

島根原子力発電所 2 号炉

地震による損傷の防止

令和 2 年 3 月

中国電力株式会社

第4条：地震による損傷の防止

<目次>

第1部

1. 基本方針
 - 1.1 要求事項の整理
 - 1.2 追加要求事項に対する適合性
 - (1) 位置，構造及び設備
 - (2) 安全設計方針
 - (3) 適合性説明
 - 1.3 気象等
 - 1.4 設備等
 - 1.5 手順等

第2部

1. 耐震設計の基本方針
 - 1.1 基本方針
 - 1.2 適用規格
2. 耐震設計上の重要度分類
 - 2.1 重要度分類の基本方針
 - 2.2 耐震重要度分類
3. 設計用地震力
 - 3.1 地震力の算定法
 - 3.2 設計用地震力
4. 荷重の組合せと許容限界
 - 4.1 基本方針
5. 地震応答解析の方針
 - 5.1 建物・構築物
 - 5.2 機器・配管系
 - 5.3 屋外重要土木構造物
 - 5.4 津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備並びに浸水防止設備及び津波監視設備が設置された建物・構築物
6. 設計用減衰定数
7. 耐震重要施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響
8. 水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せに関する影響評価方針
9. 構造計画と配置計画

(別添)

- 別添－1 設計用地震力
- 別添－2 動的機能維持の評価
- 別添－3 弾性設計用地震動 S_d ・静的地震力による評価
- 別添－4 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別添－5 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価方針
- 別添－6 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定の考え方
- 別添－7 主要建物の構造概要について
- 別添－8 地震応答解析に用いる地質断面図の作成例及び地盤の速度構造

(別紙)

- 別紙－1 設置変更許可申請における既許可からの変更点及び既工認との手法の相違点の整理について
- 別紙－2 建物の地震応答解析モデルについて（建物基礎底面の付着力及び3次元FEMモデルの採用）
- 別紙－3 基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について
- 別紙－4 原子炉建物屋根トラスの解析モデルへの弾塑性解析の適用について
- 別紙－5 土木構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化について
- 別紙－6 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定について
- 別紙－7 機器・配管系における手法の変更点について
- 別紙－8 サプレッション・チェンバ内部水質量の考え方の変更について
- 別紙－9 下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別紙－10 水平2方向及び鉛直方向地震力の適切な組合せに関する検討について
- 別紙－11 液状化影響の検討方針について
- 別紙－12 既設設備に対する耐震補強等について
- 別紙－13 後施工せん断補強筋による耐震補強
- 別紙－14 地震時における燃料被覆管の閉じ込め機能の維持について
- 別紙－15 動的機能維持評価の検討方針について
- 別紙－16 建物・構築物の地震応答解析における入力地震動の評価について

別紙－１７ 地下水位低下設備について

下線は，今回の提出資料を示す。

島根原子力発電所 2 号炉

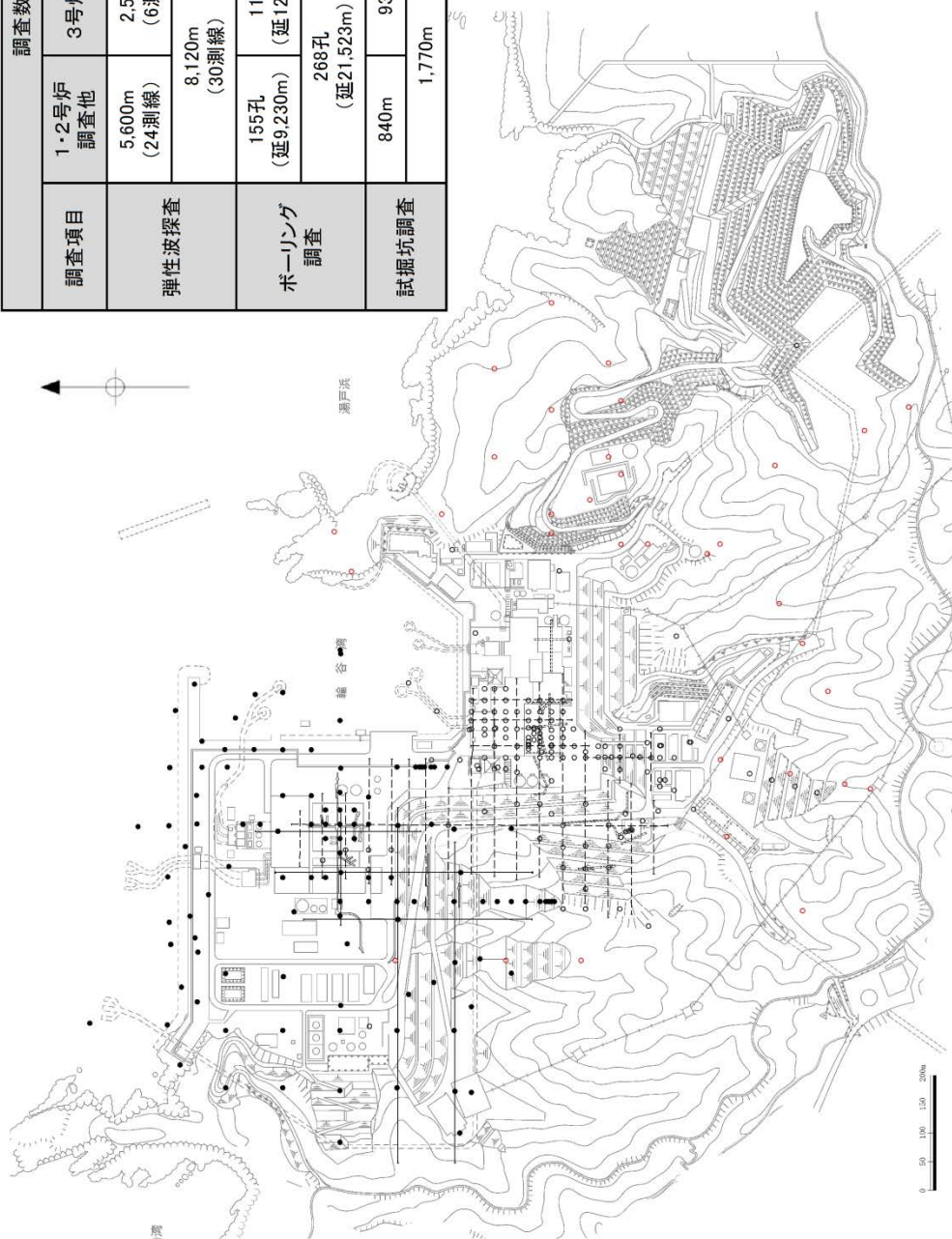
地震応答解析に用いる地質断面図の
作成例及び地盤の速度構造
(耐震)

1. 地質断面図

地震応答解析に用いる地質断面図は、評価対象地点近傍のボーリング調査等の結果に基づき、岩盤、堆積物及び埋戻土の分布を設定し作成する。第1-1図に敷地内で実施したボーリング調査位置図を示す。

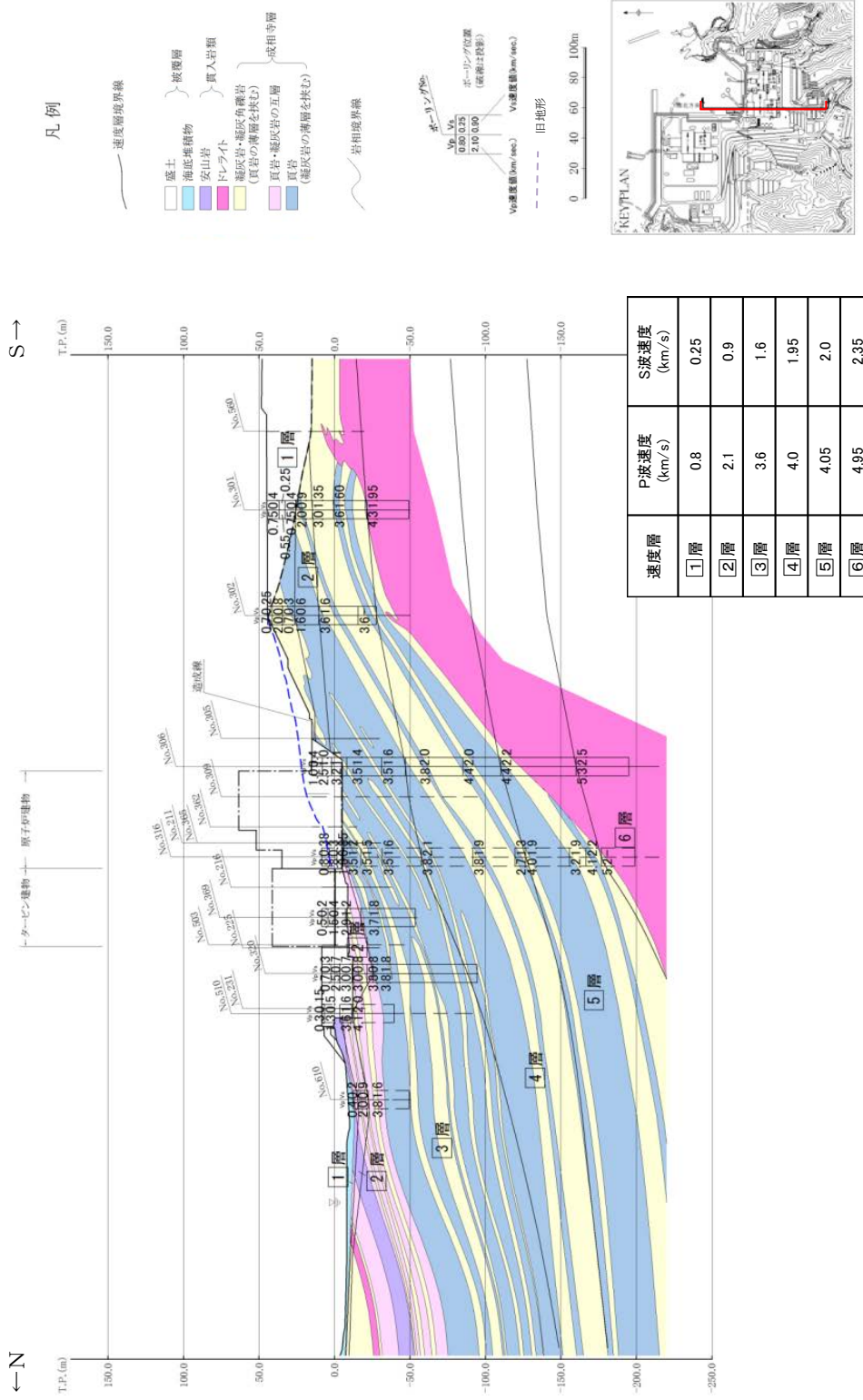
代表例として、地質断面図を第1-2図及び第1-3図に示す。

調査数量一覧表				
調査項目	1・2号炉調査他	3号炉調査	その他調査	合計
弾性波探査	5,600m (24測線)	2,520m (6測線)	—	8,120m (30測線)
	8,120m (30測線)		—	
ボーリング調査	155孔 (延9,230m)	113孔 (延12,293m)	33孔 (延4,202m)	301孔 (延25,725m)
	268孔 (延21,523m)		—	
試験坑調査	840m	930m	—	1,770m
	1,770m		—	



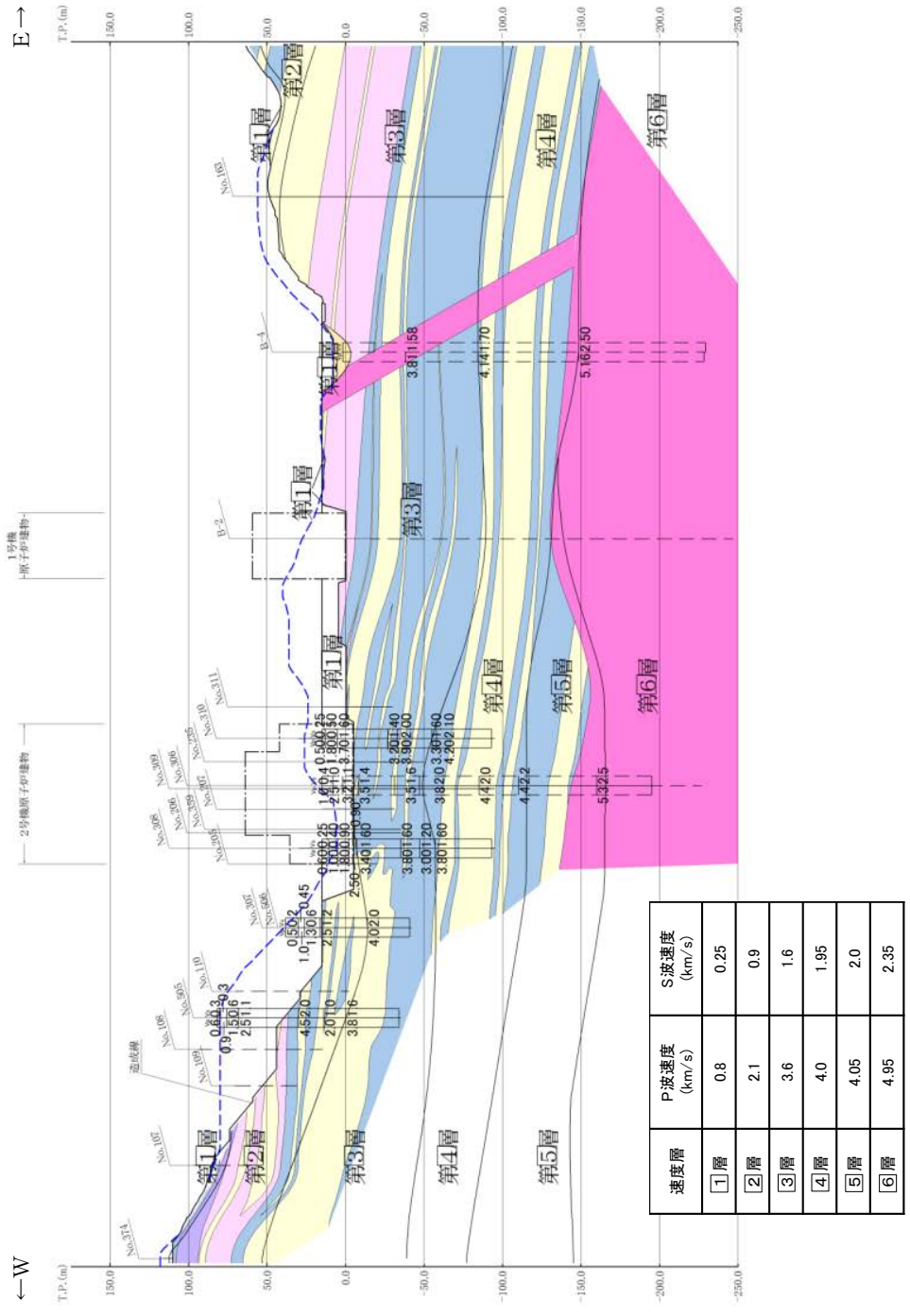
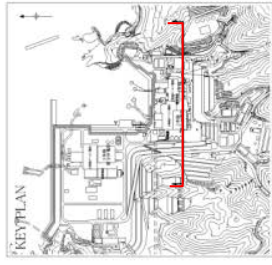
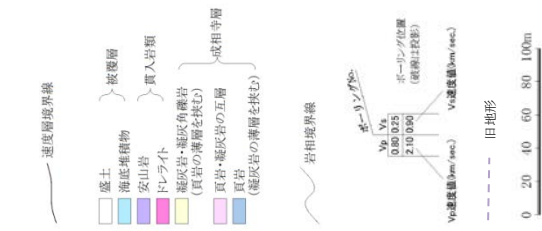
- 凡 例
- 1・2号機調査他ボーリング位置
 - 3号機調査ボーリング位置
 - その他ボーリング位置
 - 1・2号機調査他弾性波探査測線
 - 3号機調査弾性波探査測線
 - 1・2号炉調査試験掘坑・試験坑
 - 3号炉調査試験掘坑・試験坑

第1-1図 ボーリング調査位置図



第1-2図 地質断面図 (NS断面)

凡例



第 1-3 図 地質断面図 (E-W断面)

2. 地盤の速度構造

2.1 入力地震動策定に用いる地下構造モデル

解放基盤表面は、S波速度が0.7km/s以上となっている標高-10mとしている。建物・構築物の地震応答解析における入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を基に、対象建物・構築物の地盤条件を適切に考慮したうえで、2次元FEM解析又は1次元波動論により、地震応答解析モデルの入力位置で評価した入力地震動を設定する。

入力地震動策定に用いる地下構造モデルに適用する地盤物性値を第2-1表に示す。

なお、本モデルに適用する地盤物性の詳細については、「添付書類六 3. 地盤」に示す。

第2-1表 入力地震動策定に用いる地下構造モデルに適用する地盤物性値

速度層	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
①層	0.80	0.25	20.6	0.446
②層	2.10	0.90	23.0	0.388
③層	3.60	1.60	24.5	0.377
④層	4.00	1.95	24.5	0.344
⑤層	4.05	2.00	26.0	0.339
⑥層	4.95	2.35	27.9	0.355

島根原子力発電所 2 号炉

建物の地震応答解析モデルについて

(建物基礎底面の付着力及び 3 次元 F E M
モデルの採用)

(耐震)

目 次

1. はじめに
2. 検討方針及び妥当性確認
 - 2.1 基礎浮上り評価法に関する既往の知見
 - 2.2 低接地率となる地震応答解析結果の妥当性確認について
 - 2.2.1 廃棄物処理建物に関する検討
 - 2.2.2 制御室建物に関する検討
3. まとめ
4. 参考文献

添付資料－1 建物基礎底面の付着力に関する検討

添付資料－2 廃棄物処理建物の地震応答解析

添付資料－3 制御室建物の地震応答解析

参考資料－1 付着力を考慮した3次元FEMモデルの適用性について

参考資料－2 付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討

参考資料－3 岩盤－レベルコンクリート間における付着力試験実施後の破断面について

参考資料－4 設定付着力に関する統計的な考察について

参考資料－5 試験地盤と建物直下地盤の同等性について

補足資料－1 既工認実績における付着力試験方法との比較

補足資料－2 既工認実績における設定付着力との比較

補足資料－3 島根原子力発電所 敷地の地質・地質構造について

補足資料－4 建物直下地盤周囲の地盤状況について

1. はじめに

島根原子力発電所の建設時の工事計画認可申請書（以下「既工認」という。）では、原子炉建物等の地震応答解析における基礎浮上り評価について、線形地震応答解析又は浮上り非線形地震応答解析を実施している。

今回の工事計画認可申請（以下「今回工認」という。）では、入力地震動の増大に伴い、基準地震動 S_s による検討においては、一部解析結果で浮上り非線形地震応答解析を適用できる接地率に満たない可能性が高いことから、個別に解析の妥当性を確認した上で採用する解析手法を選定する予定である。

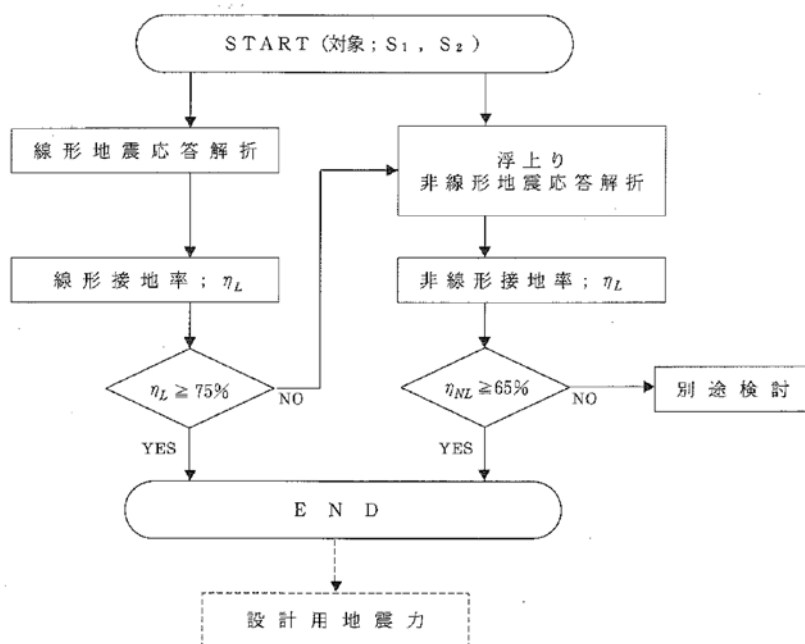
本資料は、低接地率となる見込みの解析結果について個別に解析の妥当性を確認し、採用する地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）について説明するものである。

2. 検討方針及び妥当性確認

基礎浮上り評価法に関する既往の知見を整理し、低接地率となる見込みの解析結果について個別に解析の妥当性を確認する。これらを踏まえて採用する地震応答解析モデルについて検討を行う。

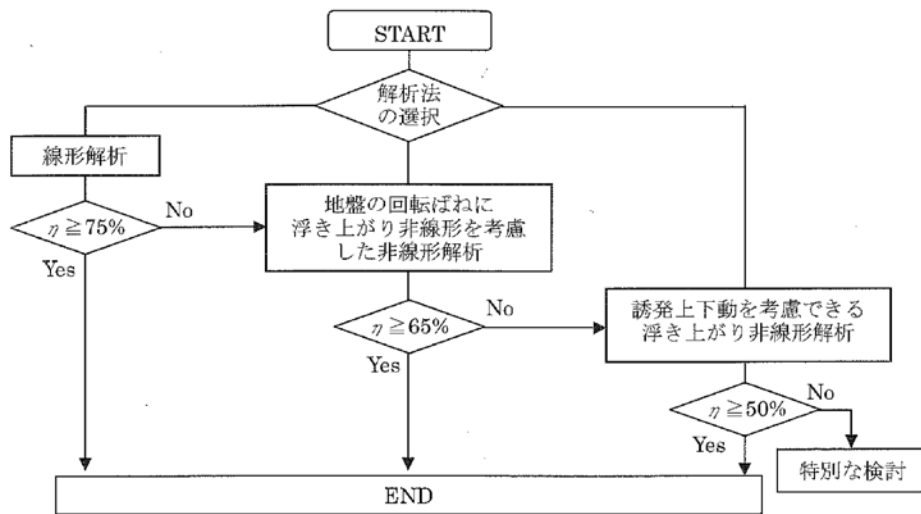
2.1 基礎浮上り評価法に関する既往の知見

島根原子力発電所2号炉（以下「島根2号炉」という。）の地震応答解析に当たっては、建物形状に応じ、建物と地盤の相互作用を考慮することとしている。「原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）-1987」においては、建物と地盤の相互作用の影響を適切に考慮できるモデルとしてSRモデルや離散系モデル（FEMモデルを含む）が列挙されている。また、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」においては、接地率に応じた地震応答解析手法の適用性が示されており、接地率 $\eta_{NL} < 65\%$ の場合は別途検討となっている（第2-1図参照）。



第2-1図 基礎浮上り評価フロー
（「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」より抜粋）

参考として、接地率 $\eta_{NL} < 65\%$ となる場合の別途検討の手法として、「原子力発電所耐震設計技術規程J E A C 4 6 0 1-2008（以下「J E A C 4 6 0 1-2008」という。）」では、誘発上下動を考慮したSRモデルや、特別な検討としてジョイント要素を用いた3次元FEMモデルが提案されている（第2-2図参照）。



