

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-19-0072_改6
提出年月日	2021年11月10日

02-工-B-19-0072_改5 (2021年11月8日提出) からの変更箇所のみ抜粋

VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書

2021年11月

東北電力株式会社

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	11
2.4	適用基準	13
3.	耐震評価	14
3.1	評価対象断面	14
3.2	解析方法	16
3.2.1	構造部材	17
3.2.2	地盤物性及び材料物性のばらつき	17
3.2.3	減衰定数	17
3.2.4	解析ケースの選定	17
3.3	荷重及び荷重の組合せ	19
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	19
3.3.2	荷重	19
3.3.3	荷重の組合せ	20
3.4	入力地震動	21
3.5	解析モデル及び諸元	78
3.5.1	解析モデル	78
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	83
3.5.3	地盤の物性値	83
3.5.4	地下水位	83
3.6	許容限界	84
3.6.1	構造部材の健全性に対する許容限界	84
3.6.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	86
3.7	評価方法	87
3.7.1	構造部材の健全性に対する評価方法	87
3.7.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	100
4.	耐震評価結果	101
4.1	構造部材の健全性に対する評価結果	101
4.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	134

(別紙1) 敷地側集水ピット（北側）の耐震性について
(別紙2) 敷地側集水ピット（南側）の耐震性について
(別紙3) 南側排水路（防潮堤横断部）の耐震性について

「 」: 変更箇所

(別紙1) 敷地側集水ピット(北側)の耐震性について

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	5
2.4	適用基準	9
3.	地震応答解析	10
3.1	解析方法	11
3.1.1	材料物性及び地盤物性のばらつき	11
3.1.2	解析ケース	11
3.2	荷重及び荷重の組合せ	13
3.2.1	耐震評価上考慮する状態	13
3.2.2	荷重	13
3.2.3	荷重の組合せ	14
3.3	解析モデル及び諸元	15
3.3.1	解析モデル	15
3.3.2	地盤の物性値	15
3.3.3	地下水位	15
3.4	地震応答解析結果	16
4.	フレーム解析	19
4.1	評価対象部位	19
4.2	解析方法	19
4.3	解析モデル	19
4.4	使用材料及び材料の物性値	20
4.5	入力荷重	20
5.	耐震評価	23
5.1	許容限界	23
5.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	23
5.1.2	せん断破壊に対する許容限界	23
5.1.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	23
5.2	評価方法	24
6.	耐震評価結果	25
6.1	構造部材の健全性に対する評価結果	25
6.2	地盤の支持性能に対する評価結果	29

1. 概要

本資料は、敷地側集水ピット（北側）（以下「集水ピット」という。）について、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、地震時の構造強度について説明するものであり、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. 基本方針

2.1 位置

集水ピットの位置を図2-1に示す。

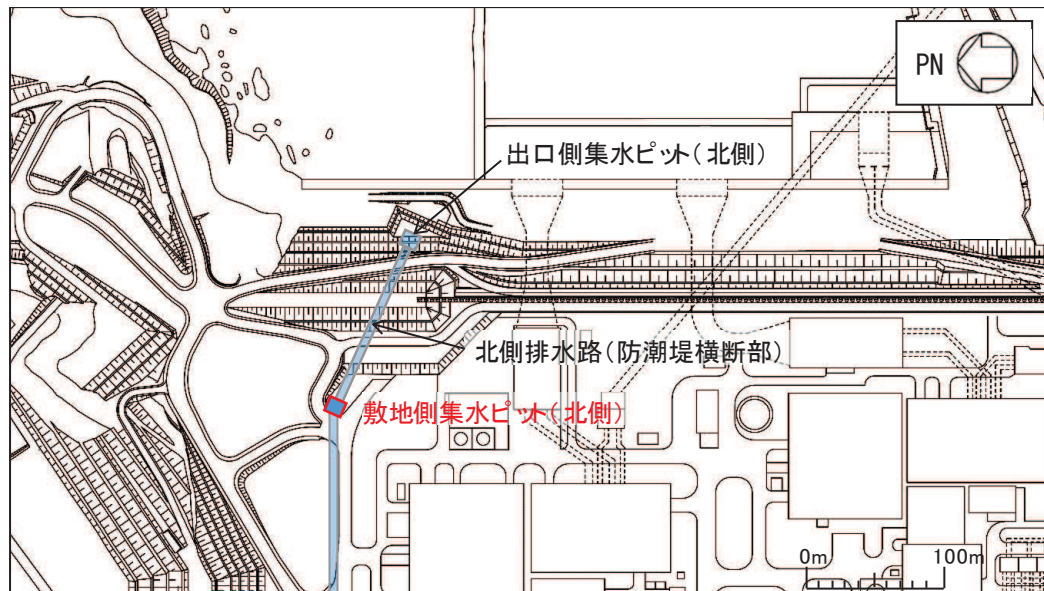


図2-1 集水ピットの位置図

2.2 構造概要

集水ピットの構造図を図 2-2、概略配筋図を図 2-3 に示す。

集水ピットは鉄筋コンクリート造の構造物であり、地中に埋設する。上流側（山側）及び下流側（海側）においては屋外排水路を接続する。集水ピット頂部には表面水の集水のためグレーチングパネルを設置する。

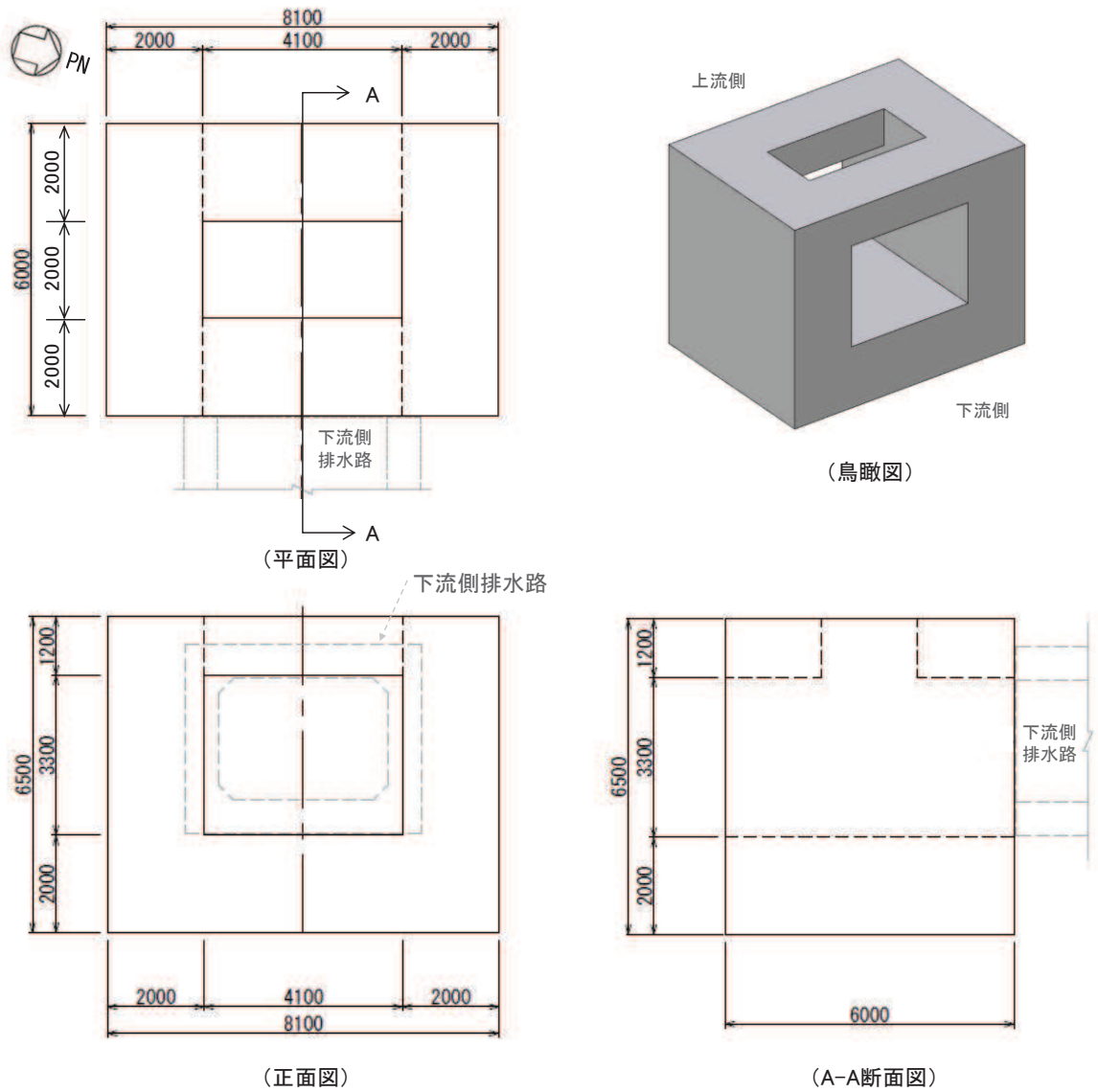


図 2-2 集水ピット構造図 (単位: mm)

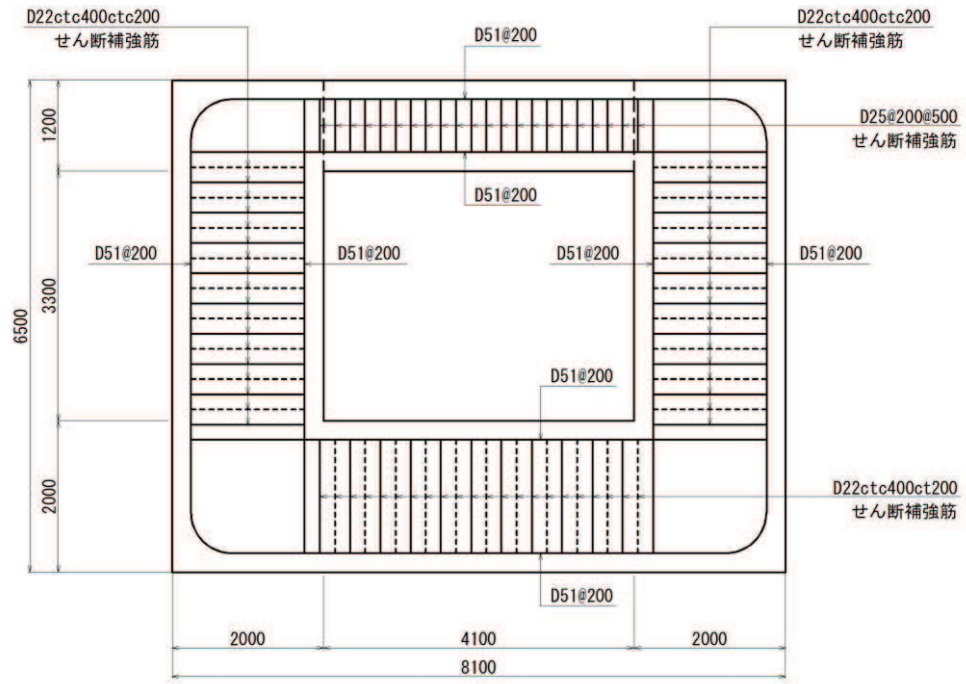


図 2-3 集水ピットの概略配筋図 (単位 : mm)

2.3 評価方針

集水ピットの耐震評価は地震応答解析に基づき実施し、表2-1に示すとおり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。

構造部材の健全性評価においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき応力解析による評価を行うことで、地震時の構造強度の確認を行う。

基準地震動 S_s を対象とした地震応答解析により集水ピット位置での加速度、せん断応力及び変位を抽出するとともに、フレーム解析に用いる地盤ばね設定のため等価剛性を算出する。

次に、集水ピットを線形はり要素にてモデル化し、応答変位法によるフレーム解析を実施する。常時解析及び応答変位法による地震時解析から算定した断面力に基づき発生応力を算出し、許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認する。

No.3 揚水井戸の南北断面と集水ピットの位置関係を図2-4及び図2-5に、防潮堤（盛土堤防）の東西断面と集水ピットの位置関係を図2-4及び図2-6に示す。また、集水ピットの評価フローを図2-7に示す。

表 2-1 集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
				曲げ軸力	短期許容応力度
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界以下であることを確認	せん断力	短期許容せん断力
				極限支持力*	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

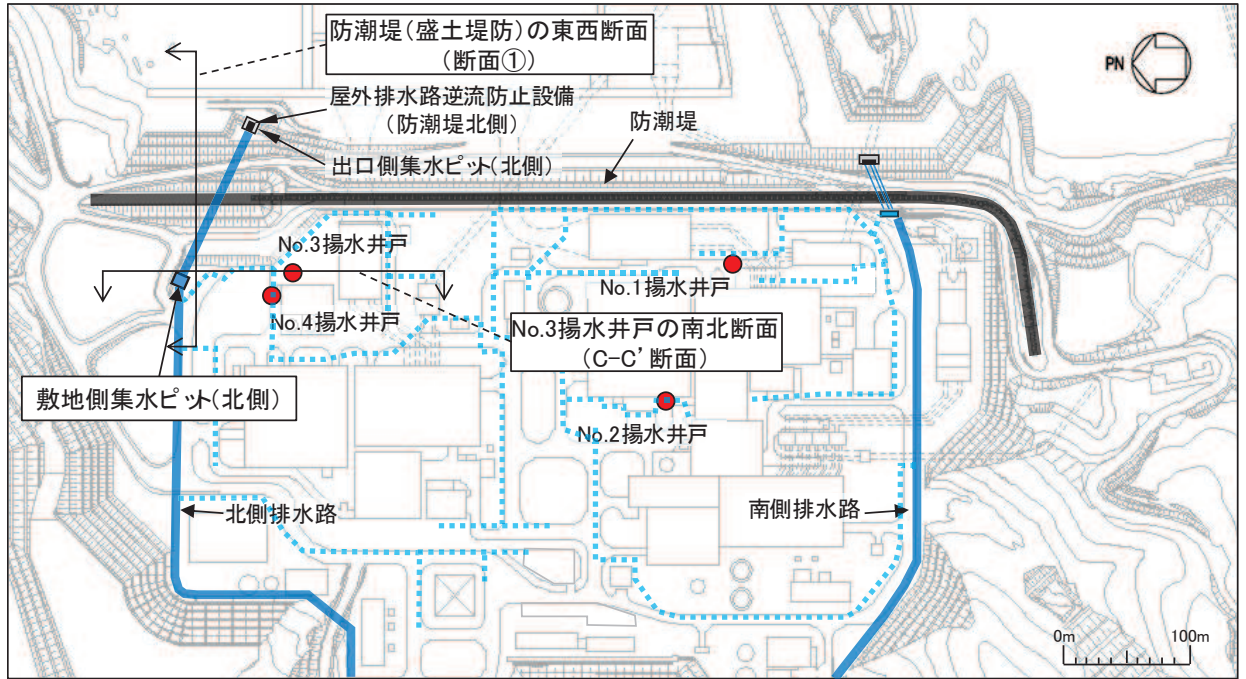


図 2-4 集水ピットと No. 3 揚水井戸及び防潮堤（盛土堤防）の位置関係（平面図）

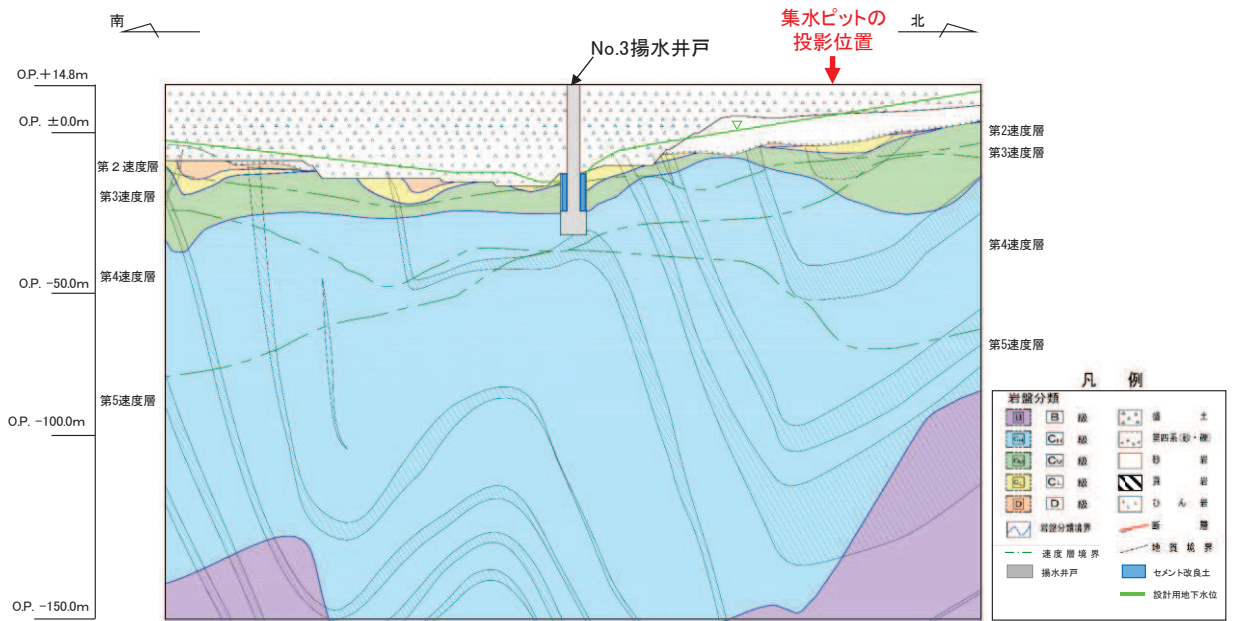


図 2-5 No. 3 揚水井戸と集水ピットの位置関係（断面図，集水ピット投影）

（本図の標高は平成 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盤沈下は考慮せずに記載）

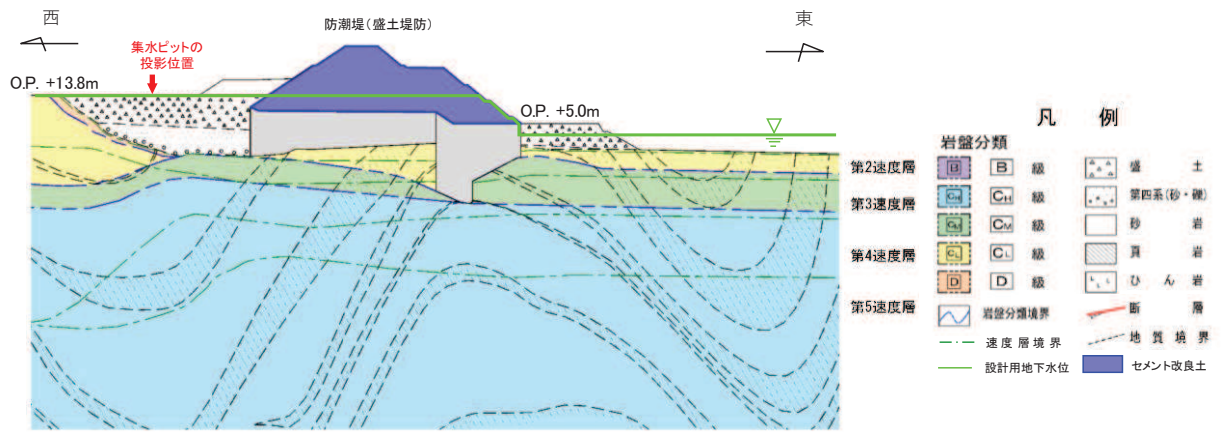


図 2-6 防潮堤 (盛土堤防) と集水ピットの位置関係 (断面図, 集水ピット投影)

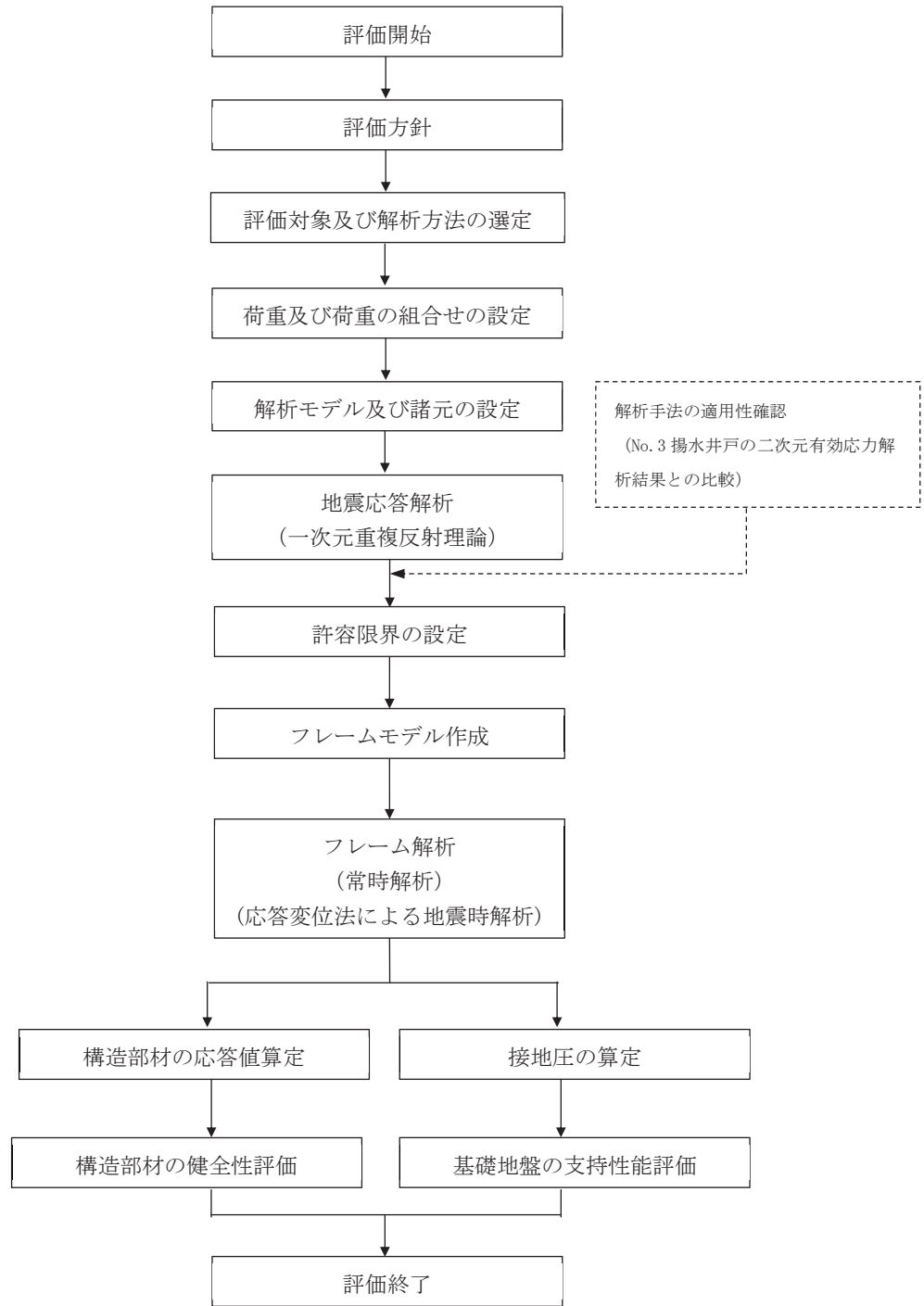


図 2-7 集水ピットの耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 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
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号)
- ・ 日本港湾協会 2007年 港湾の施設の技術上の基準・同解説

