

原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての

計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-9-3-4「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 3 地震荷重の入力方法

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 原子炉格納容器コンクリート部の荷重組合せに対する影響検討

別紙 6 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

別紙 7 最大接地圧について

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎スラブのうち原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）底部を除く周辺部基礎の既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

原子炉建屋基礎スラブのうち周辺部基礎の応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、平成4年3月27日付け3資庁第13034号にて認可された工事計画の添付資料IV-1-4「原子炉格納施設の基礎に関する説明書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（原子炉建屋基礎スラブのうち周辺部基礎）（1/2）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法	・3次元 FEM モデルを用いた応力解析（弾性解析）		（S d 地震時） ・同左 （S s 地震時） ・3次元 FEM モデルを用いた応力解析（弾塑性解析）	—
解析コード	・N A S T R A N		（S d 地震時） ・M S C N A S T R A N （S s 地震時） ・A B A Q U S	—
モデル	モデル化範囲	・RCCV 底部を含む基礎スラブ	（基礎スラブモデル部分） ・同左 （上部構造モデル部分） ・RCCV シェル部、トップスラブ部、使用済燃料貯蔵プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムフロア 上記を一体でモデル化	①
	材料物性	検討時の各規準，コンクリートの設計基準強度に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数： $E=2.55 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ （SI 換算） ・コンクリートのポアソン比： $\nu=0.167$	適用規準等の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数 上部構造： $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 基礎スラブ： $E=2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比： $\nu=0.2$ ・鉄筋のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・鉄筋のポアソン比： $\nu=0.3$	② ③ ④
	要素種別	・シェル要素	（S d 地震時） ・同左 （S s 地震時） ・積層シェル要素	—
	境界条件	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは，浮上りを考慮 ・側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・上部構造物の剛性を考慮	（基礎スラブモデル部分） ・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは，浮上りを考慮 ・側面の水平及び回転ばねを考慮 ・上部構造物の剛性を考慮 （上部構造モデル部分） ・側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・周辺床の剛性を考慮 ・ライナの剛性を考慮せず	①
	非線形特性	・考慮しない	（S d 地震時） ・同左 （S s 地震時） コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則：CEB-FIP Model code に基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線：出雲ほか（1987）による式 鉄筋 ・バイリニア型	—

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（原子炉建屋基礎スラブのうち周辺部基礎）（2/2）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
地震荷重との組合せ	$DL + P_1 (+T_1) + H_1 + K_1$ (S ₂ 地震荷重は、S ₁ 地震荷重より小さく、これに包絡されるため、上記の組合せで代表。) DL : 死荷重及び活荷重 (浮力を含む) P ₁ : 運転時圧力 T ₁ : 運転時温度荷重 H ₁ : 逃がし安全弁作動時荷重 K ₁ : S ₁ 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	SD 地震時: $DL + P_1 (+T_1) + H_1 + K_d + E_d$ SS 地震時: $DL + P_1 + H_1 + K_s + E_s$ DL : 死荷重及び活荷重 (浮力を含む) P ₁ : 運転時圧力 T ₁ : 運転時温度荷重 H ₁ : 逃がし安全弁作動時荷重 K _d : S _d 地震荷重 E _d : S _d 地震時土圧荷重 K _s : S _s 地震荷重 E _s : S _s 地震時土圧荷重	—	
荷重の設定	死荷重及び活荷重	・ 躯体自重, 機器配管重量, 静水圧, 上部構造物からの荷重及び浮力	・ 同左	—
	運転時荷重	・ 運転時圧力, 運転時温度荷重及び逃がし安全弁作動時荷重	・ 同左	—
	地震荷重	・ 上部構造からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	・ 同左	—
	地震時土圧荷重	$P_a = 10.0 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m ³) h : 地表面からの深さ (m)	SD 地震時 $P_a = 260 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$ SS 地震時 $P_a = 460 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m ³) h : 地表面からの深さ (m) ・ 地震時土圧は、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 ・ 地震時増分土圧は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」の地震時増分土圧算定式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものと評価	—
評価方法	応力解析	・ 発生応力が許容応力度を超えないことを確認	・ S _d 地震時: 同左 ・ S _s 地震時: 鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	⑤ ⑥

【具体的な反映事項】(表の備考欄に対応)

①記載したモデル化範囲及び境界条件は、地震荷重時のものである。地震荷重以外の荷重時については、以下の変更を行っている。

温度荷重以外の荷重時: 原子炉本体基礎及び下部ドライウェルアクセストンネルをモデル化範囲に加え、境界条件として外壁の剛性を考慮したロッド要素を基礎スラブに接続する。

温度荷重時: 上記に加えてライナの剛性を考慮する。

それぞれの詳細については、別紙2「応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方」に示す。

②コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 1999 改定)に基づき再計算

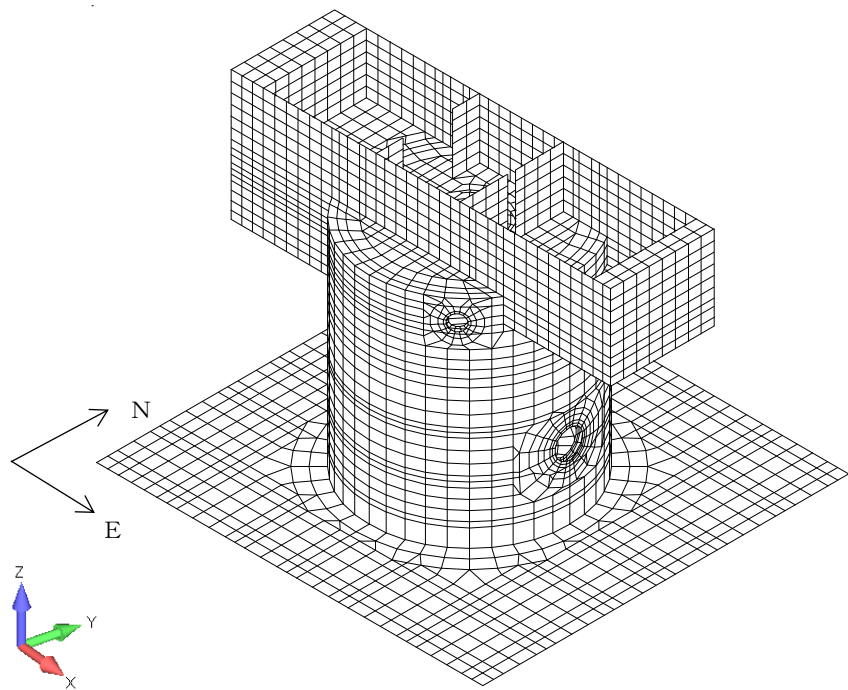
③「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 2005 改定)に基づき設定

④コンクリートのヤング係数を算出するための圧縮強度は実強度、断面の評価のための圧縮強度は設計基準強度を採用

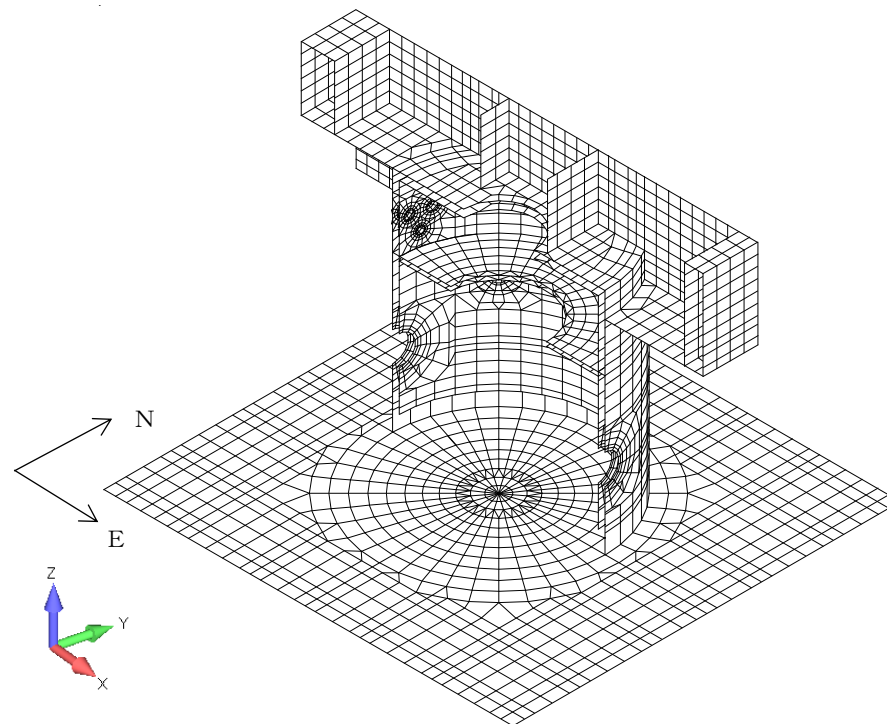
⑤「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」((社)日本機械学会, 2003), 「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」((社)日本建築学会, 2005 制定)に基づき評価

⑥弾性解析によるS_d地震時については、モデル化範囲及び境界条件が異なる荷重ごとに解析を行い、解析結果を組み合わせた応力により評価を実施する。

弾塑性解析によるS_s地震時については、荷重の種類で区分した解析ステップを設定し、解析ステップごとにモデル化範囲及び境界条件を変えて荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは圧力及び地震荷重以外の荷重、圧力、地震荷重の順であり、荷重ごとのモデル化範囲及び境界条件の考え方は弾性解析と同じである。



(a) 全体図



(b) 北側半分図化

図 2-1 応力解析モデル図 (地震荷重時)

別紙2 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

目 次

1. 概要 別紙 2-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 別紙 2-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎スラブのうち原子炉格納容器コンクリート部底部を除く周辺部基礎の応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建屋基礎スラブのうち周辺部基礎の応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件は，原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料の別紙2の内容と同一である。

別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要 別紙 3-1
2. 地震荷重の入力方法 別紙 3-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎スラブのうち原子炉格納容器コンクリート部底部を除く周辺部基礎に作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

原子炉建屋基礎スラブのうち周辺部基礎の応力解析に当たって、FEM モデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。

地震荷重の入力方法は、原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料の別紙 3 の内容と同一である。

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要 別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定 別紙 4-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎スラブのうち原子炉格納容器の底部に該当する部分以外の基礎（以下「周辺部基礎」という。）の応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

周辺部基礎の荷重の組合せケースを表 2-1 に，配筋領域図を図 2-1 に，配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

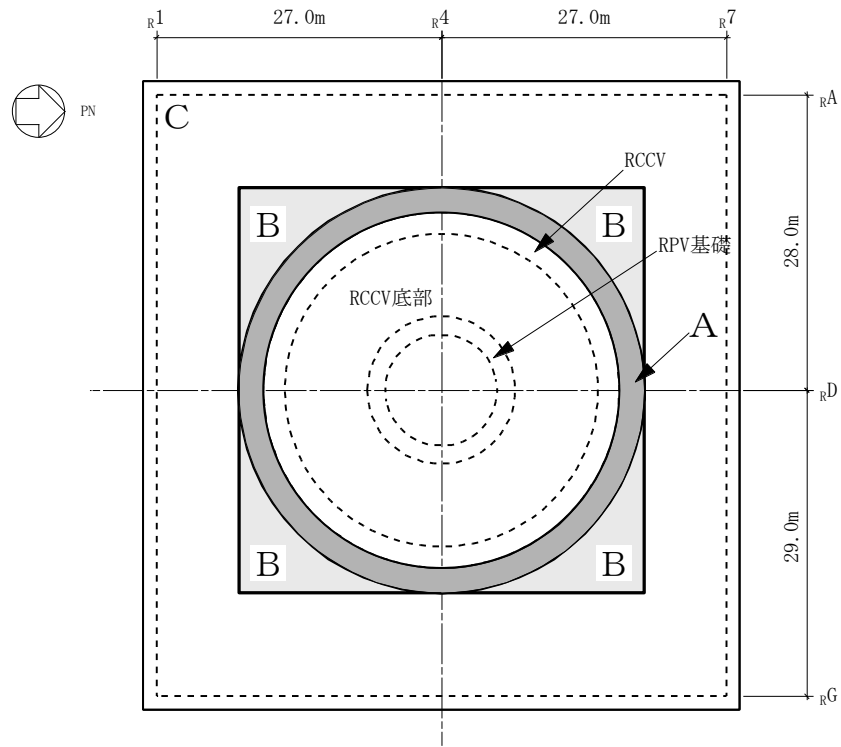
表 2-1 荷重の組合せケース (1/2)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S d 地震時	1-1	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-2	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-3	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-4	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-5	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-6	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-7	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-8	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-9	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
	1-10	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
	1-11	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
	1-12	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
	1-13	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
	1-14	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
	1-15	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
	1-16	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
	1-17	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-18	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-19	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-20	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-21	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-22	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$
	1-23	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
	1-24	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$

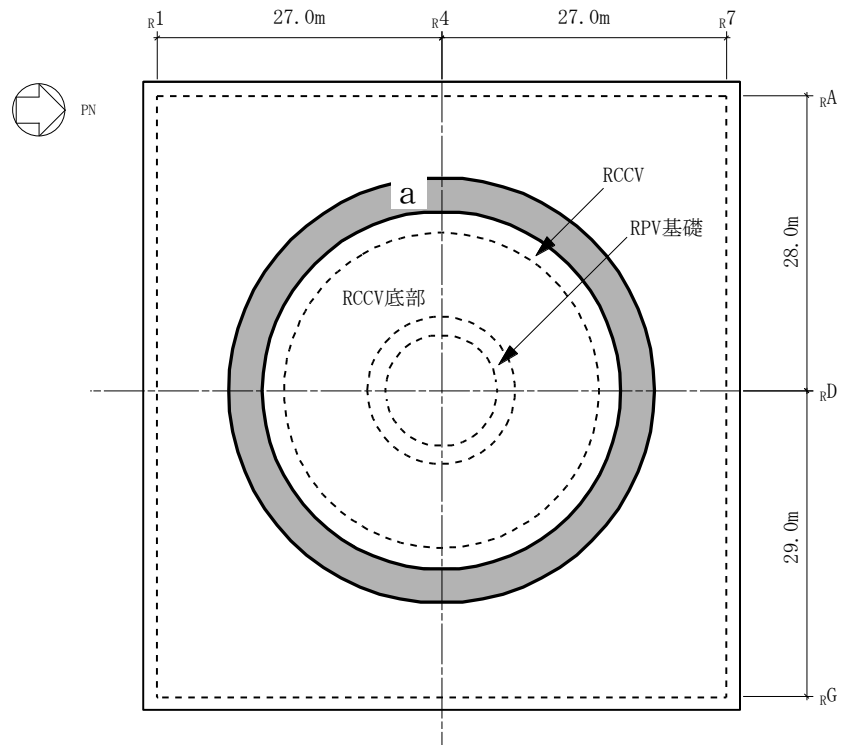
注：[]は応力状態 2 に対する荷重を表す。

表 2-1 荷重の組合せケース (2/2)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
	2-2	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
	2-3	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
	2-4	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
	2-5	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
	2-6	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
	2-7	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
	2-8	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
	2-9	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
	2-10	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
	2-11	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
	2-12	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
	2-13	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
	2-14	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
	2-15	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
	2-16	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 2-1 配筋領域図

表 2-2 配筋一覧

(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	放射	5×320-D38	NS	5-D38@200
	円周	5-D38@200	EW	5-D38@200
B	NS	3-D38@200	NS	5-D38@200
	EW	3-D38@200	EW	5-D38@200
C	NS	3-D38@200	NS	3-D38@200
	EW	3-D38@200	EW	3-D38@200

(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D35@400×400

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

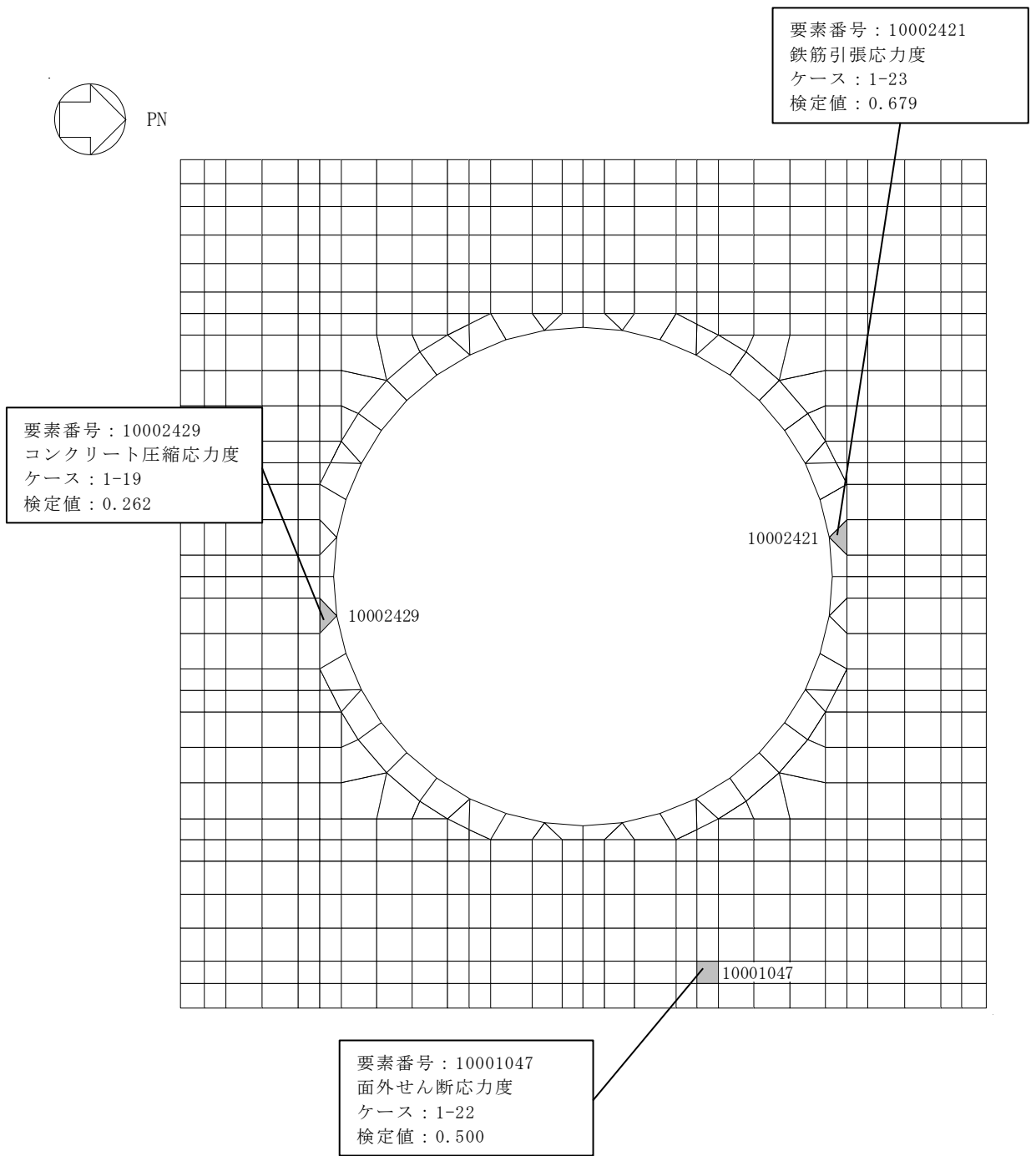
(a) S d 地震時

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	EW	10002429	1-19	0.262
	鉄筋引張応力度	EW	10002421	1-23	0.679
面外せん断力	面外せん断応力度	EW	10001047	1-22	0.500

(b) S s 地震時

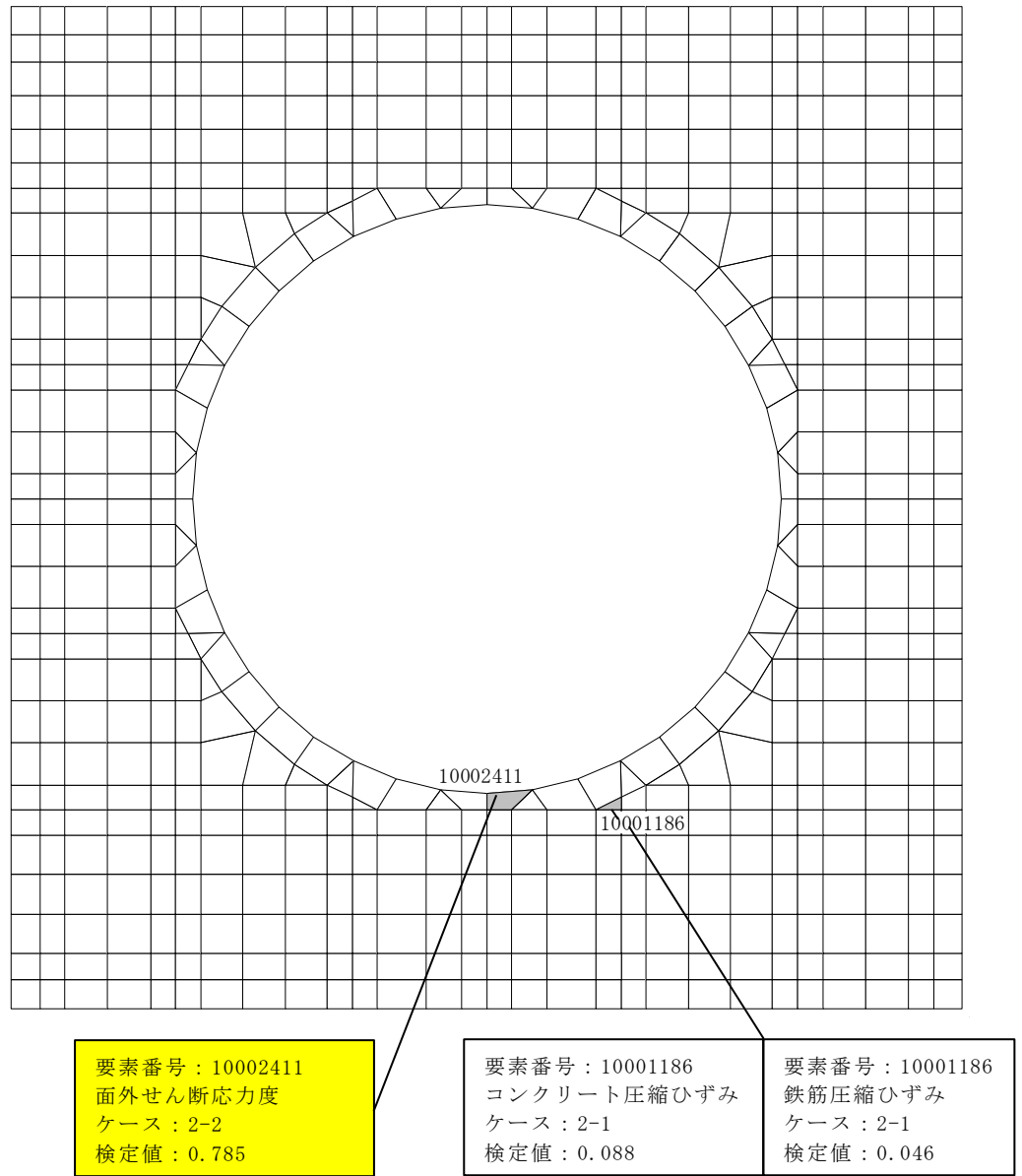
評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	NS	10001186	2-1	0.088
	鉄筋圧縮ひずみ	NS	10001186	2-1	0.046
面外せん断力	面外せん断応力度	EW	10002411	2-2	0.785

注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。



(a) S d 地震時

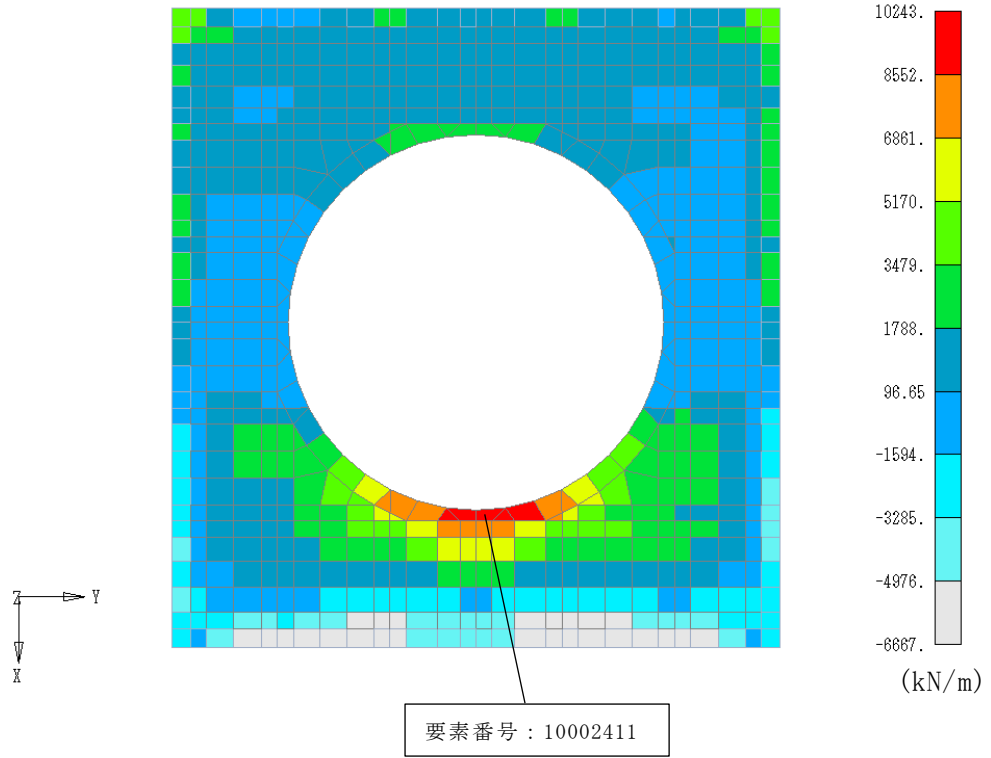
図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (1/2)



注： は、検定値が最大となる要素を示す。

(b) S s 地震時

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (2/2)



面外せん断力 (EW 方向, ケース 2-2)

図 2-3 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙5 原子炉格納容器コンクリート部の荷重組合せに対する影響検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 周辺部基礎の影響検討	別紙 5-2
2.1 検討方針	別紙 5-2
2.2 荷重の組合せケース	別紙 5-5
2.3 断面の評価方法	別紙 5-8
2.4 検討結果	別紙 5-8

1. 概要

原子炉建屋基礎スラブは、原子炉格納容器の底部に該当する部分（以下「RCCV 底部」という。）及び原子炉建屋のうち RCCV 底部以外の基礎（以下「周辺部基礎」という。）で構成される。

RCCV 底部については、V-2-9-2-1「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」（以下「RCCV の耐震計算書」という。）にて、荷重状態Ⅲ～Ⅴの地震時に関する荷重の組合せに対する評価を実施している。

一方で、周辺部基礎については、V-2-9-3-4「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書」（以下「基礎スラブの耐震計算書」という。）にて、S_d地震時及びS_s地震時の耐震性評価を実施している。

本資料では、周辺部基礎が RCCV 底部に接続し、一体として原子炉建屋基礎スラブを構成していることを踏まえ、周辺部基礎について、RCCV 底部で考慮している重大事故等時の状態である荷重状態Ⅴにおける荷重の組合せに対する影響検討を実施する。

2. 周辺部基礎の影響検討

2.1 検討方針

周辺部基礎の影響検討は、3次元 FEM モデルを用いた応力解析によることとし、荷重状態 V に対して、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力又はひずみが許容限界を超えないことを確認する。RCCV の耐震計算書における荷重状態 V の荷重の組合せを表 2-1 に示す。

ここで、RCCV の耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示すとおり、RCCV の応力解析において周辺部基礎を含めたモデルを用いているため、本検討には、RCCV の耐震計算書の「4. 応力解析による評価方法」にて得られた周辺部基礎の応力を用いるものとする。

なお、基礎スラブの耐震計算書において、周辺部基礎は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」における建物・構築物の荷重の組合せ及び許容限界に基づき評価を実施している。V-2-1-9「機能維持の基本方針」における建物・構築物の荷重の組合せ及び許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会) (以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。)に基づき設定している。J E A G 4 6 0 1 -1987 の荷重の組合せと許容限界を表 2-2 に、荷重の組合せと熱応力を表 2-3 に示す。J E A G 4 6 0 1 -1987 では、地震荷重と事故時荷重の組合せに対しては、許容限界が終局耐力とされており、その際、熱応力は考慮しないこととされている。以上より、RCCV の耐震計算書における荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時(1)の荷重の組合せに対する周辺部基礎の影響検討については、基礎スラブの耐震計算書における S s 地震時の評価に包絡される。

表 2-1 RCCV の耐震計算書における荷重状態 V の荷重の組合せ

荷重状態	荷重時	荷重番号	荷重の組合せ
V	(異常+地震) 時 (3)	5	$DL + P_{SA(L)} + HS_{SA(L)} + H_{SA} + K_d + R_d + E_d$
	(異常+地震) 時 (4)	6	$DL + P_{SA(LL)} + HS_{SA(LL)} + K_s + R_s + E_s$

- DL : 死荷重及び活荷重
 $P_{SA(L)}$: SA (L) 時圧力
 $HS_{SA(L)}$: SA (L) 時水圧荷重
 H_{SA} : チャギング荷重 (SA 時)
 $P_{SA(LL)}$: SA (LL) 時圧力
 $HS_{SA(LL)}$: SA (LL) 時水圧荷重
 K_d, K_s : 地震荷重
 R_d, R_s : 地震時配管荷重
 E_d, E_s : 地震時土圧荷重

表 2-2 J E A G 4 6 0 1 - 1987 の荷重の組合せと許容限界

クラス別	建 物 ・ 構 築 物		摘 要
	荷重の組合せ	許容限界	
As	$S_1^* + \text{事故時荷重}^{(1)}$ 及び $S_2 + \text{常時荷重}^{(2)}$ + 運転時荷重	終局耐力に対し安全余裕を有すること。	注：(1) 地震によって引き起こされるおそれのない事象であっても、事故が発生して長時間、その事象が継続するものは、それによる荷重は組合せる。 注：(2) S_2 は、基準地震動 S_2 に基づいた動的地震力を表すものとする。 注：(3) S_1^* は、基準地震動 S_1 に基づいた動的地震力及び静的地震力 (Aクラス用) を表すものとする。
As 及び A	$S_1^* + \text{常時荷重}^{(3)}$ + 運転時荷重	建築基準法の短期許容値	
B	静的地震力 (Bクラス用) + 常時荷重 + 運転時荷重	同 上	
C	静的地震力 (Cクラス用) + 常時荷重 + 運転時荷重	同 上	

表 2-3 J E A G 4 6 0 1 - 1987 の荷重の組合せと熱応力

許容応力状態	組 合 せ 荷 重	熱 応 力
長 期	1 (D+L)+O+T ₁	1/2 に低減する
短 期	2 (D+L)+O+T ₁ +K ₁	1/3 に低減する
	3 (D+L)+LO+T ₂	
終 局	4 (D+L)+O+K ₂	熱応力は考慮しない
	5 (D+L)+LO+K ₁	

記号 D+L：固定，積載荷重等 O：運転時荷重 LO：L事故時荷重 T₁：運転時温度荷重 T₂：L事故時温度荷重
 K₁：S₁地震による地震力 K₂：S₂地震による地震力

2.2 荷重の組合せケース

荷重状態Vで考慮する応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

DL	: 死荷重及び活荷重
P_{SAL}	: SA (L) 時圧力
HS_{SAL}	: SA (L) 時水圧荷重
HS_A	: チャギング荷重 (SA 時)
P_{SALL}	: SA (LL) 時圧力
HS_{SALL}	: SA (LL) 時水圧荷重
K_{d1SN}^*	: S→N 方向 S_d 地震荷重 (動的地震力)
K_{d1WE}^*	: W→E 方向 S_d 地震荷重 (動的地震力)
K_{d1DU}^*	: 鉛直方向 S_d 地震荷重 (動的地震力)
K_{sSN}^*	: S→N 方向 S_s 地震荷重
K_{sWE}^*	: W→E 方向 S_s 地震荷重
K_{sDU}^*	: 鉛直方向 S_s 地震荷重
R_d	: S_d 地震時配管荷重
R_s	: S_s 地震時配管荷重
E_{dNS}	: NS 方向 S_d 地震時土圧荷重
E_{dEW}	: EW 方向 S_d 地震時土圧荷重
E_{sNS}	: NS 方向 S_s 地震時土圧荷重
E_{sEW}	: EW 方向 S_s 地震時土圧荷重

注記* : 計算上の座標軸を基準として、EW 方向は W→E 方向の加力、NS 方向は S→N 方向の加力、鉛直方向は上向きの加力を記載している。

荷重の組合せケースを表 2-4 に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 - 2008 ((社) 日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 2-4 荷重の組合せケース (1/2)

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (3)	5-1	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-2	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-3	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-4	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-5	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-6	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-7	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-8	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-9	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-10	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-11	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-12	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-13	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-14	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-15	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-16	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$

表 2-4 荷重の組合せケース (2/2)

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (4)	6-1	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-2	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-3	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-4	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-5	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-6	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-7	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-8	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-9	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-10	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		6-11	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-12	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		6-13	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-14	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		6-15	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-16	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$

2.3 断面の評価方法

断面の評価方法は、基礎スラブの耐震計算書の「4.5.2 断面の評価方法」に記載のS s地震時に対する評価方法に準ずるものとする。

2.4 検討結果

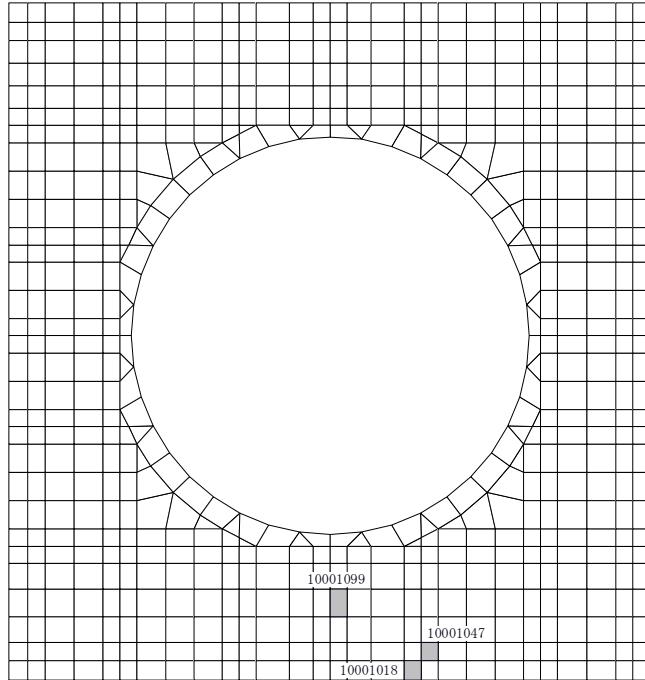
「2.3 断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を以下に示す。

断面の評価結果を記載する要素を以下のとおり選定する。

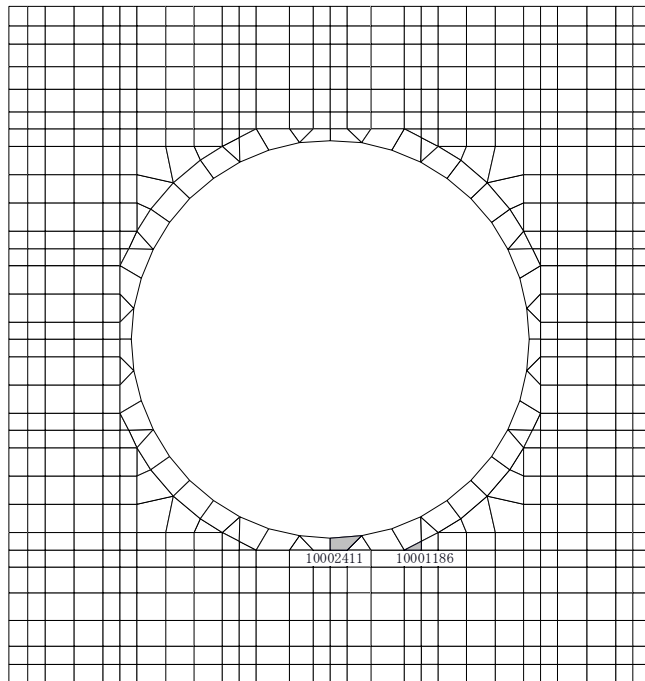
軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図2-1に、検討結果を表2-5に示す。

荷重状態Vにおいて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



(a) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (3)



(b) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (4)

図 2-1 選定した要素の位置

表 2-5 検討結果

(a) 荷重状態 V・(異常+地震)時 (3)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	10001018	5-8	0.108	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	10001099	5-6	0.0894	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	10001047	5-6	1.19	2.34

(b) 荷重状態 V・(異常+地震)時 (4)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	10001186	6-1	0.240	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	10001186	6-1	0.207	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	10002411	6-2	2.25	3.01

別紙 6 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 壁の塑性化に対する影響検討	別紙 6-2
2.1 検討方針	別紙 6-2
2.2 検討モデルの妥当性確認	別紙 6-2
2.2.1 解析モデル	別紙 6-2
2.2.2 入力荷重	別紙 6-4
2.2.3 検討結果	別紙 6-4
2.3 壁の塑性化に対する影響検討	別紙 6-6
2.3.1 検討方法	別紙 6-6
2.3.2 検討用地震動の選定	別紙 6-8
2.3.3 解析モデル	別紙 6-9
2.3.4 入力荷重	別紙 6-10
2.3.5 検討結果	別紙 6-12
3. まとめ	別紙 6-14

1. 概要

原子炉建屋基礎スラブは、原子炉格納容器の底部に該当する部分（以下「RCCV 底部」という。）及び原子炉建屋のうち RCCV 底部以外の基礎（以下「周辺部基礎」という。）で構成される。

V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示すように、原子炉建屋は基準地震動 S_s について弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、せん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折点を超え、塑性化する結果となっている。

一方、RCCV 底部及び周辺部基礎の応力解析では、V-2-9-2-1「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」（以下「RCCV の耐震計算書」という。）及びV-2-9-3-4「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書」（以下「基礎スラブの耐震計算書」という。）における「4.4 解析モデル及び諸元」に示すように、 S_s 地震時に対する解析においては、基礎スラブ等のシェル要素では材料物性の塑性化を考慮しているが、基礎スラブへの拘束効果を考慮するためにモデル化した中間壁及び外壁（以下「ボックス壁」という。）については、弾性部材としており塑性化を考慮していない。

本資料は、RCCV 底部及び周辺部基礎の応力解析において、地震時の中間壁及びボックス壁の塑性化が基礎スラブの応力に及ぼす影響を検討するものである。

2. 壁の塑性化に対する影響検討

2.1 検討方針

RCCV 底部及び周辺部基礎の応力解析モデル（以下「基準モデル」という。）においては、基礎スラブに対するボックス壁の拘束効果を多点拘束として考慮しており、ボックス壁の塑性化を考慮できないため、中間壁及びボックス壁を、拘束効果及び塑性化をより忠実に再現できるシェル要素に変更したモデル（以下「検討モデル」という。）を用いた解析を実施する。

検討においては、まず、中間壁及びボックス壁の剛性を、基準モデルと同様に塑性化を考慮しない条件の検討モデル（以下「検討モデル①」という。）を用いた S s 地震荷重による応力解析を行い、基準モデルの結果との比較を行うことで、検討モデルを用いた評価の妥当性を確認する。

そして、検討モデルにおける中間壁及びボックス壁に対して、地震応答解析に基づく壁の塑性化を考慮したモデル（以下「検討モデル②」という。）を用いた S s 地震荷重による応力解析を行い、基準モデルの S s 地震荷重による応力解析結果との比較を行うことで、壁の塑性化に対する影響を検討する。

検討項目は、RCCV 底部及び周辺部基礎における発生値に対する許容値の比が最も小さくなる面外せん断力とする。今回工認における弾塑性解析においても、面外せん断力に対しては非線形特性を考慮できず、弾性として解析を行っているため、本検討は弾性応力解析にて実施する。解析には、解析コード「ABAQUS」を用いる。

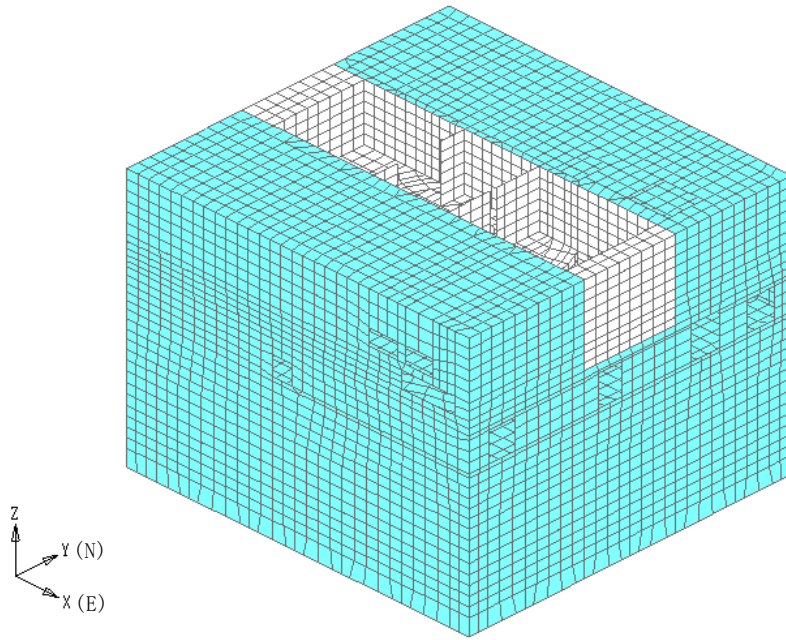
2.2 検討モデルの妥当性確認

2.2.1 解析モデル

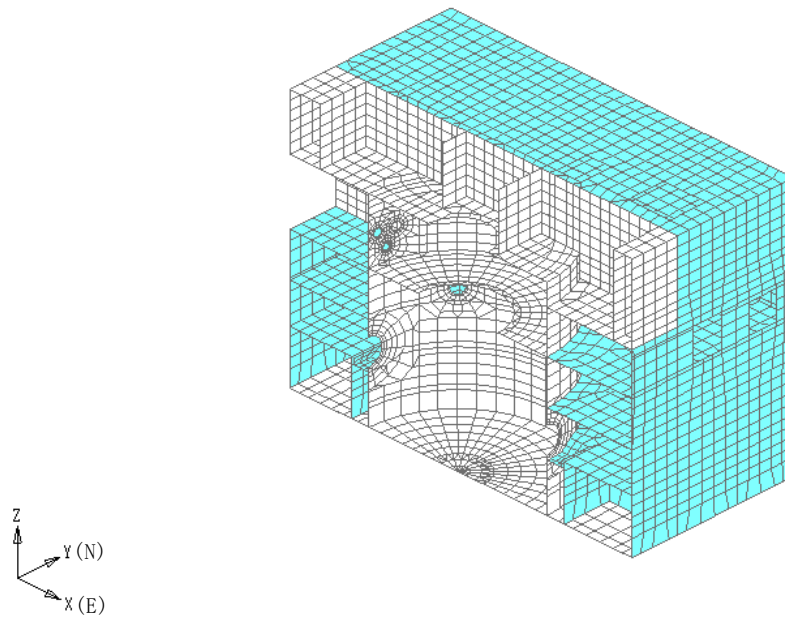
検討モデル①を図 2-1 に示す。検討モデル①は、基準モデルと同様に東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）31.7m 以下をモデル化範囲とし、基準モデルに下記の変更を加えたモデルとする。

- ・ 中間壁及びボックス壁を、シェル要素でモデル化する。
- ・ はり要素及びロッド要素でモデル化している周辺床を、シェル要素でモデル化する。
- ・ モデル化範囲の部材の材料物性は全て弾性とする。なお、基礎スラブの浮上り非線形性は考慮する。

■ : 基準モデルからの変更範囲



(a) 全体鳥瞰図



(b) 全体断面図

図 2-1 検討モデル①

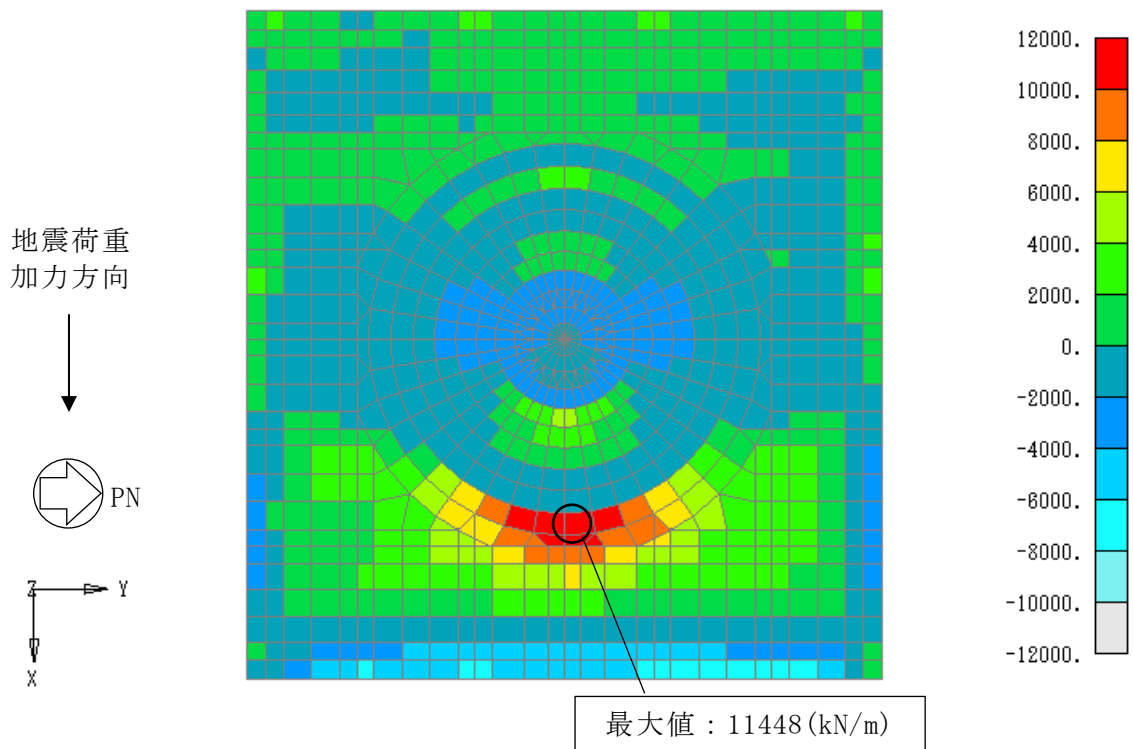
2.2.2 入力荷重

入力荷重は、RCCV 底部及び周辺部基礎の評価において最大検定値をもたらす荷重の組合せケース*を参考に、加力方向が水平方向 W→E、鉛直方向上向きの S s 地震荷重を選定し、基礎スラブの浮上り性状を適切に評価するため、固定荷重、水平地震荷重及び鉛直地震荷重を組み合わせる。ここで、固定荷重は RCCV 及び基礎スラブの耐震計算書と同じである。また、水平地震荷重及び鉛直地震荷重は、RCCV 及び基礎スラブの耐震計算書における基礎スラブに入力する S s 地震荷重と同じである。

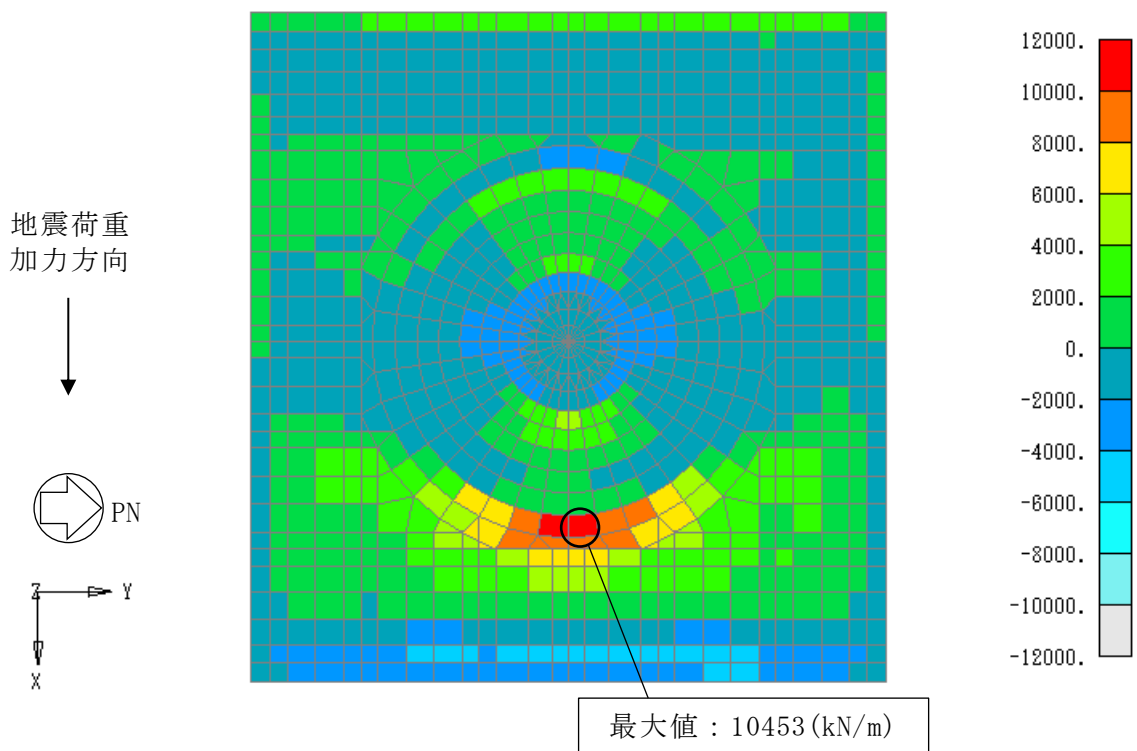
注記*：「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」及び「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 4「応力解析における断面の評価部位の選定」参照。

2.2.3 検討結果

図 2-2 に基準モデルと検討モデル①の基礎スラブの面外せん断力のコンター図を示す。基準モデルと検討モデル①の面外せん断力分布は同様の傾向であり、最大面外せん断力もほぼ同じである。以上より、検討モデルを用いた検討の妥当性を確認した。



(a) 基準モデル



(b) 検討モデル①

図 2-2 基礎スラブの面外せん断力のコンター図 EW 方向 (単位：kN/m)

2.3 壁の塑性化に対する影響検討

2.3.1 検討方法

図 2-3 に壁の塑性化に対する影響検討フローを示す。

まず、基準地震動 S_s に対する地震応答解析の基本ケース（ケース 1）及び材料物性の不確かさを考慮したケース（ケース 2～6）（以下「パラスタケース」という。）における外壁部及びRCCV部の基礎スラブ直上要素の応答値*に基づき、基礎スラブ直上の壁部材の剛性が最も低下する地震動を選定する。これは、基礎スラブ直上の壁部材の剛性が、基礎スラブに対する拘束効果に最も影響するためである。

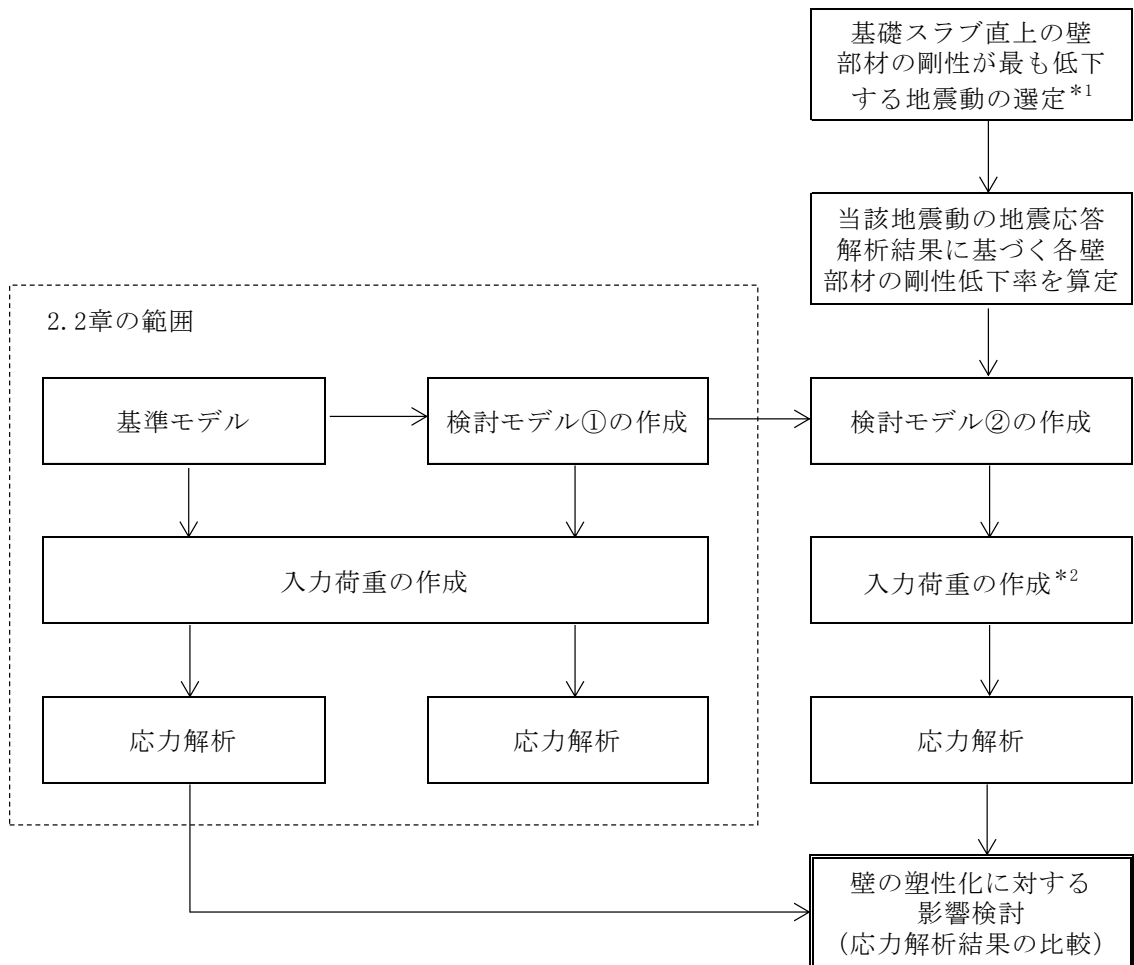
次に、選定した地震動に対する地震応答解析結果に基づき、各壁部材の剛性低下率を算定する。

そして、検討モデル①における壁の剛性に対して、各壁部材の剛性低下率を乗じることで、検討モデル②を作成する。入力地震荷重は、剛性低下率を算定した地震動に対する地震応答解析の応答値に基づき算定する。

最後に、検討モデル②による応力解析を実施し、基準モデルの応力解析結果との比較を行い、壁の塑性化に対する影響を検討する。

ここで、検討方向は、「2.2 検討モデルの妥当性確認」と同様に、加力方向が水平方向 W→E、鉛直方向上向きとする。

注記*：「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の地震応答計算書）」のうち「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 3「地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討」参照。



注記*1：基本ケース及びパラスタケースの地震応答解析結果に基づき選定。

*2：剛性低下率を算定した地震動に対する地震応答解析の応答値に基づき算定。

図 2-3 壁の塑性化に対する影響検討フロー

2.3.2 検討用地震動の選定

検討用地震動は、基本ケース及びパラスタケースのEW方向の地震応答解析の基礎スラブ直上の壁部材において最小の剛性低下率を生じる地震動とする。剛性低下率は、初期剛性に対するせん断スケルトン曲線の最大応答値と原点を結んだ割線剛性の比として算定する。表2-1に剛性低下率の算定結果を示す。剛性低下率の最小値はSs-2ケース5（建屋剛性 -2σ ）の地震動により生じていることから、当該地震動を検討用地震動とする。

表 2-1 剛性低下率の算定結果

検討ケース	剛性低下率			
	外壁部		RCCV部	
ケース1	Ss-2	0.71	Ss-2	0.82
ケース2	Ss-2	0.76	Ss-2	0.84
ケース3	Ss-2	0.76	Ss-2	0.80
ケース4	Ss-2	0.90	—	—
ケース5	Ss-2	<u>0.61</u>	Ss-2	0.69
ケース6	Ss-2	0.76	Ss-2	0.84

注1：「—」は、塑性化していないことを示す。

注2：下線部は、剛性低下率の最小値を示す。

2.3.3 解析モデル

解析に用いる検討モデル②は，検討モデル①における中間壁，ボックス壁及びRCCV シェル部のシェル要素のヤング係数に対して，Ss-2 ケース 5 の地震動による地震応答解析結果に基づき算定する各壁部材の剛性低下率を乗じたものとする。表 2-2 に各壁部材の剛性低下率の算定結果を示す。中間壁及びボックス壁の剛性低下率は，壁と平行方向の値を用いるが，円筒形である RCCV に乗じる剛性低下率は，低下が大きい EW 方向の値を用いる。また，中間壁の剛性低下率は RCCV 部の剛性低下率とする。

表 2-2 各壁部材の剛性低下率の算定結果

方向	T. M. S. L. (m)	外壁部	RCCV 部
NS	23.5～31.7	—	—
	18.1～23.5	—	—
	12.3～18.1	—	—
	4.8～12.3	0.99	—
	-1.7～4.8	0.91	—
	-8.2～-1.7	—	—
EW	23.5～31.7	—	—
	18.1～23.5	0.85	—
	12.3～18.1	0.72	—
	4.8～12.3	0.48	0.58
	-1.7～4.8	0.49	0.56
	-8.2～-1.7	0.61	0.69

注：「—」は，塑性化していないことを示す。

2.3.4 入力荷重

入力荷重は、「2.2 検討モデルの妥当性確認」と同様に、W→E 方向、鉛直方向上向き S_s 地震荷重とし、固定荷重、水平地震荷重及び鉛直地震荷重を組み合わせたものとする。固定荷重は、「2.2.2 入力荷重」に示すものと同様である。

検討モデル②に入力する地震荷重は、剛性低下率を設定した S_s -2 ケース 5 の地震動による地震応答解析の応答値に基づき、「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の別紙 6「地震荷重の算定方法」に示す方法により算定する。表 2-3 に入力地震荷重を示す。

表 2-3 入力地震荷重 (S_s -2 ケース 5) (1/2)

(a) EW 方向 せん断力

応答せん断力		入力せん断力	
応答軸	応答値 ($\times 10^3$ kN)	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
外壁部	699	ボックス壁 (R_1 通り)	350
		ボックス壁 (R_7 通り)	350
RCCV部	422	中間壁 (R_2 通り)	48.2
		中間壁 (R_3 通り)	28.4
		中間壁 (R_5 通り)	23.1
		中間壁 (R_6 通り)	30.8
		RCCV	234
		RPV基礎	57.6

(b) EW 方向 曲げモーメント

応答曲げモーメント		入力曲げモーメント	
応答軸	応答値 ($\times 10^6$ kN \cdot m)	部位	入力値 ($\times 10^6$ kN \cdot m)
外壁部	19.9	ボックス壁 (R_1 通り)	10.9
		ボックス壁 (R_7 通り)	10.9
RCCV部	10.2	中間壁 (R_2 通り)	1.30
		中間壁 (R_3 通り)	0.764
		中間壁 (R_5 通り)	0.619
		中間壁 (R_6 通り)	0.828
		RCCV	6.65
		RPV基礎	1.19

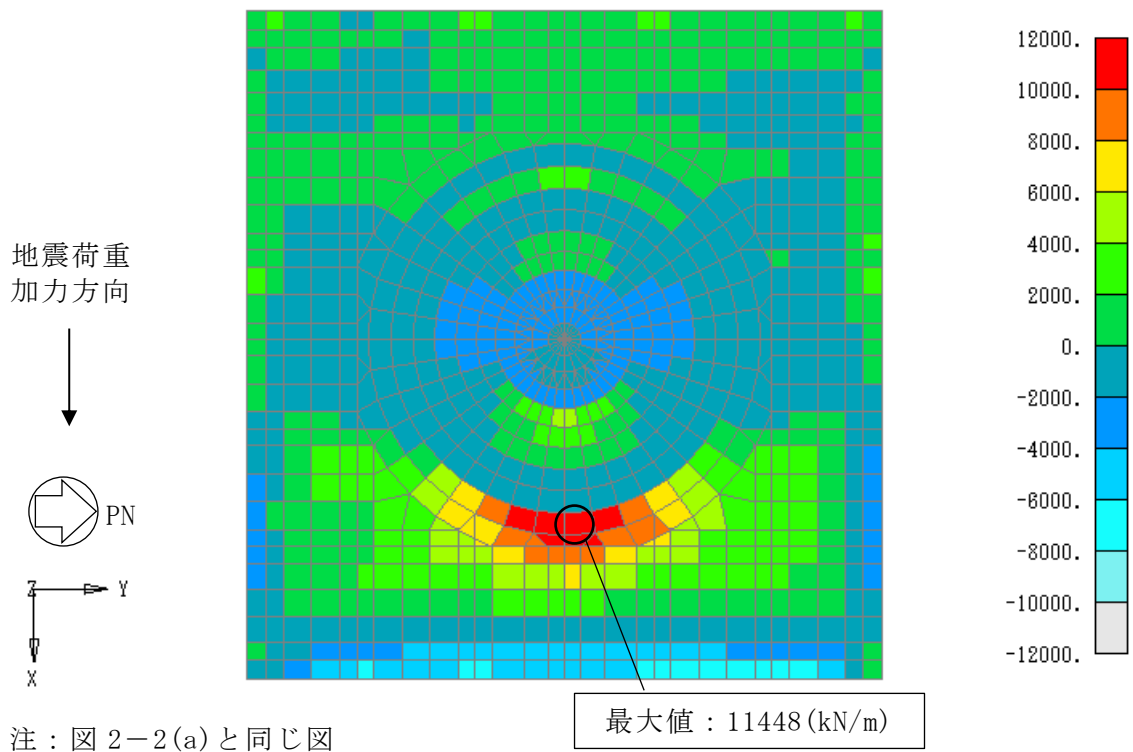
表 2-3 入力地震荷重 (Ss-2 ケース 5) (2/2)

