

補足説明資料 9

耐震性に関する説明書に関する補足説明資料

目 次

補足説明資料 9-1	地盤の支持性能に係る基本方針に関する補足説明資料
補足説明資料 9-2	連絡通路における設置許可から設計及び工事の計画での差異について（基礎地盤の安定性評価）
補足説明資料 9-3	地震応答解析モデル及び解析手法の概要
補足説明資料 9-3 別紙 1	地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性
補足説明資料 9-3 別紙 2	建屋の滑動に関する検討
補足説明資料 9-4	地震荷重と風荷重、積載荷重と積雪荷重の比較
補足説明資料 9-5	地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討
補足説明資料 9-5 別紙 1	地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討
補足説明資料 9-6	地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰乗数に関する検討
補足説明資料 9-7	1次元地盤モデルの妥当性検討
補足説明資料 9-8	応力解析モデル及び解析手法の概要
補足説明資料 9-8 別紙 1	応力解析モデルの鳥瞰図及び層分解図
補足説明資料 9-8 別紙 2	耐震重要度分類 C クラス施設としての耐震評価について
補足説明資料 9-9	FEM モデルを用いた応力解析による評価における断面の評価対象部位の選定
補足説明資料 9-10	応力解析における地震荷重等の入力方法
補足説明資料 9-11	建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用
補足説明資料 9-12	水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組み合わせに関する検討

- 補足説明資料 9-13 緊急時対策棟（連絡通路）接続工事による重量増加に対する緊急時対策棟（休憩所）の影響評価
- 補足説明資料 9-14 緊急時対策棟（指揮所）の遮へい体の撤去方法と耐震評価への影響について
- 補足説明資料 9-15 緊急時対策棟（連絡通路、指揮所、休憩所）における耐震壁、シール材の気密性の維持について

9-1. 地盤の支持性能に係る基本方針に関する補足説明資料

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価で用いる地盤の解析用物性値、極限支持力度については、既工認（平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画）の添付資料 3-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて記載・確認された値を適用することとしており、添付資料 9-3「地盤の支持性能に係る基本方針」では、既工認を呼び込む方針としている。

緊急時対策棟設置位置付近の地質は、図-1 に示すとおり、発電用原子炉施設設置位置と同様に、中生代前期白亜紀の川内層の礫岩、砂岩、粘板岩を基盤とすることを設置変更許可時に確認している。また、緊急時対策棟周辺では、表-1 に示すとおり、「地盤の支持性能に係る基本方針」については、代替緊急時対策所は新規制基準工認時に認可、緊急時対策棟（指揮所）は、既工認呼び込みとして、指揮所設置工事（1 期工事）工認時に認可を受けている。今回申請対象の緊急時対策棟（連絡通路）は、緊急時対策棟（指揮所）と緊急時対策棟（休憩所）（代替緊急時対策所から名称変更）の間に設置されることから、新規制基準工認及び指揮所設置工事（1 期工事）工認で使用された物性値が適用でき、既工認を呼び込むことは妥当であると考えられる。

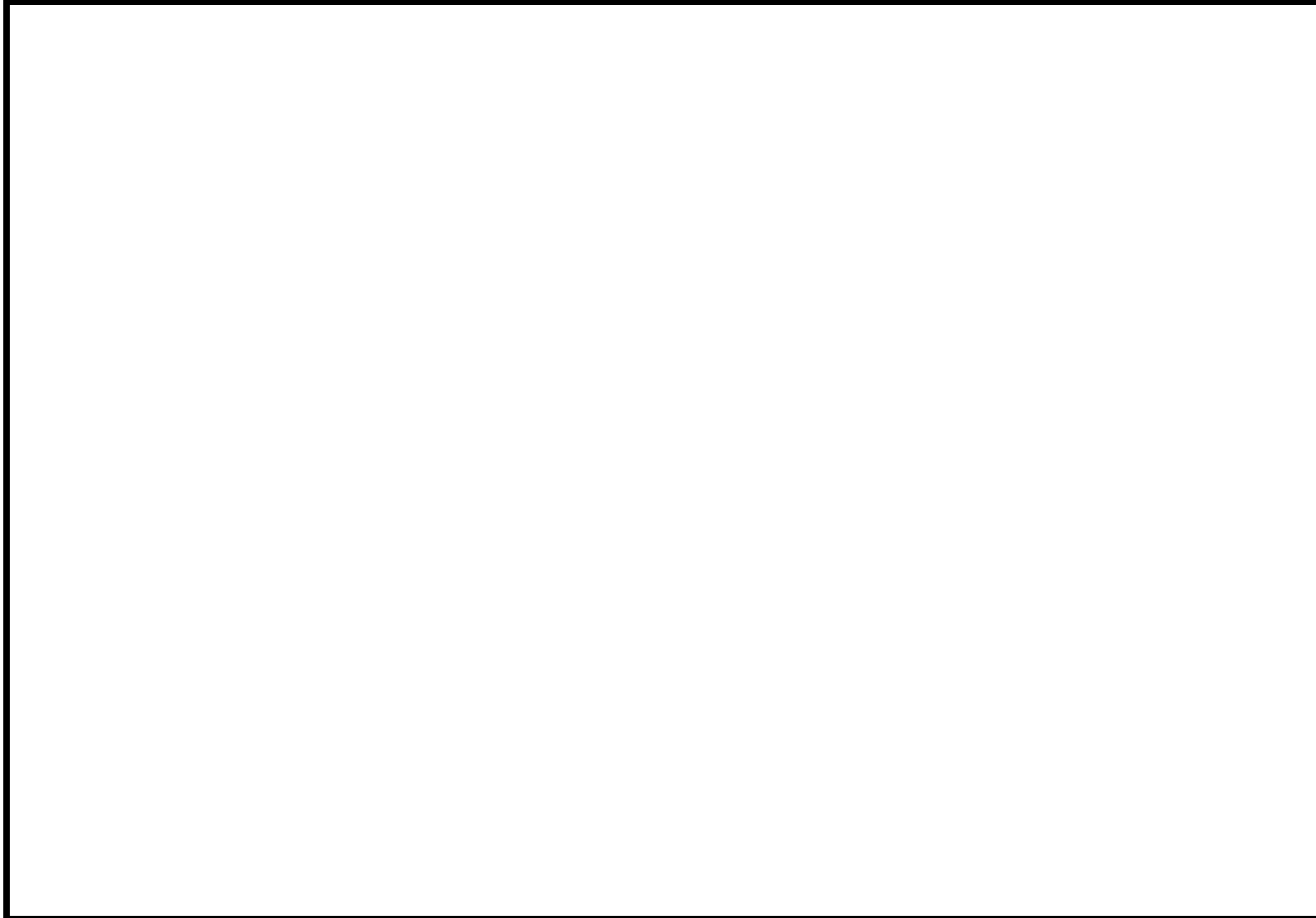
本資料では、本設工認にて使用される解析用物性値、極限支持力度を再掲するとともに、耐震安全性評価における地下水位の設定方針、地質断面図及び速度構造について説明するものである。

表-1 緊急時対策棟に係る申請経緯

工事計画申請件名	対象設備	地盤の支持性能に係る基本方針
新規制基準工認 【平成 27 年 3 月 18 日認可】	代替緊急時対策所 他	添付資料 3-3
指揮所設置工事（1 期工事）工認 【令和元年 6 月 3 日認可】	緊急時対策棟（指揮所） 他	添付資料 11-3 ※新規制基準工認呼び込み
連絡通路接続工事（2 期工事）設工認 【今回申請】	緊急時対策棟（連絡通路） 緊急時対策棟（休憩所） ^(注1)	添付資料 9-3 ※新規制基準工認呼び込み

(注 1) 今回申請にて、代替緊急時対策所から名称変更

3. 緊急時対策所設置位置付近の地質〔地質水平断面図〕



図－1 地質・地質構造（第 392 回審査会合資料より抜粋、一部加筆）

※ 枠囲みの内容は、商業機密あるいは防護上の観点から公開できません。

1. 地盤の解析用物性値

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価における地盤の解析用物性値は、既工認（平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画）の添付資料 3-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち、「3. 地盤の解析用物性値」によるものとする。

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価において使用する岩種・岩級の解析用物性値一覧表を第 1-1 表、設定根拠を第 1-2 表に示す。

第1-1表 地盤物性値一覧

岩種・岩級		物性値	物理特性 密度 ρ (g/cm ³)	強度特性			変形特性				
				せん断強度 τ (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ_r (N/mm ²)	動の変形特性		静的変形特性		
						動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^3$ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h (%)	静弾性係数 E_s ($\times 10^3$ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	
砂岩	B、C ₂₃ 級		2.70	1.08	44.8	1.77 σ ^{0.49}	P8検査による速度層毎のVs、Vp及び密度により算定	3	2.07	0.22	
	C ₂₃ 級		2.70	1.08	44.8	1.77 σ ^{0.49}		3	1.32	0.30	
	C ₁ 級		2.28	0.24	27.6	0.64 σ ^{0.46}		3	0.66	0.30	
粘板岩	B、C ₂₃ 級		2.72	0.75	44.8	1.45 σ ^{0.51}	P8検査による速度層毎のVs、Vp及び密度により算定	3	1.94	0.26	
	C ₂₃ 級		2.70	0.75	44.8	1.45 σ ^{0.51}		3	1.24	0.30	
	C ₁ 級		2.28	0.17	27.6	0.58 σ ^{0.53}		3	0.62	0.30	

(注1) 緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価で使用する岩種・岩級を抜粋。赤囲みは、使用するものを示す。

(注2) 砂岩及び粘板岩の解析用物性値は、設置変更許可申請書（添付書類六）にて確認された解析用物性値である。

第1-2表 地盤物性値の設定根拠

岩種・岩級		物性値	物理特性 密度 ρ (g/cm ³)	強度特性			変形特性					
				せん断強度 τ (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ_r (N/mm ²)	動の変形特性		静的変形特性			
						動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^3$ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h (%)	静弾性係数 E_s ($\times 10^3$ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s		
砂岩	B、C ₂₃ 級		密度試験結果	砂岩C ₂₃ 級を使用			P8検査による速度層毎のVs、Vp及び密度により算定	使用値	使用値	岩盤変形試験結果	一軸圧縮試験結果	
	C ₂₃ 級		密度試験結果	粘板岩C ₂₃ 級に基づき算定		粘板岩C ₂₃ 級に基づき算定				使用値	岩盤変形試験結果	使用値
	C ₁ 級		現場密度試験結果	岩盤せん断試験結果						使用値	岩盤変形試験結果	使用値
粘板岩	B、C ₂₃ 級		密度試験結果	粘板岩C ₂₃ 級を使用			P8検査による速度層毎のVs、Vp及び密度により算定	使用値	使用値	粘板岩C ₁ 級に基づき算定	一軸圧縮試験結果	
	C ₂₃ 級		密度試験結果	岩盤せん断試験結果						使用値	粘板岩C ₂₃ 級に基づき算定	使用値
	C ₁ 級		粘板岩C ₁ 級に基づき算定	砂岩C ₁ 級に基づき算定		砂岩C ₁ 級に基づき算定				使用値	岩盤変形試験結果	使用値

(注1) 緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価で使用する岩種・岩級を抜粋。赤囲みは、使用するものを示す。

(注2) 砂岩及び粘板岩の解析用物性値は、設置変更許可申請書（添付書類六）にて確認された解析用物性値である。

2. 地盤の極限支持力度

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価における地盤の極限支持力度は、既工認（平成27年3月18日付け原規規発第1503181号にて認可された工事計画）の添付資料3-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち、「4. 地盤の極限支持力度」によるものとする。

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価においては、許容限界として、粘板岩（C_L級）の極限支持力度を使用する。

粘板岩（C_L級）の極限支持力度は、設置変更許可申請書（添付書類六）に記載・確認された値であり、支持力試験結果を基に設定している。

岩種及び岩級毎の地盤の極限支持力度を第2-1表に、粘板岩（C_L級）の支持力試験結果を第2-1図に示す。

地盤の短期許容支持力度は、極限支持力度の2/3として設定する。

第2-1表 地盤の極限支持力度

岩種・岩級	極限支持力度 (N/mm ²)
礫岩 (C _L 級, C _M 級, C _H 級, B級)	13.7 以上 (注1)
砂岩 (C _M 級, C _H 級)	13.7 以上 (注1)
粘板岩 (C _L 級)	9.8

(注1) ジャッキの載荷限界を超えても破壊に至らないため、最大載荷荷重を極限支持力度として設定。

(注2) 赤囲みは、緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価において使用するものを示す。

(注3) マンメイドロックを介して地盤に支持される場合、マンメイドロックの支圧強度が岩盤の極限支持力を上回るよう、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕2002年制定（（社）土木学会、平成14年3月）」の以下の式より、マンメイドロックの設計基準強度は18.0N/mm²とする。

$$f_{ak} = \sqrt{A/A_a} \cdot f'_{ck}$$

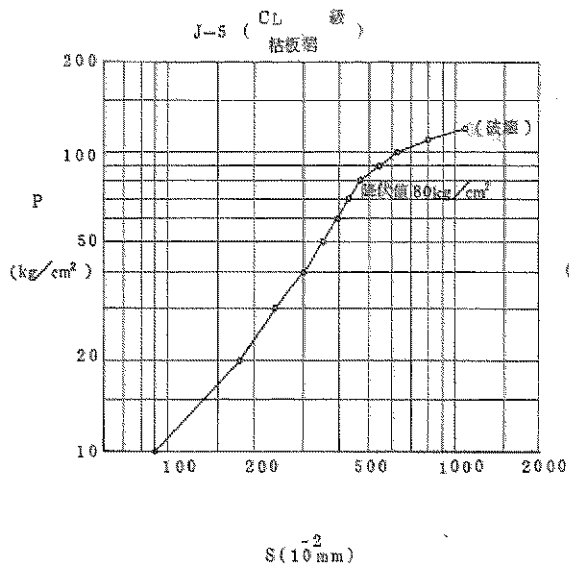
ここで、

f_{ak} : コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

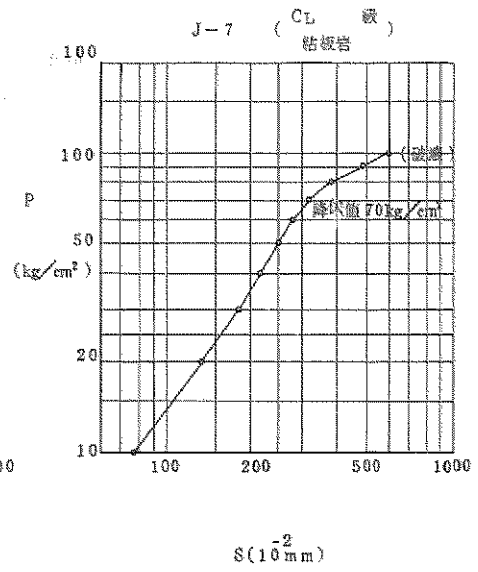
A : コンクリート面の支圧分布面積 (mm²)

A_a : 支圧を受ける面積で保守的に $\sqrt{A/A_a} = 1.0$ とする

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)



(1) CL級



(2) CL級

試験結果のうち、破壊荷重の小さい100kg/cm²を極限支持力度として採用する。

第2-1図 支持力試験結果 (粘板岩)

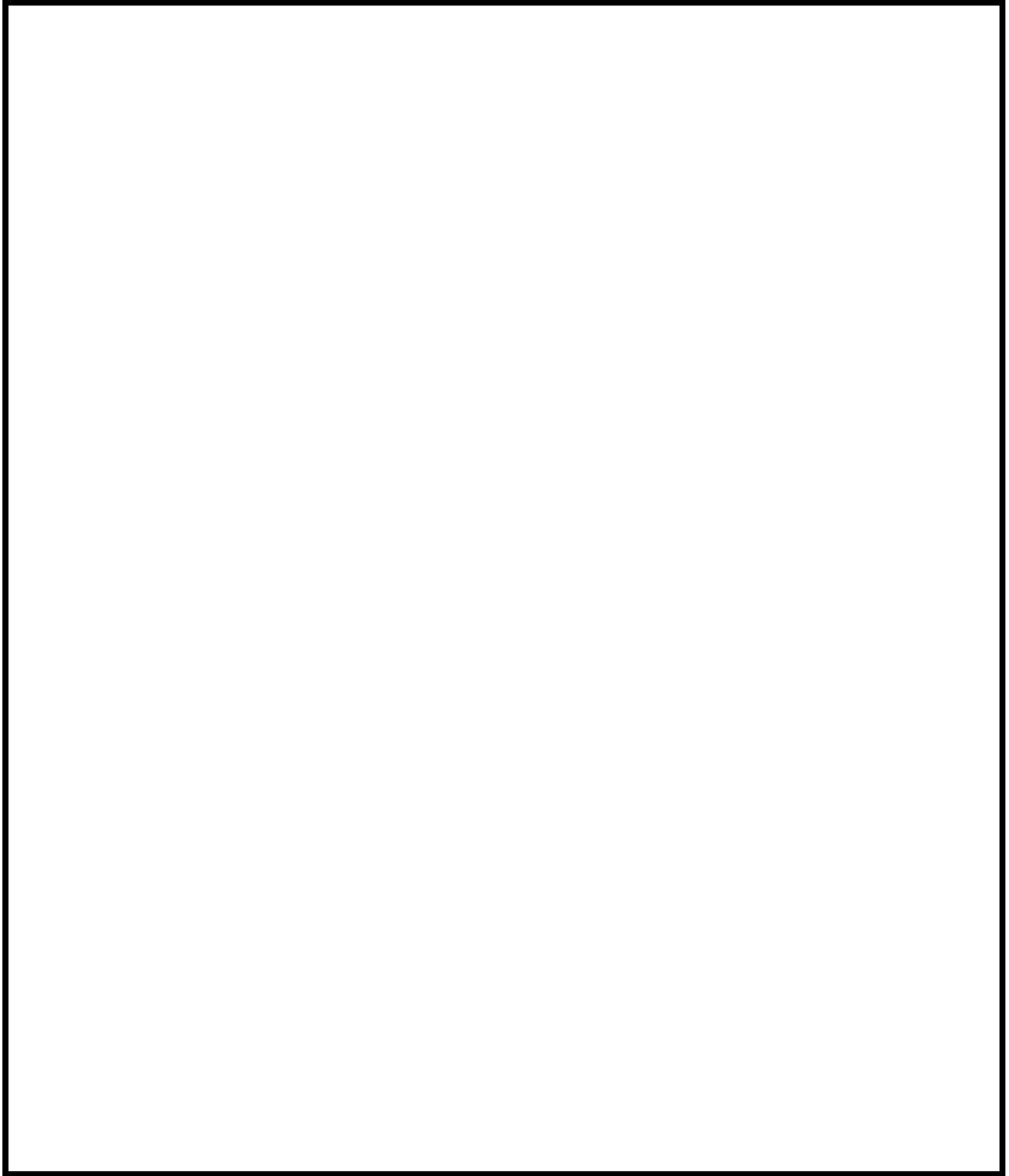
3. 耐震安全性評価における地下水位の設定方針

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価における地下水位は、緊急時対策棟（連絡通路）が地上に設置されることから、地下水位は設定しない。

4. 地質断面図

地震応答解析に用いる地盤の解析モデルは、評価対象地点近傍のボーリング調査等の結果に基づき作成した地質断面図より設定する。第 4-1 図に敷地内で実施したボーリング調査位置、第 4-1 図に示す断面位置の地質断面図を第 4-2 図に示す。

緊急時対策棟（連絡通路）設置位置付近の地質は、発電用原子炉施設設置位置と同様に、中生代前期白亜紀の川内層の礫岩、砂岩、粘板岩を基盤としている。



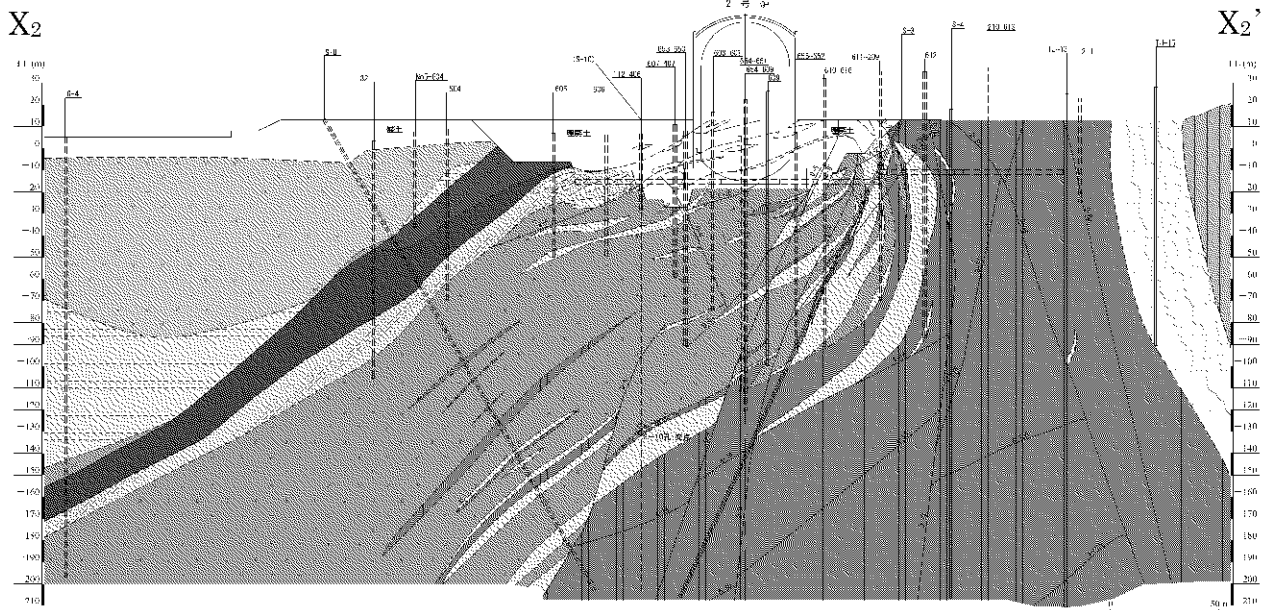
第 4-1 図 ボーリング調査位置図

地質凡例

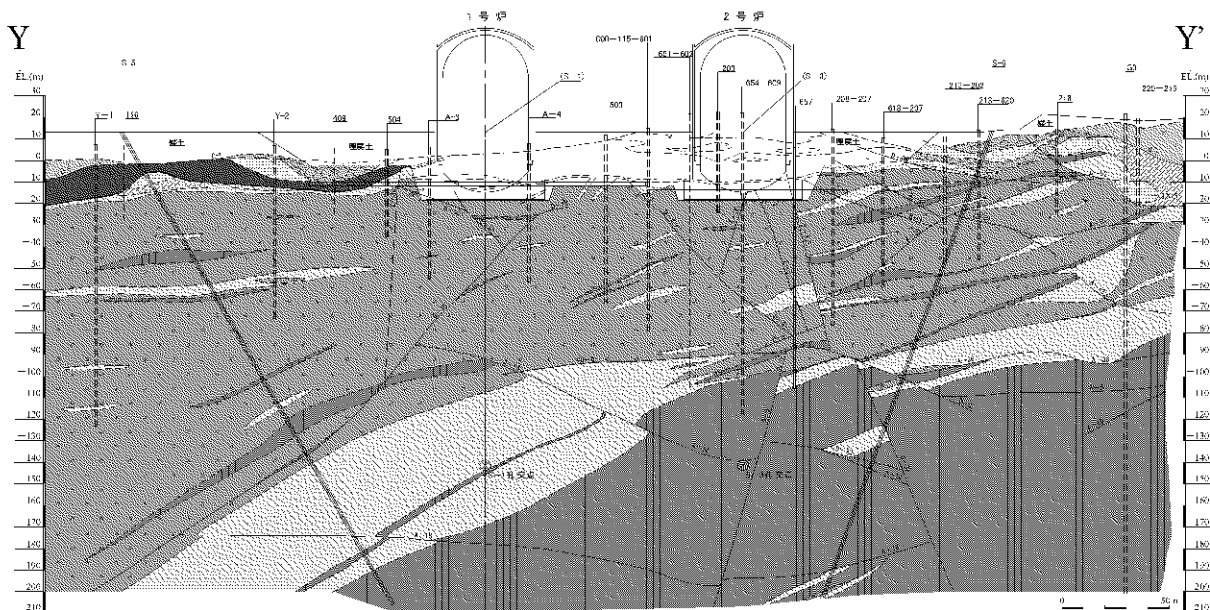
地質時代	地質名	地質	地質時代	地質名	地質
新第三紀	第一層	礫、砂、シルト等	新第三紀	上層層	礫
	第二層	礫、砂、シルト等		下層層	礫
	第三層	礫、砂、シルト等		上層層	礫
	第四層	礫、砂、シルト等		下層層	礫
第四紀	第一層	礫、砂、シルト等	第四紀	上層層	礫
	第二層	礫、砂、シルト等		下層層	礫
	第三層	礫、砂、シルト等		上層層	礫
	第四層	礫、砂、シルト等		下層層	礫

記号凡例

- ボーリング
- 試験坑
- 試験坑(試験)
- 調査深度
- ボーリング
- 断層



第4-2図 地質断面図 (X₂-X₂' 断面) (2/5)



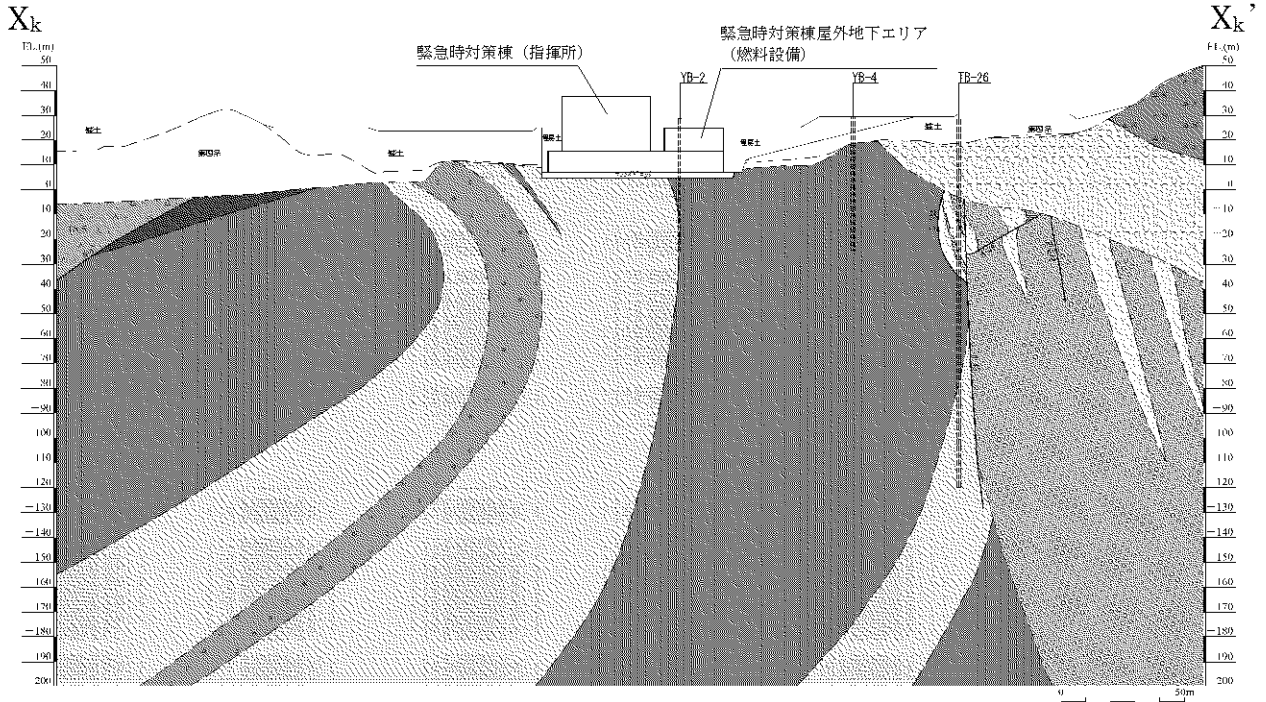
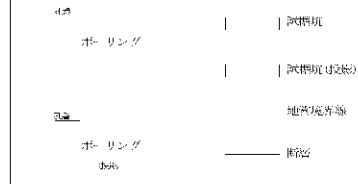
第4-2図 地質断面図 (Y-Y' 断面) (3/5)

地質凡例

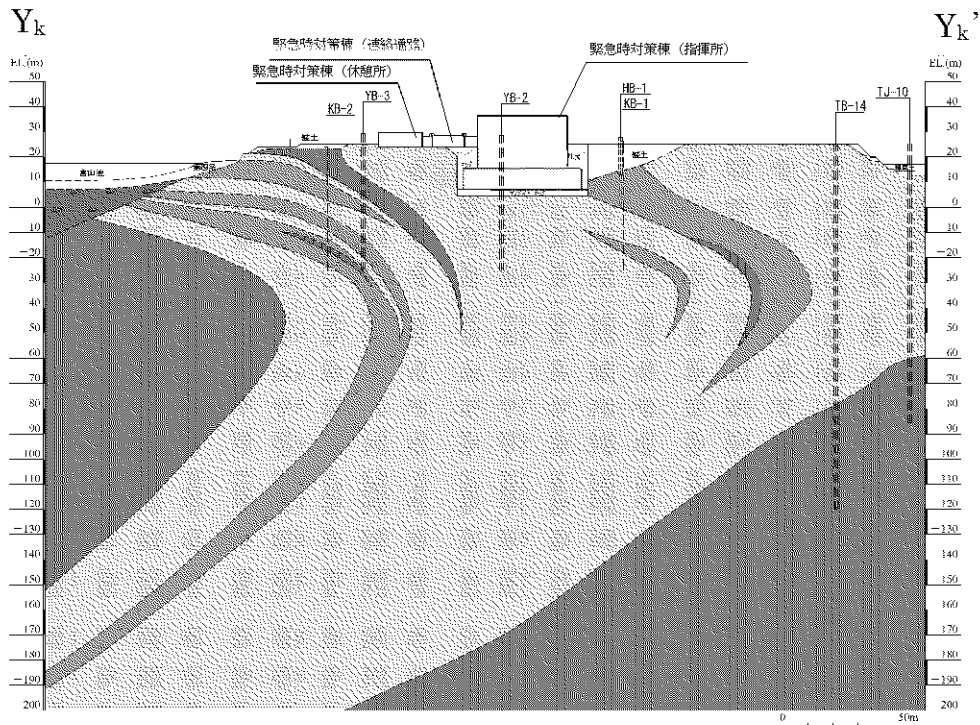
地質時代	地層名	地層
新第三紀	礫層	礫層、砂層等
	沖積層	沖積層
	礫層	礫層
	礫層	礫層
第四紀	沖積層	沖積層
	沖積層	沖積層
白垩紀	礫層	礫層
	礫層	礫層
白垩紀	礫層	礫層
	礫層	礫層

地質時代	地層名	地層
新第三紀	礫層	礫層
	礫層	礫層
第四紀	礫層	礫層
	礫層	礫層
白垩紀	礫層	礫層
	礫層	礫層
白垩紀	礫層	礫層
	礫層	礫層

記号凡例



第 4-2 図 地質断面図 (X_k-X_k' 断面) (4/5)



第 4-2 図 地質断面図 (Y_k-Y_k' 断面) (5/5)

5. 地盤の速度構造

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価における地盤の速度構造は、既工認（平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画）の添付資料 3-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち、「5. 地盤の速度構造」の設定方針に基づき設定する。

地震応答解析に用いる地盤の速度構造は、ボーリング孔内で実施した PS 検層結果等に基づき設定する。PS 検層を実施していない評価対象地点については、近傍のボーリング調査から想定される地質構造及び岩盤状況並びに近傍の PS 検層結果を踏まえ、適切に速度構造を設定する。

緊急時対策棟（連絡通路）の耐震安全性評価における速度構造は、PS 検層結果及び地質構造に基づき、設置変更許可申請書（添付書類六）に記載・確認された速度構造を用いる。

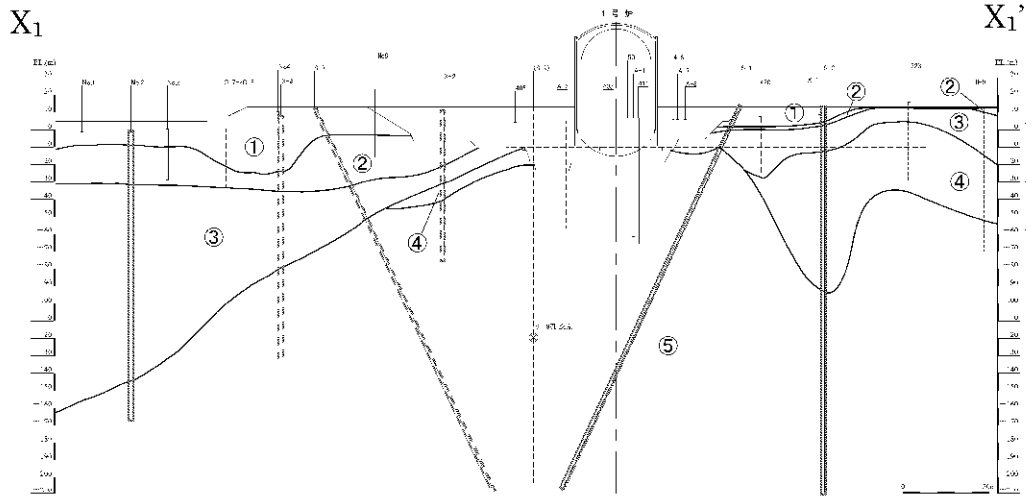
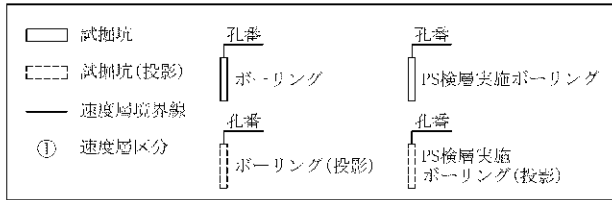
第 5-1 図に速度層断面位置図、第 5-2 図に速度層断面図、第 5-1 表に各速度層の P 波速度及び S 波速度を示す。

敷地内の速度構造は、南北方向に概ね水平成層であるが、基盤を覆う新第三紀の火山岩類の分布に伴い、西落ちの構造を示す。

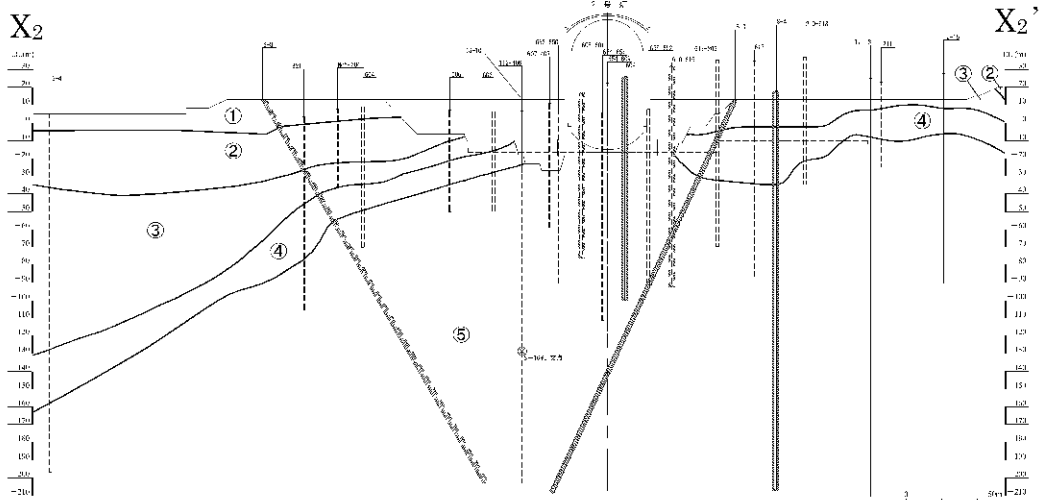


第 5-1 図 速度層断面位置図

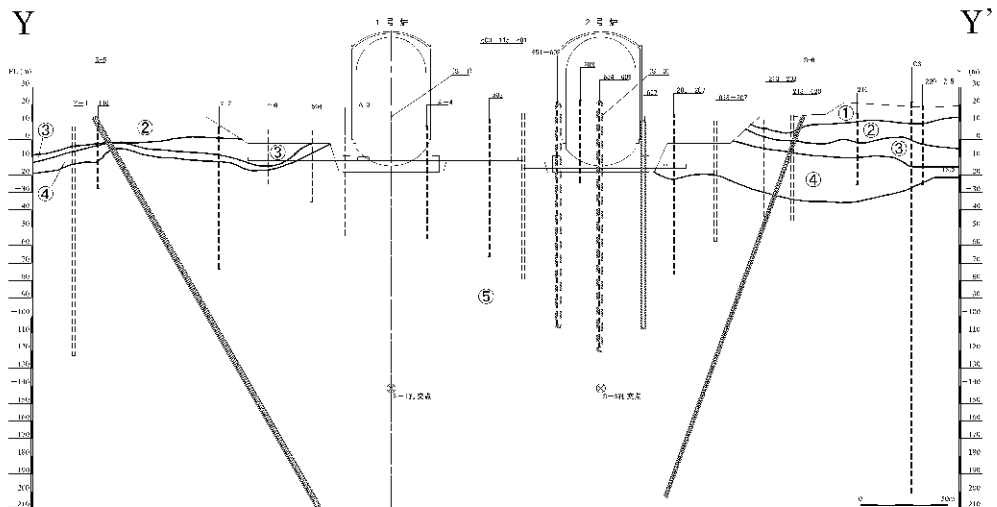
記号凡例



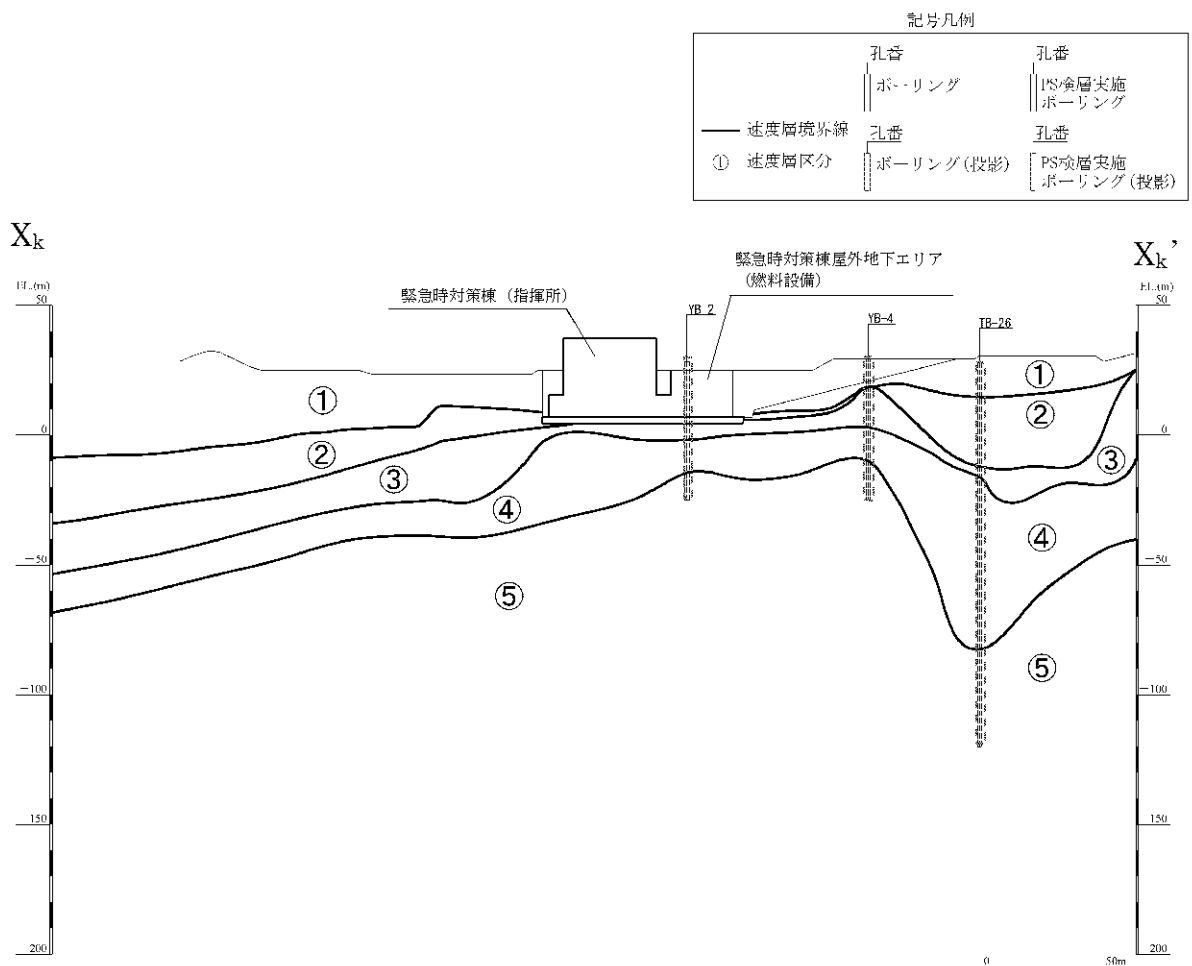
第5-2図 速度層断面図 (X₁-X₁' 断面) (1/5)



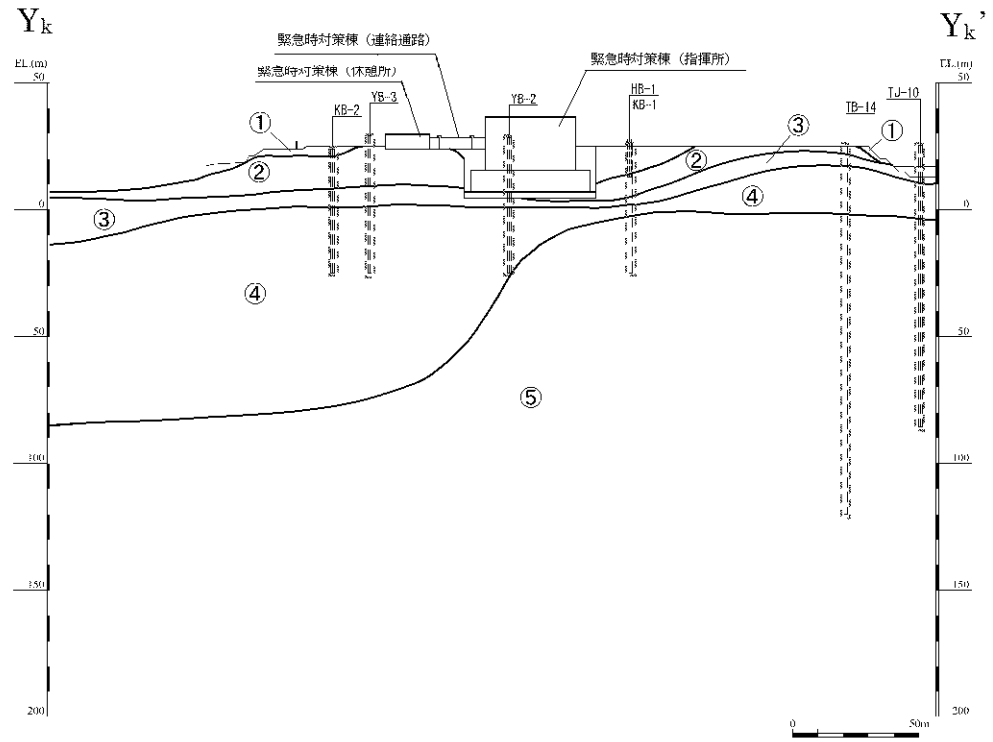
第5-2図 速度層断面図 (X₂-X₂' 断面) (2/5)



第5-2図 速度層断面図 (Y-Y' 断面) (3/5)



第5-2図 速度層断面図 (X_k-X_k' 断面) (4/5)



第5-2図 速度層断面図 (Y_k-Y_k' 断面) (5/5)

第5-1表 各速度層のP波速度及びS波速度

速度層	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)
①速度層	1.17	0.28
②速度層	1.86	0.52
③速度層	2.51	0.90
④速度層	3.40	1.37
⑤速度層	4.33	2.05

(注) 各速度層の値は、設置変更許可申請書（添付書類六）に記載した値である。

9-2. 連絡通路における設置許可から設計及び工事の計画での差異について
(基礎地盤の安定性評価)

1. はじめに

本資料では、連絡通路の設置許可時から設計及び工事の計画時で変更となる項目を反映した基礎地盤の安定性再評価を実施し、変更による影響を確認した。

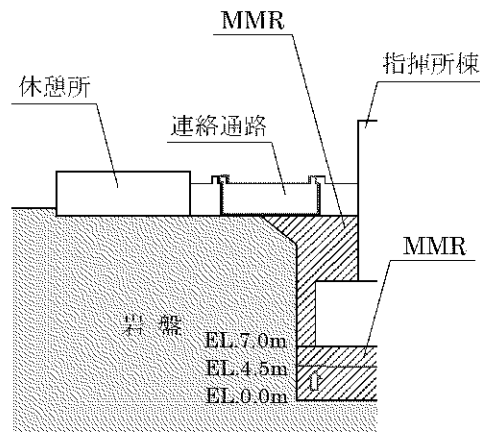
連絡通路において、設置許可時から設計及び工事の計画時で変更となった項目として、第1表及び第1図に変更内容を示す。

連絡通路の重量については、設置許可時に割増しした設定重量から設計進捗による重量確定に伴い小さくなっている。また、連絡通路の一部の基礎下のMMR範囲については、設置許可時はEL.0.0mからMMRとする計画であったが、指揮所設置工事（1期工事）の掘削時に指揮所棟及び連絡通路を十分に支持できる岩盤がより浅い位置に確認できたことからEL.4.5mに変更した。支持岩盤は、電研式の岩盤分類を参考に、岩石の硬さ、割れ目の状態、割れ目の間隔を指標として確認している。

なお、基礎地盤の安定性再評価における連絡通路重量は、すべり線上部の全体重量に対して1%未満であることと、設置許可時に比べて小さくなっていることから、保守的に設置許可時のモデルを採用した。

第1表 設置許可時と設計及び工事の計画時の変更内容

項目	設置許可時	設計及び工事の計画時
連絡通路重量	39kN/m	21kN/m
基礎下 MMR 範囲 (連絡通路の一部)	EL.0.0m～EL. 7.0m	EL.4.5m～EL.7.0m



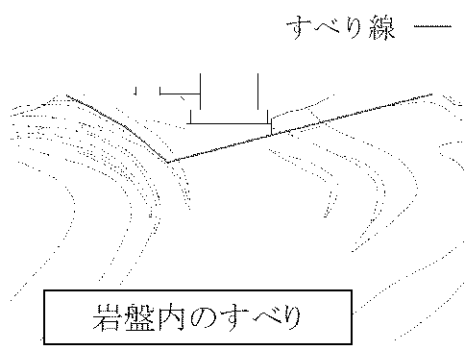
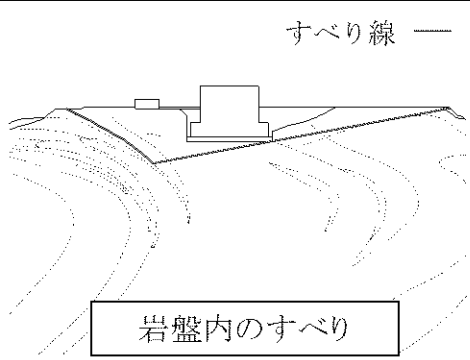
第1図 連絡通路断面図

2. 評価結果

評価の結果を設置許可時の最小すべり安全率と併せて第2表に示す。最小すべり安全率は2.3、基礎の最大傾斜は1/17,000となった。

以上より、連絡通路の設置許可時から設計及び工事の計画時で変更となった項目が基礎地盤の安定性評価に与える影響は軽微であることを確認した。

第2表 設置許可時と設計及び工事の計画時における基礎地盤の安定性評価結果

評価項目		評価結果		評価基準値
設置許可	最小すべり安全率		2.3 (Ss-2)	1.5 以上
	最大傾斜	1/15,000 (Ss-2)		1/2,000 以下
設計及び 工事の計画	最小すべり安全率		2.3 (Ss-2)	1.5 以上
	最大傾斜	1/17,000 (Ss-2)		1/2,000 以下

9-3. 地震応答解析モデル及び解析手法の概要

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 地震応答解析モデル及び解析手法	2
別紙 1 地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性	
別紙 2 建屋の滑動に関する検討	

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の地震応答解析モデル及び解析手法の概要を示すものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

2. 地震応答解析モデル及び解析手法

連絡通路について、地震応答解析モデル及び解析手法の概要を第 2-1 表に示す。また、川内原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査における工事計画認可申請添付資料（以下「川内新規制基準工認」という。）のうち、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-16-22「代替緊急時対策所の地震応答解析」における緊急時対策棟（休憩所）（以下「休憩所」という。）の地震応答解析モデル及び解析手法並びに令和元年 6 月 3 日付け原規規発第 1906035 号にて認可された工事計画の添付資料 11-16-1「緊急時対策棟（指揮所）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」における川内 1 号機緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」という。）、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答モデル及び解析手法を、併せて示す。

さらに、玄海原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査における工事計画認可申請添付資料（以下「玄海新規制基準工認」という。）のうち、平成 29 年 8 月 25 日付け原規規発第 1708253 号にて認可された玄海 3 号機の工事計画の添付資料 3-16-5「原子炉補助建屋の地震応答解析」における玄海 3 号機原子炉補助建屋の地震応答解析モデル及び解析手法を、併せて示す。

第2-1表 地震応答解析モデル及び解析手法の概要(1/2)

項目		今回工認	参考（川内新規制基準工認）		参考（玄海新規制基準工認）	備考
		川内1号機 連絡通路	川内1号機 休憩所	川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟	玄海3号機 原子炉補助建屋	
入力地震動 の 算定方法	水平方向	基準地震動を基に、一次元波動論により評価	同左	同左	基礎底面：基準地震動を直接入力	
	鉛直方向	基準地震動を基に、一次元波動論により評価	同左	同左	基礎底面：基準地震動を直接入力	
解析コード		TDAPIII Ver.3.08	TDAPIII Ver.3.05	TDAPIII Ver.3.08	NORA2D Ver.1.02	
建屋の モデル化	モデル	水平方向：1軸多質点系曲げせん断棒モデル 鉛直方向：1軸多質点系軸棒モデル	同左	水平方向：並列多質点系曲げせん断棒モデル 鉛直方向：並列多質点系軸棒モデル	水平方向：1軸多質点系曲げせん断棒モデル 鉛直方向：1軸多質点系軸棒モデル	
	材料物性	コンクリートのヤング係数 $E_c=2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$	同左	コンクリートのヤング係数 指揮所棟： $E_c=2.59 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 加圧設備棟、燃料設備棟： $E_c=2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 基礎： $E_c=2.27 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$	コンクリートのヤング係数 $E_c=2.43 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$	①
	剛性評価	水平方向：耐震壁を考慮 鉛直方向：耐震壁を考慮	同左	水平方向：同左 鉛直方向：耐震壁及び柱を考慮	水平方向：同左 鉛直方向：耐震壁を考慮	
	質点重量 評価	階高の1/2の高さを基準に上下階に振り分け	同左	同左	同左	
	減衰定数	水平方向：RC：5% 鉛直方向：RC：5%	同左	同左	同左	②
地盤の モデル化	底面ばね	振動アドミタンス理論に基づく近似法 水平方向：水平ばね及び回転ばねを考慮 鉛直方向：鉛直ばねを考慮	同左	同左	同左	③ ④
	側面ばね	水平方向：考慮せず 鉛直方向：考慮せず	同左	同左	同左	
非線形特性	耐震壁	水平方向：考慮 鉛直方向：考慮せず	同左	同左	同左	③
	底面ばね	水平方向：基礎浮上りによる幾何学的非線形性 考慮 鉛直方向：考慮せず	同左	同左	同左	
誘発上下動		基礎の浮上り範囲が大きくなる場合について、 誘発上下動を考慮	考慮せず	考慮せず	基礎の浮上り範囲が大きくなる場合について、 誘発上下動を考慮	⑤

【表の備考欄に対応】

- ①：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）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一（（社）日本建築学会、1999 改定）に基づき設定。
 ②：鉄筋コンクリートの減衰定数については、5%を基本とし、耐震性向上の観点から3%とした場合についても考慮。
 ③：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（（社）日本電気協会）に基づき設定。
 ④：底面ばねの剛性は0Hzにおける値を定式化。減衰係数は振動系全体のうち地盤の影響が卓越する最初の固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ傾きで定式化。
 ⑤：連絡通路及び玄海3号機原子炉補助建屋について、誘発上下動はS-Rモデルによる応答解析において接地率が65%を下回る場合において考慮。

第2-1表 地震応答解析モデル及び解析手法の概要(2/2)

項目	今回工認	参考(川内新規制基準工認)		参考(玄海新規制基準工認)	備考	
	川内1号機 連絡通路	川内1号機 休憩所	川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟	玄海3号機 原子炉補助建屋		
水平方向	誘発上下動を考慮しない場合					
	誘発上下動を考慮する場合					
鉛直方向						

9-3-別紙 1. 地震応答解析モデルにおける
質点重量及び剛性

目 次

	頁
1. 概 要	別 1 - 1
2. 質点重量の算出方法	別 1 - 2
2.1 質点重量の算出における基本方針	別 1 - 2
2.2 地震応答解析モデルの質点重量の内訳について	別 1 - 4
3. 剛性評価において考慮した耐震壁	別 1 - 7
4. 耐震壁の非線形特性の設定について	別 1 - 9
4.1 第 1 折点の設定	別 1 - 10
4.2 第 2 折点の設定	別 1 - 10
4.3 終局点の設定	別 1 - 11
5. まとめ	別 1 - 12

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の地震応答解析モデルにおける質点重量の算出方法及び部材剛性評価において考慮した耐震壁を示すものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

2. 質点重量の算出方法

2.1 質点重量の算出における基本方針

地震応答解析モデルにおいて質点重量は各階床位置に集中しているものとし、階高の 1/2 の高さを基準に上下階に振り分けて算出している。質点重量の振り分けの概念図を第 2-1 図に示す。

(1) 固定荷重

固定重量については、鉄筋コンクリート躯体を主とし、仕上げ等を含めた重量とする。鉄筋コンクリート躯体の重量は、体積と単位体積重量との積により算出する。

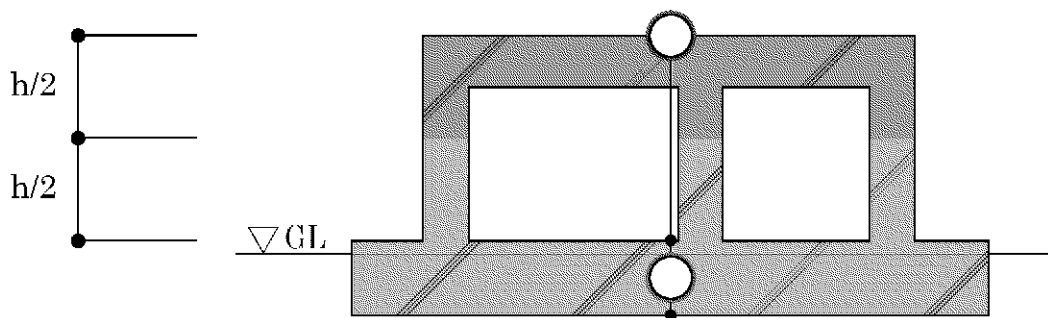
連絡通路について、固定荷重を以下に示す。

a. 躯体重量

- ・鉄筋コンクリート躯体重量：24.0kN/m³

b. 仕上げ荷重

- ・屋根スラブ：塗膜防水：0.2kN/m²



第 2-1 図 質点重量の振り分けの概念図

(2) 積載荷重

積載荷重による重量については、各エリアの用途に応じた積載荷重（基礎版：0.5kN/m²、屋根：0.8kN/m²）に床面積を乗じることで算出し、加えて、機器荷重を考慮する。機器荷重は、各層で設定した単位面積当たりの荷重に床面積を乗じることで算出する。

各層の機器荷重を第2-1表に示す。

第2-1表 機器荷重

フロア	質点番号 ^(注)	高さ EL. (m)	機器荷重 (kN/m ²)
RFL	1	28.30	1.5
1FL	3	24.60	1.5

(注) 添付資料9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」における地震応答解析モデルの番号を示す。

(3) 積雪荷重

積雪荷重が積載荷重を下回るため、積雪荷重は地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮される。積雪荷重が積載荷重を下回ることの確認は、補足説明資料9-4「地震荷重と風荷重、積載荷重と積雪荷重の比較」に示す。

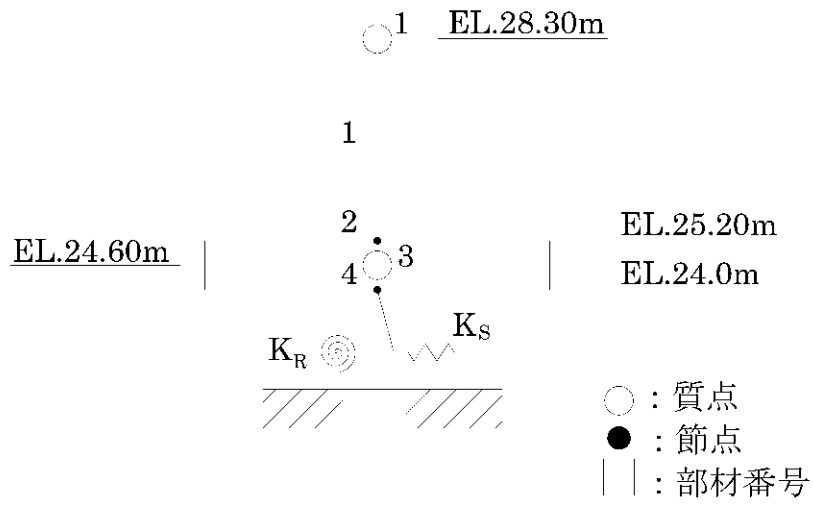
2.2 地震応答解析モデルの質点重量の内訳について

質点 1 を例として、質点重量の算定方法及び質点重量の内訳を第 2-2 表に示す。また、連絡通路の地震応答解析モデルを第 2-2 図、地震応答解析モデルの諸元を第 2-3 表に示す。

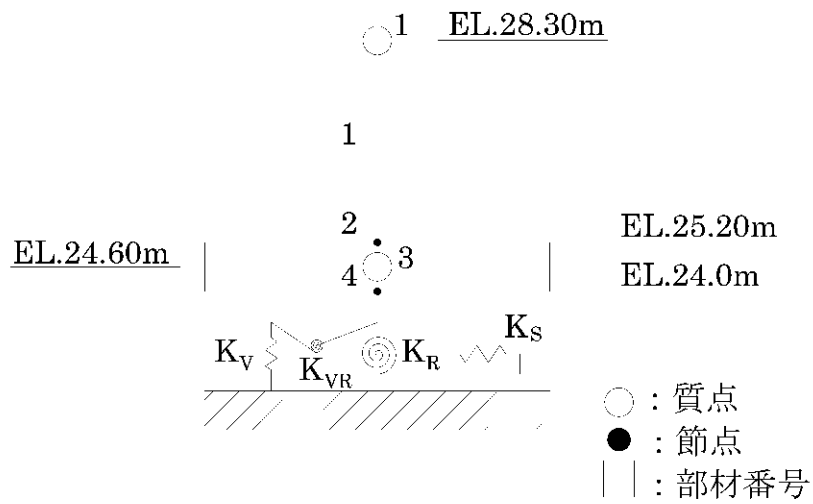
第 2-2 表 質点重量の算出方法及び内訳 (質点 1)

荷重		算出方法 ^(注)	重量内訳 (kN)
固定 荷重	コンクリート躯体	$24.0(\text{kN}/\text{m}^3) \times V$	2250
	屋根仕上げ	$0.2(\text{kN}/\text{m}^2) \times A$	16.7
積載 荷重	積載荷重	$0.8(\text{kN}/\text{m}^2) \times A$	66.7
	機器荷重	$1.5(\text{kN}/\text{m}^2) \times A$	56.4
合計			2.39×10^3

(注) 記号の凡例…V : 体積(m³)、A : 面積(m²)



(a) 水平方向、SRモデル



(b) 水平方向、誘発上下動モデル

第2-2図 連絡通路の地震応答解析モデル

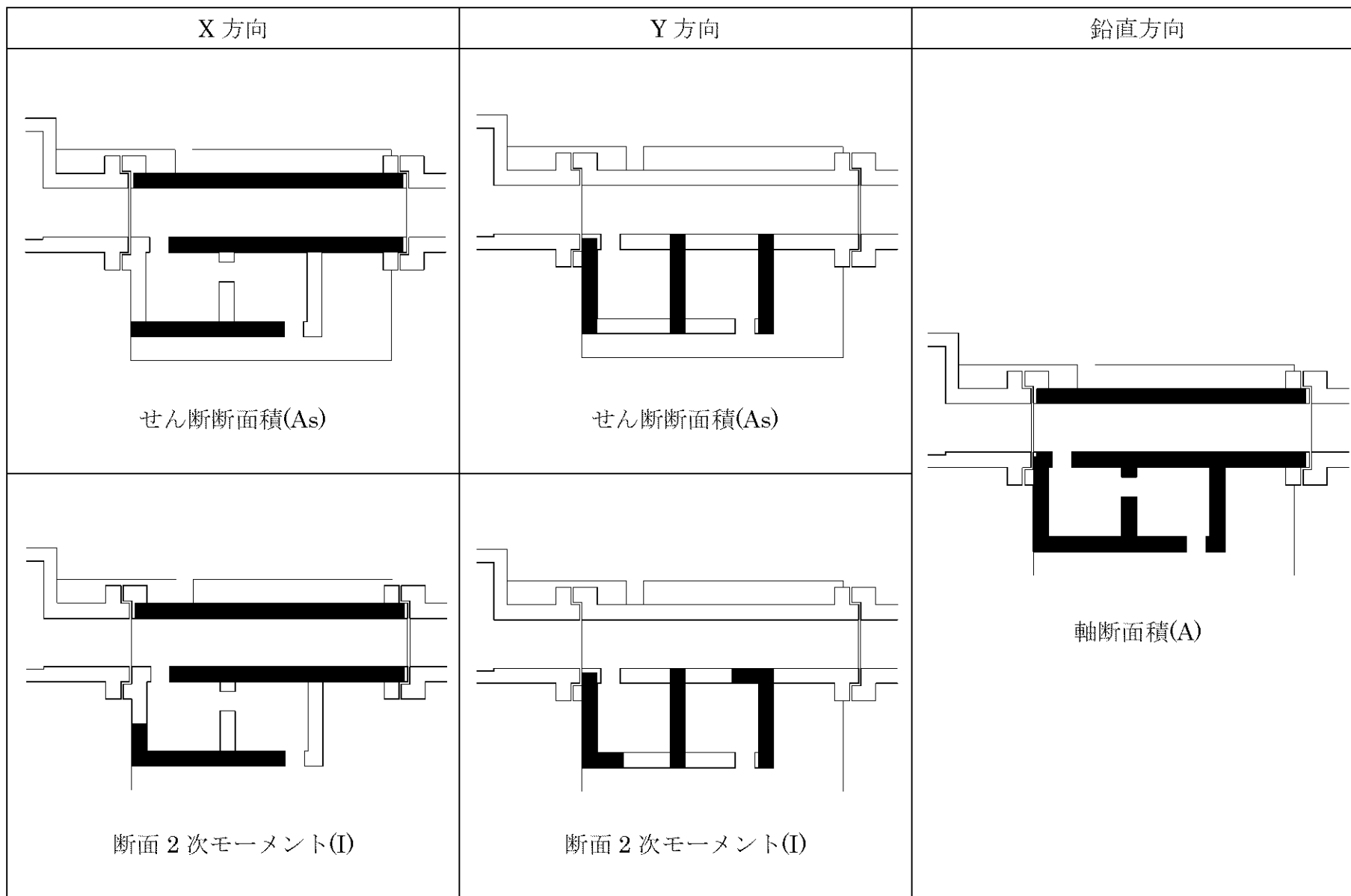
第2-3表 地震応答解析モデル諸元（水平方向）

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	せん断 断面積 (m ²)		断面二次 モーメント (m ⁴)	
					NS	EW	NS	EW
連絡通路	1	28.30	2.39×10 ³	1	8	21	22.6	275
	2	25.20	—	Rigid				
	3	24.60	4.73×10 ³					
	4	24.00	—					

3. 剛性評価において考慮した耐震壁

建屋の部材剛性について、水平方向は、せん断剛性として地震方向の耐震壁におけるウェブ部分のせん断剛性 GA_s 、曲げ剛性として地震方向の耐震壁におけるウェブ部分及びフランジ部分の曲げ剛性 EI を考慮する。また、鉛直方向は、耐震壁の軸剛性 EA を考慮する。ここで、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 E はコンクリートのヤング係数、 A_s は耐震壁のせん断断面積、 I は耐震壁の断面二次モーメント、 A は軸断面積である。

連絡通路の地震応答解析モデルにおけるせん断断面積 A_s 及び断面二次モーメント I 並びに鉛直方向の地震応答解析モデルにおける軸断面積 A の評価において考慮した耐震壁を第 3-1 図に示す。

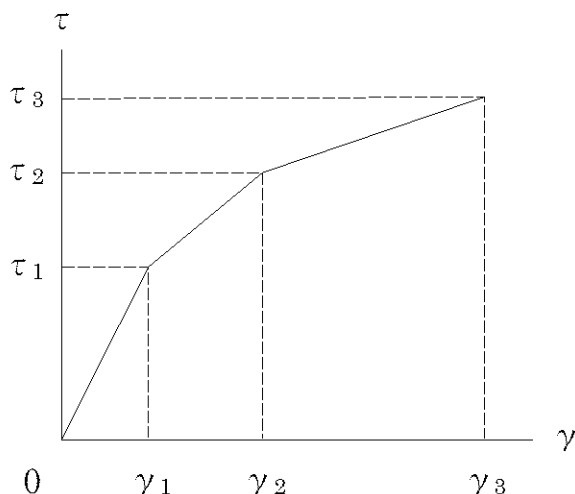


第 3-1 図 連絡通路(EL.25.20m)

4. 耐震壁の非線形特性の設定について

耐震壁の非線形特性は、「3. 剛性評価において考慮した耐震壁」に示した耐震壁について、添付資料 9-13-2「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」に示す壁の厚さ及び配筋を考慮し、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（（社）日本電気協会）」（以下「JEAG4601-1991 追補版」という。）に基づき設定する。

以下、耐震壁の非線形特性のうち、せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の算出方法を示す。せん断応力度－せん断ひずみ関係を第 4-1 図に示す。



- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ(4.0×10^{-3})

第 4-1 図 せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

4.1 第1折点の設定

せん断スケルトンカーブの第1折点は、JEAG4601-1991 追補版に基づき、以下の式より算出する。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c}(\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数(kgf/cm²)

σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

4.2 第2折点の設定

せん断スケルトンカーブの第2折点は、JEAG4601-1991 追補版に基づき、以下の式より算出する。

$$\tau_2 = 1.35\tau_1$$

$$\gamma_2 = 3\gamma_1$$

4.3 終局点の設定

せん断スケルトンカーブの終局点は、JEAG4601-1991 追補版に基づき、以下の式より算出する。

$\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5\sqrt{F_c}}\right) \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 4.5\sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = 4.5\sqrt{F_c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

$$\tau_0 = \left(3 - \frac{1.8M}{QD}\right) \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_V + P_H) \cdot {}_s\sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_V + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

P_V, P_H : 縦、横筋比 (実数)

σ_V, σ_H : 縦、横軸応力度(kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

${}_s\sigma_y$: 鉄筋降伏応力度(kgf/cm²)

M/QD : シアスパン比

5. まとめ

連絡通路の地震応答解析モデルにおける質点重量の算出方法を示した。また、地震応答解析モデルの部材剛性評価において考慮した耐震壁及び耐震壁の非線形特性の算出方法を示した。

9-3-別紙 2. 建屋の滑動に関する検討

目 次

	頁
1. 概 要	別 2 - 1
2. 検討方法	別 2 - 2
3. 評価結果	別 2 - 4
3.1 基礎と均しコンクリート間の滑動の検討	別 2 - 4
3.2 均しコンクリートと岩盤間の滑動の検討	別 2 - 6
4. まとめ	別 2 - 7
(参考 1) 基礎両端における浮上りの確認	別 2 - 8
(参考 2) JNES 報告書による付着力の適用性の確認	別 2 - 10
(参考 3) 岩盤及び均しコンクリートの施工状況	別 2 - 12

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の滑動に関する評価について説明するものである。

滑動に関する評価は、連絡通路の基礎底面の接地状況を踏まえ、地震応答解析結果を用いて検討を行う。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・ 添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

2. 検討方法

建屋の滑動については、以下の指針に検討方法が示されている。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社) 日本電気協会)
(以下「JEAG4601-1987」という。)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会、1999 改定) (以下「建築基礎構造設計指針」という。)

連絡通路は、常設重大事故緩和設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物であり、基準地震動 S_s に対して評価を行う。ここで、建築基礎構造設計指針は、50 年～500 年に 1 回程度遭遇する地震荷重に対する一般建築物を対象とした検討方法であるのに対し、本検討では、より低頻度の基準地震動 S_s という大入力を考慮することから、JEAG4601-1987 を踏まえた検討を行う。

なお、添付資料 9-13-2「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」にて接地圧の評価を行っており、接地圧の評価の際には、JEAG4601-1987 に従い建築基礎構造設計指針を適用している。

JEAG4601-1987 では、滑動の検討について、以下の 2 項目が示されている。

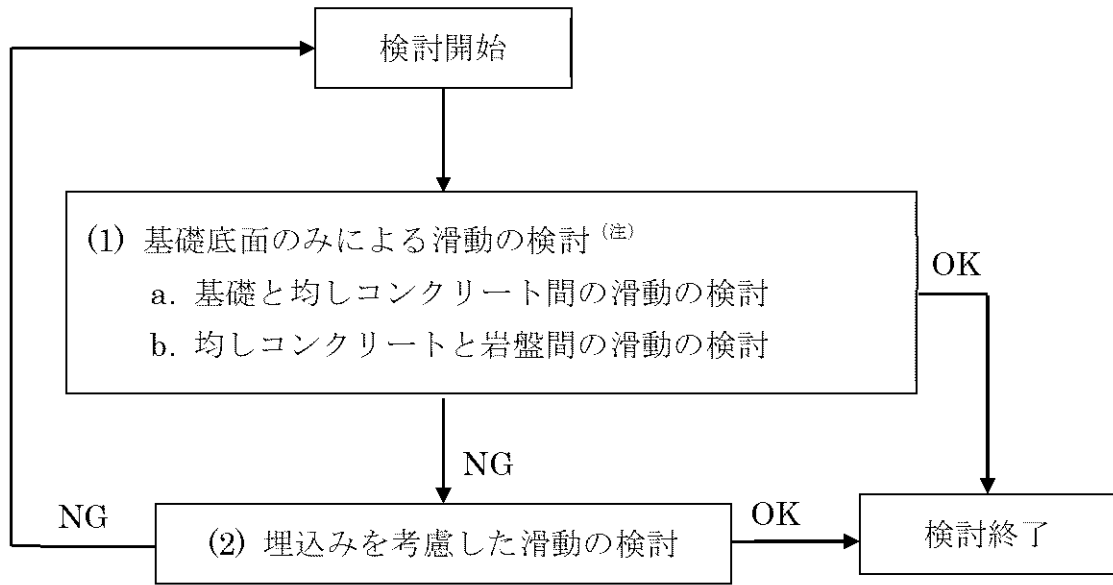
- (1) 基礎底面のみによる滑動の検討
- (2) 埋込みを考慮した滑動の検討

本資料では、連絡通路について滑動抵抗力を算定し、建屋の基礎底面に作用する水平地震力と滑動抵抗力とを比較することによって、滑動の検討を行う。添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す地震応答解析モデルにおいて、保守的に建屋の埋込みによる効果を考慮していないことから、「(1) 基礎底面のみによる滑動の検討」を行う。