3. 地震応答解析

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」を踏まえて実施する。

解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論による引戻し解析により地震応答解析モデル底面位置で評価し、集水ピット位置まで引上げ（以下「一次元地震応答解析」という。），地震応答を求める。引戻し解析に用いる地下構造モデルには、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いることとし、地震応答解析モデルは集水ピット周辺の地質構造を踏まえて設定する。図 3-1 に地震応答解析の概念図を示す。なお、図 2-7 に示す耐震評価フローのとおり一次元地震応答解析を用いることの適用性を確認する観点から、集水ピットに最も近い No. 3 揚水井戸の南北断面（図 2-5）の二次元有効応力解析の結果と比較し、必要に応じて一次元地震応答解析の結果に補正係数を考慮する。

解析には解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

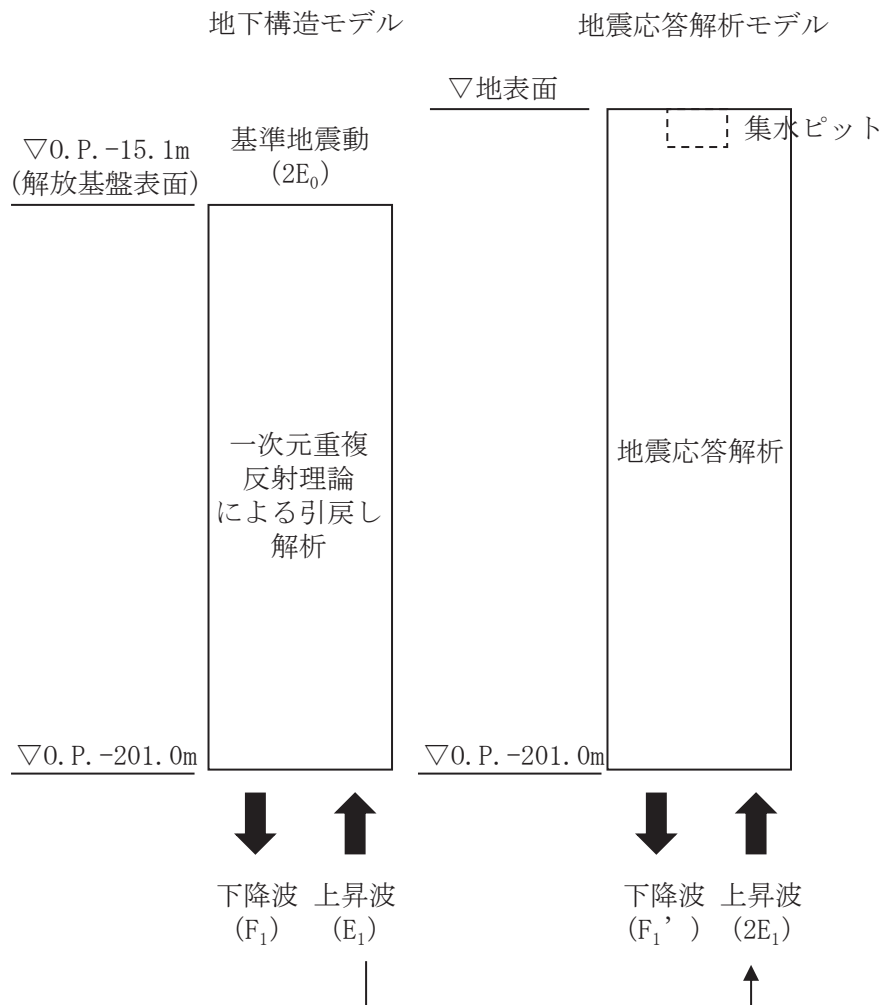


図 3-1 地震応答解析の概念図

3.1 解析方法

地震応答解析は、一次元重複反射理論による解析にて実施する。

3.1.1 材料物性及び地盤物性のばらつき

集水ピット周辺には動的変形特性にひずみ依存性がある盛土が分布しており、これらの地盤が地震時応答に影響を与えると考えられることから、これらの地盤物性（せん断弾性係数）のばらつきの影響を確認する。解析における物性値を表 3-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース①～③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 3-1 解析における物性値（集水ピット）

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

3.1.2 解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 3-2 に示す解析ケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動	S _s -D1	○		
	S _s -D2	○		
	S _s -D3	○		
	S _s -F1	○		
	S _s -F2	○		
	S _s -F3	○		
	S _s -N1	○		

基準地震動 S_s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

3.2.1 耐震評価上考慮する状態

集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。風の影響については、埋設構造物であるため考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.2.2 荷重

集水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(3) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による地震力及び動水圧を考慮する。

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$P + S_s$

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.3 解析モデル及び諸元

3.3.1 解析モデル

地震応答解析モデルは、集水ピット周辺の地質構造を考慮して設定する。解析モデルを図3-2に示す。

なお、図3-2に示すとおり集水ピットの直下は地盤改良を行っているが、地震応答解析においては地盤改良前の地質条件に基づきモデル化を行う。ただし、加速度については地盤改良を行ったモデル（改良地盤をモデル化）とする。

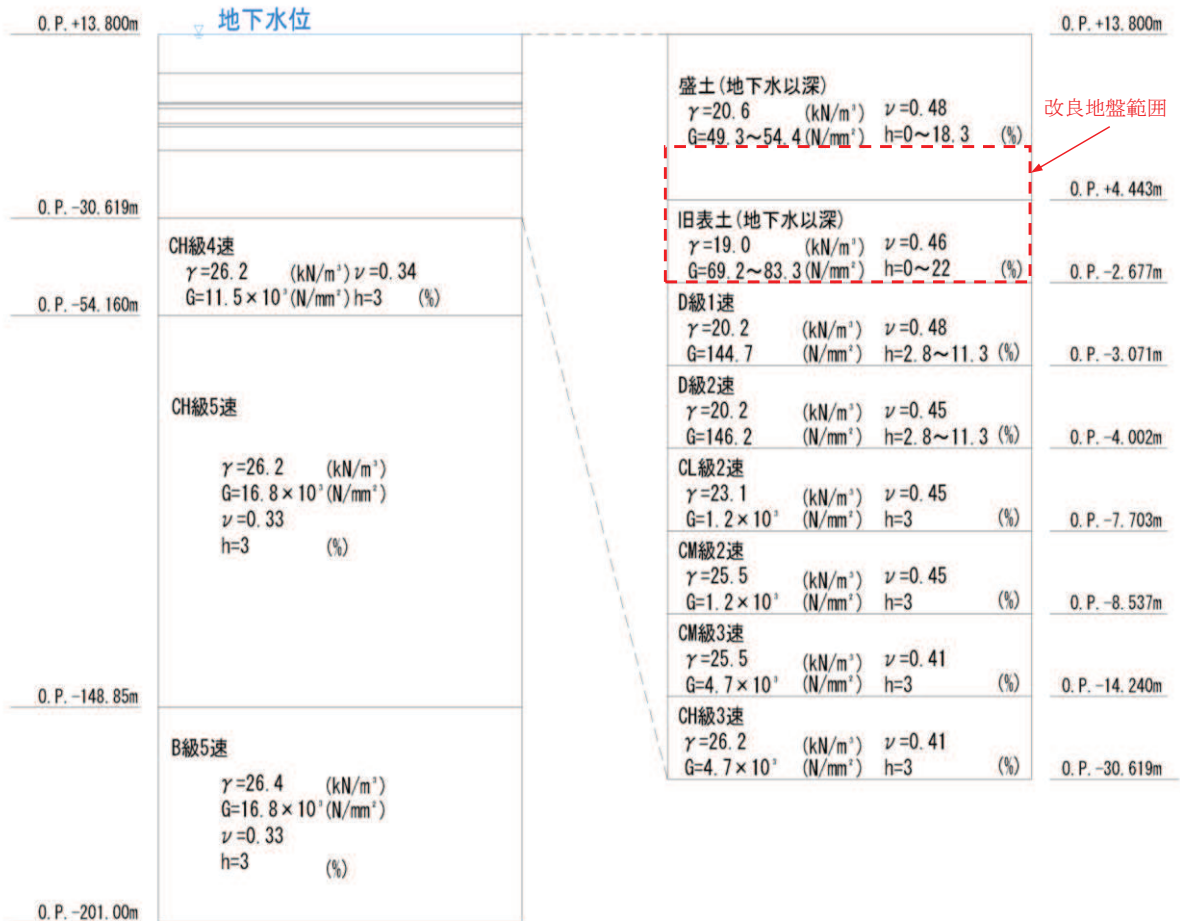


図3-2 地震応答解析モデル

3.3.2 地盤の物性値

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

3.3.3 地下水位

集水ピット周辺の地下水位は保守的に地表面とする。

3.4 地震応答解析結果

地震応答解析結果より得られた、各解析ケースにおける最大変位分布、最大加速度分布、せん断応力分布及び等価剛性を図 3-3 に示す。

また、一次元地震応答解析の適用性の観点から、集水ピットの耐震評価において最も影響を及ぼす水平変位を対象に、二次元有効応力解析（No.3 揚水井戸の南北断面）との比較を行った。一次元地震応答解析における地表面の最大水平変位は、図 3-3(1)から S s - N 1 の 12.73 (cm) であり、同地震動における二次元有効応力解析の結果（集水ピットの投影位置での地表面水平変位）では 16.46 (cm) であった。また、その他の地震動においても二次元有効応力解析の結果を確認した結果、最大水平変位は S s - D 1 による 19.40 (cm) であった。そのため、一次元地震応答解析の地表面の最大水平変位が 12.73 (cm) が 20 (cm) となるよう補正係数 ($20/12.73 \approx 1.58$) を設定し各地震動の各深度に乘じ、「4. フレーム解析」において地震時荷重として考慮する。

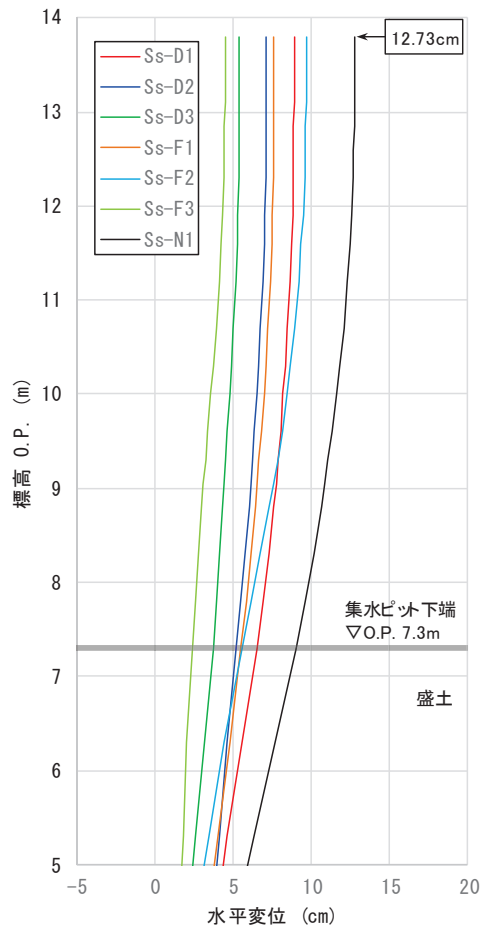


図 3-3(1) 地震応答解析結果（最大変位分布）

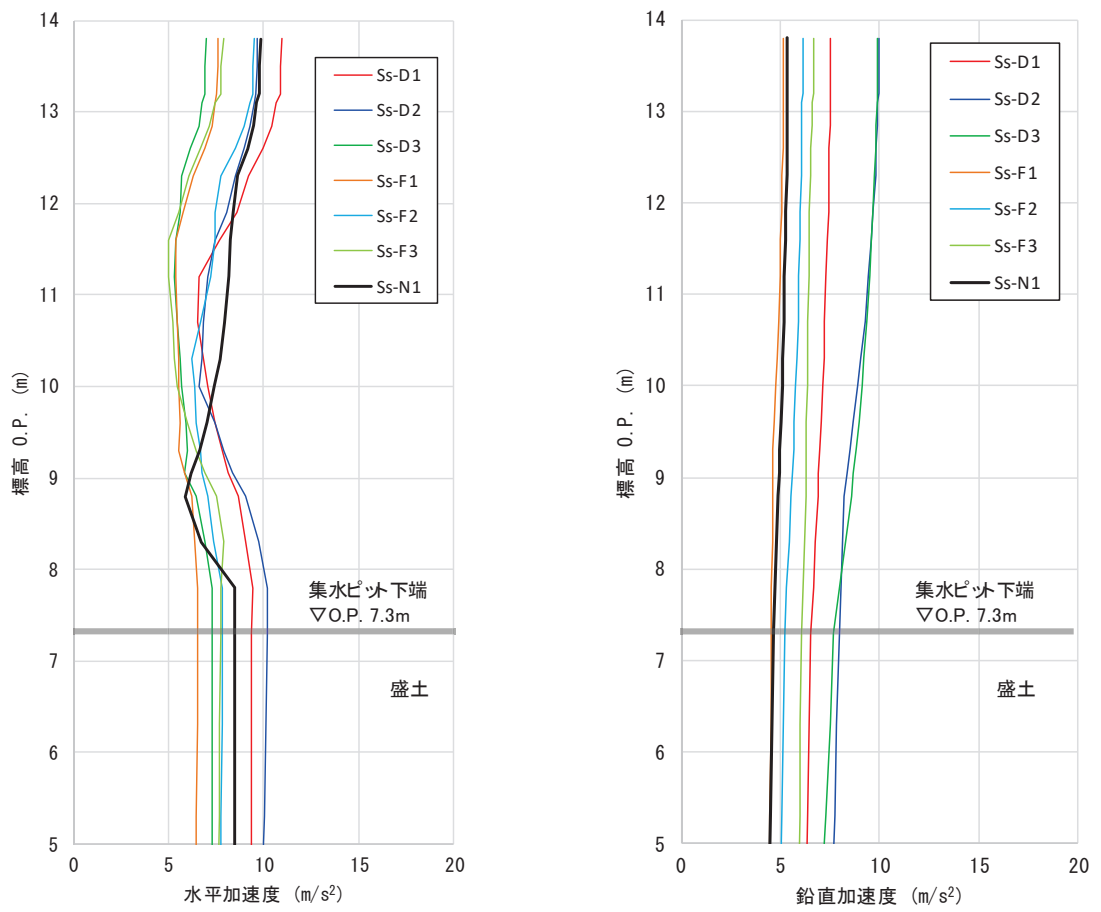


図 3-3(2) 地震応答解析結果 (最大水平加速度, 最大鉛直加速度)

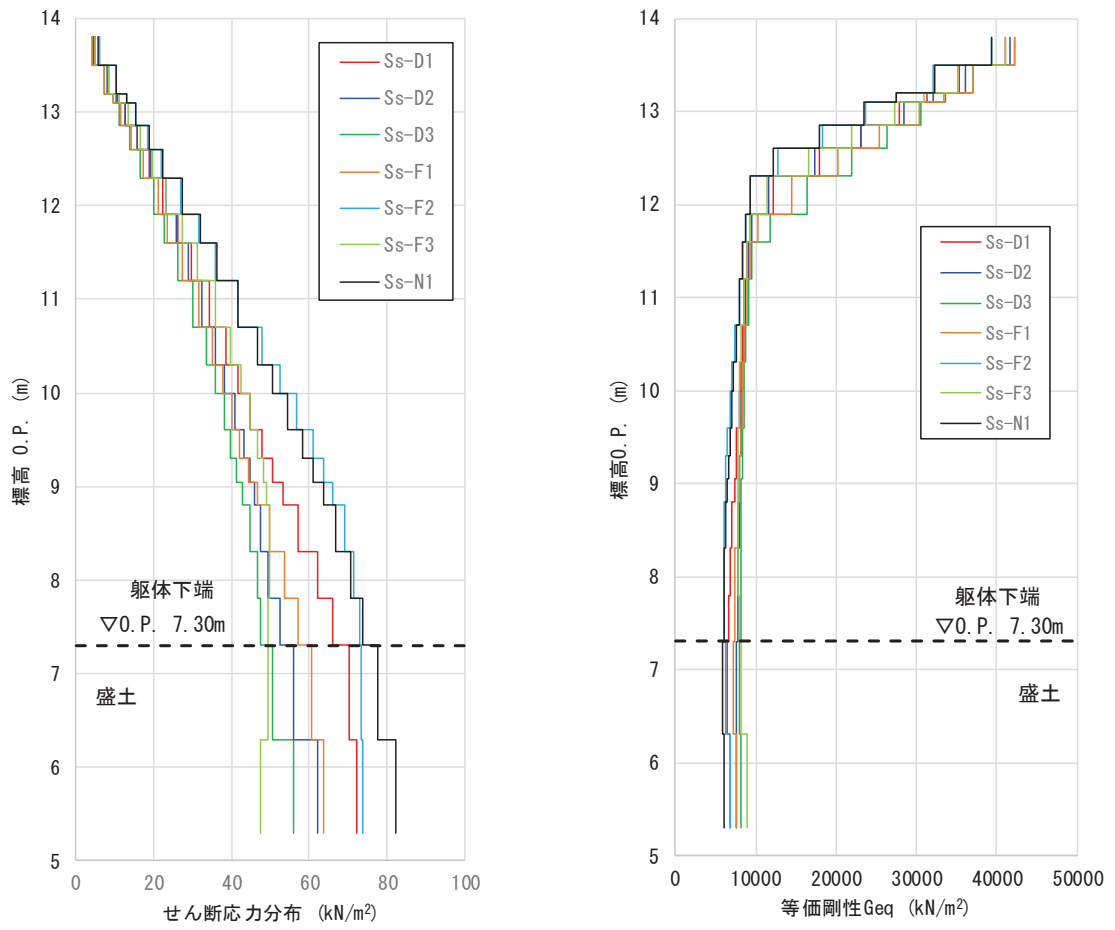


図 3-3(3) 地震応答解析結果 (最大せん断応力分布, 等価剛性)

4. フレーム解析

4.1 評価対象部位

集水ピットは地中に埋設することから、地震時には土圧が主たる荷重として作用すると考えられる。構造上、弱軸方向（南北方向）が明確であることから、評価対象部位は集水ピットの頂版、側壁（南北面）及び底版とする。

4.2 解析方法

頂版、側壁及び底版を線形はり要素でモデル化し、地震応答解析を踏まえて設定した荷重を載荷し、フレーム解析を実施する。

フレーム解析に用いる地盤ばねは地震応答解析結果から算出した等価剛性を踏まえて設定し、モデルに作用させる荷重のうち、地震時増分応力については、応答変位法により算出する。

解析には解析コード「SLAP Ver. 6.65」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。

4.3 解析モデル

解析に用いるフレームモデルは、集水ピットの頂版、側壁及び底版を線形はり要素にて模擬し、地盤応答解析から算出した等価剛性よりばね定数を設定した地盤ばねを側部及び底部に配置する。フレームモデルを図4-1に示す。なお、頂版については図2-2に示すとおり中央に開口を設けていることから、奥行方向（流下方向）の開口率1/3を考慮してモデル化を行う。

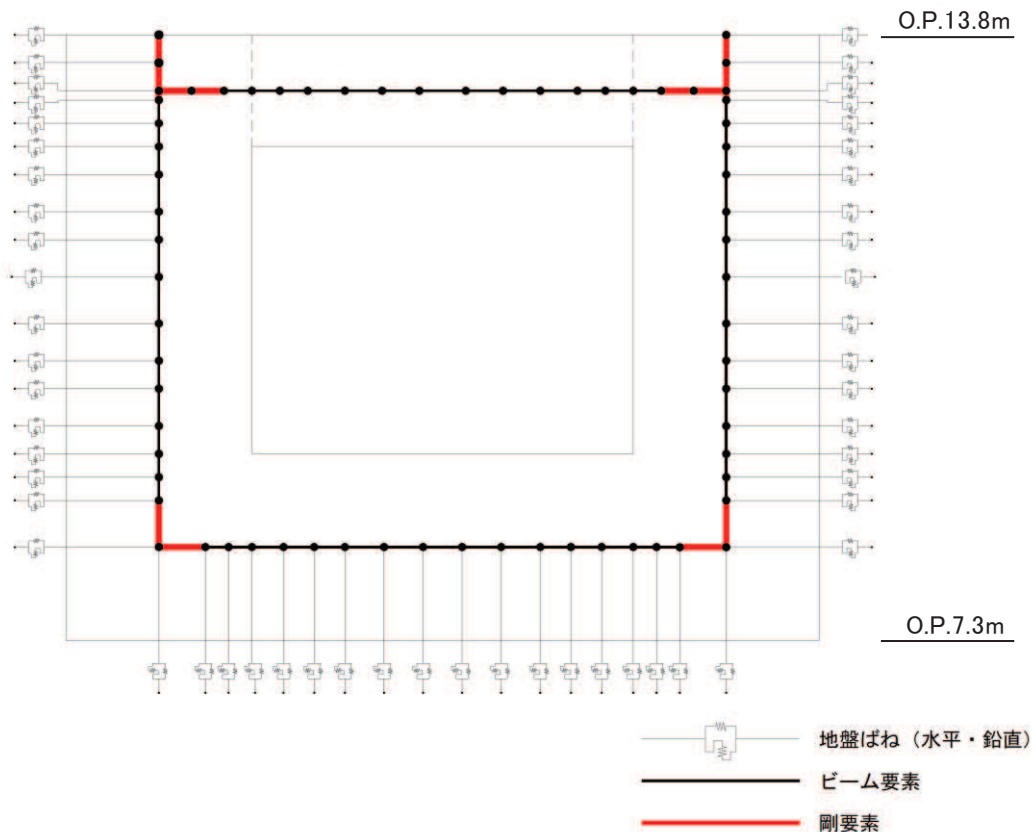


図 4-1 フレームモデル

4.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-1 に、材料の物性値を表 4-2 に示す。

表 4-1 使用材料

諸元		
集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	$f'_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$