(c) 鉛直地震荷重

部位	応答値 ($\times 10^4 \text{kN}$)	軸力係数
RCCV, ボックス壁 及び中間壁	77.0	0.55
RPV 基礎	5.02	0.60
基礎スラブ	26.9	0.48

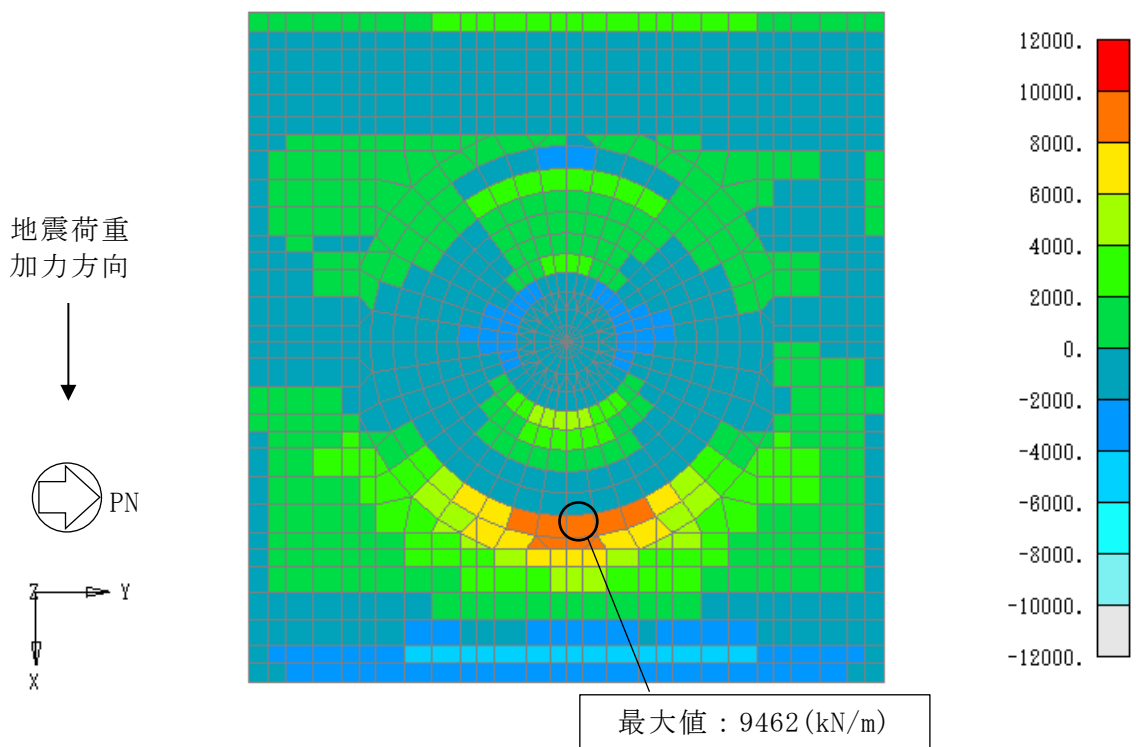
2.3.5 検討結果

基礎スラブの面外せん断力のコンター図について、検討モデル②の解析結果を、「2.2 検討モデルの妥当性確認」に示す基準モデルの解析結果と比較して図 2-4 に示す。基礎スラブの最大面外せん断力は、基準モデルよりも検討モデル②の方が小さくなる。このことから、今回工認における基礎スラブの応力は、最も壁が塑性化した状態での応力に対して、保守的に評価していると判断できる。



注：図 2-2(a) と同じ図

(a) 基準モデル



(b) 検討モデル②

図 2-4 基礎スラブの面外せん断力のコンター図 EW 方向 (単位：kN/m)

3. まとめ

RCCV 底部及び周辺部基礎の応力解析において、地震時の中間壁及びボックス壁の塑性化が基礎スラブの応力に及ぼす影響を検討した。その結果、今回工認における基礎スラブの応力は、最も壁が塑性化した状態での応力に対して、保守的に評価していることを確認した。

別紙 7 最大接地圧について

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 接地圧	別紙 7-2
2.1 S _s 地震時	別紙 7-2
2.2 S _d 地震時	別紙 7-8

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎スラブの基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧及び弾性設計用地震動 S_d による地震力（以下「 S_d 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

2.1 S s 地震時

S s 地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（6170kN/m²）を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-12 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は 2620kN/m² であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧（基本ケース，NS 方向）

基準地震動 S s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.0	30.1	1890
Ss-2	23.7	25.3	1550
Ss-3	24.2	24.9	1540
Ss-4	22.6	16.8	1200
Ss-5	22.8	16.8	1210
Ss-6	22.8	17.3	1220
Ss-7	22.7	14.5	1130
Ss-8	21.4	30.0	1750

表 2-2 S s 地震時の接地圧（基本ケース，EW 方向）

基準地震動 S s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.0	31.7	1890
Ss-2*	26.4	34.6	2110
Ss-3	24.2	25.7	1530
Ss-4	22.6	22.9	1370
Ss-5	22.8	26.1	1500
Ss-6	22.8	24.1	1420
Ss-7	22.7	27.0	1540
Ss-8	21.4	31.4	1740

注記*：誘発上下動を考慮。

表 2-3 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.0	29.8	1870
Ss-2	23.8	22.8	1450
Ss-3	23.9	24.9	1540
Ss-8	21.3	28.7	1660

表 2-4 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.0	31.6	1880
Ss-2	23.8	31.0	1780
Ss-3	23.9	25.4	1510
Ss-8	21.3	29.7	1640

表 2-5 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.1	30.2	1900
Ss-2	23.3	25.8	1570
Ss-3	24.4	27.6	1690
Ss-8	23.8	32.3	1990

表 2-6 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.1	31.5	1880
Ss-2*	26.5	35.6	2200
Ss-3	24.4	28.2	1650
Ss-8	21.4	33.0	1840

注記* : 誘発上下動を考慮。

表 2-7 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	25.9	30.4	1910
Ss-2	23.6	25.0	1540
Ss-3	24.2	24.9	1550
Ss-8	21.4	30.3	1770

表 2-8 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	25.9	31.6	1880
Ss-2*	26.4	34.6	2110
Ss-3	24.2	25.6	1520
Ss-8	21.4	31.4	1730

注記* : 誘発上下動を考慮。

表 2-9 S s 地震時の接地圧 (ケース 5, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.0	30.0	1880
Ss-2	23.7	25.4	1560
Ss-3	24.2	25.0	1550
Ss-8	21.4	29.8	1740

表 2-10 S s 地震時の接地圧 (ケース 5, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	26.0	31.5	1880
Ss-2*	26.4	34.4	2100
Ss-3	24.2	25.7	1520
Ss-8	21.4	31.4	1730

注記* : 誘発上下動を考慮。

表 2-11 S s 地震時の接地圧 (ケース 6, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _S -1*	29.0	34.7	2360
S _S -2	23.7	28.8	1740
S _S -3	24.2	28.2	1720
S _S -8*	24.6	34.5	2210

注記* : 誘発上下動を考慮。

表 2-12 S s 地震時の接地圧 (ケース 6, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _S -1*	29.2	36.6	2370
S _S -2*	28.8	39.0	2620
S _S -3	24.2	28.5	1650
S _S -8*	24.5	36.0	2180

注記* : 誘発上下動を考慮。

2.2 S d地震時

S d地震時の最大接地圧が、地盤の短期許容支持力度（4110kN/m²）を超えないことを確認する。

S d地震時の接地圧を表 2-13～表 2-24 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S d地震時の最大接地圧は 1340kN/m² であることから、地盤の短期許容支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-13 S d地震時の接地圧（基本ケース，NS 方向）

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	17.7	1230
Sd-2	21.7	12.2	1030
Sd-3	21.8	12.9	1060
Sd-4	21.0	8.41	889
Sd-5	21.2	7.94	878
Sd-6	21.1	8.79	904
Sd-7	21.1	7.08	848
Sd-8	20.4	17.7	1170

表 2-14 S d地震時の接地圧（基本ケース，EW 方向）

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	18.4	1230
Sd-2	21.7	19.6	1230
Sd-3	21.8	13.2	1050
Sd-4	21.0	10.9	949
Sd-5	21.2	13.7	1040
Sd-6	21.1	11.5	970
Sd-7	21.1	13.8	1040
Sd-8	20.4	17.8	1140

表 2-15 S d 地震時の接地圧 (ケース 2, NS 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.8	17.7	1240
Sd-2	21.7	10.9	987
Sd-3	21.7	12.7	1050
Sd-8	20.4	16.1	1120

表 2-16 S d 地震時の接地圧 (ケース 2, EW 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.8	18.4	1230
Sd-2	21.7	17.0	1160
Sd-3	21.7	12.8	1030
Sd-8	20.4	16.1	1090

表 2-17 S d 地震時の接地圧 (ケース 3, NS 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.8	19.1	1280
Sd-2	21.5	14.0	1080
Sd-3	21.9	14.6	1110
Sd-8	20.5	20.1	1250

表 2-18 S d 地震時の接地圧 (ケース 3, EW 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN·m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.8	19.4	1260
Sd-2	21.5	22.0	1300
Sd-3	21.9	14.6	1090
Sd-8	20.5	20.2	1220

表 2-19 S d 地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	17.7	1230
Sd-2	21.6	12.0	1020
Sd-3	21.8	12.9	1060
Sd-8	20.4	17.5	1160

表 2-20 S d 地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	18.4	1230
Sd-2	21.6	19.3	1220
Sd-3	21.8	13.1	1040
Sd-8	20.4	17.6	1140

表 2-21 S d 地震時の接地圧 (ケース 5, NS 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	17.6	1230
Sd-2	21.7	12.3	1030
Sd-3	21.8	12.9	1060
Sd-8	20.5	17.8	1170

表 2-22 S d 地震時の接地圧 (ケース 5, EW 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	18.3	1230
Sd-2	21.7	19.7	1240
Sd-3	21.8	13.2	1050
Sd-8	20.5	17.9	1140

表 2-23 S d 地震時の接地圧 (ケース 6, NS 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN \cdot m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	20.4	1320
Sd-2	21.7	14.8	1110
Sd-3	21.8	15.0	1120
Sd-8	20.4	20.8	1270

表 2-24 S d 地震時の接地圧 (ケース 6, EW 方向)

弾性設計用地震動 S d	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN \cdot m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Sd-1	22.7	21.2	1310
Sd-2	21.7	23.0	1340
Sd-3	21.8	15.3	1110
Sd-8	20.4	20.7	1230

サービス建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 サービス建屋の耐震補強計画について

別紙 2 サービス建屋の地震応答解析結果について

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4 サービス建屋の NS 方向の地震応答解析結果について

別紙 5 古安田層の極限支持力度の設定について

別紙1 サービス建屋の耐震補強計画について

目 次

1. 概要	別紙1-1
2. 耐震補強方針	別紙1-1
3. 適用規格・規準等	別紙1-3
4. 補強工法の選定	別紙1-3
5. 壁の新設・増厚を行う位置の選定について	別紙1-3
6. 新設又は増厚する耐震壁の構造計画の概要	別紙1-3

別紙1-1 サービス建屋の建設時の構造計画概要

別紙1-2 サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定方法について

別紙1-3 サービス建屋の側面地盤ばねの考え方について

別紙1-4 建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について

1. 概要

本資料は、サービス建屋で実施する耐震補強計画について説明するものである。

2. 耐震補強方針

サービス建屋は、地震時変形を抑制することを目的として、耐震補強を実施する。耐震補強は、既存建物の地震応答解析結果を踏まえ、V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」の「3.4 許容限界」を満足することを目標とする。

耐震補強の検討フローを図2-1に示す。

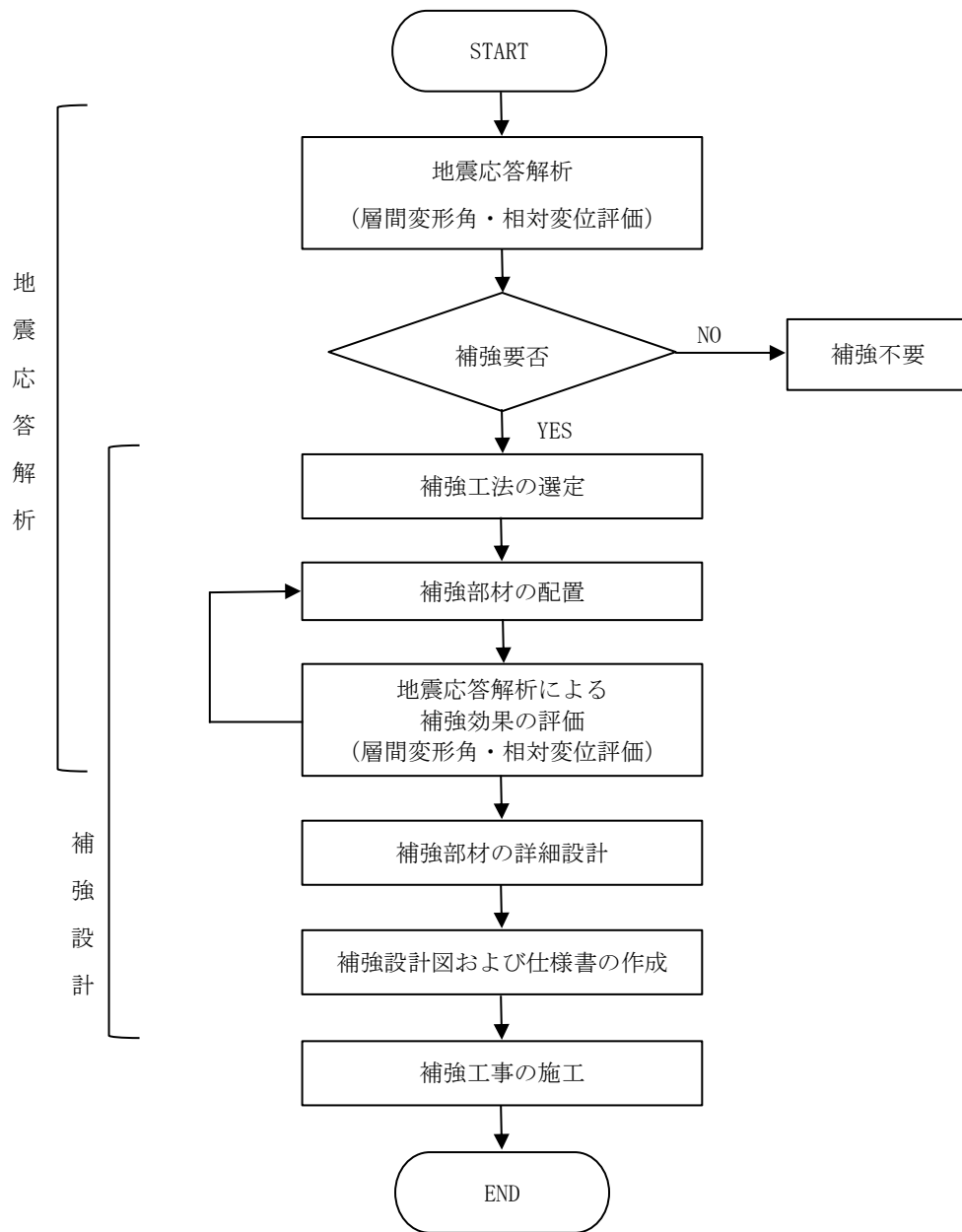


図 2-1 耐震補強の検討フロー

3. 適用規格・規準等

サービス建屋の耐震補強設計を行う際に適用する規格・規準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説（日本建築防災協会，2017 改訂）
- ・ 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説（日本建築防災協会，2017 改訂）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，1999 改定）

4. 補強工法の選定

耐震性能の向上を図る方法は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」（以下「改修設計指針」という。）によると，強度補強，靱性補強，損傷集中の回避，地震力の低減及び基礎の補強が基本手段とされている。

サービス建屋は地震時変形を抑制することを目的とすることから，強度補強型の補強を選定した。選定した補強方法と補強概要を表 4-1 に示す。

表 4-1 補強方法と補強概要

補強分類	補強方法	補強概要
強度補強 (壁増設)	増設耐震壁 (新設する耐震壁)	既存のオープンフレームに壁を増設する方法で，既存骨組の四周面にあと施工アンカーを打設し，割裂防止筋を配することにより，既存フレームと増設耐震壁を一体化させる工法
	増打壁 (増厚する耐震壁)	既存壁を増打ちする方法で，既存骨組の四周面にあと施工アンカーを打設し，既存壁には表面の目荒らしに加え，シアコネクターを取付け，割裂防止筋を配することにより既存フレーム及び既存壁と増打壁を一体化させる工法

5. 壁の新設・増厚を行う位置の選定について

強度補強をする補強壁は，既存フレーム及び既存壁との一体化を図る必要があることから施工性も考慮しつつ，偏心等の耐震的なバランスにも配慮し選定した。

6. 新設又は増厚する耐震壁の構造計画の概要

サービス建屋の耐震補強により新設又は増厚する耐震壁（以下，それぞれ「新設部」，「増厚部」という。）の配置概要を図 6-1 に示す。また，補強した壁の断面詳細図を図 6-2 に，補強詳細図を図 6-3 に示す。

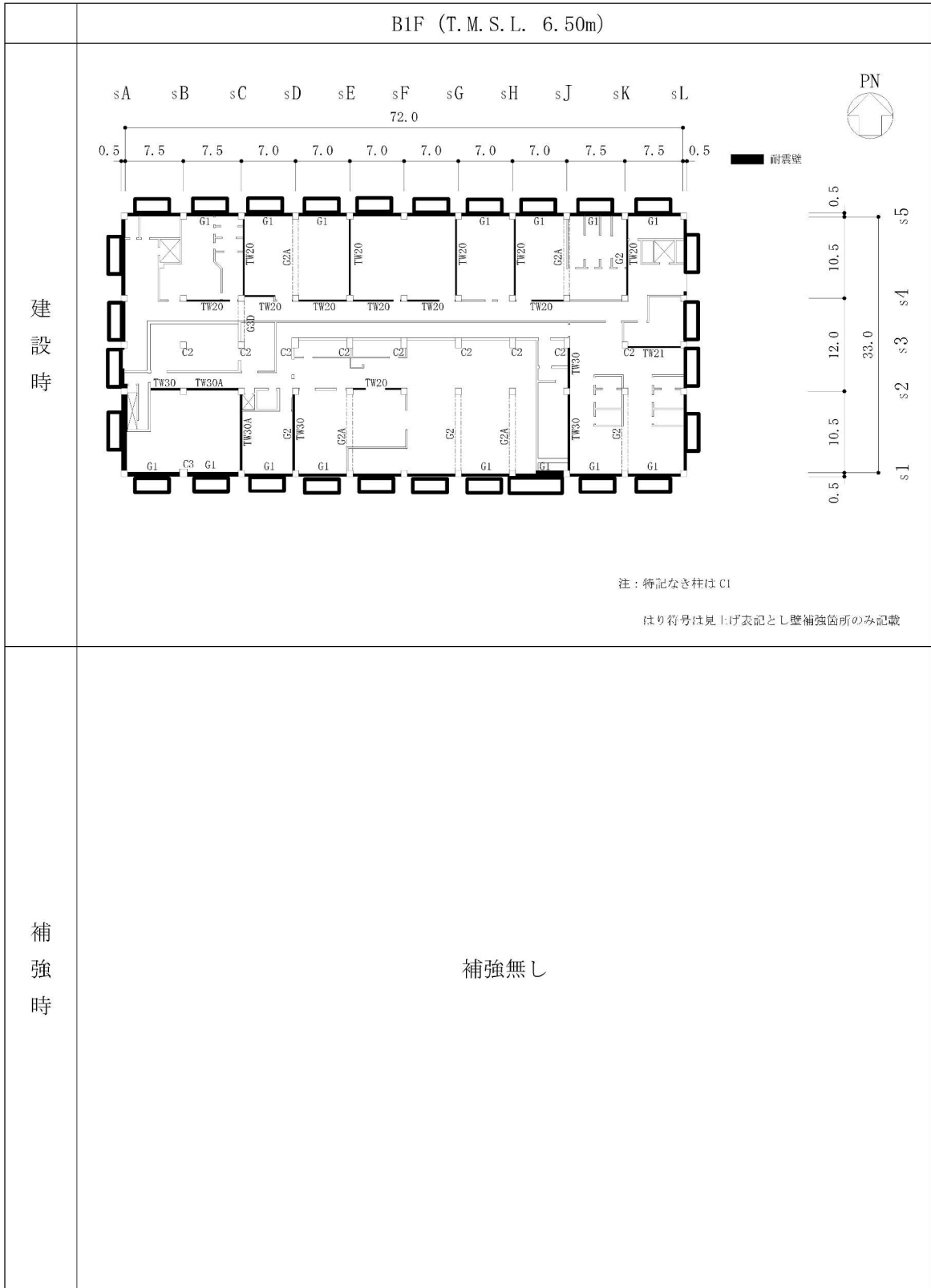


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (1/4)

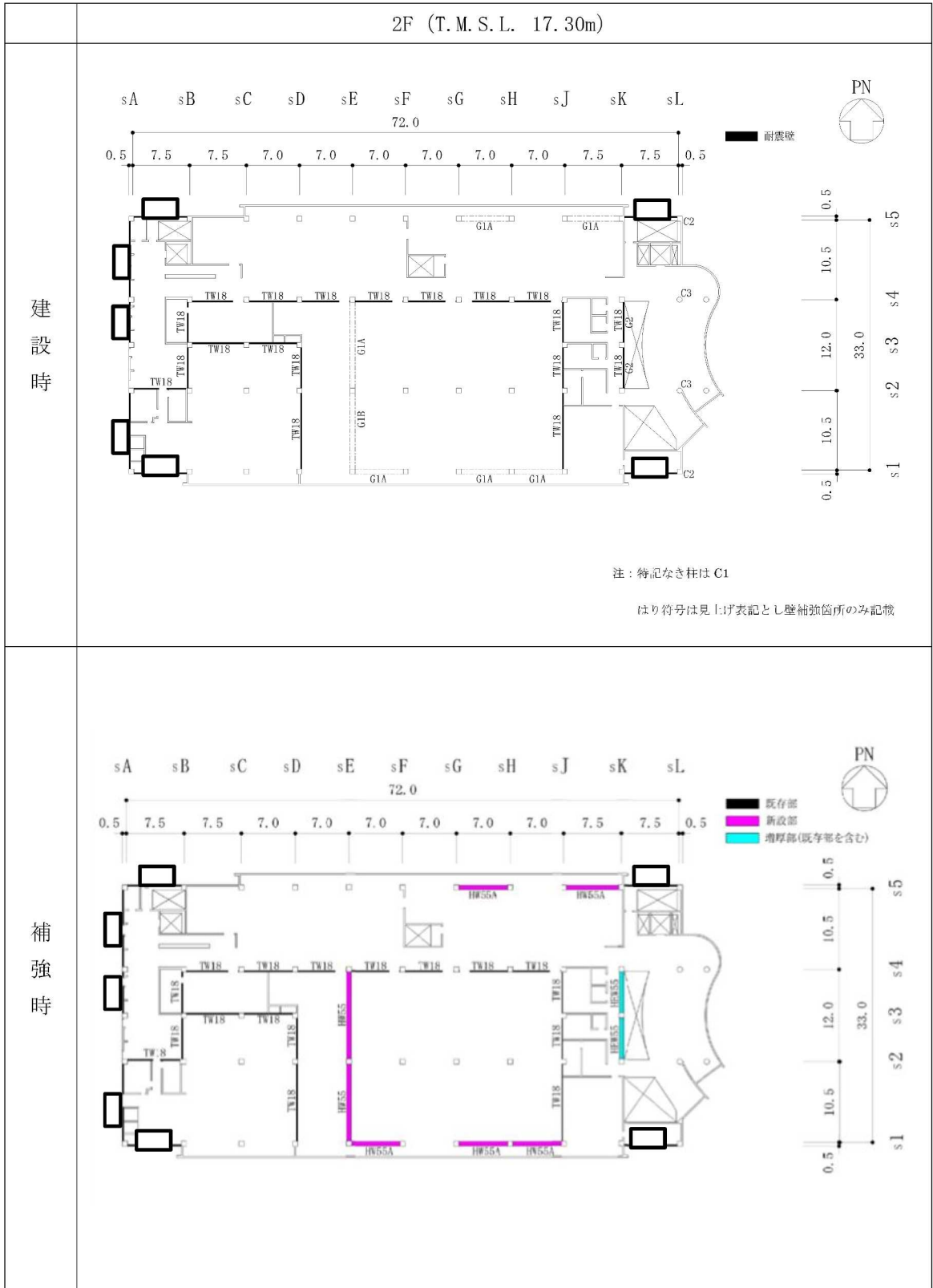


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (3/4)

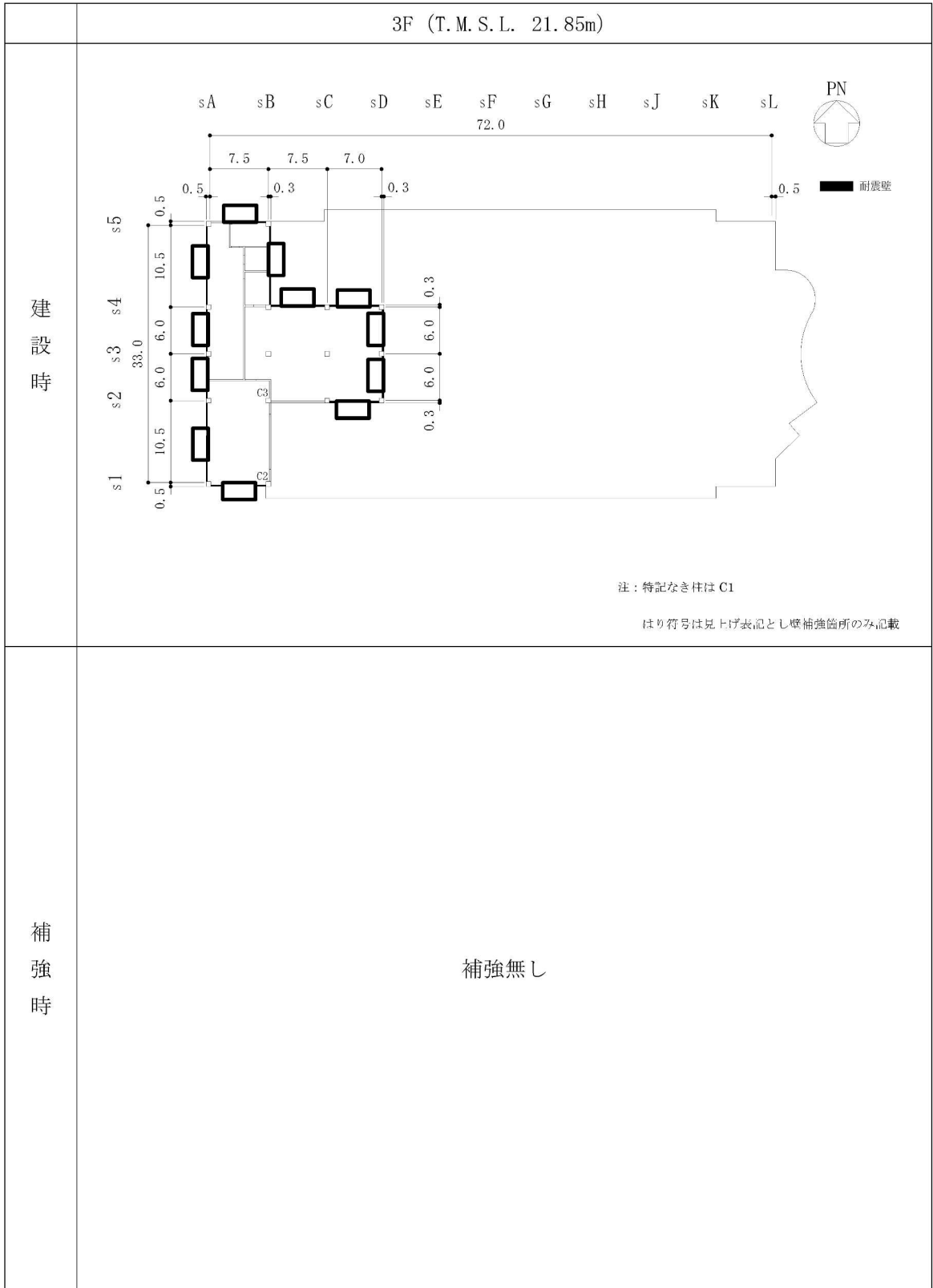


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (4/4)

建設時	既存部						
	符号	TV□	TV□	TV□	TV□	TV□	TV□
断面							
タテ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D16@200 ダブル
ヨコ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D16@200 ダブル
符号	TV□A	TV□					
断面							
タテ筋	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル					
ヨコ筋	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル					
注：符号に含まれる数値は□を表す。							
補強時	新設部又は増厚部						
	符号	H□	H□A	H□	HE□	HE□	HE□
断面							
タテ筋	D29@200 ダブル	D19@200 ダブル	D22@200 ダブル	D25@200 ダブル	D16@200 ダブル	D22@200 ダブル	D22@200 ダブル
ヨコ筋	D29@200 ダブル	D19@200 ダブル	D22@200 ダブル	D25@200 ダブル	D16@200 ダブル	D22@200 ダブル	D22@200 ダブル
注：符号に含まれる数値は□を表す。							

図 6-2 断面詳細図

耐震壁の新設 (HW55A)

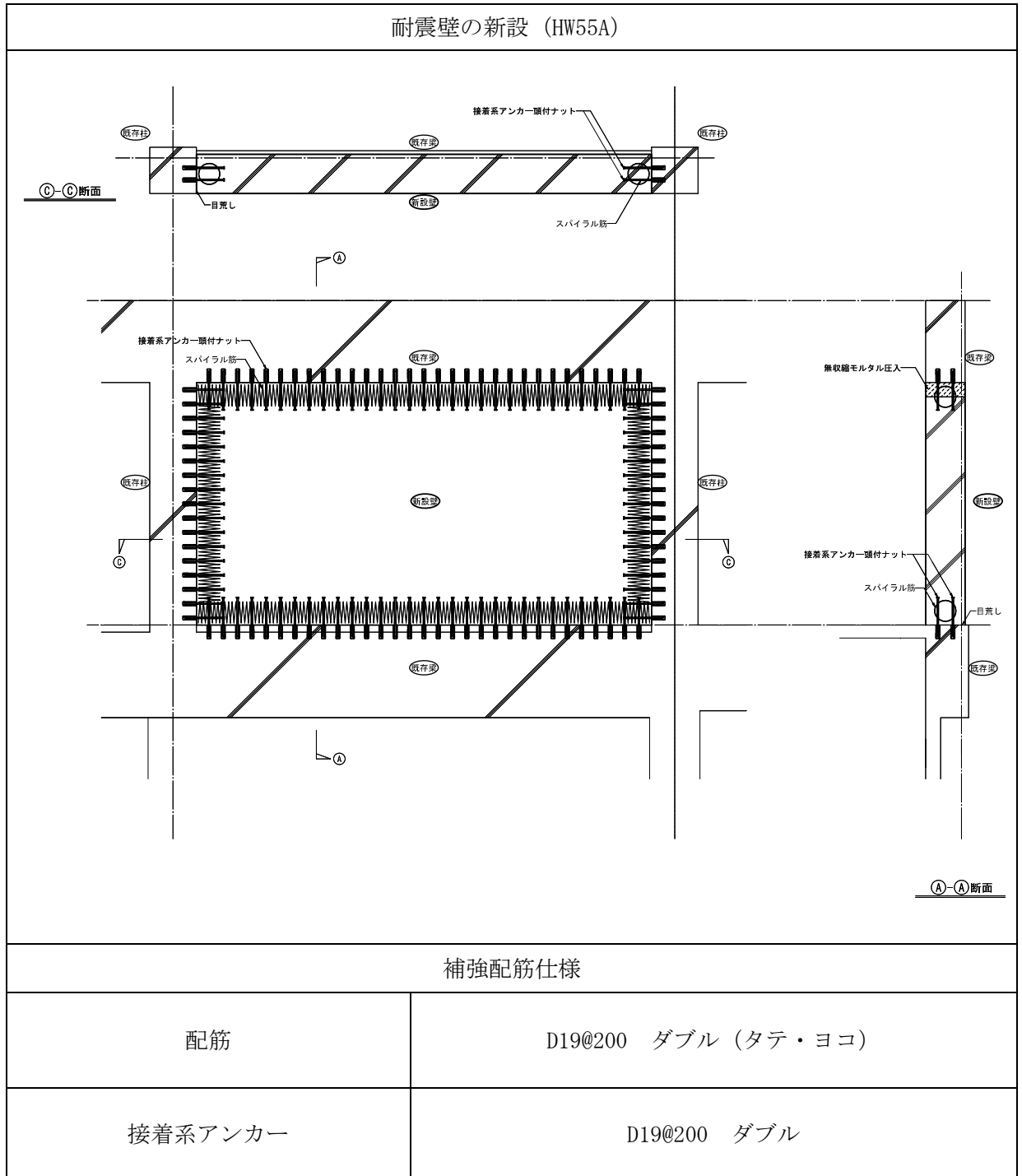


図 6-3 補強詳細図 (1/2)

耐震壁の増厚 (HEW56)

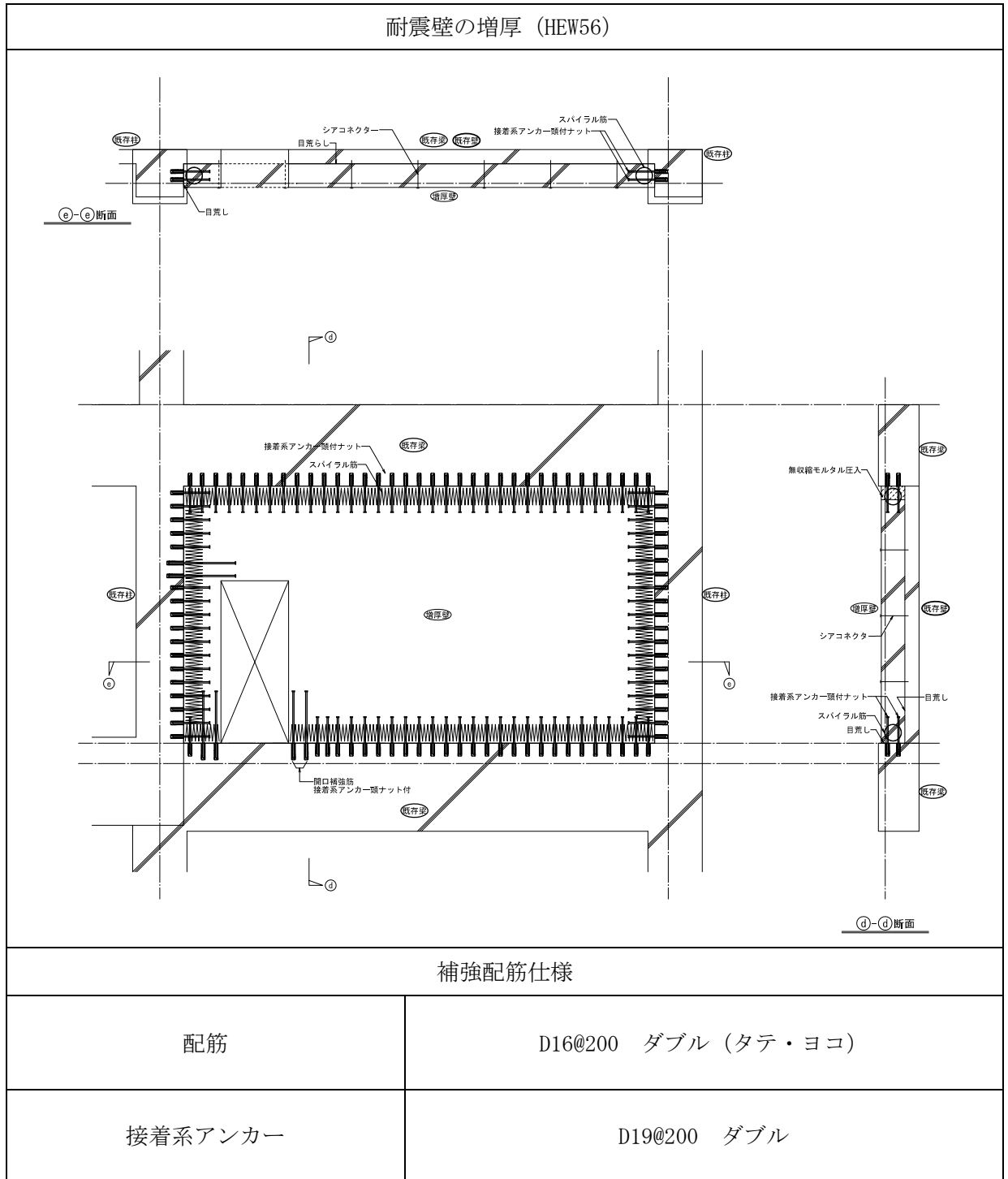


図 6-3 補強詳細図 (2/2)

別紙 1-1 サービス建屋の建設時の構造計画概要

1. 概要

本資料は、サービス建屋の建設時の構造計画概要を示すものである。

2. サービス建屋の建設時の構造計画概要

サービス建屋は、原子炉建屋等の入退域関連施設で、建築物としては建築基準法第6条建築確認及び建築基準法第7条完了検査の許認可を受けている建物である。サービス建屋の建設時の構造設計概要を表2-1、構造部材の断面詳細図を図2-1～図2-4に、それぞれ示す。

表 2-1 構造設計概要 (1/2)

構造概要	構造種別		鉄筋コンクリート造
	骨組形式		耐震壁付ラーメン構造
	基礎形式	基礎種別	直接基礎 (べた基礎)
深さ		T. M. S. L. 5.10m	
設計方針	計算ルート	短辺 (NS) 方向	ルート 3
		長辺 (EW) 方向	ルート 3
	その他		建屋にかかる水平力は耐震壁及びラーメン構造で負担する。
使用材料	コンクリート	基礎スラブ	$F_c=300 \text{ kg/cm}^2$
		上部躯体	$F_c=330 \text{ kg/cm}^2$
	鉄筋		SD345
荷重・外力	床荷重	固定荷重 (DL)	構造物の自重
		機器荷重 (EL)	主要機器の荷重
		配管荷重 (PL)	配管による荷重
		積載荷重 (LL)	人員荷重等
	積雪荷重 (SNL)	最深積雪量	170 cm
		単位重量	$3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{cm}$
	地震荷重 (S)	層せん断力係数	$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$
		地震地域係数	$Z=1.0$
		地盤種別	第 1 種地盤
		設計用一次固有周期	$T=0.280 \text{ s}$ (両方向) 略算値
		振動特性係数	$R_t=1.0$
		標準せん断力係数	$C_0=0.2$
	風荷重	地下震度*	$K=0.1 \cdot n \cdot (1-H/40) \cdot Z$
		速度圧	$q=60\sqrt{h}$ ($h \leq 16\text{m}$)
$q=120\sqrt{h}$ ($h > 16\text{m}$)			
風力係数	$C=1.2$		
設計方針	断面算定		鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1988 改定) による

注記 * : 水平地震力算定用の地盤面は T. M. S. L. 12.0m とする。

表 2-2 構造設計概要 (2/2)

層間変形角	短辺 (NS) 方向	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1/2520
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1/2620
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1/2480
	長辺 (EW) 方向	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1/1890
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1/2780
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1/2660
保有水平耐力	短辺方向 (S→N) (Qu/Qun)	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1.48
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1.43
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1.48
	長辺方向 (E→W) (Qu/Qun)	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1.17
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1.17
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1.16
耐震壁	<p>耐震壁は建築基準法施行令 (1987.6.5 施行) 第 78 条の 2 第 1 項又は同第 2 項の規定に基づき、下記の適合する壁とする。</p> <p>耐震壁は、柱、はりから成るフレームの内に、一体として打設された壁とする。</p> <p>壁厚は 12cm 以上とする。</p> <p>耐震壁に開口がある場合においては、開口周比が 0.4 以下とする。</p>		
適用規格・規準等	<p>設計に適用した規格・基準等を以下に示す。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・建築基準法・同施行令・告示 (1987.6.5 施行) ・日本工業規格 (JIS) (1977 年改訂) ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1988 改定) ・建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 1988 改定) ・構造計算指針・同解説 (日本建築センター, 1991 改訂) ・建築耐震設計における保有耐力と変形性能 ((社) 日本建築学会, 1981 制定) 		

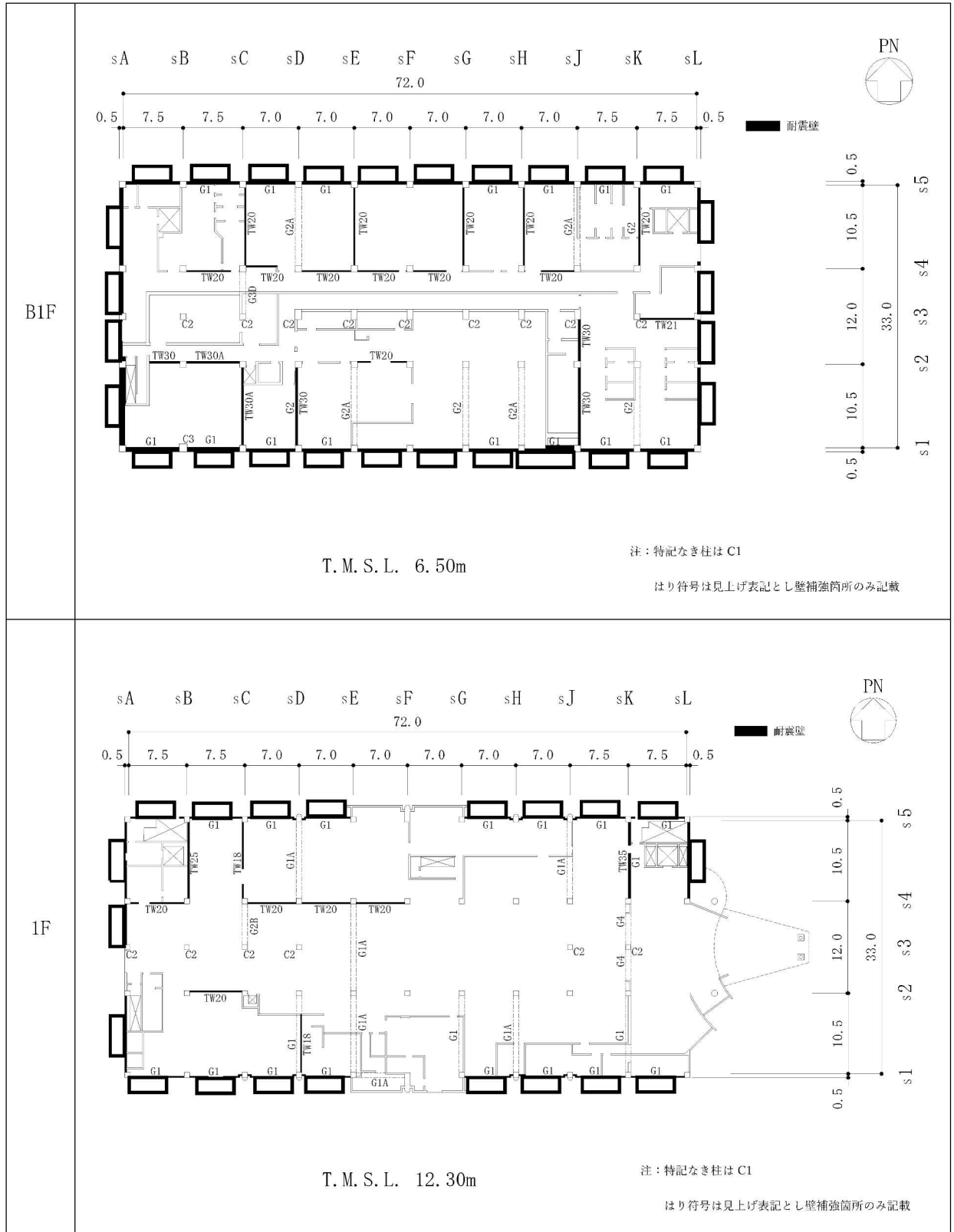


図 2-1 耐震壁の配置概要図 (1/2)

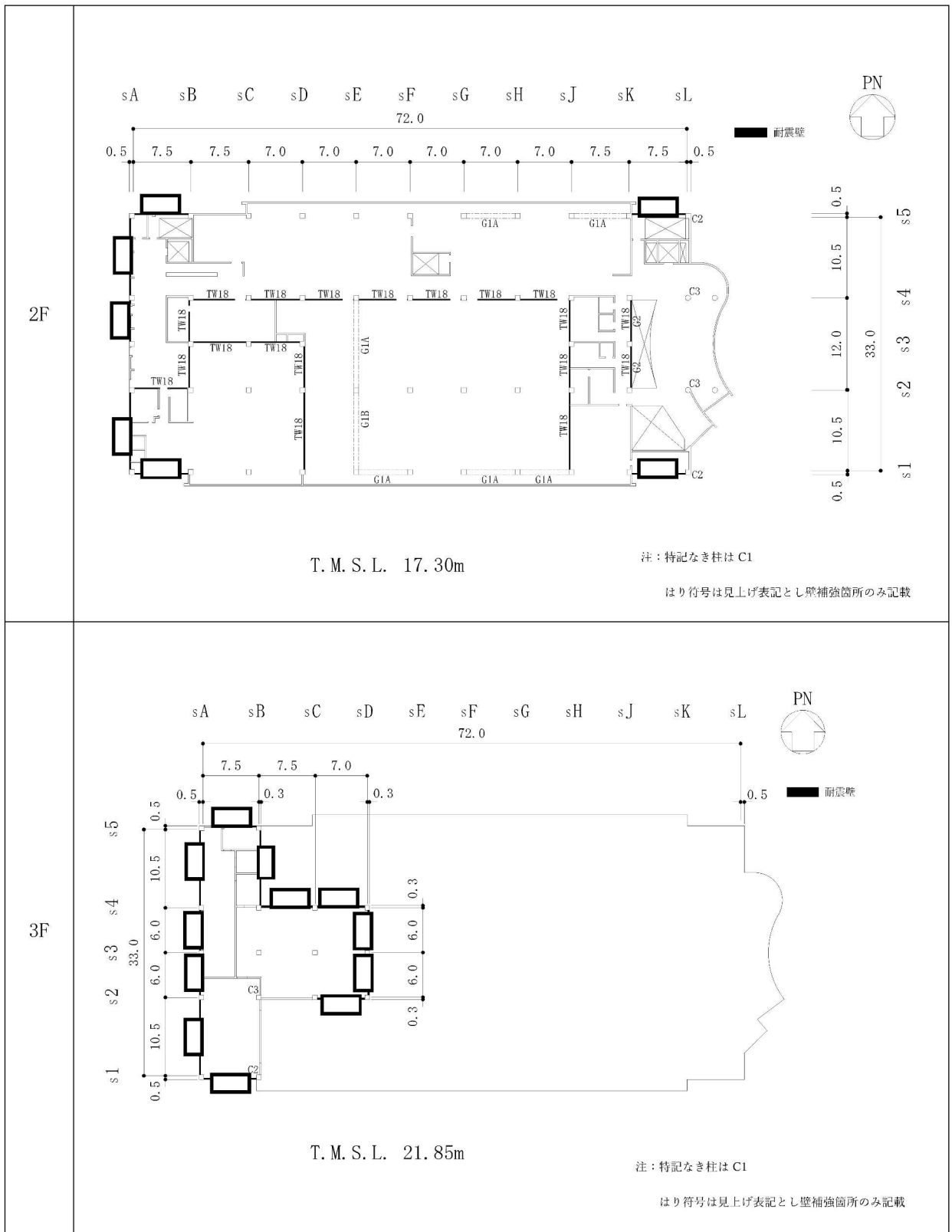


図 2-1 耐震壁の配置概要図 (2/2)

柱の配筋

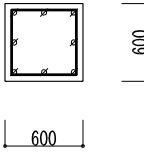
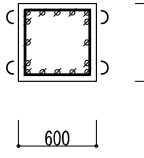
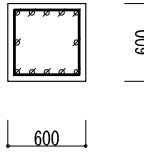
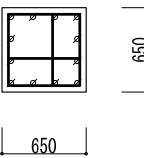
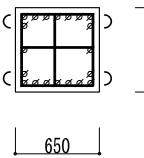
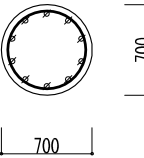
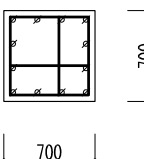
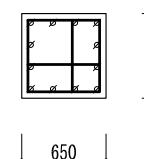
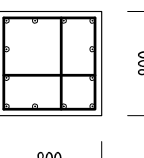
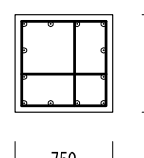
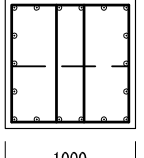
階	符号	C1	C2	C3
3階	断面 Y ↑ X →			
		主筋	8-D22	16-D22
	帯筋	□-D13@200	□-D13@200	□-D13@200
	符号	C1	C2	C3
2階	断面 Y ↑ X →			
		主筋	12-D22	20-D22
	帯筋	田-D13@200	田-D13@200	○-D13@150
	符号	C1	C2	C3
1階	断面 Y ↑ X →			
		主筋	12-D22	12-D22
	帯筋	田-D13@200	田-D13@200	
	符号	C1	C2	
B1階	断面 Y ↑ X →			
		主筋	12-D25	12-D25
	帯筋	田-D13@200	田-D13@200	田-D13@100
	符号	C1	C2	C3

図 2-2 断面詳細図 (柱)

はりの配筋	階	符号	G1A			G1B			G2	
	位置		端部	中央	外端	中央	内端	全断面		
	2階	断面								
			550		550		550		550	
	上端筋	6-D25	4-D25	5-D25	4-D25	6-D25	4-D25	4-D25		
	下端筋	4-D25	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	4-D25	4-D25		
	あばら筋	□-D13@200			□-D13@200			□-D13@200		
	符号	G1	G1A		G2B		G4			
	位置	全断面	端部	中央	端部	中央	s3端	全断面		
	1階	断面								
600			600		600		500			
上端筋	6-D25	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	5-D25	4-D25			
下端筋	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	5-D25	4-D25	4-D25			
あばら筋	□-D13@200		□-D13@200		□-D13@200		□-D13@200			
B1階	符号	G1	G2	G2A		G3D				
	位置	全断面	全断面	端部	中央	s3端	中央	s4端		
	断面									
		600		700		700		600		
	上端筋	7-D25	8-D25	8-D25	4-D25	6-D25	4-D25	5-D25		
	下端筋	7-D25	8-D25	4-D25	8-D25	4-D25	5-D25	4-D25		
	あばら筋	□-D13@200		□-D13@200		□-D13@200		□-D13@200		

図 2-3 断面詳細図 (はり)





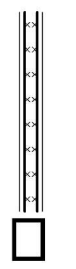
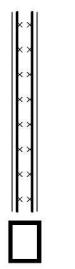
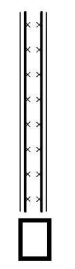
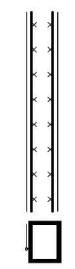




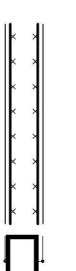

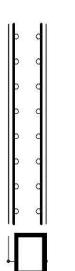
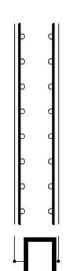
耐震壁の配筋	符号	TW 	TW 	TW 	TW 
	断面				
	タテ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル
	ヨコ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル
	符号	TW 	TW 	TW 	TW 
	断面				
	タテ筋	D13@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル
	ヨコ筋	D13@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル

図 2-4 断面詳細図 (耐震壁)

別紙 1-2 サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる
復元力特性の設定方法について

1. 概要

本資料は、地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定方法の概要を示すものである。

2. 復元力特性の設定方法について

地震応答解析モデルに用いる復元力特性（スケルトン曲線、履歴特性）は、 S_s 地震時に対する評価に用いるため、層全体としての荷重－変形関係に基づき設定する。その復元力特性の設定手順のフローを図 2-1 に示す。

なお、材料の不確かさに関する検討に用いる「建屋剛性 $+\sigma$ 」、「建屋剛性 $-\sigma$ 」、「建屋剛性コア平均」及び「建屋剛性 -2σ 」の場合の復元力特性についても、同様の手順で設定している。

(1) 建物の立体フレームモデルの設定

サービス建屋は、原子炉建屋やコントロール建屋のように、耐震壁が主体的な耐震要素ではなく、耐震壁付き柱・はりフレーム構造で、柱・はりフレームの中に耐震壁が分散配置され、それらが一体となって層全体としての剛性、強度及び変形性能を発揮する構造となっている。

モデル化では、こうした構造的な特徴を勘案しながら、耐震要素（壁、柱及びはり）を部位及び部材単位で立体フレームにモデル化し、柱及びはりにはコンクリートのひび割れ点や鉄筋降伏の影響を考慮し、材端の塑性ヒンジを設定する。耐震壁は壁エレメント置換でモデル化し、層の剛性及び耐力を考慮する。また、耐震壁の開口率を考慮するほか、袖壁、垂れ壁及び腰壁等による柱及びはりの拘束効果についても、柱及びはりの剛性を割り増すことで考慮する。その立体フレームモデルの柱脚部（最下層）は、ピン支持とし地盤ばねや浮上りは考慮しない。ただし、床スラブ又は基礎スラブは、剛床仮定（基礎スラブは剛はり仮定）とする。

これらの柱・はり及び耐震壁の部材単位の復元力特性の設定方法の詳細については、別紙 1-2-1「立体フレームモデルにおける各部材の復元力特性の設定について」に示す。

なお、サービス建屋は耐震性向上の観点から耐震補強を実施しているが、立体フレームモデルの設定にあたっては、耐震補強を行う部分に係わる耐震壁（新設部分若しくは既設耐震壁の増厚後の部分）並びにそれらに付属した柱及びはり（以下「補強部」という。）と、それ以外の耐震補強に係わらない構造部位（以下「既存部」という。）とで、コンクリート強度を使い分けている。具体的には、補強部は、次のステップで行う静的荷重漸増解析における剛性・強度及び変形に保守性を確保する観点から、設計基準強度 F_c を採用し、既存部は、原子炉建屋やコントロール建屋と同様に、コンクリート実強度を採用している。

サービス建屋の立体フレームモデルの概要を図 2-2 に示す。

(2) 静的荷重漸増解析の実施

上記の立体フレームモデルを用い、建物全体の水平荷重外力分布を仮定した静的荷重漸増解析を実施し、層単位の荷重－変形関係を求めている。

立体フレームモデルは、補強部と既存部のコンクリート強度の使い分けが反映されており、求まる層単位の荷重－変形関係に補強部のコンクリート強度の違いが適切に反映されることになる。初期応力として長期応力を考慮する。また、ここで用いる水平荷重外力分布は、層としての耐力を確認することを目的として荷重漸増解析を実施することから、保有水平耐力の分布形を採用する。荷重載荷ステップに対して剛性変化が大きい領域については、変化点付近を正しく求めるために、荷重載荷ステップを小さくする。加力方向については、正負の両方向を実施し、耐力がより低い方の加力方向の結果を採用する。荷重－変形関係における層間変位計算用の節点位置は重心位置で代表する。

静的荷重漸増解析の概要を図 2-3 に示す。

(3) 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法

層単位の荷重－変形関係をスケルトン曲線として地震応答解析モデルに適用するために、等価せん断スケルトン（エネルギー等価な 3 折点のスケルトン）に置換する。

第一折点は、荷重－変形関係の初期剛性付近の変化状況から判断し、0.75 の割線剛性点 (R_1 , Q_1)（第一勾配）とする。また、第三折点は層の許容限界として設定した 1/120 付近までの荷重－変形関係を確実に求めるために、層の終局限界の目安として層間変形角 1/50 となる点 (R_3 , Q_3) とする。更に、これらの第一折点と第三折点の間にある第二折点 (R_2 , Q_2) については、既知の両点をホールド・ポイントに、それぞれの面積 S_1 （荷重－変形関係を下回る領域の面積）、 S_2 （荷重－変形関係を上回る領域の面積）が等価となる点（エネルギー等価点）を求め、これを第二折点としている。

以上の荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法の概要を図 2-4 に示す。

(4) 地震応答解析モデルの等価せん断断面積への換算方法

上記(3)で求めた補強部と既存部の剛性が混合された 3 折点のスケルトン曲線を地震応答解析モデルに適用するために、水平変位（第一勾配）が同一となるように、等価なせん断断面積 A_{se} に置換して振動諸元に用いる。この際は、建物の過半を占める実強度で代表したせん断弾性係数 G_c に基づき換算している。また、弾塑性特性としてのスケルトン曲線（骨格曲線）の第二勾配及び第三勾配は、この第一勾配に対する比率で定義する。

なお、履歴特性としては、コンクリート構造物で標準的に用いられる最大点指向型のトリリニア特性を用いている。

以上の地震応答解析モデルの等価せん断断面積への換算方法の概要を図 2-5 に示す。

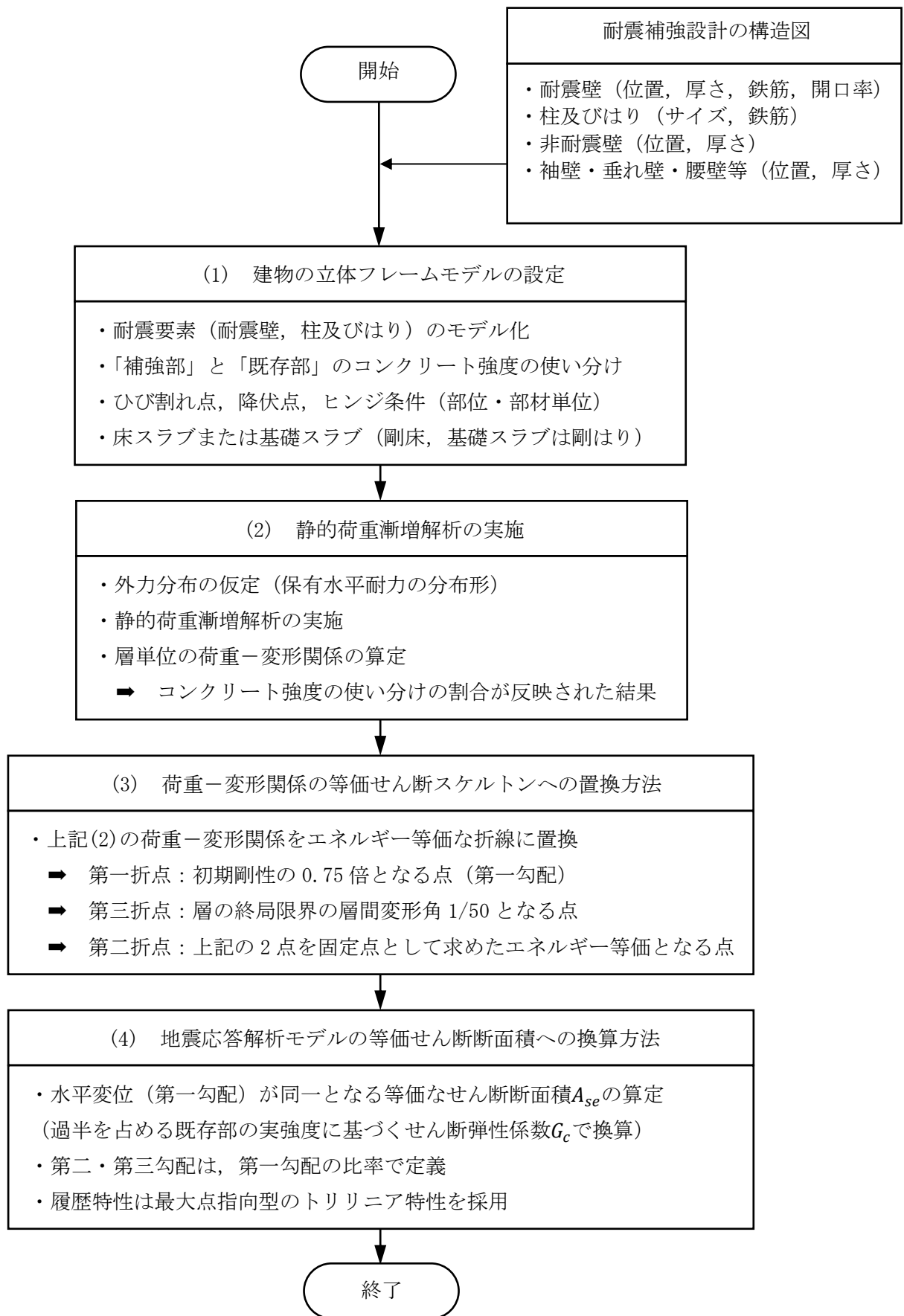


図 2-1 復元力特性の設定手順のフロー

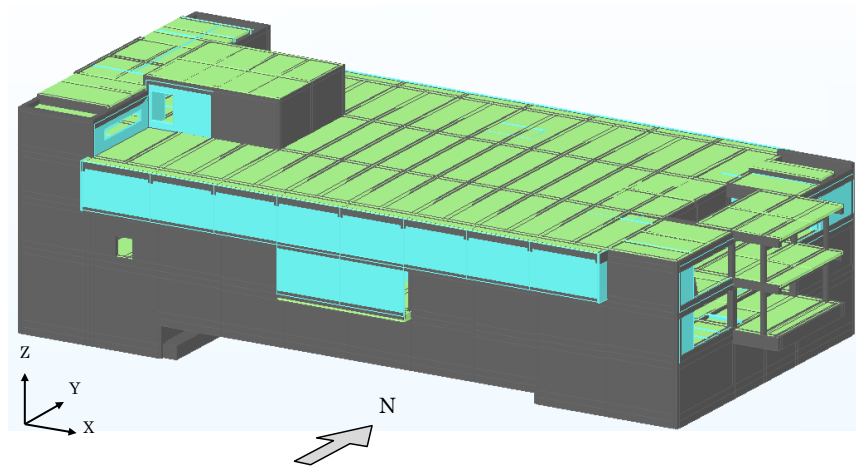


図 2-2 サービス建屋の立体フレームモデルの概要

(■ : 耐震壁, ■ : 床スラブ, ■ : 非耐震壁, 袖壁・垂れ壁・腰壁等)

