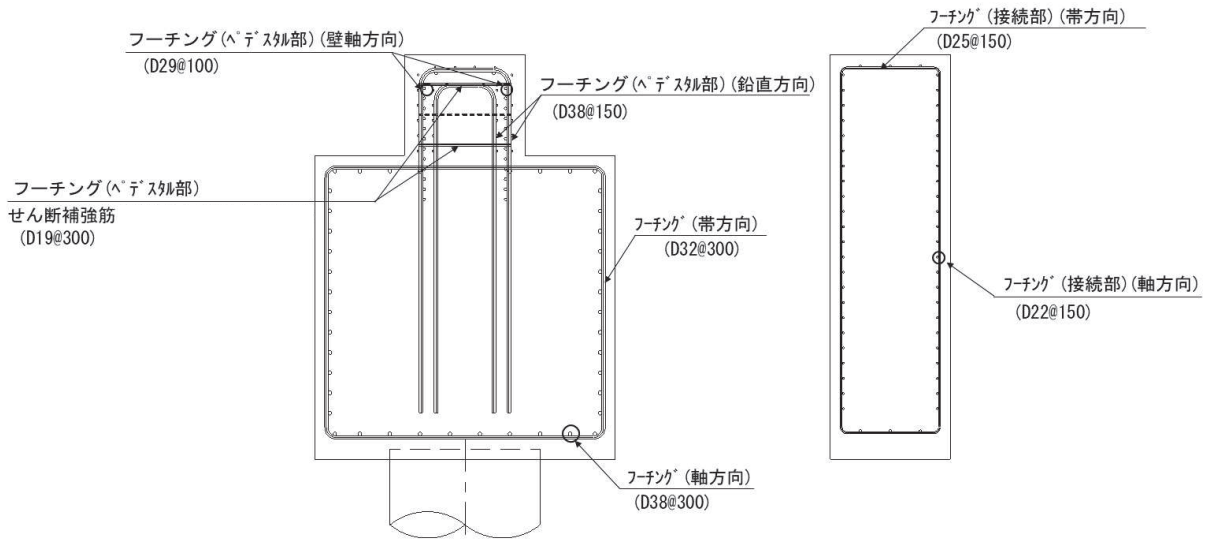
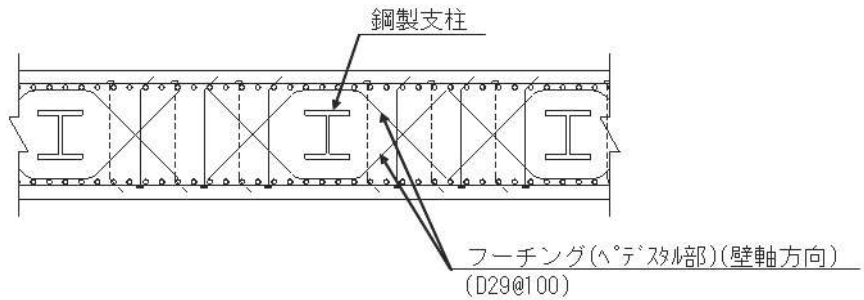


(平面図)



(1-1 断面)

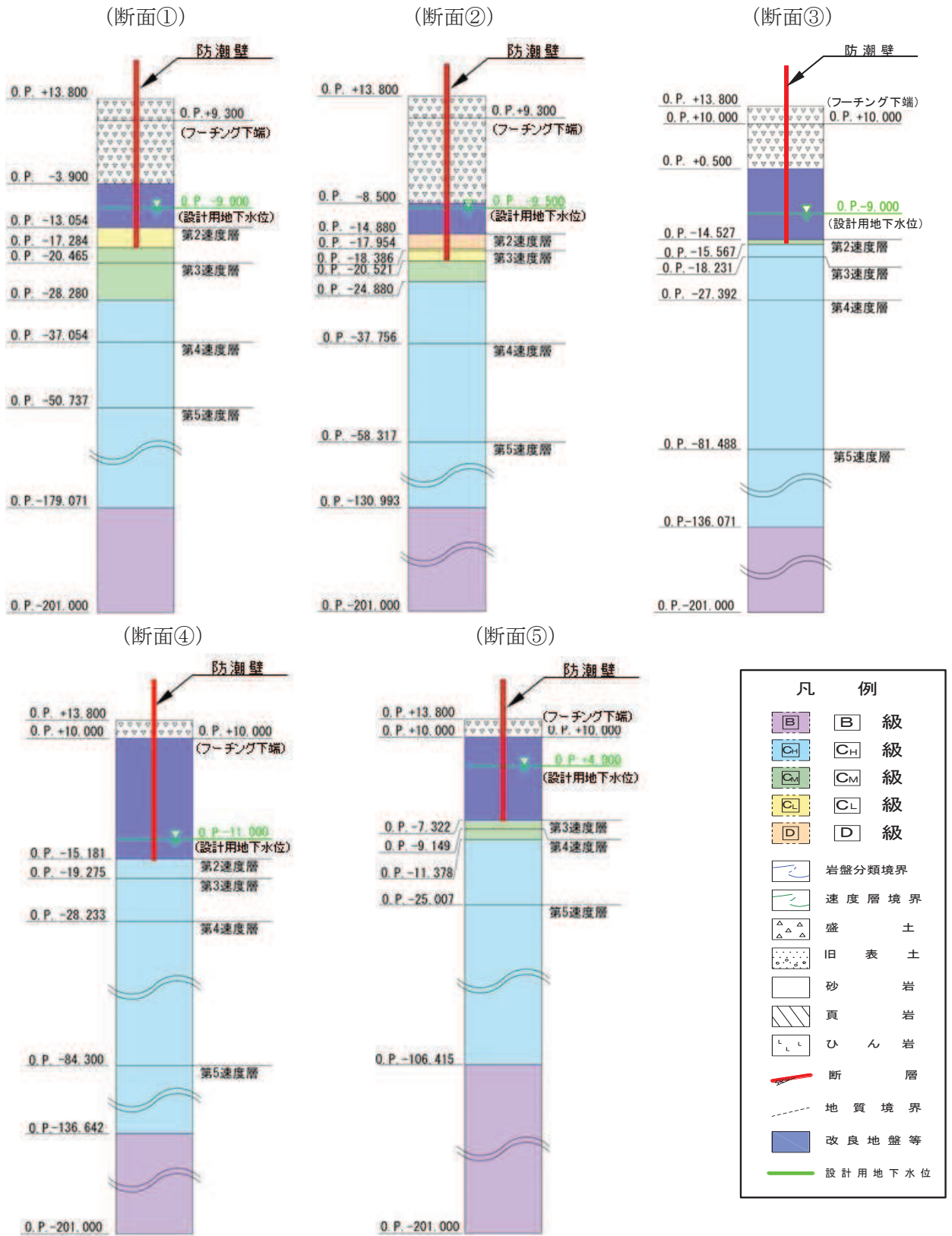
(2-2 断面 (接続部))



(ペDESTAL部 (平面図))

(単位 : mm)

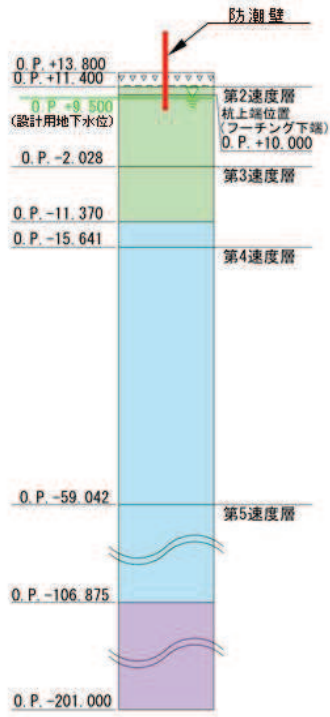
図 2-9 フーチング配筋概要図
(区間Ⅲの例)



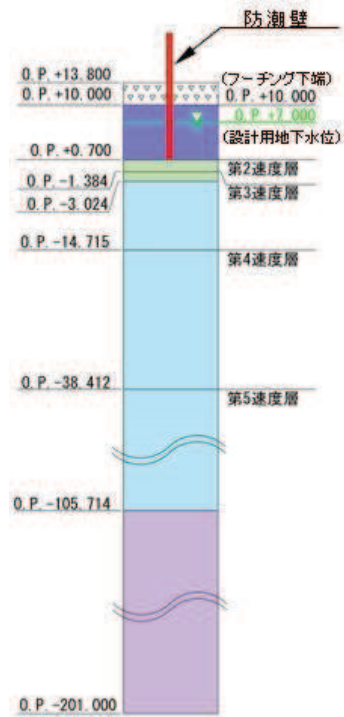
(単位：m)

図 3-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①～⑤)

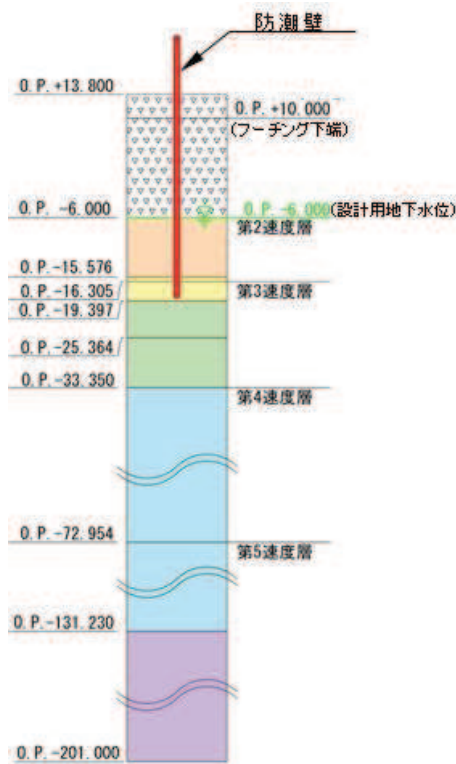
(断面⑥)



(断面⑦)



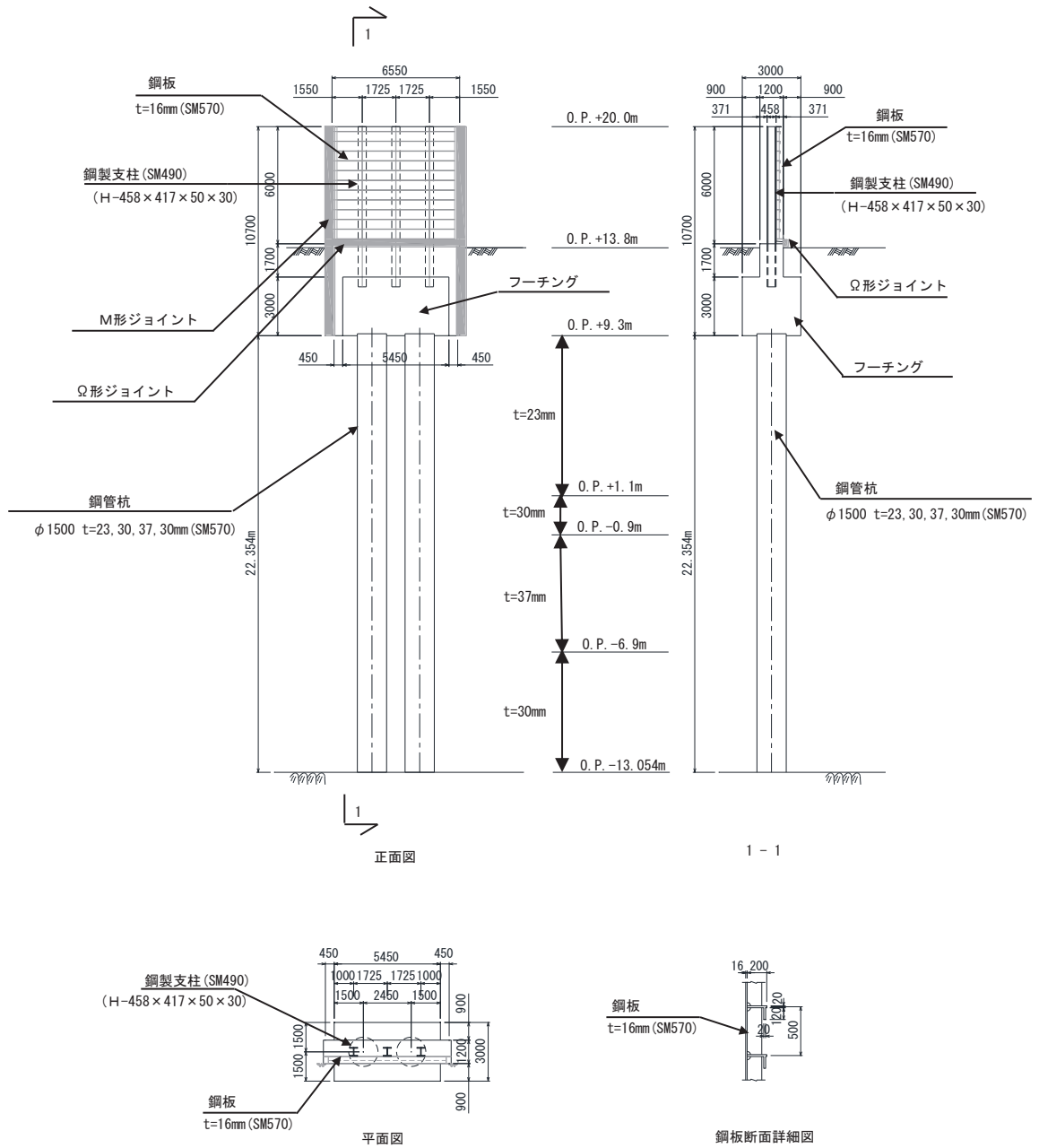
(断面⑧)



凡 例	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	設計用地下水位

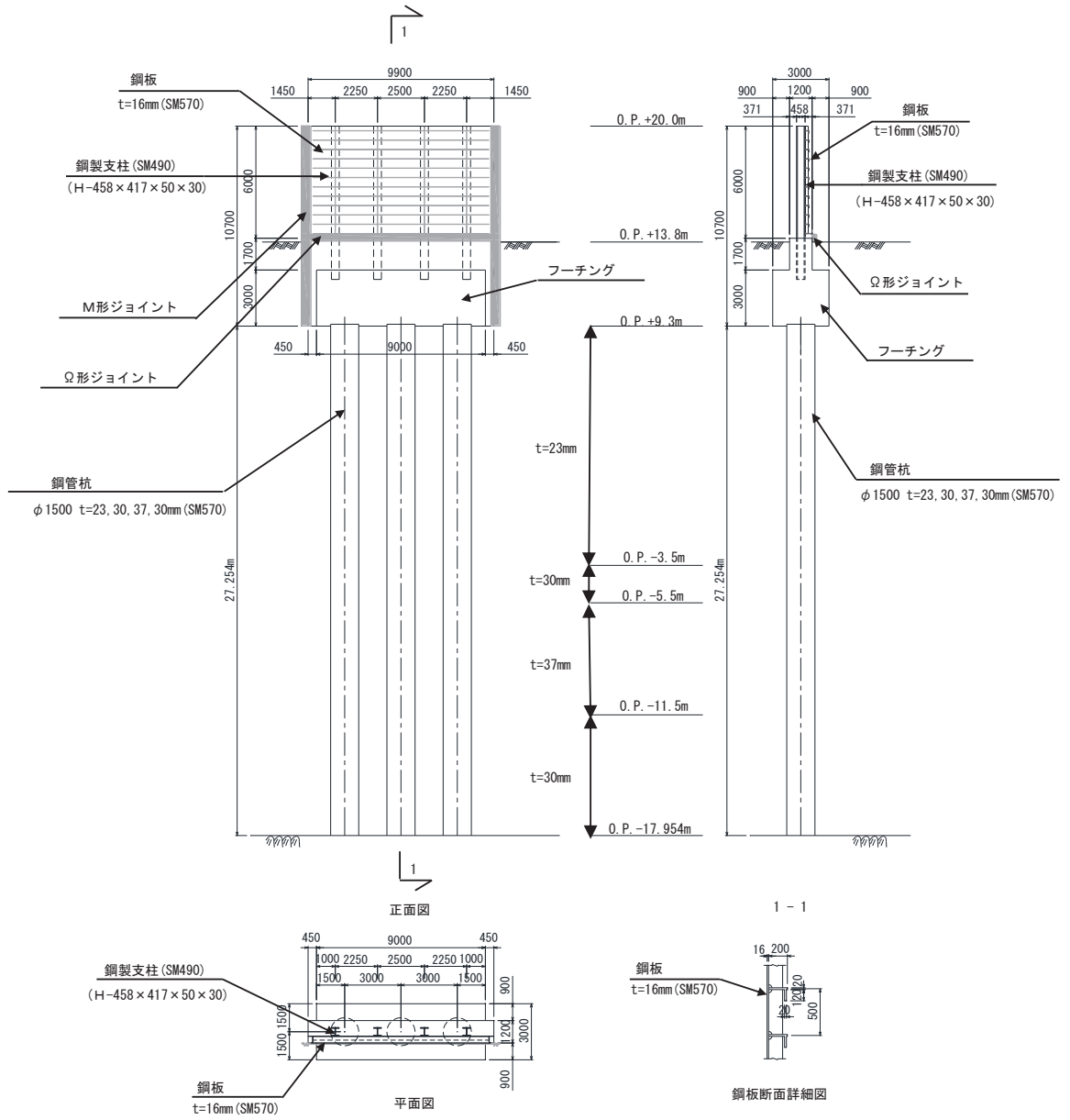
(単位：m)

図 3-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦・⑧)



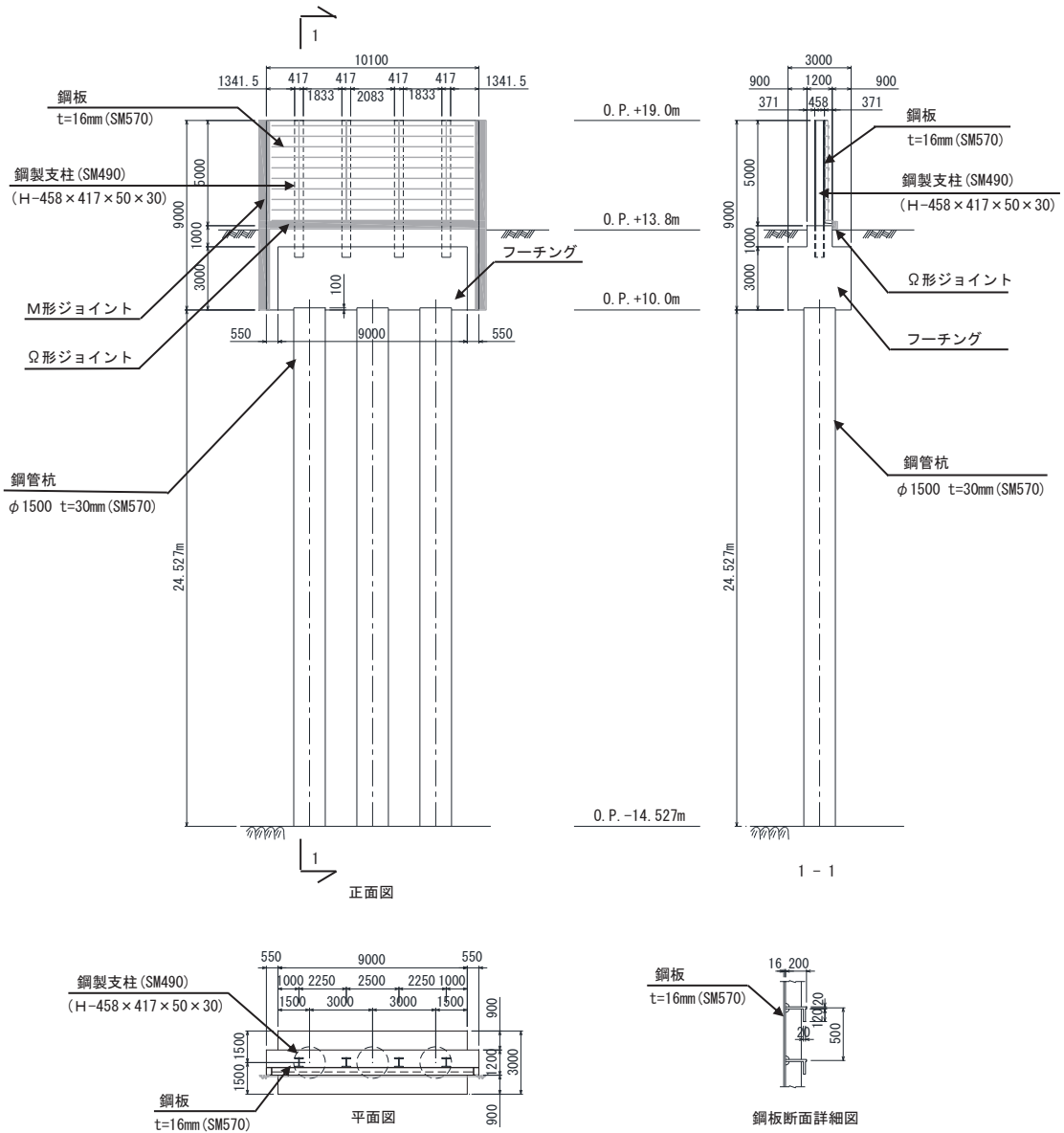
(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-4 評価対象断面の構造図 (断面①)



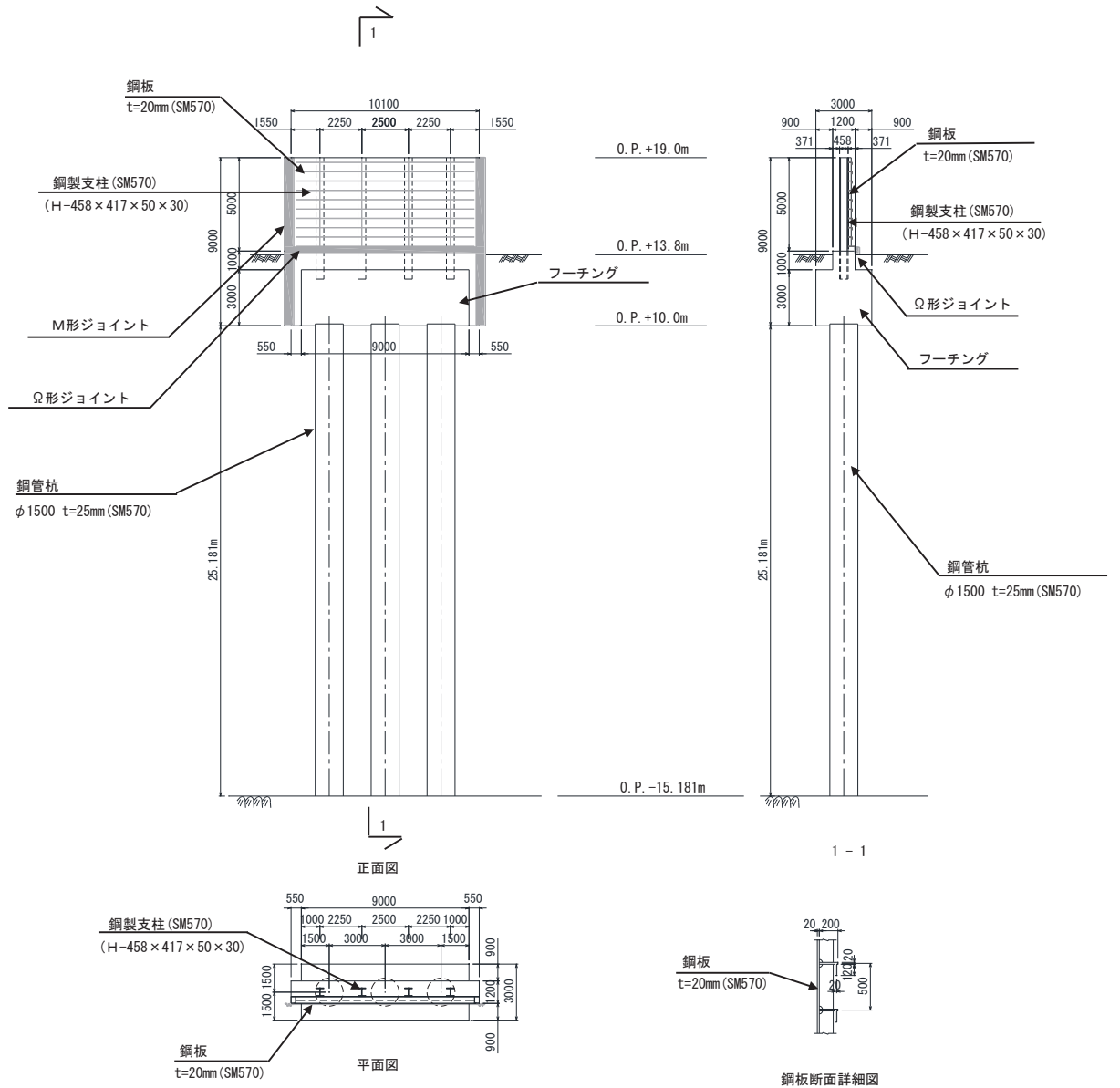
(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-5 評価対象断面の構造図 (断面②)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-6 評価対象断面の構造図 (断面③)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-7 評価対象断面の構造図 (断面④)

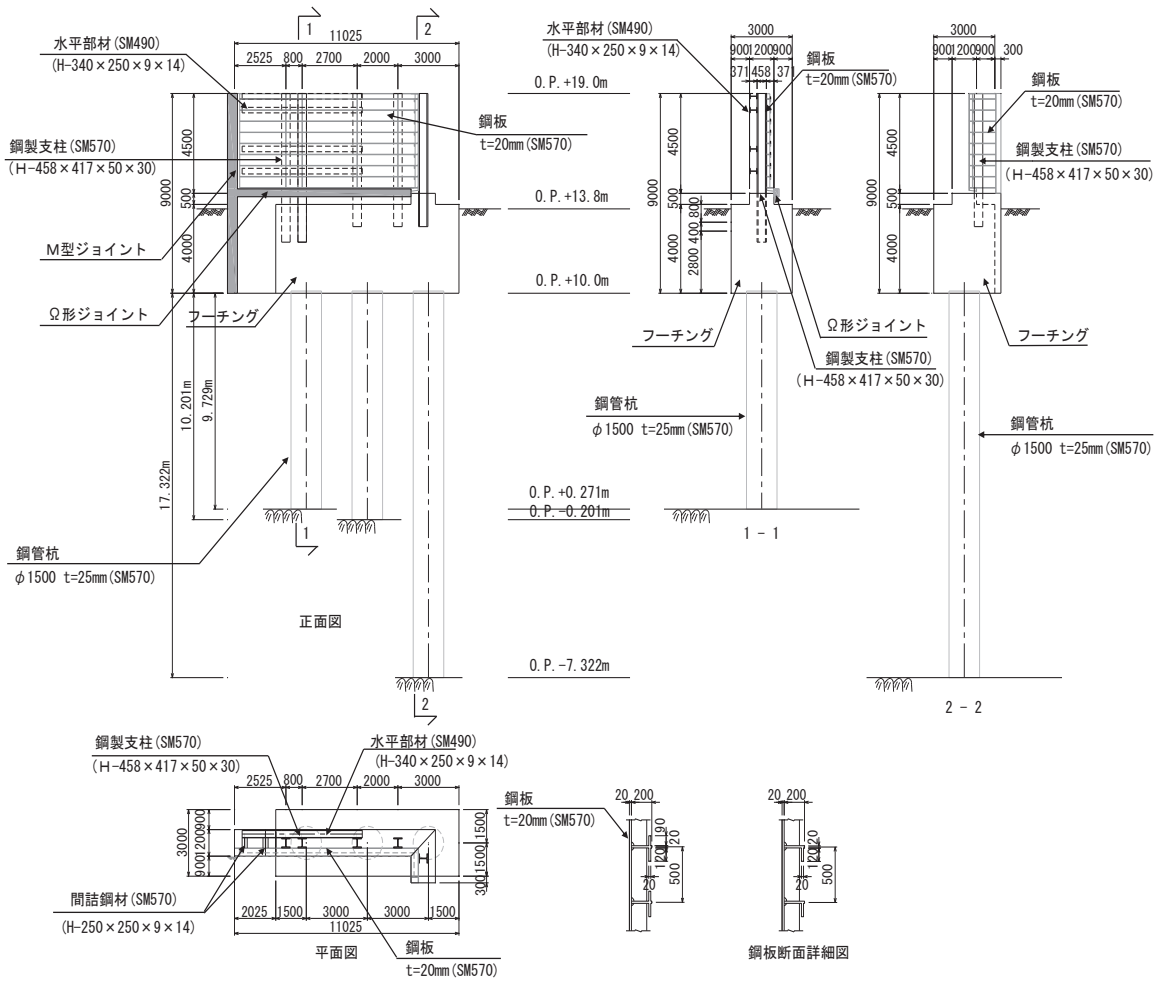
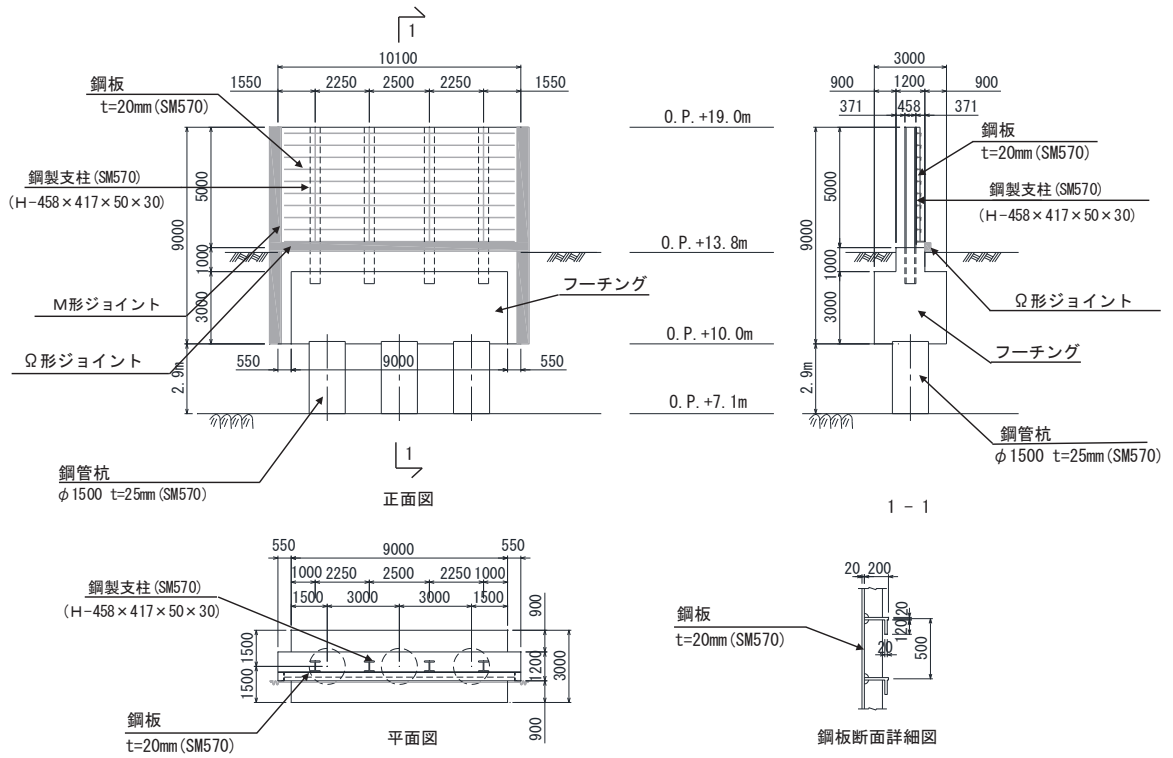
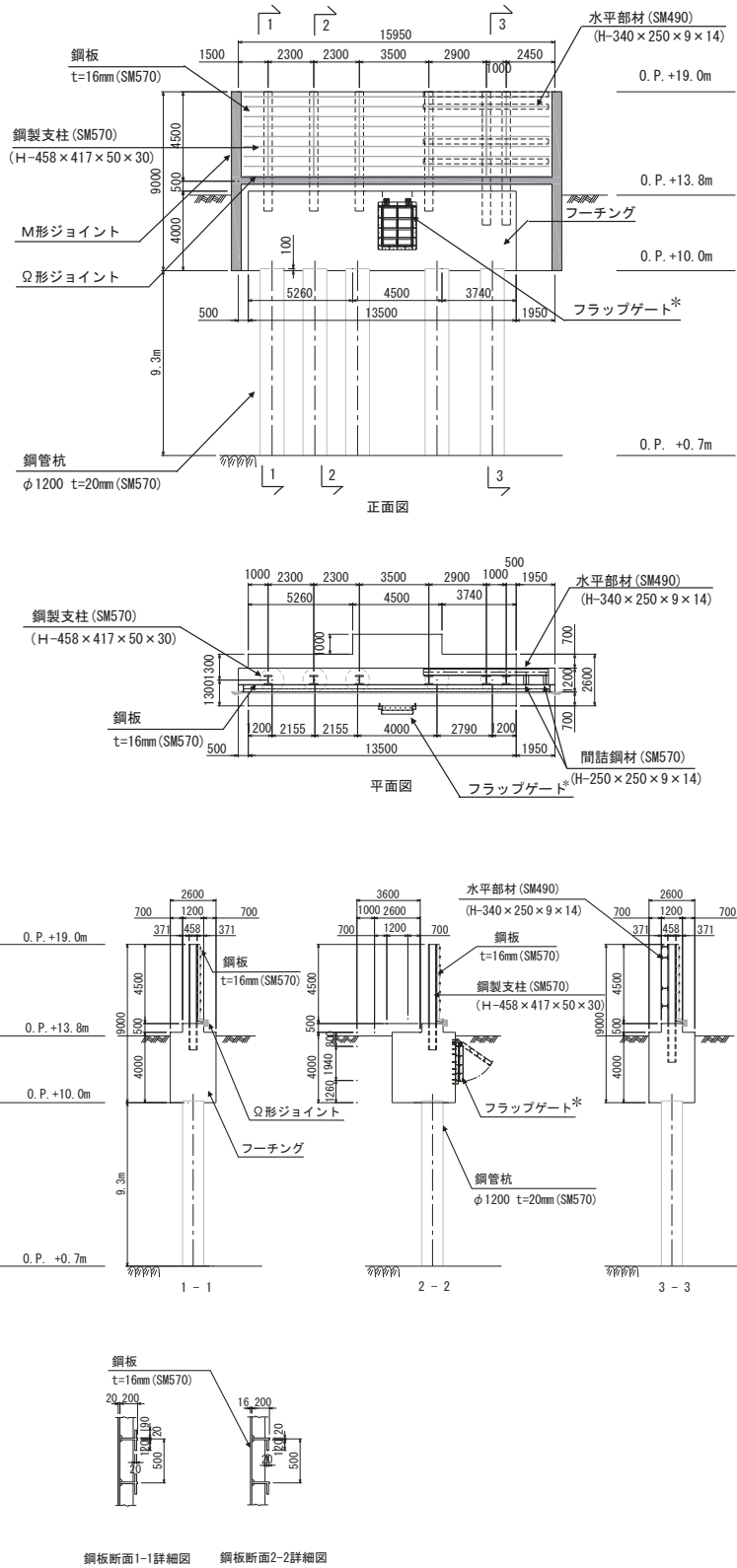


図 3-8 評価対象断面の構造図 (断面⑤)



(特記なき寸法は mm を示す)

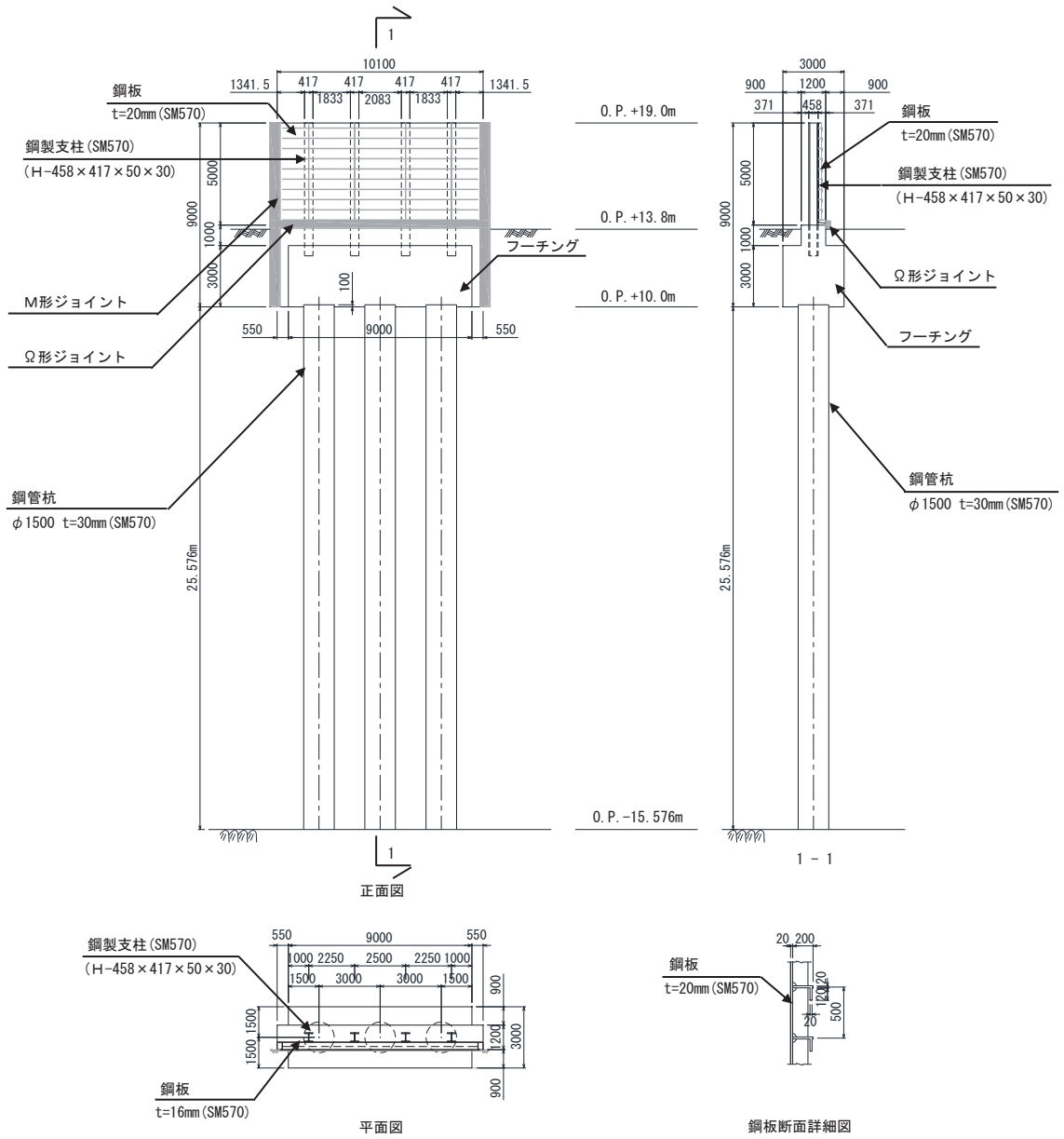
図 3-9 評価対象断面の構造図 (断面⑥)



注記*：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を示す。

(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-10 評価対象断面の構造図 (断面⑦)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-11 評価対象断面の構造図 (断面⑧)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 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。

鋼製支柱前面に取り付く鋼板は，主要な構造部材である補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）位置で，格子状のビーム要素でモデル化し断面性能と質量を付与する。鋼板の重心位置で鋼製支柱との接合部（ボルト固定部）と剛要素で接合する。

支柱間の要素分割は鋼製支柱に支持され面外荷重を受ける連続梁的な挙動が生じることが踏まえ，支間中央部（鋼製支柱間）における断面力を適切に考慮できるように設定する。また，水平方向のビーム要素についても，面外方向の変形が卓越すること，鋼製支柱とのボルト接合部がリブ2段の中央に位置することから2段分のリブを集約してモデル化することを基本とする（断面⑤，⑦については，鋼製支柱とボルト接合部高さが異なることから，一部2段分集約したモデルとはしていない）。

フーチングについては，断面形状に対してスパン長が長い構造であること，道路橋示方書やコンクリート標準示方書に規定される剛体フーチングに該当することから，部材の重心位置で，水平方向のビーム要素でモデル化し，断面性能と質量を付与する。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については，杭及び鋼製支柱と接続する箇所に節点を設け，剛要素で接続する。フーチングの接続部は端部の節点質量として考慮する。また，断面⑦については，支持する補機冷却海水系放水路逆流防止設備に作用する荷重（慣性力）による反力の影響を考慮するために，付加質量として開口部上下部の節点に考慮する。

解析モデル図を図3-22～図3-29に示す。

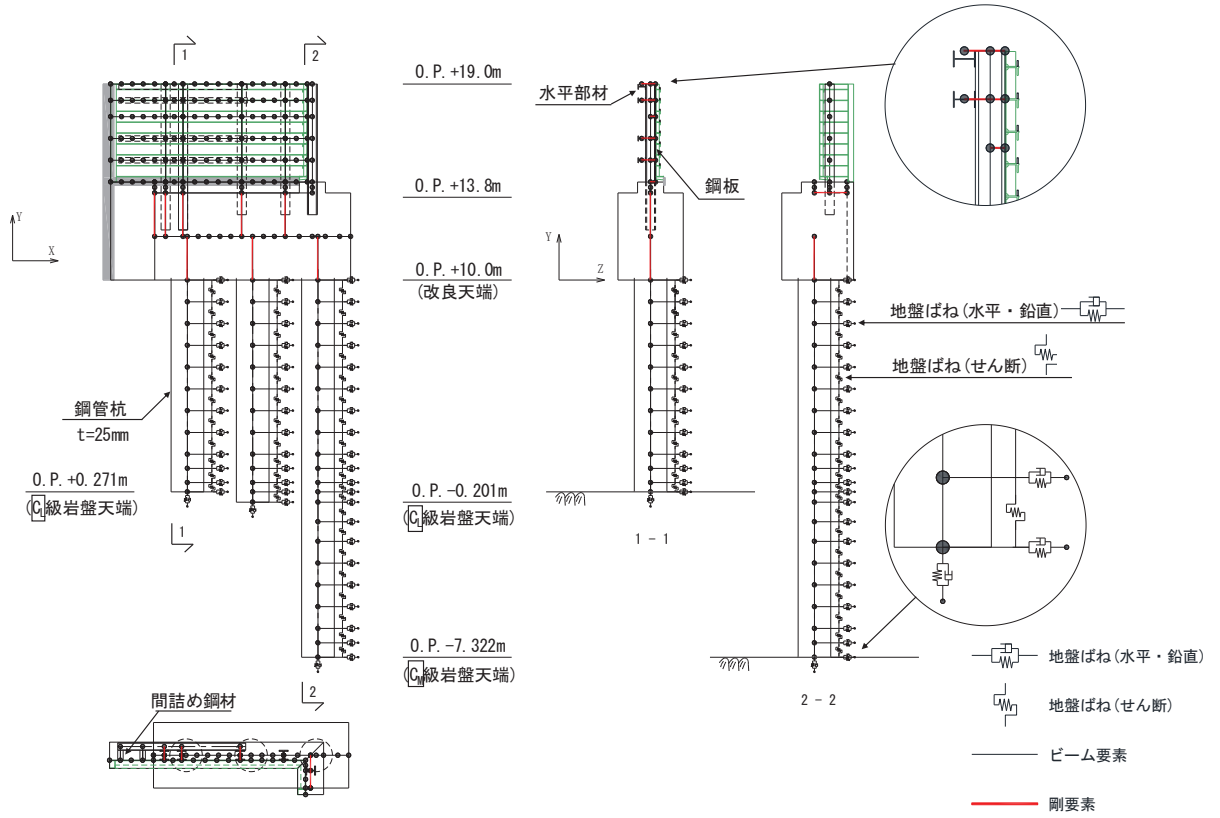


図 3-26 解析モデル (断面⑤)

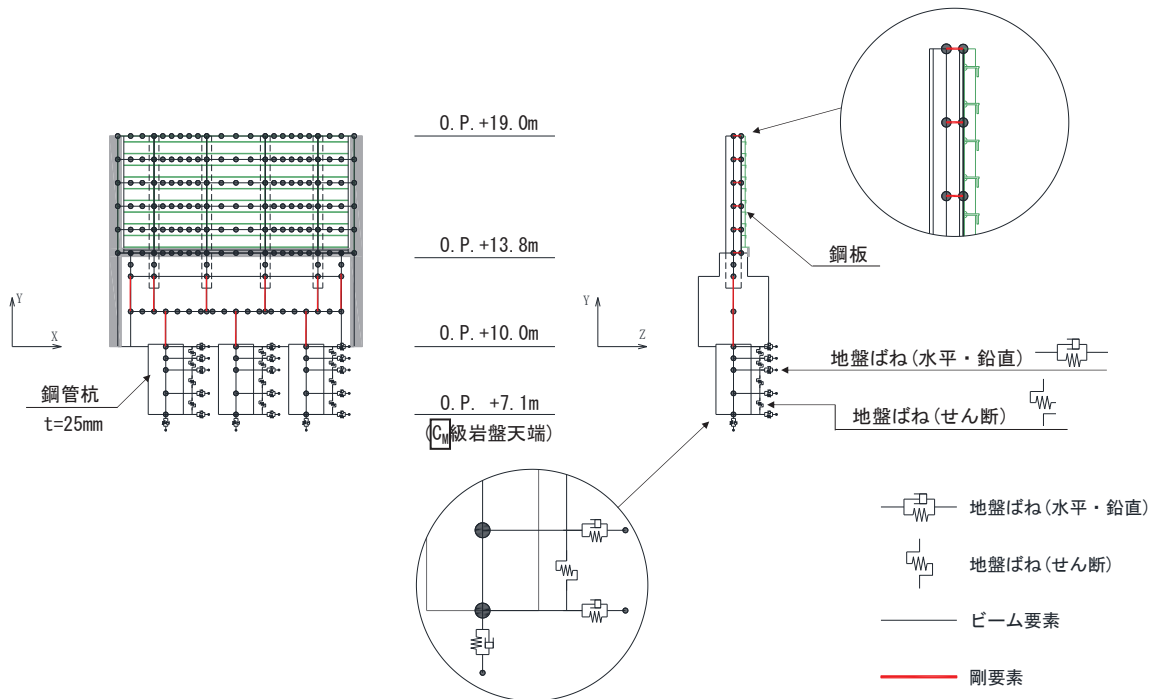


図 3-27 解析モデル (断面⑥)

a. 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-35 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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板の軸力 (kN)

A_1 : 鋼板の有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 鋼板の Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

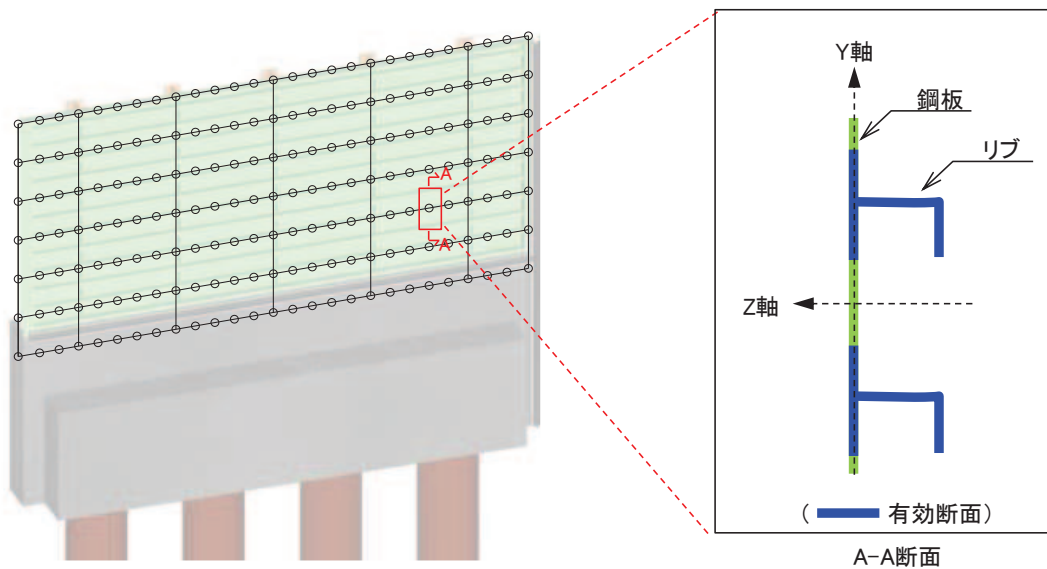


図 3-35 鋼板断面形状

b. 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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 鋼板 (図 3-16 に示すリブ腹板) の断面積 (mm²)

c. 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。

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

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板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 : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(3) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、図 3-38 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. 8.0.6」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。

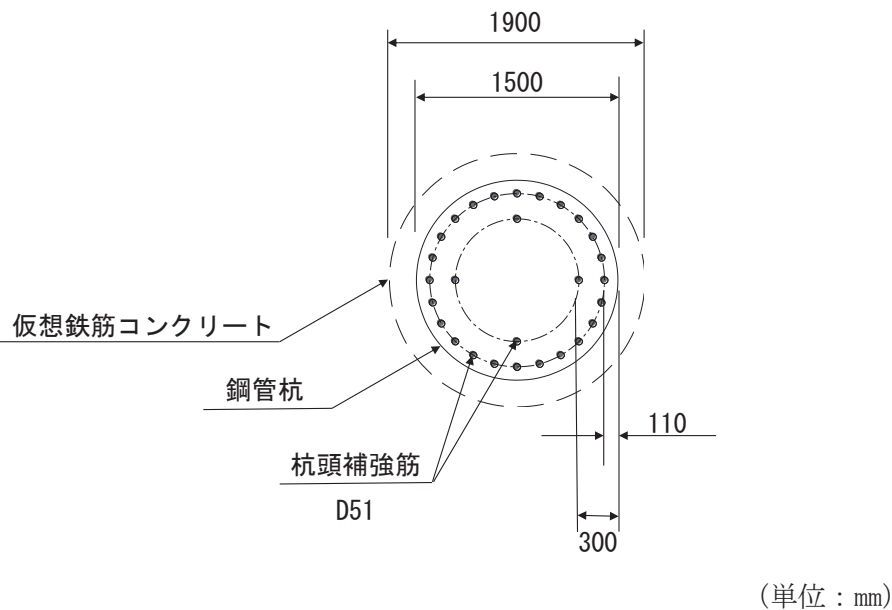


図 3-38 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

3.8.6 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、壁軸直交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。

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、鋼板部以外の構造形式（鋼桁部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため、本資料に、添付書類「VI-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」における相対変位量に対する評価結果も含めた照査結果をまとめて示す。

3.8.7 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。

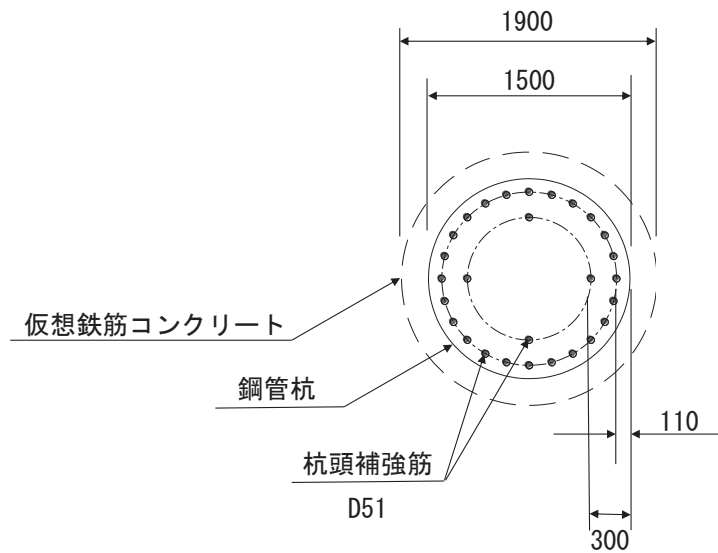
4.5.2 杭頭

断面計算に用いた断面諸元を表 4-21 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-22 に示す。また、配筋図を図 4-41 に示す。

この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

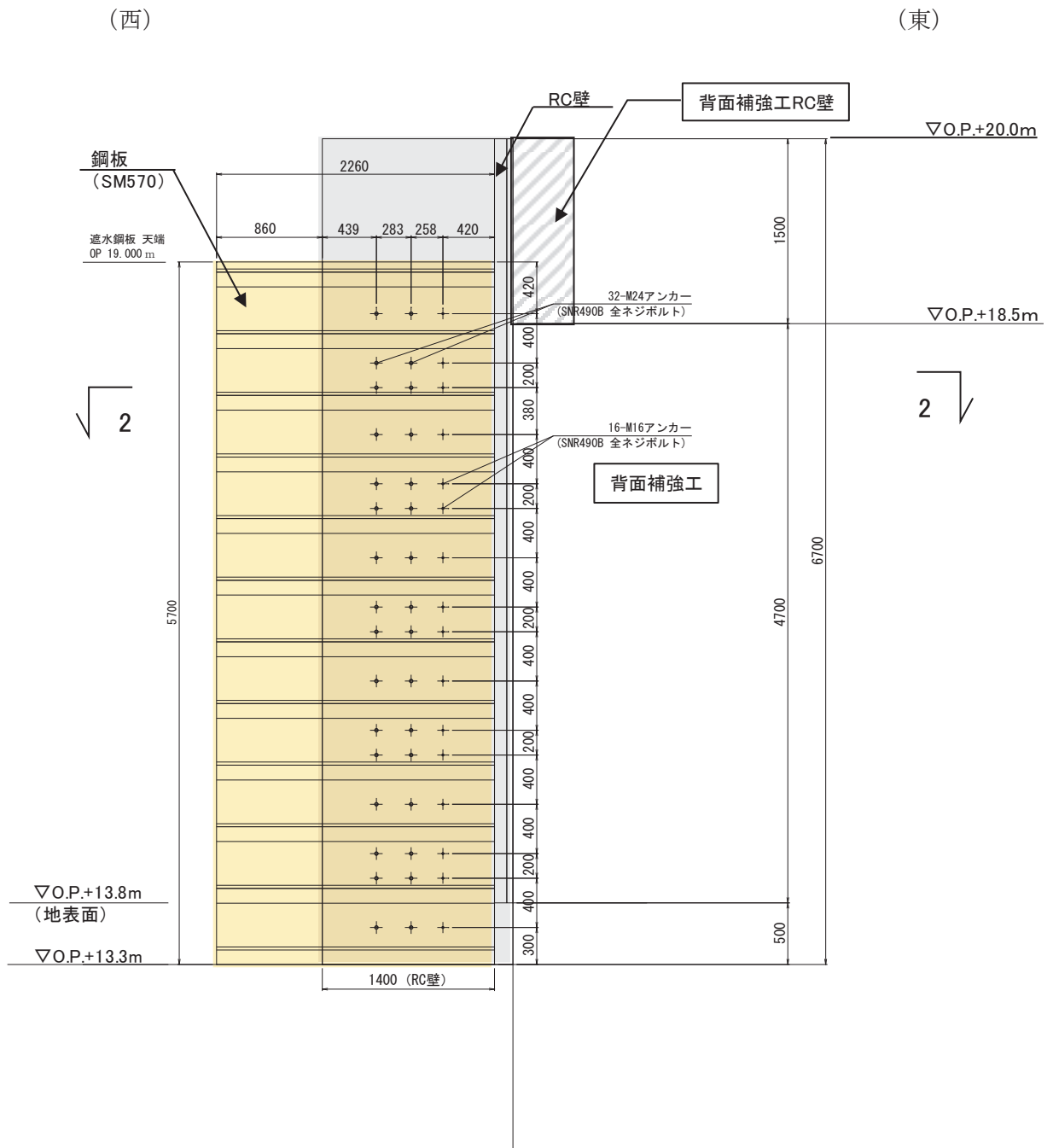
表 4-21 鋼管杭（杭頭）の仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
断面① 断面② 断面③	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
断面④ 断面⑤ 断面⑥ 断面⑧	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24+4)	440, 640
断面⑦	1200	1600	50	SD490	D51	20	500



(単位：mm)

図 4-41 杭頭配筋概要図（断面④の例）



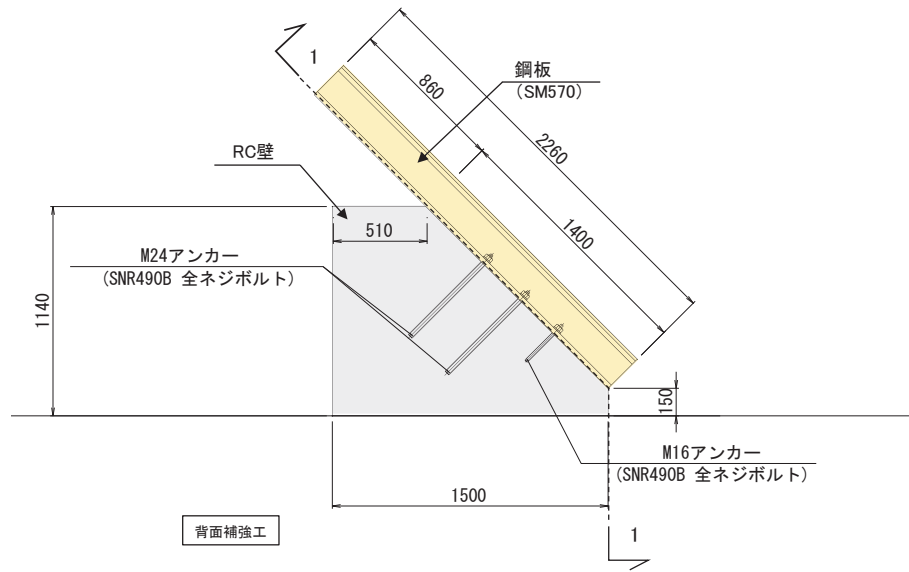
(正面図：1-1断面)

(特記なき寸法はmmを示す)

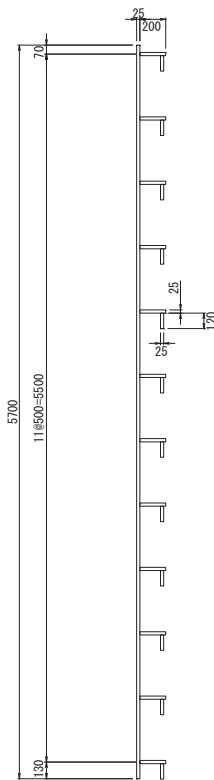
図1-3(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部①)

(南)

(北)



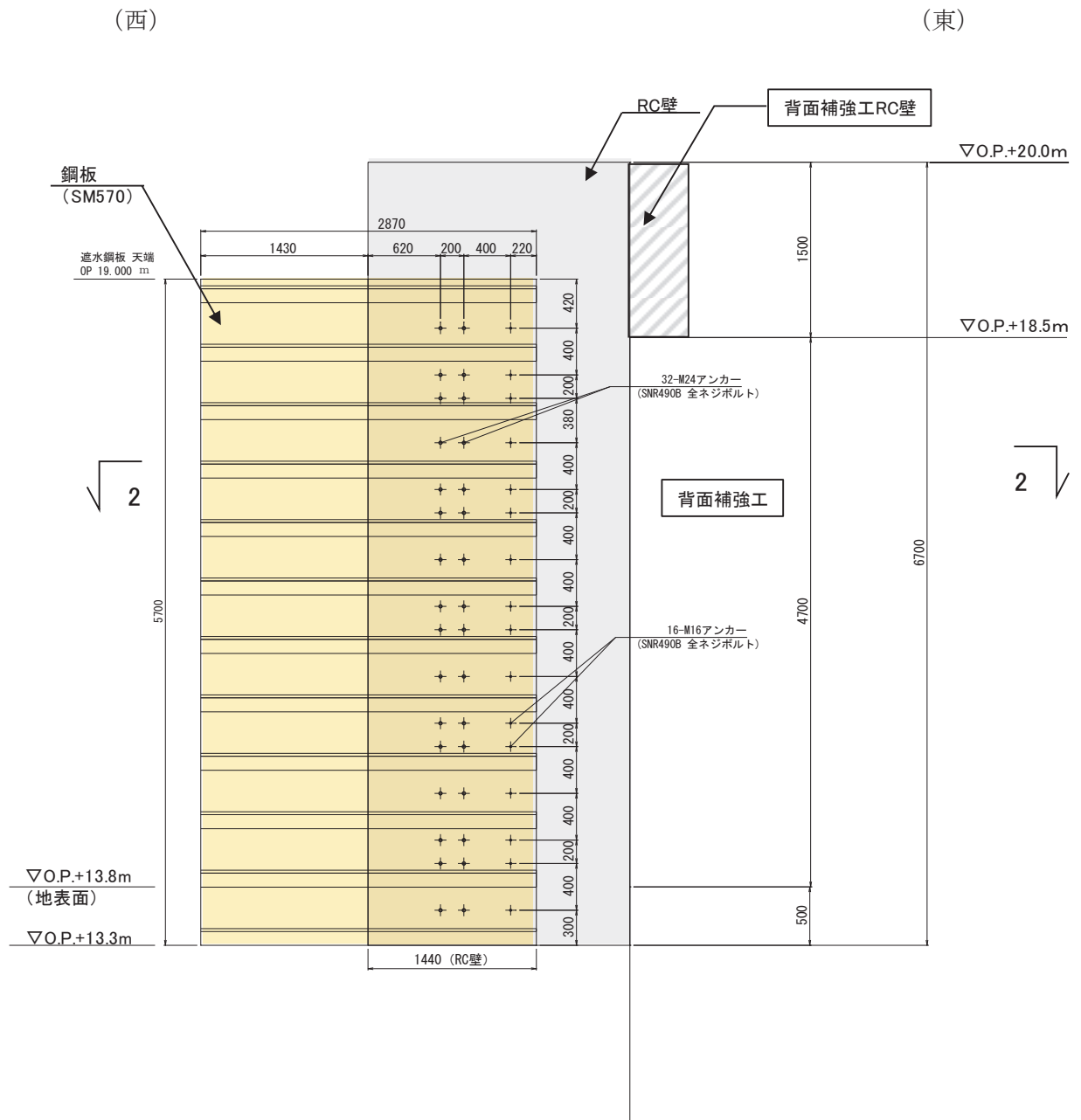
(平面図：2-2 断面)



(鋼板断面図)

(単位：mm)

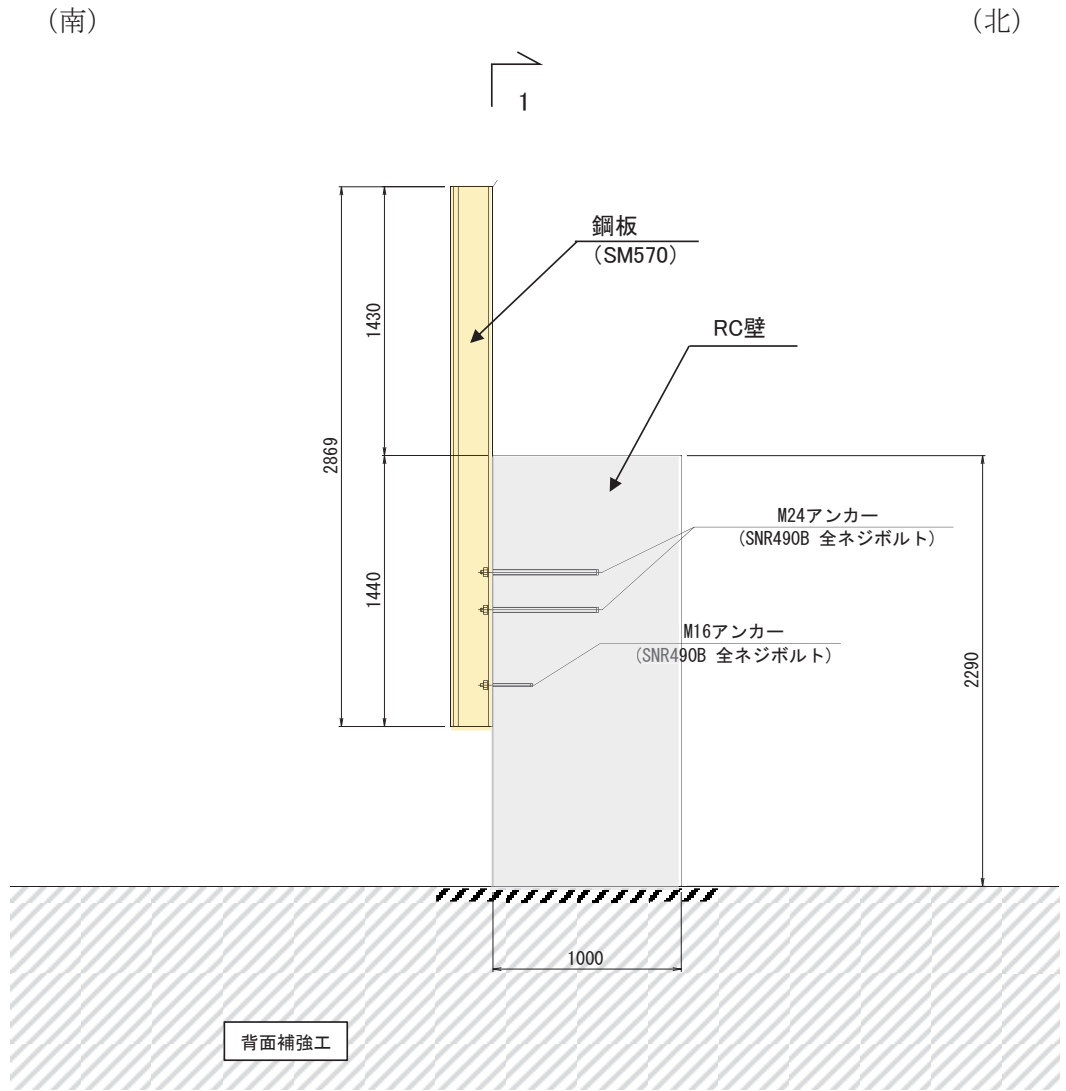
図 1-3(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図 (防潮堤取り合い部①)



(正面図 : 1-1 断面)

(特記なき寸法は mm を示す)

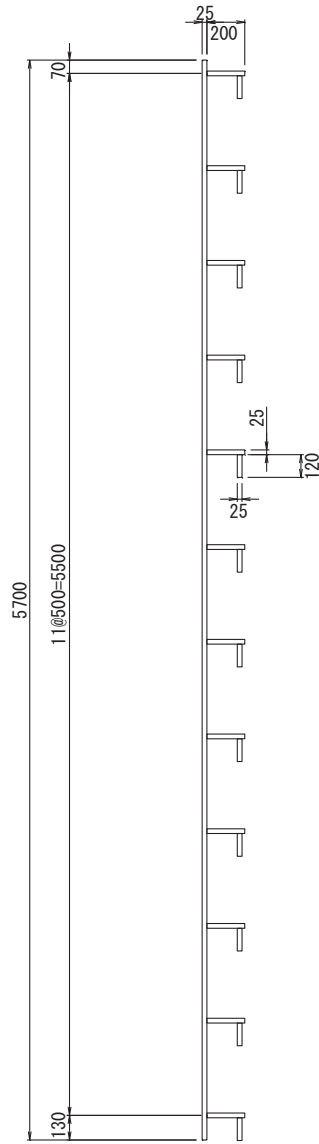
図 1-4(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部②)



(平面図：2-2 断面)

(単位：mm)

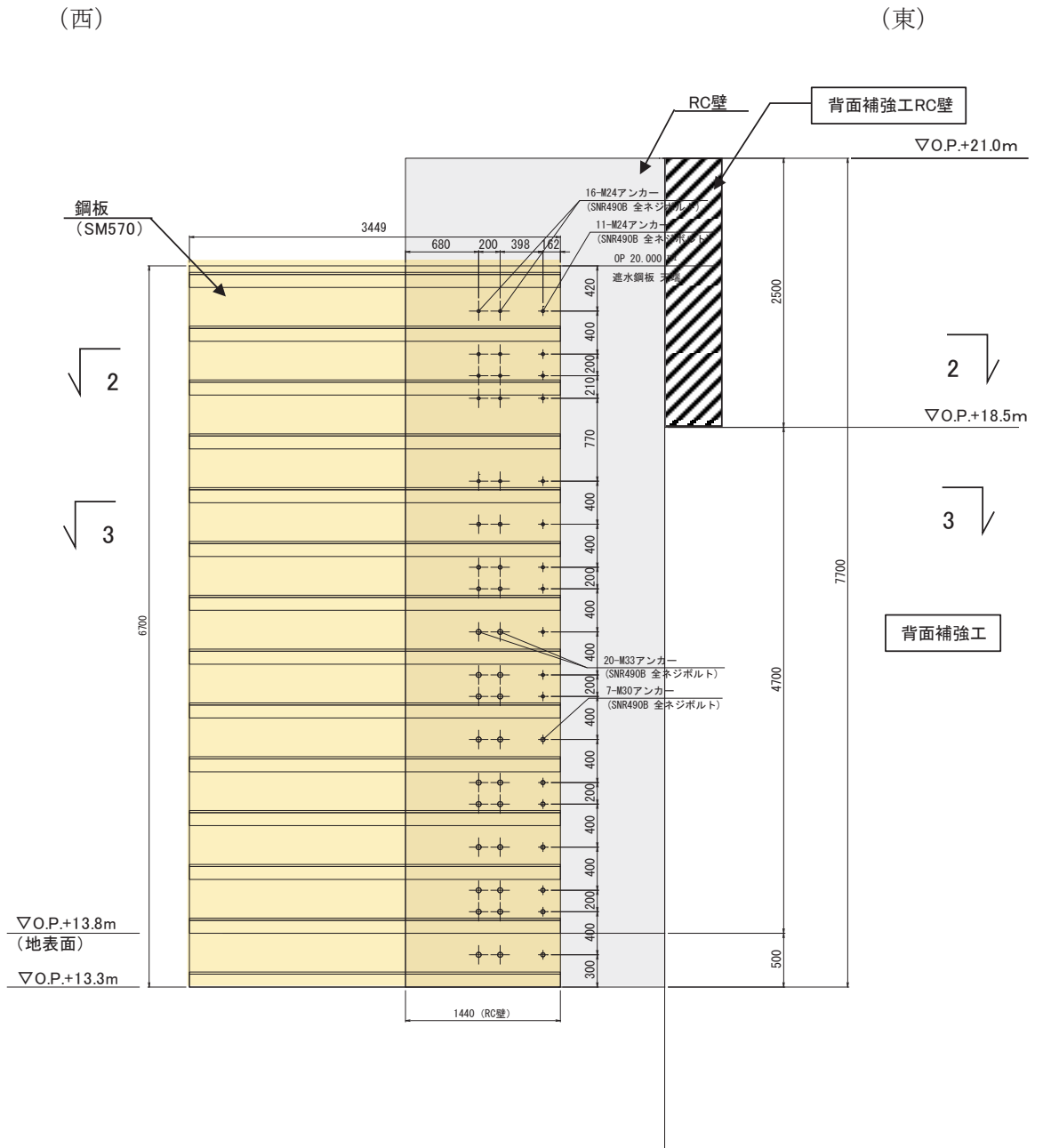
図 1-4(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部②)



(鋼板断面図)

(単位：mm)

図 1-4(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部②)



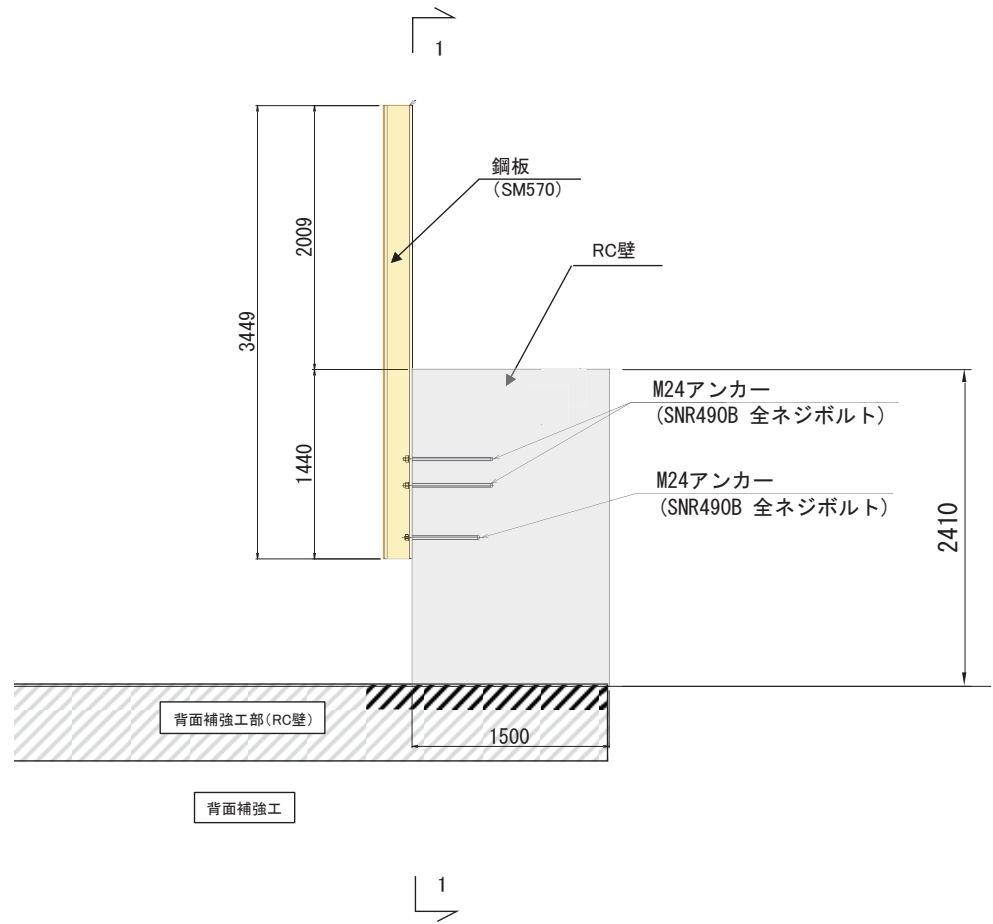
(正面図：1-1 断面)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-5(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)

(南)

(北)



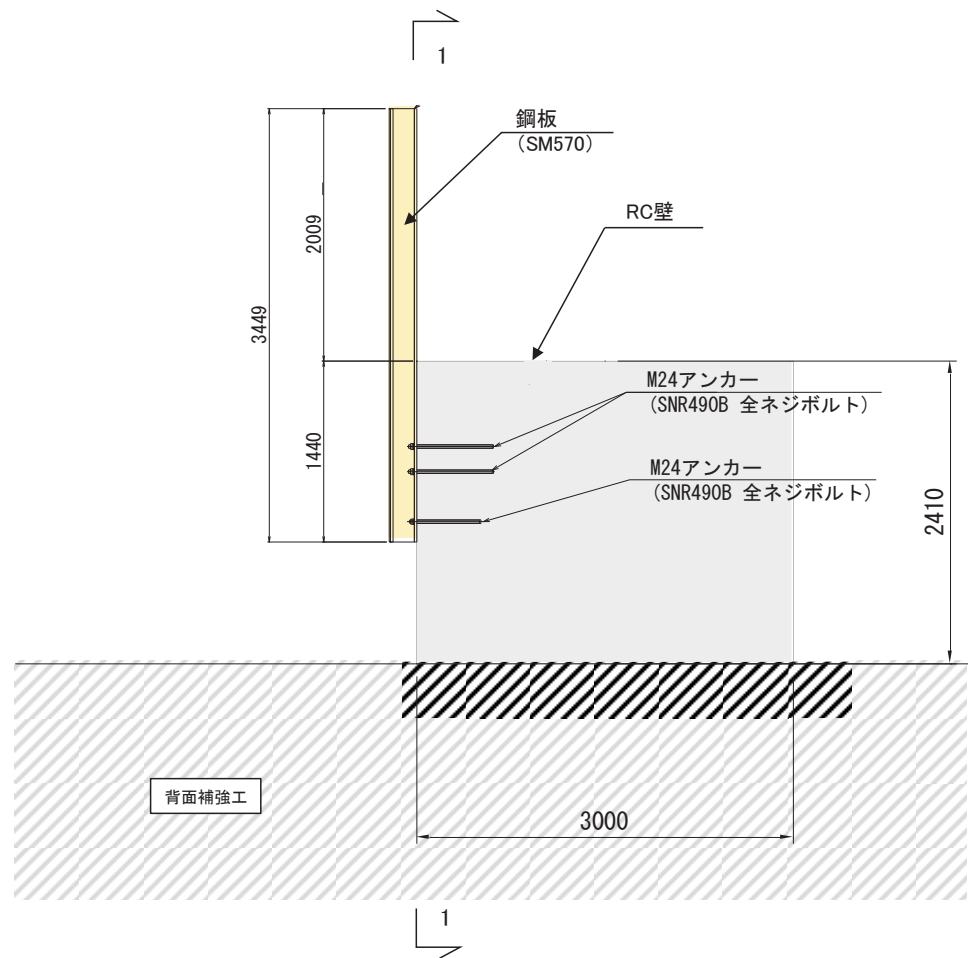
(平面図：2-2 断面)

(単位：mm)

図 1-5(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)

(南)

(北)

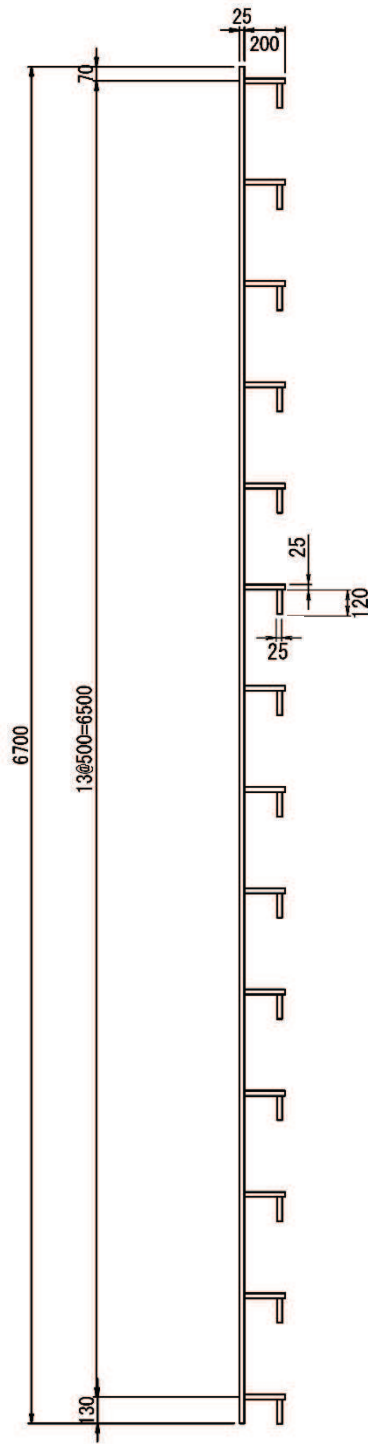


(平面図：3-3 断面)

(単位：mm)

図 1-5(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)

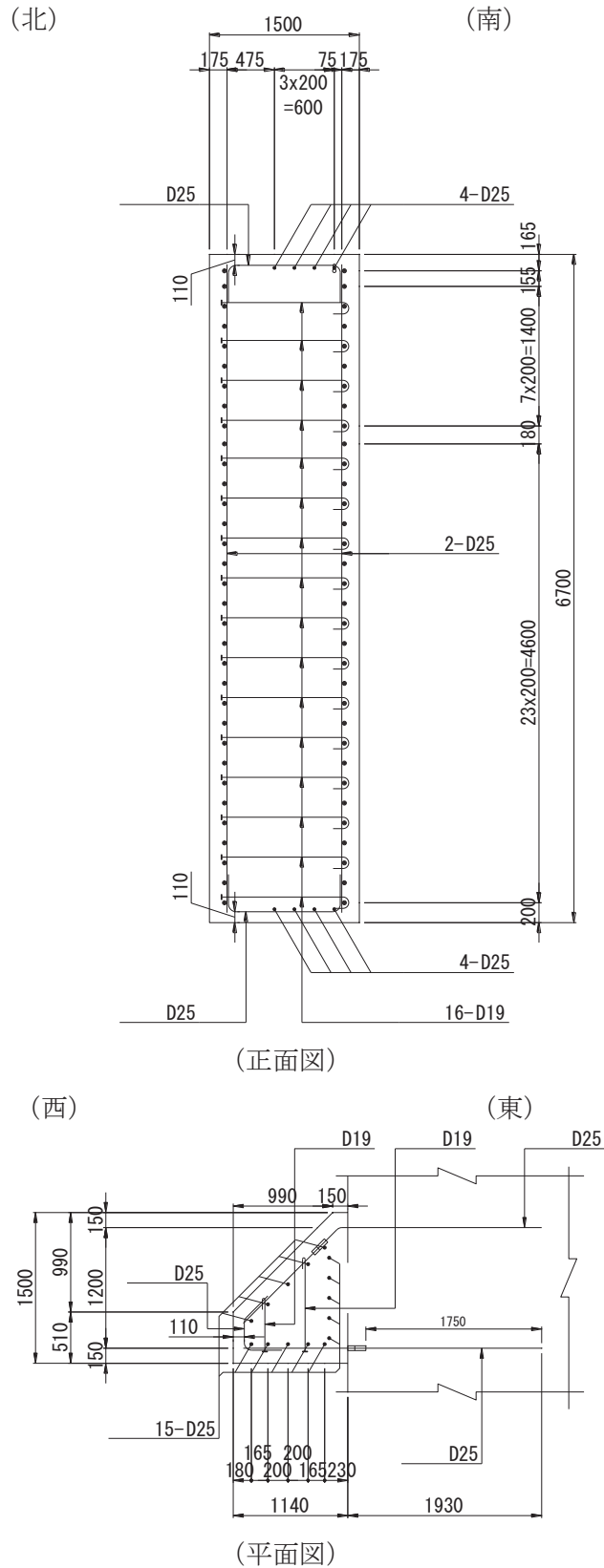
02 ⑦ VI-2-10-2-3-1 R4



(鋼板断面図)

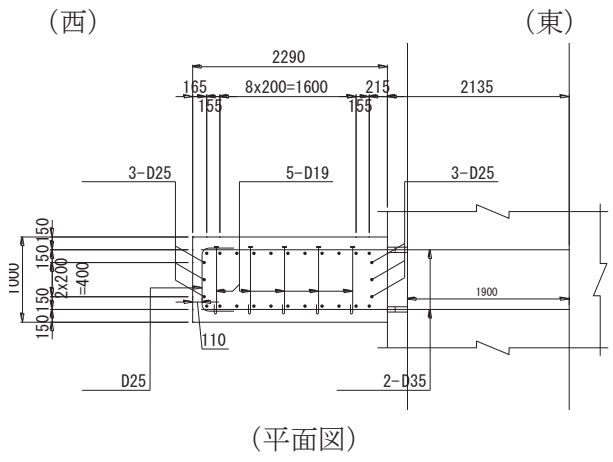
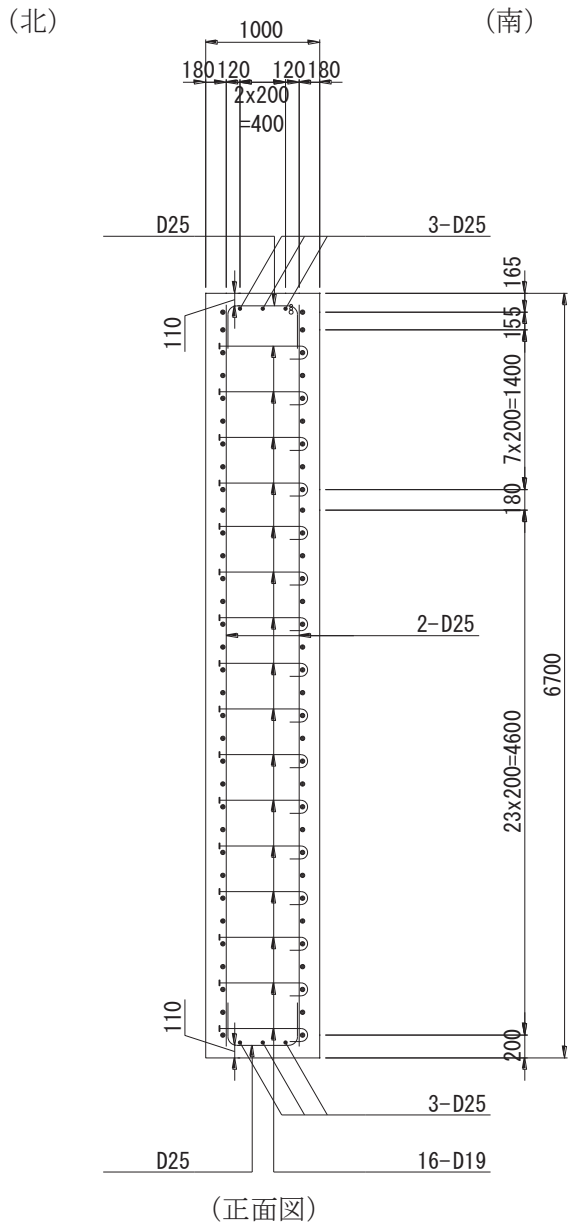
(単位：mm)

図1-5(4) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)



(単位 : mm)

図 1-6 RC 壁の配筋概要図 (防潮堤取り合い部①)



(単位 : mm)

図 1-7 RC 壁の配筋概要図 (防潮堤取り合い部②)

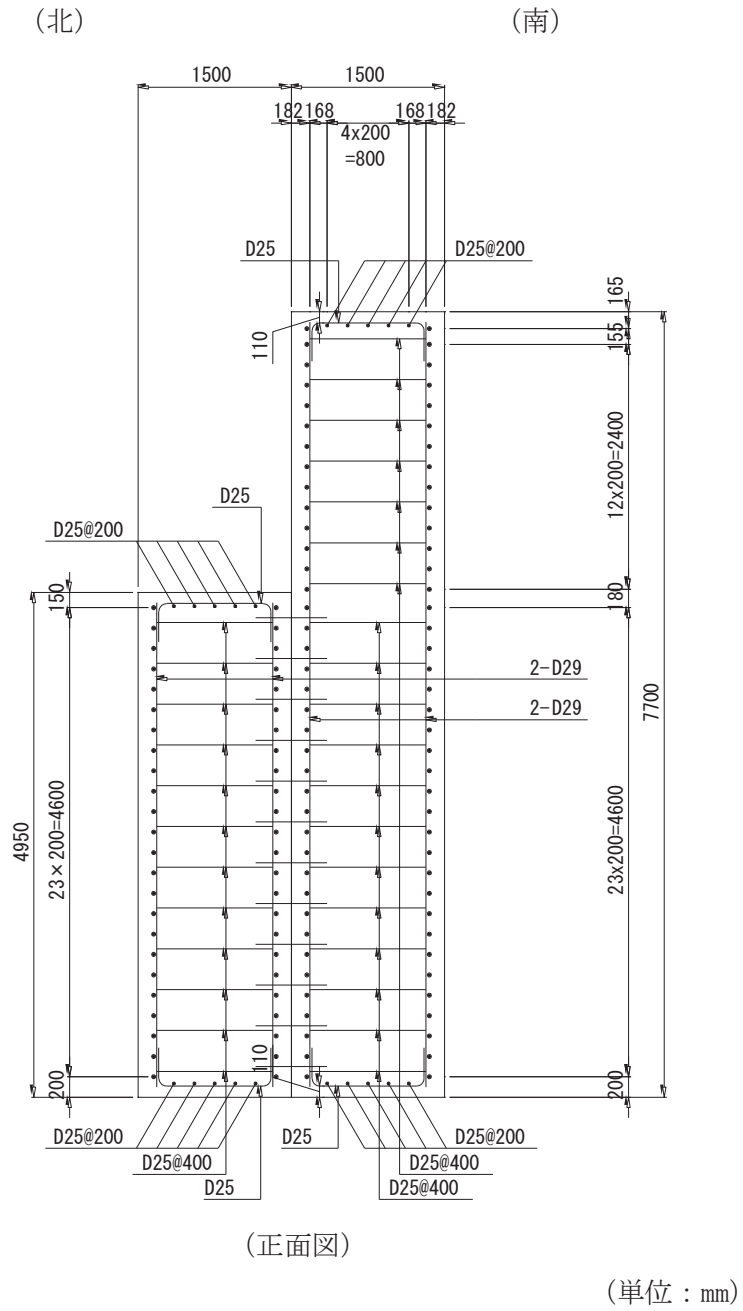
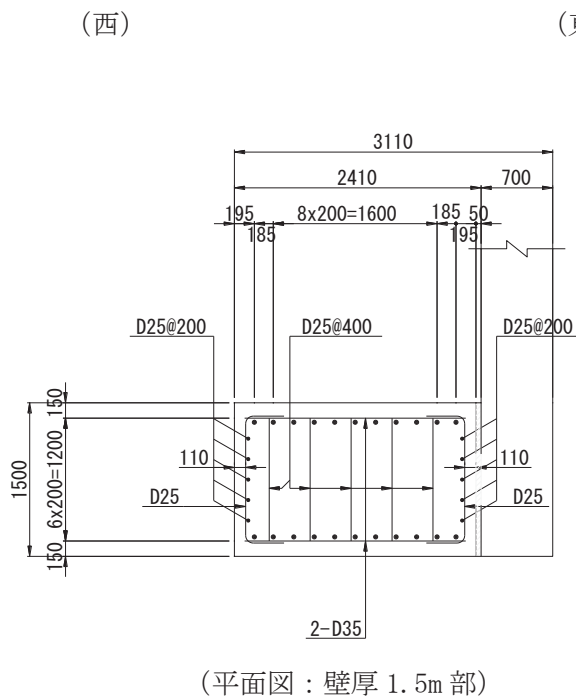
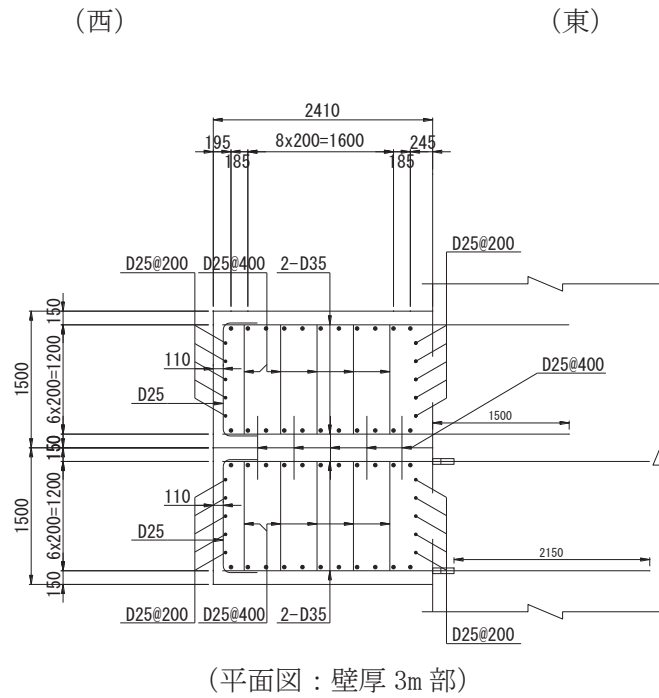
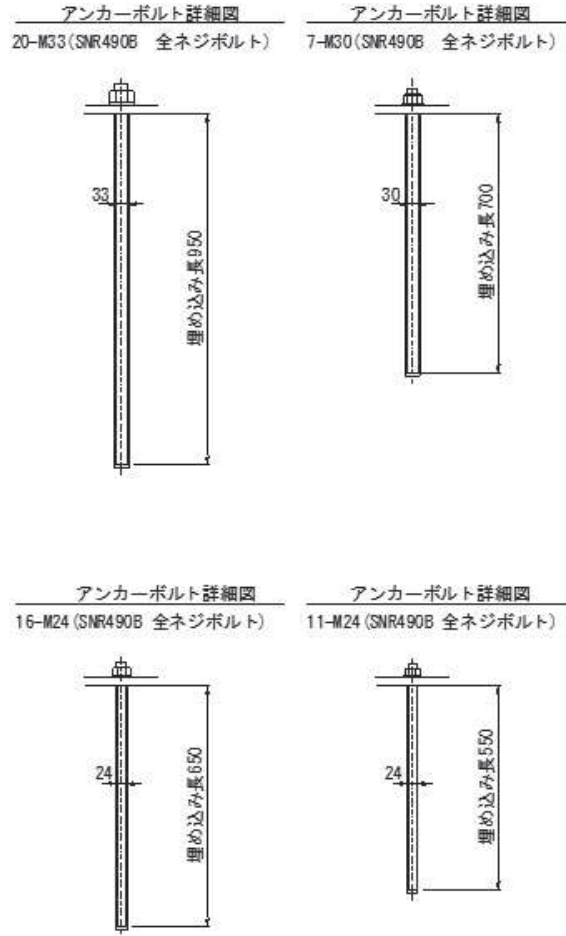


図 1-8 (1) RC 壁の配筋概要図
(防潮堤取り合い部③・④ : 防潮堤取り合い部④の例)



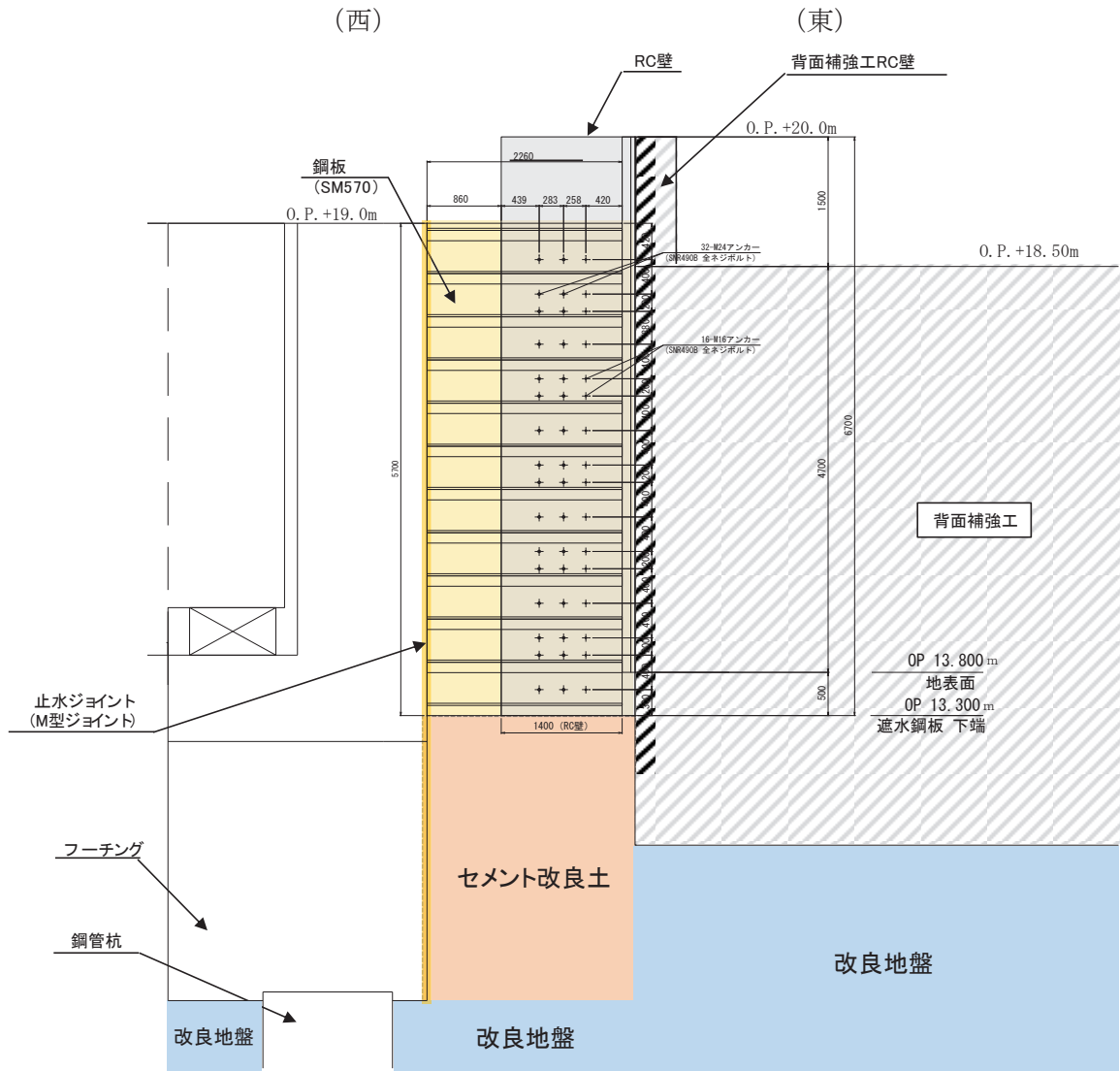
(単位：mm)

図1-8 (2) RC壁の配筋概要図
 (防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)



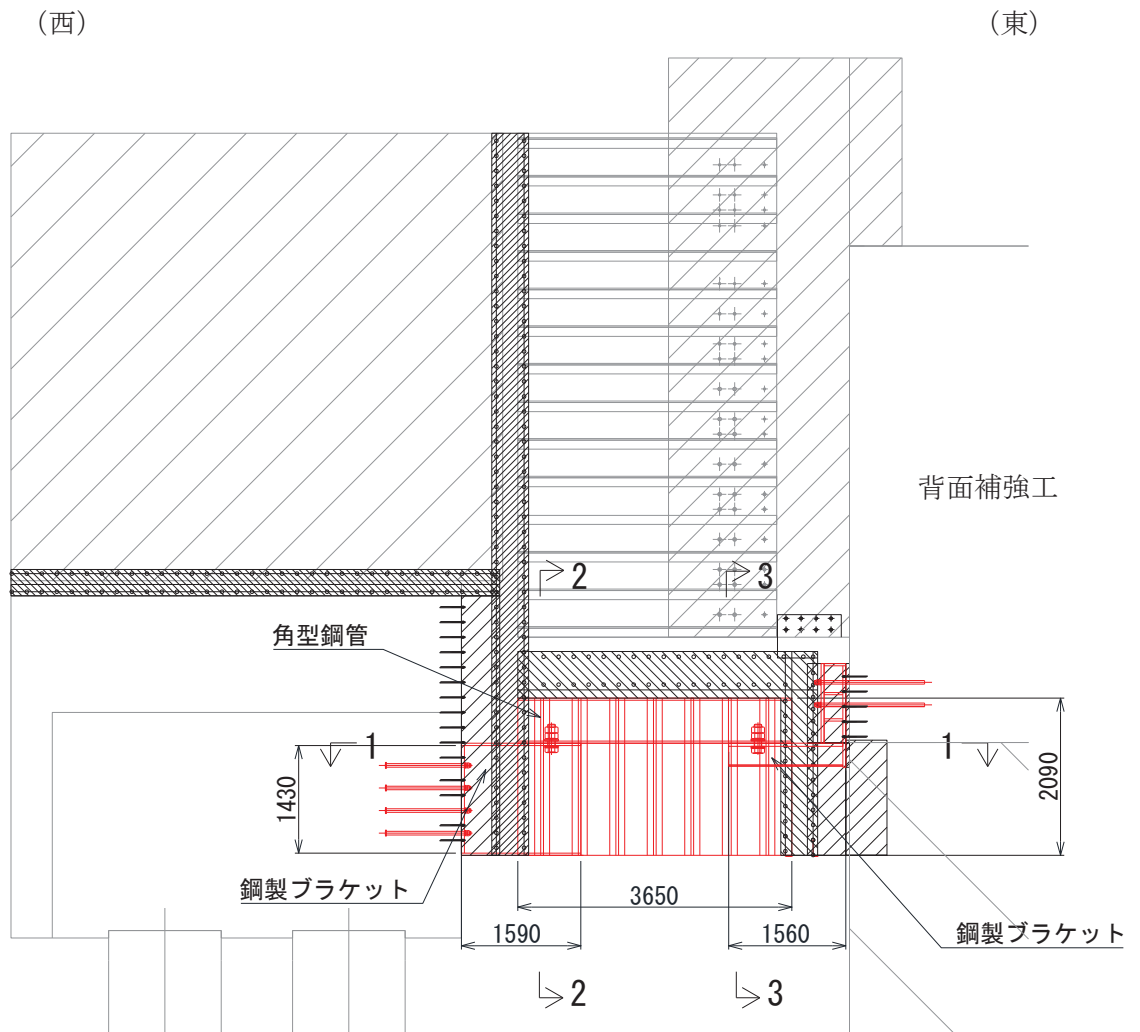
(単位 : mm)

図 1-9 アンカーボルトの構造概要図
(防潮堤取り合い部④の例)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-10(1) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部①)



(単位：mm)

(正面図)

図1-10(2) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部④の例)

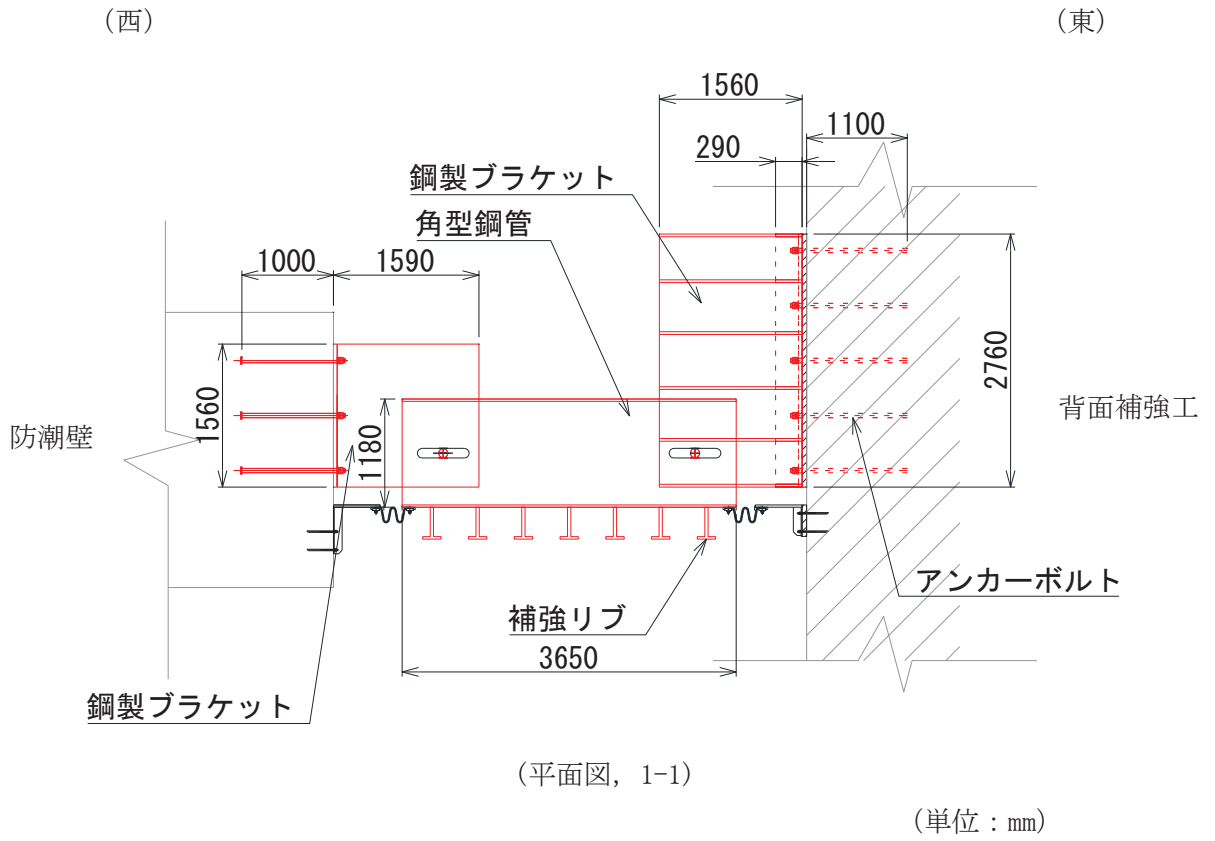
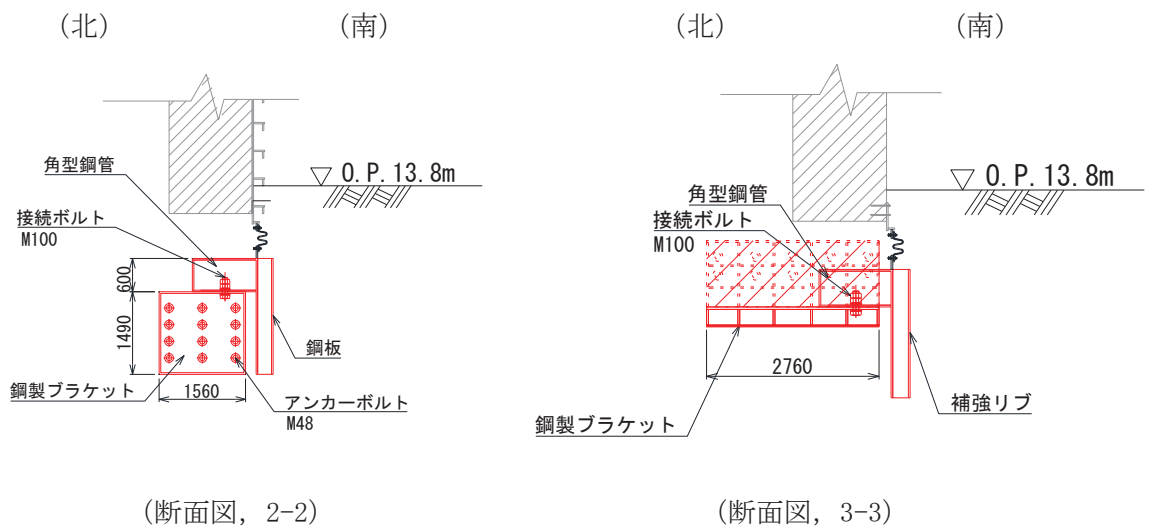
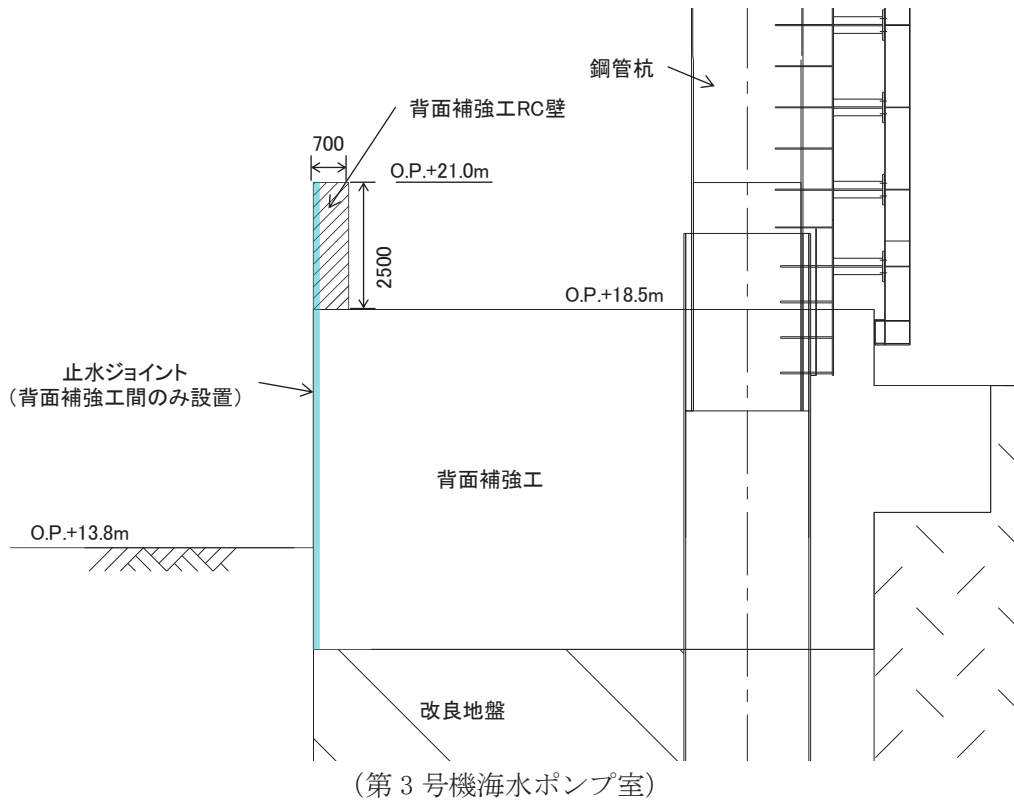
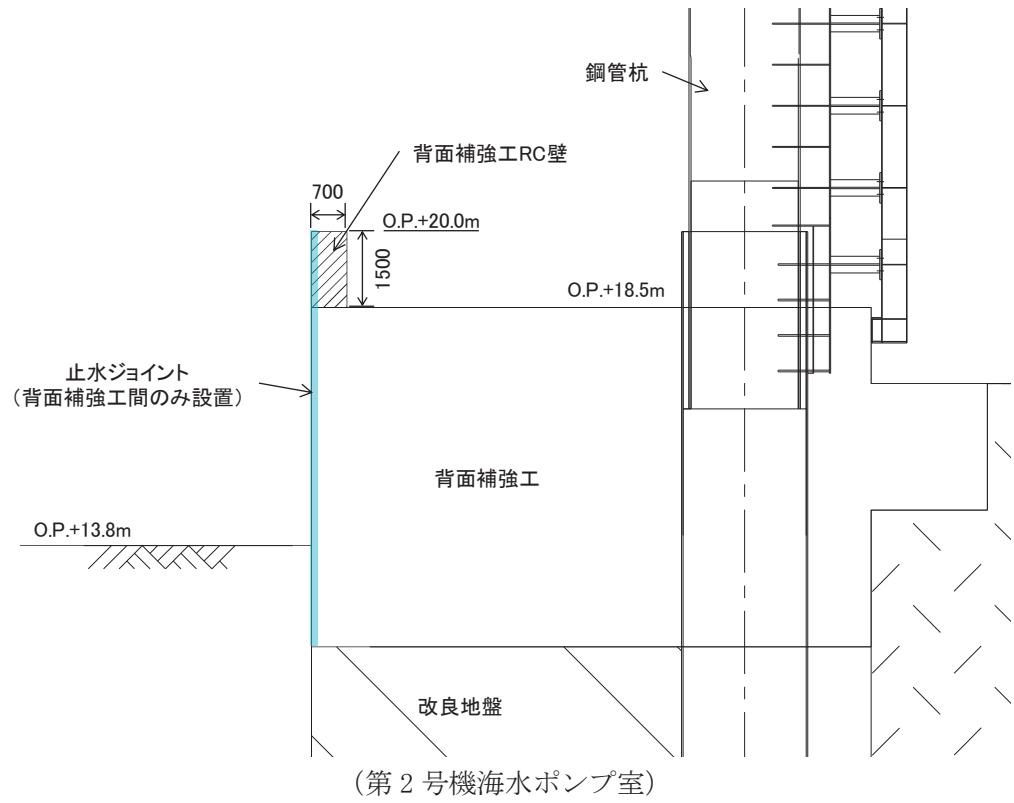


図 1-10(3) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部④の例)



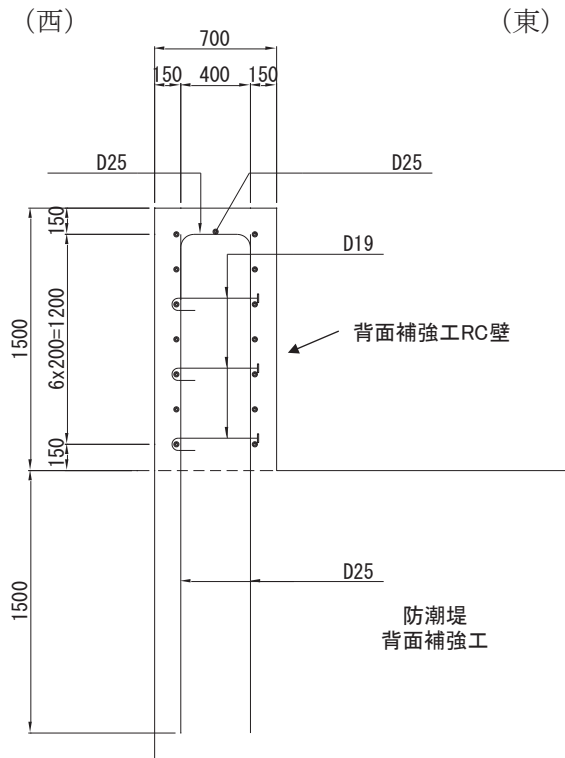
(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-10(4) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部④の例)

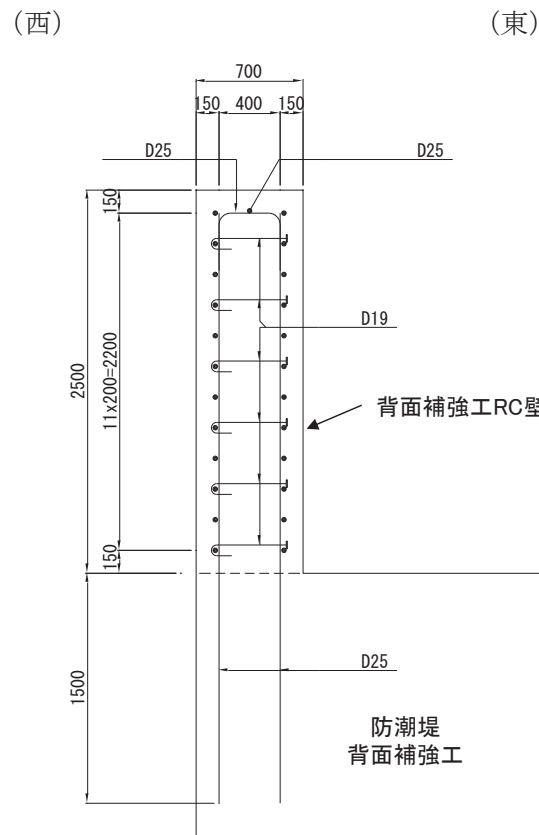


(特記なき寸法はmmを示す)

図1-11 背面補強工部の構造概要図 (断面図)



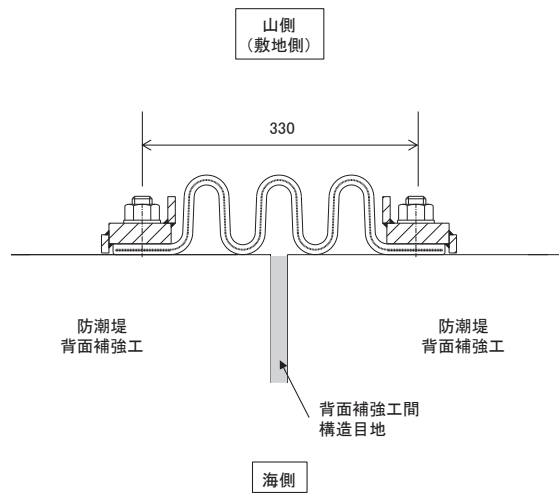
(第2号機海水ポンプ室)



(第3号機海水ポンプ室)

(単位：mm)

図1-12 背面補強工RC壁の配筋概要図



(単位：mm)

図 1-13 止水ジョイントの概要 (ゴムジョイント)

2. 評価方針

防潮堤取り合い部及び背面補強工部の構造強度評価は、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に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤取り合い部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に、背面補強工部の評価項目を表 2-2 に、評価フローを図 2-2 に示す。

表 2-1 防潮堤取り合い部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	許容荷重

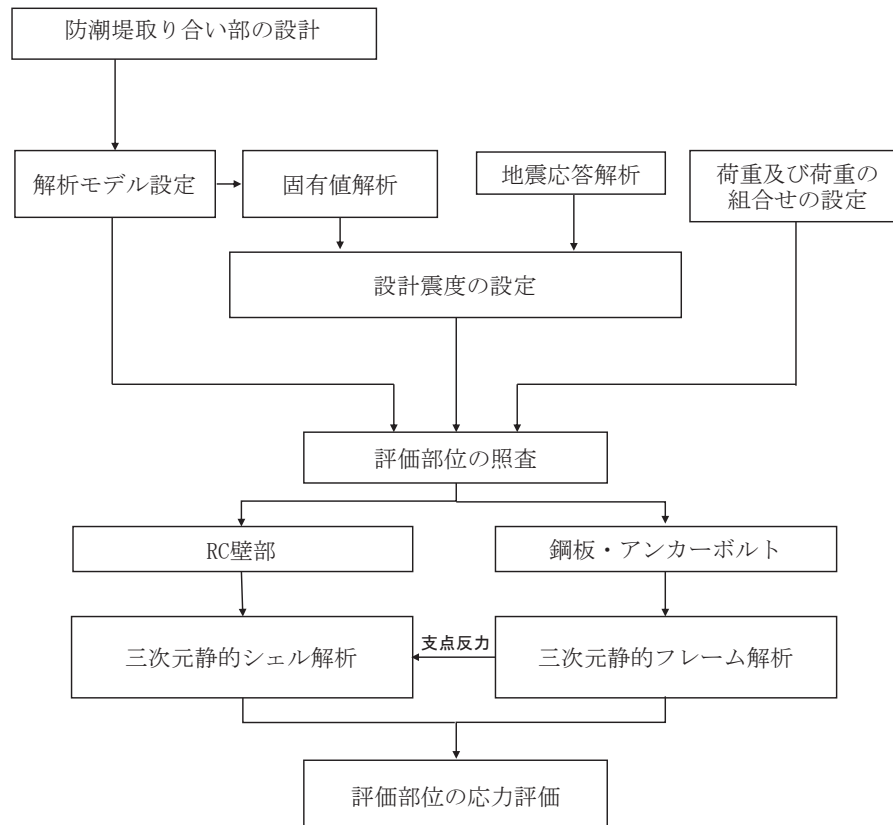


図 2-1 防潮堤取り合い部の評価フロー

4. 固有周期の計算

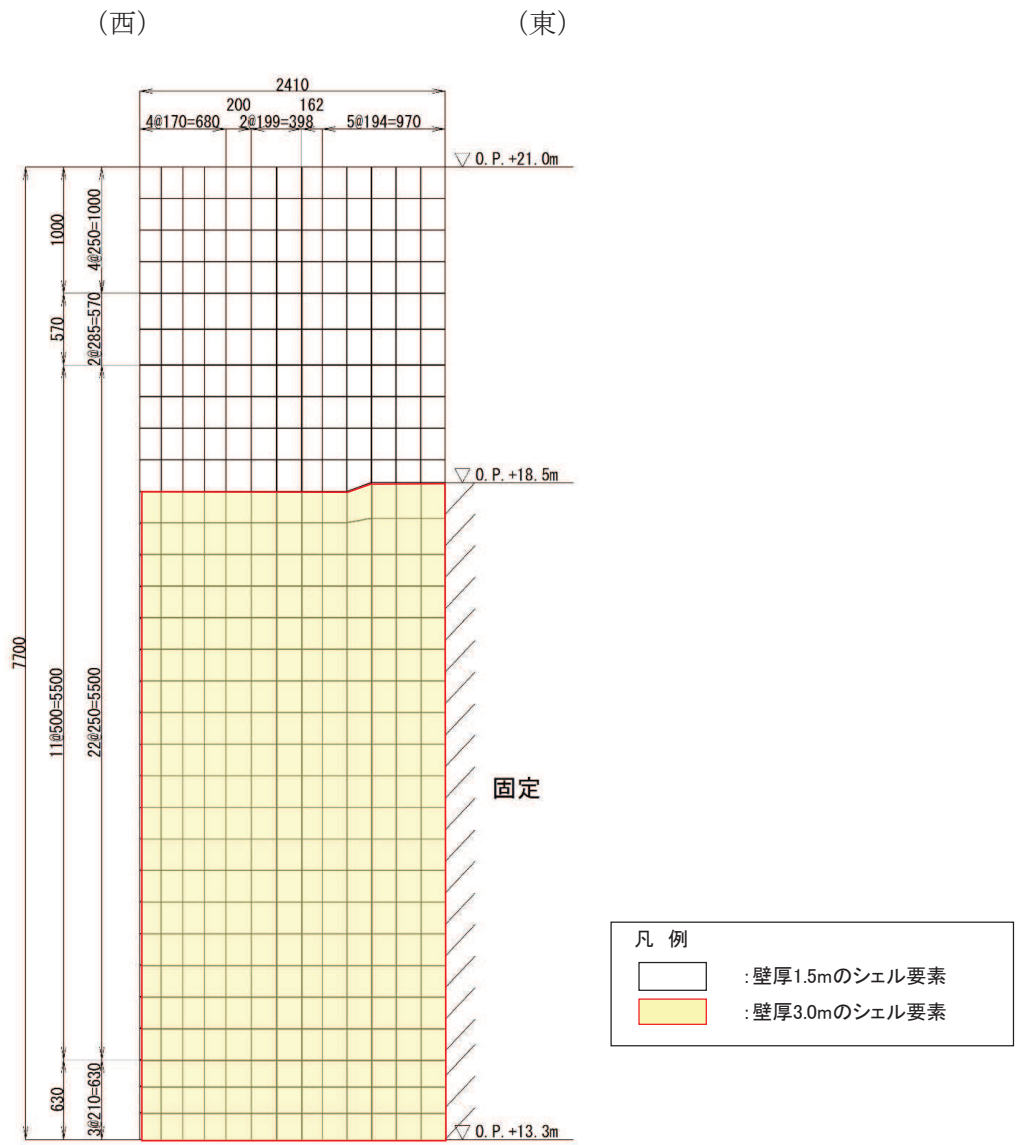
4.1 防潮堤取り合い部

4.1.1 RC 壁

(1) 解析モデル

RC 壁の固有周期の算定用モデルは，6.1 節で後述する構造解析モデル同様に，部材を線形シェル要素でモデル化し，防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は，固定条件にてモデル化する。鋼板については，鋼板重量を RC 壁先端部に付加質量として考慮する。

RC 壁の固有周期の算定用モデルを図 4-1 に示す。

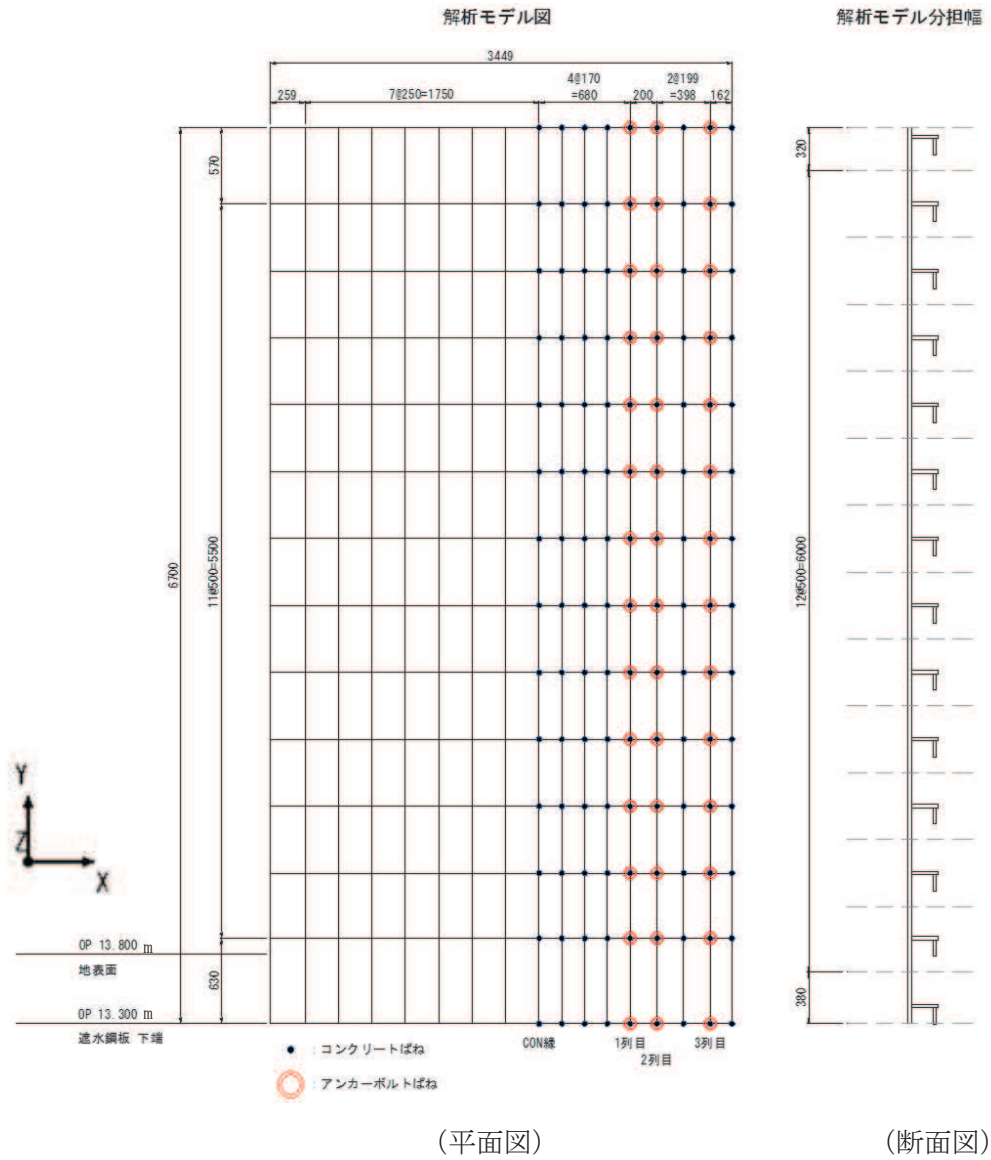


(特記なき寸法は mm を示す)

図 4-1 固有値解析モデル (RC 壁)
(防潮堤取り合い部④の例)

(西)

(東)

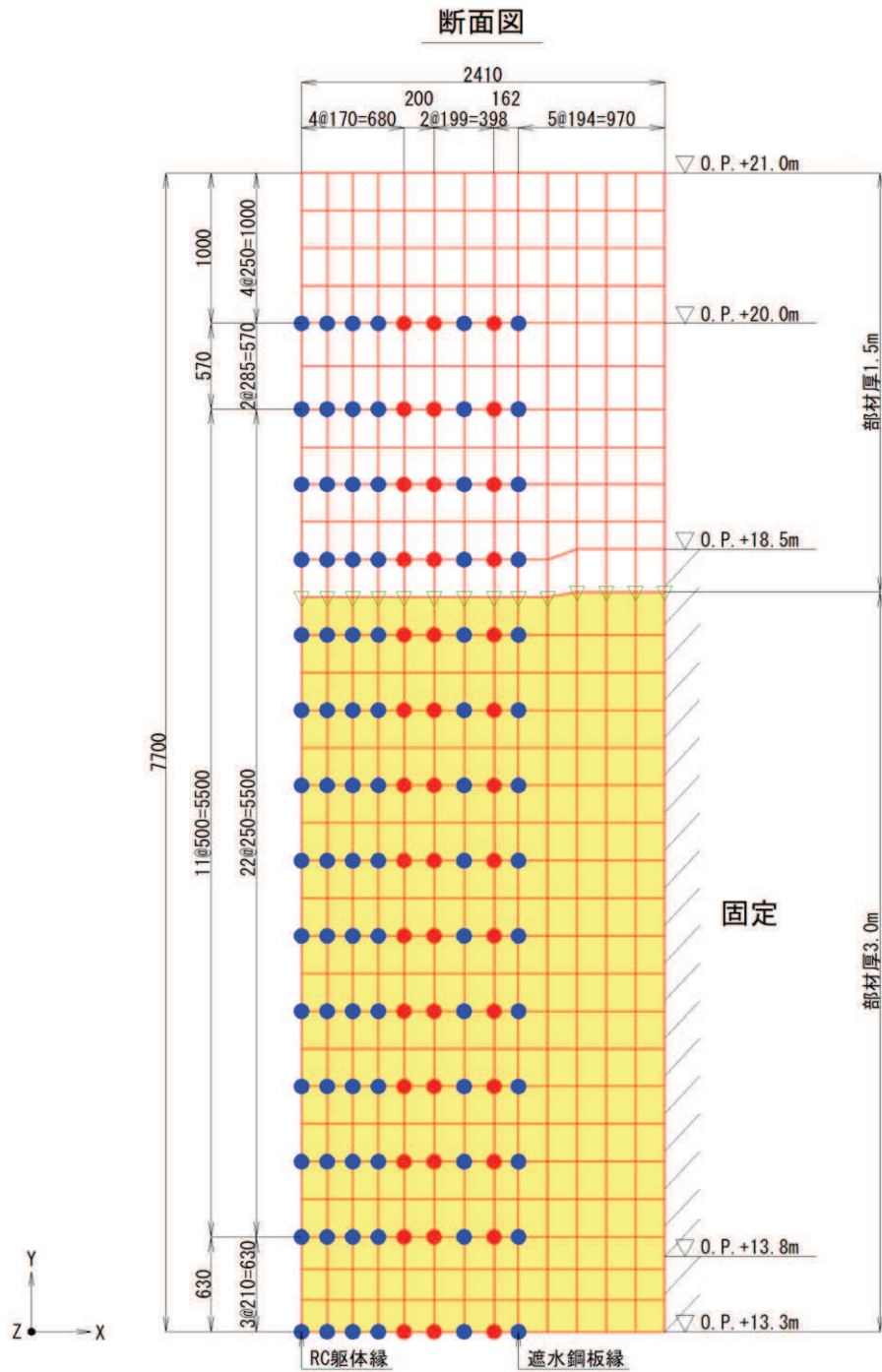


境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

(特記なき寸法は mm を示す)

図 4-5 固有値解析モデル (鋼板)
(防潮堤取り合い部④の例)



凡例	
	: 壁厚1.5mのシェル要素
	: 壁厚3.0mのシェル要素
●	: 鋼板反力入力位置(アンカーボルト)
●	: 鋼板反力入力位置(RC壁)

(特記なき寸法は mm を示す)

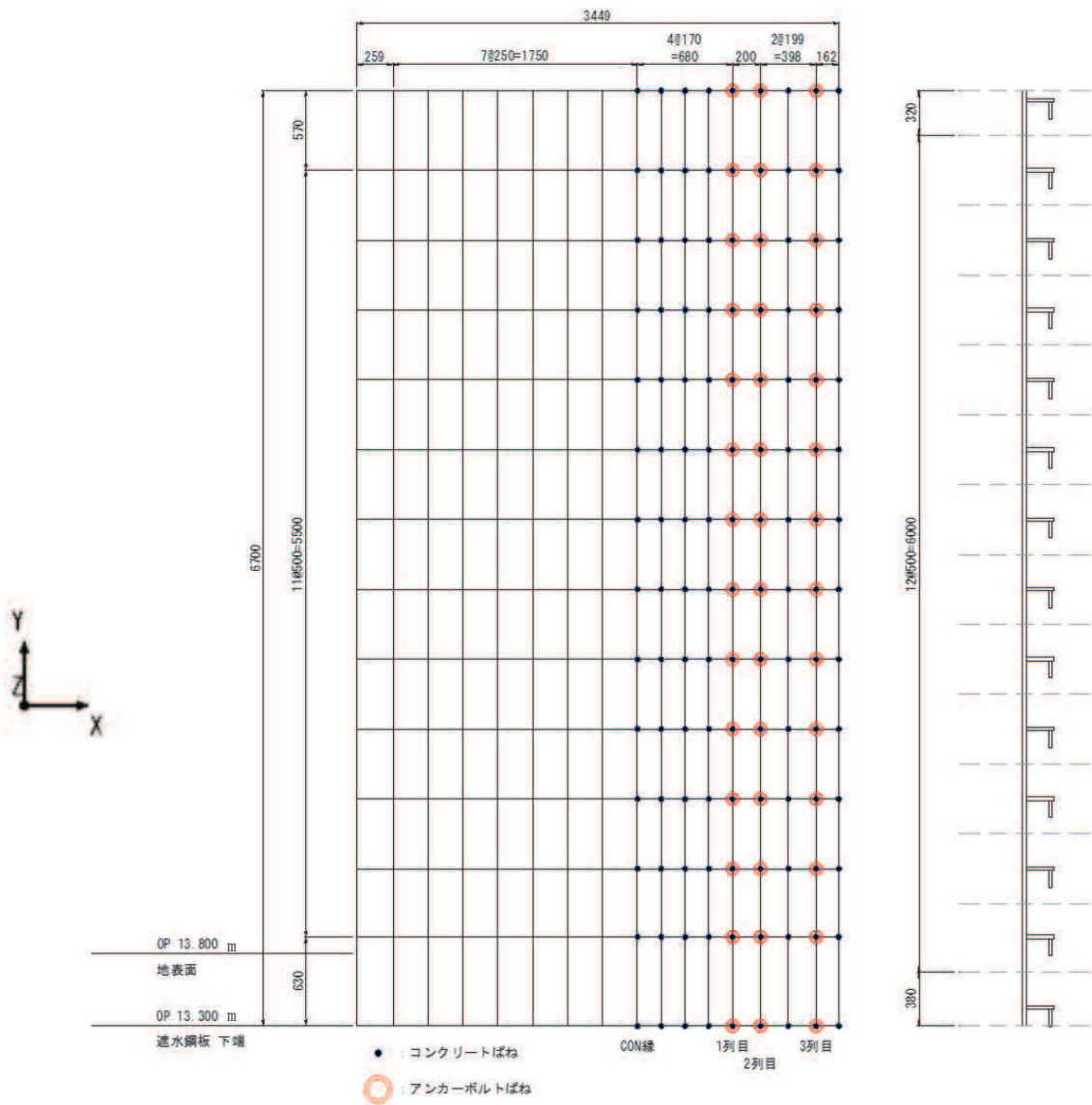
図 6-1 RC 壁のモデル図

(西)

(東)

解析モデル図

解析モデル分担幅



(平面図)

(断面図)

境界条件

<p>●RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
--	--

(特記なき寸法は mm を示す)

図 6-7(1) 鋼板のモデル化
(防潮堤取り合い部④の例)

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 6-9 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、前述のフレーム要素から得られた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。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」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。

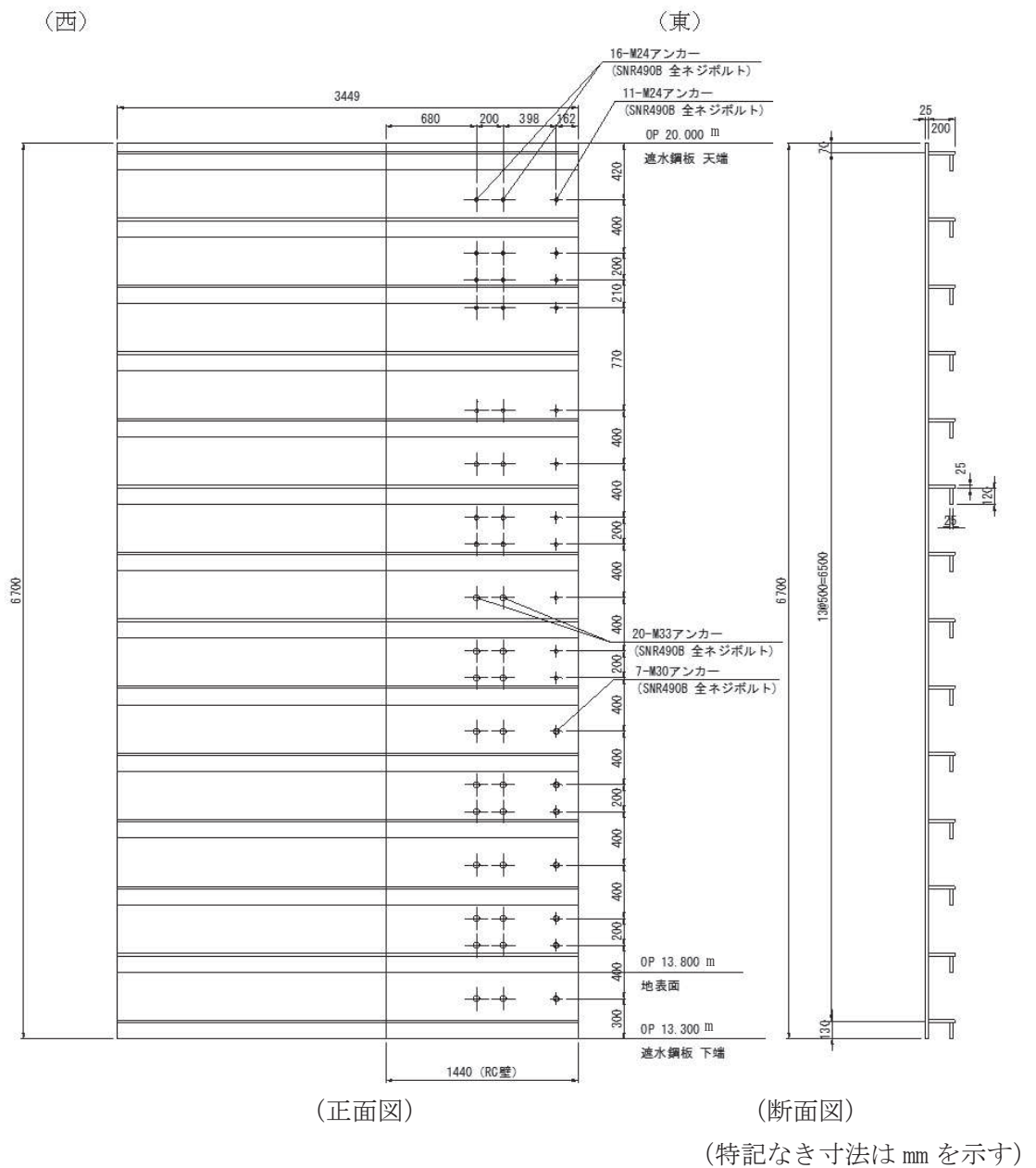


図 6-9 鋼板の構造図
(防潮堤取り合い部④の例)

a. 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 6-10 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。

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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板の軸力 (kN)

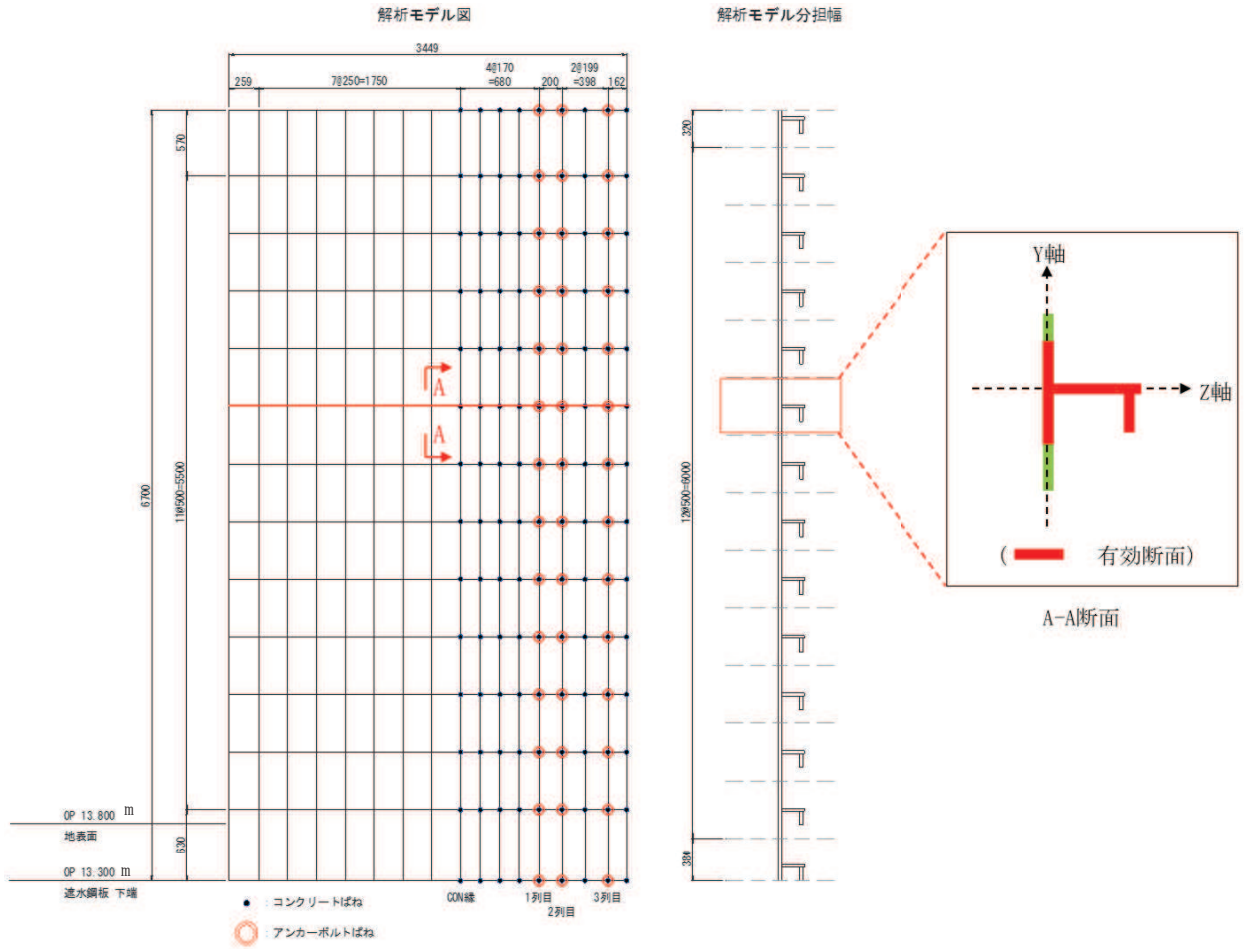
A_1 : 鋼板の有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 鋼板の Z 軸周りの有効断面係数 (m³)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 6-10 鋼板断面形状

b. 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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm²)

c. 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。

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

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板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)

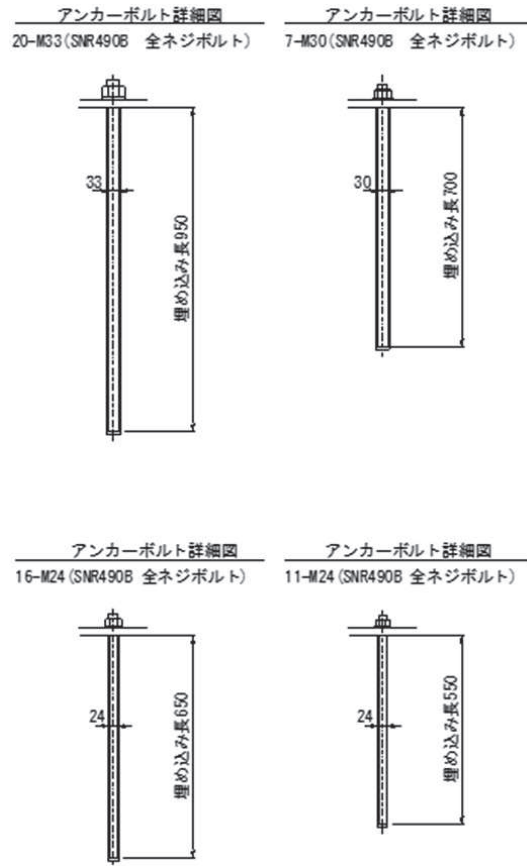
τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.1.3 アンカーボルト

(1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6-11 に示す。



(単位：mm)

図 6-11 アンカーボルトの構造図
(防潮堤取り合い部④の例)

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6-9 に示す。

表 6-9 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト

7.1.1 断面力図等

(1) RC 壁 (防潮堤取り合い部②)

各ケースの断面力図を図 7-1~図 7-4 に示す。

a. 1.0H+0.4V

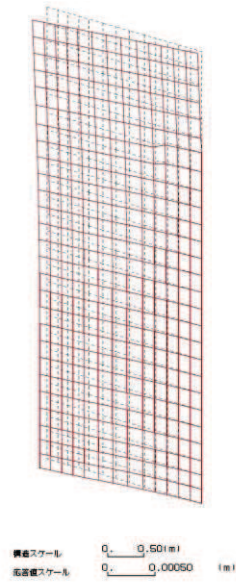


図 7-1(1) 変形図

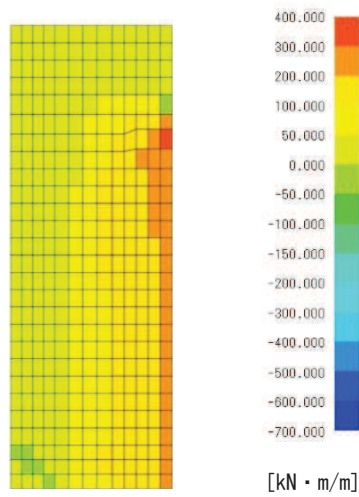


図 7-1(2) 曲げモーメント M_x 図

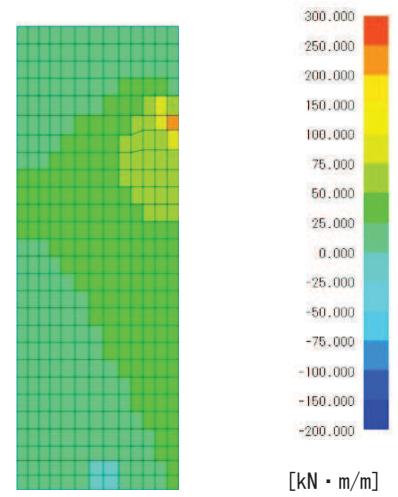


図 7-1(3) 曲げモーメント M_y 図

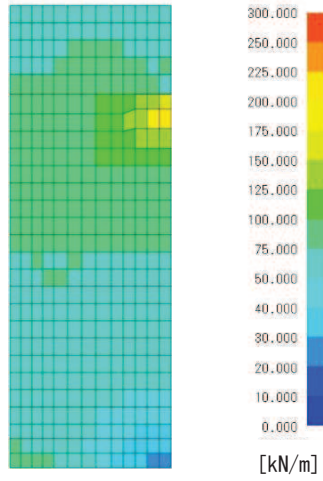


図 7-1(4) 軸力 N_x 図

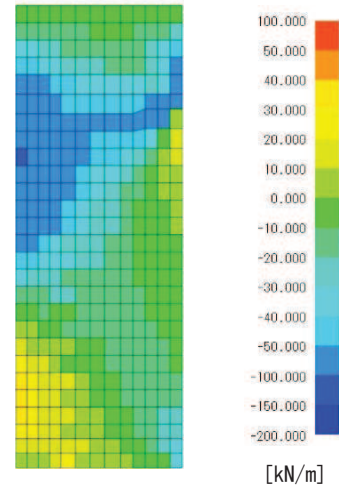


図 7-1(5) 軸力 N_y 図

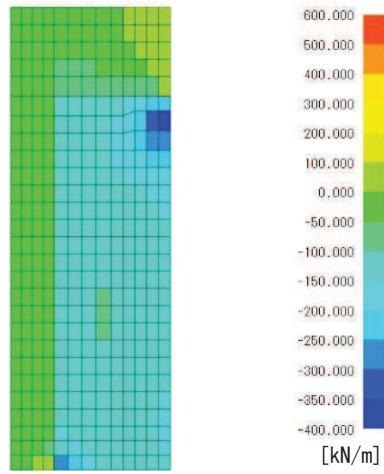


図 7-1(6) せん断力 Q_x 図

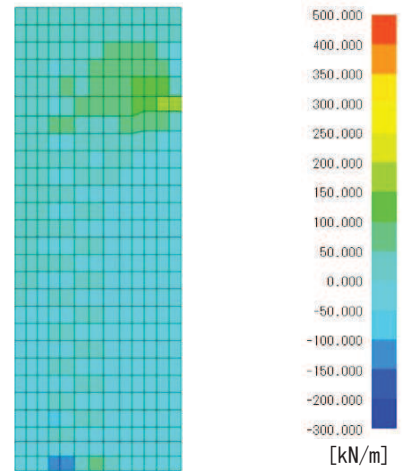


図 7-1(7) せん断力 Q_y 図

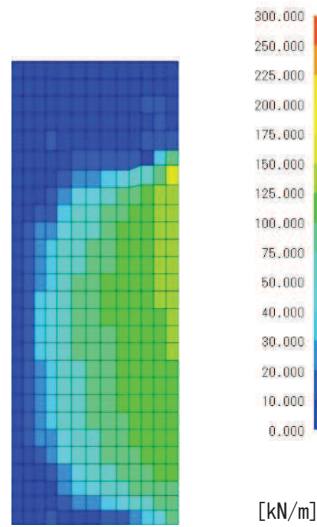


図 7-1(8) 面内せん断力 N_{xy} 図

b. 0.4H+1.0V

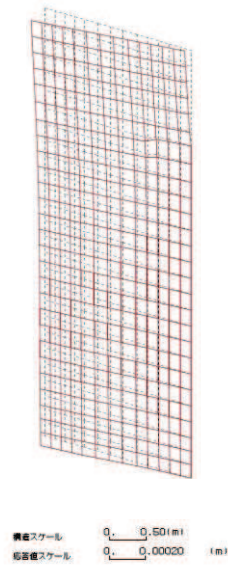


図 7-2(1) 変形図

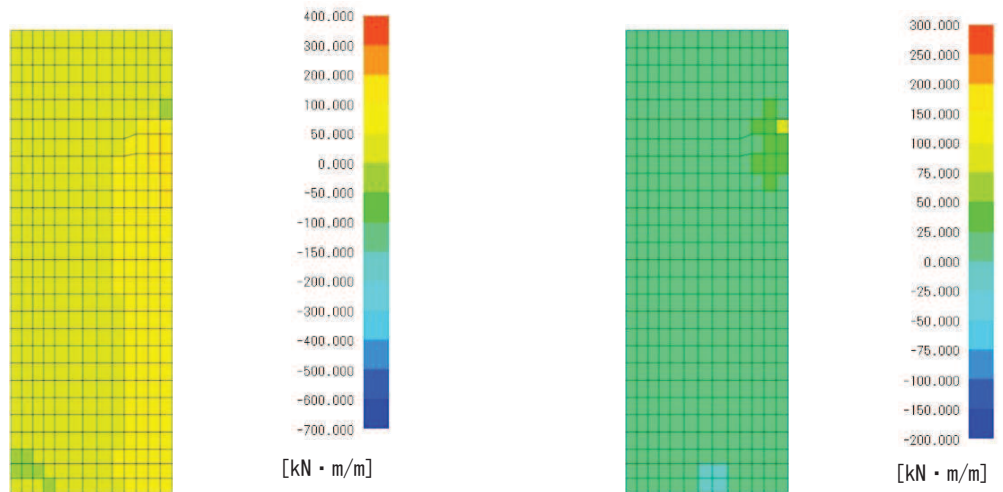


図 7-2(2) 曲げモーメント M_x 図

図 7-2(3) 曲げモーメント M_y 図

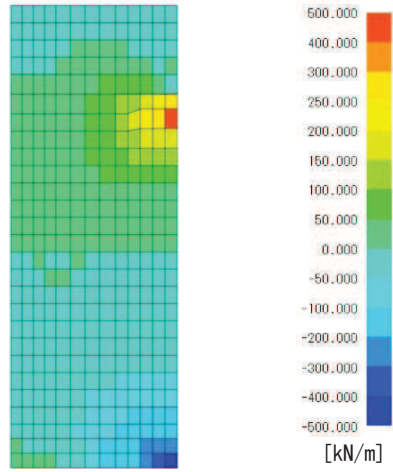


図 7-2(4) 軸力 N_x 図

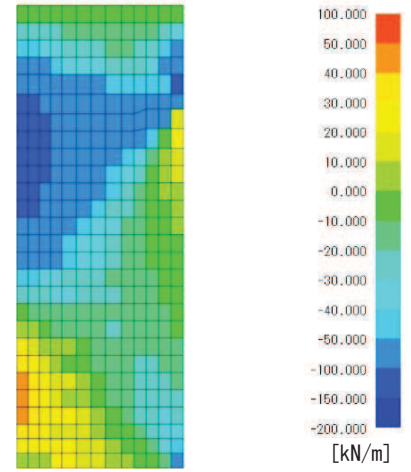


図 7-2(5) 軸力 N_y 図

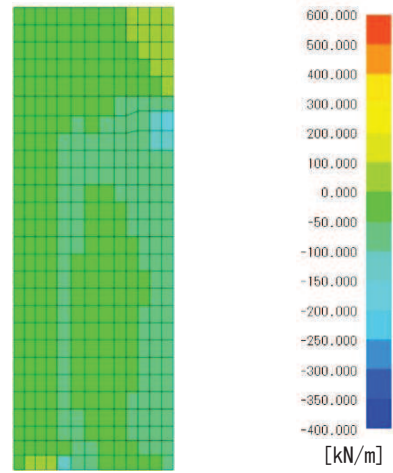


図 7-2(6) せん断力 Q_x 図

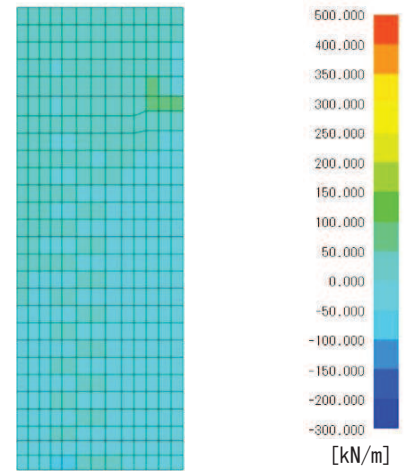


図 7-2(7) せん断力 Q_y 図

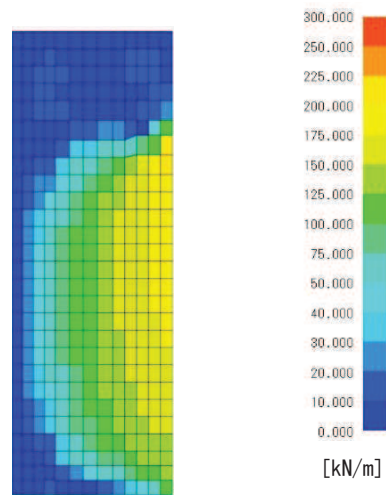


図 7-2(8) 面内せん断力 N_{xy} 図

(2) 鋼板（防潮堤取り合い部②）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-3～図7-4に示す。

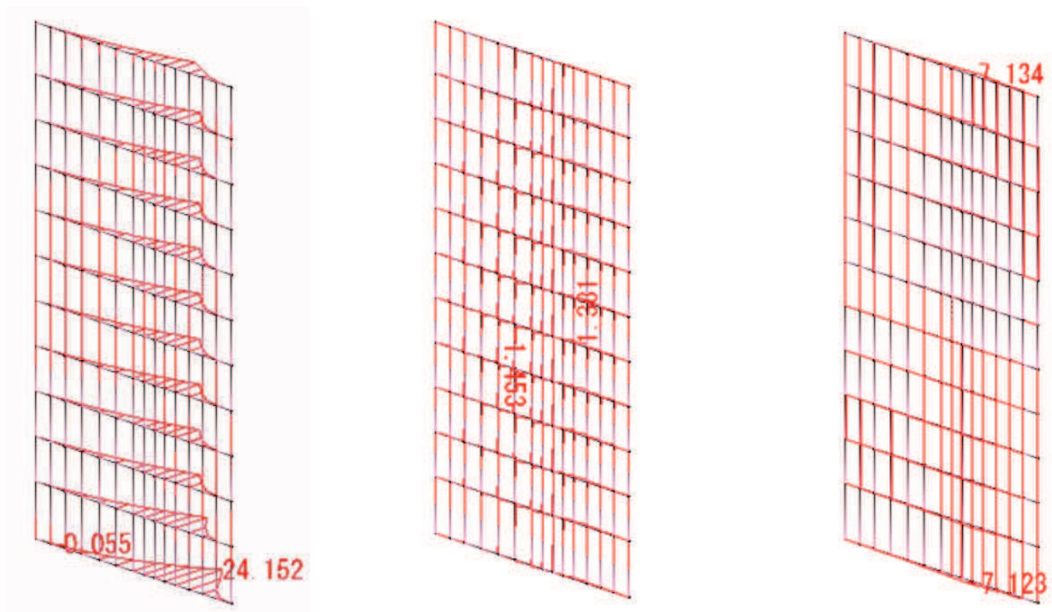
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_z 図(kN・m)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図(kN)

せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

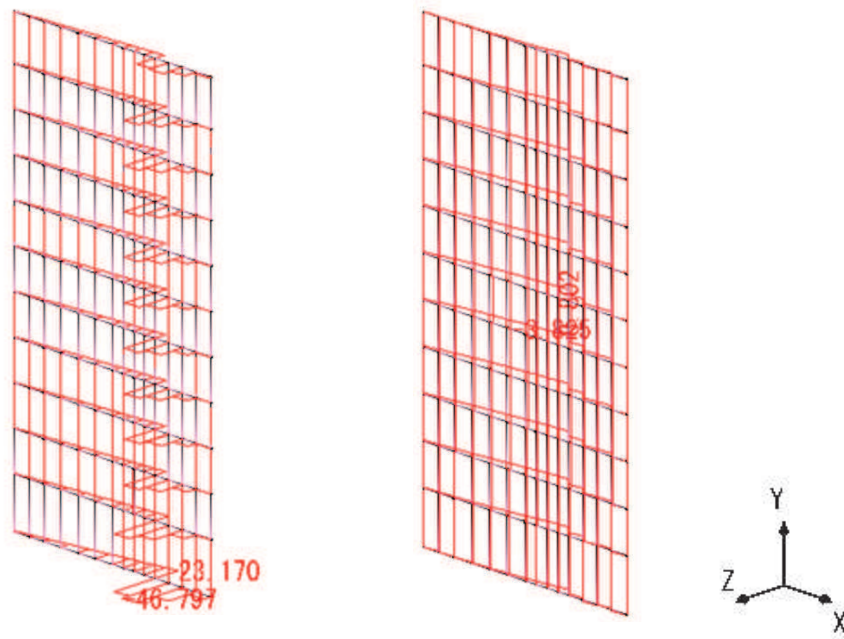
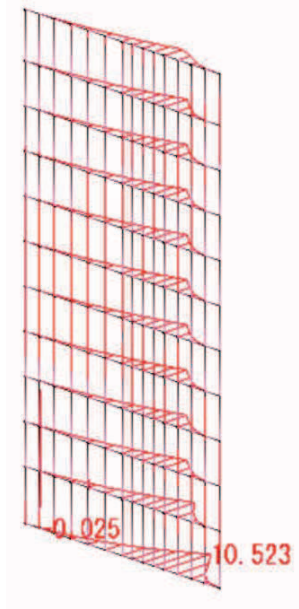


図7-3(1) 断面力図 (1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

曲げモーメント Mx 図(縦方向はり要素) (kN・m)
 曲げモーメント My 図(横方向はり要素) (kN・m)

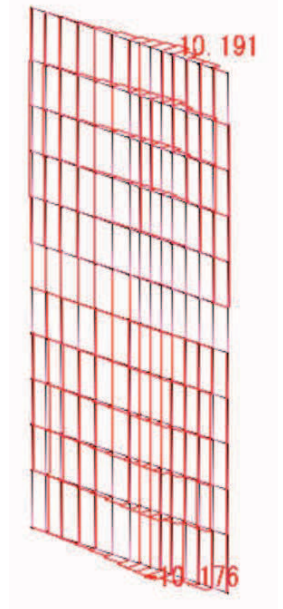


曲げモーメント Mz 図(kN・m)



軸力 Ny 図(縦方向はり要素) (kN)

軸力 Nx 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 Sz 図(kN)



せん断力 Sx 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 Sy 図(横方向はり要素) (kN)

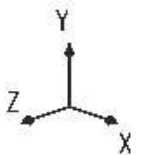
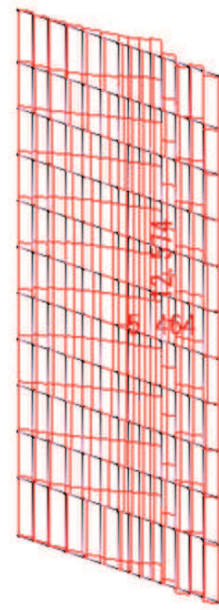


図 7-4(1) 断面力図 (0.4Ss 水平_-1.0Ss 鉛直)

(3) RC 壁（防潮堤取り合い部④）

各ケースの断面力図を図 7-5～図 7-6 に示す。

a. 1.0H+0.4V

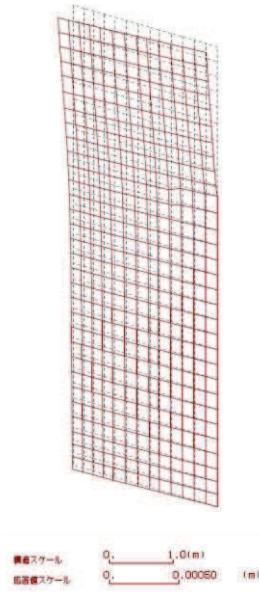


図 7-5(1) 変形図

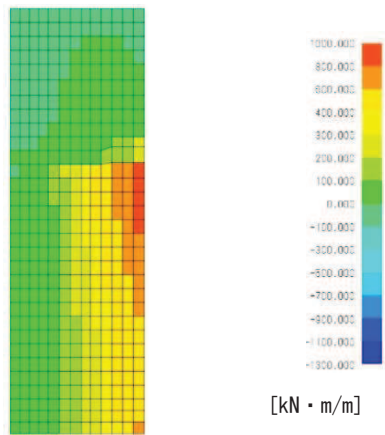


図 7-5(2) 曲げモーメント M_x 図

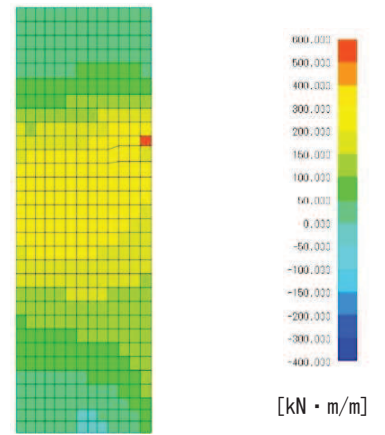


図 7-5(3) 曲げモーメント M_y 図

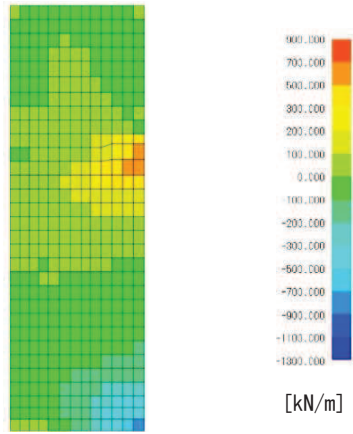


図 7-5(4) 軸力 N_x 図

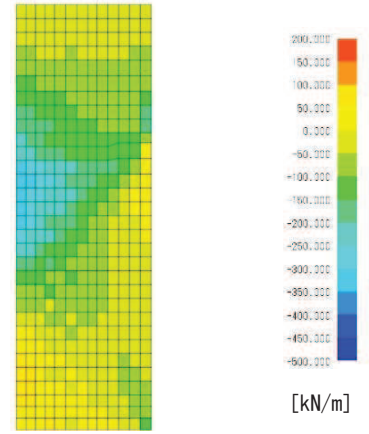


図 7-5(5) 軸力 N_y 図

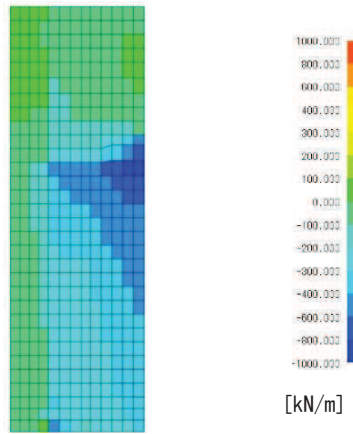


図 7-5(6) せん断力 Q_x 図

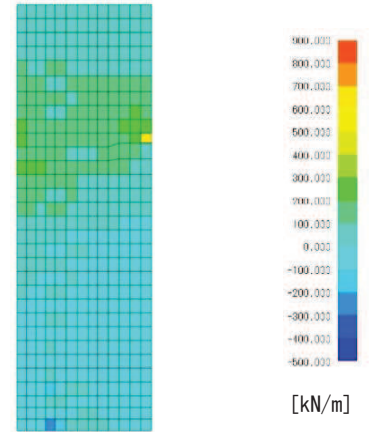


図 7-5(7) せん断力 Q_y 図

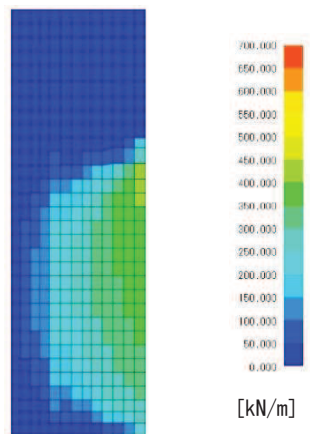


図 7-5(8) 面内せん断力 $N_{x,y}$ 図

b. 0.4H+1.0V

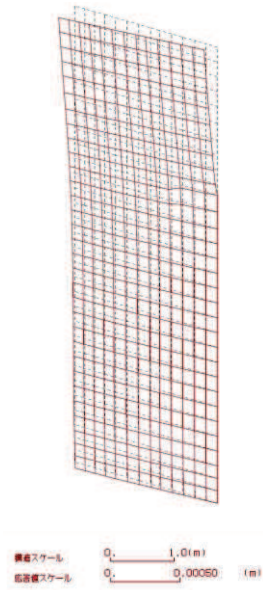


図 7-6(1) 変形図

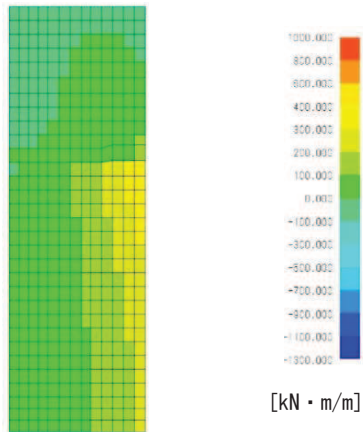


図 7-6(2) 曲げモーメント M_x 図

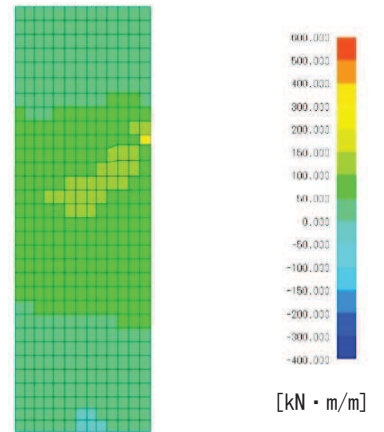


図 7-6(3) 曲げモーメント M_y 図

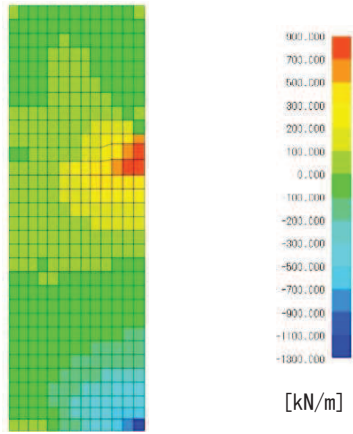


図 7-6(4) 軸力 N_x 図

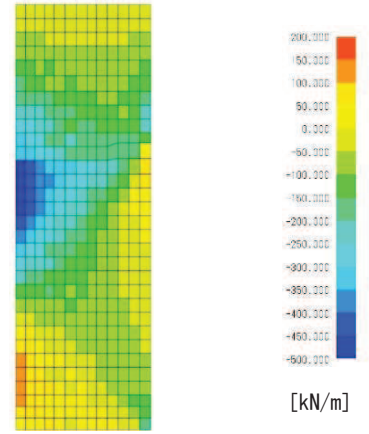


図 7-6(5) 軸力 N_y 図

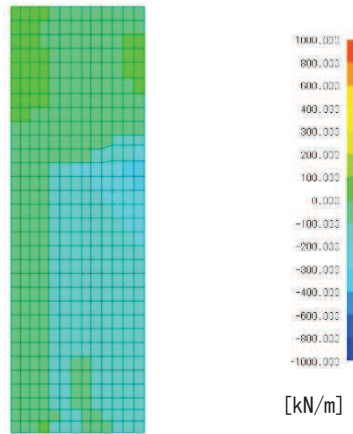


図 7-6(6) せん断力 Q_x 図

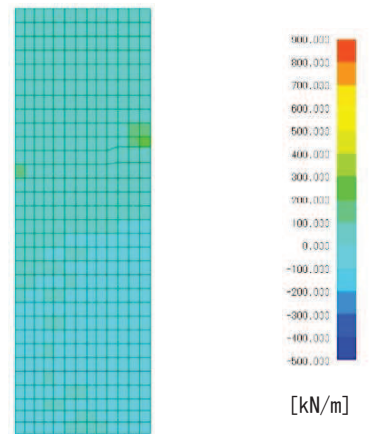


図 7-6(7) せん断力 Q_y 図

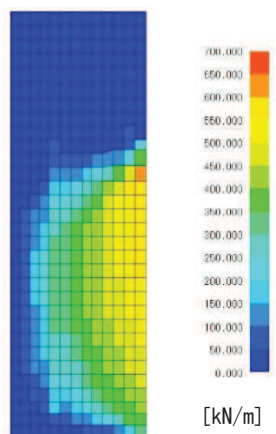


図 7-6(8) 面内せん断力 N_{xy} 図

(4) 鋼板（防潮堤取り合い部④）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-7～図7-8に示す。

