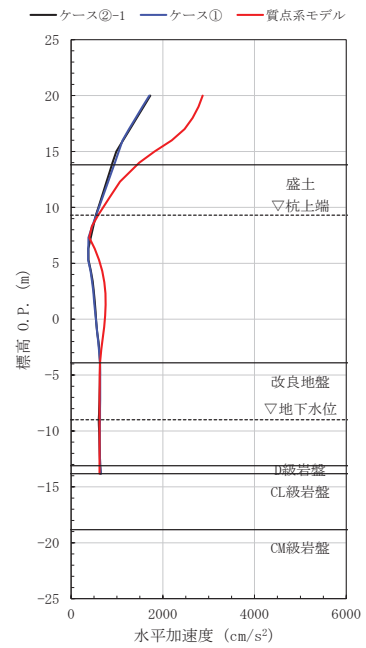
(最大水平加速度)

図 2-14(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S_s-D2-+)



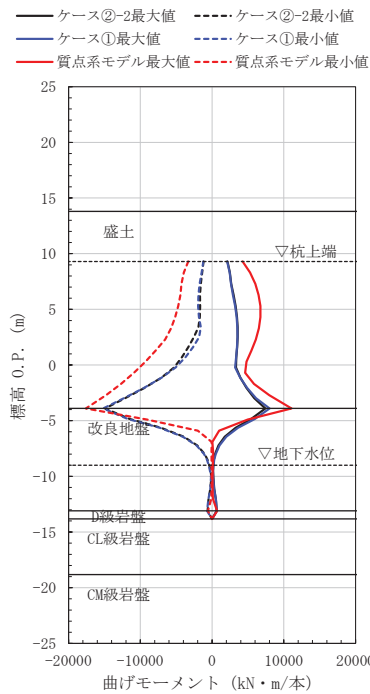
(最大曲げモーメント)



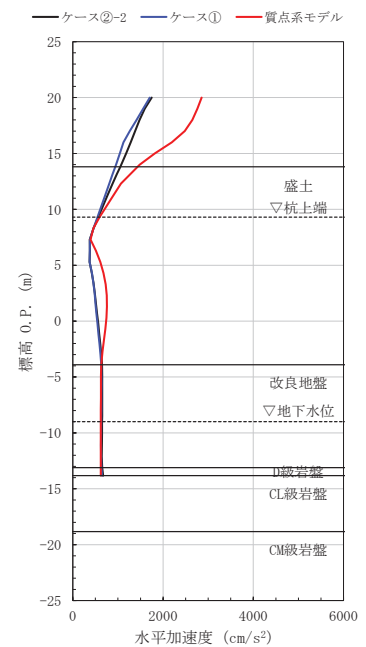
(最大水平加速度)

図 2-15(1) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-1) (S_s-N1)



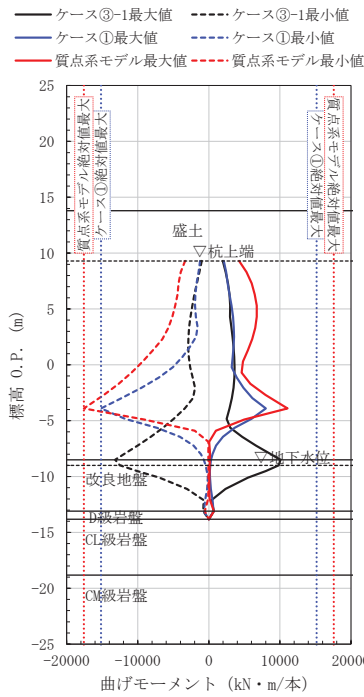
(最大曲げモーメント)



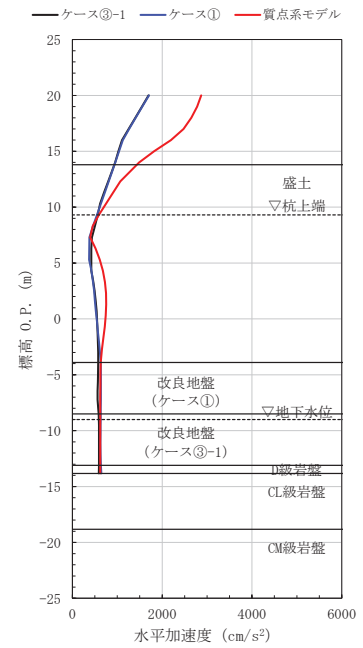
(最大水平加速度)

