

東海第二発電所 審査資料	
資料番号	PD-1-14 改5
提出年月日	平成29年8月3日

# 東海第二発電所

## 地震による損傷の防止

平成29年8月  
日本原子力発電株式会社

本資料のうち、は商業機密又は核物質防護上の観点から公開できません。

## 第4条：地震による損傷の防止

### 目 次

#### 第1部

##### 1. 基本方針

###### 1.1 要求事項の整理

下線部：今回提出範囲

###### 1.2 追加要求事項に対する適合性

###### (1) 位置，構造及び設備

###### (2) 安全設計方針

###### (3) 適合性説明

###### 1.3 気象等

###### 1.4 設備等

###### 1.5 手順等

#### 第2部

##### 1. 耐震設計の基本方針

###### 1.1 基本方針

###### 1.2 適用規格

##### 2. 耐震設計上の重要度分類

###### 2.1 重要度分類の基本方針

###### 2.2 耐震重要度分類

##### 3. 設計用地震力

###### 3.1 地震力の算定法

###### 3.2 設計用地震力

##### 4. 荷重の組合せと許容限界

###### 4.1 基本方針

##### 5. 地震応答解析の方針

###### 5.1 建物・構築物

###### 5.2 機器・配管系

###### 5.3 屋外重要土木構造物

###### 5.4 津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備並びに浸水防止設備 又は津波監視設備が設置された建物・構築物

##### 6. 設計用減衰定数

##### 7. 耐震重要施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響

##### 8. 水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せに関する影響評価方針

##### 9. 構造計画と配置計画

(別 添)

- 別添 - 1 設計用地震力
- 別添 - 2 動的機能維持の評価
- 別添 - 3 弾性設計用地震動  $S_d$  ・静的地震力による評価
- 別添 - 4 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別添 - 5 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価方針
- 別添 - 6 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方
- 別添 - 7 主要建屋の構造概要について

(別 紙)

- 別紙 - 1 既工認との手法の相違点の整理について（設置変更許可申請段階での整理）
- 別紙 - 2 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて
- 別紙 - 3 原子炉建屋屋根トラス評価モデルへの弾塑性解析適用について
- 別紙 - 4 土木構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化について
- 別紙 - 5 機器・配管系における手法の変更点について
- 別紙 - 6 下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別紙 - 7 水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について
- 別紙 - 8 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定について
- 別紙 - 9 地震により発生する応力を考慮した燃料被覆管の応力評価について
- 別紙 - 10 使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭の健全性について



## 東海第二発電所

### 屋外重要土木構造物の耐震評価における 断面選定の考え方 (耐震)

## 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方

### 1.はじめに

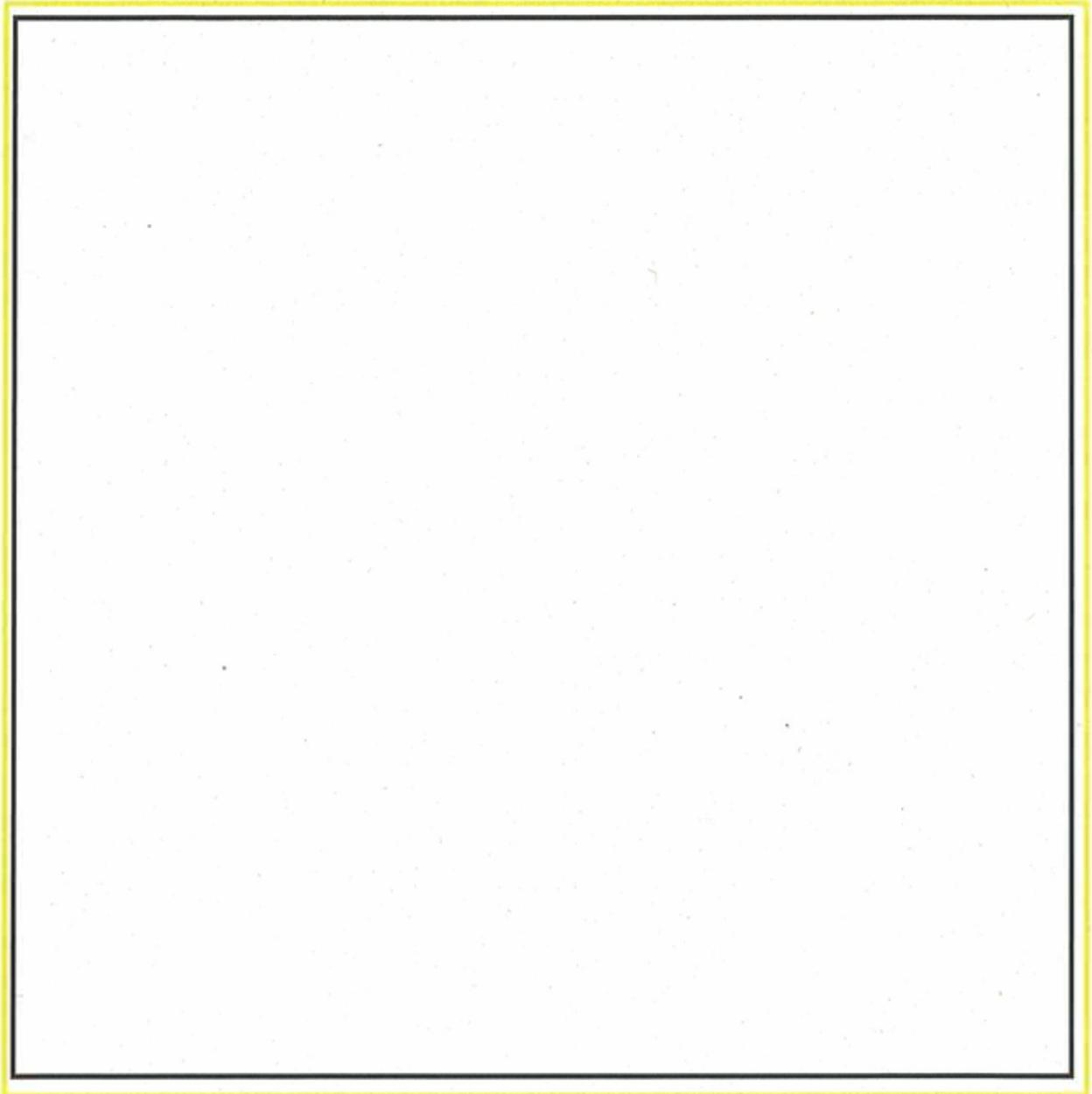
東海第二発電所での評価対象構造物は、屋外重要土木構造物である取水構造物及び屋外二重管，津波防護施設である防潮堤（放水路ゲート基礎を含む）及び貯留堰，常設耐震重要重大事故防止設備，重大事故緩和設備の間接支持構造物である常設代替高圧電源装置置場，常設代替高圧電源装置用カルバート，代替淡水貯槽，常設低圧代替注水系ポンプ室，常設低圧代替注水系配管カルバート，緊急用海水ポンプピット，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート，緊急時対策所用発電機用燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎並びに重大事故時における海水の通水構造物のうち S A 用海水ピット取水塔，海水引込み管，S A 用海水ピット及び緊急用海水取水管である。

対象構造物のうち，貯留堰，常設代替高圧電源装置置場，常設代替高圧電源装置用カルバート，常設低圧代替注水系配管カルバート，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎については，構造物の配置，荷重条件及び地盤条件を考慮し，耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

取水構造物，屋外二重管，防潮堤（放水路横断部，放水路ゲート基礎含む），代替淡水貯槽，常設低圧代替注水系ポンプ室，緊急用海水ポンプピット，S A 用海水ピット取水塔，海水引込み管，S A 用海水ピット及び緊急用海水取水管については，3次元的な構造を考慮した設計を行うことから，特定の評価対象断面はない。

以下に，貯留堰，常設代替高圧電源装置置場，常設代替高圧電源装置用カ

ルバート，常設低圧代替注水系配管カルバート，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎の評価対象断面選定の考え方を述べる。対象構造物の平面配置を図6-1-1図に示す。



第6-1-1図 平面配置図

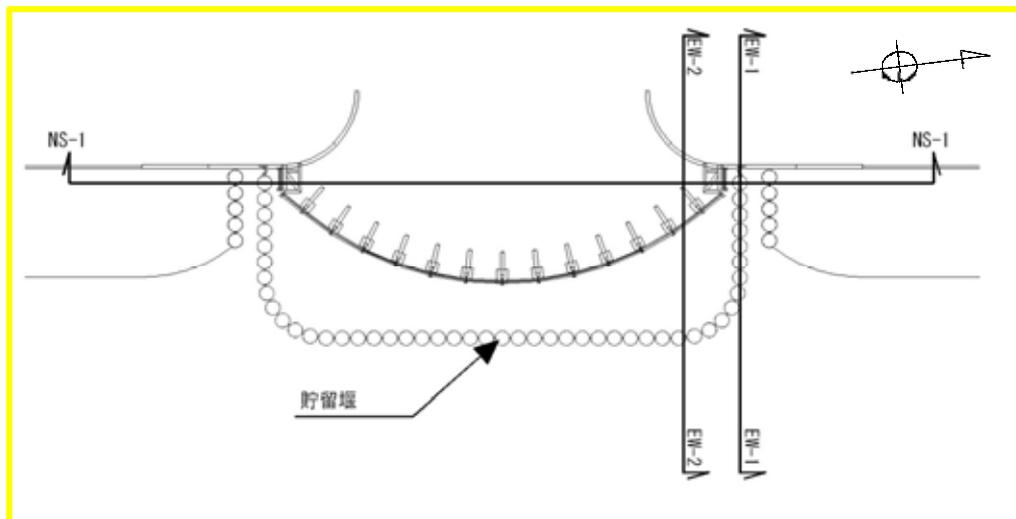
## 2. 貯留堰

貯留堰の平面図を第 6 - 2 - 1 図に，断面図を第 6 - 2 - 2 図に示す。

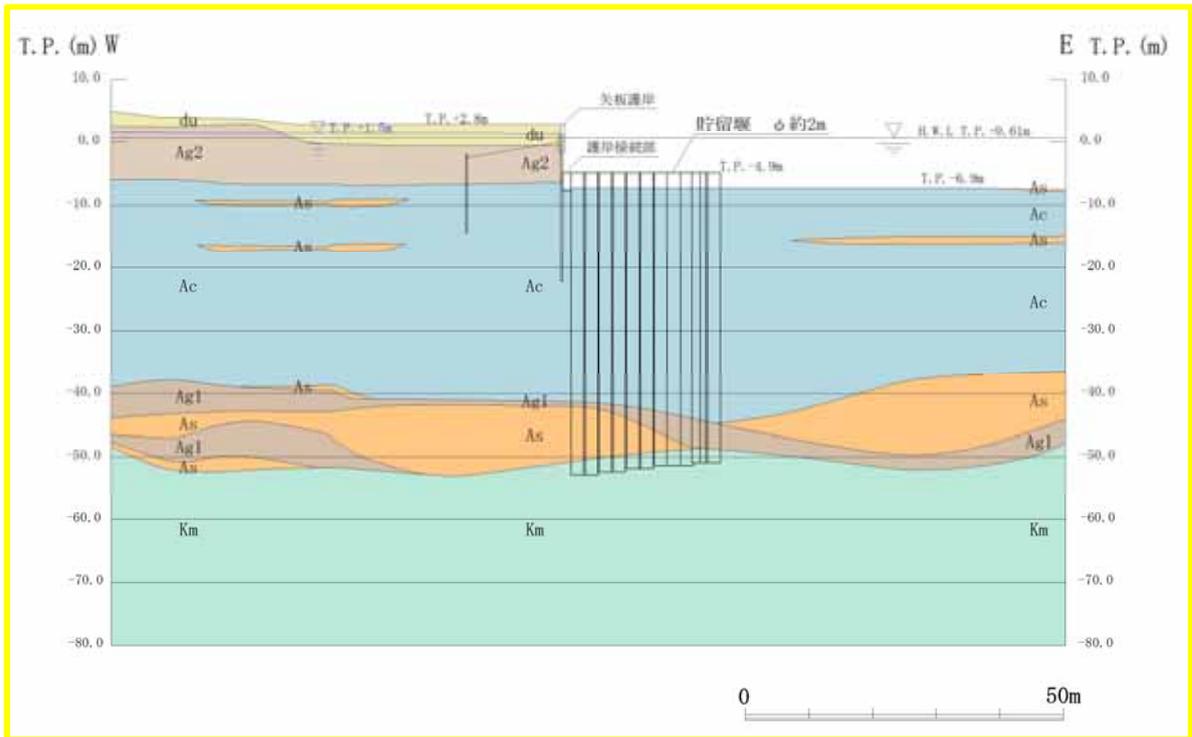
貯留堰は，取水口前面の海中に設置する鋼管矢板を連結した構造物であり，取水口護岸に接続する。鋼管矢板は，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

貯留堰の縦断方向（軸方向）は，加振方向に隣接する鋼管矢板を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対して直交する方向）は，加振方向に隣接する鋼管矢板がないことから，弱軸方向となる。

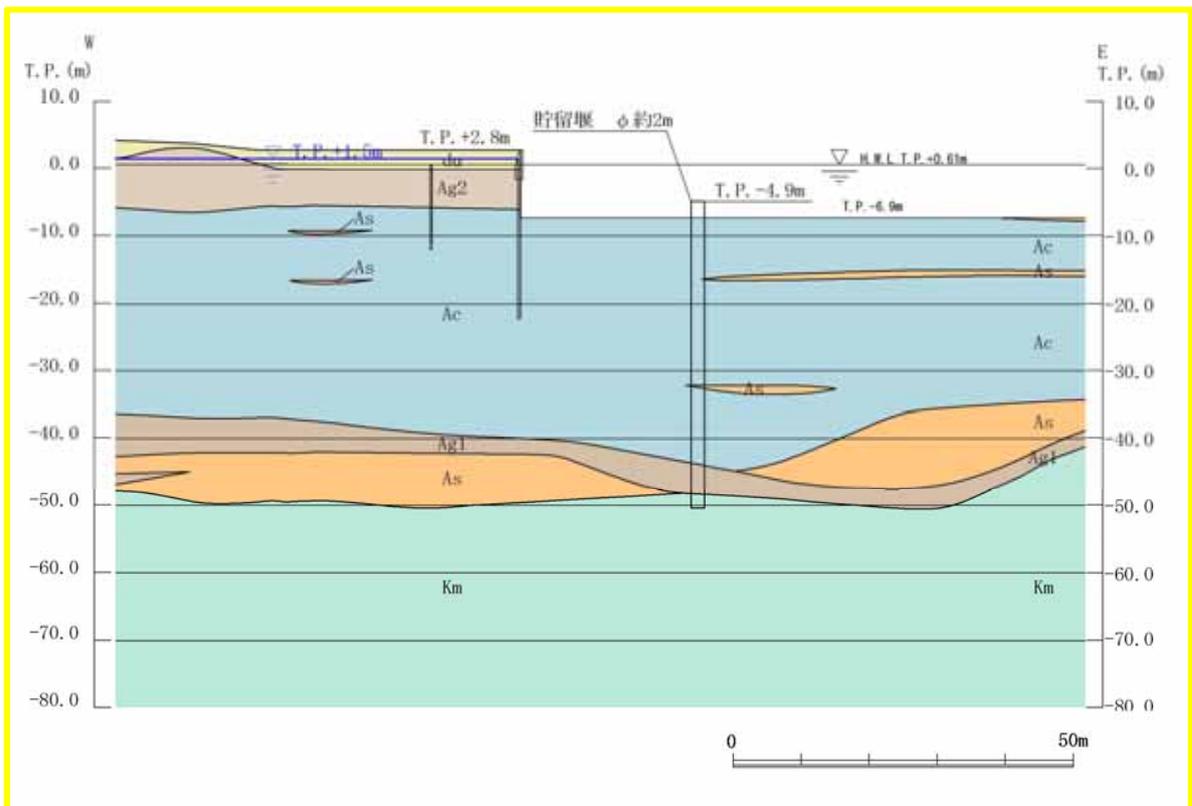
貯留堰の耐震評価は，構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮して，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面のうち，耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



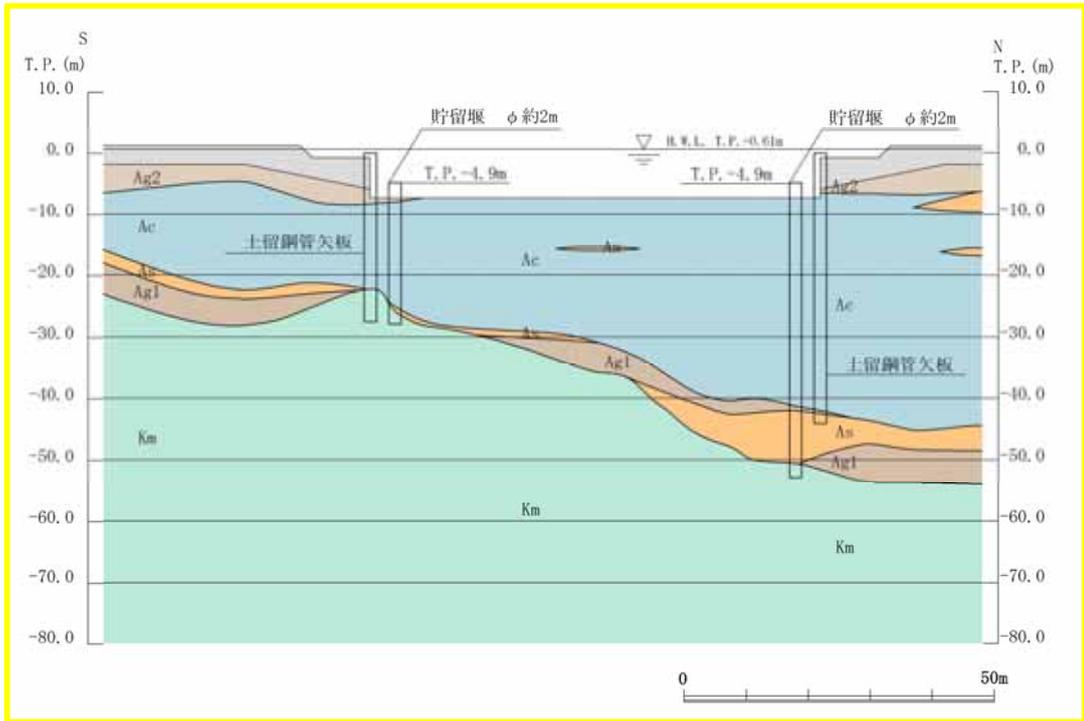
第 6 - 2 - 1 図 貯留堰 平面図



第 6 - 2 - 2 ( 1 ) 図 貯留堰 断面图 ( EW - 1 断面 )



第 6 - 2 - 2 ( 2 ) 图 貯留堰 断面图 ( EW - 2 断面 )



第 6 - 2 - 2 ( 3 ) 図 貯留堰 NS - 1 断面

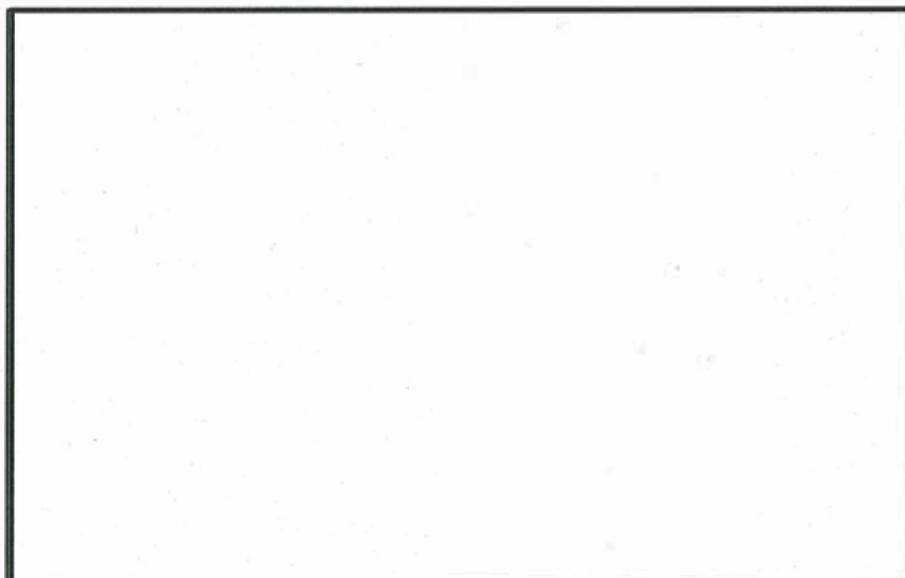
### 3. 常設代替高圧電源装置置場

常設代替高圧電源装置置場の平面図を第6-3-1図に、断面図を第6-3-2図に示す。

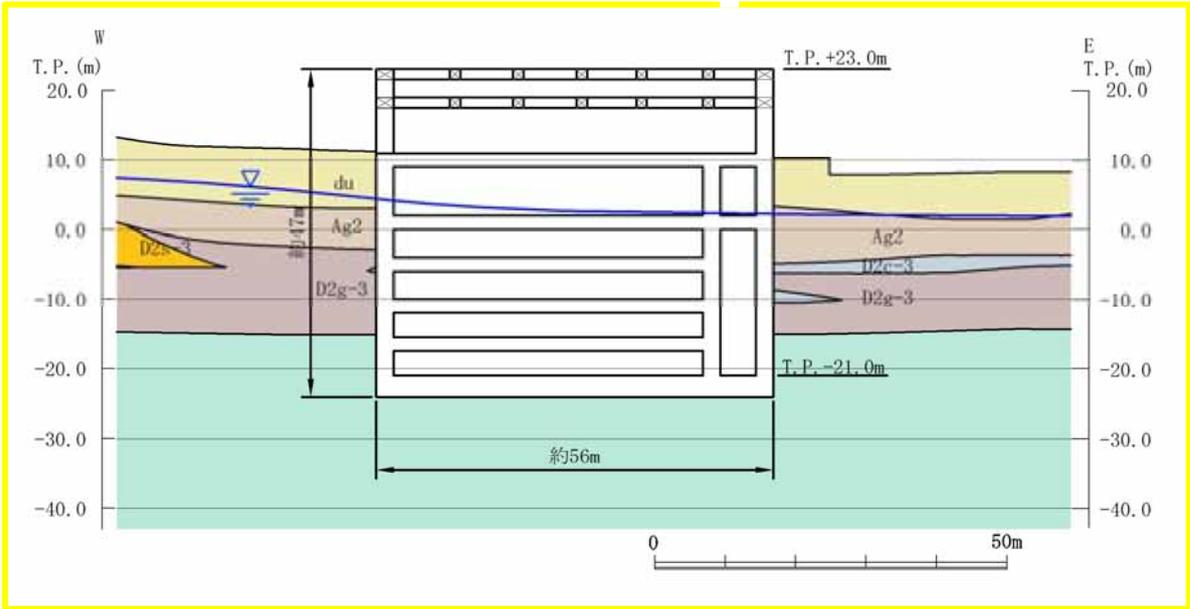
常設代替高圧電源装置置場は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

常設代替高圧電源装置置場の東西方向は、加振と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸方向となる。一方、南北方向は、設備の配置等から加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから、弱軸方向となる。

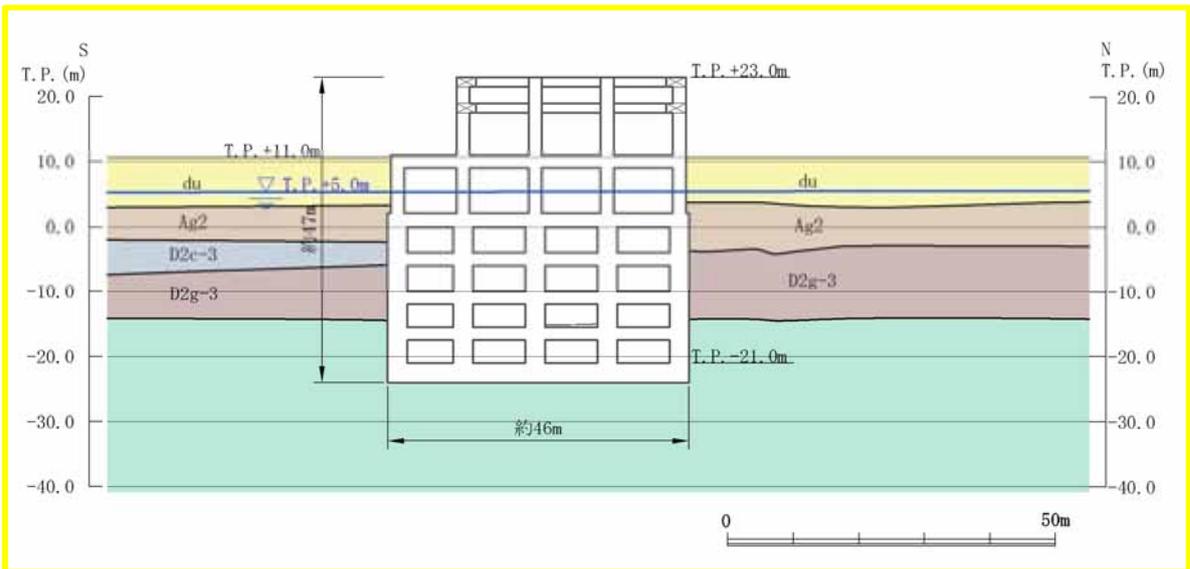
常設代替高圧電源装置置場の耐震評価は、構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮して、構造の安全性に支配的な弱軸方向である南北方向の断面のうち、耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動 $S_s$ による耐震評価を実施する。



第6-3-1図 常設代替高圧電源装置置場 平面図



第 6 - 3 - 2 ( 1 ) 図 常設代替高圧電源装置置場 断面図 ( 東西断面 )



第 6 - 3 - 2 ( 2 ) 図 常設代替高圧電源装置置場 断面図 ( 南北断面 )

#### 4. 常設代替高圧電源装置用カルバート

常設代替高圧電源装置用カルバートの平面図を第 6 - 4 - 1 図に示す。

常設代替高圧電源装置用カルバートは、トンネル部、立坑部及びカルバート部に区分される。

トンネル部の縦断面図を第 6 - 4 - 2 図に、横断面図を第 6 - 4 - 3 図に示す。立坑部の断面図を第 6 - 4 - 4 図に示す。カルバート部の平面図を図 6 - 4 - 5 に、断面図を第 6 - 4 - 6 図に示す。

トンネル部は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

トンネル部の縦断方向（軸方向）は、トンネルの加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸方向となる。一方、横断方向（軸方向に対し直交する方向）は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから弱軸方向である。

トンネル部の耐震評価は、構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮して、構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面のうち、耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

立坑部は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

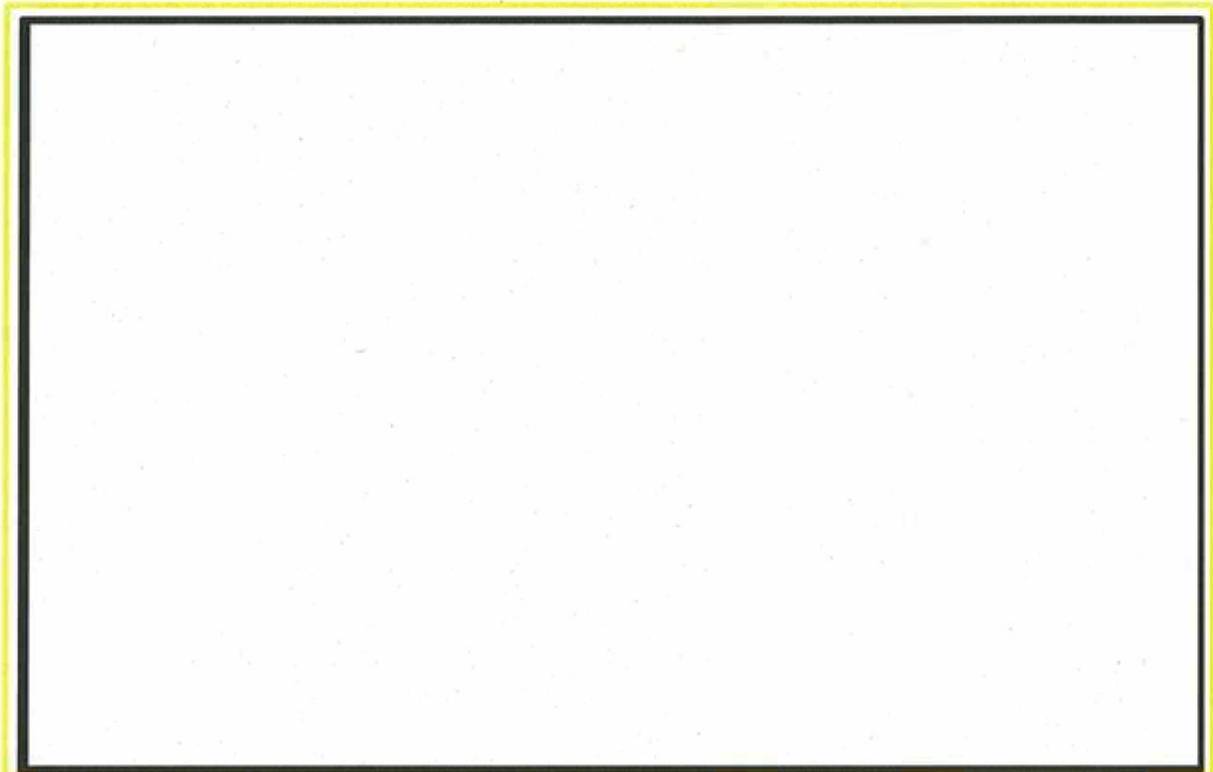
立坑部の耐震評価は、構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮して、耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

カルバート部は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、マンメイドロックを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

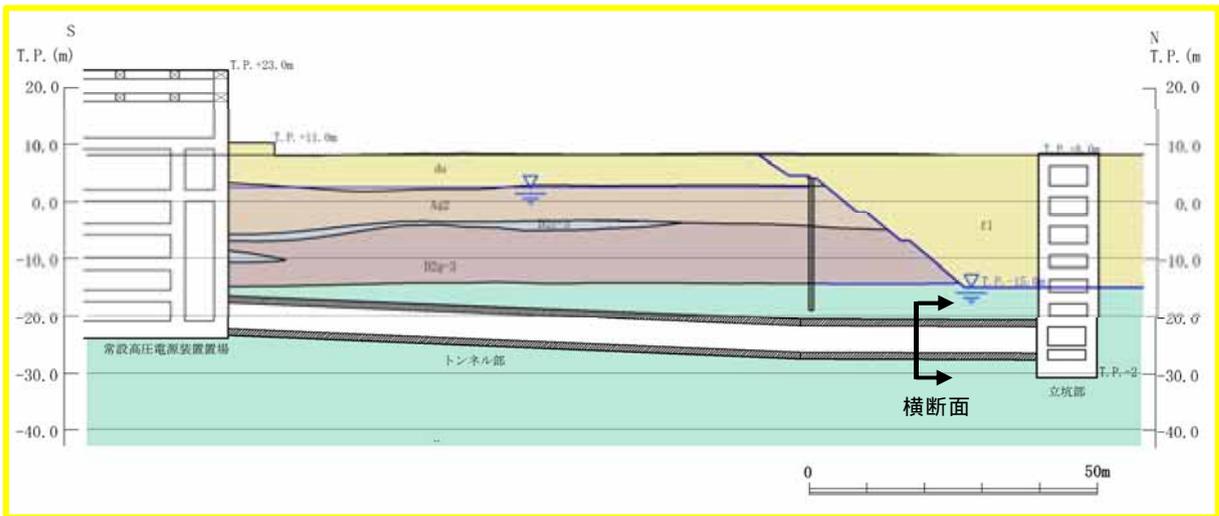
カルバート部の縦断方向（軸方向）は、カルバートの加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸方向となる。一

方、横断方向（軸方向に対し直交する方向）は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから弱軸方向である。

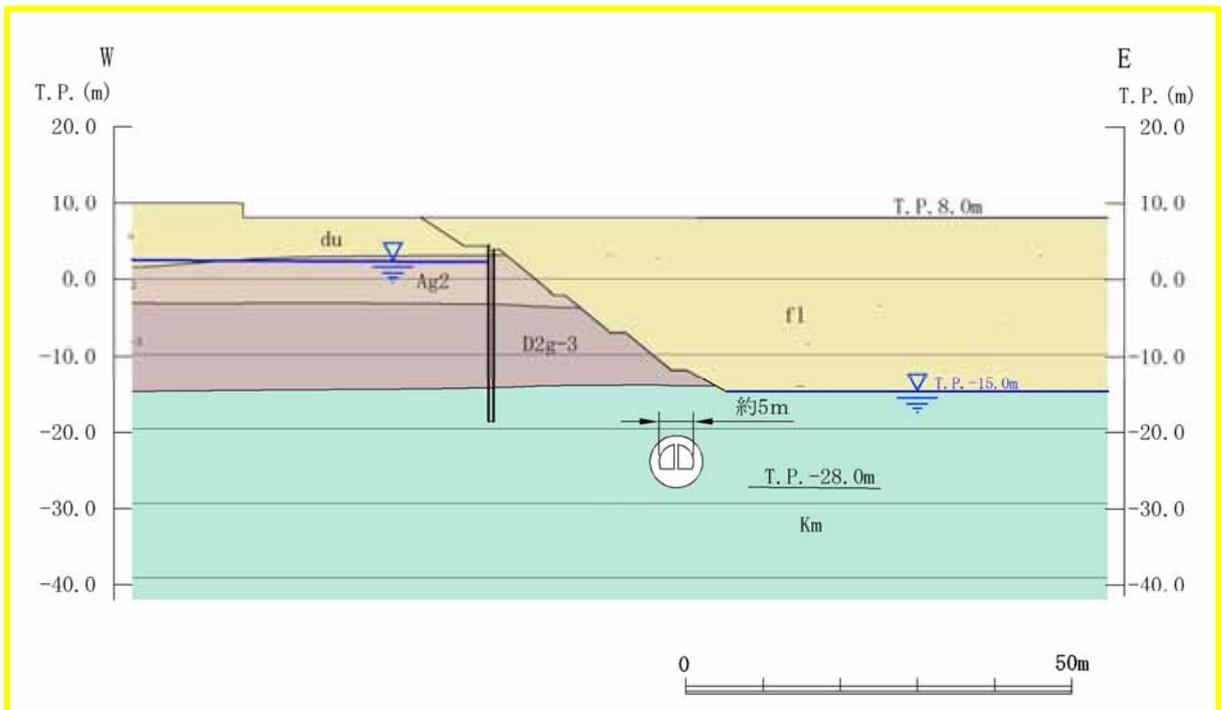
カルバート部の耐震評価は、構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮して、構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面のうち、耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



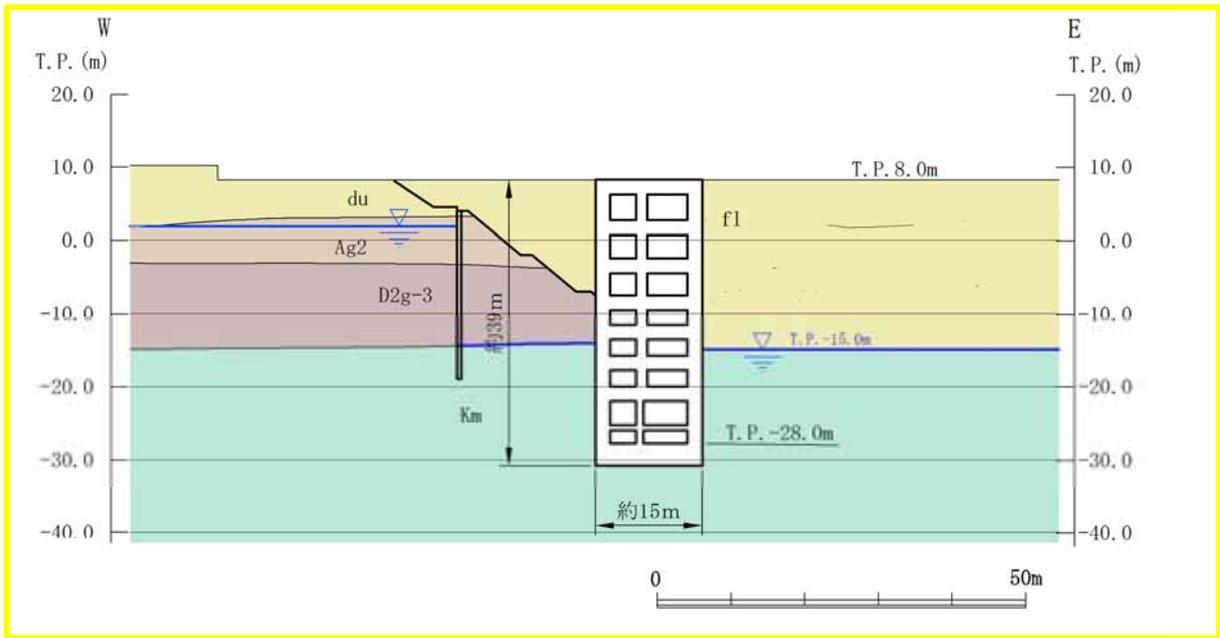
第 6-4-1 (1) 図 常設代替高圧電源装置用カルバート 平面図



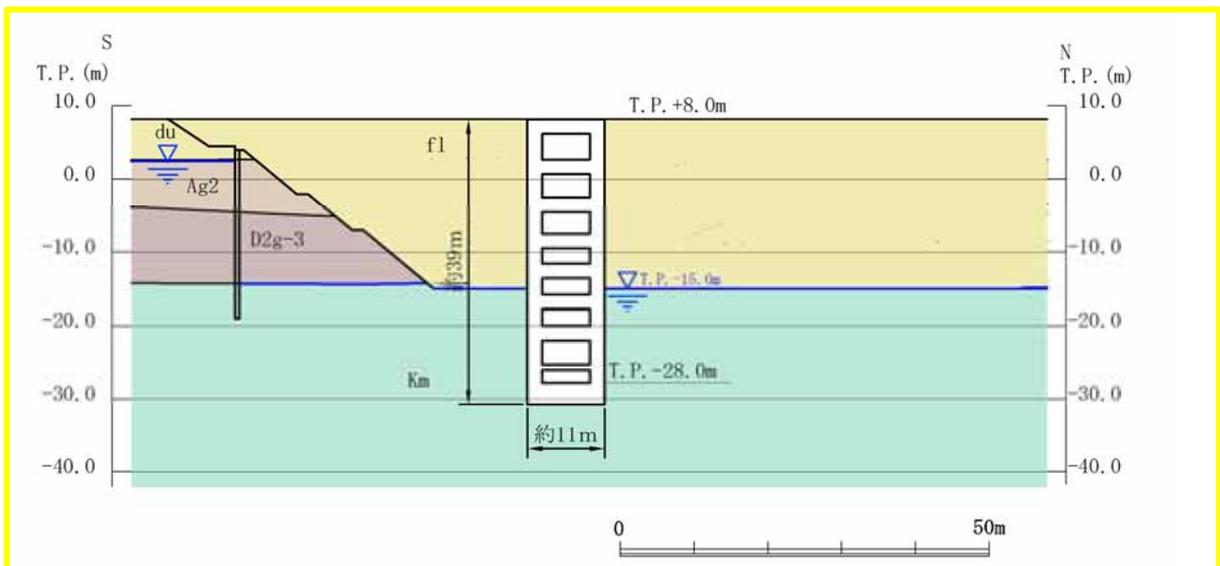
第 6 - 4 - 2 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部） 縦断面図



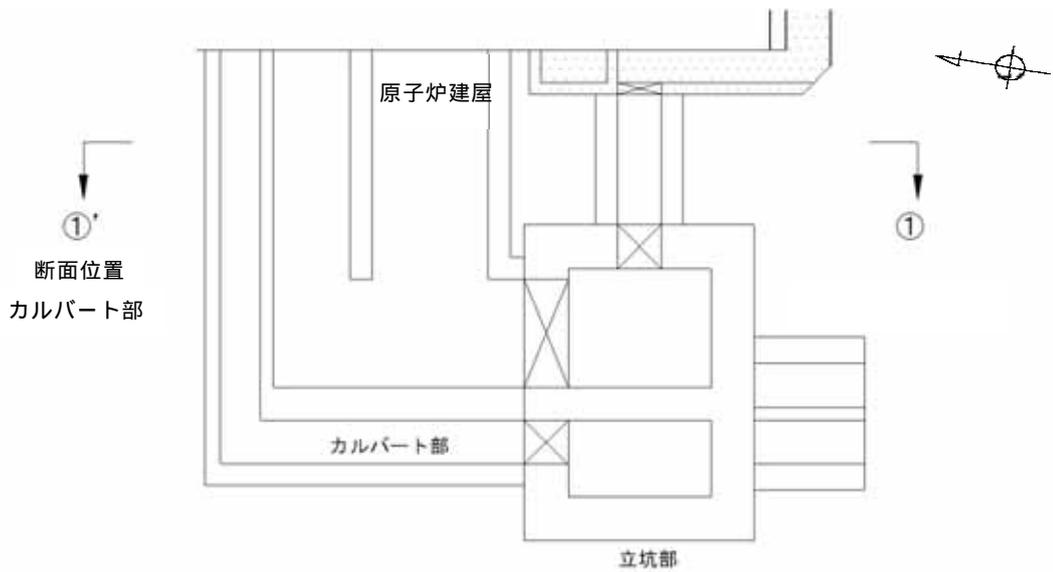
第 6 - 4 - 3 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部） 横断面図



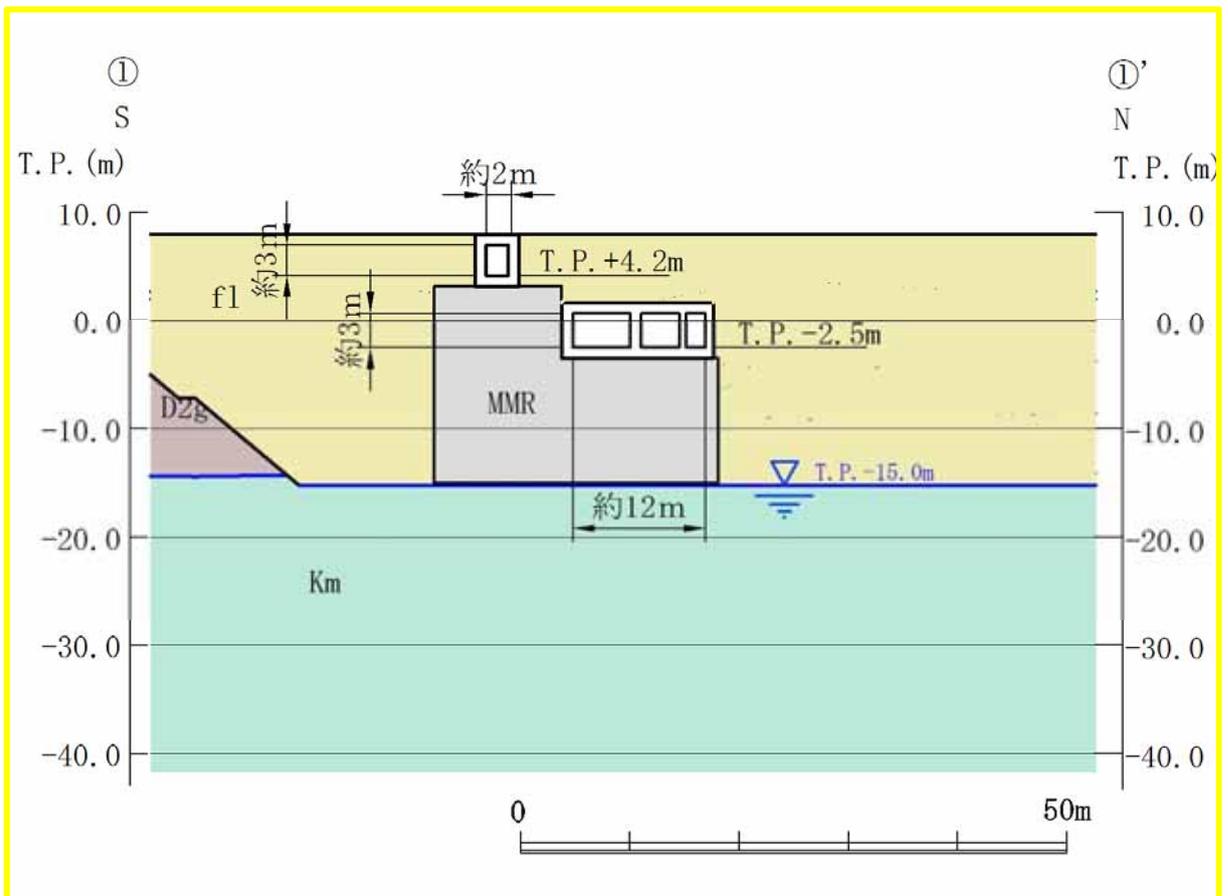
第 6 - 4 - 4 図 ( 1 ) 常設代替高圧電源装置用カルバート ( 立坑部 ) 断面図  
( 東西断面 )



第 6 - 4 - 4 図 ( 2 ) 常設代替高圧電源装置用カルバート ( 立坑部 ) 断面図  
( 南北断面 )



第 6 - 4 - 5 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部） 平面図



第 6 - 4 - 6 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）断面図

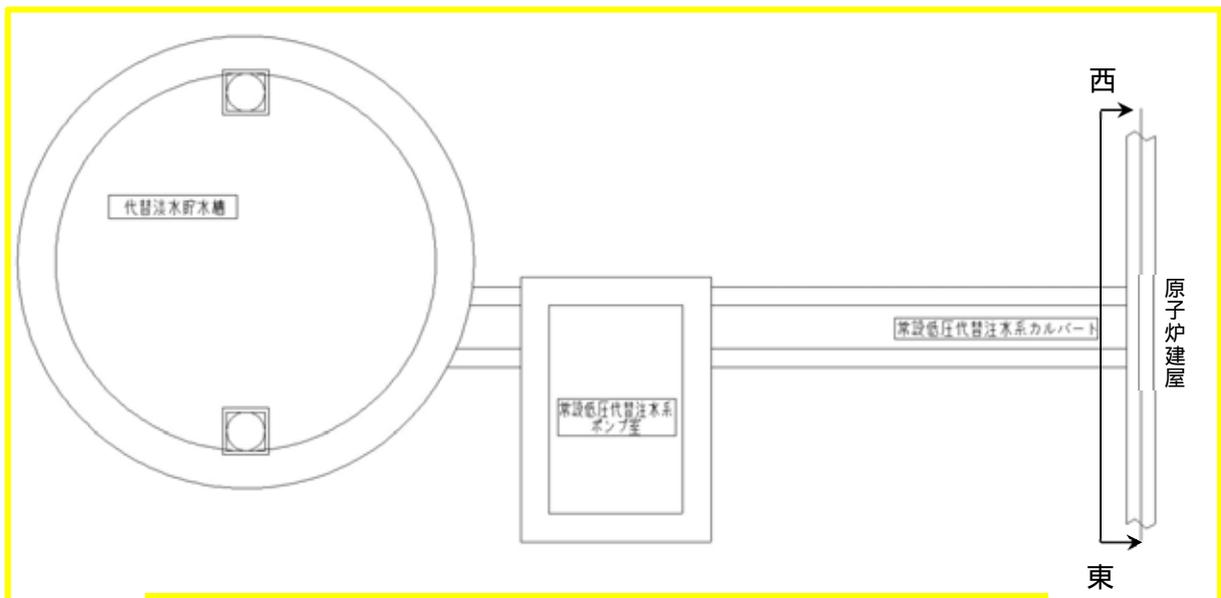
## 6. 常設低圧代替注水系配管カルバート

常設低圧代替注水系配管カルバートの平面図を第 6 - 6 - 1 図に，断面図を第 6 - 6 - 2 図に示す。

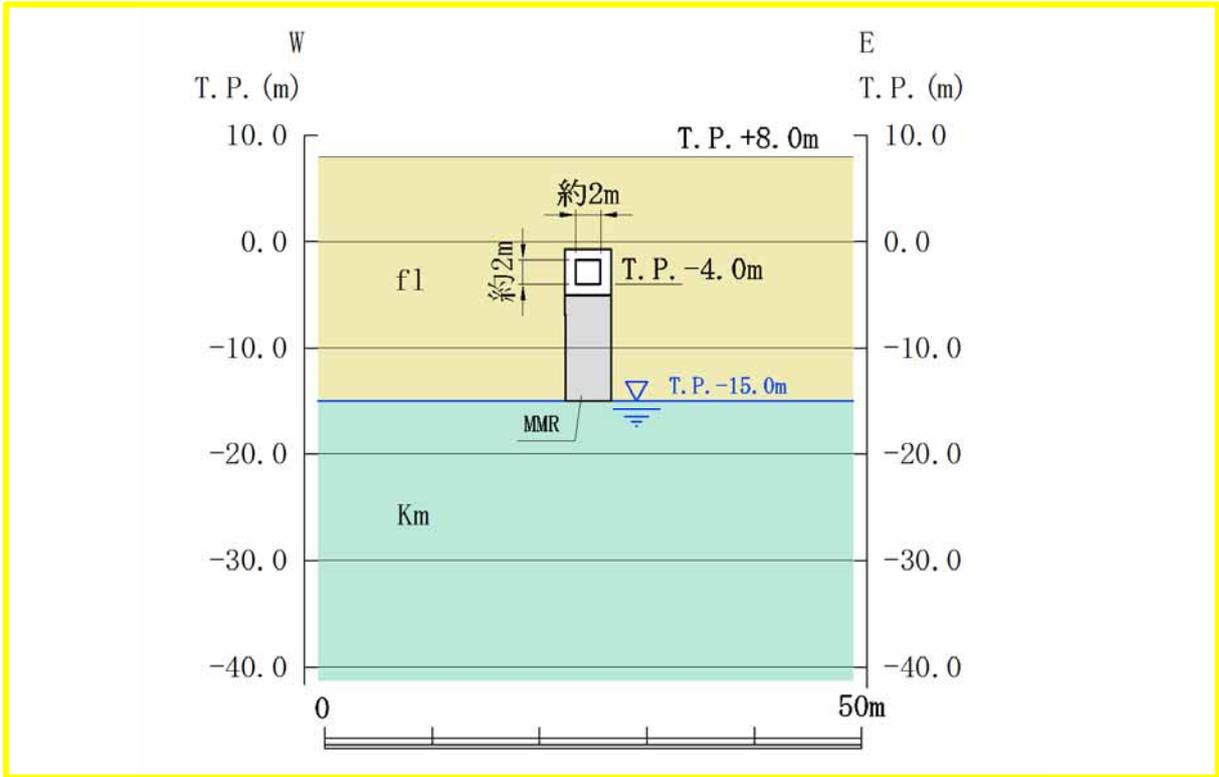
常設低圧代替注水系配管カルバートは，鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，マンメイドロックを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

常設低圧代替注水系配管カルバートの縦断方向（軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対し直交する方向）は，配管が一様に配置されるため，加振方向と平行に配置される構造部材がないことから，弱軸方向となる。

常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震評価は，構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮して，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面のうち，耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 6 - 6 - 1 図 常設低圧代替注水系配管カルバート 平面図



第 6 - 6 - 2 図 常設低圧代替注水系配管カルバート 断面図

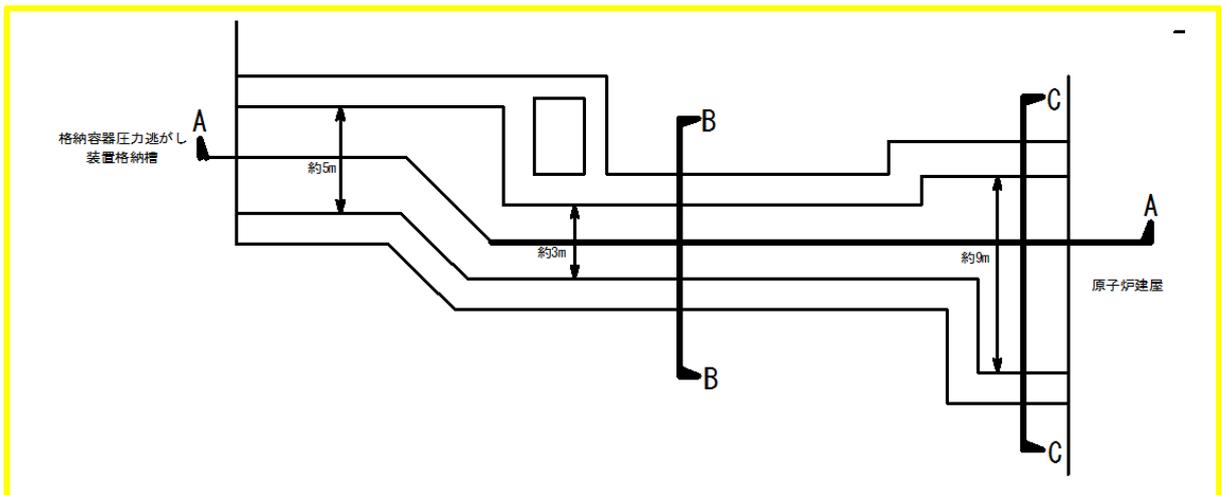
## 7. 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの平面図を第6-7-1図に，断面図を第6-7-2図に示す。

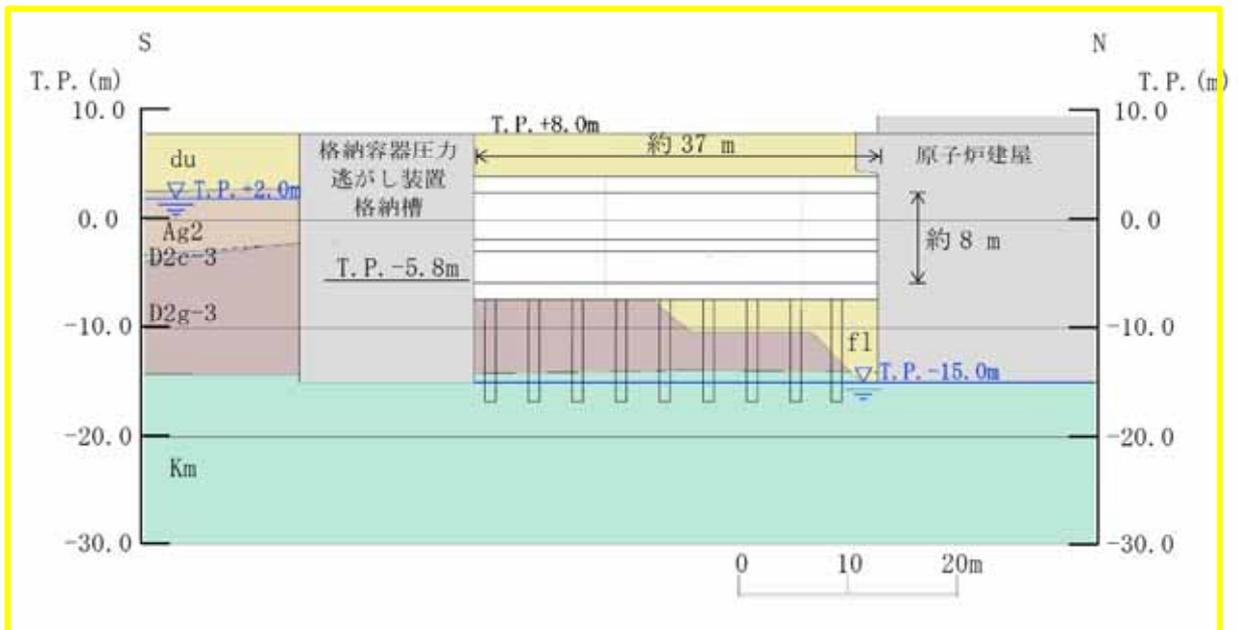
格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの縦断方向（軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対し直交する方向）は，配管が一様に配置されるため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸方向となる。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震評価は，構造物の構造的特徴や周辺の地盤条件も考慮して，構造物の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面のうち，耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第6-7-1図 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート 平面図



第 6 - 7 - 2 図 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート 断面図

( A - A 断面 )

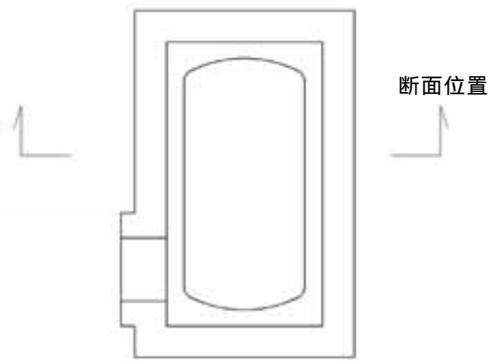
## 8. 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図を第 6 - 8 - 1 図に，断面図を第 6 - 8 - 2 図に示す。また，可搬型設備用軽油タンク基礎の平面図を第 6 - 8 - 3 図に，断面図を第 6 - 8 - 4 図に示す。

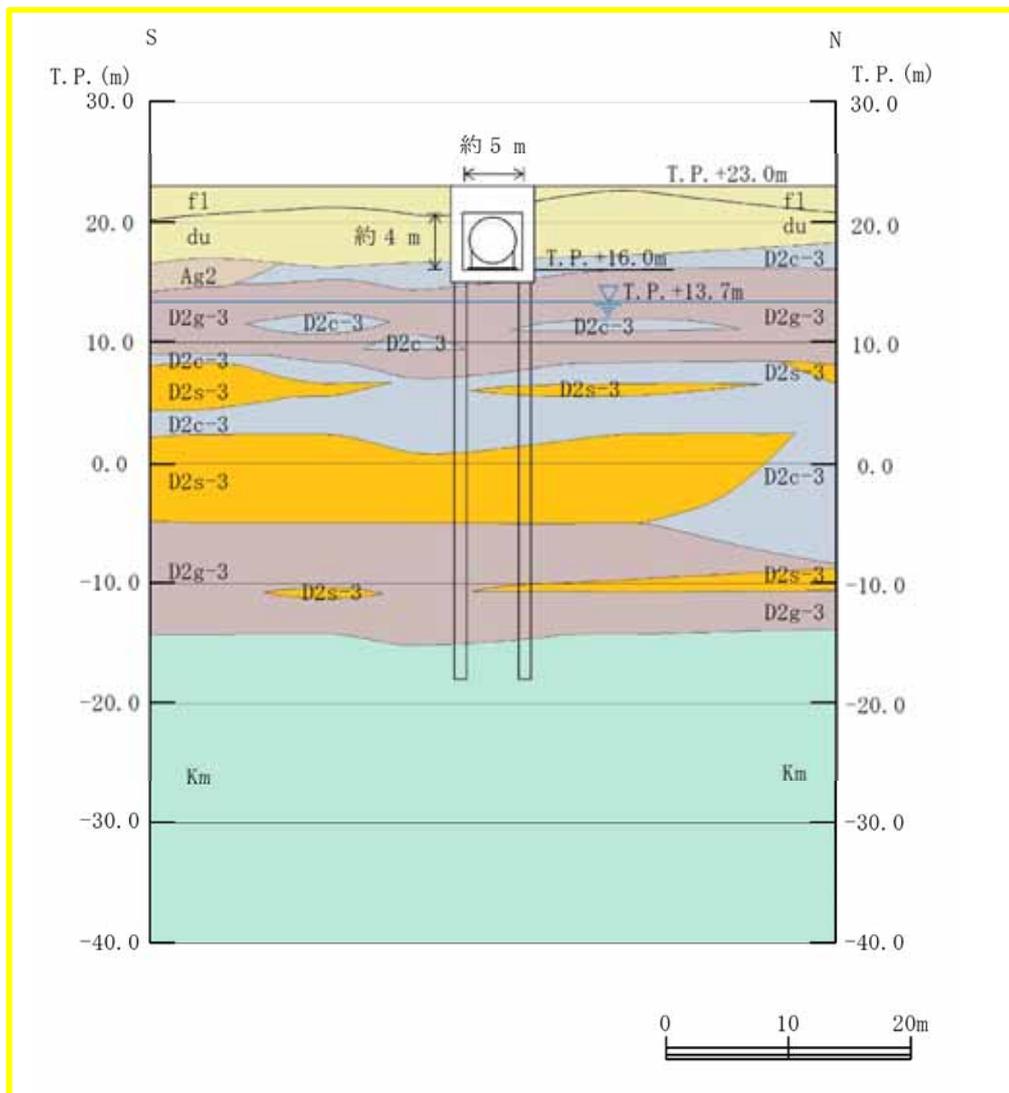
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎は，鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎の縦断方向（タンクの軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）は，タンクを格納するため，加振方向と平行に配置される構造部材がないことから，弱軸方向となる。