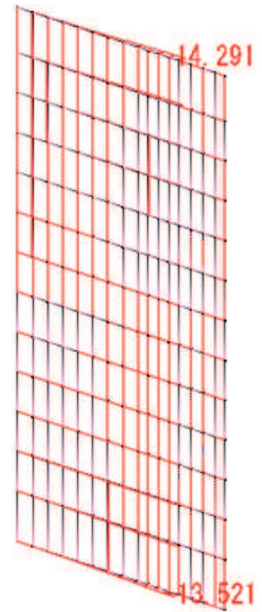
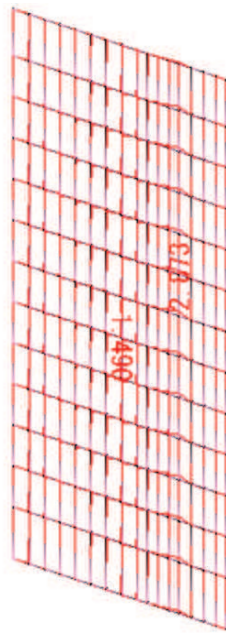
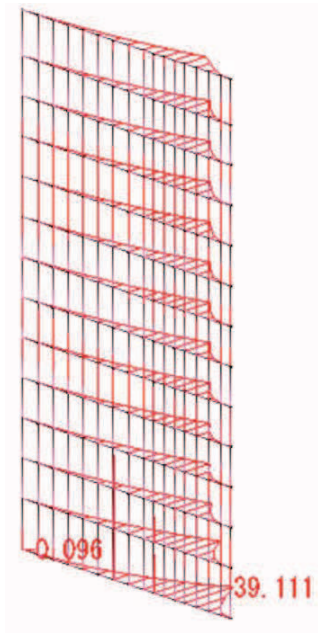
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_z 図(kN・m)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図(kN)

せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

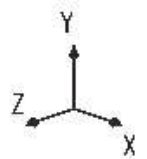
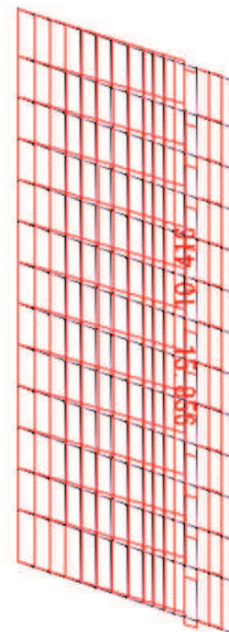
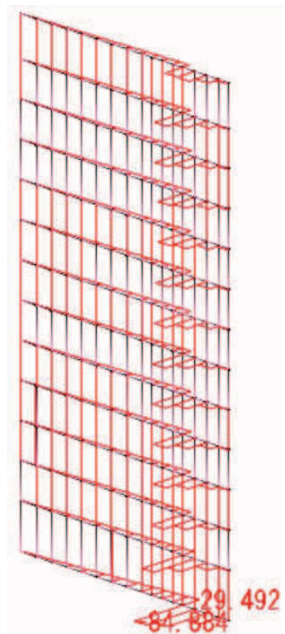
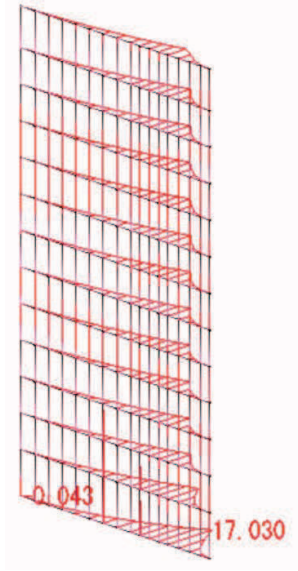


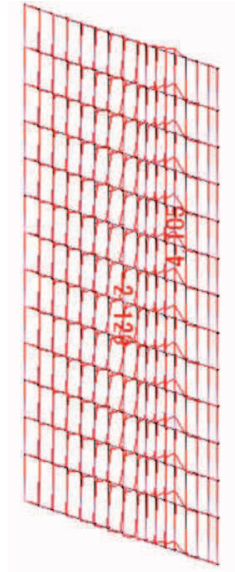
図7-7(1) 断面力図 (1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

曲げモーメント Mx 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント My 図(横方向はり要素) (kN・m)

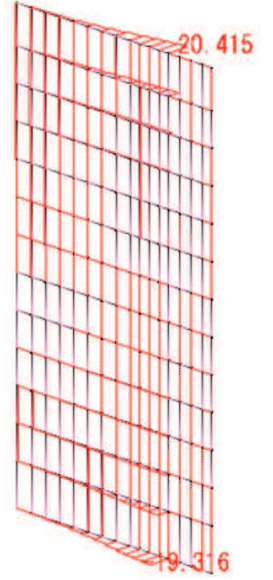


曲げモーメント Mz 図(kN・m)



軸力 Ny 図(縦方向はり要素) (kN)

軸力 Nx 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 Sz 図(kN)

せん断力 Sx 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 Sy 図(横方向はり要素) (kN)

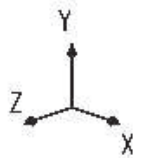
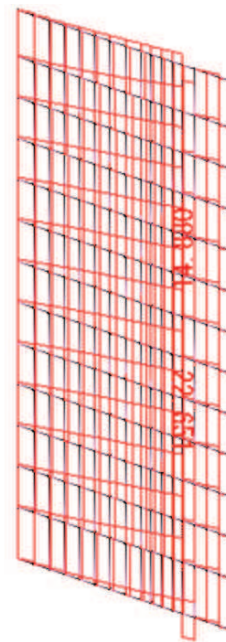
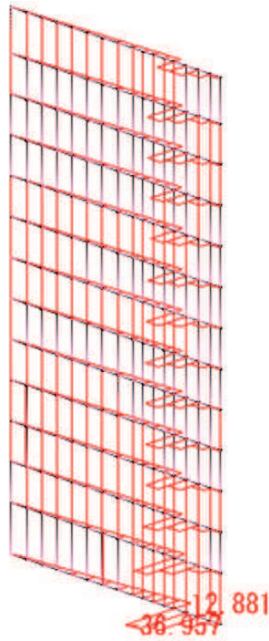
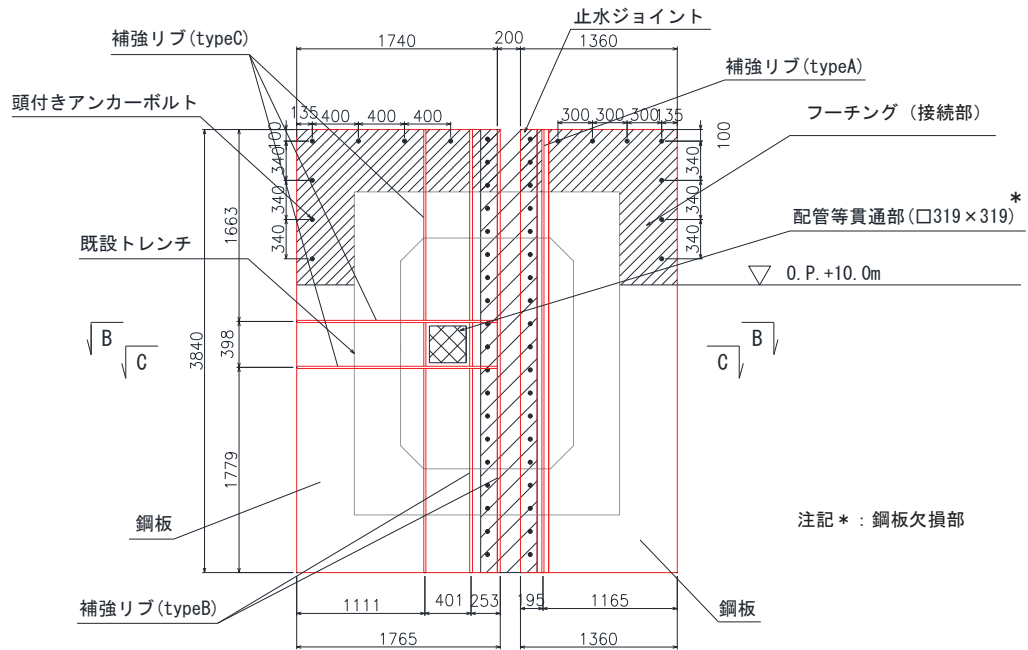


図 7-8(1) 断面力図 (0.4Ss 水平_-1.0Ss 鉛直)

(南)

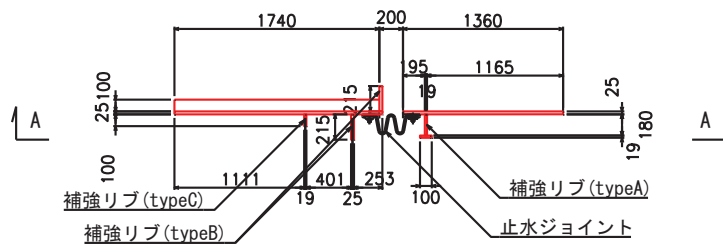
(北)

A - A 正面図

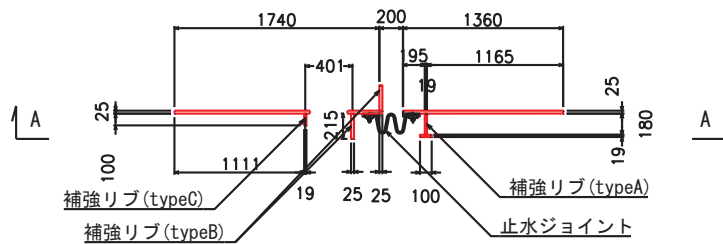


注記* : 鋼板欠損部

B - B 平面図



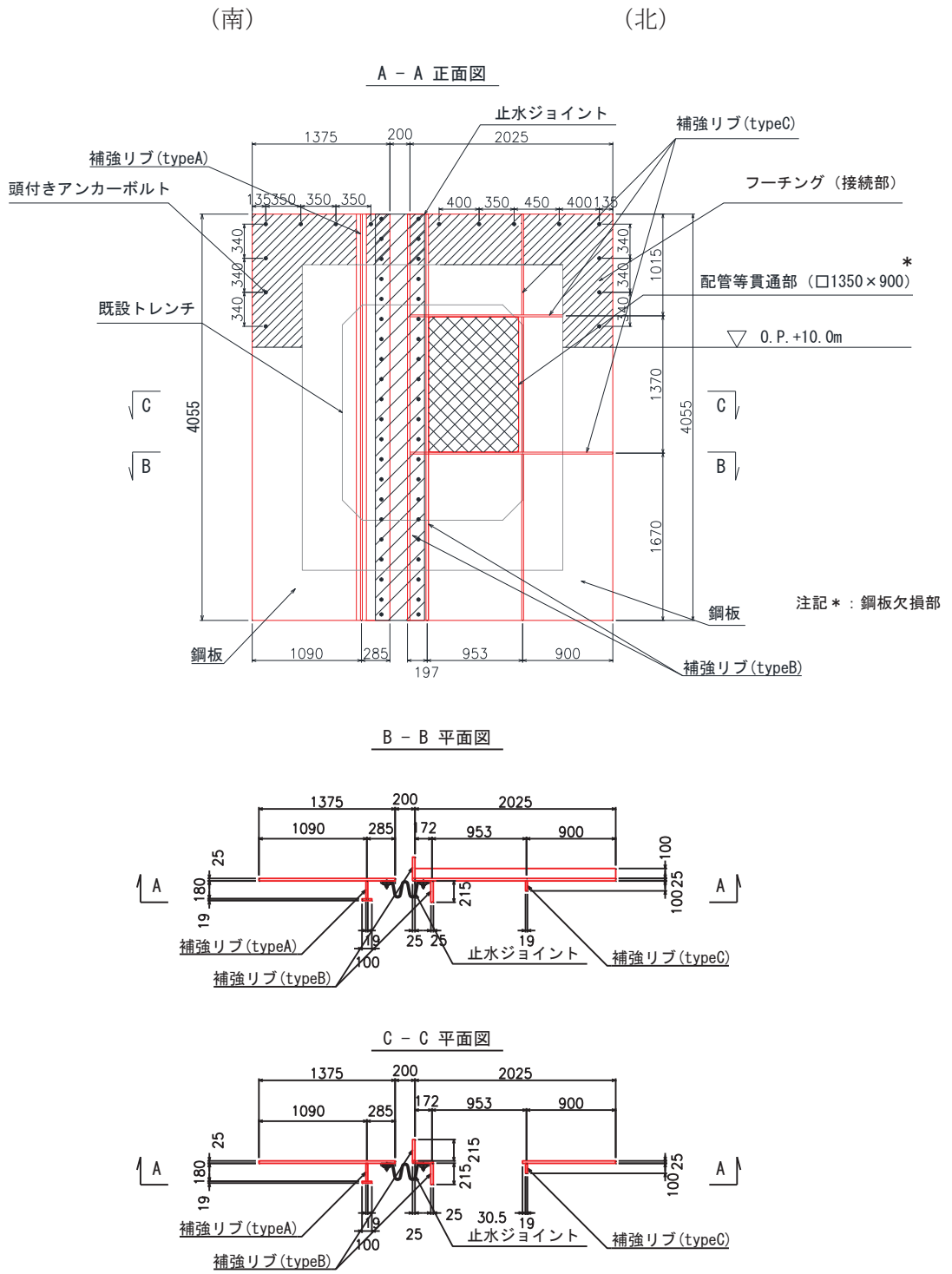
C - C 平面図



遮水鋼板①	材質	仕様
鋼板	SM570	t=25mm
補強リブ(typeA)	SM570	ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm
補強リブ(typeB)	SM570	ウェブ;h=215mm t=25mm
補強リブ(typeC)	SM570	ウェブ;h=100mm t=19mm
頭付きアンカーボルト	SNR490B	M39,L=900mm

(特記なき寸法は mm を示す)

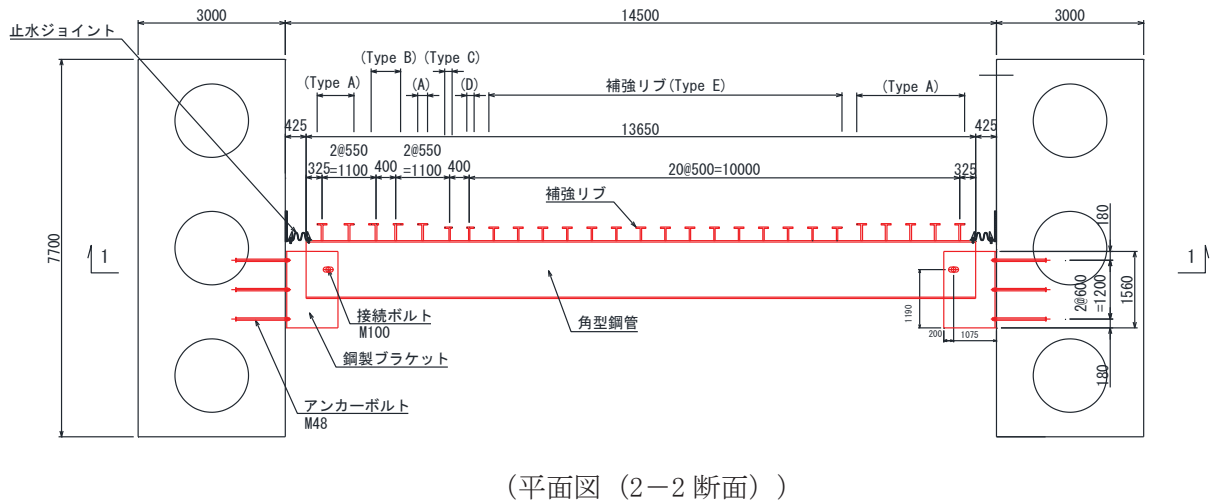
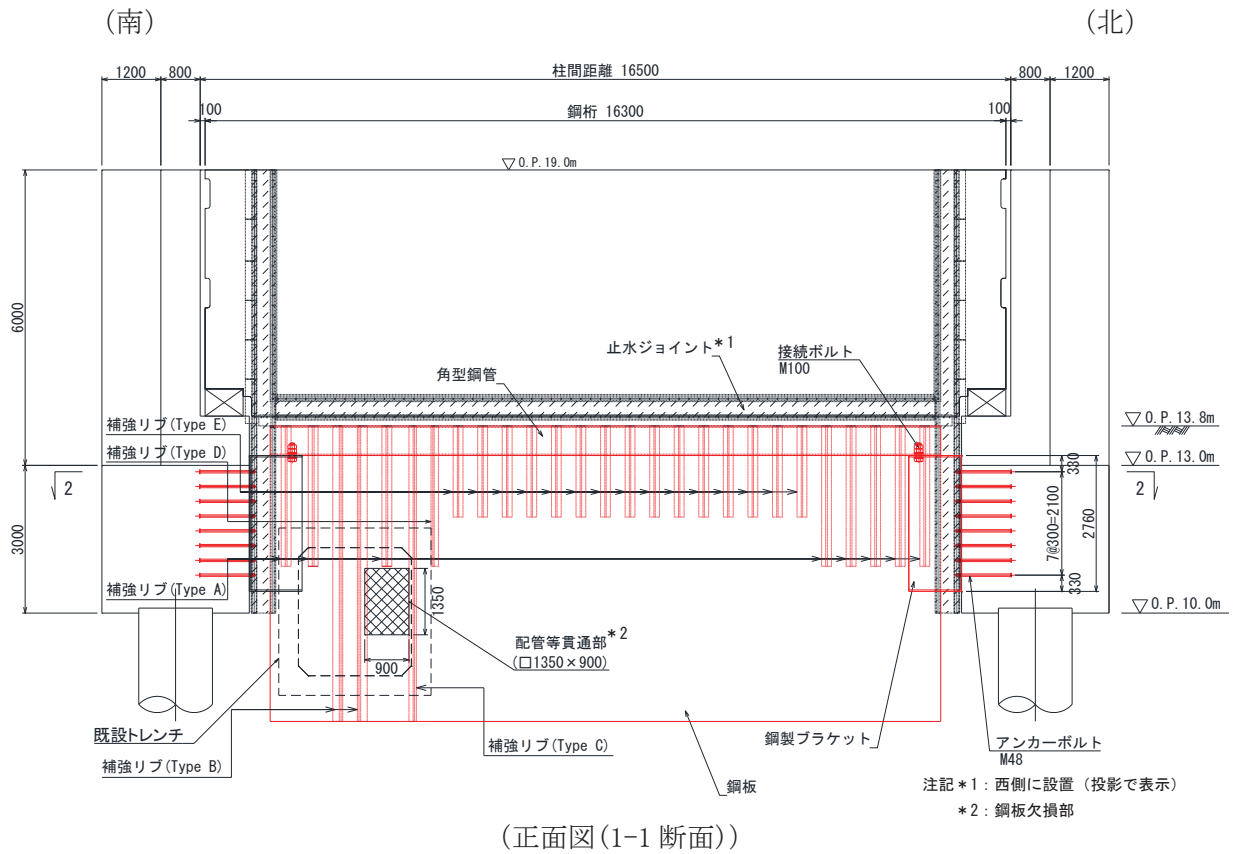
図 1-2 遮水鋼板①の構造図



遮水鋼板②	材質	仕様
鋼板	SM570	t=25mm
補強リブ(typeA)	SM570	ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm
補強リブ(typeB)	SM570	ウェブ;h=215mm t=25mm
補強リブ(typeC)	SM570	ウェブ;h=100mm t=19mm
頭付きアンカーボルト	SNR490B	M39,L=900mm

(特記なき寸法はmmを示す)

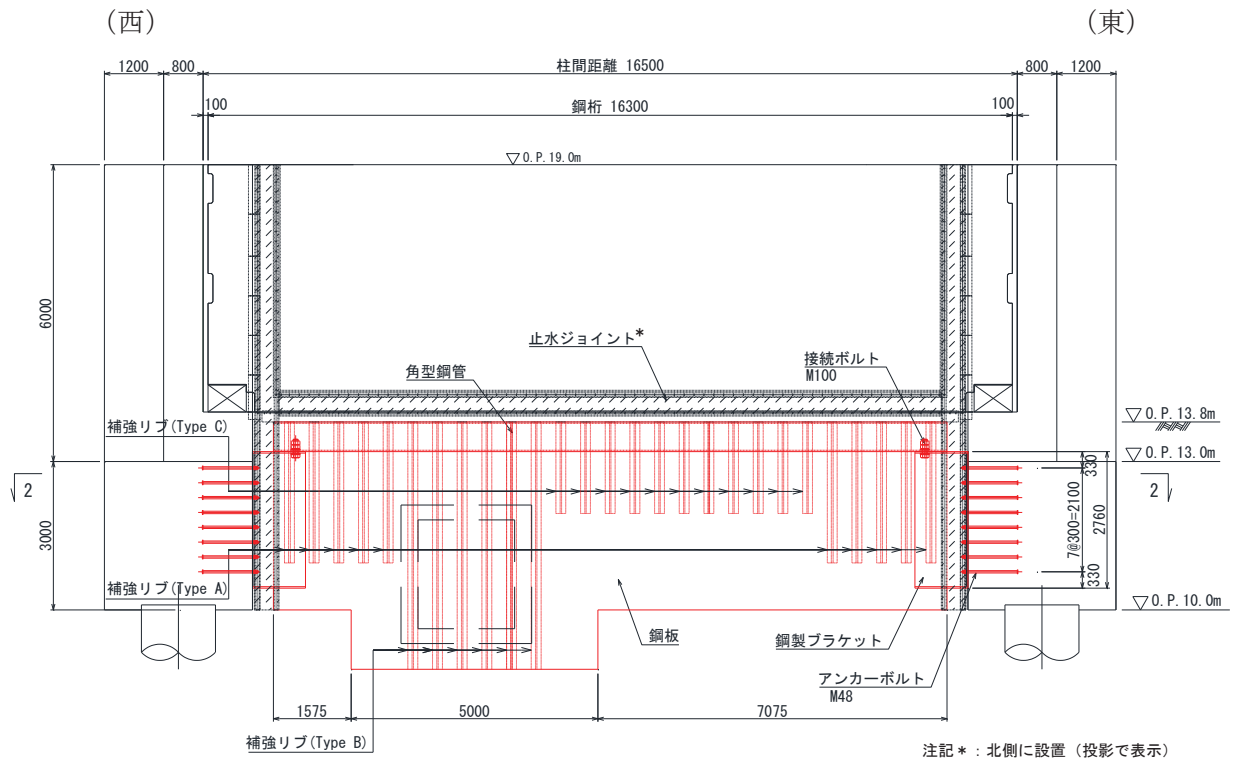
図 1-3 遮水鋼板②の構造図



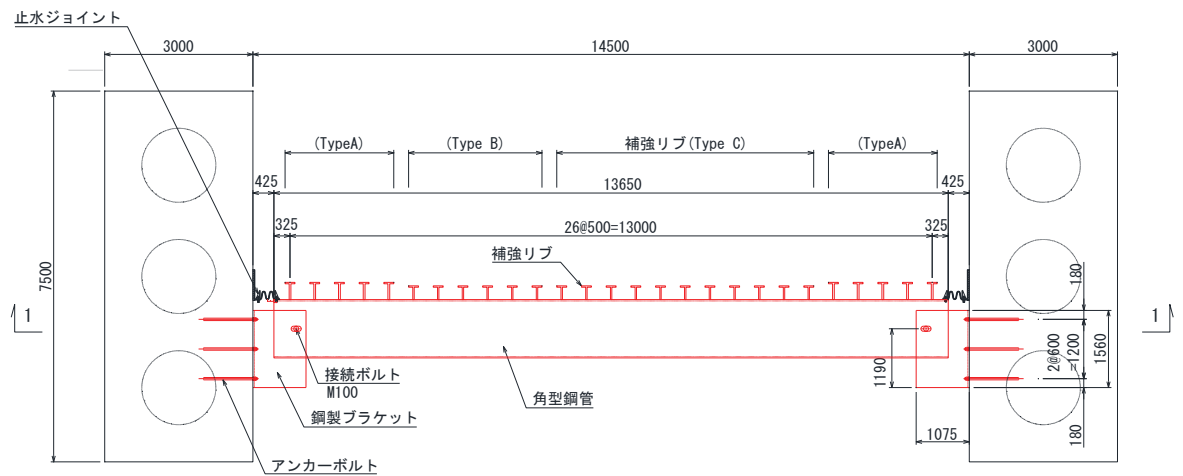
鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36, フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ：h=320・t=36, フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeC)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=150・t=28
補強リブ(TypeD)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=150・t=28
補強リブ(TypeE)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法はmmを示す)

図1-4 遮水鋼板③の構造図
(鋼矢板：鋼桁5と一体構造)



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-5 遮水鋼板④の構造図
(鋼矢板 : 鋼桁 6 と一体構造)

2. 評価方針

遮水鋼板の構造強度評価は、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に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

遮水鋼板の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 遮水鋼板の評価項目

部位	評価方法	許容限界
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	許容荷重

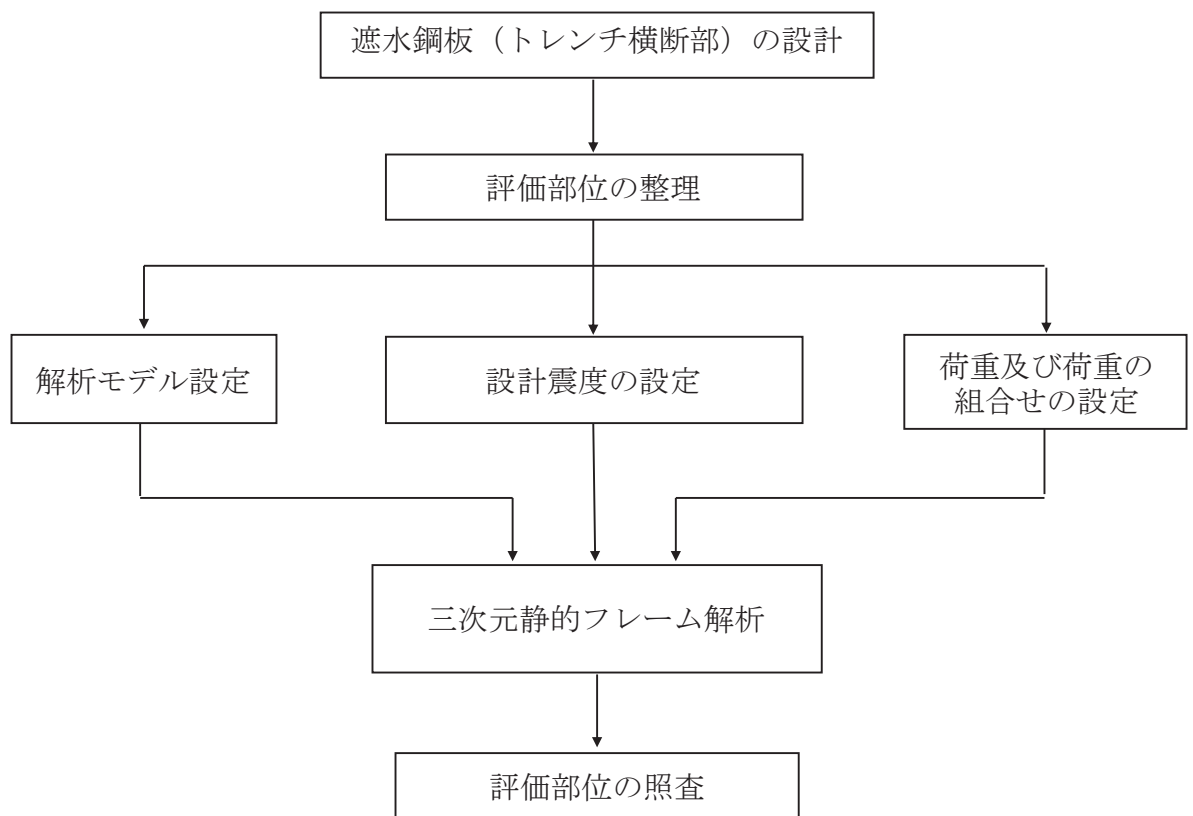
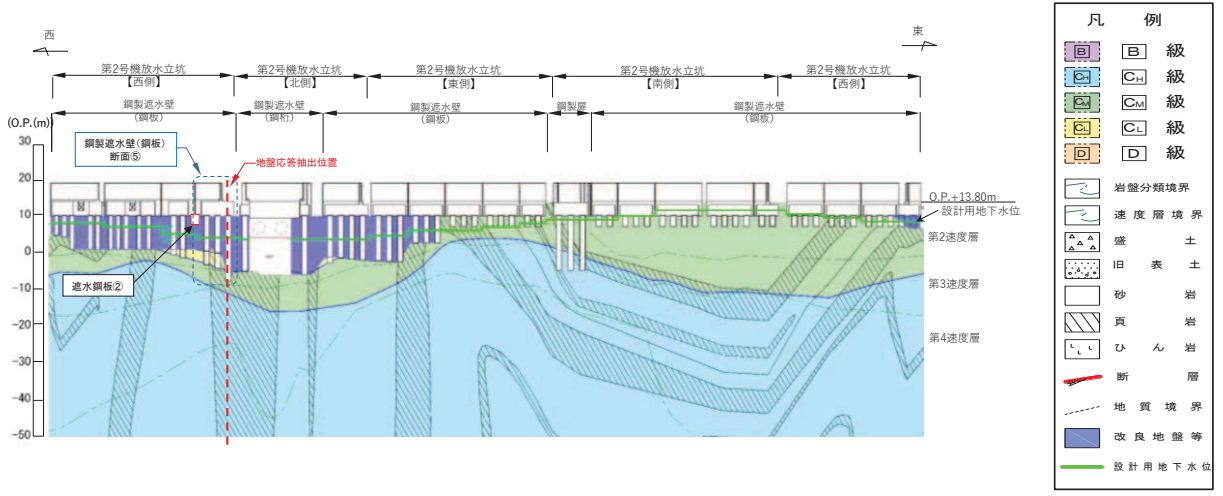
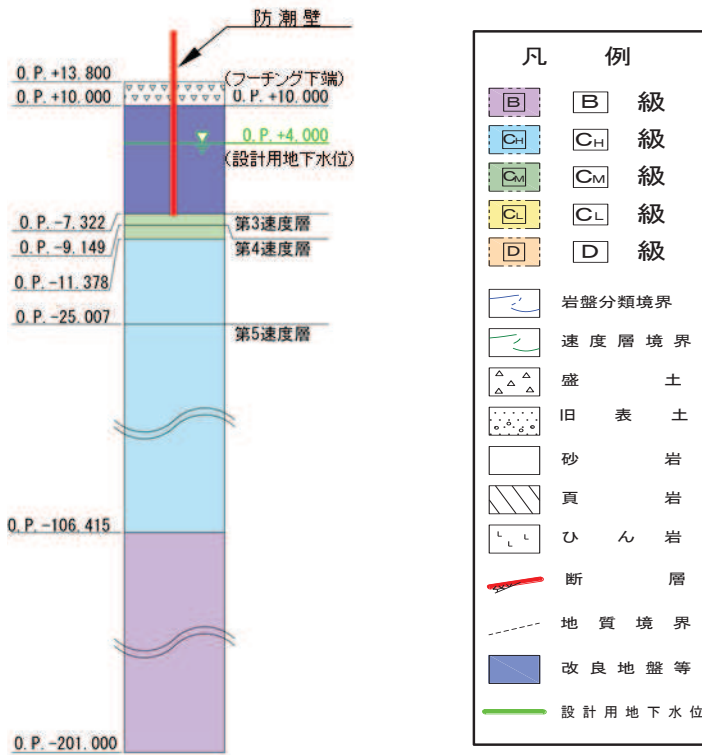


図 2-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の評価フロー



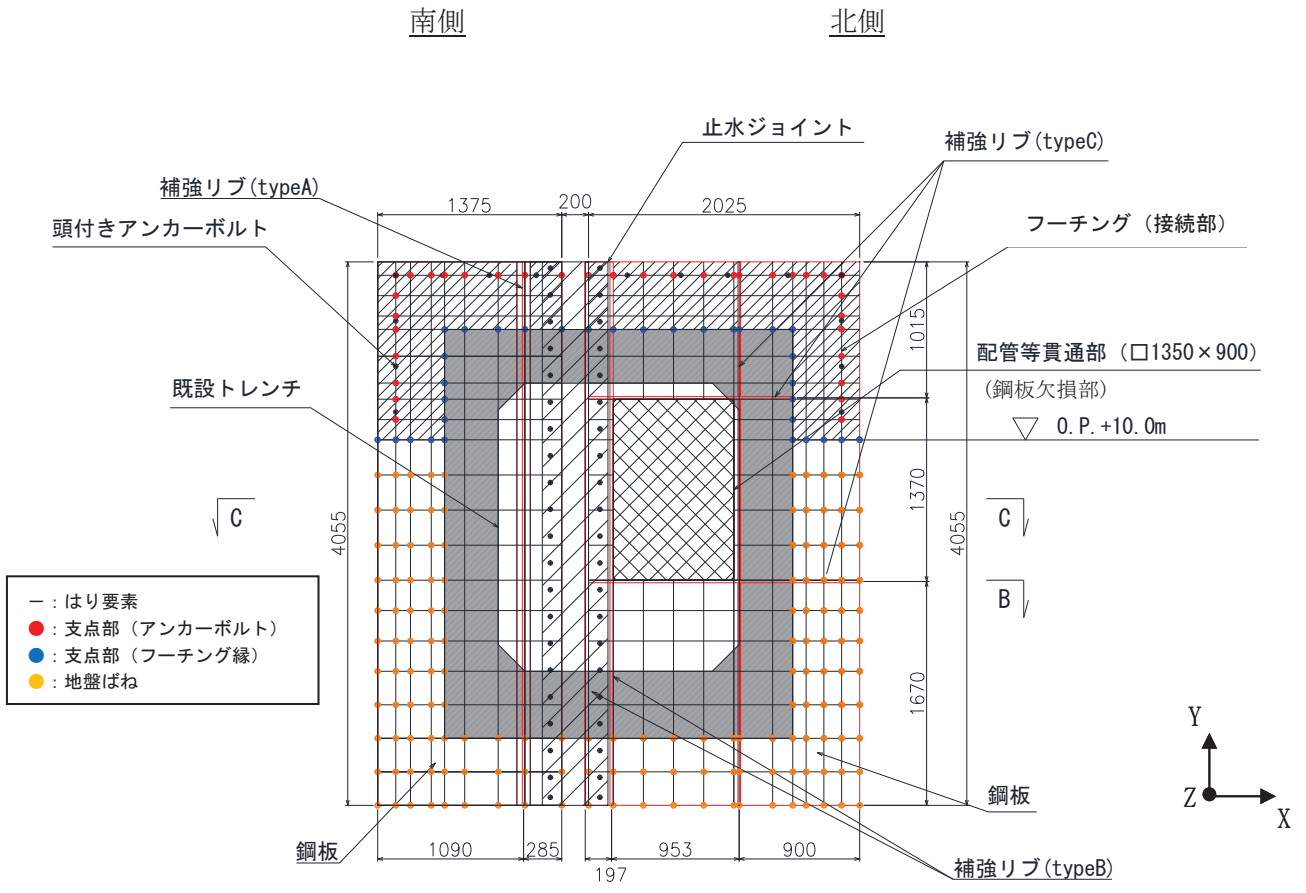
(地盤応答抽出モデル位置)



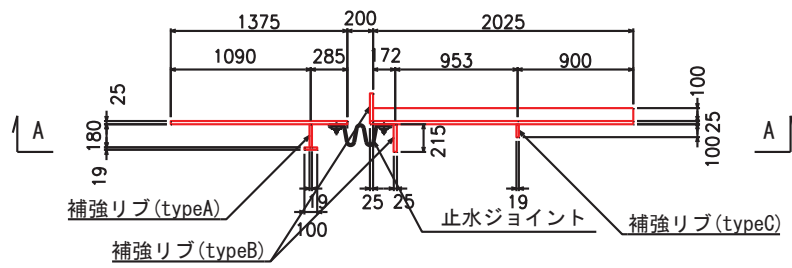
(地質モデル図)

(単位：m)

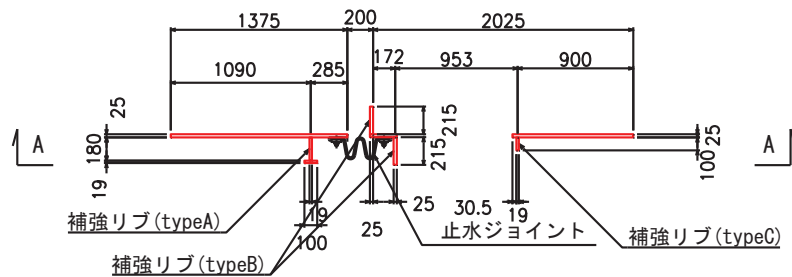
図 4-3 地盤応答抽出用モデル



B - B 平面図



C - C 平面図



(特記なき寸法は mm を示す)

図 5-1(1) 解析モデル図
(メッシュ分割)

5.1.4 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図5-2に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、格子状のはり要素でモデル化した地震応答解析モデルにて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。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」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、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」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区間で算出し、その有効幅単位で照査を行う。

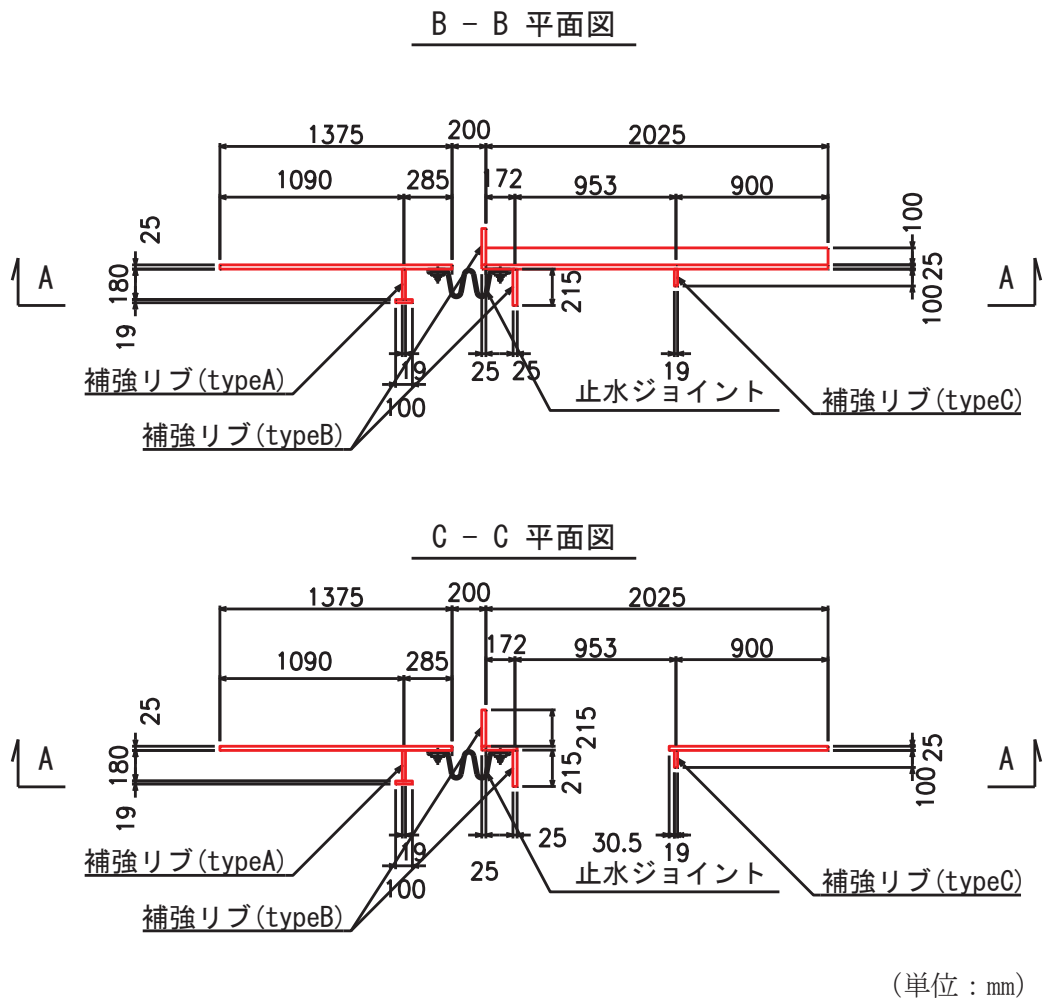
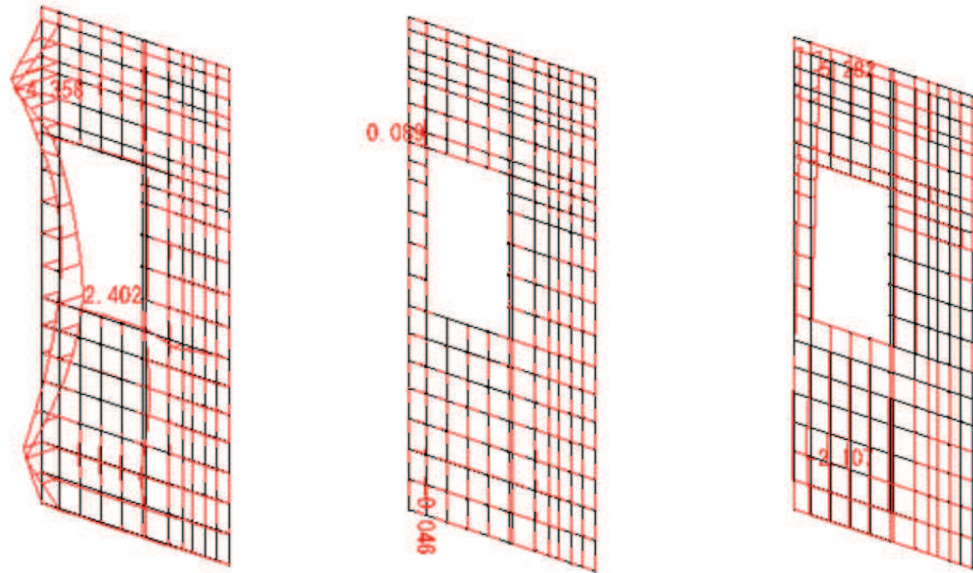


図5-2 鋼板の構造図

6.2 断面力図等

評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図 6-1～図 6-2 に示す。



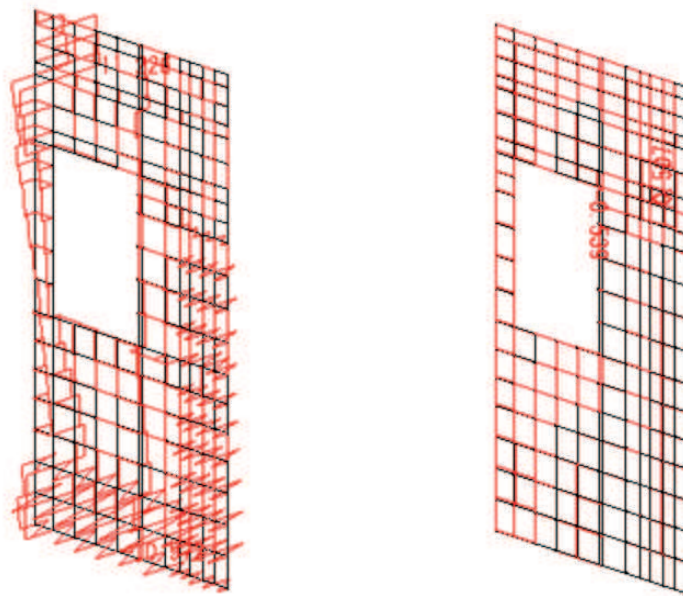
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_z 図(kN・m)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)

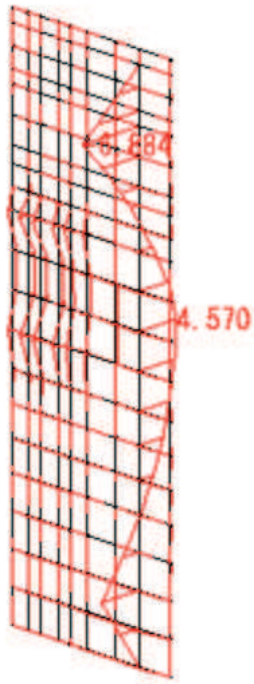


せん断力 S_z 図(kN)

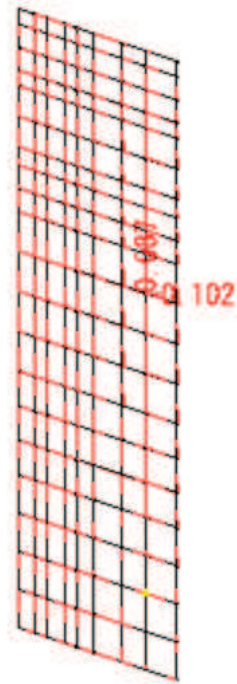
せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

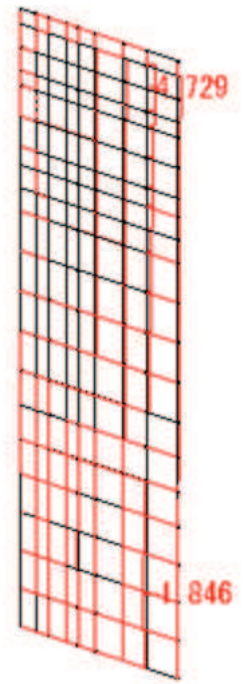
図 6-1(1) 断面力図 (地下トレンチ② 右側)



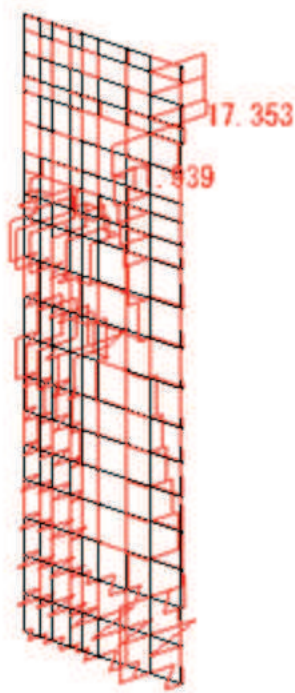
曲げモーメント Mx 図(縦方向はり要素) (kN・m)
 曲げモーメント My 図(横方向はり要素) (kN・m)



曲げモーメント Mz 図(kN・m)



軸力 Ny 図(縦方向はり要素) (kN)
 軸力 Nx 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 Sz 図(kN)



せん断力 Sx 図(縦方向はり要素) (kN)
 せん断力 Sy 図(横方向はり要素) (kN)

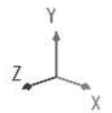
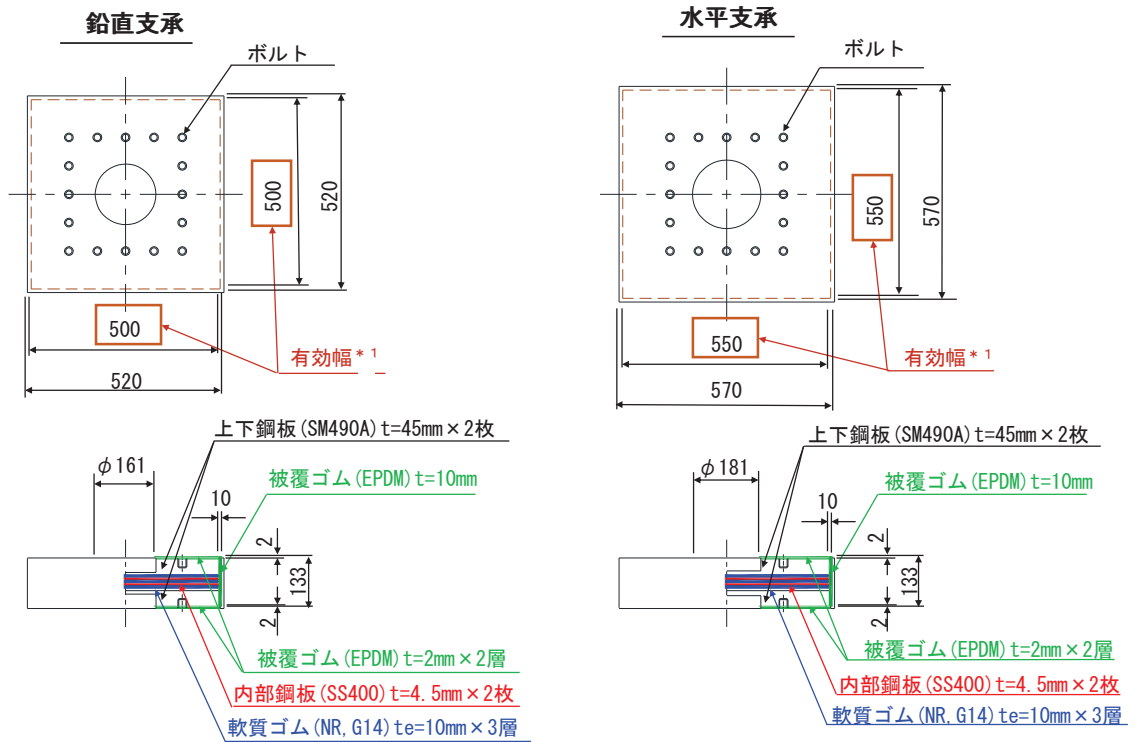
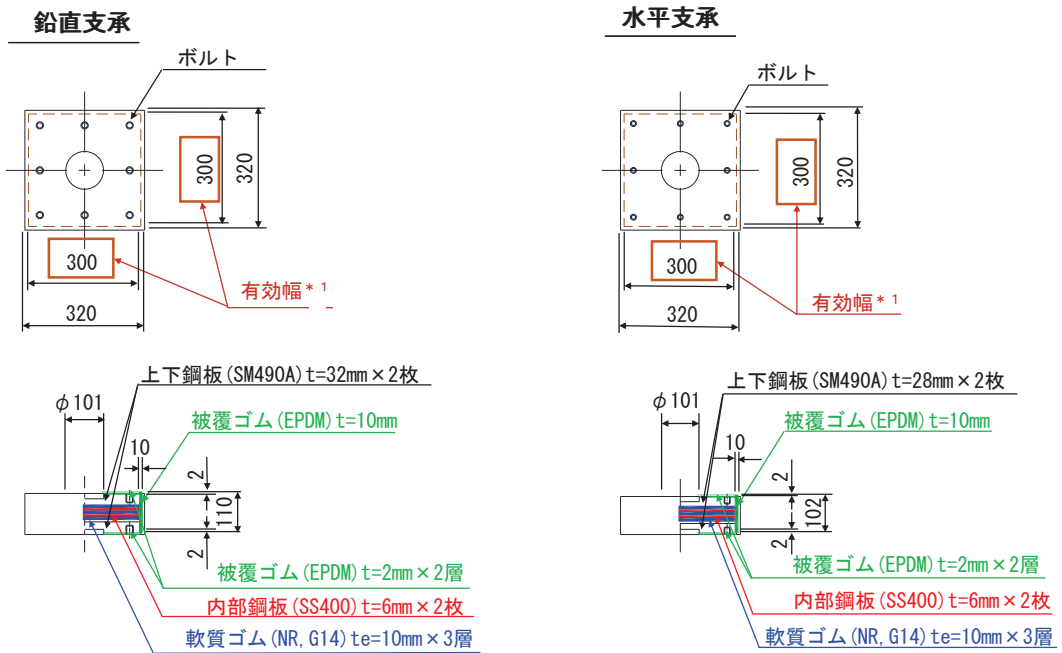


図 6-2(1) 断面力図 (地下トレンチ② 左側)



注記*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 1, 4)

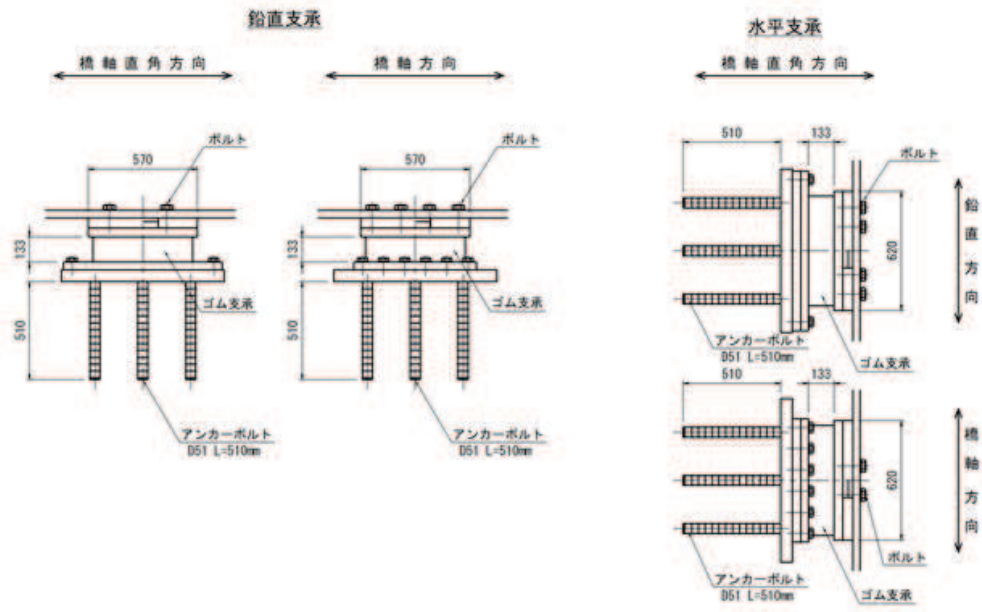


注記*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

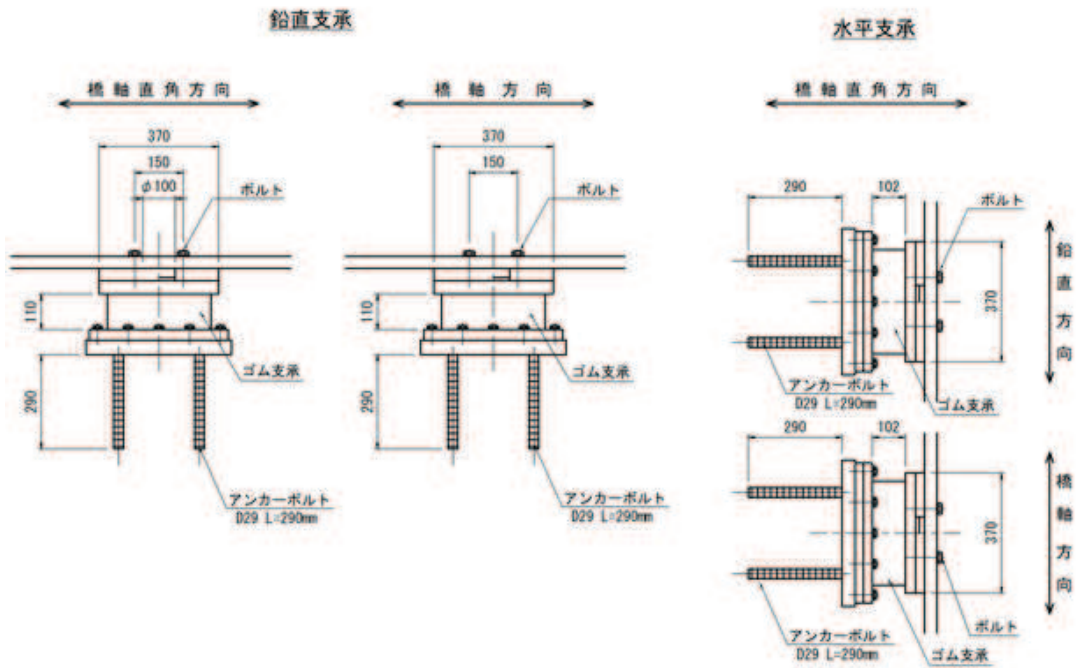
(鋼桁 2, 3, 5, 6)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図



(鋼桁 1, 4)



(鋼桁 2, 3, 5, 6)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承取付部概要図

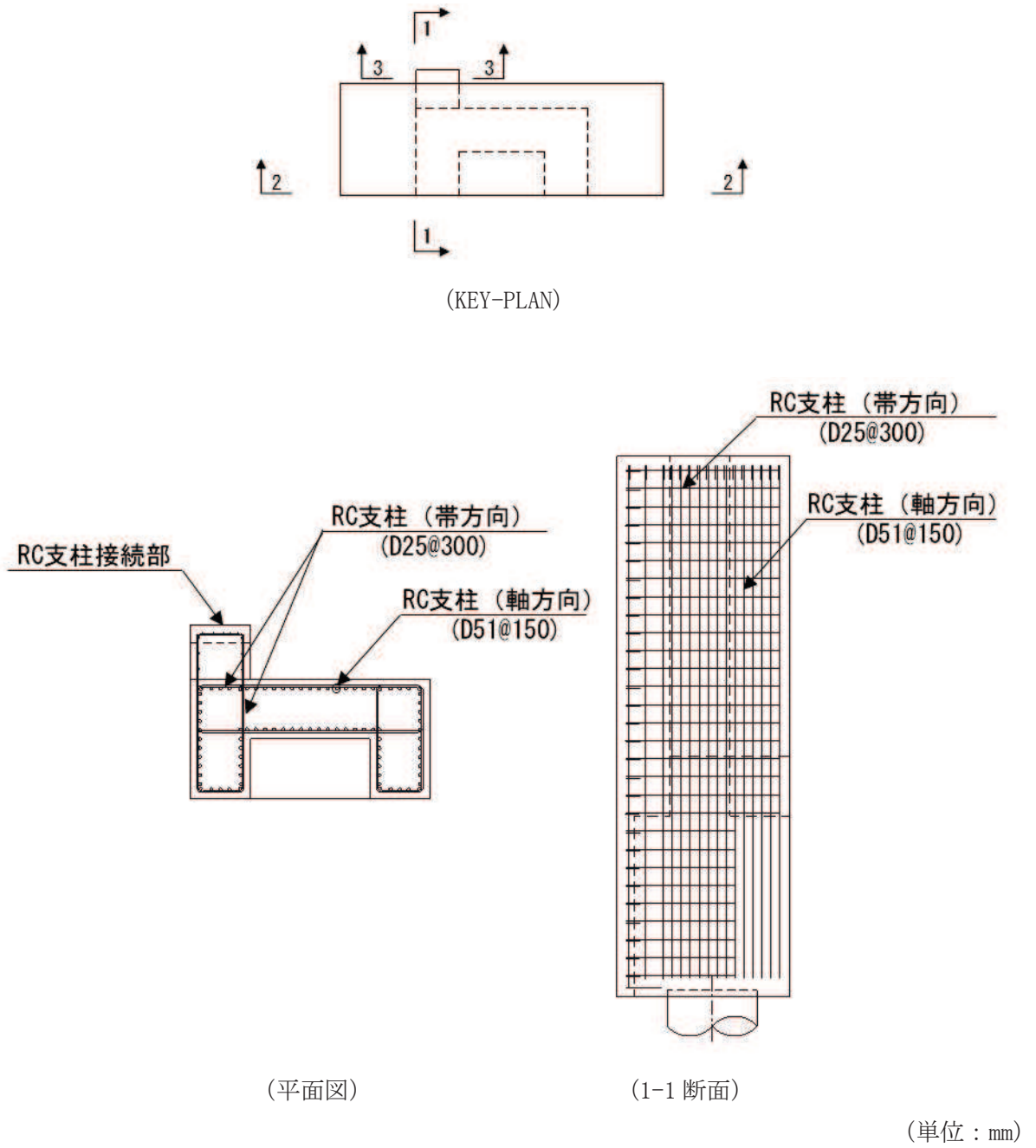
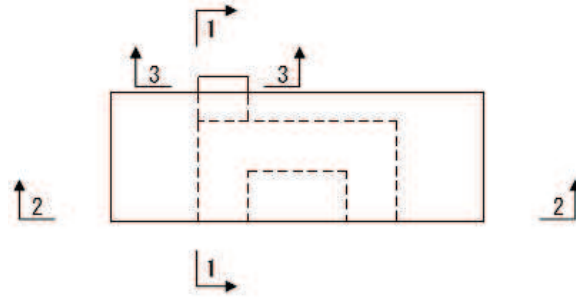
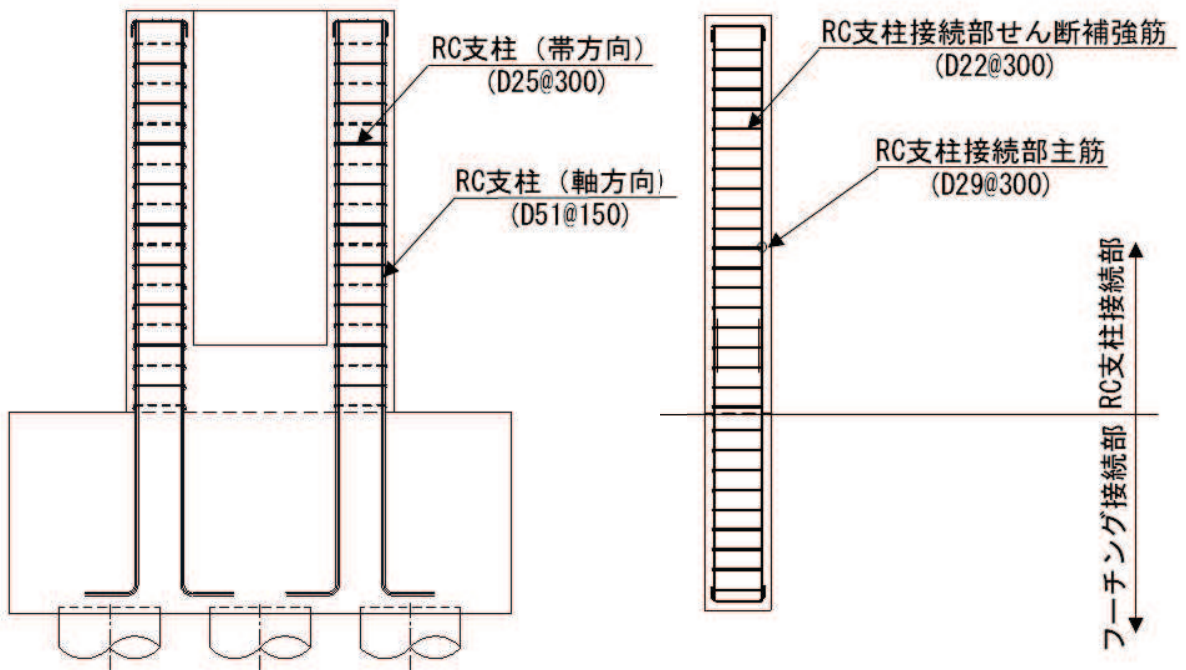


図 2-13(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)



(KEY-PLAN)

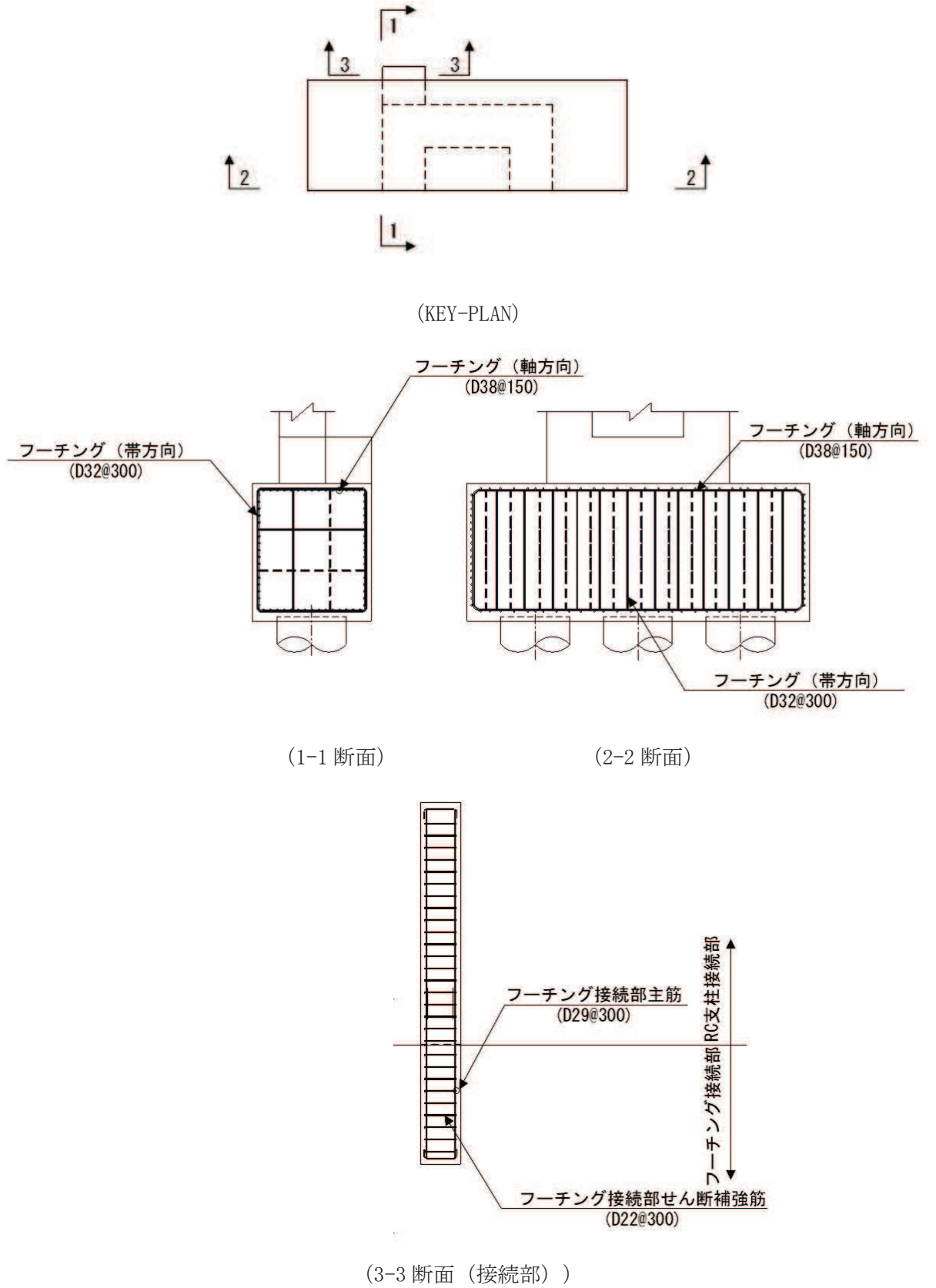


(2-2 断面)

(3-3 断面 (接続部))

(単位 : mm)

図 2-13(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)



(単位 : mm)

図 2-14 鋼製遮水壁 (鋼桁) のフーチング配筋概要図
(鋼桁 3 の例)

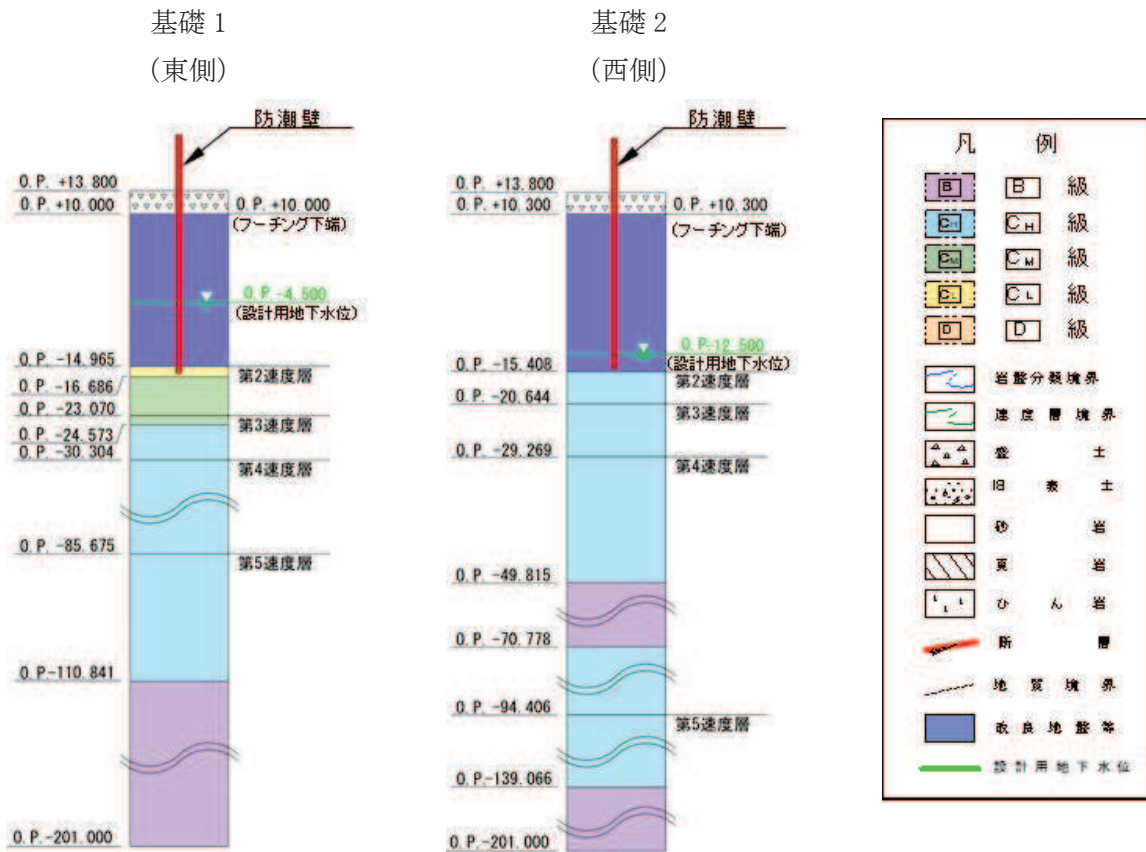


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1) (単位 : m)

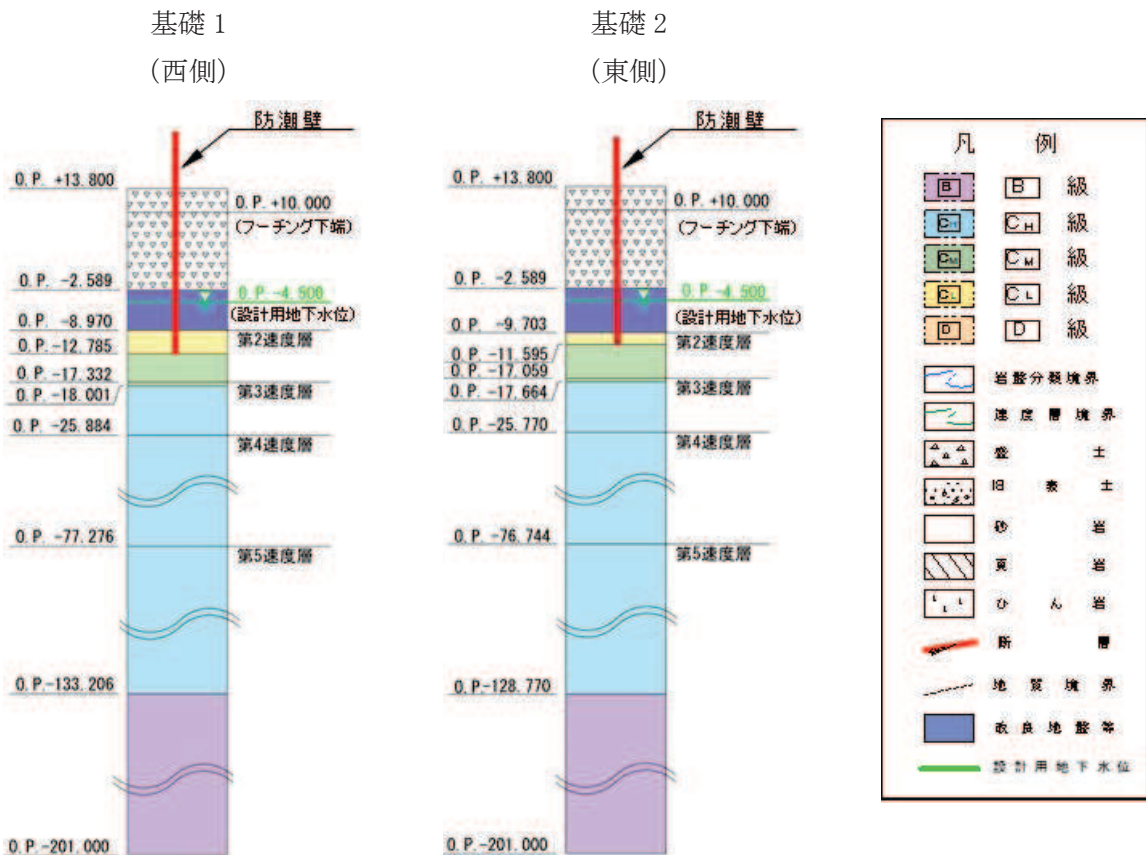


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2) (単位 : m)

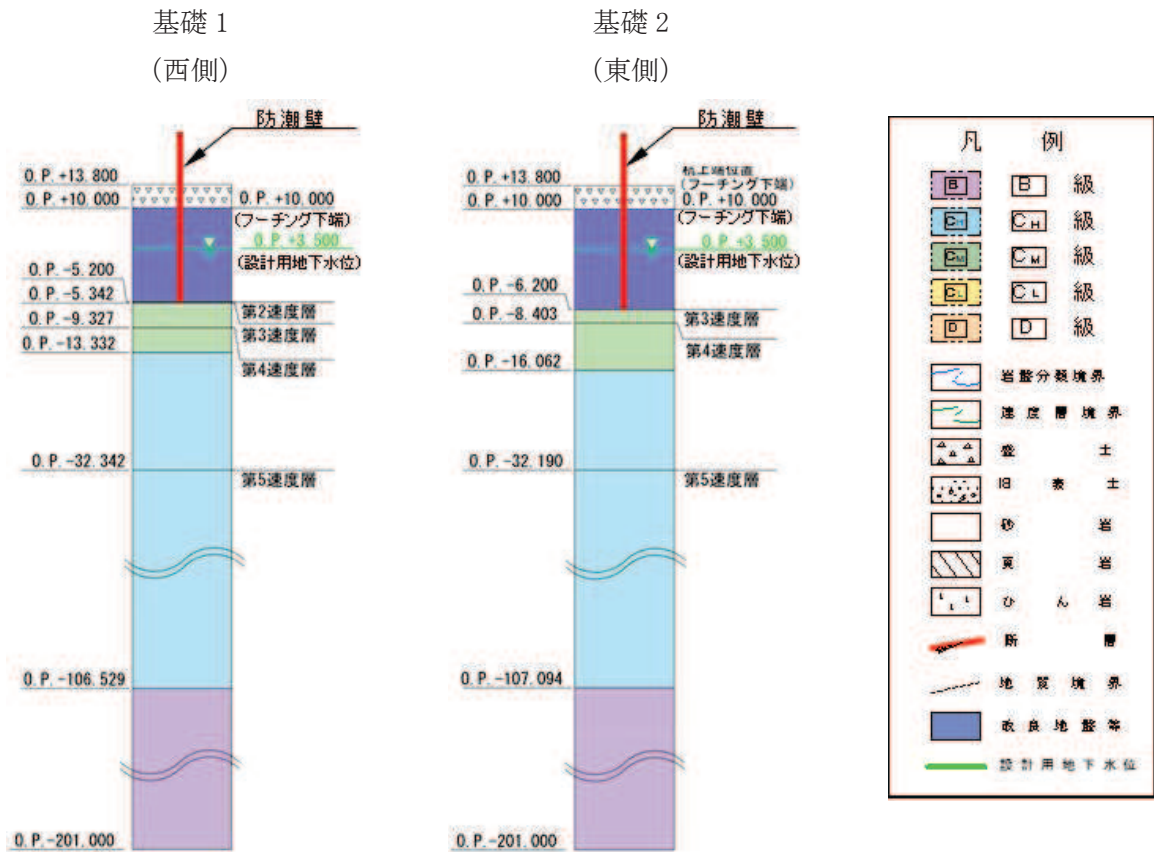


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3) (単位 : m)

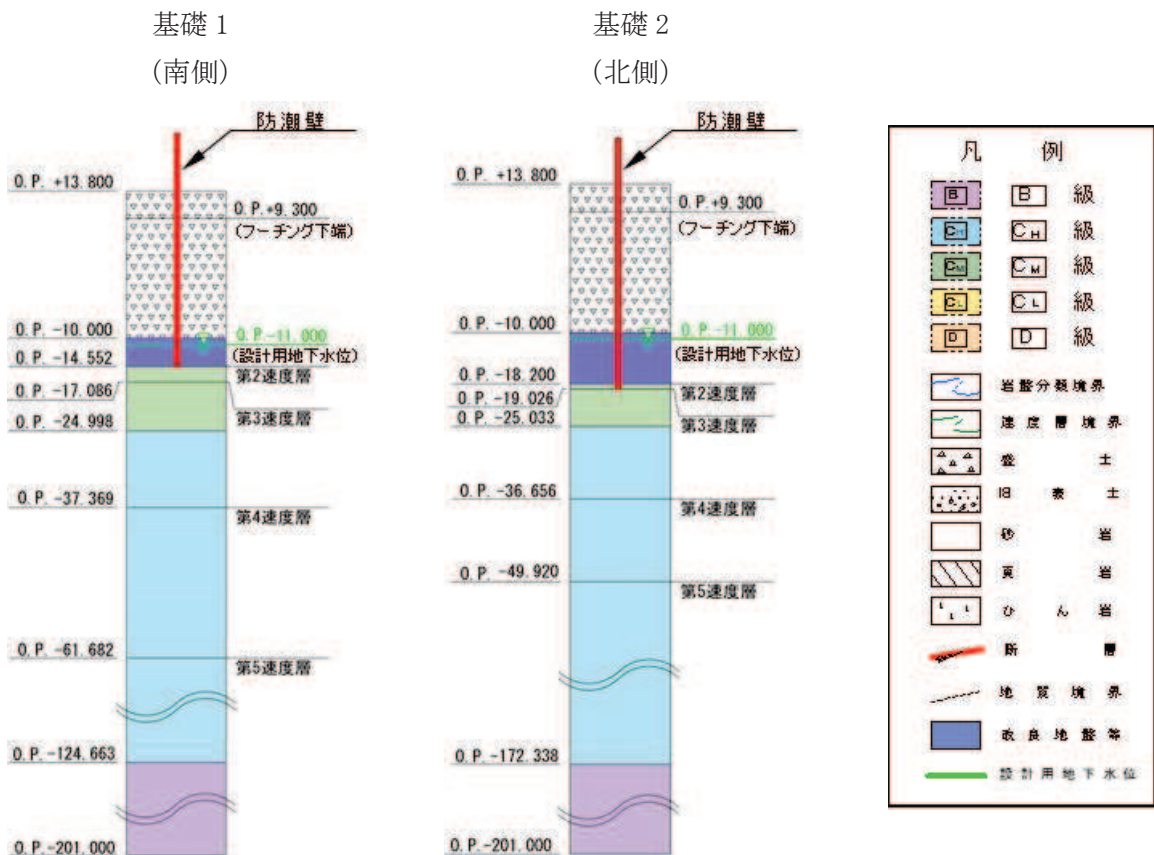


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4) (単位 : m)

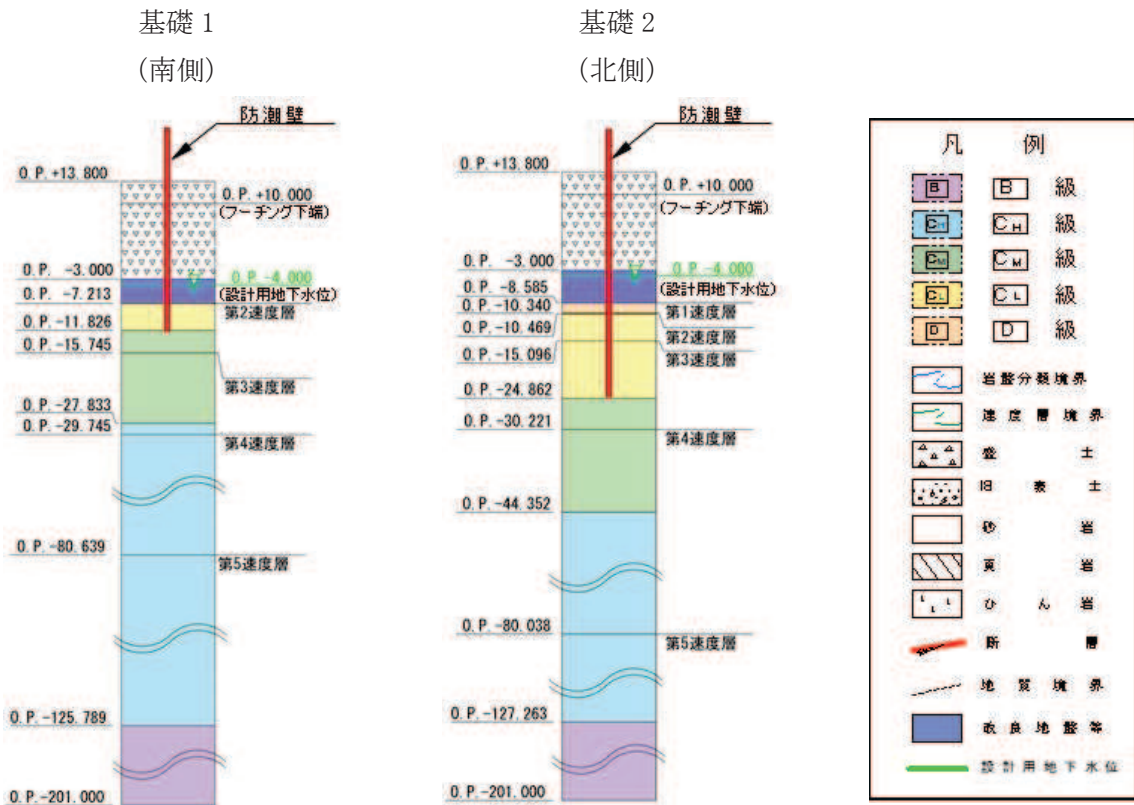


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5) (単位 : m)

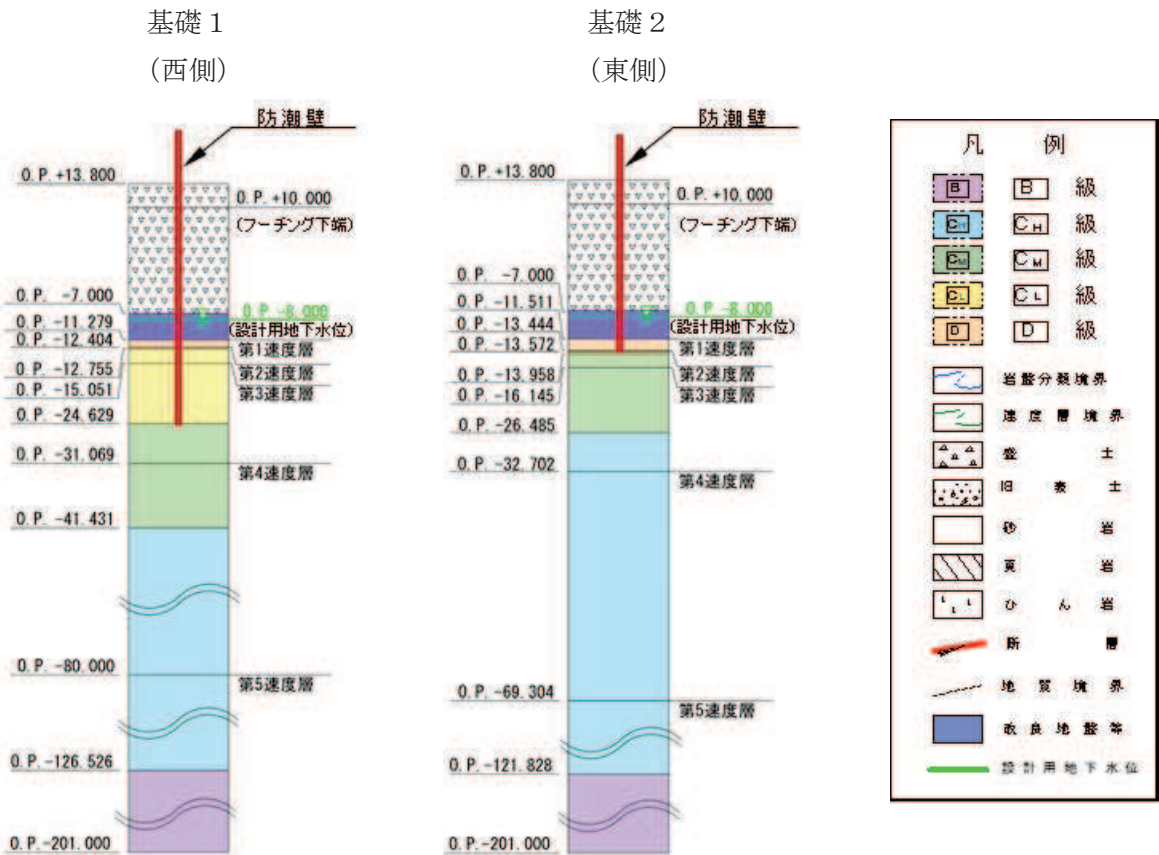


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6) (単位 : m)

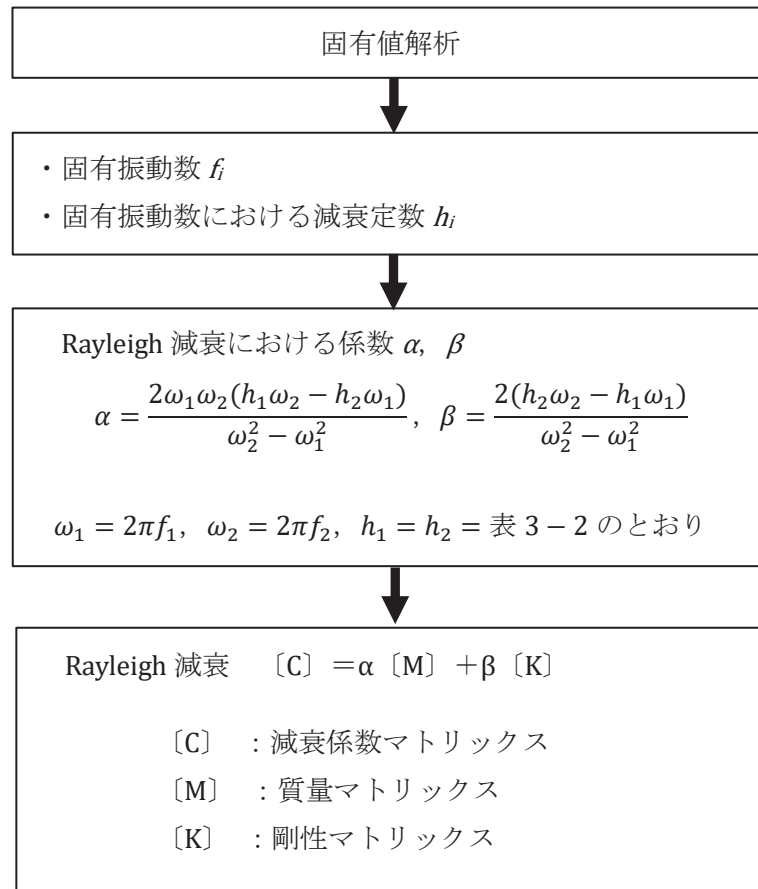
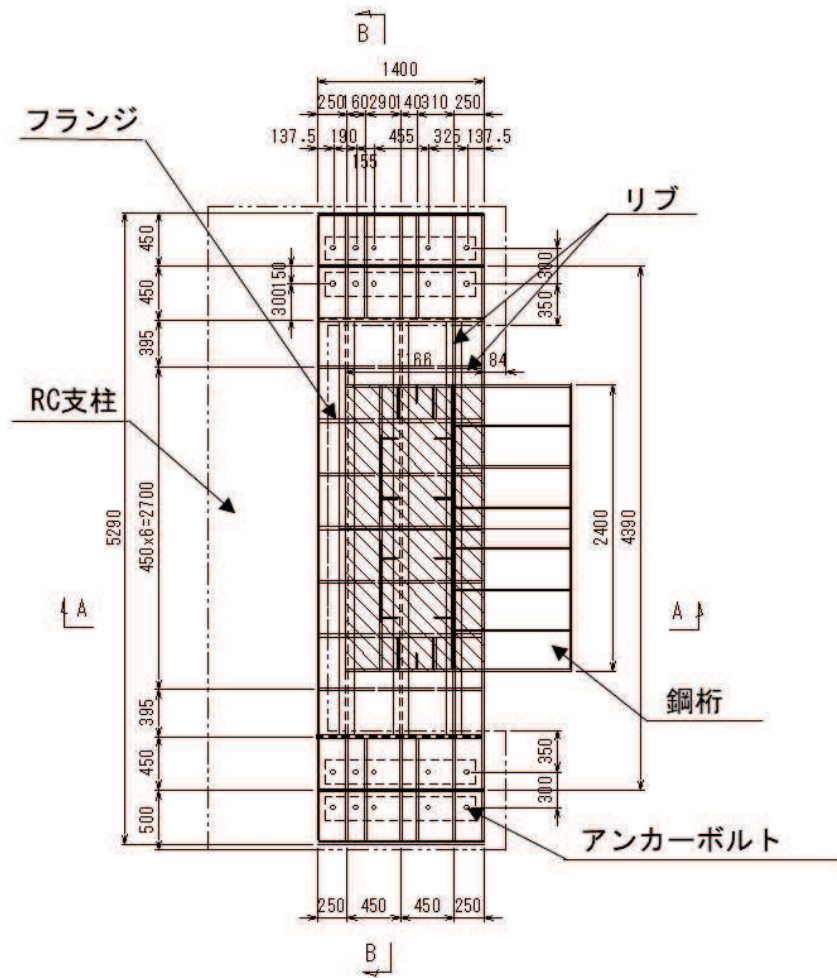


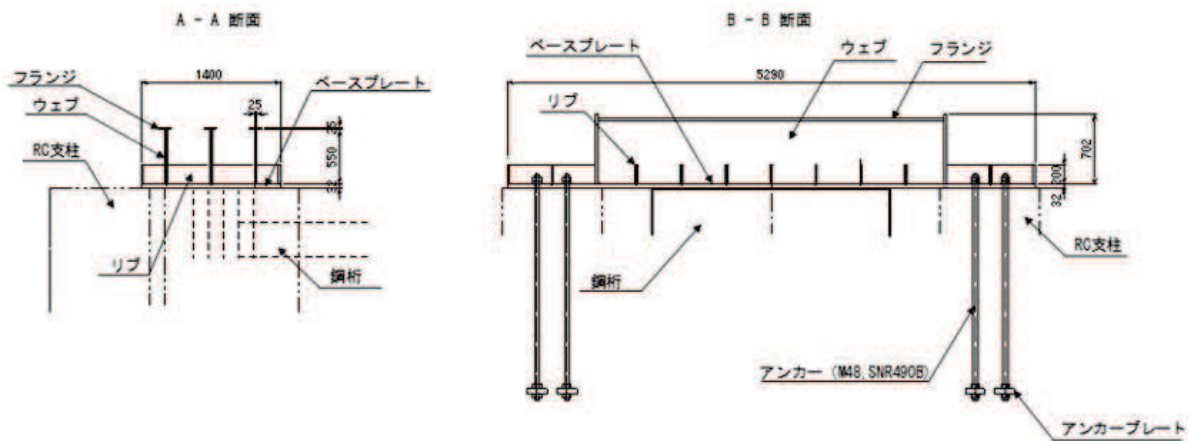
図 3-5 Rayleigh 減衰の設定フロー

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。

固有値解析結果に基づき設定した係数 α, β を表 3-3 に示す。



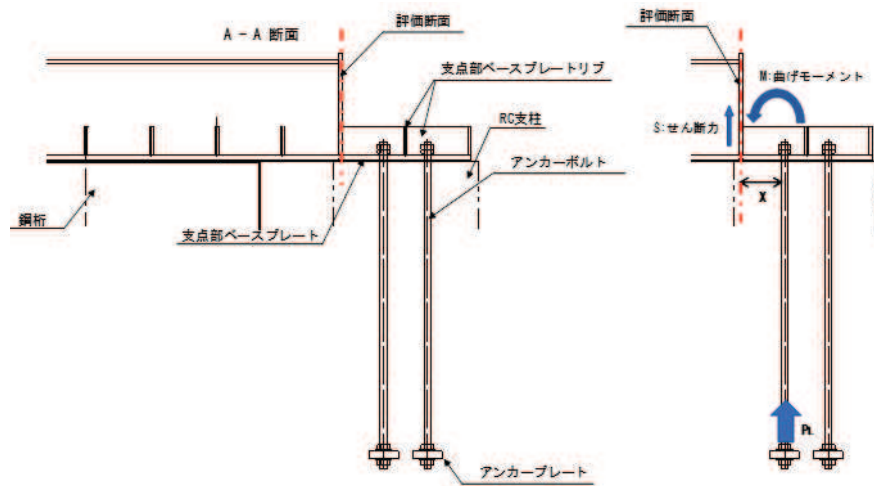
(平面図)



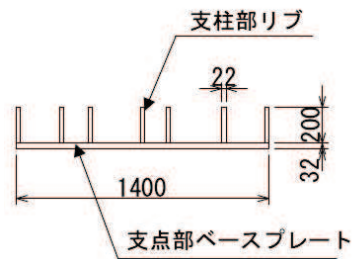
(断面図)

(単位：mm)

図 3-28 上揚力反力梁構造概要



照査断面図



(単位：mm)

$$P_L = T_{d7} \times N_L$$

ここで、

P_L : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)

T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (kN)

N_L : アンカーボルト 1 列当りの本数 (本)

$$M_6 = P_L \times X$$

$$S_6 = P_L$$

ここで、

M_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

P_L : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)

X : ボルト中心からリブまでの距離 (m)

S_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生するせん断力 (kN)

図 3-34 評価断面概念図

(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、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づく次式により算定される。

$$P_s = S_c + S_s + S_p$$

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)

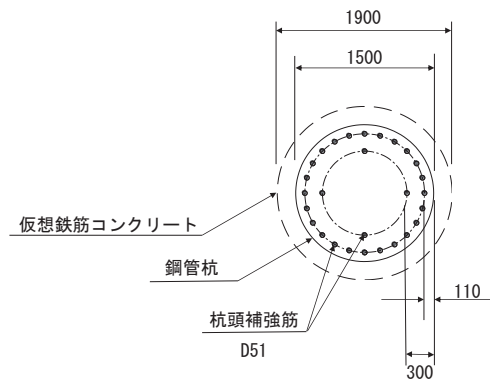
S_p : 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

(5) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき、図 3-39 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. 8.0.6」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。



(単位 : mm)

図 3-39 仮想鉄筋コンクリート断面

表 4-8 RC 支柱のねじり破壊に対する照査における最大照査値（横方向鉄筋）

部材	地震動	解析ケース	配筋	発生断面力	ねじりモーメントによる応力度 (N/mm ²) (a)	せん断力による応力度 (N/mm ²) (b)	応力度合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじりモーメント (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	①	D32 @150	1860	32	0	32	294	0.11
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	①	D32 @150	1946	34	0	34	294	0.12
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - F 3 (-+)	①	D25 @300	316	23	0	23	294	0.08
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	①	D25 @300	1793	121	0	121	294	0.42
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - F 2 (-+)	①	D32 @150	3139	30	0	30	294	0.11
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - F 2 (-+)	①	D32 @150	3053	29	0	29	294	0.10
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	①	D25 @150	443	26	0	26	294	0.09
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - F 3 (++)	①	D25 @300	344	40	0	40	294	0.14

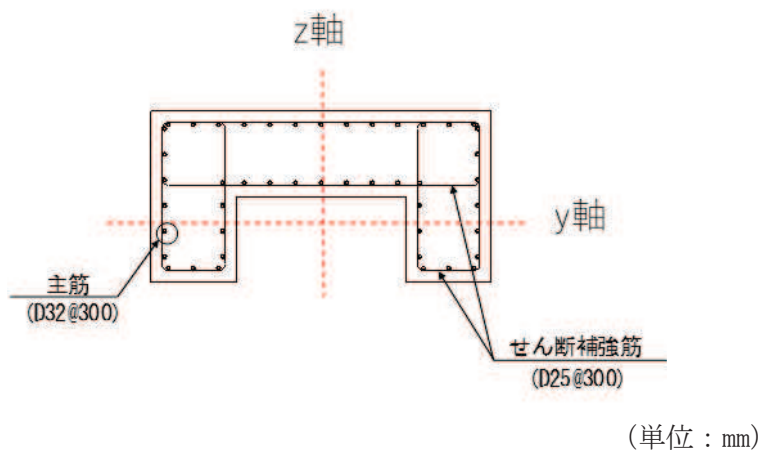
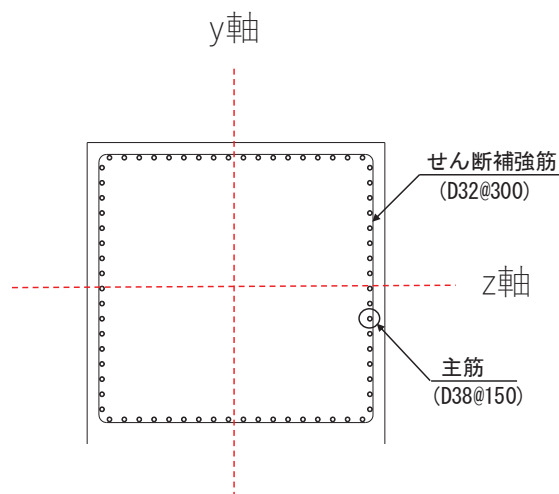


図 4-13 RC 支柱配筋概要図（鋼桁 2 の例）

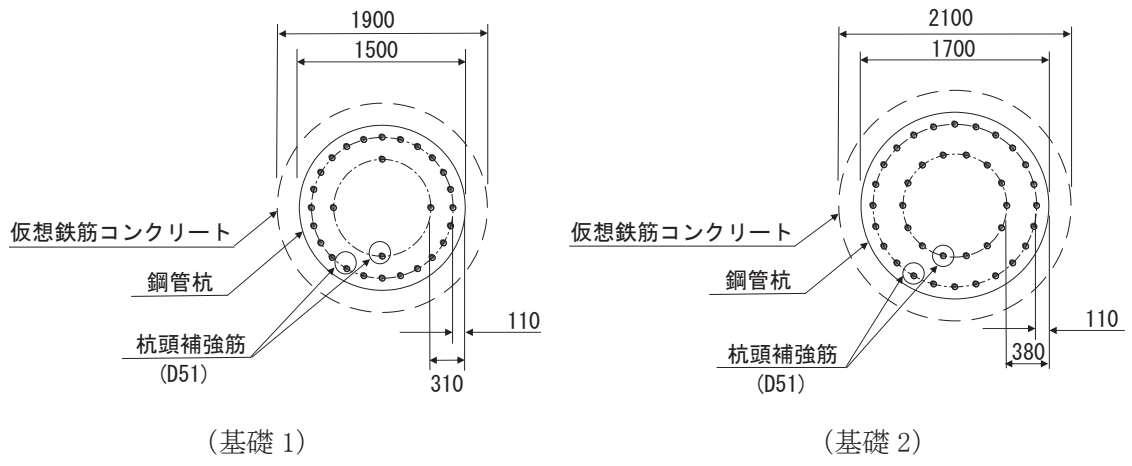
表 4-27 フーチングのねじり破壊に対する照査における最大照査値
(横方向鉄筋 (水平))

部材	地震動	加振方向	解析ケース	配筋	発生断面力	ねじりモーメントによる応力度 (N/mm ²) (a)	せん断力による応力度 (N/mm ²) (b)	応力度合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
					ねじりモーメント (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (--)	桁軸	②	D29 @150	13731	271	0	271	294	0.93
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	D29 @150	25091	248	0	248	294	0.85
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @300	8663	278	0	278	294	0.95
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	D32 @300	5937	190	0	190	294	0.65
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	D38 @150	10308	67	0	67	294	0.23
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	D38 @150	17526	60	0	60	294	0.21
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	7946	127	0	127	294	0.44
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D32 @150	9966	160	0	160	294	0.55



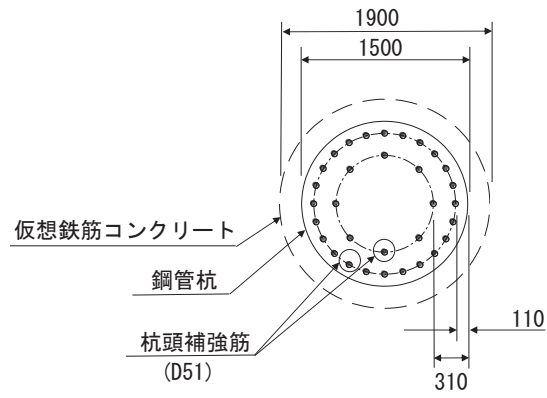
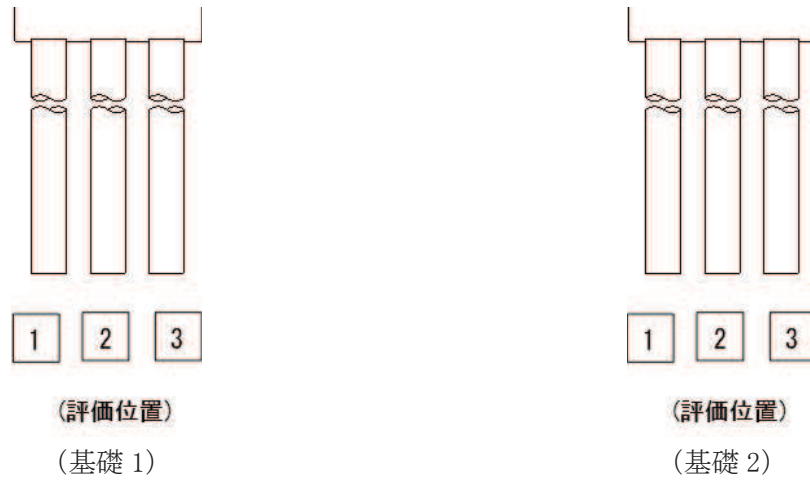
(単位 : mm)

図 4-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)



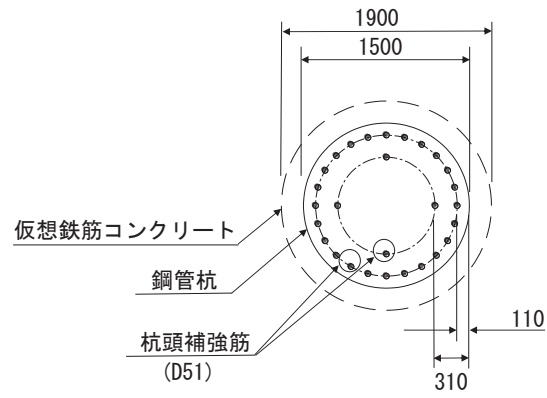
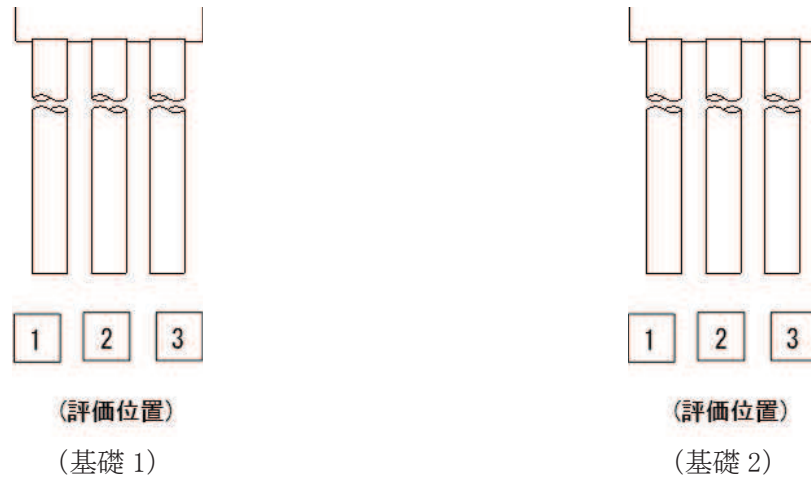
(単位：mm)

図 4-22 杭頭配筋概要図 (鋼桁 1)



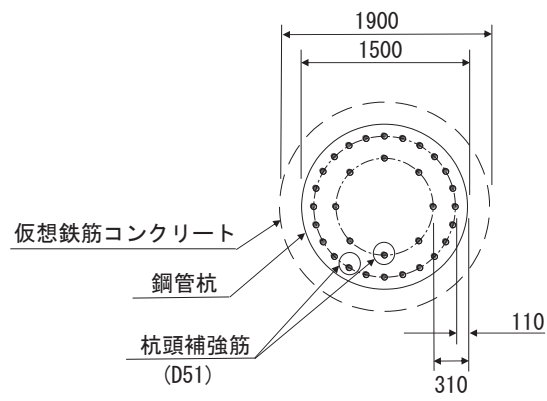
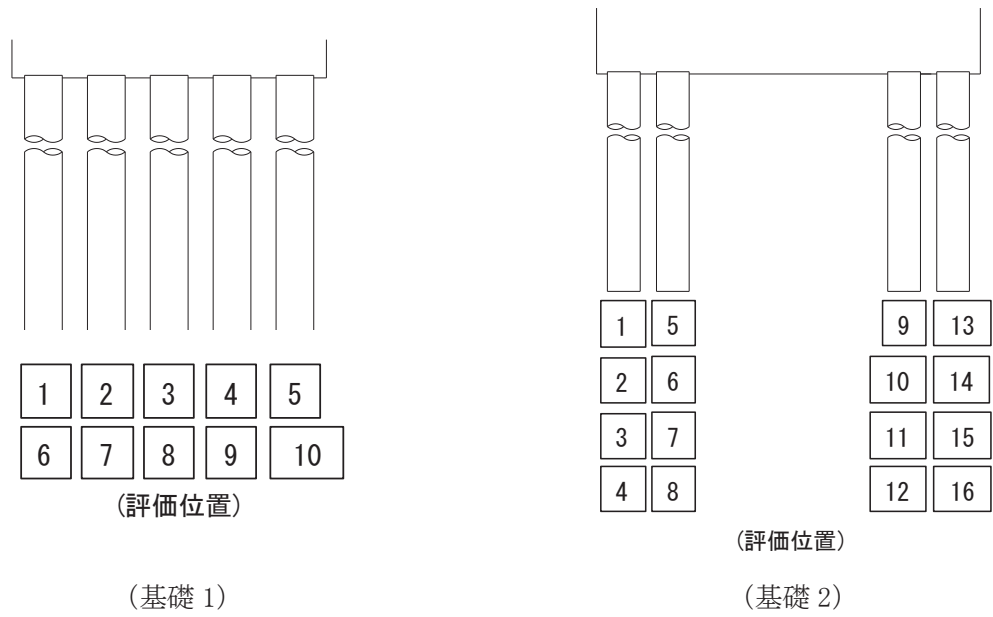
(単位：mm)

図 4-25 杭頭配筋概要図 (鋼桁 2)



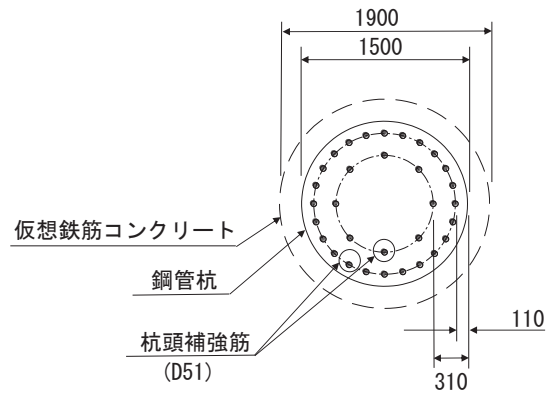
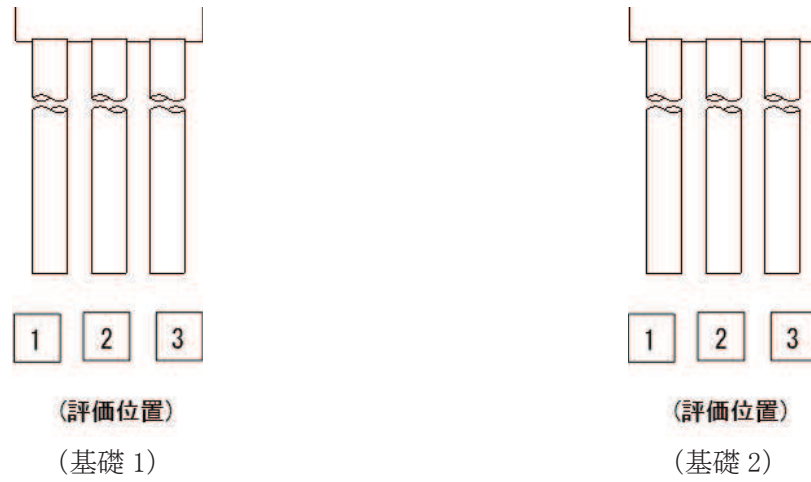
(単位：mm)

図 4-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)



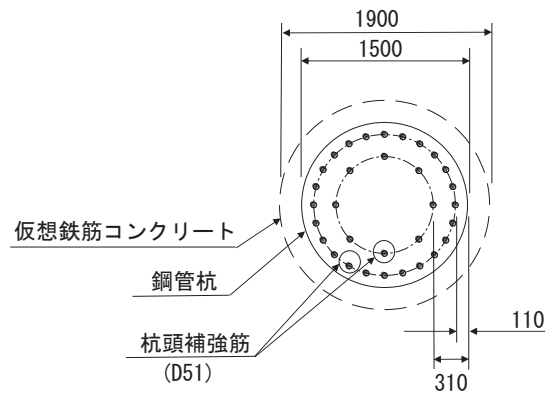
(単位 : mm)

図 4-31 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)



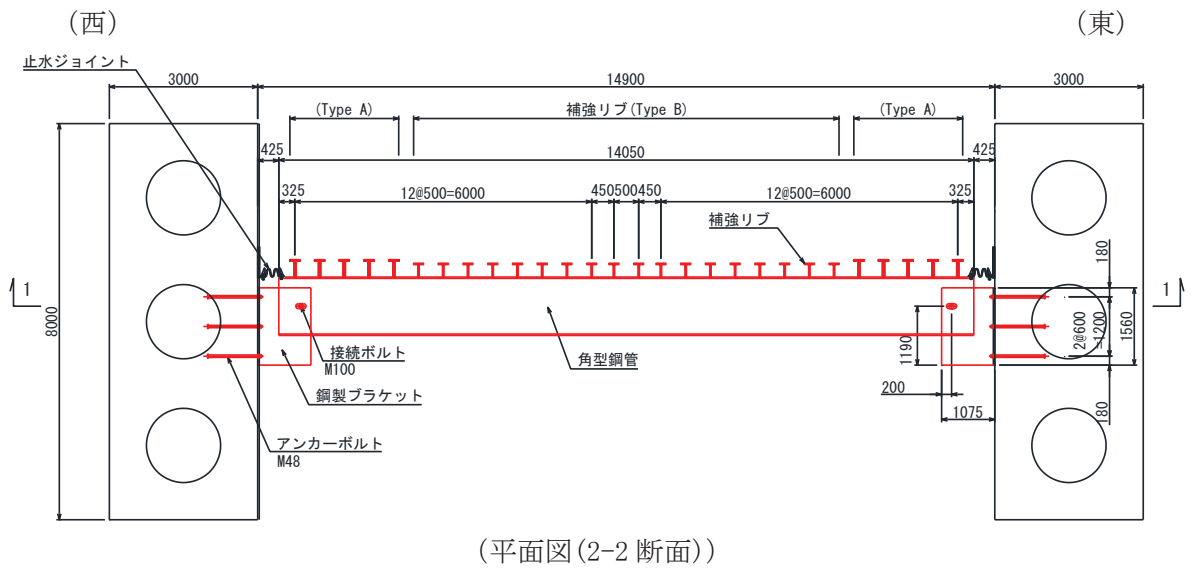
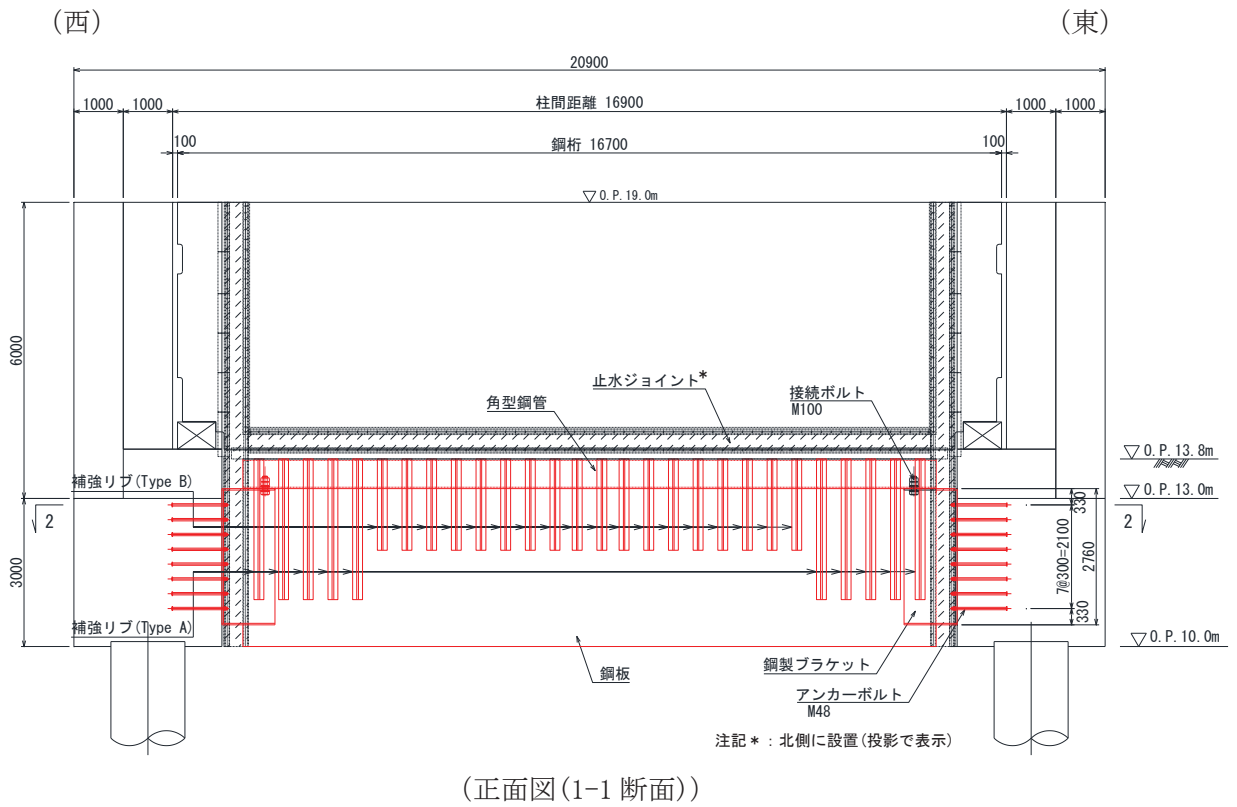
(単位：mm)

図 4-34 杭頭配筋概要図 (鋼桁 5)



(単位：mm)

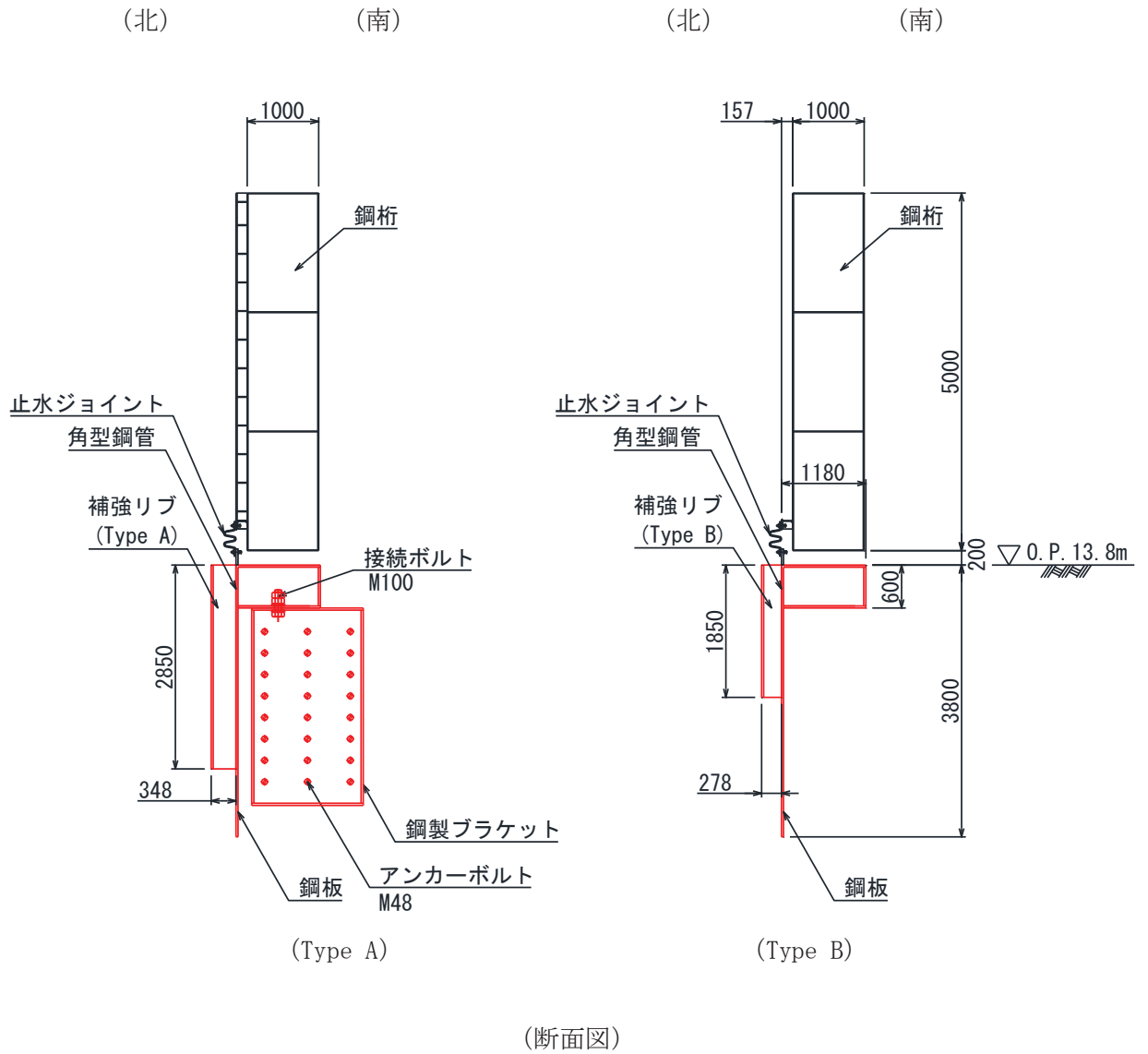
図 4-37 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)



鋼桁2	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

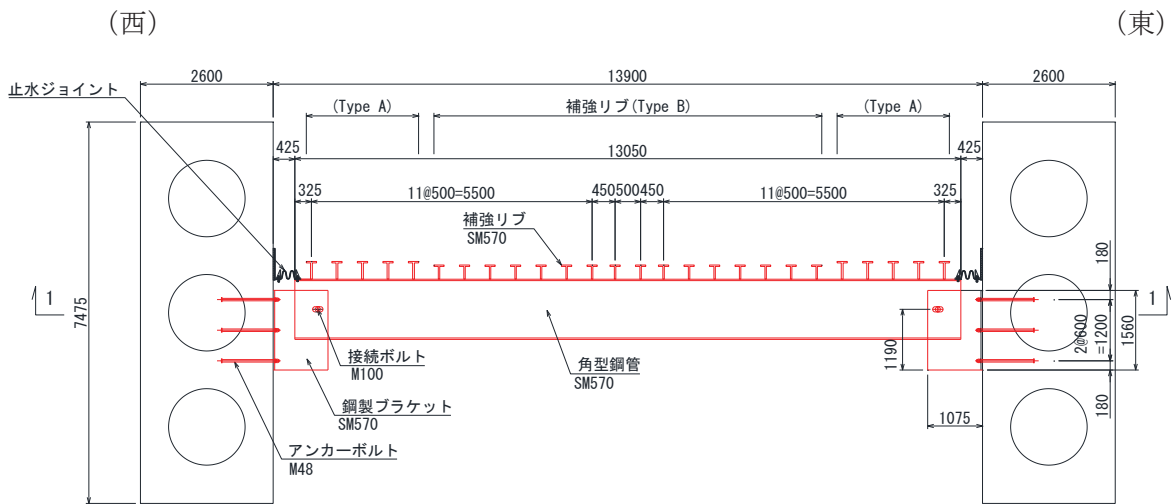
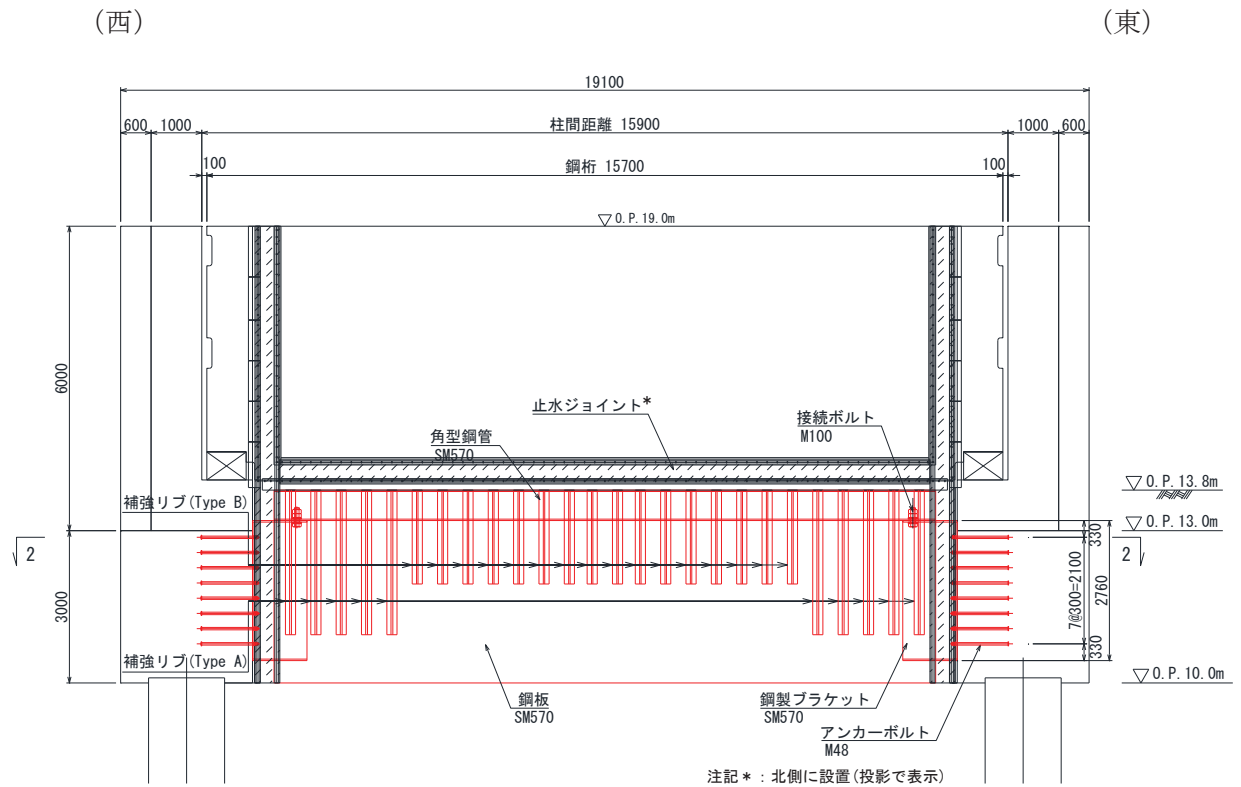
(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-3(1) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-3(2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



鋼桁3	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075，ベースプレート40mm

(特記なき寸法はmmを示す)

図 2-4(1) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

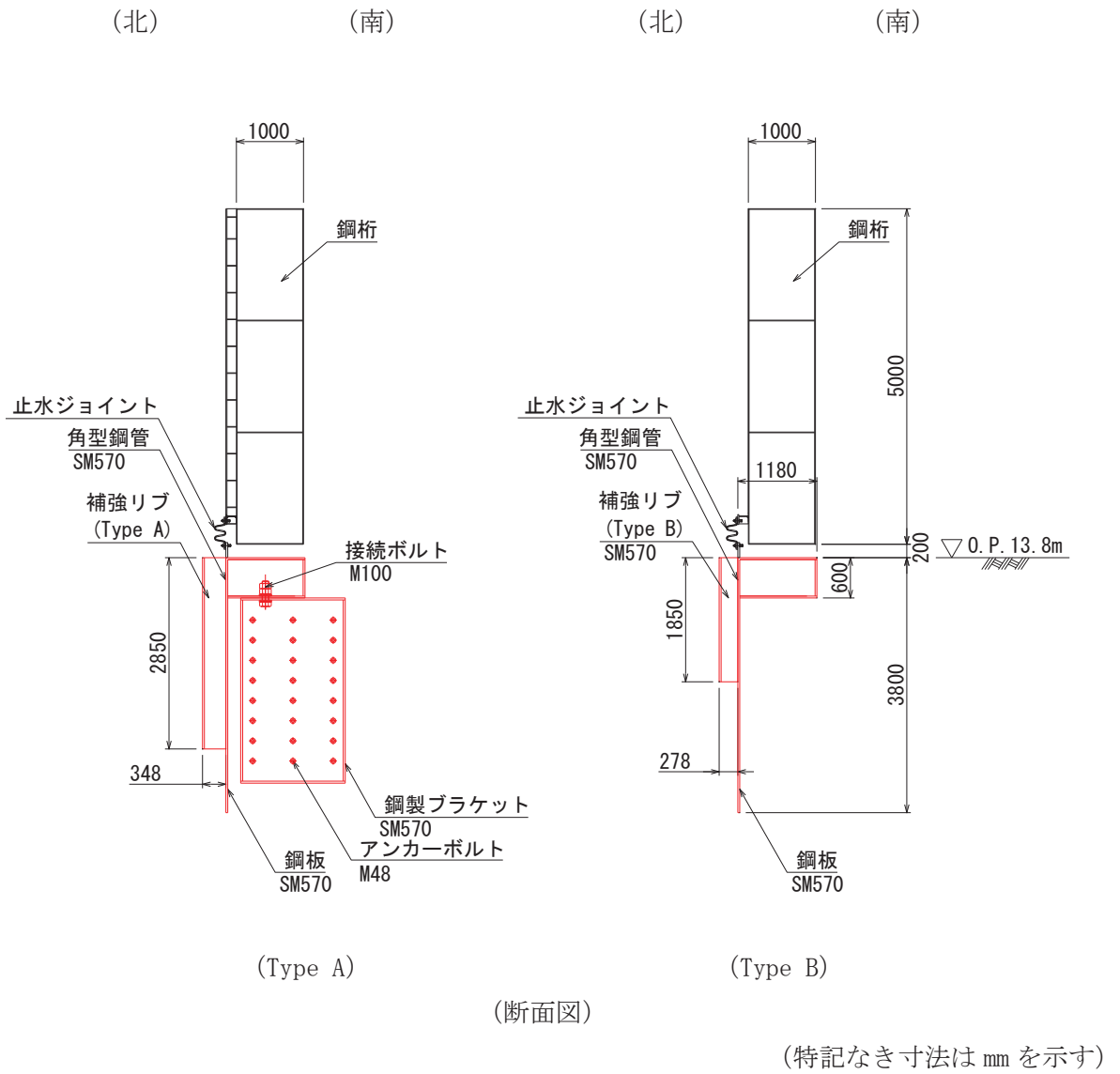
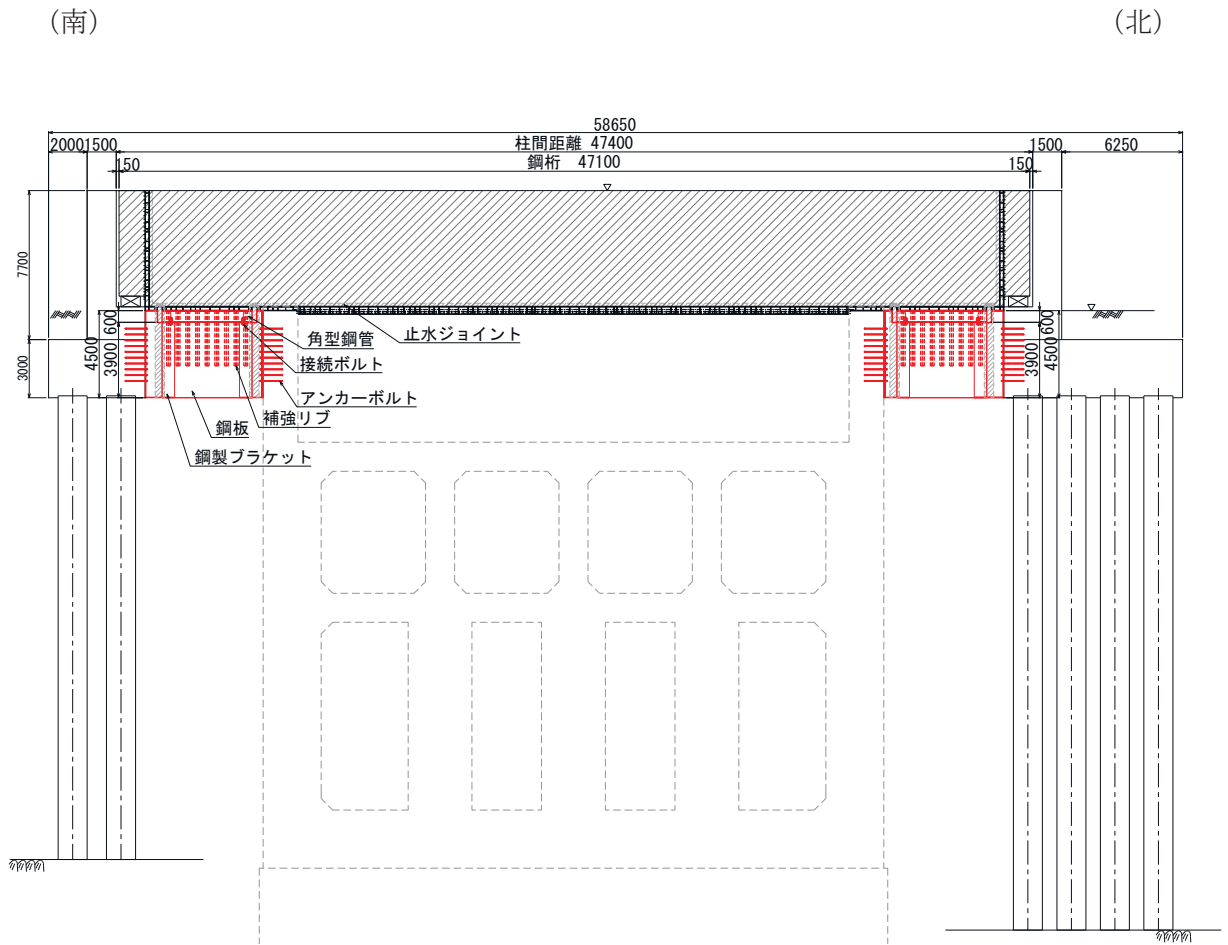
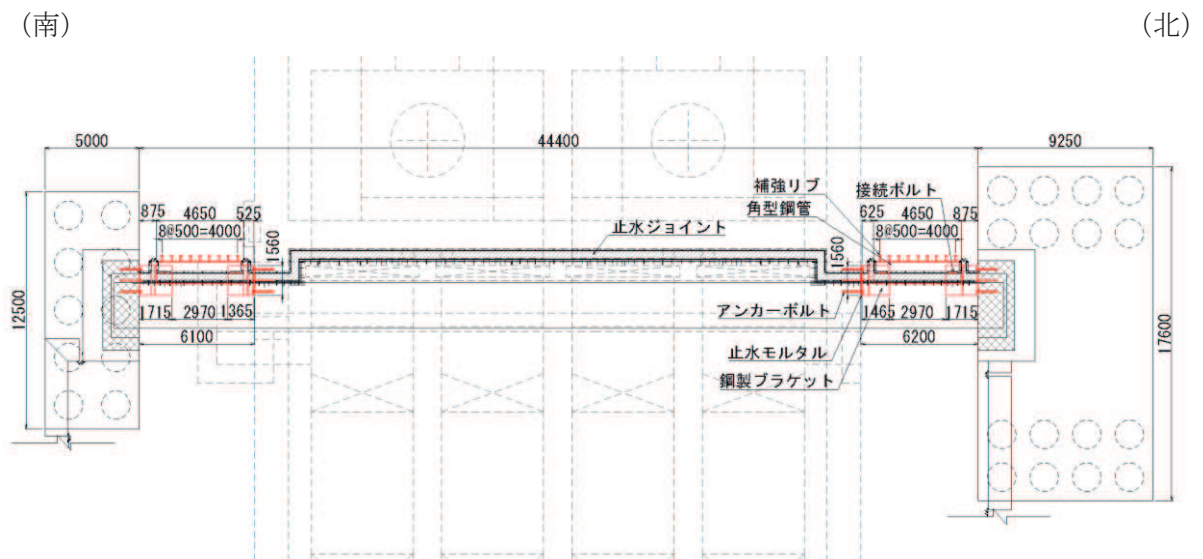


図 2-4(2) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図



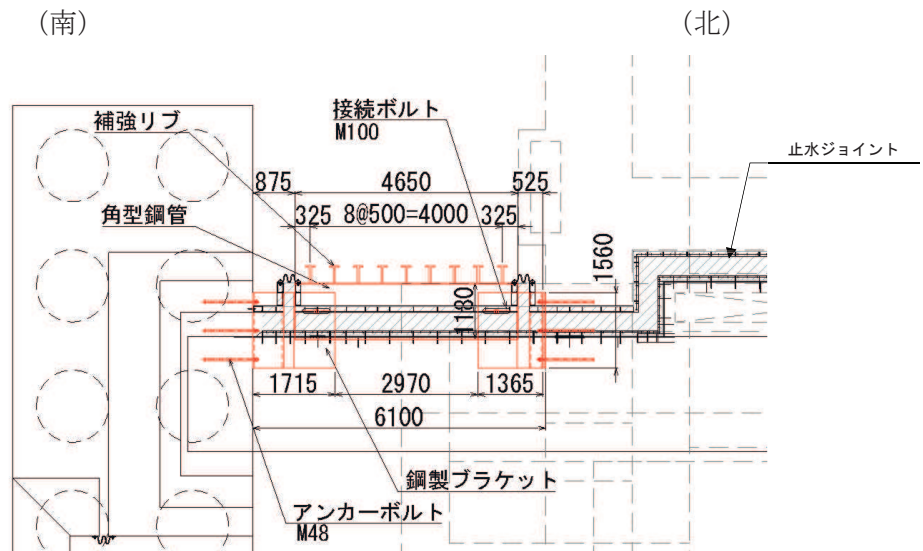
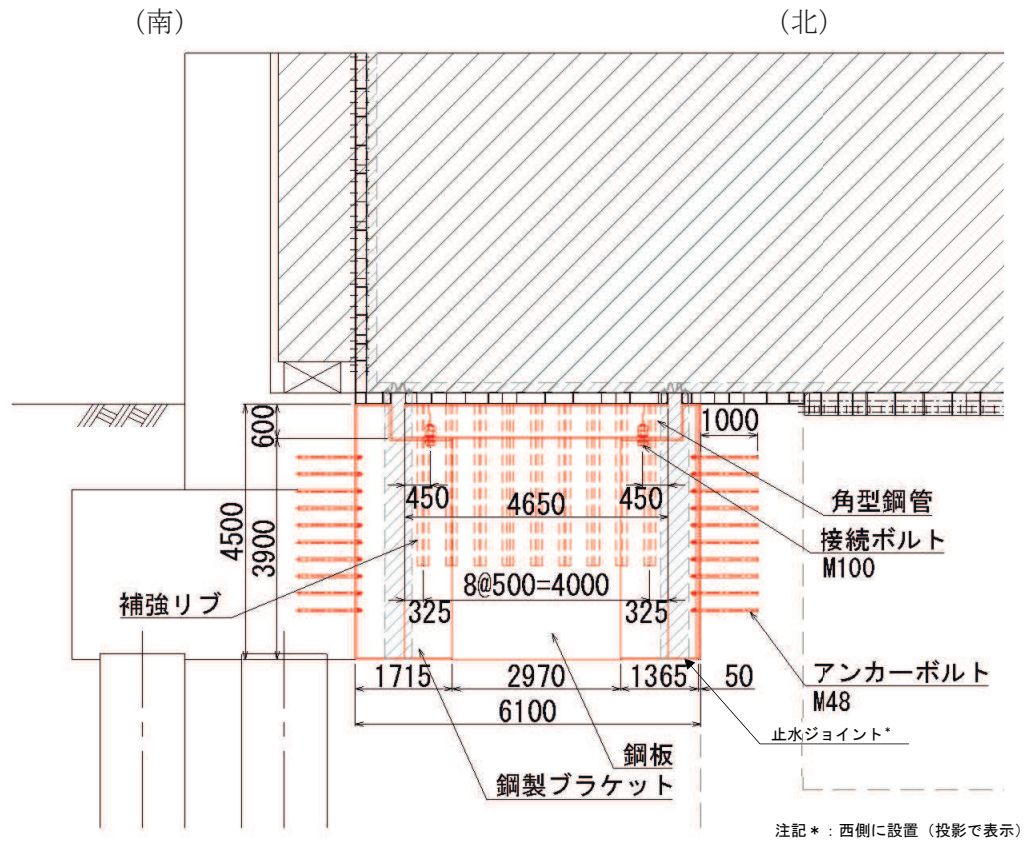
(全体正面図)



(全体平面図)

(単位 : mm)

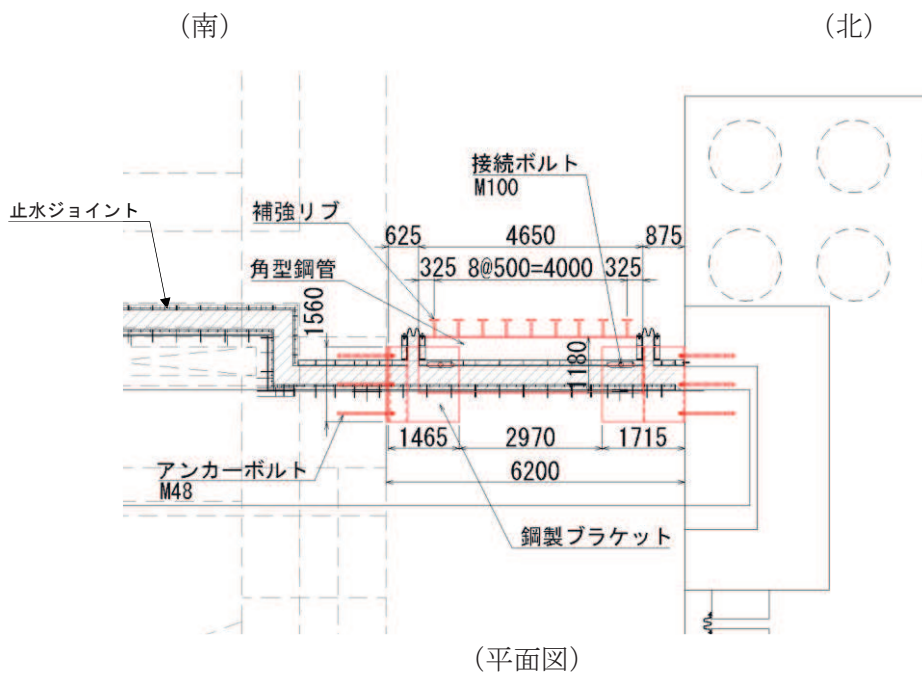
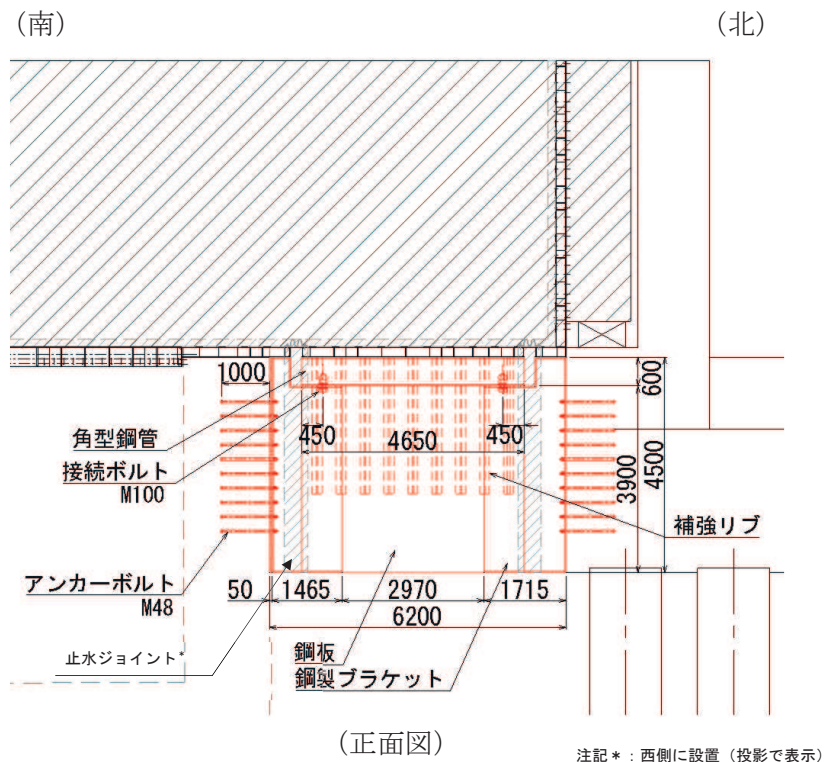
図 2-5(1) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



鋼桁4(南側)	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット(南側)	SM570	□1560×3900×30-L1715, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット(北側)	SM570	□1560×3900×30-L1365, ベースプレート40mm

(単位 : mm)

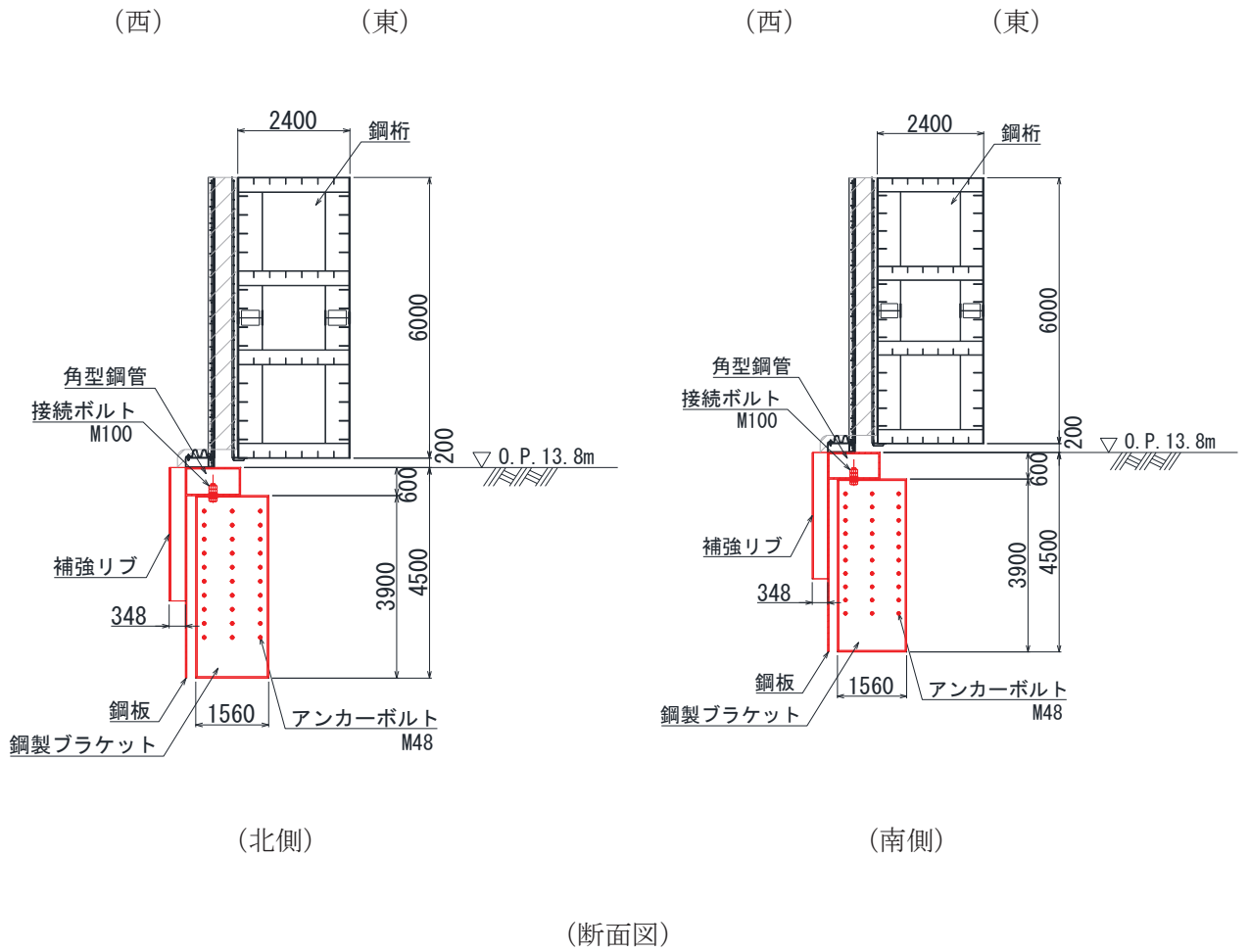
図 2-5(2) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図 : 南側)



鋼桁4(北側)	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (南側)	SM570	□1560×3900×30-L1465, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (北側)	SM570	□1560×3900×30-L1715, ベースプレート40mm

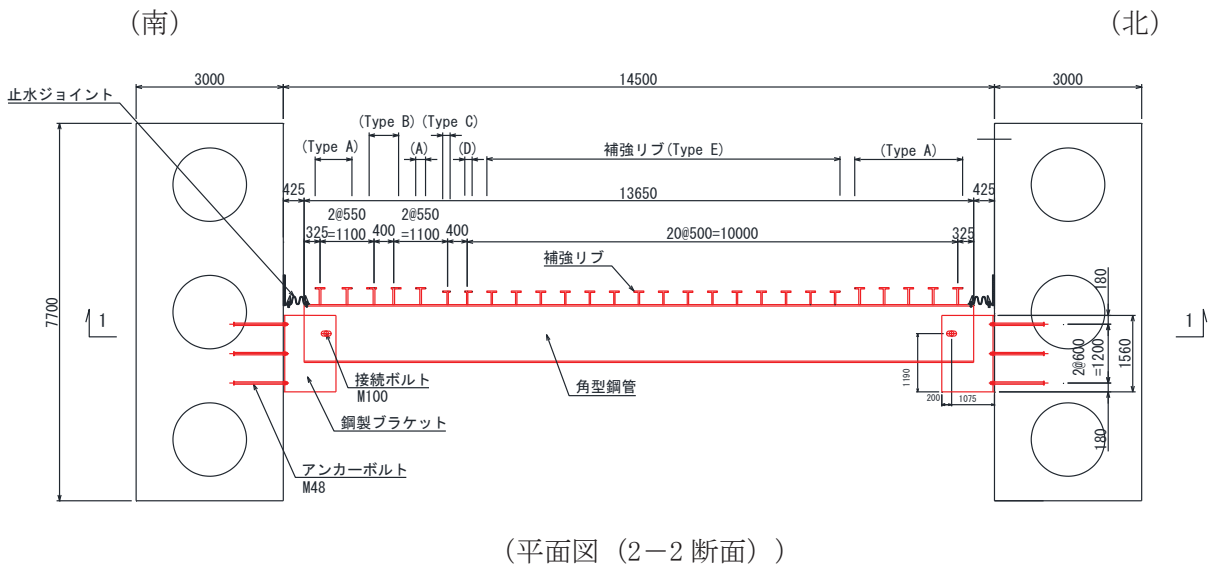
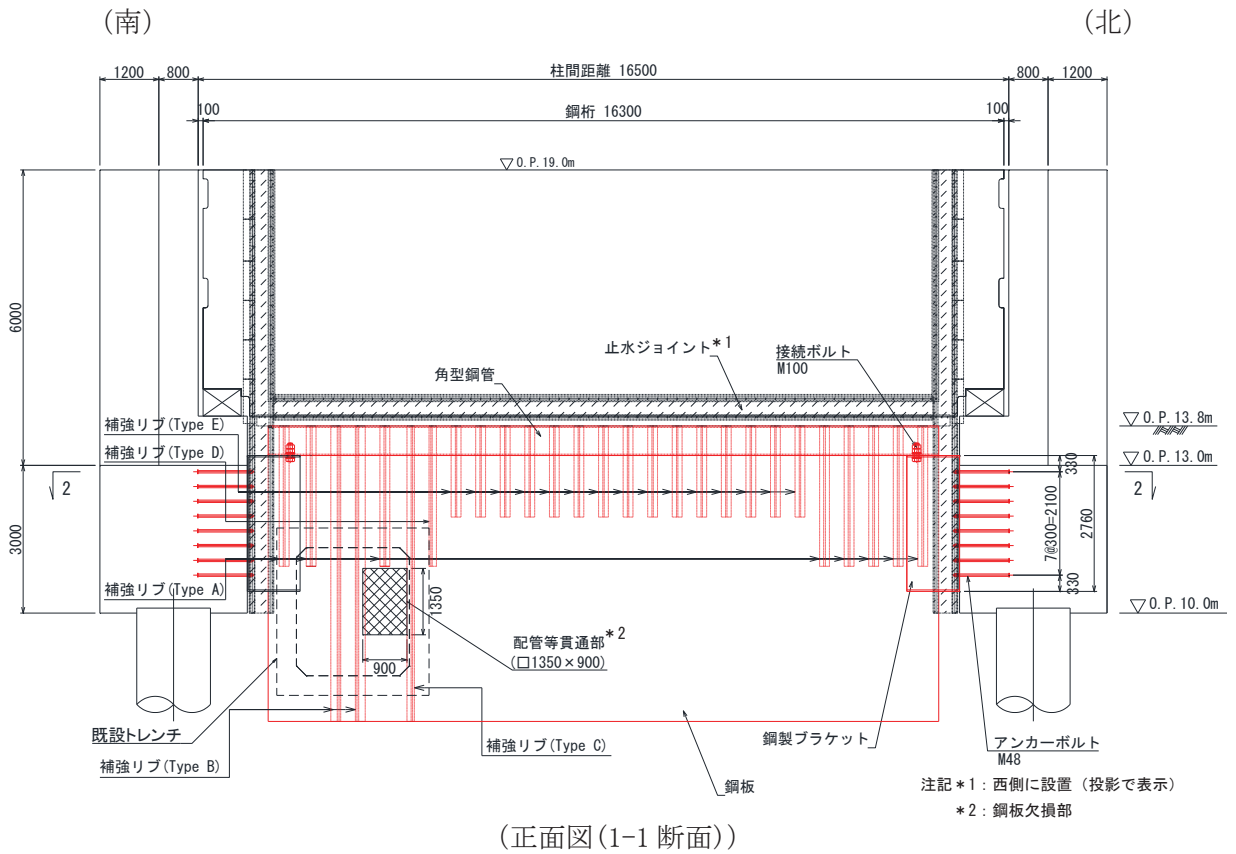
(単位 : mm)

図 2-5(3) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図 : 北側)



(単位：mm)

図 2-5(4) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



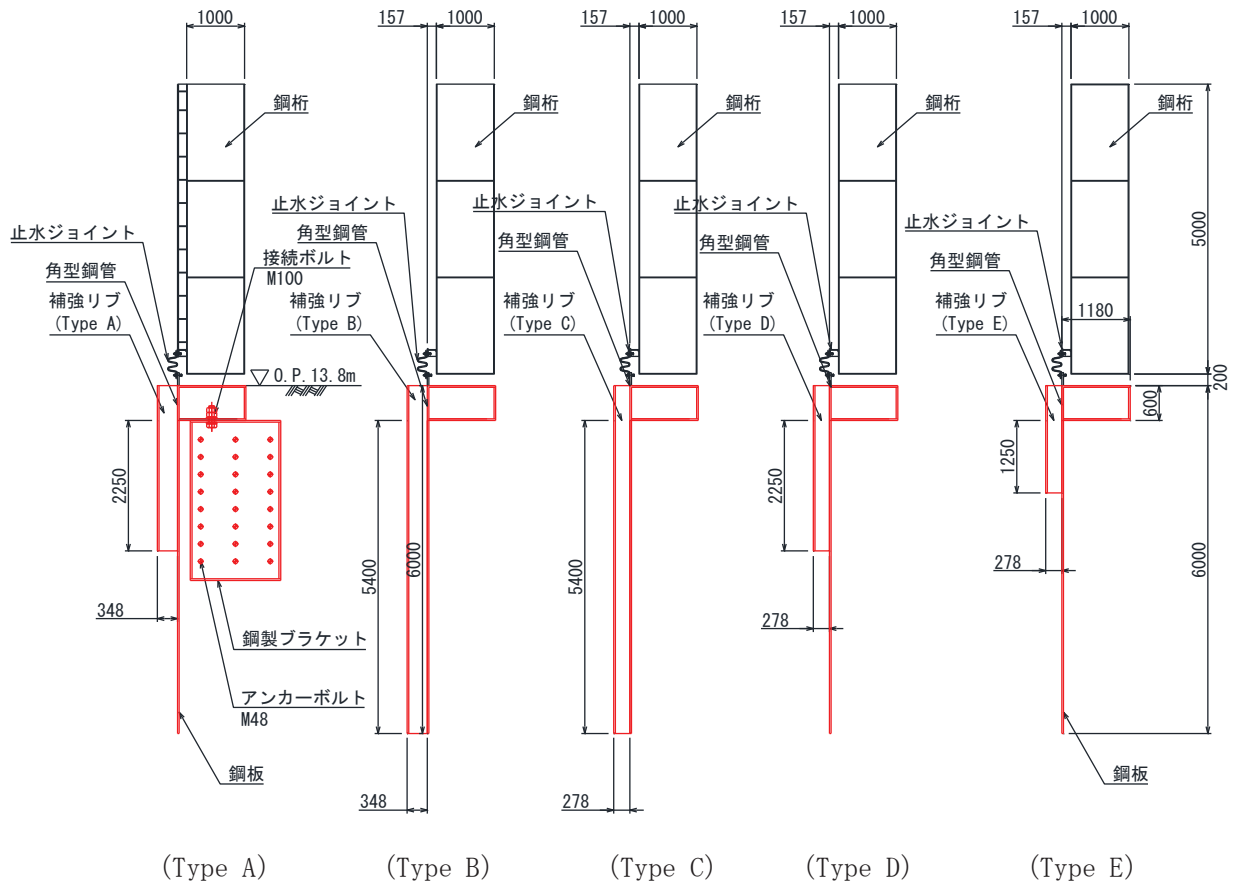
鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeD)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeE)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-6(1) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図

(西)

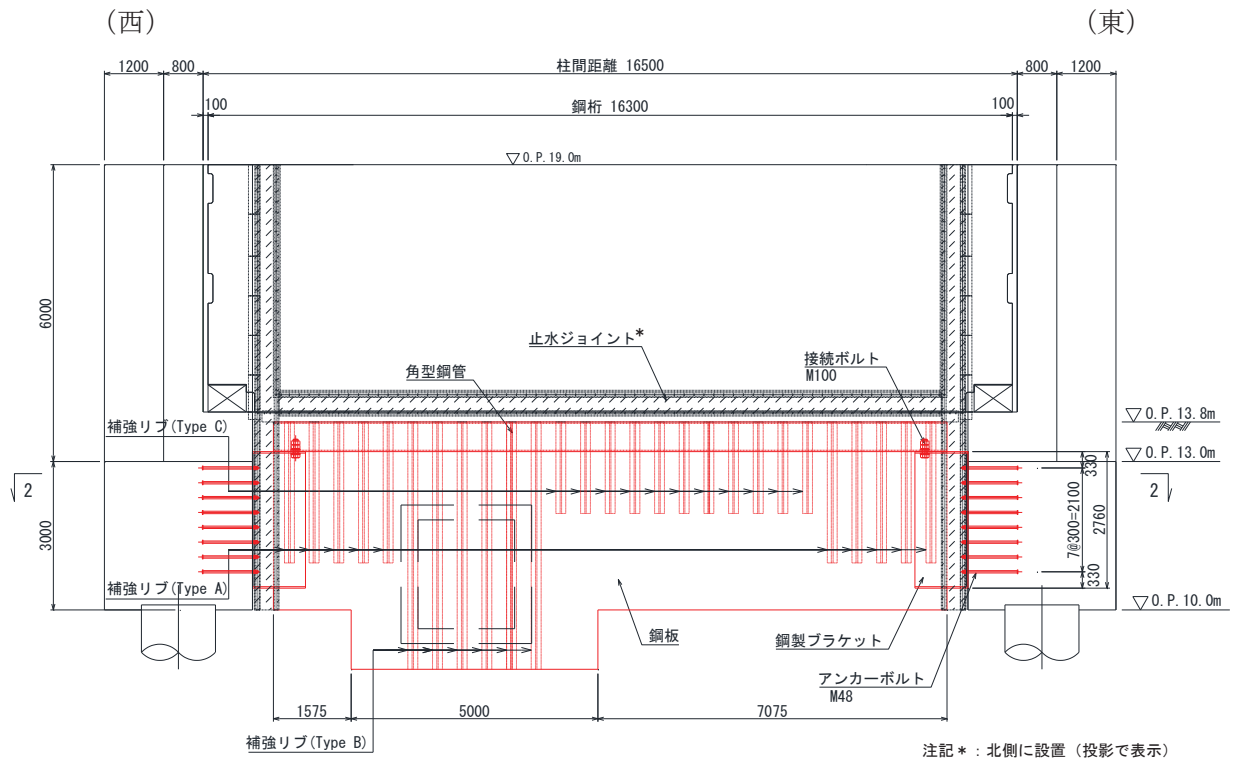
(東)



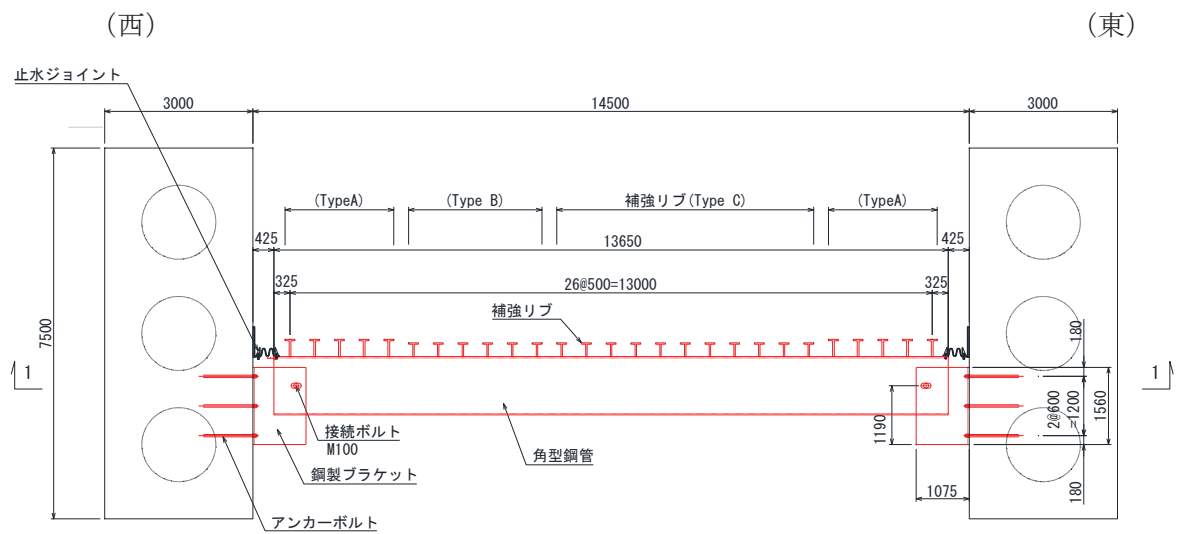
(断面図)

(単位 : mm)

