

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-4_改1
提出年月日	2021年5月24日

補足-610-4 【原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料】

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙1-1 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

別紙1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

別紙1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

別紙2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

別紙5 剛性低下を考慮した原子炉建屋屋根トラスの影響検討

別紙6 屋根スラブの面外剛性を考慮した原子炉建屋屋根トラスの影響検討

別紙7 大物搬入口の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

別紙 7-1 地震応答解析におけるモデル化方針

別紙 7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

別紙 7-3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 7-4 大物搬入口躯体の耐震補強

別紙 7-5 地震応答解析モデルに関する検討



本日の説明範囲

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

原子炉建屋屋根トラスの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図 2-1, 図 2-2 に示す。

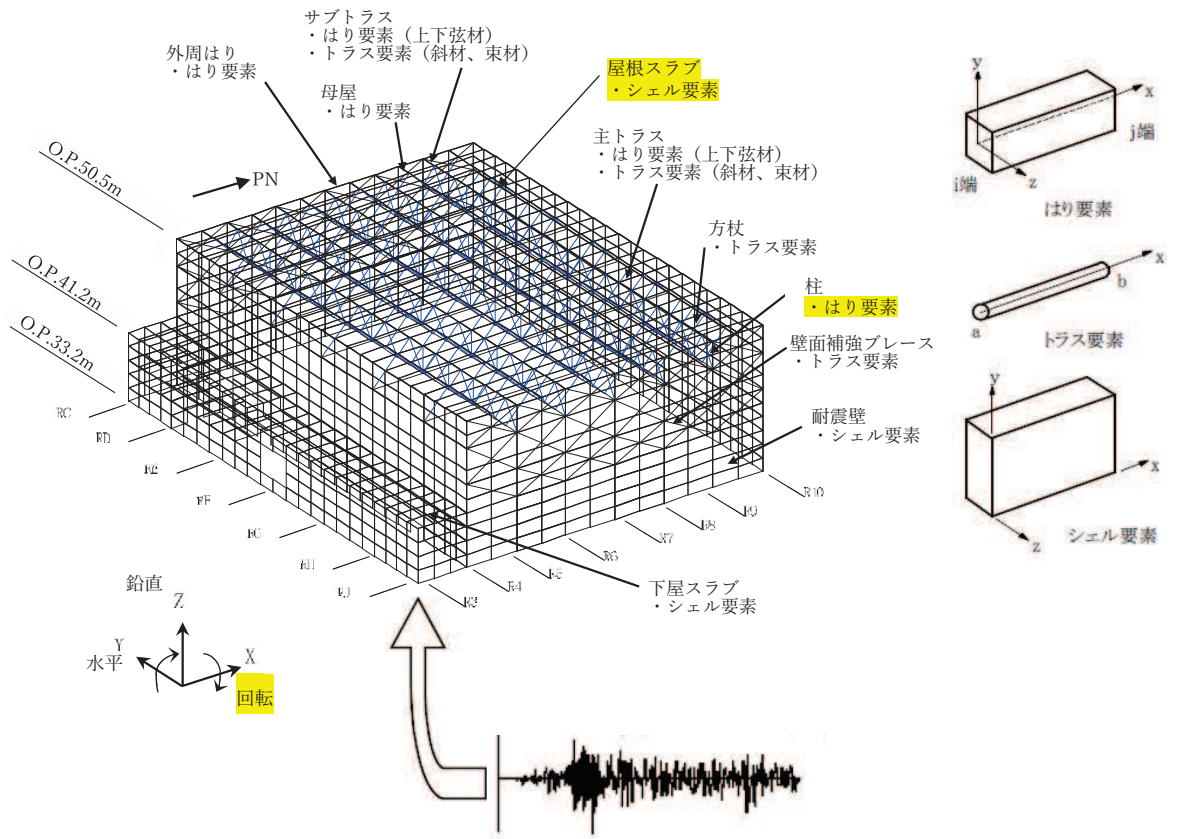
比較に用いる既工認時の解析モデル及び手法は、平成元年 6 月 8 日付け元資庁第 2015 号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-6-1 原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（原子炉建屋屋根トラス）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		・ 2次元フレームモデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)	(1) (2)
解析コード		・ S D	・ fappase	(2)
モデル	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$ ・ 鋼材のヤング係数： $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ 鋼材のポアソン比： $\nu = 0.3$	質点系地震応答解析モデルに基づき設定 ・ 耐震壁のコンクリートのヤング係数： $E = 7.94 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ (NS 方向) $E = 1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (EW 方向) ・ 屋根スラブのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$ ・ 鋼材のヤング係数： $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・ 鋼材のポアソン比： $\nu = 0.3$	(3) (4) (5)
	減衰	—	剛性比例型減衰 ・ コンクリート：5% ・ 鋼材：2%	—
	要素分割	・ はり要素：主トラスの上下弦材，柱，はり ・ トラス要素：主トラスの斜材，束材 ・ シェル要素：壁	・ はり要素：主トラス及びサブトラスの上下弦材，母屋，柱，はり ・ トラス要素：主トラス及びサブトラスの斜材・束材，方杖，壁面補強ブレース ・ シェル要素：耐震壁， 追設耐震壁 ，間仕切壁，スラブ	—
	境界条件	・ 各通りに，2次元平面トラスと建屋フレームを一体としてモデル化 ・ 1階スラブ上端との接点は固定端，プール壁との接点ではプール壁の回転を考慮しばね支持 ・ トラスの上下弦材は剛接合 ・ トラスの斜材，束材はピン接合	・ 3階 (O.P. 33.2m) より上部を3次元 FEM モデルとしてモデル化 ・ 3階を剛床とし，3階柱の柱脚は同変位条件で固定端とする ・ 主トラスの上下弦材，サブトラスの端部を除く下弦材は剛接合 ・ 主トラス及びサブトラスの斜材・束材，サブトラスの上弦材，サブトラスの下弦材の端部，母屋，方杖はピン接合	—
非線形特性	・ 考慮せず	・ 考慮する (主トラス及びサブトラスの斜材・束材，方杖は修正若林モデルで座屈を考慮)	(2)	
地震荷重との組合せ	$V_L + C_L + S_A$ $(V_L = D_L + L_L + P_L + E_L)$ D L : 固定荷重 L L : 積載荷重 P L : 配管荷重 C L : クレーン荷重 E L : 機器荷重 S _A : 地震荷重	$G + P + S_s$ G : 固定荷重 (クレーン荷重を含む) P : 積載荷重 (配管荷重及び機器荷重を含む) S _s : S _s 地震荷重	—	
荷重の設定	鉛直荷重	・ 構造物の自重，配管，機器荷重及び積載荷重	・ 構造物の自重，配管，機器荷重及び積載荷重 (耐震強化工事による重量変動を反映)	—
	クレーン荷重	・ クレーン自重及びホイスト重量	・ 同左	—
	地震荷重	・ 基準地震動 S ₁ により算定される地震力及び静的地震力を包絡した地震力	・ 基準地震動 S _s による地震力	—
評価方法	応力解析 ・ 短期：発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	・ 基準地震動 S _s 時：3次元 FEM モデルの時刻歴地震応答解析により各部材に生じる応力が弾性限強度 (鋼材の基準強度に 1.1 倍を考慮) を超えないこと及び塑性化部材では破断しないことを確認	(5) (6)	

【主要な差異】（表の備考欄に対応）

- (1) 原子炉建屋屋根トラスが鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を適切に行うことを目的として3次元FEMモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用する。
- (2) トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入る可能性があるため、弾塑性挙動を適切に評価することを目的として採用する。考慮した弾塑性特性の詳細及び弾塑性特性の設定の妥当性・適用性については別紙1-1に示す。
- (3) 耐震壁のコンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については、質点系の地震応答解析モデルと同様に初期剛性の低下を考慮する。
- (4) 鋼材のヤング係数については、「日本建築学会 2005年 鋼構造設計基準 一許容応力度設計法一」に基づき設定する。
- (5) 弾性部材は、「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮し、圧縮及び曲げについては座屈強度を用いる。
- (6) 塑性化部材は、中込ほか「繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究」（日本建築学会構造系論文集，第469号，127-136，1995年3月）に基づき評価する。



燃料取替床レベル (O.P. 33.2m) の応答結果を
3次元 FEM モデル柱脚へ入力

図 2-1 応力解析モデル図

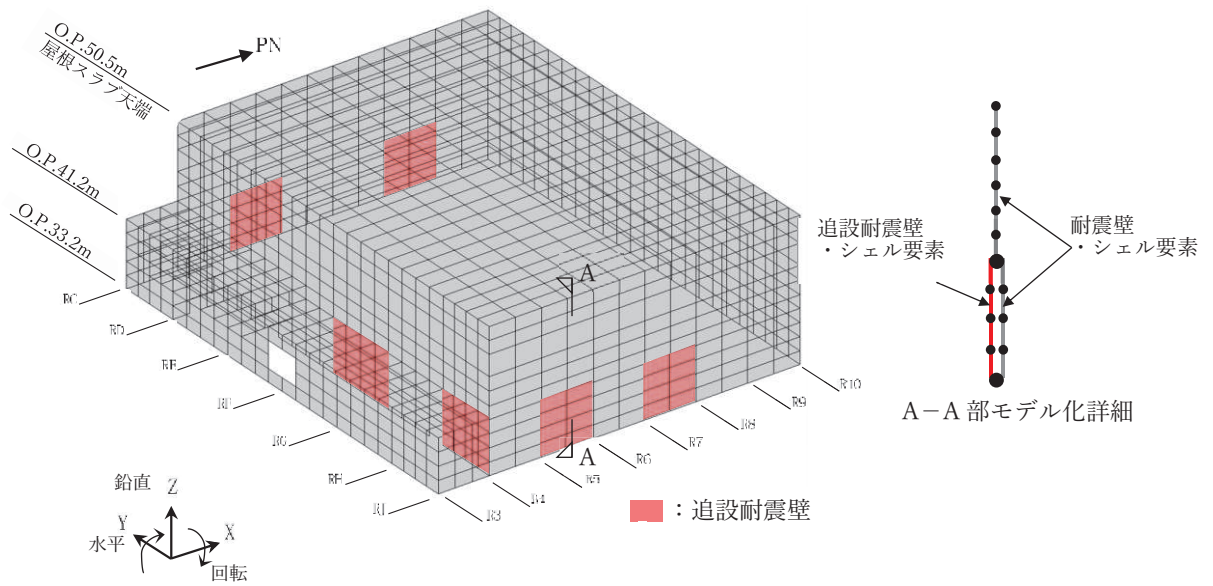


図 2-2 追設耐震壁のモデル化

別紙 1-1 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルと設計クライテリア
について

目 次

1. 概要	別紙 1-1- 1
2. 原子炉建屋屋根トラスについて	別紙 1-1- 1
2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要	別紙 1-1- 1
2.2 原子炉建屋屋根スラブの概要	別紙 1-1- 5
3. 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア	別紙 1-1- 6
3.1 解析モデルの概要	別紙 1-1- 6
3.2 鉄骨部材の弾塑性評価	別紙 1-1- 8
3.3 耐震壁，屋根スラブの剛性補正	別紙 1-1- 8
3.4 入力地震動，材料減衰	別紙 1-1- 9
3.5 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）	別紙 1-1-10
4. 弾塑性解析の採用について	別紙 1-1-11
4.1 弾塑性解析を採用することの目的	別紙 1-1-11
4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について	別紙 1-1-13
5. 各部材のクライテリアについて	別紙 1-1-18
6. 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ	別紙 1-1-19

別紙 1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

別紙 1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

1. 概要

鉄骨構造部の詳細評価モデルを構築して評価を実施している原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルについては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。

本資料では、屋根トラスが二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であることから、屋根トラスの3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について確認し、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持評価の方針について説明する。

2. 原子炉建屋屋根トラスについて

2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄筋コンクリート造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、38.0m(南北)×51.0m(東西)の長方形をなしており、燃料取替床レベル(O.P. 33.2 m)からの高さは17.3mである。屋根トラスの概要を図2-1に示す。表2-1に屋根トラスの諸元のうち、主トラス材、サブトラス材、母屋材、方杖材について示す。なお、屋根トラスについては平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震(以下「3.11地震」という。)後に、接合部の補強工事を実施している。また、サブトラスと母屋の補強を実施する。

表2-2に屋根トラスの各部材の要求機能を示す。

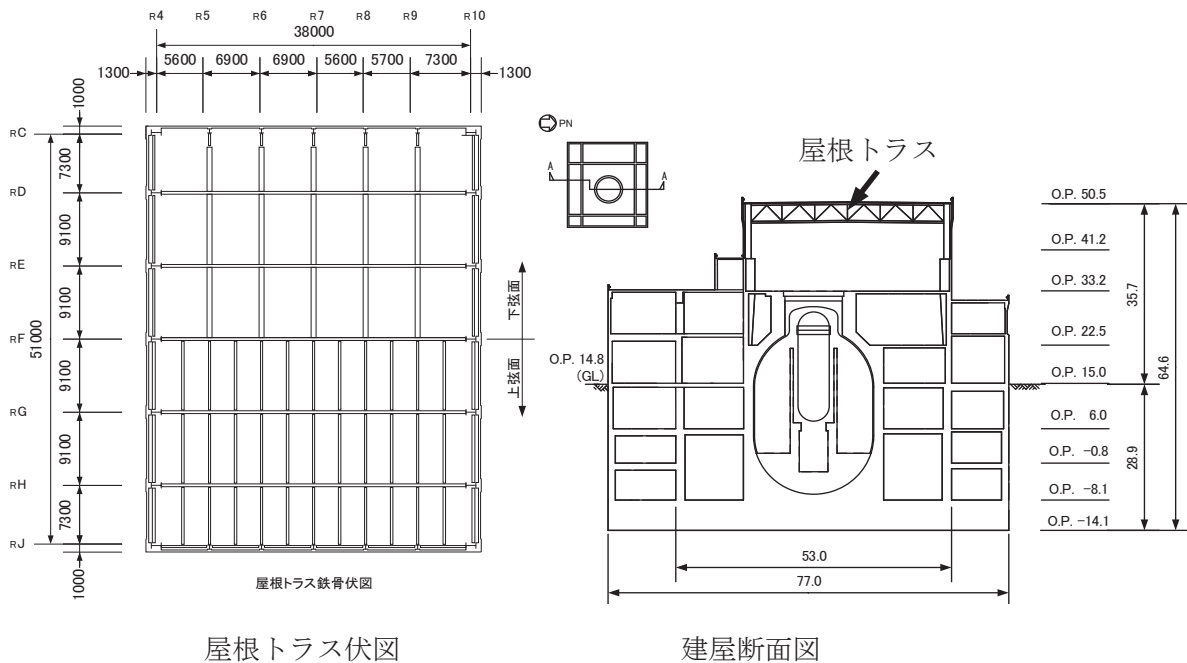


図2-1 原子炉建屋屋根トラスの概要

表 2-1(1) 屋根トラスの主な部材諸元 (1/2)

(a) 主トラス (RD, RE, RF, RG, RH 通り)

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦材	H-350×350×12×19	同左
下弦材	H-350×350×12×19	同左
斜材	2CTs-175×350×12×19	同左
	2CTs-150×300×10×15	同左
束材	2CTs-100×200×8×12	同左

(b) サブトラス (R5, R6, R8, R9 通り)

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦材	H-250×250×9×14	同左
下弦材	CT-170×250×9×14	PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344
		CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350
斜材	2Ls-130×130×9	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15
	2Ls-90×90×10	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15
束材	—	4Ls-90×90×6

表 2-1(2) 屋根トラスの主な部材諸元 (2/2)

(c) サブトラス (R7 通り)

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦材	H-250×250×9×14	同左
下弦材	CT-170×250×9×14	PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344
		CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350
斜材	2Ls-130×130×9	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15
		2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16
	2Ls-90×90×10	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16		
束材	—	4Ls-90×90×6

(d) 母屋

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦面	H-390×300×10×16	同左

(e) 方杖

部位	使用部材	
	補強前	補強後
サブトラス下弦材 ～母屋	—	2Ls-130×130×9
		2Ls-90×90×10

表 2-2 屋根トラスの各部材の要求機能

部位	部材	要求機能*
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持 フレームを構成する部材として水平地震荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
	束材	
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
	束材	
母屋		鉛直荷重の支持
	方杖	鉛直荷重の支持

注記* : 主な機能を示しており基準地震動 S_s に対する発生応力の負担も考慮する。

2.2 原子炉建屋屋根スラブの概要

原子炉建屋の屋根スラブは南北方向 40.6m×東西方向 53.0mの平面寸法、厚さ 17cm の鉄筋コンクリート構造である。外周部は厚さ 25cm の鉄筋コンクリート造の耐震壁で支持されており、南北方向に配置された 5 構面の主トラス、東西方向の 5 構面のサブトラスとサブトラスの中間の母屋で支持されている。屋根スラブ下面に取りつく主トラス上弦材、サブトラス上弦材及び母屋は H 型断面の鋼材であり、スタッドで屋根スラブと一体化することにより面内及び面外に高い剛性を確保している。屋根スラブの断面図を図 2-2 に示す。

屋根スラブには気密性の維持機能が要求されるため、換気性能とあいまって維持する方針である。なお、屋上面には防水材を施すことにより、防水性を確保している。

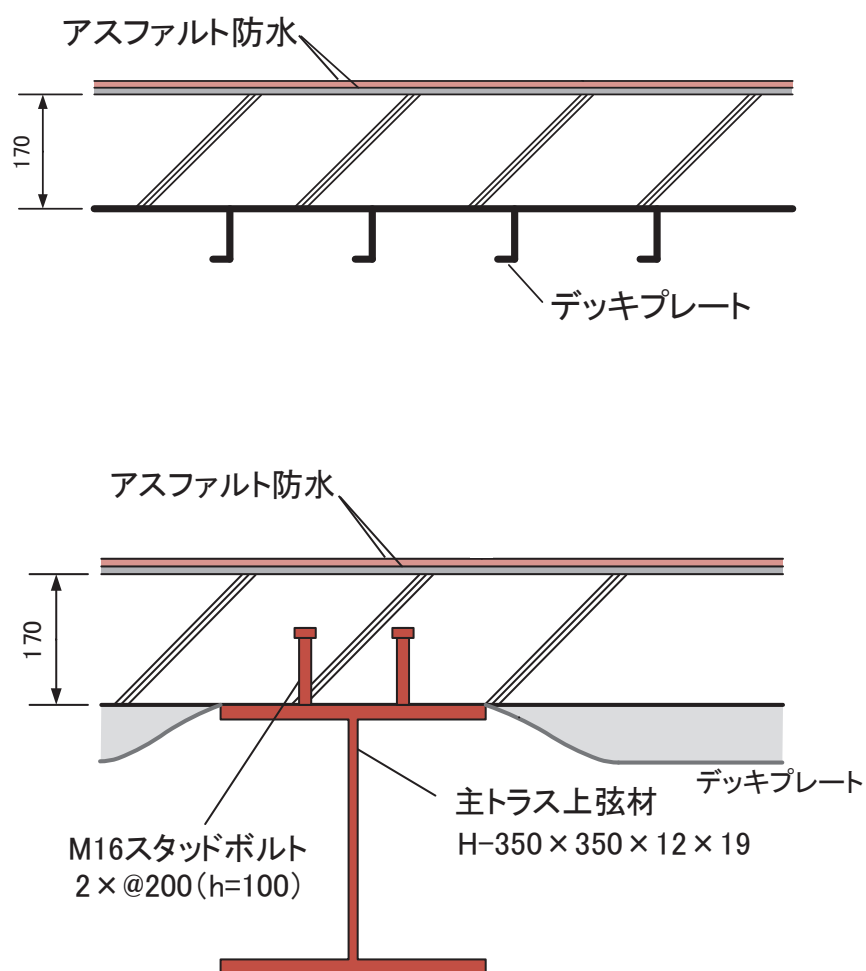


図 2-2 屋根スラブ断面図

3. 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア

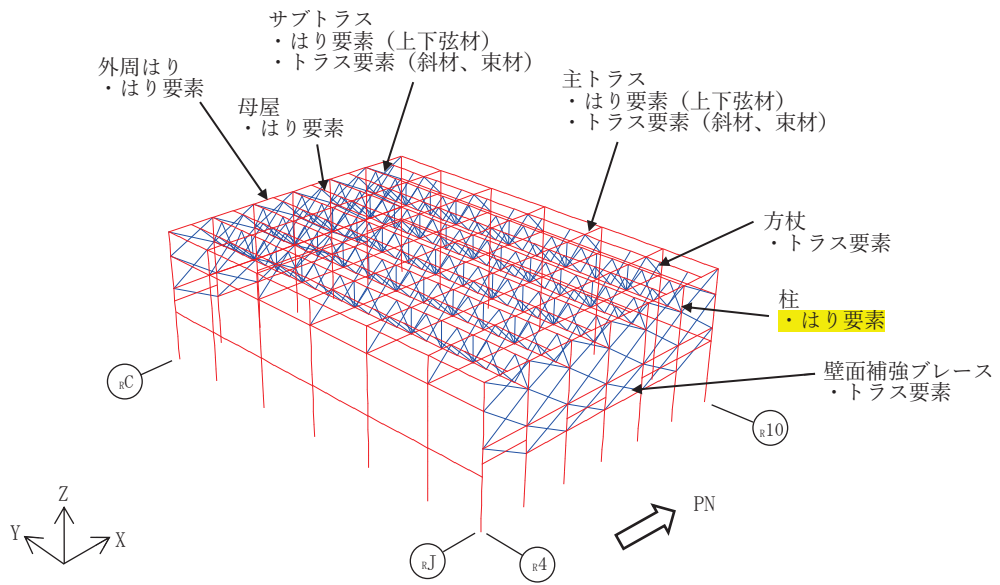
3.1 解析モデルの概要

原子炉建屋屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために 3 次元モデルによる地震応答解析を採用する。

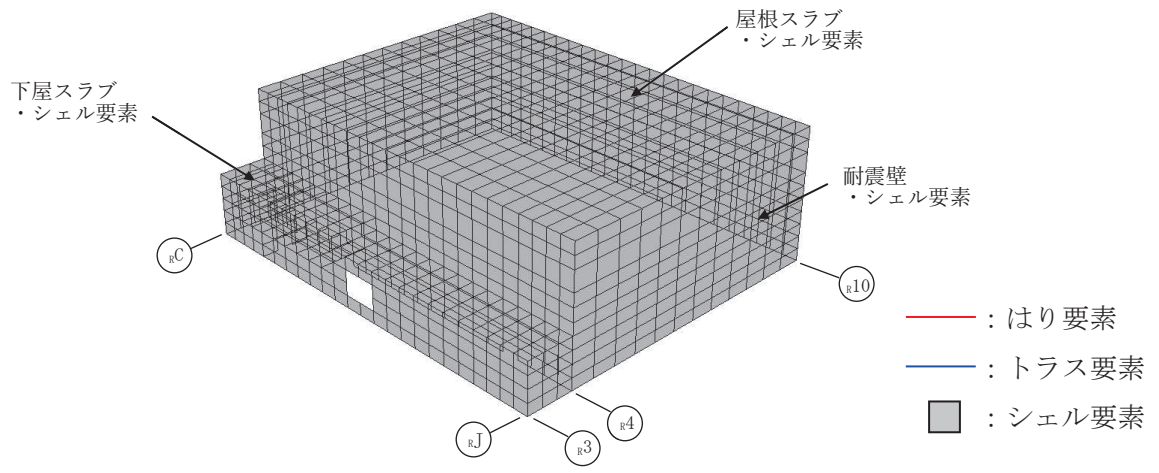
地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル (O.P. 33.2m) より上部の躯体 (屋根鉄骨, 柱, 梁, 耐震壁, 屋根スラブ, 下屋部屋根スラブ) をモデル化した立体フレームモデルとし, 部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を図 3-1 に示す。

屋根トラス部は, 主トラス (上下弦材, 斜材及び束材), サブトラス (上下弦材, 斜材及び束材), 母屋, 方杖, 外周鉄骨梁をモデル化する。各鉄骨部材は軸, 曲げ変形を考慮したはり要素 (トラスの上下弦材) と軸変形のみを考慮したトラス要素 (トラスの斜材, 束材等) としてモデル化する。また, 耐震壁及び外周梁は各々シェル要素及び軸, 曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し, 耐震壁の開口部についても考慮する。なお, 柱脚の条件は固定とする。また, 解析に用いる材料の物性値を表 3-1 に示す。

また, 屋根トラスは屋根スラブとスタッドで一体化されていることにより高い剛性を確保しているため, 屋根トラスの地震応答解析モデルにおいても屋根スラブの面内剛性を考慮することとする。なお, 屋根トラス部材の応力評価に対する保守性を考慮し, 屋根スラブの面外剛性は考慮しないこととする。屋根スラブのシェル要素は主トラス, サブトラス, 母屋の各交点で節点を共有するようにモデル化する。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 3-1 屋根トラスの解析モデルの概要

表 3-1 解析に用いる材料定数

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート*	26500	11400	5
鉄骨	205000	79000	2

注記* : 地震応答解析モデルと同様の初期剛性低下については、地震観測記録の分析等を踏まえて、その影響を考慮することとする。その考え方については図 3-2 及び図 3-3 に示す。

3.2 鉄骨部材の弾塑性評価

基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス材としてモデル化した部材の一部については塑性域に入る可能性を考慮して、部材座屈後の挙動を模擬できる手法（修正若林モデル）に基づく弾塑性特性を採用している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「4. 弾塑性解析の採用について」に示す。

3.3 耐震壁，屋根スラブの剛性補正

耐震壁及びスラブのシェル要素については、弾性モデルとしている。

耐震壁のモデル化に当たっては、質点系モデルにおける上部耐震壁の初期剛性低下に整合するよう剛性を補正する方針とする。また、基準地震動 S_s に対しては、質点系モデルにおける耐震壁の復元力特性モデルに基づく剛性低下（非線形化）が生じることから、質点系モデルの非線形化後と同等の剛性低下も考慮する。壁剛性の補正の考え方を図 3-2 に示す。

屋根スラブについては面内剛性のみ考慮するものとするが、耐震壁に比べて生じる面内せん断ひずみは小さい（補足-620-1 別紙 5 参照）ことから設計剛性を基本ケースとする。なお、地震時の応答を踏まえて剛性低減を等価剛性（不確かさケース）として考慮したモデルについても検討する。屋根スラブの剛性の考え方を図 3-3 に示す。

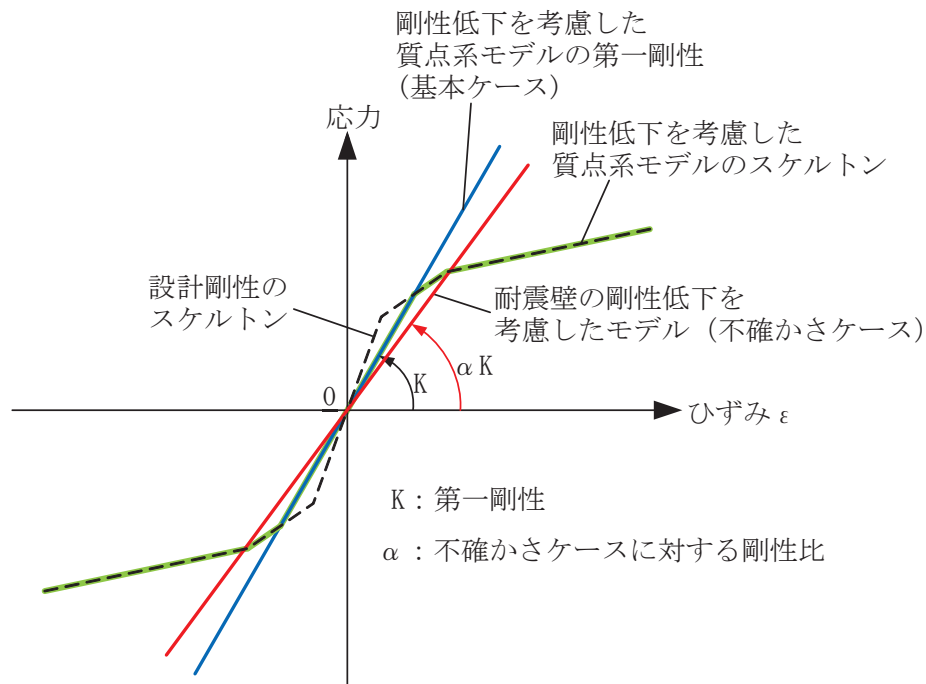


図 3-2 耐震壁の剛性の考え方

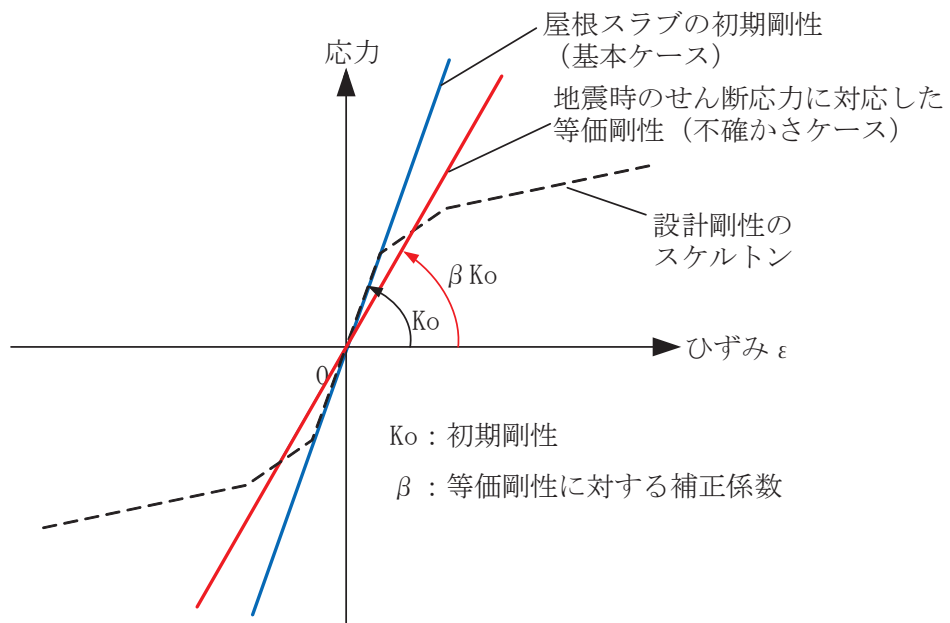


図 3-3 屋根スラブの剛性の考え方

3.4 入力地震動，材料減衰

解析モデルへの入力地震動は，原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル (0. P. 33. 2m) の応答結果 (水平，鉛直及び回転成分) を用いることとし，燃料取替床位置を固定として，**水平方向と鉛直方向の**同時入力による地震応答解析を実施する。原子炉建屋水平方向の質点系モデルは床ばねモデルを採用しているため，入力波はモデル脚部の 2 質点の**時刻歴の**平均波を入力する。また，地震応答解析における減衰評価は，水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数 (3. 60Hz) に対して，鉄骨造部分の減衰定数が 2%，鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分の減衰定数が**5%となる**剛性比例型内部粘性減衰 (各部別) とする。**なお，剛性比例型減衰を採用することの妥当性については別紙 1-3 に示す。**

3.5 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）

屋根トラスの要求機能は屋根スラブの間接支持構造物であり、基準地震動 S_s に対し二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの要求機能である気密性が確保されるように屋根トラスの設計を行う。

屋根スラブの評価方針は、面内方向については屋根トラスの地震応答解析モデルにおいて屋根スラブの面内剛性を考慮しているため、屋根スラブに発生する面内応力を対象に機能維持評価を実施する。面外方向については、質点系モデルの屋根面に対応する鉛直方向震度を用いて、サブトラス上弦材と母屋に支持される一方向版として評価する。また、屋根トラスの地震応答解析モデルにおいては屋根スラブの面外剛性は考慮していないが、影響検討として面外剛性を考慮した解析により、屋根スラブの応答性状や応力分布などを確認のうえ機能維持評価を実施する。

屋根トラスの評価方針は、基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できることを確認する。

また、屋根トラスの解析モデルのうち、二次格納施設のバウンダリを構成する耐震壁の気密性については、質点系モデルによる算定結果を採用するが、屋根トラスのモデルによる応答性状と比較した上で、必要に応じオペフロ上部の耐震壁のせん断ひずみ等の評価に反映する。

表 3-2 に屋根トラスの解析モデルのうち二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブ、屋根トラスの機能維持の評価方針を示す。

表 3-2 機能維持の評価方針

部位	要求機能	評価方針
屋根スラブ	気密性	(面内) おおむね弾性状態であることを算定される応力度より確認する。おおむね弾性状態を超える場合は、面内せん断ひずみを踏まえて漏えい量を算定し換気能力を下回ることを確認する* ¹ 。 (面外) 面外曲げに対して、鉄筋が降伏しないこと* ² を確認する* ³ 。
屋根トラス	間接支持構造物	基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できること。(各部材のクライテリアは表 5-1 参照)

注記*¹：漏えい量の算定にあたっては、別途算定する耐震壁の漏えい量を考慮する。

*²：鋼材の基準強度 1.1 倍を超えないこと

*³：屋根スラブについては、辺長比を考慮して、サブトラス上弦材と母屋に支持される一方向版として鉛直方向の震度を考慮する。

4. 弾塑性解析の採用について

4.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建屋屋根トラスについては、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、トラスを構成する部材の一部が塑性域に入る可能性を考慮して、弾性解析では当該部材の塑性化による影響を考慮できないため、解析と実現象に乖離が生じることになる。そこで今回工認では、屋根トラスの弾塑性挙動を適切に評価することを目的として、部材の弾塑性特性を考慮した地震応答解析を採用した。

原子炉建屋屋根トラスの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現できないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動の適切な評価に当たっては、部材の弾塑性特性を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用した屋根トラス部材の弾塑性特性を表 4-1 に示す。表 4-1 に示すとおり、軸力のみを負担するトラス要素に対してのみ弾塑性特性として修正若林モデルを採用する。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建屋屋根トラス部材への適用性を検討する。また、修正若林モデルを用いた弾塑性解析を実施することにより、一部部材の塑性化を考慮することとなるため、当該部材のクライテリアについても検討する。

表 4-1 屋根トラス部材の弾塑性特性について

部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		考慮しない（弾性）
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
サブトラス	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		考慮しない（弾性）
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
母屋	上弦面	はり要素	考慮しない（弾性）
方杖	—	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）

4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

4.2.1 弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建屋屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、弾塑性特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建屋（実機）を対象として実施された谷口らの研究^[1]に示される部材レベルの弾塑性特性である。修正若林モデルは、若林モデル^[2]を基本としているが、谷口らの研究^[1]で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、式 (1) により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \quad (1)$$

$n = N/N_y$ N : 軸力 N_y : 降伏軸力

n_0 : 無次元化初期座屈耐力 $\bar{\zeta}$: 無次元化圧縮側累積塑性歪

$Pn = (n_E/4) - 5$ $n_E = \pi^2 E / (\lambda e^2 \sigma_y)$ λe : 有効細長比

修正若林モデルの弾塑性特性を図 4-1 に示す。

谷口らの研究^[1]においては、実機の特徴を反映した X 型ブレース架構の静的繰返し実験を実施している。また、修正若林モデルの妥当性を確認するに当たって、ブレース部材の弾塑性特性として修正モデルを適用した解析モデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果をおおむねよく捉えているとしている。試験体の概要を図 4-2、解析モデルを図 4-3、解析結果と実験結果の比較を図 4-4 に示す。

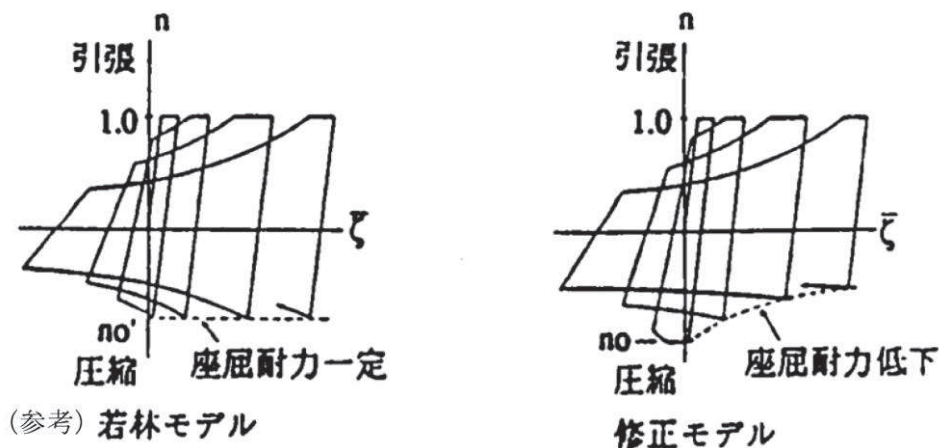


図 4-1 修正若林モデルの弾塑性特性（[1]より引用，一部加筆）

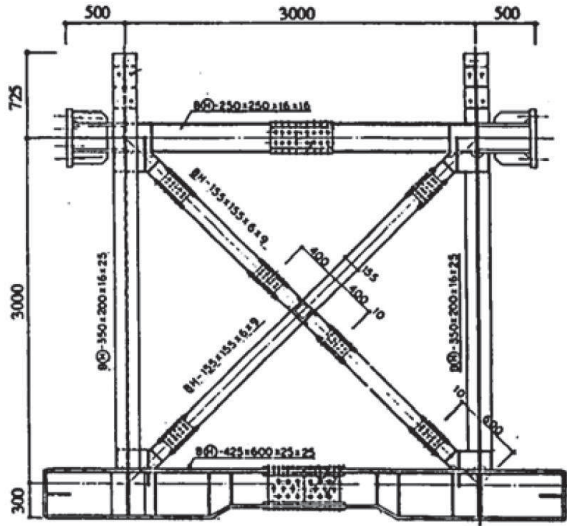
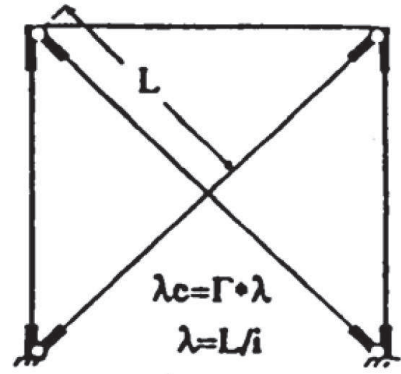
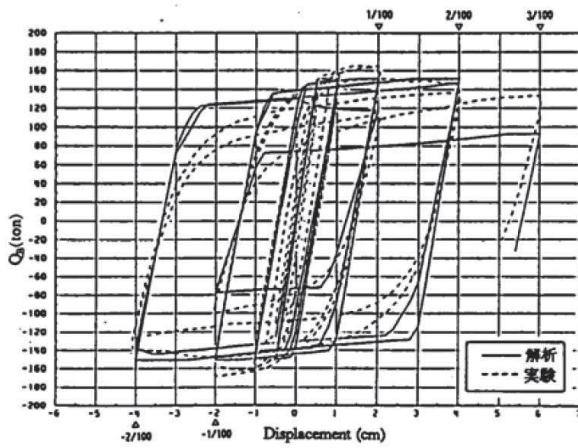


図 4-2 試験体の概要 ([1]より引用)

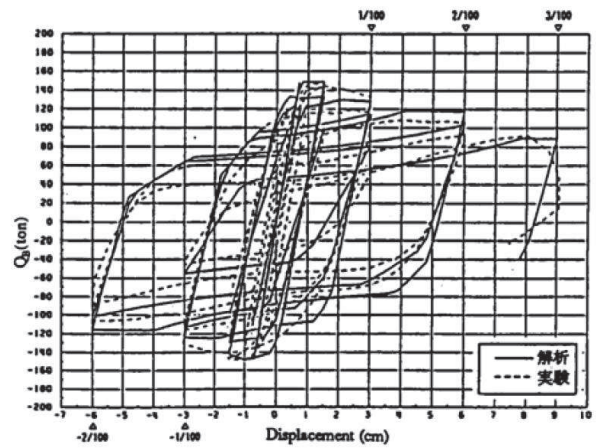


Γ ; 等価座屈長さ係数
 λ_e ; 有効細長比
 λ ; 細長比(芯々)

図 4-3 解析モデル ([1]より引用)



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

図 4-4 解析結果と実験結果の比較 ([1]より引用)

4.2.2 原子炉建屋屋根トラスに対する検証例

谷口らの研究^[1]は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建屋屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究^[3]がある。

この研究は、原子炉建屋屋根トラスの終局耐力について検討したものであるが、実験結果を高精度にシミュレーションするために構築したモデルの中で本弾塑性特性が適用されている。

鈴木らの研究^[3]では、終局耐力を検討するに当たり原子炉建屋屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。原子炉建屋屋根トラスはこのうち、ワーレン形に該当する。試験体の概要を図4-5に示す。

実験のシミュレーション解析においては、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較し、精度良く実験結果を追跡できているとしている。結果の比較を図4-6に示す。

以上のように修正若林モデルは、提案当初のX型ブレース材に加えて、ワーレン形、プラット形の鉄骨トラスでも実験結果を精度良く追跡できおり、幅広い鉄骨架構形式において軸力のみを負担する部材の弾塑性特性として適用可能であると考えられる。

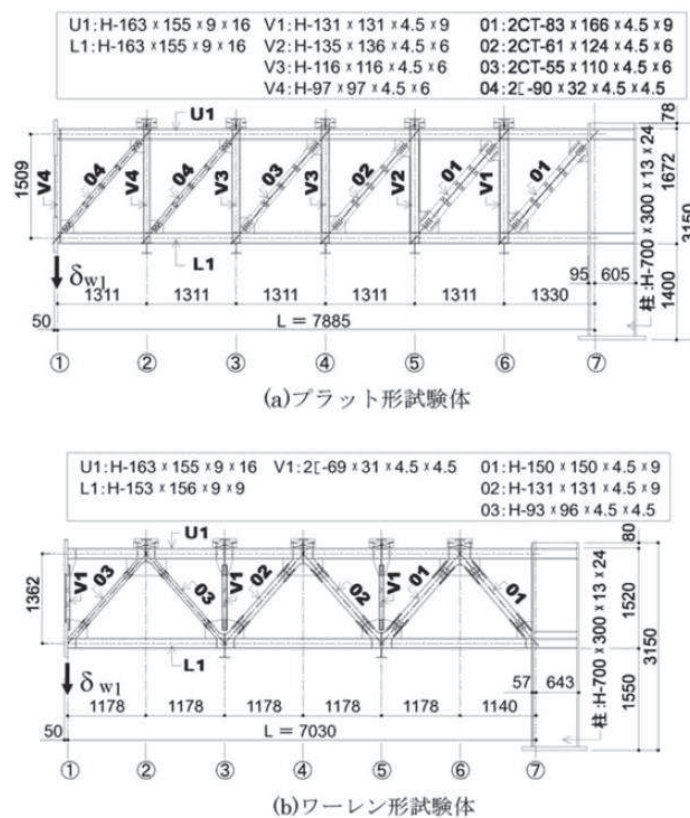


図4-5 試験体の概要 ([3]より引用)

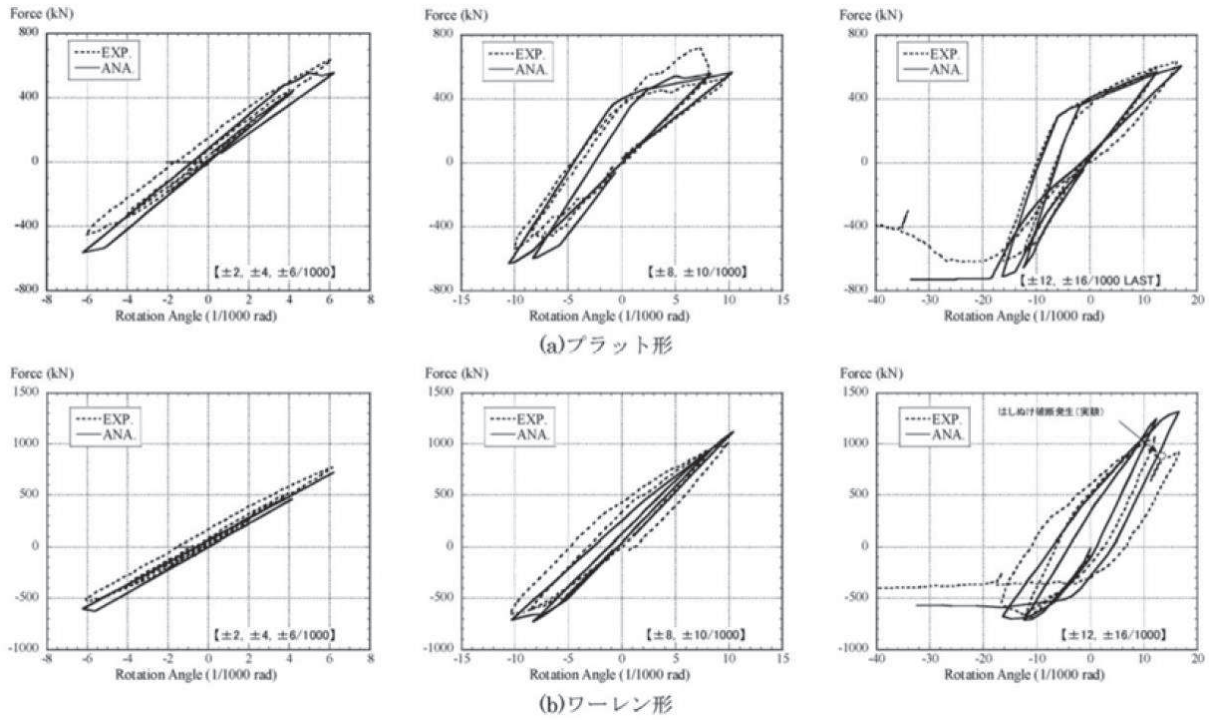


図 4-6 実験のシミュレーション解析結果 ([3]より引用)

4.2.3 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用した修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析においてもその適用性・妥当性が検証されている。これより、原子炉建屋屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えられる。

5. 各部材のクライテリアについて

入力地震動の増大に伴い鉄骨部材の一部が塑性域に入る可能性を考慮して、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施する。

表 5-1 に各部材のクライテリアを示す。

評価方法としては、主要部材が弾性範囲であることを確認する方針とする。

表 5-1 今回工認における屋根トラス各部材のクライテリア

評価部位		要求機能*1	弾塑性特性	評価方法
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持，フレームを構成する部材として水平地震荷重，クレーン荷重の支持	考慮しない（弾性）	主要部材が弾性範囲であることを確認*2
	下弦材		弾塑性 （修正若林モデル）	
	斜材			
	束材			
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
	下弦材		弾塑性 （修正若林モデル）	
	斜材			
	束材			
母屋		鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
方杖		鉛直荷重の支持	弾塑性 （修正若林モデル）	

注記*1：主な機能を示しており基準地震動 S_s に対する発生応力の負担も考慮する。

*2：鋼材の基準強度 1.1 倍を超えないこと。

6. 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの評価に当たって、3次元フレームモデルによる弾塑性解析（弾塑性特性としては修正若林モデルを考慮）を採用する。修正若林モデルは先行審査で採用実績のある弾塑性特性であるが、X型ブレースを対象として検討されたものであったため、既往文献（原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析）を参照し、その適用性・妥当性が検証されていることを確認した。また、屋根スラブの要求機能と評価方針を踏まえ、弾塑性特性を考慮する鉄骨部材のクライテリアについて整理した。

以上より、今回工認において原子炉建屋屋根トラスの評価に弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。また、弾塑性解析の結果を踏まえ、屋根トラスの評価及び屋根スラブの検討により、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持の評価方針を整理した。

なお、原子炉建屋屋根トラスは、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく燃料取替床（地上3階）レベルの応答を入力地震動として評価を実施しており、入力地震動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）を踏まえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする。

【参考文献】

- [1] 谷口ほか:鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集 Vol. 37B 号, 1991 年 3 月, pp303-316
- [2] 柴田ほか: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化, 日本建築学会構造系論文報告集第 316 号, 昭和 57 年 6 月, pp18-24
- [3] 鈴木ほか: 原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 Vol. 76No. 661, 2011 年 3 月, P571-580
- [4] 中込ほか (1995) :繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究 日本建築学会構造系論文集 No. 469, 127-136, 1995. 3

別紙 1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

原子炉建屋の屋根トラスのモデル化の妥当性を確認するために、地震観測記録を用いてシミュレーション解析を実施している。検討対象地震は、3.11地震の観測記録とし、燃料取替床（地上3階）の観測記録を入力地震動として、屋上の地震観測記録のシミュレーション解析を実施している。解析結果は補足-620-1 別紙7に示す。

屋上位置のシミュレーション解析と観測記録の加速度応答スペクトルを比較すると、各方向ともおおむね整合する結果となっている。

このことから、オペフロ上部の耐震壁に対する補強工事（鉄骨ブレースの設置や鉄筋コンクリート壁の増設等）前において屋根トラスのモデルについては妥当と考えられる。

なお、今回工認の屋根トラスの解析モデルにおいては、屋根トラスに対する保守性を考慮した設計的観点及び3.11地震後に実施した補強工事等を考慮して、表1に示す項目を、このシミュレーションモデルから変更している。

表1 シミュレーション解析モデルと今回工認モデルの比較

項目		シミュレーション 解析モデル	今回工認モデル
目的		地震観測記録の再現	保守性を考慮した設計
モデル化	合成梁	主トラス上弦材, サブトラス上弦材, 母屋, 外周鉄骨梁を合成梁として考慮	考慮しない
	屋根面のシェル要素	面内剛性, 面外剛性を考慮	面内剛性のみ考慮
	オペフロ上部耐震補強工事	工事前の状態（補強なし）	工事後の追設部材をモデル化
	積載荷重	実状を勘案し, 屋根面の積載荷重は考慮しない	設計として屋根面の積載荷重を考慮

別紙 1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

1. 概要

原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床(地上3階)レベルの応答時刻歴波形の平均波を用いるが、鉛直動に対する質点系モデルでは、屋根スラブの剛性は考慮していない。

鉛直動に対する質点系モデルにおいて、屋根スラブの剛性を考慮した場合についても解析を実施し、原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動に与える影響を確認する。

2. 検討結果

鉛直動に対する質点系モデルを図 2-1 に、屋根スラブの面外剛性を屋根部分の剛性に考慮したモデルを図 2-2 に示す。

上記2つのモデルによる燃料取替床(地上3階)レベルの応答スペクトル(h=2%)の比較を、基準地震動S_s-D1及びS_s-D2を例に図 2-3 に示す。

全周期帯にわたり、2つのモデルによる応答値の差はほとんど無く、屋根トラスの評価において無視できる範囲である。

設計基準強度 : $F_c = 32.4$ N/mm²
 ヤング係数 : $E_c = 2.65 \times 10^4$ N/mm²
 せん断弾性係数 : $G_c = 1.14 \times 10^4$ N/mm²
 減衰定数 : $h = 5\%$ (RC造)
 : $h = 2\%$ (トラス部)

トラス部の断面性能 (A_s, I) はRC等価な値にて与える

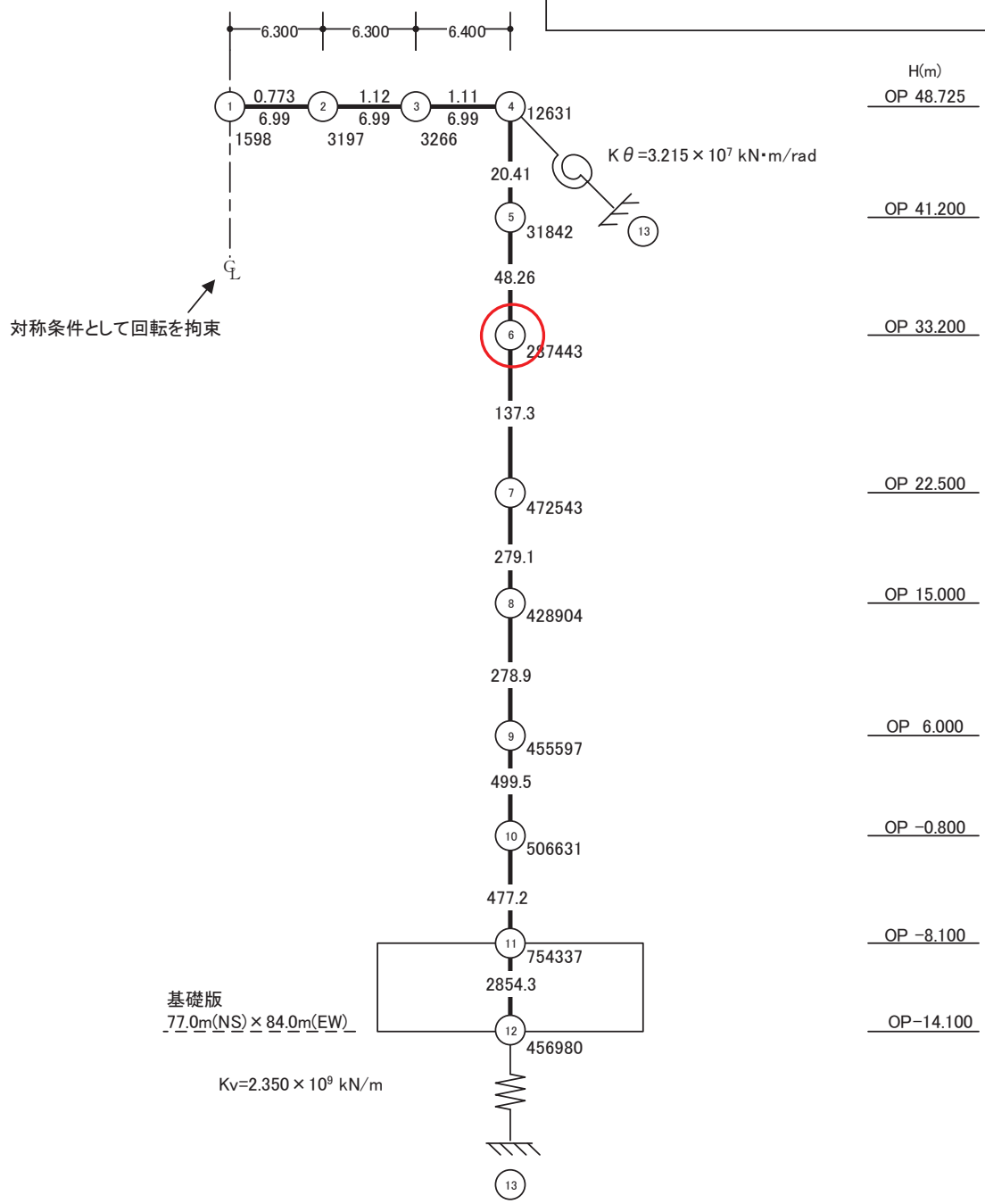


図 2-1 鉛直動に対する質点系モデル
(屋根の面外剛性非考慮)

設計基準強度 : $F_c = 32.4$ N/mm²
 ヤング係数 : $E_c = 2.65 \times 10^4$ N/mm²
 せん断弾性係数 : $G_c = 1.14 \times 10^4$ N/mm²
 減衰定数 : $h = 5\%$ (RC造)
 : $h = 2\%$ (トラス部)

トラス部の断面性能 (A_s, I) はRC等価な値にて与える

せん断断面積(m²)
 断面2次モーメント(m⁴)

No.