図 2-15(2) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース②-2) (S_s-N1)

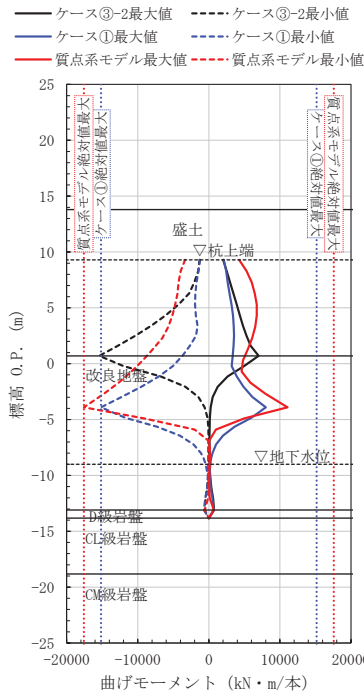


(最大曲げモーメント)

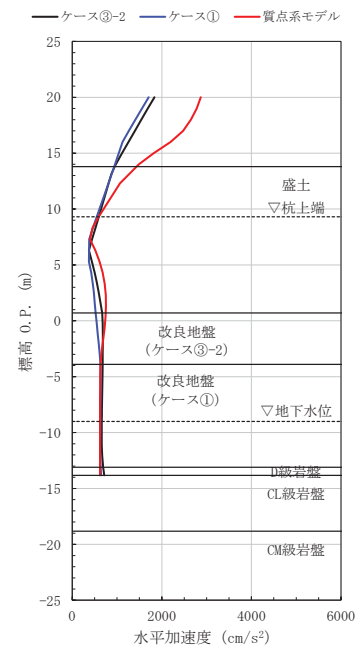


(最大水平加速度)

図 2-15(3) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較
(ケース③-1) (S_s-N1)

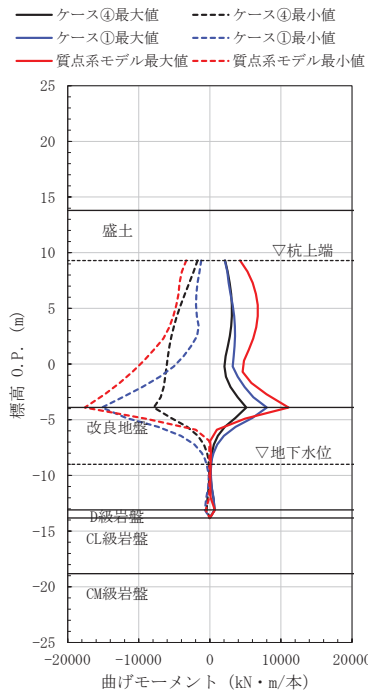


(最大曲げモーメント)

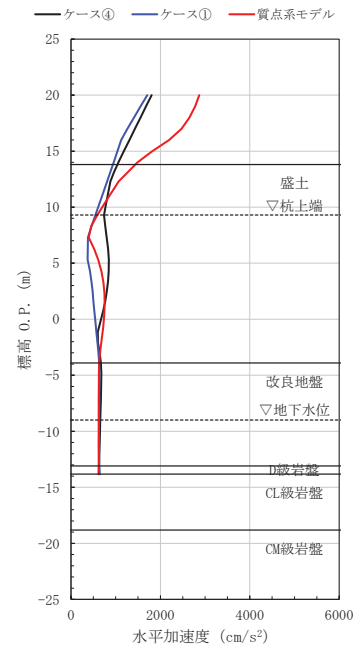


(最大水平加速度)

図 2-15(4) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較
(ケース③-2) (S_s-N1)



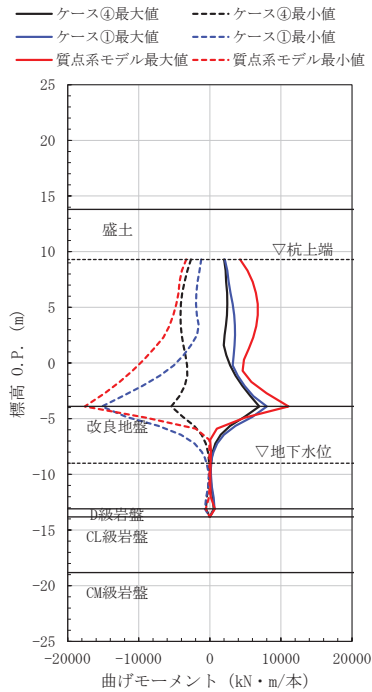
(最大曲げモーメント)