第2-2図 基礎浮上り評価フロー
 (「J E A C 4 6 0 1 - 2008」より抜粋)

2.2 低接地率となる地震応答解析結果の妥当性確認について

(1) 基礎浮上り評価方針

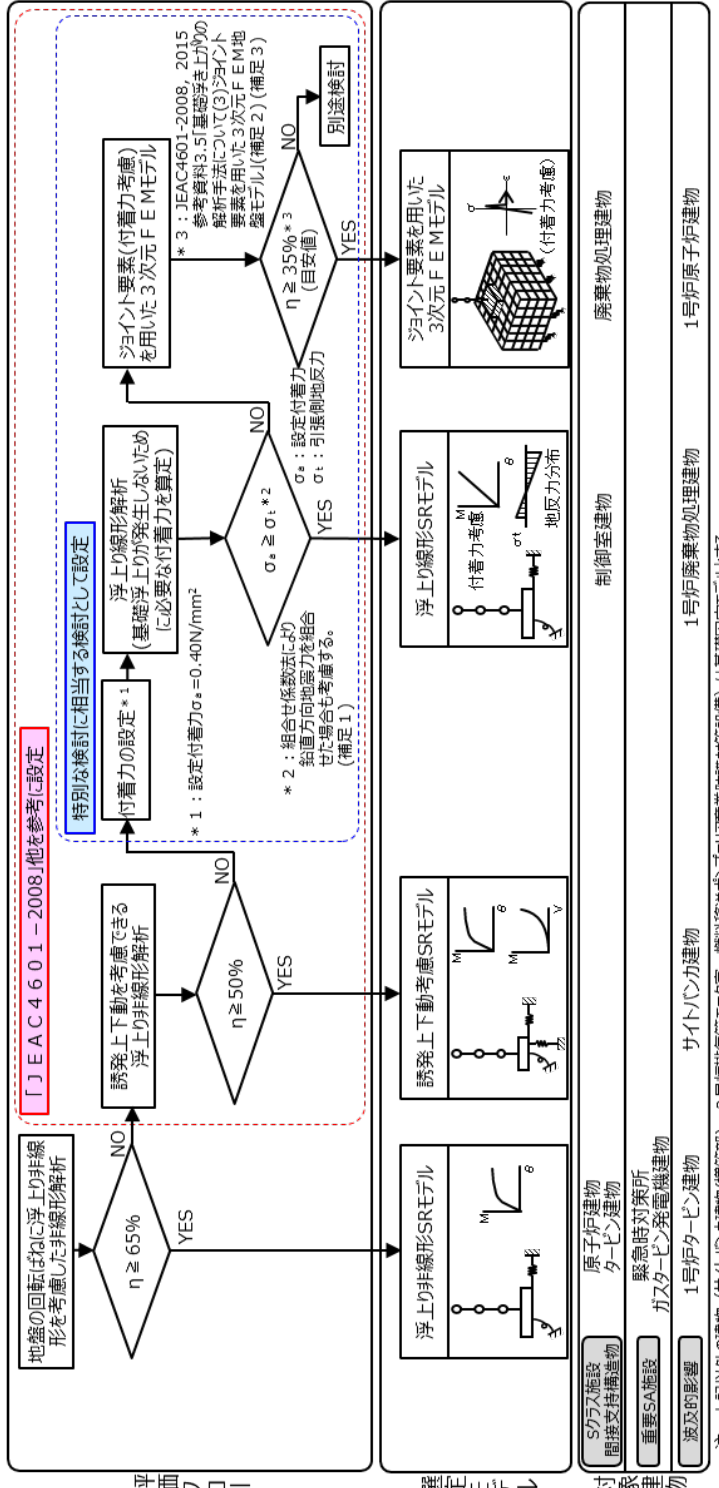
島根2号炉の建物・構築物は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に示される浮上り非線形地震応答解析により基準地震動 S_s に対して接地率を算定することを基本とする。接地率 $\eta < 65\%$ となる場合の別途検討は、「J E A C 4 6 0 1 -2008」及び「J E A C 4 6 0 1 -2015」の評価フローを参考とした。

上記を踏まえた島根2号炉における各建物(重要SA施設及び波及的影響に係る施設を含む)の地震応答解析モデル(基礎浮上り評価法)の選定フローを第2-3図に示す。

(補足1)
基礎スラブの応力解析において、 $\sigma_s \geq \sigma_t$ の場合は基礎浮上が発生しないことから、応力解析に設定する地盤ばねは線形ばねとする。
また、組合せ係数法の適用性については、詳細設計段階で説明する。

(補足2)
J E A C 4 6 0 1 - 2015 参考資料
3.5「基礎浮き上がりの解析手法について」
(7)基礎底面の付着力を考慮した基礎浮き上がり解析法において、ジョイント要素に付着力を考慮した3次元 FEM モデルが提案されており、低接地率の範囲まで適用可能とされていることから、当社が付着力を考慮した場合も適用できると判断し、接地率 $\eta \geq 35\%$ を目安値として設定した(参考資料 1 参照)。
なお、島根 2 号炉において今回採用する 3次元 FEM モデルによる接地率は 35% を大きく上回る見込みであるが、詳細設計段階において、地震応答解析の結果が低接地率となる場合には、適用範囲の確認も含めて採用する基礎浮上り評価法の適用性を説明する。

(補足3)
ジョイント要素に付着力を考慮した3次元 FEM モデルは、浮上りに伴う誘発上下動の評価が可能であることを踏まえて、詳細設計段階において、誘発上下動の影響を考慮する。



第 2-3 図 島根 2 号炉における各建物の地震応答解析モデルの選定フロー

(2) 採用する地震応答解析モデルの選定

制御室建物、廃棄物処理建物等は誘発上下動を考慮できる浮上り非線形解析において、接地率 $\eta < 50\%$ となる見込みであることから、第2-3図に示す「特別な検討に相当する検討」として、建物の基礎底面の付着力を考慮した地震応答解析等を行い、その適用性を確認した上で、採用する地震応答解析モデルを選定する。

建物の基礎底面と地盤間の付着力は、島根原子力発電所における付着力試験の結果に基づき 0.40N/mm^2 とした。(添付資料-1 参照)

なお、本資料では制御室建物及び廃棄物処理建物の検討結果を示すこととし、これら以外の建物において付着力を考慮する場合に採用する基礎浮上り評価法の適用性については、詳細設計段階にて説明する。

また、島根2号炉において今回採用する3次元FEMモデルによる接地率は35%を大きく上回る見込みであるが、詳細設計段階において、地震応答解析の結果が低接地率となる場合には、適用範囲の確認も含めて採用する基礎浮上り評価法の適用性を説明する。

(3) 建物基礎底面の付着力有無による建物応答への影響検討

建物基礎底面の付着力は、地震応答解析における解析精度の確保（接地率の改善）を目的として設定したものであり、建物基礎底面の付着力の考慮の有無による建物応答への影響を把握するため、第2-3図において、付着力を考慮しない地震応答解析モデルを採用する建物のうち、建物・内包する施設の重要度、及び接地率を踏まえ、原子炉建物を代表として、付着力を考慮していないモデルと付着力を考慮したモデルを用いた地震応答解析を行った。その結果、付着力により接地率は改善され、両モデルとも同等の応答値を示した。このことから付着力の考慮の有無による建物応答への影響は軽微であることを確認している。(参考資料-2 参照)

なお、今回の検討において、一部周期帯で付着力考慮モデルの応答が付着力考慮なしモデルの応答を僅かに上回っていることから、詳細設計段階において、付着力を考慮しない建物のうち、建物・内包する施設の重要度、それらの許容限界に対する裕度、及び接地率を踏まえた上で、代表とする建物を選定し、付着力を考慮した場合の建物・設備への影響を確認する。

2.2.1 廃棄物処理建物に関する検討

(1) 検討概要

廃棄物処理建物は建物が比較的小規模で、基準地震動 S_s に対する接地率が小さい（接地率 $\eta < 50\%$ ）ため、接地率 $\eta < 65\%$ となる場合の別途検討手法として先行プラントの既工認で適用実績のあるジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルによる地震応答解析を行い、接地率が適用範囲内（ $\eta \geq 35\%$ ）であることを確認する。

(2) 検討結果

廃棄物処理建物について、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルによる地震応答解析を行った結果を添付資料-2に示す。

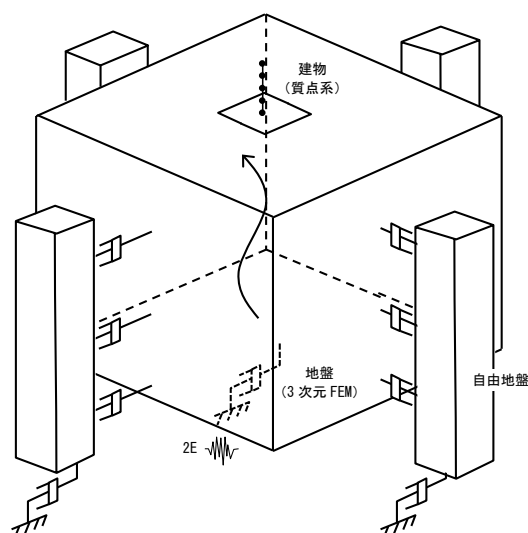
検討の結果、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルによる接地率（最小値）は98.8%（ S_s-D , NS方向）、93.9%（ S_s-D , EW方向）であり、解析の適用性を確認した。

(3) 採用する基礎浮上り評価法

廃棄物処理建物はジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルの適用範囲を確認した上で、地震応答解析に際しては、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルを採用することとする。

なお、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルは、先行審査（高浜3, 4号炉中間建屋）の地震応答解析で適用実績がある。

ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルを第2-4図に示す。



第2-4図 ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル

2.2.2 制御室建物に関する検討

(1) 検討概要

制御室建物は建物が小規模であることから、基準地震動 S_s に対する接地率が小さい（接地率 $\eta < 50\%$ ）ため、建物基礎の接地状況を踏まえた検討を行う。

制御室建物について「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に示される浮上り線形地震応答解析を実施し、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の算定を行う。

検討の結果、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が、島根原子力発電所における付着力試験の結果に基づき設定した値を超えないことを確認する。

(2) 検討結果

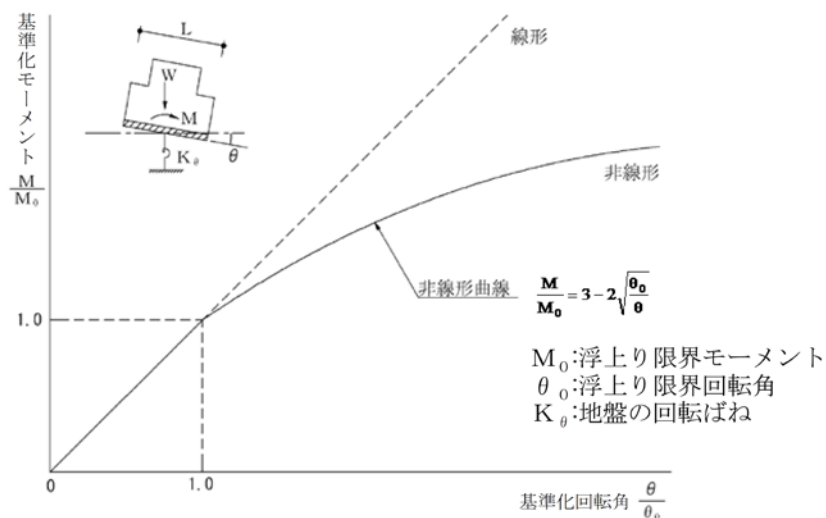
制御室建物について「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に示される浮上り線形地震応答解析を実施し、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の算定を行った結果を添付資料-3に示す。

検討の結果、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力（最大値）は 0.32 N/mm^2 ($S_s - D$, NS 方向) であることから、島根原子力発電所における付着力試験の結果に基づき設定した値 (0.40 N/mm^2) を超えないことを確認した。

(3) 採用する基礎浮上り評価法

制御室建物は基礎浮上りが発生しないことを確認した上で、地震応答解析に際しては、浮上り線形地震応答解析を採用することとする。

なお、建物基礎底面の付着力の考慮は、先行審査（高浜3，4号炉中間建屋，川内1，2号炉ディーゼル建屋，主蒸気管室建屋）の地震応答解析で適用実績がある。



第2-5 図 地盤の回転ばねのモーメントー回転角関係

4 条-別紙 2-8

3. まとめ

基礎浮上り評価法に関する既往の知見を整理し、低接地率となる見込みの解析結果について個別に解析モデルの適用性を確認し、今回工認で採用する地震応答解析モデルについて検討を行った。

検討の結果、島根2号炉の今回工認で採用する建物・構築物の地震応答解析モデルは、第3-1表の通りとする予定である。

第3-1表 採用する地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）

建 物	採用する地震応答解析モデル (基礎浮上り評価法)	備 考
廃棄物処理建物	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル	個別に解析の妥当性確認を実施 (添付資料-2参照)
制御室建物	SRモデル(浮上り線形地震応答解析)	個別に解析の妥当性確認を実施 (添付資料-3参照)
1号炉原子炉建物	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル	個別に解析の妥当性確認を実施 (詳細設計段階にて説明する)
1号炉廃棄物処理建物	SRモデル(浮上り線形地震応答解析)	個別に解析の妥当性確認を実施 (詳細設計段階にて説明する)

注1：原子炉建物及びタービン建物は浮上り非線形解析を採用し、接地率 $\eta \geq 65\%$ の見込み。

ただし、材料物性等の不確かさを考慮した地震応答解析の結果、接地率 $\eta < 65\%$ となる場合、先行審査を含めた既工認で適用実績のある手法による解析を採用する。

注2：上記以外の波及的影響に係る施設及び新設のSA施設の地震応答解析に当たっては、接地率 η 及び接地圧の値に応じて、浮上り線形地震応答解析、浮上り非線形地震応答解析、誘発上下動を考慮したSRモデル又はジョイント要素を用いた3次元FEMモデル等の先行審査を含めた既工認で適用実績のある手法による解析を採用する。

4. 参考文献

- (1) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987
- (2) 日本電気協会：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
- (3) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008
- (4) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2015

建物基礎底面の付着力に関する検討

1. 概要

本資料は、建物・構築物の地震応答解析モデルの基礎底面に設定した付着力に関して、その設定の妥当性について説明する。

2. 検討方針

地震応答解析に考慮する付着力について、既往の知見及び島根原子力発電所で実施した付着力試験の結果を踏まえて設定する。

3. JNES 報告書による付着力に関する研究

建物基礎と地盤間の付着力に関しては系統だった研究はあまり行われておらず、知見も限られる状況の中、「(独)原子力安全基盤機構の報告書⁽¹⁾」(以下「JNES 報告書」という。)では付着力について試験及び解析的検討が実施され、次の知見が得られたとされている。

- ・直接引張による付着力試験結果を用いたシミュレーション解析により、面的な広がりをもつ試験体の基礎浮上り挙動をよく再現できた。
- ・基礎浮上り評価においては、実際の発電所サイトの岩盤やレベルコンクリートの状況から付着力を推定する、あるいは試験等で付着力を確認することによって、基礎浮上りの評価に付着力を考慮することが可能と考えられる。

これらの知見の島根原子力発電所への適用性の確認と、「JNES 報告書」の試験方法を参考とした試験計画の策定を目的として、「JNES 報告書」の研究内容を確認した。

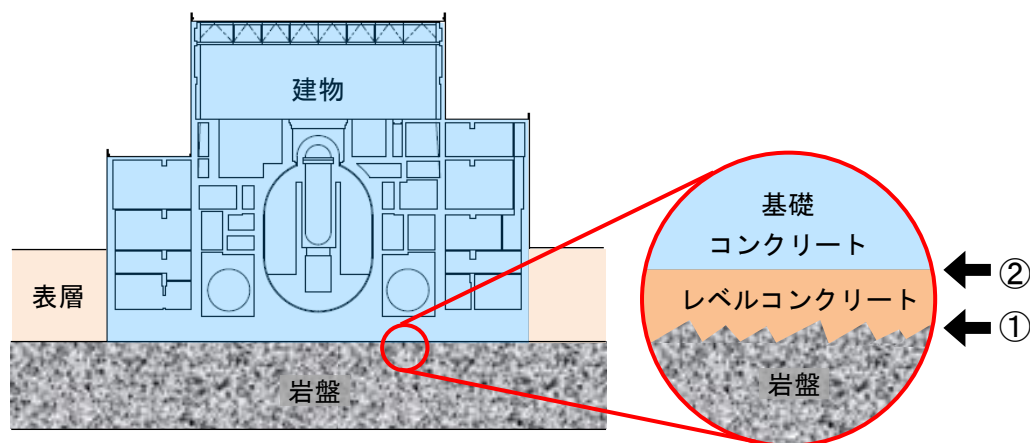
以下に「JNES 報告書」の概要を示す。

3.1 研究概要

既往の原子炉施設は、第 3-1 図に示すように岩盤に直接支持されており、表層土を掘削した後、岩盤上に直接コンクリートを打設するのが一般的である。この場合コンクリートと岩盤の境界面には付着力が生じていると予想され、地震時の基礎浮上り挙動に影響を与えると考えられる。しかし、付着力に関しては系統だった研究は少なく、知見が十分ではないことから、建物基礎-岩盤間の付着力把握試験及び解析を実施し、実際の原子炉施設において付着力が基礎浮上り性状に与える影響を検討するための基礎データを取得することを目的として、本検討が実施された。

第 3-1 図に示すように岩盤と基礎との間にはレベルコンクリートが打設されるため、接合面としては、岩盤とレベルコンクリート間(第 3-1 図の①)、及びレベルコンクリートと基礎コンクリート間(第 3-1 図の②)が存在する。本検討では、①を模擬した 10cm×10cm の接合面での付着力を検討する要素試験体による直接引張試験及び曲げ引張試験と、①、②を模擬した 150cm×150 cm の接合面で付着力を検討する中規模試験体による静的引き上げ実験及び 3 次元 FEM 解析を用いた解析的検討が行われた。

検討の結果、3 次元 FEM 解析に設定する付着力の材料特性値としては、要素試験体による直接引張試験結果が適切と考えられるとしている。



第 3-1 図 原子炉施設の建物基礎と岩盤

3.2 要素試験

3.2.1 実験因子と水準

要素試験の実験因子と水準を第 3-1 表に示す。岩盤種類は硬岩として花崗岩，軟岩として凝灰岩，硬岩と軟岩の間間的な一軸圧縮強度レベルとして砂岩としている。岩盤の表面は自然破断面としている。レベルコンクリートの強度は，代表的なレベルコンクリート（推定強度 180kg/cm²）と同程度と考えられる呼び強度 15N/mm²としている。

第 3-1 表 実験因子と水準

実験因子	水準
岩盤の種類	①花崗岩（圧縮強度 150N/mm ² 程度） ②砂 岩（圧縮強度 100N/mm ² 程度） ③凝灰岩（圧縮強度 20N/mm ² 程度）
岩盤の表面粗さ	平滑面（自然破断面：凹凸 10～20mm 程度）
コンクリート強度	呼び強度 15N/mm ²

3.2.2 試験方法

(1) 岩盤の物性

岩盤の物性は，一軸圧縮強度（J G S 2 5 2 1 -2000），圧裂引張強度（J G S 2 5 5 1 -2000），及び超音波伝播速度（J G S 2 1 1 0 -1998）を測定している。

(2) コンクリートの物性

コンクリートの物性は，材齢 28 日及び直接引張試験材齢における圧縮強度と割裂引張強度を測定している。

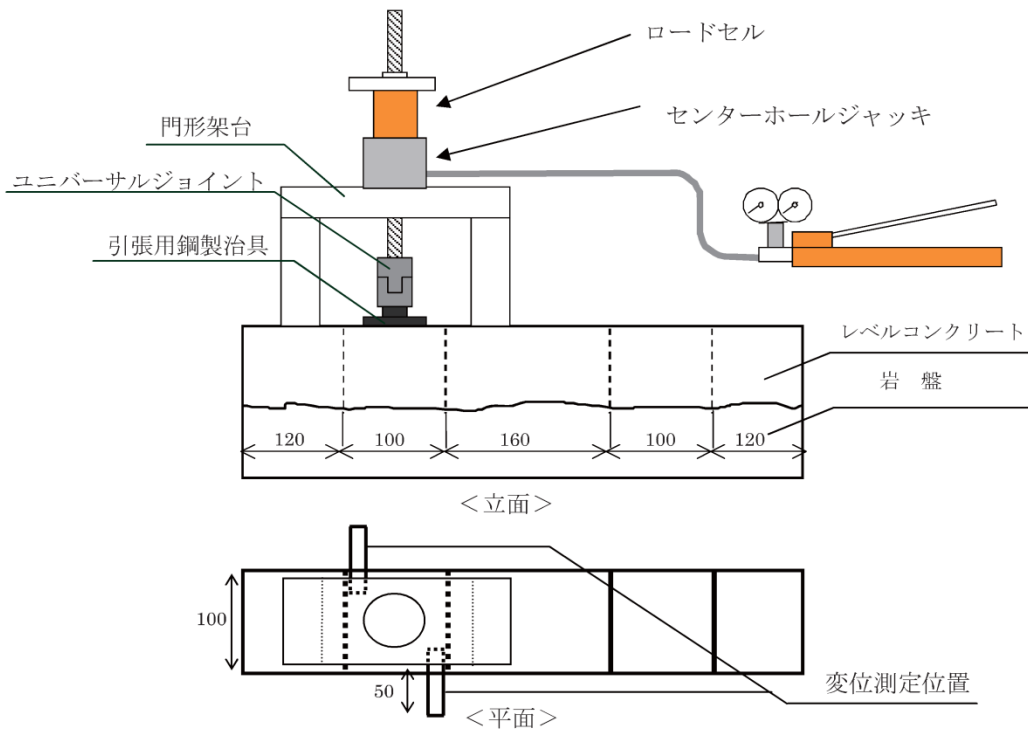
(3) 直接引張試験

試験体寸法は 60cm×10cm×20cm とした。高さ 10cm の岩盤の上部にコンクリートを厚さ 10cm で打設し，湿布養生を行ったとしている。

試験体は 1 種類の岩盤に対して 6 体作製し，1 試験体について 2 箇所実施している。試験体にはあらかじめ下部の岩盤に達するまでの切れ込みをコンクリートカッターで入れたとしている。加力箇所上面には 10cm×10cm の鋼製治具をエポキシ樹脂で接着したとしている。加力は第 3-2 図に示す方法で行い，岩盤とコンクリートの界面が剥離破壊するまでの荷重を測定している。直接引張試験による付着力 F_t は，下式より算定している。

$$F_t = \frac{P}{A}$$

ここで、 F_t : 付着力 (N/mm^2)
 P : 最大荷重 (N)
 A : 破断面積 (mm^2)