図 2-6(2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

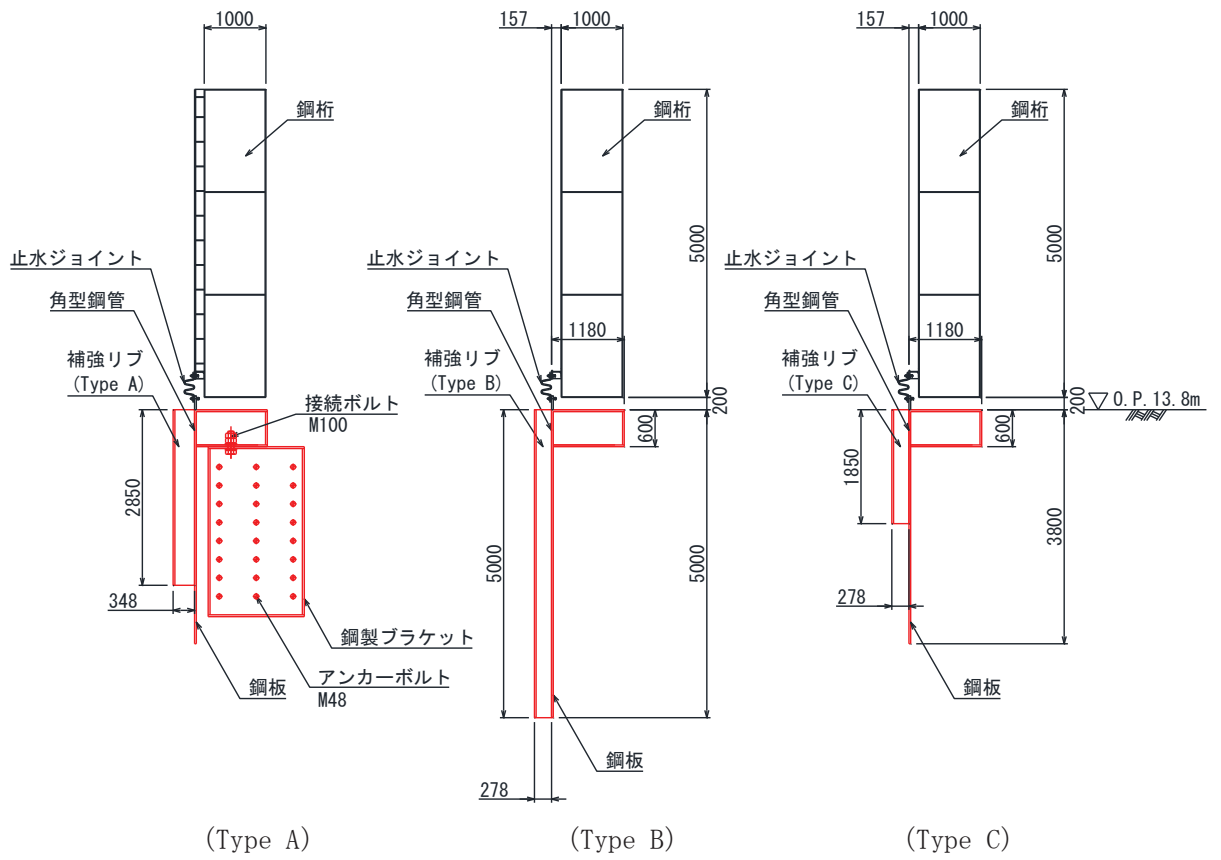
鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-7(1) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(北)

(南)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

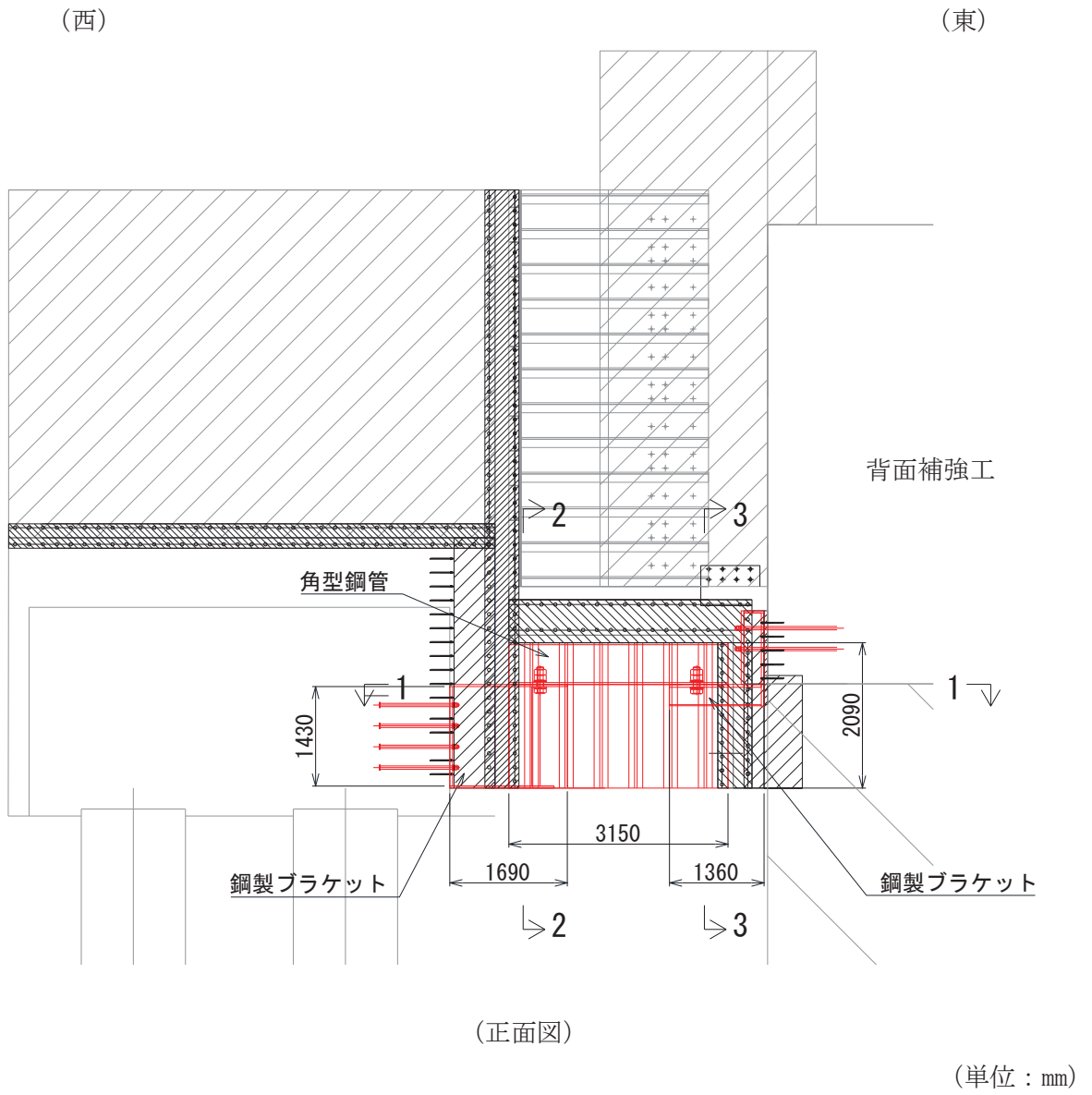
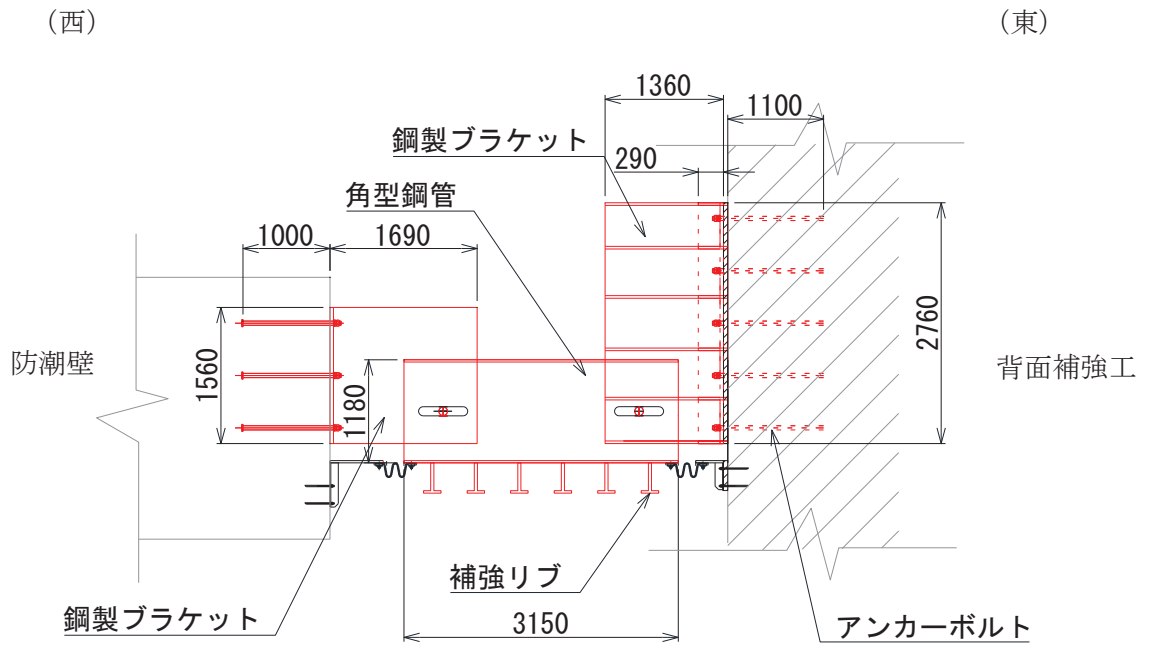


図 2-8(1) 鋼矢板（防潮堤取り合い部②）の構造図

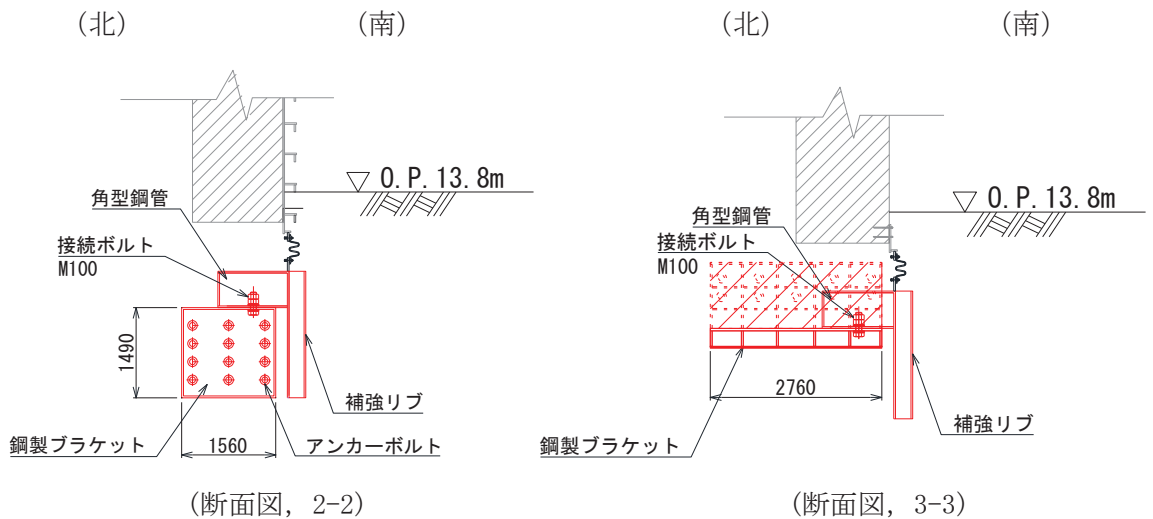


(平面図, 1-1)

防潮堤取り合い部②	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L1690, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1360, ベースプレート40mm

(単位 : mm)

図 2-8(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図



(断面図, 2-2)

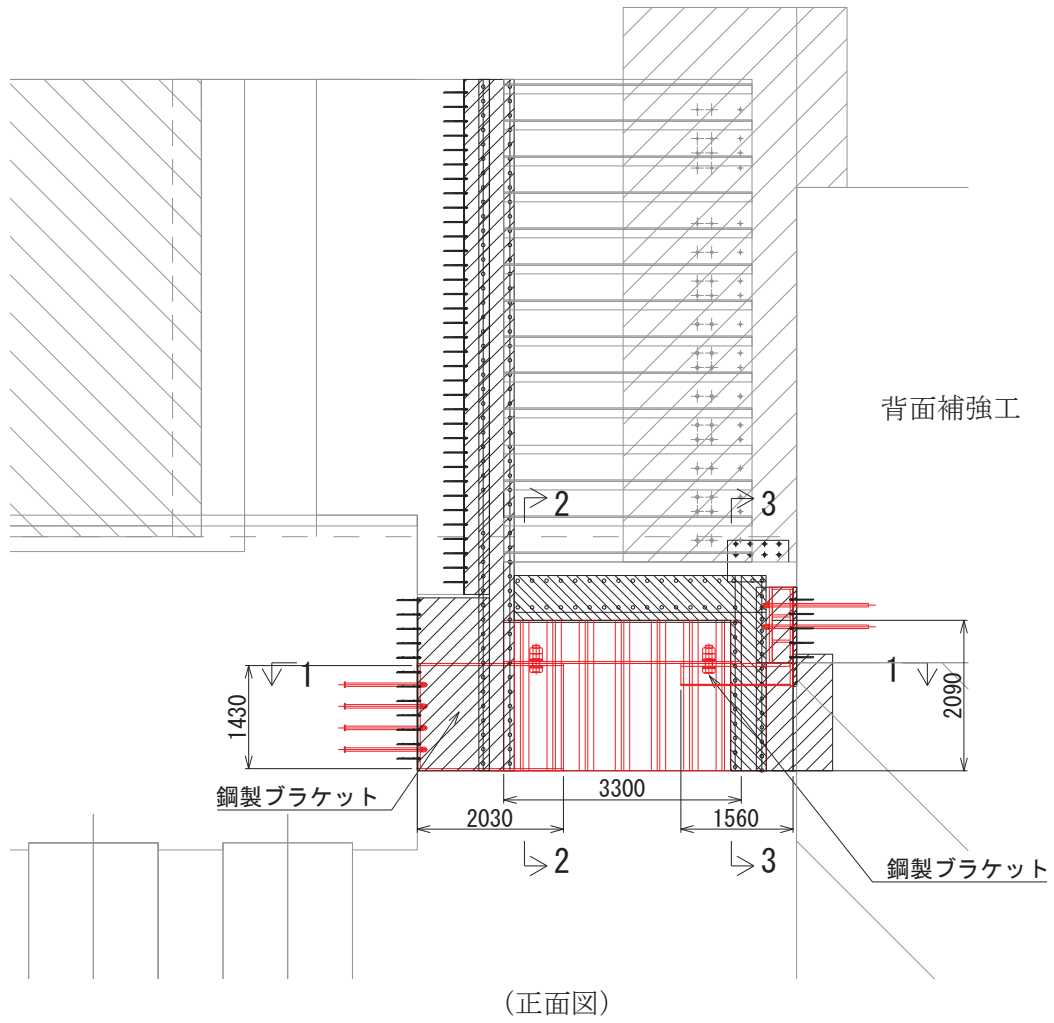
(断面図, 3-3)

(特記なき寸法はmmを示す)

図 2-8(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

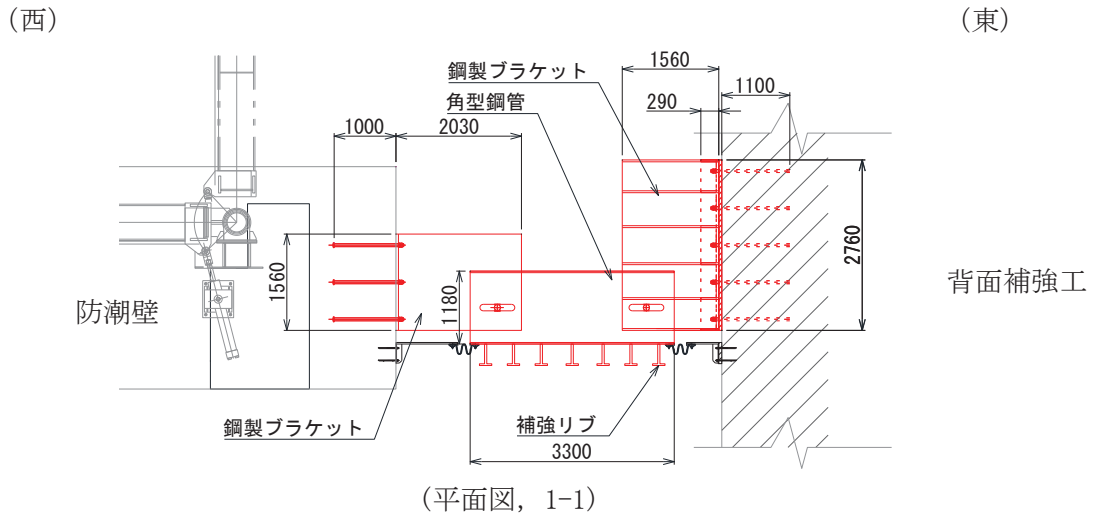
(西)

(東)



(単位：mm)

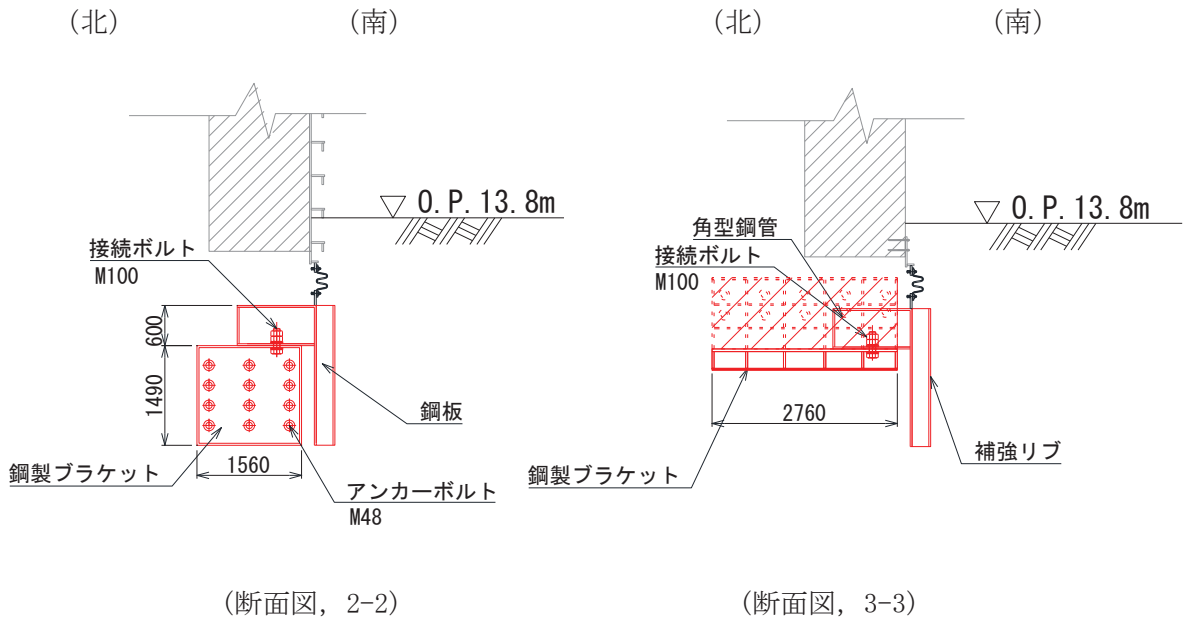
図 2-9(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図



防潮堤取り合い部③	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L2030，ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1560，ベースプレート40mm

(単位：mm)

図 2-9(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図



(特記なき寸法はmmを示す)

図 2-9(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

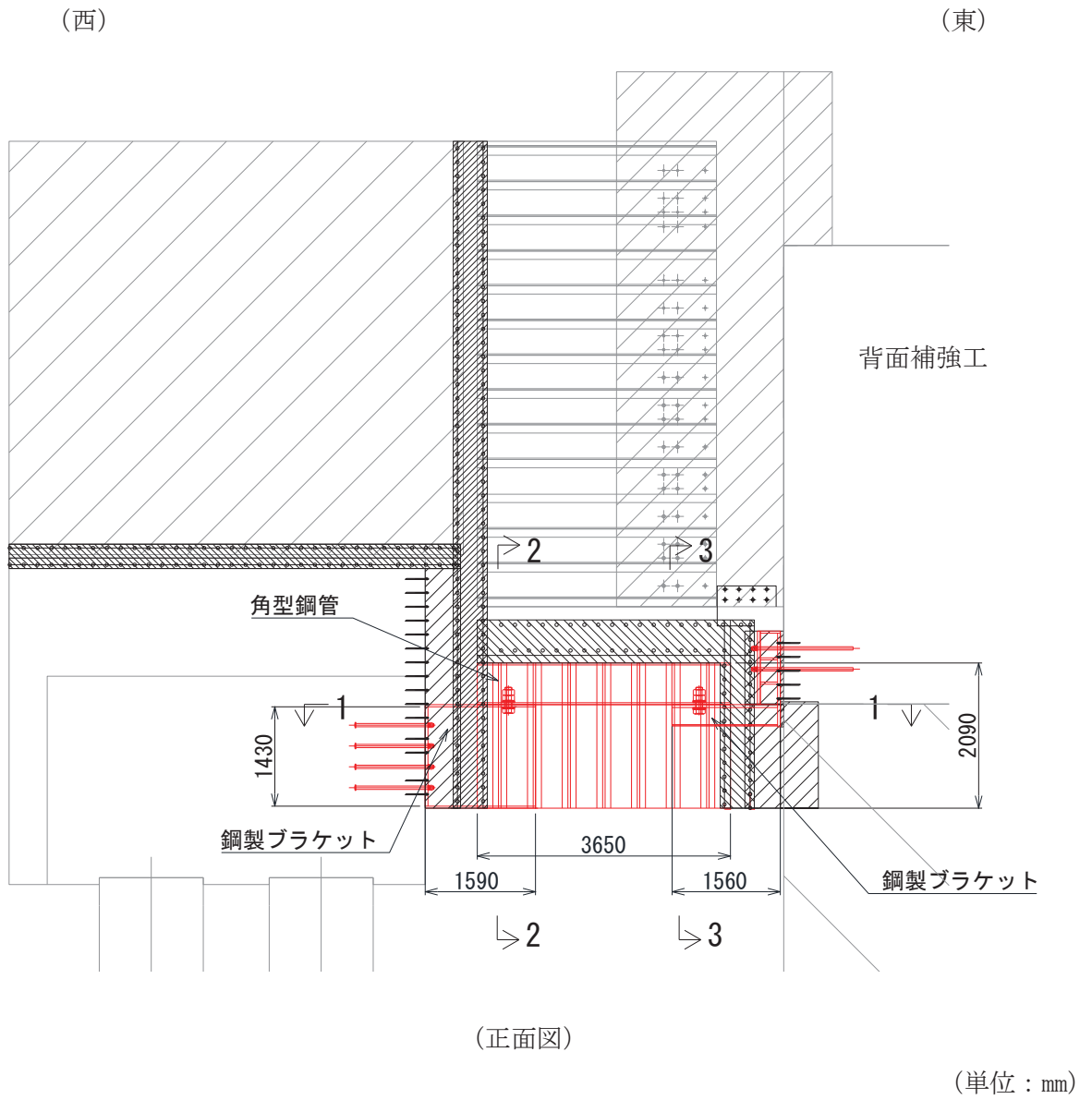
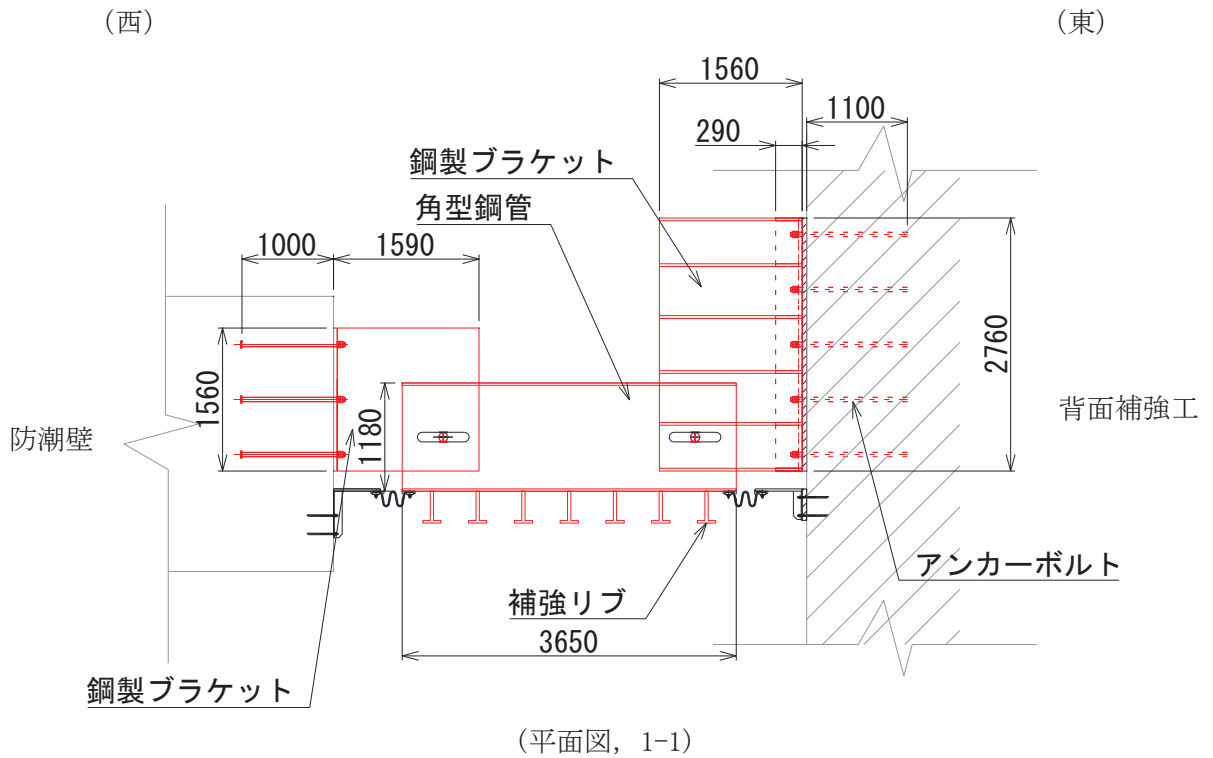


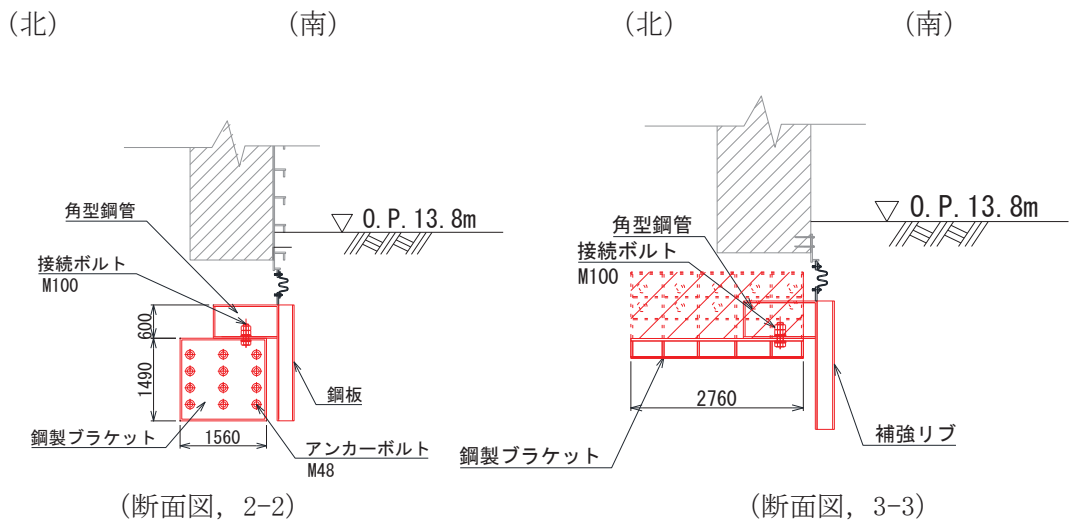
図 2-10(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



防潮堤取り合い部④	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L1590，ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1560，ベースプレート40mm

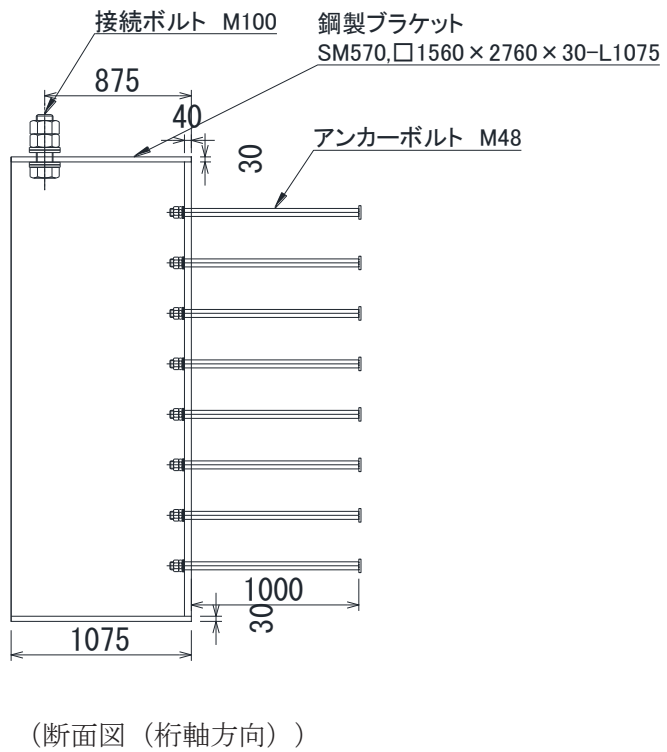
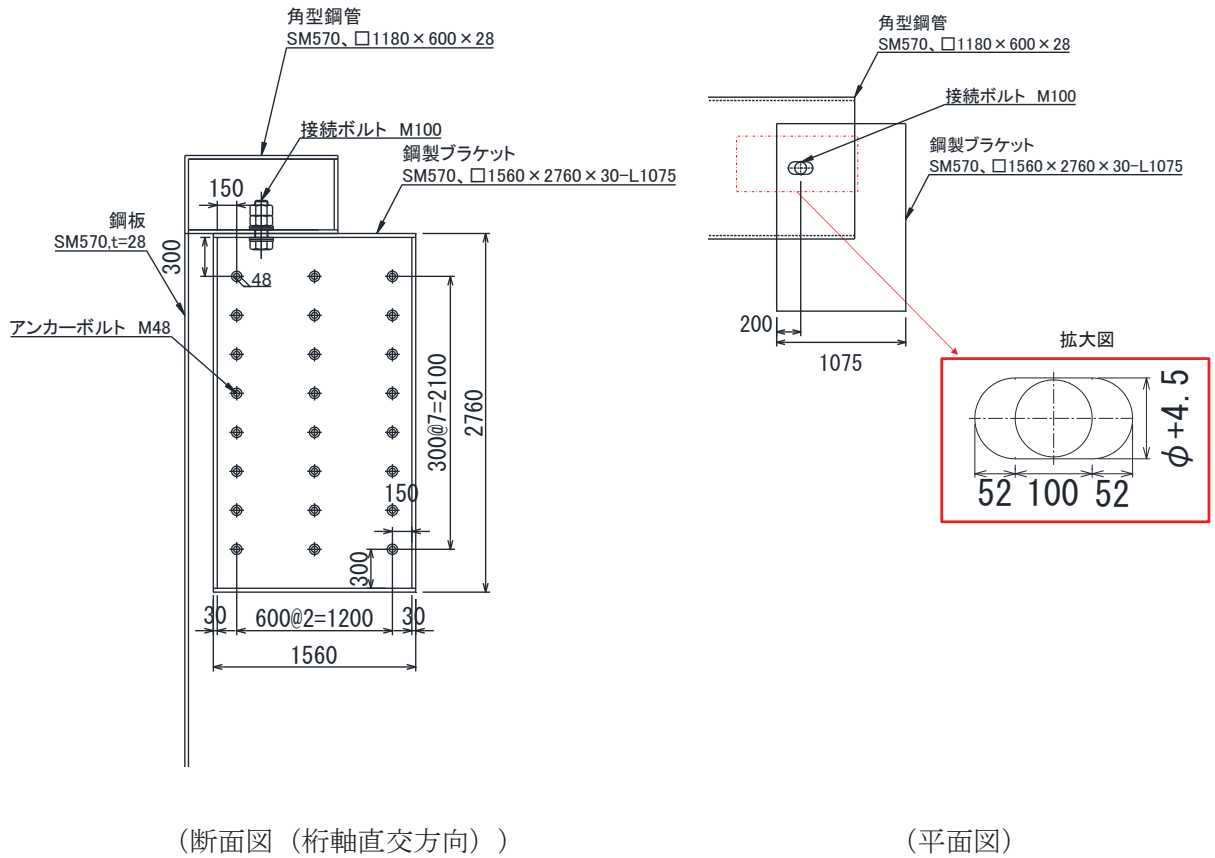
(単位：mm)

図 2-10(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



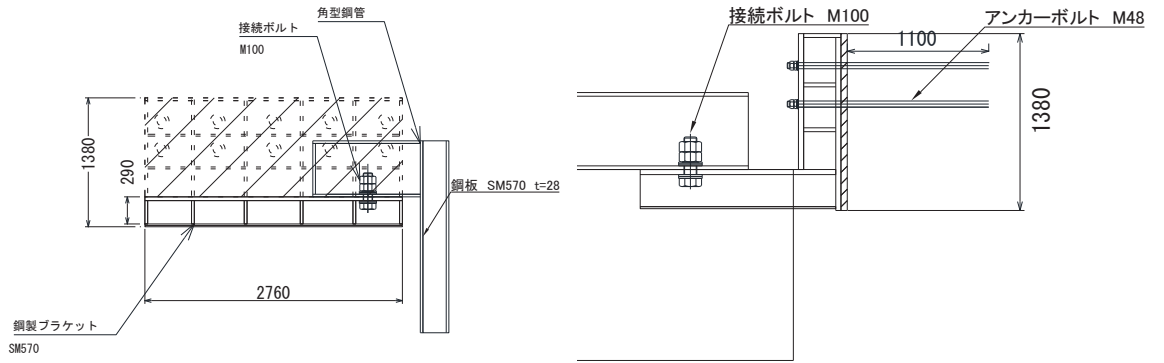
(特記なき寸法はmmを示す)

図 2-10(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



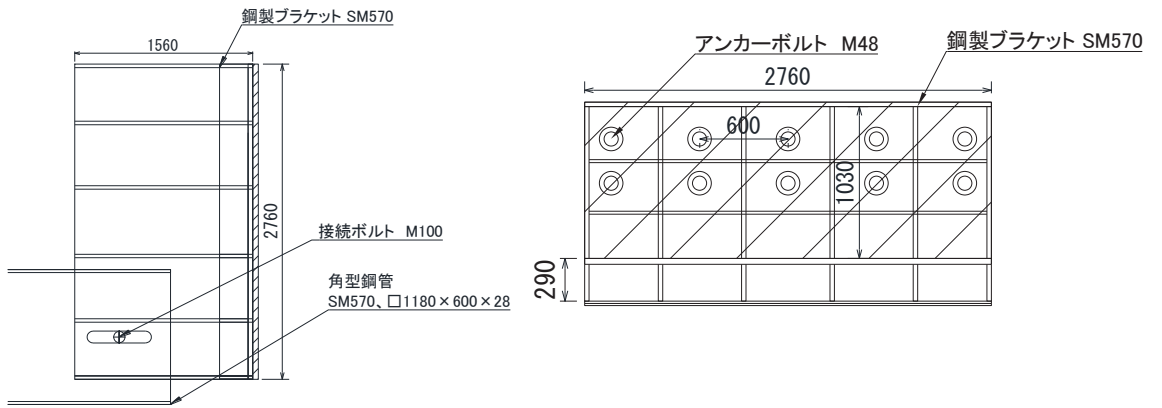
(単位 : mm)

図 2-11(1) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図 (鋼桁 1~6)



断面図（軸方向）

断面図（軸直交方向）



平面図

ブラケット断面図（軸方向）

(単位：mm)

図2-11(2) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図
(防潮堤取り合い部③・④ 防潮堤側)

4. 評価対象

鋼矢板は、いずれも材料諸元は同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置での設計用震度を用い、地震時に作用する荷重について算定し、最も断面力が大きくなると考えられる部位を評価対象として選定する。ここで、鋼矢板（鋼桁 5,6）については、第3号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良が矢板下端付近まで分布するため、この地盤改良を考慮することを基本とするが、一方でこの地盤改良が防潮壁に対する地盤の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認した地盤改良幅（地盤改良高さの2倍（以下、「改良幅2D」という。））を有していないため、考慮しない場合（原地盤の盛土・旧表土として扱う）の影響についても確認する。

表4-1に評価対象断面の諸元を、表4-2に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が最も大きい鋼桁5の鋼矢板を評価対象に選定する。

なお、防潮堤取り合い部下部の鋼矢板においては、図2-8～図2-9に示すとおり、鋼矢板を構成する部材（鋼板、角型鋼管、接続ボルト、鋼製ブラケット、アンカーボルト）のうち、鋼板、角型鋼管、接続ボルトについて他の鋼矢板と形状が同一であることから、鋼桁5の評価に包含されるため評価を省略し、他の鋼矢板と形状が異なる鋼製ブラケット及びアンカーボルトの評価のみを実施する。なお、評価対象においては、防潮堤取り合い部下部に設置する3箇所の鋼矢板のうち、水平作用荷重が最も大きい防潮堤取り合い部④を評価対象として選定する。

表4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計水平震度	スパン長	最大根入れ長 (下端深さ)
鋼桁2	0. P. +18. 6m (第2号機海水ポンプ室)	0. 7	14. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁3	0. P. +17. 9m (第2号機放水立坑)	1. 3	13. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁4	0. P. +19. 5m (第3号機海水ポンプ室)	0. 7	4. 65m	4. 5m (0. P. +9. 3m)
鋼桁5	0. P. +18. 0m (第3号機放水立坑)	1. 4 (1. 0)*	13. 7m	6. 0m (0. P. +7. 8m)
鋼桁6	0. P. +18. 0m (第3号機放水立坑)	1. 1 (0. 8)*	13. 7m	5. 0m (0. P. +8. 8m)
防潮堤 取り合い部②	0. P. +18. 6m (第2号機海水ポンプ室)	2. 0	3. 15m	2. 09m (0. P. +10. 4m)
防潮堤 取り合い部③	0. P. +19. 5m (第3号機海水ポンプ室)	2. 0	3. 30m	2. 09m (0. P. +10. 4m)
防潮堤 取り合い部④	0. P. +19. 5m (第3号機海水ポンプ室)	2. 0	3. 65m	2. 09m (0. P. +10. 4m)

注記*：括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

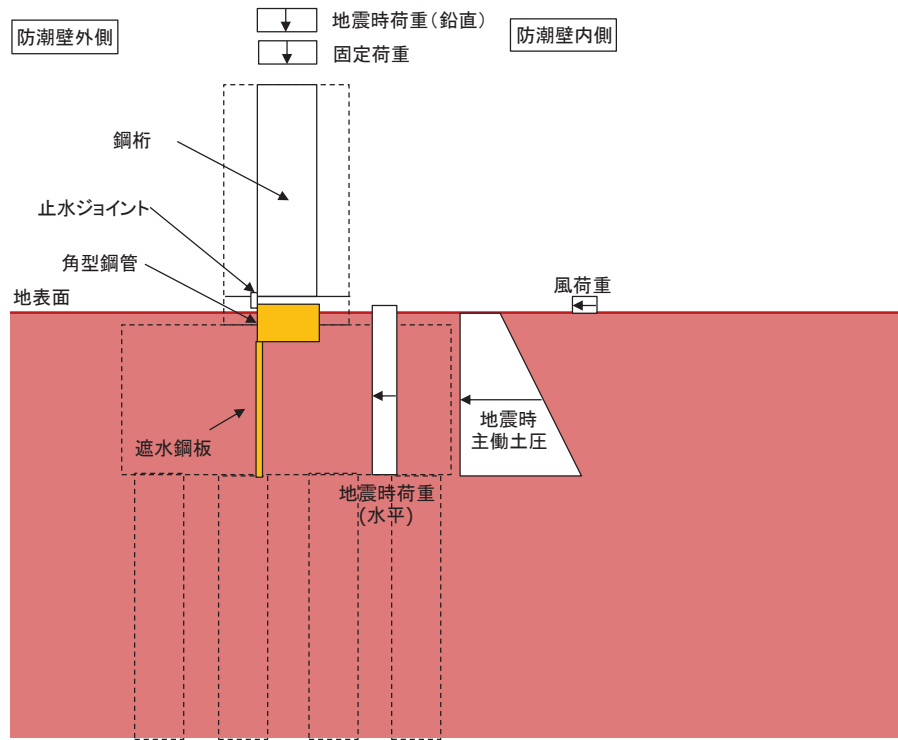


図 5-1(1) 荷重の概念図 (鋼桁 1~6)

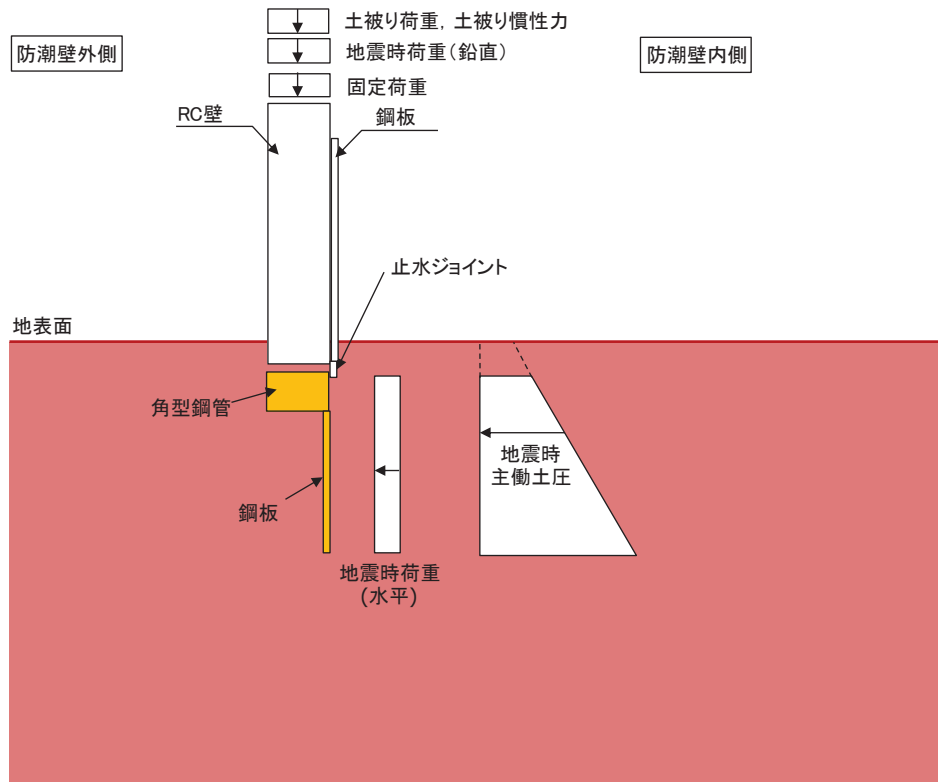
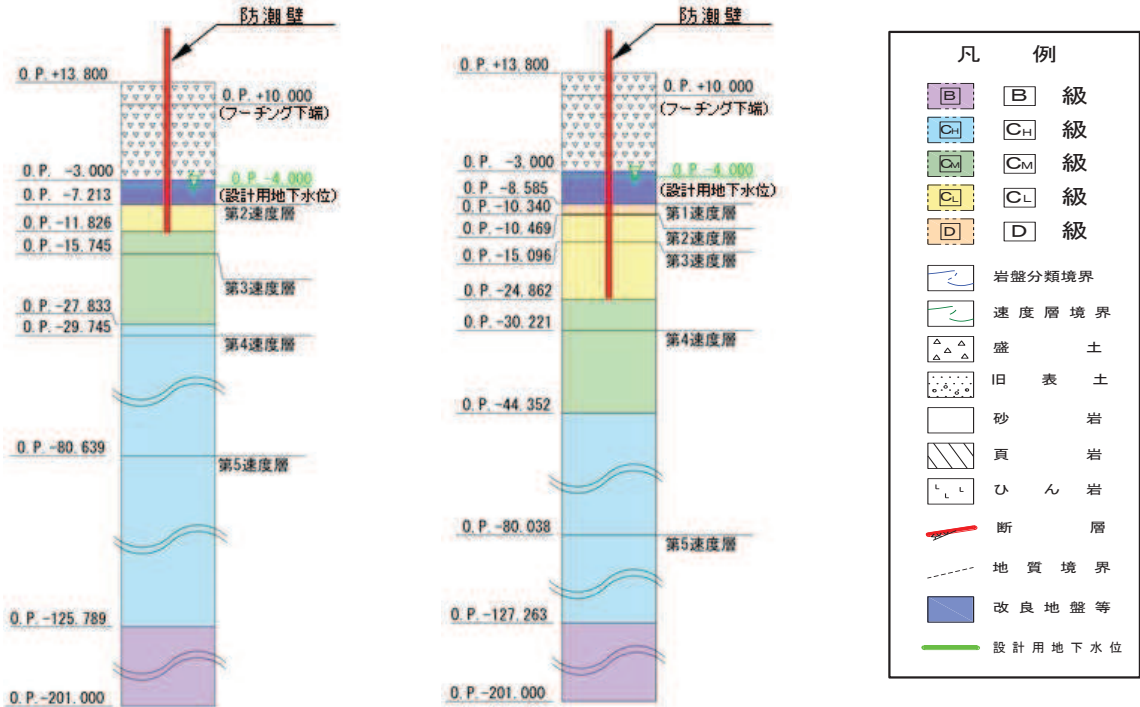
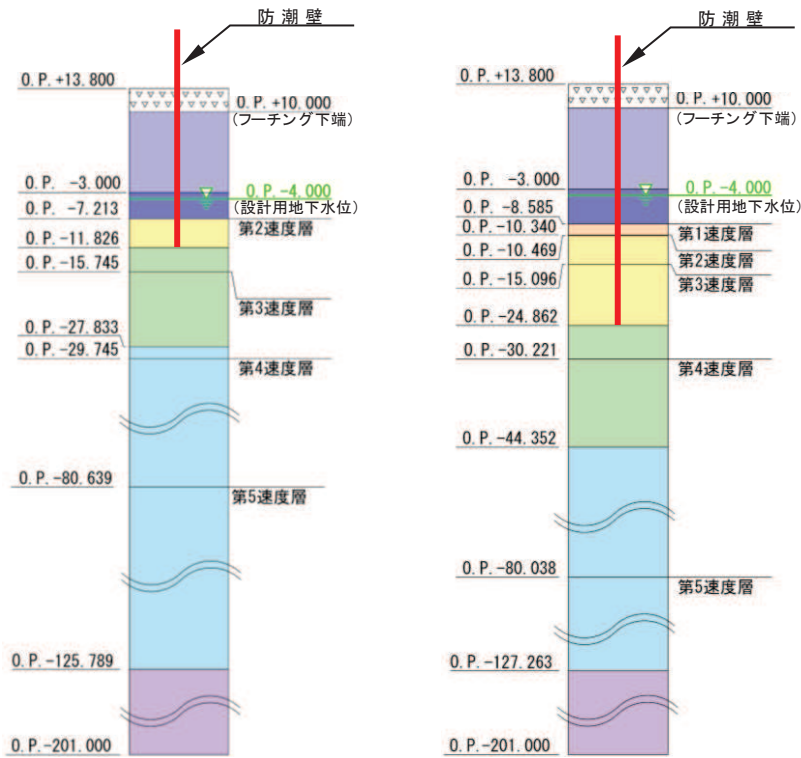


図 5-1(2) 荷重の概念図 (防潮堤取り合い部②・③・④)

地盤① (鋼桁 5 南側基礎) 地盤② (鋼桁 5 北側基礎)
 (地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮)

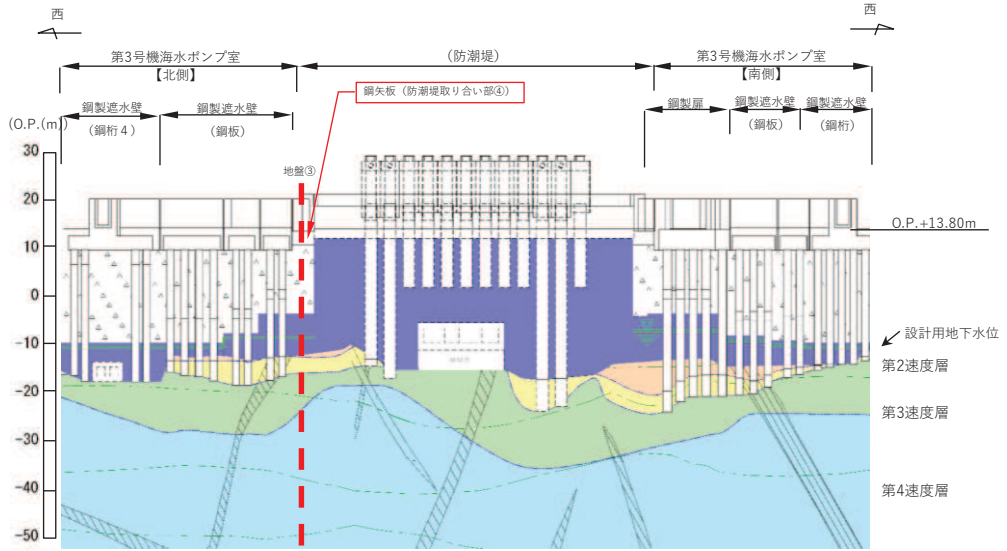


(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)



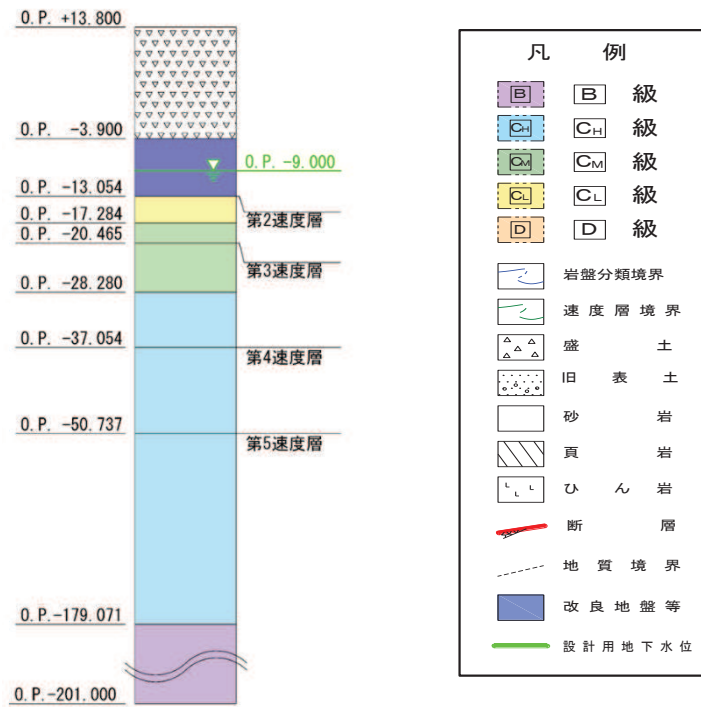
(単位 : m)

図 5-3(2) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板 (鋼桁 5))
 (地質モデル図)



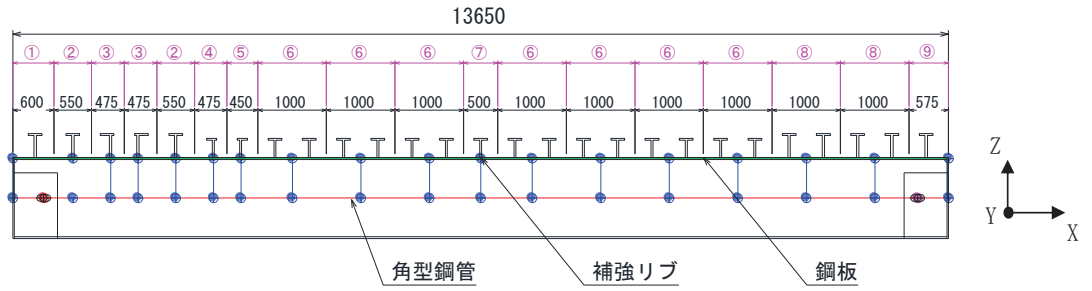
(全体位置図)

地盤③
(防潮堤取り合い部④)

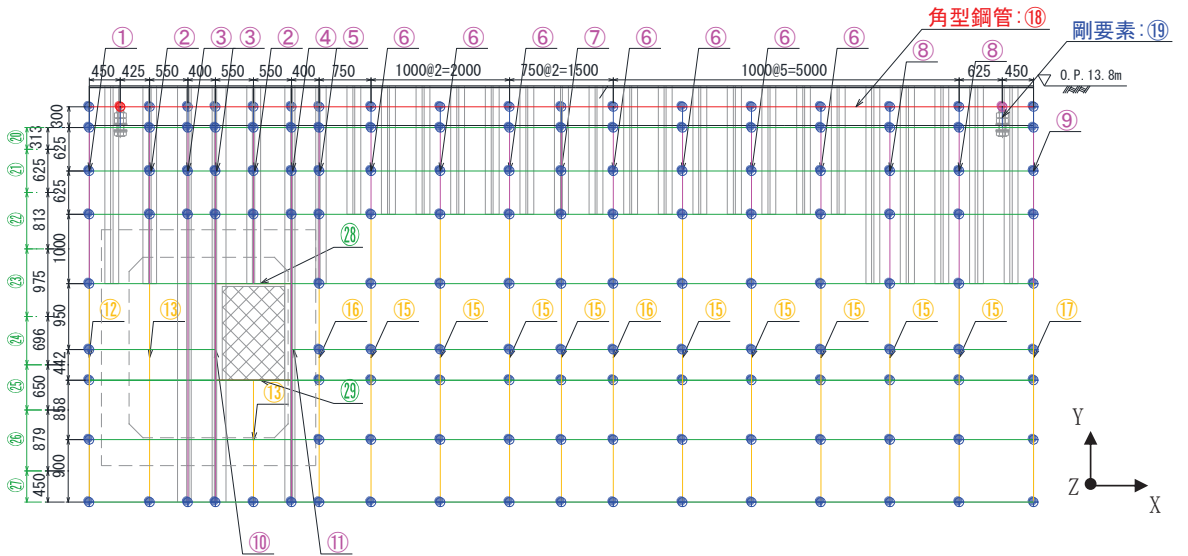


(地質モデル図) (単位：m)

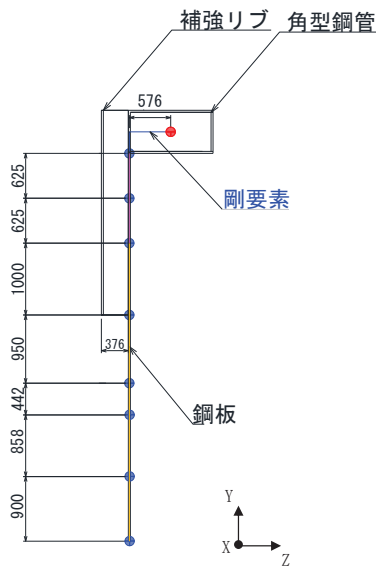
図 5-3(3) 地盤応答抽出用モデル (鋼矢板 (防潮堤取り合い部④))



(平面図)



(正面図)



(断面図)

No.	凡例	部材名称	断面二次剛性	
			$I_y (\text{m}^4)$	$I_z (\text{m}^4)$
①		補強リブ (TypeA) 端部2	4.87E-04	6.59E-04
②		補強リブ (TypeA) 貫通部1	3.83E-04	6.41E-04
③		補強リブ (TypeB) 貫通部2	2.72E-04	6.10E-04
④		補強リブ (TypeC) 貫通部3	2.54E-04	3.09E-04
⑤		補強リブ (TypeD) 貫通部4	2.20E-04	3.04E-04
⑥		補強リブ (TypeE) 一般部	3.90E-03	7.27E-04
⑦		補強リブ (TypeE) 中央部	3.00E-04	3.64E-04
⑧		補強リブ (TypeA) 一般部2	4.47E-03	1.24E-03
⑨		補強リブ (TypeA) 端部1	4.41E-04	6.51E-04
⑩		補強リブ (TypeB) 貫通部2開口部周辺	1.17E-04	5.14E-04
⑪		補強リブ (TypeC) 貫通部3開口部周辺	8.99E-05	2.63E-04
⑫		縦桁鋼板 端部2	5.04E-04	1.10E-06
⑬		縦桁鋼板 貫通部1	3.88E-04	1.01E-06
⑭		縦桁鋼板 貫通部4	2.13E-04	8.23E-07
⑮		縦桁鋼板 一般部	2.33E-03	1.83E-06
⑯		縦桁鋼板 中央部	2.92E-04	9.15E-07
⑰		縦桁鋼板 端部1	4.44E-04	1.05E-06
⑱		角型鋼管	1.78E-02	6.16E-03
⑲		剛	1.78E+01	6.16E+00
⑳		横梁1	7.12E-05	5.72E-07
㉑		横梁2	5.70E-04	1.14E-06
㉒		横梁3	1.25E-03	1.49E-06
㉓		横梁4	2.16E-03	1.78E-06
㉔		横梁5	7.87E-04	1.27E-06
㉕		横梁6	6.41E-04	1.19E-06
㉖		横梁7	1.58E-03	1.61E-06
㉗		横梁8	8.23E-07	2.13E-04
㉘		横梁9	3.72E-04	9.91E-07
㉙		横梁10	1.84E-04	7.85E-07

(特記なき寸法はmmを示す)

図 6-1 解析モデルの概要

6.1.4 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図6-2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。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」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、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なることから、プレート部については「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、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。

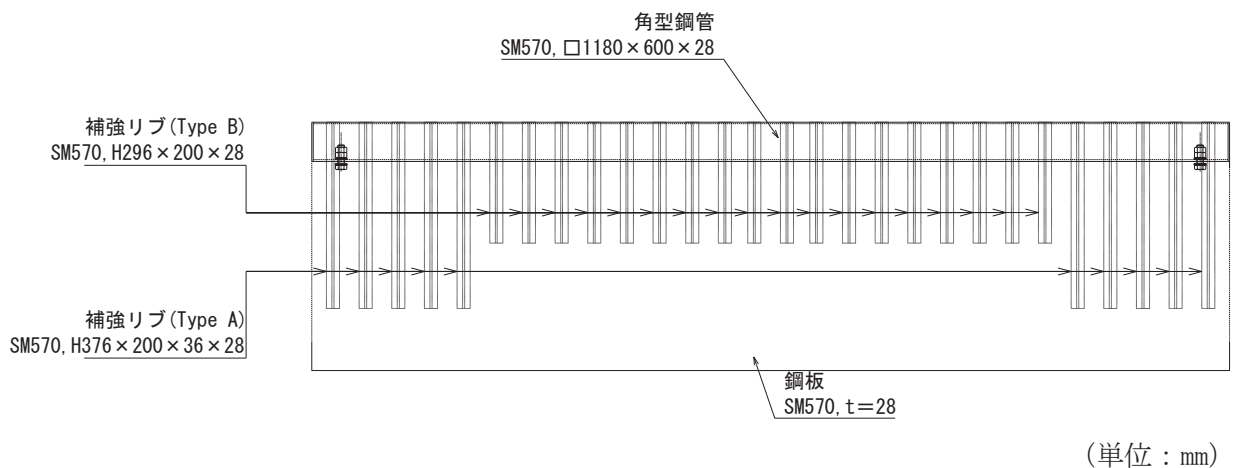


図6-2 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、各はり要素に生じる断面力に基づき、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。

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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板の軸力 (kN)
- A_1 : 鋼板の有効断面積 (m^2)
- M_{Y1} : 鋼板に発生するY軸周りの曲げモーメント ($kN \cdot m$)
- Z_{Y1} : 鋼板のY軸周りの有効断面係数 (m^3)
- M_{Z1} : 鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント ($kN \cdot m$)
- Z_{Z1} : 鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m^3)

(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。

$$\tau_1 = \frac{S_z}{A_z} + \frac{S_y}{A_y}$$

ここで、

- τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)
- S_z : 鋼板に発生するせん断力 (N)
- A_z : 鋼板のせん断純断面積 (mm^2)
- S_y : 鋼板に発生するせん断力 (N)
- A_y : 鋼板のせん断純断面積 (mm^2)

(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。

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

ここで、

- σ_1 : 鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm^2)
- τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm^2)
- k : 「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.2 接続ボルト

6.2.1 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造図を図6-3に示す。

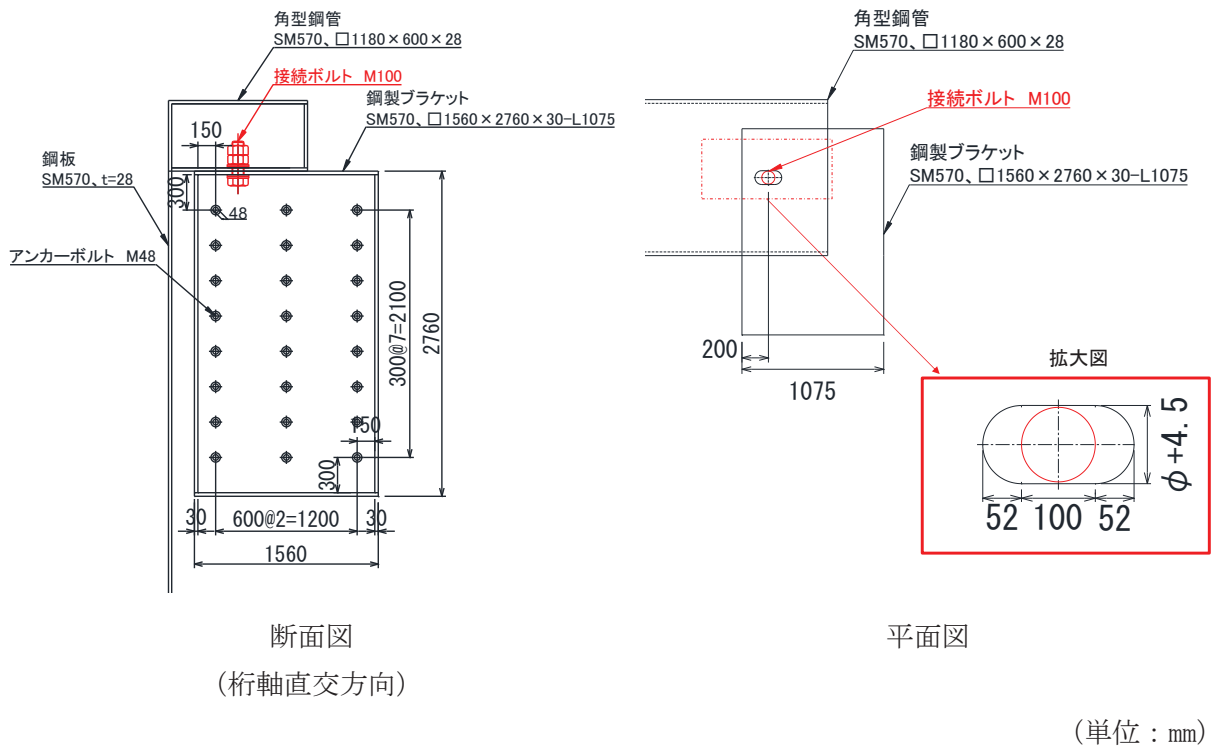


図6-3 接続ボルトの構造図

6.2.2 使用材料及び物性値

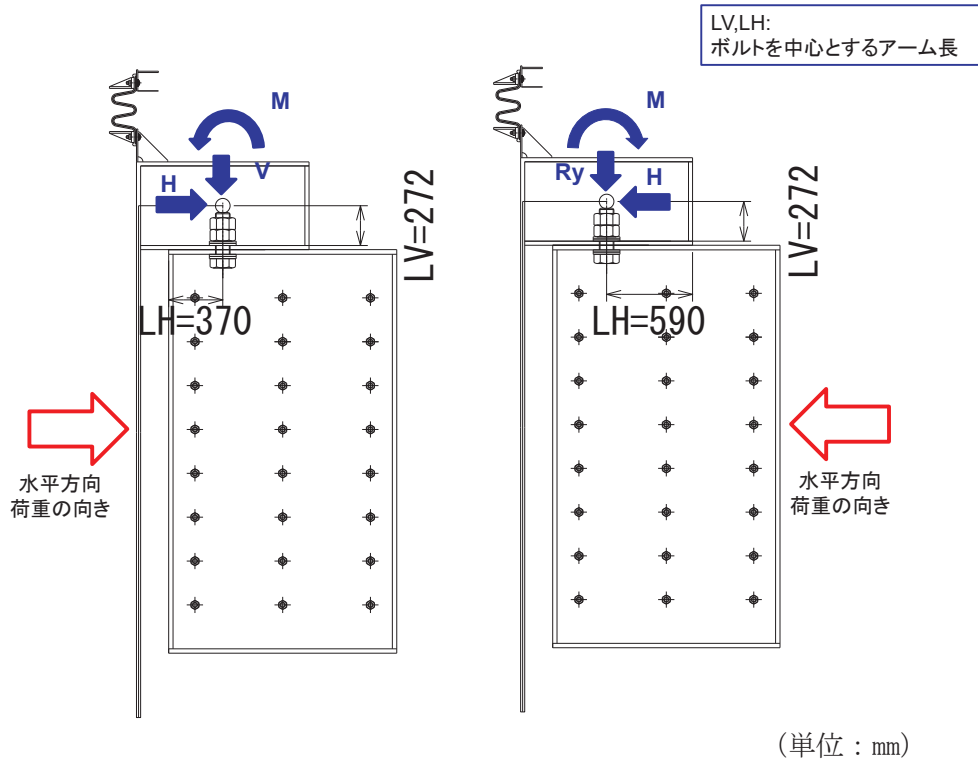
接続ボルトの使用材料を表6-5に示す。

表6-5 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
接続ボルト	強度区分 10.9	M100

6.2.3 許容限界

接続ボルトの許容限界は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表6-6に示す短期許容応力度とする。



地震時(負の方向)

地震時(正の方向)・津波余震時

$$P = V_m - V_H + V$$

$$V_m = \frac{M}{L_H}$$

$$V_H = \frac{H \times L_v}{L_H}$$

$$S = H$$

ここで,

- P : 接続ボルトに作用する引張力 (N)
- S : 接続ボルトに作用するせん断力 (N)
- V : 接続ボルトに作用する鉛直荷重 (N)
- H : 接続ボルトに作用する水平荷重 (N)
- M : 接続ボルトに作用する回転荷重 (N・m)
- V_m : 回転荷重によって生じる引張力 (N)
- V_H : 水平荷重によって生じる押し込み力 (N)
- L_H : 水平方向のアーム長 (m)
- L_v : 鉛直方向のアーム長 (m)

図 6-4 接続ボルトの発生力算定方法

6.3 鋼製ブラケット

6.3.1 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図 6-5 に示す。

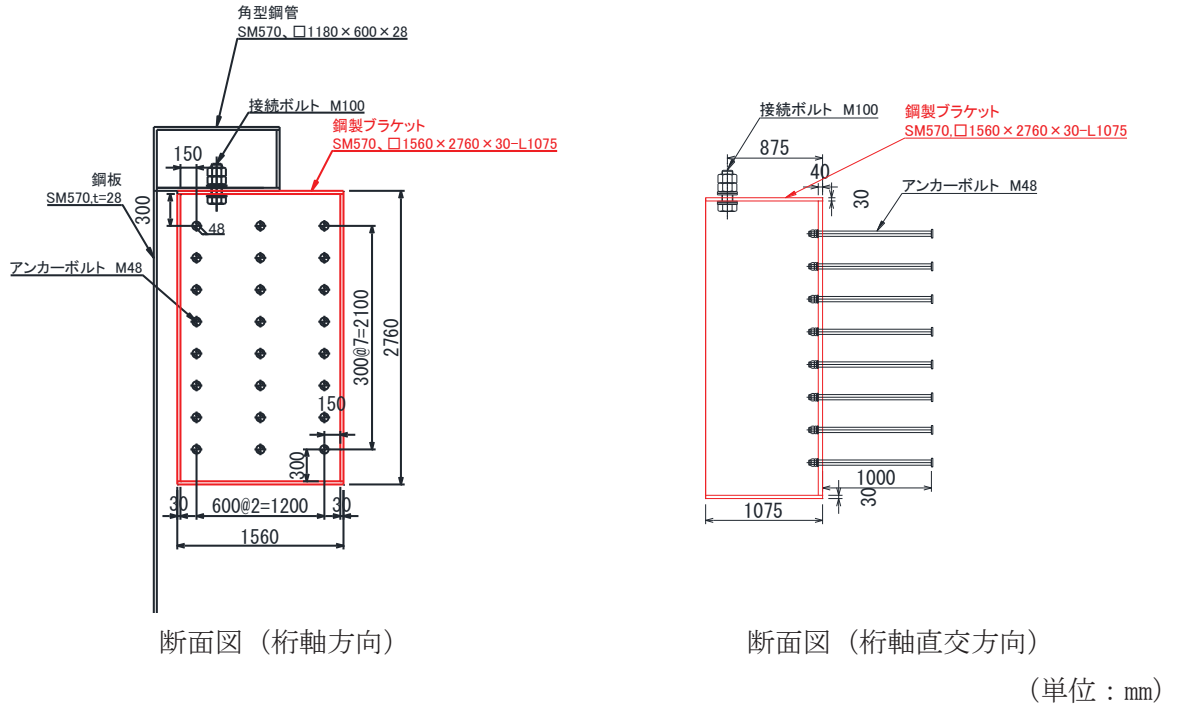


図 6-5(1) 鋼製ブラケットの構造図（鋼桁 5）

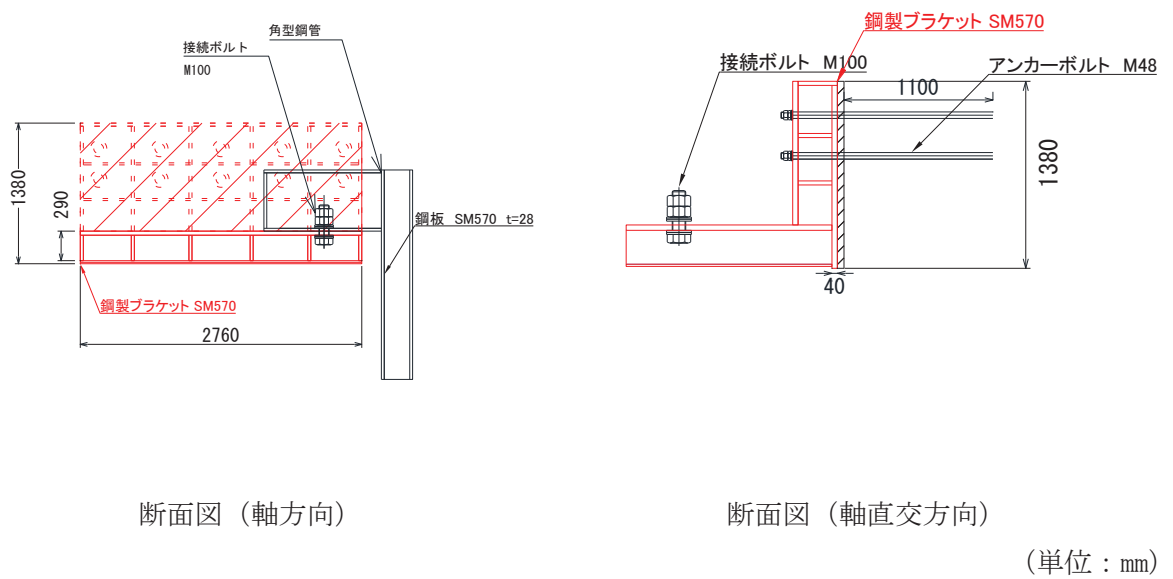


図 6-5(2) 鋼製ブラケットの構造図（防潮堤取り合い部④ 防潮堤側）

上記によって算出した各応力度を以下のように足し合わせ、評価用応力度とする。なお、応力度は保守的な評価となるように絶対値で足し合わせる。

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_Y}{Z_Y} \pm \frac{M_Z}{Z_Z}$$

ここで、

σ : 鋼製ブラケットの曲げモーメントにより算定される応力 (N/mm²)

N_x : 鋼製ブラケットのX軸方向の軸力 (N) (ただし、接続ボルトが長孔構造のため非考慮)

A : 鋼製ブラケットの有効断面積 (mm²)

M_Y : 鋼製ブラケットに発生するY軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Y : 鋼製ブラケットのY軸周りの有効断面係数 (mm³)

M_Z : 鋼製ブラケットに発生するZ軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Z : 鋼製ブラケットのZ軸周りの有効断面係数 (mm³)

$$\tau_1 = \frac{S_z}{A_z} + \frac{S_y}{A_y}$$

ここで、

τ_1 : 鋼製ブラケットのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_z : 鋼製ブラケットに発生するせん断力 (N)

A_z : 鋼製ブラケット (フランジ) のせん断純断面積 (mm²)

S_y : 鋼製ブラケットに発生するせん断力 (N)

A_y : 鋼製ブラケット (ウェブ) のせん断純断面積 (mm²)

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

ここで、

σ_1 : 鋼製ブラケット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 : 鋼製ブラケット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)

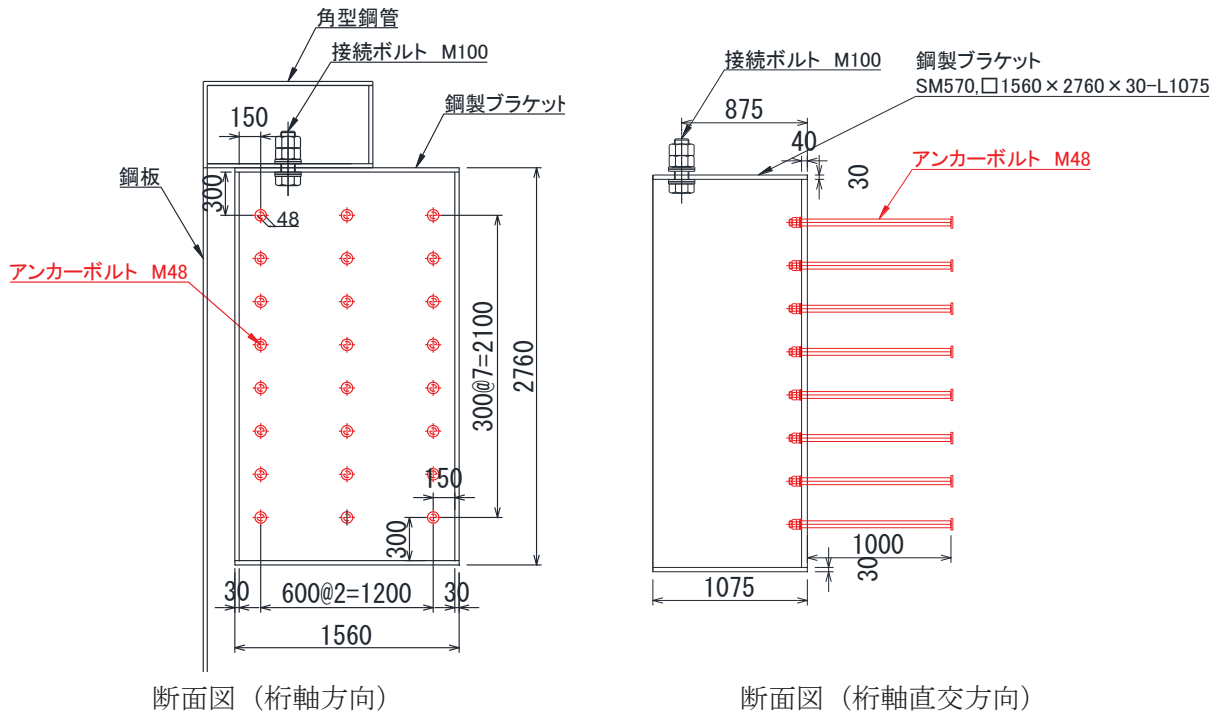
τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 合成応力の許容値 (1.2)

6.4 アンカーボルト

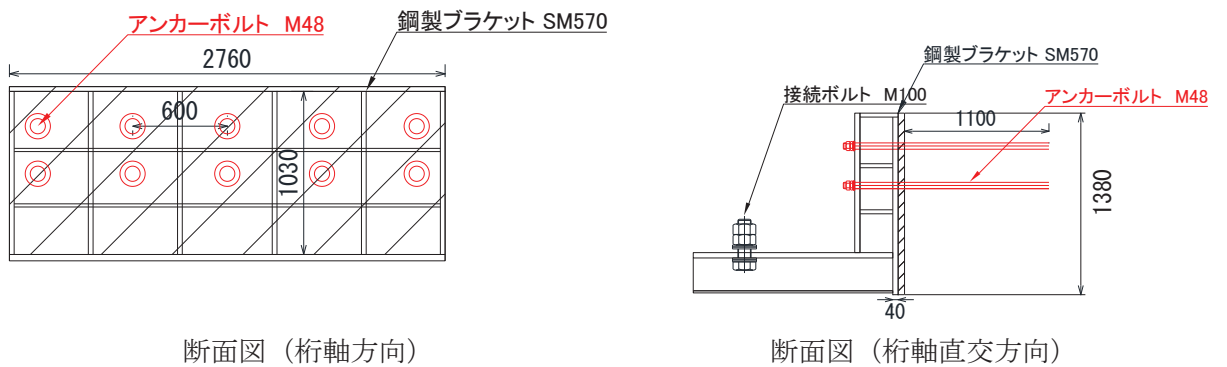
6.4.1 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図6-10に示す。



(単位：mm)

図6-10(1) アンカーボルトの構造概要(鋼桁5)



(単位：mm)

図6-10(2) アンカーボルトの構造概要(防潮堤取り合い部④ 防潮堤側)

6.4.2 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6-9 に示す。

表 6-9(1) 使用材料（鋼桁 5, 防潮堤取り合い部④（防潮壁側））

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M48)

表 6-9(2) 使用材料（防潮堤取り合い部④（防潮堤側））

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト (M48)

6.4.3 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容限界算出結果を表 6-10 に示す。

表 6-10 許容限界算出結果

評価部位		許容荷重		
		引張 (N)	せん断 (N)	合成力 (-)
アンカーボルト		4.33×10^5	3.03×10^5	1.0
コンクリートの コーン状破壊	接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が下向きの場合	8.09×10^5	1.25×10^6	-
	接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が上向きの場合	7.68×10^5	8.74×10^5	-

6.4.4 評価方法

アンカーボルトは「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼管から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトの構造概要及び応力算定式を、鋼桁について図6-11に、防潮堤取り合い部について図6-12に示す。

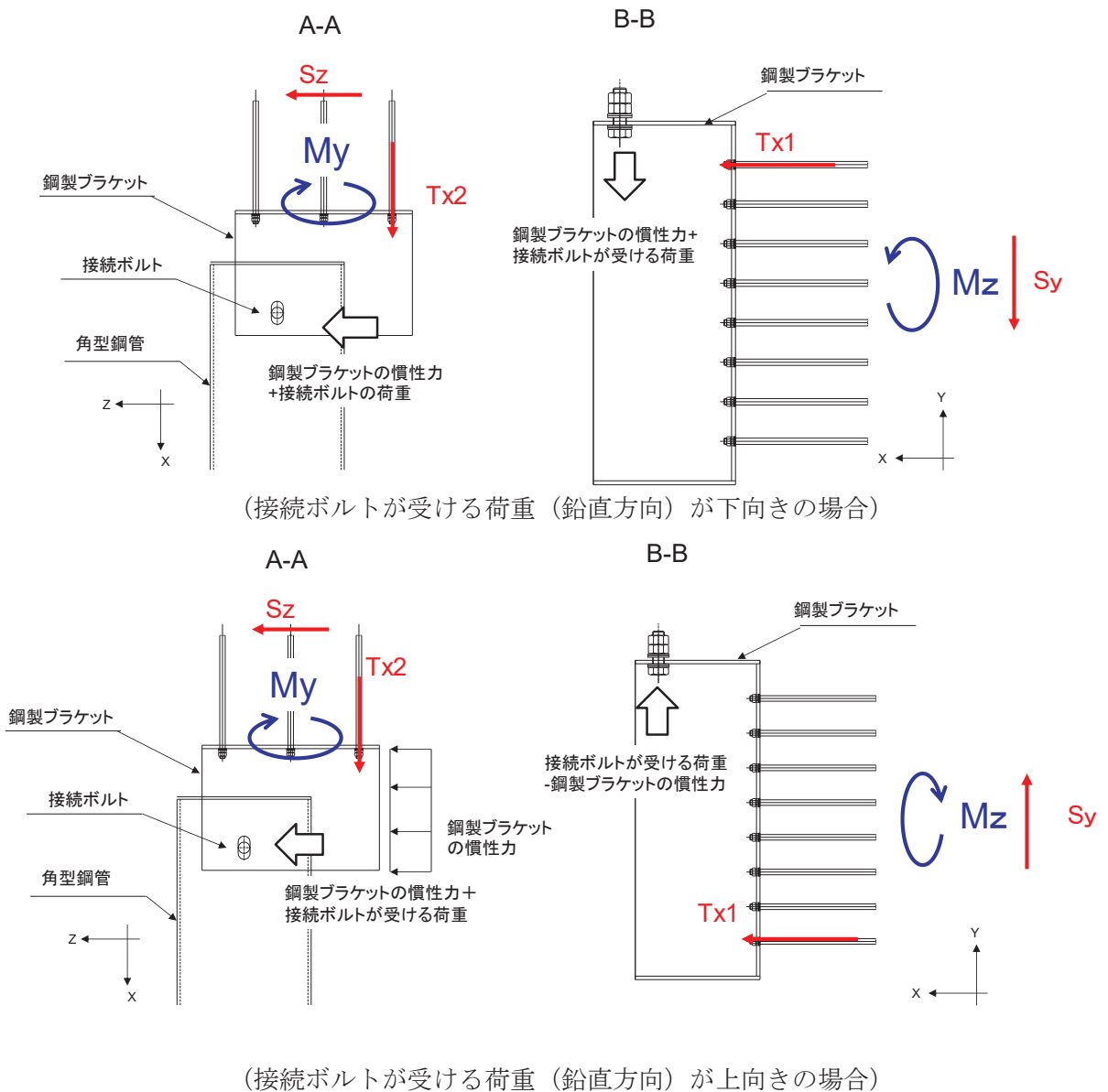


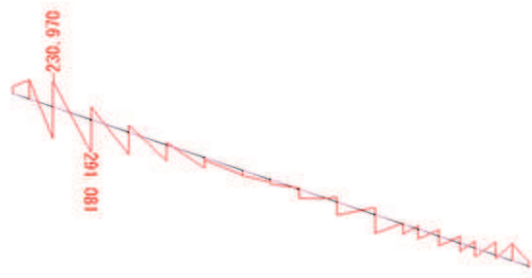
図 6-11(1) アンカーボルトの構造概要及び応力算定式（鋼桁 5）

表 7-2 評価結果（鋼矢板（防潮堤取り合い部④））

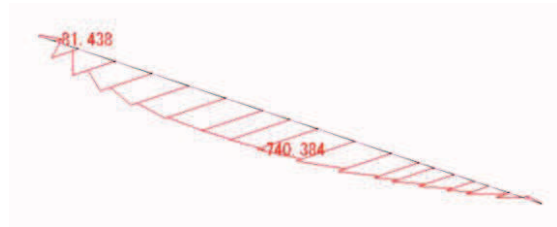
評価部位	応力成分	応力度又は荷重 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	72	382	0.19
	せん断応力度 (N/mm ²)	14	217	0.07
	合成応力度	0.04	1.2	0.04
アンカーボルト	引張力 (N)	1.54×10 ⁵	4.33×10 ⁵	0.36
	せん断力 (N)	7.40×10 ⁴	3.03×10 ⁵	0.25
	合成力	0.19	1.0	0.19
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.54×10 ⁵	4.50×10 ⁵	0.35
	せん断力 (N)	7.40×10 ⁴	4.44×10 ⁵	0.17

7.2 断面力分布

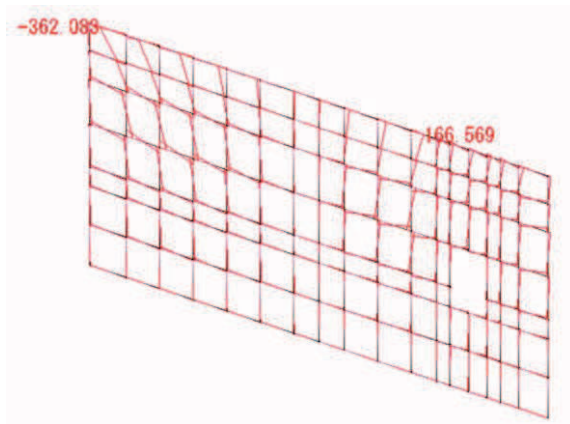
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-1～図7-2に示す。



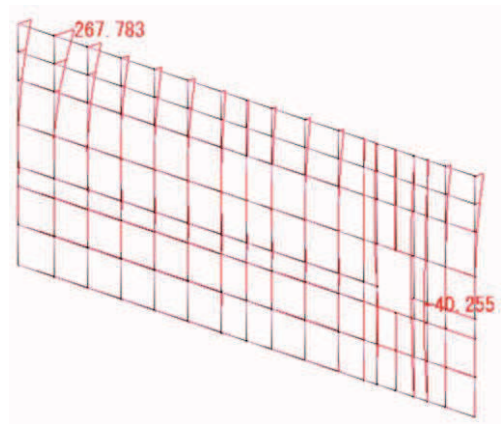
曲げモーメント Mz 図 角型鋼管 (kN・m)



曲げモーメント My 図 角型鋼管 (kN・m)

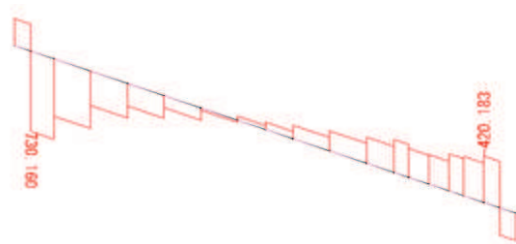


曲げモーメント Mz 図 鋼板 (kN・m)



曲げモーメント Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (kN・m)

曲げモーメント My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (kN・m)



せん断力 Sy 図 角型鋼管 (kN)



せん断力 Sz 図 角型鋼管 (kN)

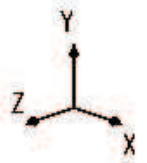
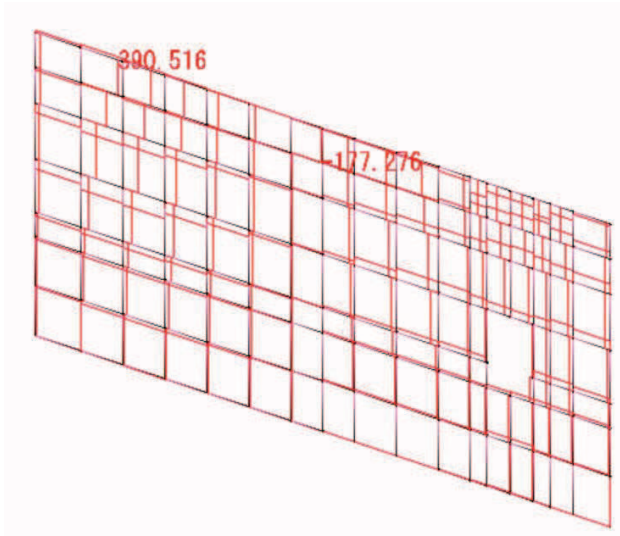
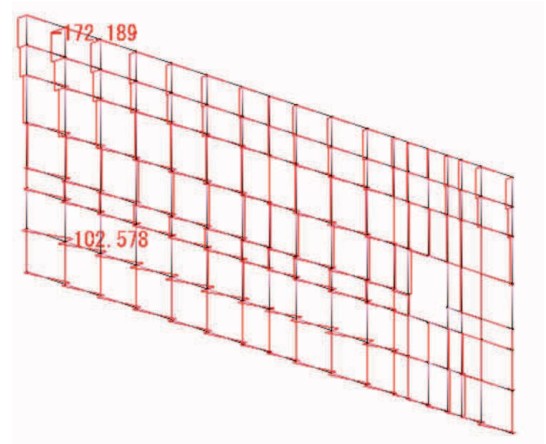


図7-1(1) 断面力図 (内→外方向)

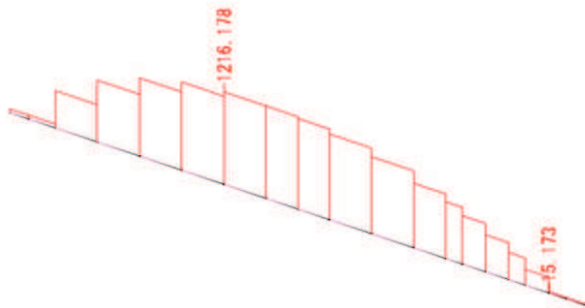


せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) 鋼板 (kN)

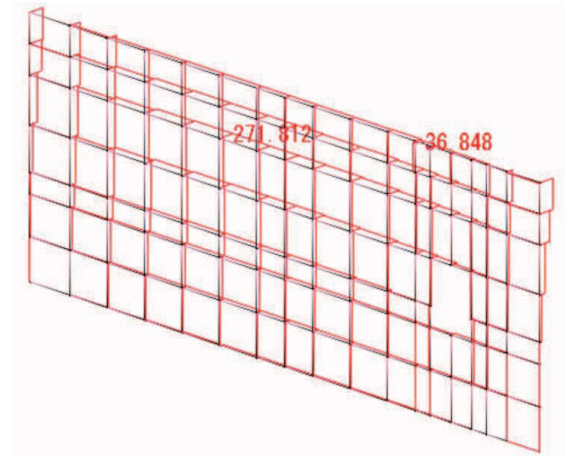


せん断力 S_z 図 鋼板 (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) 鋼板 (kN)



軸力 N_x 図 角型鋼管 (kN)



軸力 N_x 図(横方向はり要素) 鋼板 (kN)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) 鋼板 (kN)

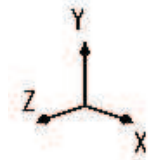


図 7-1 (2) 断面力図 (内→外方向)

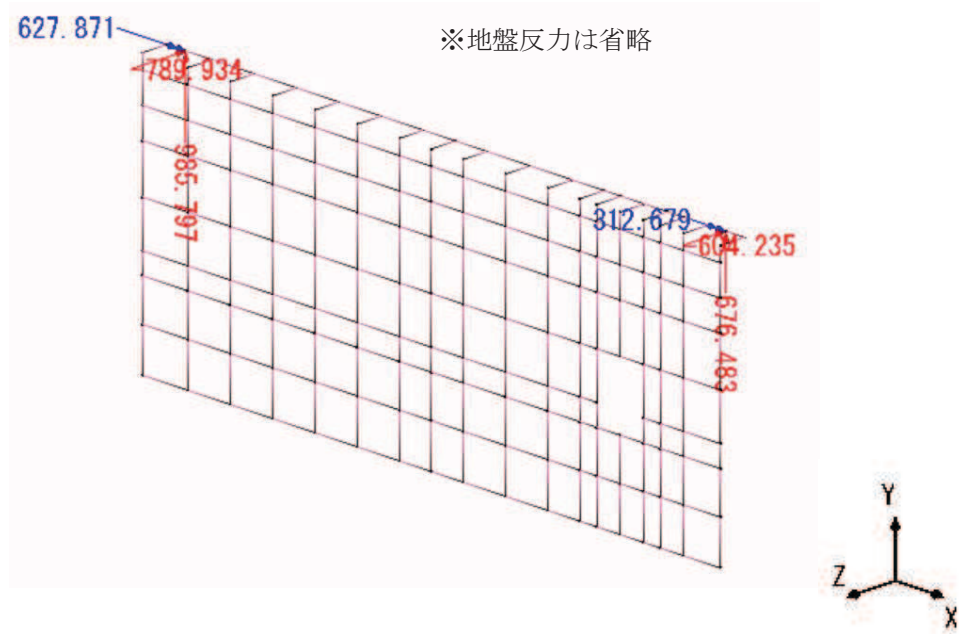


図 7-1(3) 反力图 (内→外方向) (赤字: 反力(kN)、青字: 回転反力(kN・m))

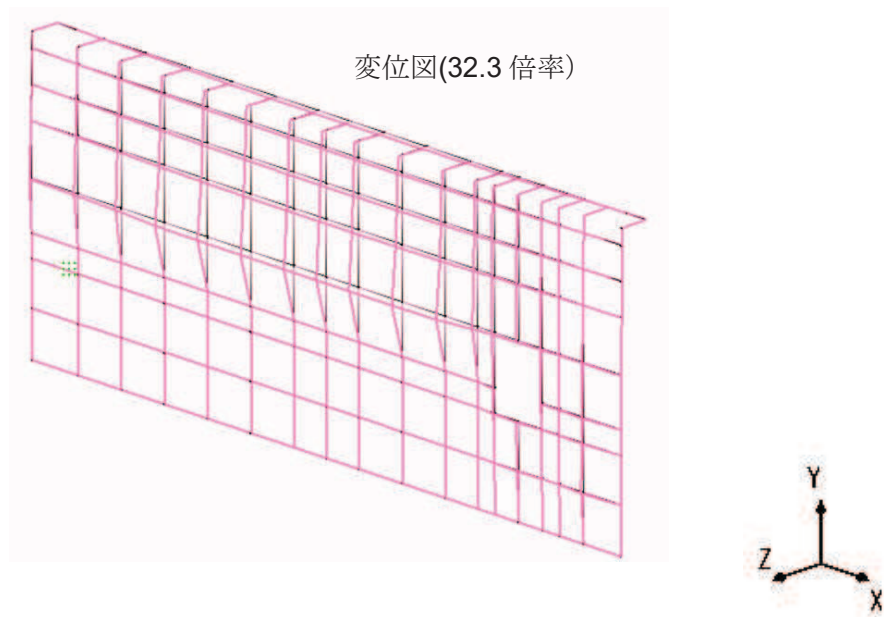
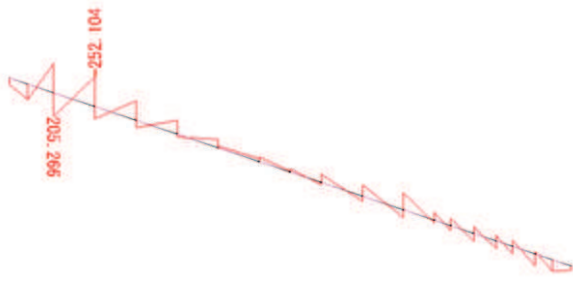
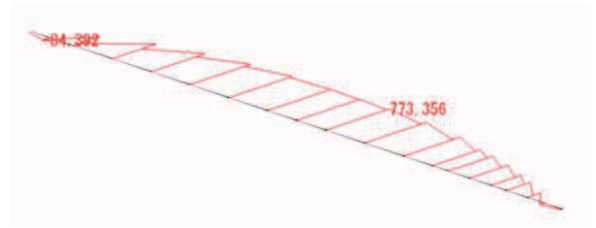


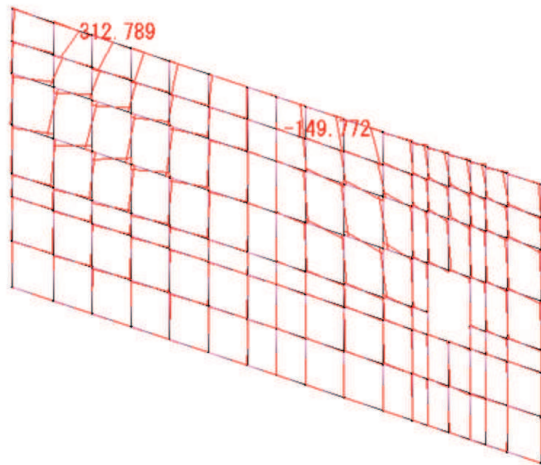
図 7-1(4) 変形図 (内→外方向)



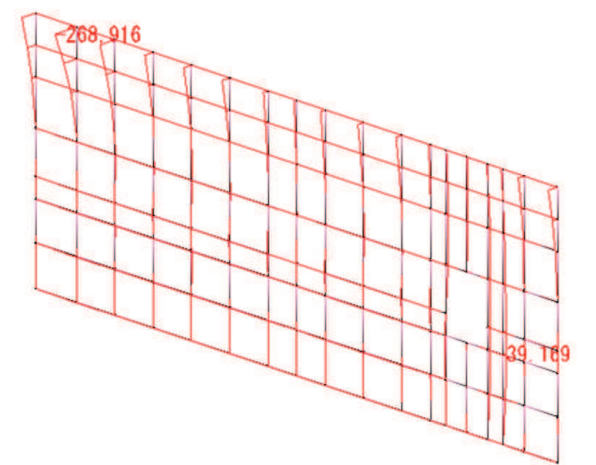
曲げモーメント Mz 図 角型鋼管 (kN・m)



曲げモーメント My 図 角型鋼管 (kN・m)

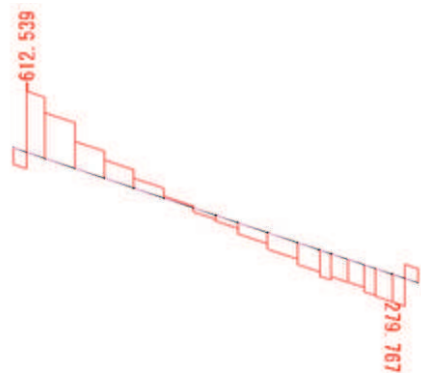


曲げモーメント Mz 図 鋼板 (kN・m)

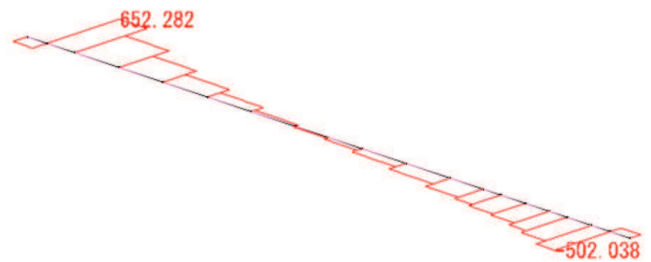


曲げモーメント Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (kN・m)

曲げモーメント My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (kN・m)



せん断力 Sy 図 角型鋼管 (kN)



せん断力 Sz 図 角型鋼管 (kN)

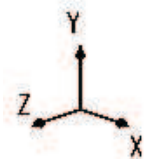
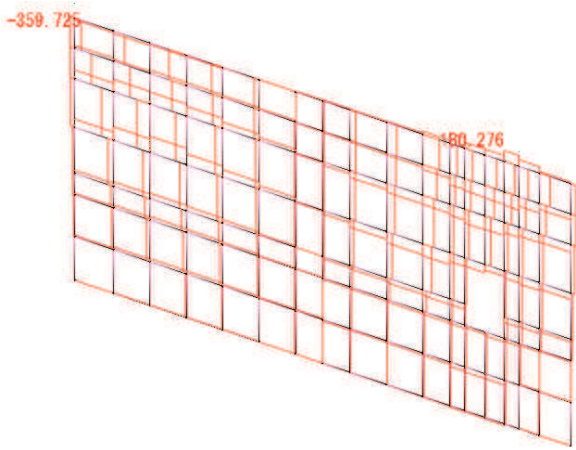
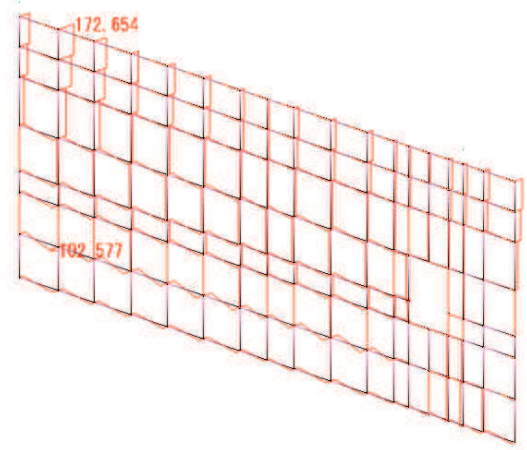


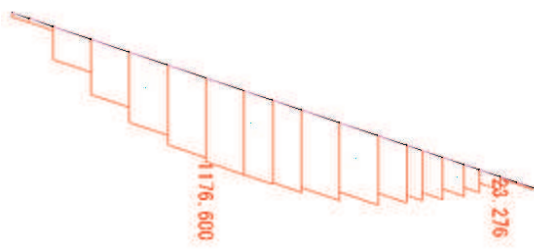
図 7-2(1) 断面力図 (外→内方向)



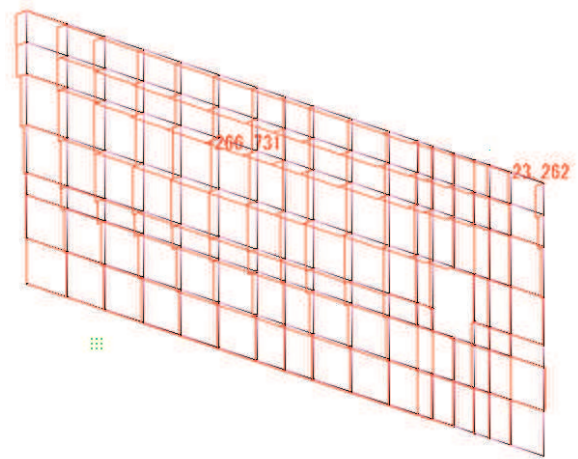
せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) 鋼板 (kN)
せん断力 S_y 図(横方向はり要素) 鋼板 (kN)



せん断力 S_z 図 鋼板 (kN)



軸力 N_x 図 角型鋼管 (kN)



軸力 N_x 図(横方向はり要素) 鋼板 (kN)
軸力 N_y 図(縦方向はり要素) 鋼板 (kN)

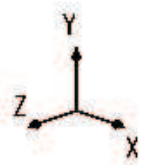


図 7-2(2) 断面力図 (外→内方向)

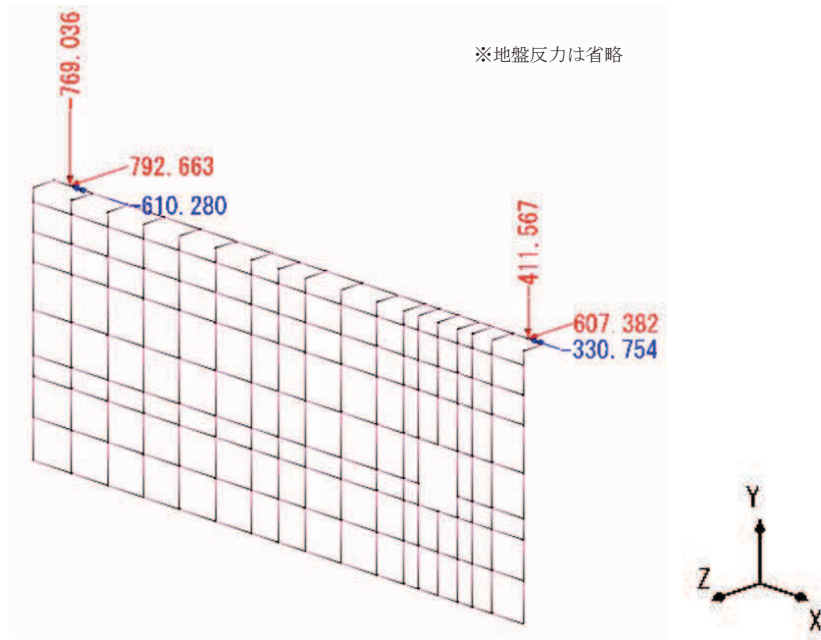


图 7-2(3) 反力图 (外→内方向) (赤字: 反力(kN)、青字: 回轉反力(kN・m))

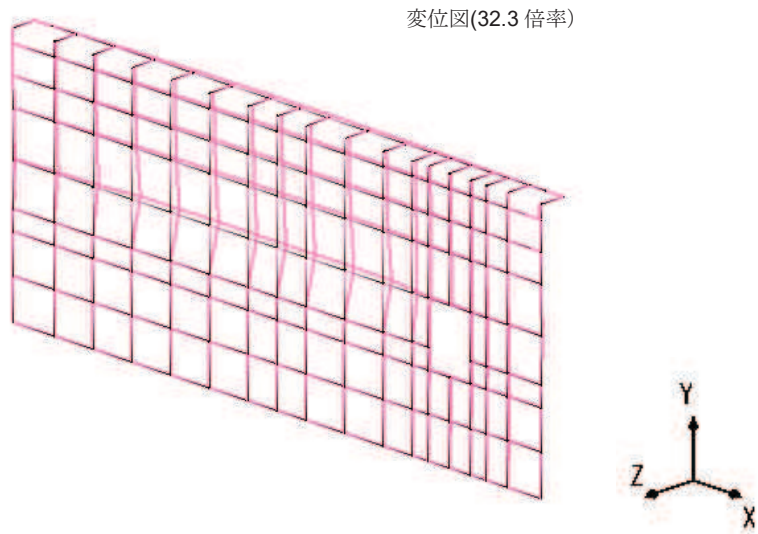


图 7-2(4) 変形图 (外→内方向)

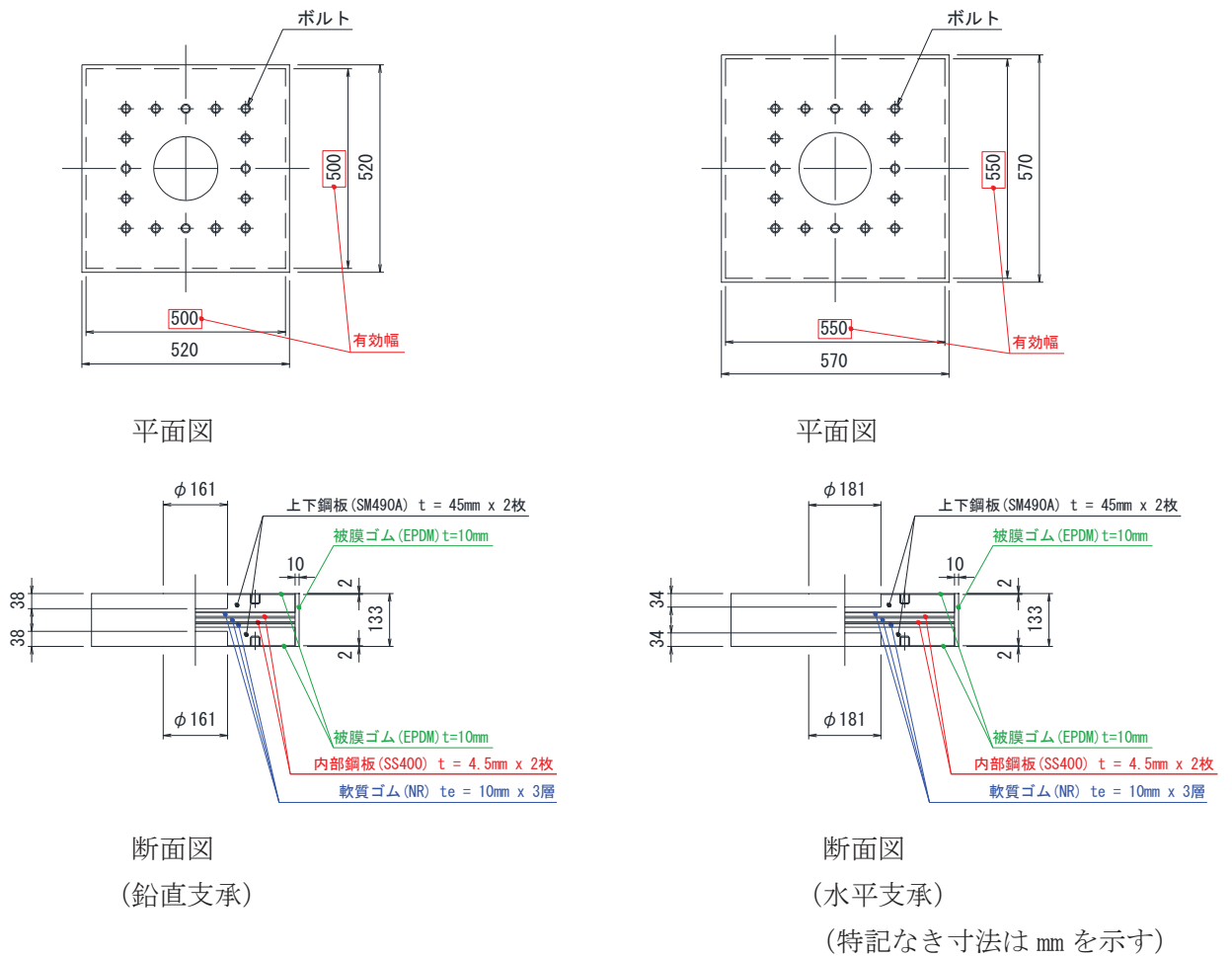


図 2-1 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

表 2-1 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 1, 4)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	500mm×500mm	550mm×550mm
総ゴム厚 (ゴム厚×層数)	30mm (10mm×3層)	30mm (10mm×3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	12.50	13.75
二次形状係数*2	16.67	18.33
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

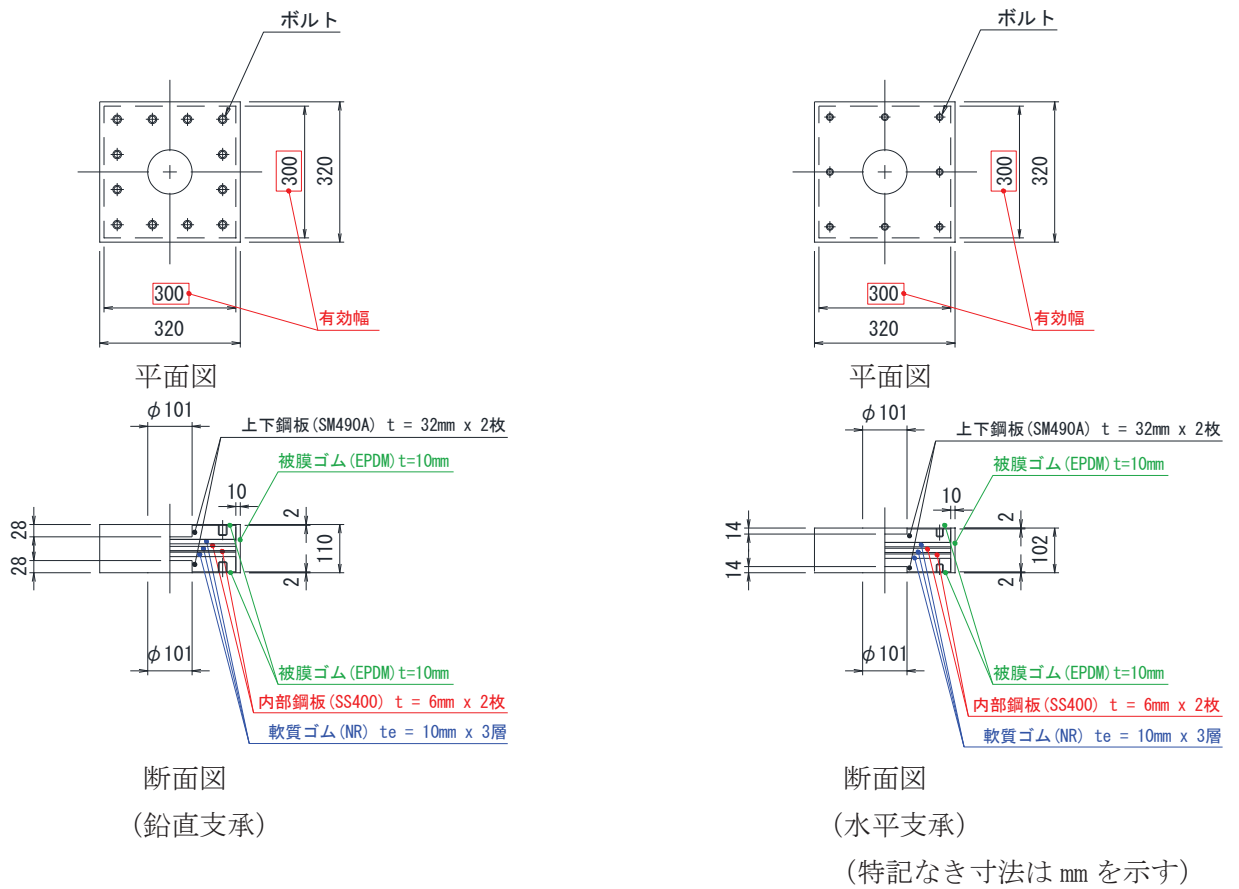


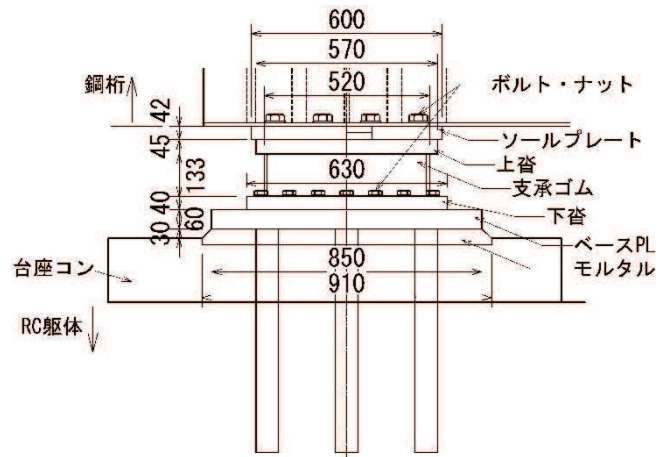
図 2-2 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

表 2-2 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	300mm × 300mm	300mm × 300mm
総ゴム厚 (ゴム厚 × 層数)	30mm (10mm × 3 層)	30mm (10mm × 3 層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	7.50	7.50
二次形状係数*2	10.00	10.00
水平剛性	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	1103kN/mm	1103kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

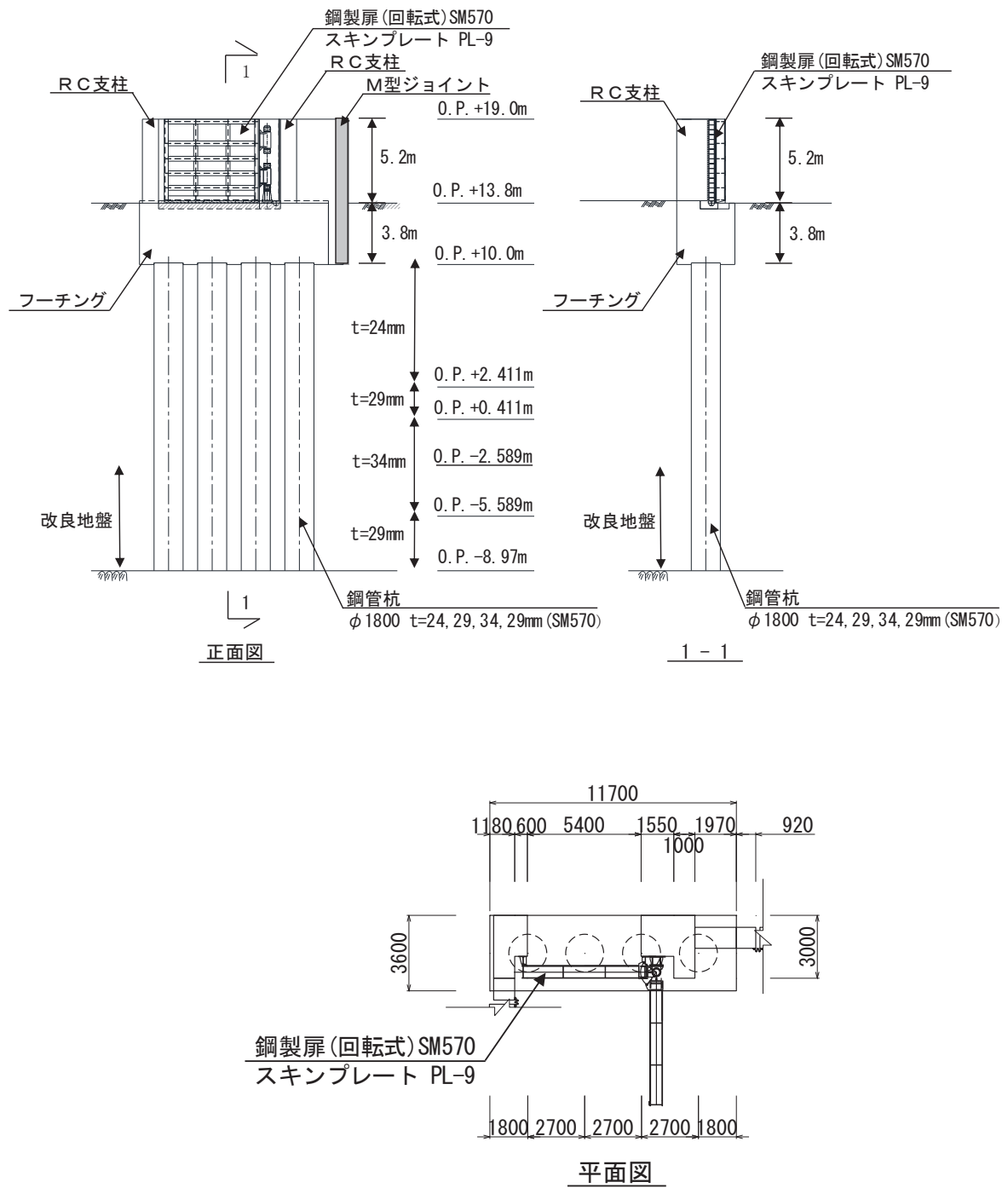


(単位：mm)

図 2-3 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

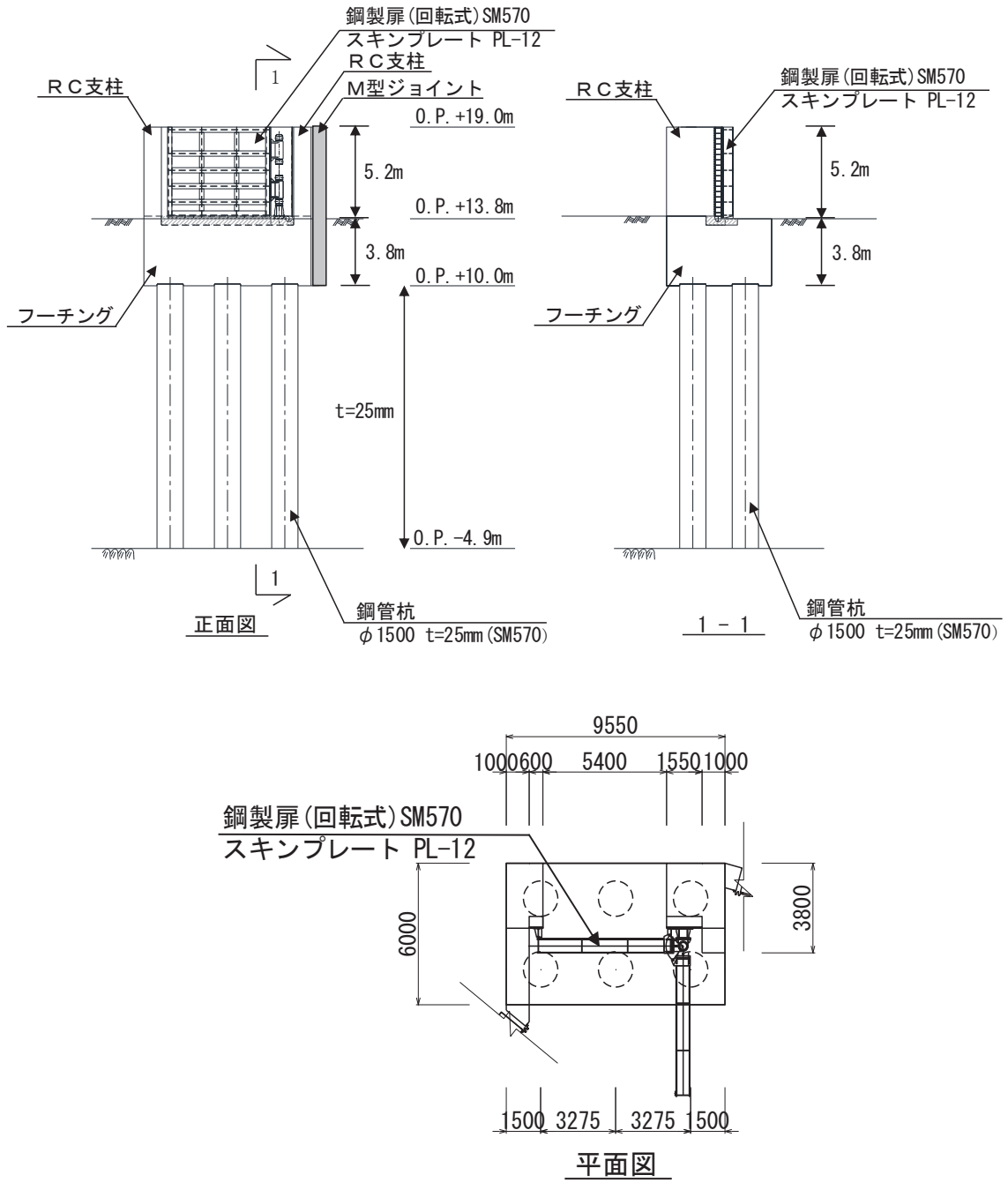
表 2-3 ゴム材料の基本特性

項目	材料の種類	弾性係数の呼び	破断伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	試験方法
基本特性	天然ゴム (NR)	G14	450 以上	15 以上	引張試験 JIS K 6251



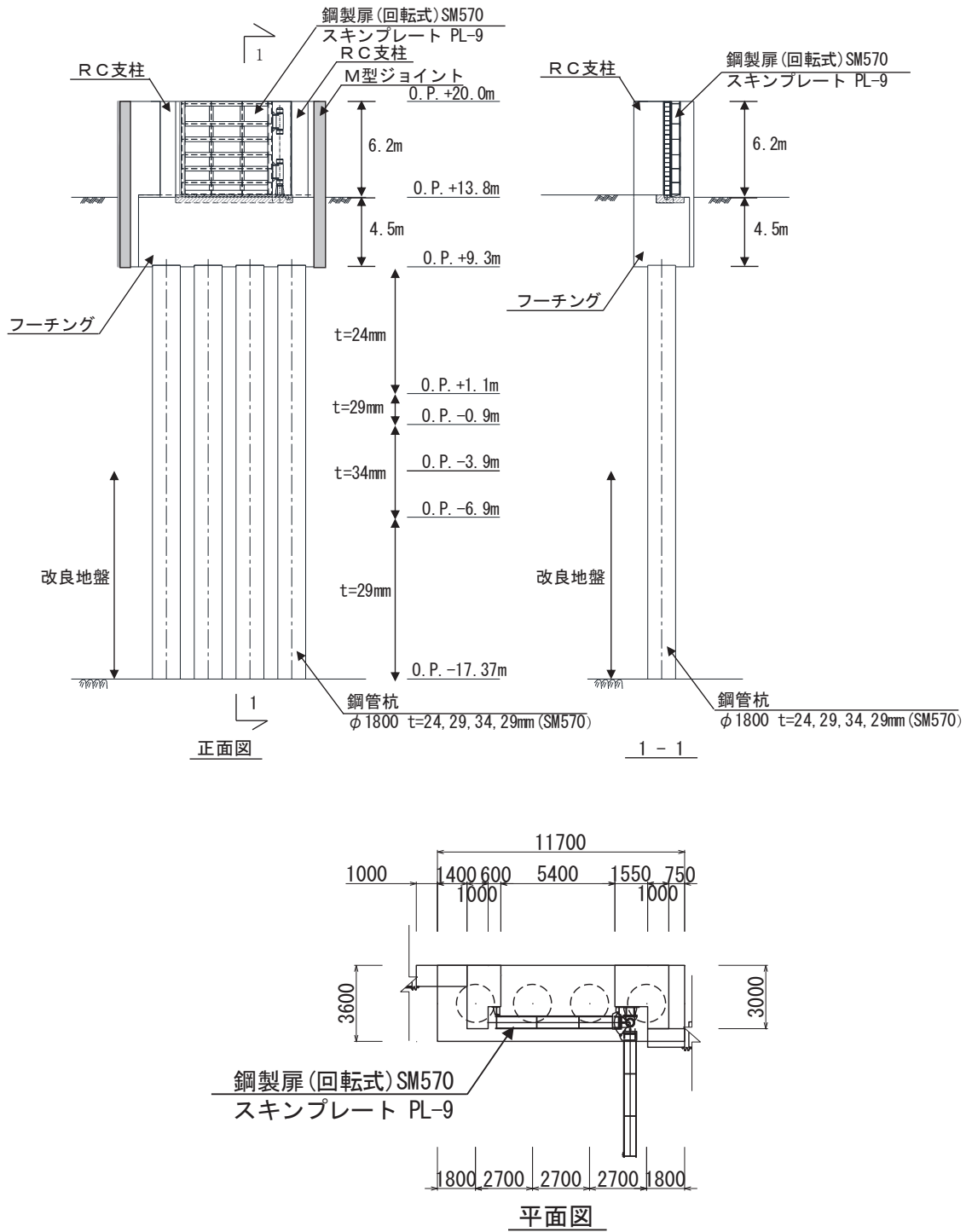
(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-4 鋼製扉 1 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)



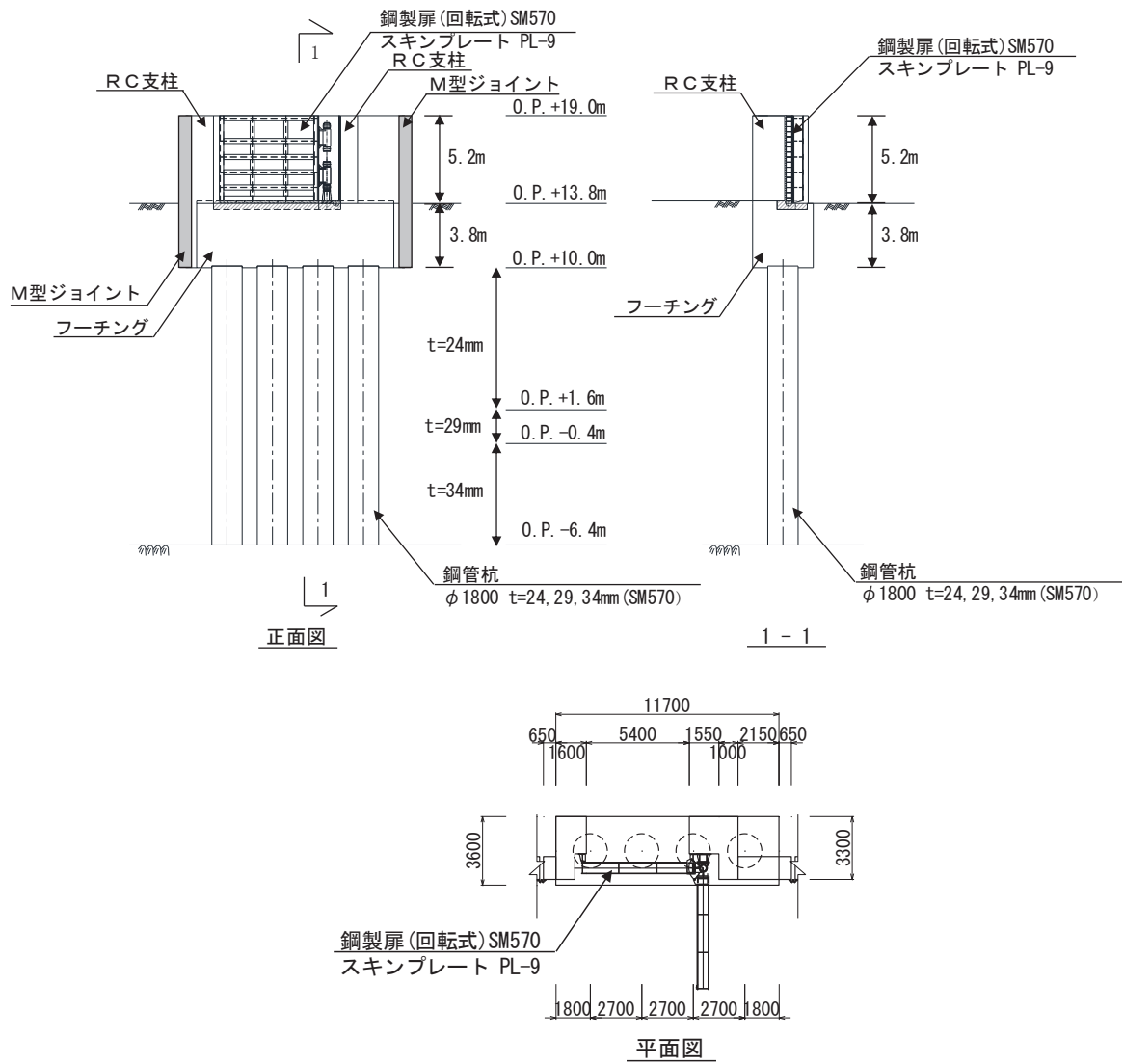
(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-5 鋼製扉 2 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)



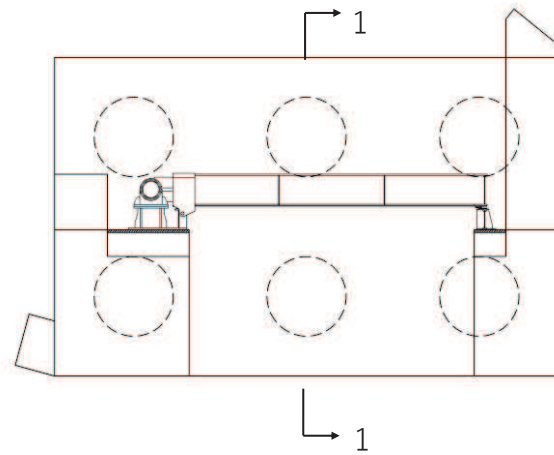
(特記なき寸法はmmを示す)

図2-6 鋼製扉3の構造図(正面図及び断面図, 平面図)

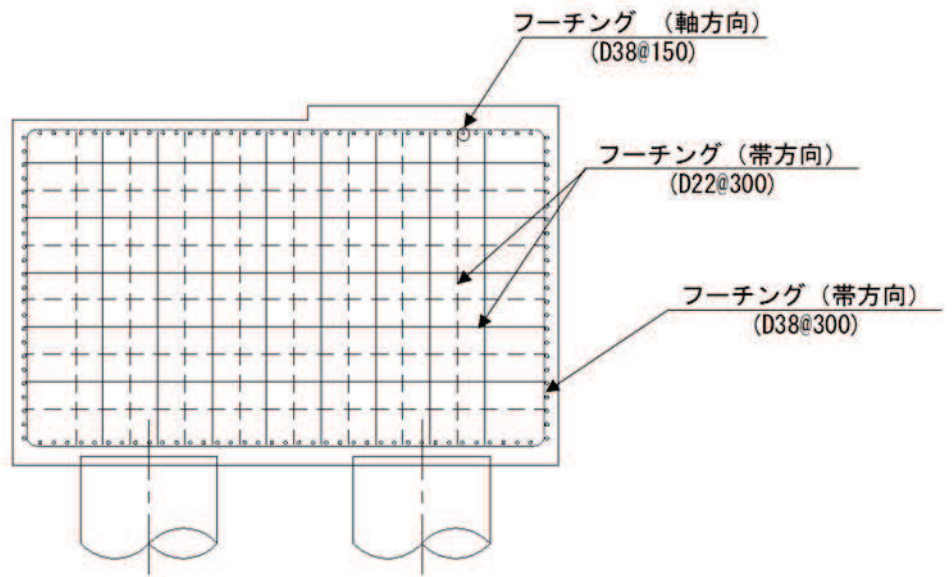


(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-7 鋼製扉 4 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)



(KEY-PLAN)



(1-1 断面)

(単位 : mm)

図 2-9 フーチング配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

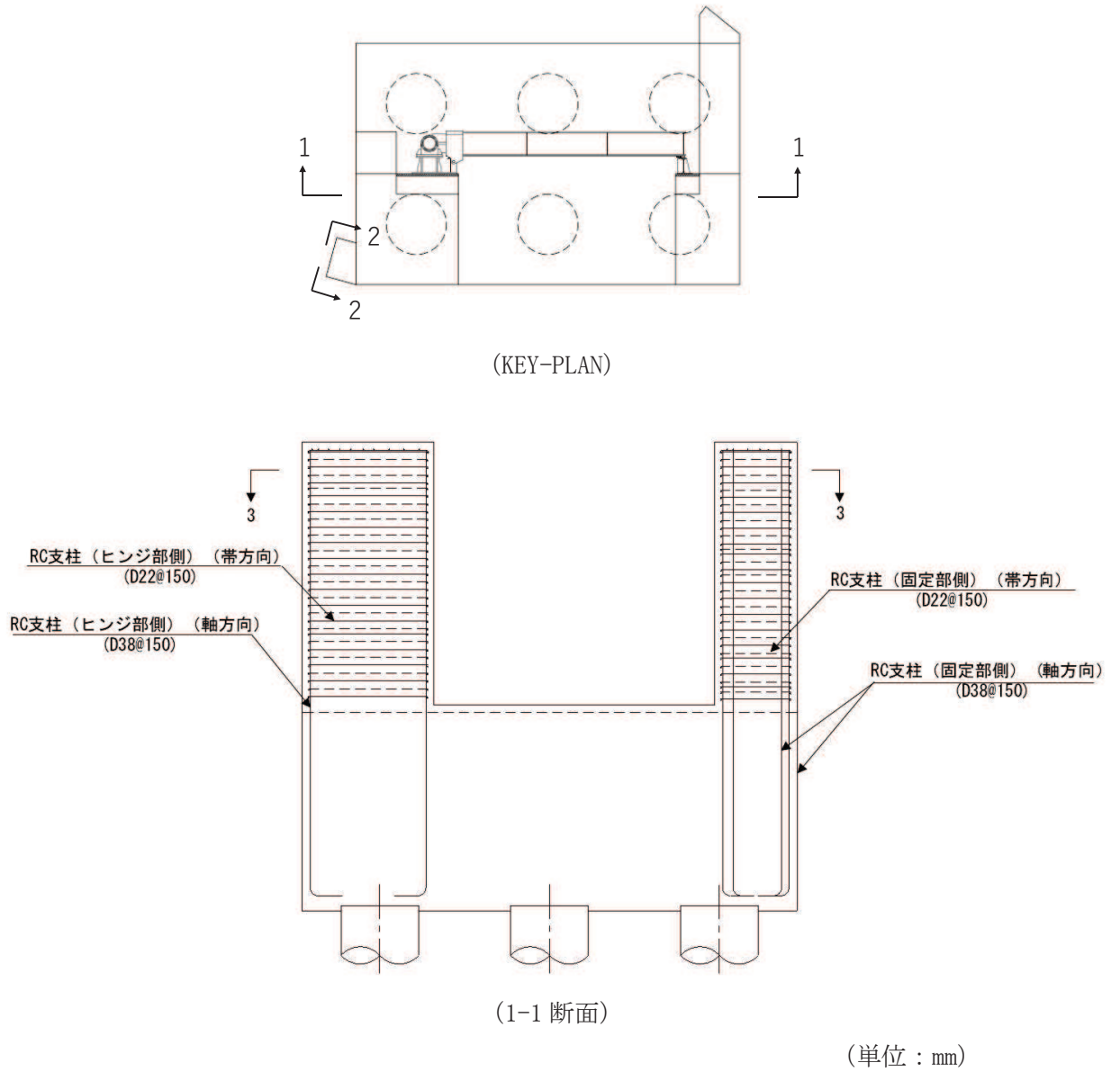
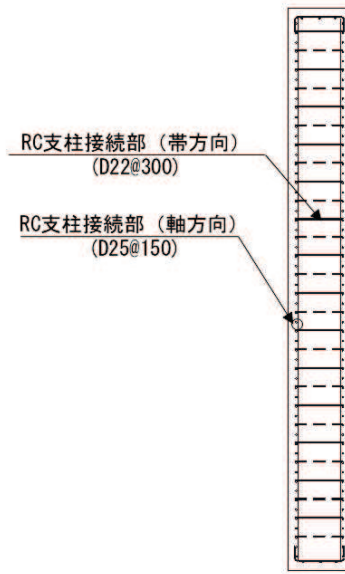
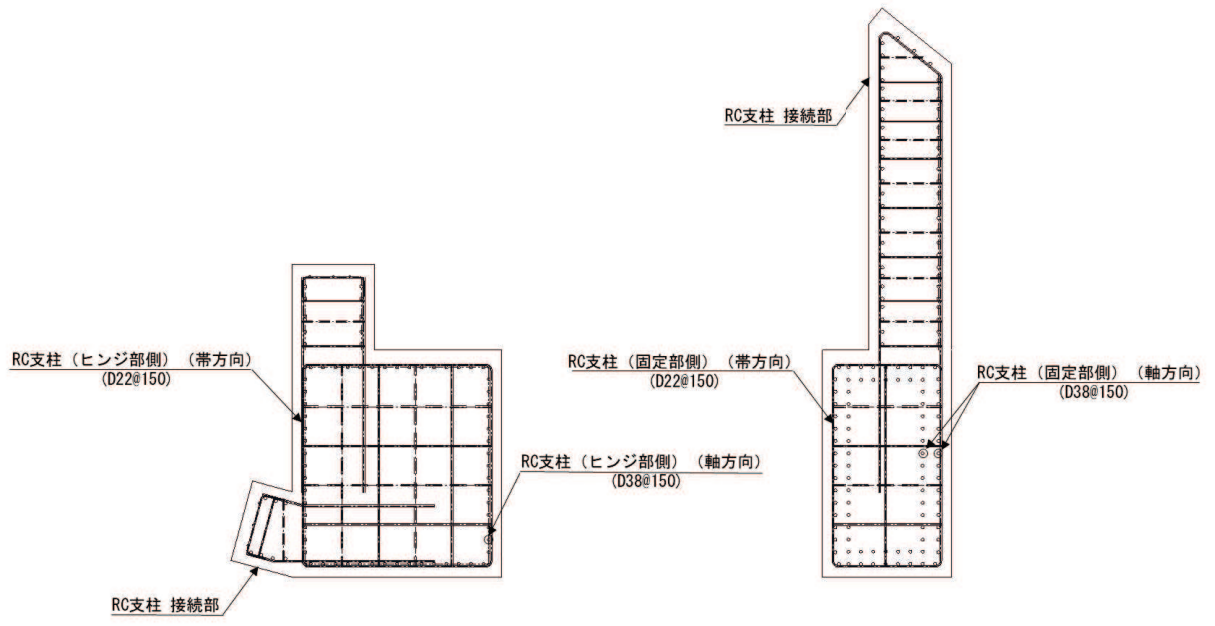


図 2-10 (1) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)



(2-2 断面)

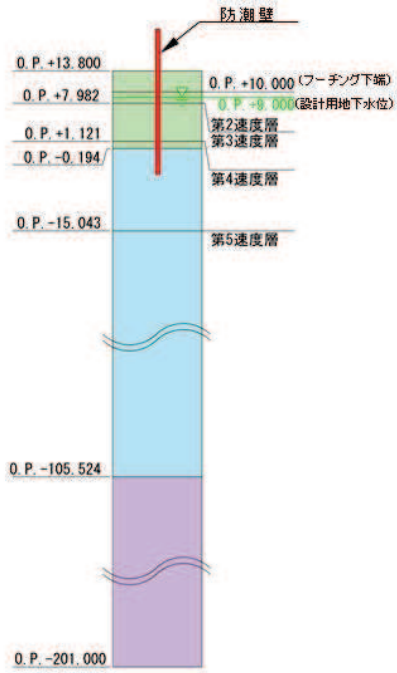


(3-3 断面)

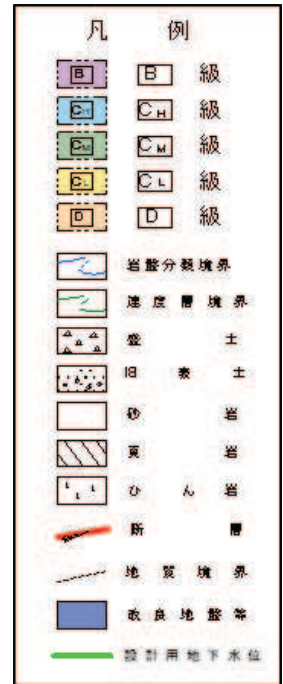
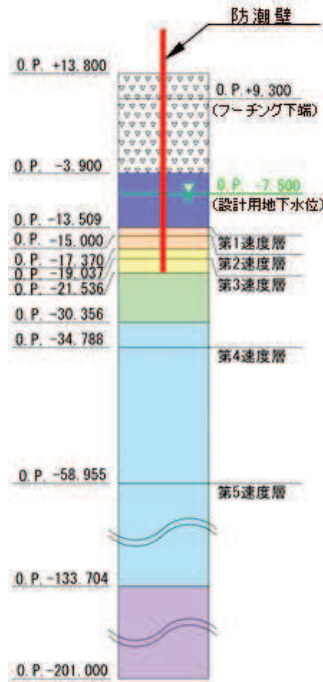
(単位 : mm)

図 2-10 (2) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

(鋼製扉 2)



(鋼製扉 3)



(単位：m)

図 3-3 評価対象断面の地層構成図

表 3-7(4) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
鋼材	扉体部	スキンプレート : SM570, t=9mm 主桁 : SM570, BH 588×300×12×22 軸側鉛直桁 : SM570, BCH 588×300×22×36 扉体端側鉛直桁 : SM570, BCH 588×250×12×22 補助鉛直桁 : SM570, BT 588×250×12×22
	ヒンジ部	ヒンジリブ : SM490, BT 480×460×60×60 回転軸 : SM490, PIPE ϕ 457.2, t=19mm RB ϕ 180~250 軸受ハウジング円筒部 : SM490, PIPE ϕ 420, t=40mm 軸受ハウジング接続部 : SM490 軸受ハウジング固定ボルト : SCM435, M30 軸受支持金物 : SM490, t=30mm 軸受ハウジングエンドプレート : SM490, t=55mm アンカーボルト : SNR490B, M30 エンドプレート : SM490, t=60mm 鉛直荷重支承部 すべり軸受 : 自己潤滑形軸受 鉛直荷重支承部 支柱 : SM490 t=25mm
	固定部	扉体フック部 (先端側) : SM570, BH 160×125×30×30 扉体フック部 (扉体側) : SM570, BH 210×150×30×30 摺動ブロック : S45C-H 回転アーム : SCM435, t=30mm アーム回転軸 : S45C-H, ϕ 100 アーム軸受架台 : SM490, BH 150×125×16×19 アーム軸受架台基部 : SM490 ベースプレート : SM490, t=30mm アンカーボルト : SNR490B, M30
	鋼管杭*	ϕ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

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

3.8.4 固定部

固定部の評価は、扉体から伝達された反力から算定される作用荷重や垂直応力度、せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

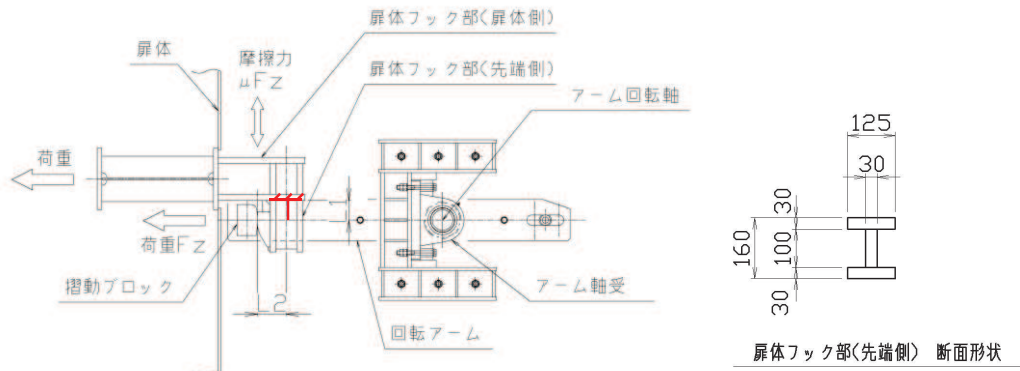
(1) 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.8.1 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

(2) 固定部（扉体フック部（先端側））

扉体に取り付けられた、締付装置の摺動部を受ける扉体フック部（先端側）について評価を行う。

概要図及び計算モデルの概念図を図 3-36 に示す。



(単位：mm)

図 3-36 扉体フック部（先端側）概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの固定端をもつ梁として発生応力度を下記の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_z \times L_1}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_z \times L_2}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_z}{A} \right|$$

$$\tau = \frac{F_z}{A_w}$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{as}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{as}} \right)^2$$

ここで、応力度の算定に用いる記号の定義を表 3-52 に示す。

(3) 固定部（扉体フック部（扉体側））

扉体に取り付けられた，締付装置の摺動部を受ける扉体フック部（先端側）について評価を行う。

扉体フック部（扉体側）の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-37 に示す。

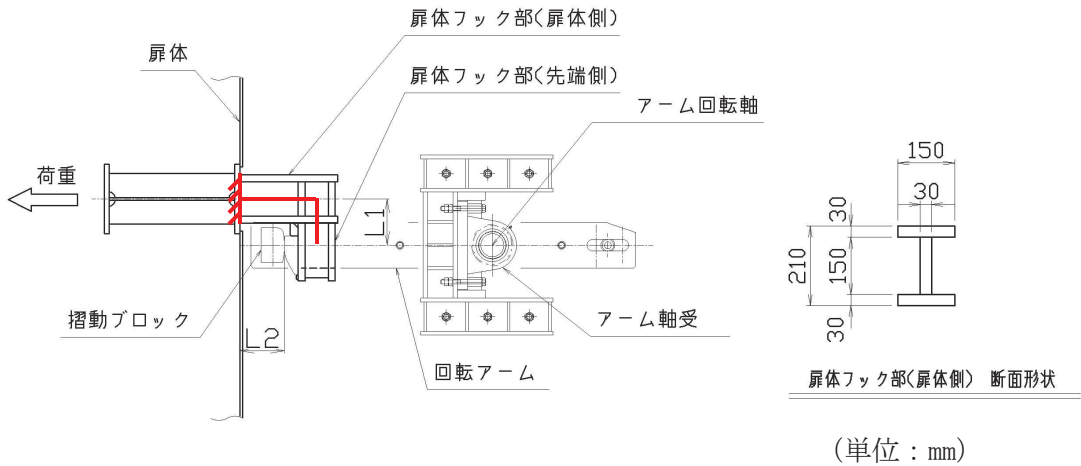


図 3-37 扉体フック部（扉体側）概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの固定端をもつ梁として発生応力度を下記の式により計算する。評価は曲げ応力度と軸方向応力度の重ね合わせを考慮し，その合計値に対して評価を行う。

$$\sigma = \frac{F_Z \times L_1}{Z} + \frac{\mu \times F_Z \times L_2}{Z} + \frac{F_Z}{A}$$

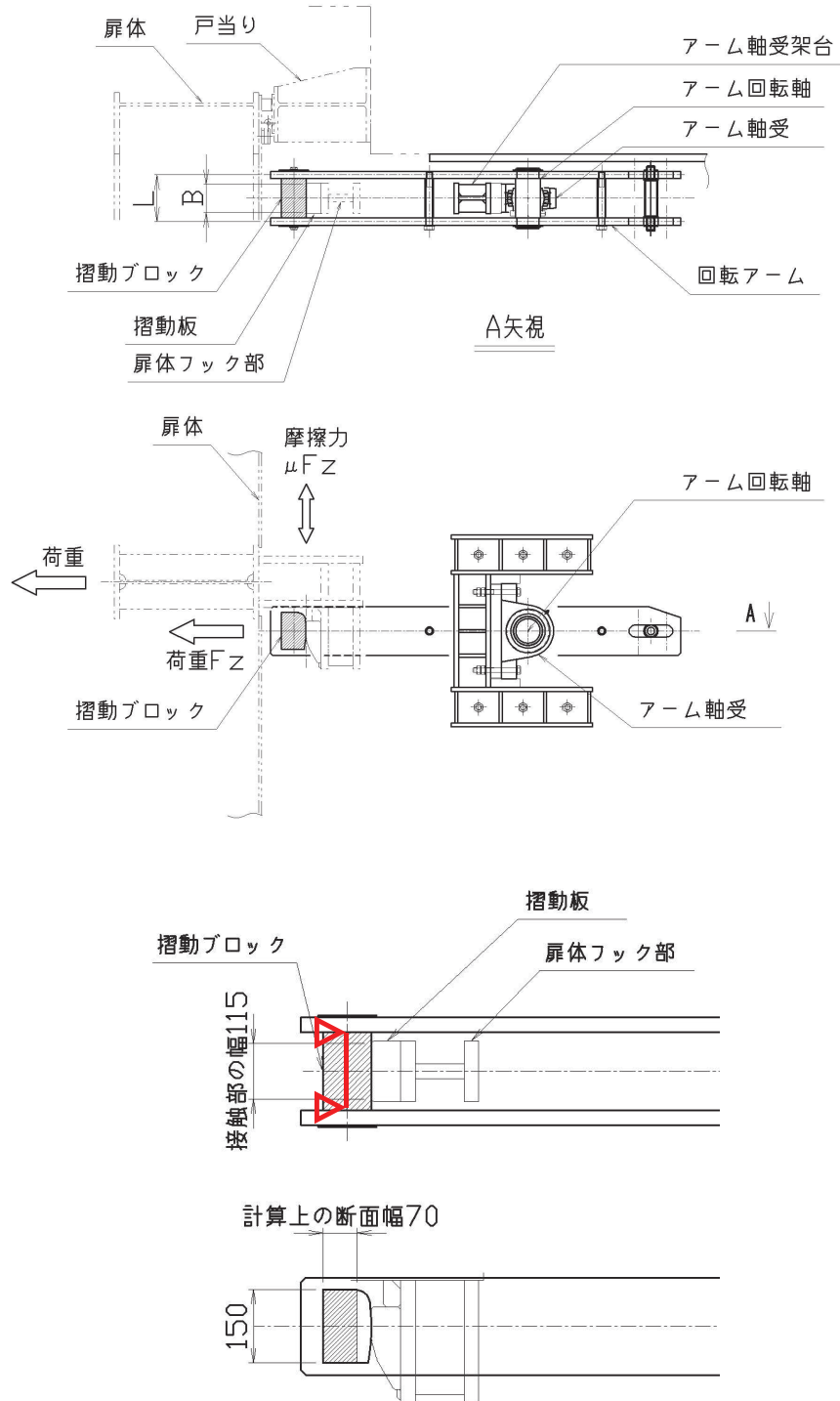
$$\tau = \frac{\mu \times F_Z}{A_W}$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{as}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{as}} \right)^2$$

ここで，各記号の定義を表 3-53 に示す。

(4) 固定部（摺動ブロック）

回転アーム先端の摺動ブロックについて評価する。評価に当たっては、下記に示す部材の曲線部を除いた矩形断面により断面性能を計算し、保守的に評価を行った。摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図計算モデルの概念図を図 3-38 に示す。

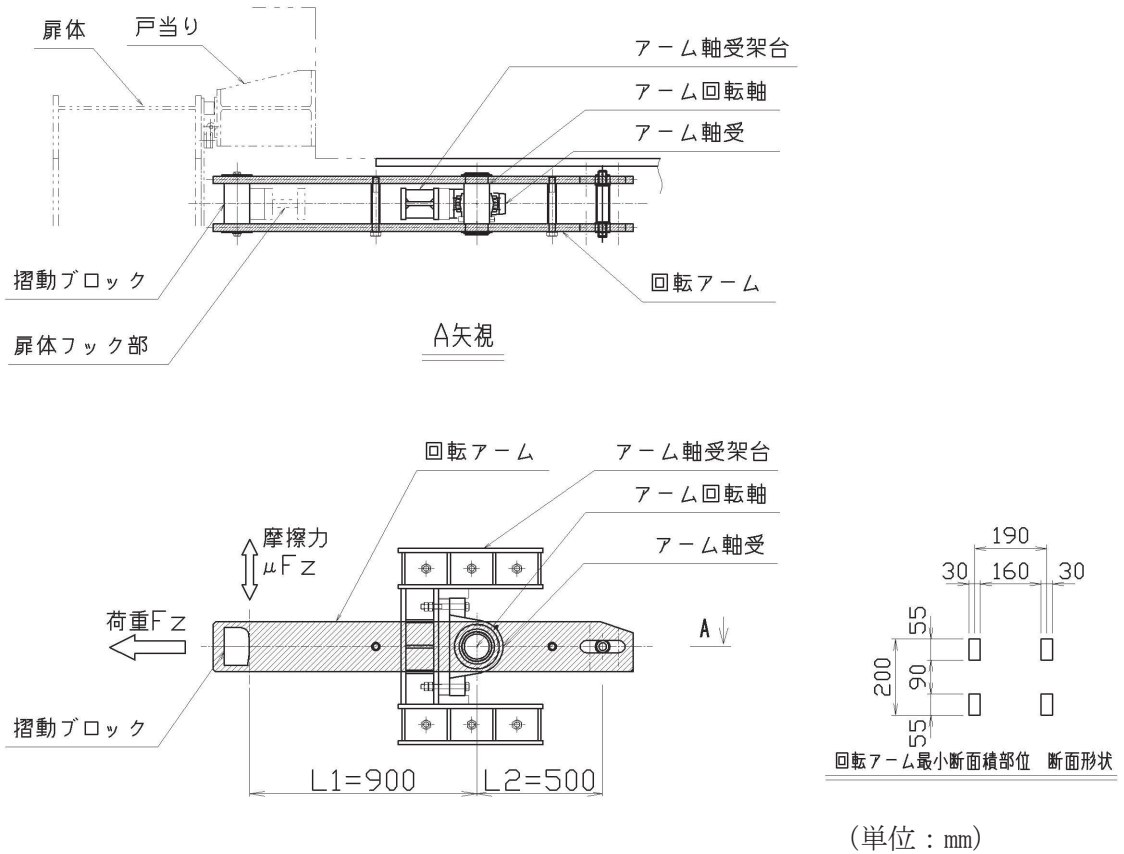


(単位：mm)

図 3-38 摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図

(5) 固定部 (回転アーム)

摺動ブロックを支持する回転アームの評価を行う。回転アームの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-39 に示す。



(単位：mm)

図 3-39 回転アームの概要図及び計算モデルの概念図

回転アームに作用する引張力より、発生する応力度を計算する。「構造力学公式集(土木学会)」より、軸力が作用する際の応力集中に対する配慮として、有限幅の有孔板に関する応力集中係数を垂直応力度に乗ずる。せん断力は鉛直方向荷重に対する荷重のつり合いよりせん断力を求め、評価断面におけるせん断力が最も大きい数値に対して評価を行う。

以下の式により発生応力度を計算する。

$$\sigma = \left(\left| \frac{F_Z}{A} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times L_1}{Z} \right| \right) \times \alpha$$

$$\alpha = 2 + \left(\frac{b - \rho}{b} \right)^3$$

$$\tau = \frac{\mu \times F_Z \times L_1 \div L_2}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

応力集中係数の計算モデル及びせん断力の計算の概要を図 3-40、図 3-41 に示す。

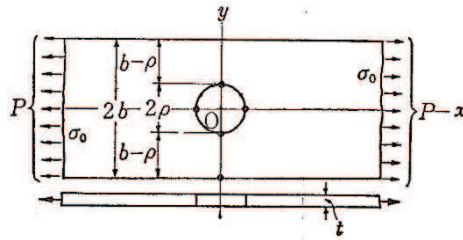
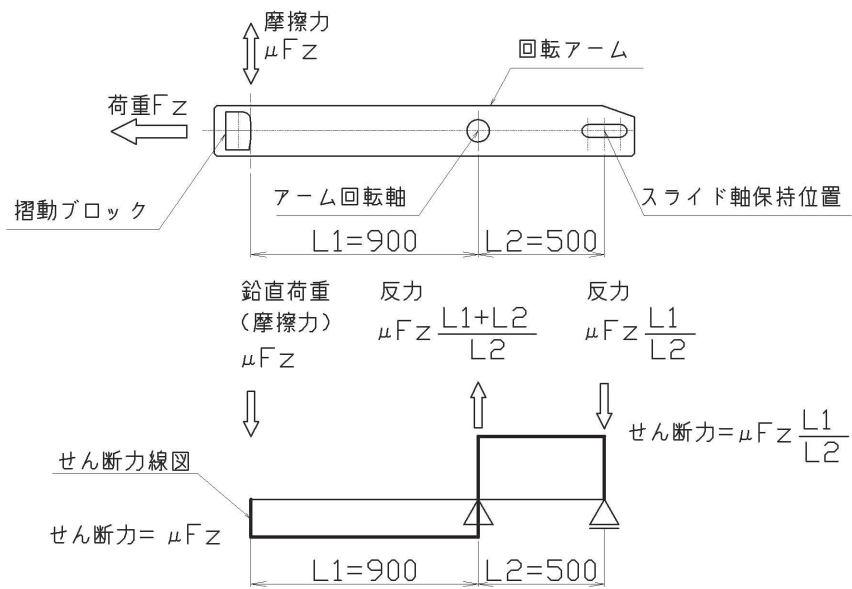


図 3-40 応力集中係数の計算モデル概要図

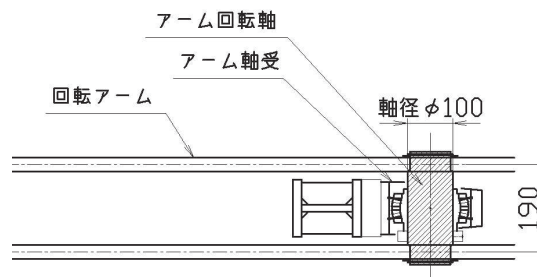
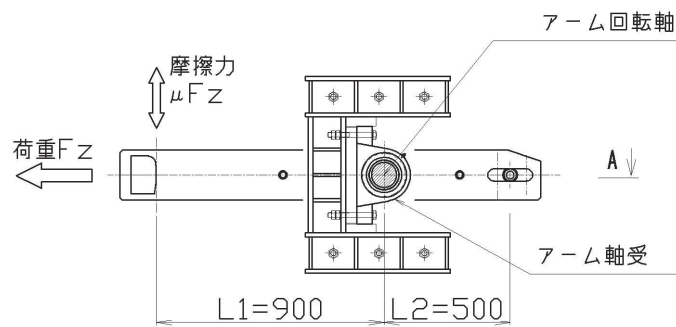
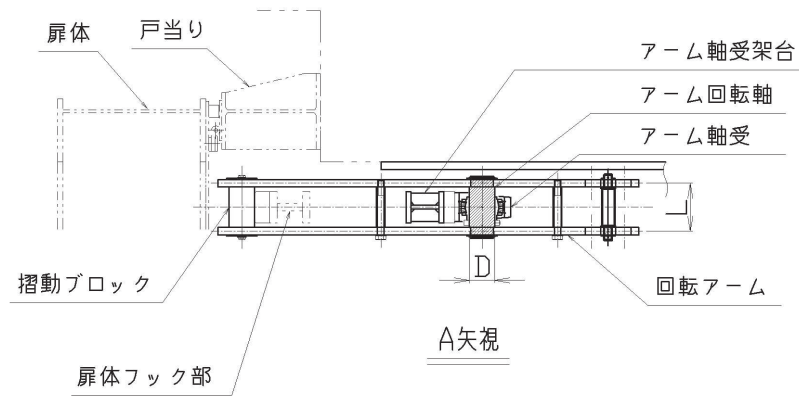


(単位 : mm)

図 3-41 せん断力の計算モデル概要図

(6) 固定部（アーム回転軸）

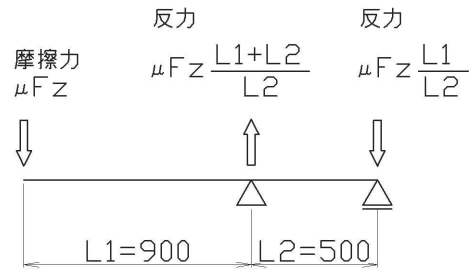
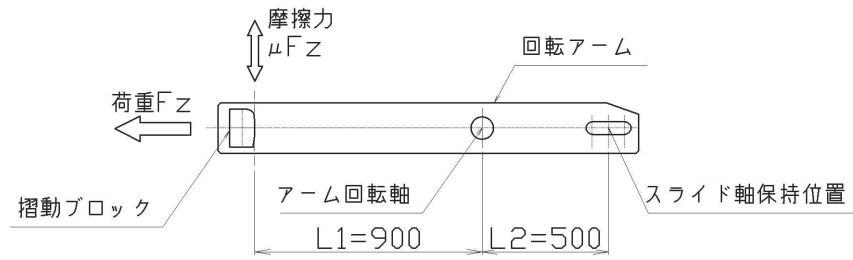
回転アームが受けた荷重を軸受に伝達する部材であるアーム回転軸について評価する。アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-42 に示す。



(単位：mm)

図 3-42 アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図

回転軸に作用する鉛直方向荷重は、締め付け装置摺動部に作用する津波作用方向荷重の摩擦力として摺動部に発生する鉛直方向荷重に関する荷重のつり合いにより求める。アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-43 に示す。



(単位：mm)

図 3-43 アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図

この鉛直方向荷重と津波作用方向荷重の合成荷重に対して部材の発生応力度を評価した。両端単純支持梁の中央への集中荷重としてモデル化し、発生する応力度を以下の式により計算する。

$$P = \sqrt{F_z^2 + (\mu \times F_z \times (L_1 + L_2) \div L_2)^2}$$

$$\sigma = \frac{P \times L \div 4}{Z}$$

$$\tau = \frac{P \div 2}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

(8) 固定部（アーム軸受架台）

軸受を支持するアーム軸受架台について照査を行う。アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図を図3-45に示す。

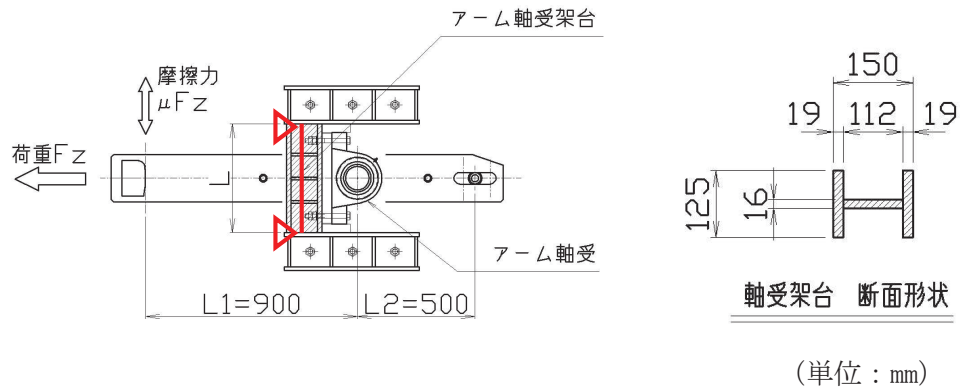


図3-45 アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図

両端単純支持梁の中央への集中荷重としてモデル化し、発生する応力度を以下の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \times L \div 4}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2}{A} \right|$$

$$\tau = \frac{F_Z \div 2}{A_W}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

(9) 固定部（アーム軸受架台基部）

軸受を支持するアーム軸受架台基部について照査を行う。アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図を図3-46に示す。

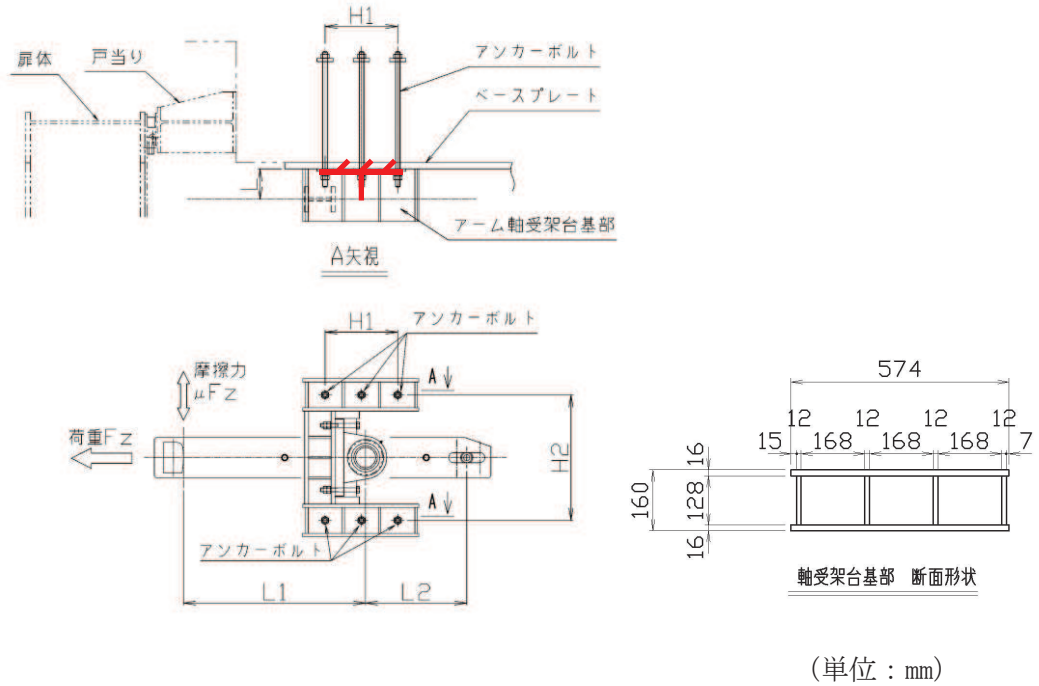


図3-46 アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの梁に対する集中荷重としてモデル化し、発生する応力度を以下の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \div 2 \times L}{Z_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2 \times L}{Z_2} \right|$$

$$\tau = \left| \frac{F_Z \div 2}{A_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2}{A_2} \right|$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