ここで、連絡通路は、岩盤上に均しコンクリートを介して設置されるため、基礎と均しコンクリート間及び均しコンクリートと岩盤間のそれぞれについて、滑動の検討を行う。

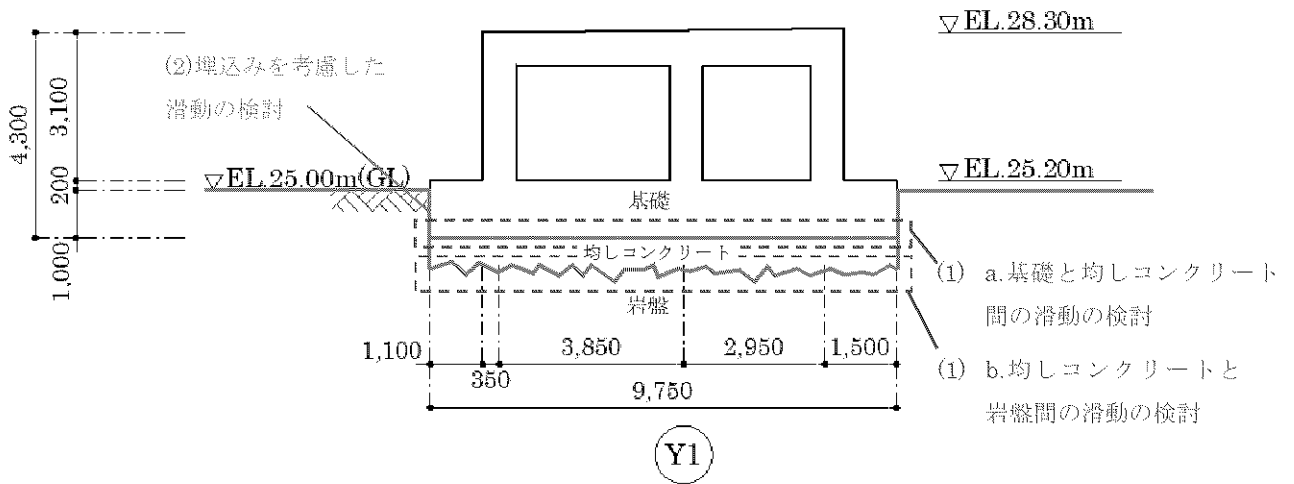
「(1) 基礎底面のみによる滑動の検討」において、建屋の基礎底面に作用する水平地震力が滑動抵抗力を上回る場合は、「(2) 埋込みを考慮した滑動の検討」により、連絡通路の滑動が起らないことを確認する。

連絡通路における滑動の検討フローを第 2-1 図に示す。また、建屋の滑動に対する概念図を第 2-2 図に示す。



(注) 滑動抵抗力に付着力を考慮する場合は、建屋基礎の浮上りの有無を確認する。

第 2-1 図 滑動の検討フロー



第 2-2 図 建屋の滑動に対する概念図

3. 評価結果

基礎底面のみによる滑動の検討に用いる諸元を以下に示す。基礎底面に作用する水平地震力は、添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」における地震応答解析モデルの基礎底面地盤ばね反力（水平方向）を用いる。

建屋総重量	:	7.120×10^3 (kN)
基礎底面に作用する水平地震力 (基礎底面地盤ばね反力)	:	9.325×10^3 (kN)
建屋基礎底面積	:	117.4(m ²)

3.1 基礎と均しコンクリート間の滑動の検討

滑動抵抗力は、JEAG4601-1987 に準拠し、基礎底面の摩擦力及び粘着力の和として算出する。

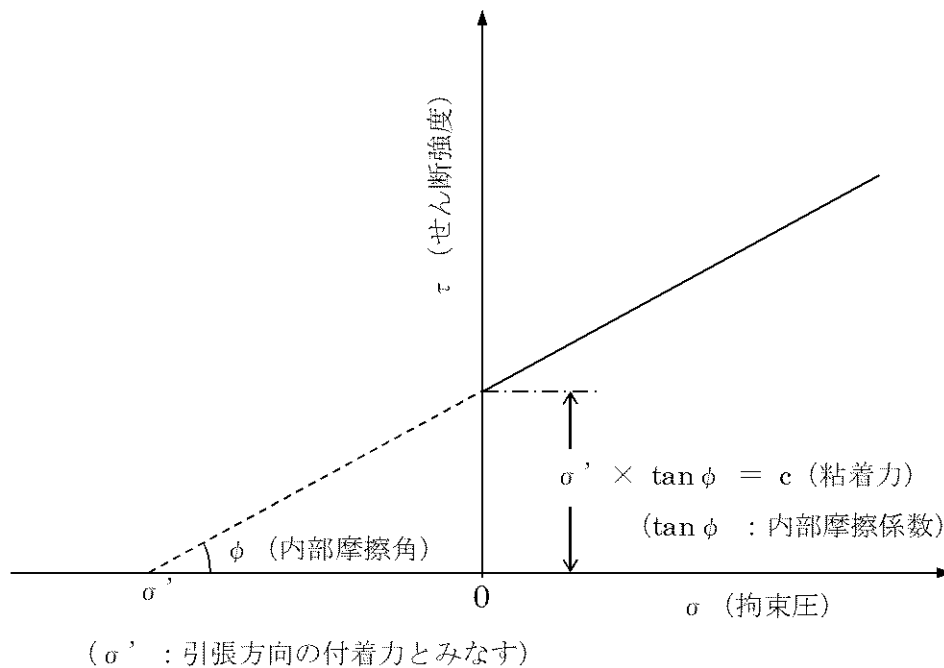
基礎底面の摩擦力は、「建屋総重量×摩擦係数 μ 」より算出する。均しコンクリート及び基礎コンクリート間の摩擦係数は、「道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会）」及び「道路土工擁壁工指針（(社)日本道路協会）」に準拠し、コンクリート同士の摩擦係数 $\mu = 0.6$ とする。

したがって、基礎底面の摩擦力は、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の摩擦力} &= 7.120 \times 10^3(\text{kN}) \times 0.6 \\ &= 4.272 \times 10^3(\text{kN}) \end{aligned}$$

また、基礎底面の粘着力は、独立行政法人原子力安全基盤機構による付着力の試験結果^(注)（以下、「JNES 報告書」という。）及びモール・クーロンの破壊条件式から算出する。

JNES 報告書では、引張方向の付着力を算出している。そこで、モール・クーロンの破壊条件式において、せん断応力=0 の時の垂直応力を引張方向の付着力とみなすと、せん断方向の粘着力は、引張方向の付着力×摩擦係数で算出できる。モール・クーロンの破壊条件式による粘着力算出の概念図を第 3-1 図に示す。



第 3-1 図 モール・クーロンの破壊条件式による粘着力算出の概念図

JNES 報告書のレベルコンクリートと基礎コンクリート間を模擬した試験結果による引張方向の付着力の平均（以下「JNES 報告書による付着力」という。）は、 $0.6\text{N/mm}^2 (= 600\text{kN/m}^2)$ であり、摩擦係数は 0.6 である。

また、連絡通路の地震応答解析においては、JEAG4601-1987 に基づき建屋の浮上りを考慮した解析モデルとしているため、地震応答解析との整合性を考慮し、粘着力についても、建屋の浮上りを考慮する。地震応答解析結果より、最小の接地率は、建屋短辺方向の 64% (Ss-1、NS 方向) であるが、地震動の正負繰り返し载荷によって建屋両端が浮上りを経験するため、粘着力を考慮できる基礎面積は、建屋両端の浮上りを考慮して算出する。基礎両端における浮上りの確認を参考 1 に示す。参考 1 より、建屋両端の浮上りを考慮した場合、粘着力を考慮できる基礎面積の割合は 42% である。

したがって、基礎底面の粘着力は以下の通り算出される。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の粘着力} &= 600(\text{kN/m}^2) \times 0.6 \times 117.4(\text{m}^2) \times 0.42 \\ &= 1.775 \times 10^4(\text{kN}) \end{aligned}$$

以上より、基礎底面の抵抗力は以下の通り算出される。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の抵抗力} &= 4.272 \times 10^3 (\text{kN}) + 1.775 \times 10^4 (\text{kN}) \\ &= 2.202 \times 10^4 (\text{kN}) \end{aligned}$$

連絡通路の基礎底面のみによる滑動の検討結果を第 3-1 表に示す。検討の結果、滑動抵抗力が基礎底面に作用する水平地震力を上回ることから、建屋の滑動が起らないことを確認した。

第 3-1 表 基礎底面のみによる滑動の検討結果
(基礎と均しコンクリート間)

①基礎底面に作用する水平地震力 (kN)	②滑動抵抗力 (kN)	安全率 (②/①)
9.325×10^3	2.202×10^4	2.36

(注) 独立行政法人原子力安全基盤機構「原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 原子力施設の非線形地盤・構造物相互作用試験及び基準整備基礎浮上り評価手法の調査に係る報告書 (平成 18 年度)」

3.2 均しコンクリートと岩盤間の滑動の検討

建屋基礎の打設にあたっては、岩盤の不陸の残置、岩盤清掃、湿潤状態での打設等の打ち込み準備工がなされる (参考 3 参照)。そのため、均しコンクリートと支持岩盤は十分にかみ合うことから、本検討の滑動抵抗力は、均しコンクリートのせん断抵抗力または岩盤のせん断抵抗力で算出される。ここで、均しコンクリートのせん断強度を 0.9N/mm^2 、岩盤 (砂岩 CL 級) のせん断強度を既工認資料「地盤の支持性能に係る基本指針」に示した 0.24N/mm^2 とすると、岩盤のせん断強度は、均しコンクリートのせん断強度より小さい。したがって、本検討で用いる滑動抵抗力は、岩盤のせん断抵抗力とする。

岩盤のせん断抵抗力は、JEAG4601-1987 を参考に以下の式で算出する。

$$H_u = C \cdot A + V \cdot \tan \phi$$

ここで、

- H_u : せん断抵抗力
- C : 岩盤のせん断強度
- A : 建屋基礎底面積
- V : 底面に作用する鉛直力 (建屋総重量とする。)
- ϕ : 内部摩擦角

C 及び ϕ は、前述した既工認資料「地盤の支持性能に係る基本方針」に示した砂岩 CL 級におけるせん断強度及び内部摩擦角 ($C : 0.24 \text{ N/mm}^2$ 、 $\phi : 27.6^\circ$) を用いる。ここで、岩盤のせん断強度を考慮する基礎面積は、建屋の浮上りを考慮して算出することとし、基礎と均しコンクリート間の粘着力を考慮する範囲と同様に、基礎面積の 42% とする。

$$\begin{aligned} \text{滑動抵抗力} &= 0.24(\text{N/mm}^2) \times 10^3 \times 117.4(\text{m}^2) \times 0.42 \\ &\quad + \tan 27.6^\circ \times 7.120 \times 10^3 \text{ (kN)} \\ &= 1.556 \times 10^4 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

連絡通路の基礎底面のみによる滑動の検討結果を第 3-2 表に示す。検討の結果、滑動抵抗力が基礎底面に作用する水平地震力を上回ることから、建屋の滑動が起らないことを確認した。

第 3-2 表 基礎底面のみによる滑動の検討結果
(均しコンクリートと岩盤間)

①基礎底面に作用する水平地震力 (kN)	②滑動抵抗力 (kN)	安全率 (②/①)
9.325×10^3	1.556×10^4	1.66

4. まとめ

連絡通路の滑動に関する検討として、基礎と均しコンクリート間及び均しコンクリートと岩盤間のそれぞれについて、滑動の検討を行った。検討の結果、建屋の滑動が起らないことを確認した。

(参考1) 基礎両端における浮上りの確認

1. 検討概要

本資料の滑動の検討では、基礎と均しコンクリート間の粘着力を考慮している。粘着力は、地震時に建屋基礎の浮上りを経験していない範囲の面積を考慮することとしており、地震応答解析上は、基礎浮上りが最大で 36%（接地率 64%）生じる結果となっているが、地震動が正負繰り返し载荷であるため、基礎両端が浮上りを経験することが考えられる。

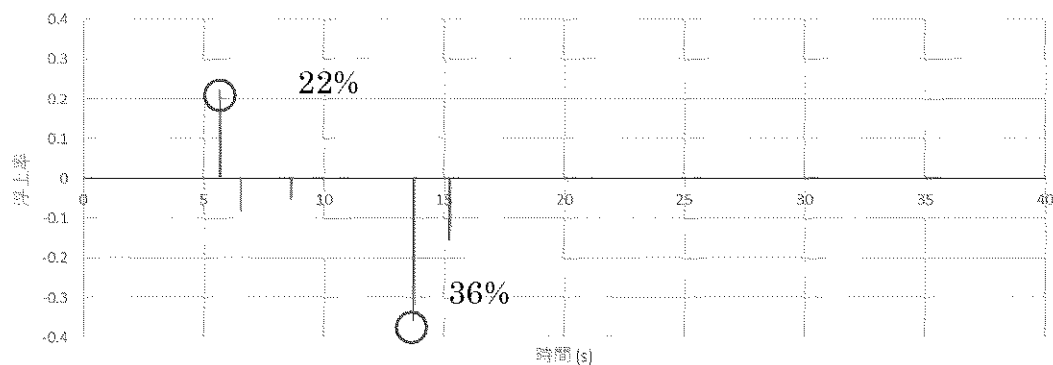
ここでは、浮上り率の時刻歴応答結果を示すことで、基礎両端の浮き上がりを確認するとともに、粘着力として考慮できる基礎面積について検討する。なお、以下に示す浮上り率の時刻歴応答結果については、基礎と均しコンクリート間を想定したものであるが、連絡通路基礎下の均しコンクリートと岩盤間については、支持岩盤と十分にかみ合うこと及び均しコンクリートの重量が浮上りに対する抵抗力として作用することで、基礎と均しコンクリート間と比較して浮上り率が小さくなる。そこで、本検討では、保守的な検討として基礎と均しコンクリート間の浮上り率の時刻歴応答結果を用いる。

2. 浮上り率の時刻歴応答結果

浮上り率の時刻歴応答結果を参考 1.2-1 図に示す。参考 1.2-1 図より以下が分かる。

- ・浮上り率は最大で 36% であり、逆側では最大で 22% の浮き上がりが生じている。
- ・浮上りは連続的ではなく、局所的なタイミングで発生する。

よって、粘着力を考慮できる面積は、基礎面積の 42%(100% - 22% - 36%) となる。



参考 1.2-1 図 浮上り率の時刻歴応答結果

3. まとめ

連絡通路の基礎底面と均しコンクリート間の基礎両端における浮上りの確認を行い、滑動の検討において粘着力として考慮できる基礎面積について検討を行った。検討の結果、粘着力は、基礎面積の42%の範囲を考慮できることを確認した。

(参考2) JNES 報告書による付着力の適用性の確認

1. 概要

JNES 報告書では、「基礎・地盤間の付着力に関する中規模試験」において、岩盤とレベルコンクリート間及びレベルコンクリートと基礎コンクリート間に働く付着力に関する試験データ取得を目的として、中規模試験体を作製し、基礎浮上り時に生じる付着力の大きさを評価している。本資料においては、基礎と均しコンクリート間の滑動の検討で、JNES 報告書による付着力である 0.6N/mm^2 を用いている。

ここでは、JNES 報告書の試験条件を実機と比較することで、JNES 報告書による付着力が、連絡通路の基礎底面と均しコンクリート間の付着力に適用できることを確認する。

2. 材料条件の比較

JNES 報告書のレベルコンクリートと基礎コンクリート間を模擬した試験体（以下「JNES 試験体」という。）と実機について、材料条件の比較を行う。コンクリートの調合の比較を参考 2.2-1 表、コンクリートの圧縮強度の比較を参考 2.2-2 表に示す。実機の値については、連絡通路は未施工のため、連絡通路と設計基準強度が等しい緊急時対策棟（休憩所）の値を用いる。

比較の結果、コンクリートの調合及び圧縮強度の値は同等であり、JNES 試験体と実機の材料条件はほぼ等しいと考えられる。

参考 2.2-1 表 コンクリート調合の比較

種類		セメント種類	粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量 (kg/m^3)
JNES 試験体	上層	基礎コンクリートを模擬した試験体	20	51	45.0	172
	下層	レベルコンクリートを模擬した試験体	20	74	48.3	173
実機 ^(注)	上層	基礎コンクリート	20	49.5	46.8	170
	下層	均しコンクリート	20	61.9	45.5	174

(注) 緊急時対策棟（休憩所）の値を示す。

参考 2.2-2 表 コンクリート圧縮強度の比較

(N/mm²)

	JNES 試験体	実機 (平均) (注)
上層 (基礎コンクリート)	33.6	39.2
下層 (均しコンクリート)	20.5	24.3

(注) 緊急時対策棟 (休憩所) の値を示す。

3. 試験体による考察

JNES 試験体は上層材及び下層材ともに鉄筋が配筋されているが、連絡通路基礎下の均しコンクリートは無筋コンクリートであるため、試験体と実機で条件が異なる。しかし、JNES 報告書では、剥離後の表面観察結果より、一部の試験体において下層材の上端鉄筋位置で剥離が生じていることから、鉄筋位置では剥離に抵抗する力が低下すると推察される。したがって、JNES 報告書の試験結果は、鉄筋位置で剥離した試験結果を含めたものであるため、JNES 報告書の試験は、実機と比較して、保守的な条件であると考えられる。

接合面の状態について、JNES 試験の下層材は、実機と同様に均しコンクリートの標準的な仕上げである木ごて仕上げである。また、JNES 試験ではレイタンスの除去等の打継ぎ処理を行っていないが、実機では、レイタンス等の除去を実施する予定としている。したがって、JNES 試験体と実機の接合面の状態は同等若しくは保守的であると考えられる。

4. まとめ

基礎と均しコンクリート間の滑動の検討に用いた JNES 報告書による付着力について、連絡通路への適用性の確認を行った。確認の結果、JNES 報告書における試験条件は、実機と同等若しくは保守的であると考えられるため、JNES 報告書による付着力は、基礎と均しコンクリート間の滑動の検討に適用できる。

(参考3) 岩盤及び均しコンクリートの施工状況

緊急時対策棟（休憩所）の岩盤状況を下図に示す。



EL.25.20m 平面図

(KEY PLAN)



(砂岩 C_L級の出現状況)

9-4. 地震荷重と風荷重、 積載荷重と積雪荷重の比較

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 地震荷重と風荷重の比較	2
2.1 風荷重の評価条件	2
2.2 荷重の比較	4
3. 積載荷重と積雪荷重の比較	8
4. まとめ	9

1. 概 要

添付資料9-9「機能維持の基本方針」において、風荷重については、コンクリート構造物などの自重が大きい施設を除いて、地震力と組み合わせることとしている。本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）について、鉄筋コンクリート構造物に対する地震荷重と風荷重との比較を行い、風荷重の影響が軽微であることを確認することで、自重が大きい鉄筋コンクリート構造物については風荷重と地震荷重との組合せを考慮する必要がないことを説明するものである。

また、添付資料9-9「機能維持の基本方針」において、積雪荷重については、積雪による受圧面積が小さい施設、又は埋設構造物など常時の荷重に対して積雪荷重の割合が無視できる施設を除き、地震力と組み合わせることとしている。本資料は、連絡通路について、積雪荷重が積載荷重に包絡されることを確認することで、積雪荷重と地震荷重との組合せは、積載荷重と地震荷重との組合せで考慮されることを説明するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

2. 地震荷重と風荷重の比較

2.1 風荷重の評価条件

連絡通路の風荷重の評価条件である速度圧を第 2-1 表に示す。

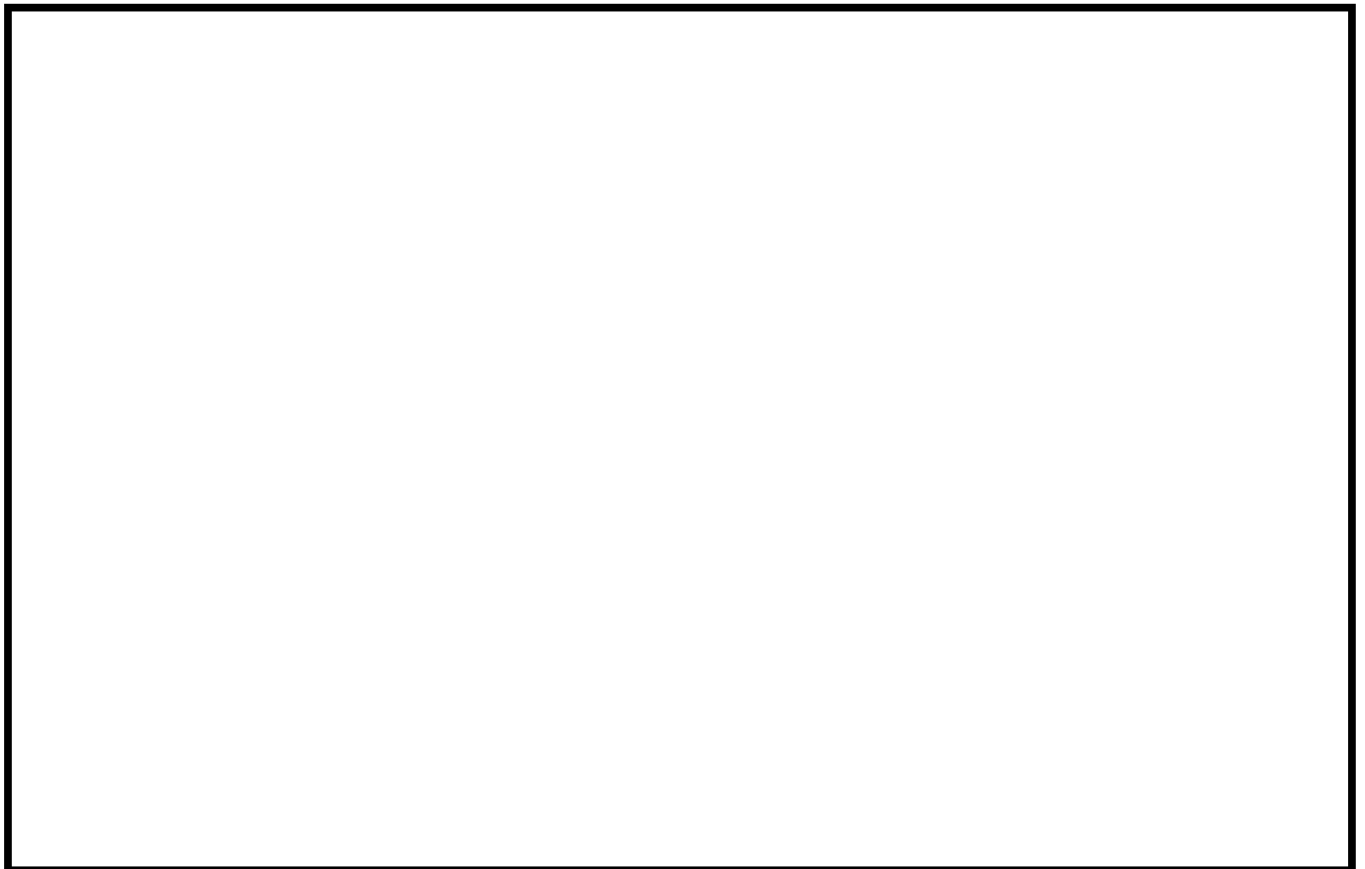
また、連絡通路の概略平面図及び概略断面図を第 2-1 図及び第 2-2 図に示す。

第 2-1 表 評価条件

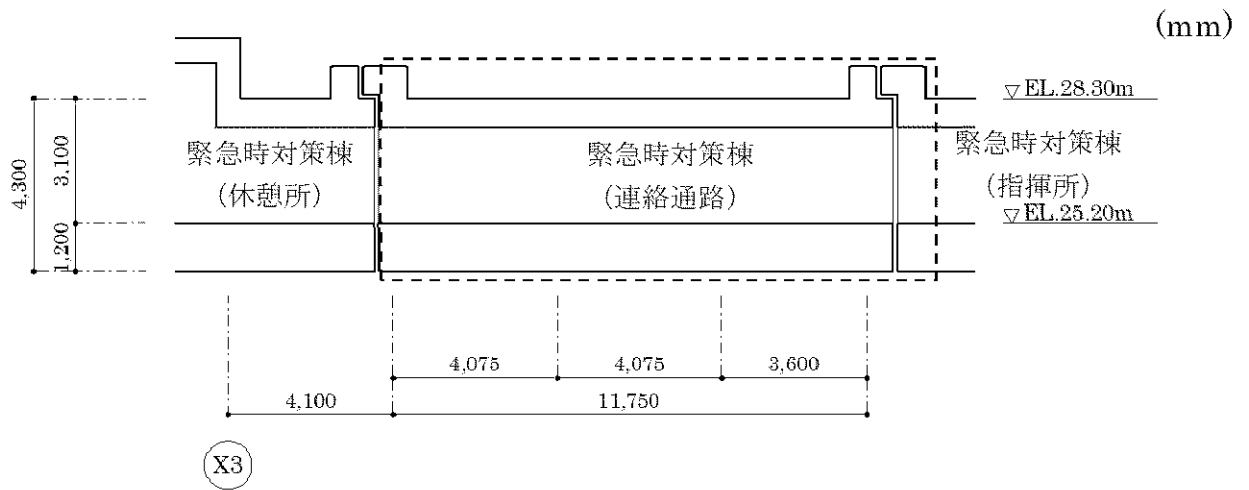
	基準風速 V_D (m/s)	全高 H (m)	Z_G (m)	α	ガスト影響 係数 G	速度圧 q (N/m ²)
連絡通路	36	3.8	350	0.15	1.0	628

(注) 川内原子力発電所敷地状況より、地表面粗度区分はⅡとする。

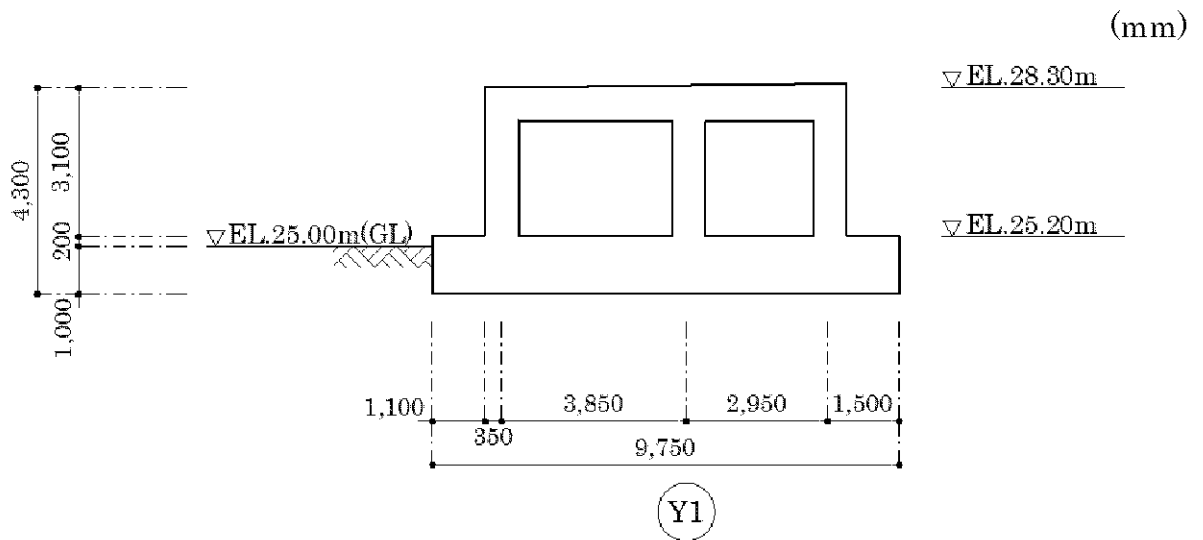
Z_G 、 α ：地表面粗度区分に応じて建設省告示第 1454 号に掲げる数値
地震と組み合わせる場合のガスト影響係数は 1.0 とする。



第 2-1 図 連絡通路の概略平面図



(a) A-A 断面



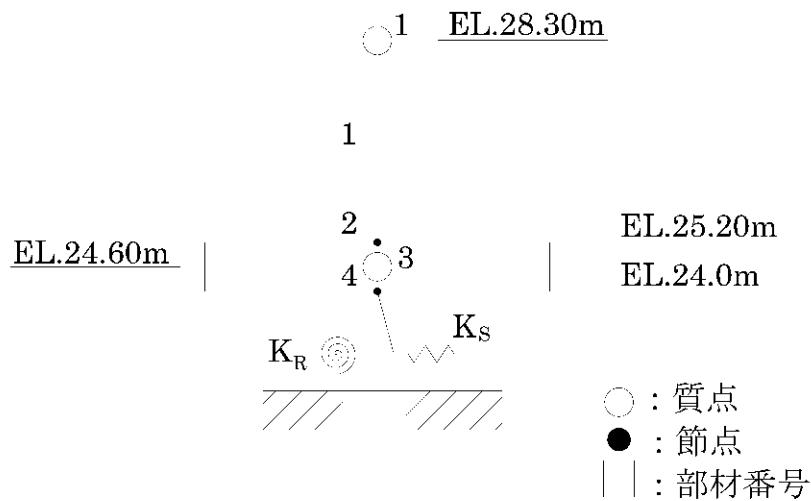
(b) B-B 断面

第 2-2 図 連絡通路の概略断面図

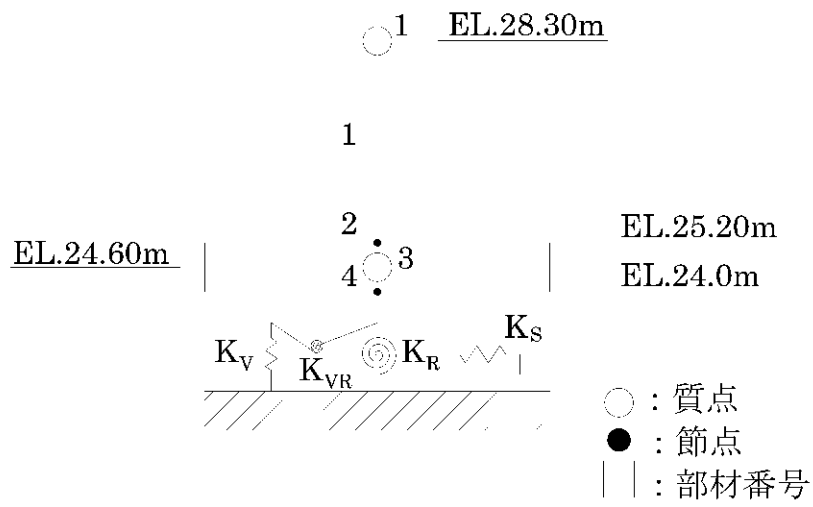
2.2 荷重の比較

風荷重による層せん断力について、第2-1表に示す速度圧に基づき算出する。ここで、風荷重による層せん断力は、風荷重により発生する建屋の地震応答解析モデルにおける部材の層せん断力である。また、地震荷重による層せん断力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析より得られた最大応答せん断力である。

連絡通路の地震応答解析モデルを第2-3図及び第2-4図に示す。また、連絡通路の風荷重による層せん断力を第2-2表、風荷重による層せん断力と地震荷重による層せん断力の比較を第2-3表に示す。



第2-3図 連絡通路の地震応答解析モデル（水平方向、SRモデル）



第 2-4 図 連絡通路の地震応答解析モデル（水平方向、誘発上下動モデル）

第 2-2 表 連絡通路の風荷重による層せん断力

(a) NS 方向

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m ²)	速度圧 q (N/m ²)	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
1	EL.28.30~ EL.25.20	風上	0.80	43.2	628	33
		風下	-0.40	43.2		

(b) SN 方向

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m ²)	速度圧 q (N/m ²)	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
1	EL.28.30~ EL.25.20	風上	0.80	43.2	628	33
		風下	-0.40	43.2		

(c) EW 方向

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m ²)	速度圧 q (N/m ²)	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
1	EL.28.30~ EL.25.20	風上	0.80	32.5	628	25
		風下	-0.40	32.5		

(d) WE 方向

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m ²)	速度圧 q (N/m ²)	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
1	EL.28.30~ EL.25.20	風上	0.80	32.5	628	25
		風下	-0.40	32.5		

第 2-3 表 連絡通路の層せん断力の比較

(a) NS 方向

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ($\times 10^3 \text{kN}$)	地震荷重による 層せん断力 ② ($\times 10^3 \text{kN}$)	層せん断力比 ②/①
1	0.033	3.50	106.1

(b) SN 方向

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ($\times 10^3 \text{kN}$)	地震荷重による 層せん断力 ② ($\times 10^3 \text{kN}$)	層せん断力比 ②/①
1	0.033	3.50	106.1

(c) EW 方向

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ($\times 10^3 \text{kN}$)	地震荷重による 層せん断力 ② ($\times 10^3 \text{kN}$)	層せん断力比 ②/①
1	0.025	3.45	138.0

(d) WE 方向

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ($\times 10^3 \text{kN}$)	地震荷重による 層せん断力 ② ($\times 10^3 \text{kN}$)	層せん断力比 ②/①
1	0.025	3.45	138.0

3. 積載荷重と積雪荷重の比較

連絡通路について、積載荷重と積雪荷重の比較を第3-1表に示す。

第3-1表 積載荷重及び積雪荷重の比較

	地震荷重と組み合わせる積雪荷重 ① (注1) (N/m ²)	地震荷重と組み合わせる積載荷重 ② (注2) (N/m ²)	荷重比 ②/①
連絡通路	210	800	3.81

(注1) 建築基準法の多雪区域における積雪荷重及び地震荷重の組合せを適用して建築基準法施行細則（鹿児島県）に定められた薩摩川内市の垂直積雪量 30cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮して算出。

(注2) 積載荷重 800N/m²のうち、210N/m²は積雪荷重として考慮。

4. まとめ

本資料では、連絡通路について、地震荷重と風荷重を比較した結果、風荷重の影響が軽微であることから、自重が大きいコンクリート構造物については風荷重と地震荷重との組合せを考慮する必要はないことを確認した。

また、連絡通路について、積雪荷重が積載荷重を下回るため、積雪荷重は地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮されることを確認した。

9-5. 地震応答解析における
材料物性のばらつきに関する検討

目 次

	頁
1. 概 要	1
1.1 検討概要	1
1.2 検討方針	2
2. 検討ケース	4
3. 材料物性のばらつきの設定	7
3.1 地盤物性のばらつきの設定について	7
3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について	10
4. 地盤物性のばらつきによる影響	11
4.1 検討方針	11
4.2 固有値解析結果	12
4.3 地震応答解析結果	20
5. コンクリート強度のばらつきによる影響	29
5.1 検討方針	29
5.2 固有値解析結果	30
5.3 地震応答解析結果	35
6. 地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきによる影響	44
6.1 検討方針	44
6.2 固有値解析結果	45
6.3 地震応答解析結果	53
7. 建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力の設定	62
8. まとめ	68

別紙1 コンクリート強度のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察

1. 概 要

1.1 検討概要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の地震応答解析における材料物性のばらつきの考慮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、地盤定数を含む材料物性のばらつきによる変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地盤物性のばらつき及び建屋剛性の変動について変動幅を設定し、地盤定数を含む材料物性のばらつきが地震応答解析結果に及ぼす影響を検討する。また、その影響検討結果を踏まえ、連絡通路の耐震計算書において考慮する材料物性のばらつきについて検討する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、時刻歴応答解析法による地震応答解析結果に基づき設定しており、地震応答解析により得られる床応答スペクトルは、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定式、減衰定数、地震波の位相特性等の影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす因子としては地盤剛性と建屋剛性であることが確認されている。^(注)

建物・構築物の地震応答解析モデルについて、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析モデルにおける地盤ばねは、実測した地盤のせん断波速度 V_s を用いて算定していることから、地盤物性のばらつきが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

また、建物・構築物の地震応答解析モデルの剛性は、コンクリート強度として設計基準強度を用いて算定しているが、構造体コンクリートの強度は設計基準強度を上回るよう設計されるため、実構造物と地震応答解析モデルとで建屋剛性が異なることが考えられる。

そこで、連絡通路について、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したモデルによる地震応答解析を行い、連絡通路の応答及び耐震安全性に及ぼす影響について検討する。

ここで、連絡通路の地震応答解析モデルの剛性設定について、壁の剛性評価方針を第 1-1 表に示す。耐震壁として考慮していない壁（補助壁）が存在する場合は、実現象においては補助壁が地震応答解析モデルの剛性に寄与することが考えられるが、連絡通路については、ほぼ全ての構造耐力上主要な壁の剛性を考慮しているため、補助壁が地震応答解析モデルの剛性に及ぼす影響は小さい。連絡通路の地震応答解析モデルの剛性設定に際して考慮した耐震壁を補足説明資料 9-3-別紙 1「地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性」に示す。

(注) 日本電気協会：「参考資料 4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」、第 29 回耐震設計分科会資料 No.29-4-5-7、平成 20 年 1 月 18 日

第 1-1 表 壁の剛性評価方針

壁の種類	剛性評価方針
耐震壁	通り芯上の壁で、壁厚が 300mm 以上の壁を「耐震壁」と定義する。耐震壁は、全て剛性評価の対象とする。 ^(注1)
補助壁	耐震壁以外の壁を「補助壁」と定義する。補助壁のうち、「基礎から屋根まで連層となる壁で、壁厚 300mm 以上の壁」については、剛性評価の対象とする。 ^(注1)

(注 1) 開口により剛性評価に参入できないと判断される壁については、剛性評価の対象としない。

2. 検討ケース

地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきについて、これらを考慮した場合の固有値解析及び地震応答解析を行い、連絡通路の応答及び耐震安全性に及ぼす影響について検討する。

入力地震動は、基準地震動 S_s-1 を基に、1次元波動論により基礎底面位置で算定した地震動を用いる。

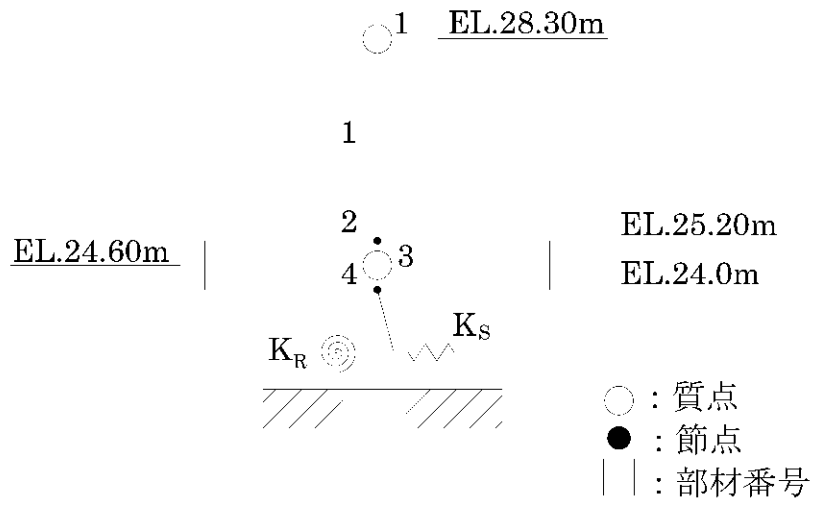
検討ケースを第2-1表、連絡通路の地震応答解析モデル図を第2-1図、第2-2図及び第2-3図に示す。

ここで、工認添付資料9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」において、連絡通路の水平方向の地震応答解析モデルは、基礎浮上りの増大に伴い顕著となる誘発上下動を考慮するため、基準地震動 S_s に対して誘発上下動モデルを用いている。このため、本資料においても、基礎浮上りの範囲が大きくなるケースの水平方向の固有値解析結果及び地震応答解析結果については、誘発上下動モデルによる結果を示すものとする。

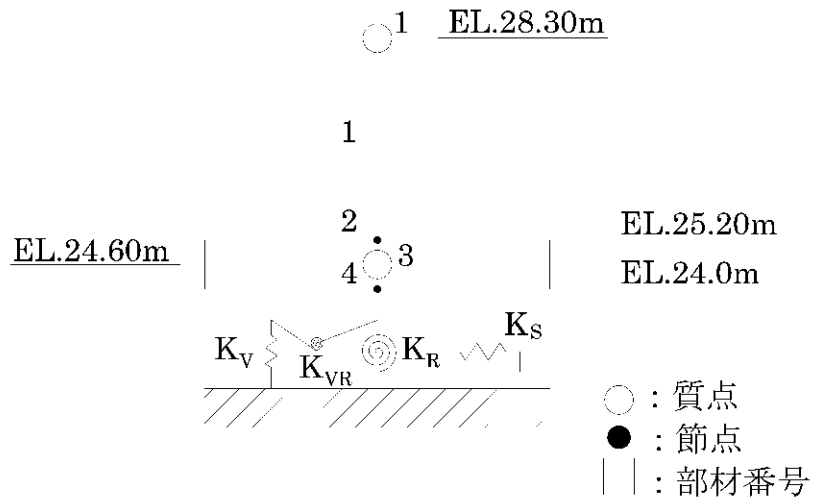
第2-1表 連絡通路の検討ケース

検討ケース		建屋剛性	地盤剛性
		コンクリート強度	地盤のせん断波速度
基本ケース	—	設計基準強度	標準地盤
地盤物性のばらつき考慮	地盤 $V_s (-1\sigma)$ (注)	設計基準強度	地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ)
	地盤 $V_s (+1\sigma)$	設計基準強度	地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$)
コンクリート強度のばらつき考慮	実強度	実強度	標準地盤
地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき考慮	地盤 $V_s (-1\sigma)$ + 実強度 (注)	実強度	地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ)
	地盤 $V_s (+1\sigma)$ + 実強度	実強度	地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$)

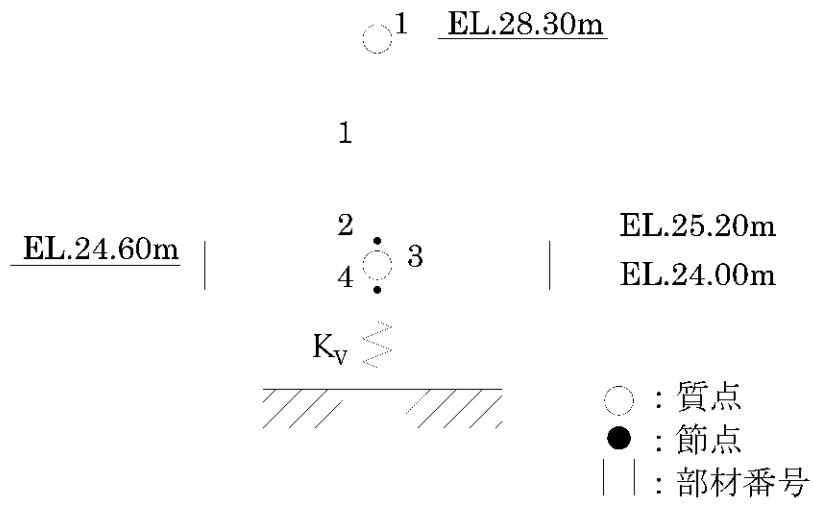
(注) NS方向に誘発上下動モデルを用いたケース



第 2-1 図 連絡通路の地震応答解析モデル（水平方向、SR モデル）



第 2-2 図 連絡通路の地震応答解析モデル（水平方向、誘発上下動モデル）



第 2-3 図 連絡通路の地震応答解析モデル（鉛直方向）

3. 材料物性のばらつきの設定

3.1 地盤物性のばらつきの設定について

連絡通路の地震応答解析モデルについて、基本ケースにおける地盤ばねは、敷地内のボーリング孔における PS 検層結果に基づき、地盤のせん断波速度 V_s の設計値を $V_s=0.52\text{km/s}$ (②速度層) として算定している。

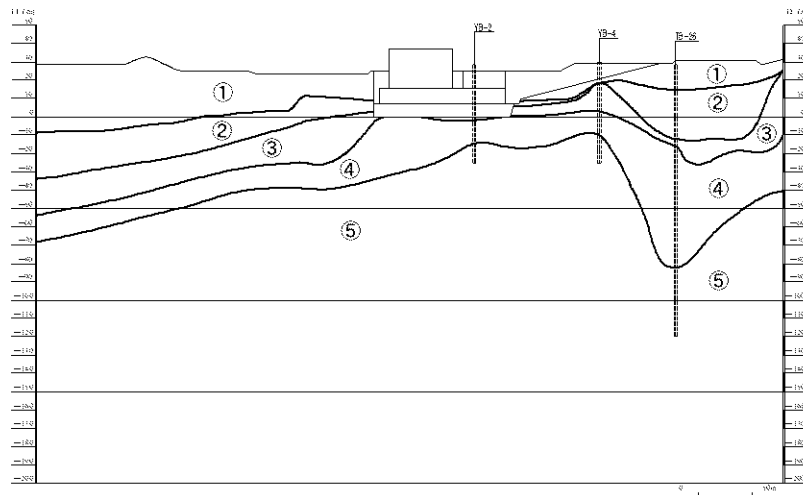
連絡通路の設置位置における速度層断面を第 3-1 図に示す。

地盤物性ばらつきの影響に関する検討においては、地盤のせん断波速度 V_s の設計値に対し、上記の PS 検層結果に基づく標準偏差 ($\pm 1\sigma$) 0.06km/s を変動幅として考慮し、 $V_s=0.46\text{km/s}$ 及び $V_s=0.58\text{km/s}$ とした場合について検討を行う。

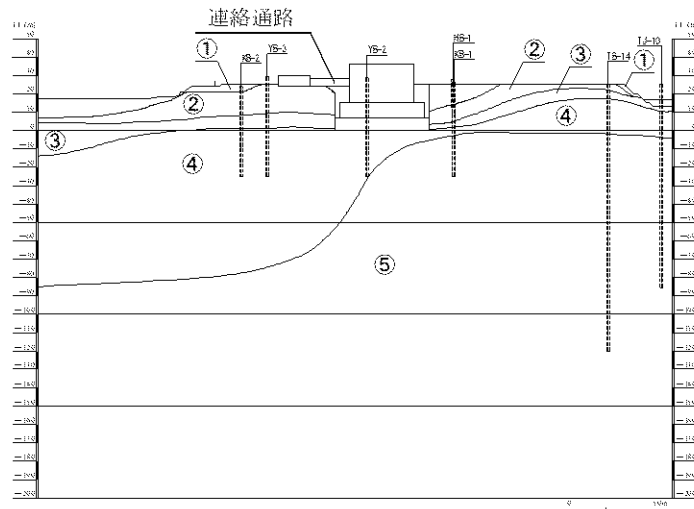
地盤のせん断波速度 V_s のばらつきの設定値を第 3-1 表に示す。



速度層 区分	せん断波速 度 Vs(km/s)	標準偏差 (km/s)
①	0.28	0.04
②	0.52	0.06
③	0.90	0.11
④	1.37	0.11
⑤	2.05	0.24



(a) X-X' 断面



(b) Y-Y' 断面

第 3-1 図 連絡通路の速度層断面図

第 3-1 表 地盤物性のばらつきの設定値

	地盤のせん断波速度 Vs (km/s)	ヤング係数 E (N/mm ²)
基本ケース	0.52	1.80×10^3
地盤 Vs (-1σ)	0.46	1.41×10^3
地盤 Vs ($+1\sigma$)	0.58	2.24×10^3

3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について

コンクリート強度のばらつきとして、コンクリートの実強度を考慮する。コンクリートの実強度は、「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（(社)日本原子力学会、2007 制定）」を参考とし、設計基準強度に対してコンクリート強度を 1.40 倍した値を用いる。

コンクリート強度のばらつきとして設定するコンクリートの実強度を設計基準強度と比較して第 3-2 表に示す。

第 3-2 表 設計基準強度と実強度の比較

		コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)
連絡通路	設計基準強度	30.0	2.44×10^4
	実強度	42.0	2.73×10^4

4. 地盤物性のばらつきによる影響

4.1 検討方針

地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（地盤 V_s (-1σ)、地盤 V_s ($+1\sigma$)) について、固有値解析及び地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。

地盤物性のばらつきの設定は、「3.1 地盤物性のばらつきの設定について」に示したとおりである。

4.2 固有値解析結果

地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（地盤 $V_s (-1\sigma)$ 、地盤 $V_s (+1\sigma)$ ）について、固有値解析を行い、基本ケースの結果と比較した。固有値解析結果の比較を第 4-1 表及び第 4-2 表、刺激関数図を第 4-1 図～第 4-6 図に示す。

基本ケースに対する地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの固有振動数の変動幅は、 -12% ～ $+11\%$ 程度である。

第4-1表 固有値解析結果（地盤 V_s (-1σ)) (注1)

(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	NS 方向		EW 方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤 V_s (-1σ) (注2)	基本ケース	地盤 V_s (-1σ)	基本ケース	地盤 V_s (-1σ)
1	21.92	19.77 (0.90)	23.44	20.81 (0.89)	30.20	26.67 (0.88)
2	40.43	37.00 (0.92)	44.33	39.38 (0.89)	186.97	186.68 (1.00)
3	80.15	76.01 (0.95)	118.44	117.61 (0.99)	—	—
4	81.66	81.45 (1.00)	183.25	182.67 (1.00)	—	—

(注1) () 内は基本ケースに対する比率

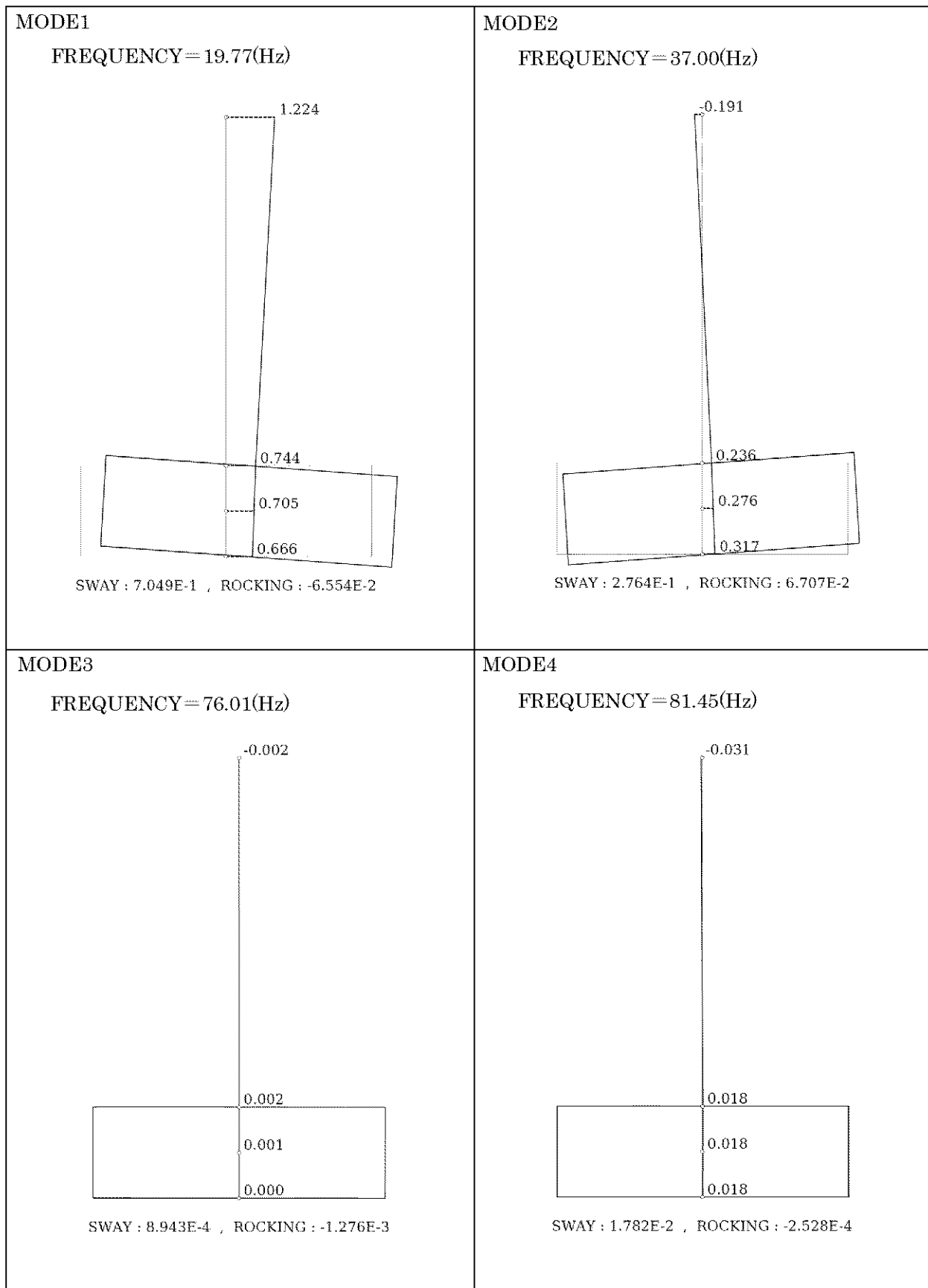
(注2) 誘発上下動モデルのため、水平方向の固有振動数を示す

第4-2表 固有値解析結果（地盤 V_s ($+1\sigma$)) (注)

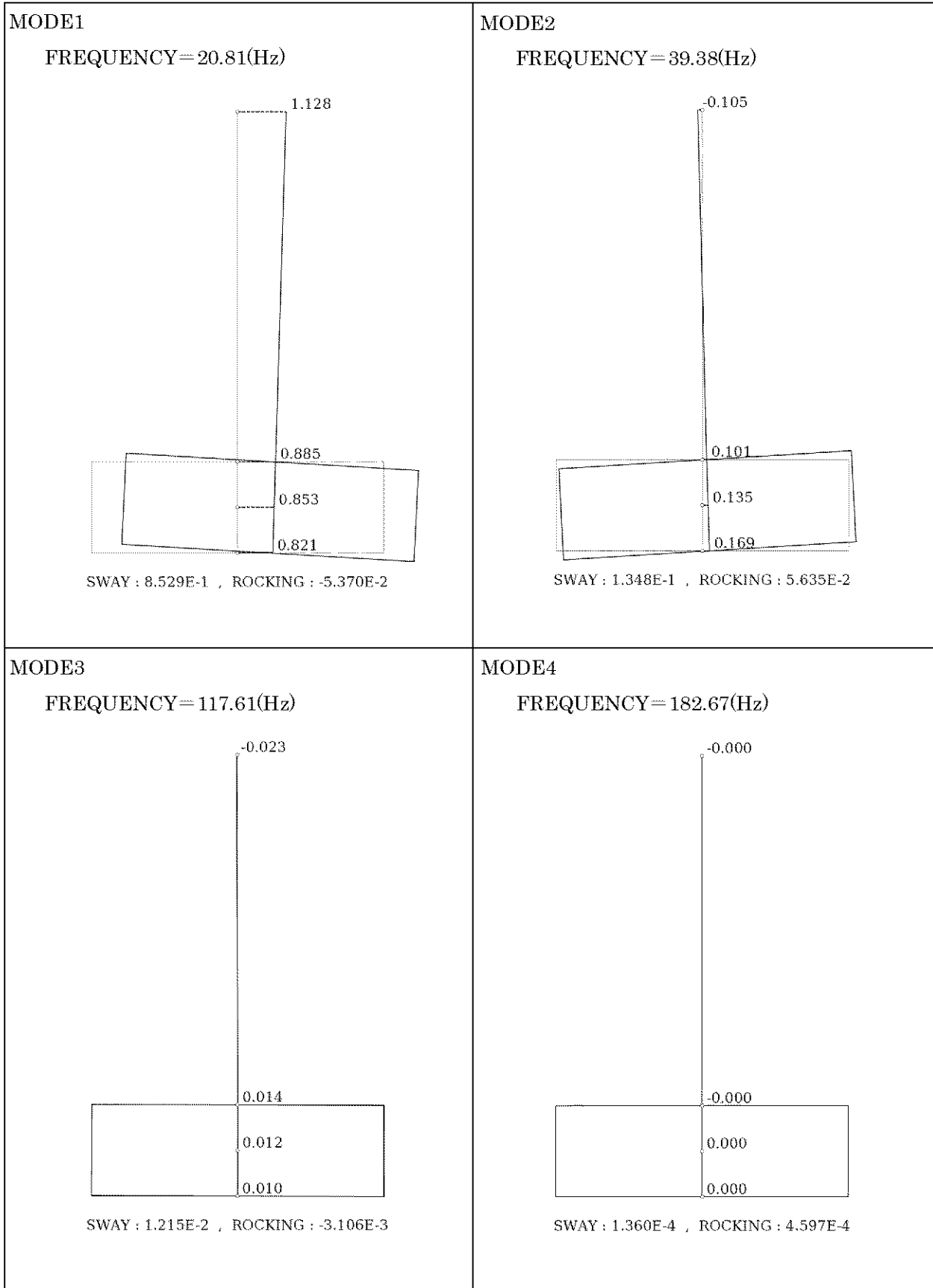
(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	NS 方向		EW 方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤 V_s ($+1\sigma$)	基本ケース	地盤 V_s ($+1\sigma$)	基本ケース	地盤 V_s ($+1\sigma$)
1	21.92	23.89 (1.09)	23.44	26.03 (1.11)	30.20	33.64 (1.11)
2	40.43	43.50 (1.08)	44.33	49.15 (1.11)	186.97	187.30 (1.00)
3	80.15	81.90 (1.02)	118.44	119.38 (1.01)	—	—
4	81.66	84.79 (1.04)	183.25	183.91 (1.00)	—	—

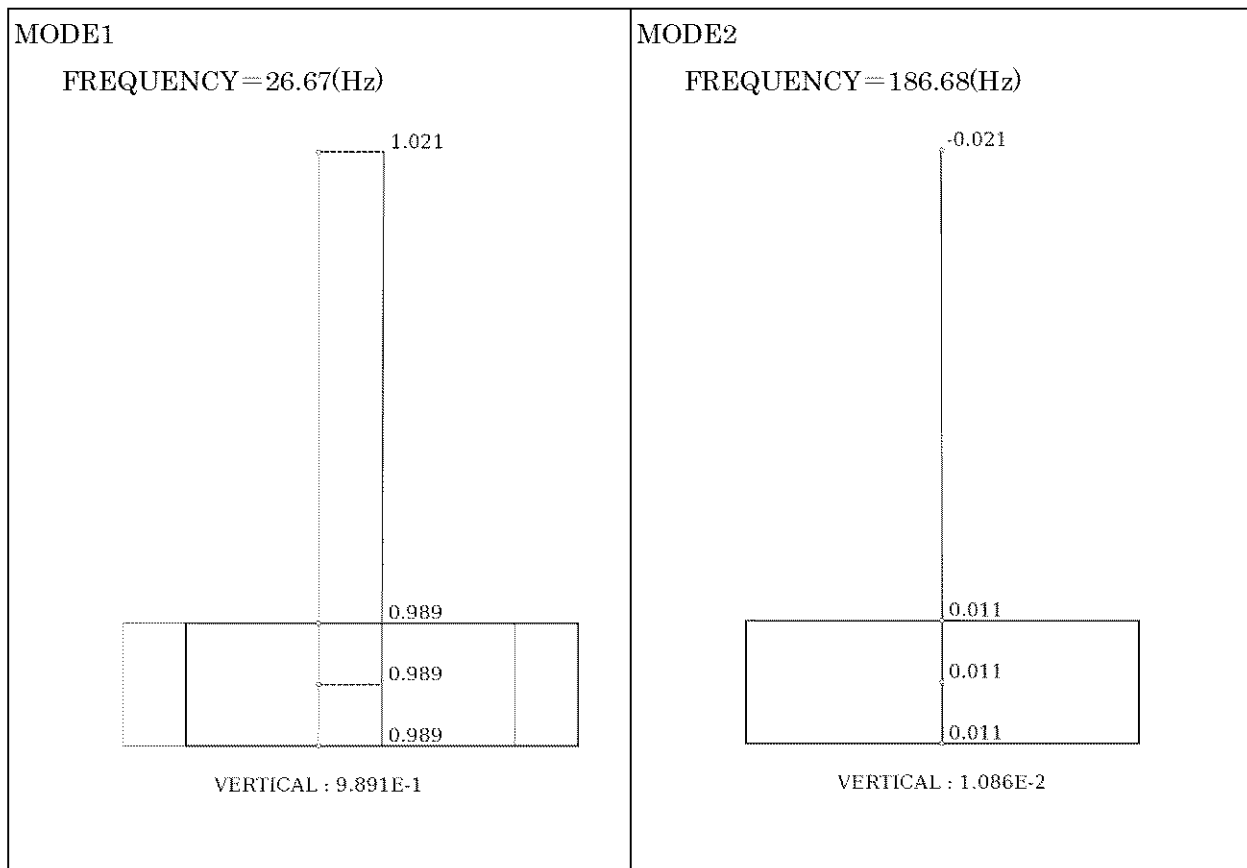
(注) () 内は基本ケースに対する比率



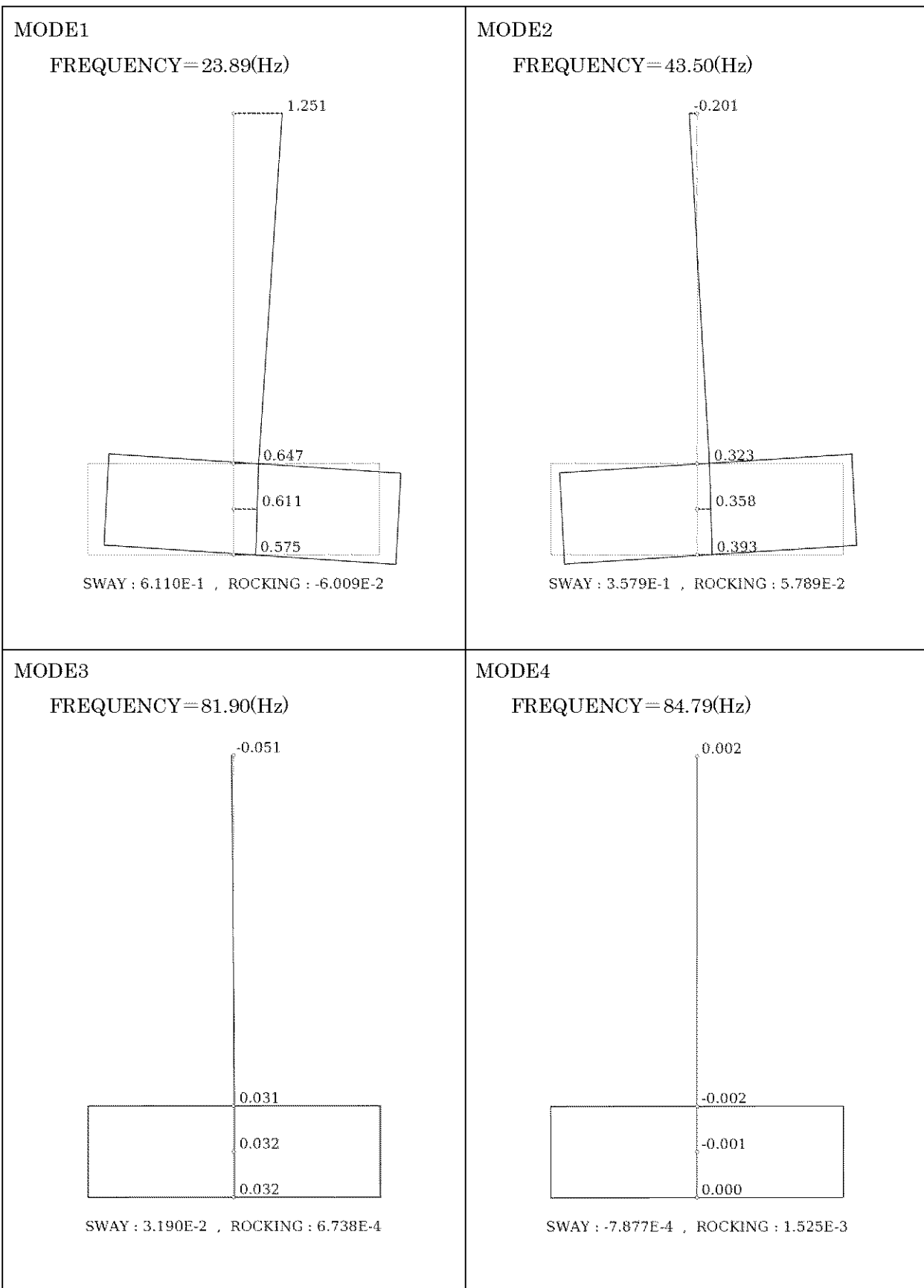
第 4-1 图 刺激関数図 (NS 方向、地盤 $V_s (-1\sigma)$)



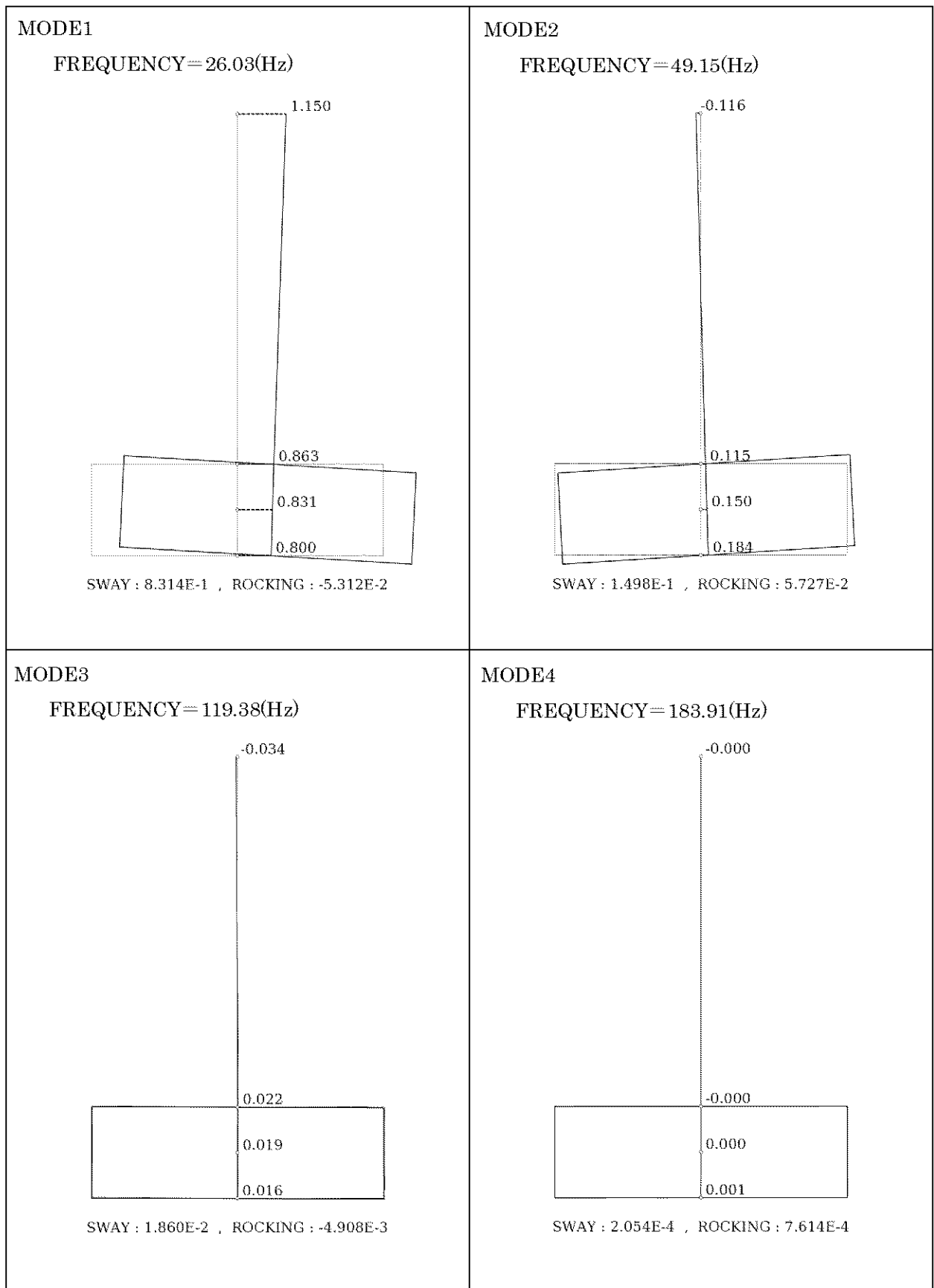
第 4-2 図 刺激関数図 (EW 方向、地盤 V_s (-1σ))



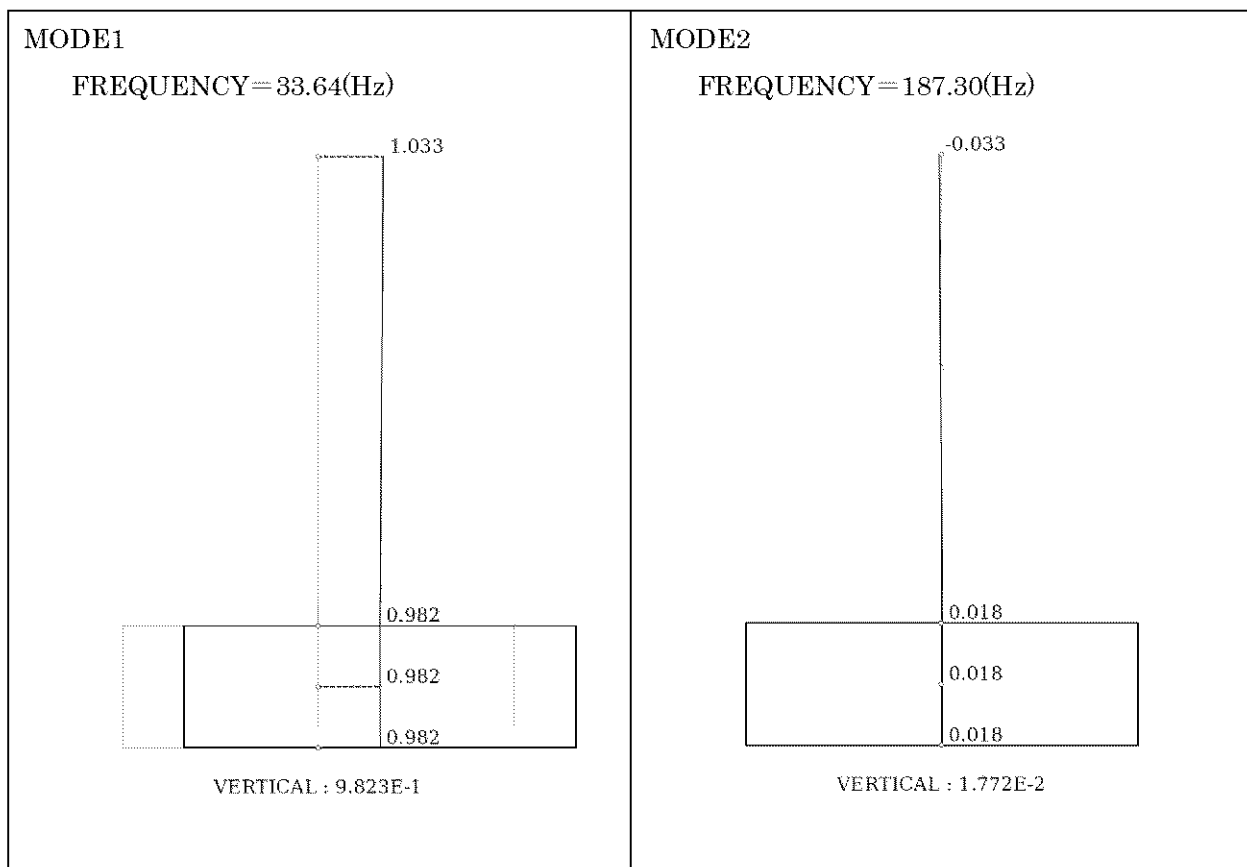
第 4-3 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤 V_s (-1σ))



第 4-4 图 刺激関数図 (NS 方向、地盤 $V_s (+1\sigma)$)



第 4-5 図 刺激関数図 (EW 方向、地盤 $V_s (+1\sigma)$)