表 4-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10^4	0.2

4.5 入力荷重

フレーム解析において考慮する荷重を表 4-3 に示す。また、入力荷重は「3. 地震応答解析」から最大となる水平変位，加速度，せん断力及び等価剛性を地震動毎に設定する。常時荷重を図 4-2 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値及びせん断破壊に対する照査値が最大となるケースの地震時荷重を図 4-3 に示す。

なお、地震時水圧（動水圧）について、通常時の集水ピット内の水位は非常に低く、頂版には開口を設けていることから頂版への影響はないと考えられるが、側壁及び底版に対しては安全側の評価となるように満水状態（O.P.+14.8m）を仮定し、地震時水圧が保守的に作用するよう考慮するとともに、集水ピット内に水が無い状態（以下「空水」という。）についても考慮する。

表4-3 入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	集水ピット本体自重
	積載荷重	積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9 kN/m^2
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地盤変位	応答変位法により求まる水平力
	周面せん断力	側壁に作用するせん断力
	地震時水圧	躯体に作用する地震時水圧

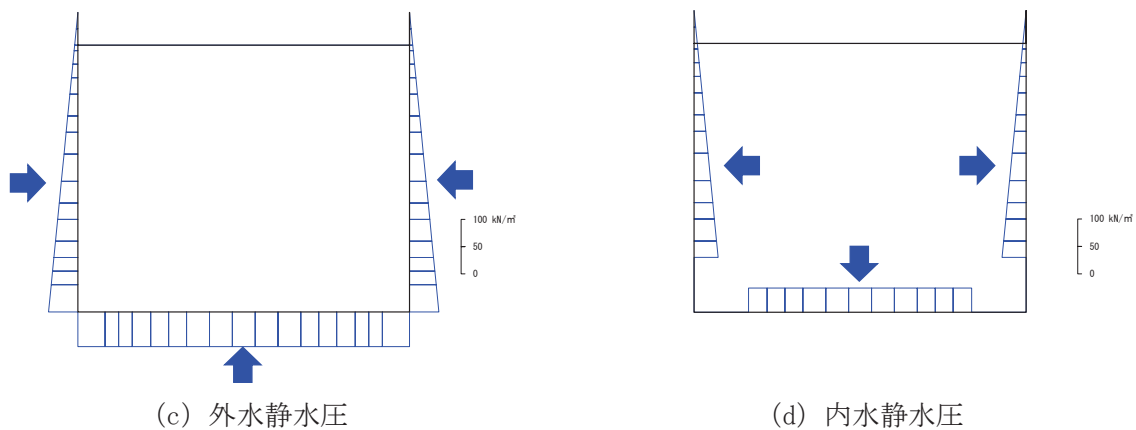
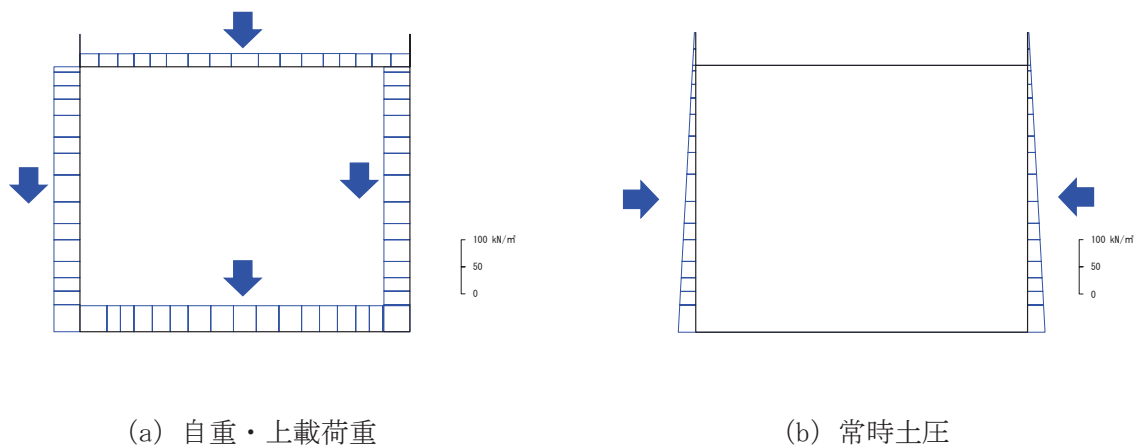


図 4-2 常時荷重 (満水時)

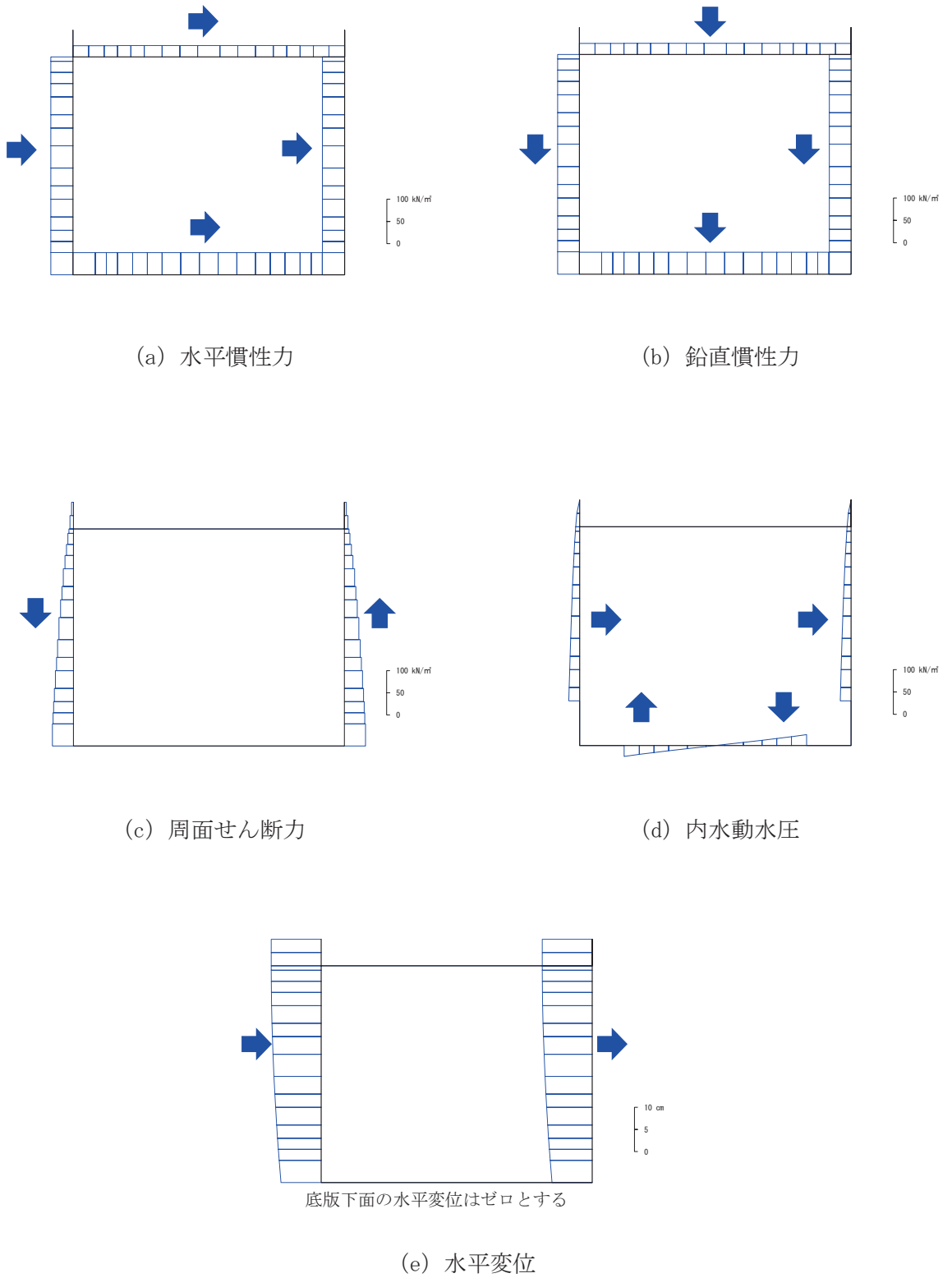


図 4-3 地震時荷重 (S s - D 2, ケース①, 満水時, 震度下向き)

5. 耐震評価

5.1 許容限界

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

5.1.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' _{ck} = 30 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.5	0.75

注記*：「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

5.1.2 せん断破壊に対する許容限界

せん断破壊に対する許容限界は、表 5-1 及び表 5-2 に示すコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

5.1.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、改良地盤の極限支持力とする。

改良地盤の許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	改良地盤	4.4

5.2 評価方法

集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた加速度、せん断力及び変位を用いて、応答変位法によりフレーム解析を実施し、照査用応答値を算定する。

構造部材の健全性評価については、フレーム解析により算定した照査用応答値が、「5.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、フレーム解析から算定した最大接地圧が、「5.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

6. 耐震評価結果

6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋及びコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 6-1 及び表 6-2 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 6-3 に示す。また、集水ピットの評価位置を図 6-1 に示す。

また、最大照査値となる断面力分布を図 6-2 及び図 6-3 に示す。

以上より、集水ピットの発生応力度及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析ケース	集水ピット内水位条件	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ'_{ca}	
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
頂版	3	S s - D 2 *	①	満水	1037	-713	5.7	16.5	0.35
南壁	1	S s - D 2 *	①	満水	-1515	-584	3.0	16.5	0.19
底版	4	S s - D 2 *	①	満水	-2018	-1402	4.0	16.5	0.25

注記*：鉛直慣性力は下向き

表 6-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析ケース	集水ピット内水位条件	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
頂版	3	S s - D 2 *	①	満水	1037	-713	94	294	0.32
南壁	1	S s - D 2 *	①	満水	-1515	-584	70	294	0.24
底版	4	S s - D 2 *	③	満水	-1642	361	122	294	0.42

注記*：鉛直慣性力は下向き

表 6-3 せん断破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析ケース	集水ピット内水位条件	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	
頂版	3	S s - D 2 *	①	満水	575	1539	0.38
南壁	1	S s - D 3 *	①	空水	856	2736	0.32
底版	4	S s - D 2 *	①	満水	1024	2736	0.38

注記*：鉛直慣性力は下向き

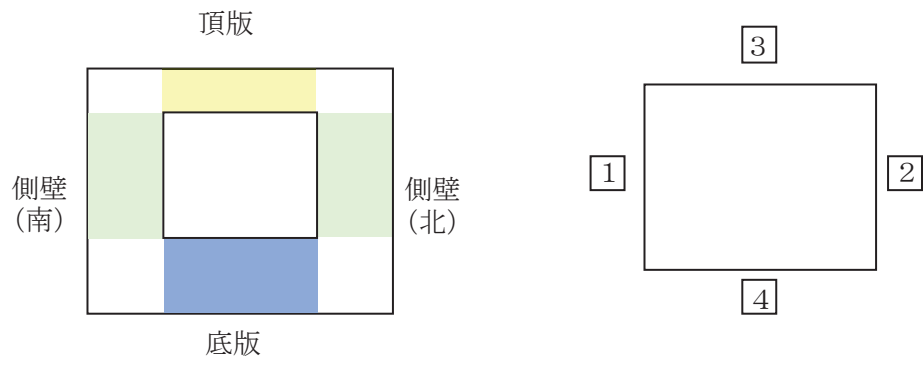
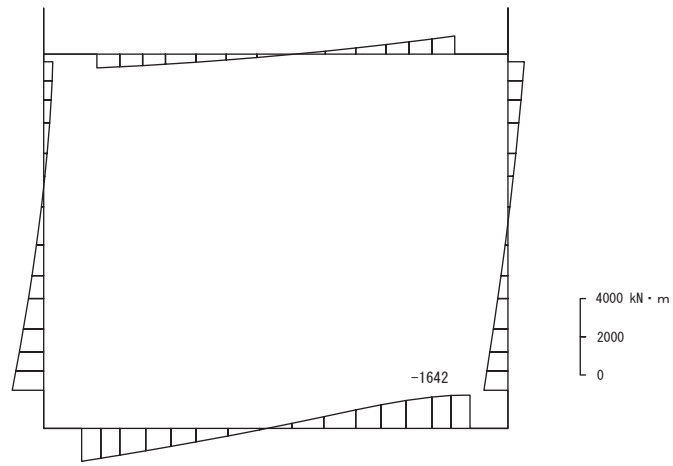
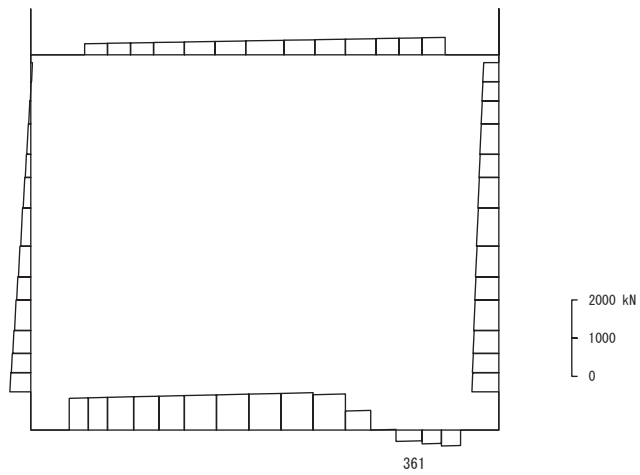


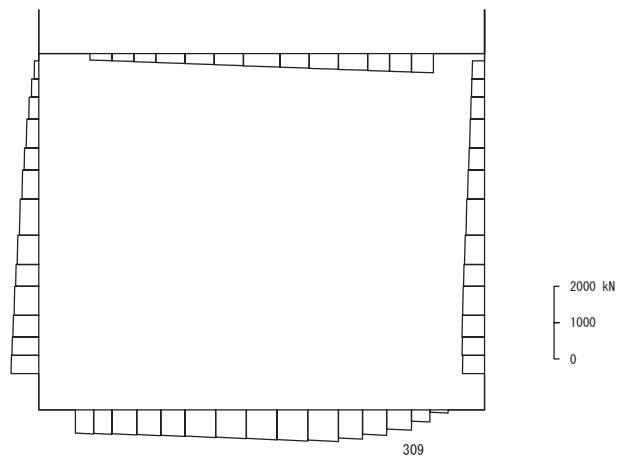
図 6-1 評価位置図



数値：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)

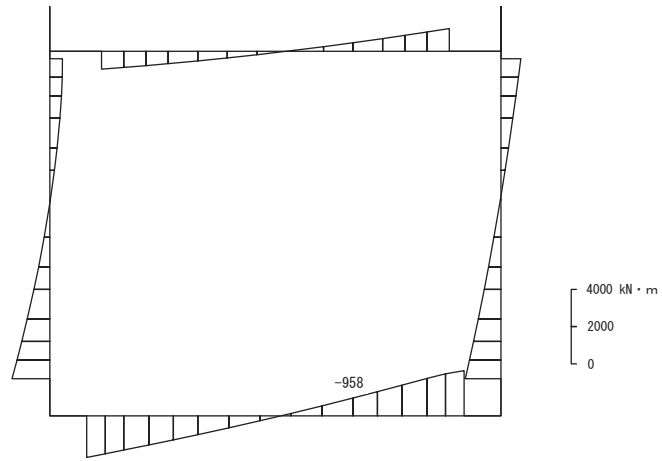


数値：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)

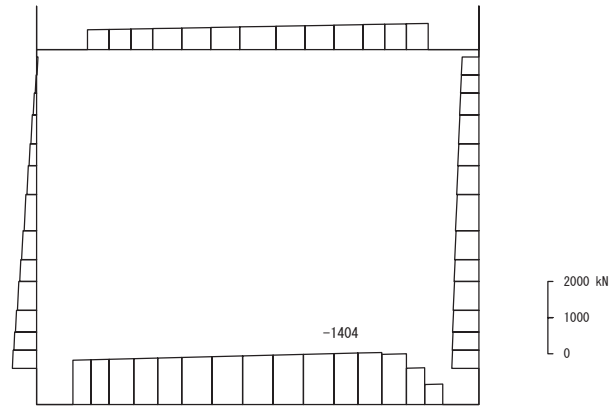


数値：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

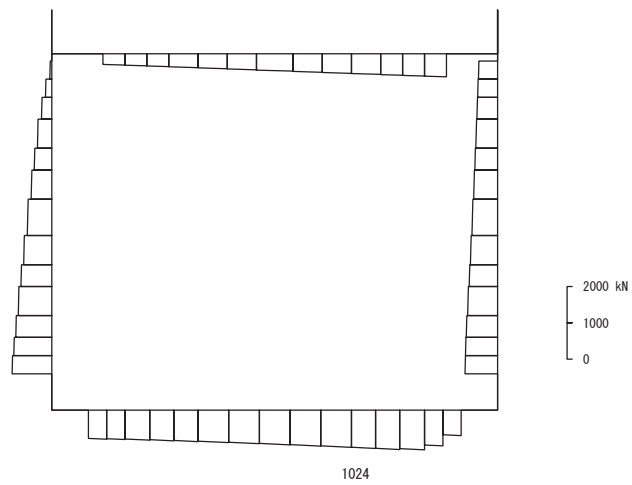
図 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の断面力
(S s - D 2, ケース③, 鉛直慣性力：下向き, 集水ピット内水位：満水)



数値：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数値：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

図 6-3 せん断破壊に対する最大照査値の断面力
(S s - D 2, ケース①, 鉛直慣性力：下向き, 集水ピット内水位：満水)

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照査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

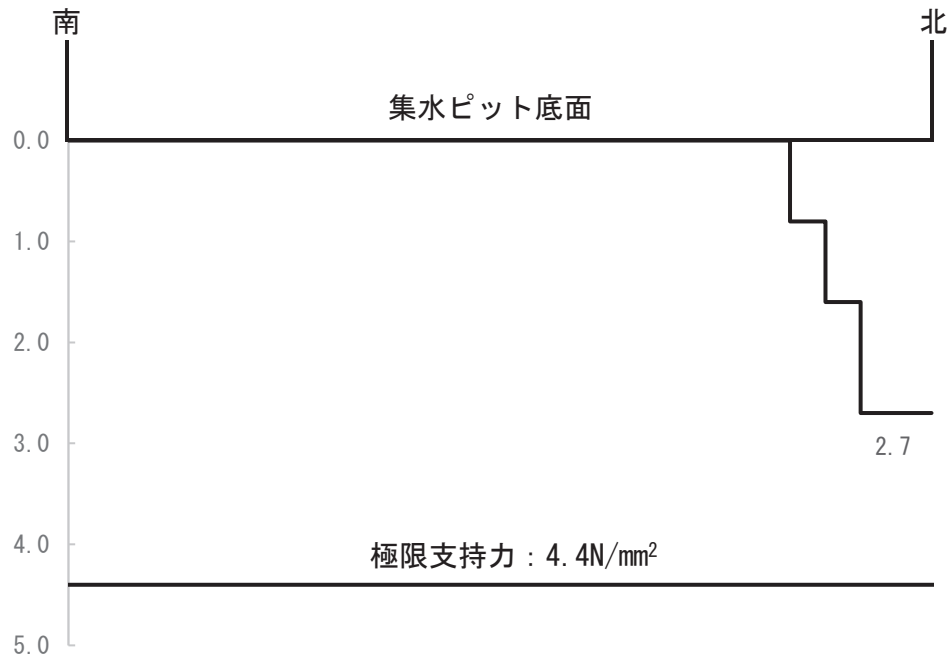


図 6-4 基礎地盤の支持力照査における最大照査値の接地圧分布

(別紙2) 敷地側集水ピット(南側)の耐震性について

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	5
2.4	適用基準	8
3.	地震応答解析	9
3.1	解析方法	10
3.1.1	材料物性及び地盤物性のばらつき	10
3.1.2	解析ケース	10
3.2	荷重及び荷重の組合せ	12
3.2.1	耐震評価上考慮する状態	12
3.2.2	荷重	12
3.2.3	荷重の組合せ	13
3.3	解析モデル及び諸元	14
3.3.1	解析モデル	14
3.3.2	地盤の物性値	15
3.3.3	地下水位	15
3.4	地震応答解析結果	16
4.	フレーム解析	19
4.1	評価対象部位	19
4.2	解析方法	19
4.3	解析モデル	19
4.4	使用材料及び材料の物性値	21
4.5	入力荷重	22
5.	耐震評価	25
5.1	許容限界	25
5.1.1	鉄筋コンクリート部材	25
5.1.2	補強鋼材	31
5.1.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	33
5.2	評価方法	34
5.2.1	鉄筋コンクリート部材	34
5.2.2	補強鋼材	35
5.2.3	基礎地盤の支持性能	47
6.	耐震評価結果	48

6.1	構造部材の健全性に対する評価結果	48
6.2	補強鋼材の健全性に対する評価結果	52
6.3	地盤の支持性能に対する評価結果	53

1. 概要

本資料は、敷地側集水ピット（南側）（以下「集水ピット」という。）について、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、地震時の構造強度について説明するものであり、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. 基本方針

2.1 位置

集水ピットの位置を図 2-1 に示す。

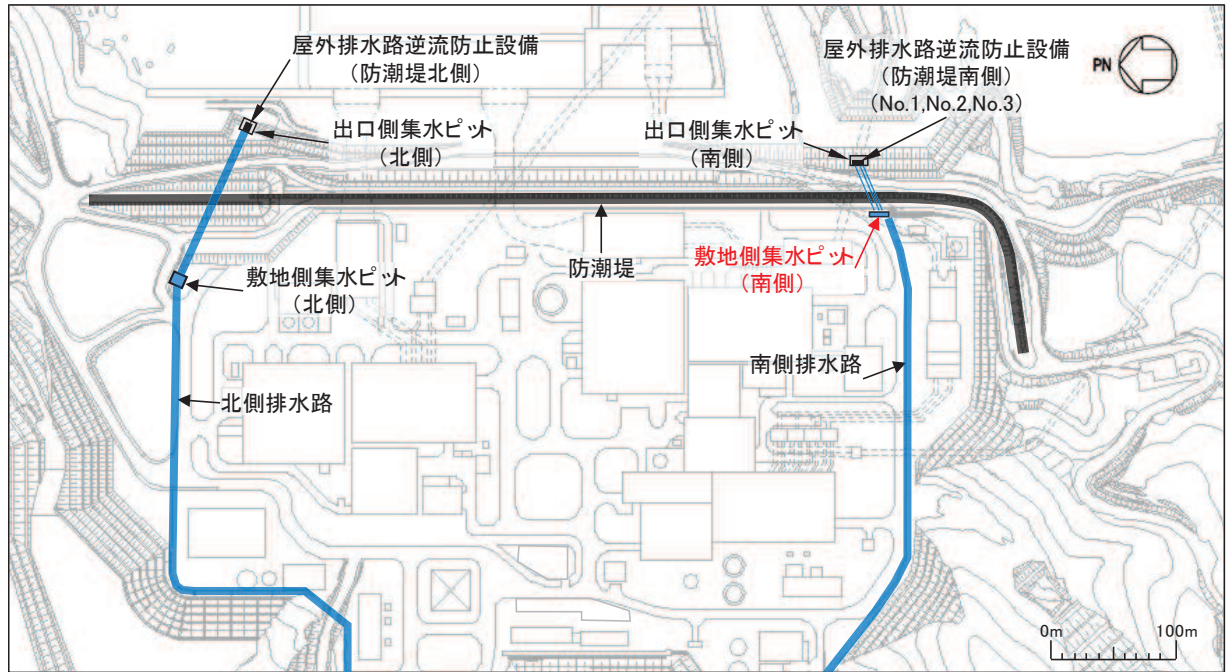


図 2-1 集水ピットの位置図

2.2 構造概要

集水ピットの構造図を図2-2、概略配筋図を図2-3に示す。

集水ピットは鉄筋コンクリート造のU字型の構造物であり、地中に埋設する。上流の排水路は北側及び南側の2箇所接続し、下流の排水路は西側に接続する。また、集水ピット内には補強鋼材（切梁及び腹起し）を設置することとし、切梁と腹起しはボルト、腹起しと集水ピットはアンカーボルトにて固定する。なお、集水ピット頂部には表面水の集水のためグレーチングパネルを設置する。