保有水平耐力分布形×増分倍率

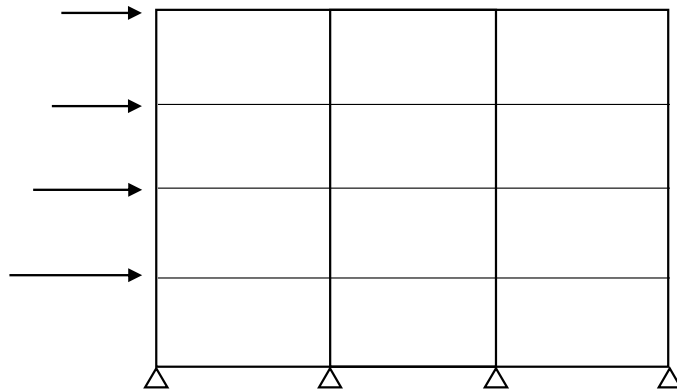


図 2-3 静的荷重漸増解析の概要

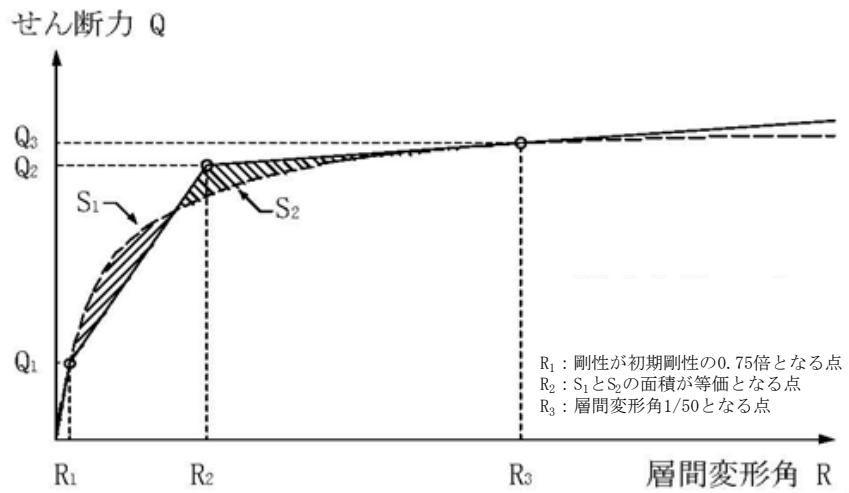
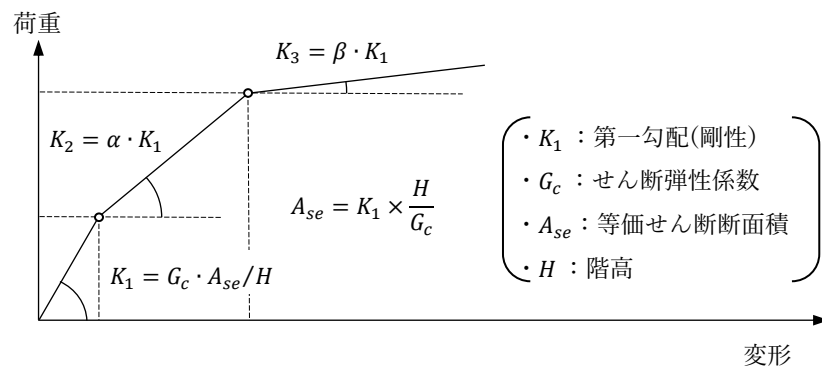
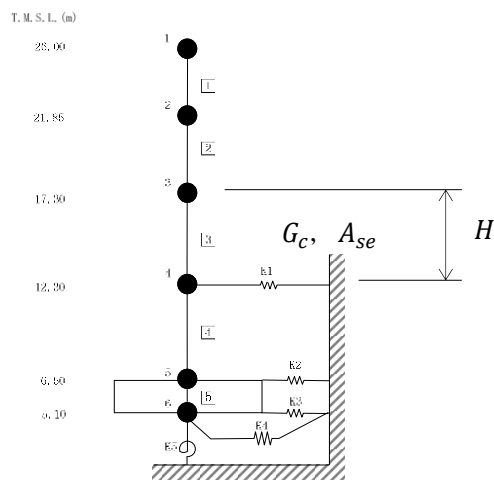


図 2-4 荷重-変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法の概要



(a) 層単位のスケルトンと等価せん断断面積との関係



(b) 地震応答解析モデル

図 2-5 地震応答解析モデルの等価せん断断面積への換算方法の概要

別紙 1-2-1 立体フレームモデルにおける各部材の復元力特性の設定
について

1. 概要

本資料は、サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる復元力特性を求めるにあたり柱・はり及び耐震壁の部材単位の復元力特性の設定方法の詳細について示すものである。

2. 立体フレームモデルにおける各部材の復元力特性

2.1 鉄筋コンクリート造柱・はりの剛性

(1) 断面積

柱の軸断面積は袖壁及び直交袖壁を考慮し、せん断断面積は直交壁を無視し、袖壁のみ考慮する。袖壁のヤング率は母材と同じと仮定する。

はりの断面積は腰壁・垂壁を考慮する。腰壁・垂壁のヤング係数は母材と同じと仮定する。

柱及びはりの断面積の取り方を図2-1に示す。

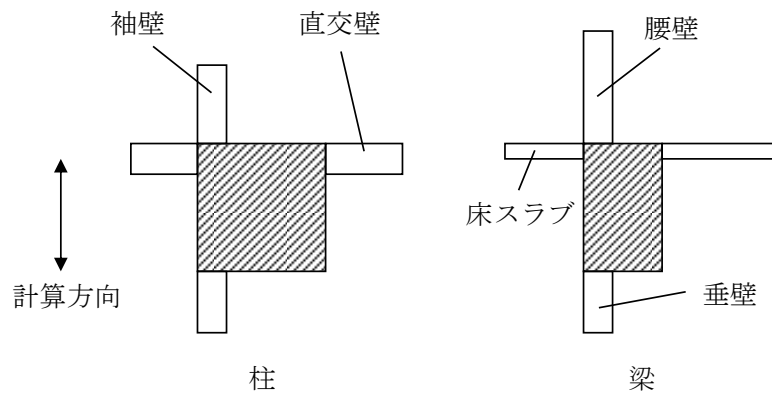


図2-1 柱及びはりの断面積の取り方

(2) 断面二次モーメント

柱の断面2次モーメントは形状のまま算定する。柱の直交壁は無視し、袖壁のみを評価して断面2次モーメントを求める。

柱の断面2次モーメントの取り方を図2-2に示す。

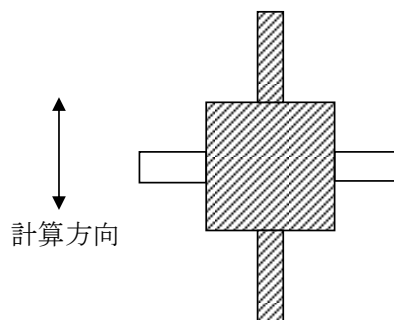


図2-2 柱の断面2次モーメントの取り方

はりの断面2次モーメントは、形状のまま算定する。腰壁・垂壁・床スラブを考慮する。中立軸ははり・腰壁・垂壁・床スラブを考慮した中立軸を採用する。

はりの断面2次モーメントの取り方を図2-3に示す。

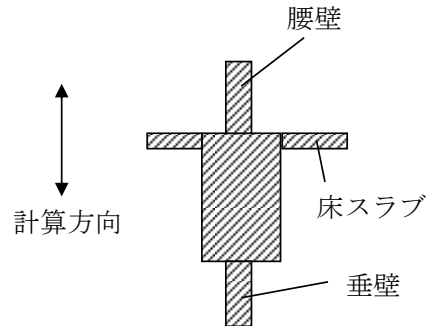


図2-3 はりの断面2次モーメントの取り方

2.2 耐震壁の剛性

耐震壁は壁エレメントモデルでモデル化される。全体としての断面性能は、壁柱の断面性能、側柱の断面性能および上下大ばりの断面性能（軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性）により表現される。

壁エレメントモデルは、鉛直のはり要素（間柱）を両端ピンの剛ばりではさみ込んでモデル化し、剛ばりと間柱は剛接合、剛ばりの両端はピン接合となっている。このため、四隅の節点の水平・上下の変形が間柱に伝達される。なお、剛ばりは実際にはり要素が存在するわけではなく、剛域変換によって剛ばりの両端の節点の変位が間柱に伝達される。

壁エレメントモデルの概念図を図2-4に示す。

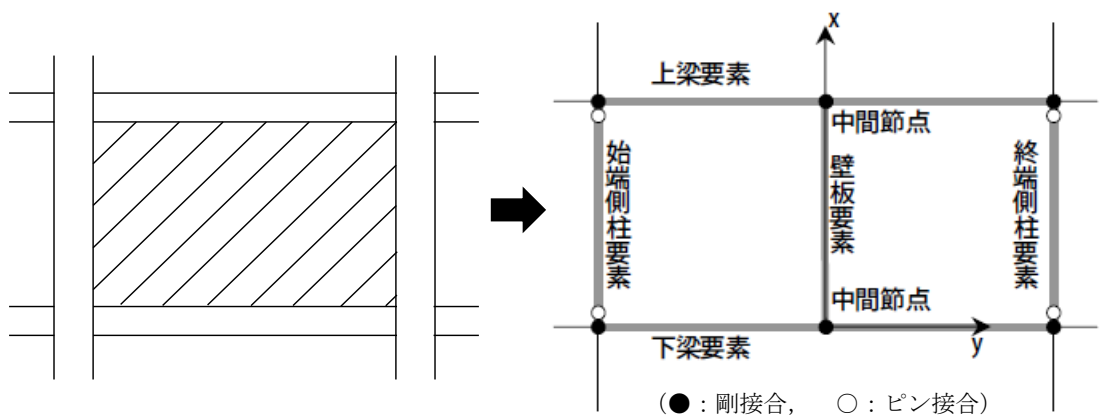


図2-4 壁エレメントモデル（概念図）

2.3 はり、柱及び耐震壁の復元力特性

(1) 鉄筋コンクリート造はりの曲げ復元力特性

鉄筋コンクリート造はりの曲げ復元力特性を図 2-5 に示す。

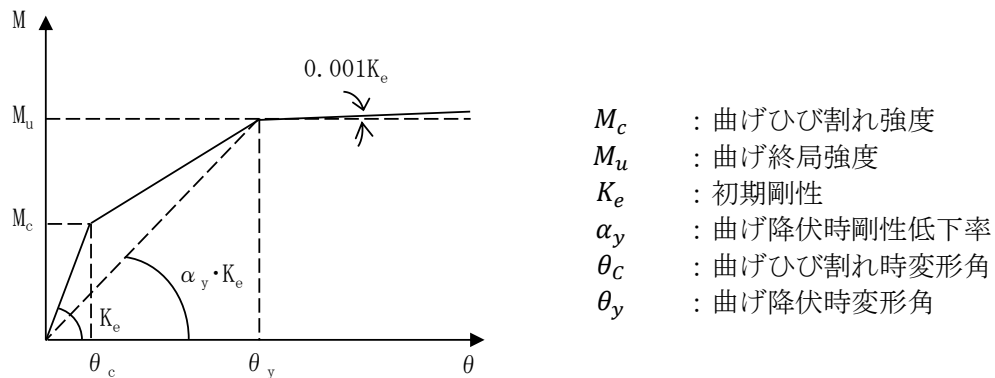


図 2-5 鉄筋コンクリート造はりの曲げ復元力特性

・ 曲げひび割れ強度 (M_c)

鉄筋コンクリート造はりの曲げひび割れ強度 (M_c) は「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」(以下、「構造基準解説書 (2007)」という。)により下式で計算する。

$$M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_e \quad (N \cdot mm)$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm^3)

・ 曲げ降伏時剛性低下率 (α_y)

鉄筋コンクリート造はりの曲げ降伏時剛性低下率 (α_y) は、構造基準解説書 (2007) 及び「山口育雄, 他: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その 48 初ひびわれ時および降伏時の剛性」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977 年 10 月)により, 下式で算定する。

$$\alpha_y = \frac{\frac{1}{\phi_1} \cdot A_y(p_{t1}, D_1, d_1) + \frac{1}{\phi_2} \cdot A_y(p_{t2}, D_2, d_2)}{2}$$

ただし, $1/1000 \leq \alpha_y \leq 1.0$

また, 関数 $A_y()$ は次のとおり

$\frac{a}{D_i} \geq 2$ のとき :

$$A_y(p_{ti}, D_i, d_i) = \left(0.043 + 1.64 \cdot nr \cdot p_{ti} + 0.043 \frac{a}{D_i} + 0.33\eta_0\right) \cdot \left(\frac{d_i}{D_i}\right)^2$$

$1 \leq \frac{a}{D_i} < 2$ のとき :

$$A_y(p_{ti}, D_i, d_i) = \left(-0.03362 - 0.19358 \cdot nr \cdot p_{ti} + 0.12709 \frac{a}{D_i} + 0.10757\eta_0\right) \cdot \left(\frac{d_i}{D_i}\right)^2$$

$\frac{a}{D_i} < 1$ のとき :

$$A_y(p_{ti}, D_i, d_i) = \left(-0.03362 - 0.19358 \cdot nr \cdot p_{ti} + 0.12709 \times 1 + 0.10757\eta_0\right) \cdot \left(\frac{d_i}{D_i}\right)^2$$

ただし, $0 \leq A_y(p_{ti}, D_i, d_i) \leq 1.0$

ここで,

ϕ_1 : 曲げ剛性増大率(= $\frac{I_E}{I}$)

p_t : はりの引張鉄筋比

nr : ヤング係数比

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η_0 : 軸力比

D : はりせい(mm)

d : はり上面(下面)より下端(上端)主筋重心までの距離(mm)

なお, ϕ_i , p_{ti} , D_i , d_i はそれぞれ断面形状毎にケース分けし計算される。 $i=1$ は上端引張の時, $i=2$ は下端引張の時を示す。

・ 曲げ終局耐力 (M_u)

鉄筋コンクリート造はりの曲げ終局耐力 (M_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

上端引張の場合

$$M_u = 0.9 \cdot (a_{tu} \cdot r\sigma_y + sr a_t \cdot sr\sigma_y) \cdot (D - d_{cu})$$

下端引張の場合

$$M_u = 0.9 \cdot a_{tl} \cdot r\sigma_y (D - d_{cl})$$

a_{tu} : はりの上端主筋断面積 (mm^2)

a_{tl} : はりの下端主筋断面積 (mm^2)

$sr a_t$: はり耐力に考慮するスラブ主筋断面積 (mm^2)

$r\sigma_y$: はり主筋の降伏強度 (N/mm^2)

$sr\sigma_y$: スラブ筋の降伏強度 (N/mm^2)

d_{cu} : はり上面よりの上端主筋重心までの距離 (mm)

d_{cl} : はり下面よりの下端主筋重心までの距離 (mm)

(2) 鉄筋コンクリート造はりのせん断復元力特性

鉄筋コンクリート造はりのせん断復元力特性を図 2-6 に示す。

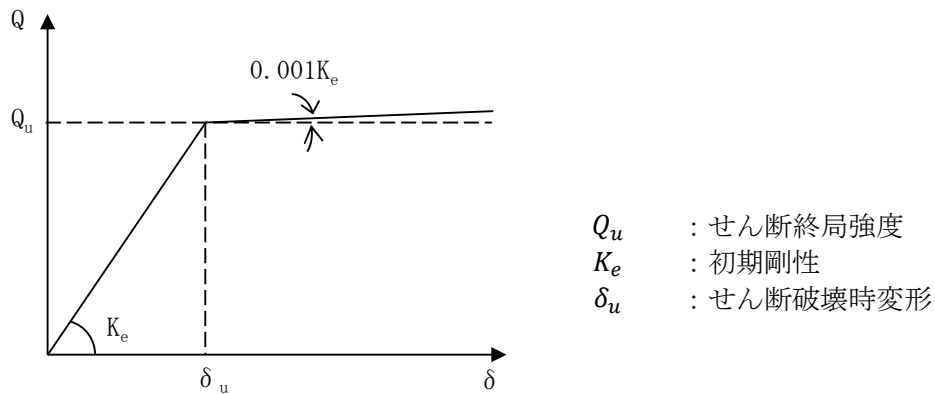


図 2-6 鉄筋コンクリート造はりのせん断復元力特性

・せん断終局強度 (Q_u)

鉄筋コンクリート造はりのせん断終局強度 (Q_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_c \cdot j_c$$

- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- p_t : はりの引張鉄筋比
- p_w : はりのせん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)
- b_c : はり幅 (mm)
- d : はりの有効せい (mm)
- j_c : $d \times 7/8$ (mm)
- $\frac{M}{(Q \cdot d)}$: せん断スパン比 $\left(1.0 \leq \frac{M}{(Q \cdot d)} \leq 3.0 \right)$

(3) 鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性

鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性を図 2-7 に示す。

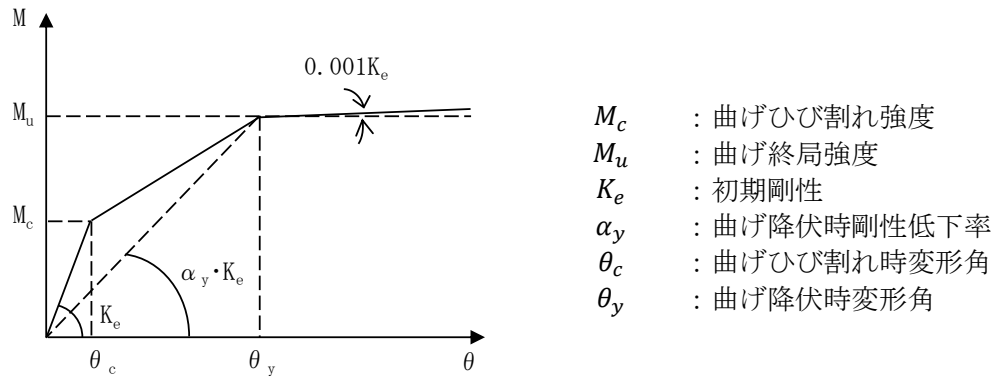


図 2-7 鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性

・ 曲げひび割れ強度 (M_c)

鉄筋コンクリート造柱の曲げひび割れ強度 (M_c) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$$M_c = \left(0.56\sqrt{F_c} + \frac{N}{A_e} \right) Z_{ey} \quad \text{ただし} \quad M_c \geq 0$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

Z_{ey} : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm^3)

A_e : 鉄筋を考慮した断面積 (mm^2)

N : 軸力 (N)

・ 曲げ降伏時剛性低下率 (α_y)

鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏時剛性低下率 (α_y) は、構造基準解説書 (2007) 及び「山口育雄, 他: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その 48 初ひびわれ時および降伏時の剛性」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977 年 10 月) により下式で算定する。

$\frac{a}{D} \geq 2$ の場合

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64nr \cdot p_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{dD_e}{D} \right)^2$$

$\frac{a}{D} < 2$ の場合

$$\alpha_y = \left(-0.03362 - 0.19358nr \cdot p_t + 0.12709 \frac{a}{D} + 0.10757\eta_0 \right) \left(\frac{dD_e}{D} \right)^2$$

$\left(0 < \frac{a}{D} < 1 \text{ のとき } \frac{a}{D} = 1 \right)$

p_t : 柱の引張鉄筋比

nr : ヤング係数比

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η_0 : 軸力比

D : 柱せい (mm)

dD_e : 柱の有効せい (mm)

・ 曲げ終局耐力 (M_u)

鉄筋コンクリート造柱の曲げ終局耐力 (M_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$N_{min} \leq N < 0$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot r\sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D$$

$0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot r\sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$N_b < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_u = \left(0.5a_g \cdot r\sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c\right) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}\right)$$

ここで

$$N_b = 0.22(1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_g : 柱主筋全断面積 (mm^2)

$r\sigma_y$: 柱主筋の降伏強度 (N/mm^2)

g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

b : 柱幅 (mm)

D : 柱せい (mm)

(4) 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性を図 2-8 に示す。

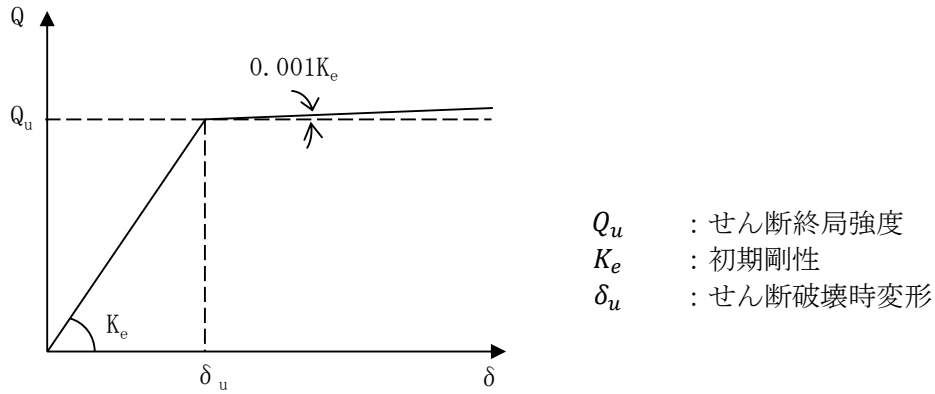


図 2-8 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

・せん断終局強度 (Q_u)

鉄筋コンクリート造柱のせん断終局強度 (Q_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b_c \cdot j_c$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

p_t : 柱の引張鉄筋比

p_w : 柱のせん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_0 : 平均軸応力度 (N/mm²)

b_c : 柱幅 (mm)

d : 柱の有効せい (mm)

j_c : $d \times 7/8$ (mm)

$\frac{M}{(Q \cdot d)}$: せん断スパン比 $\left(1.0 \leq \frac{M}{(Q \cdot d)} \leq 3.0 \right)$

(5) 耐震壁の復元力特性

耐震壁の復元力特性を図 2-9 に示す。

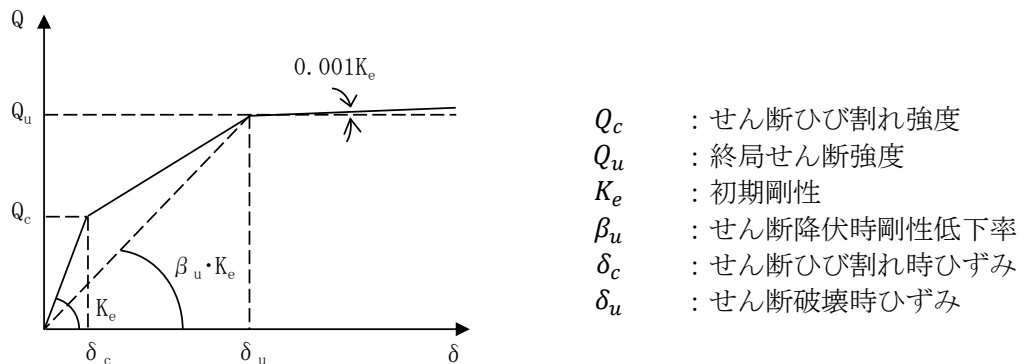


図 2-9 耐震壁の復元力特性

・せん断ひび割れ強度 (Q_c)

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひび割れ強度 (Q_c) は、構造基準解説書 (2007) により下式で算定する。開口に対しては低減率 (r) を考慮する。

$$Q_c = \left(\frac{\tau_{scr} \cdot t_w \cdot l_w}{\kappa_w} \right) \times r$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0)}$$

$$\kappa_w = \frac{3}{4} \times (1 + u) \times \frac{1 - u^2(1 - v)}{1 - u^3(1 - v)}$$

$$u = \frac{l'_w}{l'_w + \Sigma D}$$

$$v = t_w / b$$

t_w : 耐震壁の壁厚 (mm)

l_w : 側柱中心間距離 (mm)

l'_w : 壁板の柱内法長さ (mm)

D : 側柱のせい (mm)

b : 側柱の幅 (mm)

σ_T : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

σ_0 : 鉛直荷重による壁板の圧縮応力度 (N/mm²)

・せん断降伏時剛性低下率 (β_u)

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断降伏時剛性低下率 (β_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で算定する。

$$\beta_u = 0.46 \cdot p_w \cdot \sigma_y / F_c + 0.14$$

- p_w : 壁筋比
 σ_y : 壁筋の降伏強度 (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

・終局せん断強度 (Q_u)

鉄筋コンクリート造耐震壁の終局せん断強度 (Q_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で算定する。開口に対しては低減率 (r) を考慮する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot t_e \cdot j \times r$$

- t_e : 耐震壁の I 形断面を長さ と 断面積 と が 等しい 等価断面に置き換えたときの幅 (t_e) で、壁厚 (t) の 1.5 倍以下とする。(mm)
- $M/(Q \cdot D)$: シアスパン比
 $M/(Q \cdot D) < 1$ の場合は 1, $M/(Q \cdot D) > 3$ の場合は 3 とする。
- D : 付帯柱を含めた耐震壁の全長 (mm)
- j : $7d/8$ (mm)
- p_{te} : 等価引張鉄筋比 ($= a_t / (t_e \cdot d) \cdot 100$) (%)
- a_t : 引張側柱の主筋断面積 (mm²)
- d : $(D - D_c) / 2$ (D_c : 圧縮側柱のせい) (mm)
- p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)
- σ_{wh} : 水平せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)
- σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)

別紙 1-3 サービス建屋の側面地盤ばねの考え方について

1. 概要

本資料は、サービス建屋の側面地盤について、周辺地盤の状況や周囲の建屋との接触の状況を勘案した上での側面地盤ばね適用の考え方と液状化影響に対する考え方を示すものである。

2. 側面地盤ばね適用の考え方

サービス建屋では、隣接するコントロール建屋と同様に、地震応答解析モデルには、埋め込みを考慮した SR モデルを採用している。その埋め込み状況を模擬する側面ばねは、Novak の方法に基づいており、その適用性については、側面地盤との接触状況を確認した上で、採用している。

サービス建屋の周辺地盤及び周囲の建屋の設置状況の詳細について、図 2-1 に平面図、図 2-2 及び図 2-3 に断面図、図 2-4～図 2-6 に土質区分図を示す。

入力地震動や地盤ばねを求めるための地盤モデルについては、図 2-4～図 2-6 に示す土質区分図に基づいている。これらの土質区分図によれば、支持層である西山層の上限面については、基礎底面レベルである T.M.S.L. 5.1m 付近より浅い部分や深い部分があるが、平均的に基礎底面レベルを西山層の上限面とし、それより以浅の建屋側面地盤を、その大半を占める古安田層としている。

建屋側面地盤の表層部には厚さ 1m 程度の埋戻土（盛土）が存在するが、古安田層の占める割合から判断して、その埋戻土が建屋の応答に与える影響は小さいと考えられることから、側面地盤全面を古安田層として建屋側面の地盤ばねを算定した。

また、建屋側面地盤の古安田層には、土質区分図によると一部砂層が互層となっているが、層厚が薄く影響は小さいと判断しており、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」では、A3c 層はシルト層であり、液状化判定の検討対象に抽出されていないことから、液状化に関する検討は不要と判断している。

この建屋側面の地盤ばねに Novak の方法を採用するにあたっては、埋込みの状況や建屋周辺部の状況からサービス建屋の側面と地盤の接触状況を確認した。接触状況については、「JEAG4601-1991」において引用されている「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」*によると、「埋め込み効果を考慮するためには、建屋は少なくとも 3 面が地盤に接していることが必要である。」と記載されており、図 2-1、図 2-2 及び図 2-3 に示す平面図や断面図から、サービス建屋においても、側面地盤との 3 面接触を確認しており、埋め込み効果が期待できると判断した。

（参考文献）

注記*：社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」、昭和 62 年 6 月

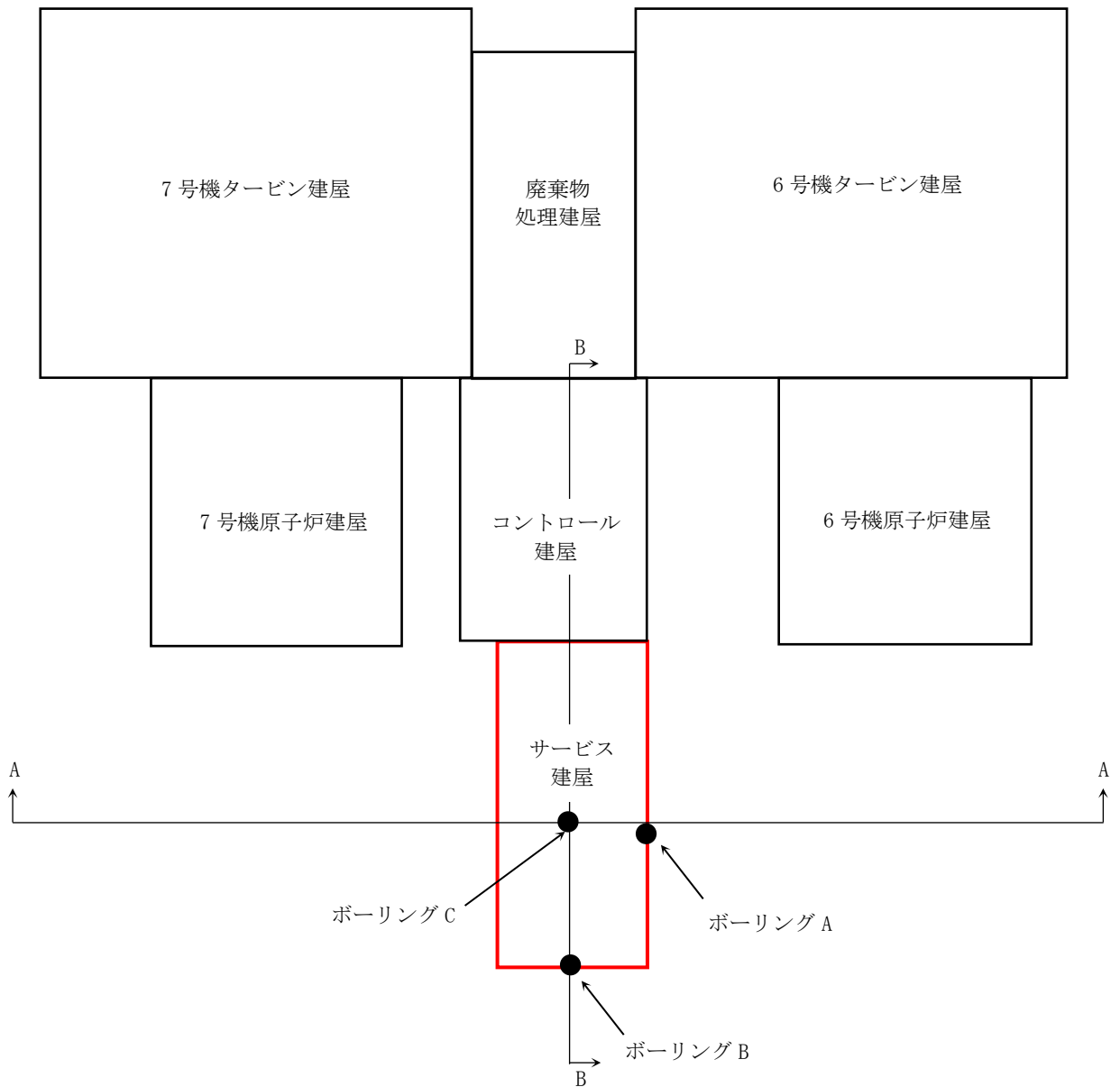


図2-1 サービス建屋の設置状況（平面図）

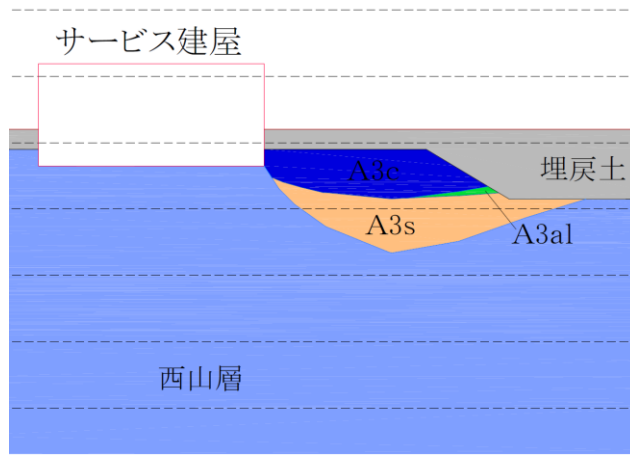


図2-2 サービス建屋の設置状況（断面図，A-A断面）

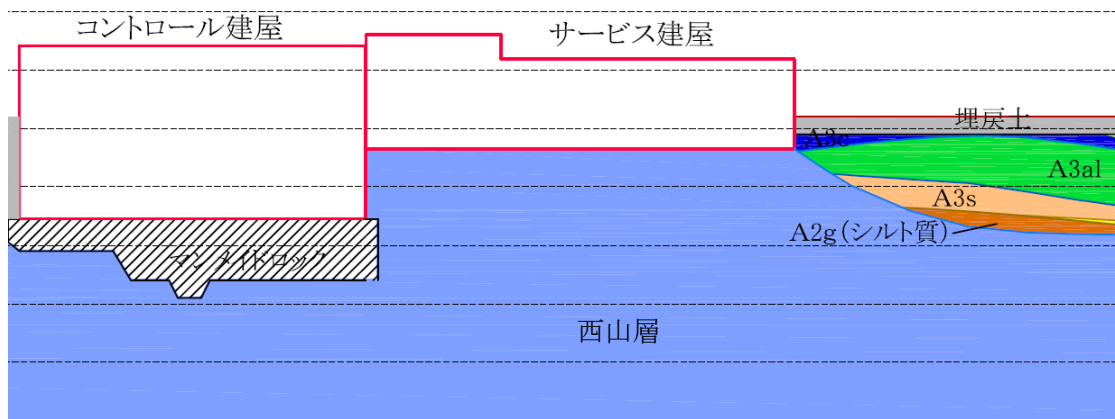
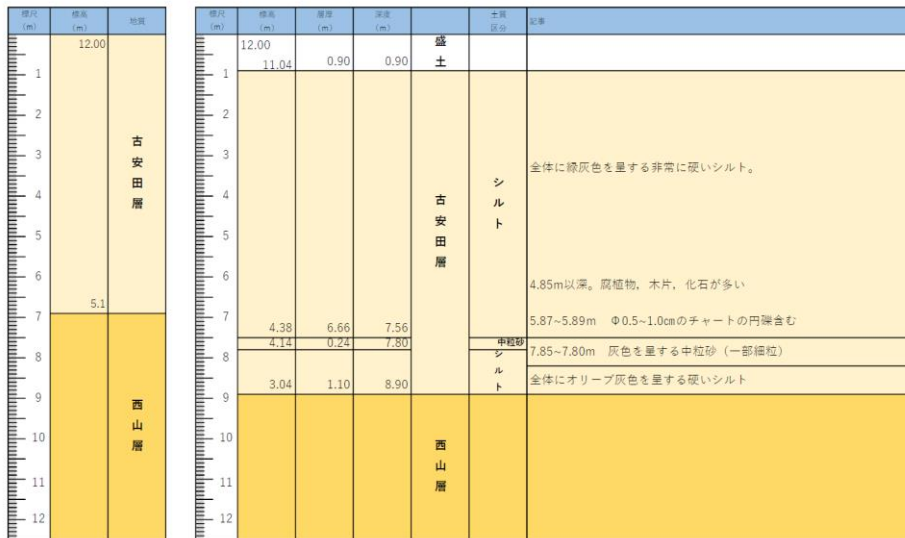


図2-3 サービス建屋の設置状況（断面図，B-B断面）



(a) 成層地盤

(b) ボーリング図

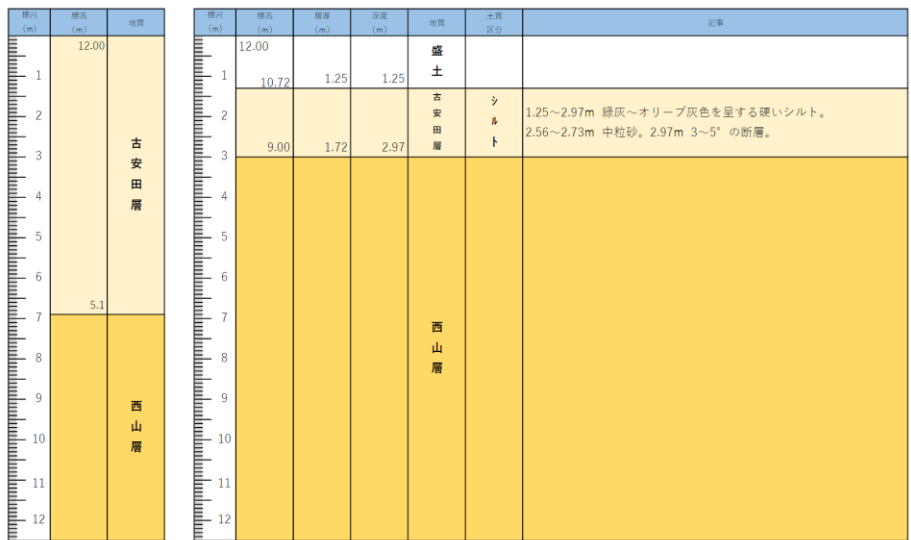
図2-4 サービス建屋の側面地盤の土質区分図（ボーリングA）



(a) 成層地盤

(b) ボーリング図

図2-5 サービス建屋の側面地盤の土質区分図（ボーリングB）



(a) 成層地盤

(b) ボーリング図

図2-6 サービス建屋の側面地盤の土質区分図 (ボーリングC)

別紙 1-4 建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について

1. 概要

本資料は、コントロール建屋とサービス建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について示すものである。

2. 建屋間の発泡ポリエチレン板の設置概況

コントロール建屋とサービス建屋間に配置された発泡ポリエチレン板(厚さ100mm)の設置概況を図2-1に示す。

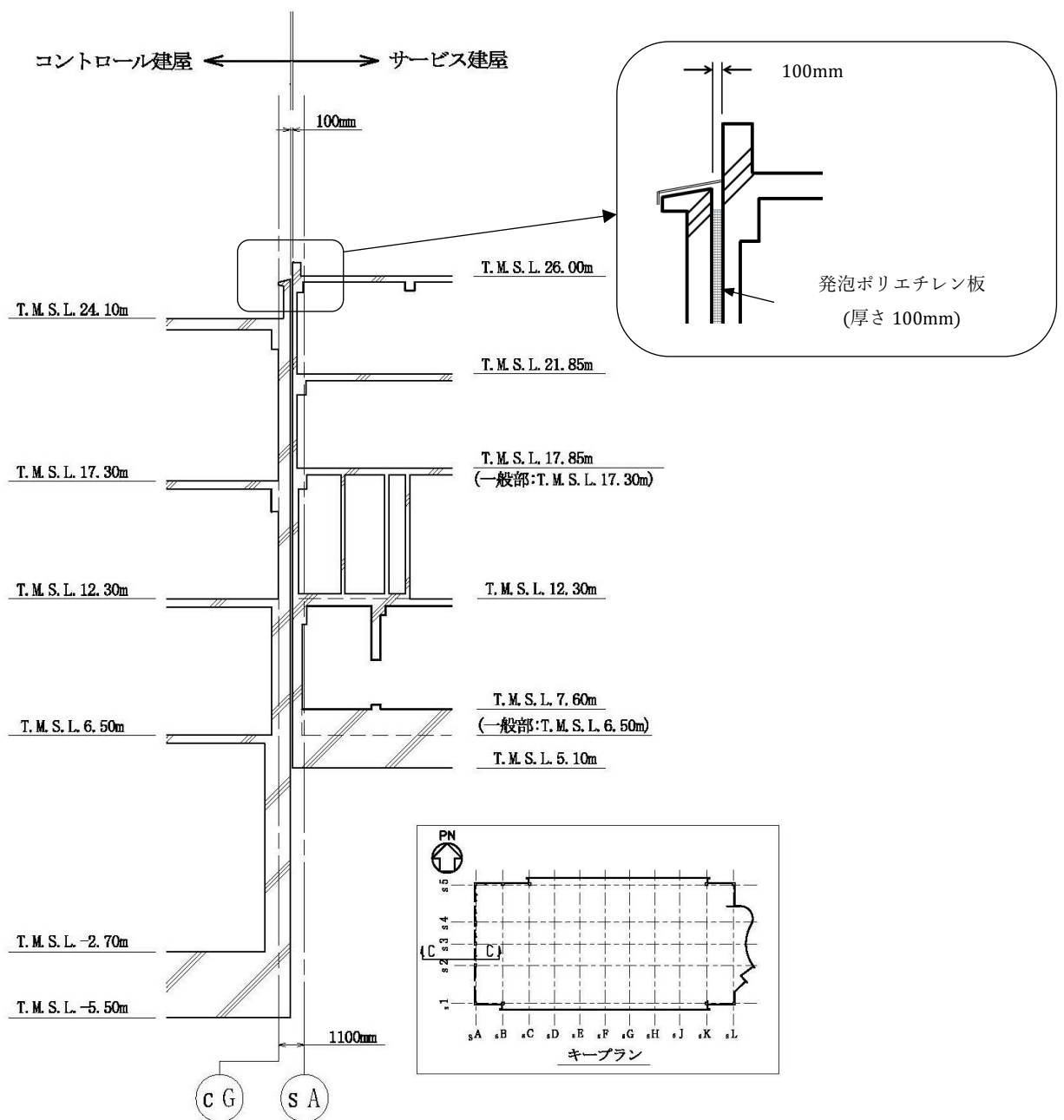


図 2-1 コントロール建屋とサービス建屋間の発泡ポリエチレン板の設置概況

3. 建屋間の相対変位の計算結果

建屋間の相対変位については、保守的な評価値として、V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」に絶対値和に基づく最大相対変位を示している。ここでは、それらの建屋間の時刻歴上の相対変位で確認した。絶対値和では、ケース1（工認モデル）において最大56.3mm（Ss-1）、材料の不確かさを考慮した場合には70.9mm（ケース3，Ss-1）であったが、時刻歴上の相対変位は、ケース1（工認モデル）で最大20.9mm（Ss-1）、材料の不確かさを考慮した場合には25.6mm（ケース5，Ss-1）と半減している。

サービス建屋とコントロール建屋の最大相対変位の結果を表3-1に示す。

表 3-1 サービス建屋とコントロール建屋の最大相対変位 (EW 方向)

(a) 絶対値和

(単位 : mm)

コントロール建屋		サービス建屋		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	許容限界
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)						
①	24.10	*	26.00 ~21.85	56.3 (Ss-1)	42.3 (Ss-1)	70.9 (Ss-1)	53.1 (Ss-1)	60.9 (Ss-1)	100
②	17.30	③	17.30	42.6 (Ss-1)	32.8 (Ss-1)	54.7 (Ss-1)	40.8 (Ss-1)	43.8 (Ss-1)	
③	12.30	④	12.30	32.6 (Ss-1)	24.8 (Ss-1)	44.5 (Ss-1)	31.4 (Ss-1)	33.4 (Ss-1)	
④	6.50	⑤	6.50	25.2 (Ss-1)	19.5 (Ss-1)	33.1 (Ss-1)	25.1 (Ss-1)	25.3 (Ss-1)	

(b) 時刻歴和

(単位 : mm)

コントロール建屋		サービス建屋		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	許容限界
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)						
①	24.10	*	26.00 ~21.85	20.9 (Ss-1)	15.8 (Ss-1)	19.4 (Ss-1)	18.6 (Ss-1)	25.6 (Ss-1)	100
②	17.30	③	17.30	10.7 (Ss-1)	8.72 (Ss-1)	7.82 (Ss-1)	9.46 (Ss-1)	12.2 (Ss-1)	
③	12.30	④	12.30	5.37 (Ss-1)	4.21 (Ss-1)	5.01 (Ss-1)	4.47 (Ss-1)	6.60 (Ss-1)	
④	6.50	⑤	6.50	3.08 (Ss-1)	2.22 (Ss-2)	7.67 (Ss-1)	2.66 (Ss-1)	3.47 (Ss-1)	

(共通凡例)

注 : ()内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 に対して実施

注記* : コントロール建屋(T. M. S. L. 24.10m)の質点①の相対変位に加算するサービス建屋の相対変位は、サービス建屋の上下階の質点間 (T. M. S. L. 26.00m~21.85m) で線形補間して算定

4. 発泡ポリエチレン板の影響

建屋間の時刻歴上の相対変位による確認では、上位クラス施設であるコントロール建屋の1階位置においては5~7mm程度、2階位置においては8~12mm程度であり、建屋頂部において最大で25.6mm程度である。

また、両建屋が同じ西山層に支持された建物であることから、概ね同位相で挙動をしていると判断される。そのことの例示として、ケース1のT.M.S.L. 24.10mでの両建屋の応答変位時刻歴波形と両者の差分波形（時刻歴和）を図4-1に示す。

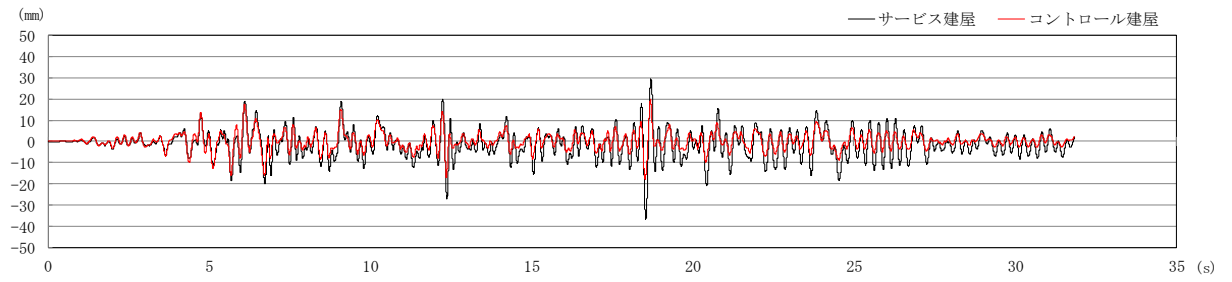
建屋頂部では、発泡ポリエチレン板を最大26mm程度、押し縮める瞬間があるが、コンクリートの圧縮強度（基本ケース：43.1 N/mm²）に比べて、発泡ポリエチレン板の圧縮強さは1/100~1/200程度と小さいことから、サービス建屋が上位クラス施設であるコントロール建屋の構造躯体の安全性に影響を与えることはないと判断される。

なお、サービス建屋で使用した発泡ポリエチレン板の力学特性を明確に示す資料を確認できなかったため、ここでは、近接する建物間の壁施工にあたり型枠として用いることが多い同類の成型建築用断熱材（発泡ポリスチレン板）についての圧縮強さの規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率を表4-1に示す。

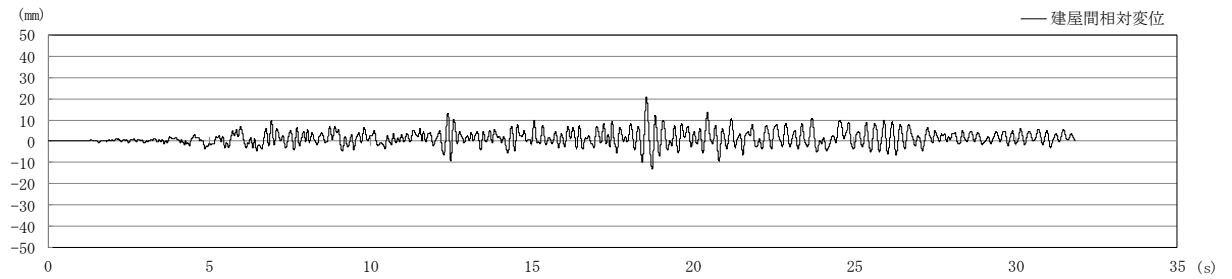
表4-1 建築用断熱材の圧縮強さの規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率

日本工業規格（JIS）	日本工業規格（JIS）	スタイロフォーム EK-II	
JISA9521 建築用断熱材 発泡プラスチック断熱材 （ポリエチレンフォーム断熱材）	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 （3種b）	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 （3種b）	
圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮弾性率* [N/mm ²]
0.02 以上	0.20 以上	0.30	15

注記*：スタイロフォーム EK-IIの「圧縮応力-ひずみ曲線」より概算した値



(a) 両建屋の応答変位時刻歴波形（重ね描き画）



(b) 両建屋の差分波形（時刻歴和）

図 4-1 両建屋の応答変位時刻歴波形と差分波形
(T. M. S. L. 24. 10m : ケース 1 , Ss=1)

別紙2 サービス建屋の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要	別紙2-1
2. 固有値解析結果	別紙2-1
3. 地震応答解析結果	別紙2-5

1. 概要

本資料は、サービス建屋のEW方向について、基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を示すものである。

2. 固有値解析結果

基準地震動 S_s に基づく基本ケースの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表2-1～表2-8に示す。また、刺激関数図は、 S_s -1の結果を代表として図2-1に示す。

なお、刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 2-1 固有値解析結果 (Ss-1, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.169	5.90	1.500	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.89	-0.333	
3	0.068	14.78	-0.459	
4	0.052	19.38	0.343	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-2 固有値解析結果 (Ss-2, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.170	5.90	1.499	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.89	-0.333	
3	0.068	14.78	-0.456	
4	0.052	19.37	0.342	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-3 固有値解析結果 (Ss-3, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.169	5.92	1.502	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.88	-0.330	
3	0.068	14.78	-0.465	
4	0.052	19.38	0.345	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-4 固有値解析結果 (Ss-4, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.99	1.511	建屋-地盤連成1次
2	0.083	12.09	-0.359	
3	0.067	14.88	-0.457	
4	0.052	19.40	0.358	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-5 固有値解析結果 (Ss-5, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.97	1.509	建屋-地盤連成1次
2	0.083	12.03	-0.350	
3	0.067	14.85	-0.460	
4	0.052	19.39	0.354	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-6 固有値解析結果 (Ss-6, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.98	1.510	建屋-地盤連成1次
2	0.083	12.07	-0.356	
3	0.067	14.87	-0.457	
4	0.052	19.40	0.357	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-7 固有値解析結果 (Ss-7, EW 方向)

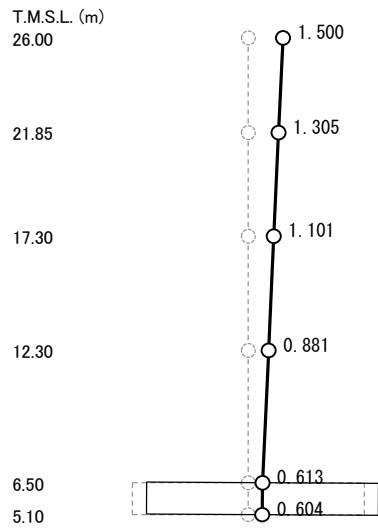
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.94	1.505	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.96	-0.342	
3	0.067	14.82	-0.459	
4	0.052	19.38	0.349	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

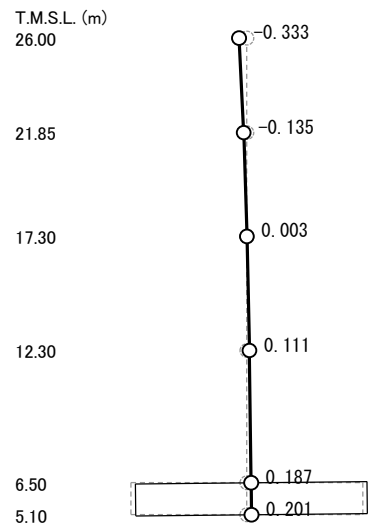
表 2-8 固有値解析結果 (Ss-8, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.94	1.505	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.94	-0.338	
3	0.068	14.81	-0.462	
4	0.052	19.38	0.348	

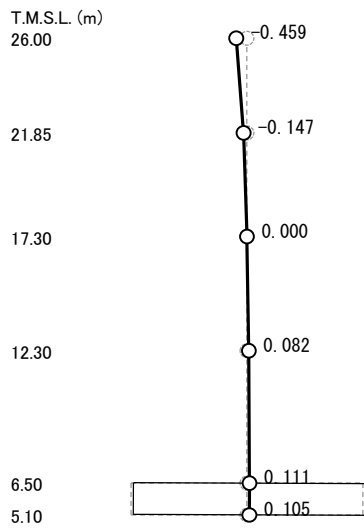
注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。



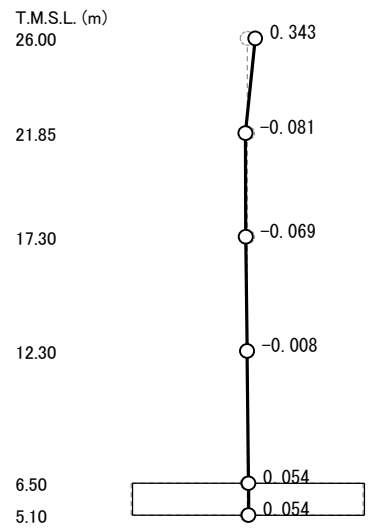
(a) 1次



(b) 2次



(c) 3次

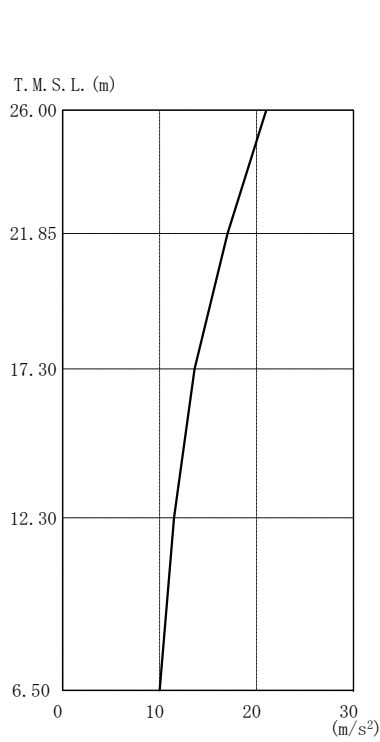


(d) 4次

図 2-1 刺激関数図 (Ss-1, EW 方向)

3. 地震応答解析結果

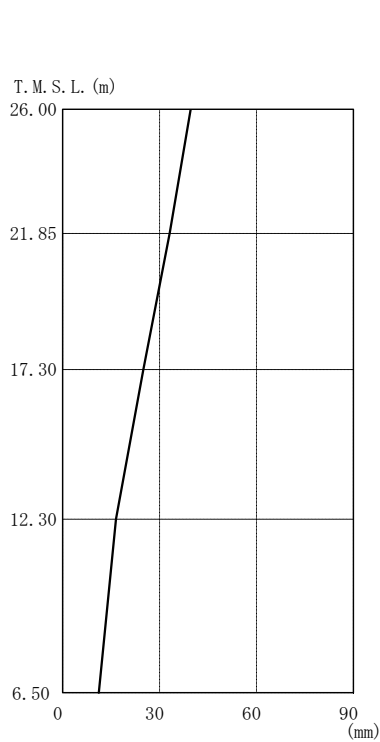
基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を図3-1～図3-5に示す。



(m/s ²)							
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
21.0	16.4	12.6	12.2	10.5	12.3	12.3	10.9
17.0	13.8	9.30	9.05	9.01	9.15	9.48	8.73
13.6	12.2	9.49	8.39	8.73	8.76	9.28	8.84
11.5	11.5	7.74	7.40	7.38	7.83	8.53	8.08
10.0	9.05	7.17	5.75	7.09	6.22	7.72	7.37

注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

図 3-1 最大応答加速度（基準地震動 S s，EW 方向）



(mm)							
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
39.6	25.3	15.3	11.4	12.2	12.3	14.9	13.4
33.1	22.7	14.7	10.3	11.7	11.1	14.0	12.9
25.0	18.9	13.8	9.32	10.9	10.0	12.9	12.1
16.5	14.5	11.8	8.31	10.1	8.82	11.8	11.0
11.2	10.9	9.80	7.05	8.79	7.42	9.95	9.28

注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

図 3-2 最大応答変位（基準地震動 S s，EW 方向）

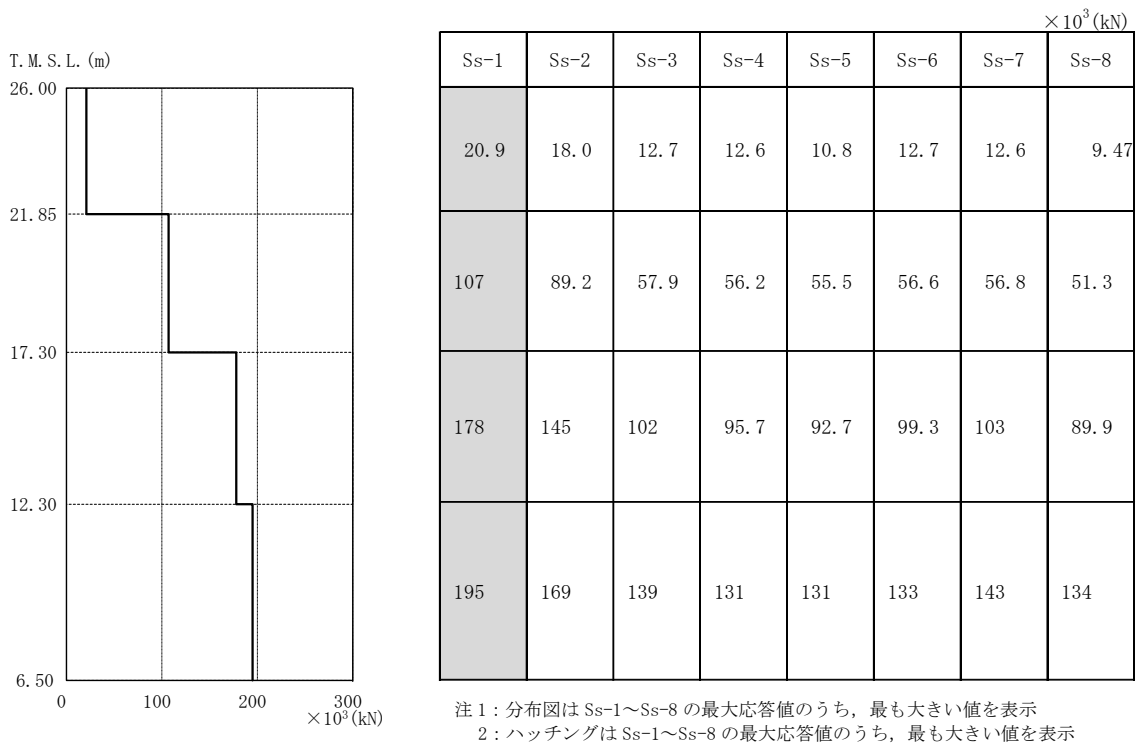


図 3-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

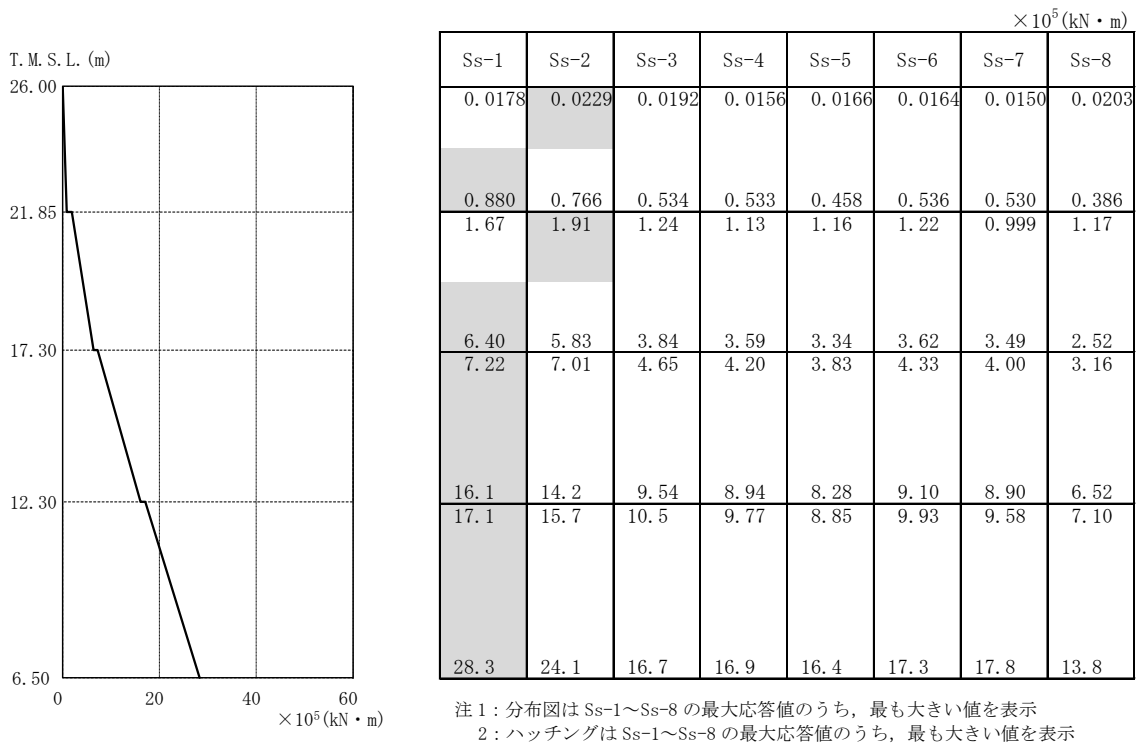
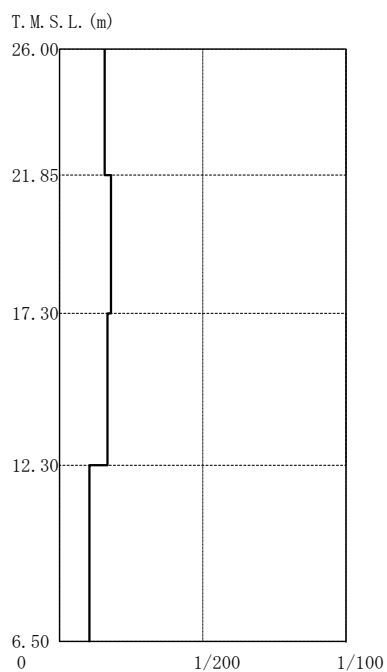


図 3-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S_s, EW 方向)



Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
1/635	1/904	1/3710	1/3870	1/4680	1/3700	1/3850	1/5350
1/557	1/806	1/3740	1/4650	1/5130	1/4400	1/4240	1/5550
1/597	1/885	1/2400	1/3120	1/3700	1/2630	1/2250	1/4460
1/960	1/1390	1/2980	1/4160	1/4290	1/3710	1/2580	1/3600