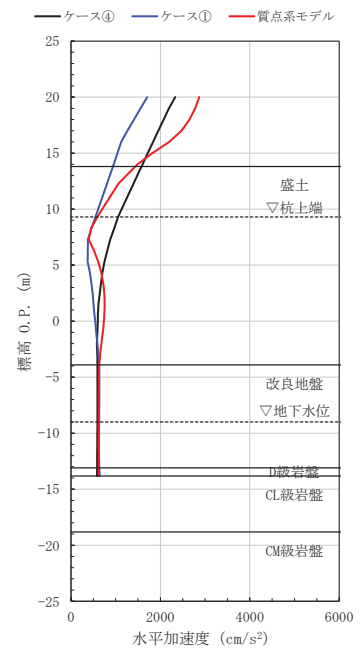
(最大水平加速度)

図 2-15(5) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S_s-N1++)



(最大曲げモーメント)



(最大水平加速度)

図 2-15(6) 最大曲げモーメント及び最大水平加速度分布の比較

(ケース④) (S_s-N1-+)

6. 解析手法の妥当性について

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力する場合には、地盤改良体の改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要がある。

このため、本章では、質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認することを目的に、有限幅である改良地盤に対し、液状化による地盤変形への抑制効果が働き水平成層地盤を仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）による評価の妥当性を確認することを目的として、改良地盤の有限幅や側方地盤の影響を考慮した 2 次元有限要素モデルを作成し、2 次元有限要素モデルを用いた地震応答解析（有効応力解析）により求めた構造物の応答と、質点系モデルを用いた地震応答解析により求めた構造物の応答を比較した。

結果を以下に示す。

- ・ 基本ケース（ケース①）において、改良地盤の有限幅や側方地盤の影響を考慮した 2 次元有限要素モデルによる地震応答は、構造物の応答（鋼管杭の最大曲げモーメント及び上部構造の最大水平加速度）において、質点系モデルの最大応答値より小さい値を示している。
- ・ 地盤改良幅は 2D（D＝改良高さ：設計用地下水位+1m）とすることを基本としているが、地盤改良体の幅や高さのバリエーション（設計用地下水位の分布や他施設の耐震裕度向上を目的とした改良計画等による）を踏まえて検討を実施した改良幅や改良高さを 0.5 倍、1.5 倍と変化させた影響検討ケース（ケース②，③）においても、ケース①と有意な差は無く、同様の結果となっている。
- ・ また、隣接構造物をモデル化したケース④においては、上部構造の最大水平加速度は他のケース（ケース①～③）に比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメントは、質点系モデルの最大曲げモーメントと比べ大きく応答が低減している。

以上より、一定の改良形状（高さ： $D < \text{設計用地下水位} + 1\text{m}$ 、幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上の観点では概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

7. 解析条件（2次元有限要素モデル）

7.1 解析手法

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により、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を行う。

解析手法は、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等の影響を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図2-16に示す。