西壁の背後は埋戻しによる盛土が集水ピット底版より上部に分布しており、東壁については背後に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工があり、その間をコンクリートにて充填している。

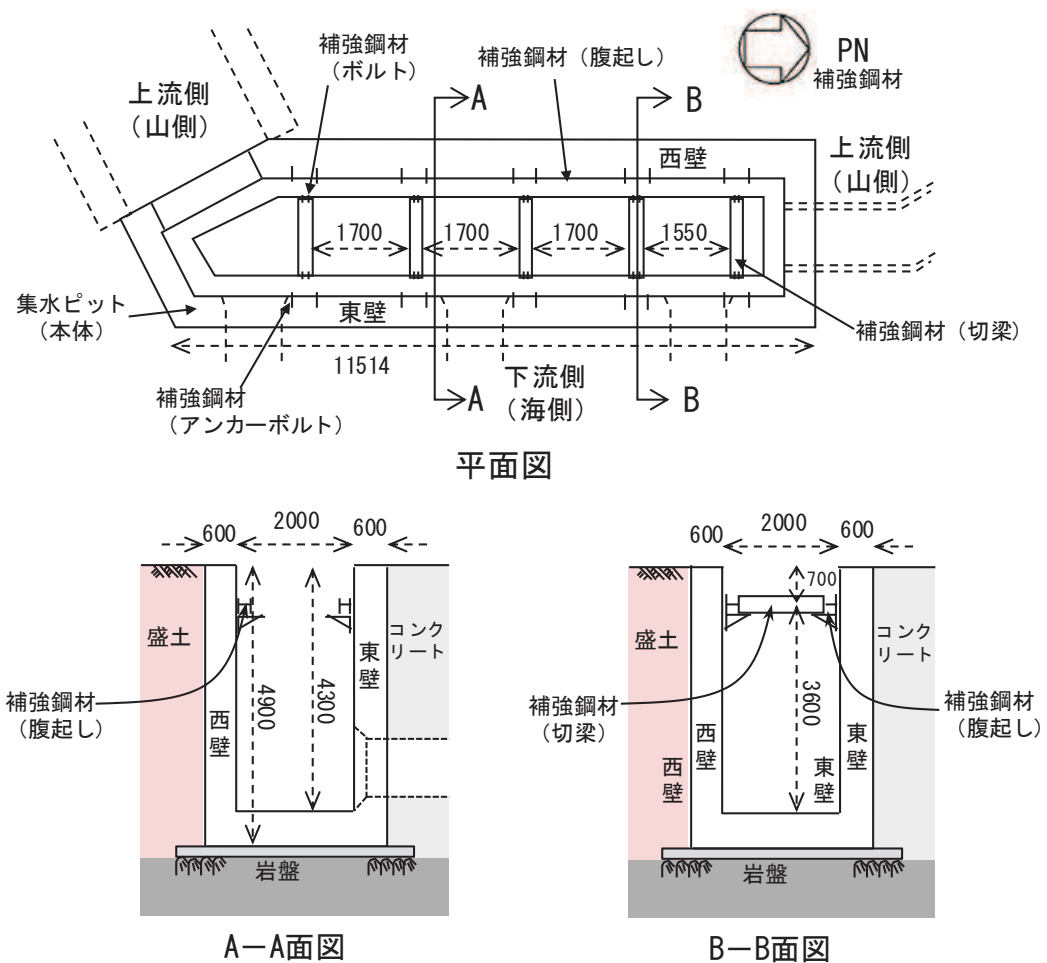


図2-2 集水ピット構造図 (単位: mm)

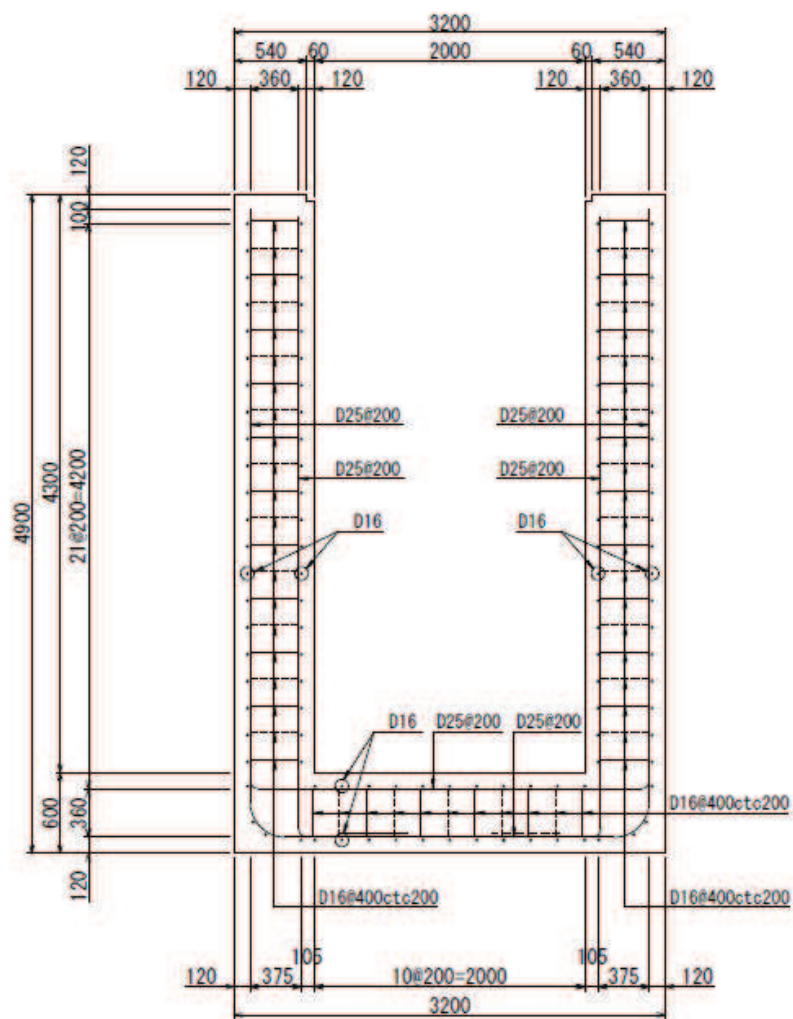


図 2-3 集水ピットの概略配筋図 (単位: mm)

2.3 評価方針

集水ピットの耐震評価は地震応答解析に基づき実施し、表2-1に示すとおり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。

構造部材の健全性評価においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき応力解析による評価を行うことで、地震時の構造強度の確認を行う。

基準地震動 S_s を対象とした地震応答解析により集水ピット位置での加速度、せん断応力及び変位を抽出するとともに、フレーム解析に用いる地盤ばね設定のため等価剛性を算出する。次に、集水ピットを線形はり要素にてモデル化し、応答変位法によるフレーム解析を実施する。応答変位法により求めた地震時増分荷重による断面力と常時応力解析による断面力の足し合わせによる断面力が、許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面⑤と集水ピットの位置関係を図2-4及び図2-5に示す。また、評価フローを図2-6に示す。

表2-1 集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界以下であることを確認	曲げ軸力	圧縮耐力，曲げ耐力
				せん断力	せん断耐力*
		補強鋼材（切梁）		曲げ軸力	短期許容応力度
		補強鋼材（腹起し）		曲げ軸力	短期許容応力度
		補強鋼材（ボルト）		せん断力	短期許容応力度
				引張力	短期許容応力度
		補強鋼材（アンカーボルト）		引張力	短期許容引張力
				せん断力	短期許容せん断力
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

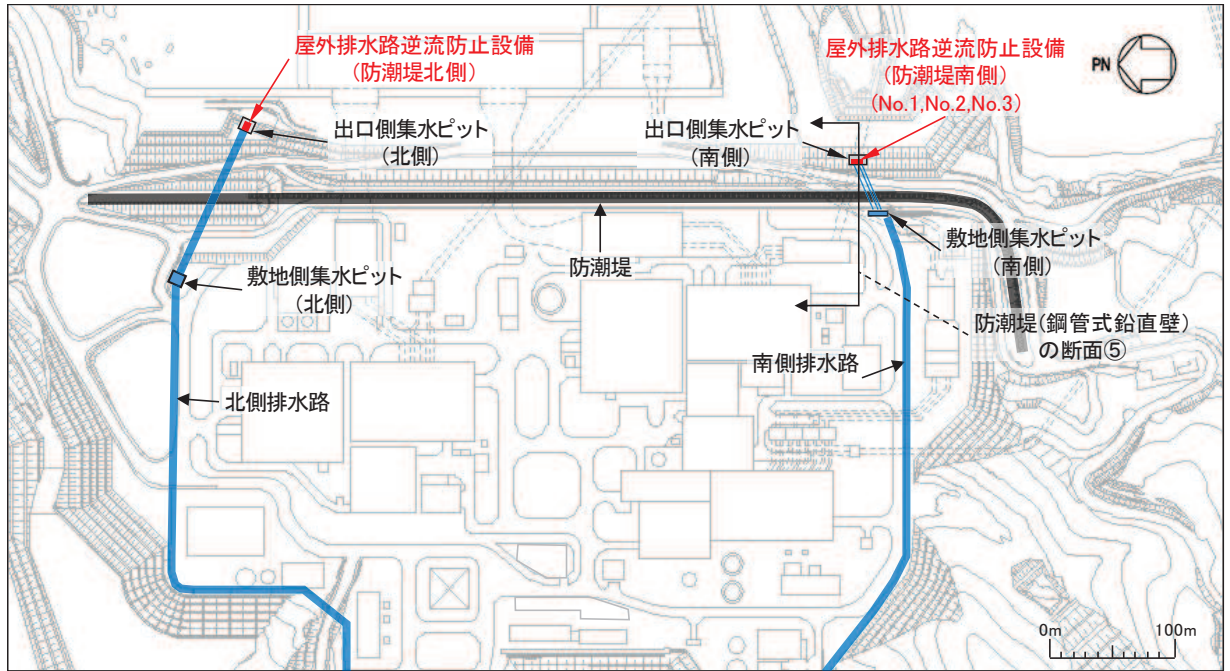


図 2-4 集水ピット，南側排水路（防潮堤横断面）及び出口側集水ピット（南側）の位置関係

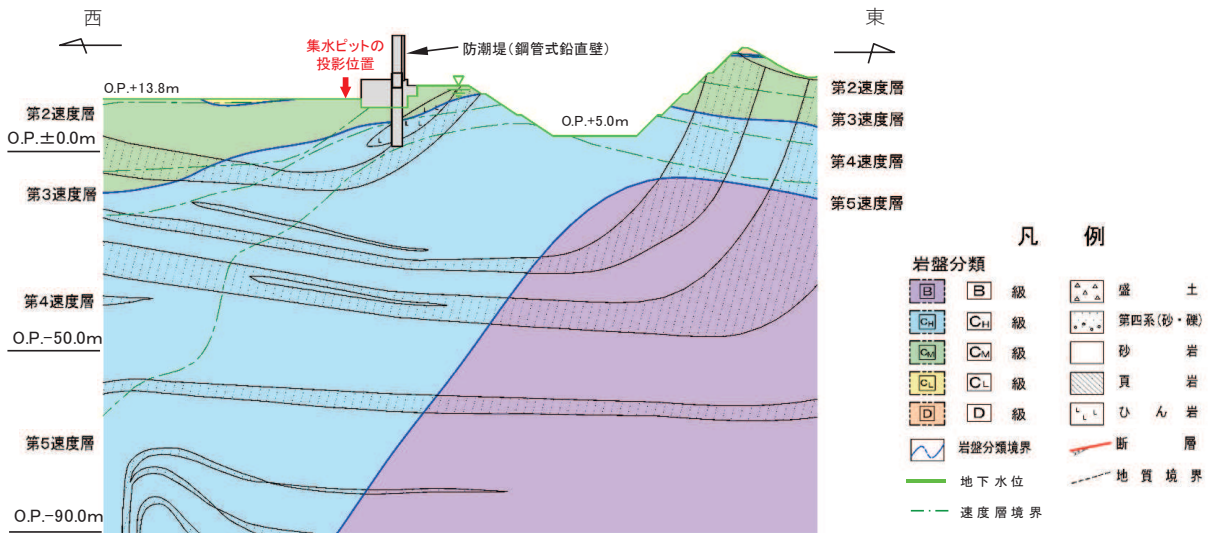


図 2-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面⑤と集水ピットの位置関係（投影）

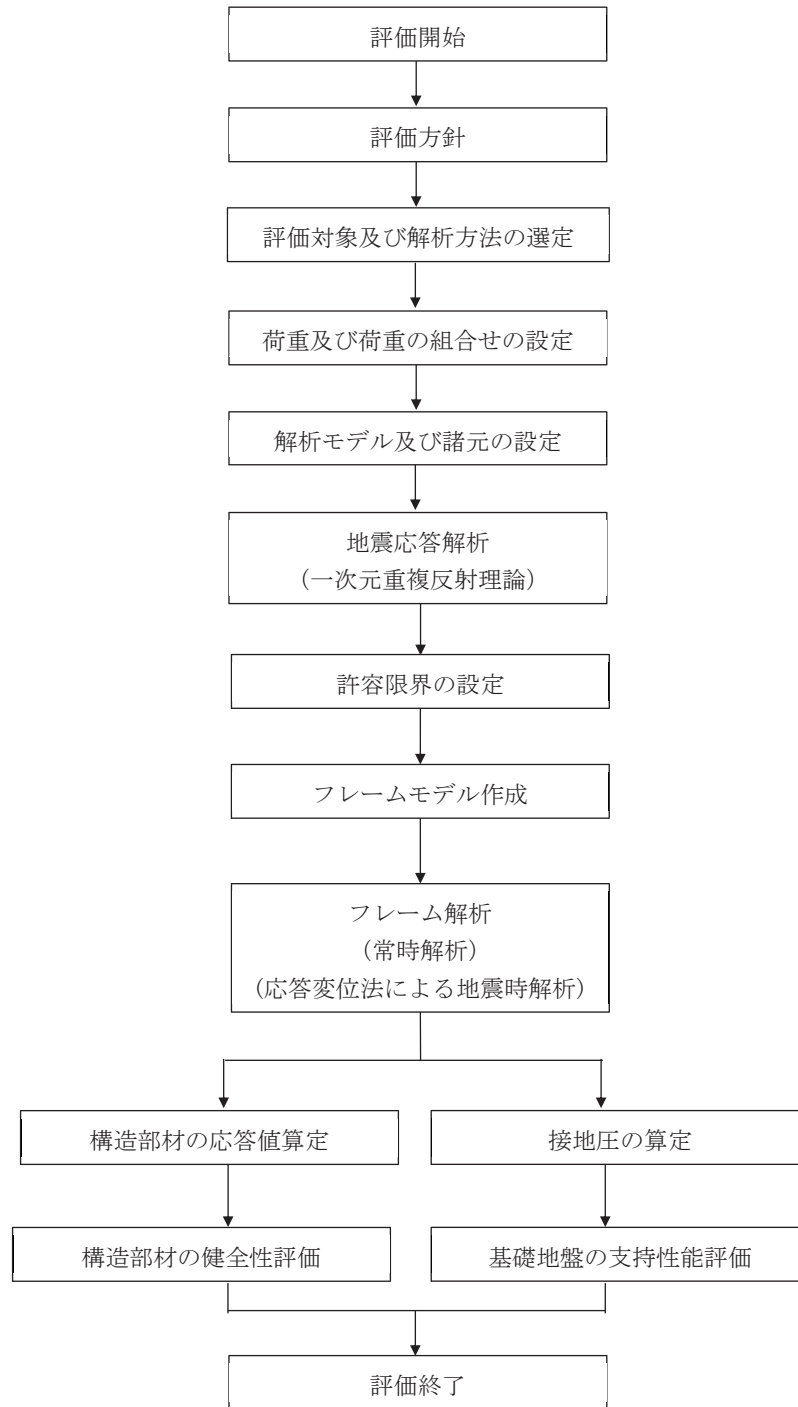


図 2-6 集水ピットの耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号)
- ・ 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 I 共通編・II鋼橋編
- ・ 日本道路協会 平成11年 道路土工 仮設構造物指針
- ・ 日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 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 (以下「土木学会マニュアル」という。)
- ・ 日本港湾協会 2007年 港湾の施設の技術上の基準・同解説

3. 地震応答解析

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」を踏まえて実施する。

解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論による引戻し解析により地震応答解析モデル底面位置で評価し、集水ピット位置まで引上げ（以下「一次元地震応答解析」という。）、地震応答を求める。引戻し解析に用いる地下構造モデルには、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いることとし、地震応答解析モデルは集水ピット周辺の地質構造を踏まえて設定する。図 3-1 に地震応答解析の概念図を示す。

解析には解析コード「SHAKE Ver1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

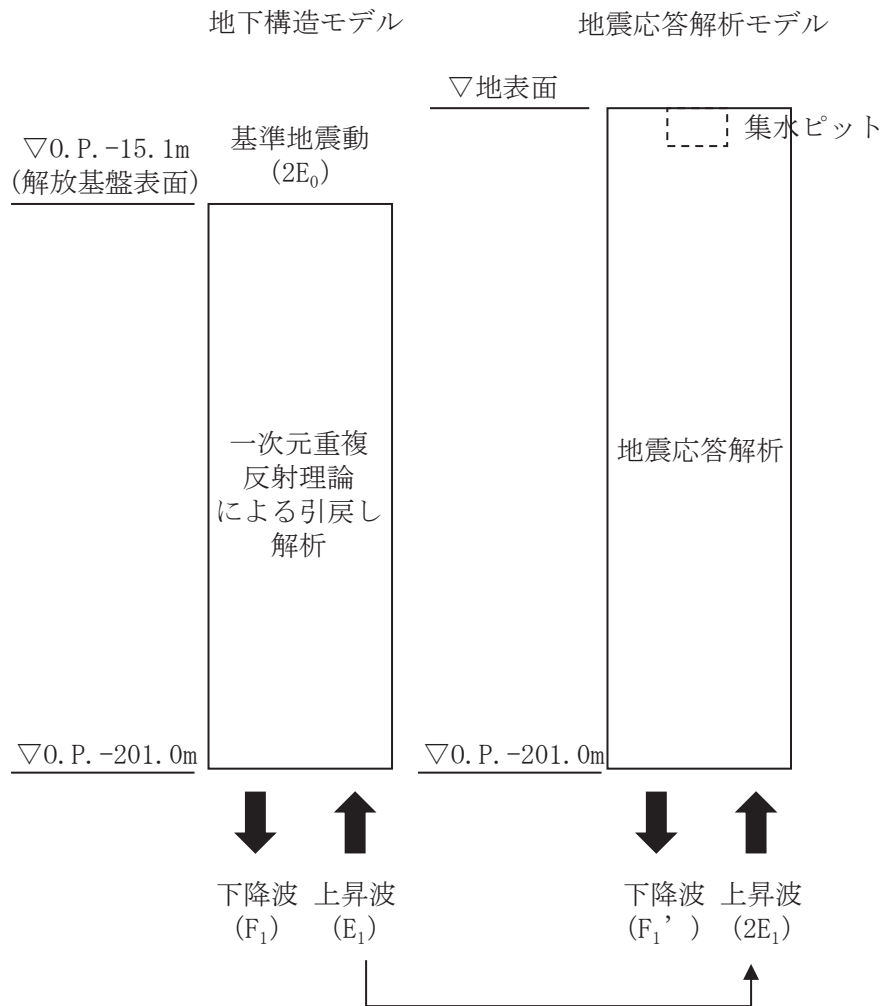


図 3-1 地震応答解析の概念図

3.1 解析方法

地震応答解析は、一次元重複反射理論により実施する。

3.1.1 材料物性及び地盤物性のばらつき

集水ピット周辺には動的変形特性にひずみ依存性がある盛土が分布しており、これらの地盤が地震時応答に影響を与えると考えられることから、これらの地盤物性（せん断弾性係数）のばらつきの影響を確認する。解析における物性値を表 3-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース①～③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 3-1 解析における物性値（集水ピット）

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

3.1.2 解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて解析ケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動	S s - D 1	○	基準地震動 S s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。	
	S s - D 2	○		
	S s - D 3	○		
	S s - F 1	○		
	S s - F 2	○		
	S s - F 3	○		
	S s - N 1	○		

3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

3.2.1 耐震評価上考慮する状態

集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。風の影響については、埋設構造物であるため考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.2.2 荷重

集水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(3) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による地震力及び動水圧を考慮する。

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$P + S_s$

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.3 解析モデル及び諸元

3.3.1 解析モデル

地震応答解析モデルは、集水ピット周辺の地質構造を考慮して設定する。解析モデルを図3-2に示す。

なお、図3-3のとおり集水ピットの東側は防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工があり、その間（2～3m）をコンクリートで充填している。一方、集水ピット西側は試掘後に直掘りを行っているため、盛土範囲は限定的であるものの一部盛土が分布する。上記を踏まえ、地震応答解析モデルでは安全側の評価となるよう集水ピット底版より上部が盛土であると仮定し、モデル化を行った。