質点重量(kN)

軸ばね ($\times 10^7$ kN/m)

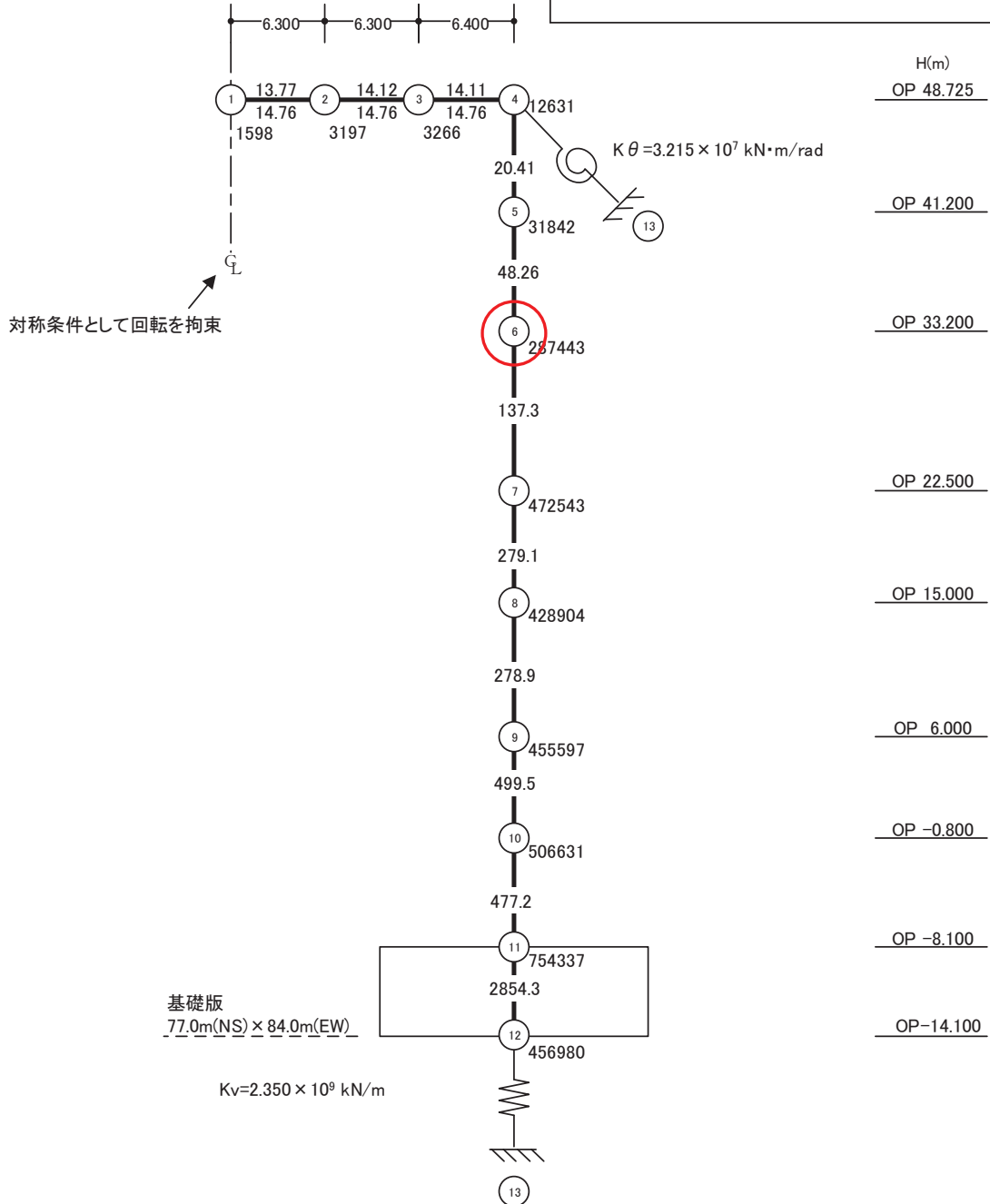
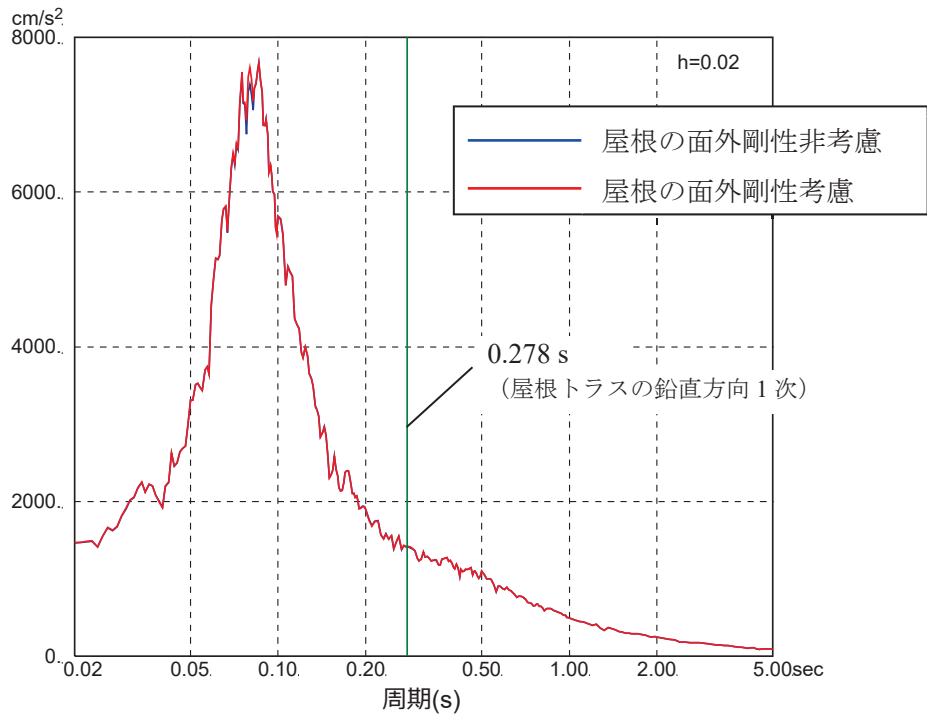
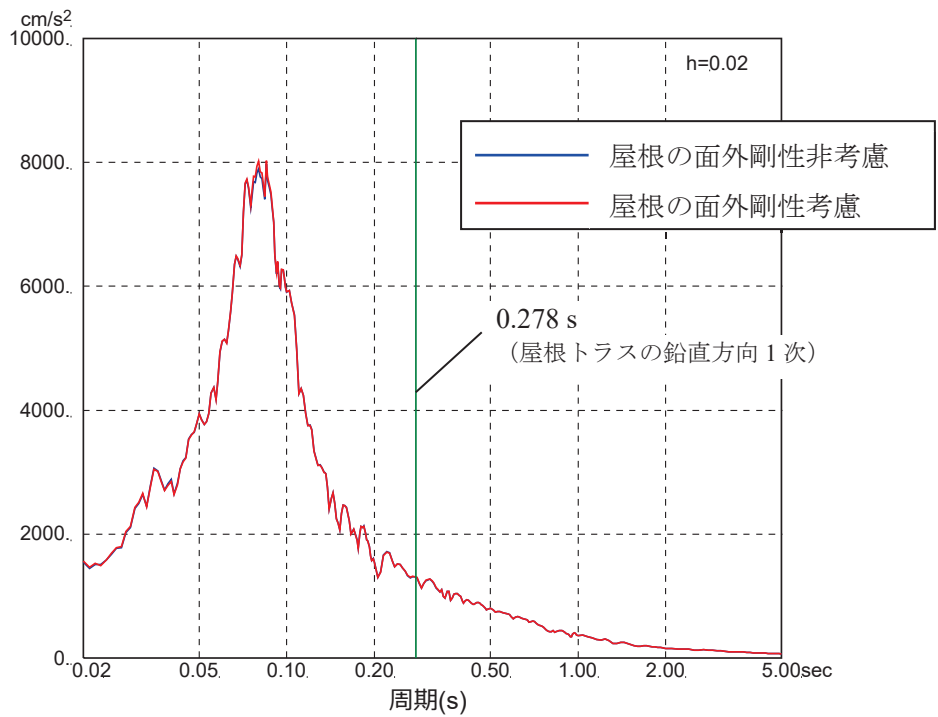


図 2-2 鉛直動に対する質点系モデル
 (屋根の面外剛性を考慮した場合)



(a) 基準地震動 S s - D 1



(b) 基準地震動 S s - D 2

図 2-3 燃料取替床 (地上 3 階) レベルの応答スペクトル (h=2%) の比較

別紙 1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

目 次

1. 概要	別紙 1-2-1
2. 補強概要	別紙 1-2-2
2.1 接合部補強	別紙 1-2-2
2.2 サブトラス及び母屋の補強.....	別紙 1-2-3

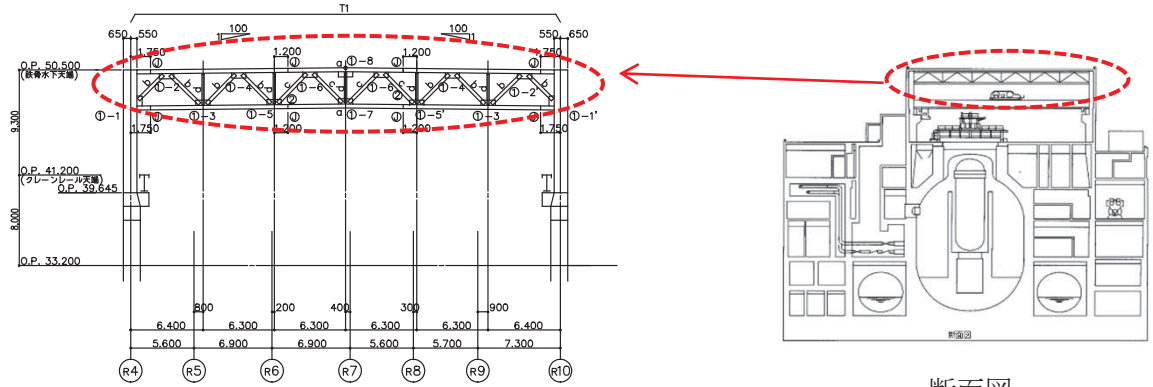
1. 概要

原子炉建屋の屋根トラスは、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）後に、接合部の補強を実施している。また、サブトラスと母屋の補強を実施する。なお、建設時に仮設材として設置していた上下弦面の水平ブレースは撤去する。

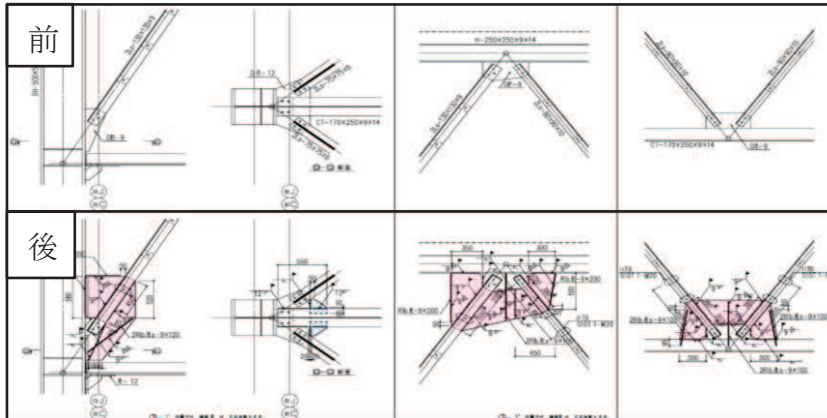
2. 補強概要

2.1 接合部補強

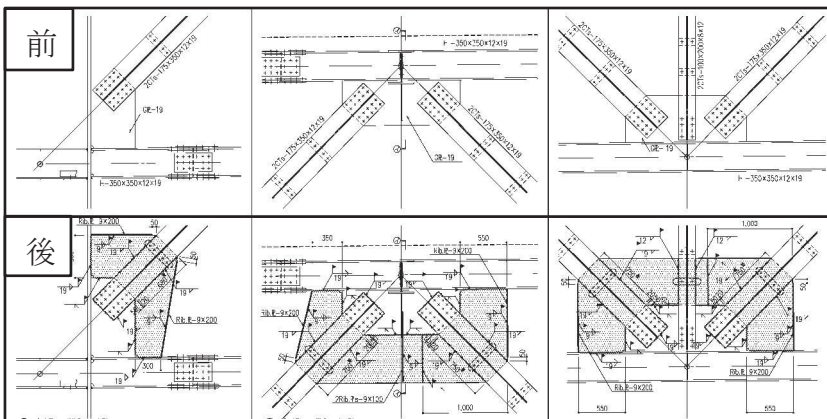
屋根トラスの接合部で破断しないように補強工事を実施した。補強概要を図2-1に示す。



断面図



サブトラス：補強前後



主トラス：補強前後

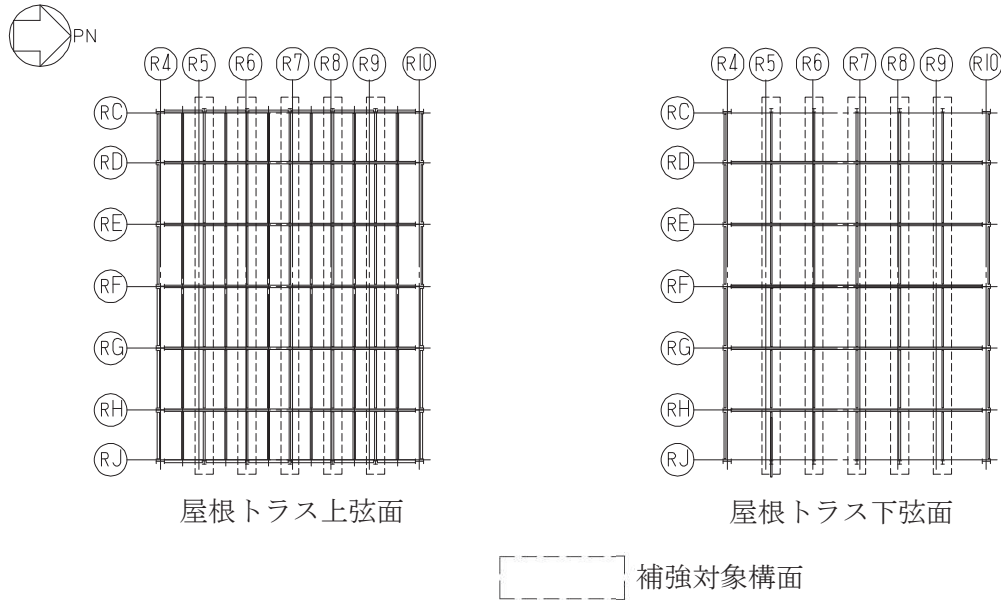


屋根トラス接合部の補強状況写真

図2-1 原子炉建屋屋根トラス接合部の補強概要

2.2 サブトラス及び母屋の補強

サブトラスについて、斜材、下弦材に部材を追加して部材断面を大きくし、一部に束材を追加するとともに、母屋について、サブトラス下弦材から方杖による支持を追加する補強工事を実施する。補強概要を図2-2～図2-9、表2-1～表2-3に示す。



補強前

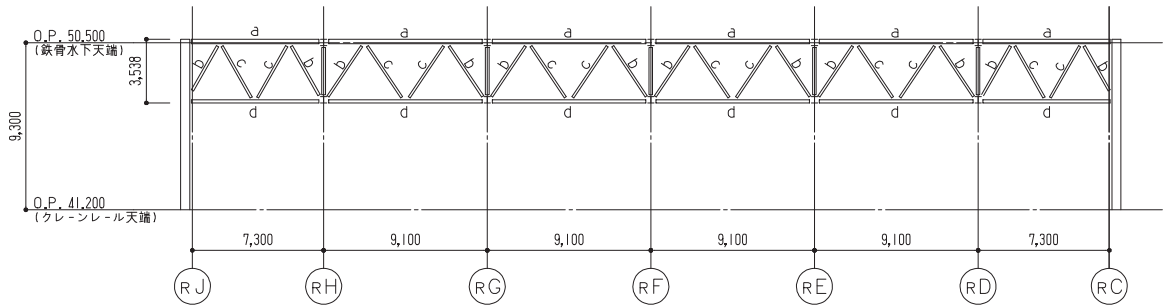
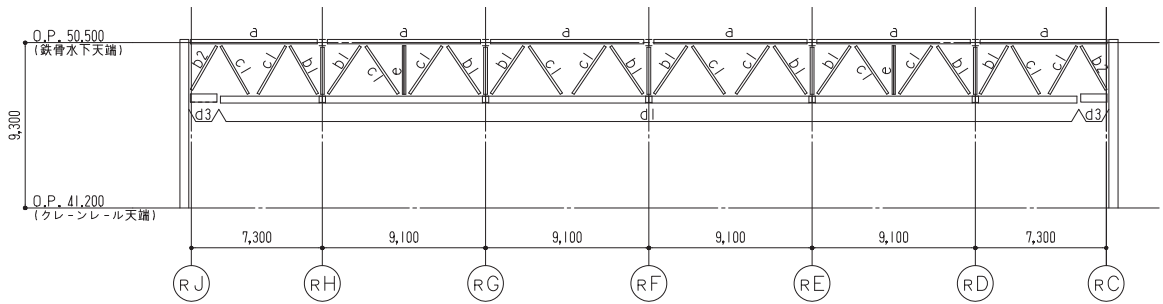


図2-2 サブトラス各構面軸組図 (補強前)

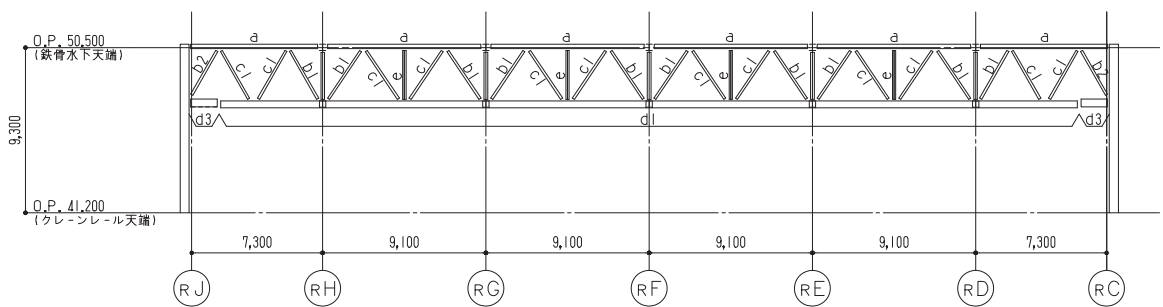
表2-1 サブトラス断面 (補強前)

	符号	部材断面
上弦材	a	H-250×250×9×14
斜材	b	2Ls-130×130×9
	c	2Ls-90×90×10
下弦材	d	CT-170×250×9×14

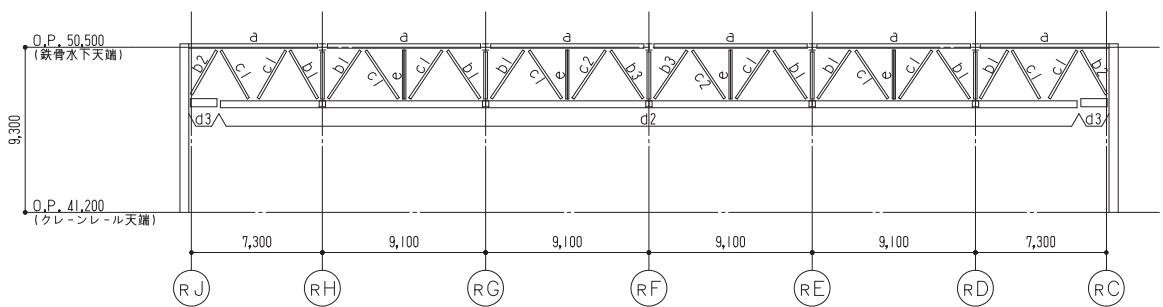
補強後



サブトラス (R5), (R9) 通り軸組図



サブトラス (R6), (R8) 通り軸組図



サブトラス (R7) 通り軸組図

図 2-3 サブトラス 各構面軸組図 (補強後)

表 2-2 サブトラス断面 (補強後)

	符号	部材断面	備考
上弦材	a	(H-250×250×9×14)	
斜材	b1	(2Ls-130×130×9)+2Ls-150×90×12	図 2-4 参照
	b2	(2Ls-130×130×9)+2Ls-150×150×15	
	b3	(2Ls-130×130×9)+2Ls-250×90×12×16	
	c1	(2Ls-90×90×10)+2Ls-250×90×10×15	
	c2	(2Ls-90×90×10)+2Ls-300×90×11×16	
下弦材	d1	PL-19×601+ PL-25×550+ 2PLs-16×344	図 2-5 参照
	d2	PL-19×601+ PL-25×550+ 2PLs-19×344	
	d3	(CT-170×250×9×14)+BT-280×250×9×12+2PLs-16×350	
束材	e	4Ls-90×90×6	図 2-6 参照

()内は既存部材を示す

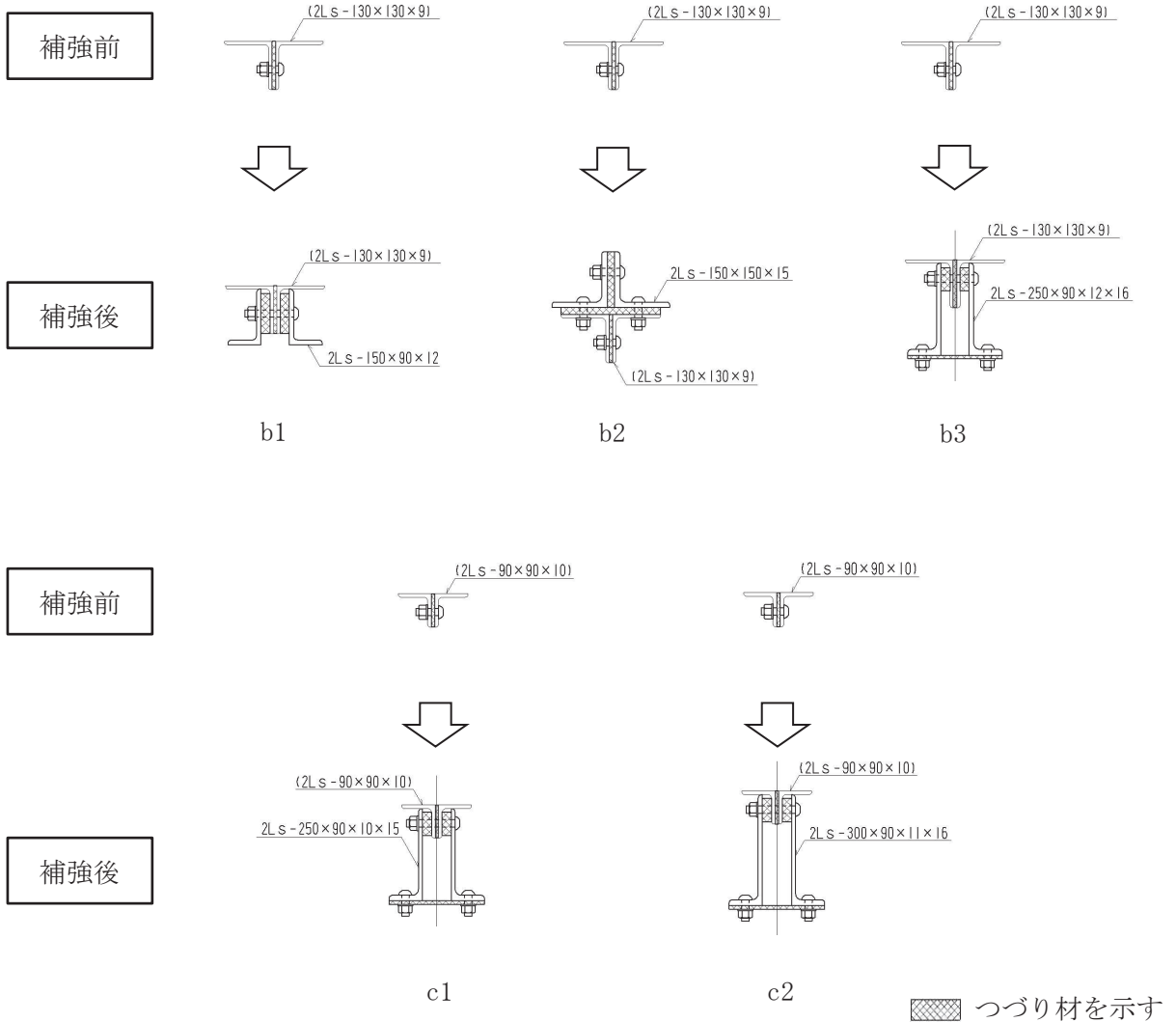


図 2-4 サブトラス斜材補強概要

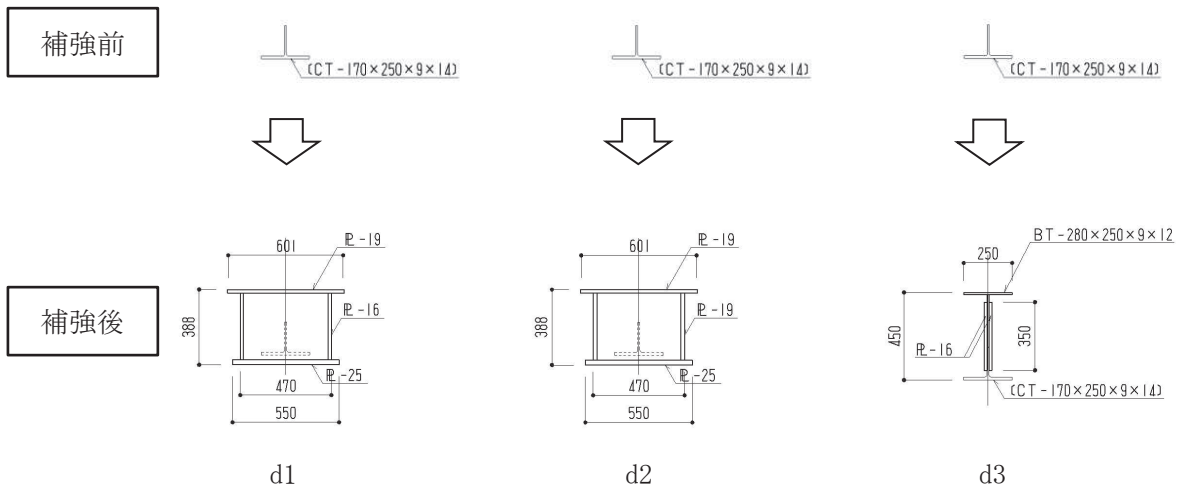


図 2-5 サブトラス下弦材補強概要

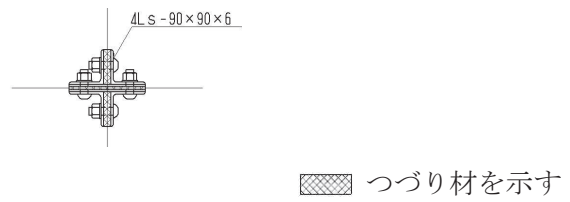
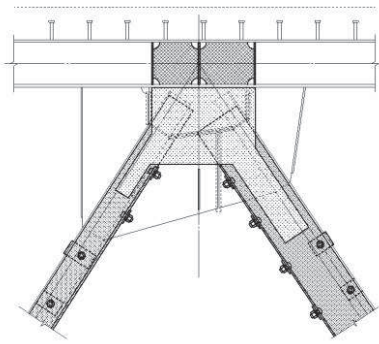
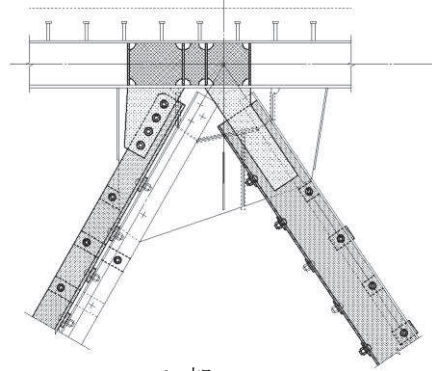


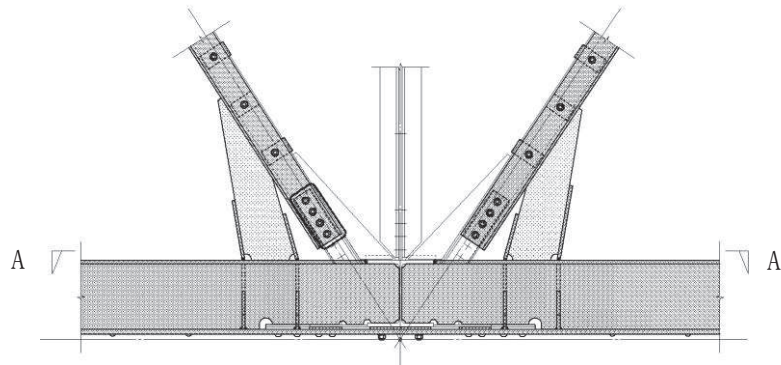
図 2-6 サブトラス束材断面



a 部

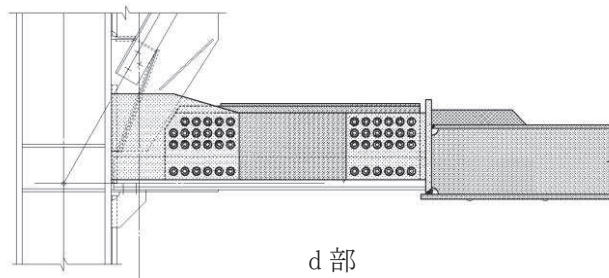


b 部






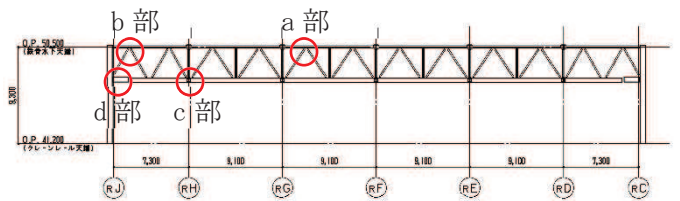
A-A section

c 部



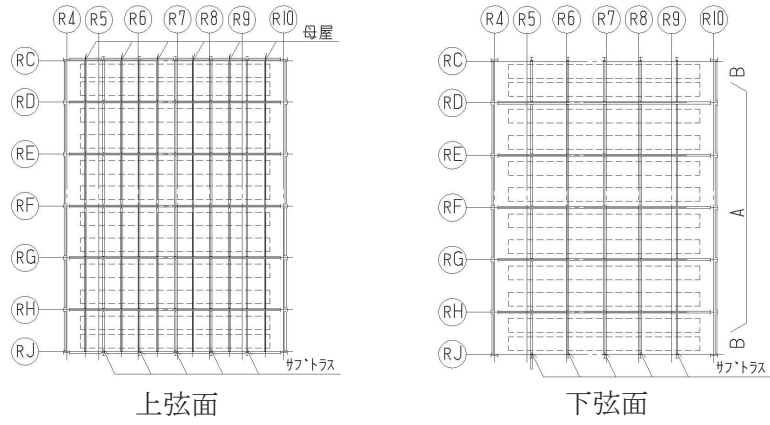
d 部

-  : 補強部材
-  : 補強 G. PL
-  : その他の補強 PL

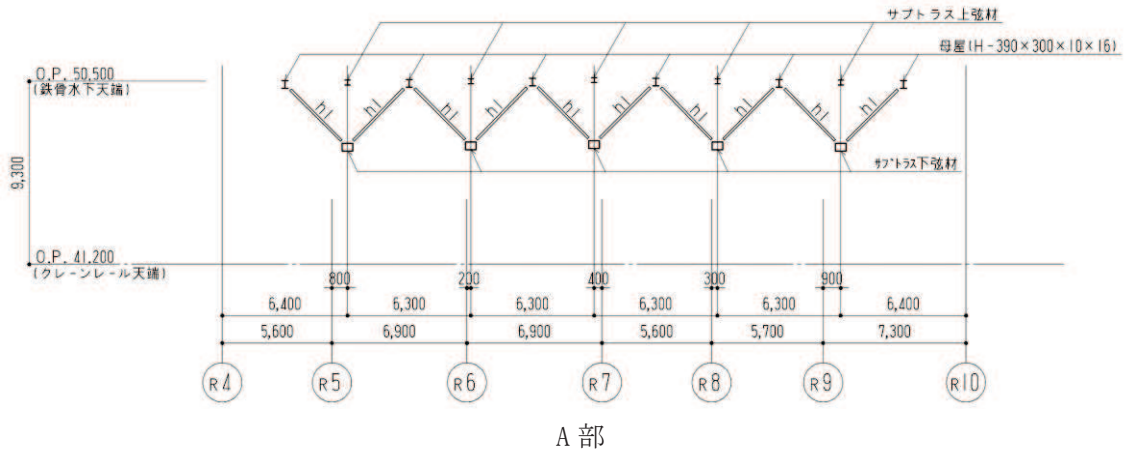


キープラン

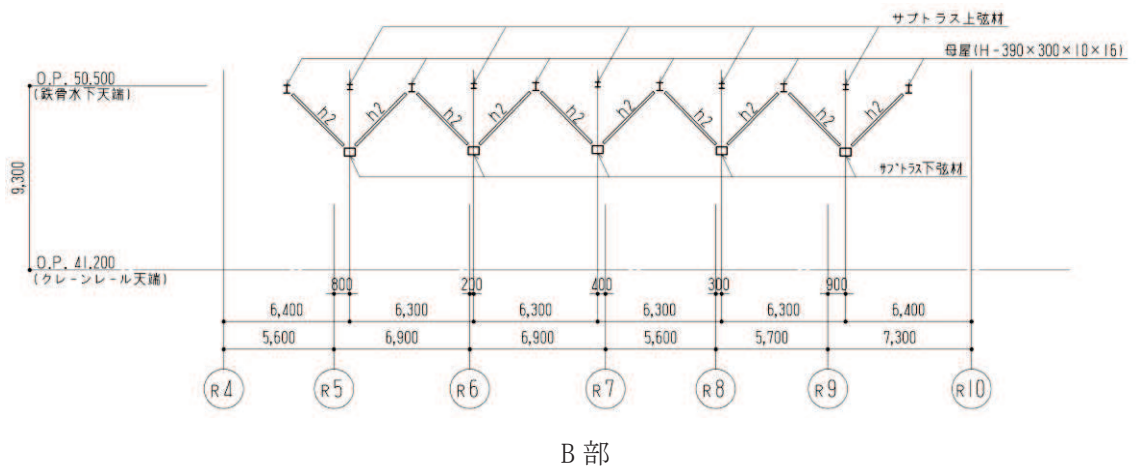
図 2-7 サブトラス接合部概要



補強対象構面



A 部



B 部

図 2-8 母屋補強概要 (方杖追加)

表 2-3 方杖断面 (母屋補強後)

	符号	部材断面
方杖	h1	2Ls-130×130×9
	h2	2Ls-90×90×10

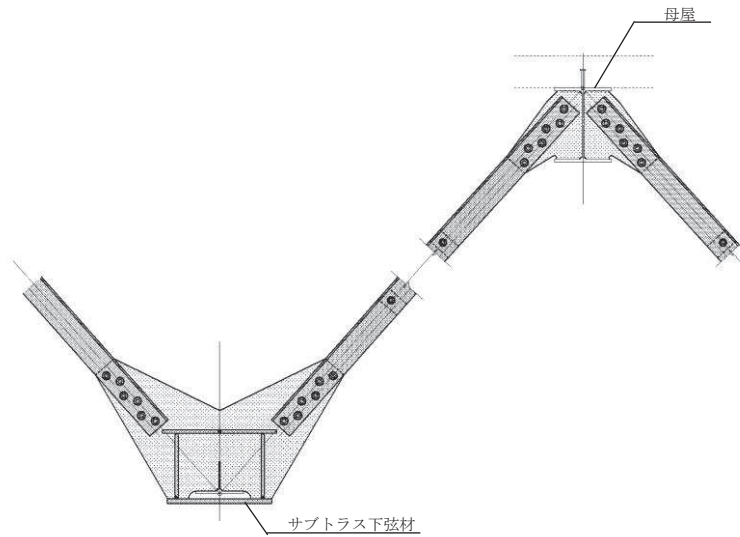


図 2-9 方杖接合部概要

別紙 1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

目次

1. 概要	別紙 1-3- 1
2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認.....	別紙 1-3- 2
3. レーリー減衰による影響検討	別紙 1-3- 5
3.1 解析モデル	別紙 1-3- 5
3.2 検討ケース	別紙 1-3- 8
3.3 レーリー減衰の設定	別紙 1-3-10
3.4 評価結果	別紙 1-3-11
4. 引用文献	別紙 1-3-21

1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの評価において、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した評価に用いている剛性比例型減衰について説明するものである。

鉄骨造の構造物については、例えば「4. 引用文献」に示す引用文献（1）や引用文献（2）に記されているように地震応答解析を実施する場合、剛性比例型減衰を用いることが一般的である。また、（一財）日本建築センターより毎月発行されている「ビルディングレター」*に掲載されている評定条件の概要によると、振動系モデルに減衰の記載があるものについては、剛性比例型減衰を採用している。以上のことを踏まえ、屋根トラスの評価においては減衰を剛性比例型とすることを基本とする。

「2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認」において、剛性比例型減衰の設定方法の妥当性を示し、「3. レーリー減衰による影響検討」において、剛性比例型減衰以外の減衰としてレーリー減衰を用いることによる影響を検討する。

注記*：2012年1月～2020年12月に発行されたものを対象に調査。

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を以下で確認する。剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を図 2-1 に、固有振動数、固有周期、刺激係数及び有効質量比の固有値解析結果を表 2-1 に、屋根トラスの各方向の固有周期及び解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図 2-2～図 2-4 に示す。

屋根トラスの構造面からは、水平材に対して鉛直方向の挙動が卓越すると考えられ、表 2-1 より鉛直方向の固有振動数は、2 次以降の高次モードは明確ではなく、1 次モードが他のモードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1 次モードが全体応答に対して支配的であると考えられる。

図 2-2 より、入力地震動の応答スペクトルの卓越周期は原子炉建屋の地盤-建屋連成系の 1 次固有振動数 (9.96Hz*) におおむね対応しており、赤線で示す屋根トラスの 1 次固有振動数 3.60Hz よりも高振動数側にピークがある。図 1-1 に示すように剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが、屋根トラスは 1 次モードが全体応答に対して支配的であり、高次モードの屋根トラスの応答の影響は小さくなるため、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

なお、水平方向については、図 2-3 及び図 2-4 に示すとおり屋根トラスの 1 次固有振動数は、6.64Hz (NS 方向)、6.16Hz (EW 方向) であり、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の 1 次固有振動数 (NS 方向 4.21Hz*, EW 方向 4.36Hz*) と開きがあることから入力による影響は小さく、また、入力地震動のピークが屋根トラスの 1 次固有振動数よりも低振動数側にあることから、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

以上のことから、鉛直方向の 1 次固有振動数 (3.60Hz) に対して減衰定数 (2%) となる剛性比例型減衰を設定することは妥当である。

注記*：添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に記載。

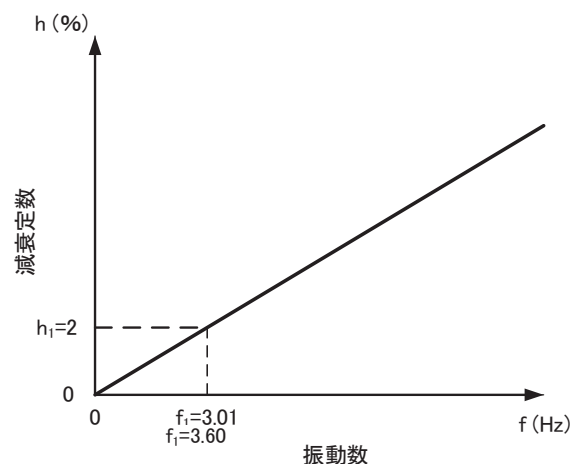


図 2-1 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

表 2-1 屋根トラス解析モデルの固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			有効質量比			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.60	0.278	0.011	0.005	1.567	0.000	0.000	0.119	鉛直方向1次
2	5.65	0.177	0.101	-0.148	0.005	0.000	0.000	0.000	
3	6.07	0.165	0.953	-0.008	0.028	0.006	0.000	0.000	
4	6.16	0.162	-0.055	-1.527	0.012	0.000	0.130	0.000	EW方向1次
5	6.40	0.156	-0.150	-0.366	-0.051	0.000	0.001	0.000	
6	6.43	0.156	-0.096	-0.023	0.151	0.000	0.000	0.001	
7	6.58	0.152	0.458	-1.190	-0.016	0.005	0.034	0.000	
8	6.61	0.151	-1.606	-0.733	-0.042	0.057	0.012	0.000	
9	6.64	0.151	-3.310	0.227	-0.036	0.376	0.002	0.000	NS方向1次
10	6.71	0.149	-1.515	-0.121	-0.019	0.031	0.000	0.000	
11	6.80	0.147	-0.363	-1.127	-0.024	0.002	0.024	0.000	
12	6.94	0.144	-0.061	-0.015	0.001	0.000	0.000	0.000	
13	7.11	0.141	0.570	-0.023	-0.024	0.011	0.000	0.000	
14	7.17	0.139	0.070	0.105	-0.054	0.000	0.000	0.000	
15	7.18	0.139	0.050	0.246	-0.036	0.000	0.001	0.000	
16	7.22	0.138	-0.316	0.072	-0.078	0.002	0.000	0.000	
17	7.29	0.137	0.294	0.296	0.022	0.001	0.001	0.000	
18	7.32	0.137	-0.085	-0.299	0.028	0.000	0.001	0.000	
19	7.41	0.135	-0.252	-0.434	0.006	0.001	0.003	0.000	
20	7.47	0.134	0.080	0.062	0.022	0.000	0.000	0.000	

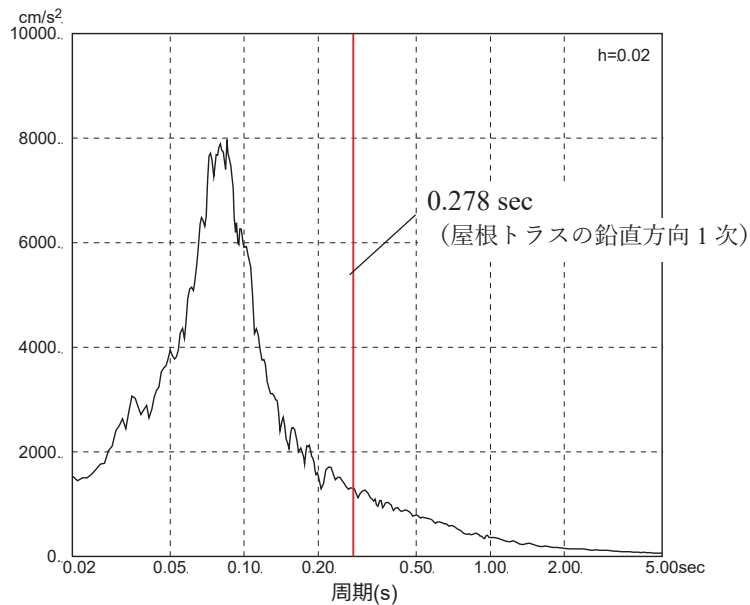


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (鉛直方向)

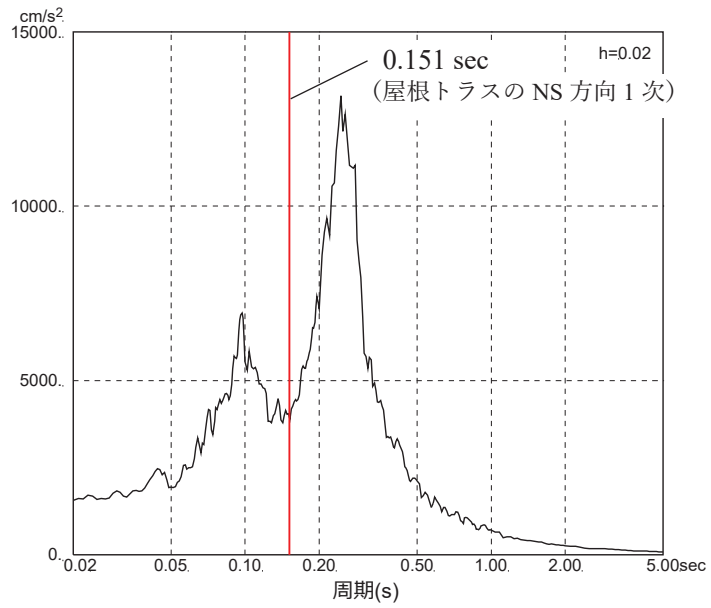


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

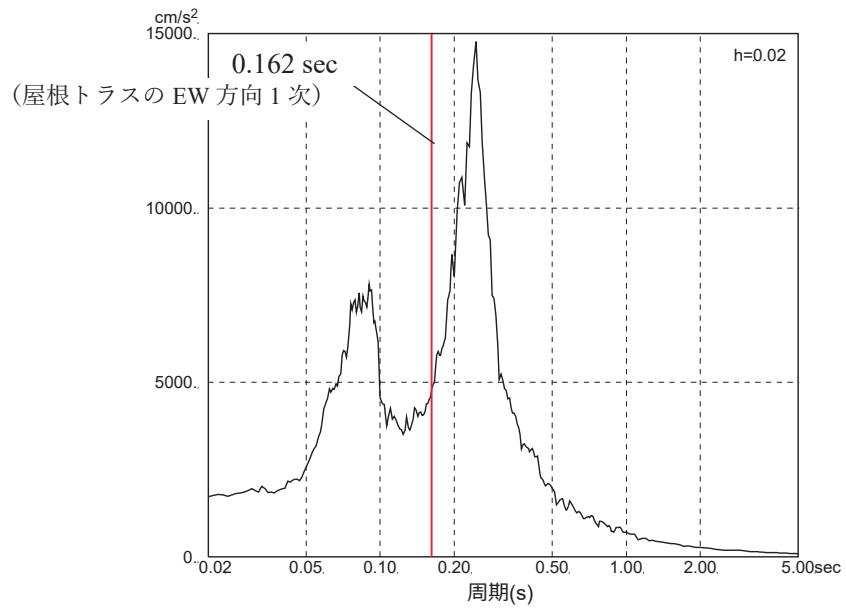


図 2-4 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)

3. レーリー減衰による影響検討

3.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いるモデルと同じであり、燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱，はり，壁，鉄骨造の屋根トラス等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

解析モデルへの入力は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」と同様に、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の応答結果を用いることとし、燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分，鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図3-1に、部材リストを表3-1に示す。

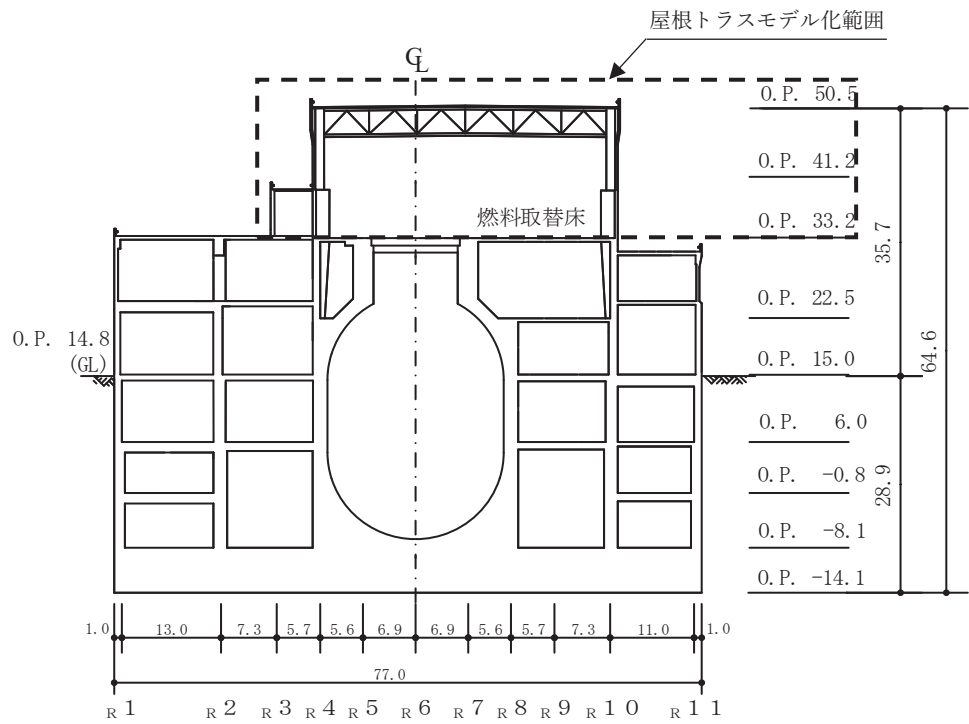
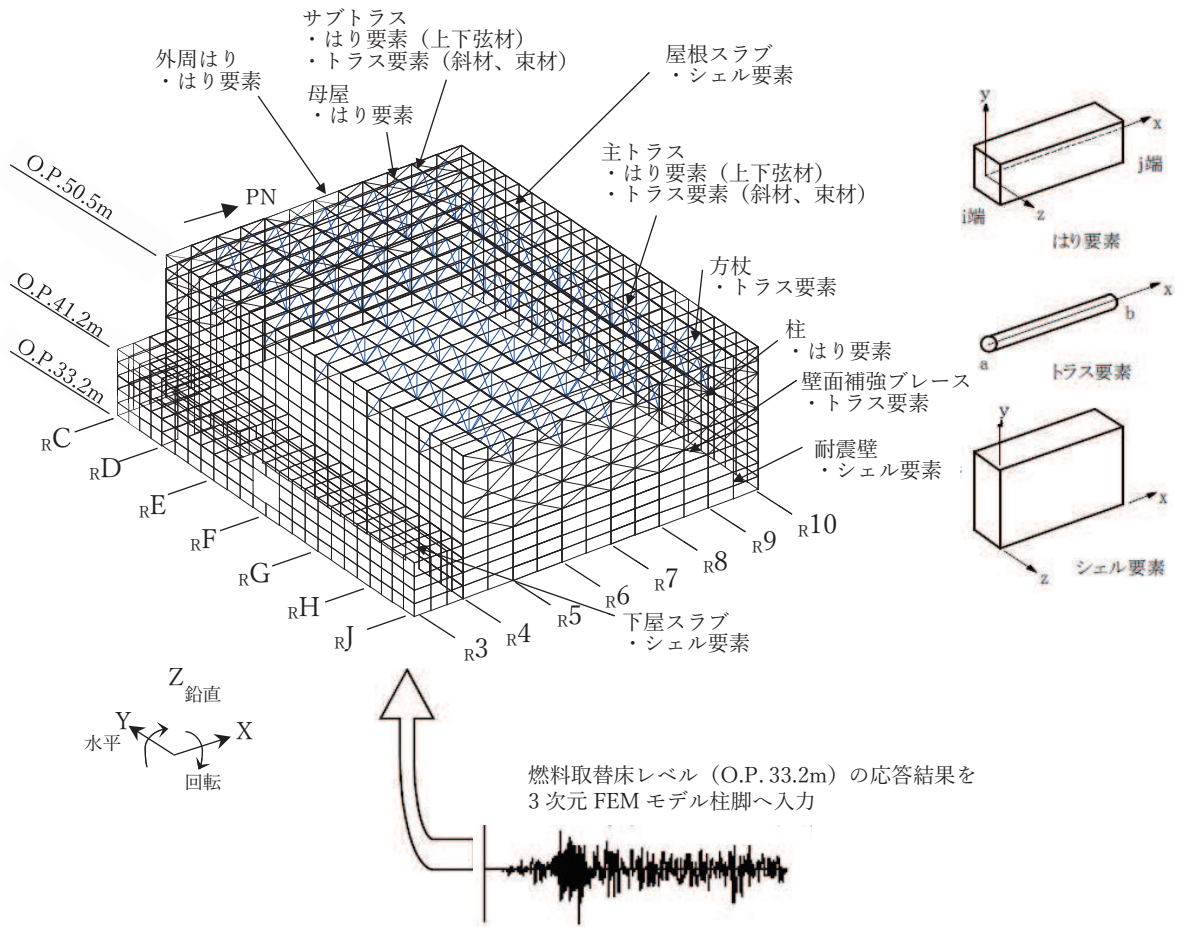