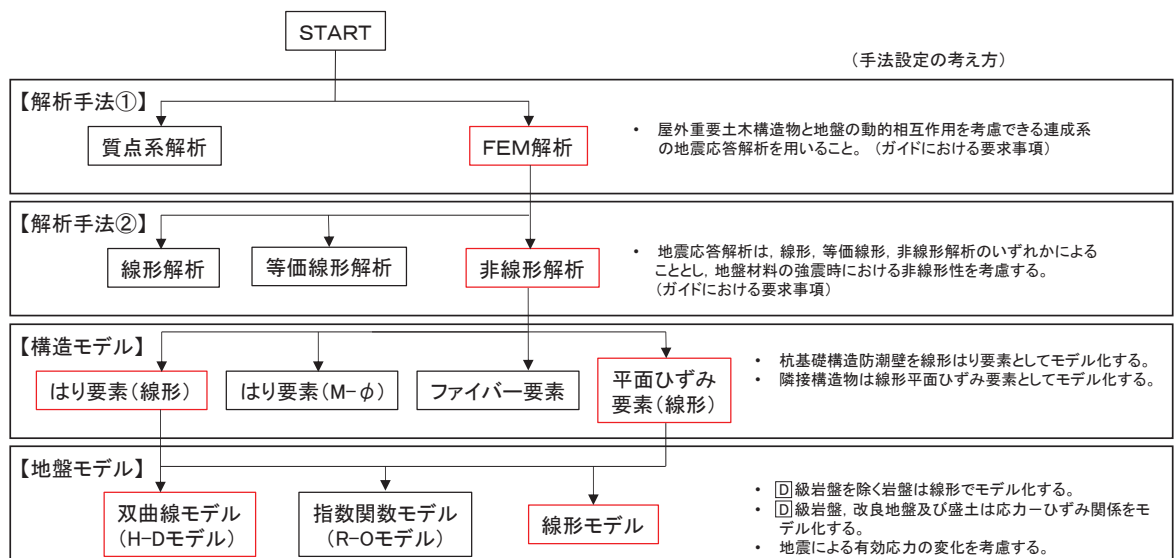


図2-16 地震応答解析手法の選定フロー

7.2 解析モデル

各ケースの解析モデル図を図 2-17 に示す。

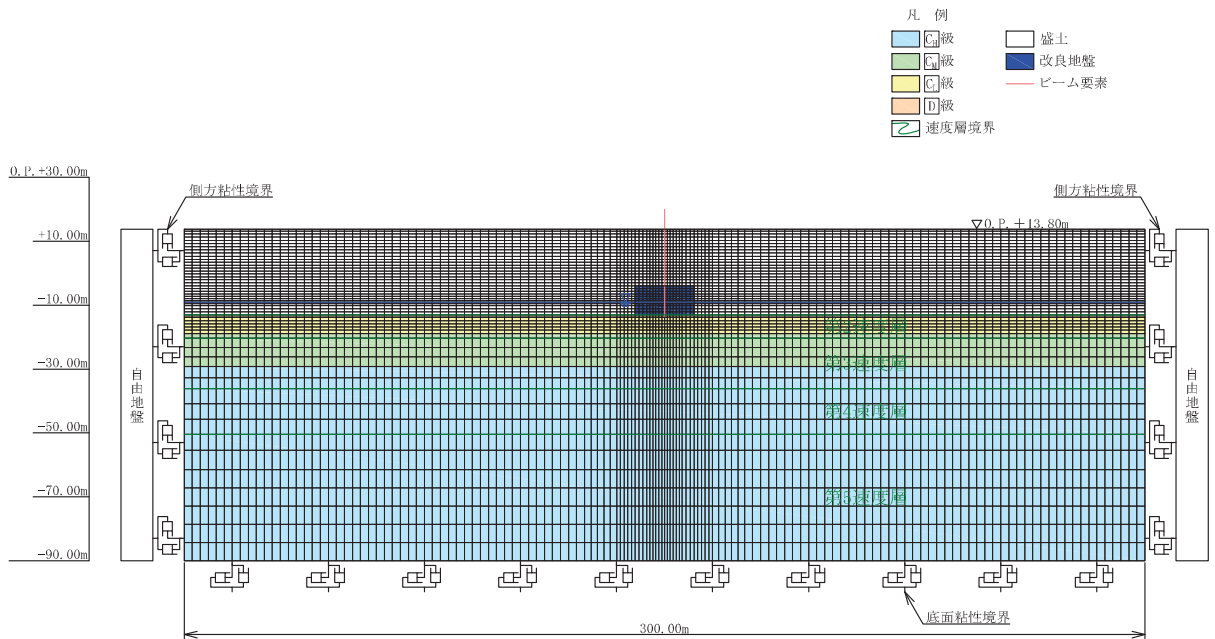


図 2-17(1) 検討用解析モデル
(ケース① (基本ケース))