(10) 固定部（ベースプレート）

アーム軸受架台基部が固定されるベースプレートについて照査を行う。ベースプレートを固定するアンカーボルトのうち、下図に示す範囲のアンカーボルトのみ荷重に抵抗するものとして検討した。ベースプレートを固定するこのアンカーボルトに生じる引張荷重に伴う板曲げに対して、ベースプレートが降伏しないことを確認する。ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-47 に示す。

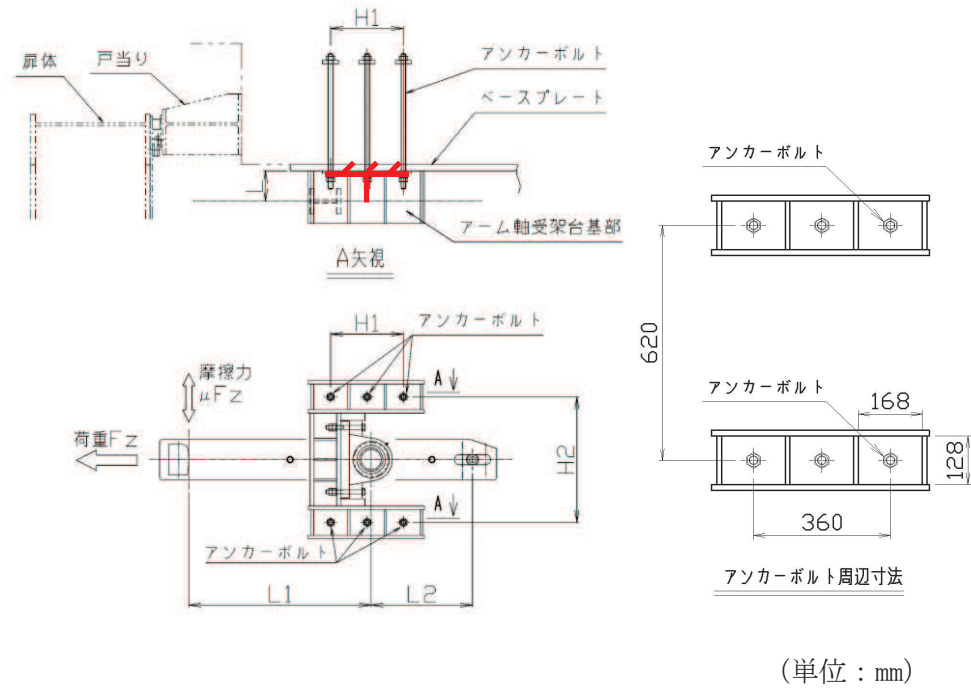
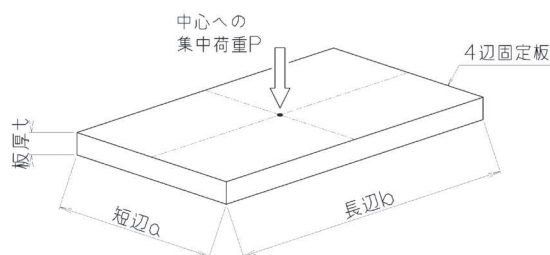


図 3-47 ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図

アンカーボルト周囲のベースプレートについて、4 辺固定板の中心に集中荷重が作用する板の曲げ応力度の式より、ベースプレートの曲げ応力度を評価する。曲げ応力度の計算式及びアンカーボルトに生じる引張力を以下の式にて計算する。板の曲げ応力度の計算に用いる係数 γ は「構造力学公式集（土木学会）」における 4 辺固定板の短辺及び長辺の比より計算される係数である。

$$\sigma = \frac{\gamma \times P}{t^2 \div 6}$$

$$P = \left| \frac{F_z \div 2 \times L}{H_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 3 \times L}{H_2} \right|$$



(3) 曲げ軸力照査 (杭頭)

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、図 3-53 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. 8.0.6」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。

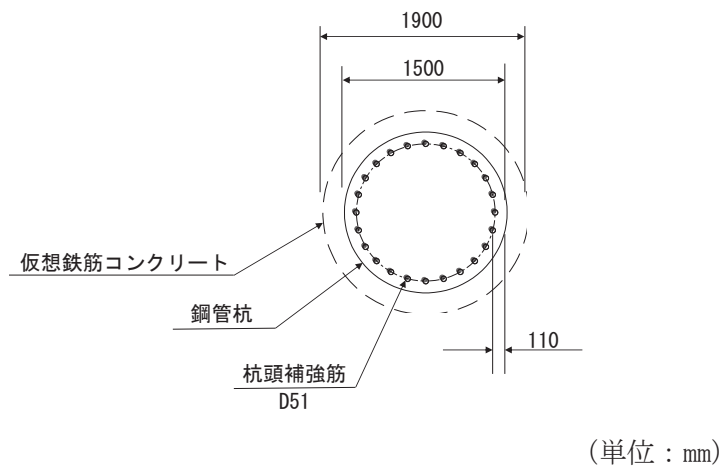
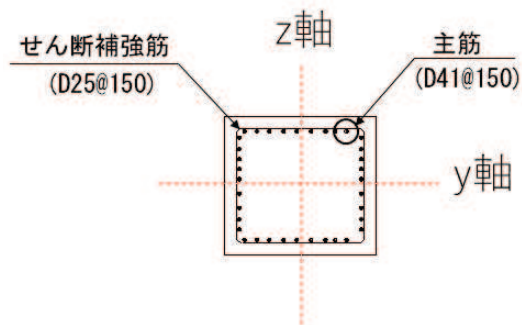


図 3-53 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

表 4-52 RC 支柱のねじり（帯方向鉄筋（水平））に対する照査における最大照査値

部材	地震動	解析ケース	配筋	発生断面力	ねじりモーメントによる応力度 (N/mm ²) (a)	曲げモーメント・せん断力による応力度 (N/mm ²) (b)	応力度合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじりモーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S s - D2 (++)	①	D22@1 50	262	20	129	149	294	0.51
鋼製扉 3	S s - N1 (++)	①	D25@1 50	127	11	93	104	294	0.36

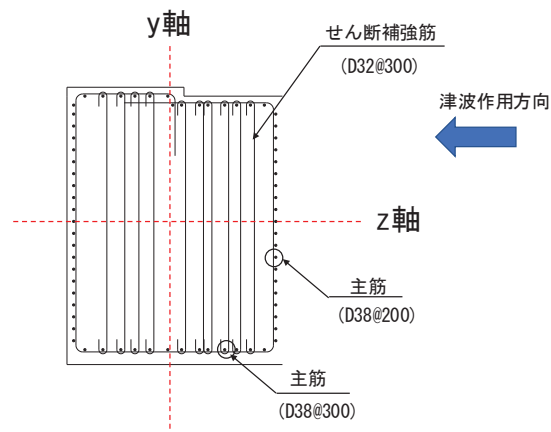


(単位：mm)

図 4-7 RC 支柱の配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

表 4-60 フーチングのねじり（帯方向鉄筋（鉛直））に対する照査における最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力	ねじり モーメ ントに よる 応力度 (N/mm ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度合 計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S s - D2 (-+)	①	D38@300	27835	232	0	232	294	0.79
鋼製扉 3	S s - N1 (++)	③	D32@300	12288	211	0	211	294	0.72



(単位：mm)

図 4-10 フーチング配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

4.4.2 杭頭

断面計算に用いた断面諸元を表 4-67 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-68 に示す。また、配筋概要図を図 4-15 に示す。

この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-67 鋼管杭断面諸元 (杭頭部)

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼製扉 2	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
鋼製扉 3	1800	2200	50	SD490	D51	36 (28-8)	790, 610

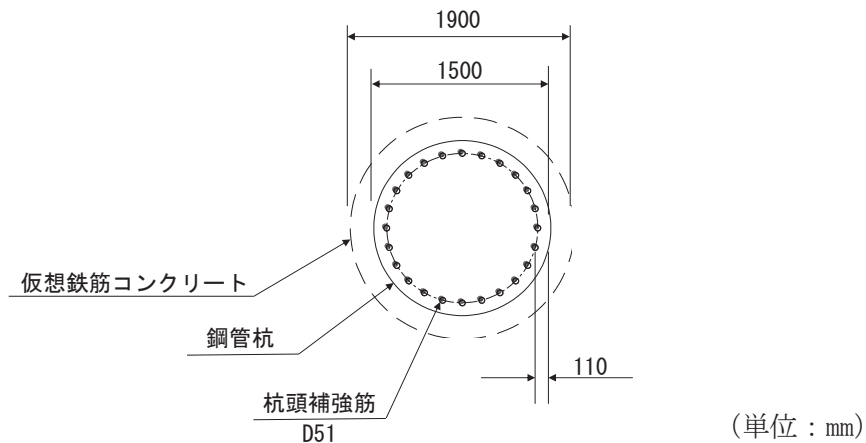


図 4-15(1) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

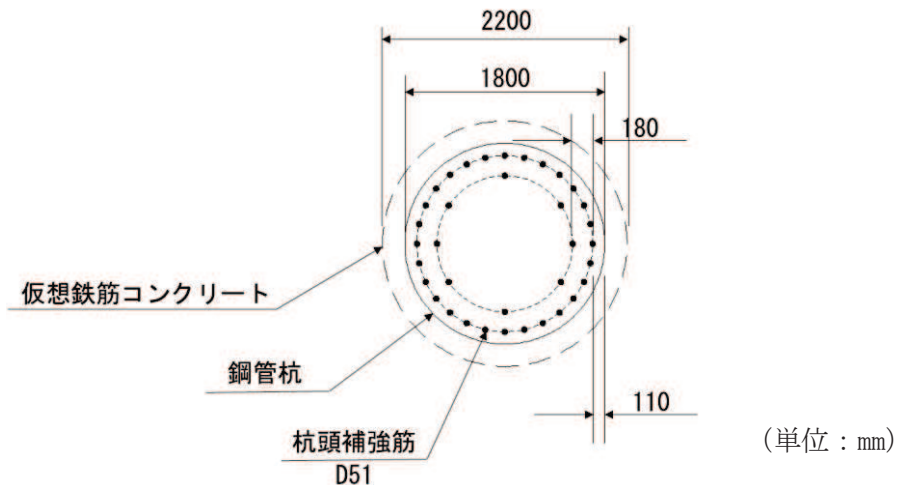
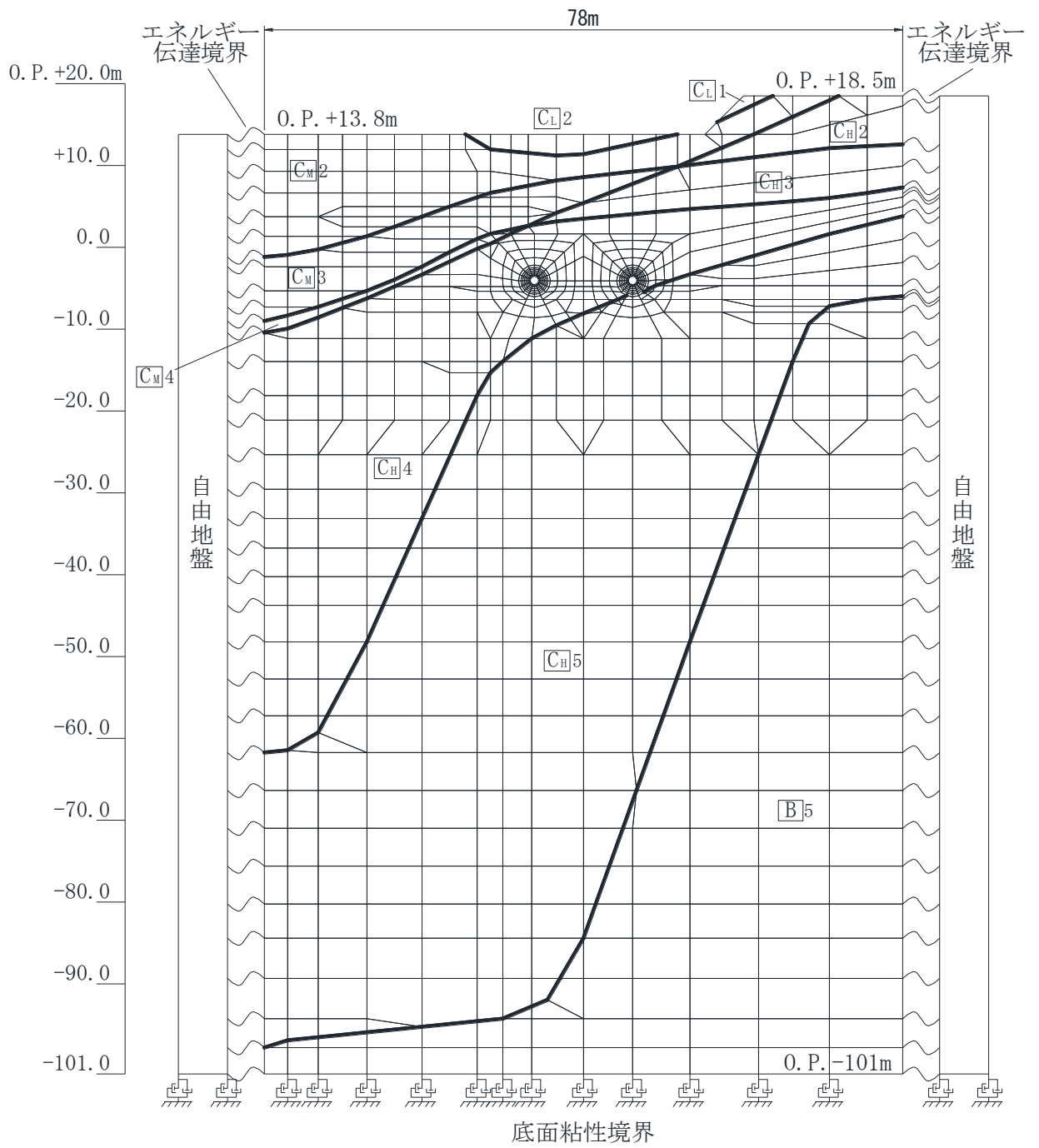
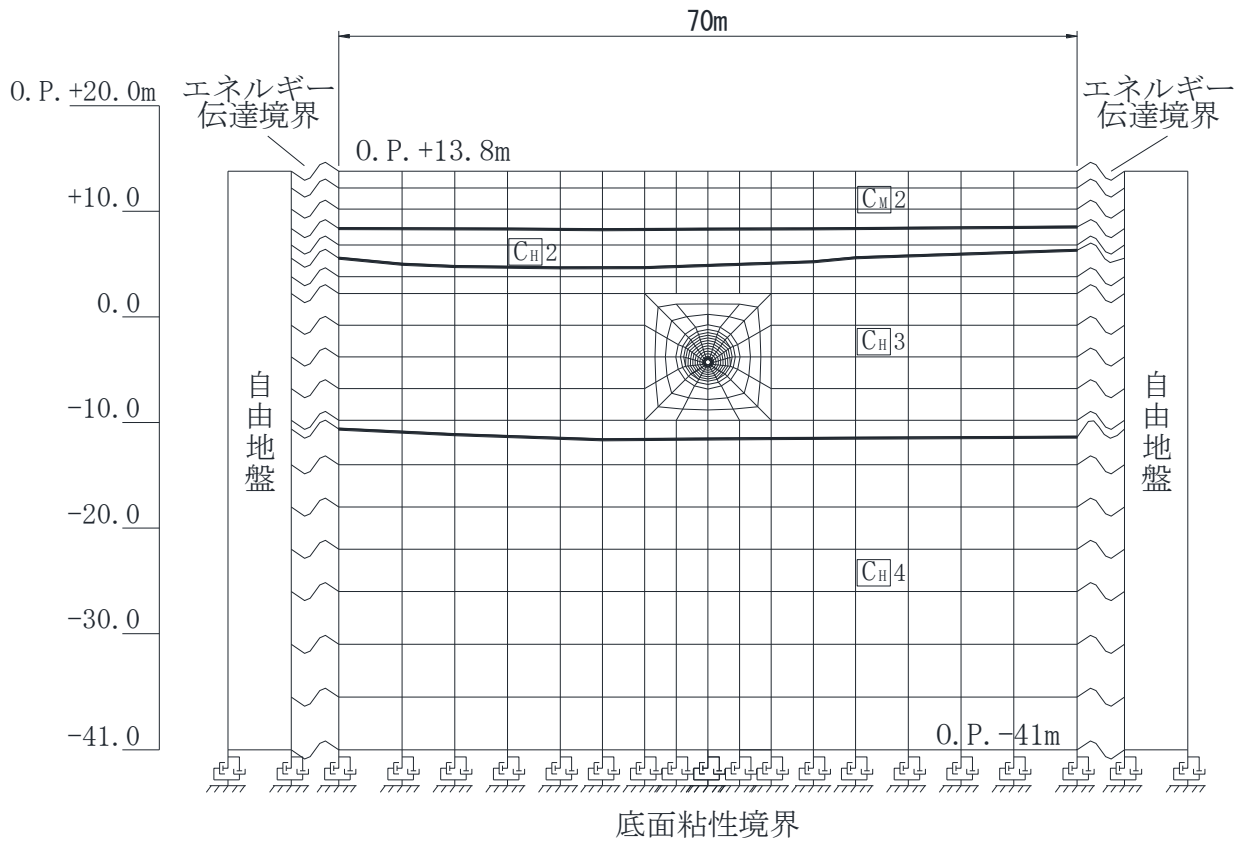


図 4-15(2) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)



注) C_H5 は C_H 級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3-5 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の地震応答解析モデル



注) C_H4 は C_H 級岩盤の第4速度層を示す。

図 3-5 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析モデル

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル

扉体の開門時の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図4-1に示す。

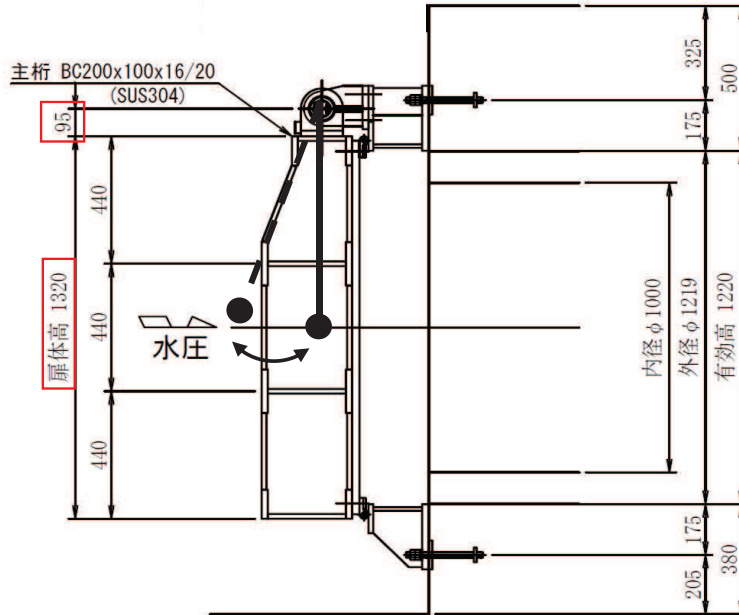


図4-1 解析モデル図 (単位: mm)

(2) 固有周期の計算

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、 L_2 : 振り子の長さ (=95+1320/2 =755 mm)

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4-2に示す。

表4-2 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
L_2	振り子の長さ	755	mm

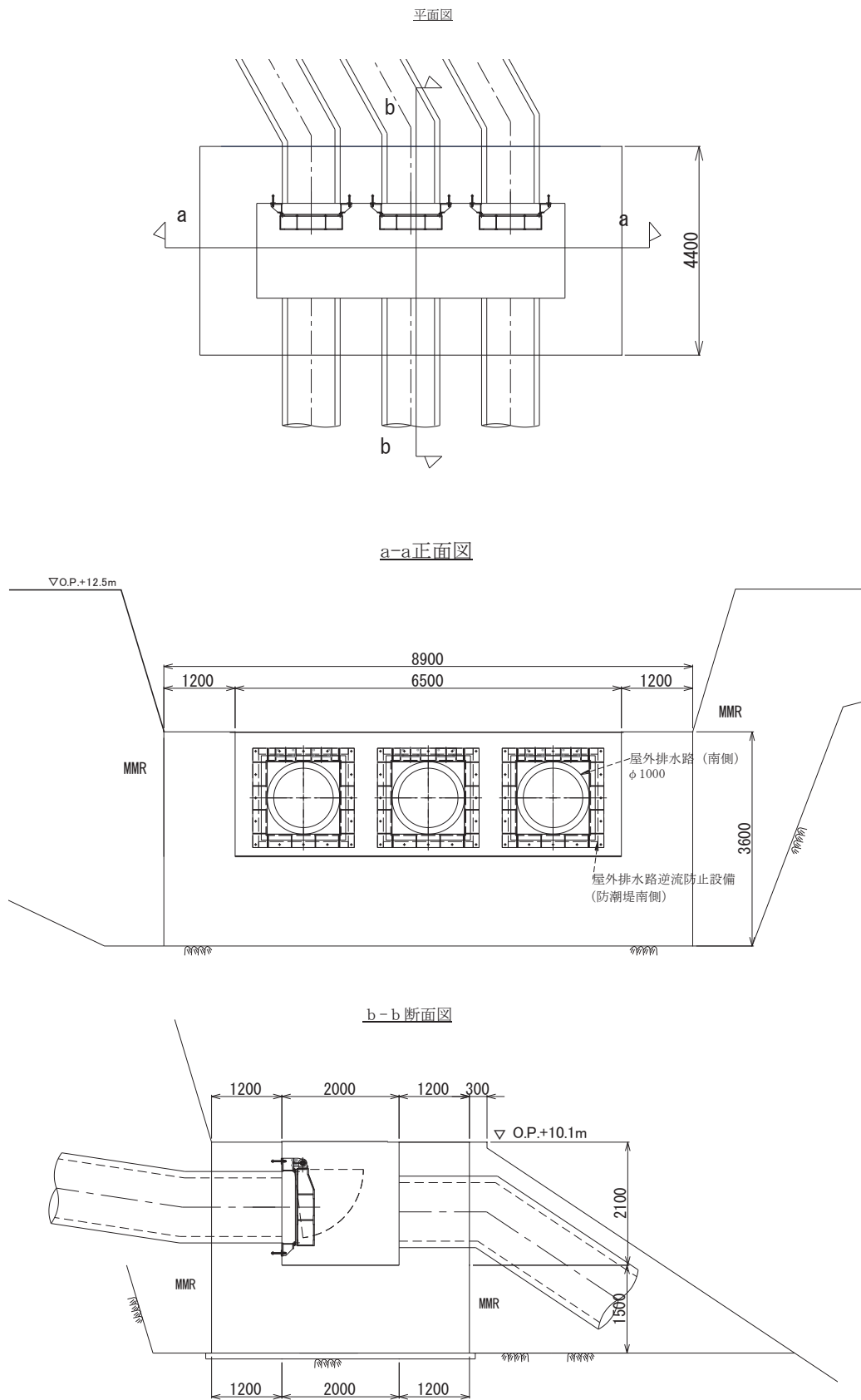
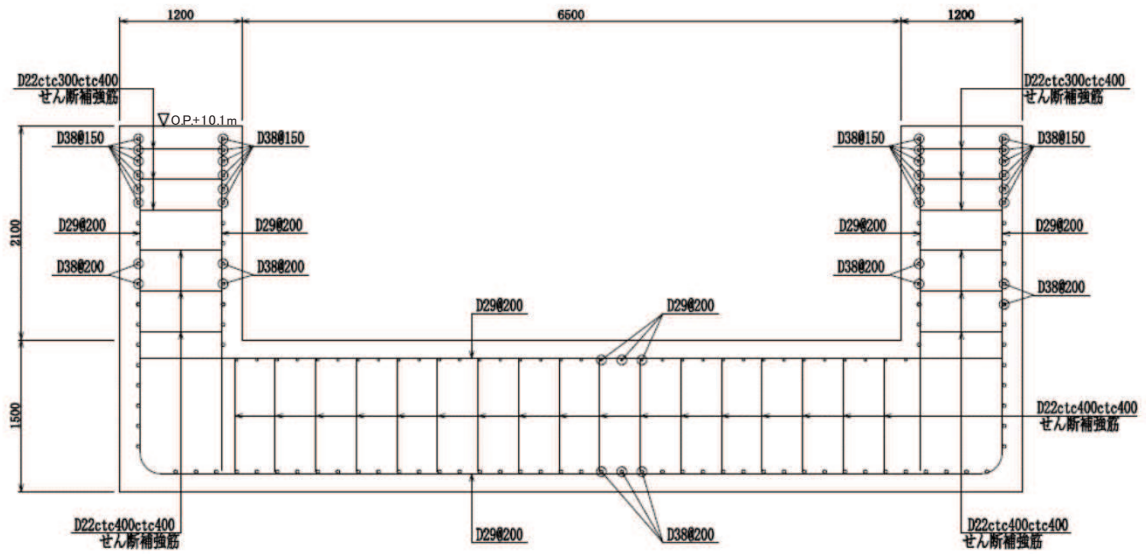


図 7-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

a-a 断面



b-b 断面

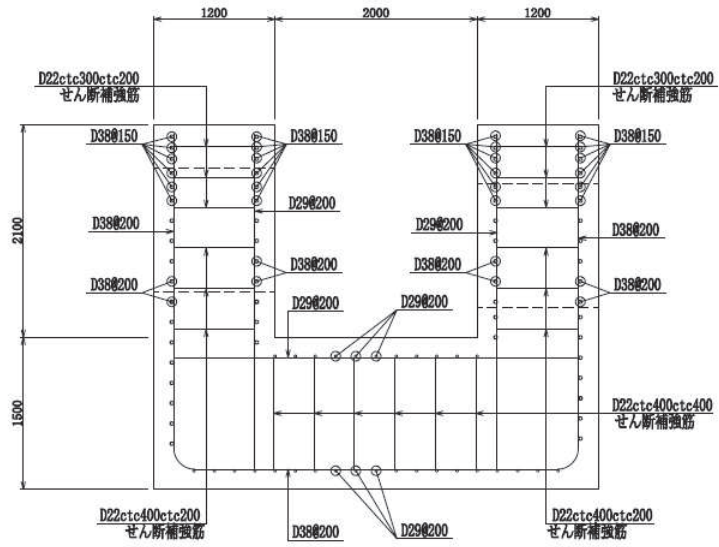


図 7-3 出口側集水ピットの配筋概要図 (特記なき寸法は mm を示す)

7.3 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- (2) 土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]
- (3) 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (4) 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (5) 土木学会 2005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
- (6) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)

8. 地震応答解析

8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8-2 に示す。

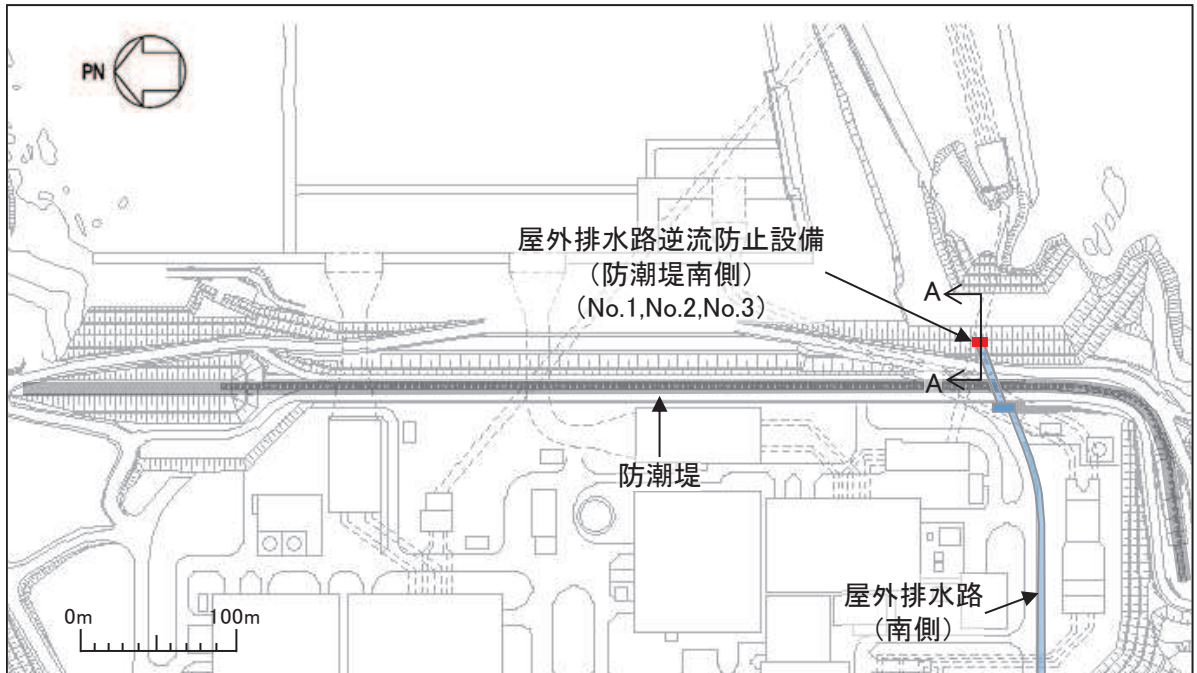


図 8-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

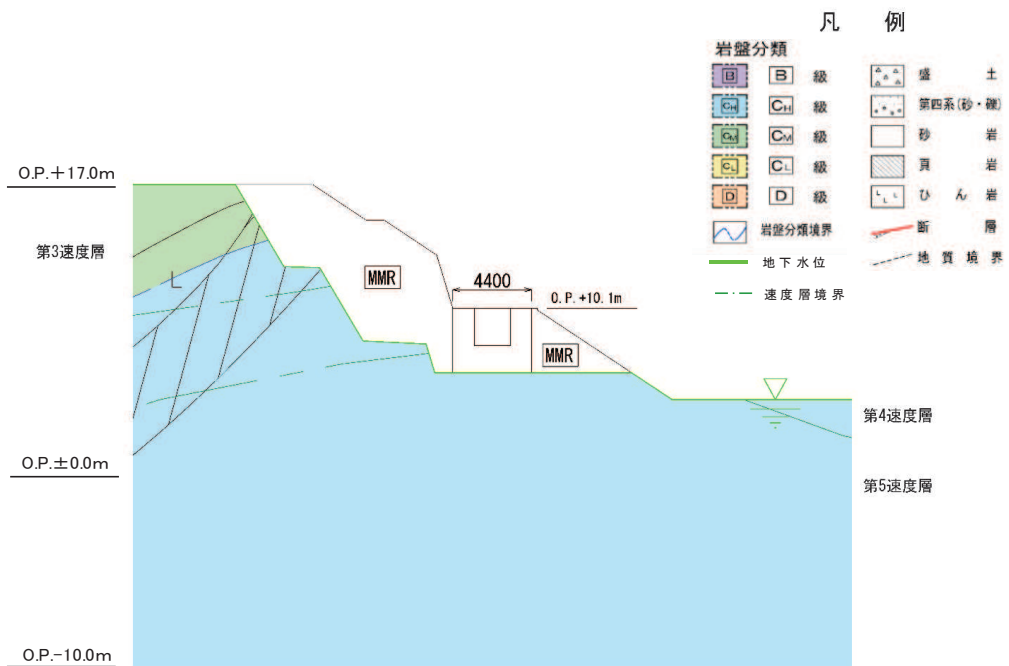


図 8-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面) (特記なき寸法は mm を示す)

9.3 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9-2 に、要素分割図を図 9-3 に示す。

a. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書 [設計編]」に基づき、剛域を設ける。

b. 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは、節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

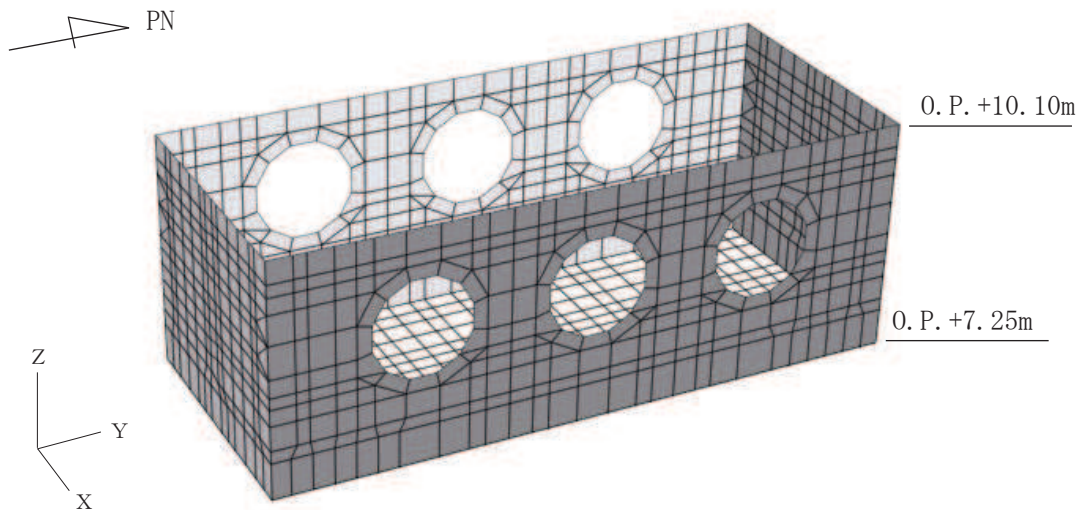


図 9-2 出口側集水ピットの解析モデル

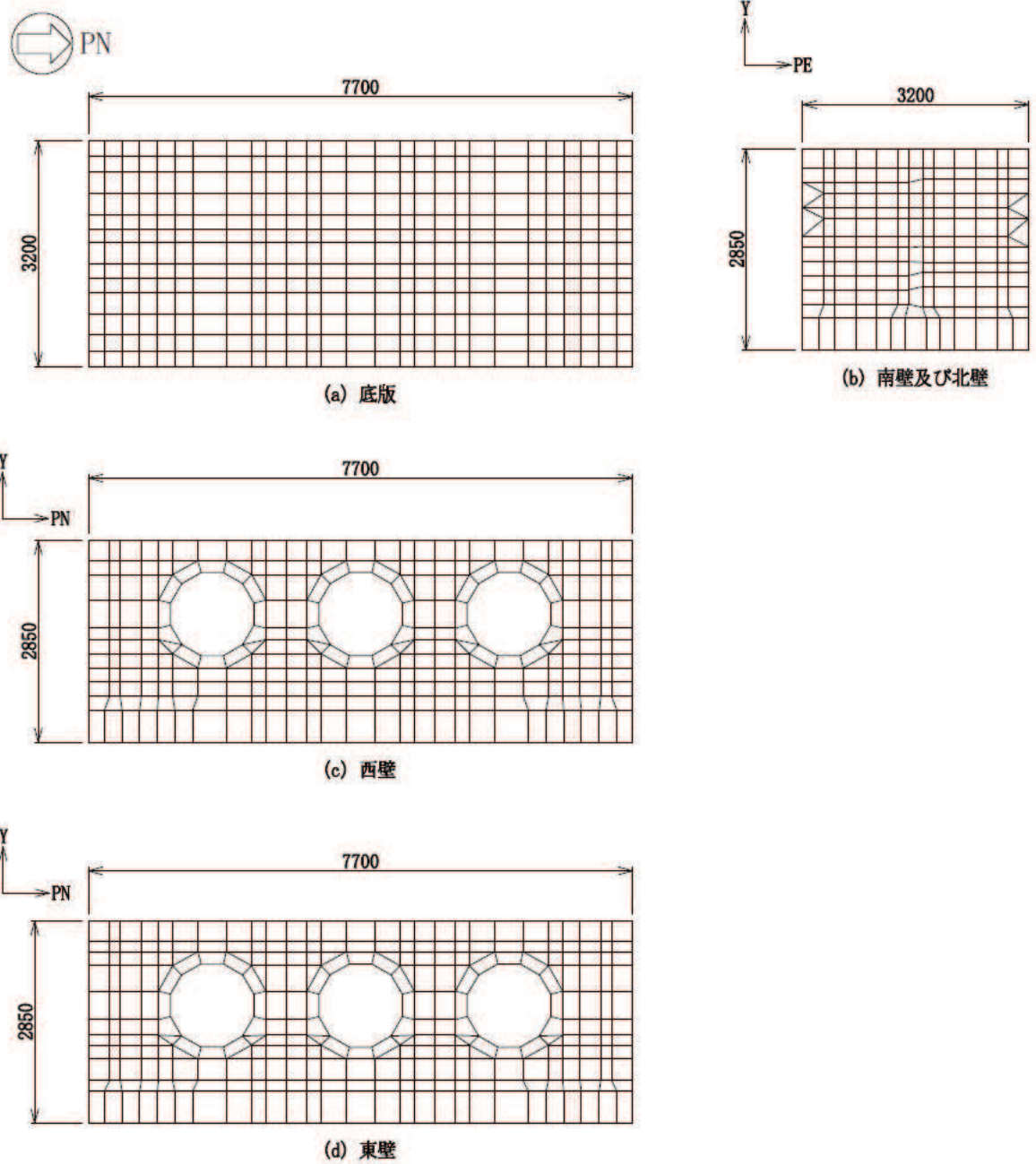


図 9-3 要素分割図 (単位 : mm)

(2) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5(2) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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・補一
1984)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) 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)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3-2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (6) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (7) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (8) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (9) 土木学会 1988 年 構造力学公式集
- (10) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (11) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (12) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル

扉体の開門時の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図4-1に示す。

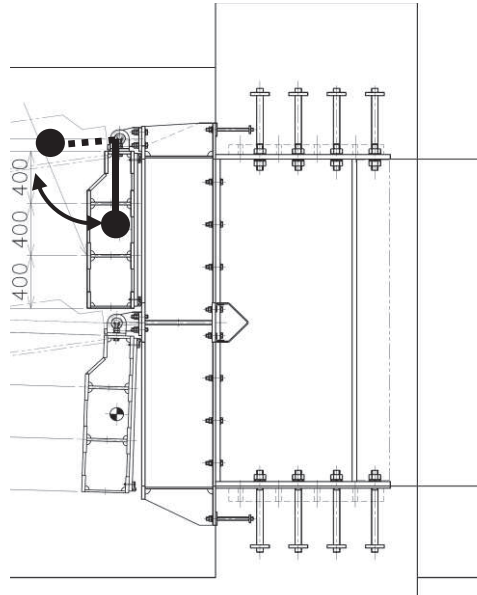


図4-1 解析モデル図 (単位: mm)

(2) 固有周期の計算

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、 L_2 :振り子の長さ (=95+1200/2 =695 mm)

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4-2に示す。

表4-2 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
L_2	振り子の長さ	695	mm

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編」に基づき、等分布荷重が作用する、主桁によって溶接支持された単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、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。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5-6 に示す。

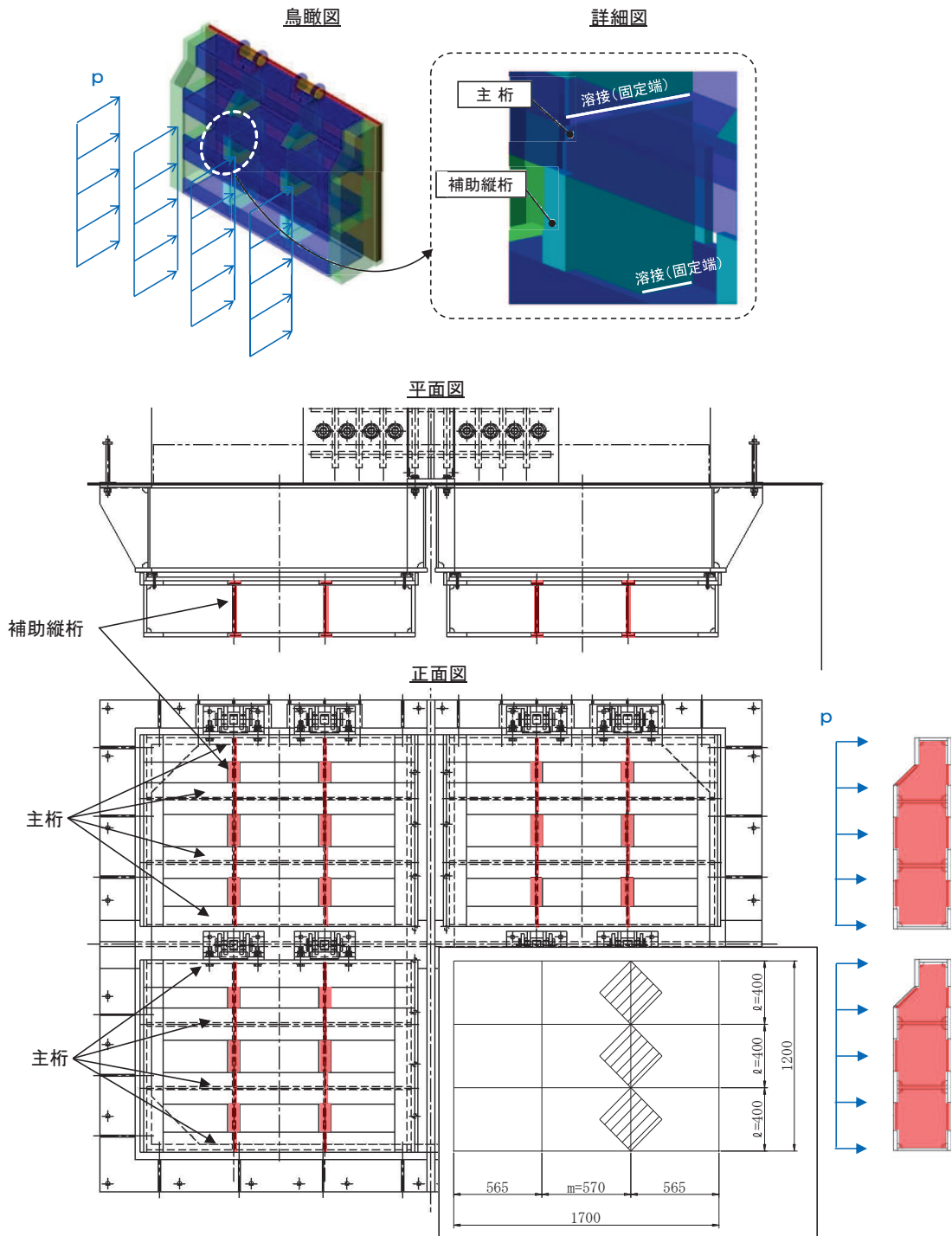


図 5-6 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位 : mm)

【中央支柱（アンカーボルト）】

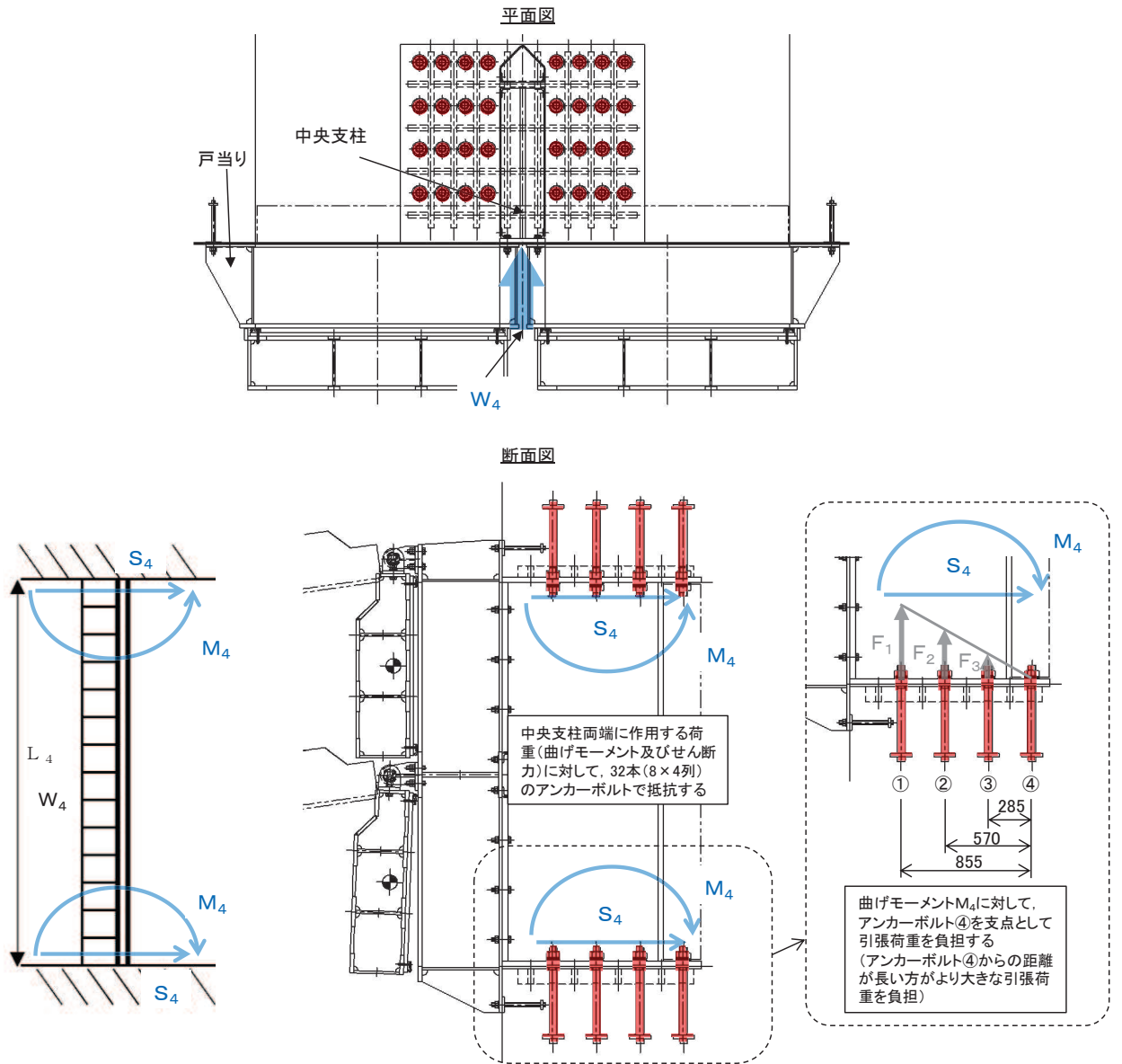


図5-7(2) 中央支柱（アンカーボルト）の構造図及びモデル図（単位：mm）

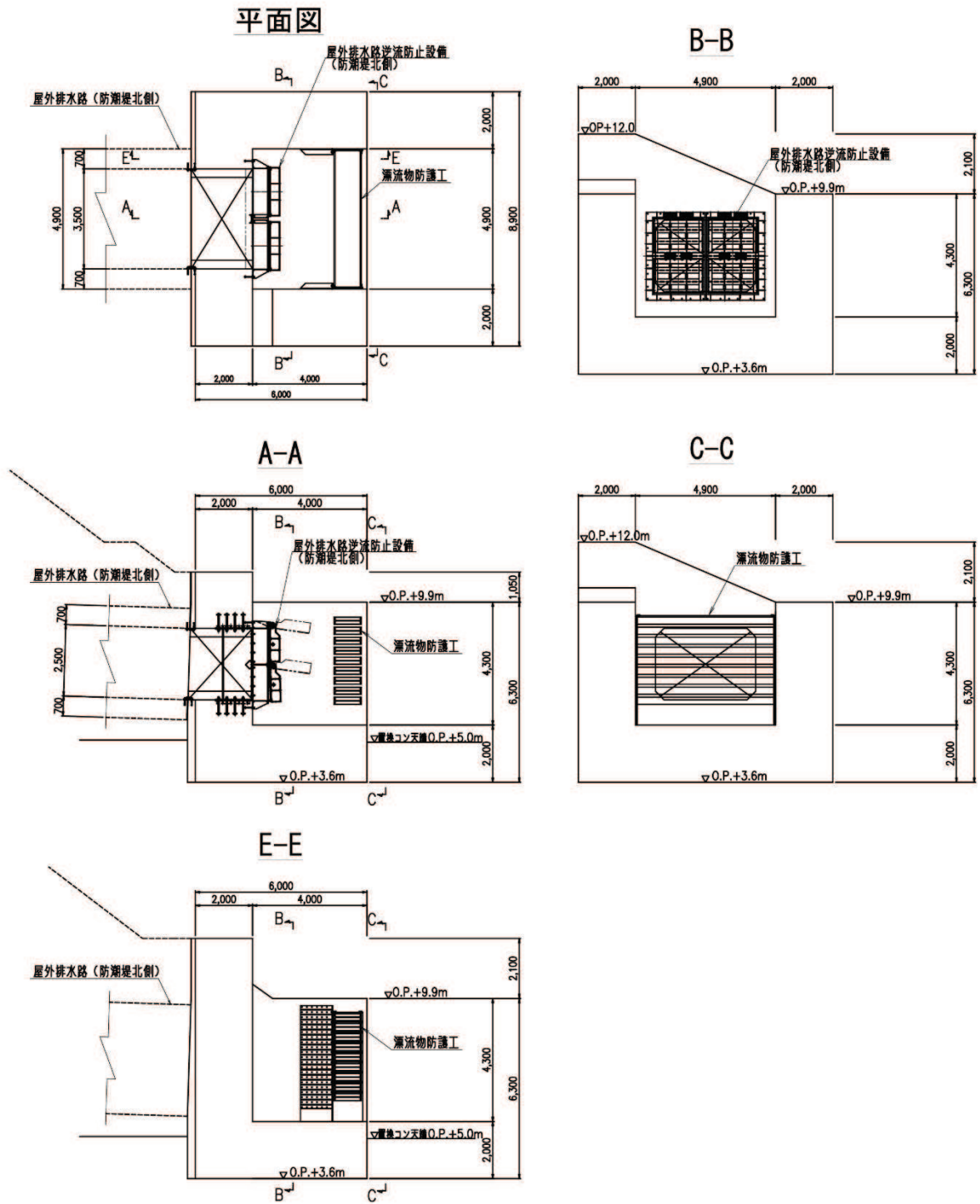
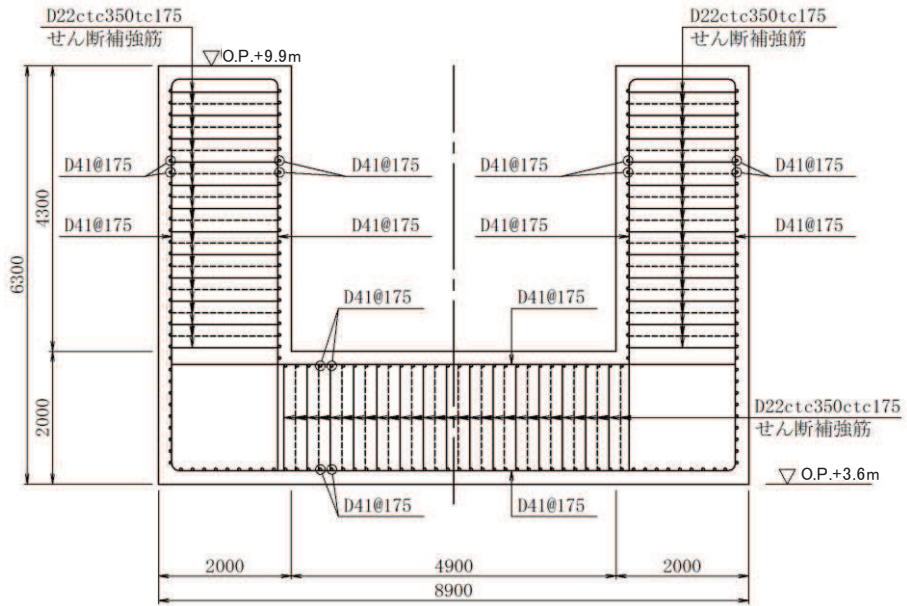


図 7-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

B-B 断面



E-E 断面

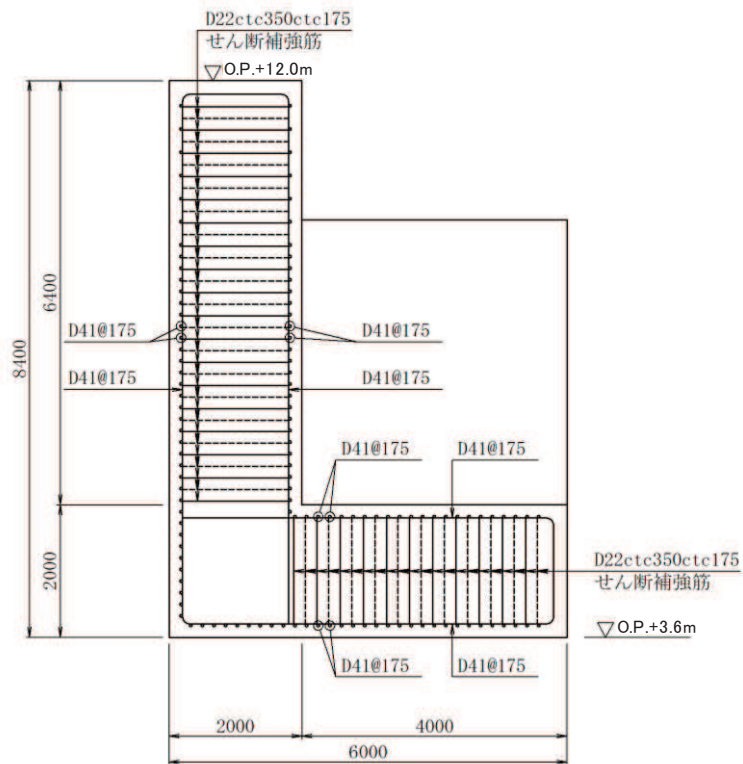


図 7-3 出口側集水ピット概略配筋図 (特記なき寸法は mm を示す)

9.3 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9-2 に、要素分割図を図 9-3 に示す。

a. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書 [設計編]」に基づき、剛域を設ける。

b. 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは、節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

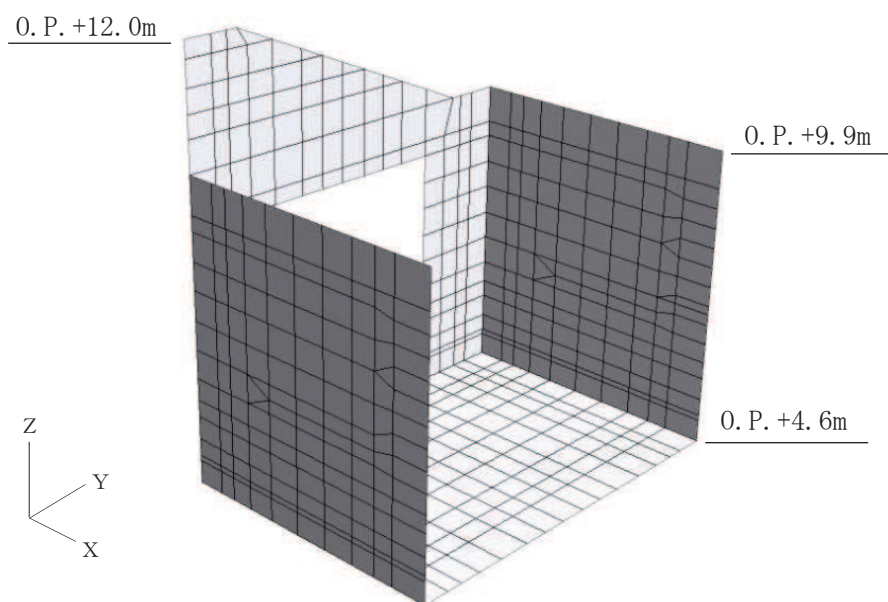
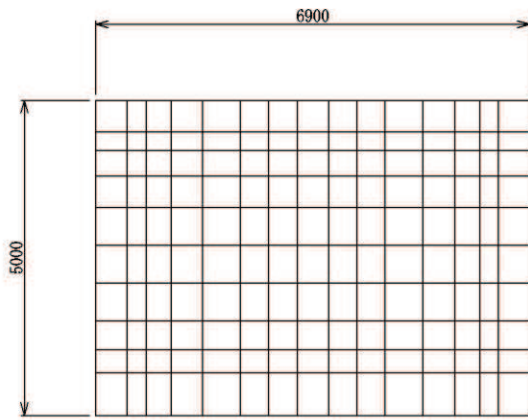
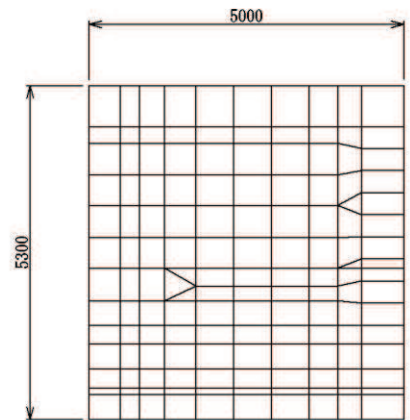


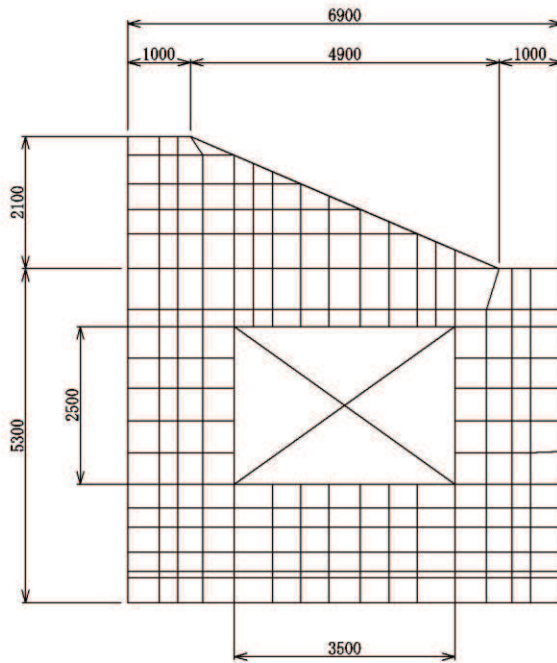
図 9-2 出口側集水ピットの解析モデル



(a) 底版



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 9-3 要素分割図 (単位 : mm)

(2) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5(2) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

(3) 止水ジョイント③

a. 止水ジョイント部材の開き方向の評価用変形量 d_n

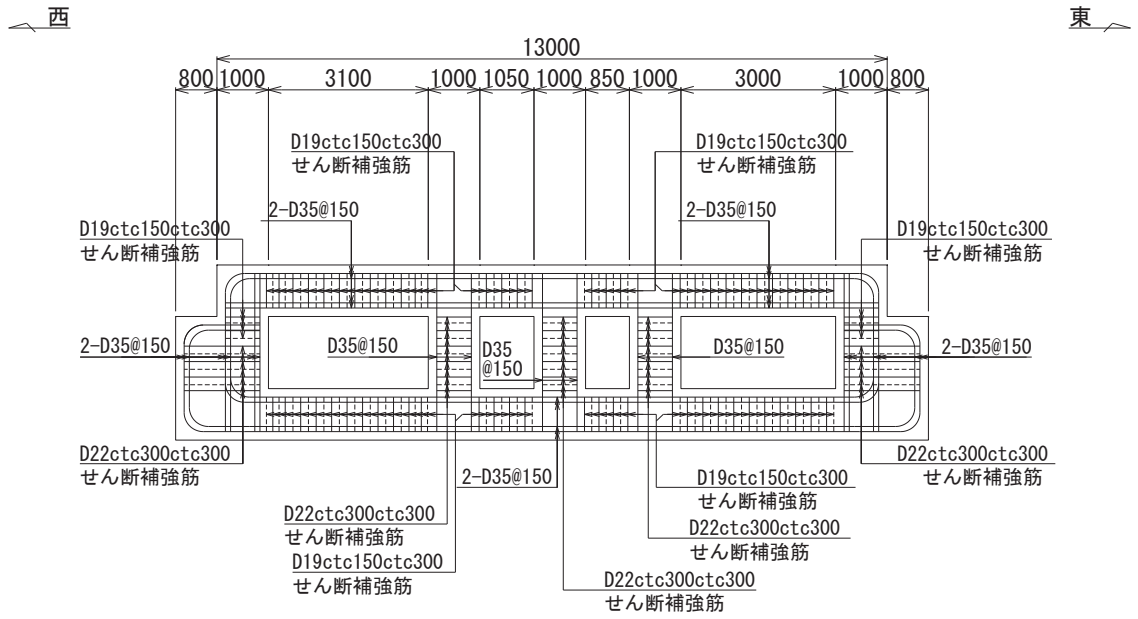
$$d_n = |d_{b_{NS}}| + |d_{p_{NS}}|$$

- ここで、
- d_n : 止水ジョイント部材の評価用変形量(開き方向) (mm)
 - $d_{b_{NS}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(N-S方向) (mm)
 - $d_{p_{NS}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(N-S方向) (mm)

b. 止水ジョイント部材のせん断方向の評価用変形量 d_s

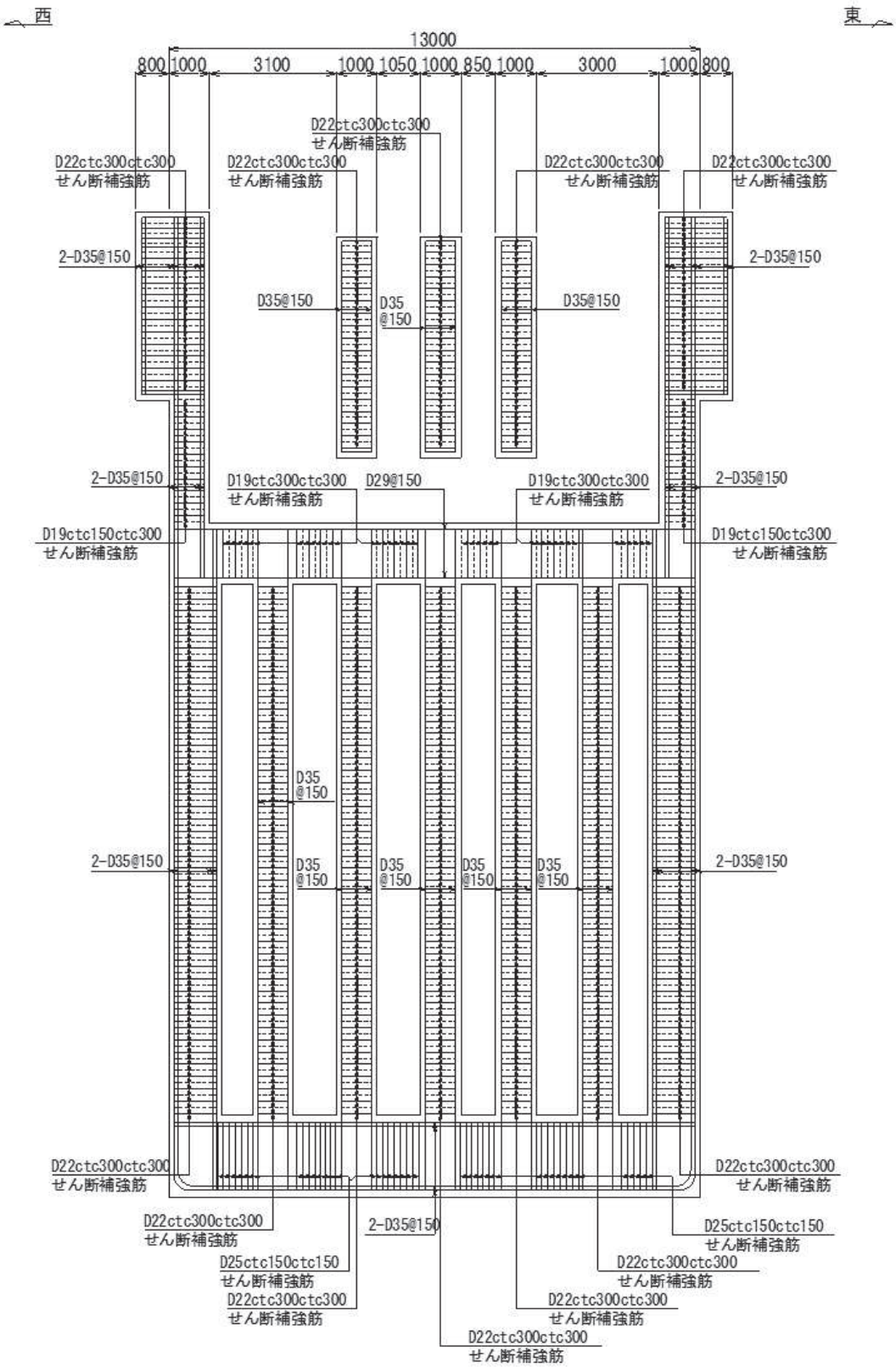
$$d_s = |d_{b_{EW}}| + |d_{p_{EW}}|$$

- ここで、
- d_s : 止水ジョイント部材の評価用変形量(せん断方向) (mm)
 - $d_{b_{EW}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(E-W方向) (mm)
 - $d_{p_{EW}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(E-W方向) (mm)



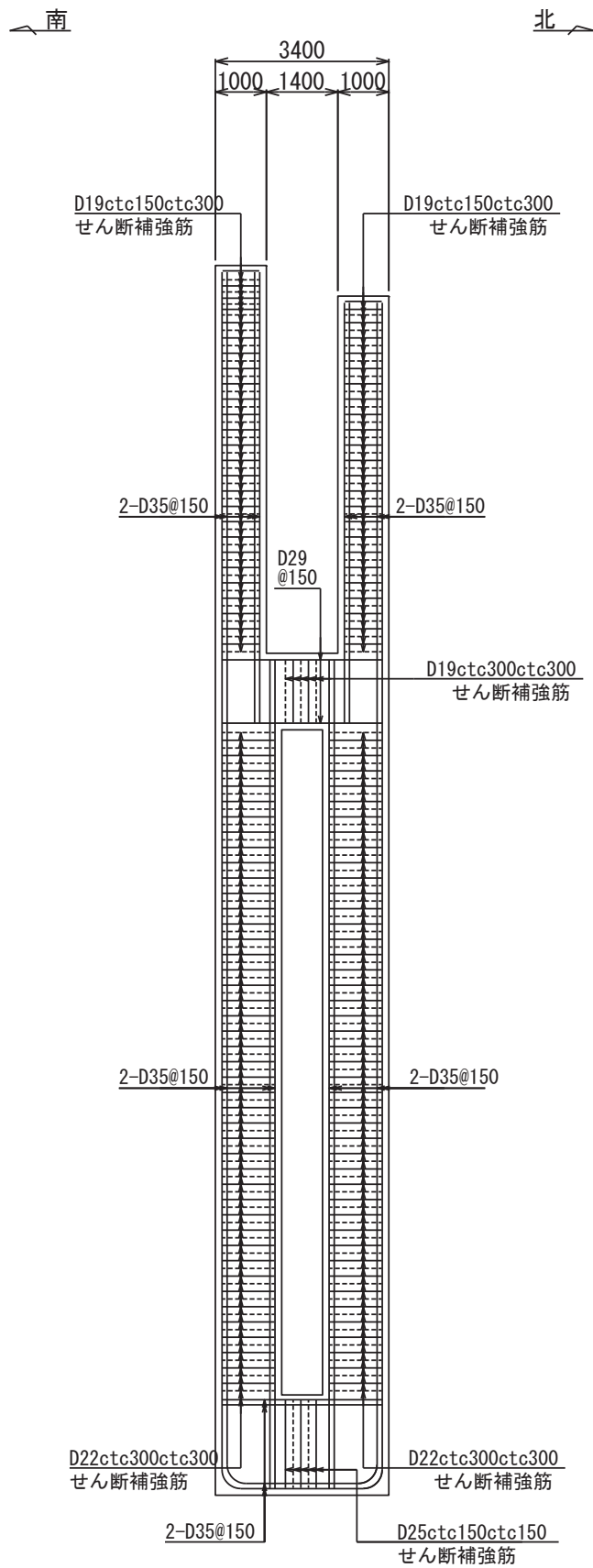
(単位：mm)

図 8-8 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット概略配筋図 (平面図)



(単位：mm)

図 8-9 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット概略配筋図 (縦断面)



(単位 : mm)

図 8-10 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット概略配筋図 (横断図)

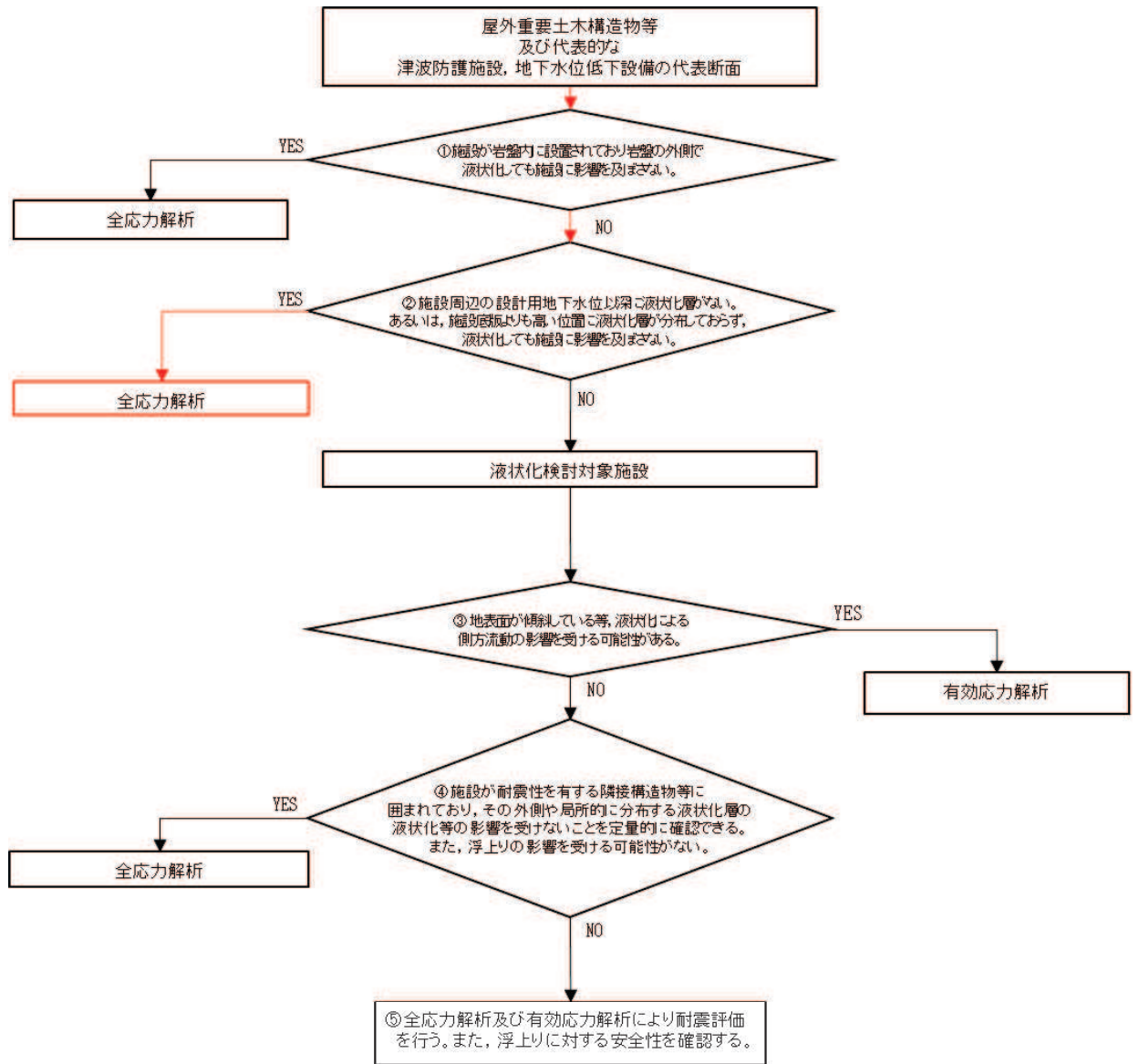
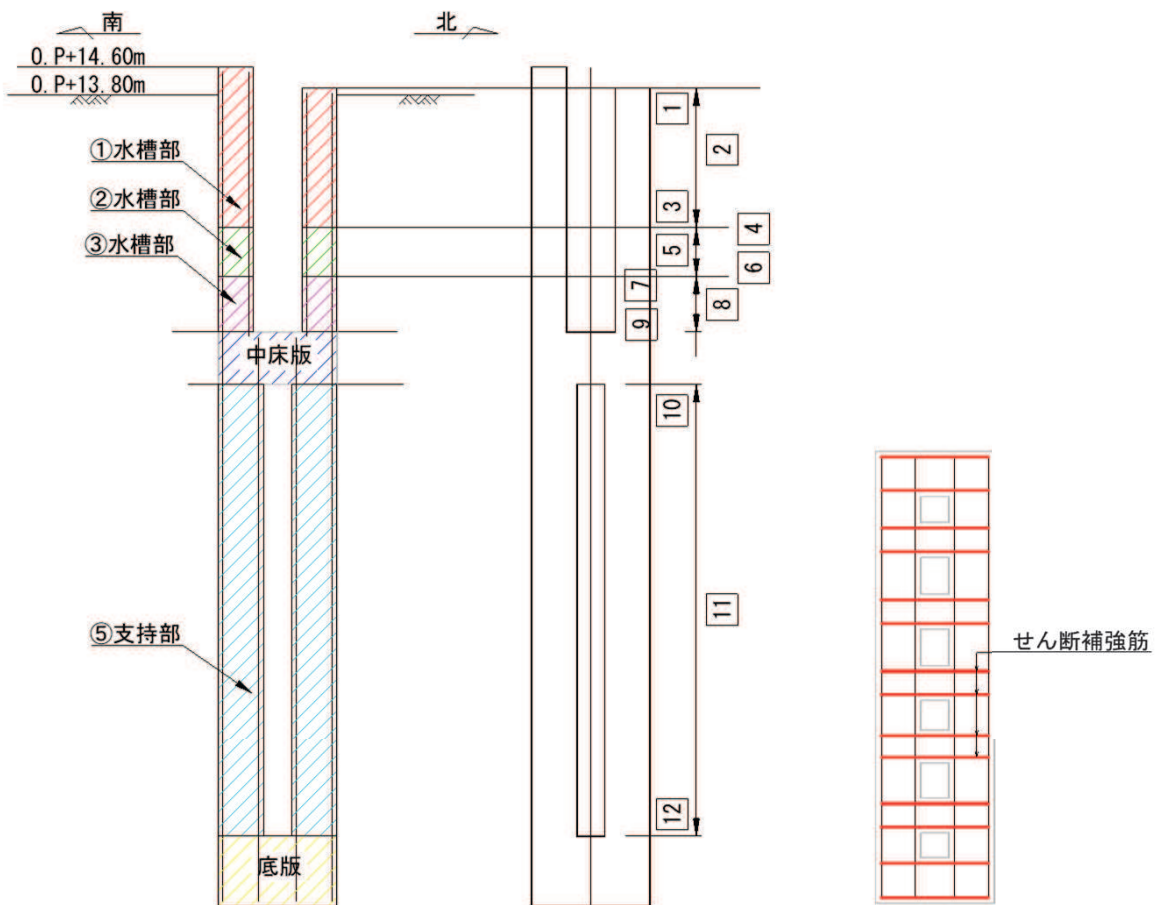


図 9-4 解析手法の選定フロー

表 10-9 各評価位置におけるせん断力破壊に対する最大照査値（鉛直断面）

評価位置	断面性状			鉄筋仕様	解析ケース	地震動	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 Va (kN)	照査値 V / Va	
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
①水槽部	2	14600	3400	2900	4-D35×2 2-D35×3	①	Ss-D2 (++)	18198	72050	0.26
②水槽部	6	13000	3400	2900	4-D35×2 2-D35×3	③	Ss-D2 (-+)	15516	72050	0.22
③水槽部	9	13000	3400	2900	4-D35×2	①	Ss-D2 (++)	17485	39716	0.45
⑤支持部	12	13000	3400	2750	4-D35×2 2-D35×5	①	Ss-F3 (-+)	34233	91988	0.38

立坑南北方向



2.2 構造及び補強の概要

取水口，貯留堰の平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3～図 2-6 に，縦断面図を図 2-7 に，補強図を図 2-8 に，概略配筋図を図 2-9～図 2-13 に示す。

取水口は，非常時における海水の通水機能及び貯水機能，貯留堰を間接支持する支持機能が要求される。また，貯留堰は取水口上流側に配置され，取水口底版と一体構造となっており，非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

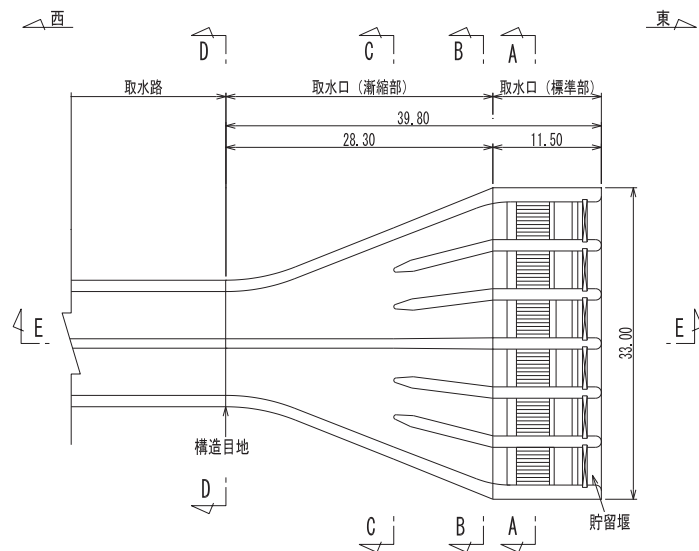
取水口は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，延長 11.50m，内空幅 [] 内空高さ [] の六連のボックスカルバート構造の標準部と，延長 28.30m，内空幅 [] 内空高さ [] の六連のボックスカルバートから内空幅 [] 内空高さ [] の二連のボックスカルバートに断面が縮小する漸縮部より構成され，マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

取水口は，断面が延長方向で異なり，面部材として加振方向に平行に配置される妻壁や導流壁を有する箱形構造物である。

貯留堰は，取水口と一体の鉄筋コンクリート構造物であり，津波による水位低下に対して非常用海水ポンプの機能が保持でき，かつ，原子炉冷却に必要な海水を確保できるよう，取水口底版より 1.2m の堰高を有している。

取水口の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。

せん断破壊に対する補強として，後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）によるせん断補強を実施する。



(単位：m)

図 2-2 取水口，貯留堰平面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

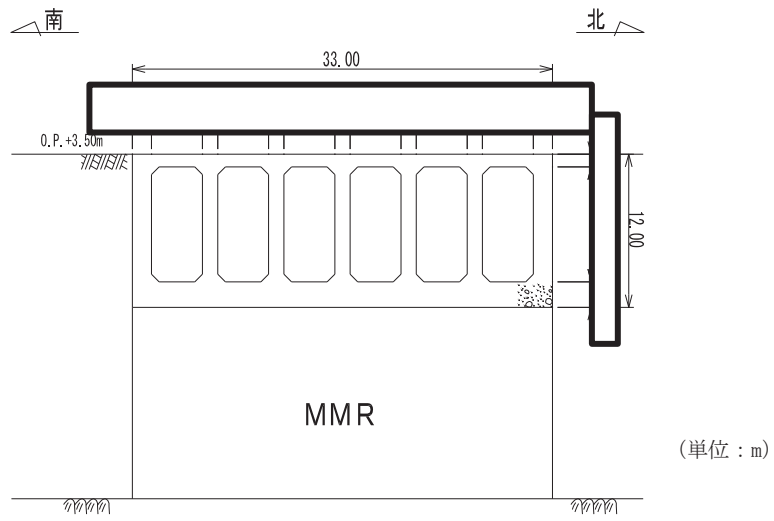


図 2-3 取水口断面図 (A-A 断面, 南北 (標準部))

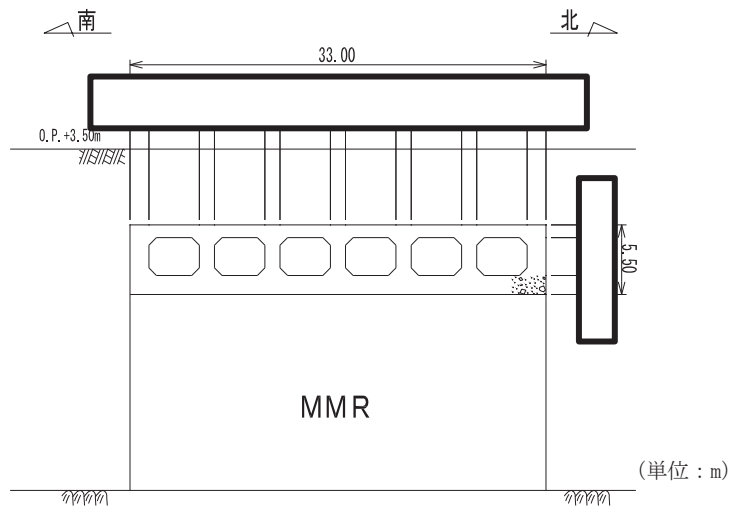


図 2-4 取水口断面図 (B-B 断面, 南北 (漸縮部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

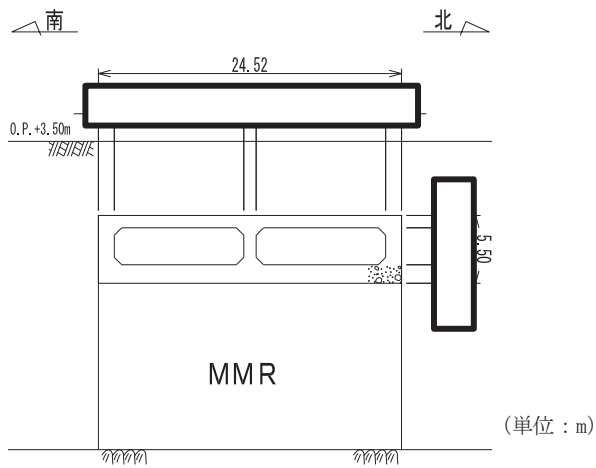


図 2-5 取水口断面図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))

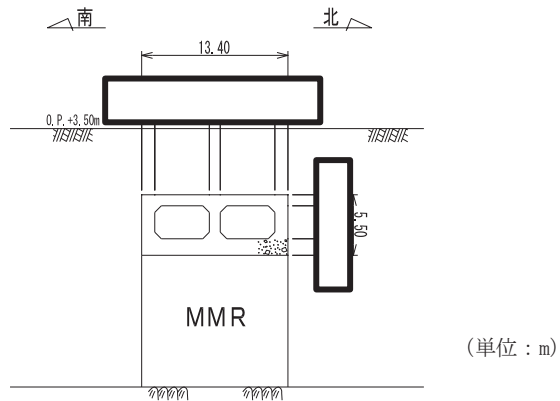


図 2-6 取水口断面図 (D-D 断面, 南北 (漸縮部))

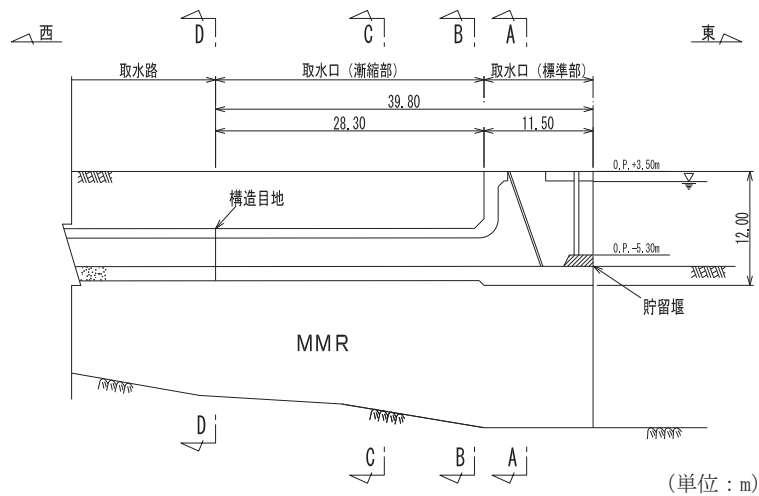
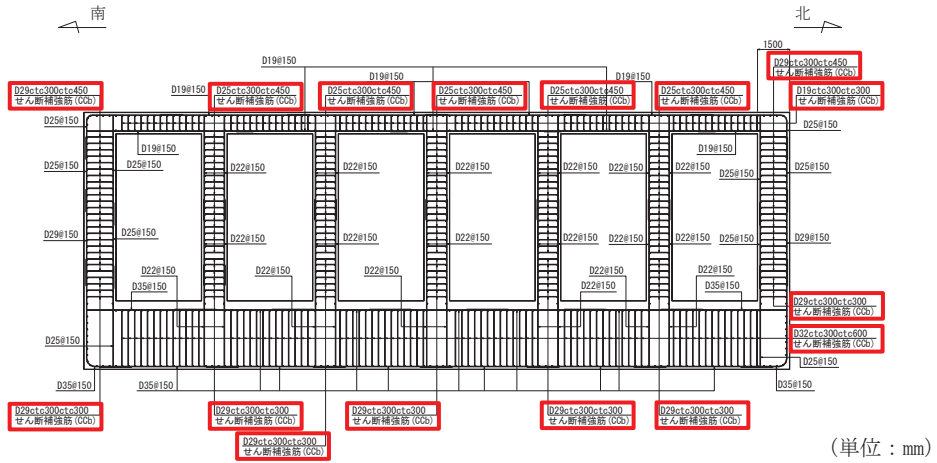


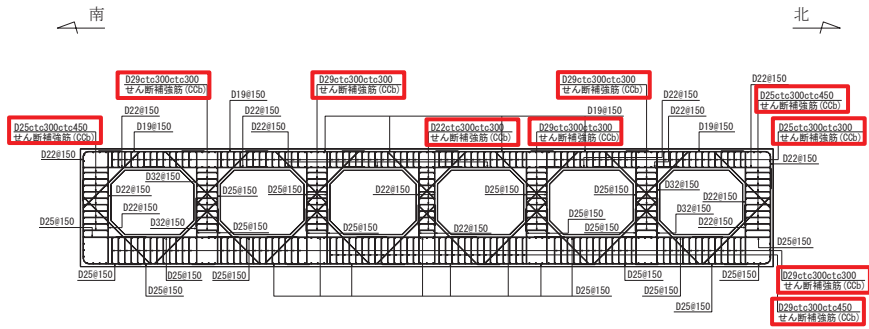
図 2-7 取水口縦断面図 (E-E 断面, 東西)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



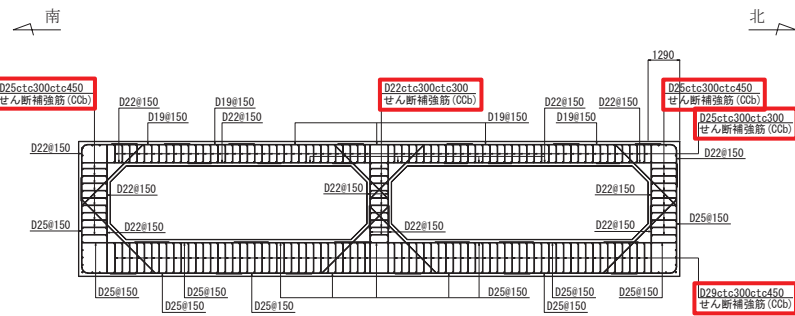
□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-9 取水口概略配筋図 (A-A 断面, 標準部)



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-10 取水口概略配筋図 (B-B 断面, 漸縮部)



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-11 取水口概略配筋図 (C-C 断面, 南北(漸縮部))

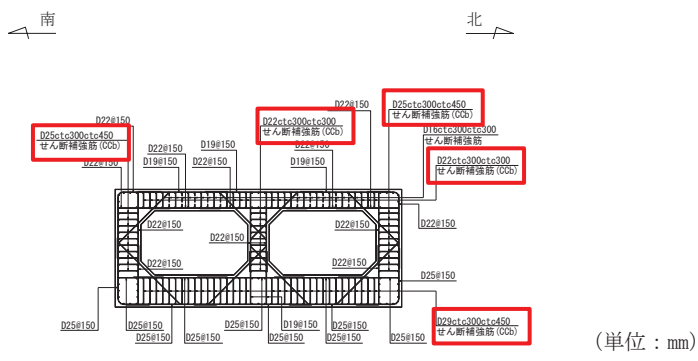


図 2-12 取水口概略配筋図 (C-C 断面, 漸縮部)

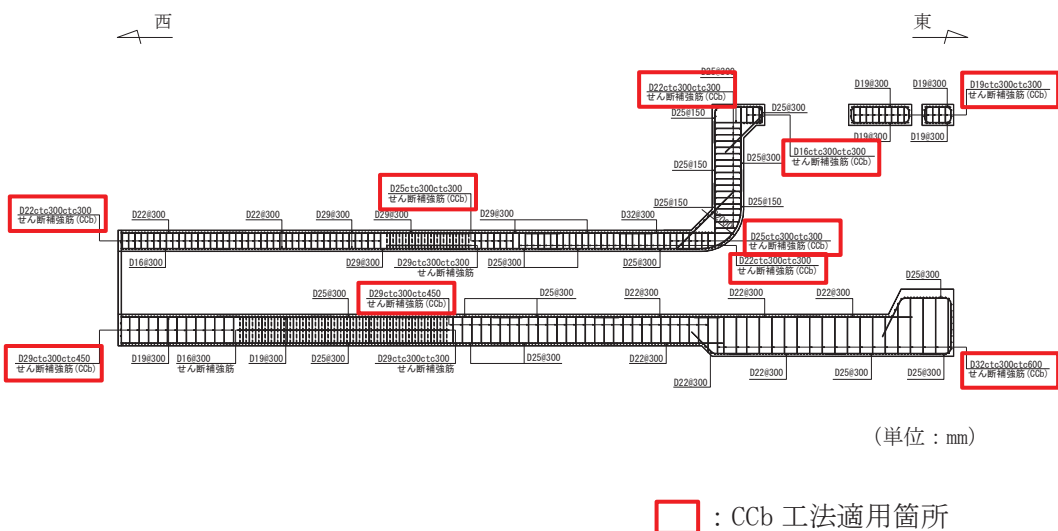


図 2-13 取水口概略配筋図 (E-E 断面, 東西)

3. 地震応答解析

3.1 地震時荷重算出断面

取水口、貯留堰の地震時荷重算出断面位置を図 3-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的な特徴や周辺地質状況を踏まえ、南北方向では妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮し、標準部 (A-A 断面) 及び漸縮部 (B-B 断面) の各エリアの構造モデルを使用して地震時応答解析を行う。

また、東西方向については、軸心を中心とする対称性を有し、周辺状況の差異もないことから、構造物中心を通る断面 (C-C 断面) を地震時荷重算出断面とする。

地震時荷重算出用地質断面図を図 3-2～図 3-4 に示す。

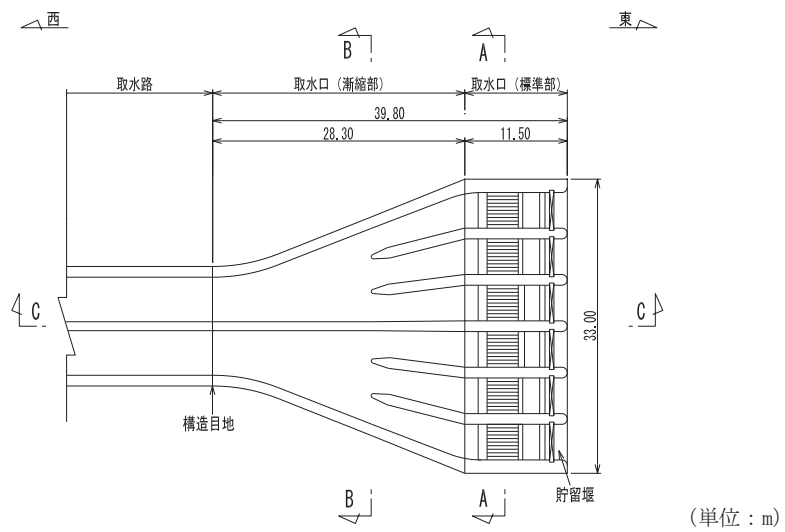


図 3-1 取水口の地震時荷重算出断面位置図

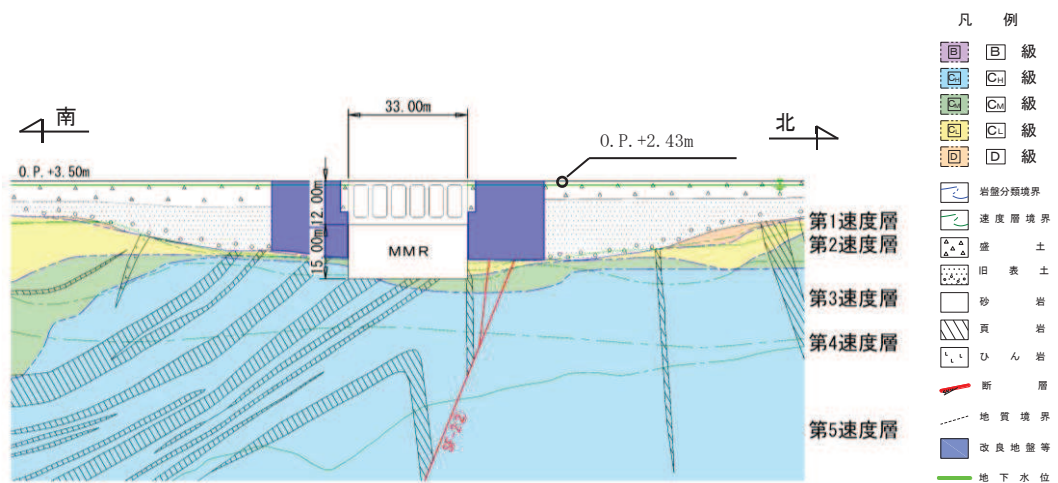
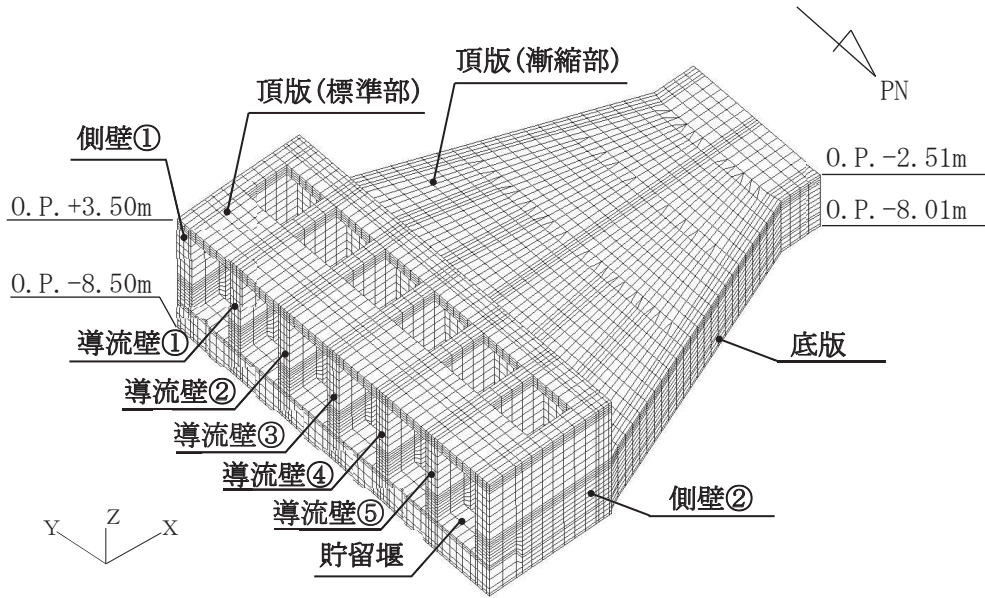


図 3-2 取水口、貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面, 標準部)

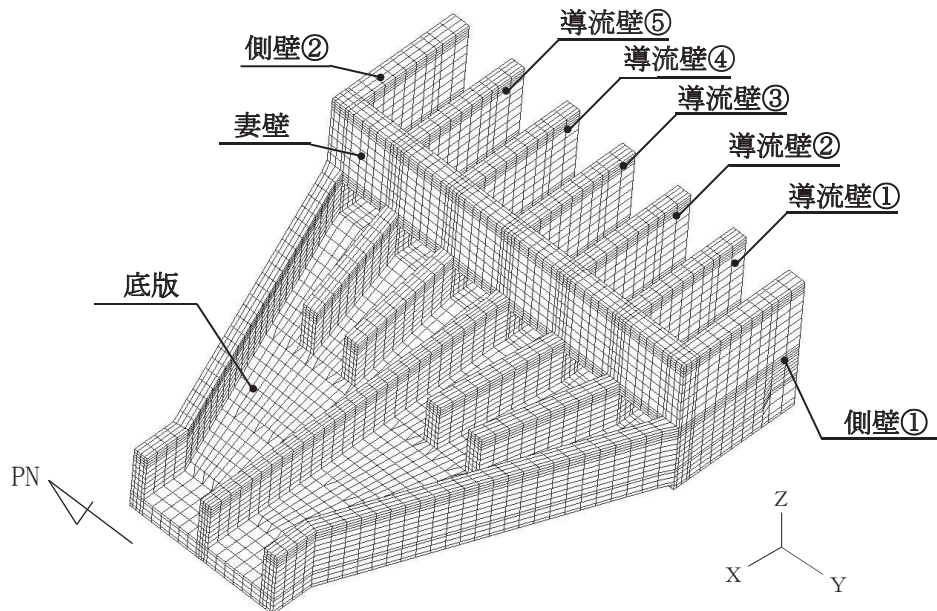
4. 三次元構造解析

4.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、取水口を構成する構造部材である頂版（標準部）、頂版（漸縮部）、側壁、導流壁、底版、妻壁、及び取水口と一体構造となっている貯留堰とする。評価対象部材を図4-1に示す。



(a) 鳥瞰図（東側視点）



(b) 鳥瞰図（西側視点：頂板非表示）

図4-1 三次元構造解析の評価対象部材

4.2 解析方法

取水口、貯留堰の三次元構造解析は、「3. 地震応答解析」より得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

4.3 解析モデルの諸元

4.3.1 解析モデル

三次元構造解析モデルの要素座標系を図4-2に、ソリッド要素における各要素の断面力の方向を図4-3に示す。

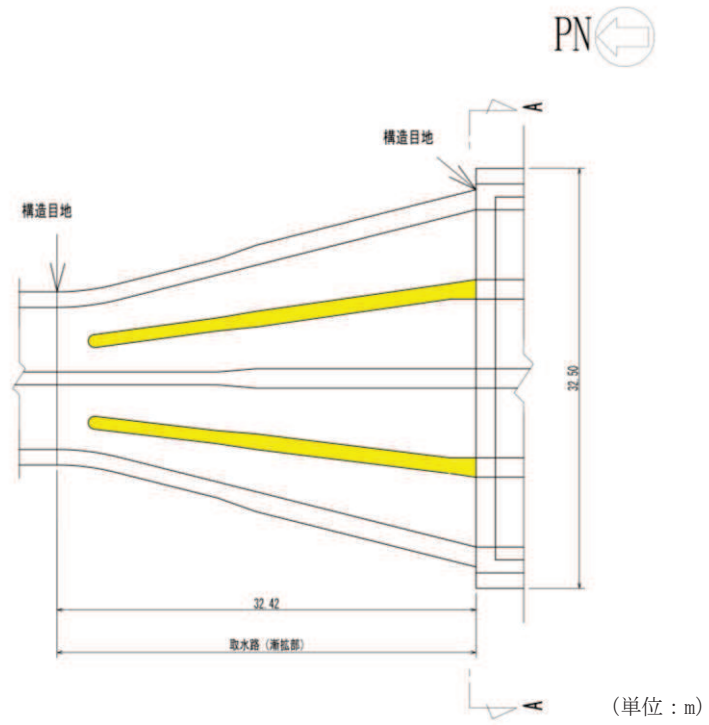
圧縮縁ひずみの算出には解析コード「StrainCom3 Ver. 2021.01.26」を、主筋ひずみの算定には解析コード「Com3FldModRun Ver. 2021.01.06」を、断面力の算出には解析コード「Com3EvalSh Ver. 2021.01.27」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(1) 構造物のモデル化

構造物は、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。構造部材の非線形特性を図4-4及び図4-5に示す。

(2) 境界条件

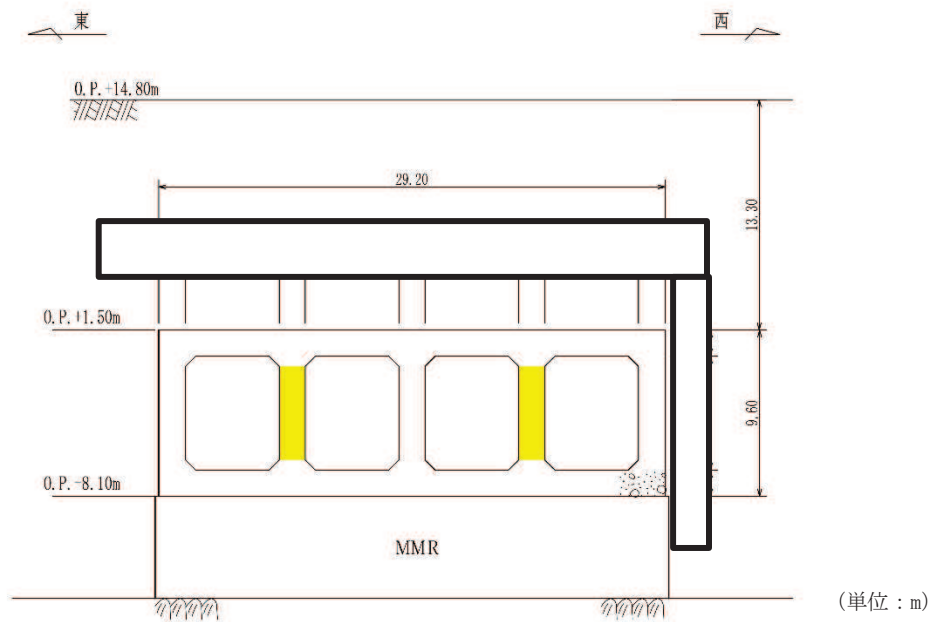
構造物の底面には、地盤ばねを配置する。地盤ばねは、節点ばねとする。常時解析においては、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき設定する。地震時解析においては、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。



(単位 : m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-4(1) Ccbによる耐震補強箇所 (平面図)

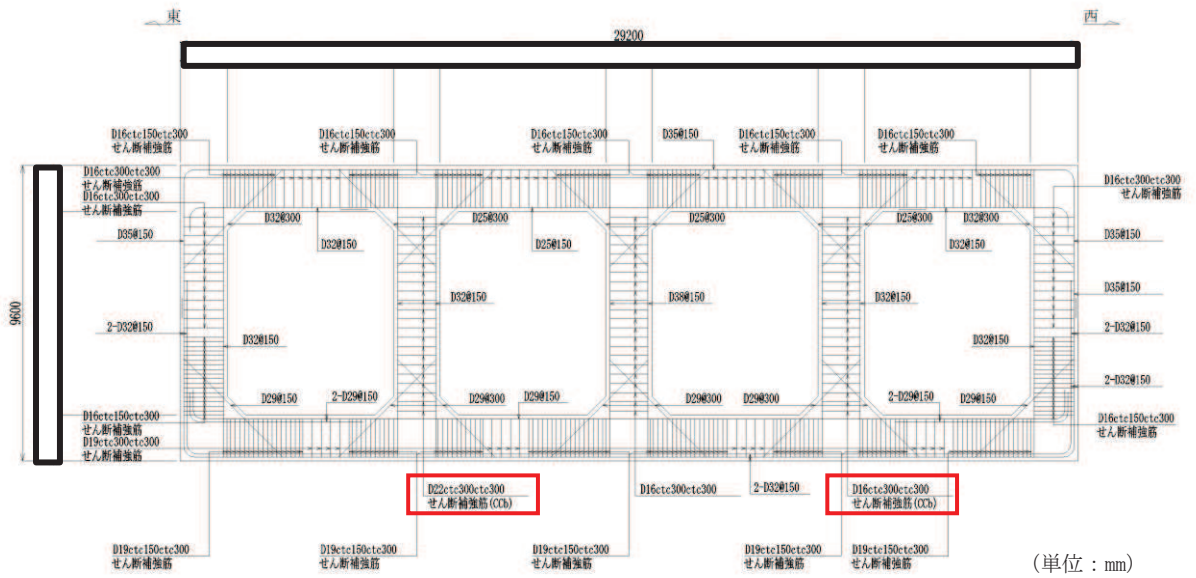


(単位 : m)

■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-4(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



: CCb 工法適用箇所

図 2-5 取水路（漸拡部）概略配筋図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

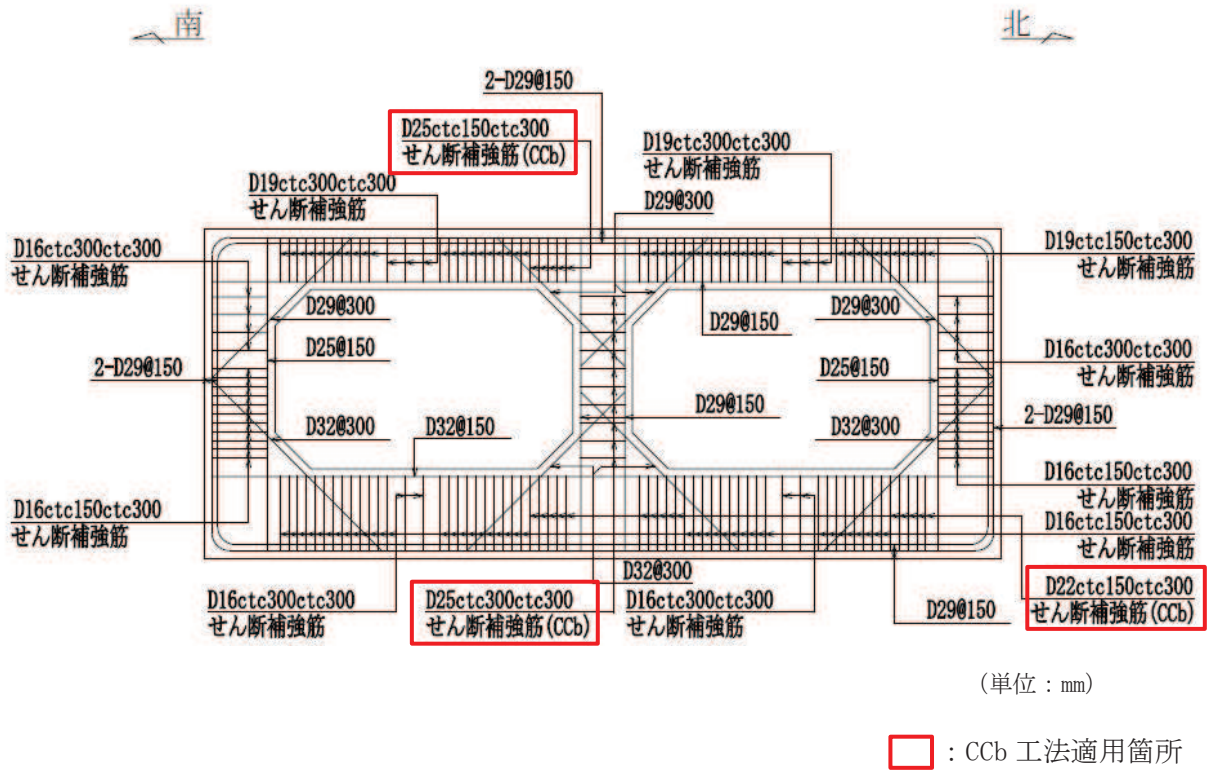


図 2-5 取水路 (標準部) 概略配筋図 (A-A 断面)

4. 三次元構造解析

4.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、取水路（標準部）を構成する構造部材である頂版，側壁，隔壁，底版とする。直線部及び曲線部の評価対象部材を図 4-1 及び図 4-2 に示す。

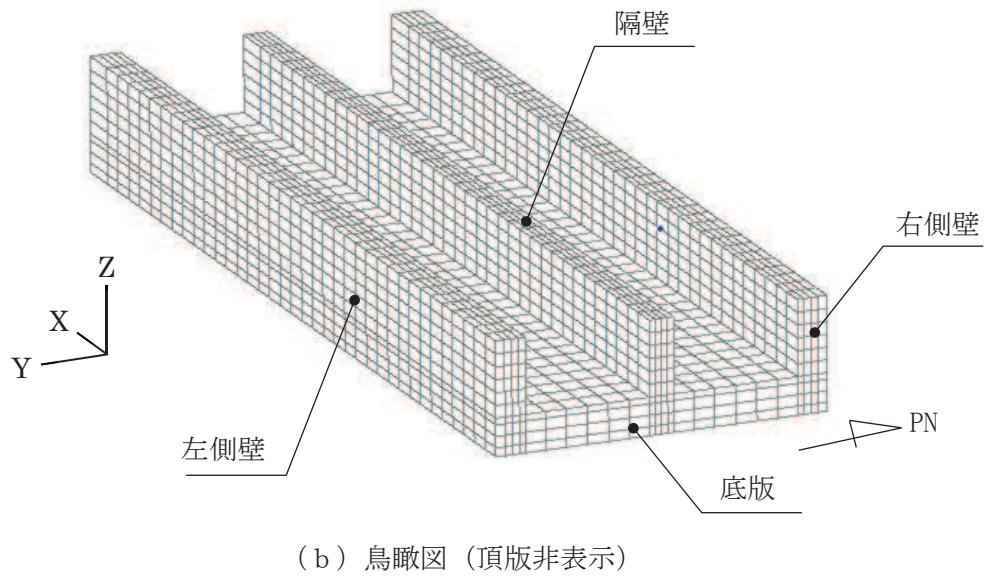
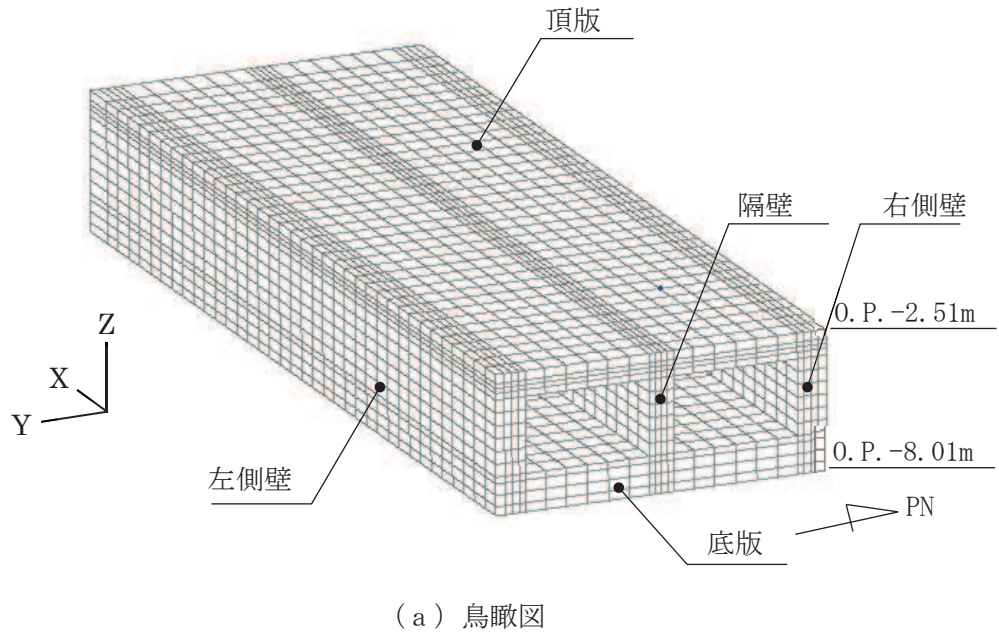
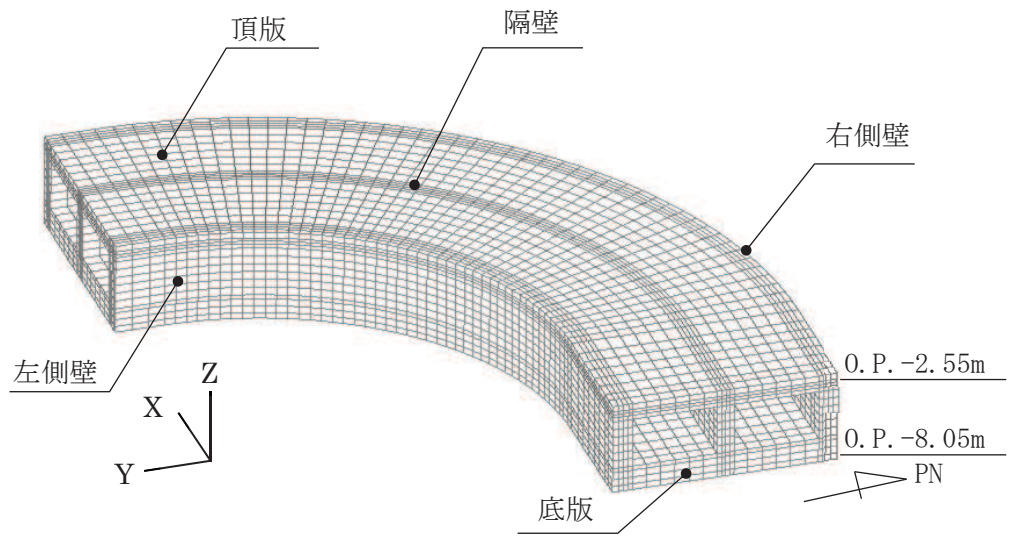
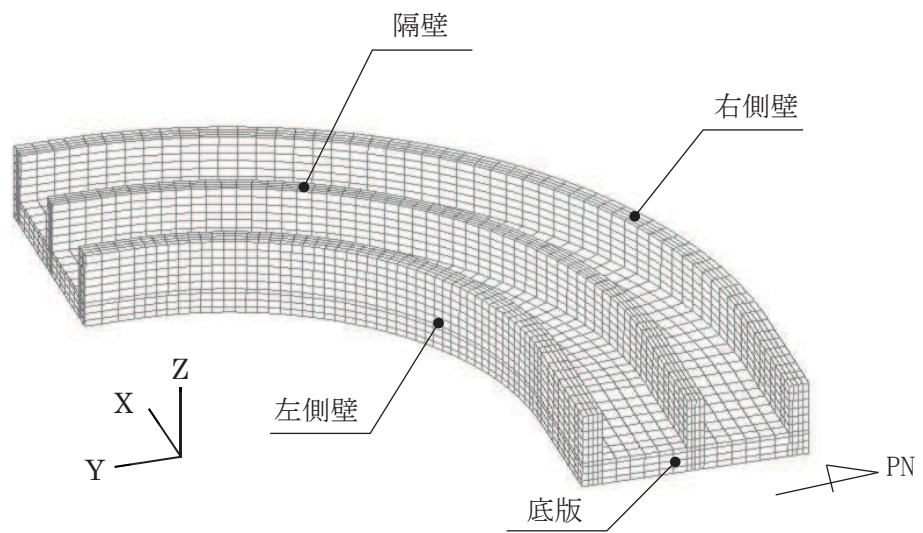


図 4-1 三次元構造解析の評価対象部材（直線部）



(a) 鳥瞰図



(b) 鳥瞰図 (頂版非表示)

図4-2 三次元構造解析の評価対象部材 (曲線部)

4.2 解析方法

取水路（標準部）の三次元構造解析は、「3. 地震応答解析」より得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

4.3 解析モデルの諸元

4.3.1 解析モデル

三次元構造解析モデルの要素座標系を図4-3及び図4-4に、ソリッド要素における各要素の断面力の方向を図4-5に示す。

圧縮縁ひずみの算出には解析コード「StrainCom3 Ver. 2021.01.26」を、主筋ひずみの算定には解析コード「Com3FldModRun Ver. 2021.01.06」を、断面力の算出には解析コード「Com3EvalSh Ver. 2021.01.27」を用いる。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。

(1) 構造物のモデル化

構造物は、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。構造部材の非線形特性を図4-6及び図4-7に示す。

(2) 境界条件

構造物の底面には、地盤ばねを配置する。地盤ばねは、節点ばねとする。常時解析においては、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき設定する。地震時解析においては、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。

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	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格・基準等	5
2.5	記号の説明	6
2.6	計算精度と数値の丸め方	10
3.	評価部位	11
4.	地震応答解析及び構造強度評価	11
4.1	地震応答解析及び構造強度評価方法	11
4.2	荷重の組合せ及び許容限界	12
4.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	12
4.2.2	許容限界	12
4.2.3	許容限界評価条件	12
4.3	解析モデル及び諸元	16
4.4	固有周期	20
4.5	設計用地震力	23
4.6	計算方法	25
4.6.1	大梁及びフレームの応力の計算方法	25
4.6.2	ゴム支承のせん断ひずみ及び応力の計算方法	26
4.6.3	可動支承の発生荷重の計算方法	30
4.6.4	フレームの移動量の計算方法	30
4.7	計算条件	31
4.8	応力の評価	31
4.8.1	大梁及びフレームの応力評価	31
4.8.2	ゴム支承の評価	32
4.8.3	可動支承の評価	33
4.8.4	フレームの移動量の評価	33
5.	評価結果	34
5.1	設計基準対象施設としての評価結果	34
5.2	重大事故等対処設備としての評価結果	34

別紙 ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの耐震性について

別紙 ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの耐震性について

目 次

1. 概要	別紙-1
2. ゴム支承の不確かさを考慮した剛性の設定	別紙-1
3. 評価結果	別紙-1
3.1 設計基準対象施設としての評価結果	別紙-1
3.2 重大事故等対処設備としての評価結果	別紙-1

1. 概要

本資料は、環境条件等によるゴム支承の剛性の不確かさを考慮した場合においても、竜巻防護ネットが基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを示すものである。

なお、地震応答解析及び構造強度評価方法については、以下に示すゴム支承の剛性の設定以外、本書と同様であるため、記載を省略する。

2. ゴム支承の不確かさを考慮した剛性の設定

ゴム支承の不確かさを考慮するよう、各種依存性試験を踏まえてゴム支承の剛性を設定する。設定したゴム支承の剛性を表 1 に示す。

表 1 ゴム支承の剛性

部材		せん断剛性 (kN/mm)	鉛直剛性 (kN/mm)
大梁ゴム支承 及び フレームゴム支承	ケース1 (剛性+側)	5.00	1700
	ケース2 (剛性-側)	2.33	42.7

3. 評価結果

3.1 設計基準対象施設としての評価結果

ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

3.2 重大事故等対処設備としての評価結果

設計基準対象施設における評価と条件が同じであるため、記載を省略する。

【ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 応力（ケース 1（剛性+側））

1.1.1 大梁及びフレームの応力

（単位：MPa）

部材	記号	材料	応力	基準地震動 S s	
				算出応力	許容限界
大梁	L1-③	SM490A	圧縮+曲げ*	0.71	1.00
	L1-①		せん断	38	198
	L1-③		圧縮+曲げ+せん断	245	343
フレーム	主桁	SM490A	圧縮+曲げ*	0.74	1.00
			せん断	34	198
			圧縮+曲げ+せん断	254	343
	横補強材	SM490A	圧縮+曲げ*	0.79	1.00
			せん断	8	198
			圧縮+曲げ+せん断	267	343
	ブレース	B1	SS400	圧縮	24

注記*： $\frac{\sigma_{cs}}{1.5 \cdot f_c} + \frac{\sigma_{bys}}{1.5 \cdot f_{by}} + \frac{\sigma_{bzs}}{1.5 \cdot f_{bz}} \leq 1.00$ を評価。発生値，許容限界は無次元。

1.1.2 ゴム支承のひずみ

（単位：—）

部材	基準地震動 S s	
	せん断ひずみ	許容せん断ひずみ
大梁ゴム支承	111	250
フレームゴム支承	91	250

1.1.3 ゴム支承の応力

(単位：MPa)

部材		応力	基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	本体	圧縮	4	23
		引張	0.6	2.0
	内部鋼板	引張	43	280
フレームゴム支承	本体	圧縮	2	23
		引張	0.5	2.0
	内部鋼板	引張	22	280

1.1.4 取付ボルトの応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S s	
		算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	引張	193	420
	せん断	95	323
	組合せ	193	420
フレームゴム支承	引張	163	420
	せん断	78	323
	組合せ	163	420

1.1.5 基礎ボルトの応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S s	
		算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	引張	115	257
	せん断	78	198
	組合せ	115	257
フレームゴム支承	引張	107	257
	せん断	64	198
	組合せ	107	257

1.1.6 可動支承の荷重

(単位：N)

荷重	基準地震動 S s	
	算出荷重	許容荷重
水平	5.200×10^5	2.900×10^6
鉛直（圧縮）	6.930×10^5	5.600×10^6
鉛直（引張）	2.890×10^5	1.800×10^6

1.1.7 フレームの移動量

(単位：mm)

部位	基準地震動 S s		
	移動方向	算出移動量	許容移動量
フレーム/北側隔壁	X	131	300
	Y	116	250
フレーム/南側隔壁	X	132	300
フレーム/側壁接続部	Y	225	350
フレーム/大梁接続部	X	150	350

1.2 応力 (ケース 2 (剛性-側))

1.2.1 大梁及びフレームの応力

(単位: MPa)

部材	記号	材料	応力	基準地震動 S s	
				算出応力	許容限界
大梁	L1-③	SM490A	圧縮+曲げ*	0.74	1.00
	L1-①		せん断	42	198
	L1-③		圧縮+曲げ+せん断	255	343
フレーム	主桁	SM490A	圧縮+曲げ*	0.60	1.00
			せん断	38	198
			圧縮+曲げ+せん断	209	343
	横補強材	SM490A	圧縮+曲げ*	0.47	1.00
			せん断	5	198
			圧縮+曲げ+せん断	158	343
	ブレース	B1	SS400	圧縮	15

注記*: $\frac{\sigma_{cs}}{1.5 \cdot f_c} + \frac{\sigma_{bys}}{1.5 \cdot f_{by}} + \frac{\sigma_{bzs}}{1.5 \cdot f_{bz}} \leq 1.00$ を評価。発生値, 許容限界は無次元。

1.2.2 ゴム支承のひずみ

(単位: -)

部材	基準地震動 S s	
	せん断ひずみ	許容せん断ひずみ
大梁ゴム支承	135	250
フレームゴム支承	107	250

1.2.3 ゴム支承の応力

(単位：MPa)

部材		応力	基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	本体	圧縮	4	23
		引張	1.2	2.0
	内部鋼板	引張	43	280
フレームゴム支承	本体	圧縮	2	23
		引張	1.2	2.0
	内部鋼板	引張	22	280

1.2.4 取付ボルトの応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S s	
		算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	引張	80	420
	せん断	54	323
	組合せ	80	420
フレームゴム支承	引張	73	420
	せん断	43	323
	組合せ	73	420

1.2.5 基礎ボルトの応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S s	
		算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	引張	71	257
	せん断	44	198
	組合せ	71	257
フレームゴム支承	引張	68	257
	せん断	36	198
	組合せ	68	257

1.2.6 可動支承の荷重

(単位：N)

荷重	基準地震動 S s	
	算出荷重	許容荷重
水平	2.730×10^5	2.900×10^6
鉛直（圧縮）	9.530×10^5	5.600×10^6
鉛直（引張）	4.730×10^5	1.800×10^6

1.2.7 フレームの移動量

(単位：mm)

部位	基準地震動 S s		
	移動方向	算出移動量	許容移動量
フレーム/北側隔壁	X	148	300
	Y	149	250
フレーム/南側隔壁	X	148	300
フレーム/側壁接続部	Y	253	350
フレーム/大梁接続部	X	193	350

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部、せん断変形をするフレーム部及び面内せん断変形をする床スラブ部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 及び図 3-5 に示す。なお、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下について、観測記録を用いた検討により確認したことから解析モデルに考慮する。復元力特性の設定にあたっては、地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等は初期剛性及びその後の剛性を低下させる要因となるが、機能維持限界耐力及び終局耐力は既工認の復元力特性の各耐力を上回っていることを試験等により確認したことから、この復元力特性に初期剛性低下を反映して適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-5 に示す。

(2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、水平方向の地震応答解析モデルにおいては水平ばね及び回転ばねで置換している。この水平ばね及び回転ばねは、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」により、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミッタンス理論に基づいて評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-6 に示すようにばね定数として、実部の静的な値 (K_0) を、また、減衰係数 (C_0) として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数 (ω_1) に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。このうち、回転ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-6 に、地盤モデルの物性値を表 3-7 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる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 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部及び面内せん断変形をする床スラブ部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 に示す。なお、平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下について、観測記録を用いた検討により確認したことから解析モデルに考慮する。復元力特性の設定にあたっては、地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等は初期剛性及びその後の剛性を低下させる要因となるが、機能維持限界耐力及び終局耐力は既工認の復元力特性の各耐力を上回っていることを試験等により確認したことから、この復元力特性に初期剛性低下を反映して適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-5 に示す。

(2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、水平方向の地震応答解析モデルにおいては水平ばね及び回転ばねで置換している。この水平ばね及び回転ばねは、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」により、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミッタンス理論に基づいて評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-5 に示すようにばね定数として、実部の静的な値(K_0)を、また、減衰係数(C_0)として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数(ω_1)に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。このうち、回転ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる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 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-6 に、地盤モデルの等価地盤物性値を表 3-7 に示す。

(3) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、「3.2 評価に用いる地震波」に示す基準地震動 S_s とし、建屋基礎底面レベルに直接入力する。図 3-6 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 地震応答解析モデル

第1号機排気筒斜面の地震応答解析モデルは以下のとおり作成する。また、地震応答解析モデルを図3-18に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による地震応答解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が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。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による地震応答解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、底面に粘性境界を、側面にエネルギー伝達境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

第1号機排気筒は女川原子力発電所第一号機「工事計画認可申請書」(56資庁第11510号 昭和56年12月24日認可)と同様に、鉄塔部と筒身を一体化した1軸多質点系でモデル化する。第1号機排気筒の解析モデルを図3-19に示す。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土は、等価線形化法により、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また、断層及びシームはジョイント要素^{*1,2}でモデル化する。

注記*1：原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -2015）

*2：土木学会 2009年 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>

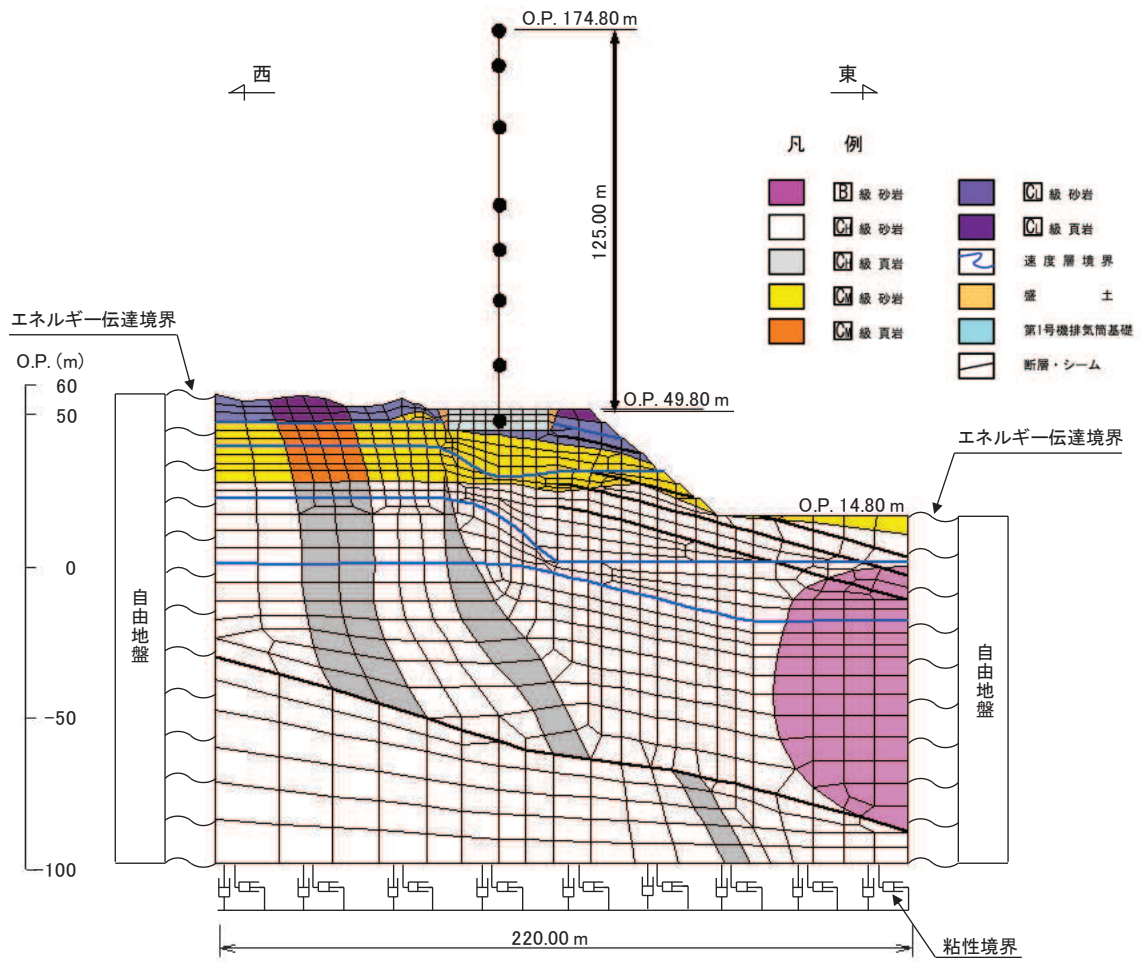


図3-18 第1号機排気筒斜面の地震応答解析モデル図

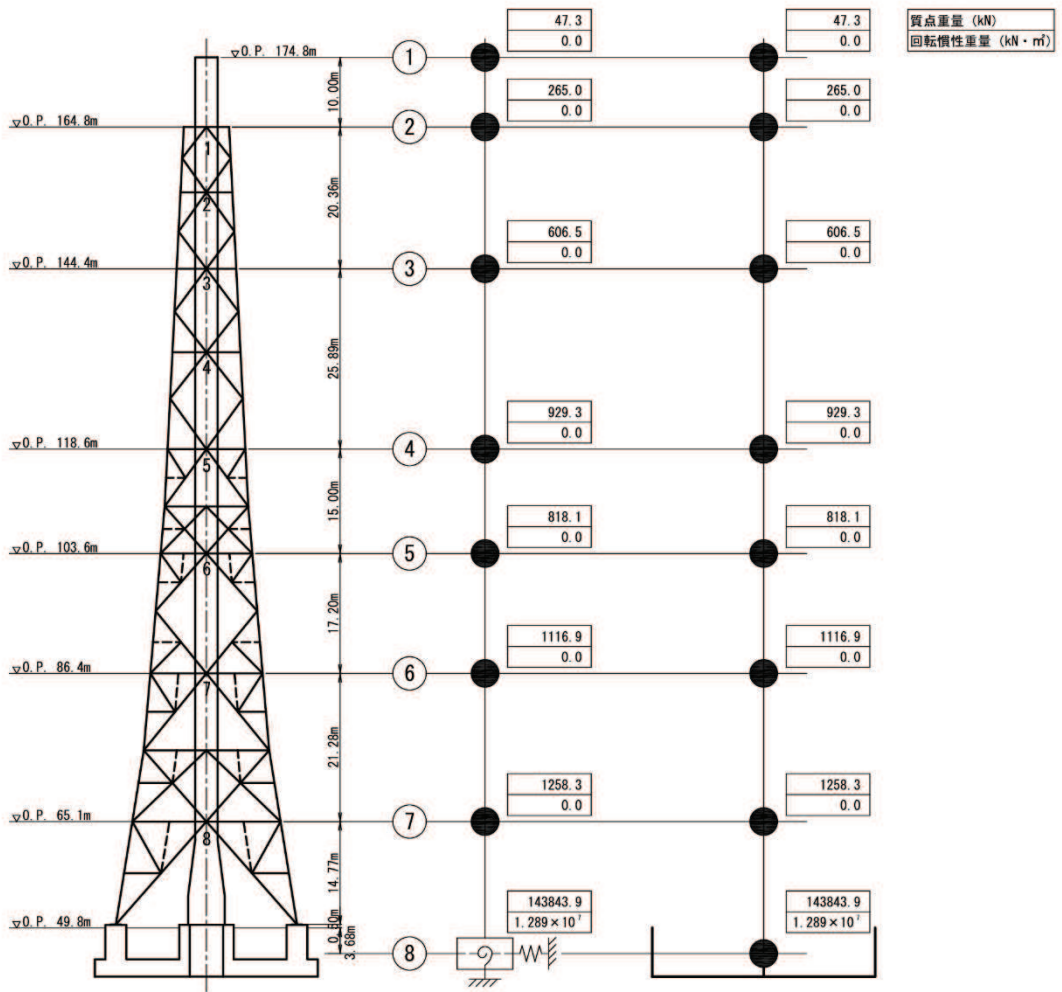


図 3-19 第 1 号機排気筒の解析モデル図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

第 1 号機排気筒の使用材料の仕様及び物性値については、第 1 号機排気筒の耐震性評価と同じ物性値を用いる。

3.5.3 地盤の物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に従い設定する。設計用地下水位を図 3-20 に示す。

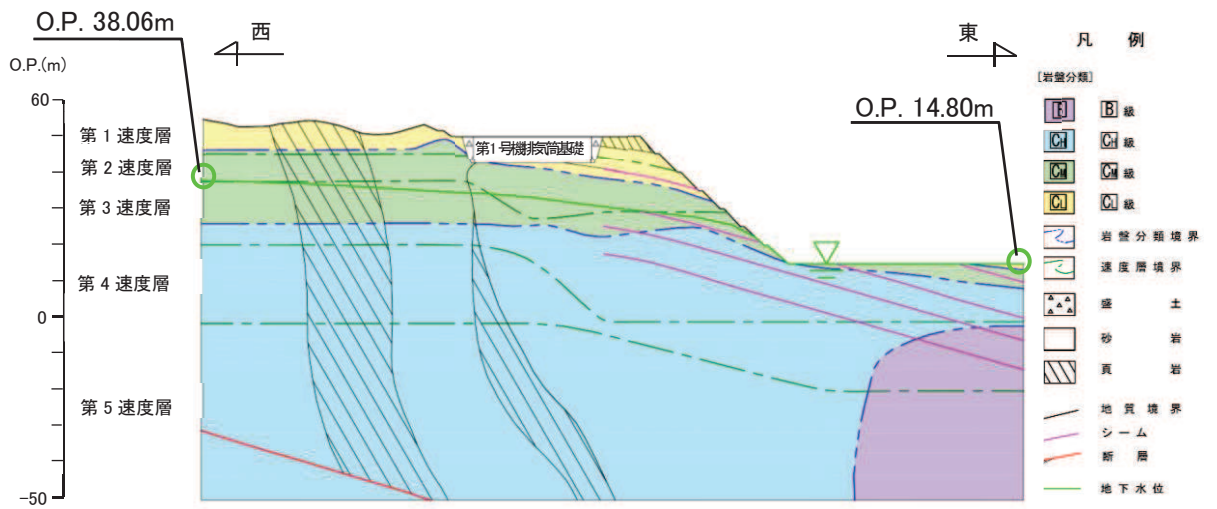


図 3-20 設計用地下水位

3.6 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の記載に基づき設定する。

3.6.1 斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）

斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表 3-2 に示すすべり安全率とする。

表 3-2 斜面の安定性評価における許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

2.2 構造及び補強の概要

第1号機取水路の平面図を図2-1、断面図を図2-3に、耐震補強の概要図を図2-4に、概略配筋図を図2-5に示す。

第1号機取水路は、第1号機取水口と第1号機海水ポンプ室を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長約151m、内空幅[]、内空高さ[]の一連又は二連ボックスカルバート部と、延長約126m～138m、内径[]のトンネル部より構成され、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

また、第1号機取水路は、直接又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

第1号機取水路の耐震性を確保するために耐震補強を実施することとし、せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（CCb工法）によるせん断補強を実施する。

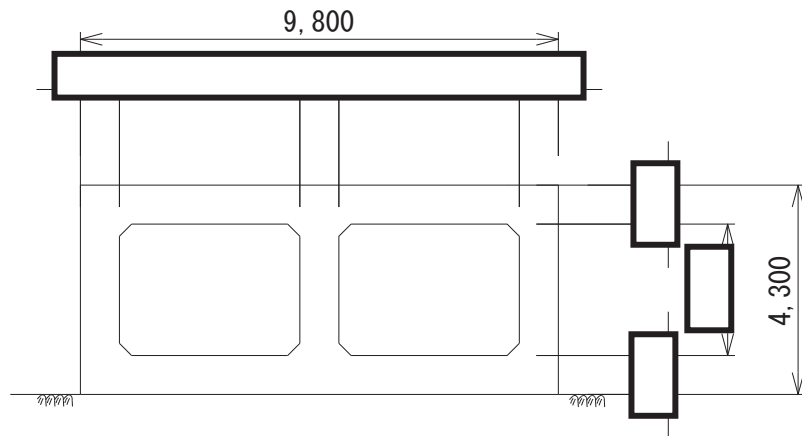
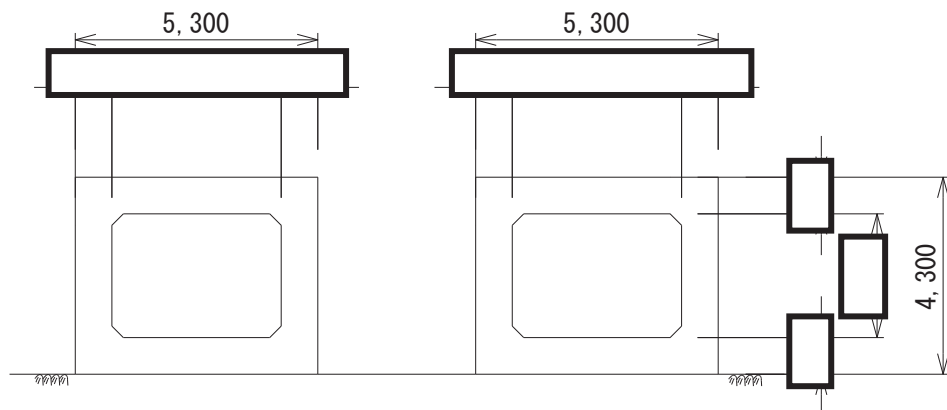


図2-3(1) 第1号機取水路の構造図（A-A断面）（単位：mm）

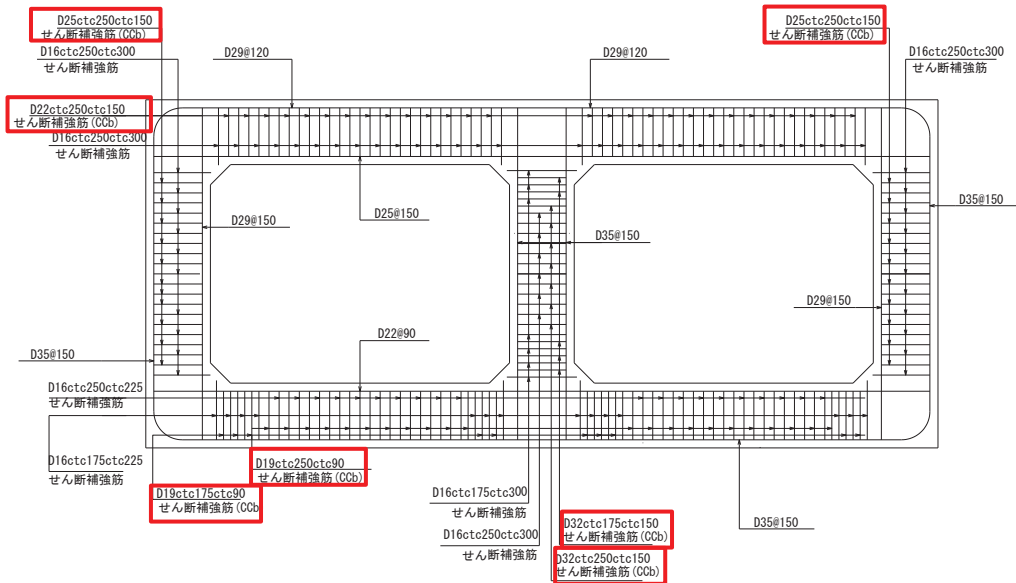


（左）

（右）

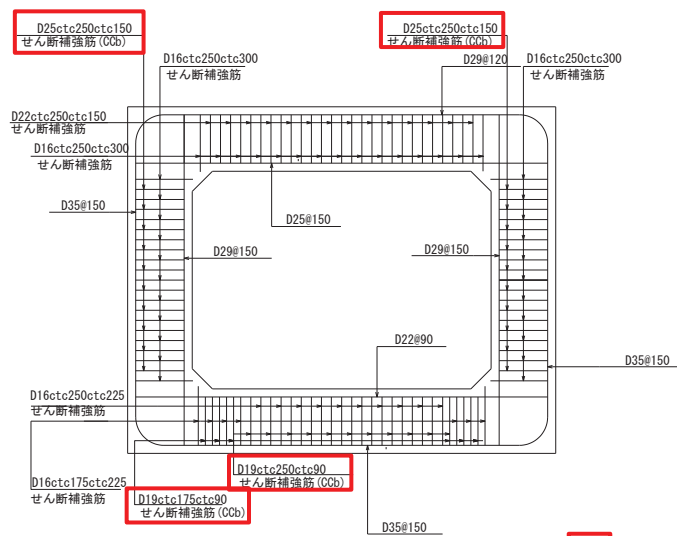
図2-3(2) 第1号機取水路の構造図（B-B断面）（単位：mm）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-5(1) 第 1 号機取水路の概略配筋図 (A-A 断面) (単位 : mm)



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-5(2) 第 1 号機取水路の概略配筋図 (B-B 断面) (単位 : mm)

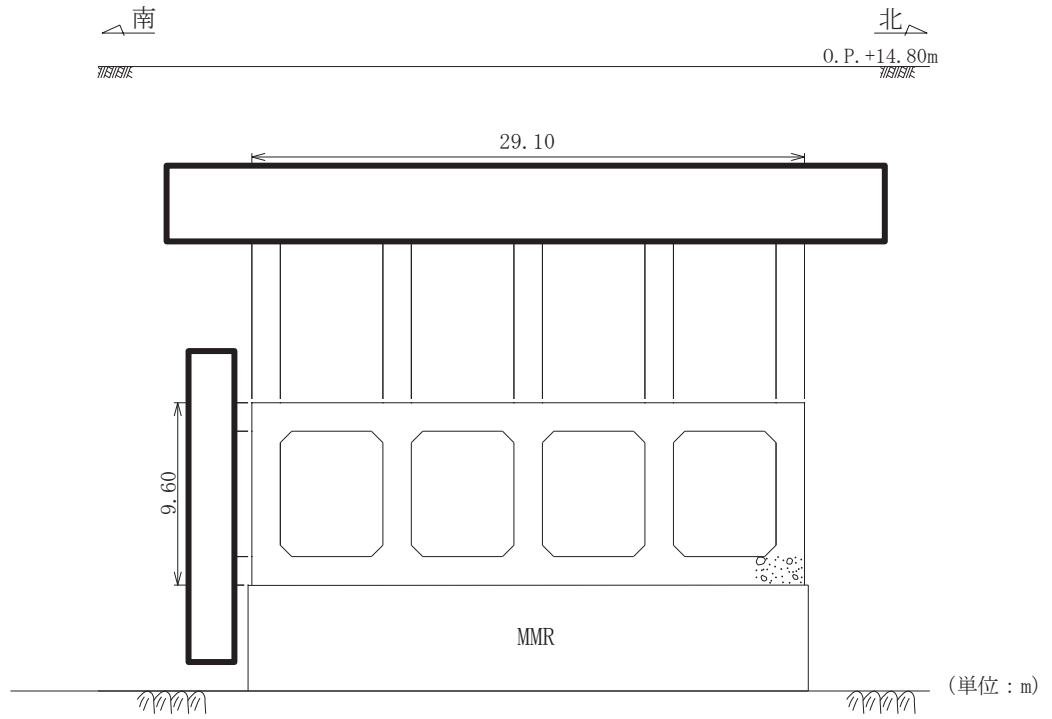
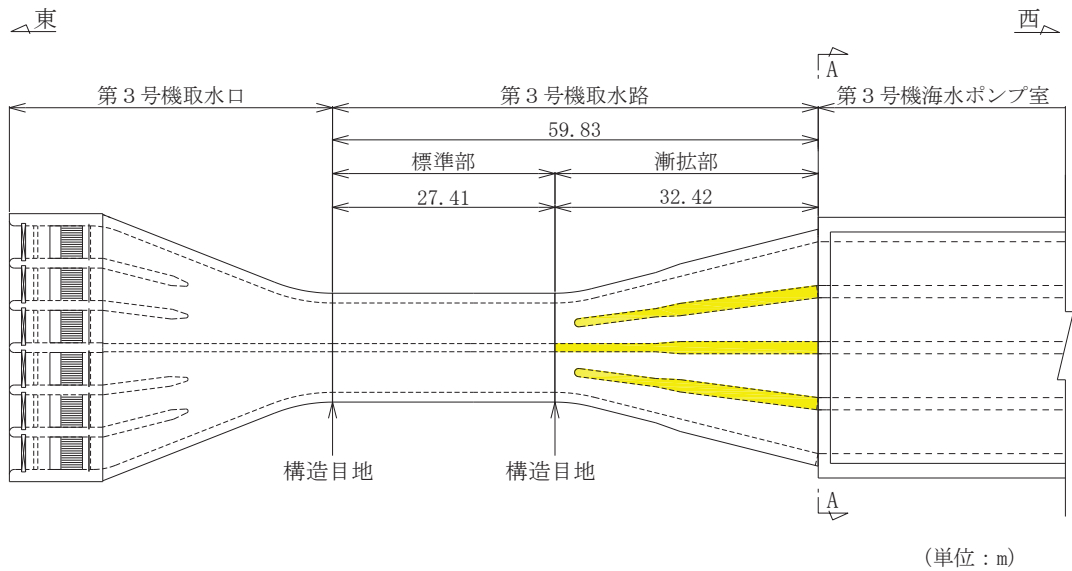


図 2-3 第 3 号機取水路断面図 (A-A 断面)

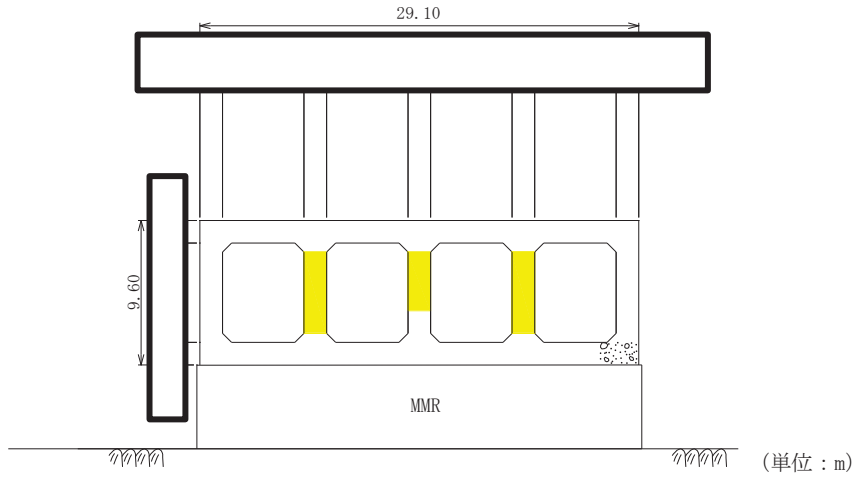


■ : CCb による耐震補強箇所

図 2-4(1) CCb による耐震補強箇所 (平面図)

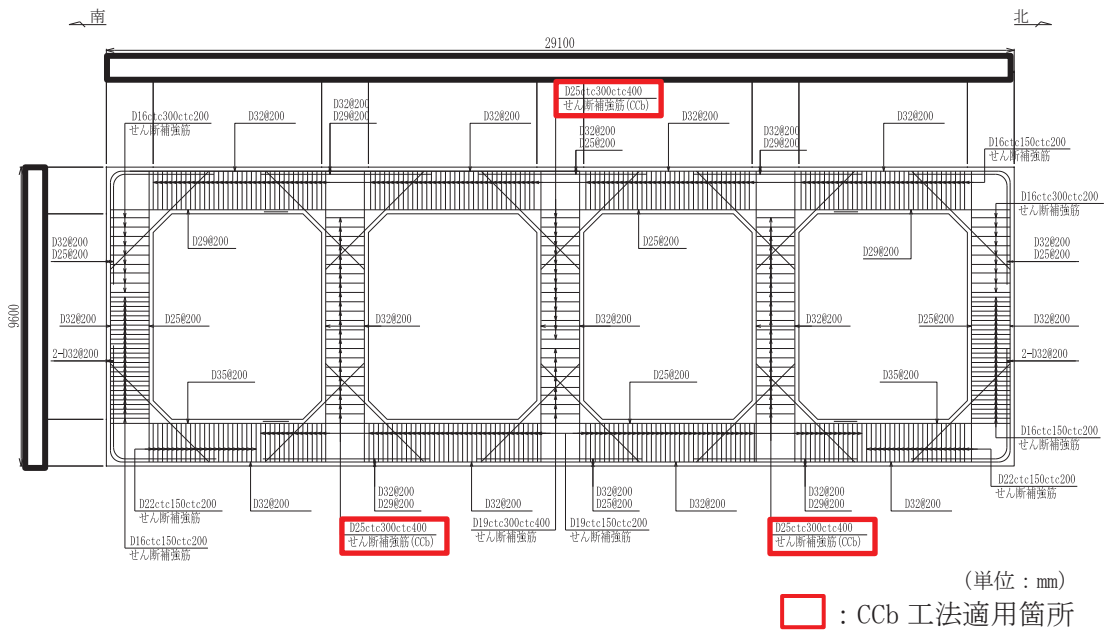
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

南 北
O. P. +14.80m



黄色 : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-4(2) Ccbによる耐震補強箇所(断面図)



(単位: mm)
赤色 : Ccb 工法適用箇所

図 2-5 第 3 号機取水路概略配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

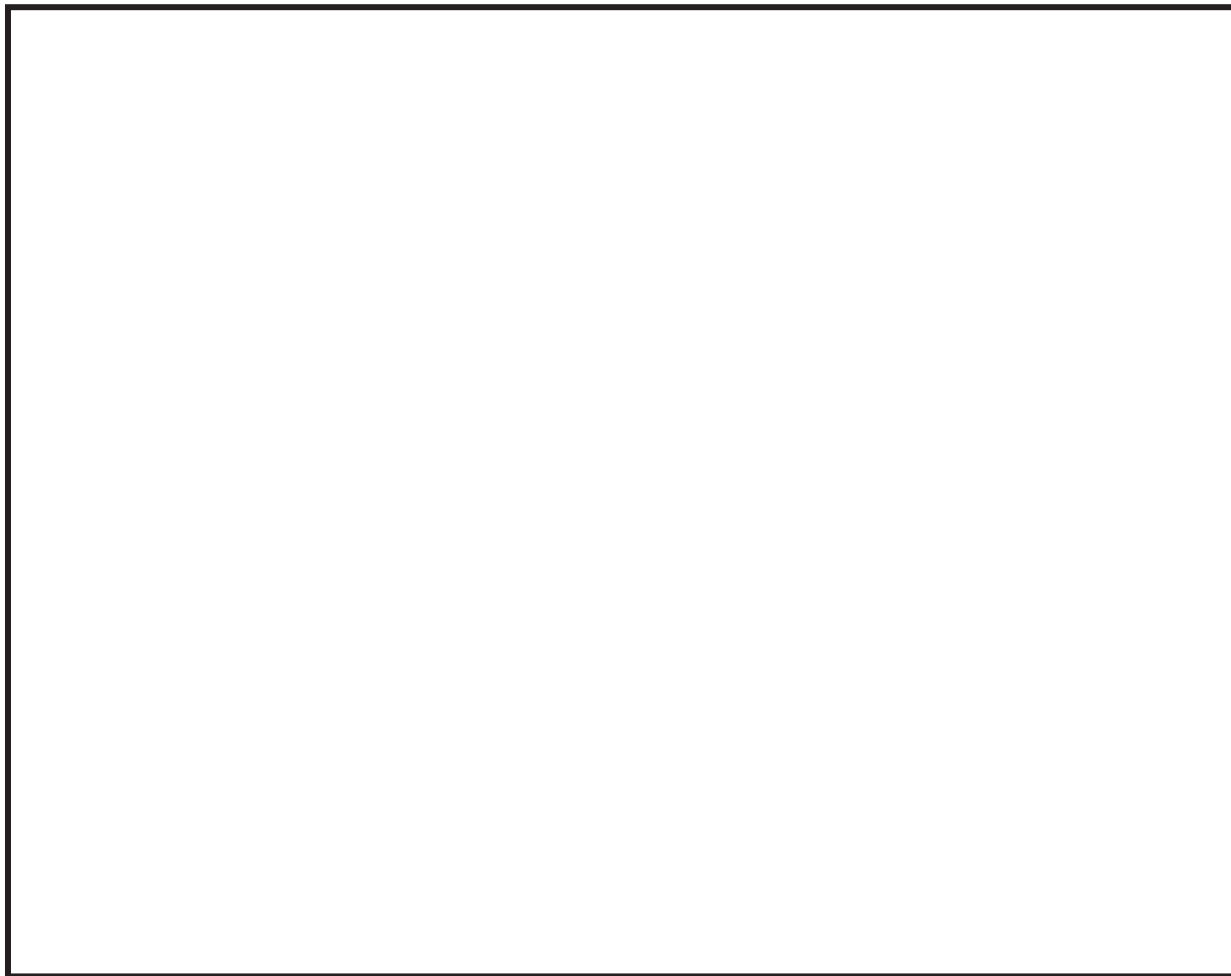


図 2-2(3) 防護設備の概要図 (L型擁壁配筋概要)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

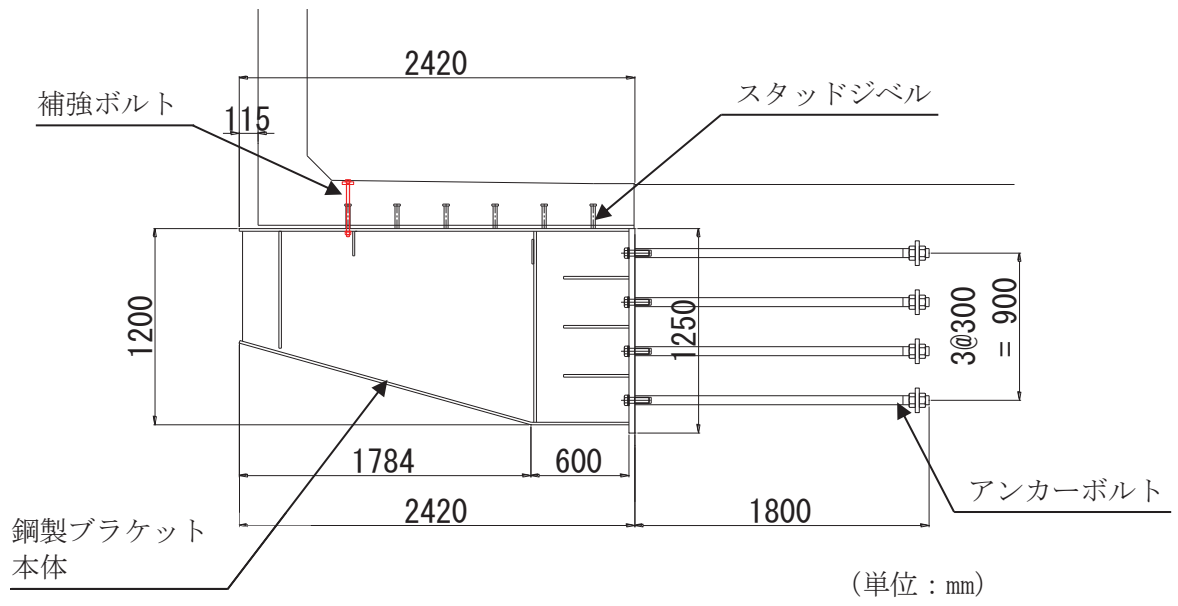


図 3-1 鋼製ブラケットの評価部位

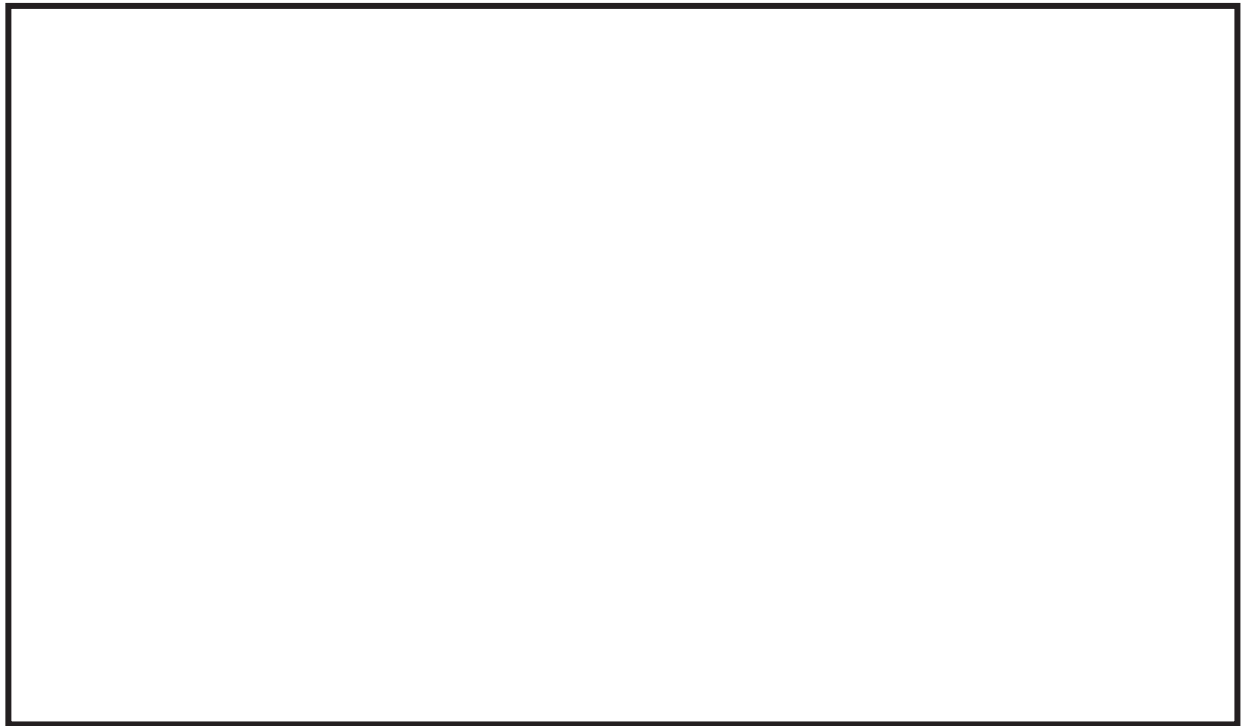


図 3-2 L型擁壁の評価部位

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



図 3-3 防護柵の評価部位

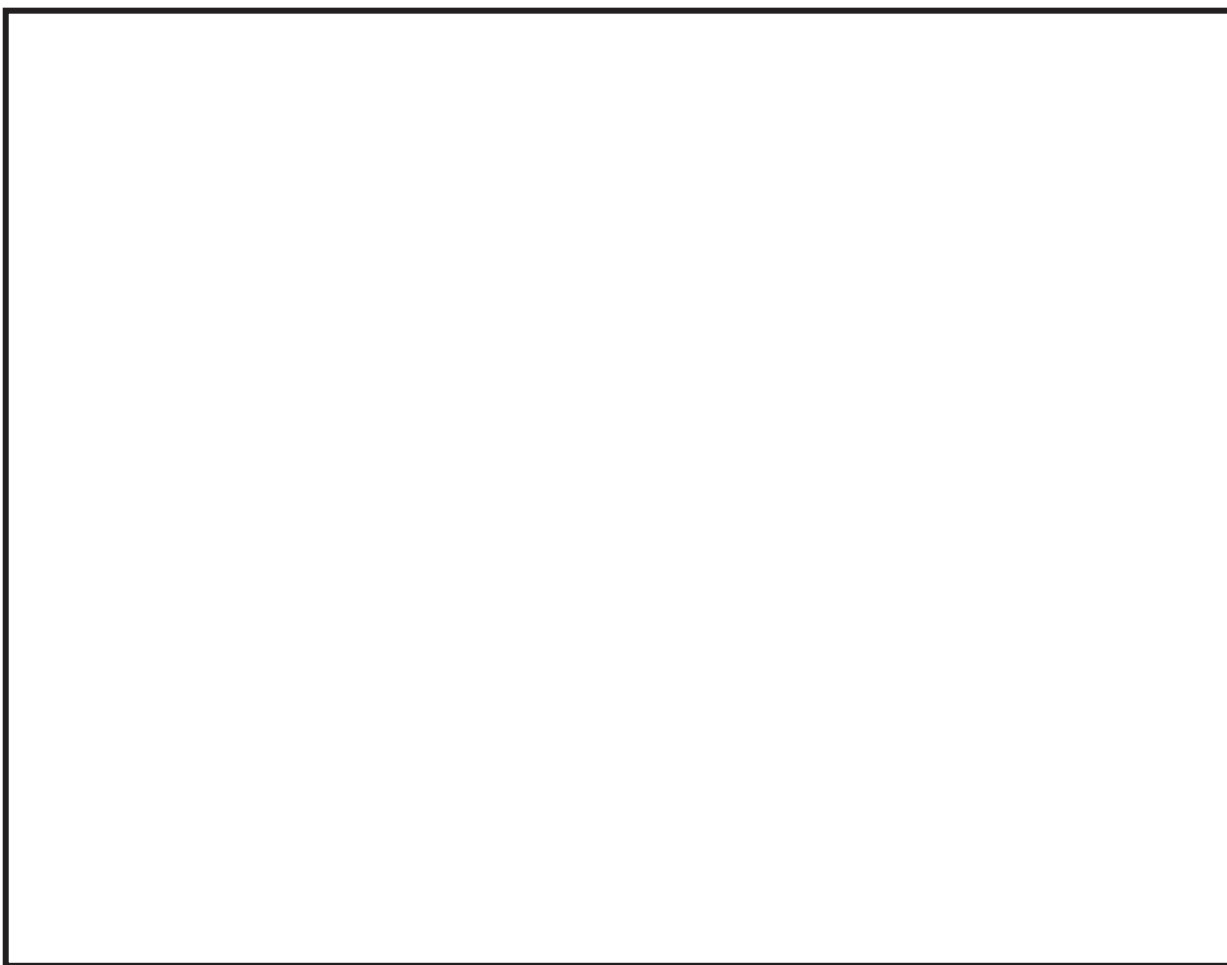


図 3-4 点検通路の評価部位

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

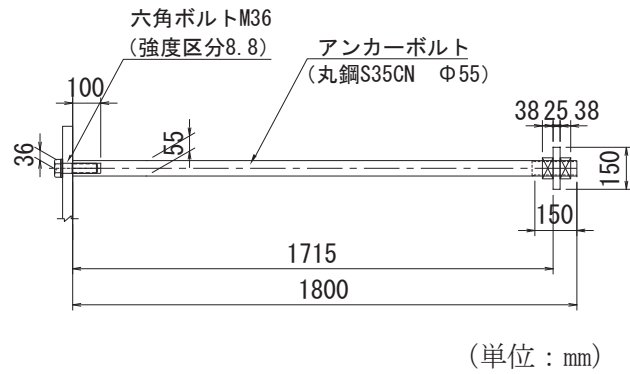


図 5-7 アンカーボルト詳細図

地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-7 に、許容荷重を表 5-8 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここで、 P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)

Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)

$s c a$: アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの

引張強度 (N/mm²) ($= 0.31 \sqrt{F_c}$)

A_c : 有効投影面積 (mm²)

5.5 評価方法

防護設備を構成する鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵及び点検通路に発生する応力により算出する応力度が、各設備の許容限界以下であることを確認する。

5.5.1 鋼製ブラケット

(1) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットは、図 5-12 に示すとおり、アンカーボルト（8 本：2 本×4 列）により防潮堤背面補強工に固定されている。また、L型擁壁とはスタッドジベル（12 本：2 本×6 列）により一体化している。