図 3-1 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図3-2参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図3-2参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16		SS400	131.4		
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		108.9			
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16	126.4				
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

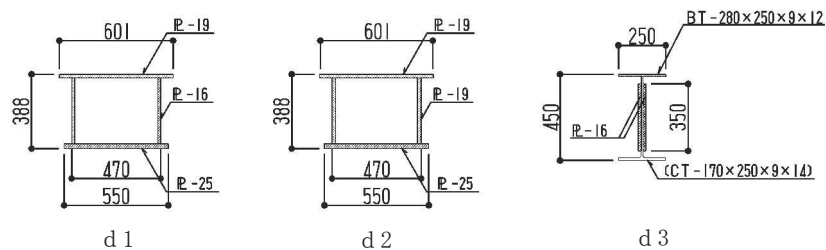
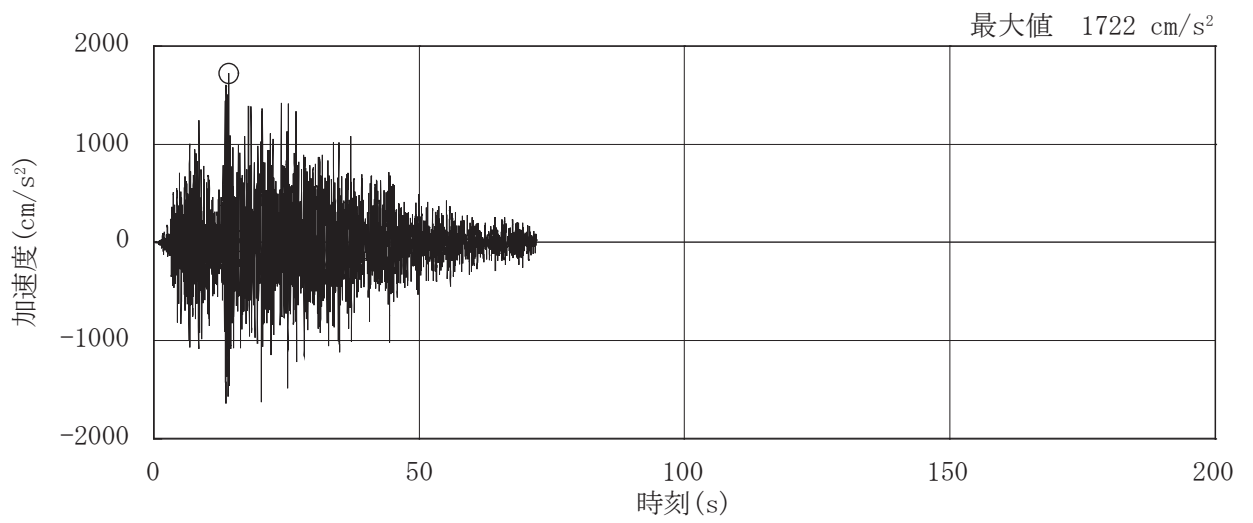


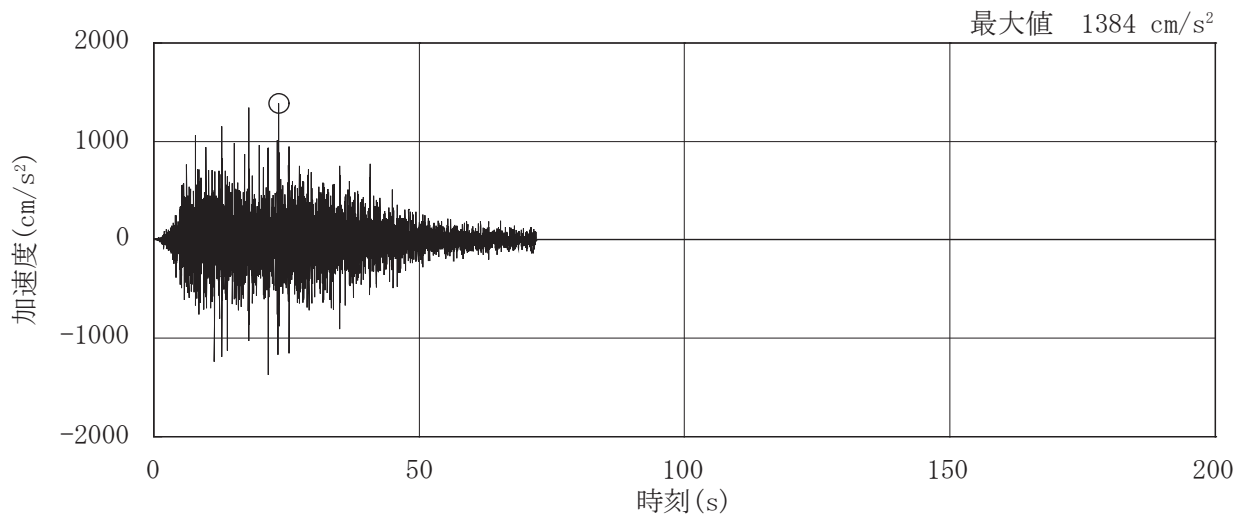
図 3-2 サブトラス下弦材断面

3.2 検討ケース

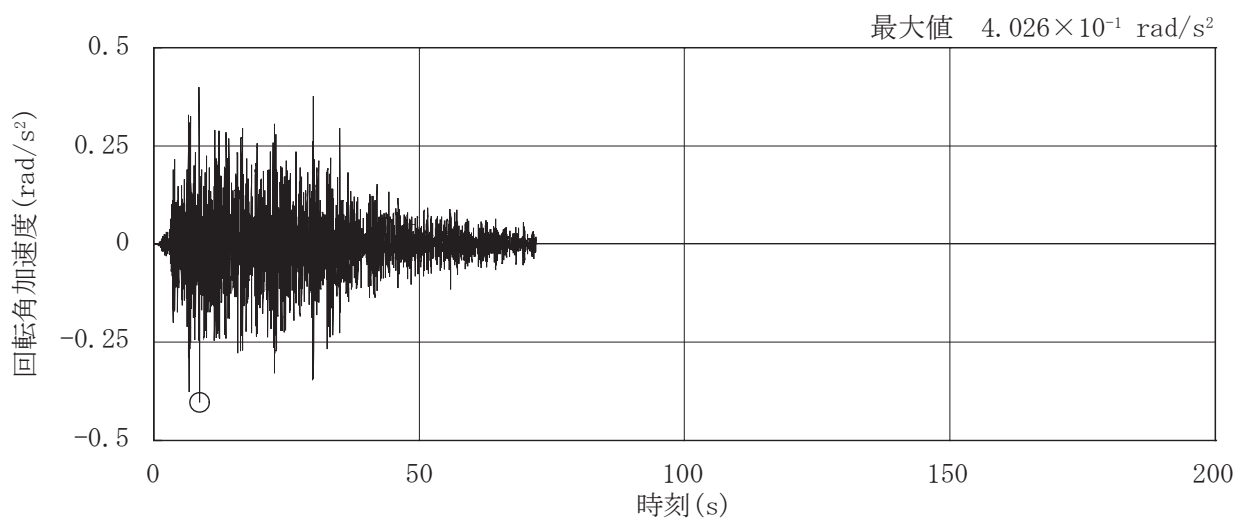
検討ケースは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」において屋根トラスの評価結果が最も厳しいケースである基準地震動 S_s-D2 のケース 2 とし、入力地震動は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の EW 方向及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。図 3-3 に燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) EW 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) EW 方向 (回転)

図 3-3 燃料取替床レベル (3F, O. P. 33.2m) の加速度時刻歴波形

3.3 レーリー減衰の設定

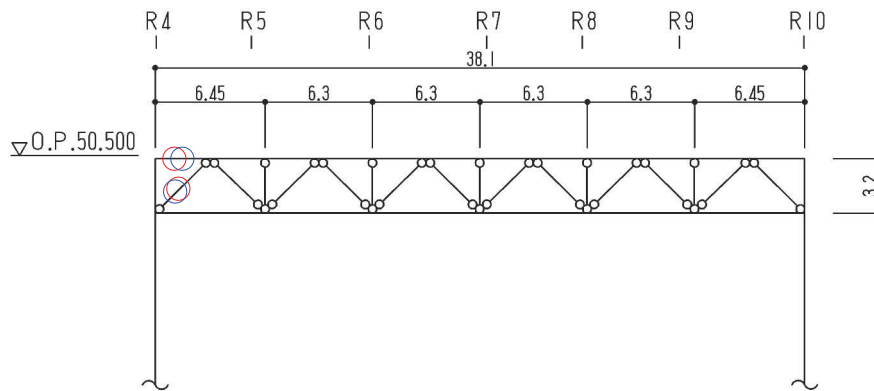
レーリー減衰は、影響が大きいと考えられる鉛直方向の1次固有振動数(3.60Hz)及び主トラス方向であるNS方向の1次固有振動数(6.64Hz)に対し、鋼材の減衰定数(2%)となるように設定する。なお、EW方向の1次固有振動数は6.16Hzであることから、3.60Hzと6.64Hzに対してレーリー減衰を設定することは減衰を小さく評価する範囲が広くなることから保守的な設定となる。

3.4 評価結果

剛性比例型減衰及びレーリー減衰を用いた地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

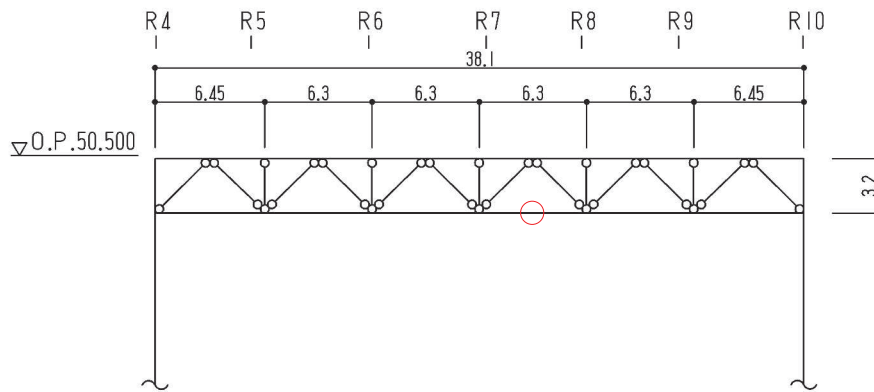
評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 3-4～図 3-7 に示す。また、断面算定結果を表 3-2～表 3-5 に示す。

屋根トラスの各部材における断面算定の検定比は、レーリー減衰による評価結果が剛性比例型減衰による評価結果を上回るものの、減衰の違いが耐震安全性に影響を与えないことを確認した。



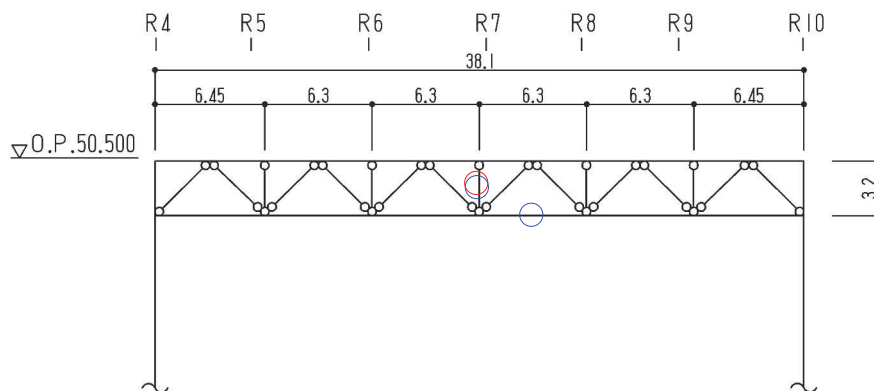
- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(a) 主トラス : R_E 通り



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス : R_F 通り



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) 主トラス : R_G 通り

図 3-4 評価対象箇所 (主トラス)

表 3-2(1) 断面算定結果 (主トラス) (1/4)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		765	78.7	789	57.9
M (kN・m)		120	120	125	125
断面算定	σ_t (N/mm ²)	44.0	—	45.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	4.53	—	3.33
	σ_b (N/mm ²)	52.2	52.2	54.3	54.3
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (<1.0)	—	0.29 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (<1.0)	—	0.17 (<1.0)

表 3-2(2) 断面算定結果 (主トラス) (2/4)

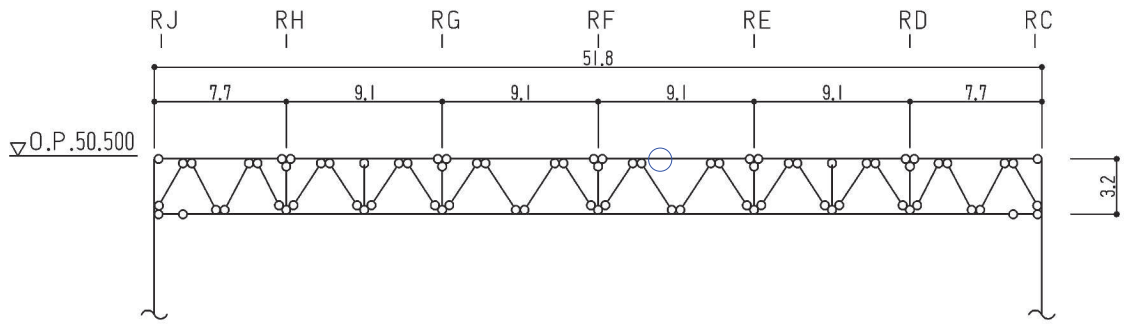
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_F 通り (R_7-R_8 通り間)		R_G 通り (R_7-R_8 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4350	1020	4260	656
M (kN・m)		57.5	57.5	51.6	51.6
断面算定	σ_t (N/mm ²)	250	—	245	—
	σ_c (N/mm ²)	—	58.7	—	37.7
	σ_b (N/mm ²)	25.0	25.0	22.4	22.4
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	280	—	280
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (<1.0)	—	0.76 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (<1.0)	—	0.21 (<1.0)

表 3-2(3) 断面算定結果 (主トラス) (3/4)

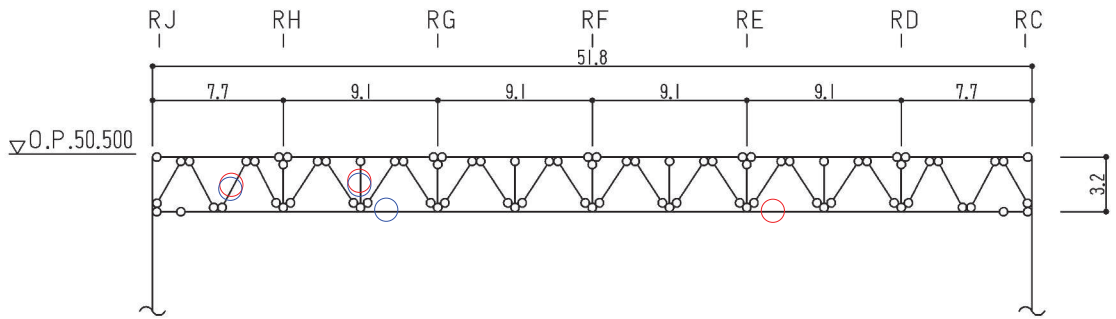
部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		126	3170	168	3290
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.25	—	9.66	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	189
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	300	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (<1.0)	—	0.03 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.63 (<1.0)

表 3-2(4) 断面算定結果 (主トラス) (4/4)

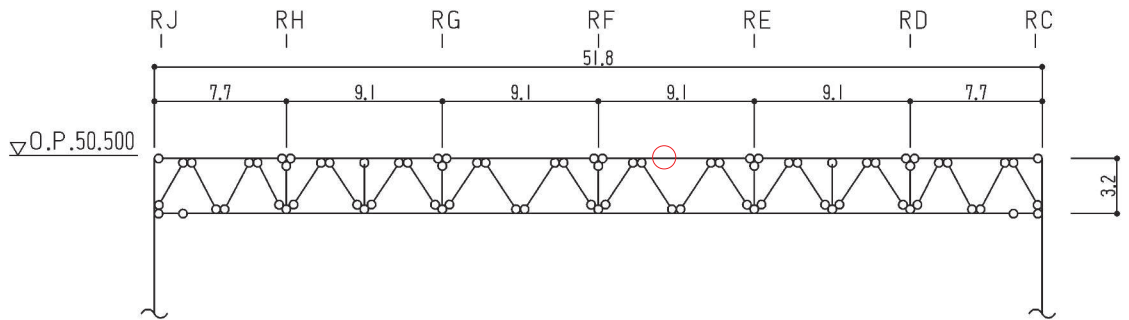
部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_G 通り (R_7 通り)		R_G 通り (R_7 通り)	
鉄骨断面	部材	2CTs-100×200×8×12		2CTs-100×200×8×12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		132	290	138	310
断面算定	σ_t (N/mm ²)	20.8	—	21.7	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.6	—	48.8
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	262	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (<1.0)	—	0.07 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (<1.0)	—	0.19 (<1.0)



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (a) サブトラス : R_5 通り



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (b) サブトラス : R_7 通り



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (c) サブトラス : R_9 通り

図 3-5 評価対象箇所 (サブトラス)

表 3-3(1) 断面算定結果 (サブトラス) (1/4)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R9 通り (RE 通り RF 通り間)		R5 通り (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14		H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		35.9	174	51.9	188
M (kN・m)		117	117	152	152
断面算定	σ_t (N/mm ²)	3.89	—	5.63	—
	σ_c (N/mm ²)	—	18.9	—	20.4
	σ_b (N/mm ²)	135	135	175	175
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (< 1.0)	—	0.71 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.76 (< 1.0)

表 3-3(2) 断面算定結果 (サブトラス) (2/4)

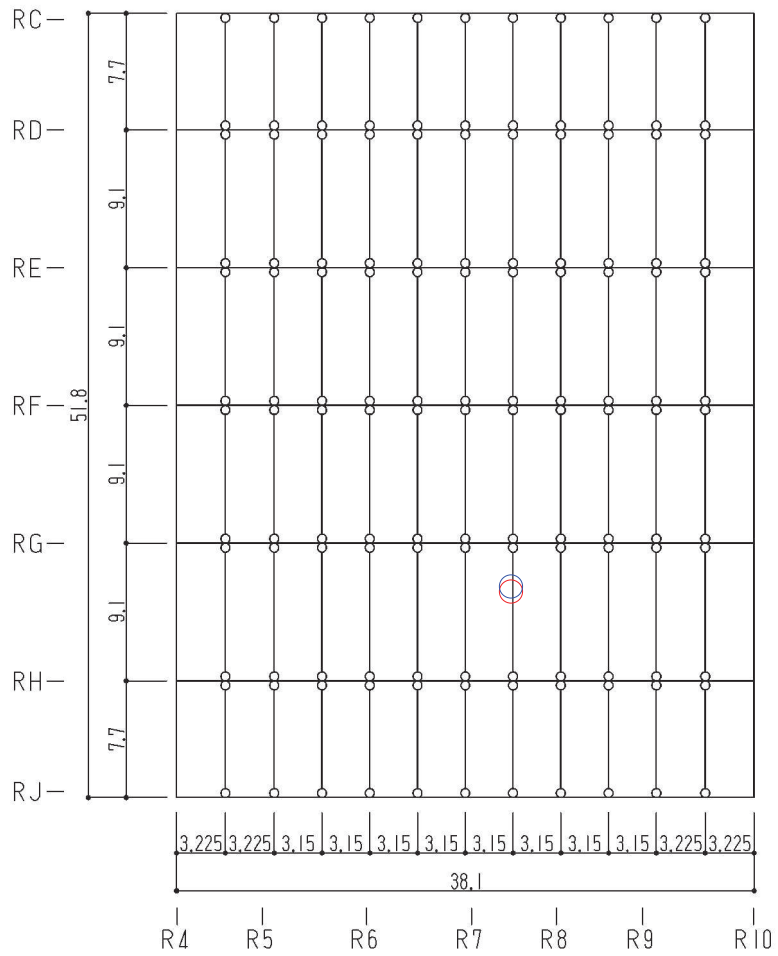
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RD 通り RE 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344		PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344	
	種別	SN490B		SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		6170	2350	6630	3000
M (kN・m)		341	341	413	413
断面算定	σ_t (N/mm ²)	180	—	194	—
	σ_c (N/mm ²)	—	68.6	—	87.6
	σ_b (N/mm ²)	84.6	84.6	102	102
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	353	—	348
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (< 1.0)	—	0.84 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (< 1.0)	—	0.55 (< 1.0)

表 3-3(3) 断面算定結果 (サブトラス) (3/4)

部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41 (SS400 相当), SS400		SS41 (SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		577	1950	775	2150
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.0	—	71.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	179	—	197
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	226	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—	0.28 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (<1.0)	—	0.88 (<1.0)

表 3-3(4) 断面算定結果 (サブトラス) (4/4)

部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RG 通り RH 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6		4Ls-90×90×6	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		117	209	133	236
断面算定	σ_t (N/mm ²)	27.7	—	31.5	—
	σ_c (N/mm ²)	—	49.5	—	55.9
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	219	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—	0.13 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (<1.0)	—	0.26 (<1.0)

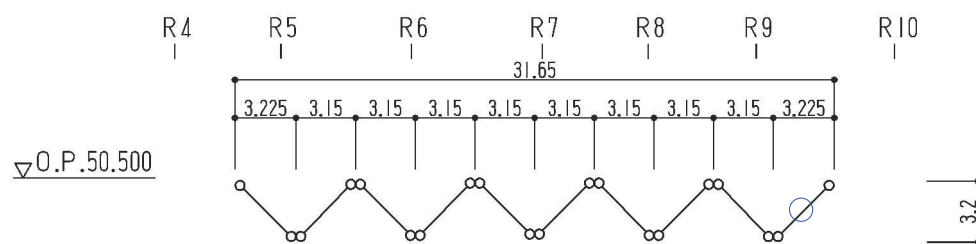


- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

図 3-6 評価対象箇所 (母屋)

表 3-4 断面算定結果（母屋）

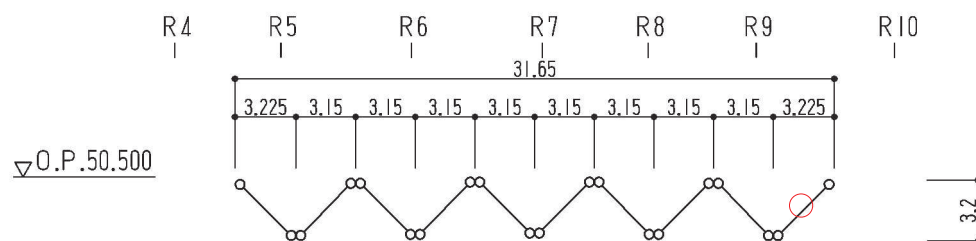
部材（種類）		母屋			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		147	349	191	392
M (kN・m)		302	302	352	352
断面算定	σ_t (N/mm ²)	10.8	—	14.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	25.7	—	28.8
	σ_b (N/mm ²)	153	153	178	178
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.65 (<1.0)	—	0.75 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.70 (<1.0)	—	0.81 (<1.0)



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(a) 方杖： R_G 通り R_H 通り間



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 方杖： R_H 通り R_J 通り間

図 3-7 評価対象箇所（方杖）

表 3-5 断面算定結果（方杖）

部材（種類）		方杖			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_H 通り R_J 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)		R_G 通り R_H 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9		2Ls-130×130×9	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		274	472	360	524
断面算定	σ_t (N/mm ²)	60.2	—	79.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	104	—	115
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	156	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (< 1.0)	—	0.31 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (< 1.0)	—	0.74 (< 1.0)

4. 引用文献

- (1) 大振幅地震動と建築物の耐震性評価—巨大海溝型地震・内陸地震に備えて— ((社)日本建築学会, 2013年)
- (2) 長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと— ((社)日本建築学会, 2013年)

別紙 2 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方

目 次

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

1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については，以下のとおり。

- ・トラス要素

トラス要素は要素内応力が一定であるため，部材長さに合わせて分割する。

- ・はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合はその曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度が向上する。更に，要素分割の細分化により，変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2006 年）

表 2-1(1) 原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 (1/2)

モデル概要	
○モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> 燃料取扱レベル (3F, O.P. 33.2m) より上部の鉄筋コンクリート造, 鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造部分をモデル化する。
○使用要素	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート部：はり要素 (柱, はり), シェル要素 (耐震壁, 屋根スラブ, 母屋, 下屋スラブ) 鉄骨鉄筋コンクリート部：はり要素 (柱, はり) 鉄骨部：はり要素 (主トラス及びサブトラスの上下弦材, 母屋, はり), トラス要素 (主トラス及びサブトラスの斜材・束材, 方柱, 壁面補強ブレース)
○要素分割	<ul style="list-style-type: none"> 評価対象である鉄骨部の部材長さに合わせて分割する。

概略断面図 (NS方向)

図 2 3次元FEMモデル

図 1 モデル化範囲

図 2 3次元FEMモデル

表 2-1(2) 原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 (2/2)

境界条件及び拘束条件	
モデル下端の境界	
<p>○境界条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・モデル下端の境界条件は, 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) 位置について固定とする。 <p>○荷重の入力方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・長期荷重は, 全体下向きの重力加速度を作用させることで入力する。 ・地震荷重は, 質点系地震応答解析結果の燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の質点の応答時刻歴 (水平, 鉛直, 回転: 回転中心は基礎スラブ中心) を入力する。 	
<p>図 3 境界条件</p>	

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要 別紙 3-1
2. 評価方針 別紙 3-2
3. 評価部位の選定 別紙 3-3

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 評価方針

屋根スラブについては、1方向スラブとしてモデル化し、スパンがほぼ均等なスラブの外端がスラブに比べて十分剛性の大きいRC壁と連続していることから、両端固定はりとして評価する。

床スラブについては、床スラブ周辺の境界条件を考慮して両端固定はり、三辺固定・一辺自由版、四辺固定版又はFEM解析により評価する。図2-1に床スラブの評価フローを示す。

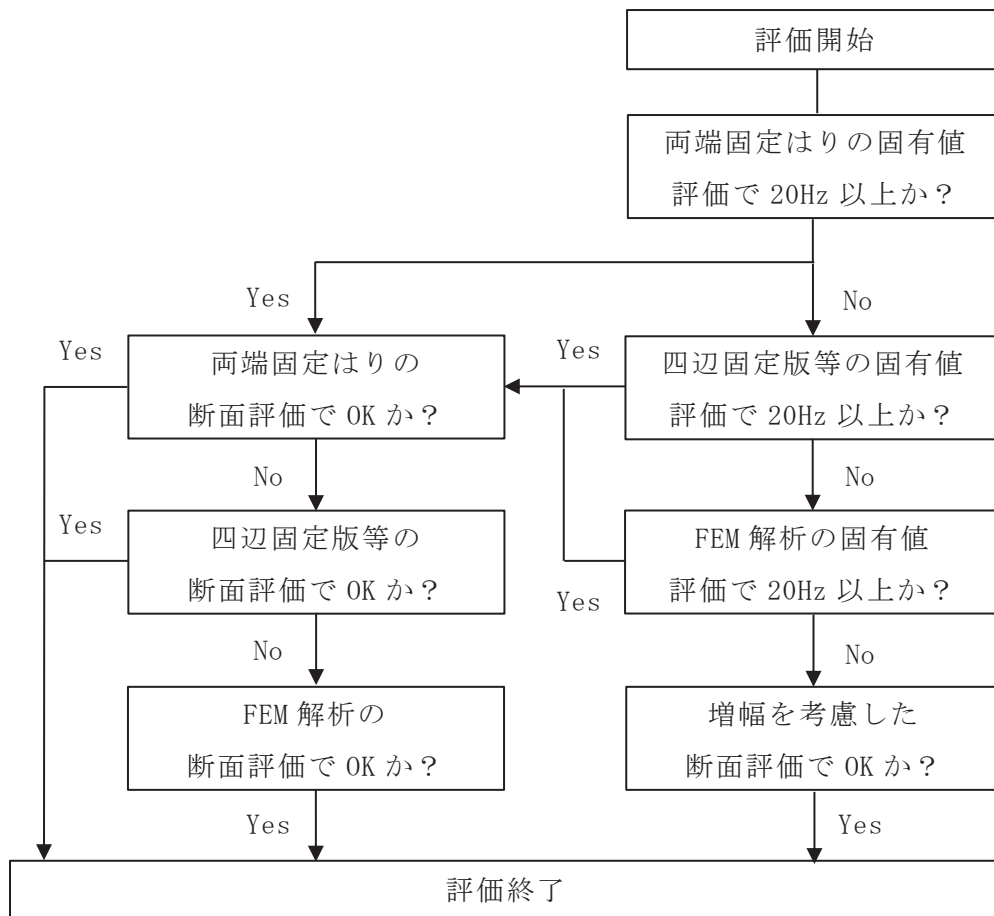


図 2-1 屋根スラブ・床スラブの応力解析による評価フロー

3. 評価部位の選定

屋根スラブ及び床スラブの選定部位については、各階の原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成するスラブの種類ごとに、スパンが長くスラブの応力が大きくなる部位が最も厳しくなると判断した。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成するスラブの評価における荷重の組合せケースを表3-1に、床スラブの位置及び断面の評価位置を図3-1に、床スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表3-2に、屋根スラブの位置及び断面の評価位置を図3-2に、屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表3-3に示す。

床スラブの検定値及び評価法の一覧を表3-4に、屋根スラブの検定値及び評価法の一覧を表3-5に、検定値及び評価法を踏まえて選定した評価位置及び断面の評価結果を図3-3に示す。

表3-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + 1.0 S _{sUD}

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{sUD} : S_s地震荷重（鉛直方向）

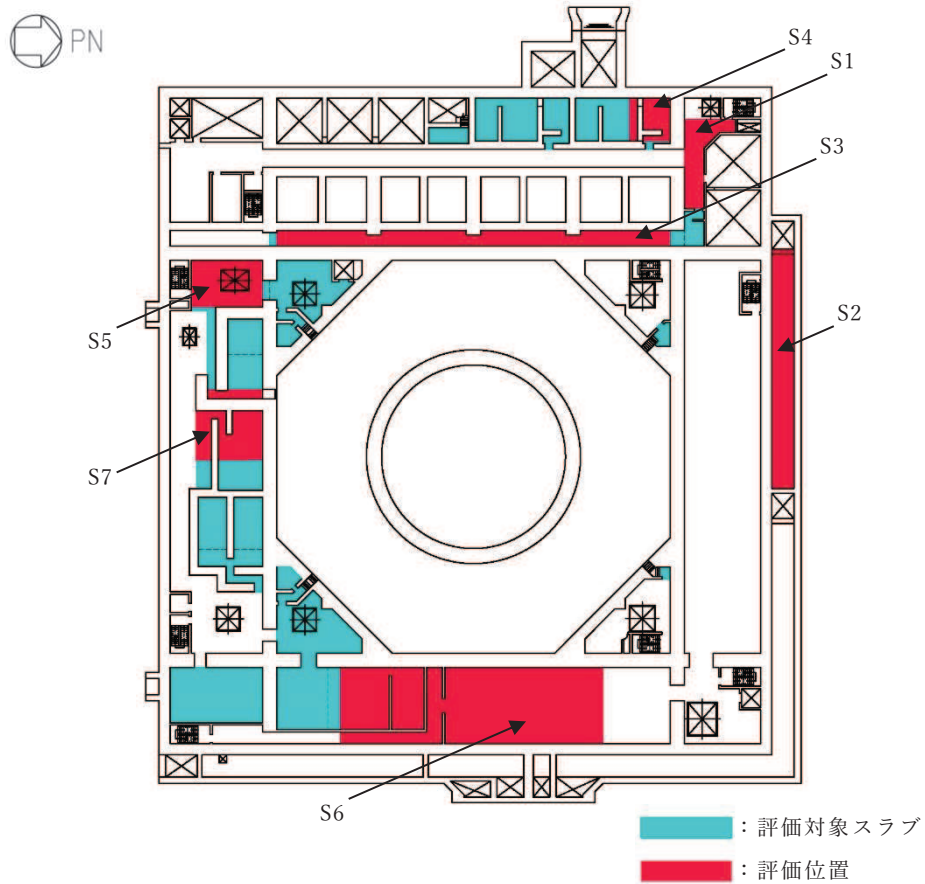


図 3-1 (1) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(B2F, O. P. -0.8m)

表 3-2 (1) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (B2F, O. P. -0.8m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	600	D19@200	D19@200
S2	600	D22@200	D22@200
S3	800	D22@200	D22@200
S4	900	D22@200	D22@200
S5	1000	D25@200	D25@200
S6	1100	D38@200	D38@200
S7	1400	D38@200	D38@200

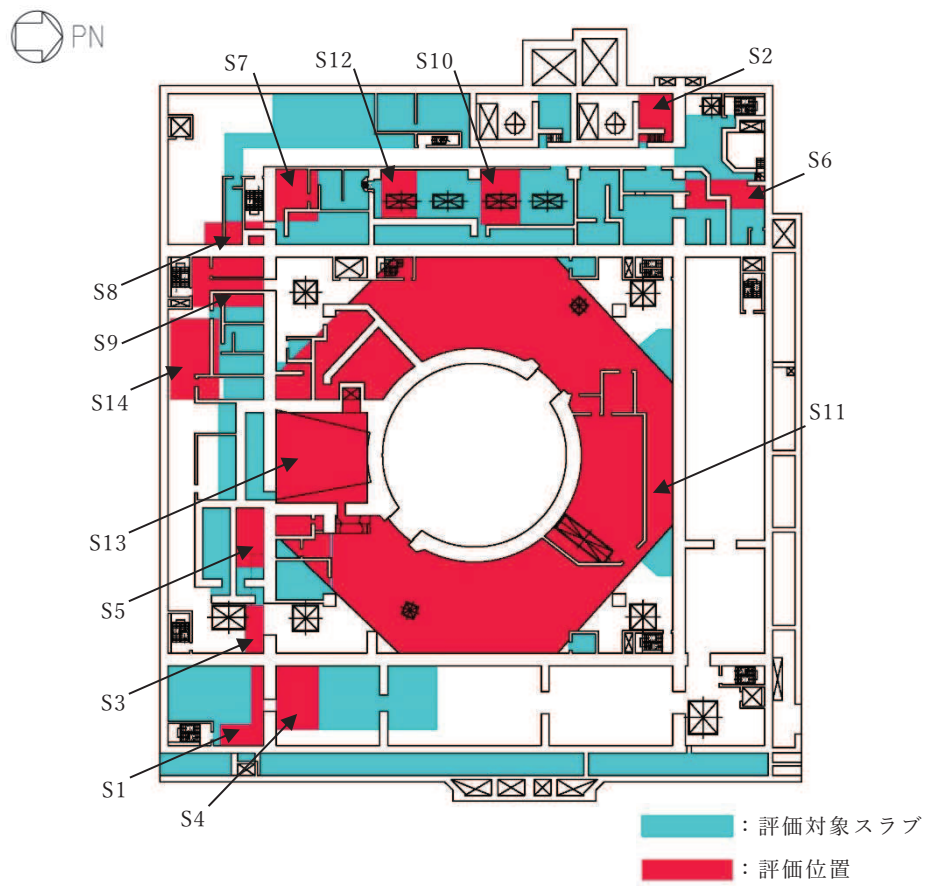


図 3-1 (2) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(B1F, O.P. 6.0m)

表 3-2 (2) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (B1F, O.P. 6.0m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	480	D19@200	D19@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	520	D19@200	D19@200
S4	600	D19@200	D19@200
S5	600	D22@200	D22@200
S6	600	D25@200	D25@200
S7	600	D29@200	D29@200
S8	700	D19@200	D19@200
S9	800	D22@200	D22@200
S10	800	D32@200	D32@200
S11	1000	D38@200	D38@200
S12	1100	D38@200	D38@200
S13	1200	D38@200	D38@200
S14	1400	D38@200	D38@200

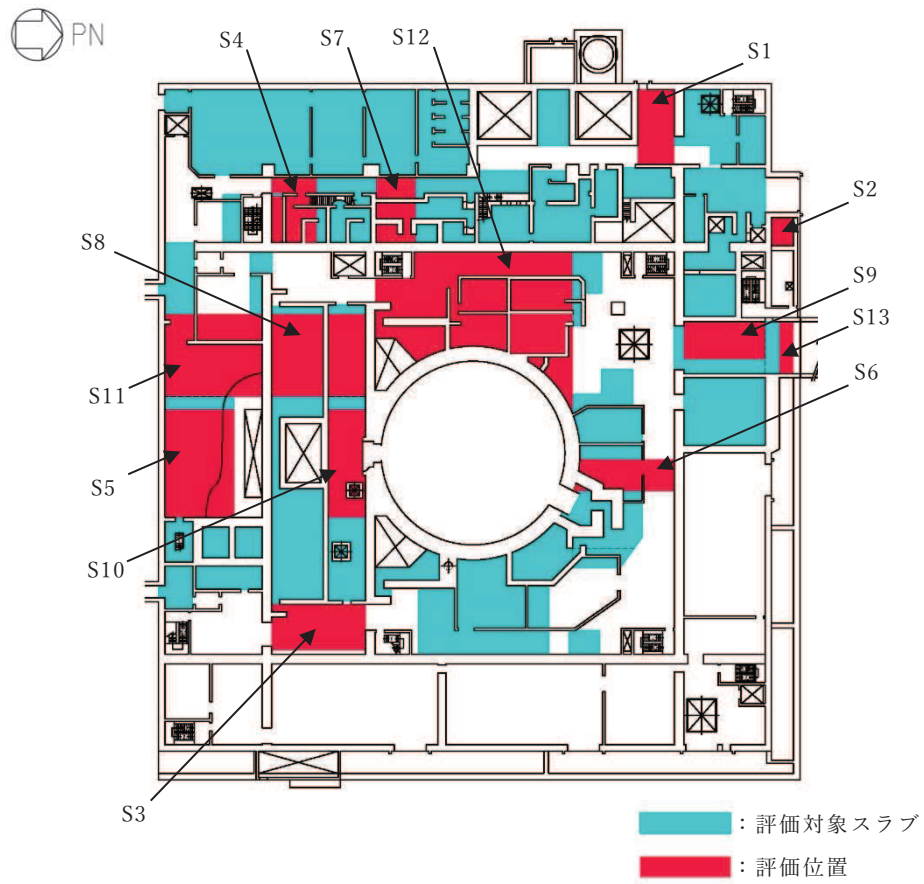


図 3-1 (3) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(1F, O.P. 15.0m)

表 3-2 (3) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (1F, O.P. 15.0m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D22@200	D22@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	600	D29@200	D29@200
S5	800	D22@200	D22@200
S6	900	D22@200	D22@200
S7	1000	D25@200	D25@200
S8	1000	D32@200	D32@200
S9	1200	D25@200	D25@200
S10	1200	D32@200	D32@200
S11	1500	D29@200	D29@200
S12	2000	D38@200	D38@200
S13	2000	D32@200	D32@200

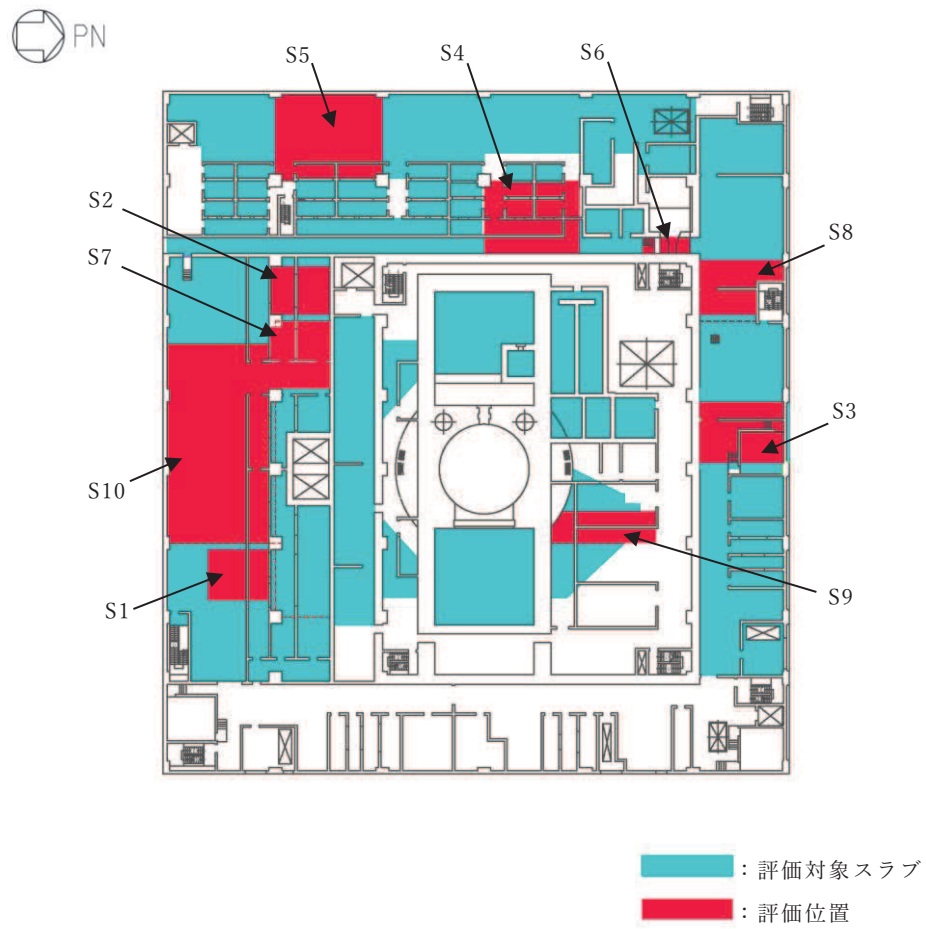


図 3-1 (4) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (2F, O.P. 22.5m)

表 3-2 (4) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (2F, O.P. 22.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D25@200	D25@200
S3	500	D29@200	D29@200
S4	600	D19@200	D19@200
S5	600	D25@200	D25@200
S6	700	D19@200	D19@200
S7	700	D29@200	D29@200
S8	800	D22@200	D22@200
S9	900	D22@200	D22@200
S10	1500	D38@200	D38@200

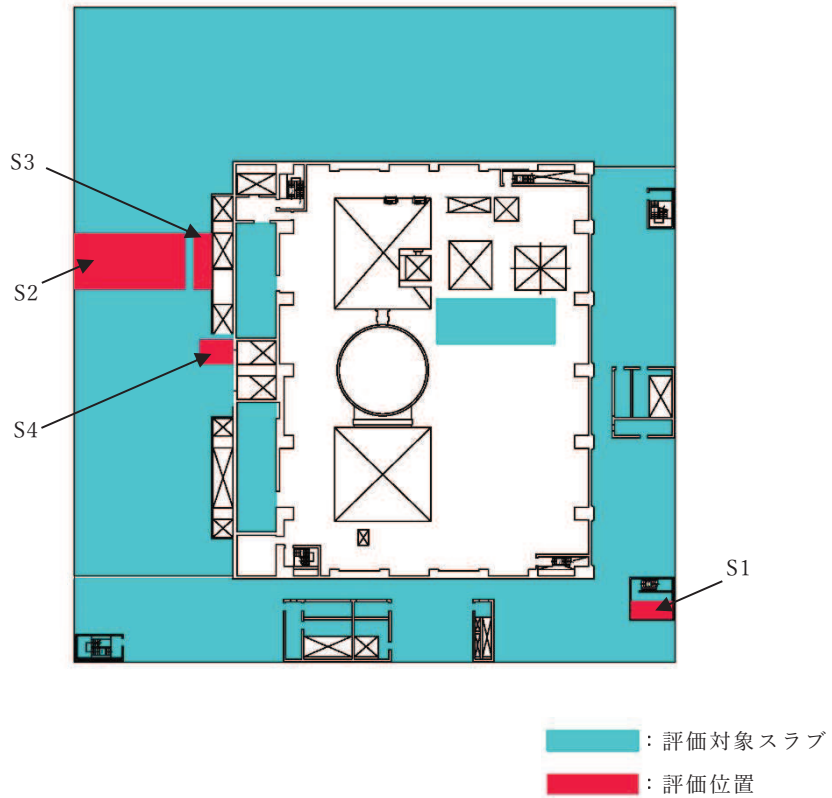


図 3-1 (5) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
 (3F, O.P. 33.2m)

表 3-2 (5) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (3F, O.P. 33.2m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	300	D16@200	D16@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	1000	D25@200	D25@200

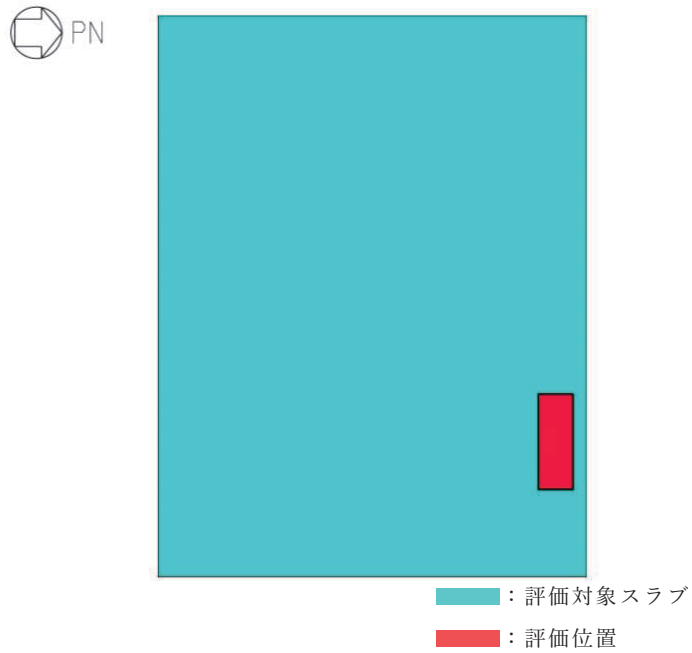


図 3-2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する屋根スラブの位置及び断面の評価位置
(RF, O.P. 50.5m)

表 3-3 屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (RF, O.P. 50.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
-	170	D16@200	D16@200

表 3-4 (1) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (1/3)

(a) O. P. -0.8m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.74	0.22	両端固定はり
S2	0.07	0.04	両端固定はり
S3	0.05	0.04	両端固定はり
S4	0.31	0.10	両端固定はり
S5	0.29	0.11	両端固定はり
S6	0.32	0.21	両端固定はり
S7	0.20	0.13	両端固定はり

(b) O. P. 6.0m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.14	0.07	両端固定はり
S2	0.32	0.14	両端固定はり
S3	0.06	0.05	両端固定はり
S4	0.69	0.21	両端固定はり
S5	0.27	0.13	両端固定はり
S6	0.19	0.12	両端固定はり
S7	0.22	0.16	両端固定はり
S8	0.86	0.22	両端固定はり
S9	0.47	0.16	両端固定はり
S10	0.14	0.10	両端固定はり
S11	0.65	0.42	増幅考慮 両端固定はり
S12	0.09	0.08	両端固定はり
S13	0.64	0.37	両端固定はり
S14	0.12	0.10	両端固定はり

表 3-4 (2) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (2/3)

(c) O.P. 15.0m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.71	0.36	FEM 解析
S2	0.16	0.10	両端固定はり
S3	0.55	0.34	両端固定はり
S4	0.30	0.21	両端固定はり
S5	0.87	0.27	4 辺固定版
S6	0.31	0.11	両端固定はり
S7	0.25	0.11	両端固定はり
S8	0.72	0.34	両端固定はり
S9	0.80	0.31	両端固定はり
S10	0.10	0.08	両端固定はり
S11	0.76	0.22	両端固定はり
S12	0.39	0.32	FEM 解析
S13	0.09	0.11	両端固定はり

(d) O.P. 22.5m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.92	0.36	4 辺固定版
S2	0.65	0.39	両端固定はり
S3	0.77	0.55	両端固定はり
S4	0.81	0.24	両端固定はり
S5	0.18	0.12	両端固定はり
S6	0.73	0.20	両端固定はり
S7	0.63	0.35	両端固定はり
S8	0.64	0.21	両端固定はり
S9	0.15	0.08	両端固定はり
S10	0.60	0.30	両端固定はり

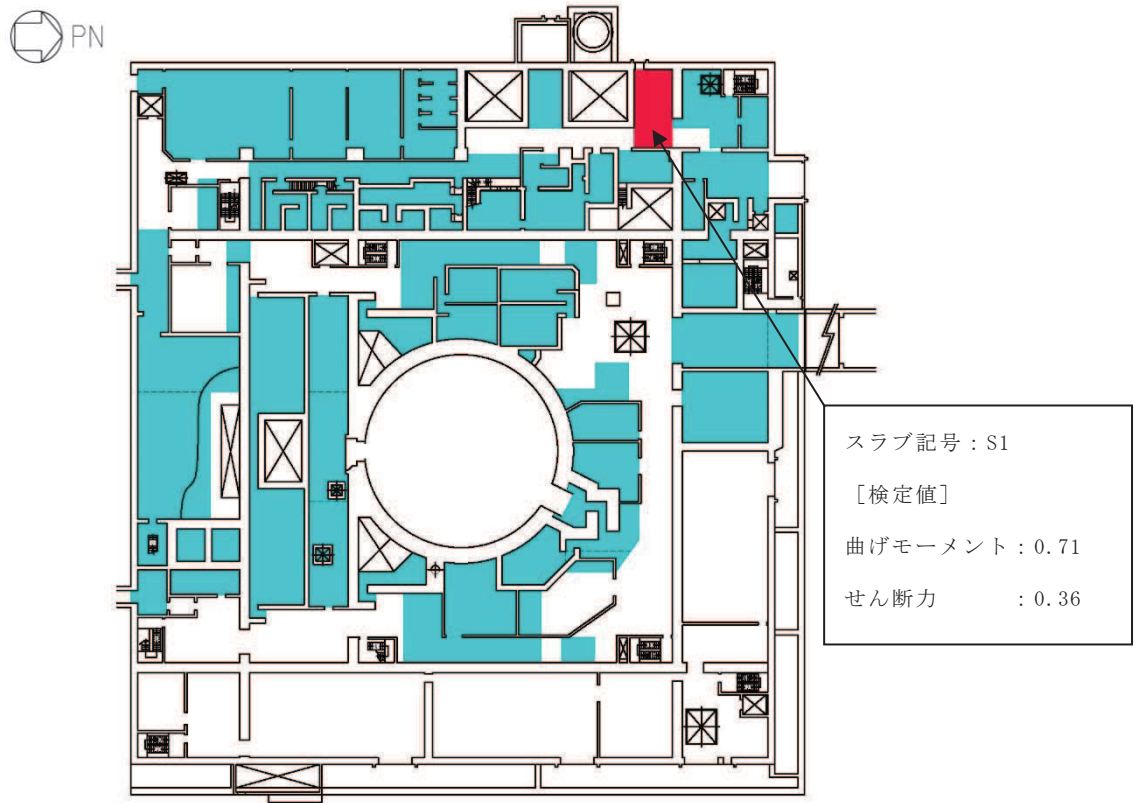
表 3-4 (3) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (3/3)