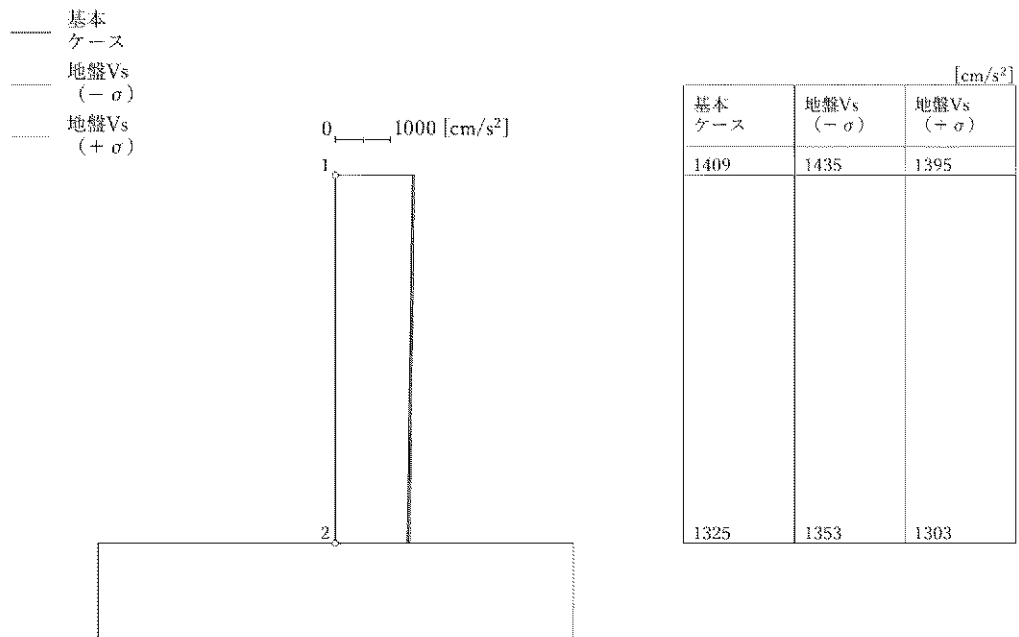
第 4-6 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤 V_s ($+1\sigma$))

4.3 地震応答解析結果

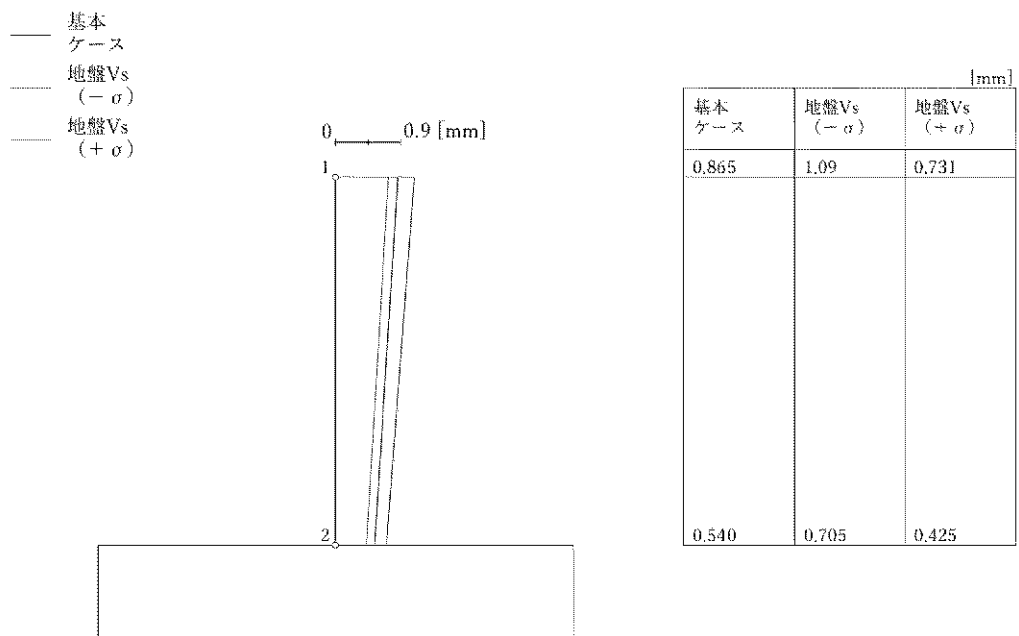
地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（地盤 $V_s (-1\sigma)$ 、地盤 $V_s (+1\sigma)$ ）について、地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を第 4-7 図～第 4-19 図に示す。

水平方向について、地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、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応答せん断ひずみは、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。

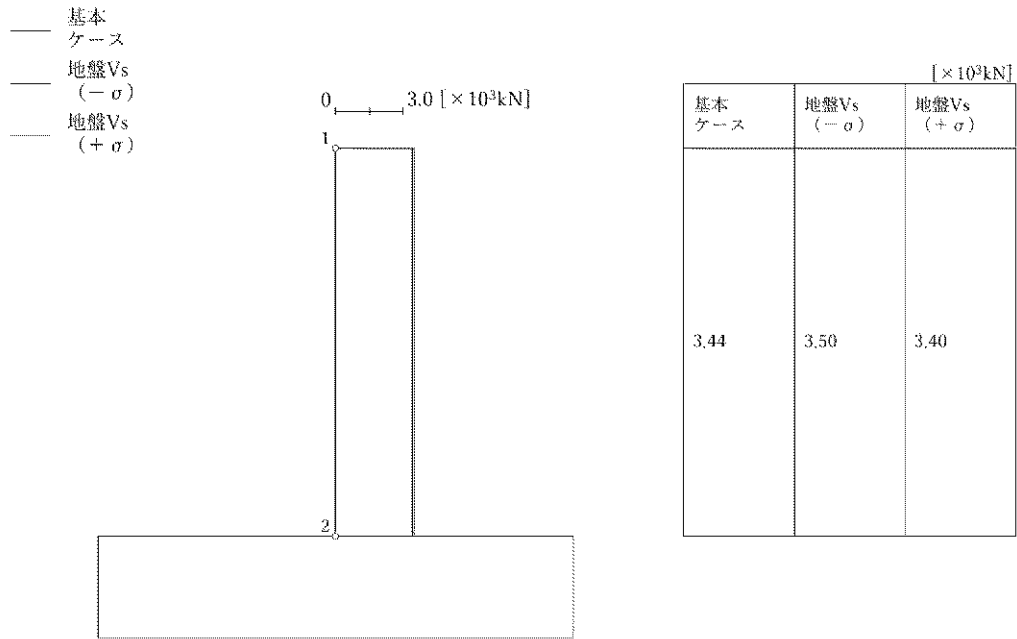
鉛直方向についても、地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位及び最大応答軸力は、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。



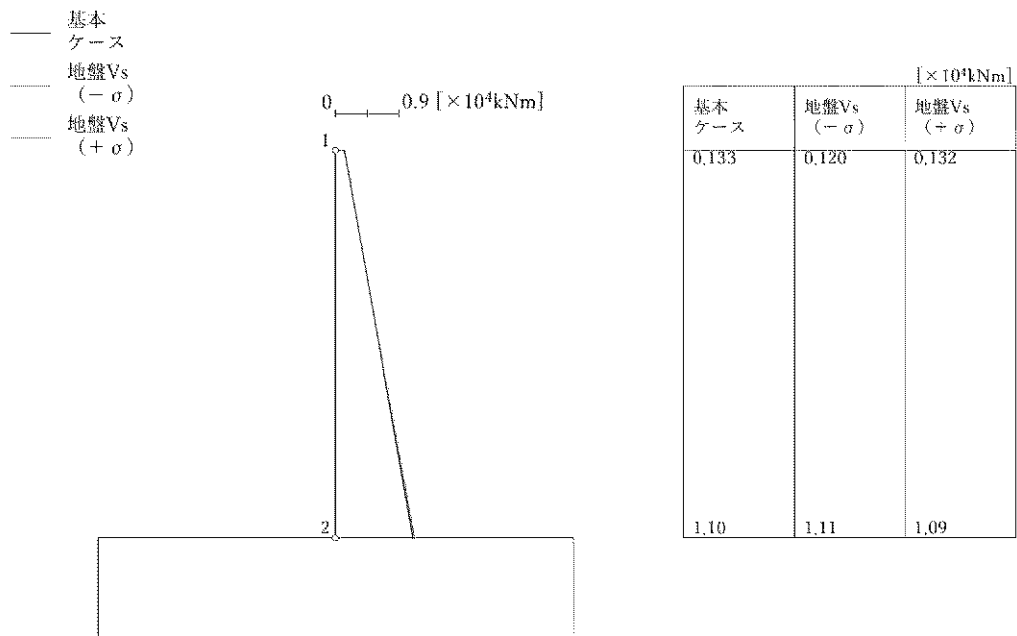
第 4-7 図 最大応答加速度 (NS 方向)



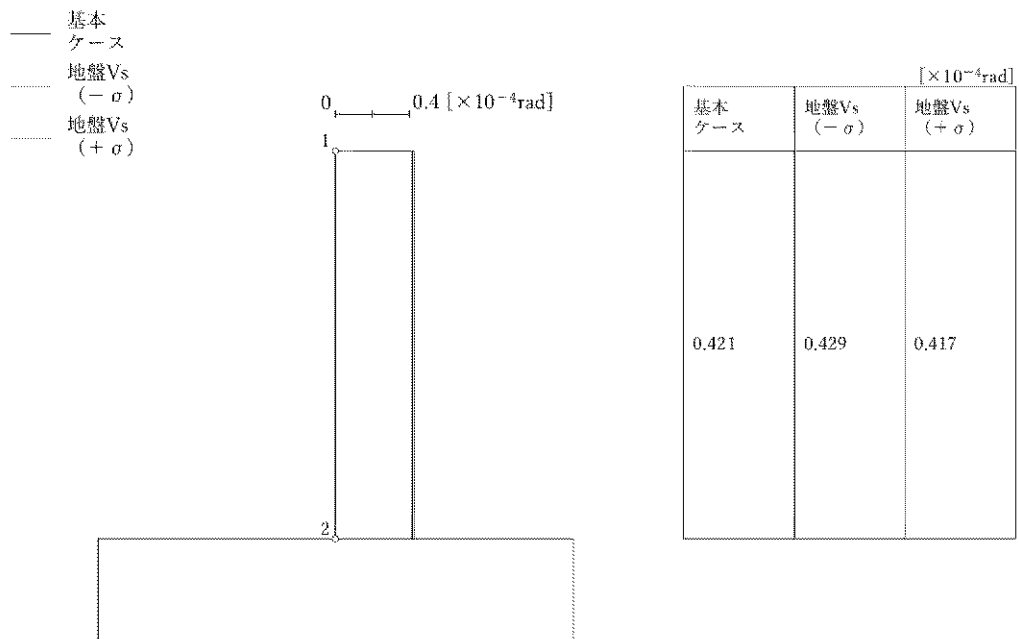
第 4-8 図 最大応答変位 (NS 方向)



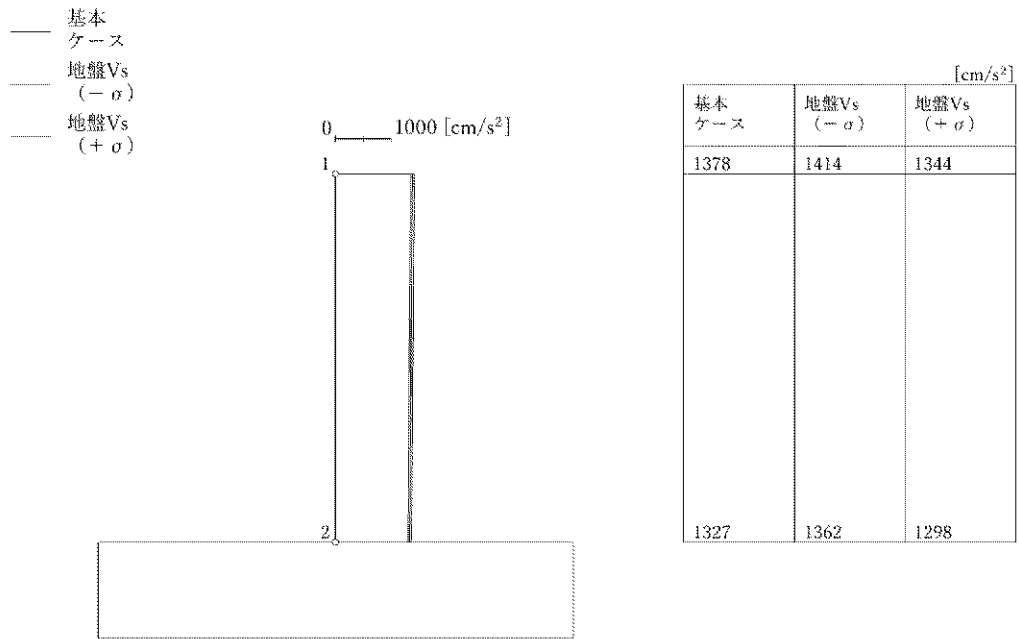
第 4-9 図 最大応答せん断力 (NS 方向)



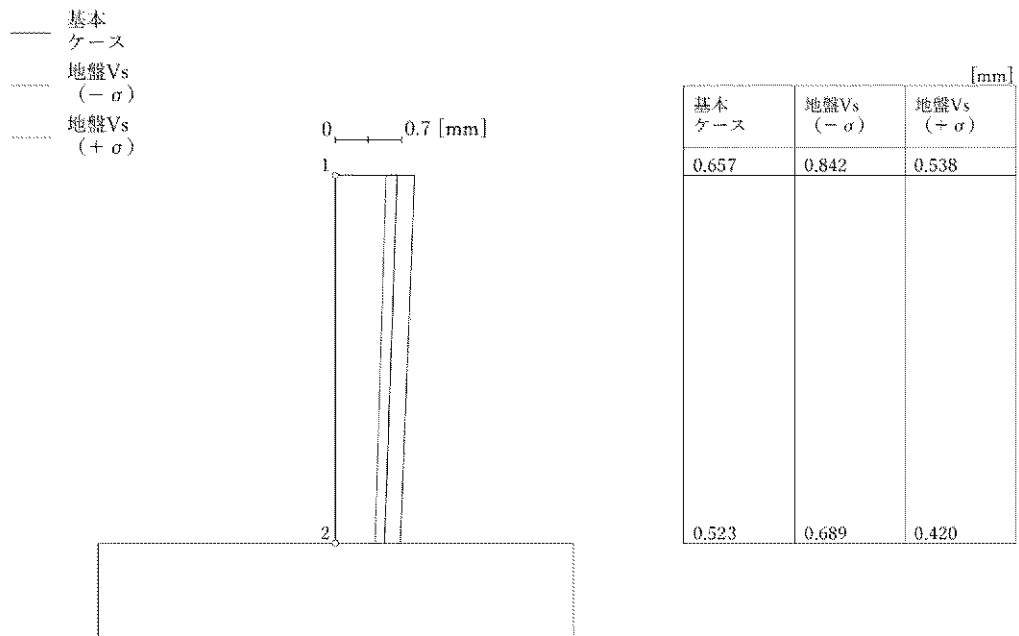
第 4-10 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



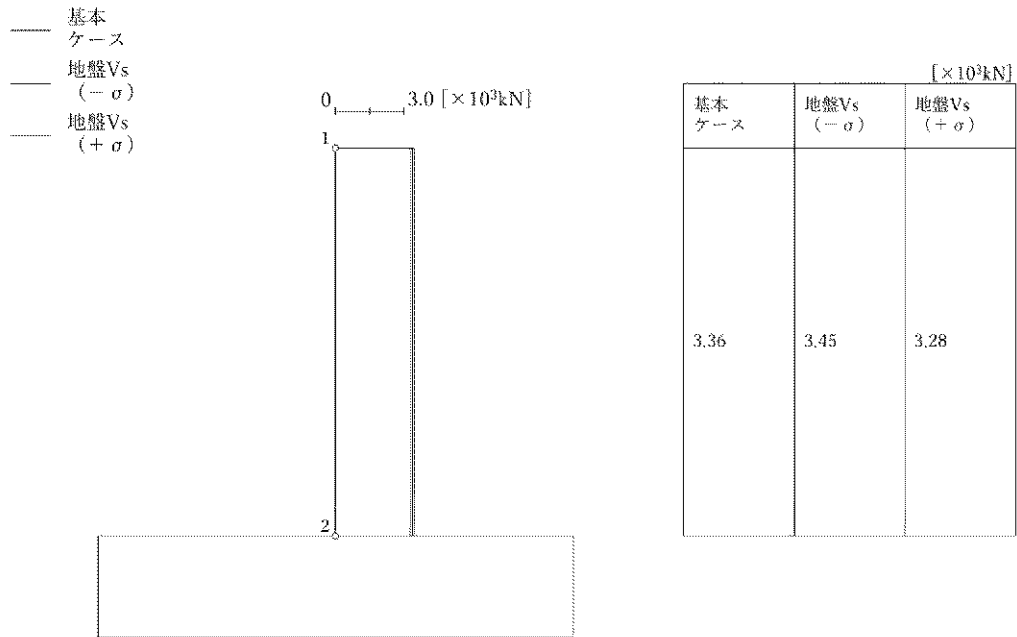
第 4-11 図 最大応答せん断ひずみ (NS 方向)



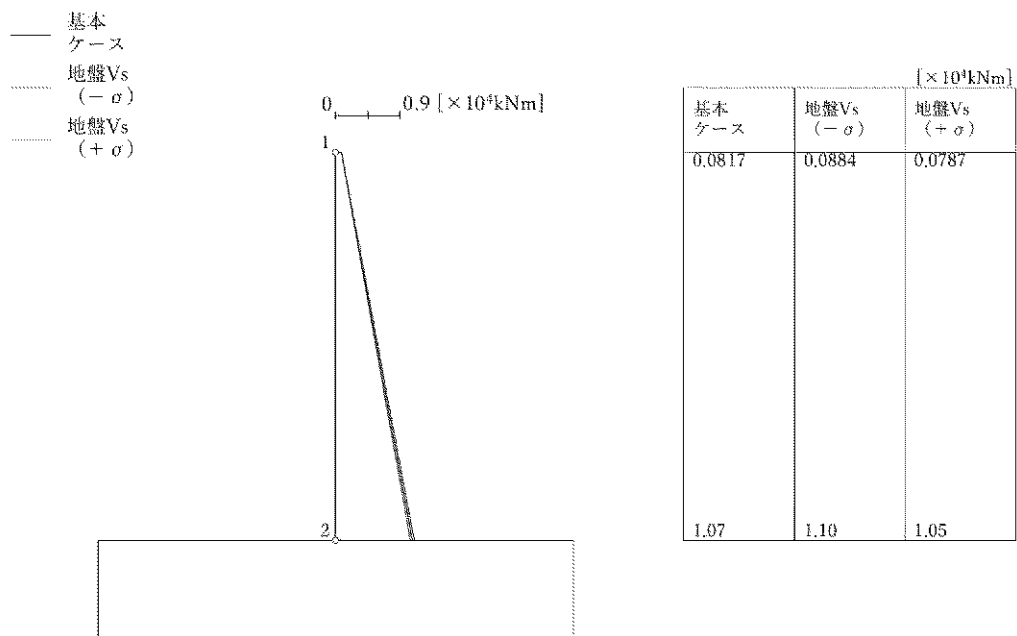
第4-12図 最大応答加速度 (EW 方向)



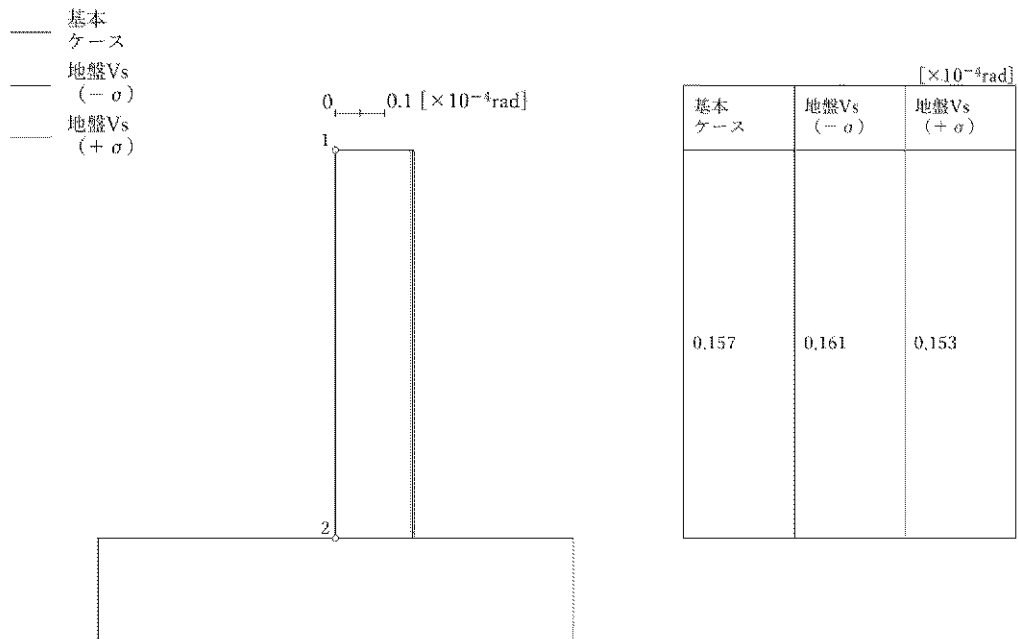
第4-13図 最大応答変位 (EW 方向)



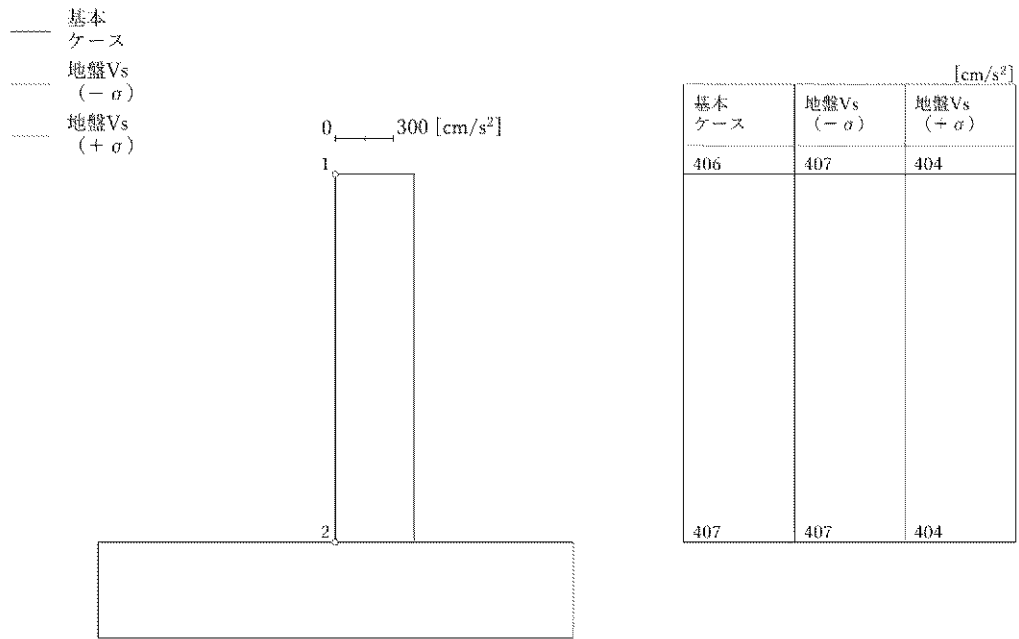
第4-14図 最大応答せん断力 (EW 方向)



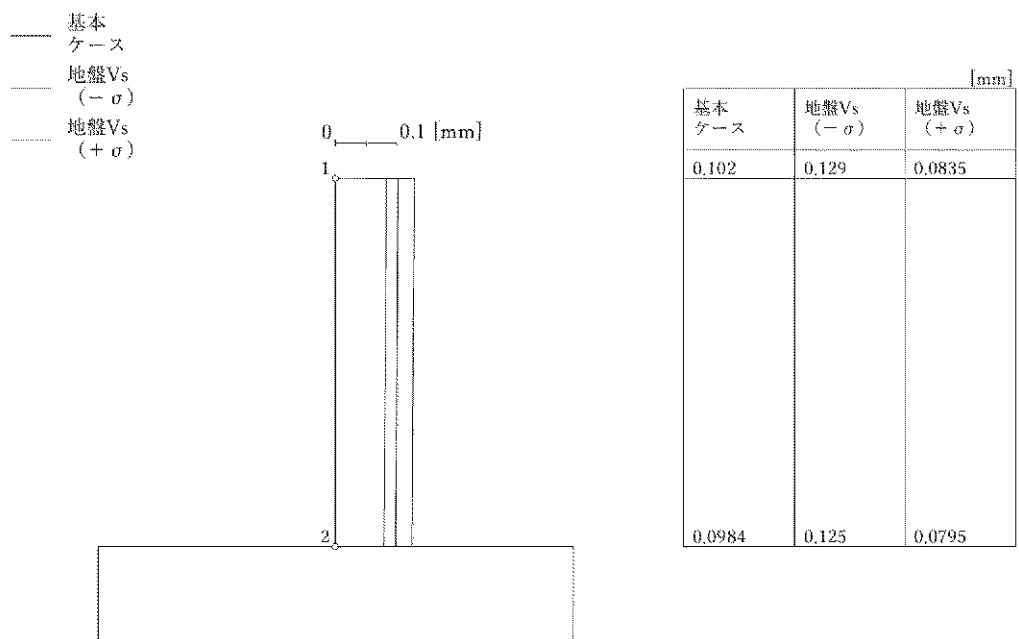
第4-15図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)



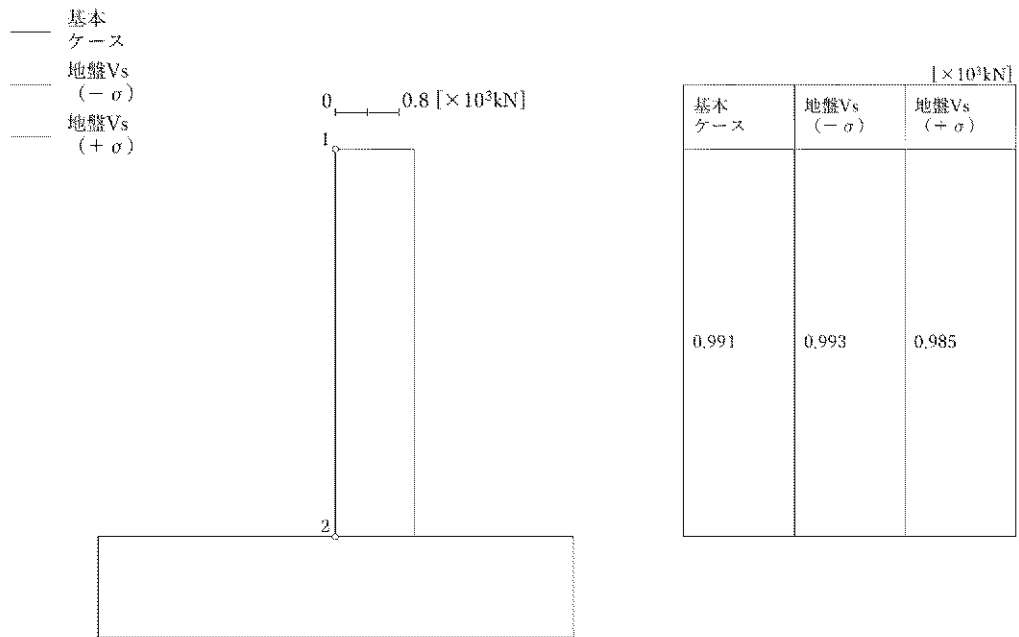
第4-16図 最大応答せん断ひずみ (EW 方向)



第 4-17 図 最大応答加速度 (鉛直方向)



第 4-18 図 最大応答変位 (鉛直方向)



第 4-19 図 最大応答軸力 (鉛直方向)

5. コンクリート強度のばらつきによる影響

5.1 検討方針

コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（実強度）について、固有値解析及び地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。

コンクリート強度のばらつきの設定は、「3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について」に示したとおりである。

5.2 固有値解析結果

コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（実強度）について、固有値解析を行い、基本ケースの結果と比較した。固有値解析結果を第 5-1 表、刺激関数図を第 5-1 図～第 5-3 図に示す。

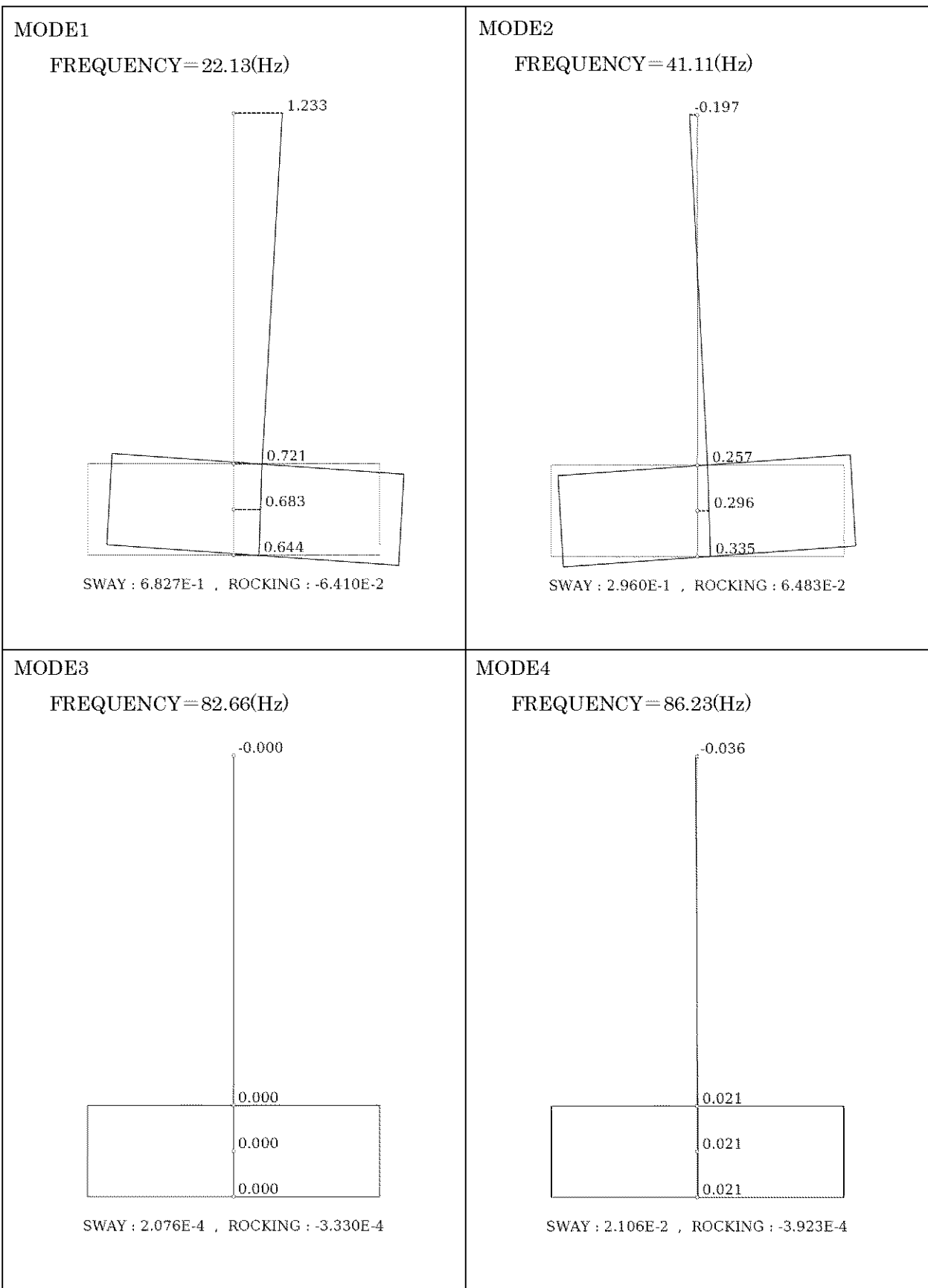
基本ケースに対するコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの固有振動数の変動幅は、0%～+6%程度である。

第5-1表 固有値解析結果（実強度）^(注)

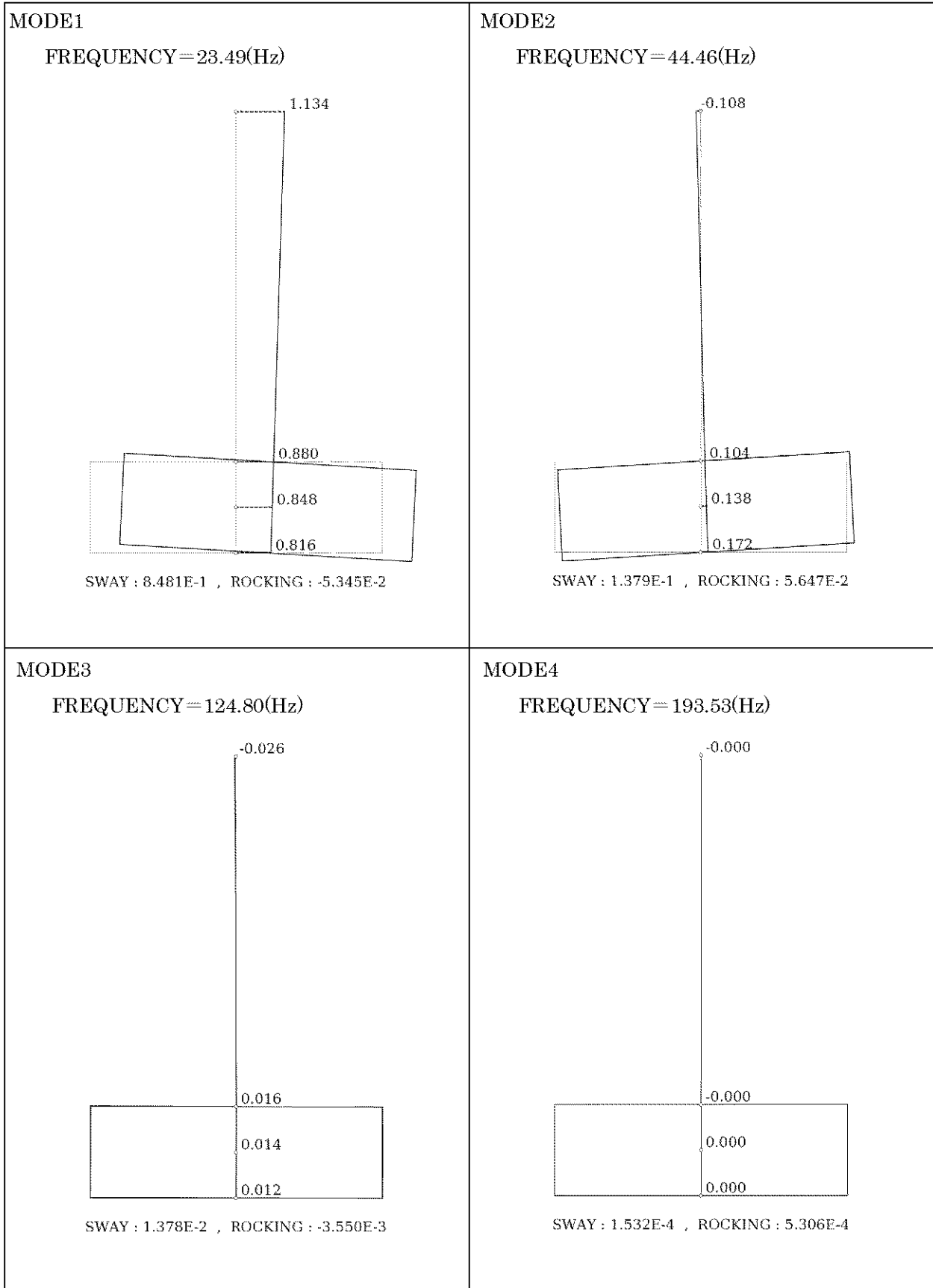
(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	NS 方向		EW 方向		鉛直方向	
	基本ケース	実強度	基本ケース	実強度	基本ケース	実強度
1	21.92	22.13 (1.01)	23.44	23.49 (1.00)	30.20	30.22 (1.00)
2	40.43	41.11 (1.02)	44.33	44.46 (1.00)	186.97	197.62 (1.06)
3	80.15	82.66 (1.03)	118.44	124.80 (1.05)	—	—
4	81.66	86.23 (1.06)	183.25	193.53 (1.06)	—	—

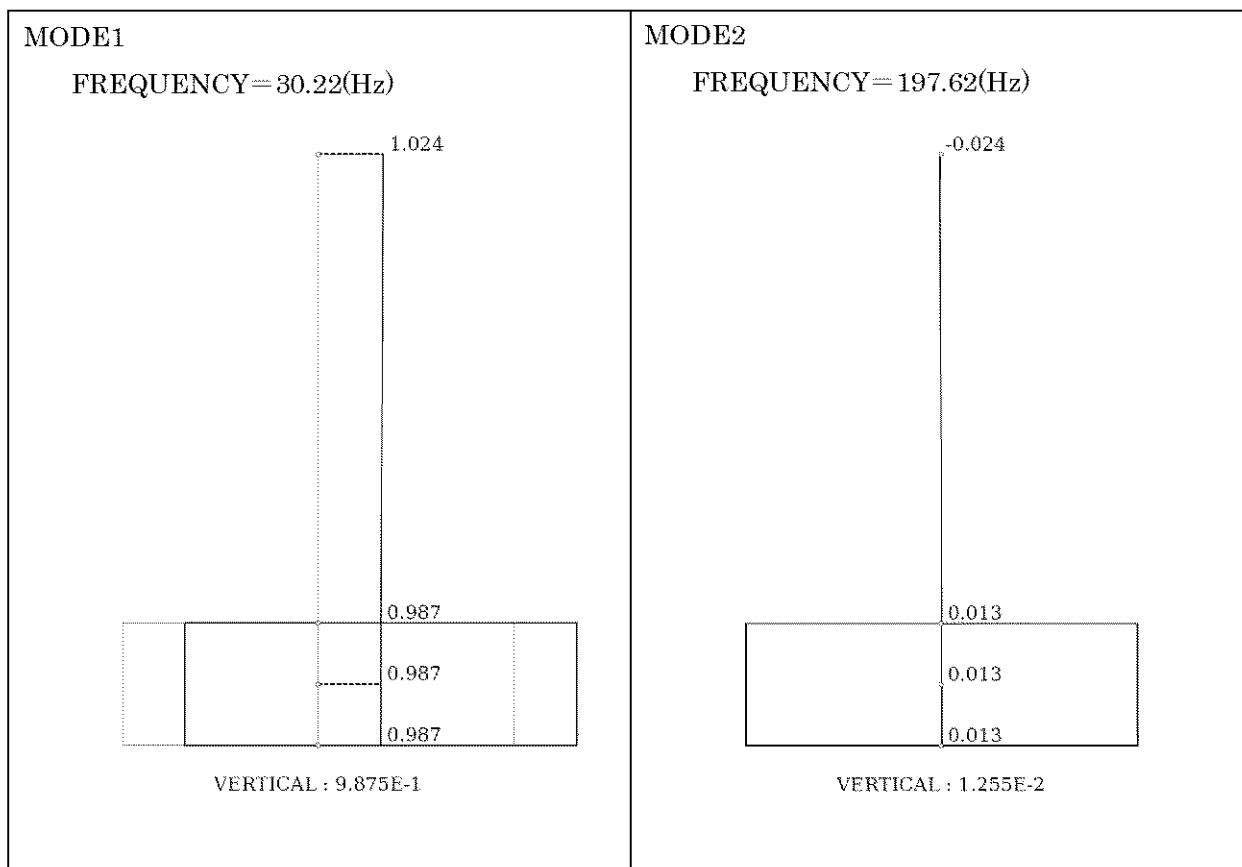
(注) () 内は基本ケースに対する比率



第5-1図 刺激関数図 (NS方向、実強度)



第 5-2 図 刺激関数図 (EW 方向、実強度)



第 5-3 図 刺激関数図 (鉛直方向、実強度)

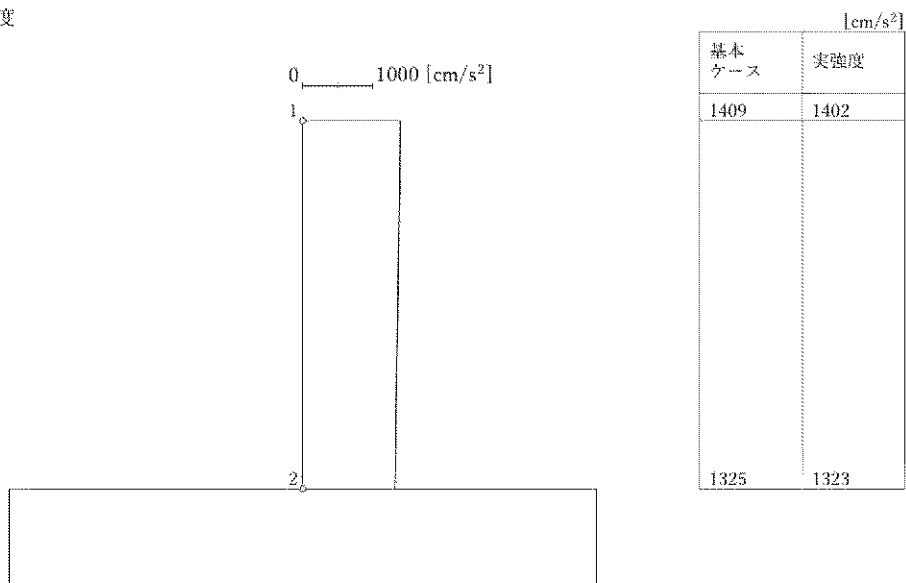
5.3 地震応答解析結果

コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（実強度）について、地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を第 5-4 図～第 5-16 図に示す。

水平方向について、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントは、基本ケースと同等である。一方、最大応答せん断ひずみについては、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースが基本ケースに対して小さくなる傾向であることが確認できる。

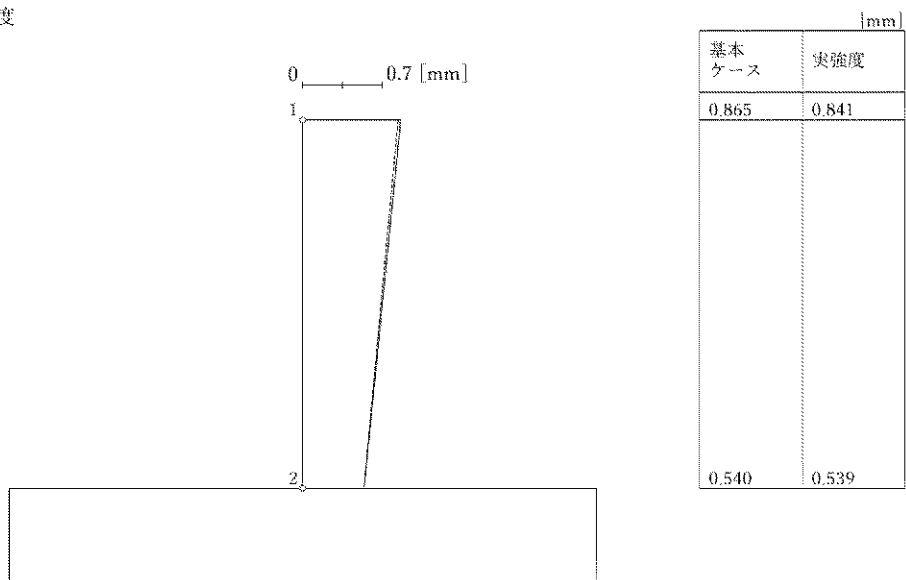
鉛直方向について、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位及び最大応答軸力は、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。

—— 基本
 ケース
 - - - 実強度

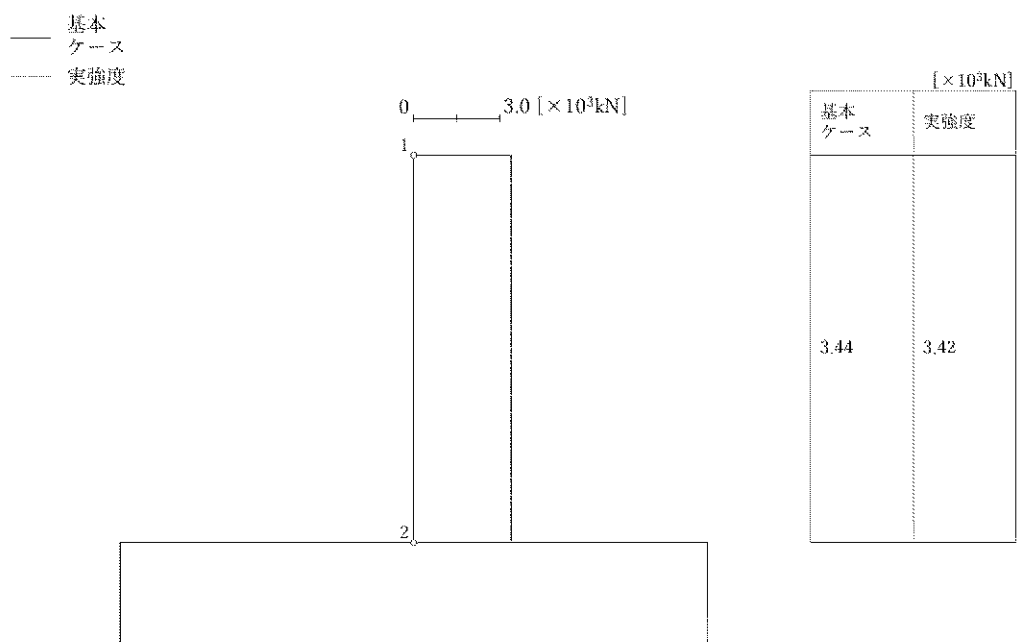


第5-4図 最大応答加速度 (NS 方向)

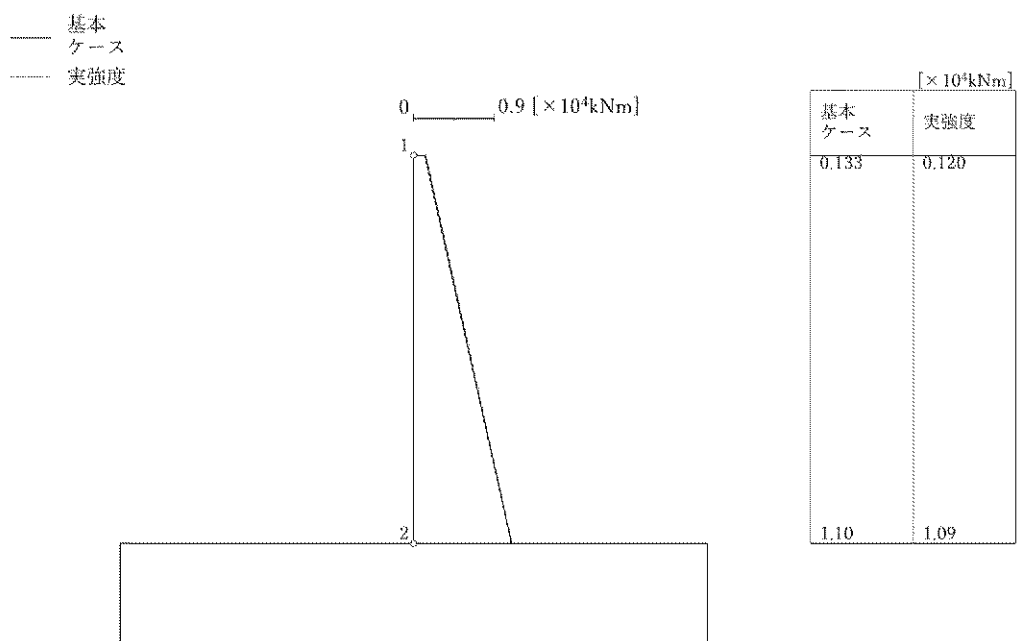
—— 基本
 ケース
 - - - 実強度



第5-5図 最大応答変位 (NS 方向)

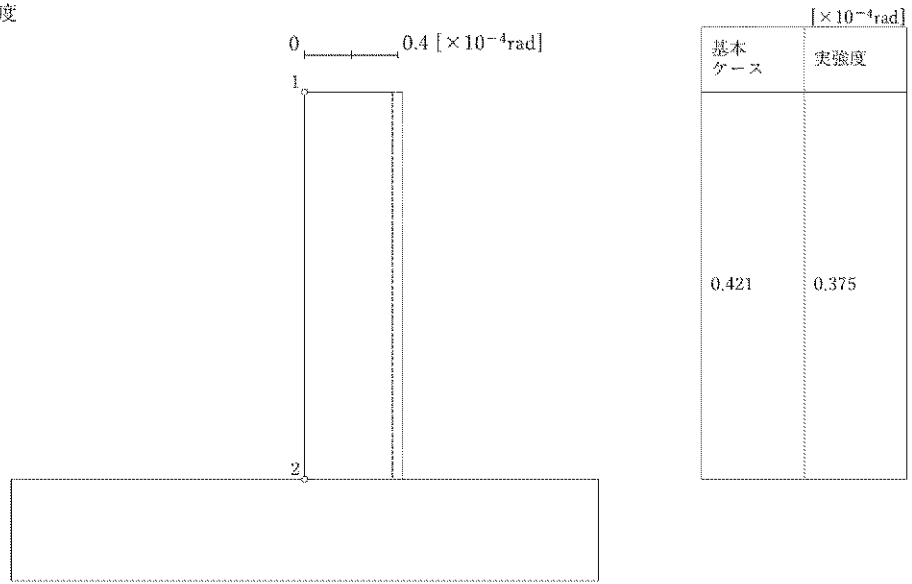


第5-6図 最大応答せん断力 (NS 方向)



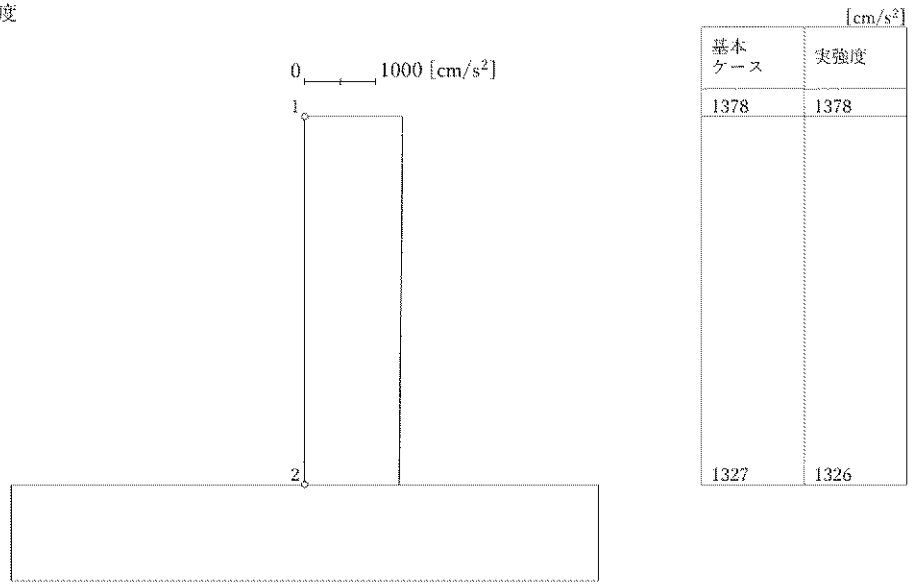
第5-7図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

——— 基本
 ケース
 - - - 実強度



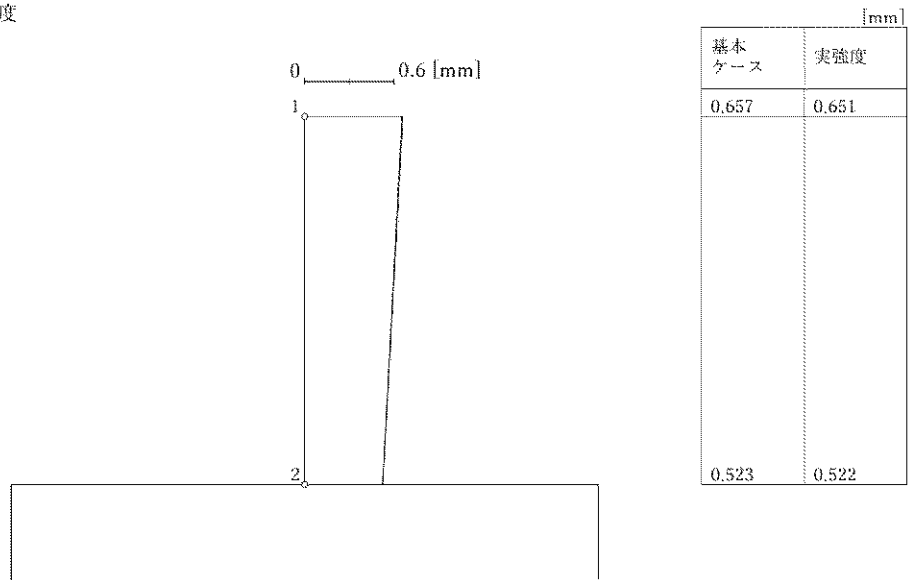
第 5-8 図 最大応答せん断ひずみ (NS 方向)

—— 基本
 ケース
 - - - 実強度

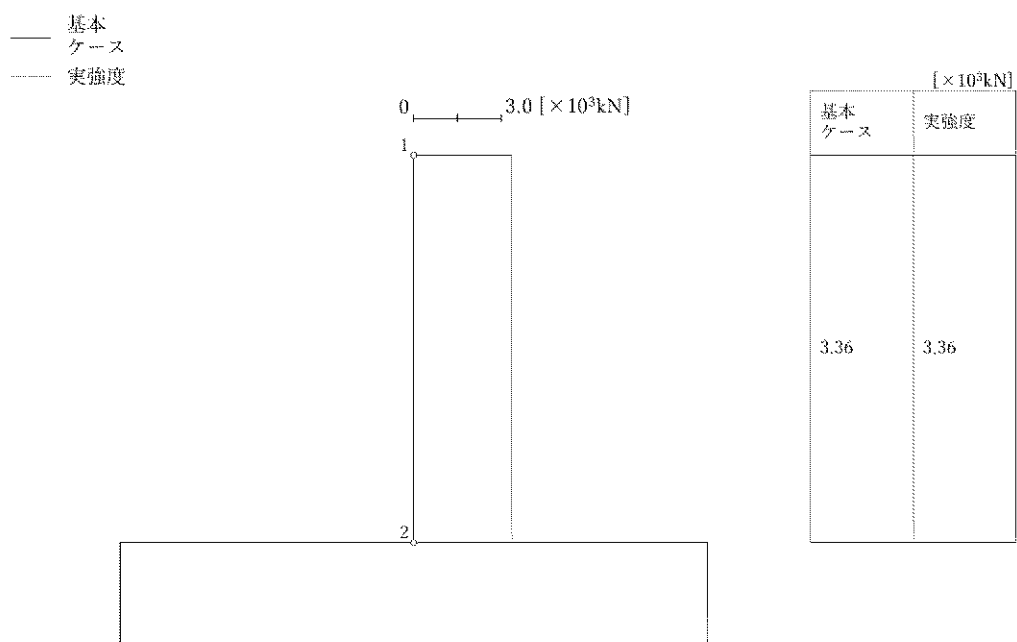


第 5-9 図 最大応答加速度 (EW 方向)

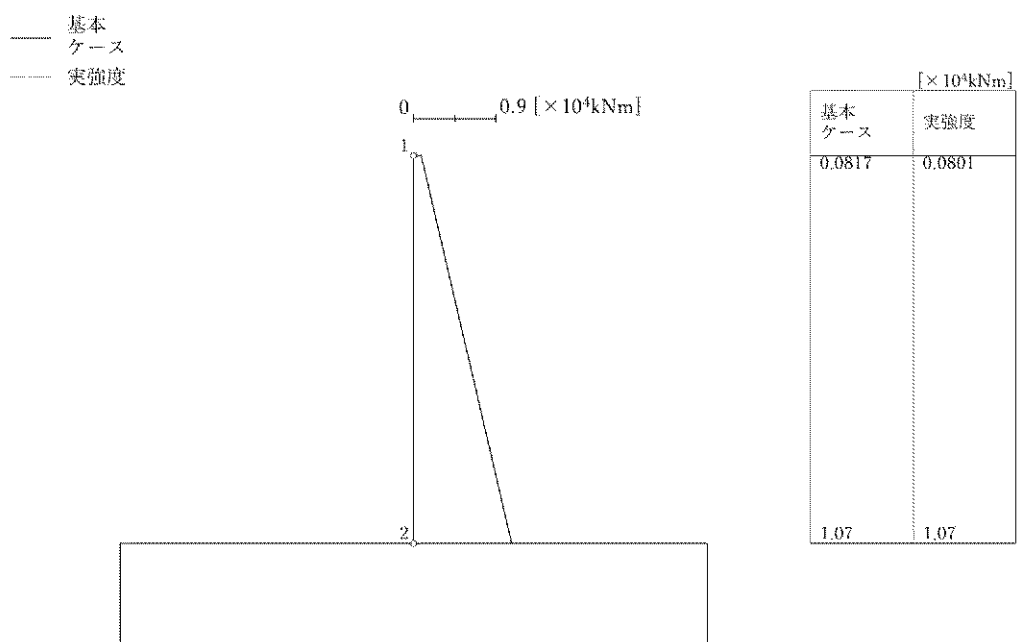
—— 基本
 ケース
 - - - 実強度



第 5-10 図 最大応答変位 (EW 方向)

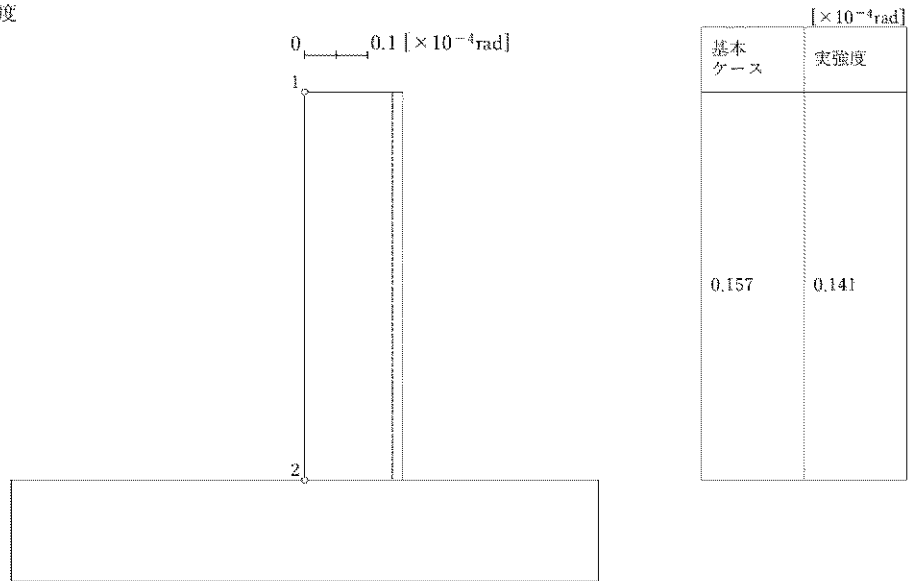


第5-11図 最大応答せん断力 (EW 方向)



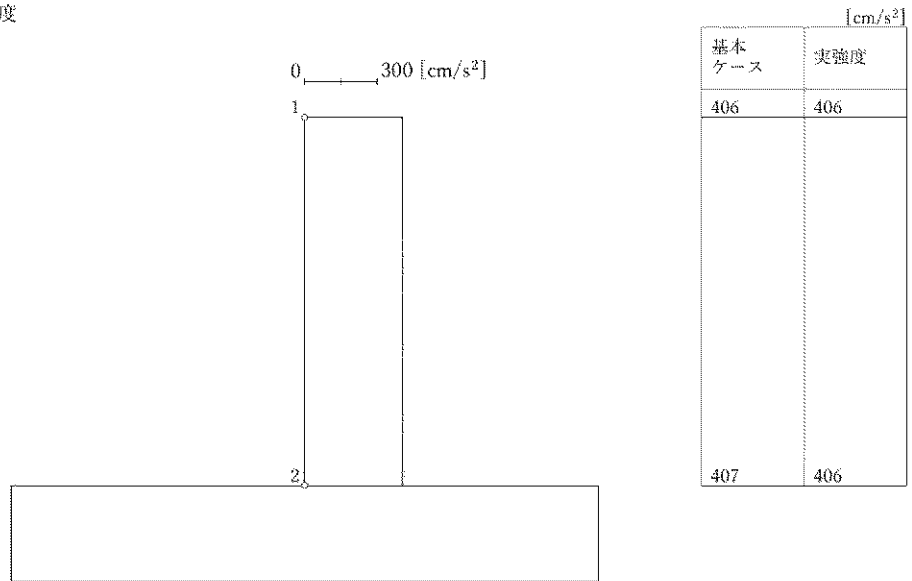
第5-12図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

—— 基本
 ケース
 - - - 実験度



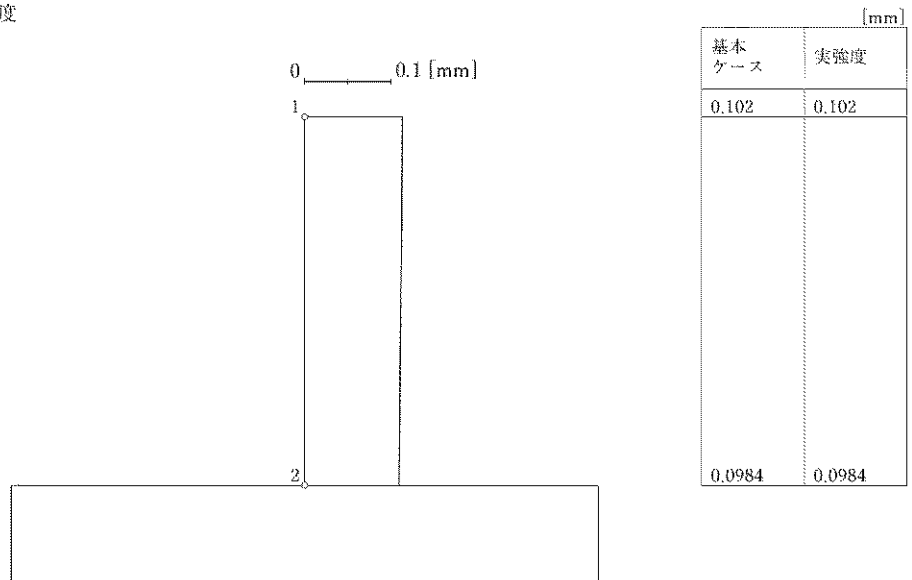
第5-13図 最大応答せん断ひずみ (EW 方向)

—— 基本
 ケース
 - - - 実強度



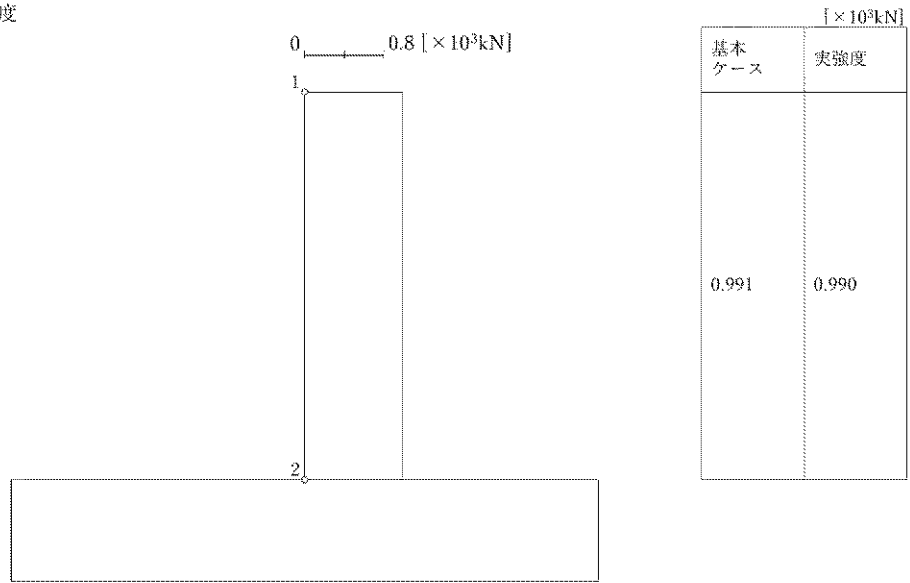
第 5-14 図 最大応答加速度 (鉛直方向)

—— 基本
 ケース
 - - - 実強度



第 5-15 図 最大応答変位 (鉛直方向)

—— 基本
 ケース
 - - - 実強度



第 5-16 図 最大応答軸力（鉛直方向）

6. 地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきによる影響

6.1 検討方針

地盤物性のばらつきに加え、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（地盤 V_s ($\pm 1\sigma$) + 実強度）について、固有値解析及び地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。

地盤物性のばらつきの設定は、「3.1 地盤物性のばらつきの設定について」に示したとおりである。また、コンクリート強度のばらつきの設定は、「3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について」に示したとおりである。

6.2 固有値解析結果

地盤物性のばらつきに加え、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（地盤 V_s ($\pm 1\sigma$) + 実強度）について、固有値解析を行い、基本ケースの結果と比較した。固有値解析結果の比較を第 6-1 表及び第 6-2 表、刺激関数図を第 6-1 図～第 6-6 図に示す。

基本ケースに対する地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの固有振動数の変動幅は、 -12% ～ $+11\%$ 程度である。

第6-1表 固有値解析結果（地盤 Vs (-1σ) +実強度）^(注1)

(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	NS 方向		EW 方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤 Vs (-1σ) +実強度 ^(注2)	基本ケース	地盤 Vs (-1σ) +実強度	基本ケース	地盤 Vs (-1σ) +実強度
1	21.92	19.92 (0.91)	23.44	20.85 (0.89)	30.20	26.68 (0.88)
2	40.43	37.51 (0.93)	44.33	39.46 (0.89)	186.97	197.35 (1.06)
3	80.15	78.78 (0.98)	118.44	124.01 (1.05)	—	—
4	81.66	86.04 (1.05)	183.25	192.99 (1.05)	—	—

(注1) () 内は基本ケースに対する比率

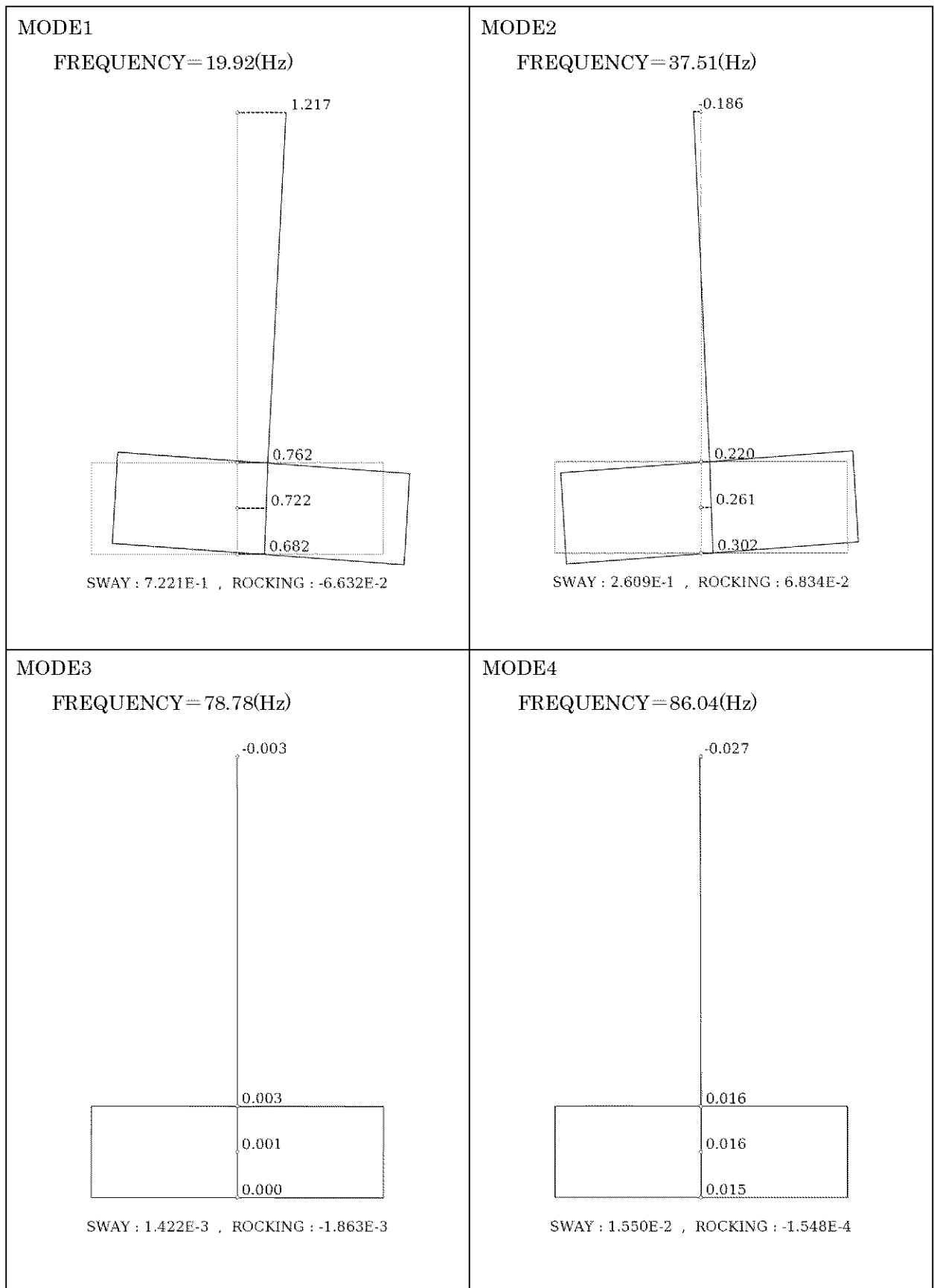
(注2) 誘発上下動モデルのため、水平方向の固有振動数を示す

第6-2表 固有値解析結果（地盤 Vs (+1σ) +実強度）^(注)

(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	NS 方向		EW 方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤 Vs (+1σ) +実強度	基本ケース	地盤 Vs (+1σ) +実強度	基本ケース	地盤 Vs (+1σ) +実強度
1	21.92	24.19 (1.10)	23.44	26.10 (1.11)	30.20	33.67 (1.11)
2	40.43	44.33 (1.10)	44.33	49.33 (1.11)	186.97	197.93 (1.06)
3	80.15	86.45 (1.08)	118.44	125.68 (1.06)	—	—
4	81.66	87.05 (1.07)	183.25	194.15 (1.06)	—	—

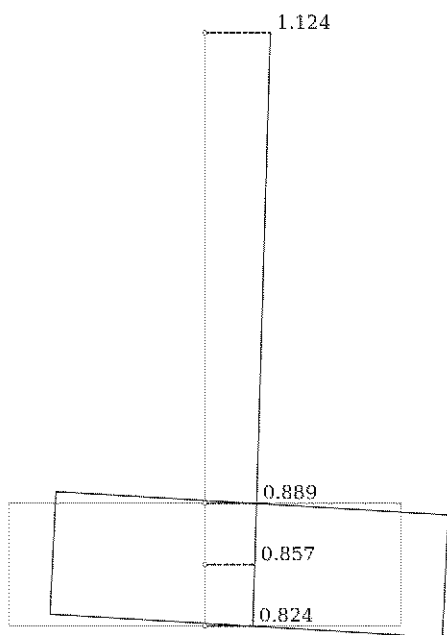
(注) () 内は基本ケースに対する比率



第 6-1 図 刺激関数図 (NS 方向、地盤 $V_s (-1\sigma)$ + 実強度)

MODE1

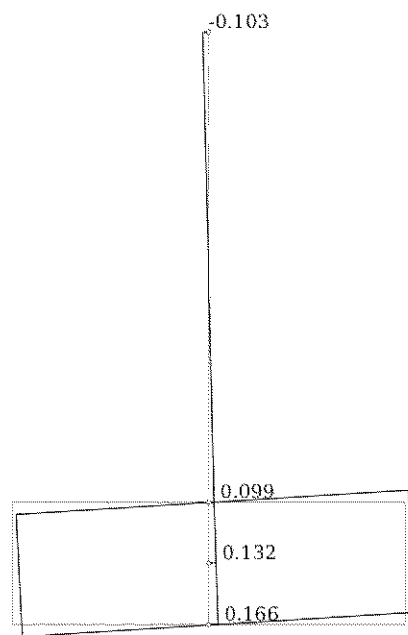
FREQUENCY=20.85(Hz)