注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

図 3-5 最大層間変形角（基準地震動 S_s，EW 方向）

別紙3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

目 次

1. 概要	別紙3-1
1.1 検討概要	別紙3-1
1.2 検討方針	別紙3-1
2. 材料物性の不確かさの分析	別紙3-2
2.1 建屋剛性の不確かさ	別紙3-2
2.2 地盤剛性の不確かさ	別紙3-2
2.3 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙3-2
3. 材料物性の不確かさの設定	別紙3-3
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討	別紙3-4
4.1 検討概要	別紙3-4
4.2 不確かさの影響検討	別紙3-6
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響	別紙3-6
4.2.2 建屋剛性の変動による影響	別紙3-15
4.3 まとめ	別紙3-24

別紙3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、サービス建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は、材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。

地震応答解析モデルの建屋剛性は、建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づく実強度を用いて算出しているが、平均値に対するばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮する。

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

建屋剛性の不確かさとして、建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度のばらつきがある。コンクリート実強度については、91日強度の平均値に基づく値を基本ケースとし、プラス側とマイナス側を考慮する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、地震応答解析結果（加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び層間変形角）が不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の応答評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。

この地盤剛性の不確かさを考慮することにより、地震応答解析結果（加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び層間変形角）が基本ケースに対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の応答評価において、地盤剛性の不確かさを考慮する。

2.3 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動は、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波を選定して実施する（別紙3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。

3. 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出にあたり、建屋剛性（コンクリート強度）、地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋の地震応答解析モデルにおける建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度の評価は、基本ケースでは建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づき設定する。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討にあたっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ のばらつきを考慮する。更に、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限值に相当する値（平均値 -2σ ）を、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

表3-1 コンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	実強度（91日強度） 43.1N/mm ²
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> • $+1\sigma$ 46.0N/mm² • -1σ 40.2N/mm² • コア強度平均 55.7N/mm² • -2σ 37.2N/mm²

地盤剛性の不確かさの影響評価においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を基に設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討に当たっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮する。

表3-2 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> • +地盤 古安田層（+25%）、西山層（+10%） • -地盤 古安田層（-25%）、西山層（-10%）

4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討

4.1 検討概要

建屋剛性（コンクリート強度）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮したケースの建屋応答への影響を確認する。

材料物性の不確かさを考慮した検討ケースを表4-1に、その検討に用いる地震応答解析モデルを図4-1に示す。

図4-1のモデルへの入力地震動の算定及び地震応答解析には、解析コード「T D A S」を用いる。解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

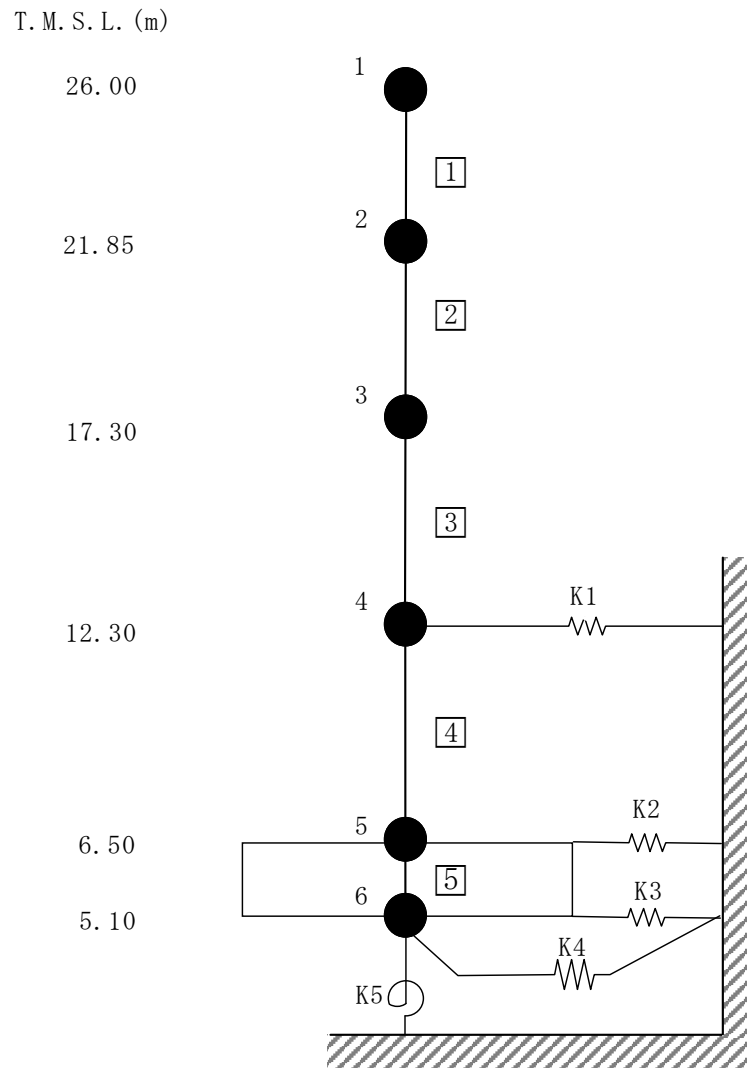
ここで、コンクリート剛性を実強度（43.1N/mm²）、地盤のせん断波速度を標準地盤の条件とするケースを基本ケースとする。

建物のコンクリート強度の不確かさのうち、 $\pm 1\sigma$ のケースと地盤剛性の不確かさについては、建屋-地盤連成モデルの剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組合せで検討を行う。

表4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	実強度+ σ (46.0N/mm ²)	標準地盤+ σ (古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	実強度- σ (40.2N/mm ²)	標準地盤- σ (古安田層-25%, 西山層-10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²)	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性-2 σ)	実強度-2 σ (37.2N/mm ²)	標準地盤	

注：網掛け部分は、基本ケースとの差異のある条件を示す。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図4-1 サービス建屋の地震応答解析モデル（水平方向）

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち，建屋剛性及び地盤剛性を変動させたケース（ケース2及びケース3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し，基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はS_s-1及びS_s-2とする。建屋剛性は，基本ケース（実強度 43.1N/mm²）に対して±1σの変動を，地盤剛性は標準地盤に対して±σの変動を考慮する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果は，S_s-1を代表として表4-2，刺激関数図を図4-2及び図4-3に示す。表，図中では基本ケースをケース1，建屋剛性+σ地盤剛性+σとしたケースをケース2，建屋剛性-σ地盤剛性-σとしたケースをケース3として示す。

基本ケースに対する建屋剛性及び地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は，-10%～+10%程度である。

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はS_s-1及びS_s-2とする。最大応答値の比較を図4-4～図4-8に示す。

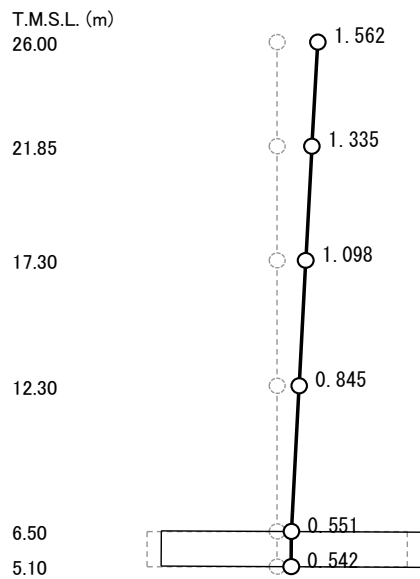
水平方向について，最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は，基本ケースであるケース1を中心にケース3が大きく，ケース2が概ね小さい傾向にある。

表4-2 固有値解析結果
(ケース1~3, Ss-1)

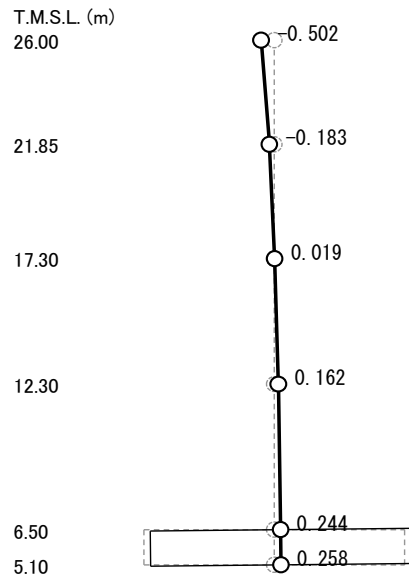
(単位 : Hz)

次数	EW方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	5.90	6.40 (1.08)	5.38 (0.91)
2	11.89	13.05 (1.10)	10.67 (0.90)
3	14.78	15.44 (1.04)	14.21 (0.96)
4	19.38	19.71 (1.02)	19.04 (0.98)

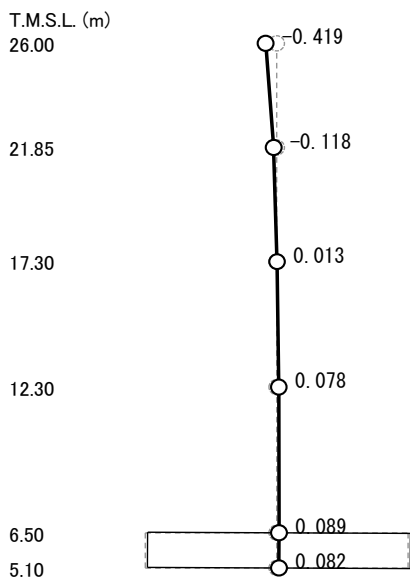
注 : () 内は, ケース1に対する比率を示す。



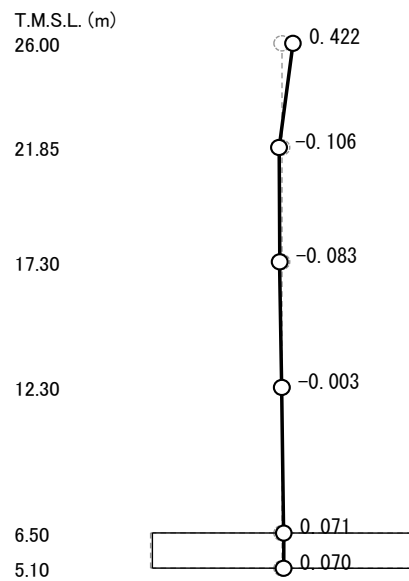
(a) 1次



(b) 2次

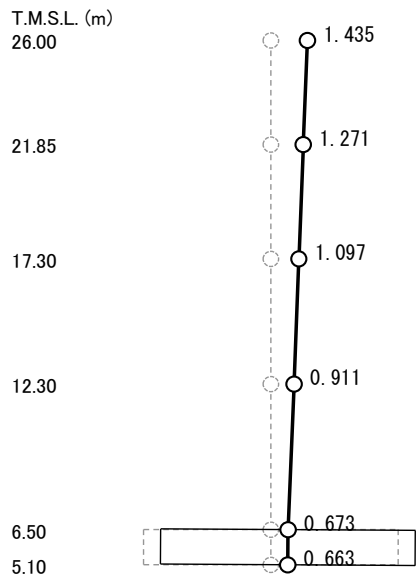


(c) 3次

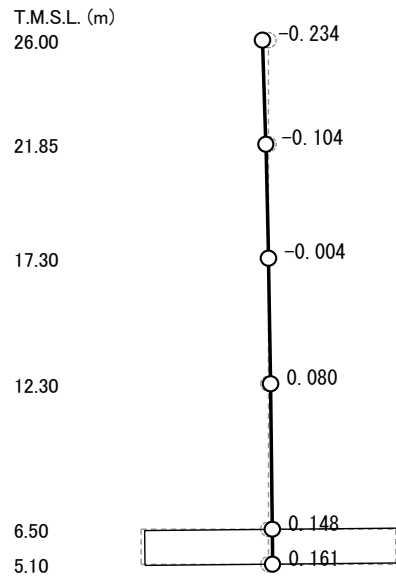


(d) 4次

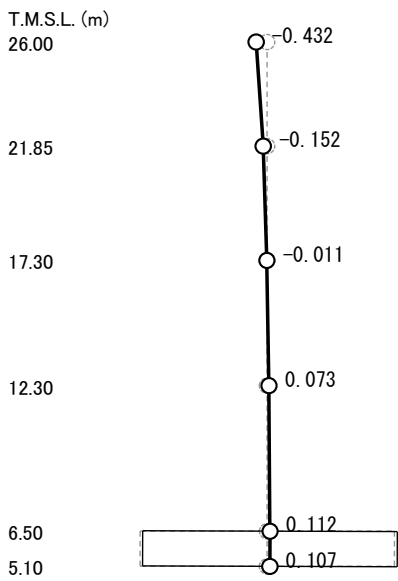
図 4-2 刺激関数図 (ケース 2)
(EW 方向, Ss-1)



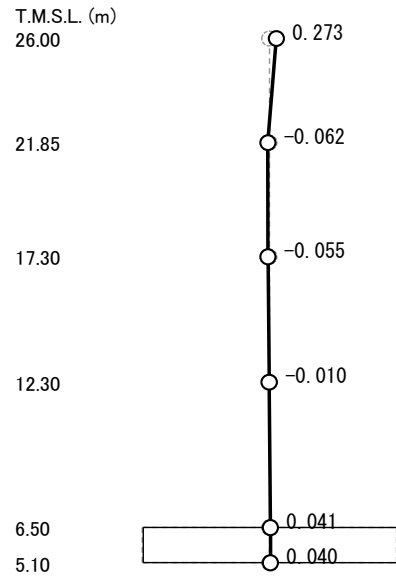
(a) 1次



(b) 2次

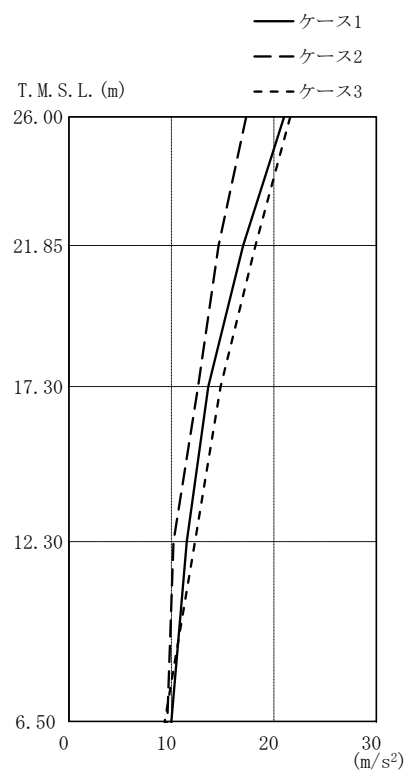


(c) 3次



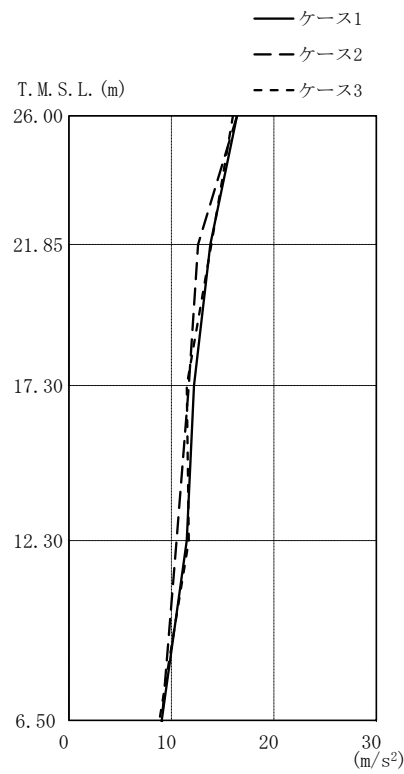
(d) 4次

図 4-3 刺激関数図 (ケース 3)
(EW 方向, Ss-1)



(m/s ²)		
ケース1	ケース2	ケース3
21.0	17.3	21.6
17.0	14.6	18.2
13.6	12.6	14.8
11.5	10.2	12.3
10.0	9.60	9.35

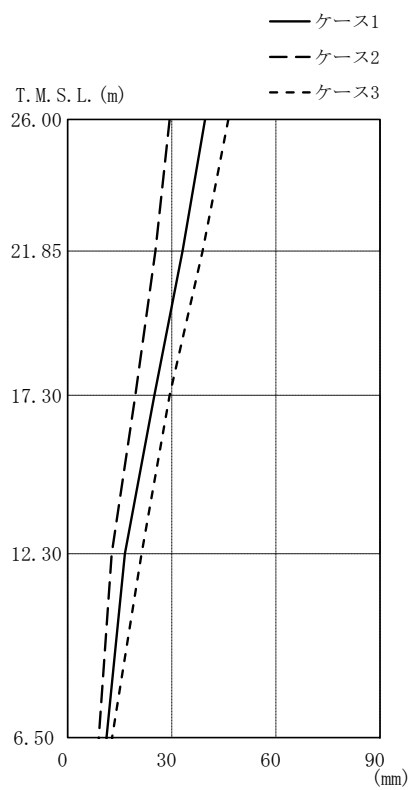
(a) Ss-1



(m/s ²)		
ケース1	ケース2	ケース3
16.4	16.4	16.0
13.8	12.6	13.9
12.2	11.7	11.5
11.5	10.5	11.7
9.05	9.07	8.83

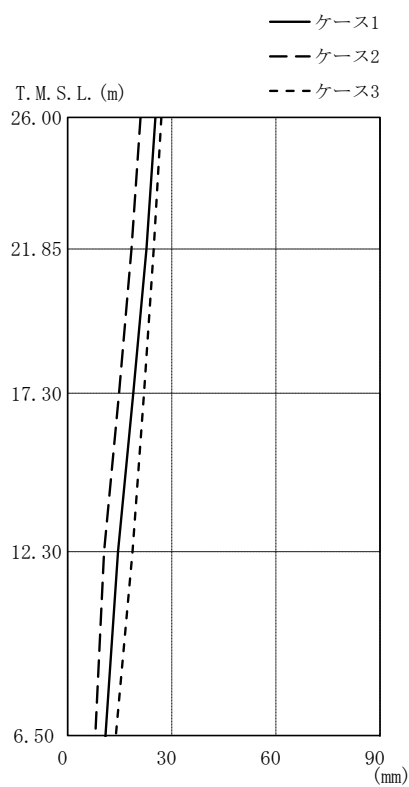
(b) Ss-2

図 4-4 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, EW 方向)



(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
39.6	29.4	46.3
33.1	25.3	38.9
25.0	19.5	29.4
16.5	12.7	21.3
11.2	8.98	12.8

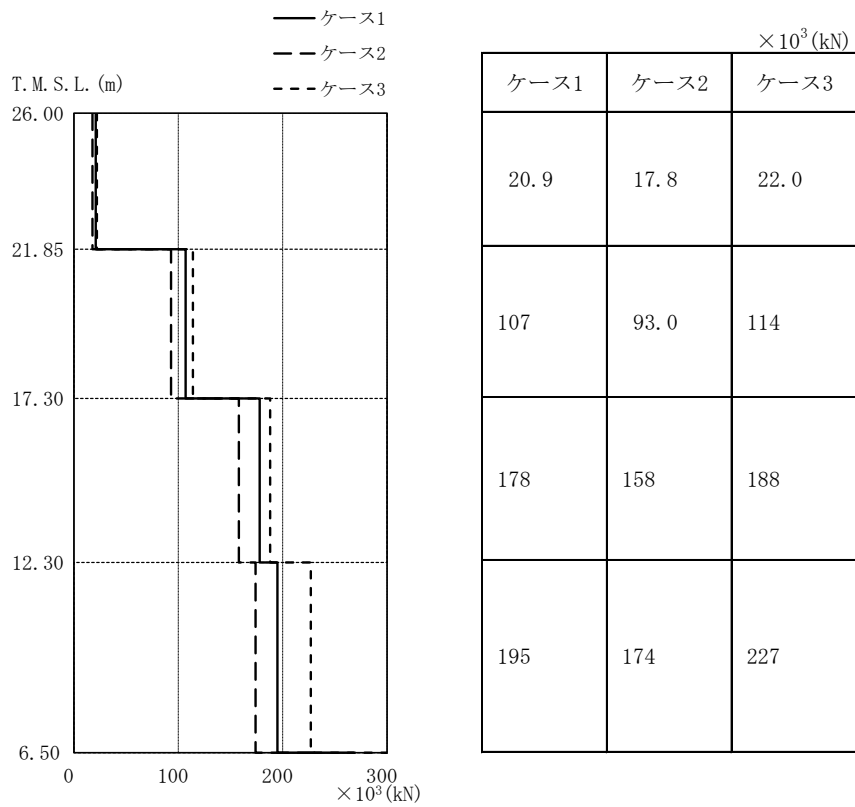
(a) Ss-1



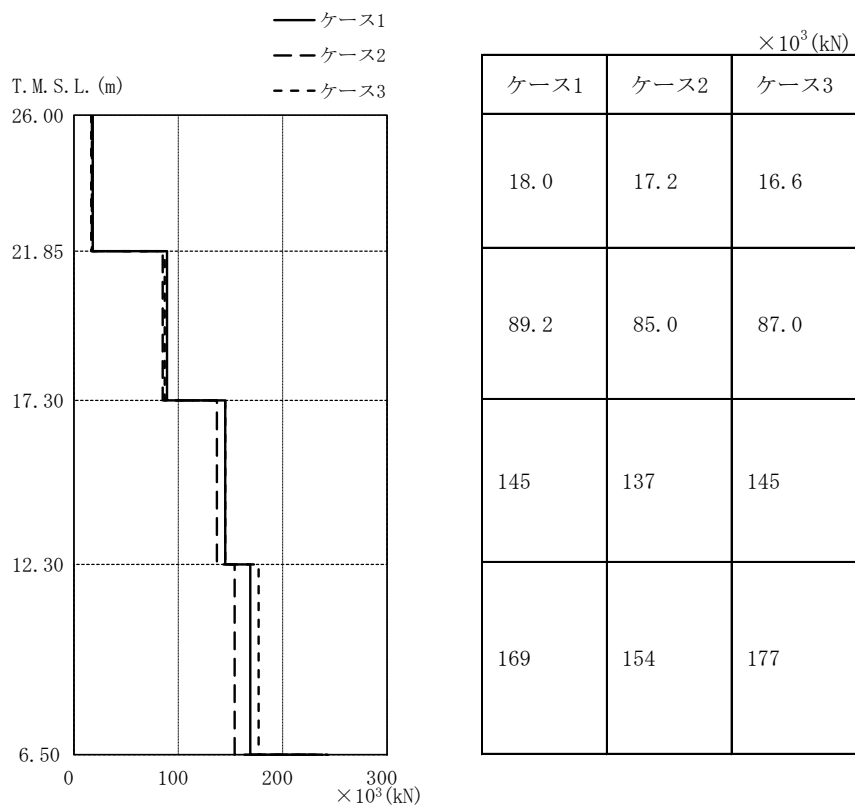
(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
25.3	21.0	27.0
22.7	18.4	24.8
18.9	14.8	22.0
14.5	10.5	18.7
10.9	7.97	13.9

(b) Ss-2

図 4-5 最大応答変位 (基準地震動 S_s, EW 方向)

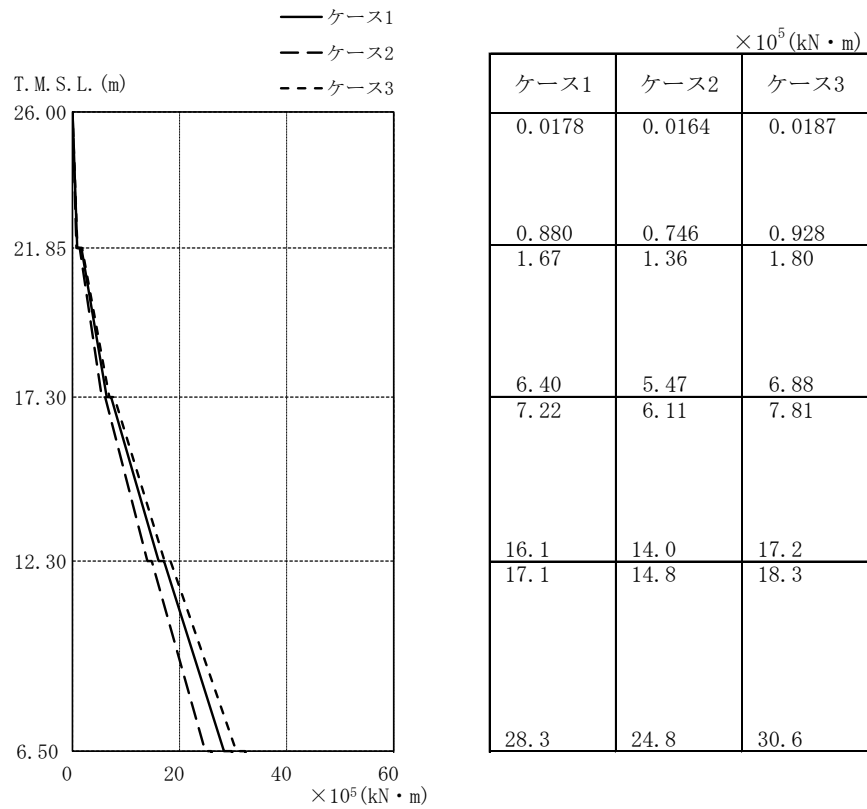


(a) Ss-1

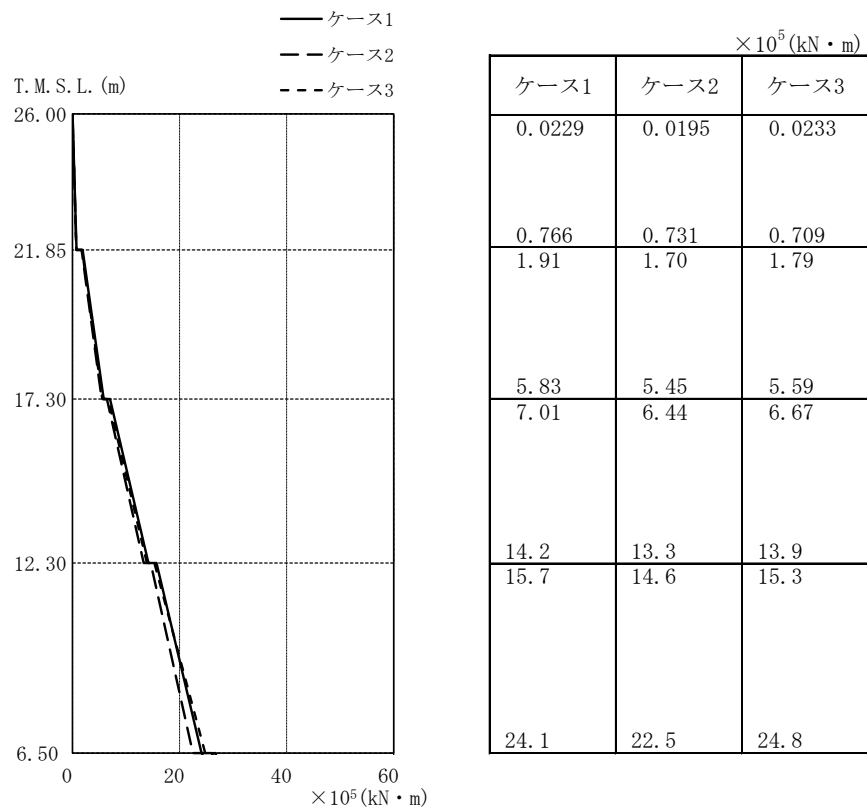


(b) Ss-2

図 4-6 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

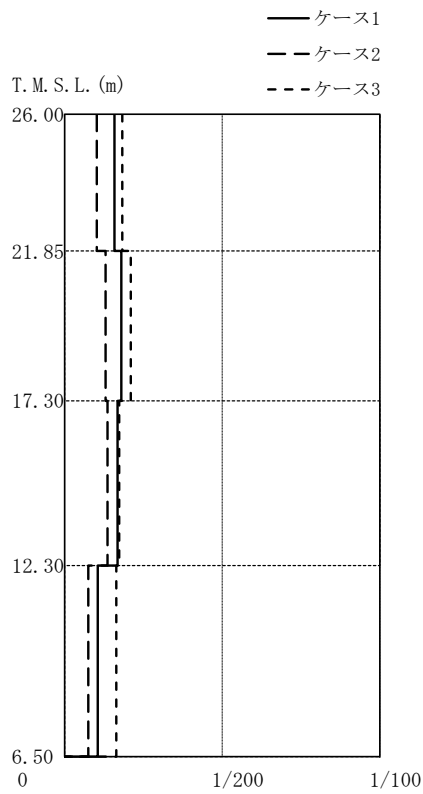


(a) Ss-1



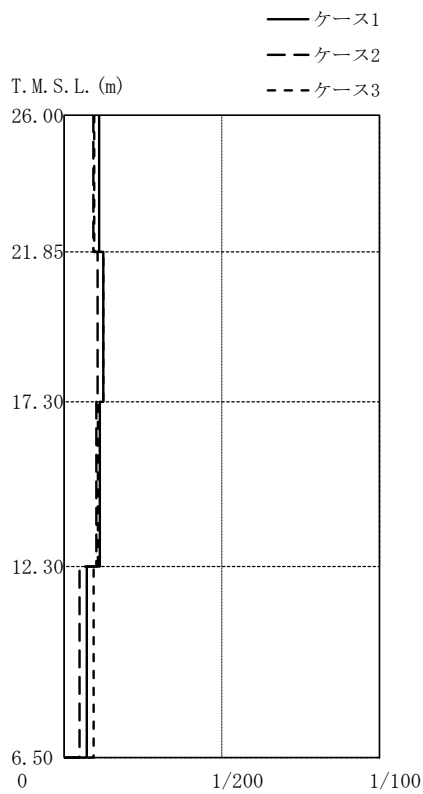
(b) Ss-2

図 4-7 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)



ケース1	ケース2	ケース3
1/635	1/988	1/548
1/557	1/773	1/478
1/597	1/738	1/578
1/960	1/1330	1/613

(a) Ss-1



ケース1	ケース2	ケース3
1/904	1/1080	1/1040
1/806	1/947	1/811
1/885	1/986	1/939
1/1390	1/2050	1/1060

(b) Ss-2

図 4-8 最大層間変形角 (基準地震動 S_s, EW 方向)

4.2.2 建屋剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち、建屋剛性を変動させたケース（ケース4及びケース5）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動は S_s-1 及び S_s-2 とする。建屋剛性は、基本ケース（実強度 43.1N/mm^2 ）に対してコア強度平均（ 55.7N/mm^2 ）及び実強度 -2σ （ 37.2N/mm^2 ）の変動を考慮する。なお、地盤剛性は基本ケースと同一とする。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果は、 S_s-1 を代表として表4-3、刺激関数図を図4-9及び図4-10に示す。表、図中においては基本ケースをケース1、コンクリート強度をコア強度平均としたモデルをケース4、実強度 -2σ としたモデルをケース5として示す。

基本ケースに対する建屋剛性のみを変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、 -2% ～ $+5\%$ 程度である。

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動は S_s-1 及び S_s-2 とする。最大応答値の比較を図4-11～図4-15に示す。

水平方向について、最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は、基本ケースであるケース1を中心にケース5が大きく、ケース4が概ね小さい傾向にある。

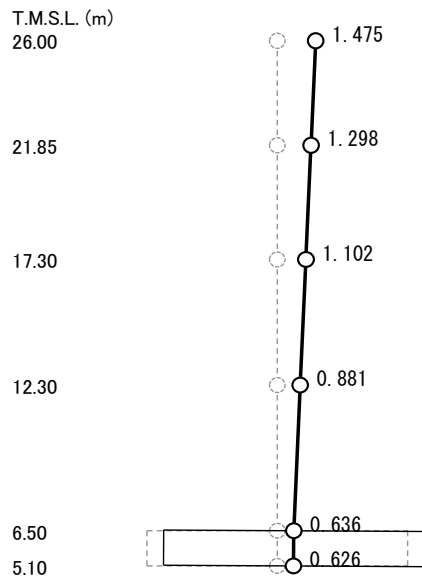
表4-3 固有値解析結果

(ケース1, ケース4, ケース5, Ss-1)

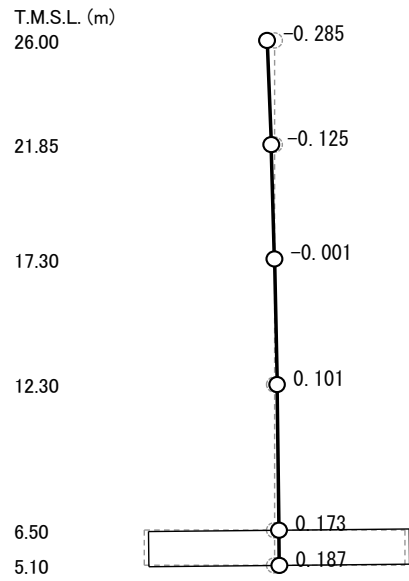
(単位 : Hz)

次数	EW方向		
	ケース1	ケース4	ケース5
1	5.90	5.98 (1.01)	5.87 (0.99)
2	11.89	11.93 (1.00)	11.87 (1.00)
3	14.78	15.18 (1.03)	14.61 (0.99)
4	19.38	20.42 (1.05)	18.96 (0.98)

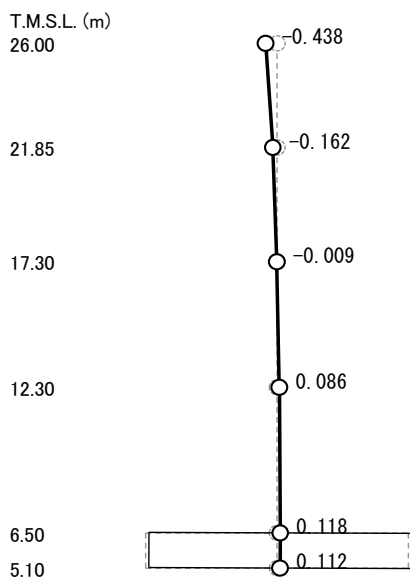
注 : () 内は, ケース1に対する比率を示す。



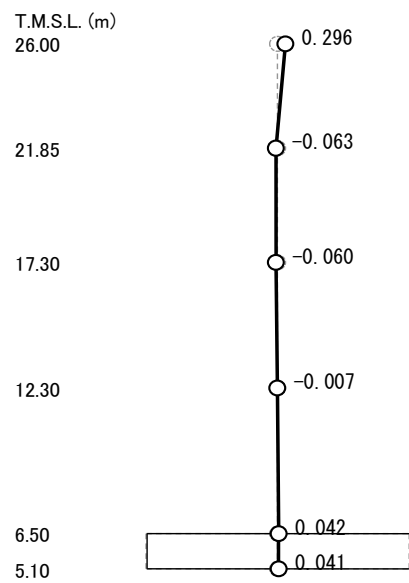
(a) 1次



(b) 2次

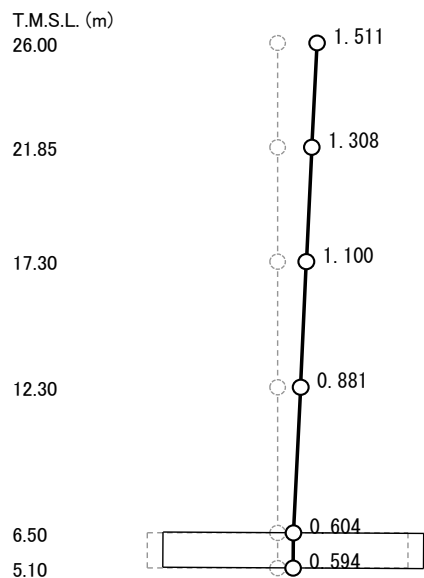


(c) 3次

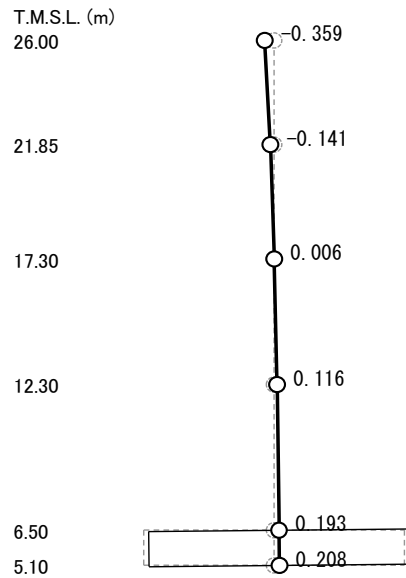


(d) 4次

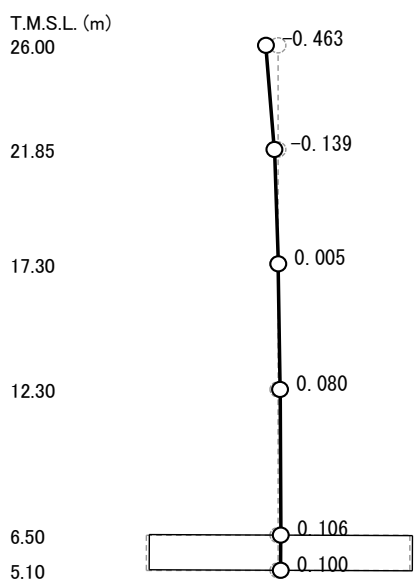
図 4-9 刺激関数図 (ケース 4)
(EW 方向, Ss-1)



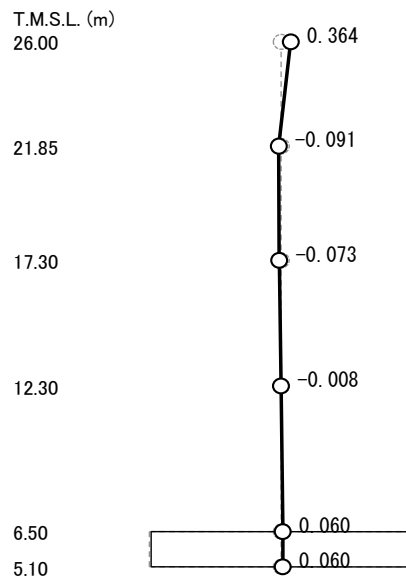
(a) 1次



(b) 2次

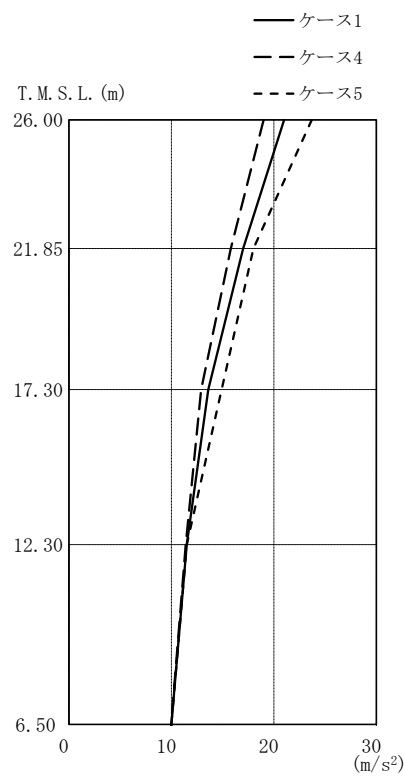


(c) 3次



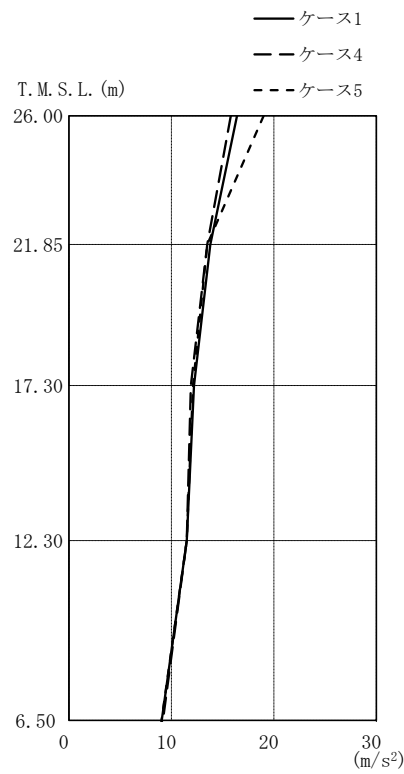
(d) 4次

図 4-10 刺激関数図 (ケース 5)
(EW 方向, Ss-1)



(m/s ²)		
ケース1	ケース4	ケース5
21.0	19.0	23.7
17.0	15.8	18.0
13.6	12.9	14.9
11.5	11.4	11.5
10.0	9.98	10.0

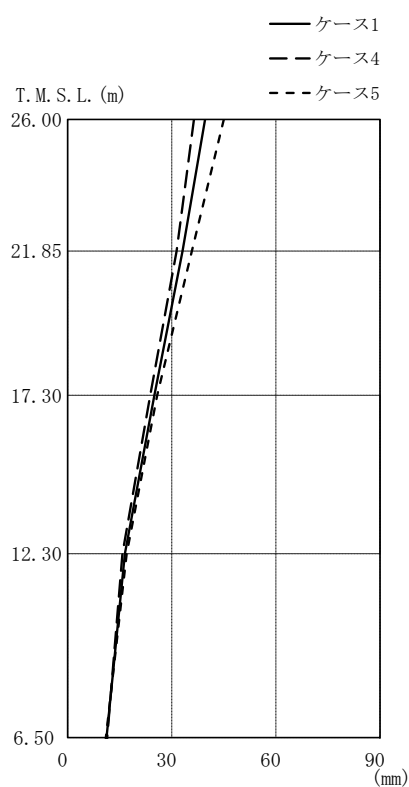
(a) Ss-1



(m/s ²)		
ケース1	ケース4	ケース5
16.4	15.8	19.0
13.8	13.5	13.5
12.2	11.9	12.1
11.5	11.5	11.5
9.05	9.17	9.04

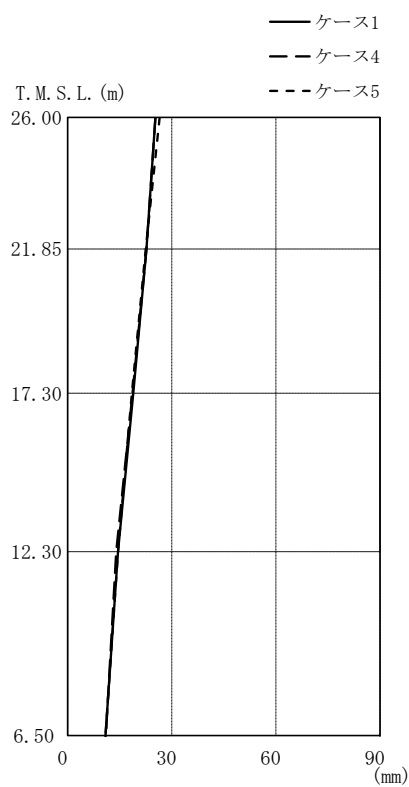
(b) Ss-2

図 4-11 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, EW 方向)



(mm)		
ケース1	ケース4	ケース5
39.6	36.4	45.0
33.1	31.4	35.8
25.0	23.8	25.8
16.5	15.8	17.0
11.2	11.4	11.0

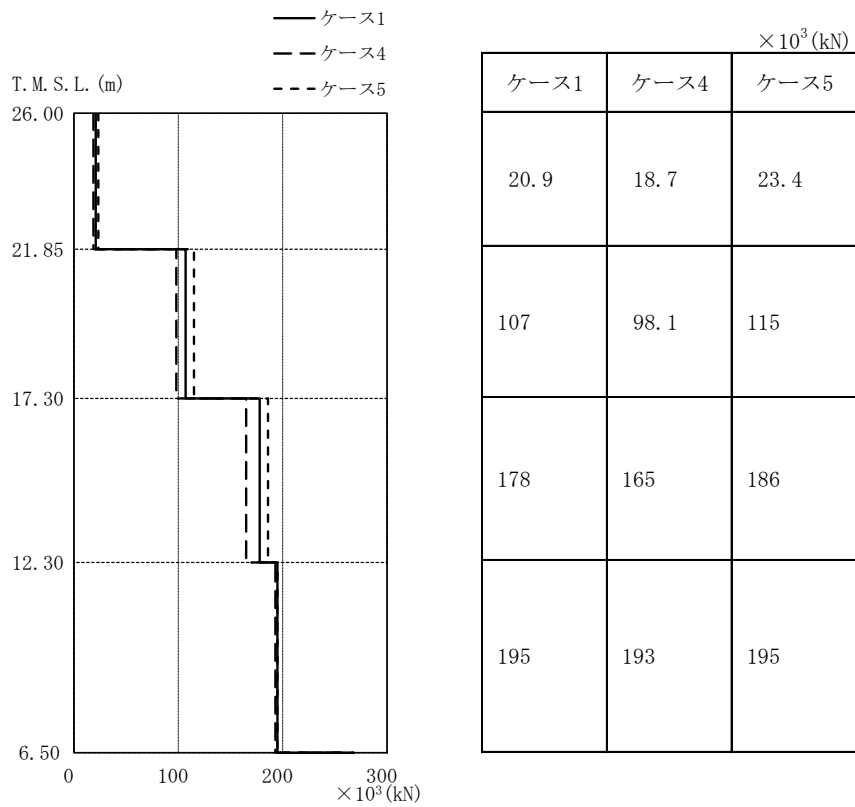
(a) Ss-1



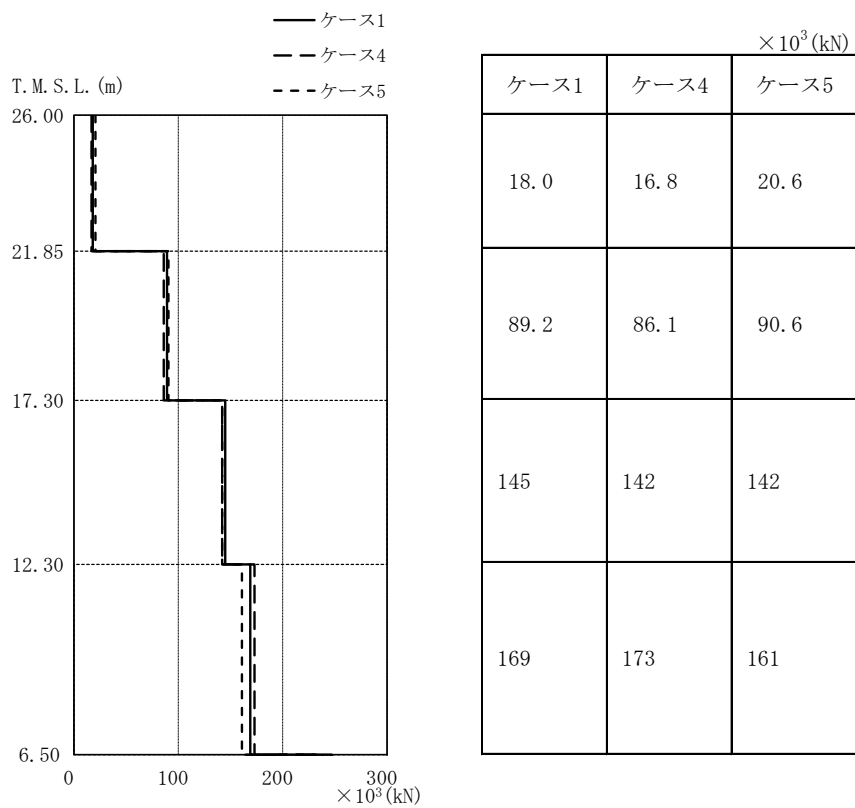
(mm)		
ケース1	ケース4	ケース5
25.3	25.3	26.5
22.7	22.7	22.5
18.9	18.7	18.5
14.5	14.0	14.5
10.9	11.0	10.9

(b) Ss-2

図 4-12 最大応答変位 (基準地震動 S_s , EW 方向)

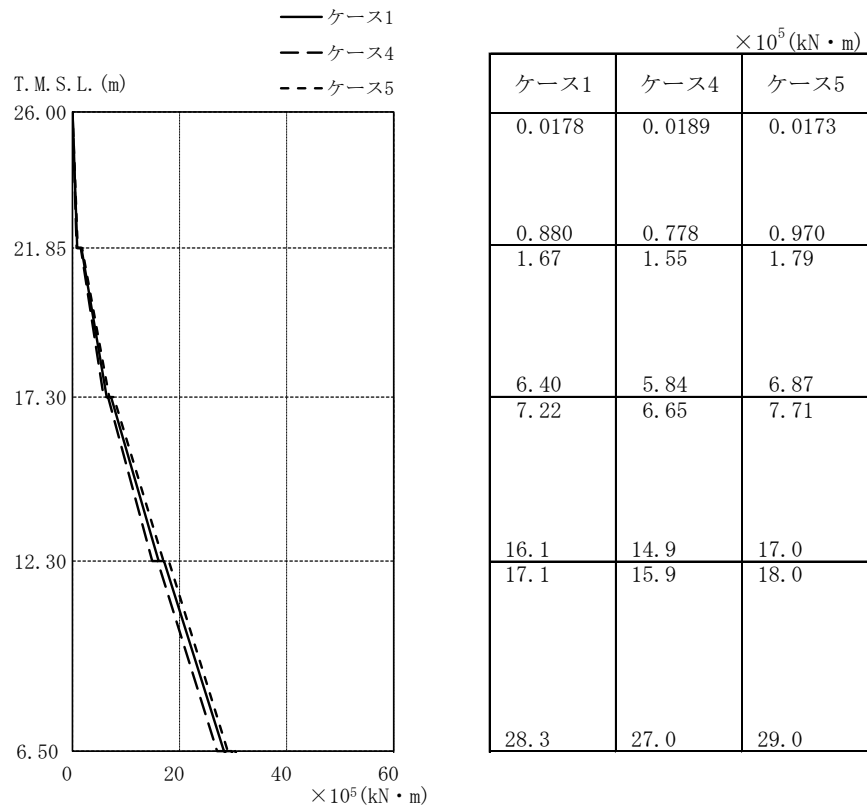


(a) Ss-1

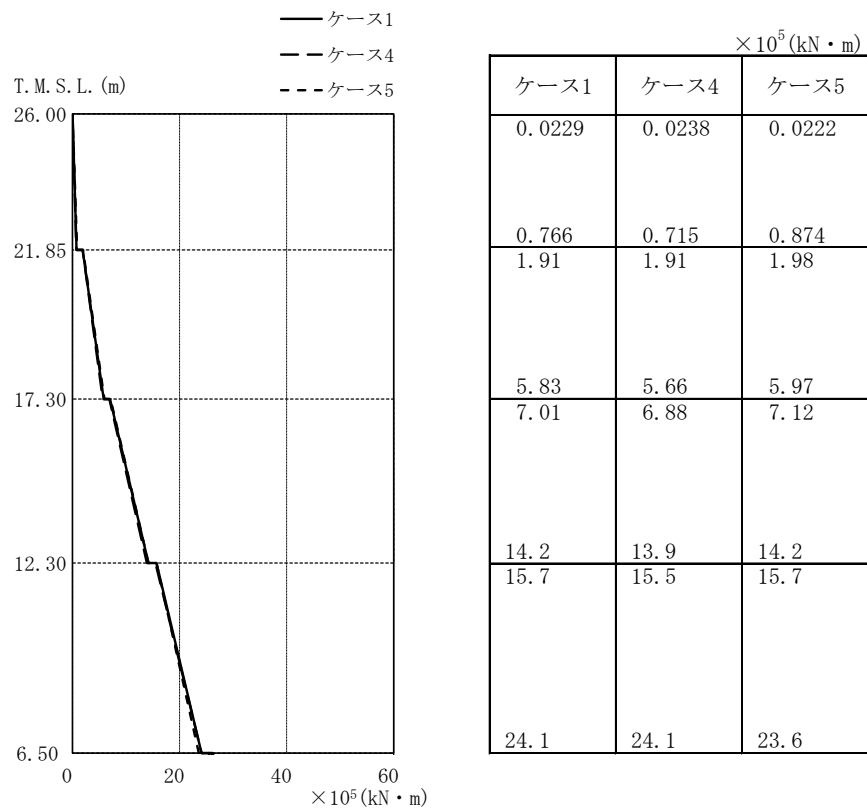


(b) Ss-2

図 4-13 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s , EW 方向)

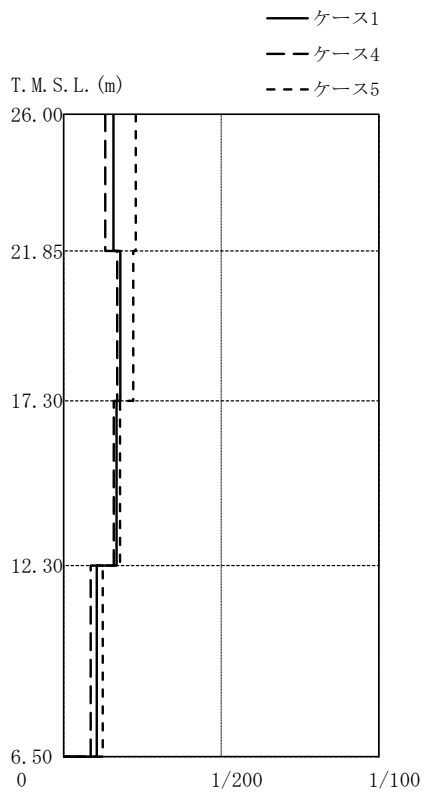


(a) Ss-1



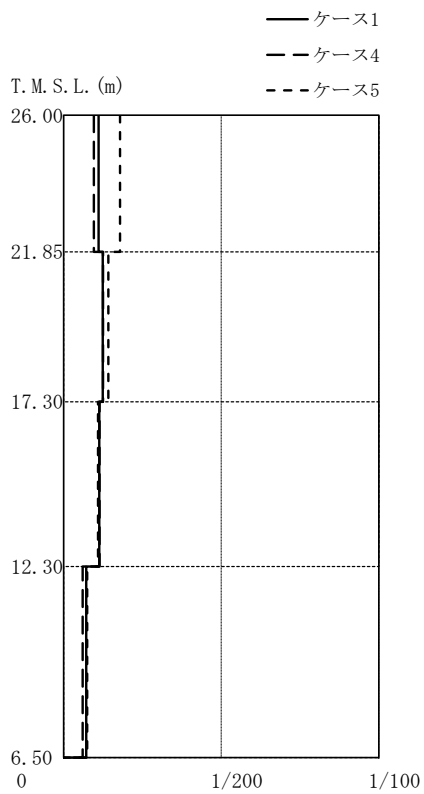
(b) Ss-2

図 4-14 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, EW 方向)



ケース1	ケース4	ケース5
1/635	1/762	1/437
1/557	1/590	1/453
1/597	1/632	1/561
1/960	1/1160	1/810

(a) Ss-1



ケース1	ケース4	ケース5
1/904	1/1040	1/560
1/806	1/802	1/707
1/885	1/882	1/925
1/1390	1/1650	1/1330

(b) Ss-2

図 4-15 最大層間変形角 (基準地震動 S_s , EW 方向)

4.3 まとめ

建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より、以下の傾向を確認した。

■ 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ

- ・ 水平方向について、最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は、基本ケースであるケース1を中心にケース3が大きく、ケース2が概ね小さい傾向にある。

■ 建屋剛性の不確かさ

- ・ 水平方向について、最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は、基本ケースであるケース1を中心にケース5が大きく、ケース4が概ね小さい傾向にある。

以上より、建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したケースについては、建屋剛性、地盤剛性ともマイナス側に変動するケース3が最も大きく出ている。これは、建屋-地盤連成モデルの剛性がともにマイナス側に変動したためと考えられる。建屋自体の変形が大きいのは、建屋剛性はもっともマイナス側に変動するケース5（建屋剛性 -2σ 、標準剛性剛性）であることがわかる。

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる
地震動の選定について

目 次

1. 検討概要	別紙3-1-1
2. 選定方法	別紙3-1-1
3. 地震動の選定	別紙3-1-3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙3-1-7

1. 検討概要

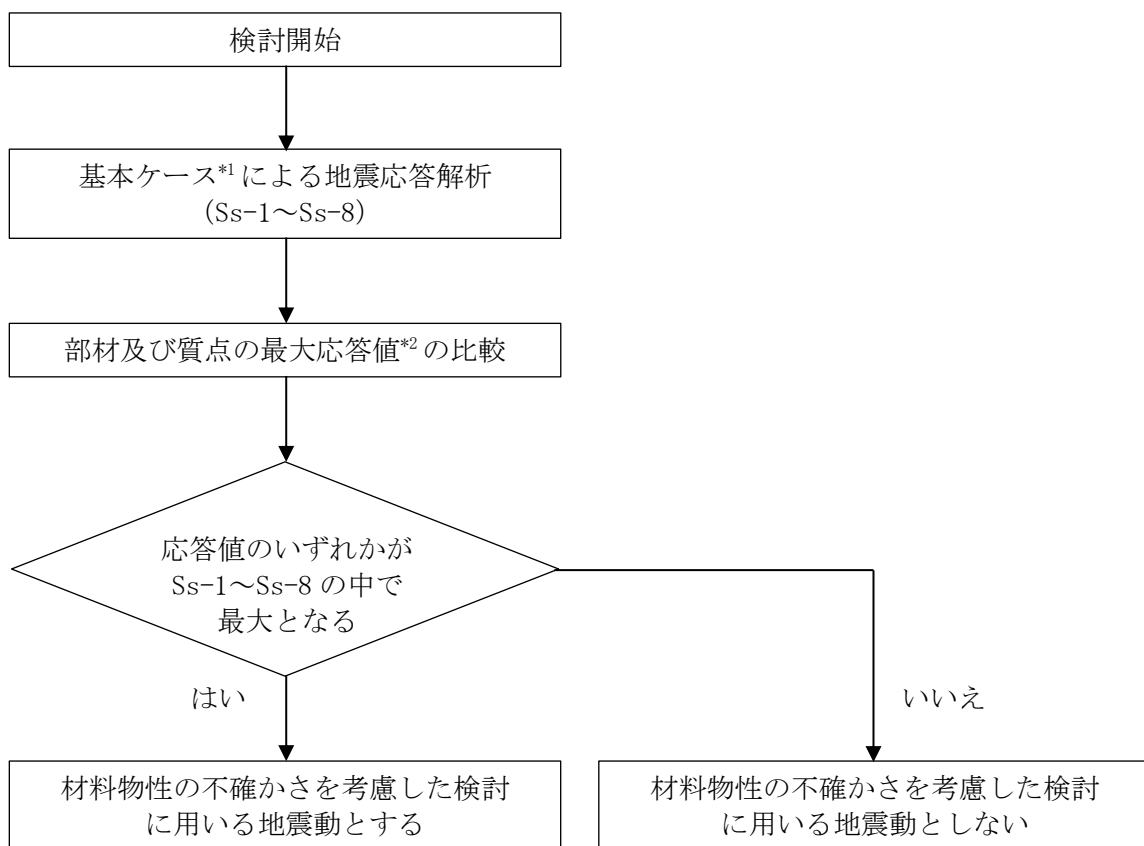
本資料は、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明するものである。

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、建屋及び地震動（基準地震動 S_s ）ごとの基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して検討を実施する。

2. 選定方法

材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図 2-1 に示す。

- ①基本ケース（コンクリート強度：実強度（ 43.1N/mm^2 ），地盤のせん断波速度：標準地盤）による地震応答解析を行う。
- ②地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び層間変形角とする。
- ③応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる波を，材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記 *1 : コンクリート強度 : 実強度, 地盤のせん断波速度 : 標準地盤, RC 造部の減衰定数 : 5%
 *2 : 応答値は, 加速度, 変位, せん断力, 曲げモーメント及び層間変形角とする。

図2-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定法のフロー

3. 地震動の選定

サービス建屋における基準地震動 S_s に対する地震動の選定例を以下に示す。サービス建屋の基準地震動 S_s に対する最大応答値を図 3-1～図 3-5 に示す。なお、最大値を網掛けとしている。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、 $Ss-1$ 又は $Ss-2$ については、応答値のいずれかが $Ss-1$ ～ $Ss-8$ の中で最大となることから、不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。

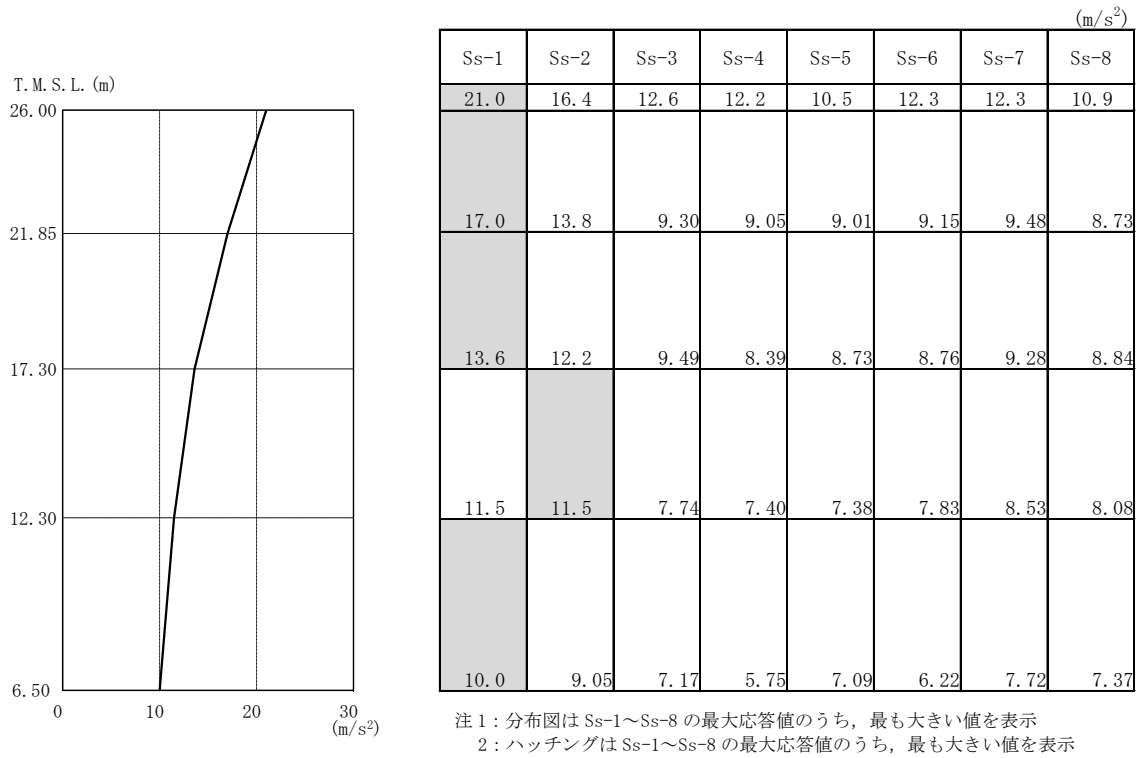


図 3-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)