(e) O.P. 33.2m

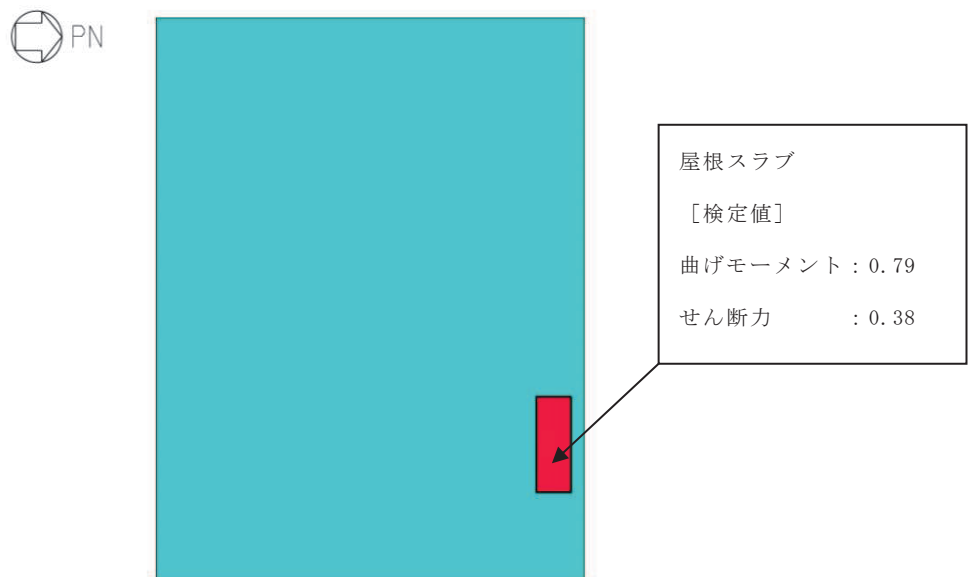
符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.32	0.15	両端固定はり
S2	0.86	0.29	4辺固定版
S3	0.67	0.38	両端固定はり
S4	0.06	0.05	両端固定はり

表 3-5 屋根スラブの検定値及び評価法一覧

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
-	0.79	0.38	両端固定はり



(a) 床スラブ (1F, O.P. 15.0m)



(b) 屋根スラブ (RF, O.P. 50.5m)

図 3-3 断面の評価位置及び評価結果

別紙 4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における
静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 検討方針	別紙 4-1
2.1 水平地震力	別紙 4-1
2.2 鉛直地震力	別紙 4-2
3. 検討結果	別紙 4-3

1. 概要

設計基準対象施設のうち「Sクラスの施設」については、耐震性の検討において、弾性設計用地震動S_dによる地震力（以下「S_d地震力」という。）又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価（以下「S_d地震時に対する評価」という。）を行うこととしている。

本資料では、S_d地震力及び静的地震力と既工認時の設計用地震力（以下「設計時地震力」という。）を比較し、建物・構築物の評価への影響について確認する。

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。

- ・添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクビットを含む）（第1, 2号機共用）の耐震性についての計算書
- ・添付書類「VI-2-8-4-1 二次遮蔽の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」

2. 検討方針

原子炉建屋について、S_d地震力及び静的地震力と設計時地震力の比較を行う。なお、S_d地震力及び静的地震力については、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算出したものとし、S_d地震力については地盤物性のばらつきを考慮する。静的地震力の算定について以下に示す。

2.1 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎上面 (0.P.-8.10m) とし、基準面より上の部分の地震力は、地震層せん断力係数を用いて、次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第*i*層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

C_i : 第*i*層の地震層せん断力係数

W_i : 第*i*層が支える重量

Z : 地震地域係数 (1.0)

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第*i*層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準層せん断力係数 (0.2)

基準面より下の部分（基礎部分）の地震力は、当該部分の重量に、次式によって算定する地下震度を乗じて定める。

$$K=0.1 \cdot n \cdot (1-H/40) \cdot \alpha$$

ここで、

- K : 地下部分の水平震度
- n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)
- H : 各部分の基準面からの深さ (m)
- α : 建物・構築物側方の地盤の影響を考慮した水平地下震度の補正係数 (1.0)

また、 A_i はモーダルアナリシスにより算出する。

$$A_i = A'_i / A_1$$

ここで、

$$A'_i = \sqrt{\sum_{j=i}^k \left(\sum_{m=i}^s W_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_{tj} \right)^2} / \sum_{m=i}^s W_m$$

k : 考慮すべき最高次数で通常 3 以上とする。

(NS:62 次 EW:66 次まで考慮)

s : 建築物の層数

W_m : 第 m 層の重量

$\beta_j \cdot U_{mj}$: 第 m 層の j 次刺激関数

R_{tj} : j 次固有周期に対応する加速度応答スペクトルの値 (=1.0)

2.2 鉛直地震力

鉛直地震力は、鉛直震度 0.3 を基準とし、建物・構築物の振動特性及び地盤の種類等を考慮して、次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_v = 0.3 \cdot R_v$$

ここで、

C_v : 鉛直震度

R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)

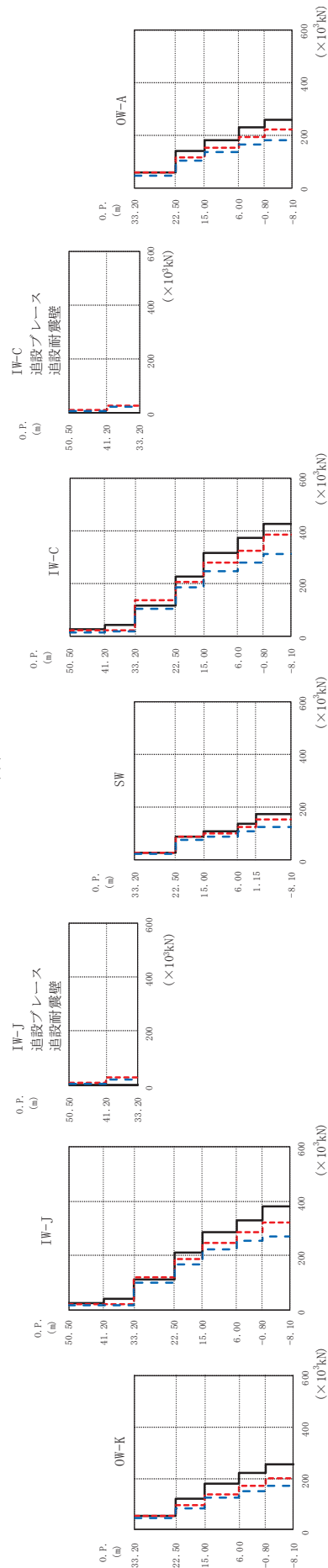
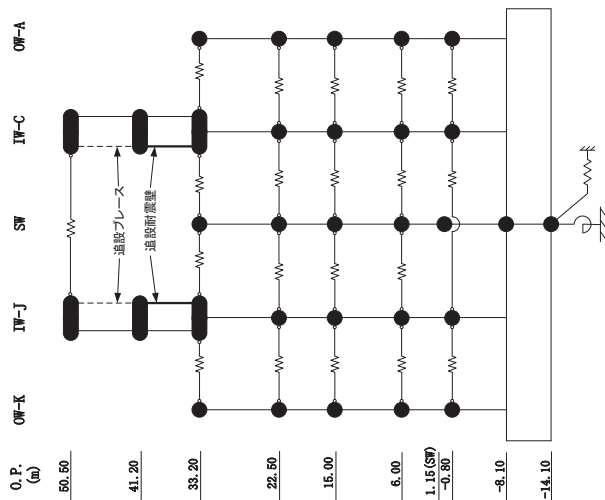
3. 検討結果

比較結果を図 3-1～図 3-3 に示す。使用済燃料プールは O.P. 33.20m～O.P. 22.50m, 原子炉棟については O.P. 50.50m～O.P. -8.10m の応答が対象となる。

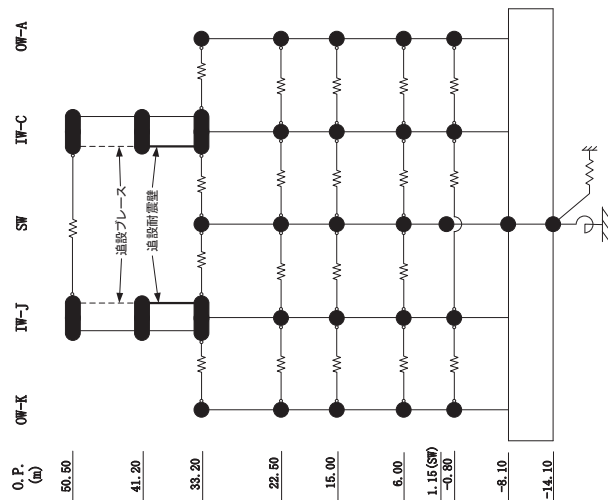
S d 地震力及び静的地震力と設計時地震力と比較すると、せん断力については、NS 及び EW 方向の O.P. 22.50m より上部で設計時地震力を上回る。また、曲げモーメントは NS, EW 方向ともに概ね設計時地震力を上回り、鉛直地震力は全てのレベルにおいて、設計時地震力を上回る。

水平方向の地震力が支配的となる部位は耐震壁、鉛直方向の地震力が支配的となる部位は屋根スラブ・床スラブである。S d 地震時に対する評価部位を表 3-1 に示す。

以上より、水平方向の地震力が評価の上で支配的となる原子炉建屋原子炉棟の耐震壁及び使用済燃料プールについては S d 地震時に対する評価を行う。また、鉛直方向の地震力が評価の上で支配的となる原子炉建屋原子炉棟の屋根スラブ及び床スラブについては S d 地震時に対する評価を行う。



(a) NS 方向
図 3-1(1) せん断力の比較 (1/4)



IW-J
追設ブレース
追設耐震壁 ($\times 10^3$ kN)

Sd	静的	設計時
9.17	6.93	—
28.4	23.2	—

IW-J ($\times 10^3$ kN)

Sd	静的	設計時
21.3	16.1	25.3
23.0	18.8	43.0
121	99.5	111
185	167	212
248	224	286
286	253	329
320	270	382

OW-K ($\times 10^3$ kN)

Sd	静的	設計時
53.5	44.0	52.2
96.8	85.0	119
138	125	180
171	151	221
202	170	255

SW ($\times 10^3$ kN)

Sd	静的	設計時
27.9	22.1	25.5
87.9	75.4	88.7
100	86.8	108
123	106	136
152	125	172

IW-C ($\times 10^3$ kN)

Sd	静的	設計時
22.2	15.8	26.5
22.1	16.9	41.4
134	103	115
207	186	228
278	246	314
325	281	373
384	311	427

IW-C 追設ブレース
追設耐震壁 ($\times 10^3$ kN)

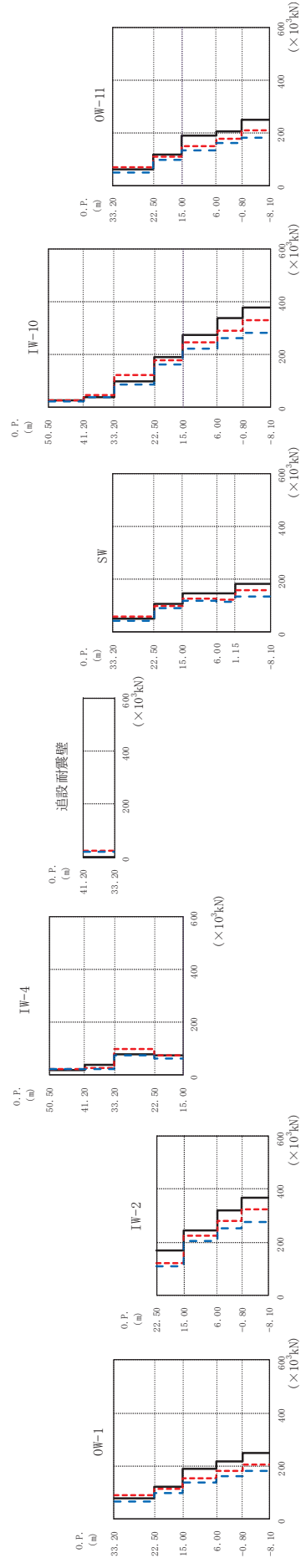
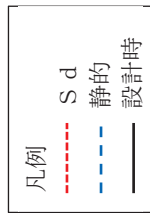
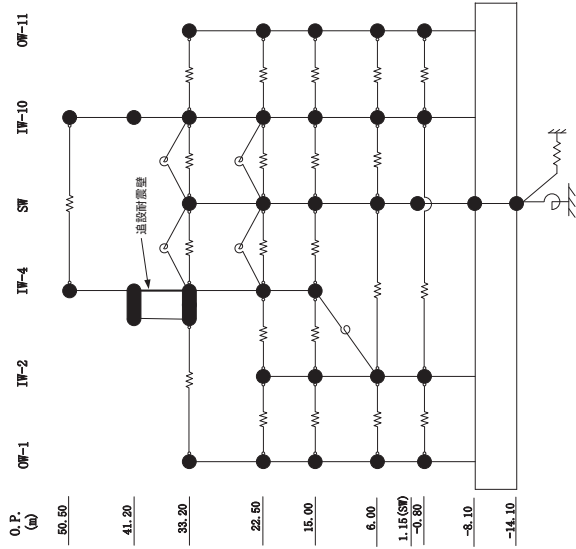
Sd	静的	設計時
9.56	6.80	—
27.8	21.2	—

OW-A ($\times 10^3$ kN)

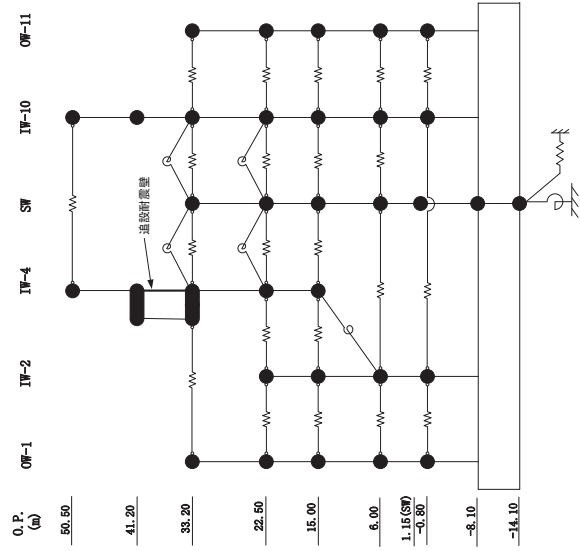
Sd	静的	設計時
59.7	48.2	59.3
114	103	141
152	137	182
191	165	228
222	182	258

(a) NS 方向

図 3-1 (2) せん断力の比較 (2/4)



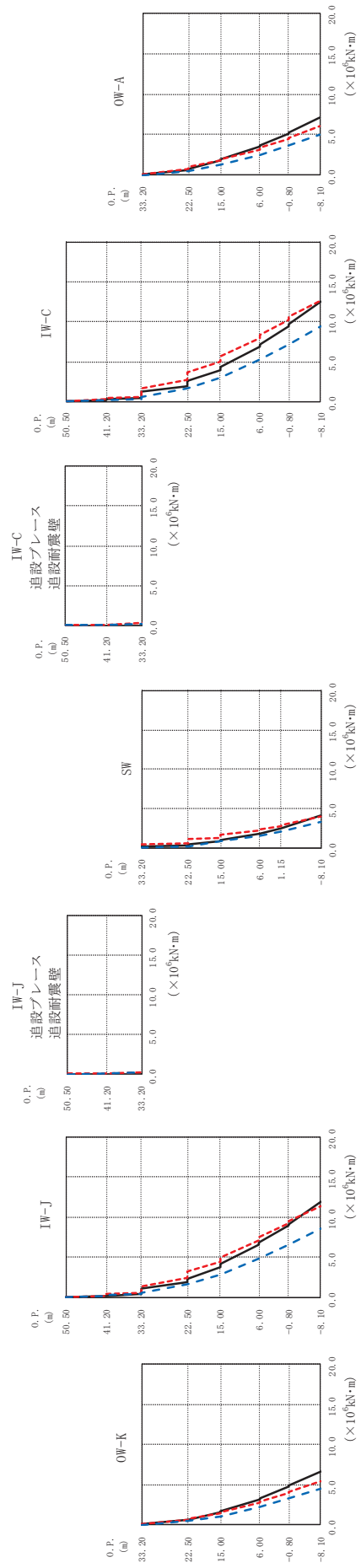
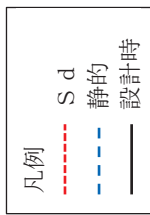
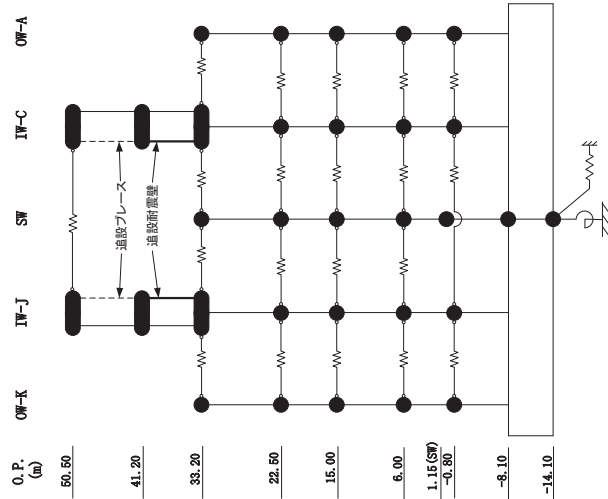
(b) EW 方向
 図 3-1 (3) せん断力の比較 (3/4)



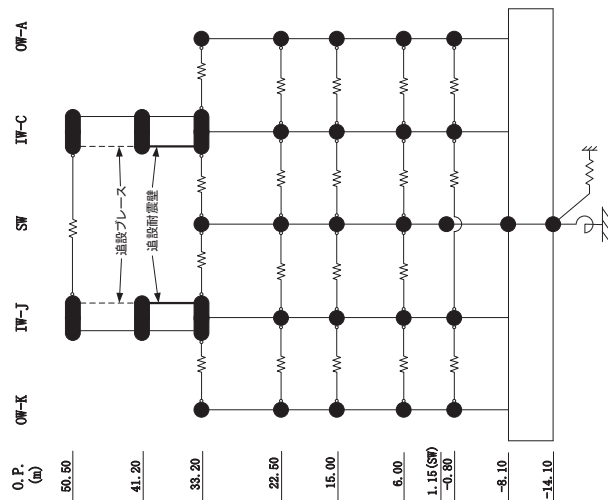
OW-1			IW-2			IW-4			追設耐震壁			SW			IW-10			OW-11		
O.P. (m)			O.P. (m)			O.P. (m)			O.P. (m)			O.P. (m)			O.P. (m)			O.P. (m)		
$(\times 10^3 \text{ kN})$			$(\times 10^3 \text{ kN})$			$(\times 10^3 \text{ kN})$			$(\times 10^3 \text{ kN})$			$(\times 10^3 \text{ kN})$			$(\times 10^3 \text{ kN})$			$(\times 10^3 \text{ kN})$		
Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時
33.20	88.6	66.2	76.0	33.20	22.50	22.50	15.00	15.00	15.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	33.20	33.20	33.20	33.20
22.50	112	99.4	122	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	41.20	22.50	22.50	22.50	22.50
15.00	152	139	189	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	15.00	15.00	15.00	15.00
6.00	182	163	218	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	6.00	6.00	6.00	6.00
-0.80	205	179	249	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	-0.80	-0.80	-0.80	-0.80
-8.10	205	179	249	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	33.20	-8.10	-8.10	-8.10	-8.10
	325	278	367																	
	280	253	321																	
	225	204	245																	
	122	108	168																	
	97.8	73.9	77.4																	
	27.5	23.5	39.3																	
	23.6	21.6	18.7																	
	23.6	21.6	18.7																	
	24.8	21.3	—																	
	99.2	91.7	107																	
	129	119	148																	
	125	114	147																	
	160	133	183																	
	148	135	189																	
	111	97.3	117																	
	68.5	50.6	60.9																	
	25.0	23.2	26.3																	
	46.5	37.1	39.6																	
	124	88.1	97.2																	
	180	161	191																	
	246	223	274																	
	292	264	337																	
	331	284	378																	

(b) EW 方向

図 3-1 (4) せん断力の比較 (4/4)



(a) NS 方向
図 3-2(1) 曲げモーメントの比較 (1/4)

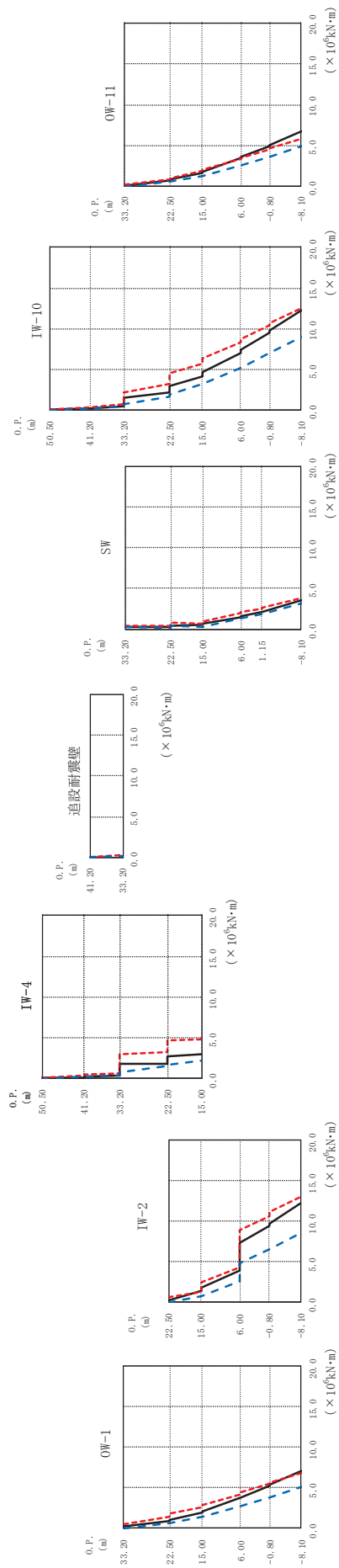
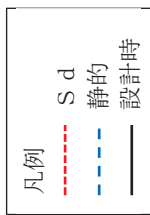
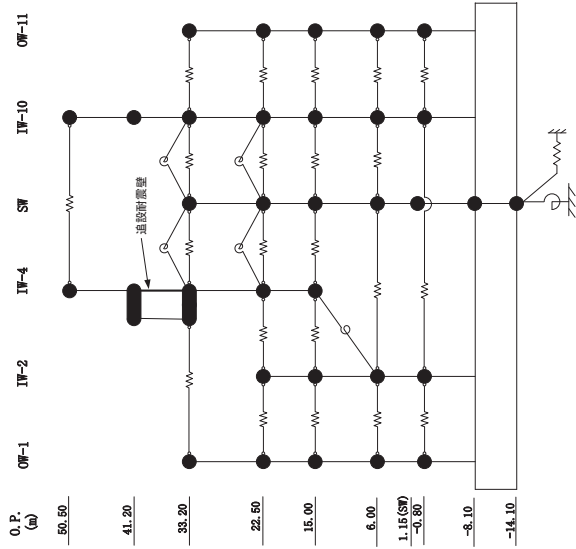


O.P. (m)	OW-K ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)		IW-J ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)		SW ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)		IW-C ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)		OW-A ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時
50.50	0.129	0.0000	0.0299	0.0048	0.455	0.0000	0.0282	0.0051	0.0365	0.0843
41.20	0.640	0.471	0.227	0.145	0.541	0.236	0.117	0.0683	0.239	0.142
33.20	0.759	0.471	0.625	0.398	1.13	0.236	0.0626	0.0091	0.379	0.201
22.50	1.43	0.569	1.43	0.551	1.25	0.802	0.273	0.179	1.65	0.316
15.00	0.471	0.587	2.43	1.62	1.71	0.802	1.62	1.94	3.71	1.62
6.00	1.11	1.53	4.43	2.87	2.20	1.58	5.01	3.01	5.65	3.01
1.15 (SW)	1.59	1.65	4.96	2.87	2.33	1.58	3.01	4.31	7.91	5.22
0.80	2.75	2.23	7.10	4.88	2.77	2.10	5.22	6.86	8.43	5.22
-0.80	3.95	3.31	9.26	6.60	2.87	2.10	7.13	9.47	10.6	7.13
-8.10	4.05	4.86	9.51	6.60	3.96	3.25	10.3	9.73	12.6	9.47
	5.39	6.67	11.4	8.57	3.96	4.10	12.6	12.5	12.6	12.5

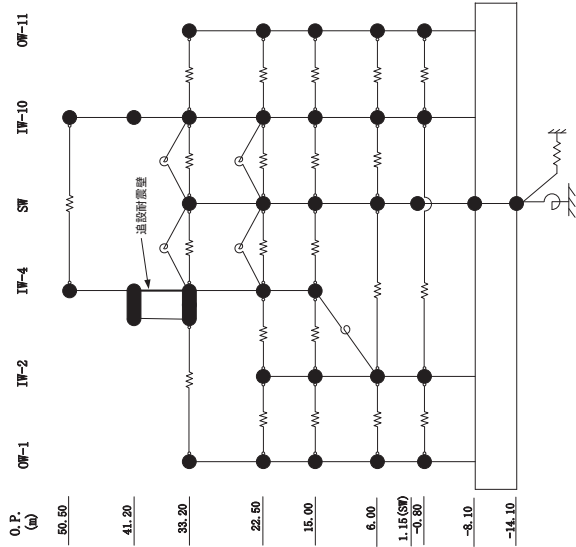
O.P. (m)	IW-J ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)		IW-C ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	Sd	設計時	Sd	設計時
50.50	0.0048	0.0324	0.0051	0.0843
41.20	0.145	0.190	0.0683	0.195
33.20	0.398	0.235	0.0091	0.235
22.50	0.551	0.470	0.179	0.454
15.00	1.62	1.88	1.62	1.94
6.00	2.87	3.77	3.01	3.92
1.15 (SW)	4.88	6.54	5.22	6.86
0.80	6.60	8.96	7.13	9.47
-0.80	6.60	9.14	7.13	9.73
-8.10	8.57	11.8	9.40	12.5

(a) NS 方向

図 3-2(2) 曲げモーメントの比較 (2/4)



(b) EW 方向
図 3-2(3) 曲げモーメントの比較 (3/4)



O.P. (m)	OW-1		OW-2		OW-10		OW-11	
	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時
50.50	0.542	0.0000	0.268	0.268	0.139	0.0000	0.139	0.0000
41.20	1.40	0.708	0.937	0.937	0.341	0.201	0.322	0.216
33.20	2.63	1.45	1.98	1.98	0.468	0.201	0.715	0.512
22.50	2.91	1.45	2.09	2.09	2.93	0.688	2.23	0.702
15.00	4.20	2.70	3.75	3.75	3.26	1.48	3.21	1.64
6.00	4.42	2.70	3.86	3.86	4.67	1.72	4.51	1.96
-0.80	5.50	3.81	5.30	5.30	4.76	2.19	5.76	3.17
-8.10	5.65	3.81	5.38	5.38	4.76	2.19	6.37	3.17
	6.86	5.12	7.12	7.12	4.76	2.19	8.33	5.18
							10.4	6.98
							12.5	9.05
								12.3
								6.77

O.P. (m)	IW-1		IW-2		IW-4		IW-10		IW-11	
	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時	Sd	設計時
50.50	0.139	0.0000	0.0853	0.0853	0.139	0.0000	0.139	0.0000	0.139	0.0000
41.20	0.341	0.201	0.144	0.144	0.341	0.201	0.322	0.216	0.322	0.216
33.20	0.673	0.390	0.401	0.401	0.673	0.390	0.715	0.512	0.715	0.512
22.50	2.93	0.688	1.77	1.77	2.93	0.688	2.23	0.702	2.23	0.702
15.00	4.20	1.45	1.84	1.84	4.67	1.72	4.51	1.96	4.51	1.96
6.00	4.42	2.70	3.97	3.97	4.76	2.19	5.76	3.17	5.76	3.17
-0.80	5.50	3.81	9.46	9.46	4.76	2.19	6.37	3.17	6.37	3.17
-8.10	5.65	3.81	9.76	9.76	4.76	2.19	8.33	5.18	8.33	5.18
	6.86	5.12	12.3	12.3	4.76	2.19	10.4	6.98	10.4	6.98
							12.5	9.05	12.5	9.05
								12.3		
								6.77		

O.P. (m)	SW		追設耐震壁	
	Sd	設計時	Sd	設計時
50.50	0.426	0.319	0.0918	0.0000
41.20	0.432	0.140	0.260	0.170
33.20	0.746	0.426	0.260	0.170
22.50	0.734	0.262	0.260	0.170
15.00	0.936	0.262	0.260	0.170
6.00	1.94	1.33	0.260	0.170
1.15	2.07	1.33	0.260	0.170
-0.80	2.56	1.89	0.260	0.170
-8.10	2.67	1.89	0.260	0.170
	3.77	3.12	0.260	0.170
		3.55	0.260	0.170
		12.3	0.260	0.170
		6.77	0.260	0.170

(b) EW 方向
図 3-2(4) 曲げモーメントの比較 (4/4)

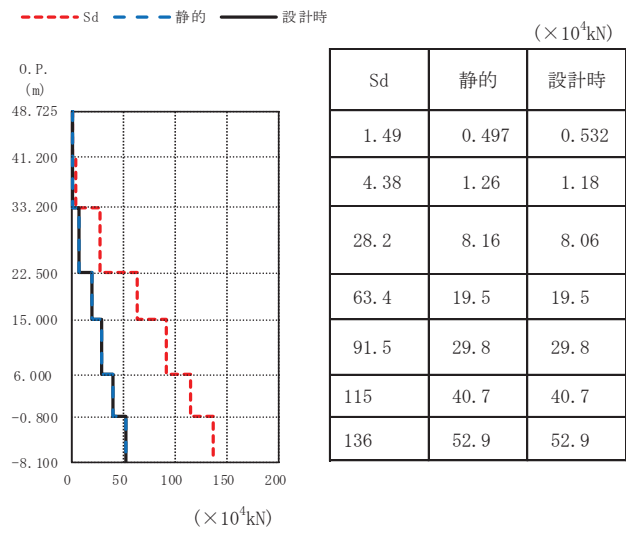


図 3-3 鉛直地震力の比較

表 3-1 S d地震時に対する評価部位

施設	部位	支配的となる地震力の方向	S d地震時に対する評価
原子炉建屋原子炉棟	耐震壁	水平	○
	屋根スラブ・床スラブ	鉛直	○
使用済燃料プール	壁	水平	○

○：評価を実施する

－：既工認に包絡される

別紙 7 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

目 次

- 別紙7-1 地震応答解析におけるモデル化方針
- 別紙7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定
- 別紙7-3 地震応答解析における材料特性の不確かさに関する検討
 - 別紙7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について
 - 別紙7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙7-4 大物搬入口躯体の耐震補強
- 別紙7-5 地震応答解析モデルに関する検討

別紙 7-1 地震応答解析におけるモデル化方針

目 次

1. 概要.....	別紙 7-1-1
2. 建屋のモデル化.....	別紙 7-1-2
2.1 地震応答解析モデル.....	別紙 7-1-2
2.2 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値.....	別紙 7-1-6
3. 地盤のモデル化.....	別紙 7-1-8

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の地震応答解析に用いる解析モデルのモデル化方針を示すものである。

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙 1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」において、大物搬入口躯体の地震応答解析モデルは、基礎スラブ上端を固定とする 1 質点モデルとしている。これは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋 1 階床スラブと一体構造となっていることから、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動として地震応答解析を行うためである。

地震応答解析モデルの概要を表 1-1 に示す。

表 1-1 地震応答解析モデルの概要

項目		内容
入力地震動の算定法		基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する 原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とする
解析コード		NUPP4
建屋の モデル化	モデル	1 質点モデル
	材料物性	基本ケースに用いる材料物性（新設部） コンクリートの設計基準強度： $F_c = 33\text{N/mm}^2$ コンクリートのヤング係数： $E = 2.52 \times 10^4\text{N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.2$ 建屋剛性の不確かさケースに用いる材料物性（既設部） コンクリートの設計基準強度： $F_c = 32.4\text{N/mm}^2$ コンクリートのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4\text{N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$
	剛性評価	NS 方向：耐震壁を考慮 EW 方向：単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるフレーム構造を考慮
	減衰定数	5%（ひずみエネルギー比例型減衰）
	非線形特性	水平方向：非線形特性を考慮 鉛直方向：考慮せず

2. 建屋のモデル化

建屋のモデル化は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」による。

2.1 地震応答解析モデル

NS方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面（O.P. 22.6m）とし、基礎スラブ上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。曲げせん断要素の断面は、2枚の壁を耐震要素とする壁構造のため、耐震壁部分のみを考慮したはり要素でモデル化する。質点重量には大物搬入口を支持するフレームの柱、はりと大物搬入口の重量を考慮する。

EW方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。上部構造部（耐震壁及び屋根スラブ）は、フレーム構造となっていることを踏まえ、耐震壁及び屋根スラブが一樣な断面形状であることから、耐震壁部分の単位長さの門型フレームでモデル化し、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の変位量と等価なせん断変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。基礎スラブ上端より上側のフレーム部の非線形特性は、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の荷重-変形曲線から設定した等価せん断要素としてモデル化する。質点位置は、等価せん断要素の部材長さが静的荷重漸増解析のフレームモデルの高さに合うように、屋根スラブ中心（O.P. 22.2m）とする。基礎スラブ上端と屋根スラブ中心の中間高さより上部の重量を質点重量とする。

UD方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面（O.P. 22.6m）とし、基礎スラブ上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。軸変形を考慮したはり要素を用いてモデル化し、軸剛性には耐震壁の断面積と大物搬入口取付部のフレームを構成する柱の軸断面積を考慮する。質点重量には大物搬入口を支持するフレームの柱、はりと大物搬入口の重量を考慮する。

建屋の減衰定数は5%とし、ひずみエネルギー比例型減衰とする。

建屋の地震応答解析モデルを図2-1～図2-3に、地震応答解析モデルの諸元を表2-1～表2-3に示す。

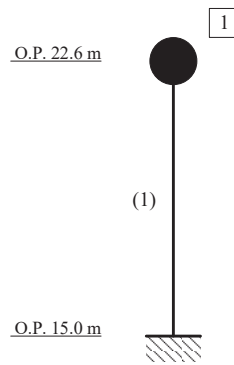


図 2-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 2-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	要素 番号	せん断 断面積 A_s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

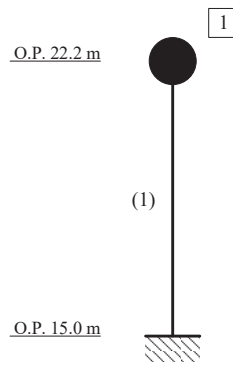


図 2-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	要素 番号	等価せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

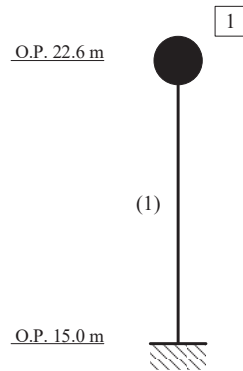


図 2-3 地震応答解析モデル (UD 方向)

表 2-3 地震応答解析モデルの諸元 (UD 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	要素 番号	軸断面積 A_N (m ²)
1	5630		
		(1)	28.4
合計	5630		

2.2 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値

地震応答解析モデルの設定に用いた物性値について、大物搬入口躯体は既設部と新設部が一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値とする。

また、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮する。

基準地震動 S_s 入力時は、原子炉建屋の地震応答解析モデルで考慮している、基準地震動 S_s 入力後のさらなる剛性低下を考慮したケースについて検討する。弾性設計用地震動 S_d 入力時は、原子炉建屋の 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケースについて検討する。なお、建屋剛性の不確かさを考慮するケースにおけるコンクリート物性値は、原子炉建屋の地震応答解析における建屋剛性の不確かさを考慮するケースでの物性値と同一とする。

地震応答解析モデルの設定に用いた物性値を表 2-4 に示す。

表 2-4 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値

対象 地震動	ケース名	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)	地盤物性*	備考
基準地震 動 S s	ケース 1 (基本ケース)	2.52×10 ⁴	1.05×10 ⁴	5	標準地盤	新設部のコンクリート設計基準強度 F _c =33(N/mm ²)に 基づき設定
	ケース 2				標準地盤 + σ	
	ケース 3				標準地盤 - σ	
	ケース 4	標準地盤	既設部のコンクリート設計基準強度 F _c =32.4(N/mm ²) に基づき、原子炉建屋の基準地震動 S _s に対する地 震応答解析ケース 4~6 (基準地震動 S _s 入力後の剛 性) と同様に剛性低下を考慮した物性値			
	ケース 5	標準地盤 + σ				
	ケース 6	標準地盤 - σ				
弾性設計 用地震動 S d	ケース 1 (基本ケース)	2.52×10 ⁴	1.05×10 ⁴	5	標準地盤	新設部のコンクリート設計基準強度 F _c =33(N/mm ²)に 基づき設定
	ケース 2				標準地盤 + σ	
	ケース 3				標準地盤 - σ	
	ケース 4	標準地盤	既設部のコンクリート設計基準強度 F _c =32.4(N/mm ²) に基づき、原子炉建屋の弾性設計用地震動 S _d に対 する地震応答解析ケース 1~3 (2011 年 3 月 11 日東 北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレー ション解析により設定した剛性) と同様に剛性低下 を考慮した物性値			
	ケース 5	標準地盤 + σ				
	ケース 6	標準地盤 - σ				

注記*：基礎固定モデルであることから、地盤物性については入力地震動となる原子炉建屋 1 階の床応答を算定する際の原子炉建屋の
解析モデルの地盤物性値を表している。

3. 地盤のモデル化

入力地震動は原子炉建屋 1 階の床応答とするため、地盤のモデル化は考慮しない。なお、別紙 7-5 に大物搬入口躯体直下の地盤モデルにより算定した入力地震動との比較結果を示しており、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることの保守性を確認している。

別紙 7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

目 次

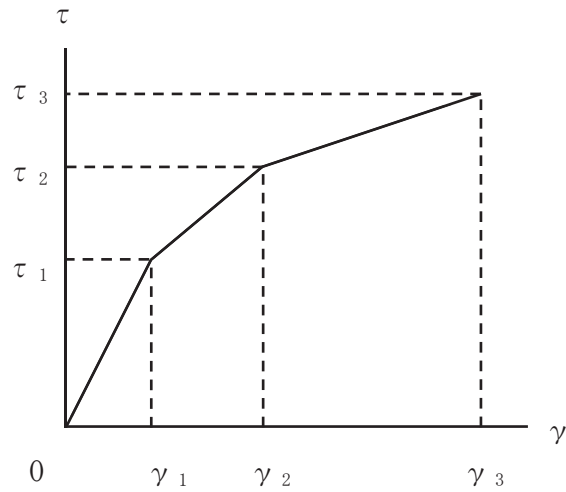
1. 概要.....	別紙 7-2- 1
2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 7-2- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 7-2- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 7-2- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 7-2- 3
3. EW 方向の RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について.....	別紙 7-2- 4
3.1 フレームモデルの作成.....	別紙 7-2- 4
3.2 個材の非線形特性.....	別紙 7-2- 5
3.3 静的荷重漸増解析.....	別紙 7-2- 6
3.4 等価せん断モデルの作成.....	別紙 7-2- 6
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 7-2- 7
4.1 水平方向モデル.....	別紙 7-2- 7
4.1.1 NS 方向モデル.....	別紙 7-2- 7
4.1.2 EW 方向モデル.....	別紙 7-2- 8
4.2 使用材料の物性値.....	別紙 7-2- 9
4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 7-2-10
4.3.1 NS 方向.....	別紙 7-2-10
4.3.2 EW 方向.....	別紙 7-2-12
4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 7-2-14
4.4.1 初期剛性の補正の考え方.....	別紙 7-2-14
4.4.2 NS 方向.....	別紙 7-2-15
4.4.3 EW 方向.....	別紙 7-2-19
5. まとめ.....	別紙 7-2-23

1. 概要

大物搬入口躯体は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造であり、NS 方向は壁構造、EW 方向はフレーム構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC 造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC 造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの RC 造耐震壁及び RC 造フレーム構造部のせん断スケルトンカーブの設定について説明するものである。

2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づき、トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図 2-1 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})

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} \left(\sqrt{F_c + \sigma_v} \right)}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

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。)

2.2 第2折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$$
$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、「保有水平耐力の計算方法(平成19年5月18日国交省告示594号第四)」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_u = \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_0}$$

ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- P_{wh} : せん断補強筋比 (実数)
- σ_0 : 縦応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- σ_{wh} : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)

3. EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性は、耐震壁と屋根スラブの単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析に基づいて、等価せん断モデルとしてトリリニア型スケルトンカーブを設定する。

3.1 フレームモデルの作成

EW方向モデルは、単位幅の等価せん断モデルとしてモデル化する。単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるRC造フレーム構造部をフレームモデルとしてモデル化し、静的荷重漸増解析で評価したスケルトンをトリリニア型に近似することで、等価せん断モデルを作成する。

等価せん断モデルの作成フローを図3-1に示す。

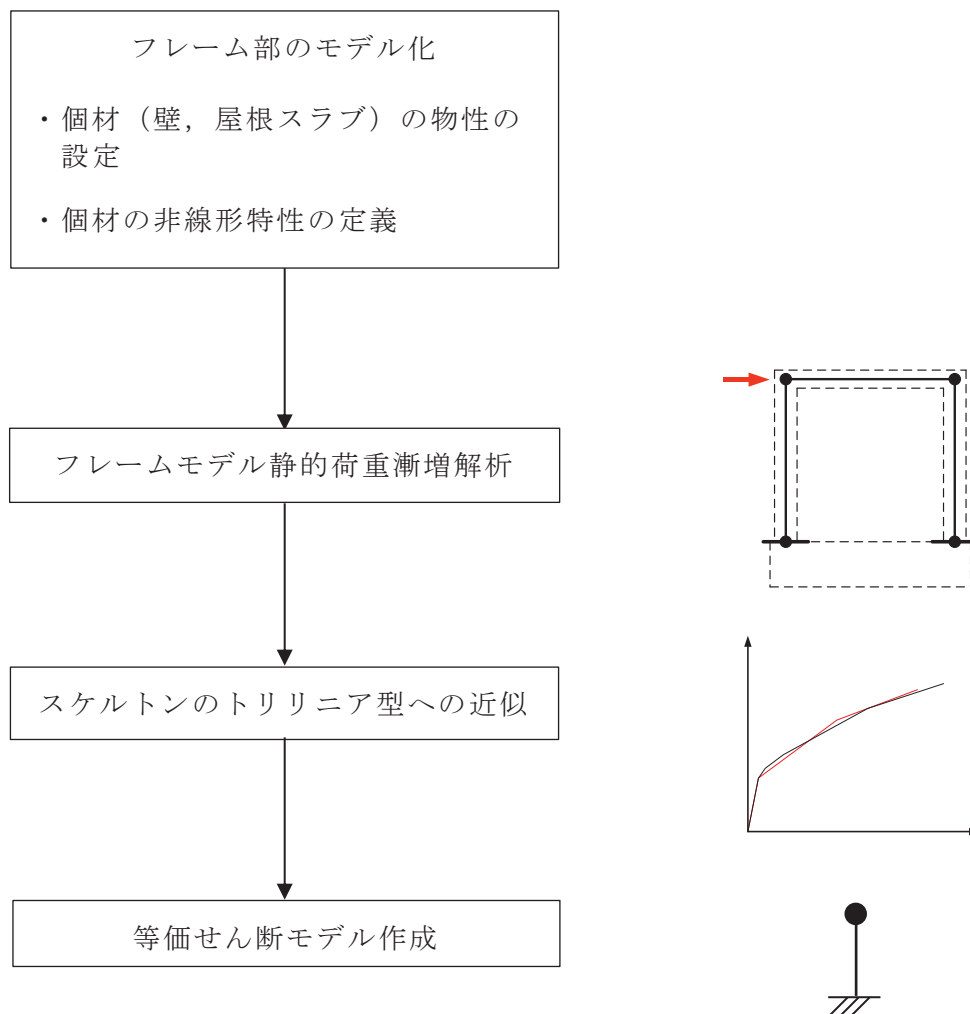


図 3-1 EW方向RC造フレーム構造部の等価せん断モデルの作成フロー

3.2 個材の非線形特性

個材（フレームを構成する壁，屋根スラブ）の非線形特性は「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき図 3-2 のように設定する。

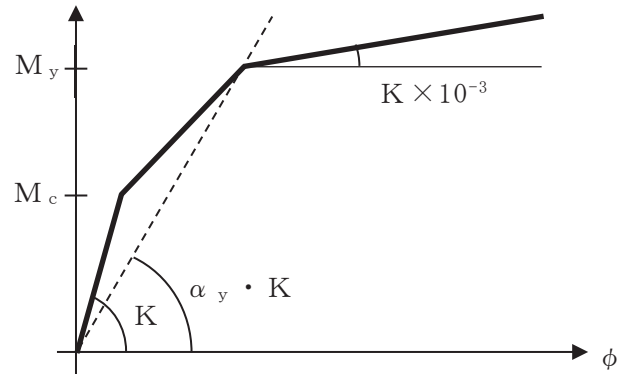


図 3-2 個材の非線形特性の設定(材端モーメント-回転角関係)

$$M_c [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 $[\text{N}/\text{mm}^2]$

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 $[\text{cm}^3]$

N : 軸力で，ここでは対象部材の長期軸力とする。 $[\text{kN}]$

D : 耐震壁及びスラブの全せい $[\text{mm}]$

$$M_y [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

a_t : 引張鉄筋の断面積 $[\text{mm}^2]$

σ_y : 鉄筋の降伏強度 $[\text{N}/\text{mm}^2]$ (SD345 の場合は，1.1 倍を考慮する。)

d : 有効せい $[\text{mm}]$ ($= D - d_c$)

d_c : 圧縮側縁端から引張側鉄筋重心位置までの距離。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot a / D + 0.33 \cdot \eta_0) (d / D)^2$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比 ($= a_t / (b \cdot D)$)

b : 壁及びスラブの単位幅 $[\text{mm}]$

a / D : シアスパン比

a : シアスパン長さ。ここでは部材の内法長さとする。 $[\text{mm}]$

η_0 : $N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

$$K = E \cdot I$$

注記*1: 非線形特性は曲げのみ考慮し，せん断は弾性とする。

*2：第2剛性は M_c と M_y を結ぶ剛性とし，第3剛性は初期剛性の1/1000とする。

3.3 静的荷重漸増解析

静的荷重漸増解析は，解析コード fappase により行う。

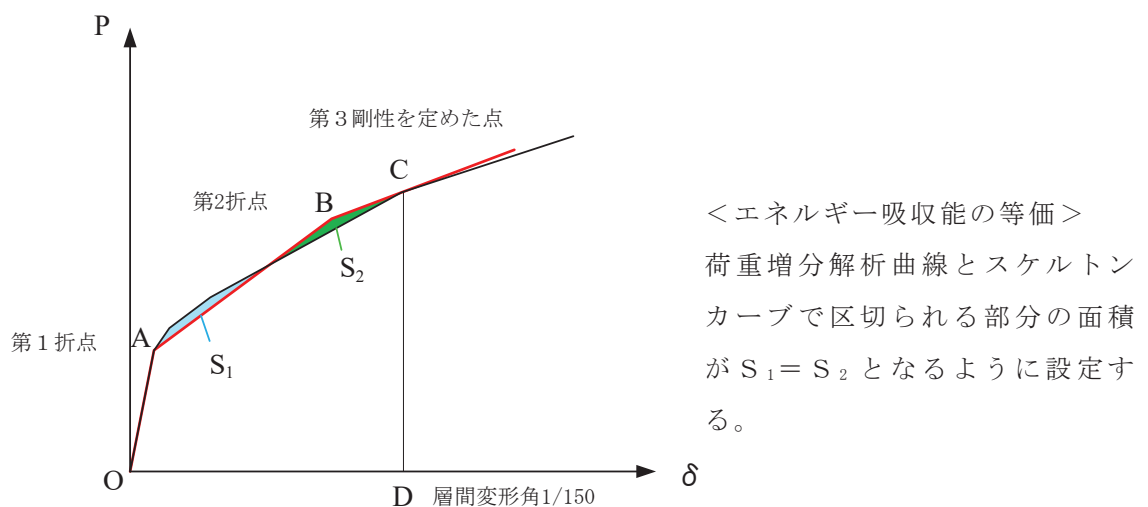
荷重の刻みは，最大荷重を1000kNと想定し，最大荷重に対して100分割(10kN)と設定する。

3.4 等価せん断モデルの作成

「3.3 静的荷重漸増解析」で得られた荷重－変形関係を用いて，トリリニア型に近似し，等価せん断モデルを作成する。

トリリニア型スケルトンカーブへの近似の手順を以下に示す。

- ①初期剛性 — 1ステップ目の荷重－変形関係
- ②第1折点 — いずれかの部材に曲げひび割れが発生したステップ(M_c を超えたステップ)の荷重(せん断力)
- ③第3勾配 — 層間変形角1/150の接線勾配とする。
- ④第2折点 — 下図に示すエネルギー吸収能が等価になる点とする。
- ⑤第2勾配 — 第1折点と第2折点を結ぶ勾配
- ⑥上記手順で作成した荷重－変形関係の初期勾配から，壁部材に設定したせん断弾性係数を用いて等価せん断断面積と等価せん断応力度を算定する
- ⑦変形をフレームの高さで除した値を等価せん断ひずみとする



O-C-D (荷重増分解析曲線の面積) = OABCD (スケルトンの面積)

∴ $S_1 = S_2$ C : 第3剛性を定めたステップ

図 3-4 トリリニア型スケルトンカーブへの近似方法

4. せん断力のスケルトンカーブの設定について

4.1 水平方向モデル

4.1.1 NS 方向モデル

NS 方向モデルは，耐震壁の曲げ及びせん断剛性を評価した 1 質点モデルとして
いる。NS 方向の地震応答解析モデルを図 4-1 に，NS 方向モデルの諸元を表 4-
1 に示す。

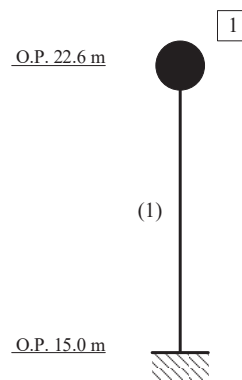


図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 4-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

4.1.2 EW 方向モデル

EW 方向モデルは、耐震壁と屋根スラブで構成される単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析により評価した等価せん断剛性の 1 質点系モデルとしている。EW 方向の地震応答解析モデルを図 4-2 に、EW 方向モデルの諸元を表 4-2 に示す。

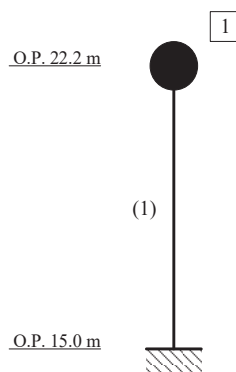


図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入口躯体の使用材料の物性値を表4-3～表4-5に示す。

表 4-3 建物・構築物の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
鉄筋コンクリート コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²) 鉄筋：SD345, SD490	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部の設計値

注：既設部のコンクリートの設計基準強度 F_c は 32.4N/mm² (330kgf/cm²) である。

表 4-4 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
F _c = 32.4N/mm ²	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5	既設部
F _c = 33N/mm ²	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部

表 4-5 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 s σ _y (N/mm ²)	備 考
SD345	345	
SD490	490	新設部脚部縦筋

4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.3.1 NS 方向

(1) 第1折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表4-6に示す。

表4-6 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点)

要素 番号	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断断 面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	1.05	20.4	0.185	1.87	0.178

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積

(2) 第2折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表4-7に示す。

表4-7 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点)

要素 番号	τ_2^{*1} (N/mm^2)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.53	0.535