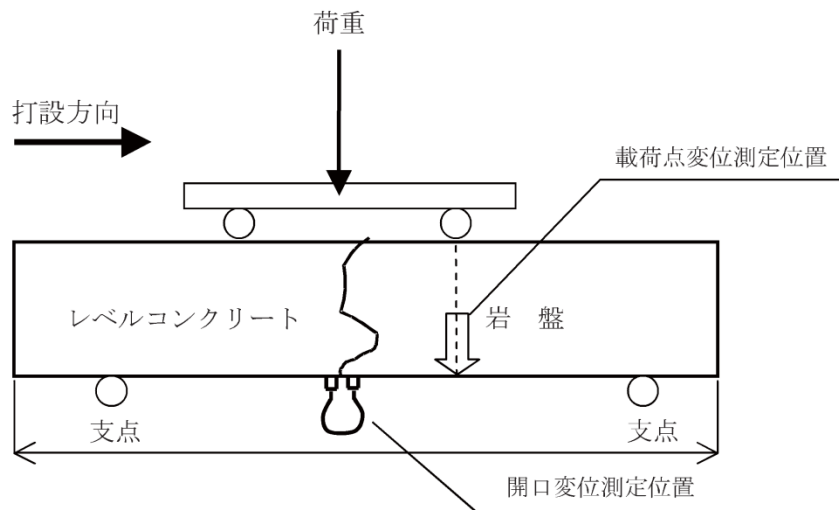
第3-2図 直接引張試験方法

(4) 曲げ試験

試験体寸法は長さ 40cm×幅 10cm×高さ 10cm としている。長さ 20cm の岩盤を縦に設置し、その上部にレベルコンクリートを厚さ 20cm で打設して湿布養生を行ったとしている。加力は第 3-3 図に示す方法で行い、界面が剥離破壊するまでの荷重を測定している。曲げ試験による付着力 F_b は、下式より算定している。

$$F_b = \frac{P L}{B H^2}$$

- ここで、 F_b : 付着力 (N/mm²)
P : 最大荷重 (N)
L : 支点間距離 (300mm)
B : 破断面幅 (mm)
H : 破断面高さ (mm)

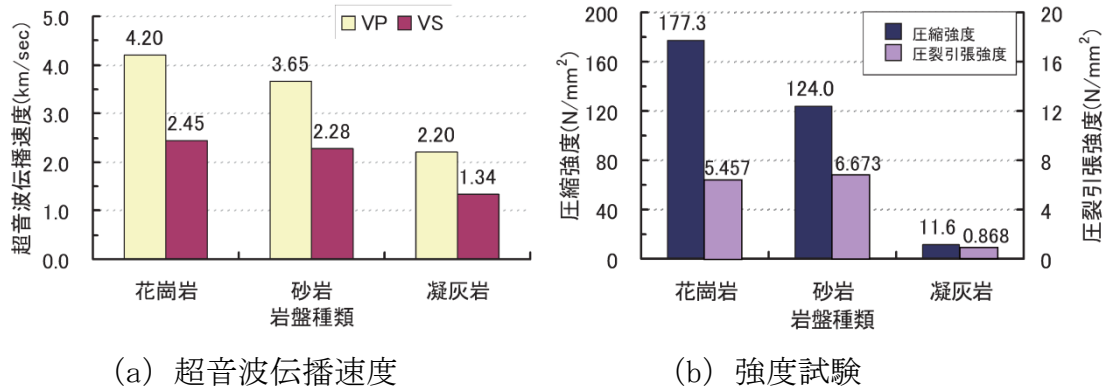


第 3-3 図 曲げ引張試験方法

3.2.3 実験結果

(1) 岩盤の物性

岩盤の超音波伝播速度測定結果及び圧縮強度と圧裂引張強度試験結果を第3-4図に示す。



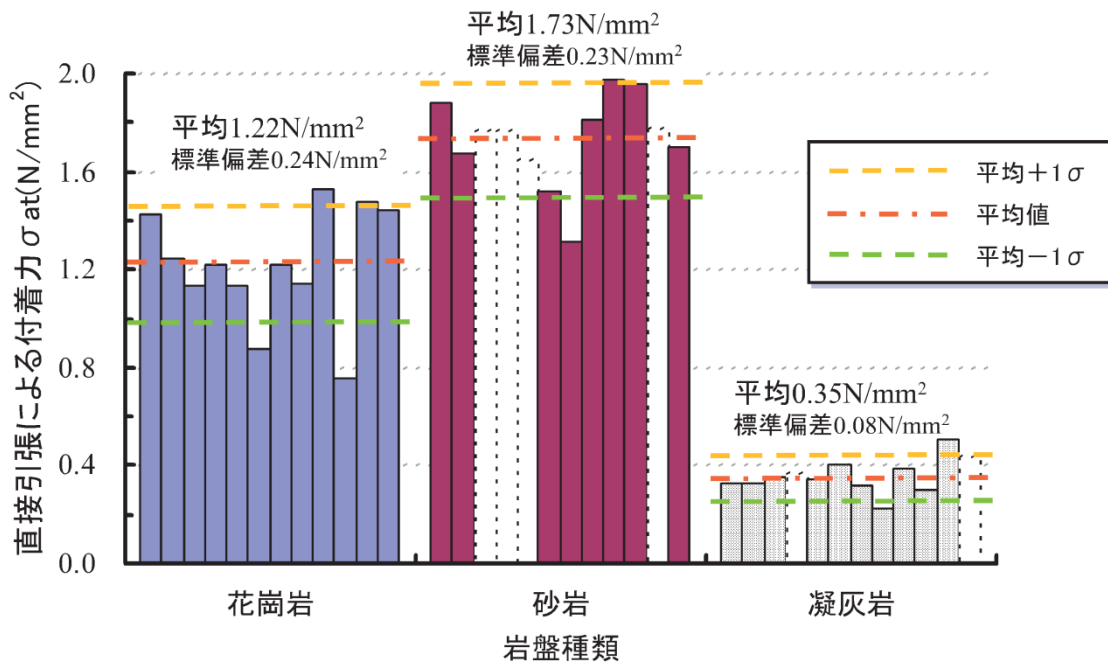
第3-4図 岩盤の試験結果

(2) コンクリートの物性

レベルコンクリートの圧縮強度は、材齢28日では平均21.9N/mm²、直接引張試験と曲げ試験を実施した材齢30日では平均24.7N/mm²であったとしている。また、割裂引張強度は材齢28日では平均2.25N/mm²、材齢30日では平均2.38N/mm²であり、圧縮強度の約1/10であったとしている。

(3) 直接引張試験

第3-5図に直接引張試験結果を示す。界面で破壊しなかった結果は点線で示している。付着力の平均値は、砂岩 (1.73N/mm^2) > 花崗岩 (1.22N/mm^2) > 凝灰岩 (0.35N/mm^2) となった。岩盤の圧裂引張強度は、砂岩 (6.7N/mm^2) > 花崗岩 (5.5N/mm^2) > 凝灰岩 (0.9N/mm^2) の順となっており、付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向となったとしている。



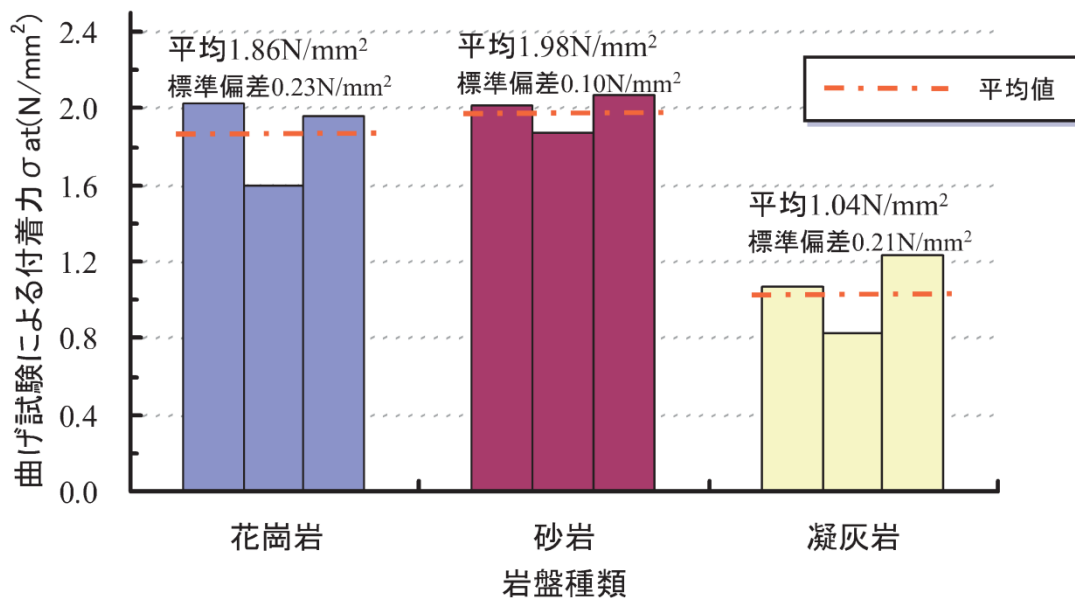
※破線のデータは、岩盤がスリットから斜めに破壊した値を示す。(平均値からは除外)

第3-5図 直接引張試験による付着力

(4) 曲げ試験

第3-6図に曲げ試験結果を示す。付着力の平均値は、砂岩 (1.98N/mm^2) > 花崗岩 (1.86N/mm^2) > 凝灰岩 (1.04N/mm^2) となったとしている。付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向にあり、これは直接引張試験の場合と同様であるとしている。

直接引張試験による付着力に対する曲げ試験による付着力の比は、花崗岩では1.5、砂岩では1.15、凝灰岩では3.0となったとしている。コンクリートでは一般的に曲げ強度は引張強度の1.2倍～3倍程度とされており、今回の試験結果は概ね同じ程度であったとしている。



第3-6図 曲げ試験による付着力

3.3 中規模試験

3.3.1 実験因子と水準

中規模試験シリーズの実験変数を第3-2表に示す。岩盤とレベルコンクリート間を対象としたRCシリーズでは、岩盤を花崗岩とし、その表面は粗面と平滑面の2種類の自然破砕面としている。粗面及び平滑面の最大凹凸差は、それぞれ、80mm程度と20mm程度としている。また、レベルコンクリートと基礎コンクリート間を対象としたCBシリーズでは、実施工の状況を考慮し、レベルコンクリートの表面を木ごて仕上げとし、レイタンスの除去等の処理を施さない状態で接合面に基礎コンクリートを打設したとしている。試験体は各試験シリーズにつき3体としている。岩盤は「3.2 要素試験」と同一種類の花崗岩を使用している。

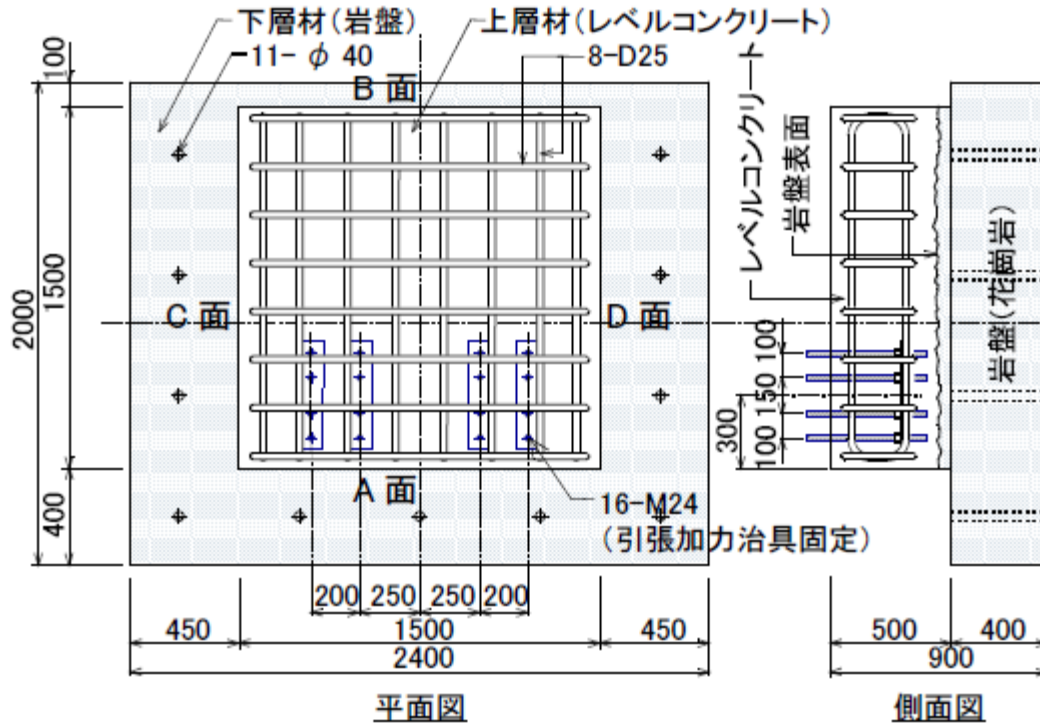
第3-2表 中規模試験体シリーズ

試験シリーズ	下層材	上層材	下層材表面
RC-N	花崗岩 (圧縮強度 150N/mm ² 程度)	レベルコンクリート (呼び強度 15N/mm ²)	粗面 (凹凸 80mm程度)
RC-F	花崗岩 (圧縮強度 150N/mm ² 程度)	レベルコンクリート (呼び強度 15N/mm ²)	平滑面 (凹凸 20mm程度)
CB	レベルコンクリート (呼び強度 15N/mm ²)	基礎コンクリート (呼び強度 30N/mm ²)	木ごて仕上げ

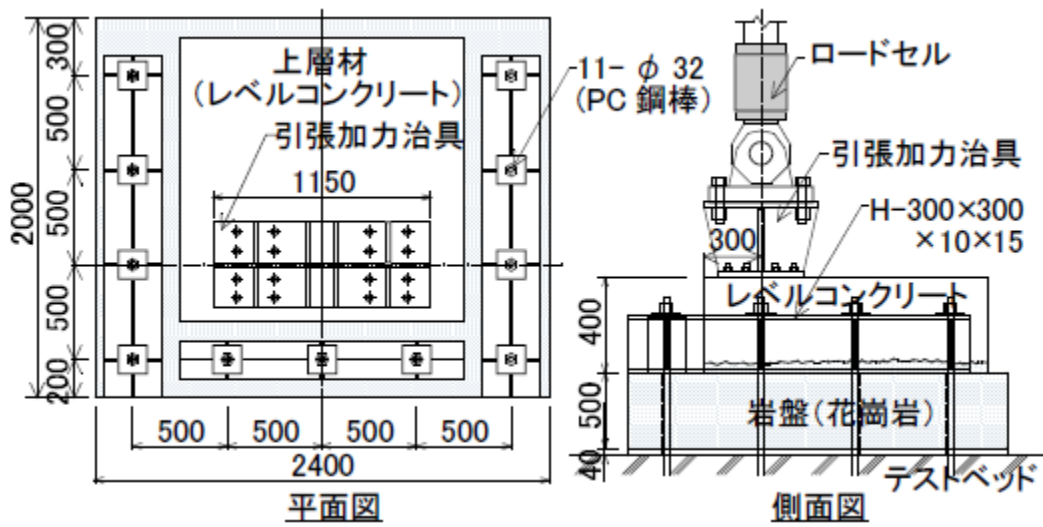
3.3.2 試験方法

RCシリーズの形状・寸法を第3-7図に示す。接合面の寸法は、1.5m×1.5mであり、接合面は、岩盤下面から400mm～480mm程度の高さに位置している。CBシリーズ試験体では、下層材と上層材の厚さを400mmとし、他の形状寸法はRCシリーズと同一としている。

第3-8図に加力方法を示す。下層材の3辺をPC鋼棒により反力床に固定し、基礎浮上がり時における付着力の応力勾配を模擬するため、上層材の偏心位置に引張力を载荷したとしている。



第3-7図 試験体形状・寸法 (RCシリーズ)



第3-8図 加力方法

3.3.3 実験結果

各試験シリーズのコンクリートの強度試験結果を第3-3表に示す。

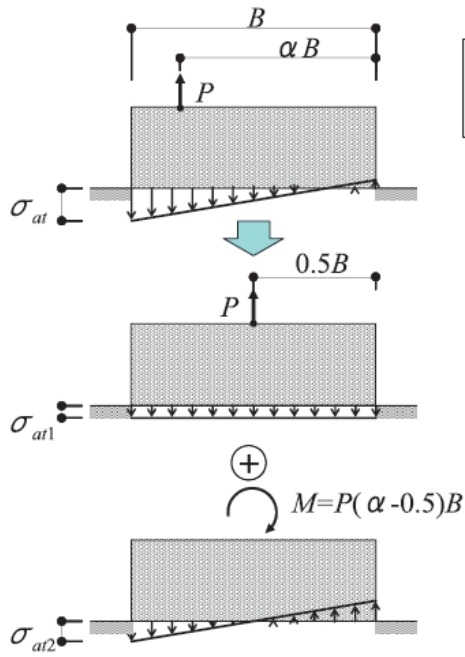
第3-3表 コンクリートの強度試験結果

試験シリーズ	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
RC-N	レベルコンクリート	19.5	1.96	2.26×10 ⁴
RC-F	レベルコンクリート	20.7	1.89	2.28×10 ⁴
CB	レベルコンクリート	20.5	2.19	2.27×10 ⁴
	基礎コンクリート	33.6	2.68	2.84×10 ⁴

実験結果の一覧を第3-4表に示す。最大荷重は上層材と加力治具の重量を差し引いた値としている。また、付着力は、偏心引き上げ荷重に対して接合面の付着応力分布を線形と仮定して力のつり合いより評価した値であるとしている（第3-9図）。こうした評価方法による付着力は、花崗岩とレベルコンクリート間で花崗岩表面の粗度によらず、0.5N/mm²程度となり、また、レベルコンクリートと基礎コンクリート間で0.6N/mm²程度となったとしている。

第3-4表 実験結果

試験体	最大荷重 (kN)	付着力 (N/mm ²)	平均付着力 (N/mm ²)
RC-N 1	360.9	0.45	0.53
RC-N 2	462.9	0.58	
RC-N 3	447.1	0.56	
RC-F 1	437.0	0.54	0.54
RC-F 2	442.8	0.55	
RC-F 3	415.5	0.52	
CB-W 1	550.8	0.69	0.63
CB-W 2	404.3	0.50	
CB-W 3	572.3	0.71	



- 線形付着応力分布の仮定
- レベルコン・加力治具重量補正

$$P = P_{\max} - W_D$$

P_{\max} : 最大荷重

W_D : レベルコン・
加力治具重量

$$\sigma_{at} = \sigma_{at1} + \sigma_{at2} = (3\alpha - 1) \frac{2P}{B^2}$$

$$\sigma_{at1} = \frac{P}{B^2}$$

$$\sigma_{at2} = \frac{M}{Z} = \frac{6P(\alpha - 0.5)}{B^2}$$

第3-9図 中規模試験による付着力評価方法

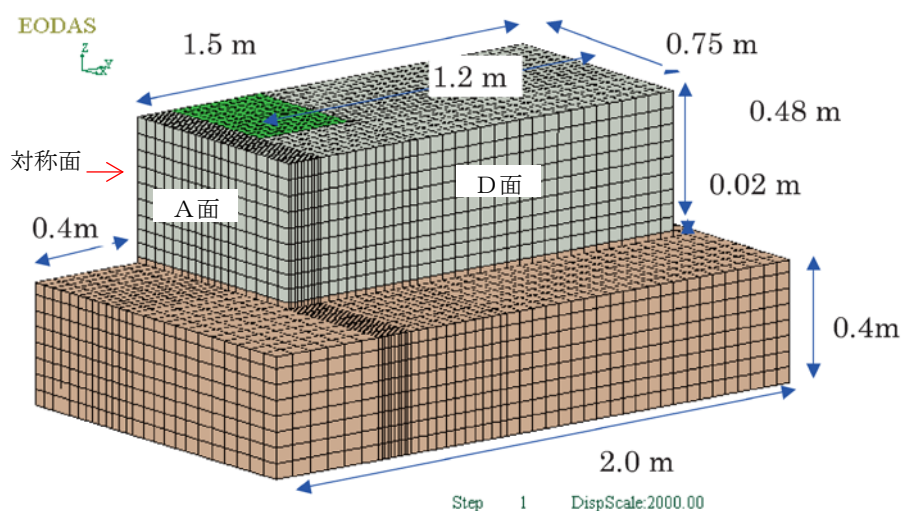
3.4 中規模試験体を対象とした3次元FEM解析

3.4.1 解析概要

花崗岩とレベルコンクリートの付着力は、直接引張試験では平均値が 1.2N/mm^2 程度であり、偏心引き上げ荷重に対して付着応力に線形分布を仮定した場合の中規模試験結果は 0.5N/mm^2 程度となったとしている。両者による付着力の評価結果の差を検討するため、RCシリーズ試験体を対象に、接合面の付着特性をジョイント要素でモデル化した3次元FEM解析を実施している。

第3-10図に解析モデルを示す。対称性を考慮し、試験体の半分を解析モデルとしている。

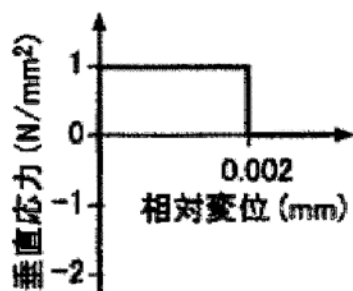
花崗岩とレベルコンクリートはソリッド要素、両者の界面はジョイント要素でモデル化したとしている。花崗岩とレベルコンクリートは弾性体とし、弾性定数は第3-5表に示す材料試験結果を用いたとしている。また、ジョイント要素は、第3-11図に示すように相対変位が 0.002mm までは付着力を保持するものとし、この付着力は直接引張試験結果を参考に 1N/mm^2 としたとしている。



第3-10図 解析モデル（「JNES報告書」記載図に一部加筆）

第3-5表 弾性定数

材料	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
レベルコンクリート	2.3×10^4	0.18
花崗岩	4.45×10^4	0.24



第3-11図 ジョイント要素の特性

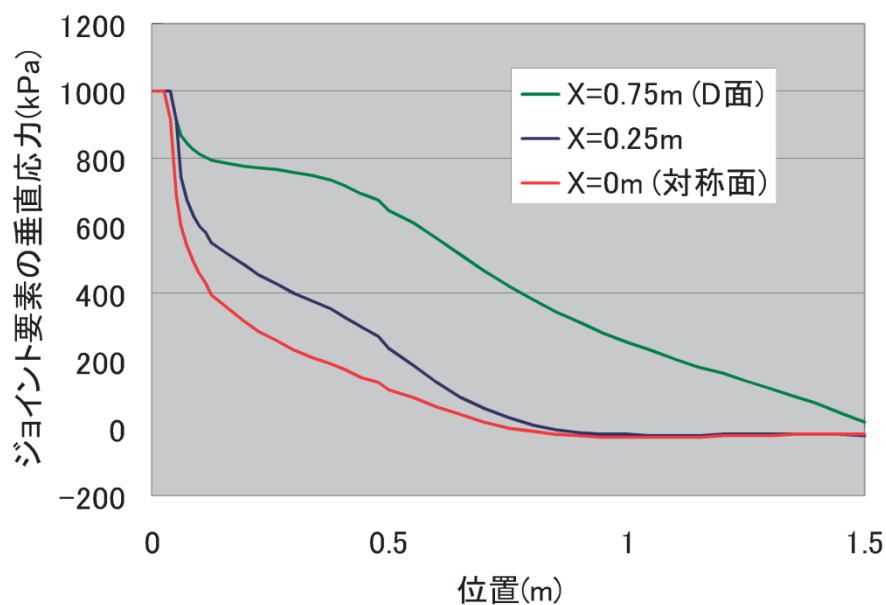
3.4.2 解析結果

解析の結果、引き上げ荷重が448kNで接合面前面に剥離が生じ、最大荷重に達したとしている。RCシリーズ試験体の最大荷重は361kN～463kN（第3-4表）であり、最大荷重の解析結果は中規模試験結果と概ね良好に対応したとしている。