SWAY : 8.567E-1 , ROCKING : -5.378E-2

MODE2

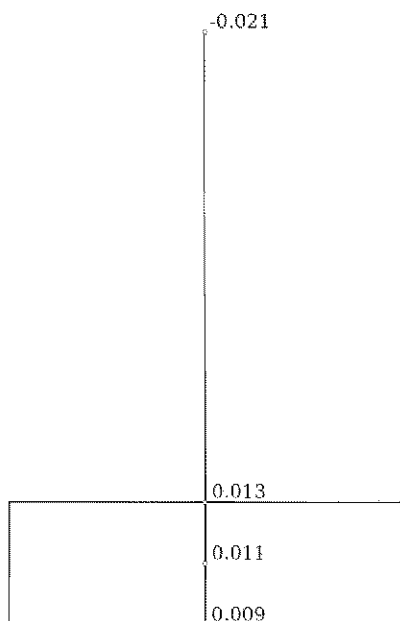
FREQUENCY=39.46(Hz)



SWAY : 1.322E-1 , ROCKING : 5.615E-2

MODE3

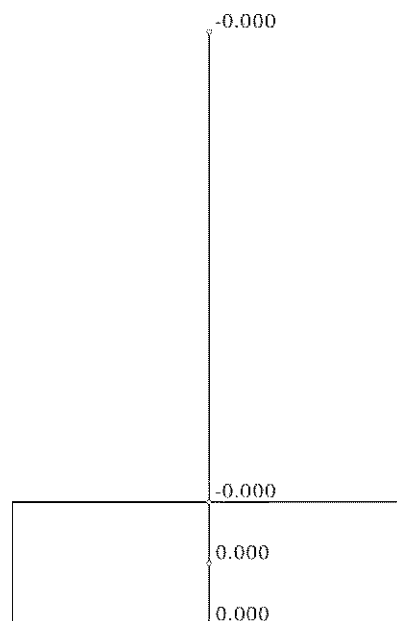
FREQUENCY=124.01(Hz)



SWAY : 1.094E-2 , ROCKING : -2.780E-3

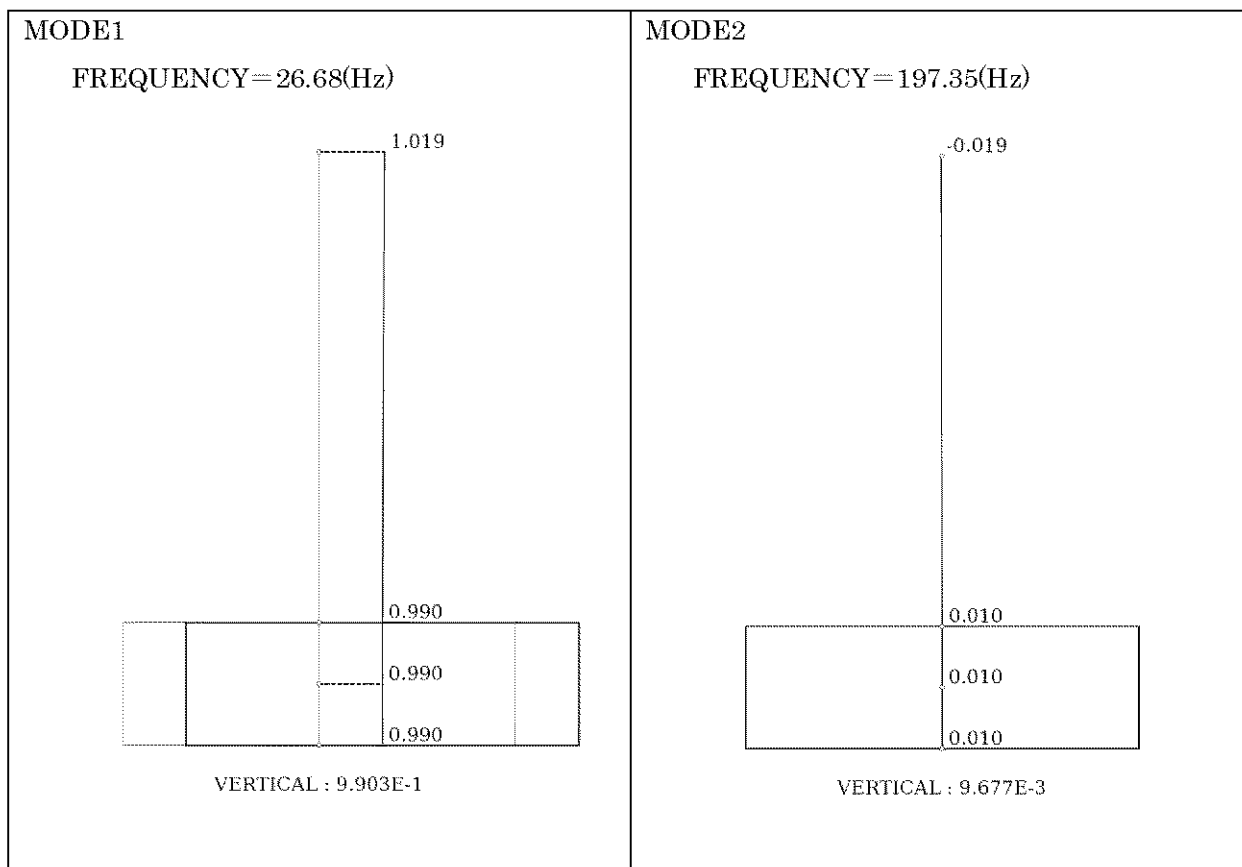
MODE4

FREQUENCY=192.99(Hz)



SWAY : 1.224E-4 , ROCKING : 4.079E-4

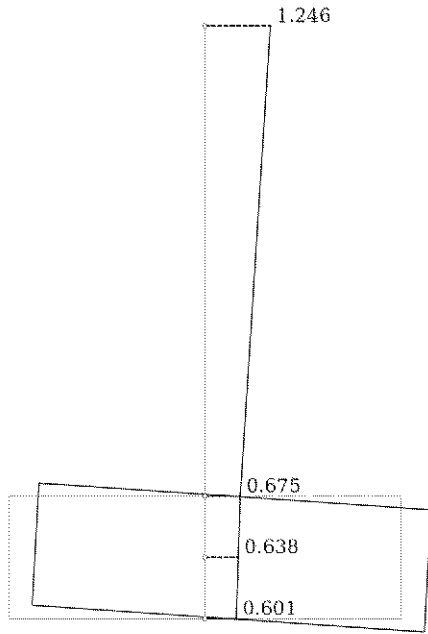
第 6-2 図 刺激関数図 (EW 方向、地盤 Vs (-1σ) +実強度)



第 6-3 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤 V_s (-1σ) + 実強度)

MODE1

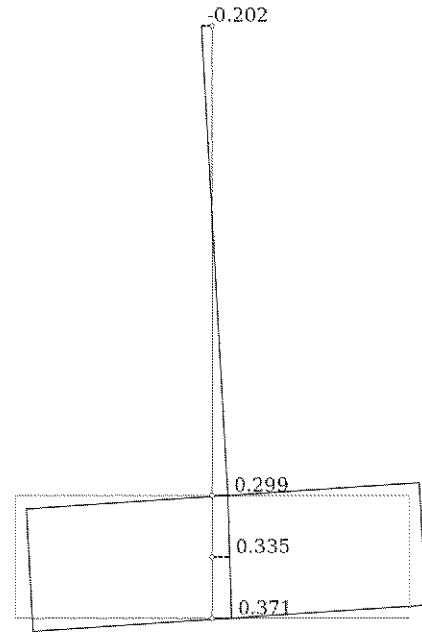
FREQUENCY = 24.19(Hz)



SWAY : 6.378E-1 , ROCKING : -6.162E-2

MODE2

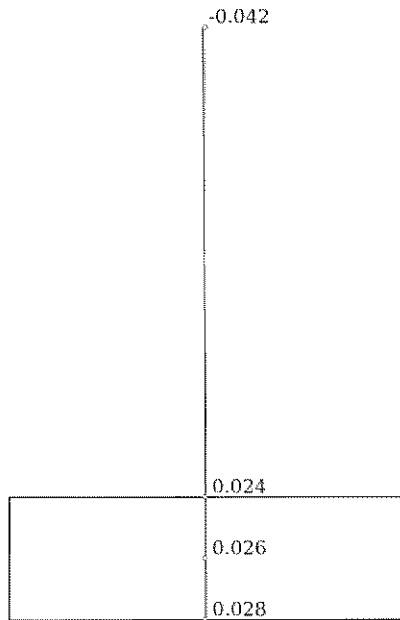
FREQUENCY = 44.33(Hz)



SWAY : 3.351E-1 , ROCKING : 6.057E-2

MODE3

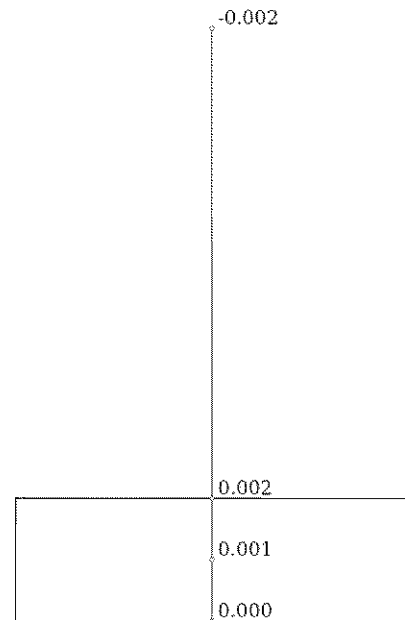
FREQUENCY = 86.45(Hz)



SWAY : 2.587E-2 , ROCKING : 2.740E-3

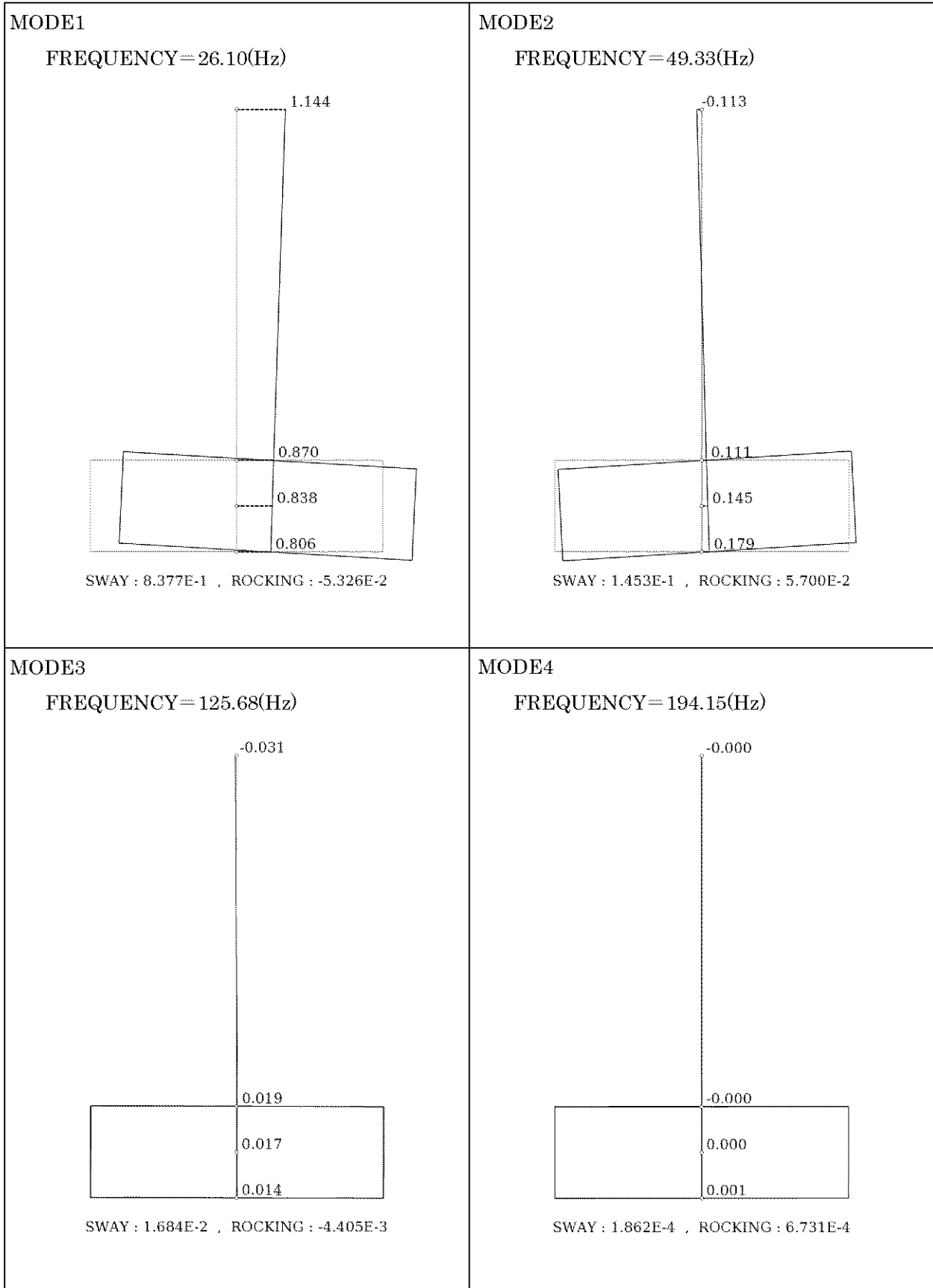
MODE4

FREQUENCY = 87.05(Hz)

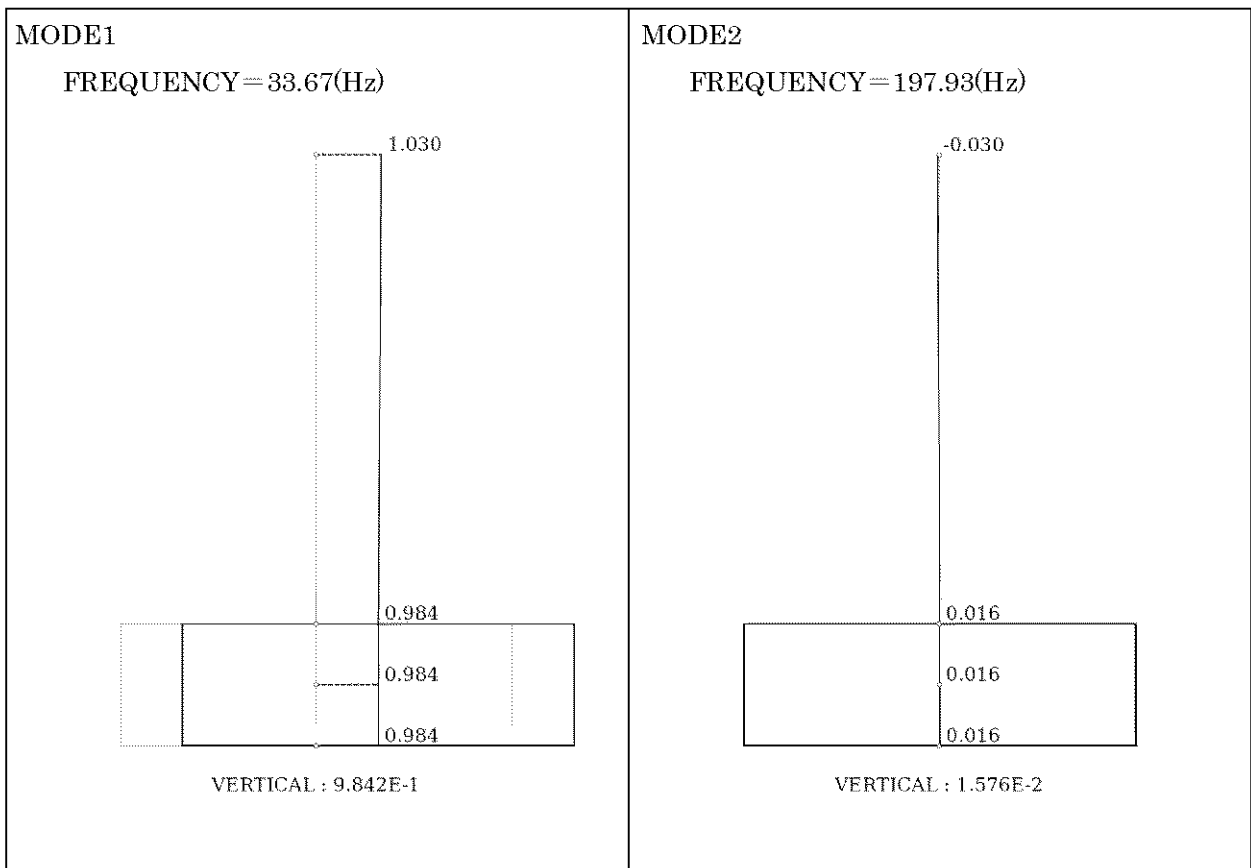


SWAY : 1.180E-3 , ROCKING : -1.683E-3

第 6-4 図 刺激関数図 (NS 方向、地盤 V_s (+1 σ) +実強度)



第 6-5 図 刺激関数図 (EW 方向、地盤 Vs (+1σ) +実強度)



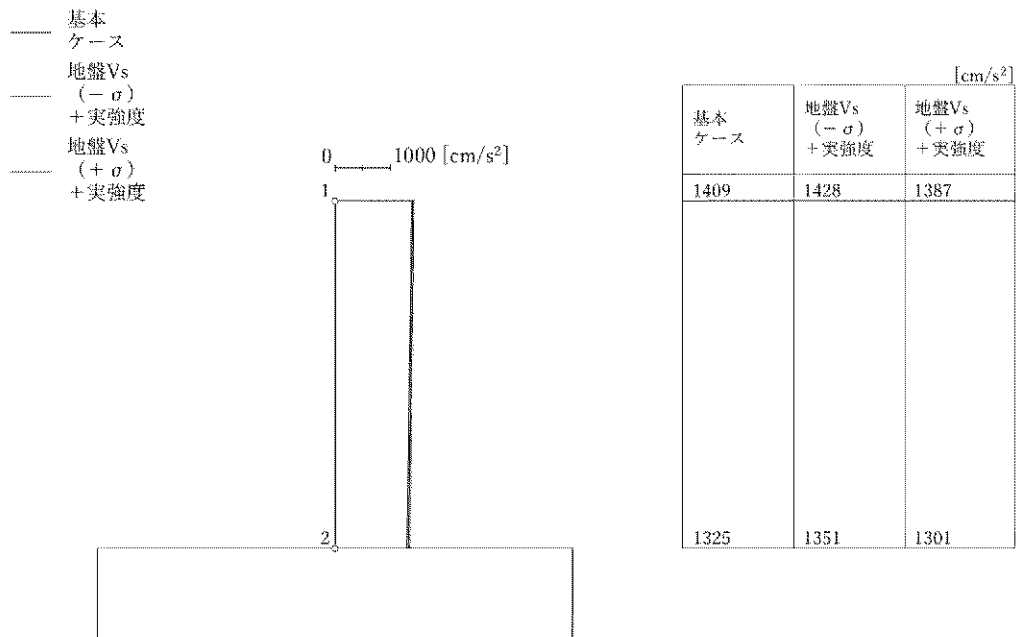
第 6-6 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤 V_s ($+1\sigma$) + 実強度)

6.3 地震応答解析結果

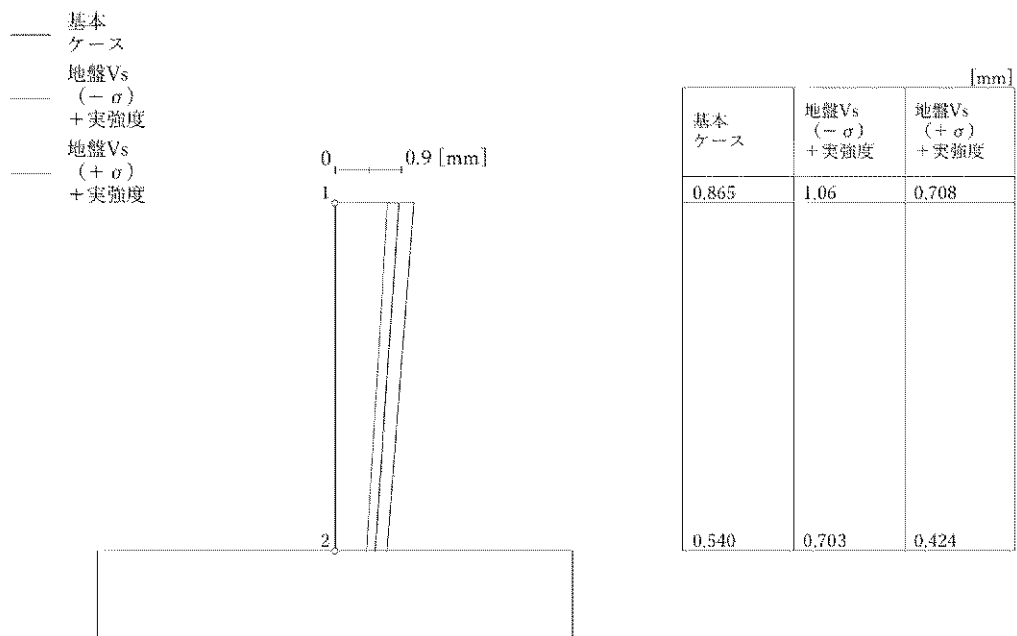
地盤物性のばらつきに加え、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（地盤 V_s ($\pm 1\sigma$) + 実強度）について、地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を第 6-7 図～第 6-19 図に示す。

水平方向について、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントは、基本ケースと同等である。一方、最大応答せん断ひずみについては、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースが基本ケースに対して小さくなる傾向であることが確認できる。

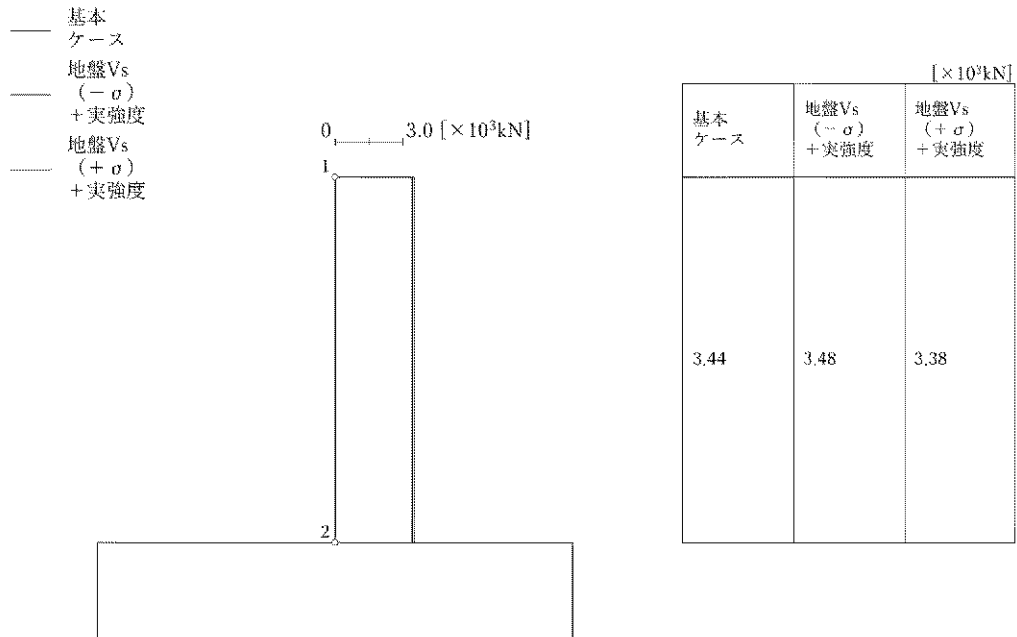
鉛直方向について、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位及び最大応答軸力は、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。



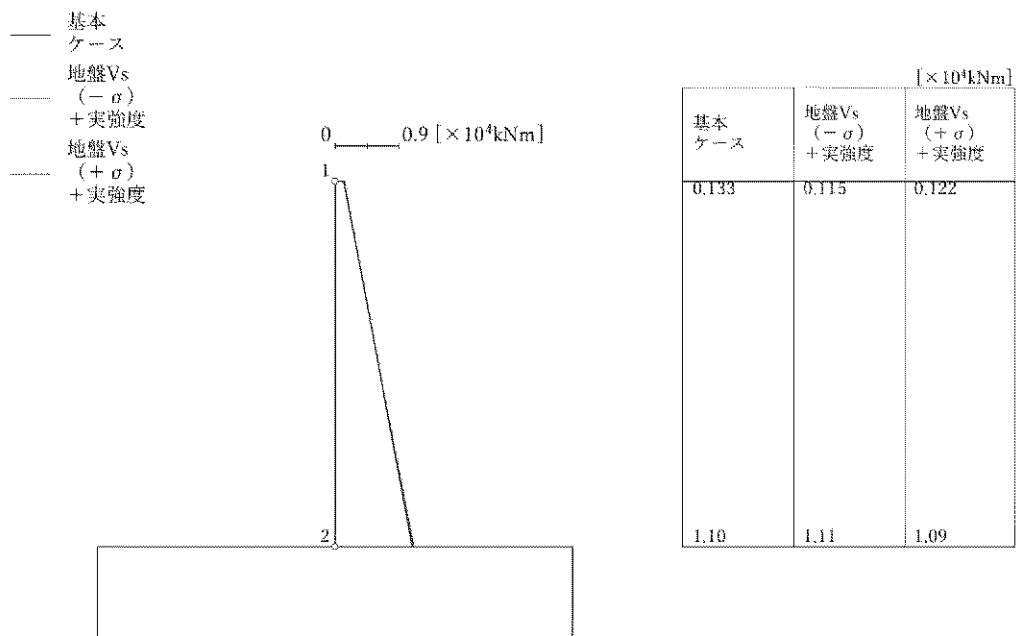
第 6-7 図 最大応答加速度 (NS 方向)



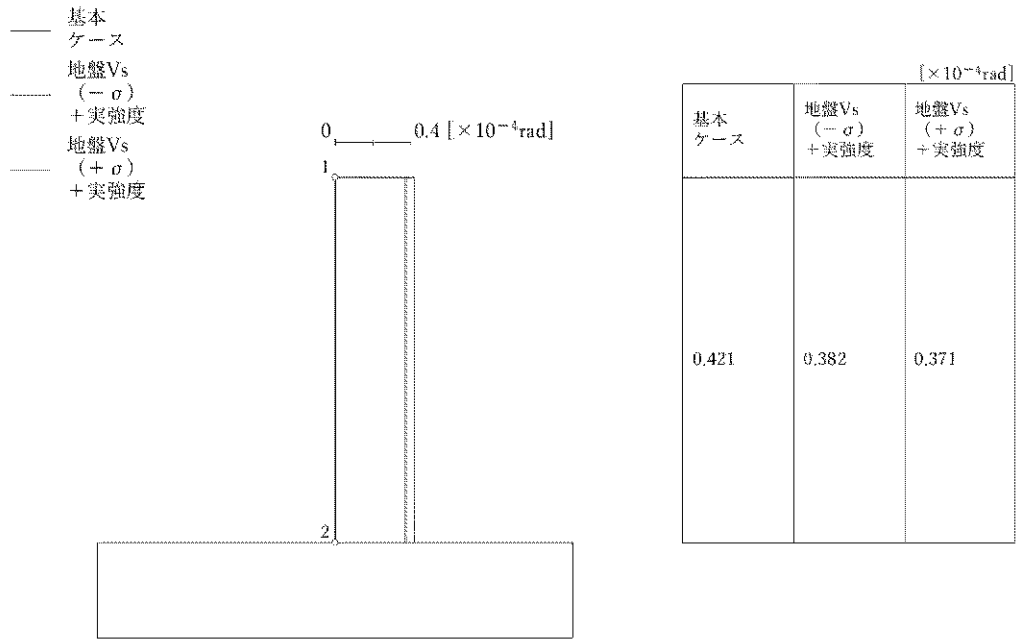
第 6-8 図 最大応答変位 (NS 方向)



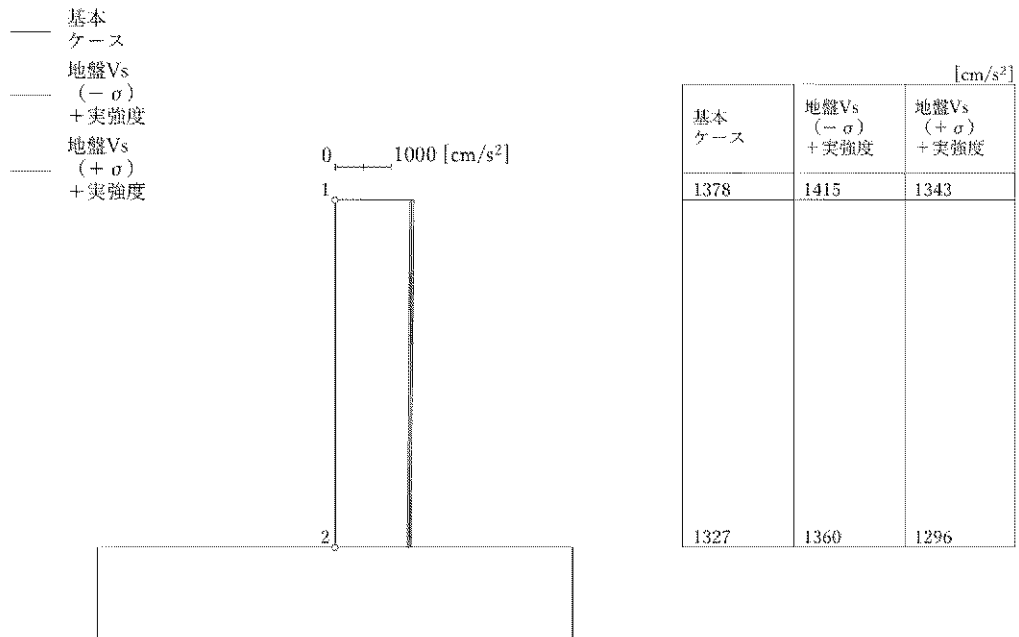
第 6-9 図 最大応答せん断力 (NS 方向)



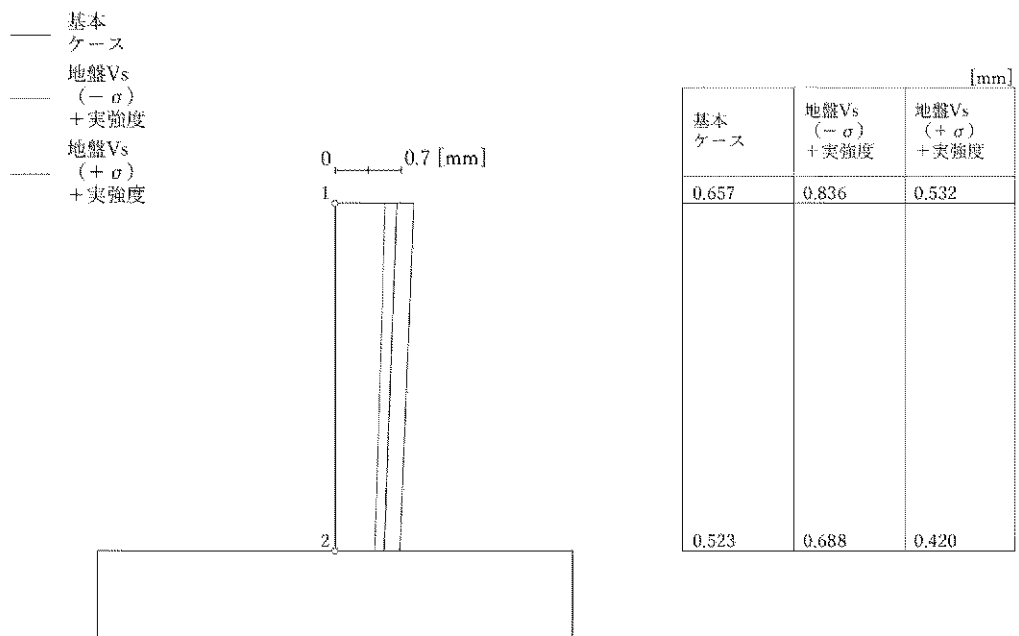
第 6-10 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



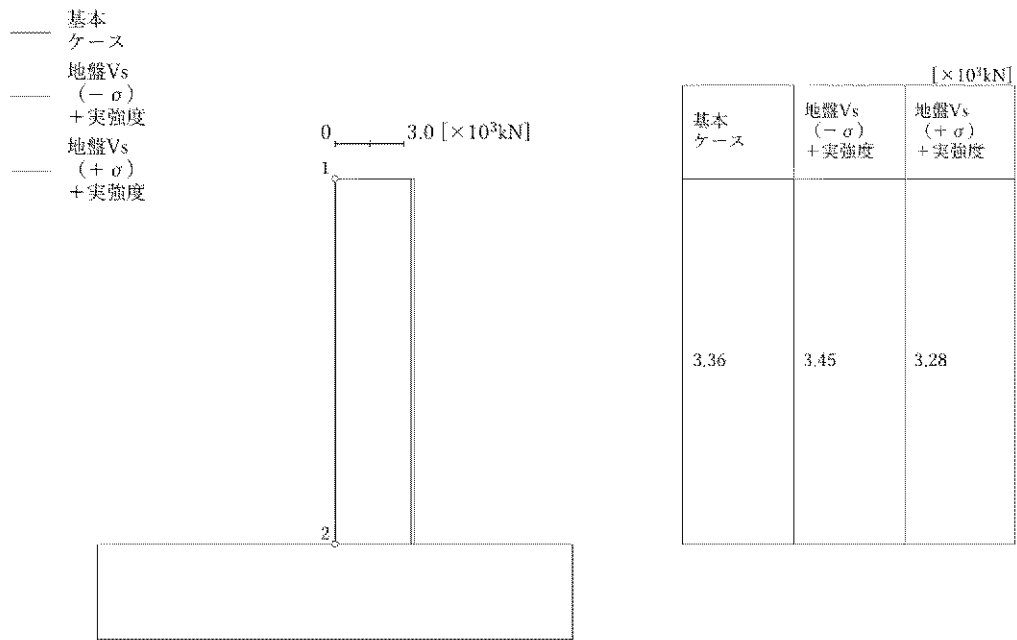
第 6-11 図 最大応答せん断ひずみ (NS 方向)



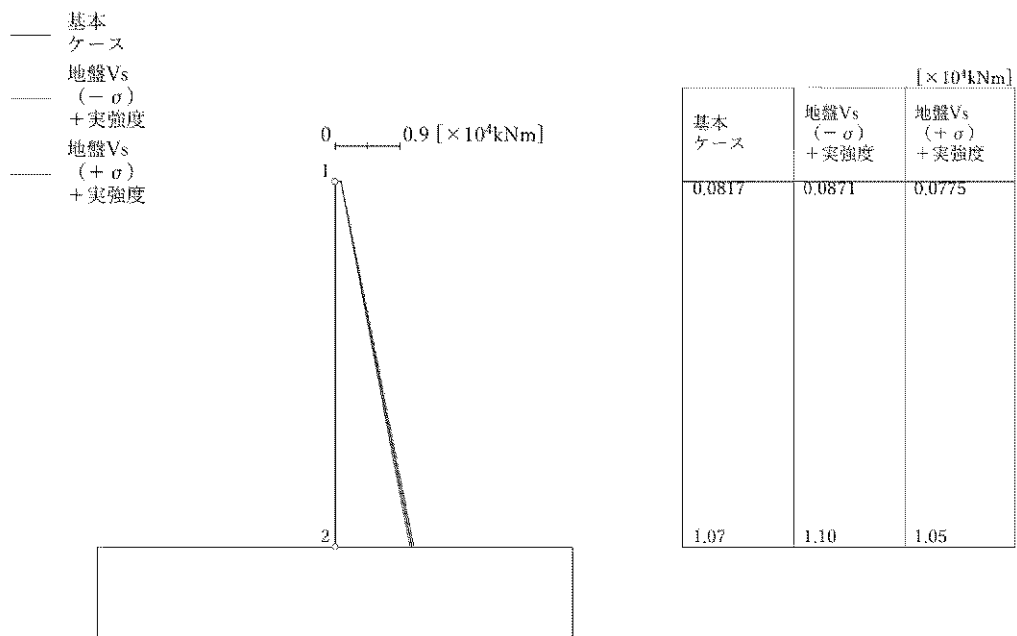
第6-12図 最大応答加速度 (EW 方向)



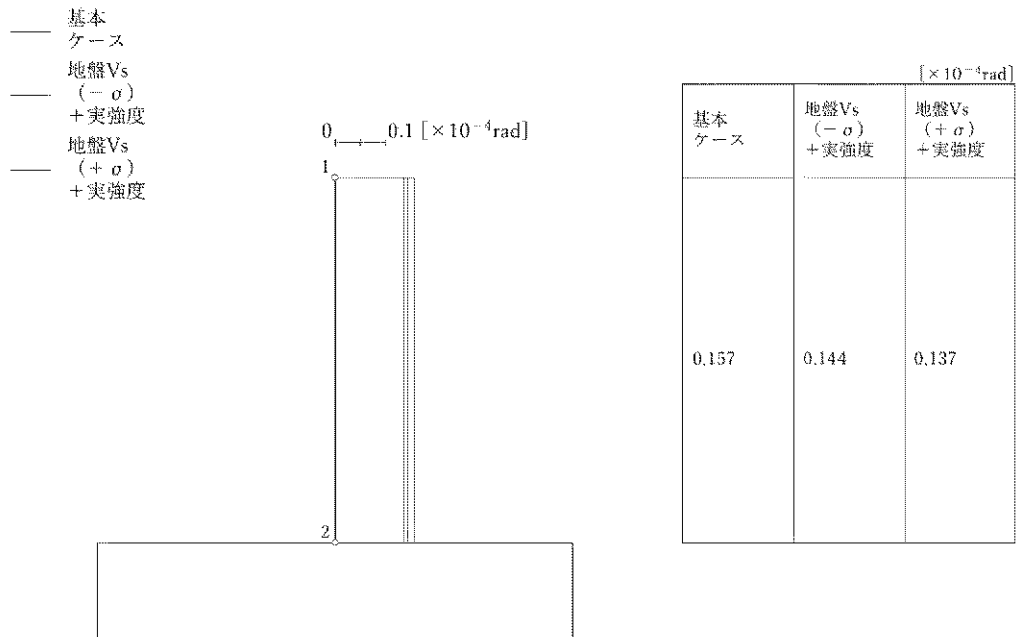
第6-13図 最大応答変位 (EW 方向)



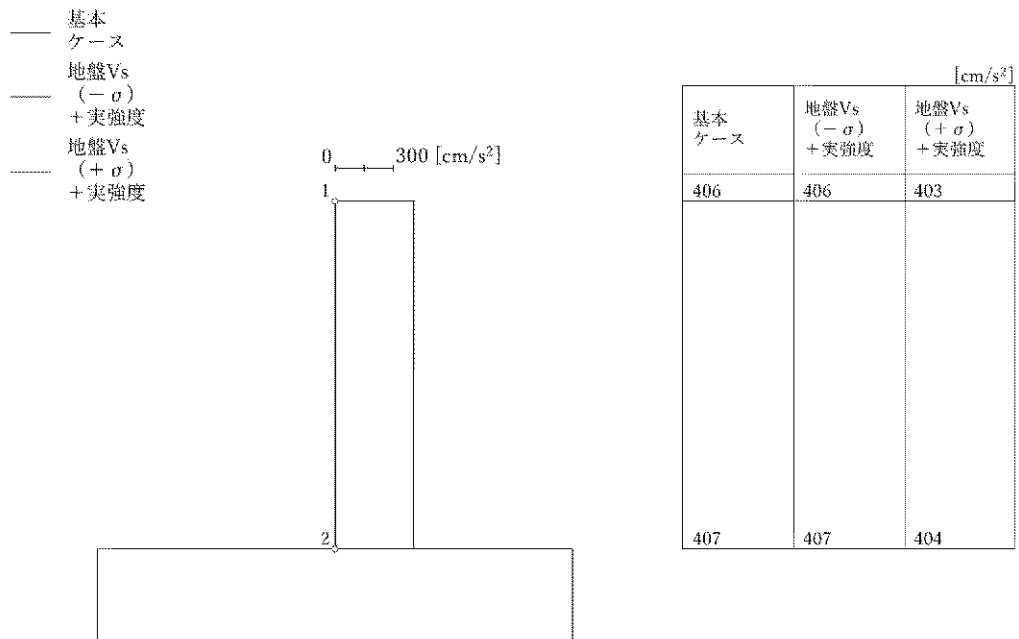
第6-14図 最大応答せん断力 (EW 方向)



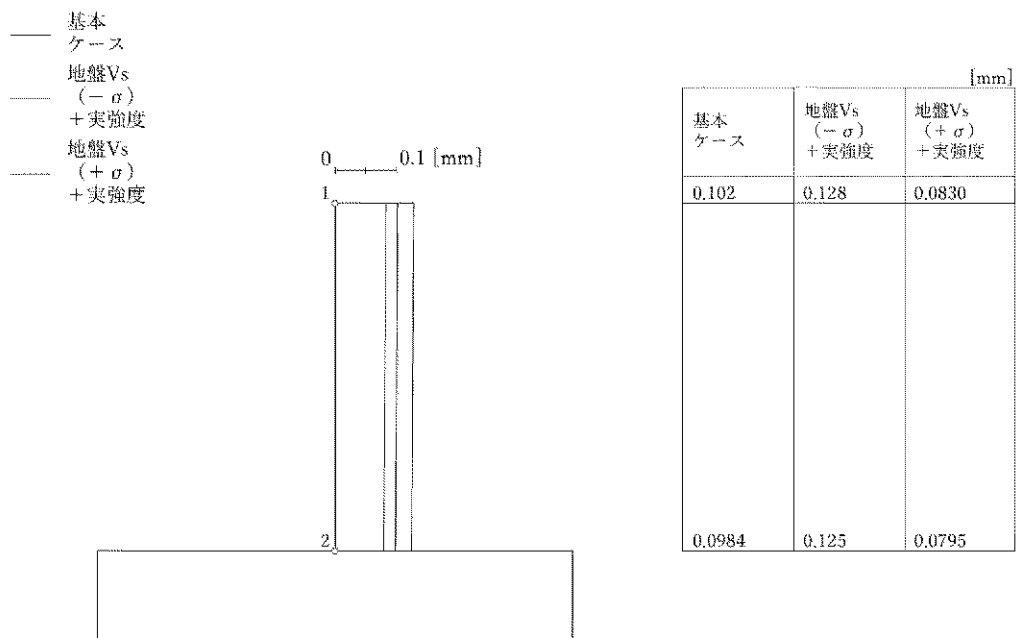
第6-15図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)



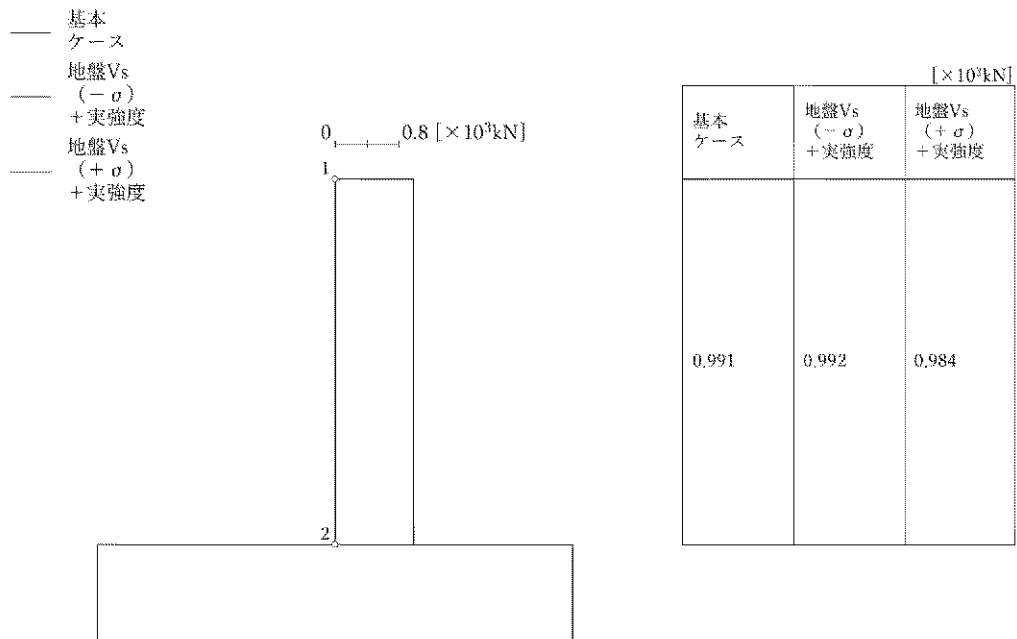
第6-16図 最大応答せん断ひずみ (EW 方向)



第 6-17 図 最大応答加速度 (鉛直方向)



第 6-18 図 最大応答変位 (鉛直方向)



第 6-19 図 最大応答軸力 (鉛直方向)

7. 建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力の設定

材料物性のばらつきの影響について検討を行った各要因のうち、地盤物性のばらつきは、ばらつきを考慮したとしても、構造物の剛性及び耐力が上昇することはない。一方、コンクリート強度のばらつきは、コンクリート強度を実強度とするため、構造物自体の剛性及び耐力が上昇する。

本章では、材料物性のばらつきの影響検討を行った各要因について、ばらつきの考慮と構造物の剛性及び耐力が直接関連付かない要因（以下「外的要因」という。）と、ばらつきを考慮することで構造物自体の剛性及び耐力が変動する要因（以下「内在的要因」という。）に分類し、各ケースの地震応答解析結果と基本ケースの地震応答解析結果の比較分析を行う。また、比較分析を踏まえた設計用地震力の設定について示す。

要因分析の分類を第7-1表に示す。

第7-1表 要因分析の分類

検討ケース	分類
地盤物性のばらつき考慮 (地盤 V_s ($\pm 1\sigma$))	外的要因
コンクリート強度のばらつき考慮 (実強度)	内在的要因
地盤物性のばらつき及び コンクリート強度のばらつき考慮 (地盤 V_s ($\pm 1\sigma$) + 実強度)	外的要因と内在的要因の 重ね合わせ

(1) 外的要因

最大応答せん断力及び最大応答せん断ひずみについて、地盤物性のばらつきを考慮したケースと基本ケースの比較を第7-2表に示す。

地盤物性のばらつきを考慮したケースの最大応答せん断力は、基本ケースを上回っているケースがある。地盤物性のばらつきは、ばらつきを考慮したとしても、構造物の剛性が上昇することはないため、最大応答せん断ひずみについても、最大応答せん断力の変動に伴い、一部のケースにおいて基本ケースを若干上回っている。

したがって、連絡通路の耐震性評価における設計用地震力は、地盤物性のばらつきを考慮した応答を考慮し設定する。

(2) 内在的要因

最大応答せん断力及び最大応答せん断ひずみについて、コンクリート強度のばらつきを考慮したケースと基本ケースの比較を第7-3表に示す。

コンクリート強度のばらつきを考慮したケースの最大応答せん断力については基本ケースと同等であり、コンクリート強度を実強度とすることで、構造物の剛性が大きくなるため、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向である。また、コンクリート強度を実強度とすることにより、構造物の剛性だけでなく、耐力も大きくなる。コンクリートを実強度とした場合について、応答せん断力と応答せん断ひずみの関係に関する考察を補足説明資料9-5-別紙1「コンクリート強度のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察」に示す。

したがって、コンクリート強度のばらつきを考慮したケースの応答は、連絡通路の耐震性評価における設計用地震力の設定において考慮しない。

(3) 外的要因と内在的要因の重ね合わせ

最大応答せん断力及び最大応答せん断ひずみについて、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケース（地盤物性のばらつきを考慮し、コンクリート強度を実強度としたケース）と基本ケースの比較を第7-4表に示す。

地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースの最大応答せん断力は、基本ケースを上回っているケースがあるが、最大応答せん断ひずみについては、小さくなる傾向である。これは、コンクリート強度を実強度とすることで、構造物の剛性が大きくなることに起因している。また、コンクリート強度を実強度とすることにより、構造物の剛性だけでなく、耐力も

大きくなる。

したがって、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースの応答は、連絡通路の耐震性評価における設計用地震力の設定において考慮しない。

第7-2表 最大応答値の比較（地盤物性のばらつき考慮）

(a) NS 方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)			最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)		
	基本ケース	地盤物性のばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき考慮	
		-1σ	$+1\sigma$		-1σ	$+1\sigma$
①	3.44	3.50	3.40	0.421	0.429	0.417

(b) EW 方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)			最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)		
	基本ケース	地盤物性のばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき考慮	
		-1σ	$+1\sigma$		-1σ	$+1\sigma$
①	3.36	3.45	3.28	0.157	0.161	0.153

第7-3表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）

(a) NS 方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)		最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	3.44	3.42	0.421	0.375

(b) EW 方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)		最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	3.36	3.36	0.157	0.141

第7-4表 最大応答値の比較
(地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき考慮)

(a) NS 方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)			最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)		
	基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮	
		-1σ +実強度	$+1\sigma$ +実強度		-1σ +実強度	$+1\sigma$ +実強度
①	3.44	3.48	3.38	0.421	0.382	0.371

(b) EW 方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)			最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-3}$)		
	基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮	
		-1σ +実強度	$+1\sigma$ +実強度		-1σ +実強度	$+1\sigma$ +実強度
①	3.36	3.45	3.28	0.157	0.144	0.137

8. まとめ

地震応答解析における材料物性のばらつきの影響評価として、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した地震応答解析を行い、以下の傾向を確認した。また、地震応答解析結果の傾向を踏まえ、地盤物性のばらつきを考慮した応答に基づき、連絡通路の耐震評価における設計用地震力を設定することとした。

(1) 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきを考慮したケースの発生応力は、基本ケースと概ね同程度であり、最大応答せん断ひずみについては、基本ケースを若干上回っている部材がある。

(2) コンクリート強度のばらつき

コンクリート強度のばらつきを考慮したケースの発生応力は、基本ケースと概ね同程度であり、最大応答せん断ひずみについては、基本ケースよりも小さくなる傾向である。

(3) 地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき

地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースの発生応力は、基本ケースと概ね同程度である。最大応答せん断力は基本ケースを上回る部材があるが、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向である。

地震応答解析結果における上記(1)～(3)の傾向については、以下の理由によるものと考えられる。

地盤物性のばらつきを考慮したケースについては、基本ケースと概ね同程度であるが、ばらつきを考慮することで発生応力が変動することから、最大応答せん断ひずみについて、基本ケースを若干上回る部材が生じた。コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースについては、実強度を考慮することによる建屋剛性の変動に伴い、発生応力が変動するが、建屋剛性が大きくなる側に変動することから最大応答せん断ひずみは小さくなったと考えられる。地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースについては、ばらつきの考慮に伴い発生応力が変動するものの、建屋剛性が大きくなる側に変動することから、最大応答せん断ひずみは小さくなったと考えられる。

9-5-別紙 1. コンクリート強度のばらつき
による建屋応答への影響に関する考察

目 次

	頁
1. 検討概要	別 1 - 1
2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察 （理論式に基づく検討）	別 1 - 2
3. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察 （応答値による検証）	別 1 - 4

1. 検討概要

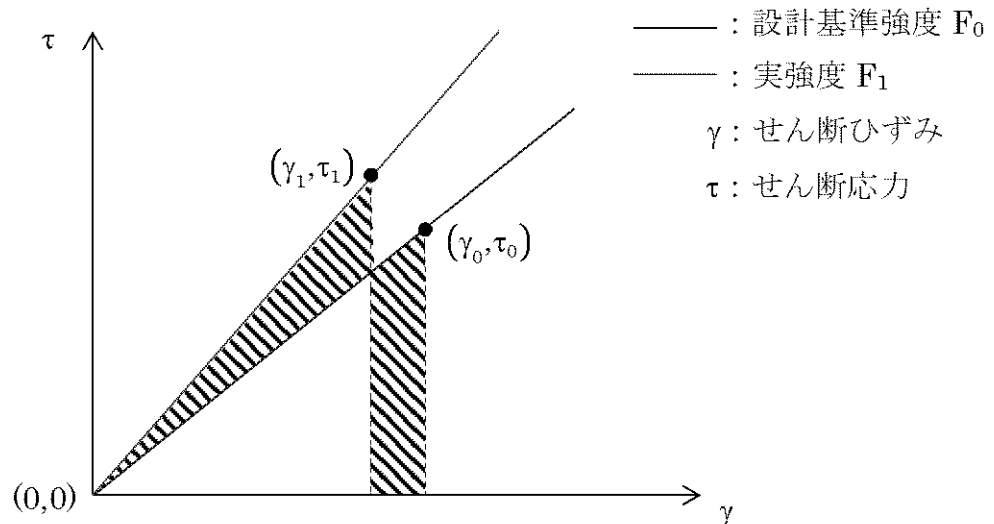
補足説明資料 9-5「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」において、コンクリート強度のばらつきについては、コンクリート強度を実強度とすることで構造物自体の剛性及び耐力の上昇を伴うため、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向であった。よって、緊急時対策棟（連絡通路）の耐震評価において、設計用地震力にコンクリート強度のばらつきは考慮しないとしている。

本資料では、コンクリート強度のばらつきによる建屋剛性変動の影響について、応答せん断力と応答せん断ひずみの関係に着目し考察を行う。

2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（理論式に基づく検討）

コンクリート強度について、設計基準強度を用いた場合及び実強度を用いた場合の地震の入力エネルギーが同等であると仮定し、コンクリート強度のばらつきがひずみ及び応力に与える影響について検討を行う。

コンクリート強度を設計基準強度とした場合及び実強度とした場合の $\tau - \gamma$ 関係図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 $\tau - \gamma$ 関係図

建物への地震の入力エネルギーが同等であることから、以下の関係式が得られる。

$$\frac{1}{2} \cdot \tau_1 \cdot \gamma_1 = \frac{1}{2} \cdot \tau_0 \cdot \gamma_0$$

ここで、 $\tau = G \cdot \gamma$ より（ G ：せん断弾性係数）、

$$G_1 \cdot \gamma_1^2 = G_0 \cdot \gamma_0^2$$

上式を γ_1 について解くと、

$$\gamma_1 = \gamma_0 \sqrt{\frac{G_0}{G_1}} < \gamma_0 \quad (G_0 < G_1) \quad \dots \textcircled{1} \text{式}$$

$\tau_1 = G_1 \cdot \gamma_1$ より、

$$\tau_1 = G_1 \cdot \gamma_0 \sqrt{\frac{G_0}{G_1}} = \gamma_0 \sqrt{G_1 \times G_0} = G_0 \cdot \gamma_0 \sqrt{\frac{G_1}{G_0}} = \tau_0 \sqrt{\frac{G_1}{G_0}} > \tau_0 \quad (G_0 < G_1) \dots \text{②式}$$

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ であることから (E: ヤング係数、 ν : ポアソン比)

$$\tau_1 = \tau_0 \sqrt{\frac{G_1}{G_0}} = \tau_0 \sqrt{\frac{E_1}{E_0}} \dots \text{③式}$$

ここで、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) より、

$$\frac{E_1}{E_0} = \frac{3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{r}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_1}{60}\right)^{\frac{1}{3}}}{3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{r}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_0}{60}\right)^{\frac{1}{3}}} = \frac{F_1^{\frac{1}{3}}}{F_0^{\frac{1}{3}}} = \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{3}}$$

すなわち、

$$\frac{E_1}{E_0} = \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{3}} \dots \text{④式}$$

③式に④式を代入し、

$$\tau_1 = \tau_0 \sqrt{\frac{E_1}{E_0}} = \tau_0 \sqrt{\left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{3}}} = \tau_0 \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{6}} \dots \text{⑤式}$$

したがって、

$$\frac{\tau_1}{\tau_0} = \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{6}} < \frac{F_1}{F_0} \quad (F_0 < F_1) \dots \text{⑥式}$$

①式及び②式より、コンクリート強度を実強度とした場合は、コンクリート強度を設計基準強度とした場合と比較して応力は大きくなるが、部材剛性も増大するため、ひずみは減少する。また、⑥式より、コンクリート強度を実強度とすることによる応力の増加率 τ_1/τ_0 は、コンクリート強度の増加率 F_1/F_0 に比べて小さい。

3. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（応答値による検証）

補足説明資料 9-5「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」より、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの Ss-1 の最大応答値（せん断力、せん断ひずみ及び軸力）を第 3-1 表に示す。

コンクリート強度を実強度にした場合については、設計基準強度に対してコンクリート強度を 1.40 倍した値を用いて検討している。

(1) 応力（軸力及びせん断力）の観点

コンクリート強度のばらつきによる影響検討ケースの軸力及びせん断力は、基本ケースに対して同等である。その比率は 0.99~1.00 であり、コンクリート強度の増加率 1.40 に対して小さい結果となっている。

これは、「2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（理論式に基づく検討）」にて確認した、コンクリート強度を実強度とすることによる応力等の増加率 τ_1/τ_0 は、コンクリート強度の増加率 F_1/F_0 に比べて小さくなる結果と整合的である。

地震応答解析により得られる軸力及びせん断力の基本ケースに対する比率(0.99~1.00)について、理論値との整合を以下のとおり確認した。

⑥式より、コンクリート強度を実強度とした場合の応力等の比率（例えば τ_1/τ_0 ）は、コンクリート強度の比率(F_1/F_0)の 1/6 乗となる。⑥式のコンクリート強度の項について、設計基準強度： $F_0=30\text{N/mm}^2$ 、実強度： $F_1=42\text{N/mm}^2$ とした場合、設計基準強度に対する実強度の応力等の増加率（例えば τ_1/τ_0 ）は 1.06 となる。基本ケースに対する比率(0.99~1.00)は、理論値の 1.06 に対して概ね対応した値となっていることを確認した。

(2) 変位（せん断ひずみ）の観点

コンクリート強度のばらつきによる影響検討ケースのせん断ひずみは、基本ケースに対して小さくなり、その比率は0.89~0.90となっている。

これは、「2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（理論式に基づく検討）」にて確認した、コンクリート強度を実強度とすることにより、せん断ひずみが小さくなる結果と整合的である。

地震応答解析により得られるせん断ひずみの基本ケースに対する比率(0.89~0.90)について、理論値との整合を以下のとおり確認した。

①式より、コンクリート強度を実強度とした場合の変形量の比率（例えば γ_1/γ_0 ）は、剛性の逆数比（例えば G_0/G_1 ）の 1/2 乗となる。①式のせん断弾

性係数の項について、設計基準強度におけるせん断弾性係数： $G_0=1.02 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、実強度におけるせん断弾性係数： $G_1=1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とした場合、設計基準強度に対する実強度の変形量の減少率（例えば γ_1/γ_0 ）は0.95となる。基本ケースに対する比率(0.89～0.90)は、理論値の0.95に対して概ね対応した値となっていることを確認した。

第3-1表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）

(a) NS方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)		最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	3.44	3.42	0.421	0.375

(b) EW方向

部材 番号	最大応答せん断力($\times 10^3\text{kN}$)		最大応答せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	3.36	3.36	0.157	0.141

(c) 鉛直方向

部材 番号	最大応答軸力($\times 10^3\text{kN}$)	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	0.991	0.990

9-6. 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 既往の知見の整理	2
2.1 RC 耐震壁試験	2
2.2 システム同定による評価	2
2.3 3次元 FEM モデルを用いた検討	2
3. 連絡通路の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数	4
4. まとめ	6

1. 概 要

本資料は、添付資料 9-6「地震応答解析の基本方針」において設定している、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の地震応答解析モデルに設定した鉄筋コンクリート造（以下「RC 造」という。）の減衰定数の妥当性について説明するものである。

地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数について、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料 10-4「地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」（以下「新規制基準工認補足 10-4」という。）における検討を整理し、連絡通路の基準地震動 S_s に対する応答レベルを確認した上で、入力地震動並びに建物・構築物の構造及び形状を踏まえた考察を行い、妥当性を確認する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

2. 既往の知見の整理

新規制基準工認補足 10-4 において、既往の実験及び観測結果の整理並びに川内原子力発電所 1 号機の地震観測記録を用いた減衰定数の検討を行っている。

これらの結果を以下の通り整理する。

2.1 RC 耐震壁試験

(財) 原子力発電技術機構において、ボックス型 RC 耐震壁が多方向から同時に地震力を受ける際の動的挙動の調査を目的とした 3 次元振動台を用いた加振試験（以下「RC 耐震壁試験」という。）^(注)が行われている。

新規制基準工認補足 10-4 では、RC 耐震壁試験の結果より、減衰定数は応答レベルが大きくなるにつれて大きくなる傾向であることを確認している。

(注) 松本ほか：論文 RC 耐震壁の多方向同時入力振動台試験 コンクリート工学年次論文集、Vol.25、No.2、2003

2.2 システム同定による評価

新規制基準工認補足 10-4 において、川内原子力発電所 1 号機の外部遮蔽建屋、内部コンクリート及び原子炉補助建屋について、地震観測記録を用いたシステム同定による減衰定数の評価を行っている。

システム同定により評価した減衰定数は、3~10%程度となっている。また、応答レベルが大きくなるにつれて、減衰定数も大きくなる傾向を確認しており、観測記録より大きな地震動に対しては、より大きな減衰が期待できると推定している。さらに、複雑な構造物である内部コンクリート及び原子炉補助建屋の減衰定数は、単純な構造物である外部遮蔽建屋の減衰定数と比較し、大きな値となる傾向を確認している。

2.3 3次元 FEM モデルを用いた検討

新規制基準工認補足 10-4 において、川内原子力発電所 1 号機の外部遮蔽建屋、内部コンクリート及び原子炉補助建屋について、減衰定数を 3%とした 3次元 FEM モデル及び 5%とした 3次元 FEM モデルにより、観測記録を用いた地震応答解析を行い、床応答スペクトルを算定して、観測記録との比較を行っている。

比較の結果、内部コンクリート及び原子炉補助建屋に着目すると、減衰定数の違いによる床応答スペクトルの差はわずかであるか、または、減衰定数を

5%とした解析結果の方が、観測記録との整合が良い結果となっている。

以上より、新規制基準工認補足 10-4 においては、川内原子力発電所 1 号機の建物・構築物について、地震応答解析モデルに用いる減衰定数を 5%とすることの妥当性を確認している。減衰定数の設定に起因する不確かさとしては、システム同定による減衰定数の評価結果が概ね 3%程度以上となったことから、減衰定数を 3%とした場合を考慮するとしている。

既往の知見の整理を第 2-1 表に示す。

第 2-1 表 既往の知見の整理

応答レベル	線形		非線形		
	微小振幅領域	第 1 折点 未満	第 1 折点 付近	第 2 折点 付近	許容限界 付近
川内原子力発電所 1 号機における 地震動	観測記録	弾性設計用 地震動 Sd	基準地震動 Ss		
RC 耐震壁試験 ※履歴減衰を あまり含まない		2~4% 程度	4% 程度	4~5% 程度	4~5% 程度
システム同定 による評価	3~10% 程度	3~10% 程度以上	5% 程度以上	5% 程度以上	5% 程度以上
3 次元 FEM モデル を用いた検討	5%程度	5%程度			

3. 連絡通路の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数

基準地震動 S_s に対する連絡通路の応答レベルと、既往の知見との関係を確認し、連絡通路の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数を 5%とすることの妥当性を確認する。

基準地震動 S_s に対する連絡通路の最大せん断ひずみは、添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」より、第 1 折点未満である。したがって、既往の知見における第 1 折点未満の減衰定数に着目し、連絡通路の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数について、考察を行う。連絡通路の応答レベルと既往の知見との関係を第 3-1 表に示す。

RC 耐震壁試験について、第 1 折点未満における減衰定数は、2~4%程度となっている。但し、連絡通路は、耐震壁及び構造床から構成された 3 次元的な広がりを持つ構造体であり、このような構造体は、地震時の接合部及び直交部材の挙動により、減衰効果が得られると考えられることから、連絡通路の減衰定数は、RC 耐震壁試験より得られた減衰定数より大きな減衰定数であると推定される。

システム同定による評価について、第 1 折点未満における減衰定数は、3~10%程度以上となっており、微小振幅領域である観測記録地震動レベルにおいて、5%を超える減衰定数が得られている。さらに、システム同定に用いた観測記録は、基礎上端の応答加速度が 1~60cm/s² 程度であり、連絡通路における入力地震動（基準地震動 S_s : 400~1170cm/s² 程度）とのレベル差を考慮すると、振幅依存性により、5%程度以上の減衰定数が得られるものと考えられる。

3 次元 FEM モデルを用いた検討について、複雑な建物・構築物である内部コンクリート及び原子炉補助建屋についての検討結果は、減衰定数の違いによる床応答スペクトルの差はわずかであるか、または、減衰定数を 5%とした解析結果の方が、3%とした解析結果と比較して観測記録との整合が良い結果となった。連絡通路は、内部コンクリート及び原子炉補助建屋と同様に、複雑な構築物であることから、地震応答解析モデルに設定する RC 造部の減衰定数を 5%とすることで、観測記録により近い床応答が得られると推定される。

以上より、連絡通路の地震応答解析に用いる RC 造部の減衰定数は、5%が妥当である。

第3-1表 連絡通路の応答レベルと既往の知見との関係

応答レベル	線形		非線形		
	微小振幅領域	第1折点未満	第1折点付近	第2折点付近	許容限界付近
連絡通路		基準地震動 S_s			
RC耐震壁試験 ※履歴減衰をあまり含まない		2~4% 程度 構造の複雑さによる減衰の増加	4% 程度	4~5% 程度	4~5% 程度
システム同定による評価	3~10% 程度	3~10% 程度以上 振幅依存性による減衰の増加	5% 程度以上	5% 程度以上	5% 程度以上
3次元FEMモデルを用いた検討	5%程度	5%程度 振幅依存性による減衰の増加			

4. まとめ

地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数について、新規制基準工認補足 10-4 における検討を整理し、連絡通路の基準地震動 S_s に対する応答レベルを確認した上で、入力地震動並びに建物・構築物の構造及び形状を踏まえた考察を行った。

考察の結果、連絡通路の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数は、基準地震動 S_s に対して、5%が妥当である。

なお、連絡通路は、新設の構造物であるため、耐震性向上の観点から、減衰定数の設定に起因する不確かさとして、3%とした場合を考慮する。

9-7. 1次元地盤モデルの妥当性検討

目 次

	頁
1. 概 要1	
1.1 検討概要	1
1.2 検討方針	3
2. MMR の影響確認	5
2.1 解析モデル	5
2.2 解析結果	8
3. まとめ	10
(参考 1) 緊急時対策棟（指揮所）入力地震動算定用地盤モデルの 1 次元地盤モデルと 2 次元地盤モデルの比較	11
(参考 2) 地盤物性の違いによる地盤の相対変位について	23

1. 概要

1.1 検討概要

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の地震応答解析モデルに入力する地震動は、炉心位置における EL.−18.5m の解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を EL.−200.00m まで引き戻した上で、1次元波動論による地震応答解析により、基礎底面位置(EL.24.00m)で評価したものをを用いている。

1次元地盤モデルについて、連絡通路に隣接する緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」という。）の基礎底面より深い部分については、令和元年6月3日付け原規規発第1906035号にて認可された指揮所設置工事（第1期工事）（以下「既工認」という。）の補足説明資料にて、その妥当性を示している。参考として、末尾に既工認の補足説明資料を再掲する。

本検討では、既工認において確認できていない指揮所棟の基礎底面よりも浅い部分について、1次元地盤モデルの妥当性を検討する。

今回、連絡通路に隣接する指揮所棟の基礎跳ね出し部上部にはマンメイドロック（以下「MMR」という。）を施工しており、連絡通路の一部は MMR 上に設置される。連絡通路直下の断面イメージ図を第1-1図に示す。

連絡通路の地震応答解析モデルに入力する地震動の算定において、基礎底面直下の地盤条件については、ボーリング調査の結果を基に、現状地盤の地盤物性を設定しているが、指揮所棟側の MMR については、MMR の範囲が部分的であるため、考慮していない。

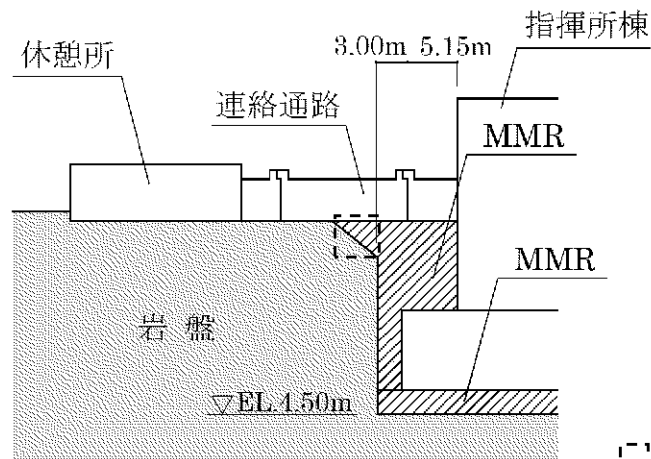
本資料は、入力地震動の算定に用いる1次元地盤モデルの妥当性を検討するため、指揮所棟側の MMR の影響を考慮した地盤モデルを用いて、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置における地震動を算定し、添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示した基礎底面位置における基準地震動 S_s （以下「今回工認の入力地震動」という。）と比較することで、今回工認の入力地震動の妥当性について確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

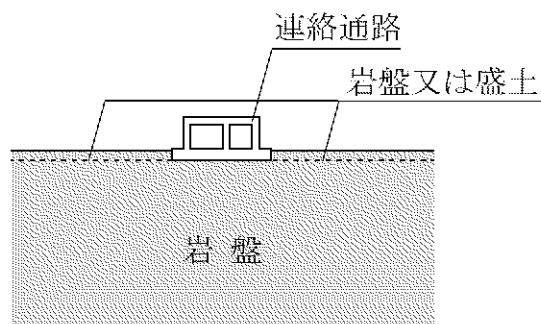


EL.25.20m 平面図
(KEY PLAN)



(A-A 断面)

□: 現場の施工状況に合わせて調整



(B-B 断面)

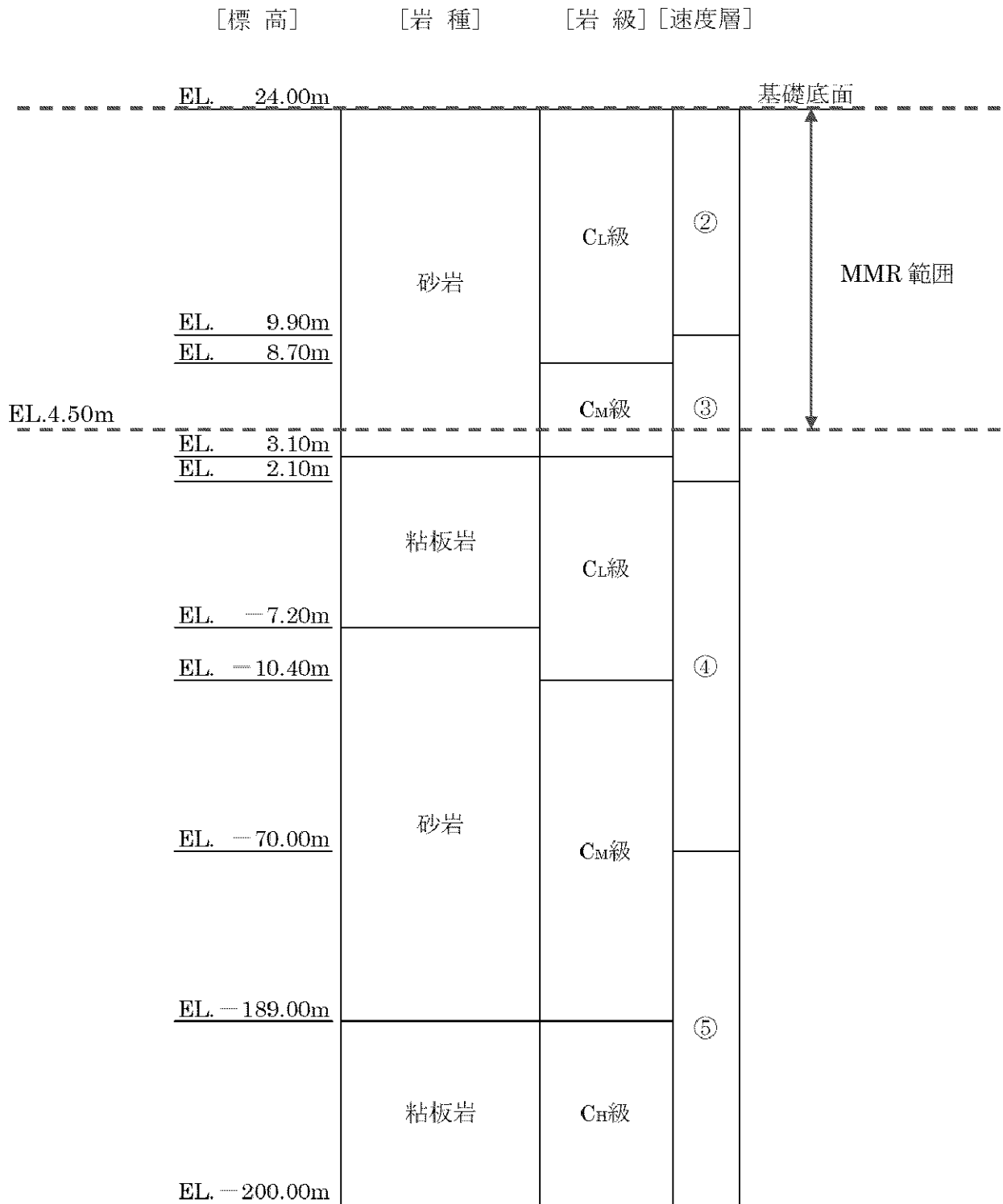
第 1-1 図 連絡通路直下の断面イメージ図

1.2 検討方針

今回工認の入力地震動の算定に用いた 1 次元応答解析用地盤モデル（以下「工認地盤モデル」という。）を第 1-2 図に示す。基礎底面位置直下は、②～⑤速度層により構成されているが、連絡通路の一部については、EL.4.50m～EL.24.00m の範囲が、実際には MMR に置き換えられることとなっている。