注記*1 : $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

*2 : $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

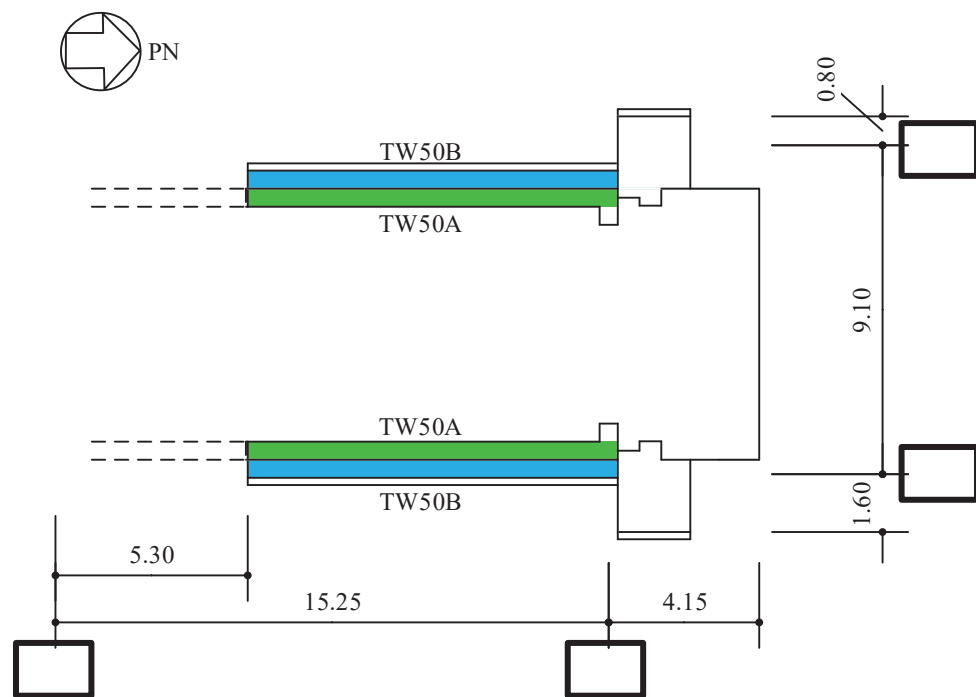
(3) 終局点

NS 方向の RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、終局せん断応力度を算出する。

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 4-8 に示す。また、大物搬入口躯体の耐震壁の配筋を示したものを図 4-2 に示す。

表 4-8 NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素番号	F_c (N/mm^2)	P_{te} (%)	P_{wh} (%)	σ_0 (N/mm^2)	M/QD	σ_{wh} (N/mm^2)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	0.119	0.607	0.185	1.0	345	3.26	4.0



1 階伏図 (O.P. 15.0m)

記号	縦筋	横筋	備考
TW50A	2-D32@200	2-D25@200	既設部
TW50B	D32@200 (上部) D41@200 (脚部)	D16@200	新設部

注記* : 記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。(例 : TW50 は 50cm)

図 4-2 耐震壁の配筋図 (O.P. 15.0m~O.P. 22.6m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.3.2 EW 方向

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブは、静的荷重漸増解析により得られた荷重－変形関係に対して面積等価なトリリニア型スケルトンカーブとして設定する。

(1) 第 1 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点を表 4-9 に示す。

表 4-9 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点)

要素 番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A _s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.05	0.0503	5.37	0.512

(2) 第 2 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 2 折点を表 4-10 に示す。

表 4-10 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点)

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	11.1	4.26

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-11 に示す。

表 4-11 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	τ_3^* (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	12.9	6.67

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.4.1 初期剛性の補正の考え方

大物搬入口躯体の耐震壁は既設部と新設部が一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値としている。一方、材料物性の不確かさのうち建屋剛性については、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮することとしている。なお、適用する剛性補正係数は、弾性設計用地震動 S_d に対する不確かさケースのモデルでは、原子炉建屋の 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析による NS 方向 1 階部分の剛性補正係数と同じ 0.75 を適用する。基準地震動 S_s に対する不確かさケースのモデルでは、上記剛性低下を考慮したモデルに基準地震動 S_s が入力した後の更なる剛性低下による補正係数 0.78 をさらに乗じた剛性補正係数 0.585 を適用する。剛性補正係数を表 4-12 に示す。

表 4-12 耐震壁の初期剛性の基本ケースに対する剛性補正係数

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.75
EW	0.75

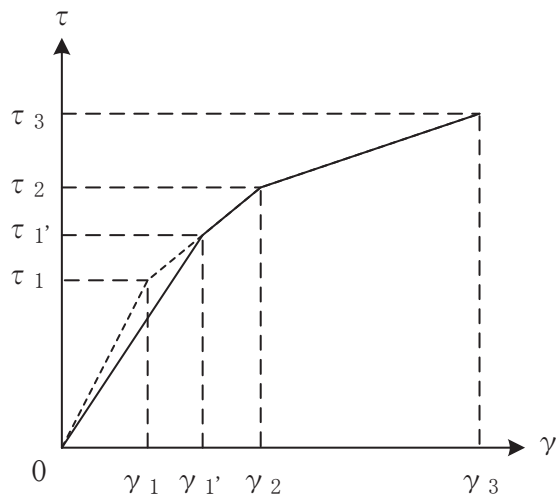
(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.585
EW	0.585

注：EW 方向は静的荷重漸増解析を行うフレームモデルの耐震壁部分の剛性補正係数を表す。

4.4.2 NS 方向

せん断力のスケルトンカーブの初期剛性の補正方法を図 4-3 に示す。



注記：大物搬入口躯体 NS 方向 RC 造耐震壁に適用する剛性補正係数（弾性設計用地震動 $S_d : 0.75$ ，基準地震動 $S_s : 0.585$ ）の場合は補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる

図 4-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

(1) 第1折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表 4-13 に示す。なお、剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表 4-13 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	20.4	2.01	0.236	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	20.4	2.20	0.331	剛性補正係数 0.585

(2) 第2折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の第2折点を表4-14に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4 \text{ N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表4-14 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.585

(3) 終局点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点を表 4-15 に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表 4-15 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.585

4.4.3 EW 方向

EW 方向モデルについては、静的荷重漸増解析を行う RC 造フレーム構造部の非線形特性に初期剛性の補正を行って等価せん断スケルトンを算定する。RC 造フレーム構造部の非線形特性の初期剛性の補正方法を図 4-4 に示す。

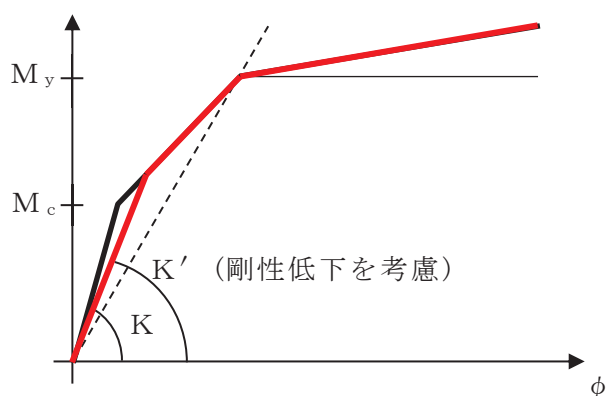


図 4-4 RC 造フレーム構造部の初期剛性の補正方法

EW 方向の RC 造フレーム構造部の剛性低下を考慮した等価せん断モデルのスケルトンカーブは、図 4-4 に示した初期剛性を補正したフレームモデルによる静的荷重漸増解析の荷重-変形関係に対してエネルギー吸収能が等価なトリリニア型スケルトンとして設定する（図 3-4 を参照）。

(1) 第1折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第1折点を表4-16に示す。

表4-16 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	0.0533	4.88	0.572	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	0.0570	4.38	0.659	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(2) 第2折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第2折点を表4-17に示す。

表4-17 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.7	4.23	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.2	4.36	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-18 に示す。

表 4-18 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	13.3	6.54	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	12.5	6.55	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

5. まとめ

大物搬入口躯体におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-1 に示す。NS 方向は RC 造耐震壁のスケルトンカーブ，EW 方向は RC 造フレーム構造部の等価せん断モデルのスケルトンカーブである。

表 5-1(1) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基本ケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.87	0.178	2.53	0.535	3.26	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	5.37	0.512	11.1	4.26	12.9	6.67

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(2) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(弾性設計用地震動 S d に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.01	0.236	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.88	0.572	11.7	4.23	13.3	6.54

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(3) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基準地震動 S s に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.20	0.331	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.38	0.659	11.2	4.36	12.5	6.55

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

別紙 7-3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

目 次

1. 概要.....	別紙 7-3- 1
1.1 検討概要.....	別紙 7-3- 1
1.2 検討方針.....	別紙 7-3- 1
2. 材料物性の不確かさの分析.....	別紙 7-3- 2
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 7-3- 2
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 7-3- 2
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定.....	別紙 7-3- 3
3.1 設計用地震力の設定方法.....	別紙 7-3- 3
3.2 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 7-3- 5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤物性の不確かさの影響検討.....	別紙 7-3- 7
4.1 検討概要.....	別紙 7-3- 7
4.2 不確かさの影響検討.....	別紙 7-3- 9
4.3 まとめ.....	別紙 7-3-10

別紙 7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、大物搬入口躯体の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析結果に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ建物・構築物の耐震性評価において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の耐震性評価に用いる動的地震力は、各建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建物・構築物の剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤物性であることが確認されている。^{*}

大物搬入口躯体の地震応答解析モデルの建屋剛性は、新設部の物性値に基づき設定しているが、既設部と一体となっていることから原子炉建屋における検討と同様に剛性が変動することが考えられる。

地盤物性については、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられるが、大物搬入口躯体の地震応答解析では、原子炉建屋1階の床応答を入力地震動としていることから、地盤物性の不確かさを考慮した原子炉建屋の床応答を入力地震動とすることで地盤物性の不確かさを考慮する。

以上より、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤物性の不確かさ要因としては入力地震動を算定する原子炉建屋の地震応答解析において地盤のせん断波速度を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震性評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記*：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

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。

具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。大物搬入口躯体の基礎スラブは原子炉建屋 1 階床スラブと構造的に一体となっていることから、大物搬入口躯体の剛性低下は原子炉建屋の 1 階部分に対して評価した剛性低下率を適用する。なお、原子炉建屋では NS 方向と EW 方向それぞれで剛性低下率を設定しているが、大物搬入口躯体の耐震壁は原子炉建屋 NS 方向の耐震壁と同じ方向に配置されていることから、原子炉建屋の NS 方向の剛性低下率を適用する。不確かさモデルへの適用にあたっては、NS 方向モデルの耐震壁については、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として考慮する。大物搬入口躯体の EW 方向のフレームモデルについては、静的荷重増分解析により等価せん断剛性を評価するフレームモデルの壁部材に NS 方向の耐震壁と同じ剛性低下率を適用して等価せん断モデルを評価する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力については、不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられるが、耐力については変動しない。また、変位及びせん断ひずみについては、剛性が低下することから、基本ケースよりも大きくなると考えられる。

よって、大物搬入口躯体の耐震性評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。ただし、原子炉建屋の鉛直方向では水平方向に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、原子炉建屋のシミュレーション解析では既工認モデルで観測記録を再現できたことから、大物搬入口躯体についても、鉛直方向モデルについては不確かさは考慮しない。

2.2 地盤物性の不確かさ

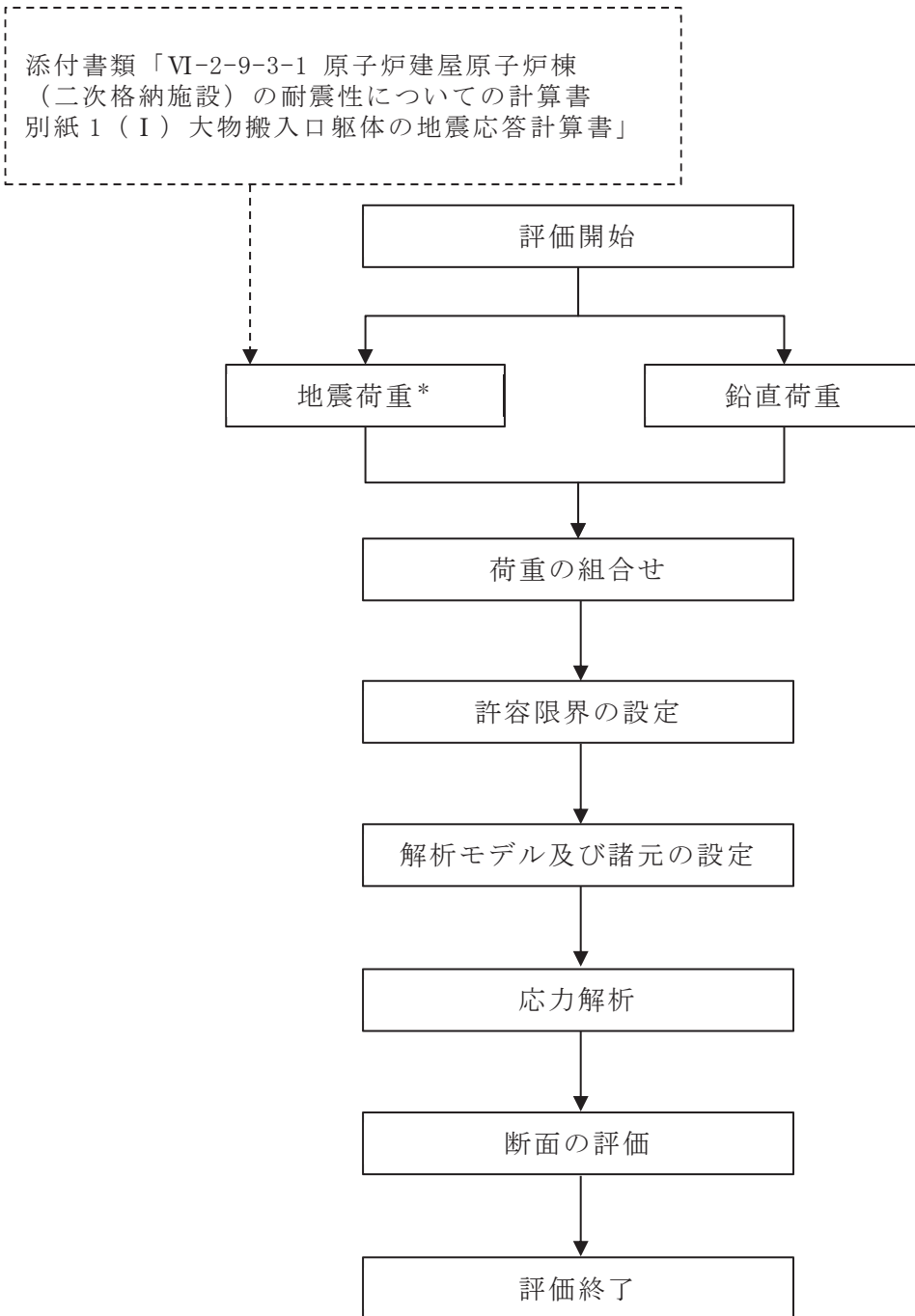
地盤物性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤物性が変動する。これに対応して、建屋への入力地震動の特性が変動し、建屋に考慮すべき設計用地震力も変動すると考えられるが、大物搬入口躯体の地震応答解析では、原子炉建屋の 1 階床応答を入力地震動としていることから、地盤物性の不確かさを考慮した原子炉建屋の床応答を入力地震動とすることで地盤物性の不確かさを考慮する。

3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの地震応答解析モデルの応答値の算出にあたっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して実施する（別紙7-3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図3-1に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、地震応答解析より得られた最大応答値から算出する。地震応答解析から得られた最大応答値は、基準地震動 $S_s - D1$ ～ $S_s - N1$ の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値となる地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は、別紙7-3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。



注記*：建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 建屋耐震性評価フロー（応力解析による評価）

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析モデルの応答値の算出にあたり、建屋剛性及び地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋剛性の不確かさは、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮することとしている。

具体的には、基準地震動 S_s 入力に対しては、原子炉建屋の地震応答解析モデルで考慮している、基準地震動 S_s 入力後のさらなる剛性低下を考慮したケースについて検討することとしている。弾性設計用地震動 S_d 入力に対しては、原子炉建屋の2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケースについて検討することとしている。

基本ケースの初期剛性を表3-1に、不確かさを考慮した初期剛性を表3-2及び表3-3に示す。なお、鉛直方向には建屋剛性の不確かさを考慮しない。

表 3-1 基本モデルの初期剛性

方向	部材	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	備考
NS	耐震壁	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性
EW	耐震壁	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性
	屋根スラブ	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性

表 3-2 基準地震動 S_s に対する評価に適用する不確かさを考慮した初期剛性

方向	部材	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	備考
NS	耐震壁	0.585	1.55	0.67	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
EW	耐震壁	0.585	1.55	0.67	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
	屋根スラブ	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性

表 3-3 弾性設計用地震動 S d に対する評価に適用する不確かさを考慮した初期剛性

方向	部材	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	備考
NS	耐震壁	0.75	1.99	0.86	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
EW	耐震壁	0.75	1.99	0.86	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
	屋根スラブ	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性

地盤物性の不確かさの影響評価においては、大物搬入口躯体の地震応答解析は原子炉建屋の1階床応答を入力しているため、原子炉建屋の不確かさケースの床応答を入力することで地盤物性の不確かさを考慮する。原子炉建屋の地震応答解析に考慮する表層地盤のせん断波速度の不確かさを表3-4に、底面地盤のせん断波速度の不確かさを表3-5に示す。

表 3-4 表層地盤のせん断波速度の不確かさ (原子炉建屋)

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
0.0 ~ -14.1	表層 地盤 下部	900	1000	800

注：表層地盤上部は、非線形特性を考慮していることから不確かさを考慮しない。

表 3-5 底面地盤のせん断波速度の不確かさ (原子炉建屋)

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
-14.1 ~ -25.0	底面 地盤	1300	1390	1210
-25.0 ~ -80.0		2150	2300	2000
-80.0 ~ -200.0		2440	2610	2270

4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤物性の不確かさの影響検討

本章では、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより固有値解析を実施し、建屋の応答並びに耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

4.1 検討概要

建屋剛性及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮して検討ケースを定め、建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に、地震応答解析モデルを図4-1～図4-3に示す。ここで、建屋剛性を新設部の設計剛性、地盤のせん断波速度を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。なお、原子炉建屋の1階の床応答を入力地震動としているため、それぞれの地盤条件に対応する原子炉建屋の床応答を入力することで地盤物性の不確かさの影響を考慮する。

表 4-1 検討ケース一覧

検討ケース	建屋剛性 (初期剛性)	地盤物性*
ケース 1 (基本ケース)	新設部のコンクリート設計基準強度に基づく剛性	標準地盤
ケース 2 (地盤物性 + σ)		標準地盤 + σ
ケース 3 (地盤物性 - σ)		標準地盤 - σ
ケース 4 (建屋剛性考慮)	基準地震動 S_s に対しては 既設部のコンクリート設計基準強度に基づく剛性の 0.585 倍 弾性設計用地震動 S_d に対しては 既設部のコンクリート設計基準強度に基づく剛性の 0.75 倍	標準地盤
ケース 5 (建屋剛性考慮, 地盤物性 + σ)		標準地盤 + σ
ケース 6 (建屋剛性考慮, 地盤物性 - σ)		標準地盤 - σ

注記*：地盤物性の影響は床応答を評価する原子炉建屋モデルで考慮する。

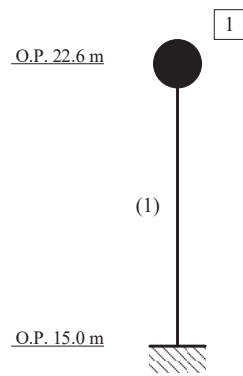


図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

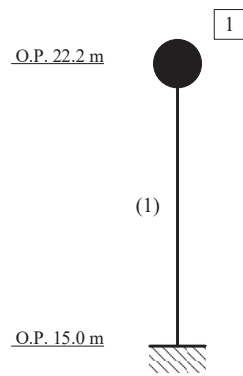


図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

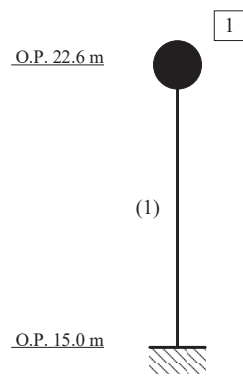


図 4-3 地震応答解析モデル (UD 方向)

4.2 不確かさの影響検討

(1) 影響評価方針

建屋剛性を変動させたケース（ケース 4）の固有値解析を実施し，基本ケースの結果と比較する。なお，大物搬入口躯体の地震応答解析モデルは，基礎固定モデルとしているため，地盤物性の変動は固有値に影響しない。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表 4-2 に示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，最大で低振動数側に 21%シフトした。

表 4-2 固有値解析結果の比較（単位：Hz）

(a) NS 方向

次数	NS		
	ケース 1	ケース 4	
		S s	S d
1	23.78	18.76 (0.79)	21.24 (0.89)

(b) EW 方向

次数	EW		
	ケース 1	ケース 4	
		S s	S d
1	7.02	5.96 (0.85)	6.52 (0.93)

注：（ ）内は基本モデルに対する比率

4.3 まとめ

建屋剛性の不確かさを考慮したモデルの固有値解析結果より，基本ケースに対する建屋剛性の不確かさを考慮したモデルの固有値は最大で21%低振動数側にシフトする傾向であることを確認した。

別紙 7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

目 次

1. 概要..... 別紙 7-3-1- 1
2. 選定方法..... 別紙 7-3-1- 1
3. 地震動の選定..... 別紙 7-3-1- 3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動..... 別紙 7-3-1-10

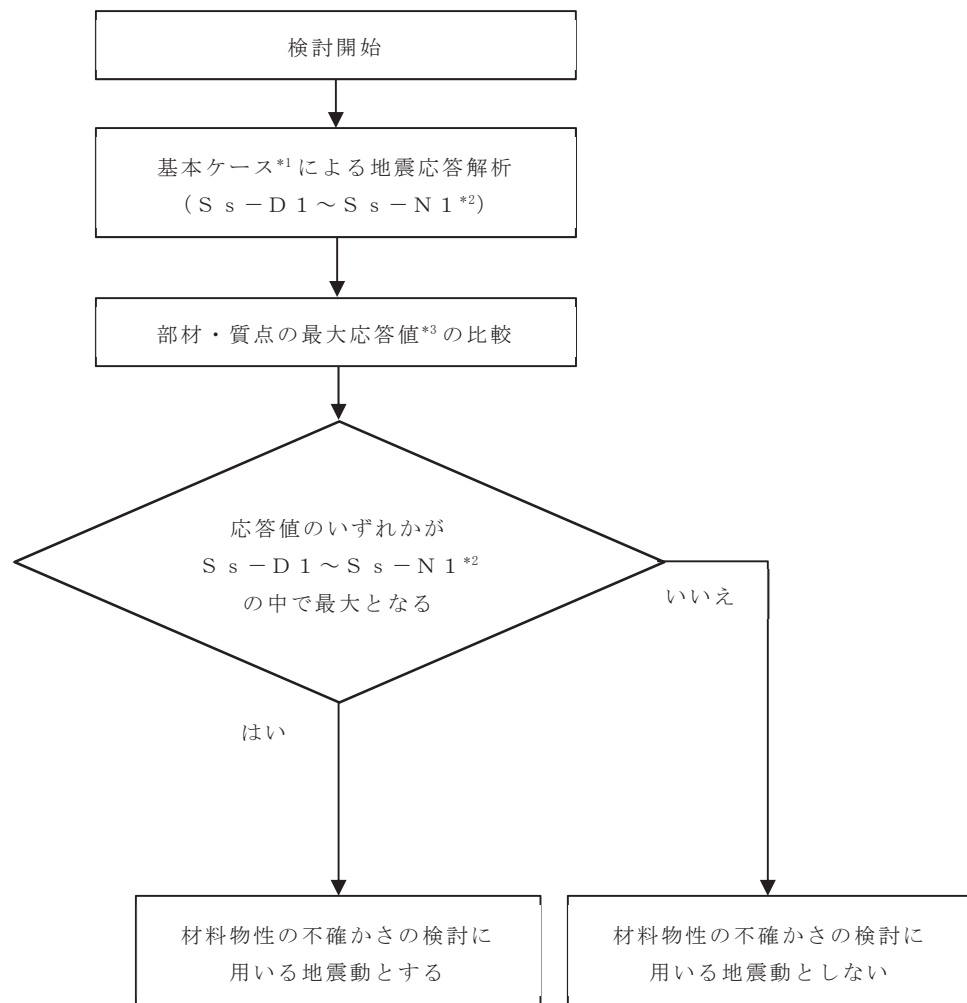
1. 概要

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、地震動（基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d ）ごとの基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい波に対して検討を実施する。本資料では、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

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

- ① 基本ケースによる地震応答解析を行う。
- ② 地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、基準地震動 S_s については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、層間変形角及びせん断ひずみとし、弾性設計用地震動 S_d については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力とする。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる波を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。また、弾性設計用地震動 S_d についても同様である。



注記*1：建屋剛性：新設部の物性値に基づく剛性，地盤物性：標準地盤

*2：弾性設計用地震動 S_d による不確かさ検討に用いる地震動の選定の際は、「 $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ 」を「 $S_d - D 1 \sim S_d - N 1$ 」に読み替える。

*3：応答値は，基準地震動 S_s については，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント，軸力，層間変形角及びせん断ひずみとし，弾性設計用地震動 S_d については，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び軸力とする。

図 2-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定法のフロー

3. 地震動の選定

大物搬入口躯体における基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地震動の選定を以下に示す。大物搬入口躯体の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表3-1～表3-12に、弾性設計用地震動 S_d に対する応答を表3-13～表3-24に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、基準地震動 $S_s - D 1$ 、 $S_s - D 2$ 及び $S_s - F 3$ については、応答値のいずれかが基準地震動 $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ の中で最大となること、弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ 及び $S_d - D 2$ については、応答値のいずれかが弾性設計用地震動 $S_d - D 1 \sim S_d - N 1$ の中で最大となることから、不確かさ検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
1	1101	1805	1394	1205	1434	1704	1119	1805
基礎 上端	882	1283	891	774	918	1024	1051	1283

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
1	0.045	0.073	0.057	0.050	0.059	0.073	0.045	0.073

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
(1)	6.3	10.3	8.0	6.9	8.2	9.7	6.4	10.3

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答曲げモーメント (×10 ³ kN・m)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
(1)	51.28	82.79	65.74	57.02	67.43	84.22	49.92	84.22

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-5 最大応答せん断ひずみ一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ (×10 ⁻³)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
(1)	0.029	0.048	0.037	0.032	0.038	0.046	0.030	0.048

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-6 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
1	1628	1628	1400	1124	1417	1040	1116	1628
基礎 上端	815	1143	926	703	903	850	1106	1143

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-7 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
1	3.440	3.391	2.611	1.688	2.676	1.387	1.678	3.440

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-8 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
(1)	0.576	0.573	0.507	0.409	0.514	0.378	0.408	0.576

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-9 最大応答層間変形角一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

要素番号	最大応答層間変形角							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
(1)	1/209	1/212	1/276	1/427	1/269	1/519	1/429	1/209

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-10 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
1	1113	1069	797	509	581	707	654	1113
基礎 上端	1078	969	773	454	547	639	641	1078

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-11 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
1	0.0068	0.0065	0.0049	0.0031	0.0035	0.0043	0.0040	0.0068

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-12 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
(1)	12.8	12.3	9.2	5.8	6.7	8.1	7.5	12.8

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-13 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	689	1038	880	617	565	808	604	1038
基礎 上端	579	623	500	403	496	600	576	623

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-14 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	0.029	0.044	0.037	0.026	0.023	0.034	0.024	0.044

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-15 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	3.9	5.9	5.0	3.5	3.2	4.6	3.5	5.9

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-16 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

要素番号	最大応答曲げモーメント (×10 ³ kN・m)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	32.64	49.83	41.64	29.26	26.28	38.89	26.61	49.83

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-17 最大応答せん断ひずみ一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ (×10 ⁻³)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	0.018	0.028	0.024	0.017	0.015	0.022	0.016	0.028

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-18 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
1	749	797	757	599	782	758	734	797
基礎 上端	503	563	454	359	387	458	523	563

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-19 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
1	0.406	0.581	0.417	0.306	0.519	0.423	0.385	0.581

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-20 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

要素番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							
	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
(1)	0.274	0.292	0.275	0.224	0.286	0.276	0.272	0.292

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-21 最大応答層間変形角一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

要素番号	最大応答層間変形角							
	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
(1)	1/1773	1/1240	1/1727	1/2350	1/1388	1/1702	1/1872	1/1240

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-22 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	646	620	462	255	291	354	327	646
基礎 上端	625	562	448	227	274	319	320	625

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-23 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	0.0039	0.0038	0.0028	0.0016	0.0018	0.0022	0.0020	0.0039

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-24 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

要素番号	最大応答軸力 (×10 ³ kN)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	7.4	7.1	5.3	2.9	3.3	4.1	3.8	7.4

注：網掛け部分は最大値を示す。

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

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

- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（I）「大物搬入口躯体の地震応答計算書」

表 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	
	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d
大物搬入口躯体	$S_s - D 1$ $S_s - D 2$ $S_s - F 3$	$S_d - D 1$ $S_d - D 2$

別紙 7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

目 次

1. 概要.....	別紙 7-3-2- 1
2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果.....	別紙 7-3-2- 1
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 7-3-2- 1
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 7-3-2-16
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ.....	別紙 7-3-2-37
3. まとめ.....	別紙 7-3-2-52

1. 概要

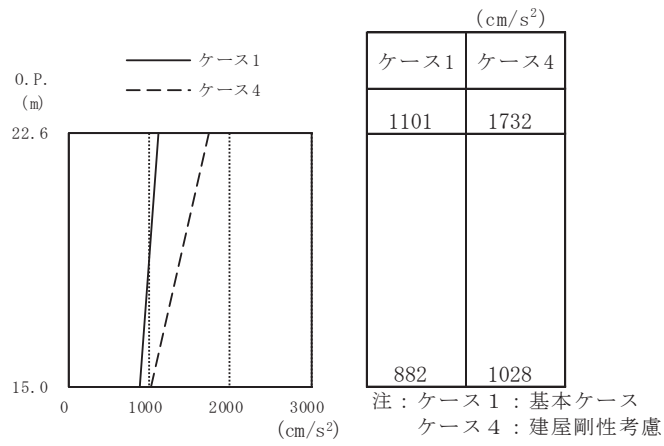
本資料は、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

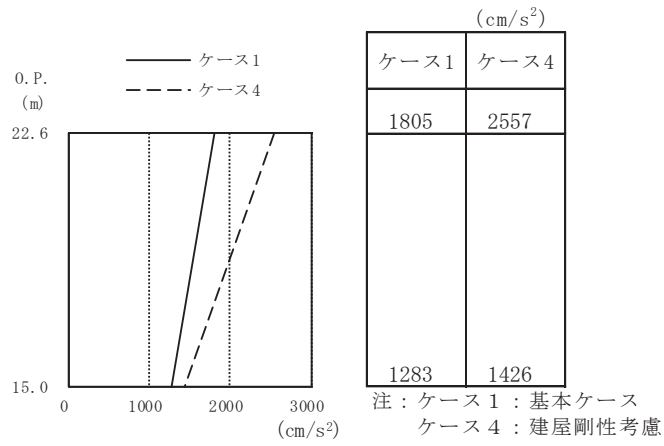
2.1 建屋剛性の不確かさ

大物搬入口躯体の建屋剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-1～図 2-7 に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図 2-8～図 2-14 に示す。

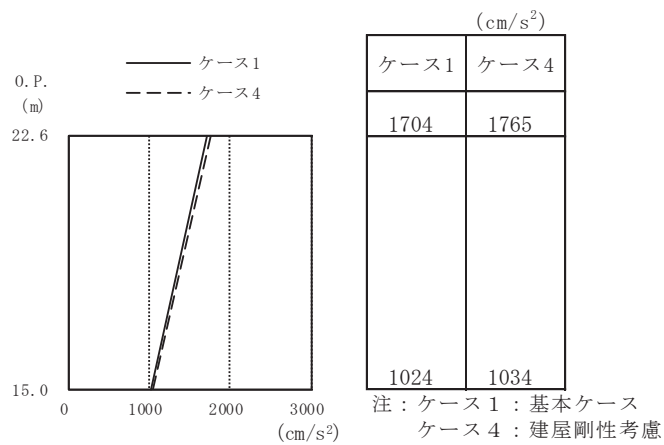
以後、基本ケースをケース 1、建屋剛性の不確かさを考慮したケースをケース 4 として示す。



(a) S s - D 1

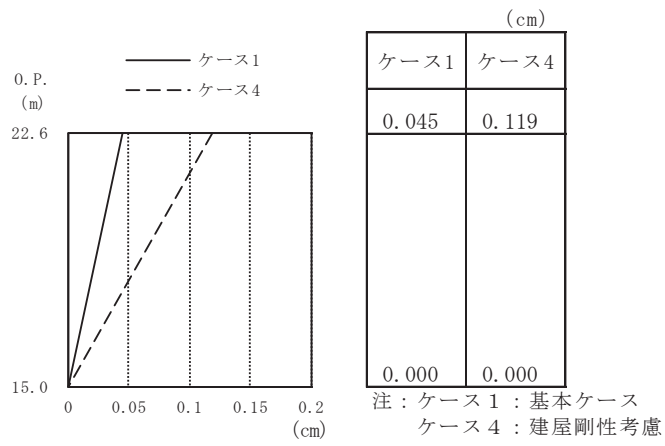


(b) S s - D 2

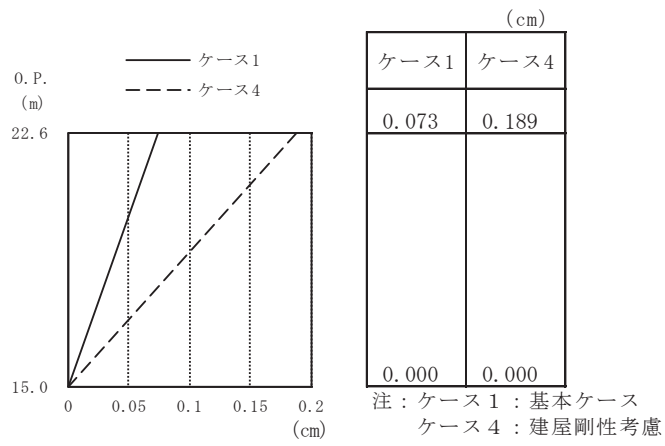


(c) S s - F 3

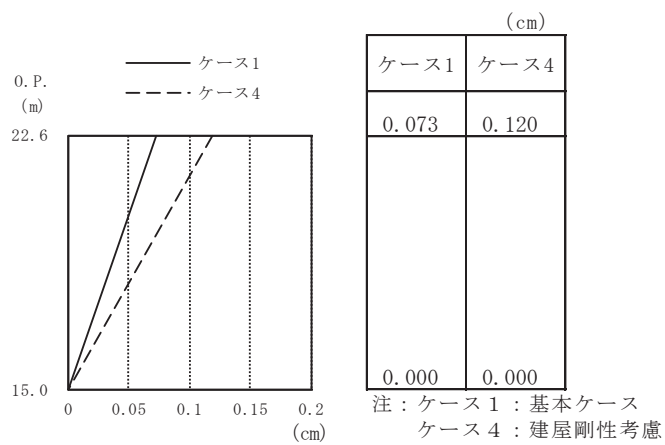
図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

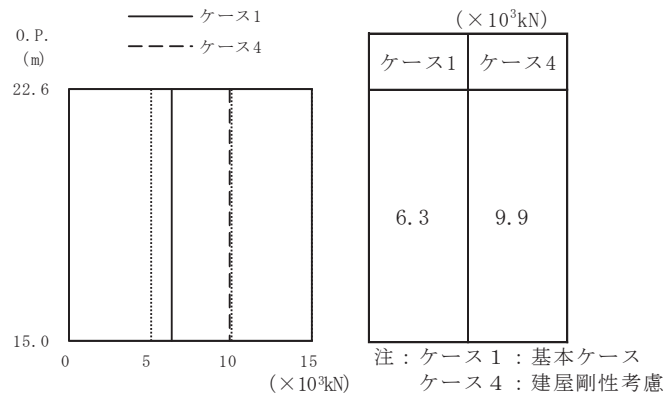


(b) S s - D 2

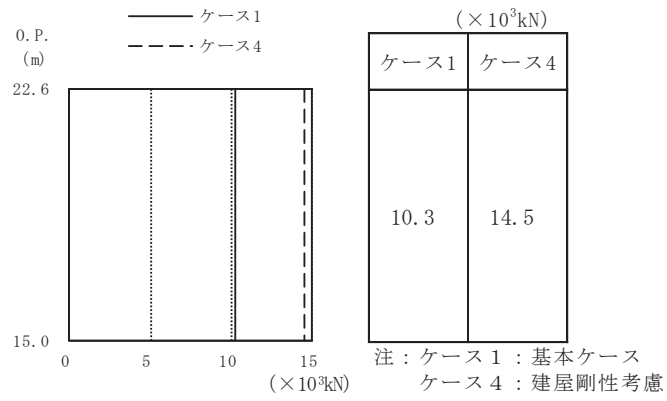


(c) S s - F 3

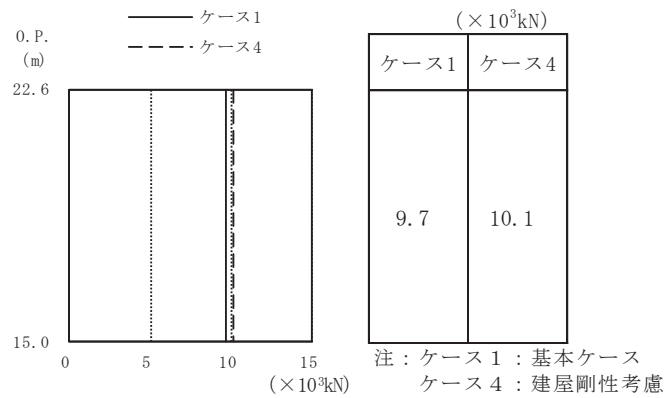
図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

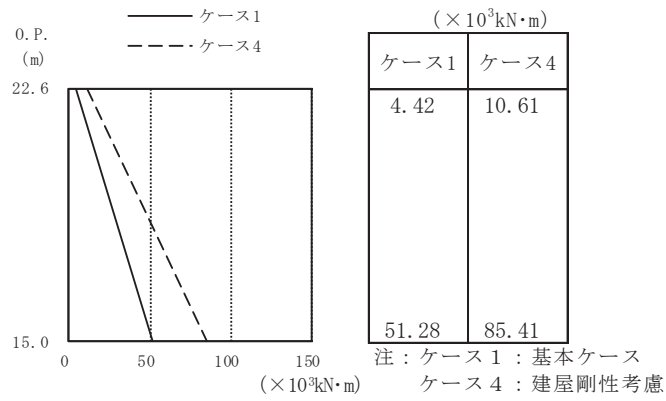


(b) S s - D 2

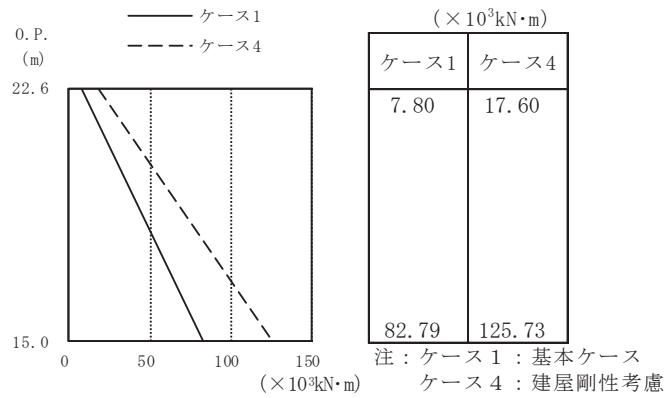


(c) S s - F 3

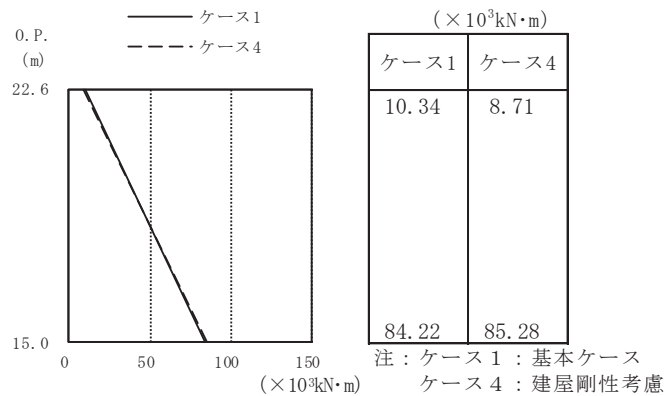
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

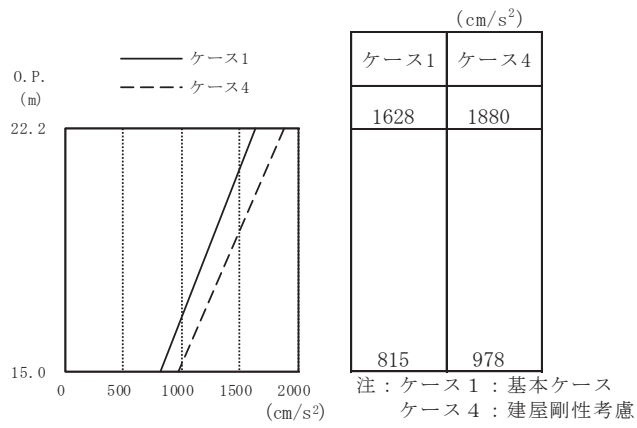


(b) S s - D 2

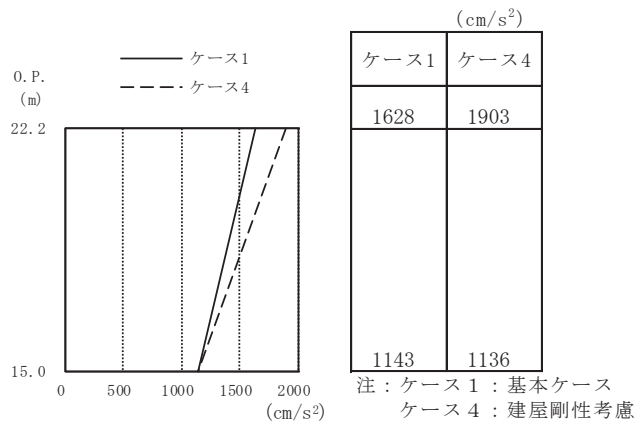


(c) S s - F 3

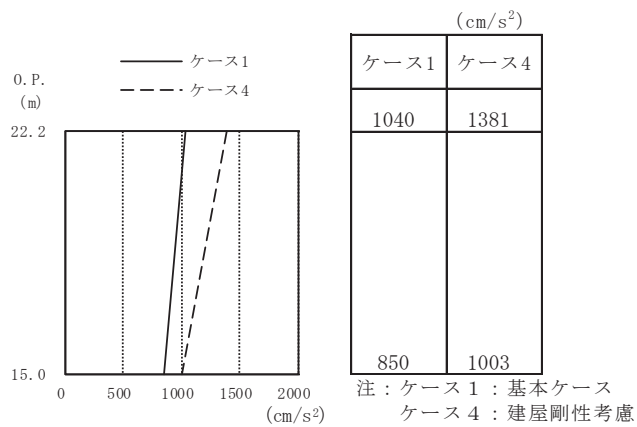
図 2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

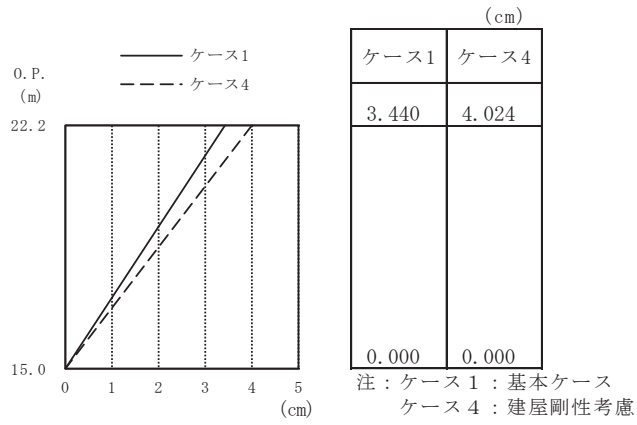


(b) S s - D 2

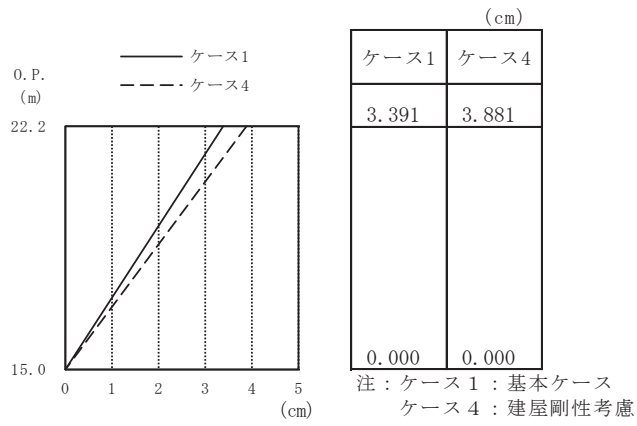


(c) S s - F 3

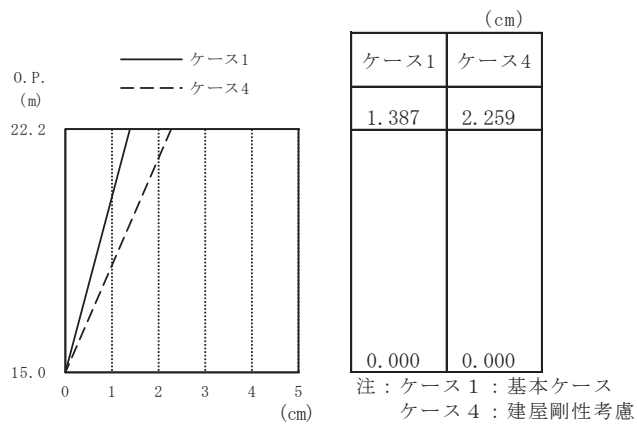
図 2-5 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

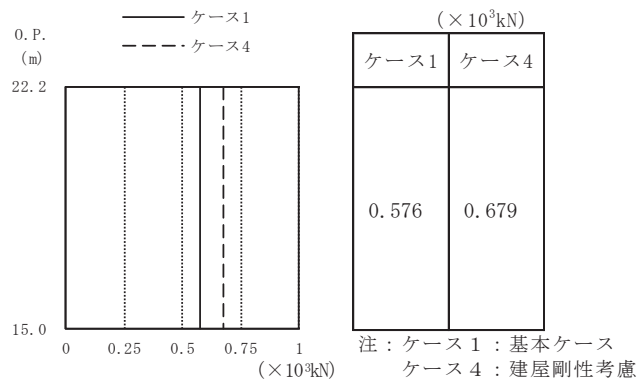


(b) S s - D 2

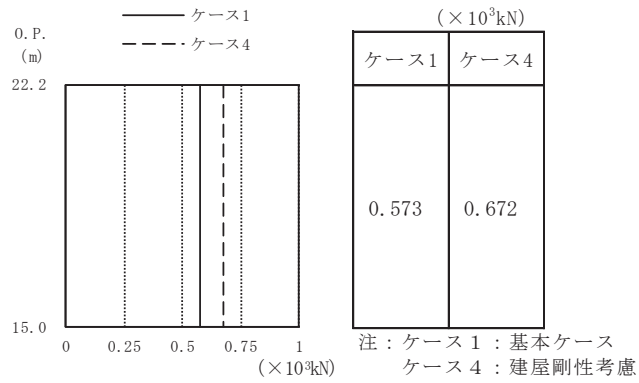


(c) S s - F 3

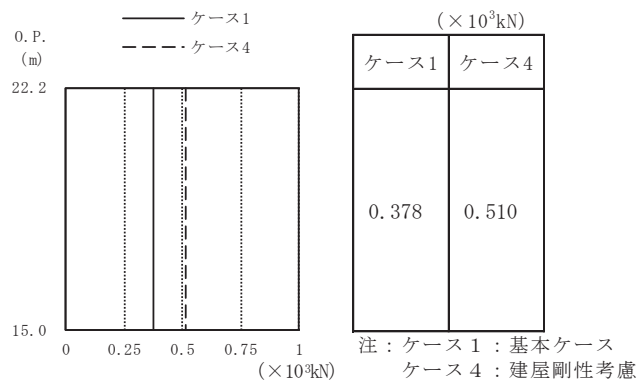
図 2-6 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)



(a) S s - D 1

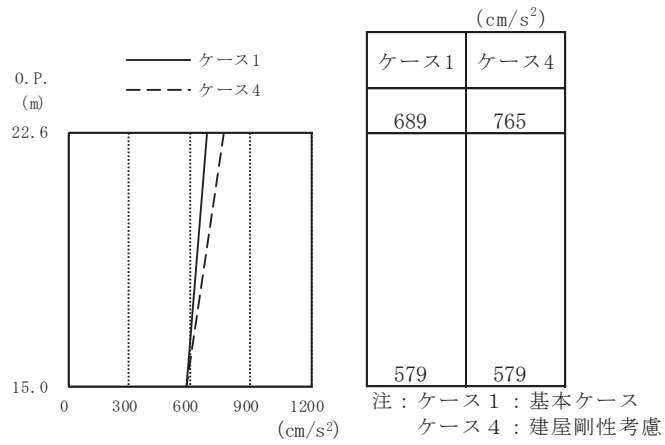


(b) S s - D 2

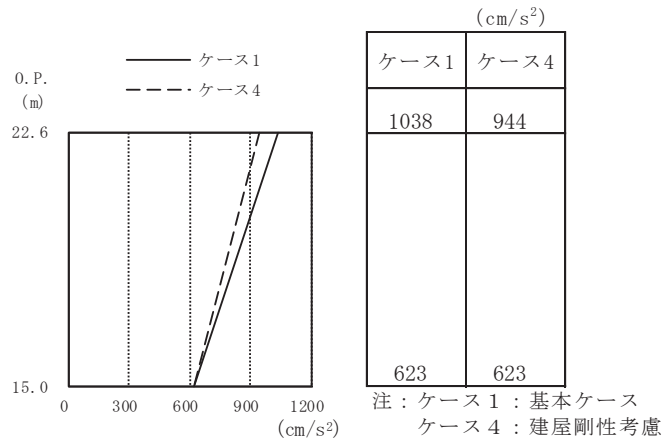


(c) S s - F 3

図 2-7 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)