鋼製ブラケットの評価は構造や荷重の伝達を考慮し、鋼製ブラケット本体、アンカーボルト及びスタッドジベルについて基準地震動 S_s に対する耐震評価を行う。

鋼製ブラケット本体の設計は図 5-13 に示すとおり背面補強工を固定端とした片持ち梁モデルに鋼製ブラケット本体に作用する各荷重を載荷し、算出した断面力により照査を行う。

照査箇所は最も断面力が大きくなる鋼製ブラケット基部とする。検討ケースは汀線直角方向に地震時の水平力を考慮するケース（荷重ケース①）と汀線方向に地震時の水平力を考慮するケース（荷重ケース②）を行う。

荷重の組合せは表 5-17 のとおり、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。

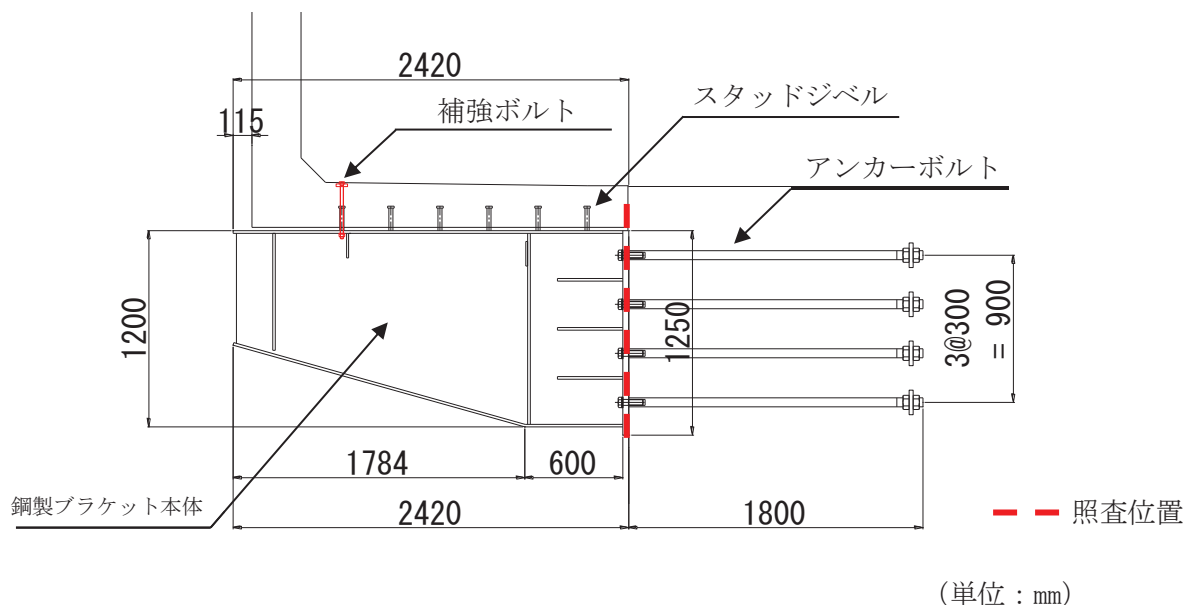


図 5-12 鋼製ブラケット断面図

(2) アンカーボルト

アンカーボルトは「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に準じて照査を行う。

鋼製ブラケットの耐震評価において得られる曲げモーメント、軸力（引張力）及びせん断力によりアンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力及びせん断力を算出し、許容限界以下であることを確認する。なお、軸力の照査においては曲げモーメントによって生じる軸力を考慮するものとする。

アンカーボルトの概要図を図 5-16 に示す。

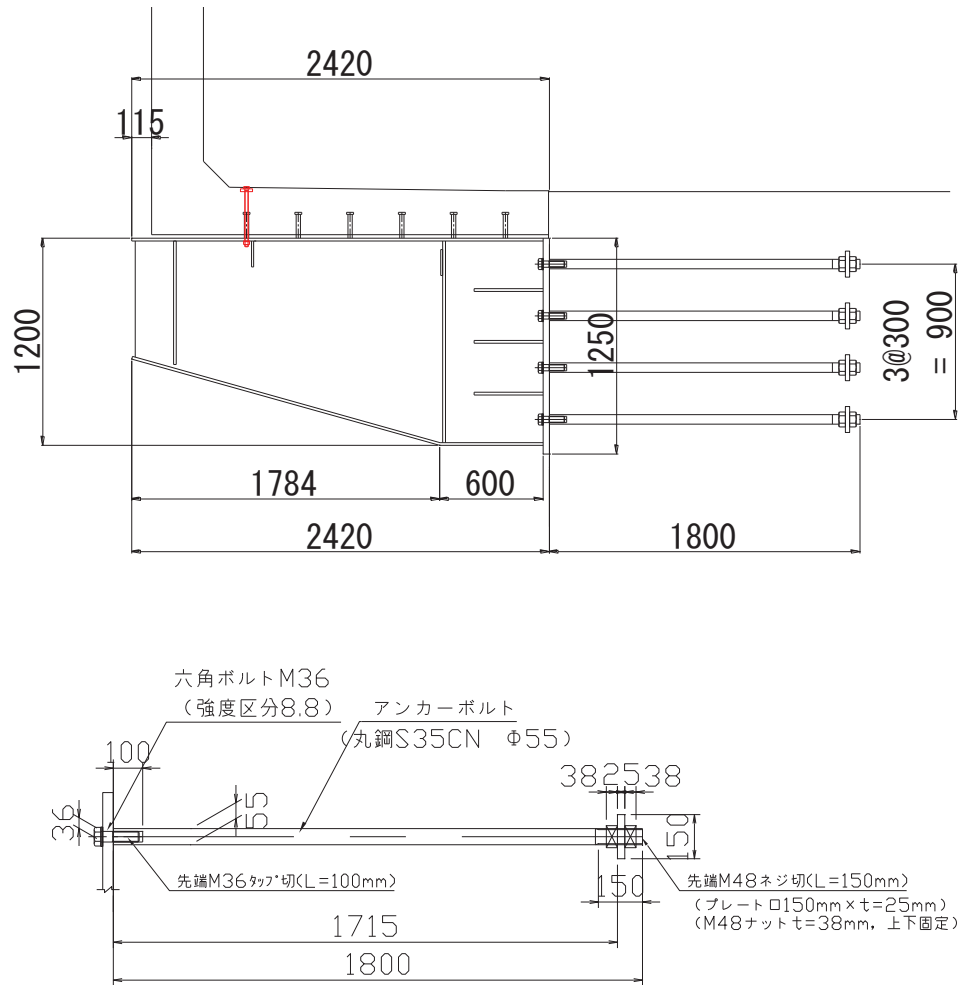


図 5-16 アンカーボルト概要図

(単位 : mm)

(3) スタッドジベル

図5-17に示すとおり、鋼製ブラケットとL型擁壁はスタッドジベル（12本）と補強ボルト（2本）により一体化を図っている。スタッドジベルのせん断に対する評価は「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に、引抜きに対する評価は「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に準じて設計を行う。

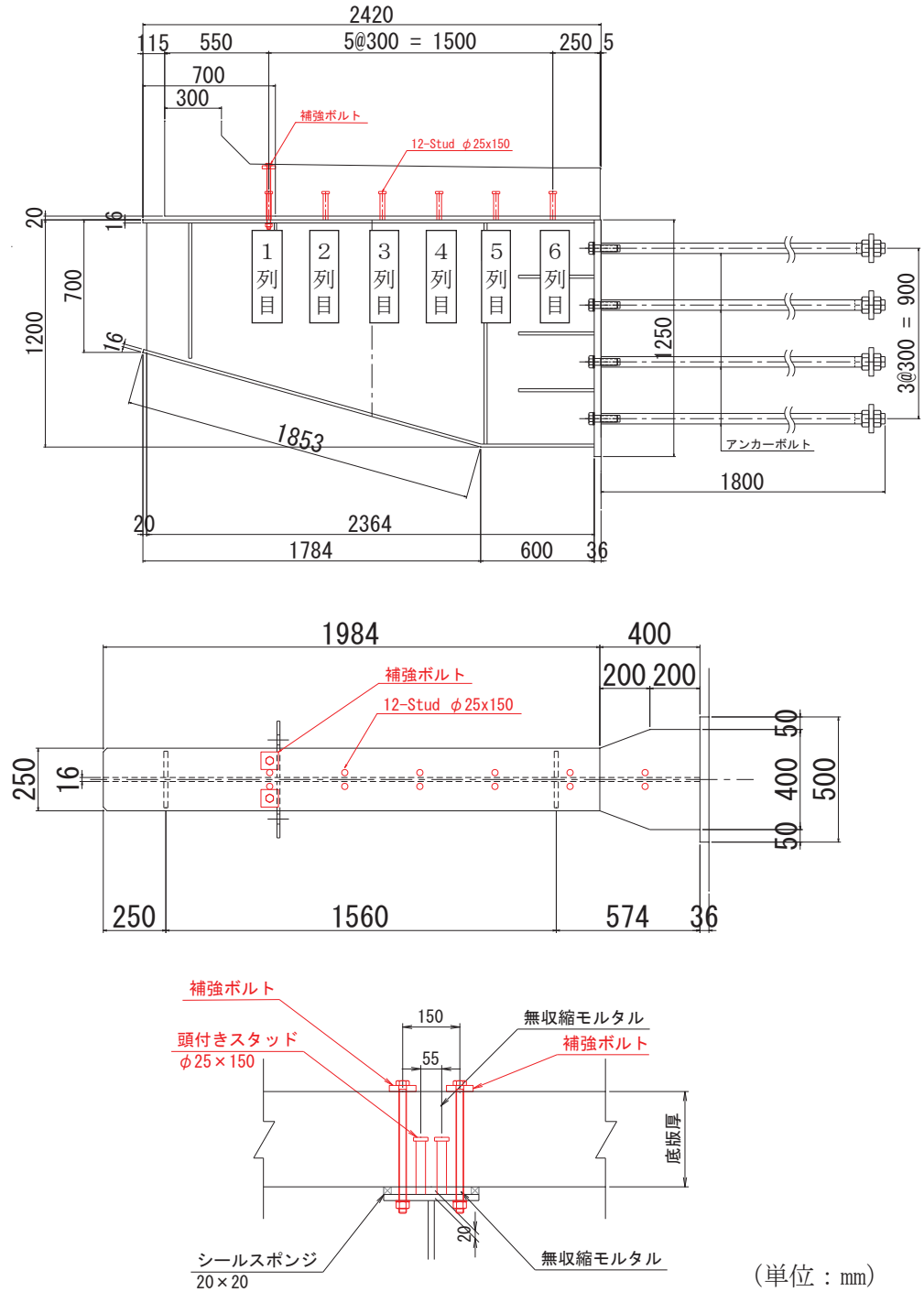


図 5-17 スタッドジベル及び補強ボルト概要図

5.5.2 L型擁壁の評価方法

L型擁壁の設計はL型擁壁1基(4m)が鋼製ブラケット2箇所により固定されている構造を踏まえ、汀線直角方向及び汀線方向のフレーム解析により地震時の断面力を算出する。図5-18に汀線直角方向のモデルを、図5-19に汀線方向のモデルを示す。

汀線方向モデルについては、L型擁壁が2基の鋼製ブラケットにより固定されていることから2点を支持点としたモデルにより解析を行う。

フレーム解析には解析コード「FRAME マネージャ Ver6.0.2」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。

汀線直角方向の評価に用いる設計震度はL型擁壁側壁の地震動の増幅を考慮するため、「5.2 設計用地震力」に示す設計震度を用いる。汀線方向についてはL型擁壁底版の照査であり、底版は剛構造である鋼製ブラケットと一体構造であることを踏まえ、鋼製ブラケットと同じ設計震度とする(表5-18)。

地震方向は水平、鉛直とも2方向を考慮し、荷重の組合せは組合せ係数法(1.0:0.4)により評価する。検討ケースを表5-19に示す。

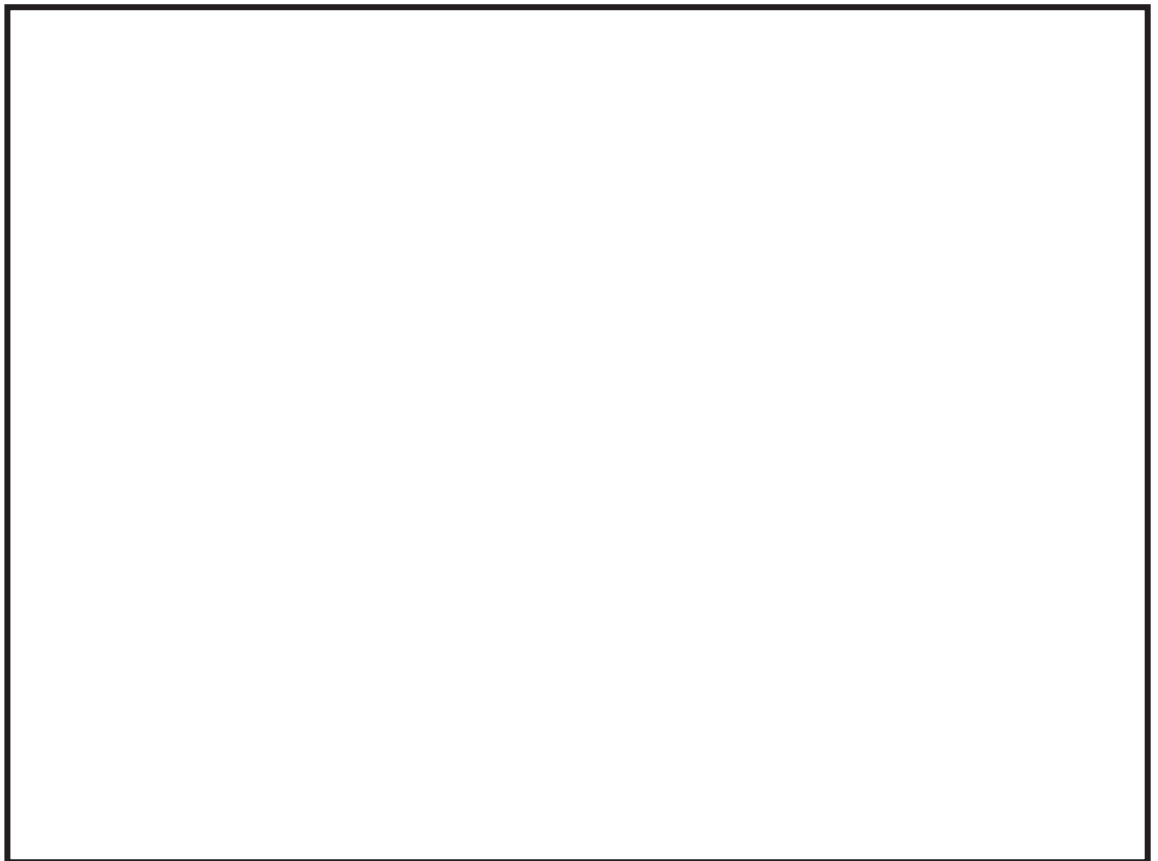
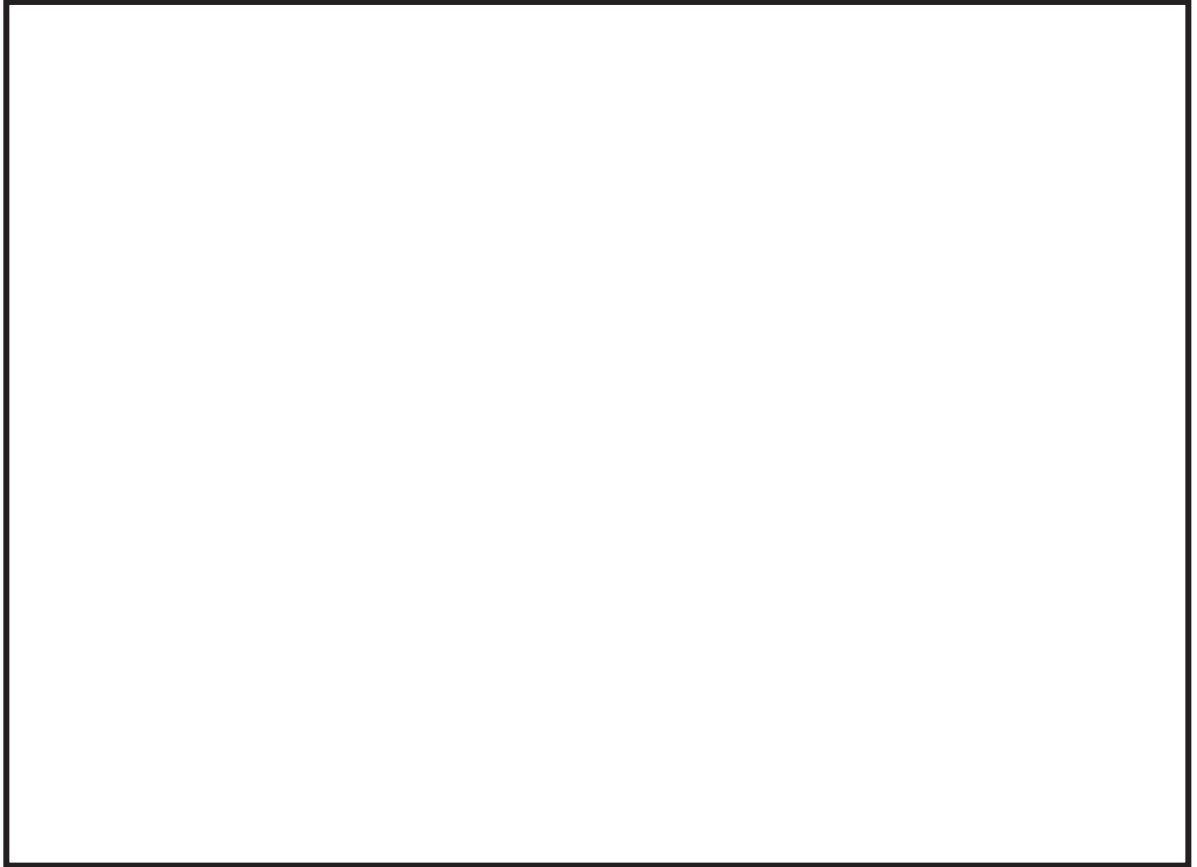


図5-18 汀線直角方向のモデル

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



地震方向は水平，鉛直とも2方向考慮する

図 5-19 汀線方向のモデル

表 5-18 設計震度

汀線直角方向の設計震度	水平 3.2, 鉛直 2.0
汀線方向の設計震度	水平 2.0, 鉛直 2.0

表 5-19 検討ケース（汀線直角方向，汀線方向共通）

ケースA	水平 1.0←+鉛直 0.4↑
ケースB	水平 1.0←+鉛直 0.4↓
ケースC	水平 1.0→+鉛直 0.4↑
ケースD	水平 1.0→+鉛直 0.4↓
ケースE	水平 0.4←+鉛直 1.0↑
ケースF	水平 0.4←+鉛直 1.0↓
ケースG	水平 0.4→+鉛直 1.0↑
ケースH	水平 0.4→+鉛直 1.0↓

5.5.4 点検通路の評価方法

点検通路は図 5-22 に示すとおり、歩廊支持材、歩廊桁、床材（グレーチング）及び手摺で構成されており、L型擁壁の側部に歩廊支持材（H-150×150）を溶接したベースプレートを用いて固定している。また、手摺は歩廊桁にボルト固定されている。

点検通路の設計は、構造及び荷重の伝達を考慮し、歩廊支持材について、背面補強工側面を固定端とした片持ち梁モデルに地震時荷重を載荷し断面力照査を行う。また、歩廊支持材を固定しているアンカーボルトについて引張応力度を算出し照査を行う。

手摺支柱は歩廊桁を固定端とした片持ち梁モデルに地震時荷重及び風荷重を載荷し算出した断面力により照査を行う。また、手摺支柱を固定している固定ボルトについて引張応力度を算出し照査を行う。

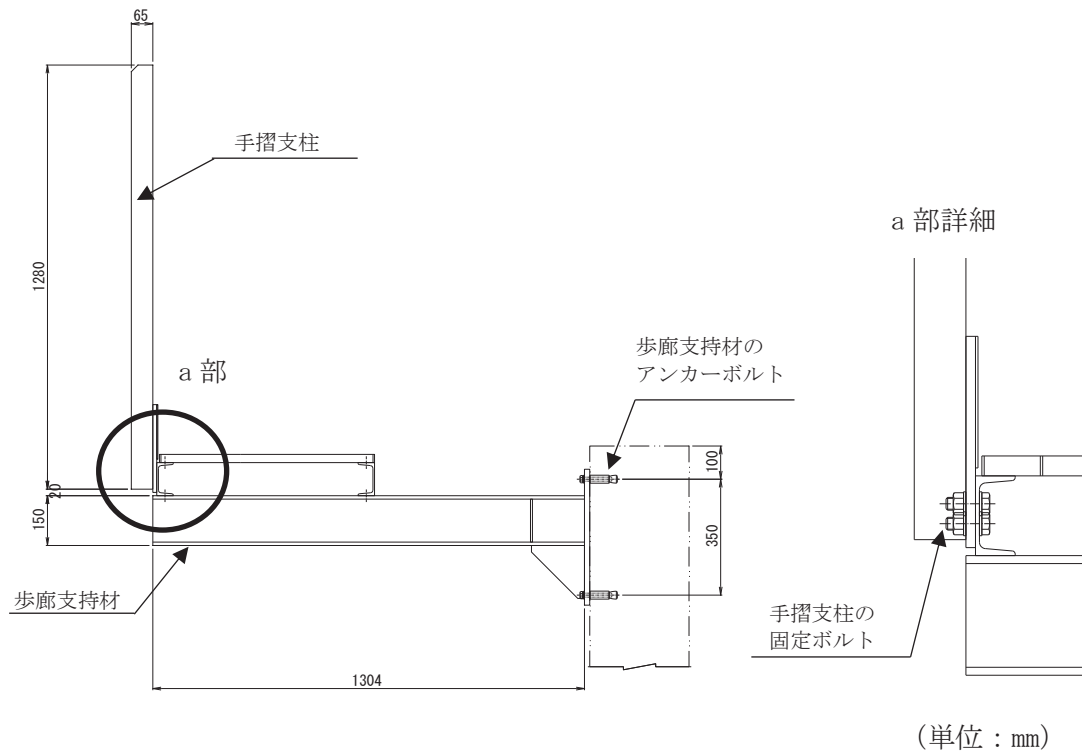


図 5-22 点検通路概要図

3.1.2 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価部位の抽出結果

- (1) 建物・構築物において、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定されるとして抽出した部位を表3-1-7に示す。

応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位のうち、排気筒の支柱材及び建屋規模が大きく、重要な設備を多く内包している等の留意すべき特徴を有している原子炉建屋の基礎を代表として、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位として施設の重要性、建屋規模及び構造特性を考慮し、上部に床等の拘束がなく、面外荷重（水圧）が作用する原子炉建屋（使用済燃料プール）の壁（一般部）を代表として、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

- (2) 機器・配管系への影響が考えられる部位の抽出結果

建物・構築物において、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価対象として抽出した耐震評価上の構成部位について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響の観点から、機器・配管系への影響の可能性のある部位について検討した。

排気筒の支柱材については、機器・配管系を支持していないことから影響はない。

原子炉建屋の基礎については、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより応力集中する部位であり、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響がないため、機器・配管系への影響の可能性はない。

原子炉建屋（使用済燃料プール）の壁（一般部）については、面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用する部位であり、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響がないため、機器・配管系への影響の可能性はない。

なお、上記のとおり、建物・構築物の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響の観点から機器・配管系への影響は抽出されなかったが、3次元FEMモデルを用いた精査を踏まえて面外応答の影響の観点から機器・配管系への影響の可能性のある部位として3次元的な応答特性が想定される原子炉建屋（燃料取替床レベル）を抽出した。原子炉建屋（燃料取替床レベル）の壁及び床に設置される機器・配管系の面外応答影響の検討結果を「3.2.6 原子炉建屋3次元FEMモデルによる面外応答の機器・配管系への影響検討結果」に示す。

3.1.5 原子炉建屋3次元FEMモデルによる面外応答の耐震壁への影響検討結果

3次元FEMモデルの面外応答による影響検討対象として、原子炉建屋燃料取替床レベルの壁を抽出し、面外応答による影響検討を行った結果、原子炉建屋の燃料取替床レベルの南北面の壁には面外方向に大きな加速度が生じていることから、当該壁に対して、面外慣性力及び面内せん断力を組み合わせた場合の断面の評価を行う。

原子炉建屋燃料取替床レベルの壁については「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書（以下「二次格納施設の耐震性についての計算書」という。）」において、二次格納施設バウンダリの機能設計上の性能目標である構造強度を有することの確認として、S_d地震時に生じる応力に対し「日本建築学会 2005年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づく短期許容応力度を超えないことを確認している。そこで、原子炉建屋燃料取替床レベルの壁に対する面外慣性力及び面内せん断力を組み合わせた場合の断面評価に当たっては、S_d地震時の応答に材料物性の不確かさを考慮した地震力を用いる。

解析モデルを図3-1-15に示す。解析モデルは、モデルの上端に水平方向せん断力を与えるため下端を固定端とし、その他の三辺は面内水平方向のみ自由とすることで、面外慣性力と面内せん断力を考慮した。

評価結果を記載する部位は、面外慣性力及び面内せん断力によって生じる鉄筋応力度及び面外せん断力が最大となる部位とする。

評価結果を表3-1-13に示す。S_d地震時において、許容限界を超えないことを確認したことから、面外慣性力及び面内せん断力を組み合わせた場合においても、原子炉建屋の壁に対する二次格納施設バウンダリとして要求される機能への影響はないと判断できる。

なお、S_s地震時の耐震壁の評価については、「二次格納施設の耐震性についての計算書」において、面内に生じるせん断ひずみが許容限界である 2.0×10^{-3} を超えないことを確認しているが、表3-1-14に示すとおり、S_s地震時の面外慣性力に対する原子炉建屋燃料取替床レベルの壁の断面評価の結果、鉄筋に生じる応力度が弾性範囲内であることを確認していることから、面内に生じるせん断ひずみの評価に対する影響は小さいと考えられる。

表 2-1(2) 構造概要 (ドレーン (鋼管))

計画の概要		概略構造図
<p>基礎・支持構造</p> <p>鋼管は、揚水井戸の集水ピットを起点として削孔した岩盤内に放射状に設置する。</p>	<p>主体構造</p> <p>鋼管</p>	<p>原子炉建屋等</p> <p>排水シャフト</p> <p>盛土</p> <p>岩盤</p> <p>集水ピット</p> <p>鋼管</p> <p>接合部</p> <p>鋼管</p> <p>鋼管 $\phi 145.2\text{mm}$, $t=10\text{mm}$</p> <p>岩盤</p> <p>A-A 断面図</p> <p>(単位: mm)</p>

表 2-3(1) 構造概要 (No. 1, 2 揚水井戸)

計画の概要		概略構造図	
基礎・支持構造	主体構造	No. 1 揚水井戸	No. 2 揚水井戸
<p>排水シャフトと集水ピットはアンカーボルトにより接合する。集水ピットは岩盤中に設置し、排水シャフトは岩盤及び盛土中に設置する。</p>	<p>排水シャフト アンカーボルト 集水ピット (鉄筋コンクリート造)</p>		

(単位：mm)

表 2-3(2) 構造概要 (No. 3, 4 揚水井戸)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
排水シャフトと集水ピットはアンカーボルトにより接合する。集水ピットは岩盤中に設置し、排水シャフトは岩盤及び盛土中に設置する。	排水シャフト アンカーボルト 集水ピット (鉄筋コンクリート造)	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>No. 3 揚水井戸</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>No. 4 揚水井戸</p> </div> </div> <p style="text-align: right;">(単位：mm)</p>

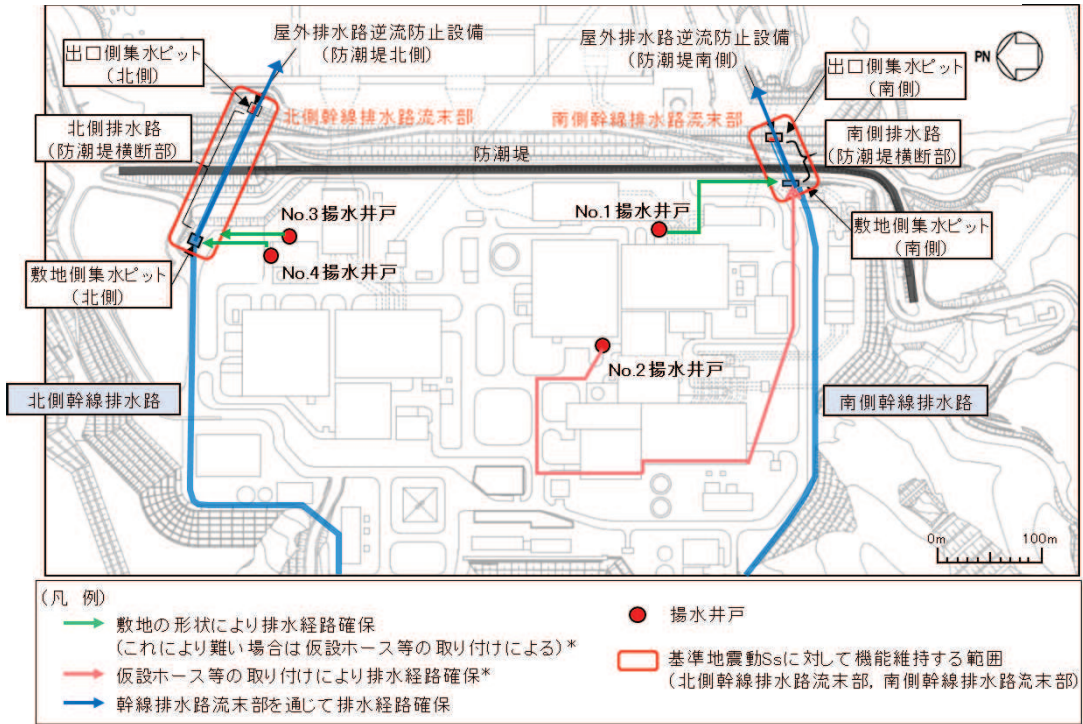


図 1 屋外排水路平面図

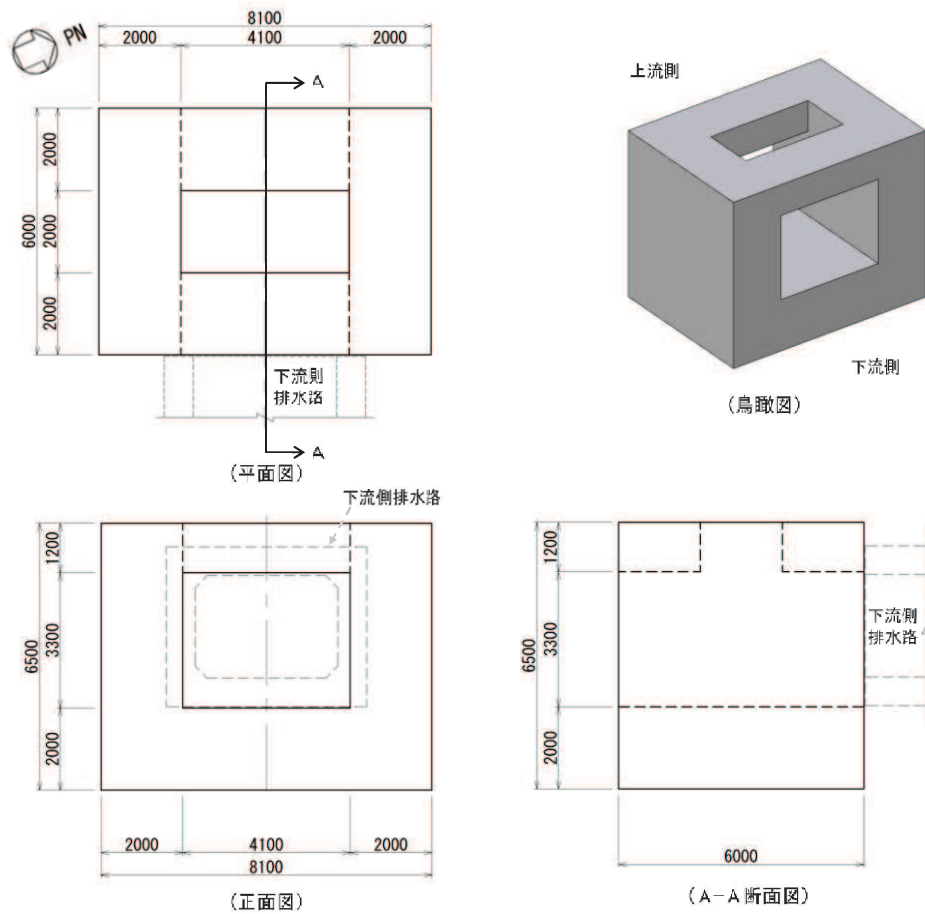


図 2(1) 敷地側集水ピット (北側) 構造概要 (単位 : mm)

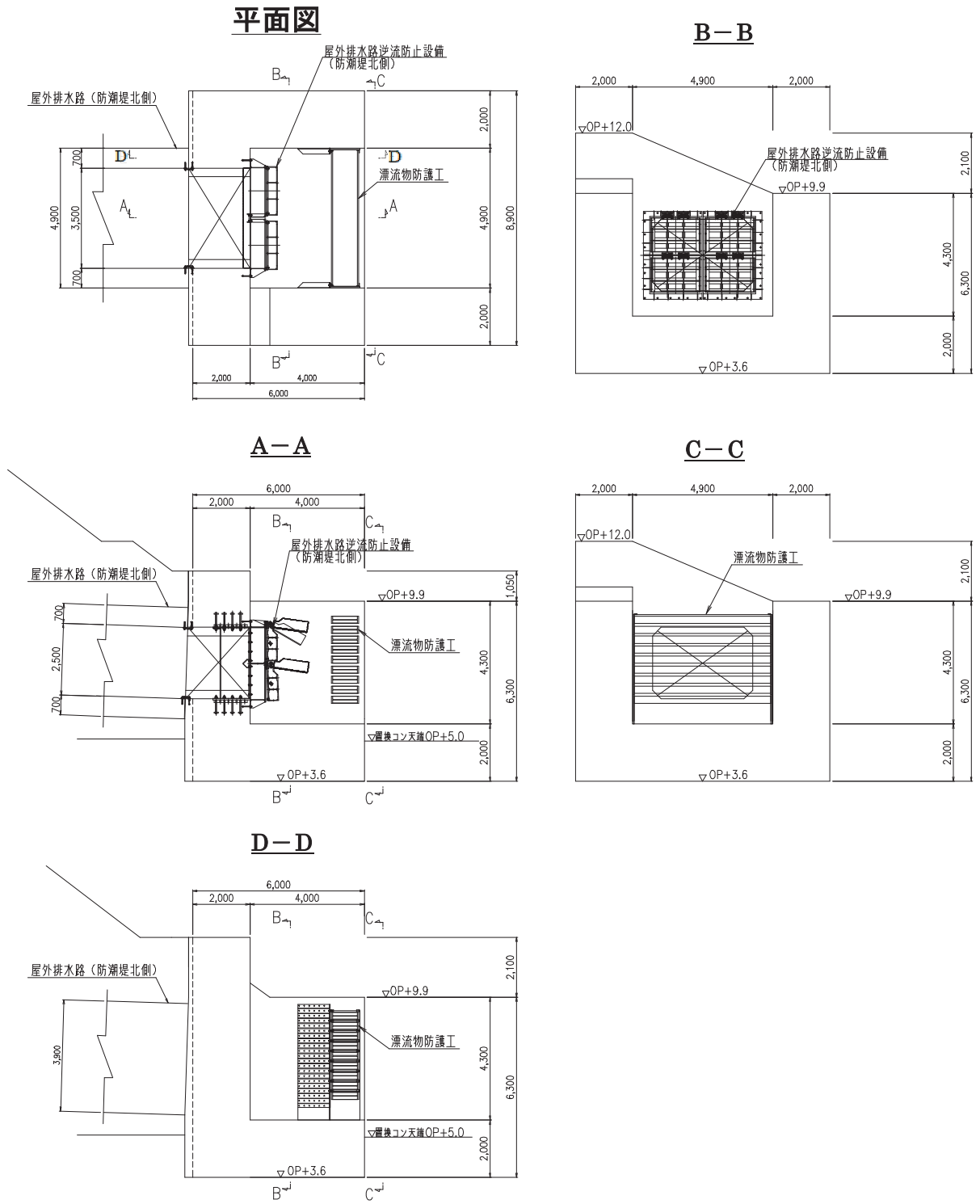


図 2(3) 出口側集水ピット (北側) 構造概要 (単位 : mm)

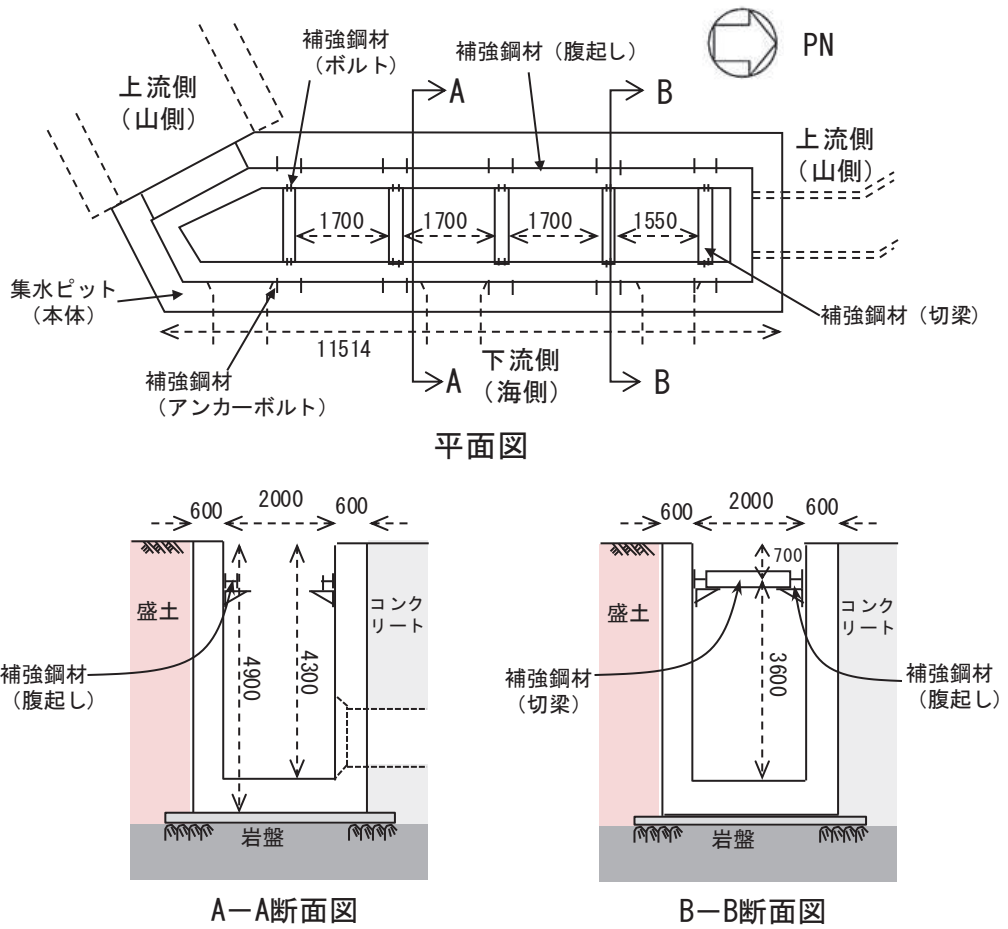


図 2(4) 敷地側集水ピット (南側) 構造概要 (単位 : mm)

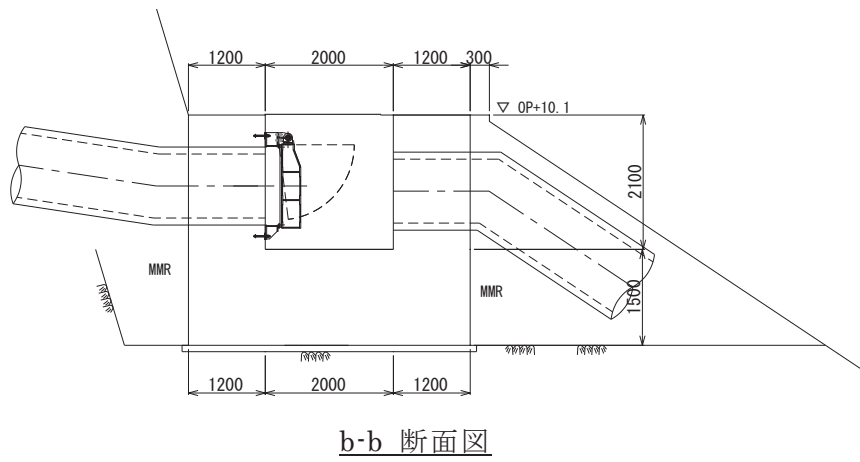
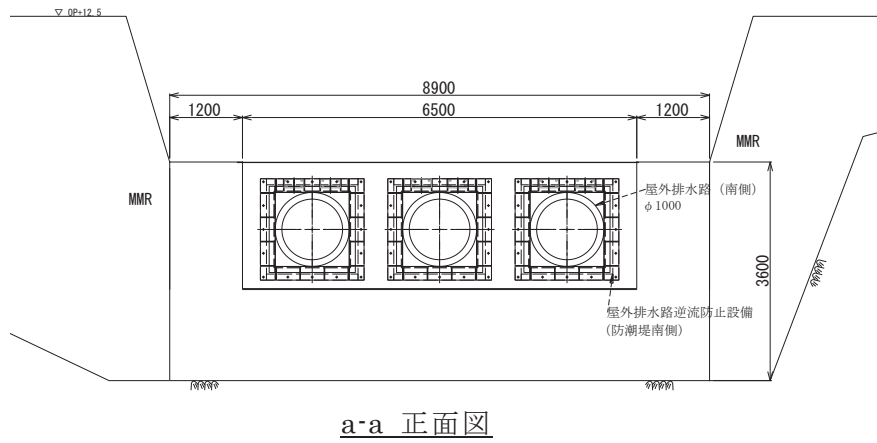
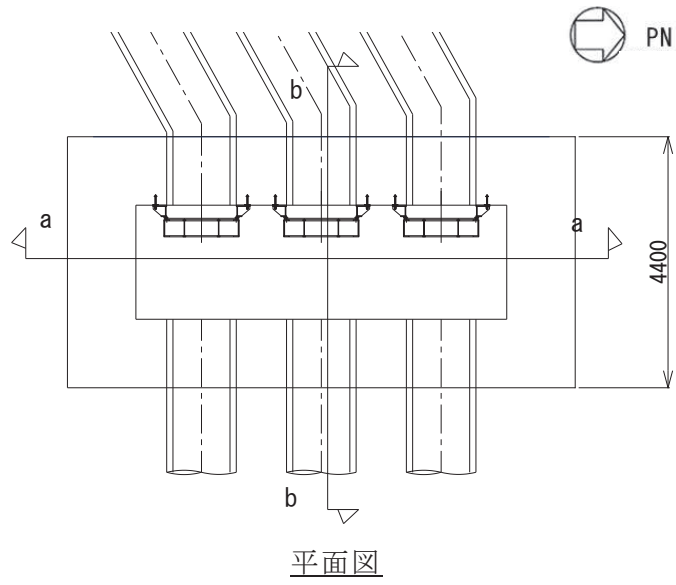


図 2(7) 出口側集水ピット (南侧) 構造概要 (単位 : mm)

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度及び機能の設計方針に基づき、地下水位低下設備のうちドレーンについて、地震時の構造強度を有していることを確認するものである。

ドレーンに要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

(2) 鋼管

図 2-1 に示すとおり，鋼管は揚水井戸の集水ピットを起点として岩盤内に放射状に設置する。鋼管は $\phi 145.2 \text{ mm}$ であり，No.1 揚水井戸及びNo.3 揚水井戸に接続される鋼管は O.P. -23. 1m \sim O.P. -26. 1m，No.2 揚水井戸及びNo.4 揚水井戸に接続される鋼管は O.P. -26. 1m \sim O.P. -29. 1m の範囲に設置する。

鋼管の構造概要を図 2-4 に示す。

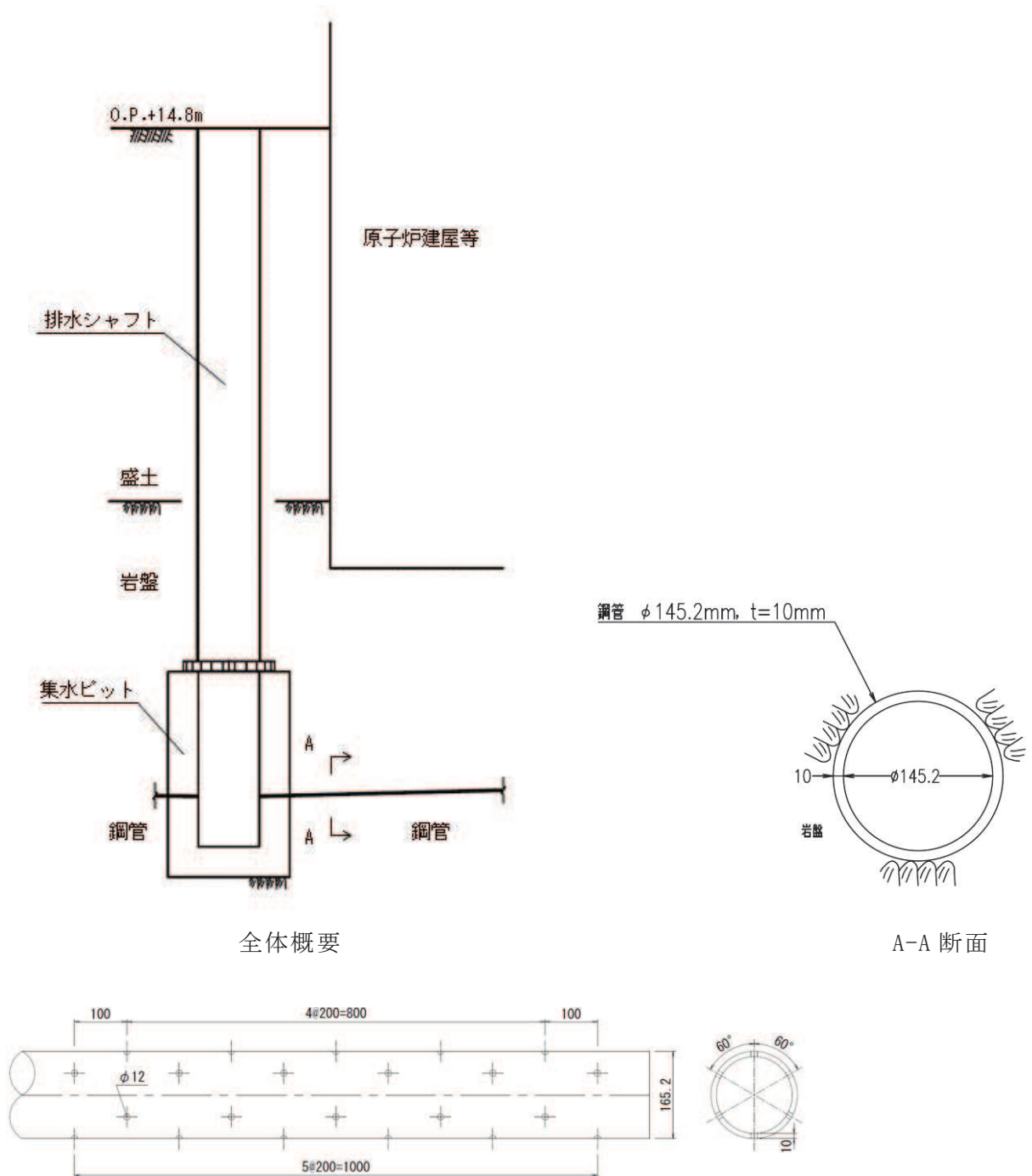


図 2-4 鋼管の構造概要 (単位 : mm)

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) ヒューム管

ヒューム管各断面の最大曲げモーメント図を図 4-1 に、最大曲げモーメントに関する照査結果を表 4-1 に示す。

以上より、発生値が許容値を超えないことを確認した。

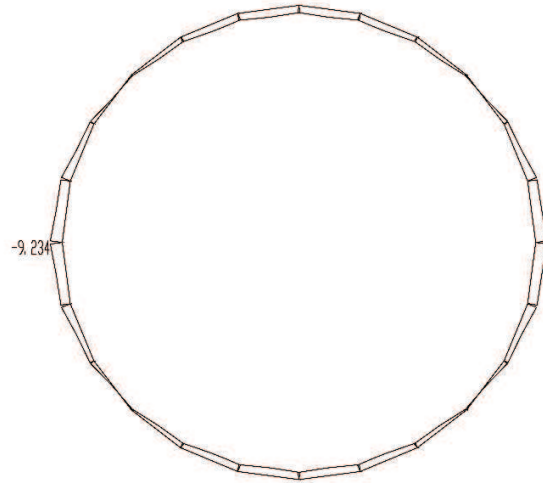


図 4-1(1) 曲げモーメント図 (単位: kN・m)

(断面① (φ 500mm, 2種), S s - D 1, t = 17.25 秒)

(解析ケース: ケース②)

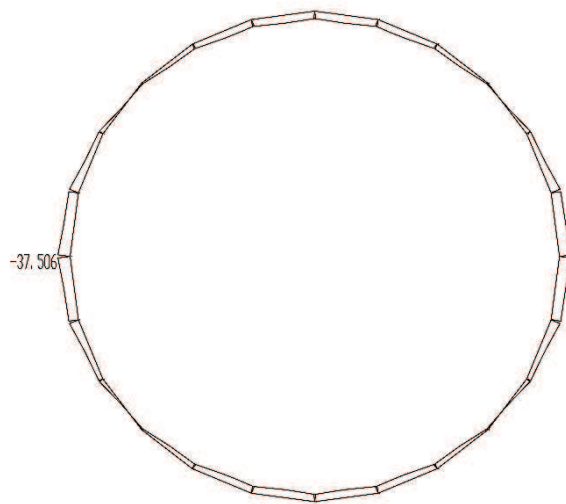


図 4-1(2) 曲げモーメント図 (単位: kN・m)

(断面② (φ 1050mm, 3種), S s - D 1, t = 17.25 秒)

(解析ケース: ケース②)

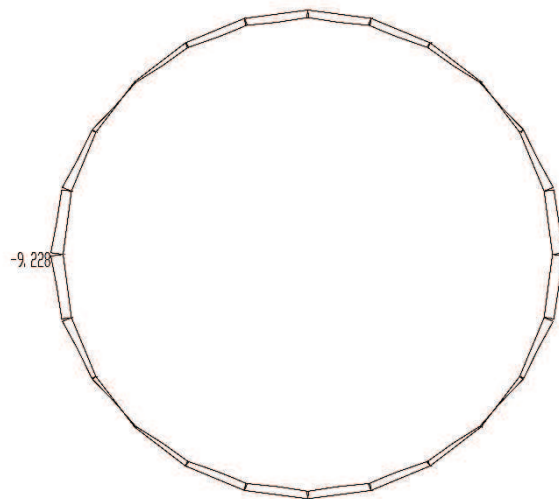


図 4-1(3) 曲げモーメント図 (単位 : kN・m)
(断面③ (φ 500mm, 2種), S s - D 1, t = 17.25 秒)
(解析ケース : ケース②)

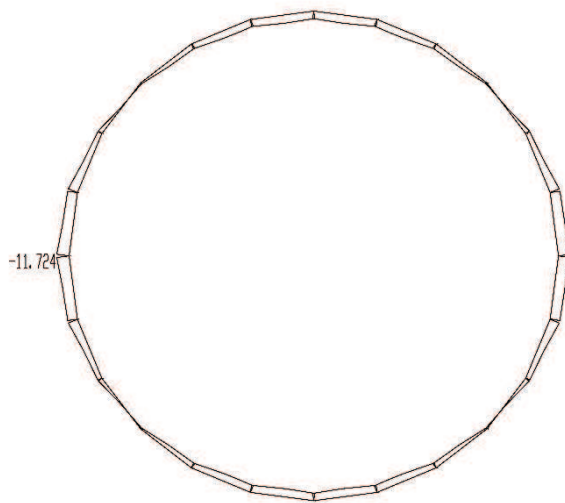


図 4-1(4) 曲げモーメント図 (単位 : kN・m)
(断面④ (φ 500mm, 3種), S s - D 1, t = 35.23 秒)
(解析ケース : ケース③)

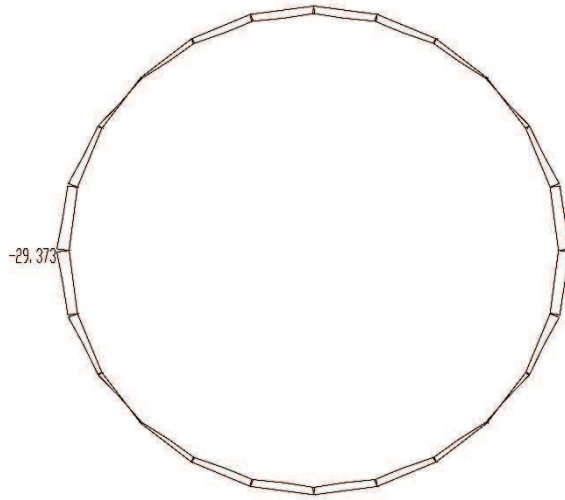


図 4-1(5) 曲げモーメント図 (単位 : $\text{kN} \cdot \text{m}$)
(断面⑤ ($\phi 800\text{mm}$, 2種), $S_s - D1$, $t = 17.25$ 秒)
(解析ケース : ケース③)

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1-別添 1 地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度及び機能の設計方針に基づき、地下水位低下設備のうち接続柵について、地震時の構造強度を有していることを確認するものである。

接続柵に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1-別添 1 地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度及び機能の設計方針に基づき、地下水位低下設備のうち揚水井戸について、地震時に構造強度を有していることを確認するものである。

揚水井戸に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

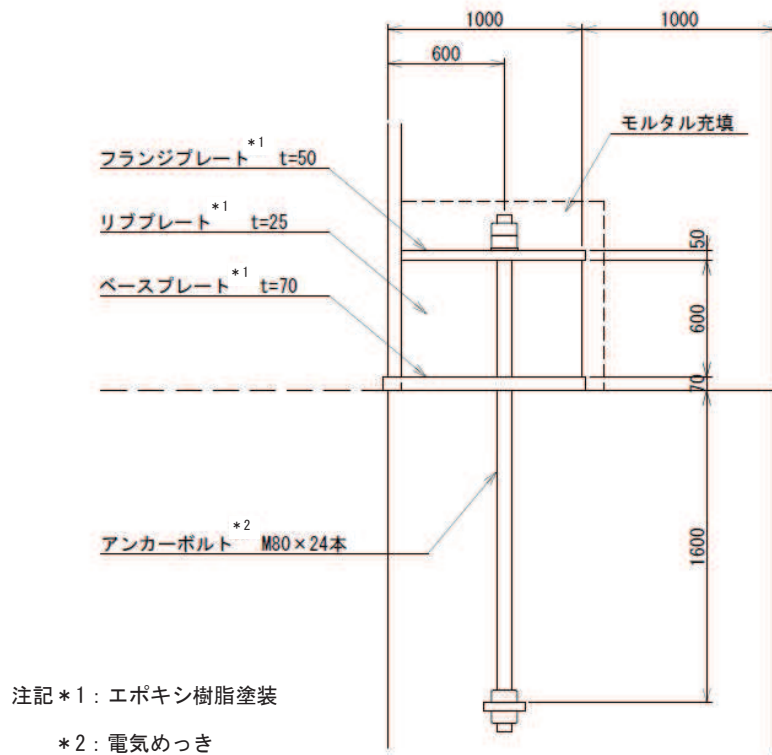


図2-3(5) 接合部詳細図 (No. 1~4 揚水井戸共通) (単位：mm)

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（以下，「コンクリート標準示方書」という。）
- ・日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- ・日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- ・日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1987）
- ・土木学会 2005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 2015年 トンネル・ライブラリー第27号 シールド工事用立坑の設計
- ・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 1991年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・日本産業規格（J I S）

3.5 解析モデル及び諸元

揚水井戸の地震応答解析モデルを図 3-5 に示す。

3.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(2) 境界条件

二次次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

構造物は線形はり要素（ビーム要素）にてモデル化し、水平方向には構造物の幅に応じた仮想剛梁を設置する。

(4) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。なお、D級岩盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。また、有効応力解析においては地下水位以深の盛土・旧表土には、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形性を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時における「躯体と盛土」，「躯体とセメント改良土」，「躯体と岩盤」，「セメント改良土と盛土」及び「セメント改良土と岩盤」の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

b. 周方向の検討

周方向の検討では、地震応答解析より算出した水平方向の地盤反力に対して、排水シャフトの水平断面（中空円形断面形状）をモデル化した二次元静的フレーム解析を実施する。二次元静的フレーム解析モデルの概念図を図 3-7 に示す。

偏荷重による躯体の変形に伴い、荷重直交方向に地盤反力が生じることを考慮するため、荷重直交方向に地盤ばねを考慮することとし、ばね定数は「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, V 耐震設計編」の地盤反力係数より設定する。

二次元静的フレーム解析には、解析コード「SLAP ver6.65」を使用する。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 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

以上の二次元静的フレーム解析により算定した曲げ・軸力に対し算定される周方向の応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

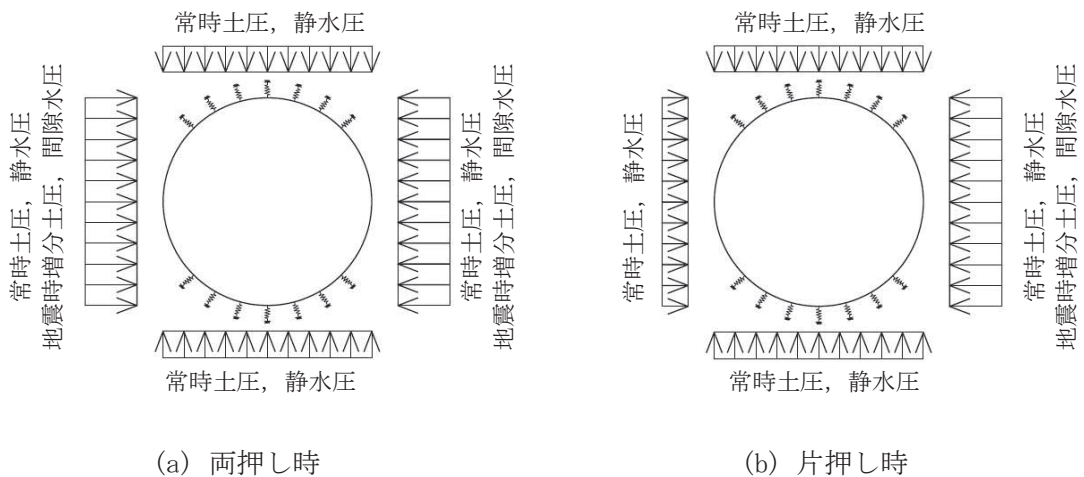


図 3-7 二次元静的フレーム解析モデルの概念図（排水シャフト）

a. 軸方向の検討

軸方向の検討では，地震応答解析より算出した軸方向はり要素の曲げ・軸力及びせん断力に対して鉄筋コンクリート断面の照査を行う。

曲げ・軸力については，側壁の鉛直方向鉄筋を考慮した中空円形断面形状の鉄筋コンクリート断面に対する検討を行い，コンクリートの曲げ圧縮応力度，鉄筋の引張応力度が各々の短期許容応力度以下であることを確認する。せん断に対しては，せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認する。

応力度照査には，解析コード「UC-win/Section Ver.6.02.02」を使用する。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 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

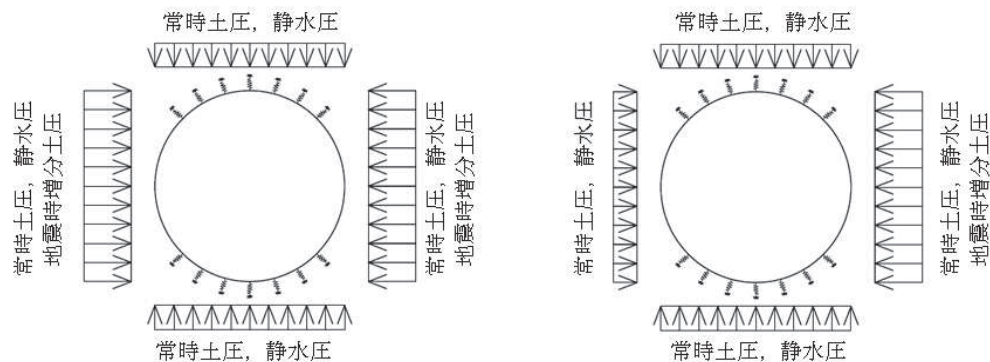
b. 周方向の検討

周方向の検討では，地震応答解析より算出した水平方向の地盤反力に対して，側壁の水平断面（中空円形断面形状）をモデル化した二次元静的フレーム解析を実施する。二次元静的フレーム解析モデルの概念図を図3-9に示す。

偏荷重による躯体の変形に伴い，荷重直交方向に地盤反力が生じることを考慮するため，荷重直交方向に地盤ばねを考慮することとし，ばね定数は「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，V耐震設計編」の地盤反力係数より設定する。

二次元静的フレーム解析には，解析コード「SLAP ver6.65」を使用する。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 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

以上の二次元静的フレーム解析により算定した断面力に対し，曲げ・軸力については，側壁の周方向鉄筋を考慮した鉄筋コンクリート断面の照査を行い，コンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度が各々の短期許容応力度以下であることを確認する。せん断に対しては，せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認する。



(a) 両押し時

(b) 片押し時

図3-9 二次元静的フレーム解析モデルの概念図（集水ピット）

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1-別添 1 地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度及び機能の設計方針に基づき、敷地側集水ピット（北側）（以下「集水ピット」という。）について、地震時に構造強度を有していることを確認するものであり、その評価は応力解析により行う。

なお、集水ピット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。

6.2 地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価における最大照査値を表 6-4、最大接地圧分布図を図 6-4 に示す。
基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 6-4 基礎地盤の支持性能評価結果

地震動	解析 ケース	集水ピット内 水位条件	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a / R_{ua}
S s - D 2 *	①	満水	2.7	4.4	0.62

注記*：鉛直慣性力は下向き

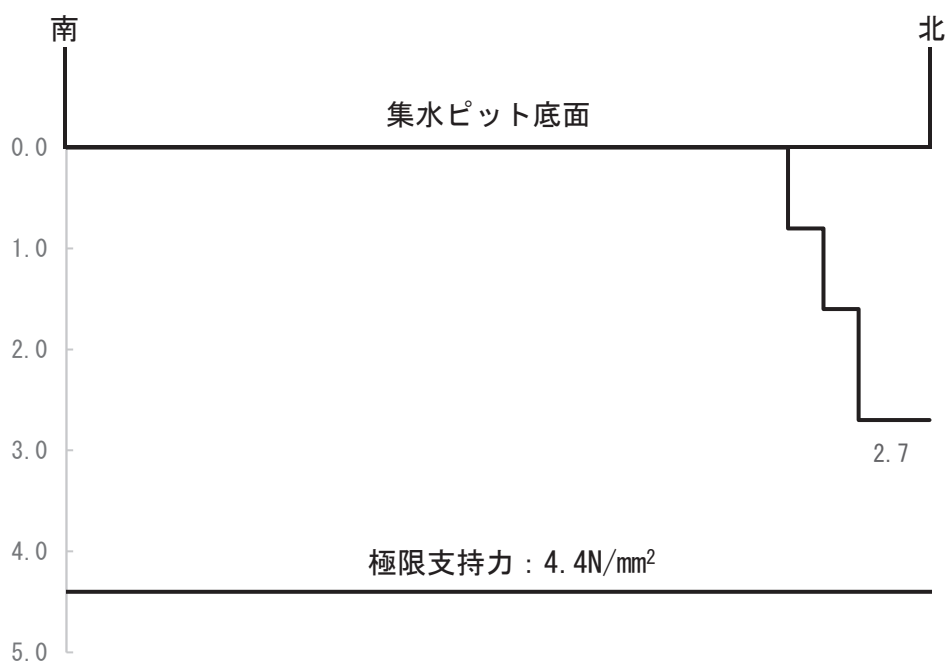


図 6-4 基礎地盤の支持力照査における最大照査値の接地圧分布 (単位 : N/mm²)

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1-別添 1 地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度及び機能の設計方針に基づき、敷地側集水ピット（南側）（以下「集水ピット」という。）について、地震時に構造強度を有していることを確認するものであり、その評価は応力解析により行う。

なお、集水ピット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) 腹起し

腹起しは、「4. フレーム解析」により得られる集水ピットからの水平支保工反力、自重及び鉛直地震力を受ける単純ばりでモデル化し、算定される曲げ応力及びせん断応力が、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に規定される許容応力度以下となることを確認する。なお、腹起しにおいては水平方向が強軸方向、鉛直方向が弱軸方向となる。

検討モデルを図 5-9 に示す。

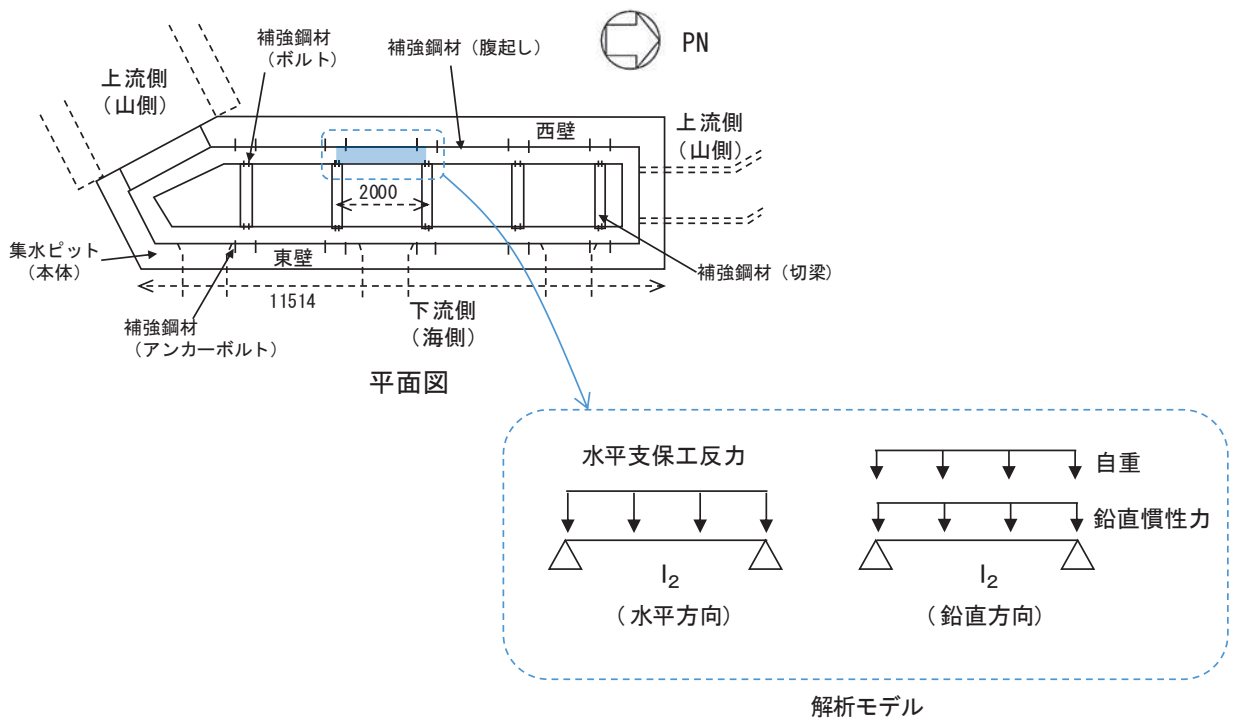


図 5-9 検討モデル (腹起し) (単位 : mm)

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度及び機能の設計方針に基づき、南側排水路（防潮堤横断部）（以下「南側排水路」という。）が基準地震動 S_s に対して排水機能を有していることを確認するものである。

なお、南側排水路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。

4.2 地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価における最大照査値を表 4-3、最大接地圧分布図を図 4-1 に示す。
基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4-3 基礎地盤の支持性能評価結果

地震動 (位相)	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a / R_{ua}
S s - D 3 (++)	①	0.5	13.7	0.04

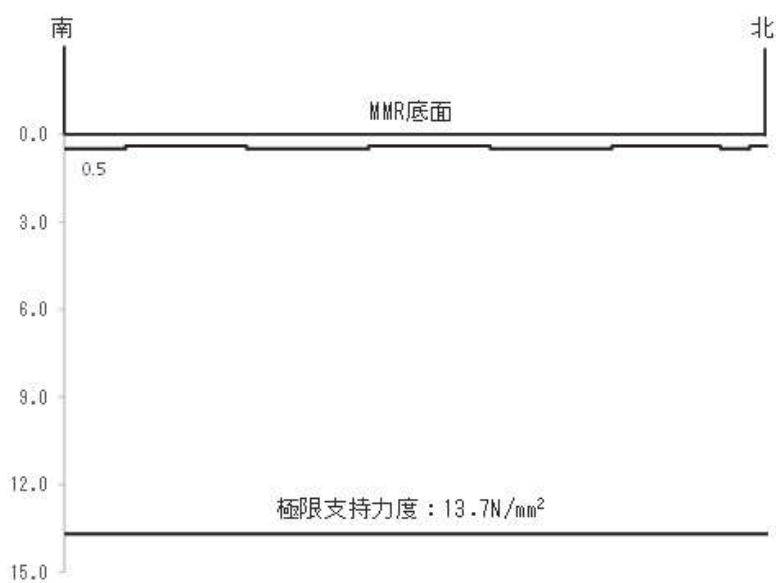


図 4-1 基礎地盤の支持力照査における最大照査値の接地圧分布
(S s - D 3 (++) , ケース① : 基本ケース) (単位 : N/mm²)

表 3-3 機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出における解析ケース

解析ケース	全応力解析				有効応力解析
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
基本ケース	平均値	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	材料物性 (コンクリート) に実強度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	平均値	平均値-1σ
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度	設計基準強度
地震動 (位相)	++*	○	○	○	○
	-+*	○	○	○	○
	++*	○	○	○	○
	-+*	○	○	○	○
	++*	○	○	○	○
	-+*	○	○	○	○
	++*	○	○	○	○
	-+*	○	○	○	○
	++*	○	○	○	○
	-+*	○	○	○	○
	++*	○	○	○	○
	-+*	○	○	○	○

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。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図												
<p>基礎・支持構造</p> <p>フレームは、盤取付ボルトにて据付架台に固定する。据付架台は、基礎ボルトにて床面に据え付ける。</p>	<p>主体構造</p> <p>自立型 (鋼材及び鋼板を組み合わせた自立型閉鎖型の盤であり、列盤構造である。)</p>													
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>機器名称</th> <th>地下水位低下設備 電源盤 (A)</th> <th>地下水位低下設備 電源盤 (B)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>たて</td> <td>1000</td> <td>1000</td> </tr> <tr> <td>横</td> <td>2000</td> <td>2000</td> </tr> <tr> <td>高さ</td> <td>2300</td> <td>2300</td> </tr> </tbody> </table> <p>(単位：mm)</p>	機器名称	地下水位低下設備 電源盤 (A)	地下水位低下設備 電源盤 (B)	たて	1000	1000	横	2000	2000	高さ	2300	2300
機器名称	地下水位低下設備 電源盤 (A)	地下水位低下設備 電源盤 (B)												
たて	1000	1000												
横	2000	2000												
高さ	2300	2300												

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (2) 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)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (以下「設計・建設規格」という。)
- (5) 日本産業規格
- (6) 鋼構造設計基準

3. 加振試験

3.1 基本方針

別添 3-1 の「4.3(1) 加振試験」にて設定した基本方針に従い、加振試験を実施する。

加振試験は、以下の「3.2 入力地震動」に示す入力地震動を用いて、「3.3 試験方法」に示す方法により、「5. 転倒評価」、「6. 機能維持評価」、「7. 波及的影響評価」に用いる加振台の最大加速度を求める。

3.2 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」及び「VI-2-別添 3-2 可搬型重大事故等対処設備の保管エリア等における入力地震動」に示す、各保管場所の基準地震動 S_s に基づき作成する設計用床応答曲線を包絡するよう作成したランダム波又は各保管場所の最大応答加速度 (ZPA) を上回る加速度の正弦波若しくはサインビート波とする。

3.3 試験方法

その他設備を実際の設置状態を模擬した状態で加振台に設置し、「3.2 入力地震動」に示すランダム波又は正弦波若しくはサインビート波を入力地震動として加振試験を行い、スリング等が有効に機能することで、加振試験後に転倒していないこと及び加振台の最大加速度を確認する。

- ・加振波 : 「3.2 入力地震動」にて設定したランダム波又は正弦波若しくはサインビート波
- ・加振方向 : 【ランダム波】

「水平 (前後方向) + 鉛直」及び「水平 (左右方向) + 鉛直」
【正弦波, サインビート波】
「水平単独 2 方向及び鉛直単独」

3.4 試験結果

加振試験により得られた結果を表 3-1 に示す。

1. 概要

原子炉格納容器の材料及び構造については、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（平成 25 年 6 月 28 日 原子力規制委員会規則第六号）（以下「技術基準規則」という。）第 17 条第 1 項第 5 号及び第 12 号に規定されており，適切な材料を使用し，十分な構造及び強度を有していることが要求されている。

本資料は，原子炉格納容器のうち改造を実施する配管貫通部が十分な強度を有することを確認するための強度計算の基本方針について説明するものである。

2. 原子炉格納容器の強度計算の基本方針

原子炉格納容器の材料及び構造については，技術基準規則第 17 条（材料及び構造）に規定されており，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（平成 25 年 6 月 19 日 原規技発第 1306194 号）第 17 条 10 において「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。）」＜第 I 編軽水炉規格＞ J S M E S N C 1 - 2005/2007」（日本機械学会）又は「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2012 年版）＜第 I 編軽水炉規格＞ J S M E S N C 1 - 2012」（日本機械学会）によることとされているが，技術基準規則の施行の際現に施設し，又は着手した設計基準対象施設については，施設時に適用された規格によることと規定されている。同解釈において規定される J S M E S N C 1 - 2005/2007 及び J S M E S N C 1 - 2012 は，いずれも技術基準規則を満たす仕様規定として相違がない。

原子炉格納容器のうち改造を実施する配管貫通部は施設時の適用規格が「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準」（昭和 55 年 10 月 30 日通商産業省告示第 5 0 1 号）（以下「告示第 5 0 1 号」という。）であることから，J S M E S N C 1 - 2005/2007 と告示第 5 0 1 号の比較を行い，いずれか安全側の規格による評価を実施する。

なお，原子炉格納容器の強度計算方法については計算書で個別に示すこととする。

2. 管の強度計算書 (重大事故等クラス2 管)
 設計・建設規格 PPB-3411 及びPPB-3561 準用

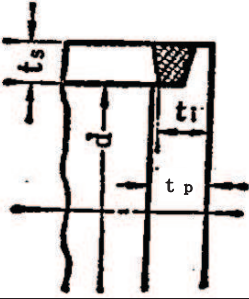
NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温度 (°C)	外 径 D _o (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S _m (MPa)	Q	t _s (mm)	t* (mm)	算 式	t _r (mm)	事故時圧力 P _E (MPa)	許容圧力 P _{aE} (MPa)
1															
2															
3															
4															
5															
6															
7															
8															
9															
10															

* : 最高使用圧力Pにより計算した必要厚さ。

評価 : $t_s \geq t_r$, $P_E \leq P_{aE}$, よって十分である。

告示第501号 又は設計・ 建設規格又は J I Sの記号	計算書の表示	表示内容	単位
S	S	最高使用温度における平板材料の許容引張応力	MPa
σ_a	S_a	告示第501号別表第6又は設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表5による 常温におけるボルト材料の許容引張応力	MPa
σ_b	S_b	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表7による 最高使用温度におけるボルト材料の許容引張応力	MPa
	S_x	ボルトの許容引張応力 (S_a 又は S_b のいずれか小さい方の値)	MPa
	S_1	最高使用温度におけるねじ込み輪, 分割リング等の機械的装置の材料の許容引張応力	MPa
		設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表5又は表6による	
t	t	平板の計算上必要な厚さ	mm
t_c	t_c	平板のすみ肉ののど厚	mm
t_f, t	t_f	平板のフランジ部の厚さ	mm
t_w, t_i	t_i	平板ののど厚	mm
t_n	t_n	ガスケット溝を考慮した平板の厚さ	mm
t_o, t	t_p	平板の最小厚さ	mm
	t_{po}	平板の呼び厚さ	mm
t_s	t_s	管の最小厚さ	mm
t_r	t_r	継目のない管の計算上必要な厚さ	mm
t_w, t_{w1}	t_w	平板の溶接部の深さ	mm
t_{w2}	t_{w2}	平板の溶接部の長さ	mm
W	W	パッキンの外径又は平板の接触面の外径内の面積に作用する全圧力	N
W_g	W_g	ガスケット締付時のボルト荷重	N
W_{m1}	W_{m1}	使用状態での必要な最小ボルト荷重	N
W_{m2}	W_{m2}	ガスケット締付時に必要な最小ボルト荷重	N
W_o	W_o	使用状態でのボルト荷重	N
y	y	ガスケットの最小設計締付圧力 (J I S B 8 2 6 5 附属書 3 表 2 による。)	N/mm ²

(2) 形状の制限 (告示第501号)

取付け方法	形状の制限
(i) 	$t_i \geq 2 \cdot t_r$ かつ, $t_i \geq 1.25 t_s$ であること。

g. 穴の補強計算

穴の補強計算は、告示第501号第60条第2項第1号又は設計・建設規格 PPC-3424(1)を適用する。

(a) 算式

イ. 補強に必要な面積

(イ) 直管又は曲げ管の場合

$$A_r = 1.07 \cdot d \cdot t_{rr} \cdot (2 - \sin \alpha)$$

(ロ) 鏡板の場合

$$A_r = d \cdot t_{cr}$$

(ハ) 平板の場合

$$A_r = 0.5 \cdot d_H \cdot t_{cr}$$

ロ. 補強に有効な面積

(イ) 直管又は曲げ管の場合

$$A_1 = (\eta \cdot t_r - F \cdot t_{rr}) \cdot (2 \cdot L_A - d)$$

$$A_2 = 2 \cdot (t_b - t_{br}) \cdot \operatorname{cosec} \alpha \cdot L_N \cdot \frac{S_b}{S_r}$$

$$A_3 = (L_1)^2 \cdot \sin \alpha \cdot \frac{S_b}{S_r}$$

$$A_4 = (D_{oe} - D_{ob} \cdot \operatorname{cosec} \alpha) \cdot t_e \cdot \frac{S_e}{S_r} + (L_2)^2 \cdot \frac{S_e}{S_r}$$

(強め材が有効範囲 L_A 内にある場合)

$$A_4 = (2 \cdot L_A - D_{ob} \cdot \operatorname{cosec} \alpha) \cdot t_e \cdot \frac{S_e}{S_r}$$

(強め材が有効範囲 L_A の外までである場合)

$$A_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$$

(ロ) 鏡板の場合

$$A_1 = (\eta \cdot t_c - F \cdot t_{cr}) \cdot (2 \cdot L_A - d)$$

$$A_2 = 2 \cdot (t_b - t_{br}) \cdot L_N \cdot \frac{S_b}{S}$$

$$A_3 = (L_1)^2 \cdot \frac{S_b}{S}$$

$$A_0 = A_1 + A_2 + A_3$$

(ハ) 平板の場合

$$A_1 = (\eta \cdot t_c - F \cdot t_{cr}) \cdot (2 \cdot L_A - d_H)$$

$$A_2 = 2 \cdot (t_b - t_{br}) \cdot L_N \cdot \frac{S_b}{S}$$

$$A_3 = (L_1)^2 \cdot \frac{S_b}{S}$$

$$A_0 = A_1 + A_2 + A_3$$

(b) 評価

穴の補強に有効な面積 (A_o) > 穴の補強に必要な面積 (A_r) ならば穴の補強は十分である。

h. 大穴の補強の要否

大穴の補強の要否は、告示第501号第60条第2項第4号又は設計・建設規格 PPC-3424(4)を適用する。

(a) 算式

大穴の補強を要しない限界径 (d_{frD})

イ. D_{ir} が1500 mm以下の場合

$$d_{frD} = D_{ir} / 2$$

ただし、500 mmを超える場合500 mmとする。

ロ. D_{ir} が1500 mmを超える場合

$$d_{frD} = D_{ir} / 3$$

ただし、1000 mmを超える場合1000 mmとする。

(b) 評価

大穴の補強を要しない限界径 (d_{frD}) \geq 断面に現われる穴の径 (d) ならば大穴の補強計算は必要ない。

必要な場合は、 i 項以降による。

(b) 穴の中心線に平行な直線で区切られる大穴の補強に有効な範囲

$$L_{AD} = \frac{d}{2} + \frac{d}{4}$$

(c) 主管の面に平行な直線で区切られる大穴の補強に有効な範囲

$$L_{ND} = L_N$$

j. 大穴の補強計算

大穴の補強計算は、告示第501号第60条第2項第4号又は設計・建設規格 PPC-3424(4)を適用する。

(a) 算式

イ. 大穴の補強に必要な面積

$$A_{rD} = \frac{2}{3} \cdot A_r$$

ロ. 大穴の補強に有効な面積

$$A_{1D} = (\eta \cdot t_r - F \cdot t_{rr}) \cdot (2 \cdot L_{AD} - d)$$

$$A_{2D} = A_2$$

(管台の外径が有効範囲 L_{AD} 内にある場合)

$$A_{2D} = 2 \cdot \left(\frac{d}{4} - t_{br} \cdot \operatorname{cosec} \alpha \right) \cdot L_{ND} \cdot \frac{S_b}{S_r}$$

(管台の外径が有効範囲 L_{AD} の外までである場合)

$$A_{3D} = A_3$$

(すみ肉部の脚長が有効範囲 L_{AD} 内にある場合)

$$A_{3D} = 0$$

(すみ肉部の脚長が有効範囲 L_{AD} の外までである場合)

$$A_{4D} = A_4$$

(強め材が有効範囲 L_{AD} 内にある場合)

$$A_{4D} = \left(3 \cdot \frac{d}{2} - D_{ob} \cdot \operatorname{cosec} \alpha \right) \cdot t_e \cdot \frac{S_e}{S_r}$$

(強め材が有効範囲 L_{AD} の外までである場合)

$$A_{0D} = A_{1D} + A_{2D} + A_{3D} + A_{4D}$$

(b) 評価

大穴の補強に有効な面積 (A_{0D}) \geq 大穴の補強に必要な面積 (A_{rD}) ならば大穴の補強は十分である。

1. 溶接部の強度計算

溶接部の強度計算は、設計・建設規格 PPC-3424(8)及び(9)を適用する。

ただし、C形に関しては評価すべき溶接部がないため、強度計算は行わない。

(a) 算式

イ. 溶接部の負うべき荷重

(イ) 直管又は曲げ管の場合

$$W = d \cdot t_{rr} \cdot S_r - (\eta \cdot t_r - F \cdot t_{rr}) \cdot (2 \cdot L_A - d) \cdot S_r$$

(ロ) 鏡板の場合

$$W = d \cdot t_{cr} \cdot S - (\eta \cdot t_c - F \cdot t_{cr}) \cdot (2 \cdot L_A - d) \cdot S$$

(ハ) 平板の場合

$$W = d_H \cdot t_{cr} \cdot S - (\eta \cdot t_c - F \cdot t_{cr}) \cdot (2 \cdot L_A - d_H) \cdot S$$

ロ. 溶接部の許容応力

(イ) 直管又は曲げ管の場合

$$S_{w1} = S_r \cdot F_1$$

$$S_{w2} = S_r \cdot F_2$$

$$S_{w3} = S_r \cdot F_3$$

(ロ) 鏡板又は平板の場合

$$S_{w1} = S \cdot F_1$$

$$S_{w2} = S \cdot F_2$$

$$S_{w3} = S \cdot F_3$$

ハ. 溶接部の破断強さ

(イ) 直管又は曲げ管の場合

$$W_{e1} = \pi \cdot \left(\frac{d}{2} + t_b \cdot \operatorname{cosec} \alpha \right) \cdot L_1 \cdot S_{w1}$$

$$W_{e2} = \pi \cdot d \cdot t_b \cdot S_{w3} \cdot \operatorname{cosec} \alpha / 2$$

$$W_{e3} = \pi \cdot d \cdot t_b \cdot S_{w3} \cdot \operatorname{cosec} \alpha / 2$$

$$W_{e4} = \pi \cdot \left(\frac{d}{2} + t_b \cdot \operatorname{cosec} \alpha \right) \cdot t_e \cdot S_{w2}$$

$$W_{e5} = \pi \cdot D_{oe} \cdot L_2 \cdot S_{w1} / 2$$

(ロ) 鏡板の場合

$$W_{e1} = \pi \cdot \left(\frac{d}{2} + t_b \right) \cdot L_1 \cdot S_{w1}$$

$$W_{e2} = \pi \cdot d \cdot t_b \cdot S_{w3} / 2$$

$$W_{e3} = \pi \cdot d \cdot t_b \cdot S_{w3} / 2$$

まえがき

本計算書は、添付書類「VI-3-1-5 重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」及び「VI-3-2-9 重大事故等クラス2管の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理結果を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、添付書類「VI-3-2-1 強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。

2. 管の強度計算書 (重大事故等クラス2管)
設計・建設規格 PPB-3411 準用

No.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温度 (°C)	外 径 D _o (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S ^m (MPa)	Q (mm)	t _s (mm)	t (mm)	算 式	t _r (mm)	重大事故等時の 使用圧力 P _E (MPa)	重大事故等時の 許容圧力 P _{aE} (MPa)
1	8.62	302	<input type="text"/>	<input type="text"/>	SUS316LTP	S	1	94	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	A	<input type="text"/>	10.34	17.24

評価：t_s ≥ t_r, P_{aE} ≥ P_E よって十分である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1. 一般事項

本計算書は、差圧検出・ほう酸水注入系配管（ティーより N11 ノズルまでの外管）の応力計算書である。

差圧検出・ほう酸水注入系配管（ティーより N11 ノズルまでの外管）は、原子炉圧力容器付属構造物であるため、告示第 46 条第 1 項の規定により第 1 種容器として添付書類「VI-2-3-4-1-1 原子炉圧力容器の応力解析の方針」（以下「応力解析の方針」という。）に基づき評価する。

1.1 形状・寸法・材料

本計算書で解析する箇所の形状・寸法・材料を図 1-1 に示す。

1.2 解析範囲

解析範囲を図 1-1 に示す。

1.3 計算結果の概要

計算結果の概要を表 1-1 に示す。

なお、応力評価点の選定に当たっては、形状不連続部、溶接部及び厳しい荷重作用点に着目し、応力評価上厳しくなる代表的な評価点を記載する。

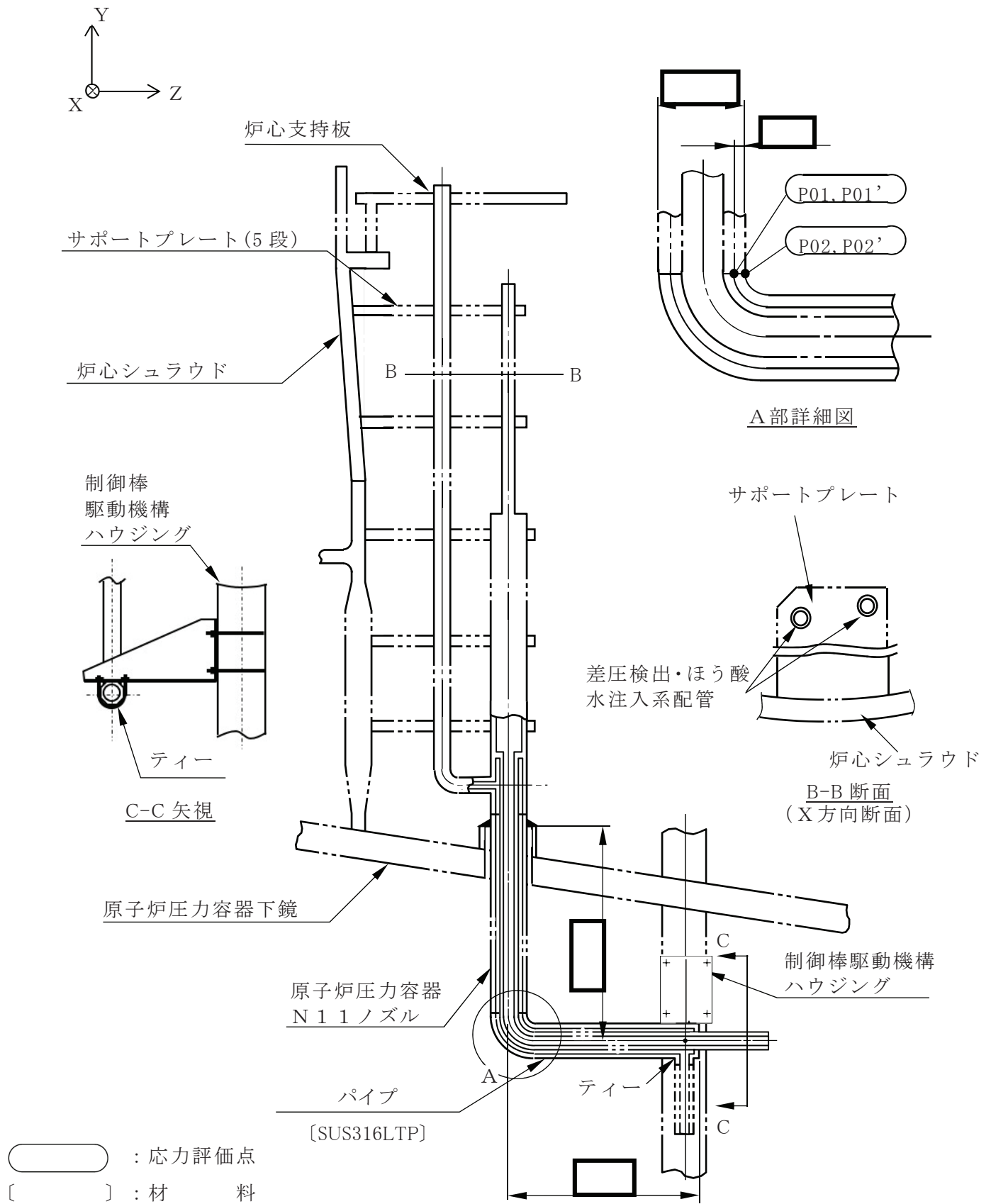


図1-1 形状・寸法・材料・応力評価点 (単位: mm)

2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_A	実効面積	m^2
A_J	アウトージャケットの有効断面積	mm^2
C_D	定常ドラッグ係数	—
CH_A	チャギング時の加速度ドラッグ荷重	N/m^3
CH_D	チャギング時の定常ドラッグ荷重	N/m^2
CO_A	蒸気凝縮時の加速度ドラッグ荷重	N/m^3
CO_D	蒸気凝縮時の定常ドラッグ荷重	N/m^2
d	孔径	mm
FAB_A	フォールバック時の加速度ドラッグ荷重	N/m^3
FAB_D	フォールバック時の定常ドラッグ荷重	N/m^2
F_x	ストレーナとフランジ取合い部に加わる反力 (x 方向)	N
F_y	ストレーナとフランジ取合い部に加わる反力 (y 方向)	N
F_z	ストレーナとフランジ取合い部に加わる反力 (z 方向)	N
h	孔の間隔	mm
L	ストレーナ長さ	mm
L_{cg}	フランジからストレーナ重心までの距離	mm
M_x	ストレーナとフランジ取合い部に加わる配管系モーメント (x 方向)	$N \cdot m$
M_y	ストレーナとフランジ取合い部に加わる配管系モーメント (y 方向)	$N \cdot m$
M_z	ストレーナとフランジ取合い部に加わる配管系モーメント (z 方向)	$N \cdot m$
n	ウェブ個数	—
LAB_A	気泡形成時の加速度ドラッグ荷重	N/m^3
LAB_D	気泡形成時の定常ドラッグ荷重	N/m^2
OD	外径	mm
P	孔の間隔 (中心間)	mm
s	アウトージャケットの等価肉厚	mm
SRV_A	逃がし安全弁作動時の加速度ドラッグ荷重	N/m^3
SRV_D	逃がし安全弁作動時の定常ドラッグ荷重	N/m^2
t	アウトージャケットの厚さ	mm
V_A	加速度ドラッグ体積	m^3
w	ウェブ幅	mm
Z	断面係数	mm^3
π	円周率	—

注：ここで定義されない記号については、各計算の項目において説明する。

管の穴と補強計算書（重大事故等クラス2管）

設計・建設規格 PPC-3420 準用

NO.	T2	A_r	(mm^2)	321.0
形 式	A	A_0	(mm^2)	2.303×10^3
最高使用圧力 (MPa)	0.78	A_1	(mm^2)	987.8
最高使用温度 ($^{\circ}\text{C}$)	50	A_2	(mm^2)	1.244×10^3
主管と管台の角度 ($^{\circ}$)		A_3	(mm^2)	72.08
		A_4	(mm^2)	—
主管材料	SM41C SM400C	詳細： $A_0 > A_r$ よって十分である。		
S_r (MPa)	100			
D_{or} (mm)	508.00			
D_{ir} (mm)				
t_{ro} (mm)	9.50			
Q_r		$d_{f r D}$	(mm)	
t_r (mm)		L_{AD}	(mm)	
t_{rr} (mm)	1.98	L_{ND}	(mm)	
η	1.00	A_{rD}	(mm^2)	—
		A_{0D}	(mm^2)	—
		A_{1D}	(mm^2)	—
管台材料	SF50A(SF490A)	A_{2D}	(mm^2)	—
S_b (MPa)	123	A_{3D}	(mm^2)	—
D_{ob} (mm)	211.00	A_{4D}	(mm^2)	—
D_{ib} (mm)		詳細： $d_{f r D} \geq d$ よって大穴の補強計算は必要ない。		
t_{bn} (mm)	30.00			
Q_b				
t_b (mm)				
t_{br} (mm)	0.49			
		W	(N)	-6.878×10^4
		F_1		—
		F_2		—
強め材材料	—	F_3		—
S_e (MPa)	—	S_{w1}	(MPa)	—
D_{oe} (mm)	—	S_{w2}	(MPa)	—
t_e (mm)	—	S_{w3}	(MPa)	—
		W_{e1}	(N)	—
穴の径 d (mm)		W_{e2}	(N)	—
K		W_{e3}	(N)	—
d_{fr} (mm)		W_{e4}	(N)	—
L_A (mm)		W_{e5}	(N)	—
L_N (mm)		W_{ebp}	(N)	—
L_1 (mm)		W_{ebp}	(N)	—
L_2 (mm)		W_{ebp}	(N)	—
		詳細： $W \leq 0$ よって溶接部の強度計算は必要ない。 以上より十分である。		

O2 ㉞ VI-3-3-3-6-1-6-1 R1E

表 4-3 排気筒の使用部材 (主柱材)

標高 O.P. (m)	母材鋼管		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面 2 次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
161.8-155.5	457.2	7.9	111.5	55.76	28100	
155.5-149.1	457.2	7.9	177.4	88.71	46100	補強材 (t = 9mm)
149.1-142.0	457.2	7.9	177.0	88.50	45700	補強材 (t = 6mm, t = 6mm)
142.0-134.8	609.6	9.5	325.3	162.6	151000	補強材 (t = 12mm, t = 6mm)
134.8-126.8	609.6	9.5	380.1	190.0	179000	補強材 (t = 16mm, t = 9mm)
126.8-118.3	711.2	12.7	473.0	236.5	299000	補強材 (t = 6mm, t = 22mm)
118.3-108.8	711.2	12.7	490.8	245.4	312000	補強材 (t = 6mm, t = 25mm)
108.8- 98.8	812.8	16	620.8	310.4	506000	補強材 (t = 9mm, t = 16mm)
98.8- 86.4	812.8	16	640.8	320.4	523000	補強材 (t = 9mm, t = 19mm)
86.4- 74.8	1000	18	698.0	349.0	851000	補強材 (t = 9mm)
74.8- 61.2	1000	18	698.0	349.0	851000	補強材 (t = 9mm)
61.2- 41.8	1100	18	768.6	384.3	1140000	補強材 (t = 9mm)
41.8- 28.6	1100	20	888.2	444.1	1310000	補強材 (t=12mm)
28.6- 15.3	1100	20	1082	541.0	1620000	補強材 (t=12mm, t=22mm)

表 4-4 排気筒の使用部材 (斜材)

標高 O.P. (m)	母材鋼管		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面 2 次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
161.8-155.5	355.6	6.4	70.21	35.11	10700	
155.5-149.1	355.6	6.4	70.21	35.11	10700	
149.1-142.0	406.4	6.4	80.43	40.21	16100	
142.0-134.8	406.4	6.4	80.43	40.21	16100	
134.8-126.8	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
126.8-118.3	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
118.3-108.8	508.0	6.4	100.9	50.43	31700	
108.8- 98.8	508.0	6.4	100.9	50.43	31700	
98.8- 86.4	609.6	6.4	121.3	60.64	55200	
86.4- 74.8	609.6	6.4	121.3	60.64	55200	
74.8- 61.2	711.2	9.5	209.4	104.7	129000	
61.2- 41.8	558.8	9.5	217.2	108.6	83100	補強材 (t = 6mm)
41.8- 15.3	609.6	16.0	298.4	149.2	132000	

表 4-5 排気筒の使用部材 (水平材)

標高 O.P. (m)	母材鋼管		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面 2 次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
161.8	318.5	6.4	109.1	54.53	13900	補強材 (t = 9mm)
149.1	318.5	6.4	62.75	31.38	7640	
134.8	318.5	6.4	135.4	67.69	17600	補強材 (t = 6mm, t = 16mm)
118.3	318.5	6.4	62.75	31.38	7640	
98.8	406.4	6.4	80.43	40.21	16100	
74.8	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
61.2	457.2	6.4	90.64	45.32	23000	
41.8	508.0	6.4	100.9	50.43	31700	

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	1
2.1	位置	1
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	8
2.4	適用規格	11
3.	強度評価方法	12
3.1	ネットの強度評価方法	12
3.1.1	記号の定義	12
3.1.2	評価対象部位	17
3.1.3	荷重及び荷重の組合せ	19
3.1.4	許容限界	22
3.1.5	評価方法	29
3.2	防護板の強度評価方法	43
3.2.1	記号の定義	43
3.2.2	評価対象部位	43
3.2.3	荷重及び荷重の組合せ	43
3.2.4	許容限界	44
3.2.5	評価方法	44
3.3	支持部材の強度評価方法	46
3.3.1	記号の定義	46
3.3.2	評価対象部位	48
3.3.3	荷重及び荷重の組合せ	50
3.3.4	許容限界	50
3.3.5	評価方法	55
4.	評価条件	65
4.1	ネットの評価条件	65
4.2	防護板の評価条件	68
4.3	支持部材の評価条件	68
5.	強度評価結果	74
5.1	ネットの吸収エネルギー評価	74
5.2	ネットの破断評価	74
5.3	ネットのたわみ評価	76
5.4	防護板の貫通評価	76
5.5	支持部材の貫通評価	77
5.6	支持部材の支持機能評価	78

- 別紙 1 ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの強度計算書
- 別紙 2 飛来物衝突姿勢を考慮した竜巻防護ネットの強度計算書

表 3-20 評価対象部位の材料仕様 (2/3) (ゴム支承)

分類	項目	仕様
ゴム支承 (フレーム ゴム支承及 び大梁ゴム 支承)	支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承
	ゴム種類	天然ゴム (NR)
	ゴム支承本体有効 平面寸法 (mm)	800×800
	総ゴム厚 (mm) (ゴム厚 (mm)×層数)	192 (24×8 層)
	せん断弾性係数 (N/mm ²)	1.0 (呼び : G10)
	一次形状係数	8.33
	二次形状係数	4.17
	せん断剛性 (kN/mm)	3.33
	鉛直剛性 (kN/mm)	972

表 3-20 評価対象部位の材料仕様 (3/3) (可動支承)

分類	項目	材質
可動支承	すべり材	ポリアミド MC703HL
		SUS304, SUS316
	圧縮ゴム	クロロプレン系合成ゴム C08
	鋼材 (ピストン, ベース スポット, レール等)	SS400, SM490, SM570

b. 評価対象部位の材料定数

支持部材の評価に用いる材料定数を表 3-21 に示す。

表 3-21 材料定数

材質	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E' (MPa)	ポアソン比
SM490A	315	202000	2830	0.3

c. 許容限界の算出

(a) ゴム支承の許容圧縮応力

道路橋支承便覧を基に、以下の式により算出する。

ひずみ速度依存性パラメータを表 3-28 に示す。

表 3-28 ひずみ速度依存性パラメータ

\	飛来物 (鋼製材)	竜巻防護ネット (フレーム及び大梁)
材質	SS400	SM490
C (1/s)	□	
p		

(c) 破断ひずみ

破断ひずみは、J I S に規定されている伸びの下限値を基に設定する。また、「NEI07-13」において TF (多軸性係数) を □ とすることが推奨されていることを踏まえ、安全余裕として TF = □ を考慮する。TF については、竜巻防護ネットのみ □ とする。鋼製材は保守的に破断ひずみを超えても荷重を負担するものとする。

材料モデルにおける破断ひずみを表 3-29 に示す。

表 3-29 材料モデルにおける破断ひずみ

種別	材質	J I S 規格値 (下限値)	TF	破断ひずみ*
フレーム	SM490A	0.21	□	□
大梁				

注記 * : 真ひずみ換算値

f. 計算方法

解析による計算で得られる各要素端での反力等を用いて、各評価対象部位に生じる応力等を以下により求める。

(a) ゴム本体のせん断ひずみ

ゴム支承のゴム本体に生じるせん断ひずみは、せん断力とゴム支承のせん断剛性から算出される水平変位量を、総ゴム厚で除して以下のとおり算出する。ゴム本体の変形概要図を図 3-22 に示す。

$$\gamma_{se} = \frac{\Delta L}{\Sigma t_e}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.6 支持部材の支持機能評価

評価結果を表 5-11 及び図 5-1 から図 5-3 に示す。

支持部材に生じるひずみ、応力等の発生値は、許容限界を超えない。

表 5-11 支持部材の評価結果（衝突解析結果）

評価対象部位		評価項目	発生値*	許容限界	備考
フレーム	主桁	ひずみ			G1-EW-3
	横補強材				G1-EW-3
大梁	大梁				G1-V-1
ゴム支承 (フレームゴム支承)	ゴム本体	引張応力	1.1 MPa	2.0 MPa	G1-V-6
		せん断ひずみ	70 %	250 %	G1-EW-3
		圧縮応力	2 MPa	23 MPa	G2-V-6
	内部鋼板	引張応力	22 MPa	280 MPa	G2-V-6
	取付ボルト	組合せ応力	95 MPa	420 MPa	G1-V-7
	基礎ボルト	組合せ応力	71 MPa	257 MPa	G1-V-6
ゴム支承 (大梁ゴム支承)	ゴム本体	引張応力	0.2 MPa	2.0 MPa	G1-V-4
		せん断ひずみ	65 %	250 %	G2-NS-1
		圧縮応力	1 MPa	23 MPa	G1-V-4
	内部鋼板	引張応力	11 MPa	280 MPa	G1-V-4
	取付ボルト	組合せ応力	76 MPa	420 MPa	G1-V-4
	基礎ボルト	組合せ応力	37 MPa	257 MPa	G1-V-4
可動支承		水平荷重	1275 kN	2900 kN	G1-EW-1
		鉛直荷重 (圧縮)	641 kN	5600 kN	G2-V-1
		鉛直荷重 (引張)	564 kN	1800 kN	G2-V-3

注記 * : 表 4-12 における各評価対象部位に対応する解析ケースのうち、裕度が小さい結果を代表して示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

別紙 1 ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの
強度計算書

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. ゴム支承の不確かさを考慮した剛性の設定	別紙 1-1
3. 解析ケースの設定	別紙 1-1
4. 評価結果	別紙 1-3

1. 概要

本資料は、環境条件等によるゴム支承の剛性の不確かさを考慮した場合においても、竜巻防護ネットの支持部材が十分な構造強度を有していることを示すものである。

なお、強度評価方法及び評価条件については、以下に示すゴム支承の剛性の設定及び解析ケースの設定以外、本書と同様であるため、記載を省略する。

2. ゴム支承の不確かさを考慮した剛性の設定

ゴム支承の不確かさを考慮するよう、各種依存性試験を踏まえてゴム支承の剛性を設定する。設定したゴム支承の剛性を表 1 に示す。

表 1 ゴム支承の剛性

部材		せん断剛性 (kN/mm)	鉛直剛性 (kN/mm)
ゴム支承 (フレームゴム支承 及び大梁ゴム支承)	ケース1 (剛性+側)	5.00	1700
	ケース2 (剛性-側)	2.33	42.7

3. 解析ケースの設定

ゴム支承の剛性の変化が評価に与える影響が大きいのは、支承部の評価に対してであると考えられることから、フレームゴム支承及び可動支承近傍への衝突ケース（主桁（フレーム G1）への衝突ケース）並びに支承部の裕度が小さい衝突ケース（横補強材（フレーム G1）への衝突ケース）に対して評価を実施する。解析ケースを表 2 及び図 1 に示す。

表 2 解析ケース

飛来物衝突部材	評価対象部位	ケース	衝突位置	衝突方向	剛性
主桁 (フレーム G1)	<ul style="list-style-type: none"> ・ ゴム支承 (フレームゴム支承及び大梁ゴム支承) ・ 可動支承 	G1-EW-3	端部 (北側)	水平 EW	+側 -側
		G1-V-3	端部 (北側)	鉛直	+側 -側
		G1-V-1	端部 (南側)	鉛直	+側 -側
		G1-EW-1	端部 (南側)	水平 EW	+側 -側
		G1-V-6	中央	鉛直	+側 -側
横補強材 (フレーム G1)					

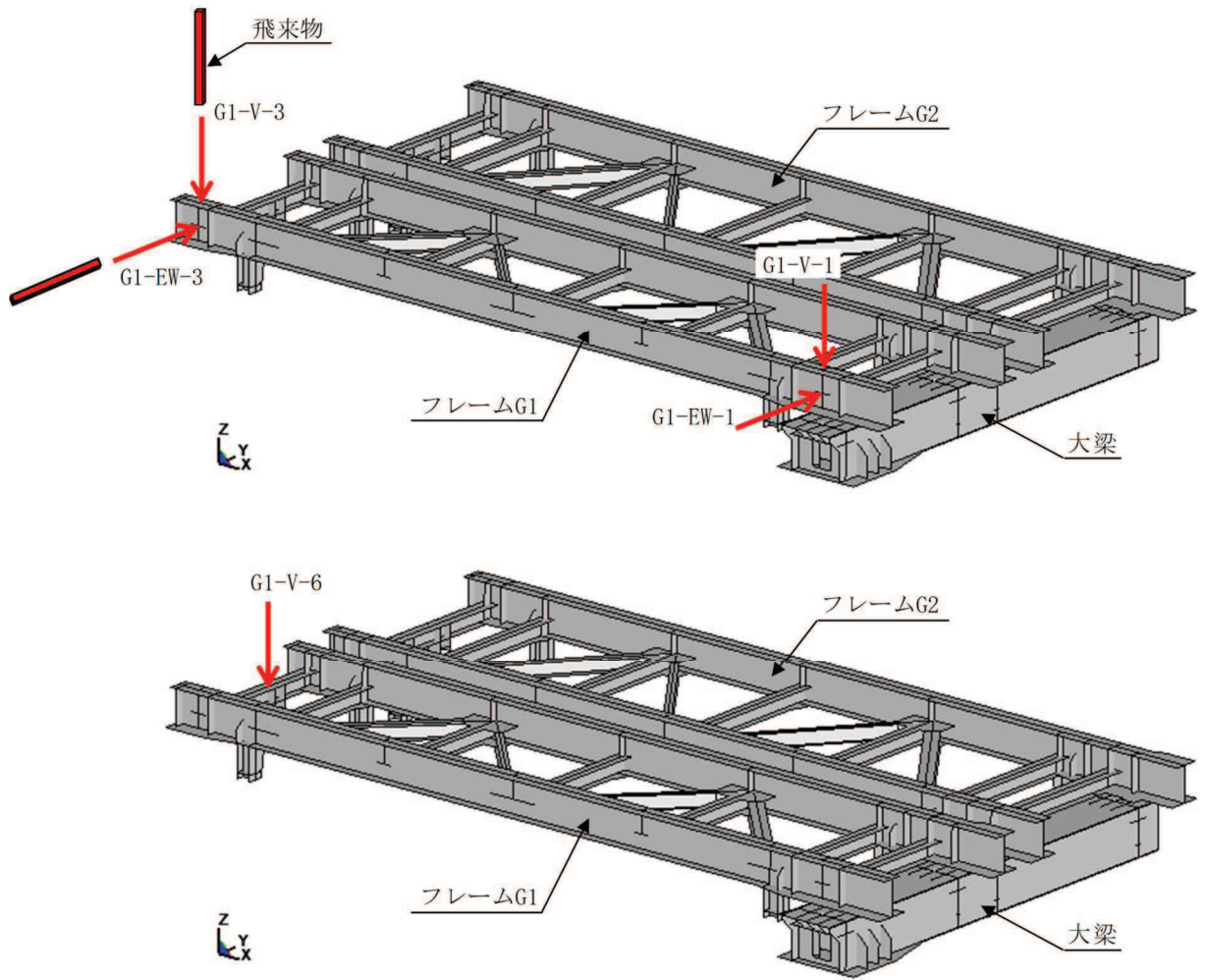


図1 解析ケース

4. 評価結果

ゴム支承の不確かさを考慮した竜巻防護ネットの支持部材の構造強度評価結果を表 3 及び表 4 に示す。発生値は許容限界を満足しており，十分な構造強度を有していることを確認した。

表 3 評価結果（ケース 1（剛性+側））

評価対象部位		評価項目	発生値* ¹	許容限界	備考
フレーム	主桁	ひずみ* ²			G1-EW-3
	横補強材				G1-V-6
大梁	大梁				—
ゴム支承 (フレームゴム支承)	ゴム本体	引張応力	1.4 MPa	2.0 MPa	G1-V-6
		せん断ひずみ	48 %	250 %	G1-EW-3
		圧縮応力	2 MPa	23 MPa	G1-V-6
	内部鋼板	引張応力	22 MPa	280 MPa	G1-V-6
	取付ボルト	組合せ応力	103 MPa	420 MPa	G1-V-6
	基礎ボルト	組合せ応力	87 MPa	257 MPa	G1-V-6
ゴム支承 (大梁ゴム支承)	ゴム本体	引張応力	0.2 MPa	2.0 MPa	G1-V-1
		せん断ひずみ	46 %	250 %	G1-EW-1
		圧縮応力	1 MPa	23 MPa	G1-V-1
	内部鋼板	引張応力	11 MPa	280 MPa	G1-V-1
	取付ボルト	組合せ応力	79 MPa	420 MPa	G1-V-1
	基礎ボルト	組合せ応力	39 MPa	257 MPa	G1-V-1
可動支承		水平荷重	1249 kN	2900 kN	G1-EW-1
		鉛直荷重 (圧縮)	701 kN	5600 kN	G1-V-1
		鉛直荷重 (引張)	419 kN	1800 kN	G1-EW-1

注記 *1：裕度が小さい結果を代表して示す。

*2：飛来物衝突部材のひずみ評価も実施。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4 評価結果（ケース 2（剛性側））

評価対象部位		評価項目	発生値* ¹	許容限界	備考
フレーム	主桁	ひずみ* ²			G1-EW-3
	横補強材				G1-V-6
大梁	大梁				—
ゴム支承 (フレームゴ ム支承)	ゴム本体	引張応力	0.2 MPa	2.0 MPa	G1-V-6
		せん断ひずみ	99 %	250 %	G1-EW-3
		圧縮応力	1 MPa	23 MPa	G1-V-6
	内部鋼板	引張応力	11 MPa	280 MPa	G1-V-6
	取付ボルト	組合せ応力	76 MPa	420 MPa	G1-EW-3
	基礎ボルト	組合せ応力	51 MPa	257 MPa	G1-EW-3
ゴム支承 (大梁ゴム支 承)	ゴム本体	引張応力	0 MPa	2.0 MPa	G1-V-1
		せん断ひずみ	96 %	250 %	G1-EW-1
		圧縮応力	1 MPa	23 MPa	G1-V-1
	内部鋼板	引張応力	11 MPa	280 MPa	G1-V-1
	取付ボルト	組合せ応力	64 MPa	420 MPa	G1-EW-1
	基礎ボルト	組合せ応力	31 MPa	257 MPa	G1-EW-1
可動支承		水平荷重	1316 kN	2900 kN	G1-EW-1
		鉛直荷重 (圧縮)	735 kN	5600 kN	G1-V-1
		鉛直荷重 (引張)	448 kN	1800 kN	G1-EW-1

注記 *1：裕度が小さい結果を代表して示す。

*2：飛来物衝突部材のひずみ評価も実施。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

別紙 2 飛来物衝突姿勢を考慮した竜巻防護ネットの強度計算書

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 解析ケースの設定	別紙 2-1
3. 評価結果	別紙 2-3

1. 概要

竜巻防護ネットは、支持部材にゴム支承及び可動支承による支承構造を採用していることから、飛来物による衝撃荷重に関して、飛来物衝突姿勢の影響を確認する。

本資料は、飛来物衝突姿勢の影響として、長辺衝突を考慮した場合においても、竜巻防護ネットの支持部材が十分な構造強度を有していることを示すものである。

なお、強度評価方法及び評価条件については、以下に示す解析ケースの設定以外、本書と同様であるため、記載を省略する。

2. 解析ケースの設定

竜巻防護ネットの構造を踏まえ、飛来物が長辺衝突しうるケースに対して評価を実施する。解析ケースを表 1 及び図 1 に示す。

表 1 解析ケース

飛来物衝突部材	ケース	衝突位置	衝突方向	衝突姿勢
主桁 (フレーム G1)	G1-EW-1	端部 (南側)	水平 EW	長辺衝突
	G1-EW-2	中央	水平 EW	
	G1-EW-3	端部 (北側)	水平 EW	
	G1-NS-1	端部	水平 NS	
	G1-V-1	端部 (南側)	鉛直	
	G1-V-2	中央	鉛直	
	G1-V-3	端部 (北側)	鉛直	
主桁 (フレーム G2)	G2-NS-1	端部	水平 NS	
	G2-V-1	端部 (南側)	鉛直	
	G2-V-2	端部 (北側)	鉛直	
横補強材 (フレーム G2)	G2-V-3	中央	鉛直	
	G2-V-5	中央	鉛直	
大梁	B-V-1	中央	鉛直	

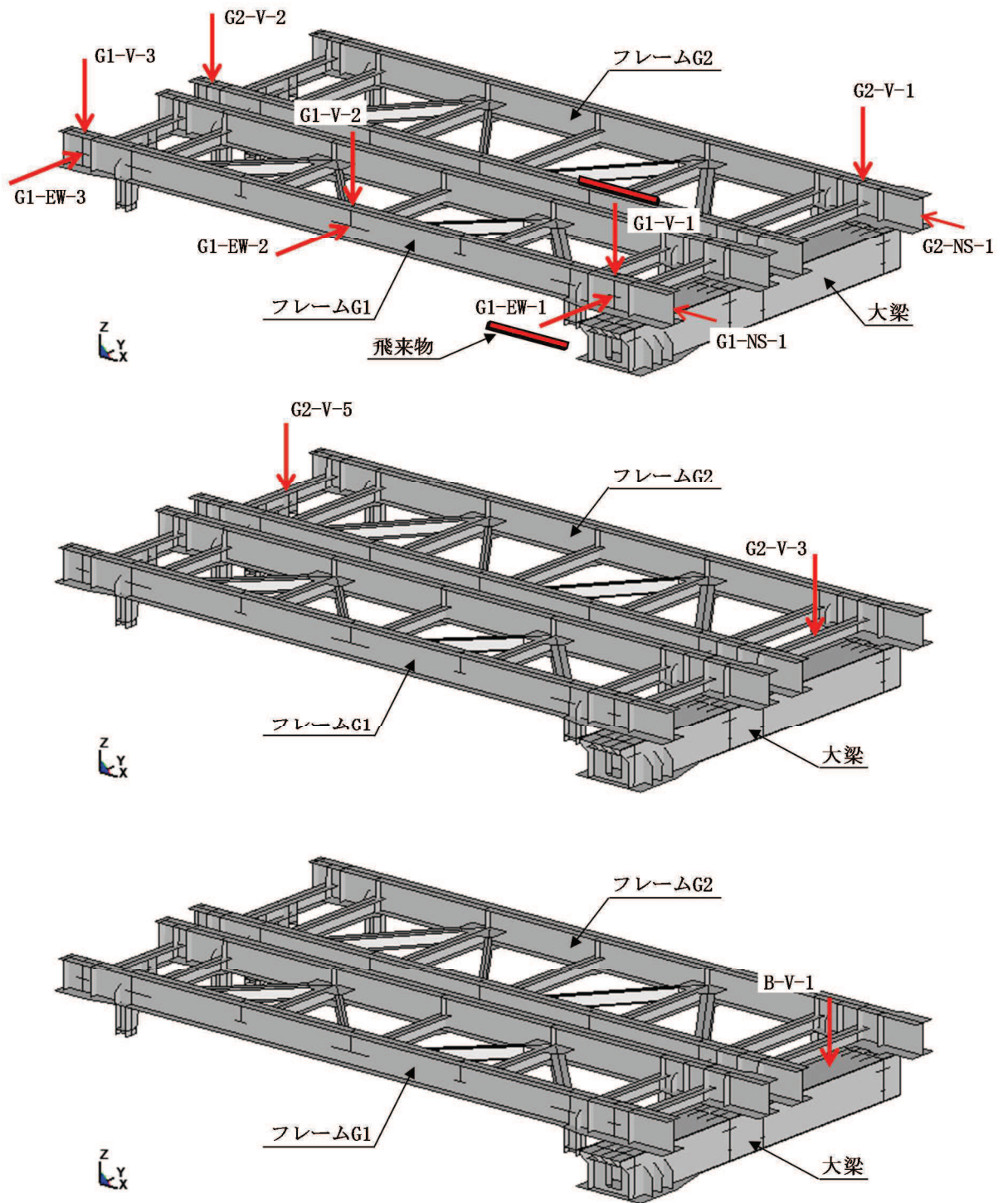


図 1 解析ケース

3. 評価結果

飛来物衝突姿勢を考慮した竜巻防護ネットの支持部材の構造強度評価結果を表 2 に示す。発生値は許容限界を満足しており、十分な構造強度を有していることを確認した。

なお、一部評価において破断ひずみを超えるひずみが確認されたケースについても、解析結果を確認し、全断面の破断に至らないことを確認している。代表して解析ケース G1-EW-1 の衝突解析結果を図 2 に示す。

表 2 評価結果

評価対象部位		評価項目	発生値* ¹	許容限界	備考
フレーム	主桁	ひずみ* ²			G1-EW-1
	横補強材				G1-EW-2
大梁	大梁				B-V-1
ゴム支承 (フレームゴム支承)	ゴム本体	引張応力	0.9 MPa	2.0 MPa	G2-V-5
		せん断ひずみ	70 %	250 %	G1-EW-3
		圧縮応力	2 MPa	23 MPa	G2-V-2
	内部鋼板	引張応力	22 MPa	280 MPa	G2-V-2
	取付ボルト	組合せ応力	109 MPa	420 MPa	G1-EW-3
	基礎ボルト	組合せ応力	62 MPa	257 MPa	G1-EW-3
ゴム支承 (大梁ゴム支承)	ゴム本体	引張応力	0.1 MPa	2.0 MPa	G1-V-2
		せん断ひずみ	68 %	250 %	G1-EW-1
		圧縮応力	1 MPa	23 MPa	G1-V-2
	内部鋼板	引張応力	11 MPa	280 MPa	G1-V-2
	取付ボルト	組合せ応力	70 MPa	420 MPa	G1-V-2
	基礎ボルト	組合せ応力	35 MPa	257 MPa	G1-V-2
可動支承		水平荷重	2792 kN	2900 kN	G1-EW-1
		鉛直荷重 (圧縮)	4244 kN	5600 kN	G2-V-1
		鉛直荷重 (引張)	1678 kN	1800 kN	G2-V-1

注記 *1：裕度が小さい結果を代表して示す。

*2：飛来物衝突部材のひずみ評価も実施。

*3：全断面の破断に至らない。

*4：破断ひずみを超えるようなひずみが確認される場合は、破断個所を確認し、全断面の破断に至らないことを許容限界とする。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

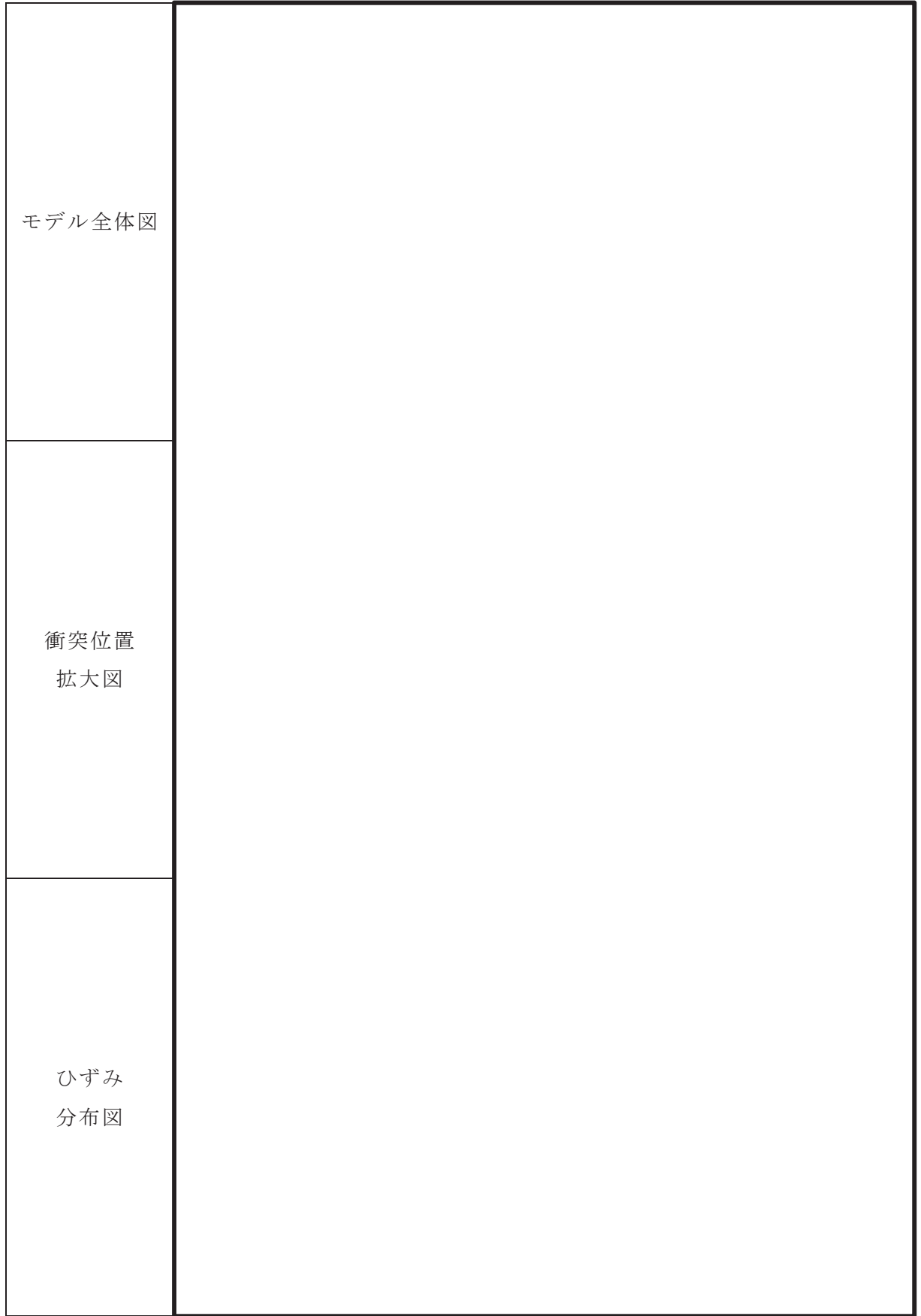


図2 衝突解析結果（解析ケース G1-EW-1）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-4 施設ごとの許容限界 (4/6)

施設名称	要求機能	機能設計上の性能目標	評価対象部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
原子炉建屋	—	構造健全性を維持すること	屋根スラブ	降下火砕物等堆積による鉛直荷重が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度*2
			耐震壁*1	最大応答せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
	気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	屋根スラブ	降下火砕物等堆積による鉛直荷重が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度*2
			耐震壁*1 (原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設))	最大応答せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
	遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽機能を損なわないこと	屋根スラブ	降下火砕物等堆積による鉛直荷重が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度*2
			耐震壁*1 (二次遮蔽壁及び補助遮蔽)	最大応答せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}

注記 *1: 建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため、各層の耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。

*2: 具体的には降下火砕物等堆積による鉛直荷重が、許容堆積荷重を超えないことにより、短期許容応力度以下であることを確認する。

(2) 岩盤部

評価対象断面は、岩盤部の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-7 に示す断面⑤及び断面⑥とする。岩盤部の縦断面図を図 3-8 に、評価対象断面図を図 3-9～図 3-10 に示す。なお、図 3-11 に示す断面⑦（5本の鋼管杭と RC 遮水壁が一体構造となっている箇所）については、入力津波高さ O.P. +24.4m よりも高い O.P. +26.7m 以上に設置されており、津波が到達しないことから、評価対象断面には選定しない。

断面⑤：同一断面の構造、おおむね一定の地質状況の区間の中で、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面。

断面⑥：比較的剛性の小さい D 級 + C_L 級岩盤が分布せず、鋼管杭の突出長が最も長くなる断面。

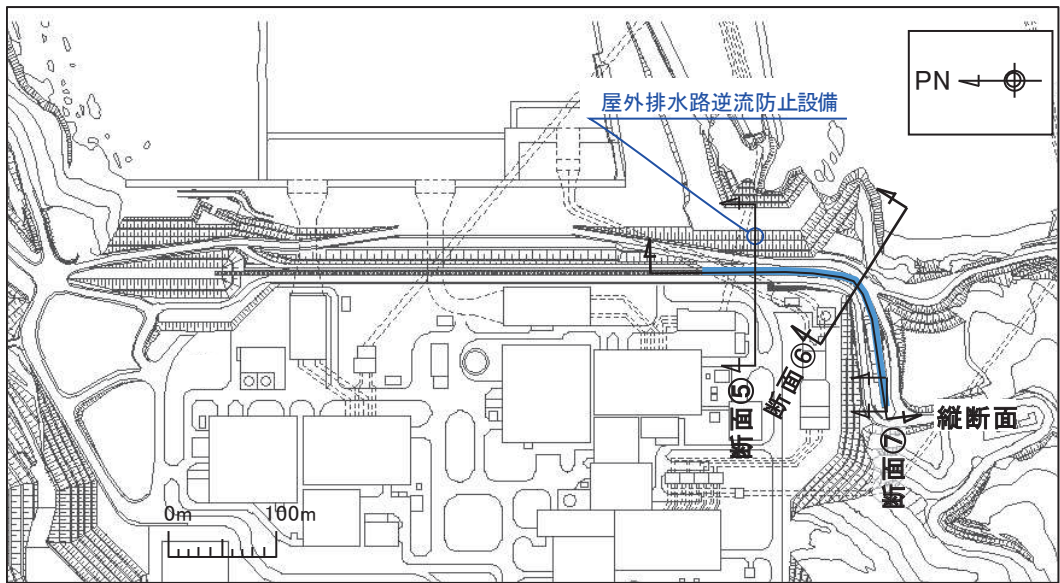


図 3-7 岩盤部の評価対象断面位置図

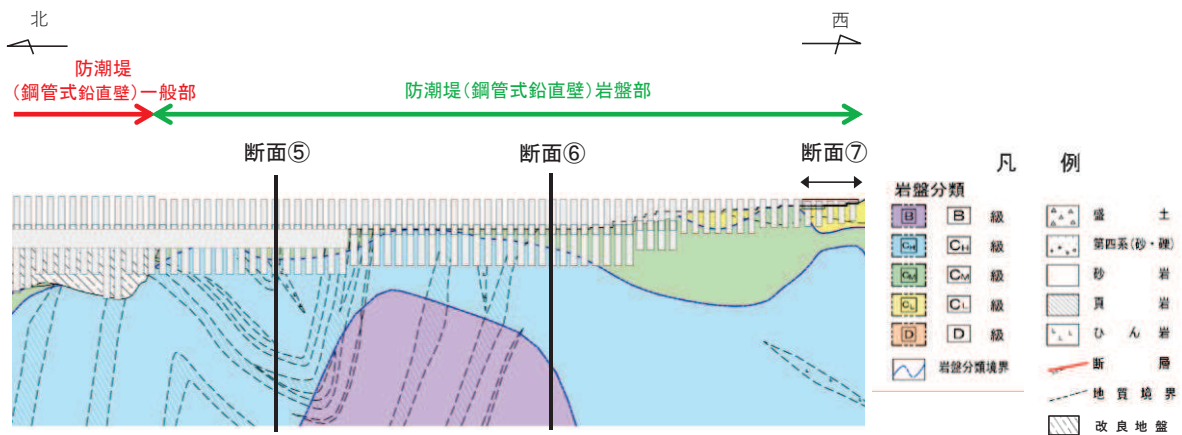


図 3-8 岩盤部の縦断面図

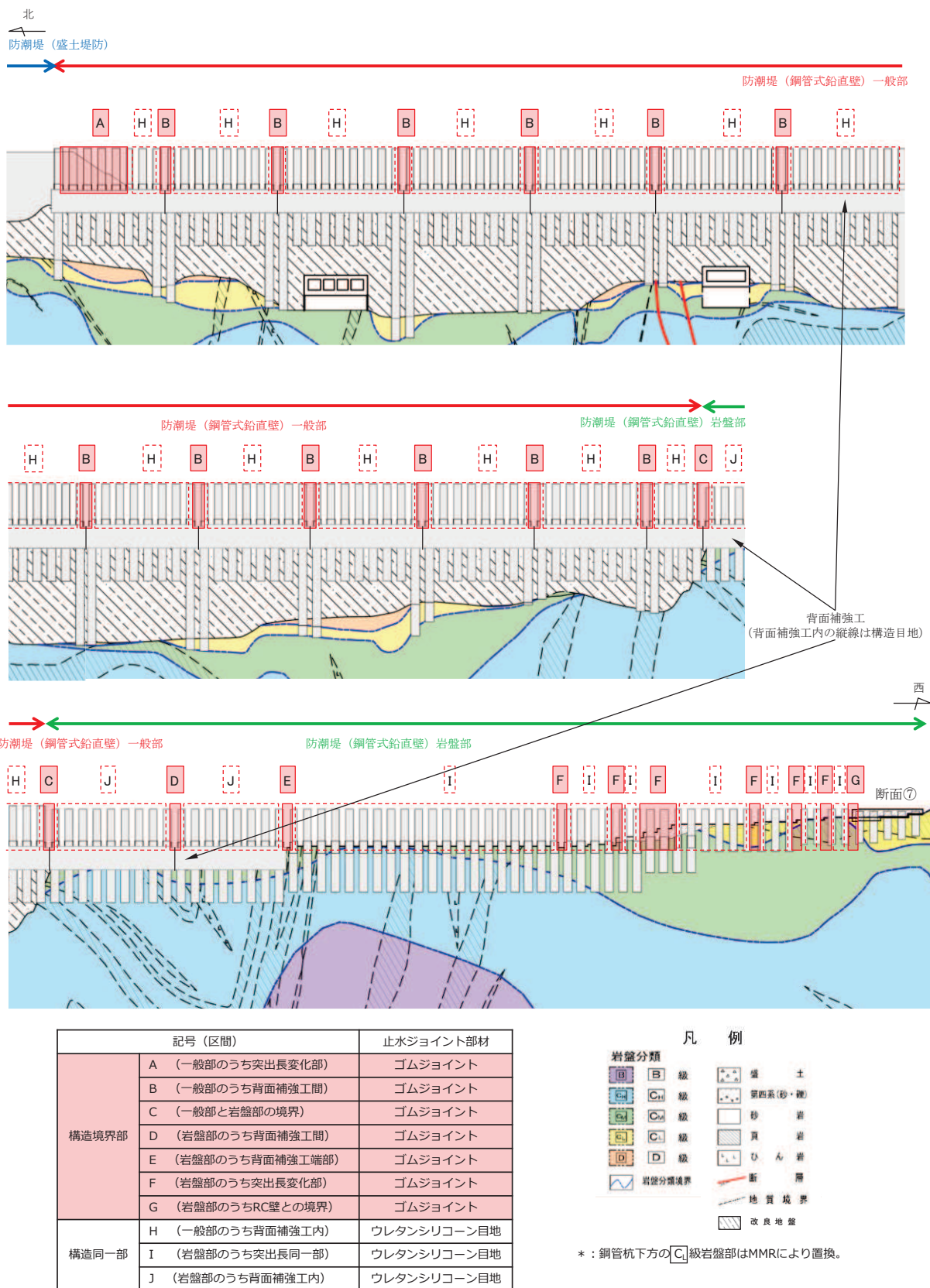


図 5-30 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

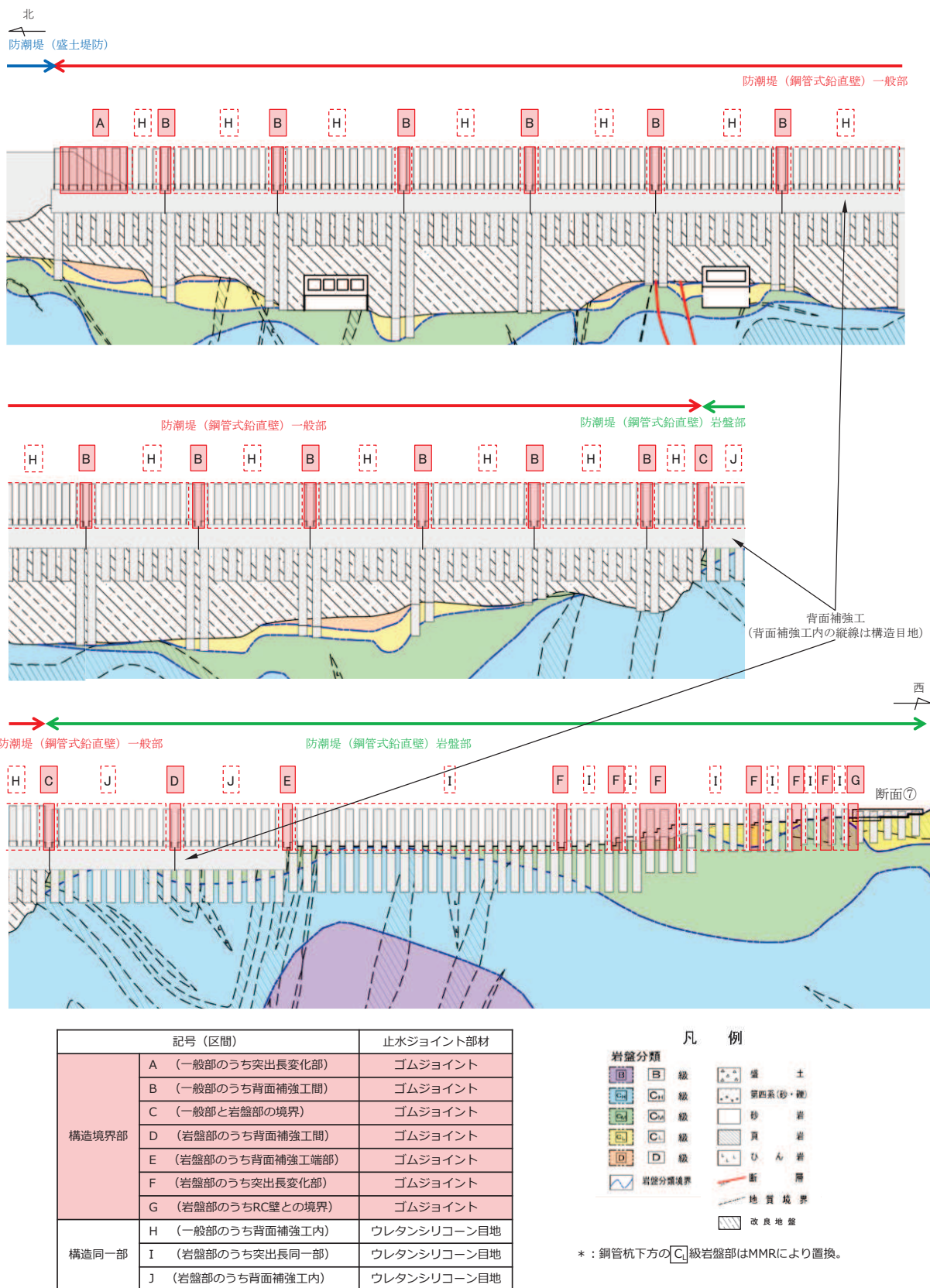
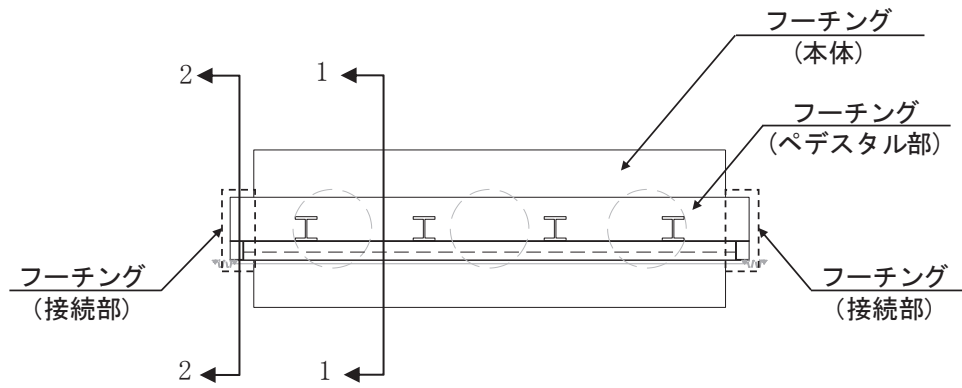
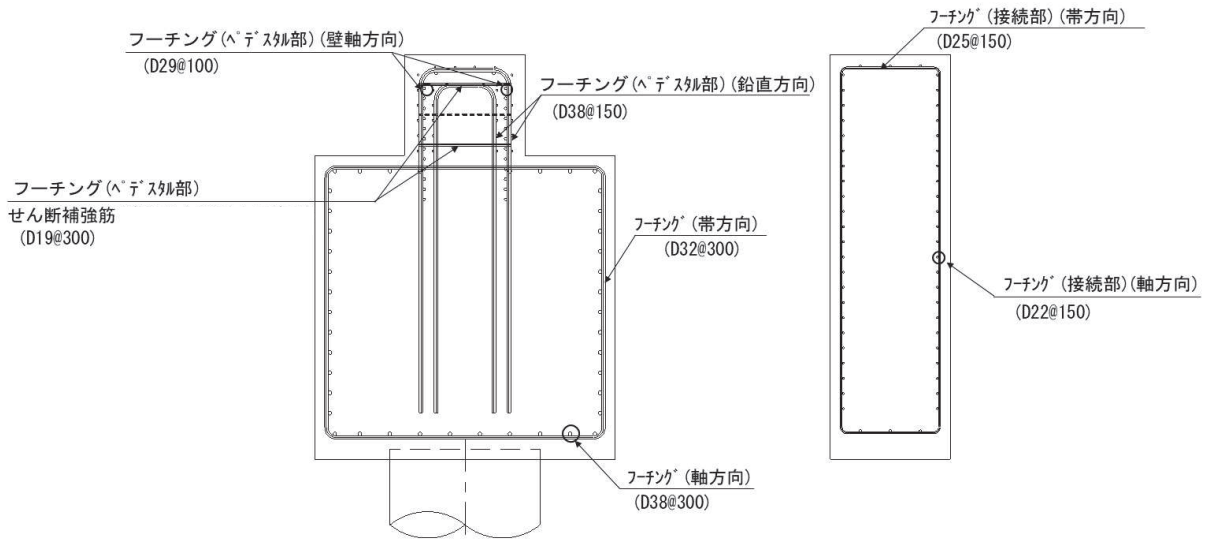


図 5-60 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

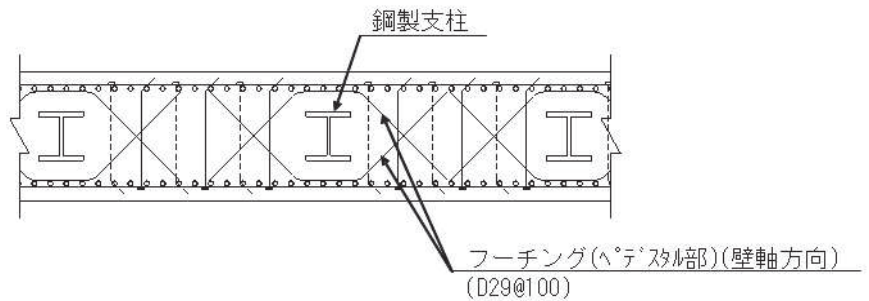


(平面図)



(1-1 断面)

(2-2 断面 (接続部))



(ペDESTAL部 (平面図))

(単位 : mm)

図 2-9 フーチング配筋概要図
(区間Ⅲの例)

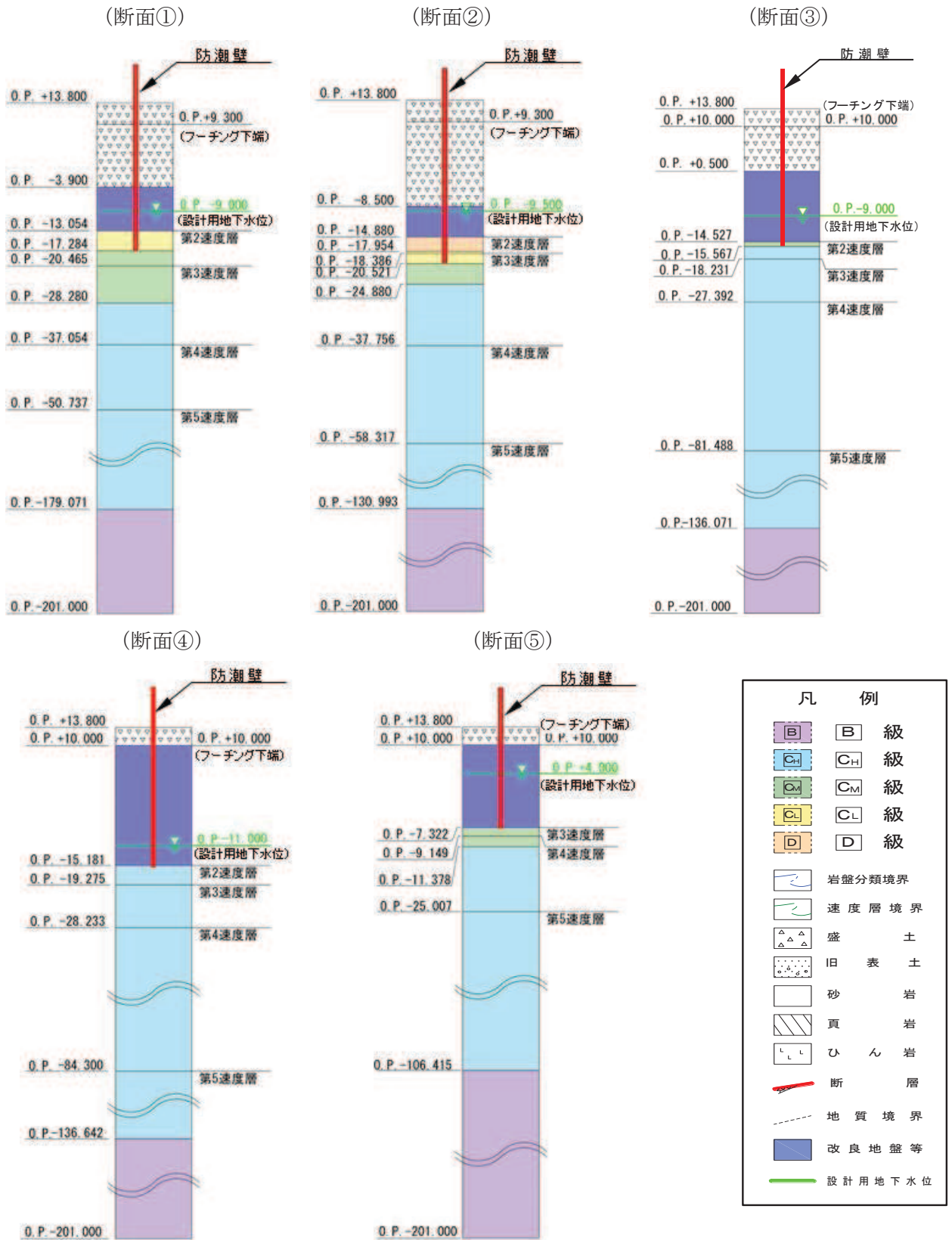
3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1(1) 強度評価に用いる記号

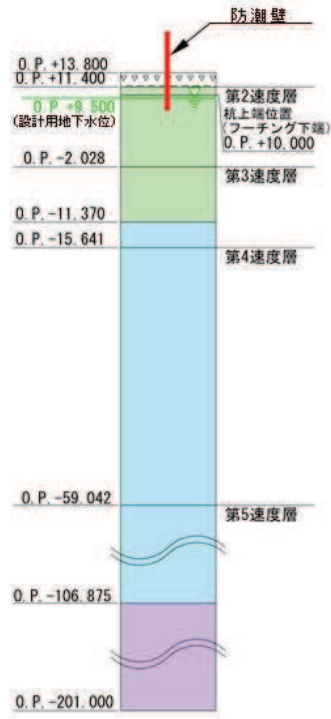
記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m^2	積雪荷重
P_k	kN/m^2	風荷重
P_h	kN/m^2	浸水津波荷重
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
σ_{sa}	N/mm^2	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{sa}	N/mm^2	鋼材の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容圧縮応力度
σ_1	kN/m^2	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_{Y1}	$kN \cdot m$	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント
M_{Z1}	$kN \cdot m$	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント
N_1	kN	鋼板の軸力
A_1	m^2	鋼板の有効断面積
Z_{Y1}	m^3	鋼板の Y 軸断面係数
Z_{Z1}	m^3	鋼板の Z 軸断面係数
τ_1	N/mm^2	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力
S_{Y1}	kN	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力
S_{Z1}	kN	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力
A_{Y1}	m^2	鋼板の断面積
A_{Z1}	m^2	鋼板の断面積
σ_2	kN/m^2	水平部材の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_2	$kN \cdot m$	水平部材に発生する曲げモーメント
N_2	kN	水平部材の軸力
A_2	m^2	水平部材の有効断面積
Z_2	m^3	水平部材の断面係数
τ_2	N/mm^2	水平部材のせん断力より算定されるせん断応力
S_2	kN	水平部材に発生するせん断力
A_2	m^2	水平部材の断面積



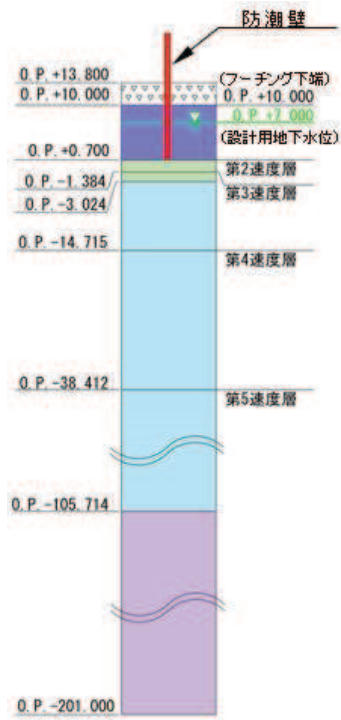
(単位：m)

図 3-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①～⑤)

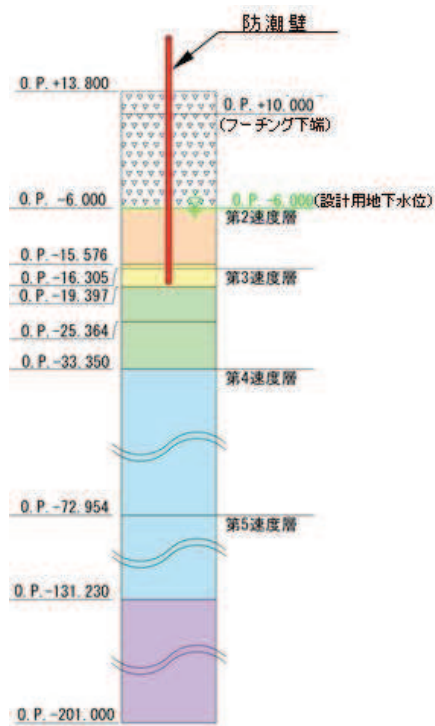
(断面⑥)



(断面⑦)



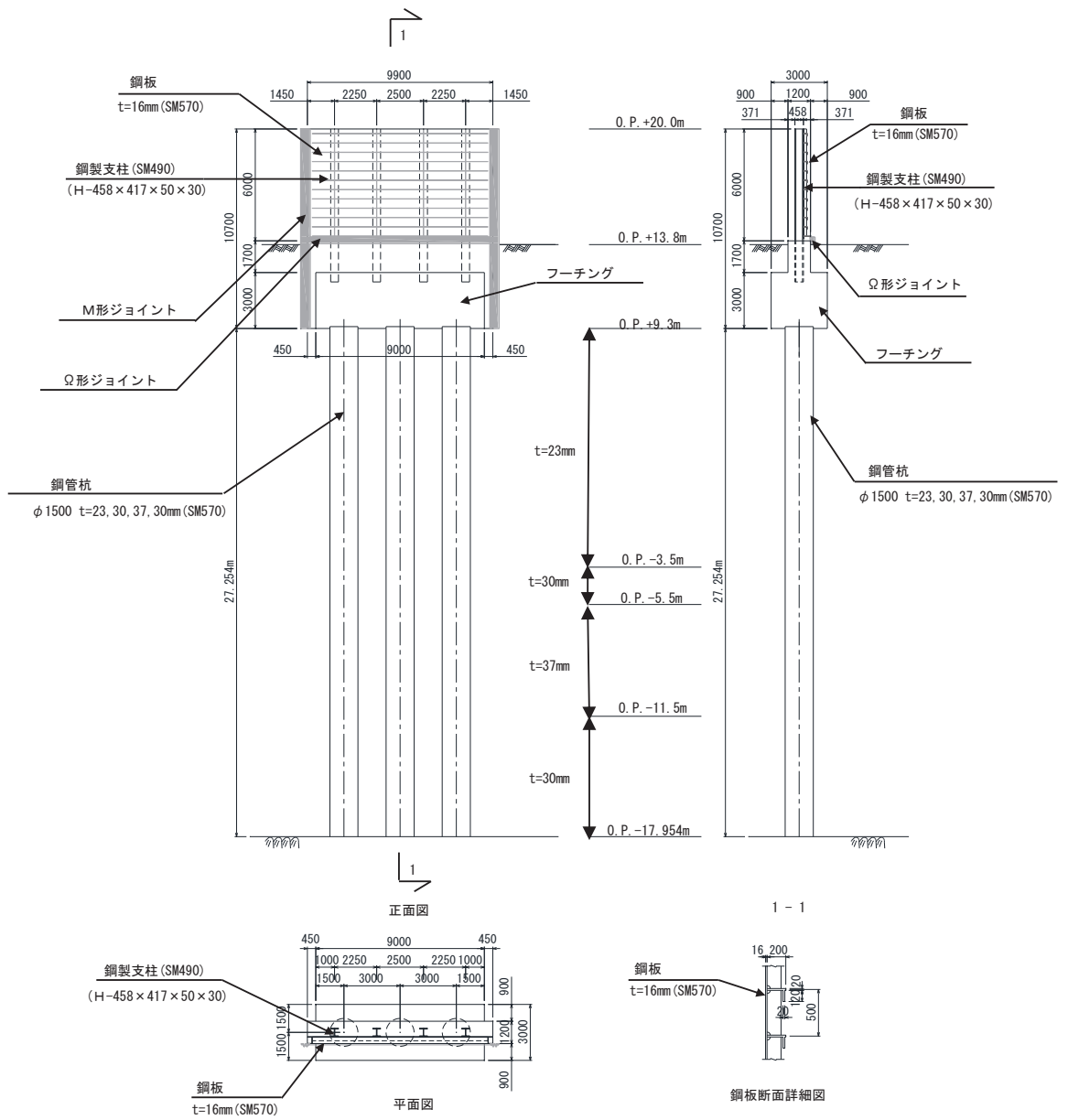
(断面⑧)



凡 例	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	設計用地下水位

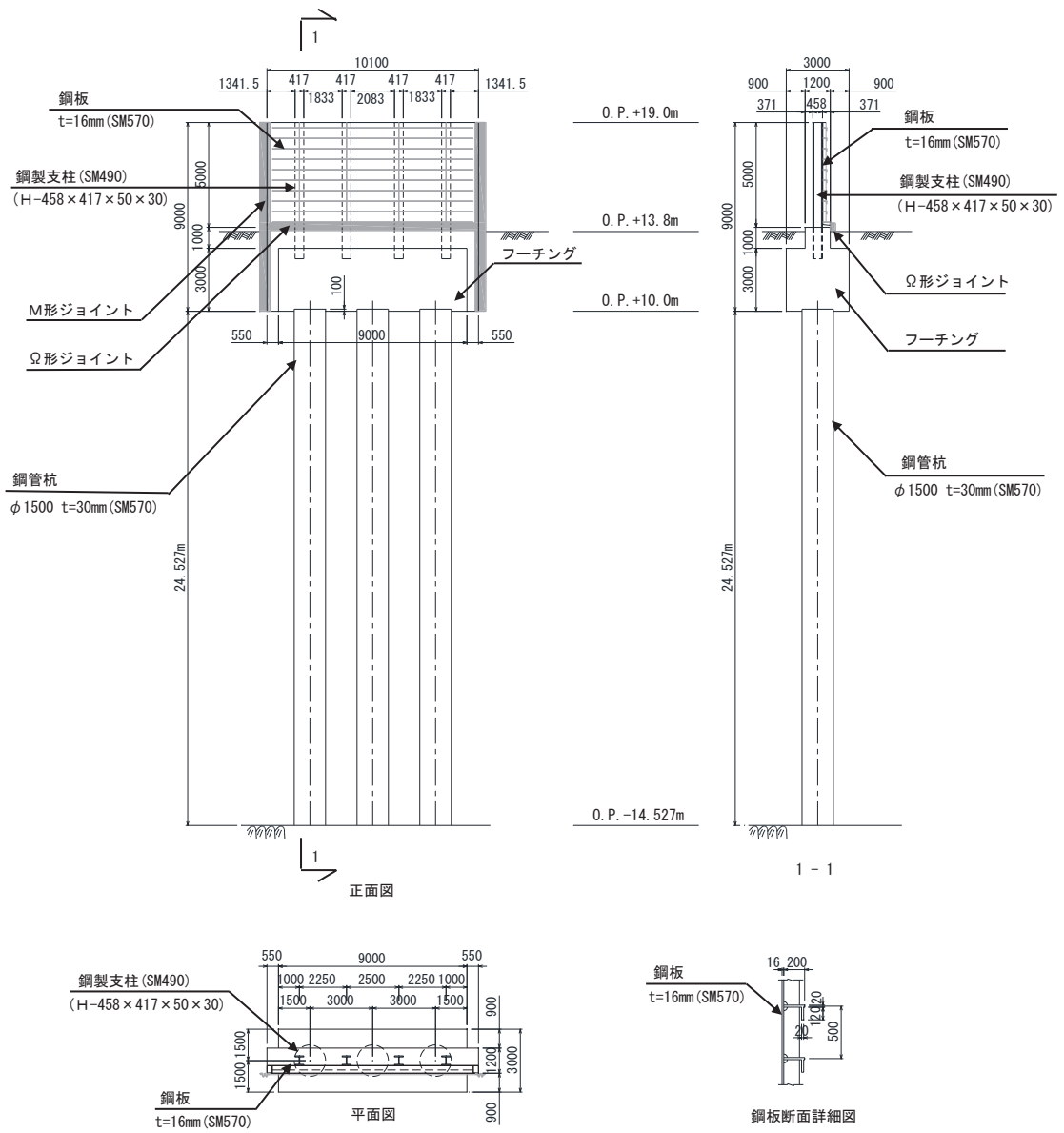
(単位：m)

図 3-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦・⑧)



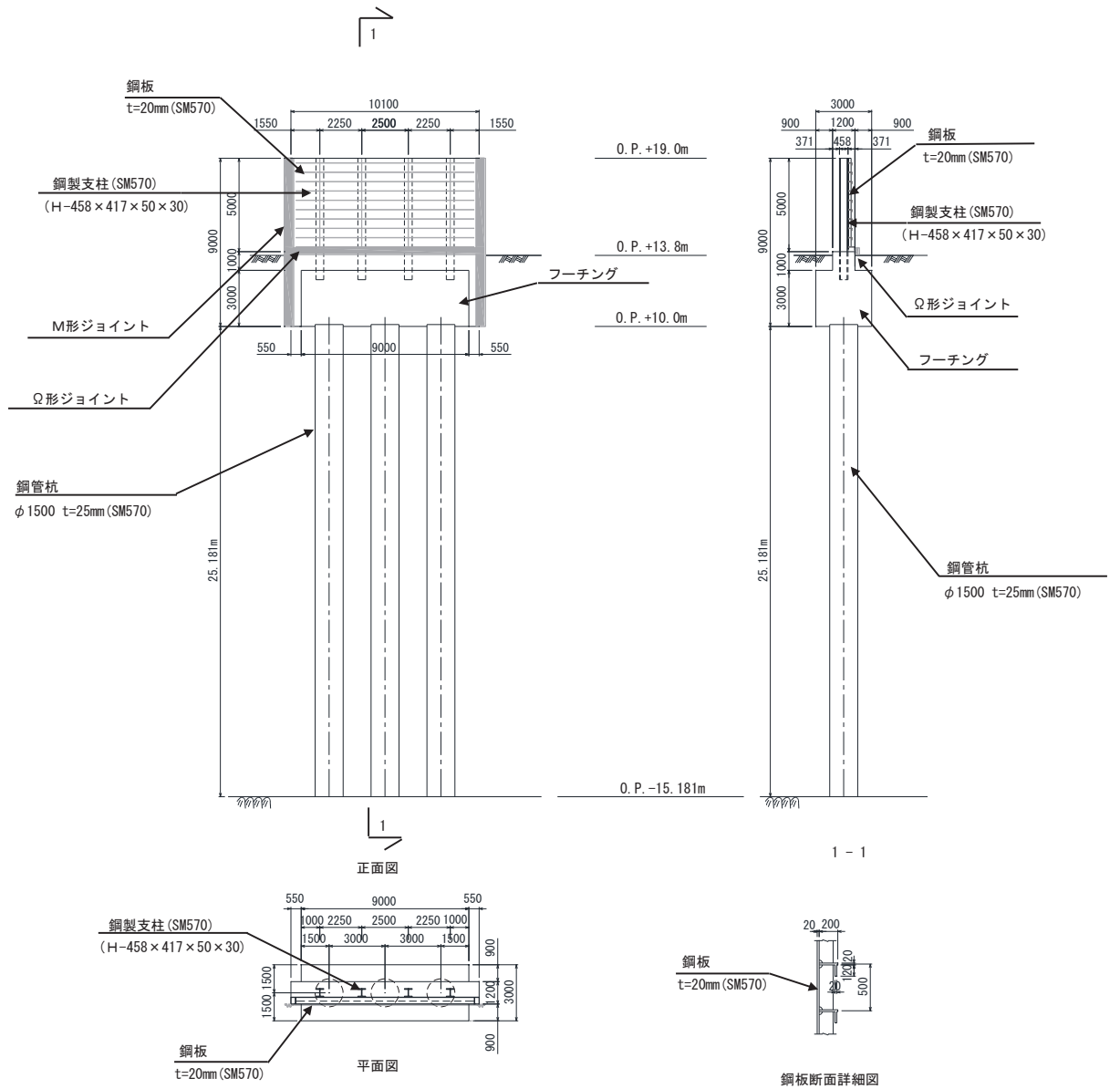
(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-5 評価対象断面の構造図 (断面②)



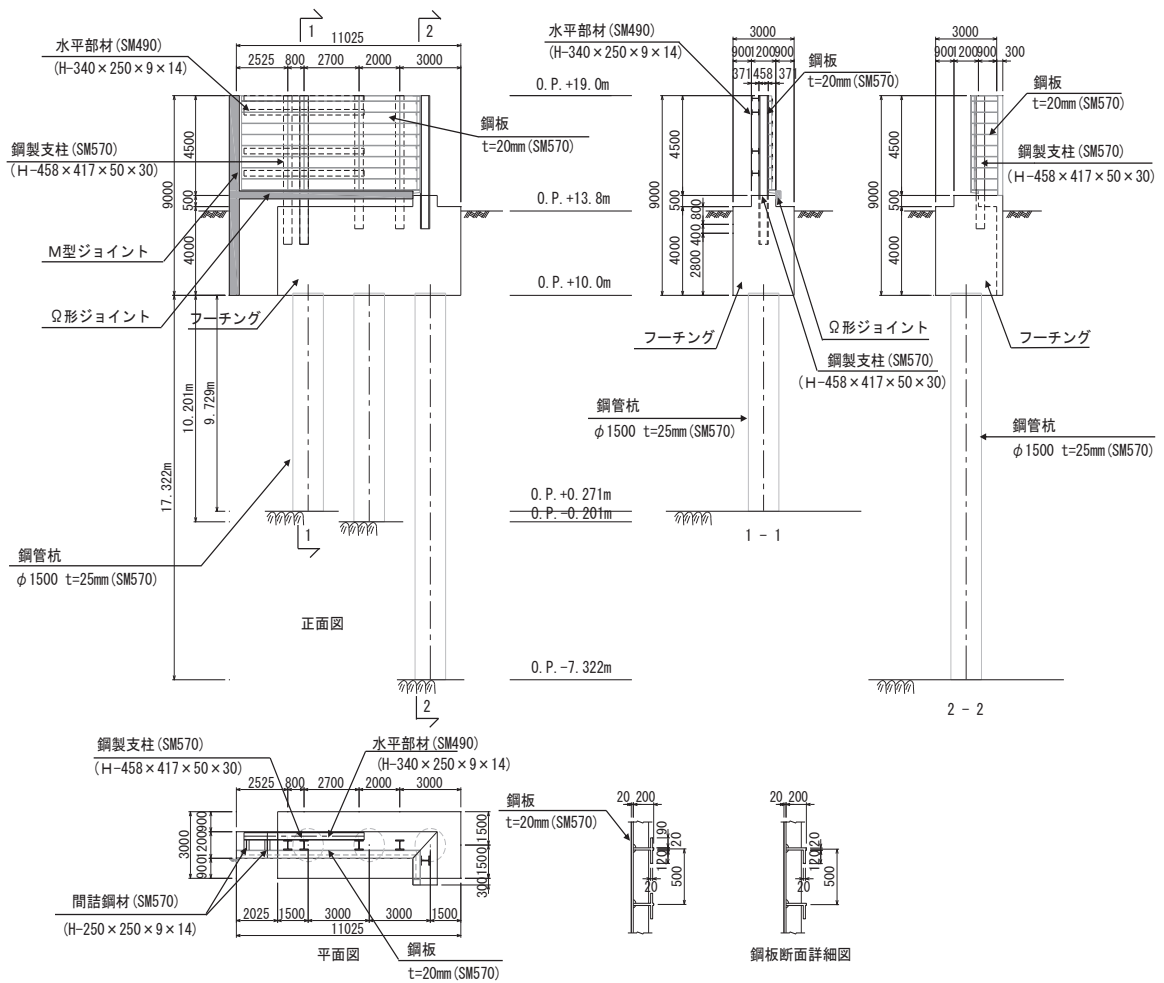
(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-6 評価対象断面の構造図 (断面③)