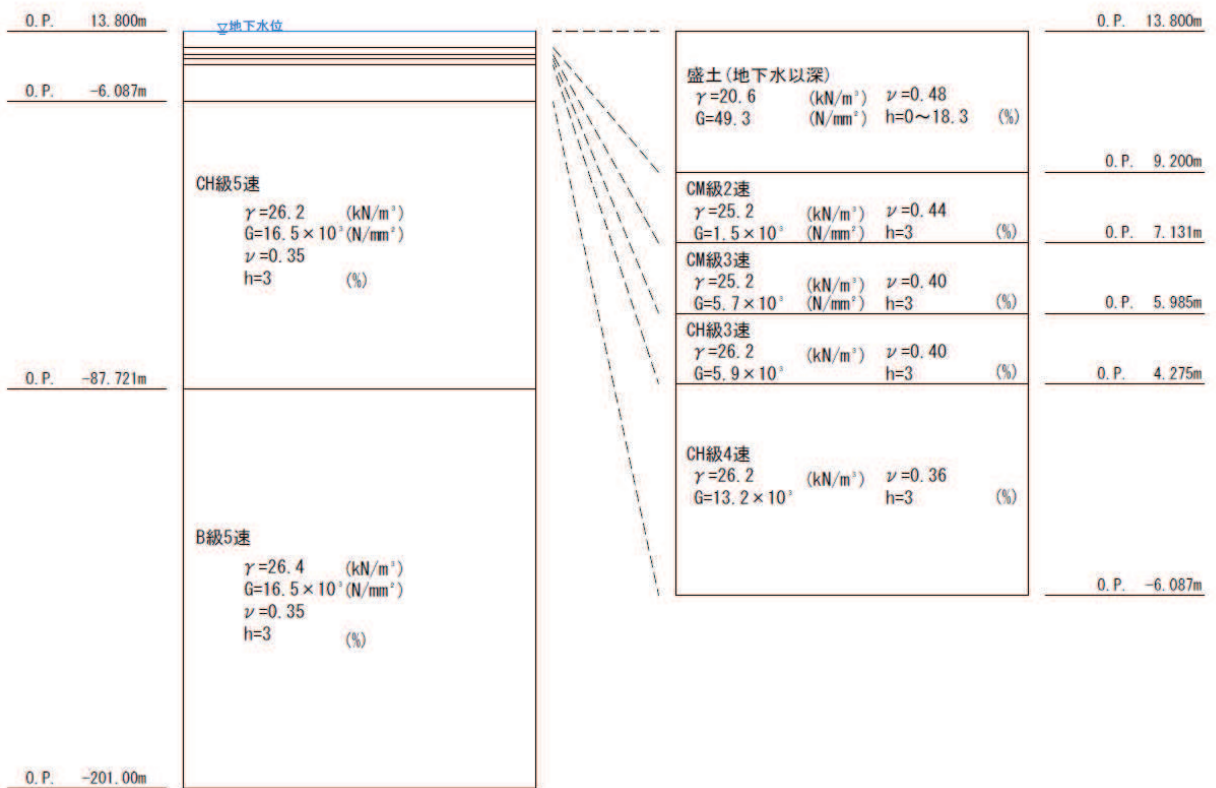


図3-2 地震応答解析モデル

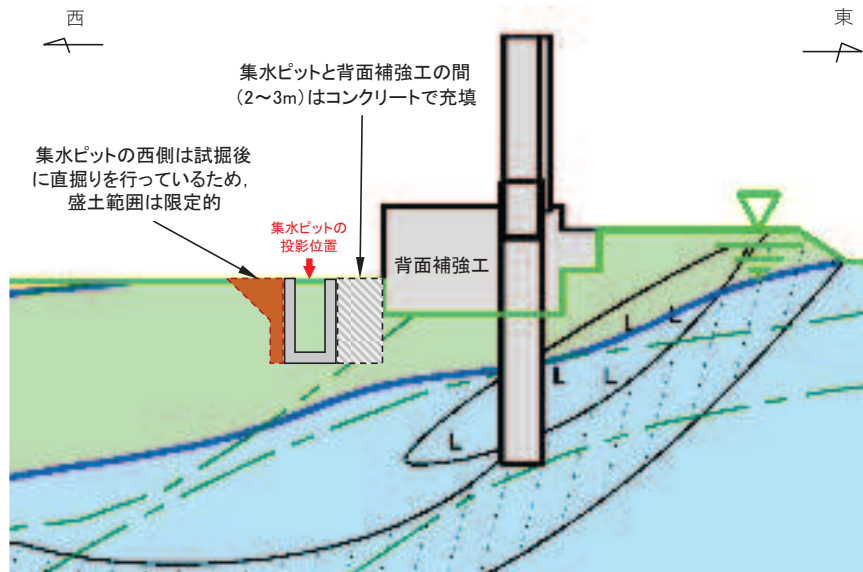


図 3-3 集水ピット東西方向の地質状況 (図 2-5 抜粋)

3.3.2 地盤の物性値

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

3.3.3 地下水位

集水ピット周辺の地下水位は保守的に地表面とする。

3.4 地震応答解析結果

地震応答解析結果より得られた、各解析ケースにおける最大変位分布、最大加速度分布、せん断応力分布及び等価剛性を図3-4～7に示す。

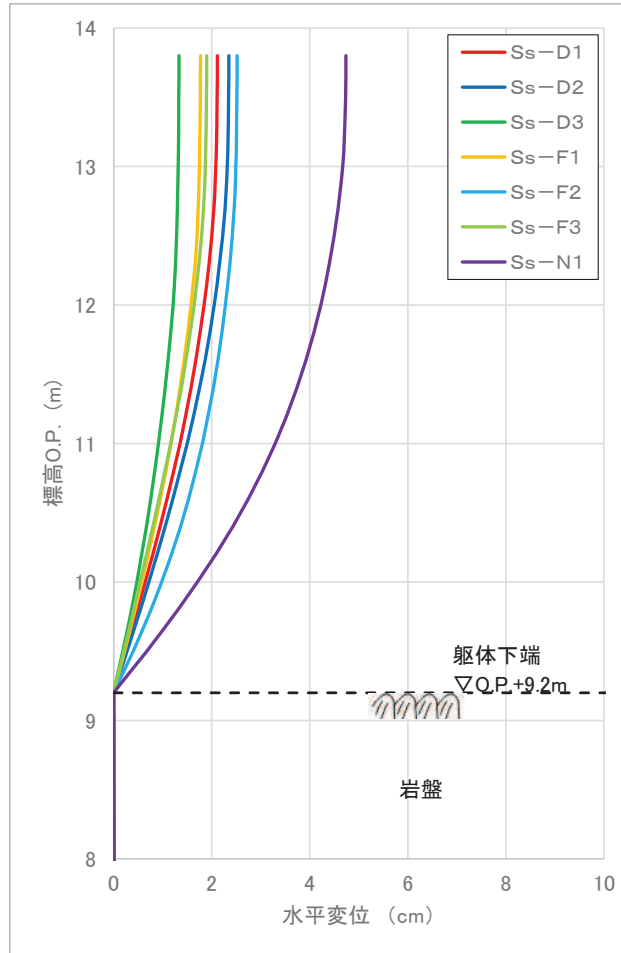


図3-4 地震応答解析結果（最大変位分布）

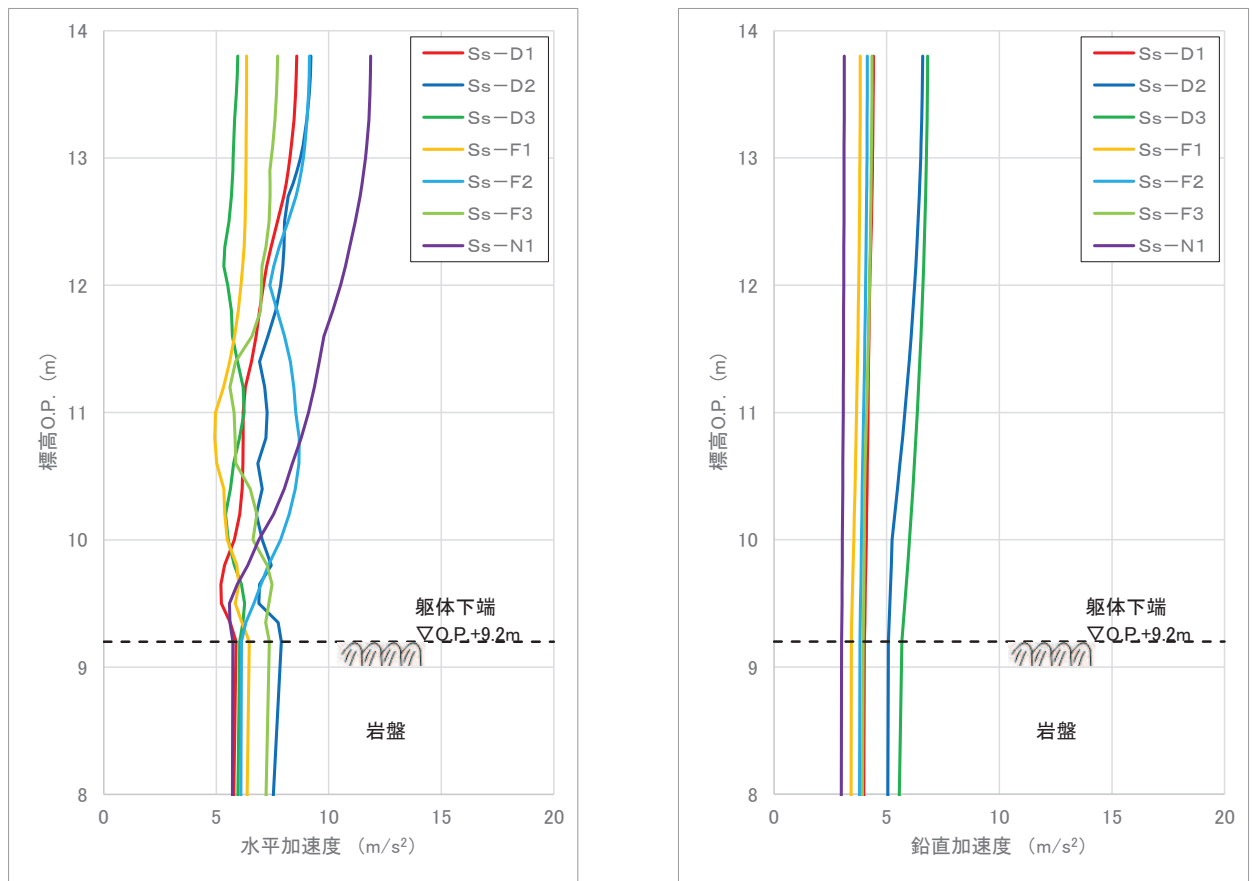


図 3-5 地震応答解析結果（最大水平加速度分布，最大鉛直加速度分布）

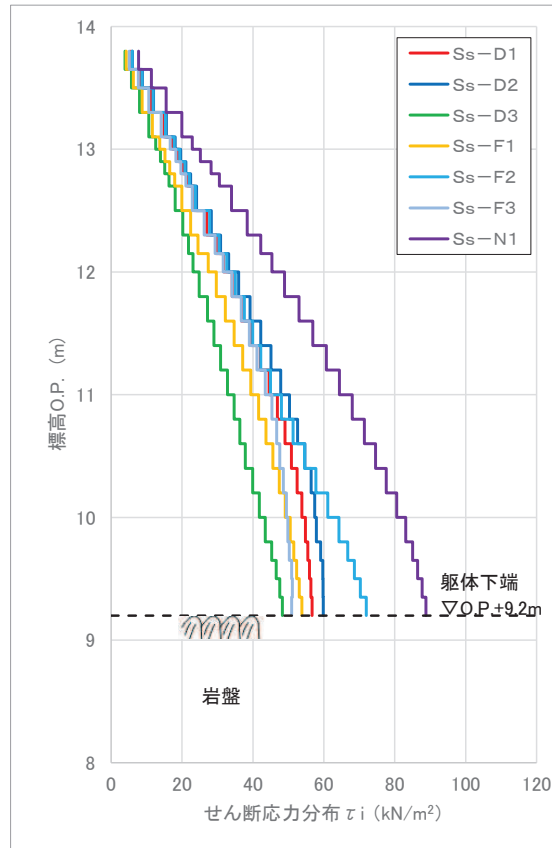


図 3-6 地震応答解析結果（最大せん断応力分布）

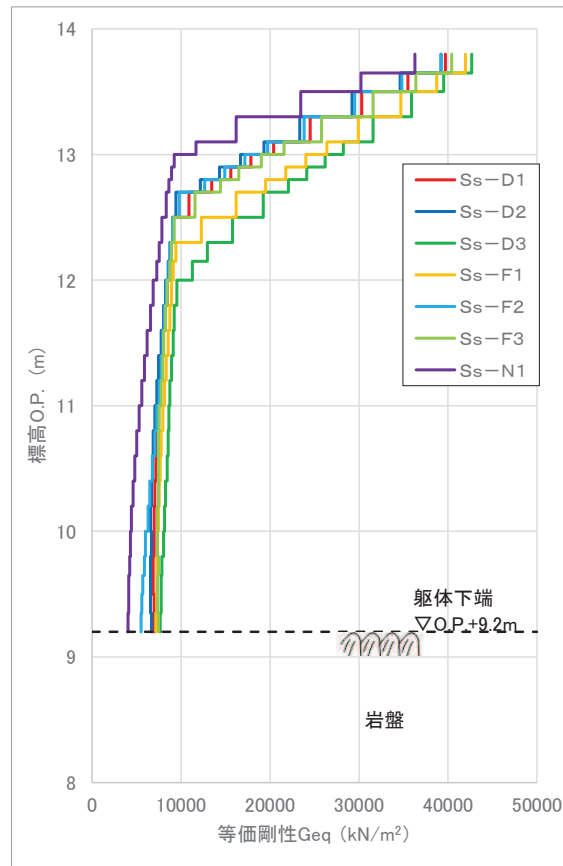


図 3-7 地震応答解析結果（等価剛性）

4. フレーム解析

4.1 評価対象部位

集水ピットは地中に埋設することから、地震時には土圧が主たる荷重として作用すると考えられる。構造上、弱軸方向（東西方向）が明確であることから、評価対象部位は集水ピットの側壁、底版及び補強鋼材とする。なお、側壁については、東壁と西壁があるが、東壁の背後（東側）には防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工があり、東壁と背面補強工の間をコンクリートで充填している。一方、西壁については背後に盛土が分布しているから、評価対象部位として選定する側壁は西壁のみとする。

評価対象部位を図 4-1 に示す。

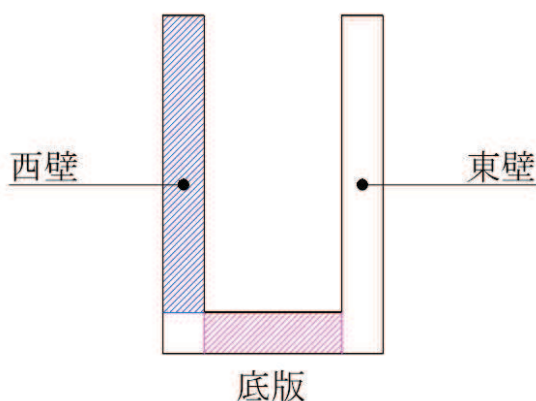


図 4-1 評価対象部位

4.2 解析方法

側壁、底版及び補強鋼材を線形はり要素でモデル化し、地震応答解析を踏まえて設定した荷重を載荷し、フレーム解析を実施する。

モデルに作用させる荷重のうち、地震時増分応力については、応答変位法により算出する。

解析には解析コード「SLAP Ver. 6.65」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。

4.3 解析モデル

解析に用いるフレームモデルは、集水ピットの側壁、底版及び補強鋼材を線形はり要素にて模擬し、地盤ばね（面直ノーテンション）を側部及び底部に配置する。ばね定数について、東壁はコンクリートの剛性、底部は C_M 級岩盤の剛性を考慮することとし、西壁については、地盤応答解析から算出した盛土の等価剛性よりばね定数を設定する。フレームモデルを図 4-2 に示す。

なお、集水ピットの側壁及び底版は単位奥行（1m）にてモデル化することとし、補強鋼材（切梁）は切梁の奥行ピッチ（2m）を踏まえ、0.5 本分でモデル化する。また、補強鋼材と集水ピットはピン結合によりモデル化する。

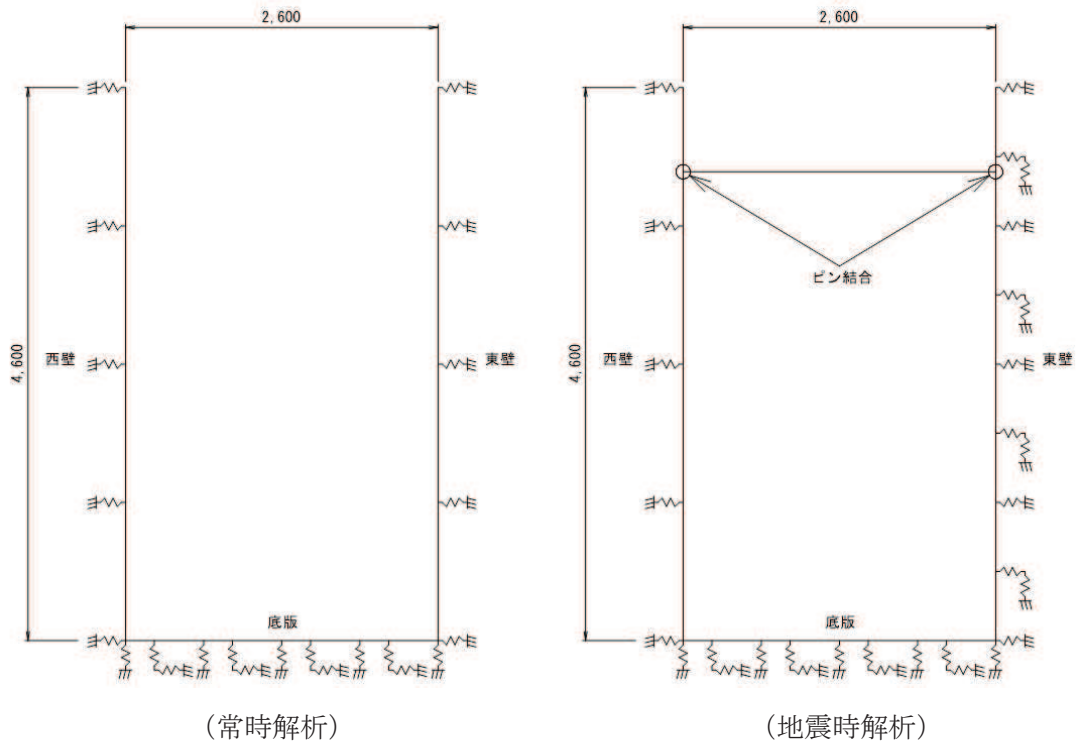


図 4-2 フレームモデル

4.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-1 に、材料の物性値を表 4-2 に示す。

表 4-1 使用材料

諸元		
集水ピット	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
	鉄筋（主筋）	SD345
補強鋼材	切梁	SM490（H-300×300×10×15）
	腹起し	SM570（H-350×350×12×19）
	ボルト	強度区分 8.8（M20）
	アンカーボルト	SD345（M20）

表 4-2 材料の物性値

項目	材料	材料諸元
単位体積重量 (kN/m ³)	鉄筋コンクリート	24.0
	鋼材	77.0
ヤング係数 (N/mm ²)	鉄筋及び鋼材	2.00×10 ⁵
ヤング係数 (N/mm ²)	コンクリート	2.50×10 ⁴
ポアソン比	（構造部材）	0.2

4.5 入力荷重

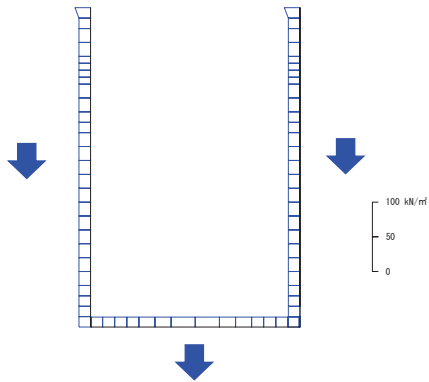
フレーム解析において考慮する荷重を表 4-3 に示す。入力荷重は「3. 地震応答解析」から最大となる水平変位，加速度，せん断力及び等価剛性を地震動毎に設定する。また，切梁には初期軸力（圧縮，30kN）を考慮する。

常時荷重及び地震時荷重を図 4-3 に示す。

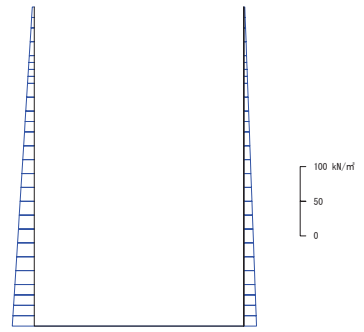
なお，地震時水圧（動水圧）について，通常時の集水ピット内の水位は非常に低く，満水状態になっていることは考えにくいですが，満水状態（O.P.+14.8m）を仮定し，側壁に対して地震時水圧が保守的に作用するよう考慮するとともに，集水ピット内に水が無い状態（以下「空水」という。）についても考慮する。

表4-3 入力荷重

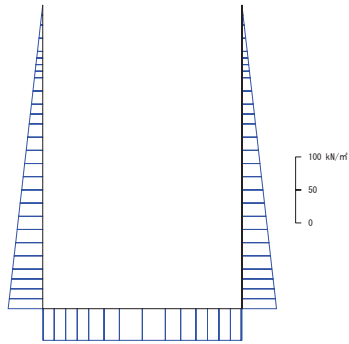
区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体に作用する常時水圧
	初期軸力	切梁に導入する初期軸力（圧縮，30kN）
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体に作用する地震時水圧