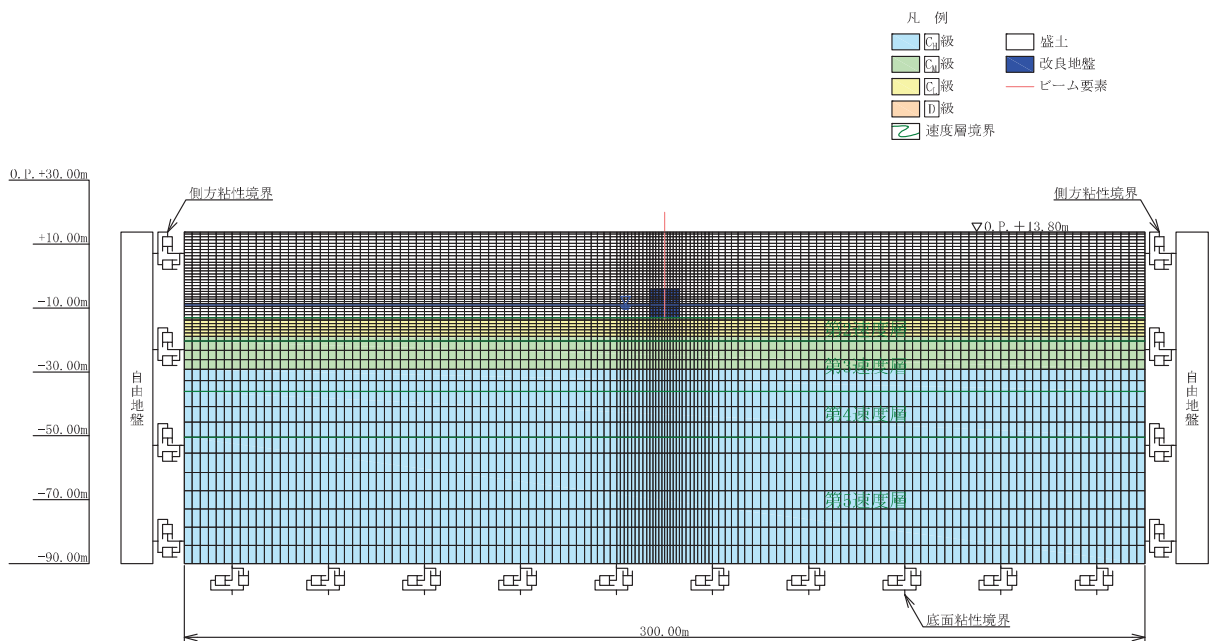


図 2-17(2) 検討用解析モデル
(ケース②-1)

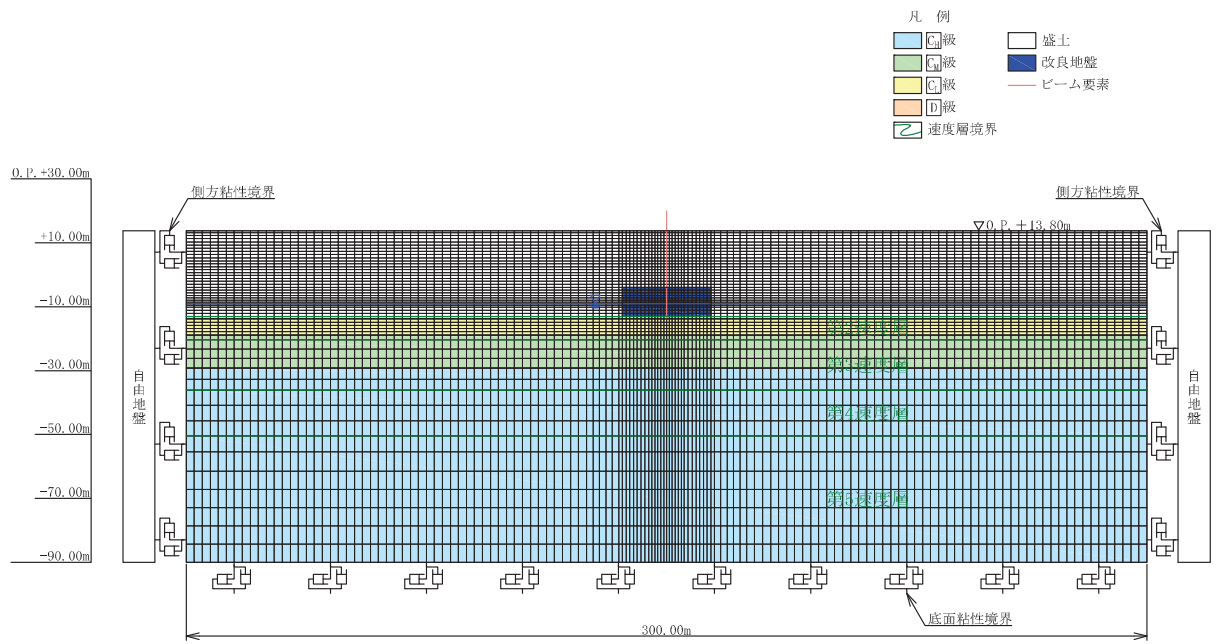


図 2-17(3) 検討用解析モデル
(ケース②-2)