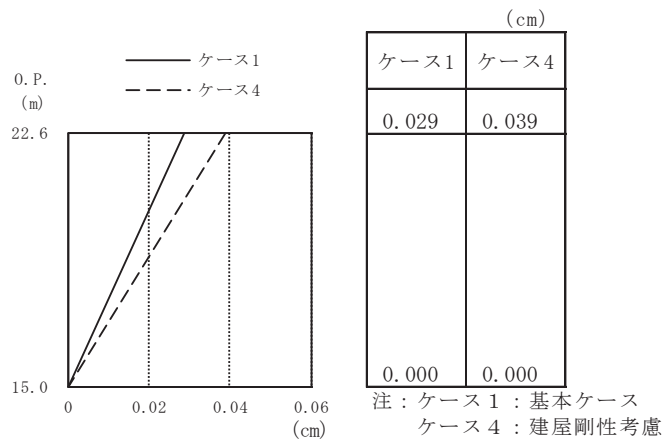


(a) S d - D 1

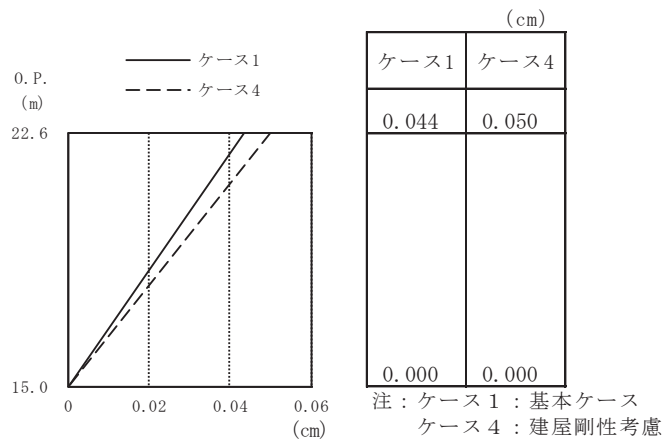


(b) S d - D 2

図 2-8 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

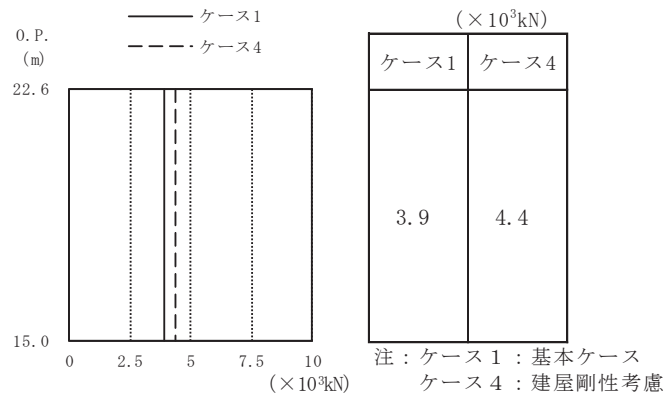


(a) S d - D 1

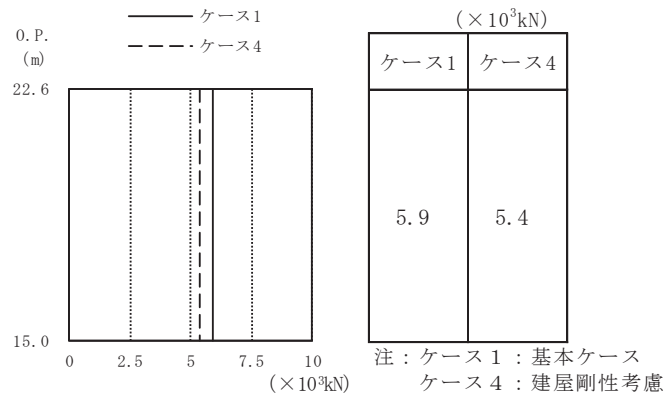


(b) S d - D 2

図 2-9 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

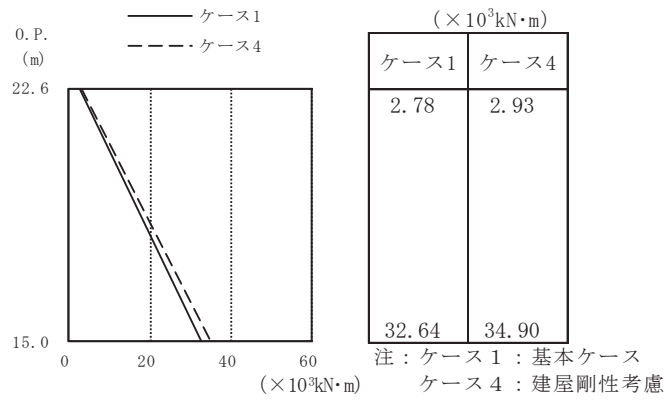


(a) S d - D 1

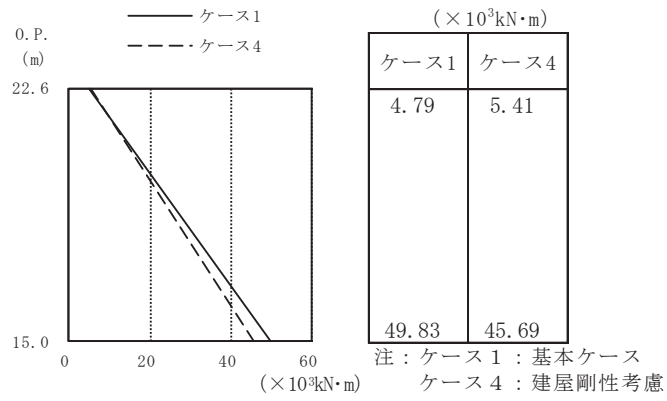


(b) S d - D 2

図 2-10 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

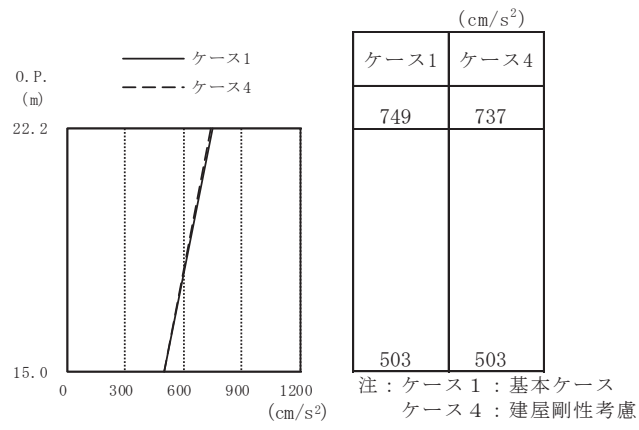


(a) S d - D 1

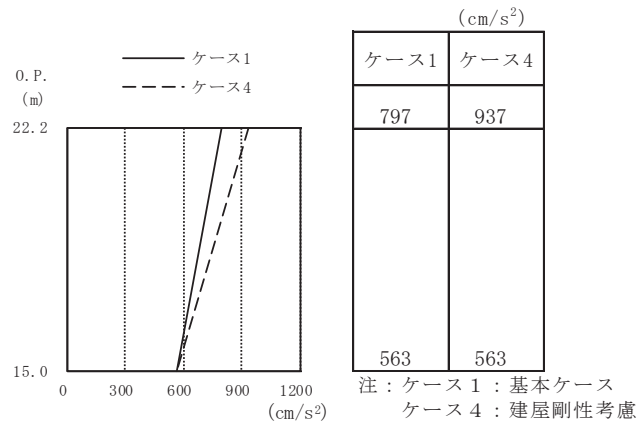


(b) S d - D 2

図 2-11 最大応答曲げモーメント（弾性設計用地震動 S d, NS 方向）

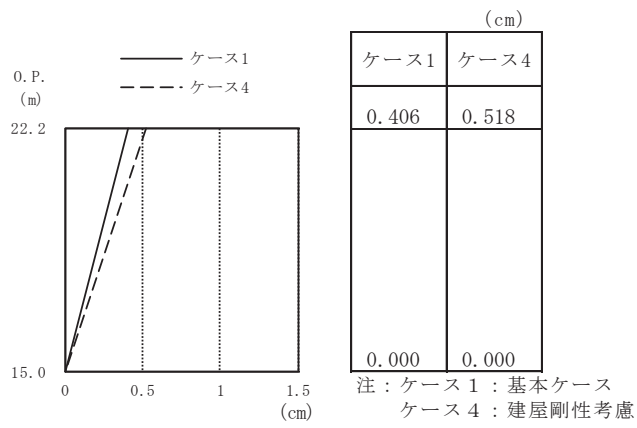


(a) S d - D 1

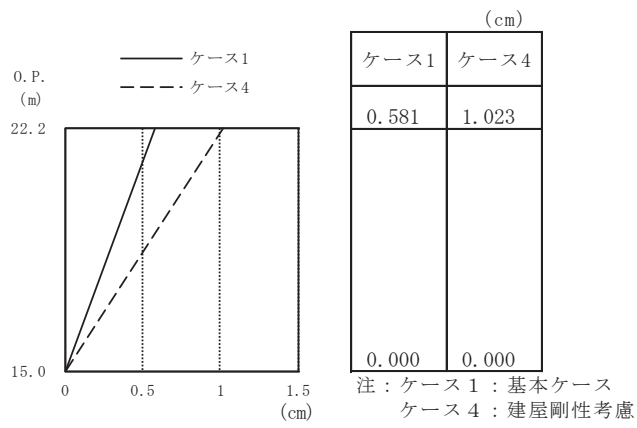


(b) S d - D 2

図 2-12 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

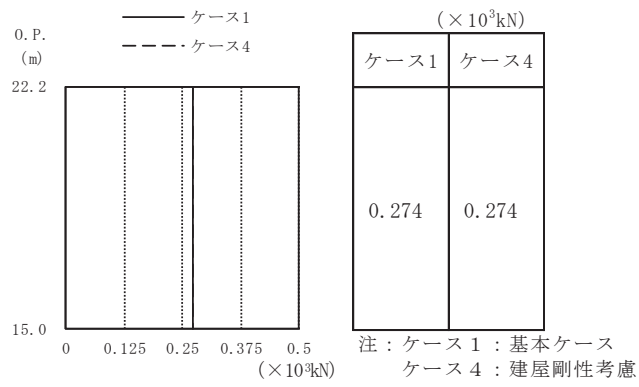


(a) S d - D 1

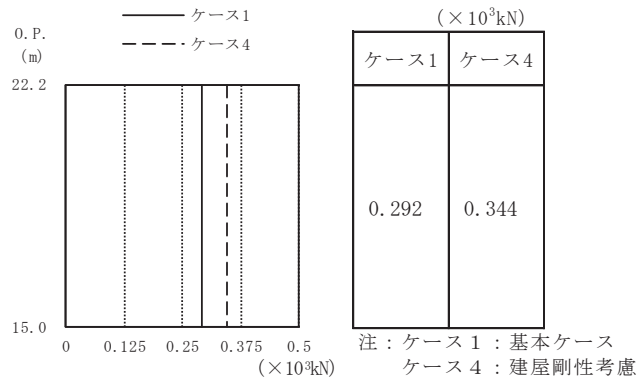


(b) S d - D 2

図 2-13 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）



(a) S d - D 1



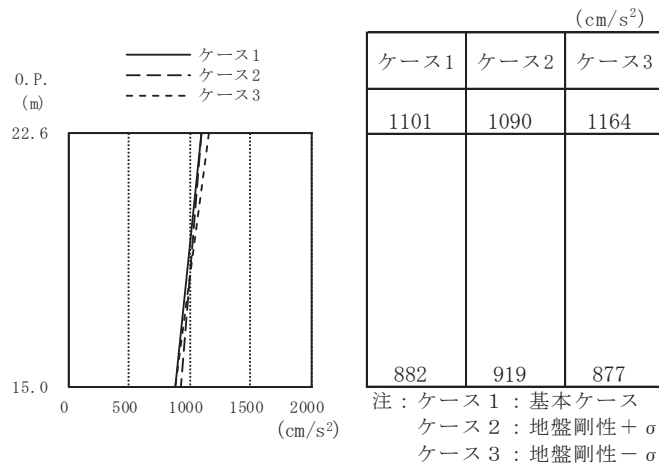
(b) S d - D 2

図 2-14 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

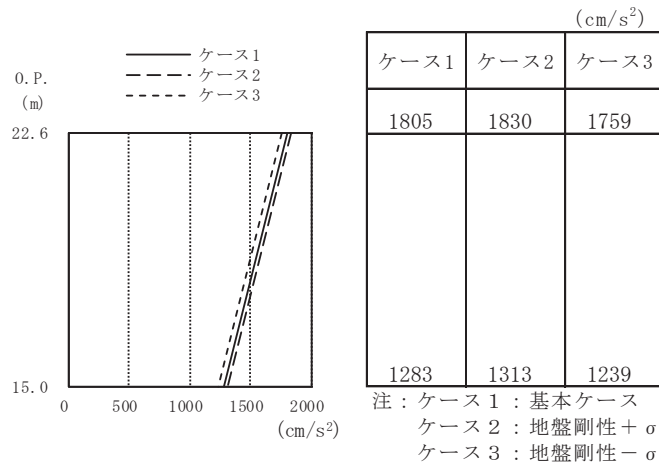
2.2 地盤物性の不確かさ

地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-15～図 2-24 に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図 2-25～図 2-34 に示す。

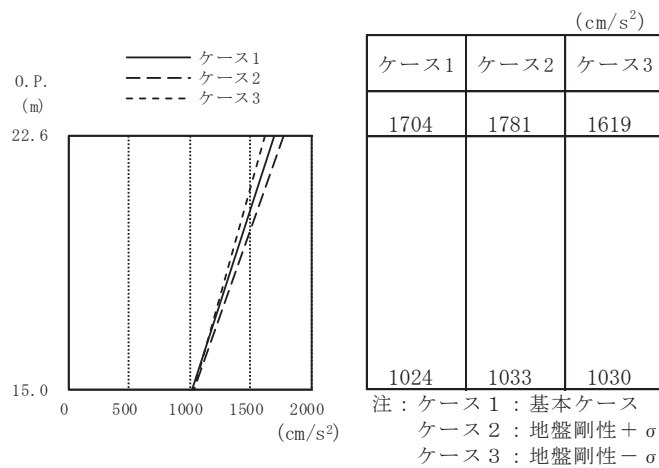
以後、基本ケースをケース 1、地盤物性 $+\sigma$ としたケースをケース 2、地盤物性 $-\sigma$ としたケースをケース 3 として示す。



(a) S s - D 1

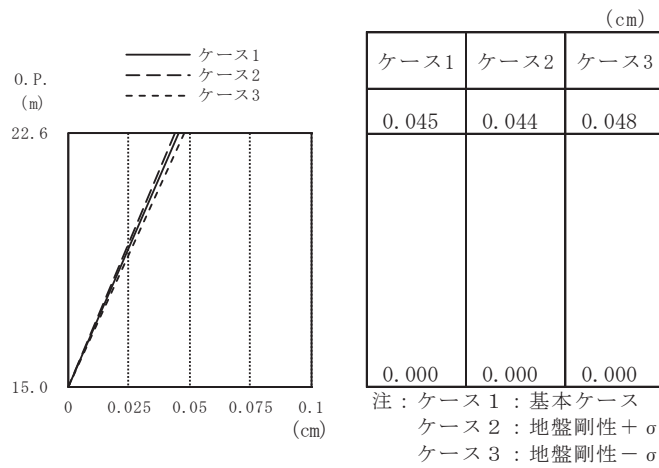


(b) S s - D 2

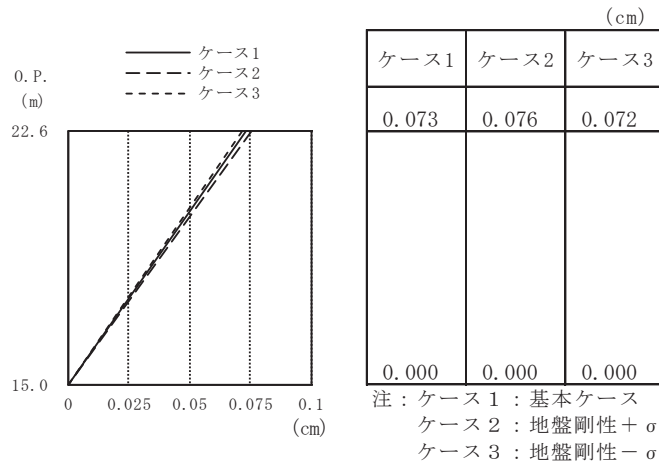


(c) S s - F 3

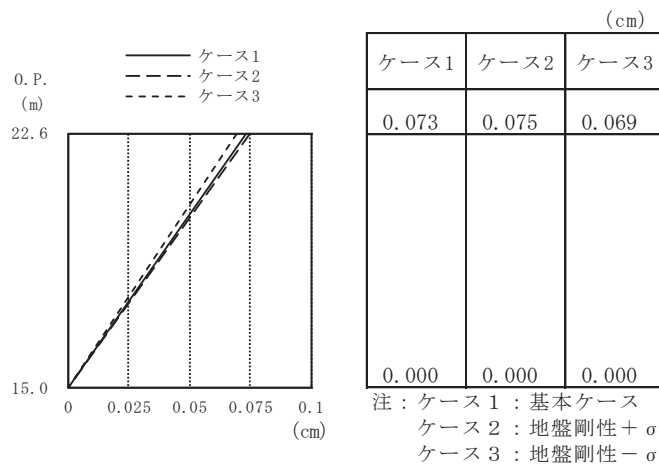
図 2-15 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

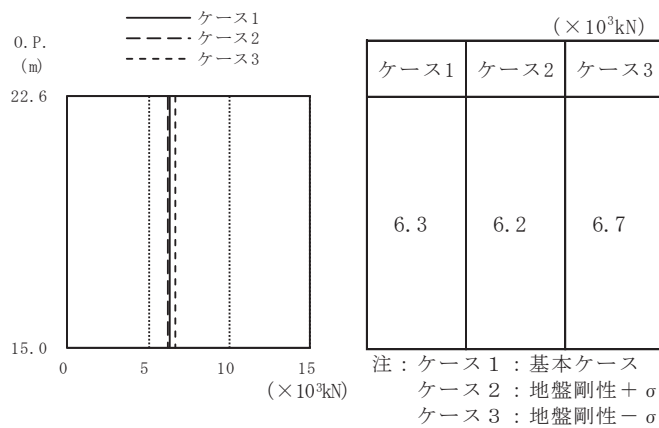


(b) S s - D 2

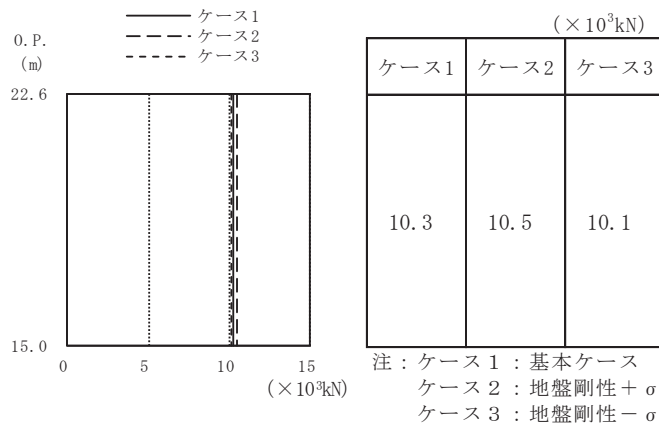


(c) S s - F 3

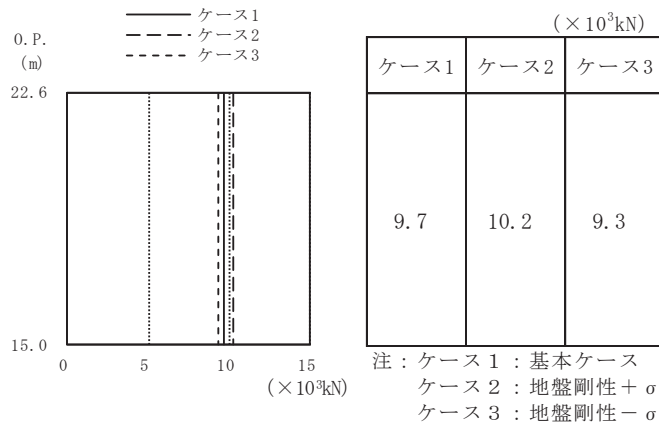
図 2-16 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

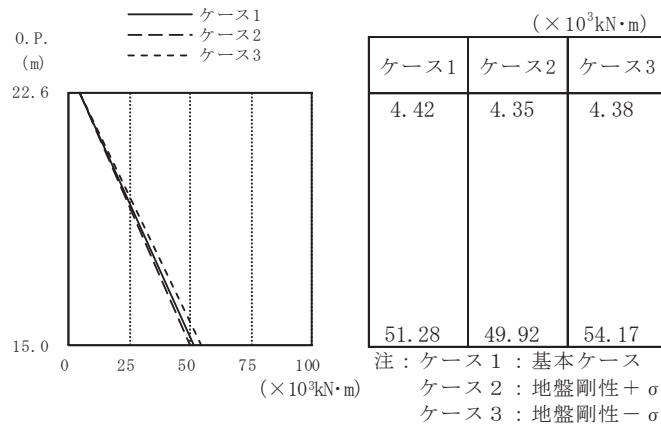


(b) S s - D 2

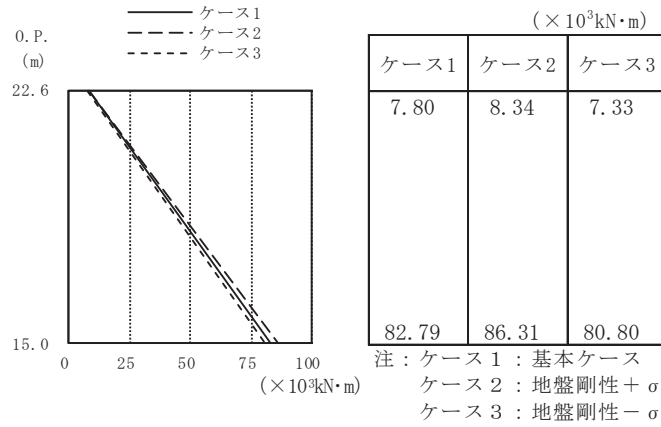


(c) S s - F 3

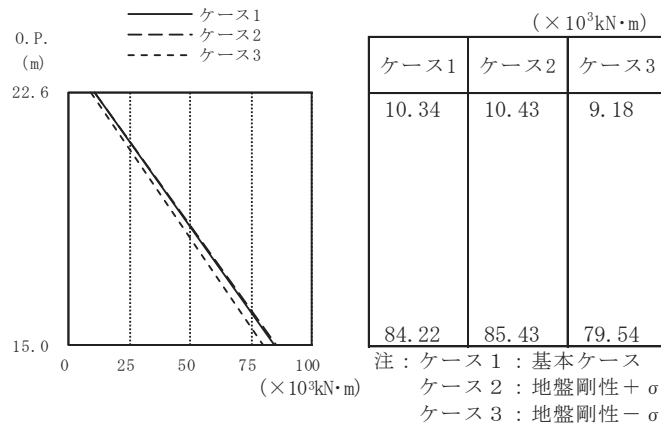
図 2-17 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

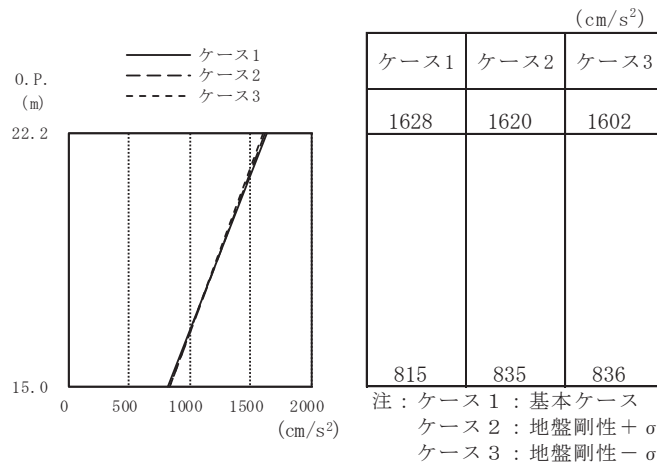


(b) S s - D 2

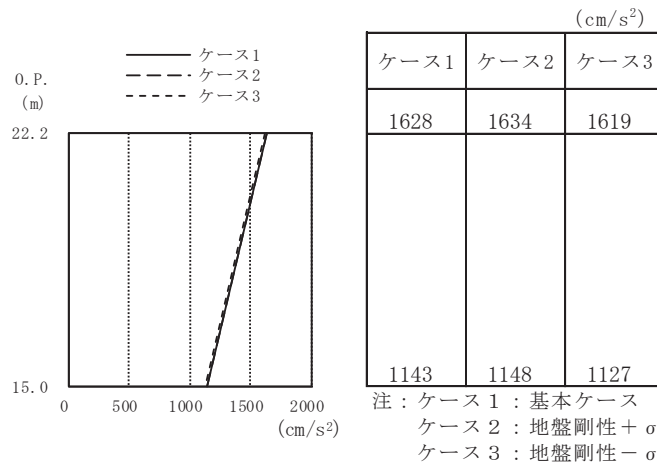


(c) S s - F 3

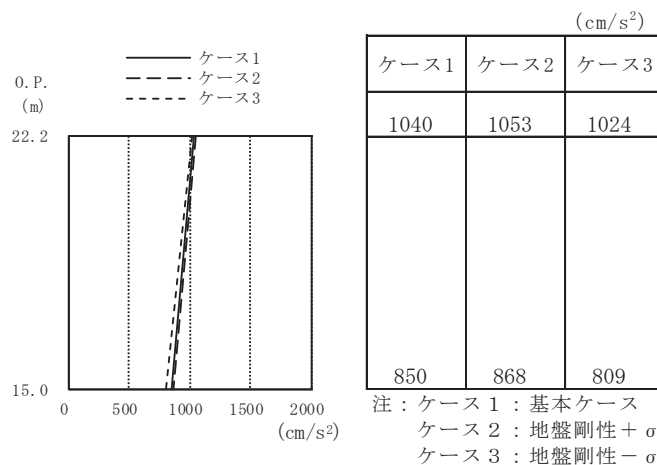
図 2-18 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

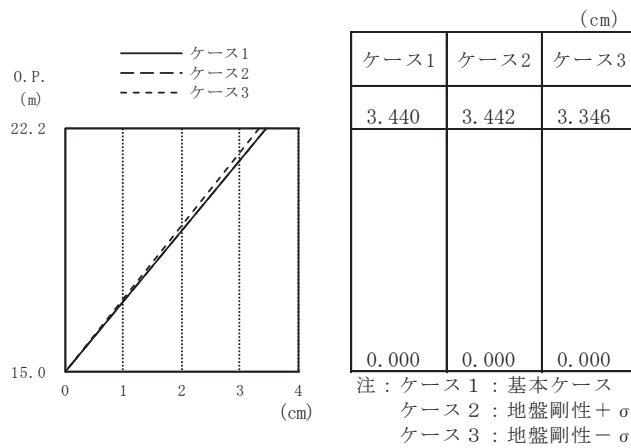


(b) S s - D 2

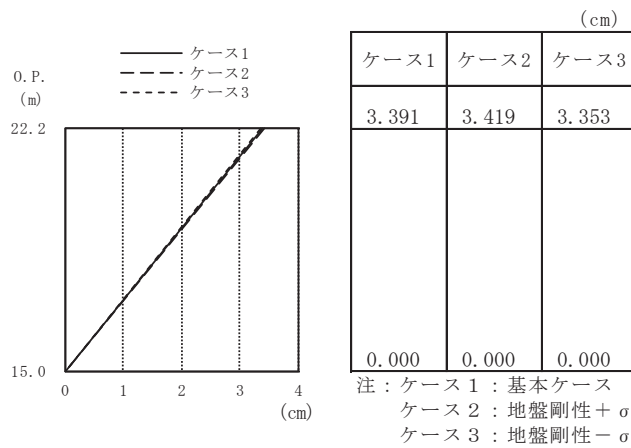


(c) S s - F 3

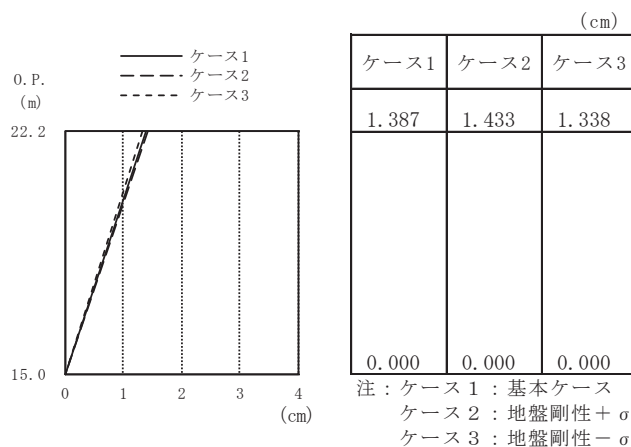
図 2-19 最大応答加速度 (基準地震動 S s, EW 方向)



(a) S s - D 1

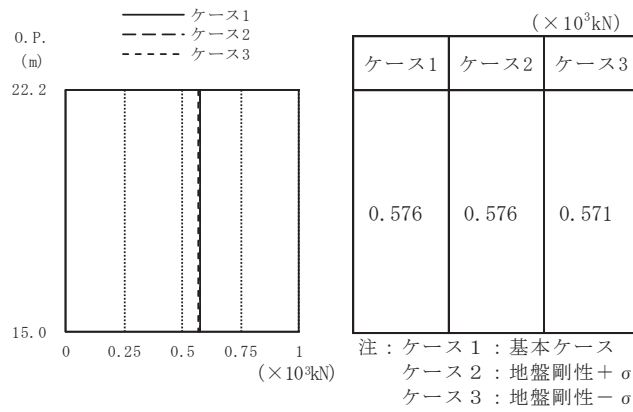


(b) S s - D 2

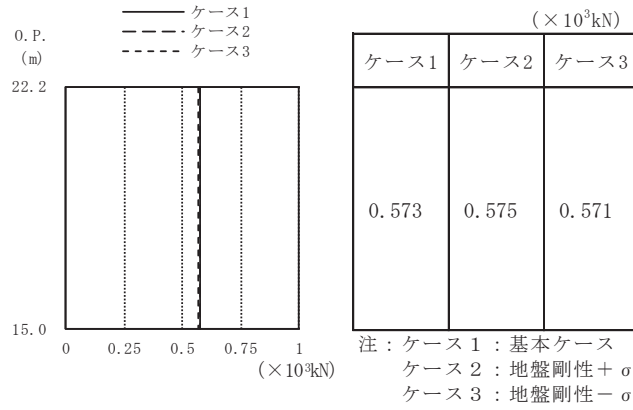


(c) S s - F 3

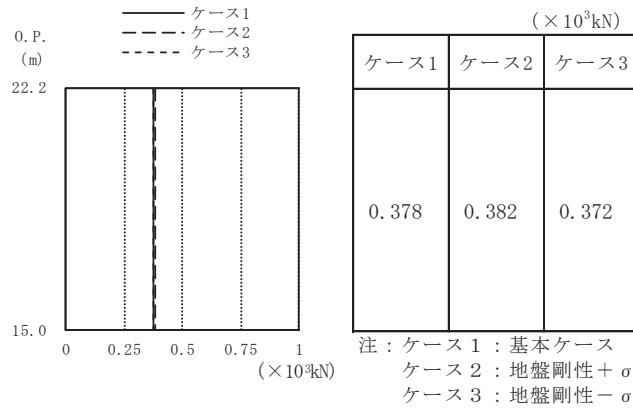
図 2-20 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)



(a) S s - D 1

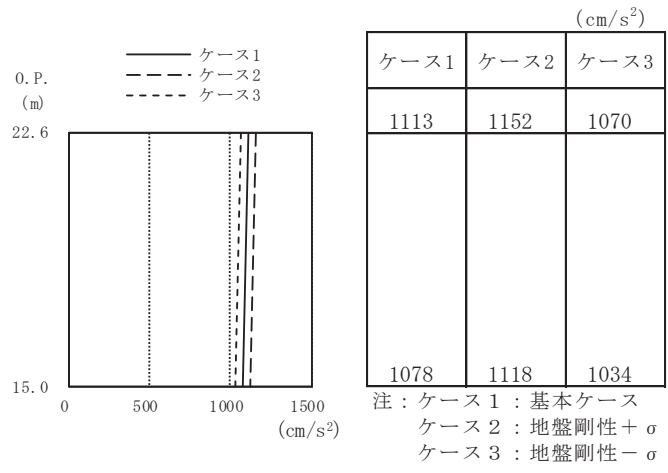


(b) S s - D 2

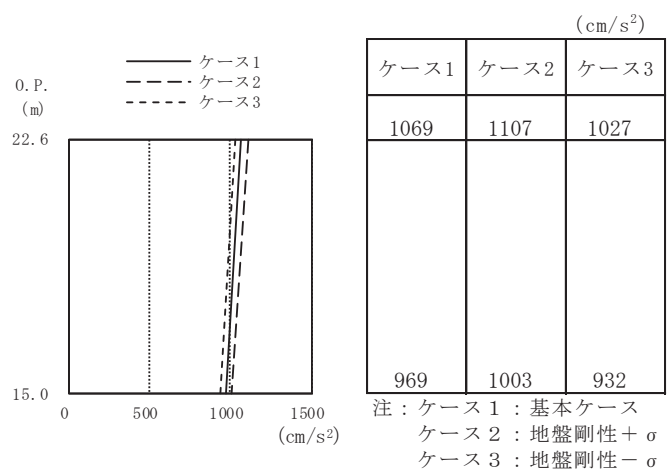


(c) S s - F 3

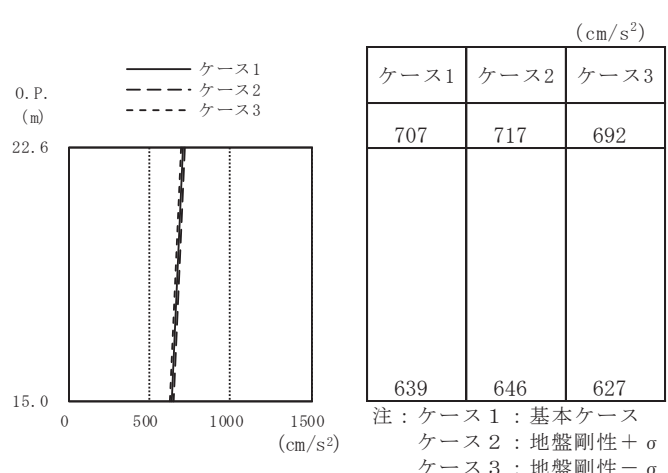
図 2-21 最大応答せん断力（基準地震動 S s ， EW 方向）



(a) S s - D 1

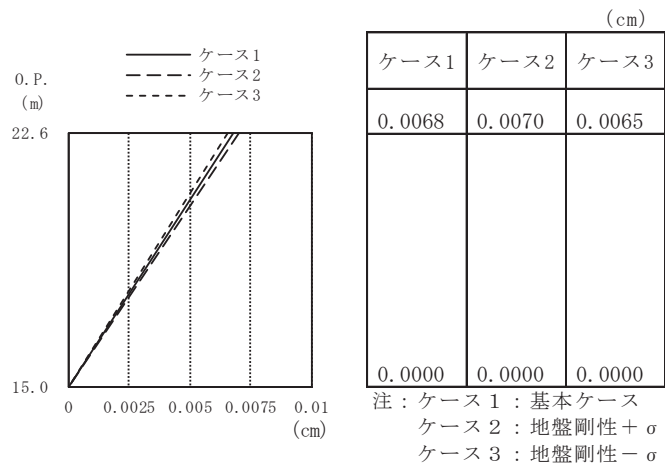


(b) S s - D 2

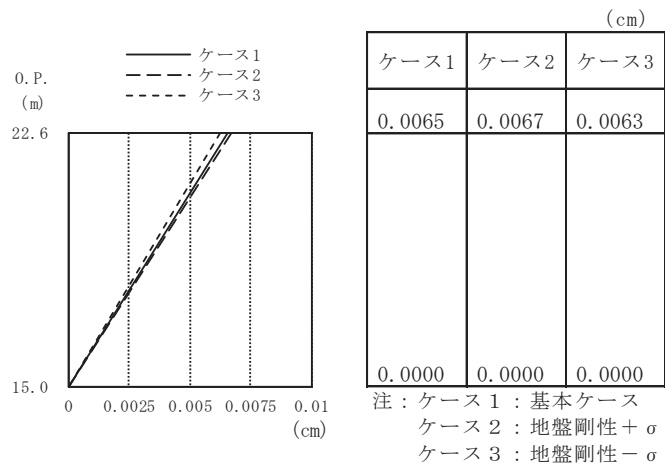


(c) S s - F 3

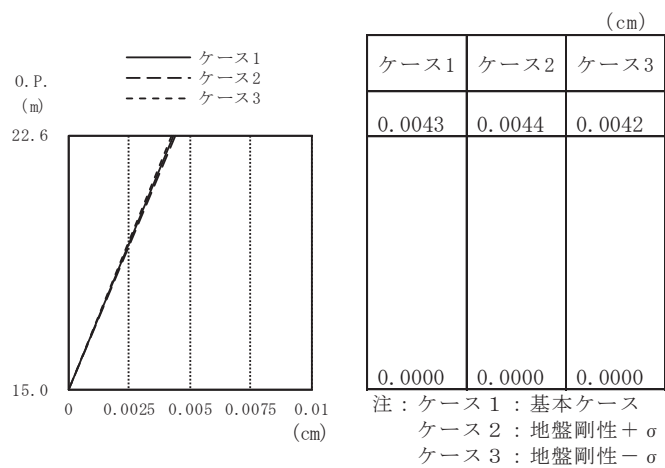
図 2-22 最大応答加速度 (基準地震動 S s, 鉛直方向)



(a) S_s-D1

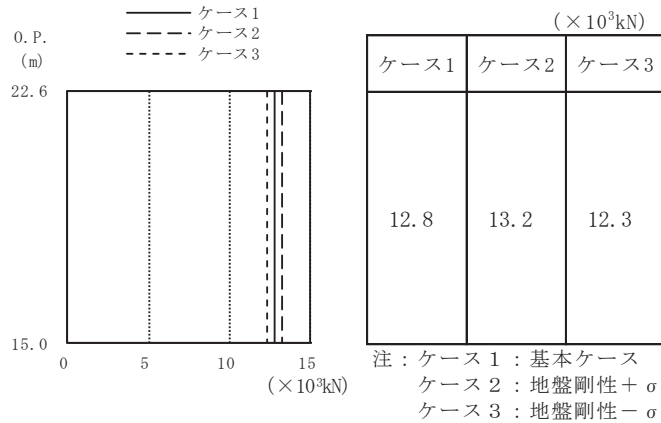


(b) S_s-D2

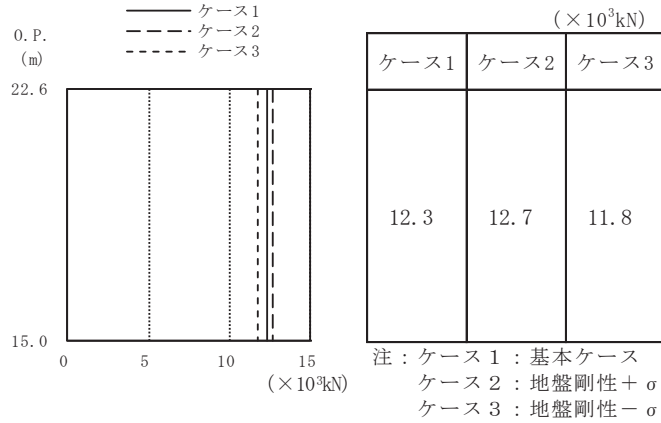


(c) S_s-F3

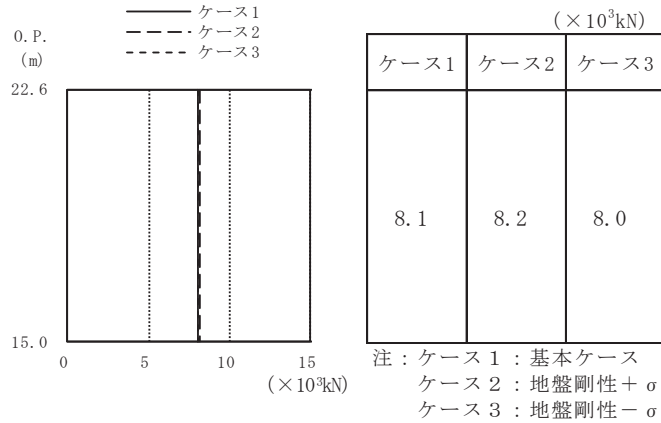
図2-23 最大応答変位 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)



(a) S s - D 1

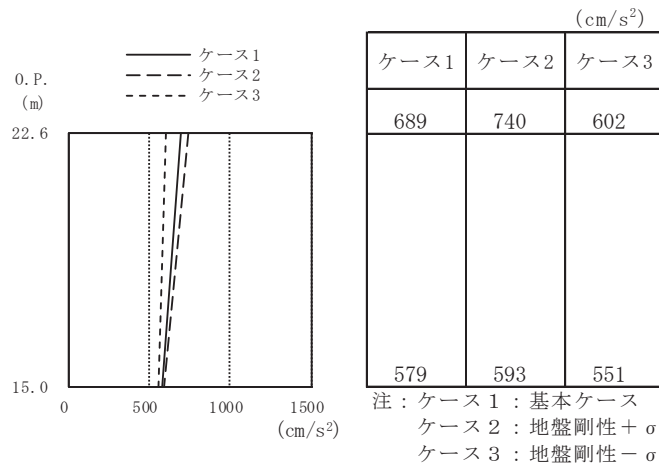


(b) S s - D 2

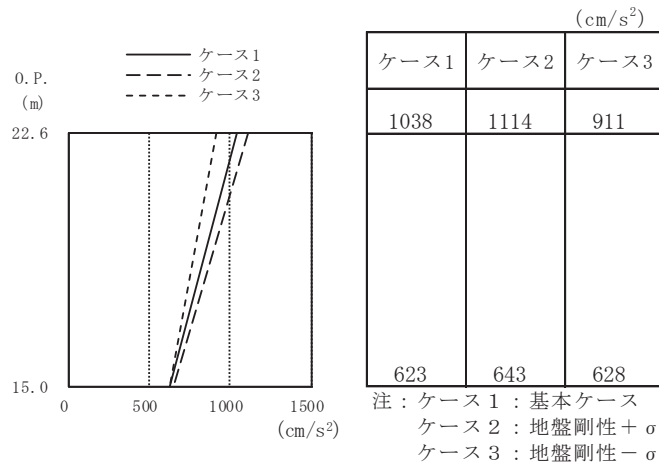


(c) S s - F 3

図 2-24 最大応答軸力 (基準地震動 S s , 鉛直方向)

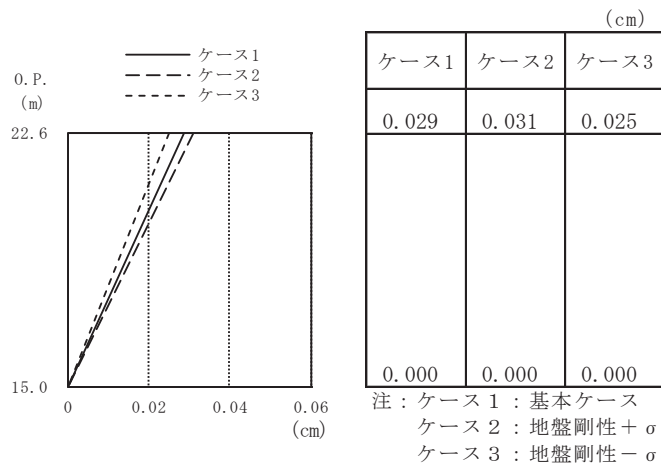


(a) S d - D 1

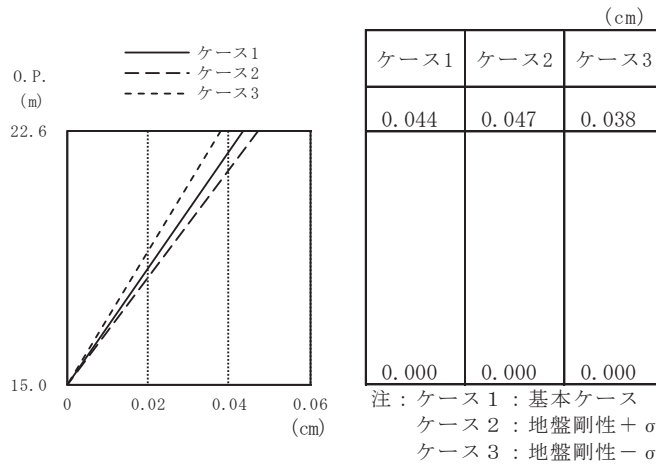


(b) S d - D 2

図 2-25 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

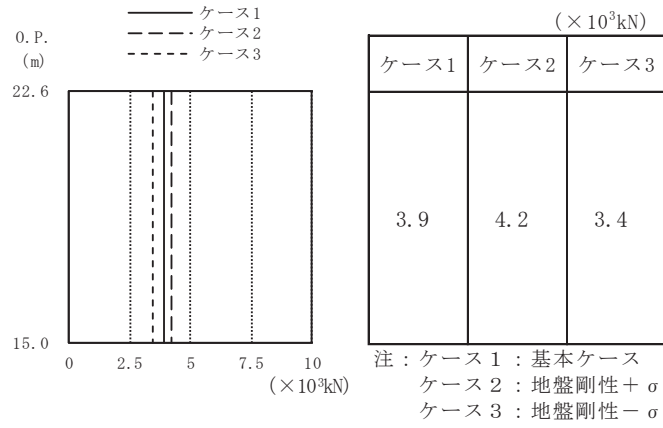


(a) S d - D 1

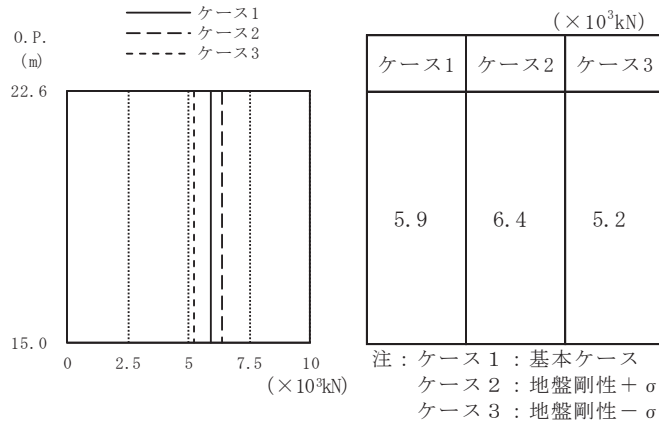


(b) S d - D 2

図 2-26 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

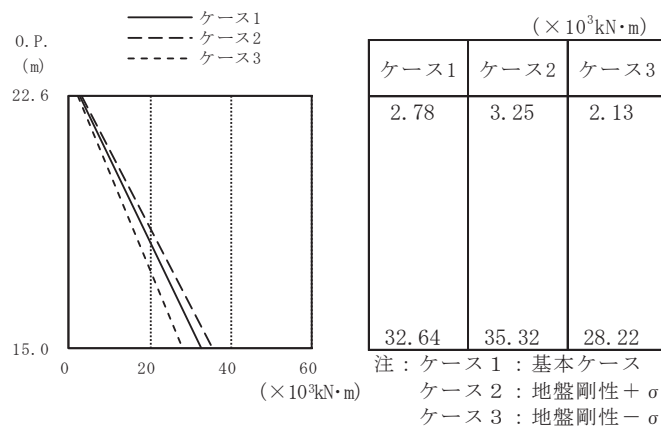


(a) S d - D 1

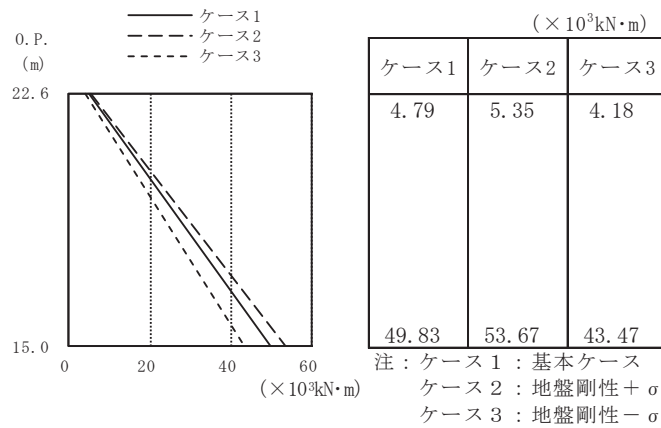


(b) S d - D 2

図 2-27 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

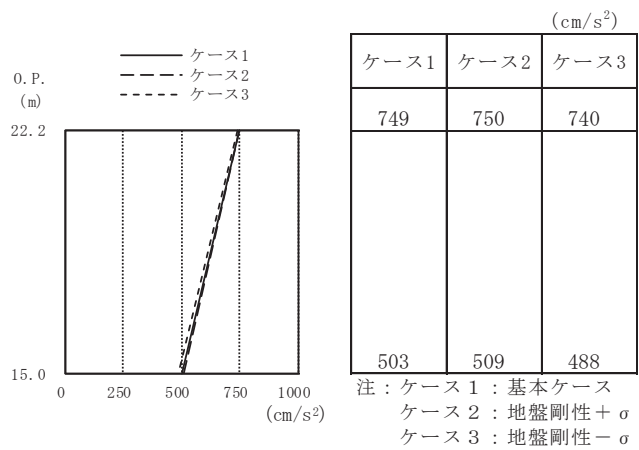


(a) S d - D 1

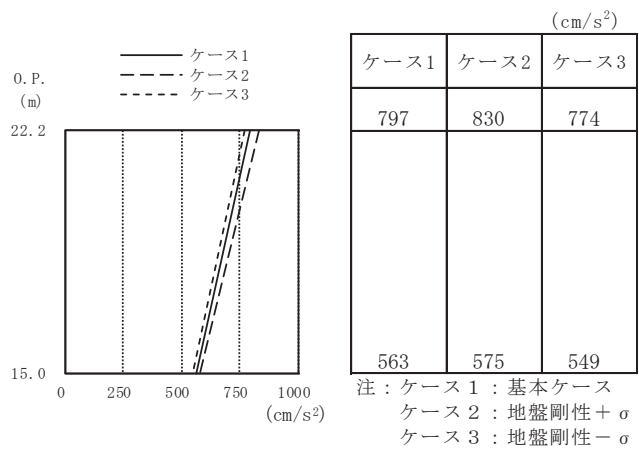


(b) S d - D 2

図 2-28 最大応答曲げモーメント（弾性設計用地震動 S d, NS 方向）

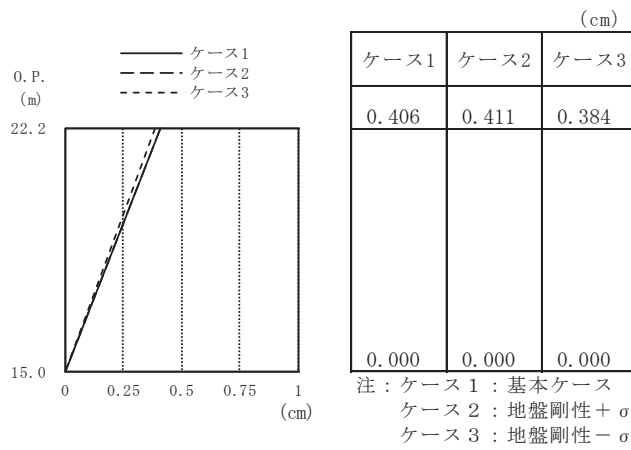


(a) S d - D 1

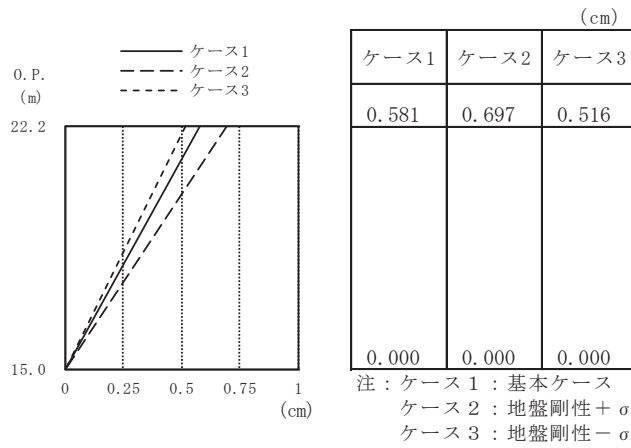


(b) S d - D 2

図 2-29 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

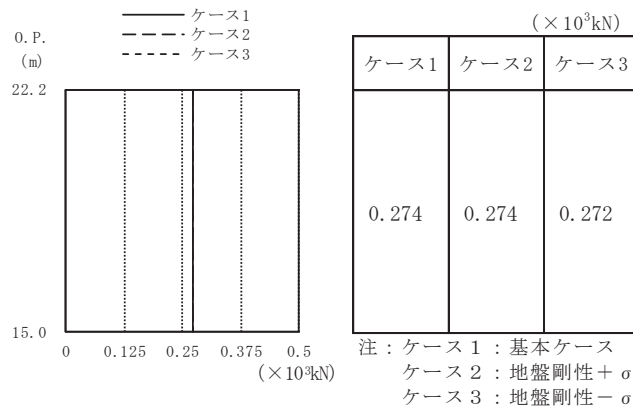


(a) S d - D 1

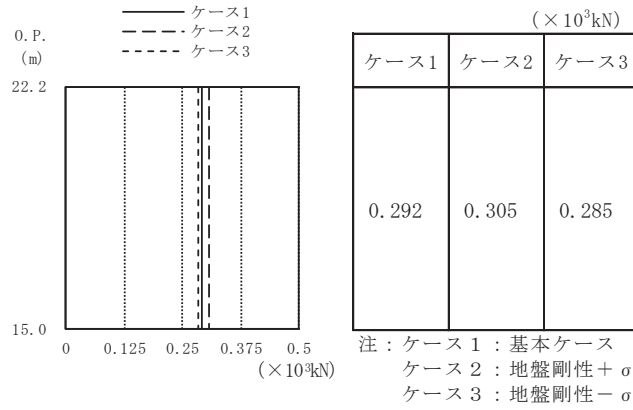


(b) S d - D 2

図 2-30 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

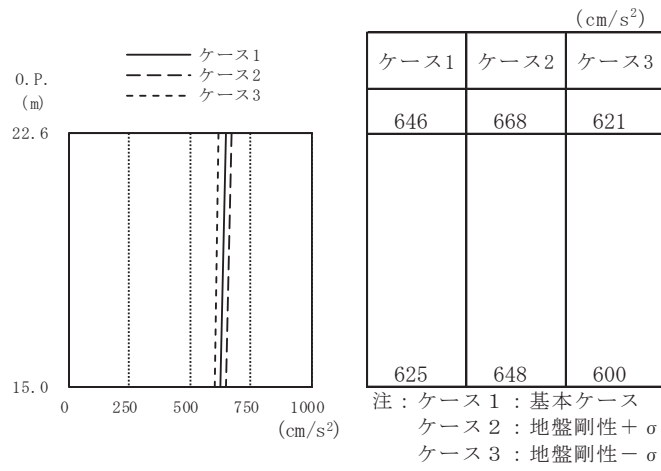


(a) S d - D 1

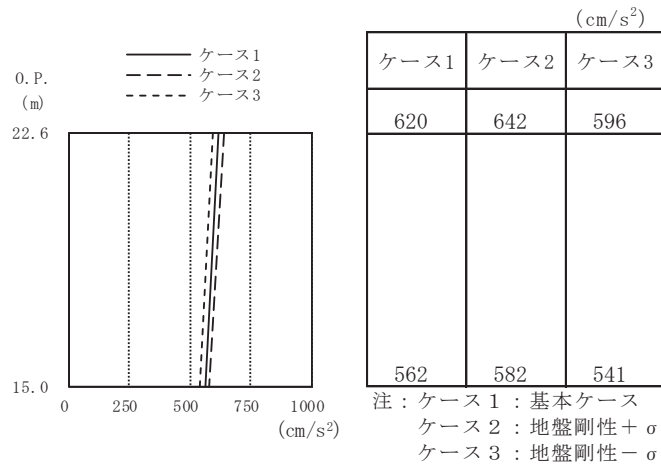


(b) S d - D 2

図 2-31 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

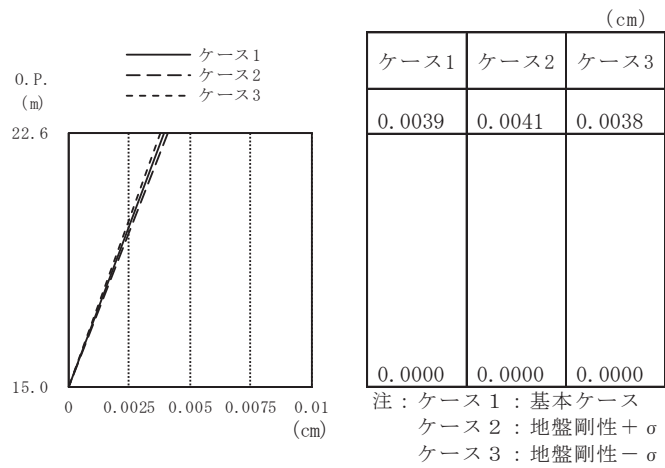


(a) S d - D 1

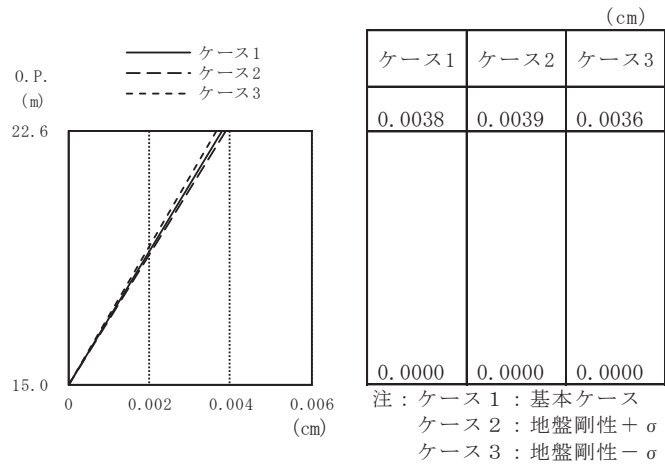


(b) S d - D 2

図 2-32 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

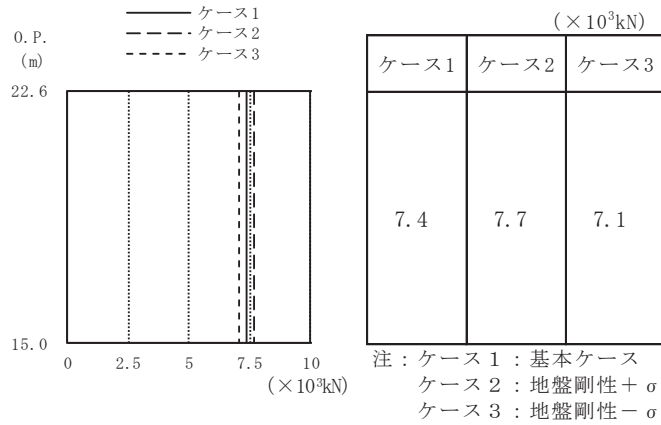


(a) S d - D 1

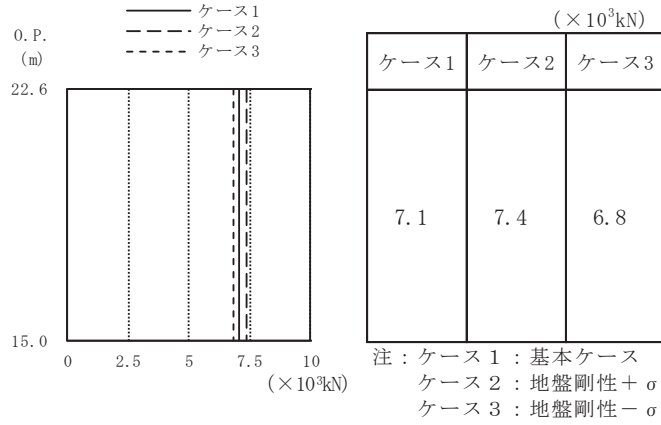


(b) S d - D 2

図 2-33 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）



(a) S d - D 1



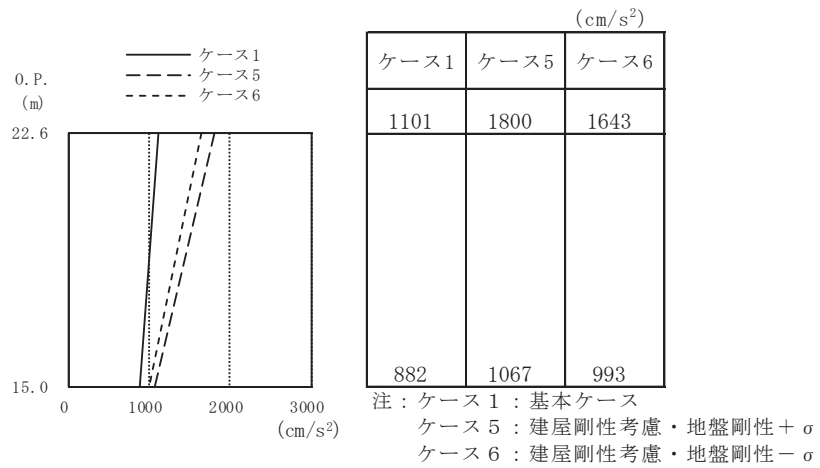
(b) S d - D 2

図 2-34 最大応答軸力（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

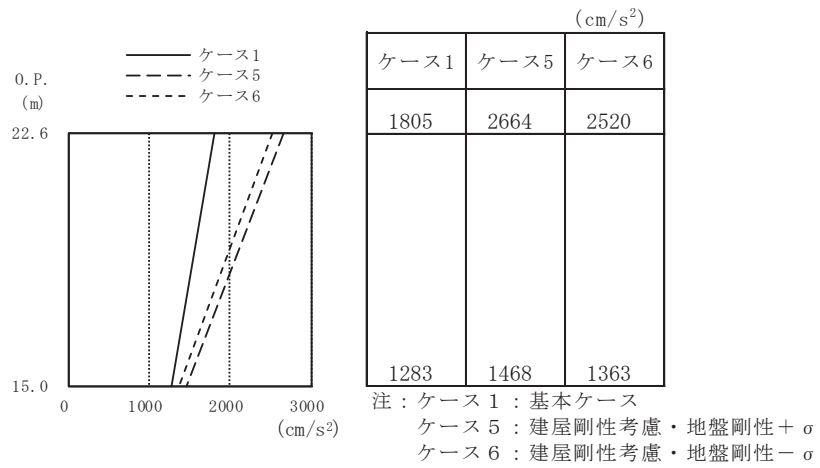
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ

建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-35～図 2-41 に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図 2-42～図 2-48 に示す。

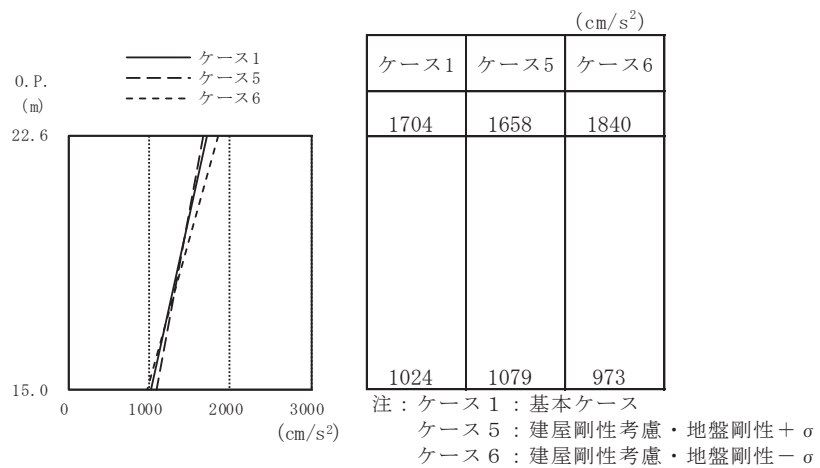
以後、基本ケースをケース 1、建屋剛性の不確かさを考慮した地盤物性 $+\sigma$ ケースをケース 5、建屋剛性の不確かさを考慮した地盤物性 $-\sigma$ としたケースをケース 6 として示す。



(a) S s - D 1

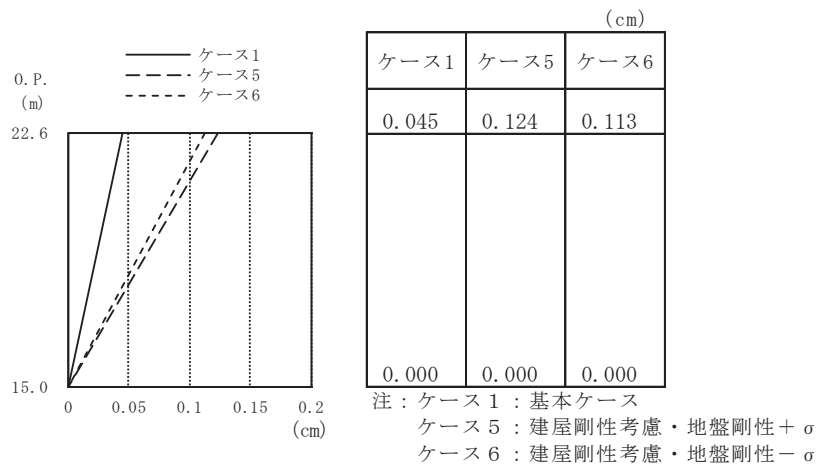


(b) S s - D 2

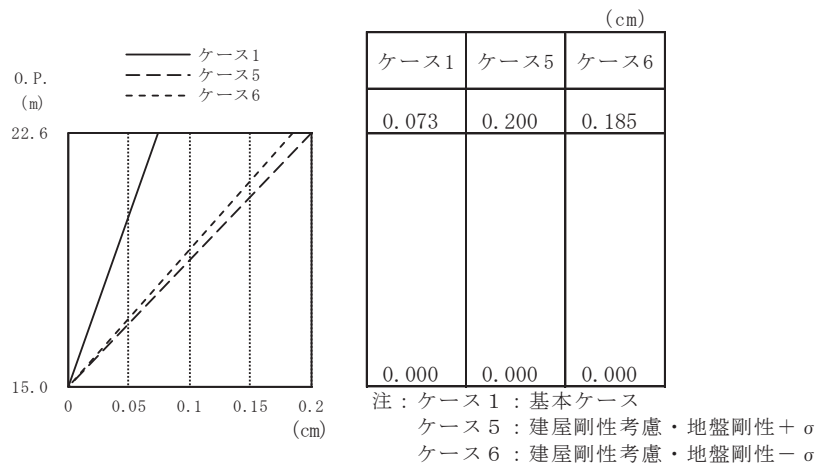


(c) S s - F 3

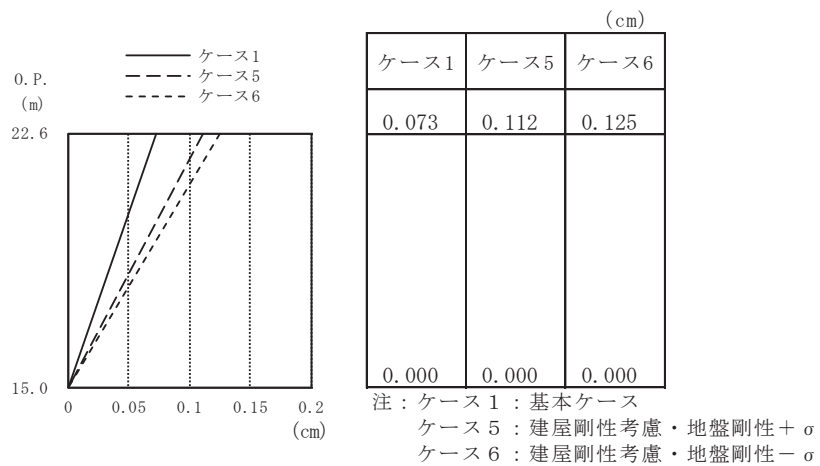
図 2-35 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

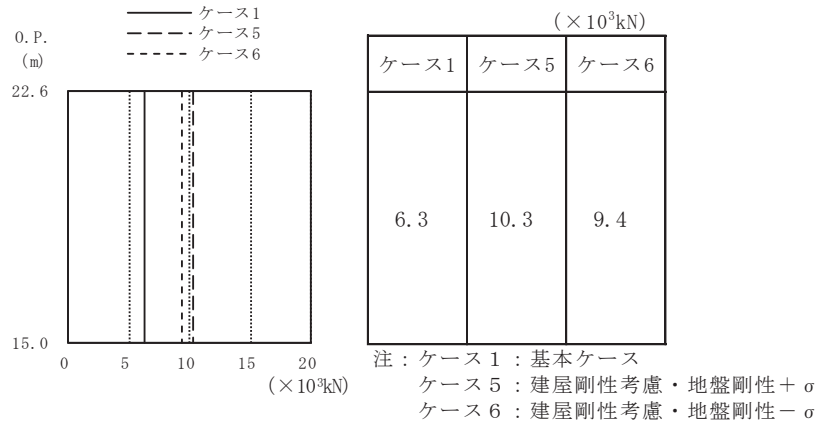


(b) S s - D 2

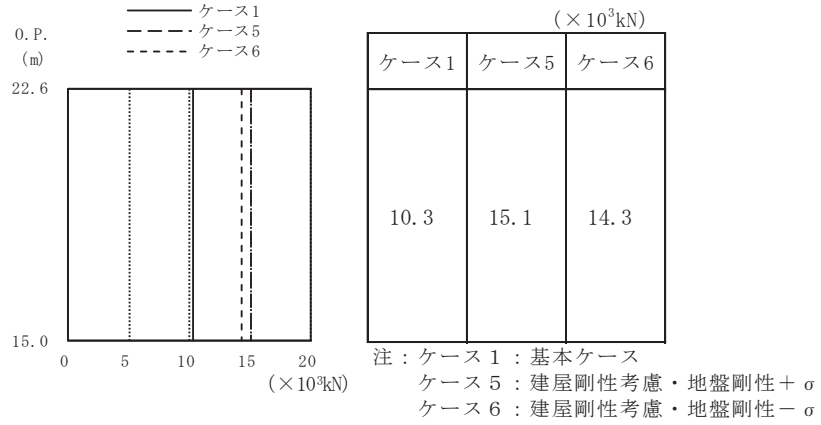


(c) S s - F 3

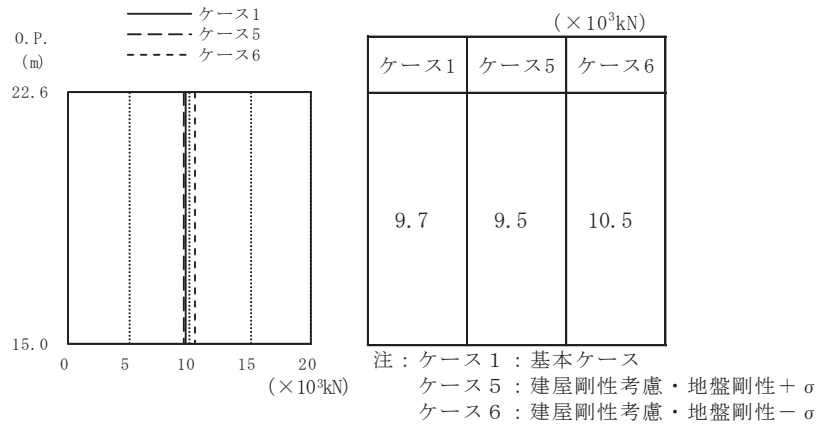
図 2-36 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

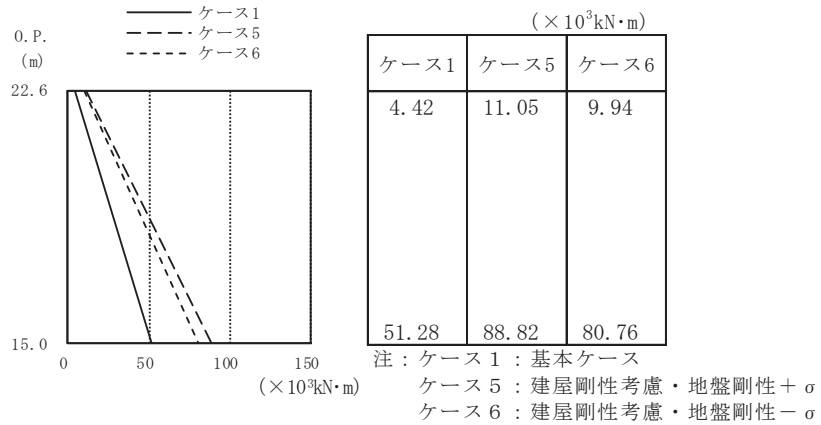


(b) S s - D 2

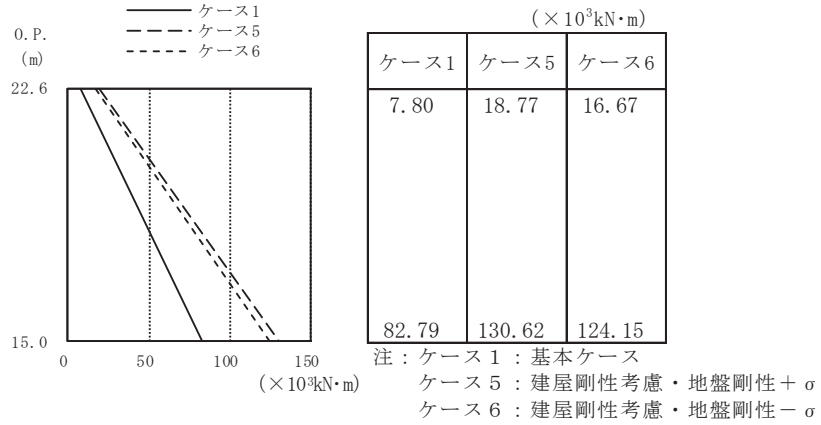


(c) S s - F 3

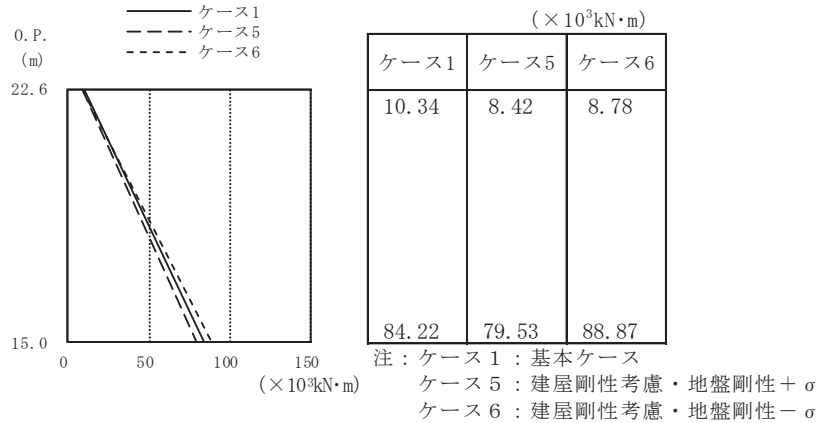
図 2-37 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

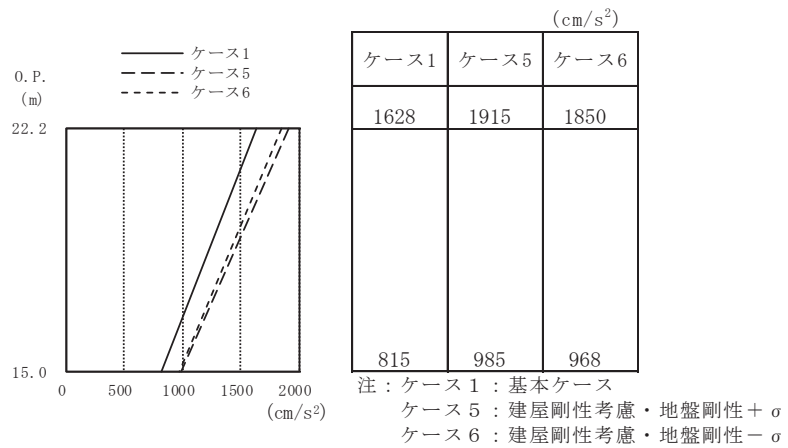


(b) S s - D 2

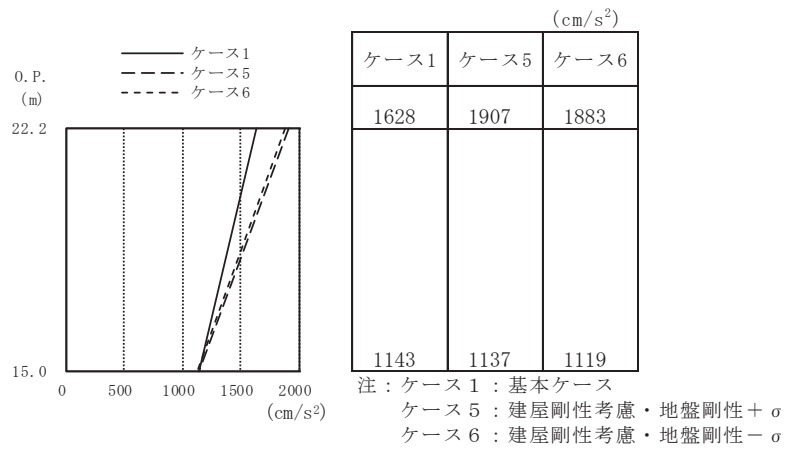


(c) S s - F 3

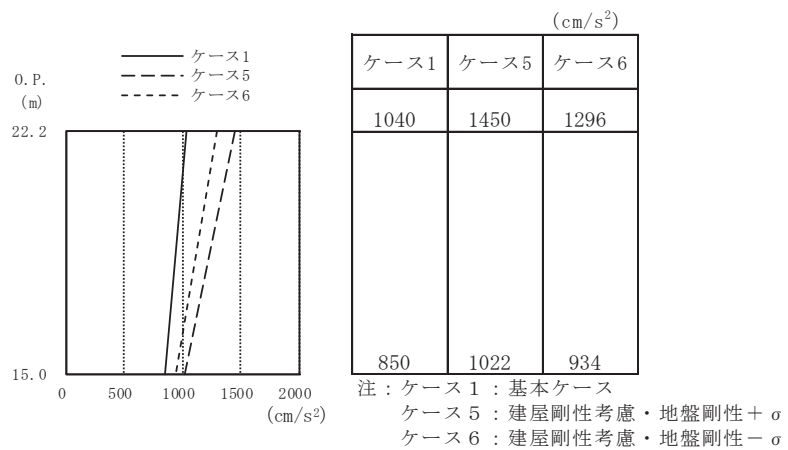
図 2-38 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

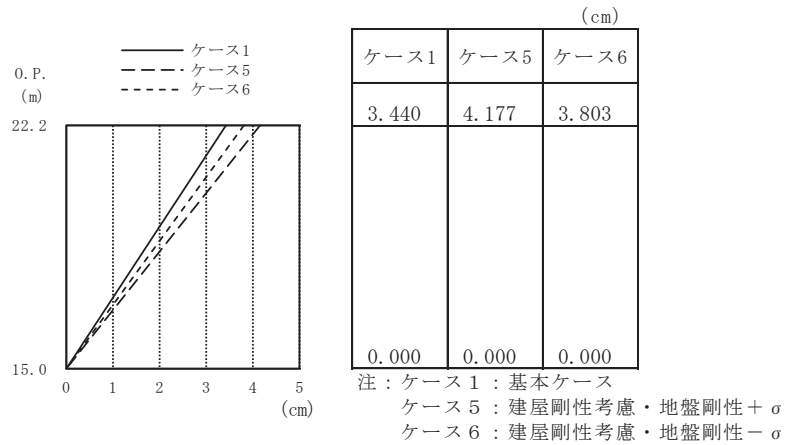


(b) S s - D 2

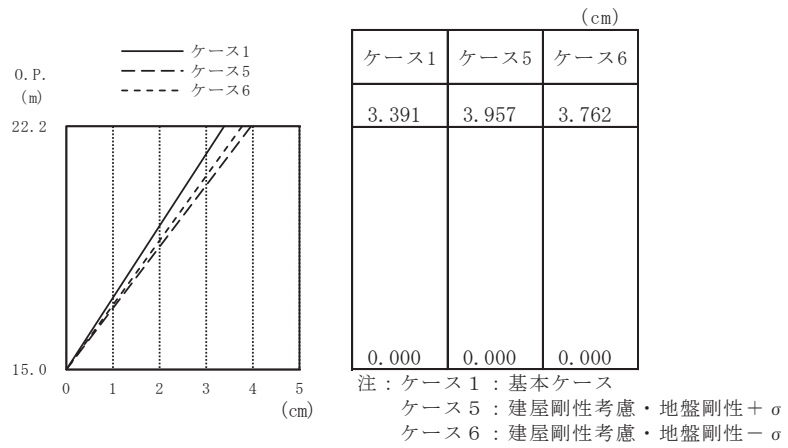


(c) S s - F 3

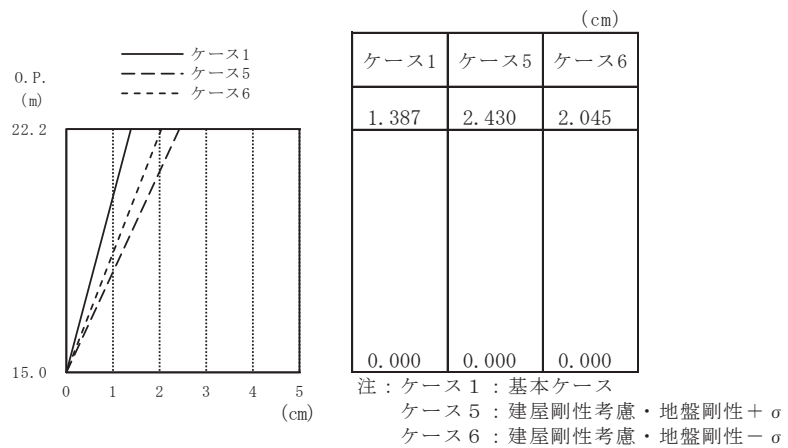
図 2-39 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

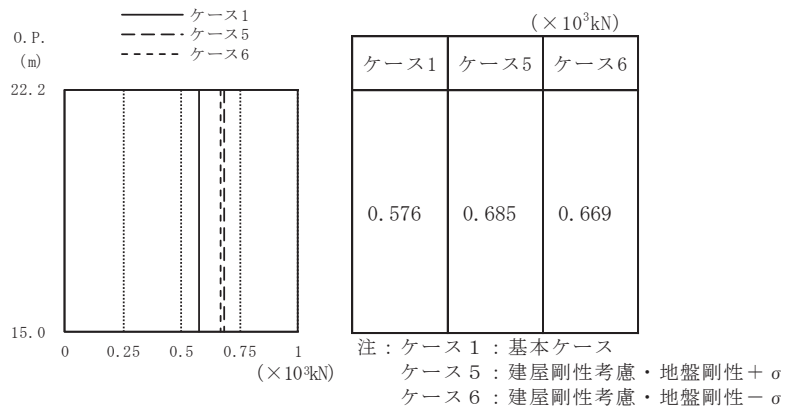


(b) S s - D 2

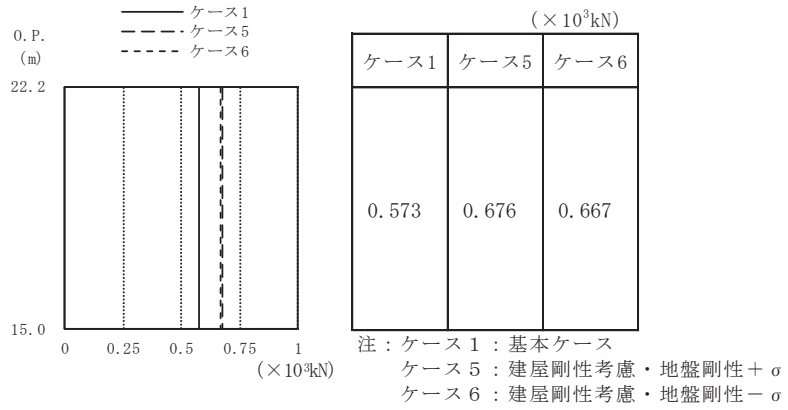


(c) S s - F 3

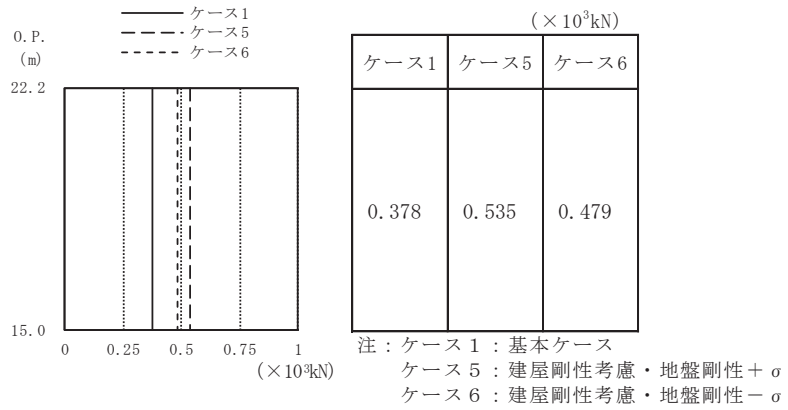
図 2-40 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

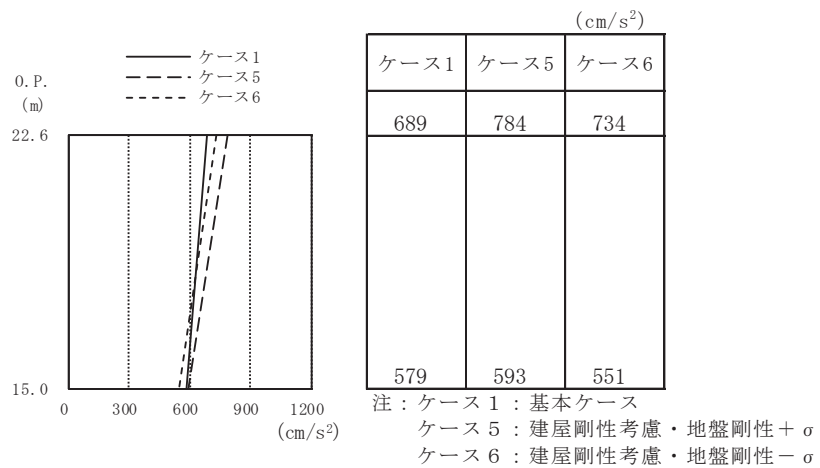


(b) S s - D 2

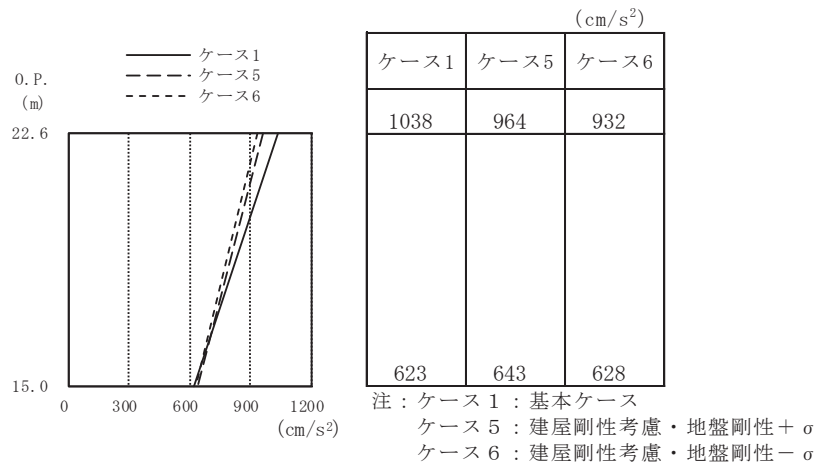


(c) S s - F 3

図 2-41 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, EW 方向)

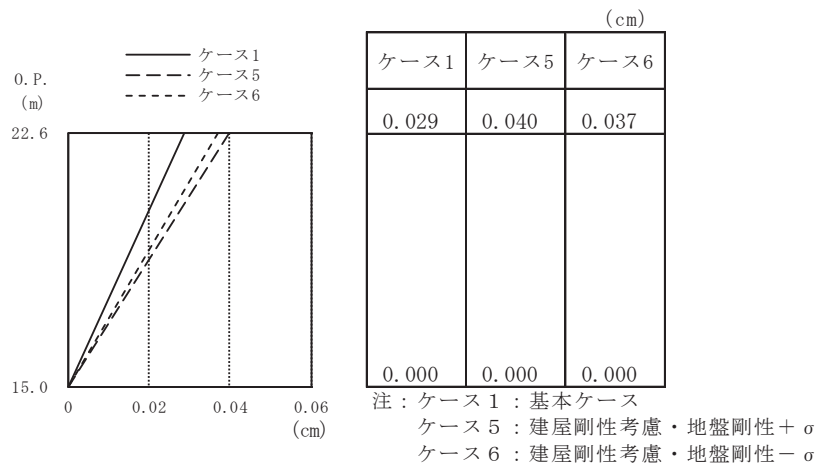


(a) S d - D 1

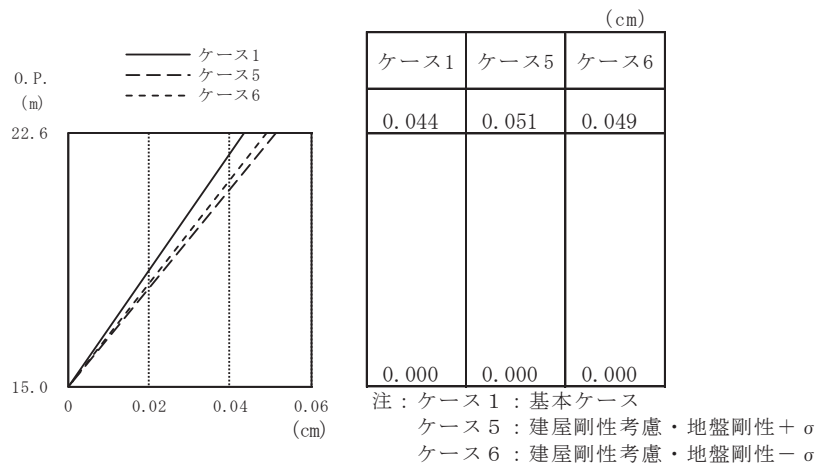


(b) S d - D 2

図 2-42 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

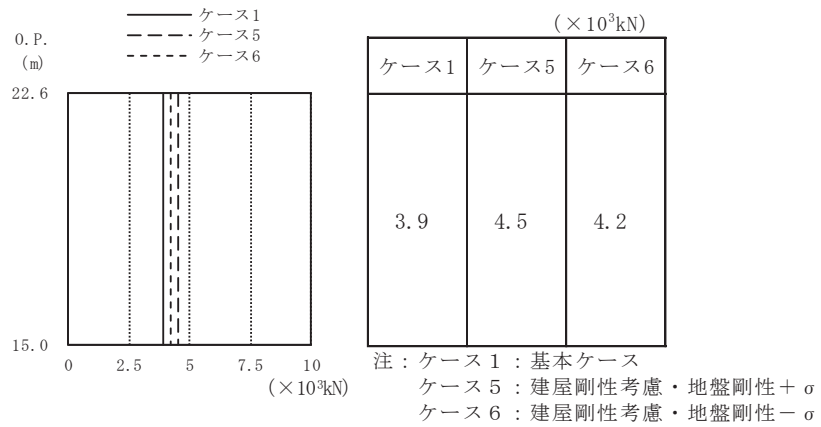


(a) S d - D 1

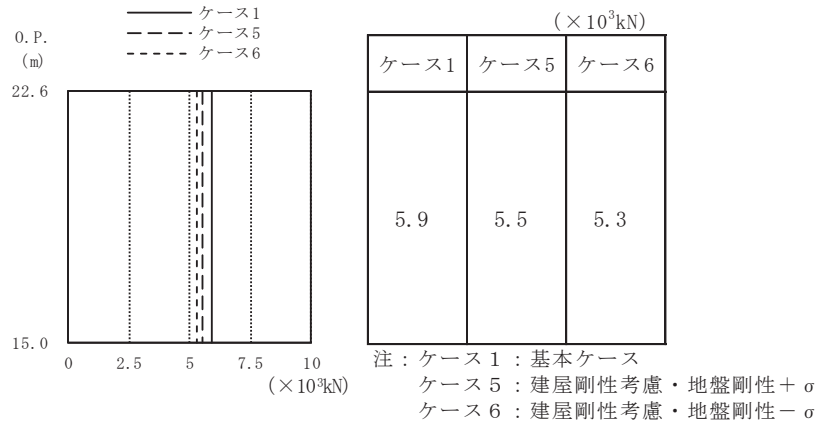


(b) S d - D 2

図 2-43 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

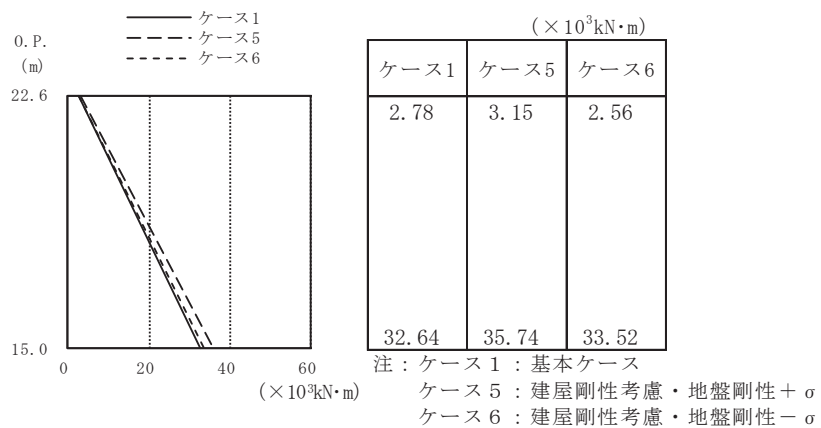


(a) S d - D 1

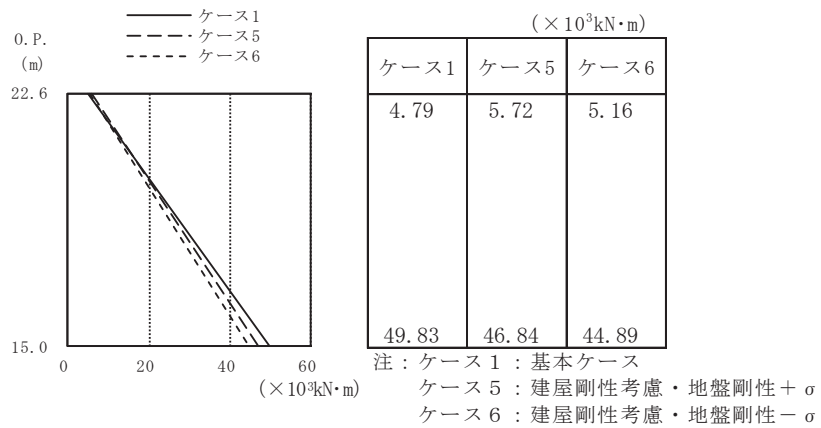


(b) S d - D 2

図 2-44 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

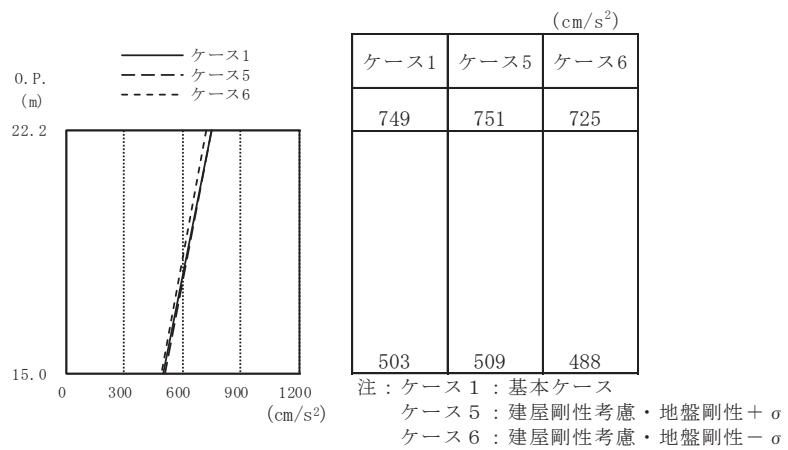


(a) S d - D 1

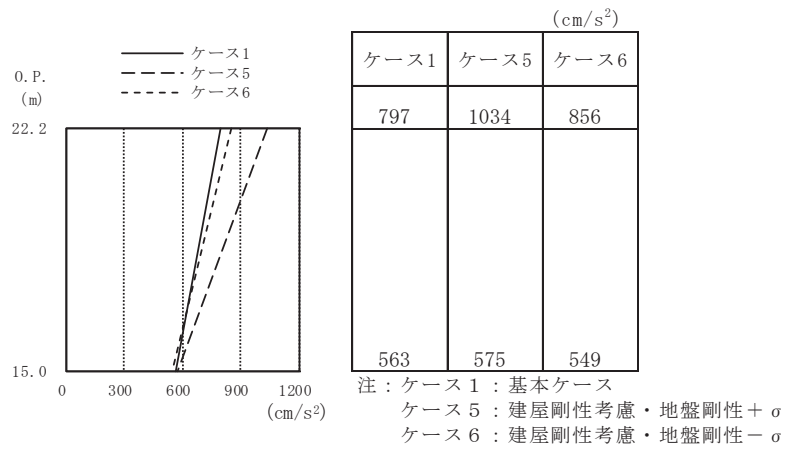


(b) S d - D 2

図 2-45 最大応答曲げモーメント (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

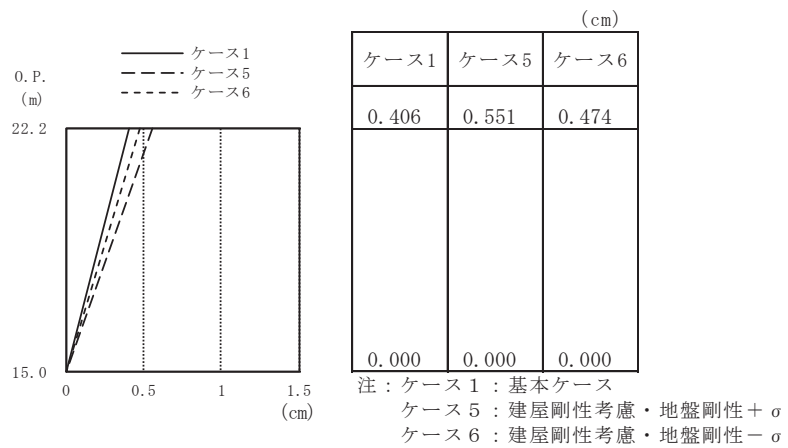


(a) S d - D 1

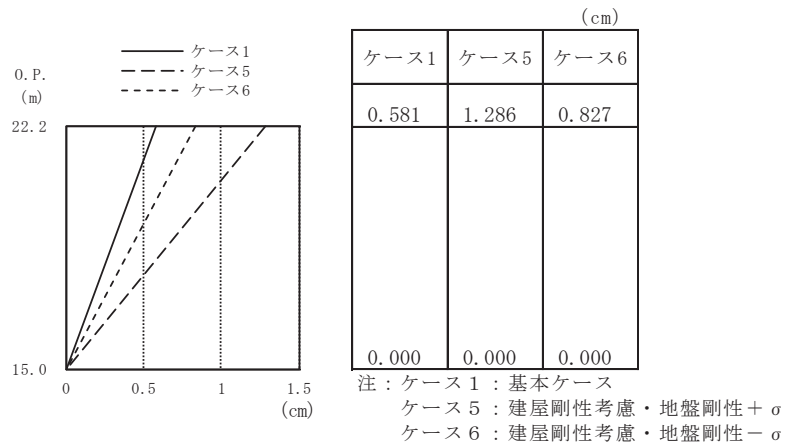


(b) S d - D 2

図 2-46 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

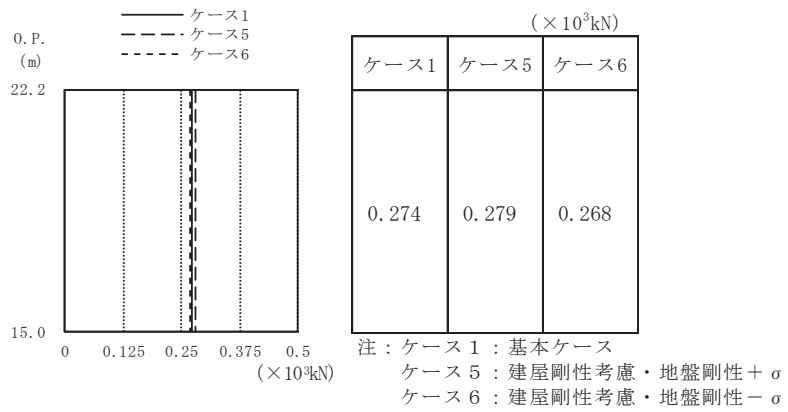


(a) S d - D 1

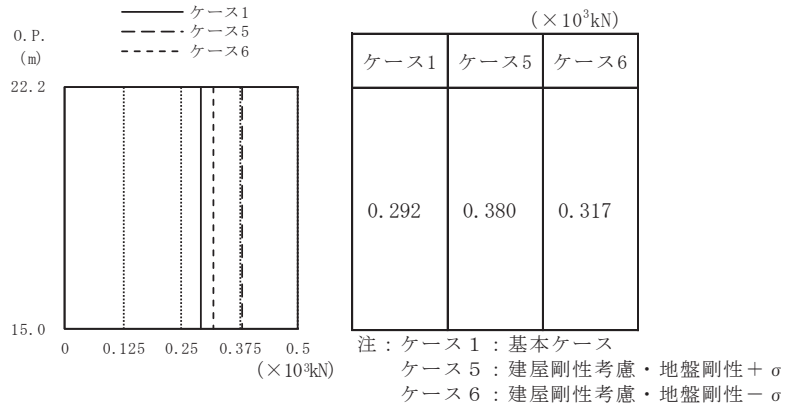


(b) S d - D 2

図 2-47 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)



(a) S d - D 1



(b) S d - D 2

図 2-48 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

3. まとめ

前章で実施した材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基本ケースと併せて以下に示す。

基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を表3-1～表3-10に，弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を表3-11～表3-20に示す。

表 3-1(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S s, NS 方向) (1/2)

(a) S s - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S s - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1101	1090	1164	1732	1800	1643	1805	1830	1759	2557	2664	2520
基礎 上端	882	919	877	1028	1067	993	1283	1313	1239	1426	1468	1363

注：ケース1：工認モデル，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S s - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S s - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1805	1830	1759	2557	2664	2520	1805	1830	1759	2557	2664	2520
基礎 上端	1283	1313	1239	1426	1468	1363	1283	1313	1239	1426	1468	1363

注：ケース1：工認モデル，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-1(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S s, NS方向) (2/2)

(c) S s - F 3

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S s - F 3						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1704	1781	1619	1765	1658	1840	1805	1830	1759	2557	2664	2520
基礎 上端	1024	1033	1030	1034	1079	973	1283	1313	1239	1426	1468	1363

注：ケース1：工認モデル，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

表3-2 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S s, NS方向)

(a) S s - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)						最大値					
	S s - D 1											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.045	0.044	0.048	0.119	0.124	0.113	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(b) S s - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)						最大値					
	S s - D 2											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(c) S s - F 3

質点 番号	最大応答変位 (cm)						最大値					
	S s - F 3											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.073	0.075	0.069	0.120	0.112	0.125	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

表3-3 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S s, NS方向)

(a) S s - D 1

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)											
	S s - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	6.3	6.2	6.7	9.9	10.3	9.4	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(b) S s - D 2

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)											
	S s - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(c) S s - F 3

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)											
	S s - F 3						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	9.7	10.2	9.3	10.1	9.5	10.5	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S s, NS方向)

(a) S s - D 1

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)						最大値					
	S s - D 1											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	51.28	49.92	54.17	85.41	88.82	80.76	84.22	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(b) S s - D 2

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)						最大値					
	S s - D 2											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	82.79	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15	84.22	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(c) S s - F 3

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)						最大値					
	S s - F 3											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	84.22	85.43	79.54	85.28	79.53	88.87	84.22	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-5(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S s, EW方向) (1/2)

(a) S s - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S s - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1628	1620	1602	1880	1915	1850	1628	1634	1619	1903	1915	1883
基礎 上端	815	835	836	978	985	968	1143	1148	1127	1136	1137	1119

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S s - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S s - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1628	1634	1619	1903	1907	1883	1628	1634	1619	1903	1915	1883
基礎 上端	1143	1148	1127	1136	1137	1119	1143	1148	1127	1136	1137	1119

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-5(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動S s, EW方向) (2/2)

(c) S s - F 3

質点 番号	S s - F 3						最大値					
	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1040	1053	1024	1381	1450	1296	1628	1634	1619	1903	1915	1883
基礎 上端	850	868	809	1003	1022	934	1143	1148	1127	1136	1137	1119

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S s , EW方向）

(a) S s - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S s - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	3.440	3.442	3.346	4.024	4.177	3.803	3.440	3.442	3.353	4.024	4.177	3.803

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(b) S s - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S s - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	3.391	3.419	3.353	3.881	3.957	3.762	3.440	3.442	3.353	4.024	4.177	3.803

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(c) S s - F 3

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S s - F 3						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.387	1.433	1.338	2.259	2.430	2.045	3.440	3.442	3.353	4.024	4.177	3.803

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S s，EW方向）

(a) S s - D 1

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)						最大値					
	S s - D 1											
(1)	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

(b) S s - D 2

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)						最大値					
	S s - D 2											
(1)	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
	0.573	0.575	0.571	0.672	0.676	0.667	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

(c) S s - F 3

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)						最大値					
	S s - F 3											
(1)	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
	0.378	0.382	0.372	0.510	0.535	0.479	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

表3-8 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) $S_s - D1$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D1$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	1113	1152	1070	1113	1152	1070
基礎 上端	1078	1118	1034	1078	1118	1034

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(b) $S_s - D2$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D2$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	1069	1107	1027	1113	1152	1070
基礎 上端	969	1003	932	1078	1118	1034

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(c) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - F3$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	707	717	692	1113	1152	1070
基礎 上端	639	646	627	1078	1118	1034

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

表3-9 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) $S_s - D1$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D1$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0068	0.0070	0.0065	0.0068	0.0070	0.0065

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(b) $S_s - D2$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D2$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0065	0.0067	0.0063	0.0068	0.0070	0.0065

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(c) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - F3$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0043	0.0044	0.0042	0.0068	0.0070	0.0065

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

表3-10 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) $S_s - D 1$

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 1$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	12.8	13.2	12.3	12.8	13.2	12.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 2$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	12.3	12.7	11.8	12.8	13.2	12.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$

(c) $S_s - F 3$

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - F 3$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	8.1	8.2	8.0	12.8	13.2	12.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$

表 3-11 最大応答加速度一覧表 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	689	740	602	765	784	734	1038	1114	911	944	964	932
基礎 上端	579	593	551	579	593	551	623	643	628	623	643	628

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1038	1114	911	944	964	932	1038	1114	911	944	964	932
基礎 上端	623	643	628	623	643	628	623	643	628	623	643	628

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-12 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d, NS方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.029	0.031	0.025	0.039	0.040	0.037	0.044	0.047	0.038	0.050	0.051	0.049

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(b) S d - D 2

質点 番号	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.044	0.047	0.038	0.050	0.051	0.049	0.044	0.047	0.038	0.050	0.051	0.049

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

表3-13 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動S_d, NS方向）

(a) S_d-D1

要素 番号	S _d -D1						最大値					
	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	3.9	4.2	3.4	4.4	4.5	4.2	5.9	6.4	5.2	5.4	5.5	5.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