そこで、EL.4.50m～EL.24.00m の②速度層及び③速度層の地盤物性を MMR の物性に置き換えた 1 次元応答解析用地盤モデル（以下「MMR 考慮モデル」という。）を作成し、1 次元波動論による地盤の地震応答解析により基礎底面位置の地震動を算定する。検討に用いる地震動は、応答スペクトルに基づく地震動である基準地震動 S_s-1 とする。

基礎底面直下の MMR を考慮した地震動と今回工認の入力地震動とを比較することで、今回工認の入力地震動の妥当性を確認する。



第 1-2 図 工認地盤モデル

2. MMR の影響確認

2.1 解析モデル

解析モデルは、第 1-2 図に示した工認地盤モデルを基に、EL.4.50m～EL.24.00m の MMR 範囲について、②速度層及び③速度層の地盤物性を MMR の物性に置き換えたモデルとする。

MMR 考慮モデルを第 2-1 図、解析に用いた弾性波速度を第 2-1 表、MMR の物性値を第 2-2 表に示す。

[標高]	[岩種]	[岩級]	[速度層]
EL. 24.00m			
	MMR	—	—
EL. 4.50m			
EL. 3.10m	砂岩	C _M 級	③
EL. 2.10m			
	粘板岩	C _L 級	
EL. -7.20m			
EL. -10.40m			④
	砂岩	C _M 級	
EL. -70.00m			
EL. -189.00m			⑤
	粘板岩	C _{II} 級	
EL. -200.00m			

基礎底面

第2-1図 MMR 考慮モデル

第 2-1 表 弾性波速度

区分	V_s ^(注1) (km/s)	V_p ^(注2) (km/s)	備考
MMR	1.91 ^(注3)	3.12 ^(注3)	EL.24.00m~EL.4.50m
②速度層	0.52	1.86	—
③速度層	0.90	2.51	—
④速度層	1.37	3.40	—
⑤速度層	2.05	4.33	—

(注 1) V_s : S 波速度

(注 2) V_p : P 波速度

(注 3) 第 2-2 表に示す MMR の物性値より算出した値

第 2-2 表 MMR の物性値^(注)

部位	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	密度 ρ (g/cm ³)	せん断弾性 係数 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数 h (%)
MMR	18.0	2.35	8.58×10^3	0.20	5

(注) 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) により物性値を算出

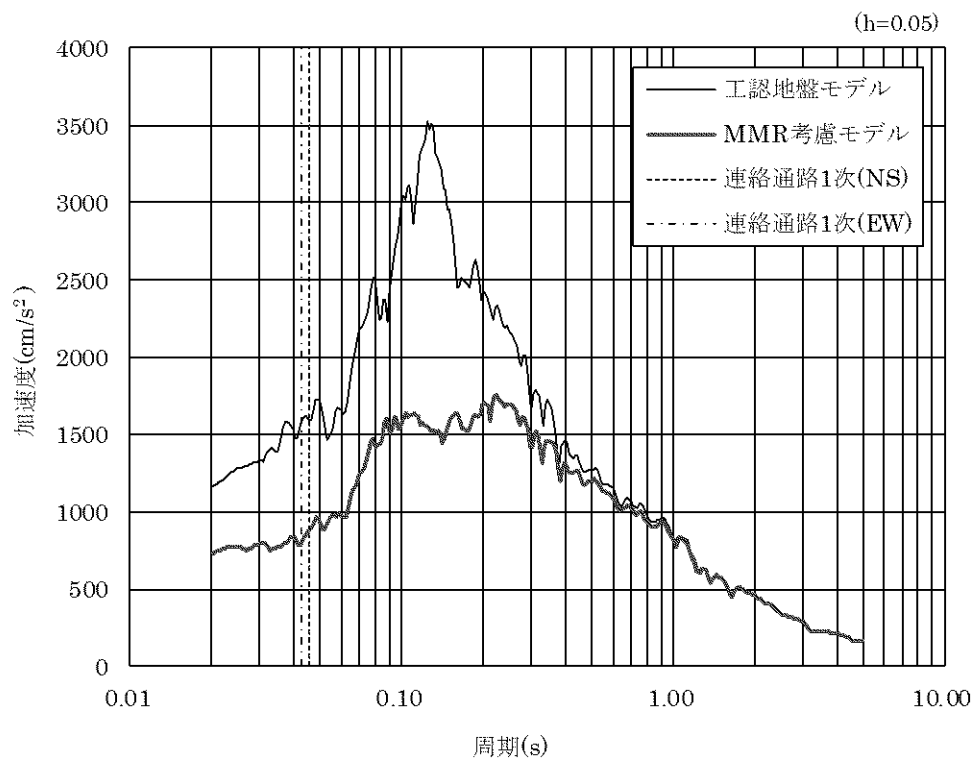
2.2 解析結果

基準地震動 S_s-1 の基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較を第 2-2 図及び第 2-3 図に示す。

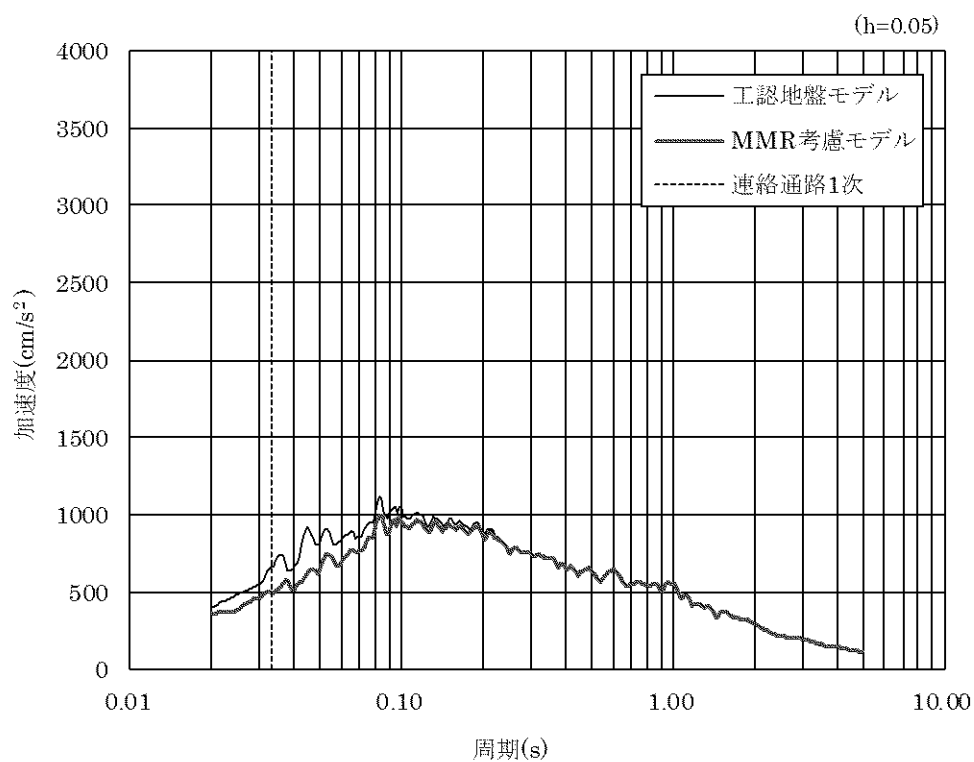
水平方向について、0.02 秒～1.0 秒程度の周期帯において、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルが、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルに包絡されており、今回工認の入力地震動の方が保守的となっている。その他の周期帯においては、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルは、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルと概ね同等となっている。

鉛直方向について、0.02 秒～1.0 秒程度の周期帯において、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルが、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルに包絡されており、今回工認の入力地震動の方が保守的となっている。その他の周期帯においては、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルは、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルと概ね同等となっている。

以上より、今回工認の入力地震動は、MMR を考慮した場合の地震動に比べて、保守的又は概ね同等となっていることを確認した。



第 2-2 図 基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較（水平方向）



第 2-3 図 基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較（鉛直方向）

3. まとめ

基礎底面直下の MMR の物性を考慮した地盤モデルを用いて、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置における地震動を算定し、今回工認の入力地震動と比較することで、MMR が基礎底面位置の地震動に及ぼす影響及び今回工認の入力地震動の妥当性について確認を行った。

その結果、今回工認の入力地震動は、MMR を考慮した場合の地震動に比べて、保守的又は概ね同等となっていることを確認した。

(参考 1) 緊急時対策棟（指揮所）入力地震動算定用地盤モデルの 1 次元地盤モデルと 2 次元地盤モデルの比較

令和元年 6 月 3 日付け原規規発第 1906035 号にて認可された指揮所設置工事（第 1 期工事）の補足説明資料 7-5「入力地震動算定用地盤モデルの 1 次元地盤モデルと 2 次元地盤モデルの比較」を引用する。

1. 概 要

緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析モデルに入力する地震動は、炉心位置における EL. -18.5m の解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論による地震応答解析（以下「1次元地盤モデル」という。）にて、基礎底面位置で評価したものをを用いている。

本資料は、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の1次元地盤モデルを用いた入力地震動と、周辺地盤の地質・速度構造を考慮した2次元動的 FEM（以下「2次元地盤モデル」という。）を用いた地震応答解析により評価した地震動との比較を行い、1次元地盤モデルの妥当性を確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 11-16-1「緊急時対策棟（指揮所）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

2. 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較

2.1 解析モデル

1次元地盤モデルは、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動策定に用いるモデルとし、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟直下の地盤条件に基づきモデル化する。1次元地盤モデルを第2-1図に示す。

2次元地盤モデルは、設置変更許可申請書（添付六）における指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤の安定性評価に用いた解析モデルとし、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟を通る直交2断面（NS方向：X断面、EW方向：Y断面）とする。2次元地盤モデルを第2-2図に示す。

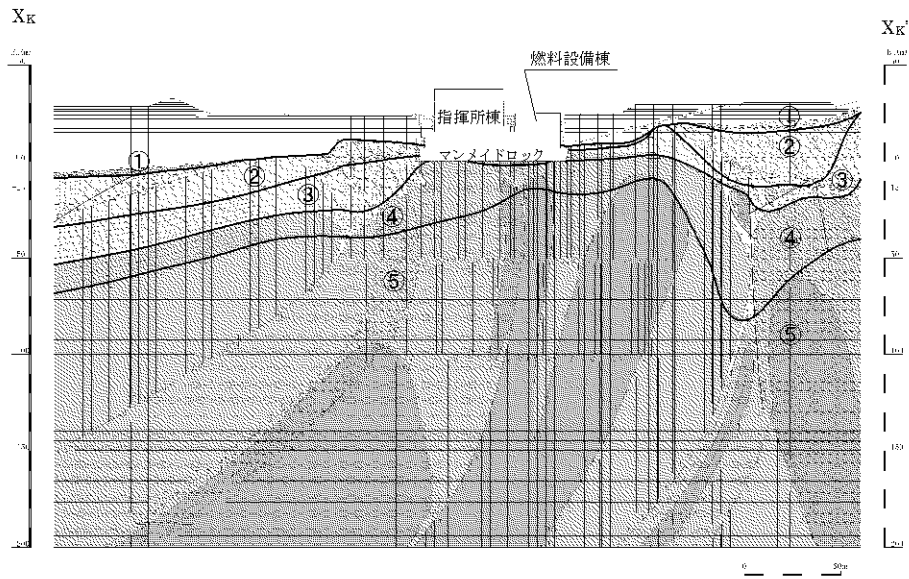
1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較を第2-1表に示す。

ここで、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎には、厚さ7mのマンメイドロックが設置されるが、第2-2表に示すとおり、マンメイドロックのせん断剛性は、周辺岩盤のせん断剛性よりも大きく、また、その分布が局所的であることから、水平成層を仮定する1次元地盤モデルでは、マンメイドロック部のせん断剛性は、保守的にマンメイドロックを設置する前の地山のせん断剛性を用いる。

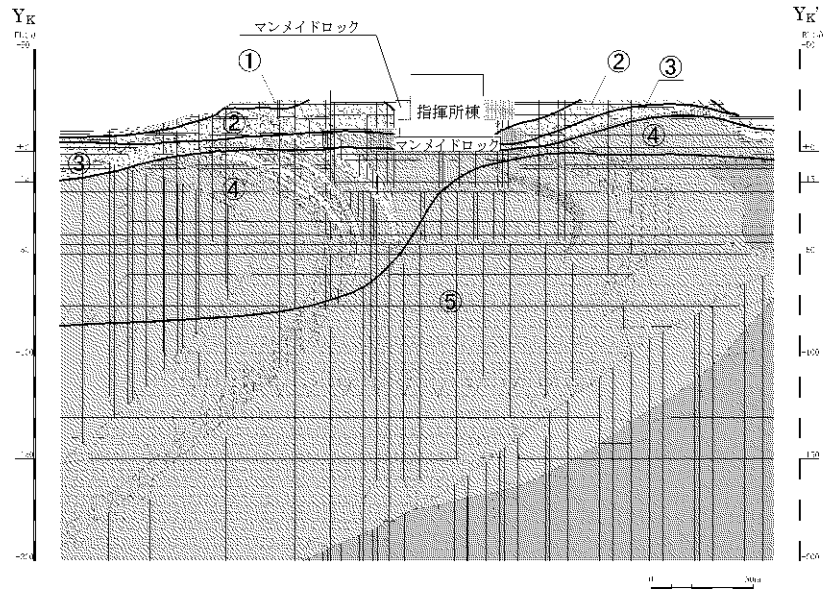
速度層 区分	V _P (km/s)	V _S (km/s)
①	1.17	0.28
②	1.86	0.52
③	2.51	0.90
④	3.40	1.37
⑤	4.33	2.05

〔標高〕	〔岩種〕	〔岩級〕	〔速度層〕			
EL. 25.00 m				地表面		
EL. 20.00 m	埋戻土	—	—	地下水位		
EL. 10.10 m						
EL. 7.00 m		C _L 級	②	基礎底面		
EL. 5.30 m						
EL. 1.00 m					③	
	砂岩	C _M 級	④			
EL. -29.50 m						
					⑤	
EL. -171.40 m	粘板岩	B, C _H 級				
EL. -174.50 m						
EL. -200.00 m						

第2-1図 1次元地盤モデル（指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟）



(a) X断面



(b) Y断面

地質凡例		岩級凡例	
	埋戻土		B, C _{II} 級
	溶結凝灰岩		C _{III} 級
	北麓火山岩類II		C _I 級
	みやま層		D級
	北麓火山岩類I		みやま層
	混在岩		北麓火山岩類I
	粘板岩・頁岩		混在岩
	砂岩		断層 (破砕帯を含む)
	礫岩		
	変はんれい岩類の破砕部		
	変はんれい岩類		



(注) モデル中の数字は速度層区分を示す。各速度層の V_s 、 V_p は第2-1図と同様。

第2-2図 2次元地盤モデル (指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟)

第2-1表 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較

		1次元地盤モデル	2次元地盤モデル
解析手法		一次元波動論	周波数応答解析
解析モデル	地盤モデル	建屋直下の1次元の地質・速度構造を水平成層として仮定	地質図及び速度構造図を基に要素分割
	下端標高	EL.-200m	同 左
	建屋モデル	建屋はモデル化しない	等価な剛性を持つ平面ひずみ要素でモデル化
入力地震動	策定方法	基準地震動 S_s を炉心位置における解放基盤表面より1次元波動論により引き戻した地震動	同 左
	入力方法	水平・鉛直個別加振	水平・鉛直同時加振
地震動取出位置		EL.7.00m	同左（指揮所棟直下）

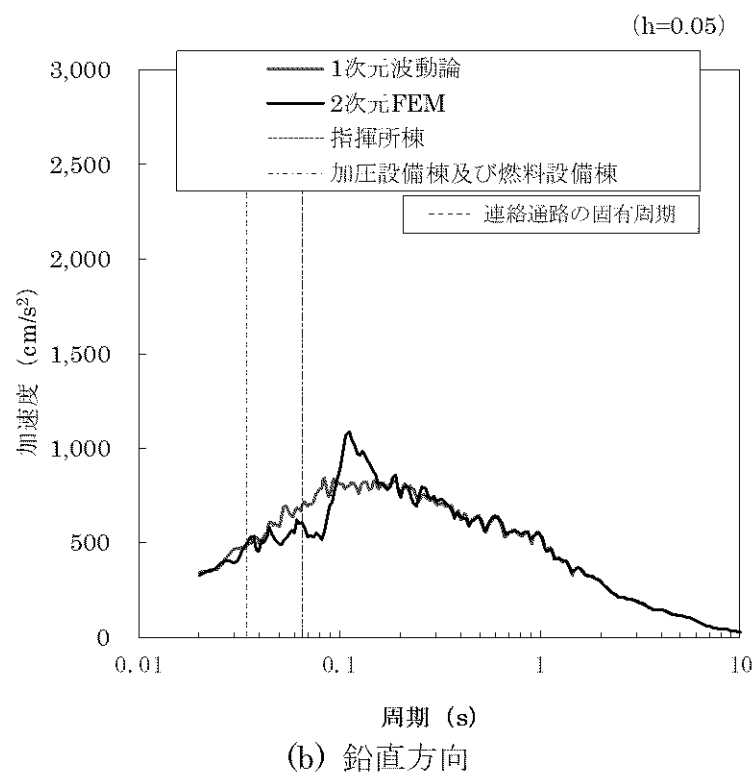
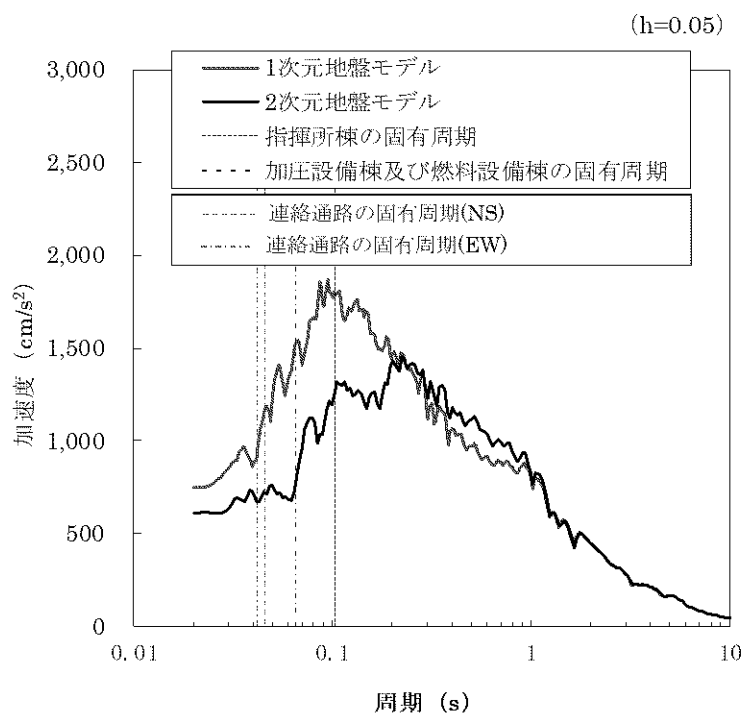
第2-2表 マンメイドロックと周辺地盤のせん断剛性の比較

		せん断剛性 (kN/m ²)	備考
マンメイドロック		8.58×10^6	設計基準強度：18.0N/mm ²
周辺岩盤	②速度層 ($V_s=520\text{m/s}$)	0.62×10^6	砂岩 C _L 級（密度 2.28g/cm ³ ）の場合
	③速度層 ($V_s=900\text{m/s}$)	1.85×10^6	砂岩 C _L 級（密度 2.28g/cm ³ ）の場合
	④速度層 ($V_s=1,370\text{m/s}$)	5.01×10^6	砂岩 C _M 級（密度 2.70g/cm ³ ）の場合

2.2 地震応答解析結果

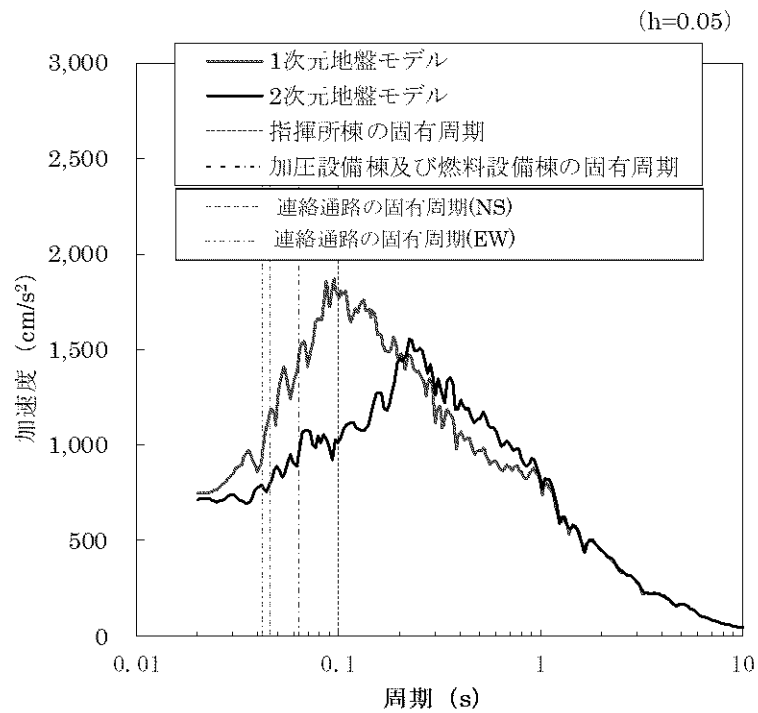
1次元地盤モデル及び2次元地盤モデルの建屋基礎底面位置(EL.7.00m)における加速度応答スペクトルを第2-3図～第2-6図に示す。

同図より、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の固有周期付近では、1次元地盤モデルの応答加速度が2次元地盤モデルの応答加速度を概ね上回っている。

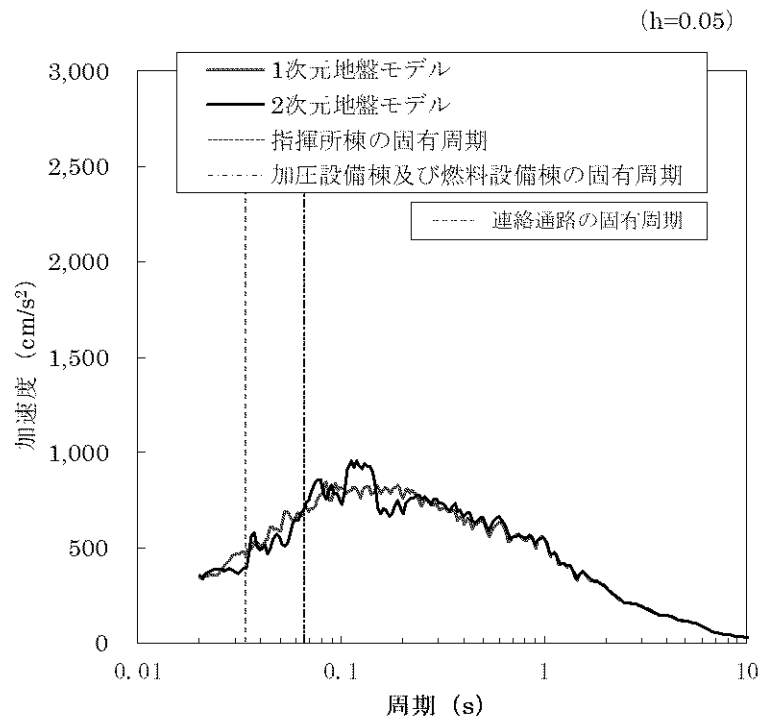


(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-3 図 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較
(X断面、 S_s-1)



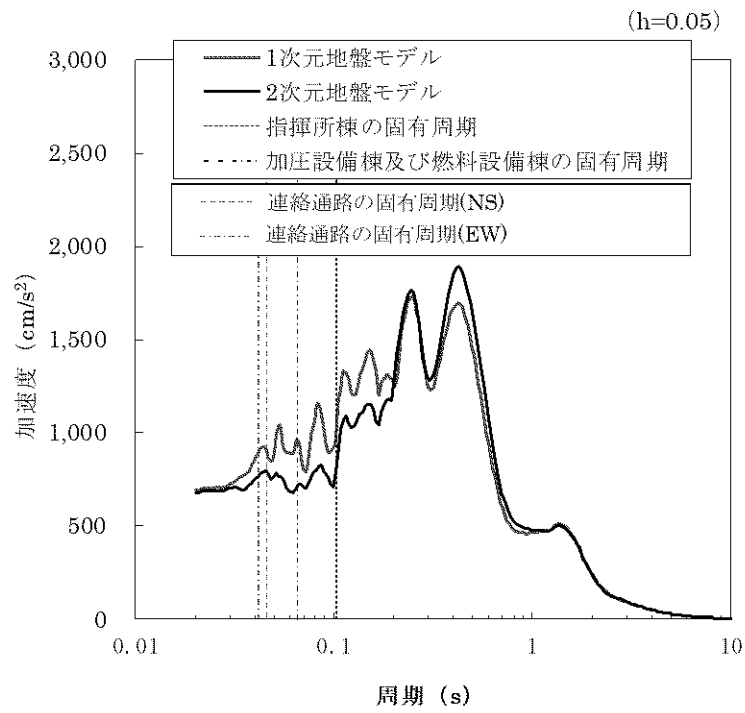
(a) 水平方向



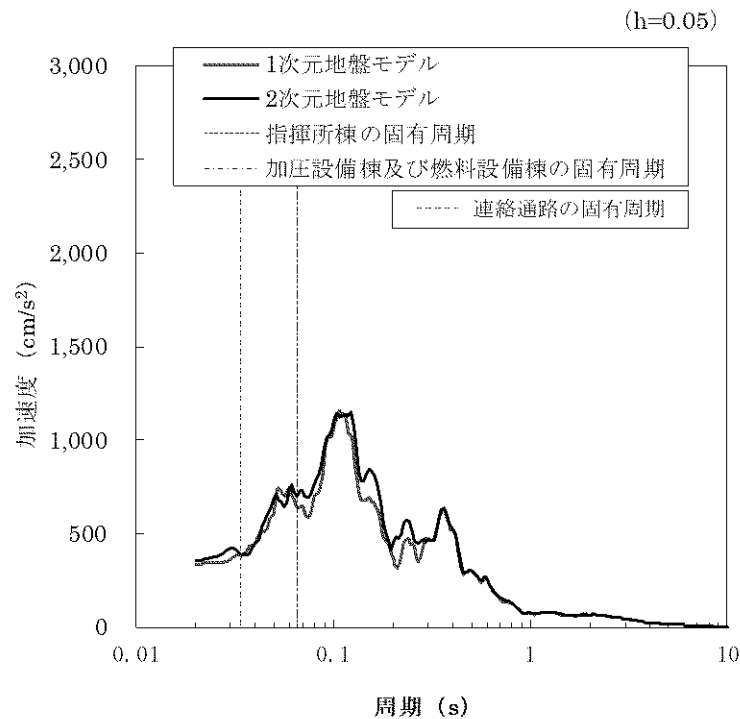
(b) 鉛直方向

(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-4 図 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較
(Y断面、Ss-1)



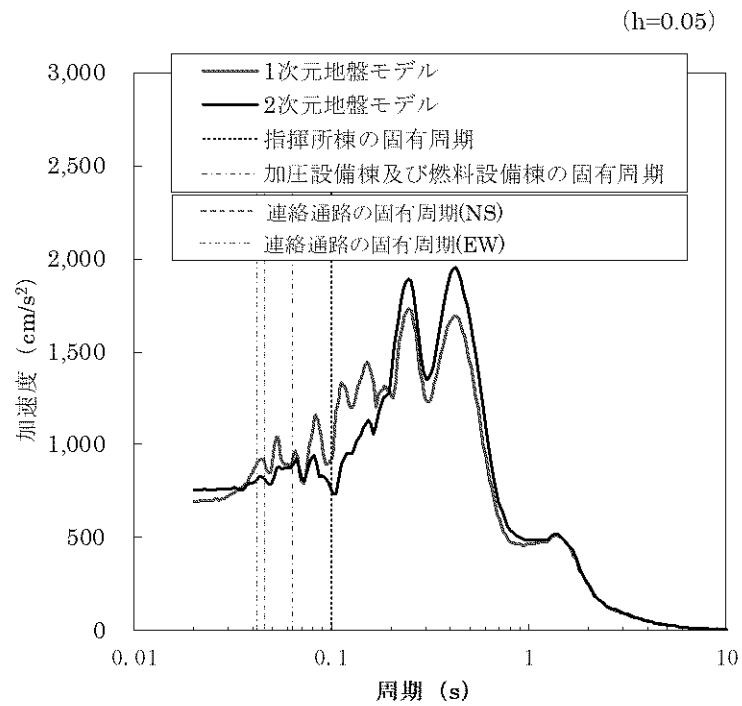
(a) 水平方向



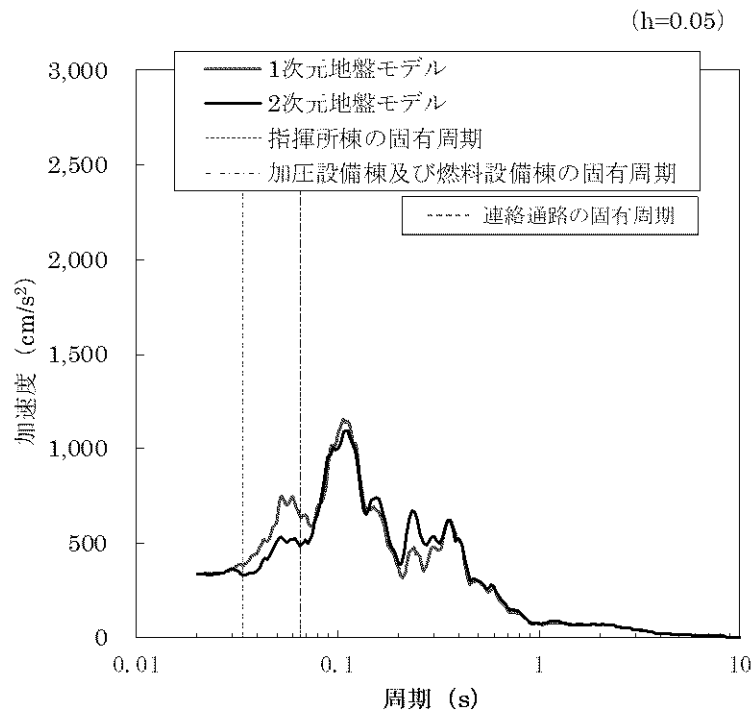
(b) 鉛直方向

(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-5 図 1次元地盤モデルと 2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較
(X断面、Ss-2)



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-6 図 1次元地盤モデルと 2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較
(Y断面、Ss-2)

3. まとめ

指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルの入力地震動の妥当性確認を目的に、1次元地盤モデルと2次元地盤モデルを用いて指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟底面位置での地盤応答の比較を行った。

その結果、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の固有周期付近の地盤の応答加速度は、周辺地盤の地質・速度構造をより詳細にモデル化した2次元地盤モデルよりも、1次元地盤モデルの方が概ね大きいことを確認した。

以上のことから、1次元地盤モデルを用いた指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動は妥当であると判断される。

(参考 2) 地盤物性の違いによる地盤の相対変位について

1. 検討概要

第 1-1 図に示す通り、連絡通路に隣接する指揮所棟の基礎跳ね出し部上部には MMR を施工しており、連絡通路の一部は MMR 上に設置される。

本資料では、地盤物性の違いによる地盤の相対変位を算出し、相対変位が連絡通路及び指揮所棟の連結部の離隔 100mm を超えないことを確認する。

2. 解析モデル

解析モデルは、第 1-2 図に示した工認地盤モデル及び第 2-1 図に示した MMR 考慮モデルとする。解析に用いた弾性波速度を第 2-1 表、MMR の物性値を第 2-2 表に示す。

地盤の相対変位は、MMR 考慮モデルにおいて、MMR の物性に置き換えている EL.4.50m～EL.24.00m の範囲について算出する。工認地盤モデル及び MMR 考慮モデルのそれぞれで EL.4.50m～EL.24.00m の範囲における最大応答変位を算出し、それらを足し合わせて相対変位を算出する。

3. 解析結果

工認地盤モデル及び MMR 考慮モデルにおける地盤の相対変位を参考 2-1 表に示す。MMR 考慮モデルの変位量は工認地盤モデルの変位量よりも十分小さく、保守的に両者の変位量を足し合わせても、変位量は連結部の離隔 100mm に対して十分小さいことを確認した。

また、地震応答解析から算出した建屋間（連絡通路～指揮所棟）の相対変位を参考 2-2 表に、地盤及び建屋間の最大相対変位を参考 2-3 表に示す。地盤の相対変位及び建屋間の相対変位を足し合わせても、連結部の離隔 100mm に対して十分小さいことを確認した。

参考 2-1 表 地盤の相対変位

方向	地震動	最大応答変位(mm)		相対変位 (mm)
		工認地盤モデル	MMR 考慮モデル	
Ss-1	水平動	5.0	0.4	5.4
	鉛直動	0.2	0.1	0.3
Ss-2	水平動	4.8	0.5	5.3
	鉛直動	0.2	0.1	0.3

参考 2-2 表 建屋間（連絡通路～指揮所棟）の相対変位

方向	地震動	最大応答変位 ^(注1) (mm)		相対変位 (mm)
		連絡通路	指揮所棟	
NS	Ss-1H	1.1 ^(注2)	4.4	5.5
	Ss-2H	0.8	3.3	4.1
EW	Ss-1H	0.8	4.0	4.8
	Ss-2H	0.7	3.1	3.8
鉛直	Ss-1v	0.2 ^(注2)	0.5	0.7
	Ss-2v	0.2	0.4	0.6

(注1) 材料物性のばらつき等を考慮した最大値

(注2) 誘発上下動を考慮して算出した値

参考 2-3 表 地盤及び建屋間の最大相対変位

地震動	最大相対変位(mm)			クリアランス (mm)
	地盤の 相対変位	建屋間の 相対変位	合計	
水平動	5.4	5.5	10.9	100
鉛直動	0.3	0.7	1.0	100

4. まとめ

連絡通路について、基礎底面直下の地盤物性の違いによる相対変位を算出し、連絡通路及び指揮所棟の連結部の離隔を超えないことを確認した。また、地盤物性の違いによる相対変位と、連絡通路及び指揮所棟の建屋間の相対変位を足し合わせても、連結部の離隔を超えないことを確認した。

9-8. 応力解析モデル及び解析手法の概要

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 応力解析モデル及び解析手法	2
別紙 1 応力解析モデルの鳥瞰図及び層分解図	
別紙 2 耐震重要度分類 C クラス施設としての耐震評価について	

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の応力解析モデル及び解析手法の概要を示すものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-2 「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」

2. 応力解析モデル及び解析手法

連絡通路の応力解析モデル及び解析手法の概要を第 2-1 表に示す。また、新規制基準適合性に係る審査における工事計画認可申請添付資料（以下「新規制基準工認」という。）のうち、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された川内 1 号機の工事計画の添付資料 3-16-23「代替緊急時対策所の耐震計算書」における緊急時対策棟（休憩所）（以下「休憩所」という。）の応力解析モデル及び解析手法並びに令和元年 6 月 3 日付け原規規発第 1906035 号にて認可された工事計画の添付資料 11-16-2「緊急時対策棟（指揮所）の耐震計算書」における川内 1 号機緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」という。）、加圧設備棟及び燃料設備棟の応力解析モデル及び解析手法を、併せて示す。

第2-1表 応力解析モデル及び解析手法の概要(1/3)

項目	今回工認		参考(新規制基準工認)		備考
	川内1号機 連絡通路	川内1号機 休憩所	川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟、燃料設備棟及び基礎版		
解析手法	3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析 (静的解析)		耐震壁： 水平方向の質点系モデルによる地震応答解析 基礎版： 一方向版とみなした解析モデルによる応力解析 屋根スラブ： 3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析(静的解析)	3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析 (静的解析)	
解析コード	NX-NASTRAN Ver.12.0.2		地震応答解析：TDAPIII Ver.3.05 弾性応力解析：NX-NASTRAN Ver.9.0	NX-NASTRAN Ver.10.2	
モデル化	モデル化 範囲	建屋全体について、壁、屋根及び基礎版をモデル化	壁：建屋全体 基礎版：基礎版のみ 屋根スラブ：屋根スラブのみ	建屋全体(加圧設備棟、燃料設備棟及び基礎版を含む)について、壁、床、屋根、基礎版、柱及びはりをモデル化	
	材料物性	コンクリートのヤング係数： E=24.4kN/mm ² コンクリートのポアソン比： ν=0.2	コンクリートのヤング係数： E=24.4kN/mm ² コンクリートのポアソン比： ν=0.2	コンクリートのヤング係数 指揮所棟部分： EL.15.00m より上部 : E=25.9kN/mm ² EL.15.00m 以下(ピット部分) : E=22.7kN/mm ² 加圧設備棟部分： E=24.4kN/mm ² 燃料設備棟部分： EL.15.00m より上部 : E=24.4kN/mm ² EL.15.00m 以下(ピット部分) : E=22.7kN/mm ² 基礎版部分： E=22.7kN/mm ² コンクリートのポアソン比 ν=0.2	①
	使用要素	壁、屋根及び基礎版：シェル要素	屋根スラブ：シェル要素	壁、床及び屋根：シェル要素 柱及びはり：はり要素 基礎版：ソリッド要素(一部の基礎版はシェル要素)	
	境界条件	基礎版下端に3方向の地盤ばねを考慮 基礎版下端の地盤ばねは、浮上り考慮	耐震壁： 水平ばね及び回転ばねを考慮 基礎版： 一方向版の両端に、壁による拘束を考慮 屋根スラブ： 4辺固定とした場合と4辺ピンとした場合を考慮	基礎版下端に3方向の地盤ばねを考慮 基礎版下端の地盤ばねは、浮上り考慮	

【表の備考欄に対応】

①：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)及び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)に基づき設定。

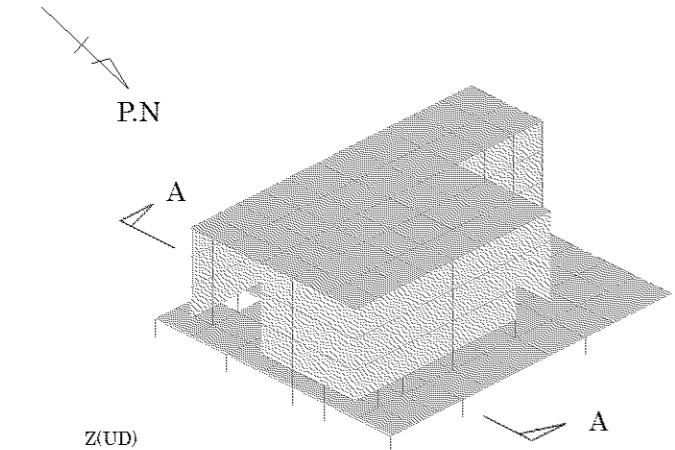
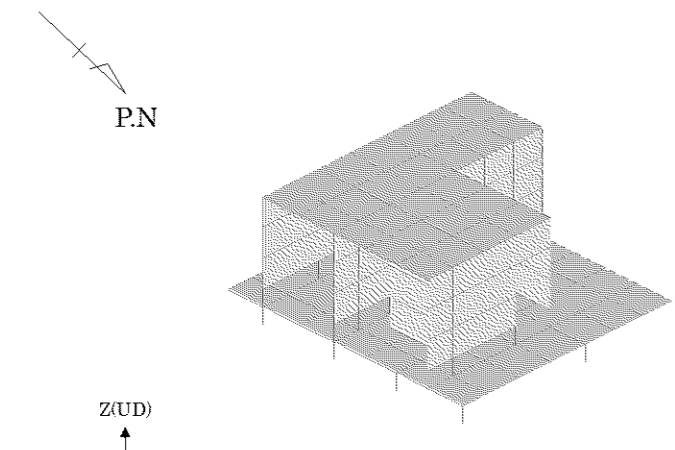
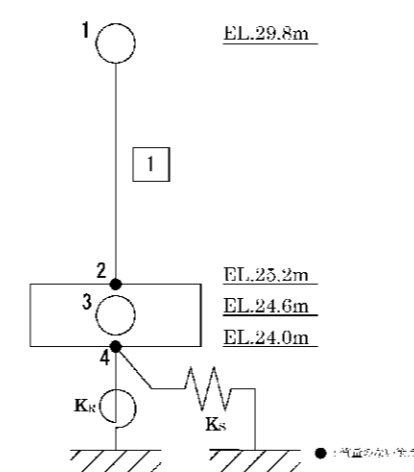
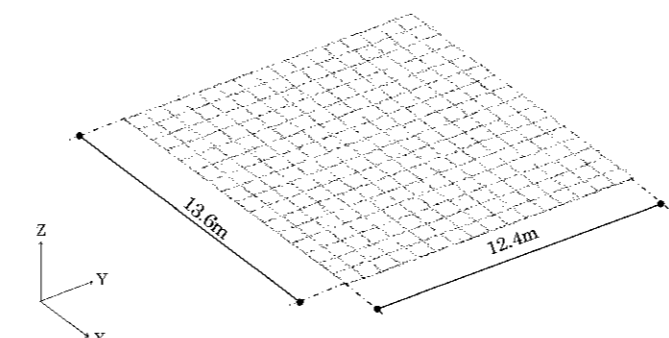
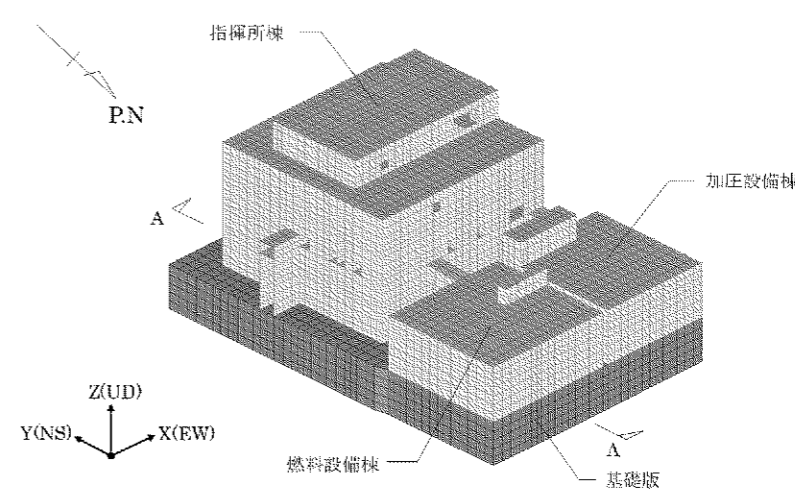
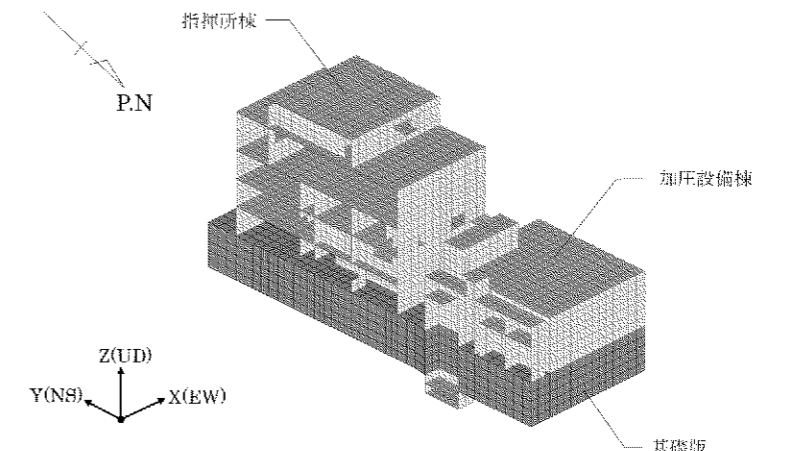
第2-1表 応力解析モデル及び解析手法の概要(2/3)

項目		今回工認		参考(新規制基準工認)		備考	
		川内1号機 連絡通路		川内1号機 休憩所			川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟、燃料設備棟及び基礎版
荷重の組合せ		D+L+Ks D : 固定荷重 L : 積載荷重 Ks : Ss 地震荷重		G+P+K G : 固定荷重 P : 積載荷重 K : 地震荷重		D+L+E₀+K+Es D : 固定荷重 L : 積載荷重 E ₀ : 常時土圧荷重 K : 地震荷重 Es : 地震時増分土圧荷重	
荷重 の 設定	固定荷重 積載荷重	モデル化範囲に対する固定荷重及び積載荷重を考慮		同左		同左	
	常時 土圧荷重	—		—		壁に作用する土圧を考慮	
	地震 荷重	慣性力	各層の固定荷重及び積載荷重に対する慣性力を考慮		同左(質点系モデルに対しては、設置(変更)許可(平成26年9月10日)を受けた基準地震動 Ss を基に、建物底面位置で算定した地震動を入力)		各層の固定荷重及び積載荷重に対する慣性力を考慮
		増分 土圧	—		—		地震時の増分土圧荷重を考慮 (JEAG4601-1991 追補版による加力側及び支持側増分土圧の包絡値)
評価内容		常時： 発生応力が長期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認 Ss 地震時： 発生応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認		Ss 地震時： 発生応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認		常時： 発生応力が長期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認 Ss 地震時： 指揮所棟及び基礎版： 発生応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認 加圧設備棟及び燃料設備棟： 発生応力が終局強度に基づく許容値を超えないことを確認	

【表の備考欄に対応】

- ①：長期許容応力度に基づく許容値、短期許容応力度に基づく許容値及び終局強度に基づく許容値は、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)に基づき算出。
- ②：今回工認及び新規制基準工認のうち、指揮所棟及び基礎版については、施設全体の更なる安全性を確保するため、基準地震動 Ss による地震力との組合せに対して、弾性範囲に収める設計とする。
- ③：新規制基準工認のうち、加圧設備棟及び燃料設備棟は、Ss 地震時において、発生応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認することで、発生応力が終局強度に基づく許容値を超えないことを確認している。

第2-1表 応力解析モデル及び解析手法の概要(3/3)

項目	今回工認	参考（新規制基準工認）		備考
	川内1号機 連絡通路	川内1号機 休憩所	川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟、燃料設備棟及び基礎版	
解析モデル	 <p>(a) 全体</p>  <p>(b) A-A断面</p>	 <p>(a) 耐震壁</p>  <p>(b) 屋根スラブ</p>	 <p>(a) 全体</p>  <p>(b) A-A断面</p>	<p>①</p> <p>②</p> <p>③</p>

【表の備考欄に対応】

- ①：新規制基準工認のうち、指揮所棟、加圧設備棟、燃料設備棟及び基礎版は、建屋全体をモデル化し、共通の解析モデルを用いて応力解析を行っている。
- ②：休憩所について、耐震壁の応力解析は、質点系モデルを用いて行っている。屋根スラブの応力解析は、屋根部分を取り出したモデルを用いて行っている。また、基礎版については、一方向版としての検討であるため、平成27年3月18日付け原規規発第1503181号にて認可された川内1号機の工事計画の添付資料3-16-23「代替緊急時対策所の耐震計算書」において、解析モデルを掲載していない。
- ③：今回工認において、応力解析モデル（3次元FEMモデル）でモデル化している壁は、応答解析モデル（質点系モデル）で剛性を評価している壁と一致している。

9-8-別紙 1. 応力解析モデルの鳥瞰図
及び層分解図

目 次

	頁
1. 概 要	別 1 - 1
2. 解析モデル概要	別 1 - 2
3. 解析モデルの鳥瞰図及び層分解図	別 1 - 3
4. まとめ	別 1 - 5

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の応力解析に用いる解析モデルについて示すものである。

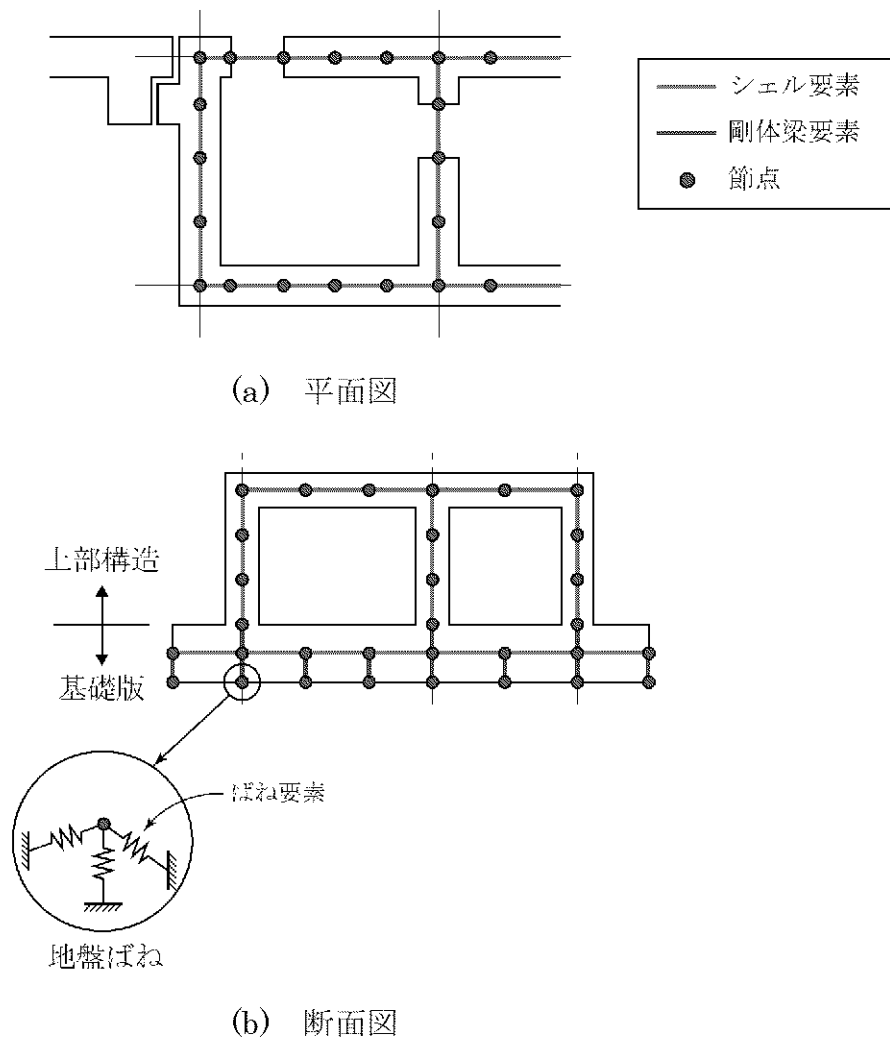
また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-2 「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」

2. 解析モデル概要

建屋を構成するスラブ、壁及び基礎版はシェル要素でモデル化し、シェル要素は構造芯である部材厚中心に配置する。また、基礎版厚の中心に配置した基礎版シェル要素及び上部構造のシェル要素並びに基礎版シェル要素及び地盤ばねを模擬したばね要素はいずれも剛体梁要素で接続する。

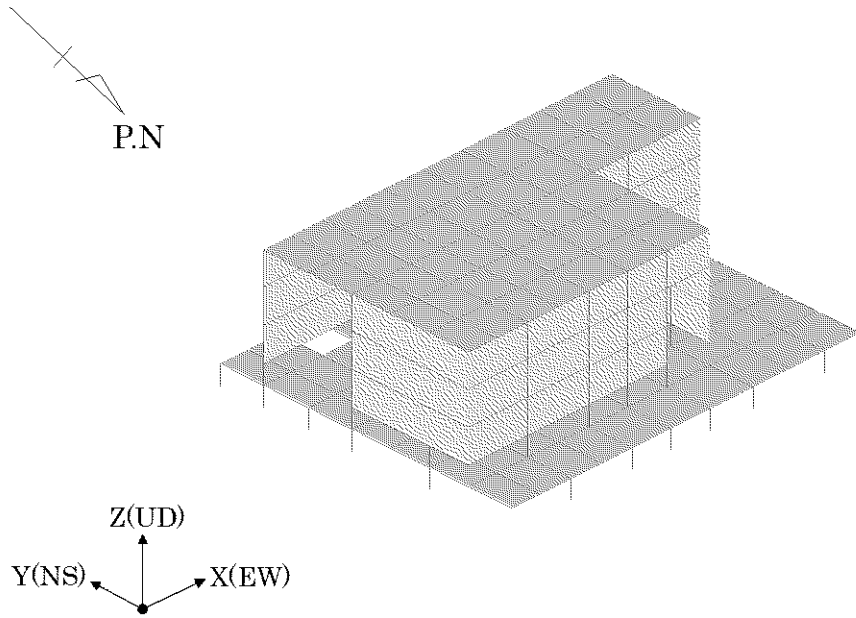
応力解析に用いる解析モデルの概念図を第2-1図に示す。



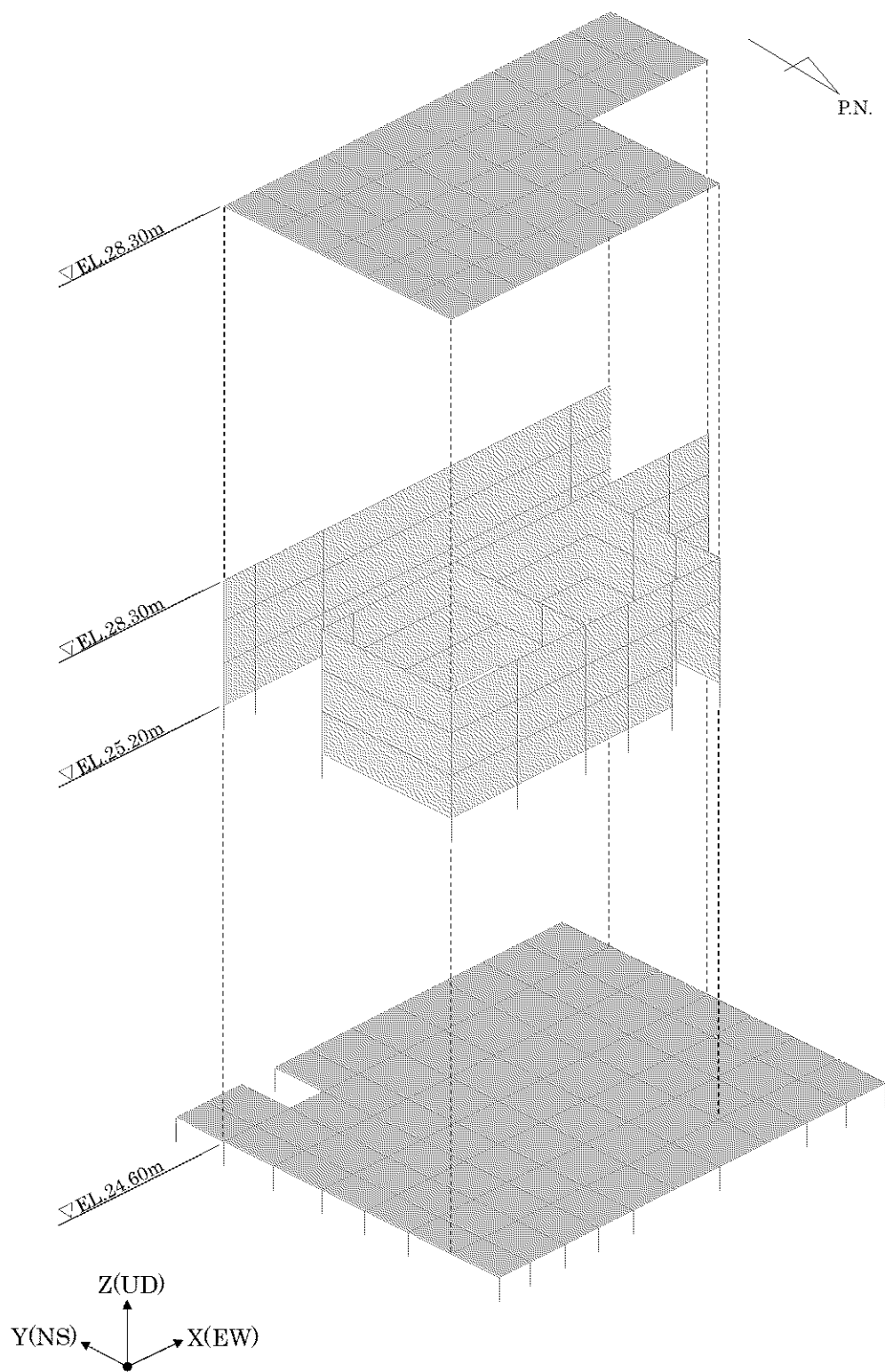
第2-1図 応力解析に用いる解析モデルの概念図

3. 解析モデルの鳥瞰図及び層分解図

連絡通路について、解析モデルの鳥瞰図及び層分解図を第3-1図及び第3-2図に示す。



第3-1図 連絡通路の解析モデル（鳥瞰図）



第 3-2 図 連絡通路の解析モデル（層分解図）

4. まとめ

連絡通路の応力解析に用いる解析モデル図について示した。

9-8-別紙 2. 耐震重要度分類 C クラス施設
としての耐震評価について

目 次

	頁
1. 概 要	別 2 - 1
2. 包絡性について	別 2 - 2
3. ま と め	別 2 - 6

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の耐震評価について、耐震重要度分類 C クラスの施設及び C クラス施設の間接支持構造物としての評価が、重大事故等対処施設としての評価に包絡されることを説明するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-2 「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」

2. 包絡性について

重大事故等対処施設の評価として、基準地震動 S_s による地震力に対して、地震応答解析による評価及び応力解析による評価を行っている。

地震応答解析による評価の許容限界を第 2-1 表、応力解析による評価の許容限界を第 2-2 表に示す。

地震応答解析による評価の許容限界は、耐震壁のせん断ひずみ、地盤の接地圧及び保有水平耐力について、それぞれ、弾性範囲、短期許容支持応力度、必要保有水平耐力としている。また、応力解析による評価の許容限界は、短期許容応力度としている。これらの許容限界は、Cクラス施設及びCクラス施設の間接支持構造物としての評価である静的地震力に対する評価における許容限界と同じである。

Cクラス施設及びCクラス施設の間接支持構造物としての評価における静的地震力と基準地震動 S_s による地震力との比較を第 2-3 表及び第 2-4 表に示す。Cクラス施設及びCクラス施設の間接支持構造物としての評価における静的地震力は、基準地震動 S_s による地震力に包絡される。

以上より、Cクラス施設及びCクラス施設の間接支持構造物としての評価が、重大事故等対処施設としての評価に包絡されることを確認した。

第2-1表 地震応答解析による評価の許容限界^(※)

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	構造強度を確保すること	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	弾性範囲 (注1)(注2)
		基準地震動 S _s	基礎地盤	最大接地圧が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	短期許容支持力度 6.53N/mm ² (注1)
		— (常時荷重に対する検討)			長期許容支持力度 3.26N/mm ²
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
遮蔽性	遮蔽性を維持すること	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	弾性範囲 (注1)(注2)
気密性	建屋内への放射性物質の進入を防止するために気密性を維持すること	基準地震動 S _s	耐震壁	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	弾性範囲 (注2)(注3)
支持機能	設備を支持する機能を維持すること	基準地震動 S _s	耐震壁	最大せん断ひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	弾性範囲 (注1)(注2)

(注1) 施設全体の更なる安全性を確保するため、基準地震動 S_s による地震力との組合せに対して、弾性範囲に収める設計とする。

(注2) 耐震壁のせん断ひずみが、せん断スケルトンカーブにおける第1折点のせん断ひずみ以下であることを「弾性範囲」とする。

(注3) 基本として、事故時においては、換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とするが、基準地震動 S_s に対して、最大せん断ひずみが弾性範囲であることを確認することで、地震時及び地震後においてもその機能を維持できる設計とする。

(※) 添付資料 9-13-2 「緊急時対策棟(連絡通路)の耐震計算書」第3-1表の再掲

第2-2表 応力解析による評価の許容限界^(※)

要求機能	機能設計上の性能目標	外力の状態	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	構造強度を確保すること	Ss 地震時	壁 屋根 基礎版	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 規準における短期許容応力度に基づく許容値 ^(注1)
		— (常時に対する検討)			RC-N 規準における長期許容応力度に基づく許容値
遮蔽性	遮蔽性を維持すること	Ss 地震時	屋根 基礎版	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 規準における短期許容応力度に基づく許容値 ^(注1)
気密性	建屋内への放射性物質の侵入を防止するために気密性を維持すること	Ss 地震時	屋根 基礎版	部材に生じる応力が気密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 規準における短期許容応力度に基づく許容値 ^(注2)
支持機能	設備を支持する機能を維持すること	Ss 地一震時	屋根 基礎版	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	RC-N 規準における短期許容応力度に基づく許容値 ^(注1)

(注1) 施設全体の更なる安全性を確保するため、基準地震動 Ss による地震力との組合せに対して、弾性範囲に収める設計とする。

(注2) 基本として、事故時においては、換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とするが、Ss 地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、許容限界を短期許容応力度に基づく許容値とすることで、地震時及び地震後においてもその機能を維持できる設計とする。

(※) 添付資料 9-13-2 「緊急時対策棟 (連絡通路) の耐震計算書」第 4-10 表の再掲

第 2-3 表 静的地震力と Ss 地震荷重との比較 (せん断力)

(単位 : $\times 10^3 \text{kN}$)

部材 番号	方向	静的地震力	Ss 地震荷重
1	NS	1.15	3.51
	EW	1.15	3.46

第 2-4 表 静的地震力と Ss 地震荷重との比較 (軸力)

(単位 : $\times 10^3 \text{kN}$)

部材 番号	静的地震力	Ss 地震荷重
1	0.574	1.11

3. まとめ

連絡通路の耐震評価について、Cクラス施設及びCクラス施設の間接支持構造物としての評価が重大事故等対処施設としての評価に包絡されることを示した。

9-9. FEM モデルを用いた応力解析による 評価における断面の評価対象部位の選定

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 連絡通路の断面の評価対象部位の選定	3

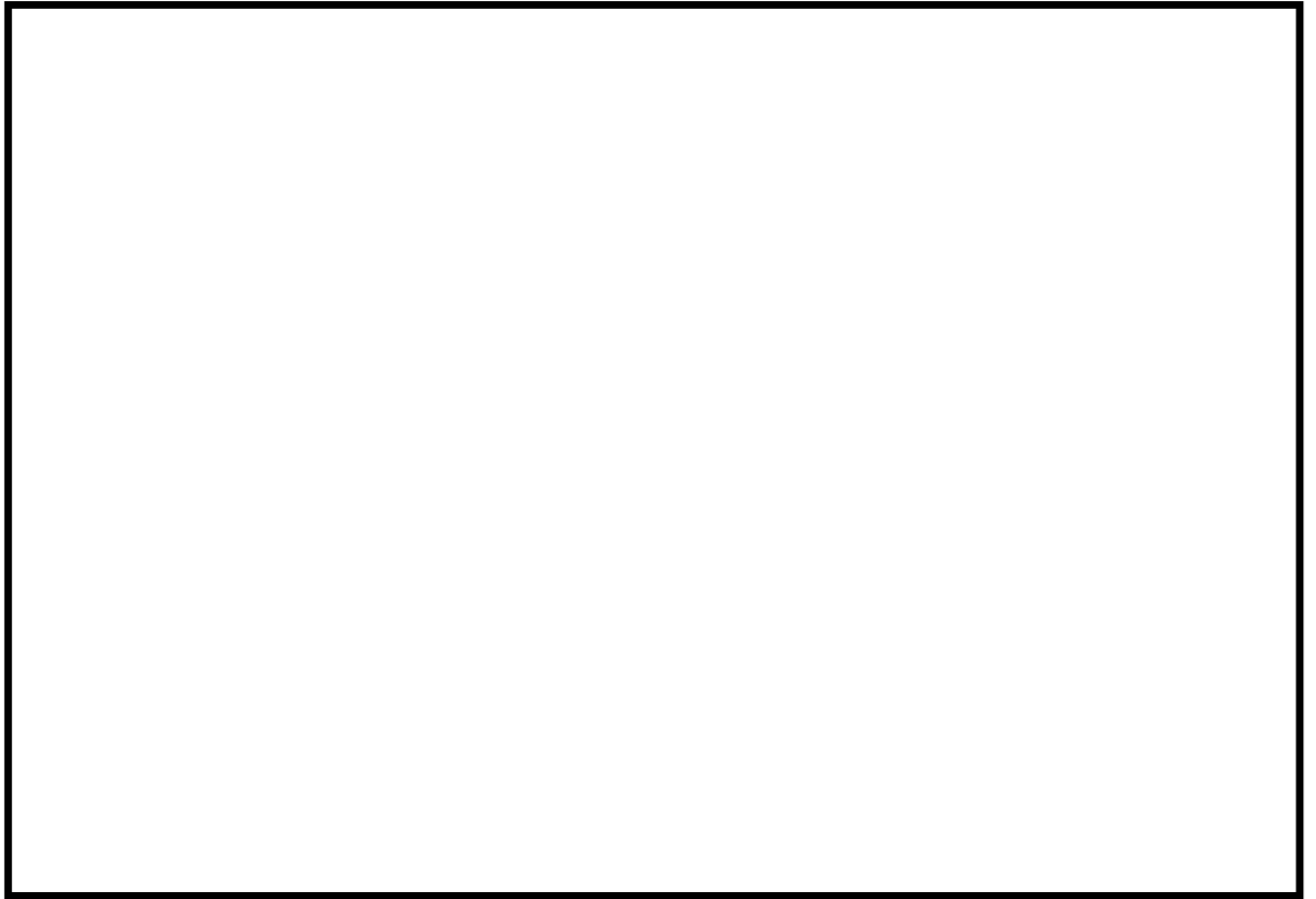
1. 概 要

本資料は、FEM モデルを用いた応力解析による評価における断面の評価対象部位の選定に関し、耐震計算書における断面の評価対象要素の選定結果について示すものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-16-2 「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の概略平面図を第 1-1 図に示す。



第 1-1 図 連絡通路の概略平面図

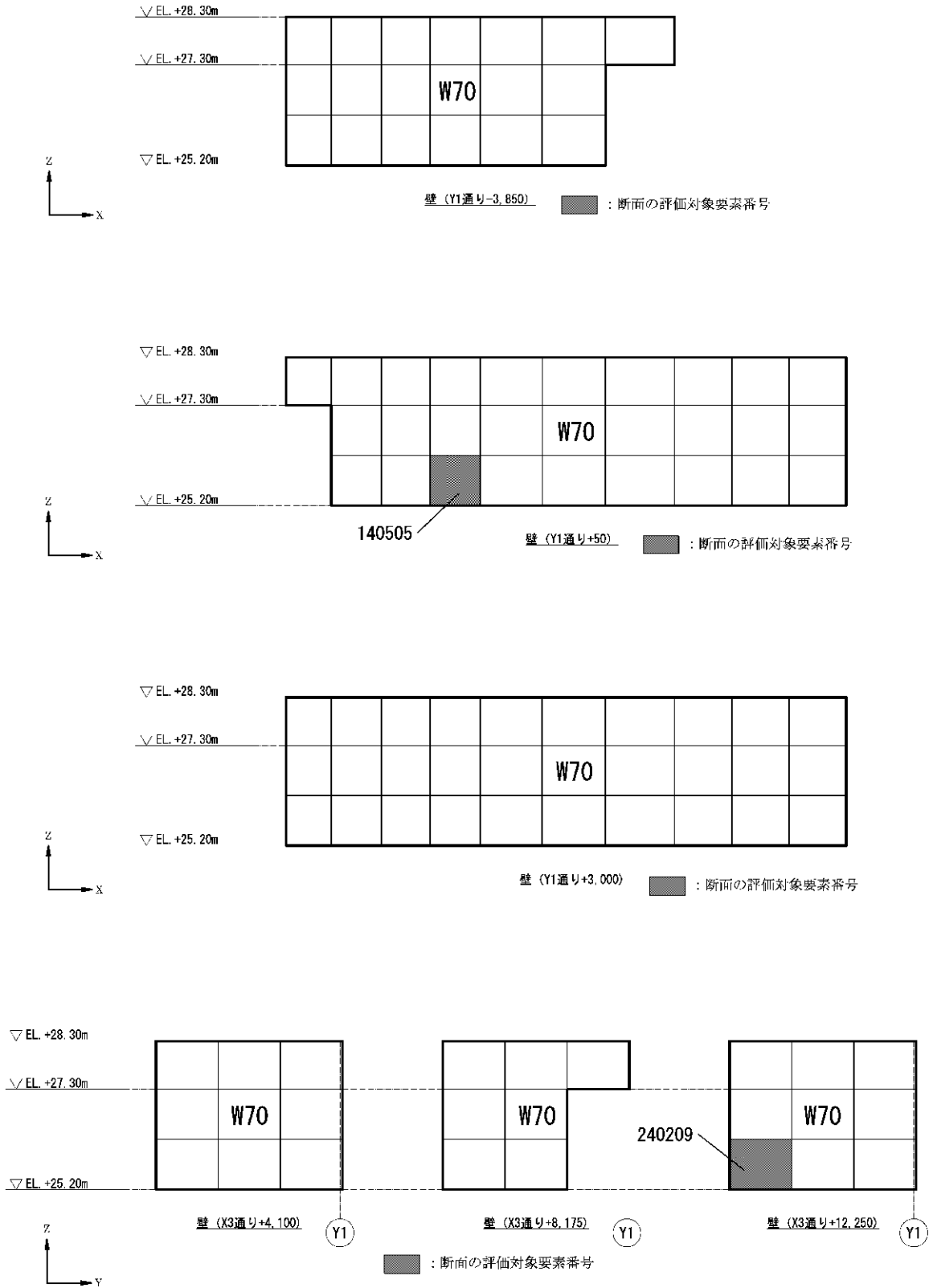
2. 連絡通路の断面の評価対象部位の選定

連絡通路の荷重の組合せケースを第 2-1 表、分類領域及び断面の評価対象要素番号を第 2-1 図、分類領域ごとの配筋を第 2-2 表に示す。

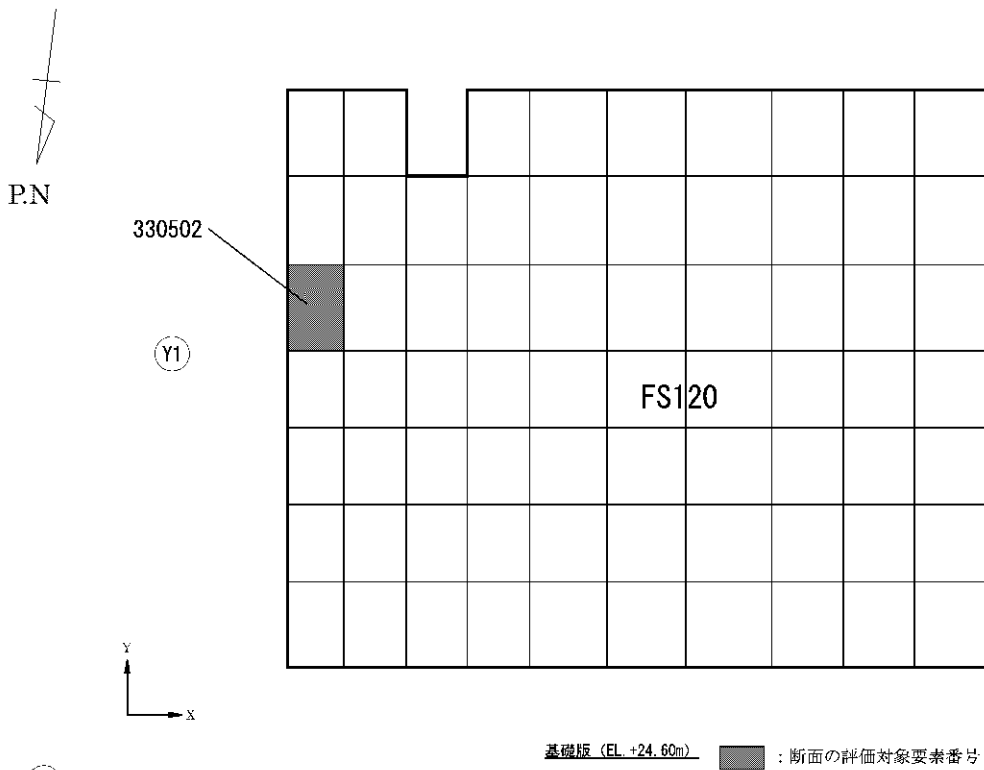
各評価項目の検定値一覧を第 2-3 表、応力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を第 2-2 図に示す。