最大荷重時のジョイント要素の、対称面（ $x=0\text{m}$ ）とD面（ $X=0.75\text{m}$ ）、及び加力治具近傍の $X=0.25\text{m}$ での垂直応力分布を第3-12図に示す。

レベルコンクリート側面（D面）におけるジョイント要素の垂直応力分布はほぼ線形と見なせるものの、中心軸近傍では、加力点側の端面（A面）に大きな垂直応力が生じる非線形分布を呈している。

中規模試験と直接引張試験による付着力の評価結果の差は、接合面の付着応力分布の評価方法に起因していると考えられ、付着力の材料特性値としては、直接引張試験による値がより適切と考えられるとしている。



第3-12図 ジョイント要素の垂直応力分布（断面）

3.5 まとめ

「JNES 報告書」の知見の島根原子力発電所への適用性の確認と、「JNES 報告書」の試験方法を参考とした4章の試験計画の策定を目的として、「JNES 報告書」の研究内容を確認した。

確認の結果、「JNES 報告書」で対象としている岩盤は実機と同程度の硬岩であり、レベルコンクリートは一般的な強度のものを用いていることから、その知見は島根原子力発電所において適用することが可能と考えられる。

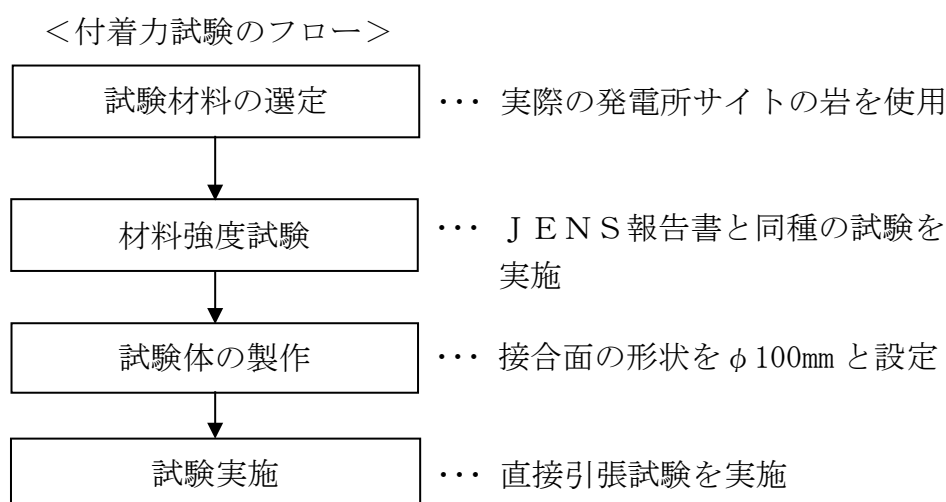
また、4章の試験計画の策定にあたっては、「JNES 報告書」の知見を踏まえた考察を行った。

「JNES 報告書」では以下の知見が得られたとされている。

- ・面的な広がりをもつ中規模試験体の試験及びそのシミュレーション解析結果から、基礎浮上り挙動時の建物－地盤間の接合面の付着応力分布は、基礎浮上りが生じている側の端面に大きな垂直応力が生じる非線形分布となる。
- ・付着力として設定する値として、接合面を100mm×100mmとした直接引張による付着力試験結果を用いることで基礎浮上り挙動をよく再現できた。これに対し、以下の考察を行い、4章の試験計画を策定した。
- ・実際の建物・構築物は面的な広がりをもつことから、基礎浮上り挙動時の建物－地盤間の接合面の付着応力分布は、中規模試験体と同様に、基礎浮上りが生じている側の端面に大きな垂直応力が生じる非線形分布となると考えられる。
- ・基礎浮上り挙動の接合面の応力状態は、各要素レベルでは上向きの引張応力に対し付着力が抵抗する状態となることから、解析においては、接合面の各要素レベルに設定する付着力の値は単純引張の応力状態での試験結果に基づく必要があると考えられる。
- ・単純引張の応力状態を試験体で再現するにあたっては、試験体のスケールが大きいとせん断や曲げが生じやすく、また、スケールが小さいと粗骨材等の影響を受け試験結果が安定しないことから、試験体形状を適切に設定しなければならないと考えられる。「JNES 報告書」の直接引張試験の結果は、中規模試験体の基礎浮上り挙動をよく再現できていることから、直接引張試験体の接合面（100mm×100mm程度）は単純引張の応力状態を測定するにあたり、適切なスケールであると考えられる。

4. 付着力試験

「JNES 報告書」の結果を踏まえて、実際の建物・構築物の建物－地盤間に設定する付着力として、直接引張試験結果を用いることとする。よって、島根原子力発電所の地震応答解析モデルに設定する付着力の値を求めるため、発電所サイトの岩を用いた付着力試験を実施した。付着力試験方法の策定にあたっては、強度試験の項目・試験内容及び接合面の形状（スケール）について、「JNES 報告書」を参考とした。付着力試験方法の策定概要を第 4-1 図に示す。



第 4-1 図 付着力試験方法の策定概要

4.1 試験概要

建物の建設にあたっては、施工精度確保の観点から岩盤上にコンクリート（レベルコンクリート）を打設し基礎底面を平坦にした後、基礎コンクリートの打設を行っている。

そこで、建物基礎底面と地盤（岩盤）間に生じる付着力を把握するため、岩盤－レベルコンクリート間、及びレベルコンクリート－基礎コンクリート間を模擬した試験体を用いて付着力試験を行った。なお、岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験は、敷地の岩盤状況の影響を考慮するため敷地内の岩盤上で実施する。

地震応答解析に用いる付着力はこれらの試験結果に基づき設定する。

4.2 岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験

4.2.1 使用材料の概要

(1) 岩盤の種類

島根原子力発電所の耐震上重要な建物が設置されている岩盤（以下「建物直下地盤」という。）と同種の岩を用いることとし、付着力試験に用いた岩盤の種類を第 4-1 表に示す。いずれも岩盤の表面は自然面とした。

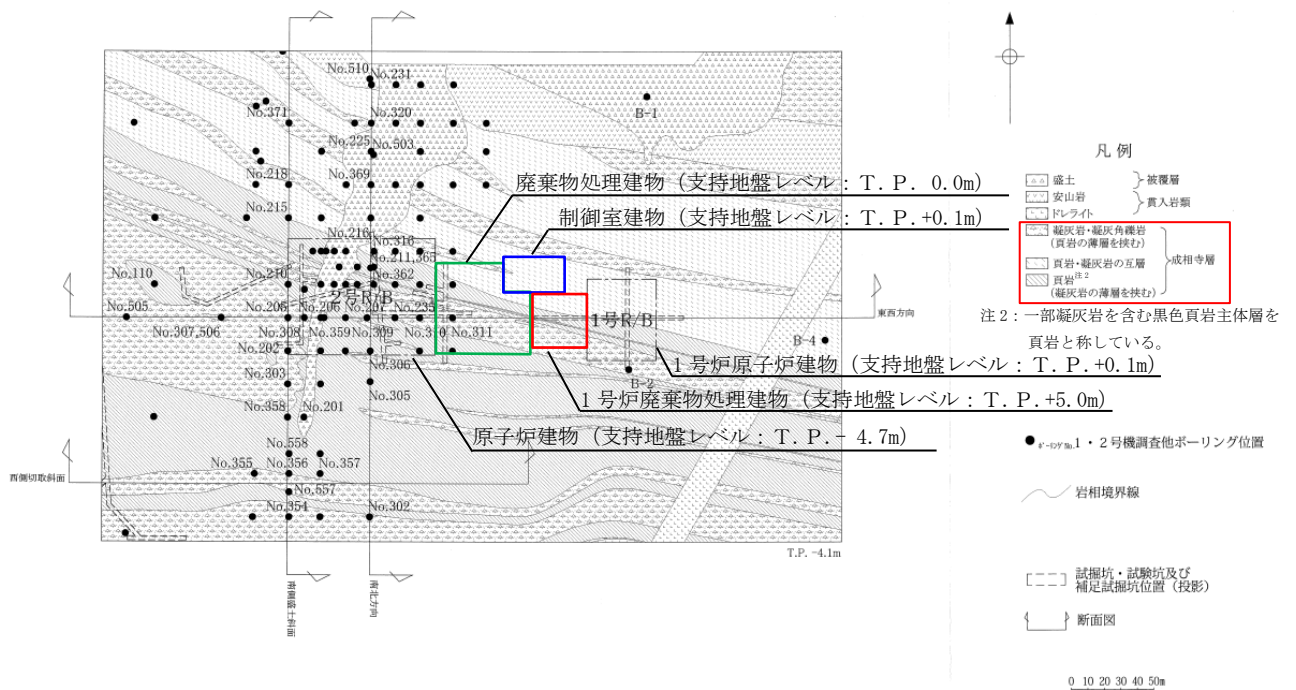
敷地の地質水平断面図を第 4-2 図に、地質鉛直断面図を第 4-3 図に示す。

建物直下地盤は主に黑色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層から構成されている。

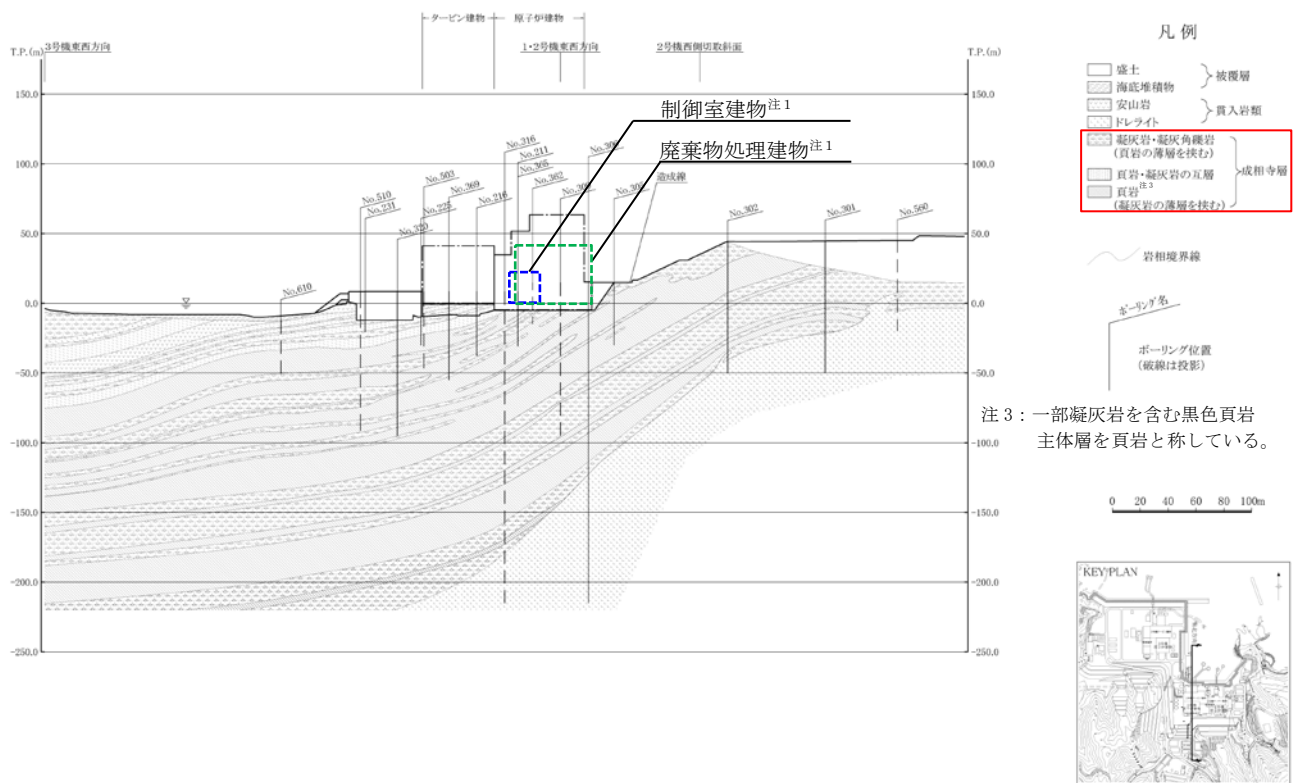
第 4-1 表 岩盤の種類

No.	岩盤種類	岩盤表面の状態	試験(付着力試験種別)
①	黑色頁岩	自然面：比較的平滑	現地試験 ^{注1}
②	凝灰岩	自然面：凹凸数 mm 程度	現地試験 ^{注1}

注 1：敷地内の岩盤に直接コンクリートを打設

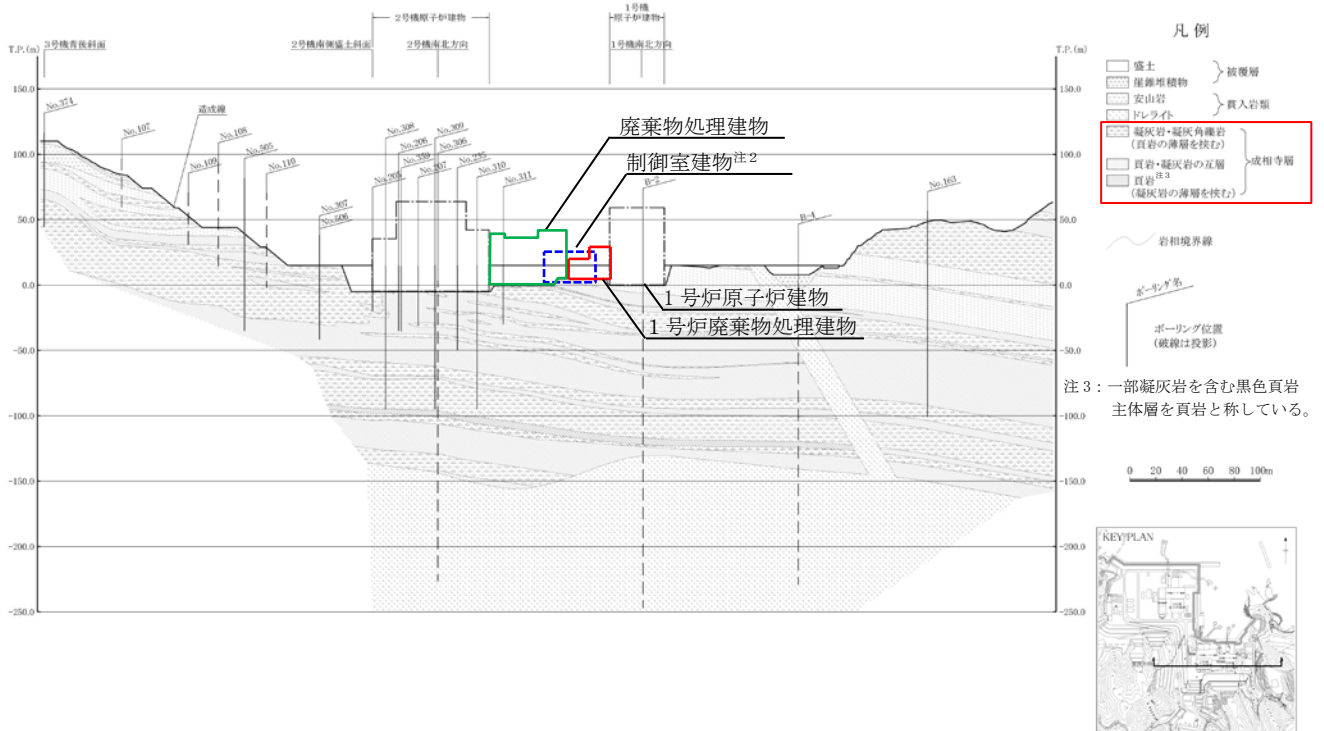


第 4-2 図 地質水平断面図 (2 号炉)



注1：制御室建物，廃棄物処理建物位置を投影

第4-3(1)図 地質鉛直断面図（南北方向）（2号炉）



注2：制御室建物位置を投影

第4-3(2)図 地質鉛直断面図（東西方向）（2号炉）

- (2) レベルコンクリートの強度
レベルコンクリートの強度は、 $18\text{N}/\text{mm}^2$ とした。

4.2.2 岩盤及びレベルコンクリートの強度試験

(1) 岩盤の強度試験

岩盤の強度試験として、地盤工学会の「地盤工学関係規格・基準⁽²⁾」に基づき、圧縮強度、圧裂引張強度の測定を行った。

(2) コンクリートの強度試験

コンクリートの強度試験として、付着力試験材齢における圧縮強度（JIS A1108）と割裂引張強度（JIS A1113）の測定を行った。

4.2.3 付着力試験

試験は、建物直下地盤と同等な岩盤を対象に、敷地内の岩盤（黒色頁岩及び凝灰岩）上に $\phi 100\text{mm}$ 、高さ約 100mm のコンクリートを直接打設した。試験位置を第4-4図に、試験位置付近の地質断面図（水平、鉛直）を第4-5図に、試験体の概要を第4-6図に、岩盤の状況を第4-7図に示す。第4-5図は、敷地地盤の傾斜から試験位置の地質を推定したものであり、第4-7図のスケッチ図と比較的整合していることが分かる。

試験体は試験材齢前に型枠を脱型し、上部の引張治具をロードセルに接続し、岩盤とコンクリート境界面が剥離破壊する際の最大荷重を測定した。

付着力試験装置の概要を第4-8図に示す。既工認実績における付着力試験方法との比較を補足資料-1に示す。

付着力 F_t は下式により算出した。

$$F_t = \frac{P}{A}$$

ここで、 F_t : 付着力 (N/mm^2)

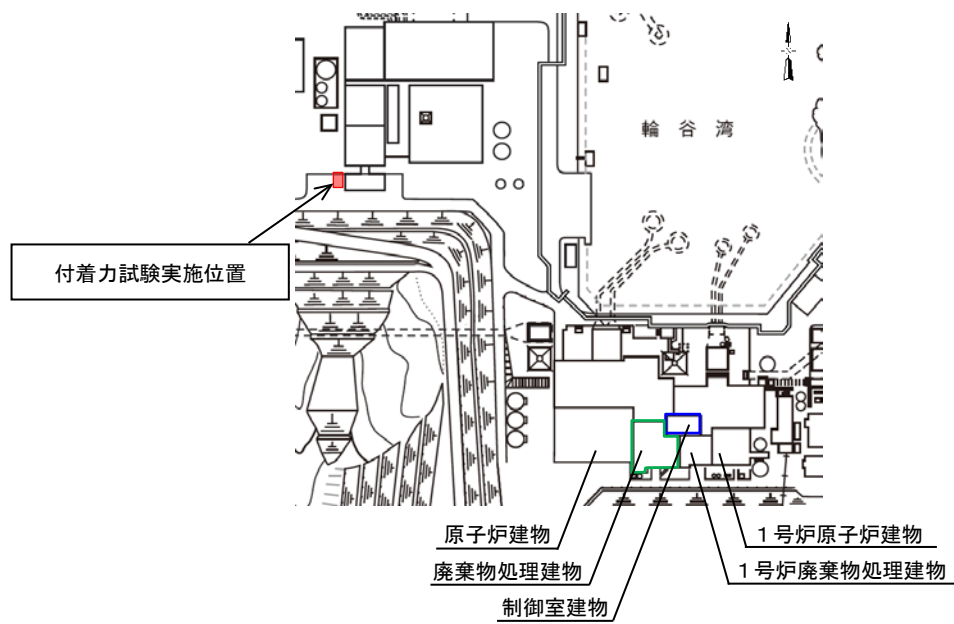
P : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (mm^2)

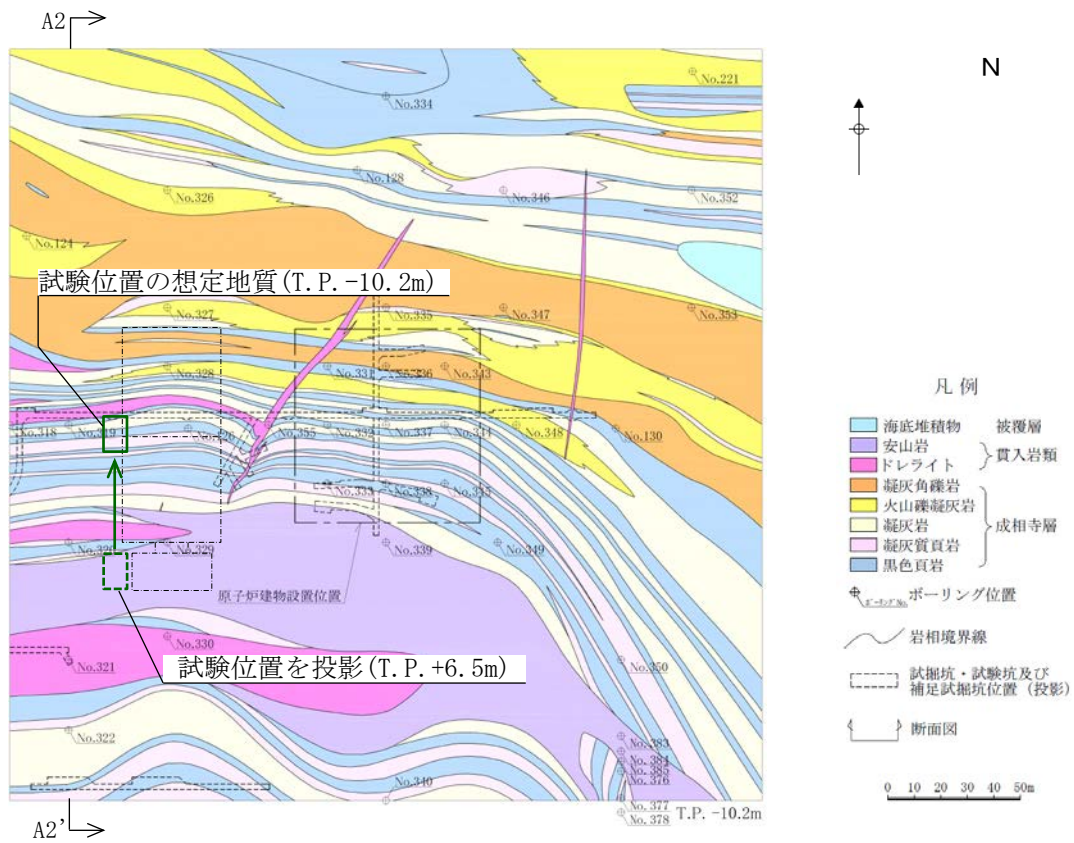
標本数は、JNES報告書と同様に1岩種あたり12個とし、全部で24個の試験体を用いて付着力試験を実施した。なお、標本数の妥当性について、他の原位置試験における標本数を確認すると、土木学会指針⁽³⁾に規定されている原位置における岩盤試験の標本数は、3ないし4個以上^{注1}とされており、地盤工学会の「岩盤の原位置一軸引張り試験方法」^{注2}においても3個以上とされていることから、これらと比べても十分な標本数といえる。