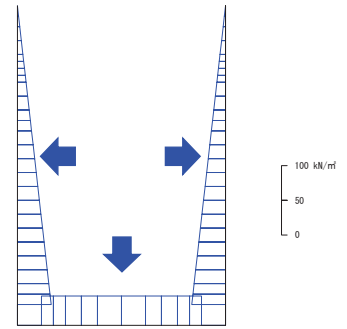
(a) 自重・上載荷重



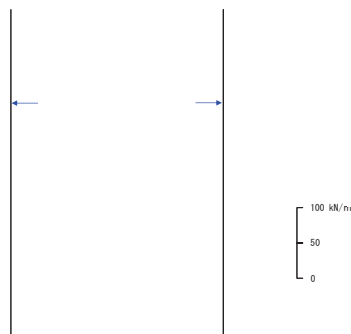
(b) 常時土圧



(c) 外水静水压

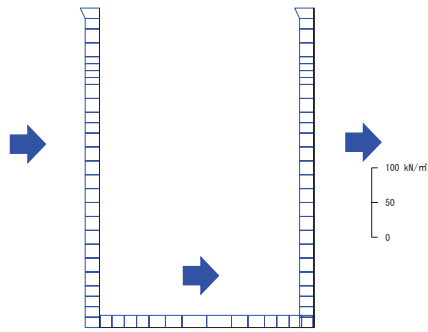


(d) 内水静水压

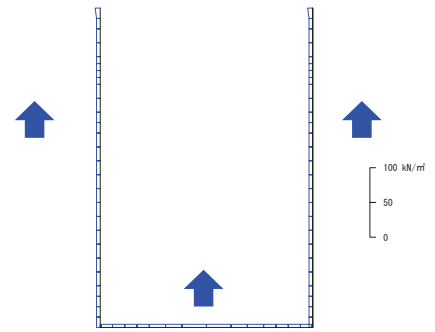


(e) 初期軸力

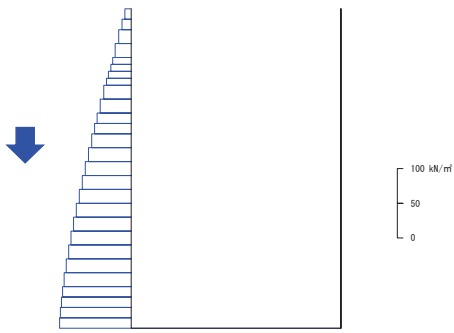
図 4-3(1) 常時荷重 (満水時)



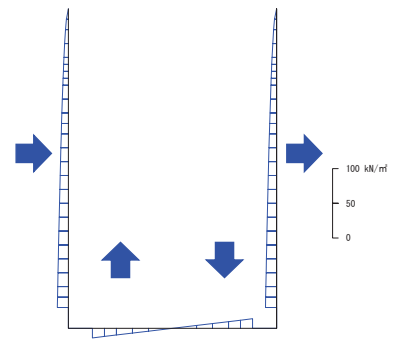
(a) 水平慣性力



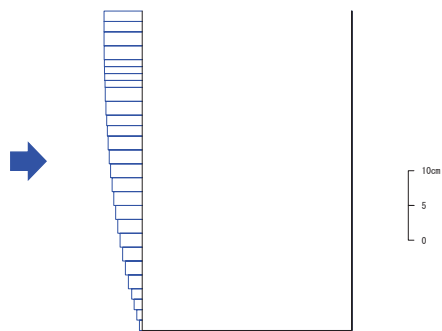
(b) 鉛直慣性力



(c) 周面せん断力



(d) 内水動水圧



底版下面の水平変位はゼロとする

(e) 応答変位荷重 (変位)

図 4-3(2) 地震時荷重 (S s - N 1 (++) , ケース②, 満水, 震度上向き, せん断破壊に対する照査)

5. 耐震評価

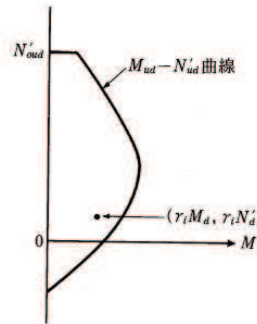
5.1 許容限界

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

5.1.1 鉄筋コンクリート部材

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」に基づく圧縮耐力及び曲げ耐力とする。圧縮耐力 N'_{ud} と曲げ耐力 M_{ud} の関係を図 5-1 に示す。



解説 図 6.2.1 軸方向耐力と曲げ耐力の関係

図 5-1 圧縮耐力と曲げ耐力の関係

(「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」抜粋)

圧縮耐力の上限値 N'_{oud} は、下式により算定する。

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st}) / \gamma_b$$

ここに、

k_1 : 強度の低減係数 ($=1-0.003f'_{ck} \leq 0.85$)

f'_{ck} : コンクリート強度の特性値

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

A_c : コンクリートの断面積

f'_{yd} : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度

A_{st} : 軸方向鉄筋の全断面積

γ_b : 部材係数 ($=1.3$)

軸方向力に応じた曲げ耐力は、圧縮縁ひずみ ϵ'_{cu} となる時の曲げモーメントを以下の仮定に基づき算定する。

- (1) 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- (2) コンクリートの引張応力は無視する。
- (3) コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線は図 5-2 に従う。

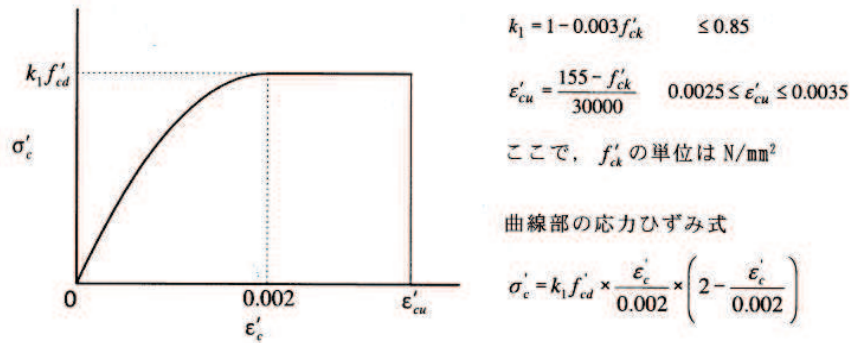


図 3.2.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線

(コンクリート)

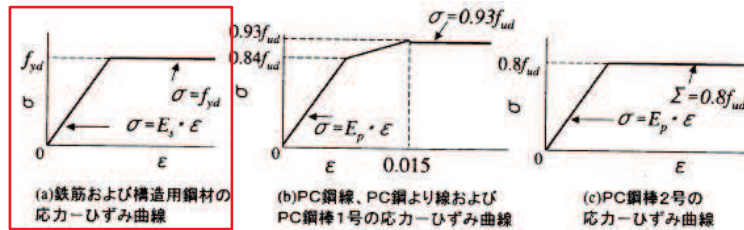


図 3.3.1 鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線

(鋼材)

図 5-2 コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線

(「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」抜粋)

なお、部材断面のひずみがすべて圧縮となる場合以外は、コンクリートの圧縮応力度の分布を下図に示す長方形圧縮応力度の分布（等価応力ブロック）と仮定する。

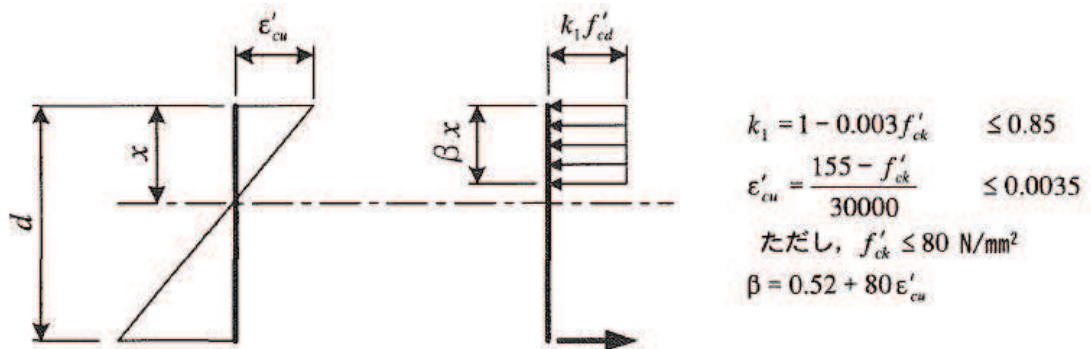


図 5-3 等価応力ブロック

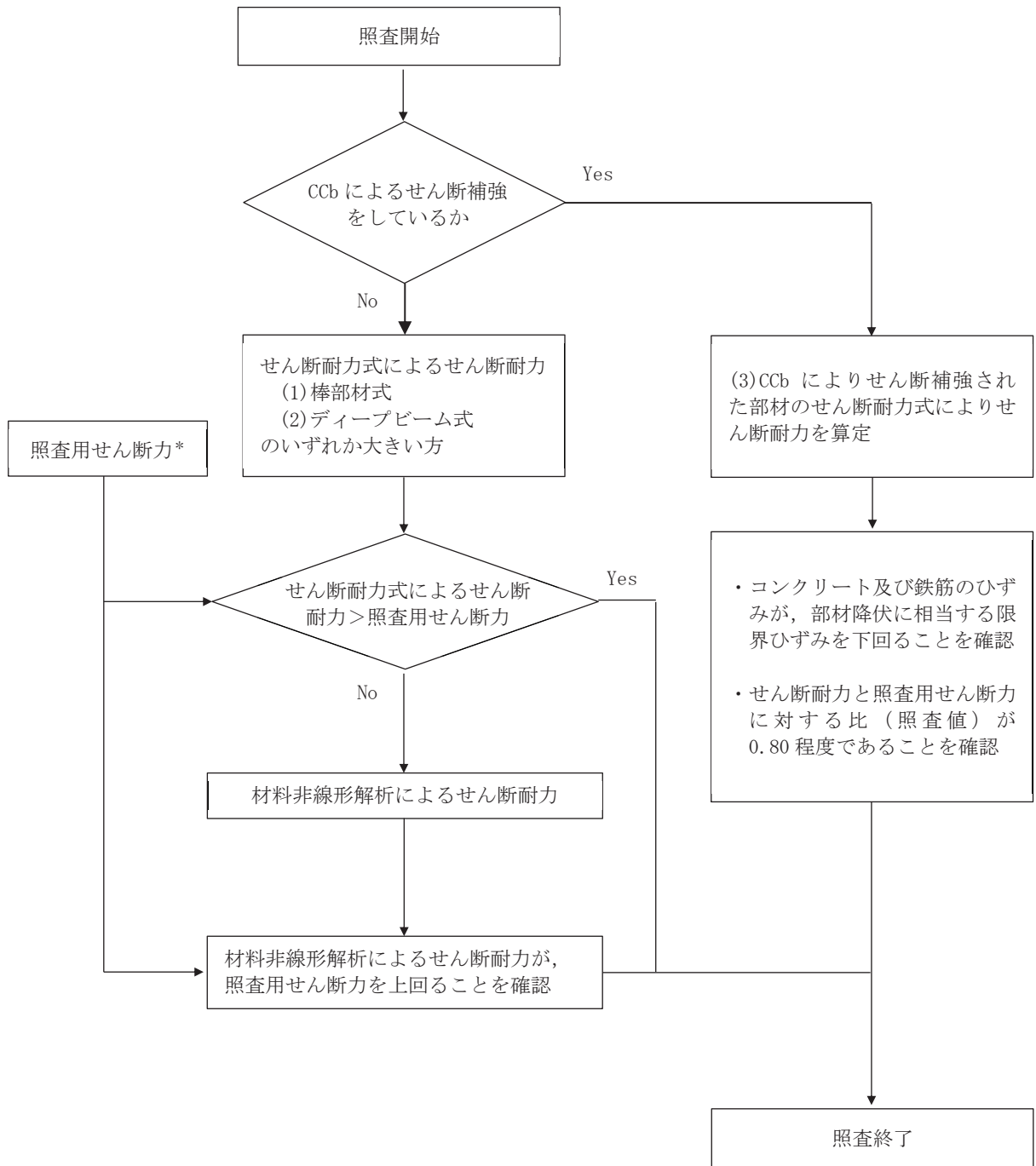
(「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」抜粋)

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて3種類を用いる。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」，「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。なお、集水ピットにおいてCCb工法を用いる構造部材はない。

せん断破壊に対する耐力評価フローを図5-4に示す。



注記*：検査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 5-4 せん断破壊に対する検査フロー

a. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

- ここで、 V_{yd} : せん断耐力
 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし、} f_{vcd} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 f'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、
 400N/mm²以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm² 以上のときは 800N/mm² 以下とする。
 α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。
 γ_{bs} : 部材係数
 γ_{ms} : 材料係数

b. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

- ここで、 V_{ydd} : せん断耐力
 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

ここで、 γ_{bc} : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

5.1.2 補強鋼材

補強鋼材のうち切梁，腹起し及び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」に基づく短期許容応力度，アンカーボルトの許容限界は「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく許容引張力及び許容せん断力とする。補強鋼材の許容限界を表5-1に示す。

表5-1 補強鋼材の許容限界

部材		材質	許容応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	
補強 鋼材	切梁	SM490	許容曲げ引張応力度及び 許容曲げ圧縮応力度*	185	277
	腹起し	SM570	許容曲げ圧縮応力度*	255	382
			許容せん断応力度	145	217
	ボルト	強度区分 8.8	許容引張応力度	360	540
			許容せん断応力度	200	300
	アンカー ボルト	SD345	許容引張力(kN)	36.4	72.8
許容せん断力(kN)			39.5	59.2	

注記*：局部座屈を考慮した許容応力度を以下のとおり算定。

【切梁の局部座屈に対する許容応力度】

切梁の局部座屈を考慮した許容応力度は以下のとおり算出する。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図5-5に示す。

$$\sigma_{cal} = 185$$

$$: \frac{b}{11.2} = 12.95 \leq t = 15$$

ここで，

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

b : 自由突出幅 : 145 (mm)

t : 板厚 : 15 (mm)

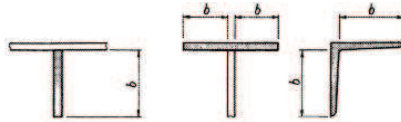


図-4.2.3 自由突出幅

表-4.2.3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W	40以下	140 : $\frac{b}{12.8} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.8}$
	40をこえ 100以下	125 : $\frac{b}{13.6} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$
SM490	40以下	185 : $\frac{b}{11.2} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
	40をこえ 100以下	175 : $\frac{b}{11.5} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$
SM490Y SM520 SMA490W	40以下	210 : $\frac{b}{10.5} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
	40をこえ 75以下	195 : $\frac{b}{10.9} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$
	75をこえ 100以下	190 : $\frac{b}{11.0} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
SM570 SMA570W	40以下	255 : $\frac{b}{9.5} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$
	40をこえ 75以下	245 : $\frac{b}{9.7} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.7}$
	75をこえ 100以下	240 : $\frac{b}{9.8} \leq t$ 23,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.8}$

図 5-5 局部座屈に対する許容応力度 (切梁)

【腹起しの局部座屈に対する許容応力度】

腹起しの局部座屈を考慮した許容応力度は以下のとおり算出する。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図 5-6 に示す。

$$\sigma_{cal} = 255$$

$$: \frac{b}{9.5} = 17.79 \leq t = 19$$

ここで、

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

b : 自由突出幅 : 169 (mm)

t : 板厚 : 19 (mm)

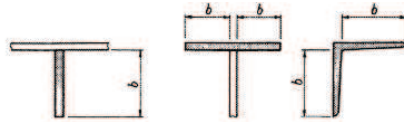


図-4.2.3 自由突出幅

表-4.2.3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W	40以下	140 : $\frac{b}{12.8} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.8}$
	40をこえ 100以下	125 : $\frac{b}{13.6} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$
SM490	40以下	185 : $\frac{b}{11.2} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
	40をこえ 100以下	175 : $\frac{b}{11.5} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$
SM490Y SM520 SMA490W	40以下	210 : $\frac{b}{10.5} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
	40をこえ 75以下	195 : $\frac{b}{10.9} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$
	75をこえ 100以下	190 : $\frac{b}{11.0} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
SM570 SMA570W	40以下	255 : $\frac{b}{9.5} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$
	40をこえ 75以下	245 : $\frac{b}{9.7} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.7}$
	75をこえ 100以下	240 : $\frac{b}{9.8} \leq t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.8}$

図 5-6 局部座屈に対する許容応力度 (腹起し)

5.1.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 5-2 に示す。

表 5-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

5.2 評価方法

5.2.1 鉄筋コンクリート部材

集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた加速度、せん断力及び変位を用いて、応答変位法によりフレーム解析を実施し、照査用応答値を算定する。

構造部材の健全性評価については、フレーム解析により算定した照査用応答値が、「5.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

5.2.2 補強鋼材

(1) 切梁

切梁は、軸力（集水ピットからの水平支保工反力）及び曲げモーメント（自重及び鉛直地震力）が同時に作用する部材としてモデル化し、次式により算定される応力が、「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。

検討モデルを図 5-7 に示す。

また、切梁の検討における軸力については、軸方向力が圧縮及び引張の場合を想定する。軸方向力が圧縮の場合は、「4. フレーム解析」より算定される集水ピットからの水平反力を水平支保工反力として考慮する。

軸方向力が引張の場合（集水ピットが東→西側へ加振される場合）は、フレーム解析においては、地盤ばねをノーテンションばねとして考慮しているため、東壁とコンクリートが剥離し、集水ピット西壁及び東壁は同じような挙動をすることから、ほとんど切梁には引張力が発生しないと考えられる。しかし、本検討においては、保守的に東壁とコンクリートが剥離しない場合も想定し、図 5-8 に示すとおり、集水ピット西壁について底版を固定端、切梁部を支点とした梁を想定し、その場合に得られる支保工反力を切梁に作用する引張力として考慮する。この場合の荷重条件としては、集水ピット西壁の慣性力、内水の静水圧及び動水圧を作用させる。

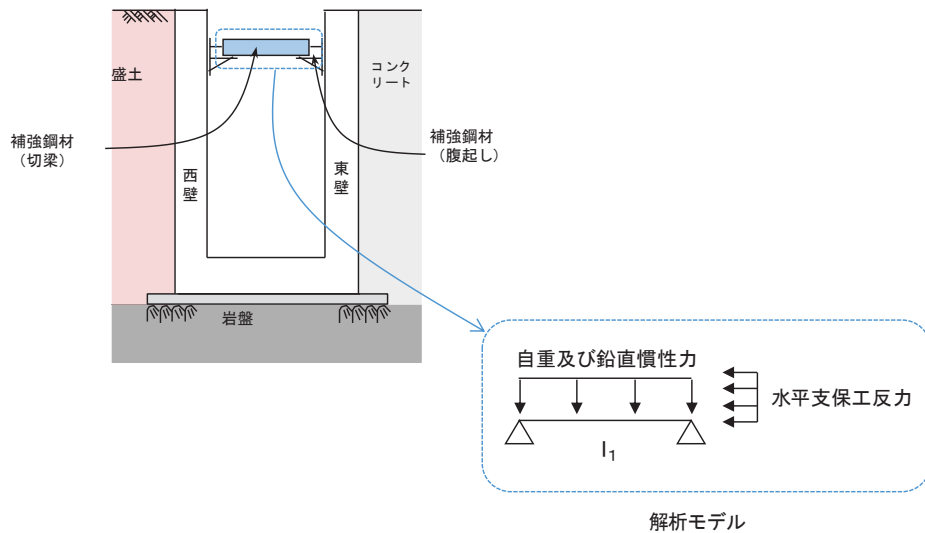


図 5-7 検討モデル（切梁）

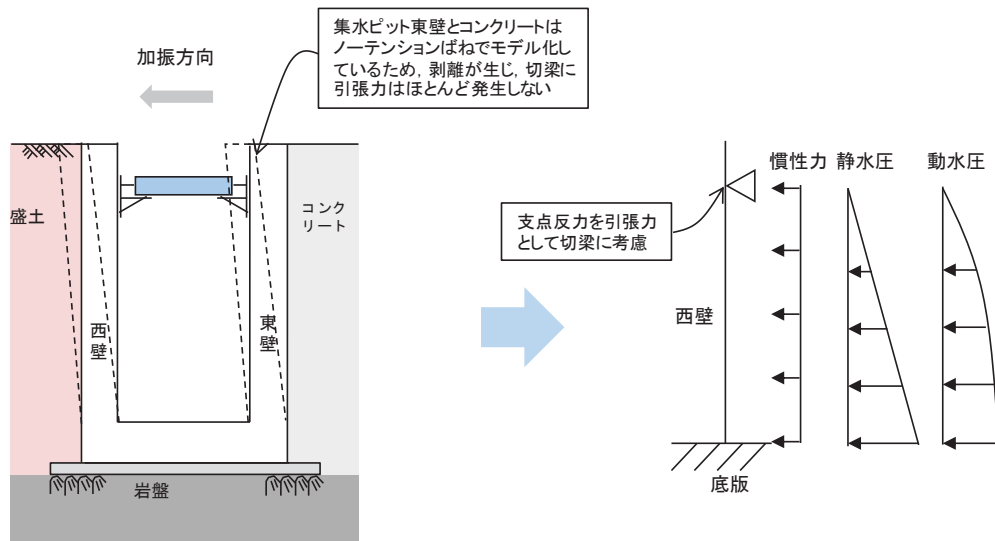


図 5-8 軸方向力が引張の場合の引張力算定イメージ

【軸方向力が圧縮の場合】

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} \leq 1 \quad \dots \text{曲げ圧縮応力度①}$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} \leq \sigma_{cal} \quad \dots \text{曲げ圧縮応力度②}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{c1}}{A_1}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{M_{c1}}{Z_1}$$

$$N_{c1} = w \cdot s$$

$$M_{c1} = \frac{(1 + kv) \cdot w_1' \cdot l_1^2}{8}$$

ここで、

- σ_c : 軸方向力による圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bcy} : 強軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{caz} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{cag} = 185 - 1.2 (l/r - 16)$
- l : 有効座屈長 (mm)
- r : 総断面積の断面二次半径 (mm)
- σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (=185) (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (=185) (N/mm²)
- σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{bagy} = 185 - 3.8 (l/b - 4.0)$
- b : 圧縮フランジ幅 (mm)
- σ_{eay} : 強軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{eay} = 1,200,000 / (l/r_y)^2$
- r_y : 強軸まわりの断面二次半径 (mm)
- N_{c1} : 軸圧縮時に切梁に作用する軸力 (kN)
- A_1 : 切梁の断面積 (mm²)
- M_{c1} : 軸圧縮時の曲げモーメント (kN・N)

Z_1 : 切梁の断面係数 (mm^3)
 w : 水平支保工反力 (kN/m)
 s : 切梁の奥行ピッチ (m)
 k_v : 鉛直震度
 w_1' : 切梁の自重 (kN/m)
 l_1 : 切梁のスパン (m)