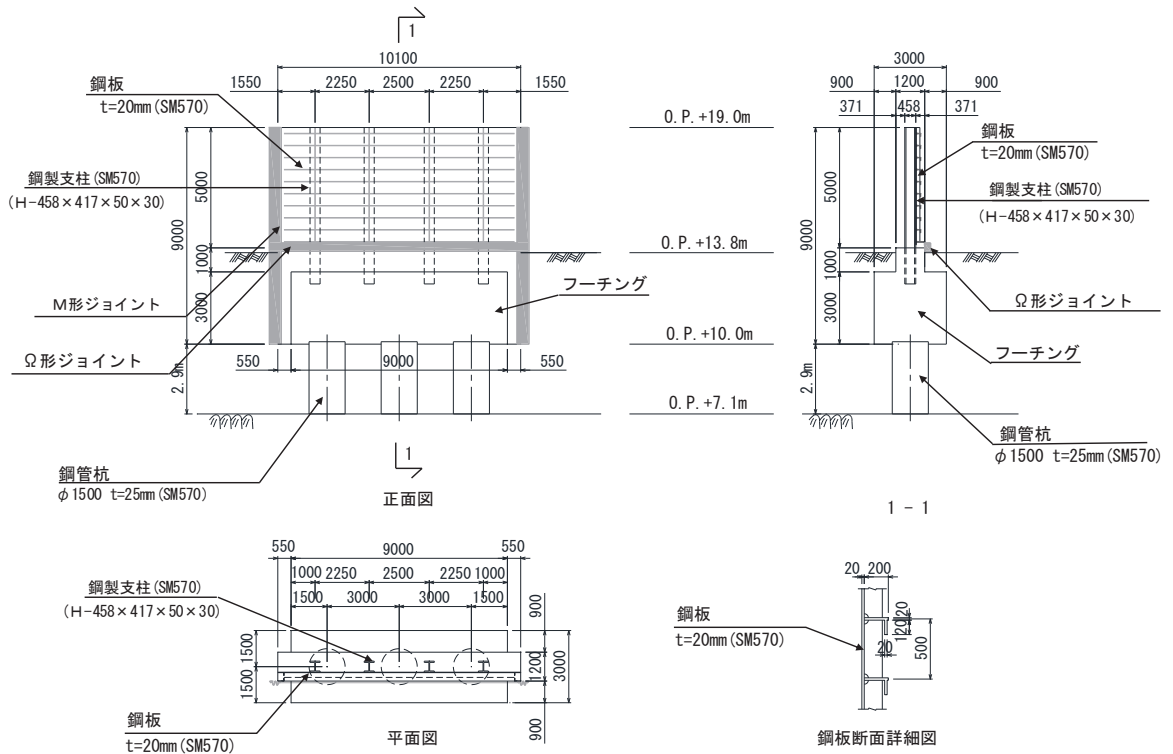
(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-7 評価対象断面の構造図 (断面④)



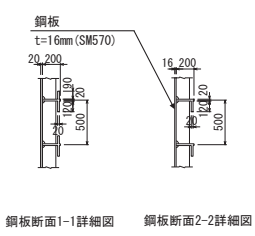
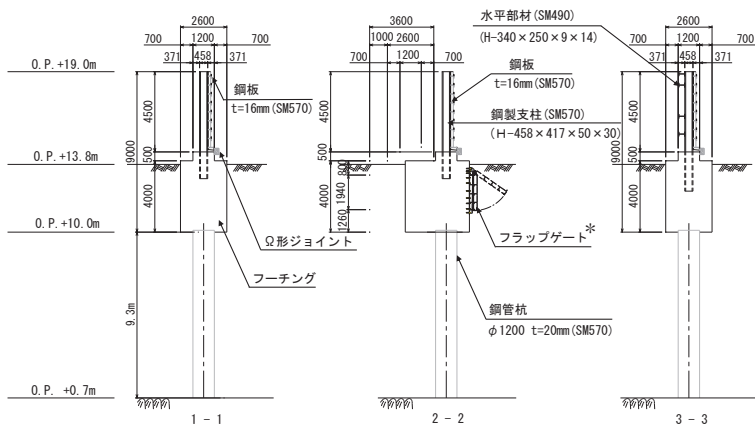
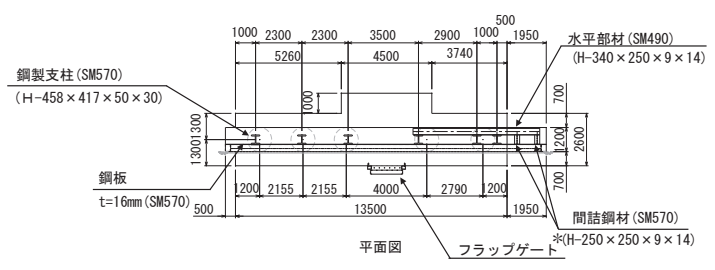
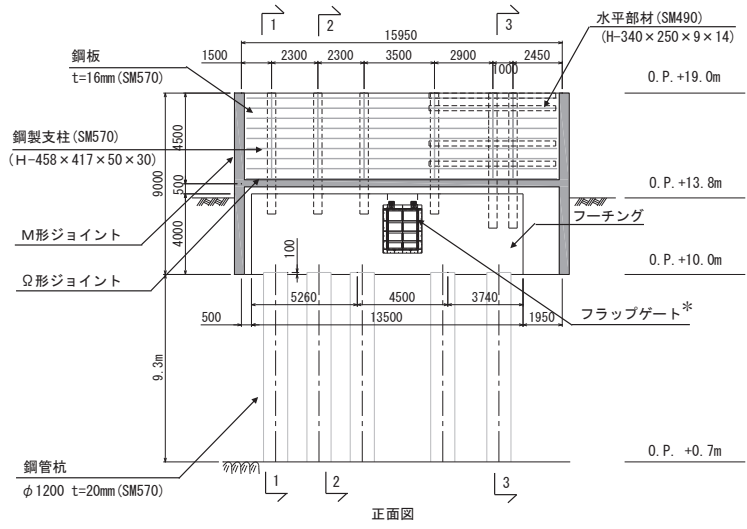
(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-8 評価対象断面の構造図 (断面⑤)



(特記なき寸法は mm を示す)

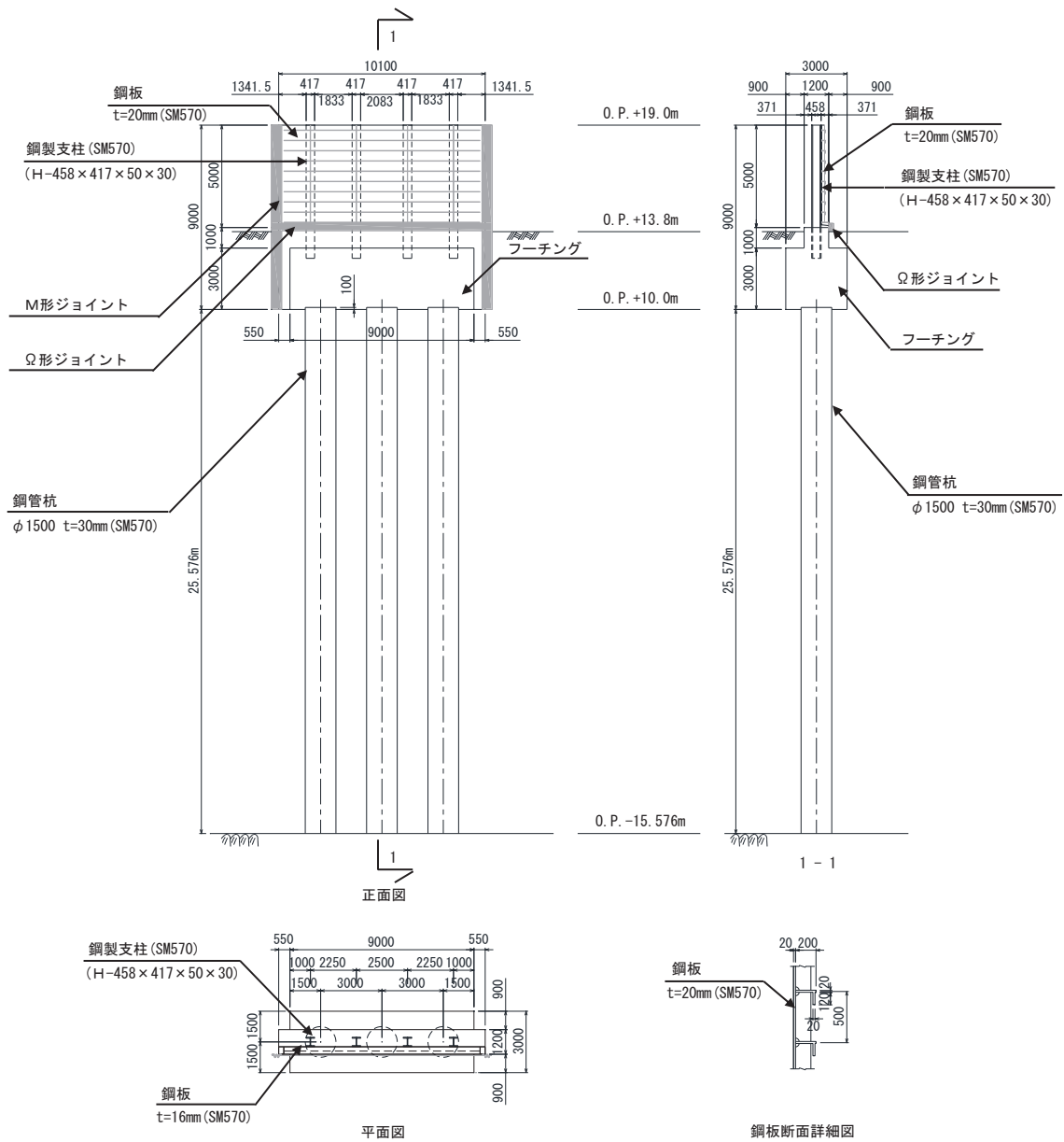
図 3-9 評価対象断面の構造図 (断面⑥)



注記*：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を示す。

(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-10 評価対象断面の構造図 (断面㉞)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 3-11 評価対象断面の構造図 (断面⑧)

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。

鋼製支柱前面に取り付く鋼板は、主要な構造部材である補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）位置で、格子状のビーム要素でモデル化し断面性能と質量を付与する。鋼板の重心位置で鋼製支柱との接合部（ボルト固定部）と剛要素で接合する（補剛材分の重心ずれがあるものの、その値は小さく、その影響は軽微と判断される）。

なお、支柱間の要素分割は鋼製支柱に支持され面外荷重を受ける連続梁的な挙動が生じることを踏まえ、支間中央部（鋼製支柱間）における断面力を適切に考慮できるように設定する。また、水平方向のビーム要素についても、面外方向の変形が卓越すること、鋼製支柱とのボルト接合部がリブ2段の中央に位置することから2段分のリブを集約してモデル化することを基本とする（断面⑤、⑦については、鋼製支柱とボルト接合部高さが異なることから、一部2段分集約したモデルとはしていない）。

フーチングについては、断面形状に対してスパン長が長い構造であること道路橋示方書やコンクリート標準示方書に規定される剛体フーチングに該当することから、部材の重心位置で、水平方向のビーム要素でモデル化し、断面性能と質量を付与する。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については、杭及び鋼製支柱と接続する箇所に節点を設け、剛要素で接続する。フーチングの接続部は端部の節点質量として考慮する。また、断面⑦については、支持する補機冷却海水系放水路逆流防止設備に作用する荷重（慣性力、津波荷重）による反力の影響を考慮するために、付加質量として開口部上下部の節点に考慮する。

解析モデル図を図3-25～図3-32に示す。

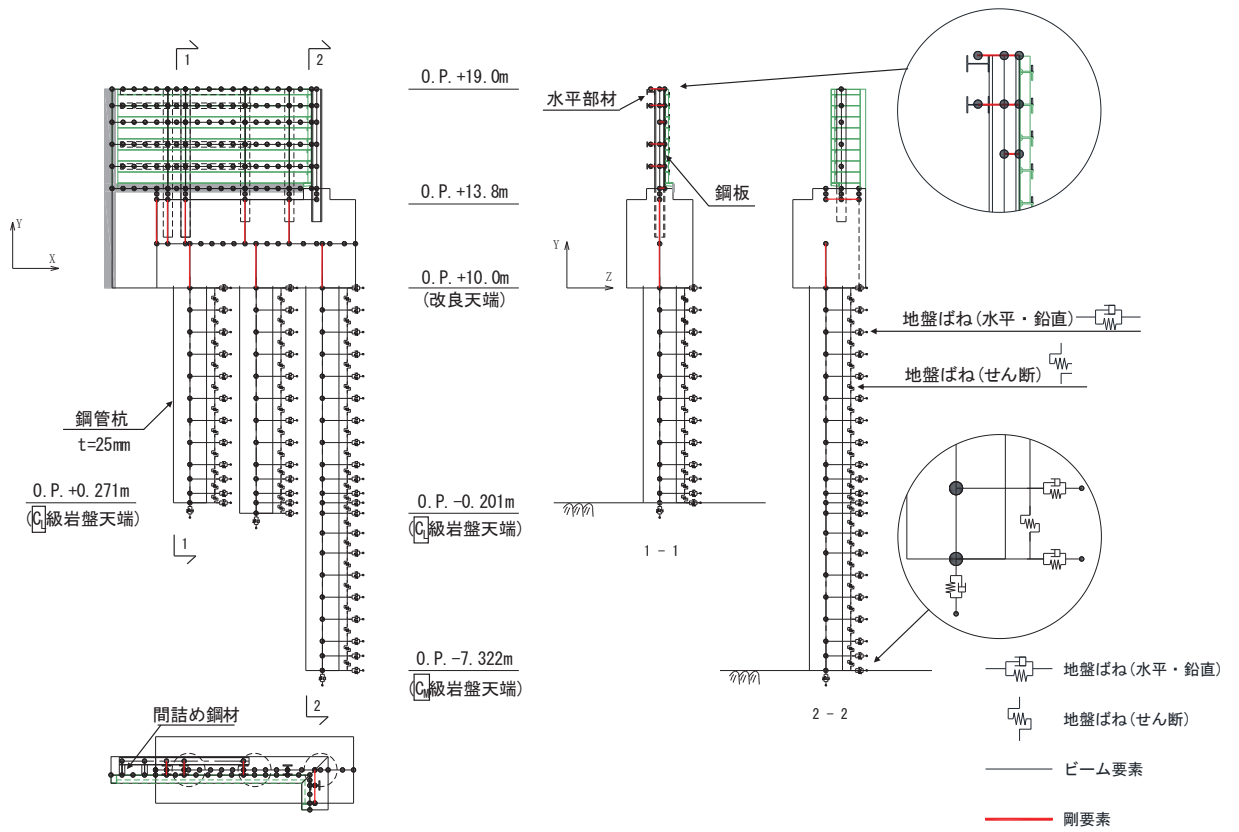


図 3-29 解析モデル (断面⑤)

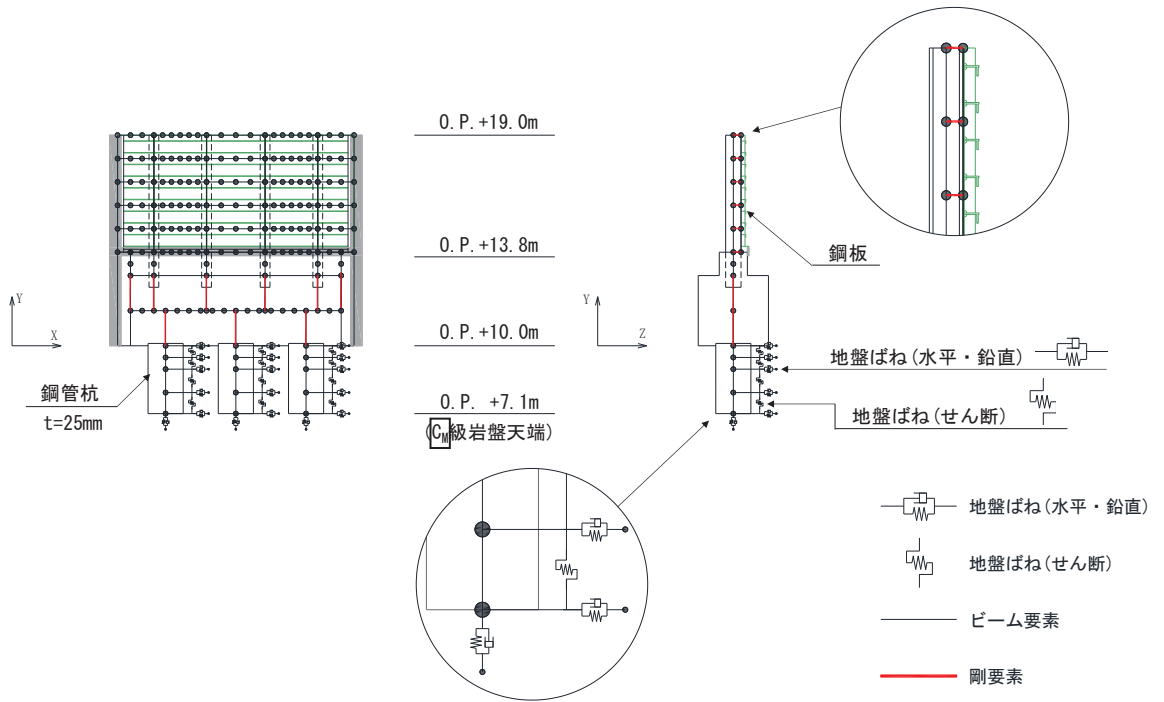


図 3-30 解析モデル (断面⑥)

- N_1 : 鋼板の軸力 (kN)
- A_1 : 鋼板の有効断面積 (m²)
- M_{Y1} : 鋼板に発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Y1} : 鋼板のY軸周りの有効断面係数 (m³)
- M_{Z1} : 鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Z1} : 鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m³)

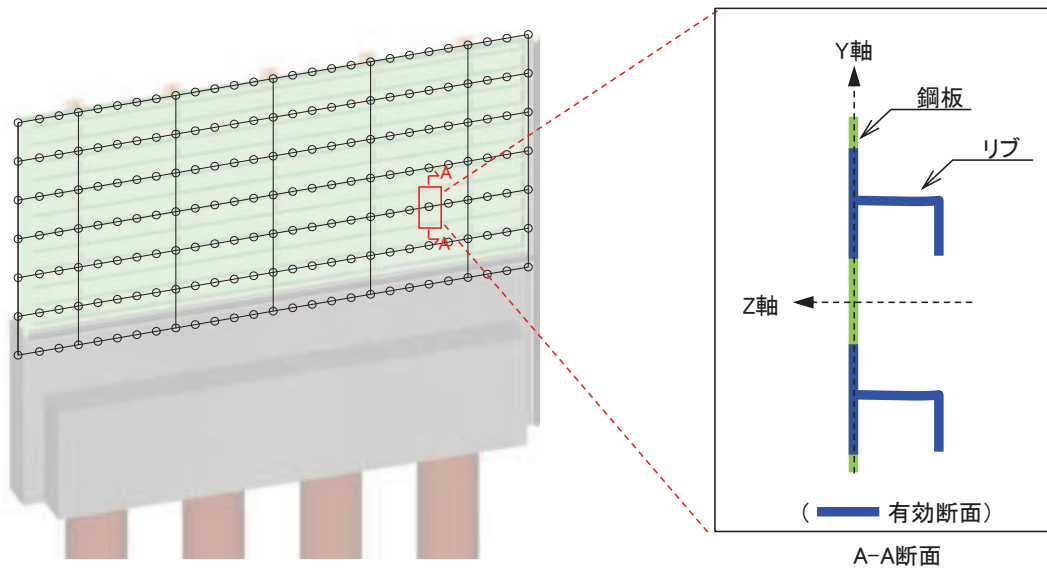


図 3-37 鋼板断面形状

(b) 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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

- τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_{Z1} : 鋼板に発生するせん断力 (N)
- A_1 : 鋼板 (図 3-37 に示すリブ腹板) の断面積 (mm²)

(c) 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。

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

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板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 : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

b. 水平部材

水平部材の評価は、水平部材及び間詰鋼材に発生す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応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 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。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2}$$

ここで、

σ_2 : 水平部材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 : 水平部材に発生する曲げモーメント (kN・m)

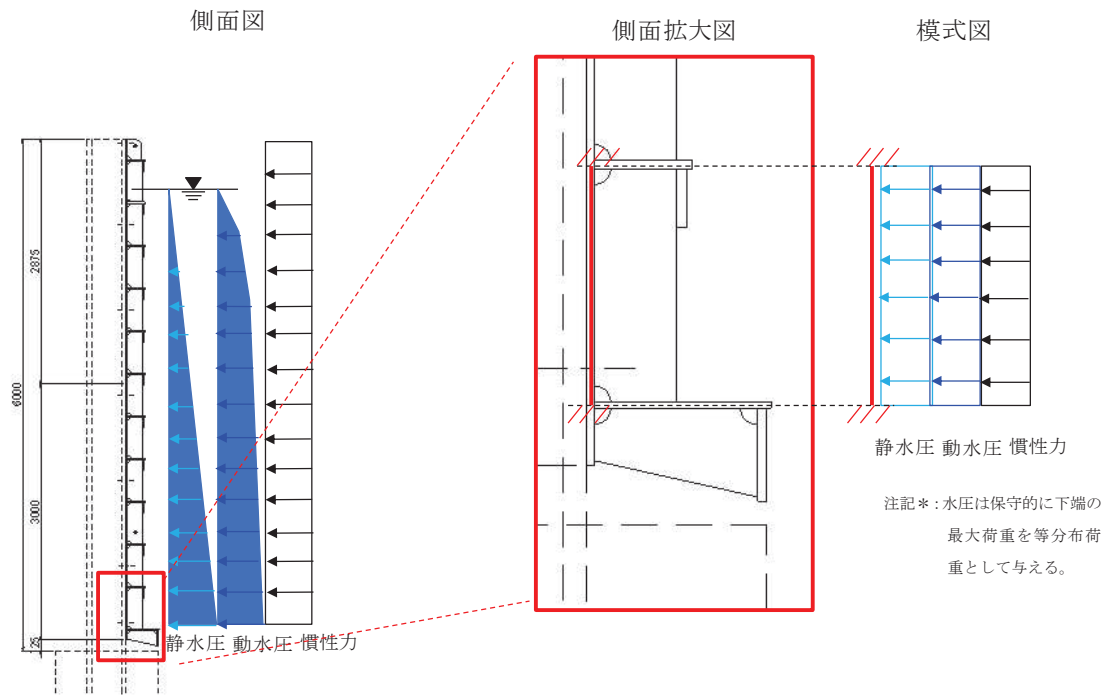
Z_2 : 水平部材の断面係数 (m³)

N_2 : 水平部材の軸力 (kN)

A_2 : 水平部材の断面積 (m²)

(b) 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。



(単位 : mm)

図 3-39 検討モデル図例

表 3-22 設計震度

	余震による設計震度
	水平方向 K_H
断面①	2.8
断面②	2.6
断面③	2.0
断面④	8.5
断面⑤	16.8
断面⑥	12.7
断面⑦	9.6
断面⑧	2.5

c. 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、図 3-42 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（許容限界以下）であることを確認する。

杭頭部の降伏曲げモーメント算定は、地震応答解析に基づき算定した杭頭部の断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.0.6」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。

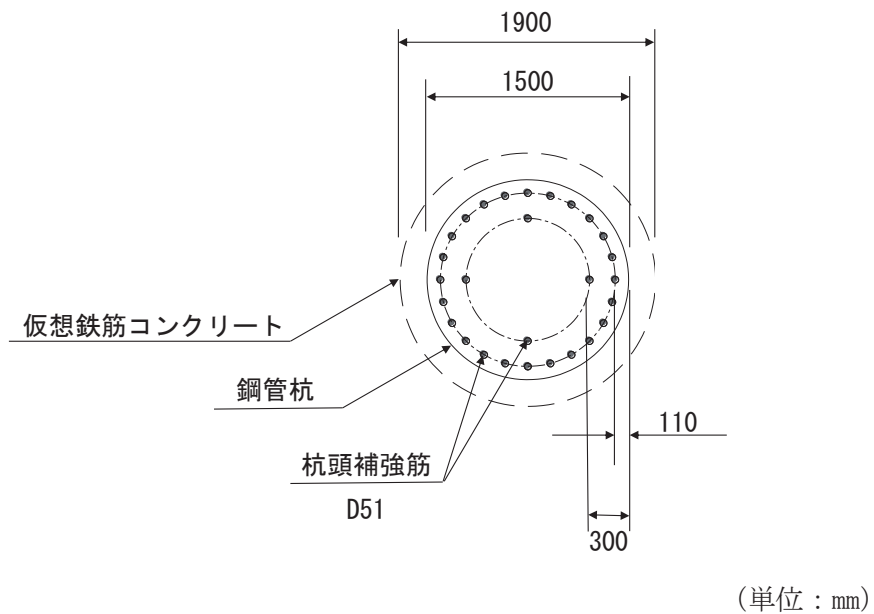


図 3-42 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、重畳時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。

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、鋼板部以外の構造形式（鋼桁部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため、本資料に、添付書類「VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁鋼製扉の強度計算書」における相対変位量に対する評価結果も含めた照査結果をまとめて示す。

(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。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1～表4-8に示す。

表4-1(1) 強度評価に用いる条件 (断面①)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	95	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	82	kN
	固定荷重 (フーチング)	1593	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	466	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.34	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	61.61	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	277	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	157	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	116	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生するY軸周りの曲げモーメント	126	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント	71	kN・m
N_1	鋼板の軸力	45	kN
A_1	鋼板の有効断面積	2.610×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板のY軸断面係数	1.215×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板のZ軸断面係数	7.029×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	23	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生するY軸方向のせん断力	82	kN
S_{Z1}	鋼板に発生するZ軸方向のせん断力	128	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	1.330×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_3	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	235	N/mm ²
M_3	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1524	kN・m
N_3	鋼製支柱の軸力	2516	kN
A_3	鋼製支柱の断面積	5.286×10^{-2}	m ²
Z_3	鋼製支柱の断面係数	8.170×10^{-3}	m ³

表 4-2(1) 強度評価に用いる条件 (断面②)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	141	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	106	kN
	固定荷重 (フーチング)	2507	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	822	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.34	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	61.61	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	277	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	157	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	121	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	66	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	2	kN・m
N_1	鋼板の軸力	51	kN
A_1	鋼板の有効断面積	1.064×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板の Y 軸断面係数	5.734×10^{-4}	m ³
Z_{Z1}	鋼板の Z 軸断面係数	2.334×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	21	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力	88	kN
S_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力	111	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	1.308×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_3	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	241	N/mm ²
M_3	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1497	kN・m
N_3	鋼製支柱の軸力	2731	kN
A_3	鋼製支柱の断面積	5.286×10^{-2}	m ²
Z_3	鋼製支柱の断面係数	8.170×10^{-3}	m ³

表 4-3(1) 強度評価に用いる条件 (断面③)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	120	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	785	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	52.52	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	277	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	157	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	100	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	113	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	38	kN・m
N_1	鋼板の軸力	26	kN
A_1	鋼板の有効断面積	2.601×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板の Y 軸断面係数	1.215×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板の Z 軸断面係数	7.029×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	18	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力	50	kN
S_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力	113	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	1.330×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_3	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	175	N/mm ²
M_3	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1120	kN・m
N_3	鋼製支柱の軸力	1963	kN
A_3	鋼製支柱の断面積	6.470×10^{-2}	m ²
Z_3	鋼製支柱の断面係数	9.431×10^{-3}	m ³

表 4-4(1) 強度評価に用いる条件 (断面④)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	674	kN
P_s	積雪荷重	0.98	KN/m ²
P_k	風荷重	0.32	KN/m ²
P_h	浸水津波荷重	48.48	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	382	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	217	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	256	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	304	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	99	kN・m
N_1	鋼板の軸力	62	kN
A_1	鋼板の有効断面積	2.942×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板の Y 軸断面係数	1.263×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板の Z 軸断面係数	8.048×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	42	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力	4	kN
S_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力	45	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	1.662×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_3	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	295	N/mm ²
M_3	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	2146	kN・m
N_3	鋼製支柱の軸力	4336	kN
A_3	鋼製支柱の断面積	6.470×10^{-2}	m ²
Z_3	鋼製支柱の断面係数	9.431×10^{-3}	m ³

表 4-5(1) 強度評価に用いる条件 (断面⑤)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	122	kN
	固定荷重 (フーチング)	3020	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	333	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (水平部材)	277	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	382	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (間詰め鋼材)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	217	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	259	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生するY軸周りの曲げモーメント	431	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント	61	kN・m
N_1	鋼板の軸力	496	kN
A_1	鋼板の有効断面積	3.464×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板のY軸断面係数	1.809×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板のZ軸断面係数	9.935×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	120	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生するY軸方向のせん断力	756	kN
S_{Z1}	鋼板に発生するZ軸方向のせん断力	234	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	8.400×10^{-3}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_2	水平部材の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	207	N/mm ²
M_2	水平部材に発生する曲げモーメント	142	kN・m
N_2	水平部材の軸力	933	kN
A_2	水平部材の有効断面積	9.953×10^{-3}	m ²
Z_2	水平部材の断面係数	1.250×10^{-3}	m ³

表 4-6(1) 強度評価に用いる条件 (断面⑥)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	78	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	382	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	217	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	245	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	292	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	91	kN・m
N_1	鋼板の軸力	61	kN
A_1	鋼板の有効断面積	2.942×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板の Y 軸断面係数	1.263×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板の Z 軸断面係数	8.048×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	39	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力	120	kN
S_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力	252	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	1.662×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_3	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	237	N/mm ²
M_3	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	1467	kN・m
N_3	鋼製支柱の軸力	3013	kN
A_3	鋼製支柱の断面積	5.286×10^{-2}	m ²
Z_3	鋼製支柱の断面係数	8.170×10^{-3}	m ³

表 4-7(1) 強度評価に用いる条件 (断面⑦)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	175	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	142	kN
	固定荷重 (フーチング)	3700	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	266	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (水平部材)	277	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	382	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (間詰め鋼材)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	217	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	210	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	337	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	10	kN・m
N_1	鋼板の軸力	96	kN
A_1	鋼板の有効断面積	5.596×10^{-3}	m ²
Z_{Y1}	鋼板の Y 軸断面係数	2.486×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板の Z 軸断面係数	4.902×10^{-4}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	59	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力	336	kN
S_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力	110	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	7.488×10^{-3}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_2	水平部材の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	119	N/mm ²
M_2	水平部材に発生する曲げモーメント	88	kN・m
N_2	水平部材の軸力	486	kN
A_2	水平部材の有効断面積	9.953×10^{-3}	m ²
Z_2	水平部材の断面係数	1.250×10^{-3}	m ³

表 4-8(1) 強度評価に用いる条件 (断面⑧)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼板)	135	kN
	固定荷重 (鋼製支柱)	90	kN
	固定荷重 (フーチング)	2330	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	819	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	46.46	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼板)	345	N/mm ²
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度 (鋼製支柱)	382	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼板)	217	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度 (鋼製支柱)	217	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_1	鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	76	N/mm ²
M_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	91	kN・m
M_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	24	kN・m
N_1	鋼板の軸力	20	kN
A_1	鋼板の有効断面積	2.942×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	鋼板の Y 軸断面係数	1.263×10^{-3}	m ³
Z_{Z1}	鋼板の Z 軸断面係数	8.048×10^{-3}	m ³
τ_1	鋼板のせん断力より算定されるせん断応力	14	N/mm ²
S_{Y1}	鋼板に発生する Y 軸方向のせん断力	31	kN
S_{Z1}	鋼板に発生する Z 軸方向のせん断力	92	kN
A_{Y1}	鋼板の断面積	1.662×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	鋼板の断面積	8.000×10^{-3}	m ²
σ_3	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	125	N/mm ²
M_3	鋼製支柱に発生する曲げモーメント	786	kN・m
N_3	鋼製支柱の軸力	1498	kN
A_3	鋼製支柱の断面積	5.286×10^{-2}	m ²
Z_3	鋼製支柱の断面係数	8.170×10^{-3}	m ³

5.5.2 杭頭

断面計算に用いた断面諸元を表 5-22 に、杭頭配筋概要図を図 5-43 に、照査値を表 5-23 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-22 鋼管杭（杭頭）の仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
断面① 断面② 断面③	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
断面④ 断面⑤ 断面⑥ 断面⑧	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	440, 640
断面⑦	1200	1600	50	SD490	D51	20	500

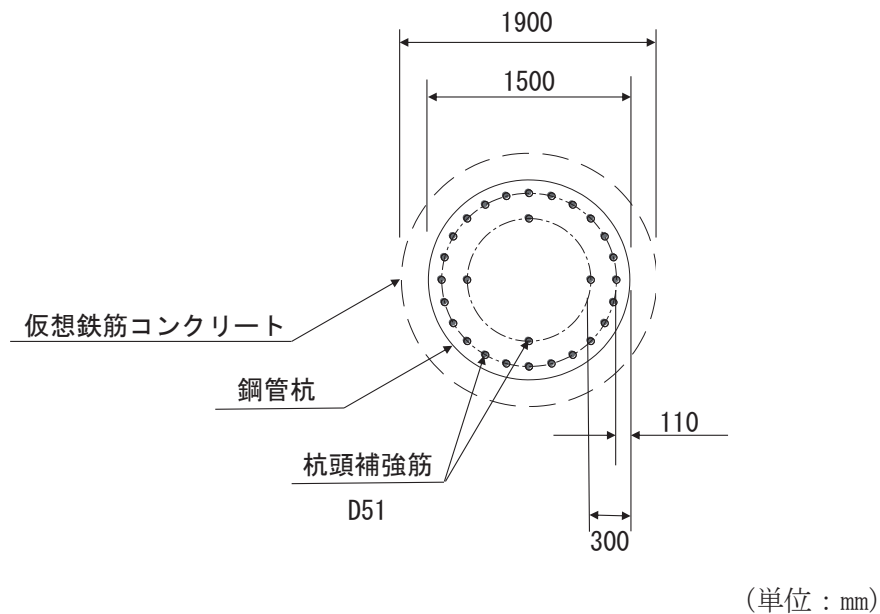
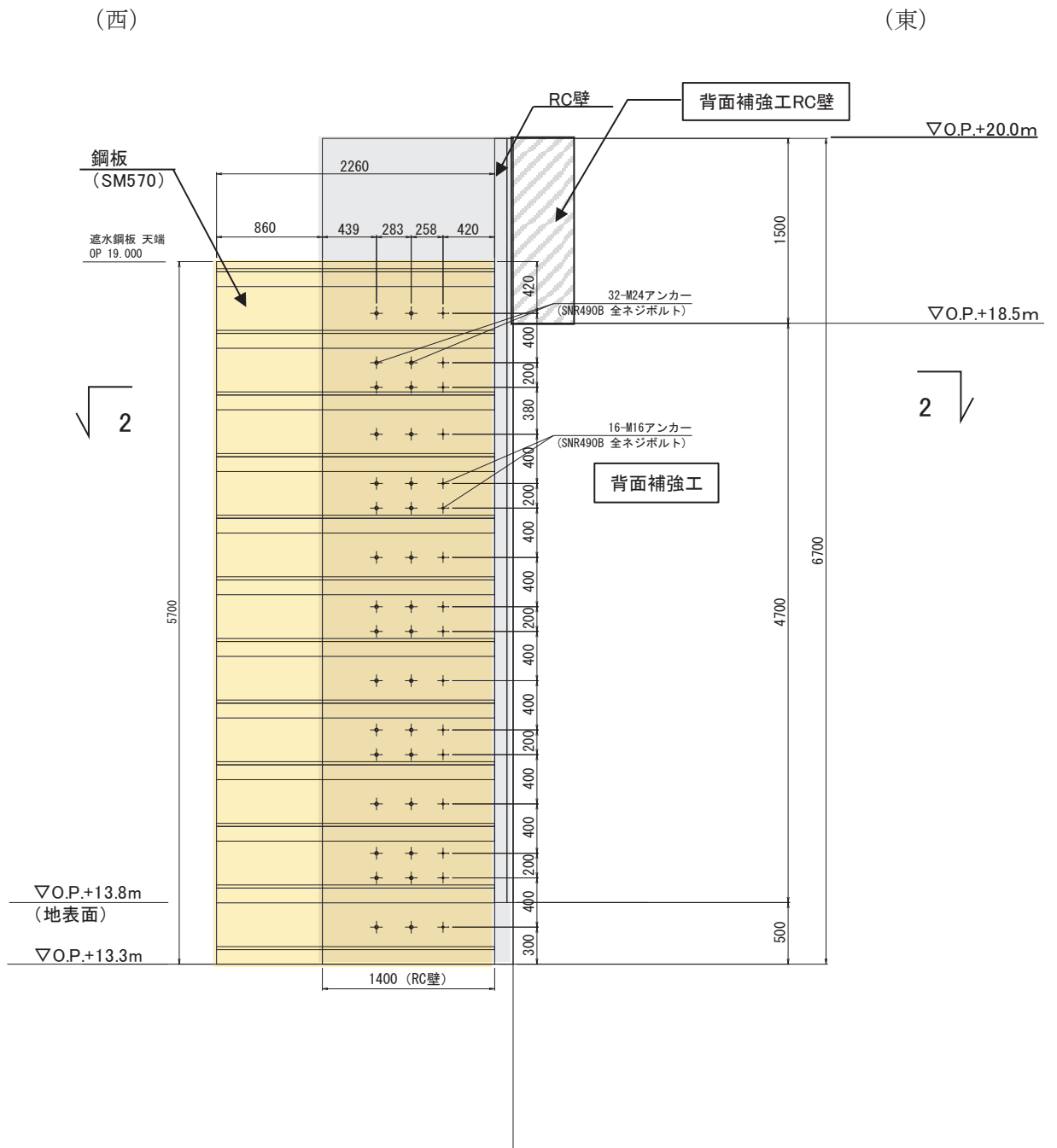


図 5-43 杭頭配筋概要図（断面④の例）



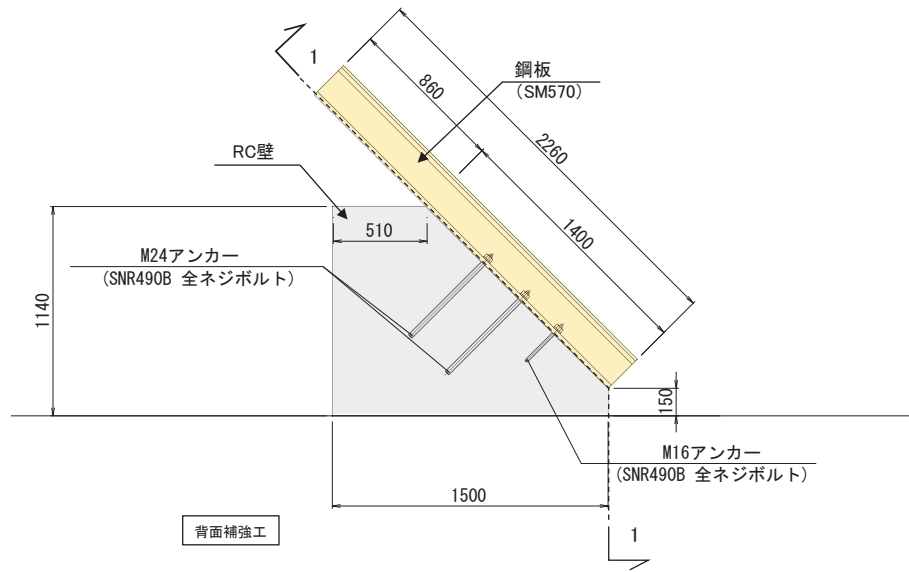
(正面図：1-1 断面)

(特記なき寸法は mm を示す)

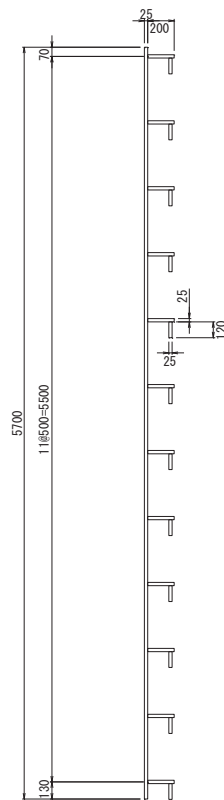
図 1-3(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部①)

(南)

(北)



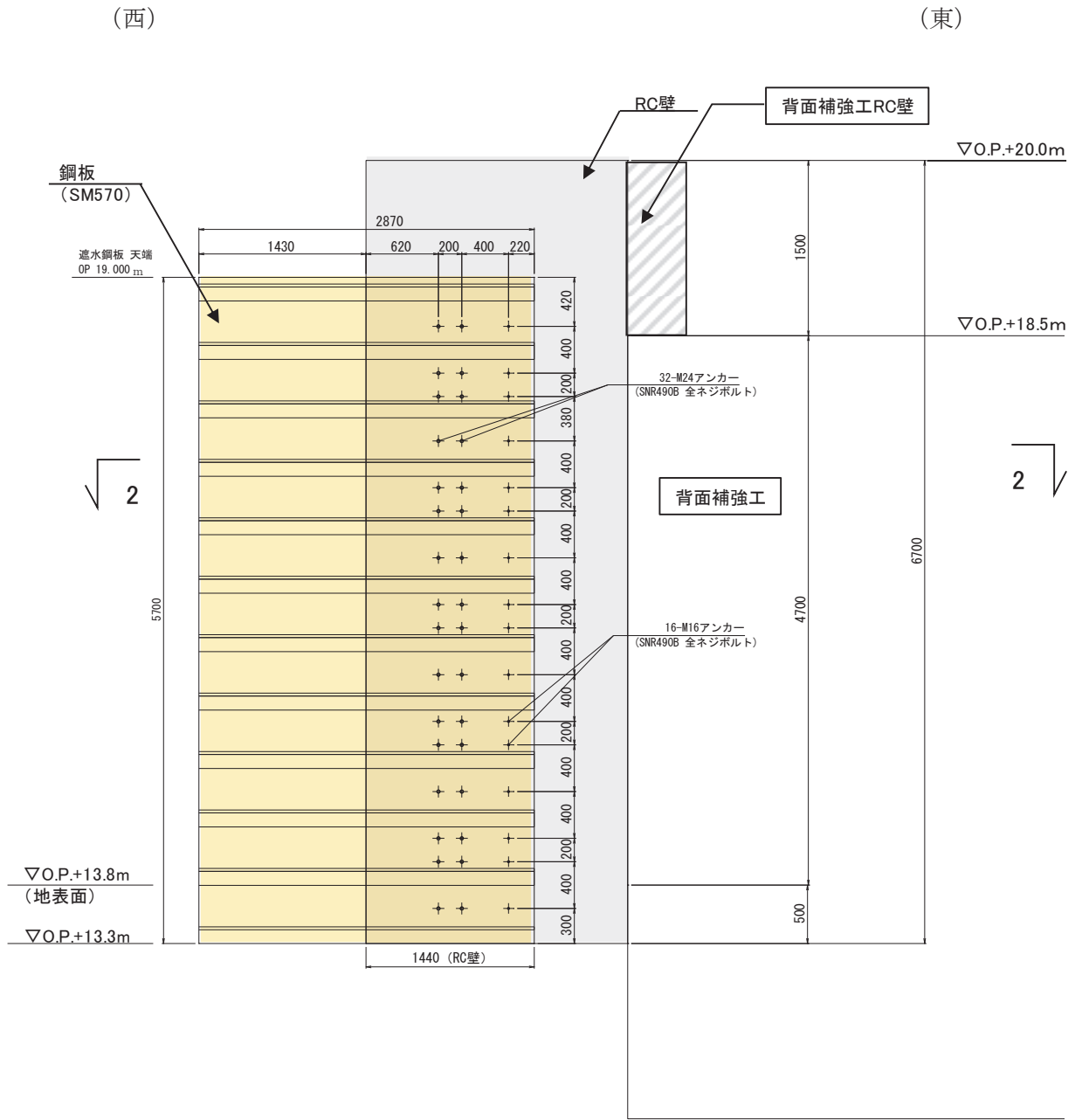
(平面図：2-2 断面)



(鋼板断面図)

(単位：mm)

図 1-3(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図 (防潮堤取り合い部①)



(正面図：1-1 断面)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-4(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部②)

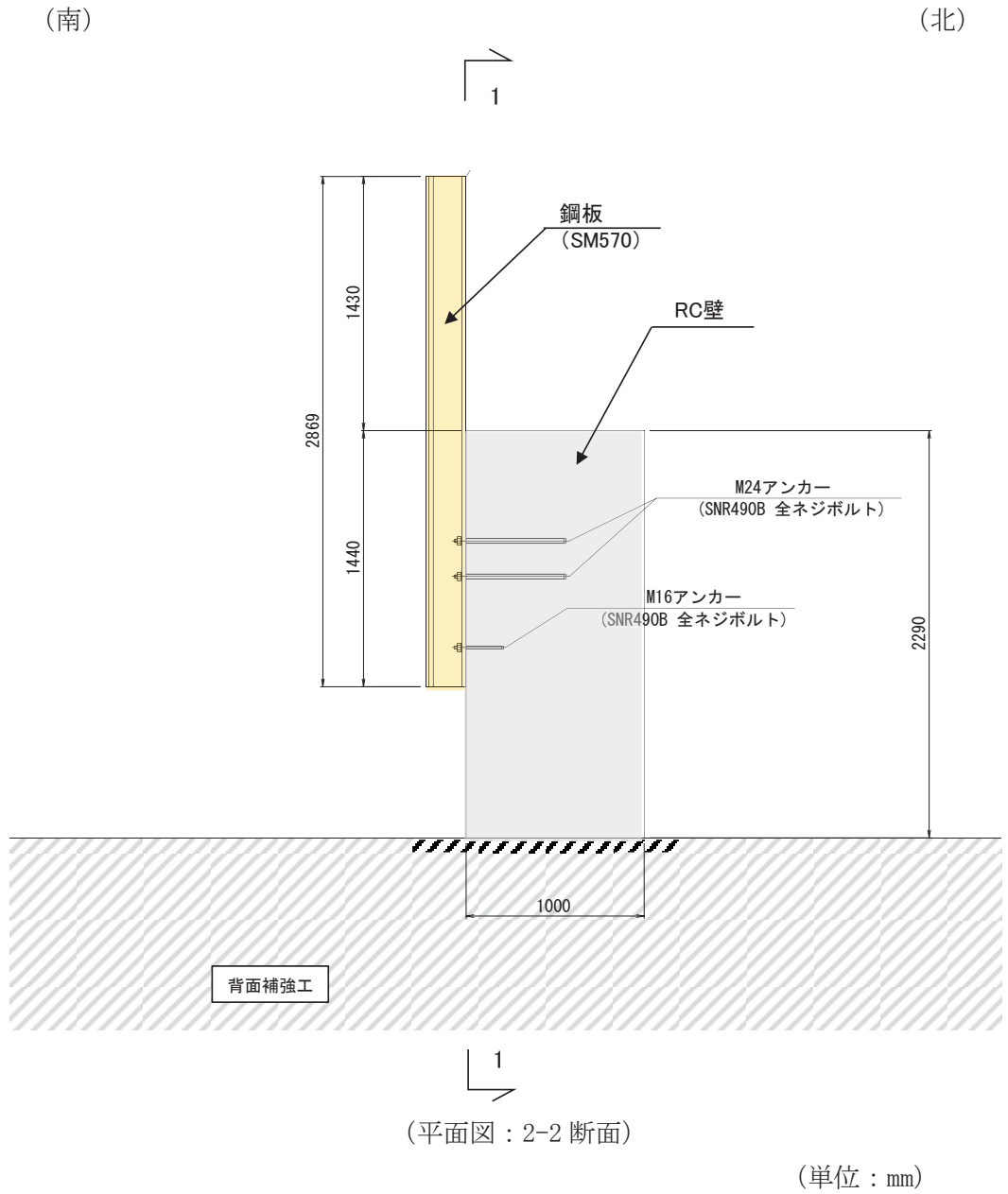
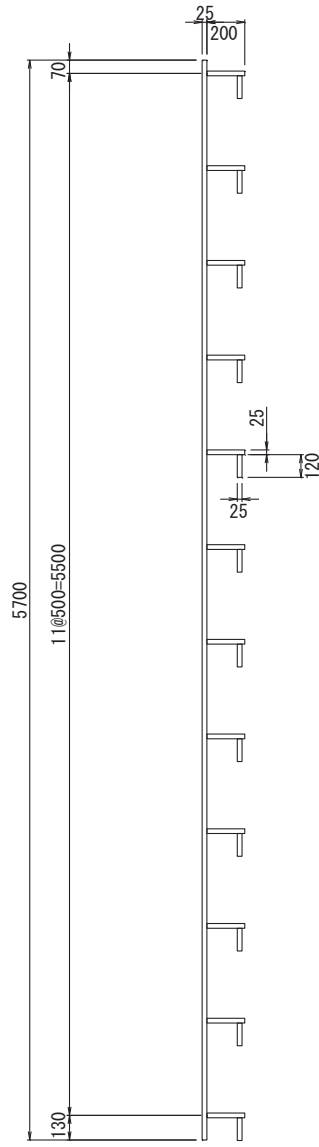


図1-4(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部②)



(鋼板断面図)

(単位：mm)

図 1-4(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部②)

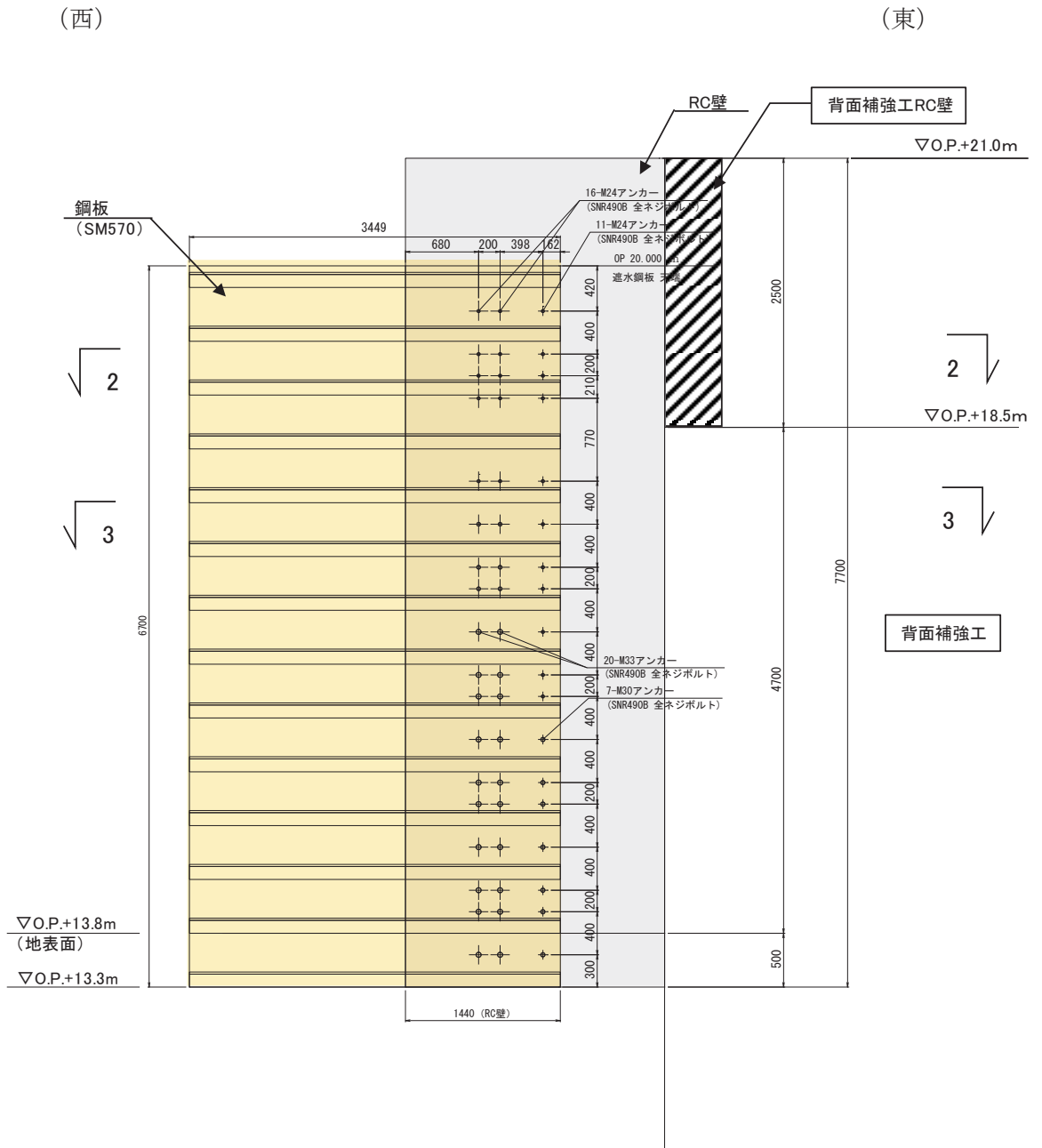
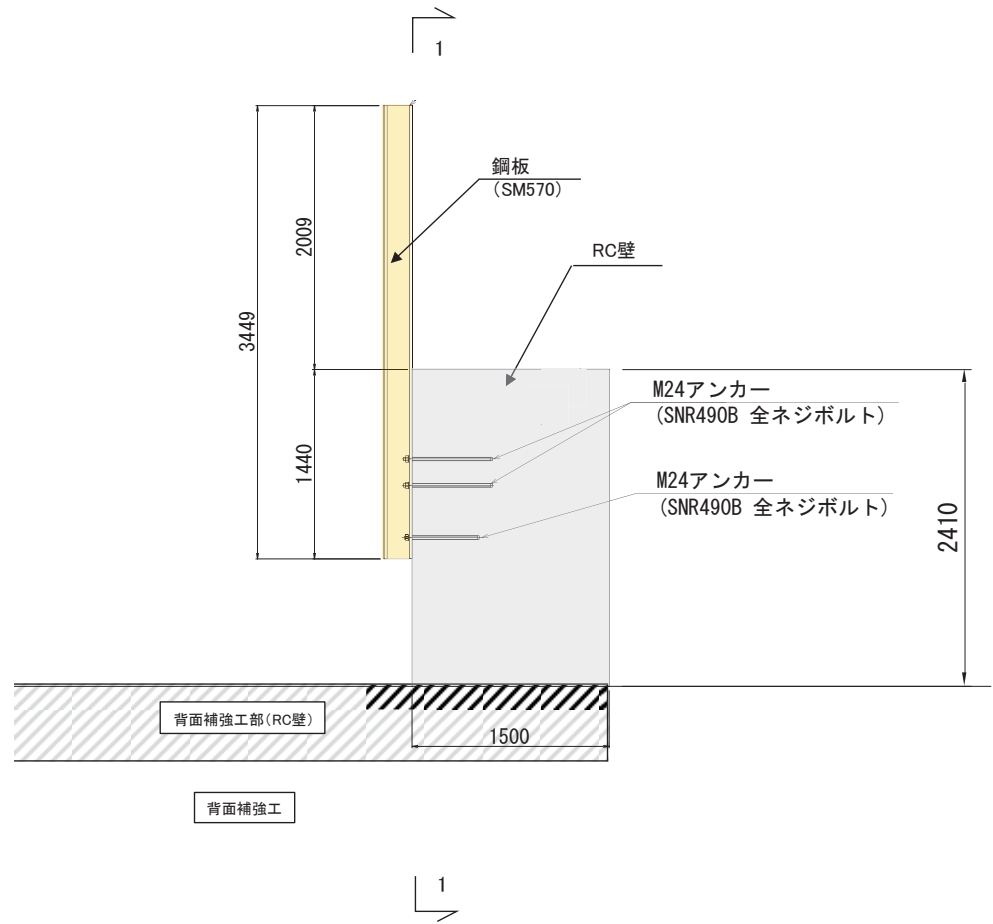


図 1-5(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
 (防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)

(南)

(北)



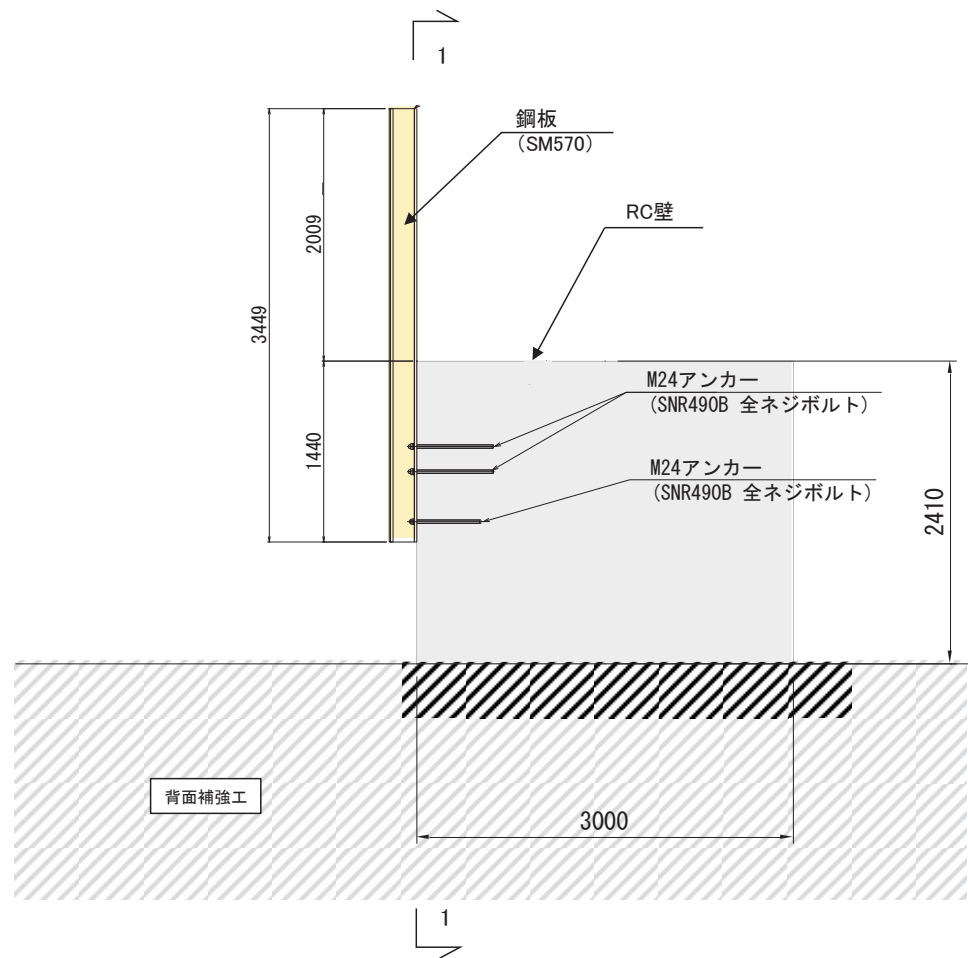
(平面図：2-2 断面)

(単位：mm)

図 1-5(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)

(南)

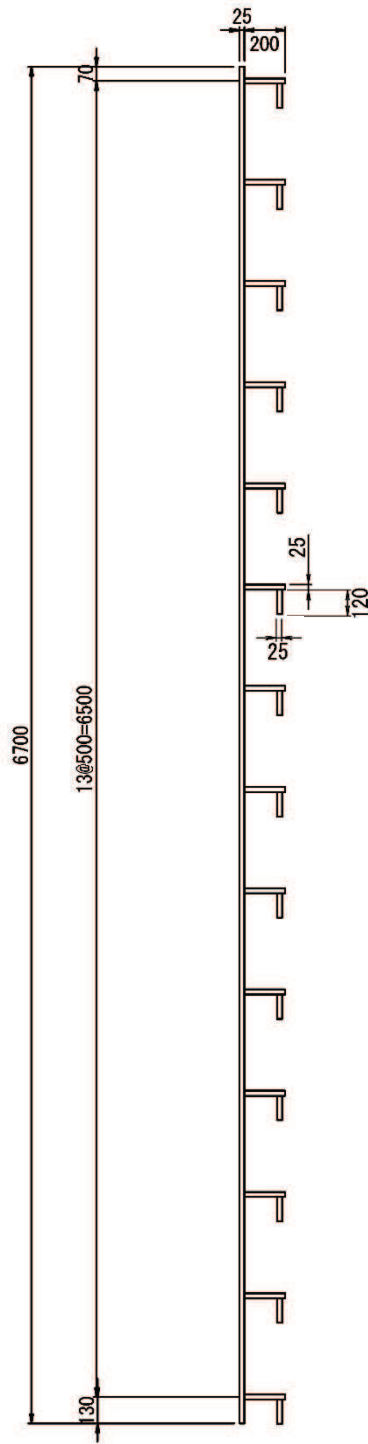
(北)



(平面図：3-3 断面)

(単位：mm)

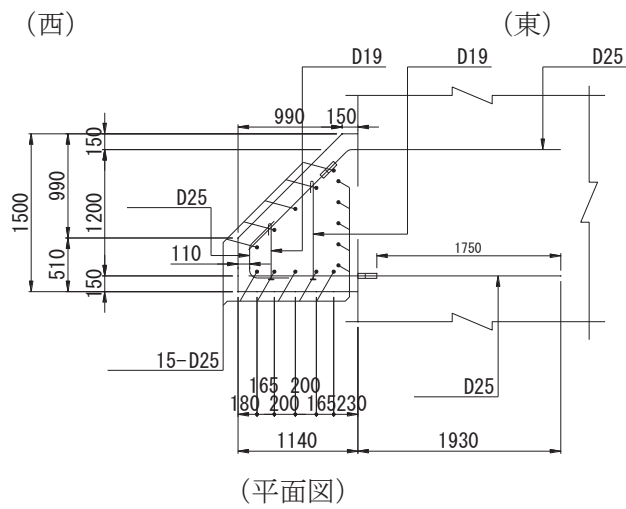
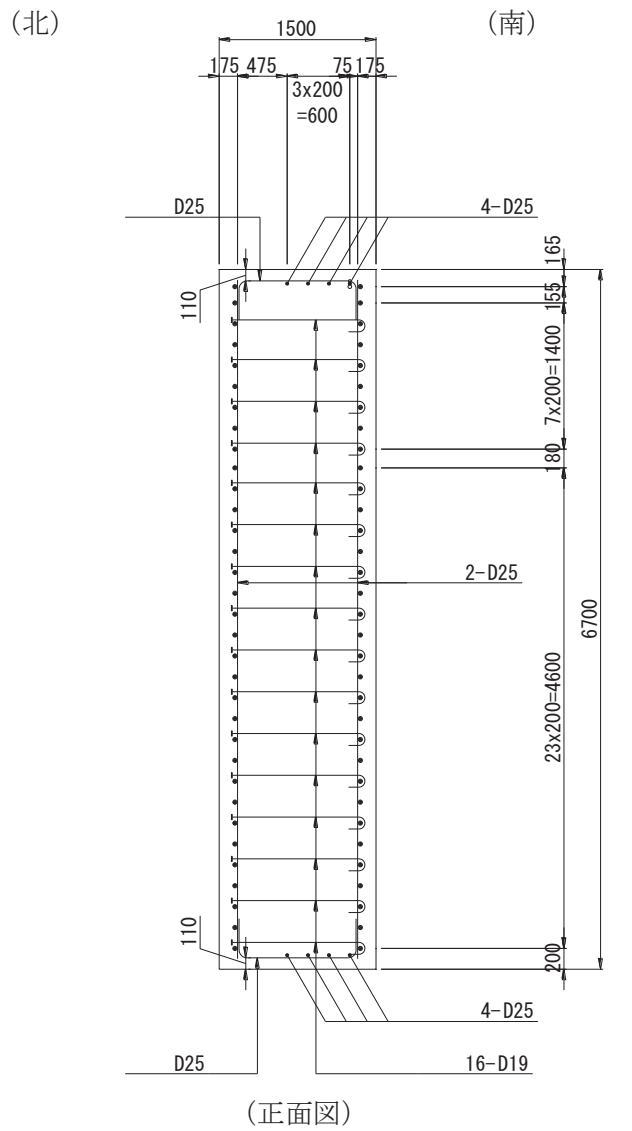
図 1-5(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)



(鋼板断面図)

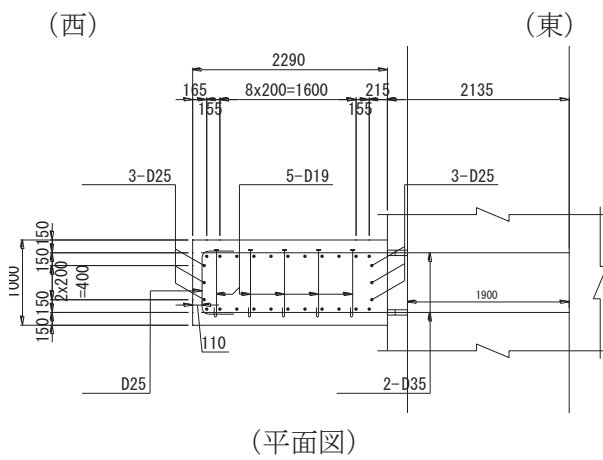
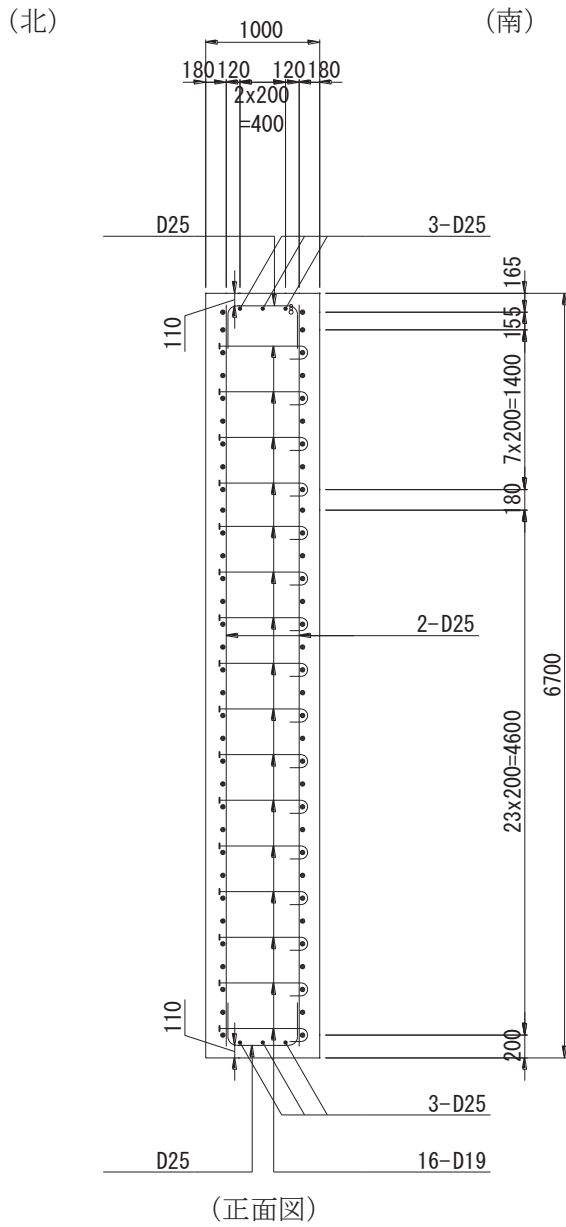
(単位：mm)

図 1-5(4) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)



(単位 : mm)

図 1-6 RC 壁の配筋概要図 (防潮堤取り合い部①)



(単位 : mm)

図 1-7 RC 壁の配筋概要図 (防潮堤取り合い部②)

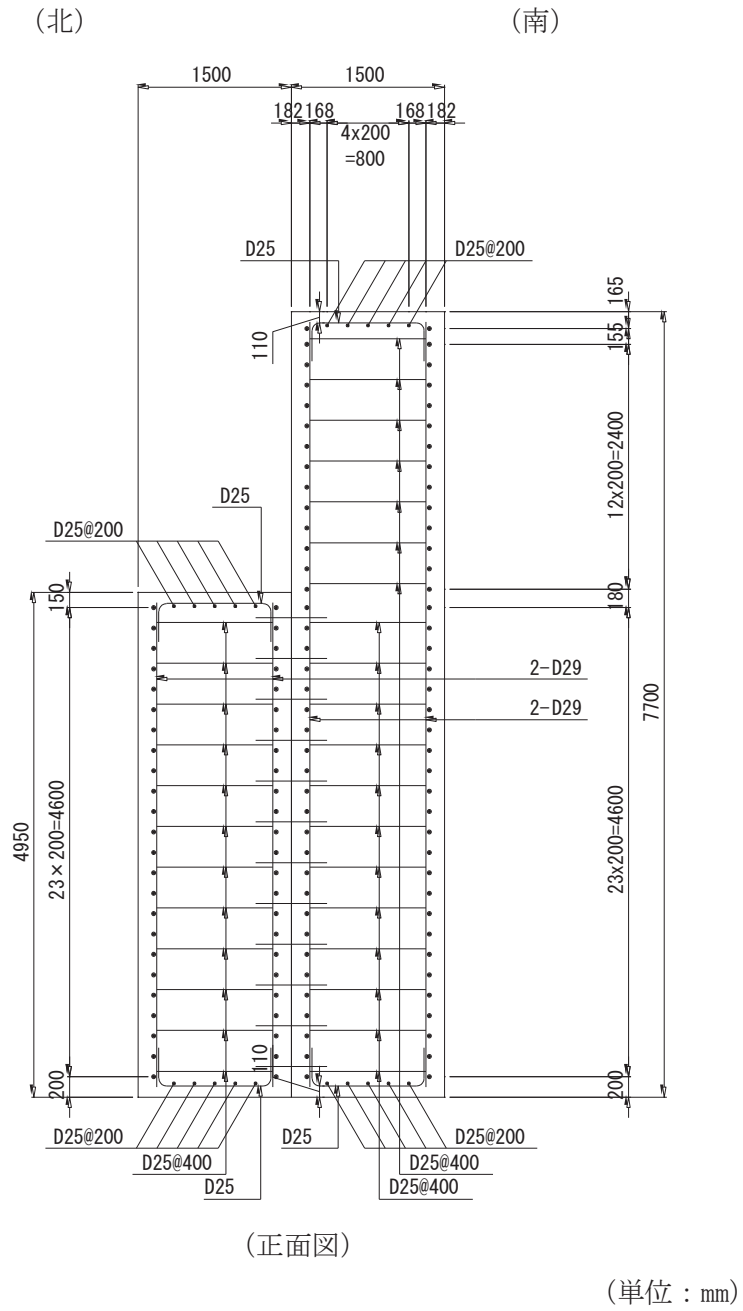
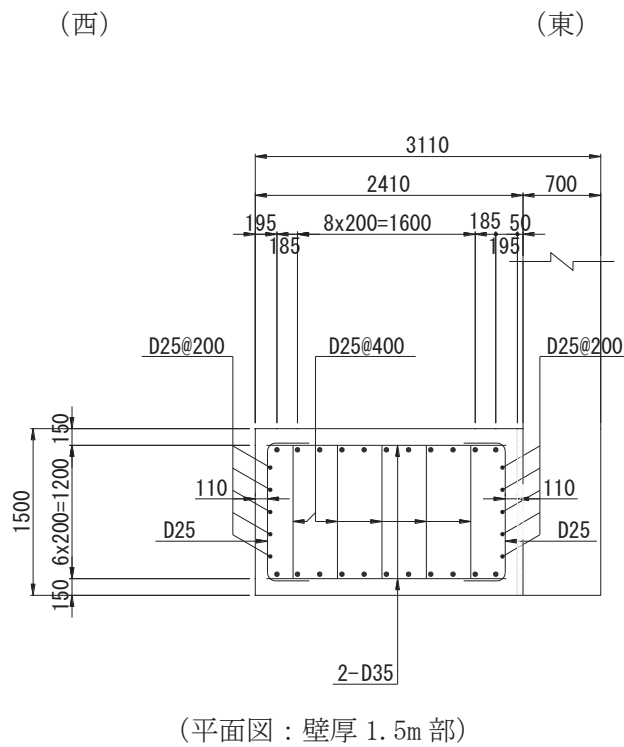
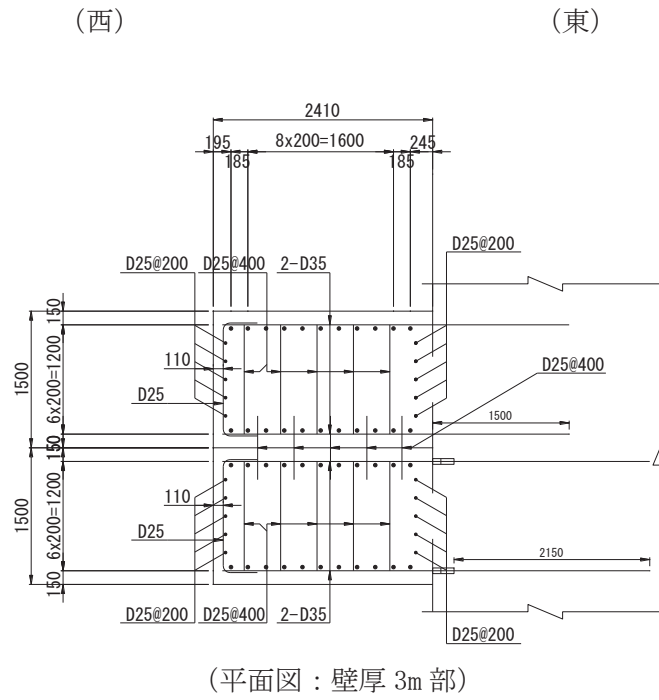
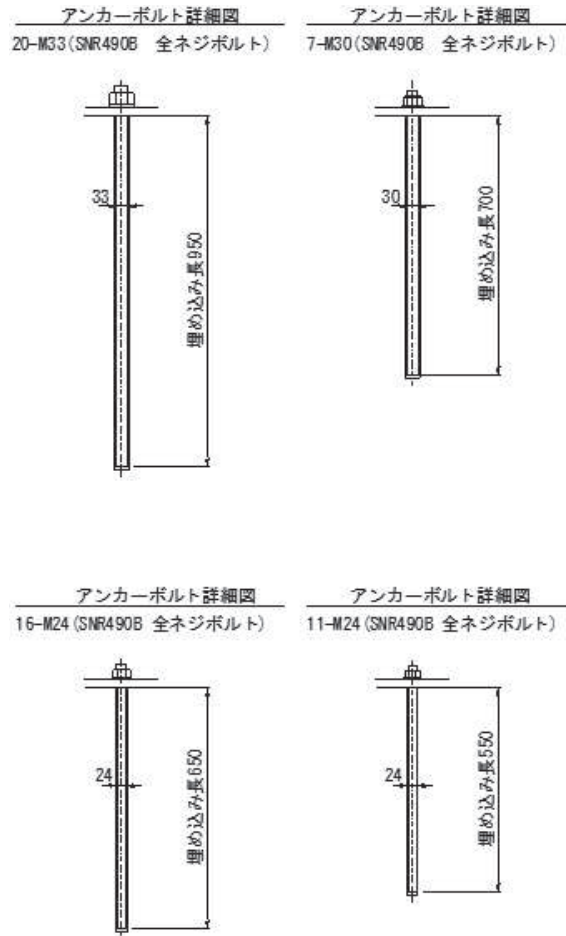


図1-8(1) RC壁の配筋概要図
 (防潮堤取り合い部③・④: 防潮堤取り合い部④の例)



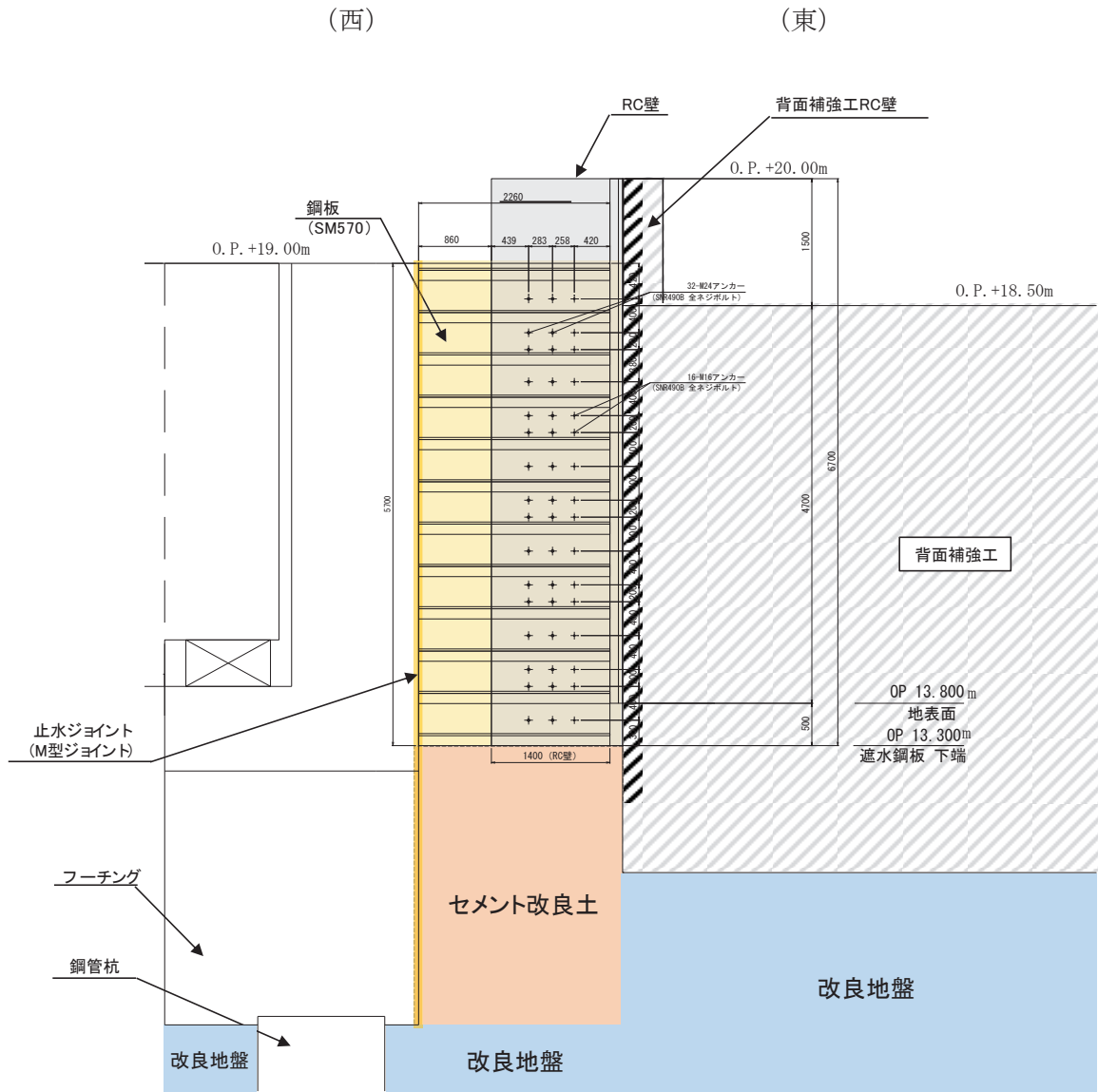
(単位：mm)

図 1-8 (2) RC 壁の配筋概要図
 (防潮堤取り合い部③・④：防潮堤取り合い部④の例)



(単位 : mm)

図 1-9 アンカーボルトの構造概要図
(防潮堤取り合い部㉞の例)



(特記なき寸法は mm を示す)

図1-10(1) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部①)

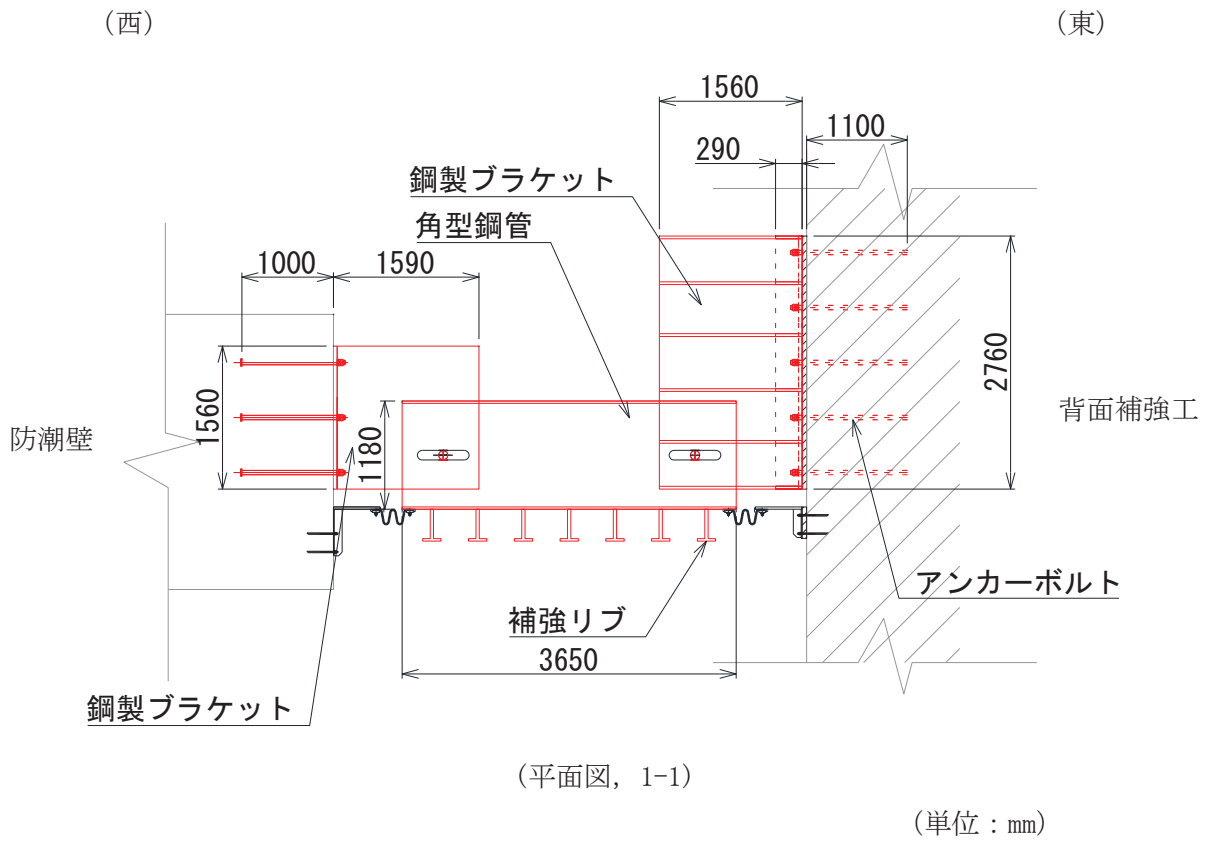
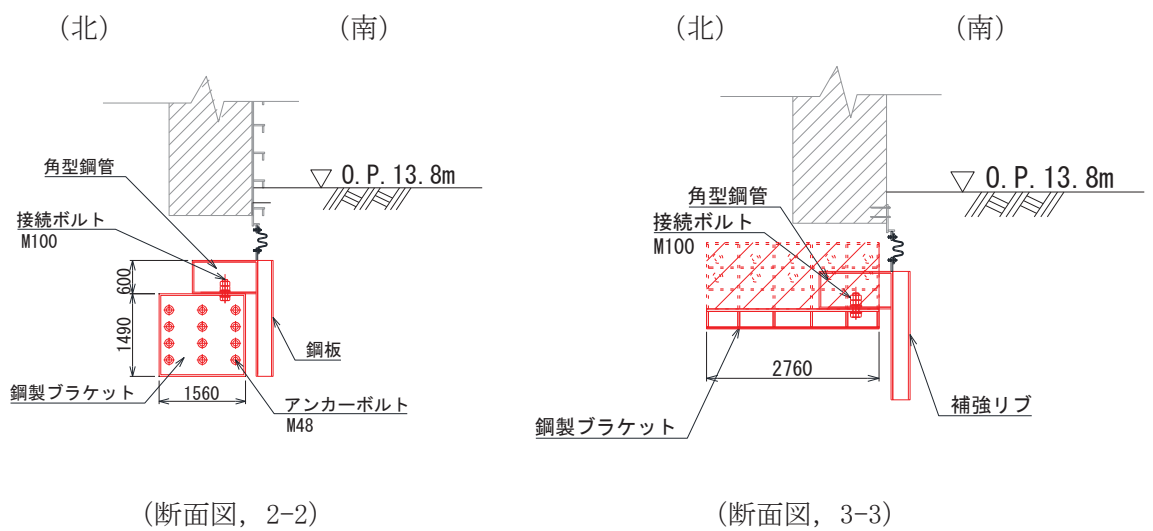
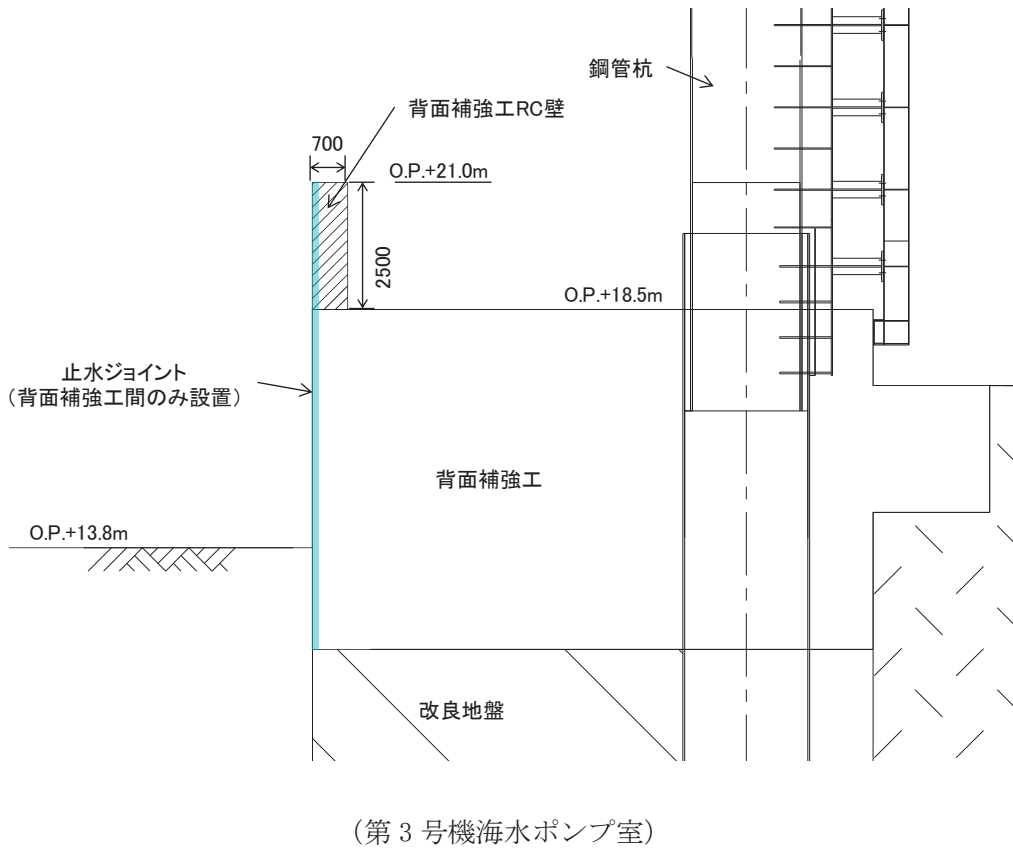
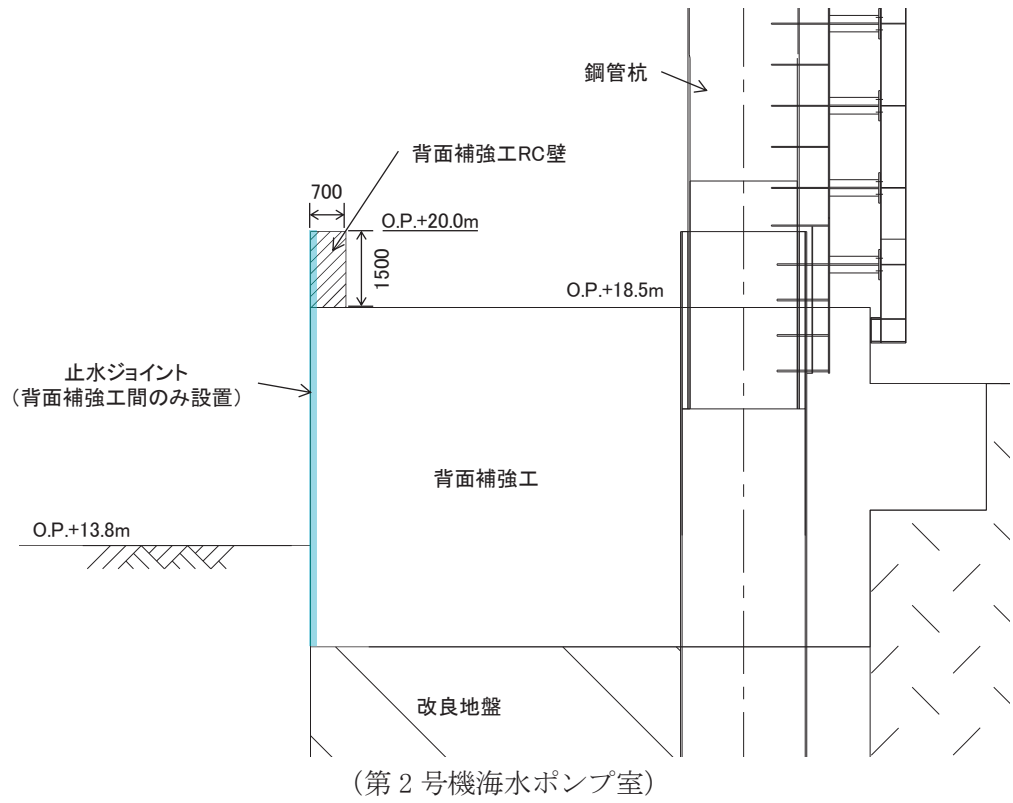


図 1-10(3) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部④の例)



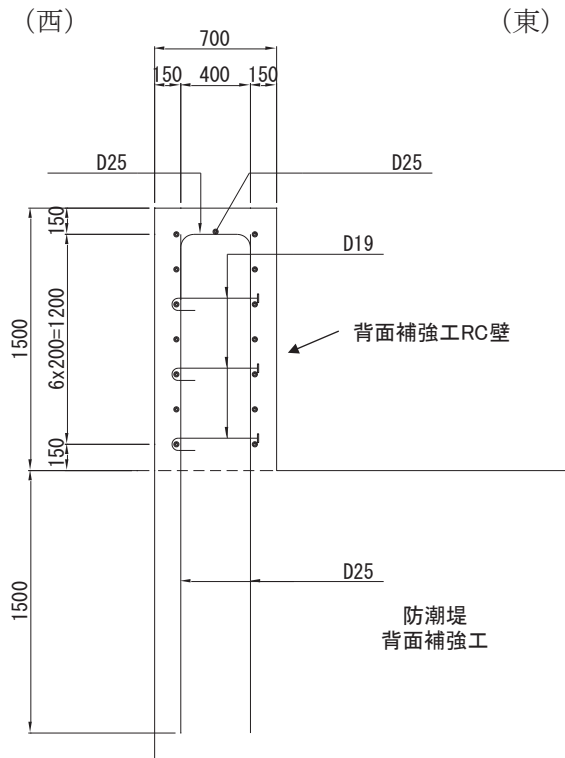
(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-10(4) 防潮堤取り合い部下部の止水対策の概要
(防潮堤取り合い部④の例)

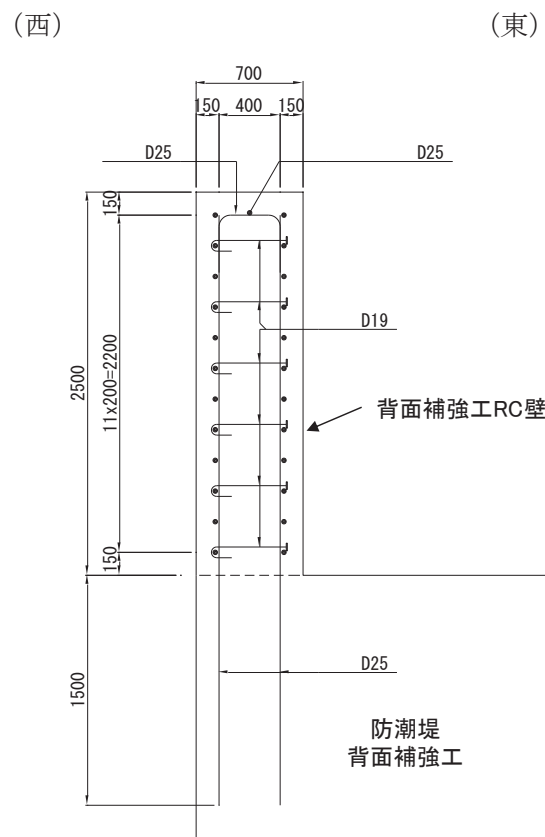


(特記なき寸法はmmを示す)

図1-11 背面補強工部の構造概要図 (断面図)



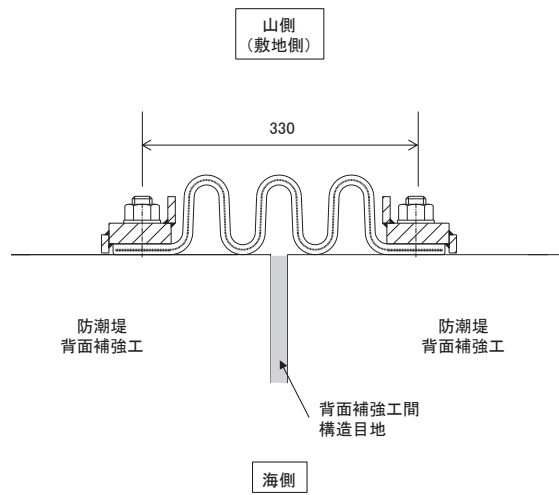
(第2号機海水ポンプ室)



(第3号機海水ポンプ室)

(単位：mm)

図1-12 背面補強工RC壁の配筋概要図



(単位：mm)

図 1-13 止水ジョイントの概要 (ゴムジョイント)

2. 評価方針

防潮堤取り合い部及び背面補強工部の構造強度評価は、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に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤取り合い部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に、防潮堤背面補強工部の評価項目を表 2-2 に、評価フローを図 2-2 に示す。

表 2-1 防潮堤取り合い部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	許容荷重

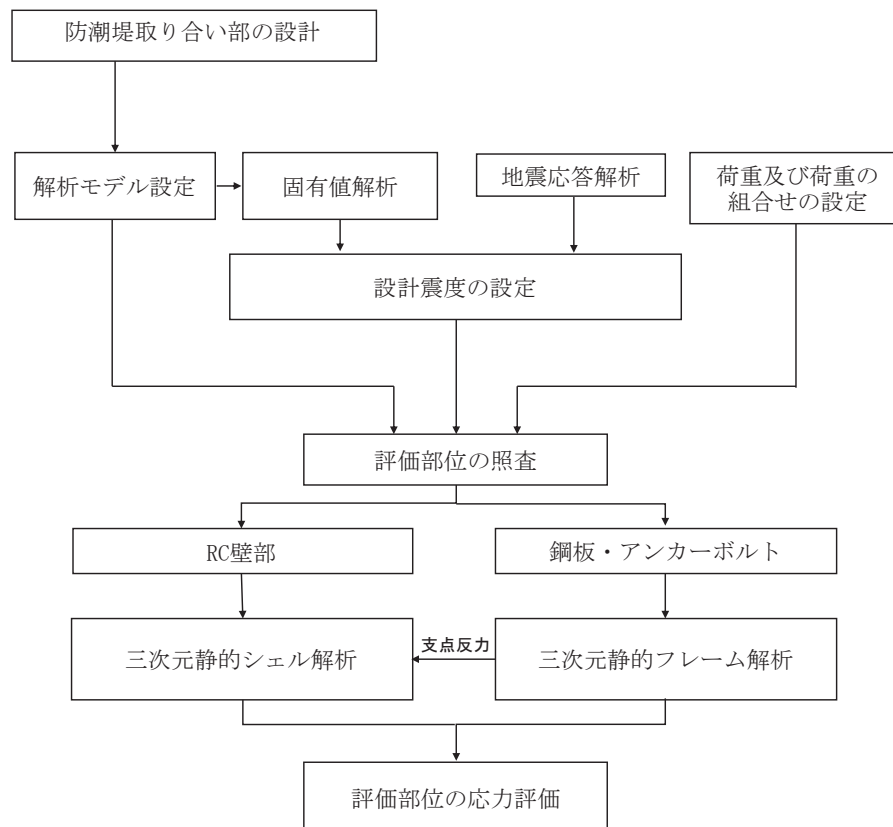


図 2-1 防潮堤取り合い部の評価フロー

4. 固有周期の計算

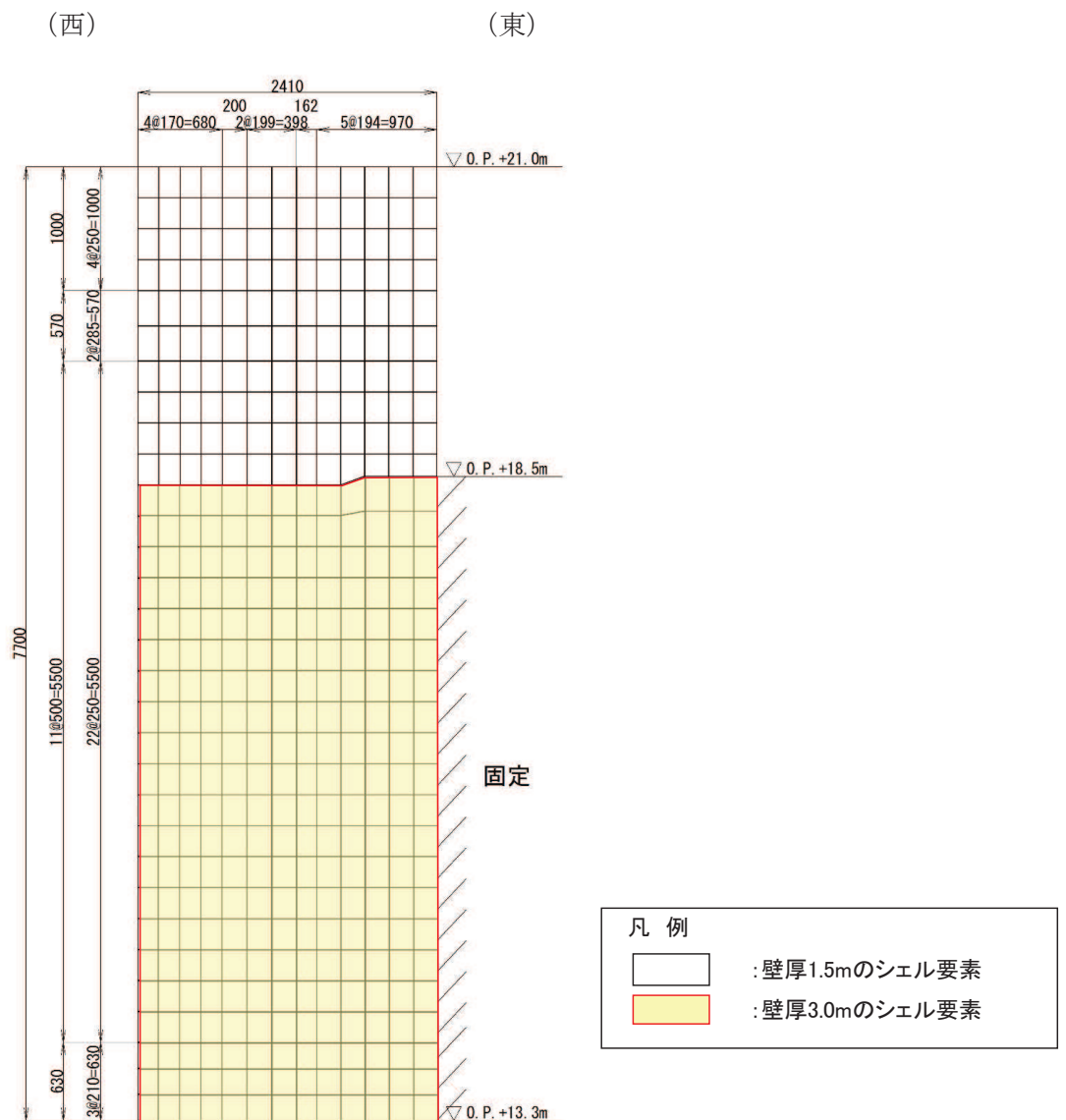
4.1 防潮堤取り合い部

4.1.1 RC 壁

(1) 解析モデル

RC 壁の固有周期の算定用モデルは、6.1 節で後述する構造解析モデル同様に、部材を線形シェル要素でモデル化し、防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。鋼板については、鋼板重量を RC 壁先端部に付加質量として考慮する。

RC 壁の固有周期の算定用モデルを図 4-1 に示す。

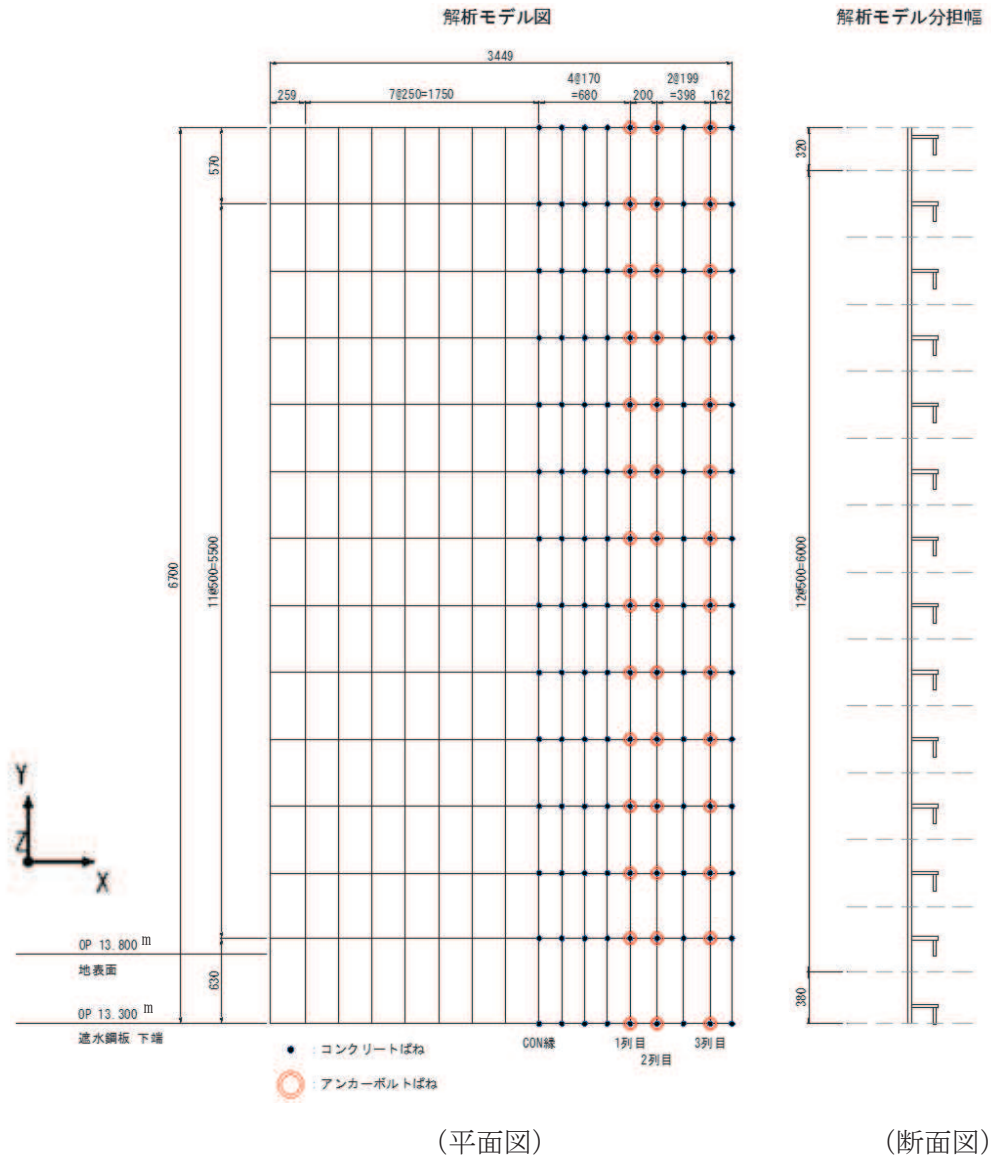


(特記なき寸法は mm を示す)

図 4-1 固有値解析モデル (RC 壁)
(防潮堤取り合い部㊦の例)

(西)

(東)

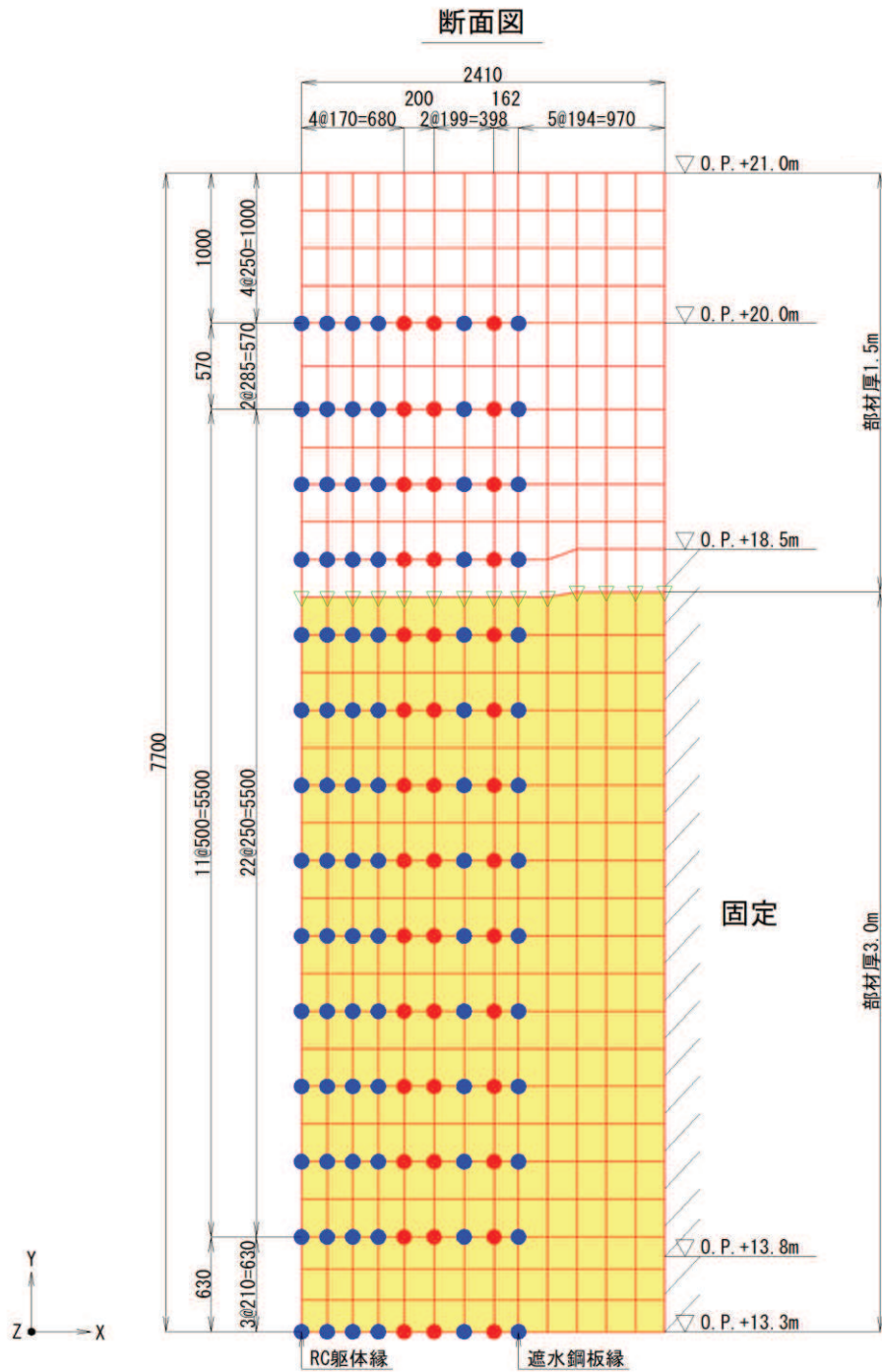


境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

(特記なき寸法は mm を示す)

図 4-5 固有値解析モデル (鋼板)
(防潮堤取り合い部④の例)



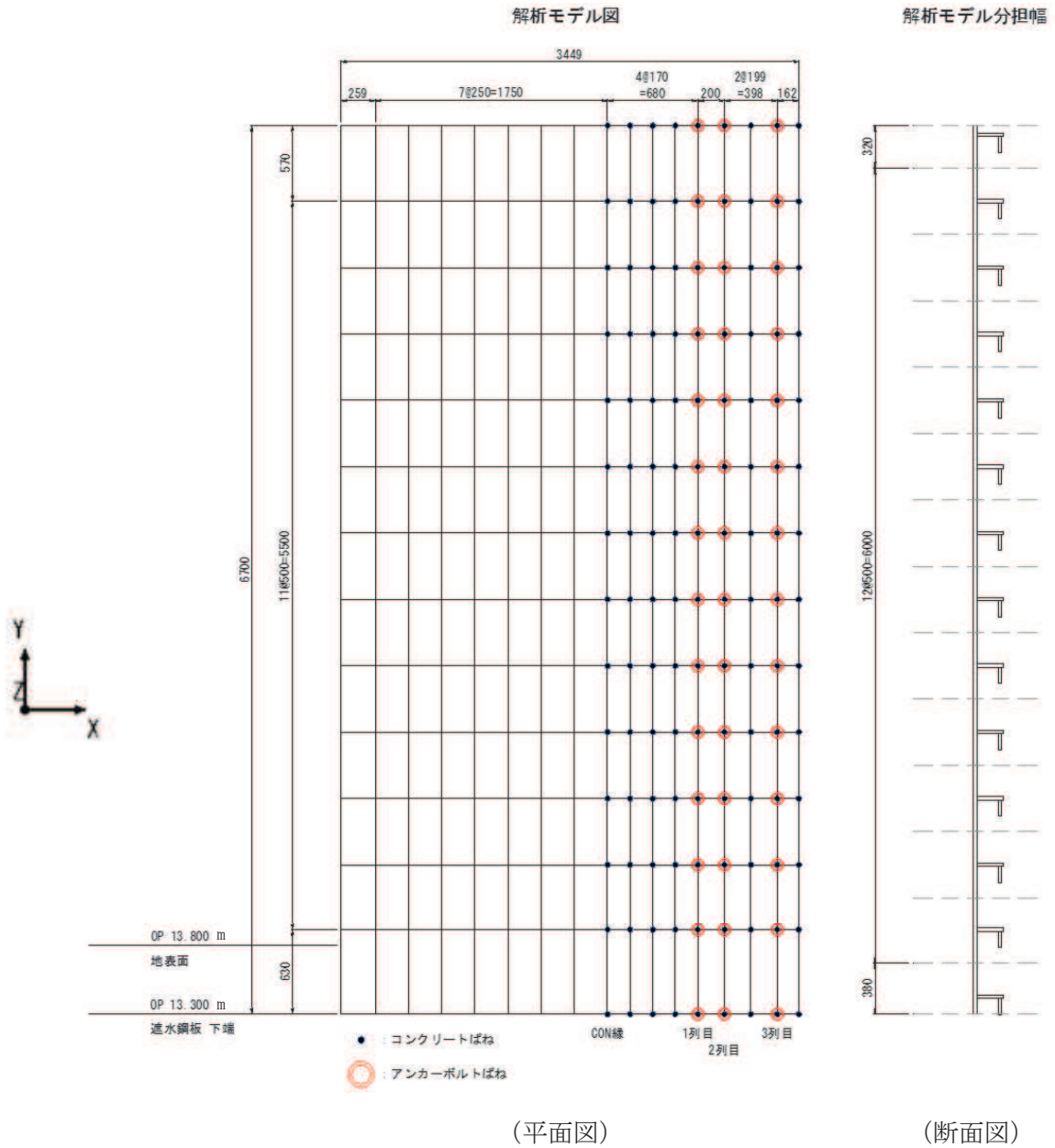
凡 例	
□ (Red outline)	: 壁厚1.5mのシェル要素
□ (Yellow fill)	: 壁厚3.0mのシェル要素
● (Red)	: 鋼板反力入力位置(アンカーボルト)
● (Blue)	: 鋼板反力入力位置(RC壁)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 6-1 RC 壁の解析モデル図

(西)

(東)



境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

(特記なき寸法は mm を示す)

図 6-7(1) 鋼板のモデル化
(防潮堤取り合い部㉔の例)

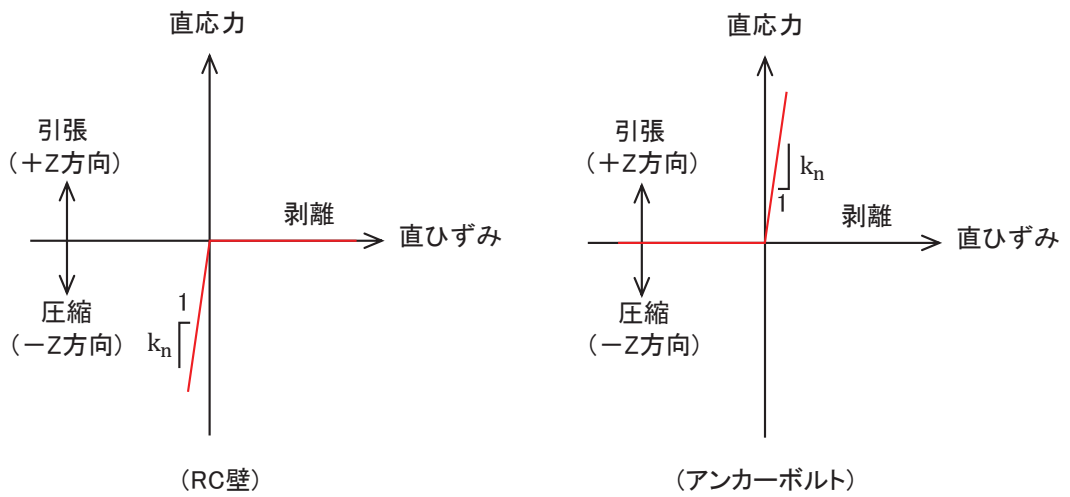
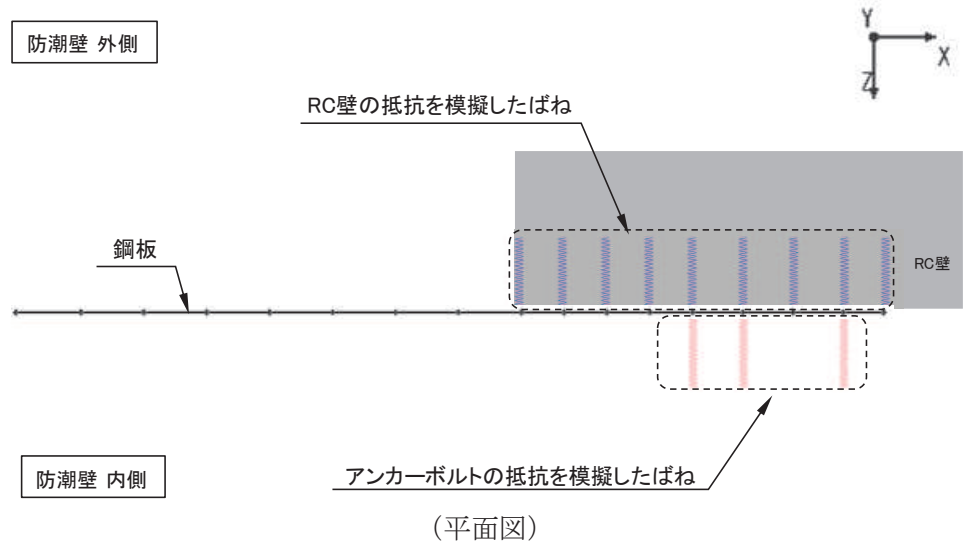
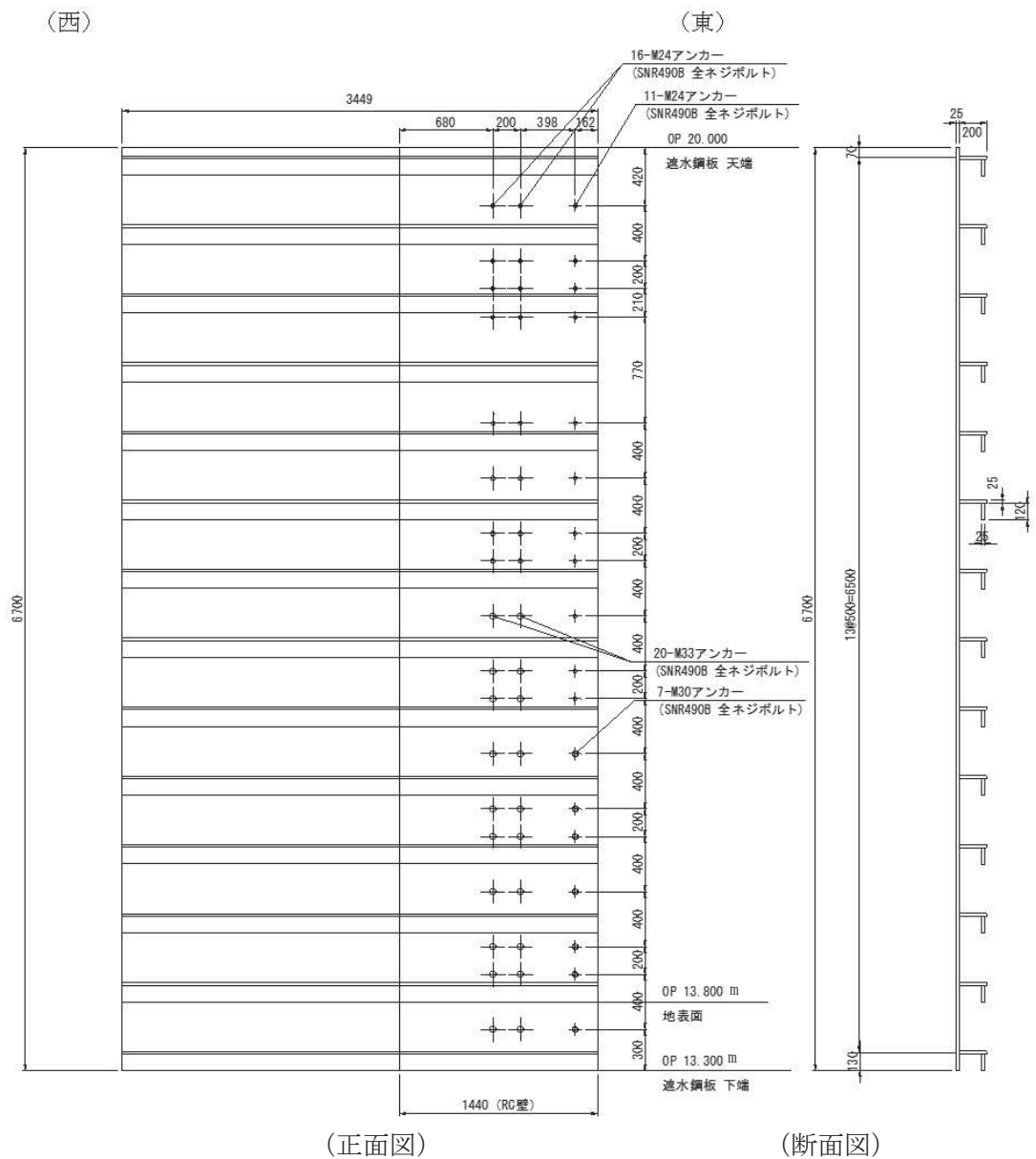


図 6-7(2) 鋼板のモデル化
 (RC 壁との境界条件)

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 6-9 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、前述のフレーム要素から得られた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。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」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。



(正面図)

(断面図)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 6-9 鋼板の構造図
(防潮堤取り合い部④の例)

a. 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 6-10 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。

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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板の軸力 (kN)

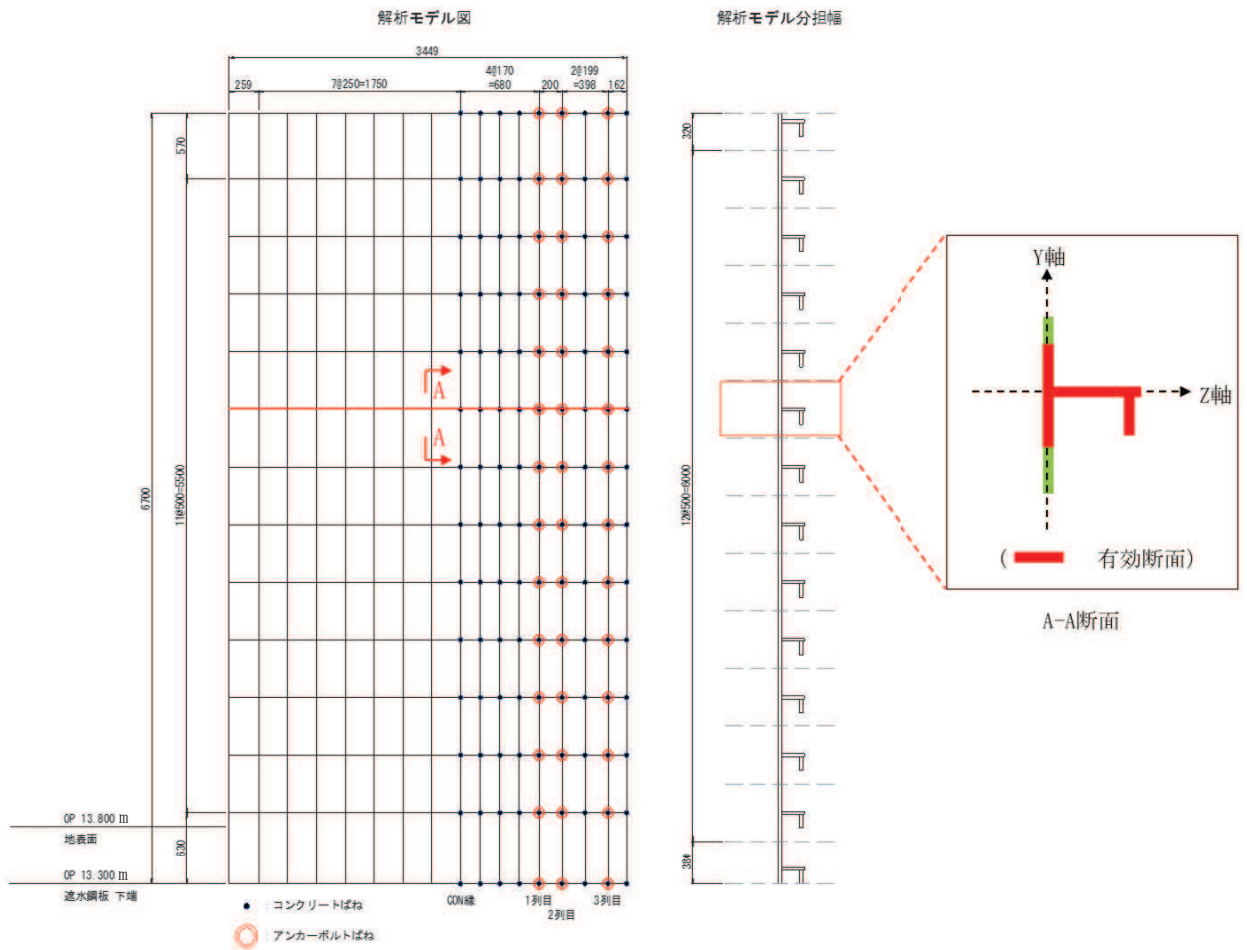
A_1 : 鋼板の有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 鋼板の Z 軸周りの有効断面係数 (m³)



(特記なき寸法は mm を示す)

図 6-10 鋼板断面形状

b. 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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm²)

c. 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。

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

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板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 : 「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.1.3 アンカーボルト

(1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6-11 に示す。

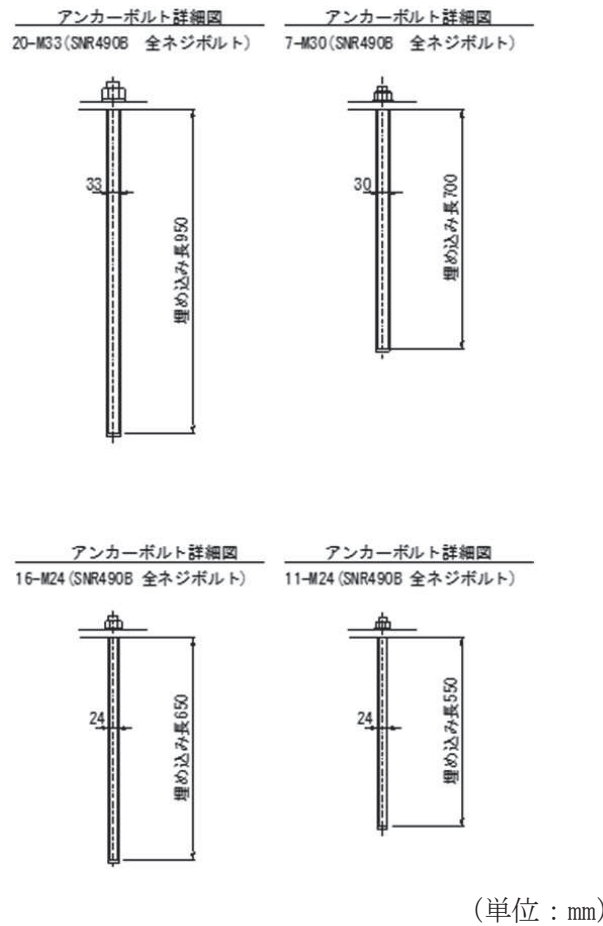


図 6-11 アンカーボルトの構造図
(防潮堤取り合い部④の例)

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6-9 に示す。

表 6-9 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト

7.1.1 断面力図等

(1) RC 壁 (防潮堤取り合い部②)

各ケースの断面力図を図7-1～図7-4に示す。

a. 1.0H+0.4V

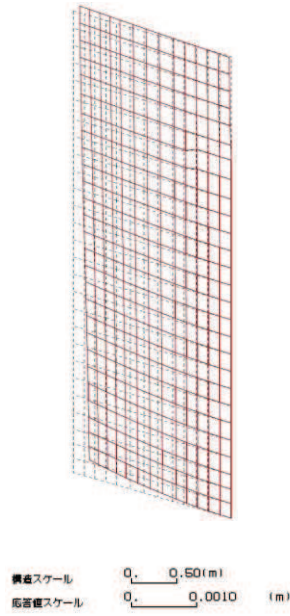


図7-1(1) 変形図

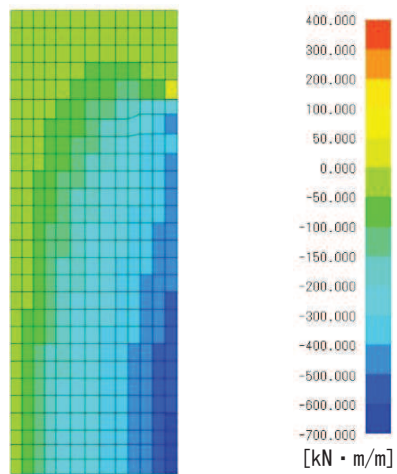


図7-1(2) 曲げモーメント M_x 図

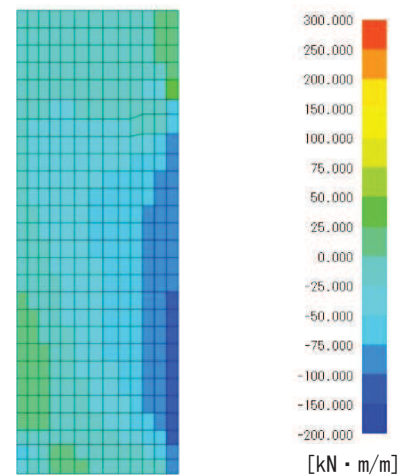


図7-1(3) 曲げモーメント M_y 図

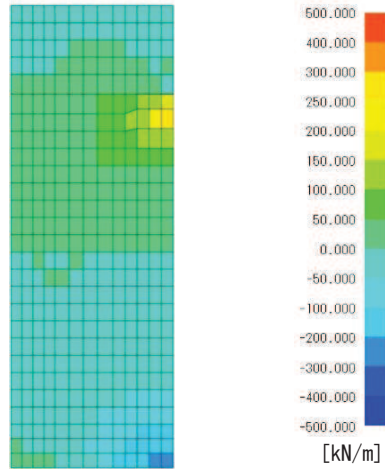


図 7-1(4) 軸力 N_x 図

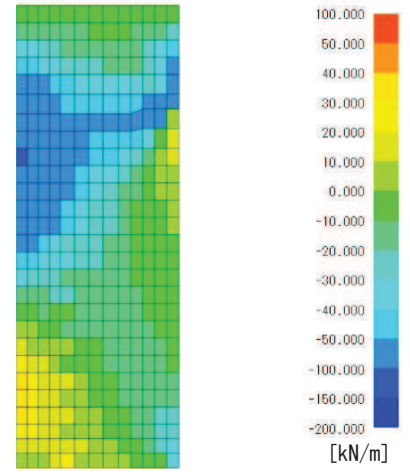


図 7-1(5) 軸力 N_y 図

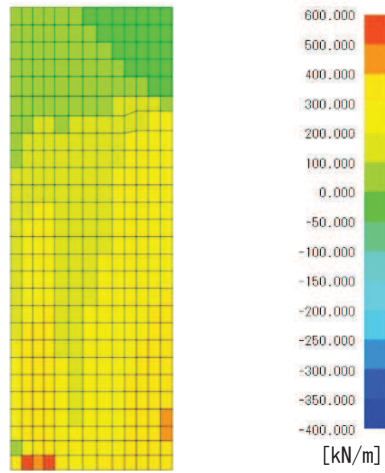


図 7-1(6) せん断力 Q_x 図

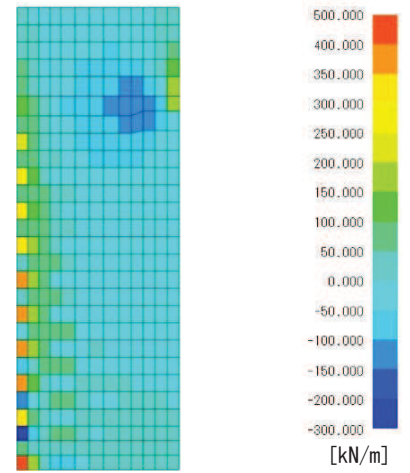


図 7-1(7) せん断力 Q_y 図

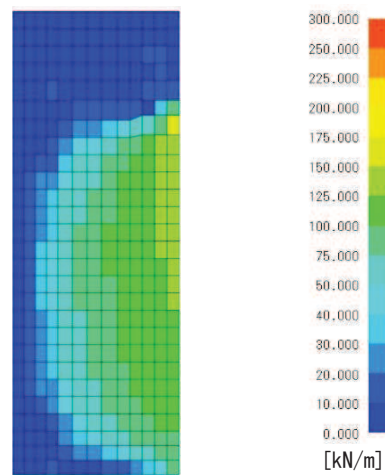


図 7-1(8) 面内せん断力 N_{xy} 図

b. 0.4H+1.0V

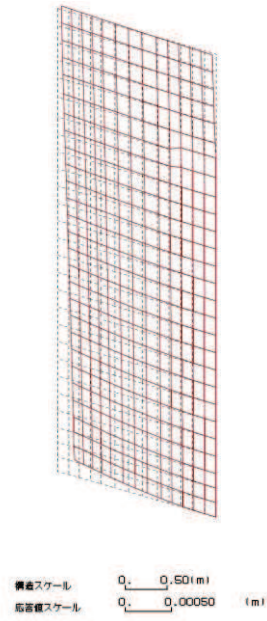


図 7-2(1) 変形図

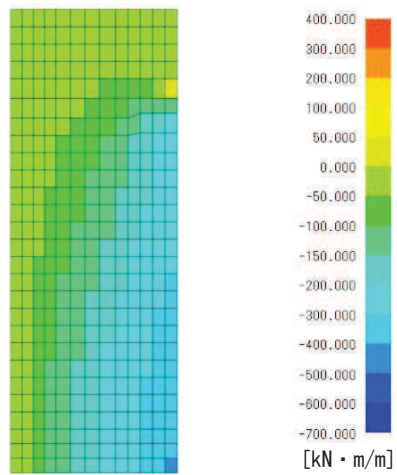


図 7-2(2) 曲げモーメント M_x 図

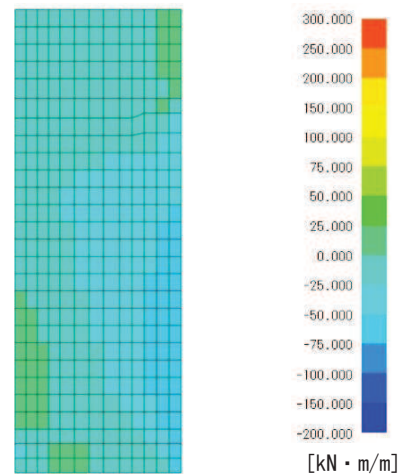


図 7-2(3) 曲げモーメント M_y 図

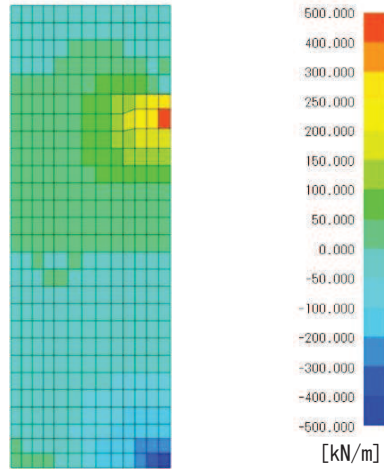


図 7-2(4) 軸力 N_x 図

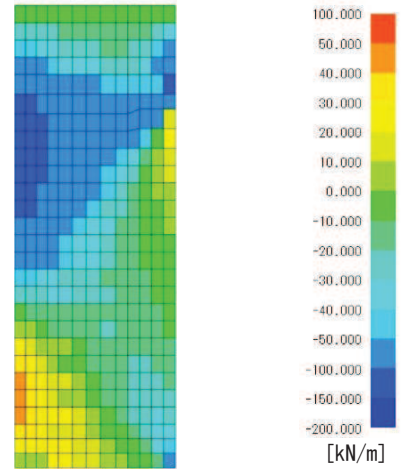


図 7-2(5) 軸力 N_y 図

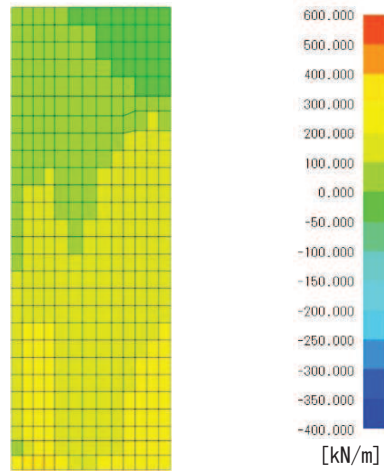


図 7-2(6) せん断力 Q_x 図

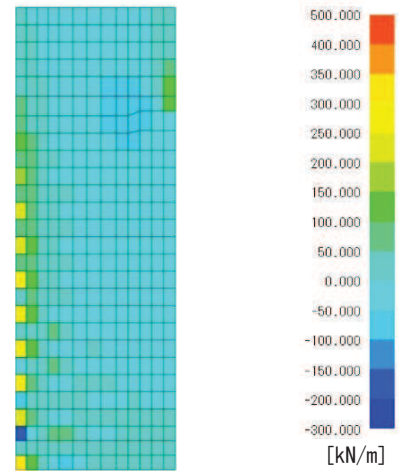


図 7-2(7) せん断力 Q_y 図

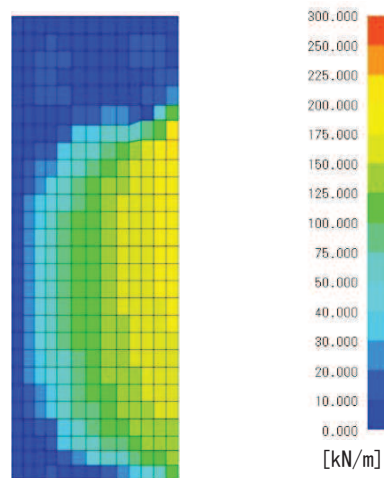


図 7-2(8) 面内せん断力 N_{xy} 図

(2) 鋼板 (防潮堤取り合い部②)

評価部位における断面力図及び RC 壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図 7-3~図 7-4 に示す。

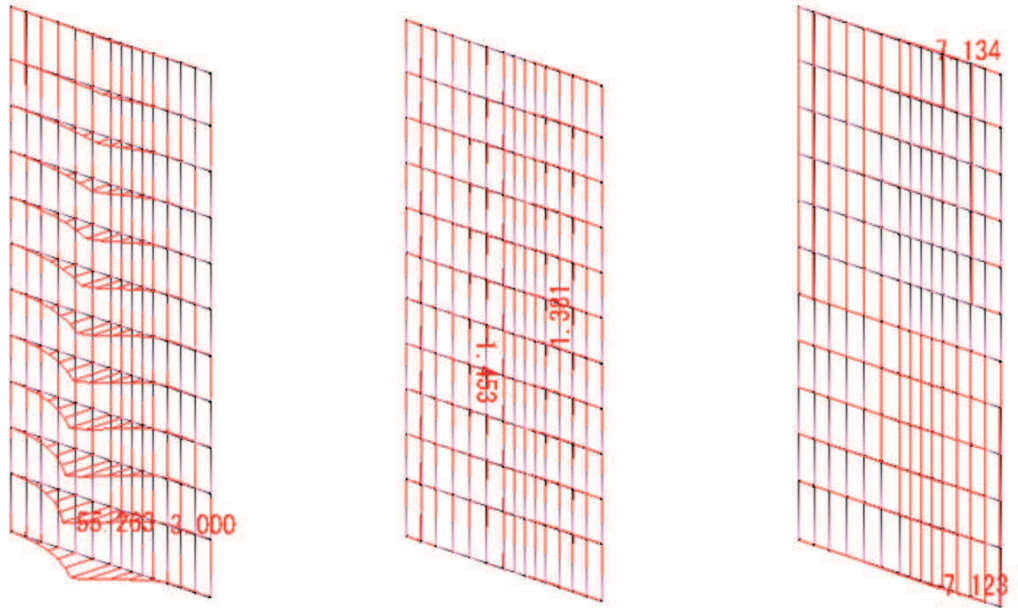
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_z 図(kN・m)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図(kN)

せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

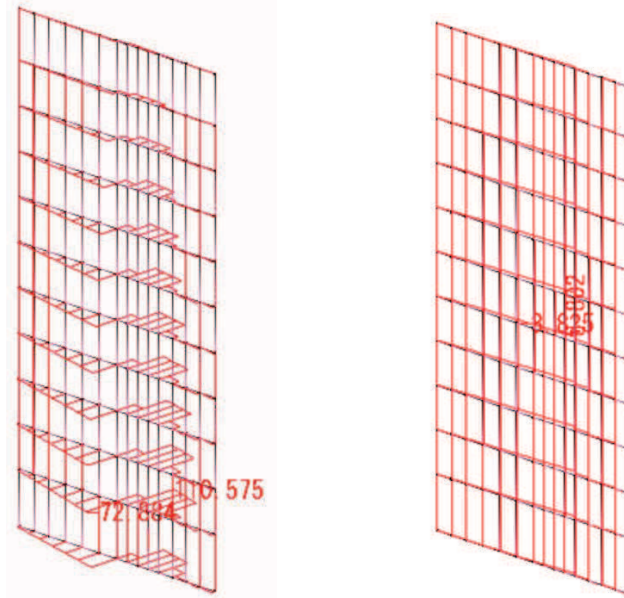


図 7-3(1) 断面力図 (1.0Sd 水平_0.4Sd 鉛直)

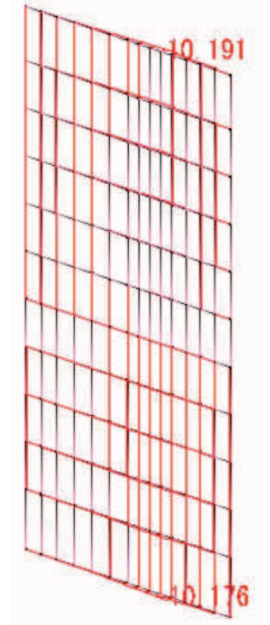
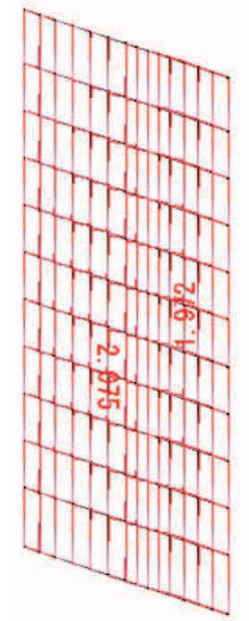
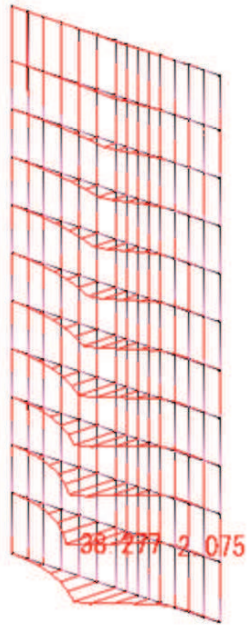
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_z 図 (kN・m)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図 (kN)

せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

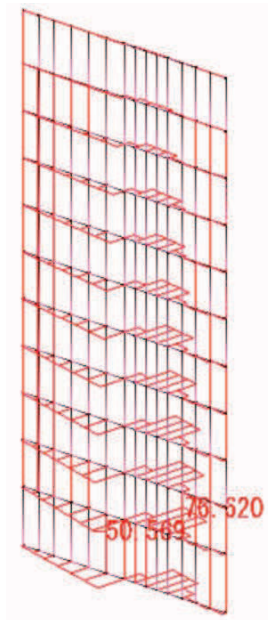


図 7-4(1) 断面力図 (0.4Sd 水平_-1.0Sd 鉛直)

(3) RC 壁（防潮堤取り合い部④）

各ケースの断面力図を図 7-5～図 7-6 示す。

a. 1.0H+0.4V

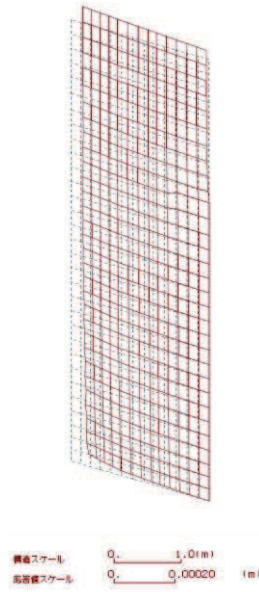


図 7-5(1) 変形図

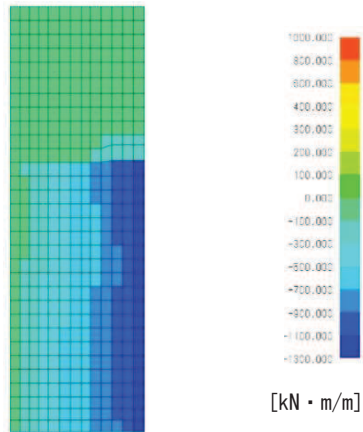


図 7-5(2) 曲げモーメント M_x 図

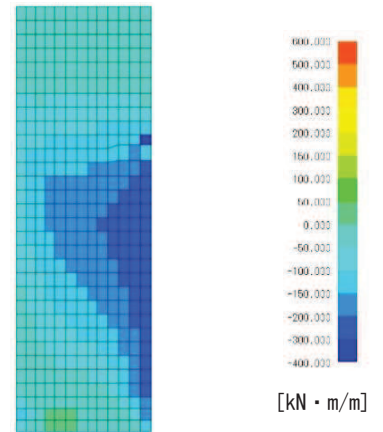


図 7-5(3) 曲げモーメント M_y 図

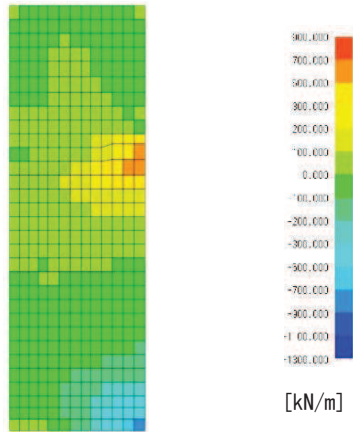


図 7-5(4) 軸力 N_x 図

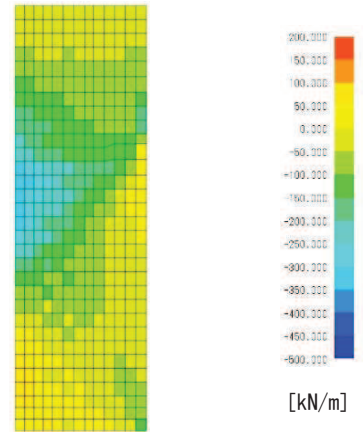


図 7-5(5) 軸力 N_y 図

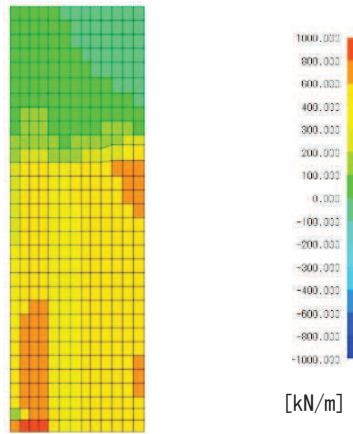


図 7-5(6) せん断力 Q_x 図

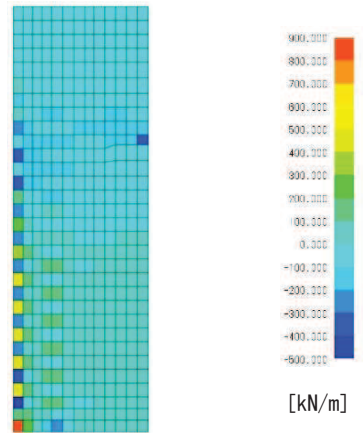


図 7-5(7) せん断力 Q_y 図

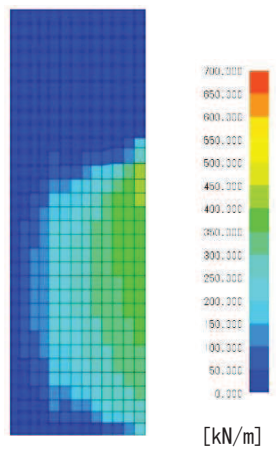


図 7-5(8) 面内せん断力 $N_{x y}$ 図

b. 0.4H+1.0V

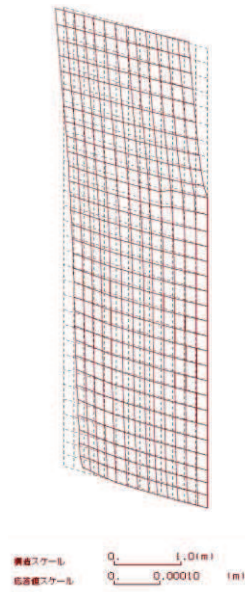


図 7-6(1) 変形図

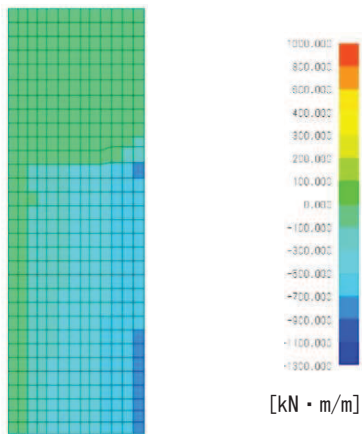


図 7-6(2) 曲げモーメント M_x 図

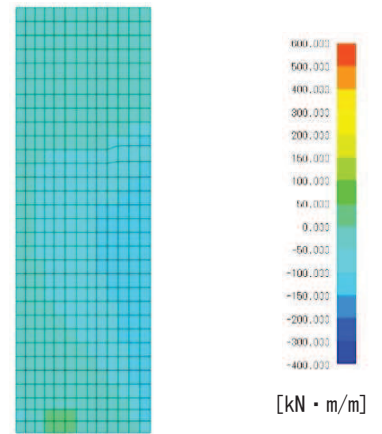


図 7-6(3) 曲げモーメント M_y 図

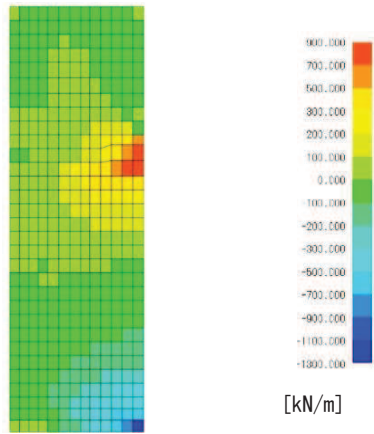


図 7-6(4) 軸力 N_x 図

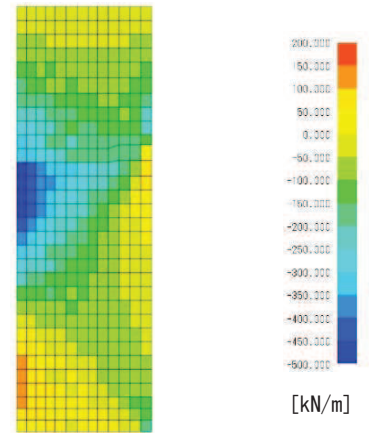


図 7-6(5) 軸力 N_y 図

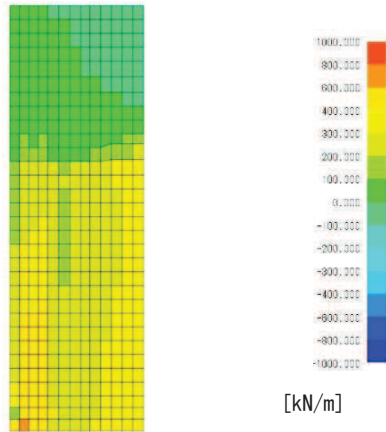


図 7-6(6) せん断力 Q_x 図

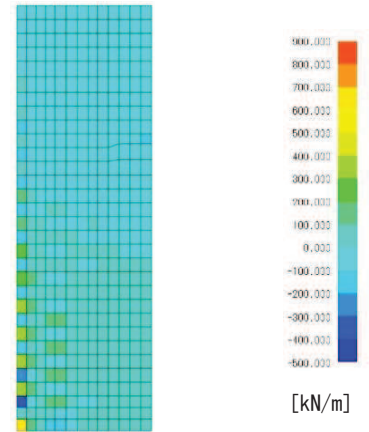


図 7-6(7) せん断力 Q_y 図

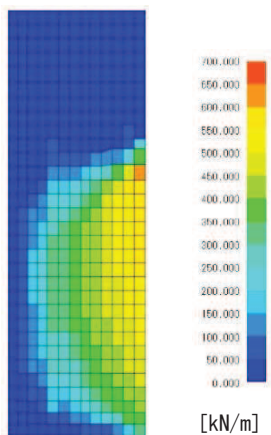


図 7-6(8) 面内せん断力 $N_{x y}$ 図

(4) 鋼板 (防潮堤取り合い部④)

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-7～図7-8に示す。

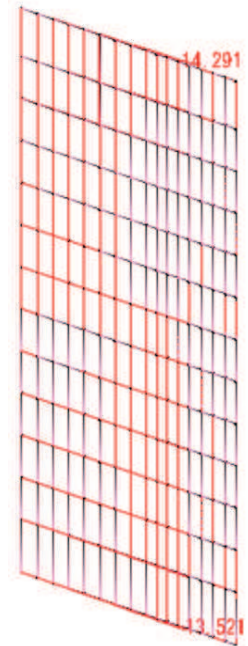
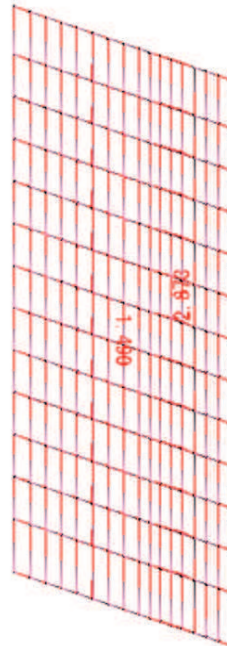
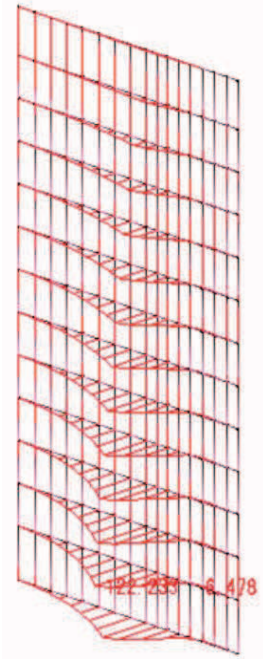
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_z 図(kN・m)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図(kN)

せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

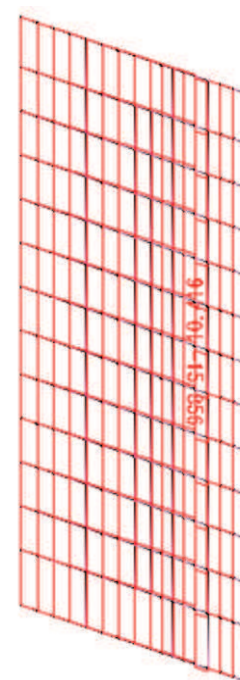
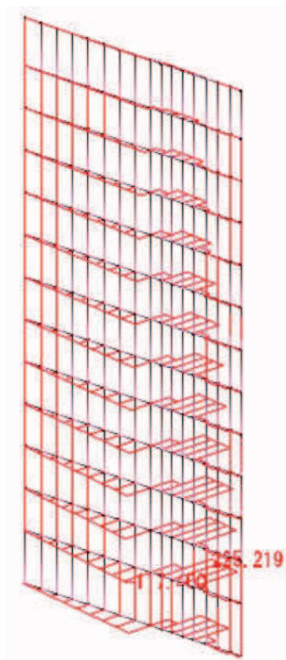
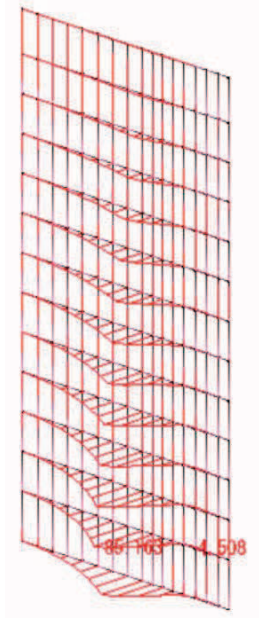
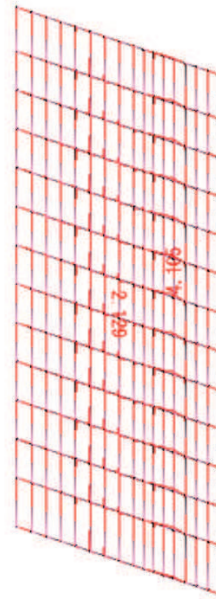


図7-7(1) 断面力図 (1.0Sd 水平_-0.4Sd 鉛直)

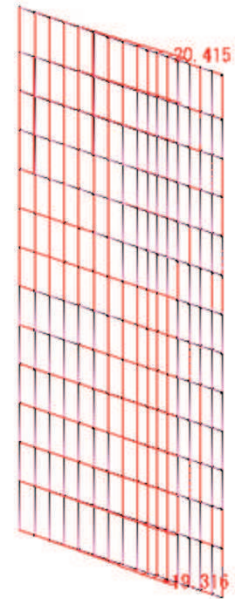
曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)
 曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)



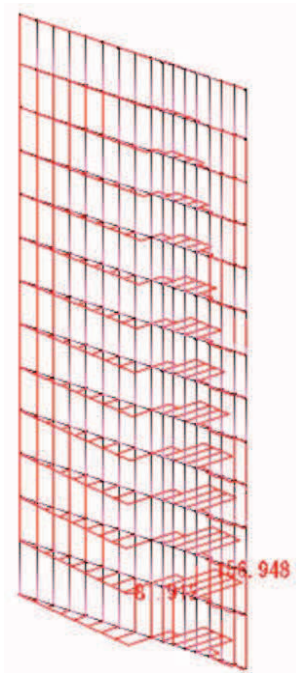
曲げモーメント M_z 図 (kN・m)



軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)
 軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図 (kN)



せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

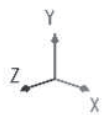
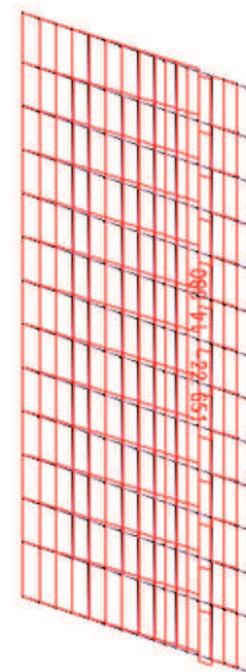
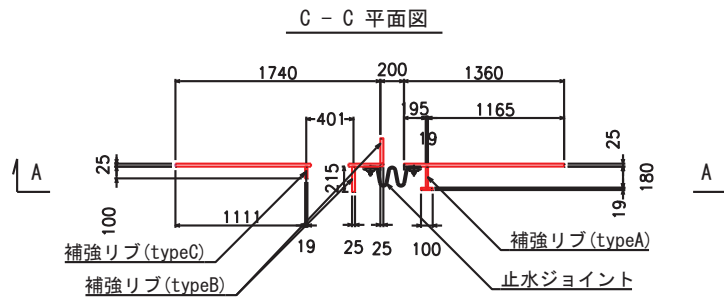
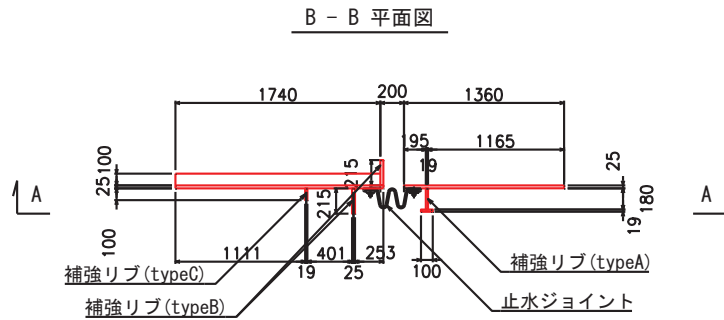
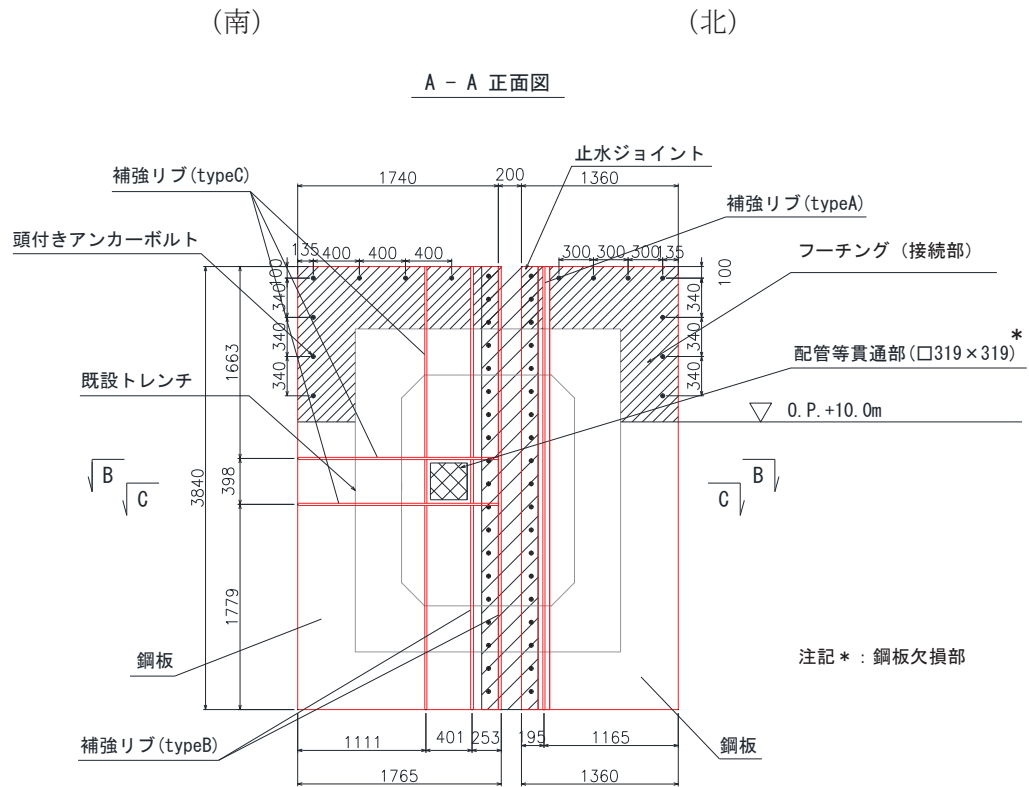


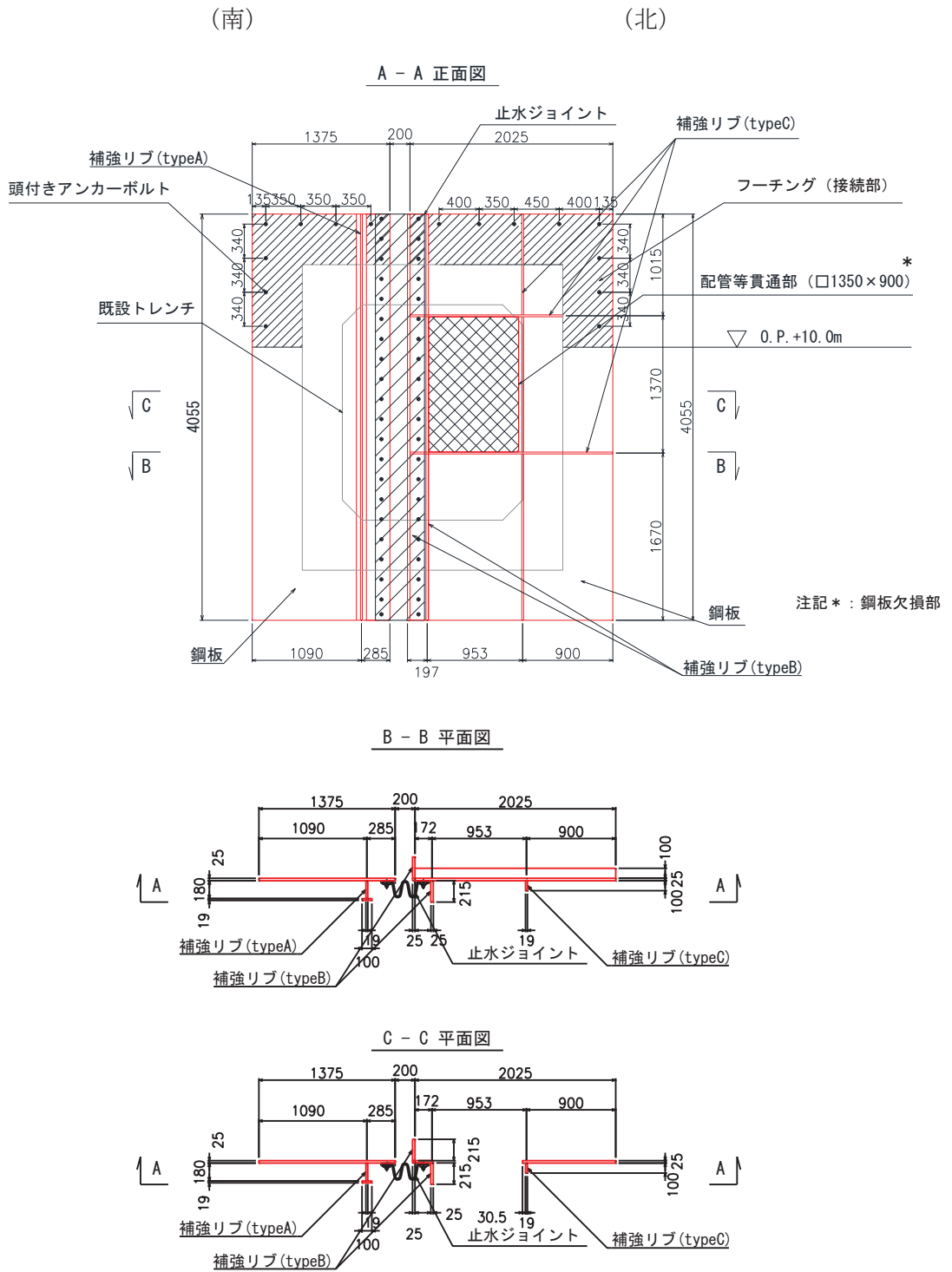
図 7-8(1) 断面力図 (0.4Sd 水平_1.0Sd 鉛直)