注1：土木学会指針に規定された試験の標本数（原位置岩盤の平板載荷試験：3個以上、
原位置岩盤のせん断試験：4個以上、岩盤の孔内載荷試験：3点以上）

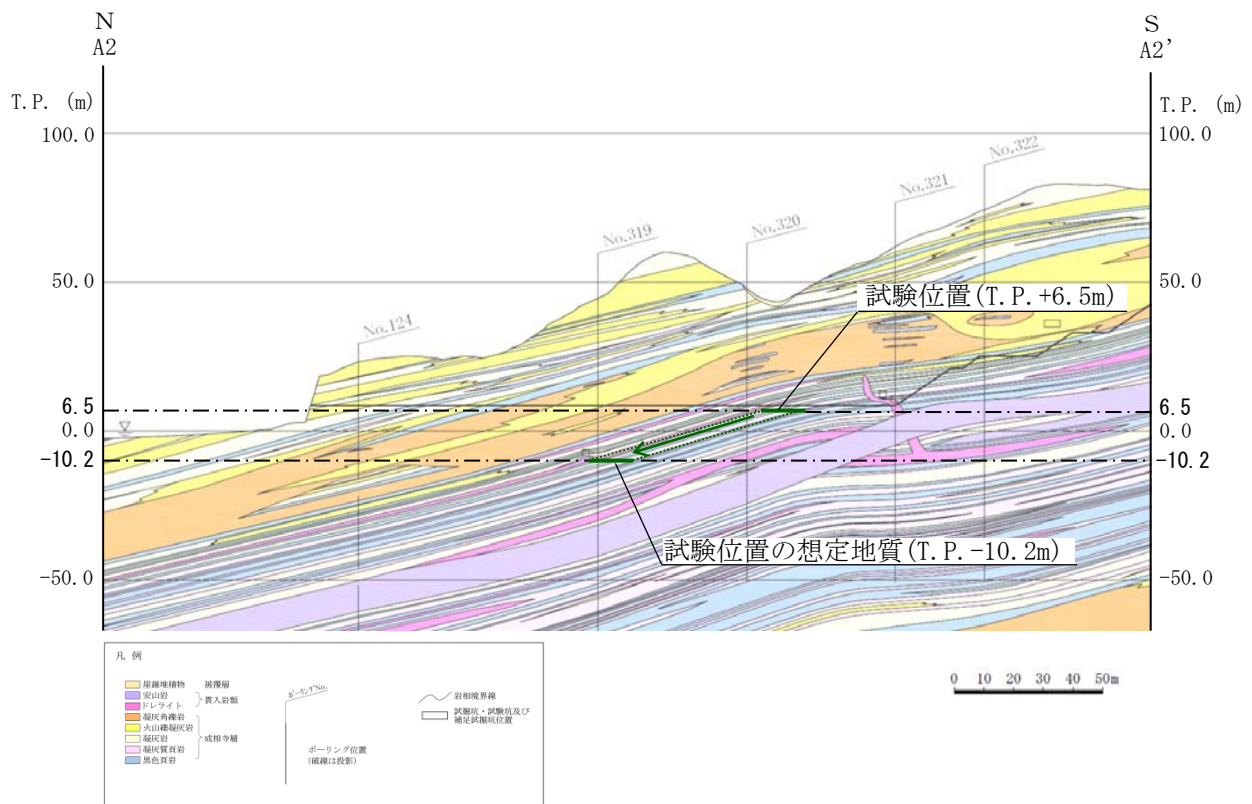
注2：令和元年6月末で公示終了



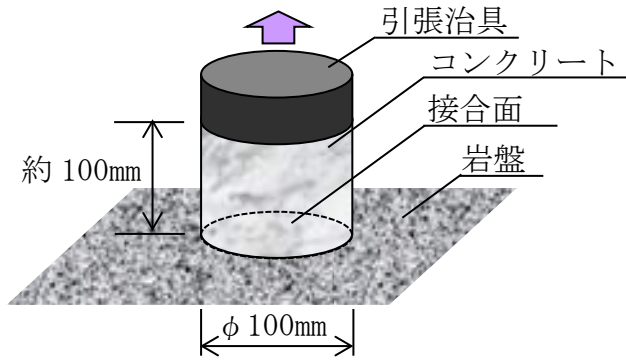
第4-4図 試験位置



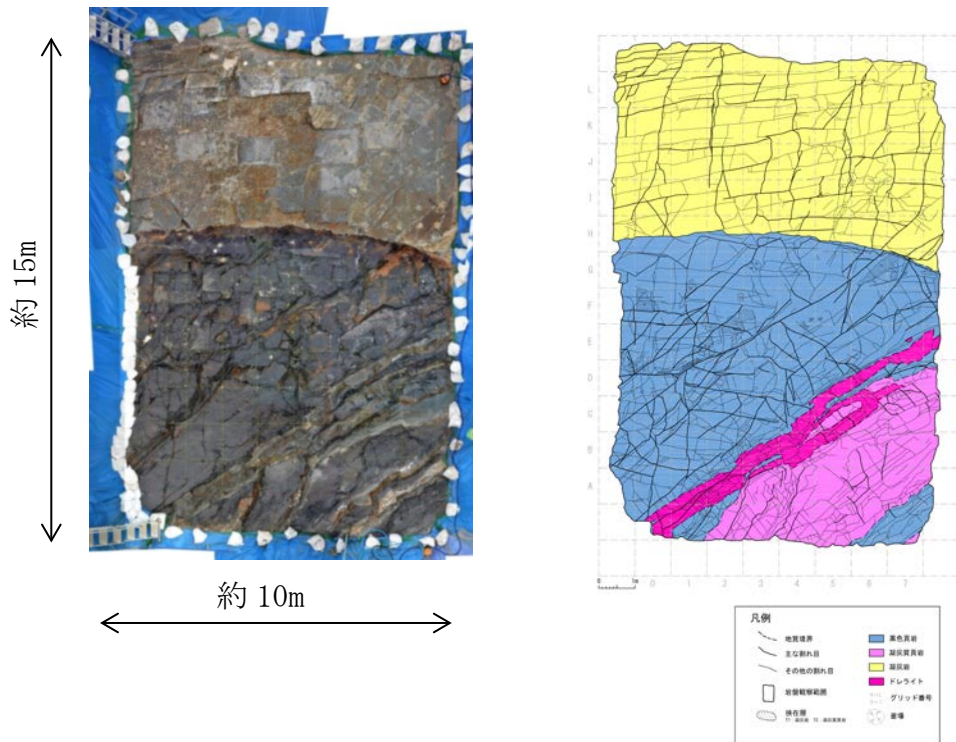
第4-5(1)図 試験位置付近の水平地質断面図(T.P. -10.2m)



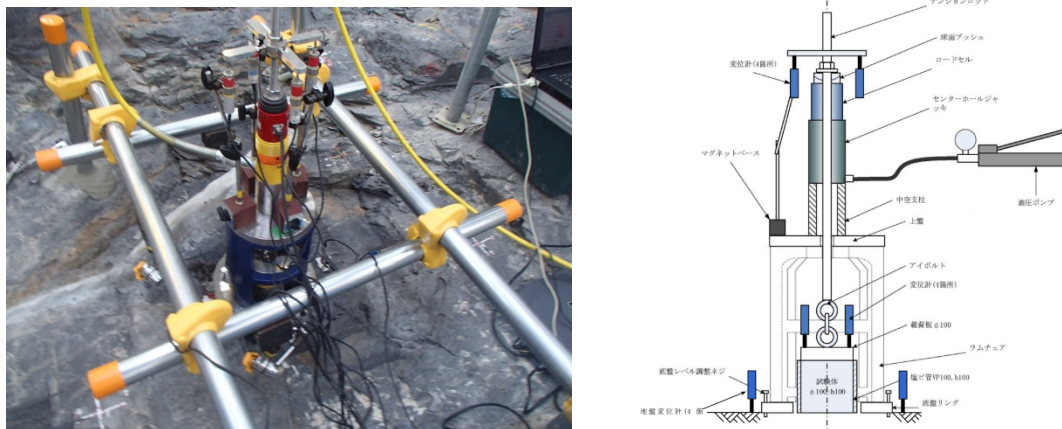
第4-5(2)図 試験位置付近の鉛直地質断面図(A2-A2' 断面)



第 4-6 図 試験体の概要 (直接引張試験)



第 4-7 図 岩盤の状況 (直接引張試験)



第 4-8 図 付着力試験装置の概要 (直接引張試験)

4.2.4 試験結果

(1) 岩盤の強度

試験に用いた岩盤の圧縮強度及び圧裂引張強度の試験結果を第4-2表に示す。

第4-2表 岩盤の物性試験結果^{注1}

岩盤種類	圧縮強度 (N/mm ²)	圧裂引張強度 (N/mm ²)
黒色頁岩	47.6	7.14
凝灰岩	49.1	9.36

注1：試験体6本の平均値

(2) コンクリートの強度

試験に用いたコンクリートの圧縮強度及び割裂引張強度を第4-3表に示す。

第4-3表 コンクリートの物性試験結果^{注2}

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
7	26.5	2.52

注2：試験体6本の平均値

(3) 付着力

付着力試験の結果を第4-4表、第4-9図に示す。

建物直下地盤は主に黒色頁岩と凝灰岩で構成されていることを踏まえ、岩盤全体として評価した付着力の平均値は0.98N/mm²(標準偏差:0.30N/mm²)となった。

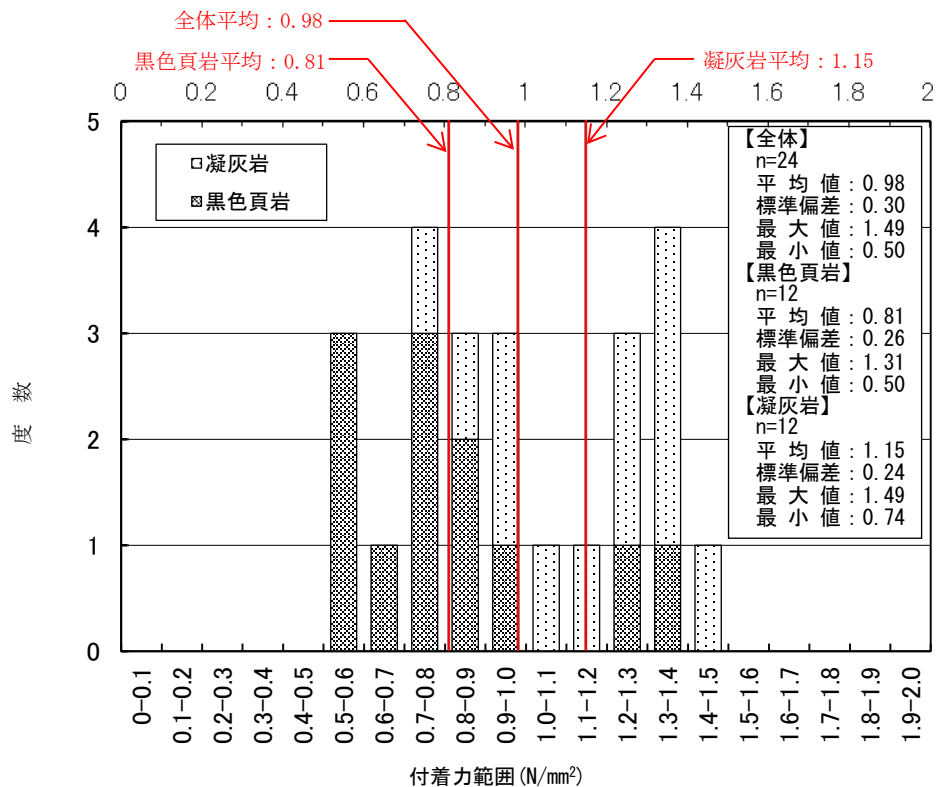
なお、個々の岩盤における付着力の平均値は、黒色頁岩0.81N/mm²(標準偏差:0.26N/mm²)、凝灰岩1.15N/mm²(標準偏差:0.24N/mm²)であった。

第4-4表 付着力試験の結果(岩盤-レベルコンクリート)

試験体の種類		平均値 (N/mm ²)	
岩盤-レベルコンクリート			
	黒色頁岩-レベルコンクリート	0.81	0.98
	凝灰岩-レベルコンクリート	1.15	

岩盤－レベルコンクリート間における付着力試験実施後の破断面の状況を、参考資料－3に示す。

なお、凝灰岩－レベルコンクリート間の付着力は、JNES報告書に比べて大きな値となっている（島根：1.15N/mm²，JNES報告書：0.35N/mm²）が、JNES報告書では、「直接引張試験による付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向となった。」と報告されていることを踏まえ、付着力と圧裂引張強度に関係性があると判断し、両者の圧裂引張強度を比較すると、島根がJNES報告書に比べて約11倍大きな値（島根：9.36N/mm²，JNES報告書：0.868N/mm²）となっていることから、この差は凝灰岩自体の物性（圧裂引張強度）の違いによるものである。



第4-9図 付着力試験の結果（岩盤－レベルコンクリート）

4.3 レベルコンクリートー基礎コンクリート間の付着力試験

4.3.1 レベルコンクリート及び基礎コンクリートの強度

レベルコンクリートの強度は 18N/mm^2 とし、基礎コンクリートの強度は 21N/mm^2 とした。

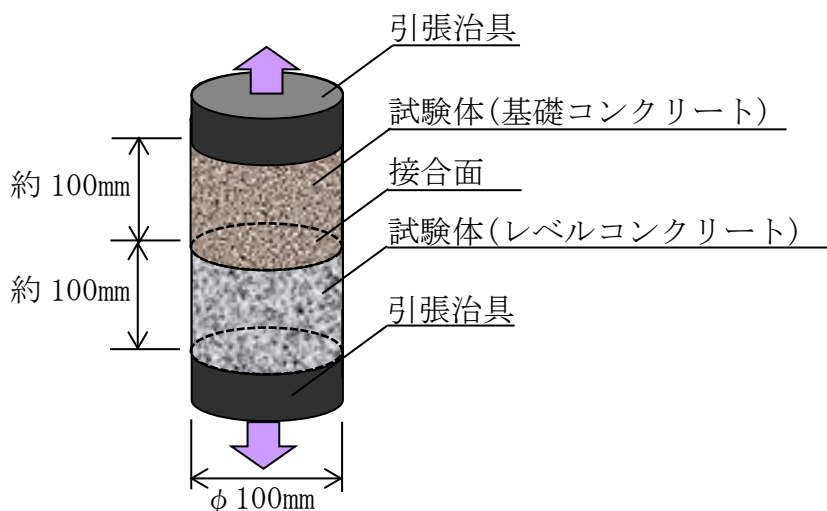
4.3.2 コンクリートの強度試験

コンクリートの強度試験として、付着力試験材齢における圧縮強度（JIS A1108）と割裂引張強度（JIS A1113）の測定を行った。

4.3.3 付着力試験

試験体は、高さ約 100mm に打設したレベルコンクリートを 7 日間養生した後、高さ約 100mm の基礎コンクリートを打設し、 $\phi 100\text{mm} \times$ 高さ 200mm の試験体を作製し、さらに 7 日間養生した後試験を実施した。レベルコンクリートの接合面の状態は木ごて押えとした。

付着力は、岩盤ーレベルコンクリート間の付着試験と同様に、コンクリート相互の境界面が剥離破壊する際の最大荷重を測定し算出した。試験体及び付着力試験方法の概要を第 4-10 図に示す。



第 4-10 図 試験体及び付着力試験方法の概要（室内試験）

4.3.4 試験結果

(1) コンクリートの強度

コンクリートの圧縮強度及び割裂引張強度の試験結果を第4-5表に示す。

第4-5表 コンクリートの物性試験^{注1}

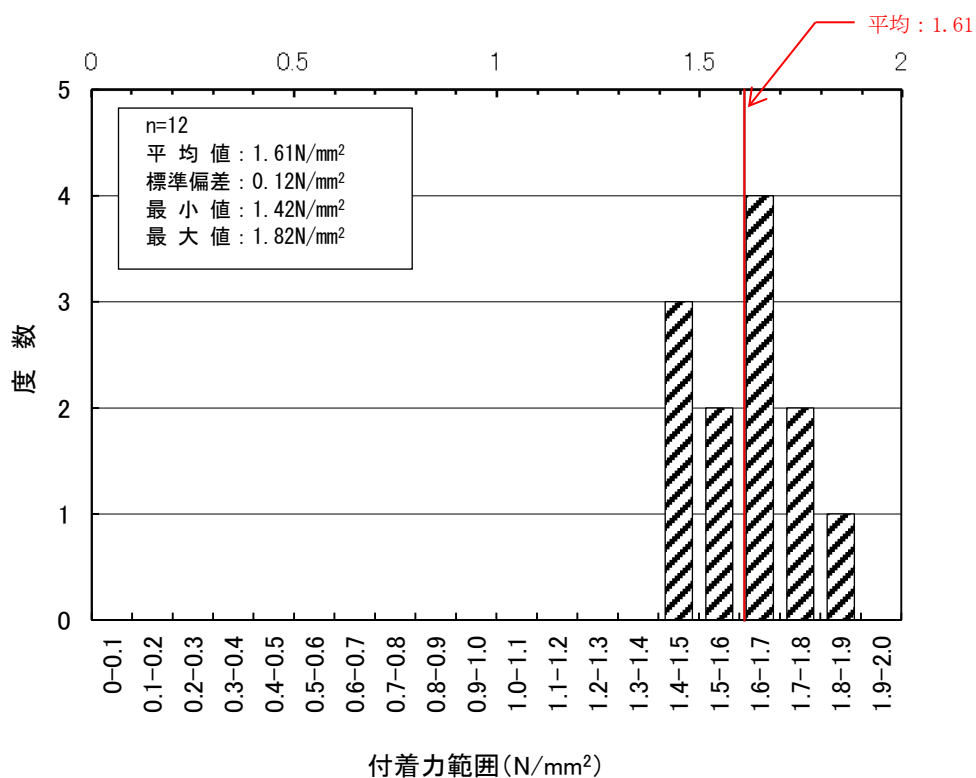
種類	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
レベルコンクリート(F c 18)	14	33.3	3.04
基礎コンクリート(F c 21)	7	27.2	2.79

注1 試験体3本の平均値

(2) 付着力

付着力試験の結果を第4-11図に示す。

付着力の平均値は、1.61N/mm²（標準偏差：0.12N/mm²）であった。



第4-11図 付着力試験の結果
(レベルコンクリートー基礎コンクリート)

5. 地震応答解析に用いる付着力の設定

「岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験」及び「レベルコンクリート－基礎コンクリート間の付着力試験」の結果並びに設定付着力を第5-1表に示す。「岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験」の付着力の方が小さいことから、「岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験」の付着力試験結果より、地震応答解析に用いる付着力を設定する。

第5-1表に示す通り、地震応答解析に用いる付着力は、2種の岩種のうち平均値の小さい黒色頁岩の平均値 0.81N/mm^2 に対して2倍の安全率を考慮し 0.40N/mm^2 を採用することとした。

第5-1表 付着力試験の結果及び設定付着力

試験	試験体の種類	平均値 (N/mm^2)	設定付着力 (N/mm^2)
原位置 試験 ^{注1}	岩盤－レベルコンクリート	0.98	0.40 ^{注2}
	黒色頁岩－レベルコンクリート		
	凝灰岩－レベルコンクリート	1.15	
室内 試験	レベルコンクリート－基礎コンクリート	1.61	

注1：直接引張試験

注2：各試験のうち、平均値の小さい黒色頁岩の平均値に対して2倍の安全率を考慮

ここで、付着力として設定した 0.40N/mm^2 という値について、定量的な評価を行い、その保守性を確認する。

第5-1表に示す通り、「岩盤－レベルコンクリート」の付着力の平均値は 0.98N/mm^2 となっている。また、岩種別の平均値では、黒色頁岩は 0.81N/mm^2 、凝灰岩は 1.15N/mm^2 となっており、黒色頁岩は凝灰岩より付着力の平均値が小さくなっている。

岩盤物性を用いる解析では一般に試験結果の平均値を用いるが、今回実施した付着力試験は試験方法が標準化されていない^{注1}ことから、物性値のばらつき、原位置試験の不確実性を踏まえて、平均値をそのまま用いるのではなく、保守性を考慮し、平均値に対して2倍の安全率を考慮した。

また、建物直下地盤は主に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層から構成されているが、実際の建物直下地盤における黒色頁岩と凝灰岩の構成割合を定量的に確認できないこと、建物毎でその構成割合が異なることを踏まえ、付着力の設定には、岩盤全体の平均値ではなく、保守的に値の小さい黒色頁岩のみ建物直下地盤を構成するものと見なして黒色頁岩の平均値 0.81N/mm^2 に2倍の安全率を考慮した 0.40N/mm^2 を採用した。なお、設定した付着力は、試験結果の最低値 0.50N/mm^2 を下回る値となっている。

設定付着力に関する統計的な考察を参考資料－4 に示す。設定付着力 0.40N/mm^2 は、岩盤全体の平均値 0.98N/mm^2 に対して -1.93σ 、黒色頁岩の平均値 0.81N/mm^2 に対して -1.58σ に相当する。

なお、設定した付着力は、既工認実績と比較しても試験結果に対して十分な保守性を考慮した値である（補足資料－2 参照）。

以上より、地震応答解析に用いる付着力 0.40N/mm^2 は十分に保守的な値である。

注1：地盤工学会において、「岩盤の原位置一軸引張り試験方法」（令和元年6月末公示終了）が定められ、その適用範囲に「岩盤とコンクリートの付着強さを求める場合にも適用できる。」されている。今回実施した付着力試験は、本基準に示されているものと同等の試験方法となっていることを確認した。

6. 適用性の確認

付着力について、島根原子力発電所の建物・構築物への適用性を以下の通り検討した。

6.1 材料条件

6.1.1 岩盤

建物直下地盤及び試験地盤における岩盤物性を第6-1表に示す。

物性値を比較すると建物直下地盤と試験地盤はほぼ同等と見なせることから、地盤の差異による試験結果への影響はない。

両者の比較の詳細を参考資料-5に示す。

第6-1表 建物直下地盤及び試験地盤における岩盤物性

	建物直下地盤 ^{注2}	試験地盤
岩種	主に黒色頁岩,凝灰岩及びこれらの互層から構成される	黒色頁岩, 凝灰岩
岩の状態	岩盤分類：大部分がC _H 級及びC _M 級 ^{注1}	亀裂, 風化等がないことを目視で確認
弾性波速度 (建物直下地盤：P S 検層 試験地盤：超音波速度測定)	黒色頁岩 縦波：約 4.4km/s 横波：約 2.1km/s 凝灰岩 縦波：約 4.2km/s 横波：約 2.0km/s	黒色頁岩 縦波：約 3.8km/s 横波：約 2.3km/s 凝灰岩 縦波：約 2.9km/s 横波：約 1.5km/s
圧裂引張強度	黒色頁岩：8.82N/mm ² 凝灰岩：9.03N/mm ²	黒色頁岩：7.14N/mm ² 凝灰岩：9.36N/mm ²

注1：電研式岩盤分類（田中治雄 土木技術者のための地質学入門，1966）による。

C_H級：造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが、岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱などに汚染せられ、節理あるいは亀裂間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば、少し濁った音を出す。

C_M級：造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。節理あるいは亀裂間の粘着力は多少減少しており、ハンマーの普通程度の打撃によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば、多少濁った音を出す。