第 2-1 表 荷重の組合せケース

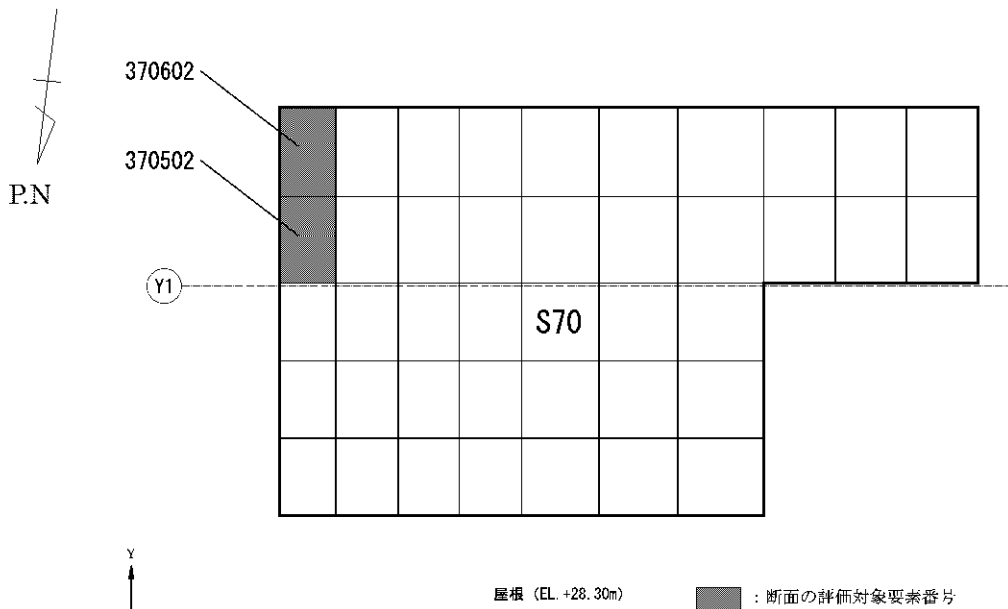
	ケース No.	荷重の組合せケース
Ss 地震時	1	$D+L+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	2	$D+L+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	3	$D+L-1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	4	$D+L-1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	5	$D+L+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	6	$D+L+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	7	$D+L-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	8	$D+L-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	9	$D+L+0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	10	$D+L+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	11	$D+L-0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	12	$D+L-0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	13	$D+L+0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	14	$D+L+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	15	$D+L-0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	16	$D+L-0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
常時	17	$D+L$



第 2-1 図 断面の評価対象要素番号(1/2)



(X3)



(X3)


第 2-1 図 断面の評価対象要素番号(2/2)

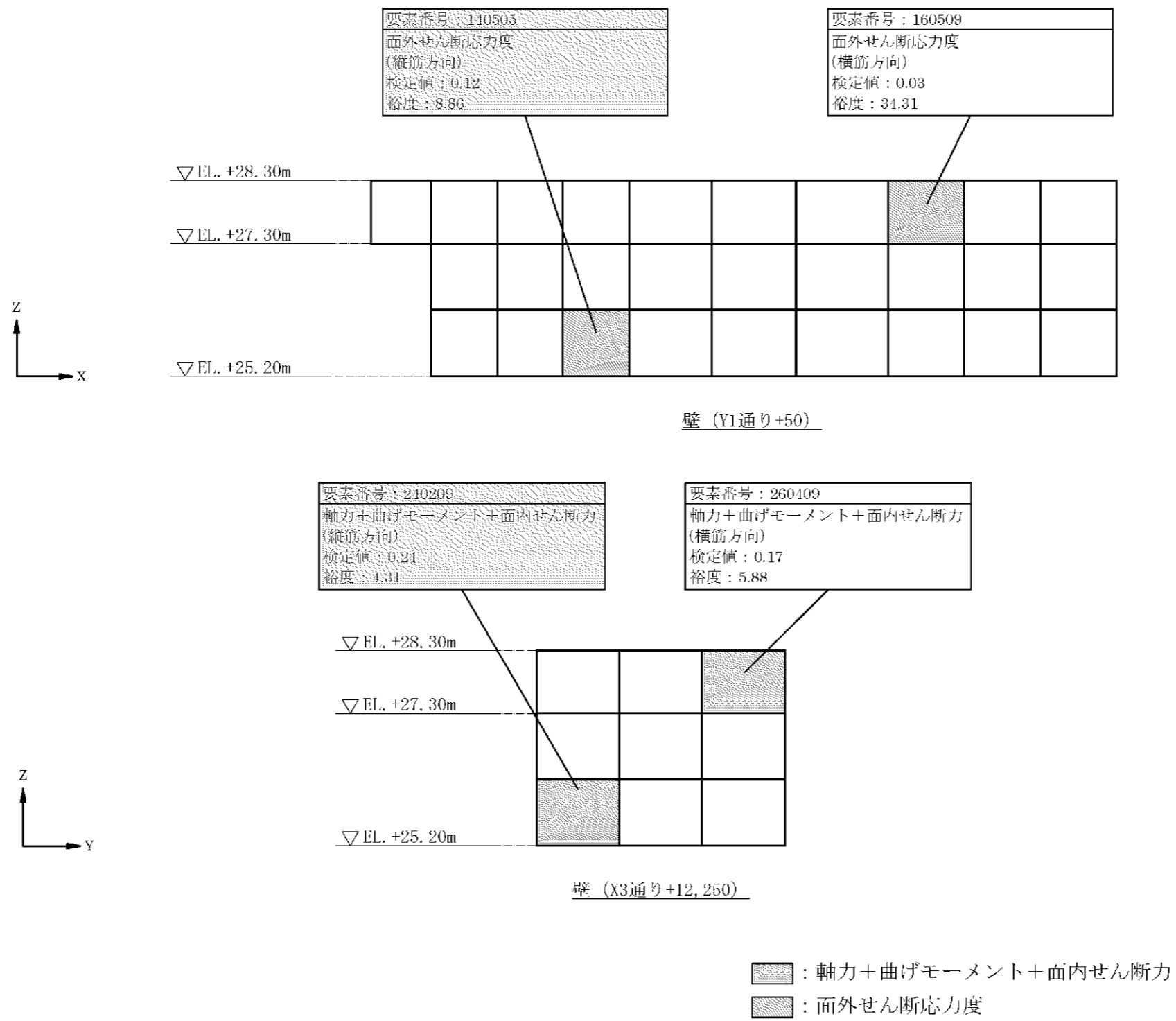
第2-2表 分類領域ごとの配筋

部位	領域	厚さ (mm)	主筋 (SD390)		鉄筋量 (mm ² /m)	面外 せん断 補強筋	
			位置	方向			
壁	W70	700	両側共	縦筋	1段 D29@200	3,210	—
				横筋	1段 D29@200	3,210	
屋根 ・ 基礎版	FS120	1,200	上端、 下端共	NS	1段 D29@200	3,210	—
				EW	1段 D29@200	3,210	
	S70	700	上端、 下端共	NS	1段 D29@200	3,210	—
				EW	1段 D29@200	3,210	

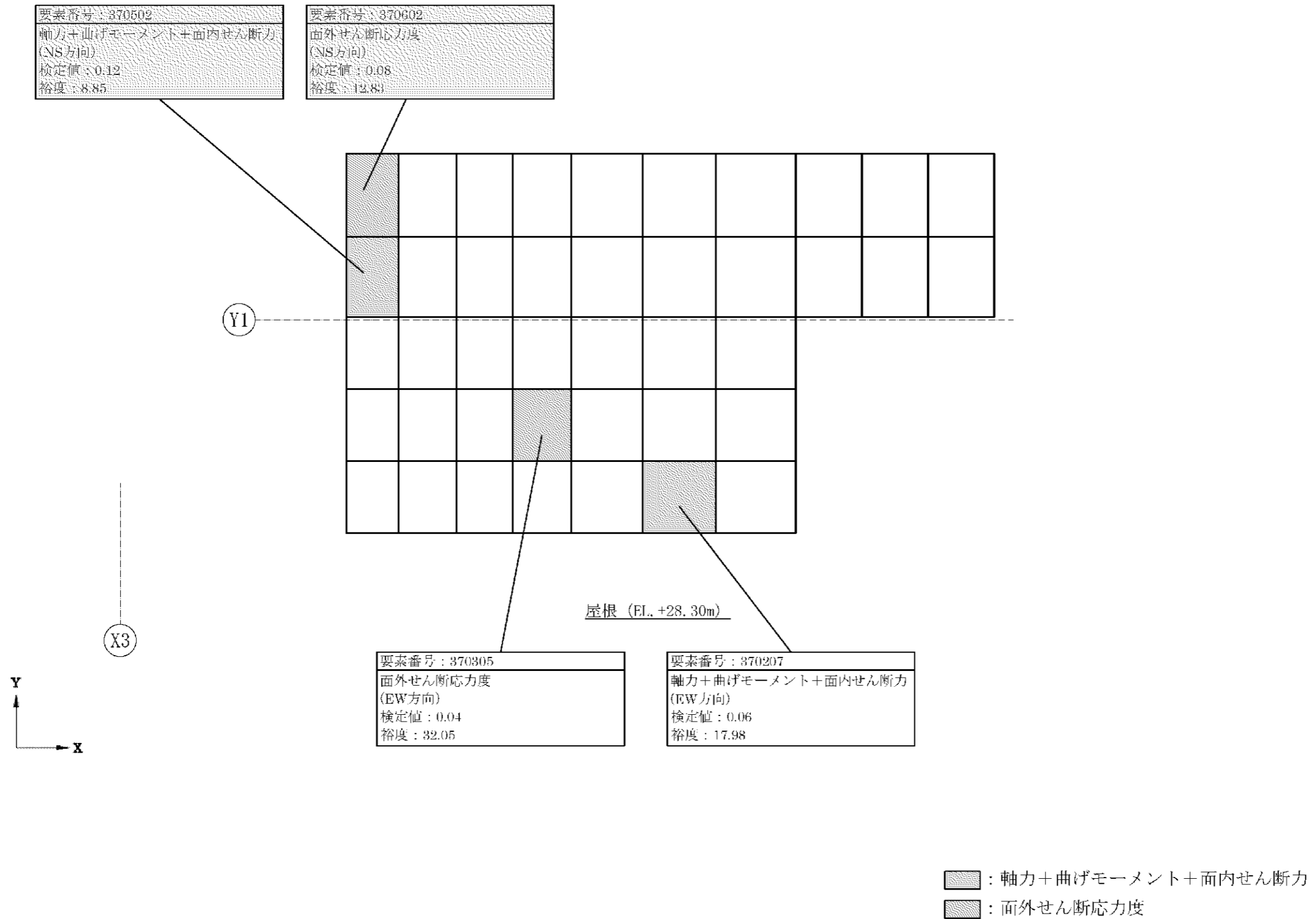
第2-3表 各評価項目の検定値一覧

部位	領域	検定値											
		軸力+曲げモーメント+面内せん断力						面外せん断応力度					
		横筋方向/EW方向			縦筋方向/NS方向			横筋方向/EW方向			縦筋方向/NS方向		
		要素 番号	検定値	ケース No.	要素 番号	検定値	ケース No.	要素 番号	検定値	ケース No.	要素 番号	検定値	ケース No.
壁	W70	260409	0.17	4	240209	0.24	4	160509	0.03	2	140505	0.12	3
屋根 ・ 基礎版	FS120	330108	0.08	6	330502	0.13	2	330604	0.11	5	330502	0.17	3
	S70	370207	0.06	2	370502	0.12	3	370305	0.04	2	370602	0.08	3

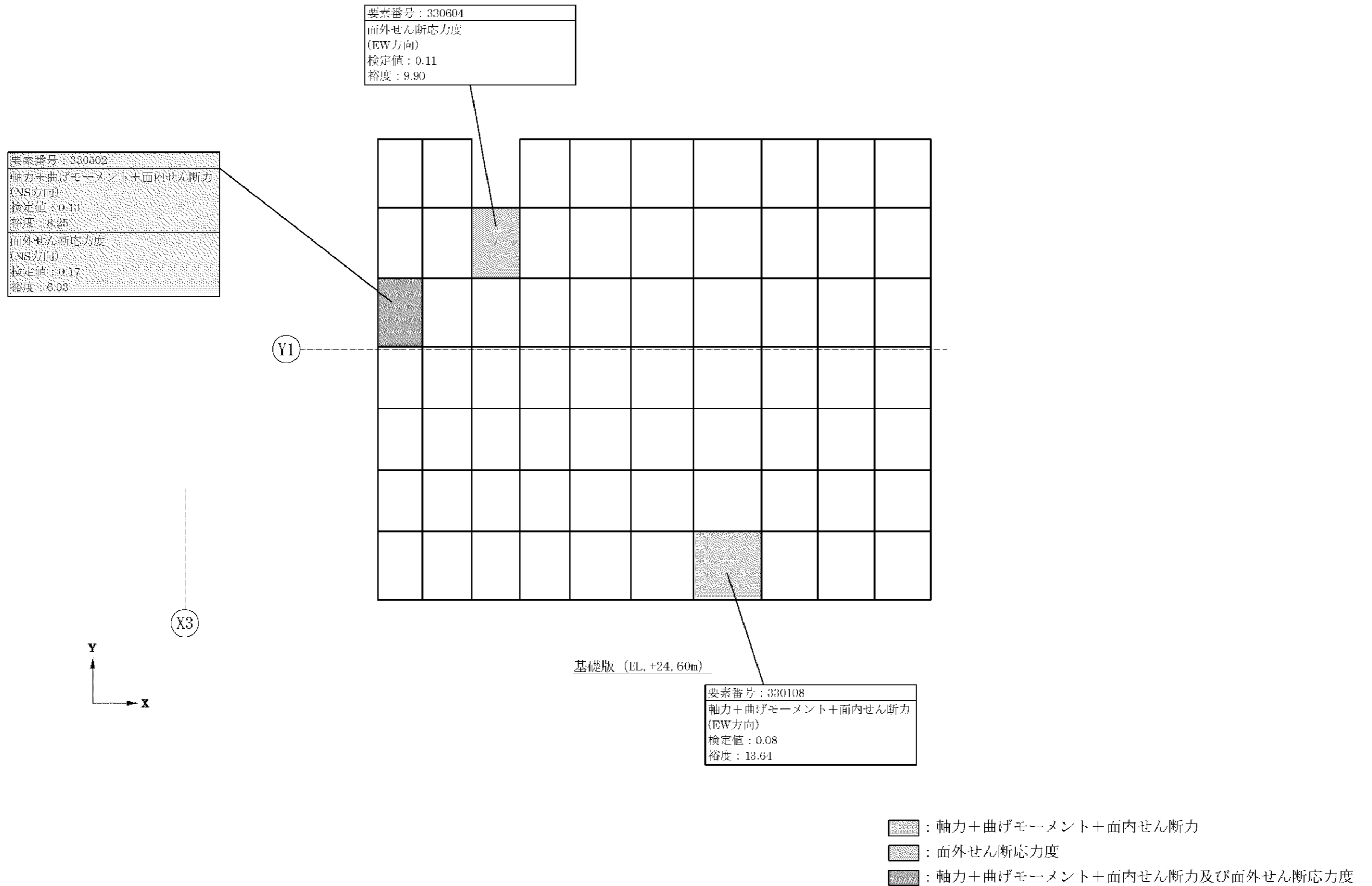
(注)  は、断面の評価対象部位を示す。



第 2-2 図 応力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果(1/3)



第2-2図 応力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果(2/3)



第 2-2 図 応力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果(3/3)

9-10. 応力解析における地震荷重の入力方法

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 地震荷重の入力方法	2
3. まとめ	6

1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の 3 次元 FEM モデルを用いた応力解析における地震荷重の入力方法について説明するものである。

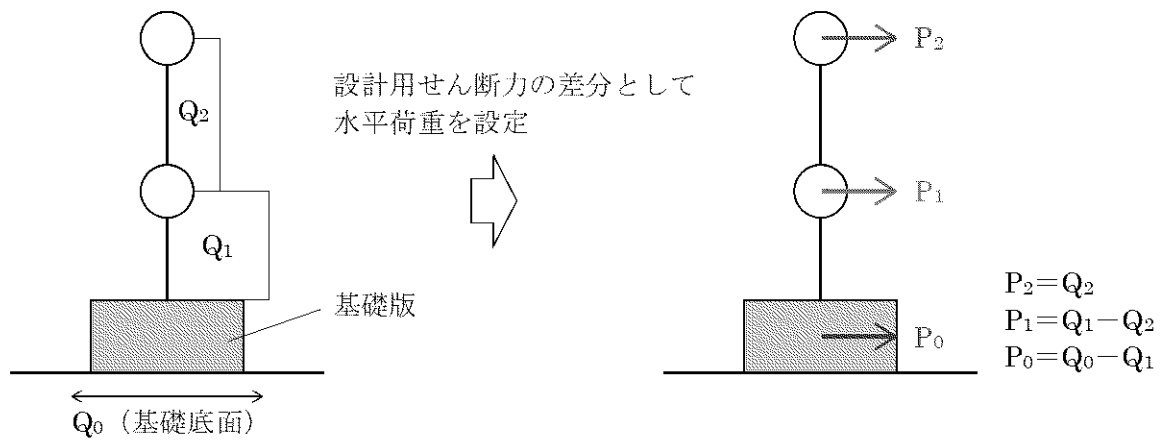
また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 19-13-2 「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」

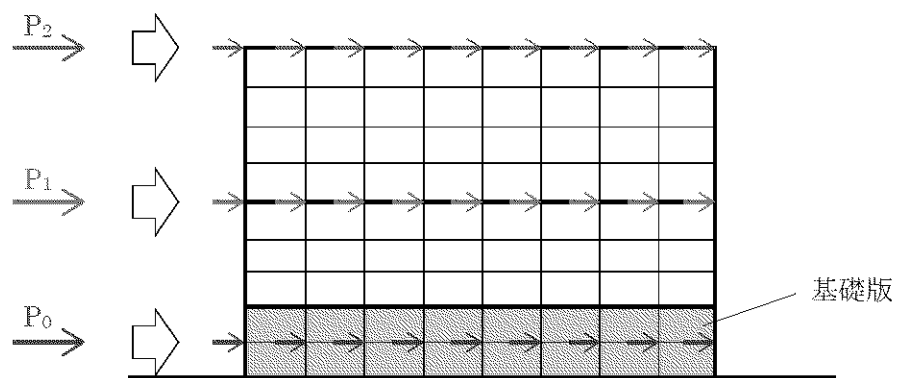
2. 地震荷重の入力方法

水平地震力は、地震応答解析より得られた各部材の最大応答値及び静的地震力に基づき設計用せん断力を設定し、この設計用せん断力より算出した水平力を、床レベルの各節点の重量分布に応じて分配して、節点荷重として入力する。鉛直地震力は、地震応答解析より得られた各部材の最大応答値及び静的地震力に基づき設計用軸力を設定し、この設計用軸力より算出した鉛直力を、床レベルの各節点の重量分布に応じて分配して、節点荷重として入力する。また、水平力により各層に作用する曲げモーメントが、地震応答解析及び静的地震力より得られた各部材の最大曲げモーメントを下回る場合は、その不足分の曲げモーメントを等価な鉛直力に置換し、当該床レベルの各節点の重量分布と中立軸からの節点距離に応じて分配し、節点荷重として入力する。

3次元 FEM モデルへ作用させる地震荷重の概念図を第 2-1 図～第 2-3 図に示す。



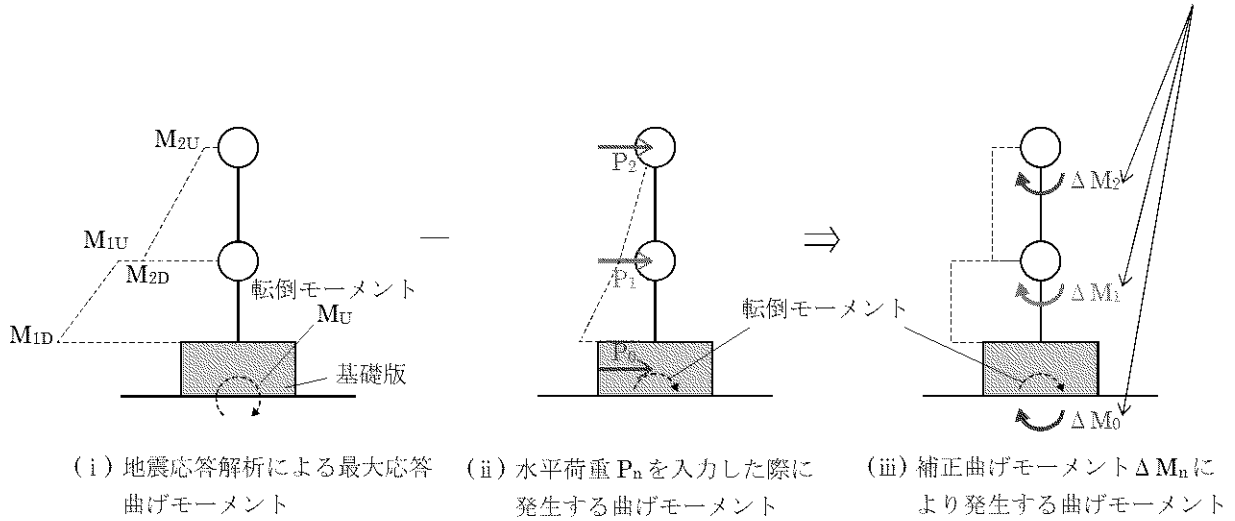
(a) 地震荷重の設定方法 (最大応答せん断力 Q_n と水平荷重 P_n の関係)



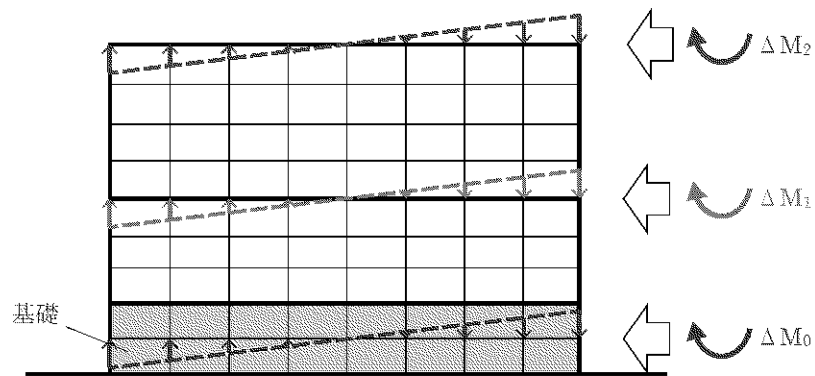
(b) FEM モデルに作用させる水平力

第 2-1 図 3 次元 FEM モデルへ作用させる地震荷重の概念図 (水平力)

水平荷重を入力した際に発生する曲げモーメント分布が、地震応答解析及び静的地震力より得られた各部材の最大曲げモーメントを下回る場合に、その不足分の補正曲げモーメントを設定

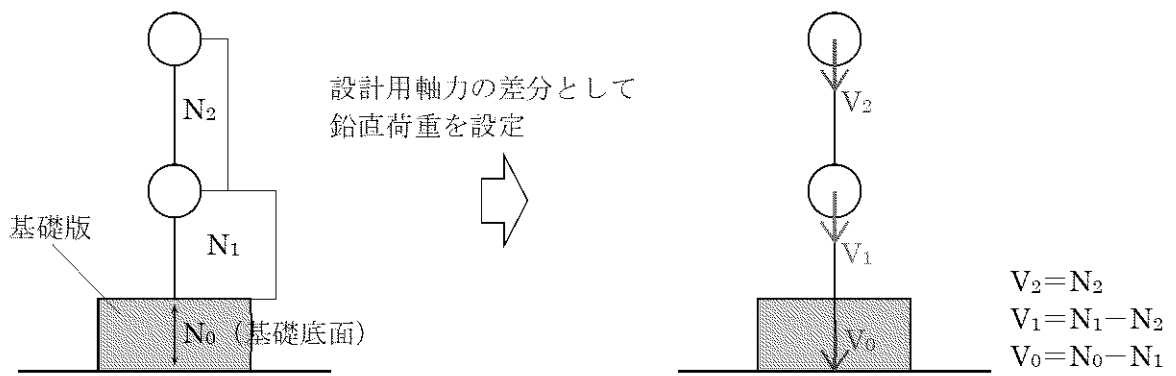


(a) 地震荷重の設定方法

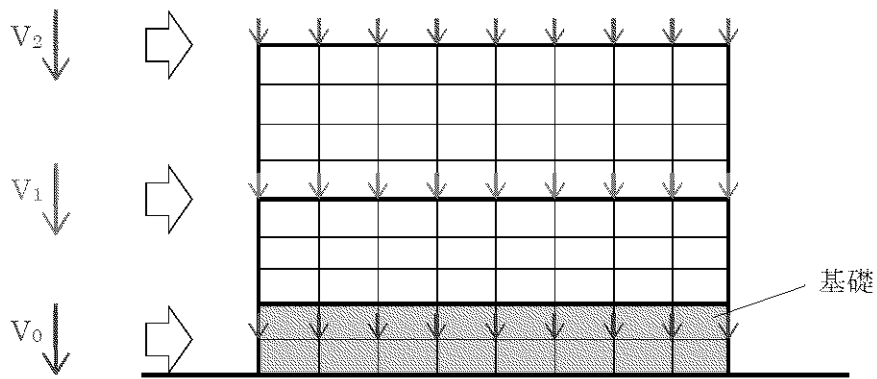


(b) FEM モデルに作用させる鉛直力

第 2-2 図 3次元 FEM モデルへ作用させる地震荷重の概念図 (補正曲げモーメント)



(a) 地震荷重の設定方法（最大応答軸力 N_n と鉛直荷重 V_n の関係）



(b) FEM モデルに作用させる鉛直力

第 2-3 図 3 次元 FEM モデルへ作用させる地震荷重の概念図（鉛直力）

3. まとめ

連絡通路の 3 次元 FEM モデルを用いた応力解析における地震荷重の入力方法について示した。

9-11. 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

	頁
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	3
2. 検討結果	8
2.1 基礎地盤の検討	8
2.2 上部構造の検討	11
3. まとめ	16

1. 概 要

1.1 検討概要

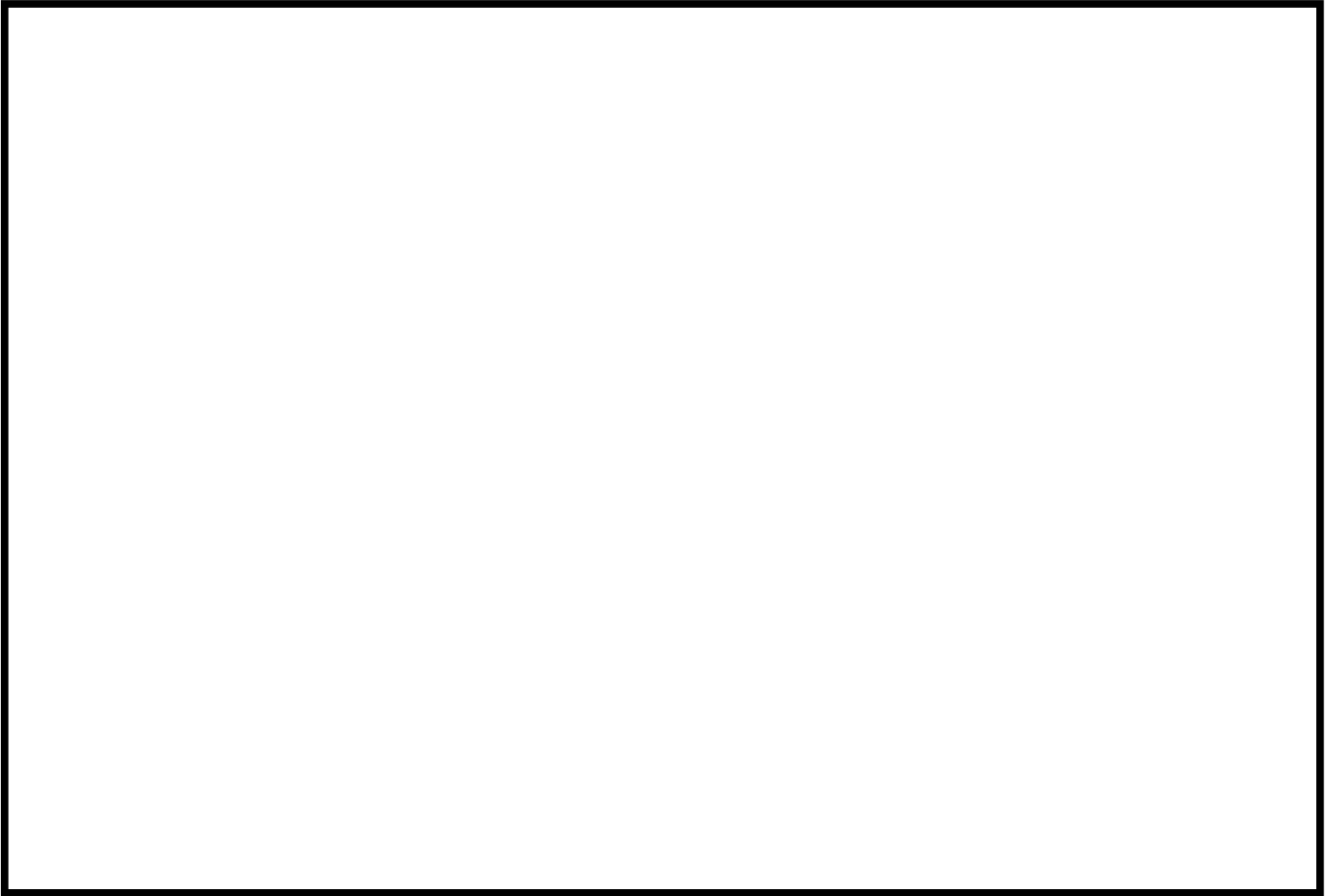
本資料は、川内原子力発電所の緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の耐震評価における組合せ係数法の適用性について説明するものである。

連絡通路の耐震評価において、水平方向及び鉛直方向の荷重の組合せに組合せ係数法を適用した評価結果と、水平方向及び鉛直方向の地震応答を時々刻々重ね合わせた評価結果との比較を行うことで、組合せ係数法の適用性を確認する。

連絡通路の概略平面図を第1-1図に示す。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料9-13-2「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」



第 1-1 図 連絡通路の概略平面図

1.2 評価対象部位及び検討方針

1.2.1 評価対象部位

連絡通路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、水平方向及び鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして、評価を行っている。

- 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を第 1-1 表に示す。基礎地盤については、地震応答解析による評価において、接地圧の評価を行っており、その他の部位については、応力解析による評価において、断面の評価を行っている。

第 1-1 表 耐震評価に組合せ係数法を用いている評価対象部位

建物・構築物	評価対象部位	評価方法	地震動
連絡通路	壁、床及び屋根	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S_s
	基礎地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S_s
	基礎版	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S_s

1.2.2 検討方針

連絡通路の耐震評価において、水平方向及び鉛直方向の荷重の組合せに組合せ係数法を適用した場合の評価結果が、水平方向及び鉛直方向の地震応答を時々刻々重ね合わせた場合の評価結果と同等又は保守的であることを確認する。

ここで、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は、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料 11-4「建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用」（以下「新規制基準工認」という。）において、基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 並びに弾性設計用地震動 S_d-1 及び S_d-2 に対する評価を行い、建物・構築物の耐震評価において、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ている。

但し、添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」において算定した連絡通路の接地率が小さく、浮き上がりによる非線形性の影響が大きいことから、新規制基準工認における建物・構築物と異なる地震応答特性となることが考えられる。したがって、本資料では、連絡通路の組合せ係数法の適用性を検討する。

組合せ係数法を用いて評価している部位は、大きく「基礎地盤」、「基礎」及び「上部構造物」に分類される。

基礎地盤（接地圧）の検討は、組合せ係数法を適用した場合の接地圧が時々刻々重ね合わせた場合の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、時々刻々重ね合わせた場合の接地圧を用いて、接地圧評価への影響検討を行う。

基礎の検討は、基礎への地震荷重の入力と関連が深い接地圧の検討において、組合せ係数法を適用した場合の接地圧が時々刻々重ね合わせた場合の接地圧を下回る場合について、検討を行う。検討においては、基礎への地震荷重の入力という観点で、基準地震動 S_s を包絡し、組合せ係数法を適用して算出した接地圧が時々刻々重ね合わせた場合の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、時々刻々重ね合わせた場合の接地圧を用いて、基礎の応力解析による評価への影響検討を行う。

上部構造物の検討は、壁の縁応力度に対する検討を行うこととし、基準地震動 S_s を包絡し、組合せ係数法を適用して算出した縁応力度が、時々刻々重ね合わせた場合の縁応力度と同等又は保守的であることを確認する。

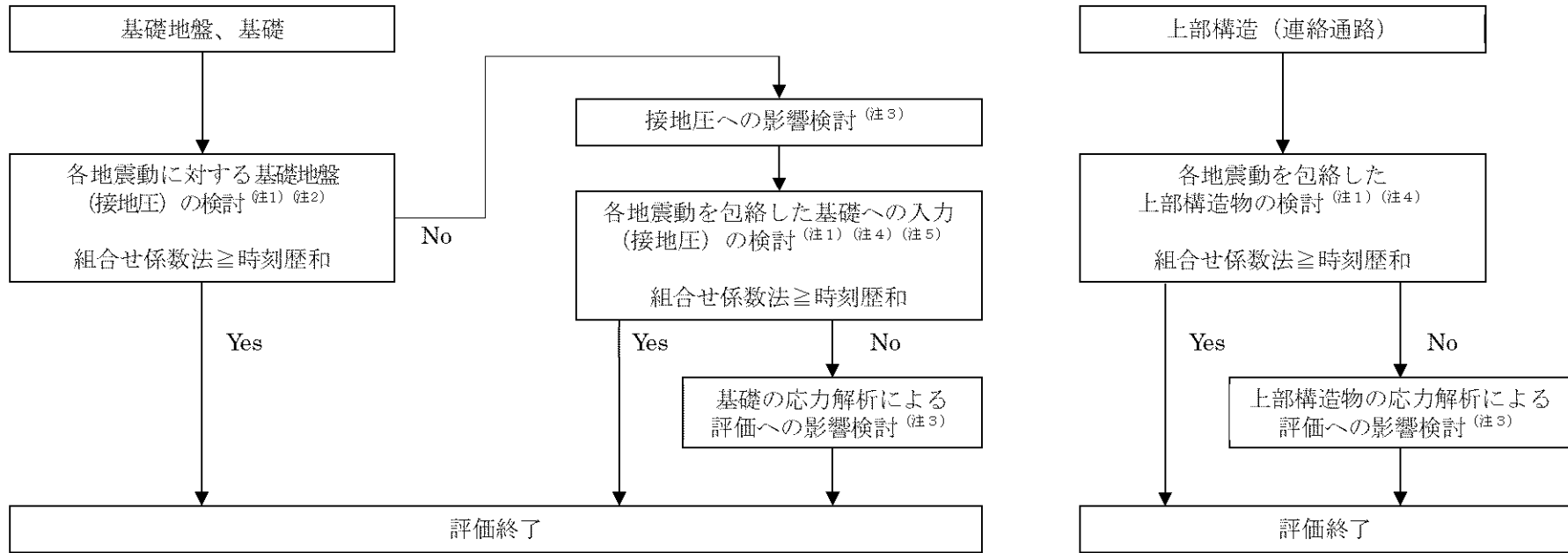
同等又は保守的と言えない場合は、時々刻々重ね合わせた場合の縁応力度を用いて、壁の応力解析による評価への影響検討を行う。

組合せ係数法を適用した場合の評価結果と、水平方向及び鉛直方向の地震応答を時々刻々重ね合わせた場合の評価結果との比較は、添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す基本ケースの結果を用いる。

接地圧評価への影響検討並びに基礎及び上部構造物の応力解析による評価への影響検討を行う場合は、地盤定数を含む材料物性のばらつき及び減衰定数の設定に起因する不確かさ（以下「材料物性のばらつき等」という。）を考慮した応力評価結果に、上述の基本ケースの結果を用いて算出した割増係数を乗じて影響検討を行う。

検討フローを第 1-2 図に示す。

連絡通路の基本ケースに用いる地震応答解析モデルを第 1-3 図に示す。



(注1) 基本ケースによる検討

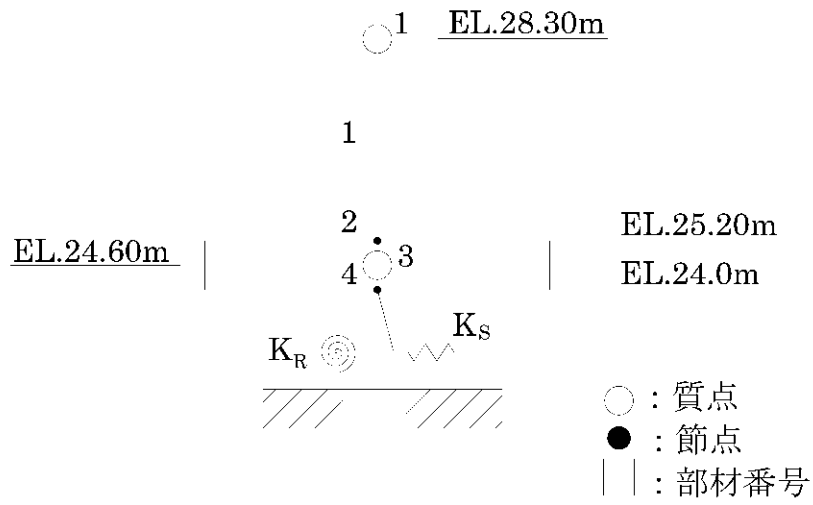
(注2) 基準地震動 S_s 各波に対する検討

(注3) 材料物性のばらつき等を考慮した検討

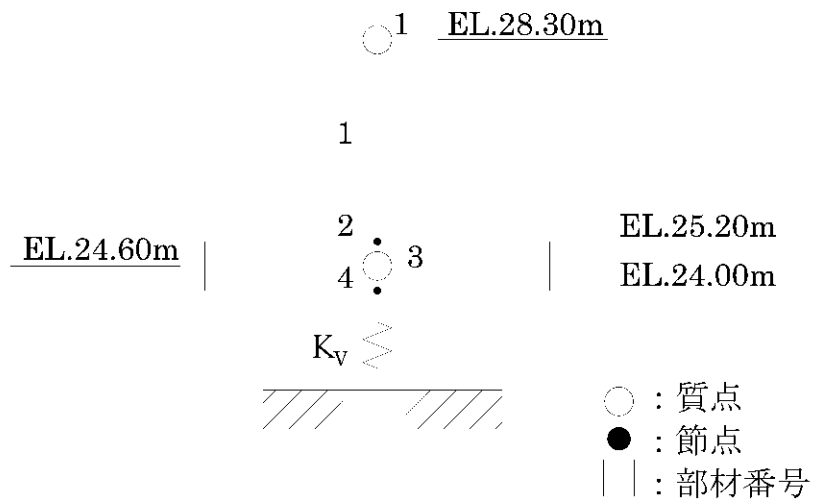
(注4) 基準地震動 S_s 各波を包絡した検討

(注5) 基礎へ入力される地震荷重は、接地圧との関連が深いので、基礎への入力の検討は、接地圧による検討を行う。

第1-2図 検討フロー



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

第 1-3 図 連絡通路の地震応答解析モデル

2. 検討結果

2.1 基礎地盤の検討

2.1.1 検討内容

連絡通路について、組合せ係数法による最大接地圧と時刻歴和による接地圧の最大値とを比較して、組合せ係数法による最大接地圧が、時刻歴和による接地圧の最大値と同等又は保守的であることを確認する。

組合せ係数法による最大接地圧が、時刻歴和による接地圧の最大値と同等又は保守的と言えない場合には、接地圧への影響検討として、材料物性のばらつき等を考慮した組合せ係数法による最大接地圧に、最大接地圧の比による割増し係数を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

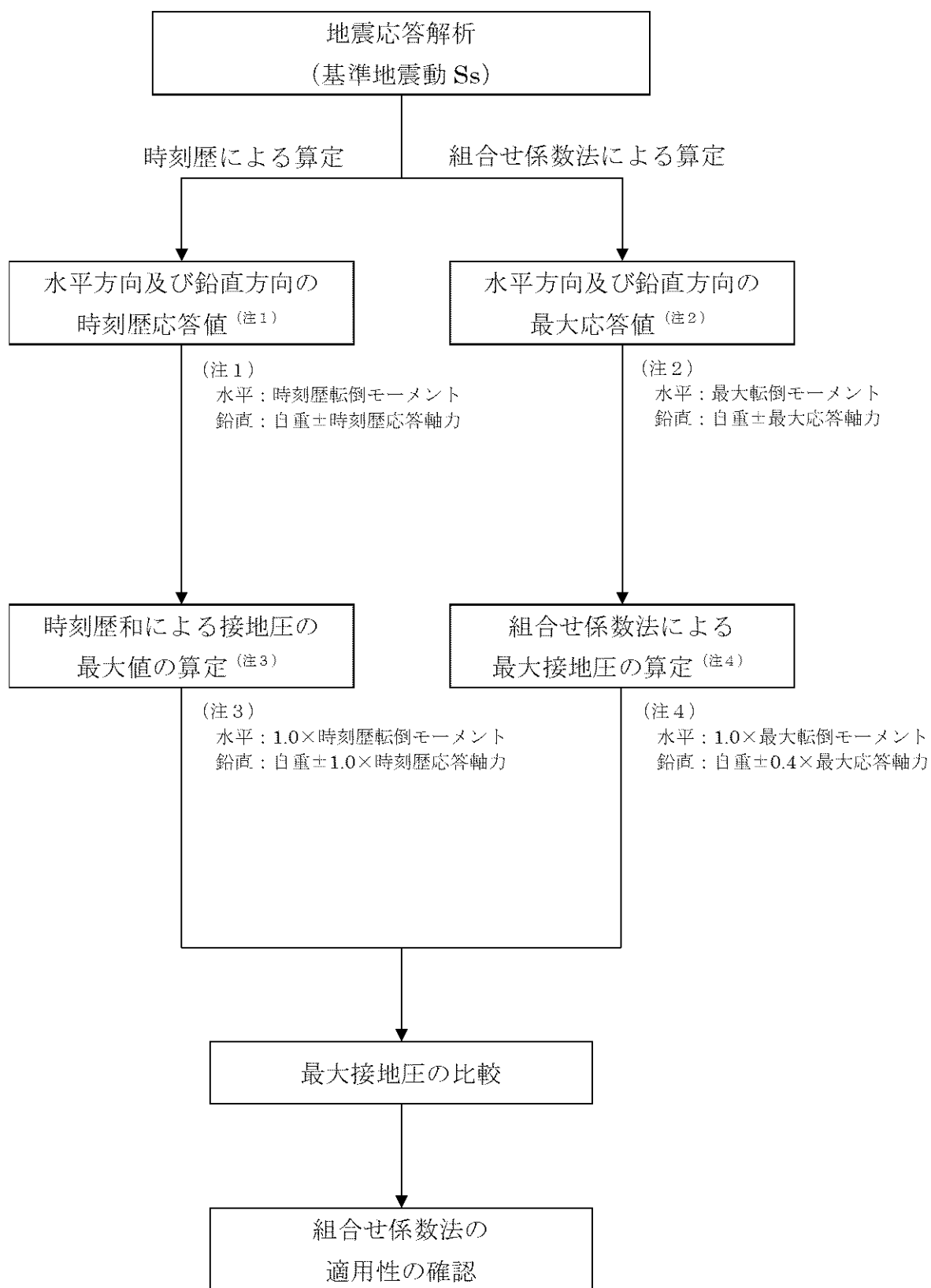
以上より、接地圧の評価において、組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認する。

検討に用いる地震動は、基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 とする。

組合せ係数法による最大接地圧は、自重、最大転倒モーメント及び最大応答軸力に 0.4（組合せ係数）を乗じた鉛直力から算定する。

これに対して、時刻歴和による接地圧の最大値は、自重、時刻歴転倒モーメント及び時刻歴応答軸力から、時刻ごとに算定した接地圧の最大値とする。

基礎地盤の検討フローを第 2-1 図に示す。



第2-1図 基礎地盤の検討フロー

2.1.2 検討結果

連絡通路について、組合せ係数法による最大接地圧 (①)、時刻歴和による接地圧の最大値 (②) 及び最大接地圧の比 (①/②) を第 2-1 表に示す。

検討の結果、組合せ係数法による最大接地圧が、時刻歴和による接地圧の最大値に比べて保守的な値となっていることから、接地圧の評価において、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。

第 2-1 表 最大接地圧の比較^(注)

(a) 基準地震動 Ss-1

	NS 方向		EW 方向	
	+鉛直方向	-鉛直方向	+鉛直方向	-鉛直方向
①組合せ係数法による最大接地圧(N/mm ²)	0.200		0.152	
②時刻歴和による接地圧の最大値(N/mm ²)	0.181	0.183	0.147	0.144
最大接地圧の比 (①/②)	1.10	1.09	1.03	1.06

(b) 基準地震動 Ss-2

	NS 方向		EW 方向	
	+鉛直方向	-鉛直方向	+鉛直方向	-鉛直方向
①組合せ係数法による最大接地圧(N/mm ²)	0.155		0.137	
②時刻歴和による接地圧の最大値(N/mm ²)	0.148	0.148	0.130	0.127
最大接地圧の比 (①/②)	1.05	1.05	1.05	1.08

(注) 基本ケースによる検討結果を示す。

2.2 上部構造の検討

2.2.1 検討内容

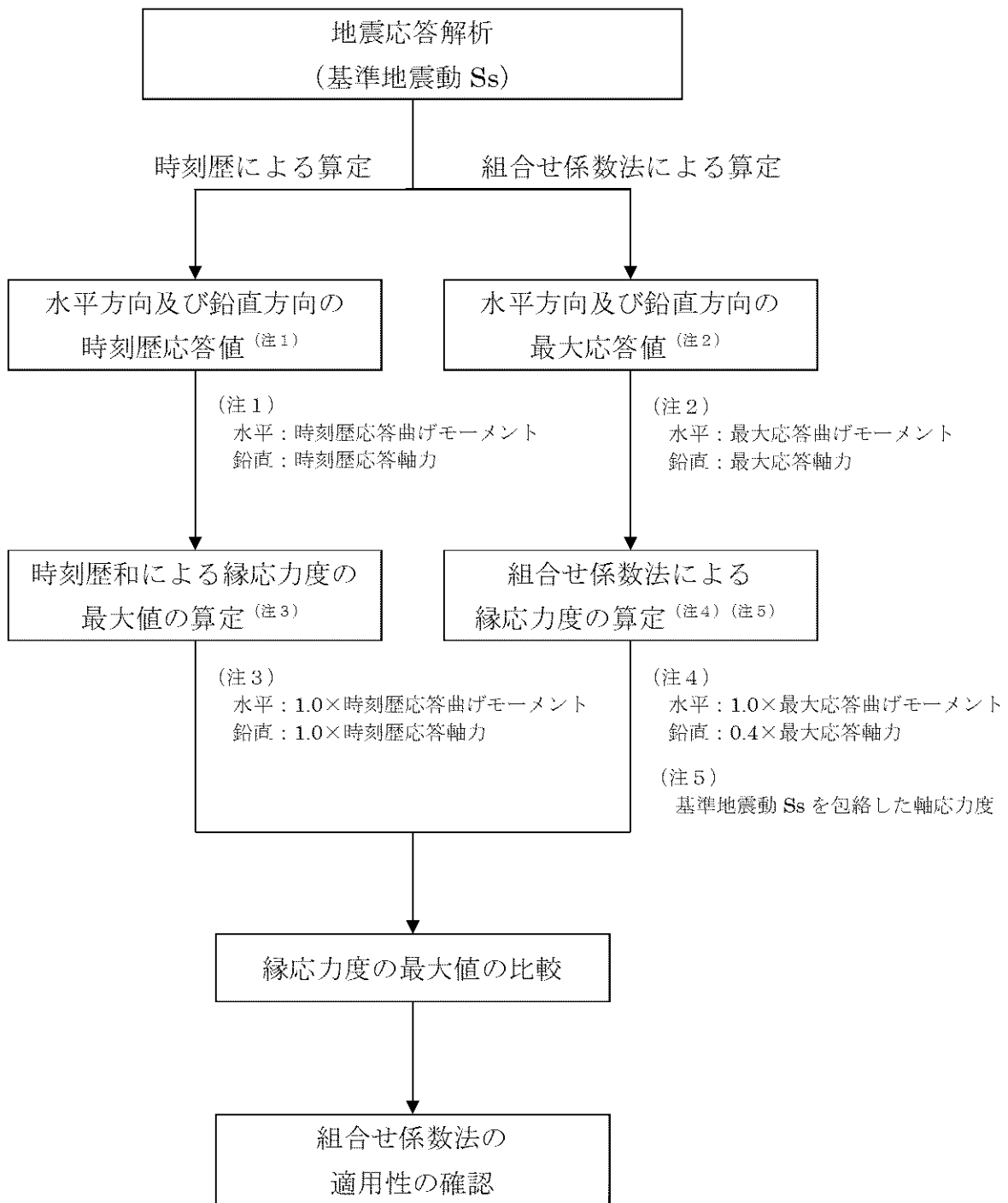
連絡通路の壁について、組合せ係数法による縁応力度と時刻歴和による縁応力度の最大値とを比較し、組合せ係数法による縁応力度が時刻歴和による縁応力度の最大値と同等又は保守的であることを確認することにより、上部構造の評価において、組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認する。

検討に用いる地震動は、基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 とする。

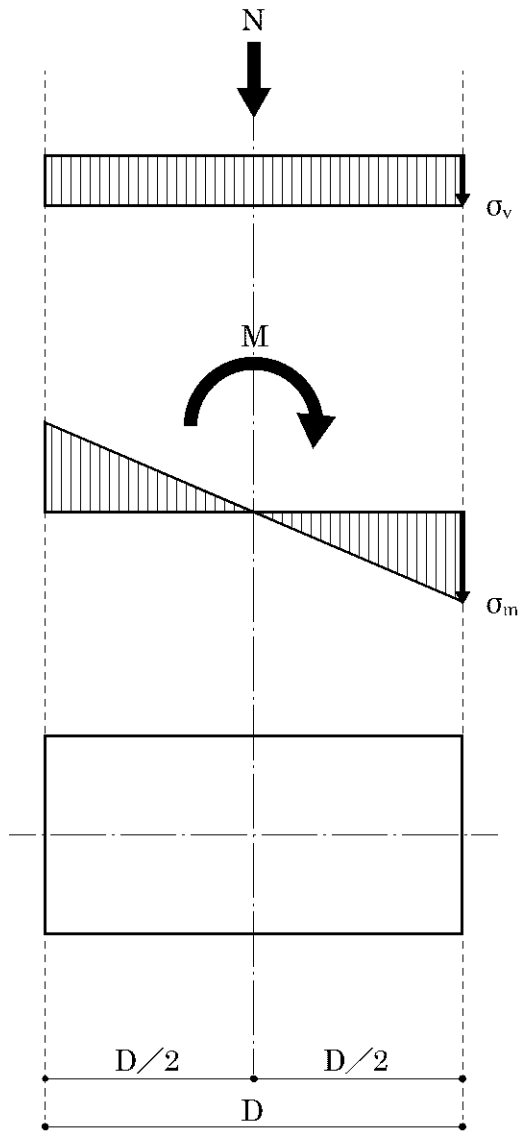
壁の縁応力度は、最大応答曲げモーメント及び最大応答軸力に 0.4（組合せ係数）を乗じた鉛直力から算定している。

これに対して、時刻歴和による縁応力度の最大値は、選定した地震動を用い、時刻ごとに、時刻歴応答曲げモーメントから算定した縁応力度と時刻歴応答軸力から算定した軸応力度の和の最大値とする。

上部構造の検討フローを第 2-2 図に、軸力による軸応力度及び曲げモーメントによる縁応力度の算定方法を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図 上部構造の検討フロー



軸力 N による軸応力度 σ_v 及び曲げモーメント M による縁応力度 σ_m は、以下のとおり算定される。

$$\sigma_v = \frac{N}{A_i}$$

ここで、

σ_v : 鉛直地震動による軸応力度
(N/mm^2)

N : 応答軸力(N)

A_i : i 層の断面積(mm^2)

$$\sigma_m = \frac{M}{Z_i}$$

ここで、

σ_m : 水平地震動による縁応力度
(N/mm^2)

M : 応答曲げモーメント
($\text{N} \cdot \text{mm}$)

Z_i : i 層の断面係数(mm^3)

$$Z_i = \frac{I_i}{(D/2)}$$

I_i : i 層の断面 2 次モーメント(mm^4)

D : 建屋幅(mm)

第 2-3 図 軸力による軸応力度及び曲げモーメントによる縁応力度の算定方法

2.2.2 検討結果

連絡通路について、地震動ごとに組合せ係数法を適用して算出した縁応力度 (①)、基準地震動 S_s による応答値を包絡し、組合せ係数法を適用して算出した縁応力度 (②)、時刻歴和による縁応力度の最大値 (③)、縁応力度の最大値の比 (①/③及び②/③) を第 2-2 表に示す。

検討の結果、組合せ係数法による縁応力度の最大値が、時刻歴和による縁応力度の最大値に比べて保守的な値となっていることから、上部構造の応力解析による評価において、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。

第2-2表 最大縁応力度の比較 (壁) (注)

(a) 基準地震動 Ss-1

方向	部材 番号	組合せ係数法 における縁応力度 (N/mm ²)		③ 時刻歴和に よる 縁応力度 (N/mm ²)	縁応力度の 最大値の比 (①/③)	縁応力度の 最大値の比 (②/③)
		① Ss-1	② Ss 包絡			
NS	1	1.13	1.13	1.12	1.01	1.01
EW	1	0.260	0.261	0.250	1.04	1.04

(b) 基準地震動 Ss-2

方向	部材 番号	組合せ係数法 における縁応力度 (N/mm ²)		③ 時刻歴和に よる 縁応力度 (N/mm ²)	縁応力度の 最大値の比 (①/③)	縁応力度の 最大値の比 (②/③)
		① Ss-2	② Ss 包絡			
NS	1	0.933	1.13	0.919	1.02	1.23
EW	1	0.216	0.261	0.204	1.06	1.28

(注) 基本ケースによる検討結果を示す。

3. まとめ

連絡通路の耐震評価における組合せ係数法の適用性を確認する目的で、水平方向及び鉛直方向の荷重の組合せに組合せ係数法を適用した場合と、水平方向及び鉛直方向の地震応答を時々刻々重ね合わせた場合との評価結果の比較を行い、以下の結果が得られた。

(1) 基礎地盤の検討結果

組合せ係数法による最大接地圧が、時刻歴和による接地圧の最大値に比べて保守的な値となっていることから、接地圧の評価において、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。

(2) 上部構造物の検討結果

組合せ係数法による縁応力度の最大値が、時刻歴和による縁応力度の最大値に比べて保守的な値となっていることから、上部構造物の評価において、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。

以上の結果より、連絡通路の耐震評価において、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。

9-12. 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せ
に関する検討

目 次

	頁
1. 検討の目的	1
2. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価に用いる地震動	2
2.1 川内原子力発電所の基準地震動	2
2.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価に用いる地震動	4
3. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価	5
3.1 水平方向及び鉛直方向地震力の組合せによる従来設計手法の考え方	5
3.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価方法	7
3.3 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位の抽出	11
3.4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位の抽出結果	26
3.5 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価方針	27
3.6 基礎（矩形の基礎版）の検討	28
3.7 まとめ	51

1. 検討の目的

新たに制定された「実用発電用原子炉及びその付属施設の技術基準に関する規則（平成 25 年 6 月 28 日原子力規制委員会規則第 6 号）」は、従前の耐震設計審査指針から充実が図られている。

そのうち、新たに要求された水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せについて、「耐震設計に係る工認審査ガイド」において、以下の内容が示されている。

耐震設計に係る工認審査ガイド（抜粋）

3.5.2 水平方向及び鉛直方向地震力の組合せ（4.4.2 及び 5.5.2 も同様）

水平方向及び鉛直方向地震力の組合せを適切に行っていることを確認する。

(1) 動的な地震力の組合せ

水平 2 方向及び鉛直方向の地震力による応力の組合せを簡易的に行う際には、各方向の入力地震動の位相特性や建物・構築物の構造、応答特性に留意し、非安全側の評価にならない組合せ方法を適用していること。

各方向の入力地震動の位相特性や建物・構築物の三次元応答特性により応答の同時性を考慮する必要がある場合は、各方向の各時刻歴での応答を逐次重ね合わせる等の方法により、応答の同時性を考慮していること。

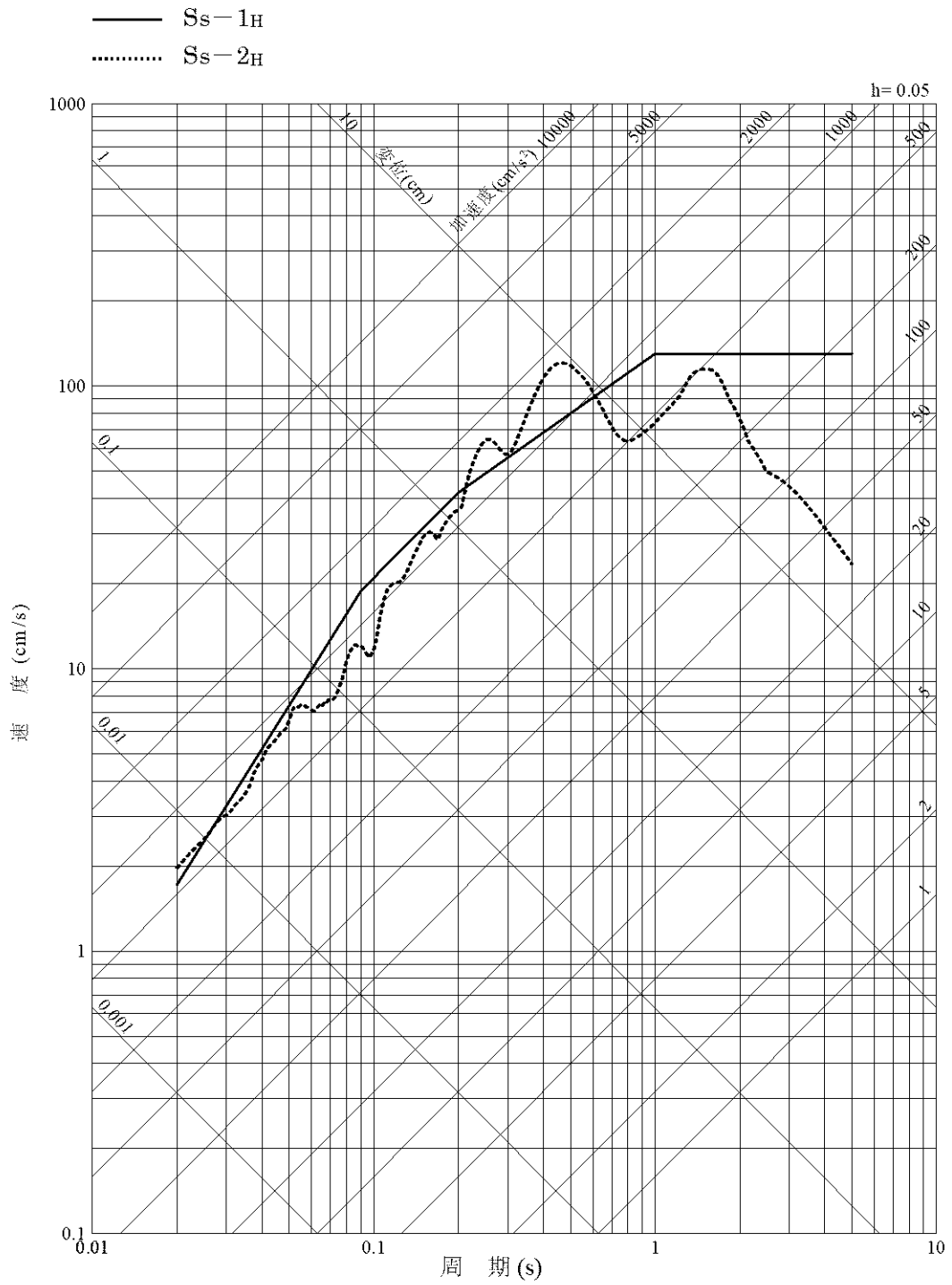
上記審査ガイドを踏まえ、従来の設計手法における水平 1 方向及び鉛直方向地震力を組み合わせた耐震計算に対して、施設の構造特性から水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性があるものを抽出し、施設が有する耐震性に及ぼす影響を評価する。

2. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価に用いる地震動

2.1 川内原子力発電所の基準地震動

川内原子力発電所の基準地震動 S_s は、「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」と「震源を特定せず策定する地震動」を評価して、これらの評価結果に基づき策定している。「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」としては、応答スペクトルに基づく地震動評価及び断層モデルを用いた手法による地震動評価を行い、その評価結果を踏まえ、応答スペクトルに基づく地震動として基準地震動 S_{s-1} を策定している。また、「震源を特定せず策定する地震動」として基準地震動 S_{s-2} を策定している。

基準地震動 S_{s-1} 及び S_{s-2} の応答スペクトル（水平方向）を第 2.1-1 図に示す。



第 2.1-1 図 基準地震動の応答スペクトル (水平方向)

2.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価に用いる地震動

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価には、川内原子力発電所の基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 を用いる。基準地震動 S_s については、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の概要」による。

3. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価

3.1 水平方向及び鉛直方向地震力の組合せによる従来設計手法の考え方

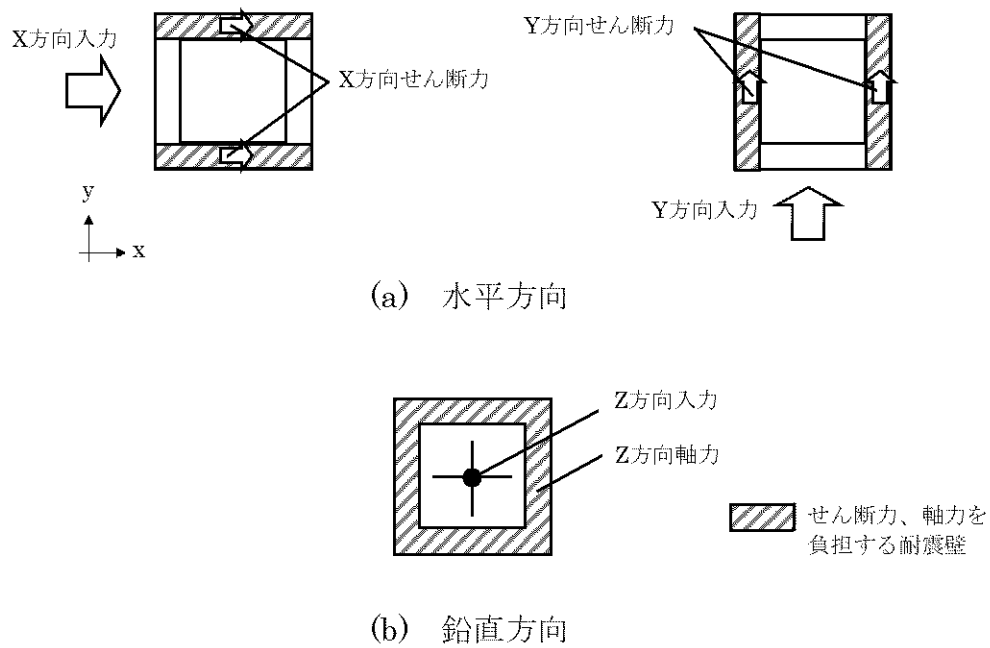
従来の設計手法では、建物・構築物の地震応答解析において、水平方向及び鉛直方向の地震動を、質点系モデルに対して方向ごとに入力し、解析を行っている。また、原子力発電所施設における建物・構築物は、全体形状及び平面レイアウトから、地震力を主に耐震壁で負担する構造であり、剛性の高い設計としている。

水平方向の地震力に対しては、せん断力について評価することを基本とし、建物・構築物に生じるせん断力に対して、地震時の力の流れが明解となるように、直交する 2 方向に釣合いよく配置された鉄筋コンクリート造耐震壁を主な耐震要素として構造計画を行う。地震応答解析は、水平 2 方向の耐震壁に対して、それぞれ剛性を評価し、各水平方向に対して解析を行っている。したがって、建物・構築物に対し水平 2 方向の入力がある場合、各方向から作用する地震力を負担する部位が異なるため、水平 2 方向の入力がある場合の評価は、水平 1 方向にのみ入力がある場合と同等な評価となる。

鉛直方向の地震力に対しては、軸力について評価することを基本としている。建物・構築物に生じる軸力に対して、鉄筋コンクリート造耐震壁を主な耐震要素として構造計画を行う。

入力方向ごとの耐震要素について、第 3.1-1 図に示す。

また、添付資料 9-13 「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震計算書」における建物・構築物の応力解析による評価は、地震応答解析により算出された応答を水平 1 方向及び鉛直方向に組み合わせて行っている。



第 3.1-1 図 入力方向ごとの耐震要素

3.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価方法

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）において、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した場合に影響を受ける可能性がある部位の評価を行う。

評価対象は、耐震重要施設及びその間接支持構造物、常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設並びにこれらの施設への波及的影響防止のために耐震評価を行う部位とする。

対象とする部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性から、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性のある部位を抽出する。

応答特性から抽出された、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性のある部位は、従来の設計手法による荷重又は応力の算出結果等を水平 2 方向及び鉛直方向に組み合わせ、各部位に発生する荷重や応力を算出し、各部位が有する耐震性への影響を確認する。

各部位が有する耐震性への影響が確認された場合は、詳細な手法を用いた検討等、新たに設計上の対応策を講じる。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価のフローを第 3.2-1 図に示す。

① 耐震評価上の構成部位の整理

建物・構築物における耐震評価上の構成部位を整理し、連絡通路において該当する耐震評価上の構成部位を網羅的に確認する。

② 応答特性の整理

建物・構築物における耐震評価上の構成部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性を整理する。応答特性は、荷重の組合せによる影響が想定されるもの及び 3 次元的な建屋挙動から影響が想定されるものに分けて整理する。

③ 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出

整理した耐震評価上の構成部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性のうち、荷重の組合せによる応答特性を検討する。水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、荷重の組合せによる応答特性により、有する耐震性への影響が想定される部位を抽出する。

④ 3次元的な応答特性が想定される部位の抽出

荷重の組合せによる応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位について、3次元的な応答特性を検討する。水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、3次元的な応答特性により、有する耐震性への影響が想定される部位を抽出する。

⑤ 3次元 FEM モデルによる精査

3次元的な応答特性が想定される部位として抽出された部位について、3次元 FEM モデルを用いた精査を行い、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより、有する耐震性への影響が想定される部位を抽出する。

また、3次元的な応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位についても、局所応答の観点から、3次元 FEM モデルによる精査を行い、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより、有する耐震性への影響が想定される部位を抽出する。

⑥ 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価においては、添付資料9-13「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震計算書」に示す水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価の荷重又は応力の算出結果等を用い、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせる方法として、米国 Regulatory Guide 1.92^(注)の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法(1.0 : 0.4 : 0.4)に基づいて地震力を設定する。水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに対する組合せ係数法(1.0 : 0.4 : 0.4)の適用性については、平成27年3月18日付け原規規発第1503181号にて認可された工事計画に係る補足説明資料-3の補足1「水平2方向及び鉛直方向地震力における組合せ係数法の適用について」による。

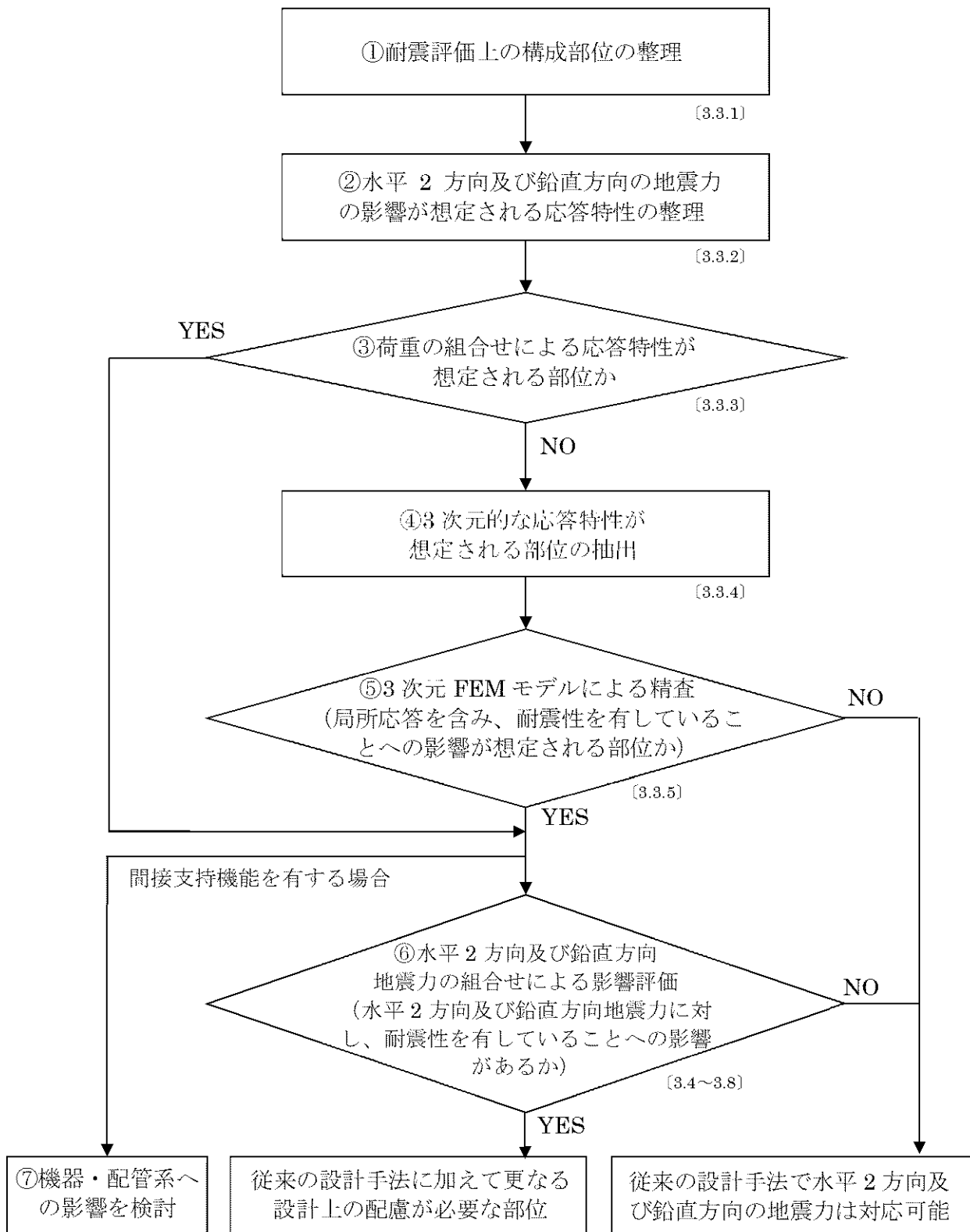
評価対象として抽出した耐震評価上の構成部位について、荷重又は構造部材の発生応力を適切に組み合わせることで、各部位の設計上の許容値に対する評価を行い、各部位が有する耐震性への影響を評価する。