遮水鋼板①	材質	仕様
鋼板	SM570	t=25mm
補強リブ (typeA)	SM570	ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm
補強リブ (typeB)	SM570	ウェブ;h=215mm t=25mm
補強リブ (typeC)	SM570	ウェブ;h=100mm t=19mm
頭付きアンカーボルト	SNR490B	M39,L=900mm

(特記なき寸法は mm を示す)

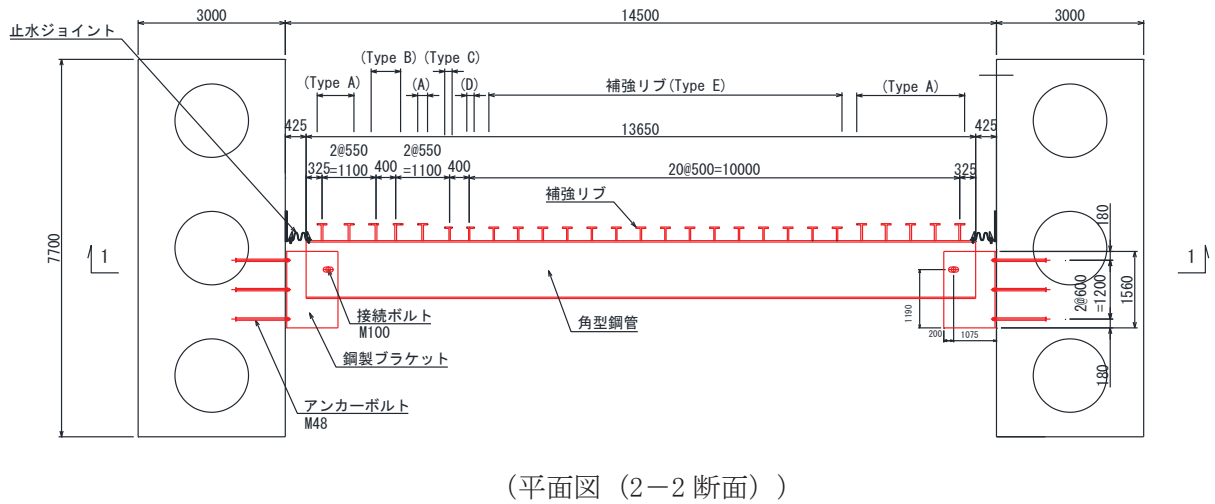
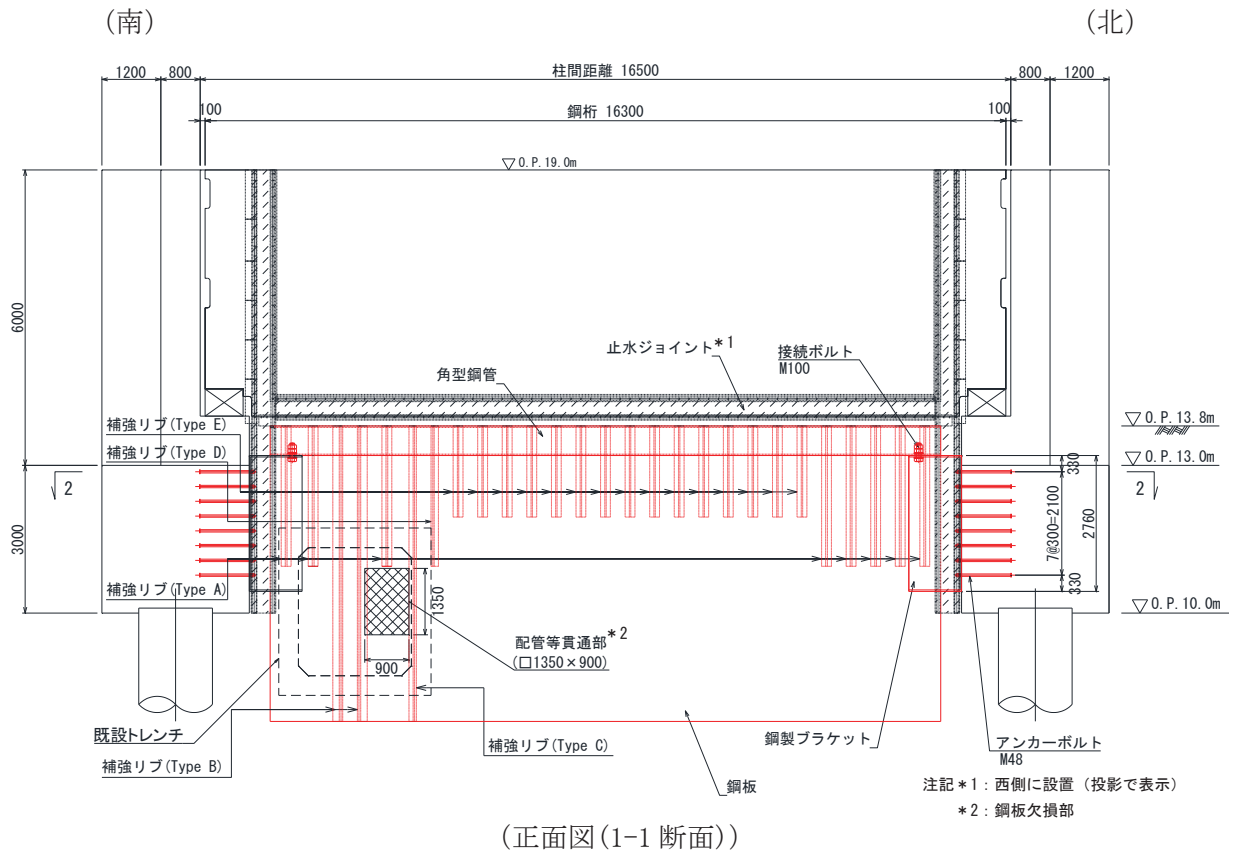
図 1-2 遮水鋼板①の構造図



遮水鋼板②	材質	仕様
鋼板	SM570	t=25mm
補強リブ(typeA)	SM570	ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm
補強リブ(typeB)	SM570	ウェブ;h=215mm t=25mm
補強リブ(typeC)	SM570	ウェブ;h=100mm t=19mm
頭付きアンカーボルト	SNR490B	M39,L=900mm

(特記なき寸法は mm を示す)

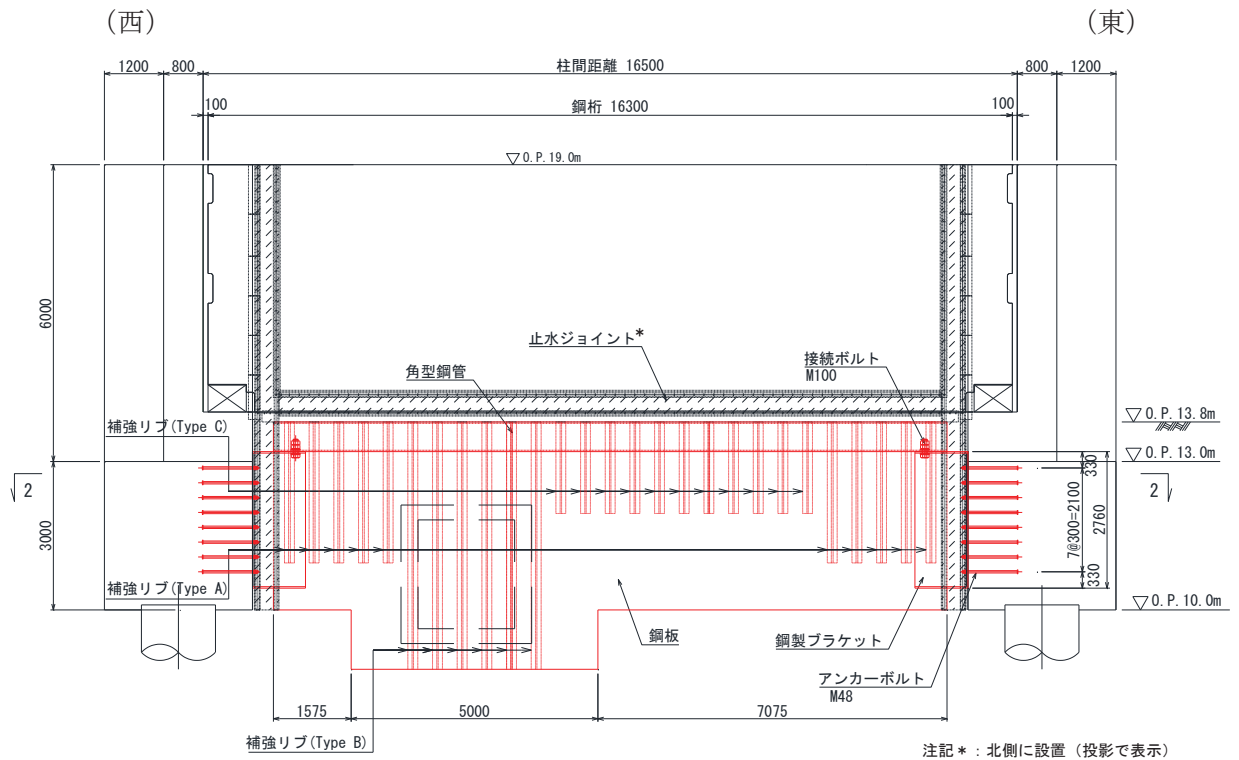
図 1-3 遮水鋼板②の構造図



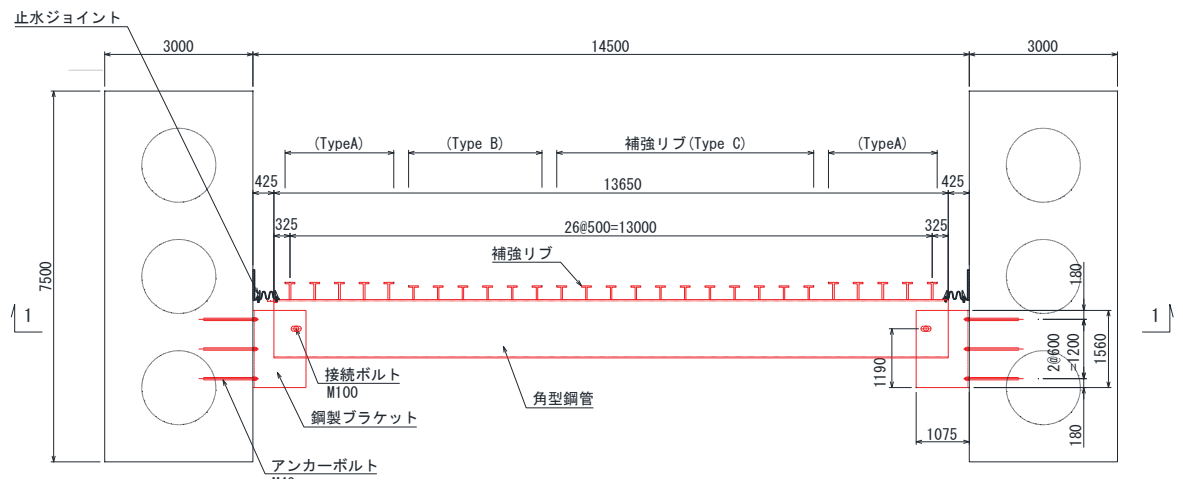
鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36, フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ：h=320・t=36, フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeC)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=150・t=28
補強リブ(TypeD)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=150・t=28
補強リブ(TypeE)	SM570	ウェブ：h=250・t=28, フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法はmmを示す)

図1-4 遮水鋼板③の構造図
(鋼矢板：鋼桁5と一体構造)



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 1-5 遮水鋼板④の構造図
(鋼矢板 : 鋼桁 6 と一体構造)

2. 評価方針

遮水鋼板の構造強度評価は、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に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

遮水鋼板の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 遮水鋼板の評価項目

部位	評価方法	許容限界
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	許容荷重

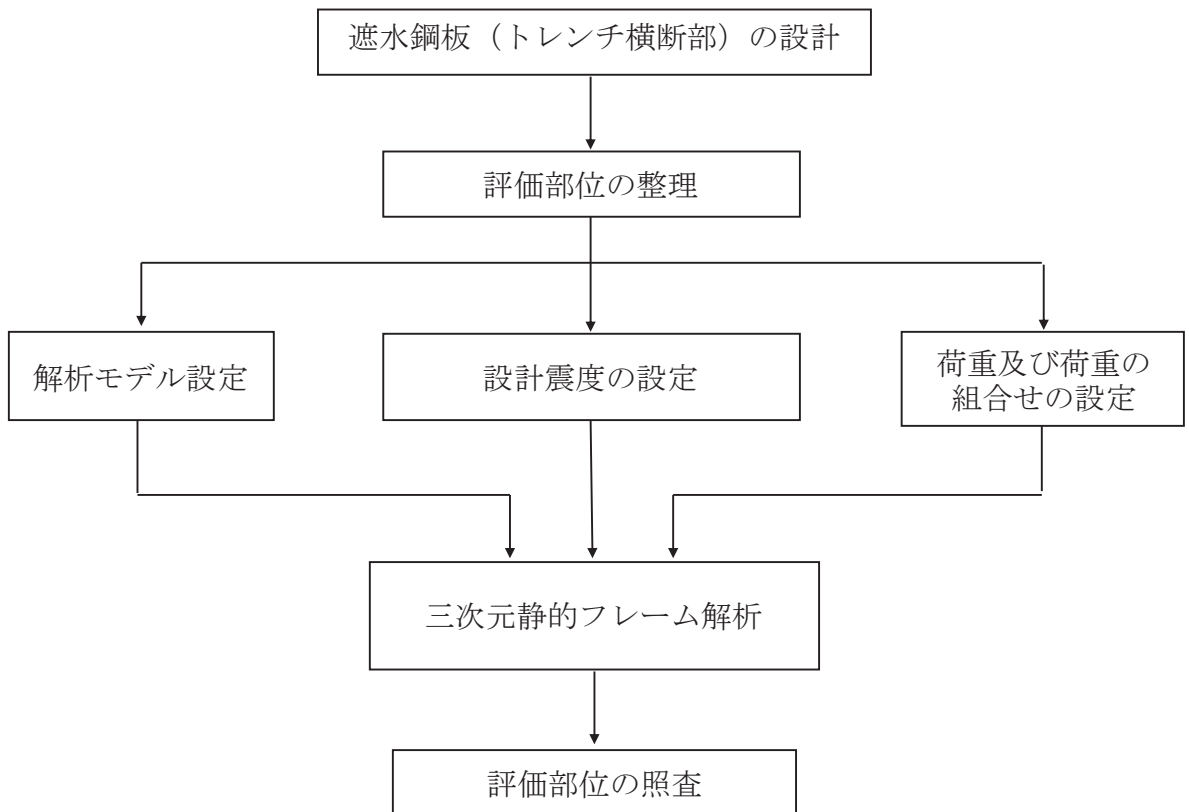
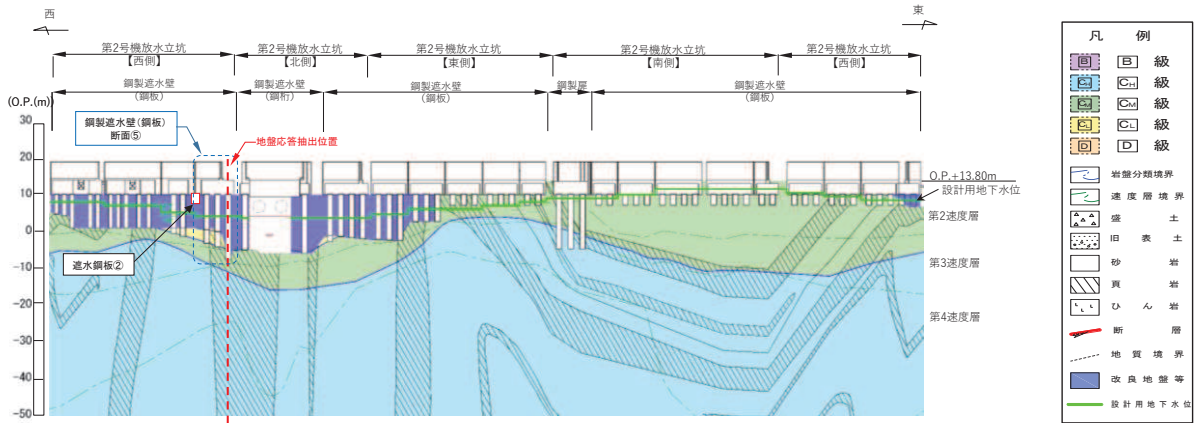
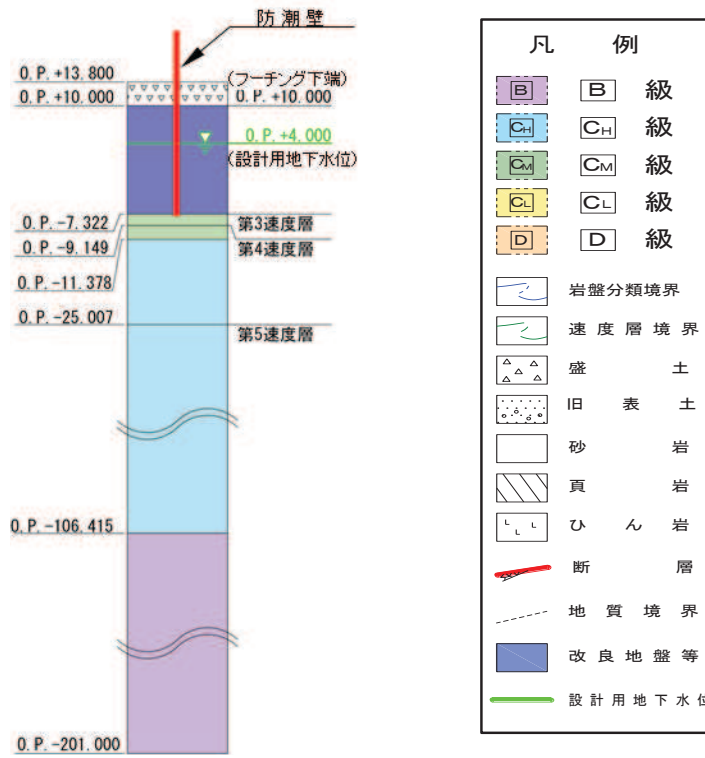


図 2-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の評価フロー



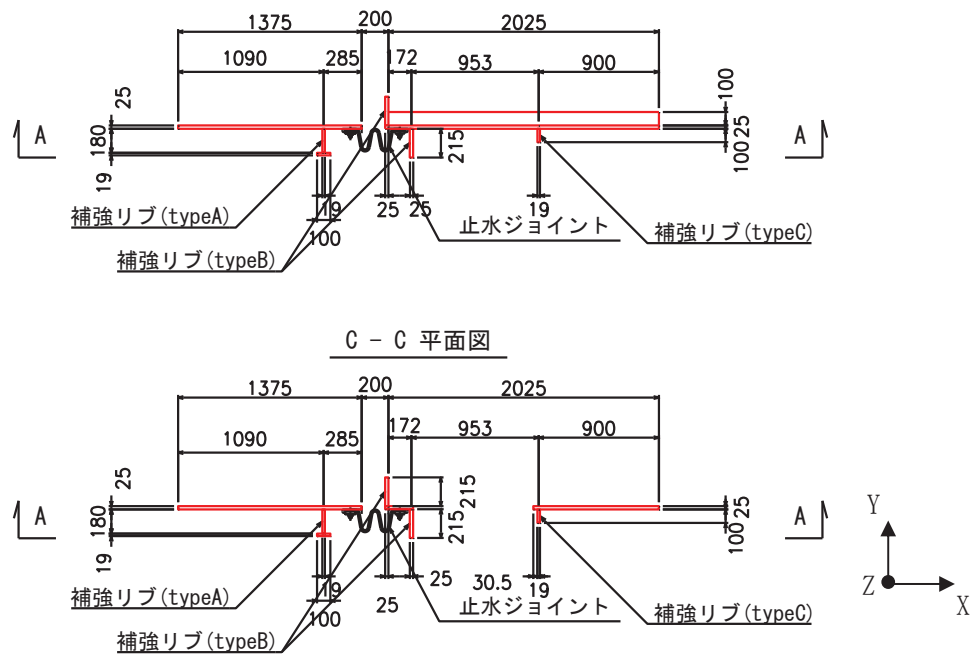
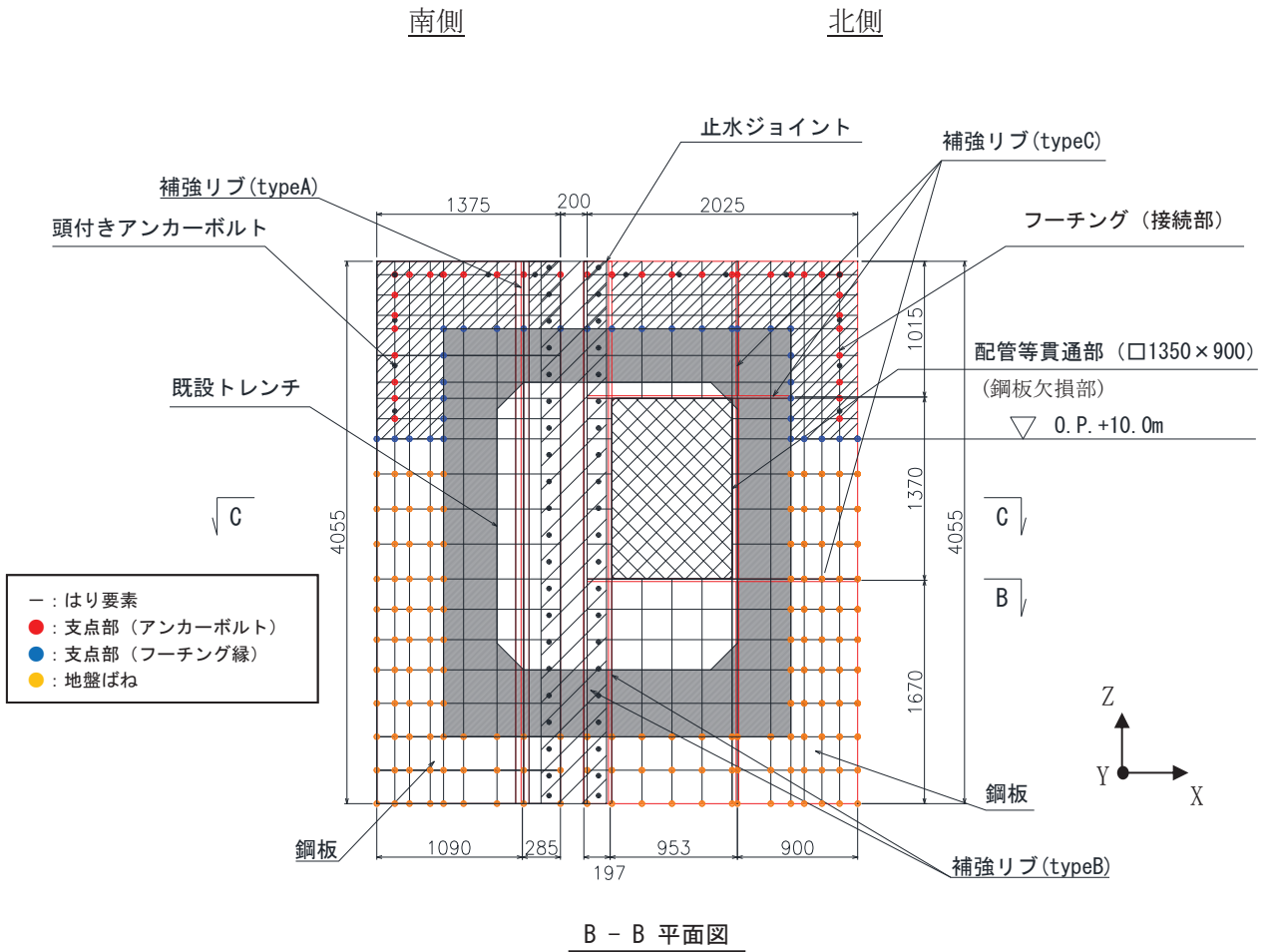
(地盤応答抽出モデル位置)



(地質モデル図)

(単位：m)

図 4-3 地盤応答抽出用モデル



(特記なき寸法は mm を示す)

図 5-1(1) 解析モデル図
(メッシュ分割)

5.1.4 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図5-2に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、格子状のはり要素でモデル化した地震応答解析モデルにて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。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」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、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」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区間で算出し、その有効幅単位で照査を行う。

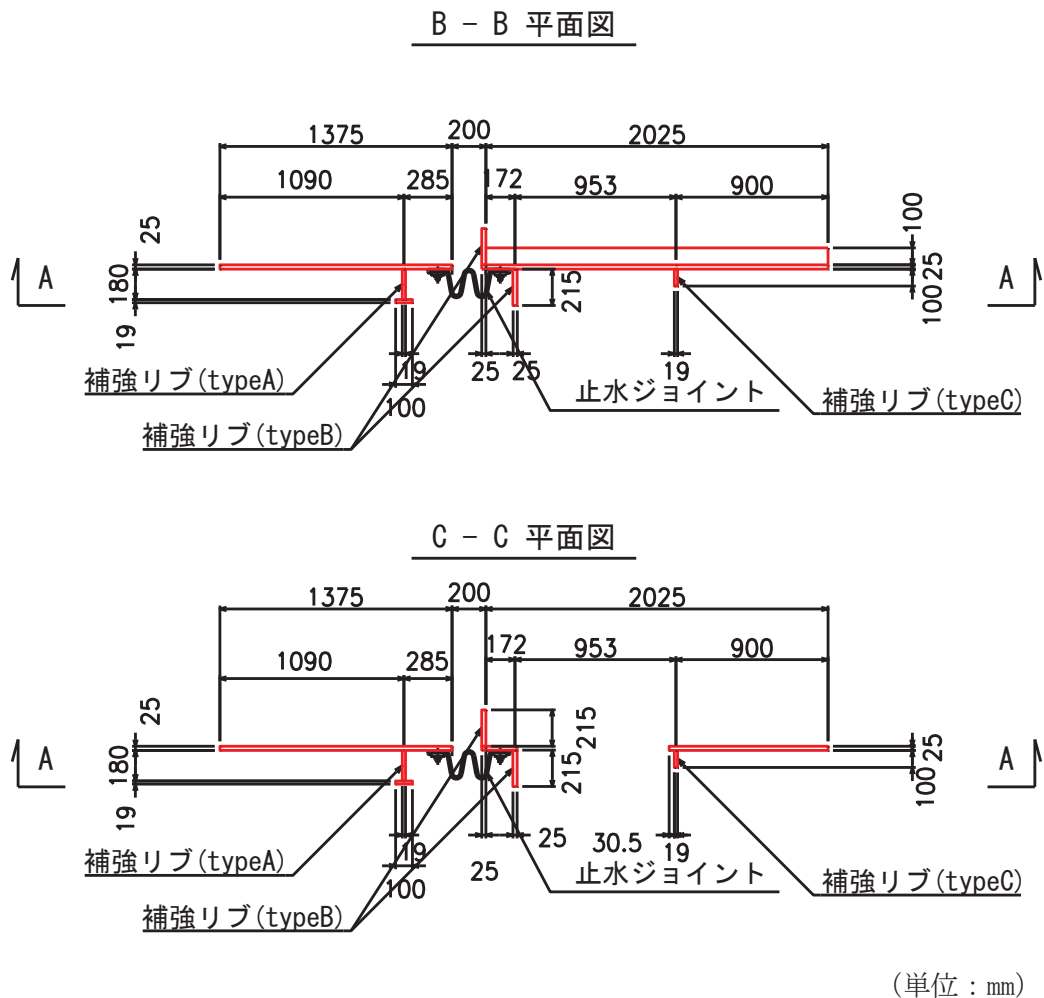
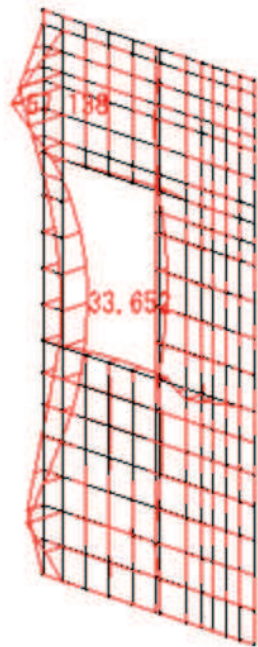


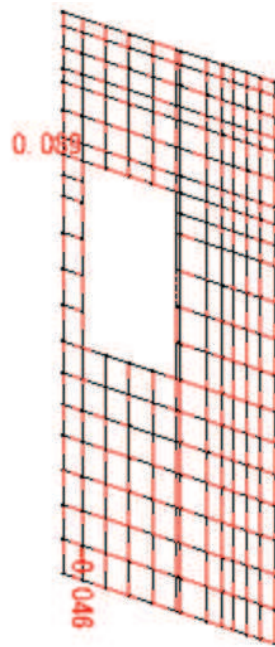
図5-2 鋼板の構造図

6.2 断面力図等

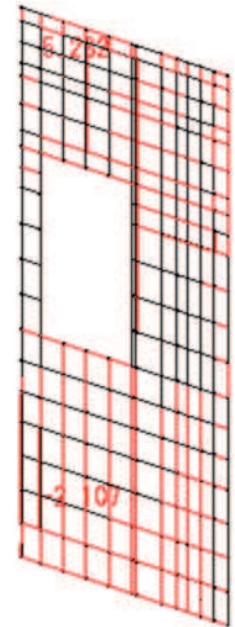
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図 6-1～図 6-2 に示す。



曲げモーメント M_x 図(縦方向はり要素) (kN・m)



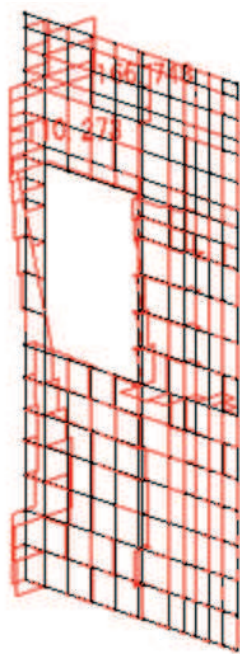
曲げモーメント M_z 図(kN・m)



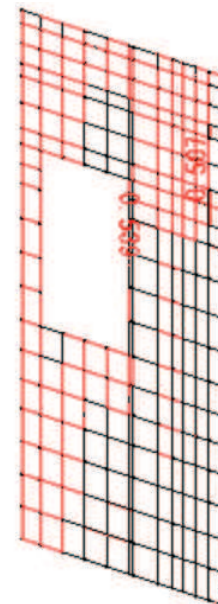
軸力 N_y 図(縦方向はり要素) (kN)

曲げモーメント M_y 図(横方向はり要素) (kN・m)

軸力 N_x 図(横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図(kN)



せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図(横方向はり要素) (kN)

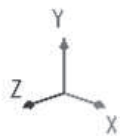
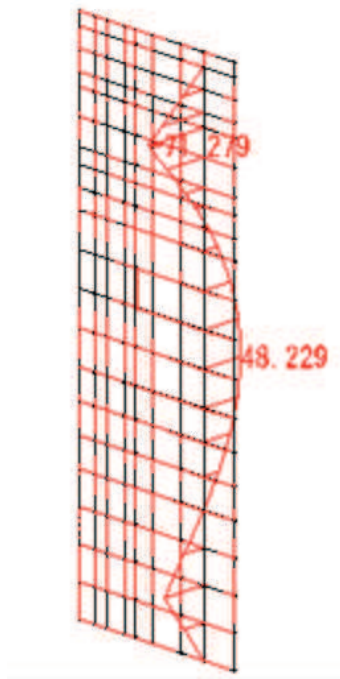
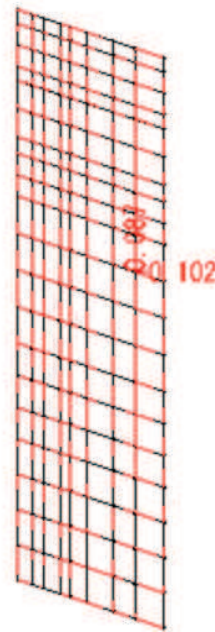


図 6-1(1) 断面力図 (地下トレンチ② 右側)

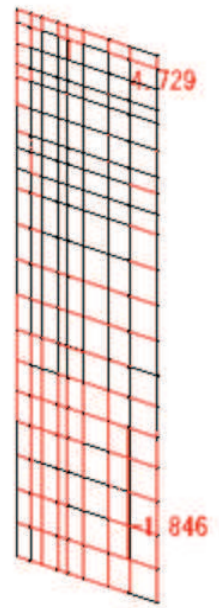


曲げモーメント M_x 図 (縦方向はり要素) (kN・m)

曲げモーメント M_y 図 (横方向はり要素) (kN・m)

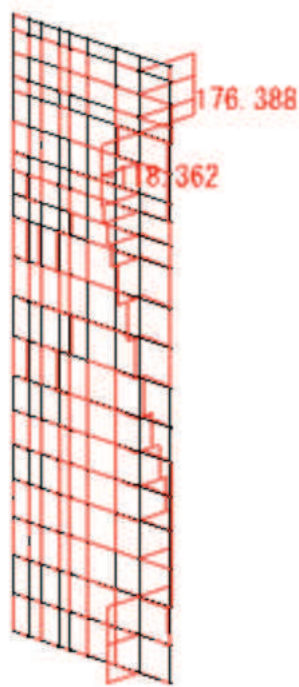


曲げモーメント M_z 図 (kN・m)



軸力 N_y 図 (縦方向はり要素) (kN)

軸力 N_x 図 (横方向はり要素) (kN)



せん断力 S_z 図 (kN)



せん断力 S_x 図 (縦方向はり要素) (kN)

せん断力 S_y 図 (横方向はり要素) (kN)

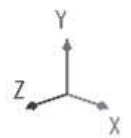
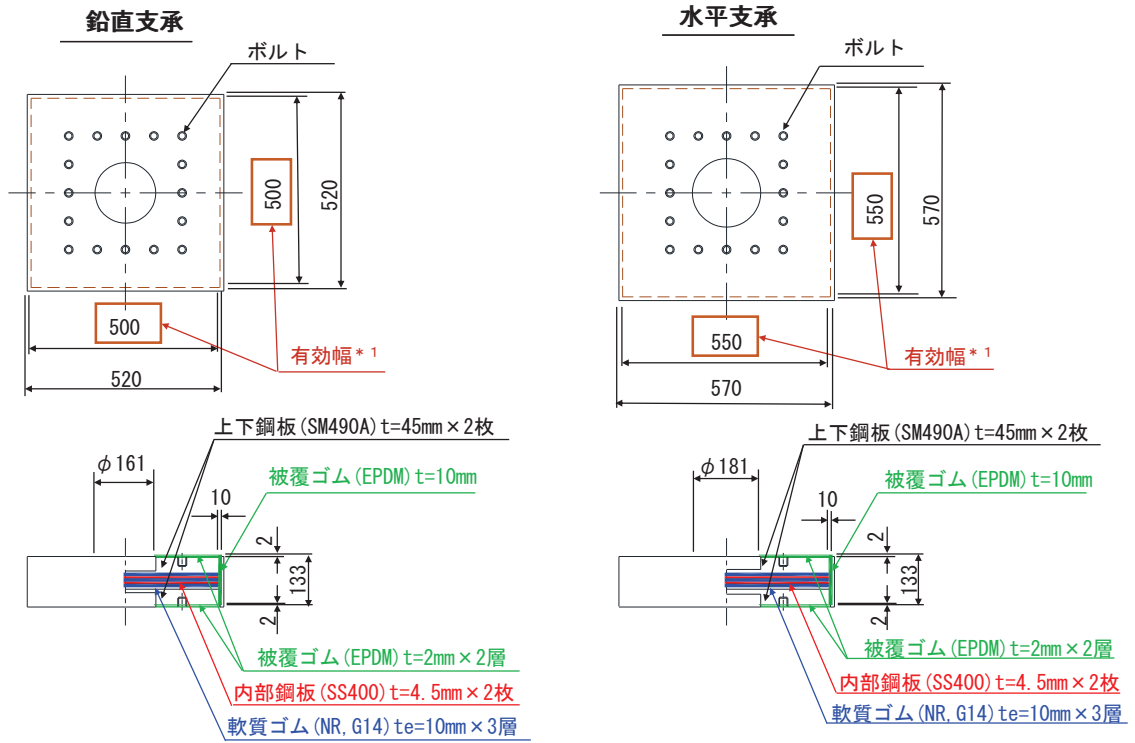
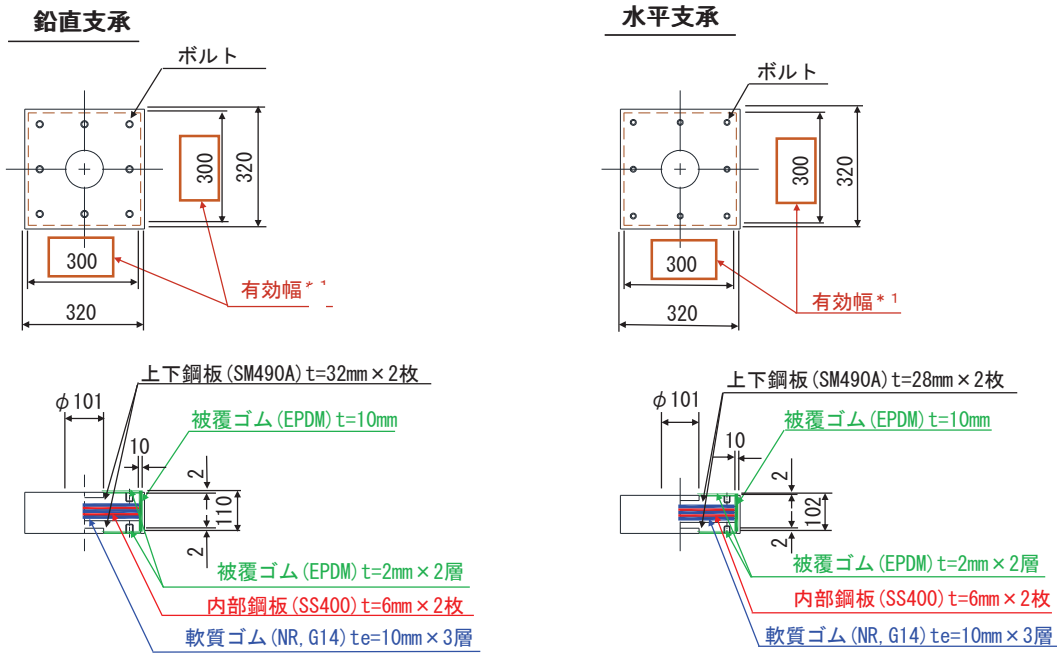


図 6-2(1) 断面力図 (地下トレンチ② 左側)



注記*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅

(鋼桁 1, 4)

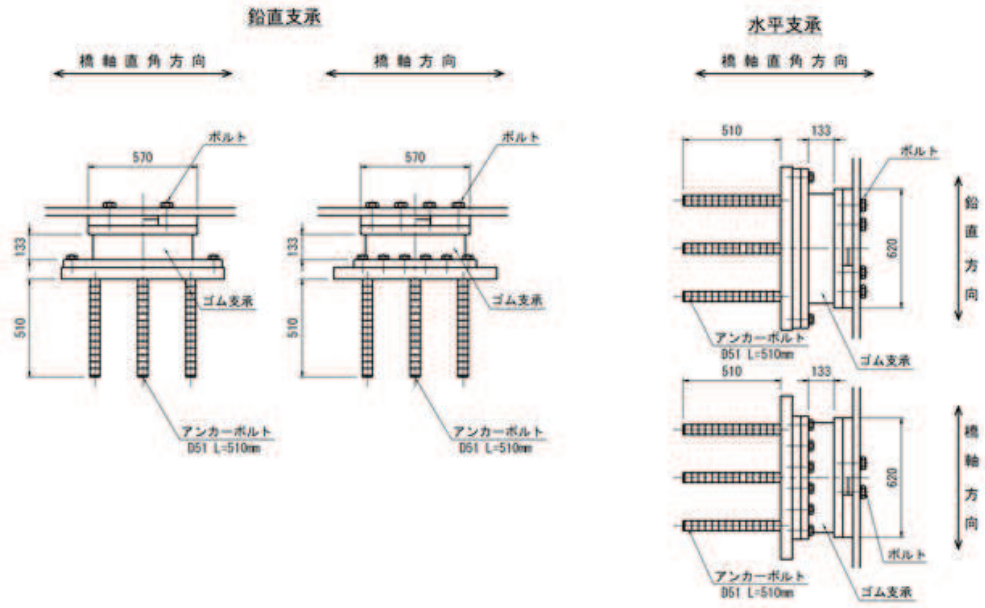


注記*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅

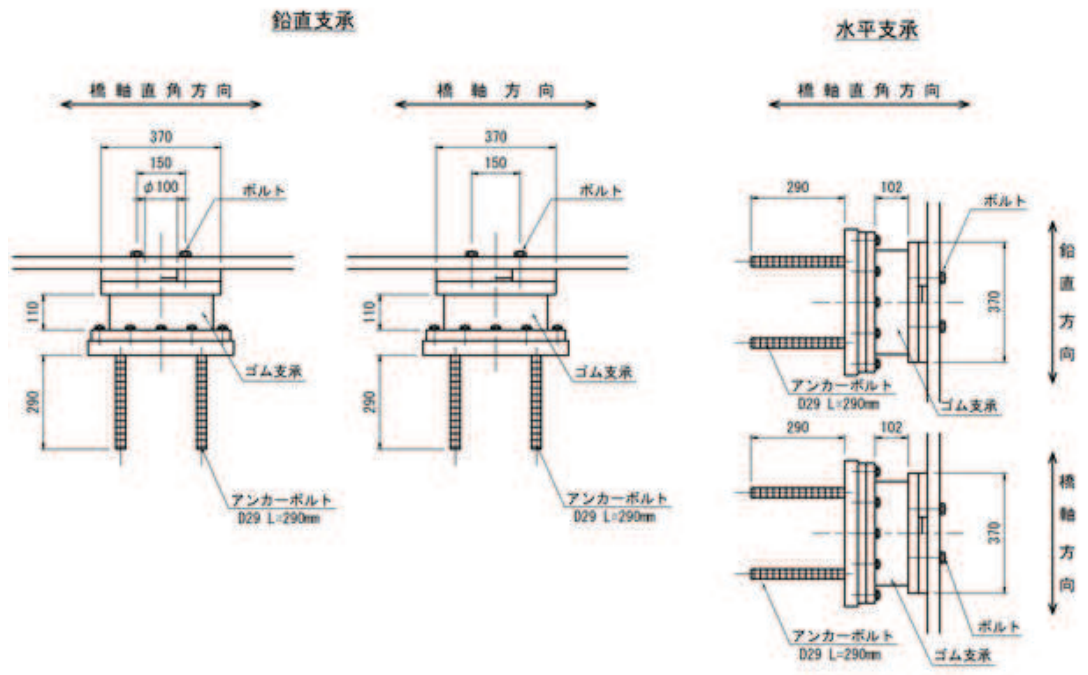
(鋼桁 2, 3, 5, 6)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図



(鋼桁 1, 4)



(鋼桁 2, 3, 5, 6)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承取付部概要図

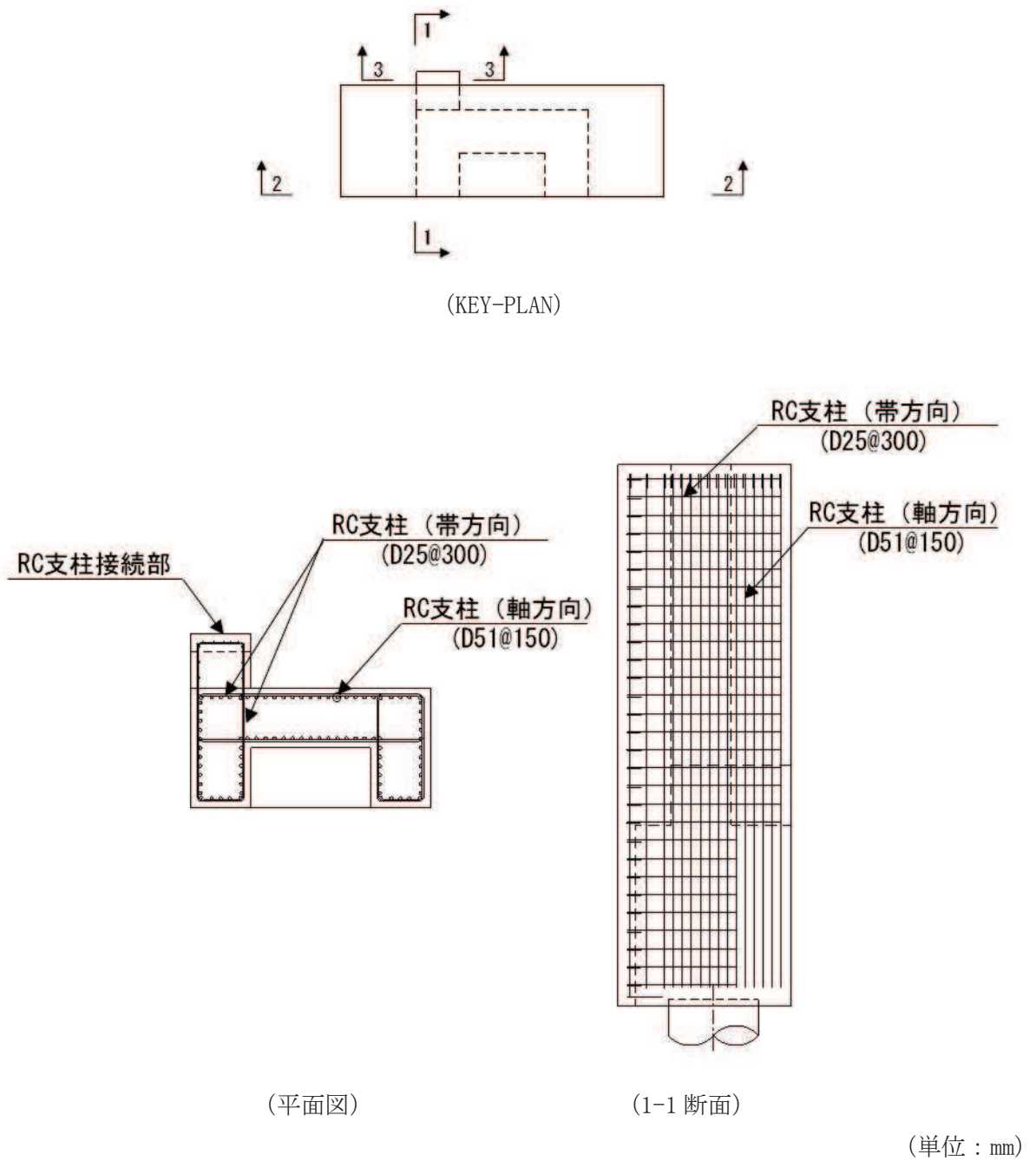
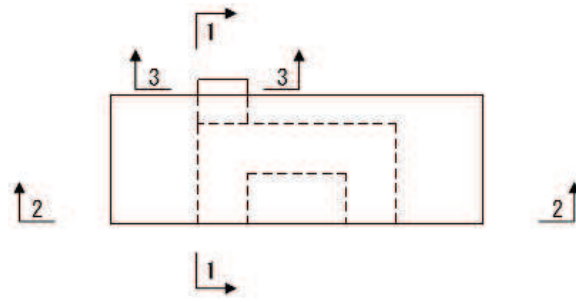
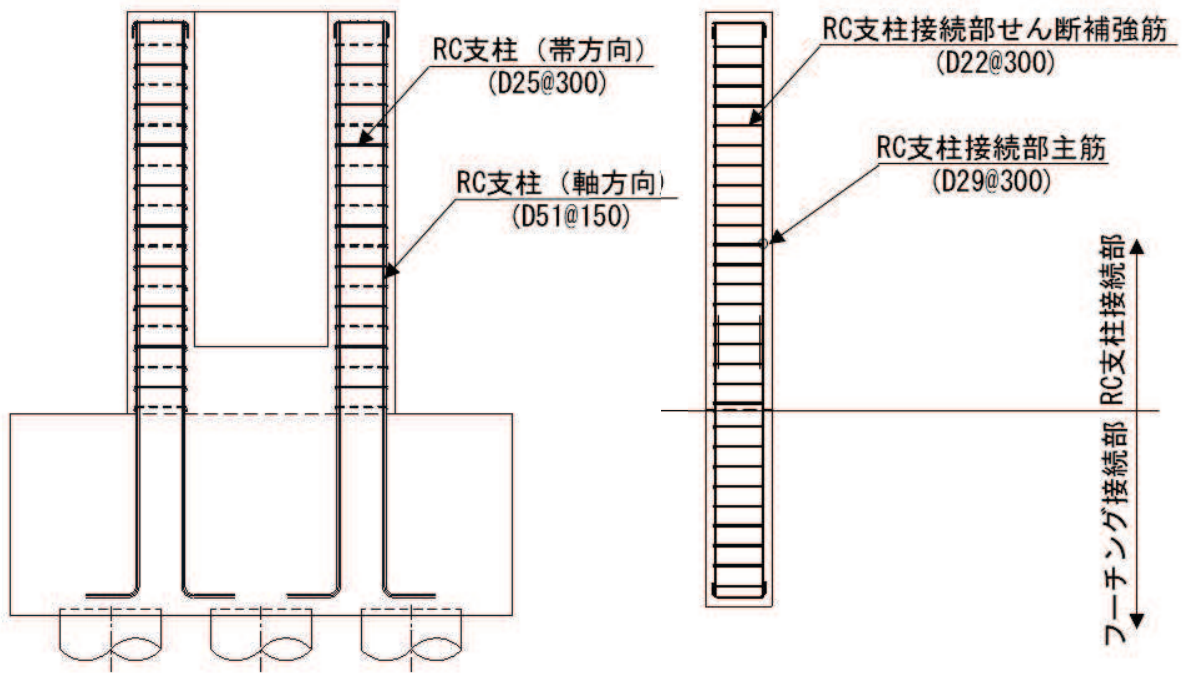


図 2-13(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)



(KEY-PLAN)

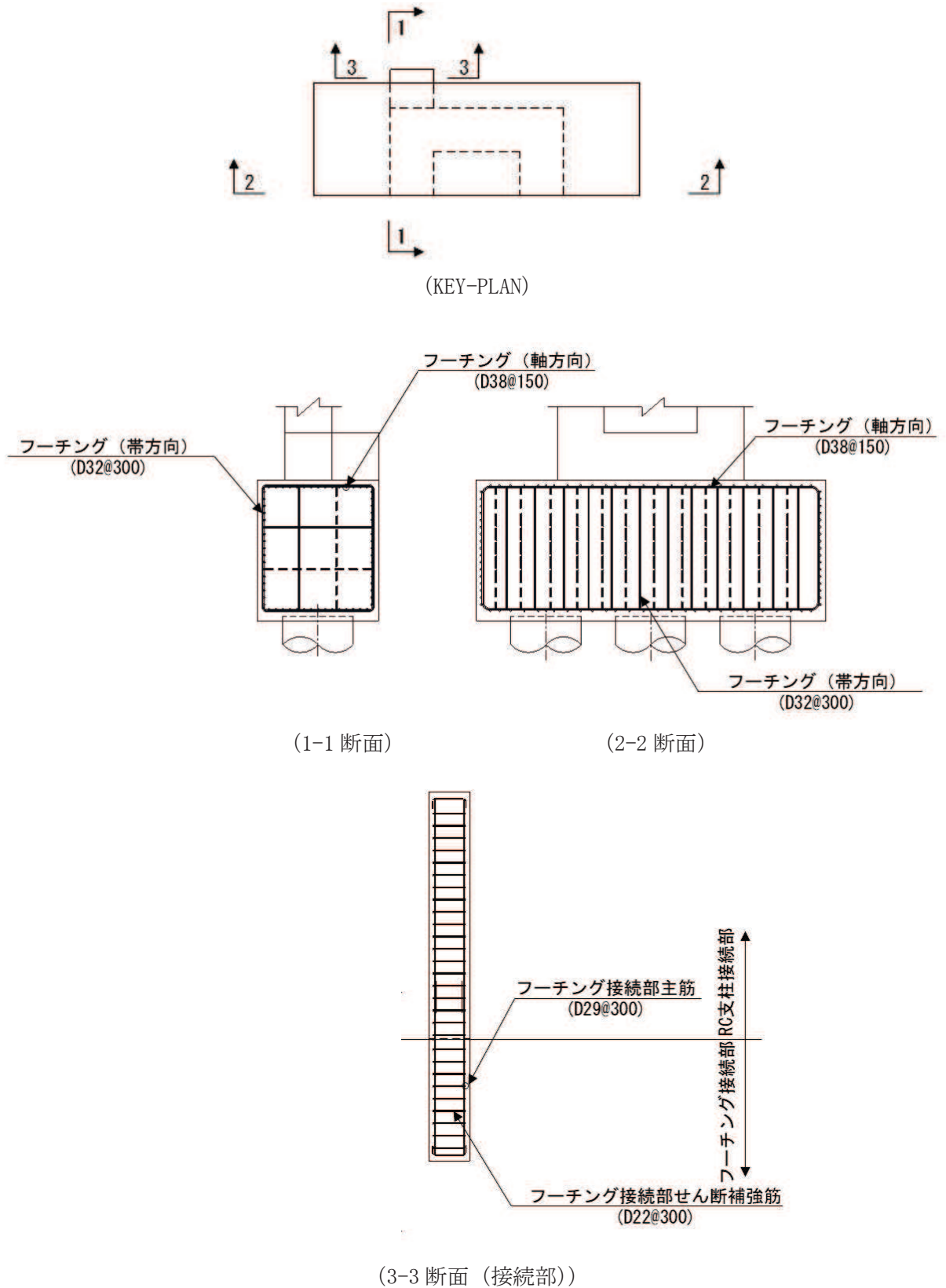


(2-2 断面)

(3-3 断面 (接続部))

(単位 : mm)

図 2-13(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の RC 支柱配筋概要図
(鋼桁 3 の例)



(単位 : mm)

図 2-14 鋼製遮水壁 (鋼桁) のフーチング配筋概要図
(鋼桁 3 の例)

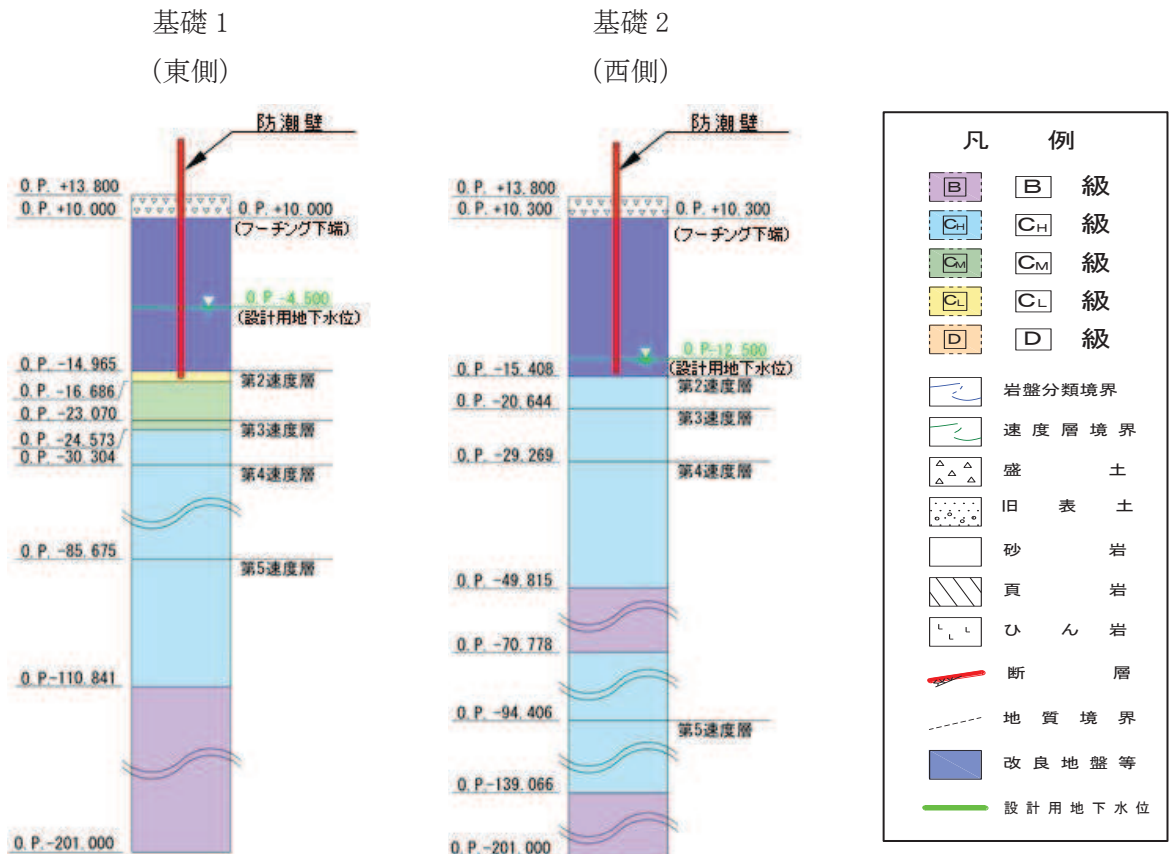


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1) (単位 : m)

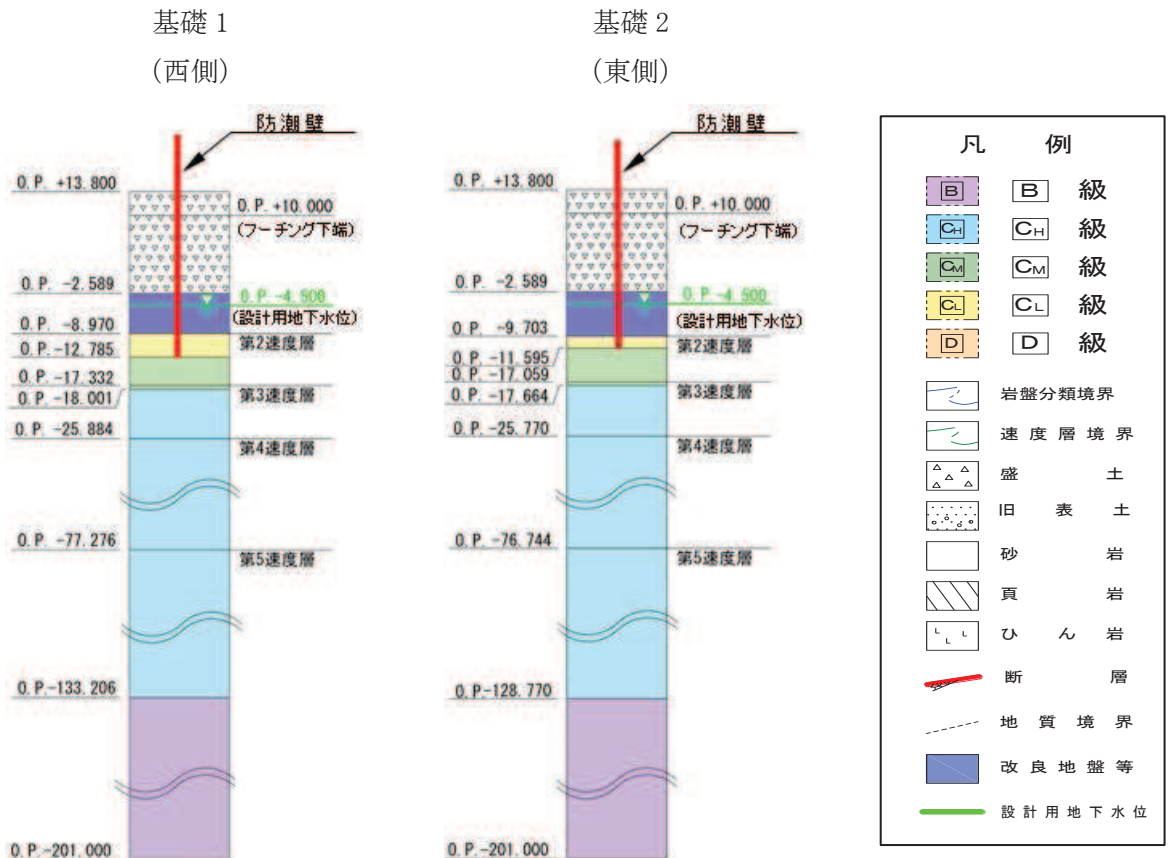


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2) (単位 : m)

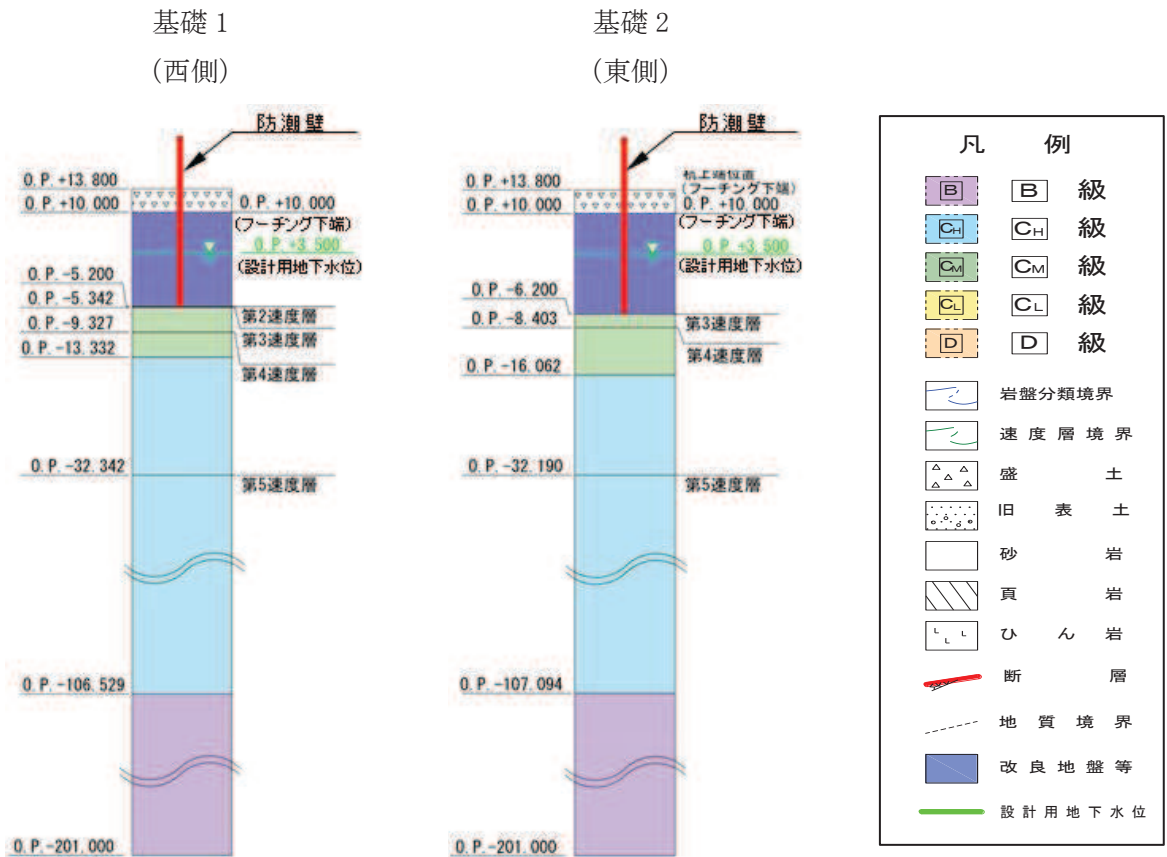


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3) (単位 : m)

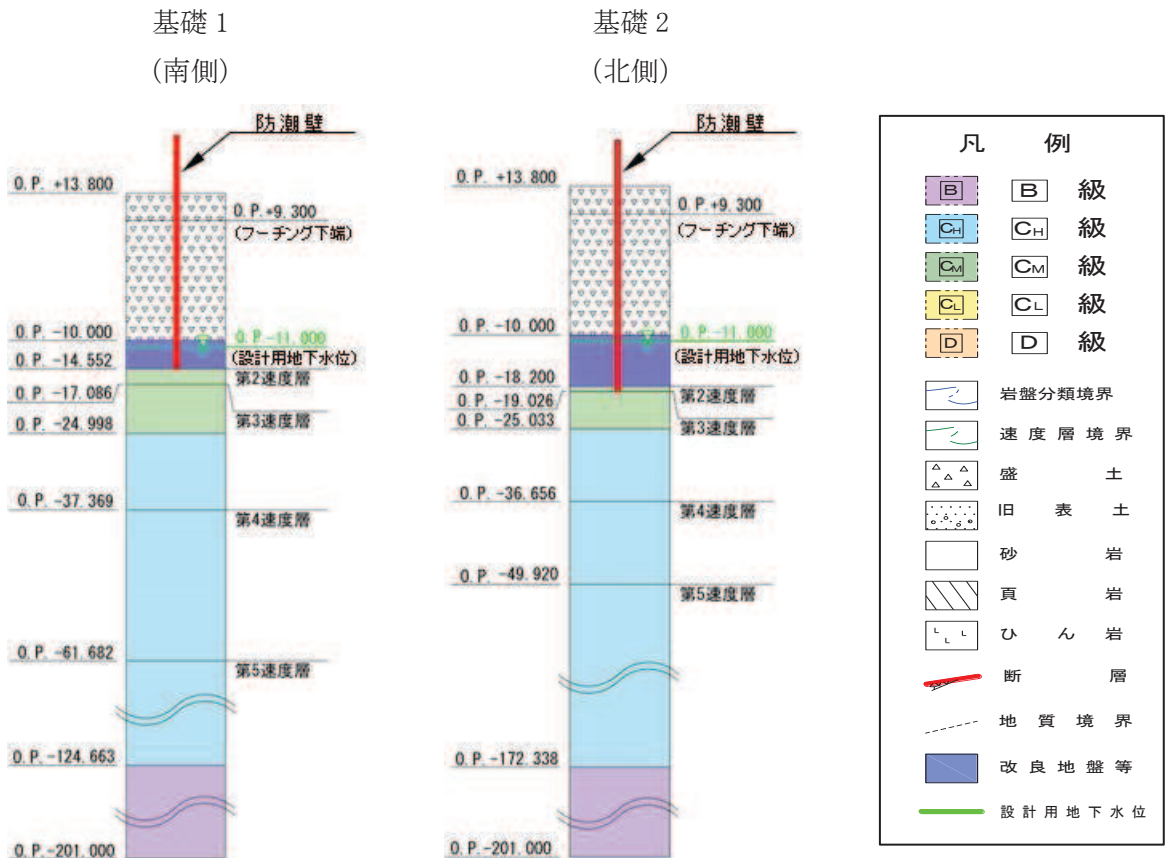


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4) (単位 : m)

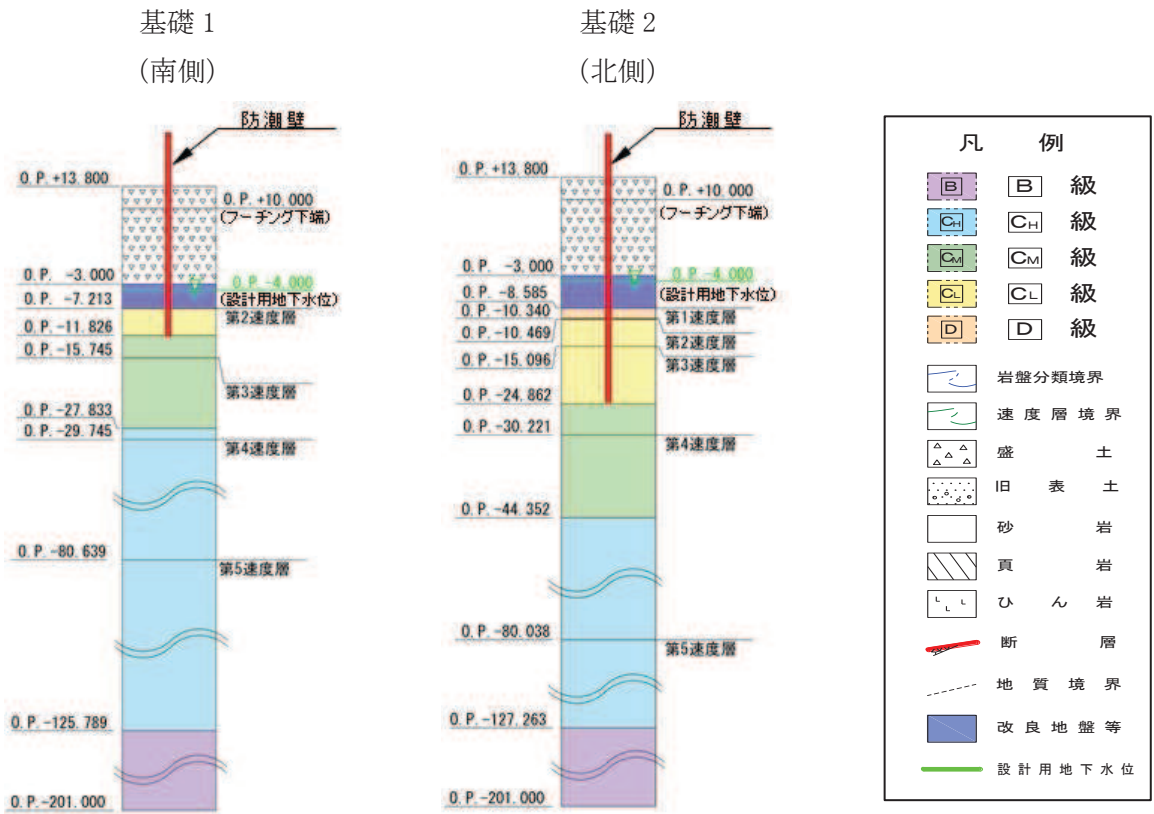


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5) (単位 : m)

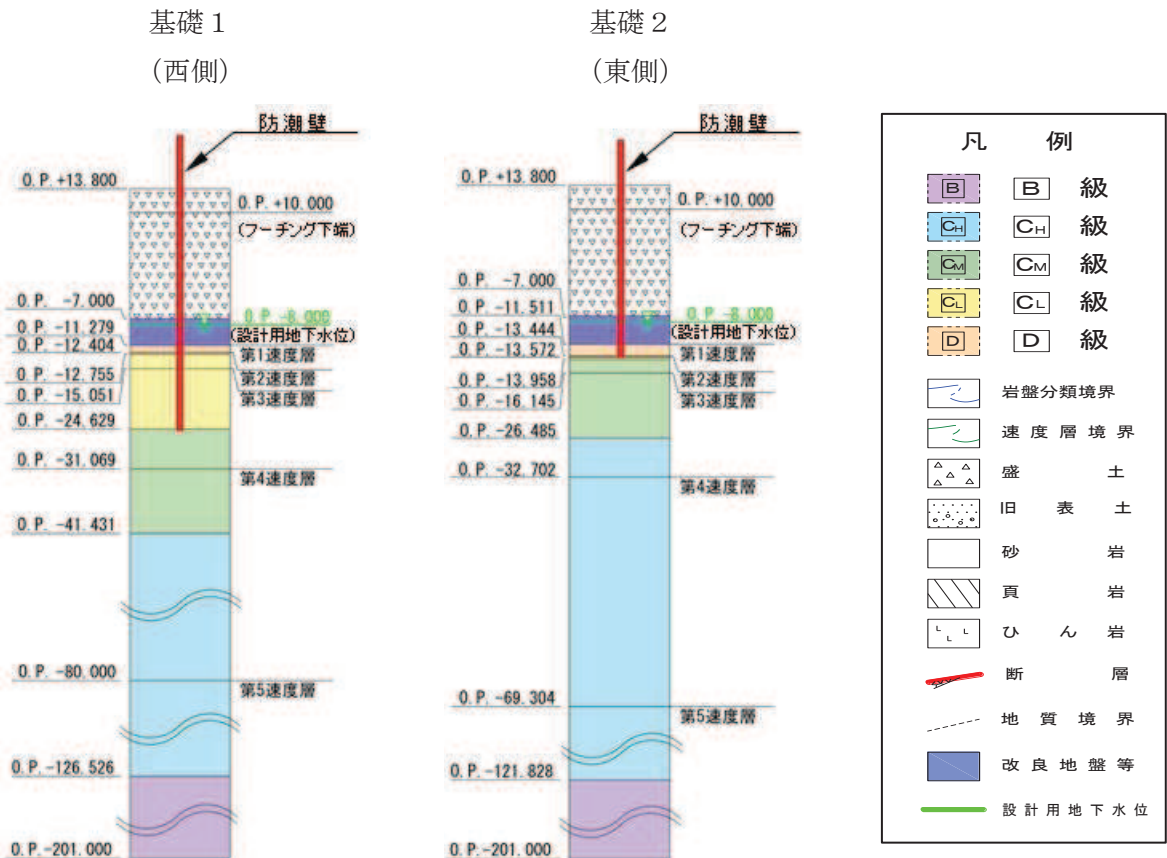


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6) (単位 : m)

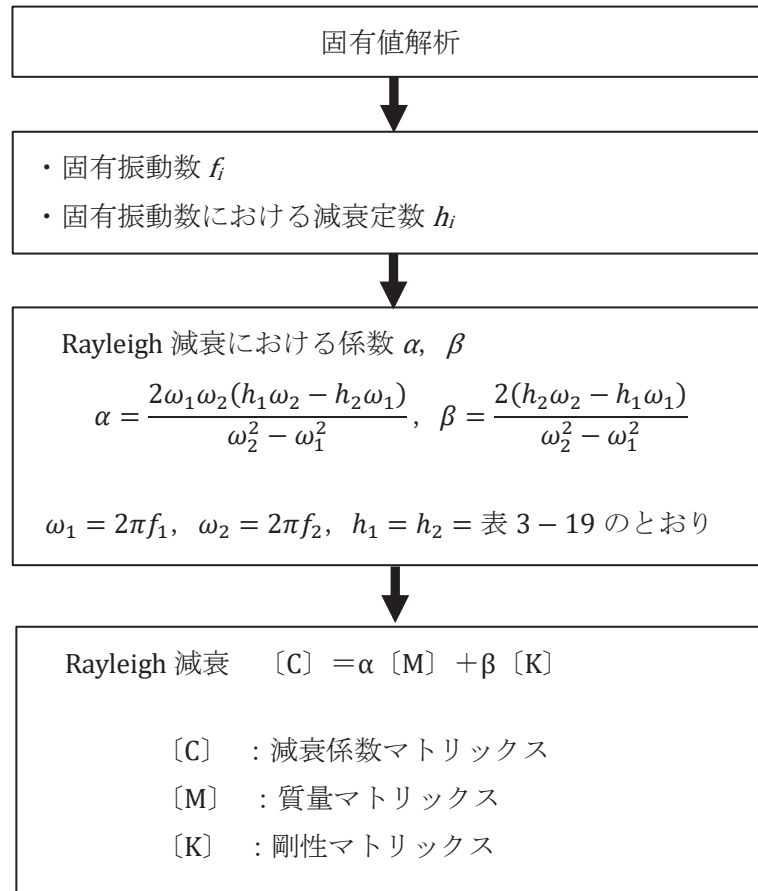
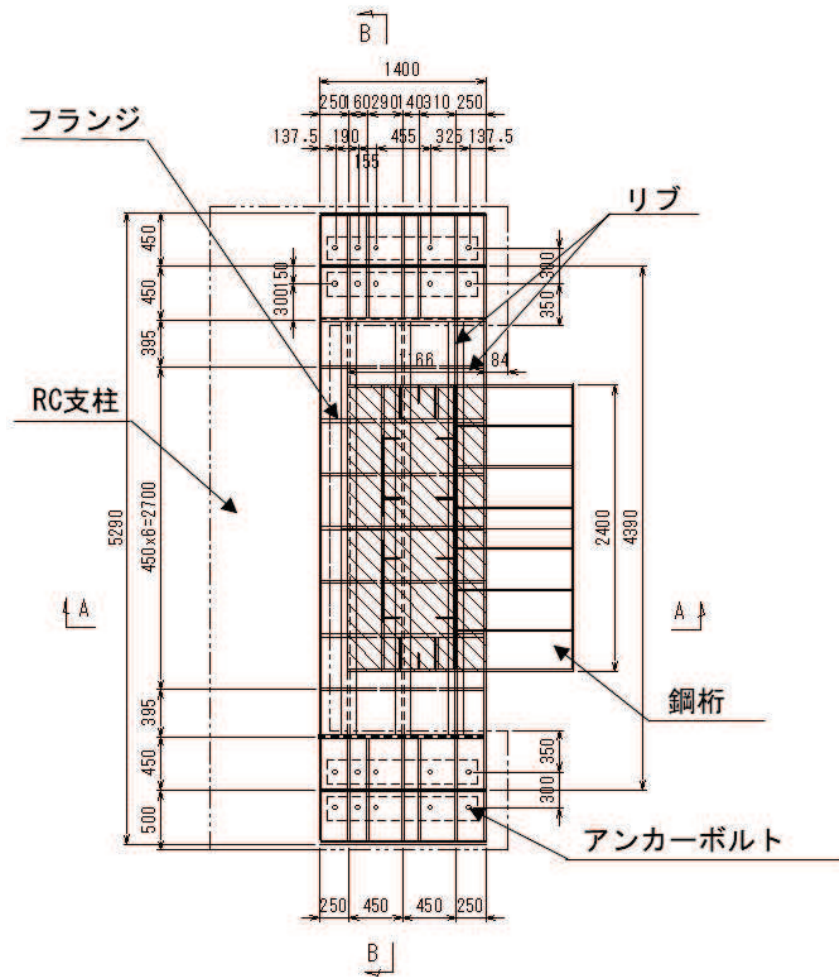


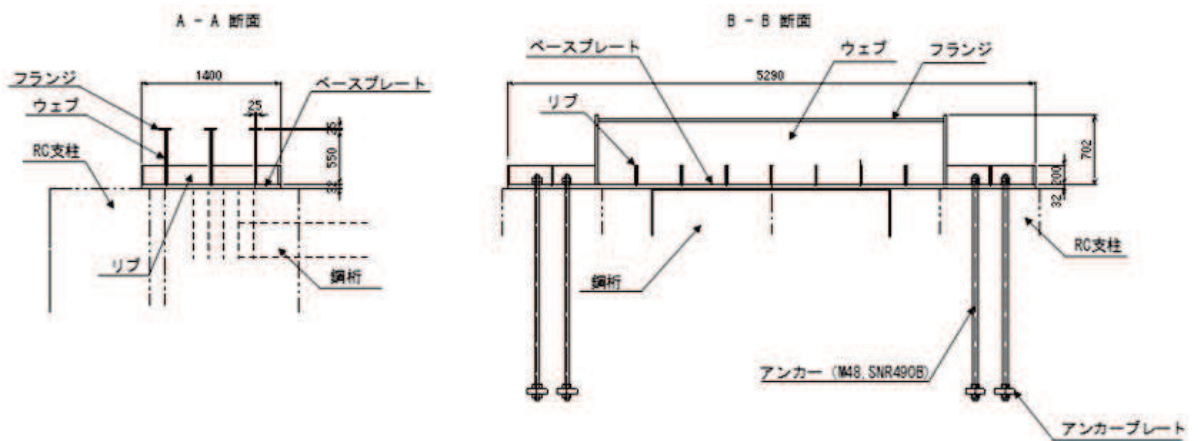
図 3-6 Rayleigh 減衰の設定フロー

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。

固有値解析結果に基づき設定した係数 α, β を表 3-20 に示す。



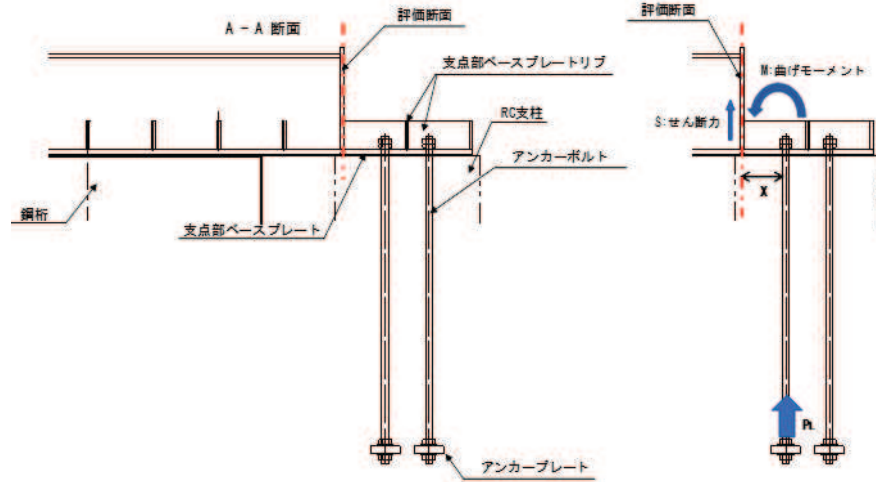
(平面図)



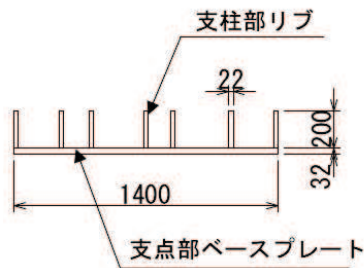
(断面図)

(単位：mm)

図 3-31 上揚力反力梁構造概要



照査断面図



(単位 : mm)

$$P_L = T_{d7} \times N_L$$

ここで,

- P_L : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)
- T_{d7} : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (kN)
- N_L : アンカーボルト 1 列当たりの本数 (本)

$$M_6 = P_L \times X$$

$$S_6 = P_L$$

ここで,

- M_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- P_L : アンカーボルト 1 列当たりの引張力 (kN)
- X : ボルト中心からリブまでの距離 (m)
- S_6 : 上揚力反力梁支点部リブに発生するせん断力 (kN)

図 3-37 評価断面概念図

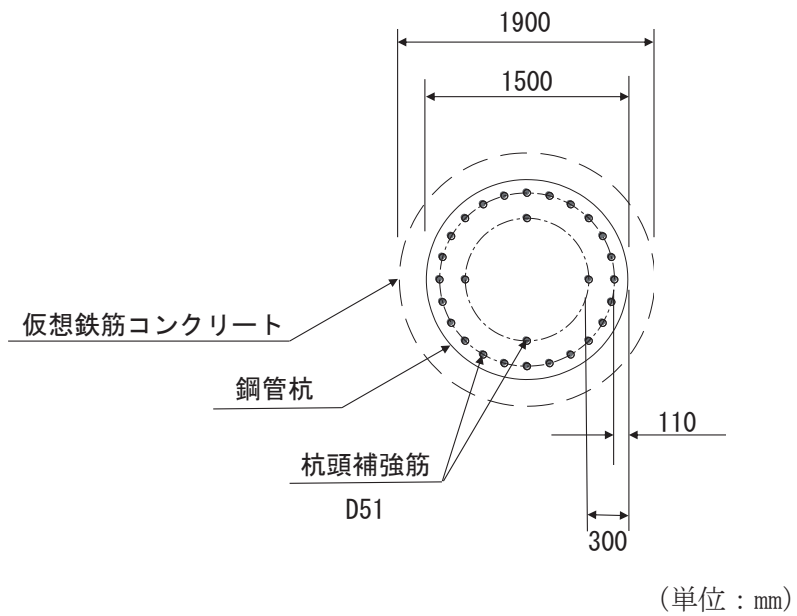


図 3-42 仮想鉄筋コンクリート断面

f. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について、開き方向（壁軸方向）及びせん断方向（壁軸直角方向）ともに、重畳時に生じる荷重による最大相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

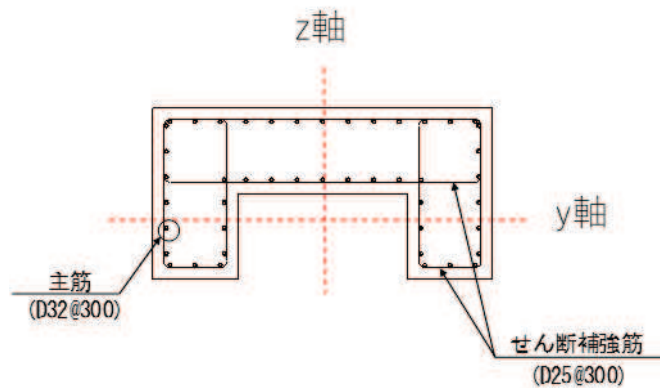
止水ジョイント部材の相対変位量については、鋼製扉以外の構造形式（鋼板部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査を行う必要があるため、評価結果については「VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」にまとめて示す。

g. 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。

表 5-8 RC 支柱のねじり破壊に対する照査における最大照査値（横方向鉄筋）

部材	地震動	解析 ケー ス	配筋	発生 断面力	ねじり モーメント による 応力度 (N/mm ²) (a)	せん断力 による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	6721	115	0	115	294	0.40
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	6793	116	0	116	294	0.40
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 300	1500	105	0	105	294	0.36
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 300	2124	144	0	144	294	0.49
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	12938	123	4	127	294	0.44
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D32 @ 150	12910	122	0	122	294	0.42
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 150	1306	149	0	149	294	0.51
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D25 @ 300	1201	137	0	137	294	0.47

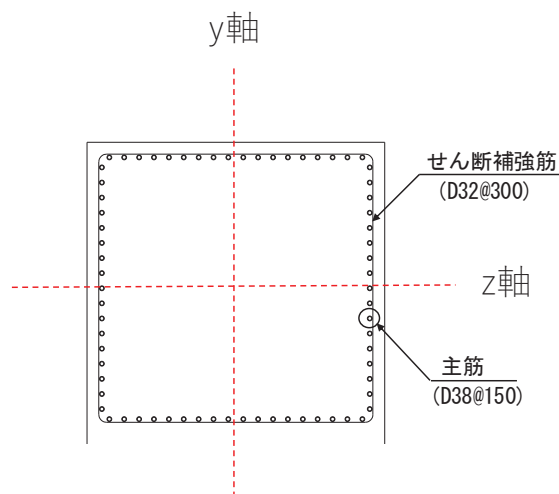


(単位 : mm)

図 5-13 RC 支柱配筋概要図（鋼桁 2 の例）

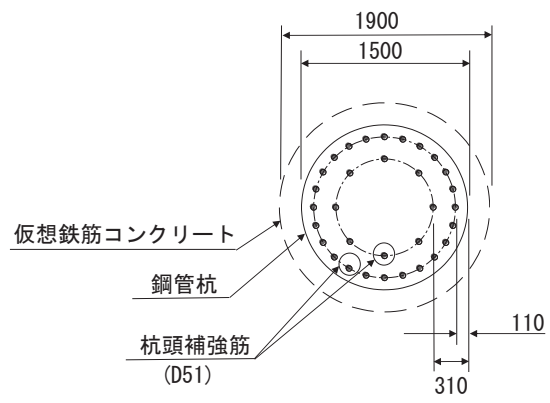
表 5-26 フーチングのねじり破壊に対する照査における最大照査値
(横方向鉄筋 (水平))

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生 断面力	ねじり モーメント による 応力度 (N/mm ²) (a)	せん断力 による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容 限界 (N/mm ²) (c)	照査値 ((a+b)/c)
				ねじり モーメン ト (kN・m)					
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	①	D29@ 150	2221	44	0	44	294	0.15
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D29@ 150	2431	24	0	24	294	0.09
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	③	D32@ 300	869	28	0	28	294	0.10
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	③	D32@ 300	417	14	0	14	294	0.05
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@ 150	7184	47	0	47	294	0.16
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@ 150	16125	47	0	47	294	0.16
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32@ 150	732	12	0	12	294	0.05
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D32@ 150	679	22	0	22	294	0.08



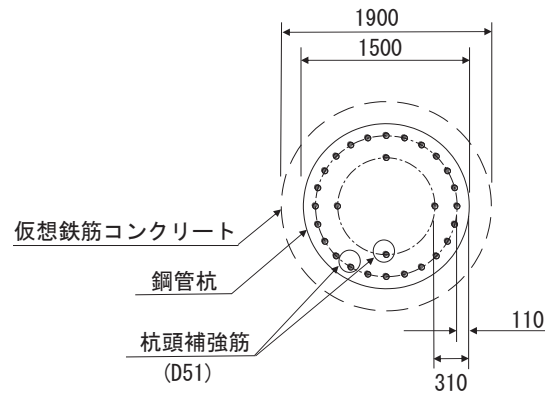
(単位 : mm)

図 5-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)



(単位：mm)

図 5-24 杭頭配筋概要図 (鋼桁 2)



(単位：mm)

図 5-26 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

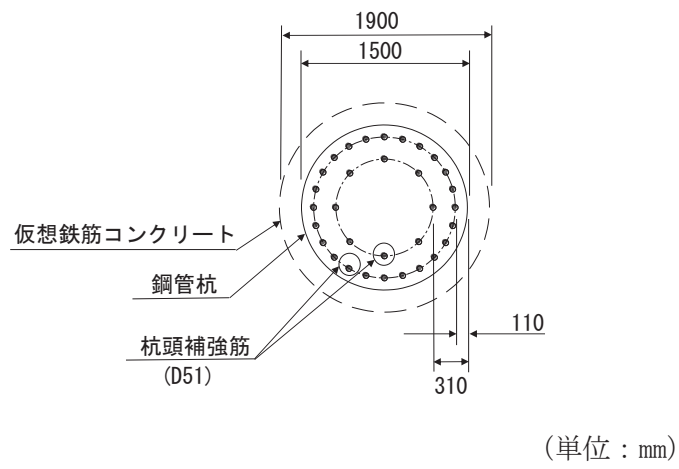
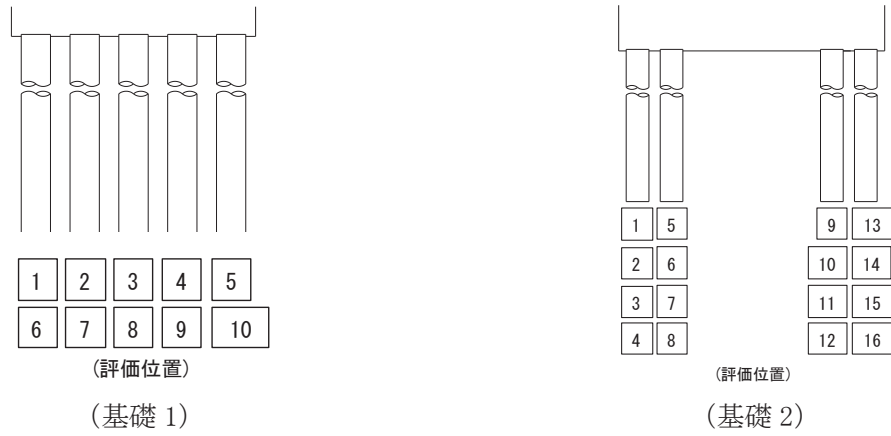
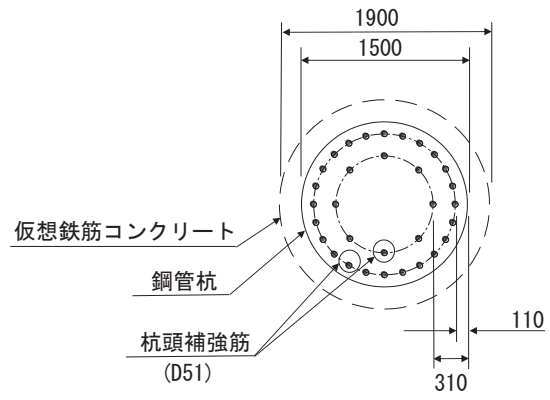
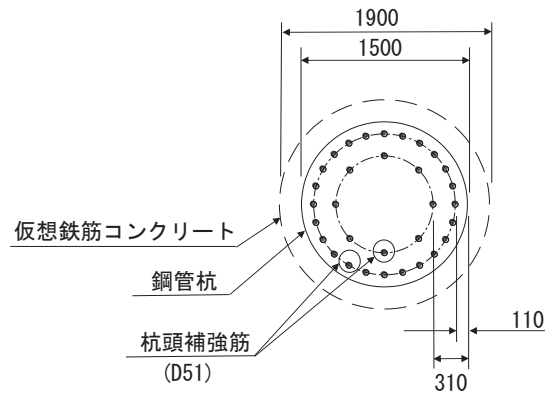


図 5-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)



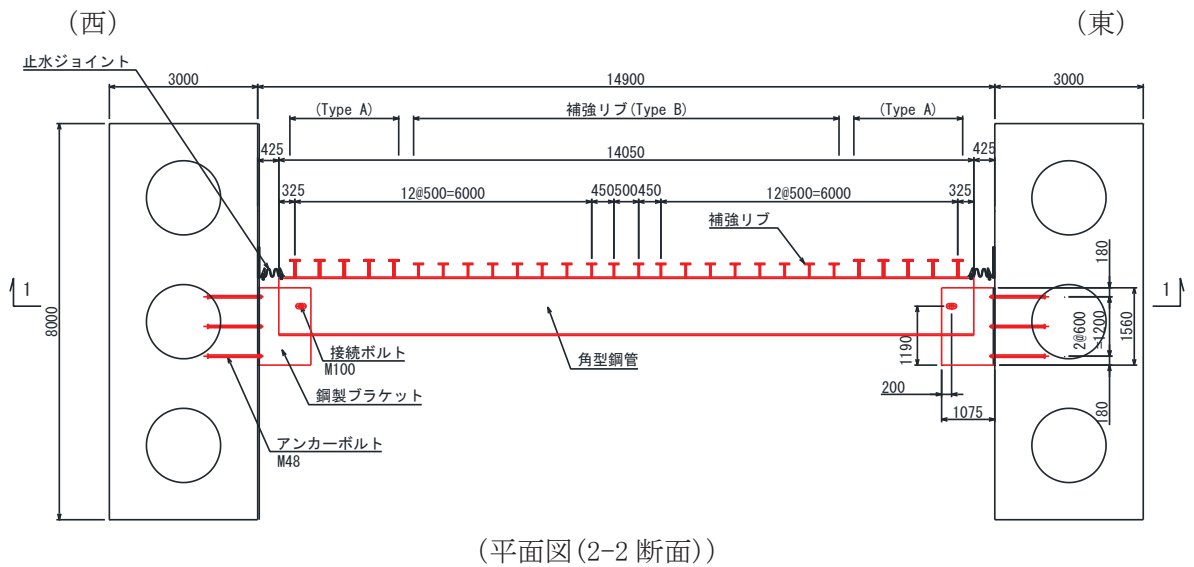
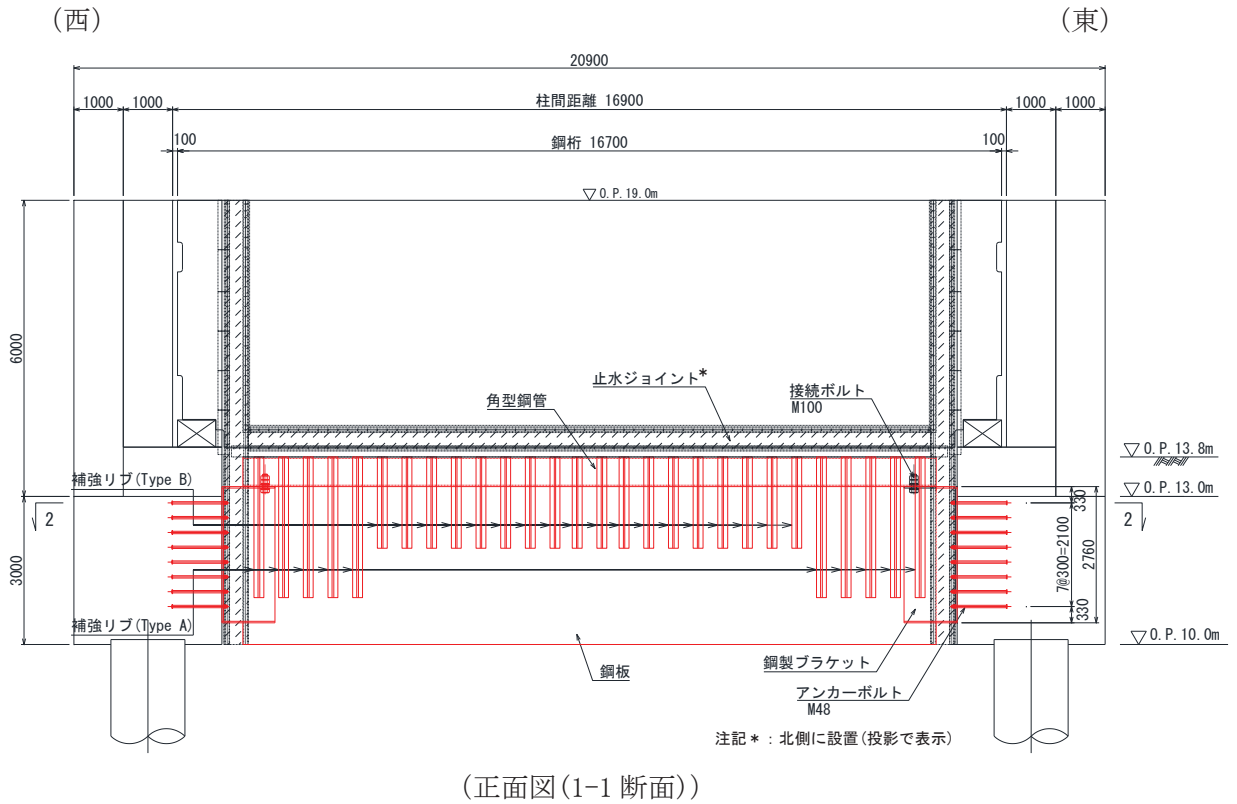
(単位：mm)

図 5-30 杭頭配筋概要図 (鋼桁 5)



(単位：mm)

図 5-32 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)



鋼桁2	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075，ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-3(1) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図

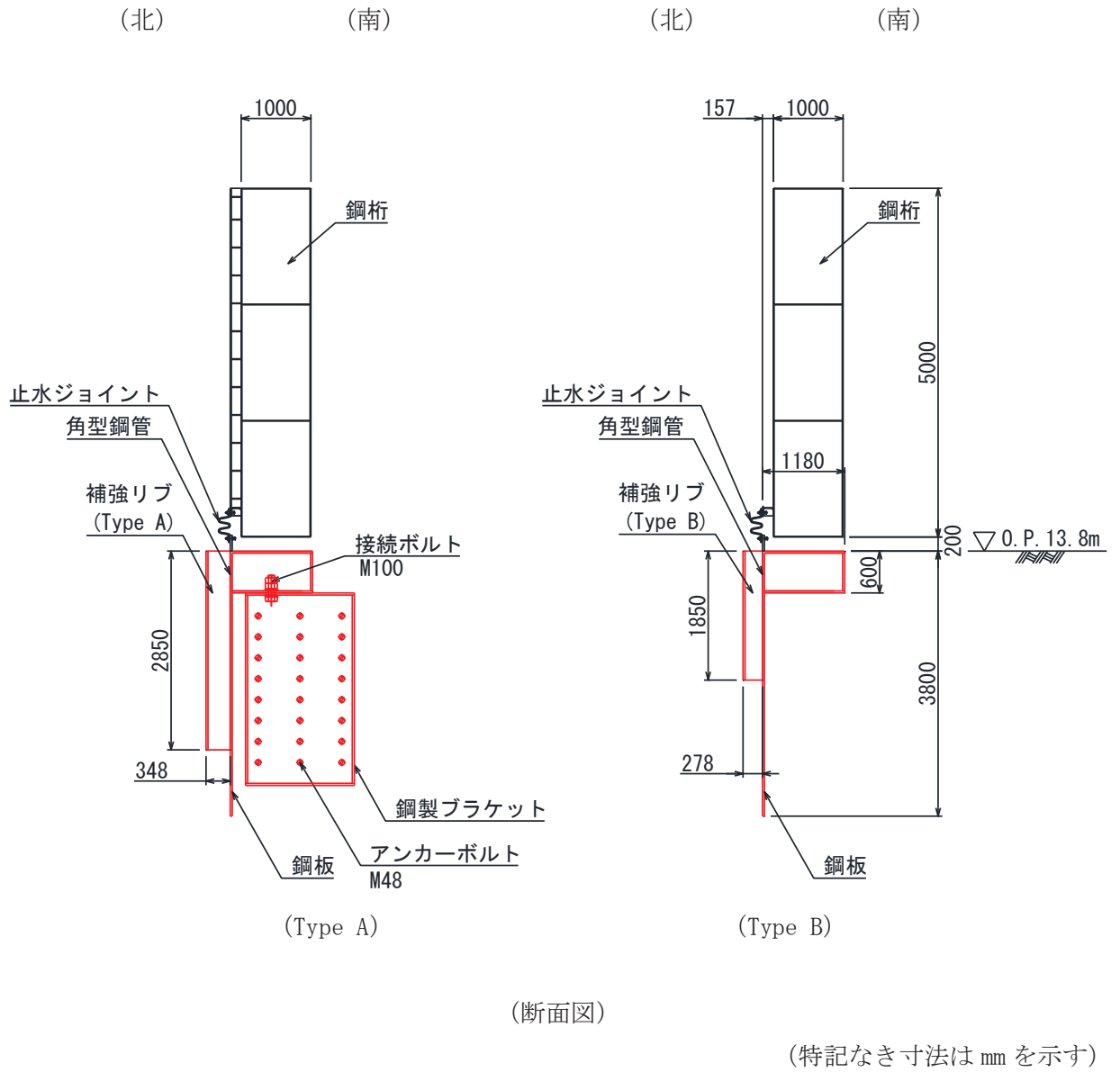
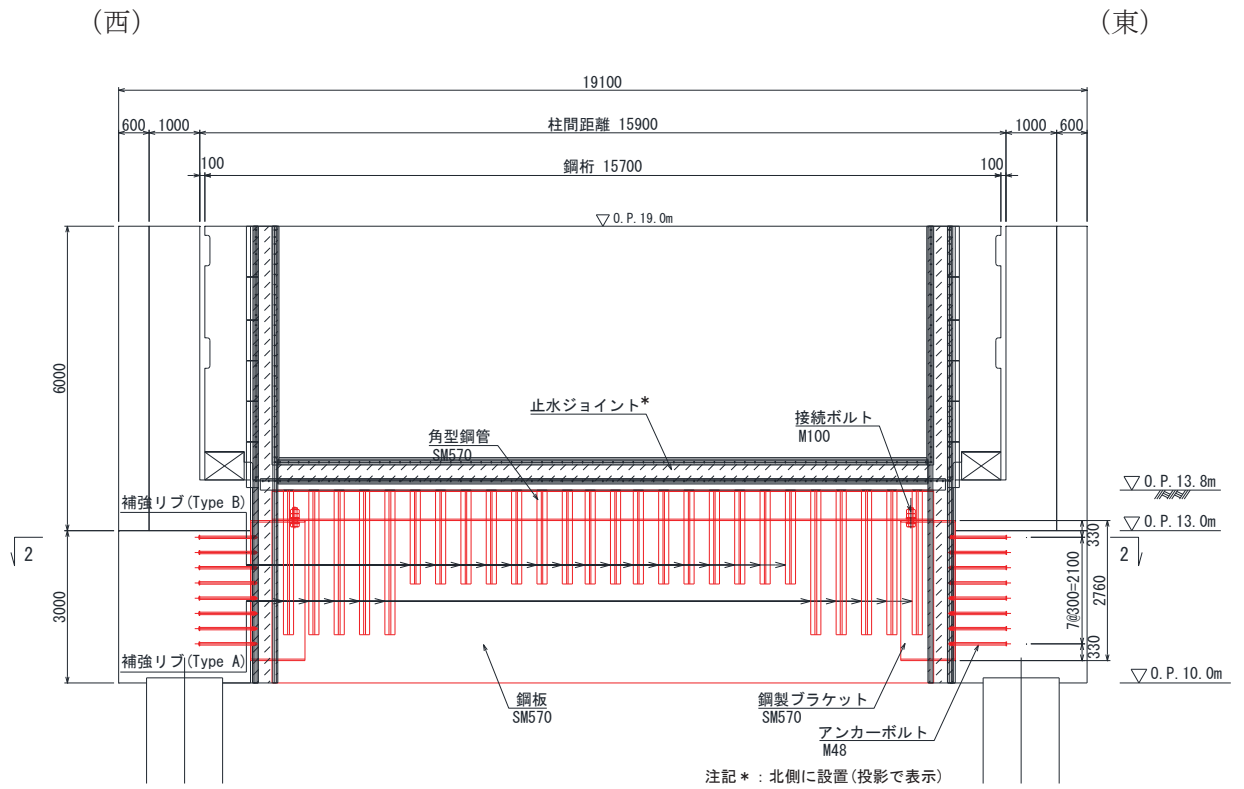
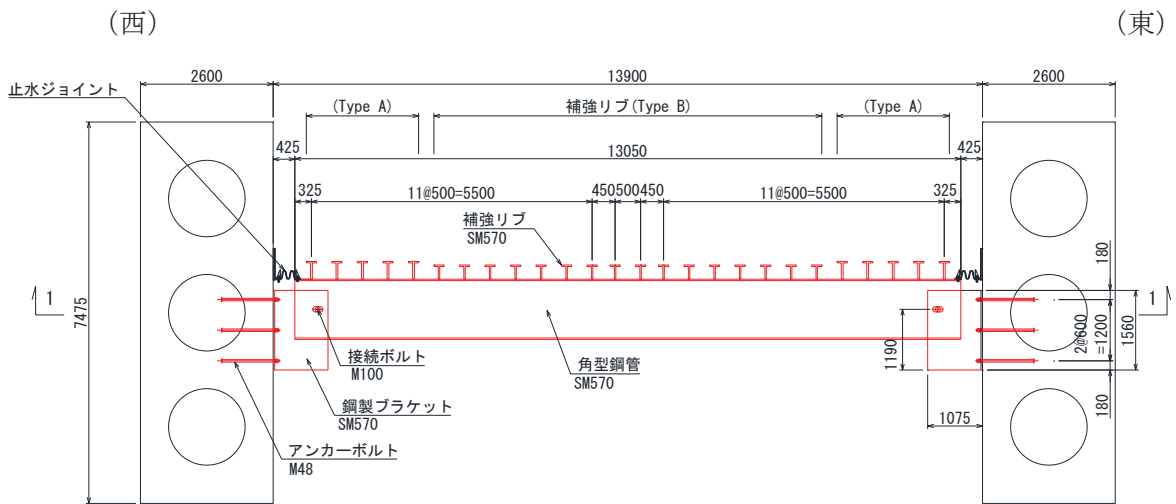


図 2-3(2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

鋼桁3	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075，ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-4(1) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

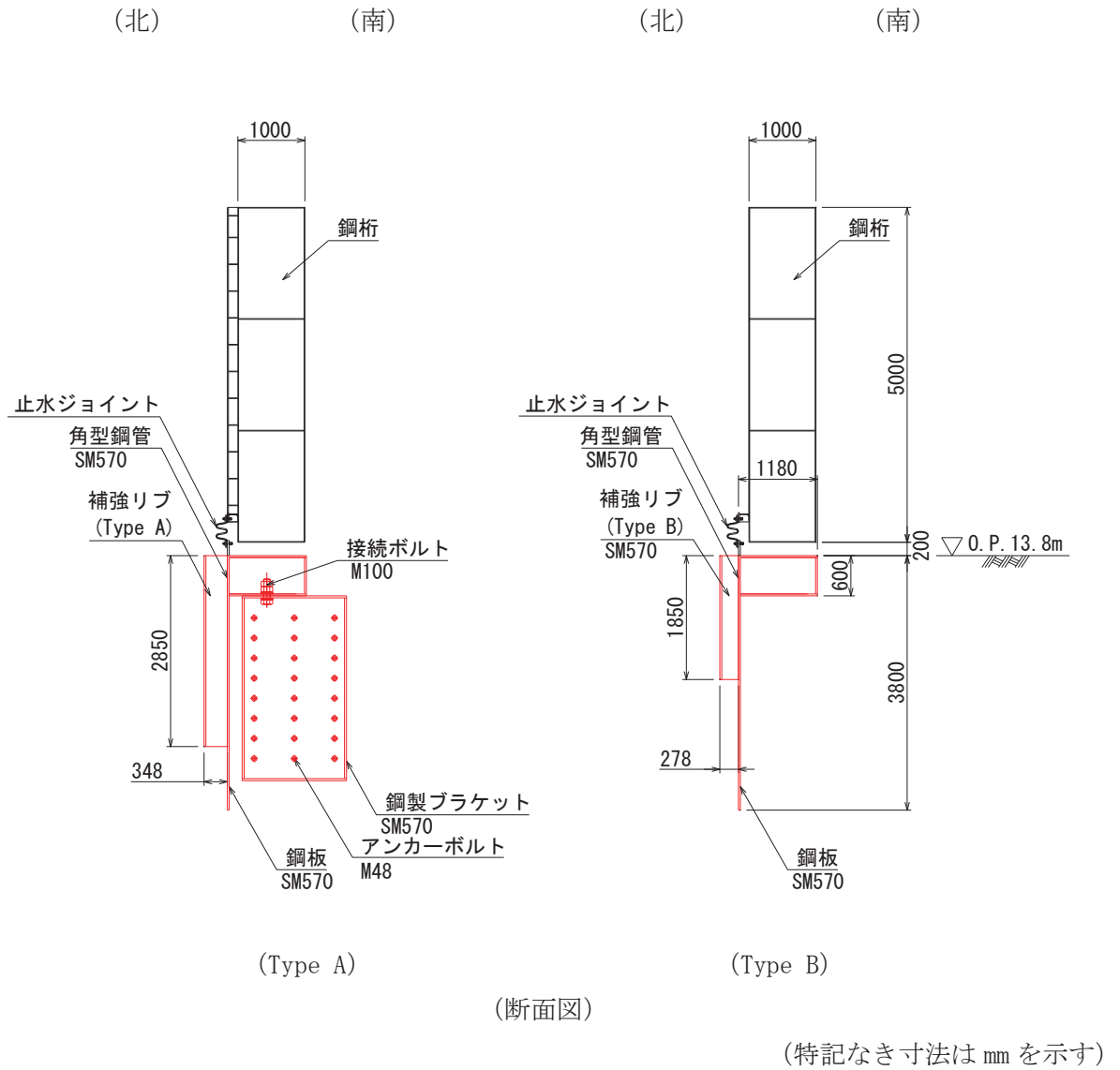
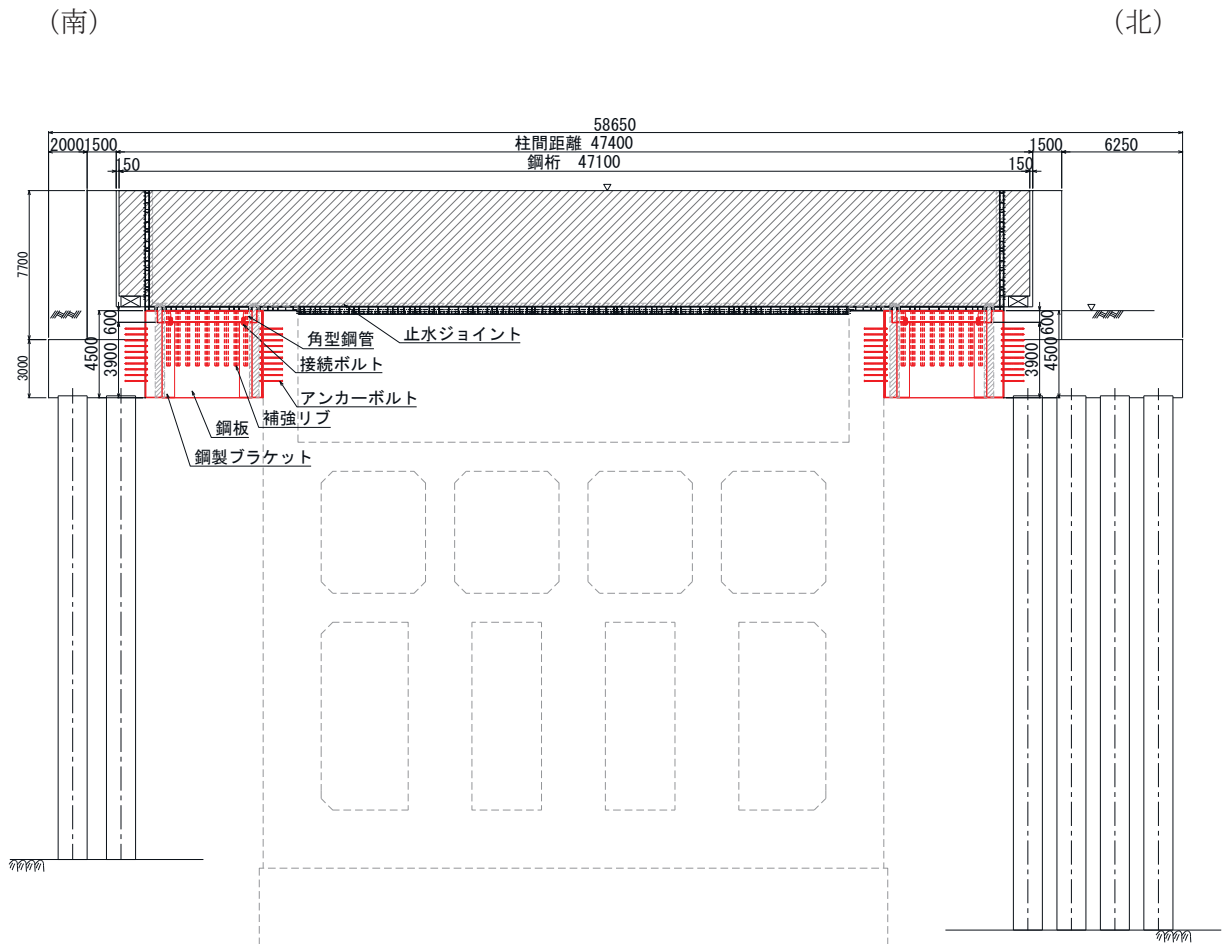
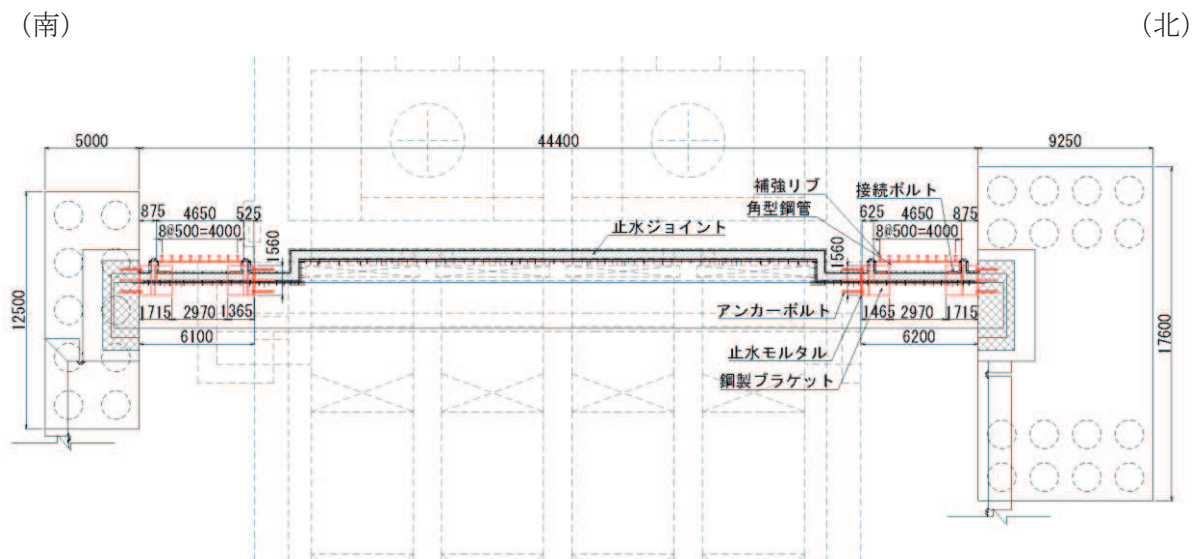


図 2-4(2) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図



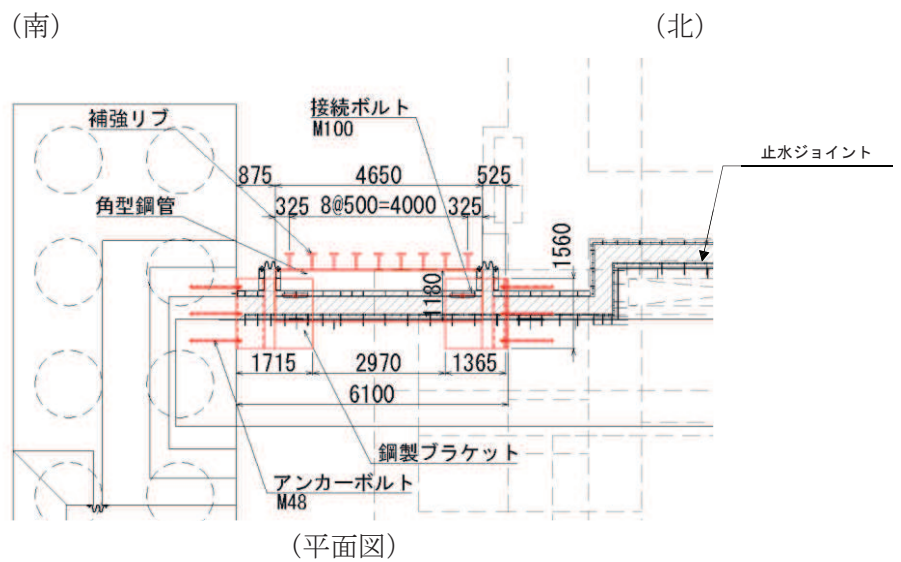
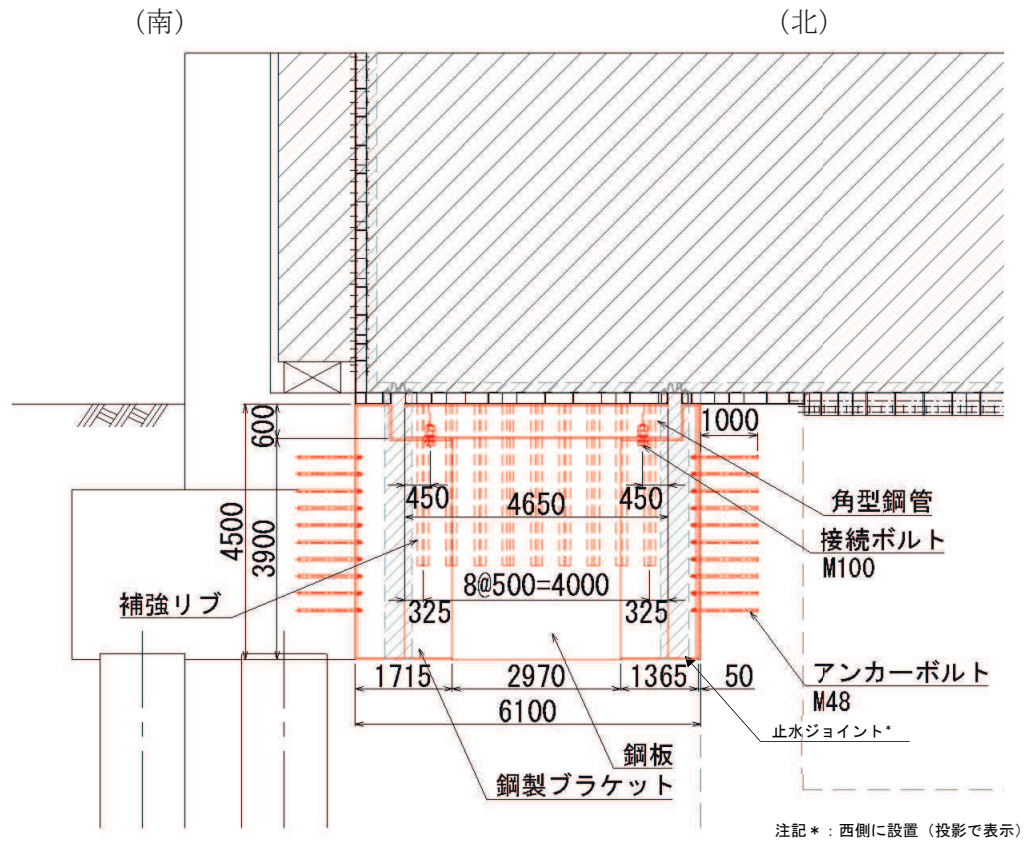
(全体正面図)



(全体平面図)

(単位 : mm)

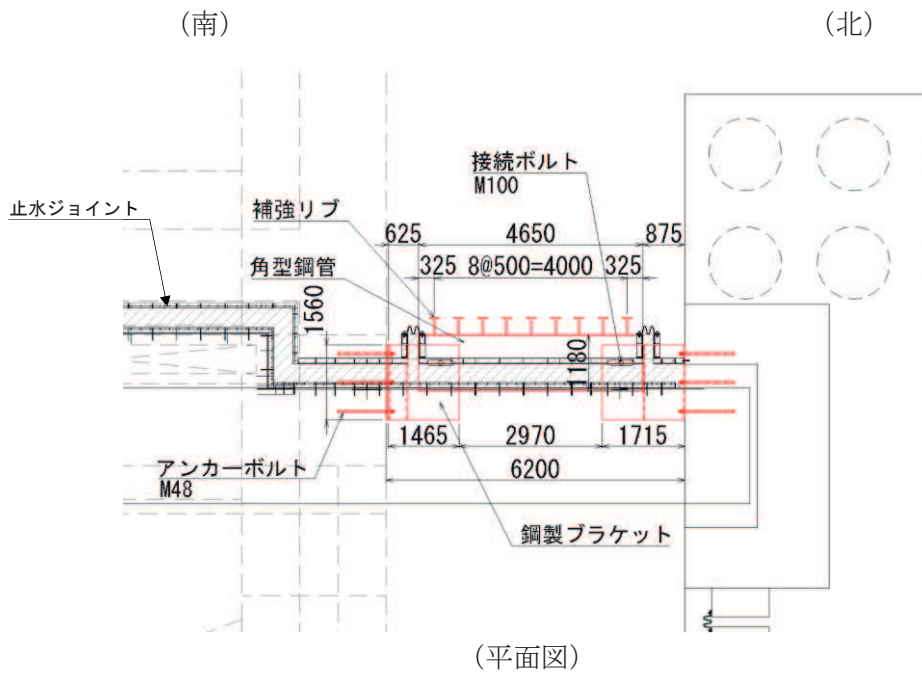
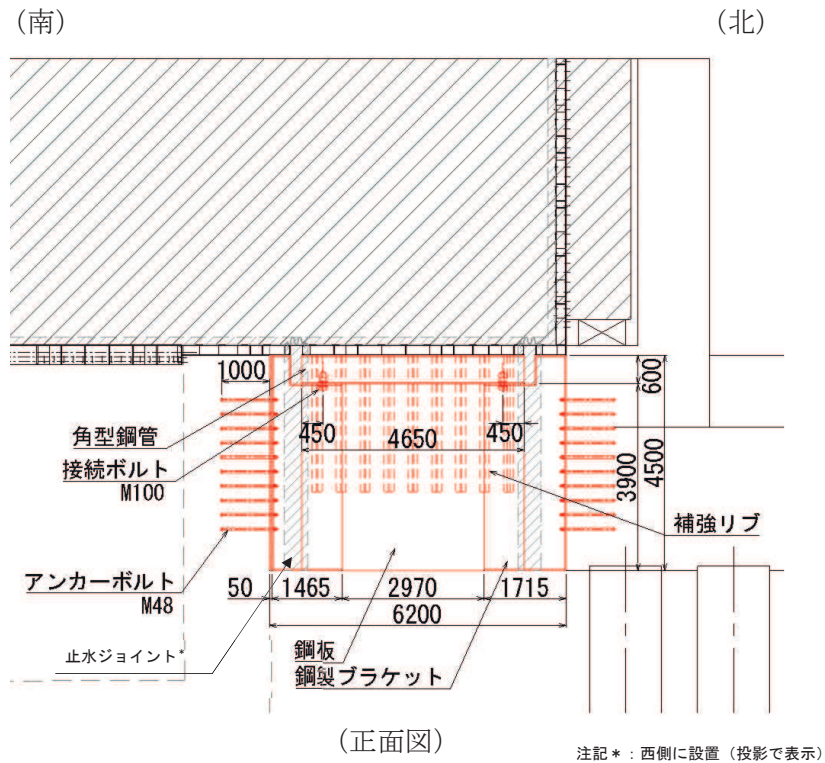
図 2-5(1) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



鋼桁4(南側)	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウエブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット(南側)	SM570	□1560×3900×30-L1715，ベースプレート40mm
鋼製ブラケット(北側)	SM570	□1560×3900×30-L1365，ベースプレート40mm

(単位：mm)

図 2-5(2) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図：南側)



鋼桁4(北側)	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (南側)	SM570	□1560×3900×30-L1465, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (北側)	SM570	□1560×3900×30-L1715, ベースプレート40mm

(単位 : mm)

図 2-5(3) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図 : 北側)

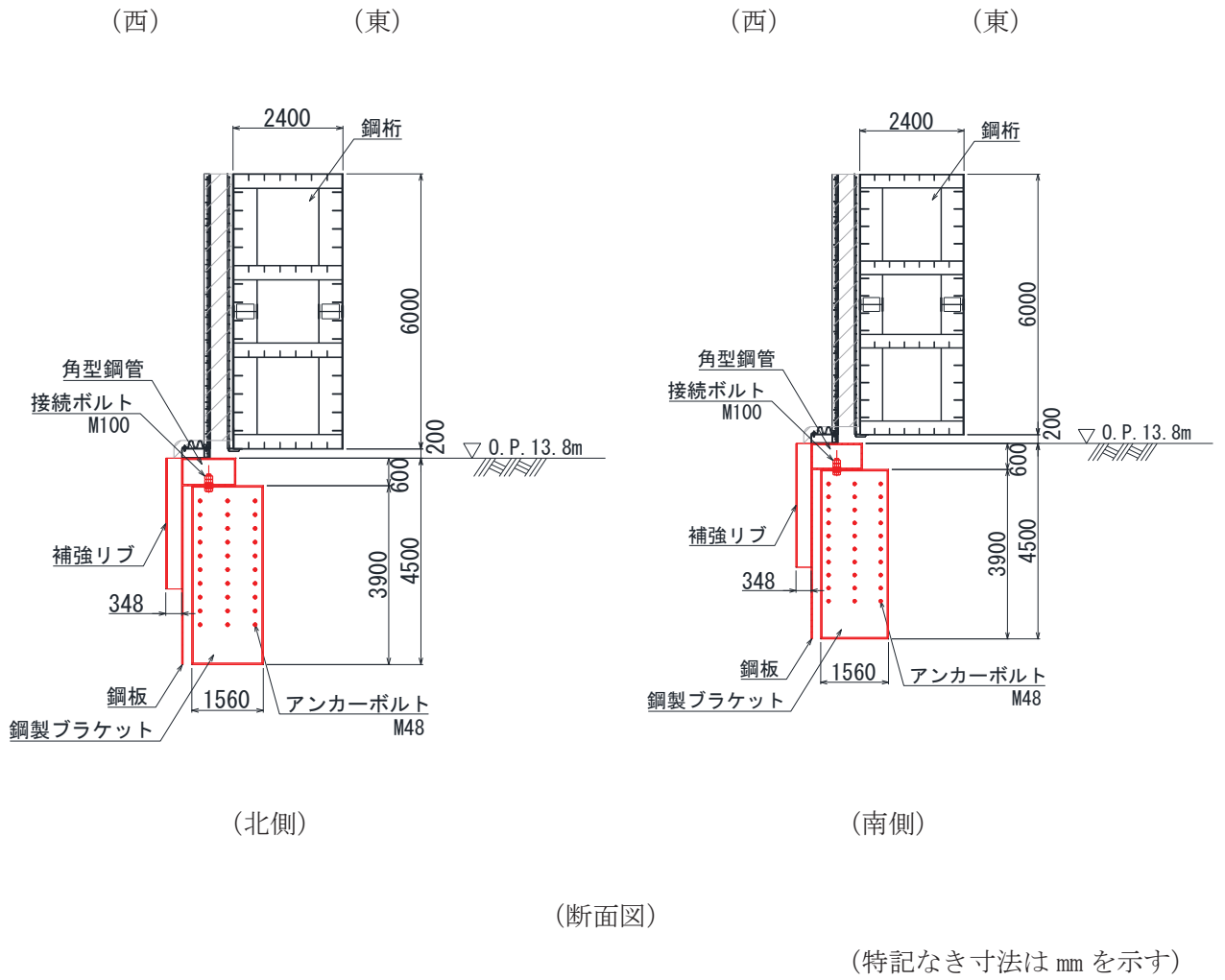
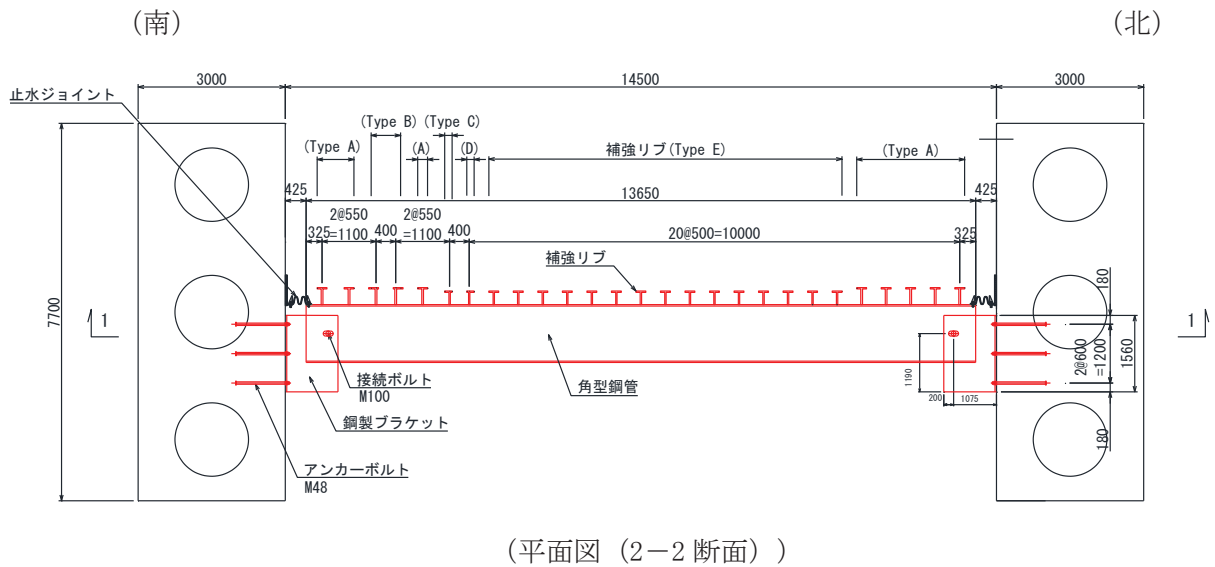
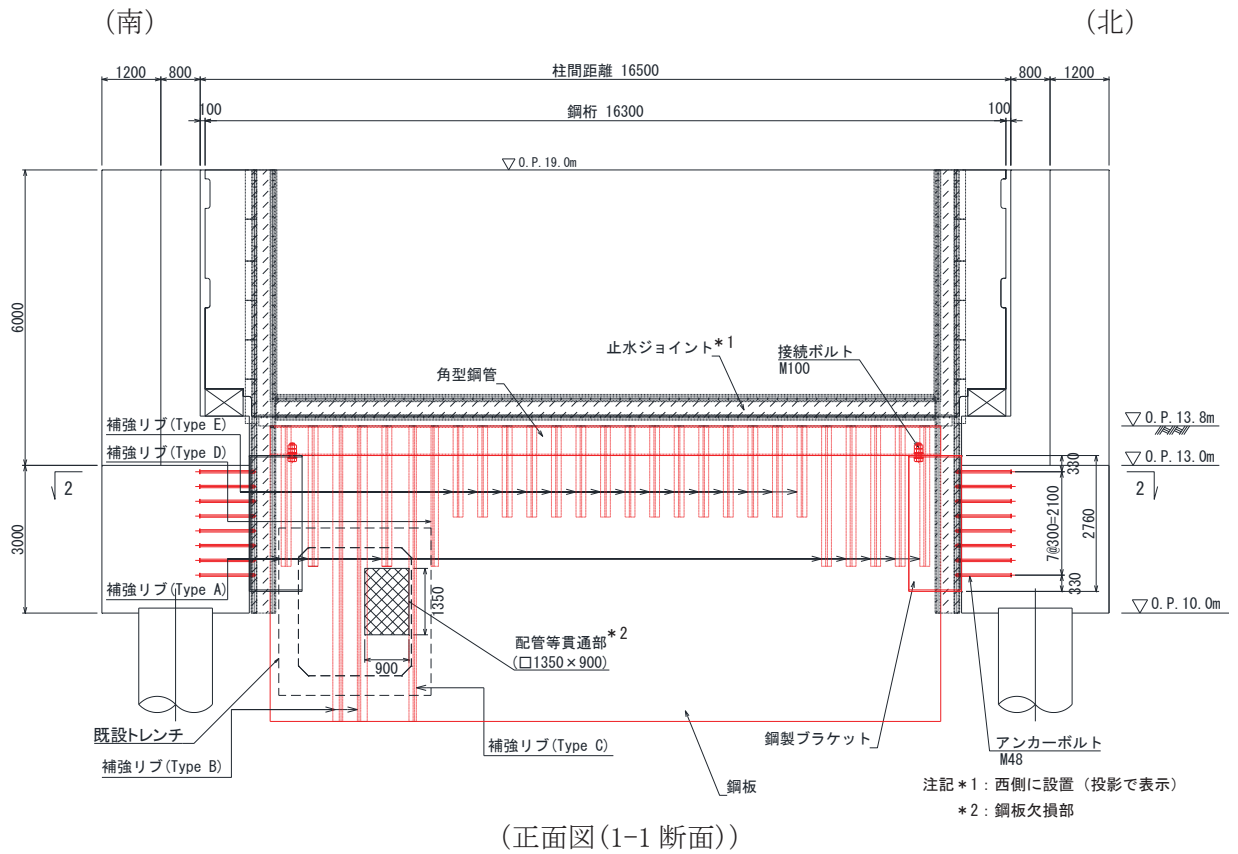


図 2-5(4) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



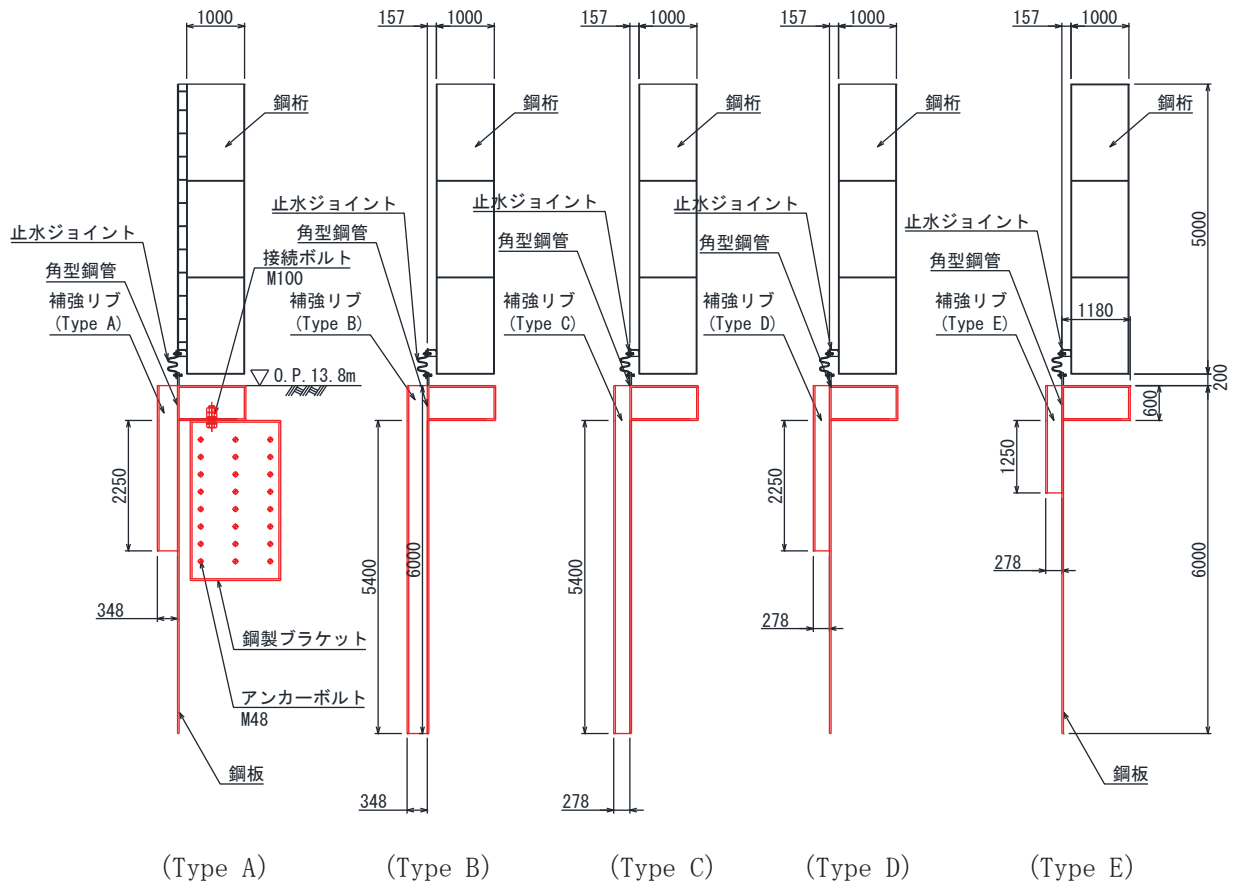
鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウエブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeD)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeE)	SM570	ウエブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-6(1) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図

(西)

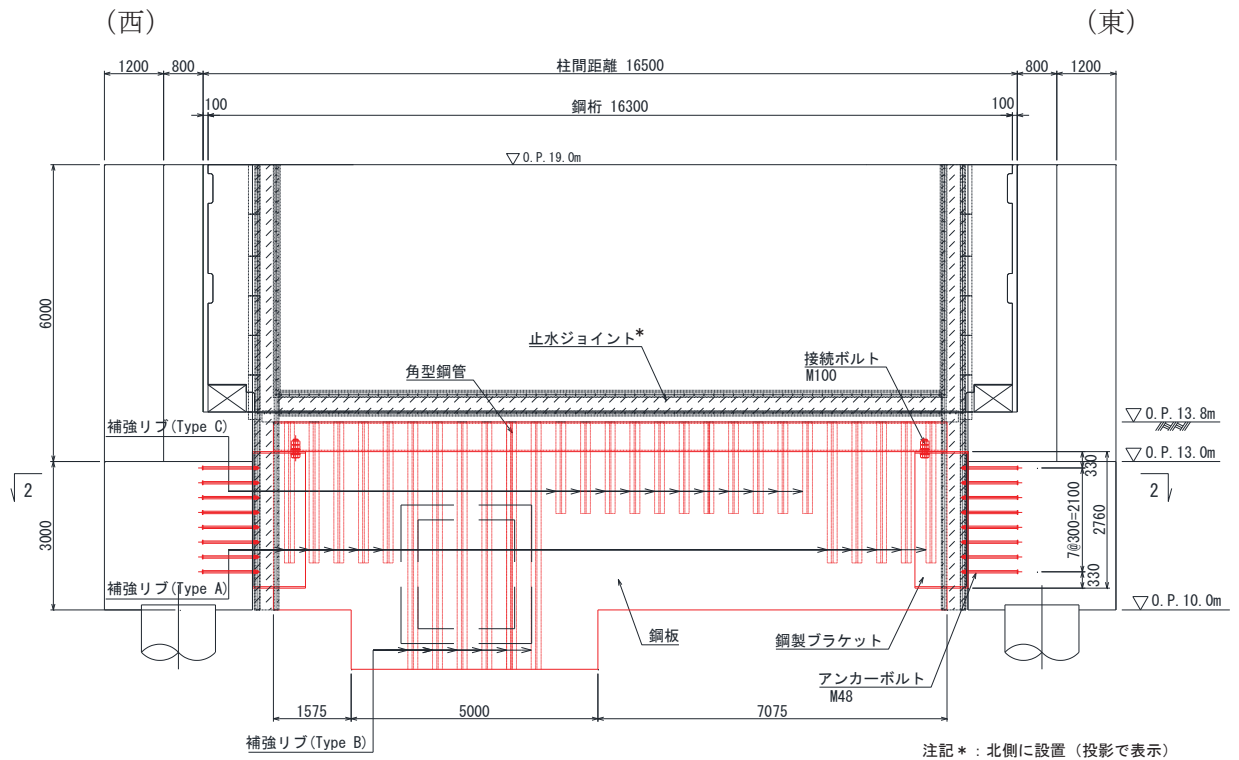
(東)



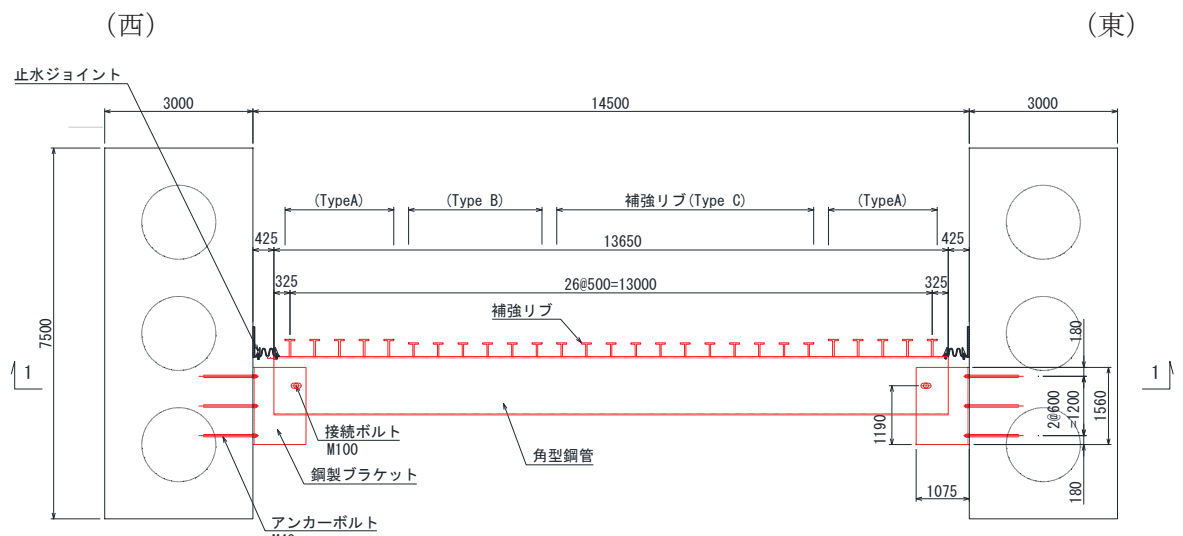
(断面図)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-6(2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1 断面))



(平面図(2-2 断面))

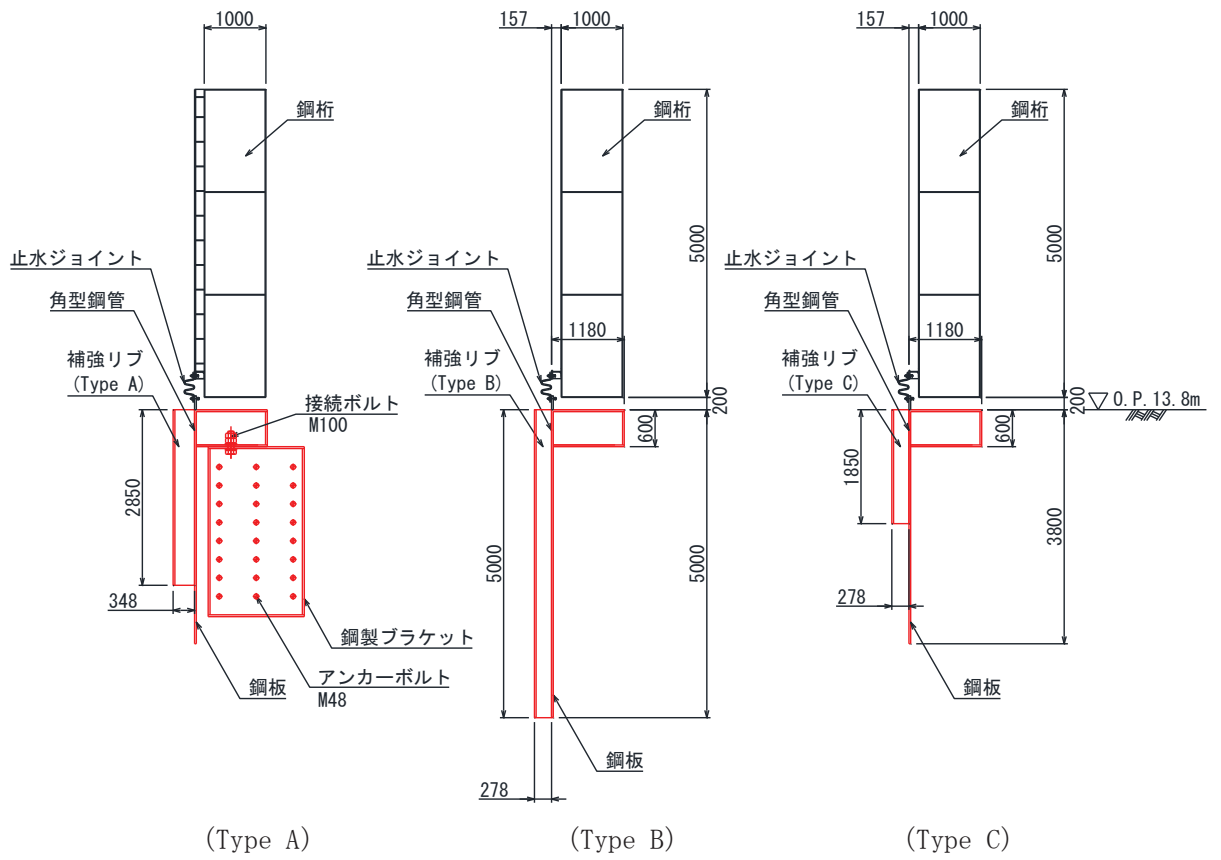
鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウエブ：h=320・t=36, フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウエブ：h=250・t=28, フランジ：b=200・t=28
補強リブ(TypeC)	SM570	ウエブ：h=250・t=28, フランジ：b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075, ベースプレート40mm

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-7(1) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(北)

(南)

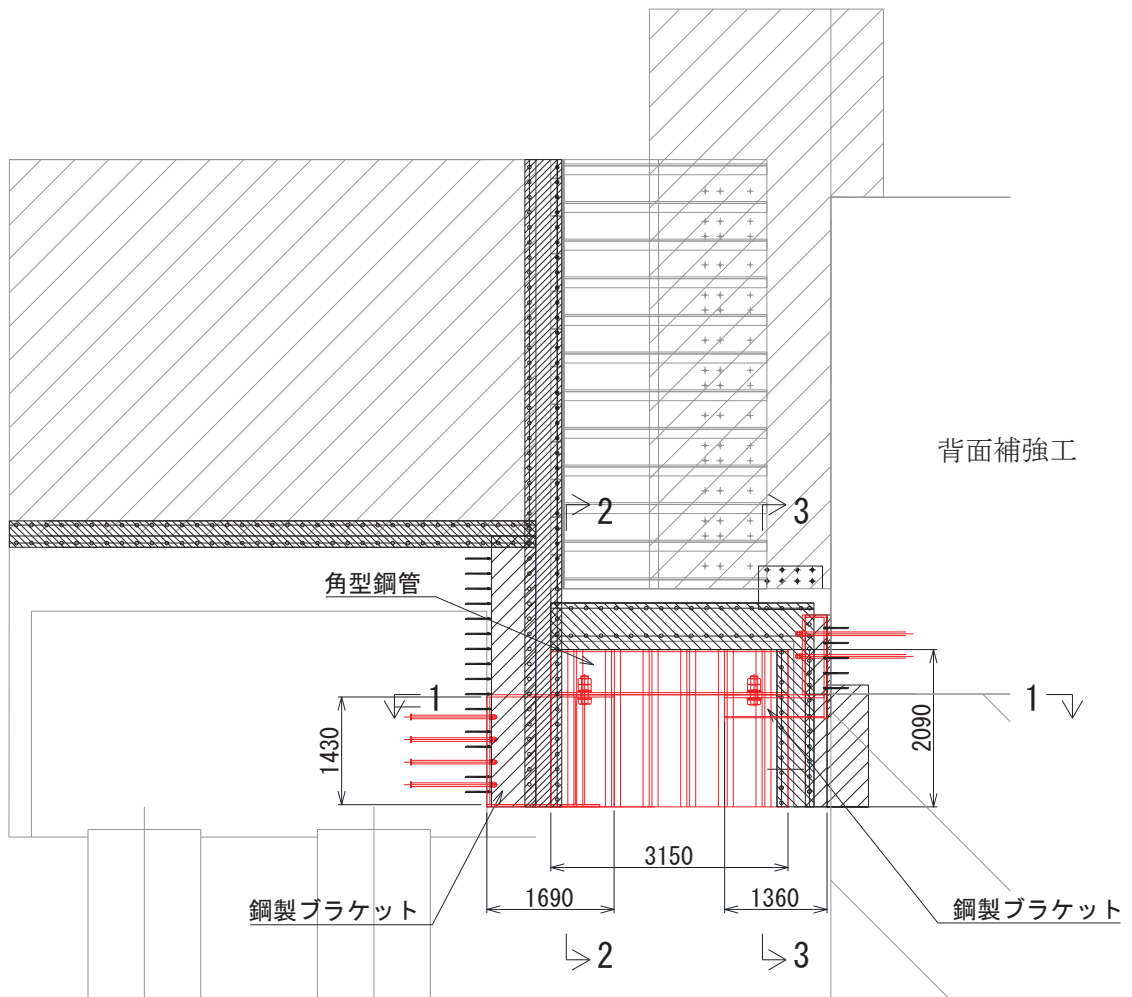


(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

(西)

(東)

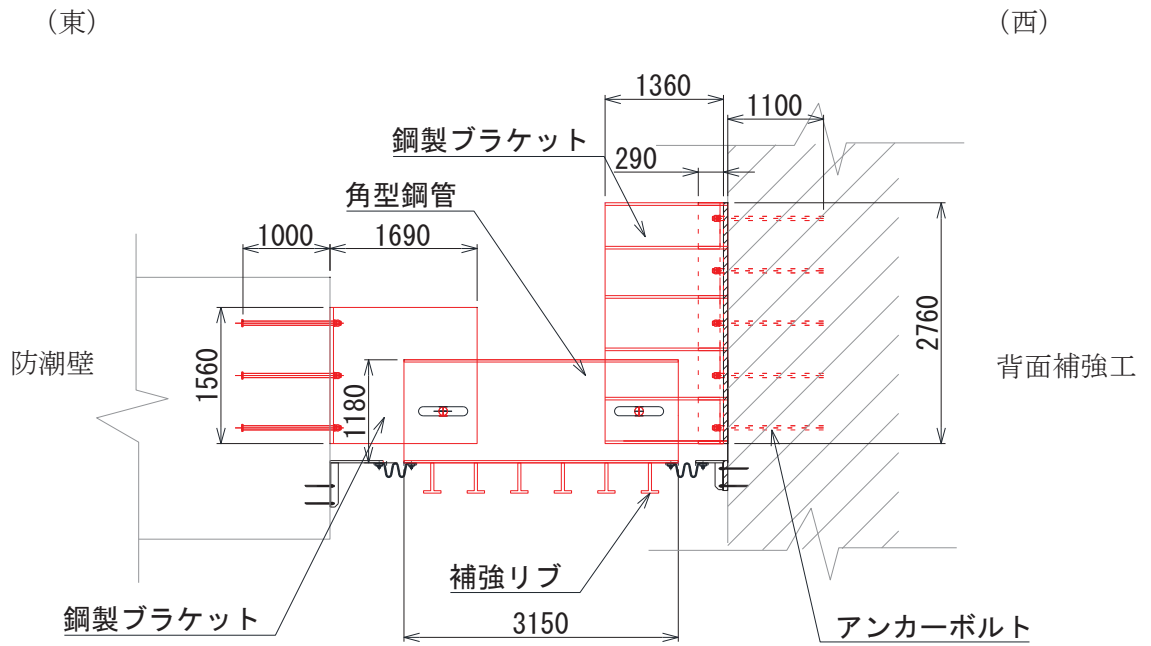


(正面図)

(単位：mm)

図 2-8(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

〇 2 ㊦ VI-3-別添 3-2-2-2 R 4

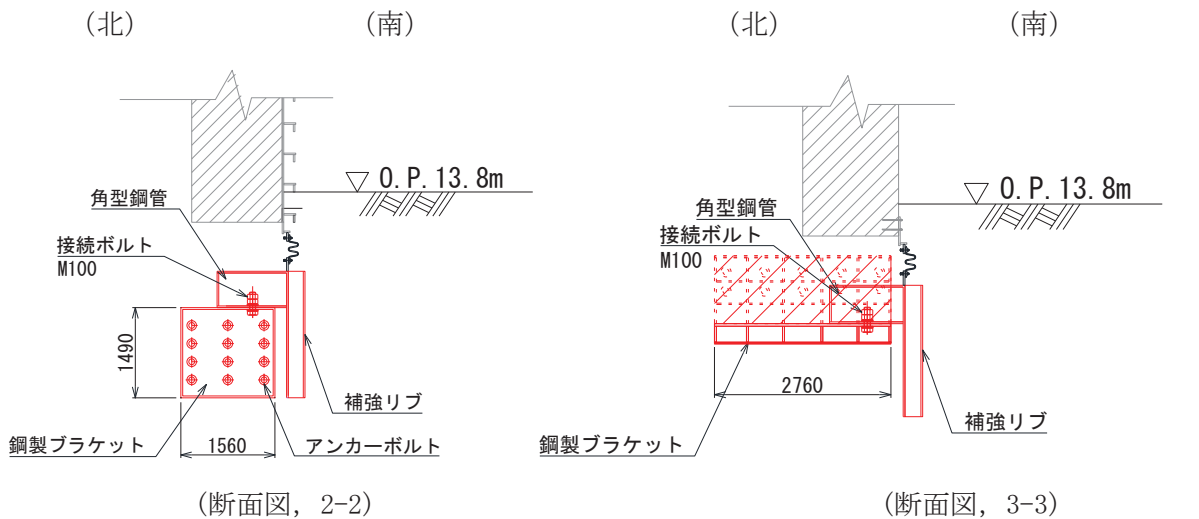


(平面図, 1-1)

防潮堤取り合い部②	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L1690, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1360, ベースプレート40mm

(単位 : mm)

図 2-8(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図



(断面図, 2-2)

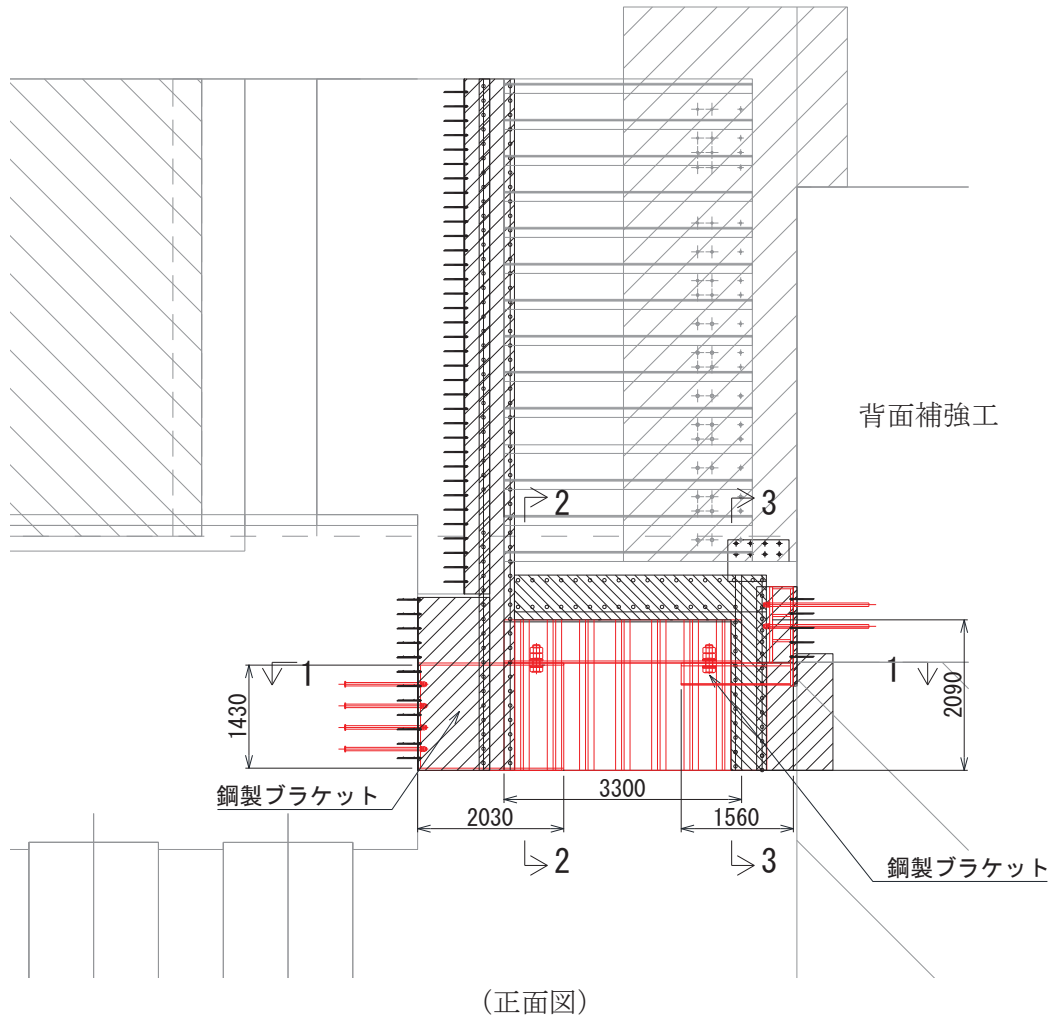
(断面図, 3-3)

(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-8(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部②) の構造図

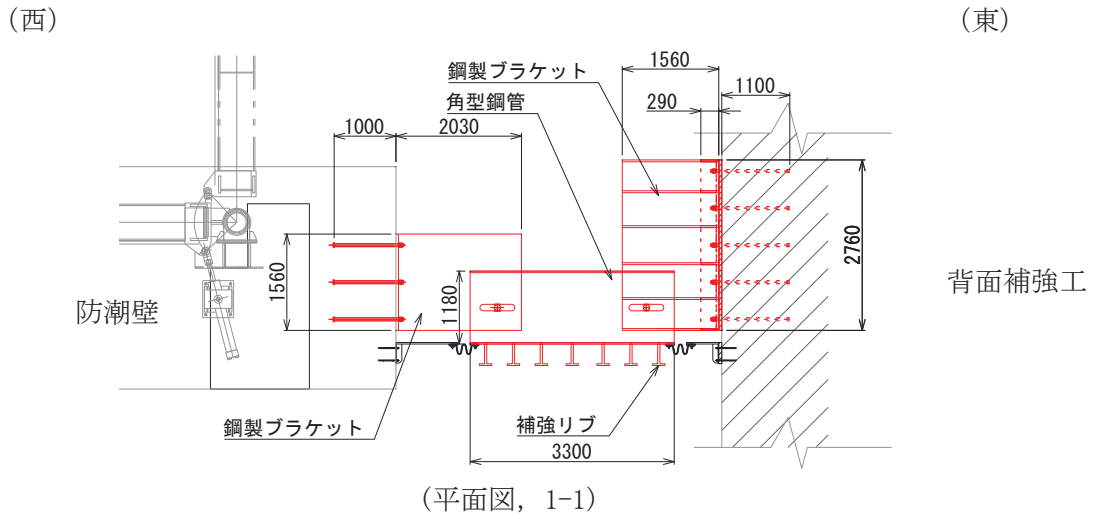
(西)

(東)



(単位：mm)

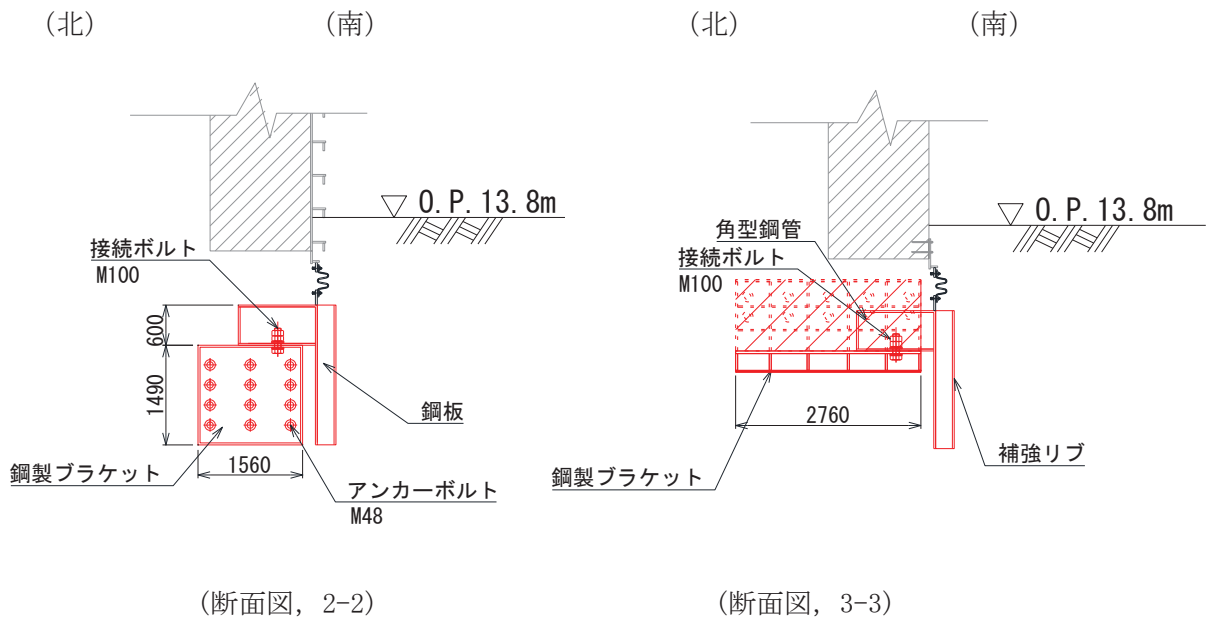
図 2-9(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図



防潮堤取り合い部③	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L2030, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1560, ベースプレート40mm

(単位 : mm)

図 2-9(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

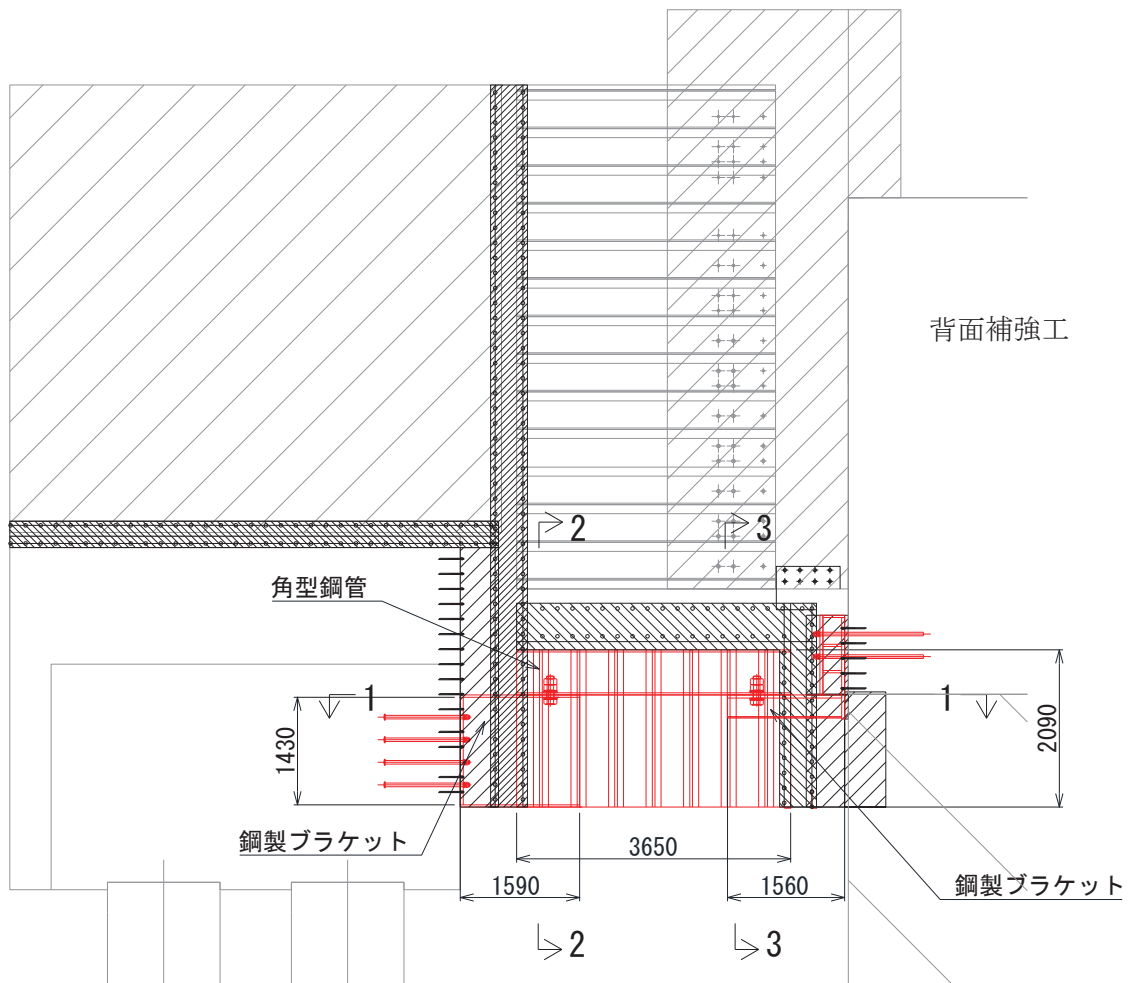


(特記なき寸法は mm を示す)