注2：島根2号炉原子炉建物位置のボーリング孔から採取した試料による試験。

（島根原子力発電所原子炉設置許可変更申請書（平成25年12月25日））

6.1.2 レベルコンクリート

レベルコンクリートの強度は、「JNES 報告書」を参考に、代表的なレベルコンクリート（推定強度 $180\text{kg}/\text{cm}^2$ ）と同程度の呼び強度 $18\text{N}/\text{mm}^2$ としたことから、レベルコンクリート強度による試験結果への影響はない。

6.1.3 基礎コンクリート

基礎コンクリートの強度は、試験においては $21\text{N}/\text{mm}^2$ 、実機においては $23.5\text{N}/\text{mm}^2$ （ただし制御室建物は $22.1\text{N}/\text{mm}^2$ ）であり、試験と実機は同程度であることから、基礎コンクリート強度による試験結果への影響はない。

6.2 試験体

6.2.1 岩盤－レベルコンクリート間

試験体形状については、接合面寸法は $\phi 100\text{mm}$ とし、表面形状は黒色頁岩、凝灰岩共に凹凸 10mm 程度とした。

これは、「3. JNES 報告書による付着力試験に関する研究」の「3.2 要素試験」の直接引張試験とほぼ同一の接合面寸法としている。

一方、表面形状は JNES 報告書に比べて平滑であるが、「3.3 中規模試験」によると、表面粗度によらず同程度の付着力が得られている。以上より、試験体による影響はない。

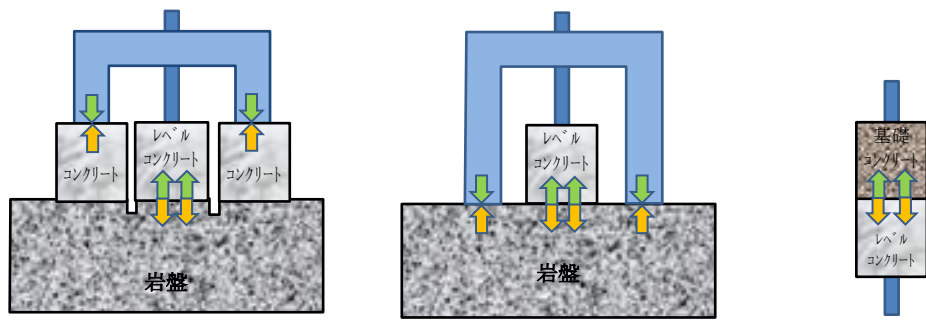
6.2.2 レベルコンクリート－基礎コンクリート間

接合面寸法は、 $\phi 100\text{mm}$ とした。表面形状はレベルコンクリートの標準的な仕上げである木ごて仕上げとした。

これは、「3. JNES 報告書による付着力試験に関する研究」の「3.2 要素試験」の直接引張試験とほぼ同一の接合面寸法及び表面形状であることから試験体による影響はない。

6.2.3 試験方法の違いについて

「JNES 報告書」による直接引張試験及び本章の付着力試験（直接引張試験及び室内試験）の試験方法の違いを第 6-1 図に示す。各試験方法は反力の取り方は異なるが、接合面はほぼ同一形状であり、接合面の応力状態も同一である。また、付着力に対して、コンクリート及び岩盤の引張強度及び圧縮強度は十分に大きいことから、基本的には接合面以外での破壊は生じない。以上より、それぞれの試験から求まる付着力について、試験方法の違いによる影響はない。



(A) 「JNES 報告書」による
直接引張試験

(B) 直接引張試験

(C) 室内試験

第 6-1 図 試験方法の違い

6.3 設計用付着力としての信頼性，保守性及び地盤のばらつきを踏まえた網羅性・代表性について

5. 及び 6.1 のとおり，建物基礎底面の付着力として設定した値に十分な保守性・妥当性があると判断しているが，試験地盤と建物直下地盤が離れており，建物直下地盤近傍での直接的な付着力試験データが得られていないため，設計に用いる付着力について，信頼性，保守性及び地盤のばらつきを踏まえた網羅性・代表性に対する説明性を向上させる観点から，1，2号炉建物近傍において追加試験を実施する。追加付着力試験の方針を 6.4 に示す。

また，詳細設計段階において，追加試験結果も踏まえ，建物基礎底面の付着力として設定した値の保守性・妥当性を説明する。

6.4 追加付着力試験の方針

6.4.1 追加試験の目的

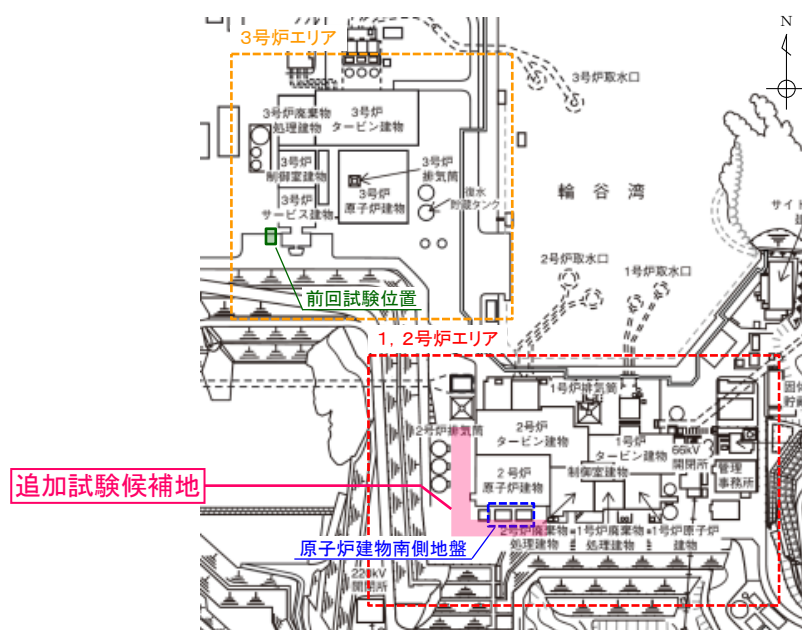
設計に用いる付着力について，説明性を向上させる観点から，1，2号炉建物近傍において追加試験を実施する。

6.4.2 試験場所の選定

1, 2号炉エリアを対象に, 耐震上重要な建物が設置されている岩盤と同様な岩盤とする。また, 追加試験の目的, 3号炉エリアで実施した試験(以下, 「前回試験」という)条件を踏まえて, 以下の岩相, 岩級が確認される場所を選定する。追加試験の候補地を第6-2図に示す。

- ・岩相: 黒色頁岩
- ・岩級: CH級

なお, 1, 2号炉エリアでは, 所定の岩盤が出現するまでに相当程度の掘削が必要であることから, 工事で掘削済みの箇所を中心に候補地を選定した。



第6-2図 追加試験の候補地

6.4.3 試験方法

前回試験と同様の試験方法(原位置試験(直接引張試験))を基本とする。(4.2を参照)

7. 参考文献

- (1) 独立行政法人 原子力安全基盤機構:平成18年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 原子力施設の非線形地盤・構造物相互作用試験及び基準整備 基礎浮上り評価手法の調査に関する報告書, 2007
- (2) 地盤工学会:地盤工学関係 規格・基準
JGS 2521-2009 岩石の一軸圧縮試験方法
JGS 2551-2009 圧裂による岩石の引張り強さ試験方法
- (3) 土木学会:原位置岩盤試験法の指針, 2000

廃棄物処理建物の地震応答解析

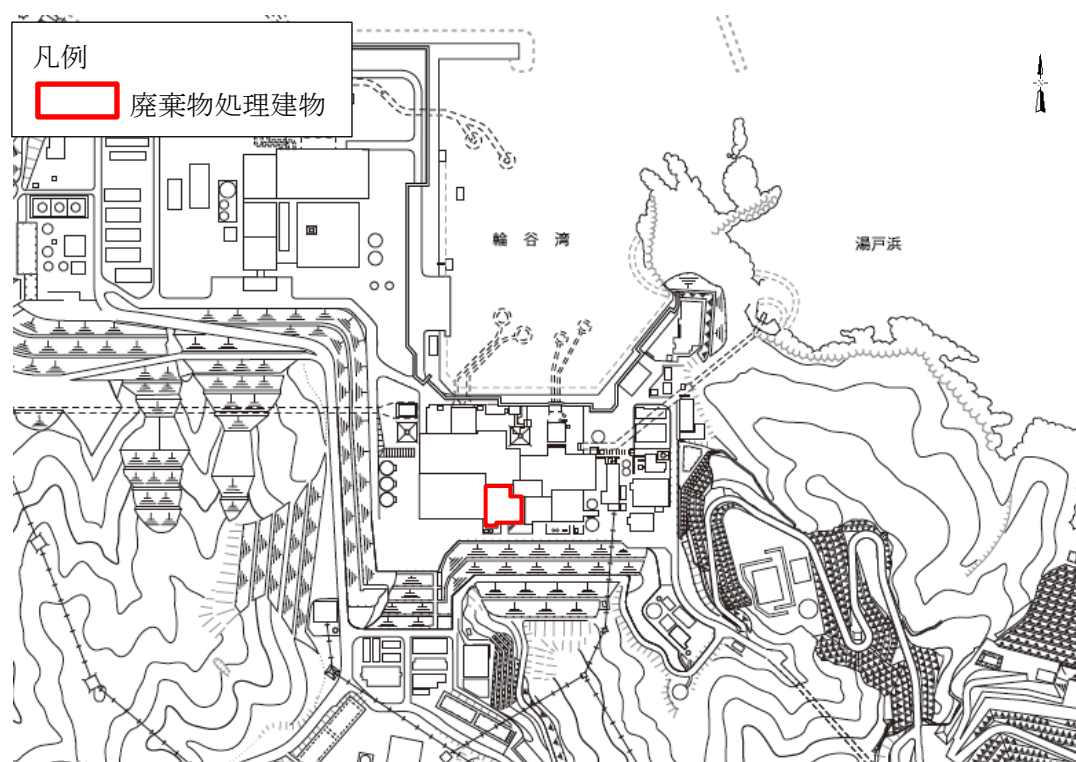
1. 概要

本資料は、廃棄物処理建物の地震応答解析に採用するジョイント要素を用いた3次元FEMモデルによる地震応答解析について、解析結果が解析モデルの適用範囲内に収まることを確認した結果について説明する。

2. 廃棄物処理建物の概要

2.1 位置

廃棄物処理建物の設置位置を第2.1-1図に示す。



第2.1-1図 廃棄物処理建物の設置位置

2.2 構造概要

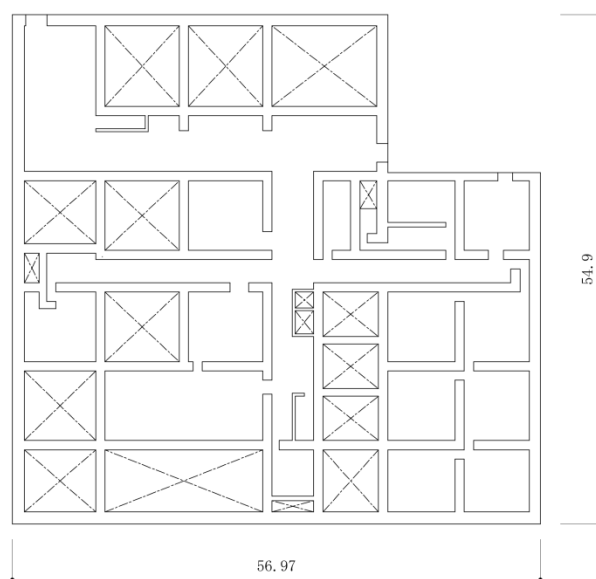
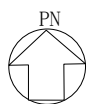
廃棄物処理建物は、地上5階、地下2階建の鉄筋コンクリート造の建物である。

廃棄物処理建物の平面寸法は、54.9m（一部37.86m）^{注1}（NS）×56.97m（一部40.5m）^{注1}（EW）である。基礎スラブ底面からの高さは42.0mである。また、廃棄物処理建物は隣接する他の建物と構造的に分離している。

廃棄物処理建物の概要を第2.2-1図及び第2.2-2図に示す。

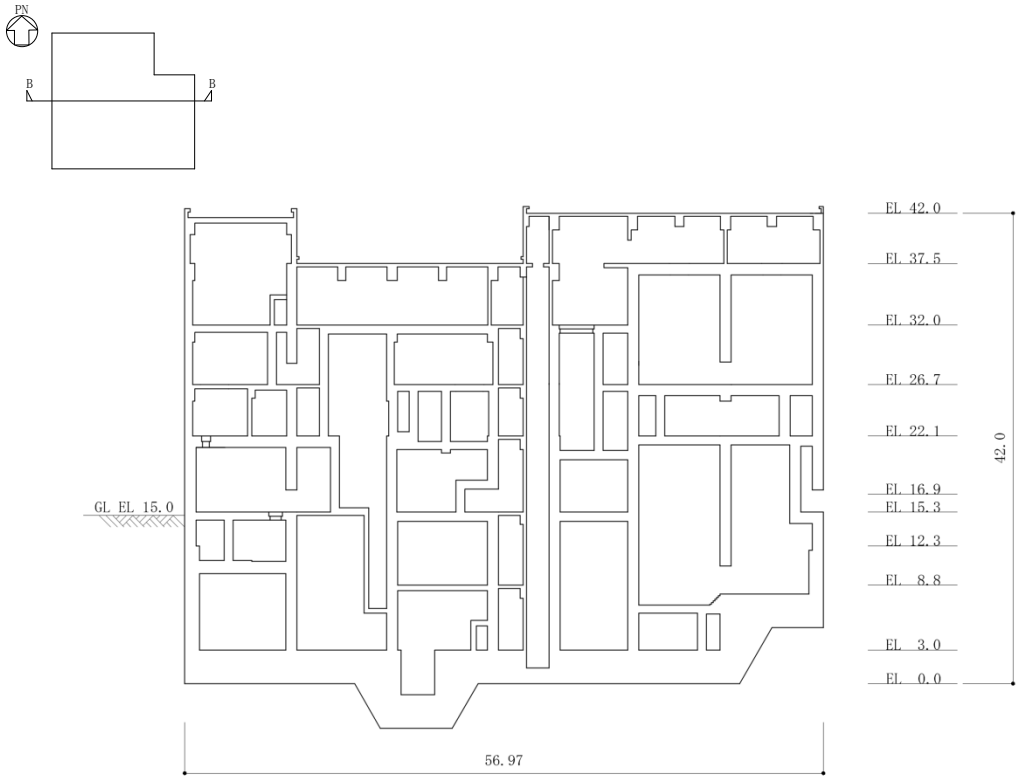
廃棄物処理建物の基礎は厚さ3.0mのべた基礎で、岩盤に直接設置している。建物に加わる地震時の水平力はすべて耐震壁に負担させている。

注1：建物寸法は壁外面寸法とする。

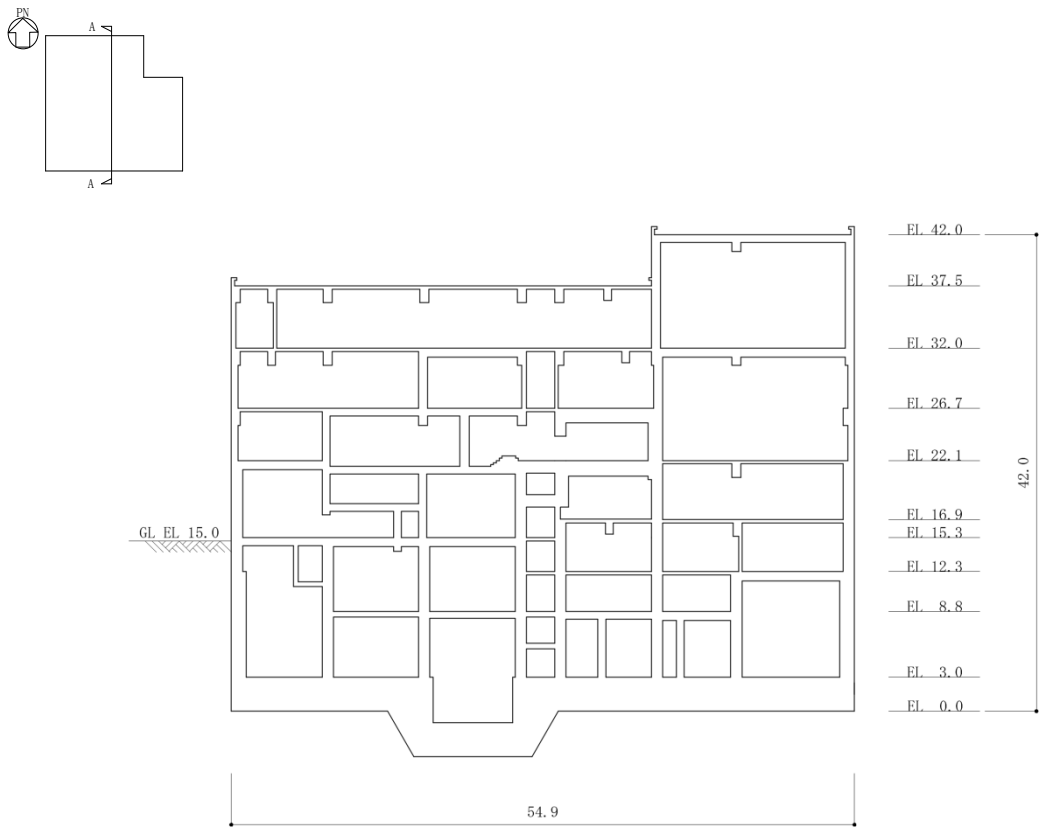


第2.2-1図 廃棄物処理建物の概要（平面図）（E L 8.8m^{注2}）（単位：m）

注2：「E L」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。



(E W断面)



(N S断面)

第 2.2-2 図 廃棄物処理建物の概要 (断面図) (単位: m)

3. 検討用地震動

検討に用いる地震動は、基準地震動 $S_s - D$ 、 $S_s - F1$ 、 $S_s - F2$ 、 $S_s - N1$ 及び $S_s - N2$ とする。

4. 地震応答解析

4.1 入力地震動の算定

水平方向の入力地震動は、建物直下地盤を水平成層にモデル化した実地盤モデルを用いた一次元波動論によって算定する。

まず、解放基盤表面 (T. P. -10m) で定義される基準地震動 $S_s (2E_0)$ を用いて、T. P. -10m 以浅の地盤を取り去った解放地盤モデルで一次元波動論による応答解析を行い、実地盤モデル下端位置 (T. P. -215m) への入力地震動 ($2E_1$) を算定する。次に、この地震動を用いて、T. P. -10m 以浅の地盤を考慮した実地盤モデルで一次元波動論による応答解析を行い、建物基礎下端位置 (T. P. 0.0m) における応答波 (E+F) を求め、これを建物モデルへの入力地震動とする。この時、底面切欠き力も併せて考慮する。

表層は、拘束圧依存性と「せん断剛性-せん断ひずみ関係 ($G/G_0 - \gamma$ 曲線)」及び「減衰定数-せん断ひずみ関係 ($h - \gamma$ 曲線)」を基に、地震時のひずみレベルを考慮した等価な剛性と減衰を設定している。

水平方向の入力地震動作成の概要を第 4.1-1 図に、地盤各層の物理定数を第 4.1-1 表に示す。

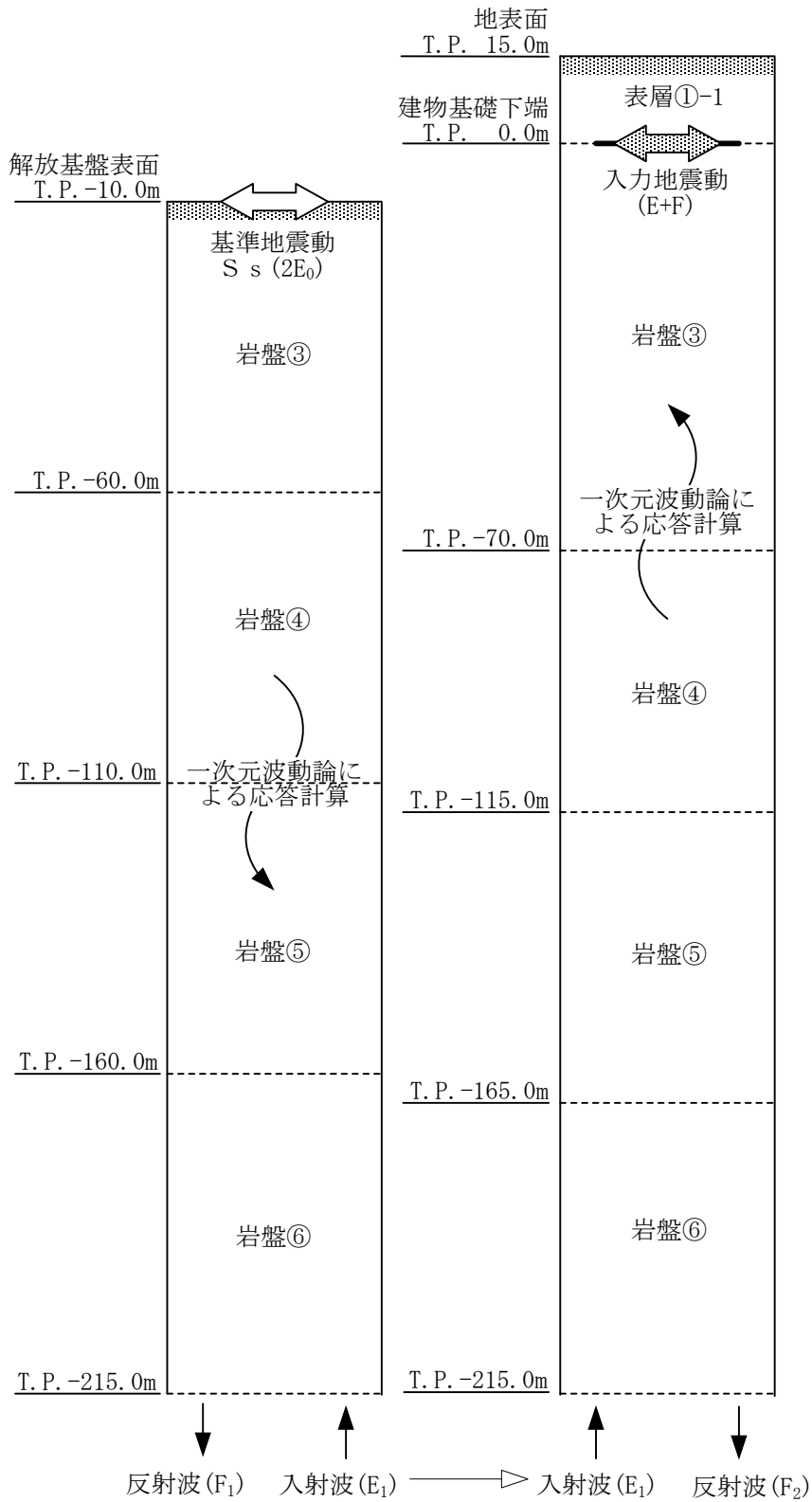
なお、地盤を 3次元 FEM でモデル化することから、基礎底面レベルにおける地盤の応答が基礎底面切欠き力を考慮した入力地震動と一致するように補正した地震動を、3次元 FEM 地盤モデルの底面に入力する。