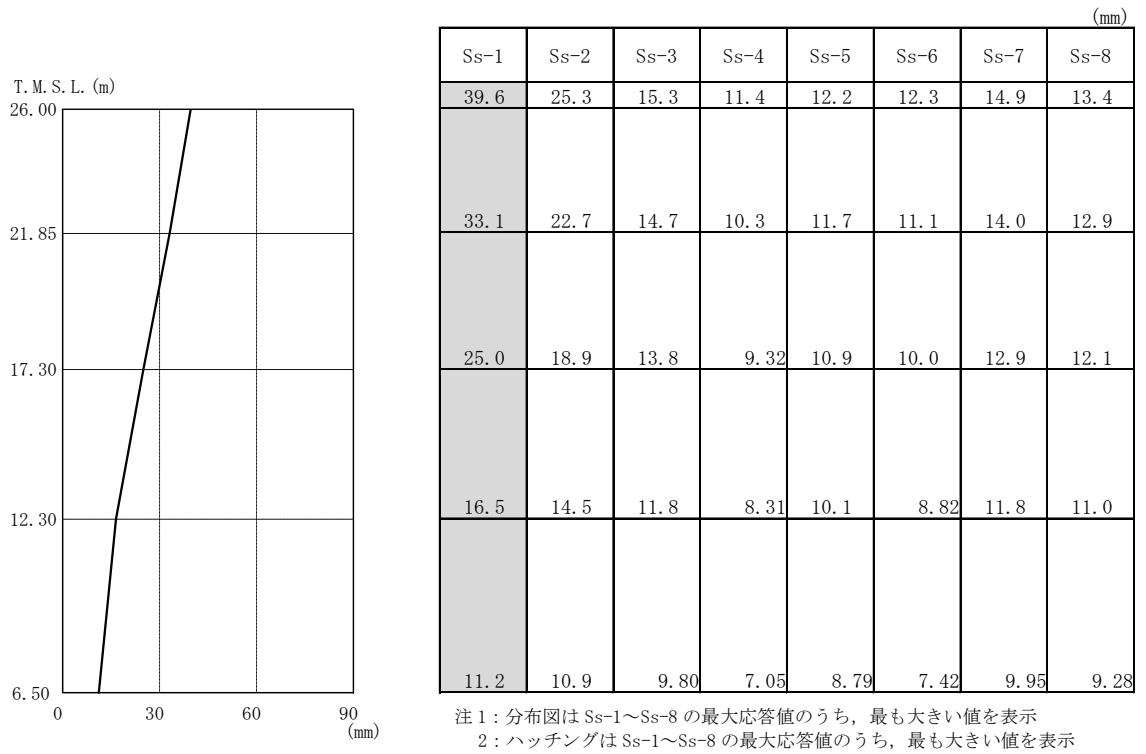


図 3-2 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)

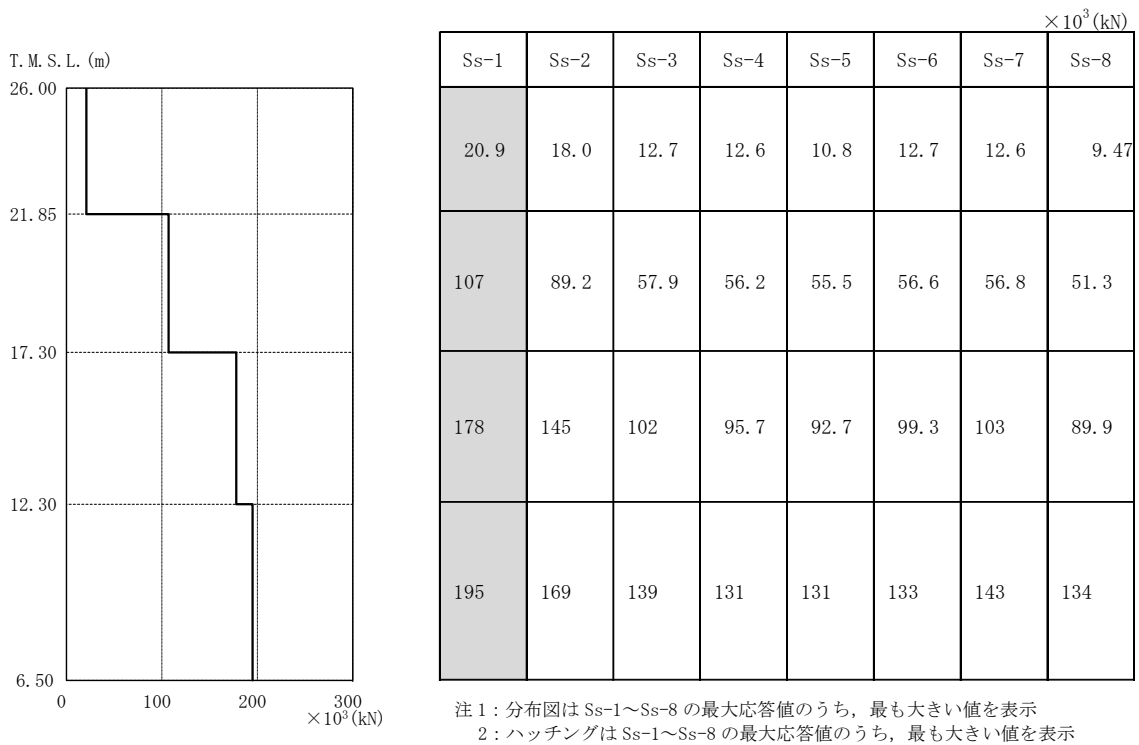


図 3-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

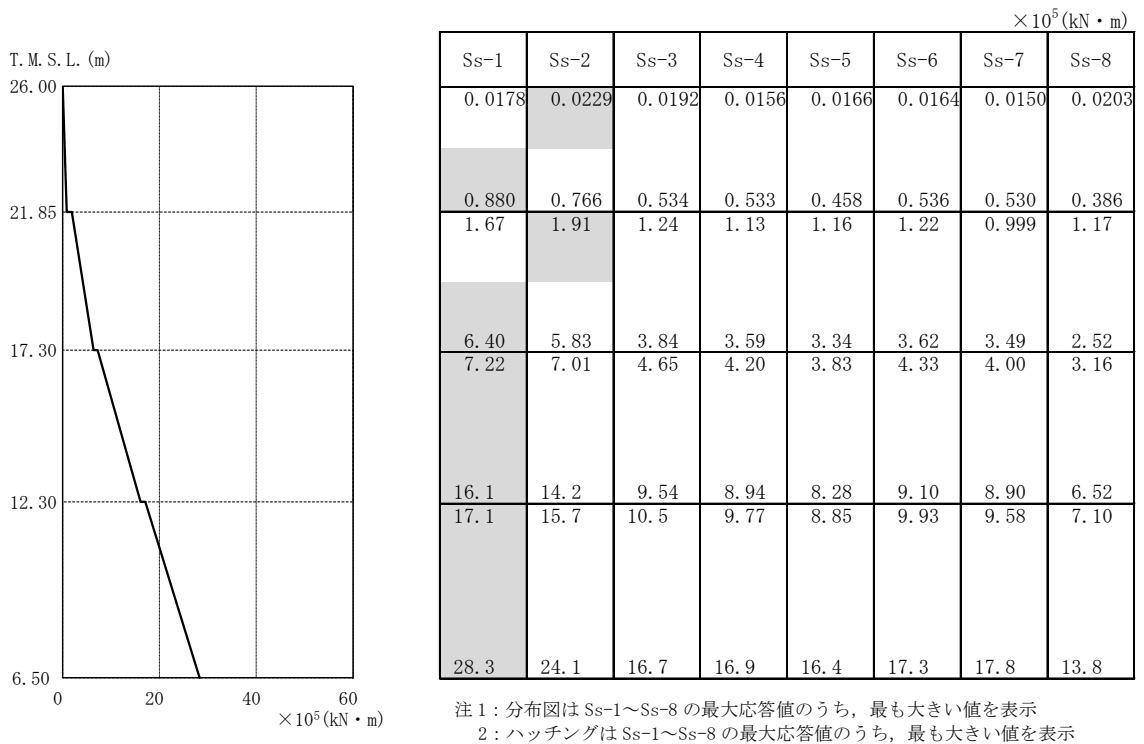
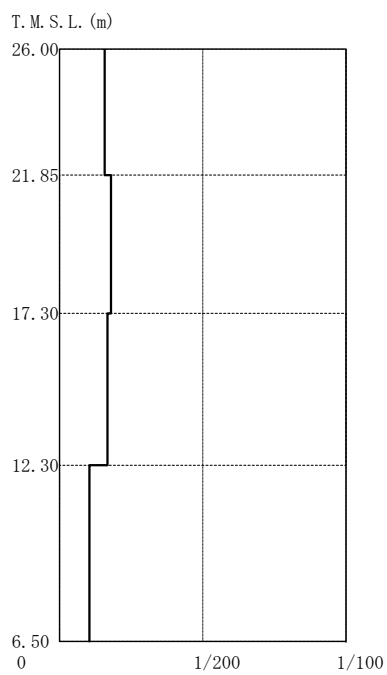


図 3-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S_s, EW 方向)



Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
1/635	1/904	1/3710	1/3870	1/4680	1/3700	1/3850	1/5350
1/557	1/806	1/3740	1/4650	1/5130	1/4400	1/4240	1/5550
1/597	1/885	1/2400	1/3120	1/3700	1/2630	1/2250	1/4460
1/960	1/1390	1/2980	1/4160	1/4290	1/3710	1/2580	1/3600

注1: 分布図は Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示
 注2: ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

図 3-5 最大層間変形角 (基準地震動 S_s, EW 方向)

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋及び地震動ごとの材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定結果を表 4-1 に示す。地震動の選定にあたり、基本ケースにおける建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・ V-2-11-2-1 「サービス建屋の耐震性についての計算書」

表 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S _s
サービス建屋	S _s -1, S _s -2

別紙 4 サービス建屋の NS 方向の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要	別紙4-1
2. 設計用模擬地震波	別紙4-1
3. 検討方法及び検討条件	別紙4-6
4. 地震応答解析結果	別紙4-11

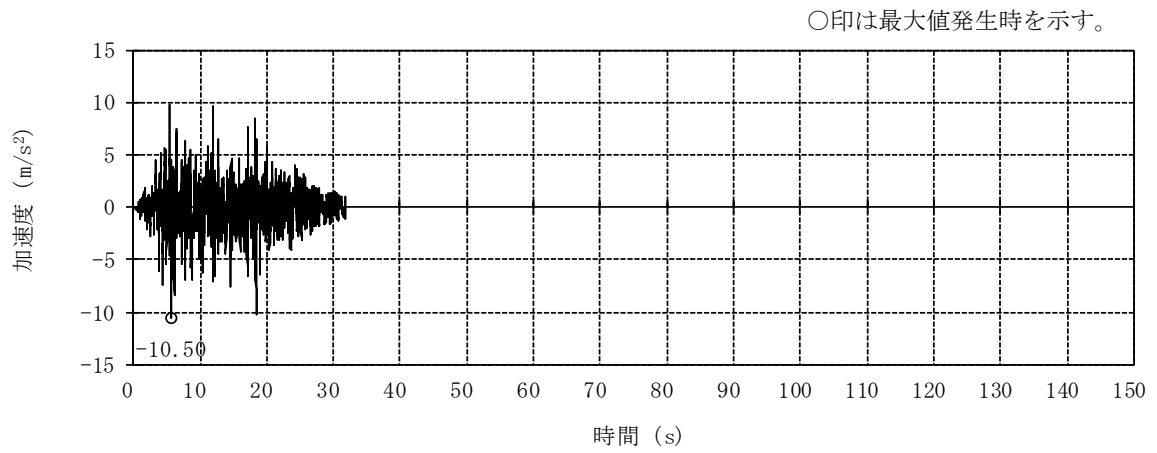
1. 概要

本資料は、サービス建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく地震応答解析結果を示すものである。なお、応答結果は、構造物全体としての変形性能を確認する観点から層間変形角を示し、材料物性の不確かさを考慮する。

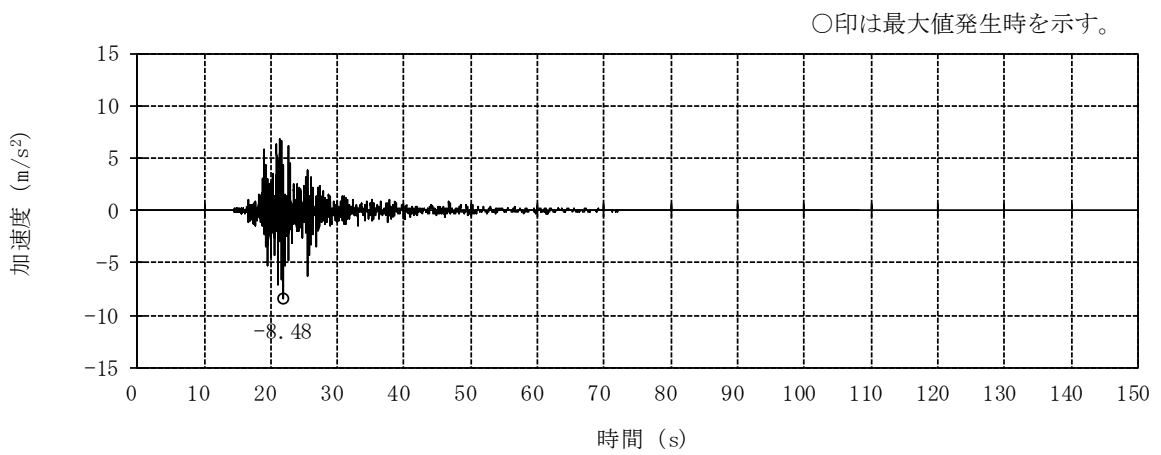
2. 設計用模擬地震波

サービス建屋の地震応答解析に用いる設計用模擬地震波は、上位クラス施設であるコントロール建屋の評価に適用したV-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

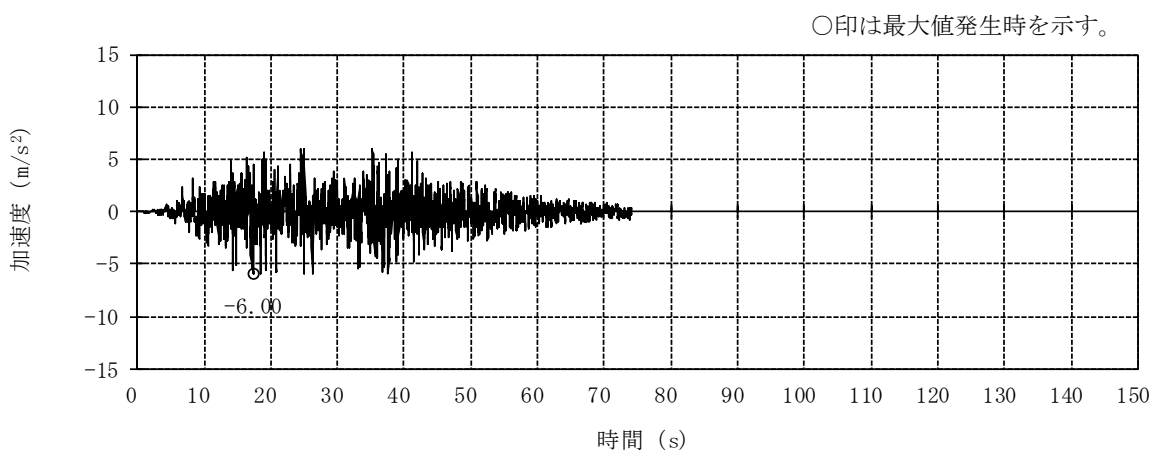
地震応答解析に用いる設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルのうち、NS方向について、図2-1及び図2-2に示す。



(a) Ss-1H

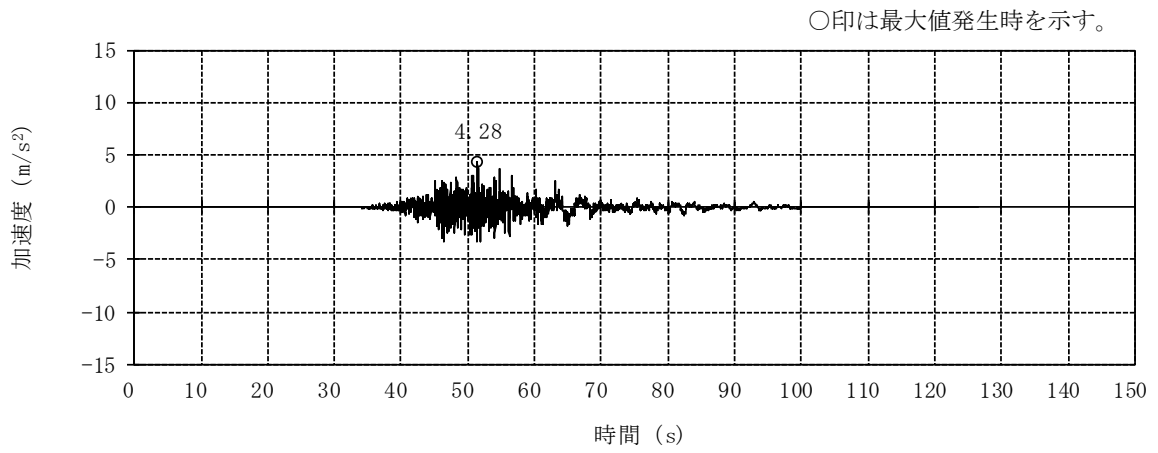


(b) Ss-2NS

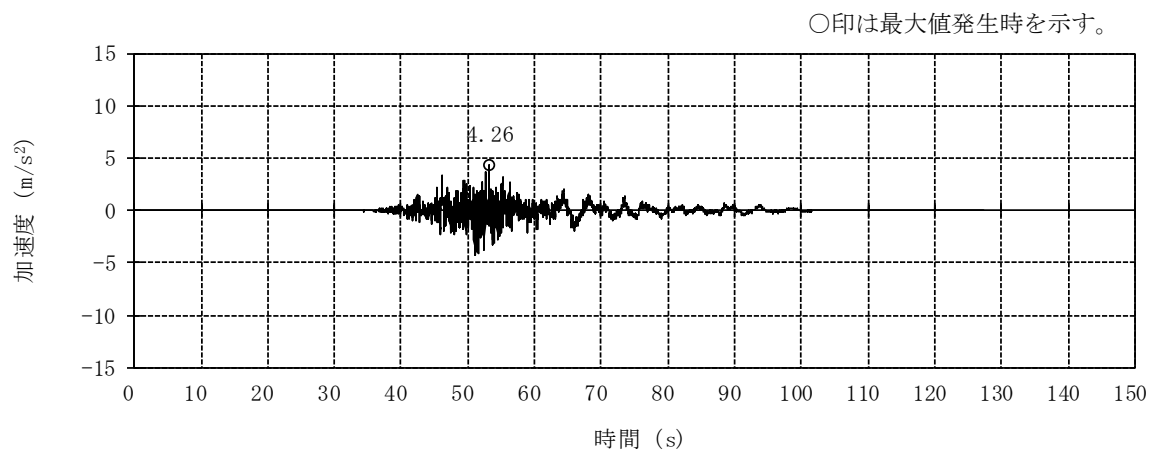


(c) Ss-3H

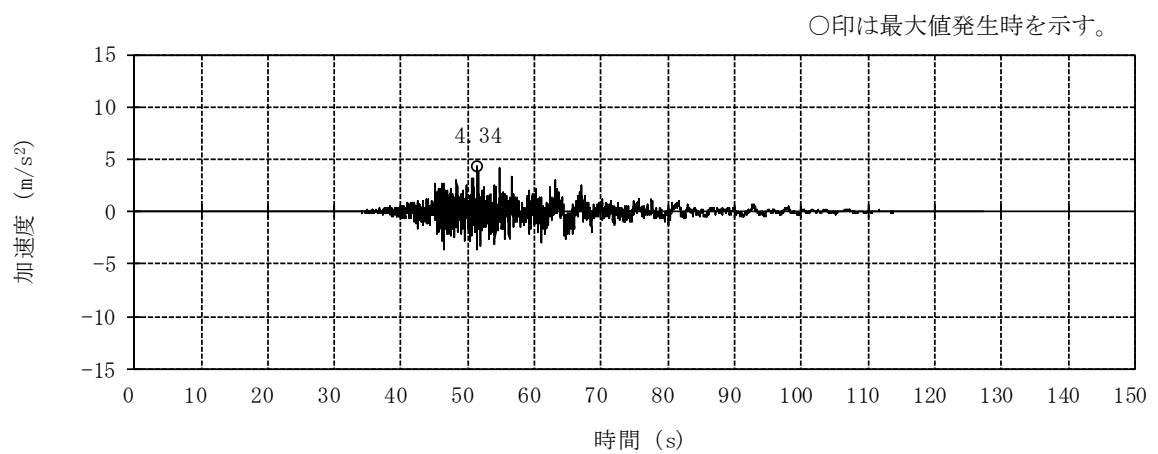
図 2-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向) (1/3)



(d) S_s-4NS

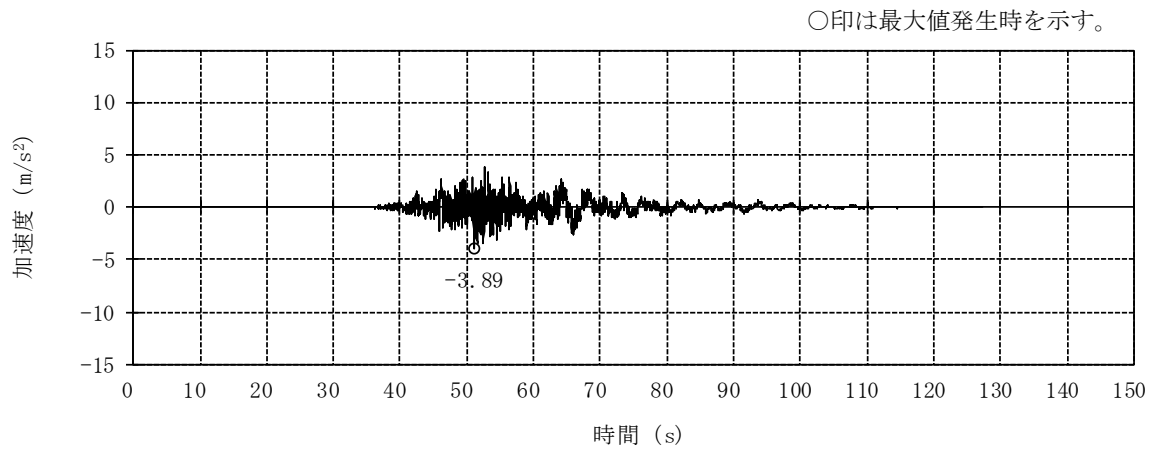


(e) S_s-5NS

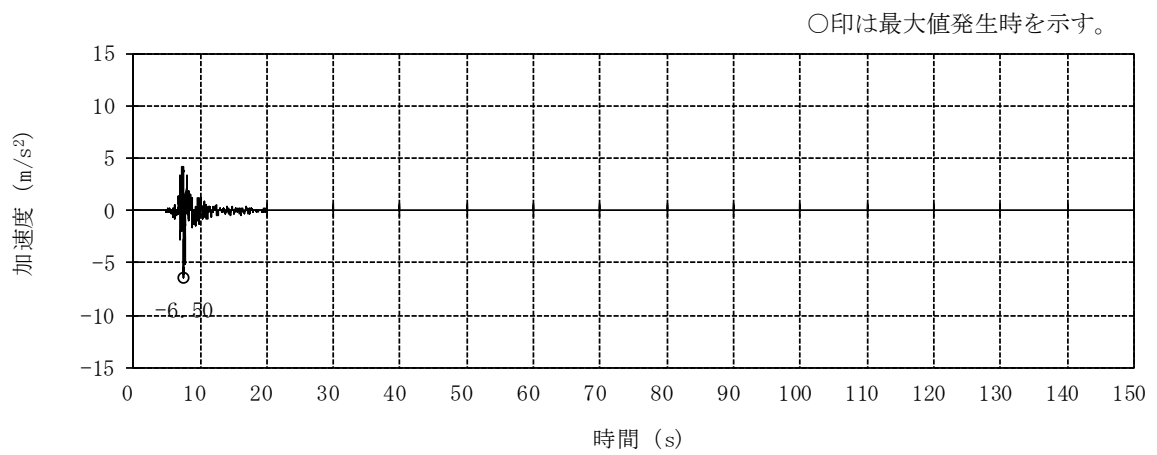


(f) S_s-6NS

図 2-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (2/3)



(g) S_s-7NS



(h) S_s-8H

図 2-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (3/3)

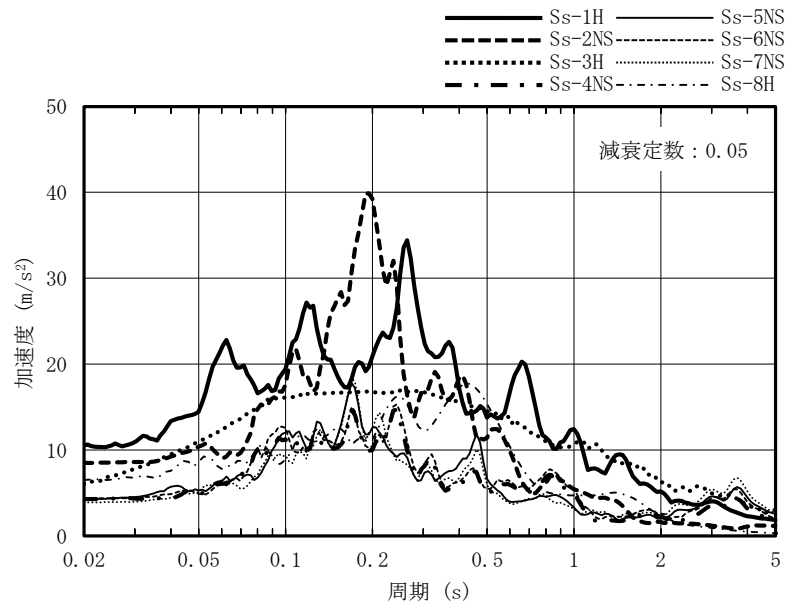
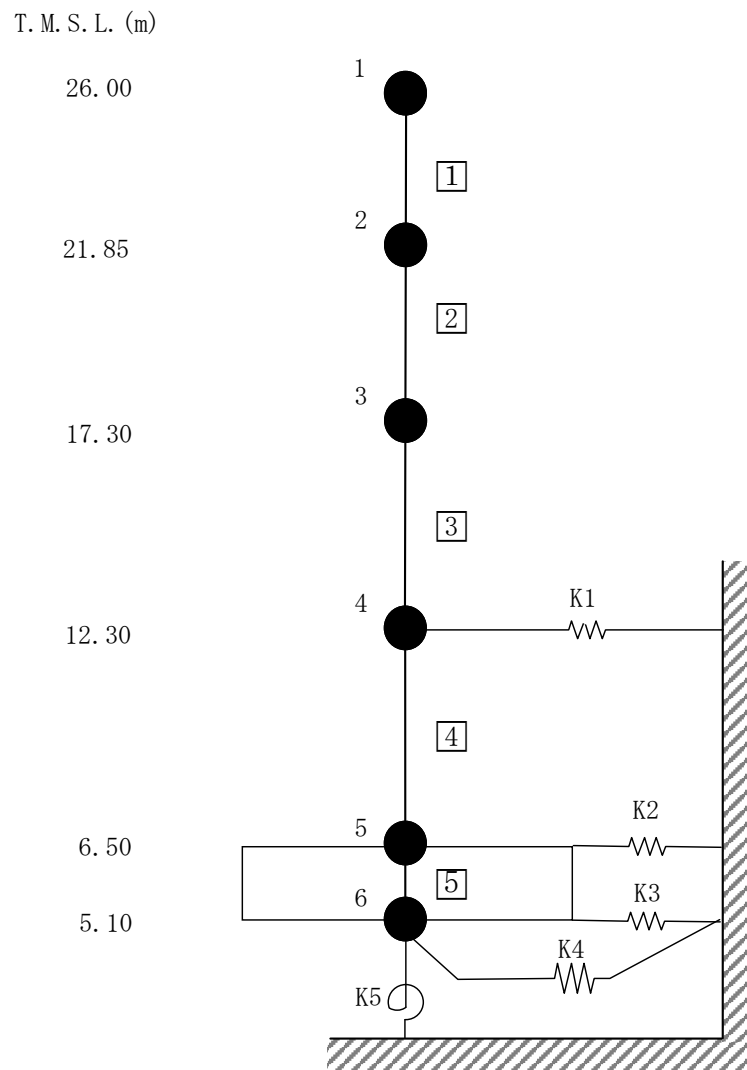


図 2-2 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s , NS 方向)

3. 検討方法及び検討条件

サービス建屋のNS方向の地震応答解析による検討は、V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」の「3. 評価方法」に示す方法で行う。NS方向の地震応答解析モデルを図3-1に、地震応答解析モデルの諸元を表3-1に、スケルトン曲線の諸数値を表3-2に示す。

基礎底面位置（T.M.S.L. 5.1m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-2に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表3-3～表3-10に示す。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図3-1 地震応答解析モデル

表 3-1 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	部材 番号	等価せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
1	9970	9.6			
			①	7.5	—
2	49470	47.7			
			②	22.0	—
3	52630	50.7			
			③	32.9	—
4	64940	62.6			
			④	40.8	—
5	86130	83.1			
			⑤	2482.0	239100
6	41700	40.2			
合計	304840	293.9			

①建屋部

ヤング係数 E	2.88×10^4 (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	1.20×10^4 (N/mm ²)
ポアソン比 ν	0.20
減衰定数 h	5 %

②基礎スラブ

ヤング係数 E	2.79×10^4 (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	1.16×10^4 (N/mm ²)
ポアソン比 ν	0.20
減衰定数 h	5 %

基礎形状 34.0m (NS 方向) \times 73.0m (EW 方向)
 $\times 1.4\text{m}$ (厚さ)

表 3-2 せん断力のスケルトン曲線 (Q- γ 関係, NS 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	Q ₁ ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	Q ₂ ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q ₃ ($\times 10^4$ kN)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3F	1.96	0.218	4.27	2.56	4.51	20.0
2F	3.83	0.145	10.3	2.50	11.0	20.0
1F	7.97	0.202	16.5	2.18	17.6	20.0
B1F	10.3	0.211	22.0	2.70	23.2	20.0

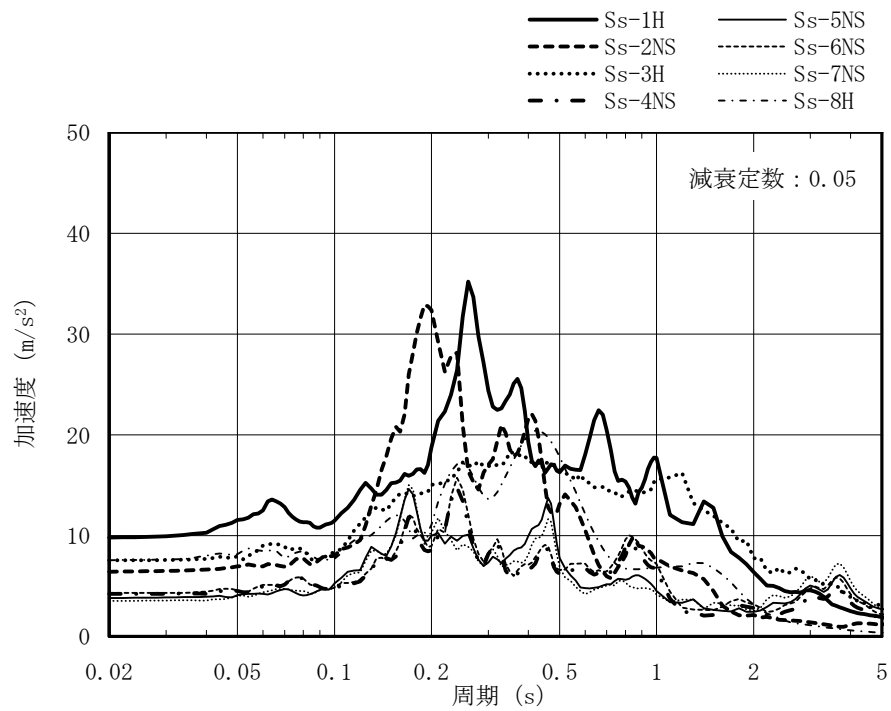


図 3-2 入力地震動の加速度応答スペクトル (5%, NS 方向)
(基準地震動 S_s, T.M.S.L. 5.1m)

表 3-3 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.53×10^6	5.01×10^5
K2	5	側面・並進	2.12×10^6	6.94×10^5
K3	6	側面・並進	4.11×10^5	1.35×10^5
K4	6	底面・並進	6.43×10^7	2.30×10^6
K5	6	底面・回転	2.57×10^{10}	2.55×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-4 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-2, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.51×10^6	4.98×10^5
K2	5	側面・並進	2.09×10^6	6.89×10^5
K3	6	側面・並進	4.05×10^5	1.34×10^5
K4	6	底面・並進	6.41×10^7	2.30×10^6
K5	6	底面・回転	2.56×10^{10}	2.54×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-5 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-3, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.67×10^6	5.20×10^5
K2	5	側面・並進	2.32×10^6	7.20×10^5
K3	6	側面・並進	4.51×10^5	1.40×10^5
K4	6	底面・並進	6.43×10^7	2.30×10^6
K5	6	底面・回転	2.58×10^{10}	2.55×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-6 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-4, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.65×10^6	5.18×10^5
K2	5	側面・並進	2.29×10^6	7.18×10^5
K3	6	側面・並進	4.45×10^5	1.40×10^5
K4	6	底面・並進	6.67×10^7	2.35×10^6
K5	6	底面・回転	2.67×10^{10}	2.59×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-7 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-5, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.70×10^6	5.24×10^5
K2	5	側面・並進	2.35×10^6	7.25×10^5
K3	6	側面・並進	4.57×10^5	1.41×10^5
K4	6	底面・並進	6.59×10^7	2.33×10^6
K5	6	底面・回転	2.63×10^{10}	2.57×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-8 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-6, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.63×10^6	5.15×10^5
K2	5	側面・並進	2.26×10^6	7.13×10^5
K3	6	側面・並進	4.38×10^5	1.39×10^5
K4	6	底面・並進	6.65×10^7	2.34×10^6
K5	6	底面・回転	2.67×10^{10}	2.58×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-9 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-7, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.65×10^6	5.18×10^5
K2	5	側面・並進	2.29×10^6	7.17×10^5
K3	6	側面・並進	4.45×10^5	1.39×10^5
K4	6	底面・並進	6.51×10^7	2.32×10^6
K5	6	底面・回転	2.60×10^{10}	2.56×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

表 3-10 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-8, NS 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.70×10^6	5.23×10^5
K2	5	側面・並進	2.35×10^6	7.25×10^5
K3	6	側面・並進	4.57×10^5	1.41×10^5
K4	6	底面・並進	6.49×10^7	2.31×10^6
K5	6	底面・回転	2.59×10^{10}	2.56×10^8

注記 *1 : K1, K2, K3, K4 は kN/m K5 は kN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4 は kN・s/m K5 は kN・m・s/rad

4. 地震応答解析結果

サービス建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく地震応答解析結果（層間変形角）を表4-1及び表4-2に示す。

なお、ケース1（基本ケース）並びに材料物性の不確かさを考慮するケース2, 3, 4, 5の条件等はV-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」に同じ。

表 4-1 建屋の最大層間変形角（NS 方向，ケース 1（基本ケース））

ケース 地震 階	ケース 1							
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
3F	1/3200	1/3810	1/6580	1/12600	1/11300	1/11900	1/11600	1/11100
2F	1/173	1/258	1/676	1/6900	1/3150	1/6090	1/3430	1/2540
1F	1/222	1/434	1/887	1/6180	1/4970	1/5780	1/5020	1/2720
B1F	1/734	1/1390	1/1310	1/5240	1/5000	1/5050	1/4880	1/1810

注：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

表 4-2 建屋の最大層間変形角（NS 方向，ケース 2, 3, 4, 5）

ケース 地震 階	ケース 2		ケース 3		ケース 4		ケース 5	
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
3F	1/3830	1/3540	1/2840	1/3330	1/4360	1/4420	1/1910	1/2380
2F	1/197	1/223	1/169	1/257	1/225	1/277	1/180	1/266
1F	1/253	1/432	1/208	1/437	1/194	1/390	1/208	1/438
B1F	1/925	1/1910	1/531	1/794	1/808	1/1960	1/700	1/1230

注：ハッチングは Ss-1 又は Ss-2 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

別紙5 古安田層の極限支持力度の設定について

目 次

1. 検討概要	別紙6-1
2. 極限支持力の算定方法	別紙6-1
3. 極限支持力の算定結果	別紙6-2

1. 検討概要

サービス建屋の基礎底面接地圧の許容限界として用いる支持地盤の極限支持力度の算定方法とその算定結果について示す。

なお、サービス建屋底面の支持地盤は西山層となっているが、周辺部の一部に古安田層が介在していることから、支持地盤を保守的に古安田層と仮定し支持力度を算定する。

2. 極限支持力度の算定方法

支持地盤の極限支持力度 q_u は、建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会，2001 改定，以下「基礎指針」という。）に示される式(1)を用いて求める。

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c) + (i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma) + (i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \dots (1)$$

ここで、

q_u	: 単位面積当たりの極限鉛直支持力（極限支持力度：kN/m ² ）
c	: 支持地盤の粘着力（kN/m ² ）
γ_1	: 支持地盤の単位体積重量（kN/m ³ ）
γ_2	: 根入れ部分の土の単位体積重量（kN/m ³ ） （ γ_1 ， γ_2 には、地下水位以下の場合，水中単位体積重量を用いる。）
B	: 基礎幅（短辺幅）（m）
D_f	: 建屋の根入れ深さ（m）
N_c ， N_γ ， N_q	: 支持力係数（基礎指針の表 5.2.1 参照）
α ， β	: 基礎の形状係数（基礎指針の表 5.2.2 参照）
η	: 基礎の寸法効果による補正係数
i_c ， i_γ ， i_q	: 荷重の傾斜に対する補正係数

なお、式(1)の第二項（寸法効果の項）は、支持地盤の内部摩擦角 $\phi = 0$ （すなわち、 $N_\gamma = 0$ ）とすることから無視される。

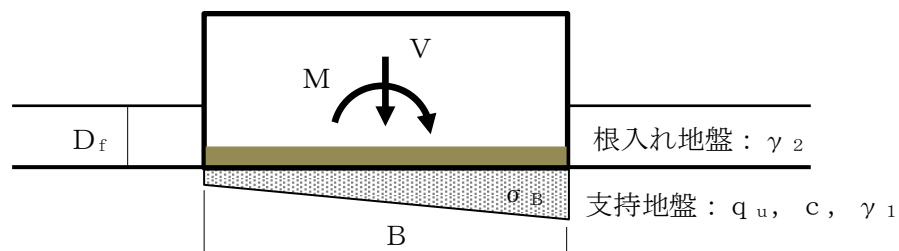


図 2-1 建屋の設置状況の概念図

(V ， M ， σ_B ：基礎底面に生じる鉛直力，転倒モーメント及び接地圧)

3. 極限支持力度の算定結果

基礎指針に示される式(1)に基づき、支持地盤の極限支持力度を算定する。その算定に用いる定数・諸元の設定値を表3-1に示す。

このうち、粘着力 c は、V2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す、下式の古安田層のピーク強度 C_u を用いる。

$$C_u = 238 + 0.407 \cdot P \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、

- C_u : 古安田層のピーク強度 (kN/m²)
- P : 平均有効拘束圧 (kN/m²) ただし、 $P = (2\sigma_h + \sigma_v) / 3$ (3成分の平均値)
- σ_h : 水平成分の地中応力 (側圧: kN/m²)
- σ_v : 上載圧 (鉛直成分: kN/m²)

以上の各種の定数・諸元の設定値を式(1)に代入して得られた古安田層の極限支持力度の算定結果を表3-2に示す。

表3-1 古安田層の極限支持力度の算定に用いる定数・諸元の設定値 (1/2)

	支持地盤		根入れ地盤	建屋・基礎		
	粘着力 c (C_u) (kN/m ²)	単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	基礎幅		根入れ深さ D_f (m)
				B (m)	L (m)	
設定値	267	17.30	17.30 (7.49)	34.0	73.0	6.9
備考	古安田層		古安田層	短辺	長辺	基礎底面まで

注*: ()内は地下水位以下の場合 (水中単位体積重量)

表3-1 古安田層の極限支持力度の算定に用いる定数・諸元の設定値 (2/2)

	支持力係数*			基礎の形状係数* (長方形の場合)		寸法効果による 補正係数* η	荷重の傾斜 に対する補正係数		
	N_c	N_γ	N_q	α	β		i_c	i_γ	i_q
	設定値	5.1	0.0	1.0	1.09	0.41	0.31	1.0	0.0
備考	内部摩擦角 $\phi = 0$ の場合			$1.0 +$ $0.2 \cdot B/L$	$0.5 -$ $0.2 \cdot B/L$	$(B/B_0)^{-(1/3)}$ $B_0 = 1.0$	荷重の傾斜角 $\theta = 0$ の場合		

注*: Bは基礎の短辺幅, Lは基礎の長辺幅, B_0 は基準幅

表3-2 古安田層の極限支持力度の算定結果

	式(1)による計算結果			極限 支持力度 q_u (kN/m ²)
	第一項 ($i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c$)	第二項 ($i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma$)	第三項 ($i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$)	
計算値	1480	0	50	1530

緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書に係る補足説明資料

1. 工事計画添付資料に係る補足説明資料

V-2-8-4-5「緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 緊急時対策所遮蔽のスラブの耐震性評価

別紙2 屋根スラブ設置に伴う躯体の構造健全性について

(参考資料1) 計算機プログラム(解析コード)の概要

別紙 1 緊急時対策所遮蔽のスラブの耐震性評価

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 評価方針	別紙 1-2
3. 振動特性の確認	別紙 1-3
3.1 解析方針	別紙 1-3
3.2 固有値解析結果	別紙 1-9
4. 応答増幅の影響評価	別紙 1-12
4.1 評価方法	別紙 1-12
4.2 応力解析方法	別紙 1-15
4.3 評価結果	別紙 1-18

別紙 1-1 屋根スラブを支持する各部材の構造健全性について

1. 概要

本資料は、V-2-8-4-5「緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」におけるスラブの鉛直地震力に対する耐震評価を補足的に説明するものである。

2. 評価方針

緊急時対策所遮蔽を構成するスラブは遮蔽性及び気密性を維持するための構成部材の一つであり、基準地震動 S_s による地震力に対し機能維持が求められている。

地震時の機能維持の確認では、当該スラブは十分に剛であるとし、地震荷重は質点系モデルにおいて、当該スラブが位置する質点の鉛直方向の応答値を用いている。

ここでは、耐震壁及び大ばりで囲まれたスラブのうち、スラブのスペンから判断して、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価部位として、当該スラブの支持条件を適切にモデル化した 3 次元 FEM モデルを用いた固有値解析により当該スラブの振動特性を確認し、1 次固有振動数が 20Hz を下回る場合には、当該スラブの応答増幅について影響評価を行う。

3. 振動特性の確認

3.1 解析方針

評価対象部位の振動性状の確認は、3次元FEMモデルを用いた固有値解析により行う。

床スラブ及び天井スラブについては、図3-1に示す耐震壁及び大ばりで囲まれたスラブのうち、スラブのスパンから判断して、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。また、大ばりについても幅の半分をモデル化し、はりの柔性の影響を考慮する。解析モデルに使用するFEM要素は、形状及び厚さを踏まえたシェル要素とする。境界条件は、V-2-8-4-5「緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」では、はり若しくは耐震壁に支持されている状況に応じ、四辺固定版または両端固定はりとしてモデル化している。本検討における境界条件は、耐震壁で支持されている範囲は固定とし、下部に壁がない大ばり及び鉄筋コンクリート造の小ばりは、鉛直変位方向のみ自由とする。床スラブの解析モデルの節点数は143、シェル要素数は120、はり要素数は44、天井スラブの解析モデルの節点数は130、シェル要素数は108、はり要素数は42である。固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。

屋根スラブについては、図3-1に示す鉄骨小ばりで囲まれたスラブのうち、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。また、屋根スラブ、立上り壁、鉄骨小ばりは、形状及び厚さを踏まえたシェル要素とし、屋根スラブと鉄骨小ばりの上フランジは剛なばりで緊結する。鉄骨小ばりの端部と立上り壁は鉛直変位及び水平変位が同一となるようにする。屋根スラブは短辺方向へ連続性を考慮する。解析モデルの節点数は929、シェル要素数は802、はり要素数は58である。固有値解析には、解析コード「DIANA」を用いる。

使用材料の物性値を表3-1及び表3-2に、解析モデルを図3-2に示す。

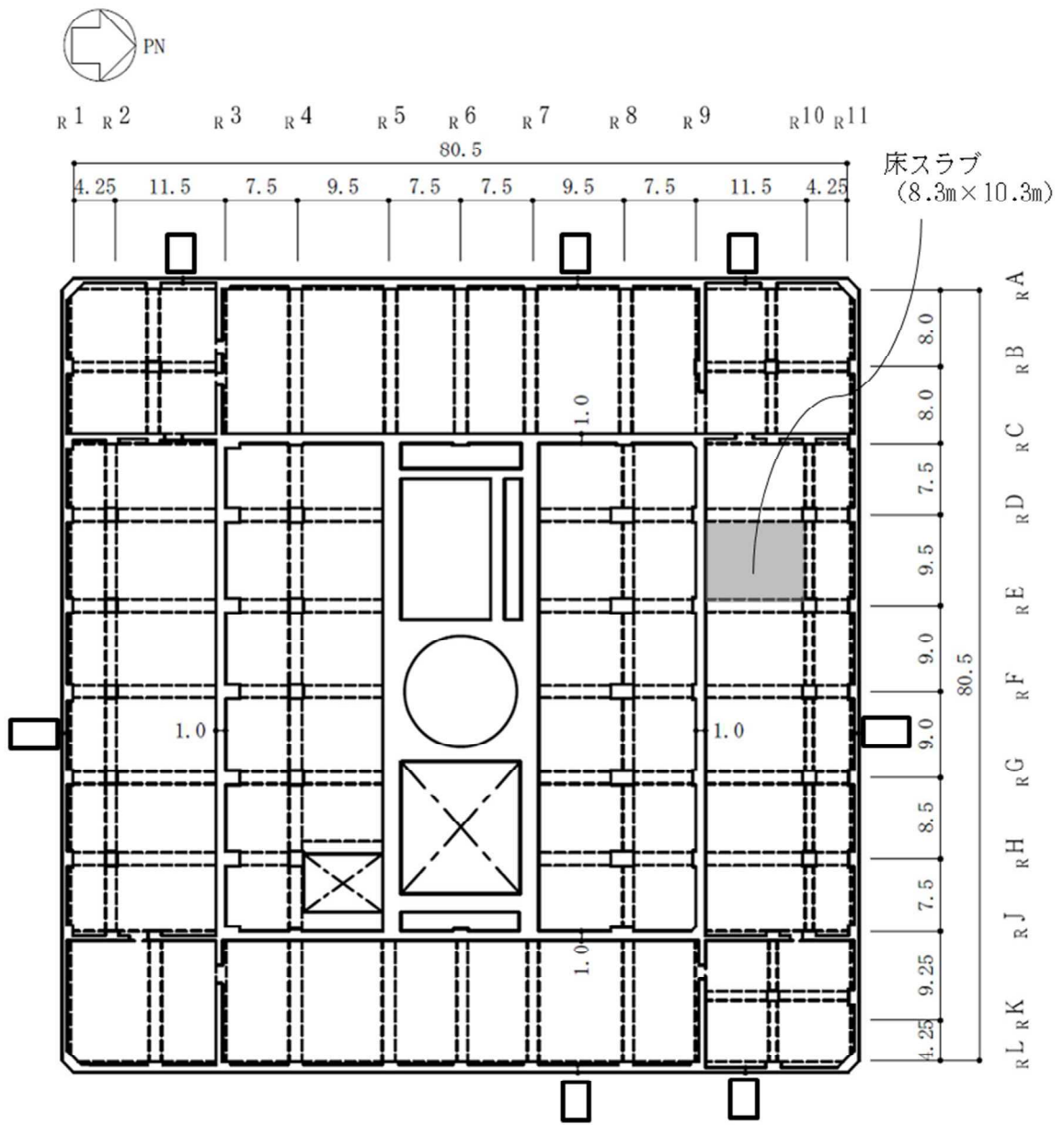
表3-1 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.48 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの実強度（ 31.3 N/mm^2 ）に基づく

表3-2 鉄骨の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SN490
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

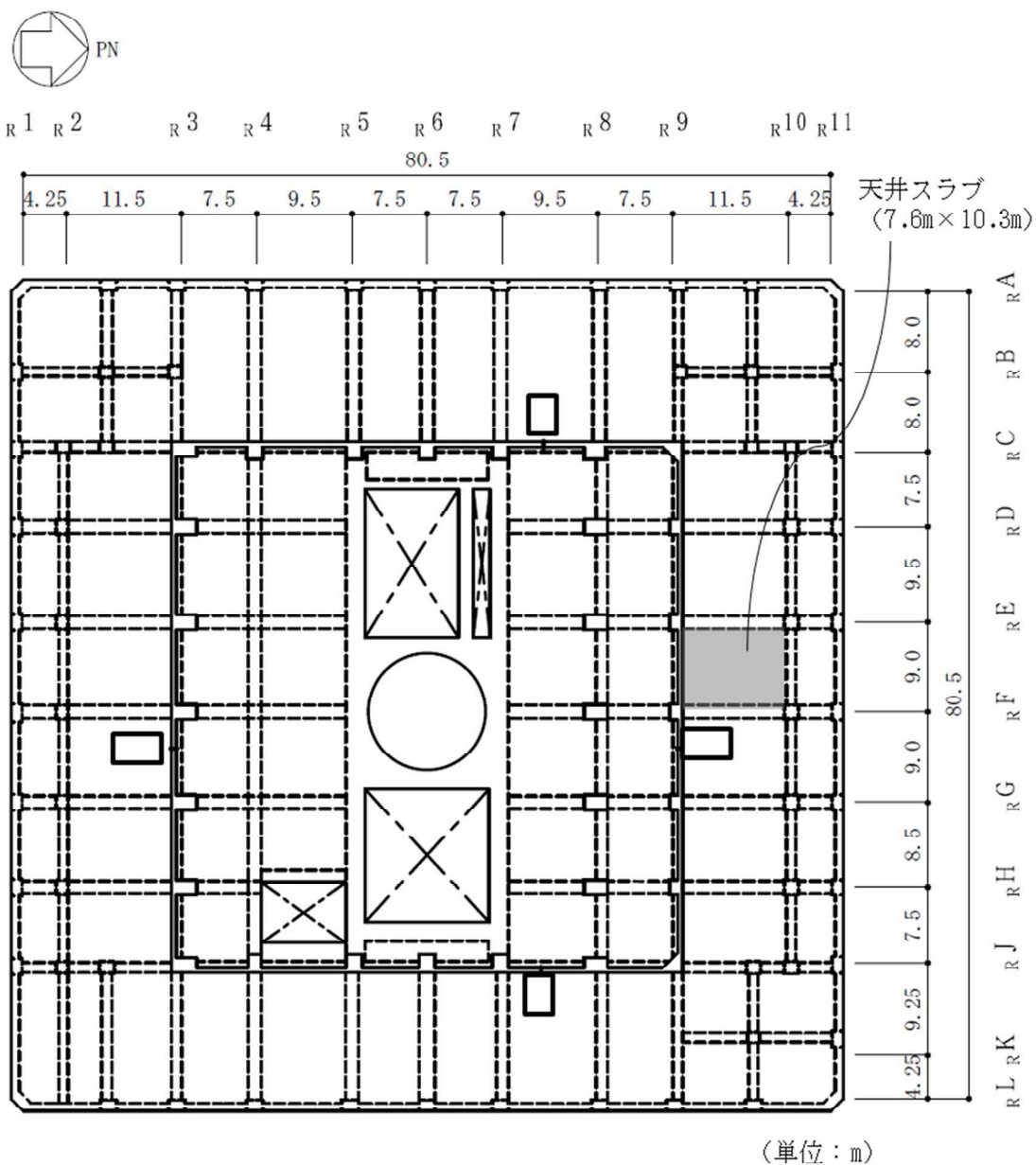


(単位 : m)

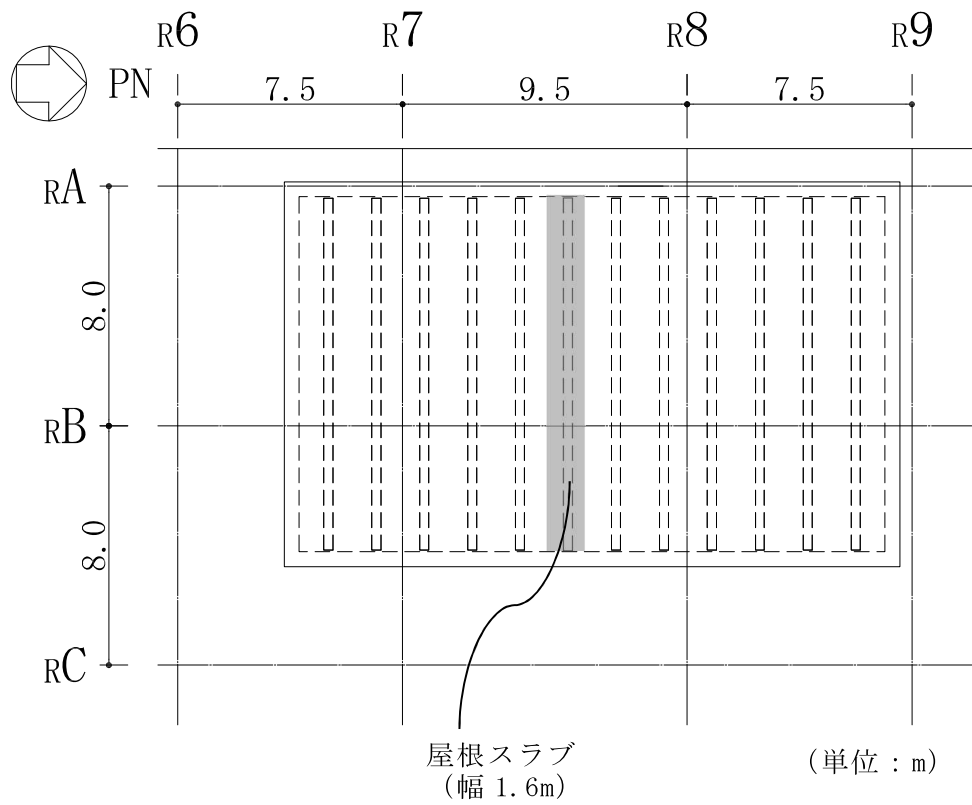
(a) 緊急時対策所 床スラブ

(5号機原子炉建屋 3F, T.M.S.L. 27.8m)

図 3-1 スラブの評価を記載する部材の位置 (1/3)

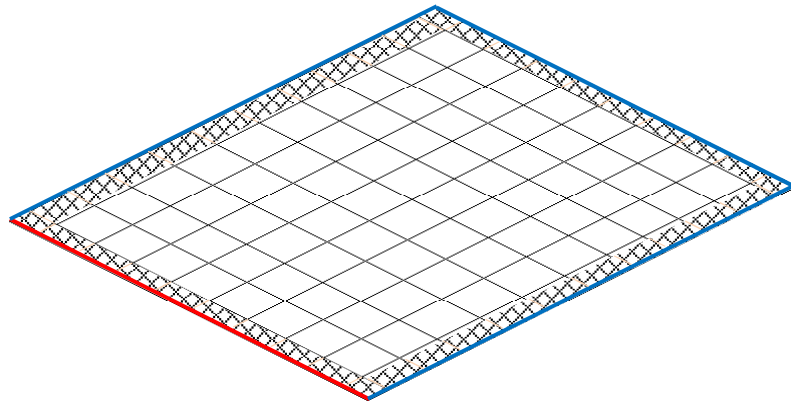


(b) 緊急時対策所 天井スラブ
 (5号機原子炉建屋 4F, T.M.S.L. 33.0m)
 図3-1 スラブの評価を記載する部材の位置 (2/3)

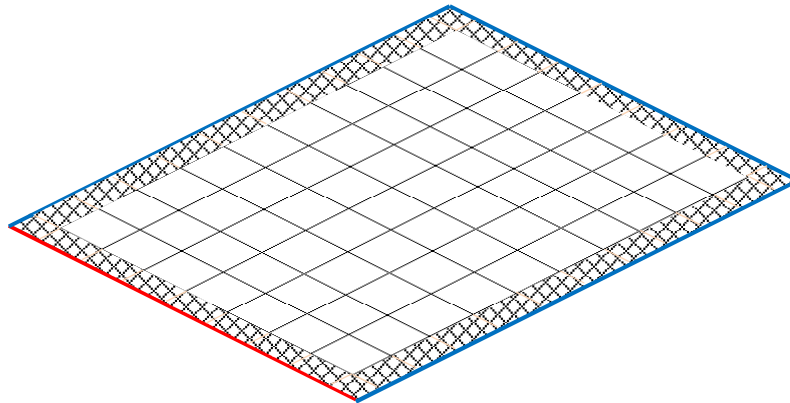


(c) 緊急時対策所 屋根スラブ

図 3-1 スラブの評価を記載する部材の位置 (3/3)



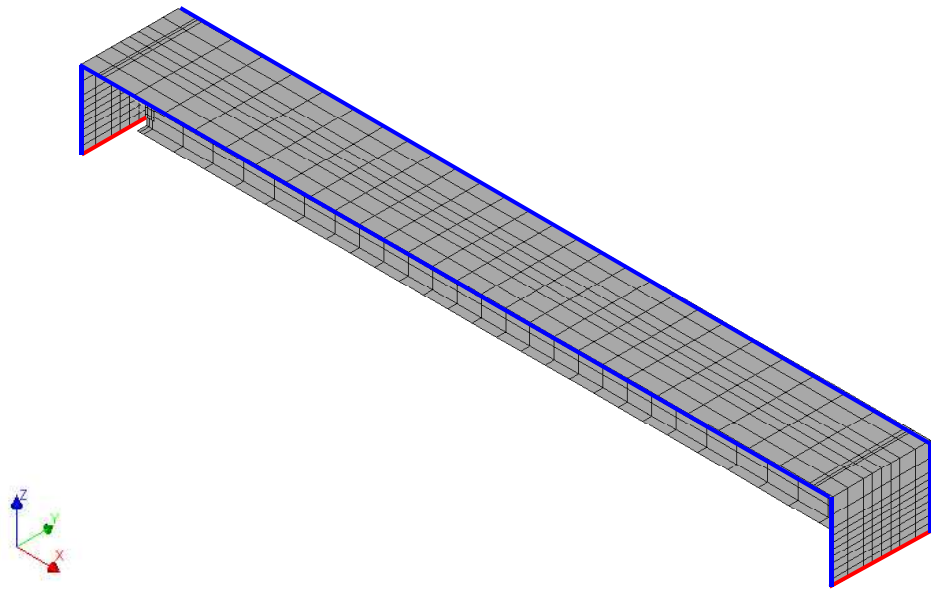
(a) 緊急時対策所床スラブ (5号機原子炉建屋 3F, T.M.S.L. 27.8m)



(b) 緊急時対策所天井スラブ (5号機原子炉建屋 4F, T.M.S.L. 33.0m)

— : 固定 — : 鉛直変位方向のみ自由 (ハッチング部ははりの範囲を示す)

図 3-2 解析モデル図 (1/2)



(c) 緊急時対策所屋根スラブ

— : 固定 — : 対称境界

図 3-2 解析モデル図 (2/2)

3.2 固有値解析結果

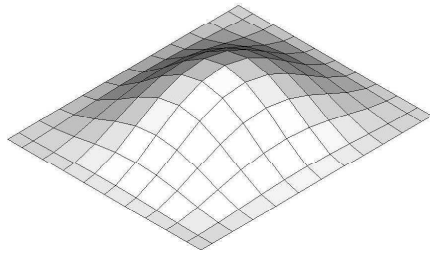
床スラブ，天井スラブ及び屋根スラブの固有振動数を表 3-3 に，モード図を図 3-3 に示す。

1 次固有振動数が 20Hz を下回るスラブについては応答増幅の影響評価を行うこととする。

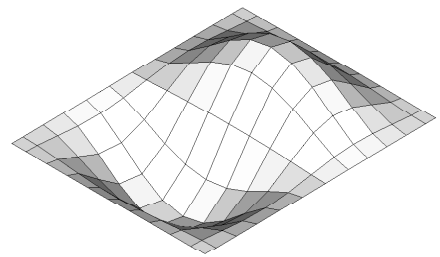
表 3-3 床スラブ，天井スラブ及び屋根スラブの固有振動数

部位	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
床スラブ	1 次	18.11	4.699	20Hz を下回る
	2 次	31.85	0.365	
	3 次	39.55	-0.000	
天井スラブ	1 次	14.58	4.574	20Hz を下回る
	2 次	24.77	0.173	
	3 次	32.75	-0.006	
屋根スラブ	1 次	15.81	-5.373	20Hz を下回る
	2 次	36.26	-0.000	
	3 次	55.02	-0.000	