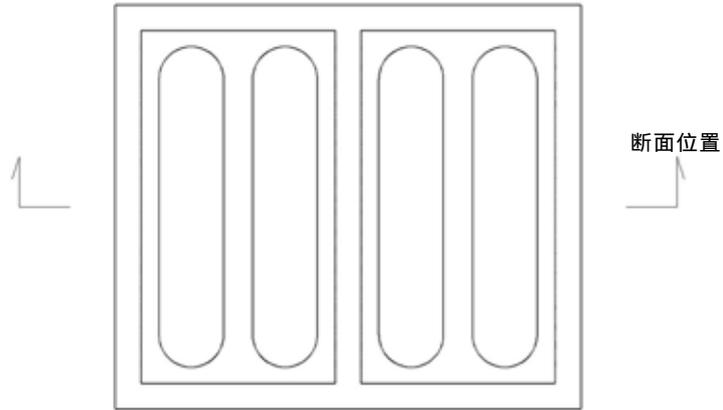
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震評価は，構造物の構造的長や周辺の地盤条件も考慮した上で，構造物の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面のうち，耐震安全上厳しくなる断面について基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



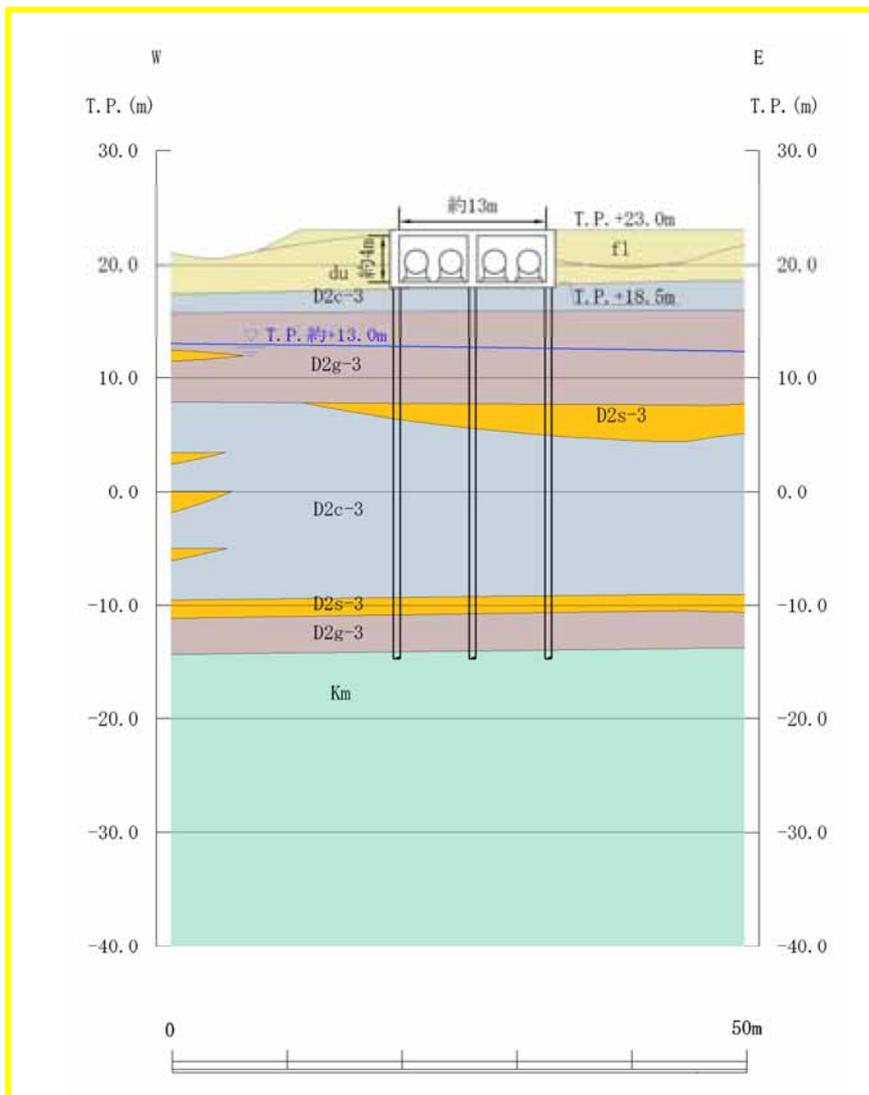
第 6 - 8 - 1 図 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎 平面図



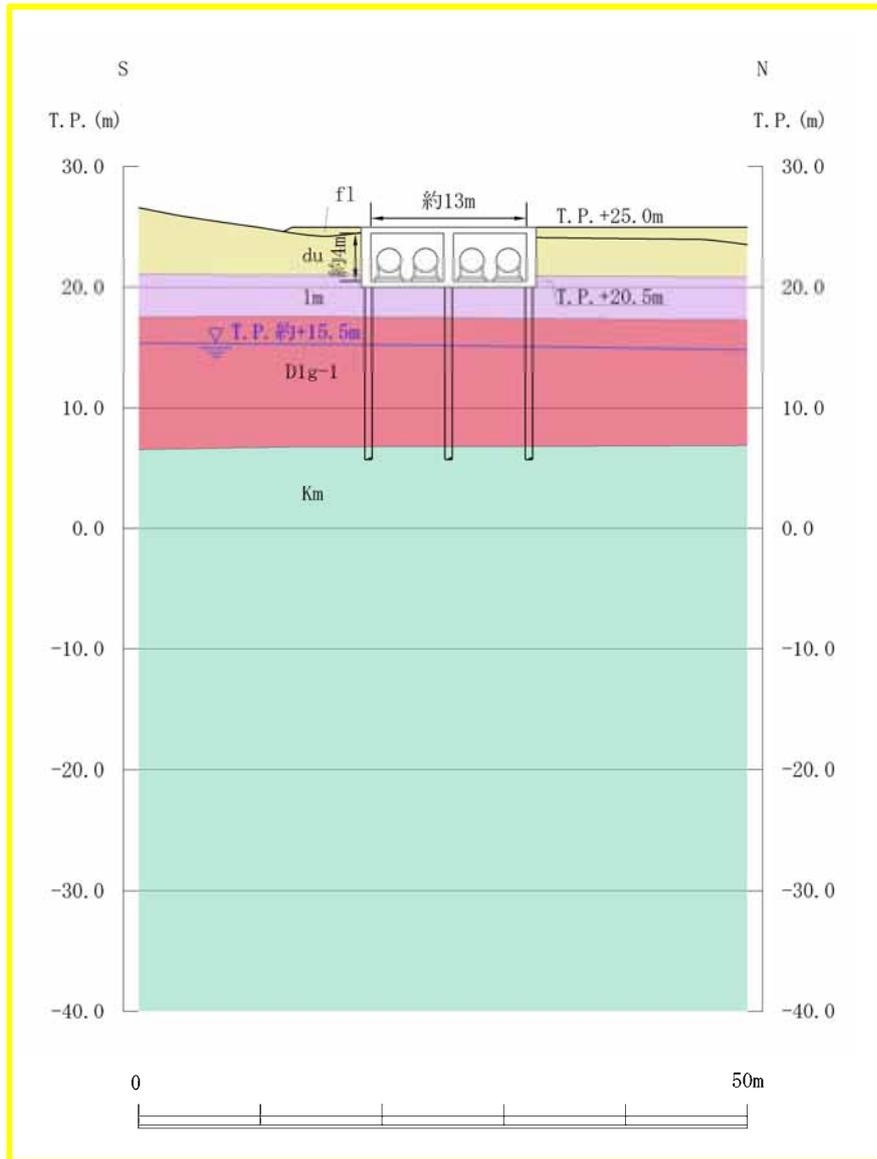
第 6 - 8 - 2 図 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎 断面図



第 6 - 8 - 3 図 可搬型設備用軽油タンク基礎 平面図



第 6 - 8 - 4 図 (1) 可搬型設備用軽油タンク基礎 (西側) 断面図



第 6 - 8 - 4 図 ( 2 ) 可搬型設備用軽油タンク基礎 ( 南側 ) 断面図



## 東海第二発電所

### 土木構造物の解析手法及び解析モデルの 精緻化について (耐震)

## 1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要

屋外重要土木構造物の耐震評価について、今回申請では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。ここで、既工認は、東海第二発電所の工事計画認可（昭和 49 年 7 月 22 日及び昭和 49 年 10 月 30 日）をいう。既工認と今回工認との手法の比較を第 4 - 1 表に示す。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規制基準対応工認にて適用例がある手法である。

なお、土木構造物の地震時の挙動は、地盤の影響を受けることを踏まえると、地盤特性を適切にモデル化することにより、実応答に近い形で評価できるものと考えられる。このため、コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度を採用する方針とする。

第 4 - 1(1)表 既工認と今回工認の手法の比較（取水構造物）

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	時刻歴モ - ダル解析 許容応力度法	質点系モデル	コンクリート：5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく F E Mモデル	コンクリート：5% あるいは 1% + 履歴減 衰	設計基準強度
比較結果	異なる	異なる	異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	○あり	○あり

第4-1(2)表 既工認と今回工認の手法の比較（屋外二重管）

	解析手法	解析モデル	減衰定数	鋼管の許容限界
既工認	波動論 許容応力度法	地質データに基づく 地盤モデル	-	許容応力度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEMモデル	鋼材：3% あるいは1%+履歴減衰	許容応力度
比較結果	異なる	異なる	異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	あり	○あり

## 2. 解析手法

取水構造物の耐震安全性評価については、既工認では、地震応答解析手法として時刻歴モデル解析を採用し、許容応力度法による設計として、壁のせん断については許容応力度、杭については設計水平力に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本としていた。また、屋外二重管の耐震安全性評価については、既工認では、地震応答解析手法として波動論を採用し、許容応力度法による設計として、管の円周方向応力及び軸方向応力について許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認していた。

今回工認では、屋外重要土木構造物の地震応答解析手法に時刻歴応答解析を適用した、限界状態設計法による設計を採用する。減衰定数は、構造物を線形で扱う場合は、コンクリートは5%、鋼材は3%、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合は1%とする。コンクリートの構造部材の曲げについては限界層間変形角、圧縮縁コンクリート限界ひずみ又は許容応力度、せん断についてはせん断耐力又は許容応力度、杭の曲げについては終局曲率又は許容応力度、せん断については終局せん断強度又は許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本とし、各設備の要求性能（支持性能、通水性能、貯水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加する。また、屋外二重管の今回工認での耐震評価は、地震応答解析モデルに当該鋼管をモ

デル化し、地震応答解析結果から得られた地震力を用いた許容応力度法による設計として、管の円周方向応力及び軸方向応力について許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認する。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、コンクリートの構造部材の曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性及びせん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について検討を行う。

## 2.1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請における曲げに対する照査は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」（以下、「土木学会マニュアル」という。）に基づき、照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

コンクリート標準示方書では、構造部材の終局変位は、部材の荷重 - 変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方を第4-2-1図に示す。

一方、土木学会マニュアルでは、以下の考え方に基づいている。

屋外重要土木構造物を模したラ - メン構造の破壊実験の結果より、かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角  $1/100$  に至る状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることを確認しており<sup>(1),(2)</sup>、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラ - メン構造の破壊実験の例を第4-2-2図に示す。

従って、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、適用性を有している。

更に、土木学会マニュアルでは、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（1997）」にて記載されている設計限界変形  $1/100$ ，終局限界変形  $1/80$  等を基準値として参照している。

対象は同じラ・メン構造であり、軸力比（軸応力度 / コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから、変形性能がより大きくなる傾向にあり、層間変形角  $1/100$  は安全側であると考える。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に、建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を第 4-2-3 図に、土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を第 4-2-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいて概ね対応が取れており、土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。第 4-2-4 図において層間変形角  $1/100$  は第 4 折れ点よりも手前にあり、屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また、第 3 折れ点は層間変形角  $1/100$  よりもさらに手前にある。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全裕度を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 4-2-5 図に示す。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は第 4-2-1 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

#### (1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格(JIS)の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は1.0としている。

#### (2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は1.0としている。

#### (3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は1.0としている。

#### (4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は1.2以上を標準としている。

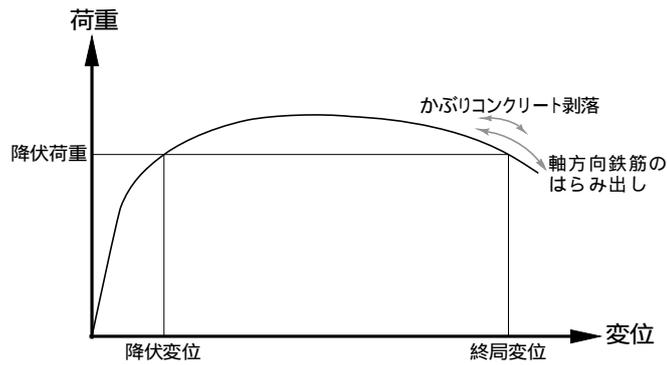
#### (5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度毎に適切な地震動が設定される。従って、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は1.0としている。

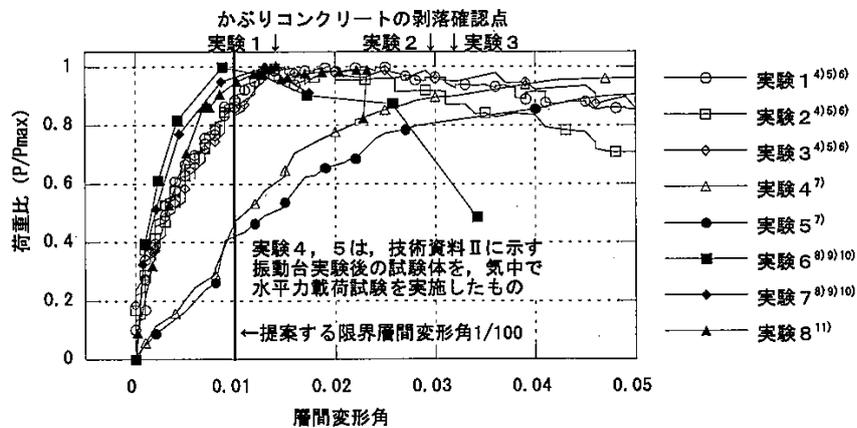
以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

第 4 - 2 - 1 表 曲げ評価において考慮している安全係数

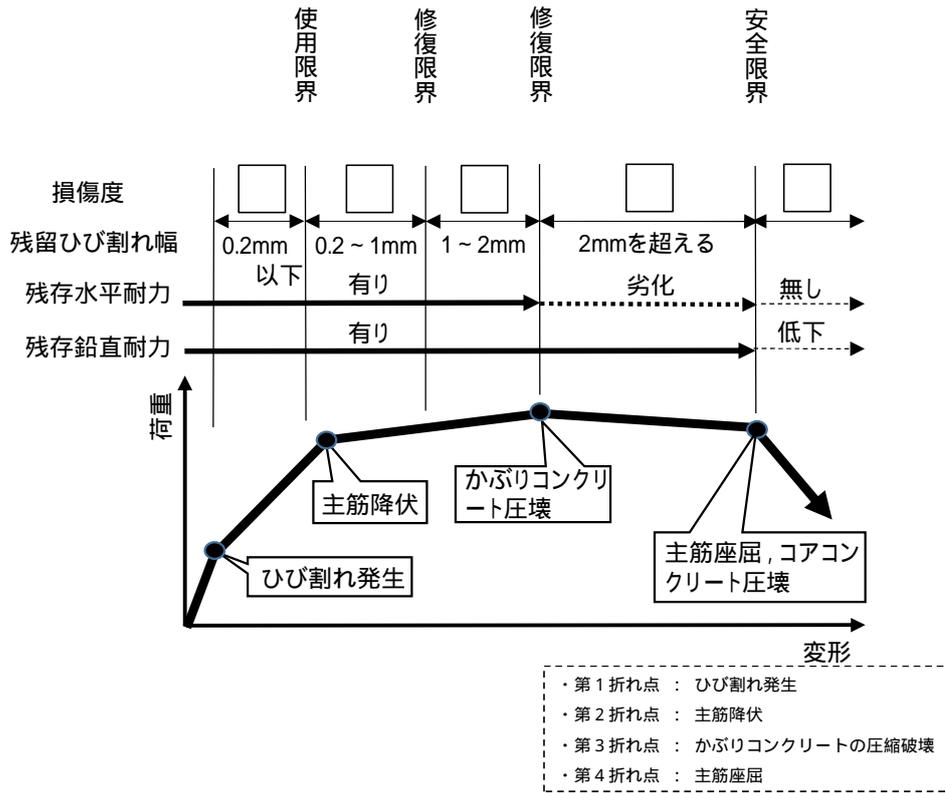
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	-
部材係数		-	1.0
荷重係数		1.0	-
構造解析係数		1.2	-
構造物係数		1.0	



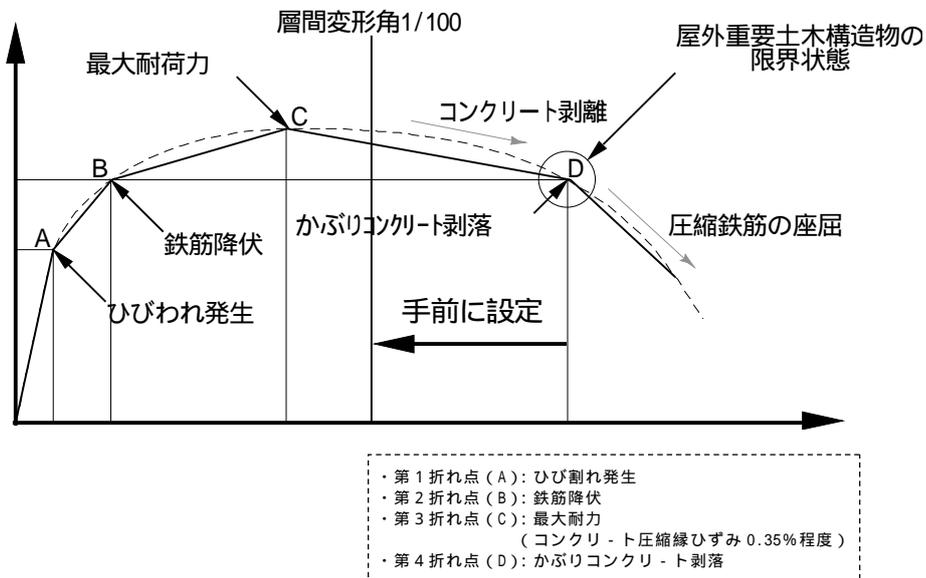
第 4 - 2 - 1 図 コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方



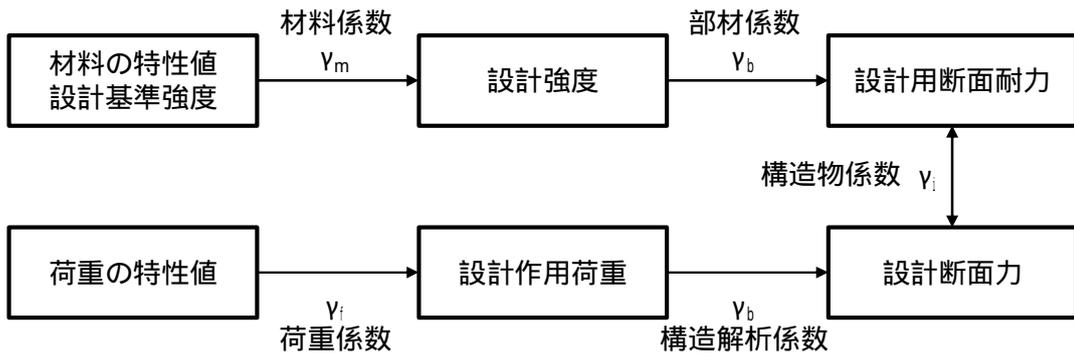
第 4 - 2 - 2 図 鉄筋コンクリート製ラメン構造の破壊実験<sup>(1),(2)</sup>



第4-2-3図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図（建築学会）



第4-2-4図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図（土木学会マニュアル）



第 4 - 2 - 5 図 安全係数の考え方

## 2.2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請におけるせん断に対する照査は，土木学会マニュアルに基づき，照査用せん断力が，せん断耐力を下回ることを確認する。

コンクリート標準示方書では，棒部材及びディ・プビ・ムについて第4-2-2表に示すとおり のせん断耐力式を定義している。このうち，ディ・プビ・ムについては，コンクリート標準示方書及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

土木学会マニュアルでは，コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において，等価せん断スパンにより設定可能な係数  $a$  を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラ・メン構造で，土圧，水圧，地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し，スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では，せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ，より合理的なせん断耐力を与えるよう，コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は，第4-2-6図に示すとおり，屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり，合理的な評価が可能であることを確認されている<sup>(3),(4)</sup>。

また，これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから，せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている<sup>(3)</sup>。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は第4-2-3表に示すとおり，材料係数，部材係数，荷重係数，構造解析係数，構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

#### (1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書に準拠して、コンクリートに対して 1.3，鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

#### (2) 部材係数

コンクリート標準示方書に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3，鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

#### (3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

#### (4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

#### (5) 構造物係数

基準地震動は地点毎にサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。従って、構造物係数よりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

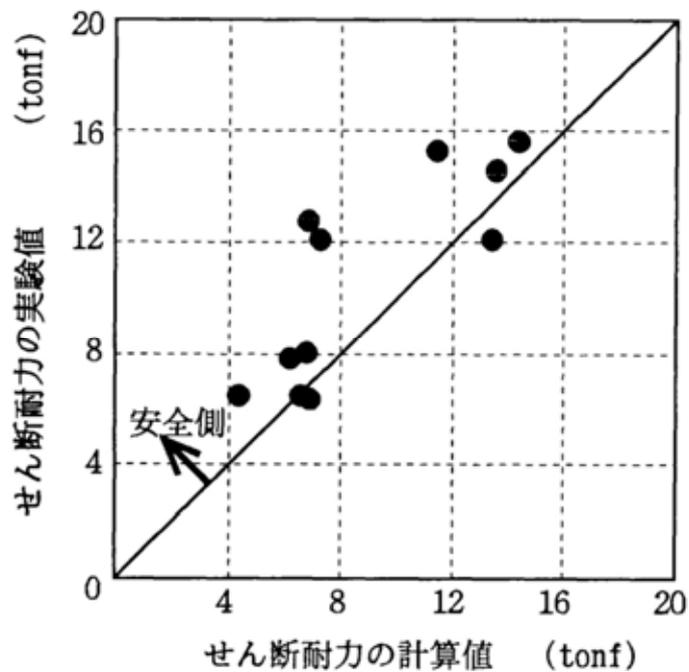
以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

第 4 - 2 - 2 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書	土木学会マニュアル
棒部材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd}$ : せん断耐力 $V_{cd}$ : コンクリート負担 $V_{sd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p$ : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 $\beta_n$ : 発生曲げモーメントで決まる係数 $f_{vcd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる $b_w$ : 腹部の幅 $d$ : 有効高さ $\gamma_b$ : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd}$ : せん断耐力 $V_{cd}$ : コンクリート負担 $V_{sd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p$ : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 $\beta_n$ : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ $a$ : せん断スパン長 $f_{vcd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる $b_w$ : 腹部の幅 $d$ : 有効高さ $\gamma_b$ : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数を考慮し, コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化	
ディープビーム	$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$ $V_{ydd}$ : せん断耐力 $V_{cdd}$ : コンクリート負担 $V_{sdd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v / d)^2}$ $a_v$ : 荷重作用点から支承前面までの距離 $f_{dd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$ $V_{ydd}$ : せん断耐力 $V_{cdd}$ : コンクリート負担 $V_{sdd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v / d)^2}$ $a_v$ : 荷重作用点から支承前面までの距離 $f_{dd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	コンクリート標準示方書と土木学会マニュアルにおいて同一の評価式となっている	

第 4 - 2 - 3 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	-
部材係数	コンクリート	-	1.3
	鉄筋	-	1.1
荷重係数		1.0	-
構造解析係数		1.05	-
構造物係数		1.0	



第 4 - 2 - 6 図 せん断耐力算定法の妥当性の検証

### 3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

#### 3.1 減衰定数の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤及び構造物の減衰定数は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。

$$[C] = [M] + [K]$$

[C]: 減衰係数マトリックス, [M]: 質量マトリックス,

[K]: 剛性マトリックス, , : 係数

係数 , は以下のように求めている。

構造体を線形要素でモデル化する場合は、固有値解析により求められた一次固有振動数、二次固有振動数の2点で Rayleigh 減衰がコンクリート部材については5%に、鋼構造部材については3%に一致する , を設定する。履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合は、固有値解析により求められた一次固有振動数、二次固有振動数の2点で Rayleigh 減衰が1%に一致する , を設定する。

#### 3.2 既工認と今回工認の相違について

今回の工認における構造物の粘性減衰は、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数及び二次固有振動数に対して1%となる Rayleigh 減衰を採用している。

既工認では、時刻歴モダル解析におけるコンクリート構造物の減衰定数として5%を採用した。

時刻歴非線形解析における粘性減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 14 年）<sup>(5)</sup>において、構造部材の非線形性として履歴モデルを用いる場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合には、コンクリート部材は 2%（0.02）程度、鋼構造部材は 1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説（平成 24 年）<sup>(6)</sup>においても、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合の粘性減衰について、鉄筋コンクリート橋脚は 2%（0.02）とされている。

以上のように、粘性減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、履歴減衰を用いる場合においては、なるべく小さい値として 1%を採用している。

#### 4. 参考文献

- (1) 松尾ら：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，2003
- (2) 石川ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp885 - 888
- (3) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用・安全性照査マニュアルの提案，土木学会論文集 No.442 / - 16
- (4) 遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告
- (5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月
- (6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成24年3月

## 東海第二発電所

屋外重要土木構造物の耐震評価における  
断面選定について  
(耐震)

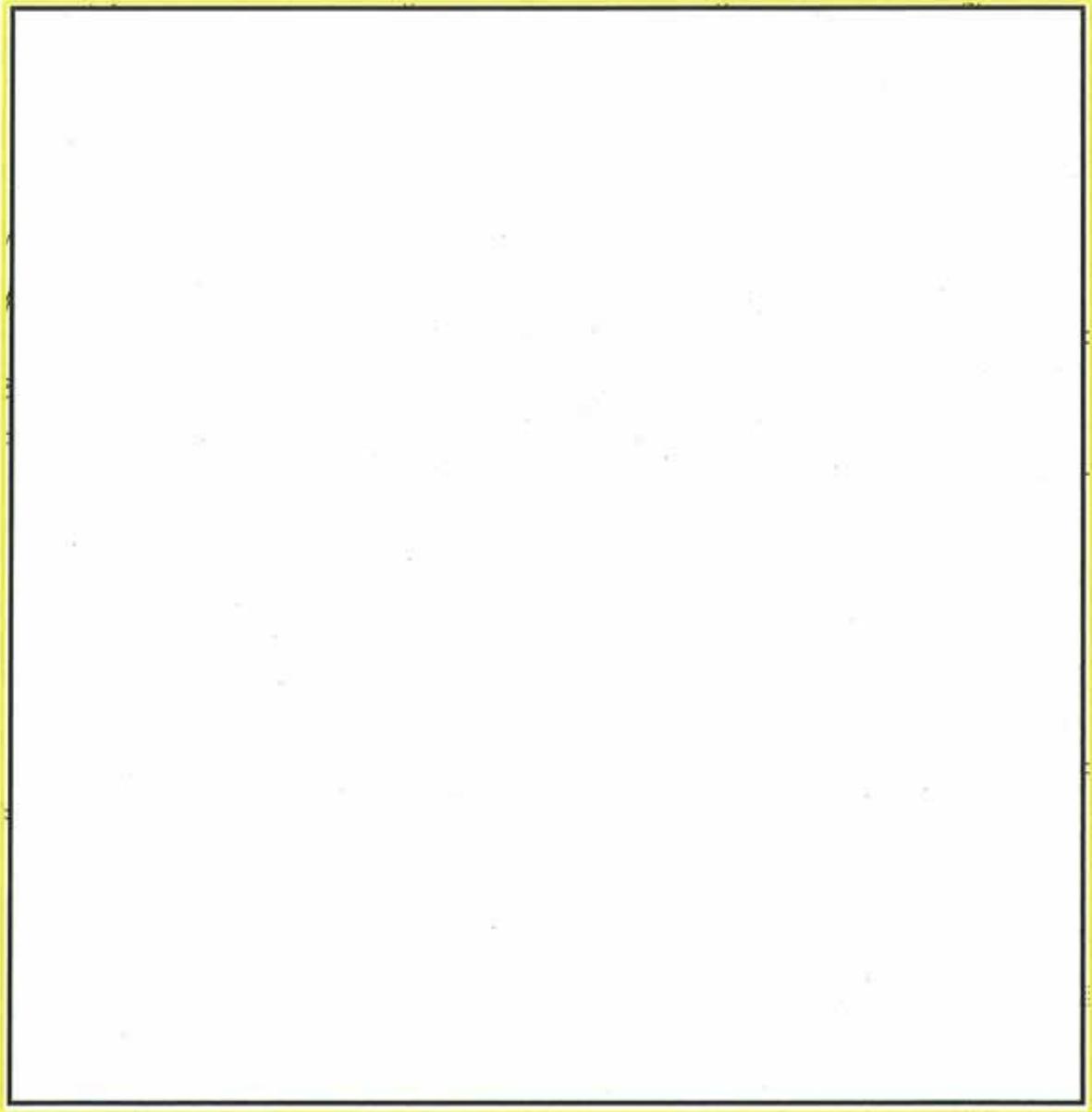
## 1. 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方

### 1.1 方針

屋外重要土木構造物の評価対象断面については、構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し、耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

東海第二発電所での対象構造物は、屋外重要土木構造物である、取水構造物及び屋外二重管、津波防護施設である防潮堤（放水路ゲート基礎を含む）及び貯留堰である。各施設の平面配置図を第 1.1 - 1 図に示す。

なお、設計基準対応施設である軽油貯蔵タンク及び軽油移送配管等の間接支持構造物である常設代替高圧電源装置置場及び常設代替高圧電源装置用カールバートについては、「2. 重大事故等対処施設の土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方」に示す。



第 1.1-1 図 屋外重要土木構造物 平面配置図

## 1.2 取水構造物の断面選定の考え方

取水構造物の平面図を第 1.2 - 1 図に，縦断面図を第 1.2 - 2 図に，横断面図を第 1.2 - 3 図に示す。

取水構造物は，延長約 56m，幅約 43m，高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，取水方向に対して複数の断面形状を示すが，基本的には取水路は 8 連のラーメン構造にて，取水ピットは 5 連のラーメン構造にて構成され，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

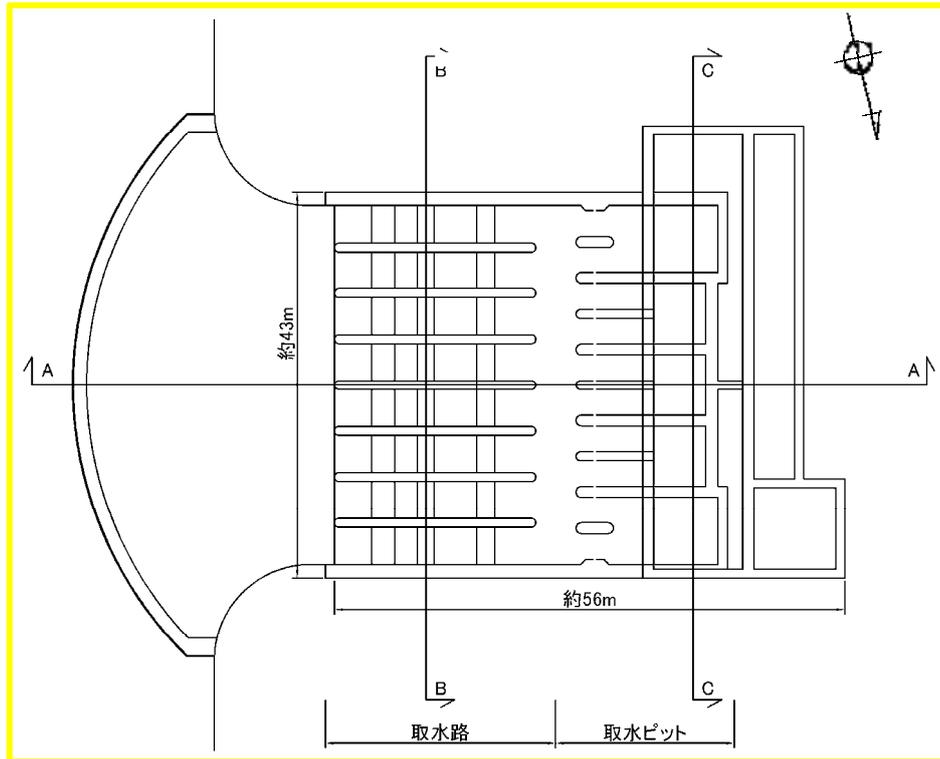
取水構造物の縦断方向（通水方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（通水方向に対し直交する方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象の断面の方向とする。

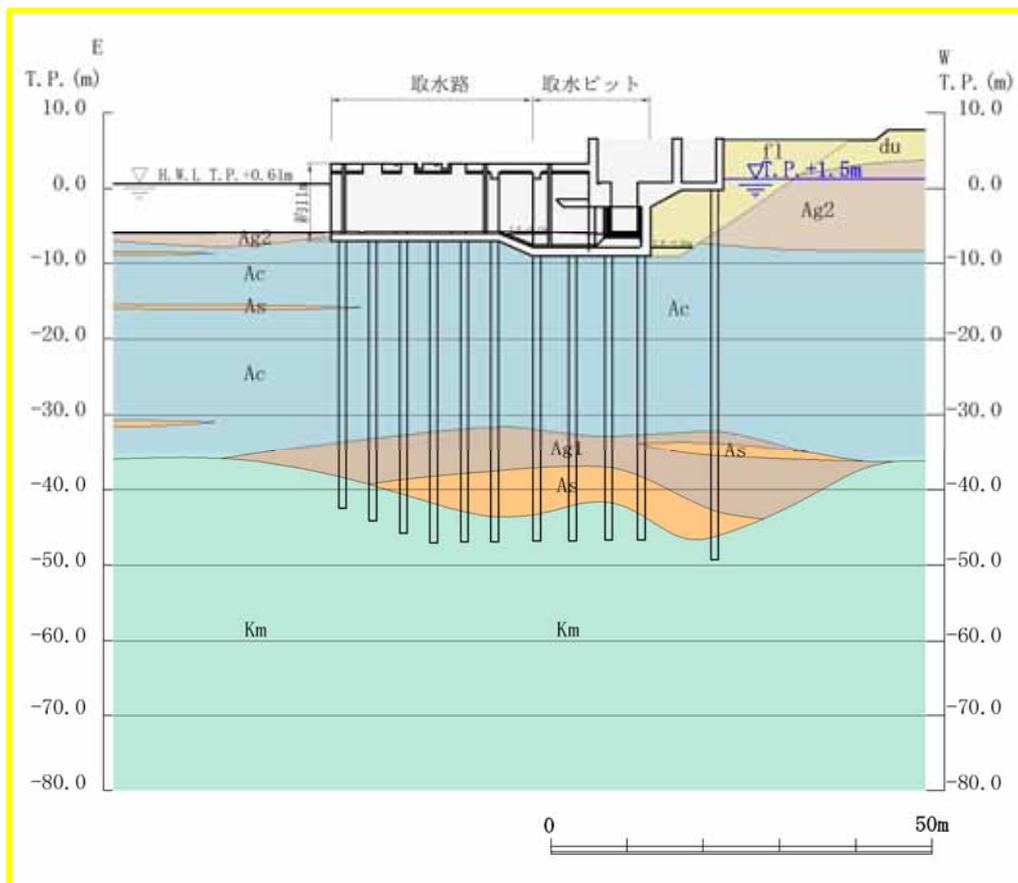
取水路である 8 連のボックスカルバート構造の区間においては，頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在する。このため，耐震評価は，同区間の取水方向全長で開口を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

また，取水ピットである 5 連のボックスカルバート形状の区間においては，循環水ポンプ，残留熱除去系海水ポンプ等の非常用ポンプなどの重量物が設置される。このため，耐震評価は，これらのポンプ等が設置される取水方向の区間長で開口を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

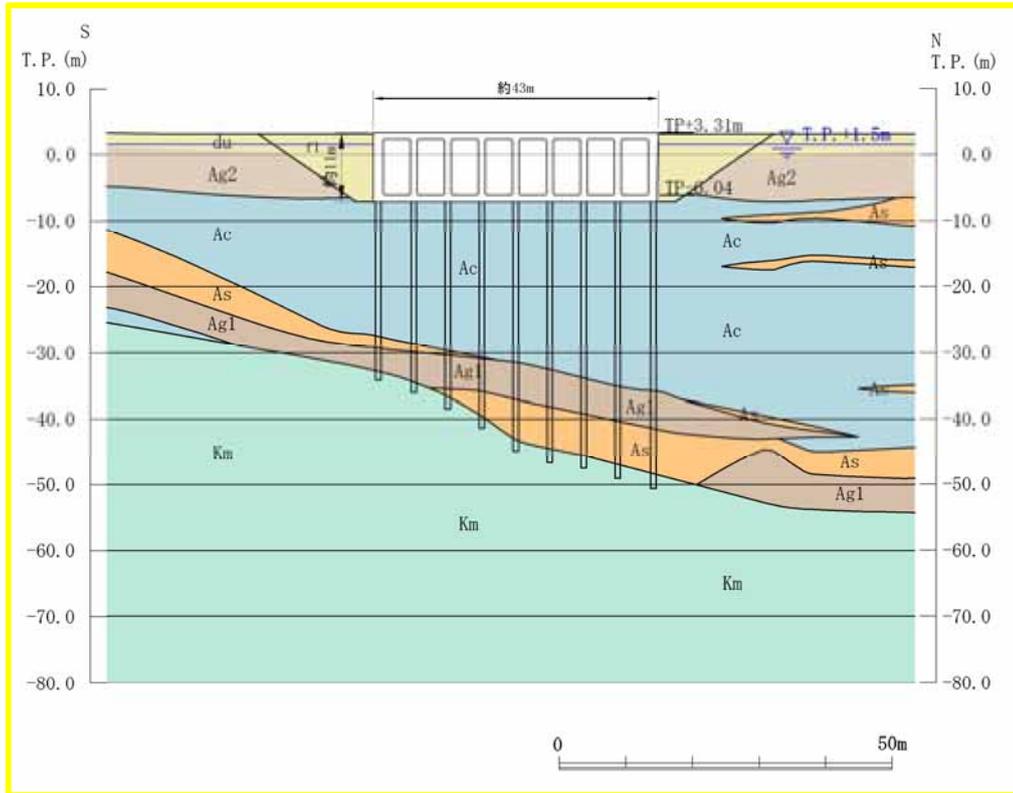
取水構造物の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



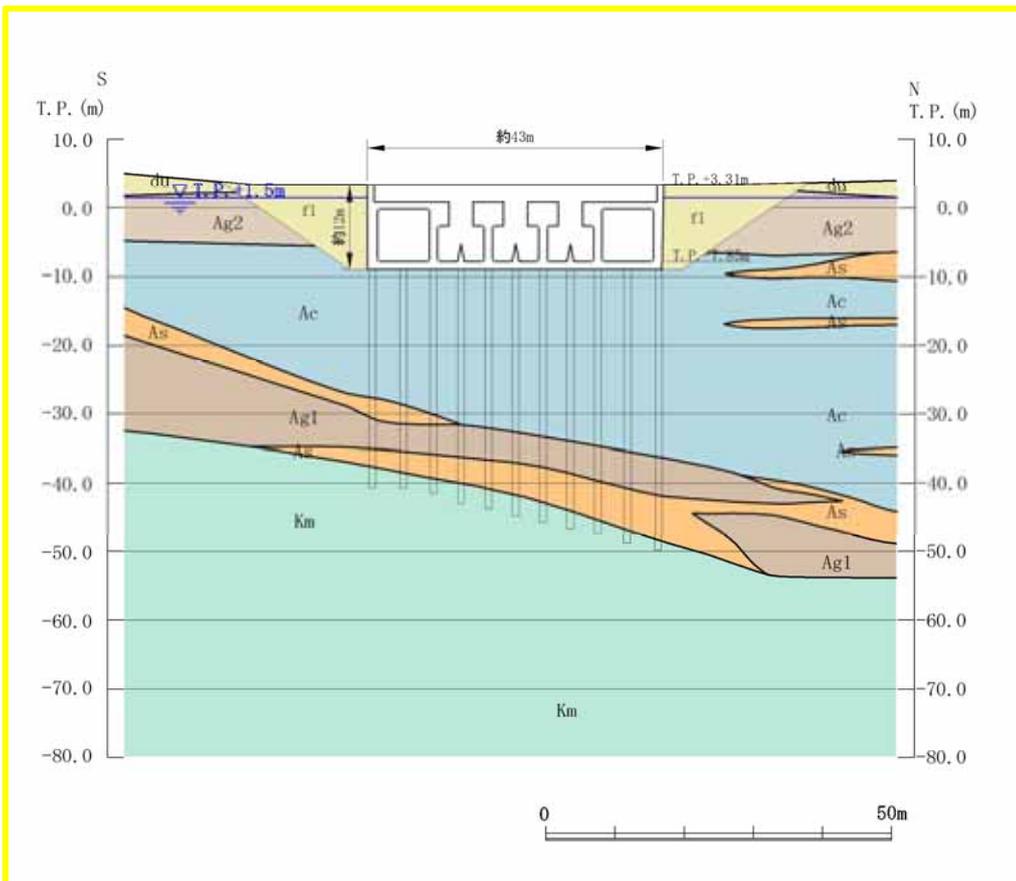
第 1.2 - 1 図 取水構造物 平面図



第 1.2 - 2 図 取水構造物 縦断面図 ( A - A 断面 )



第 1.2 - 3 ( 1 ) 図 取水構造物 横断面図 ( B - B 断面 : 取水路 )



第 1.2 - 3 ( 2 ) 図 取水構造物 横断面図 ( C - C 断面 : 取水ピット )

### 1.3 屋外二重管の断面選定の考え方

屋外二重管の平面図を第 1.3 - 1 図に，縦断面図を第 1.3 - 2 図に，横断面図を第 1.3 - 3 図に示す。

屋外二重管は，延長約 215m の鋼管の地中構造物であり，内径 2.0m 及び 1.8m の 2 本があり，取水構造物から原子炉建屋まで平行に，十分な支持性能を有する地盤に直接設置される。屋外二重管は，原地盤を掘削し設置されており，下方地盤は広範囲において改良されている。

屋外二重管は，可撓管の設置スパンが長い線状構造物であるため，管路全ての範囲を評価対象とする。また，カルバート構造物と同様に配管方向に対して一様の断面形状を示すことから，横断方向（管周方向）が弱軸方向と判断されるが，一般的な埋設管路（一様な埋戻土内に埋設された鋼製管路）の設計では管軸方向を弱軸として設計されることを考慮し，可撓管の設置スパンが長い区間について，管軸方向の発生応力を考慮した評価を行う。また，その他の区間については，管軸方向の延長が短く，管軸方向の発生応力はほとんど無視できることから，管周方向の発生応力を用いて評価を行う。

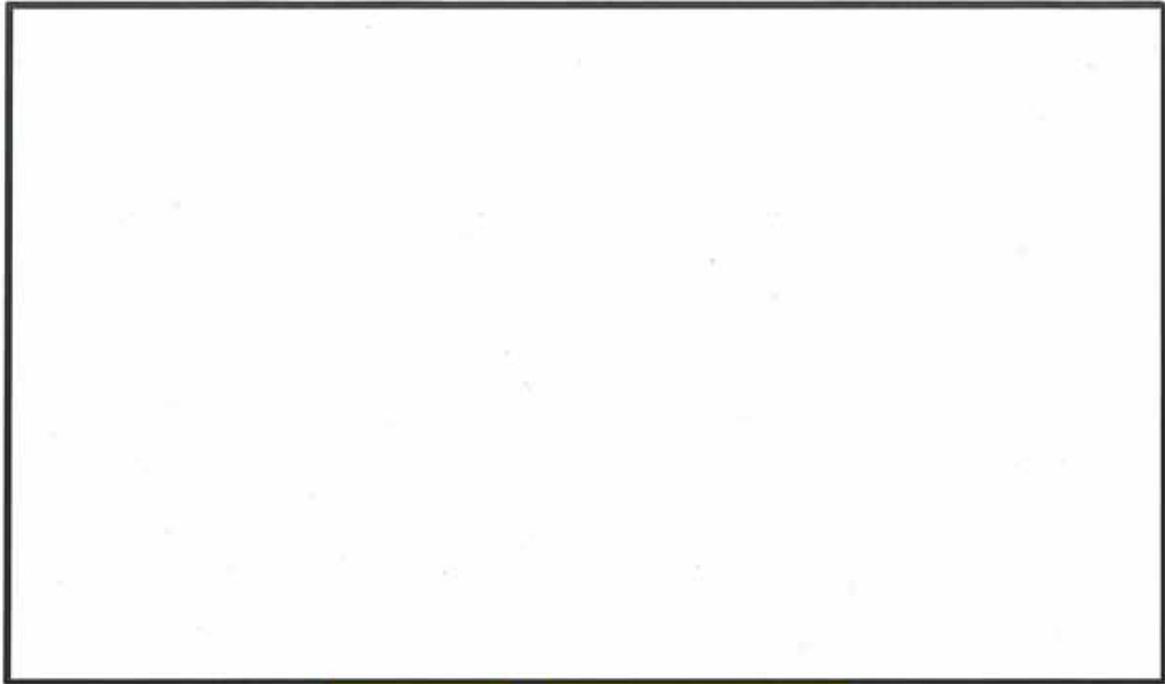
耐震評価では，構造物の構造的特徴や地盤条件等を考慮した上で断面を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

屋外二重管の設置場所の地質分布等に基づき，管軸方向に直交する代表的な断面を複数選定し，管軸直交方向の断面に対する基準地震動  $S_s$  による応答を求めると共に，管軸方向の基準地震動  $S_s$  による応答を求め，両者を考慮して，屋外二重管に発生する応力から耐震評価を実施する。

屋外二重管の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。

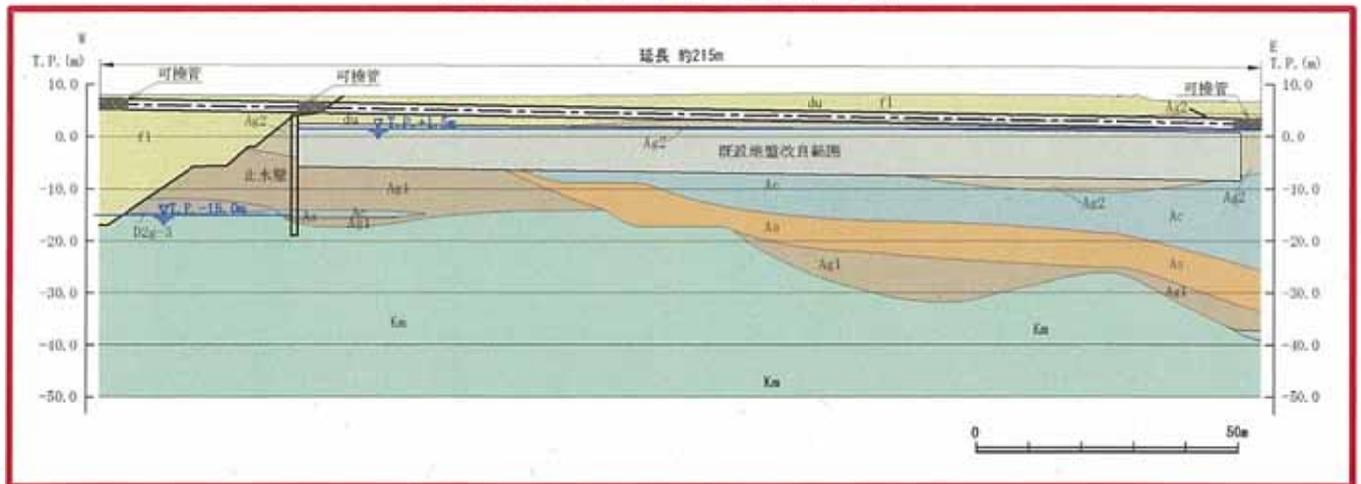
記載変更予定（基礎構造検討中の為）

記載変更予定（基礎構造検討中の為）

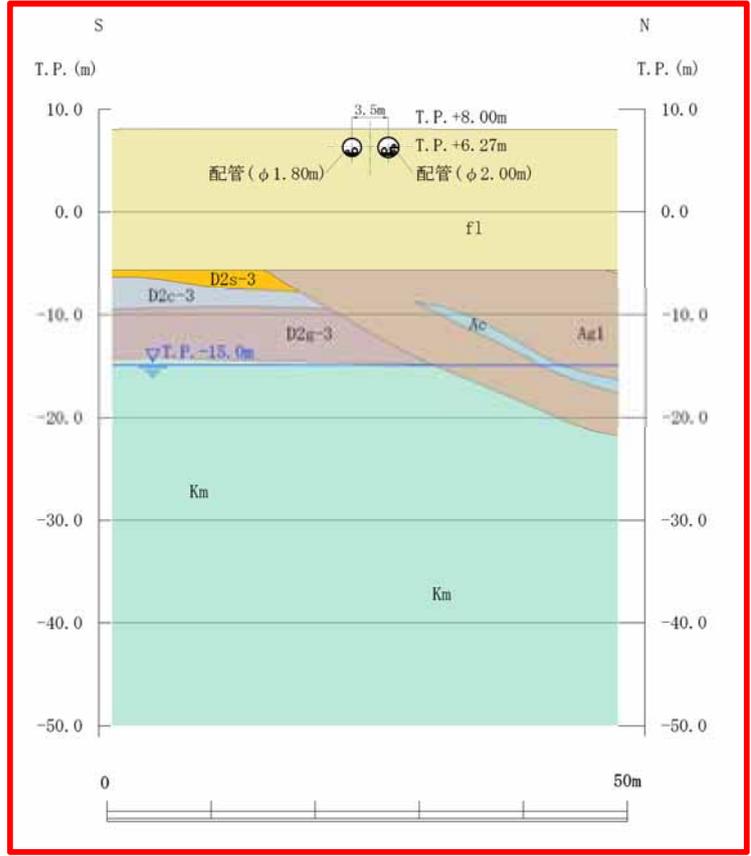


第 1.3-1 図 屋外二重管 平面図

記載変更予定 (基礎構造検討中の為)

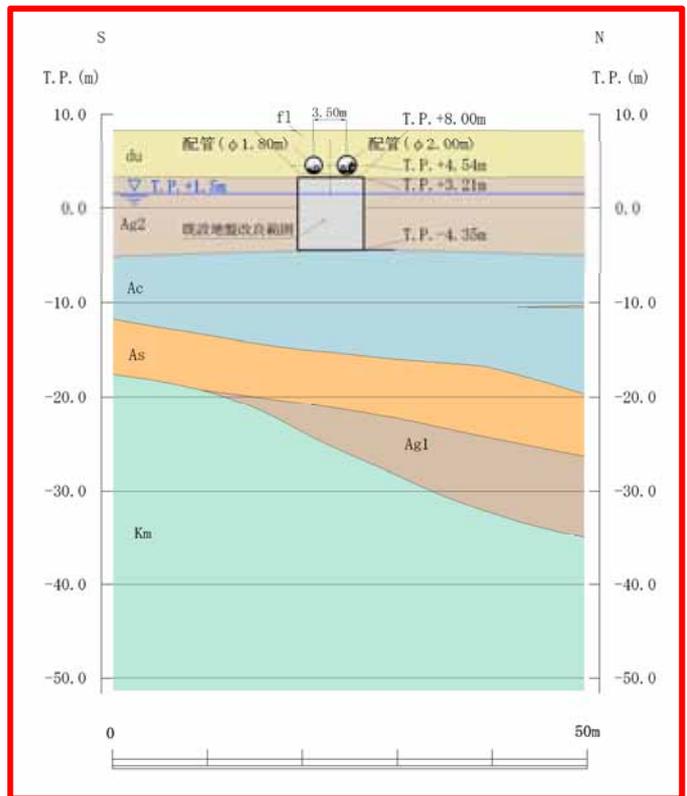


第 1.3-2 図 屋外二重管 縦断面図 (A-A断面)



記載変更予定(基礎構造検討中の為)

第 1.3 - 3 図 ( 1 ) 屋外二重管 横断面図 ( B - B 断面 )



記載変更予定(基礎構造検討中の為)

第 1.3 - 3 図 ( 2 ) 屋外二重管 横断面図 ( C - C 断面 )

#### 1.4 貯留堰の断面選定の考え方

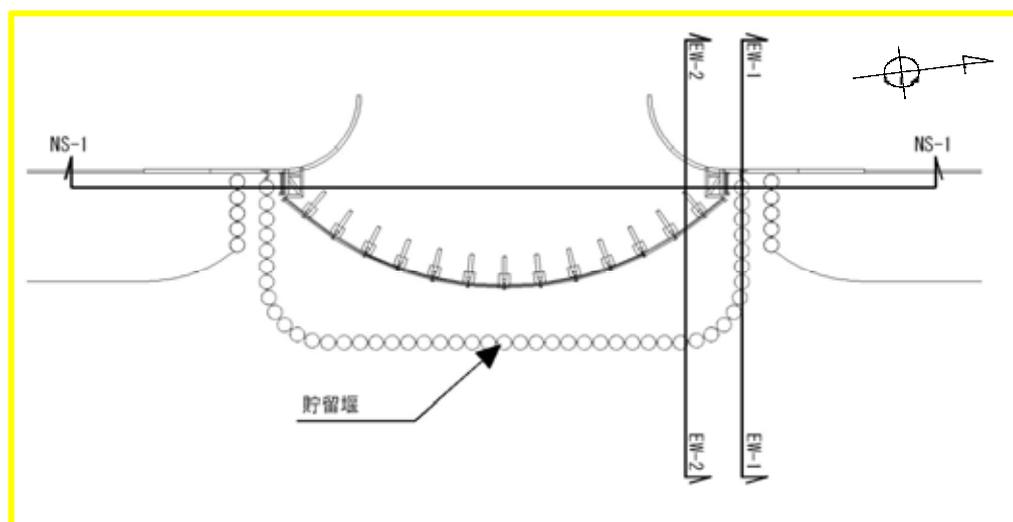
貯留堰の平面図を第 1.4 - 1 図に，断面図を第 1.4 - 2 図に示す。

貯留堰は，延長約 110m の海底面から約 2m 突出した鋼管矢板を連結した構造物であり，取水口護岸に接続する。鋼管矢板は十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

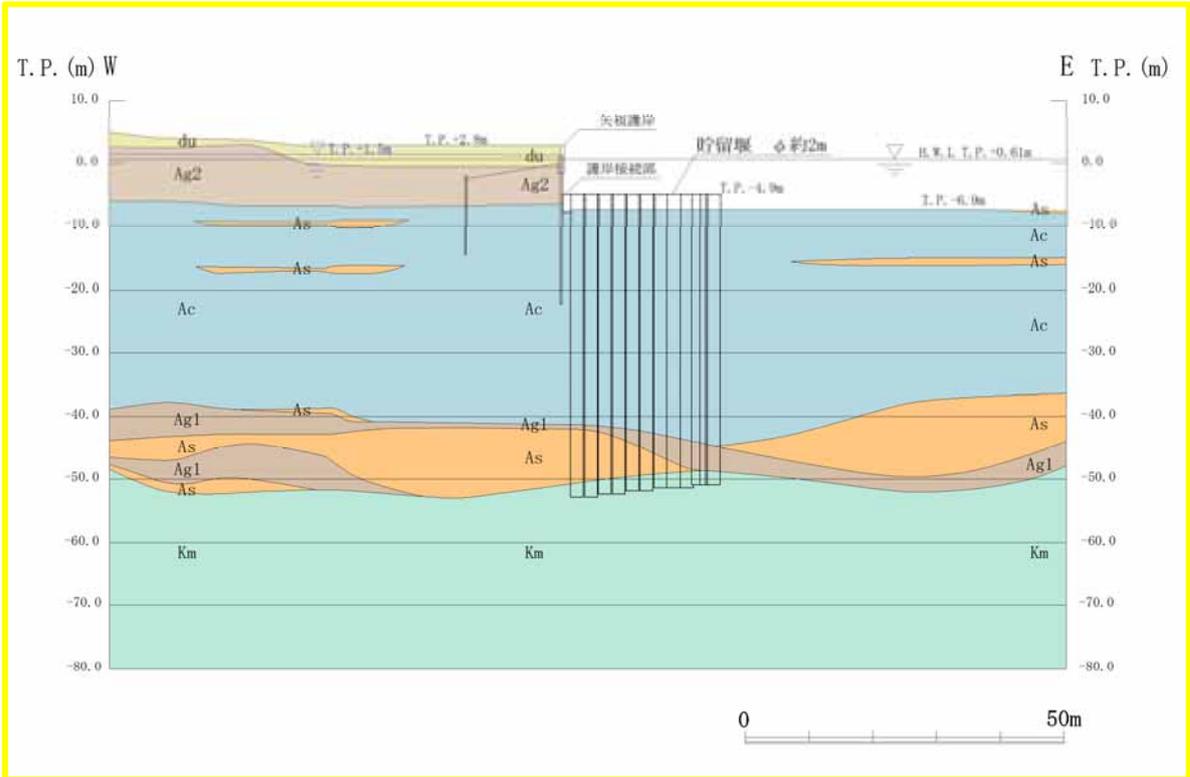
貯留堰の縦断方向（軸方向）は，加振方向に隣接する鋼管矢板を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対して直交する方向）は，加振方向に隣接する鋼管矢板がないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造物の構造的特徴や周辺の地盤条件も考慮して，構造の安全性に支配的な弱軸方向の断面について，耐震安全上厳しくなる断面を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

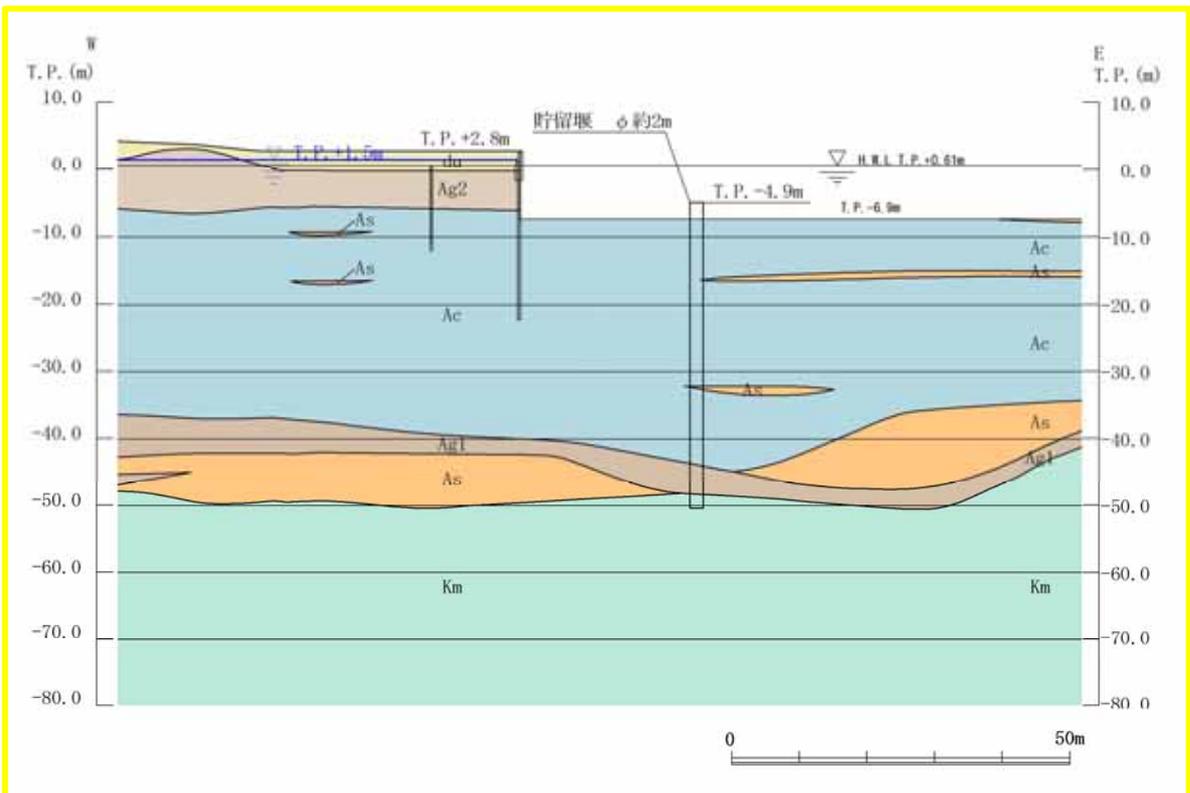
貯留堰の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