(注) Regulatory Guide (RG) 1.92 “ Combining modal responses and spatial components in seismic response analysis ”

⑦ 機器・配管系への影響検討

評価対象として抽出された部位が、耐震重要施設、常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設の機器・配管系の間接支持機能を有する場合、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響を確認する。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響が確認された場合、機器・配管系の影響評価に反映する。



(注) [] 内は、検討内容を記載した箇所を示す。

第 3.2-1 図 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価のフロー

3.3 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位の抽出

3.3.1 耐震評価上の構成部位の整理

建物・構築物における耐震評価上の構成部位を整理し、連絡通路において、該当する耐震評価上の構成部位を網羅的に確認した。確認した結果を第 3.3-1 表に示す。

第 3.3-1 表 連絡通路における耐震評価上の構成部材の整理

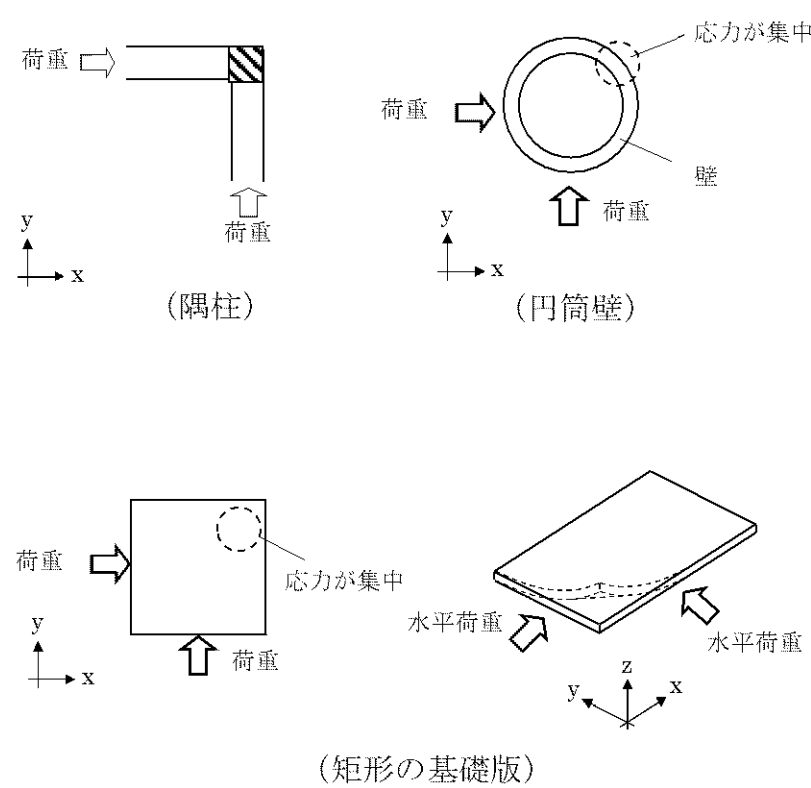
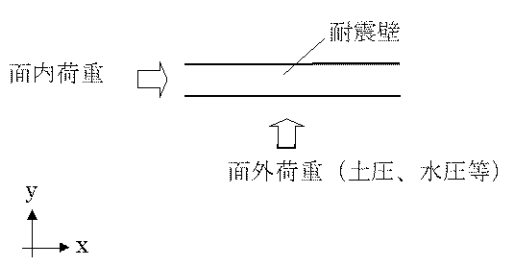
耐震評価部位		連絡通路
柱	一般部	—
	隅部	—
	地下部	—
はり	一般部	—
	地下部	—
	鉄骨トラス	—
壁	一般部	○
	斜め部	—
	地下部	—
	鉄骨ブレース	—
	水密扉	—
床・屋根	一般部	○
基礎	矩形	○

凡例 ○：対象の部材有り、—：対象の部材なし

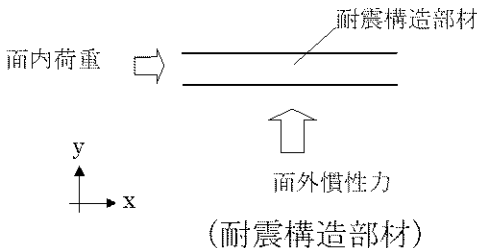
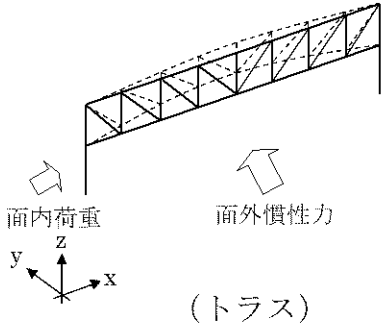
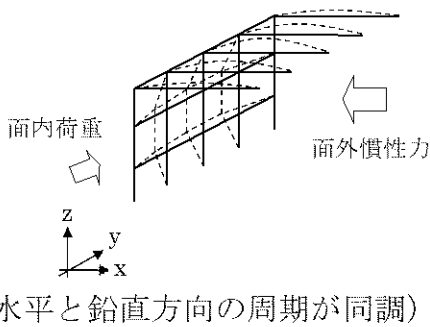
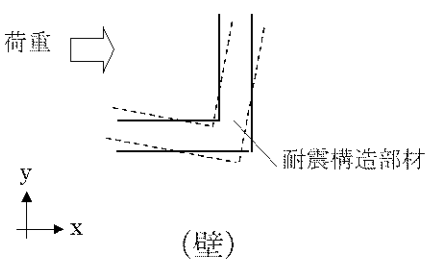
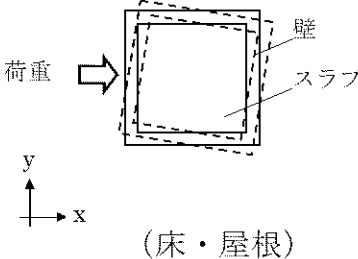
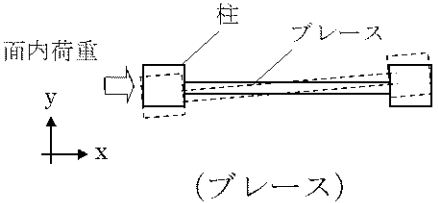
3.3.2 応答特性の整理

建物・構築物における耐震評価上の構成部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性を整理した。応答特性は、荷重の組合せによる影響が想定されるもの及び 3 次元的な建屋挙動から影響が想定されるものに分けて整理した。整理した結果を第 3.3-2 表及び第 3.3-3 表に示す。また、応答特性を踏まえ、耐震評価上の構成部位に対する水平 2 方向入力のを考え方を第 3.3-4 表に示す。

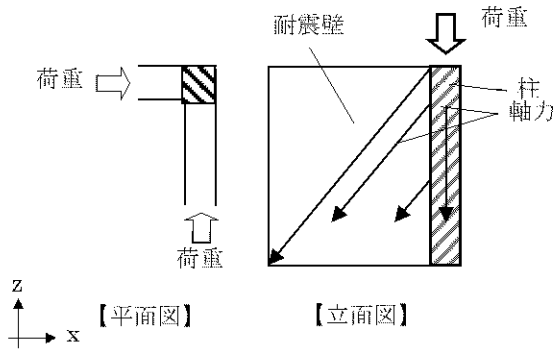
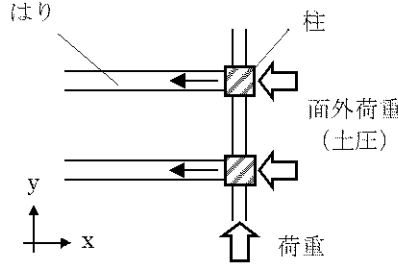
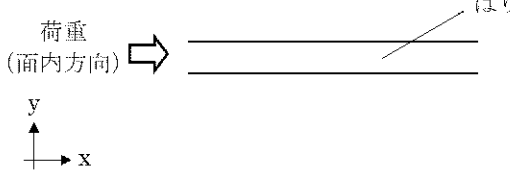
第 3.3-2 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響が想定される応答特性（荷重の組合せによる応答特性）

荷重の組合せによる 応答特性	影響想定部位
<p>①-1</p> <p>直交する水平 2 方向の荷重 が、応力とし て集中</p>	<p>応力の集中する隅柱等 (例)</p>  <p>(隅柱)</p> <p>(円筒壁)</p> <p>(矩形の基礎版)</p>
<p>①-2</p> <p>面内方向の荷 重を負担しつ つ、面外方向 の荷重が作用</p>	<p>土圧を負担する地下耐震壁等 水圧を負担するピット等 (例)</p>  <p>耐震壁</p> <p>面外荷重（土圧、水圧等）</p>

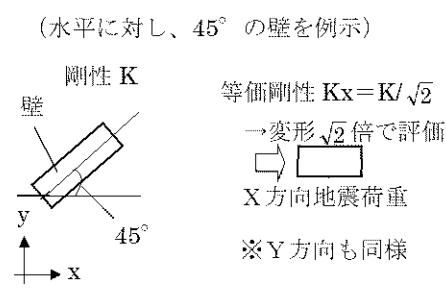
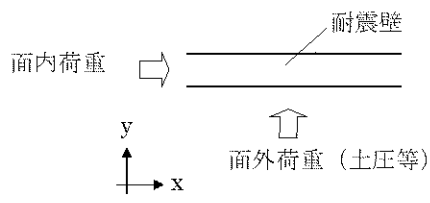
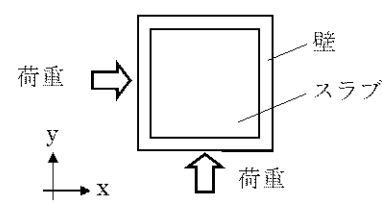
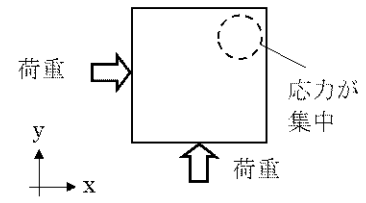
第 3.3-3 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響が想定される応答特性 (3 次元的な応答特性)

3 次元的な応答特性	影響想定部位
<p>②-1</p> <p>面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい</p>	<p>大スパン又は吹抜部に設置された部位</p> <p>(例)</p>  <p>面内荷重</p> <p>耐震構造部材</p> <p>面外慣性力 (耐震構造部材)</p>  <p>面内荷重</p> <p>面外慣性力</p> <p>(トラス)</p>  <p>面内荷重</p> <p>面外慣性力</p> <p>(水平と鉛直方向の周期が同調)</p>
<p>②-2</p> <p>加振方向以外の方向に励起される振動が発生</p>	<p>塔状構造物等を含む、ねじれ挙動が想定される建物・構築物</p> <p>(例)</p>  <p>荷重</p> <p>耐震構造部材</p> <p>(壁)</p>  <p>荷重</p> <p>壁</p> <p>スラブ</p> <p>(床・屋根)</p>  <p>面内荷重</p> <p>柱</p> <p>ブレース</p> <p>(ブレース)</p>

第 3.3-4 表 耐震評価上の各部位に対する水平 2 方向入力のかえ方(1/2)

耐震評価上の構成部材		水平 2 方向入力のかえ方
柱	一般部	耐震壁付の構造の場合、水平入力による影響は小さい。
	隅部 (端部含む)	<p>直交する地震荷重が同時に作用。 但し、耐震壁付きの隅柱は、軸力が耐震壁に分散されることで、影響は小さい。</p>  <p>【平面図】 【立面図】</p>
	地下部	<p>外周部耐震壁付のため、水平入力による影響は小さい。 土圧が作用する方向にあるはり及び壁が応力を負担することで、水平面外入力による影響は小さい。</p> 
はり	一般部	<p>1 方向のみ地震荷重を負担し、床による面外地震荷重負担による影響は小さい。 吹抜部にあるはりの面外地震荷重の影響未把握。</p> 
	地下部	<p>外周部耐震壁付のため、水平入力による影響は小さい。 地下部分のりは、直交する方向からの地震時面外土圧荷重も受けるが、はりに床が接続される（吹抜けとならない）場合、水平入力による影響は小さい。</p>
	鉄骨トラス	<p>1 方向のみ地震荷重を負担するため水平入力による影響は小さい。 床による拘束があるため、面外荷重の影響は小さい。</p>
壁	一般部	<p>1 方向のみ地震荷重を負担することを基本。直交する方向（面外）及びねじれによる荷重増分は影響未把握。</p>

第 3.3-4 表 耐震評価上の各部位に対する水平 2 方向入力の方(2/2)

耐震評価上の構成部材		水平 2 方向入力の方
壁	斜め部	<p>1 方向地震荷重は角度に応じた等価なせん断剛性としたひずみで評価。 直交する方向（面外）及びねじれによる荷重増分は影響未把握。</p> <p>(水平に対し、45° の壁を例示)</p>  <p>剛性 K</p> <p>等価剛性 $K_x = K / \sqrt{2}$ →変形 $\sqrt{2}$ 倍で評価 X 方向地震荷重 ※Y 方向も同様</p>
	地下部	<p>地下部分の耐震壁は、直交する方向からの地震時面外土圧荷重も受ける。</p>  <p>面内荷重</p> <p>耐震壁</p> <p>面外荷重 (土圧等)</p>
	鉄骨 ブレース	<p>1 方向のみ地震荷重を負担することを基本。ねじれによる荷重増分は影響度未把握。</p>
床、 屋根	一般部	<p>スラブは四方が壁で固定され、水平方向に変形しにくい構造となっており、水平地震力の影響は小さい。ねじれによる荷重増分は影響未把握。</p>  <p>荷重</p> <p>壁</p> <p>スラブ</p> <p>荷重</p>
基礎	基礎版 (矩形)	<p>直交する水平 2 方向の地震力により、集中応力が作用する。</p>  <p>荷重</p> <p>応力が集中</p> <p>荷重</p>

3.3.3 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出

第 3.3-1 表に示す耐震評価上の構成部位のうち、第 3.3-2 表に示す荷重の組合せによる応答特性により、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を抽出した。抽出した結果を第 3.3-5 表に示す。

応答特性①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位として、連絡通路の基礎を抽出した。

(1) 壁

矩形の壁は、地震力の負担について方向性を持っており、①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位は存在しない。

また、①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位も存在しない。

(2) 床及び屋根

床及び屋根は、地震力の負担について方向性を持っており、①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位は存在しない。

また、①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位も存在しない。

(3) 基礎

①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、矩形の基礎版が考えられる。

連絡通路の矩形の基礎版は、隅部への応力集中が考えられるため、①-1に該当するものとして抽出した。

また、①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、基礎版は該当しない。

第 3.3-5 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響の確認が必要な部位の抽出
(荷重の組合せによる応答特性によるスクリーニング)

耐震評価部位		連絡通路
柱	一般部	—
	隅部	—
	地下部	—
はり	一般部	—
	地下部	—
	鉄骨トラス	—
壁	一般部	該当なし
	斜め部	—
	地下部	—
	鉄骨ブレース	—
	水密扉	—
床・屋根	一般部	該当なし
基礎	矩形	①-1 要

凡例 要：評価必要

①-1：応答特性「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」

①-2：応答特性「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」

3.3.4 3次元的な応答特性が想定される部位の抽出

第 3.3-1 表に示す耐震評価上の構成部位のうち、荷重の組合せによる応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位について、第 3.3-3 表に示す 3次元的な応答特性により、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を抽出した。抽出した結果を第 3.3-6 表に示す。

応答特性②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位及び応答特性②-2「加振方向以外の方向に励起される振動が発生」する部位として、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価が必要な部位は抽出されなかった。

(1) 壁

連絡通路の一般部の壁について、面外慣性力の影響が大きくなるような大スパン又は吹抜部の壁は存在しないことから、②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位には該当しない。また、連絡通路の壁は、各方向にバランスよく耐震壁が配置されており、ねじれの無い構造のため、②-2「加振方向以外の方向に励起される振動の発生」する部位には該当しない。

(2) 床及び屋根

床及び屋根は、②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位としては、該当しない。

また、②-2「加振方向以外の方向に励起される振動が発生」する部位としては、該当しない。

(3) 基礎

矩形の基礎版は、3.3.3 で抽出されているため、該当しない。

第 3.3-6 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響の確認が必要な部位の抽出
(3 次元的な応答特性を踏まえたスクリーニング)

耐震評価部位		連絡通路
柱	一般部	—
	隅部	—
	地下部	—
はり	一般部	—
	地下部	—
	鉄骨トラス	—
壁	一般部	否
	斜め部	—
	地下部	—
	鉄骨ブレース	—
	水密扉	—
床・屋根	一般部	否
基礎	矩形	要

- 凡例 要：荷重の組合せによる応答特性によるスクリーニングで抽出済み、
否：評価不要、
②-1：応答特性「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」
②-2：応答特性「加振方向以外の方向に励起される振動が発生」

3.3.5 3次元 FEM モデルによる精査

連絡通路について、応答特性②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位及び応答特性②-2「加振方向以外の方向に励起される振動が発生」する部位として、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価が必要な部位は抽出されなかった。

但し、3 次元的な応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位を含め、耐震評価部位全般について、局所応答の観点から、3 次元 FEM モデルによる精査を行った。

連絡通路は、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-19「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」において局所応答の検討を行った原子炉補助建屋と同様に、各方向にバランスよく耐震壁が配置され、地震力を主に耐震壁で負担する構造である。したがって、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-19「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」及び平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料-3 の知見を用いて、局所応答に対する 3 次元 FEM モデルによる精査を行った。3 次元 FEM モデルを用いた精査の結果を第 3.3-7 表に示す。

平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-19「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」及び平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料-3 では、原子炉補助建屋について、水平 2 方向及び鉛直方向入力時の最大応答加速度から、水平 1 方向入力時に対する増分を考慮して、局所応答を踏まえた耐震壁のひずみを評価し、その影響を検討している。その結果、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、建屋が有する耐震性への影響は想定されず、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う必要がある部位は抽出されなかったとしている。平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-19「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」及び平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料-3 より、原子炉補助建屋の 3 次元 FEM モデルの概要図を第 3.3-1 図に示す。また、3 次元 FEM モデルによる精査の詳細については、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料-3 の別

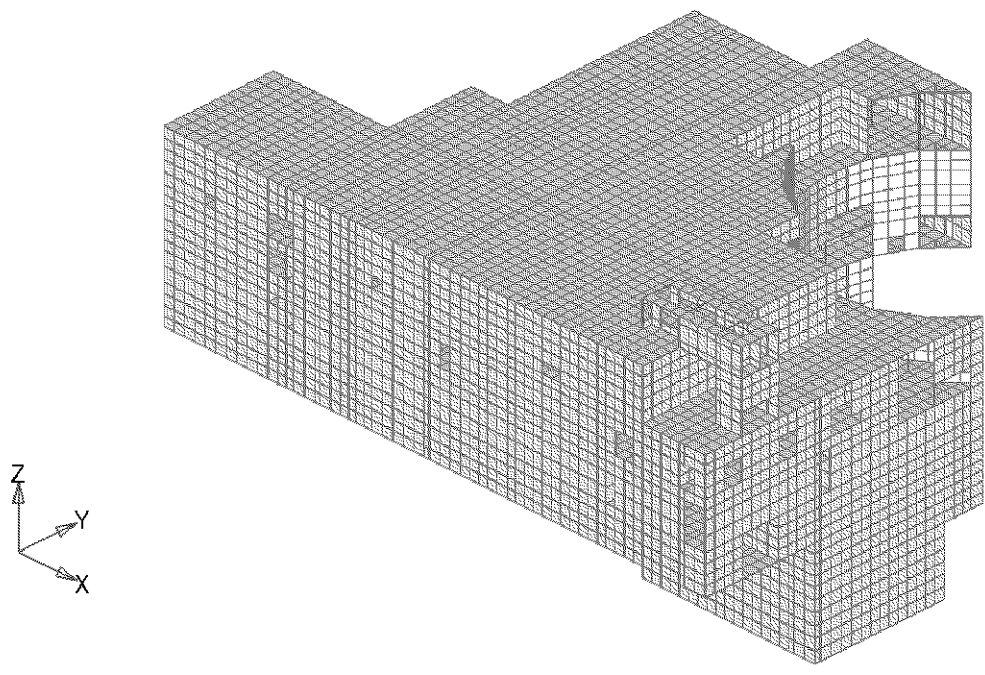
紙 2 に示す。

以上より、連絡通路についても、建屋が有する耐震性への影響は想定されないことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う必要がある部位は抽出しない。

第 3.3-7 表 3 次元 FEM モデルを用いた精査

対 象		3 次元的な 応答特性 (②-1、 ②-2)	3 次元 FEM モデルを 用いた精査方法	3 次元 FEM モデルを 用いた精査結果
耐震 評価部位	建物・構築物 ^(注)			
耐震評価 部位全般	<ul style="list-style-type: none"> ・ 連絡通路 ・ <u>原子炉補助建屋</u> 	局所的な 応答	水平 2 方向及び鉛直方向入力時の最大応答加速度から、水平 1 方向入力時に対する増分を考慮して、局部応答を踏まえた耐震壁のひずみを評価し、影響を検討	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、原子炉補助建屋が有する耐震性への影響は想定されないため抽出しない。

(注) 下線は、評価する建物・構築物を示す。なお、局所応答に対する 3 次元 FEM モデルを用いた精査については、平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画の添付資料 3-19 「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」及び平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料-3 の知見を用いて評価を行っている。したがって、原子炉補助建屋は、今回工認における評価対象建屋ではないが、建物・構築物に含まれている。



構造部材

- 壁、屋根、床、基礎 : シェル要素
- 柱、はり : はり要素

第 3.3-1 図 原子炉補助建屋の 3 次元 FEM モデルの概要図

3.4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位の抽出結果

3.4.1 連絡通路における影響評価部位の抽出結果

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定されるとして抽出した部位を第 3.4-1 表に示す。

応答特性①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位として、連絡通路の基礎について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

3.4.2 機器・配管系への影響が考えられる部位の抽出

連絡通路において、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価対象として抽出した耐震評価上の構成部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響から、機器・配管系への影響の可能性のある部位を抽出した。

連絡通路の基礎は、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せにより応力が集中する部位であるが、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応答値への影響がないため、機器・配管系への影響の可能性はない。

第 3.4-1 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる
影響の確認が必要な部位

応答特性	耐震評価 部位		対象建物・構築物
	基礎	矩形	
①-1	基礎	矩形	・連絡通路

凡例 ①-1：応答特性「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」

3.5 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価方針

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位として抽出された部位について、基準地震動 S_s を用い、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を評価した。影響評価は、添付資料 9-13「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震計算書」の各部位の解析モデル及び地震力を用いた。影響評価に用いる地震動を第 3.5-1 表に示す。

また、影響評価に用いる地震力は、基準地震動 S_s の各方向地震成分により個別に計算した最大応答値を用い、水平 2 方向及び鉛直方向地震力を組み合わせる方法として、米国 Regulatory Guide 1.92^(注) の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法(1.0 : 0.4 : 0.4)に基づいて評価する。

(注) Regulatory Guide (RG) 1.92 “ Combining modal responses and spatial components in seismic response analysis ”

第 3.5-1 表 影響評価に用いる地震動

影響評価部位		対象建物・構築物	影響評価に用いる地震動	備考
基礎	矩形	連絡通路	基準地震動 S_s-1 S_s-2	添付資料 9-13-2「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」の評価結果を用いるため、 S_s-1 及び S_s-2 を包絡した地震力とする。

3.6 基礎（矩形の基礎版）の検討

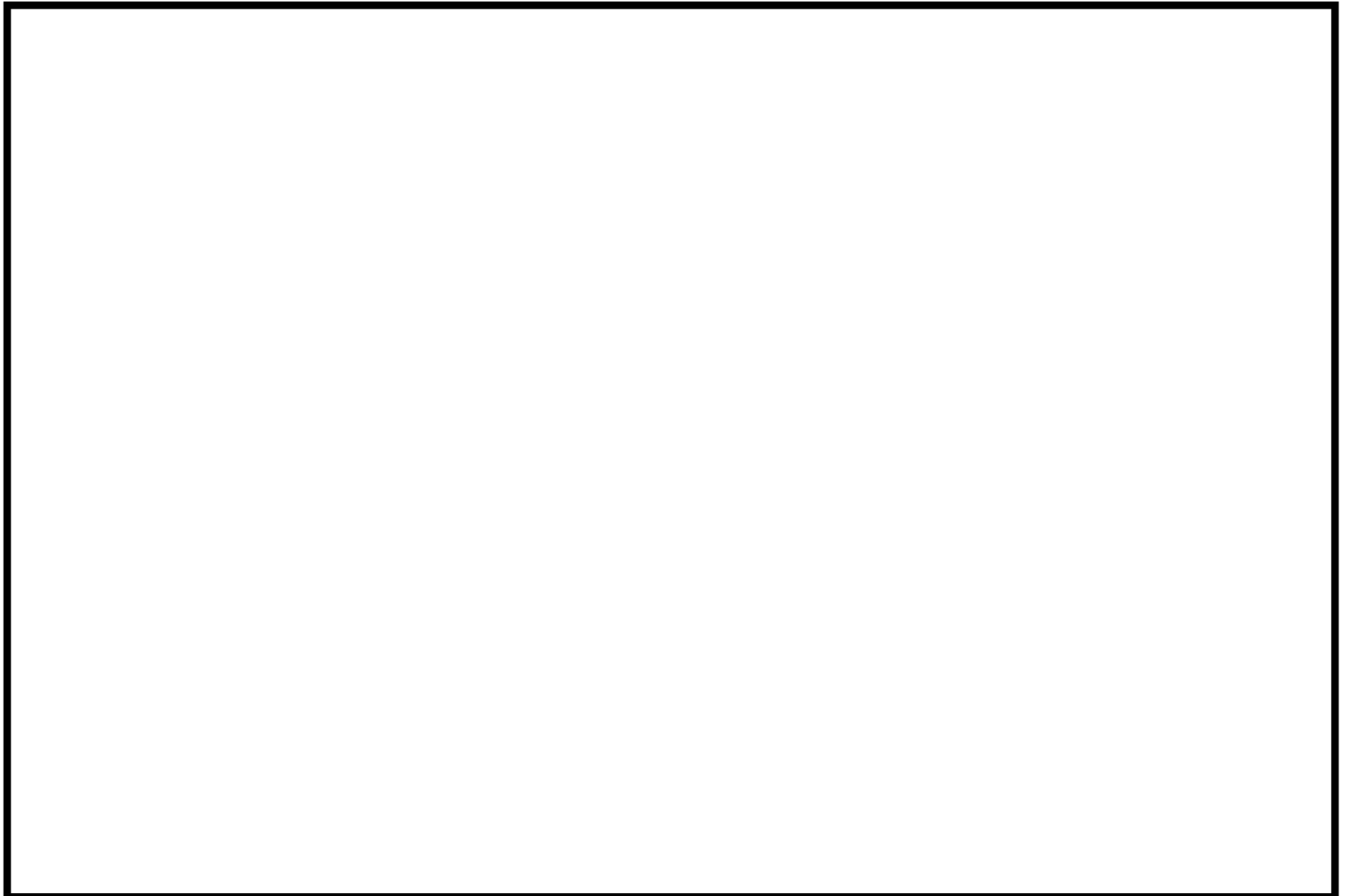
3.6.1 概要

矩形の基礎版は、「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位であり、隅部等に応力が集中する可能性がある。

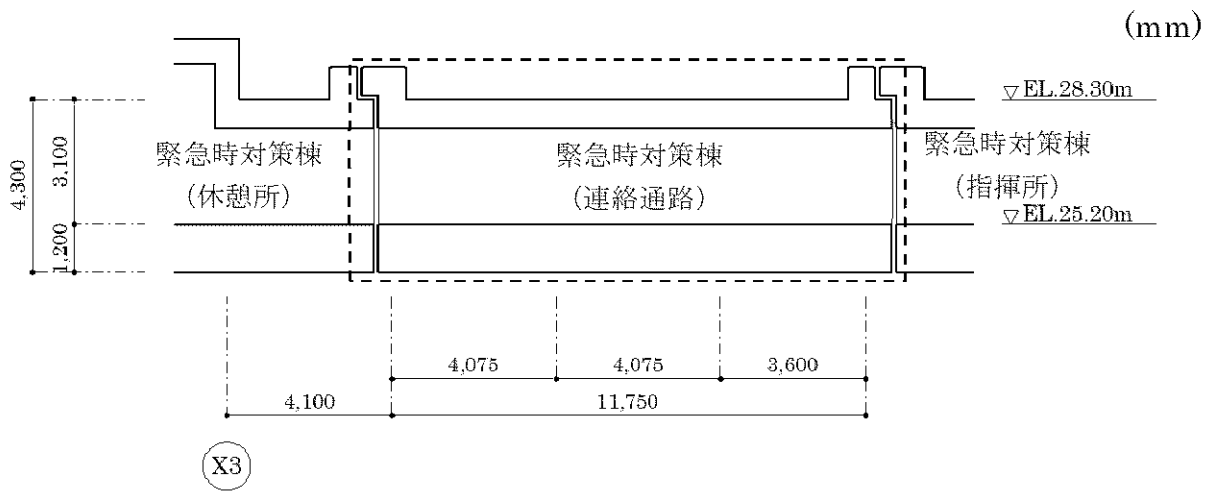
検討は、連絡通路の基礎を評価対象物として、基礎版に対して地震力を水平 2 方向及び鉛直方向から作用させた場合の検討を行う。

連絡通路の基礎の主要構造は、平面形状が東西方向約 12m、南北方向約 10m、厚さが約 1.2m の鉄筋コンクリート造べた基礎であり、岩盤に設置している。

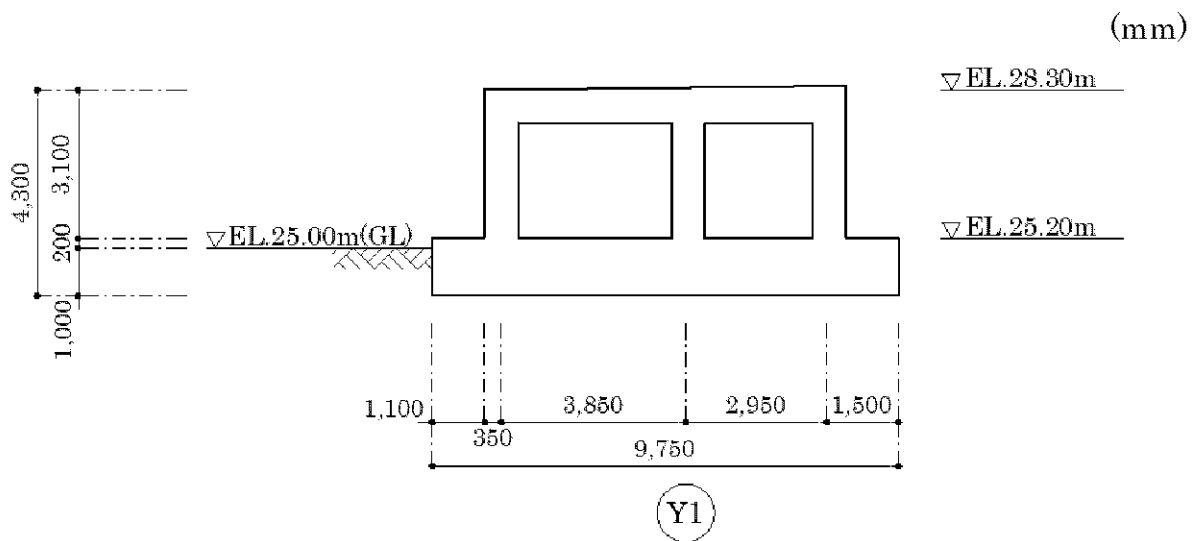
連絡通路の概略平面図及び概略断面図を第 3.6-1 図及び第 3.6-2 図に示す。



第 3.6-1 図 連絡通路の概略平面図



(a) A-A 断面



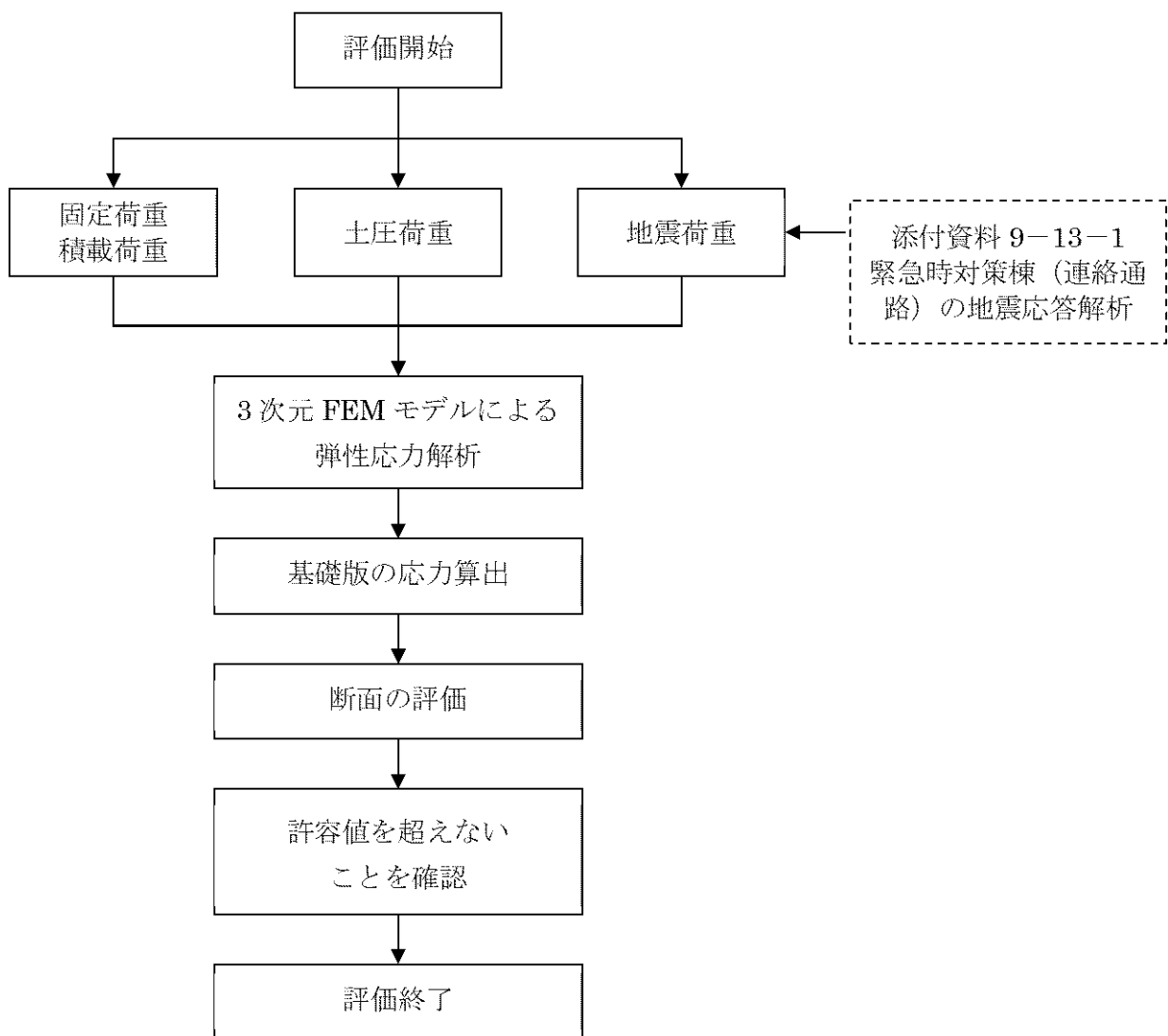
(b) B-B 断面

第 3.6-2 図 連絡通路の概略断面図

3.6.2 検討方針

「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位である連絡通路の基礎について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対して、3次元 FEM モデルによる弾性応力解析を行う。基準地震動 S_s による地震力が作用する状態（以下「 S_s 地震時」という。）を対象として、基礎版について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を評価する。

連絡通路の基礎について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対する検討フローを第 3.6-3 図に示す。



第 3.6-3 図 連絡通路の基礎の検討フロー

3.6.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重

a. 固定荷重 D 及び積載荷重 L

固定荷重は、壁、屋根及び基礎版の躯体重量及び仕上げ重量を考慮する。固定荷重を第 3.6-1 表に示す。

積載荷重は、屋根及び基礎版の単位面積当たりの積載荷重に加えて、機器荷重及び配管荷重を考慮する。積載荷重を第 3.6-2 表に示す。

第 3.6-1 表 固定荷重

部位	荷重 (kN/m ²)	備考
壁	24.0 ^(注) t	t : コンクリートの厚さ(m)
屋根	24.0 ^(注) t + W	t : コンクリートの厚さ(m) W : 仕上げ重量(kN/m ²)
基礎版	24.0 ^(注) t	t : コンクリートの厚さ(m)

(注) 鉄筋コンクリートの単位体積重量

第 3.6-2 表 積載荷重

(単位 : kN/m²)

部位	荷重
屋根	0.8 + 機器荷重 + 配管荷重
基礎版	0.5 + 機器荷重 + 配管荷重

b. 地震荷重 K_s

地震荷重として、 S_s 地震荷重を考慮する。

S_s 地震荷重は、添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」による地盤定数を含む材料物性のばらつき及び減衰定数の設定に起因する不確かさ（以下「材料物性のばらつき等」という。）を考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果に基づき、基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 により算出される動的地震力を包絡して設定する。材料物性のばらつき等を考慮した解析ケースを第 3.6-3 表に示す。また、 S_s 地震時の材料物性のばらつき等を考慮した最大応答せん断力及び最大応答軸力を第 3.6-4 表及び第 3.6-5 表に示す。

水平地震荷重と鉛直地震荷重との組合せは、組合せ係数法を用いて次のとおりとする。

- ① $1.0 \times NS$ 方向地震力 + $0.4 \times EW$ 方向地震力 + $0.4 \times$ 鉛直地震力
- ② $0.4 \times NS$ 方向地震力 + $1.0 \times EW$ 方向地震力 + $0.4 \times$ 鉛直地震力
- ③ $0.4 \times NS$ 方向地震力 + $0.4 \times EW$ 方向地震力 + $1.0 \times$ 鉛直地震力

但し、本検討が水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の評価を目的としているため、①及び②の鉛直方向地震力の係数 0.4 のケースに対して検討を行う。

第 3.6-3 表 材料物性のばらつき等を考慮した解析ケース

解析ケース	地盤のせん断波速度 V_s (km/s)	ヤング係数 E (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
基本ケース	0.52	1.80×10^3	5
地盤物性のばらつき を考慮 (-1σ)	0.46	1.41×10^3	5
地盤物性のばらつき を考慮 ($+1\sigma$)	0.58	2.24×10^3	5
減衰定数の設定に起因 する不確かさを考慮	0.52	1.80×10^3	3

第 3.6-4 表 材料物性のばらつき等を考慮した最大応答せん断力 (Ss 地震時) (注)

(a) NS 方向

(単位 : $\times 10^5 \text{kN}$)

部材 番号	NS 方向		
	Ss-1	Ss-2	設計用地震力
①	3.50	2.88	3.51

(b) EW 方向

(単位 : $\times 10^5 \text{kN}$)

部材 番号	EW 方向		
	Ss-1	Ss-2	設計用地震力
①	3.45	2.79	3.46

(注) Ss-1 及び Ss-2 の最大応答せん断力は、解析結果を四捨五入した数値であり、設計用地震力は、それらを包絡して安全側に切り上げた数値である。

第 3.6-5 表 材料物性のばらつき等を考慮した最大応答軸力 (Ss 地震時) (注)

(単位 : $\times 10^5 \text{kN}$)

部材 番号	鉛直方向		
	Ss-1	Ss-2	設計用地震力
①	0.993	1.10	1.11

(注) Ss-1 及び Ss-2 の最大応答軸力は、解析結果を四捨五入した数値であり、設計用地震力は、それらを包絡して安全側に切り上げた数値である。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せは、添付資料 9-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを第 3.6-6 表に示す。

地震荷重及び風荷重の組合せについて、連絡通路はコンクリート構造物であり、自重の大きな施設であることから、風荷重の影響は小さいため、地震荷重及び風荷重の組合せは考慮しない。

また、積雪荷重は、地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮される。

第 3.6-6 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss 地震時	D+L+Ks

D : 固定荷重

L : 積載荷重

Ks : Ss 地震荷重

3.6.4 使用材料の許容応力度

コンクリート及び鉄筋の許容応力度を第 3.6-7 表及び第 3.6-8 表に示す。

第 3.6-7 表 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F_c	短期	
	圧縮	せん断
30.0	20.0	1.18

第 3.6-8 表 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

鉄筋種類	短期	
	引張 圧縮	せん断
SD390	390	390

3.6.5 評価方法

(1) 解析モデル

a. モデル化の基本方針

(a) 基本方針

応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析とする。連絡通路の壁、屋根及び基礎版を含む建屋全体の解析モデルを作成し、各荷重ケースに対して解析を行う。解析モデルは、添付資料 9-13-2「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」で構築したモデルを使用する。

応力解析には、解析コード「NX-NASTRAN」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(b) 使用要素

解析モデルに使用する FEM 要素は、壁、屋根並びに基礎版をシェル要素でモデル化する。メッシュの分割は、1m～2m 幅を基本とする。解析モデルを第 3.6-4 図に示す。解析モデルの節点数は 429、要素数は 600 である。

b. 境界条件

添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す質点系モデルの地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを基礎底面に設ける。また、水平方向及び鉛直方向の地盤ばねについて、基礎浮上りによって基礎と地盤の界面に引張力が作用する部分は、応力を伝達しないものとする。

(a) 水平方向の地盤ばね

添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す質点系モデルの水平ばねから下式によって、節点の支配面積に応じて離散化する。

$$kh_i = \frac{A_i}{\Sigma A_i} K_h$$

ここで、

kh_i : 各節点位置の水平ばね

- A_i : 各節点の支配面積
- ΣA_i : 基礎版の面積
- K_h : 添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す質点系モデルの水平ばね

(b) 鉛直方向の地盤ばね

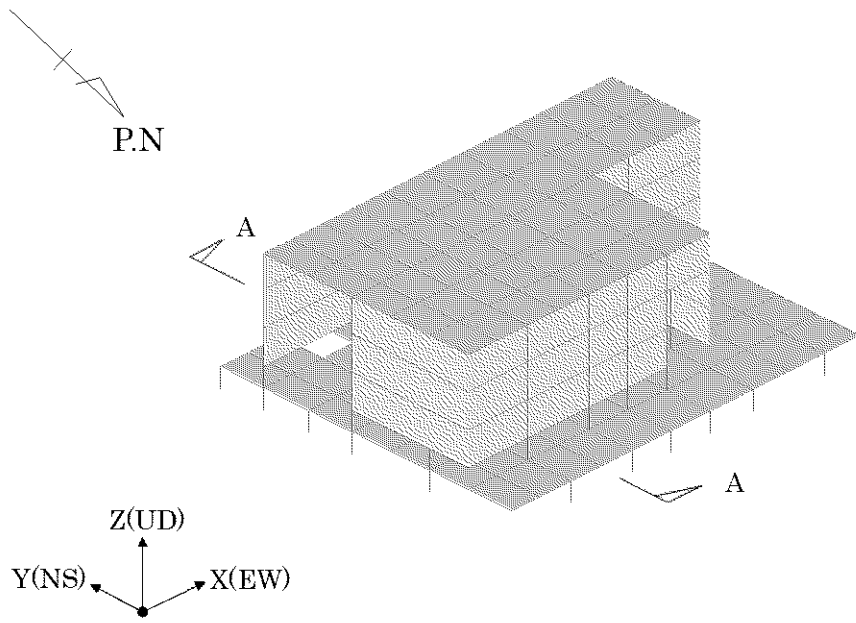
添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す質点系モデルによる回転ばねから下式によって、節点の支配面積に応じて離散化する。鉛直方向の地盤反力係数は、NS 方向及び EW 方向のうち、地震力が支配的となる方向（組合せ係数法の組合せ係数が 1.0 となる方向）の回転ばねより算出する。

$$kv_i = kv \cdot A_i$$

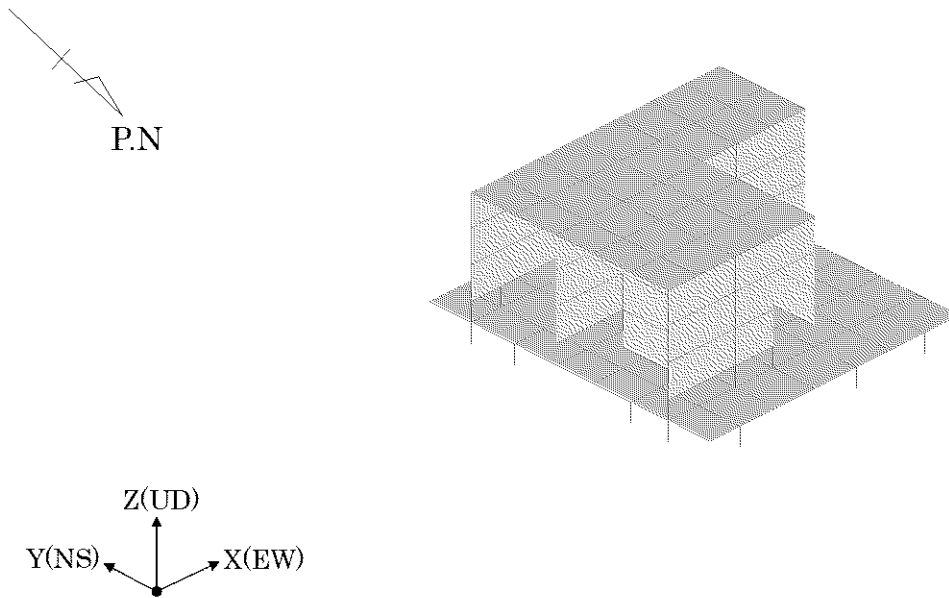
$$kv = \frac{K_R}{I}$$

ここで、

- kv_i : 各節点位置の鉛直ばね
- kv : 地盤反力係数
- A_i : 各節点の支配面積
- K_R : 添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す質点系モデルの回転ばね
- I : 基礎版の断面二次モーメント



(a) 全体



(b) A-A 断面

第 3.6-4 図 解析モデル (鳥瞰図)

(2) 解析諸元

使用材料の物性値について、コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 3.6-9 表及び第 3.6-10 表に示す。

第 3.6-9 表 コンクリートの材料定数

設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10 ⁴	0.2

第 3.6-10 表 鉄筋の材料定数

鉄筋種類	降伏強度 Fy (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)
SD390	390	2.05×10 ⁵

(3) 応力解析方法

連絡通路の基礎は、Ss地震時に対して、3次元FEMモデルによる弾性応力解析を行う。

a. 荷重ケース

Ss地震時の応力は、以下に示す荷重ケースを組み合わせて求める。

D+L : 固定荷重+積載荷重

K_{SNS} : Ss地震荷重 (NS方向)

K_{SEW} : Ss地震荷重 (EW方向)

K_{SUD} : Ss地震荷重 (鉛直方向)

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースは、米国 Regulatory Guide 1.92^(注)の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法(1.0 : 0.4 : 0.4)に基づいて評価する。荷重の組合せケースは、本検討が水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の評価を目的としているため、鉛直方向地震力の係数0.4のケースに対して検討を行う。水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる荷重の組合せケースを第3.6-11表に示す。

また、参考として、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せに対しても検討を行う。水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる荷重の組合せケースを第3.6-12表に示す。

荷重の組合せケースにおいて、地震荷重は、S→N方向、W→E方向及び鉛直上向きを「+」、N→S方向、E→W方向及び鉛直下向きを「-」とする。

(注) Regulatory Guide (RG) 1.92 “ Combining modal responses and spatial components in seismic response analysis ”

第 3.6-11 表 荷重の組合せケース (水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せ)

	ケース No.	荷重の組合せケース
Ss 地震時	1	$D+L+1.0K_{SNS}+0.4K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	2	$D+L+1.0K_{SNS}+0.4K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	3	$D+L+1.0K_{SNS}-0.4K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	4	$D+L+1.0K_{SNS}-0.4K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	5	$D+L-1.0K_{SNS}+0.4K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	6	$D+L-1.0K_{SNS}+0.4K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	7	$D+L-1.0K_{SNS}-0.4K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	8	$D+L-1.0K_{SNS}-0.4K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	9	$D+L+0.4K_{SNS}+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	10	$D+L+0.4K_{SNS}+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	11	$D+L-0.4K_{SNS}+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	12	$D+L-0.4K_{SNS}+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	13	$D+L+0.4K_{SNS}-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	14	$D+L+0.4K_{SNS}-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	15	$D+L-0.4K_{SNS}-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	16	$D+L-0.4K_{SNS}-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$

第 3.6-12 表 荷重の組合せケース (水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せ)

	ケース No.	荷重の組合せケース
Ss 地震時	101	$D+L+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	102	$D+L+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	103	$D+L-1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	104	$D+L-1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	105	$D+L+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	106	$D+L+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	107	$D+L-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	108	$D+L-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	109	$D+L+0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	110	$D+L+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	111	$D+L-0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	112	$D+L-0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	113	$D+L+0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	114	$D+L+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	115	$D+L-0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	116	$D+L-0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$

c. 荷重の入力方法

(a) 固定荷重及び積載荷重

固定荷重は、3次元 FEM モデルの各要素に、材料の単位体積重量に基づく重量を与える。また、仕上げ重量等の固定荷重及び積載荷重は、各層の床に対する一様な分布荷重として入力する。

(b) 地震荷重

イ 水平方向

水平地震力は、第 3.6-4 表に示す最大応答せん断力に基づき設定した水平力を、屋根及び基礎版の重量分布に応じて分配し、節点荷重として入力する。

ロ 鉛直方向

鉛直地震力は、第 3.6-5 表に示す最大応答軸力に基づき設定した鉛直力を、屋根及び基礎版の重量分布に応じて分配し、節点荷重として入力する。

(4) 断面の評価方法

断面の評価は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・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、基礎版の断面に生じる軸力及び曲げモーメント、面内せん断力並びに面外せん断力が、短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

断面の評価には、解析コード「DANSANPRO」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対する断面の評価は、次の仮定に従い計算する。

- ・ ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- ・ コンクリートの圧縮応力度は、中立軸からの距離に比例する。
- ・ コンクリートの引張強度は無視する。

基礎版の断面について、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として必要鉄筋量 a_t を算出する。

また、断面に生じる面内せん断力が、コンクリートの許容せん断力以上となる場合において、断面に生じる面内せん断力を鉄筋で全て負担するものとし、必要せん断補強筋比 p_s から必要鉄筋量 a_s を算出する。必要せん断補強筋比 p_s は、次式により算出する。

$$p_s = \frac{\tau}{s f_t}$$

ここで、

p_s : 必要せん断補強筋比

$s f_t$: 鉄筋のせん断補強用許容引張応力度(N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A)(N/mm²)

Q : 設計用水平せん断力(N)

A : 断面積(mm²)

軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力により算出されたそれぞれの必要鉄筋量を次式のように加算した必要鉄筋量 a_g が、設計配筋量 a_g' を超えないことを確認する。必要鉄筋量 a_g は、NS方向及びEW方向各々について、算出する。

$$\text{必要鉄筋量 } a_g = a_t + a_s$$

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

基礎版に生じる面外せん断応力度 τ が短期許容せん断応力度 τ_A を超えないことを確認する。短期許容せん断応力度 τ_A は、次式により算出する。

$$\tau_A = \frac{Q_A}{A}$$

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

ここで、

τ_A : 短期許容せん断応力度(N/mm²)

Q_A : 短期許容せん断力(N)

A : 断面積(= $b \cdot j$)(mm²)

α : 割増係数であり、次式により計算した値

($1 \leq \alpha \leq 2$ 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)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)

b : 材の幅(mm)

j : 材の応力中心間距離(= $\frac{7}{8}d$) (mm)

但し、せん断補強筋を考慮する場合の許容せん断力 Q_A は、次式により算出する。

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

${}_w f_t$: せん断補強筋の許容引張応力度(N/mm²)

p_w : せん断補強筋比

3.6.6 評価結果

連絡通路の基礎について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した Ss 地震時における応力解析結果を示す。また、基礎版の FEM 要素を、厚さ及び配筋ごとに分類し、第 3.6-11 表に示す荷重組合せに基づいて組み合わせた応力に対して、断面の評価を行う。

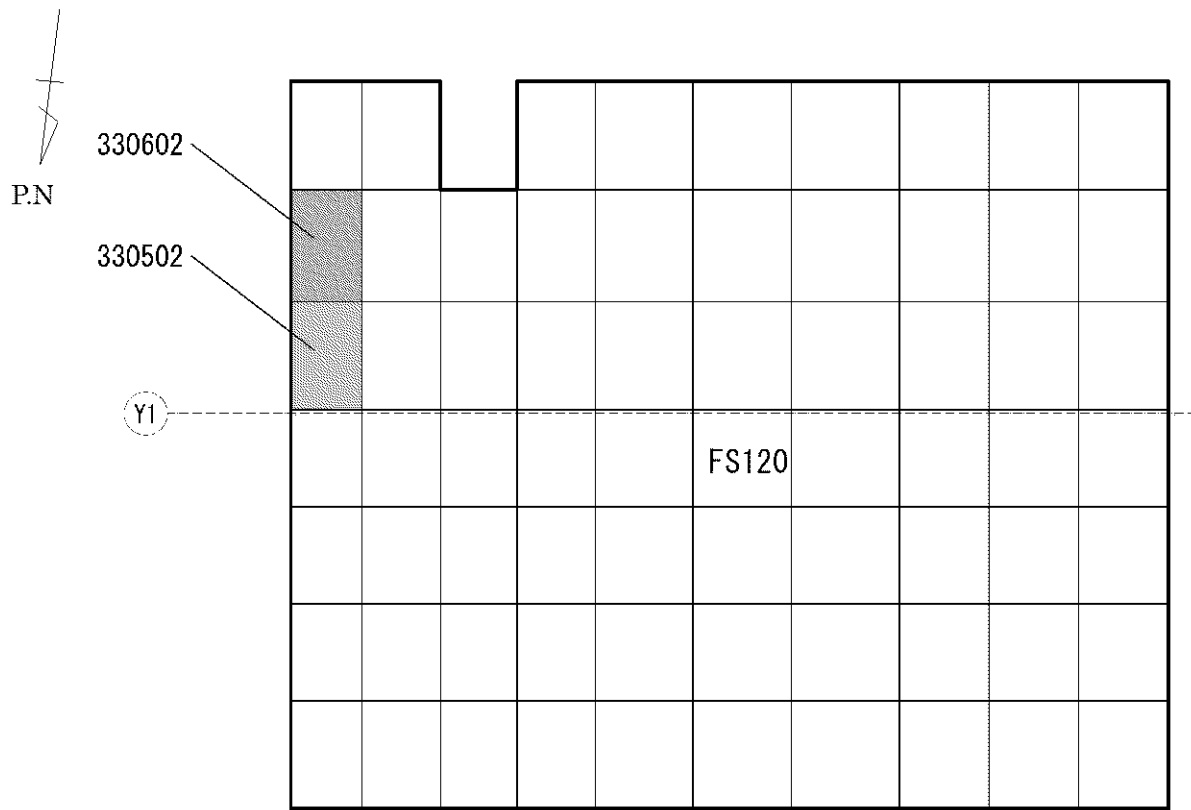
断面の評価対象部位は、分類領域ごとに、軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対する検定値が最大となる要素、面外せん断力に対する検定値が最大となる要素をそれぞれ選定する。基礎版の断面の評価対象要素番号を第 3.6-5 図、分類領域ごとの配筋を第 3.6-13 表に示す。




基礎版の応力の方向を第 3.6-6 図、軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対する断面の評価結果を第 3.6-14 表、面外せん断力に対する断面の評価結果を第 3.6-15 表に示す。また、断面の評価結果には、水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる結果も併せて示す。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対し、必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断応力度が短期許容せん断応力度を超えないことを確認した。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対する断面の評価結果と水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対する断面の評価結果とを比較すると、軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力の検定値は、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せにおいて、0.14（領域 FS120）であり、水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せにおいて、0.13（領域 FS120）である。面外せん断応力度の検定値は、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せにおいて、0.22（領域 FS120）であり、水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せにおいて、0.17（領域 FS120）となり、増加傾向であることを確認している。

以上のことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、連絡通路の基礎が有する耐震性への影響はないことを確認した。



-  : 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる断面の評価対象要素番号
-  : 水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる断面の評価対象要素番号
-  : 水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せ及び
水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる断面の評価対象要素番号

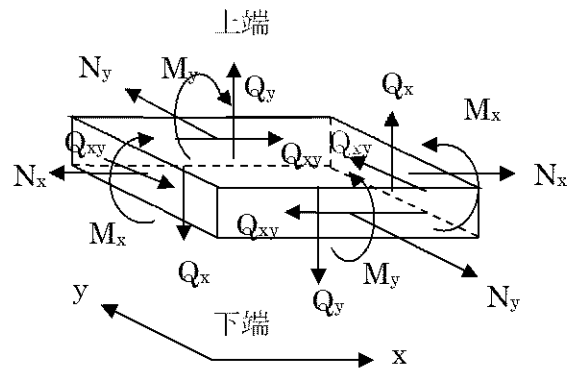
(X3)



第 3.6-5 図 断面の評価対象要素番号

第 3.6-13 表 分類領域ごとの配筋

領域	厚さ (mm)	主筋 (SD390)		鉄筋量 (mm ² /m)	面外せん断 補強筋	
		位置	方向			
FS120	1,200	上端、 下端共	NS	1 段 D29@200	3,210	—
			EW	1 段 D29@200	3,210	



- N_x, N_y : 軸力 (引張 : +)
 M_x, M_y : 曲げモーメント (下端引張 : +)
 Q_{xy} : 面内せん断力
 Q_x, Q_y : 面外せん断力

第 3.6-6 図 応力の方向

第 3.6-14 表 断面の評価結果（軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力）

(a) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せ

領域	要素番号	方向	ケース No.	組合せ応力			必要鉄筋量 a_g (mm ² /m)	設計配筋量 a_g' (mm ² /m)	検定値	判定
				N (kN/m)	M (kN・m/m)	Qxy (kN/m)				
FS120	330602	NS	9	209	56	-42	429	3,210	0.14	可

(b) 水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せ

領域	要素番号	方向	ケース No.	組合せ応力			必要鉄筋量 a_g (mm ² /m)	設計配筋量 a_g' (mm ² /m)	検定値	判定
				N (kN/m)	M (kN・m/m)	Qxy (kN/m)				
FS120	330502	NS	102	155	-69	61	389	3,210	0.13	可

第 3.6-15 表 断面の評価結果（面外せん断応力度）

(a) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せ

領域	要素番号	方向	ケース No.	面外せん断応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断応力度 τ_A (N/mm ²)	検定値	判定
FS120	330502	NS	5	0.516	2.36	0.22	可

(b) 水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せ

領域	要素番号	方向	ケース No.	面外せん断応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断応力度 τ_A (N/mm ²)	検定値	判定
FS120	330502	NS	103	0.391	2.36	0.17	可

3.6.7 検討のまとめ

矩形の基礎版は、水平 2 方向の地震動入力に対して、「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位であり、隅部等に応力が集中する可能性があることから、連絡通路の基礎について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対して、3 次元 FEM モデルによる弾性応力解析を行った。

その結果、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対し、必要鉄筋量が設計配筋量を超えないこと、面外せん断応力度が短期許容応力度を超えないことを確認した。

また、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対する断面の評価結果と水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対する断面の評価結果とを比較すると、水平 2 方向の地震力の影響により、軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力の検定値、面外せん断応力度の検定値は、増加傾向であることを確認した。

以上のことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、連絡通路の基礎が有する耐震性への影響はないことを確認した。

3.7 まとめ

連絡通路について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の検討を行った。

はじめに、連絡通路の全ての部位から、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が懸念される部位を想定される応答特性に基づいて抽出した。水平 2 方向の荷重の組合せによる応答特性によるスクリーニングにおいて、①-1「直行する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位及び①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位の 2 つの応答特性について着目して抽出した。その結果、応答特性①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位として、連絡通路の基礎を抽出し、応答特性①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位として、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組み合わせによる影響評価が必要な部位は抽出されなかった。

3 次元的応答特性によるスクリーニングにおいて、②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位及び②-2「加振方向以外の方向に励起される振動が発生」する部位の 2 つの応答特性について着目して抽出した。その結果、応答特性②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位及び応答特性②-2「加振方向以外の方向に励起される振動が発生」する部位として、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価が必要な部位は抽出されなかった。

また、3 次元的な応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位を含め、耐震評価部位全般に対し、局所的な応答について、3 次元 FEM モデルによる精査を行った。精査した結果、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う必要がある部位は抽出されなかった。

次に、スクリーニングにより抽出された連絡通路の基礎について水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の検討を行った。

その結果、連絡通路の基礎について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、建物・構築物が有する耐震性への影響がないことを確認した。

また、機器・配管系への影響の可能性のある部位については、抽出されなかった。

9-13. 緊急時対策棟（連絡通路）接続工事
による重量増加に対する緊急時対策棟（休憩所）
の影響評価

目 次

	頁
1. 概 要	1
2. 地震応答解析による影響評価	2
2.1 影響評価方針	2
2.2 休憩所増設部の接続について	12
2.3 影響評価結果	12
3. 応力解析による影響評価	38
3.1 影響評価方針	38
3.2 影響評価結果	42
4. まとめ	49

1. 概 要

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）と緊急時対策棟（指揮所）との接続工事において、緊急時対策棟（休憩所）（以下「休憩所」という。）の壁、床及び屋根の増設並びに新規開口の設置を行う。

本資料は、休憩所について、増設及び新規開口の設置による影響を考慮した地震応答解析による評価及び応力解析による評価を行い、建屋の有する耐震性への影響がないことを確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 9-13-3 「緊急時対策棟（休憩所）の地震応答解析」
- ・添付資料 9-13-4 「緊急時対策棟（休憩所）の耐震計算書」

2. 地震応答解析による影響評価

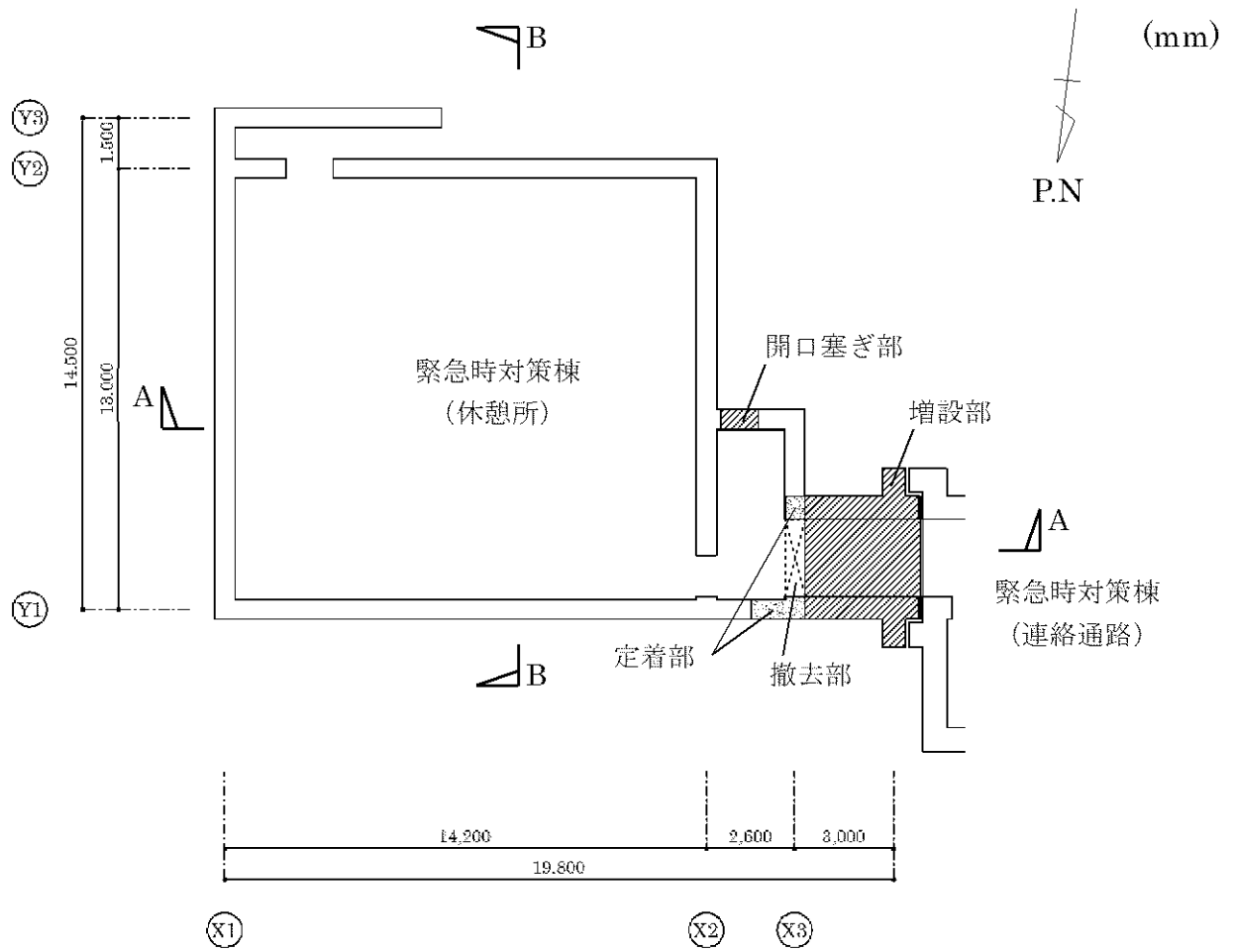
2.1 影響評価方針

平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された川内 1 号機の工事計画の添付資料 3「耐震性に関する説明書」(以下「新規制基準工認」という。)における地震応答解析モデル(以下「新規制基準工認モデル」という。)を基に、増設及び新規開口の設置を考慮した地震応答解析モデル(以下「影響確認用モデル」という。)を構築する。休憩所の概略平面図及び概略断面図を第 2-1 図及び第 2-2 図に示す。増設による影響について、フレーム外の壁の増設であるため、剛性は評価しないものとし、地震応答解析モデルの質点重量の変動として、影響確認用モデルに反映する。また、新規開口の設置による影響について、地震応答解析モデルのせん断断面積及び断面二次モーメントの変動として、影響確認用モデルに反映する。

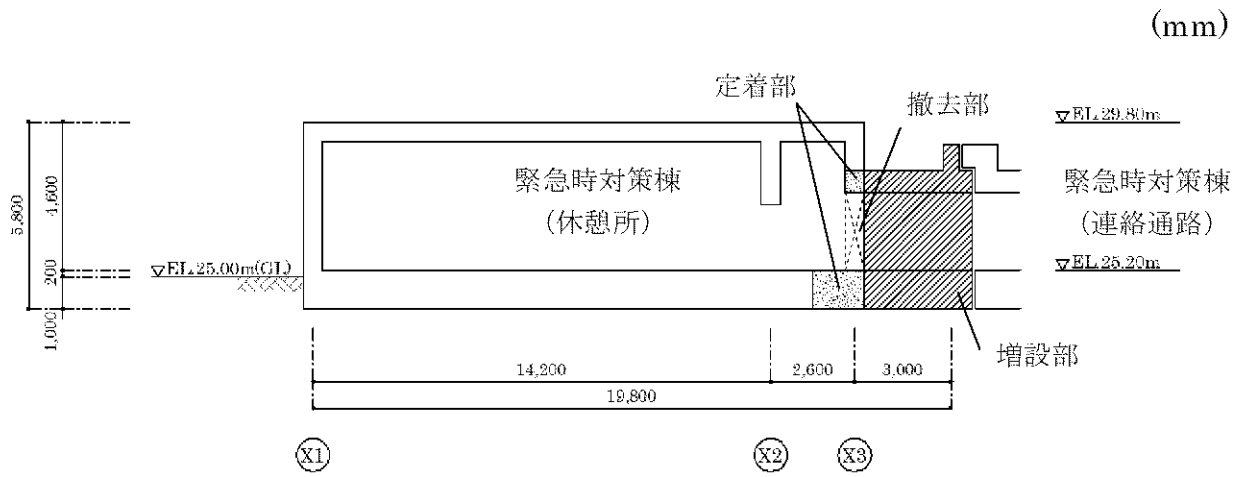
休憩所の地震応答解析モデルを第 2-3 図及び第 2-4 図、新規制基準工認モデル及び影響確認用モデル諸元を第 2-1 表～第 2-6 表に示す。

影響確認用モデルを用いて固有値解析を行い、固有値解析結果(固有周期及び固有振動数)及び刺激関数図の比較を行うことで、増設及び新規開口の設置が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

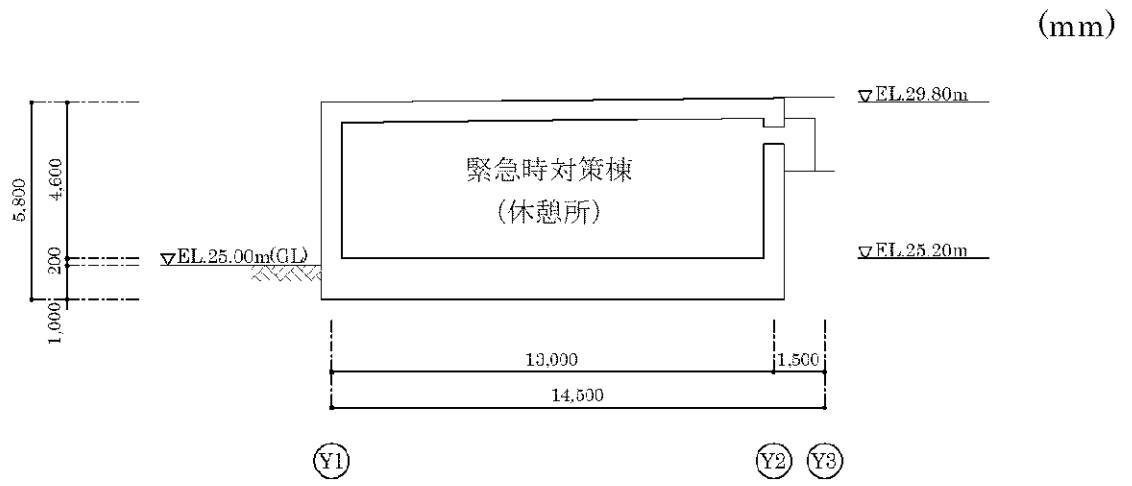
また、影響確認用モデルを用いて地震応答解析を行い、休憩所の最大応答値及び最大せん断ひずみを比較するとともに、最大せん断ひずみが許容限界(2.0×10^{-3})未満となることを確認する。