図 2-9(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部③) の構造図

(西)

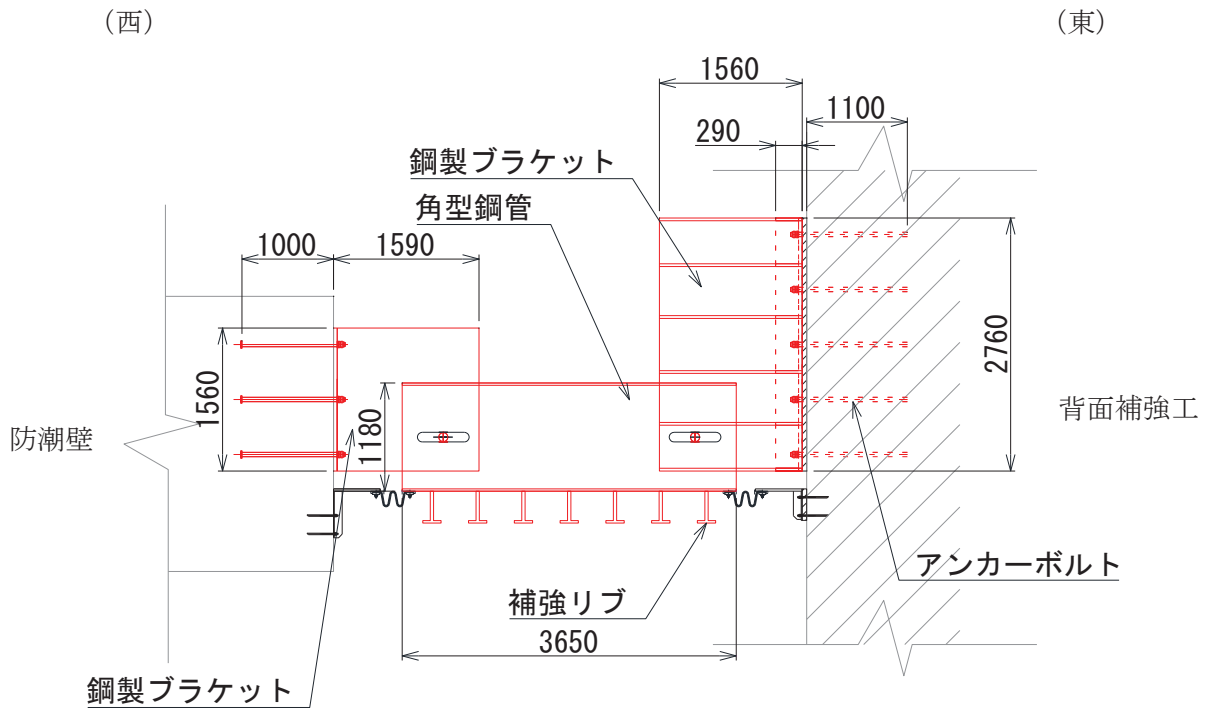
(東)



(正面図)

(単位：mm)

図 2-10(1) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図

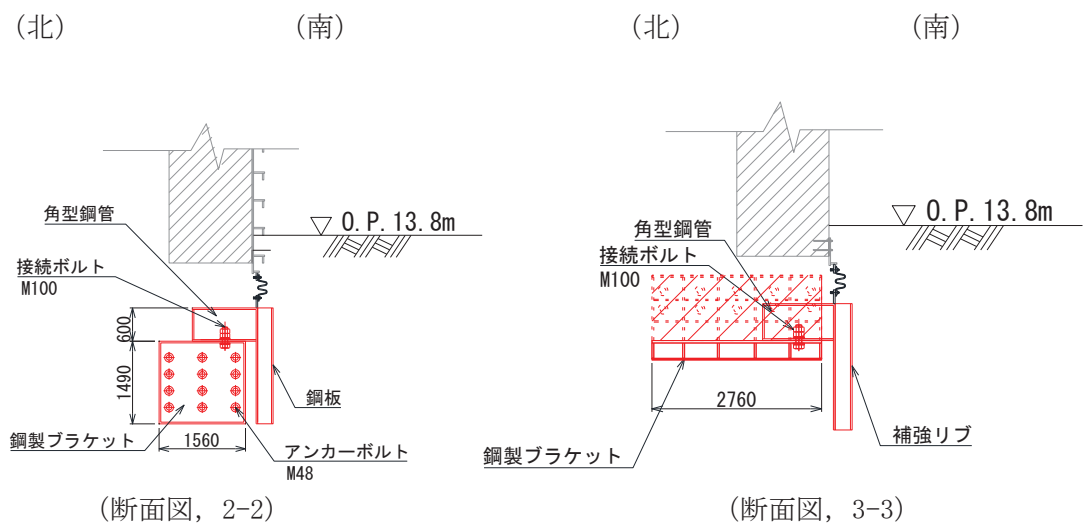


(平面図, 1-1)

防潮堤取り合い部④	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット (防潮壁側)	SM570	□1560×1490×30-L1590, ベースプレート40mm
鋼製ブラケット (防潮堤側)	SM570	2760×1380×30-L1560, ベースプレート40mm

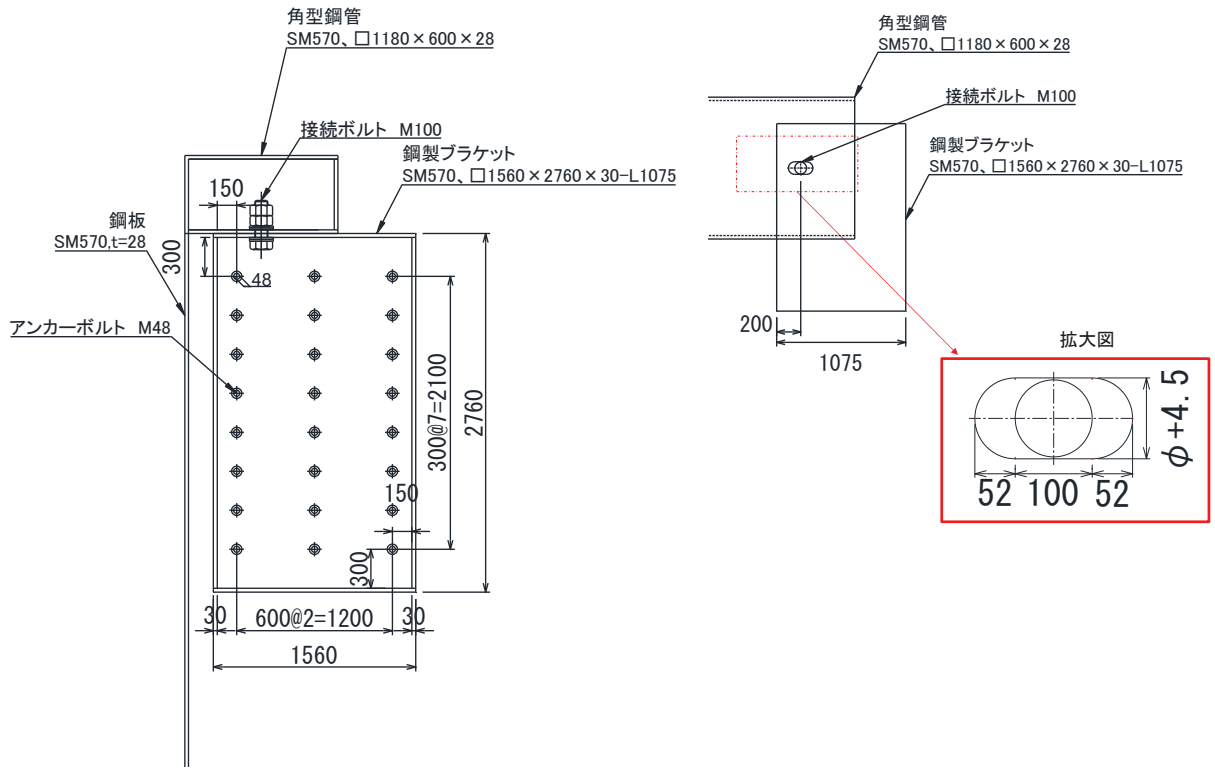
(単位 : mm)

図 2-10(2) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



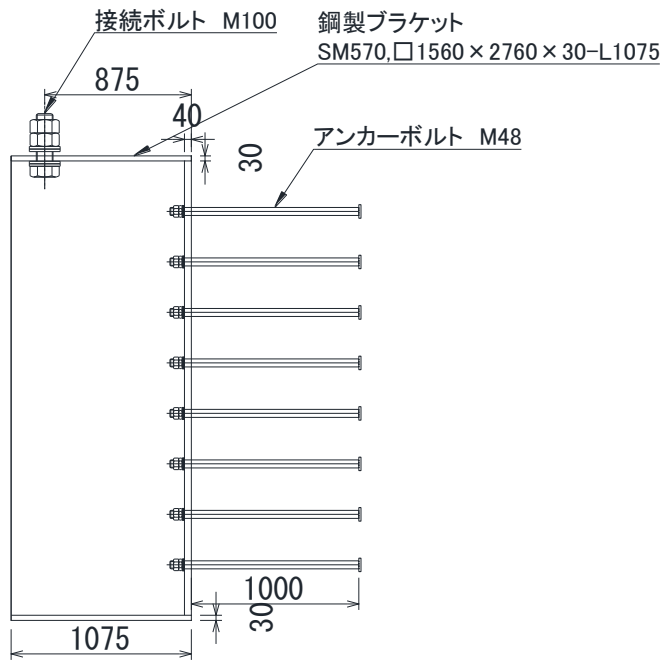
(単位 : mm)

図 2-10(3) 鋼矢板 (防潮堤取り合い部④) の構造図



(断面図 (桁軸直交方向))

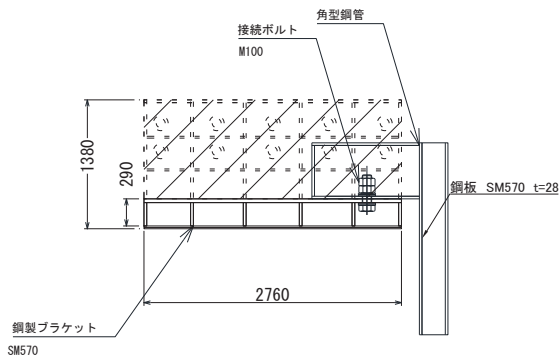
(平面図)



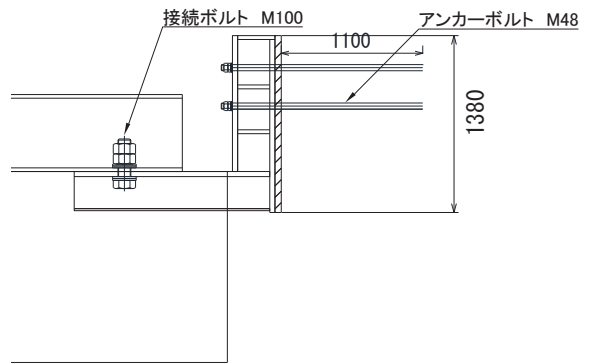
(断面図 (桁軸方向))

(単位 : mm)

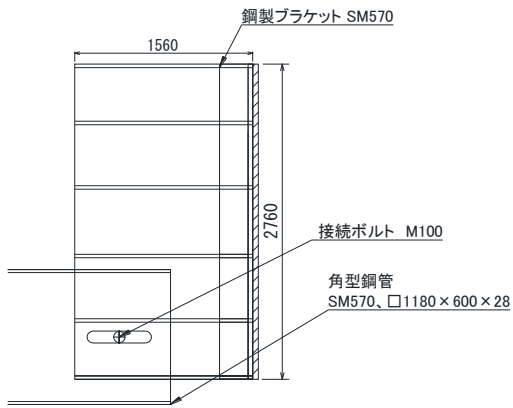
図 2-11(1) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図 (鋼桁 1~6)



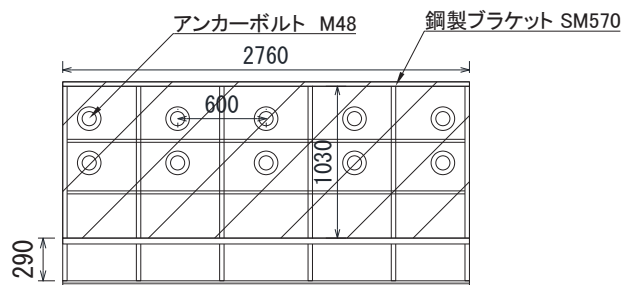
断面図（軸方向）



断面図（軸直交方向）



平面図



ブラケット断面図（軸方向）

（単位：mm）

図 2-11 (2) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図
（防潮堤取り合い部③・④ 防潮堤側）

4. 評価対象

鋼矢板は、いずれも材料諸元は同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置での設計用震度を用い、重畳時に作用する荷重について算定し、最も断面力が大きくなると考えられる部位を評価対象として選定する。ここで、鋼矢板（鋼桁 5,6）については、第 3 号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良が矢板下端付近まで分布するため、この地盤改良を考慮することを基本とするが、一方でこの地盤改良が防潮壁に対する地盤の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認した地盤改良幅（地盤改良高さの 2 倍（以下、「改良幅 2D」という。））を有していないため、考慮しない場合（原地盤の盛土・旧表土として扱う）の影響についても確認する。

表 4-1 に評価対象断面の諸元を、表 4-2 に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が最も大きい鋼桁 5 の鋼矢板を評価対象に選定する。

また、防潮堤取り合い部下部の鋼矢板の強度評価については、作用荷重については地震時よりも小さく、また地中部に設置するため津波の影響を受けないことから、評価については耐震評価に包含されるため評価は省略する。防潮堤取り合い部下部の鋼矢板の耐震評価については、「VI-2-10-2-3-1 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（別紙 1）鋼矢板の耐震性について」に示す。

表 4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計水平震度	スパン長	最大根入れ長 (下端深さ)
鋼桁 2	0. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	0. 4	14. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁 3	0. P. +17. 9m (第 2 号機放水立坑)	1. 1	13. 1m	3. 8m (0. P. +10. 0m)
鋼桁 4	0. P. +19. 5m (第 3 号機海水ポンプ室)	0. 4	4. 65m	4. 5m (0. P. +9. 3m)
鋼桁 5	0. P. +18. 0m (第 3 号機放水立坑)	0. 8 (0. 6)*	13. 7m	6. 0m (0. P. +7. 8m)
鋼桁 6	0. P. +18. 0m (第 3 号機放水立坑)	0. 7 (0. 5)*	13. 7m	5. 0m (0. P. +8. 8m)
防潮堤 取り合い部②	0. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	1. 0	3. 15m	2. 09m (0. P. +10. 4m)
防潮堤 取り合い部③	0. P. +19. 5m (第 3 号機海水ポンプ室)	1. 0	3. 30m	2. 09m (0. P. +10. 4m)
防潮堤 取り合い部④	0. P. +19. 5m (第 3 号機海水ポンプ室)	1. 0	3. 65m	2. 09m (0. P. +10. 4m)

注記*：括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 5-2 に示す。

地震力の組合せは、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。ここで、主たる荷重は津波荷重となり水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 5-1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$

G : 固定荷重

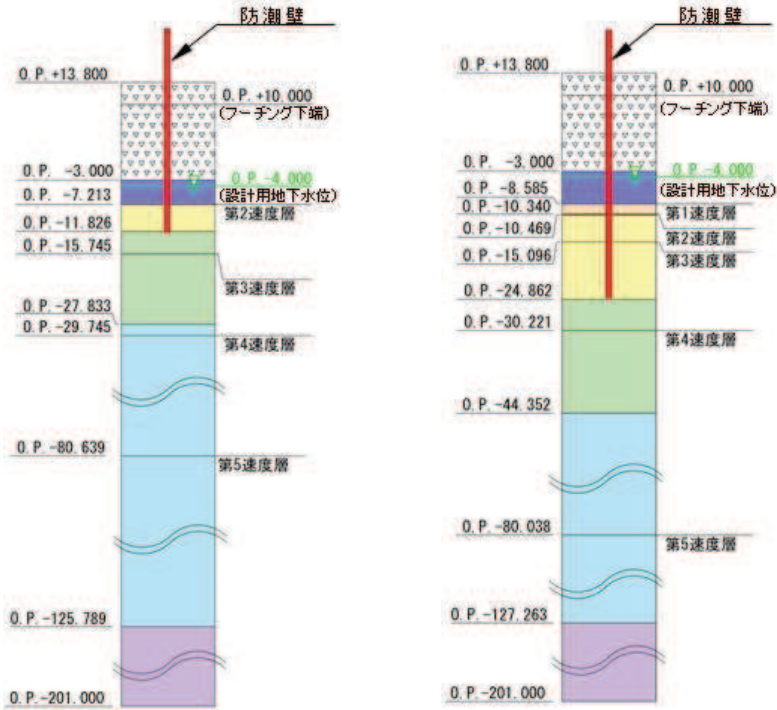
P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_h : 浸水津波荷重

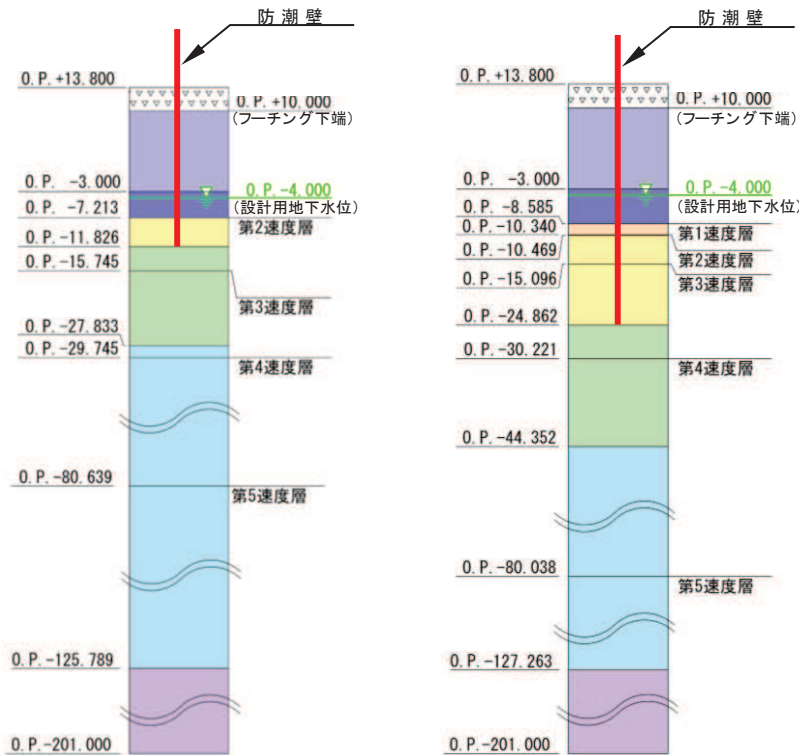
K_{Sd} : 余震荷重

地盤① (鋼桁 5 南側基礎)
地盤② (鋼桁 5 北側基礎)
(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮)



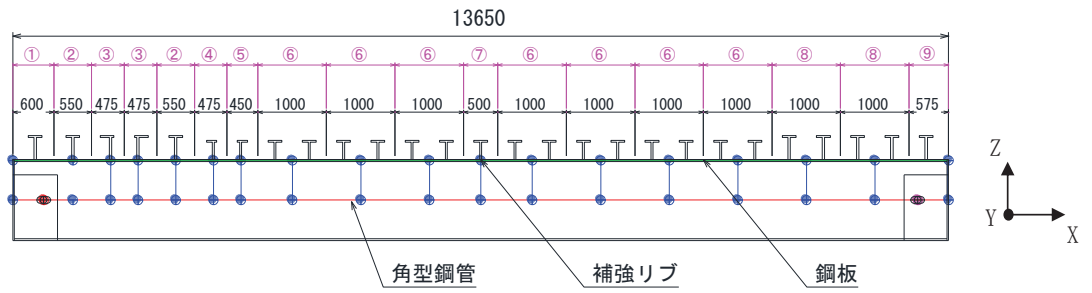
凡 例	
	B 級
	C _H 級
	C _M 級
	C _L 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	設計用地下水位

(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)

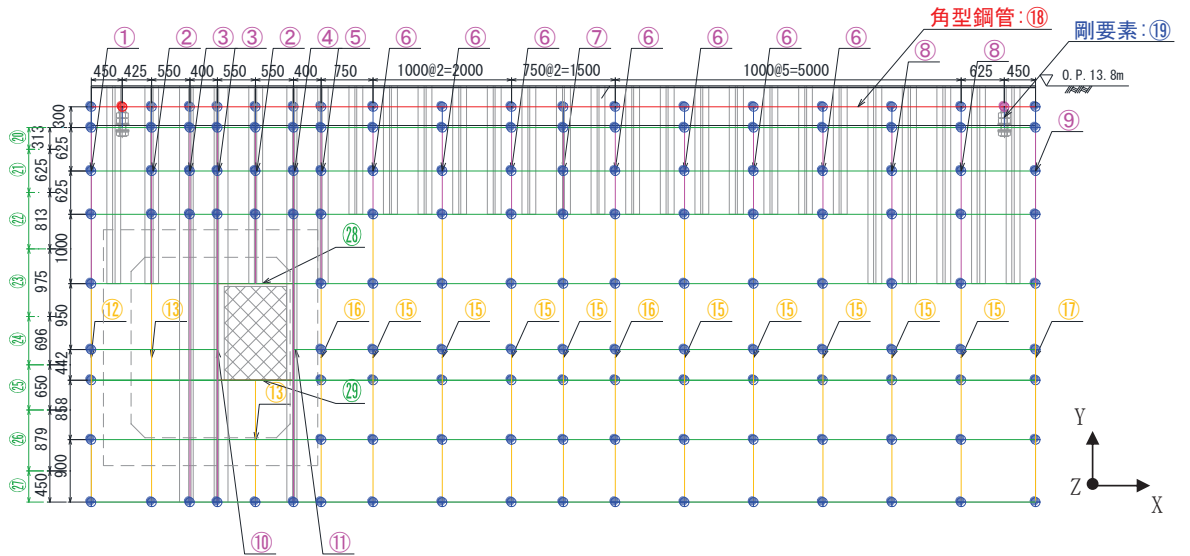


(単位 : m)

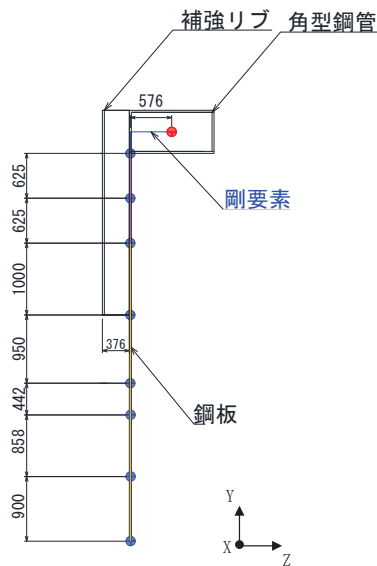
図 5-3(2) 地盤応答抽出用モデル
(地質モデル図)



(平面図)



(正面図)



(断面図)

No.	凡例	部材名称	断面二次剛性	
			$I_y (\text{m}^4)$	$I_z (\text{m}^4)$
①		補強リブ (TypeA) 端部2	4.87E-04	6.59E-04
②		補強リブ (TypeA) 貫通部1	3.83E-04	6.41E-04
③		補強リブ (TypeB) 貫通部2	2.72E-04	6.10E-04
④		補強リブ (TypeC) 貫通部3	2.54E-04	3.09E-04
⑤		補強リブ (TypeD) 貫通部4	2.20E-04	3.04E-04
⑥		補強リブ (TypeE) 一般部	3.90E-03	7.27E-04
⑦		補強リブ (TypeE) 中央部	3.00E-04	3.64E-04
⑧		補強リブ (TypeA) 一般部2	4.47E-03	1.24E-03
⑨		補強リブ (TypeA) 端部1	4.41E-04	6.51E-04
⑩		補強リブ (TypeB) 貫通部2開口部周辺	1.17E-04	5.14E-04
⑪		補強リブ (TypeC) 貫通部3開口部周辺	8.99E-05	2.63E-04
⑫		縦桁鋼板 端部2	5.04E-04	1.10E-06
⑬		縦桁鋼板 貫通部1	3.88E-04	1.01E-06
⑭		縦桁鋼板 貫通部4	2.13E-04	8.23E-07
⑮		縦桁鋼板 一般部	2.33E-03	1.83E-06
⑯		縦桁鋼板 中央部	2.92E-04	9.15E-07
⑰		縦桁鋼板 端部1	4.44E-04	1.05E-06
⑱		角型鋼管	1.78E-02	6.16E-03
⑲		剛	1.78E+01	6.16E+00
⑳		横梁1	7.12E-05	5.72E-07
㉑		横梁2	5.70E-04	1.14E-06
㉒		横梁3	1.25E-03	1.49E-06
㉓		横梁4	2.16E-03	1.78E-06
㉔		横梁5	7.87E-04	1.27E-06
㉕		横梁6	6.41E-04	1.19E-06
㉖		横梁7	1.58E-03	1.61E-06
㉗		横梁8	8.23E-07	2.13E-04
㉘		横梁9	3.72E-04	9.91E-07
㉙		横梁10	1.84E-04	7.85E-07

(特記なき寸法はmmを示す)

図 6-1 解析モデルの概要

6.1.4 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図6-2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。断面力の算定は、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」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、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なることから、プレート部については「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、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。

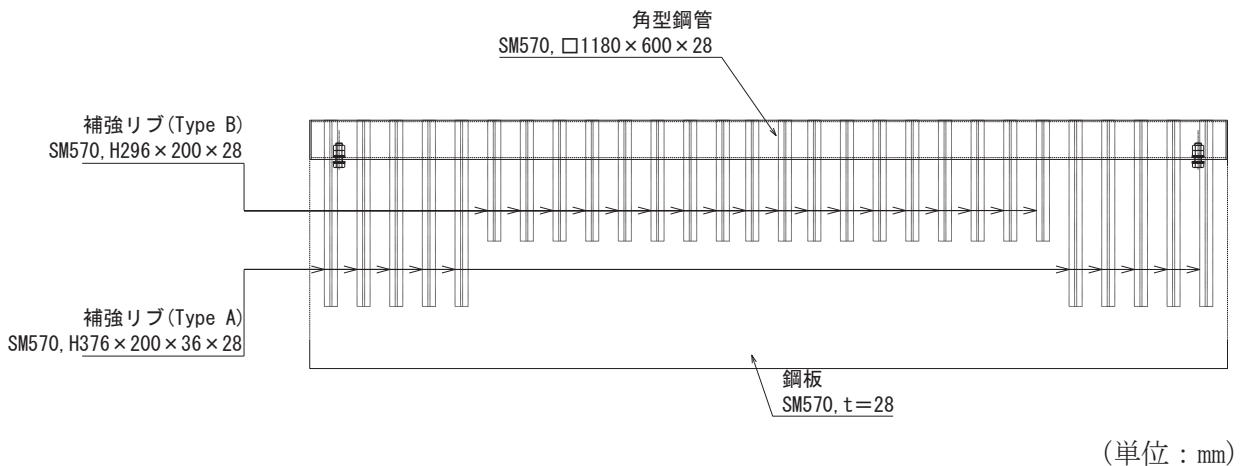


図6-2 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、各はり要素に生じる断面力に基づき、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。

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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 鋼板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 : 鋼板の軸力 (kN)
- A_1 : 鋼板の有効断面積 (m^2)
- M_{Y1} : 鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント ($kN \cdot m$)
- Z_{Y1} : 鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m^3)
- M_{Z1} : 鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント ($kN \cdot m$)
- Z_{Z1} : 鋼板の Z 軸周りの有効断面係数 (m^3)

(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。

$$\tau_1 = \frac{S_z}{A_z} + \frac{S_y}{A_y}$$

ここで、

- τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)
- S_z : 鋼板に発生するせん断力 (N)
- A_z : 鋼板のせん断純断面積 (mm^2)
- S_y : 鋼板に発生するせん断力 (N)
- A_y : 鋼板のせん断純断面積 (mm^2)

(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。

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

ここで、

- σ_1 : 鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm^2)
- τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm^2)
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm^2)
- k : 「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.2 接続ボルト

6.2.1 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造図を図 6-3 に示す。

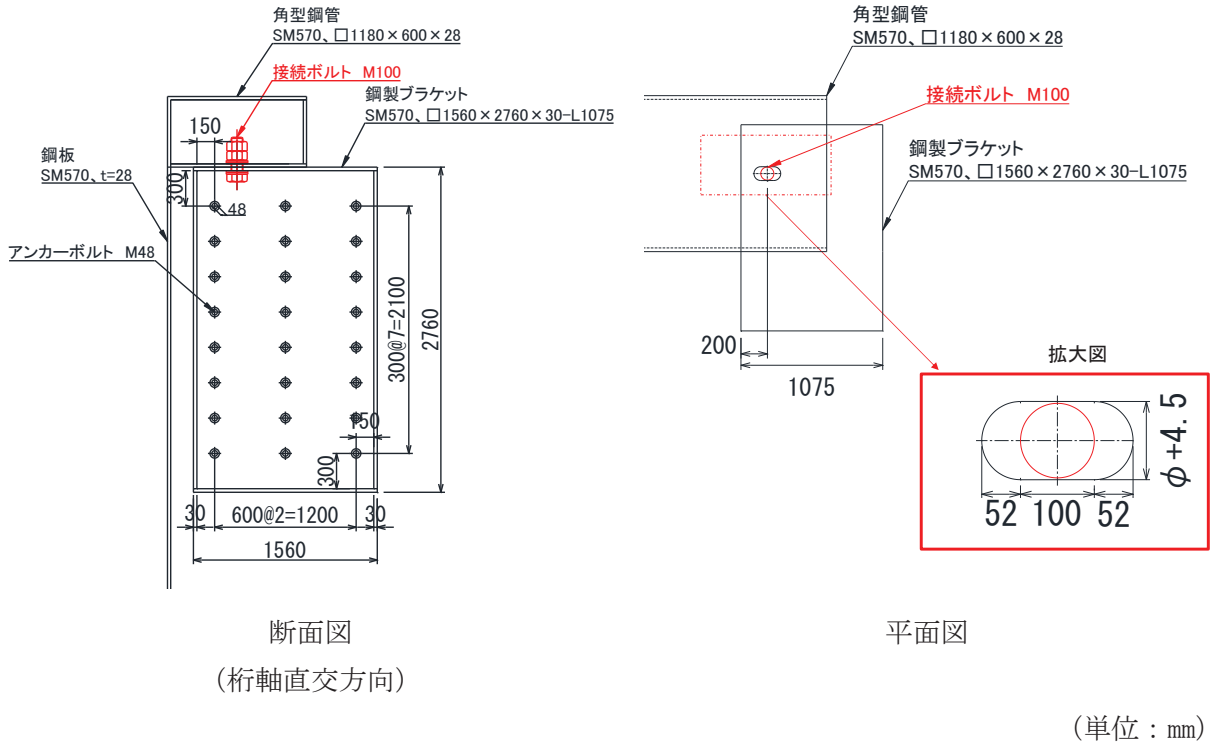


図 6-3 接続ボルトの構造図

6.2.2 使用材料及び物性値

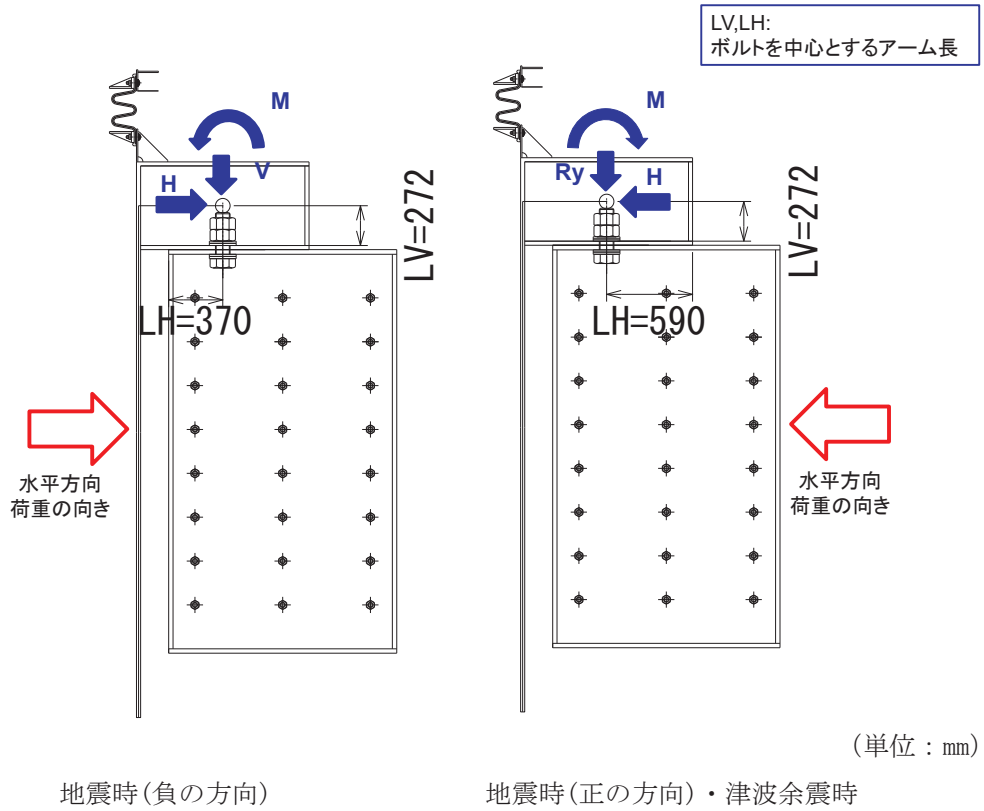
接続ボルトの使用材料を表 6-5 に示す。

表 6-5 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
接続ボルト	強度区分 10.9	M100

6.2.3 許容限界

接続ボルトの許容限界は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表 6-6 に示す短期許容応力度とする。



$$P = V_m - V_H + V$$

$$V_m = \frac{M}{L_H}$$

$$V_H = \frac{H \times L_v}{L_H}$$

$$S = H$$

ここで、

- P：接続ボルトに作用する引張力(N)
- S：接続ボルトに作用するせん断力(N)
- V：接続ボルトに作用する鉛直荷重(N)
- H：接続ボルトに作用する水平荷重(N)
- M：接続ボルトに作用する回転荷重(N・m)
- V_m ：回転荷重によって生じる引張力(N)
- V_H ：水平荷重によって生じる押し込み力(N)
- L_H ：水平方向のアーム長(m)
- L_v ：鉛直方向のアーム長(m)

図 6-4 接続ボルトの発生力算定方法

6.3 鋼製ブラケット

6.3.1 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図6-5に示す。

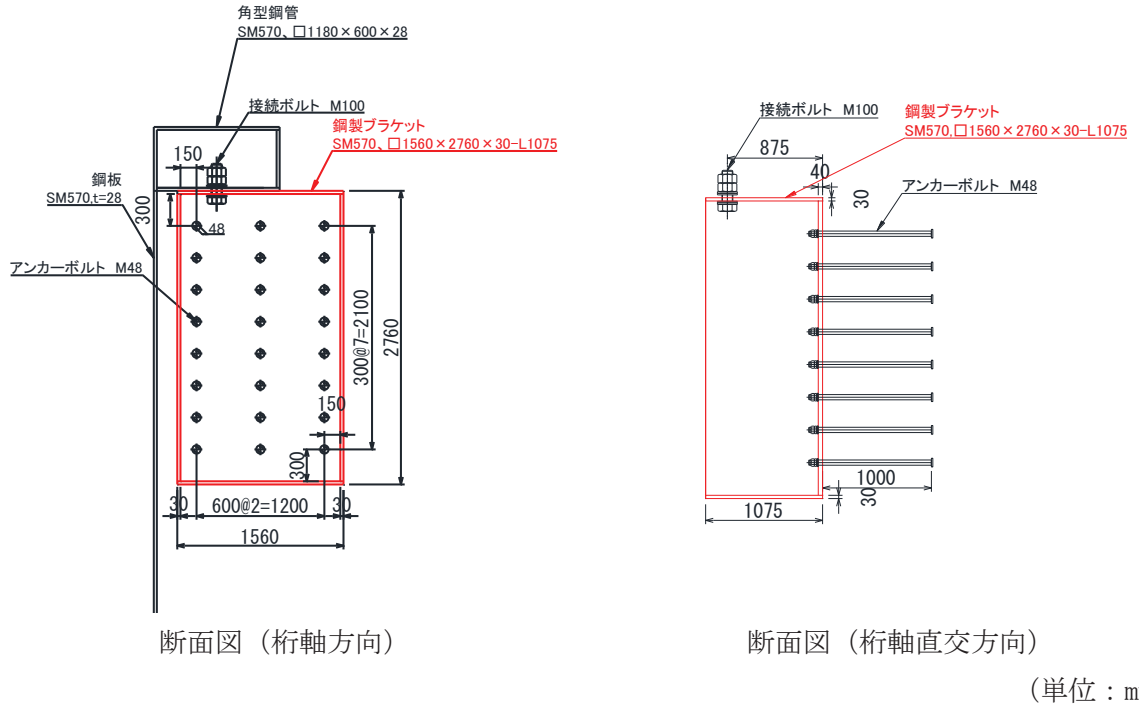


図6-5 鋼製ブラケットの構造図

上記によって算出した各応力度を以下のように足し合わせ、評価用応力度とする。なお、応力度は保守的な評価となるように絶対値で足し合わせる。

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_Y}{Z_Y} \pm \frac{M_Z}{Z_Z}$$

ここで、

σ : 鋼製ブラケットの曲げモーメントにより算定される応力 (N/mm²)

N_x : 鋼製ブラケットのX軸方向の軸力 (N) (ただし、接続ボルトが長孔構造のため非考慮)

A : 鋼製ブラケットの有効断面積 (mm²)

M_Y : 鋼製ブラケットに発生するY軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Y : 鋼製ブラケットのY軸周りの有効断面係数 (mm³)

M_Z : 鋼製ブラケットに発生するZ軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Z : 鋼製ブラケットのZ軸周りの有効断面係数 (mm³)

$$\tau_1 = \frac{S_z}{A_z} + \frac{S_y}{A_y}$$

ここで、

τ_1 : 鋼製ブラケットのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_z : 鋼製ブラケットに発生するせん断力 (N)

A_z : 鋼製ブラケット (フランジ) のせん断純断面積 (mm²)

S_y : 鋼製ブラケットに発生するせん断力 (N)

A_y : 鋼製ブラケット (ウェブ) のせん断純断面積 (mm²)

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

ここで、

σ_1 : 鋼製ブラケット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 : 鋼製ブラケット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)

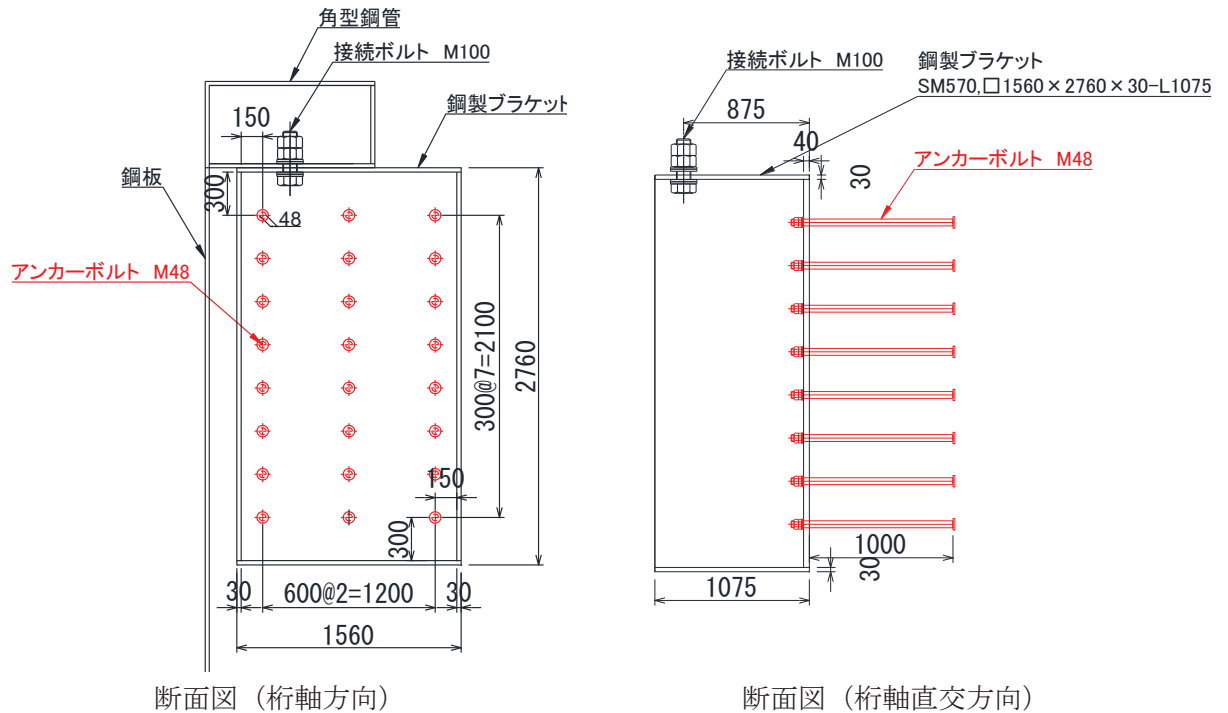
τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 合成応力の許容値 (1.2)

6.4 アンカーボルト

6.4.1 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図6-8に示す。



(単位：mm)

図6-8 アンカーボルトの構造概要

6.4.4 評価方法

アンカーボルトは「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼管から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図6-9に示す。

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}$$

$$S = \sqrt{(S_y^2 + S_z^2)}$$

$$s = S / n$$

$$\kappa = \left(\frac{T_x}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{s}{Q_a} \right)^2$$

ここで、

T_x : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力(N)

T_{x1} : Z軸周りのモーメント M_z によって生じる引抜力(N)

$$T_{x1} = \sigma_{sz} \cdot A_n$$

A_n : アンカーボルト1本あたりの断面積(mm²)

σ_{sz} : 最外縁に生じる引張応力度(N/mm²)

T_{x2} : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力(N)

$$T_{x2} = \sigma_{sy} \cdot A_n$$

A_n : アンカーボルト1本あたりの断面積(mm²)

σ_{sy} : 最外縁に生じる引張応力度(N/mm²)

S : アンカーボルトに作用するせん断力(N)

S_y : Y軸方向に作用するせん断力(N)

S_z : Z軸方向に作用するせん断力(N)

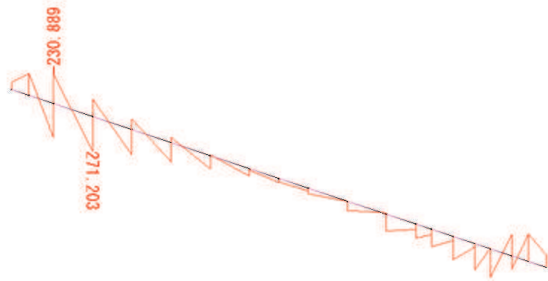
s : アンカーボルト1本あたりに作用するせん断力(N)

n : 本数

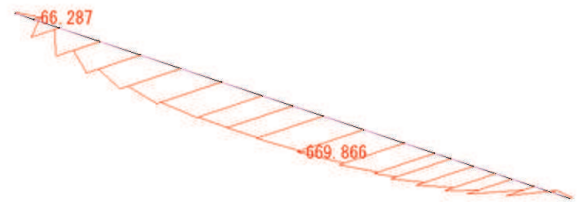
図6-9(1) アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

7.2 断面力分布

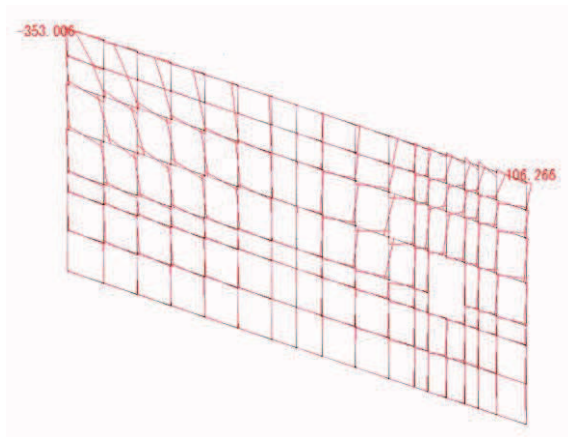
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図7-1に示す。



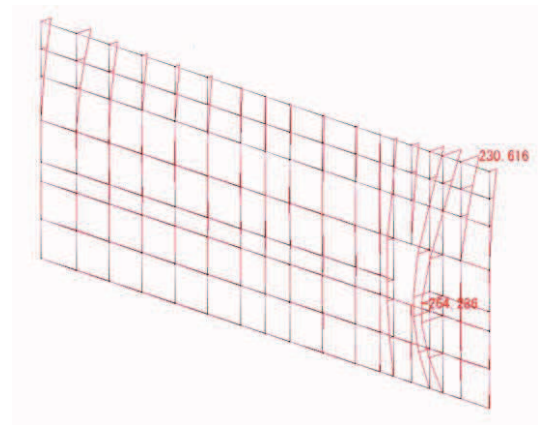
曲げモーメント Mz 図 角型鋼管 (kN・m)



曲げモーメント My 図 角型鋼管 (kN・m)

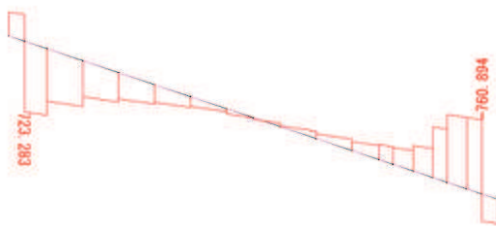


曲げモーメント Mz 図 鋼板 (kN・m)



曲げモーメント Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (kN・m)

曲げモーメント My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (kN・m)



せん断力 Sy 図 角型鋼管 (kN)



せん断力 Sz 図 角型鋼管 (kN)

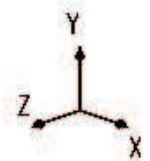
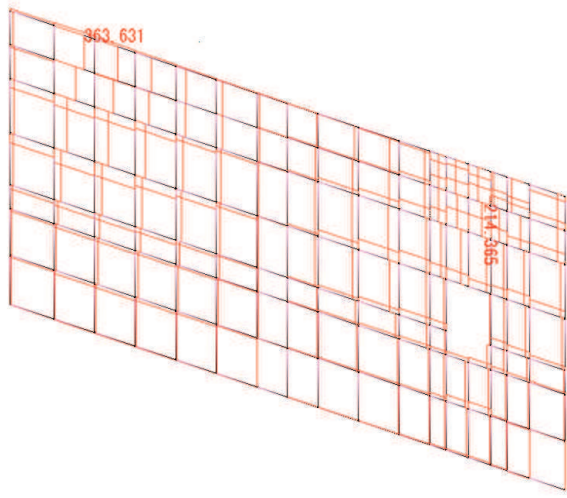
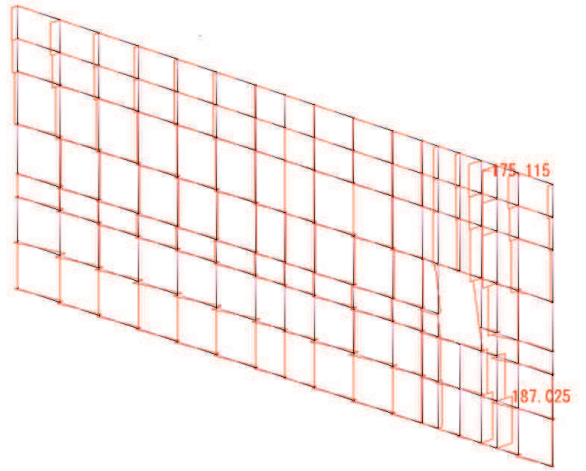


図7-1(1) 断面力図

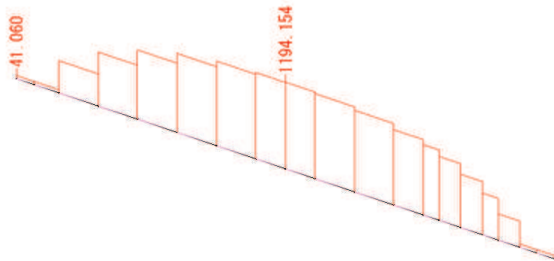


せん断力 S_x 図(縦方向はり要素) 鋼板 (kN)

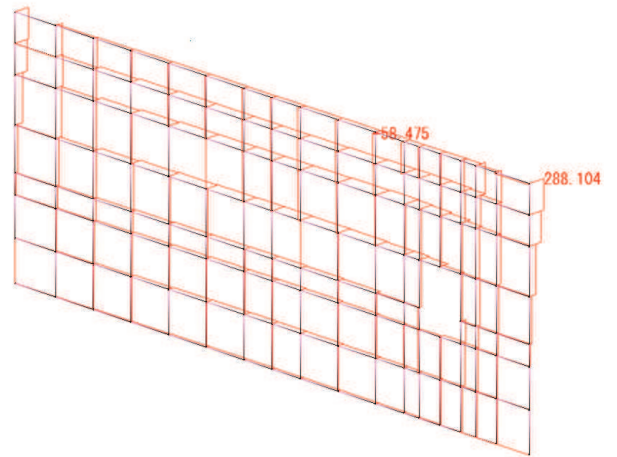
せん断力 S_y 図(横方向はり要素) 鋼板 (kN)



せん断力 S_z 図 鋼板 (kN)



軸力 N_x 図 角型鋼管 (kN)



軸力 N_x 図(横方向はり要素) 鋼板 (kN)

軸力 N_y 図(縦方向はり要素) 鋼板 (kN)

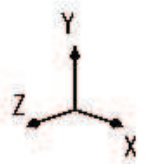


図 7-1(2) 断面力図

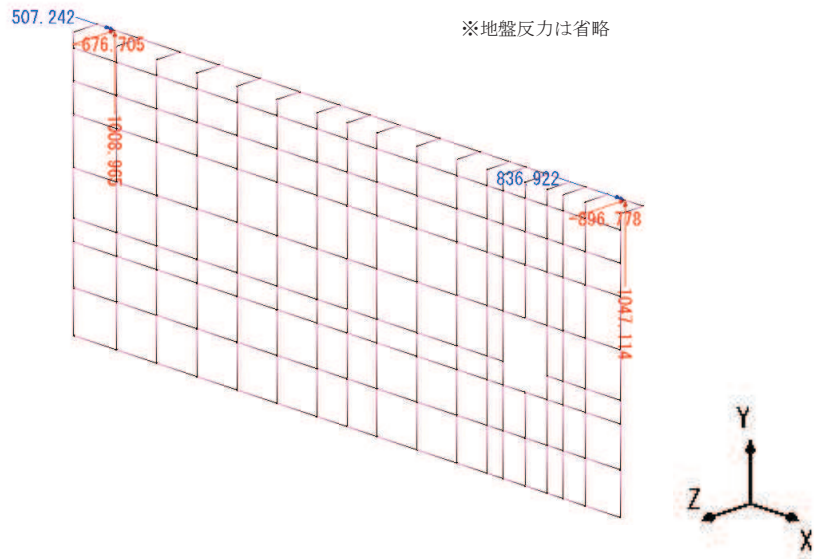


図 7-1(3) 反力図(赤字：反力(kN)、青字：回転反力(kN・m))

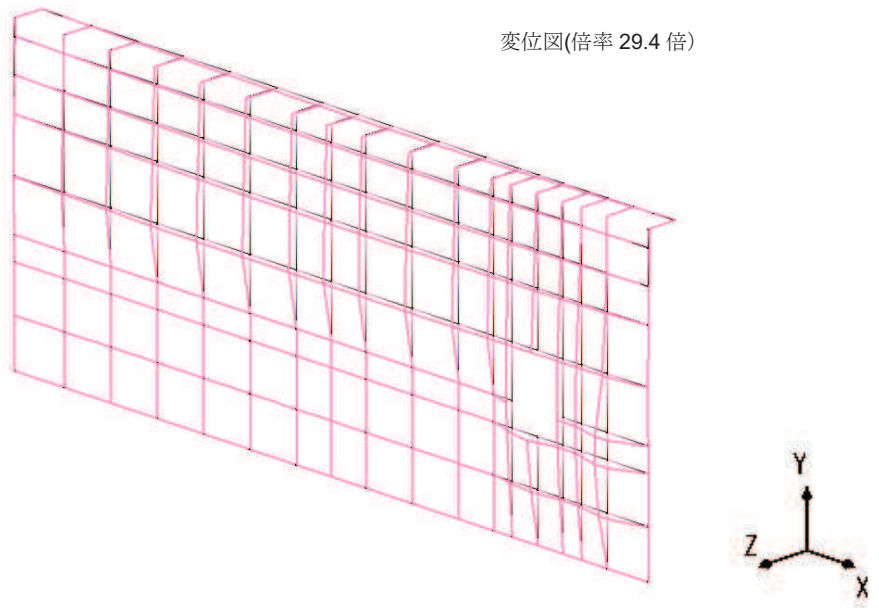
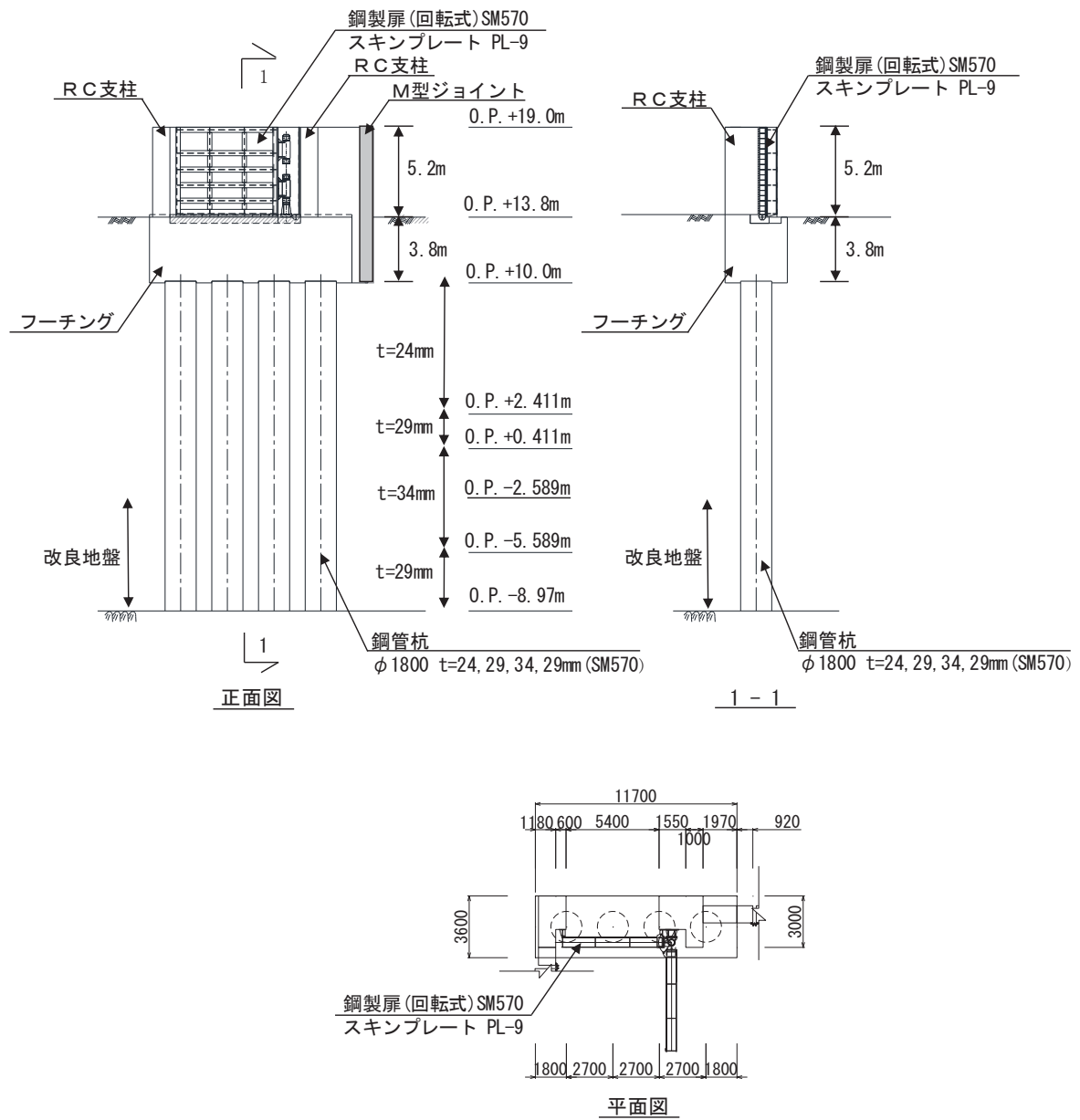
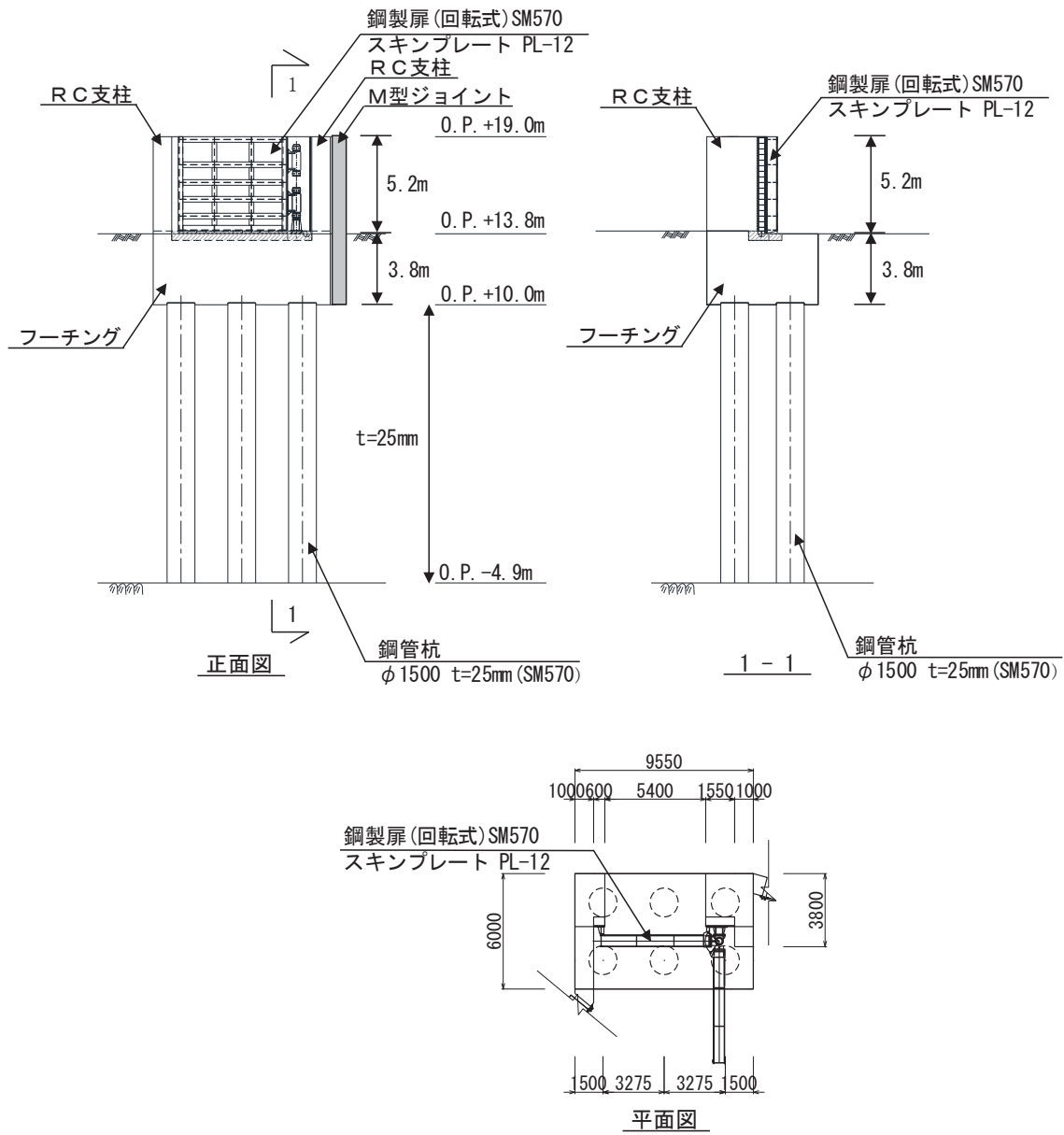


図 7-1(4) 変形図



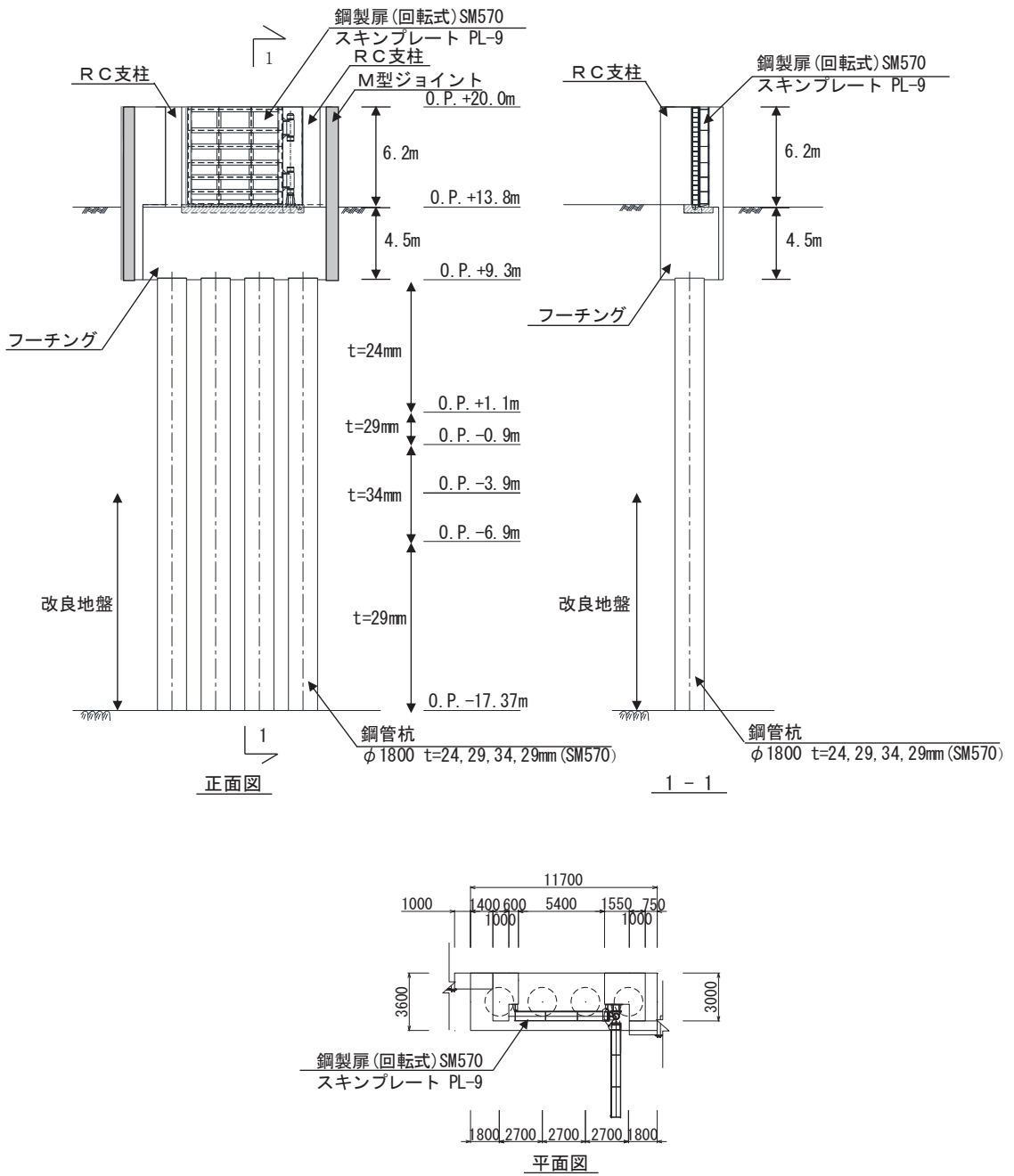
(注記なき寸法は mm を示す)

図 2-4 鋼製扉 1 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)



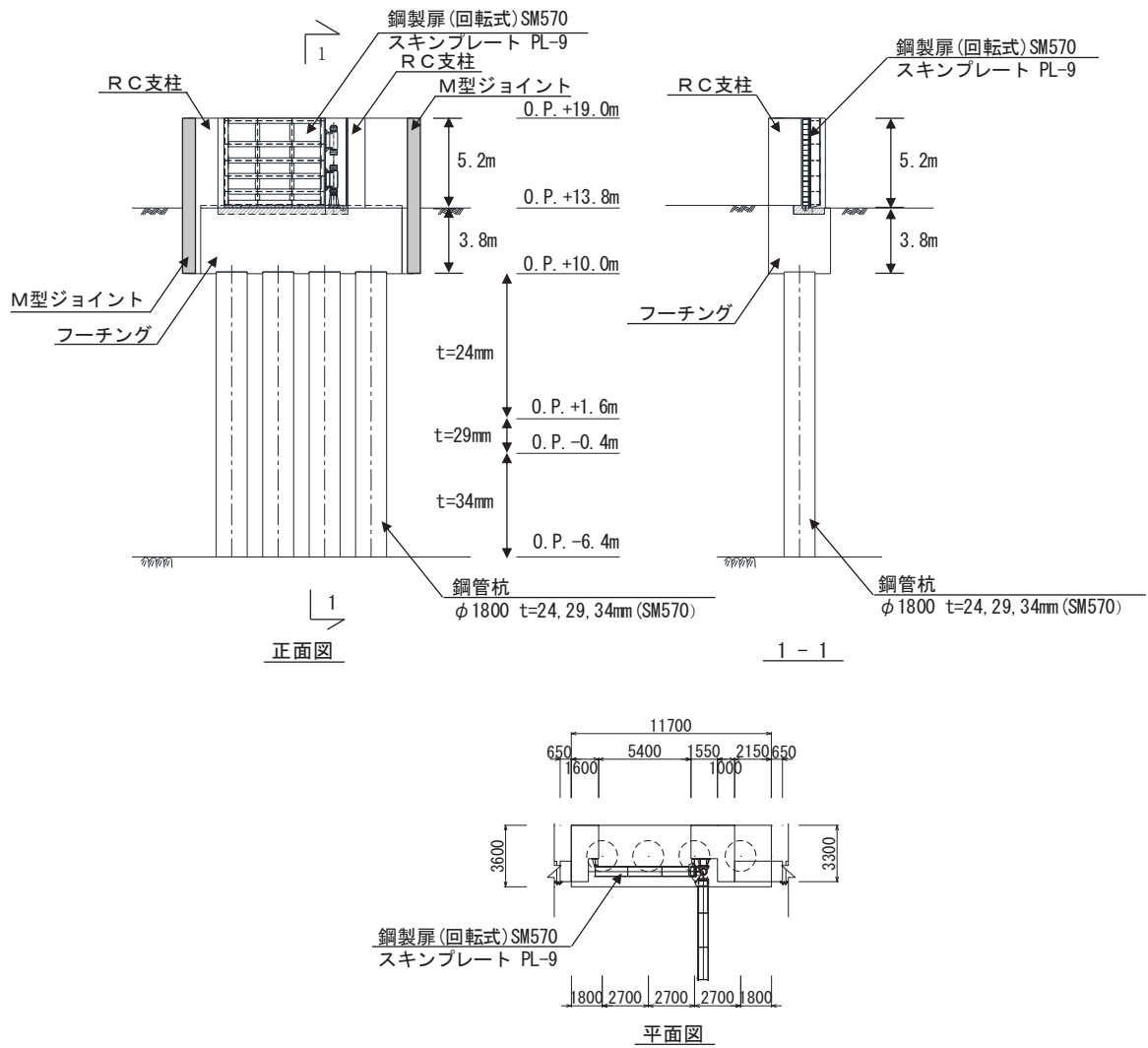
(注記なき寸法は mm を示す)

図 2-5 鋼製扉 2 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)



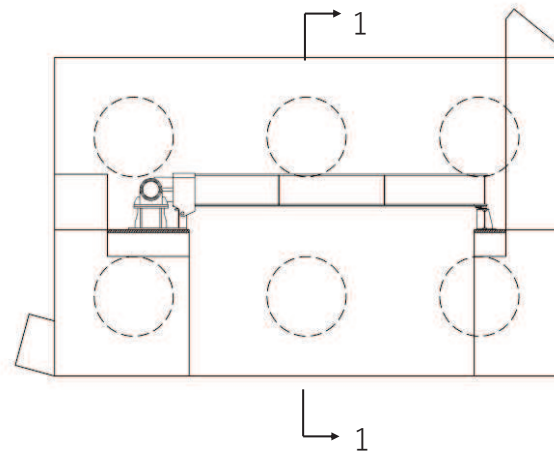
(注記なき寸法は mm を示す)

図 2-6 鋼製扉 3 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)

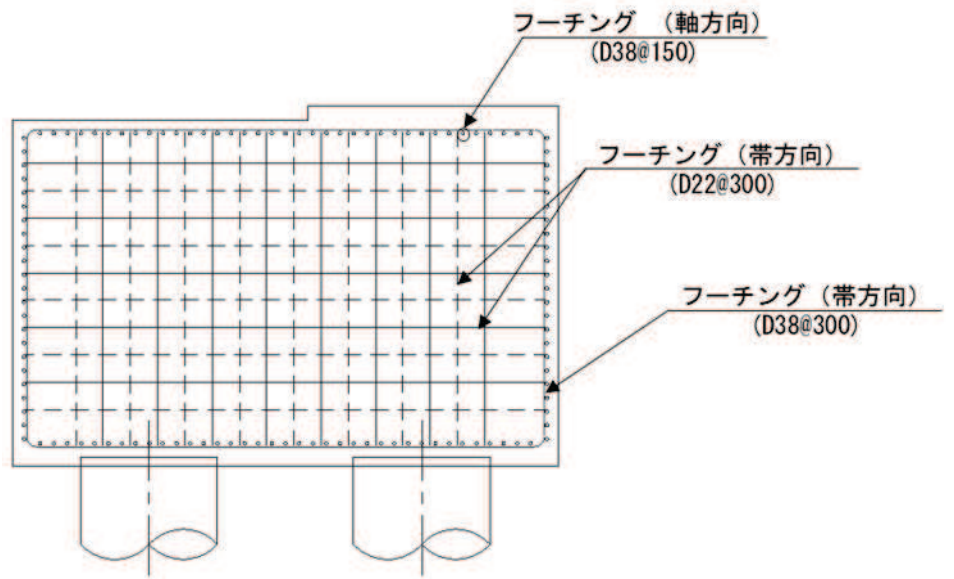


(注記なき寸法は mm を示す)

図 2-7 鋼製扉 4 の構造図 (正面図及び断面図, 平面図)



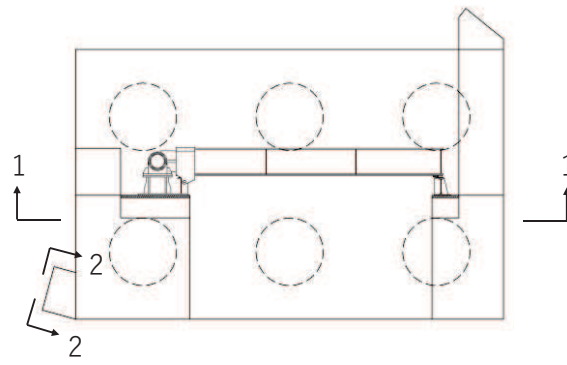
(KEY-PLAN)



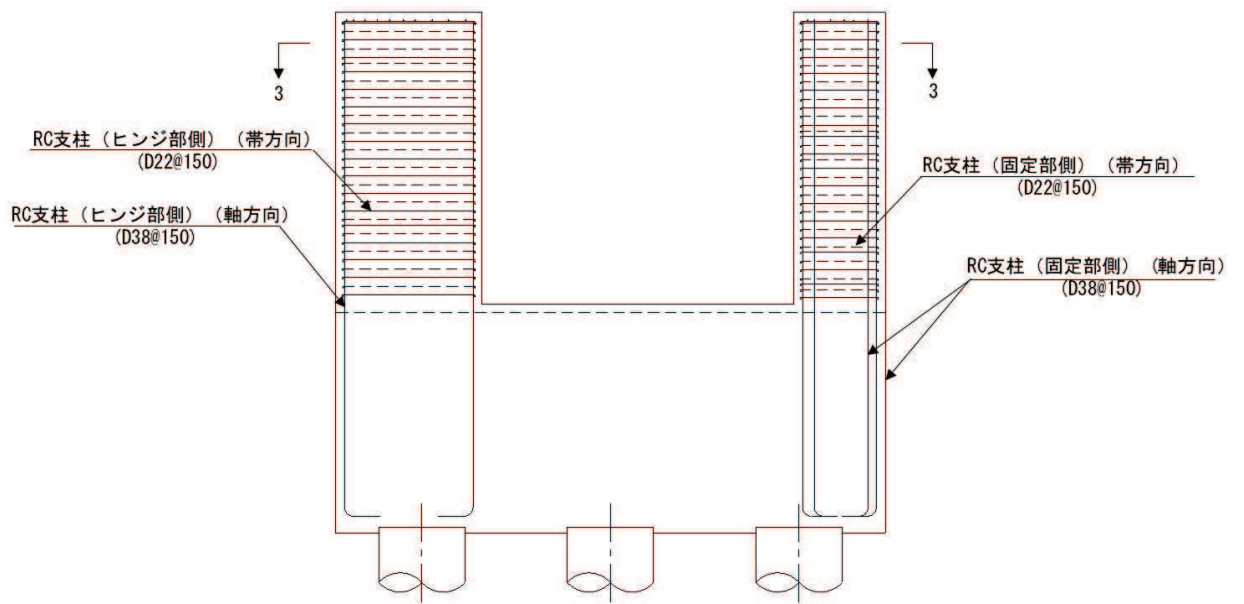
(1-1 断面)

(単位 : mm)

図 2-9 フーチング配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)



(KEY-PLAN)



(1-1 断面)

(単位 : mm)

図 2-10 (1) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

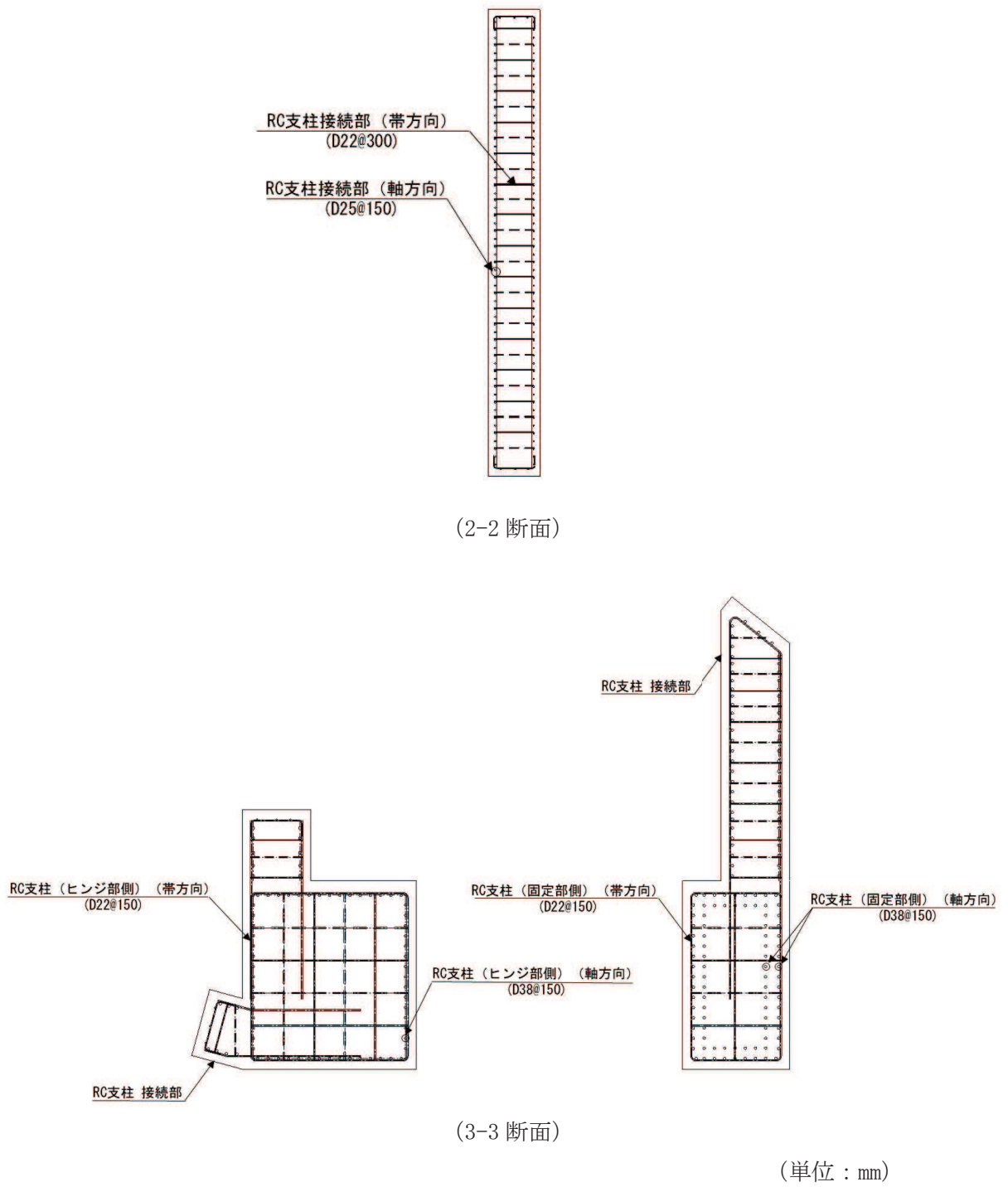
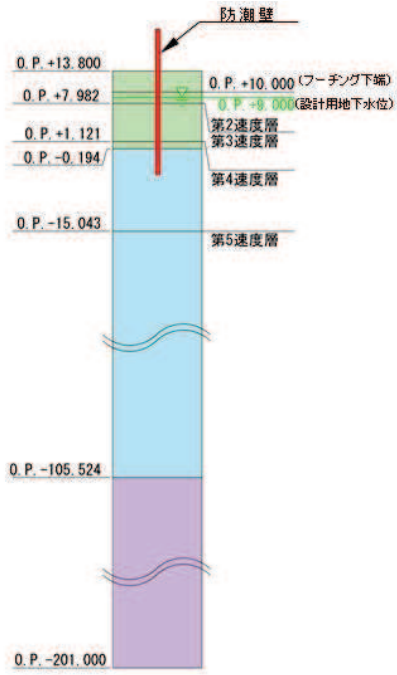
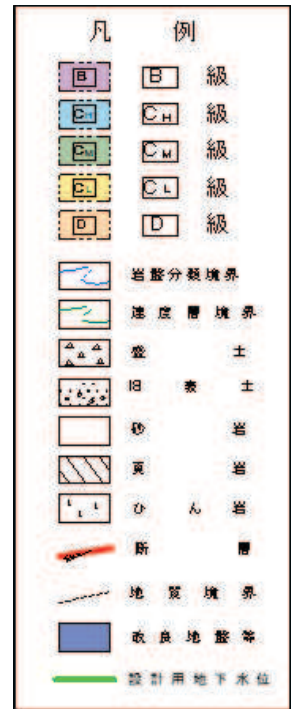
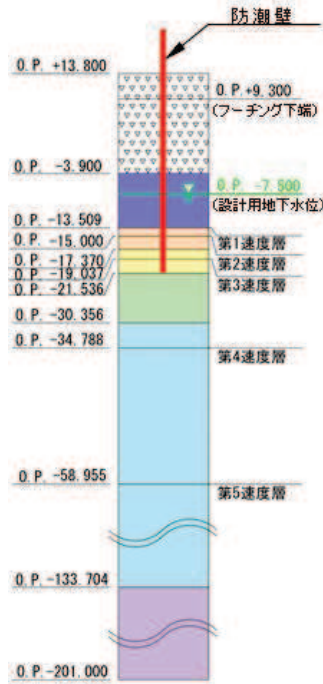


図 2-10 (2) RC 支柱配筋概要図
(鋼製扉 2 の例)

(鋼製扉 2)



(鋼製扉 3)



(単位：m)

図 3-3 評価対象断面の地層構成図

表 3-36(2) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
鋼材	扉体部	スキンプレート : SM570, t=9mm 主桁 : SM570, BH 588×300×12×22 軸側鉛直桁 : SM570, BCH 588×300×22×36 扉体端側鉛直桁 : SM570, BCH 588×250×12×22 補助鉛直桁 : SM570, BT 588×250×12×22
	ヒンジ部	ヒンジリブ : SM490, BT 480×460×60×60 回転軸 : SM490, PIPE φ 457.2, t=19mm RB φ 180~250 軸受ハウジング円筒部 : SM490, PIPE φ 420, t=40mm 軸受ハウジング接続部 : SM490 軸受ハウジング固定ボルト : SCM435, M30 軸受支持金物 : SM490, t=30mm 軸受ハウジングエンドプレート : SM490, t=55mm アンカーボルト : SNR490B, M30 エンドプレート : SM490, t=60mm 鉛直荷重支承部 すべり軸受 : 自己潤滑形軸受 鉛直荷重支承部 支柱 : SM490 t=25mm
	固定部	扉体フック部(先端側) : SM570, BH 160×125×30×30 扉体フック部(扉体側) : SM570, BH 210×150×30×30 摺動ブロック : S45C-H 回転アーム : SCM435, t=30mm アーム回転軸 : S45C-H, φ 100 アーム軸受架台 : SM490, BH 150×125×16×19 アーム軸受架台基部 : SM490 ベースプレート : SM490, t=30mm アンカーボルト : SNR490B, M30
	鋼管杭*	φ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

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

b. 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）により作用させる。なお、津波作用時においては閉じ方向（津波作用方向）方向の荷重が卓越することは明白であるため、開き方向（津波作用方向の逆方向）の評価を省略する。

荷重の組合せケースを表 3-39 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-40 に示す。

表 3-39 荷重の組合せ*

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$
3	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

G：固定荷重

P_s ：積雪荷重

P_k ：風荷重

S_{dH} ：水平方向地震荷重（自重× K_H ）

S_{dV} ：鉛直方向地震荷重（自重× K_V ）

注記*：水平方向地震荷重は+が津波作用方向，鉛直方向地震荷重は+が鉛直上向きを表す。

表 3-40 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	5.9	0.7
鋼製扉 3	1.1	0.7

- (4) 固定部（扉体フック部（先端側・扉体側）, 摺動ブロック, 回転アーム, アーム回転軸, アーム軸受, アーム軸受架台, アーム軸受架台基部, ベースプレート, アンカーボルト）

固定部の評価は、扉体から伝達された反力から算定される作用荷重や垂直応力度、せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

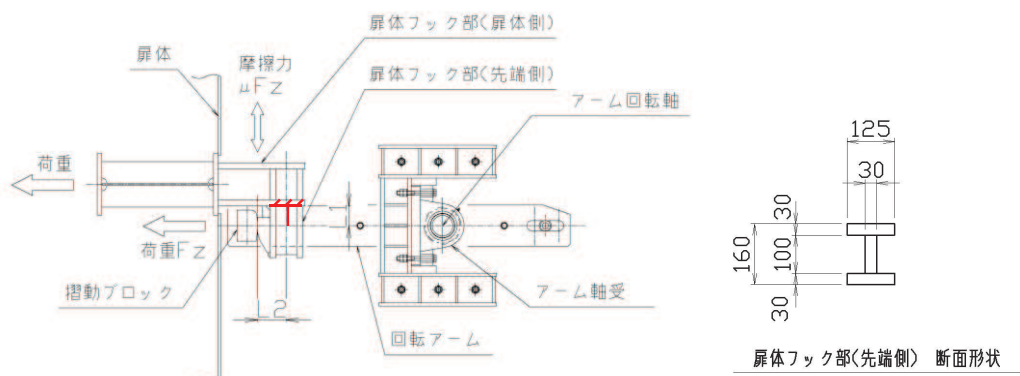
a. 荷重条件

評価に用いる荷重は「3.5.8 (1) 扉体」の構造解析における支点位置での反力を用いる。

b. 固定部（扉体フック部（先端側））

扉体に取り付けられた、締付装置の摺動部を受ける扉体フック部（先端側）について評価を行う。

構造概要及び計算モデルの概念図を図3-37に示す。



(単位：mm)

図3-37 扉体フック部（先端側）概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの固定端をもつ梁として発生応力度を下記の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_z \times L_1}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_z \times L_2}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_z}{A} \right|$$

$$\tau = \frac{F_z}{A_w}$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{as}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{as}} \right)^2$$

ここで、応力度の算定に用いる記号の定義を表3-55に示す。

c. 固定部（扉体フック部（扉体側））

扉体に取り付けられた、締付装置の摺動部を受ける扉体フック部（先端側）について評価を行う。

扉体フック部（扉体側）の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-38 に示す。

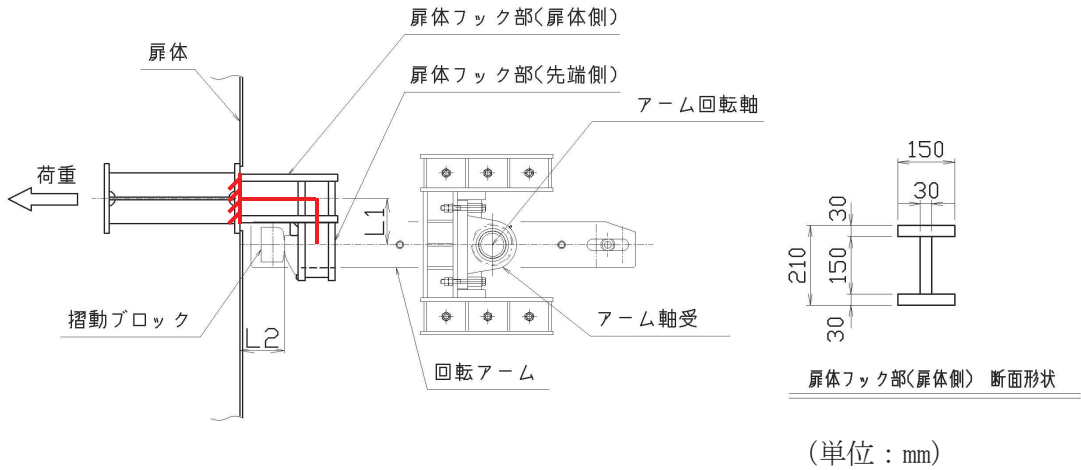


図 3-38 扉体フック部（扉体側）概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの固定端をもつ梁として発生応力度を下記の式により計算する。評価は曲げ応力度と軸方向応力度の重ね合わせを考慮し、その合計値に対して評価を行う。

$$\sigma = \frac{F_Z \times L_1}{Z} + \frac{\mu \times F_Z \times L_2}{Z} + \frac{F_Z}{A}$$

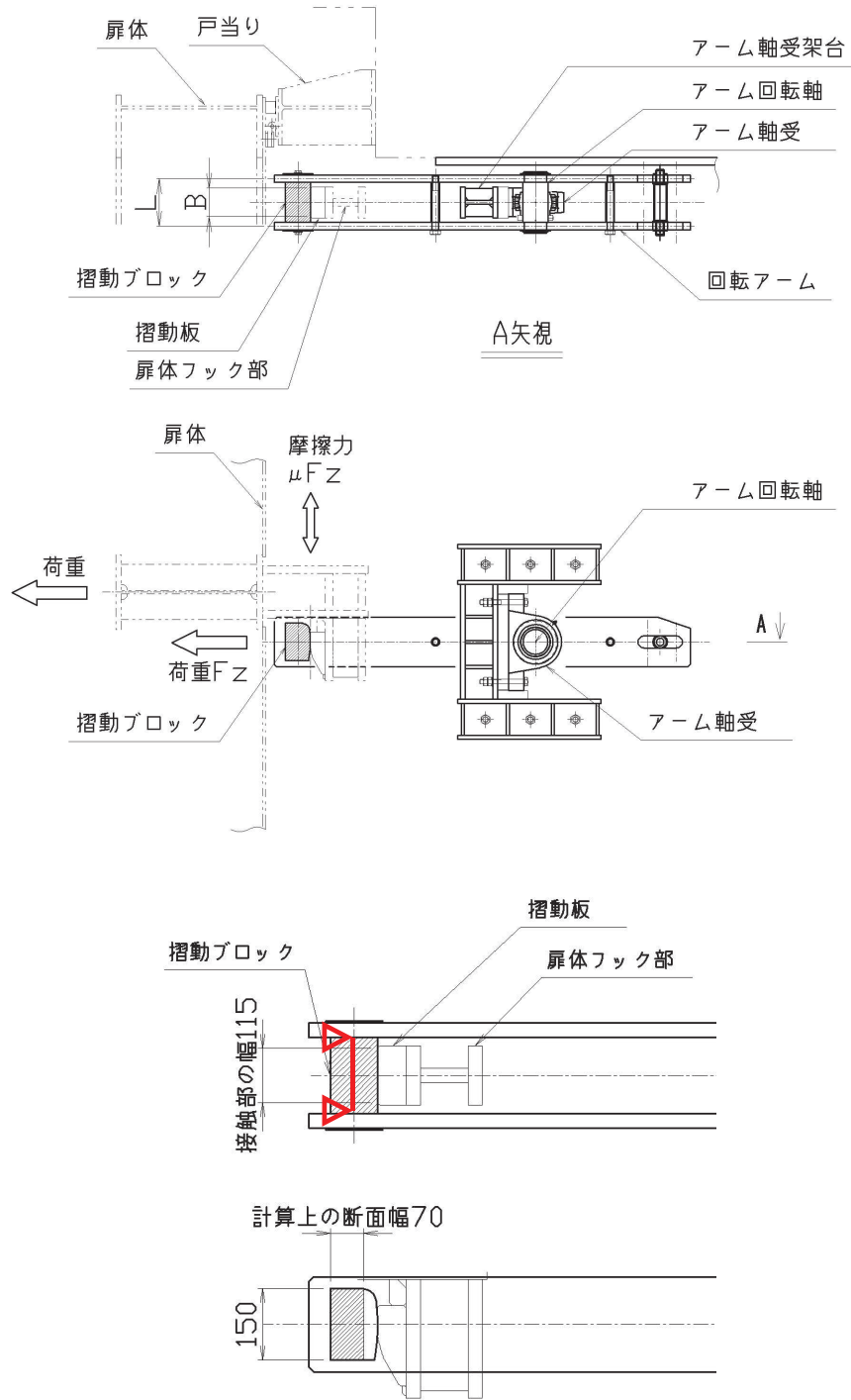
$$\tau = \frac{\mu \times F_Z}{A_W}$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{as}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{as}} \right)^2$$

ここで、各記号の定義を表 3-56 に示す。

d. 固定部（摺動ブロック）

扉体の締付装置受金具から荷重を受ける部材である，締付装置回転アーム先端の摺動ブロックについて評価する。評価に当たっては，下記に示す部材の曲線部を除いた矩形断面により断面性能を計算し，保守的に評価を行った。摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-39 に示す。



(単位：mm)

図 3-39 摺動ブロックの概要図及び計算モデルの概念図

e. 固定部（回転アーム）

摺動ブロックを支持する回転アームの評価を行う回転アームの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-40 に示す。

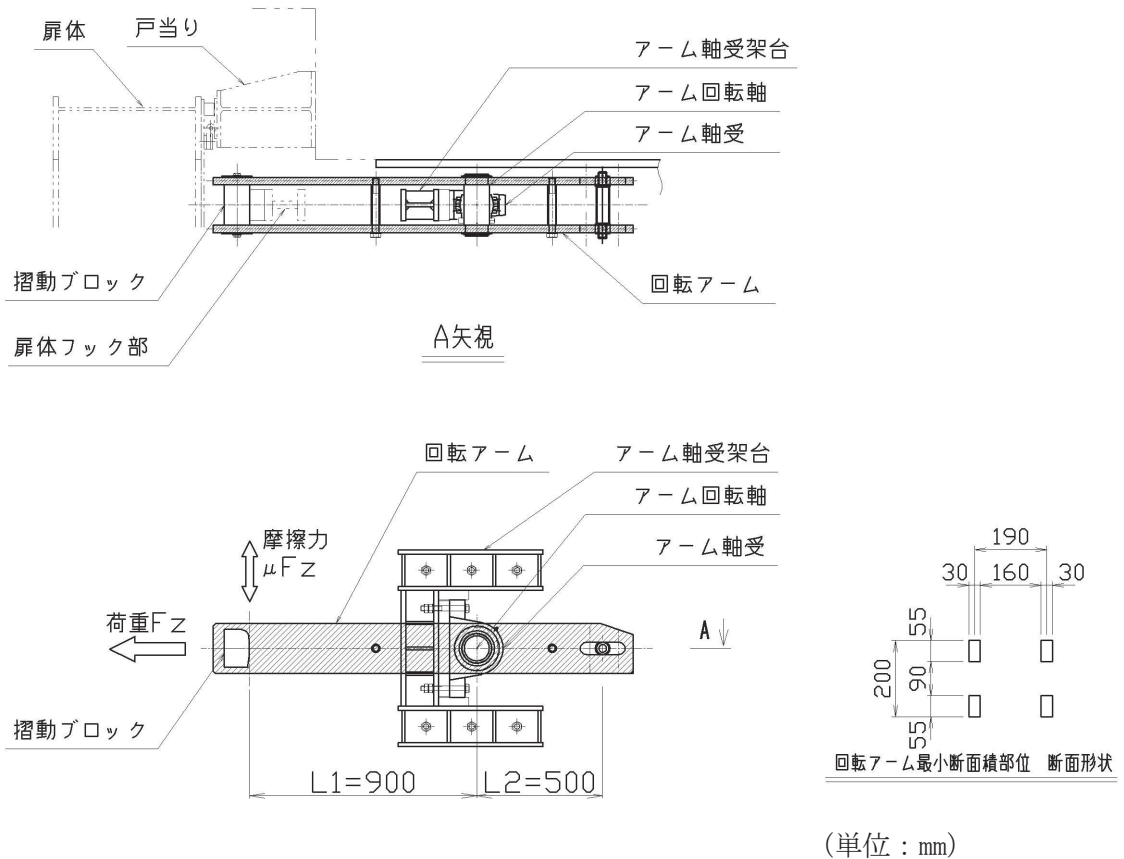


図 3-40 回転アームの概要図及び計算モデルの概念図

回転アームに作用する引張力より，発生する応力度を計算する。「構造力学公式集(土木学会)」より，軸力が作用する際の応力集中に対する配慮として，有限幅の有孔板に関する応力集中係数を垂直応力度に乘ずる。せん断力は鉛直方向荷重に対する荷重のつり合いよりせん断力を求め，評価断面におけるせん断力が最も大きい数値に対して評価を行う。

以下の式により発生応力度を計算する。

$$\sigma = \left(\left| \frac{F_Z}{A} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times L_1}{Z} \right| \right) \times \alpha$$

$$\alpha = 2 + \left(\frac{b - \rho}{b} \right)^3$$

$$\tau = \frac{\mu \times F_Z \times L_1 \div L_2}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

応力集中係数の計算モデル及びせん断力の計算の概要を図 3-41, 図 3-42 に示す。

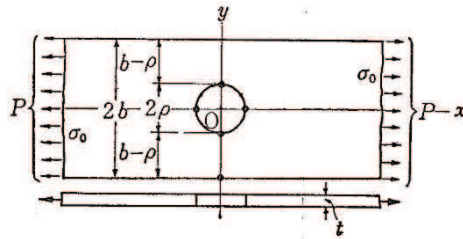
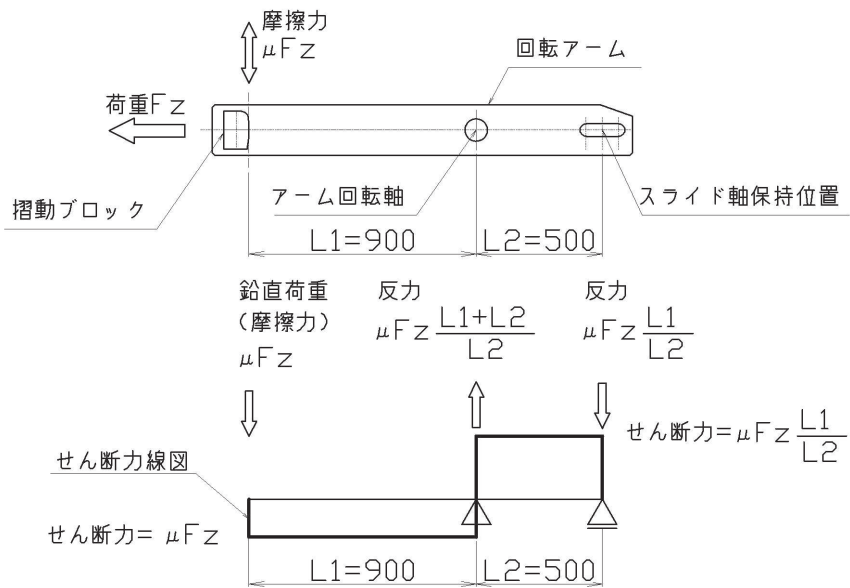


図 3-41 応力集中係数の計算モデル概要図

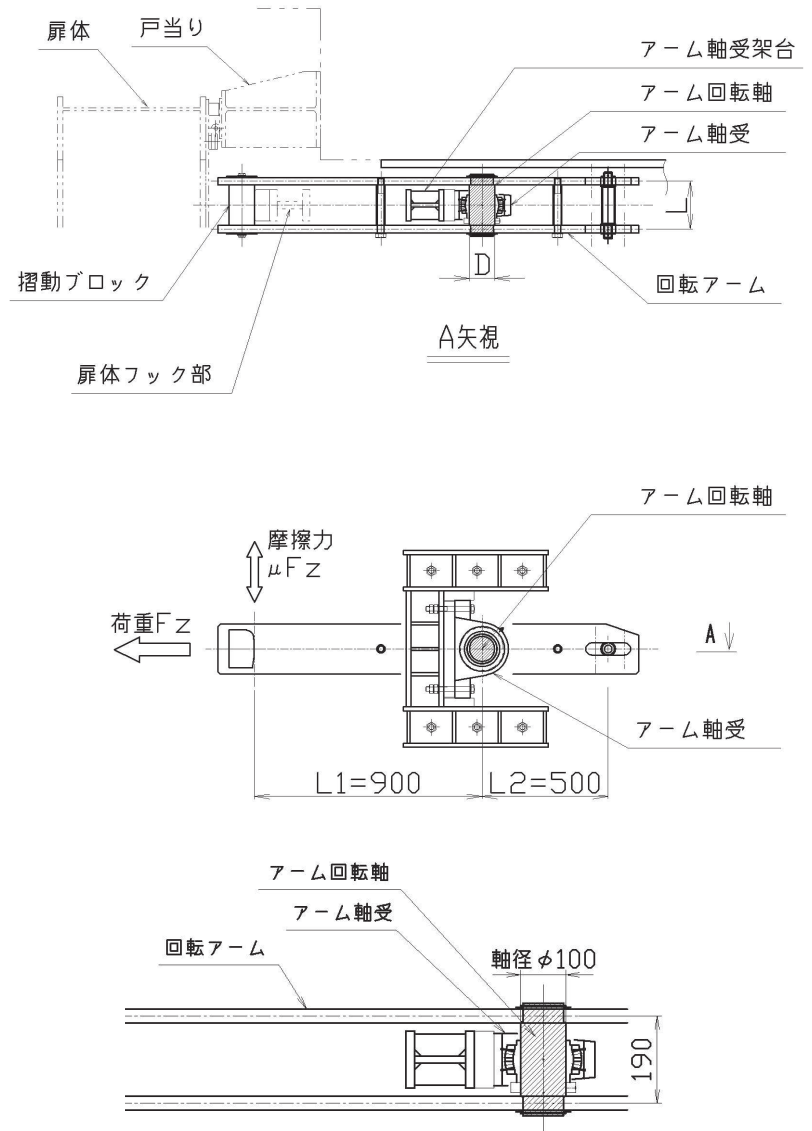


(単位 : mm)

図 3-42 せん断力の計算モデル概要図

f. 固定部（アーム回転軸）

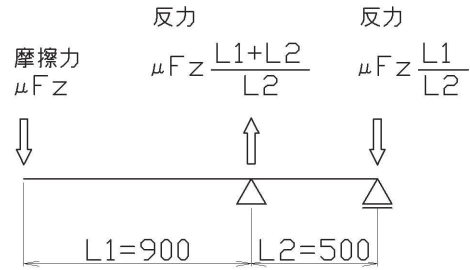
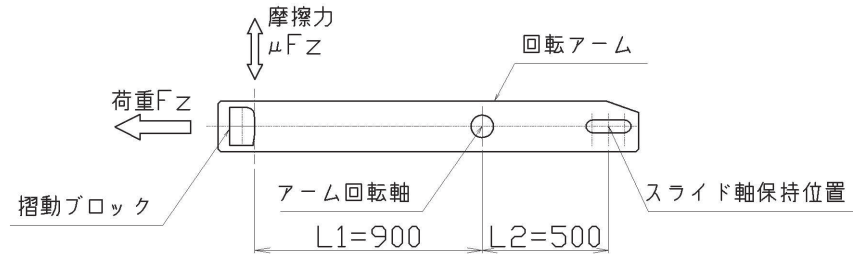
回転アームが受けた荷重を軸受に伝達する部材であるアーム回転軸について評価する。
アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-43 に示す。



(単位：mm)

図 3-43 アーム回転軸の概要図及び計算モデルの概念図

回転軸に作用する鉛直方向荷重は、締め付け装置摺動部に作用する津波作用方向荷重の摩擦力として摺動部に発生する鉛直方向荷重に関する荷重のつり合いにより求める。アーム回転の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-44 に示す。



(単位：mm)

図 3-44 アーム回転の概要図及び計算モデルの概念図

この鉛直方向荷重と津波作用方向荷重の合成荷重に対して部材の発生応力度を評価した。両端単純支持梁の中央への集中荷重としてモデル化し，発生する応力度を以下の式により計算する。

$$P = \sqrt{F_Z^2 + (\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2)^2}$$

$$\sigma = \frac{P \times L \div 4}{Z}$$

$$\tau = \frac{P \div 2}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

h. 固定部（アーム軸受架台）

軸受を支持するアーム軸受架台について照査を行う。アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-46 に示す。

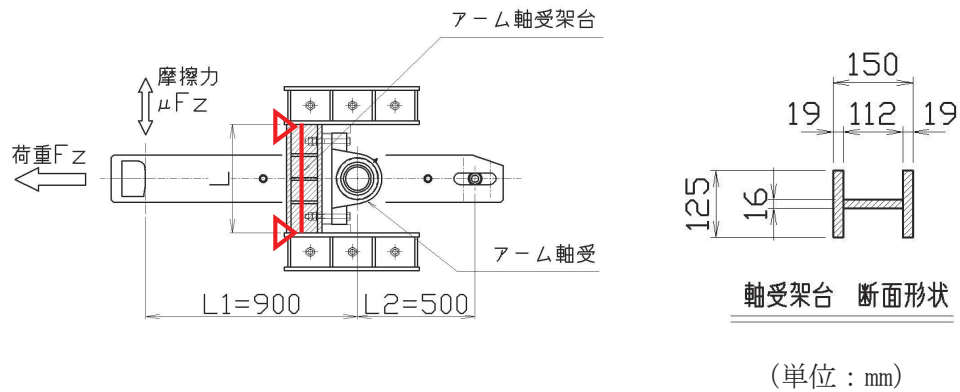


図 3-46 アーム軸受架台の概要図及び計算モデルの概念図

両端単純支持梁の中央への集中荷重としてモデル化し，発生する応力度を以下の式により計算する。

$$\sigma = \left| \frac{F_Z \times L \div 4}{Z} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2}{A} \right|$$

$$\tau = \frac{F_Z \div 2}{A_W}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

i. 固定部（アーム軸受架台基部）

軸受を支持するアーム軸受架台基部について照査を行う。アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図を図 3-47 に示す。

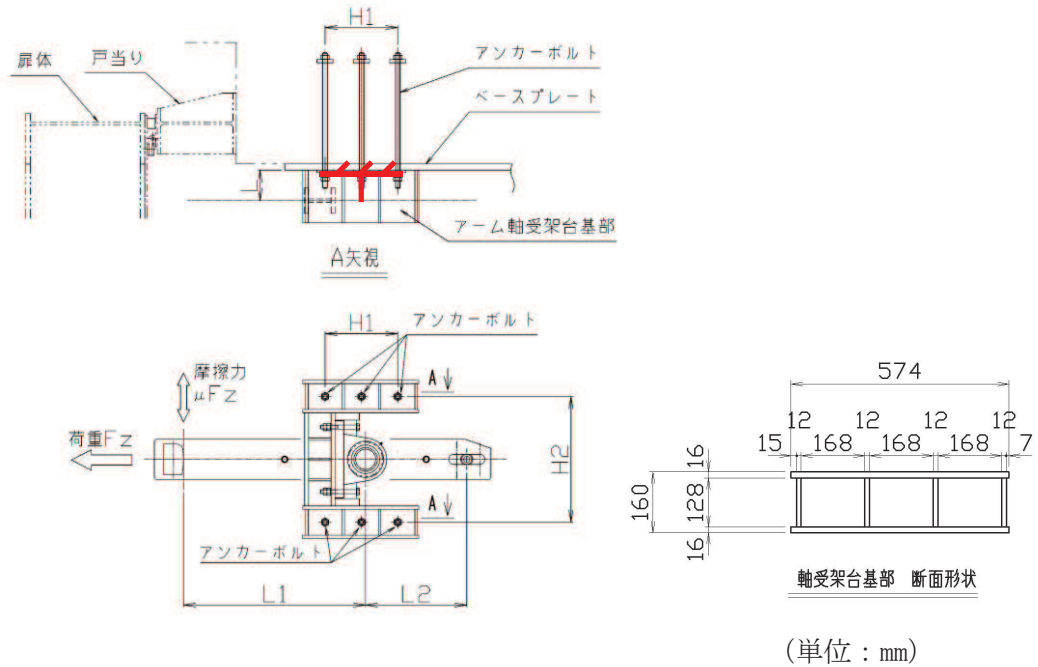


図 3-47 アーム軸受架台基部の概要図及び計算モデルの概念図

片持ちの梁に対する集中荷重としてモデル化し、発生する応力度を以下の式により計算する。

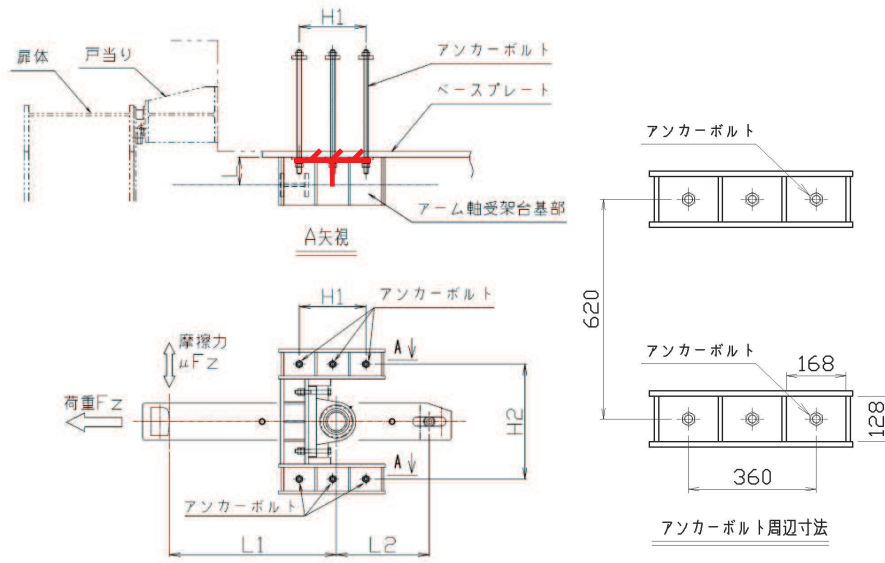
$$\sigma = \left| \frac{F_Z \div 2 \times L}{Z_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2 \times L}{Z_2} \right|$$

$$\tau = \left| \frac{F_Z \div 2}{A_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_Z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 2}{A_2} \right|$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

j. 固定部（ベースプレート）

アーム軸受架台基部が固定されるベースプレートについて照査を行う。ベースプレートを固定するアンカーボルトのうち、下図に示す範囲のアンカーボルトのみ荷重に抵抗するものとして検討した。ベースプレートを固定するこのアンカーボルトに生じる引張荷重に伴う板曲げに対して、ベースプレートが降伏しないことを確認する。ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図を図 3-48 に示す。



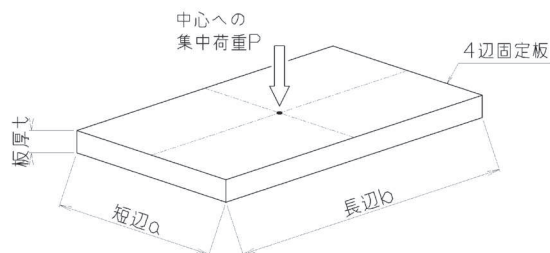
(単位：mm)

図 3-48 ベースプレート及びアンカーボルトの概要図及び計算モデルの概念図

アンカーボルト周囲のベースプレートについて、4 辺固定板の中心に集中荷重が作用する板の曲げ応力度の式より、ベースプレートの曲げ応力度を評価する。曲げ応力度の計算式及びアンカーボルトに生じる引張力を以下の式にて計算する。板の曲げ応力度の計算に用いる係数 γ は「構造力学公式集（土木学会）」における 4 辺固定板の短辺及び長辺の比より計算される係数である。

$$\sigma = \frac{\gamma \times P}{t^2 \div 6}$$

$$P = \left| \frac{F_z \div 2 \times L}{H_1} \right| + \left| \frac{\mu \times F_z \times (L_1 + L_2) \div L_2 \div 3 \times L}{H_2} \right|$$



c. 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」に基づき、図 3-60 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（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曲げモーメント算定は、解析コード「RC 断面計算 er. 8. 0. 6」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。

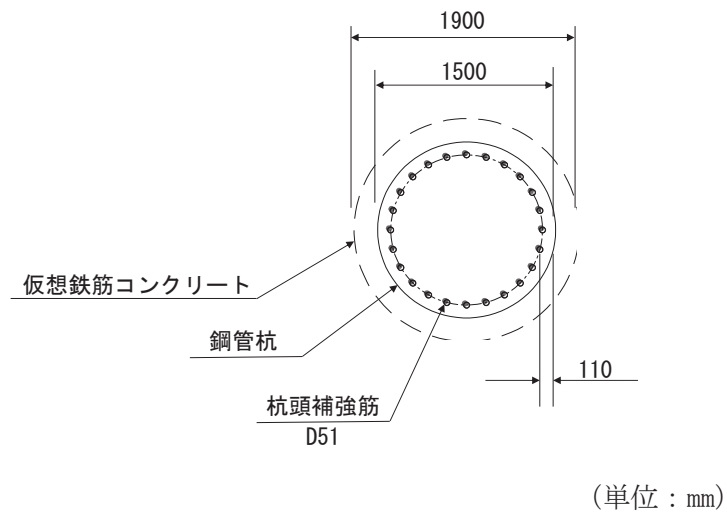
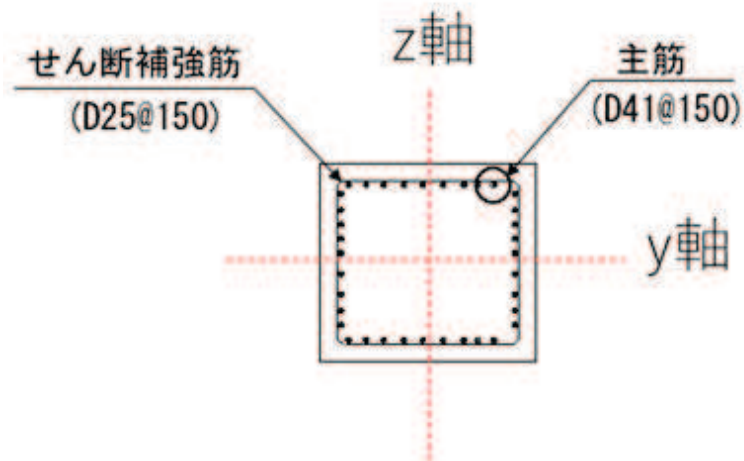


図 3-60 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

表 5-30 RC 支柱のねじり（横方向鉄筋（水平））に対する照査における最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力	ねじり モーメン トによる 応力度 (N/mm ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 (N/mm ²) (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 (a+b) / c)
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S d - D 2 (++)	①	D22@150	1446	107	27	134	294	0.46
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	D25@150	815	68	161	229	294	0.78

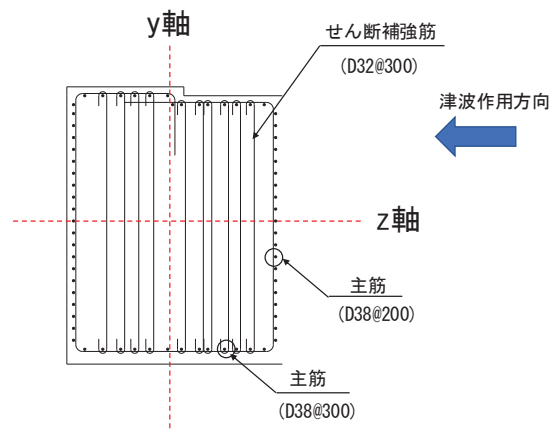


(単位 : mm)

図 5-9 RC 支柱の配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

表 5-38 フーチングのねじり（(横方向鉄筋（鉛直））に対する照査における最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力	ねじり モーメ ントに よる 応力度 (N/mm ²) (a)	曲げ モーメン ト・せん断 力による 応力度 (N/mm ²) (b)	応力度 合計値 N/mm ² (a+b)	許容限界 (N/mm ²) (c)	照査値 (a+b) /c
				ねじり モーメント (kN・m)					
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D38@300	16700	139	0	139	294	0.48
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	D32@300	10104	174	0	174	294	0.60



(単位：mm)

図 5-12 フーチング配筋概要図（鋼製扉 3 の例）

5.4.2 杭頭

断面計算に用いた断面諸元を表 5-45 に、杭頭配筋概要図を図 5-17 に、照査値を表 5-46 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-45 鋼管杭断面諸元 (杭頭部)

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼製扉 2	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
鋼製扉 3	1800	2200	50	SD490	D51	36 (28-8)	790, 610

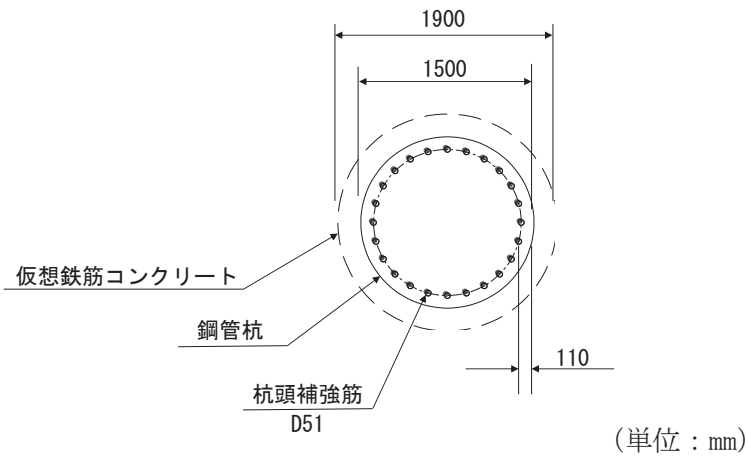


図 5-17(1) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

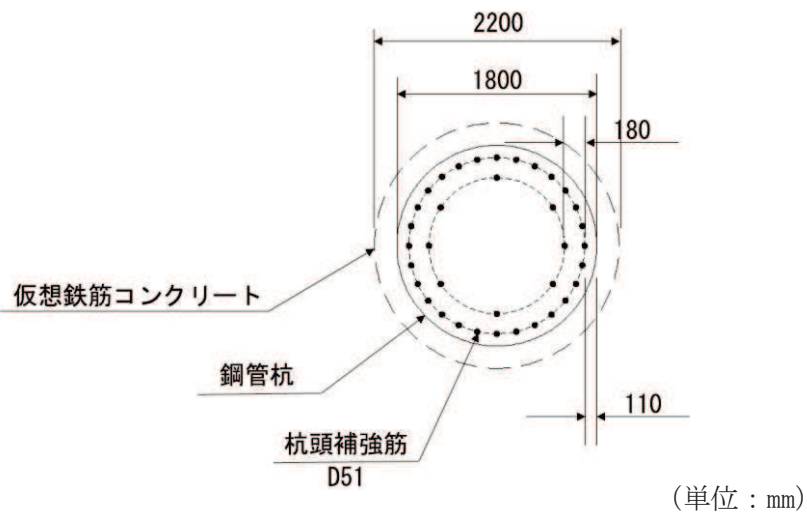


図 5-17(2) 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (11) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

(6) 寸法の小さい漂流物の影響評価（スキンプレート）

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。スキンプレートのモデル図を図5-8に示す。

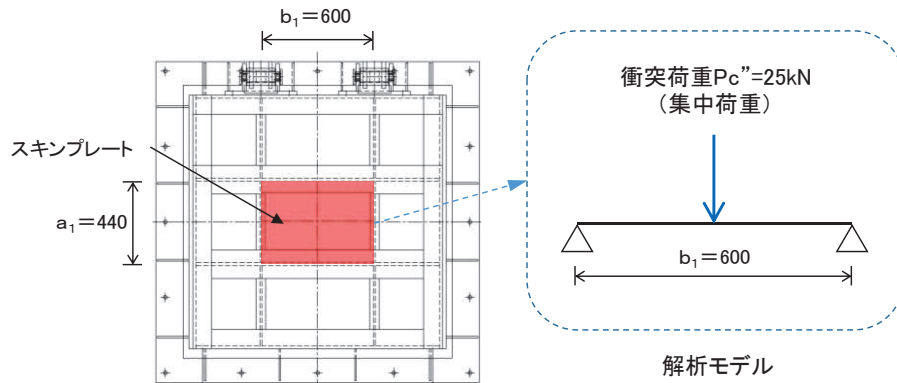


図5-8 スキンプレートのモデル図（単位：mm）

また、スキンプレートの寸法の小さい漂流物荷重に対する応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{max} = \frac{P_c'' \cdot b_1}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_1}$$

ここで、

- P_c'' : 寸法の小さい漂流物荷重 (kN)
- b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)
- Z_1 : スキンプレートの断面係数 (mm³)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

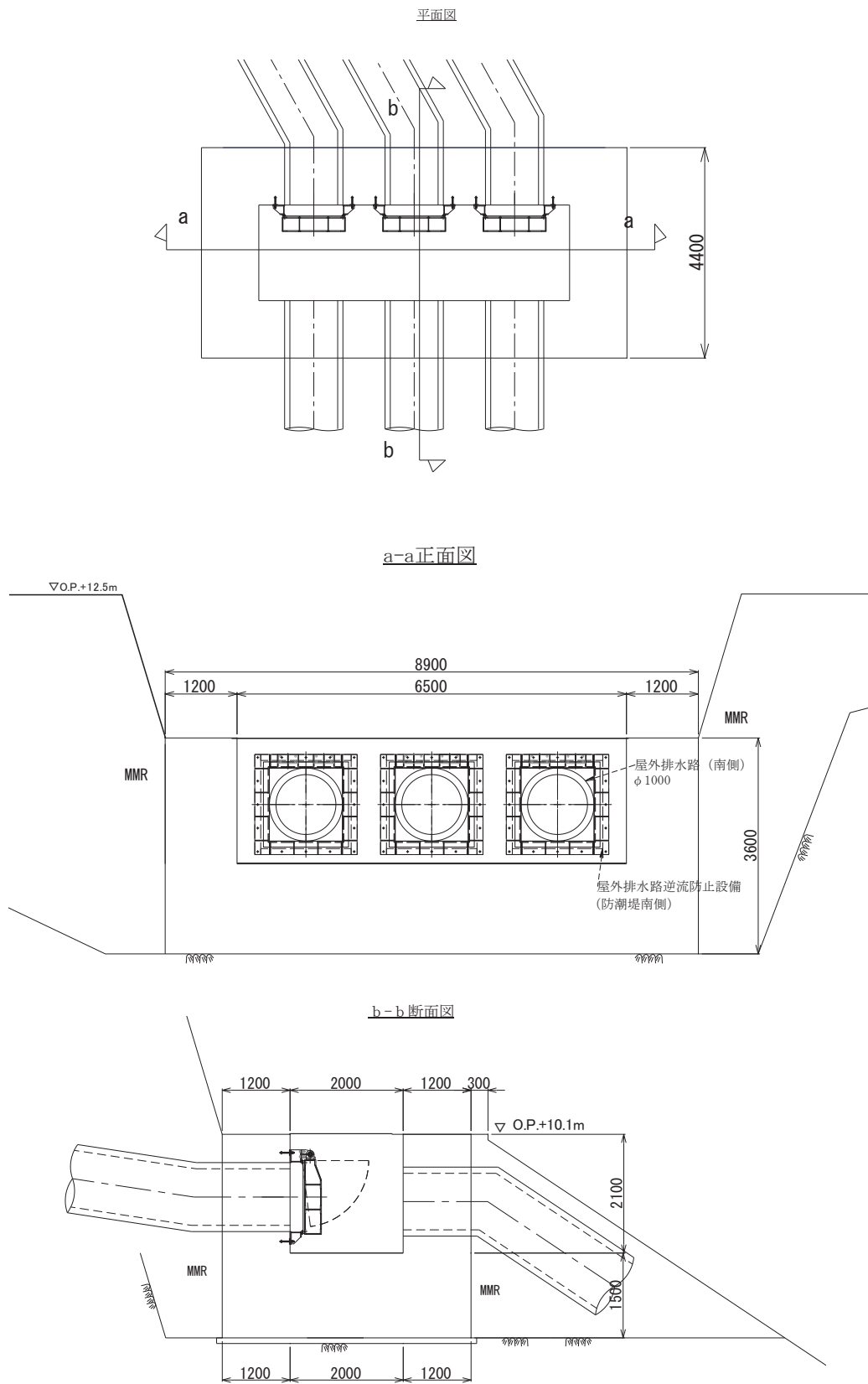
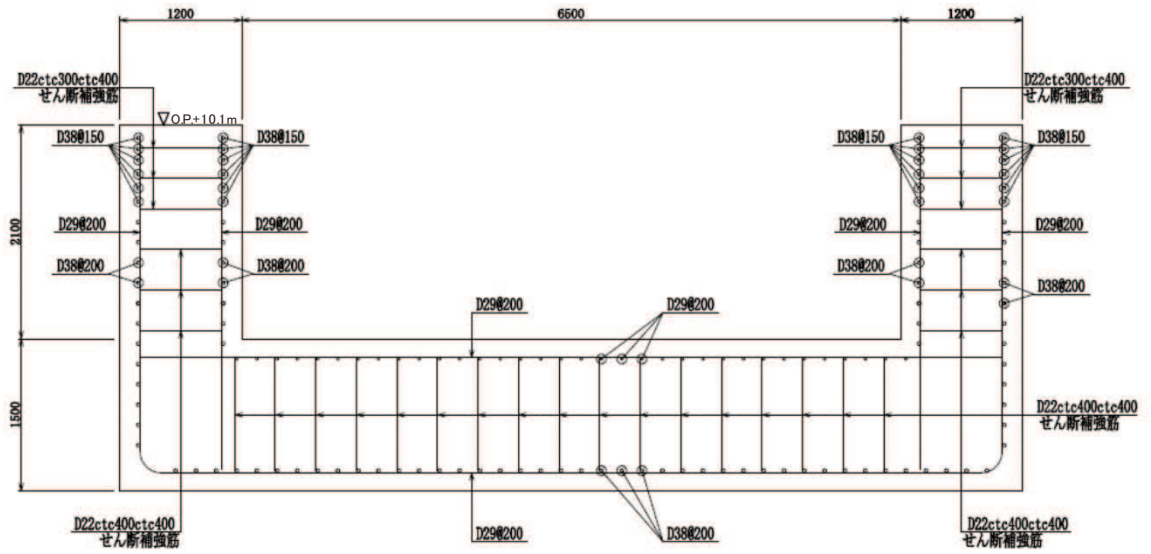


図 7-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

a-a 断面



b-b 断面

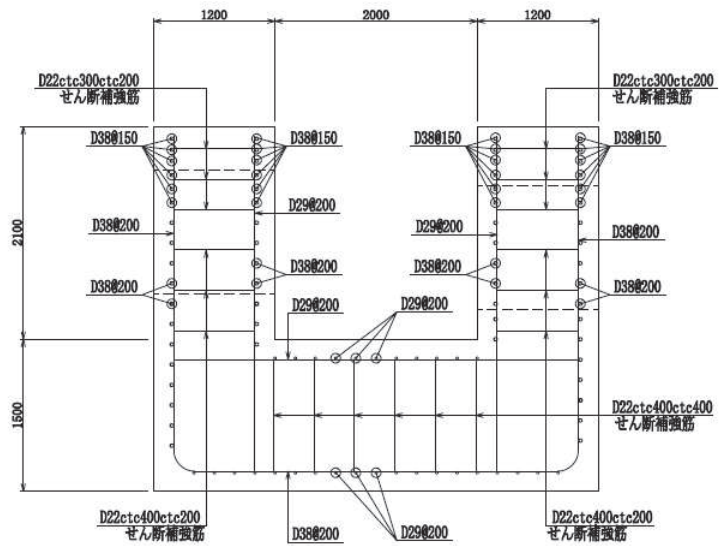


図 7-3 出口側集水ピットの配筋概要図 (特記なき寸法は mm を示す)

8.2 荷重算出断面

出口側集水ピットの荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの荷重算出断面図を図 8-2 に示す。

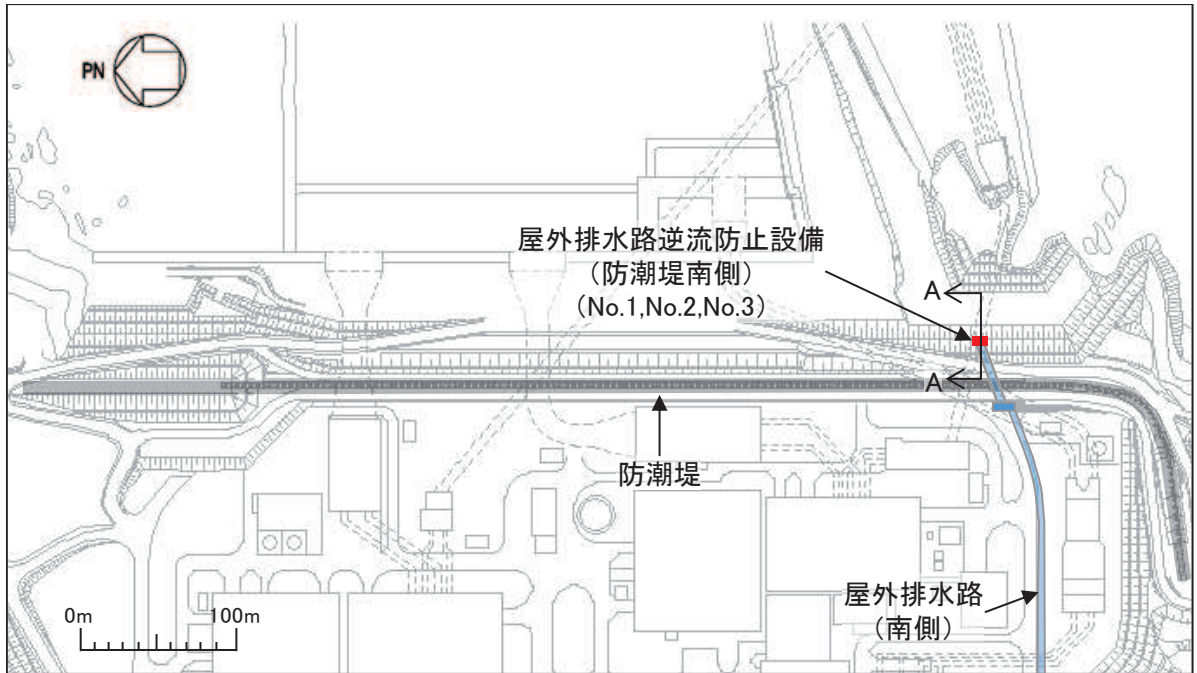


図 8-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

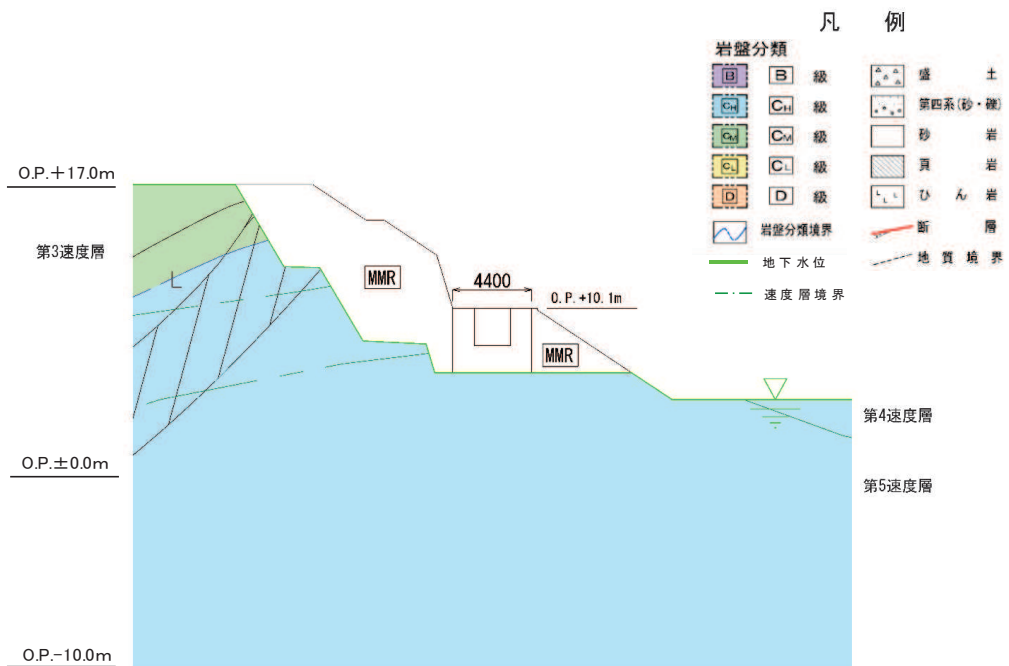


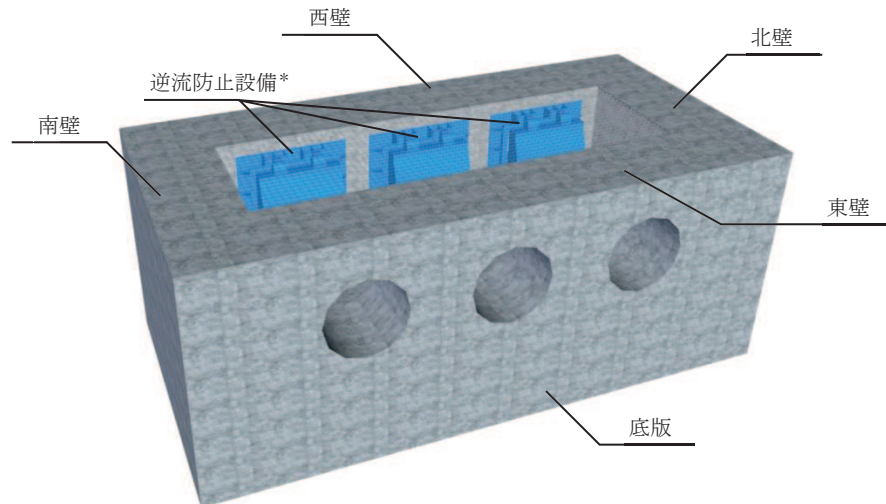
図 8-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面) (特記なき寸法は mm を示す)

8.5.2 三次元構造解析

(1) 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 8-7 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては，荷重としてモデル化

図 8-7 三次元構造解析の評価対象部材

(2) 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.1 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき，水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し，各構造部材について，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には，解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，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) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-8 に，要素分割図を図 8-9 に示す。

(a) 構造物のモデル化

構造物は，線形シェル要素でモデル化する。

部材接合部の隅角部には，「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]」に基づき，剛域を設ける。

(b) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には，地盤ばね要素を配置する。地盤ばねは，節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け，「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

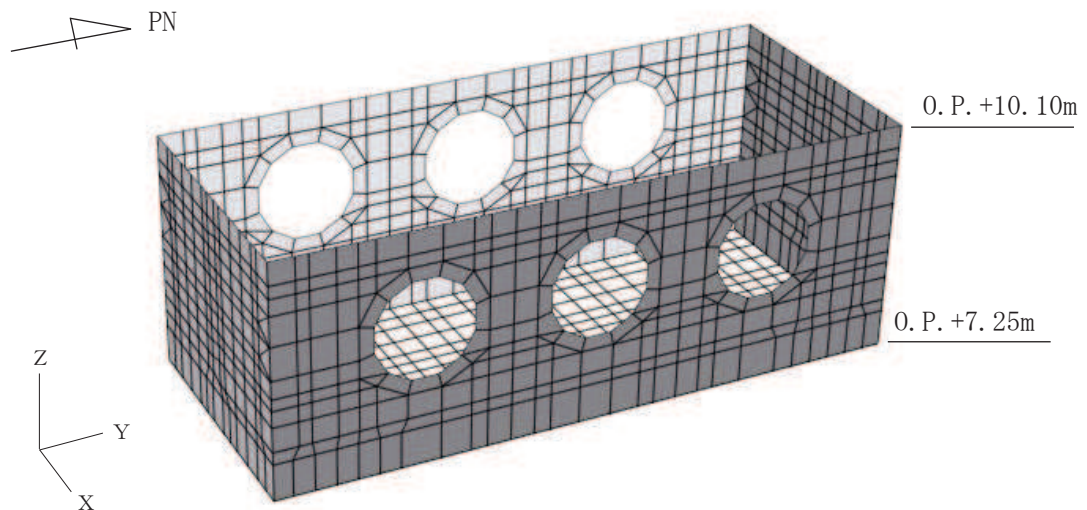


図 8-8 出口側集水ピットのモデル概念図

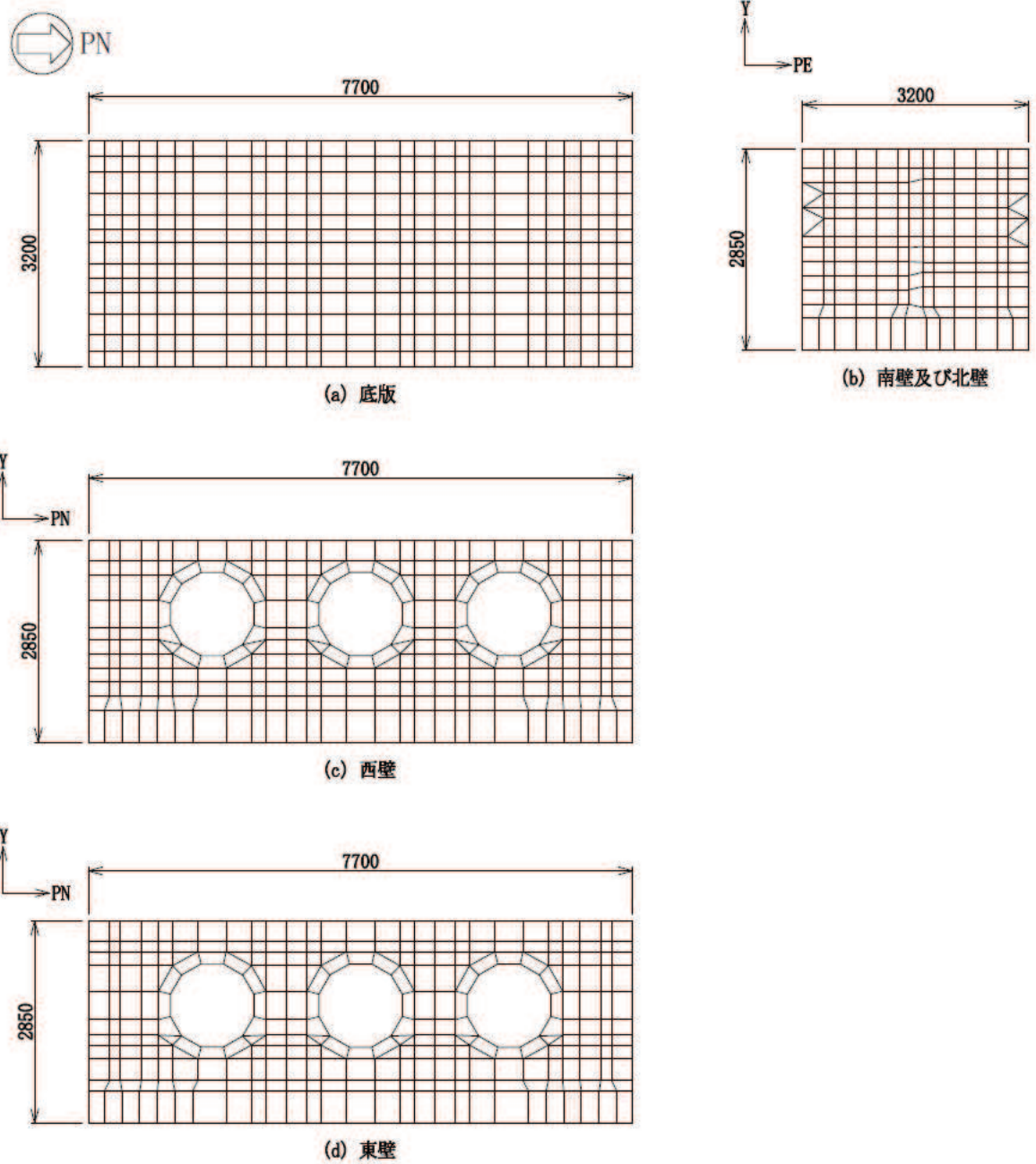


図 8-9 要素分割図 (単位 : mm)

b. 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 二次元動的解析」と同様である。

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- (11) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

【中央支柱（アンカーボルト）】

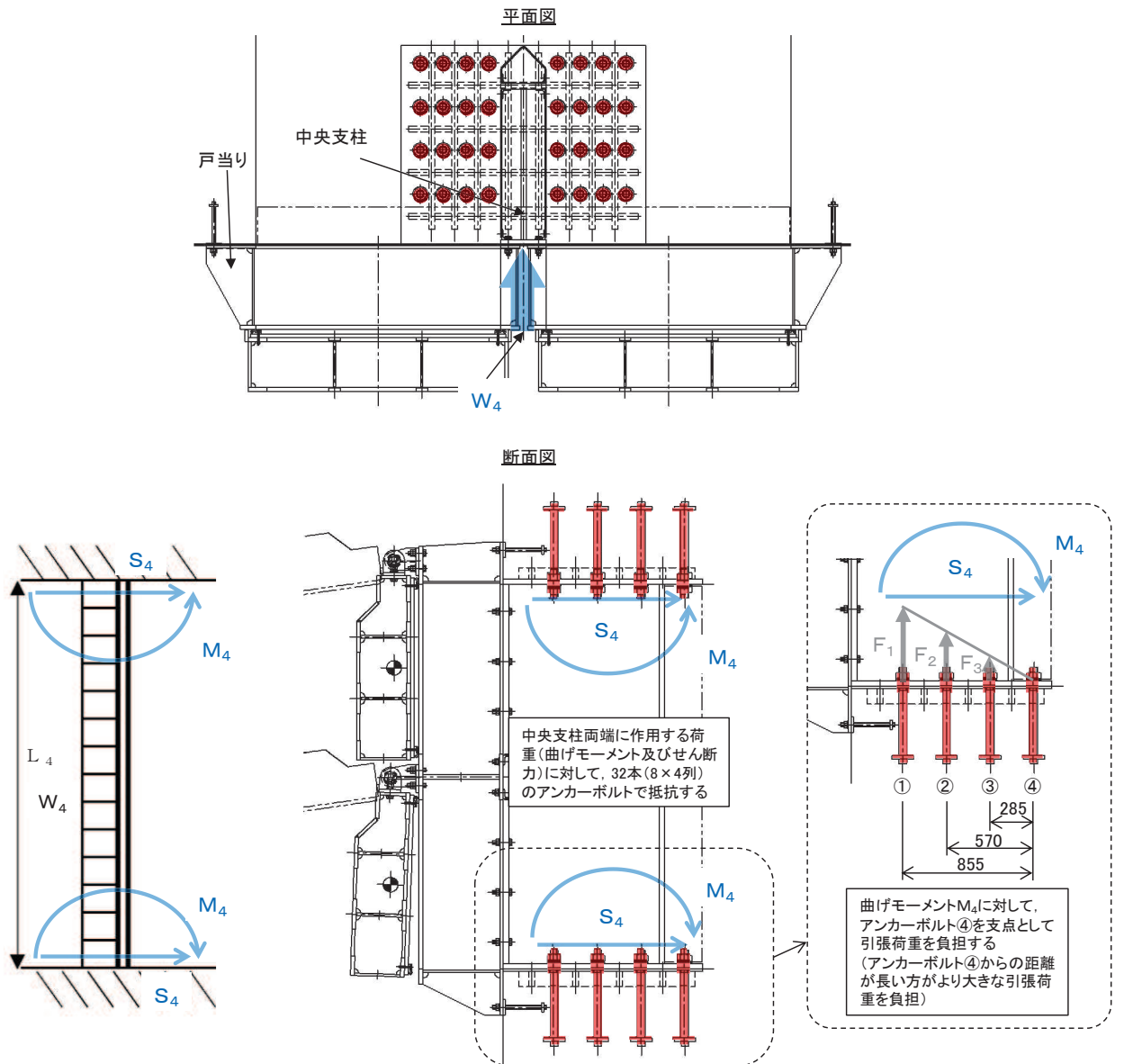


図5-6(2) 中央支柱（アンカーボルト）の構造図（単位：mm）

(12) 寸法の小さい漂流物の影響評価（スキンプレート）

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。スキンプレートのモデル図を図 5-14 に示す。

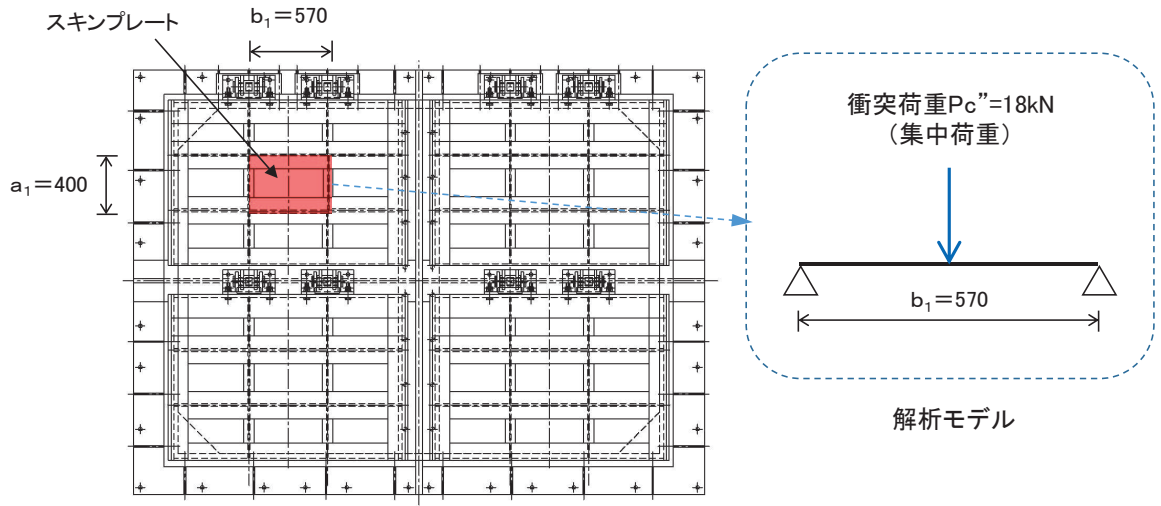


図 5-14 スキンプレートのモデル図（単位：mm）

また、スキンプレートの寸法の小さい漂流物荷重に対する応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_c'' \cdot b_1}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_1}$$

ここで、

- P_c'' : 寸法の小さい漂流物衝突荷重 (kN)
- b_1 : スキンプレートの板厚 (mm)
- Z_1 : スキンプレートの断面係数 (mm^3)
- M_{max} : 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm^2)

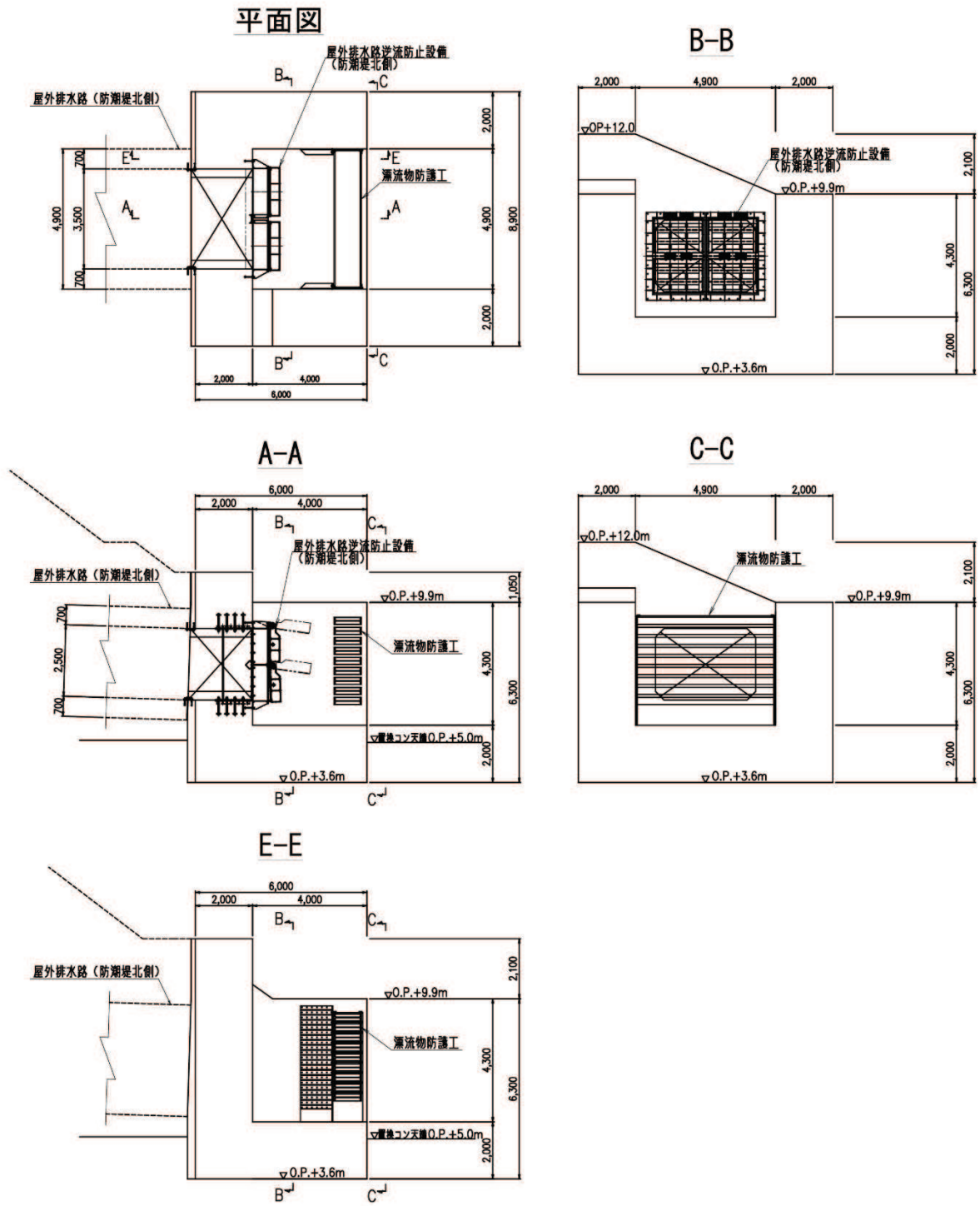
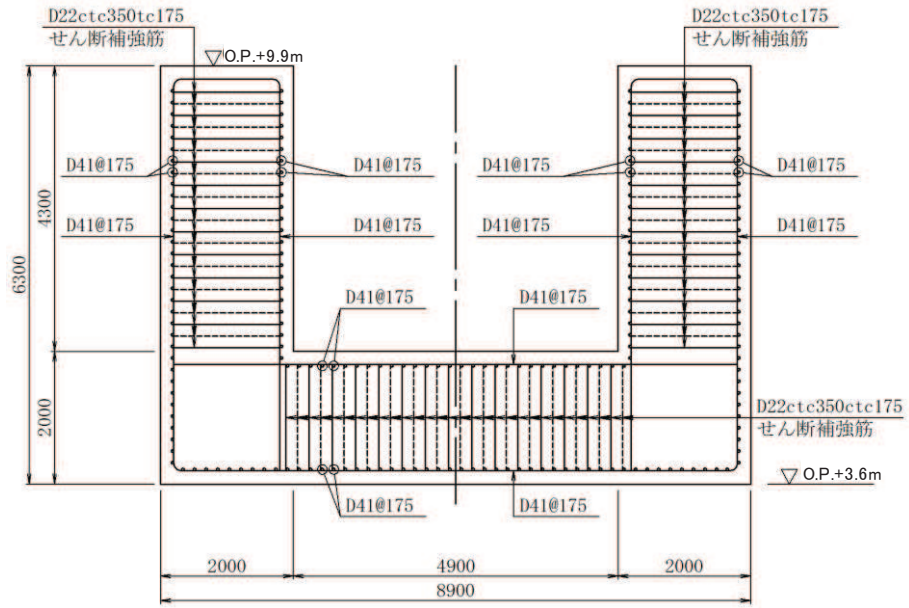


図 7-2 出口側集水ピット構造図 (特記なき寸法は mm を示す)

B-B 断面



E-E 断面

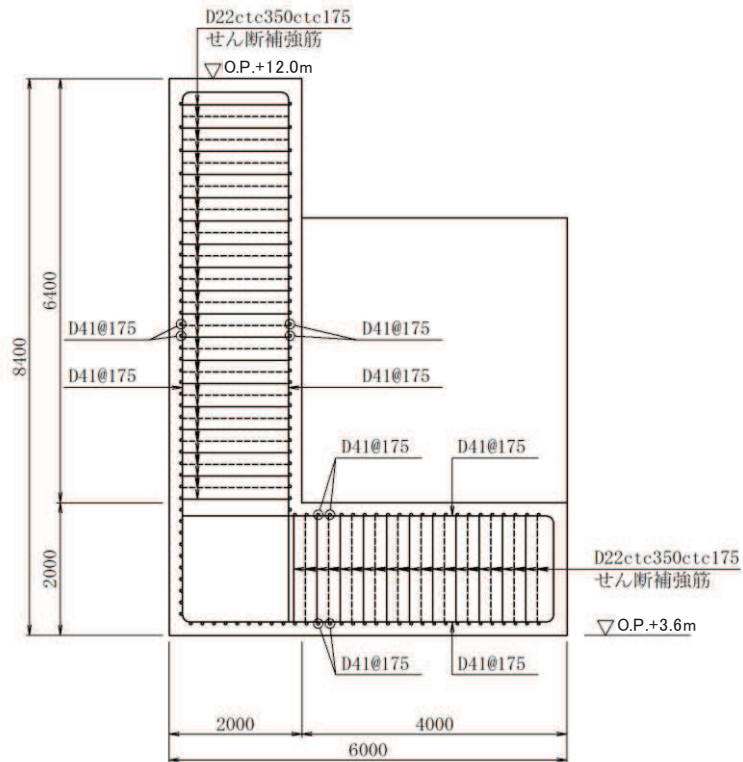


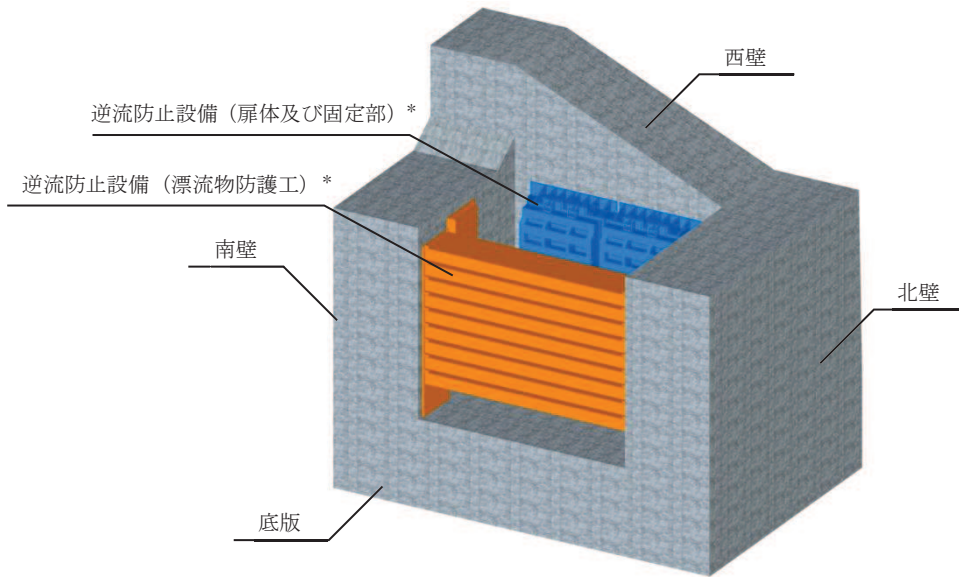
図 7-3 出口側集水ピット概略配筋図 (特記なき寸法は mm を示す)

(2) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8-4 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 8-4 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.1(1) 二次元静的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-5 に、要素分割図を図 8-6 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書〔設計編〕」に基づき、剛域を設ける。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。地盤ばねは、節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき設定する。

津波時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、地震時荷重方向と平行する壁の法線方向に取り付け、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

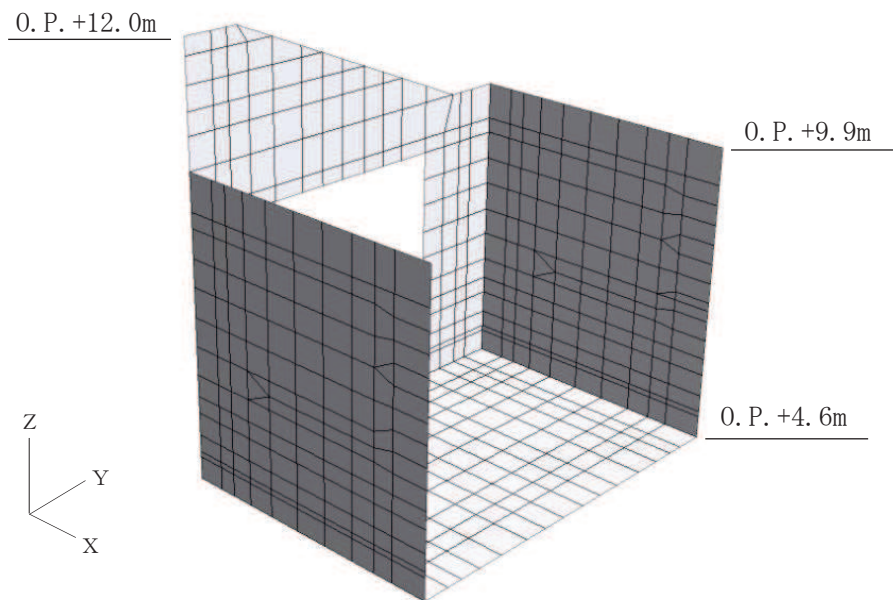


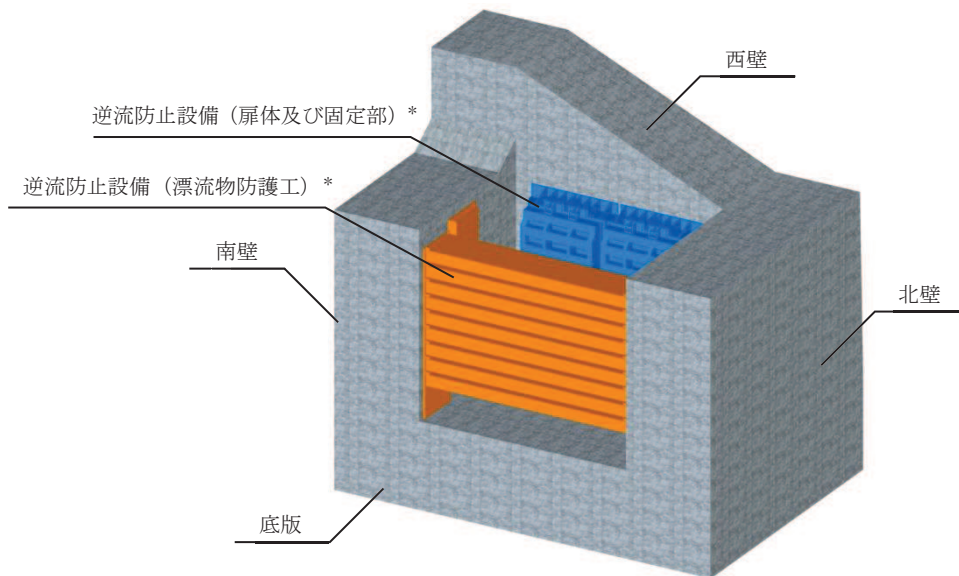
図 8-5 出口側集水ピットのモデル概念図

(3) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8-21 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 8-21 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びびせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-22 に、要素分割図を図 8-23 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

部材接合部の隅角部には、「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書〔設計編〕」に基づき、剛域を設ける。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には，地盤ばね要素を配置する。地盤ばねは，節点ばねとする。

常時解析においては「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行する壁の法線方向に取り付け，「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

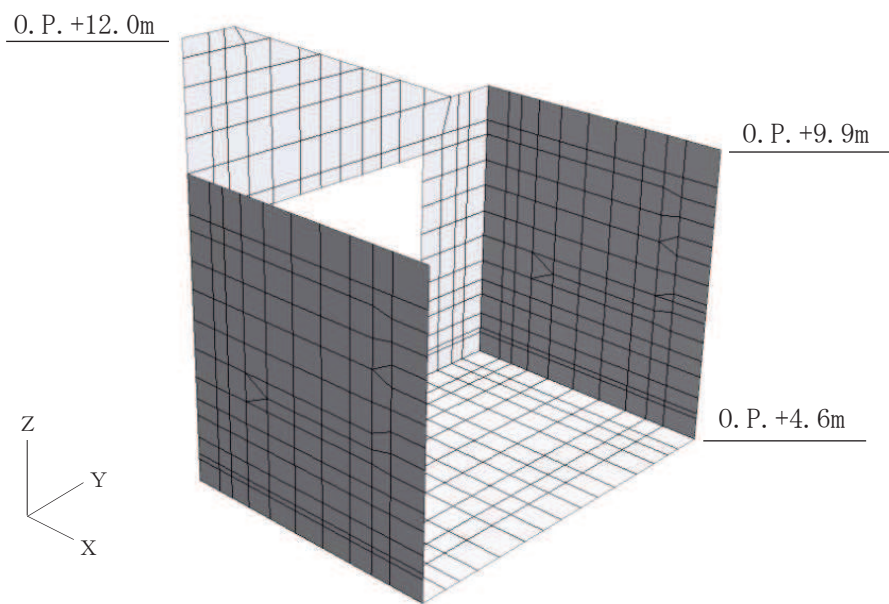


図 8-22 出口側集水ピットのモデル概念図

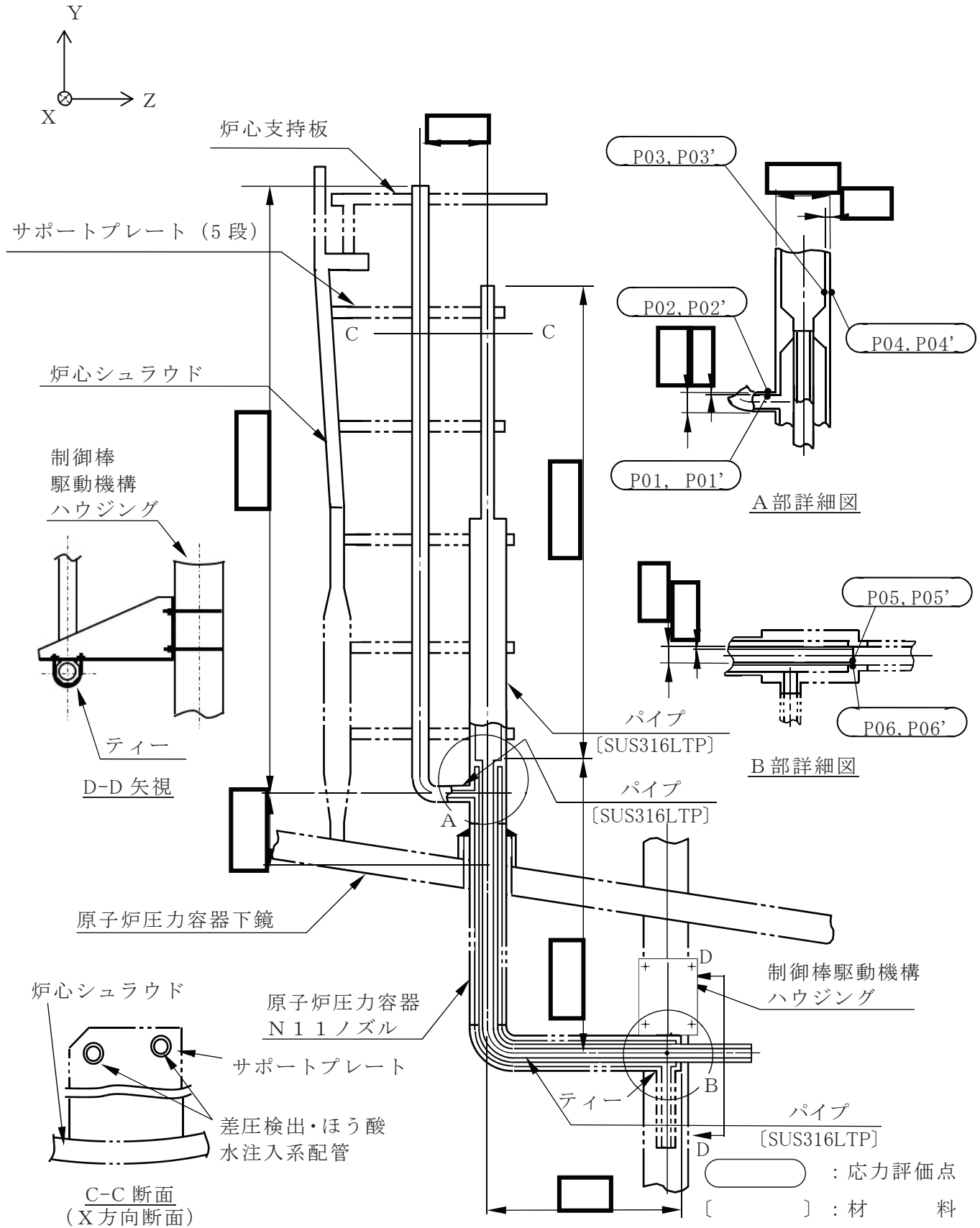


図1-1 形状・寸法・材料・応力評価点 (単位: mm)