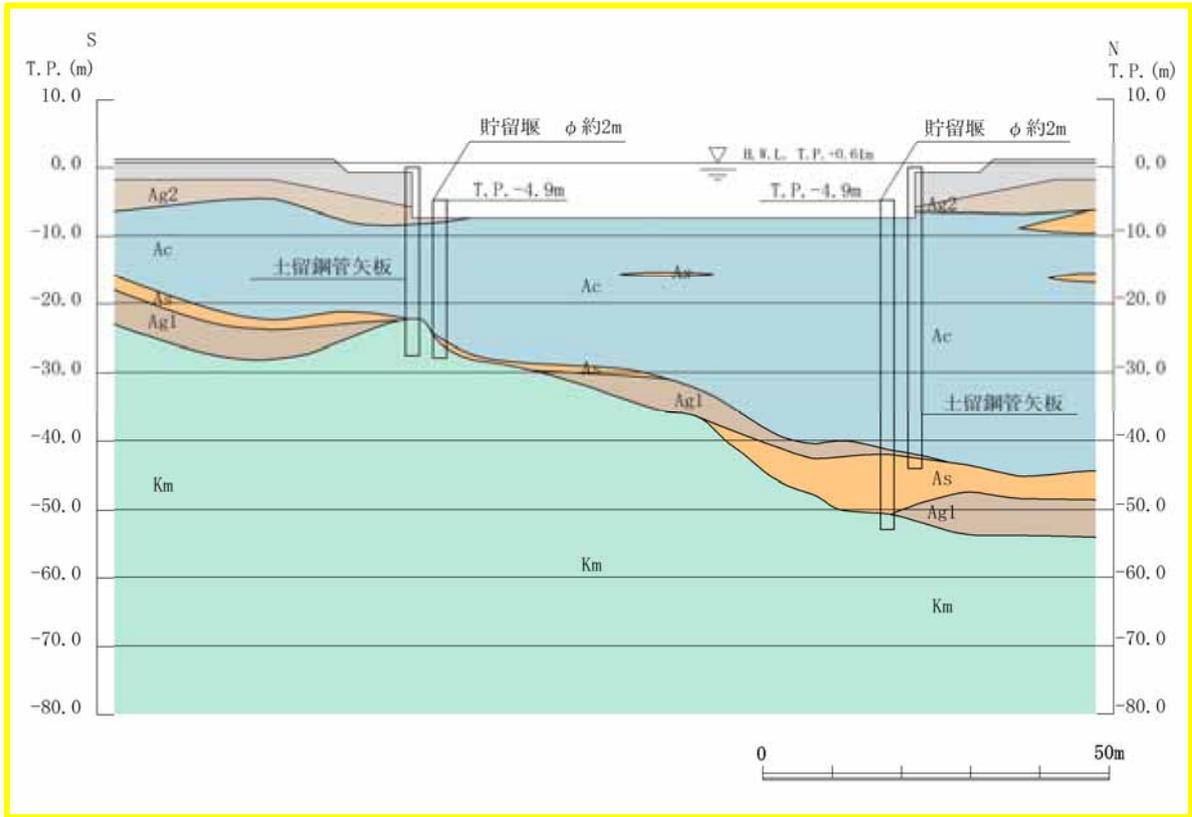
第 1.4 - 1 図 貯留堰 平面図



第 1.4 - 2 ( 1 ) 図 貯留堰 断面図 ( EW - 1 断面 )



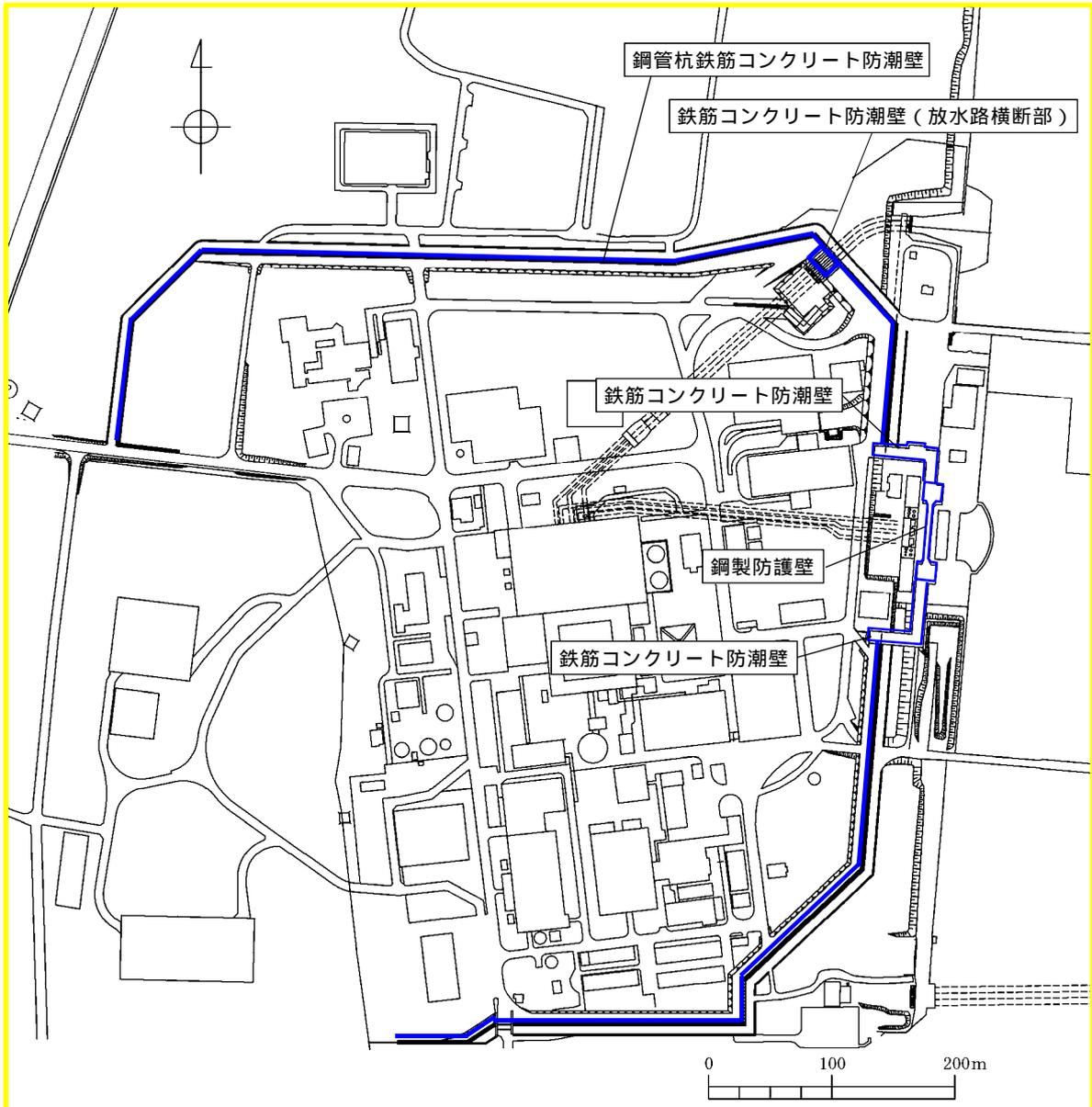
第 1.4 - 2 ( 2 ) 図 貯留堰 断面図 ( EW - 2 断面 )



第 1.4 - 2 ( 3 ) 図 貯留堰 断面図 ( NS - 1 断面 )

## 1.5 防潮堤の断面選定の考え方

防潮堤の平面図を第 1.5 - 1 図に示す。防潮堤は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁，鋼製防護壁及び鉄筋コンクリート防潮壁に区分され，総延長は約 2.3km，天端高さは T.P. + 20m（敷地東側）又は T.P. + 18m（敷地北側及び南側）からなる。以下に，それぞれの断面選定の考え方を示す。



第 1.5 - 1 図 防潮堤 平面図

### 1.5.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

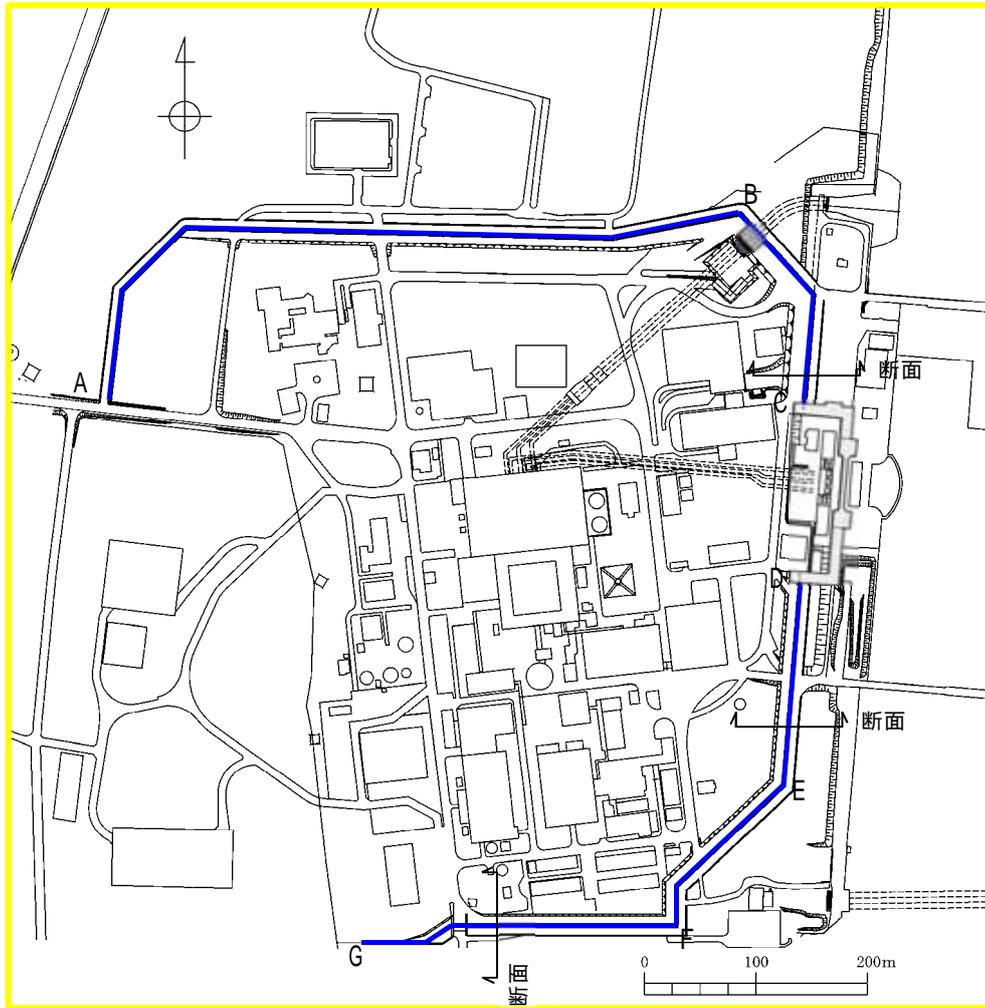
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面図を第 1.5 - 2 図に，正面図及び断面図を第 1.5 - 3 図に，縦断面図を第 1.5 - 4 図に，横断面図を第 1.5 - 5 図に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，延長約 2km，直径 2~2.5m の複数の鋼管杭を鉄筋コンクリートで巻き立てた鉄筋コンクリート造の防潮壁を 1 つのブロックとした構造物であり，鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

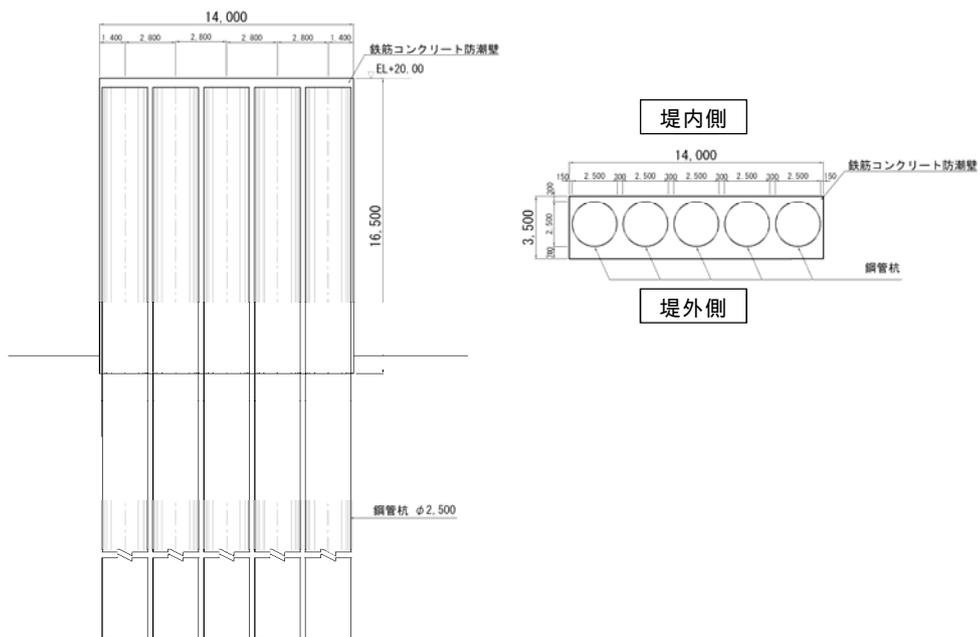
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は，加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸方向となる。一方，横断方向は，加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造物の構造的特徴や周辺の地盤条件も考慮して，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面について，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



第 1.5 - 2 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



第 1.5 - 3 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図

追而

第 1.5 - 4 ( 1 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 縦断面図 ( A - B 断面 )

追而

第 1.5 - 4 ( 2 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 縦断面図 ( B - C 断面 )

追而

第 1.5 - 4 ( 3 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 縦断面図 ( D - E 断面 )

追而

第 1.5 - 4 ( 4 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 縦断面図 ( E - F 断面 )

追而

第 1.5 - 4 ( 5 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 縦断面図 ( F - G 断面 )

追而

第 1.5 - 5 ( 1 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 横断面図 ( 断面 )

追而

第 1.5 - 5 ( 2 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 横断面図 ( 断面 )

追而

第 1.5 - 5 ( 3 ) 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 横断面図 ( 断面 )

## 1.5.2 鋼製防護壁

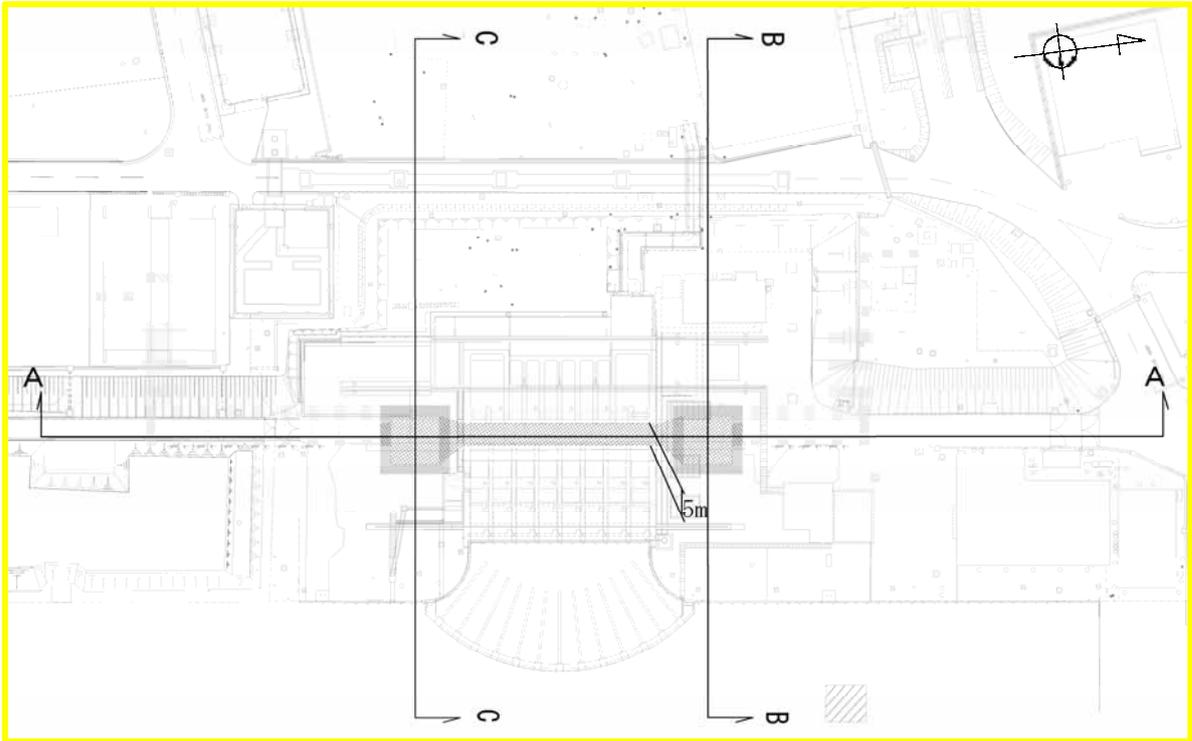
鋼製防護壁の平面図を第 1.5 - 6 図に，正面図を第 1.5 - 7 図に，断面図を第 1.5 - 8 図に示す。

鋼製防護壁は，幅約 81m，高さ約 17m，奥行約 5m の鋼製の構造物であり，幅約 50m の取水構造物を横断し，取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

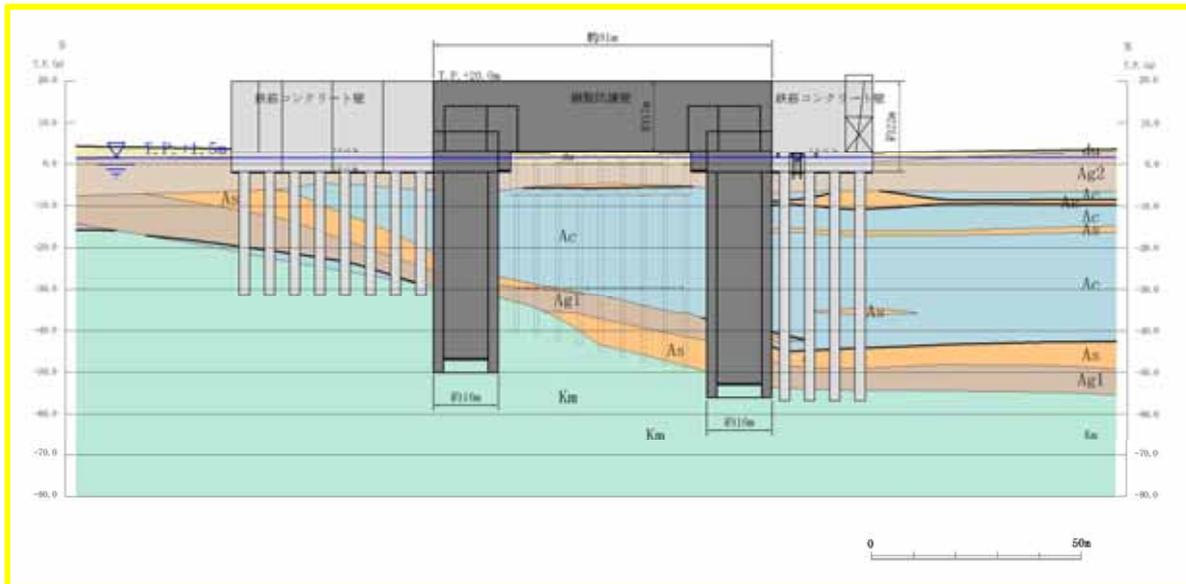
鋼製防護壁は，上部工では，縦断方向は，加振方向と平行に配置される部材を耐震設計上見込むことができるため強軸方向となる。一方，断面方向は，加振方向と平行に躯体が配置されないことから，弱軸方向になる。また，鋼製防護壁の基礎は取水構造物を挟んで南北に分離されていることから，構造全体としての挙動を考慮すると縦断方向を強軸方向とは見なせない。

耐震評価では，構造物の構造的特徴や周辺の地盤条件も考慮して，縦断方向及び横断方向の断面について，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

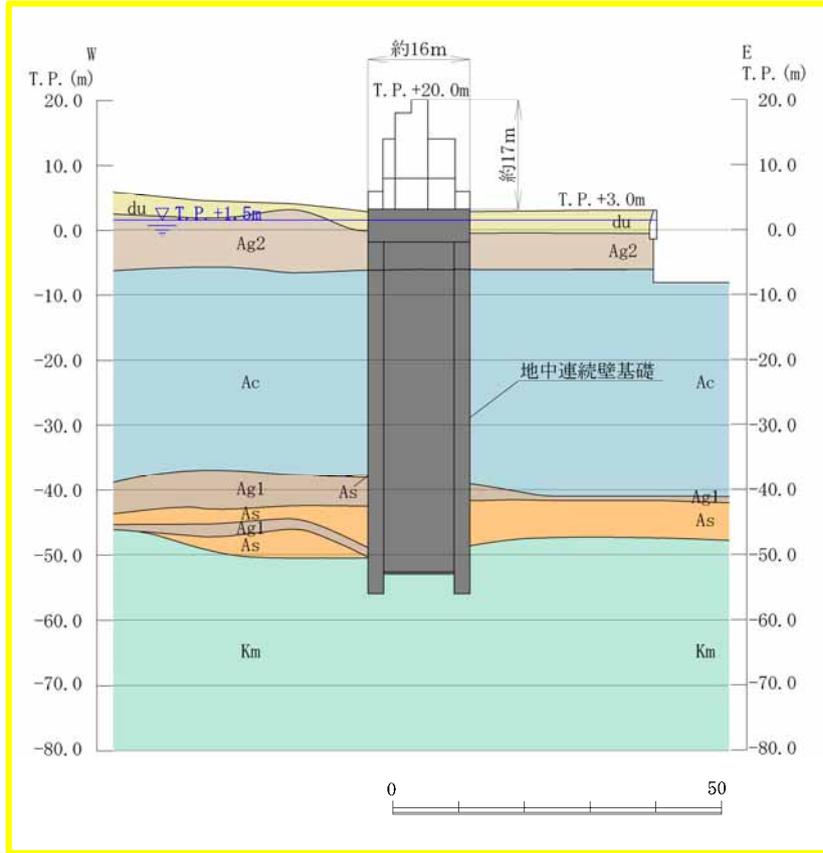
鋼製防護壁の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



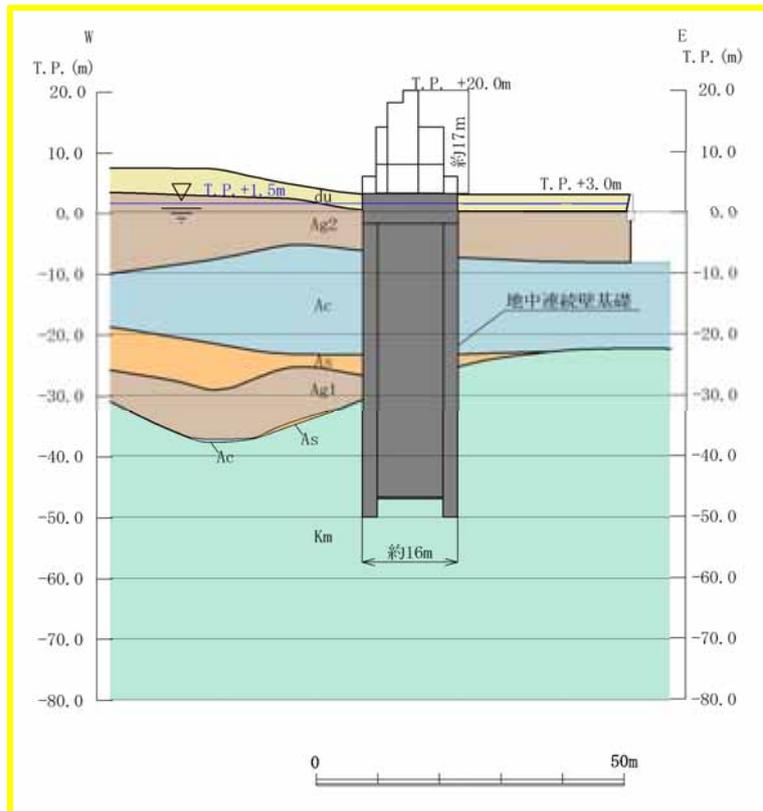
第 1.5 - 6 図 鋼製防護壁 平面図



第 1.5 - 7 図 鋼製防護壁 正面図 (A - A 断面)



第 1.5 - 8 (2) 図 鋼製防護壁 断面図 (B - B 断面)



第 1.5 - 8 (2) 図 鋼製防護壁 断面図 (C - C 断面)

### 1.5.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路横断部を除く）

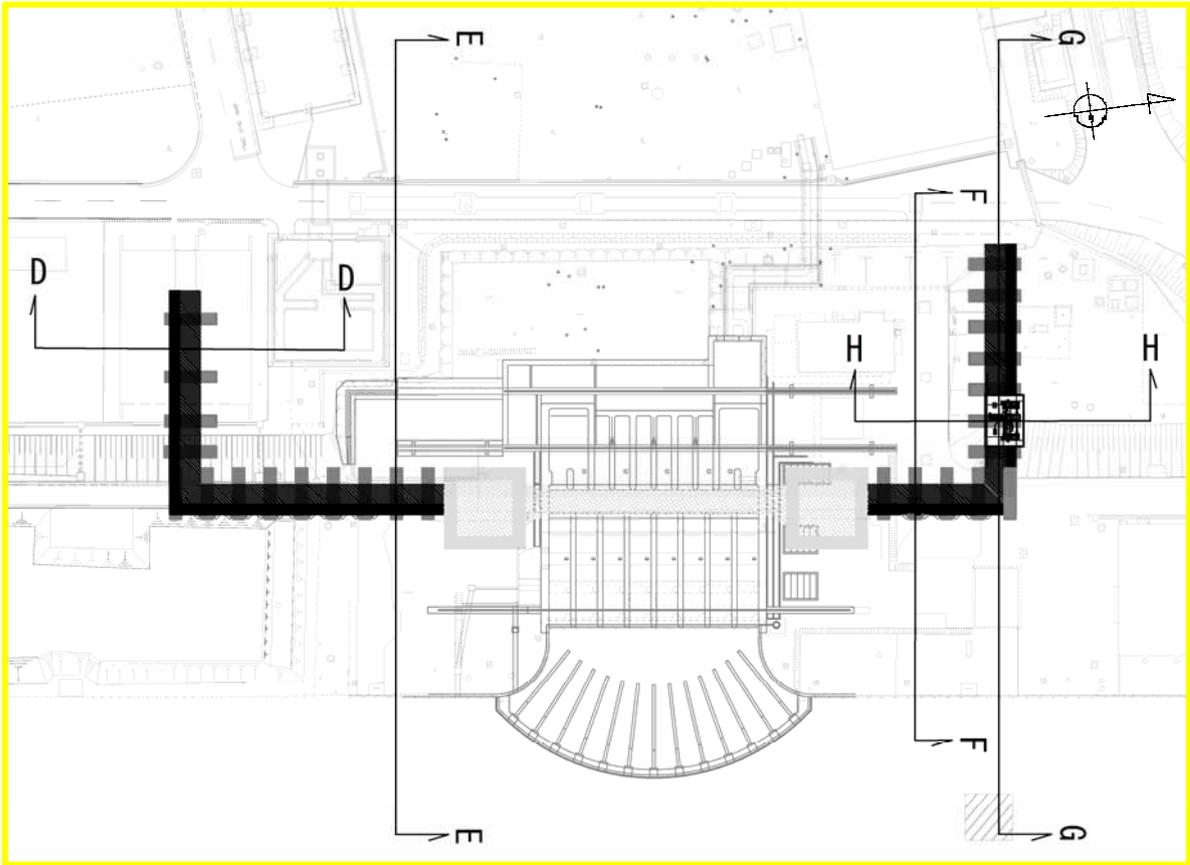
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路横断部を除く）の平面図を第 1.5 - 9 図に，断面図を第 1.5 - 10 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁は，幅約 12m，高さ約 22m，奥行約 10m の鉄筋コンクリート造の構造物であり，ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

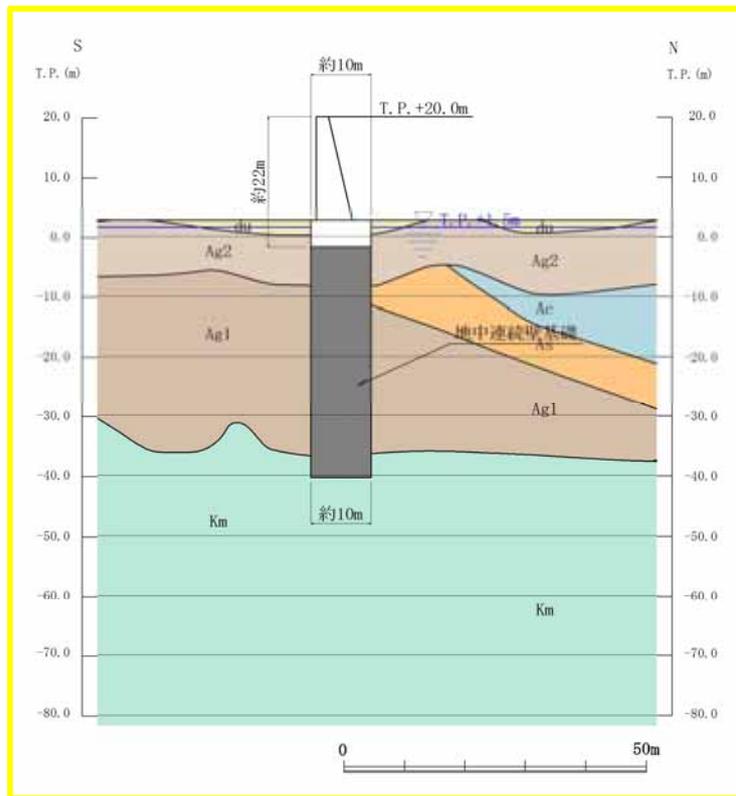
鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は，加振方向と平行に配置される躯体を耐震設計上見込むことができるため強軸方向となる。一方，横断方向（軸に対して直交する方向）は，加振方向と平行に躯体が配置されないことから，弱軸方向となる。また，基礎部に着目すると防潮堤の縦断方向は加振方向と平行に配置される部材が少ないことから弱軸方向となる。

耐震評価では，構造物の構造的特徴や周辺の地盤条件も考慮して，上部工については構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面，基礎部については構造の安全性に支配的な弱軸方向である縦断方向の断面について，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

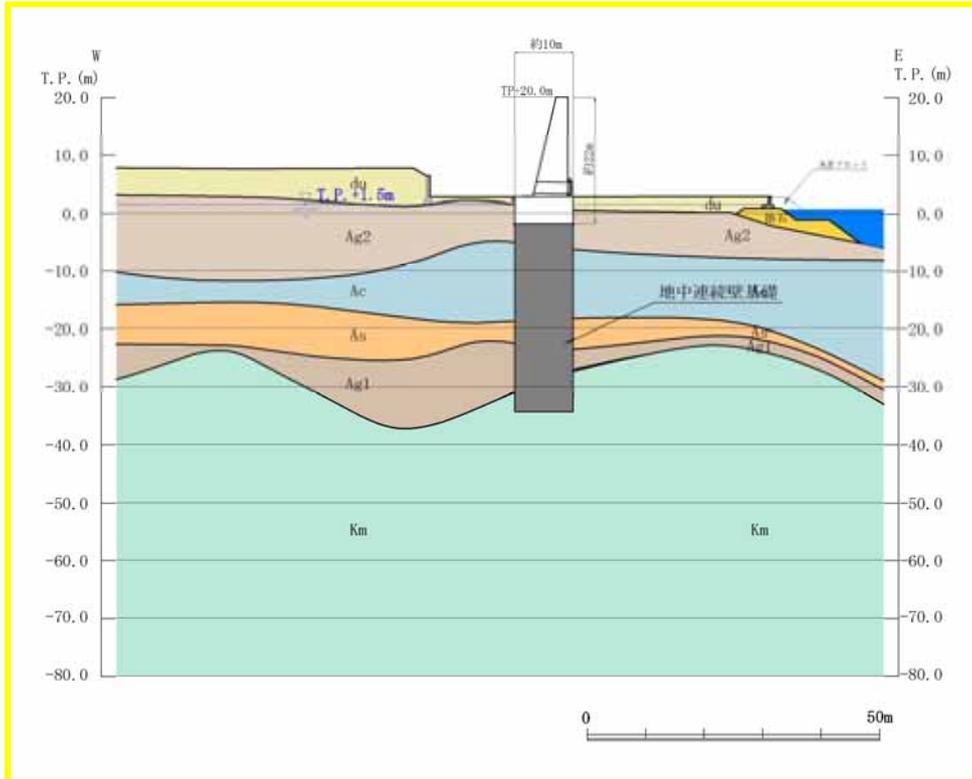
鉄筋コンクリート防潮壁の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



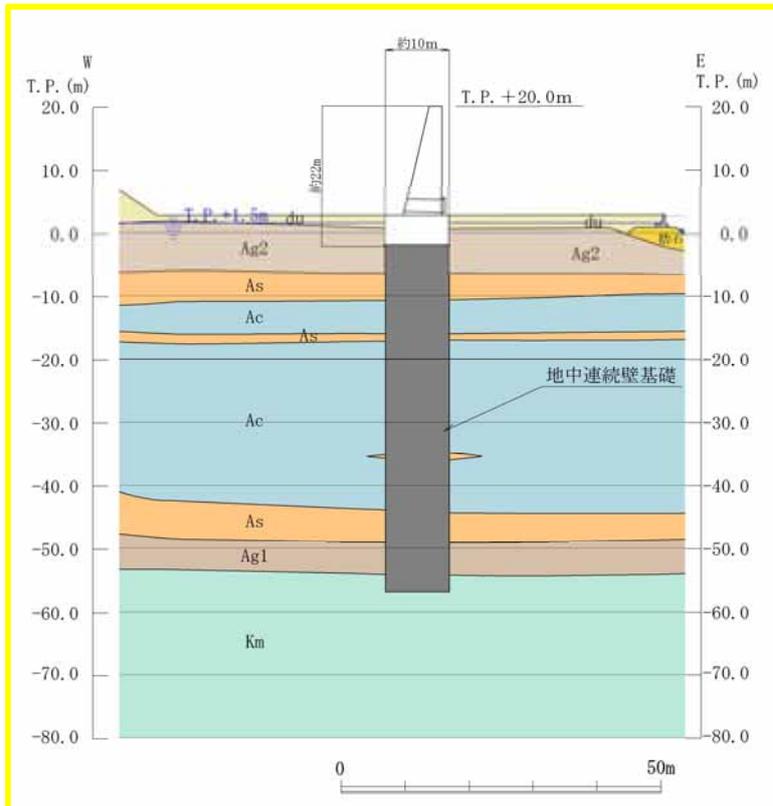
第 1.5 - 9 図 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



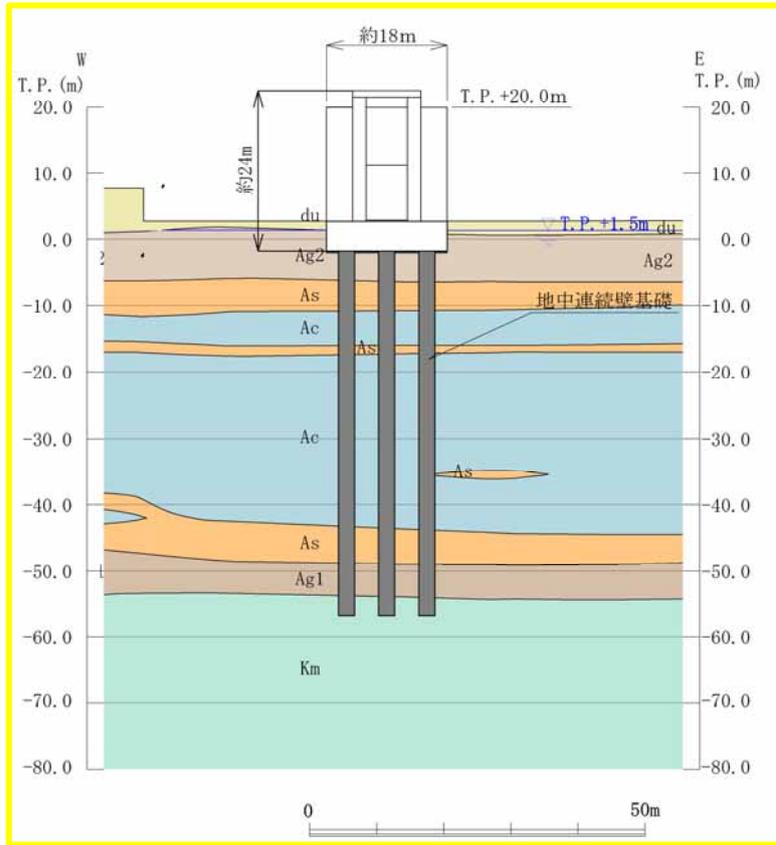
第 1.5 - 10 (1) 図 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(D - D 断面)



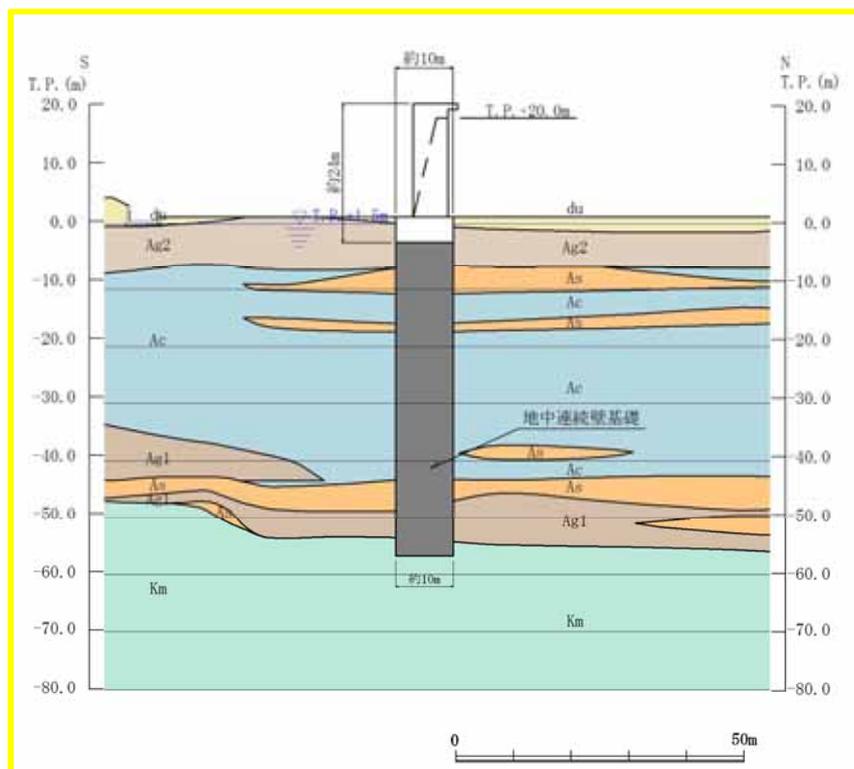
第 1.5 - 10 ( 2 ) 図 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(E - E 断面)



第 1.5 - 10 ( 3 ) 図 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(F - F 断面)



第 1.5 - 10 ( 4 ) 図 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(G - G 断面)



第 1.5 - 10 ( 5 ) 図 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(H - H 断面)

#### 1.5.4 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路横断部）

鉄筋コンクリート防潮壁のうち放水路横断部の平面図を第 1.5 - 11 図に，  
縦断面図を第 1.5 - 12 図に，横断面図を第 1.5 - 13 図に示す。

追而



第 1.5 - 11 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路横断部） 平面図



第 1.5 - 12 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路横断部）縦断面図

追而

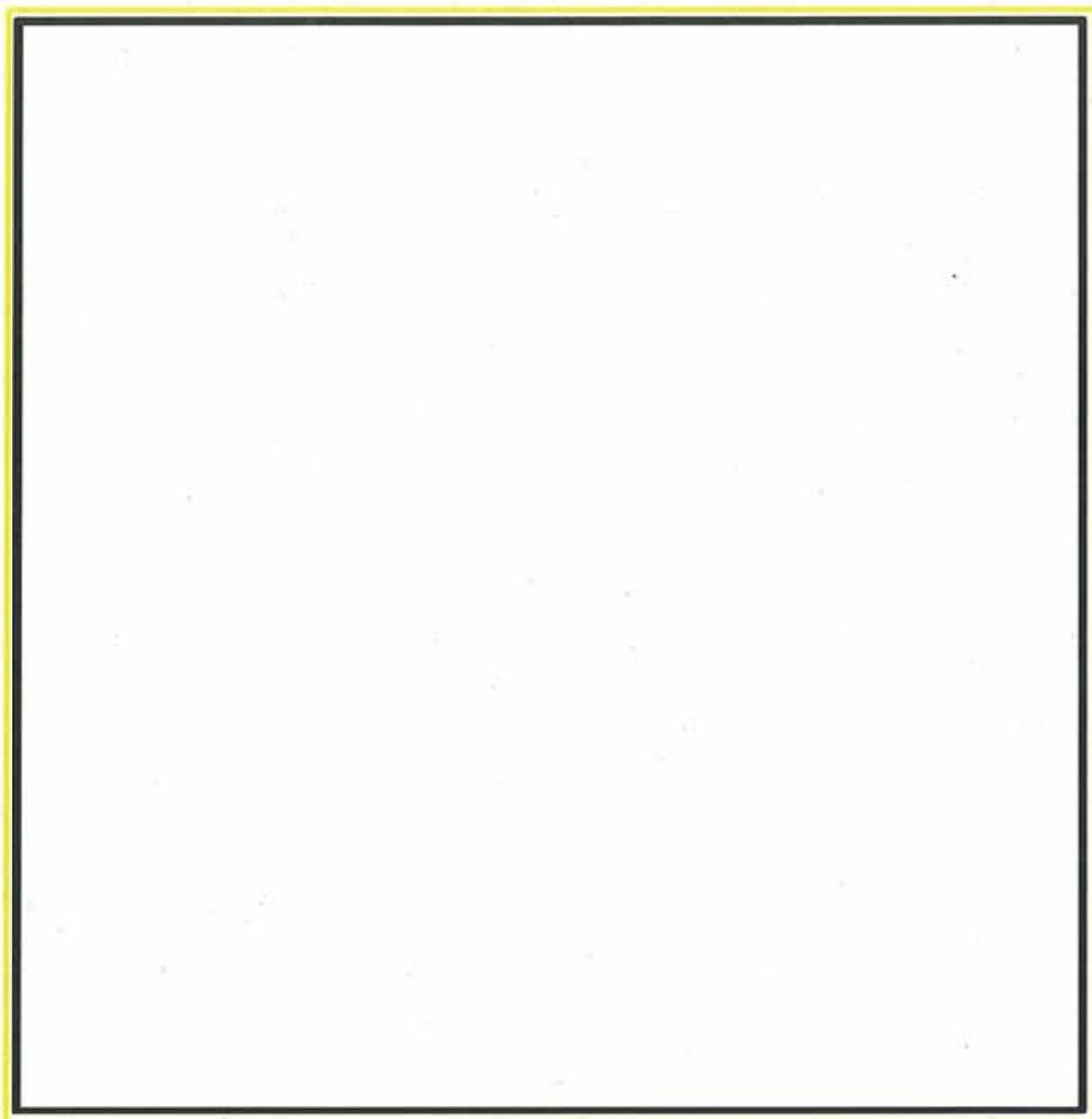
第 1.5 - 13 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路横断部） 横断面図

## 2. 重大事故等対処施設の土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方

### 2.1 方針

耐震重要重大事故防止設備又は重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設の間接支持構造物並びに重大事故時における海水の通水構造物の土木構造物の評価対象断面については、構造物の配置や荷重条件及び地盤条件を考慮し、耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

東海第二発電所での対象構造物は、常設代替高圧電源装置置場、常設代替高圧電源装置用カルバート、代替淡水貯槽、常設低圧代替注水系ポンプ室、常設低圧代替注水系配管カルバート、緊急用海水ポンプピット、格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート、緊急用海水取水管、S A用海水ピット、海水引込み管、S A用海水ピット取水塔、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎がある。各施設の平面配置図を第2.1 - 1 図に示す。



第 2.1-1 図 重大事故等対処施設の土木構造物 平面配置図

## 2.2 常設代替高圧電源装置置場の断面選定の考え方

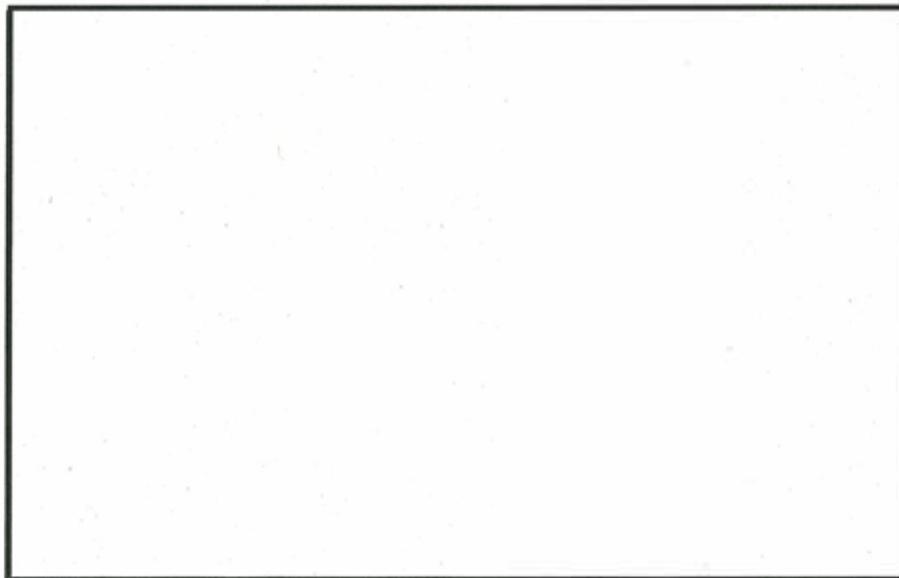
常設代替高圧電源装置置場の平面図を第 2.2-1 図に、断面図を第 2.2-2 図に示す。

常設代替高圧電源装置置場は、幅約 46m（南北方向）×約 56m（東西方向）、高さ約 47m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

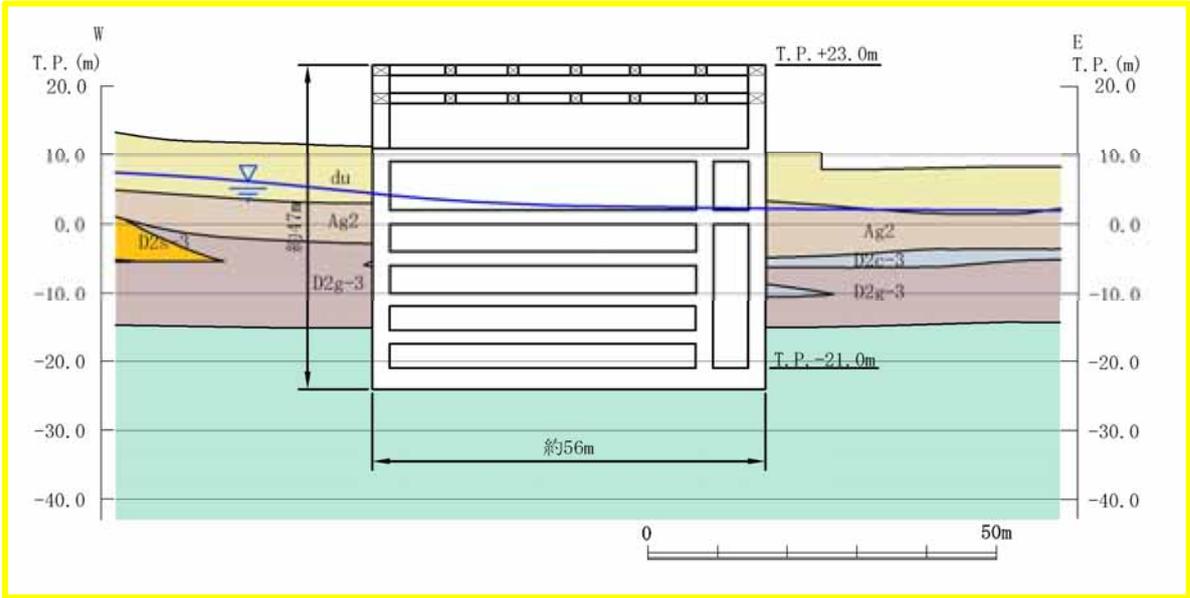
常設代替高圧電源装置置場の東西方向は加振と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことが出来るため、強軸方向となる。一方、南北方向は、設備の配置などから加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから弱軸方向となる。

耐震評価では、構造の安全性に支配的な弱軸方向である南北方向の断面を選定し、基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

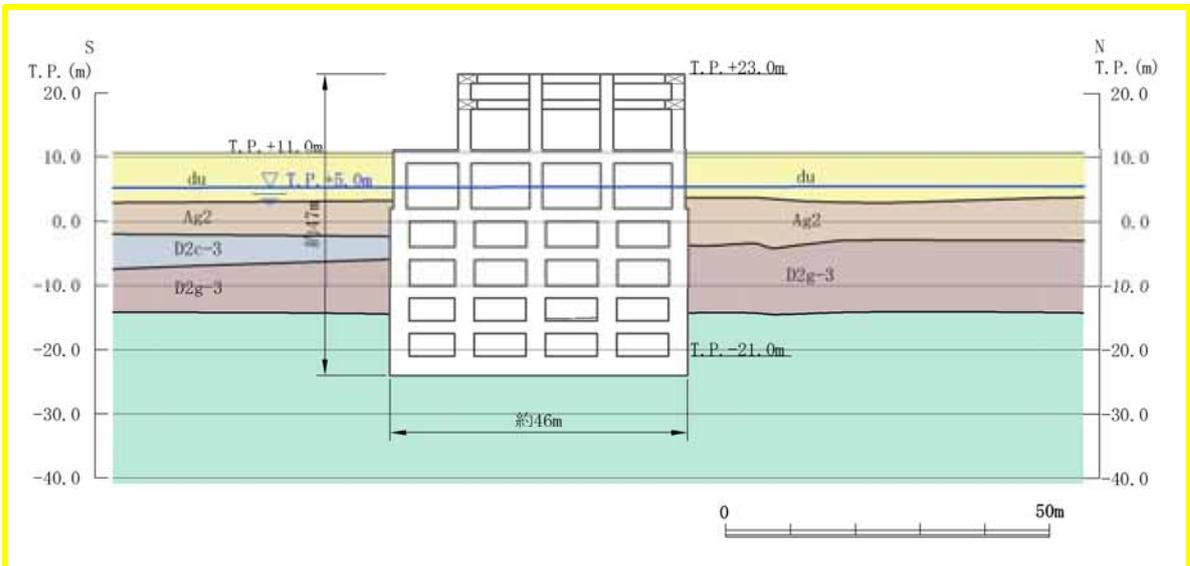
常設代替高圧電源装置置場の検討断面では、地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから、液状化の可能性を評価し、構造物の耐震評価を実施する。



第 2.2-1 図 常設代替高圧電源装置置場 平面図



第 2.2 - 2 ( 1 ) 図 常設代替高圧電源装置置場 断面図 ( 東西断面 )

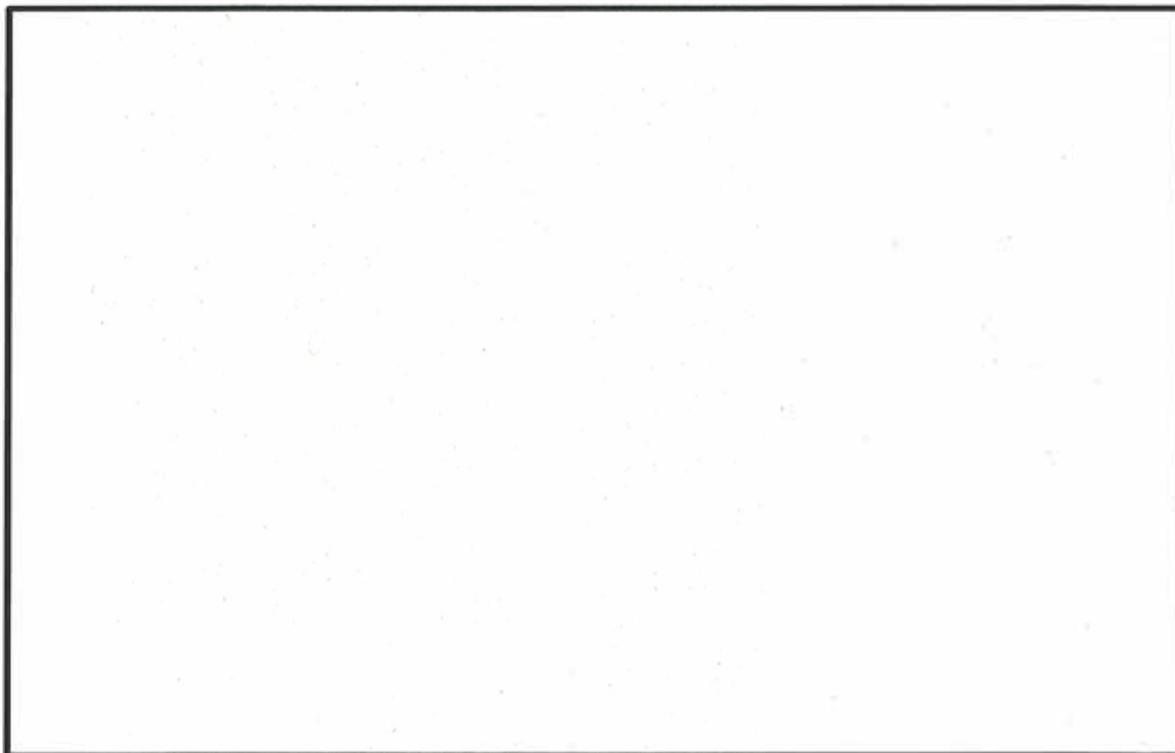


第 2.2 - 2 ( 2 ) 図 常設代替高圧電源装置置場 断面図 ( 南北断面 )

### 2.3 常設代替高圧電源装置用カルバートの断面選定の考え方

常設代替高圧電源装置用カルバートの平面図を第 2.3-1 図に示す。

常設代替高圧電源装置用カルバートは、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、トンネル部、立坑部及びカルバート部に区分される。以下にそれぞれの断面選定の考え方を示す。



第 2.3-1 図 常設代替高圧電源装置用カルバート 平面図

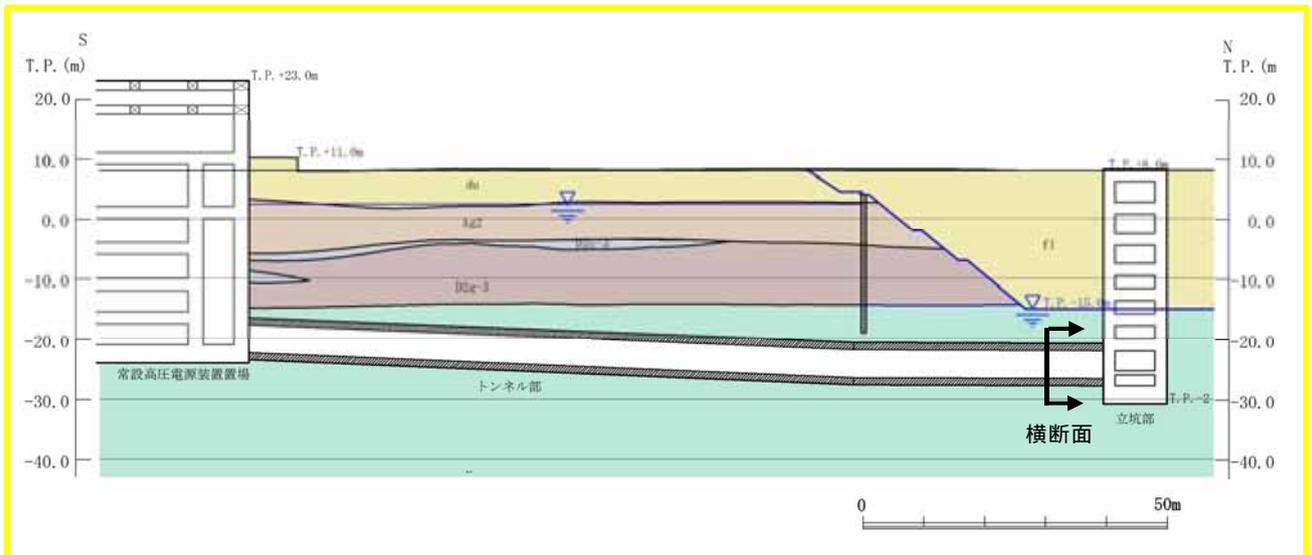
### 2.3.1 トンネル部

常設代替高圧電源装置用カルバートのうちトンネル部の縦断面図を第 2.3 - 2 図に、横断面図を第 2.3 - 3 図に示す。

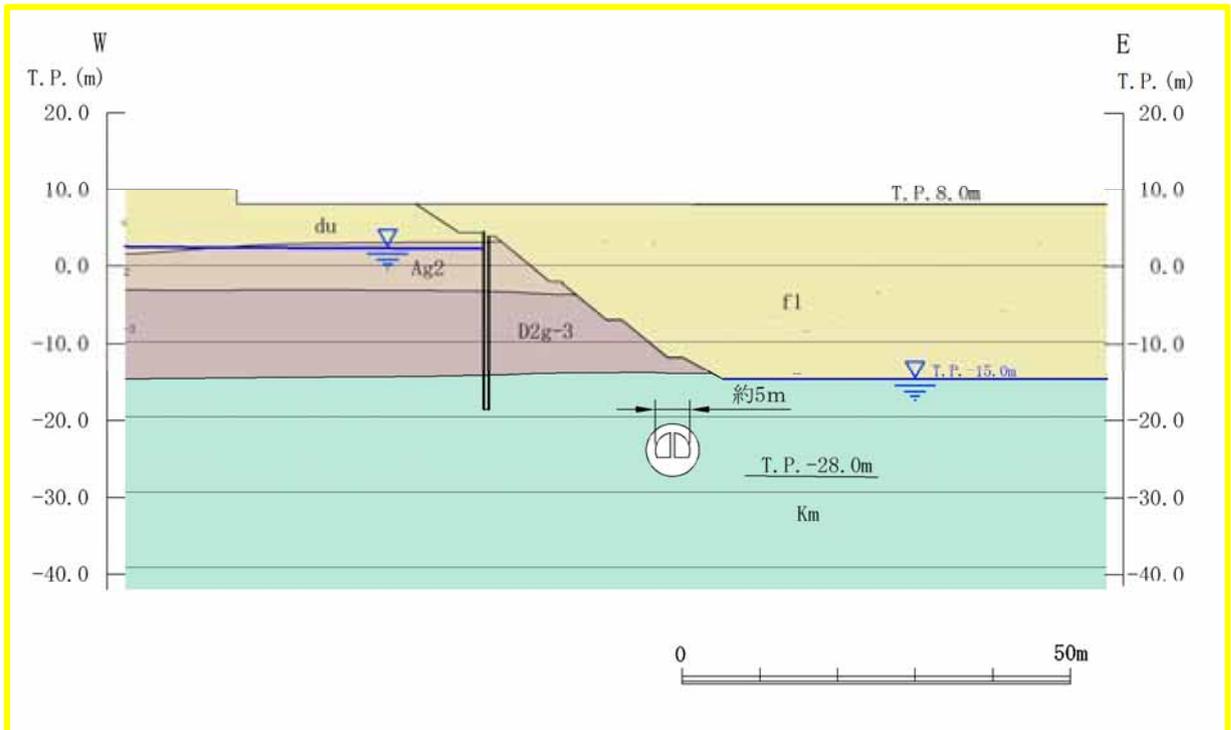
トンネル部は、延長約 150m、内径約 5m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、トンネルの軸方向（配管方向）に対して内空寸法が一様で、十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