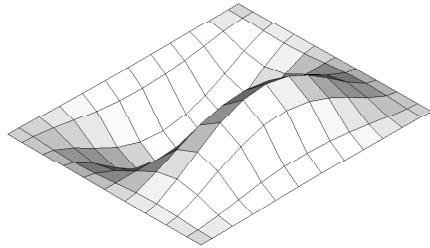
注記*：一般化質量の値が 1.0 になるように正規化した値を示す。



1次 : 18.11 Hz

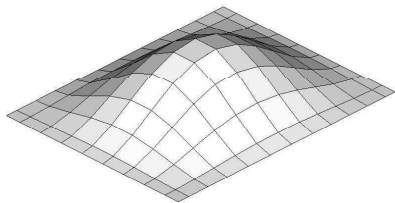


2次 : 31.85 Hz

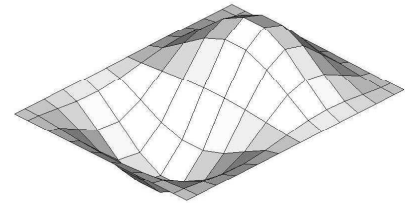


3次 : 39.55 Hz

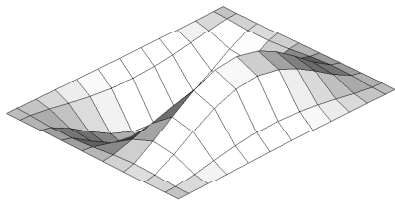
(a) 緊急時対策所床スラブ



1次 : 14.58 Hz



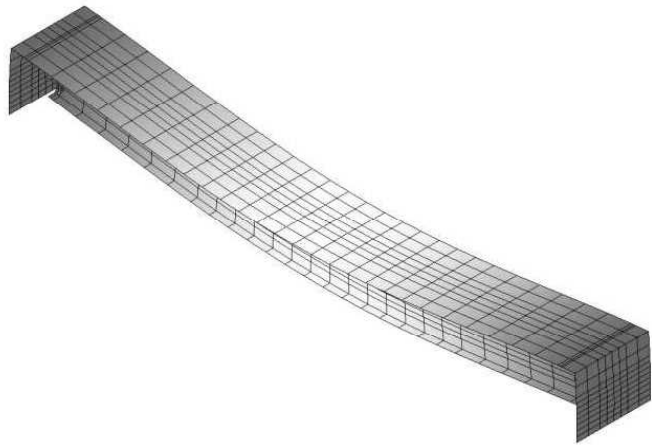
2次 : 24.77 Hz



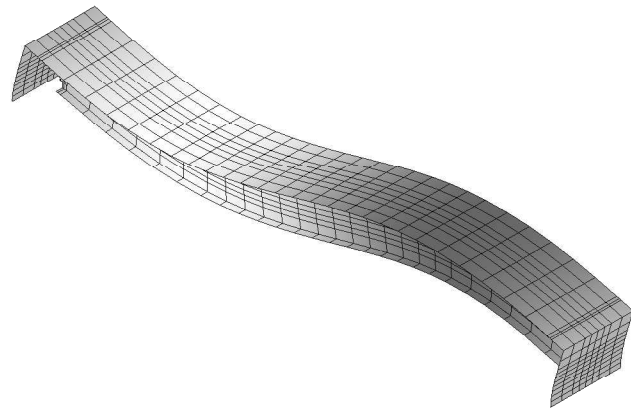
3次 : 32.75 Hz

(b) 緊急時対策所天井スラブ

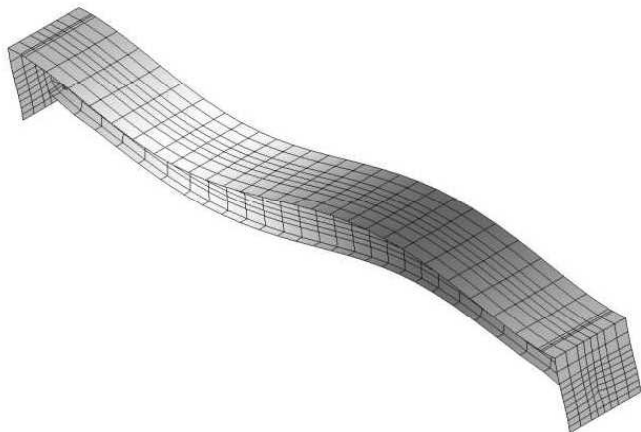
図 3-3 モード図 (1/2)



1 次 : 15.81 Hz



2 次 : 36.26 Hz



3 次 : 55.02 Hz

(c) 緊急時対策所屋根スラブ

図 3-3 モード図 (2/2)

4. 応答増幅の影響評価

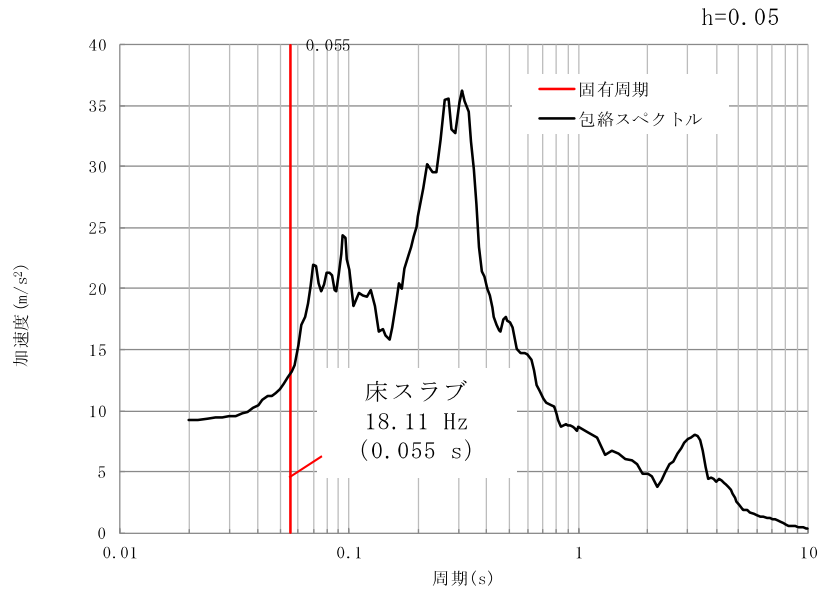
固有値解析の結果，1次固有振動数が20Hzを下回るスラブについて，振動特性を踏まえ鉛直方向の応答増幅による影響評価を行う。

4.1 評価方法

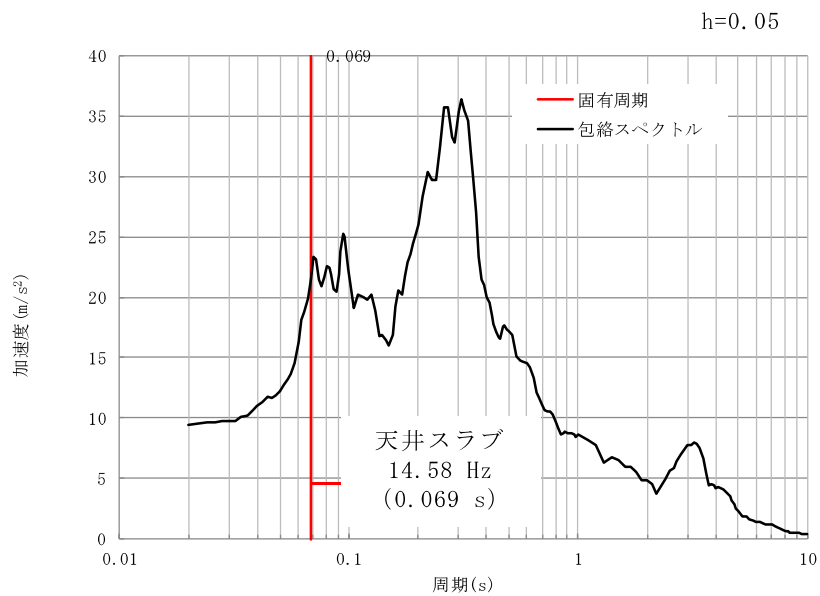
鉛直方向の応答増幅の影響評価にあたっては，評価対象が位置する質点の加速度応答スペクトルより，評価対象の1次固有振動数に相当する応答加速度から鉛直震度を算出し，その鉛直震度を用いて得られた応力により影響評価を行う。評価にあたっては，材料物性の不確かさを考慮する。

影響評価を行うスラブにおいて，基準地震動 S_s （鉛直方向）に対する評価対象が位置する質点の加速度応答スペクトル図より，スラブの1次固有振動数相当の最大加速度を求め，この最大応答加速度を重力加速度で除すことにより鉛直震度を算出する。

評価対象が位置する質点の鉛直方向の減衰定数5%の加速度応答スペクトルを図4-1に，それらより算出した鉛直震度を表4-1に示す。



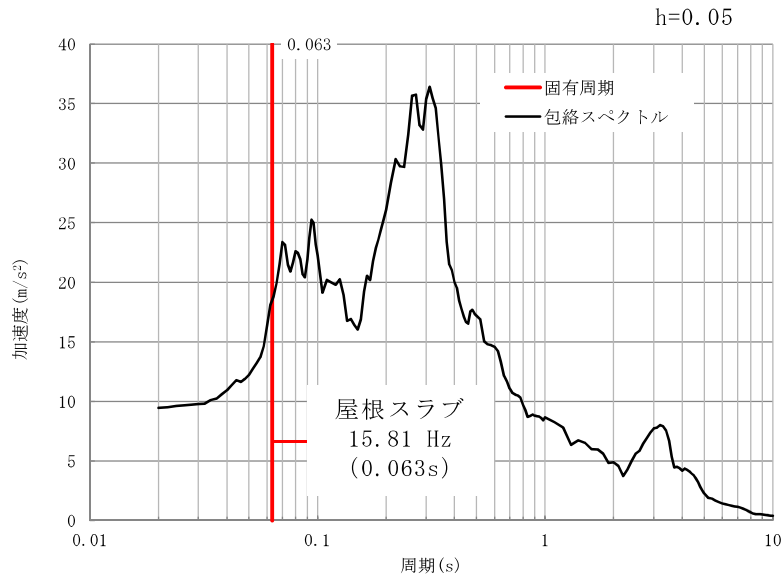
(a) 床スラブ (5号機原子炉建屋 3F T.M.S.L. 27.8m)



(b) 天井スラブ (5号機原子炉建屋 4F T.M.S.L. 33.0m)

注：図中の包絡スペクトルは，材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものである。

図 4-1 評価対象が位置する質点の鉛直方向の加速度応答スペクトル (鉛直方向) (1/2)



(c) 屋根スラブ

注：図中の包絡スペクトルは，材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものである。

図 4-1 評価対象が位置する質点の
鉛直方向の加速度応答スペクトル
(鉛直方向) (2/2)

表 4-1 1次固有振動数を考慮した鉛直震度

項目	床スラブ (3F)	天井スラブ (4F)	屋根スラブ (4F)
1次固有振動数における加速度応答スペクトルの値 (m/s ²)	13.0	22.1	18.5
上記のスペクトルの値から算出した鉛直震度 (長期荷重を含む)	2.32	3.25	2.89

4.2 応力解析方法

(1) 荷重ケース

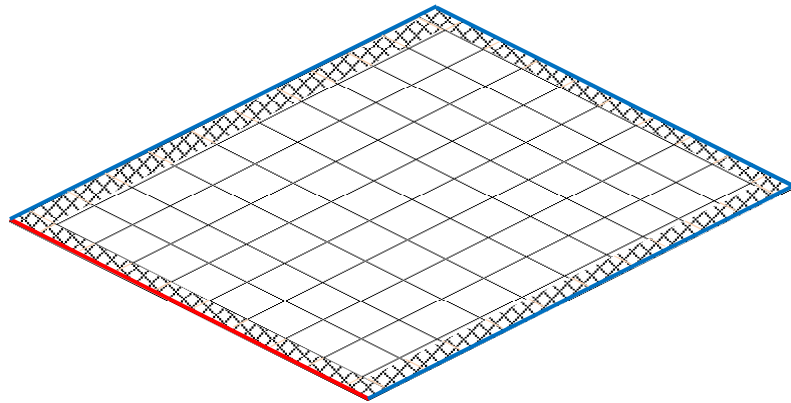
作用荷重のうち地震荷重は，固定荷重及び積載荷重と同じ下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため，鉛直下向きの場合のみを考慮する。

(2) 発生応力の算出

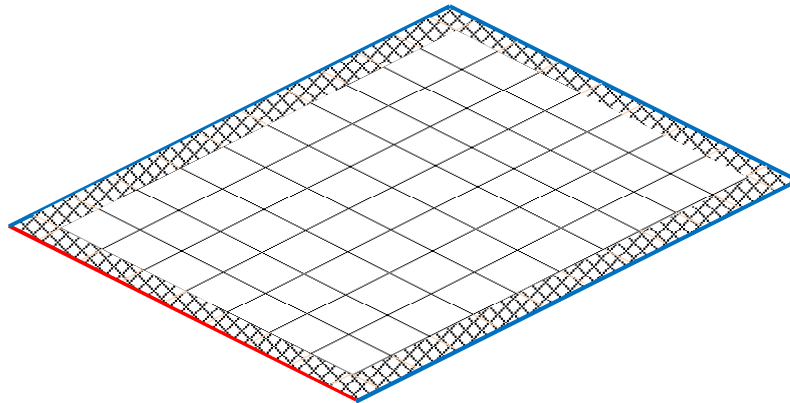
S s 地震時の発生応力は，表 4-1 の鉛直震度を用いて，固定荷重，積載荷重及び積雪荷重を係数倍することで算出する。なお，床スラブ及び天井スラブは，3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析で算出する。解析には「MSC NASTRAN」を用いる。

解析モデルに使用する FEM 要素は，形状及び厚さを踏まえたシェル要素とする。境界条件は，耐震壁で支持されている範囲は固定とし，下部に壁がない大ばり及び鉄筋コンクリート造の小ばりは，鉛直変位方向のみ自由とする。解析モデルの節点数及び要素数は，固有値解析の解析モデルと同様である。

床スラブ及び天井スラブのモデル図を図 4-2 に示す。鉛直震度より算出した端部曲げモーメント，中央部曲げモーメント及びせん断力を表 4-2 に示す。



(a) 緊急時対策所床スラブ (5号機原子炉建屋3F, T.M.S.L. 27.8m)



(b) 緊急時対策所天井スラブ (5号機原子炉建屋4F, T.M.S.L. 33.0m)

— : 固定 — : 鉛直変位方向のみ自由 (ハッチング部ははりの範囲を示す)

図4-2 解析モデル図(1/2)

表 4-2 鉛直震度より算出した端部曲げモーメント，中央部曲げモーメント及びせん断力

部位	検討用 鉛直震度	方向	端部 曲げモーメント M (kN・m/m)	中央部曲げ モーメント M (kN・m/m)	せん断力 Q (kN/m)
床スラブ	2.32	短辺 (EW)	286.4	209.3	311.8
天井スラブ	3.25	短辺 (EW)	358.0	305.2	431.9
屋根スラブ	2.89	短辺 (NS)	10.6	5.3	39.9

4.3 評価結果

床スラブ、天井スラブ及び屋根スラブについて、鉛直震度を乗じた発生応力に対する評価結果を表 4-3 に示す。スラブの増幅を考慮した場合においても、発生応力が「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)制定」に基づく許容限界を超えないことを確認した。

表 4-3 評価結果(1/2)


部位		床スラブ	天井スラブ
方向		短辺 (EW)	短辺 (EW)
厚さ t (mm)		600	
有効せい d (mm)		540	440
配筋	上ば筋	D29@200 (3210mm ² /m)	D29@200 (3210mm ² /m)
	下ば筋	D29@200 (3210mm ² /m)	D29@200 (3210mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	286.4	358.0
	許容限界 M _A (kN・m/m)	523.3	426.4
	検定値 M/M _A	0.55	0.84
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	311.8	431.9
	せん断スパン比による割増し係数 α	1.48	1.39
	許容限界 Q _A (kN/m)	755.2	578.0
	検定値 Q/Q _A	0.42	0.75
判定		可	可

表 4-3 評価結果 (2/2)

部位		屋根スラブ
方向		短辺 (NS)
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		<input type="text" value=""/> × 1000
有効せい d (mm)		429
配筋	上ば筋	D13@200 (635mm ² /m)
	下ば筋	D13@200 (635mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	10.6
	許容限界 M_A (kN・m/m)	82.2
	検定値 M/M_A	0.13
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	39.9
	せん断スパン比による割増し係数 α	1.00
	許容限界 Q_A (kN/m)	405.4
	検定値 Q/Q_A	0.10
判定		可

別紙 1-1 屋根スラブを支持する各部材の構造健全性について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 評価方針	別紙 1-1-2
3. 応力解析による評価方法	別紙 1-1-5
3.1 鉄骨はり及び鉄骨はり接合部の評価	別紙 1-1-5
3.2 立ち上がり壁の評価	別紙 1-1-7
3.3 頭付きスタッドの評価	別紙 1-1-8
4. 断面の評価方法	別紙 1-1-10
4.1 鉄骨はり及び接合部（ボルト，ガセットプレート）の評価	別紙 1-1-10
4.2 立ち上がり壁の評価	別紙 1-1-12
4.3 接合部（アンカー）の評価	別紙 1-1-13
4.4 頭付きスタッドの評価	別紙 1-1-15
5. 評価結果	別紙 1-1-16

1. 概要

緊急時対策所遮蔽を構成する屋根スラブは、5号機原子炉建屋 4F天井スラブ(T. M. S. L. 33.0m) の上に位置しており、緊急時対策所遮蔽の一部を構成している。本資料は、屋根スラブを支持する各部材の構造健全性について確認するものである。

2. 評価方針

屋根スラブは、鉄骨はりコンクリートの立ち上がりを経て、既設建屋が支持する構造となっている。また、屋根スラブは頭付きスタッドにより鉄骨はり一体の構造となっている。屋根スラブは、緊急時対策所設置に伴い新たに設置するものであるため、屋根スラブを支持する各部材の構造健全性について確認を行う。屋根スラブの平面図及び構成部材の概略断面図を図2-1及び図2-2に示す。各部材の許容応力度を表2-1～表2-5に示す。

各部材（鉄骨はり、鉄骨はり接合部、立ち上がり壁）の評価は、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。）を行い、各部材に発生する応力が許容限界を超えないことを確認する。それぞれの評価は、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」及びV-2-8-4-5「緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」の補足説明資料別紙1の結果を踏まえたものとする。なお、評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。

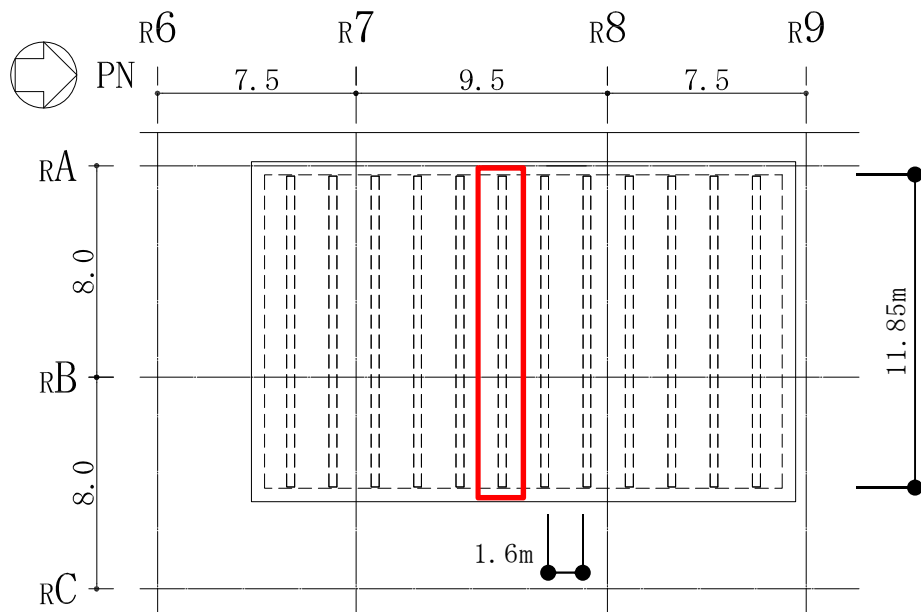


図2-1 屋根スラブ（対策本部）平面図

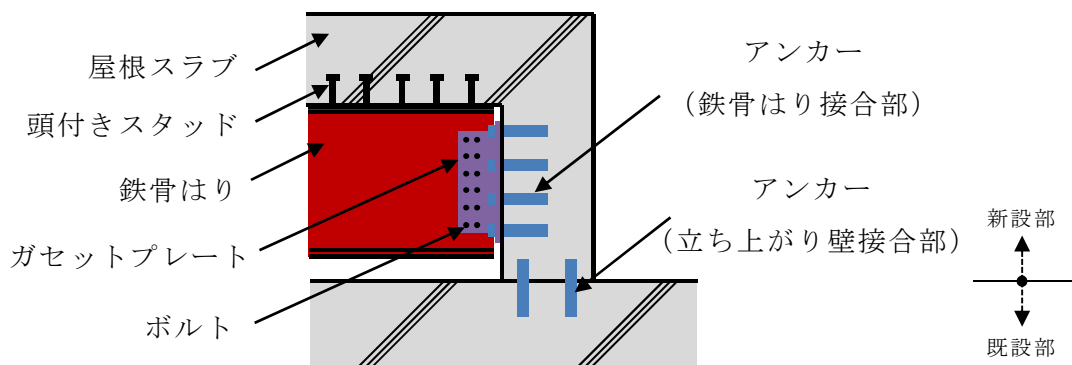


図2-2 屋根スラブ構成部材の概略断面図

表 2-1 コンクリートの短期許容応力度

(単位：N/mm²)

	設計基準強度 F _c	ヤング係数 E _c	圧縮	せん断
既設	23.5	24800	15.6	1.08
新設	24	22700	16.0	1.09

注：既設の剛性はコンクリートの実強度（31.3N/mm²）に基づく。

表 2-2 鉄筋の短期許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び圧縮
SD345	345

表 2-3 鋼材の弾性限強度

(単位：N/mm²)

材 料		板 厚	基準強度 F 値	弾性限強度	
				曲げ*	せん断*
構造用 鋼材	SS400 SN400	t ≤ 40 mm	235	258	149
	SN490	t ≤ 40 mm	325	357	206

注記*：「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。）に基づき、F 値に 1.1 倍の割増しを考慮する。

表 2-4 ボルトの許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	せん断
F10T	225（1面摩擦）

表 2-5 頭付きスタッドの許容応力度
(単位：N/mm²)

種別	降伏強度
頭付きスタッド	235

3. 応力解析による評価方法

3.1 鉄骨はり及び鉄骨はり接合部の評価

鉄骨はりは、両端ピンの単純はりとしてモデル化し、鉛直方向の地震荷重に対して評価する。鉄骨はりの接合部（ボルト、ガセットプレート、アンカー）は、鉄骨はりの端部に発生する応力を用いて評価する。

鉄骨はりにかかる鉛直方向の地震荷重は、屋根スラブの荷重のうち鉄骨はりの負担幅を考慮した荷重及び鉄骨はりの自重に鉛直震度を乗じて算定する。固定荷重を表 3-1 に、積載荷重を表 3-2 に、積雪荷重を表 3-3 に示す。作用荷重のうち地震荷重は、固定荷重及び積載荷重と同じ下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため、地震荷重は鉛直下向きの場合のみを考慮する。地震荷重の算定に用いる鉛直震度は、V-2-8-4-5「緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」の補足説明資料別紙 1 表 4-1 に示すとおり、応答増幅による影響を考慮して、1 次固有振動数に相当する応答加速度から算出した鉛直震度とする。

発生応力の算定式は次式のとおり。解析モデルを図 3-1、鉄骨はりにかかる鉛直方向の地震荷重より算出したモーメント及びせん断力を表 3-4 に示す。

表 3-1 固定荷重

部位	固定荷重 (kN/m)
鉄骨はり	23.2

表 3-2 積載荷重

部位	積載荷重 (kN/m)
鉄骨はり	3.2

表 3-3 積雪荷重

外力の状態	積雪荷重 (kN/m)
地震時	3.6

(両端ピン)

- ・ 中央部曲げモーメント (M)

$$M = \frac{1}{8} w \cdot \ell^2$$

- ・ せん断力 (Q)

$$Q = \frac{1}{2} w \cdot \ell$$

ここで,

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

ℓ : 有効スパン (m)

w : 単位面積あたりの荷重 (kN/m²)

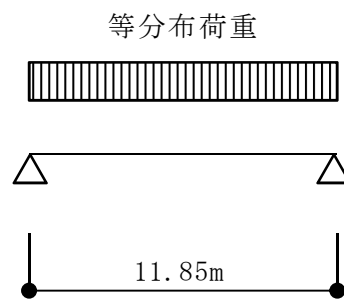


図 3-1 解析モデル (鉄骨はり)

表 3-4 鉛直方向の地震荷重より算出したモーメント及びせん断力

部位	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 Q (kN)
鉄骨はり	1522	514

3.2 立ち上がり壁の評価

立ち上がり壁は、屋根スラブ及び立ち上がり壁の架構としてモデル化し、水平方向の地震荷重に対して評価する。解析モデルは、脚部を固定とし、部材芯にてモデル化する。

立ち上がり壁にかかる水平方向の地震荷重は、屋根スラブの荷重のうち鉄骨はりの負担幅を考慮した荷重、鉄骨はりの自重及び立ち上がり壁の自重に水平震度を乗じて算定する。地震荷重の算定に用いる水平震度は、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」の結果に基づき設定する。

立ち上がり壁は水平方向に対して鉄骨はりによって拘束されて一体で動くと考えられることから地震荷重は、鉄骨はりの中心位置に集中荷重として作用することとする。

解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。

解析モデルを図3-2、立ち上がり壁にかかる水平方向の地震荷重より算出したモーメント及びせん断力を表3-5に示す。

- ・立ち上がり壁にかかる水平方向の地震荷重（P）

$$P = k_H \times W$$

ここで、

k_H : 水平震度 (1.17)

W : 全重量の 1/2 (kN)

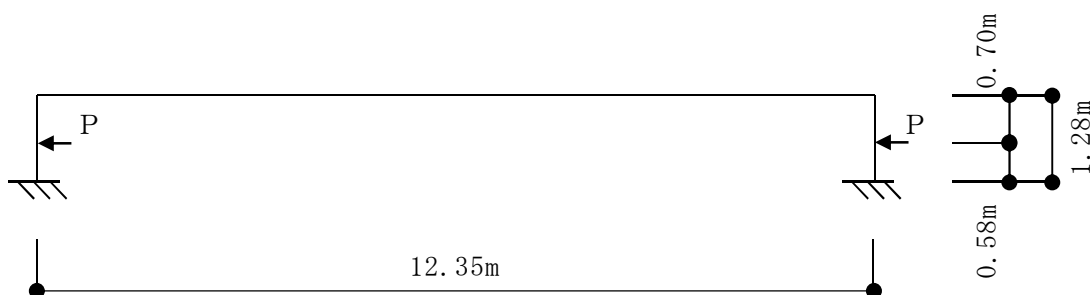


図3-2 解析モデル（立ち上がり壁）

表3-5 水平方向の地震荷重より算出したモーメント及びせん断力

部位	脚部 曲げモーメント M (kN・m)	脚部 せん断力 Q (kN)
立ち上がり壁	132	249

3.3 頭付きスタッドの評価

頭付きスタッドは、水平方向の地震荷重に対して評価する。頭付きスタッドにかかる水平方向の地震荷重は、屋根スラブの荷重のうち鉄骨はりでの負担幅を考慮した荷重に水平震度を乗じて算定する。固定荷重を表 3-6 に、積載荷重を表 3-7 に、積雪荷重を表 3-8 に示す。地震荷重の算定に用いる水平震度は、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」の結果に基づき設定する。

発生応力の算定式は次式のとおり。1 本の頭付きスタッドが負担する屋根スラブの範囲を図 3-3、水平方向の地震荷重より算出した 1 本の頭付きスタッドにかかるせん断力を表 3-9 に示す。

表 3-6 固定荷重

部位	固定荷重 (kN/m)
頭付きスタッド	20.8

表 3-7 積載荷重

部位	積載荷重 (kN/m)
頭付きスタッド	3.2

表 3-8 積雪荷重

外力の状態	積雪荷重 (kN/m)
地震時	3.6

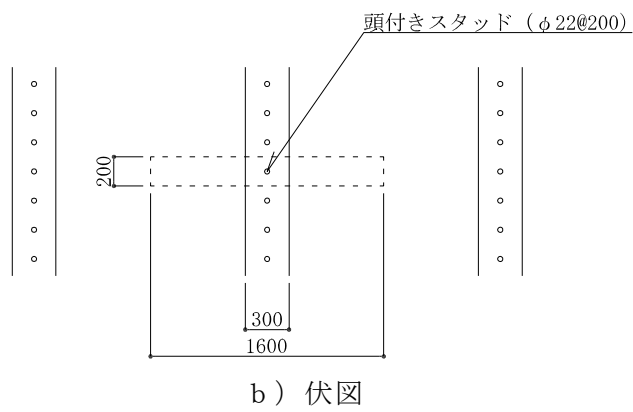
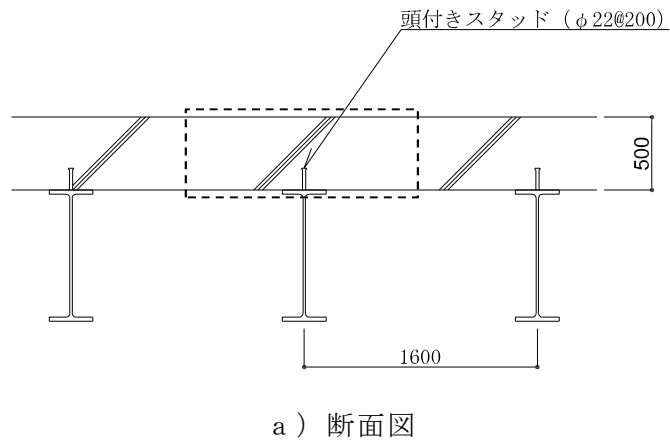
- ・頭付きスタッドにかかる水平方向の地震荷重 (P)

$$P = k_H \times W$$

ここで、

k_H : 水平震度 (1.17)

W : 負担幅を考慮した重量 (kN)



[- - -] 負担範囲

図 3-3 1本の頭付きスタッドが負担する屋根スラブの範囲

表 3-9 頭付きスタッドにかかるせん断力

部位	せん断力 Q (kN/本)
頭付きスタッド	6.46

4. 断面の評価方法

4.1 鉄骨はり及び接合部（ボルト，ガセットプレート）の評価

鉄骨はり及び接合部（ボルト，ガセットプレート）の評価は，評価対象部位に生じる応力が，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999 改訂）」の F 値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割増した上，次式(1)(2)(3)にて計算した許容限界を超えないことを確認する。

(1) 鉄骨はりの評価

- ・ 曲げ応力を受ける部材

$$\frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$$

ここで，

σ_b : 曲げ応力度 (=M/Z (N/mm²))

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_b : 鋼材の許容曲げ応力度 (N/mm²)

- ・ せん断応力を受ける部材

$$\frac{\tau}{f_s} \leq 1$$

ここで，

τ : せん断応力度 (=Q/A_w (N/mm²))

Q : せん断力 (N)

A_w : 部材のせん断断面積 (mm²)

f_s : 鋼材の許容せん断応力度 (N/mm²)

(2) 接合部（ボルト）の評価

$$Q_A = n \cdot f_s \cdot A$$

ここで，

Q_A : 許容せん断力 (N)

n : ボルト本数

f_s : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

A : ボルトの軸断面積 (mm²)

(3) 接合部（ガセットプレート）の評価

$$Q_A = f_s \cdot A$$

ここで、

Q_A : 許容せん断力 (N)

f_s : 鋼材の許容せん断応力度 (N/mm²)

A : 部材のせん断断面積 (mm²)

4.2 立ち上がり壁の評価

立ち上がり壁の評価は，評価対象部位に生じる応力が「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 制定）」（以下「RC-N 規準」という。）に基づき，次式(1)(2)にて計算した許容限界を超えないことを確認する。

(1) 短期許容曲げモーメント

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで，

- M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)
- a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)
- f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)
- j : 断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

(2) 短期許容せん断力

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで，

- Q_A : 許容面外せん断力 (N)
- b : 断面の幅 (mm)
- j : 断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)
- α : 許容せん断力の割増し係数
(2 を超える場合は 2，1 未満の場合は 1 とする。)
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- d : 断面の有効せい (mm)

4.3 接合部（アンカー）の評価

接合部（アンカー）の評価は、評価対象部位に生じる応力が「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010改訂）」に基づき次式で計算した許容限界を超えないことを確認する。

- ・アンカーの許容引張力

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a3})$$

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot \ell_{ce}$$

ここで、

p_a : アンカーボルト1本あたりの許容引張力 (N)

p_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本あたりの許容引張力 (N)

p_{a3} : アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本あたりの許容引張力 (N)

ϕ_1 : 低減係数で 1.0

ϕ_3 : 低減係数で 2/3

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

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

s_{ca} : アンカーボルトの断面積で軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値をとる。(mm²)

d_a : アンカーボルトの径 (mm)

ℓ_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋込長さで、 $\ell_{ce} = \ell_e - 2d_a$ とする。(mm)

ℓ_e : アンカーボルトの有効埋込長さ (mm)

τ_a : へりあき及びアンカーボルトのピッチを考慮したアンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm²)

・アンカーの許容せん断力

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

ここで、

q_a : アンカーボルト1本あたりの許容せん断力 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト1本あたりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト1本あたりの許容せん断力 (N)

ϕ_1 : 低減係数で 1.0

ϕ_2 : 低減係数で 2/3

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度で、 $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²)

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: アンカーボルトの断面積で軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値をとる。(mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

・組合わせ荷重

$$(p/p_a)^2 + (q/q_a)^2 \leq 1$$

ここで、

p : 引張力 (N)

q : せん断力 (N)

p_a : せん断がかからない場合の引張耐力 (N)

q_a : 引張がかからない場合のせん断耐力 (N)

4.4 頭付きスタッドの評価

頭付きスタッドの評価は、評価対象部位に生じる応力が「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改訂）」に基づき次式で計算した許容限界を超えないことを確認する。

・頭付きスタッドの許容せん断力

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

ここで、

q_a : 頭付きスタッド1本あたりの許容せん断力 (N)

q_{a1} : 頭付きスタッドのせん断強度により決まる場合の頭付きスタッド1本あたりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の頭付きスタッド1本あたりの許容せん断力 (N)

ϕ_1 : 低減係数で 1.0

ϕ_2 : 低減係数で 2/3

$s \sigma_{qa}$: 頭付きスタッドのせん断強度で、 $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²)

$s \sigma_y$: 頭付きスタッドの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 頭付きスタッドの断面積で軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値をとる。(mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

5. 評価結果

屋根スラブを支持する各部材の評価結果を表 5-1～表 5-5 に示す。各部材に発生する応力が許容限界を超えないことを確認した。

表 5-1 鉄骨はりの評価結果

部材	部材	鉄骨はり
	種別	H-900×300×16×28 SN490
曲げ	発生曲げモーメントM ($\times 10^6 \text{N}\cdot\text{mm}$)	1522
	断面係数Z ($\times 10^6 \text{mm}^3$)	8.99
	曲げ応力度 σ_b (N/mm^2)	169
	許容限界 f_b (N/mm^2)	357
	検定値 σ_b / f_b	0.48
せん断	発生せん断力Q ($\times 10^3 \text{N}$)	514
	せん断断面積A ($\times 10^3 \text{mm}^2$) *	12.1
	せん断応力度 τ (N/mm^2)	42
	許容限界 f_s (N/mm^2)	206
	検定値 τ / f_s	0.21

注記* ボルトの欠損を考慮。

表 5-2 鉄骨はり接合部の評価結果

部材	部材	接合部 ボルト	接合部 ガセットプレート*	接合部 アンカー
	種別	12-M22 F10T	t=16 SN400	16-M22 SS400
せん断	発生せん断力 Q (kN)	514	514	514
	許容限界 Q_A (kN)	818	1087	876
	検定値 Q/Q_A	0.63	0.48	0.59

注記* ボルトの欠損を考慮。

表 5-3 立ち上がり壁の評価結果

部材	部材	立ち上がり壁
	幅 (mm)	500
	有効せい d (mm)	423.5
	配筋	D22@200 (3096mm ²)
曲げ	発生曲げモーメント M (kN・m)	132
	許容限界 M_A (kN・m)	396
	検定値 M/M_A	0.34
せん断	発生せん断力 Q (kN)	249
	許容限界 Q_A (kN)	646
	検定値 Q/Q_A	0.39

表 5-4 立ち上がり壁接合部の評価結果

部材	部材	立ち上がり壁 アンカー
	種別	D22 (387mm ² /本)
曲げ	発生引張力 P (kN)	380
	許容限界 P _A (kN)	431
せん断	発生せん断力 Q (kN)	249
	許容限界 Q _A (kN)	1495
検定値 $(P/P_A)^2 + (Q/Q_A)^2$		0.81

表 5-5 頭付きスタッドの評価結果

部材	部材	頭付きスタッド
	種別	φ 22 (308.1mm ² /本)
せん断	発生せん断力 Q (kN)	6.46
	許容限界 Q _A (kN)	62.5
	検定値 Q/Q _A	0.11

別紙 2 屋根スラブ設置に伴う躯体の構造健全性について

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 基本方針	別紙 2-2
2.1 構造概要	別紙 2-2
2.2 評価方針	別紙 2-6
3. 地震応答解析による評価方法	別紙 2-8
4. 応力解析による評価方法	別紙 2-9
4.1 評価対象部位及び評価方針	別紙 2-9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	別紙 2-13
4.3 許容限界	別紙 2-16
4.4 解析モデル	別紙 2-18
4.5 評価方法	別紙 2-19
4.5.1 応力解析方法	別紙 2-19
4.5.2 はりの断面評価方法	別紙 2-19
5. 評価結果	別紙 2-20
5.1 地震応答解析による評価結果	別紙 2-20
5.2 応力解析による評価結果	別紙 2-22
6. まとめ	別紙 2-23

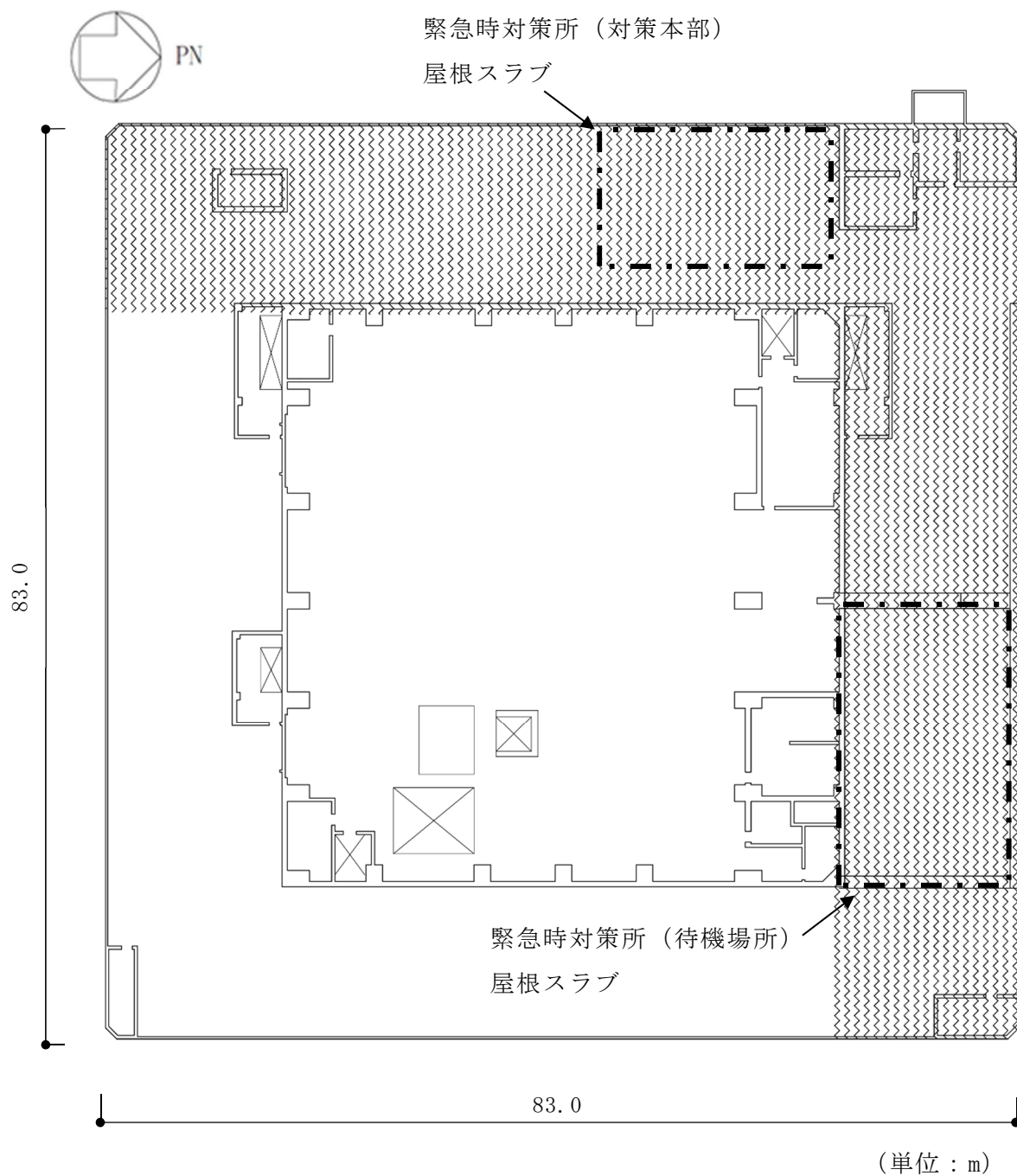
1. 概要

緊急時対策所遮蔽を構成する屋根スラブは、5号機原子炉建屋 4F天井スラブ(T. M. S. L. 33.0m) の上に位置しており、緊急時対策所遮蔽の一部を構成している。本資料は、屋根スラブの設置に伴う重量増加が5号機原子炉建屋躯体の構造健全性に与える影響について確認するものである。

2. 基本方針

2.1 構造概要

屋根スラブは、鉄骨はりとコンクリートの立ち上りを介して、建屋の耐震壁及びはりが支持する構造となっている。屋根スラブを含む緊急時対策所遮蔽の概略平面図、概略断面図及び屋根スラブの平面図を図 2-1～図 2-5 に示す。




 : 緊急時対策所遮蔽（床）

図 2-1 緊急時対策所遮蔽の概略平面図
(5号機原子炉建屋 4F, T.M.S.L. 33.0m)

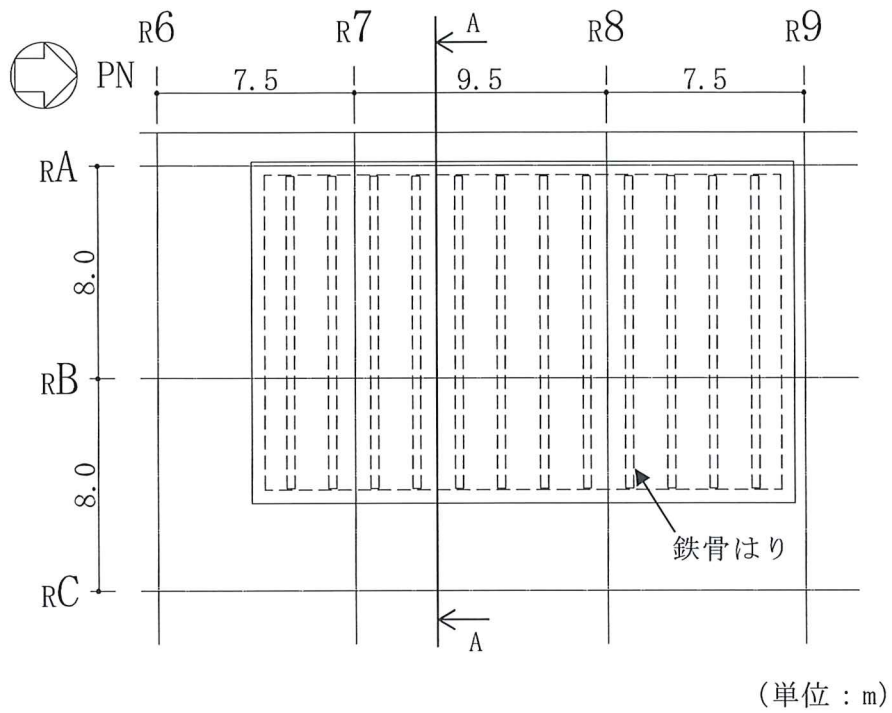
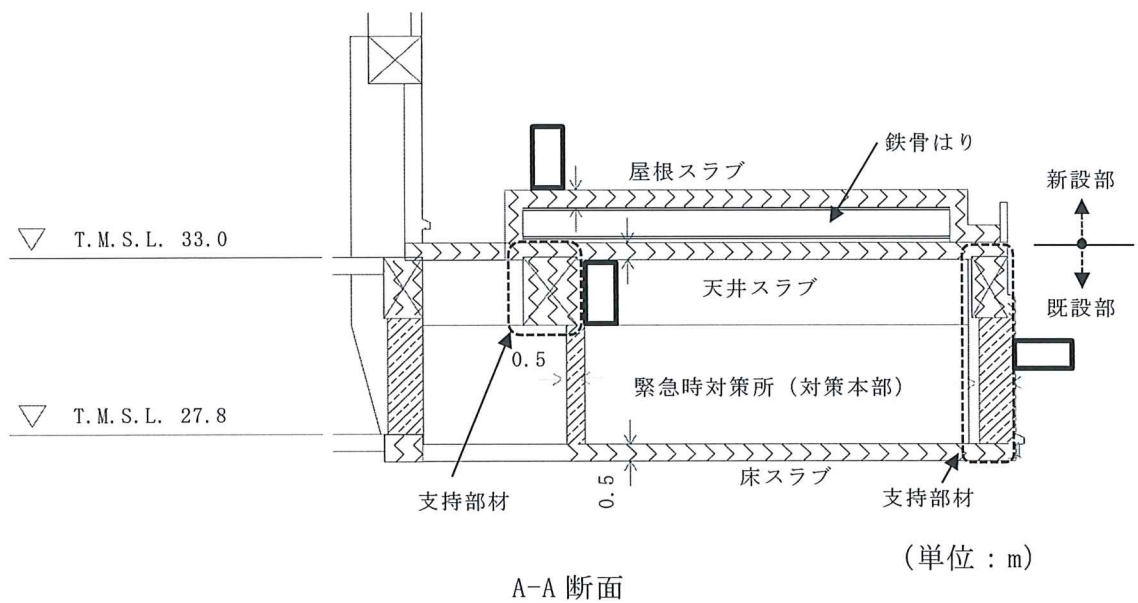


図 2-2 緊急時対策所（対策本部）屋根スラブの平面図



- : 緊急時対策所遮蔽（壁）
- : 緊急時対策所遮蔽（床）

図 2-3 緊急時対策所遮蔽（対策本部）の概略断面図

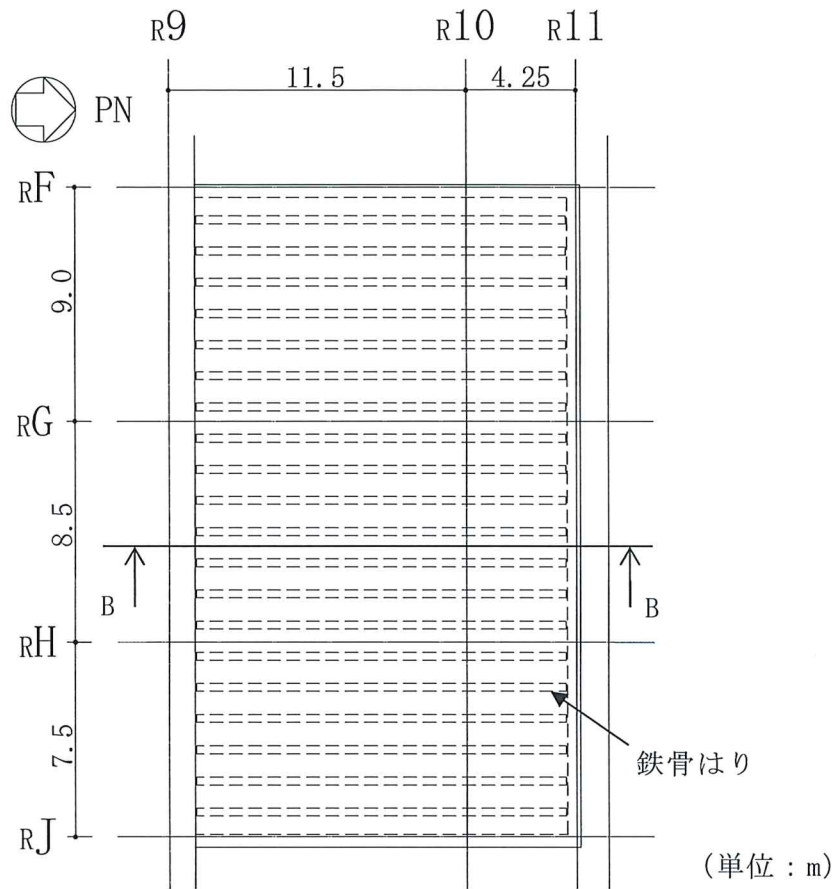


図 2-4 緊急時対策所（待機場所）屋根スラブの平面図

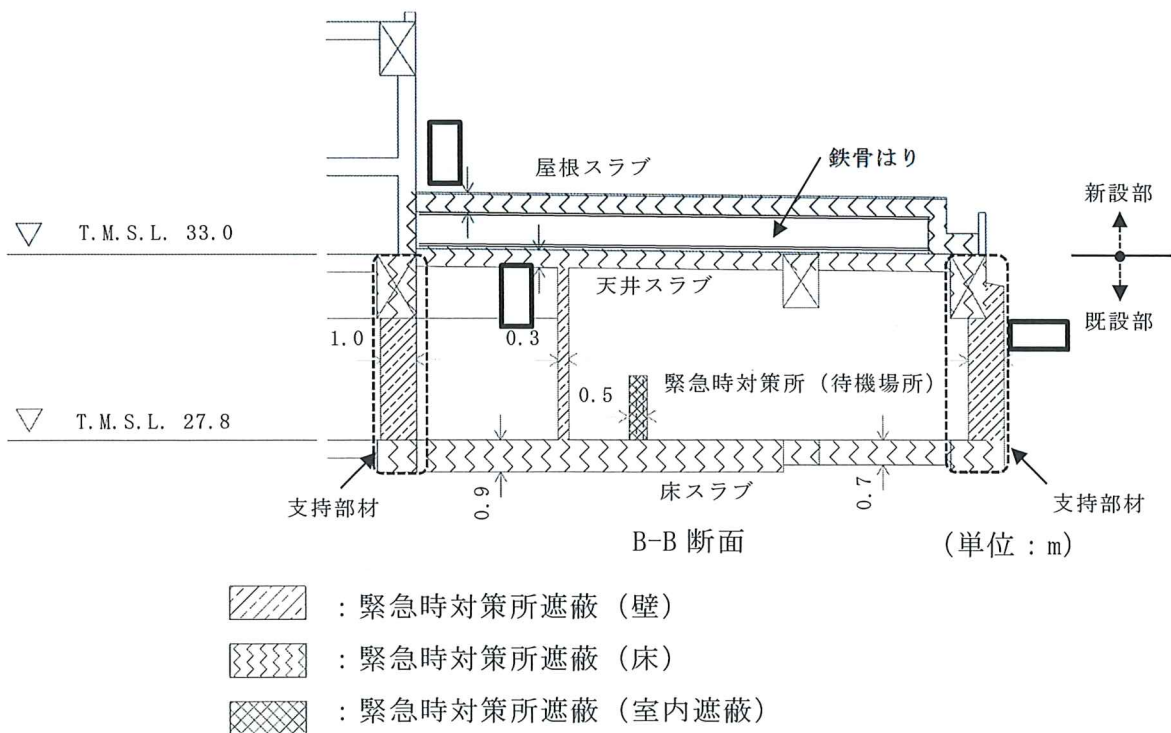


図 2-5 緊急時対策所遮蔽（待機場所）の概略断面図

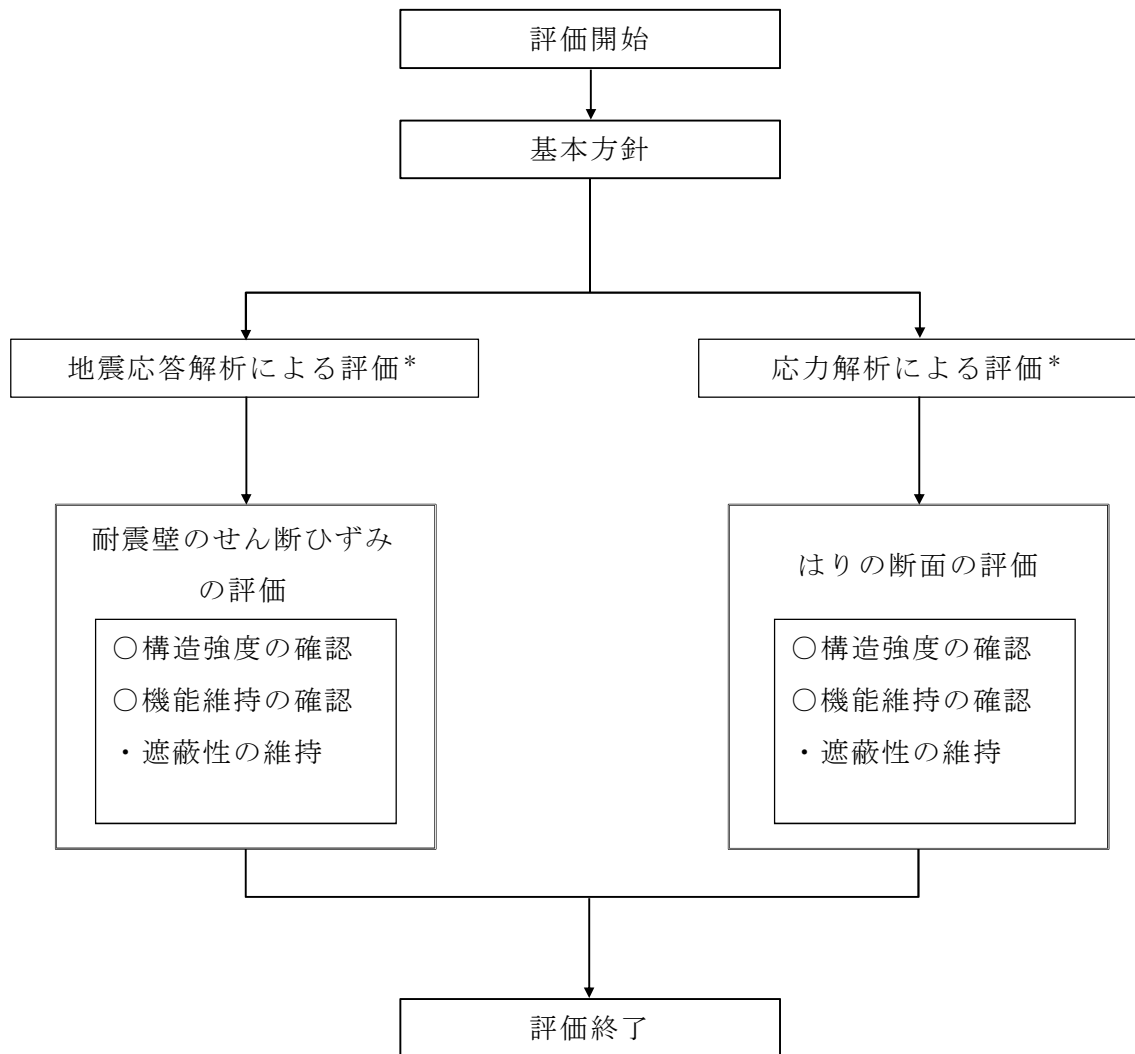
2.2 評価方針

屋根スラブの荷重は、鉄骨はりを支持するコンクリートの立ち上り位置から5号機原子炉建屋の耐震壁及びはりに作用する。したがって、屋根スラブの荷重を支持する耐震壁及びはりの評価を行うことで、躯体の構造健全性に与える影響を確認する。

屋根スラブを支持する耐震壁及びはりの評価は、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。

屋根スラブを支持する耐震壁及びはりの評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においては、耐震壁についてせん断ひずみの評価を、応力解析による評価においては、はりについて断面の評価を行うことで、地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。

それぞれの評価は、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。評価フローを図2-6に示す。



注記*：V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-6 評価フロー

3. 地震応答解析による評価方法

耐震壁の構造強度及び機能維持については、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した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耐震壁の許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、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)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性能を損なわないこと	基準地震動 S _s	耐震壁	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

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

応力解析による評価対象部位は、屋根スラブの荷重が作用するはりを対象とする。緊急時対策所（対策本部）屋根スラブは、鉄骨はりを支持するコンクリートの立ち上がり位置から耐震壁及びはりに荷重が作用するため、当該部に位置するはりを評価対象とする。緊急時対策所（待機場所）屋根スラブは、耐震壁に荷重が作用するため、応力解析による評価は対象外とする。

評価については、弾性応力解析により評価を行い、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」による結果を用いて、荷重の組合せを行う。

S s 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した鉛直方向の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、「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 制定）」（以下「RC-N 規準」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

応力解析による評価フローを図 4-1 に、評価対象部位の位置を図 4-2 に、はりの配筋一覧を表 4-1 に示す。

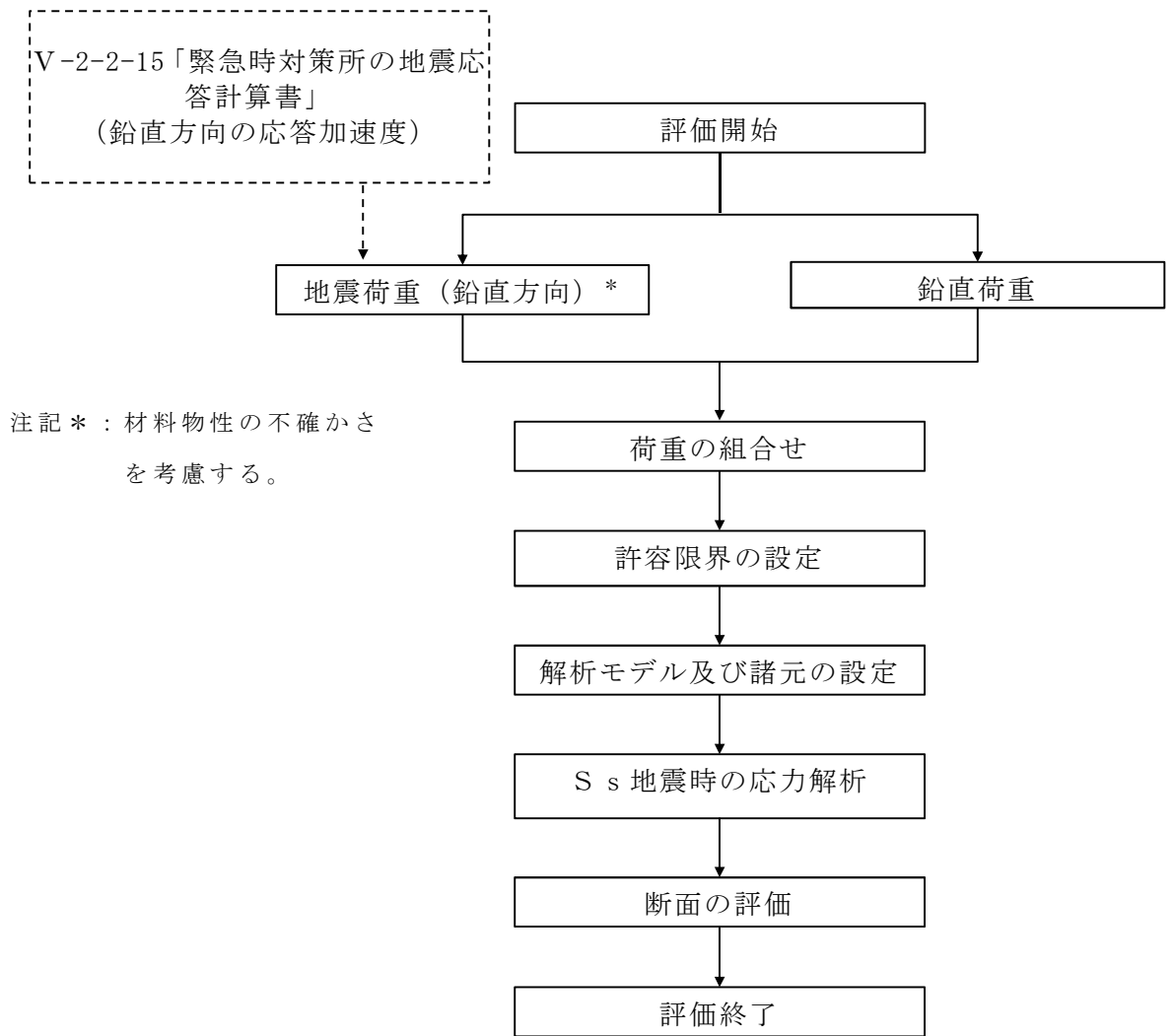
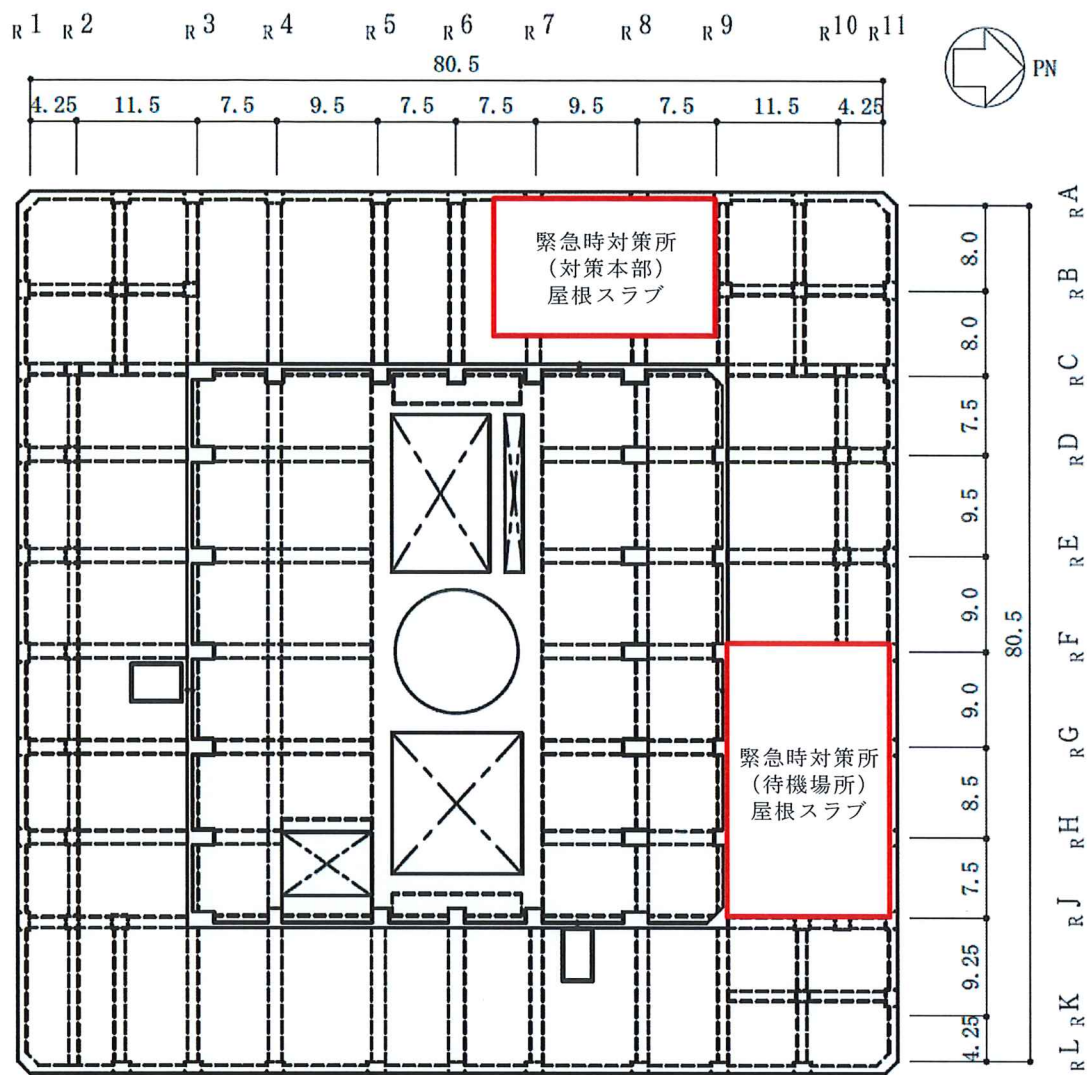
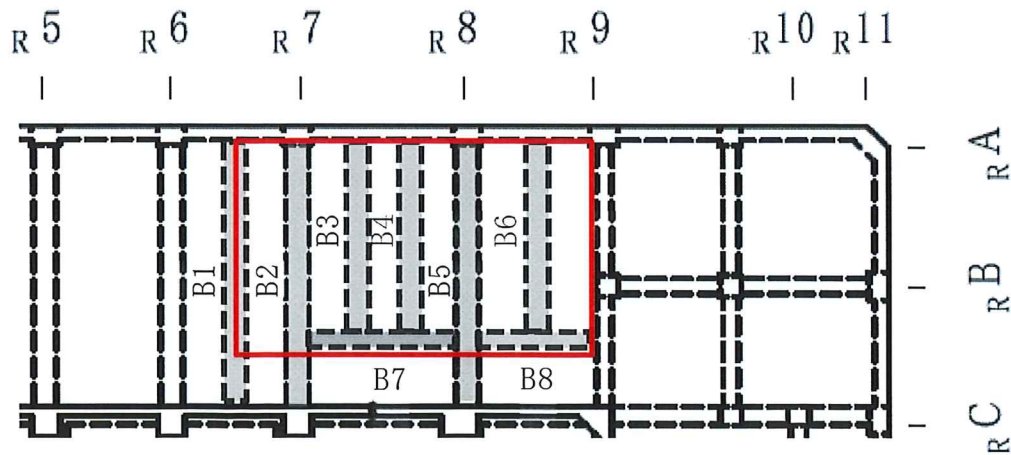