建物への入力地震動 (E+F) の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを第 4.1-2 図～第 4.1-6 図に示す。

入力地震動の算定には解析コード「SHAKE」を用いる。

[解放地盤モデル]

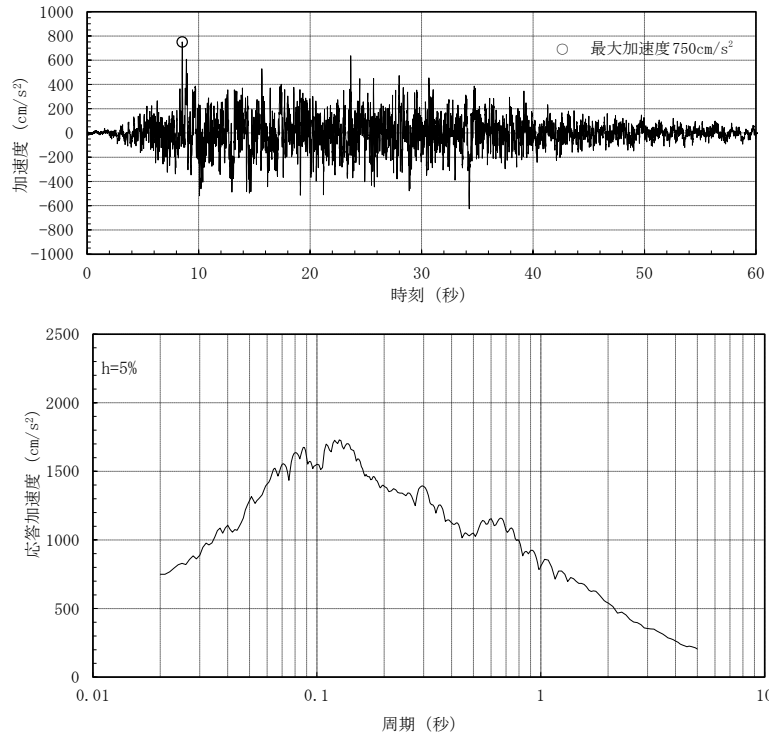
[実地盤モデル]



第 4.1-1 図 入力地震動作成の概要 (水平方向)

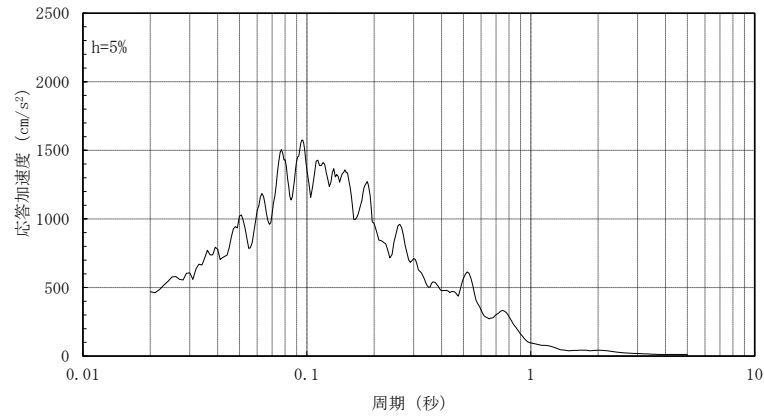
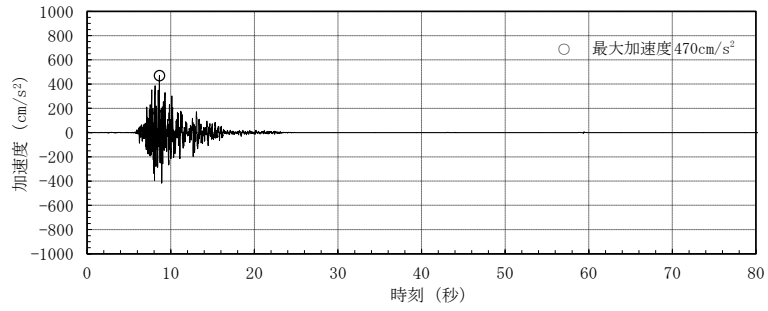
第 4.1-1 表 地盤の物理定数

層 番号		S波 速度 V _s m/s	P波 速度 V _p m/s	単位体積 重量 γ kN/m ³ (tf/m ³)	ポアソン 比 ν	ヤング 係数 E ×10 ⁵ kN/m ² (×10 ⁴ tf/m ²)	せん断 弾性係数 G ×10 ⁵ kN/m ² (×10 ⁴ tf/m ²)	減衰 定数 h %
表層 ①-1	S _s	127	422	20.7 (2.11)	0.45	0.99 (1.01)	0.341 (0.348)	8
岩盤③		1600	3600	24.5 (2.50)	0.377	176.5 (180.0)	64.0 (65.3)	3
岩盤④		1950	4000	24.5 (2.50)	0.344	256.0 (261.0)	95.1 (97.0)	3
岩盤⑤		2000	4050	26.0 (2.65)	0.339	283.4 (289.0)	105.9 (108.0)	3
岩盤⑥		2350	4950	27.9 (2.85)	0.355	427.6 (436.0)	157.9 (161.0)	3

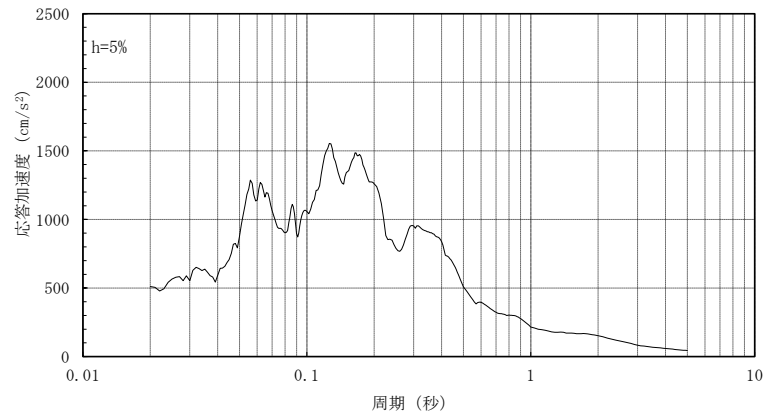
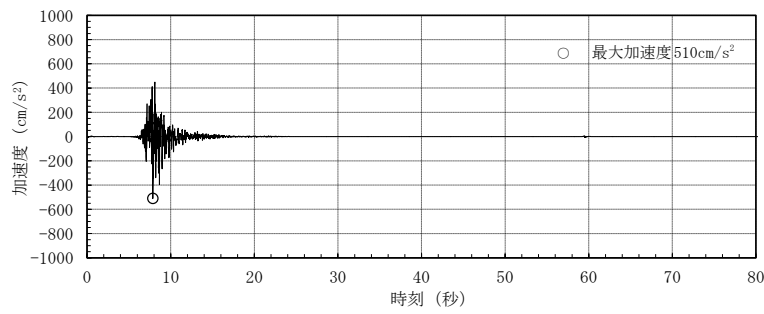


(S s - DH : 水平方向)

第 4.1-2 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - D)

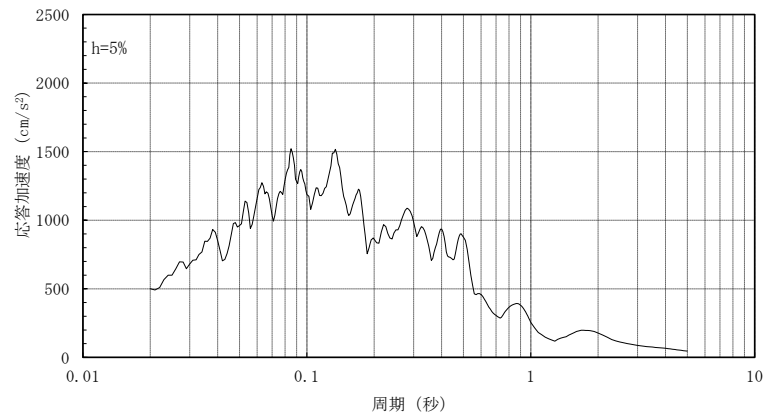
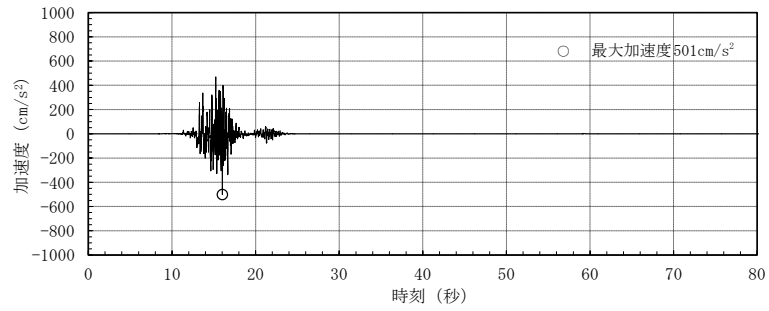


(S s - F 1 H (NS成分) : NS方向)

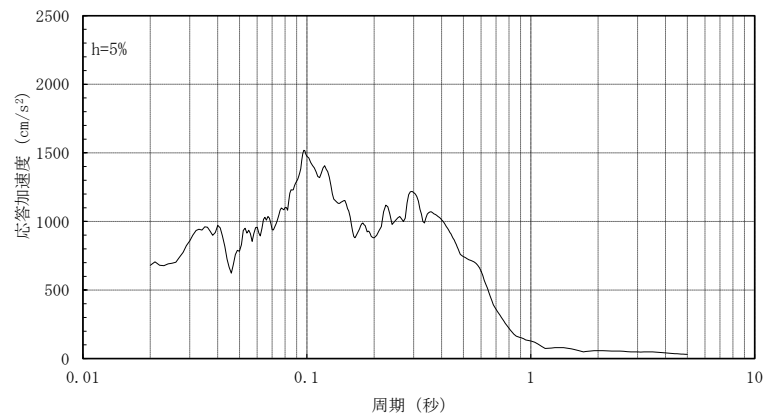
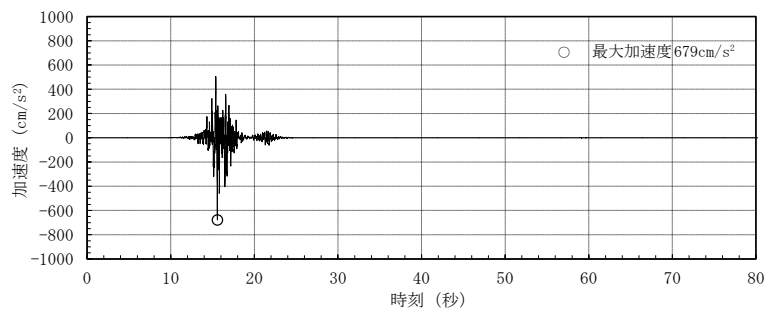


(S s - F 1 H (EW成分) : EW方向)

第 4.1-3 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - F 1)

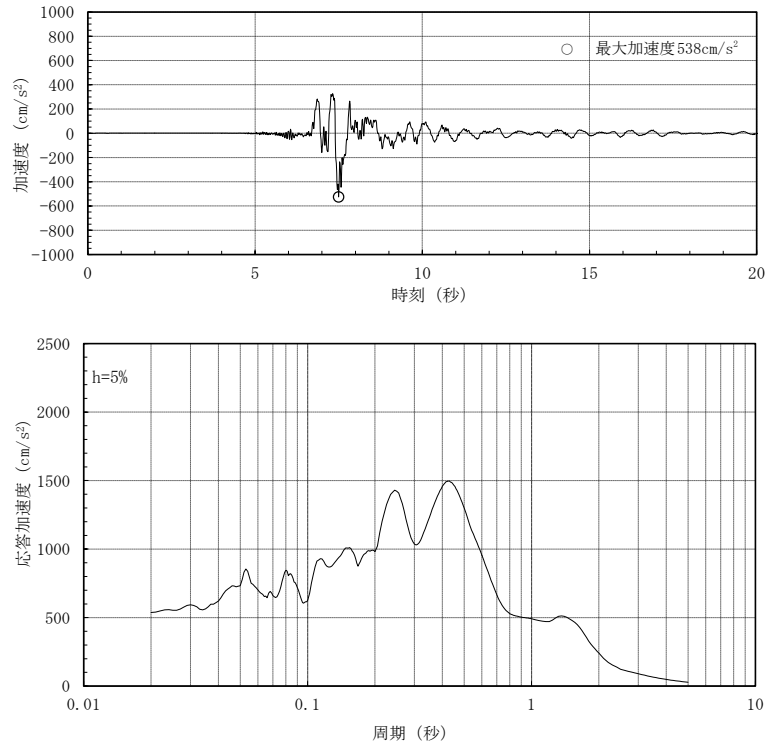


(S s - F 2 H (NS成分) : NS方向)



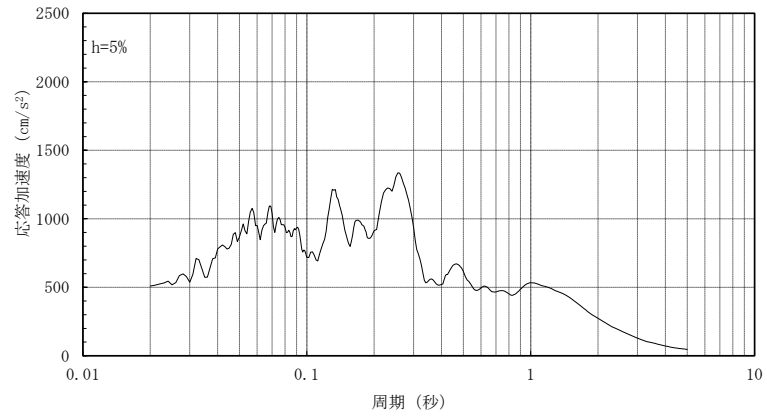
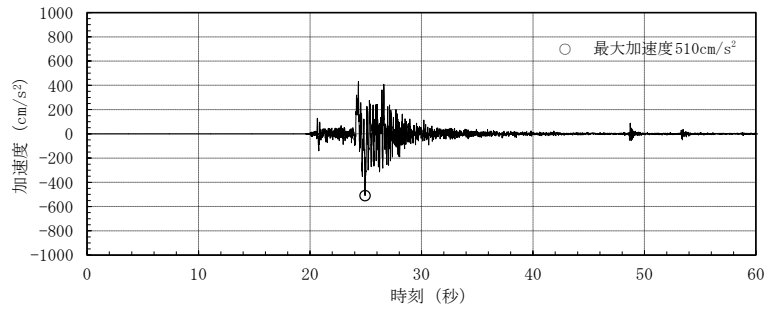
(S s - F 2 H (EW成分) : EW方向)

第 4.1-4 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - F 2)

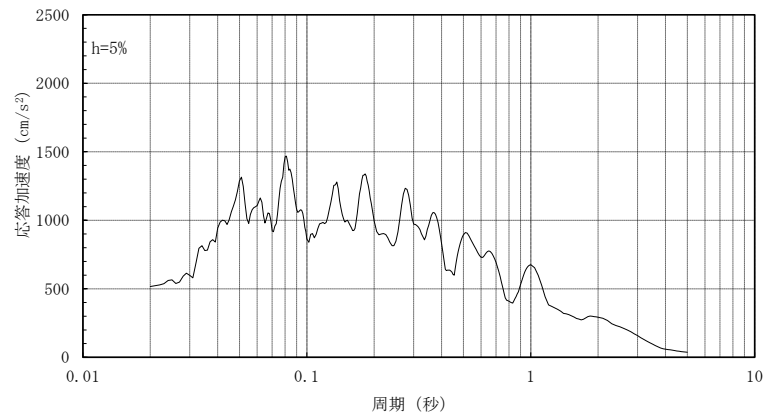
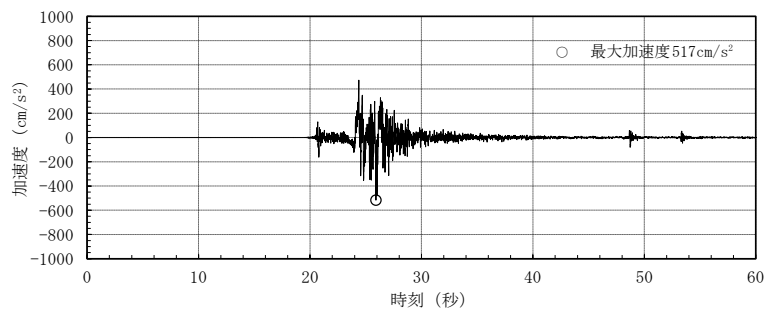


(S s - N 1 H : 水平方向)

第 4.1-5 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - N 1)



(S s - N 2 H (NS成分) : 水平方向)



(S s - N 2 H (EW成分) : 水平方向)

第 4.1-6 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - N 2)

4.2 ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルによる地震応答解析

(1) 地震応答解析モデル

廃棄物処理建物は、建物と地盤との相互作用、基礎浮上り非線形及び基礎と岩盤との付着力を考慮した、建物を質点系、地盤を3次元FEMでモデル化した地震応答解析モデルにより、地震応答解析を行う。

水平方向の建物の地震応答解析モデルは、主要な耐震壁を曲げ・せん断部材に置換し、重量を各階床位置に集中させた1軸多質点系モデルとする。なお、回転慣性重量は基礎下端に集約して評価する。

建物の減衰はモード減衰とし、各次のモード減衰定数は建物のひずみエネルギーに比例した値として算定する。建物の鉄筋コンクリート部分については減衰定数を5%とする。

建物の非線形特性については、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき鉄筋コンクリート部には最大点指向型のトリリニア・スケルトン曲線を設定する。

地盤は、建物基礎下端以下を実地盤モデルに基づき成層地盤とし、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」により、成層補正を行ったのち、等価な一様地盤としての物性値を定め、3次元FEMを用いてモデル化する。3次元FEM地盤モデルと建物基礎底面の間には、島根原子力発電所における付着力試験の結果に基づき設定した付着力 0.40N/mm^2 を考慮する。

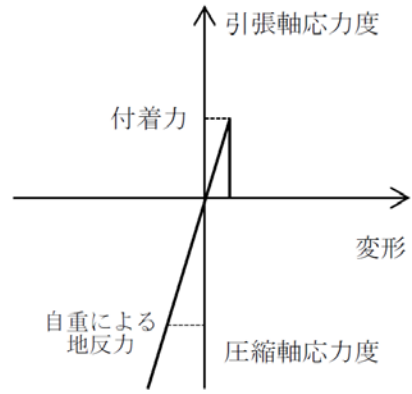
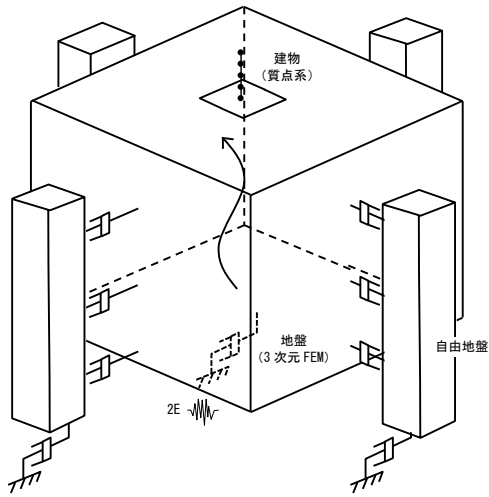
建物の基礎浮上り非線形については、建物基礎と3次元FEM地盤モデルとの間に設定した付着力を超える引張力を負担しないジョイント要素^{注1}を用いることにより、浮上りを評価する。

地盤モデル底面及び側面は粘性境界を設けることにより、遠方地盤への波動の逸散を考慮する。

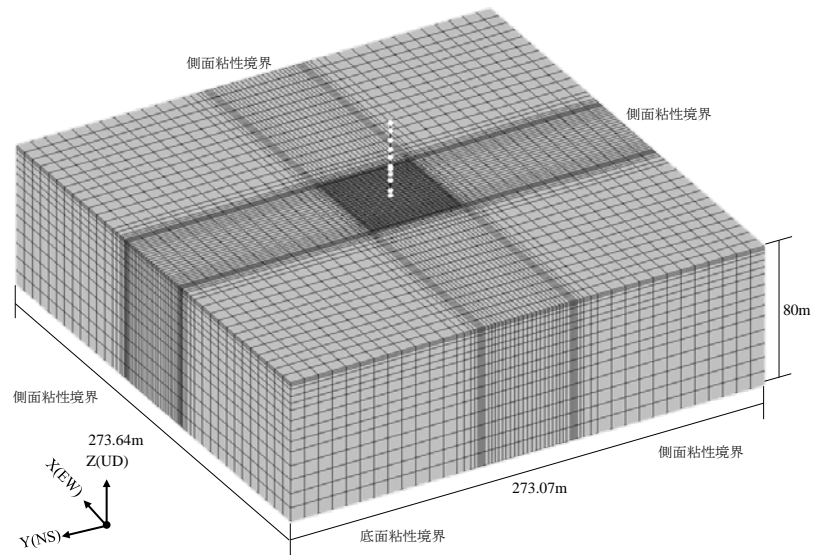
地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性時刻歴応答解析とし、地震応答解析モデル（水平方向）を第4.2-1図に、建物質点系モデルの諸元を第4.2-2図及び第4.2-3図に示す。

地震応答解析には解析コード「NAPISOS Ver.2.0」を用いる。

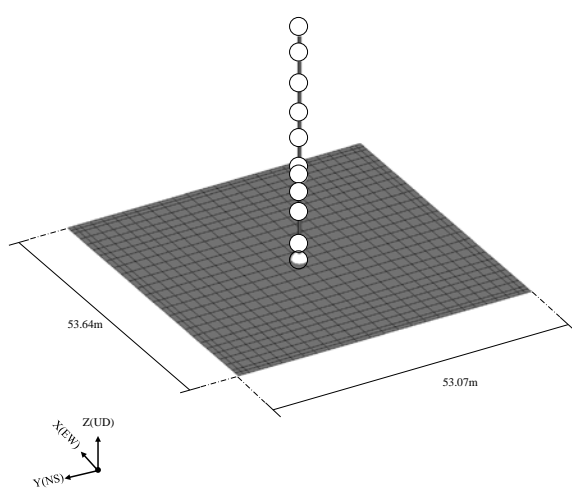
注1：建物モデルの自重によりジョイント要素に発生する応力（地反力）を算定し、これを地震応答解析の初期応力とする。



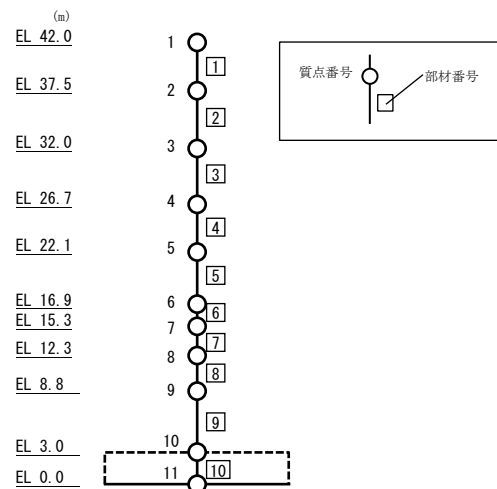
(付着力を考慮したジョイント要素の応力-変形関係)



(全体)