トンネルの縦断方向（軸方向）は、加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸方向となる。一方、横断方向（軸方向に対し直交する方向）は、配管が一様に配置されるため、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

耐震評価では、構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向（配管方向と直交する断面）を評価対象の断面方向とし、上載荷重に着目し、土被りが最も大きくなる位置を選定し、基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 2.3 - 2 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）縦断面図



第 2.3 - 3 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）

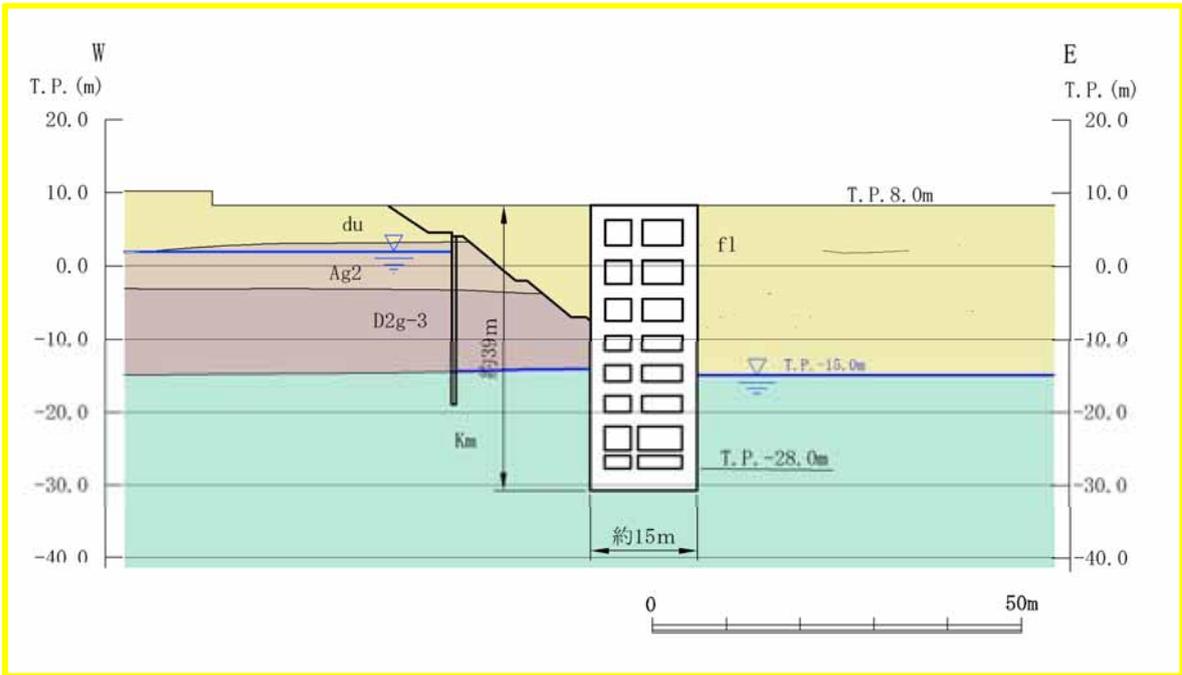
横断面図

### 2.3.2 立坑部

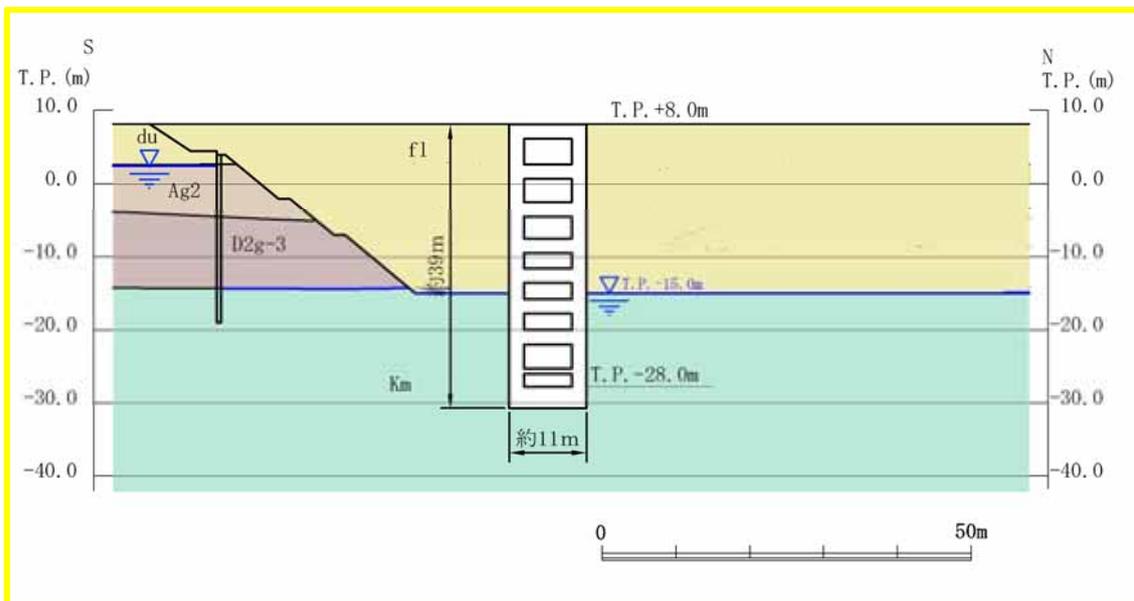
常設代替高圧電源装置用カルバートのうち立坑部の断面図を第 2.3 - 4 図に示す。

立坑部は、幅約 15m (東西方向) × 約 11m (南北方向)、高さ約 39m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

立坑部は、角筒形の鉄筋コンクリート構造物であり、互いに直交する荷重はそれぞれ異なる構造部材で受け持つ設計とすることから、耐震評価では、立坑部の南北方向及び東西方向の 2 断面を選定し、基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 2.3 - 4 ( 1 ) 図 常設代替高圧電源装置用カルバート ( 立坑部 ) 断面図  
( 東西断面 )



第 2.3 - 4 ( 2 ) 図 常設代替高圧電源装置用カルバート ( 立坑部 ) 断面図  
( 南北断面 )

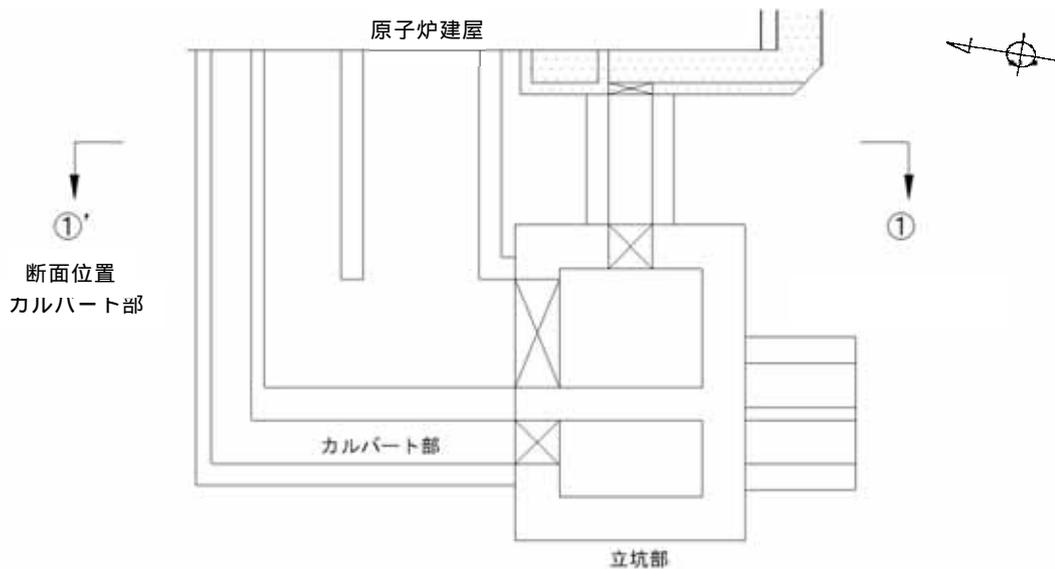
### 2.3.3 カルバート部

常設代替高圧電源装置用カルバートのうちカルバート部の平面図を第 2.3 - 5 図に，断面図を第 2.3 - 6 図に示す。

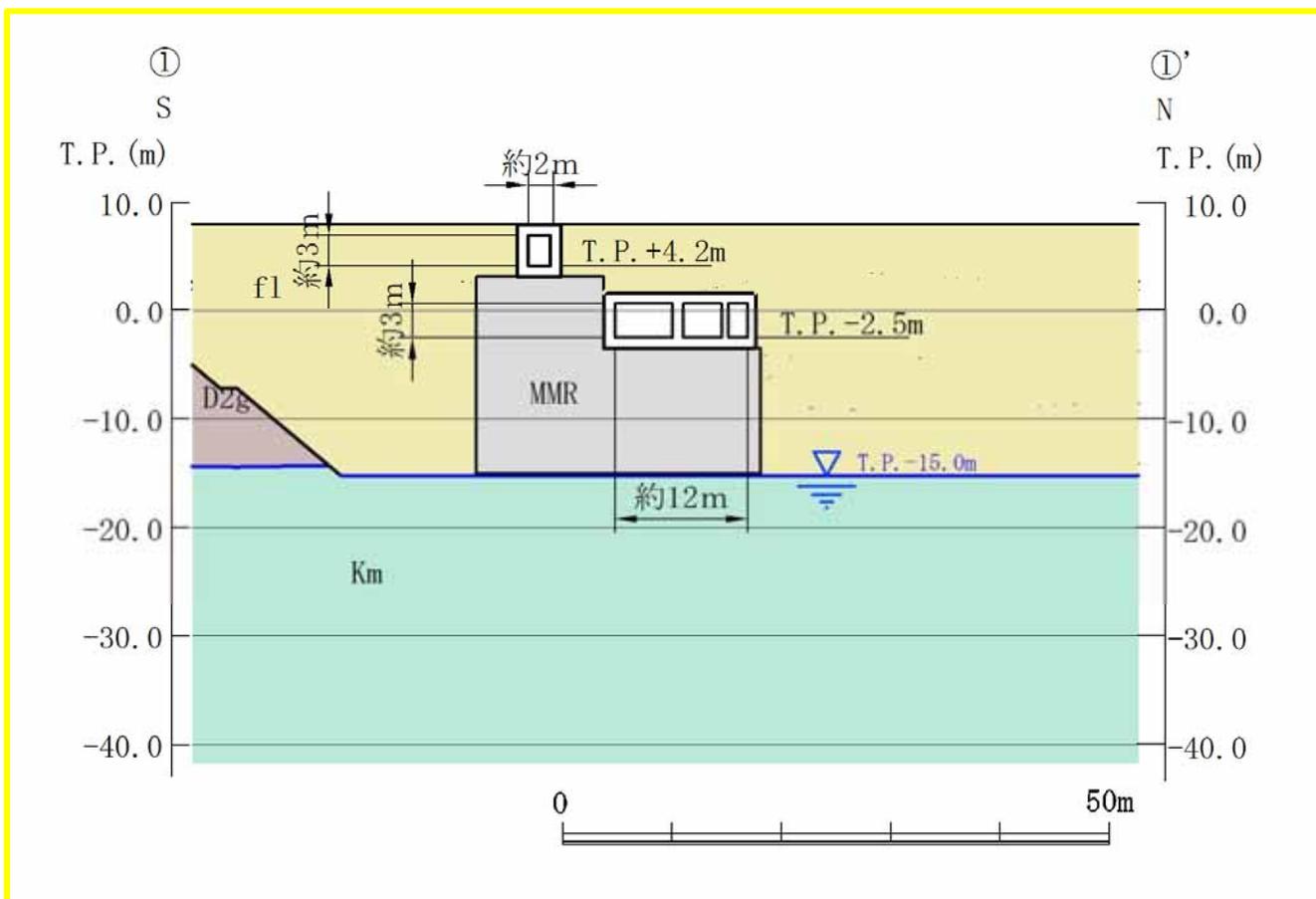
カルバート部は，延長約 29m，内空幅約 12m，内空高さ約 3m 及び延長約 6m，内空幅約 2m，内空高さ約 3m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，カルバートの軸方向（配管方向）に対して内空寸法がほぼ一様で，マンメイドロックを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

カルバートの縦断方向（軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対し直交する方向）は，配管が一様に配置されるため，加振方向と平行に配置される構造部材がないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面（配管方向と直交する断面）を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 2.3 - 5 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）平面図



第 2.3 - 6 図 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）

断面図（ - '断面）

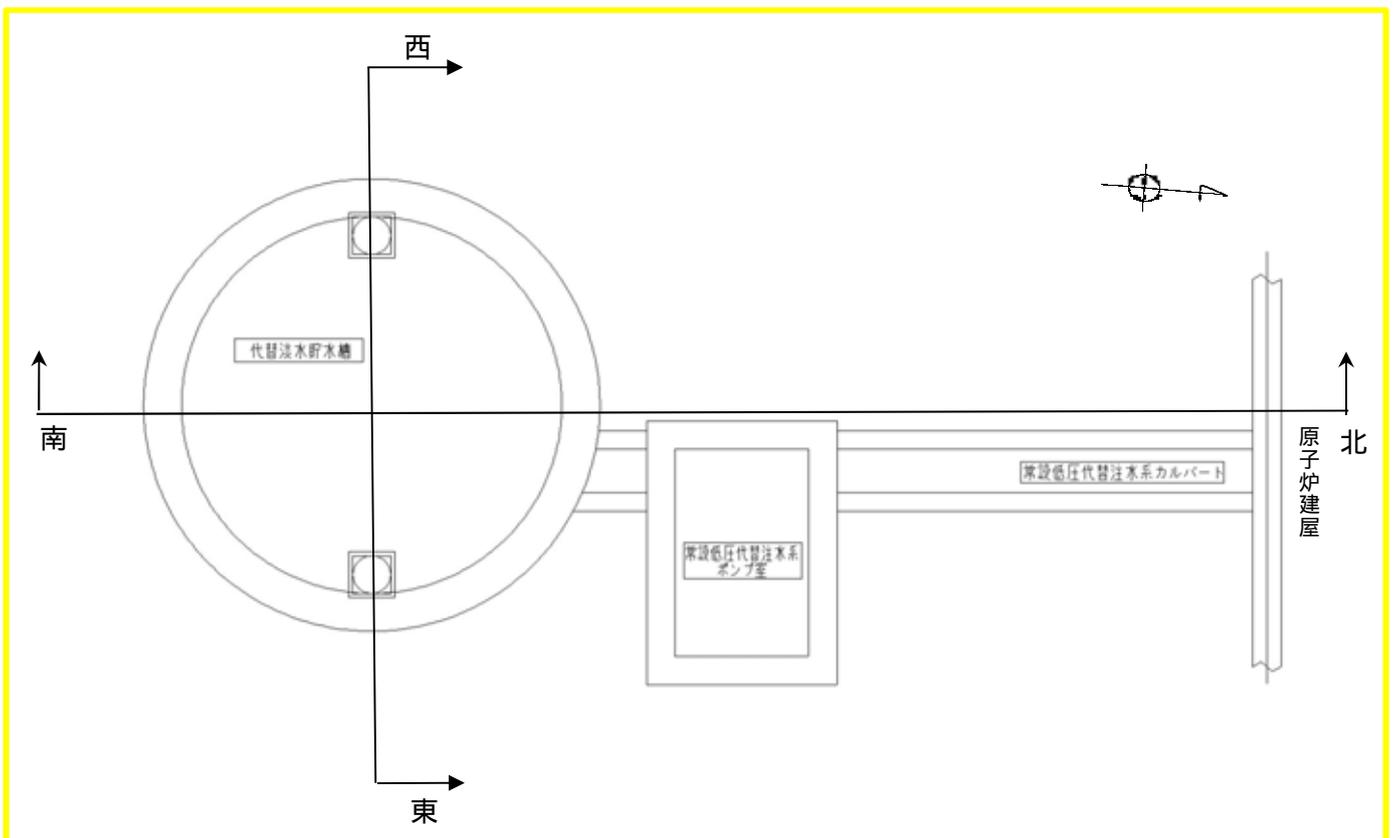
## 2.4 代替淡水貯槽の断面選定の考え方

代替淡水貯槽の平面図を第 2.4 - 1 図に，断面図を第 2.4 - 2 図に示す。

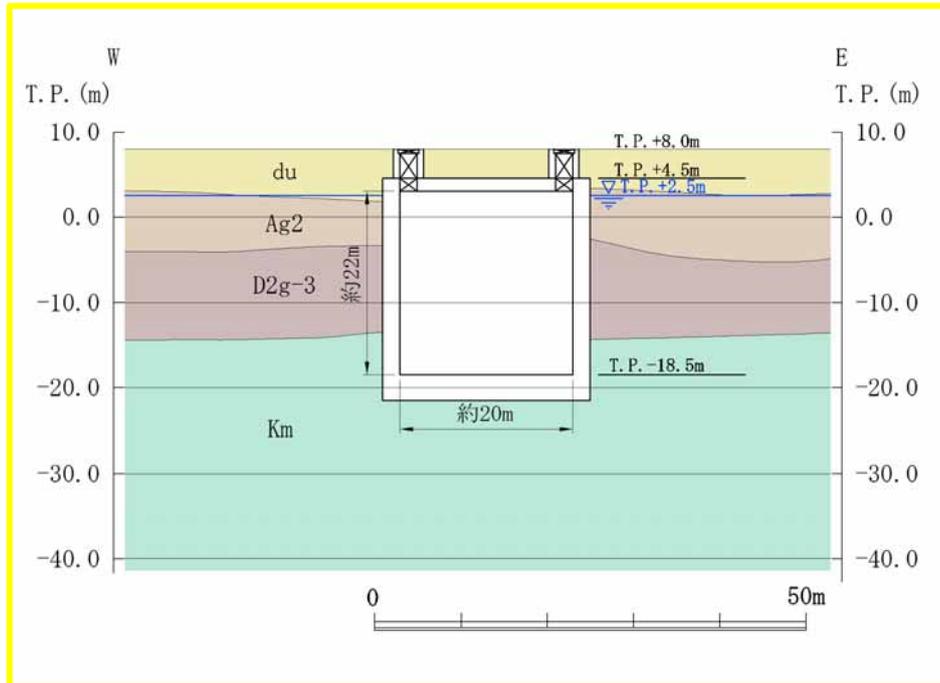
代替淡水貯槽は，内径約 20m，内空高さ約 22m の鉄筋コンクリート造の円筒形の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。

代替淡水貯槽は，円筒形の鉄筋コンクリート構造物であり，明確な弱軸方向がないことから，東西及び南北方向の 2 断面を選定し，両者から得られた地震力による断面力を組み合わせ，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

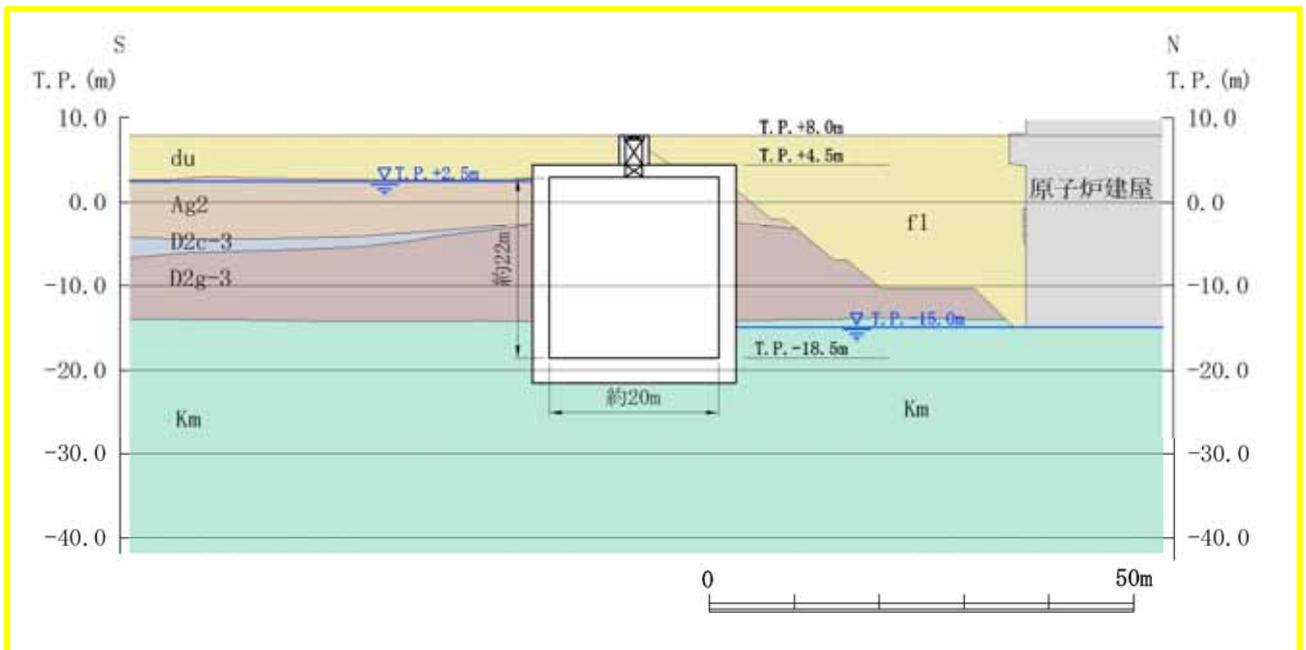
代替淡水貯槽の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



第 2.4 - 1 図 代替淡水貯槽 平面図



第 2.4 - 2 ( 1 ) 図 代替淡水貯槽 断面図 ( 東西断面 )



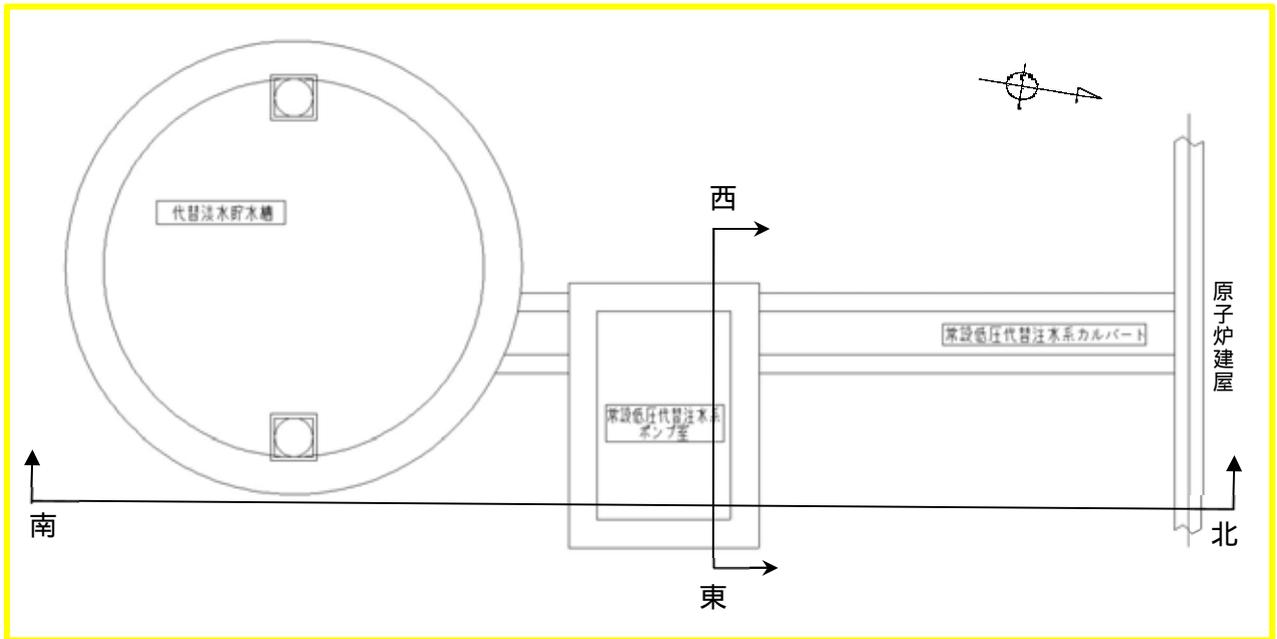
第 2.4 - 2 ( 2 ) 図 代替淡水貯槽 断面図 ( 南北断面 )

## 2.5 常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方

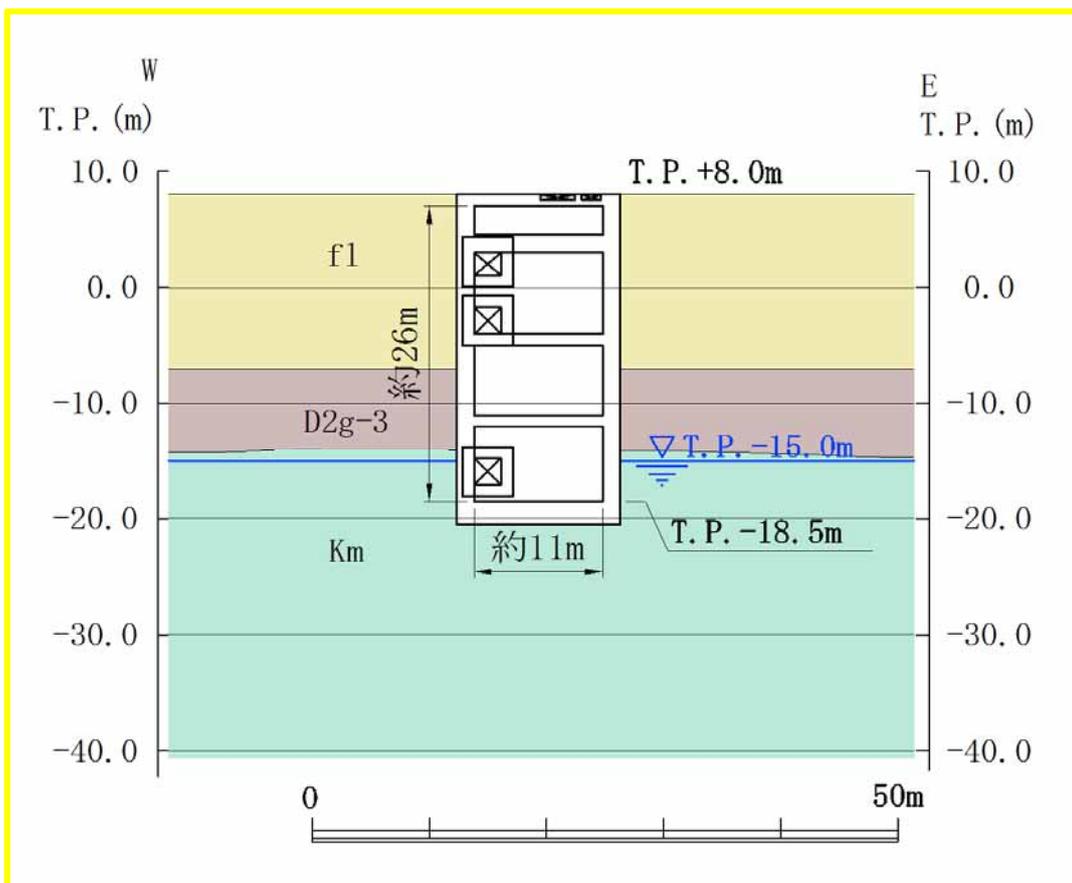
常設低圧代替注水系ポンプ室の平面図を第 2.5 - 1 図に，断面図を第 2.5 - 2 図に示す。

常設低圧代替注水ポンプ室は，内空幅約 11m（東西方向）×約 7m（南北方向），内空高さ約 26m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。また，代替淡水貯槽と接続する配管を支持する内空幅約 2m，内空高さ約 2m の張出し部を 2 箇所有する。

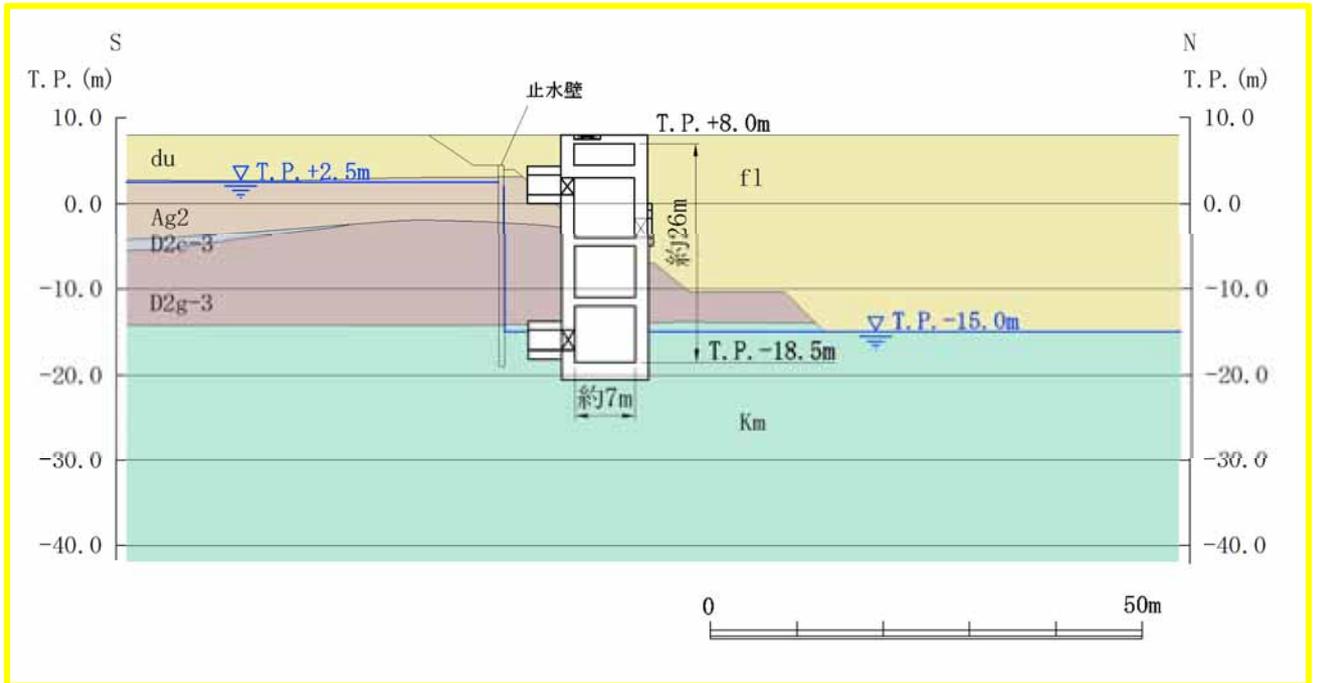
常設低圧代替注水系ポンプ室は，角筒形の鉄筋コンクリート構造物であり，互いに直交する荷重はそれぞれ異なる構造部材で受け持つ設計とすることから，耐震評価では，常設低圧代替注水系ポンプ室の東西方向及び南北方向の 2 断面を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。また，南北断面においては，東西方向の幅で張出し部を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮する。



第 2.5 - 1 図 常設低圧代替注水系ポンプ室 平面図



第 2.5 - 2 (1) 図 常設低圧代替注水系ポンプ室 断面図 (東西断面)



第 2.5 - 2 ( 2 ) 図 常設低圧代替注水系ポンプ室 断面図 ( 南北断面 )

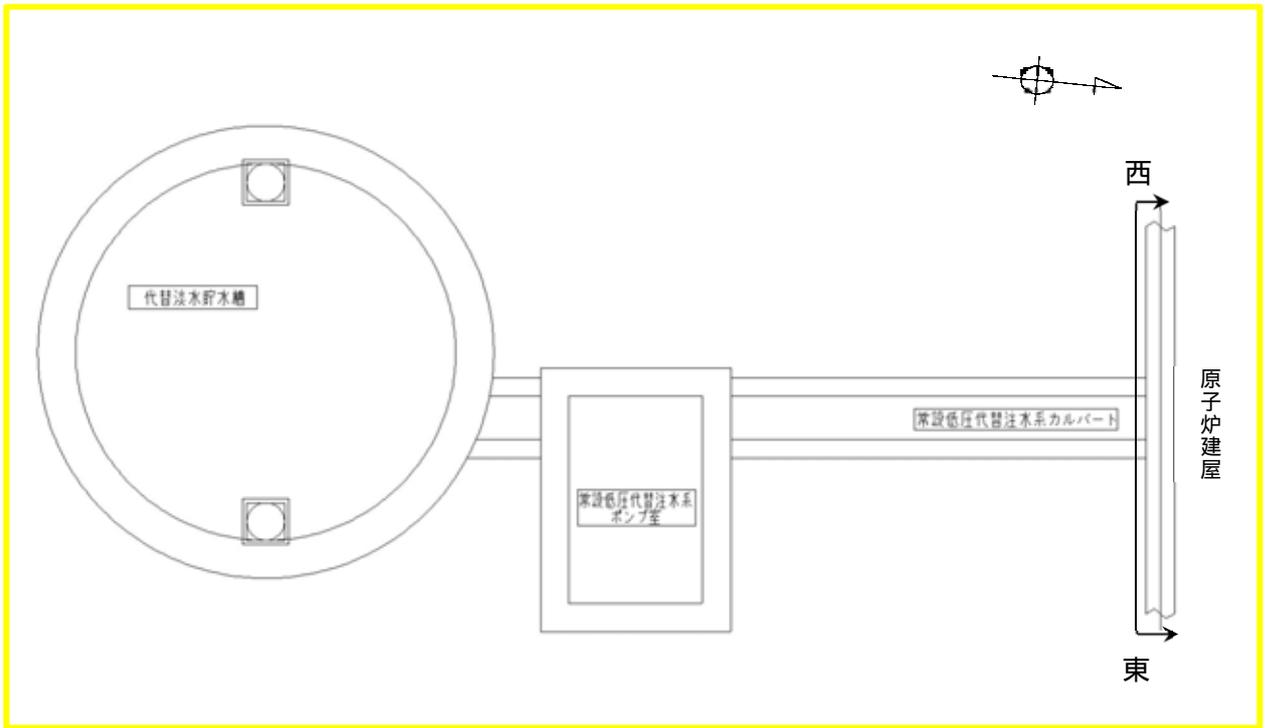
## 2.6 常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方

常設低圧代替注水系配管カルバートの平面図を第 2.6 - 1 図に，断面図を第 2.6 - 2 図に示す。

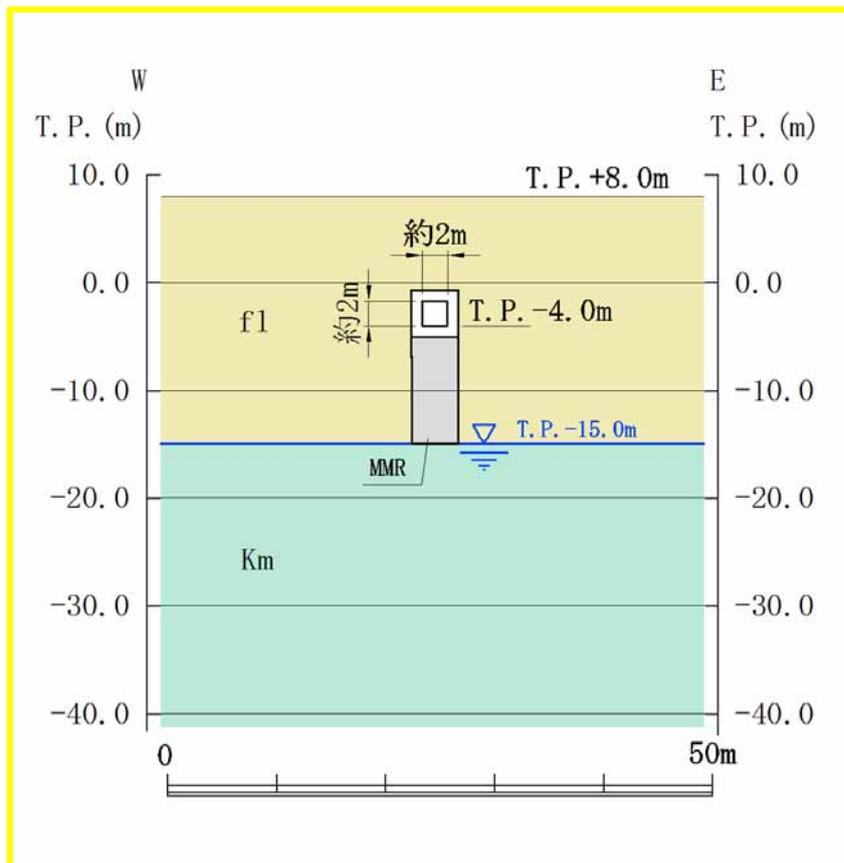
常設低圧代替注水系配管カルバートは，延長約 22m，内空幅約 2m，内空高さ約 2m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，軸方向（配管方向）に対して内空寸法が一様で，マンメイドロックを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

常設低圧代替注水系配管カルバートの縦断方向（軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対し直交する方向）は，配管が配置されるため，加振方向と平行に配置される構造部材がないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面（配管方向と直交する断面）を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 2.6 - 1 図 常設低圧代替注水系配管カルバート 平面図



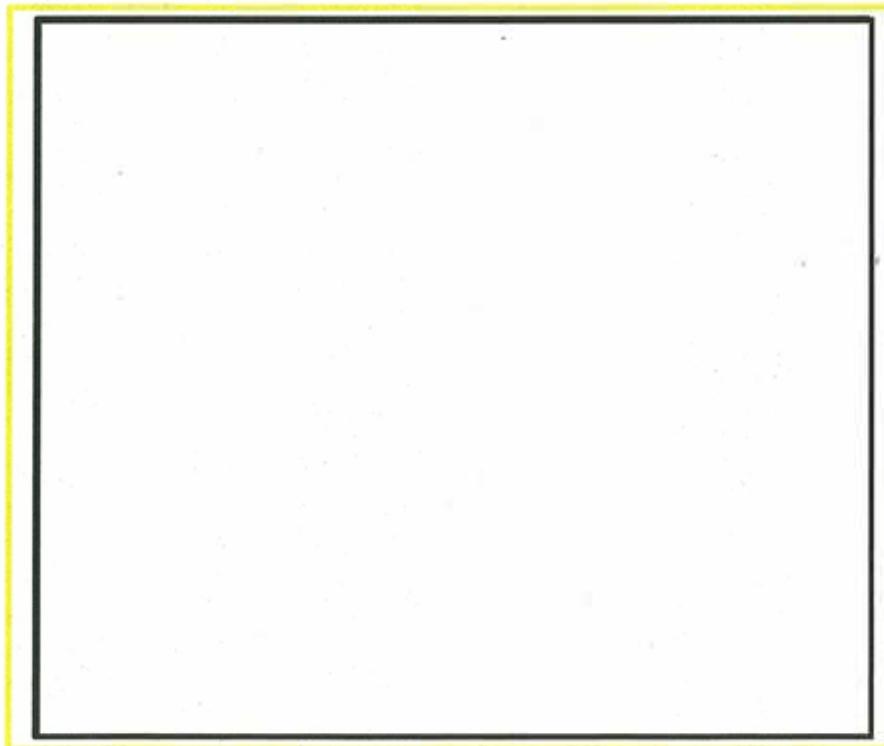
第 2.6 - 2 図 常設低圧代替注水系配管カルバート 断面図（東西断面）

## 2.7 緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方

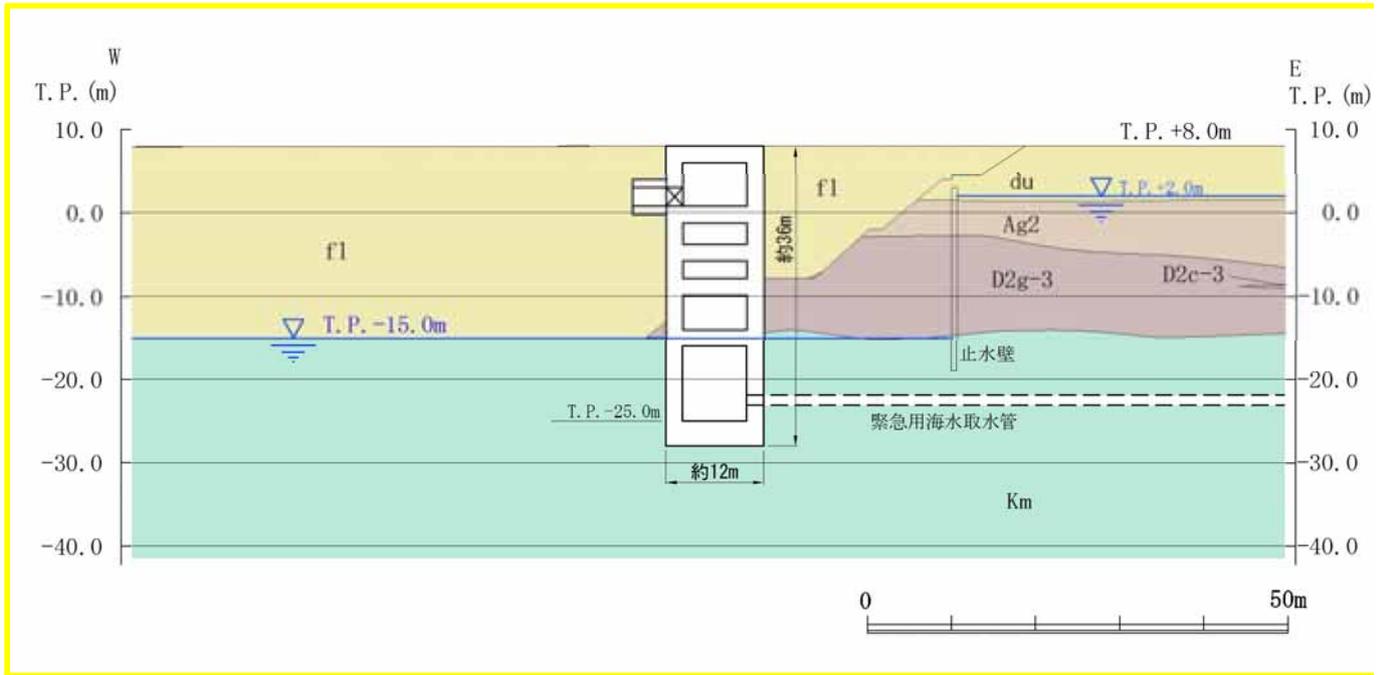
緊急用海水ポンプピットの平面図を第 2.7-1 図に、断面図を第 2.7-2 図に示す。

緊急用海水ポンプピットは、幅約 12m（東西方向）×約 12m（南北方向）、高さ約 36m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。また、原子炉建屋内へ接続する配管を間接支持する内空幅約 3m、内空高さ約 2m の張出し部を有する。

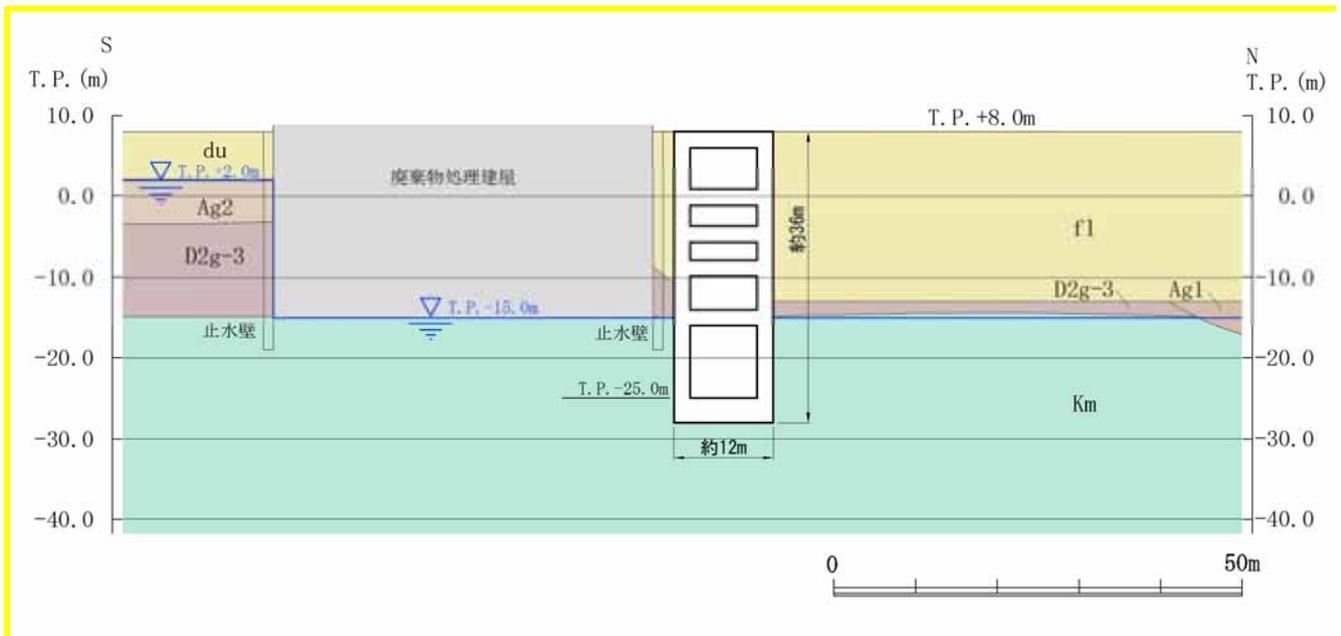
緊急用海水ポンプピットは、角筒形の鉄筋コンクリート構造物であり、互いに直交する荷重はそれぞれ異なる構造部材で受け持つ設計することから、耐震評価では、緊急用海水ポンプピットの東西方向及び南北方向の 2 断面を選定し、基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。また、東西断面においては、南北方向の幅で張出し部を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮する。



第 2.7-1 図 緊急用海水ポンプピット 平面図



第 2.7 - 2 ( 1 ) 図 緊急用海水ポンプピット 断面図 ( 東西断面 )



第 2.7 - 2 ( 2 ) 図 緊急用海水ポンプピット 断面図 ( 南北断面 )

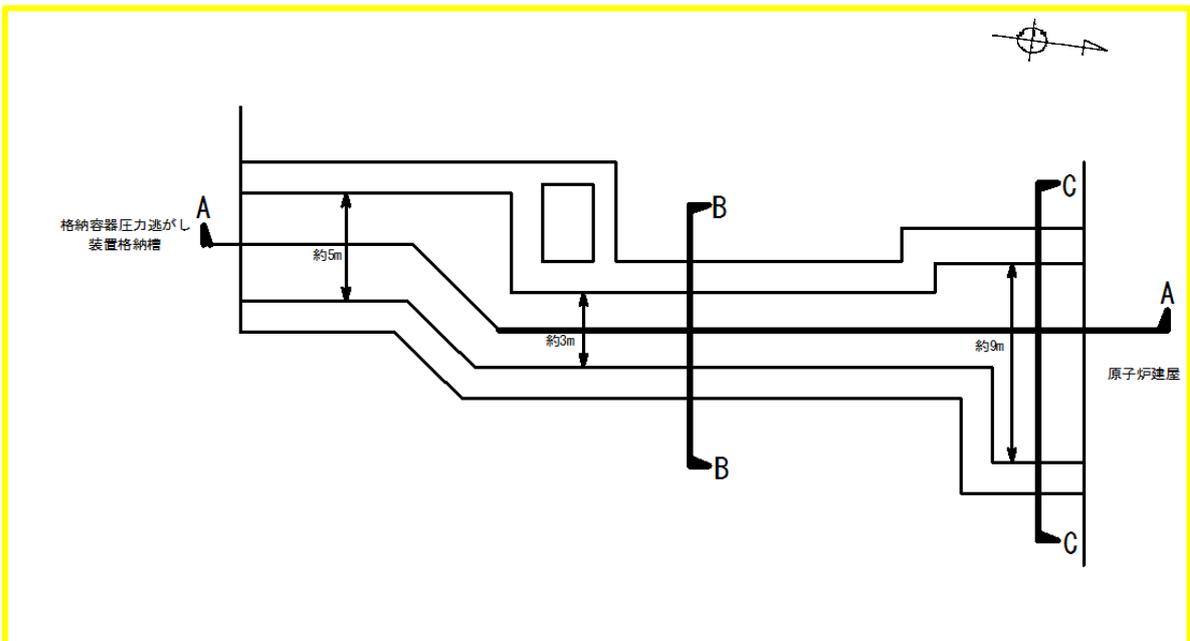
## 2.8 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面選定の考え方

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの平面図を第 2.8 - 1 図に，縦断面図を第 2.8 - 2 図に，横断面図を第 2.8 - 3 図に示す。

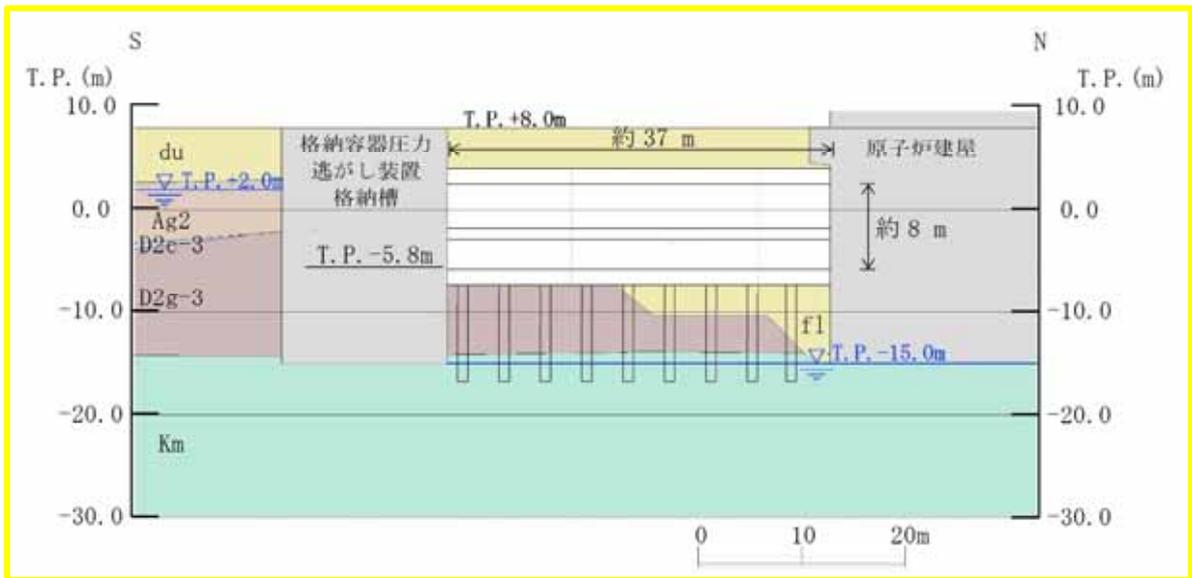
格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，延長約 37m，内空幅約 3m（一部約 5m 及び約 9m），内空高さ約 8m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの縦断方向（軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（軸方向に対し直交する方向）は，配管が一様に配置されるため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向の断面（配管方向と直交する断面）を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

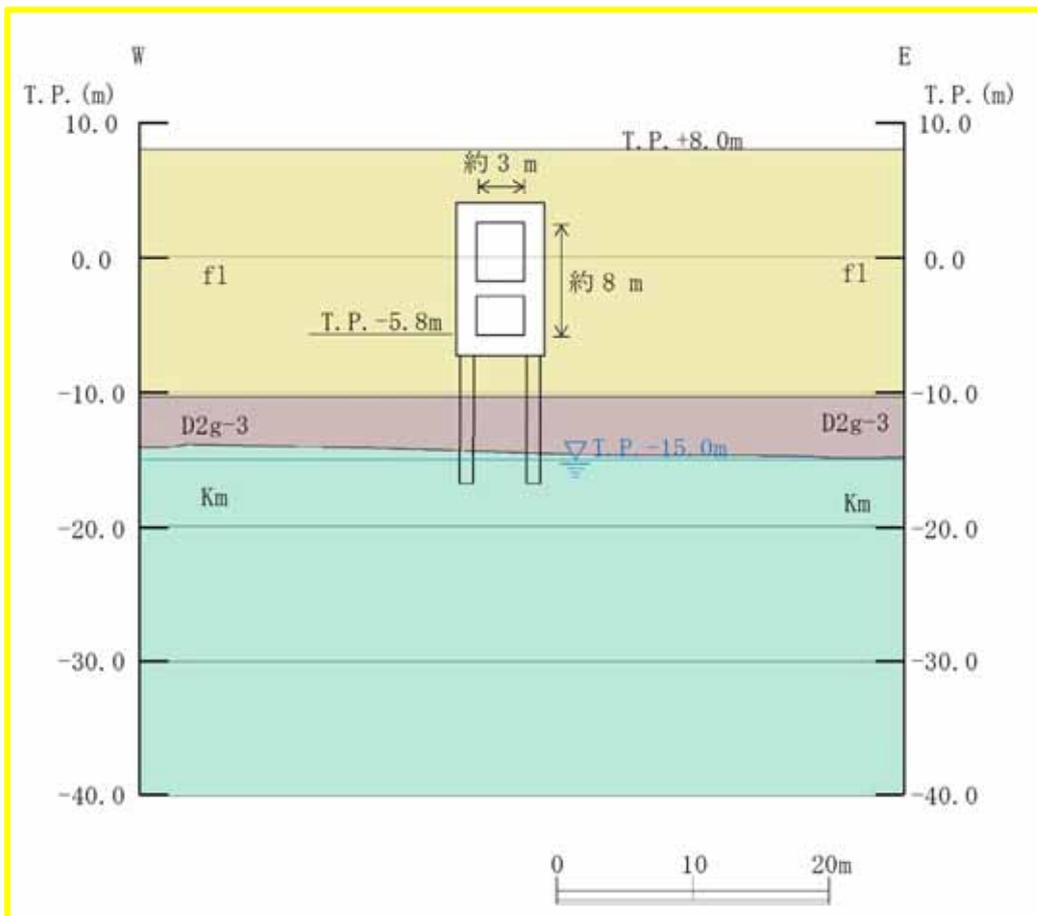


第 2.8 - 1 図 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート 平面図



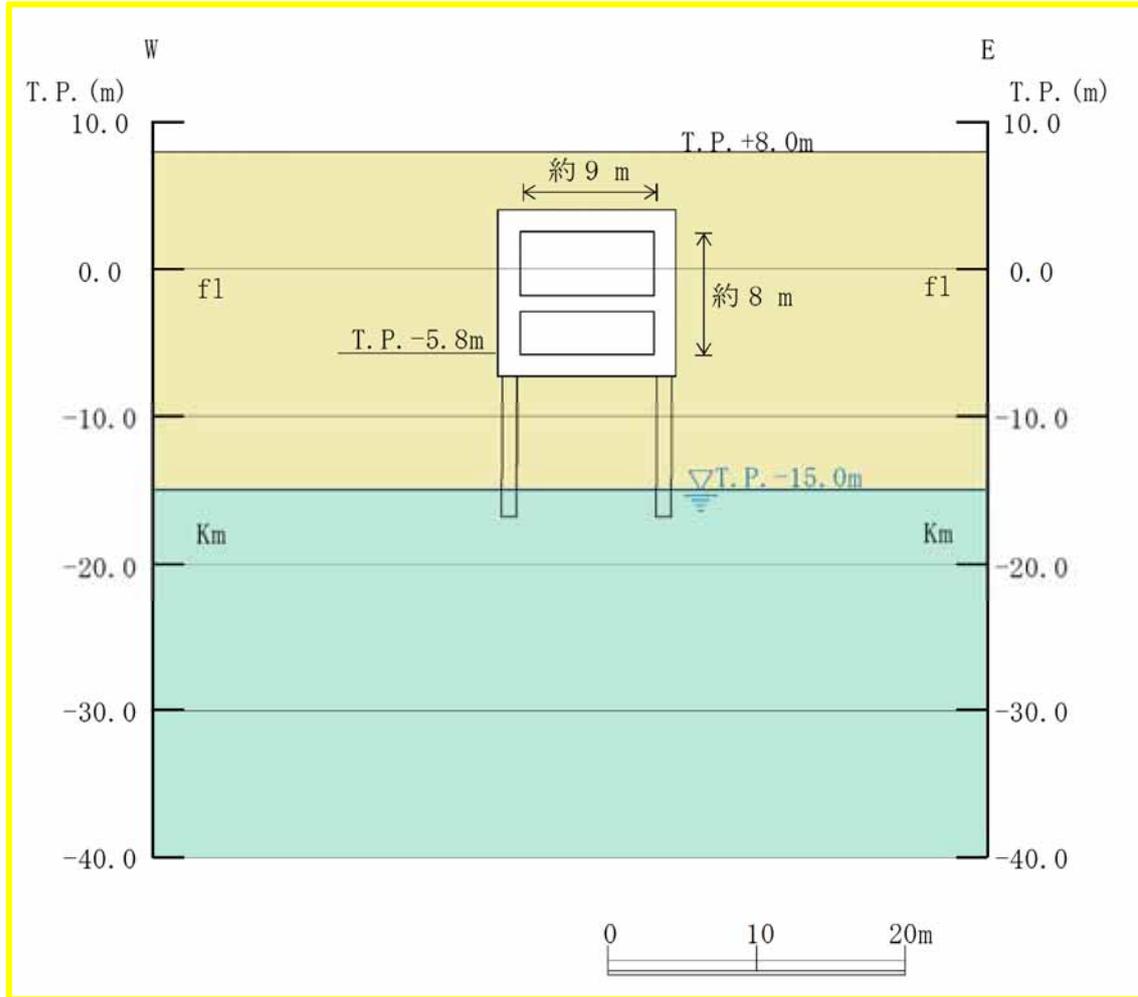
第 2.8 - 2 図 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート 縦断面図

( A - A 断面 )



第 2.8 - 3 ( 1 ) 図 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート 断面図

( B - B 断面 )



第 2.8 - 3 ( 2 ) 図 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート 断面図

( C - C 断面 )