図 4-1 応力解析による評価フロー



----- : はり : 屋根スラブ

(a) 概略平面図 (5号機原子炉建屋 4F, T.M.S.L. 33.0m)



: 評価対象 : 屋根スラブ

(b) 平面拡大図 (緊急時対策所 (対策本部) 周辺)

図 4-2 評価対象部位の位置

表 4-1 はりの緒元一覧

部材			上ば筋		下ば筋	
			配筋	断面積 (mm ² /m)	配筋	断面積 (mm ² /m)
B1	1600×1800	RC 端	13-D35	12441	11-D35	10527
		中央	11-D35	10527	13-D35	12441
		RA 端	13-D35	12441	11-D35	10527
B2	1600×2000	RC 端	20-D38	22800	10-D38	11400
		中央	10-D38	11400	14-D38	15960
		RA 端	12-D38	13680	10-D38	11400
B3	1000×1500	RC 端	8-D32	6352	6-D32	4764
		中央	6-D32	4764	10-D32	7940
		RA 端	8-D32	6352	6-D32	4764
B4	1000×1500	RC 端	8-D32	6352	6-D32	4764
		中央	6-D32	4764	10-D32	7940
		RA 端	8-D32	6352	6-D32	4764
B5	1600×2000	RC 端	20-D38	22800	10-D38	11400
		中央	10-D38	11400	14-D38	15960
		RA 端	12-D38	13680	10-D38	11400
B6	1000×1500	RC 端	8-D32	6352	6-D32	4764
		中央	6-D32	4764	10-D32	7940
		RA 端	10-D32	7940	6-D32	4764
B7	1500×2000	R7 端	12-D35	11484	10-D35	9570
		中央	10-D35	9570	12-D35	11484
		R8 端	12-D35	11484	10-D35	9570
B8	1500×1500	R8 端	12-D32	9528	10-D32	7940
		中央	10-D32	7940	12-D32	9528
		R9 端	12-D32	9528	10-D32	7940

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

表4-2～表4-5に荷重の一覧を示す。鉛直荷重は固定荷重、積載荷重及び積雪荷重とする。なお、積雪量は217cmとし、地震荷重と組み合わせるため、その0.35倍の積雪荷重を考慮する。

屋根スラブの荷重は、鉄骨はりと直交するコンクリートの立ち上がり位置に線荷重として考慮する。

表4-2 固定荷重

部位	分布荷重 (kN/m ²)
緊急時対策所 (対策本部) はり	16.87

表4-3 積載荷重

部位	分布荷重 (kN/m ²)
緊急時対策所 (対策本部) はり	2.94

表4-4 積雪荷重

部位	分布荷重 (kN/m ²)
緊急時対策所 (対策本部) はり	2.24

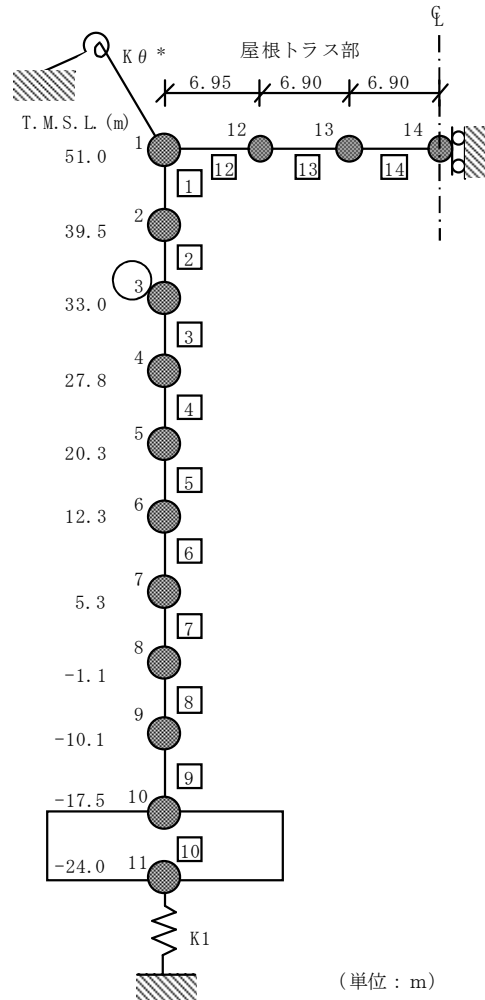
表4-5 屋根スラブの荷重

部位	線荷重 (kN/m)
緊急時対策所 (対策本部) はり	125

b. 地震荷重 (S_s)

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。

鉛直方向の地震荷重は、図 4-3 に示す基準地震動 S_s に対する質点系モデルの T.M.S.L. 33.0m、質点番号 3 の鉛直方向最大応答加速度より算定される鉛直震度とする。



(単位 : m)

注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

注 1 : 数字は質点番号を示す。

注 2 : □ 内は部材番号を示す。

注 3 : ○ 印の動的応答を用いる。

図 4-3 基準地震動 S_s に対する質点系モデル (鉛直方向)

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-6 に示す。

表 4-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
S _s 地震時	G+P+S _{NL} +S _s

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{NL} : 積雪荷重 (天井スラブ, 屋根スラブのみ考慮)

S_s : S_s 地震荷重

4.3 許容限界

応力解析による評価における緊急時対策所遮蔽の許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の基本方針に基づき、表4-7のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表4-8及び表4-9に示す。

表4-7 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	はり	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	「RC-N規準」に基づく終局強度
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性能を損なわないこと	基準地震動 S _s	はり	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*1

注記*1：許容限界は終局強度に対し妥当な安全余裕を有したのものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

表 4-8 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
23.5	15.6	1.08

表 4-9 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び圧縮	せん断補強
SD35 (SD345 相当)	345	345

4.4 解析モデル

解析モデルは、緊急時対策所（対策本部）が設置される 3F およびその直下の 2F について、耐震壁で囲まれた範囲をモデル化する。解析モデルに使用する FEM 要素は、形状及び厚さを踏まえたシェル要素とする。境界条件は、4F（T.M.S.L. 33.0m）及び 3F（T.M.S.L. 27.8m）は水平拘束とし、2F 床レベル（T.M.S.L. 20.3m）は完全拘束とする。解析モデルの節点数は 6013、シェル要素数は 5966、梁要素数は 1452 である。スラブおよび壁はシェル要素に、梁は梁要素に荷重を入力している。解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。解析モデル図を図 4-4 に示す。

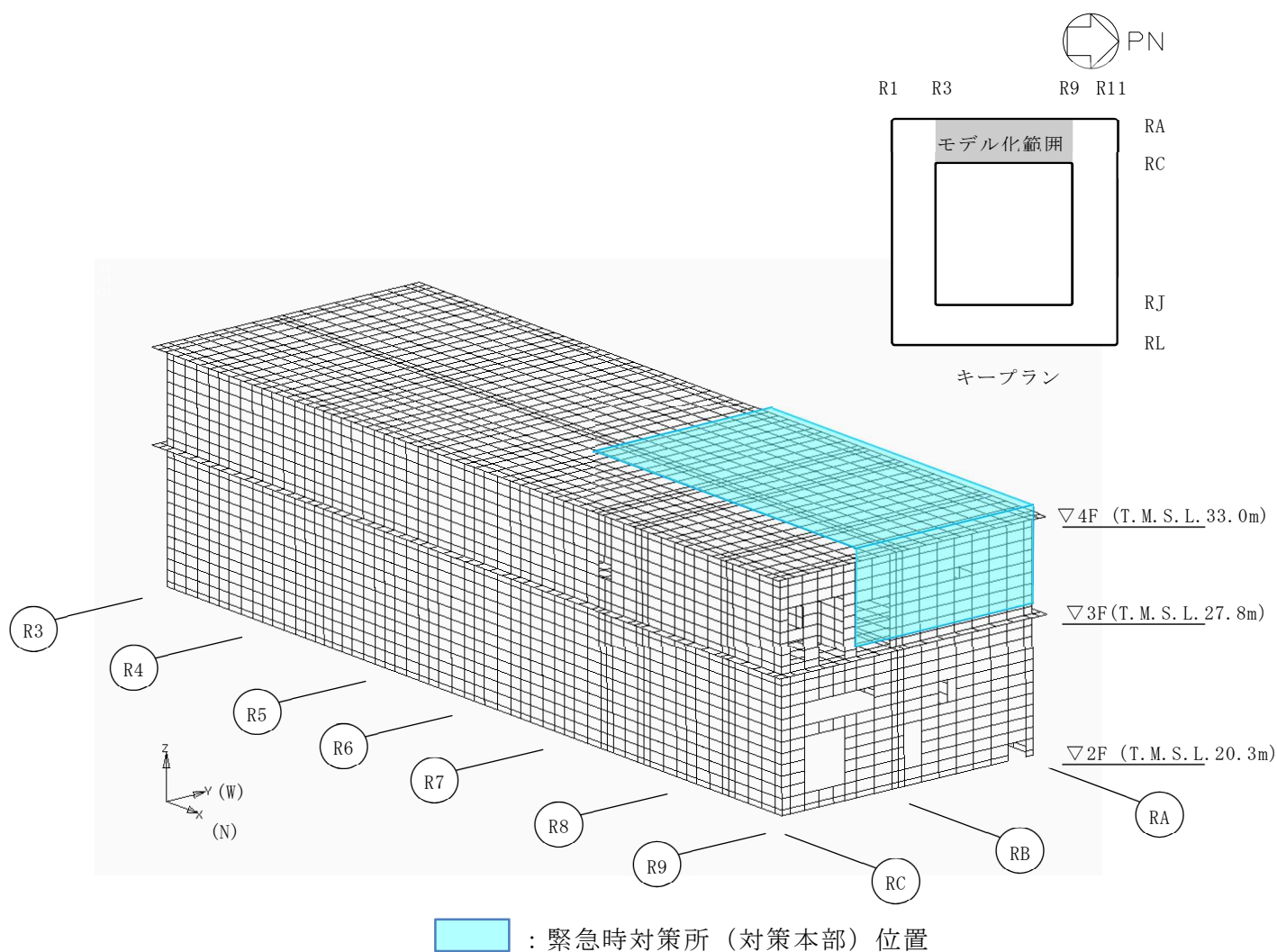


図 4-4 解析モデル図

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

緊急時対策所（対策本部）は、S s 地震時に対して 3 次元 FEM モデルを用いた弾性解析を実施し、梁の応力を算定する。

4.5.2 はりの断面評価方法

(1) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N 規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが、次式をもとに計算した短期許容曲げモーメントを超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

(2) せん断力に対する断面評価方法

断面の評価は、「RC-N 規準」に基づき、評価対象部位に生じるせん断力が、次式をもとに計算した短期許容せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 短期許容せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

5. 評価結果

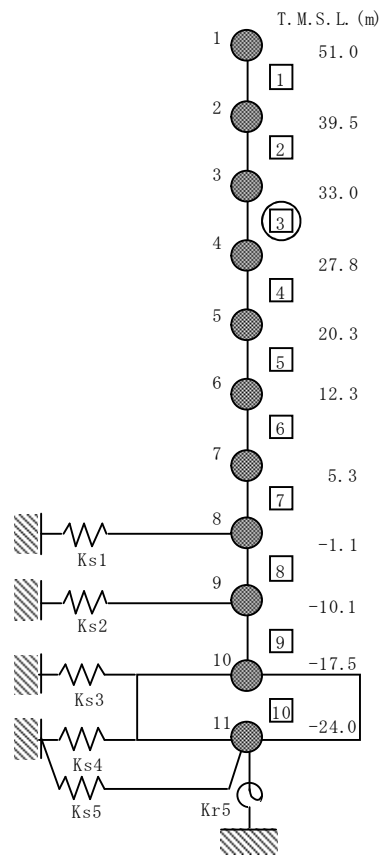
5.1 地震応答解析による評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、 S_s 地震時の最大せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 に、質点系モデルを図 5-1 に示す。

材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは、 0.121×10^{-3} (部材番号 3, NS 方向, S_s -1, ケース 5) であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 5-1 耐震壁の最大せん断ひずみ

部位	階	方向	ケース	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
緊急時対策所 部材番号 3 (T. M. S. L. 27.8~33.0m)	3	NS	S_s -1, ケース 5	0.121	2.0
		EW	S_s -2, ケース 5	0.104	



- 注 1：数字は質点番号を示す。
- 注 2：□内は部材番号を示す。
- 注 3：○印は評価対象位置を示す。

図 5-1 基準地震動 S_s に対する質点系モデル（水平方向）

5.2 応力解析による評価結果

断面の評価結果を表 5-2 に示す。S_s 地震時において、発生値が許容限界を超えないことを確認した。

表 5-2 はりの評価結果（基準地震動 S_s）

部位		発生曲げ モーメン ト M (kN・m)	許容限界 M _A (kN・m)	検定値 M/M _A	発生 せん断力 Q (kN)	許容限界 Q _A (kN)	検定値 Q/Q _A
B1	RC 端	5139	6198	0.83	2098	4017	0.53
	中央	2121	6198	0.35	—	—	—
	RA 端	3570	6198	0.58	1703	4017	0.43
B2	RC 端	8160	12735	0.65	3085	4252	0.73
	中央	3054	8915	0.35	—	—	—
	RA 端	5670	7641	0.75	1875	4252	0.45
B3	RC 端	148	2588	0.06	476	1747	0.28
	中央	957	3235	0.30	—	—	—
	RA 端	2268	2588	0.88	878	1747	0.51
B4	RC 端	163	2588	0.07	481	1747	0.28
	中央	957	3235	0.30	—	—	—
	RA 端	2258	2588	0.88	875	1747	0.51
B5	RC 端	8216	12735	0.65	3130	4252	0.74
	中央	3110	8915	0.35	—	—	—
	RA 端	5952	7641	0.78	1980	4252	0.47
B6	RC 端	438	2588	0.17	463	1875	0.25
	中央	712	3235	0.23	—	—	—
	RA 端	1751	3235	0.55	755	1875	0.41
B7	R7 端	440	6414	0.07	679	5246	0.13
	中央	1246	6414	0.20	—	—	—
	R8 端	565	6414	0.09	540	5246	0.11
B8	R8 端	155	3882	0.04	330	3406	0.10
	中央	788	3882	0.21	—	—	—
	R9 端	3097	3882	0.80	1842	3406	0.55

6. まとめ

屋根スラブの荷重を支持する耐震壁及びはりについて、 S_s 地震時に対する評価を行い、表 3-1 及び表 4-7 で設定した許容限界を超えないことを確認した。このため、屋根スラブ設置に伴う建屋躯体の構造健全性に与える影響はないことを確認した。

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

D I A N A

1. 使用状況一覧

使用補足説明資料		バージョン
別紙 1	緊急時対策所遮蔽のスラブの耐震性評価	Ver. 10.2

2. 解析コードの概要

項目	コード名 D I A N A
使用目的	固有値解析
開発機関	TNO DIANA 社
開発時期	1983 年
使用したバージョン	Ver. 10. 2
コードの概要	<p>本解析コードは，TNO DIANA BV（オランダ）により開発され，国内においては JIP テクノサイエンス（株）により保守されている汎用市販有限要素法プログラムである。</p> <p>土木及び建築分野に特化した要素群及び材料非線形モデルを数多くサポートしていることが特徴で，日本国内では，建設部門を中心として，官公庁，大学及び民間を問わず，多くの利用実績がある。</p>
検証（Verification） 及び 妥当性確認 （Validation）	<p>本解析コードは，中央制御室遮蔽他及び緊急時対策所遮蔽のスラブの 3 次元有限要素法による固有値解析に使用している。</p> <p>【検証（Verification）】 本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードを用いて評価したシェル要素の固有振動数が理論解と良い一致を示すことを確認している。 ・動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。 <p>【妥当性確認（Validation）】 本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・検証内容のとおり，シェル要素の固有値解析について検証していることから，解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

3. 解析手法

3.1 一般事項

本解析コードは、有限要素法による汎用非線形構造解析プログラムである。材料非線形性及び幾何学的非線形性を考慮した構造物の静的応力変形解析や動的解析、熱伝導解析、地盤の浸透流、圧密解析が提供されている。また、各分野特有の連成問題（熱応力、構造－流体連成、圧密－浸透流連成等）も解析可能である。本解析コードは、コントロール建屋の床スラブの固有値解析に使用している。

3.2 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴を以下に示す。

- ・非線形構造問題（材料及び幾何学的非線形）に必要な機能が充実している。
- ・数多くの要素及び材料構成則が提供されており、多様な構造物のモデル化が可能である。
- ・連成問題が解析可能である。

また、今回の解析における本解析コードの使用要素はシェル要素である。

3.3 解析フローチャート

本計算機コードを用いた解析フローチャートを図 3-1 に示す。

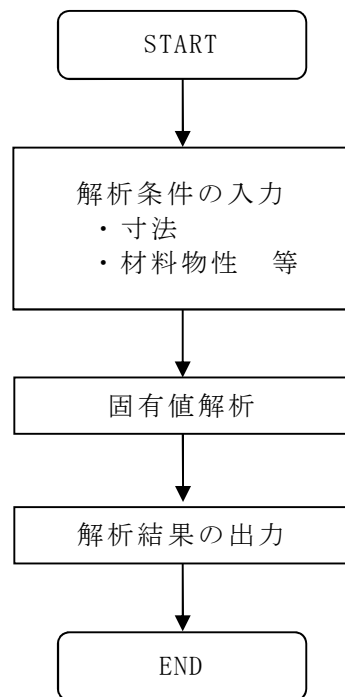


図 3-1 解析フローチャート

3.4 検証(Verification)と妥当性確認(Validation)

3.4.1 理論解とシミュレーション解析の比較による検証

(1) 検証概要

シェル要素の固有振動数について、本コードによる解析結果と理論解との比較を行った。

(2) 検証モデル及び検討条件

シェル要素を用いて作成した検証モデルを図 3-2 に、検証条件を表 3-1 に示す。検討モデルの両端はピン支持とした。

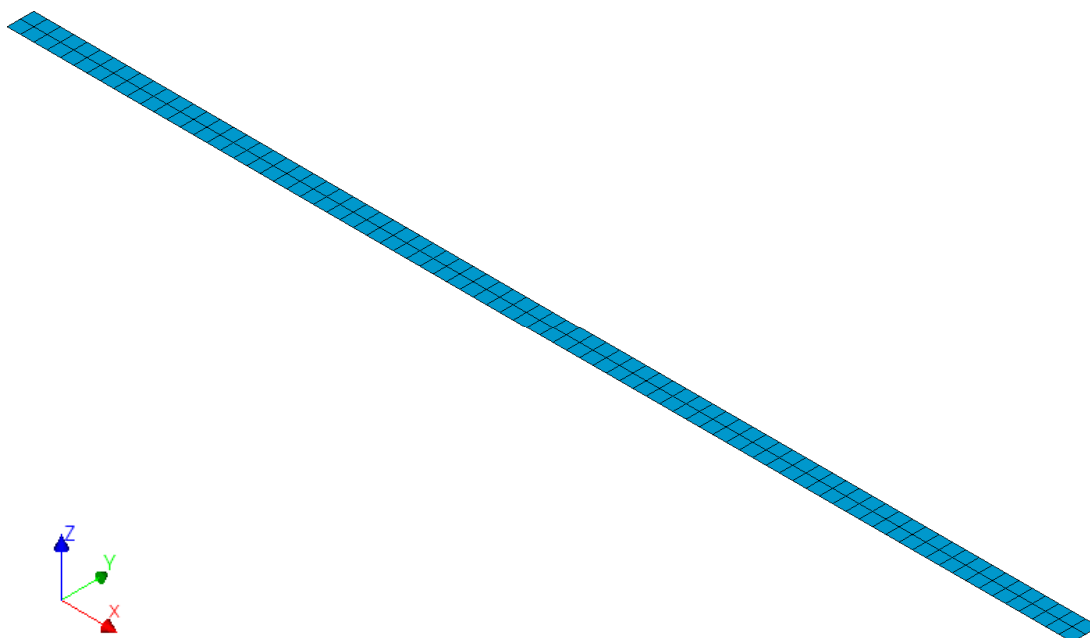


図 3-2 検証モデル

表 3-1 検証条件

諸元	記号	入力値	単位
長さ	l	2000	(mm)
断面積	A	2500	(mm ²)
断面二次モーメント	I	5.21E+05	(mm ⁴)
ねじり定数	J	8.80E+05	(mm ⁴)
せん断面積係数	K	0.833	(-)
ヤング係数	E	2.27E+04	(N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.20	(-)
密度	ρ	2.40E-09	(ton/mm ³)

3.4.2 解析結果と理論解との比較

解析結果と理論解の固有振動数の比較を表 3-2 に示す。理論解は「機械工学便覧」(引用文献(1)参照)に示されている「支持-支持」のモデルに対する(3.1)式に基づき導出した。また、各次数におけるシェル要素の解析結果(モード図)を、図 3-3 に示す。

表 3-2 に示すとおり、本コードによる解析結果と理論解はよく一致していることが確認できる。

表 3-2 固有振動数の解析結果と理論解の比較

次数	固有振動数 [Hz]		解析結果*
	理論解	解析結果	理論解
1 次	17.43	17.42	1.00
2 次	69.74	69.51	1.00
3 次	156.91	155.78	0.99

・固有振動数

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (3.1)$$

ここで、 f : 固有振動数 (Hz)

l : 長さ (m)

E : ヤング係数 (N/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

ρ : 比重 (kg/m³)

A : 断面積 (m²)

λ : 振動数係数 (1 次 : π , 2 次 : 2π , 3 次 : 3π)



1 次



2 次



3 次

図 3-3 解析結果 (モード図)

4. 引用文献

- (1) 日本機械学会（編）：機械工学便覧 基礎編 A3 力学・機械力学 1986.6

建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用

目 次

1. 概要	1
1.1 検討概要	1
1.2 評価対象部位及び検討方針	2
2. 検討結果	24
2.1 地盤及び基礎スラブの検討	24
2.1.1 検討内容	24
2.1.2 検討結果	25
2.2 杭基礎の検討	27
2.2.1 検討内容	27
2.2.2 検討結果	29
2.3 上部構造物の検討	31
2.3.1 検討内容	31
2.3.2 検討結果	33

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所7号機の建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用性について説明するものである。

建物・構築物の耐震評価として行う水平及び鉛直方向の荷重の組合せを考慮した評価において、組合せ係数法による評価値と水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴和による評価値の比較を行うことで、組合せ係数法の適用性を確認する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするもので、使用する計算機プログラムについても以下の資料に準ずる。

- ・ V-2-2-2 「原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-6 「タービン建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-10 「コントロール建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-12 「廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-14 「格納容器圧力逃がし装置基礎の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-16 「緊急時対策所の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-4-2-1 「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」
- ・ V-2-5-5-1-2 「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-8-4-3 「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-9-2-1 「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-9-3-1 「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-9-3-4 「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書」

1.2 評価対象部位及び検討方針

建物・構築物の耐震評価に考慮する荷重の組合せにおいては、以下に示す組合せ係数法を適用し、水平及び鉛直方向の地震力が同時に不利な方向に作用するものとして評価を実施している。

①： $1.0 \times$ 水平地震力による荷重 $+0.4 \times$ 鉛直地震力による荷重

②： $0.4 \times$ 水平地震力による荷重 $+1.0 \times$ 鉛直地震力による荷重

耐震評価に組合せ係数法を用いている評価対象部位及び評価方法を表 1-1 に示す。評価対象部位のうち、地盤については地震応答解析に基づいて接地圧の評価を、杭については応力解析に基づいて杭の鉛直支持力、引抜抵抗力及び断面の評価を、その他の部位については地震応答解析又は応力解析に基づいて断面の評価を実施している。

表 1-1 耐震評価に組合せ係数法を用いている評価対象部位及び評価方法

建物・構築物	評価対象部位	評価方法	地震動
原子炉建屋	上部構造物 ・原子炉格納容器 コンクリート部 ・使用済燃料貯蔵 プール	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s 弾性設計用地震動 S _d
	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s 弾性設計用地震動 S _d
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s 弾性設計用地震動 S _d
コントロール建屋	上部構造物 ・中央制御室遮 蔽	応力解析による評価 (断面の評価)	弾性設計用地震動 S _d
	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
タービン建屋	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
廃棄物処理建屋	上部構造物 ・復水貯蔵槽	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
大物搬入建屋	上部構造物 ・耐震壁及び フレーム構造部	応力解析による評価 (断面の評価)	弾性設計用地震動 S _d
	杭	応力解析による評価 (杭の鉛直支持力, 引抜 抵抗力及び断面の評価)	基準地震動 S _s 弾性設計用地震動 S _d
	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s 弾性設計用地震動 S _d
格納容器圧力逃が し装置基礎	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
緊急時対策所 (5号機原子炉建屋)	基礎スラブ	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s

建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用性を検討するにあたっては、まず、水平及び鉛直方向のそれぞれの最大値をもとに組合せ係数法を適用した評価値（以下「組合せ係数法による評価値」という）が、水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴を時々刻々組合せて算定した時刻歴の最大値をもとにした評価値（以下「時刻歴和による評価値」という）と同等又は保守的であることを確認する。その結果、同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による評価値に基づいた評価が及ぼす各部への影響を検討する。その結果、許容限界以内であることを確認することにより、組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認する。

組合せ係数法を用いて評価している部位は、地盤、基礎スラブ、杭及び部構造物に分類される。以下に、分類された評価部位に対する代表建屋の選定方法及び具体的な検討方針を示す。

(1) 地盤及び基礎スラブ

地盤については地震応答解析に基づく接地圧の評価において、組合せ係数法を採用している。一方、基礎スラブについては応力解析における荷重組合せにおいて、組合せ係数法を採用しているが、接地圧は地盤から基礎スラブへの地震荷重となることから、基礎スラブの検討においても接地圧に対する組合せ係数法の検討を行う。

検討の対象建屋は、原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋及び緊急時対策所であるが、これらの建屋から以下に示すように代表建屋を選定する。

建物・構築物の構造特性は水平方向と鉛直方向で異なり、水平応答と鉛直応答は異なる固有の周期で振動している。水平地震力と鉛直地震力を各々の解析で算定し、それらの同時性を考慮することを鑑みれば、両者の固有周期が近いほど接地圧への相互の影響が大きくなると考えられる。なお、解析上の接地率が小さくなる場合に、基礎浮上り非線形の影響が大きくなることから、組合せ係数法の適用性に影響することが考えられる。以上より、建屋の水平と鉛直の固有周期の比又は接地率が最も小さい建屋を評価対象建屋として選定する。全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい基準地震動 S_s-1 の基本ケースにおける各建屋の水平と鉛直の固有周期の比及び接地率を整理して表 1-2 に示す。表 1-2 より、評価対象建屋として固有周期の比が最も小さいコントロール建屋を、接地率が最も小さい建屋として廃棄物処理建屋を選定する。なお、廃棄物処理建屋は接地率が非常に小さいことから、組合せ係数法を適用することの妥当性については「V-2-2-12 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」の補足説明資料「別紙 6 水平・鉛直を分離した解析について」にて別途、個別評価を行うため、本資料においてはコントロール建屋を代表建屋として選定する。

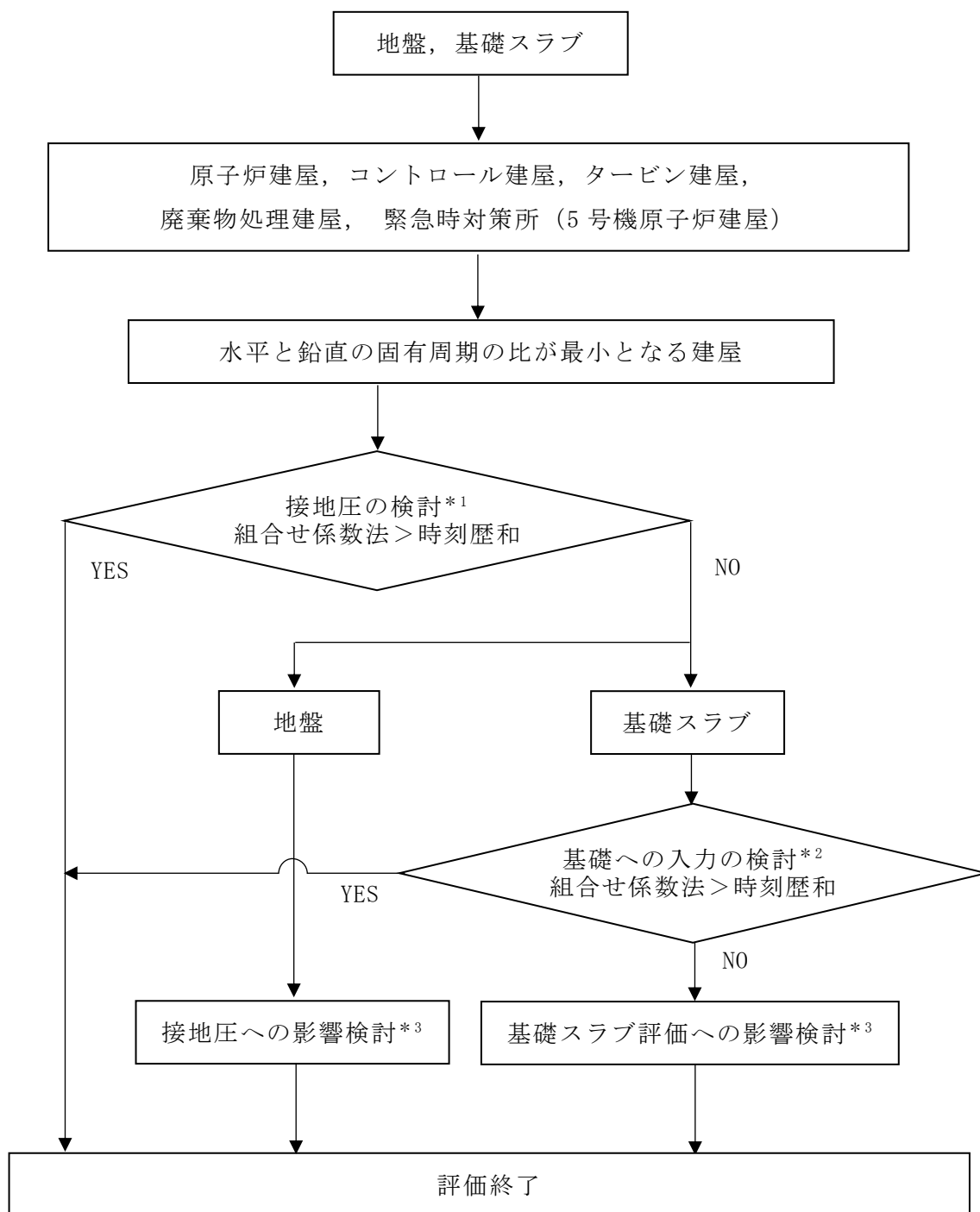
表 1-2 各建屋の固有周期及び接地率（基準地震動 S_s-1 ，基本ケース）

建屋	方向	水平 一次	鉛直 一次	固有周期 の比	接地率	備考
		(秒)	(秒)	水平/鉛直	(%)	
原子炉建屋	NS	0.439	0.258	1.70	68.6	
	EW	0.429		1.66	68.8	
コントロール建屋	NS	0.260	0.169	1.54	55.4	代表建屋
	EW	0.245		<u>1.45</u>	76.8	
タービン建屋	NS	0.365	0.231	1.58	100	
	EW	0.391		1.69	100	
廃棄物処理建屋	NS	0.394	0.203	1.94	<u>30.7</u>	個別評価
	EW	0.340		1.67	93.6	
緊急時対策所 (5号機原子炉建屋)	NS	0.514	0.332	1.55	69.5	
	EW	0.514		1.55	69.5	

注：下線部は、固有周期の比又は接地率が最小となる数値を示す。

検討は、基準地震動 S_s に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動 ($S_s-1, 3$)、断層モデルに基づく地震動 ($S_s-2, 4, 5, 6, 7$) 及び震源を特定せず策定する地震動 (S_s-8) に対して実施する。検討においては、まず組合せ係数法による最大接地圧が、時刻歴和による最大接地圧と同等又は保守的であることを確認する。同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による最大接地圧が及ぼす地盤の評価への影響検討を行う。

地盤及び基礎スラブの検討フローを図 1-1 に示す。



注記

- *1 : 基本ケース (応答スペクトルに基づく地震動, 断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動) による検討
- *2 : 基本ケース (応答スペクトルに基づく地震動, 断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動) の地震荷重を包絡した検討
- *3 : 材料物性の不確かさを考慮した検討

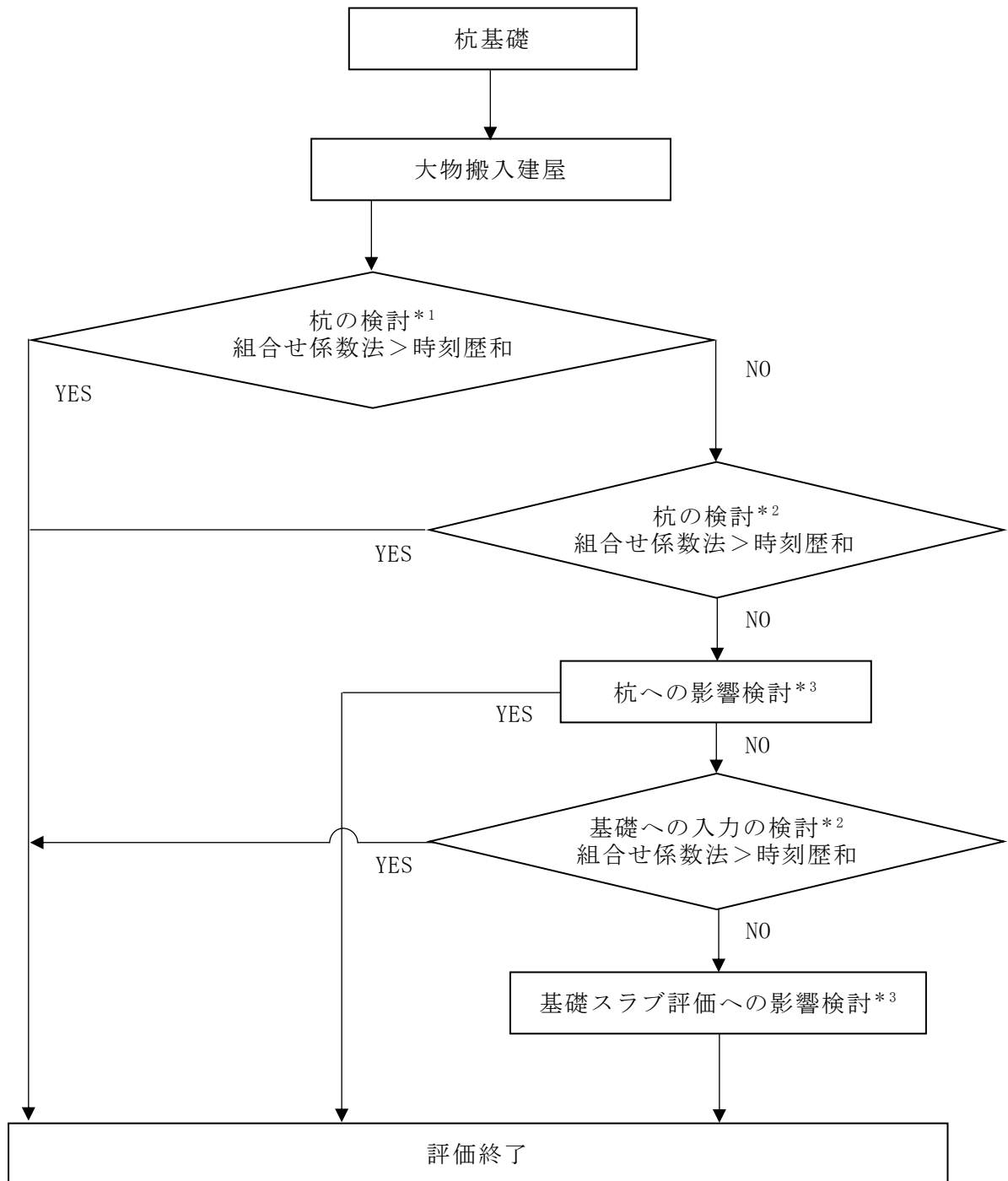
図 1-1 地盤及び基礎スラブの検討フロー

(2) 杭基礎

杭基礎については、組合せ係数法を用いて評価している大物搬入建屋を代表建屋として選定する。大物搬入建屋における杭の鉛直支持力、引抜抵抗力及び断面の評価について、組合せ係数法の適用性を検討する。なお、格納容器圧力逃がし装置基礎の杭において、組合せ係数法を用いていない。

検討は、基準地震動 S_s に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動、断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動に対して実施する。検討においては、まず組合せ係数法による杭の鉛直支持力、引抜抵抗力及び断面の検定値が、時刻歴和による検定値と同等又は保守的であることを確認する。同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による杭の鉛直支持力、引抜抵抗力及び断面の検定値が及ぼす杭の評価への影響検討を行う。

杭基礎の検討フローを図 1-2 に示す。



注記

- *1 : 基本ケース（応答スペクトルに基づく地震動，断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動）による検討
- *2 : 基本ケース（応答スペクトルに基づく地震動，断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動）の地震荷重を包絡した検討
- *3 : 材料物性の不確かさを考慮した検討

図 1-2 杭基礎の検討フロー

(3) 上部構造物

対象となる上部構造物は、水平地震力の影響を受けやすい、アスペクト比の大きい復水貯蔵槽を代表として検討する。評価対象部位のアスペクト比を表 1-3 に示す。

なお、水平荷重による応力と鉛直荷重による応力の組合せを考えるのは、表 1-4 に示すように水平加振方向の壁の軸応力であることから、水平応答による曲げモーメントより生じる鉛直軸応力度 σ_H と鉛直応答による軸応力度 σ_Z の組合せを検討する。

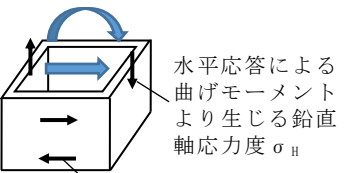
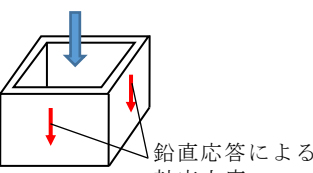
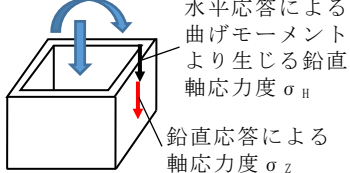
検討は、基準地震動 S_s に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動、断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動に対して実施する。検討においては、まず組合せ係数法による最大軸応力度が、時刻歴和による最大軸応力度と同等又は保守的であることを確認する。同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による最大軸応力度が上部構造物へ及ぼす影響検討を行う。

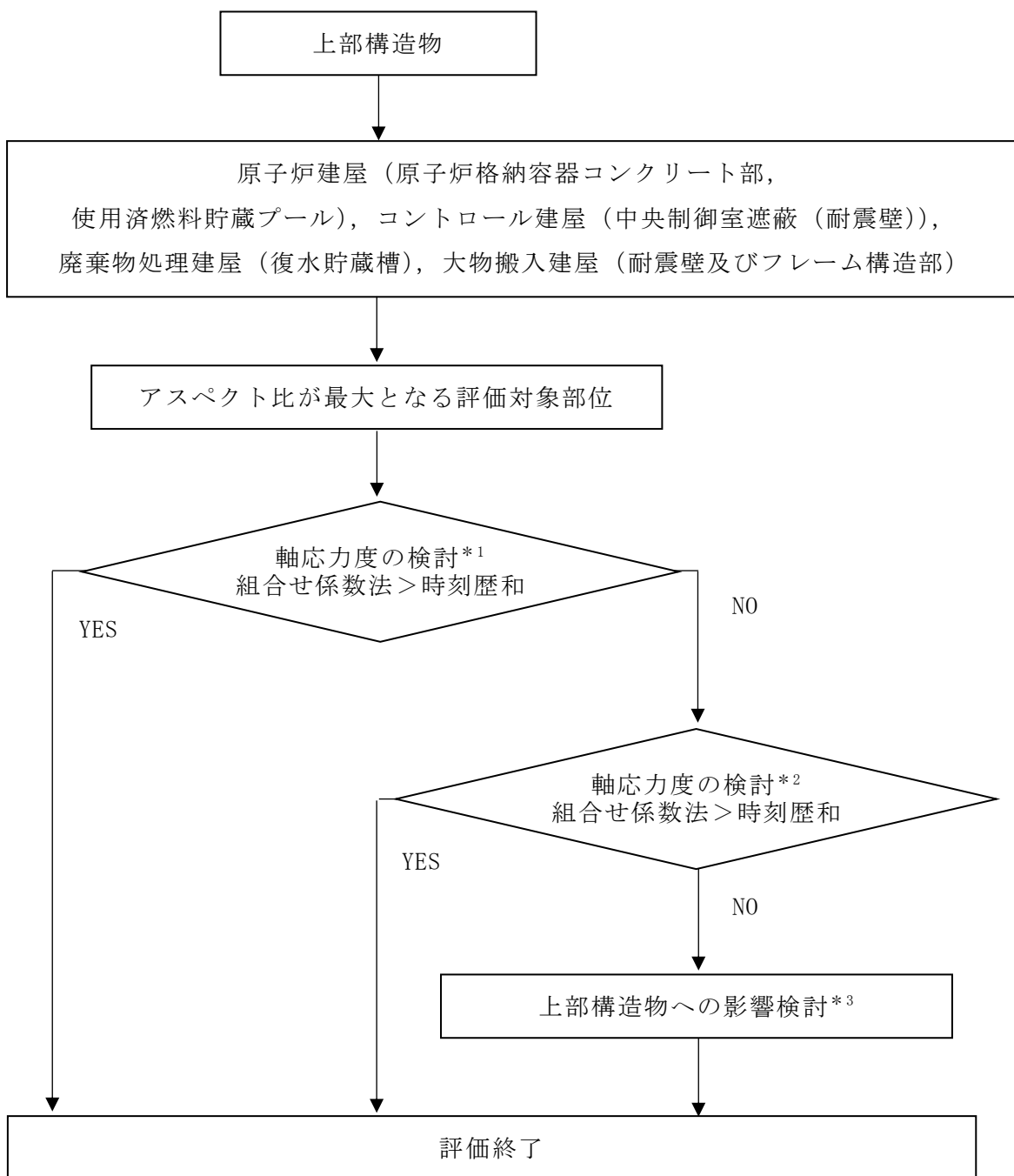
上部構造物の検討フローを図 1-3 に示す。

表 1-3 評価対象部位のアスペクト比

評価対象部位	高さ H(m)	幅 W(m)	アスペクト比 H/W	備考
原子炉建屋 ・原子炉格納容器コンクリート部	31.90	33.00	0.97	
原子炉建屋 ・使用済燃料貯蔵プール	14.12	18.00	0.78	
コントロール建屋 ・中央制御室遮蔽(耐震壁)	12.10	42.00	0.29	
廃棄物処理建屋 ・復水貯蔵槽	17.20	15.00	<u>1.15</u>	最大
大物搬入建屋 ・耐震壁及びフレーム構造部	7.70	9.00	0.86	

表 1-4 上部構造物の組合せ応力

荷重と応力の関係		考慮すべき組合せ応力
水平動による応力	鉛直動による応力	
 <p>水平応答による曲げモーメントより生じる鉛直軸応力度 σ_H</p> <p>水平力に伴う面内せん断応力度 τ</p>	 <p>鉛直応答による軸応力度 σ_Z</p>	 <p>水平応答による曲げモーメントより生じる鉛直軸応力度 σ_H</p> <p>鉛直応答による軸応力度 σ_Z</p>



注記

- *1 : 基本ケース (応答スペクトルに基づく地震動, 断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動) による検討
- *2 : 基本ケース (応答スペクトルに基づく地震動, 断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動) の地震荷重を包絡した検討
- *3 : 材料物性の不確かさを考慮した検討

図 1-3 上部構造物の検討フロー

(4) 組合せ係数法による評価値

組合せ係数法による評価値と、水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴和による評価値の比較は、V-2-2-10「コントロール建屋の耐震性についての計算書」、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」及びV-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」に示す基本ケースの結果に基づくものとする。

コントロール建屋、大物搬入建屋及び廃棄物処理建屋の地震応答解析モデルを図1-4～図1-12に示す。

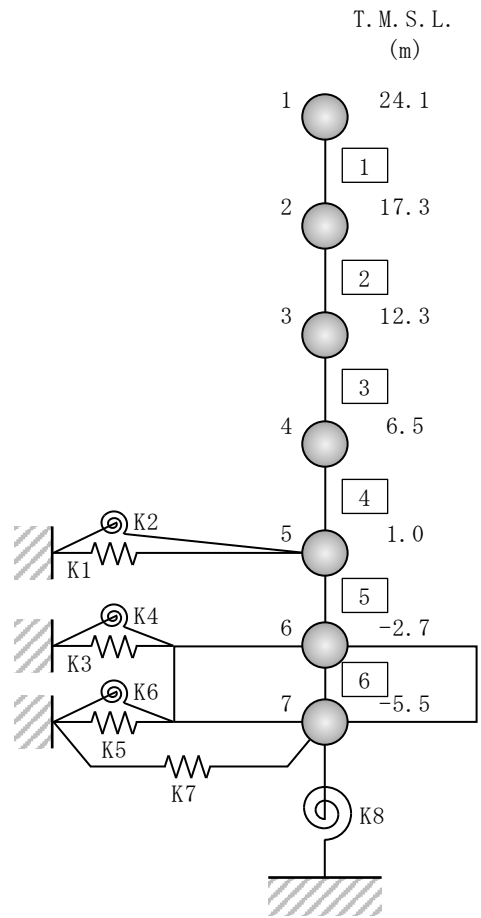
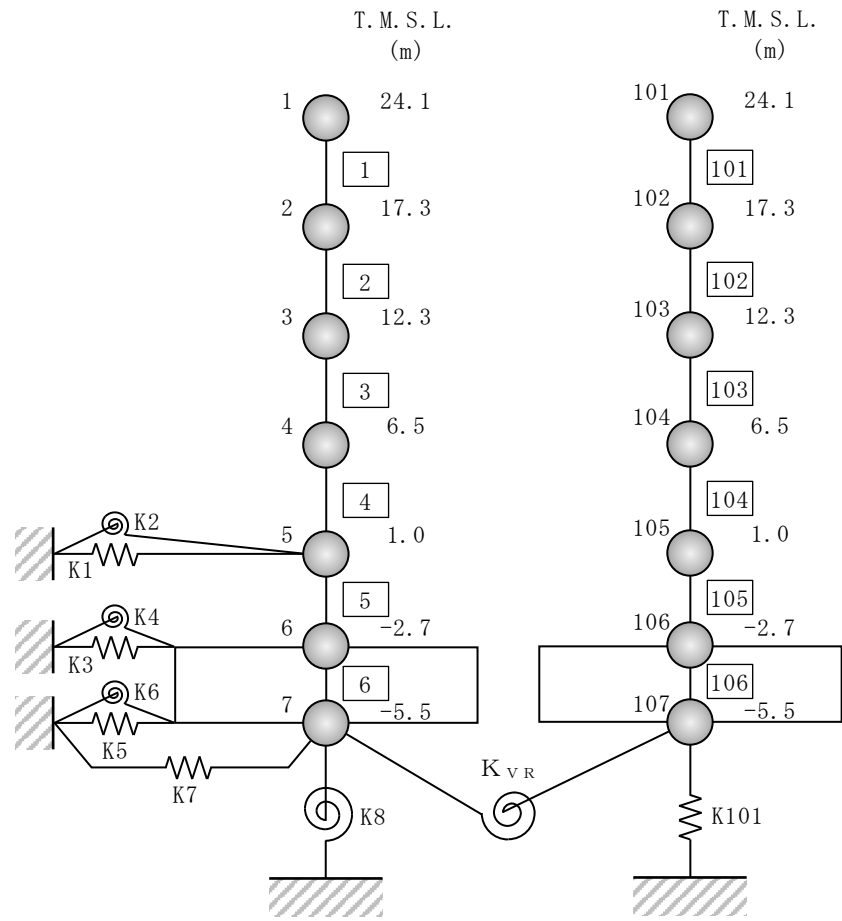


図 1-4 コントロール建屋の地震応答解析モデル（水平方向）（1/2）



(b) 誘発上下動を考慮する場合

図 1-4 コントロール建屋の地震応答解析モデル（水平方向）（2/2）

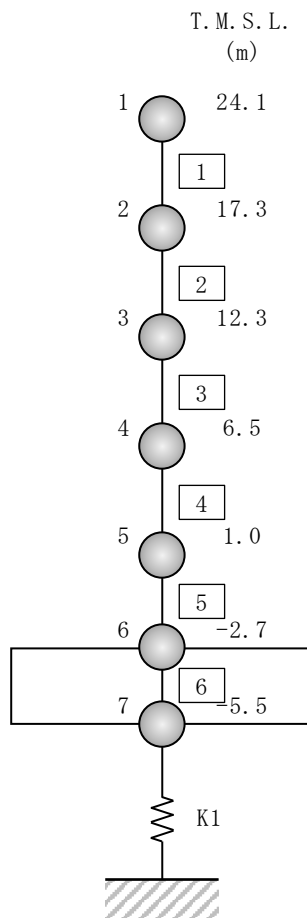
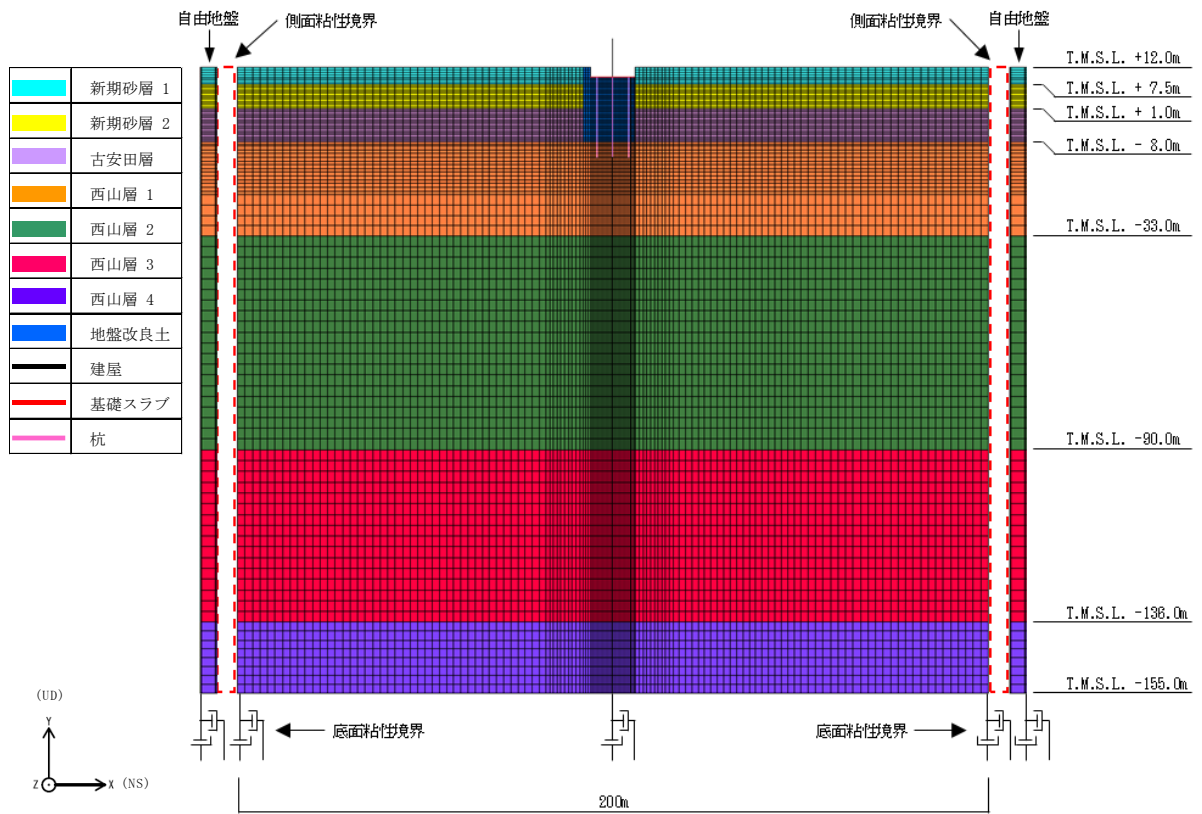
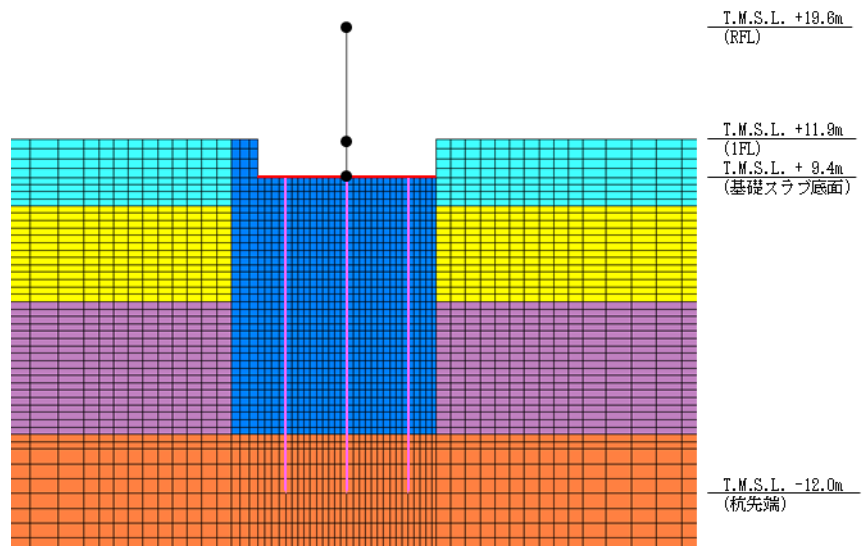


図 1-5 コントロール建屋の地震応答解析モデル（鉛直方向）



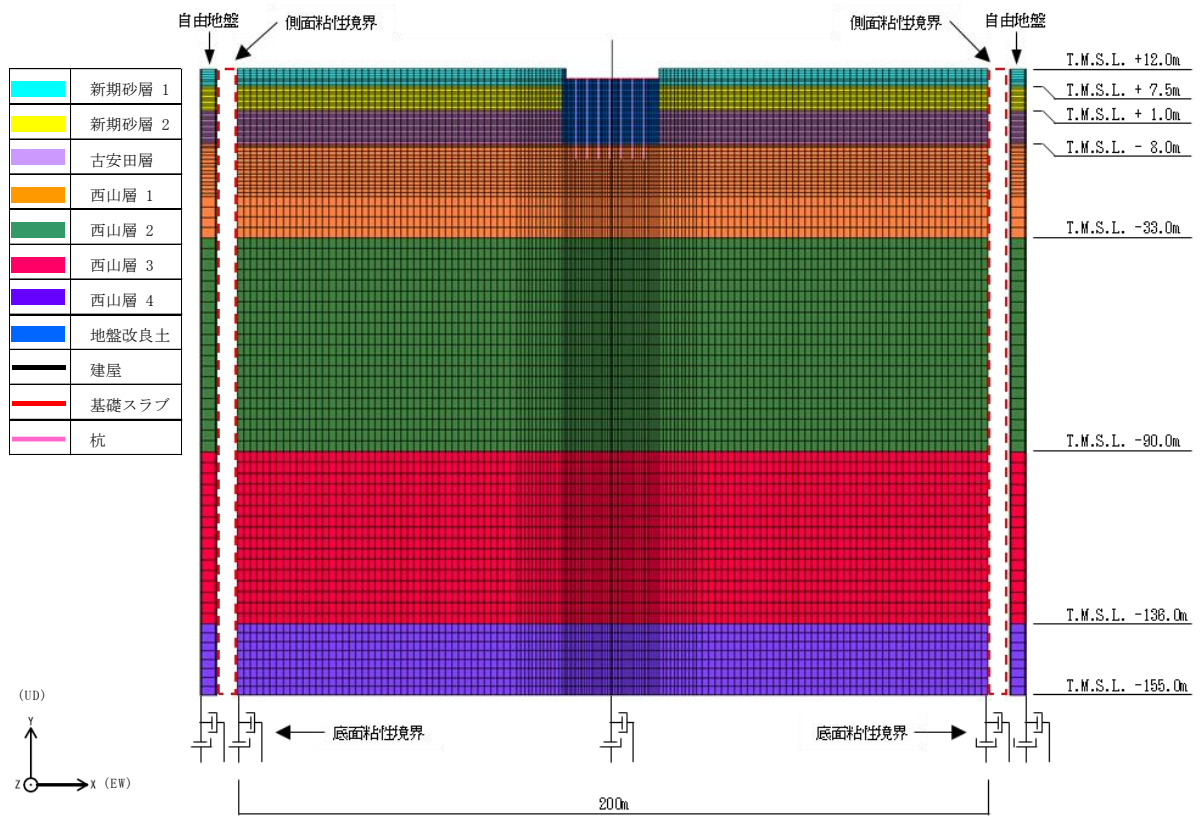
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



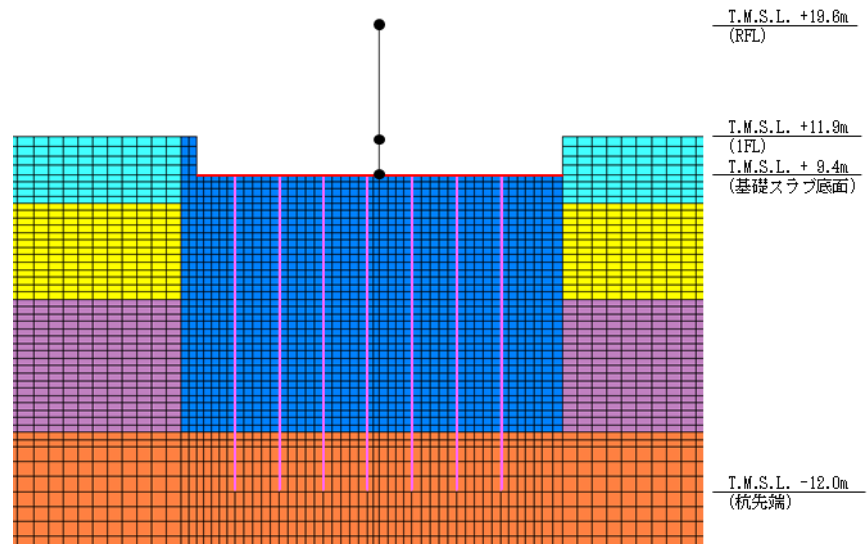
(b) 建屋周辺拡大図

図 1-6 大物搬入建屋の地震応答解析モデル (NS 方向)



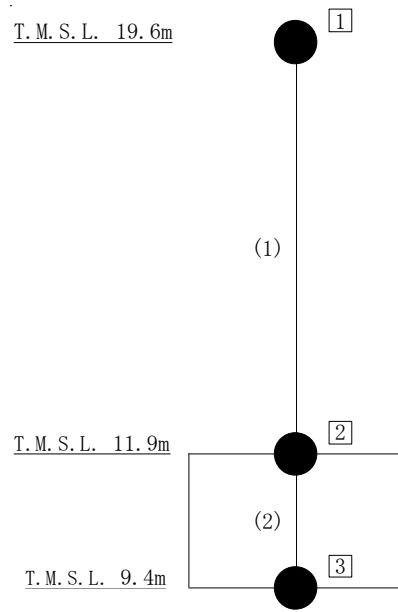
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