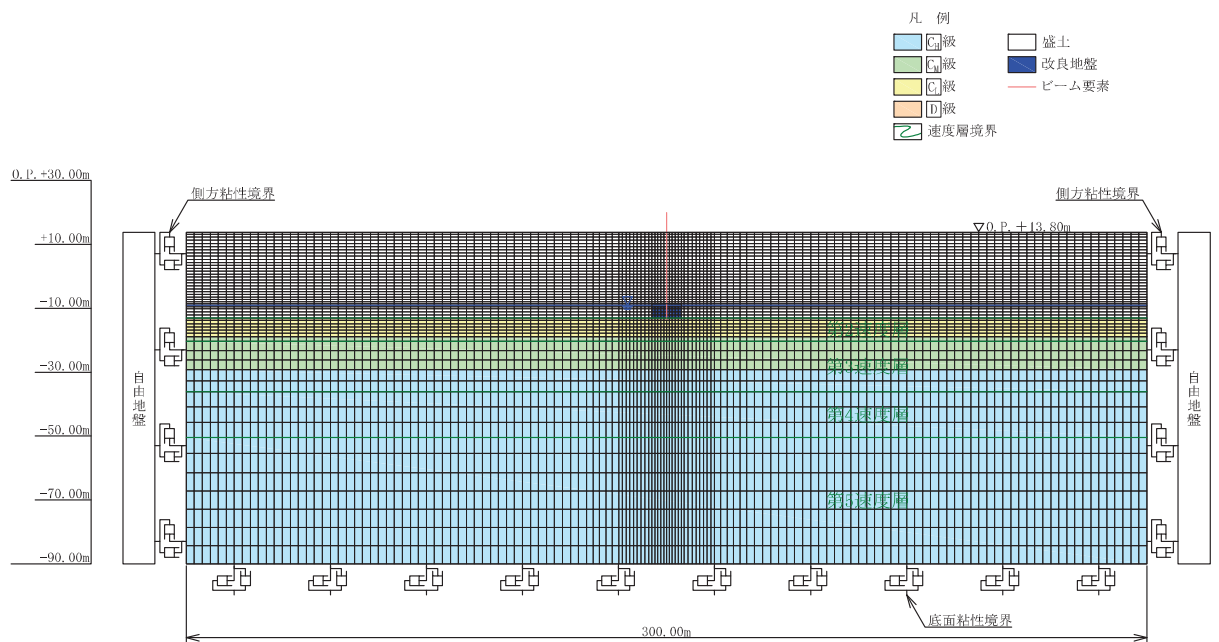


図 2-17(4) 検討用解析モデル
(ケース③-1)