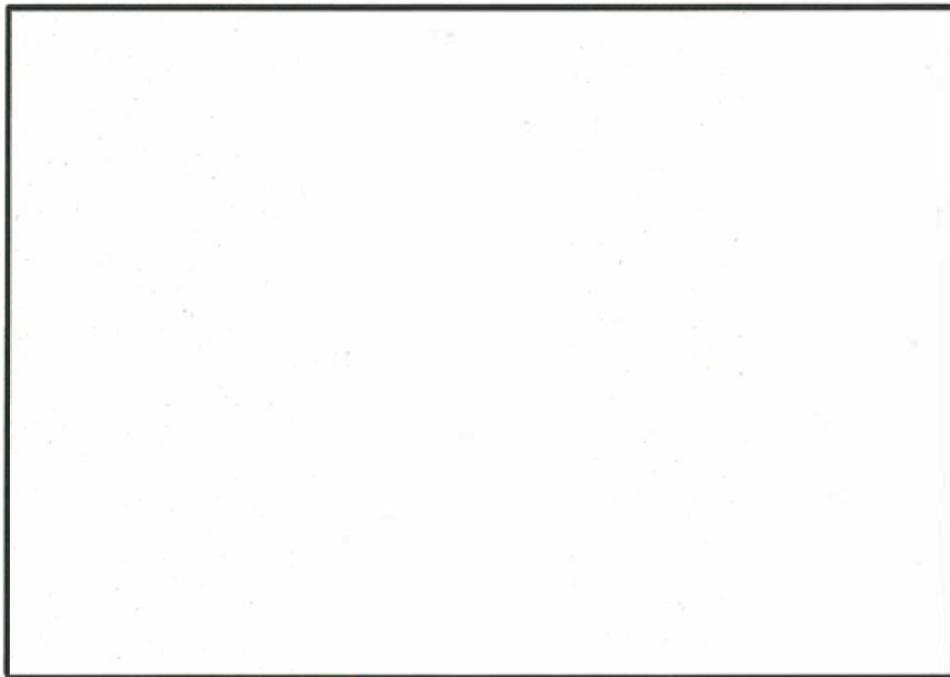
## 2.9 緊急用海水取水管の断面選定の考え方

緊急用海水取水管の平面図を第 2.9-1 図に、縦断面図を第 2.9-2 図に、横断面図を第 2.9-3 図に示す。

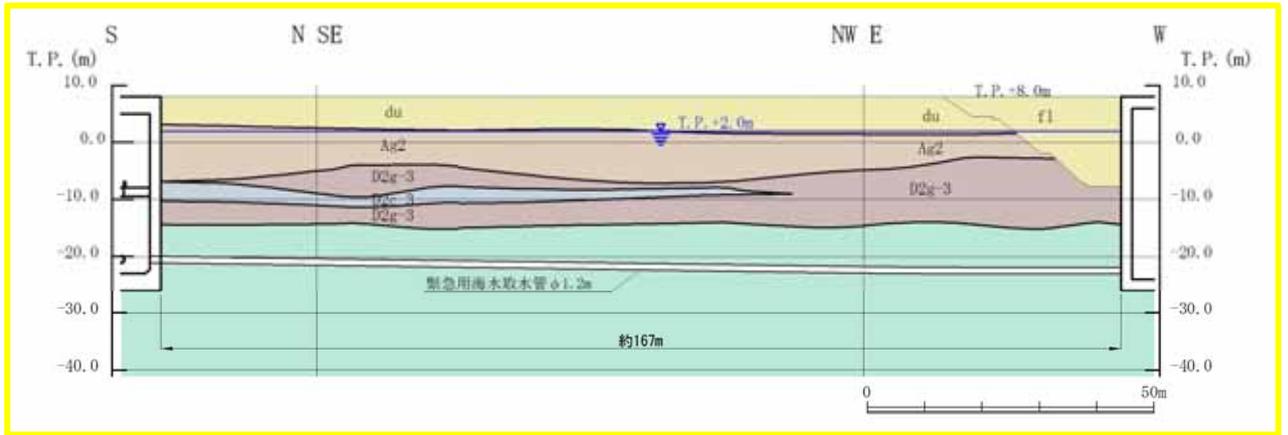
緊急用海水取水管は、SA 用海水ピットと緊急用海水ポンプピットを接続する延長約 167m で内径 1.2m の鋼管の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

緊急用海水取水管は可撓管の設置スパンが長い線状構造物であるため、管路全ての範囲を評価対象とする。また、カルバート構造物と同様に管軸方向に対して一様の断面形状を示すことから、横断方向（管周方向）が弱軸方向と判断されるが、一般的な地中埋設管路の設計では管軸方向を弱軸として設計されることを考慮し、管軸方向の発生応力を考慮した評価を行う。

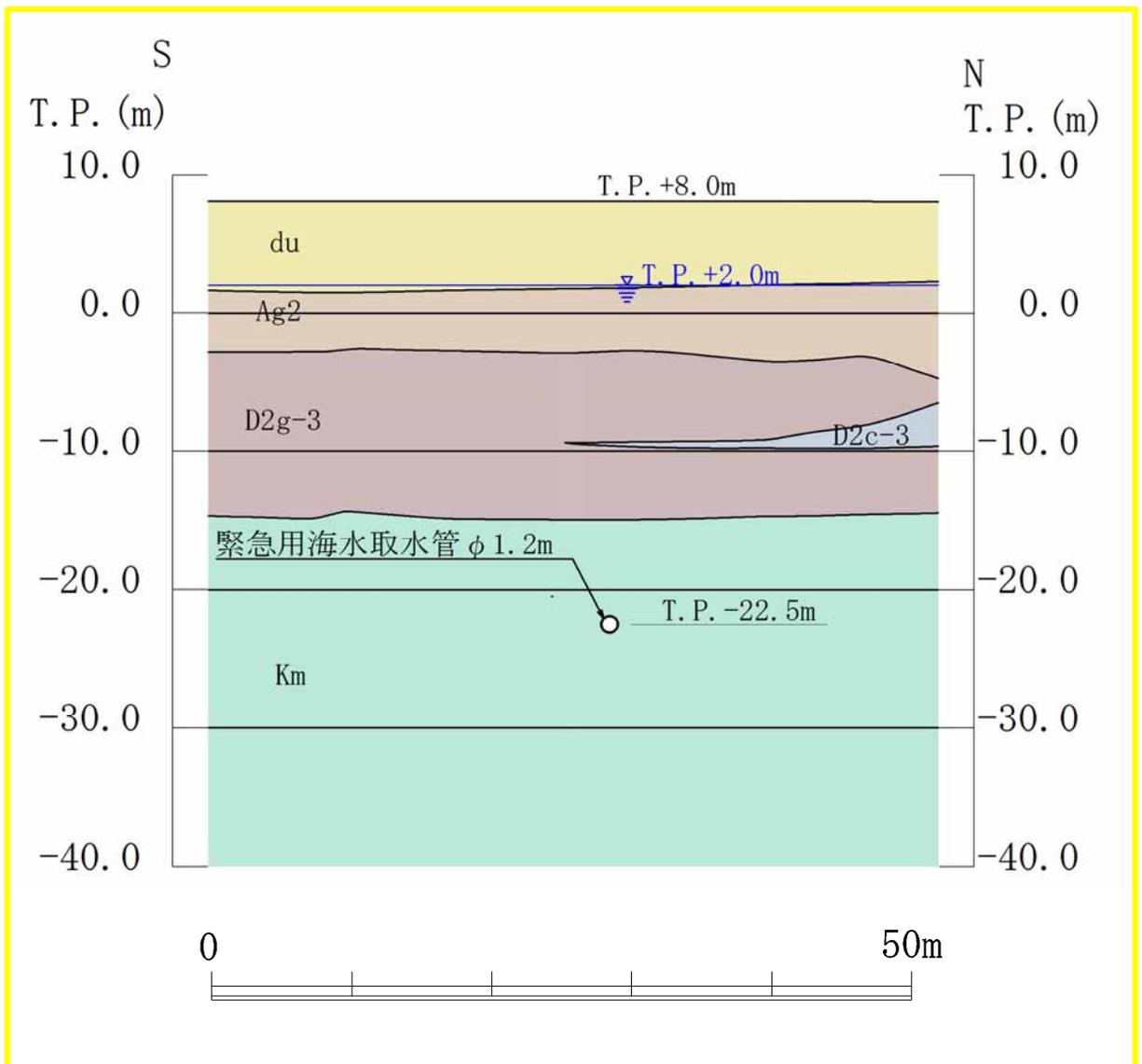
耐震評価では、上載荷重に着目し、土被りが最も大きくなる A-A 断面を選定し、基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 2.9-1 図 緊急用海水取水管 平面図



第 2.9 - 2 図 緊急用海水取水管 縦断面図



第 2.9 - 3 図 緊急用海水取水管 横断面図 ( A - A 断面 )

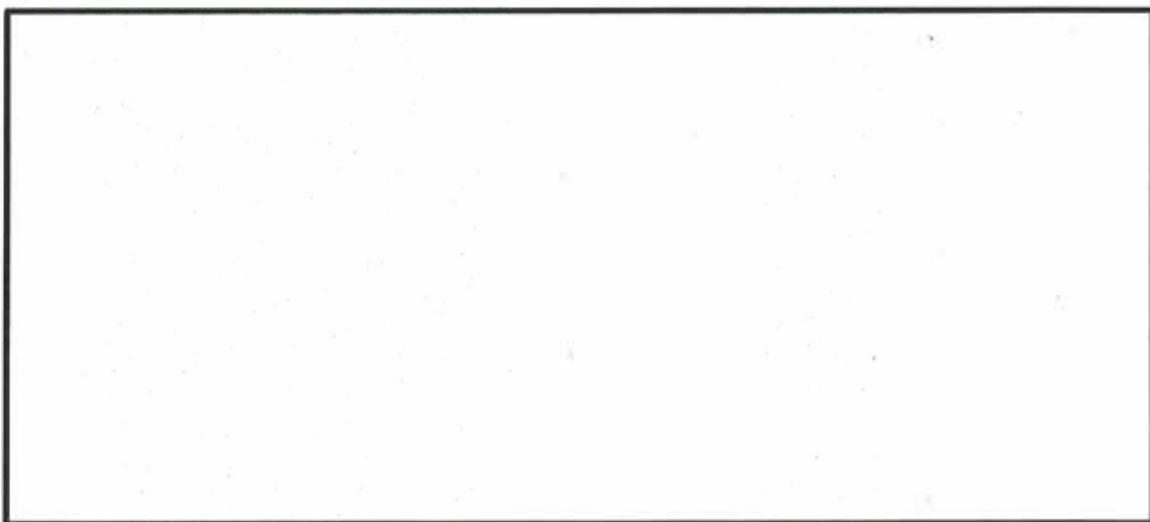
## 2.10 SA用海水ピットの断面選定の考え方

SA用海水ピットの平面図を第2.10-1図に、断面図を第2.10-2図に示す。

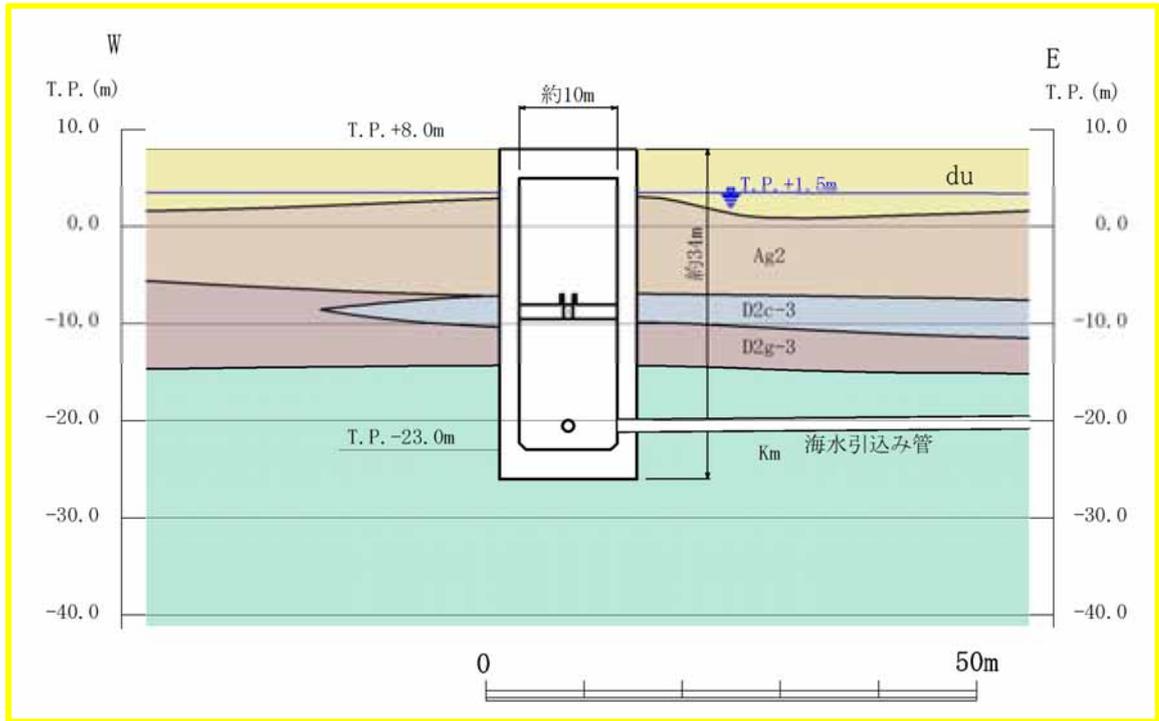
SA用海水ピットは、内径約10m、高さ約34mの円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。また、SA用海水ピットは、十分な支持性能を有する地盤内で海水引込み管及び緊急用海水取水管が接続する構造で、双方の管路はSA用海水ピットへ直交して接続される。

SA用海水ピットは、円筒形の鉄筋コンクリート構造物であり、明確な弱軸方向がないことから、SA用海水ピットに接続する海水引込み管及び緊急用海水取水管に着目し、直交する両管路の縦断方向の2断面を選定し、両者から得られた地震力による断面力を組み合わせ、基準地震動 $S_s$ による耐震評価を実施する。

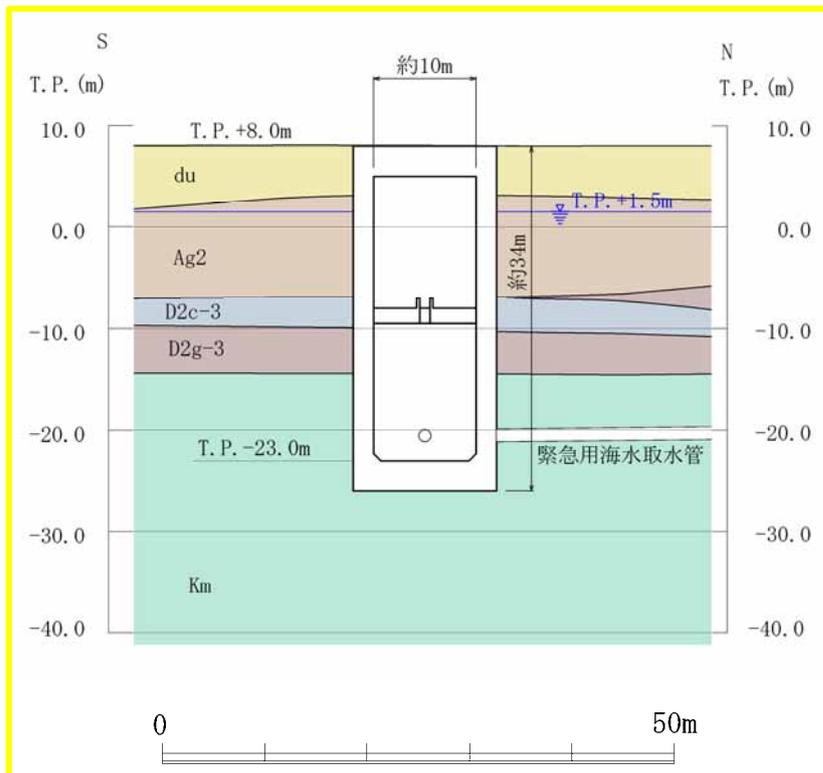
SA用海水ピットの検討断面では、地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから、有効応力解析により液状化の可能性を評価し、構造物の耐震評価を実施する。



第2.10-1図 SA用海水ピット 平面図



第 2.10 - 2 ( 1 ) 図 SA用海水ピット 断面図 ( - 断面 )



第 2.10 - 2 ( 2 ) 図 SA用海水ピット 断面図 ( - 断面 )

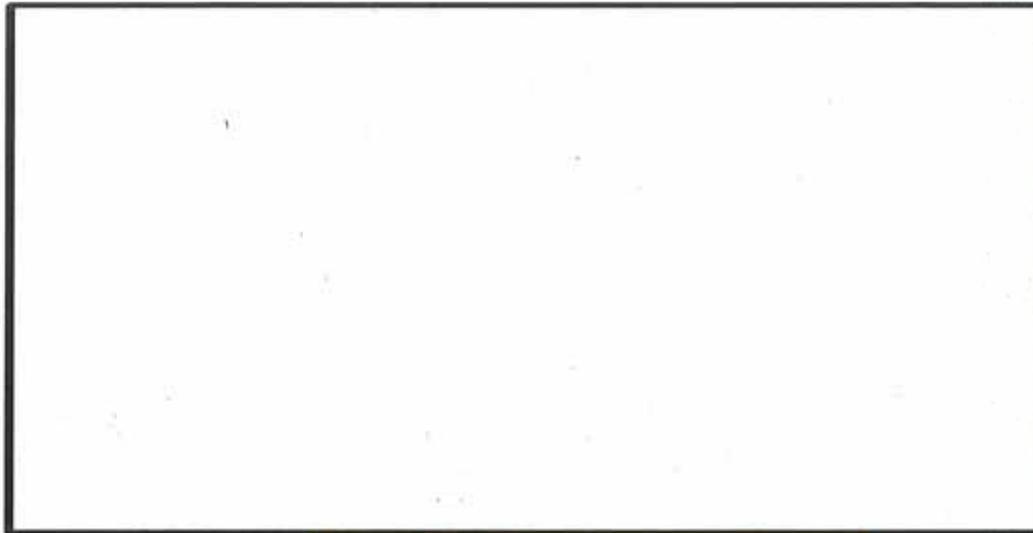
## 2.11 海水引込み管の断面選定の考え方

海水引込み管の平面図を第 2.11 - 1 図に，縦断面図を第 2.11 - 2 図に，横断面図を第 2.11 - 3 図に示す。

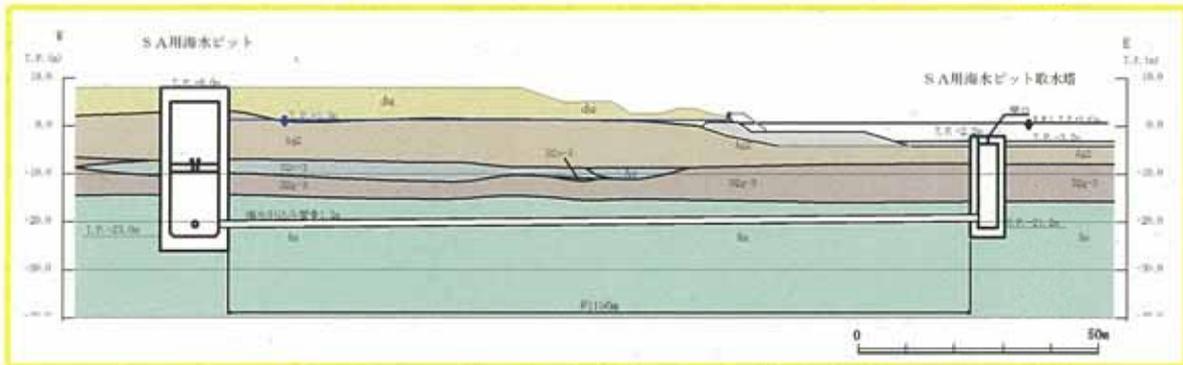
海水引込み管は，S A 用海水ピット取水塔と S A 用海水ピットを接続する延長約 156m, 内径 1.2m の鋼管の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

海水引込み管は可撓管の設置スパンが長い線状構造物であるため，管路全ての範囲を評価対象とする。また，カルバート構造物と同様に管軸方向に対して一様の断面形状を示すことから，横断方向（管周方向）が弱軸方向と判断されるが，一般的な地中埋設管路の設計では管軸方向を弱軸として設計されることを考慮し，管軸方向の発生応力を考慮した評価を行う。

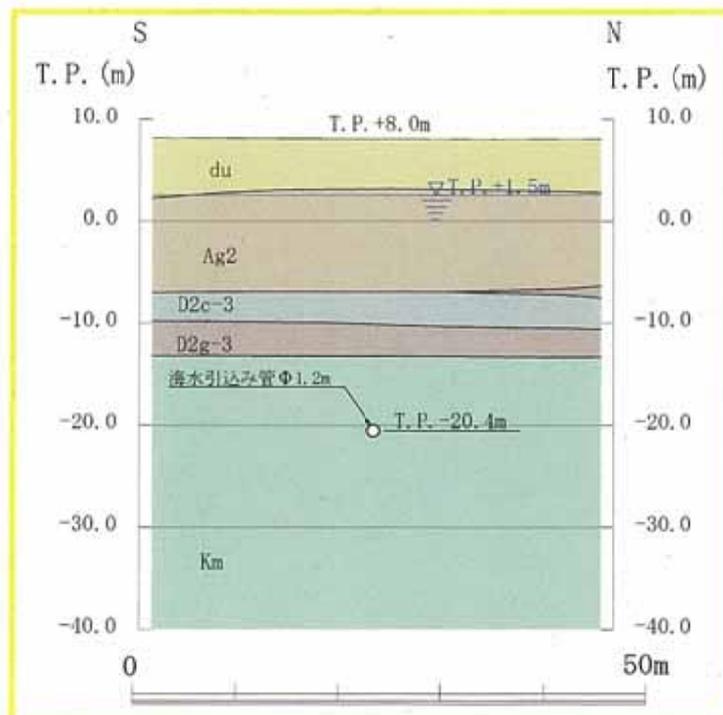
耐震評価では，上載荷重に着目し，土被りが最も大きくなる A - A 断面を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。



第 2.11-1 図 海水引込み管 平面図



第 2.11-2 図 海水引込み管 縦断面図



第 2.11-3 図 海水引込み管 横断面図 (A-A断面)

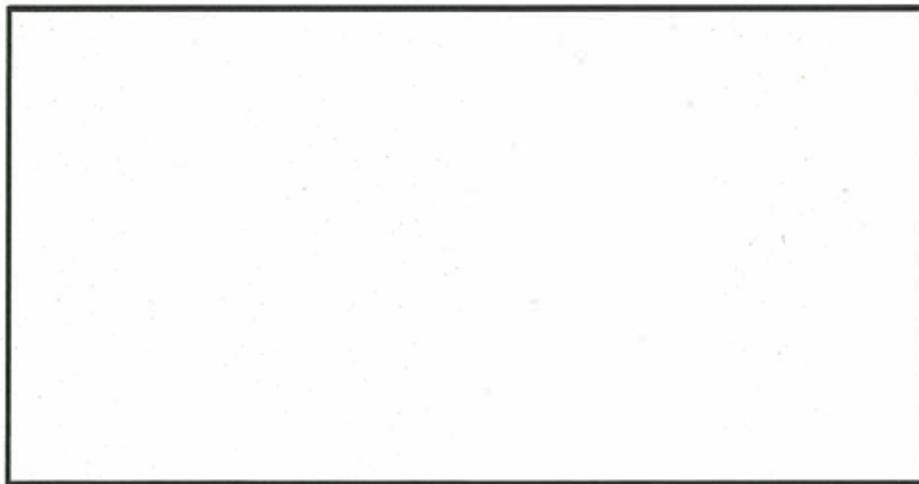
## 2.12 SA用海水ピット取水塔の断面選定の考え方

SA用海水ピット取水塔の平面図を第2.12-1図に、断面図を第2.12-2図に示す。

SA用海水ピット取水塔は、内径約4m、高さ約21mの円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置される。また、SA用海水ピット取水塔は海水引込み管が接続する構造である。

SA用海水ピット取水塔は、円筒形の鉄筋コンクリート構造物であり明確な弱軸方向がないことから、SA用海水取水塔に接続される海水引込み管に着目し、海水引込み管を縦断する断面とこれに直交する断面の2断面を選定し、両者から得られた地震力による断面力を組み合わせ、基準地震動 $S_s$ による耐震評価を実施する。

SA用海水ピット取水塔の検討断面では、海底下に液状化検討対象層が分布することから、有効応力解析により液状化の可能性を評価し、構造物の耐震評価を実施する。



第2.12-1図 SA用海水ピット取水塔 平面図



## 2.13 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎

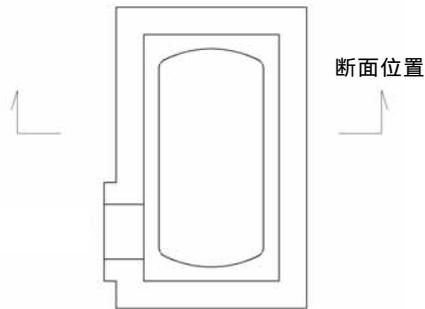
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図を第 2.13 - 1 図に，断面図を第 2.13 - 2 図に示す。また，可搬型設備用軽油タンク基礎の平面図を第 2.13 - 3 図に，断面図を第 2.13 - 4 図に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は内空幅約 9m（タンク軸方向）×約 5m（タンク横断方向），内空高さ約 4m，可搬型設備用軽油タンク基礎は内空幅約 11m（タンク軸方向）×約 13m（タンク横断方向），内空高さ約 4m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置される。

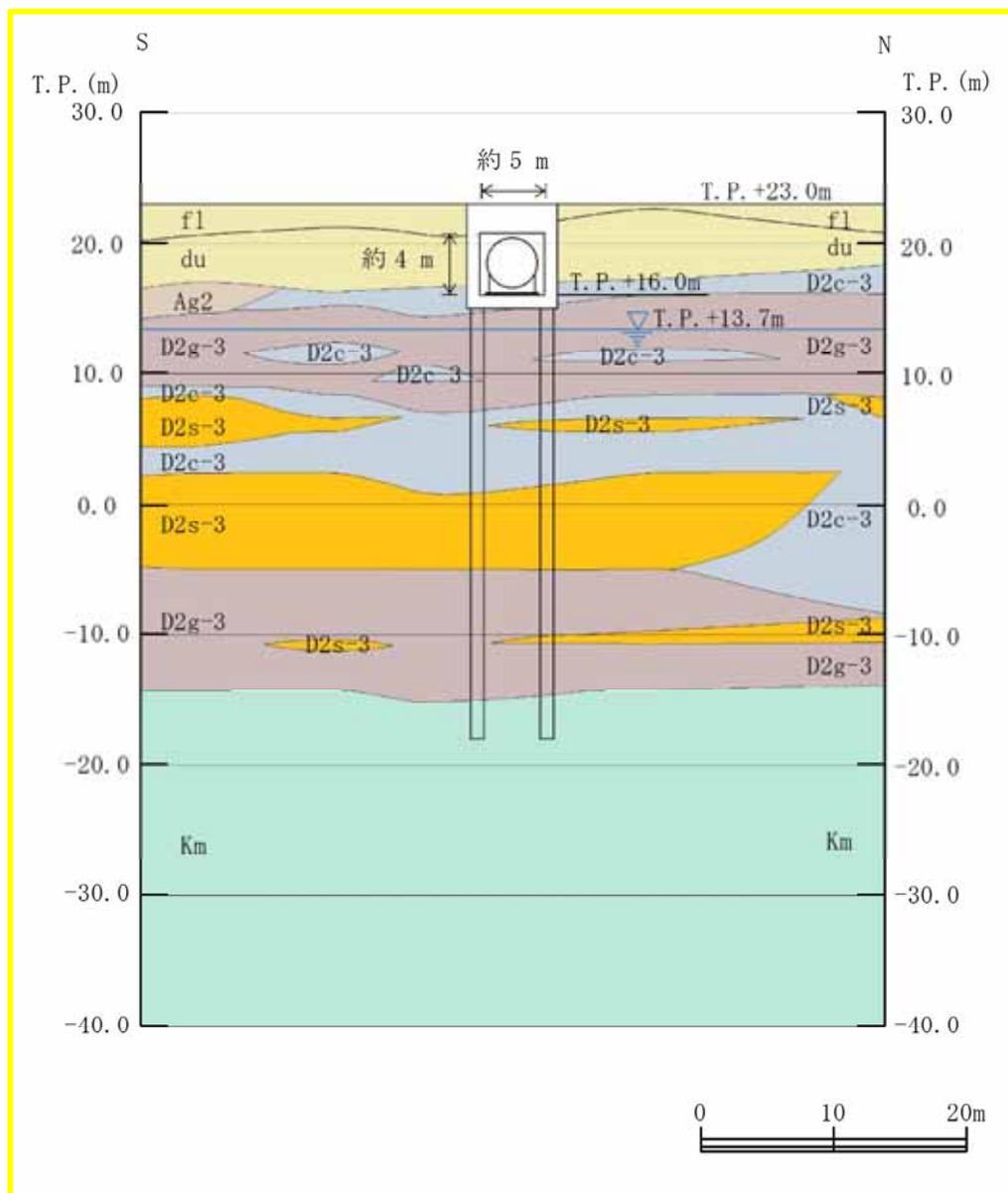
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎の縦断方向（タンクの軸方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向となる。一方，横断方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）は，タンクを格納するため，加振方向と平行に配置される構造部材がないことから，弱軸方向となる。

耐震評価では，構造の安全性に支配的な弱軸方向である横断方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）の断面を選定し，基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

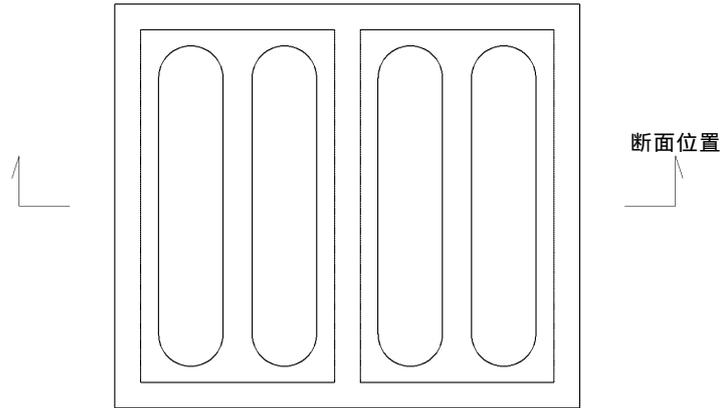
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎及び可搬型設備用軽油タンク基礎の検討断面では，地下水位以深に液状化検討対象層が分布することから，有効応力解析により液状化の可能性を評価し，構造物の耐震評価を実施する。



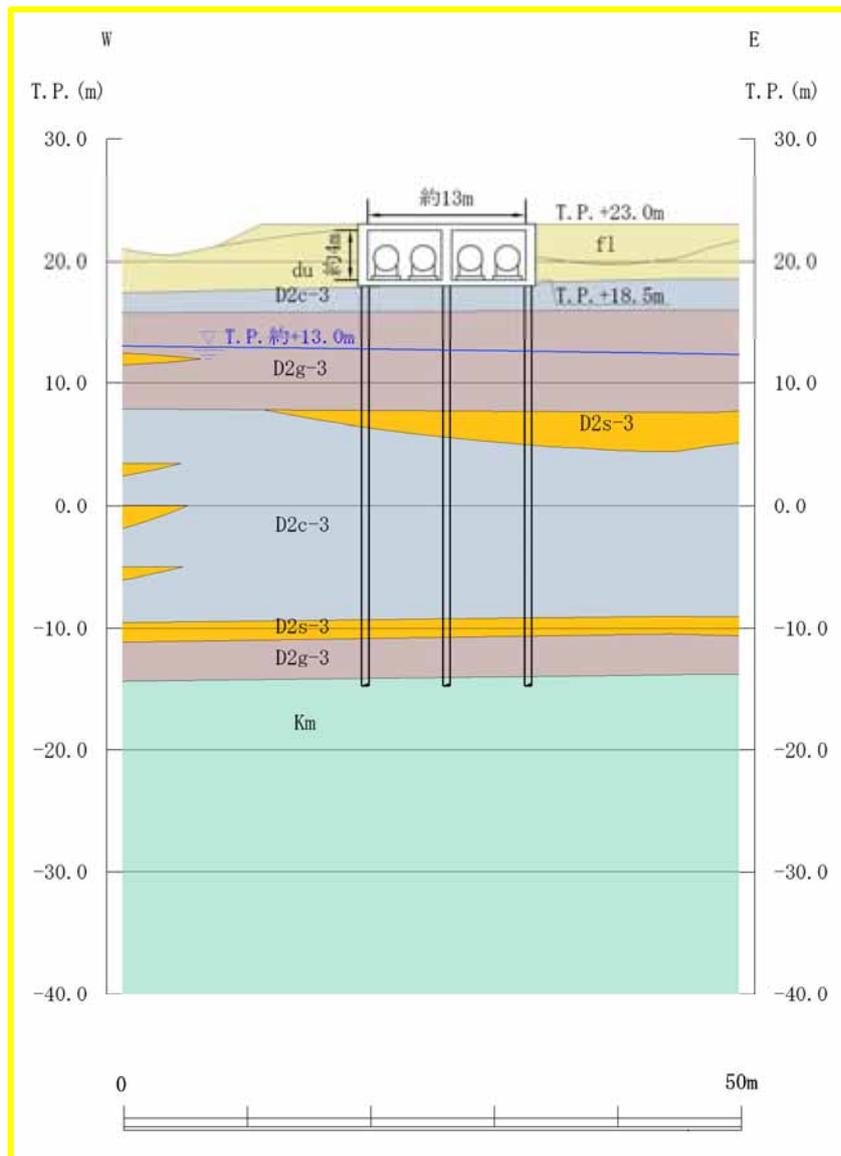
第 2.13 - 1 図 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎 平面図



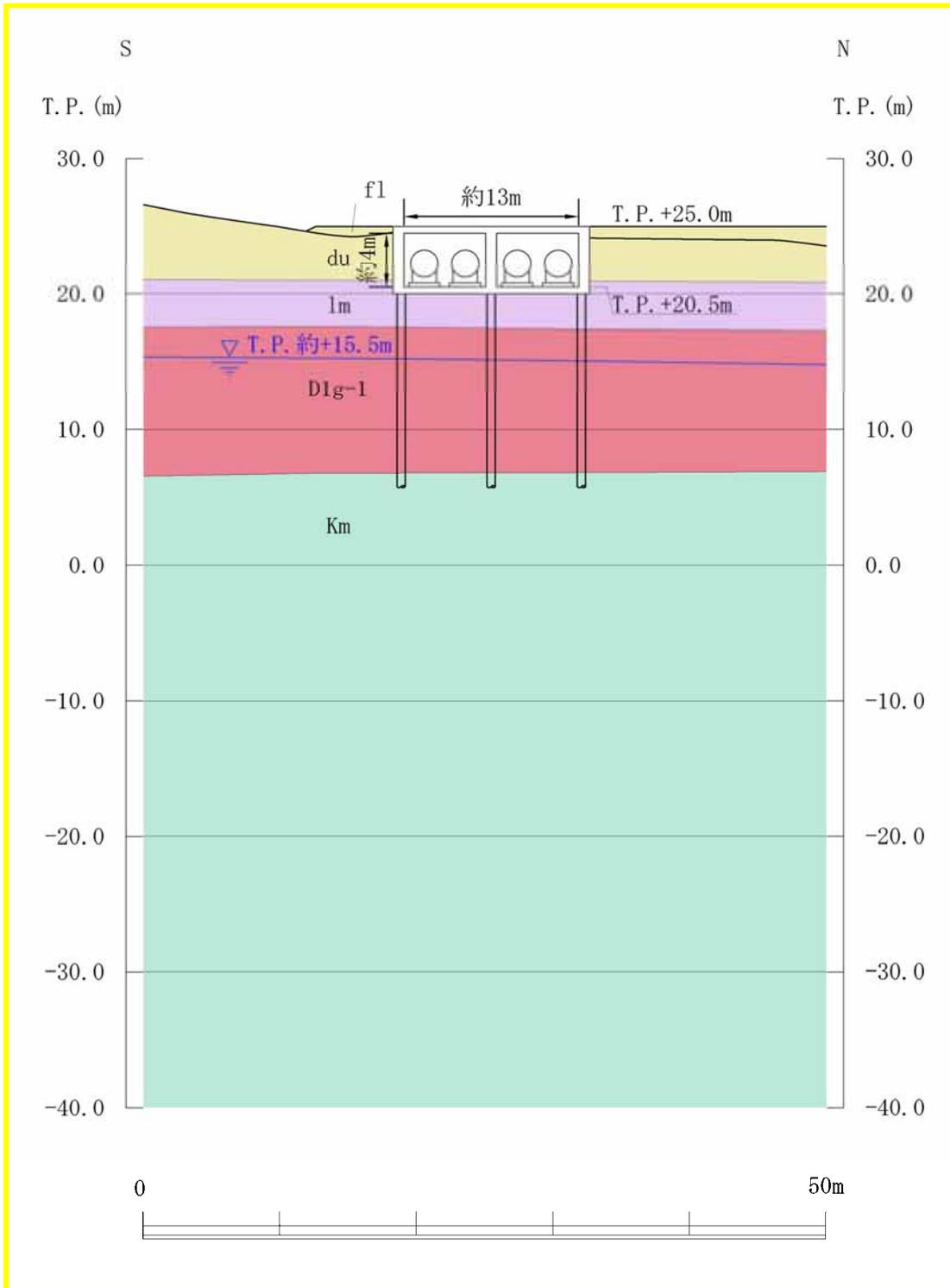
第 2.13 - 2 図 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎 断面図



第 2.13 - 3 図 可搬型設備用軽油タンク基礎 平面図



第 2.13 - 4 (1) 図 可搬型設備用軽油タンク基礎 (西側) 断面図



第 2.13 - 4 図 ( 2 ) 可搬型設備用軽油タンク基礎 ( 南側 ) 断面図

## 東海第二発電所

使用済燃料乾式貯蔵建屋の評価方針について

1. はじめに

本資料の構成は以下の3項目から成る。

I 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析

II 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震計算書

III 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの既工認からの  
変更について

## I 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析

## 目 次

1. 概要	I - 1
2. 基本方針	I - 3
2.1 位置	I - 3
2.2 構造概要	I - 4
2.3 解析方針	I - 7
2.4 適用規格・基準等	I - 9
3. 解析方法	I -10
3.1 地震応答解析モデル	I -10
3.2 入力地震動	I -16
3.3 解析方法	I -36
3.4 解析条件	I -36
4. 解析結果	I -39
4.1 動的解析	I -39

## 1. 概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を 24 基収納する地上 1 階建、平面が約 52m（南北方向）×約 24m（東西方向）、地上高さ約 21m の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。使用済燃料乾式貯蔵建屋の平面図を図 1-1 に示す。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎版は厚さ約 2.5m（一部約 2.0m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。使用済燃料乾式貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置された耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

本資料は、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析結果により算出した各種応答値は、検討用地震力として用いる。

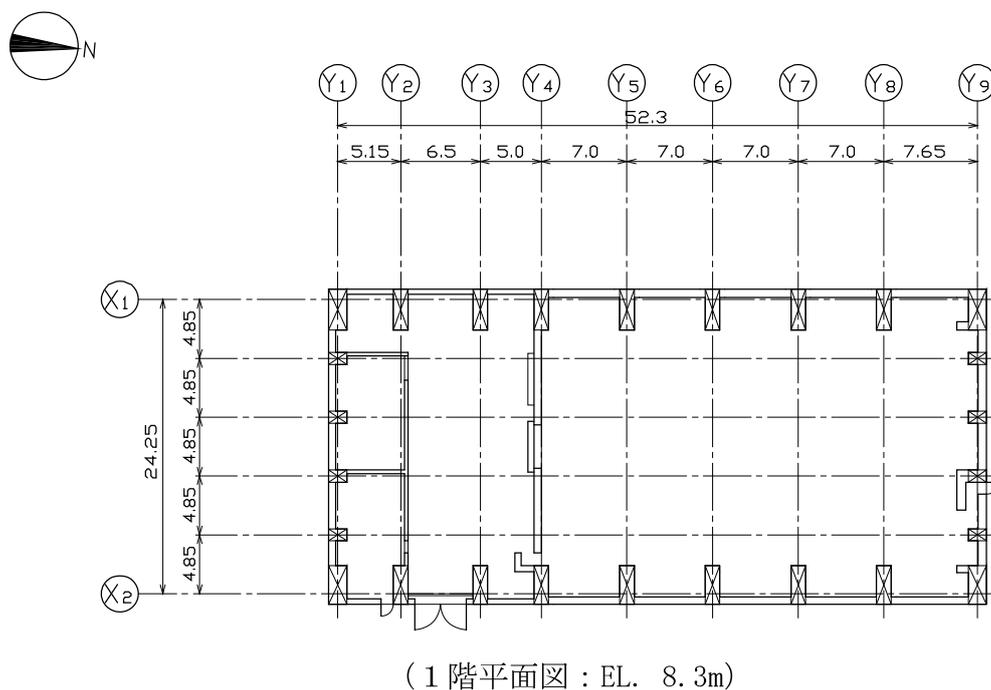
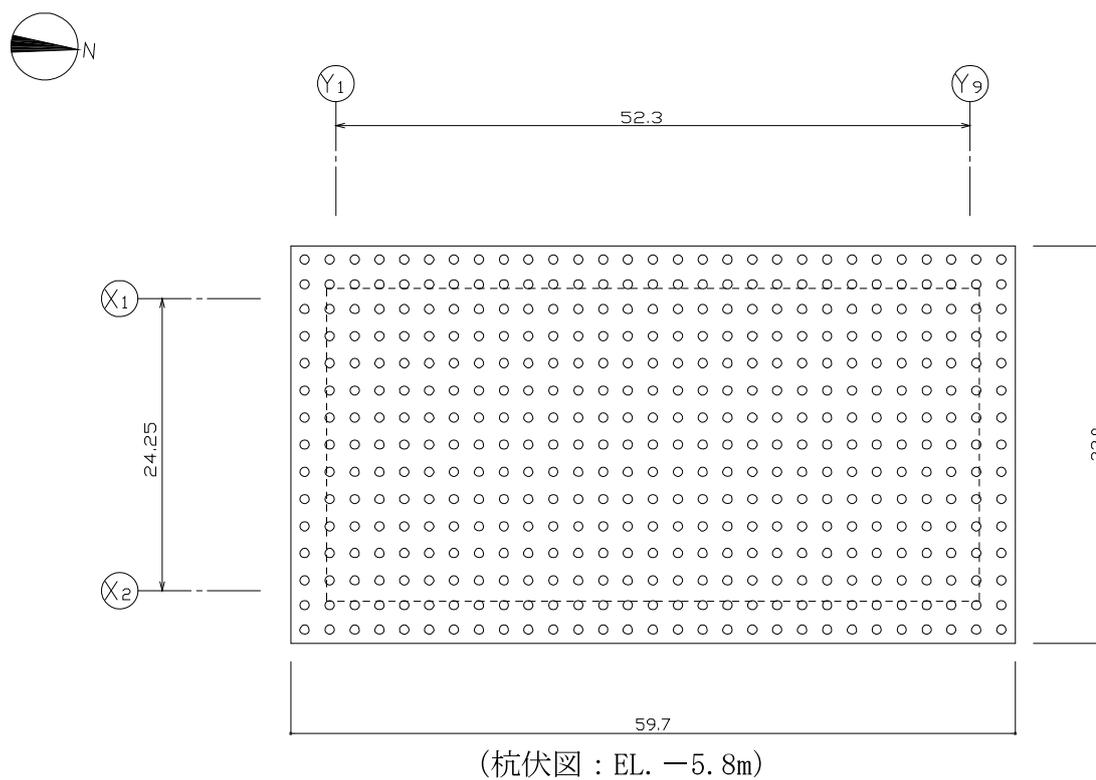


図 1-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (平面図)

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

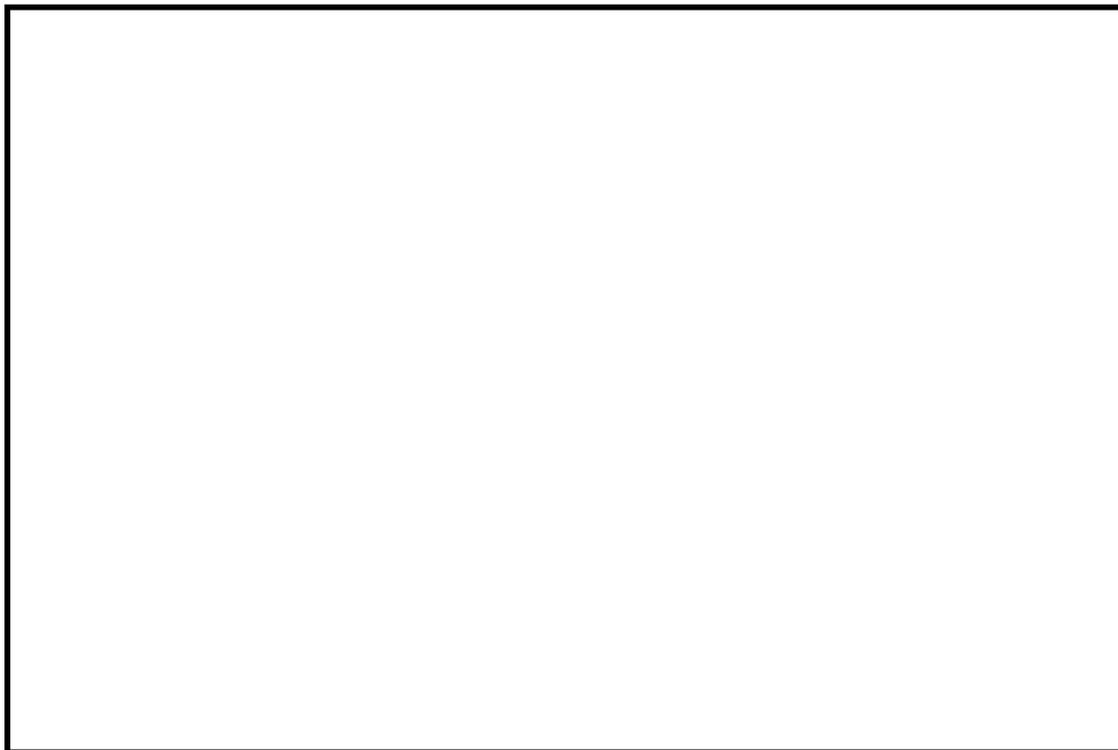


図 2-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

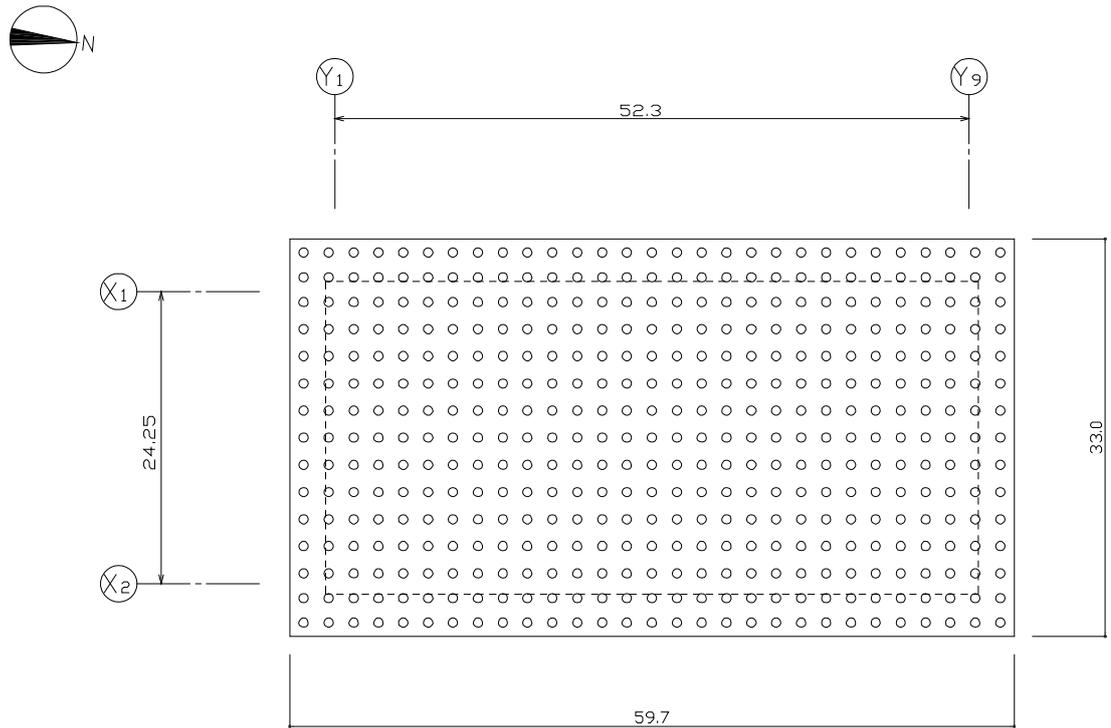
使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を24基収納する地上1階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート及び鉄骨造）の建物である。

貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置された耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要を図2-2及び図2-3に示す。

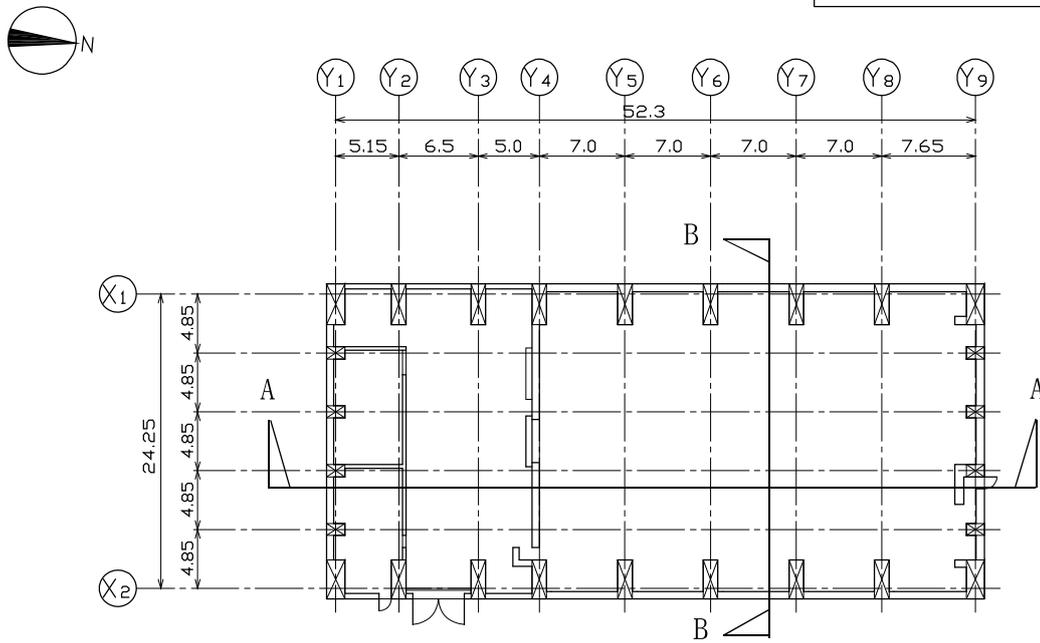
使用済燃料乾式建屋は、地上1階建で平面が約52m（南北方向）×約24m（東西方向）の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物であり、適切に配置された耐震壁で構成された剛な構造としている。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎は、平面が約60m（南北方向）×約33m（東西方向）、厚さ約2.5m（一部約2.0m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。



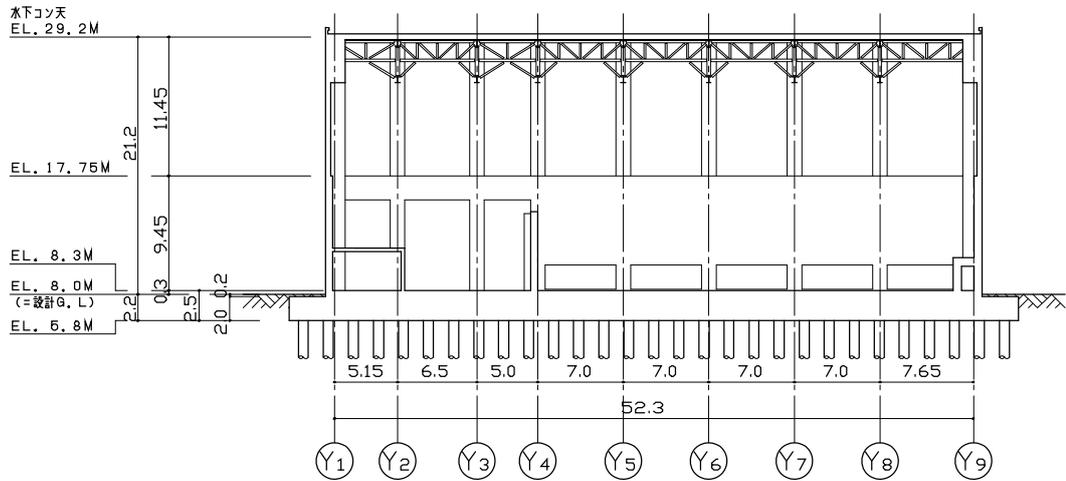
(杭伏図 : EL. -5.8m)

杭仕様 : 鋼管杭  $\phi$  812.8,  
t=16 (SKK400)

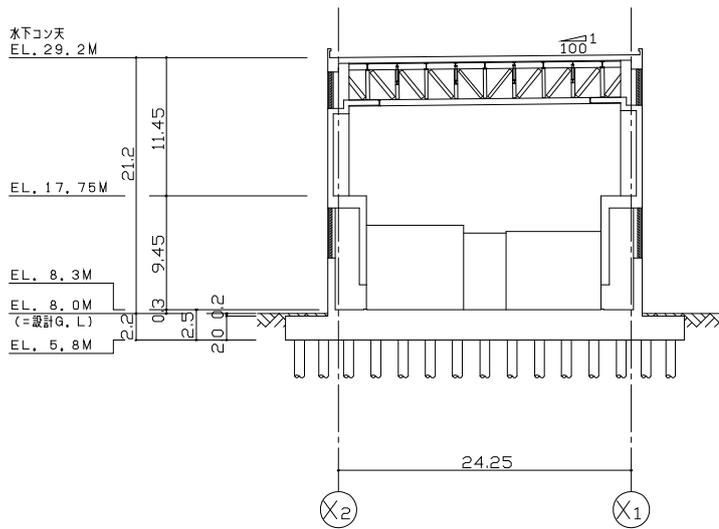


(1階平面図 : EL. 8.3m)

図 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (平面図)



(NS方向, A-A断面)



(EW方向, B-B断面)

図 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (断面図)

## 2.3 解析方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析フローを図 2-4 に示す。

地震応答解析は、「3.1 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデル及び「3.2 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.3 解析方法」及び「3.4 解析条件」に基づき、「4.1 動的解析」においてはせん断ひずみ等を含む各種応答値を算出する。

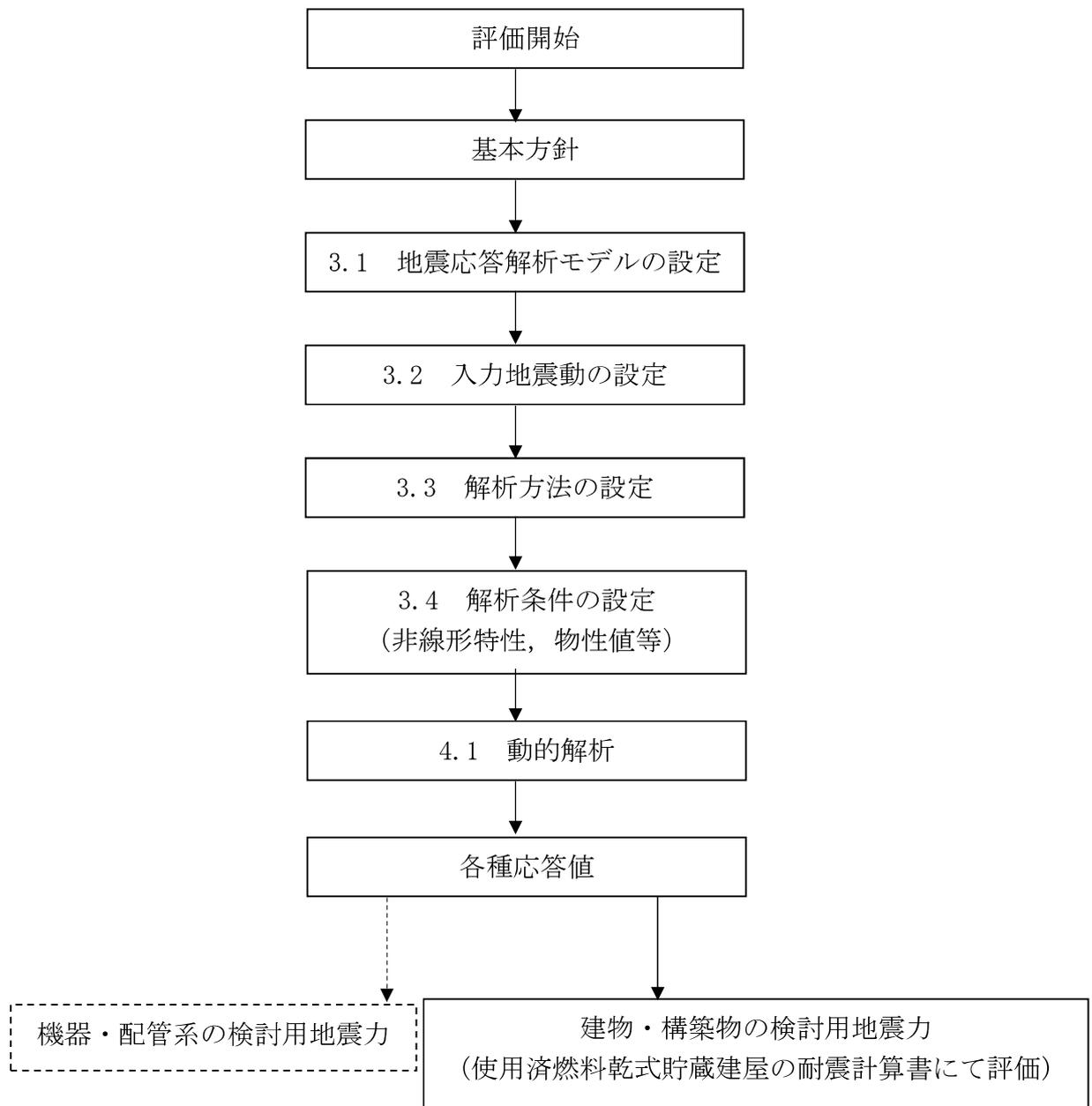


図 2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析フロー

## 2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社)日本建築学会, 2010)
- ・ 建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001)
- ・ 鋼構造塑性設計指針((社)日本建築学会, 2017)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4601・補-1984((社)日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1987((社)日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1991 追補版((社)日本電気協会) (以下「J E A G 4601-1991 追補版」という。)

### 3. 解析方法

#### 3.1 地震応答解析モデル

モデルの設定に用いた使用済燃料乾式貯蔵建屋の物性値を表 3-1 に示す。

建屋の減衰定数は鉄筋コンクリート部を 5%、鉄骨部を 2%とし、モード減衰として与えている。各次のモード減衰定数は建屋各部のひずみエネルギーに比例した値として算定している。

水平方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の非線形性を考慮した質点系モデルとし、建屋-杭-地盤の相互作用を考慮するため、基礎下端に薄層要素法により算定した水平及び回転ばねを設けている。

鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性を軸ばねで表現した質点系モデルとし、建屋-杭-地盤の相互作用を考慮するため、基礎下端に薄層要素法により算定した鉛直ばねを設けている。屋根トラスモデルは、曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断ばりとしている。

地震応答解析モデル及び振動諸元を図 3-1～図 3-3、表 3-2～表 3-4 に示す。

基礎下端の底面地盤ばねは、薄層要素法により算定している。

この振動数依存の複素ばねを J E A G 4601-1991 に基づき近似したものを解析に用いており、底面地盤ばねの剛性は静的解を用いて振動数に対して一定値とし、底面地盤ばねの減衰は  $\omega$  の 1 次式の形で示し、地盤-建屋連成系の 1 次固有円振動数で虚部の値と一致するように設定している。地盤ばねの近似法を図 3-4 に、地盤ばね定数（入力地震動  $S_s-D 1$  の場合）を表 3-5 に示す。

表 3-1 建物・構築物の物性値

建物・構築物	使用材料	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
使用済燃料 乾式貯蔵建屋	コンクリート : Fc=23.5 (N/mm <sup>2</sup> ) (Fc=240 kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄 筋 : SD345 SD390	2.25×10 <sup>4</sup>	9.38×10 <sup>3</sup>	5
	鉄 骨 : SS400 SM400A	2.05×10 <sup>5</sup>	7.9×10 <sup>4</sup>	2
	鋼管杭 : SKK400 φ 812.8× t 16	2.05×10 <sup>5</sup>	7.9×10 <sup>4</sup>	2