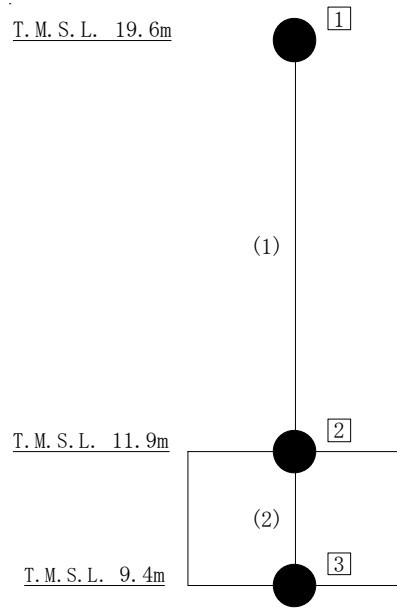
(b) 建屋周辺拡大図

図 1-7 大物搬入建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)



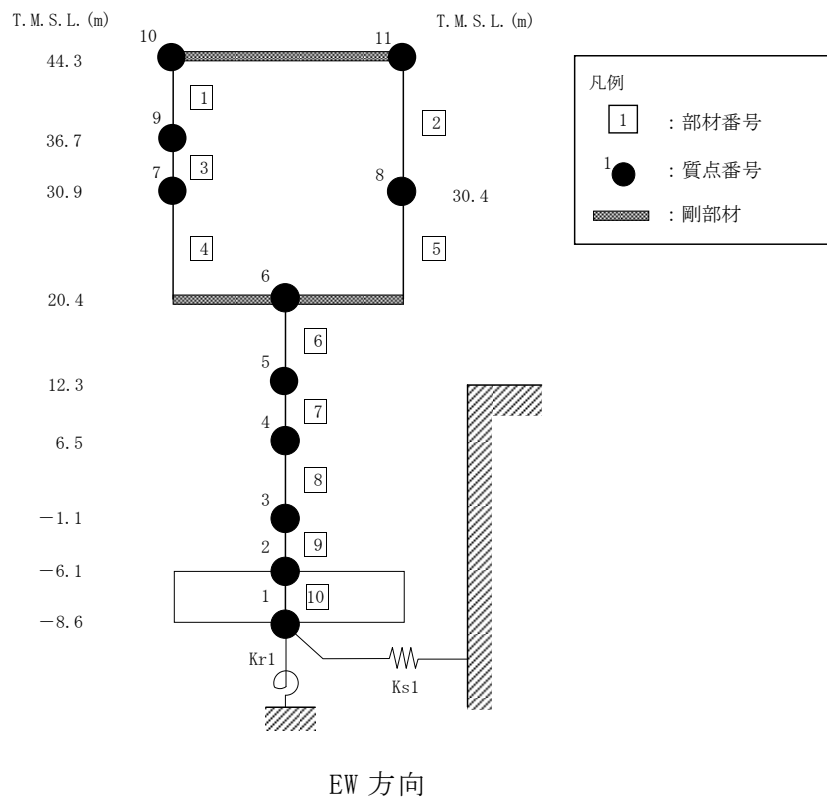
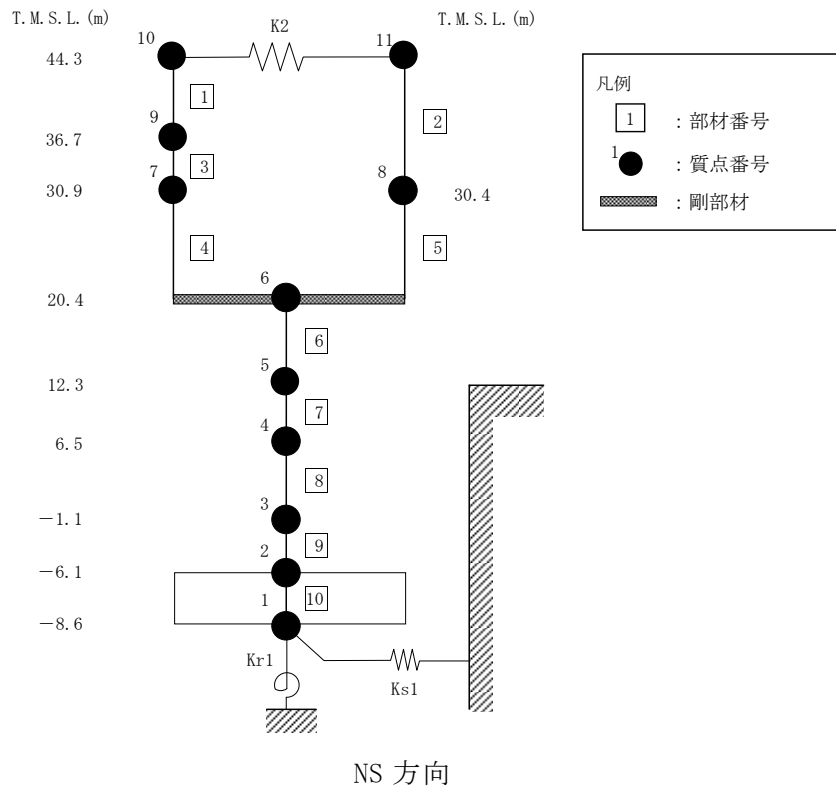
注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 1-8 大物搬入建屋建屋部の地震応答解析モデル（水平方向）



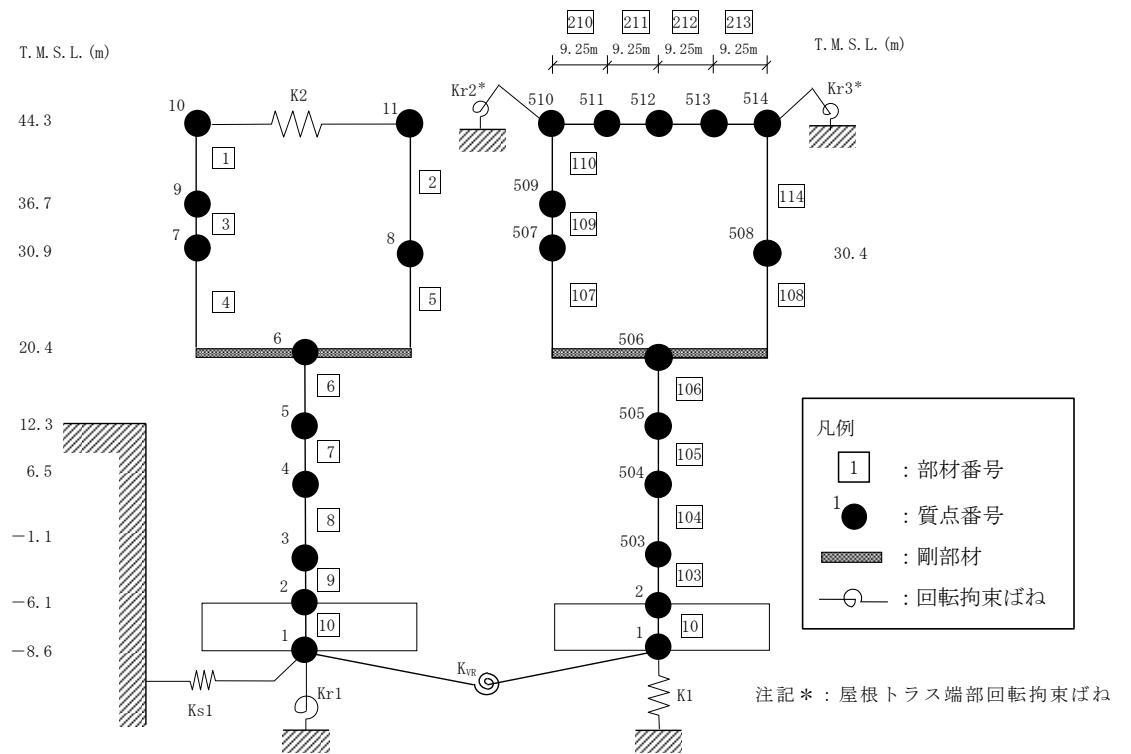
注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 1-10 大物搬入建屋建屋部の地震応答解析モデル（鉛直方向）



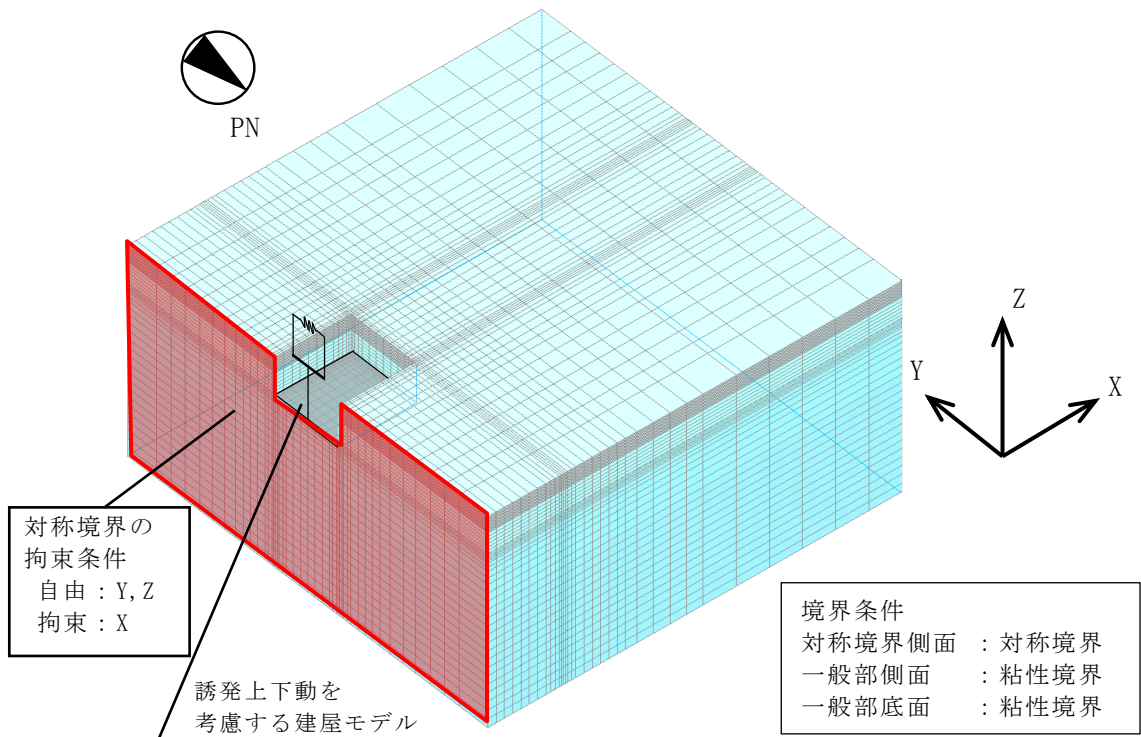
(a) 誘発上下動を考慮しない場合

図 1-11 廃棄物処理建屋の地震応答解析モデル（水平方向）（1/2）



NS 方向に自由度を持つモデル 鉛直方向に自由度を持つモデル

(b) 誘発上下動を考慮する場合 (NS 方向, Ss-2)



(c) 地盤を 3 次元でモデル化した場合 (NS 方向, Ss-1, Ss-3, Ss-8)

図 1-11 廃棄物処理建屋の地震応答解析モデル (水平方向) (2/2)

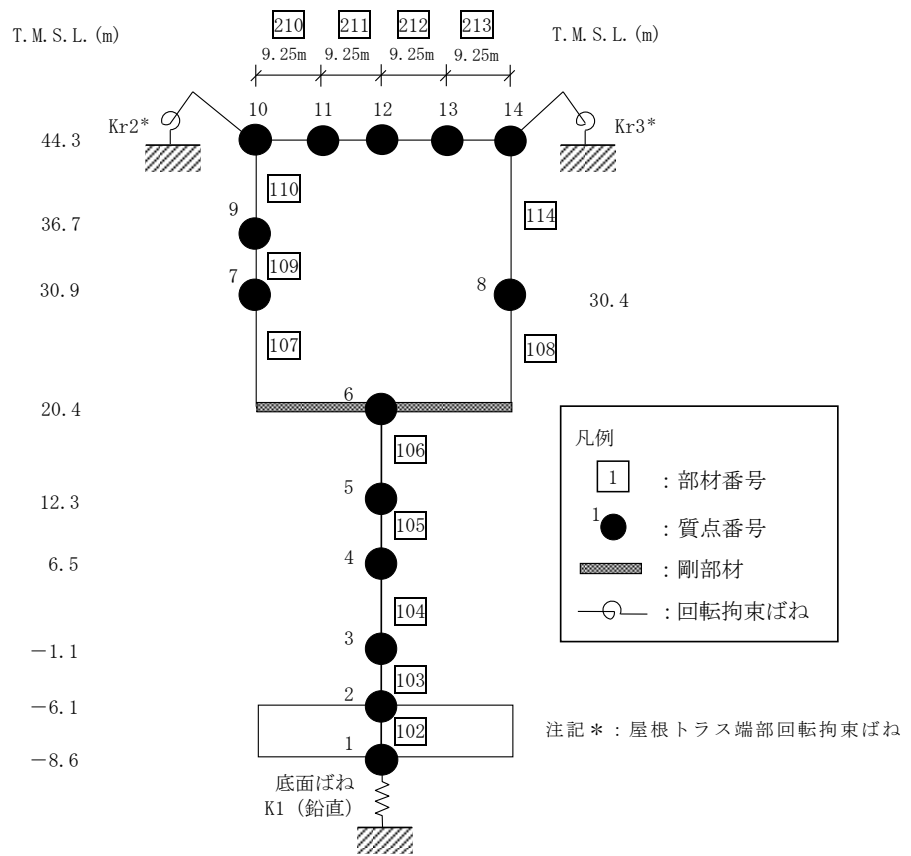


図 1-12 廃棄物処理建屋の地震応答解析モデル（鉛直方向）

2. 検討結果

2.1 地盤及び基礎スラブの検討

2.1.1 検討内容

V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に基づき、コントロール建屋の基準地震動 S_s による地震応答解析結果のうち、基本ケースの最大接地圧の評価結果を表 2-1 に示す。表 2-1 より、応答スペクトルに基づく地震動としては基準地震動 S_s-1 、断層モデルに基づく地震動としては基準地震動 S_s-2 、震源を特定せず策定する地震動としては基準地震動 S_s-8 、計 3 波に対して組合せ係数法の適用性確認を実施する。

組合せ係数法による最大接地圧は、水平方向の地震応答解析による最大転倒モーメント及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸力に 0.4（組合せ係数）を乗じた鉛直力、又は水平方向の地震応答解析による最大転倒モーメントに 0.4（組合せ係数）を乗じた転倒モーメント及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸力から算定している。

これに対して、時刻歴和による最大接地圧は、水平方向の地震応答解析による時刻歴転倒モーメント及び鉛直方向の地震応答解析による時刻歴応答軸力から時刻毎に算定した接地圧の最大値とする。

図 2-1 に地盤及び基礎スラブの検討フローを示す。

表 2-1 コントロール建屋の基準地震動 S_s による最大接地圧

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)		備考
	NS 方向	EW 方向	
S_s-1	1350*	808	応答スペクトルに基づく地震動
S_s-2	1200*	703	断層モデルに基づく地震動
S_s-3	773	660	応答スペクトルに基づく地震動
S_s-4	589	561	断層モデルに基づく地震動
S_s-5	555	615	断層モデルに基づく地震動
S_s-6	613	572	断層モデルに基づく地震動
S_s-7	543	651	断層モデルに基づく地震動
S_s-8	758	618	震源を特定せず策定する地震動

注記*：誘発上下動考慮の結果を示す。

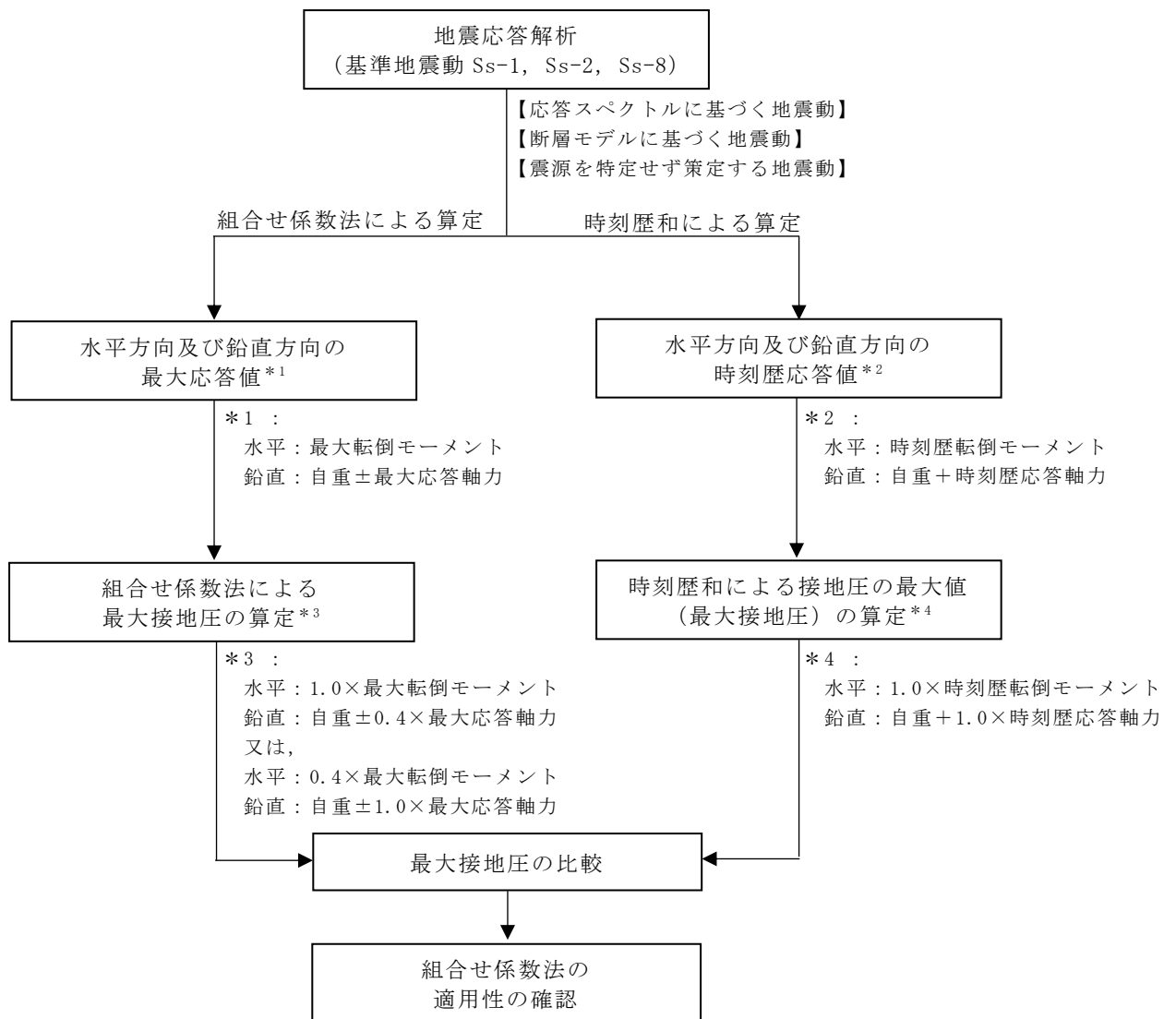


図 2-1 地盤及び基礎スラブの検討フロー

2.1.2 検討結果

組合せ係数法による最大接地圧 (①), 時刻歴和による最大接地圧 (②) 及び両者の比 (①/②) を表 2-2 に示す。

組合せ係数法による最大接地圧は, 時刻歴和による最大接地圧と比べて同等又は保守的な値となっていることから, 地盤及び基礎スラブの評価において組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

表 2-2 最大接地圧の比較 (基準地震動 S s) *1*2

(a) NS 方向

地震動	①組合せ係数法による最大接地圧 (kN/m ²)	②時刻歴接地圧の最大値 (kN/m ²)	最大接地圧の比 ①/②
Ss-1	1350	1270	1.06
Ss-2	1200	1120	1.07
Ss-8	758	665	1.13

(b) EW 方向

地震動	①組合せ係数法による最大接地圧 (kN/m ²)	②時刻歴接地圧の最大値 (kN/m ²)	最大接地圧の比 ①/②
Ss-1	808	755	1.07
Ss-2	703	667	1.05
Ss-8	618	539	1.14

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : ①組合せ係数法による最大接地圧は水平方向に 1.0×最大転倒モーメント, 鉛直方向に自重±0.4×最大応答軸力を考慮したケース

2.2 杭基礎の検討

2.2.1 検討内容

V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の耐震性についての計算書」に示す大物搬入建屋の応力解析に合わせて、杭の鉛直支持力、引抜抵抗力及び断面の評価について組合せ係数法の適用性確認を実施する。

検討用地震動は、応答スペクトルに基づく地震動としては基準地震動 S_s-1 及び S_s-3 、断層モデルに基づく地震動としては基準地震動 S_s-2 、震源を特定せず策定する地震動としては基準地震動 S_s-8 、計 4 波を用いる。

組合せ係数法では、水平方向及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答を 1 : 0.4 で組合せ検定値を評価する。一方、時刻歴における最大応答値の算出では、水平及び鉛直方向同時入力し得られた時刻歴応答の最大値を用いて検定値を評価する。得られた両者を比較することにより、組合せ係数法の適用性を確認する。

図 2-2 に杭基礎の検討フローを示す。

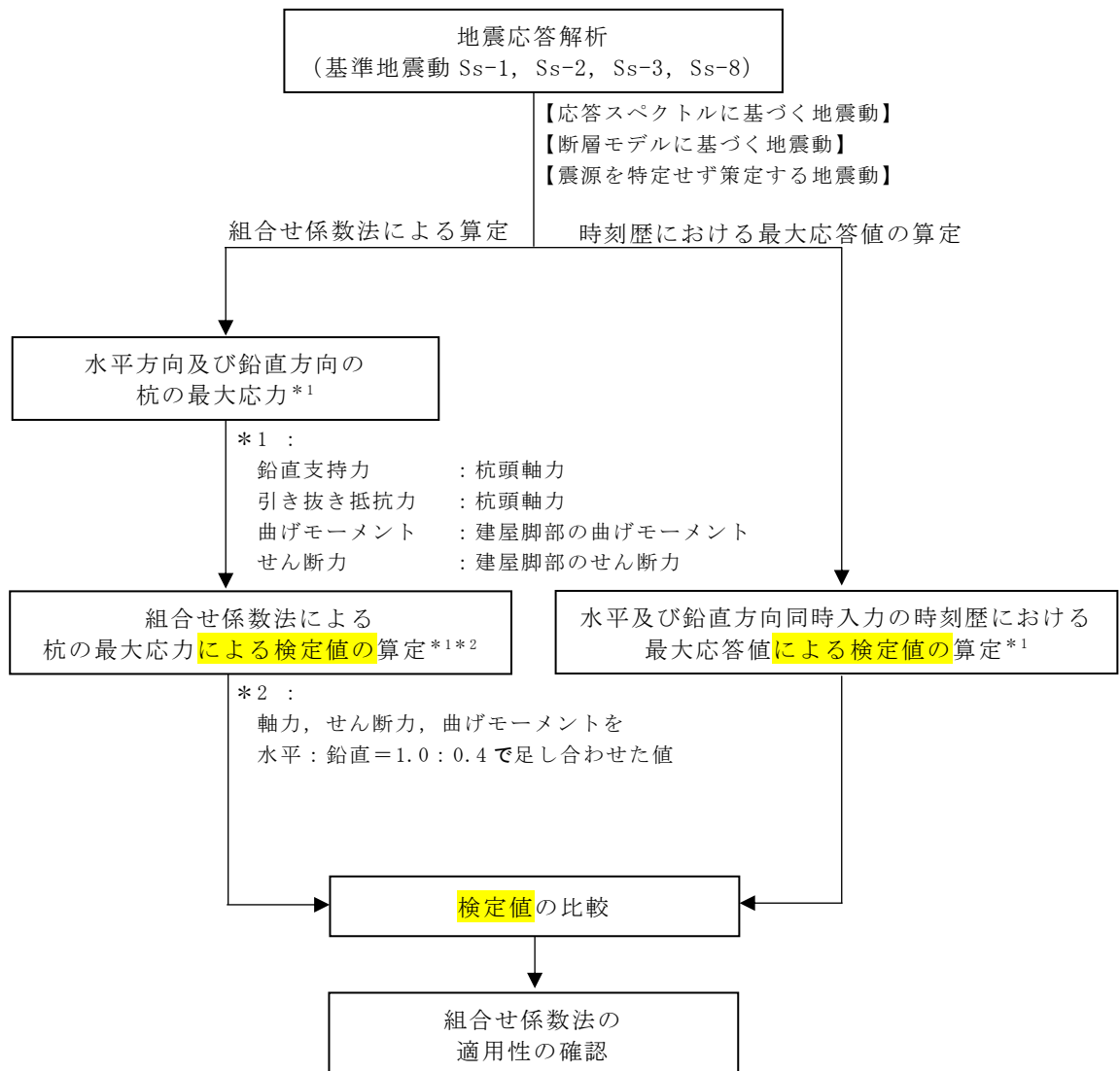


図 2-2 杭基礎の検討フロー

2.2.2 検討結果

大物搬入建屋の杭の鉛直支持力, 引抜抵抗力及び断面の評価として, 鉛直支持力, 引抜抵抗力, 杭断面の曲げモーメント及びせん断力に対する組合せ係数法による検定値(①), 時刻歴における最大応答値による検定値(②), 及び両者の比(①/②)を表2-3に示す。

表2-3より, 組合せ係数法による検定値のうち, 鉛直支持力, 曲げモーメント及びせん断力については, 時刻歴における最大応答値による検定値より大きい結果であるが, 鉛直支持力については Ss-2 で, 引抜抵抗力については Ss-2 及び Ss-8 において時刻歴における最大応答値による検定値より小さい結果である。しかし, 表2-4より, 組合せ係数法によって各波で算出した検定値の包絡値は, 時刻歴における最大応答値による検定値を上回っている。

以上の検討より, 図1-2のフロー図に基づき, 組合せ係数法による検定値は時刻歴における最大応答値による検定値と比べて保守的な値になっており, 杭基礎において組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

表 2-3 検定値の比較（基準地震動 S s ） *1*2

(a) NS 方向

項目	①組合せ係数法による 検定値				②時刻歴における最大応答値 による検定値				両者の比 (①/②)			
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8
鉛直支持力	0.540	0.436	0.369	0.330	0.490	0.446	0.333	0.290	1.10	0.97	1.10	1.13
引抜抵抗力	0.582	0.374	0.261	0.189	0.466	0.348	0.217	0.184	1.24	1.07	1.20	1.02
曲げモーメント	0.177	0.120	0.194	0.125	0.173	0.120	0.152	0.124	1.02	1.00	1.27	1.00
せん断力	0.518	0.340	0.531	0.339	0.499	0.332	0.416	0.335	1.03	1.02	1.27	1.01

(b) EW 方向

項目	①組合せ係数法による 検定値				②時刻歴における最大応答値 による検定値				両者の比 (①/②)			
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8
鉛直支持力	0.418	0.317	0.311	0.258	0.340	0.303	0.253	0.222	1.22	1.04	1.22	1.16
引抜抵抗力	0.310	0.197	0.160	0.050	0.162	0.210	0.072	0.059	1.91	0.93	2.22	0.84
曲げモーメント	0.117	0.102	0.129	0.075	0.113	0.097	0.107	0.072	1.03	1.05	1.20	1.04
せん断力	0.305	0.251	0.303	0.247	0.288	0.247	0.242	0.244	1.05	1.01	1.25	1.01

注記*1：基本ケースの結果

注記*2：①組合せ係数法による検定値は軸力，せん断力及び曲げモーメントを水平：鉛直=1.0：0.4で足し合わせたケース

表 2-4 包絡を考慮した検定値の比較*1*2

項目	方向	地震動	②時刻歴における最大 応答値による検定値	③組合せ係数法による検定値 (Ss-1~Ss-3, Ss-8の包絡)	両者の比 (③/②)
鉛直支持力	NS	Ss-2	0.446	0.540	1.21
引抜抵抗力	EW	Ss-2	0.210	0.310	1.47
		Ss-8	0.059	0.310	5.25

注記*1：基本ケースの結果

注記*2：③組合せ係数法による検定値（Ss-1~Ss-3, Ss-8の包絡）は軸力，せん断力及び曲げモーメントを水平：鉛直=1.0：0.4で足し合わせたケース

2.3 上部構造物の検討

2.3.1 検討内容

V-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」に示す復水貯蔵槽の地震時の応力解析による評価に合わせて、基準地震動 S_s に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動としては基準地震動 S_{s-1} 及び S_{s-3} 、断層モデルに基づく地震動としては基準地震動 S_{s-2} 、震源を特定せず策定する地震動としては基準地震動 S_{s-8} 、計 4 波に対して組合せ係数法の適用性確認を実施する。

組合せ係数法による復水貯蔵槽の軸応力度は、水平方向の地震応答解析による最大応答曲げモーメントより生じる軸応力度及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸力に 0.4（組合せ係数）を乗じた軸応力度、又は水平方向の地震応答解析による最大応答曲げモーメントより生じる軸応力度に 0.4（組合せ係数）を乗じた鉛直力及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸応力度から算定している。

これに対して、時刻歴和による応答軸応力度の最大値は、選定した地震波を用い、時刻毎に水平方向の地震応答解析による時刻歴応答曲げモーメントによる軸応力度と鉛直方向の地震応答解析による時刻歴和による応答軸応力度の和を算定し、軸応力度の最大値とする。

上部構造物の検討フローを図 2-3 に示す。

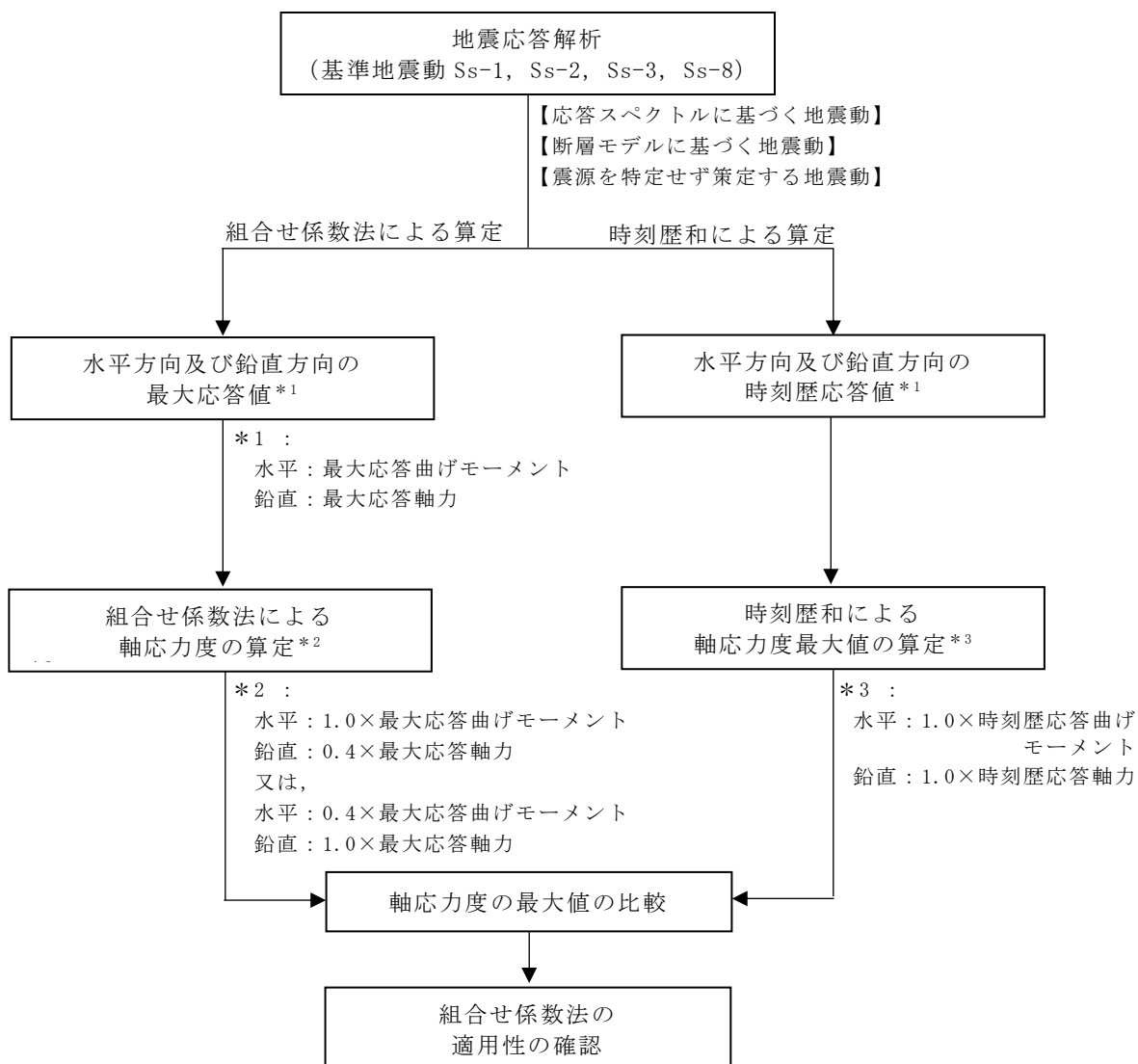


図 2-3 上部構造物の検討フロー

2.3.2 検討結果

廃棄物処理建屋（復水貯蔵槽）の評価として、地震波ごとに組合せ係数法を適用して算出した軸応力度（①）、時刻歴和による軸応力度の最大値（②）及び軸応力度の最大値の比（①／②）を表 2-5 及び表 2-6 に示す。軸応力度の最大値の比（①／②）が 1.0 を下回るケースがあることから、それらのケースについて、Ss-1～Ss-3 及び Ss-8 を包絡し組合せ係数法を適用して算出した軸応力度（③）及び軸応力度の最大値の比（③／②）を表 2-7 及び表 2-8 に示す。

Ss-1～Ss-3 及び Ss-8 を包絡し組合せ係数法を適用して算出した軸応力度は、時刻歴和による軸応力度の最大値に比べて保守的な値になっていることから、軸応力度評価において組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

表 2-5 最大軸応力度の比較 (NS 方向) (1/2) *¹

(a) Ss-1

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-1		
12.3	2.91* ²	2.83	1.02
6.5	2.47* ²	2.38	1.03
-1.1	3.24* ²	3.21	1.00* ³

(b) Ss-2

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-2		
12.3	2.75* ²	2.62	1.04
6.5	2.12* ²	2.03	1.04
-1.1	2.56* ²	2.42	1.05

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース

注記*3 : 組合せ係数法による軸応力度が時刻歴軸応力度を上回る。

表 2-5 最大軸応力度の比較 (NS 方向) (2/2) *¹

(c) Ss-3

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-3		
12.3	2.87* ²	2.89	0.99
6.5	2.44* ²	2.48	0.98
-1.1	3.23* ²	3.28	0.98

(d) Ss-8

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-8		
12.3	2.77* ²	2.79	0.99
6.5	2.35* ²	2.35	1.00
-1.1	3.18* ²	3.17	1.00* ³

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース

注記*3 : 組合せ係数法による軸応力度が時刻歴軸応力度を上回る。

表 2-6 最大軸応力度の比較 (EW 方向) (1/2) *¹

(a) Ss-1

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-1		
12.3	0.760* ³	0.751	1.01
6.5	0.736* ³	0.728	1.01
-1.1	0.901* ³	0.908	0.99

(b) Ss-2

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-2		
12.3	0.623* ²	0.648	0.96
6.5	0.557* ³	0.557	1.00
-1.1	0.696* ³	0.698	0.99

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース

注記*3 : 水平方向に 0.4×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 1.0×最大応答軸力を考慮したケース

表 2-6 最大軸応力度の比較 (EW 方向) (2/2) *1

(c) Ss-3

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-3		
12.3	0.556* ³	0.588	0.94
6.5	0.547* ³	0.518	1.05
-1.1	0.682* ³	0.640	1.06

(d) Ss-8

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (①/②)
	①Ss-8		
12.3	0.455* ²	0.525	0.86
6.5	0.368* ²	0.444	0.82
-1.1	0.440* ²	0.536	0.82

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース

注記*3 : 水平方向に 0.4×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 1.0×最大応答軸力を考慮したケース

表 2-7 最大軸応力度の比較 (NS 方向) *1

(a) Ss-3

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (③/②)
	③包絡		
12.3	2.95* ²	2.89	1.02
6.5	2.52* ²	2.48	1.01
-1.1	3.38* ³	3.28	1.03

(b) Ss-8

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (③/②)
	③包絡		
12.3	2.95* ²	2.79	1.05
6.5	2.52* ²	2.35	1.07

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント (Ss-3), 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力 (Ss-1) を考慮したケース

注記*3 : 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント (Ss-8), 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力 (Ss-1) を考慮したケース

表 2-8 最大軸応力度の比較 (EW 方向) *1

(a) Ss-1

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (③/②)
	③包絡		
-1.1	0.945* ²	0.908	1.04

(b) Ss-2

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (③/②)
	③包絡		
12.3	0.804* ²	0.648	1.24
6.5	0.768* ²	0.557	1.37
-1.1	0.945* ²	0.698	1.35

(c) Ss-3

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (③/②)
	③包絡		
12.3	0.804* ²	0.588	1.36

(d) Ss-8

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 軸応力度 (N/mm ²)	② 時刻歴軸応力度 (N/mm ²)	軸応力度の最大値 の比 (③/②)
	③包絡		
12.3	0.804* ²	0.525	1.53
6.5	0.768* ²	0.444	1.72
-1.1	0.945* ²	0.536	1.76

注記*1 : 基本ケースの結果

注記*2 : 水平方向に 0.4×最大応答曲げモーメント (Ss-2), 鉛直方向に 1.0×最大応答軸力 (Ss-1) を考慮したケース

原子炉ウェル遮蔽プラグの耐震性についての

計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-11-2-7「原子炉ウエル遮蔽プラグの耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 支持部の割裂に対する検討

別紙 1 支持部の割裂に対する検討

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 検討方針及び検討結果	別紙 1-2
3. まとめ	別紙 1-3

1. 概要

V-2-11-2-7「原子炉ウェル遮蔽プラグの耐震性についての計算書」（以下「遮蔽プラグの耐震計算書」という。）では、原子炉ウェル遮蔽プラグ（以下「遮蔽プラグ」という。）の支持部について、圧縮力に対する耐震評価を実施している。本資料は、遮蔽プラグの支持部について、割裂に対する検討を行うものである。

2. 検討方針及び検討結果

図 2-1 に遮蔽プラグの支持部において割裂に対して想定される破壊形式を示す。図 2-1 に示すように、遮蔽プラグの支持部では、斜め 45 度方向及び鉛直方向の滑りせん断破壊が考えられるため、それぞれについて検討する。

斜め 45 度方向の滑りせん断破壊については、遮蔽プラグが両端で支持されており、水平移動しないことを踏まえると、実現象として生じないと考えられる。一方、鉛直方向の滑りせん断破壊については、原子炉ウエル壁のせん断力に対する検討を実施することとなる。ここで、原子炉ウエル壁の断面寸法は遮蔽プラグ本体の断面寸法より大きいいため、原子炉ウエル壁より先行して遮蔽プラグ本体の鉛直方向の滑りせん断破壊が生じると考えられる。遮蔽プラグ本体のせん断力に対する耐震評価は遮蔽プラグの耐震計算書にて実施しており、その健全性が確認されていることを踏まえると、原子炉ウエル壁の健全性は担保されていると言える。

以上より、遮蔽プラグの支持部の割裂に対する健全性を確認した。

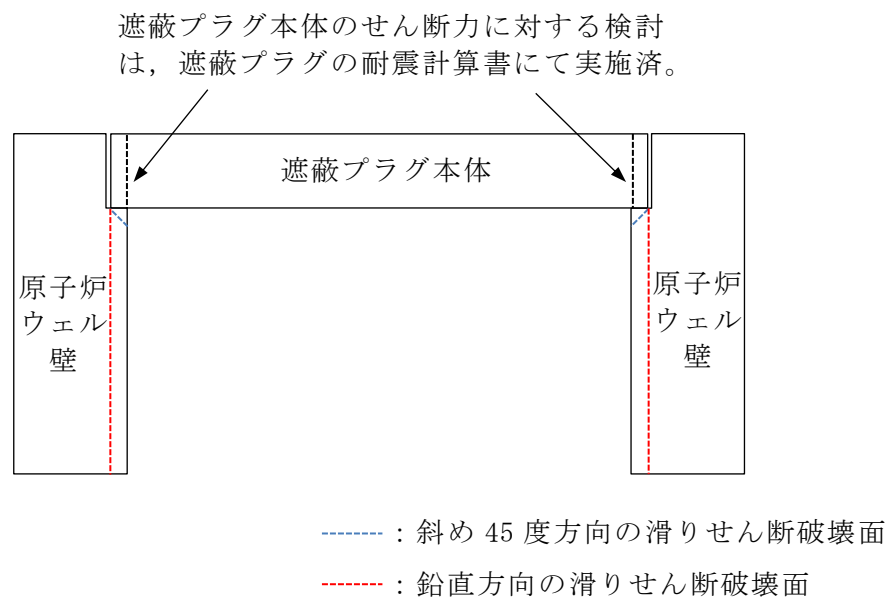


図 2-1 遮蔽プラグの支持部における破壊形式

3. まとめ

遮蔽プラグの支持部について，割裂に対する検討を行い，その健全性を確認した。

主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの耐震性についての計算書に係る

補足説明資料

1. 工事計画添付資料に係る補足説明資料

V-2-9-3-1-2「主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの基準地震動 S_s に対する閉機能維持について

別紙 1 主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの
基準地震動 S_s に対する閉機能維持について

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 評価方針	別紙 1-2
3. S s 閉機能維持評価	別紙 1-3
3.1 モックアップ試験による確認	別紙 1-3
3.2 地震応答解析による確認	別紙 1-4
3.2.1 固有周期の算定	別紙 1-4
3.2.2 設計用地震力	別紙 1-7
3.2.3 評価方法	別紙 1-8
3.2.4 評価結果	別紙 1-8

1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1-2「主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの耐震性についての計算書」における閉機能維持評価について、基準地震動 S_s に対する閉機能維持評価を補足的に説明するものである。

2. 評価方針

基準地震動 S_s による地震力に対し、MS トンネル室 BOP が開放しないこと（以下「 S_s 閉機能維持」という。）を確認する。具体的には、基準地震動 S_s による地震荷重が、MS トンネル室 BOP の設計開放荷重（ 5.89kN/m^2 ）を下回ることを確認する。

評価方法については、V-2-9-3-1-2「主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの耐震性についての計算書」と同じ解析モデルを用いることとし、基準地震動 S_s おける地震荷重の算出を行う。

評価フローを図 2-1 に示す。

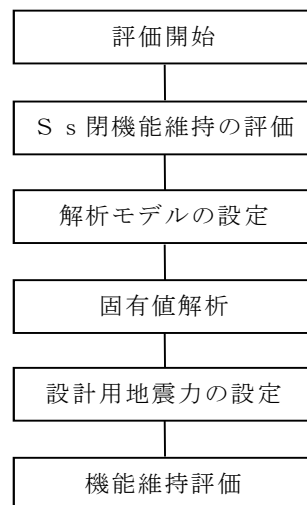


図 2-1 MS トンネル室 BOP の評価フロー

3. S s 閉機能維持評価

MS トンネル室 BOP のラプチャーパネルに作用する基準地震動 S s による地震力が、設計開放荷重 (5.89kN/m²) を下回ることを確認する。

3.1 モックアップ試験による確認

MS トンネル室 BOP が基準地震動 S s に対して開放しないことを確認するため、V-1-1-7「安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書」のうち、V-1-1-7-別添 4「ブローアウトパネル関連設備の設計方針」に示すように加振試験を実施している。加振試験結果を表 3-1 に示す。加振試験結果の最大値は kN/m² であり、設計開放荷重 (5.89kN/m²) を下回ることから、基準地震動 S s では開放しない。

表 3-1 加振試験結果

試験体	測定値 (kN/m ²)	設計開放荷重 (kN/m ²)	判定
試験体 1	<input type="text"/>	5.89	○
試験体 2	<input type="text"/>		○
試験体 3	<input type="text"/>		○

3.2 地震応答解析による確認

3.2.1 固有周期の算定

MS トンネル室 BOP の固有値解析方法を以下に示す。固有周期は、枠部をモデル化した有限要素法（以下「FEM」という。）による固有値解析にて求める。

固有値解析に用いる FEM 解析モデルの概要を図 3-1 に、材料及び部材の諸元を表 3-2 に、部材の配置を図 3-2 に示す。

MS トンネル室 BOP 枠部は、ラプチャーパネルを支持する鉄骨部材とラプチャーパネル以外の鋼板をモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、鋼板はシェル要素でモデル化する。なお、ラプチャーパネルについては、重量及び剛性は軽微であるため、斜材については、枠部全体の振動性状に与える影響は軽微であるためモデル化していない。

MS トンネル室壁面に支持されている外周部節点は、並進成分（水平並びに鉛直）を固定とする。また、各部材の接合部はフランジを接合していないことから、部材端部はピン接合とする。柱・梁部材は、原子炉建屋側のフランジ外面が同一平面上にあり、鋼板は原子炉建屋側のフランジ面に設置されているため、モデル化にあたっては、柱・梁部材及び鋼板の偏心をオフセットとして考慮する。

解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

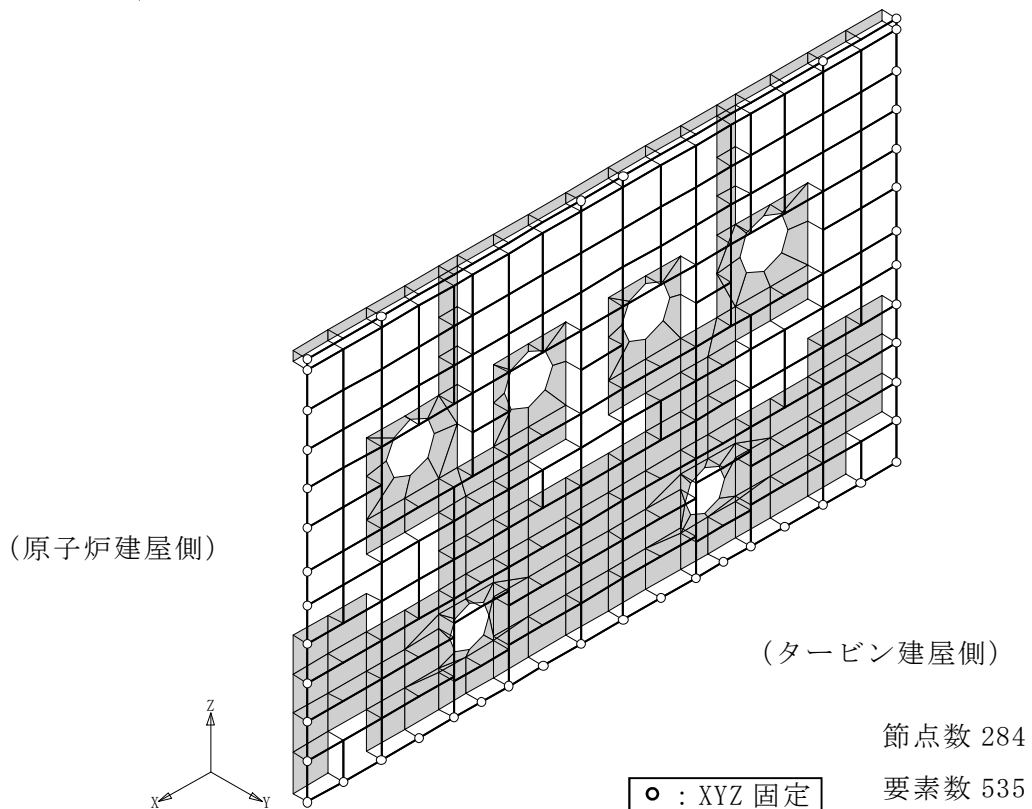


図 3-1 FEM 解析モデル

表 3-2 材料及び部材の諸元

(a) 材料定数

項目	値
ヤング係数	205000 N/mm ²
せん断弾性係数	79000 N/mm ²

(b) 使用部材

部材	使用部材
C1/B1	[-380×100×10.5×16
C2	H-700×300×13×24
B2	H-300×300×10×15
C3	H-300×150×6.5×9
B3/P1	H-200×100×5.5×8
L	L-75×75×6
PL	PL-9

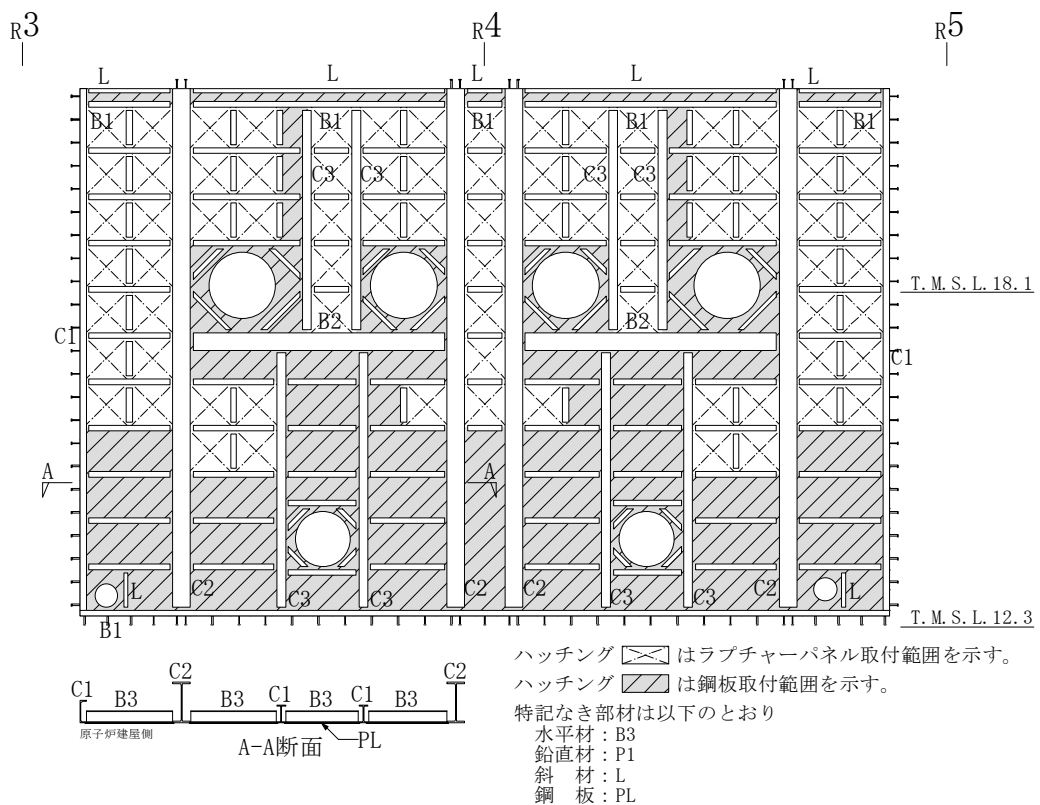


図 3-2 部材の配置 (単位:m)

固有値解析結果を表 3-3 に、固有モードを図 3-3 に示す。MS トンネル室 BOP の閉機能維持評価に係る面外方向 (EW 方向) の 1 次固有周期は 秒 (Hz) であり、20Hz を下回ることを確認した。なお、面内方向 (NS 方向) 及び鉛直方向については、20Hz 以上であり、十分な剛性を有していることを確認した。

表 3-3 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			X 方向 (NS 方向)	Y 方向 (EW 方向)	Z 方向 (鉛直)
1 次	水平	<input type="text"/>	—	1.626	—
2 次	水平	0.052	—	0.005	—

注記*：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

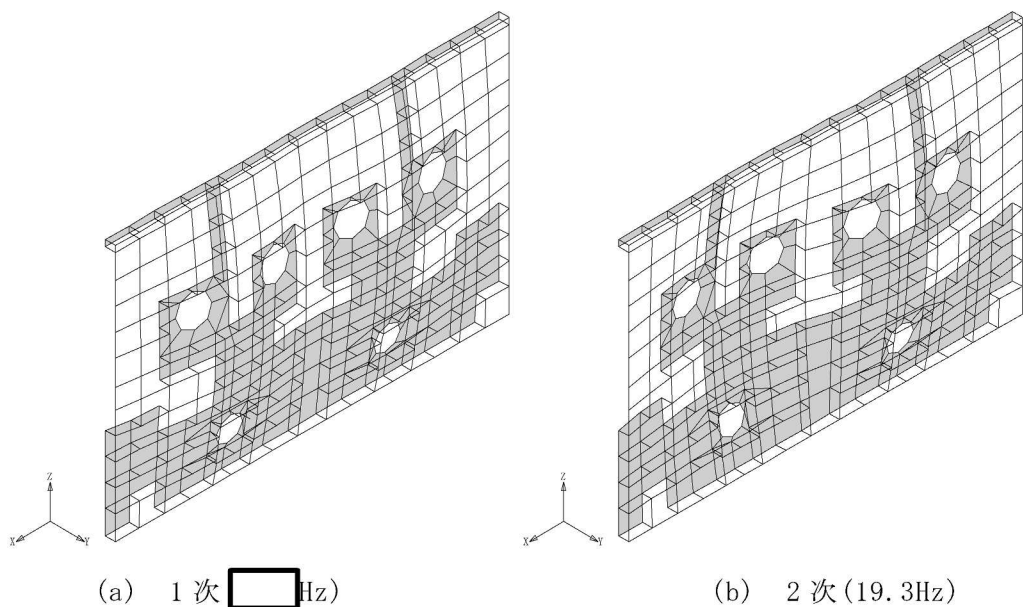


図 3-3 MS トンネル室 BOP の固有モード

3.2.2 設計用地震力

耐震評価に用いる設計用地震力を表 3-4 に示す。

「基準地震動 S_s」による地震力は、V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。また、減衰定数は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数 2%（鉄骨）を用いる。評価に用いる震度は、保守的な評価とするため MS トンネル室 BOP 設置階の上階（T.M.S.L. 23.5m）の値とする。

なお、ラプチャーパネルは、枠部に作用する鉛直震度により応力が発生しない機構であるため、鉛直震度に対する S_s 閉機能維持評価は行わない。

表 3-4 設計用地震力

据付場所及び床面高さ(m)		原子炉建屋 T.M.S.L. 23.5					
固有周期(s)		NS 方向：0.05 以下		EW 方向：□* ¹	鉛直：0.05 以下		
減衰定数(%)		NS 方向：—		EW 方向：2.0	鉛直：—		
地震力		弾性設計用地震動 S _d または静的震度			基準地震動 S _s		
モード	固有周期(s)	応答水平震度		応答鉛直震度	応答水平震度* ²		応答鉛直震度* ²
		NS 方向	EW 方向		NS 方向	EW 方向	
1 次	□	—	—	—	—	1.26	—
2 次	0.052	—	—	—	—	1.26	—
3 次	0.037	—	—	—	—	—	—
動的地震力* ³		—	—	—	—	1.01	0.93
静的地震力		—	—	—	—	—	—

注記*1：1 次固有周期について記載。

*2：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線（S_s）より得られる震度を示す。

*3：基準地震動 S_s に基づく設計用最大応答加速度より定めた震度（1.0ZPA）を示す。

3.2.3 評価方法

(1) 地震荷重

地震荷重は、基準地震動 S_s に基づくスペクトルモーダル解析より求めた水平震度を用いて次式より算定する。

$$F_H = W \cdot C_H \cdot g$$

F_H : 地震荷重 (N/m²)

W : ラプチャーディスクの重量 (=0.54kg/m²)

C_H : 水平震度 (=2.05)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

3.2.4 評価結果

MS トンネル室 BOP の地震荷重と開放荷重を比較した評価結果を表 3-5 に示す。

MS トンネル室 BOP は、基準地震動 S_s による地震力に対して開放せず、閉機能を維持できることを確認した。

表 3-5 評価結果

地震荷重 (kN/m ²)	設計開放荷重 (kN/m ²)	判定
0.0109	5.89	○

建物・構築物の耐震評価における積雪量の設定について

目 次

1. 概要	1
2. 積雪量の設定	2

1. 概要

本資料は、建物・構築物の耐震性評価において考慮している積雪量の設定について説明するものであり、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・ V-2-2-2 「原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-6 「タービン建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-10 「コントロール建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-12 「廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-14 「格納容器圧力逃がし装置基礎の耐震性についての計算書」
- ・ V-2-2-16 「緊急時対策所の耐震性についての計算書」

2. 積雪量の設定

建物・構築物の耐震性評価において考慮している積雪量は建築基準法施行令第86条に基づき設定し、設定根拠となる柏崎市及び刈羽村の積雪量を表1-1及び表1-2に、図1-1に市村境界線を示した配置図を示す。なお、積雪量は、表1-1及び表1-2に示す数値を用いれば良いが、保守的に括弧書きで示す最深観測値を用いている建屋もある。

原子炉建屋、大物搬入建屋及びコントロール建屋は「新潟県土木部長通達 建築基準法施行令第86条の規定による積雪荷重の取扱いについて（通知）（建第433号，昭和58年3月25日付）」の刈羽村の「昭和10年以降における最深観測値」により280cm，タービン建屋及び廃棄物処理建屋は「新潟県土木部長通達 建築基準法施行令第86条の規定による積雪荷重の取扱いについて（通知）（建第433号，昭和58年3月25日付）」の刈羽村の「市町村別積雪量」により170cm，5号機原子炉建屋は「新潟県土木部長通達「建築基準法施行令第86条の規定による積雪荷重について（第1080号，昭和35年10月25日付）」により217cmの積雪量を設定している。また，格納容器圧力逃がし装置基礎はV-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき，31.1cmの積雪量を設定している。なお，原子炉建屋及び5号機原子炉建屋の屋根スラブ上部は，除雪運用により積雪量を低減することとしており，100cmの積雪量を設定している。これらを整理したものを表1-3に示す。

表1-1 柏崎市及び刈羽村の積雪量

場所	積雪量 (cm)	引用元
柏崎市	130 (194)	新潟県土木部長通達「建築基準法施行令第86条の規定による積雪荷重の取扱いについて（通知）」（建第433号，昭和58年3月25日付）
刈羽村	170 (280)	

注記：（ ）の昭和10年以降における最深観測値を示す。

表1-2 柏崎市及び刈羽村の積雪量（昭和58年3月25日廃止）

場所	積雪量 (cm)	引用元
柏崎市	130 (194)	新潟県土木部長通達「建築基準法施行令第86条の規定による積雪荷重について」（第1080号，昭和35年10月25日付）
刈羽村	170 (217)	

注記：（ ）の昭和10年以降における最深観測値を示す。

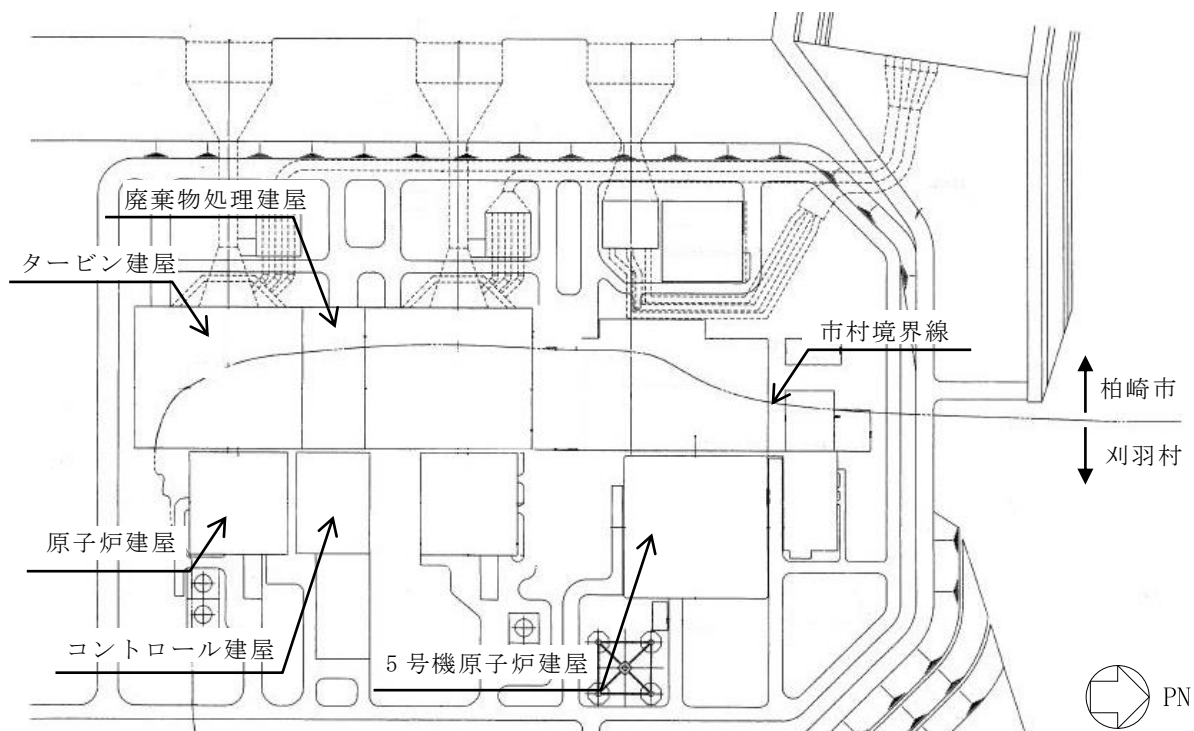


図1-1 配置図

表 1-3 建物・構築物の耐震性評価において考慮している積雪量

建物・構築物	積雪量 (cm)
原子炉建屋*	280
大物搬入建屋	
コントロール建屋	
タービン建屋 廃棄物処理建屋	170
5号機原子炉建屋*	217
格納容器圧力逃がし装置基礎	31.1

注記* : 屋根スラブ上部は、除雪運用により 100cm の積雪量を設定。