【軸方向力が引張の場合】

$$\sigma_t + \sigma_{bty} \leq \sigma_{ta} \quad \dots \text{曲げ引張応力度}$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} \leq 1 \quad \dots \text{曲げ圧縮応力度①}$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} \leq \sigma_{cal} \quad \dots \text{曲げ圧縮応力度②}$$

$$\sigma_t = \frac{N_{t1}}{A_1}$$

$$\sigma_{bty} = \frac{M_{t1}}{Z_1}$$

$$N_{t1} = w_t \cdot s$$

$$M_{t1} = M_{c1} = \frac{(1 + kv) \cdot w_1' \cdot l_1^2}{8}$$

ここで、

- σ_t : 軸方向力による引張応力度 (N/mm²)
- σ_{bty} : 強軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm²)
- σ_{bcy} : 強軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta} : 許容軸方向引張応力度 (N/mm²)
- σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- N_{t1} : 軸引張時に切梁に作用する軸力 (kN)
- A_1 : 切梁の断面積 (mm²)
- M_{t1} : 軸引張時の曲げモーメント (kN・N)
- Z_1 : 切梁の断面係数 (mm³)
- w_t : 軸引張時の水平支保工反力 (kN/m)
- s : 切梁の奥行ピッチ (m)
- kv : 鉛直震度
- w_1' : 切梁の自重 (kN/m)
- l_1 : 切梁のスパン (m)

(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。

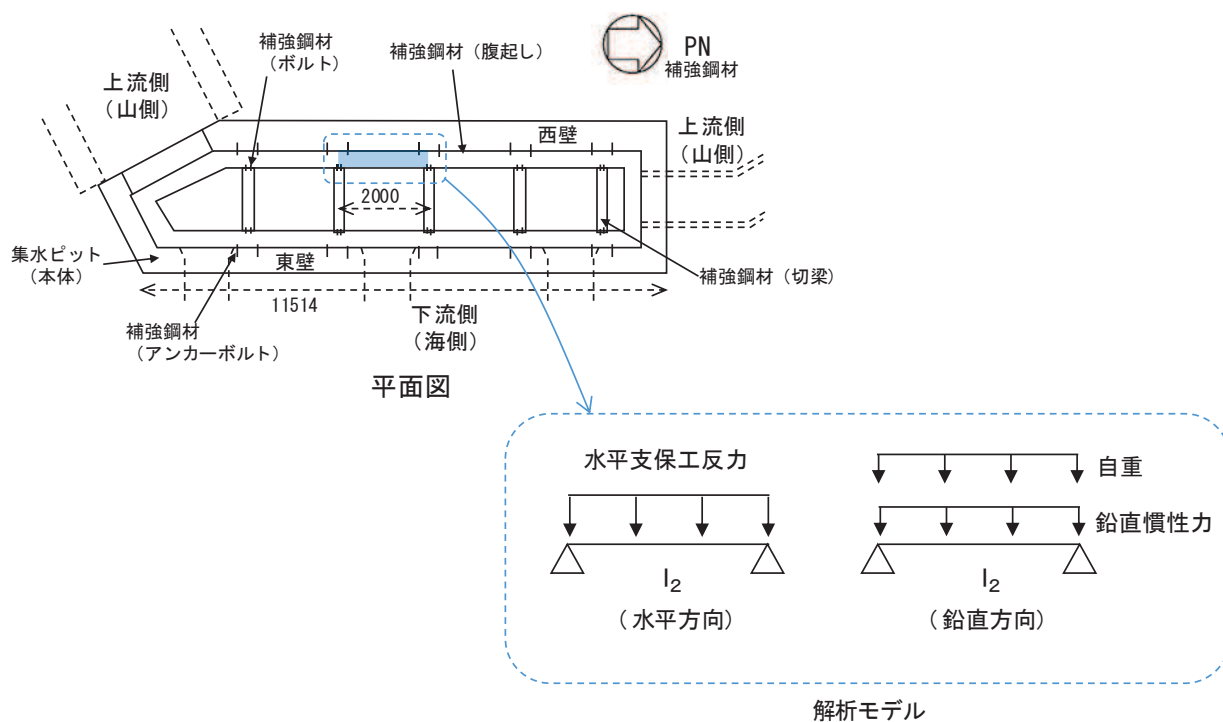


図 5-9 検討モデル (腹起し)

【曲げ圧縮照査】

$$\frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1$$

…曲げ圧縮応力度①

$$\frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal}$$

…曲げ圧縮応力度②

$$\sigma_{bcy} = \frac{M_2}{Z_2}$$

$$\sigma_{bcz} = \frac{M_3}{Z_3}$$

$$M_2 = \frac{w \cdot l_2^2}{8}$$

$$M_3 = \frac{(1 + kv) \cdot w' \cdot l_2^2}{8}$$

【せん断照査】

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_{w2}}$$

$$\tau_3 = \frac{S_3}{A_{f3}}$$

$$S_2 = \frac{w \cdot l_2}{2}$$

$$S_3 = \frac{(1 + kv) \cdot w' \cdot l_2}{2}$$

ここで,

- σ_{bcy} : 強軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bcz} : 弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (=255) (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (=255) (N/mm²)
- σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{bagy} = 255 - 6.6 (l/b - 5.0)$
- σ_{eay} : 強軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{eay} = 1,200,000 / (l/r_y)^2$
- σ_{eaz} : 弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{eaz} = 1,200,000 / (l/r_z)^2$
- l : 有効座屈長 (mm)
- r_y : 強軸まわりの断面二次半径 (mm)
- r_z : 弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
- M_2 : 強軸方向の曲げモーメント (kN・m)
- Z_2 : 強軸方向の断面係数 (mm³)
- M_3 : 弱軸方向の曲げモーメント (kN・m)
- Z_3 : 弱軸方向の断面係数 (mm³)
- w : 水平支保工反力 (kN/m)
- l_2 : 腹起しスパン長 (=切梁中心間距離)
- k_v : 鉛直震度
- w' : 腹起しの自重 (kN/m)
- τ_2 : 強軸方向のせん断応力度 (N/mm²)
- S_2 : 強軸方向のせん断力 (kN)
- A_{w2} : 強軸方向のせん断抵抗断面積 (mm²)
- τ_3 : 強軸方向のせん断応力度 (N/mm²)
- S_3 : 強軸方向のせん断力 (kN)
- A_{f3} : 強軸方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

(3) ボルト

切梁と腹起しを接続するボルト（4 本）に作用する引張力及びせん断力が，許容限界以下であることを確認する。

ボルトの引張力は，切梁に発生する軸引張力を，せん断力は切梁の自重及び鉛直慣性力を考慮する。

検討モデルを図 5-10 に示す。

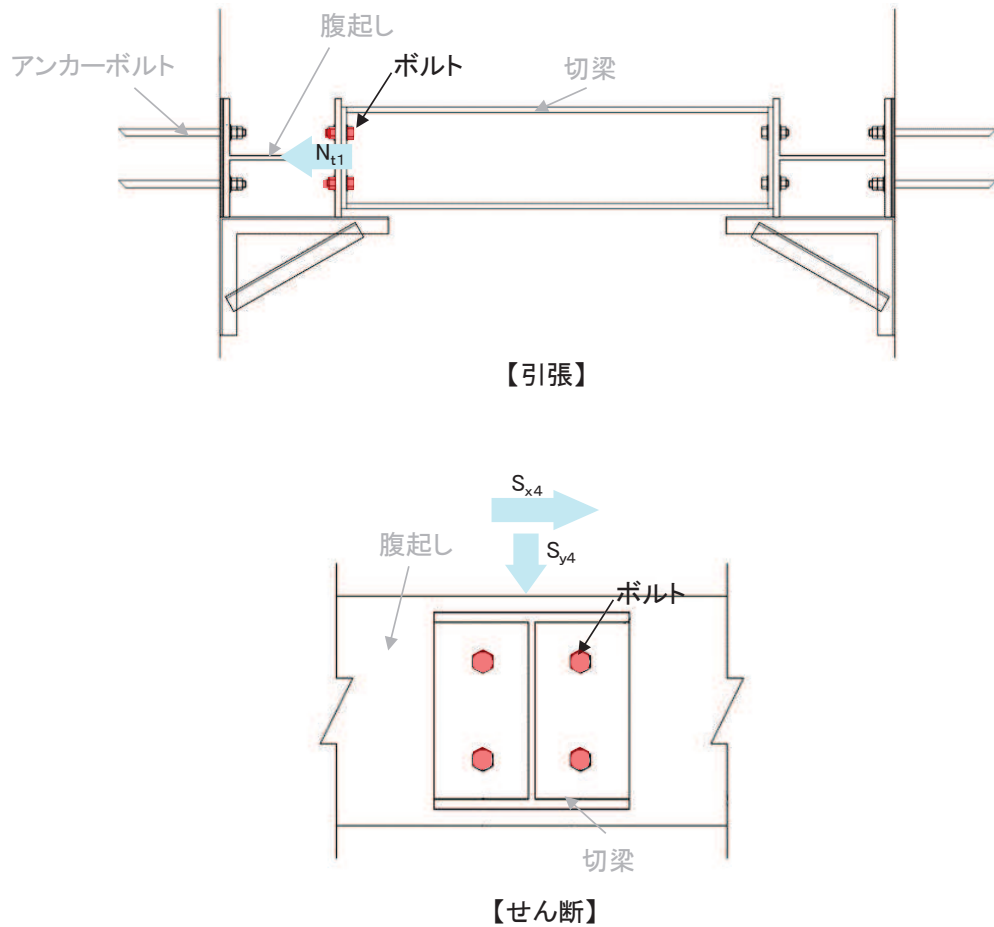


図 5-10 検討モデル（ボルト）

【引張照査】

$$\sigma_t = \frac{N_{t1}}{n_4 \cdot A_4}$$

ここで,

- σ_t : 引張応力度 (N/mm²)
 N_{t1} : 軸引張時に切梁に作用する軸力 (kN)
 n_4 : ボルト本数(本)
 A_4 : ボルト有効断面積(mm)

【せん断照査】

$$\tau_4 = \frac{S_4}{n_4 \cdot A_4}$$

$$S_4 = \sqrt{S_{x4}^2 + S_{y4}^2}$$

$$S_{x4} = \frac{k_h \cdot w_1'}{2}$$

$$S_{y4} = \frac{(1 + k_v) \cdot w_1'}{2}$$

ここで,

- τ_4 : せん断応力度 (N/mm²)
 S_4 : せん断力 (kN)
 S_{x4} : 水平方向のせん断力 (kN)
 S_{y4} : 鉛直方向のせん断力 (kN)
 k_h : 水平震度
 w_1' : 切梁の自重 (kN/m)
 k_v : 鉛直震度

(4) アンカーボルト

腹起しと集水ピットを接続するアンカーボルト（6本）に作用する引張力及びせん断力が、許容限界以下であることを確認する。

ボルトの引張力は、切梁に発生する軸引張力を、せん断力は切梁及び腹起しの分担長当たりの自重及び慣性力を考慮する。

検討モデルを図5-11に示す。

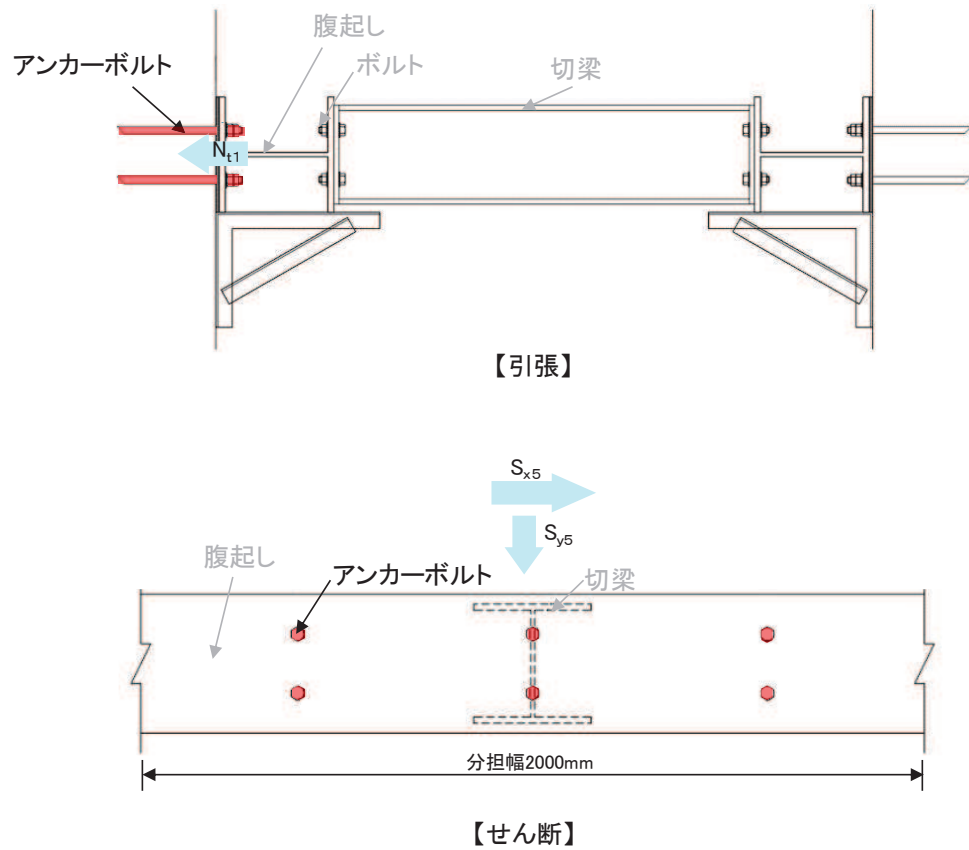


図5-11 検討モデル（アンカーボルト）

【引張照査】

$$p_5 = \frac{N_{t1}}{n_5}$$

ここで、

p_5 : アンカーボルト1本あたりに発生する引張力 (kN)

N_{t1} : 軸引張時に切梁に作用する軸力 (kN)

n_5 : アンカーボルト本数(本)

【せん断照査】

$$q_5 = \frac{S_5}{n_5}$$

$$S_5 = \sqrt{S_{x5}^2 + S_{y5}^2}$$

$$S_{x5} = k_h \cdot w_5$$

$$S_{y5} = (1 + k_v) \cdot w_5$$

ここで、

q_5 : アンカーボルト1本あたりに発生するせん断力 (kN)

S_5 : せん断力 (kN)

S_{x5} : 水平方向のせん断力 (kN)

S_{y5} : 鉛直方向のせん断力 (kN)

k_h : 水平震度

w_5 : アンカーボルトが分担する切梁及び腹起しの自重 (kN)

k_v : 鉛直震度

5.2.3 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能については、フレーム解析から算定した最大接地圧が、「5.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

6. 耐震評価結果

6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

集水ピットの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 6-1 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 6-2 に示す。また、集水ピットの評価位置を図 6-1 に示す。

また、最大照査値となる断面力分布を図 6-2 及び図 6-3 に示す。

以上より、集水ピットの発生応力度及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析ケース	集水ピット 内水位条件	発生断面力		圧縮 耐力 N'_{oud} (kN)	曲げ 耐力 M_{ud}^{*1} (kN・m)	照査値	
				曲げ モーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			圧縮 N/N'_{oud}	曲げ M/M_{ud}
西壁	S s - N 1 ^{*2}	①	空水	357	309	8587	451	0.04	0.80
底版	S s - N 1 ^{*2}	①	空水	392	470	8587	488	0.06	0.81

注記 *1：終局状態時の荷重の釣り合いから、照査断面力比 M/N が等しくなる中立軸位置を計算し、曲げ耐力 M_{ud} を算出。

*2：水平慣性力は西→東向き，鉛直慣性力は下向き

表 6-2 せん断破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析ケース	集水ピット 内水位条件	照査用せん断力 ^{*1} V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y,d}$ (kN)	照査値 V/V_a
西壁	S s - N 1 ^{*2}	②	満水	476	520	0.92
底版	S s - N 1 ^{*3}	①	空水	322	563	0.58

注記 *1：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*2：水平慣性力は西→東向き，鉛直慣性力は上向き

*3：水平慣性力は西→東向き，鉛直慣性力は下向き

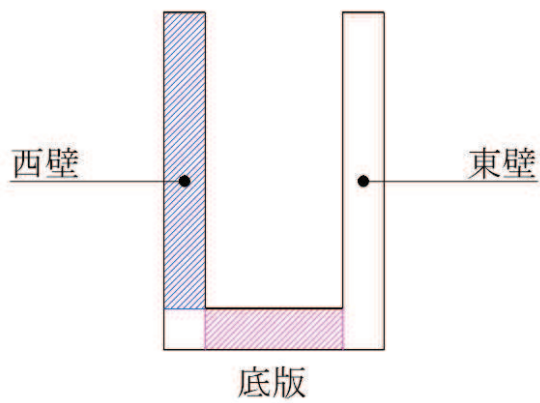
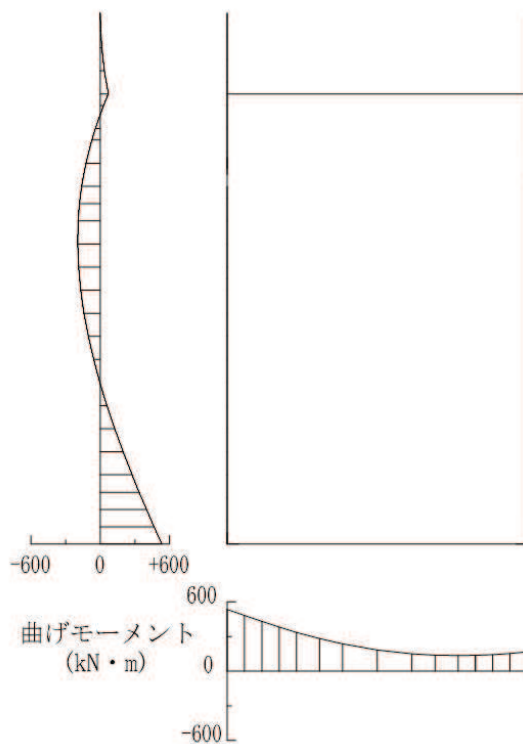
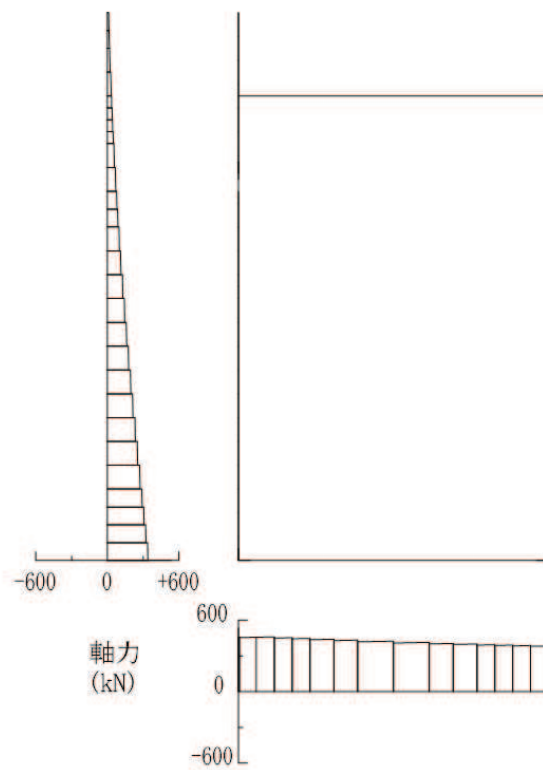


図 6-1 評価位置図



(a) 曲げモーメント図



(b) 軸力図 (圧縮 : 正)

図 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の断面力
(S s - N 1, 解析ケース①, 空水)

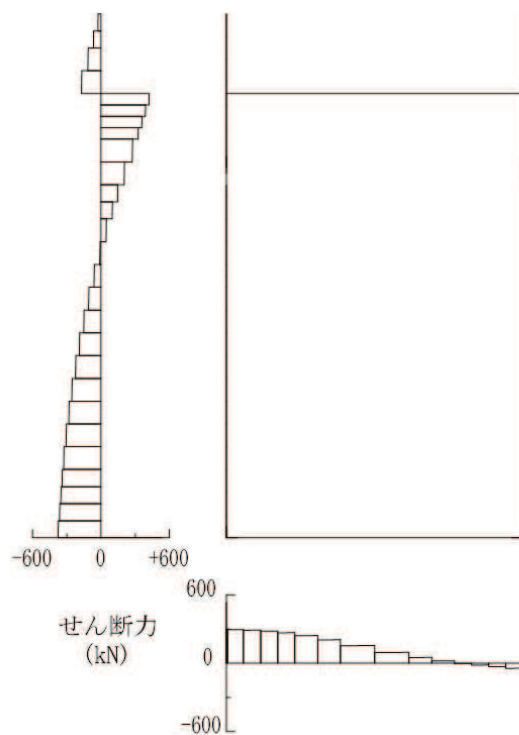


図 6-3 せん断破壊に対する最大照査値の断面力
(S s - N 1, 解析ケース②, 満水)

6.2 補強鋼材の健全性に対する評価結果

補強鋼材の設計震度は図 3-5 に示す地震応答解析結果（最大水平加速度分布，最大鉛直加速度分布）に基づき，表 6-3 のとおり設定する。

補強鋼材の最大照査値を表 6-4 に示す。

以上より，補強鋼材の発生応力が，補強鋼材の許容限界以下であることを確認した。

表 6-3 設計震度

震度方向	地震動	解析ケース	設計震度
水平	S s - N 1	ケース③	1.212
鉛直	S s - D 3	ケース①	0.696

表 6-4 補強鋼材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
補強 鋼材	切梁	SM490	軸方向 圧縮	曲げ圧縮応力度①	0.50	1.0	0.50
				曲げ圧縮応力度② (N/mm ²)	114	277	0.42
			軸方向 引張	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	9	277	0.04
				曲げ圧縮応力度①	-0.1*	—	—
				曲げ圧縮応力度② (N/mm ²)	-9*	—	—
			腹起し	SM570	曲げ圧縮応力度①		0.40
	曲げ圧縮応力度② (N/mm ²)				149	382	0.39
	せん断応力度（強軸） (N/mm ²)				172	217	0.80
	せん断応力度（弱軸） (N/mm ²)				1	217	0.01
	ボルト	強度区分 8.8	引張応力度 N/mm ²)		108	540	0.20
			せん断応力度 (N/mm ²)		2	300	0.01
	アンカー ボルト	SD345	引張力 (kN)		17.5	73.0	0.24
			せん断力 (kN)		1.2	59.1	0.02

注記*：軸方向力が引張の場合の圧縮縁照査について，軸方向力による引張応力度 σ_t が卓越しており，曲げ圧縮応力度が負値となることから，照査対象外とする。

6.3 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照査における最大照査値を表 6-5, 最大接地圧分布図を図 6-4 に示す。

集水ピットの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 6-5 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 -N1*	①	満水	2.5	13.7	0.19