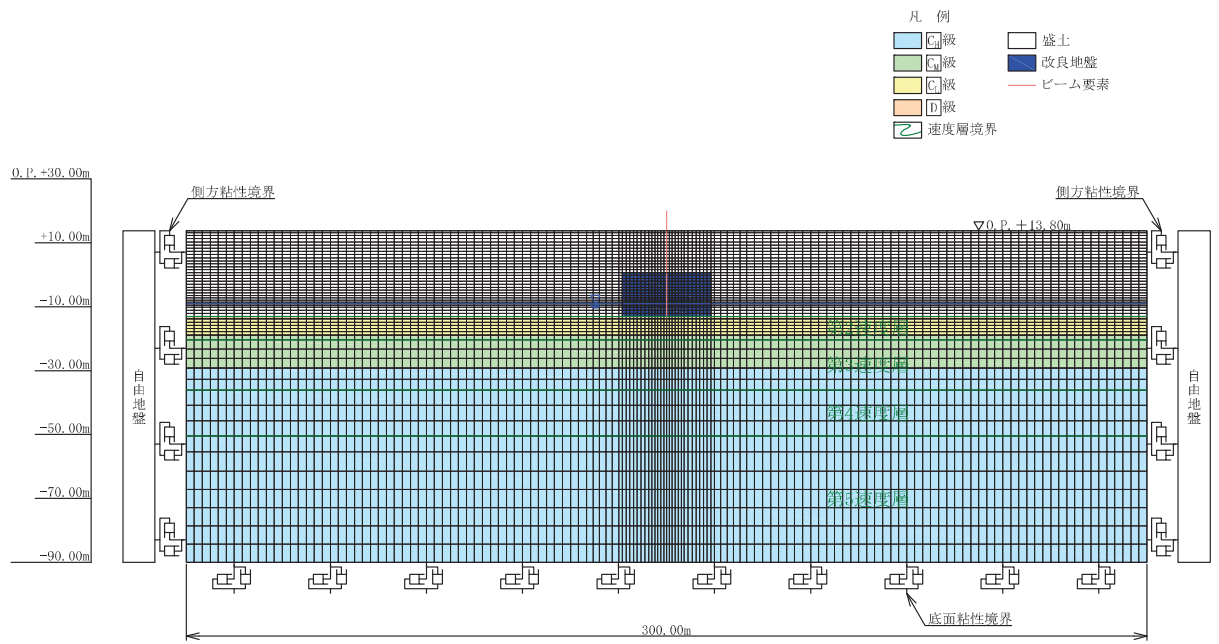


図 2-17(5) 検討用解析モデル
(ケース③-2)

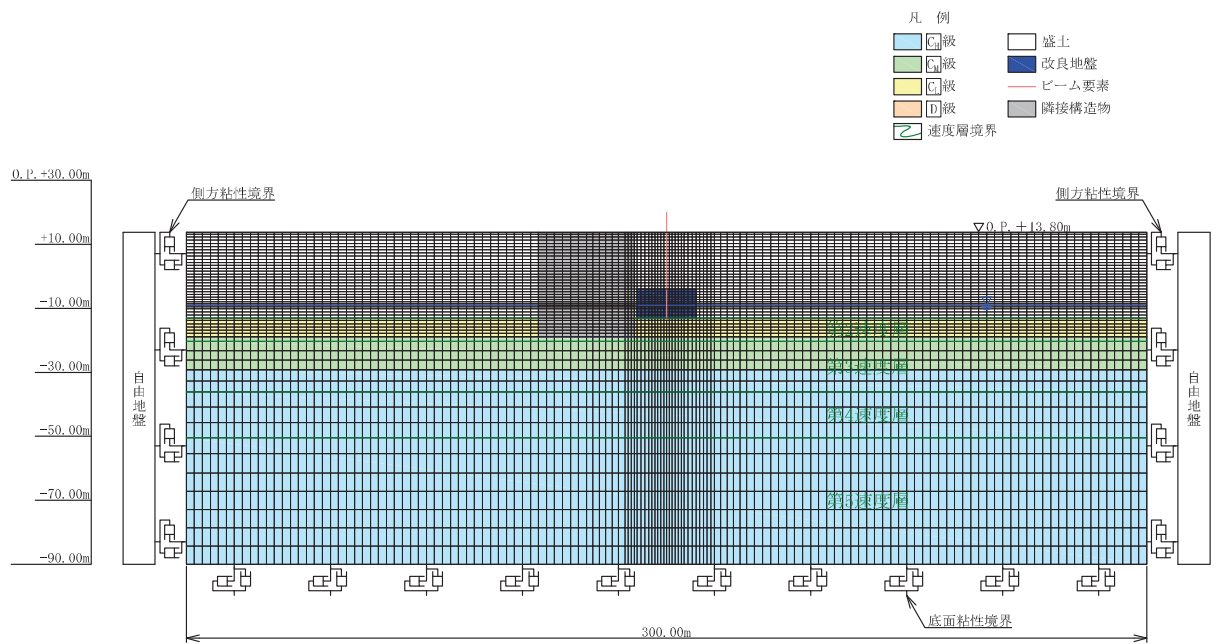


図 2-17(6) 検討用解析モデル
(ケース④)

7.2.1 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を参考に、図 2-18 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、検討対象構造物周辺の要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O. P. -90.0m までモデル化する。

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 1 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初期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 2-19 に示す。