(b) S_d-D2

要素 番号	S _d -D2						最大値					
	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	5.9	6.4	5.2	5.4	5.5	5.3	5.9	6.4	5.2	5.4	5.5	5.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

表3-14 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動S_d, NS方向）

(a) S_d-D1

要素 番号	S _d -D1						最大値					
	最大応答曲げモーメント(×10 ³ kN・m)											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	32.64	35.32	28.22	34.90	35.74	33.52	49.83	53.67	43.47	45.69	46.84	44.89

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

(b) S_d-D2

要素 番号	S _d -D2						最大値					
	最大応答曲げモーメント(×10 ³ kN・m)											
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	49.83	53.67	43.47	45.69	46.84	44.89	49.83	53.67	43.47	45.69	46.84	44.89

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

表3-15 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d, EW方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	749	750	740	737	751	725	797	830	774	937	1034	856
基礎 上端	503	509	488	503	509	488	563	575	549	563	575	549

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	797	830	774	937	1034	856	797	830	774	937	1034	856
基礎 上端	563	575	549	563	575	549	563	575	549	563	575	549

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-16 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d, EW方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.406	0.411	0.384	0.518	0.551	0.474	0.581	0.697	0.516	1.023	1.286	0.827

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.581	0.697	0.516	1.023	1.286	0.827	0.581	0.697	0.516	1.023	1.286	0.827

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 + σ ，ケース3：地盤剛性 - σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 + σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 - σ

表3-17 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動Sd, EW方向）

(a) Sd-D1

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	Sd-D1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.274	0.274	0.272	0.274	0.279	0.268	0.292	0.305	0.285	0.344	0.380	0.317

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

(b) Sd-D2

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	Sd-D2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.292	0.305	0.285	0.344	0.380	0.317	0.292	0.305	0.285	0.344	0.380	0.317

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+σ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性-σ

表3-18 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)					
	S d - D 1			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	646	668	621	646	668	621
基礎 上端	625	648	600	625	648	600

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)					
	S d - D 2			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	620	642	596	646	668	621
基礎 上端	562	582	541	625	648	600

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

表3-19 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	S d - D 1			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0039	0.0041	0.0038	0.0039	0.0041	0.0038

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	S d - D 2			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0038	0.0039	0.0036	0.0039	0.0041	0.0038

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

表3-20 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) S d - D 1

要素 番号	最大応答軸力(×10 ³ kN)					
	S d - D 1			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	7.4	7.7	7.1	7.4	7.7	7.1

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

(b) S d - D 2

要素 番号	最大応答軸力(×10 ³ kN)					
	S d - D 2			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	7.1	7.4	6.8	7.4	7.7	7.1

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

別紙 7-4 大物搬入口躯体の耐震補強

目 次

1. 概要.....	別紙 7-4-1
2. 補強設計方針.....	別紙 7-4-1
2.1 基礎スラブの支持.....	別紙 7-4-1
2.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 7-4-1
3. 耐震補強部材の詳細.....	別紙 7-4-2
3.1 基礎スラブの支持.....	別紙 7-4-2
3.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 7-4-5

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の耐震補強について説明するものである。

2. 補強設計方針

2.1 基礎スラブの支持

基準地震動 S_s に対する裕度を確保する目的で、大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。また、大物搬入口躯体の直下地盤をマンメイドロックに置換することで、地盤は液状化しない。

2.2 大物搬入口躯体補強

大物搬入口躯体は、原子炉建屋 1 階の北側に配置された南北方向に長い箱型断面の地上 1 階の構造物である。大物搬入口躯体の基礎スラブは原子炉建屋 1 階床スラブと一体の構造となっており、1 階の耐震壁と屋根スラブはエキスパンションジョイントにより原子炉建屋と構造的に分離されている。

大物搬入口躯体は、NS 方向については耐震壁により十分な耐震性を有しているが、EW 方向については、耐震壁と屋根スラブで構成される門型のフレーム構造で耐震性を確保する構造となっているため、耐震壁と屋根スラブを増厚して耐震性を向上させることとする。

また、新設する大物搬入口は、柱及びはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

3. 耐震補強部材の詳細

3.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し，大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの打設範囲を図 3-1 に，マンメイドロックの物性値を表 3-1 に示す。

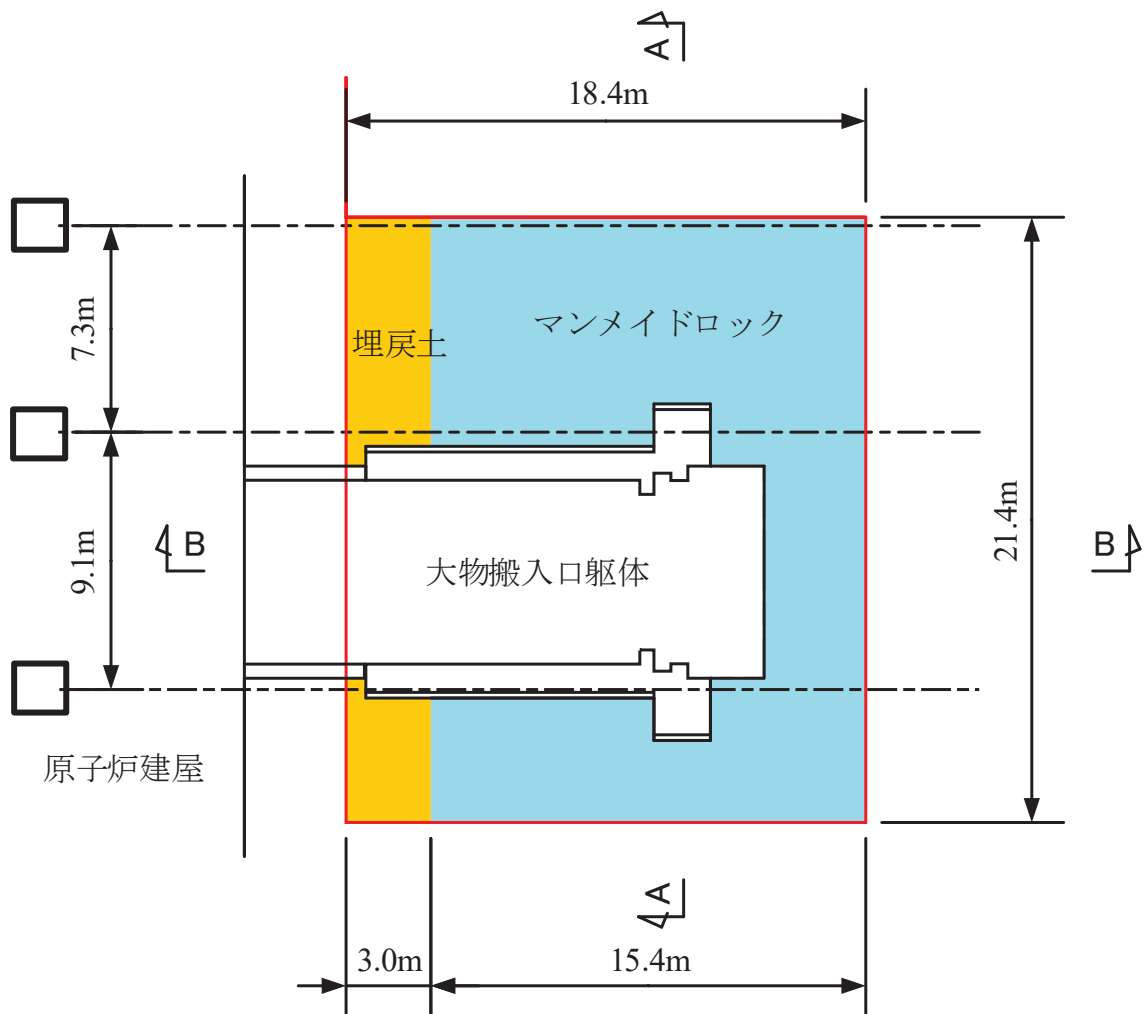


図 3-1(1) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック（平面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

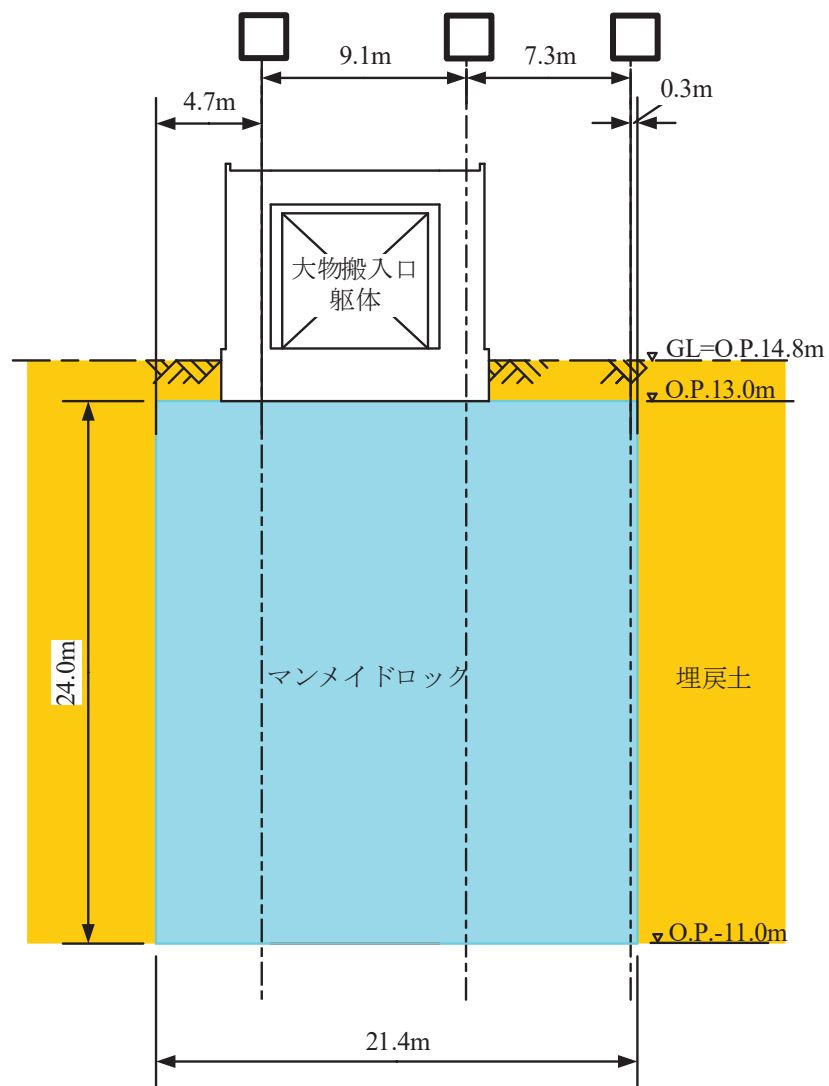


図 3-1(2) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (A-A 断面)

注記* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり, 東京湾平均海面 (T.P.) -0.74m である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

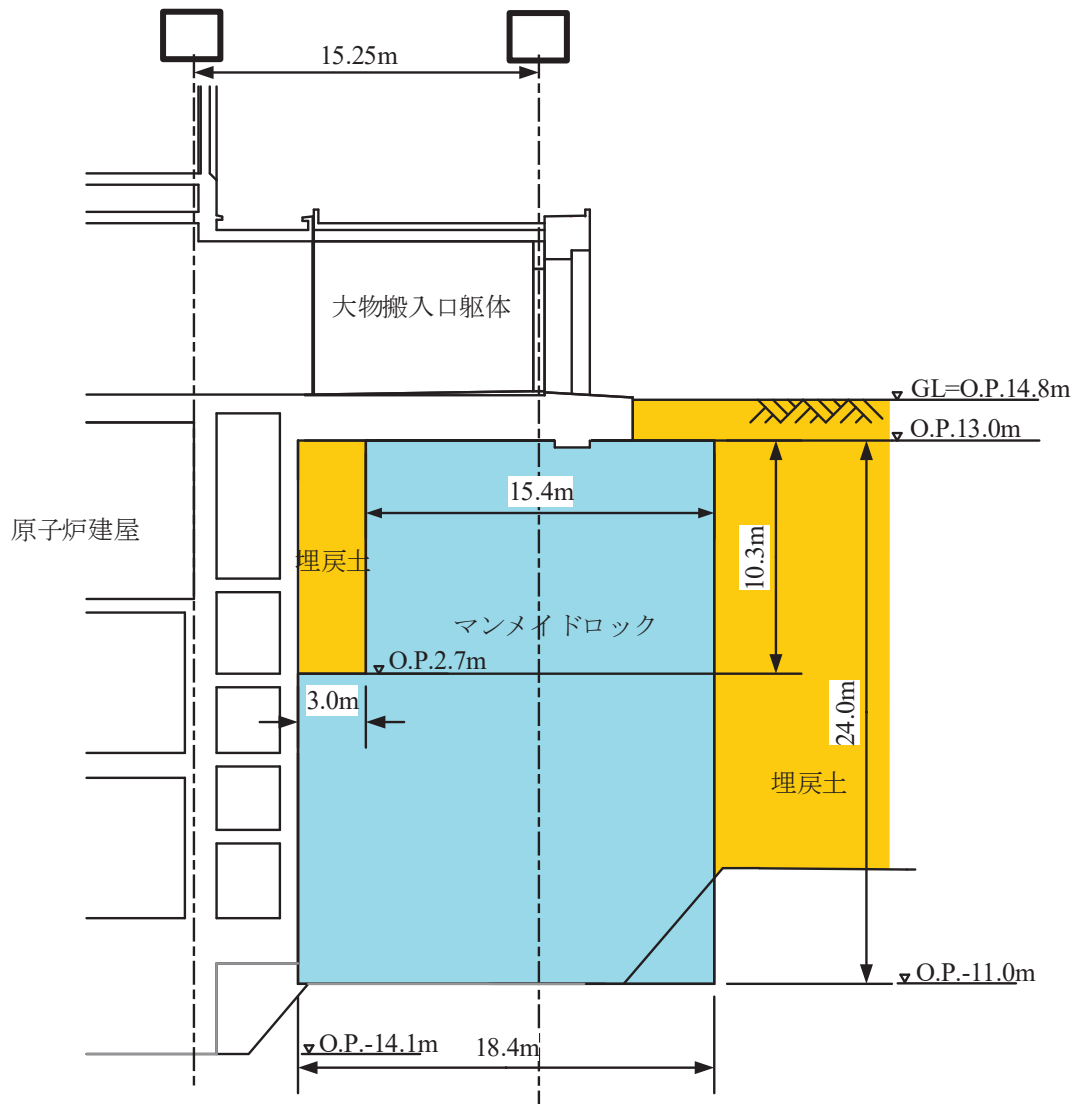


図 3-1(3) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (B-B 断面)

表 3-1 マンメイドロックの物性値

	設計値*
単位重量 (kN/m ³)	22.5
ポアソン比	0.2
ヤング係数 (kN/m ²)	2.80×10^7

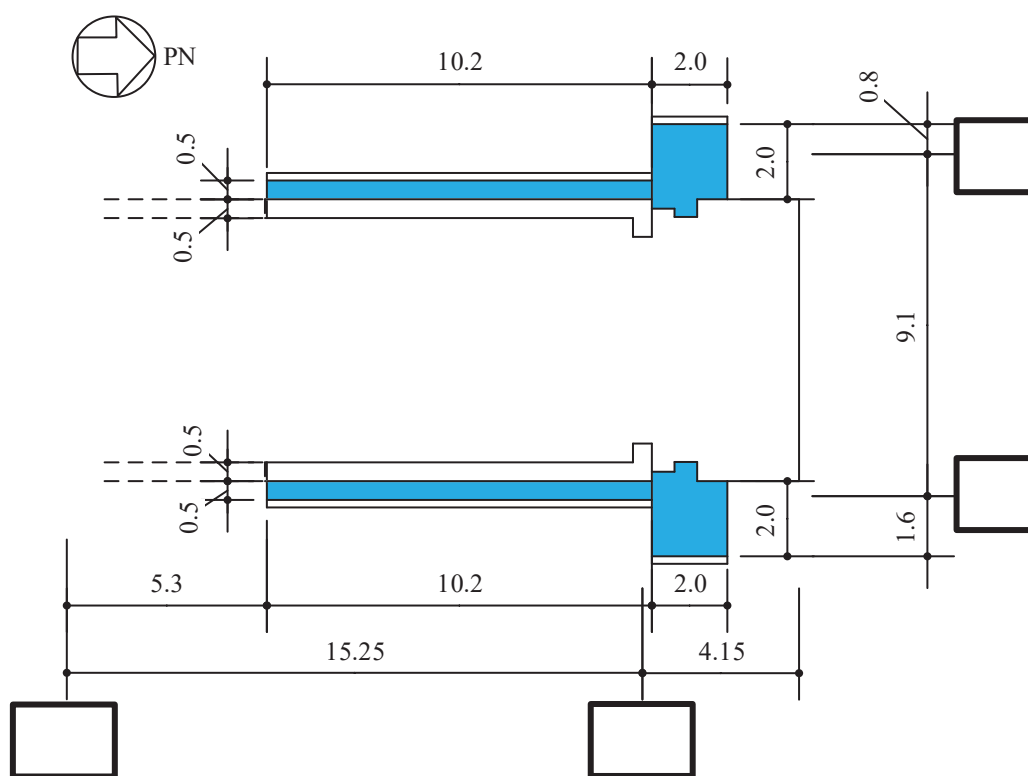
注記* : 土木学会 2007 年 コンクリート標準示方書 [設計編] に基づく。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.2 大物搬入口躯体補強

耐震補強後の大物搬入口躯体の構造を図 3-2 に、使用材料を表 3-2 に示す。耐震壁は既存躯体と一体化するように外側に 50cm 増厚し、屋根スラブは既存躯体と一体化するように外側に 30cm 増厚する計画とする。

また、新設する大物搬入口は、大型の扉を支持するために、2m×2m の柱と幅 2m、せい 1.5m のはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

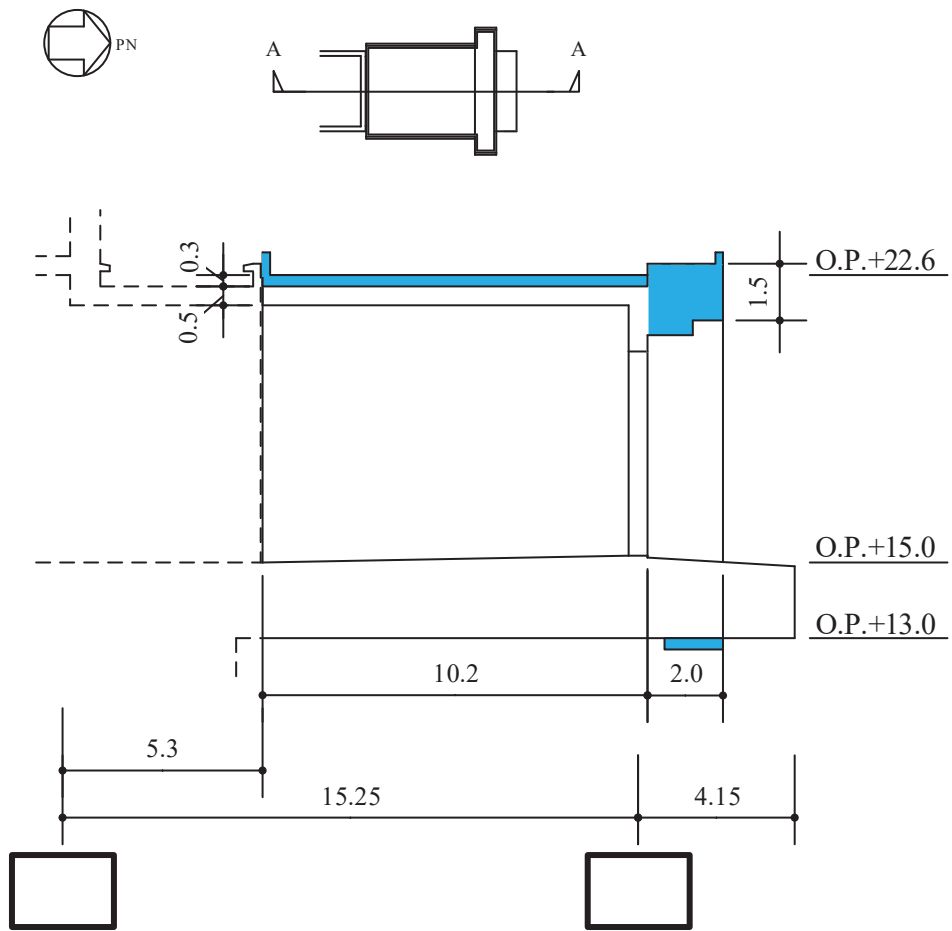


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(1) 大物搬入口躯体の概略平面図 (0.P. 15.0m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

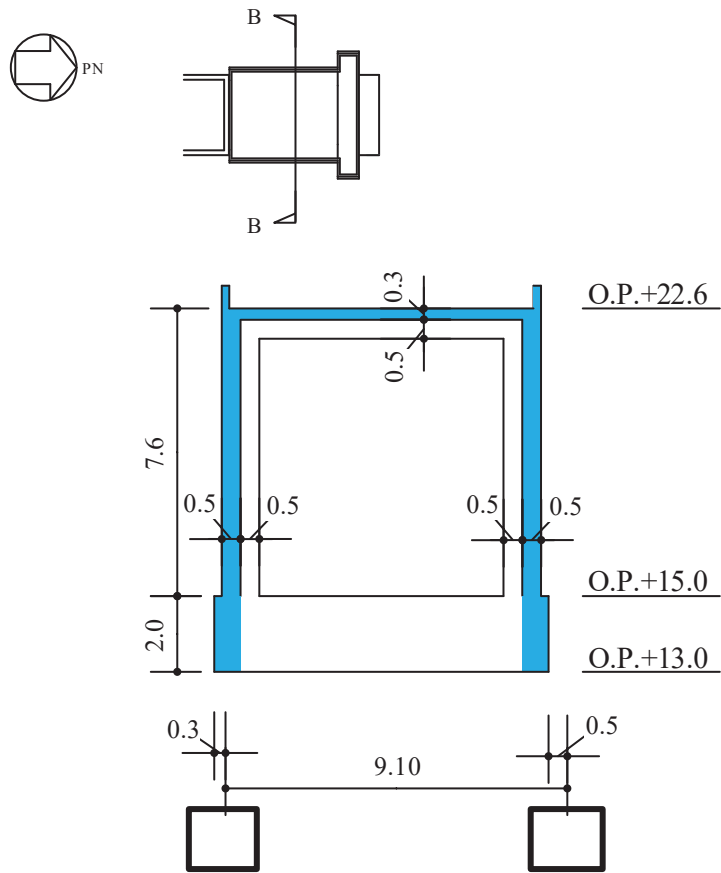


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(2) 大物搬入口躯体の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

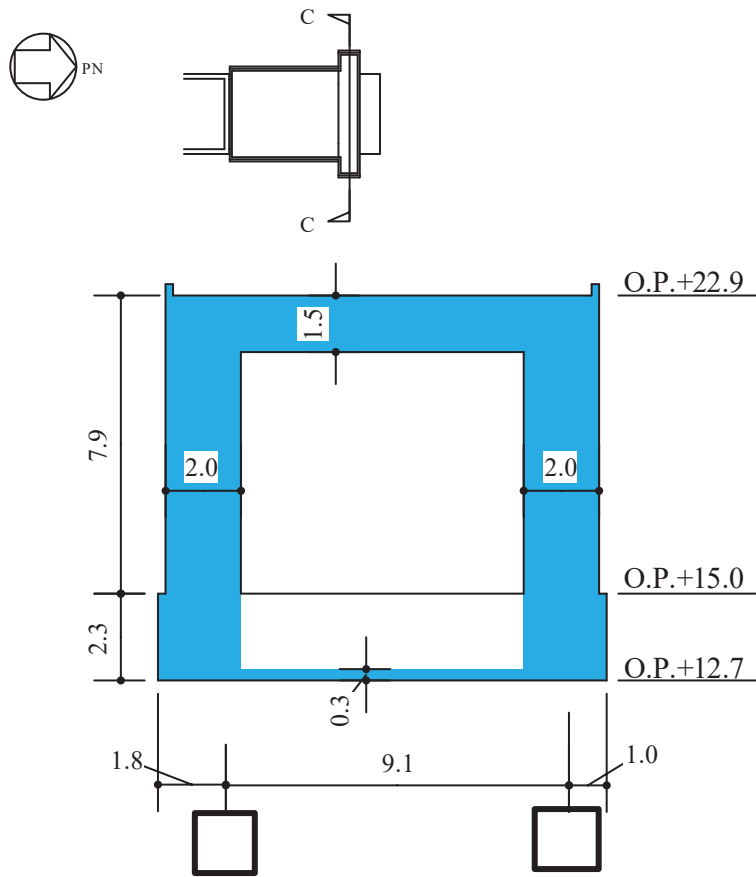


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(3) 大物搬入口躯体の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



注：青色部は防護扉設置のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(4) 大物搬入口躯体の概略断面図 (C-C 断面 EW 方向)

表 3-2 耐震補強の使用材料

使用材料	種別	備考
コンクリート	Fc33	
鉄筋	SD345	
	SD490	脚部

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

別紙 7-5 地震応答解析モデルに関する検討

目次

1. 概要.....	別紙 7-5-1
2. 解析モデルに関する検討.....	別紙 7-5-2
2.1 検討方法.....	別紙 7-5-2
2.1.1 モデル化方針.....	別紙 7-5-2
2.1.2 解析モデル.....	別紙 7-5-4
2.2 検討結果.....	別紙 7-5-5
3. 入力地震動に関する検討.....	別紙 7-5-6
3.1 検討方法.....	別紙 7-5-6
3.2 検討結果.....	別紙 7-5-9

1. 概要

大物搬入口躯体の EW 方向モデルはフレーム構造部（一般部）*¹の単位幅モデル（以下「EW 方向 1 軸モデル」という。）であり，このモデルを用いて地震応答解析を実施している。一方，北側端部にはフレーム構造部（扉部）*²を設置しており，大物搬入口躯体の振動への影響が考えられることから，フレーム構造部（扉部）をモデル化した 2 軸モデル（以下「EW 方向 2 軸モデル」という。）による地震応答解析を行い，EW 方向 1 軸モデルとの応答比較により EW 方向 1 軸モデルの妥当性を確認する。

また，大物搬入口躯体の地震応答解析では，原子炉建屋 1 階床スラブと大物搬入口躯体の基礎スラブが一体となっていることから，原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動としている。大物搬入口躯体直下の地盤増幅を考慮した入力地震動と原子炉建屋 1 階床応答の比較を行い，原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動として用いることの妥当性を確認する。

注記*1：耐震壁と屋根スラブで構成される EW 方向のフレーム

*2：大物搬入口が取付く柱及びはりによるフレーム

2. 解析モデルに関する検討

2.1 検討方法

大物搬入口躯体 EW 方向について、フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）を等価せん断モデルでモデル化し、EW 方向 2 軸モデルを作成する。ここで、屋根スラブは非線形性を考慮した床ばねでモデル化する。作成した EW 方向 2 軸モデルと EW 方向 1 軸モデルにおける屋根スラブ面の応答加速度を比較し、解析モデルの妥当性を確認する。

2.1.1 モデル化方針

EW 方向 2 軸モデルは、フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）の 2 軸 2 質点モデルとする。2 つの質点は屋根スラブを等価な床ばねでモデル化して接続する。モデルの概要と質点重量の評価範囲の考え方を図 2-1 に示す。床ばねのせん断断面積の評価範囲を図 2-2 に、床ばねの長さの設定方法を図 2-3 に示す。

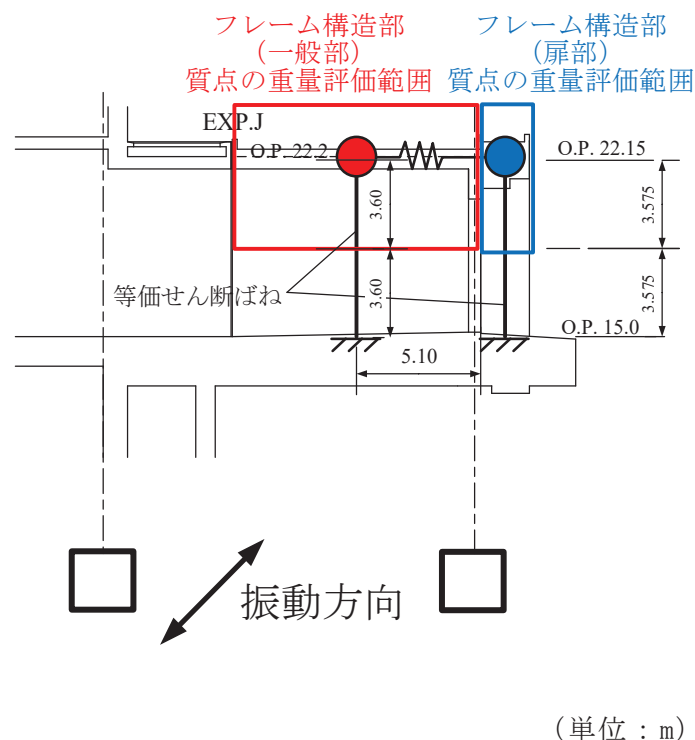
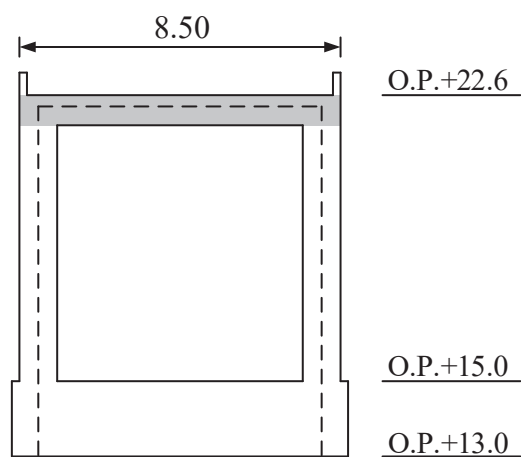


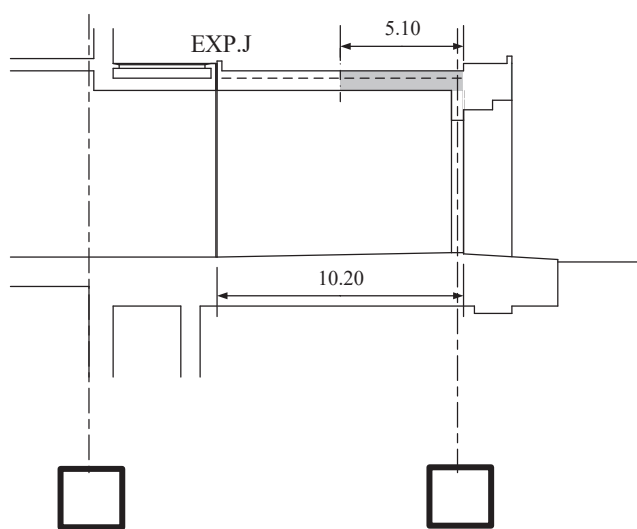
図 2-1 EW 方向 2 軸モデルの重量評価範囲

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

図 2-2 床ばねのせん断断面積の評価範囲（網掛部）



(単位：m)

図 2-3 床ばねの長さの設定（網掛部）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.1.2 解析モデル

フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）の連成を考慮した地震応答解析モデル（EW方向2軸モデル）を図2-4に、諸元を表2-1に、床ばねの非線形特性を表2-2に示す。

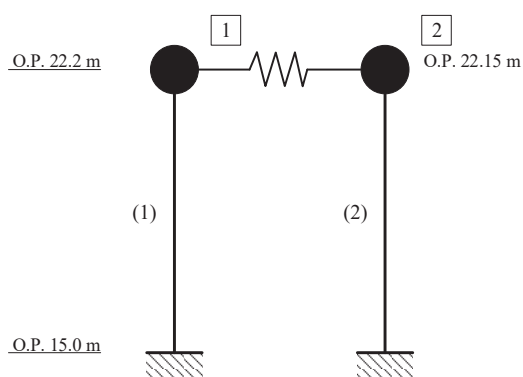


図2-4 地震応答解析モデル（EW方向2軸モデル）

表2-1 地震応答解析モデルの諸元（EW方向2軸モデル）

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G (kN·m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A_s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	3750	—	(1)	0.513	—
2	1930	—	(2)	0.510	—
合計	5680				

表2-2 床ばねの非線形特性（EW方向2軸モデル）

剛性 (kN/m)		せん断力 (kN)	
K_1	1.399×10^7	Q_1	12230
K_2	2.448×10^6	Q_2	16510
K_3	1.241×10^6		

2.2 検討結果

EW 方向 2 軸モデルの固有値解析結果を表 2-3 に、EW 方向 1 軸モデルの固有値解析結果を表 2-4 に示す。EW 方向 2 軸モデルおよび EW 方向 1 軸モデルの基本ケースの基準地震動 S_s に対する最大応答加速度を表 2-5 に、床ばねのせん断応力度を表 2-6 に示す。EW 方向 1 軸モデル（工認モデル）の最大応答加速度は 2 軸モデルの各質点の最大応答加速度より 6% 程度大きい値となっている。また、床ばね（屋根スラブ）の最大応答せん断応力度は弾性範囲である。

以上のことから、EW 方向 1 軸モデルの妥当性を確認した。

表 2-3 固有値解析結果（EW 方向 2 軸モデル）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.128	7.80	1.005
2	0.019	52.94	0.011

表 2-4 固有値解析結果（EW 方向 1 軸モデル）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.142	7.02	1.204

表 2-5 最大応答加速度

(単位: cm/s^2)

モデル	質点 番号	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1$
EW 方向 2 軸モデル	1	1524	1503	1096	943	1333	1087	1068
	2	1514	1503	1091	961	1335	1094	1081
EW 方向 1 軸モデル	1	1628	1628	1400	1124	1417	1040	1116

表 2-6 床ばねの最大応答せん断応力度（EW 方向 2 軸モデル）

	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1$
Q (kN)	1226	1220	703	606	1001	712	706
τ (N/mm^2)	0.18	0.18	0.10	0.09	0.15	0.10	0.10

3. 入力地震動に関する検討

3.1 検討方法

大物搬入口躯体直下は原子炉建屋支持岩盤より上部にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブを直接支持している。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックを考慮した1次元地盤モデル（以下「直下地盤モデル」という。）により算定した入力地震動と、原子炉建屋1階の床応答を比較する。図3-1及び図3-2に入力地震動の算定方法及び検討方法を、表3-1に直下地盤モデルの諸元を示す。

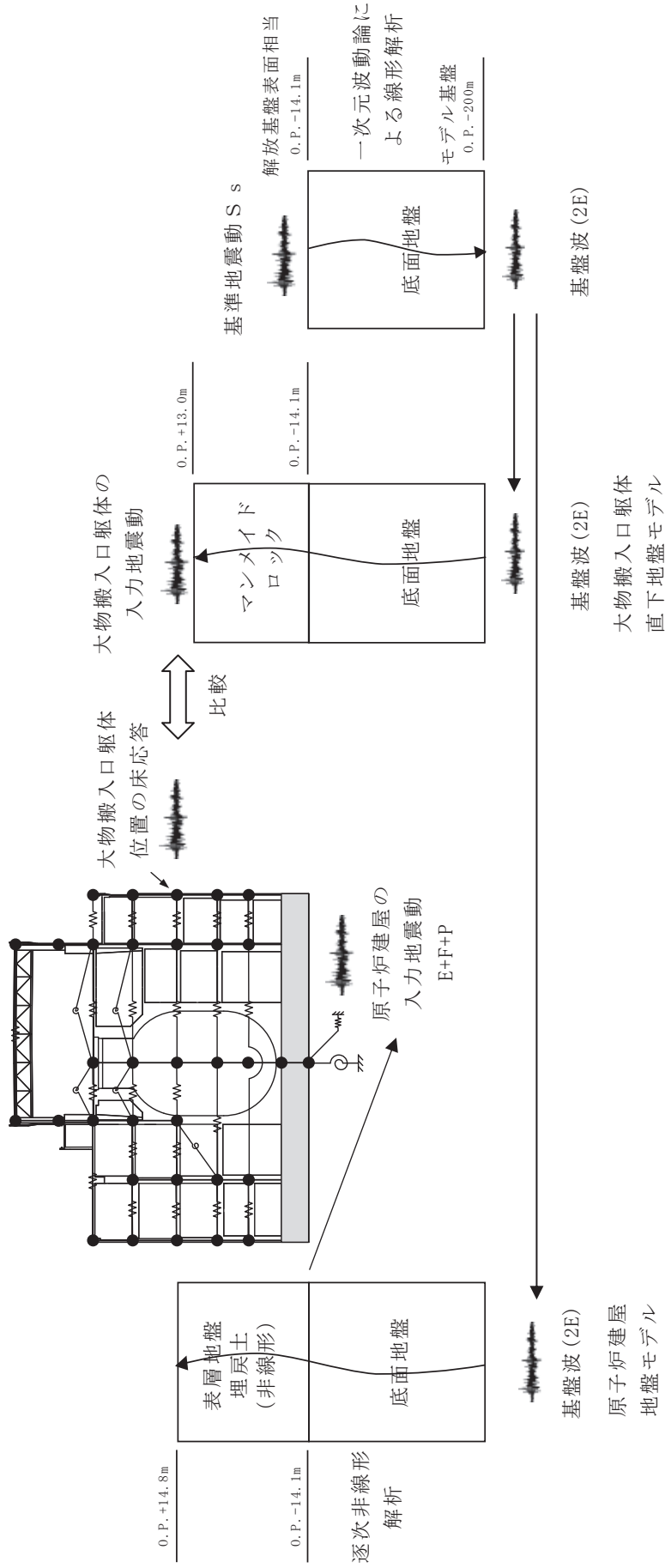


図 3-1 大物搬入口躯体の入力地震動の比較方法の概念 (水平方向)

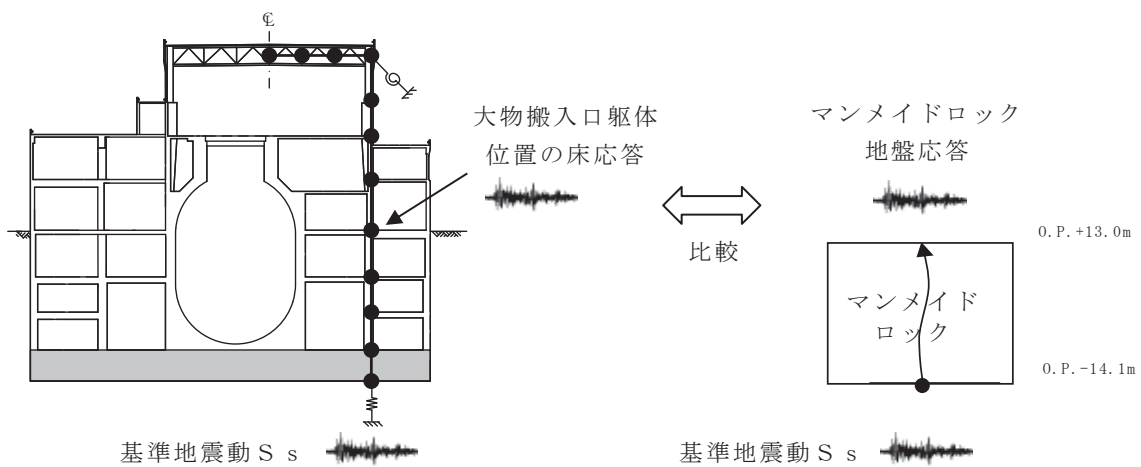


図 3-2 大物搬入口躯体の入力地震動の比較方法の概念（鉛直方向）

表 3-1 直下地盤モデルの諸元

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

3.2 検討結果

原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルと直下地盤モデルにより算定した大物搬入口躯体基礎スラブ直下の地盤応答の応答スペクトルを比較して図 3-3 に示す。

NS 方向については、原子炉建屋 1 階床応答の応答スペクトルは直下地盤モデルにより算定した大物搬入口躯体基礎スラブ直下の地盤応答の応答スペクトルを上回っており、原子炉建屋 1 階床応答を入力地震動とすることが保守的であることを確認した。

EW 方向については、原子炉建屋の 1 階床応答は周期 0.25 秒付近と周期 0.07 秒付近に大きなピークがあるが、大物搬入口躯体の EW 方向の固有周期 0.14 秒付近では、基準地震動 S_{s-D1} 、 S_{s-D2} 、 S_{s-D3} 及び S_{s-F3} で直下地盤モデルの入力地震動の応答スペクトルが原子炉建屋 1 階床応答より大きくなっている。大物搬入口躯体の EW 方向モデルは、フレームを等価せん断モデルとしてモデル化しており、応答は非線形応答となるため、非線形応答を考慮した場合の周期帯域での応答スペクトルの比較を行う。図 3-3(2)には、せん断スケルトン上の応答最大値に対する等価剛性に対応する固有周期を示している。等価剛性を考慮した周期範囲では、原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルは直下地盤モデルの応答スペクトルを大きく上回っているため、原子炉建屋 1 階の床応答を入力した場合の方が保守的であると判断される。

UD 方向については、直地盤モデルの地盤応答は、原子炉建屋 1 階の床応答にほぼ包絡されるため、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることが保守的であることを確認した。

以上のことから、大物搬入口躯体の入力地震動として原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることの妥当性を確認した。

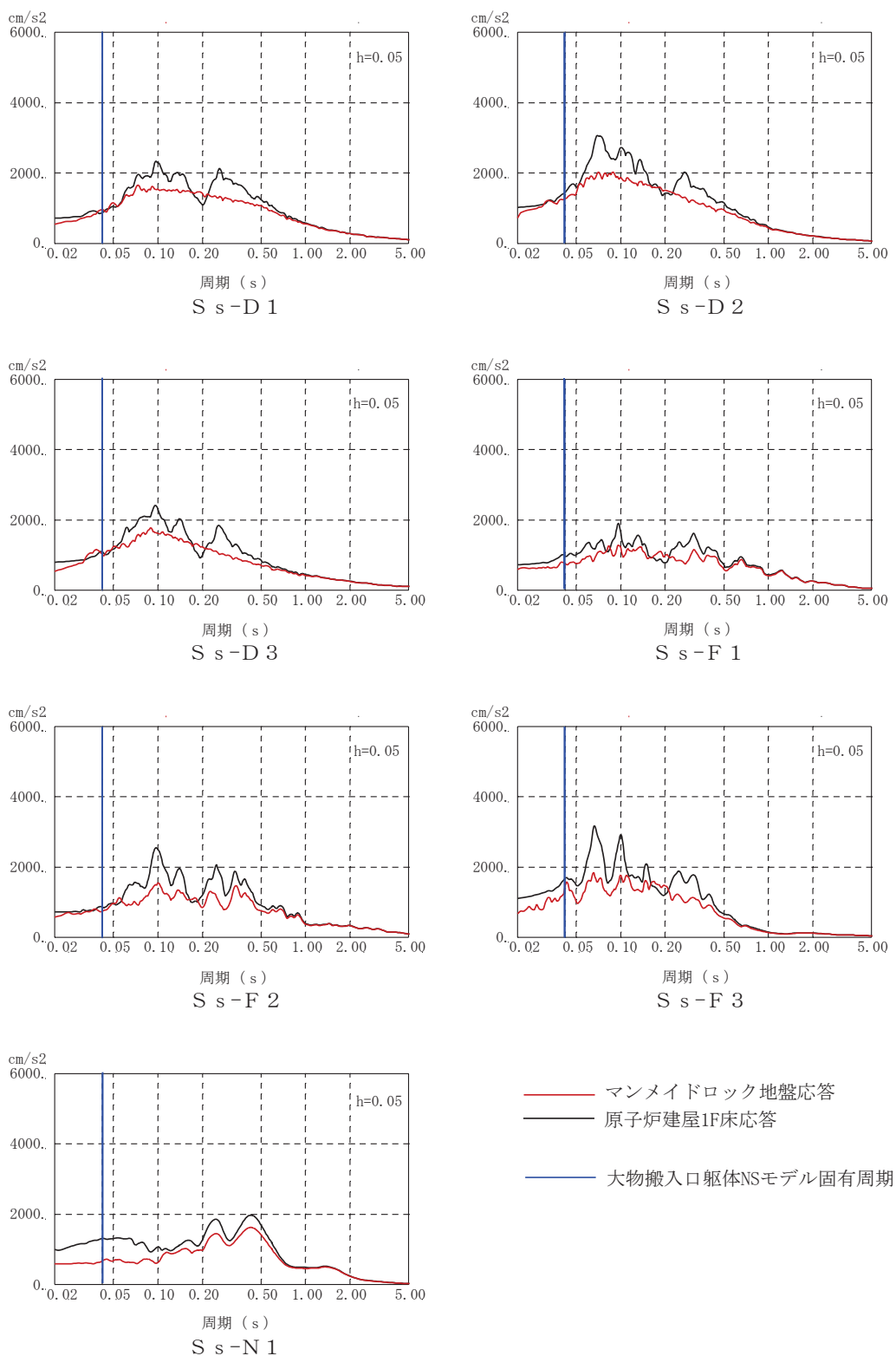


図 3-3(1) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (NS 方向, 基準地震動 S s)

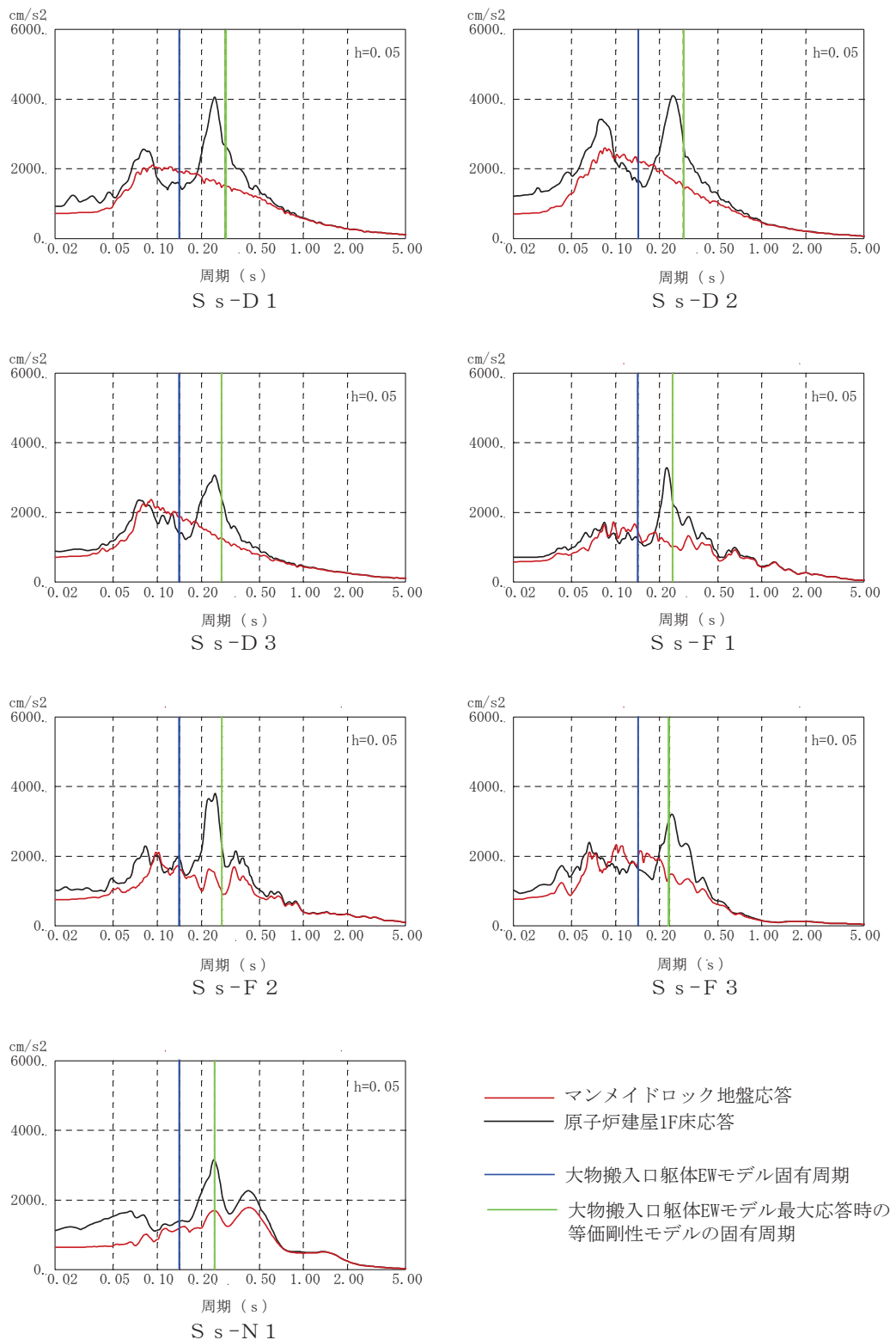


図 3-3(2) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (EW 方向, 基準地震動 S s)

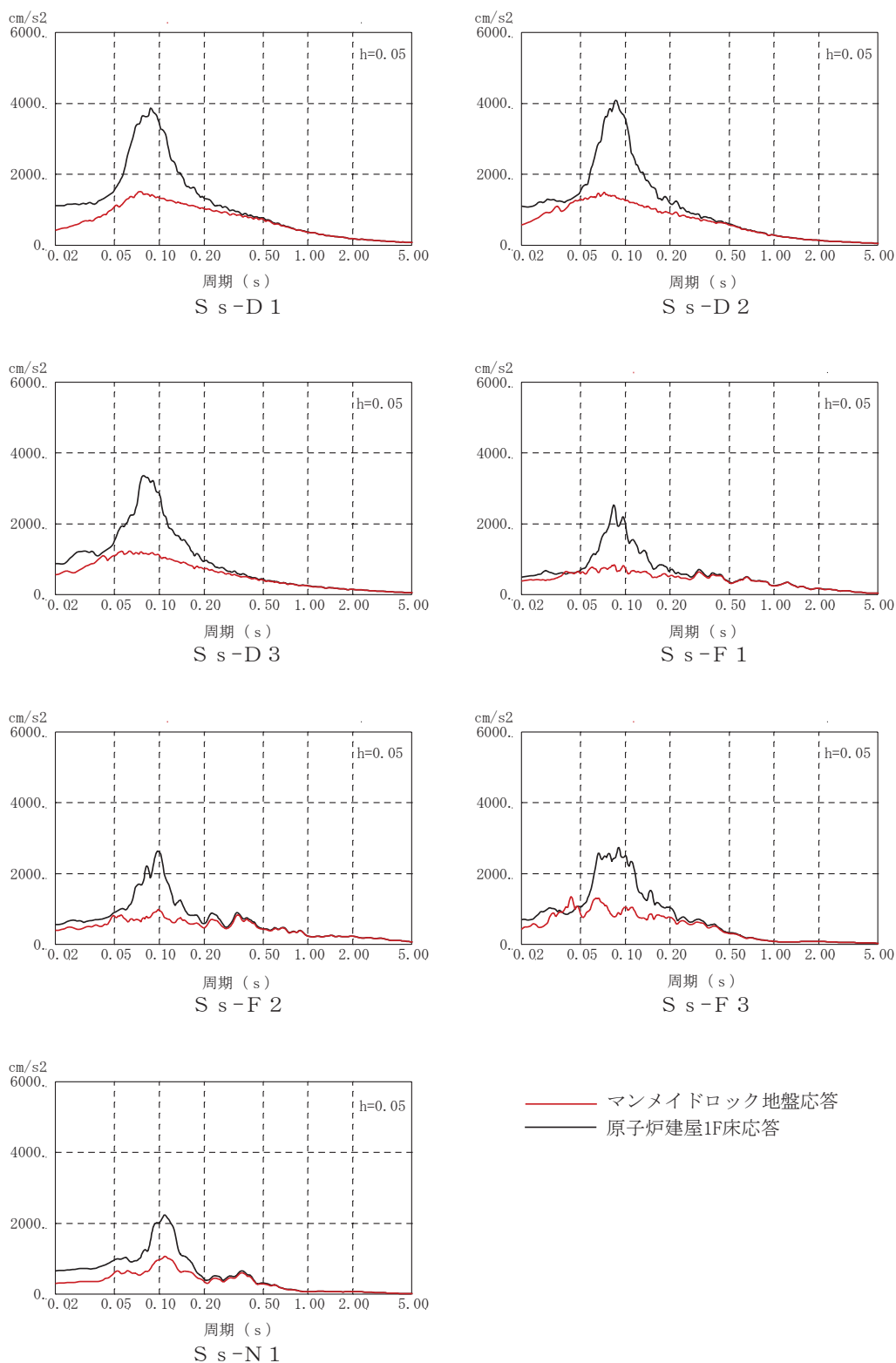


図 3-3(3) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (UD 方向, 基準地震動 S s)
 (建屋の 1 次固有周期は 0.0155s でスペクトルの作図範囲外)