注記 * : 水平慣性力は東→西向き, 鉛直慣性力は下向き

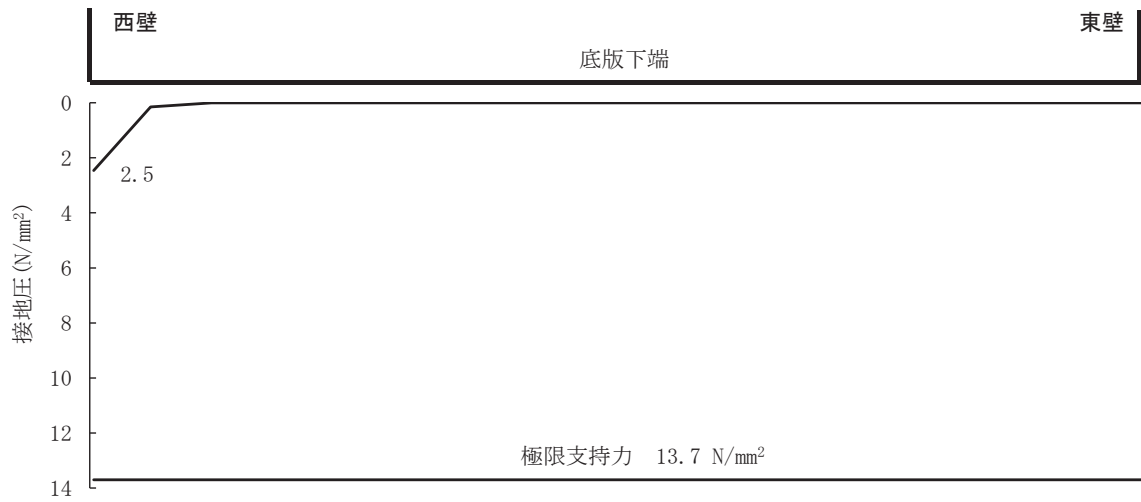


図 6-4 集水ピットの基礎地盤の支持力照査における最大照査値の接地圧分布

(別紙3) 南側排水路(防潮堤横断部)の耐震性について

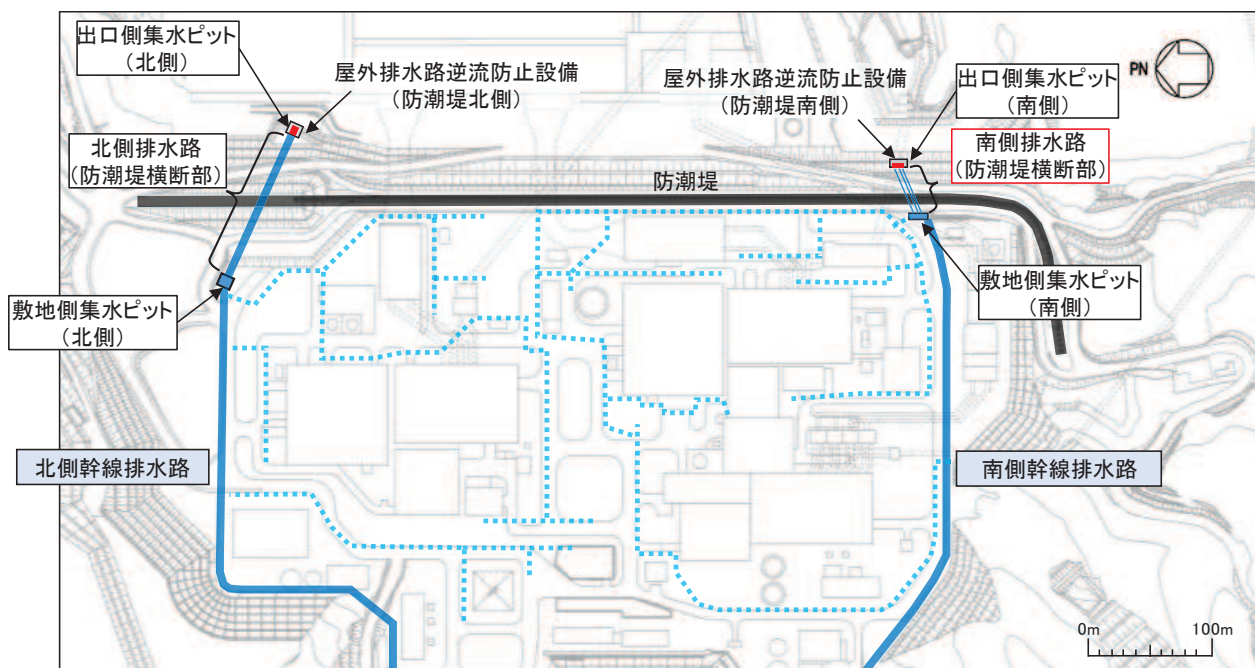
1. 概要

本資料は、南側排水路(防潮堤横断部)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(防潮堤横断部)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. 基本方針

南側排水路(防潮堤横断部)の位置を図2-1に示す。



注: 支線排水路(青点線)は2019年10月段階の配置を記載(今後の安全対策工事等によって変更可能性有)。

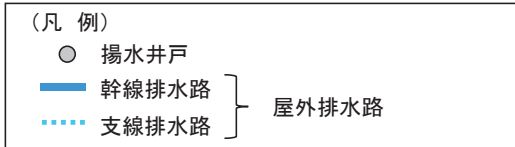


図2-1 南側排水路(防潮堤横断部)位置図

南側排水路(防潮堤横断部)に要求される排水機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の評価項目に示すとおり、周辺地盤の健全性評価を行う。

南側排水路(防潮堤横断部)の評価フローを図2-2に示す。

表 2-1 南側排水路（防潮堤横断部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
排水機能を有すること	周辺地盤の健全定性	MMR	発生する応力が許容限界以下であることを確認	引張強度及びせん断強度

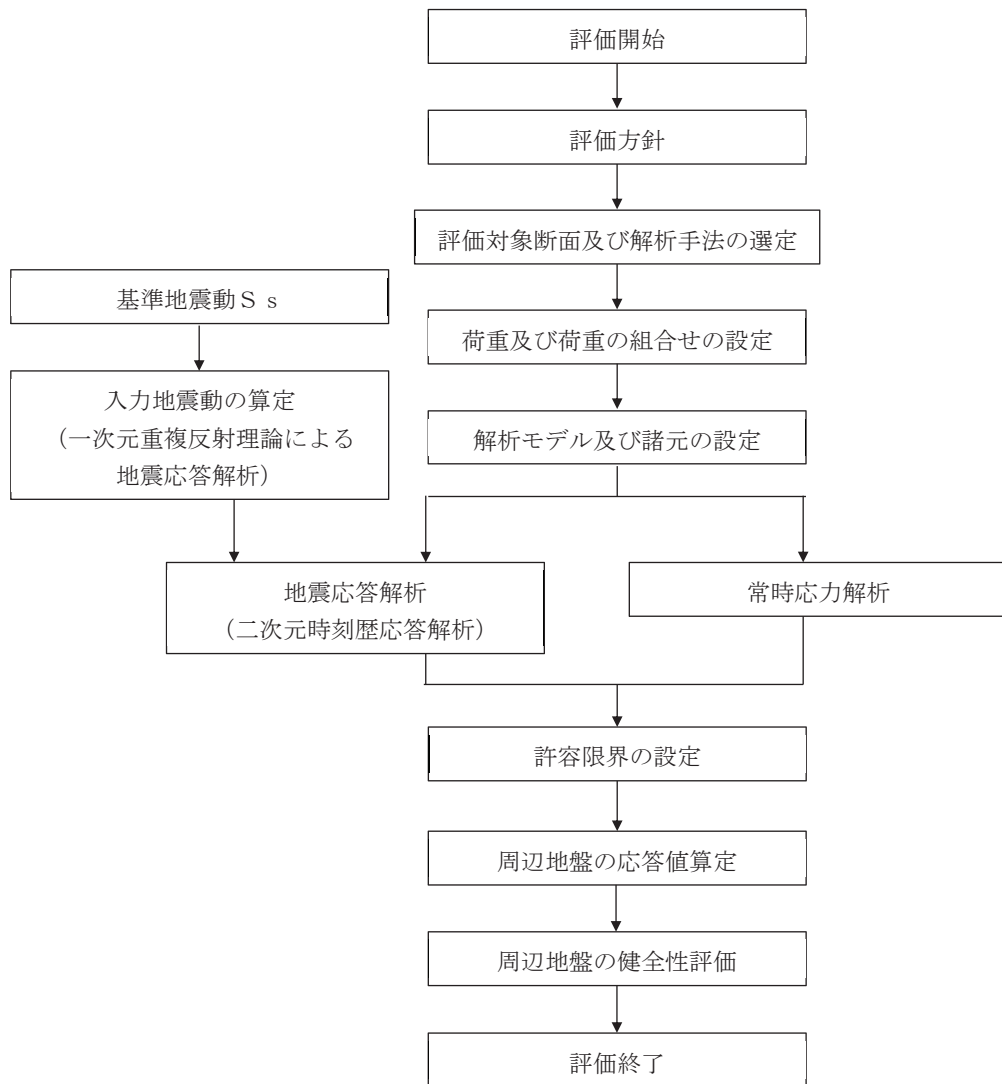


図 2-2 南側排水路（防潮堤横断部）の評価フロー

3. 耐震評価

南側排水路（防潮堤横断部）の評価対象断面は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断部として図 3-1 に示す A-A' 断面を選定する。

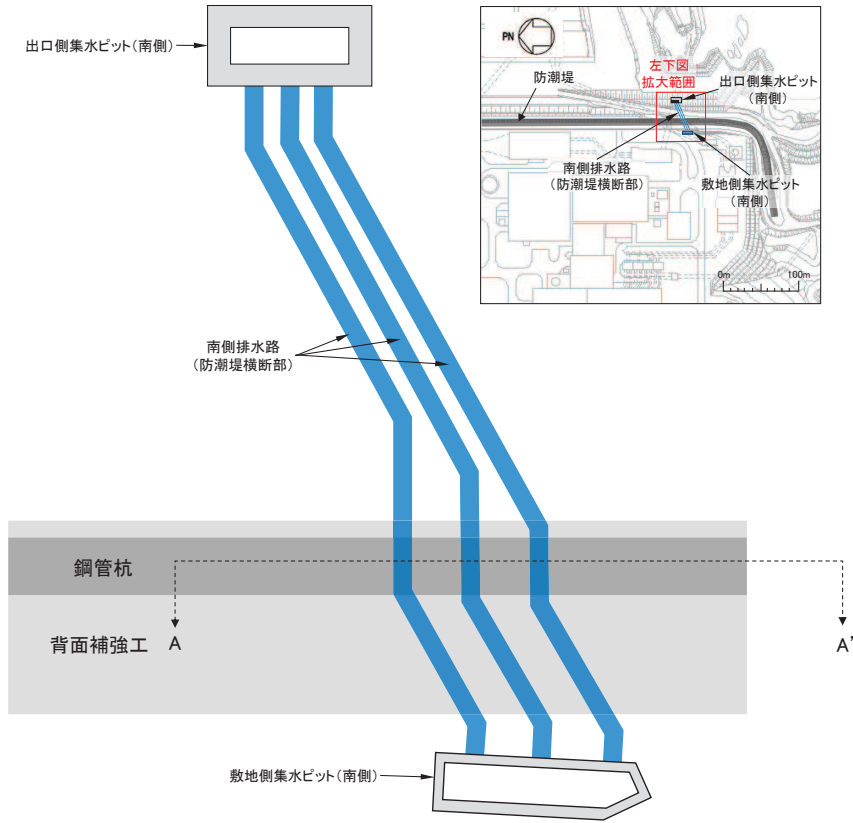


図 3-1(1) 南側排水路詳細図

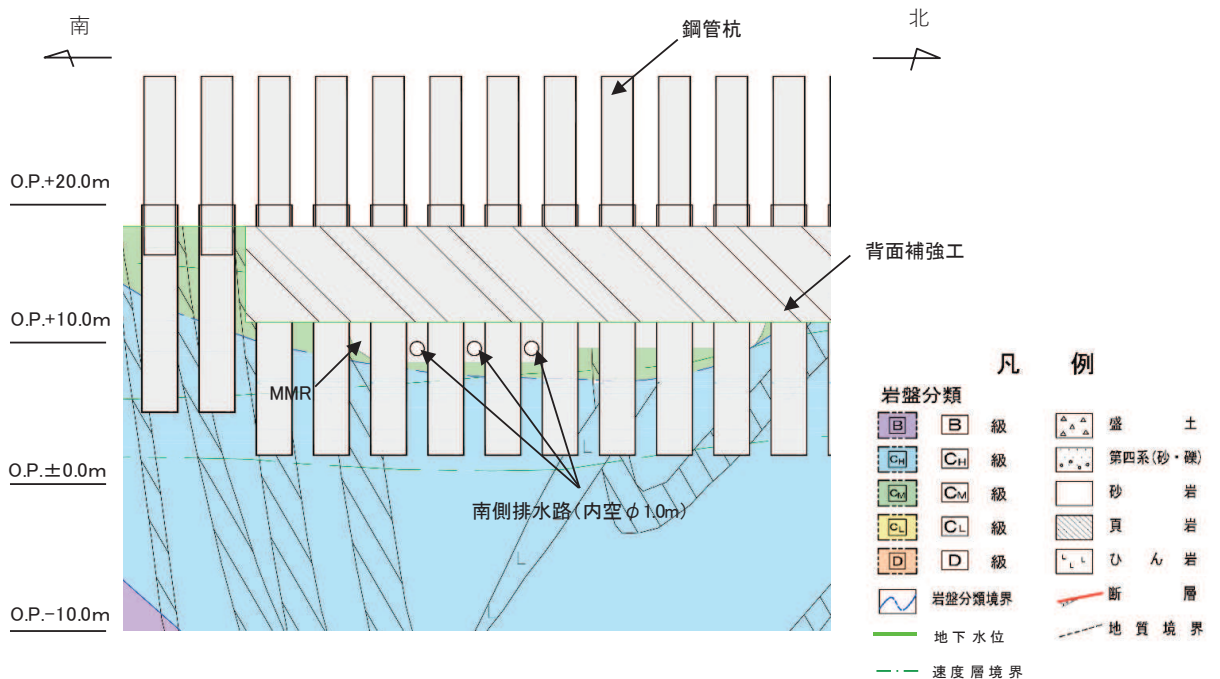


図 3-1(2) 南側排水路詳細図 (A-A' 断面)

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、周辺地盤の健全性の照査値が最も厳しい地震動を用いて解析ケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-1 に示す。

表 3-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動(位相)	S _s -D1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -D2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -D3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -N1	++*	○		
		-+*	○		

基準地震動 S_s (7 波) 及び水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波を用いて実施するケース①（基本ケース）の結果から、照査値が最も厳くなる地震動を用いてケース②, ③を実施する。

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

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

図 3-2 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

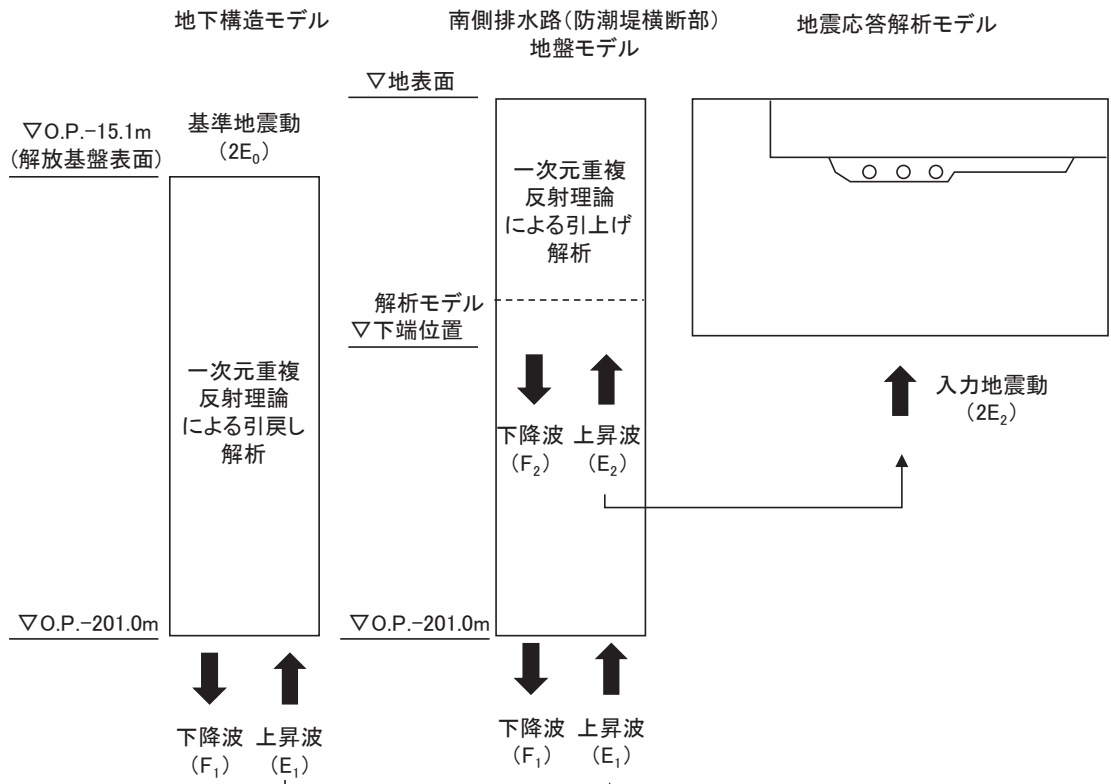


図 3-2 入力地震動算定の概念図

南側排水路（防潮堤横断部）の地震応答解析モデルを図 3-3 に示す。

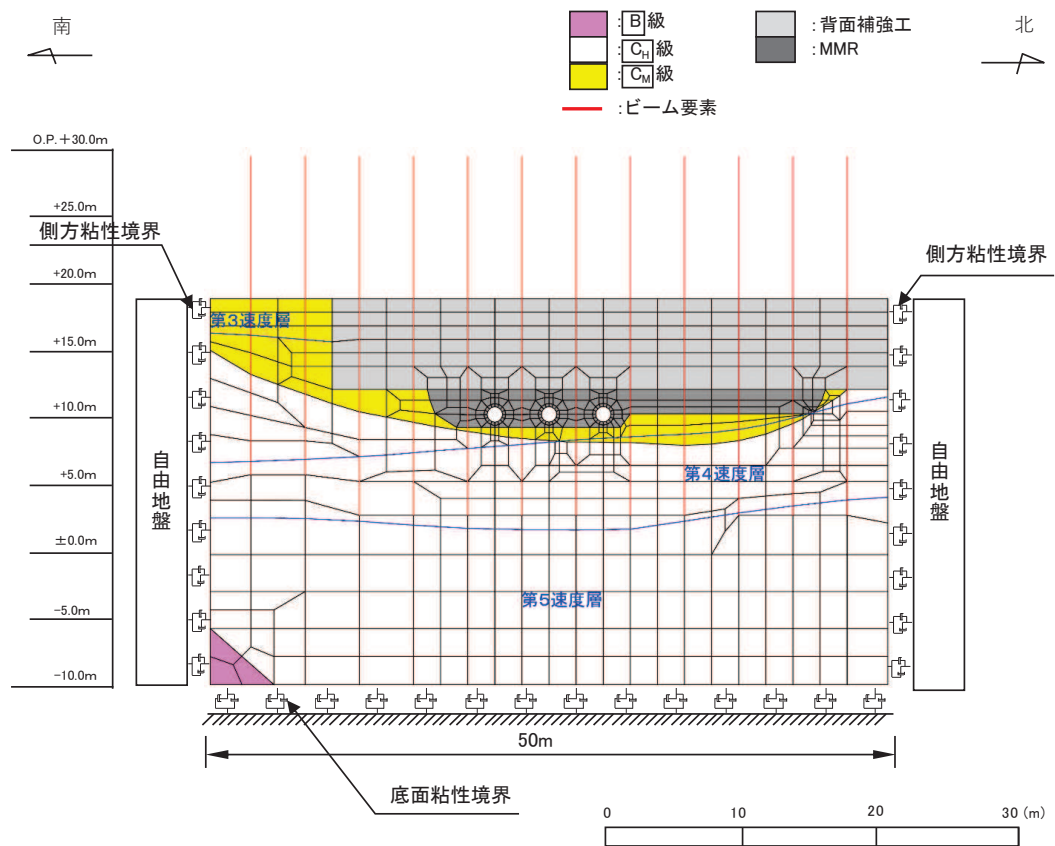


図 3-3 南側排水路（防潮堤横断部）の地震応答解析モデル

4. 耐震評価結果

南側排水路（防潮堤横断部）の周辺地盤の健全性評価結果として要素安全係数を図 4-1 に示す。

図 4-1 から南側排水路（防潮堤横断部）の周辺地盤において引張強度又はせん断強度に達した要素はなく、許容限界以下であることを確認した。

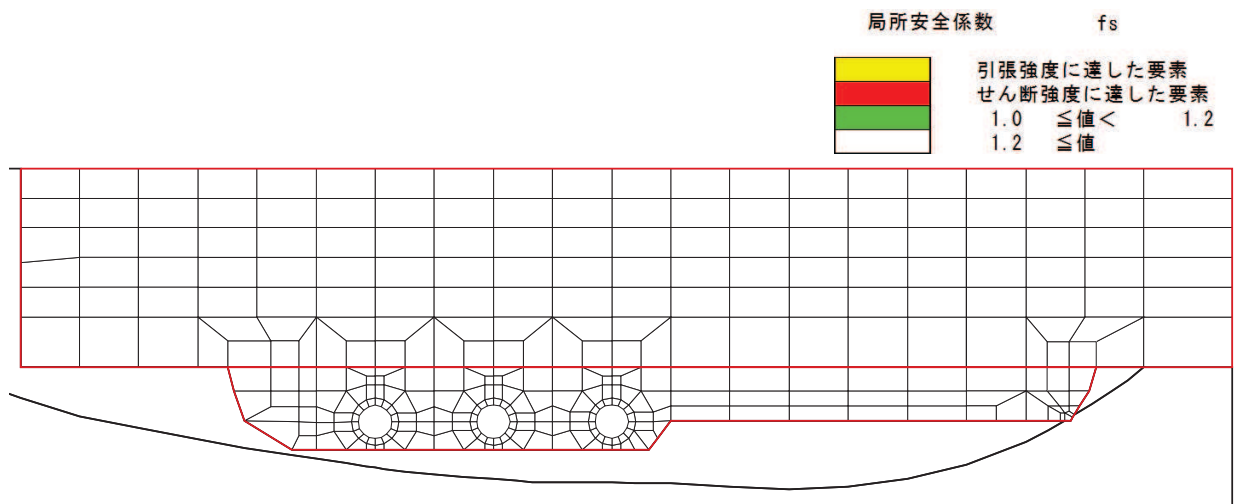


図 4-1 要素安全係数（全ケース包絡値）