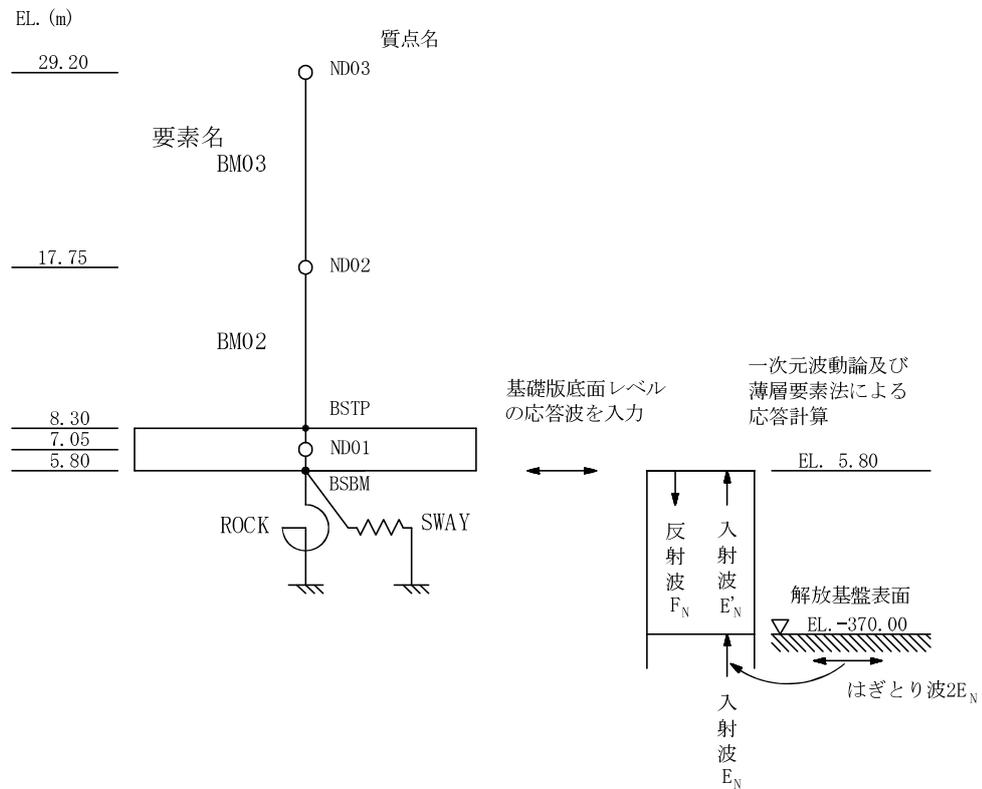


図 3-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 3-2 地震応答解析モデル及び振動諸元 (NS 方向)

質点名	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^6$ kN $\cdot$ m $^2$ )	せん断断面積 (m $^2$ )	断面 2 次 モーメント (m $^4$ )	要素名
ND03	40700	9.81	24.17	5997	BM03
ND02	40900	16.5			
ND01	163000	48.6	30.09	8000	BM02

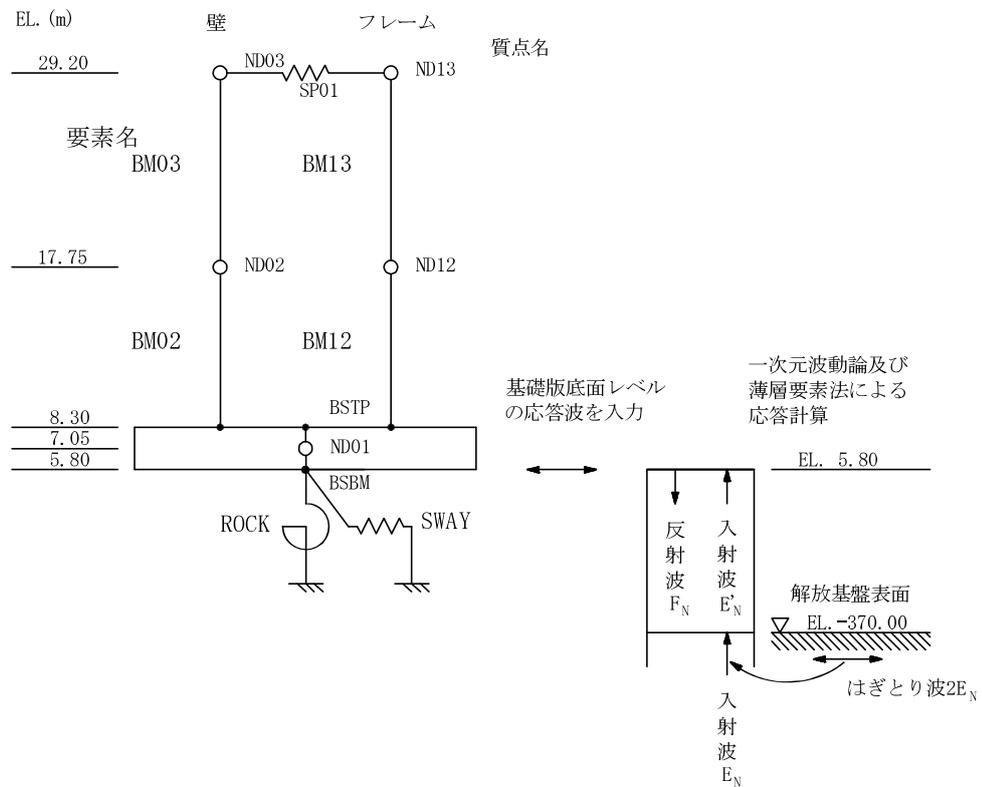


図 3-2 地震応答解析モデル (EW方向)

表 3-3 地震応答解析モデル及び振動諸元 (EW方向)

質点名 (ND)		質点重量 (kN)		回転慣性重量 ( $\times 10^6$ kN $\cdot$ m $^2$ )		せん断断面積 (m $^2$ )		断面 2 次 モーメント (m $^4$ )		要素名 (BM)	
		壁	フレーム	壁	フレーム	壁	フレーム	壁	フレーム		
03	13	12300	28400	0.701	—	23.40	29.40	3495	7.503	03	13
02	12	13600	27300	0.774	—	33.63	55.44	4429	50.45	02	12
01		163000		15.27							
屋根スラブせん断ばね						剛性					
SP01						$8.38 \times 10^6$ kN/m					

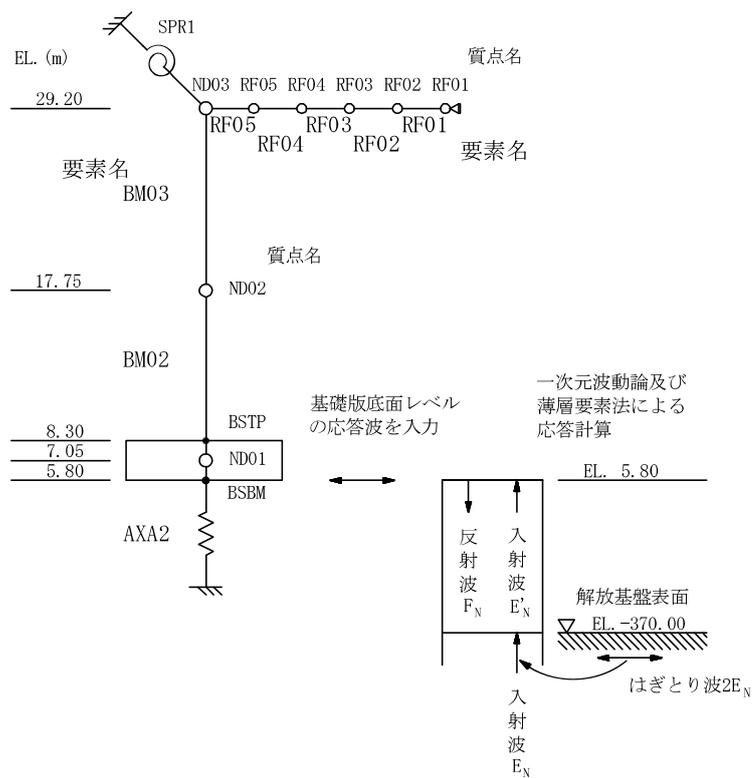


図 3-3 地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 3-4 地震応答解析モデル及び振動諸元（鉛直方向）

質点名	重量 (kN)	軸断面積 (m <sup>2</sup> )	せん断断面積 (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント (m <sup>4</sup> )	要素名
RF01	235	—	0.0182	0.1898	RF01
RF02	481	—	0.02584	0.1898	RF02
RF03	481	—	0.02584	0.1898	RF03
RF04	481	—	0.03432	0.1898	RF04
RF05	481	—	0.03432	0.1898	RF05
ND03	3140	—	—	—	BM03
ND02	5320	9.42	—	—	BM02
ND01	21200	15.46	—	—	BM02

回転拘束ばね	剛性
SPR1	$1.69 \times 10^7$ kN·m/rad

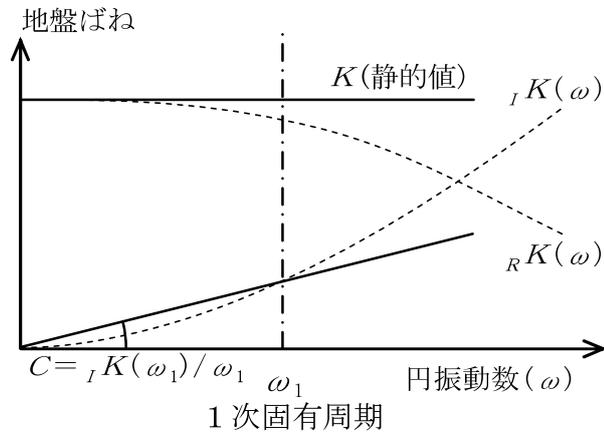


図 3-4 底面地盤ばねの近似法

表 3-5 地盤ばね算定結果 (基準地震動  $S_s-D1$  の場合)

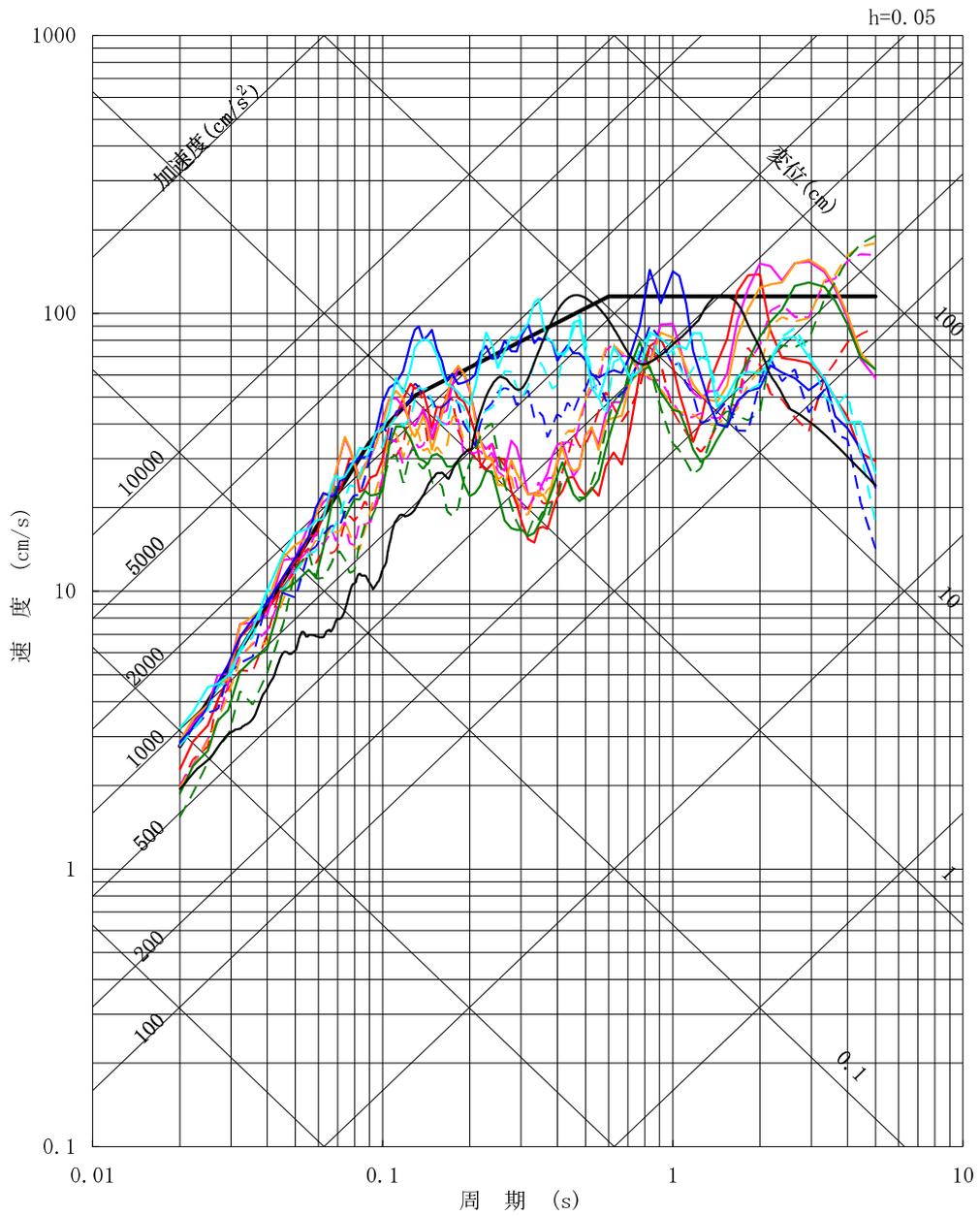
加振方向	固有振動数 Hz	ばね種別	標高 EL. m	算定結果			
				K : ばね定数		C : 減衰係数	
NS	3.76	水平	5.8	$1.63 \times 10^7$	kN/m	$7.18 \times 10^5$	kN·s/m
		回転	5.8	$2.99 \times 10^{10}$	kN·m/rad	$5.62 \times 10^8$	kN·m·s/rad
EW	3.67	水平	5.8	$1.79 \times 10^7$	kN/m	$8.32 \times 10^5$	kN·s/m
		回転	5.8	$1.17 \times 10^{10}$	kN·m/rad	$1.36 \times 10^8$	kN·m·s/rad
UD	7.92	上下	5.8	$7.45 \times 10^6$	kN/m	$5.25 \times 10^5$	kN·s/m

### 3.2 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は，基準地震動  $S_s$  を用いた地盤応答解析に基づき算定する。

#### 3.2.1 基準地震動 $S_s$

基準地震動  $S_s$  の設計用応答スペクトルを図 3-5 に，一覧を表 3-6 に，加速度波形を図 3-6 に示す。



実線はN S成分，破線はE W成分を示す。

- Ss-D1
- Ss-11
- Ss-12
- Ss-13
- Ss-14
- Ss-21
- Ss-22
- - Ss-31

図 3-5 (1/2) 基準地震動  $S_s$  の応答スペクトル (水平方向)

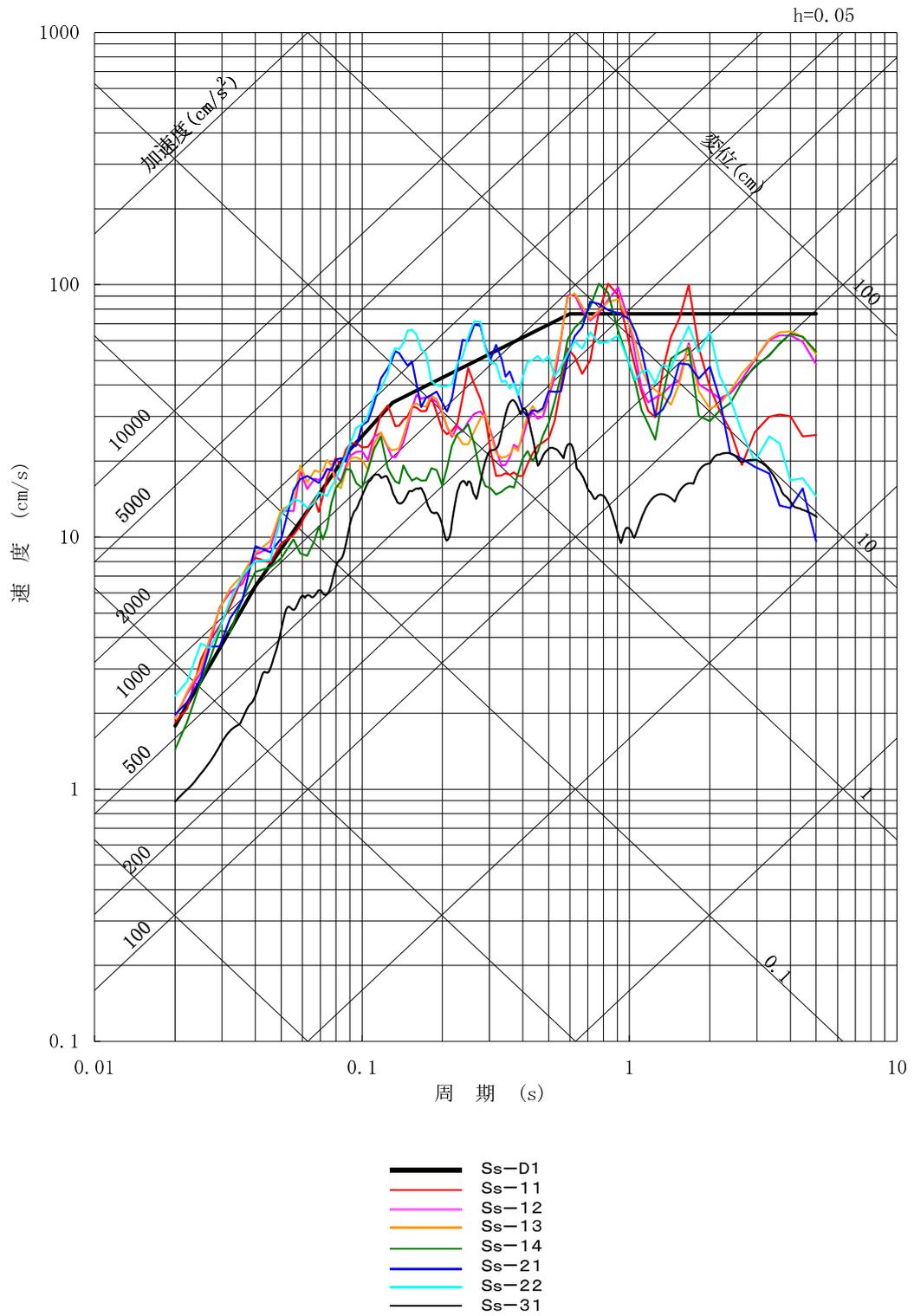
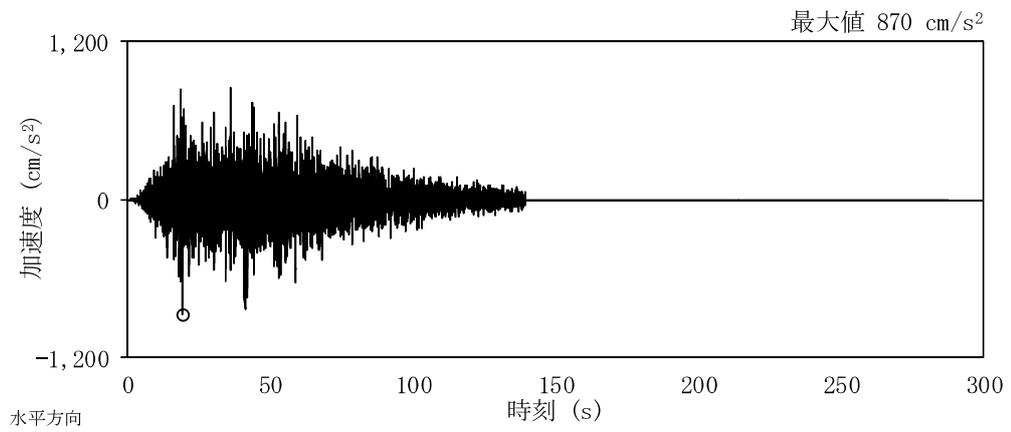


図 3-5 (2/2) 基準地震動  $S_s$  の応答スペクトル (鉛直方向)

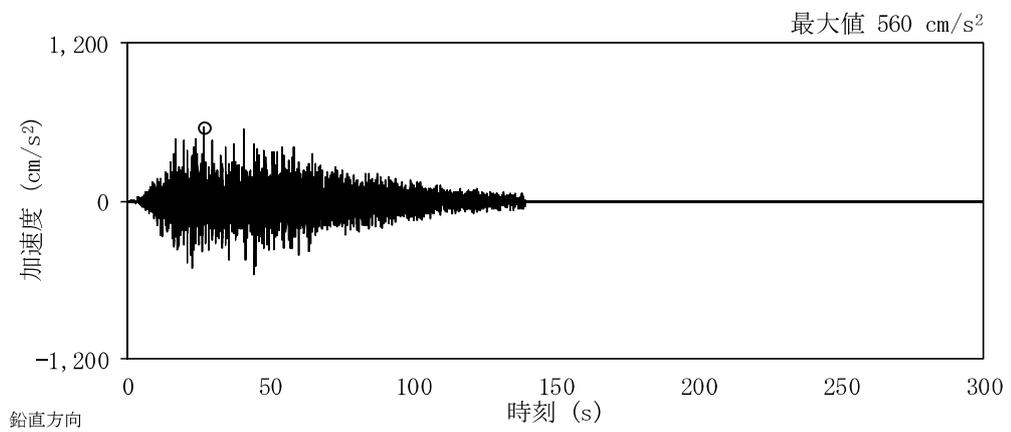
表 3-6 基準地震動  $S_s$  の一覧

No.	名称	継続時間 (s)	方向	加速度最大値 ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )
1	$S_s-D1$	139.28	水平	870
			鉛直	560
2	$S_s-11$	194.03	NS	717
			EW	619
			UD	579
3	$S_s-12$	173.18	NS	871
			EW	626
			UD	602
4	$S_s-13$	179.22	NS	903
			EW	617
			UD	599
5	$S_s-14$	174.46	NS	586
			EW	482
			UD	451
6	$S_s-21$	287.83	NS	901
			EW	887
			UD	620
7	$S_s-22$	287.59	NS	1,009
			EW	874
			UD	736
8	$S_s-31$	20.00	水平	610
			鉛直	280

注：いずれも時間刻みは 0.01 s

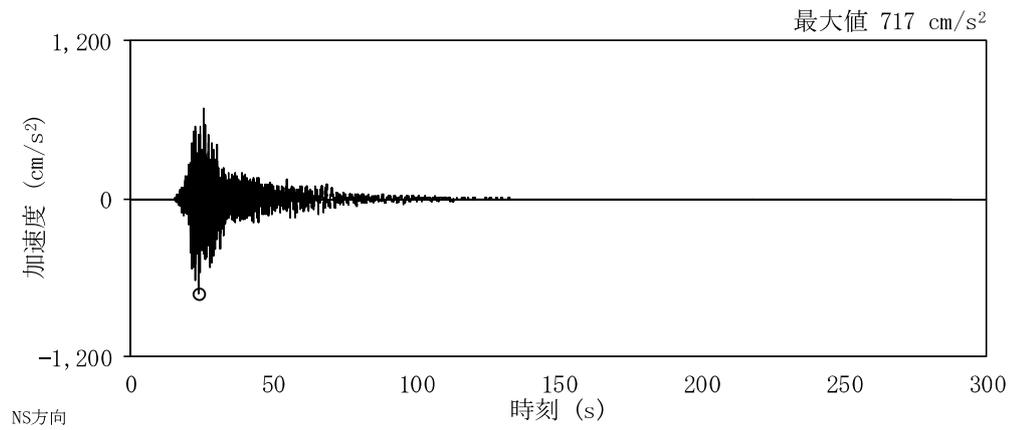


(a) 水平方向

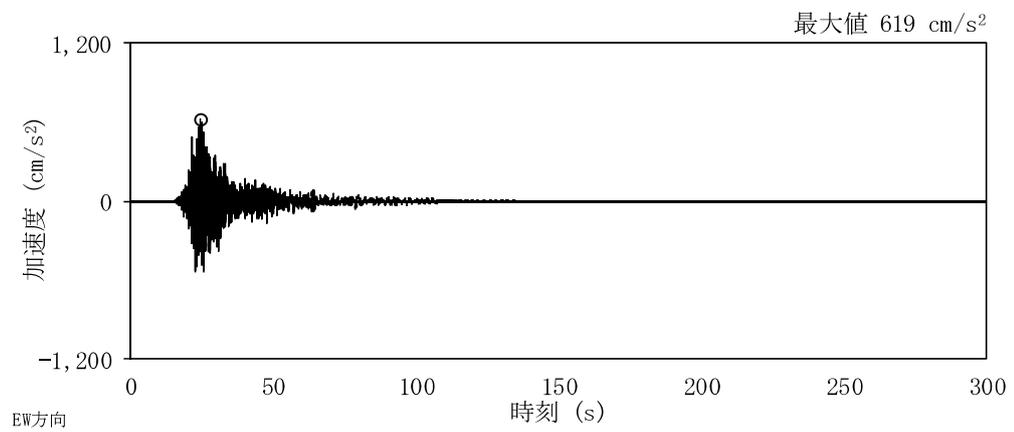


(b) 鉛直方向

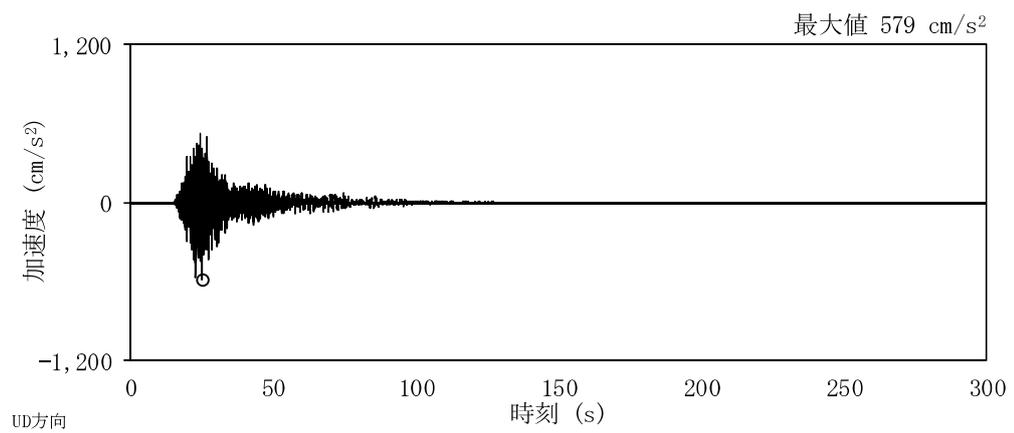
図 3-6 (1/8) 基準地震動 S<sub>s</sub> の加速度波形 (S<sub>s</sub>-D1)



(a) NS方向

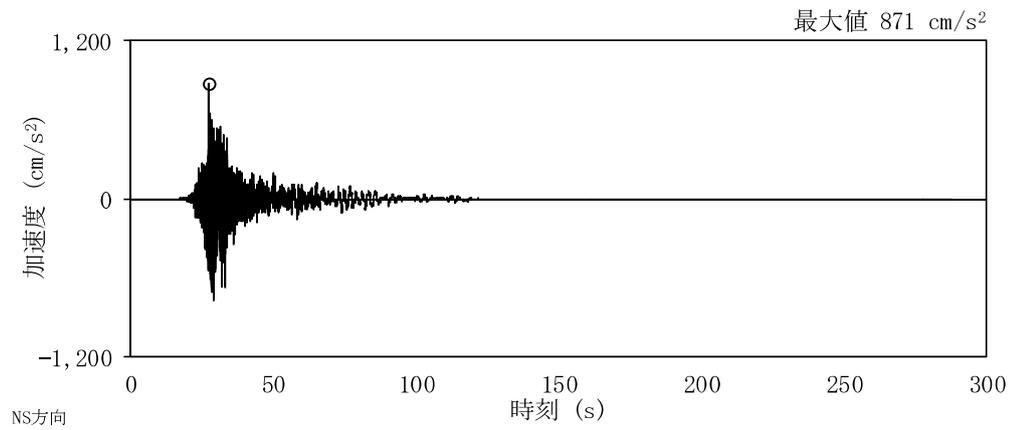


(b) EW方向

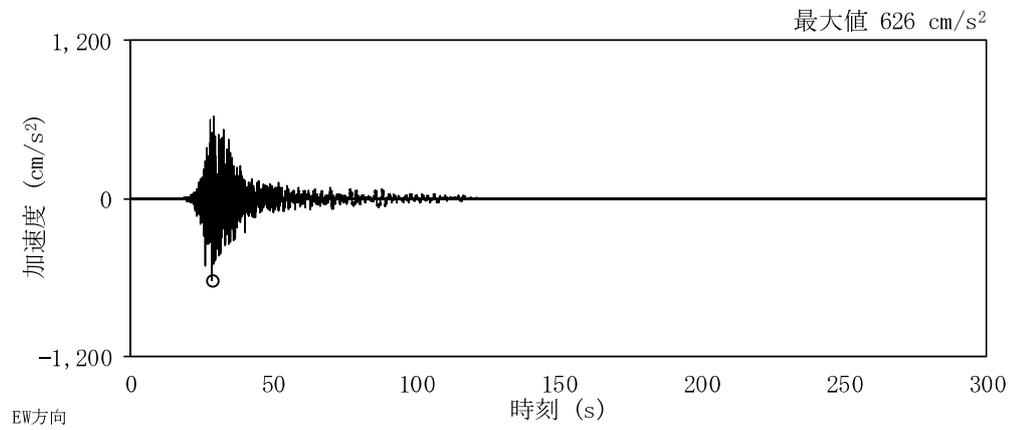


(c) UD方向

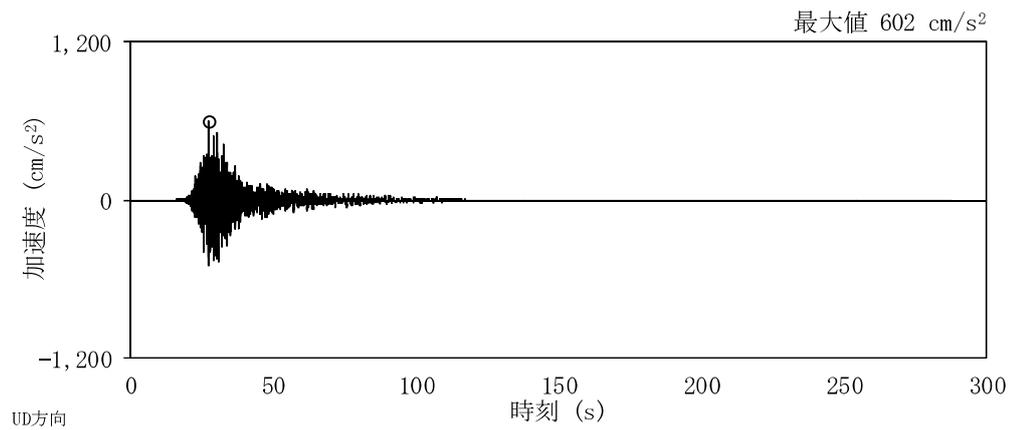
図 3-6 (2/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 11$ )



(a) NS方向

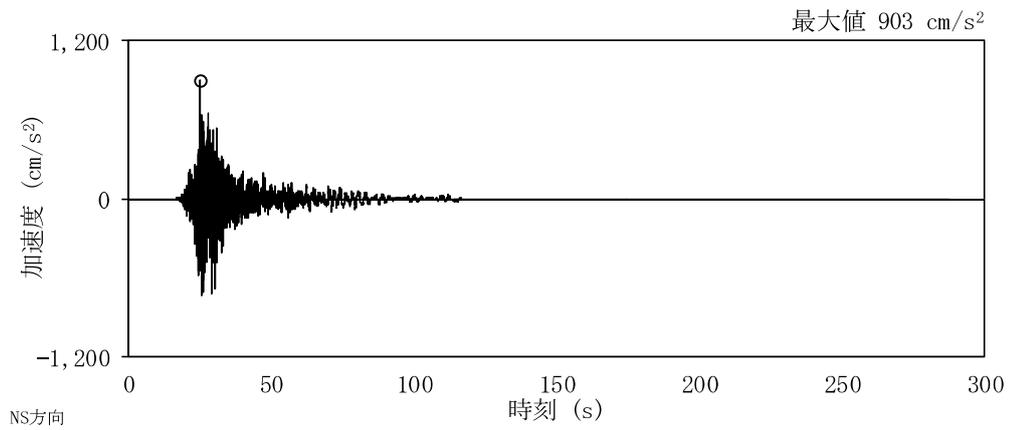


(b) EW方向

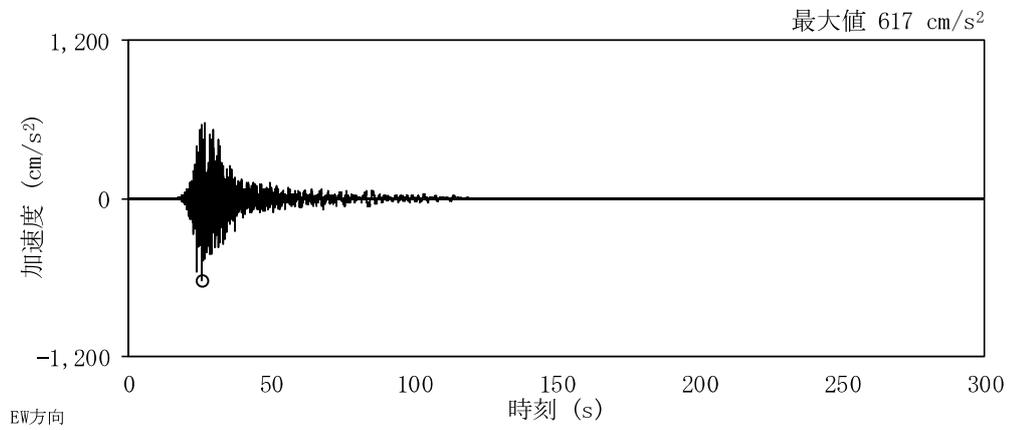


(c) UD方向

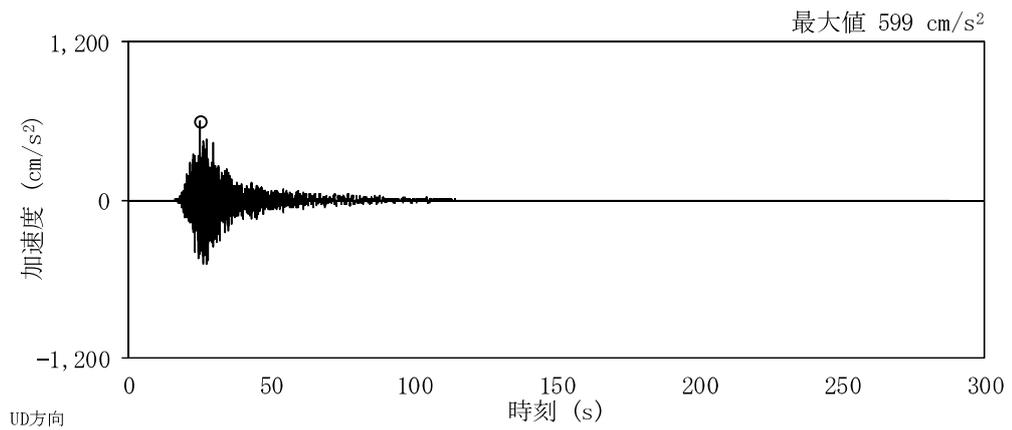
図 3-6 (3/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 12$ )



(a) NS方向

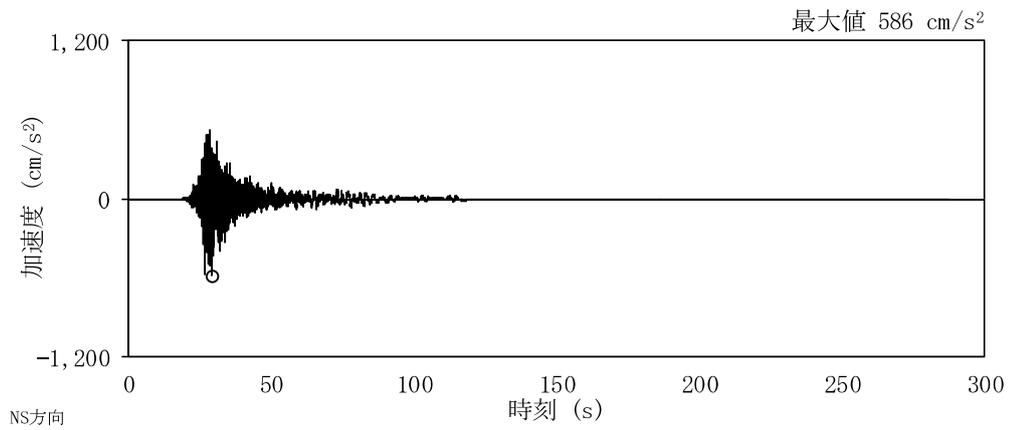


(b) EW方向

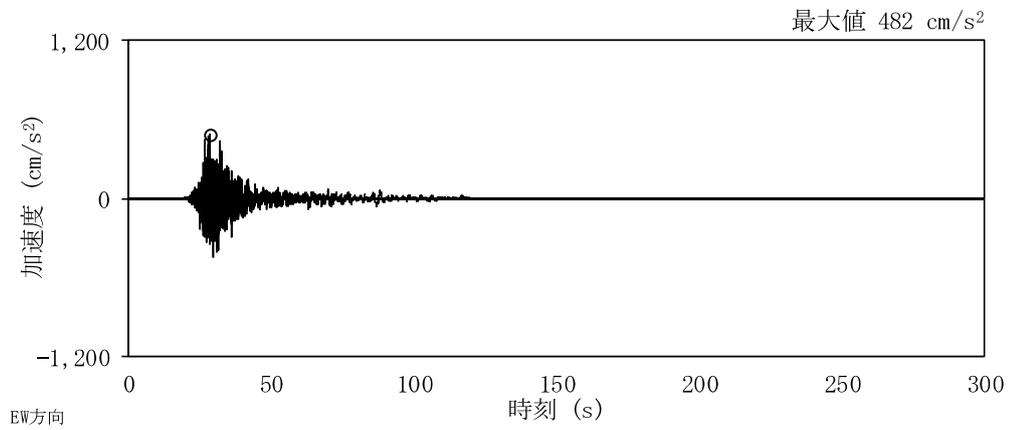


(c) UD方向

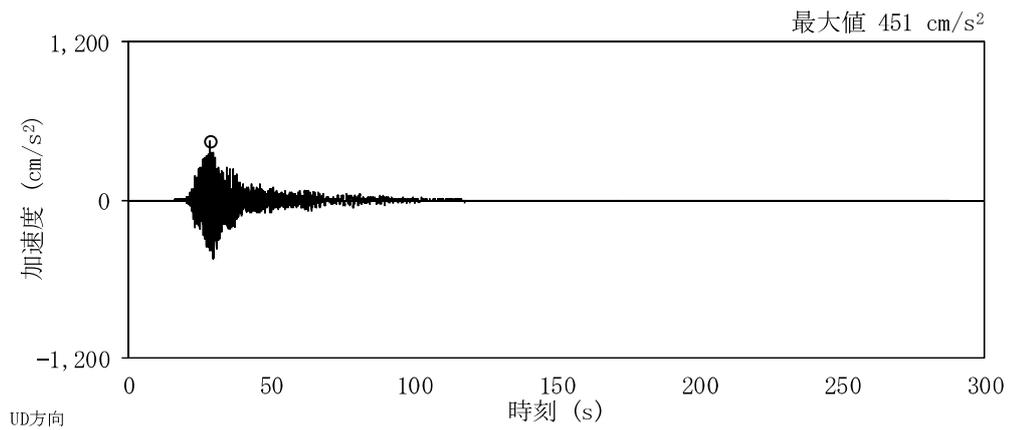
図 3-6 (4/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 13$ )



(a) NS方向

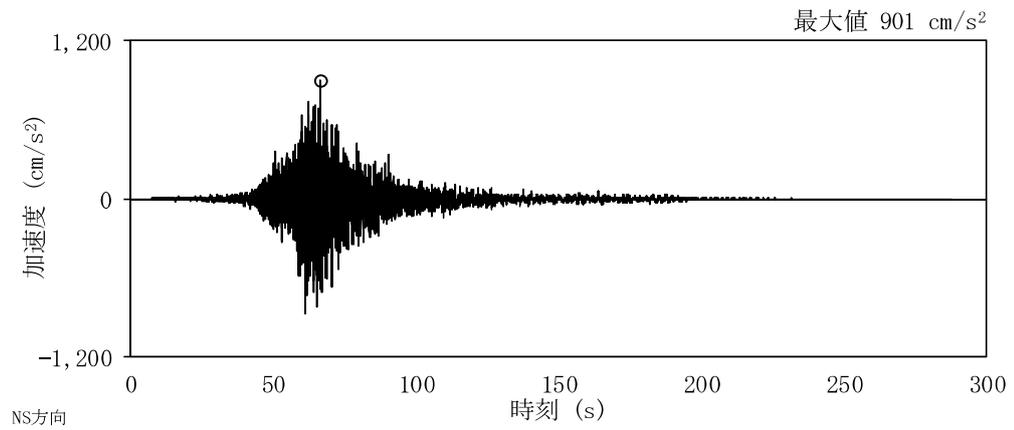


(b) EW方向

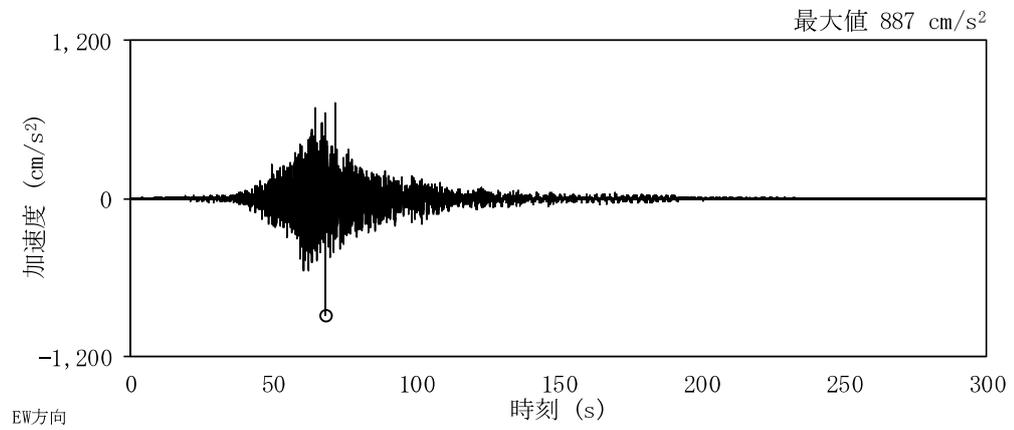


(c) UD方向

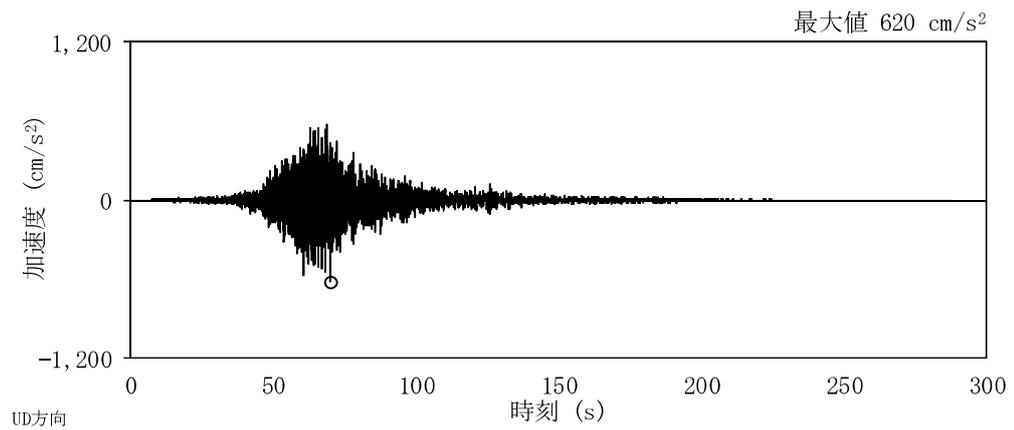
図 3-6 (5/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 14$ )



(a) NS方向

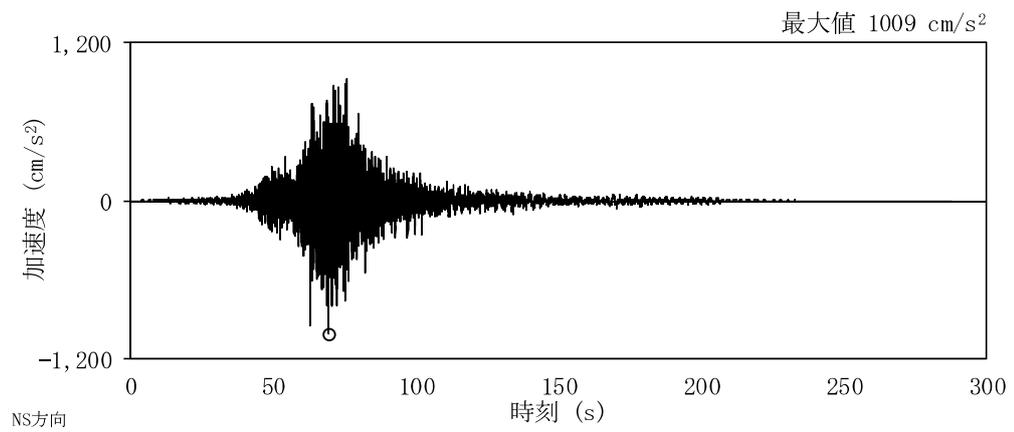


(b) EW方向

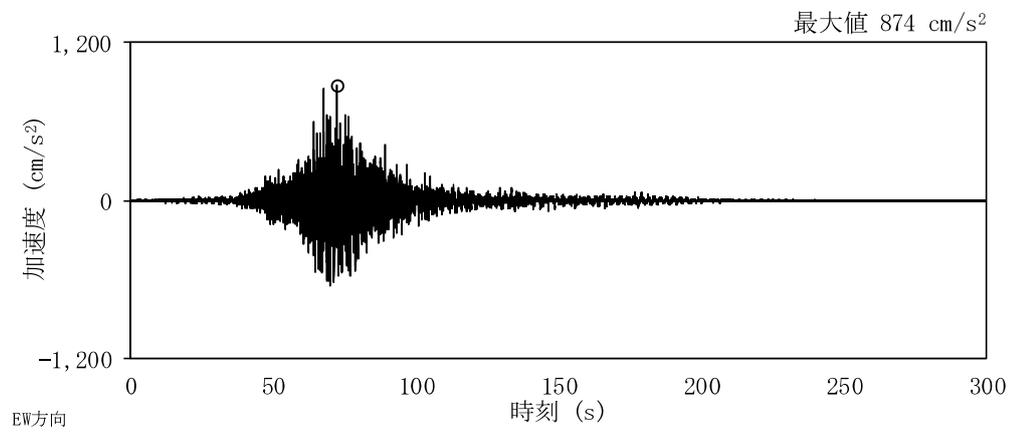


(c) UD方向

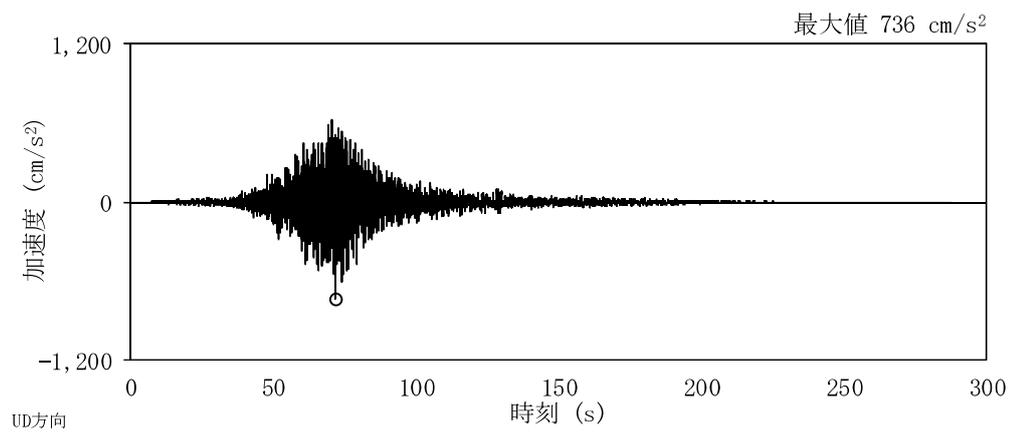
図 3-6 (6/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 21$ )



(a) NS方向

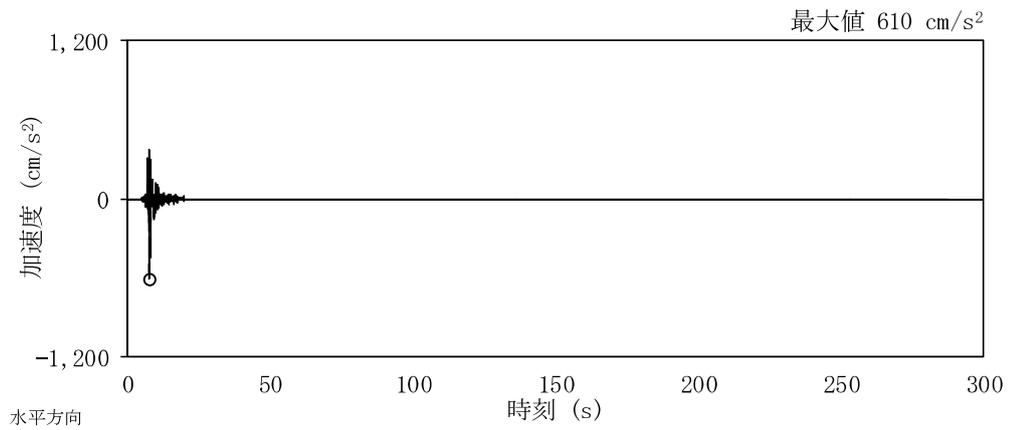


(b) EW方向

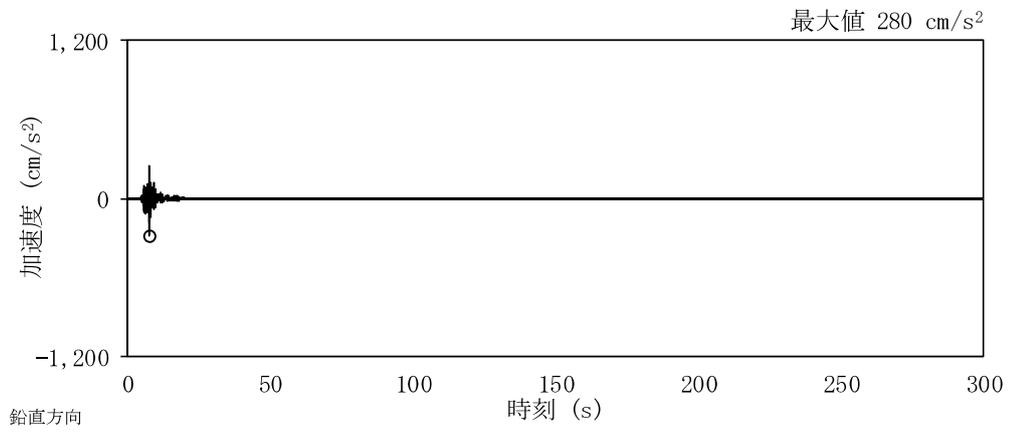


(c) UD方向

図 3-6 (7/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 22$ )



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 3-6 (8/8) 基準地震動  $S_s$  の加速度波形 ( $S_s - 31$ )

### 3.2.2 地盤応答解析による入力地震動の評価

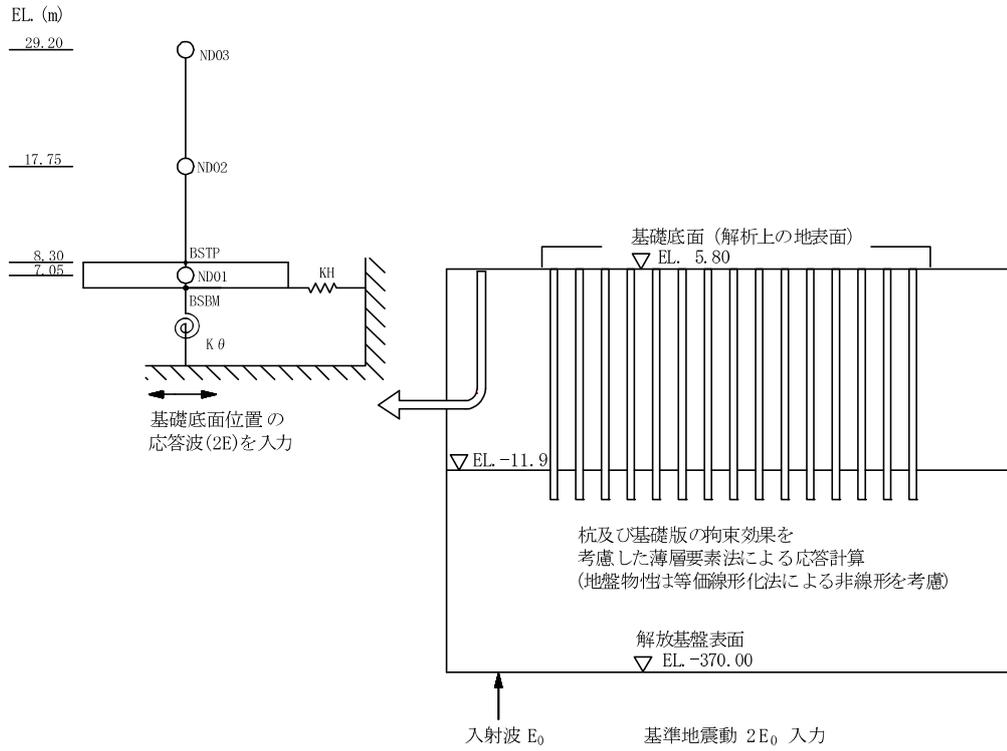
地盤応答解析による入力地震動の評価の概要を図 3-7 に示す。

水平方向の入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s (2E_0)$  を用いて、薄層要素法により算定した杭の拘束効果を考慮した基礎下端位置での応答波 (2E) とする。

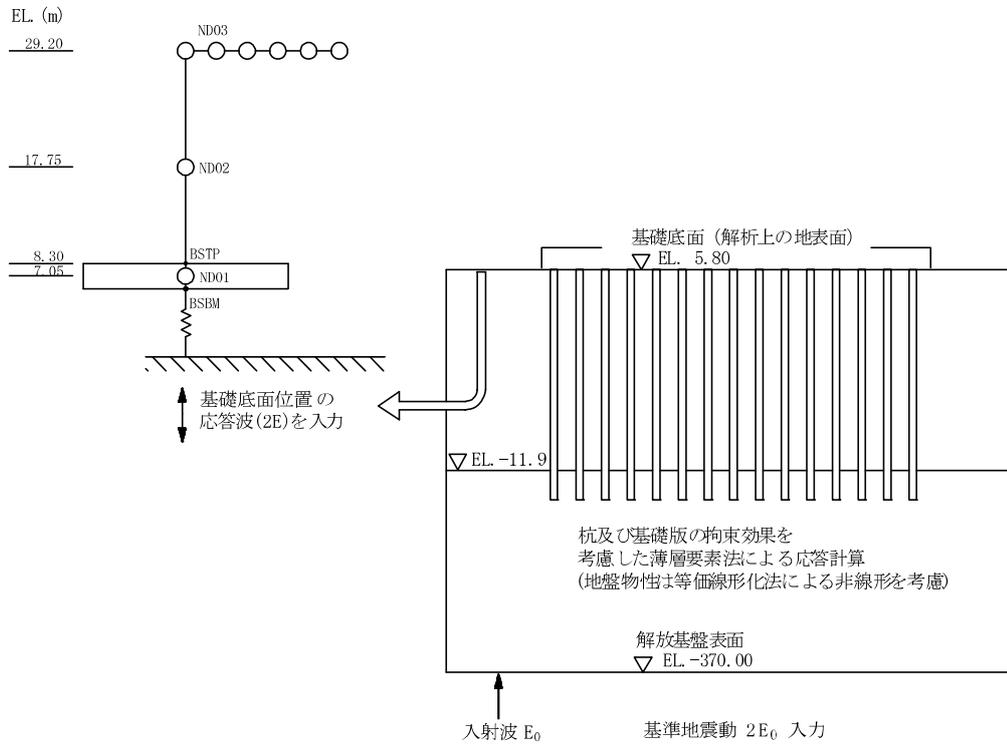
水平方向の入力地震動算定に用いる地盤モデルは、当該敷地の地層等を考慮して設定した水平成層地盤とし、等価線形化法により地盤の非線形を考慮した等価地盤物性値を用いている。

鉛直方向の入力地震動算定に用いる地盤モデルは、水平方向の入力地震動算定に用いた地盤モデルの等価せん断波速度に基づき、地下水位 (EL. 3.0m) 以深は体積弾性率一定として求めた疎密波速度を、地下水位以浅はポアソン比より求めた疎密波速度を用いる。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地盤モデル(初期物性値)を表 3-7 に、地盤の非線形特性を表 3-8 及び図 3-8 に示す。また、地盤応答解析による等価地盤物性値(基準地震動  $S_s - D 1$  の場合)を表 3-9 に、地盤の最大応答値を図 3-9 に示す。



(水平方向 ※代表としてNS方向断面を記載)



(鉛直方向)

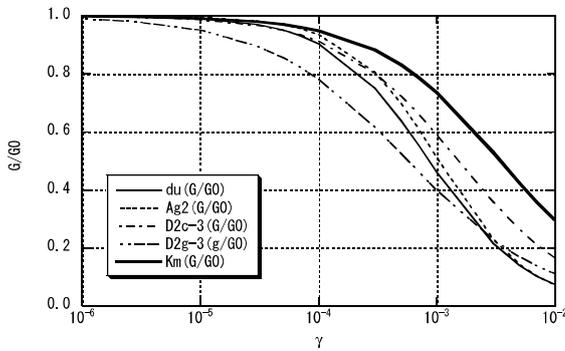
図 3-7 水平方向及び鉛直方向の解析概要

表 3-7 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地盤モデル(初期物性値)

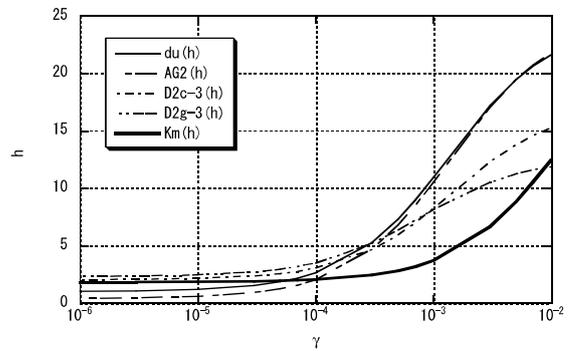
標高 EL. m	地層 区分	層厚 m	密度 $\rho$ t/m <sup>3</sup>	S波速度 V <sub>s</sub> m/s	ポアソン比 $\nu$	
5.8	du*	2.8	1.82	210	0.385	
3.0	du	0.2	1.98	210	0.493	
2.8	Ag2	5.1	2.01	240	0.491	
-2.3	D2c-3	7.4	1.77	270	0.488	
-9.7	D2g-3	2.2	2.15	500	0.462	
-11.9	Km	1	8.1	1.72	445	0.461
-20.0		2	20.0	1.72	456	0.460
-40.0		3	20.0	1.73	472	0.458
-60.0		4	30.0	1.73	491	0.455
-90.0		5	30.0	1.73	514	0.452
-120.0		6	30.0	1.73	537	0.449
-150.0		7	40.0	1.74	564	0.445
-190.0		8	40.0	1.74	595	0.441
-230.0		9	40.0	1.75	626	0.437
-270.0		10	50.0	1.75	660	0.433
-320.0		11	50.0	1.76	699	0.427
-370.0	解放基盤	—	1.76	718	0.425	