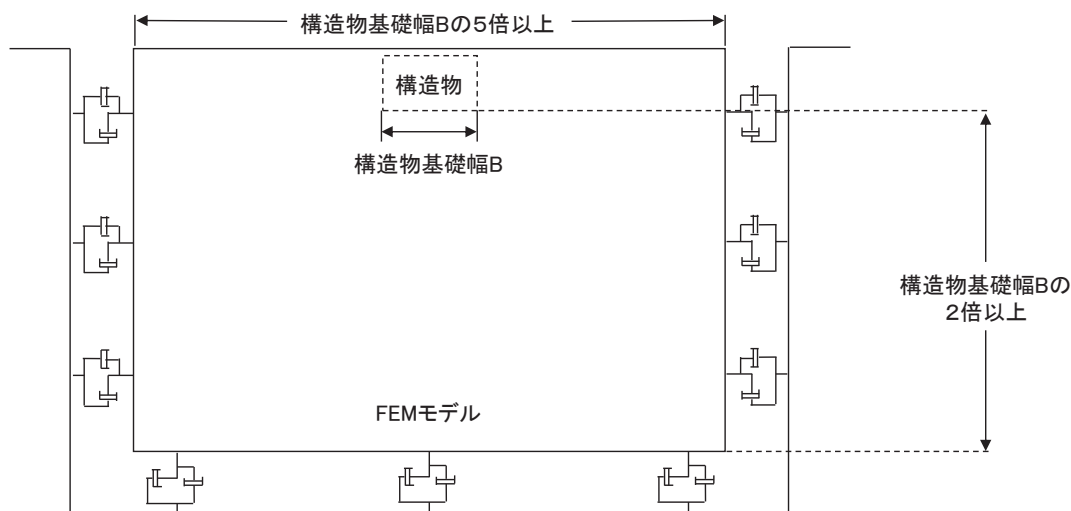


図 2-18 モデル化範囲の考え方

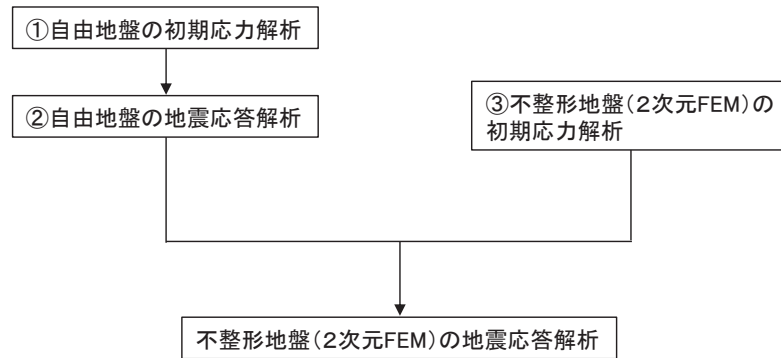


図 2-19 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

7.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 2-20 に示す。

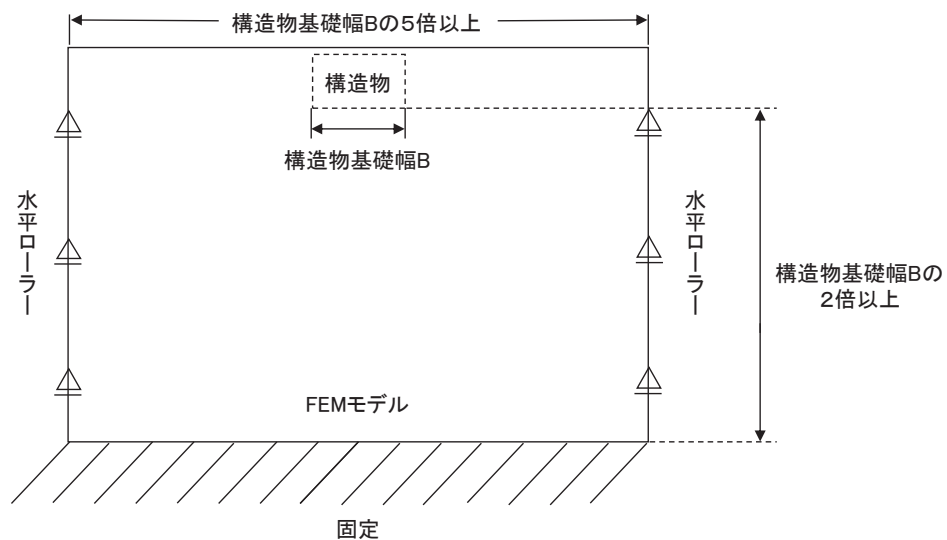


図 2-20 固有値解析における境界条件の概念図