第 2-1 図 概略平面図

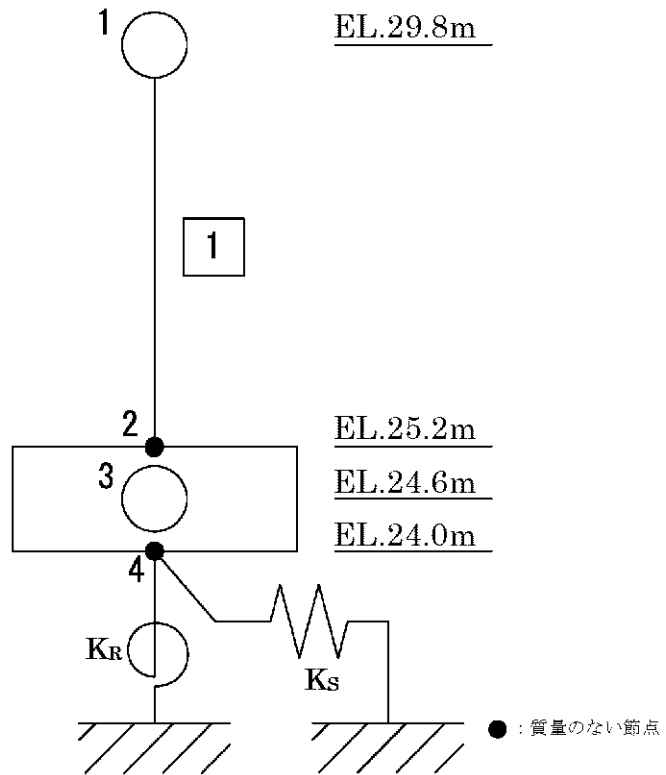


(a) A-A 断面

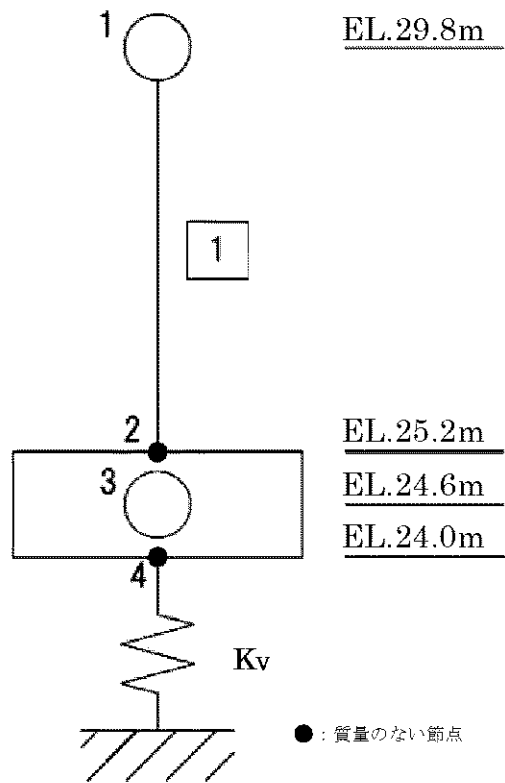


(b) B-B 断面

第 2-2 図 概略断面図



第 2-3 図 地震応答解析モデル (水平方向)



第 2-4 図 地震応答解析モデル (鉛直方向)

第2-1表 地震応答解析モデル諸元（水平方向）（1/2）

(a) 新規制基準工認モデル

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	せん断 断面積 (m ²)		断面二次 モーメント (m ⁴)	
					NS	EW	NS	EW
休憩所	1	29.8	5.60×10^3	1	15	17	335	473
	2	25.2	—	Rigid				
	3	24.6	8.70×10^3					
	4	24.0	—					

(b) 影響確認用モデル

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	せん断 断面積 (m ²)		断面二次 モーメント (m ⁴)	
					NS	EW	NS	EW
休憩所	1	29.8	6.07×10^3	1	14	17	313	486
	2	25.2	—	Rigid				
	3	24.6	9.41×10^3					
	4	24.0	—					

第 2-1 表 地震応答解析モデル諸元 (水平方向) (2/2)

(a) 新規制基準工認モデル

部位	質点 節点 番号	回転慣性 (kN・m ²)	
		NS	EW
休憩所	1	8.68×10^4	1.03×10^5
	2	—	—
	3	1.36×10^5	1.61×10^5
	4	—	—

(b) 影響確認用モデル

部位	質点 節点 番号	回転慣性 (kN・m ²)	
		NS	EW
休憩所	1	9.42×10^4	1.12×10^5
	2	—	—
	3	1.48×10^5	1.75×10^5
	4	—	—

第 2-2 表 地盤ばね定数及び減衰係数 (水平方向)

(a) 新規制基準工認モデル

基礎底面 水平ばね	K _S	ばね定数 (kN/m)		減衰係数 (kN・s/m)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		2.37×10^7	2.34×10^7	2.12×10^5	2.06×10^5
基礎底面 回転ばね	K _R	ばね定数 (kN・m/rad)		減衰係数 (kN・m・s/rad)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		1.38×10^9	1.56×10^9	4.18×10^6	5.08×10^6

(b) 影響確認用モデル

基礎底面 水平ばね	K _S	ばね定数 (kN/m)		減衰係数 (kN・s/m)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		2.57×10^7	2.49×10^7	2.52×10^5	2.33×10^5
基礎底面 回転ばね	K _R	ばね定数 (kN・m/rad)		減衰係数 (kN・m・s/rad)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		1.54×10^9	2.10×10^9	4.90×10^6	8.03×10^6

第2-3表 地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

(a) 新規制基準工認モデル

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	断面積 (m ²)
休憩所	1	29.8	5.60×10^3	1	31
	2	25.2	—	Rigid	
	3	24.6	8.70×10^3		
	4	24.0	—		

(b) 影響確認用モデル

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	断面積 (m ²)
休憩所	1	29.8	6.07×10^3	1	30
	2	25.2	—	Rigid	
	3	24.6	9.41×10^3		
	4	24.0	—		

第2-4表 地盤ばね定数及び減衰係数（鉛直方向）

(a) 新規制基準工認モデル

基礎底面 鉛直ばね	K _v	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
		3.42×10^7	4.35×10^5

(b) 影響確認用モデル

基礎底面 鉛直ばね	K _v	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
		3.67×10^7	5.08×10^5

第2-5表 せん断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(a) 新規制基準工認モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
NS	①	1.80	0.177	2.44	0.531	5.48	4.000
EW	①	1.80	0.177	2.44	0.531	5.54	4.000

(b) 影響確認用モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
NS	①	1.81	0.178	2.45	0.533	5.49	4.000
EW	①	1.81	0.178	2.45	0.533	5.54	4.000

第2-6表 曲げスケルトンカーブ ($M - \phi$ 関係)

(a) 新規制基準工認モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		M_1 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ /m)	M_2 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ /m)	M_3 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ /m)
NS	①	1.10	1.35	2.13	14.8	3.64	295
EW	①	1.43	1.24	3.01	13.7	4.92	273

(b) 影響確認用モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		M_1 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ /m)	M_2 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ /m)	M_3 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ /m)
NS	①	0.919	1.20	1.92	14.7	3.38	293
EW	①	1.42	1.19	2.91	13.6	4.86	272

2.2 休憩所増設部の接続について

休憩所の既設躯体と接続する増設部の躯体については、増設部の鉄筋が既設躯体に十分定着する長さを確保し、一体化となる設計とする。

増設部の躯体の構築にあたり、鉄筋については、事前に休憩所の既設躯体の定着部である打ち継ぎ部の処理を行うことで増設部の配筋が十分な定着長さを確保するものとし、既設躯体と増設部を一体化するものとする。

コンクリートについては、既設躯体の定着部と増設部の躯体を構築するにあたり、一体で打設する。

開口塞ぎ部についてはケミカルアンカーを用いて接続し、躯体を構築する。

これらの施工については「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事」((社)日本建築学会、2013 改定)に基づき決定し、設計図書に定める。

上記施工を行うことで、基準地震動 S_s による地震力に対して必要な機能である「構造強度」「支持機能」について確保する設計とする。

2.3 影響評価結果

新規制基準工認モデル及び影響確認用モデルの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を第 2-7 表～第 2-9 表、刺激関数図を第 2-10 表～第 2-12 表に示す。各モードの固有周期及び固有振動数に大きな差異はみられないことから、振動特性への影響がないことを確認した。

新規制基準工認モデル及び影響確認用モデルの基準地震動 S_s に対する最大応答値を第 2-13 表～第 2-23 表に示す。また、最大応答値を第 2-5 図～第 2-12 図の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

最大応答値に大きな差異はみられないこと、影響確認用モデルの最大せん断ひずみは 0.0592×10^{-3} (NS 方向) であり、許容限界(2.0×10^{-3})を超えないことを確認した。

第2-7表 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	新規制基準工認モデル		影響確認用モデル		備考
	周期 (s)	振動数 (Hz)	周期 (s)	振動数 (Hz)	
1	0.058	17.31	0.058	17.17	地盤連成
2	0.030	33.05	0.030	32.90	
3	0.016	62.58	0.017	59.28	
4	0.010	97.54	0.011	91.73	

第2-8表 固有値解析結果 (EW 方向)

次数	新規制基準工認モデル		影響確認用モデル		備考
	周期 (s)	振動数 (Hz)	周期 (s)	振動数 (Hz)	
1	0.057	17.59	0.056	17.70	地盤連成
2	0.030	33.24	0.028	35.12	
3	0.015	64.72	0.016	63.54	
4	0.010	104.9	0.010	103.8	

第2-9表 固有値解析結果 (鉛直方向)

次数	新規制基準工認モデル		影響確認用モデル		備考
	周期 (s)	振動数 (Hz)	周期 (s)	振動数 (Hz)	
1	0.042	23.97	0.042	23.83	地盤連成
2	0.009	110.6	0.009	105.4	

第2-10表 刺激関数図 NS方向(1/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
1次モード	<p>FREQUENCY = 17.31 (Hz)</p> <p>SWAYING 6.346×10^{-1} ROCKING -4.727×10^{-2}</p>	<p>FREQUENCY = 17.17 (Hz)</p> <p>SWAYING 6.448×10^{-1} ROCKING -4.509×10^{-2}</p>
2次モード	<p>FREQUENCY = 33.05 (Hz)</p> <p>SWAYING 3.308×10^{-1} ROCKING 5.437×10^{-2}</p>	<p>FREQUENCY = 32.90 (Hz)</p> <p>SWAYING 3.125×10^{-1} ROCKING 5.265×10^{-2}</p>

第2-10表 刺激関数図 NS方向(2/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
3次モード	<p>FREQUENCY = 62.58 (Hz)</p> <p>SWAYING 3.368×10^{-2} ROCKING -8.636×10^{-3}</p>	<p>FREQUENCY = 59.28 (Hz)</p> <p>SWAYING 4.272×10^{-2} ROCKING -9.351×10^{-3}</p>
4次モード	<p>FREQUENCY = 97.54 (Hz)</p> <p>SWAYING 9.367×10^{-4} ROCKING 1.531×10^{-3}</p>	<p>FREQUENCY = 91.73 (Hz)</p> <p>SWAYING -5.743×10^{-6} ROCKING 1.784×10^{-3}</p>

第2-11表 刺激関数図 EW方向(1/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
1次モード	<p>FREQUENCY=17.59 (Hz)</p> <p>SWAYING 6.790×10^{-1} ROCKING -4.365×10^{-2}</p>	<p>FREQUENCY=17.70 (Hz)</p> <p>SWAYING 7.396×10^{-1} ROCKING -3.435×10^{-2}</p>
2次モード	<p>FREQUENCY=33.24 (Hz)</p> <p>SWAYING 2.847×10^{-1} ROCKING 5.023×10^{-2}</p>	<p>FREQUENCY=35.12 (Hz)</p> <p>SWAYING 2.233×10^{-1} ROCKING 4.071×10^{-2}</p>

第2-11表 刺激関数図 EW方向(2/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
3次モード	<p>FREQUENCY = 64.72 (Hz)</p> <p>SWAYING 3.558×10^{-2} ROCKING -7.646×10^{-3}</p>	<p>FREQUENCY = 63.54 (Hz)</p> <p>SWAYING 3.717×10^{-2} ROCKING -7.459×10^{-3}</p>
4次モード	<p>FREQUENCY = 104.91 (Hz)</p> <p>SWAYING 6.700×10^{-4} ROCKING 1.062×10^{-3}</p>	<p>FREQUENCY = 103.82 (Hz)</p> <p>SWAYING 2.013×10^{-1} ROCKING 1.100×10^{-2}</p>

第2-12表 刺激関数図 鉛直方向

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
1次モード	<p>FREQUENCY = 23.97 (Hz)</p> <p>VERTICAL 9.655×10^{-1}</p>	<p>FREQUENCY = 23.83 (Hz)</p> <p>VERTICAL 9.620×10^{-1}</p>
2次モード	<p>FREQUENCY = 110.62 (Hz)</p> <p>VERTICAL 3.447×10^{-2}</p>	<p>FREQUENCY = 105.42 (Hz)</p> <p>VERTICAL 3.804×10^{-2}</p>

第2-13表 最大応答加速度 (NS 方向)

(a) 基本ケース

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,348	1,355	1.01
	2	1,221	1,203	0.99
Ss-2	1	959	960	1.00
	2	835	833	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,357	1,364	1.01
	2	1,235	1,215	0.98
Ss-2	1	952	953	1.00
	2	854	849	0.99

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,313	1,321	1.01
	2	1,155	1,145	0.99
Ss-2	1	913	924	1.01
	2	803	798	0.99

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,348	1,356	1.01
	2	1,222	1,204	0.99
Ss-2	1	961	963	1.00
	2	836	834	1.00

第2-14表 最大応答変位 (NS方向)

(a) 基本ケース

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.3	1.3	1.00
	2	0.8(0.76)	0.7(0.74)	0.88(0.97)
Ss-2	1	0.8	0.8	1.00
	2	0.5	0.5	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.4	1.4	1.00
	2	0.9	0.9	1.00
Ss-2	1	0.9	0.9	1.00
	2	0.6	0.6	1.00

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.8	0.8	1.00
	2	0.4	0.4	1.00
Ss-2	1	0.5(0.53)	0.6(0.56)	1.20(1.06)
	2	0.3	0.3	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.3	1.3	1.00
	2	0.8(0.76)	0.7(0.74)	0.88(0.97)
Ss-2	1	0.8	0.8	1.00
	2	0.5	0.5	1.00

第 2-15 表 最大応答せん断力 (NS 方向)

(a) 基本ケース

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.70	8.39	1.09
Ss-2	①	5.47	5.94	1.09

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.76	8.45	1.09
Ss-2	①	5.43	5.89	1.08

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ($+1\sigma$)

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.49	8.16	1.09
Ss-2	①	5.22	5.72	1.10

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.71	8.40	1.09
Ss-2	①	5.48	5.95	1.09

第 2-16 表 最大応答曲げモーメント（基本ケース、NS 方向）

(a) 基本ケース

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.57	3.86	1.08
Ss-2	①	2.66	2.89	1.09

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.63	3.91	1.08
Ss-2	①	2.64	2.87	1.09

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ($+1\sigma$)

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.51	3.82	1.09
Ss-2	①	2.50	2.75	1.10

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.57	3.87	1.08
Ss-2	①	2.67	2.90	1.09

第2-17表 最大応答加速度 (EW 方向)

(a) 基本ケース

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,357	1,380	1.02
	2	1,226	1,210	0.99
Ss-2	1	939	926	0.99
	2	830	825	0.99

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,367	1,387	1.01
	2	1,240	1,221	0.98
Ss-2	1	936	925	0.99
	2	850	843	0.99

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,323	1,351	1.02
	2	1,165	1,159	0.99
Ss-2	1	886	878	0.99
	2	813	816	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位 : cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,358	1,382	1.02
	2	1,227	1,210	0.99
Ss-2	1	941	927	0.99
	2	831	825	0.99

第2-18表 最大応答変位 (EW 方向)

(a) 基本ケース

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.2(1.16)	1.1(1.11)	0.92(0.96)
	2	0.8	0.8	1.00
Ss-2	1	0.8(0.78)	0.7(0.75)	0.88(0.96)
	2	0.5	0.5	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.3	1.3	1.00
	2	0.9	0.9	1.00
Ss-2	1	0.9(0.89)	0.8(0.85)	0.89(0.96)
	2	0.6	0.6	1.00

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.7	0.7	1.00
	2	0.4	0.4	1.00
Ss-2	1	0.5	0.5	1.00
	2	0.3	0.3	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.2(1.17)	1.1(1.11)	0.92(0.95)
	2	0.8	0.8	1.00
Ss-2	1	0.8(0.78)	0.7(0.75)	0.88(0.96)
	2	0.5	0.5	1.00

第2-19表 最大応答せん断力 (EW 方向)

(a) 基本ケース

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.76	8.54	1.10
Ss-2	①	5.37	5.73	1.07

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.82	8.59	1.10
Ss-2	①	5.34	5.72	1.07

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ($+1\sigma$)

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.56	8.36	1.11
Ss-2	①	5.07	5.44	1.07

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位: $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.76	8.55	1.10
Ss-2	①	5.37	5.74	1.07

第2-20表 最大応答曲げモーメント (EW方向)

(a) 基本ケース

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.60	4.03	1.12
Ss-2	①	2.61	2.76	1.06

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.62	4.06	1.12
Ss-2	①	2.60	2.76	1.06

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ($+1\sigma$)

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.56	3.97	1.12
Ss-2	①	2.43	2.59	1.07

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.60	4.04	1.12
Ss-2	①	2.62	2.77	1.06

第2-21表 最大応答加速度（鉛直方向）

(a) 基本ケース

(単位：cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認モ デル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	367	365	0.99
	2	367	366	1.00
Ss-2	1	357	352	0.99
	2	362	359	0.99

(b) 地盤物性のばらつき考慮（-1σ）

(単位：cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	365	364	1.00
	2	365	364	1.00
Ss-2	1	362	356	0.98
	2	368	365	0.99

(c) 地盤物性のばらつき考慮（+1σ）

(単位：cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	368	366	0.99
	2	370	369	1.00
Ss-2	1	351	349	0.99
	2	356	356	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位：cm/s²)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	367	365	0.99
	2	367	366	1.00
Ss-2	1	357	352	0.99
	2	362	360	0.99

第2-22表 最大応答変位（鉛直方向）

(a) 基本ケース

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00
Ss-2	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮（ -1σ ）

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.2	0.2	1.00
	2	0.2	0.2	1.00
Ss-2	1	0.2	0.2	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

(c) 地盤物性のばらつき考慮（ $+1\sigma$ ）

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00
Ss-2	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00
Ss-2	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

第2-23表 最大応答軸力（鉛直方向）

(a) 基本ケース

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.09	2.26	1.08
Ss-2	①	2.04	2.18	1.07

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$)

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.08	2.25	1.08
Ss-2	①	2.08	2.22	1.07

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ($+1\sigma$)

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$)

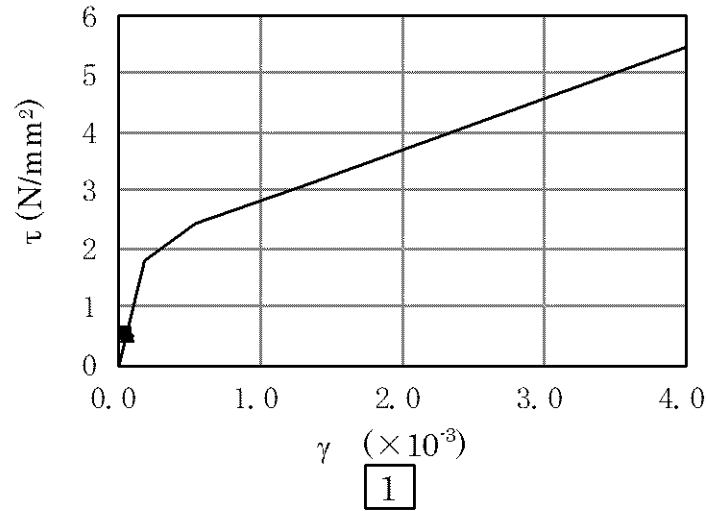
地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.10	2.27	1.08
Ss-2	①	2.01	2.16	1.07

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$)

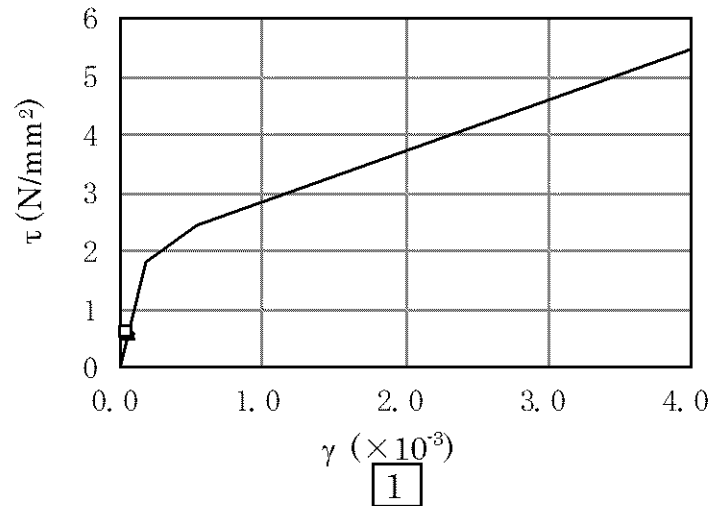
地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.09	2.26	1.08
Ss-2	①	2.04	2.18	1.07

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1 σ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1 σ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

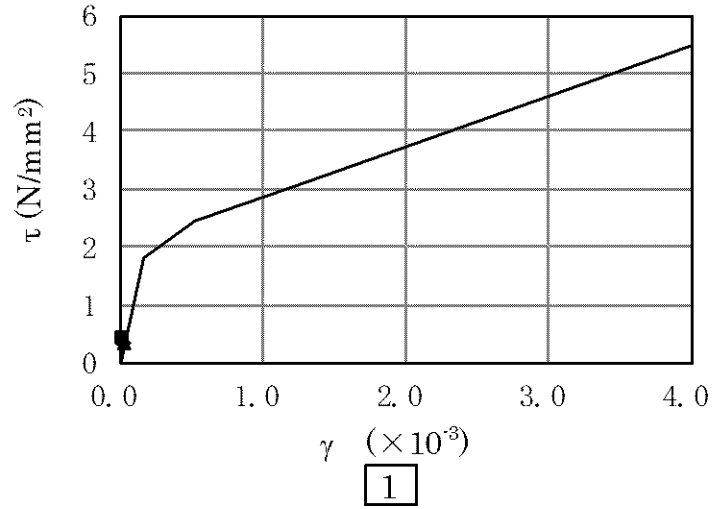
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1 σ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1 σ 、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

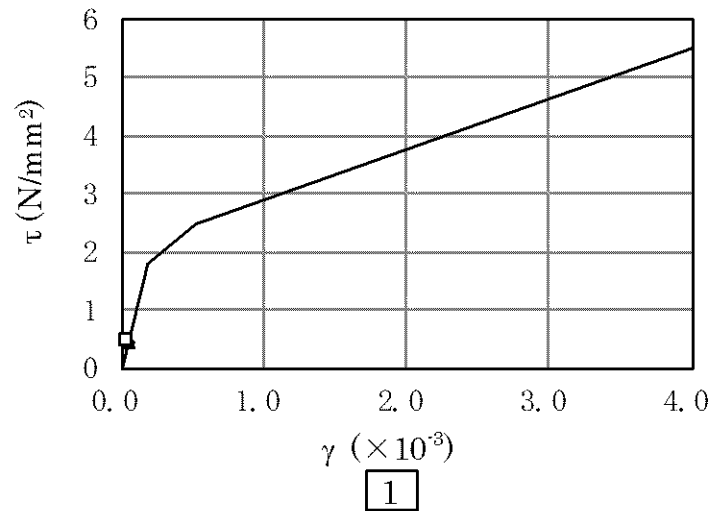
第 2-5 図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(NS 方向 : Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1 σ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1 σ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

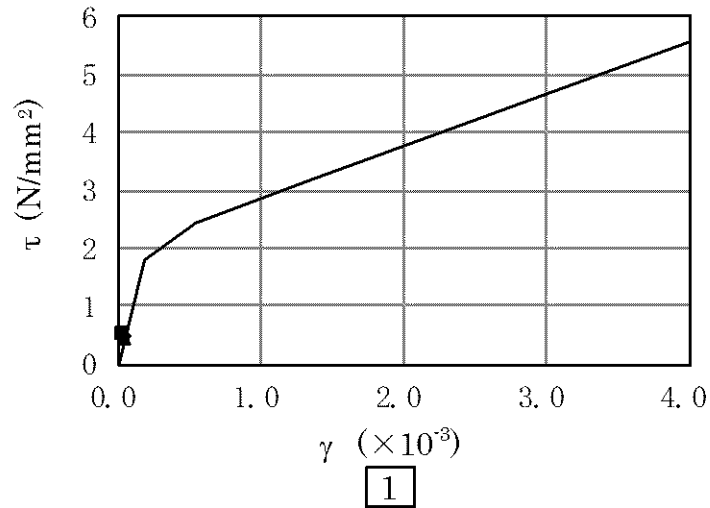
- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1 σ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1 σ 、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

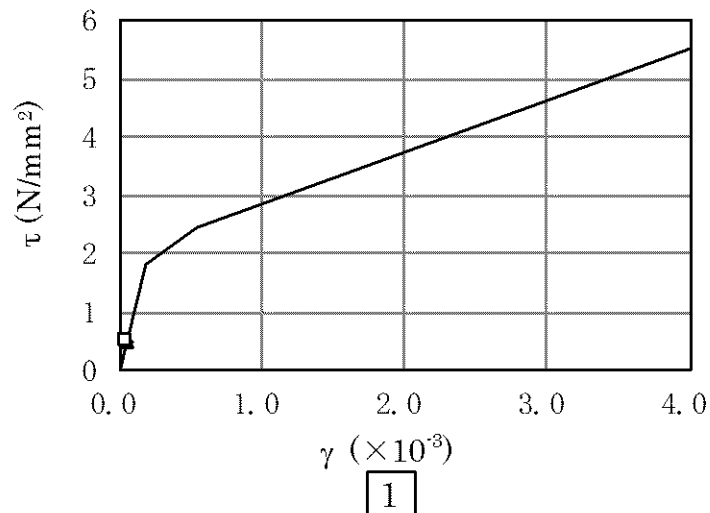
第 2-6 図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(NS 方向 : Ss-2H)

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1 σ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1 σ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

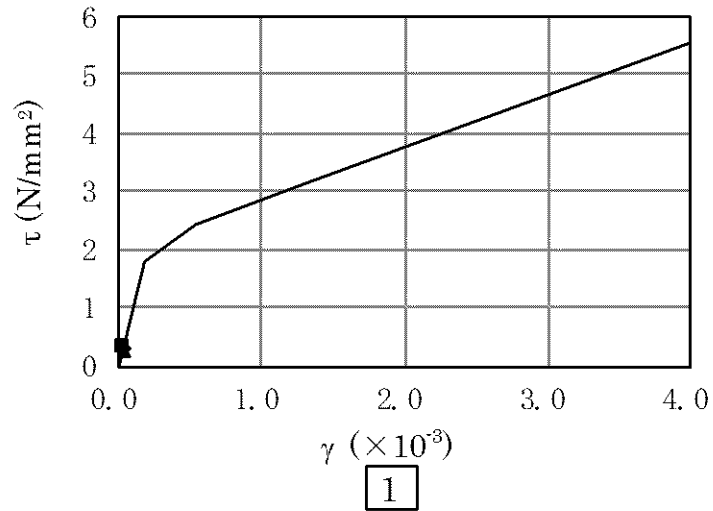
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1 σ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1 σ 、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

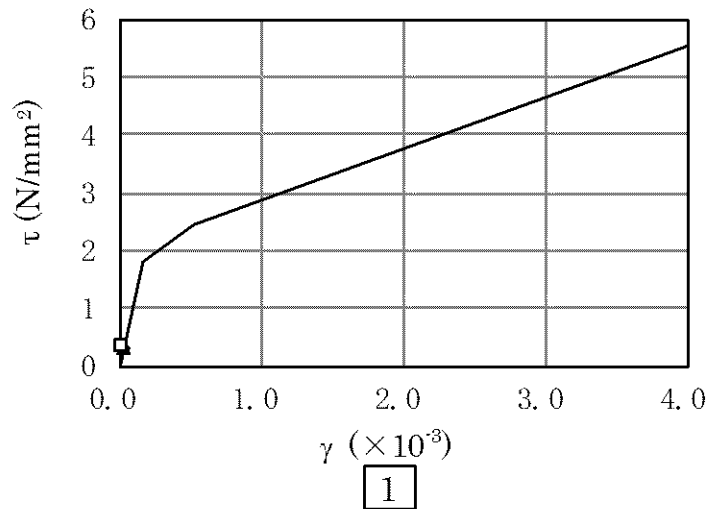
第 2-7 図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(EW 方向 : Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1 σ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1 σ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

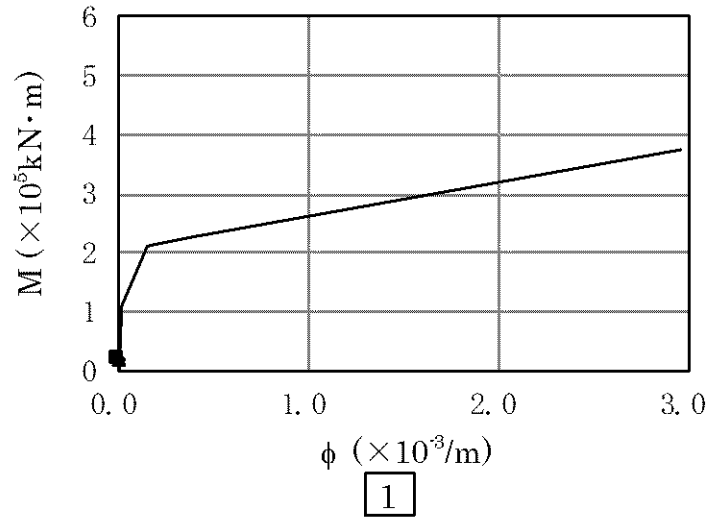
- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1 σ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1 σ 、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

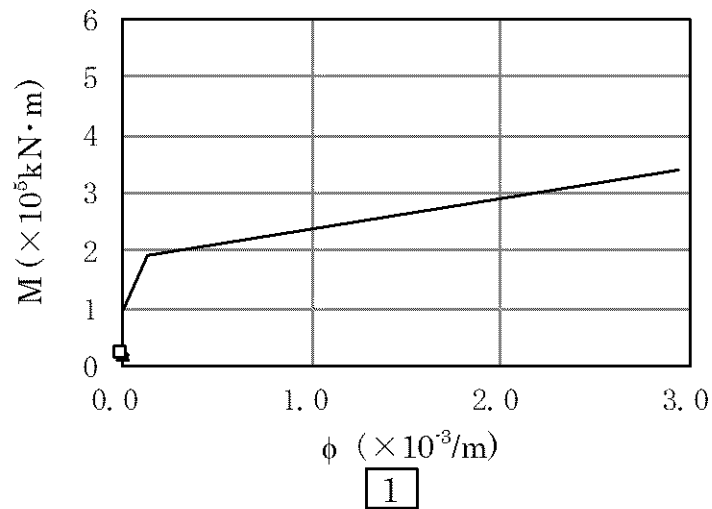
第2-8図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(EW方向: Ss-2H)

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1σ、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1σ、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

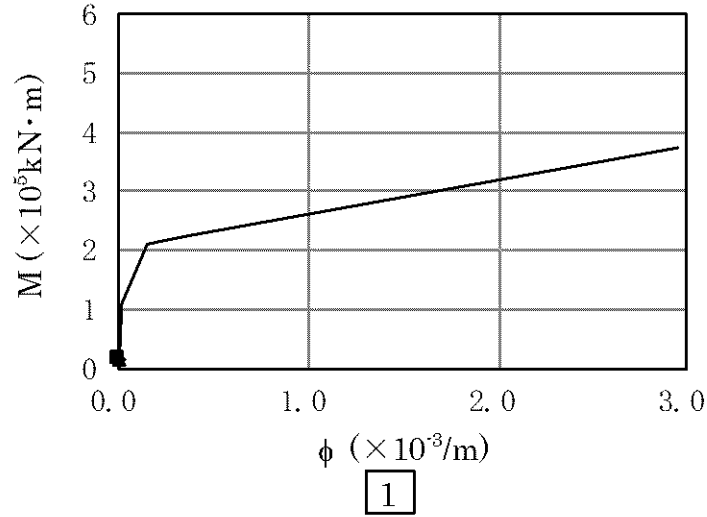
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1σ、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1σ、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

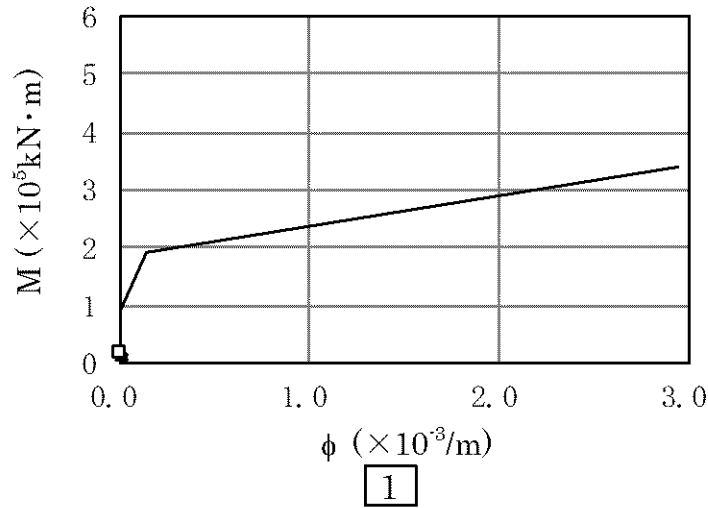
第2-9図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値
(NS方向: Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1σ、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1σ、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

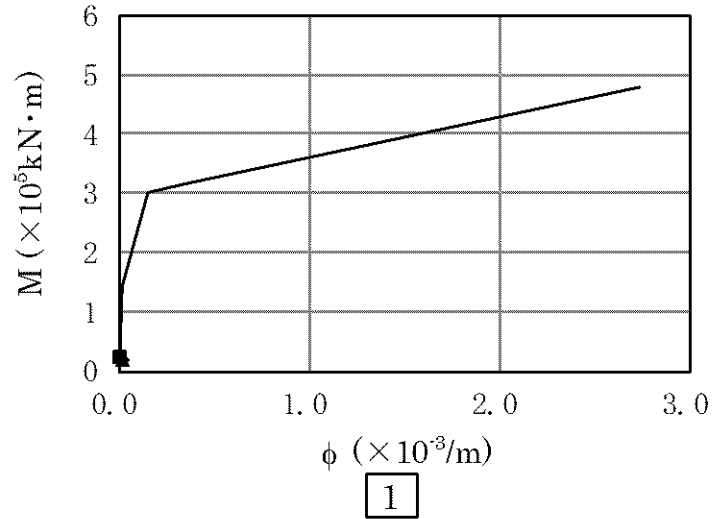
- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1σ、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1σ、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

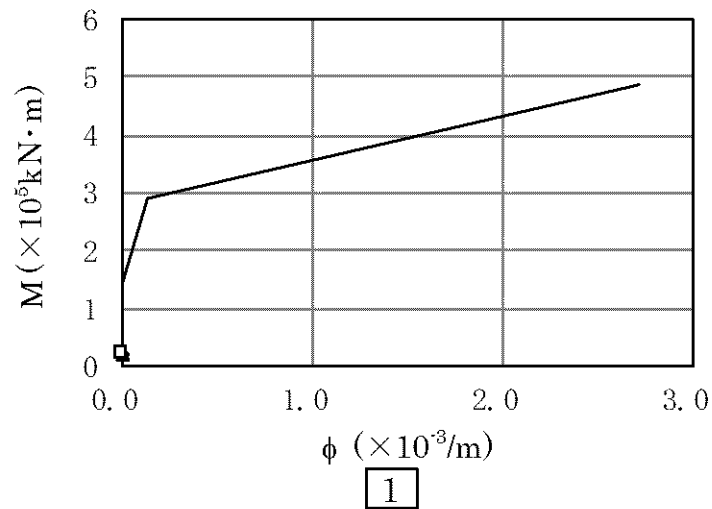
第2-10図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値
(NS方向：Ss-2H)

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1σ、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1σ、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

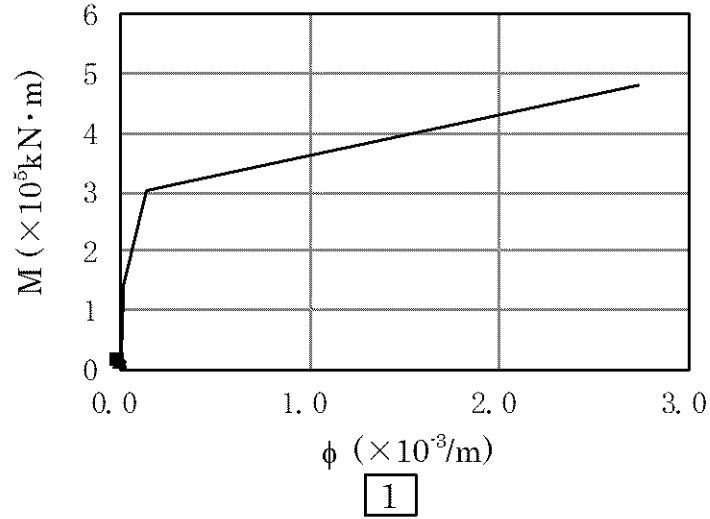
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1σ、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1σ、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

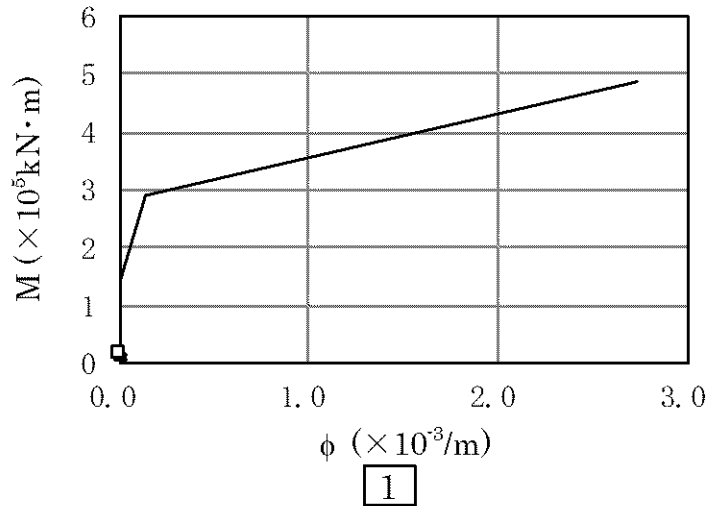
第2-11図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値
(EW方向: Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1 σ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1 σ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1 σ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1 σ 、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

第2-12図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値
(EW方向: Ss-2H)

3. 応力解析による影響評価

3.1 影響評価方針

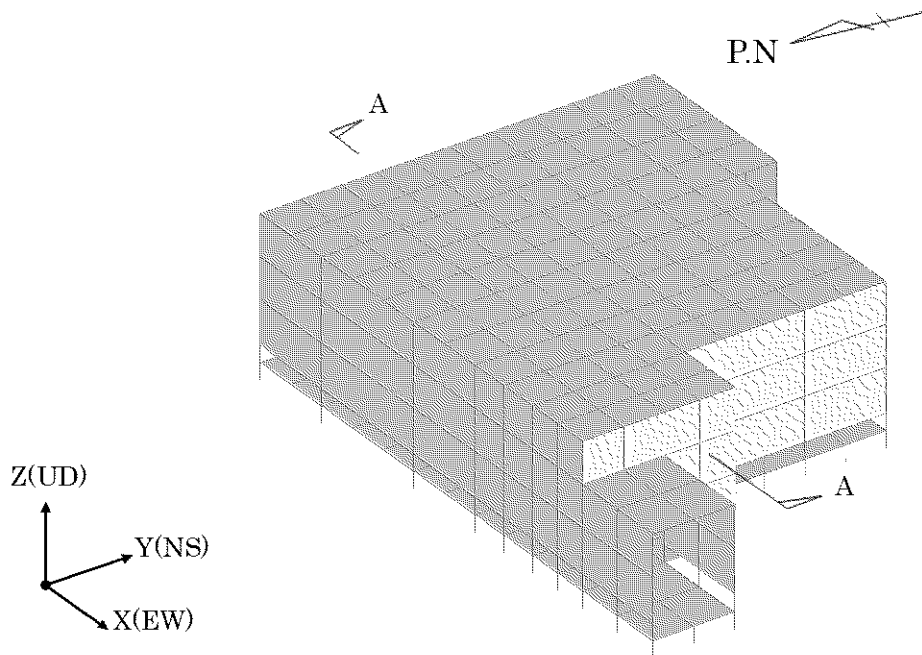
影響確認用モデルの地震応答解析結果を用いて、3次元 FEM モデルによる弾性応力解析を行う。3次元 FEM 解析による断面の評価は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会、2005 制定）」（以下「RC-N 規準」という。）に基づき、壁、屋根及び基礎版に生じる軸力及び曲げモーメント、面内せん断力並びに面外せん断力が、短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

地震荷重は、基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 により算出される動的地震力を包絡して設定する。その他、固定荷重及び積載荷重を考慮する。

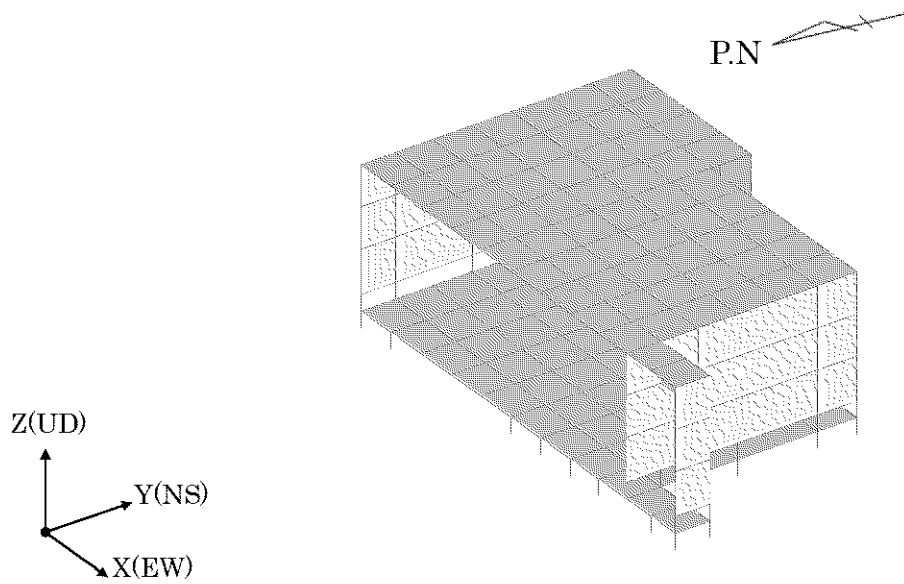
荷重の組合せは、資料 9-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。地震荷重及び風荷重の組合せについて、休憩所がコンクリート構造物であり、自重の大きな施設であることから、風荷重の影響は小さいため、地震荷重及び風荷重の組合せは考慮しない。また、積雪荷重は、地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮される。

休憩所の 3次元 FEM モデルは、壁、屋根及び基礎版をシェル要素でモデル化する。また、地震応答解析モデルの地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを基礎底面に設ける。解析モデルを第 3-1 図、コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 3-1 表及び第 3-2 表に示す。

なお、新規制基準工認時の休憩所の応力解析は、屋根スラブのみを 3次元 FEM でモデル化していたが、今回、新規制基準工認以降の審査実績を踏まえ、建屋全体を 3次元 FEM でモデル化した。休憩所の新規制基準モデルと今回解析を実施した影響確認用モデルの解析手法の比較を第 3-3 表に示す。



(a) 全体



(b) A-A 断面

第 3-1 図 解析モデル (鳥瞰図)

第 3-1 表 コンクリートの材料定数

設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10 ⁴	0.2

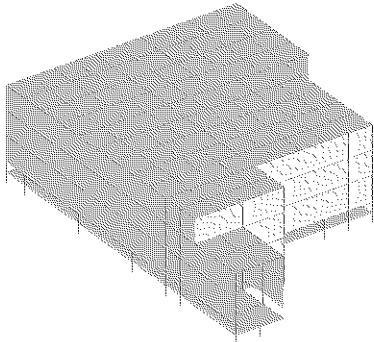
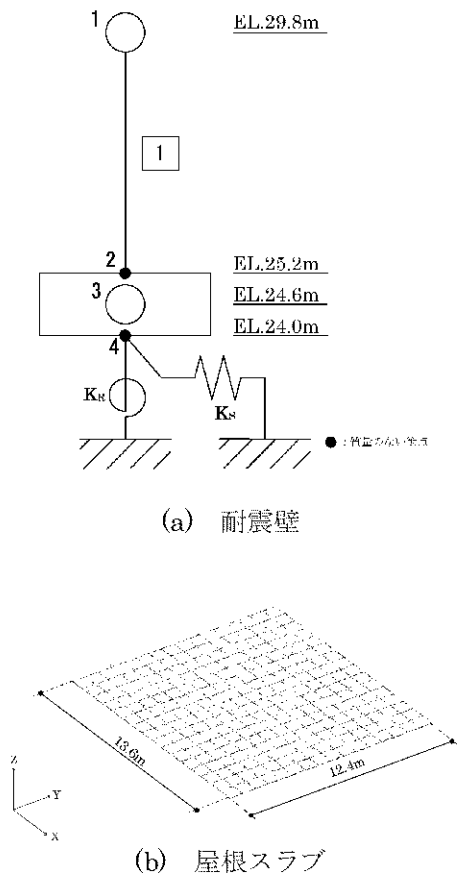
第 3-2 表 鉄筋の材料定数

鉄筋種類	降伏強度 Fy (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)
SD345	345	2.05×10 ⁵
SD390	390	2.05×10 ⁵

第 3-3 表 新規制基準モデルと影響確認用モデルの比較 (1/2)

項目	影響確認用モデル	新規制基準モデル (代替緊急時対策所)
解析手法	3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析 (静的解析)	耐震壁： 水平方向の質点系モデルによる地震応答解析 基礎版： 一方向版とみなした解析モデルによる応力解析 屋根スラブ： 3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析 (静的解析)
モデル化	モデル化範囲	壁：建屋全体 基礎版：基礎版のみ 屋根スラブ：屋根スラブのみ
	材料物性	同左
	コンクリートのヤング係数： E=24.4kN/mm ² コンクリートのポアソン比： ν=0.2	

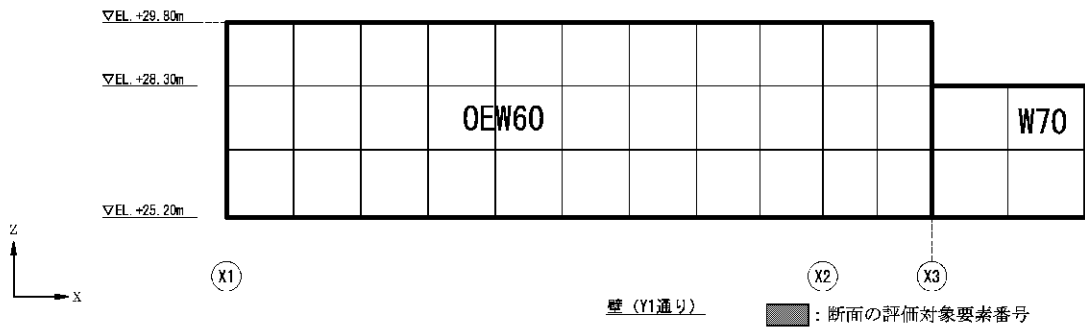
第3-3表 新規制基準モデルと影響確認用モデルの比較 (2/2)

項目		影響確認用モデル	新規制基準モデル (代替緊急時対策所)
モデル化	使用要素	壁、屋根及び基礎版：シェル要素	屋根スラブ：シェル要素
	境界条件	基礎版下端に3方向の地盤ばねを考慮 基礎版下端の地盤ばねは、浮上り考慮	耐震壁： 水平ばね及び回転ばねを考慮 基礎版： 一方向版の両端に、壁による拘束を考慮 屋根スラブ： 4辺固定とした場合と4辺ピンとした場合を考慮
解析モデル		 <p>第3-1図を再掲</p>	 <p>(a) 耐震壁</p> <p>(b) 屋根スラブ</p>

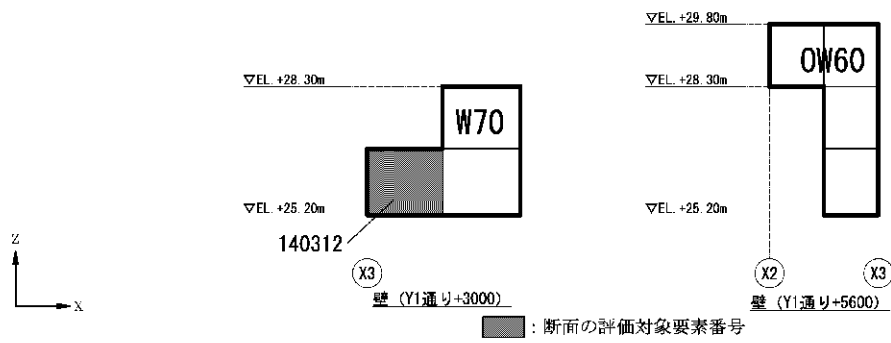
3.2 影響評価結果

3次元 FEM 解析による断面の評価対象要素番号を第 3-2 図、分類領域ごとの配筋を第 3-4 表に、断面の評価結果を第 3-5 表及び第 3-6 表に示す。

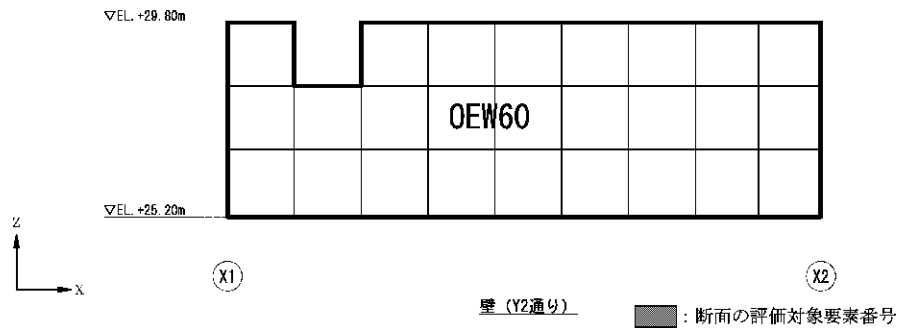
評価の結果、影響確認用モデルから算出された地震力の組合せによる軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対し、必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断応力度が短期許容せん断応力度を超えないことを確認した。



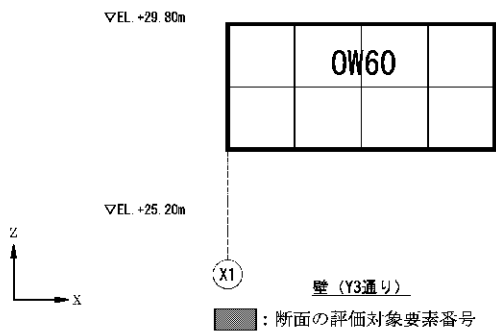
壁 (Y1通り) : 断面の評価対象要素番号



: 断面の評価対象要素番号

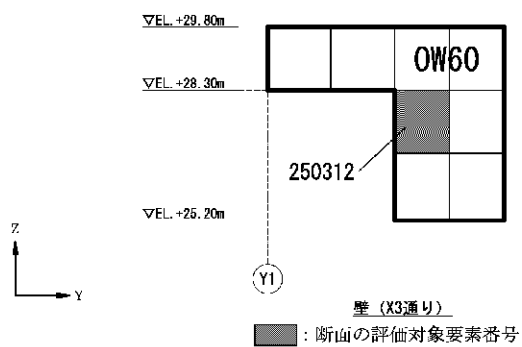
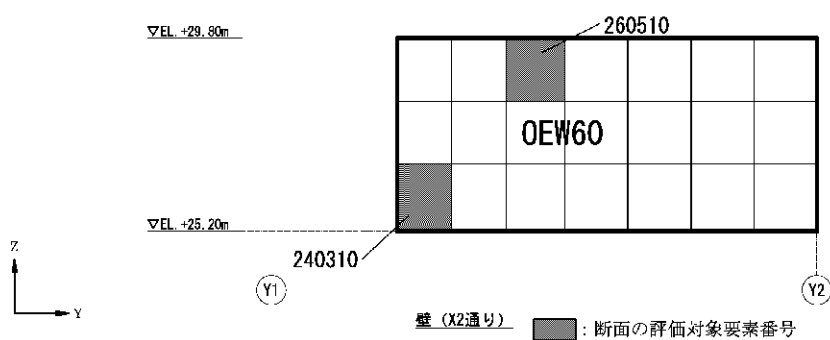
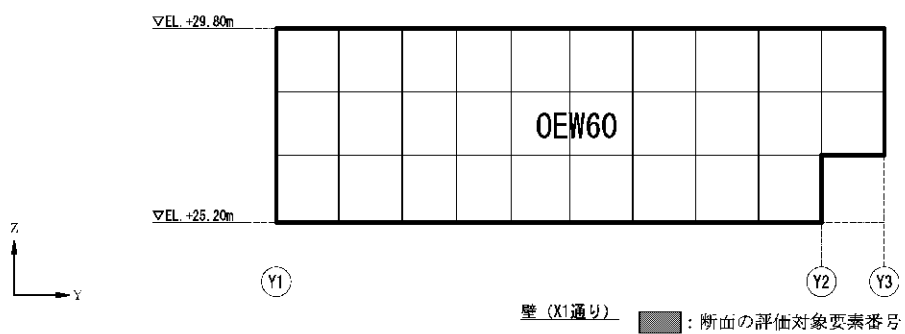


壁 (Y2通り) : 断面の評価対象要素番号

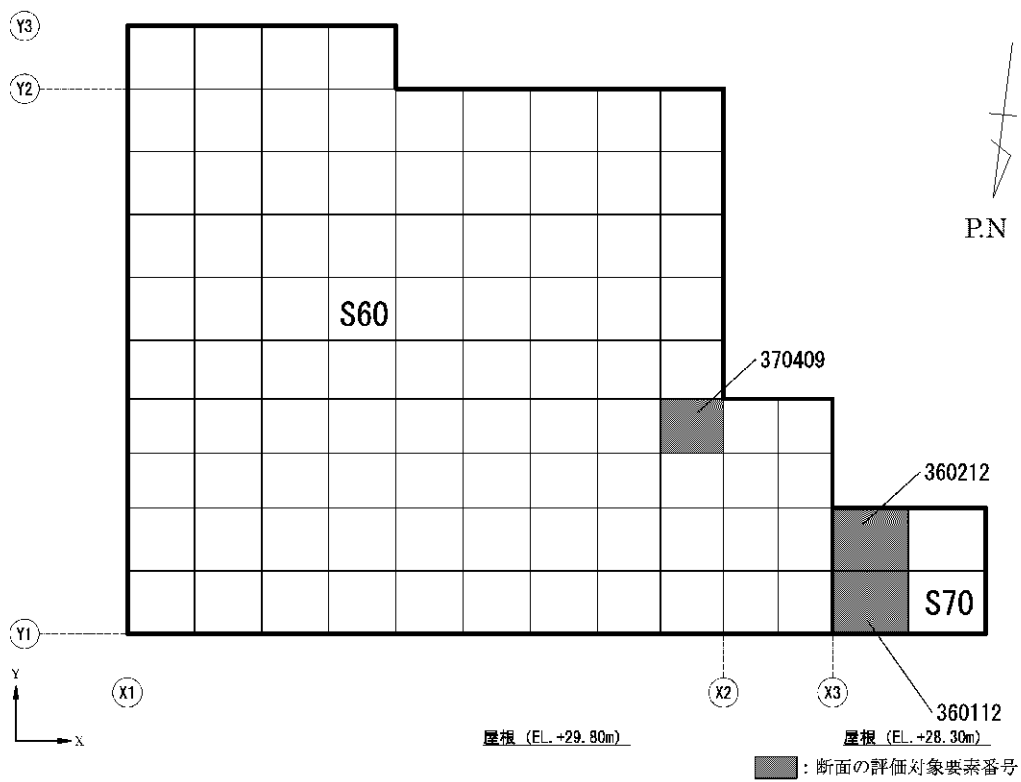
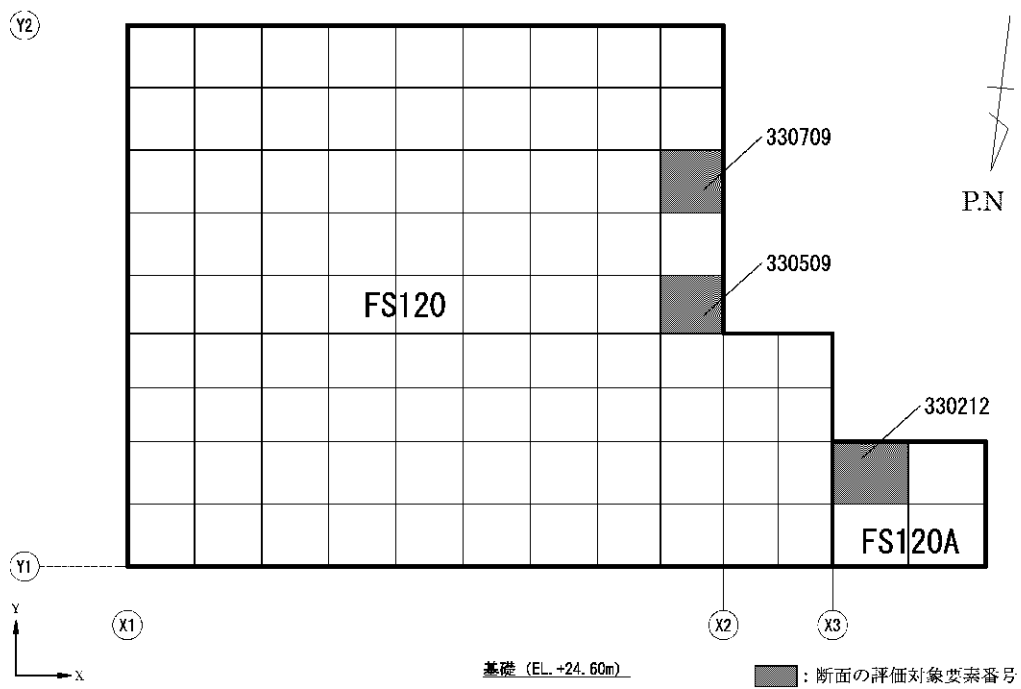


壁 (Y3通り) : 断面の評価対象要素番号

第 3-2 図 断面の評価対象要素番号(1/3)



第 3-2 図 断面の評価対象要素番号(2/3)



第 3-2 図 断面の評価対象要素番号(3/3)

第3-4表 分類領域ごとの配筋(1/2)

部位	領域	厚さ (mm)	主筋 (SD345、SD390) ^(注)		鉄筋量 (mm ² /m)	面外せん断 補強筋	
			位置	方向			
壁	OEW60	600	両側 共	縦筋	1段 D25@200	2,535	—
				横筋	1段 D25@200	2,535	
	OW60	600	両側 共	縦筋	1段 D25@200	2,535	—
				横筋	1段 D25@200	2,535	
	W70	700	両側 共	縦筋	1段 D29@200	3,210	—
				横筋	1段 D29@200	3,210	

(注) 主筋の鉄筋種別について、D19～D25はSD345、D29以上はSD390とする。

第3-4表 分類領域ごとの配筋(2/2)

部位	領域	厚さ (mm)	主筋 (SD345、SD390) ^(注)		鉄筋量 (mm ² /m)	面外せん断 補強筋	
			位置	方向			
屋根・ 基礎版	FS120	1,200	上端、 下端共	NS	1段 D29@200	3,210	—
				EW	1段 D29@200	3,210	
	FS120A	1,200	上端、 下端共	NS	1段 D32@200	3,970	—
				EW	1段 D32@200	3,970	
	S60	600	上端、 下端共	NS	1段 D25@200	2,535	—
				EW	1段 D25@200	2,535	
	S70	700	上端、 下端共	NS	1段 D29@200	3,210	—
				EW	1段 D29@200	3,210	

(注) 主筋の鉄筋種別について、D19～D25はSD345、D29以上はSD390とする。

第 3-5 表 断面の評価結果 (軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力)

部位	領域	要素 番号	方向	ケース No.	組合せ応力			必要 鉄筋量 a_g (mm ² /m)	設計 配筋量 a_g' (mm ² /m)	検定値	判定
					N (kN/m)	M (kN・m/m)	Q _{xy} (kN/m)				
壁	OEW60	240310	縦筋	3	876	7	319	1,792	2,535	0.71	可
	OW60	250312	横筋	1	261	8	-357	958	2,535	0.38	可
	W70	140312	横筋	7	95	-12	244	500	3,210	0.16	可
屋根 ・ 基礎版	S60	370409	EW	17	70	-102	-7	1,249	2,535	0.50	可
	S70	360212	NS	1	203	28	-57	421	3,210	0.14	可
	FS120	330509	NS	5	898	92	11	1,414	3,210	0.45	可
	FS120A	330212	NS	4	54	-84	-22	285	3,970	0.08	可

第3-6表 断面の評価結果（面外せん断応力度）

部位	領域	要素番号	方向	ケースNo.	面外せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_A (N/mm ²)	検定値	判定
壁	OEW60	260510	縦筋	12	0.223	1.61	0.14	可
	OW60	250312	縦筋	7	0.124	2.36	0.06	可
	W70	140312	縦筋	1	0.149	1.81	0.09	可
屋根 ・ 基礎版	S60	370409	EW	16	0.319	1.50	0.22	可
	S70	360112	NS	1	0.211	2.36	0.09	可
	FS120	330709	NS	3	0.661	2.36	0.29	可
	FS120A	330212	NS	1	0.339	2.36	0.15	可

4. まとめ

増設及び新規開口の設置を考慮した影響確認用モデルについて、固有値解析及び地震応答解析を行い、新規制基準工認モデルの解析結果との比較を行った。固有値解析結果より、建屋の振動特性に大きな差異がみられないこと、地震応答解析結果より、最大応答値に大きな差異がみられないこと、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

また、3次元 FEM 解析による断面の評価を行い、壁、屋根及び基礎版に生じる各応力が、許容限界を超えないことを確認した。

以上より、連絡通路接続工事に伴う増設及び新規開口の設置が建屋の有する耐震性へ与える影響はないことを確認した。

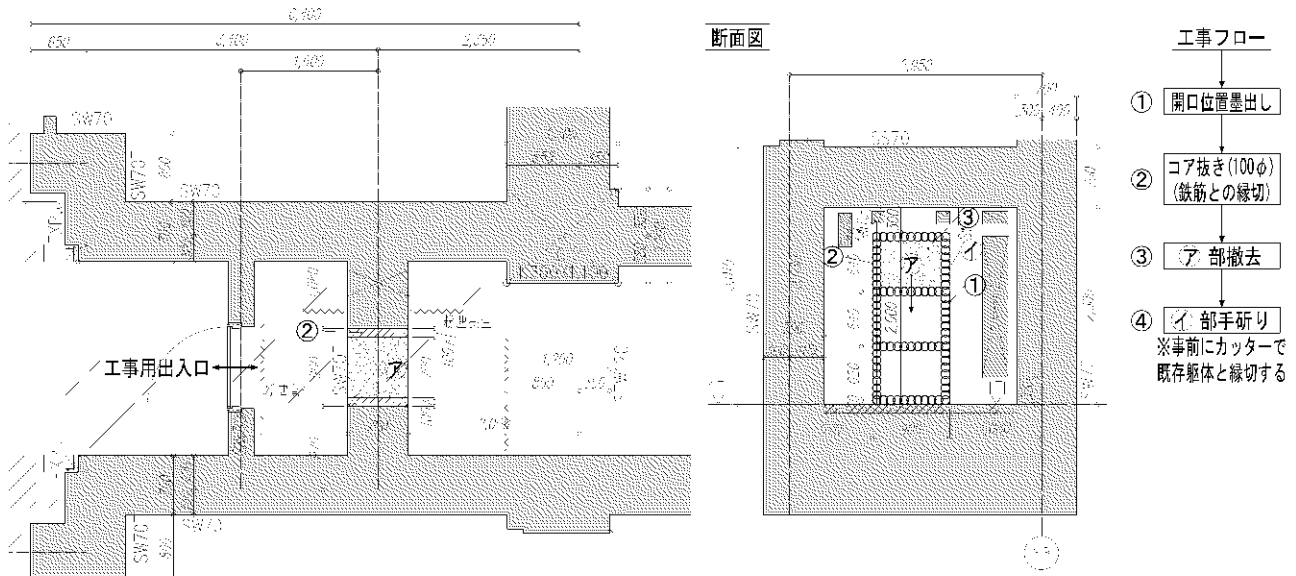
9-14. 緊急時対策棟（指揮所）の遮へい体の
撤去方法と耐震評価への影響について

1. 概要

緊急時対策棟（指揮所）においては、一部遮へい体の撤去を実施する。遮へい体撤去工の工事の方法と撤去による指揮所の耐震評価への影響を確認するものである。

2. 工事の方法

遮へい体撤去工事の手順（予定）を第1図に示す。遮へい体の撤去においては、撤去躯体周りの縁切りを実施したのち、遮へい体部分の撤去を実施する。



第1図 遮へい体撤去工事の手順（予定）

3. 指揮所の耐震評価への影響

指揮所の耐震評価への影響について、当該壁は、指揮所設置工事（1期工事）に係る工事計画認可申請において、応答解析にて評価を実施していることから、以下の(1),(2),(3)の観点で確認を実施した。

(1) 建屋の剛性への影響について

今回撤去範囲については、既評価において剛性を評価する際に考慮した壁ではなく、せん断断面積、断面二次モーメントへの影響はないため剛性への影響はない。

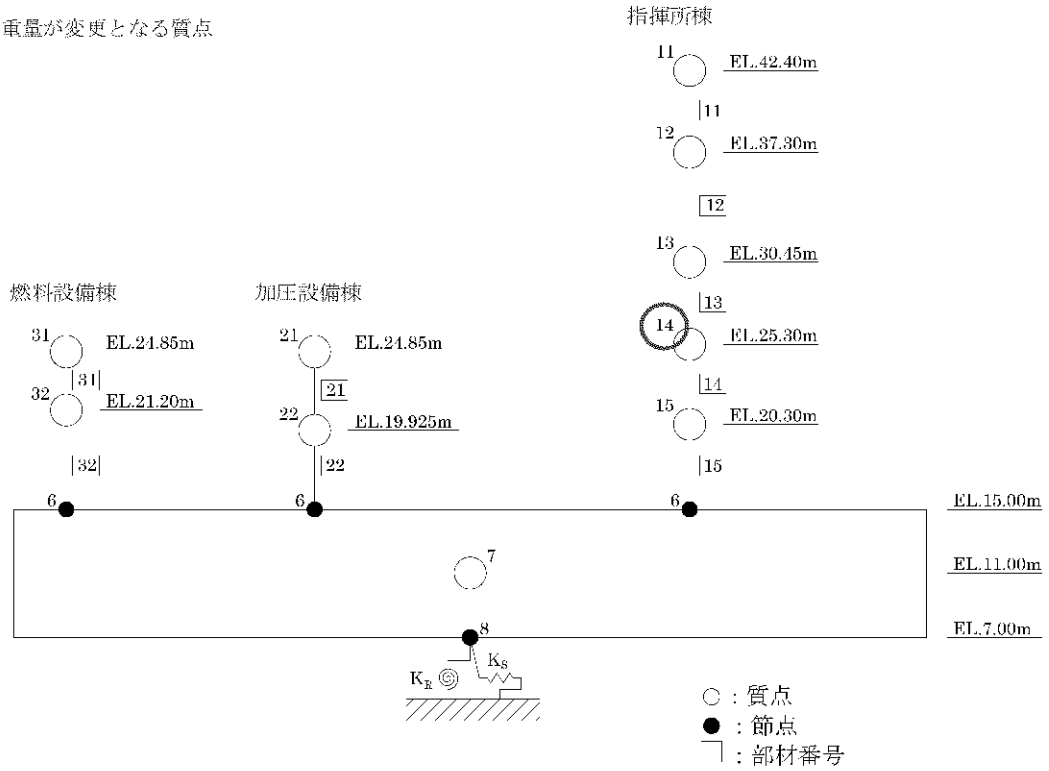
(2) 撤去工事中の周辺躯体への影響について

既評価において考慮している周辺躯体とは縁切りをした後に撤去を実施するため、影響はない。

(3) 質点重量の変更について

指揮所の地震応答解析モデルを第2図に、質点重量の変更内容と変動率について第1表に示す。重量の変更は軽微であり、指揮所の耐震評価に影響はない。

○ : 重量が変更となる質点



第2図 地震応答解析モデル

第1表 質点重量の変更内容と変動率

部位	質点番号	高さ EL. (m)	質点重量(kN)		重量の変動率(%) (②/①)
			指揮所 評価時 (①)	撤去による 減重量 (②)	
	14	25.30	6.50×10^4	$\blacktriangle 0.0031 \times 10^4$	$\blacktriangle 0.05\%$

9-15. 緊急時対策棟（連絡通路、指揮所、休憩所）
における耐震壁、シール材の気密性の維持について

1. 概要

緊急時対策所（緊急時対策棟内）については、居住性の確保に関する機能が要求されており、十分な気密性を維持する設計とすることが要求されている。このうち、耐震壁、シール材について設計上の位置付けを整理するものである。

2. 耐震壁について

連絡通路の耐震壁の評価は、資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」による解析結果に基づき行う。気密性を維持することの確認は、基準地震動 S_s に対して、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことによる確認により行う。第 1 表に地震応答解析による評価の許容限界を示す。第 1 表の通り、最大せん断ひずみを弾性範囲に収めることで気密性を維持する。

第 1 表 地震応答解析による評価の許容限界

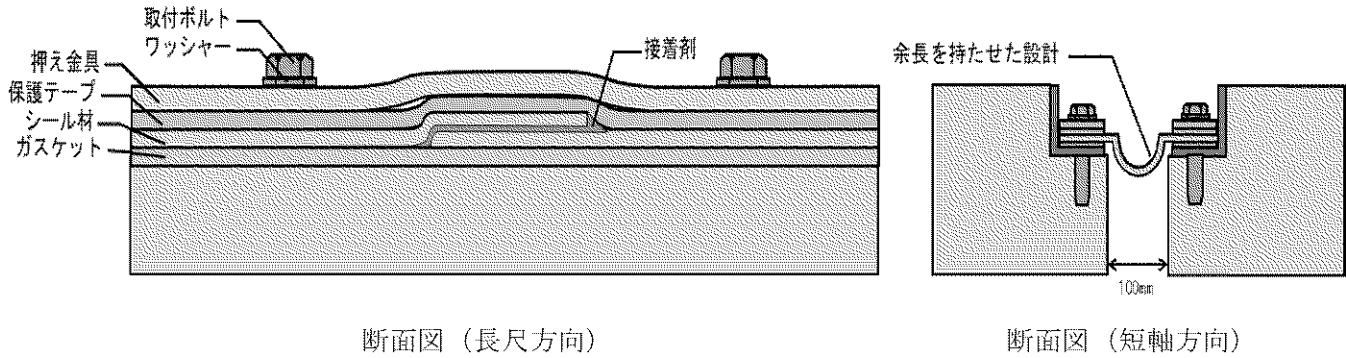
要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
気密性	建屋内への放射性物質の進入を防止するために気密性を維持すること	基準地震動 S_s	耐震壁	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	弾性範囲 (注1)(注2)

(注1) 耐震壁のせん断ひずみが、せん断スケルトンカーブにおける第 1 折点のせん断ひずみ以下であることを「弾性範囲」とする。

(注2) 基本として、事故時においては、換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とするが、基準地震動 S_s に対して、最大せん断ひずみが弾性範囲であることを確認することで、地震時及び地震後においてもその機能を維持できる設計とする。

3. シール材について

シール材圧着部及びシール材同士の接合部に関しては、現地施工時、接着剤等を用いて適切に接合させ、気密性を高める設計としている。また、シール材は余長（間隙100mm に対して、シール材長さ 200mm 程度）を設けているため、相対変位に対して気密性を損なうおそれはない。シール部の断面図を第1図に示す。



第1図 シール部断面図