表 3-8 使用済燃料乾式貯蔵建屋 地盤の非線形特性

地層区分	剛性低下率 $G/G_0 - \gamma$	減衰定数 $h - \gamma$
砂丘砂層 (du)	$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+1540\gamma^{1.04}}$	$h = \frac{\gamma}{4.27\gamma+0.00580} + 0.0102$
沖積層 (Ag2)	$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+2520\gamma^{1.14}}$	$h = \frac{\gamma}{4.10\gamma+0.00577} + 0.00413$
段丘堆積物 (D2c-3)	$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+269\gamma^{0.862}}$	$h = \frac{\gamma}{6.62\gamma+0.00949} + 0.0205$
段丘堆積物 (D2g-3)	$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+237\gamma^{0.732}}$	$h = \frac{\gamma}{9.70\gamma+0.00754} + 0.0233$
久米層 (Km)	$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+107\gamma^{0.824}}$	$h = \frac{\gamma}{4.41\gamma+0.0494} + 0.0184$



$G/G_0 - \gamma$  関係



$h - \gamma$  関係

図 3-8 使用済燃料乾式貯蔵建屋 地盤の非線形特性

表 3-9 等価地盤物性値 (基準地震動 S<sub>s</sub>-D 1 の場合)

標高 EL. m	地層 区分	層厚 m	密度	S波速度	P波速度	ポアソン比	減衰定数	
			$\rho$ t/m <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> m/s	V <sub>p</sub> m/s	$\nu$	h	
5.8	du*	2.8	1.82	192	445	0.385	0.037	
3.0	du	0.2	1.98	175	1782	0.493	0.063	
2.8								
	Ag2	5.1	2.01	194	1798	0.491	0.077	
-2.3	D2c-3	7.4	1.77	203	1752	0.488	0.087	
-9.7								
	D2g-3	2.2	2.15	389	1846	0.462	0.053	
-11.9	Km	1	8.1	1.72	410	1642	0.461	0.027
-20.0		2	20.0	1.72	413	1660	0.460	0.029
-40.0		3	20.0	1.73	425	1679	0.458	0.030
-60.0		4	30.0	1.73	442	1691	0.455	0.030
-90.0		5	30.0	1.73	467	1719	0.452	0.029
-120.0		6	30.0	1.73	488	1746	0.449	0.028
-150.0		7	40.0	1.74	510	1770	0.445	0.029
-190.0		8	40.0	1.74	541	1809	0.441	0.029
-230.0		9	40.0	1.75	577	1850	0.437	0.027
-270.0		10	50.0	1.75	612	1899	0.433	0.026
-320.0		11	50.0	1.76	651	1936	0.427	0.025
-370.0	解放基盤	—	1.76	718	1988	0.425	0.000	

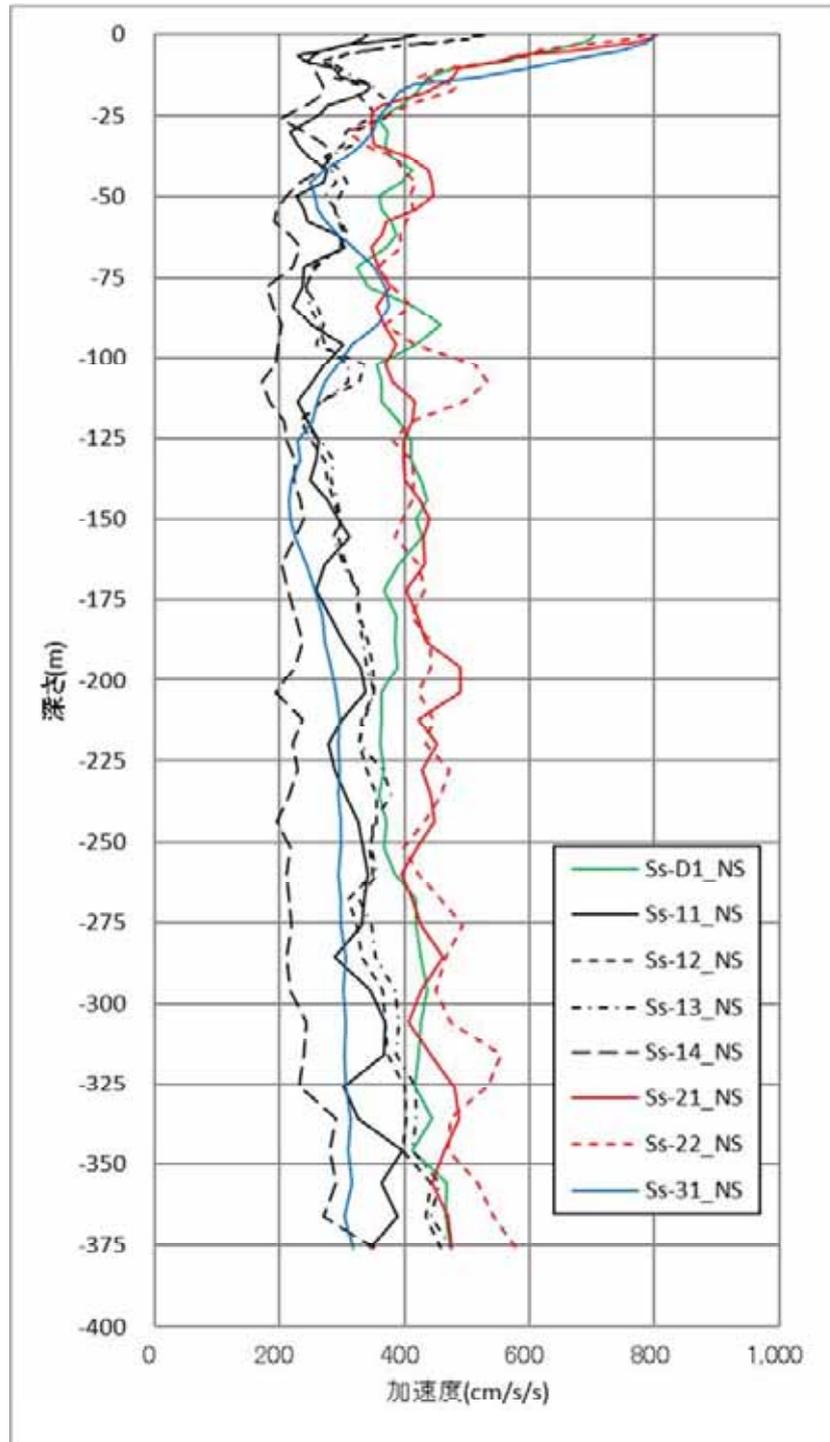


图 3-9 (1/3) 地盤応答解析結果 (NS 方向)

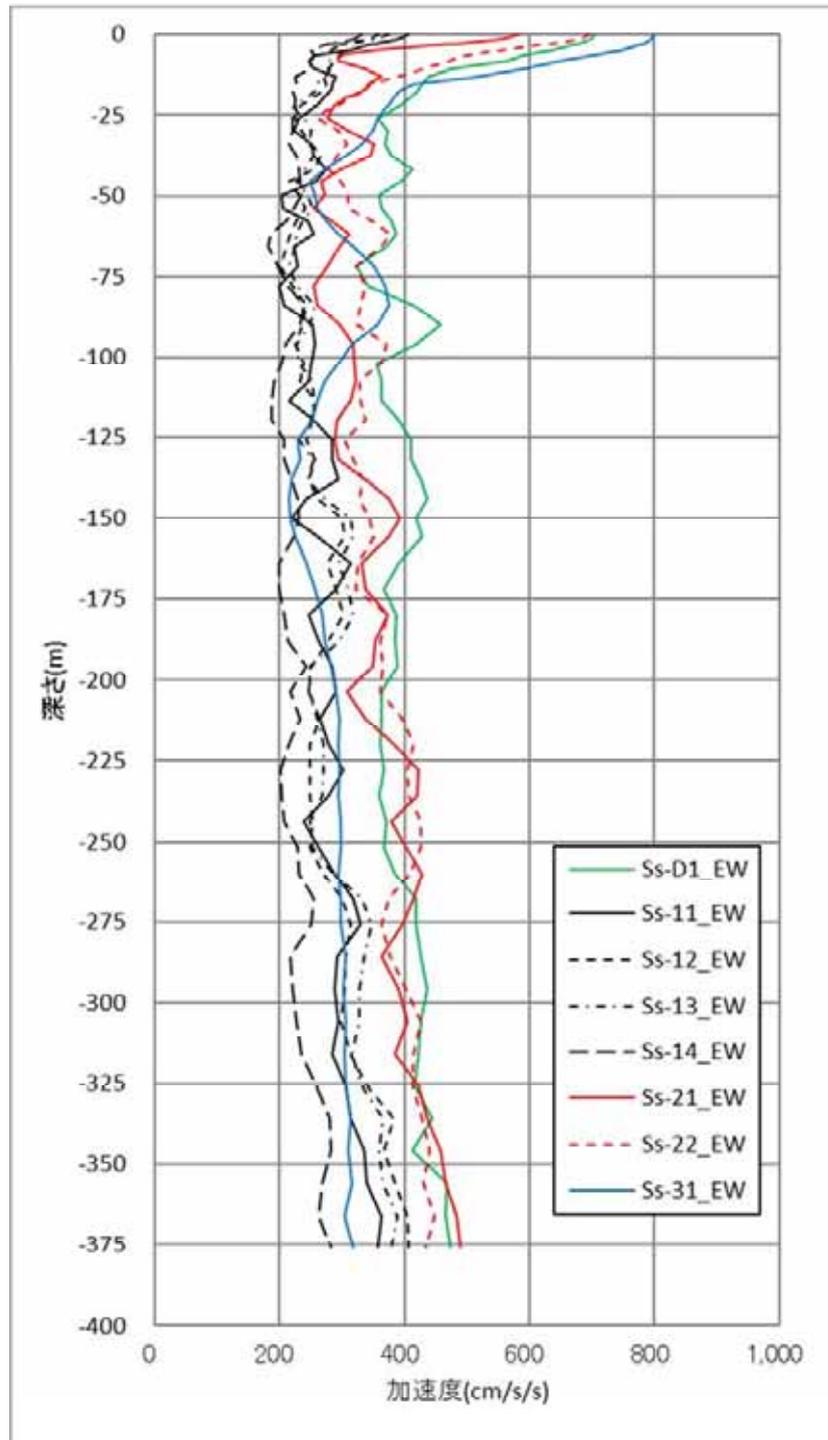


图 3-9 (2/3) 地盤応答解析結果 (EW方向)

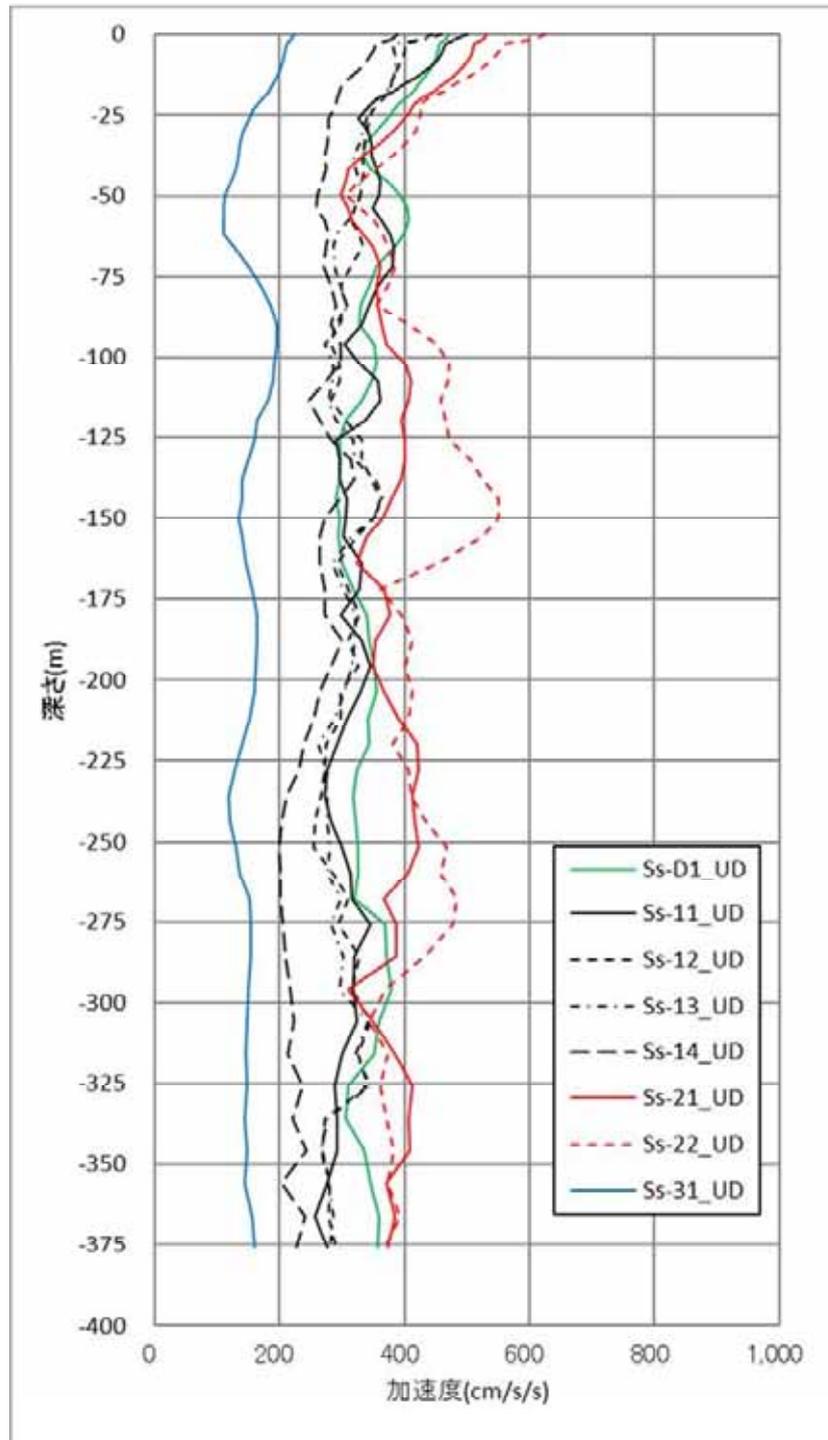


图 3-9 (3/3) 地盤応答解析結果 (UD方向)

### 3.3 解析方法

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析には、解析コード「NORA2D Ver.01.03.00」を用いる。

#### 3.3.1 動的解析

建物・構築物の動的解析は、時刻歴応答解析により実施する。

### 3.4 解析条件

#### 3.4.1 建物・構築物の復元力特性

耐震壁の非線形特性については、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1991 追補版」(以下「J E A G 4601-1991」という。)に基づき、トリリニア形スケルトン曲線とし、せん断力の履歴特性は最大点指向型を考慮している。また、曲げモーメントの復元力特性は第2折点までは最大点指向型を、それ以上ではディグレイディングトリリニア型を考慮している。復元力特性のスケルトン曲線を図3-10に、復元力特性の履歴特性を図3-11に、設定したスケルトン曲線数値表を表3-10及び表3-11に示す。

なお、耐震壁のせん断力 $Q$ は、耐震壁のせん断応力度 $\tau$ に耐震壁のせん断断面積を乗じて算出する。

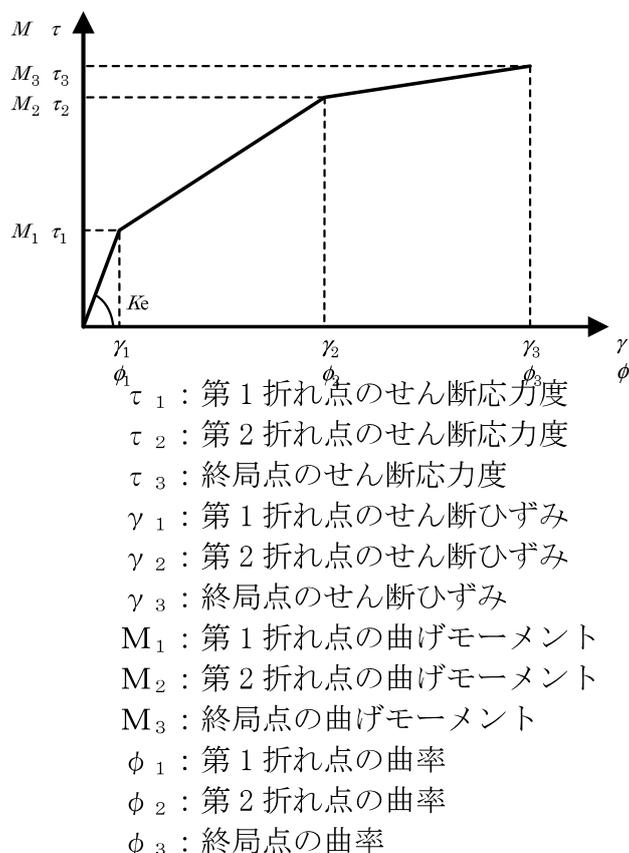
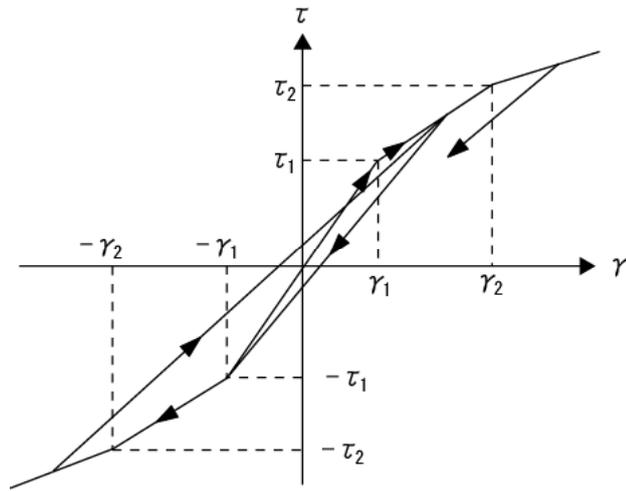
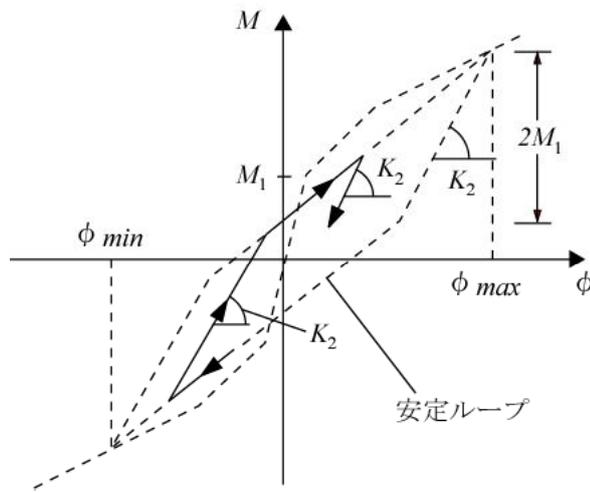


図3-10 耐震壁の復元力特性のスケルトン曲線



(a) 最大点指向型



(b) デイグレイディングトリリニア型

図 3-11 復元力特性の履歴特性

表 3-10 せん断応力度のスケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係)

方向	要素名	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
NS	BM03	1.86	0.198	2.51	0.594	5.61	4.00
	BM02	2.01	0.214	2.71	0.642	5.20	4.00
EW	BM03	1.79	0.191	2.42	0.573	4.88	4.00
	BM02	1.84	0.197	2.49	0.590	4.82	4.00

表 3-11 曲げモーメントのスケルトン曲線 ( $M - \phi$  関係)

方向	要素名	$M_1$ ( $\times 10^6$ kN $\cdot$ m)	$\phi_1$ ( $\times 10^{-6}$ /m)	$M_2$ ( $\times 10^6$ kN $\cdot$ m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-6}$ /m)	$M_3$ ( $\times 10^6$ kN $\cdot$ m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-6}$ /m)
NS	BM03	0.619	4.26	1.59	47.7	2.59	444
	BM02	1.00	5.17	2.33	49.0	3.55	415
EW	BM03	0.575	8.82	1.17	90.8	1.64	1820
	BM02	0.843	10.7	1.77	96.3	2.50	1640

#### 4. 解析結果

##### 4.1 動的解析

##### 4.1.1 固有値解析結果

地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有振動数及び刺激関数）を表 4-1 に、刺激関数図を S<sub>s</sub>-D 1 を代表に図 4-1 に示す。

##### 4.1.2 応答解析結果

作成中

表 4-1 (1/3) 固有値解析結果 (N S 方向)

CASE	1次		2次	
	固有振動数 (Hz)	刺激係数 $\beta$	固有振動数 (Hz)	刺激係数 $\beta$
Ss-D1	3.76	1.339	7.07	-0.286
Ss-11	4.03	1.384	7.30	-0.325
Ss-12	4.00	1.378	7.26	-0.319
Ss-13	4.00	1.379	7.26	-0.319
Ss-14	4.05	1.387	7.31	-0.326
Ss-21	3.86	1.356	7.17	-0.301
Ss-22	3.82	1.348	7.14	-0.295
Ss-31	3.69	1.329	7.01	-0.277

表 4-1 (2/3) 固有値解析結果 (E W 方向)

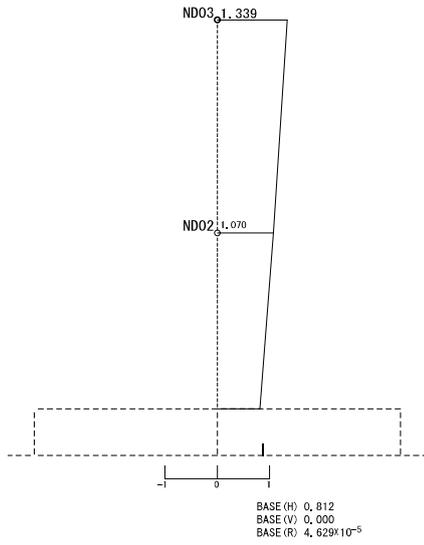
CASE	1次		2次	
	固有振動数 (Hz)	刺激係数 $\beta$	固有振動数 (Hz)	刺激係数 $\beta$
Ss-D1	3.67	1.574	6.82	-0.652
Ss-11	3.88	1.619	7.08	-0.714
Ss-12	3.85	1.613	7.05	-0.706
Ss-13	3.85	1.614	7.05	-0.706
Ss-14	3.89	1.621	7.10	-0.717
Ss-21	3.75	1.592	6.93	-0.676
Ss-22	3.72	1.584	6.89	-0.665
Ss-31	3.61	1.563	6.76	-0.636

表 4-1 (3/3) 固有値解析結果 (U D 方向)

CASE	1次		2次	
	固有振動数 (Hz)	刺激係数 $\beta$	固有振動数 (Hz)	刺激係数 $\beta$
Ss-D1	4.73	2.068	7.92	-1.210
Ss-11	4.74	1.992	8.23	-1.150
Ss-12	4.73	2.016	8.13	-1.168
Ss-13	4.73	2.014	8.13	-1.167
Ss-14	4.73	2.003	8.18	-1.158
Ss-21	4.73	2.022	8.10	-1.173
Ss-22	4.73	2.027	8.08	-1.177
Ss-31	4.72	2.088	7.84	-1.226

(※) 刺激係数は、各次の固有ベクトル  $\{u_s\}$  の最大値が1となるように規準化した値である。

TOKAI-DC Ss-D1\_NS  
 EXCITING FUNCTION .. NO 1  
 f= 3.76 Hz  
 T= 0.266 s  
 B= 1.339



TOKAI-DC Ss-D1\_NS  
 EXCITING FUNCTION .. NO 2  
 f= 7.07 Hz  
 T= 0.142 s  
 B= -0.286

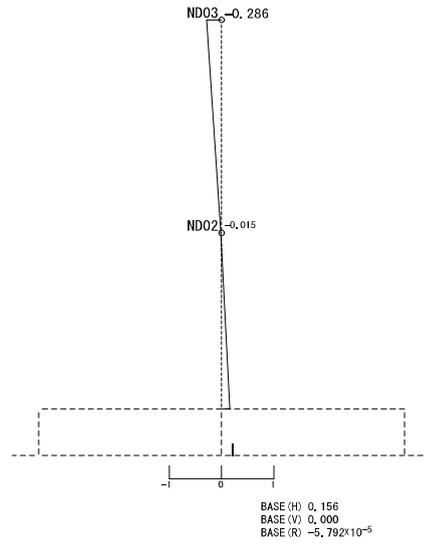
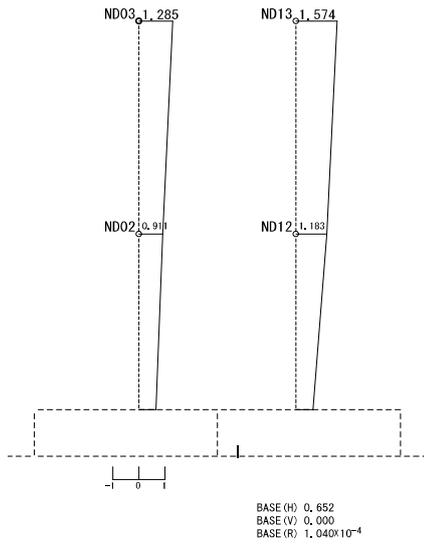


図 4-1 (1/3) 刺激関数 (S<sub>s</sub>-D1, NS方向)

TOKAI-DC Ss-D1\_EW  
 EXCITING FUNCTION .. NO 1  
 f= 3.67 Hz  
 T= 0.273 s  
 B= 1.574



TOKAI-DC Ss-D1\_EW  
 EXCITING FUNCTION .. NO 2  
 f= 6.82 Hz  
 T= 0.147 s  
 B= -0.652

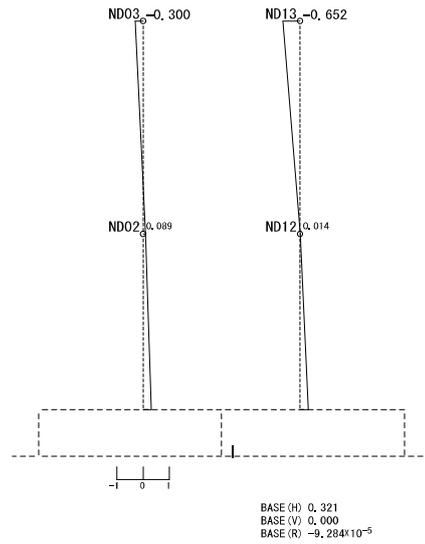
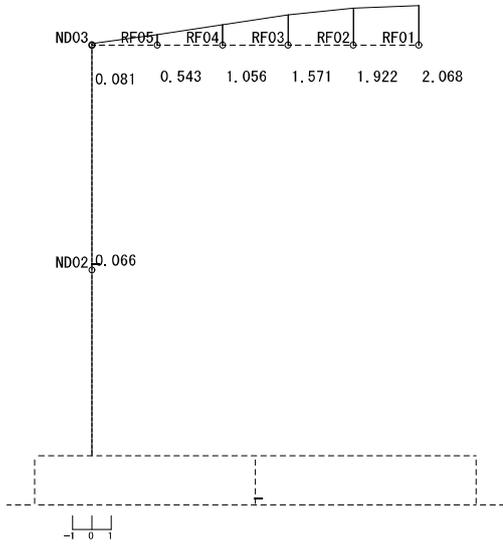


図 4-1 (2/3) 刺激関数 (S<sub>s</sub>-D1, EW方向)

TOKAI-DC Ss-D1\_UD

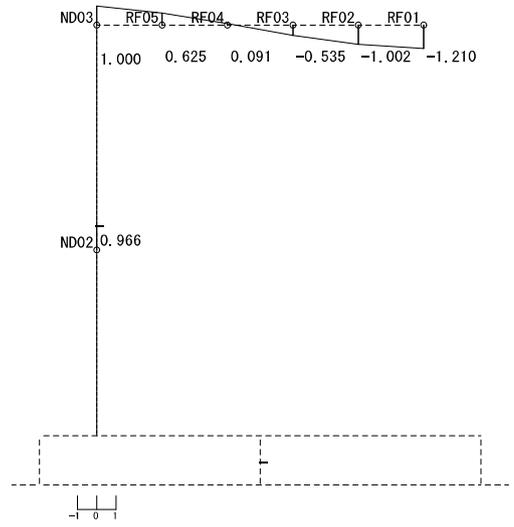
EXCITING FUNCTION ..NO 1  $f= 4.72 \text{ Hz}$   
 $T= 0.212 \text{ s}$   
 $B= 2.068$



BASE (H) 0.000  
 BASE (V) 0.057  
 BASE (R)  $0.000 \times 10^9$

TOKAI-DC Ss-D1\_UD

EXCITING FUNCTION ..NO 2  $f= 7.92 \text{ Hz}$   
 $T= 0.126 \text{ s}$   
 $B= -1.210$



BASE (H) 0.000  
 BASE (V) 0.914  
 BASE (R)  $0.000 \times 10^9$

図 4-1 (3/3) 刺激関数 (S<sub>s</sub>-D1, UD方向)

## Ⅱ 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震計算書

## 目 次

1. 概要 .....	II- 1
2. 基本方針 .....	II- 3
2.1 位置 .....	II- 3
2.2 構造概要 .....	II- 4
2.3 評価方針 .....	II- 7
2.4 準拠規格・基準等 .....	II- 9
3. 地震応答解析による評価方法 .....	II-10
4. 応力解析による評価方法 .....	II-11
4.1 評価対象部位及び評価方針 .....	II-11
4.2 荷重及び荷重の組合せ .....	II-13
4.3 許容限界 .....	II-14
4.4 解析モデル及び諸元 .....	II-16
4.5 評価方法 .....	II-19
5. 評価結果 .....	II-22

## 1. 概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を 24 基収納する地上 1 階建、平面が約 52 m（南北方向）×約 24 m（東西方向）、地上高さ約 21 m の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。使用済燃料乾式貯蔵建屋の平面図を図 1-1 に示す。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎版は厚さ約 2.5 m（一部約 2.0 m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。使用済燃料乾式貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置された耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

本資料は、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎部は、設計基準対象施設において「Sクラス施設の間接支持構造物」に分類されるため、分類に応じた耐震評価を示す。また使用済燃料乾式貯蔵建屋の上屋については、上位クラスである使用済燃料乾式貯蔵容器に対する波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その波及的影響評価は、使用済燃料乾式貯蔵容器の有する機能が保持されることを確認するため、下位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の構造物全体としての変形性能の評価及び使用済燃料乾式貯蔵容器への影響評価を行う。

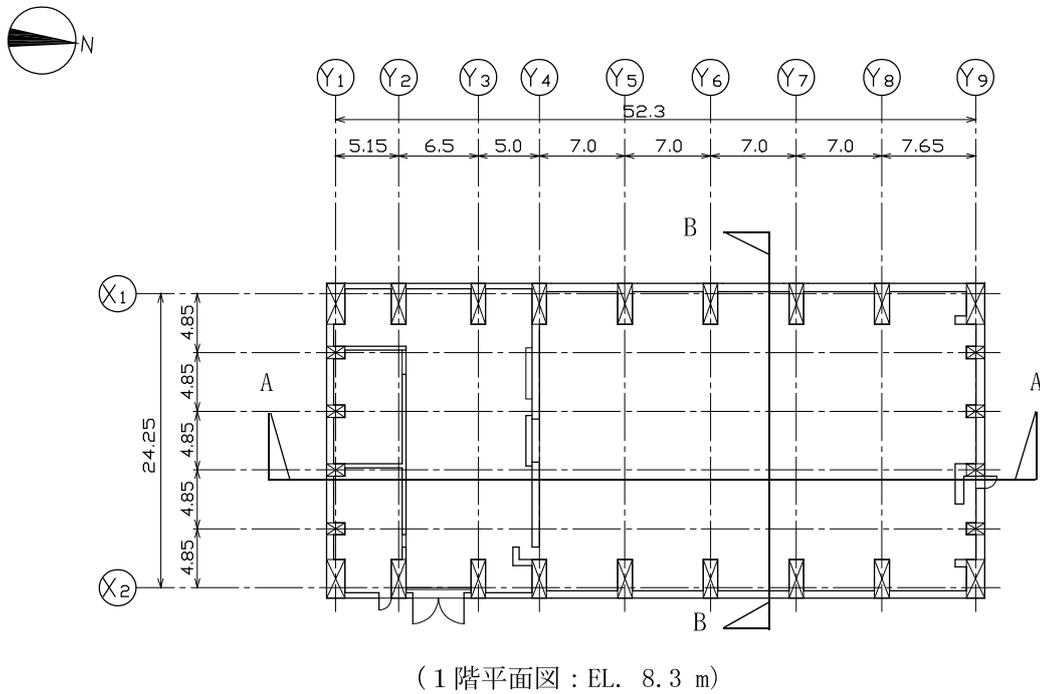
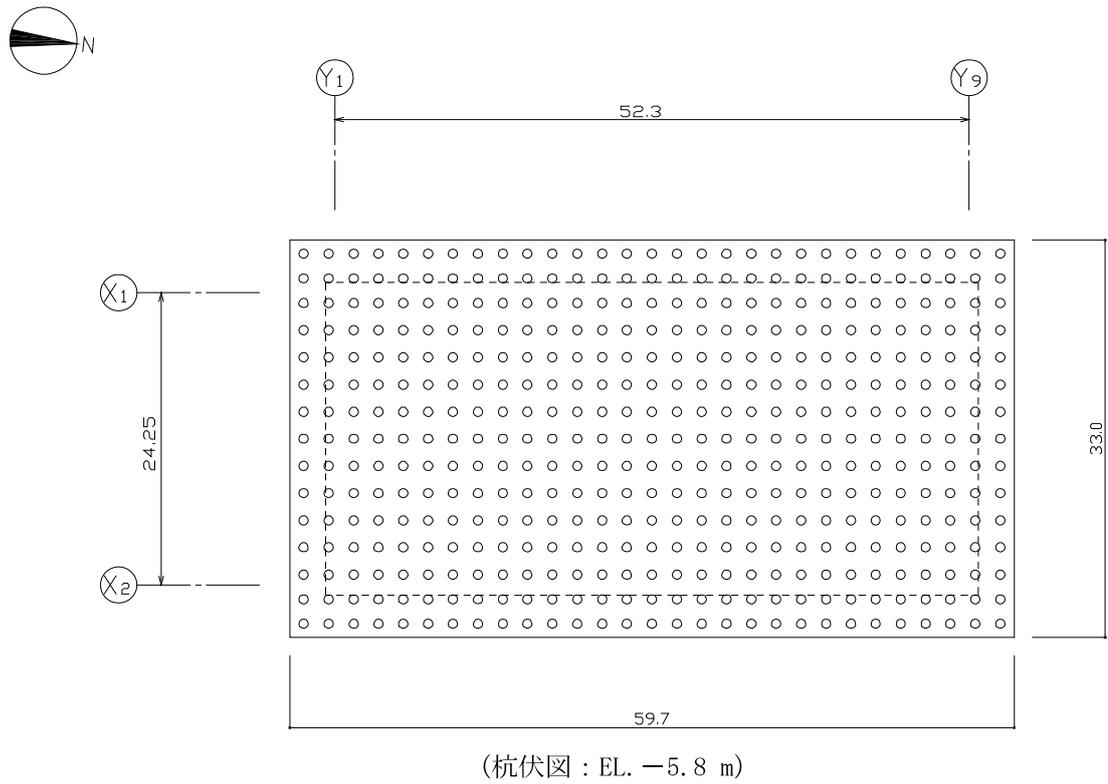


図 1-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (平面図)

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

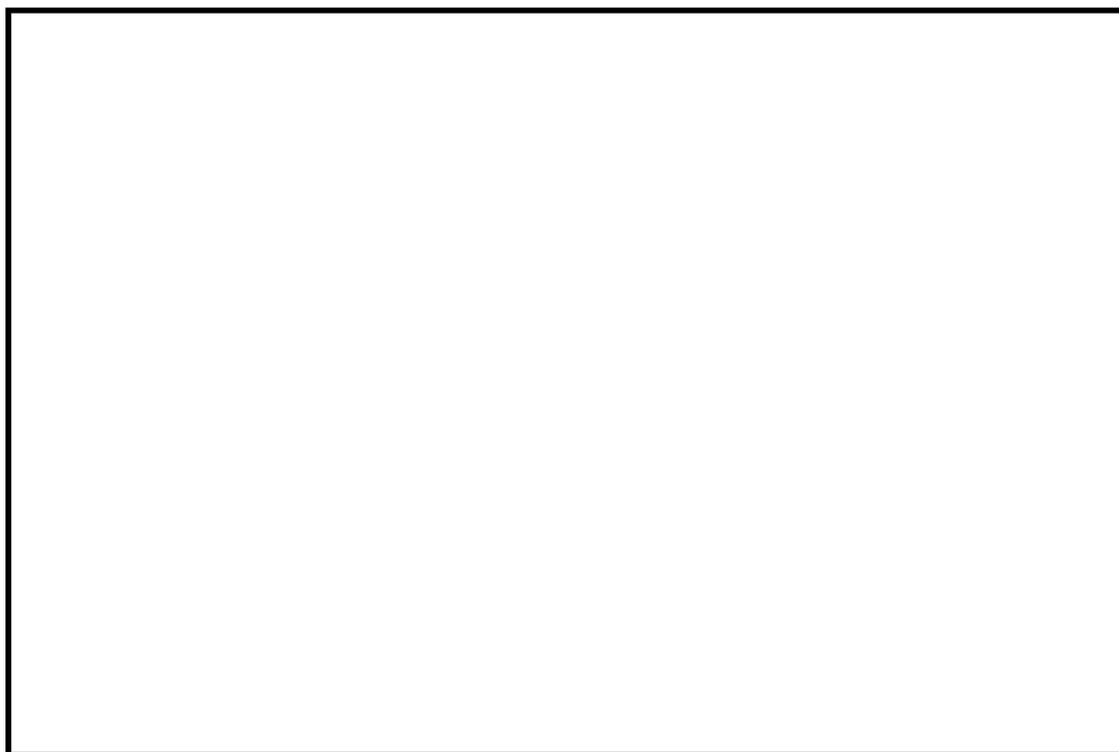


図 2-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を 24 基収納する地上 1 階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート及び鉄骨造）の建物である。

使用済燃料乾式貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置された耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

使用済燃料乾式建屋は、地上 1 階建で平面が約 52 m（南北方向）×約 24 m（東西方向）の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物であり、適切に配置された耐震壁で構成された剛な構造としている。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎は、平面が約 60 m（南北方向）×約 33 m（東西方向），厚さ約 2.5 m（一部約 2.0 m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。

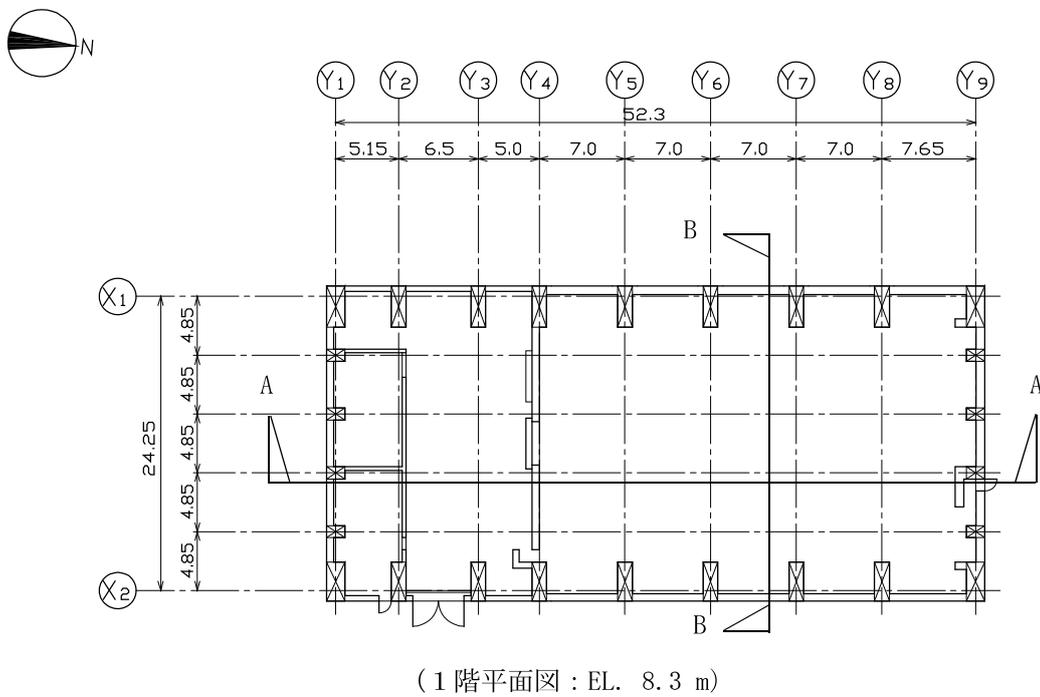
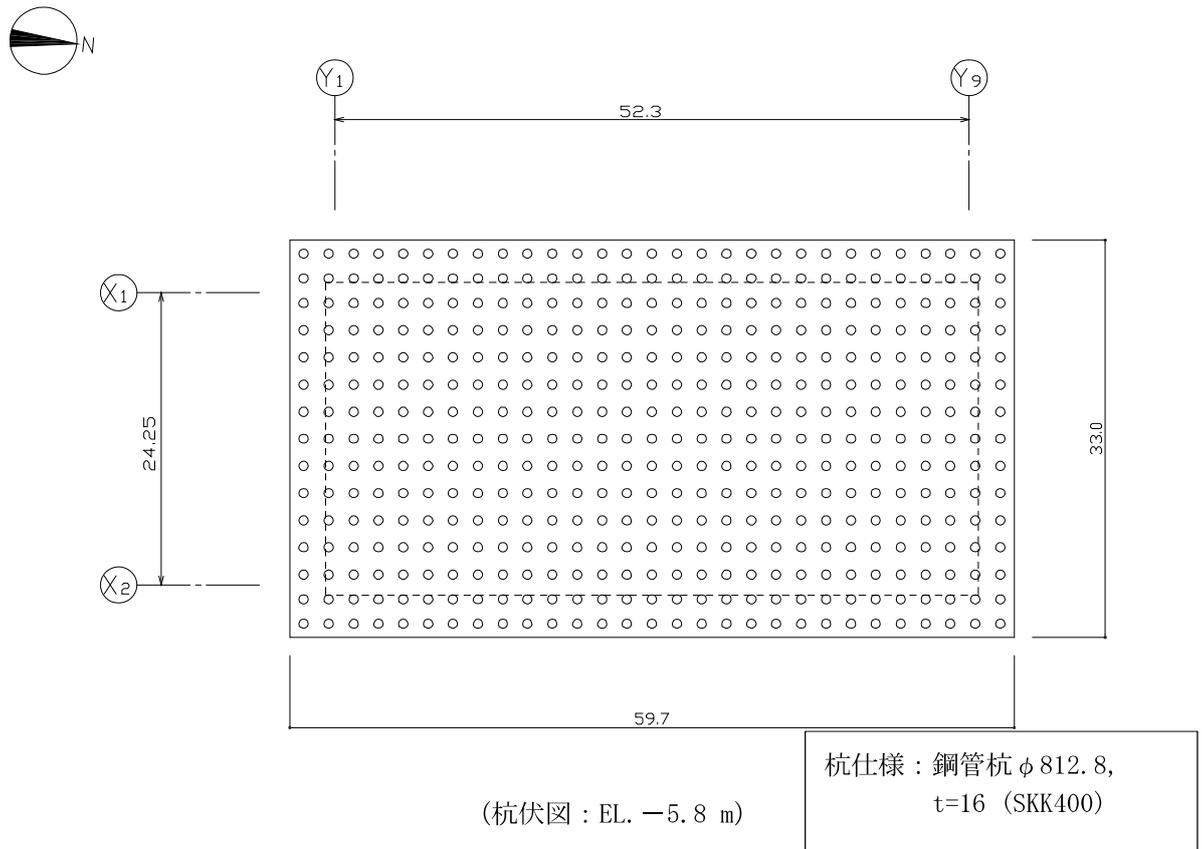
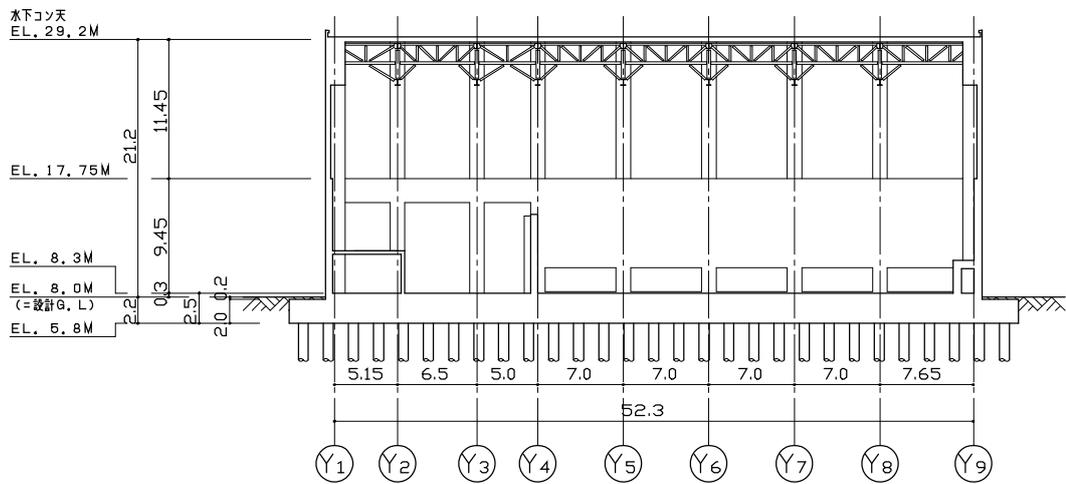
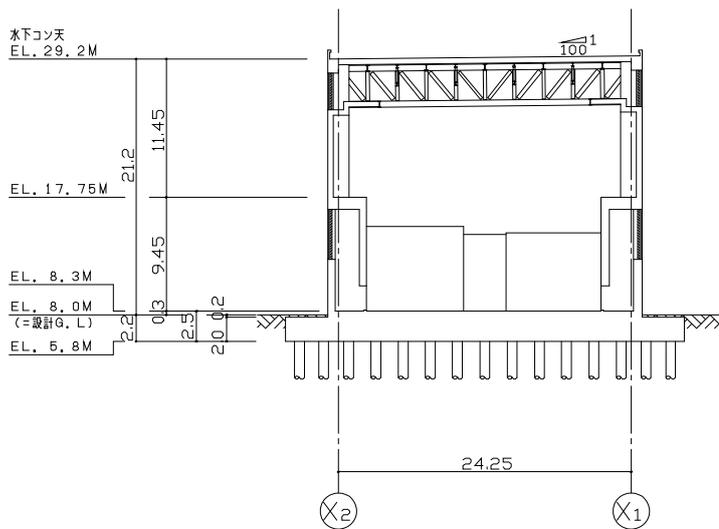


図 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (平面図)



(NS方向, A-A断面)



(EW方向, B-B断面)

図 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (断面図)

### 2.3 評価方針

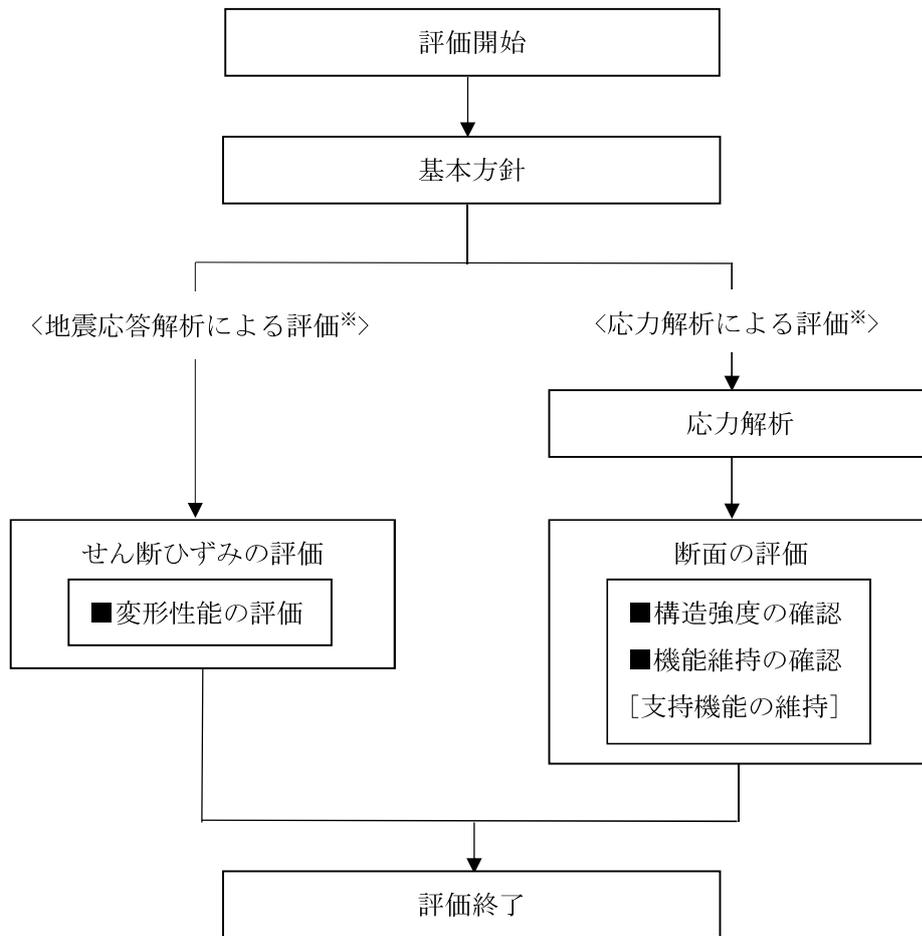
使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎部は、設計基準対象施設において「Sクラス施設の間接支持構造物」に分類される。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎部の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動  $S_s$  による地震力に対する評価（以下「 $S_s$ 地震時に対する評価」という。）を行うこととし、その評価は「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」の結果を踏まえたものとする。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎部の評価は、応力解析による評価を行う。

応力解析による評価では、応力解析を行い、基礎版、杭、屋根トラスの断面検討を実施し、構造強度の確認及び機能維持の確認を行う。

図2-4に使用済燃料乾式貯蔵建屋の評価フローを示す。



※ 「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」の結果を踏まえた評価を行う

図 2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の評価フロー

## 2.4 準拠規格・基準等

使用済燃料乾式貯蔵建屋の評価において、準拠する規格・基準等を以下に示す。

- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2010）
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2005）（以下「RC-N規準」という。）
- ・建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会，2001）
- ・鋼構造塑性設計指針（(社)日本建築学会，2017）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4601・補-1984（(社)日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1987（(社)日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）（以下「J E A G 4601-1991 追補版」という。）
- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）

### 3. 地震応答解析による評価方法

地震応答解析による評価において、使用済燃料乾式貯蔵建屋の構造強度及び支持機能の維持については、「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」に基づき、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における使用済燃料乾式貯蔵建屋の許容限界は、表 3-1 のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
—	上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと	基準地震動 $S_s$	耐震壁	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ $4.0 \times 10^{-3}$

#### 4. 応力解析による評価方法

##### 4.1 評価対象部位及び評価方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋の応力解析による評価対象部位は、「基礎版」、「杭」、「屋根トラス」とし、 $S_s$ 地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

$S_s$ 地震時に対する評価は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、準拠規格・基準等を参考に設定した許容限界を超えないことを確認する。

3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析に当たっては、「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。応力解析による評価フローを図4-1に示す。

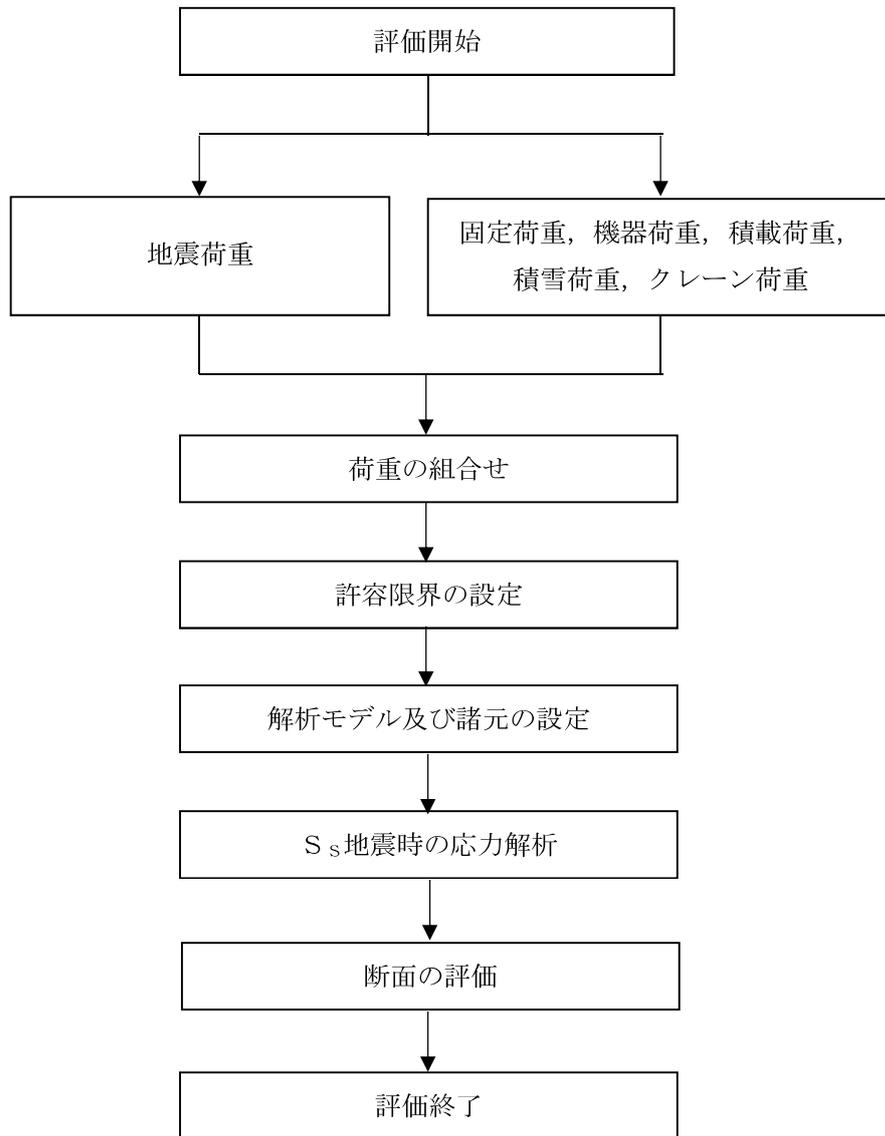


図 4-1 応力解析による評価フロー（基礎）

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

### 4.2.1 荷重

(1) 固定荷重(G), 機器荷重(E), 積載荷重(P), 積雪荷重(S), クレーン荷重(CL)

作成中

(2) 地震荷重(Ks)

水平地震力及び鉛直地震力は、基準地震動 $S_s$ に対する地震応答解析より算定される動的地震力より設定する。

$S_s$ 地震荷重を表に示す。

作成中

### 4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	$G+E+P+S+CL+Ks$

G : 固定荷重

E : 機器荷重

P : 積載荷重

S : 積雪荷重

CL : クレーン荷重, ただし吊荷荷重を除く。

Ks : 地震荷重

#### 4.3 許容限界

応力解析による評価における使用済燃料乾式貯蔵建屋の「基礎版」「杭」「屋根トラス」の許容限界は、表 4-2 のとおり設定する。

また、コンクリート、鉄筋及び鋼材の許容応力度を表 4-3～表 4-7 に示す。杭の許容応力度及び杭の  $S_s$ 地震時の許容支持力と許容引抜き抵抗力を表 4-11 及び表 4-12 に示す。

表 4-2 応力解析による評価における許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 $S_s$	基礎版 杭 屋根トラス	部材に生じる応力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	準拠規格・基準等に基づく終局耐力
支持機能 ※1	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 $S_s$	基礎版 杭	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	準拠規格・基準等に基づく終局耐力

※1：「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響」の確認が含まれる。

表 4-3 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	短期	
	圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断 ( $N/mm^2$ )
23.5	15.6	1.08

表 4-4 鉄筋の許容応力度

外力の状態	SD390 (D22 以上)		SD345 (D19 以下)	
	引張及び圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断補強 ( $N/mm^2$ )	引張及び圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断補強 ( $N/mm^2$ )
$S_s$ 地震時	390	390	345	345

・材料強度は許容応力度（引張及び圧縮）を 1.1 倍して算出する。

表 4-5 鉄骨の許容応力度

外力の状態	鋼材種類	板厚 (mm)	基準強度 $F$ ( $N/mm^2$ )
$S_s$ 地震時	SS400, SM400A	$\leq 40$	235

・材料強度は基準強度を 1.1 倍して算出する。

表 4-6 杭の許容応力度

外力の状態	鋼材種類	杭径 (mm) 板厚 (mm)	基準強度 $F$ ( $N/mm^2$ )
$S_s$ 地震時	SKK400	$\phi 812.8$ $t=16$	235

・材料強度は基準強度を 1.1 倍して算出する。

・杭外周は腐食代 2mm を考慮する。

表 4-7 杭の  $S_s$ 地震時の許容支持力及び許容引抜き抵抗力

杭径	$S_s$ 地震時	
	許容支持力 (kN)	許容引抜き抵抗力 (kN)
$\phi 812.8$	2740	1000

#### 4.4 解析モデル及び諸元

##### 4.4.1 建屋（基礎版及び屋根トラス）

作成中

##### 4.4.2 杭

###### 4.4.2.1 モデル化の基本方針

杭の $S_s$ 地震時軸力は、使用済燃料乾式貯蔵建屋基礎底面に作用する自重、水平方向地震応答解析で得られる地盤回転ばね反力及び上下方向地震応答解析で得られる地盤鉛直ばね反力を用いて算定する。杭の軸力算定概念を図4-2に示す。

杭の $S_s$ 地震時のせん断力と曲げモーメントを評価するための応力解析は、弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析とする。解析には、解析コード「MSC NASTRAN 2008R1」を用いる。弾性支承ばりモデルによる杭応力評価概念を図4-3に示す。建屋慣性力による杭応力と地盤震動による杭応力の絶対値の和より算出する。弾性支承ばりモデルの地盤ばねは杭の水平載荷試験結果から評価した水平地盤反力係数を用いて算定する。

###### 4.4.2.2 境界条件

弾性支承ばりモデルの境界条件は、杭頭は固定条件、杭先端はピン条件とする。

###### 4.4.2.3 解析諸元

杭の断面性能を表4-8に示す。

$$P_i = \frac{N'}{n} + \frac{M}{\sum_j X_j^2} \cdot X_i$$

ここに、 $P_i$  :  $i$  番目の杭の軸力

$N'$  : 建屋基礎版底面における軸力  $N' = N \pm \Delta N$

$N$  : 建屋総重量

$\Delta N$  : 上下方向応答解析で得られる地盤鉛直ばね反力

$M$  : 建屋基礎版底面における転倒モーメント（地盤回転ばね反力）

$n$  : 杭本数

$X_i$  :  $i$  番目の杭の杭群図心線からの距離

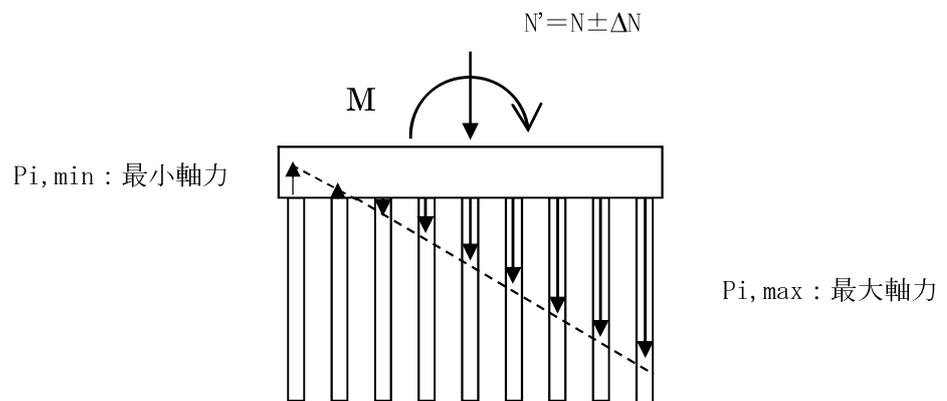
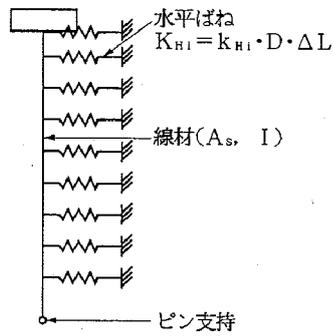


図 4-2 杭の軸力算定概念

$$K_H = k_H \cdot D \cdot \Delta L、$$

ここに、 $K_H$  : 水平ばね (kgf/cm)

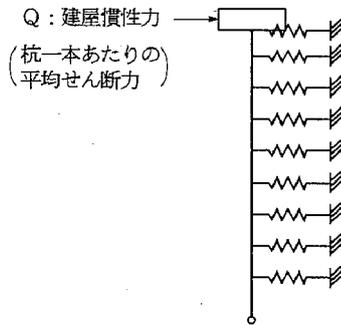
$k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)



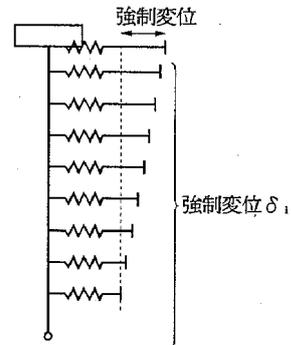
地層名	$K_H$
du	1.7
A <sub>#2</sub>	5.1
D <sub>c3</sub>	3.0
D <sub>#3</sub>	5.1
K <sub>c</sub>	7.1

D : 杭径 (cm)

$\Delta L$  : ばね間隔



(a) 建屋慣性力による場合



(b) 地盤震動による場合

図 4-3 弾性支承ばりモデルによる杭応力評価概念

表 4-8 杭の断面性能 (腐食代考慮)

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	内径 d (mm)	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント I (cm <sup>4</sup> )
808.8	14	780.8	349.6	174.8	276000

## 4.5 評価方法

### 4.5.1 建屋（基礎版及び屋根トラス）

作成中

### 4.5.2 杭

#### (1) 応力解析方法

使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭について、弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析を実施する。

#### a. 荷重ケース

$S_s$ 地震時の応力は次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

G : 固定荷重

E : 機器荷重

P : 積載荷重

S : 積雪荷重

$K_{SNS}$  : NS 方向  $S_s$  地震荷重

$K_{SEW}$  : EW 方向  $S_s$  地震荷重

$K_{SUD}$  : 鉛直方向  $S_s$  地震荷重

#### b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-14 に示す。

#### c. 荷重の入力方法

杭の  $S_s$ 地震時のせん断力と曲げモーメントは、建屋慣性力による杭応力と地盤震動による杭応力の絶対値和より算出する。

#### (a) 建屋慣性力

建屋慣性力による杭応力を求める際に杭頭に入力する建屋慣性力は、水平方向の地震応答解析で得られる地盤水平ばね反力を杭本数（435 本）で除した、杭 1 本当たりのせん断力とする。

#### (b) 地盤震動による強制変位

地盤震動による杭応力を求める際に地盤ばねに入力する杭の強制変位は、地盤応答解析から得られる杭先端に対する相対変位とする。

表 4-14 杭の評価における荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ
S <sub>s</sub> 地震時	1	G+E+P+S+1.0K <sub>S<sub>N</sub>S</sub> -0.4K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	2	G+E+P+S+1.0K <sub>S<sub>N</sub>S</sub> +0.4K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	3	G+E+P+S+0.4K <sub>S<sub>N</sub>S</sub> -1.0K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	4	G+E+P+S+0.4K <sub>S<sub>N</sub>S</sub> +1.0K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	5	G+E+P+S+1.0K <sub>S<sub>E</sub>W</sub> -0.4K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	6	G+E+P+S+1.0K <sub>S<sub>E</sub>W</sub> +0.4K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	7	G+E+P+S+0.4K <sub>S<sub>E</sub>W</sub> -1.0K <sub>S<sub>UD</sub></sub>
	8	G+E+P+S+0.4K <sub>S<sub>E</sub>W</sub> +1.0K <sub>S<sub>UD</sub></sub>

※K<sub>S<sub>UD</sub></sub> は、下向きを正とする

## (2) 断面の評価方法

使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭の軸力の評価は、 $S_s$ 地震時に発生する杭軸力が許容支持力及び許容引抜き抵抗力以内であることを確認する。

また、杭の断面の評価は、弾性支承ばりモデルを用いた応力解析により得られた各断面力（軸力、曲げモーメント、せん断力）を用いることとし、 $S_s$ 地震時に対して以下のとおり行う。

軸力、曲げモーメントに対する検討では、杭に生じる曲げモーメントが杭断面の軸方向力を考慮した全塑性モーメントを超えないことを確認する。

せん断力に対する検討では、杭に生じるせん断力が、杭体の終局せん断強度以内であることを確認する。

5. 評価結果

作成中

### Ⅲ 使用済燃料乾式貯蔵建屋の 地震応答解析モデルの既工認からの変更について

## 1. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの既工認からの変更

### 1.1 目的

今回工認に用いる使用済燃料乾式貯蔵建屋のSRモデルについて検討する。使用済燃料乾式貯蔵建屋はNS方向に細長い形状をしている。このような形状であるとEW方向振動に対して、中央部の振動を含め、1本棒モデルに集約するのは難しい。設計当時は1本棒モデルであるが、3次元FEMの1次固有周期（中央部振動の固有周期）に整合するように剛性を設定していた。これは、耐震壁の剛性を小さく見積もることであり、クライテリアをせん断ひずみとした場合には保守的な設定と言える。また、設計当時の基準地震動 $S_2$ に対しては、この保守的なモデルを用いても弾性範囲に収まっていたため耐震壁の復元力特性を作成していない。

今回工認では基準地震動 $S_s$ 入力に対し、非線形領域に入ることが予想されるため耐震壁の復元力特性を設定する必要がある。

上記を背景に、NS方向も含め、より実情に近い建屋の振動性状を評価できる耐震壁の復元力特性を考慮した解析モデルを設定することを目的とする。

### 1.2 今回工認モデルの設定方針

地震応答解析モデルは、以下の方針に基づいて、建設当時の工認（以下「既工認」という。）のモデルから変更する。NS方向の耐震壁には、金属キャスク冷却のために大開口が設けられている。既工認モデルでは、開口の影響を考慮したはり理論による等価剛性を設定しており、既工認モデルでは、3次元全体FEMと1次固有周期は整合していたものの、上階の方が下階よりも剛性が大きく評価されていた。今回は、より詳細に開口の影響を考慮するために、3次元全体FEMモデルによる剛性評価を採用することに修正する。復元力特性は、原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4601-1991 追補版〔社団法人日本電気協会〕（以下「J E A G 4601-1991 追補版」という。）に基づいて設定する。

EW方向の既工認モデルは、「1.1 目的」に記載したように、保守的に1本棒のモデルを構築していた。 $S_s$ 基準地震動に対する今回工認では、非線形挙動を精度良く表現するために、妻側耐震壁と耐震壁間のフレーム部をそれぞれ1本棒でモデル化し、屋根スラブレベルで屋根スラブ剛性を模擬したせん断ばねで連結する2本棒多質点系モデルに変更する。

### 1.3 既工認との比較

地震応答解析モデルの変更点を表1-1に示す。

既工認では、質点系モデルの基礎底面位置に杭と地盤との動的相互作用を考慮して評価したばね（水平ばね、回転ばね及び鉛直ばね）を取り付けてモデル化している。基礎底面ばねは、地盤の成層性と半無限性を考慮した3次元薄層要素法による加振解に基づく方法により算定している。また、建屋入力動については、基礎版底面レベルでの応答波を用いている。

今回工認で変更した点は、建屋入力動評価の適正化を鑑み、薄層要素法により算定した杭の拘束効果を考慮した基礎版底面レベルでの応答波（以下「有効入力動」という。）を採用したことである。

表 1-1 (1/2) 地震応答解析モデルの変更点 (解析条件)

項目	既工認	今回工認
材料諸元	RC部：ヤング係数E・せん断弾性係数G (従来単位)	RC部：RC-N規準に基づくヤング係数E・せん断弾性係数G
モデル形状※1	NS, EW方向ともに1軸多質点系モデル	NS方向：1軸多質点系モデル EW方向：建屋振動特性を考慮した2軸多質点系モデル 鉛直方向：モデルを新設
耐震剛性 ※1	NS方向：剛床仮定に基づいた従来ベースの弾性剛性を設定  EW方向：3次元FEMモデルにより屋根スラブ剛性を考慮した等価剛性を設定  鉛直方向：モデル未設定	NS方向：3次元FEMモデルにより大開口の影響をより詳細に考慮した等価剛性を設定  EW方向：耐震壁と中間フレーム部を独立させ、それぞれ従来ベースの弾性剛性を設定  鉛直方向：耐震壁配置に応じ従来ベースで剛性を設定(単スパン集約モデル)
耐震重量	積雪荷重を未考慮	積雪荷重 30cm×0.35 考慮 (30tf 増)
解析手法	建屋剛性は線形としてモデル化 (線形応答解析)	せん断及び曲げの非線形性を考慮 (復元力特性の設定による非線形応答解析) ※鉛直方向は線形応答解析
入力地震動	地盤応答解析による基礎版底面レベルの応答波	薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動

※1：解析モデルの妥当性は、観測記録シミュレーションより確認した。

表 1-1 (2/2) 地震応答解析モデルの変更点 (解析モデル形状)

	既工認	今回工認
N S 方向		
E W 方向		
鉛直 方向		

**【補足資料1】薄層要素法とは**

薄層要素法とは，弾性地盤における正弦的な波動伝播を求めるのに際し，地盤を水平な薄層に分割して水平方向には均質な連続体とするが，深さ方向には分割面で離散的に扱う方法である。薄層要素法では波動伝播の解が解析的に求められるため積分する必要がなく，計算効率の点で極めて有利となるため，地盤内部に多数の加振源を有する埋込み基礎や群杭の動的相互作用解析に広く適用されている。

## 【補足資料2】観測記録を用いた応答解析モデルの妥当性検討

建屋のモデル化における振動特性評価の妥当性確認として、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（以下「東北地方太平洋沖地震」という。）時の観測記録を用いたシミュレーション解析を実施した。

### 1. 地震計設置位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋には、地震時の基本的な振動性状を把握する目的で基礎上端と屋根トラス上部に各1台の地震計を設置している。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震計設置位置を図1-1に示す。

### 2. シミュレーション解析結果

既工認での地震応答解析の概要図を図2-1に、今回の工認での評価の概要図を図2-2に示す。観測記録を用いたシミュレーション解析は、既工認モデルと今回の工認モデルの両方を用い、図2-2の方法で実施した。

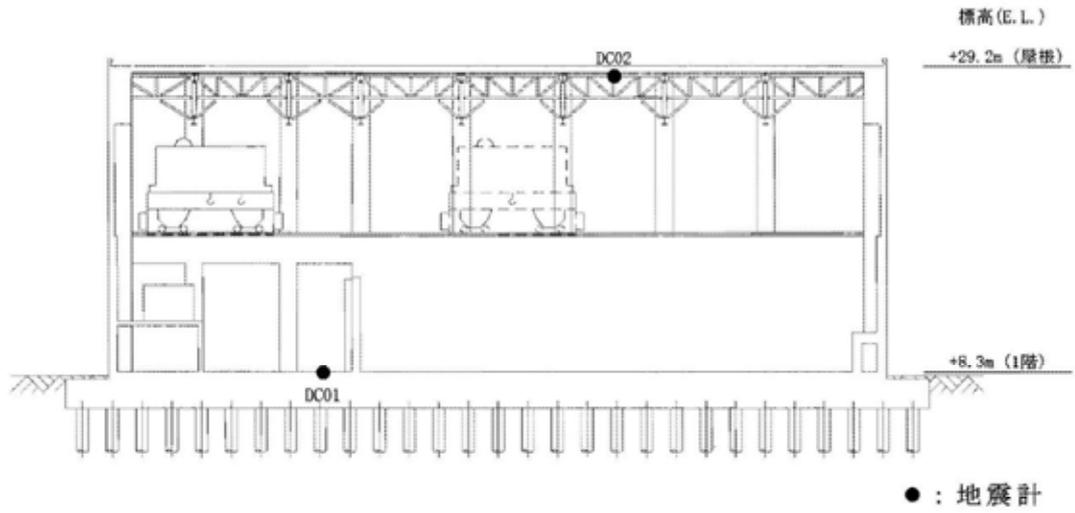
東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果として、両者の最大応答加速度分布の比較を図2-3に示す。今回工認モデルは既工認モデルとほぼ同等の応答となっており、観測記録に対しては両モデルともに観測記録よりも大きい結果となっている。

床応答スペクトルの比較を図2-4に示す。観測記録、既工認モデル及び今回工認モデルのピークは、ほぼ同じ周期で生じていることから、建屋の剛性は適切に模擬できているものと考えられる。

### 3. 工認に用いる地震応答解析モデルの妥当性について

使用済燃料乾式貯蔵建屋が細長い形状をしていること等を考慮し、地震応答解析モデルを既工認から変更をしたが、東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果より、既工認モデルと今回工認モデルの観測記録の説明性は同程度であることを確認した。

以上の結果を踏まえ、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算及び耐震計算書に用いる応答解析モデルには、今回工認モデルを用いることとした。



地震計配置（使用済燃料乾式貯蔵建屋 断面図）

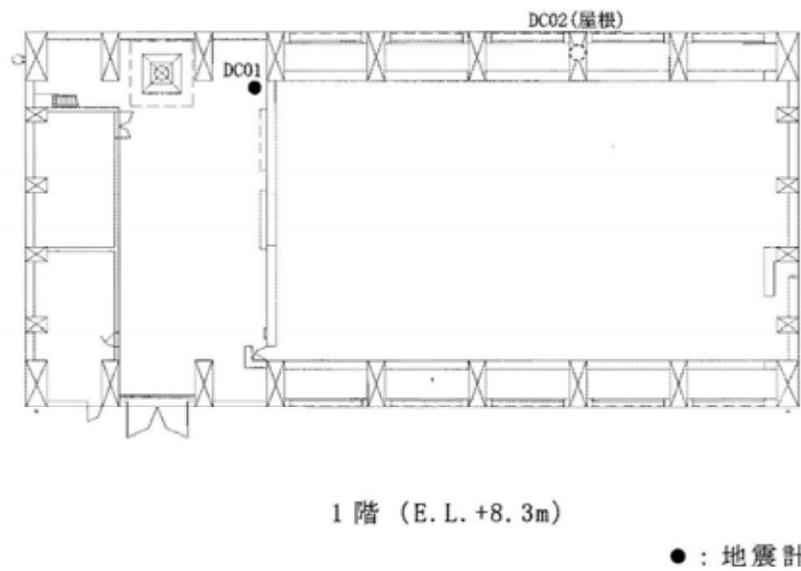


図 1-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震計設置位置

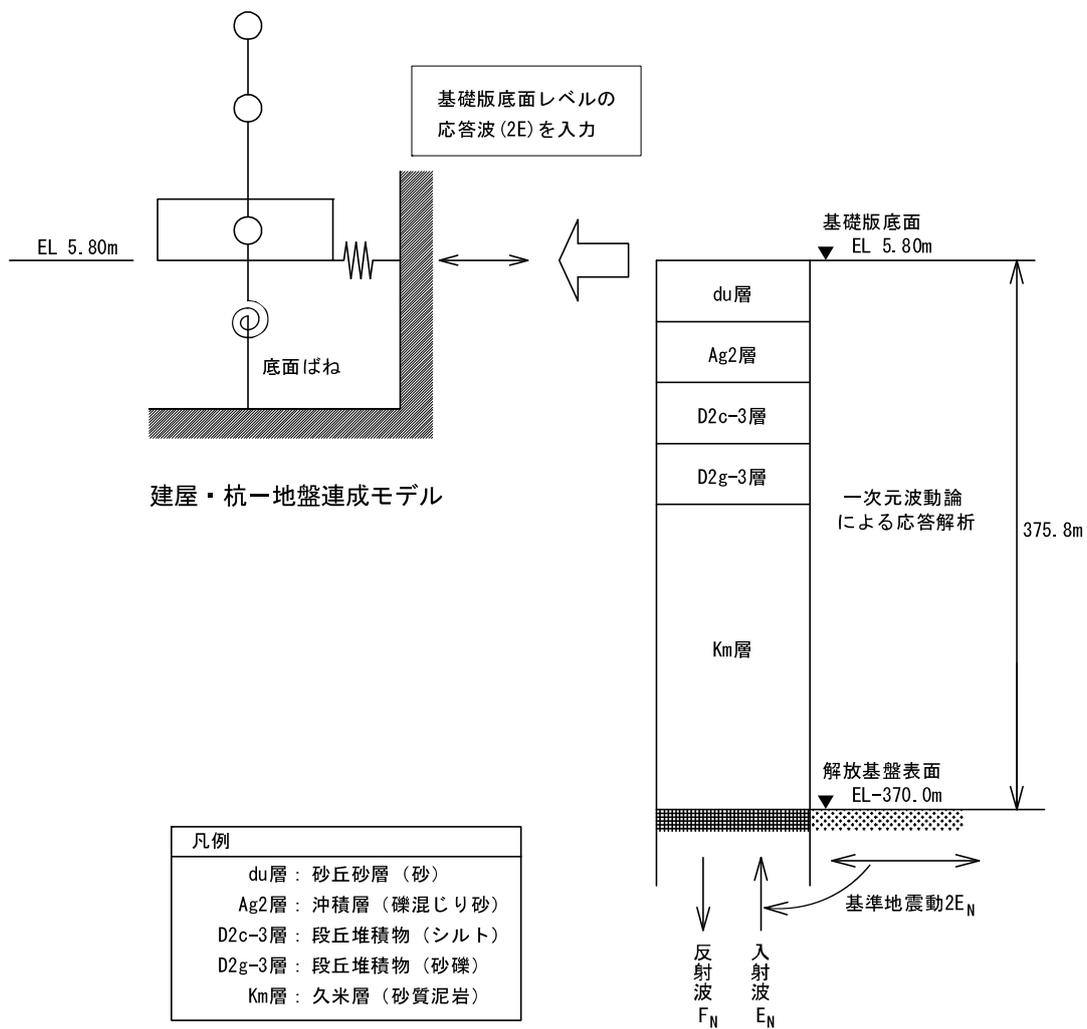
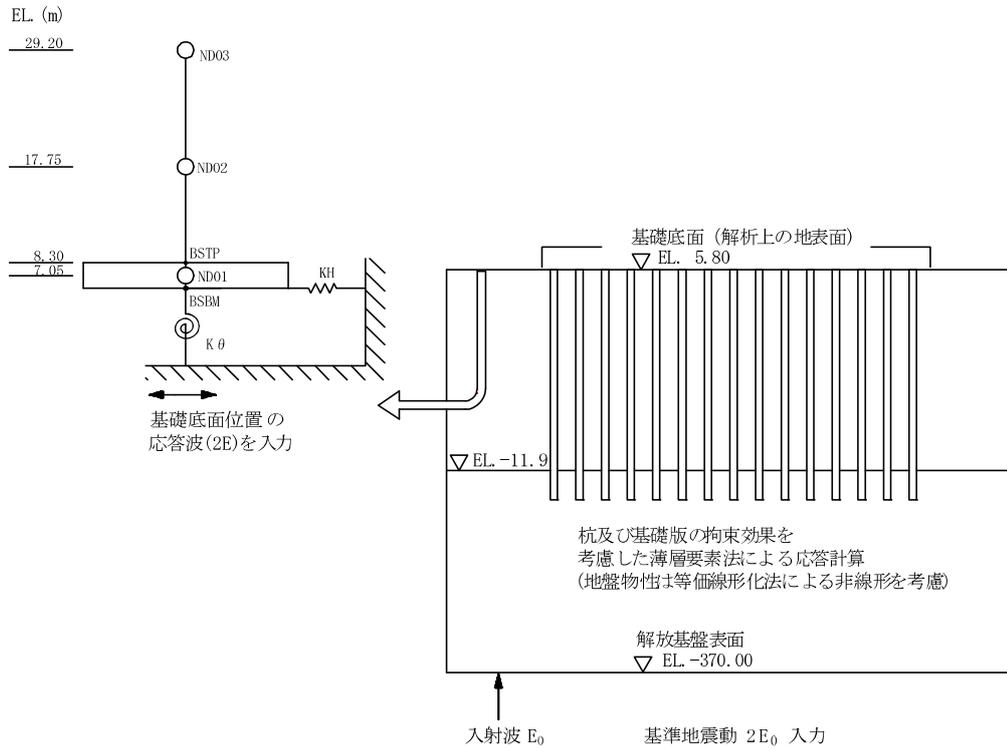
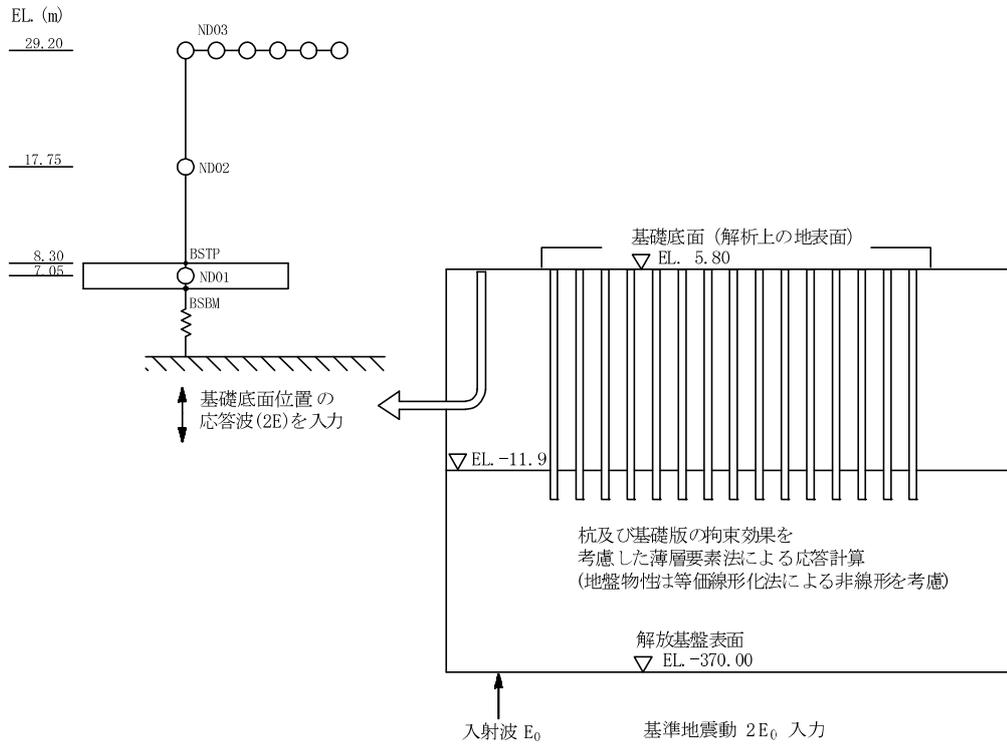


図 2-1 地震応答解析の概要図 (既工認)



(水平方向 ※代表として NS 方向断面を記載)



(鉛直方向)

図 2-2 地震応答解析の概要図 (今回工認での評価)

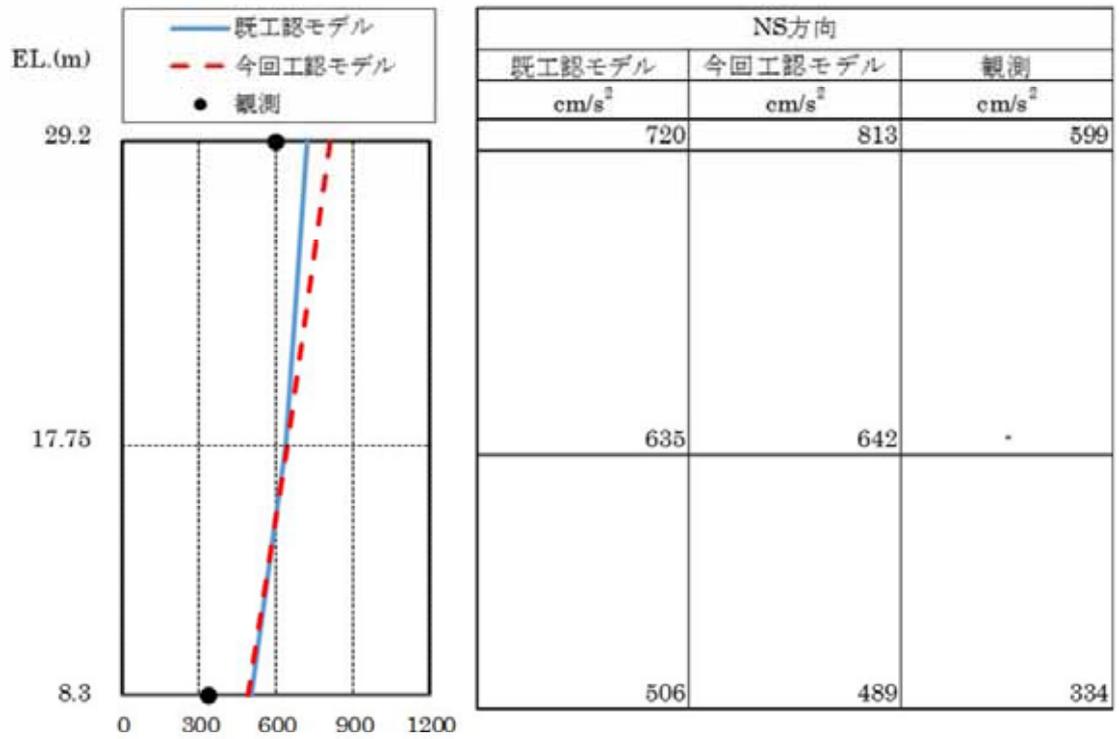
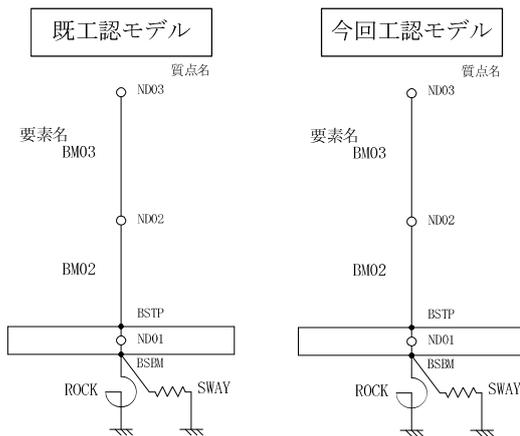
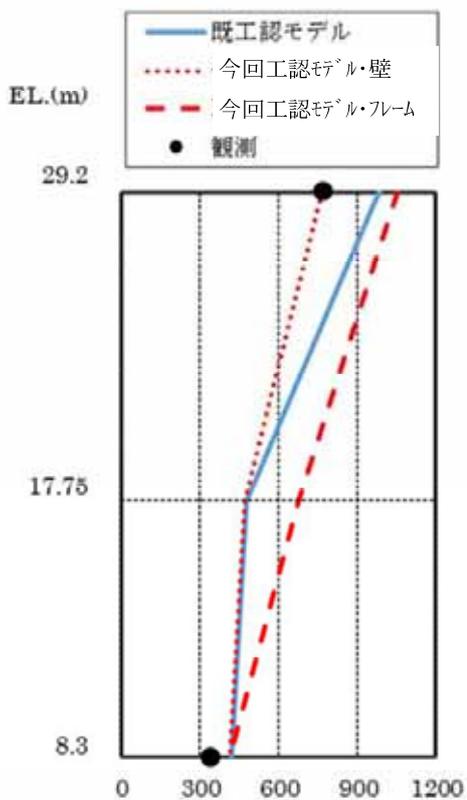


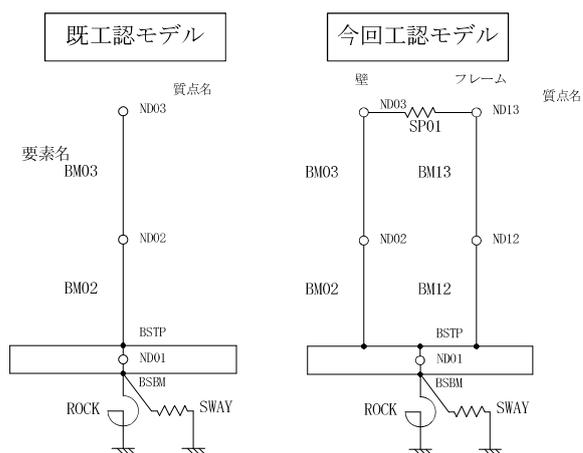
図 2-3 (1/3) 最大応答加速度分布の比較 (NS 方向)





既工認モデル	EW方向		観測
	今回工認モデル		
	壁	フレーム	
cm/s <sup>2</sup>	cm/s <sup>2</sup>	cm/s <sup>2</sup>	cm/s <sup>2</sup>
986	763	1052	772
480	469	674	-
417	416	416	342

図 2-3 (2/3) 最大応答加速度分布の比較 (E W方向)



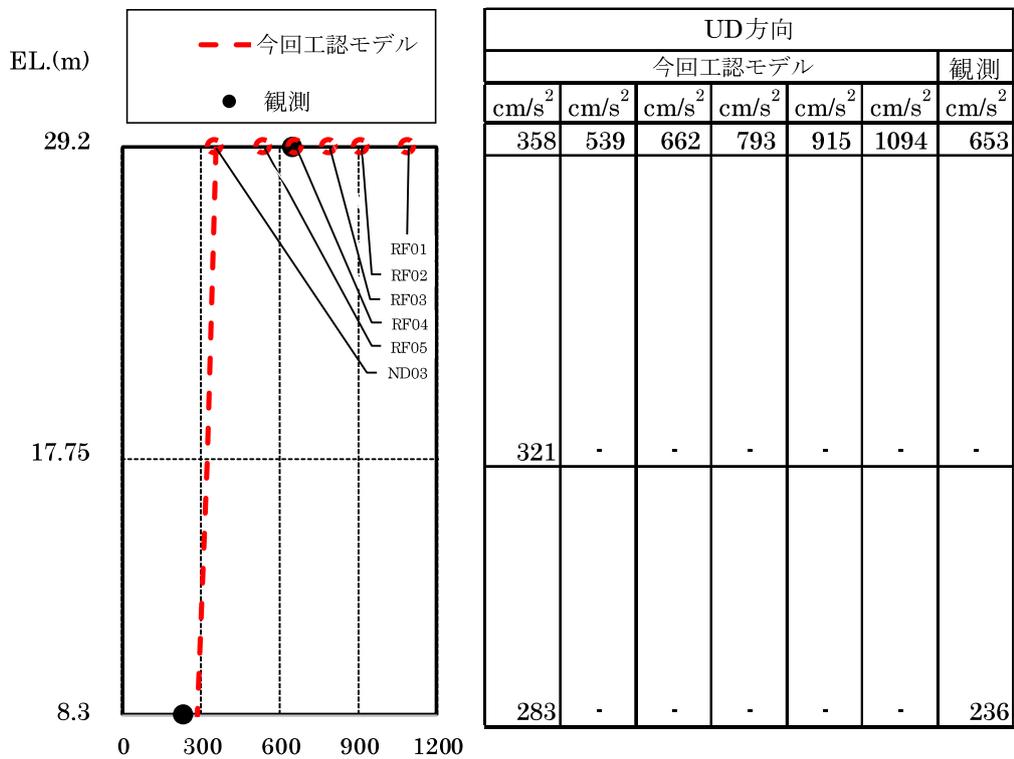
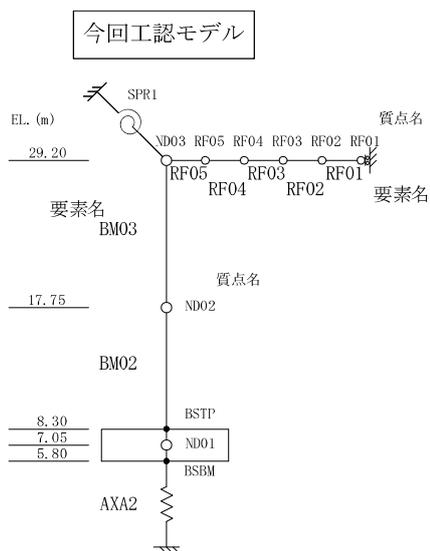


図 2-3 (3/3) 最大応答加速度分布の比較 (上下方向)



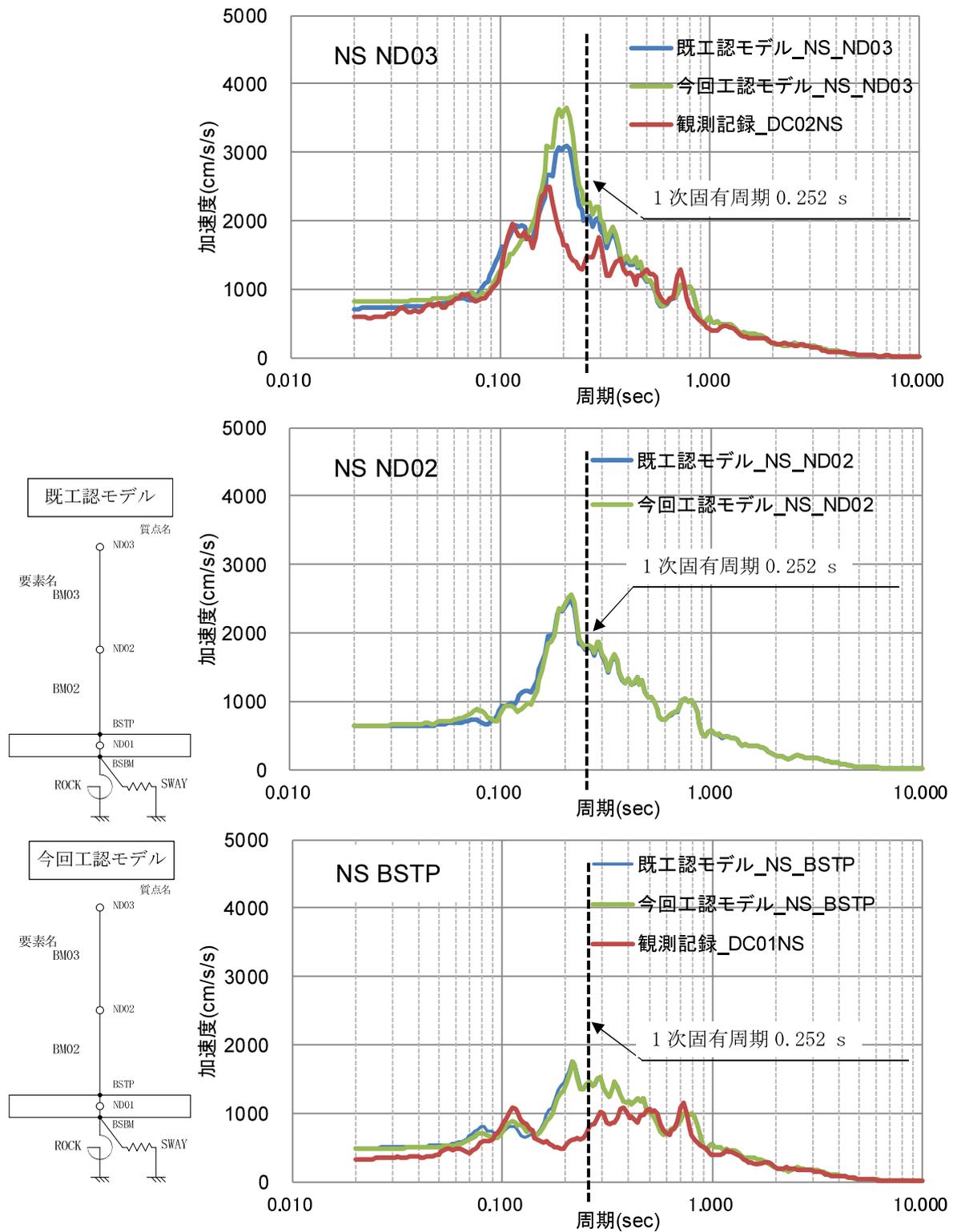


図 2-4 (1/3) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向,  $h = 5\%$ )

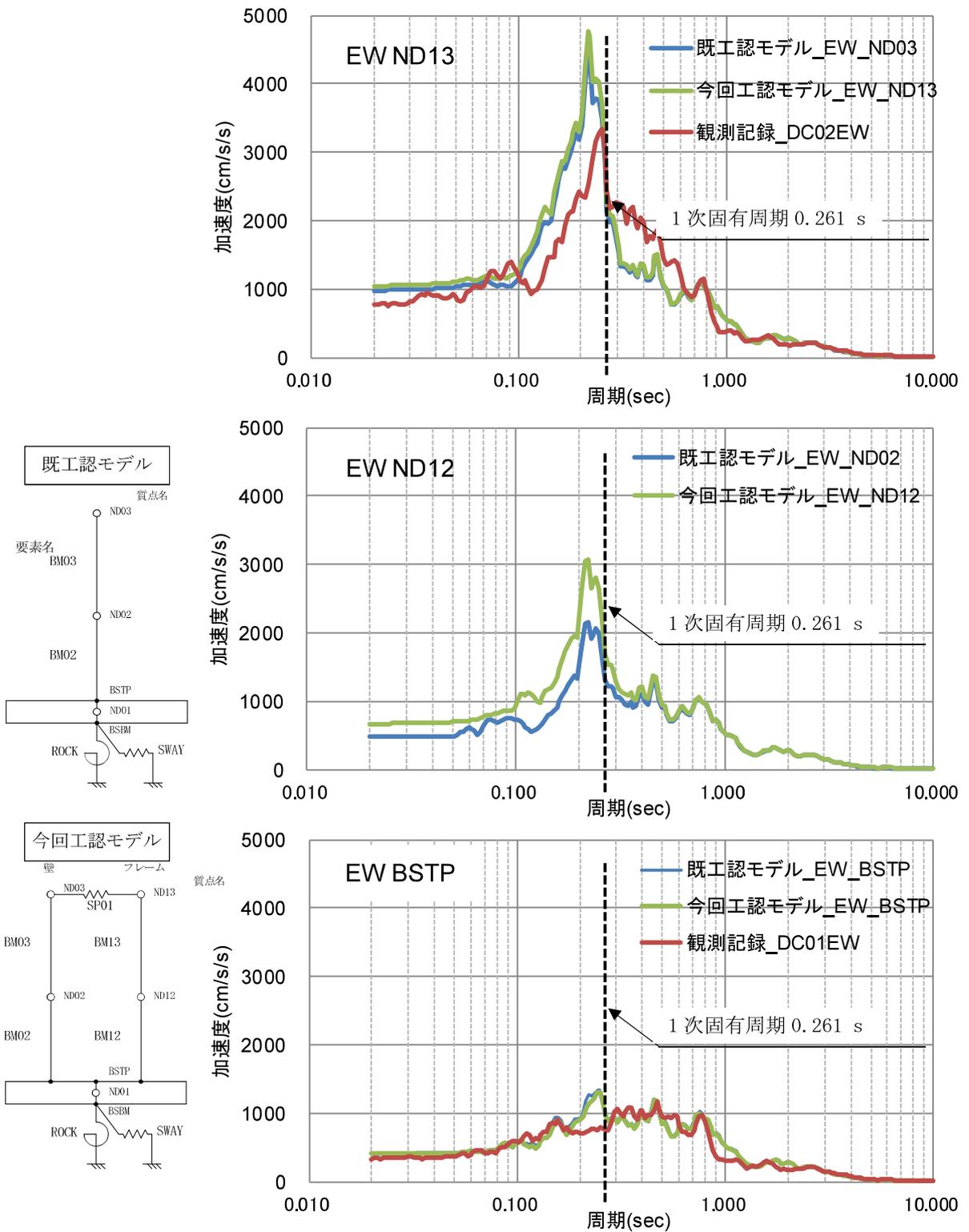


図 2-4 (2/3) 床応答スペクトルの比較 (EW方向, h=5%)

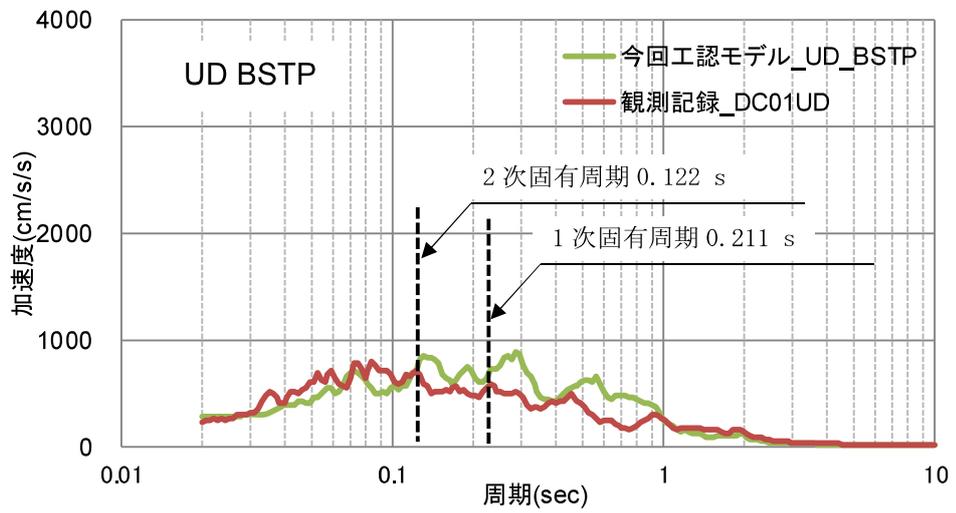
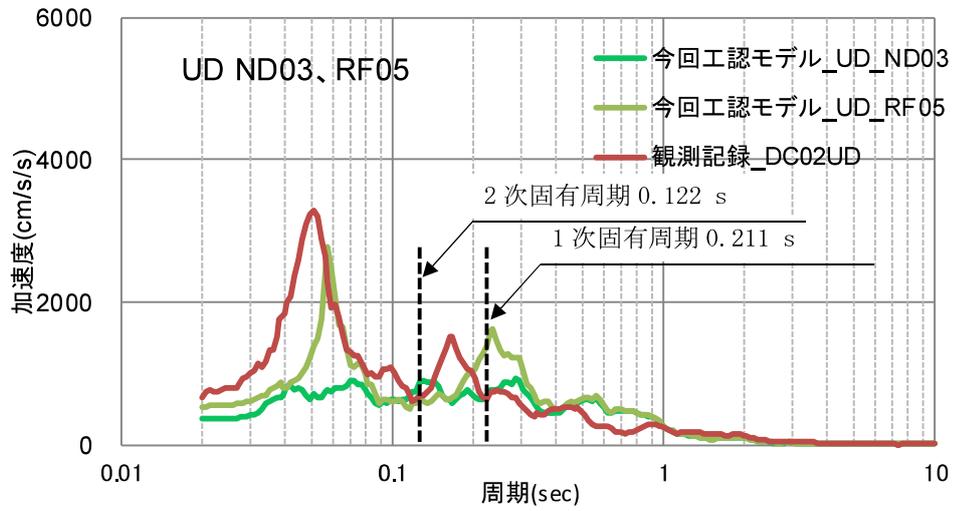
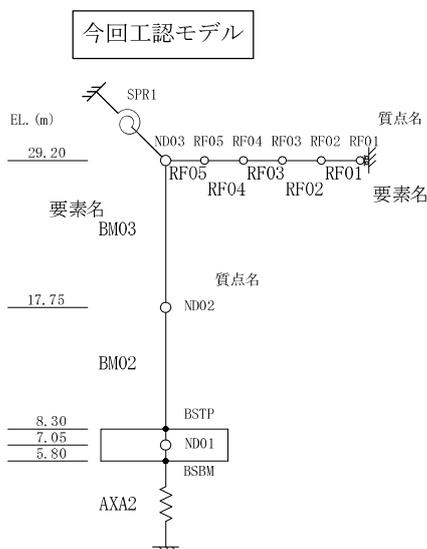


図 2-4 (3/3) 床応答スペクトルの比較 (上下方向, h = 5%)



【補足資料3】有効入力動の適用性について

既工認では、建屋への入力地震動に地盤応答解析で算定した基礎版底面レベルにおける露頭波を用いて地震応答解析を行っていたが、今回の検討では薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動を用いて地震応答解析を実施した。

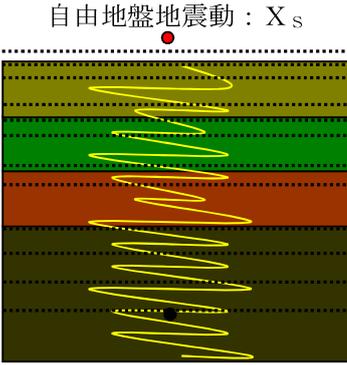
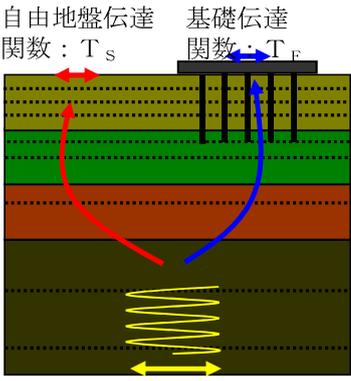
ここでは、この有効入力動の適用性について示す。

1. 薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動の評価方法

薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動は表 1-1 に示すように、以下の手順で評価する。

- ① 杭や基礎版を考慮しない成層地盤モデルを用いて、基準地震動 ( $X_G$ ) を解放基盤表面に入力したときの自由地盤地震動 ( $X_S$ ) を、1次元波動論により算定する。
- ② 成層地盤モデルについて、解放基盤面を単位振幅加振して得られる自由地盤伝達関数 ( $T_S$ ) と杭の剛性を考慮した無質量剛基礎の基礎伝達関数 ( $T_F$ ) を薄層要素法により算定する。
- ③ ①で算定した  $X_S$  に、②で算定した  $T_S$  に対する  $T_F$  の比を乗じることにより、杭の拘束効果を考慮した有効入力動 ( $X_F$ ) を評価する。

表 1-1 杭の拘束効果を考慮した有効入力動の評価方法

①	②	③
 <p>自由地盤地震動：<math>X_S</math></p> <p>基準地震動：<math>X_G</math></p>	 <p>自由地盤伝達関数：<math>T_S</math></p> <p>基礎伝達関数：<math>T_F</math></p> <p>単位振幅加振</p>	<p>薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動 <math>X_F</math> を次式で評価する。</p> $X_F = X_S \times \frac{T_F}{T_S}$

## 2. 杭の拘束効果を考慮した有効入力動の適用性の検討

杭の拘束効果を考慮した有効入力動の適用性を東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果に基づき考察する。地震観測記録と有効入力動を用いた解析結果の床応答スペクトルの比較を補足 2-1 図に示す。

有効入力動を用いた解析結果は、NS 方向においてはほぼ全振動数領域で観測記録を包絡している。EW 方向においては建屋 1 次固有周期より高振動数側で、観測記録を包絡している。今回工認モデルによる EW 方向建屋耐震壁の  $S_s$  地震時応答はほぼ弾性領域内にあり、長周期化しないため、解析結果は安全側の評価である。上下方向においては、壁際の質点 ND03 よりも屋根トラスの質点 RF05 の応答の方が、観測記録を良く再現していることがわかる。

以上より、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析に、薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動を適用することは問題ないと判断した。

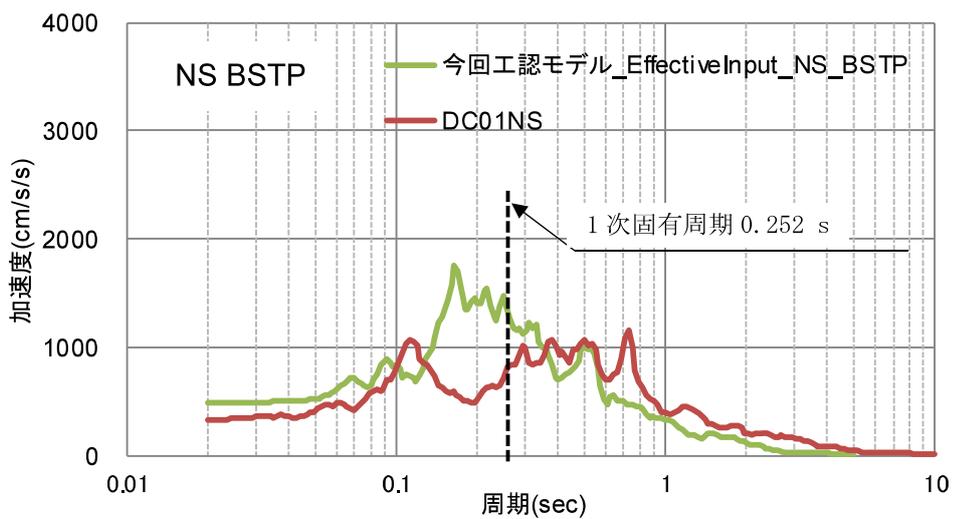
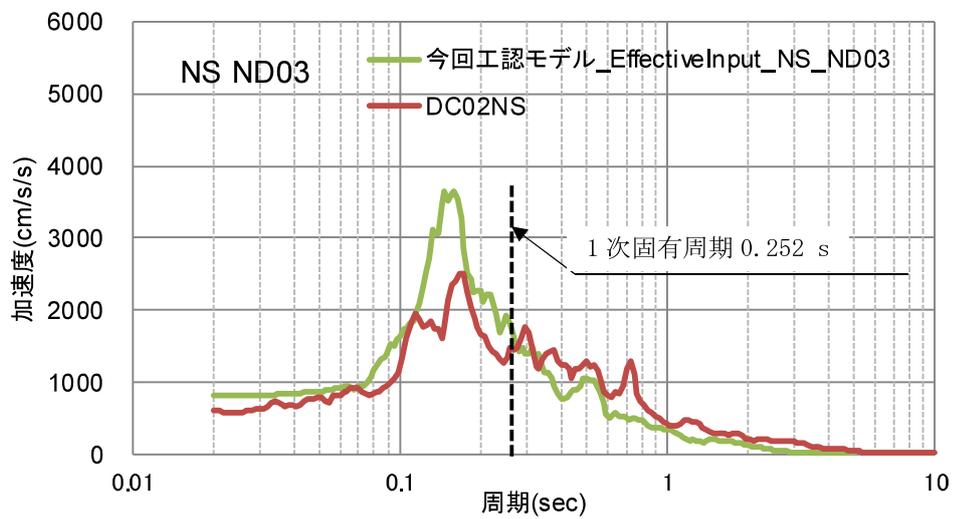
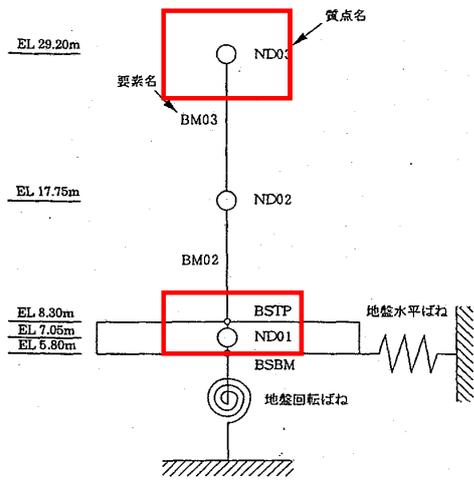


図 2-1 (1/3) 床応答スペクトルの比較 (NS方向,  $h=5\%$ )

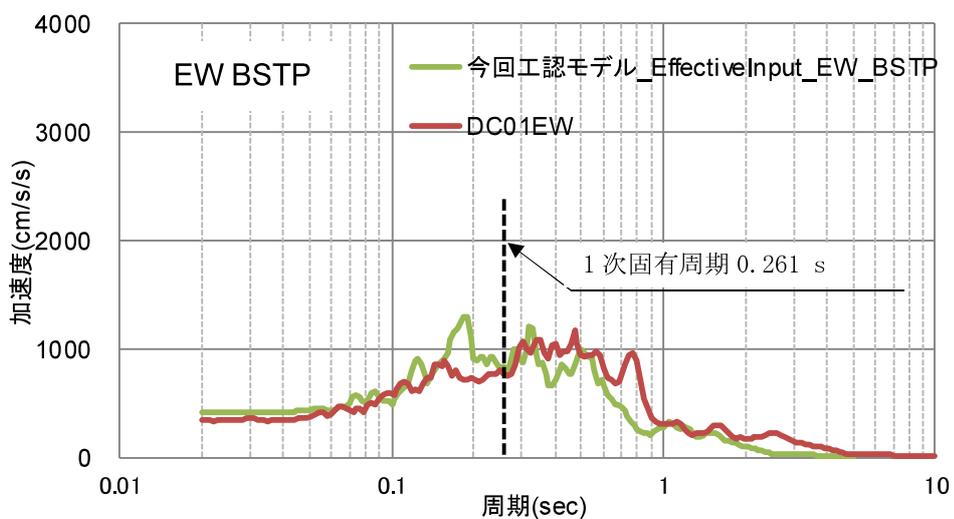
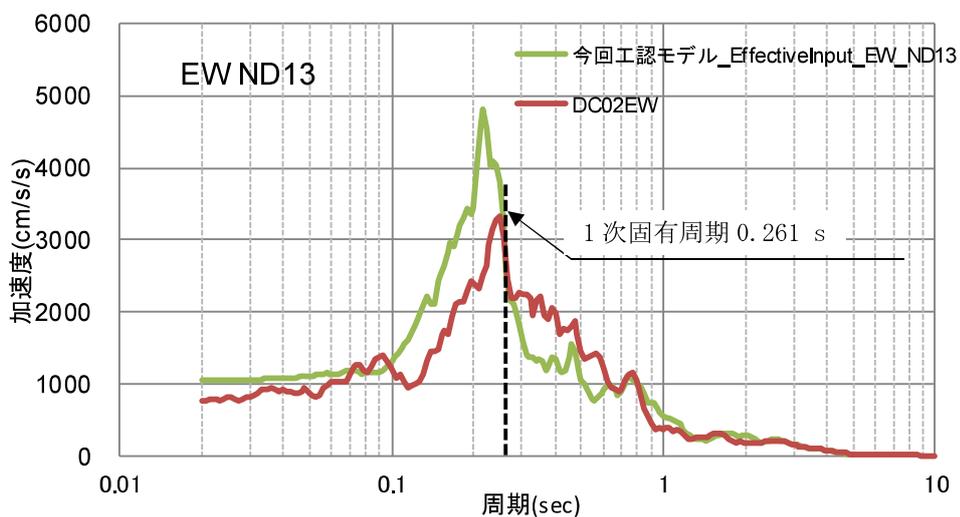
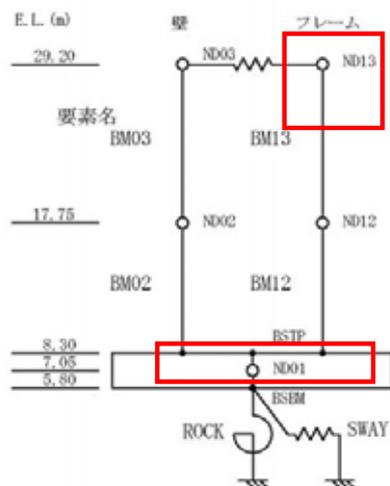


図 2-1 図 (2/3) 床応答スペクトルの比較 (EW方向, フレーム部,  $h=5\%$ )

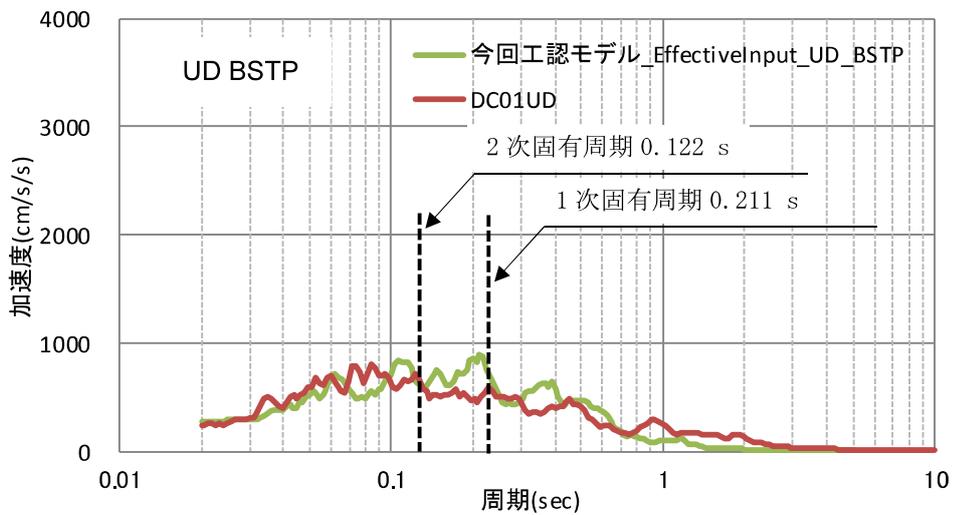
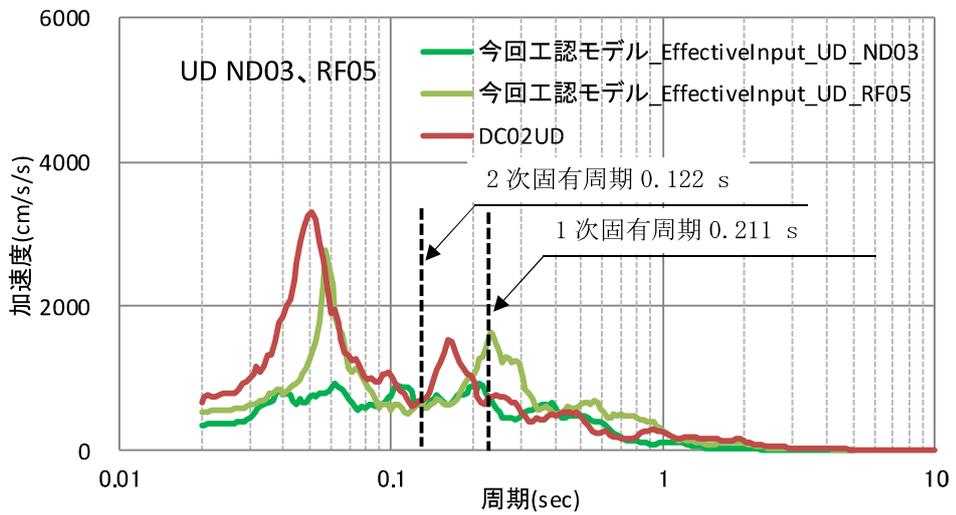
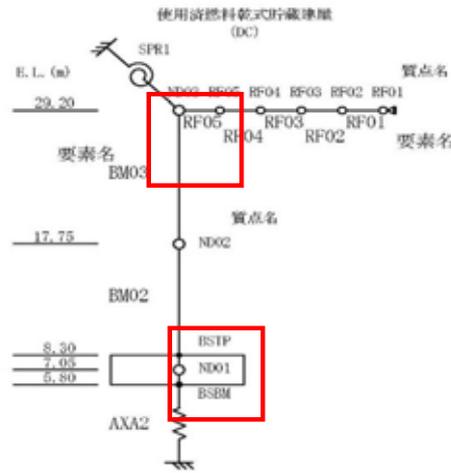


図 2-1 図 (3/3) 床応答スペクトルの比較 (上下方向, h = 5%)