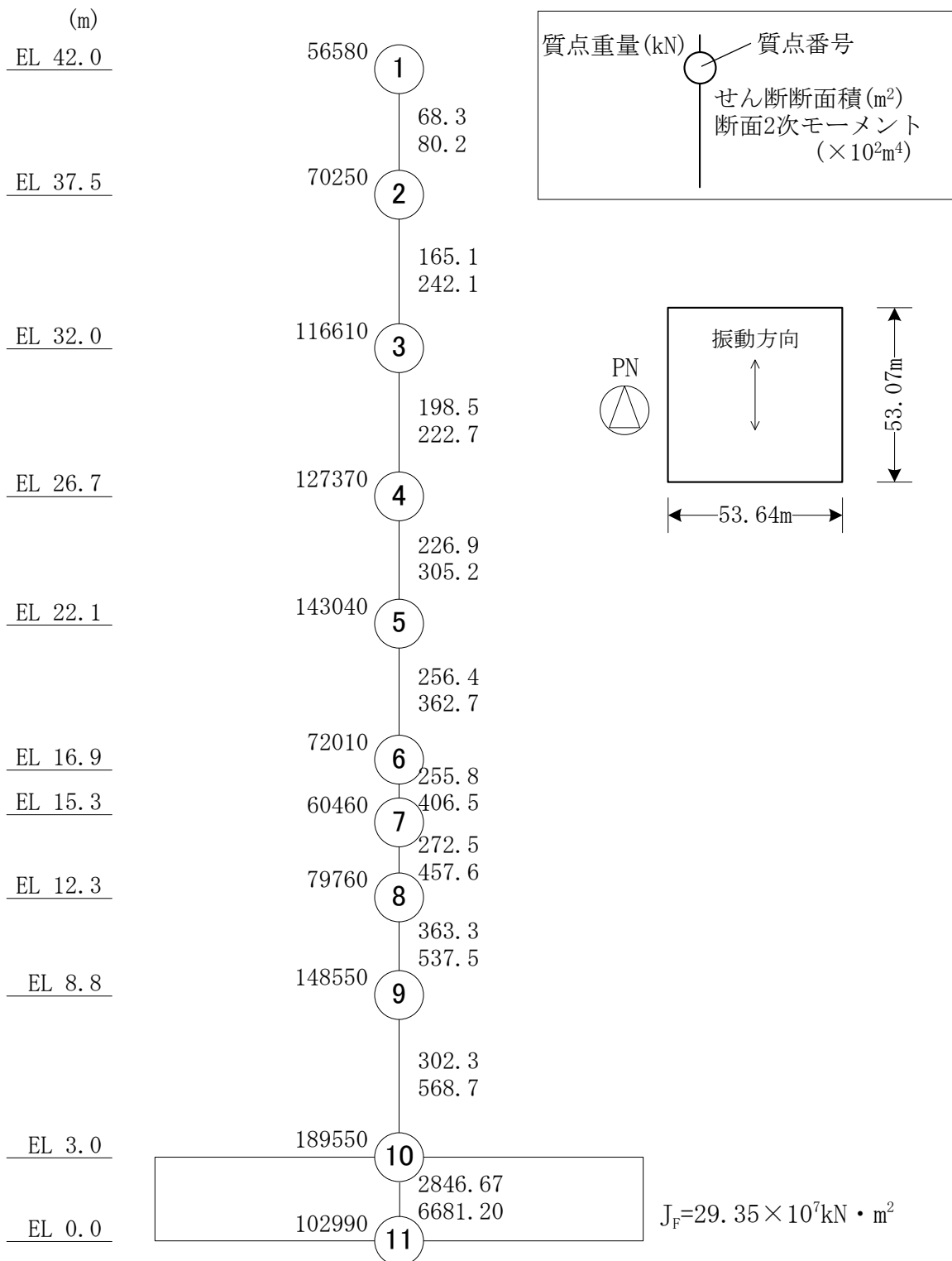


(建物)

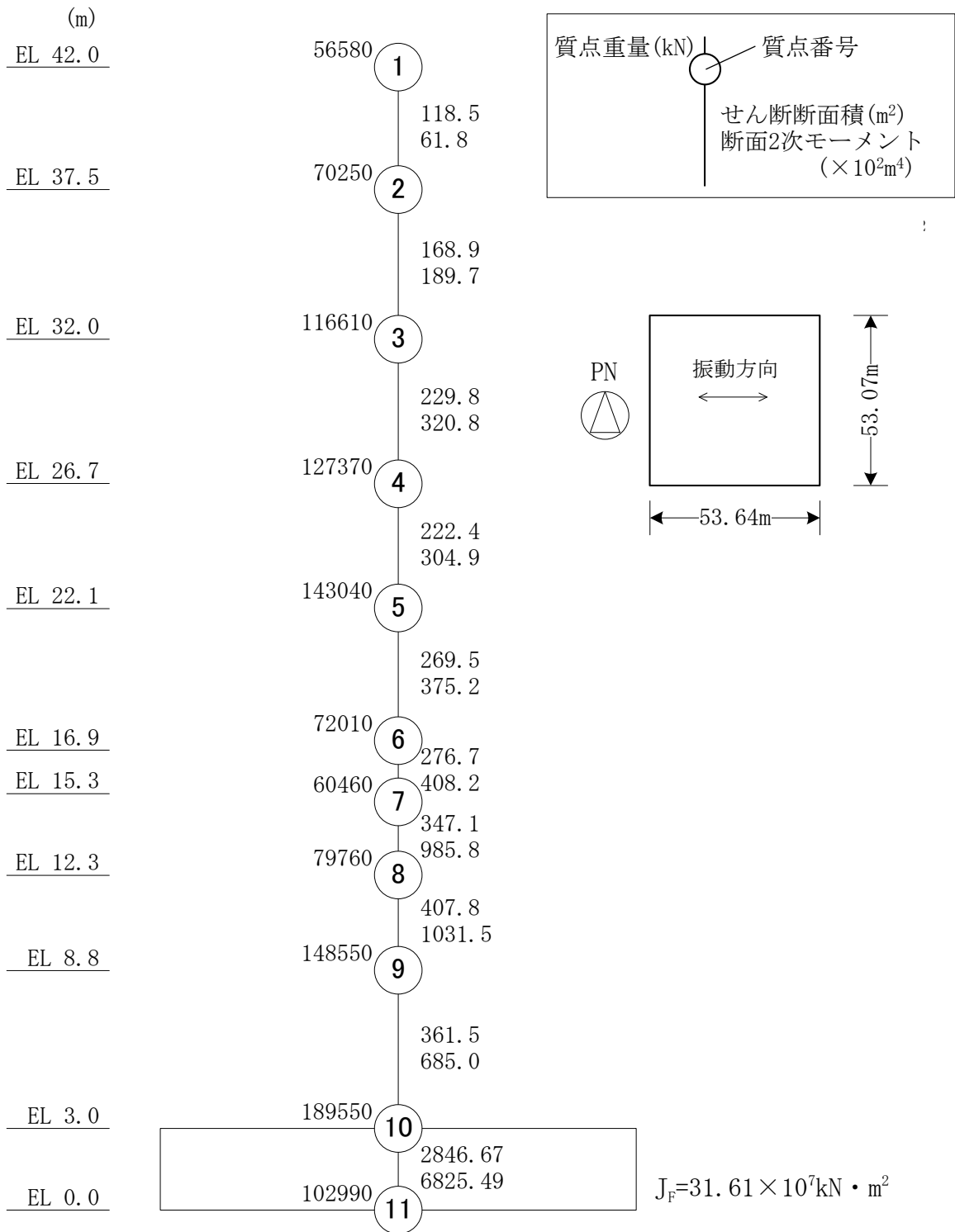


(質点番号及び部材番号)

第 4.2-1 図 廃棄物処理建物の地震応答解析モデル (水平方向)



第 4.2-2 図 建物質点系地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)



第 4.2-3 図 建物質点系地震応答解析モデルの諸元 (EW方向)

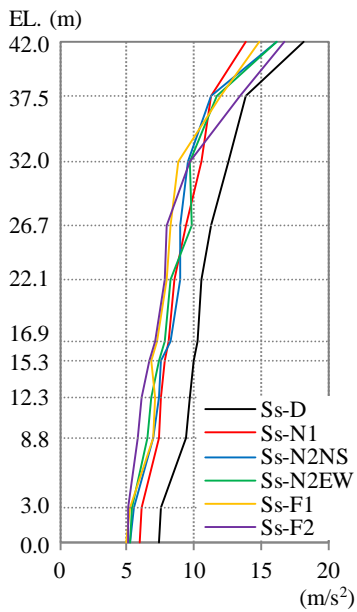
(2) 地震応答解析結果

基準地震動 S_s-D , S_s-F1 , S_s-F2 , S_s-N1 及び S_s-N2 (水平動) による最大応答値を第 4.2-6 図～第 4.2-11 図に示す。最大接地圧及び最小接地率を第 4.2-1 表に示す。

参考として、耐震壁の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.51×10^{-3} (S_s-DH , NS 方向) であり、評価基準値 (2.0×10^{-3}) に対して十分な余裕があることを確認している。

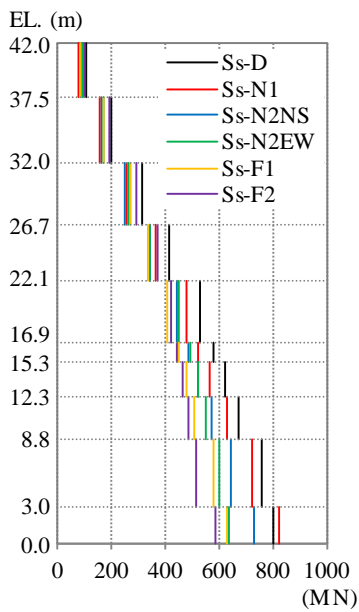
検討の結果、ジョイント要素を用いた 3 次元 FEM モデルによる最小接地率は 98.8% (S_s-DH , NS 方向), 93.9% (S_s-DH , EW 方向) であり、「J E A C 4 6 0 1-2008」で適用範囲の目安とされている 35% を上回っていることから、解析結果が解析モデルの適用範囲内に収まることを確認した。

以上のことから、廃棄物処理建物の地震応答解析にジョイント要素を用いた 3 次元 FEM モデルを採用する。



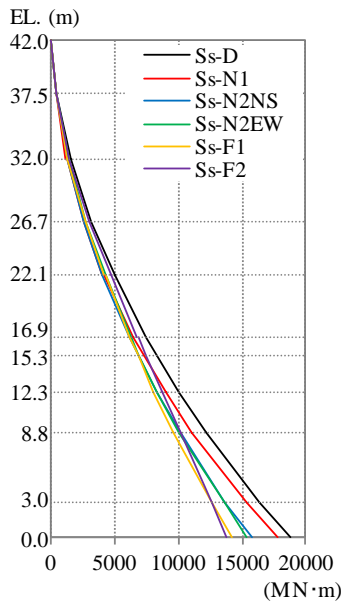
質点 番号	最大応答加速度 (m/s ²)					
	S s -DH	S s -F 1 H (NS成分)	S s -F 2 H (NS成分)	S s -N 1 H	S s -N 2 H (NS成分)	S s -N 2 H (EW成分)
1	18.2	13.8	16.1	16.1	14.8	16.7
2	13.9	11.3	11.2	11.7	12.0	13.4
3	12.5	10.6	9.59	9.73	8.87	9.67
4	11.2	9.46	8.98	9.88	8.22	8.01
5	10.6	8.51	8.90	8.25	8.00	7.81
6	10.2	8.12	8.31	7.75	7.31	7.07
7	10.0	7.89	7.59	7.41	6.76	6.62
8	9.66	7.56	7.36	6.88	7.13	6.05
9	9.43	7.36	6.89	6.54	6.98	5.77
10	7.52	6.04	5.58	5.40	5.17	5.14
11	7.46	5.89	5.30	5.26	5.01	5.09

第 4.2-6 図 最大応答加速度 (NS 方向)



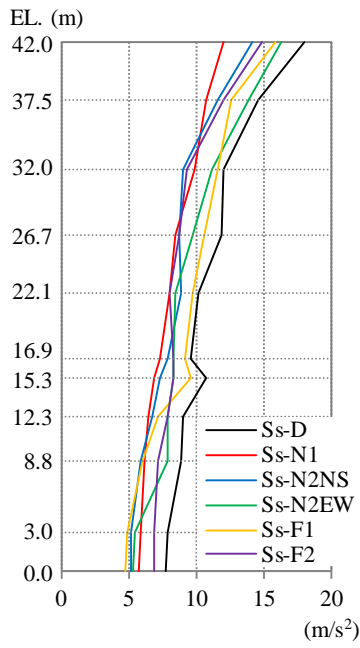
部材 番号	最大応答せん断力 (MN)					
	S s -DH	S s -F 1 H (NS成分)	S s -F 2 H (NS成分)	S s -N 1 H	S s -N 2 H (NS成分)	S s -N 2 H (EW成分)
1	103	79.5	92.0	91.4	84.7	96.5
2	197	159	165	172	167	189
3	312	256	250	266	269	294
4	416	367	343	341	338	368
5	527	481	445	452	407	420
6	577	525	484	493	447	442
7	624	568	525	522	476	464
8	674	627	569	550	510	484
9	757	724	647	600	576	515
10	803	820	727	637	632	585

第 4.2-7 図 最大応答せん断力 (NS 方向)



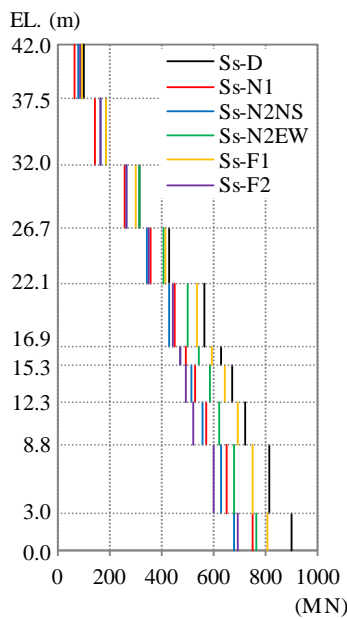
部材 番号	最大応答曲げモーメント (MN・m)					
	S s -DH	S s -F 1 H (NS成分)	S s -F 2 H (NS成分)	S s -N 1 H	S s -N 2 H (NS成分)	S s -N 2 H (EW成分)
1	511	387	432	450	414	459
2	1550	1230	1320	1400	1300	1490
3	3200	2580	2580	2770	2690	3040
4	5060	4090	4000	4280	4240	4710
5	7480	6470	6140	6300	6210	6820
6	8360	7320	6860	6950	6850	7490
7	10100	8990	8290	8270	8070	8690
8	12200	11100	10200	10100	9590	10200
9	16400	15300	13700	13600	12600	12600
10	18800	17800	15800	15400	14200	13800

第 4.2-8 図 最大応答曲げモーメント (NS方向)



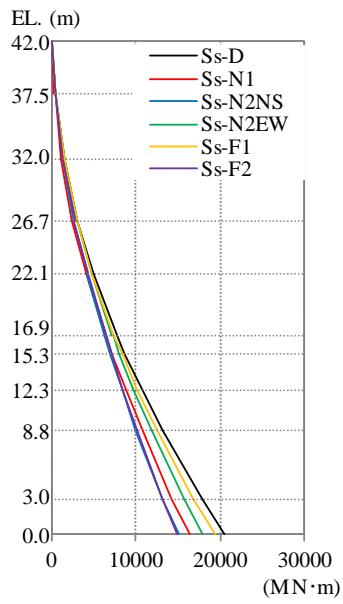
質点 番号	最大応答加速度 (m/s ²)					
	S s -DH	S s -F 1 H (EW成分)	S s -F 2 H (EW成分)	S s -N 1 H	S s -N 2 H (NS成分)	S s -N 2 H (EW成分)
1	17.9	12.0	14.1	16.3	15.8	14.8
2	14.6	10.7	11.6	13.9	12.6	12.0
3	12.0	9.79	9.06	11.1	11.6	9.28
4	11.8	8.50	8.73	9.73	10.6	8.68
5	10.2	7.96	8.90	8.39	9.68	7.94
6	9.60	7.33	7.90	8.34	9.16	8.34
7	10.7	6.91	7.25	8.33	9.58	8.29
8	9.06	6.43	6.79	7.87	7.14	7.81
9	8.86	6.20	5.86	7.91	6.08	7.15
10	7.84	5.82	5.17	5.39	4.86	6.89
11	7.75	5.75	5.15	5.26	4.74	6.89

第 4.2-9 図 最大応答加速度 (EW方向)



部材 番号	最大応答せん断力 (MN)					
	S s -DH	S s -F 1 H (EW成分)	S s -F 2 H (EW成分)	S s -N 1 H	S s -N 2 H (NS成分)	S s -N 2 H (EW成分)
1	98.7	69.2	81.6	94.2	92.7	86.7
2	190	142	165	189	185	164
3	316	257	263	316	302	268
4	432	357	341	406	415	349
5	568	452	427	499	536	443
6	626	493	471	545	593	473
7	671	529	515	583	645	495
8	724	569	558	619	692	519
9	817	653	630	682	750	601
10	897	749	675	762	807	695

第 4.2-10 図 最大応答せん断力 (EW方向)



部材 番号	最大応答曲げモーメント (MN・m)					
	S s -DH	S s -F 1 H (EW成分)	S s -F 2 H (EW成分)	S s -N 1 H	S s -N 2 H (NS成分)	S s -N 2 H (EW成分)
1	487	340	398	450	443	409
2	1530	1110	1300	1480	1470	1330
3	3080	2430	2690	3070	2970	2720
4	4970	4060	4230	4840	4710	4270
5	7710	6400	6250	7230	7400	6390
6	8710	7180	6950	8050	8340	7100
7	10700	8750	8330	9650	10200	8470
8	13100	10700	10000	11800	12600	10100
9	17800	14300	13100	15700	16900	13200
10	20500	16400	15000	17900	19300	14900

第 4.2-11 図 最大応答曲げモーメント (E W方向)

第 4.2-1 表 最大接地圧及び最小接地率

	N S 方向					
	S _S -DH	S _S -F1H (NS 成分)	S _S -F2H (NS 成分)	S _S -N1H	S _S -N2H (NS 成分)	S _S -N2H (EW 成分)
最大接地圧 (kN/m ²)	6457	5389	5728	6059	5856	5743
最小接地率 (%)	98.8	100.0	100.0	99.0	100.0	100.0
	E W 方向					
	S _S -DH	S _S -F1H (EW 成分)	S _S -F2H (EW 成分)	S _S -N1H	S _S -N2H (NS 成分)	S _S -N2H (EW 成分)
最大接地圧 (kN/m ²)	6828	6221	5760	5834	5916	6183
最小接地率 (%)	93.9	98.5	100.0	100.0	100.0	99.0

制御室建物の地震応答解析

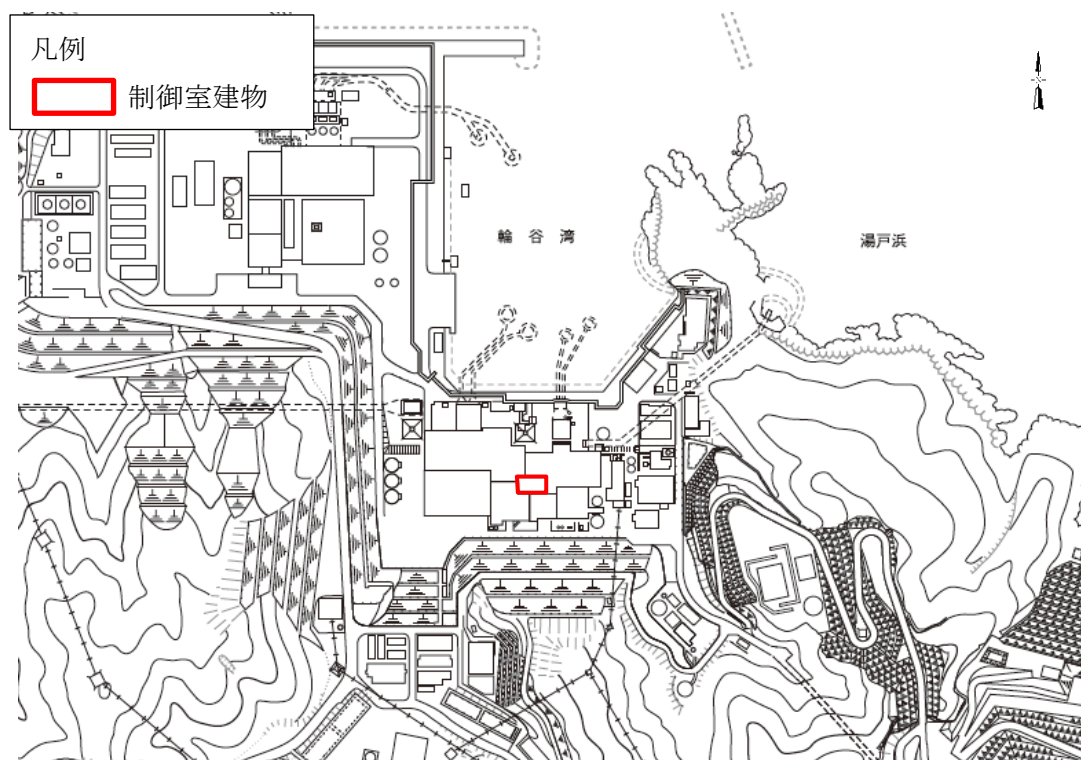
1. 概要

本資料は、制御室建物について「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に示される浮上り線形地震応答解析を実施し、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が、付着力試験に基づき設定した値を超えないことを確認した結果について説明する。

2. 制御室建物の概要

2.1 位置

制御室建物の設置位置を第 2.1-1 図に示す。



第 2.1-1 図 制御室建物の設置位置

2.2 構造概要

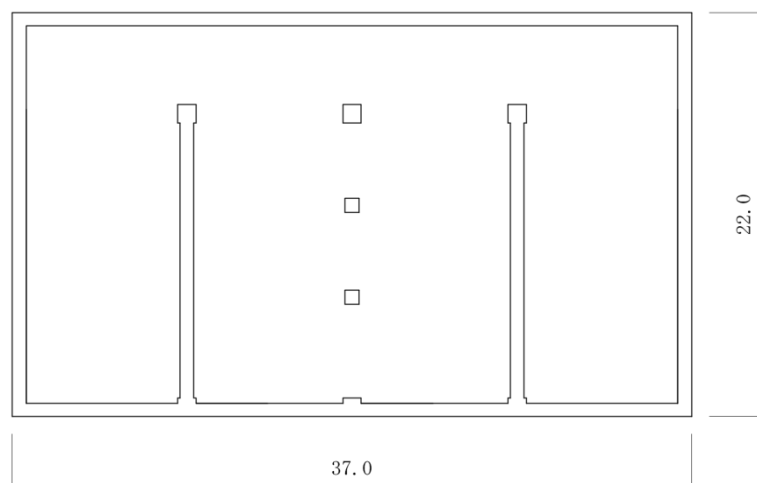
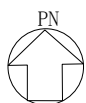
制御室建物は、4階建の鉄筋コンクリート造の建物である。

制御室建物の平面寸法は、22.0m^{注1}（NS）×37.0m^{注1}（EW）の矩形を成している。基礎スラブ底面からの高さは21.95mである。また、制御室建物は隣接する他の建物と構造的に分離している。

制御室建物の概要を第2.2-1図及び第2.2-2図に示す。

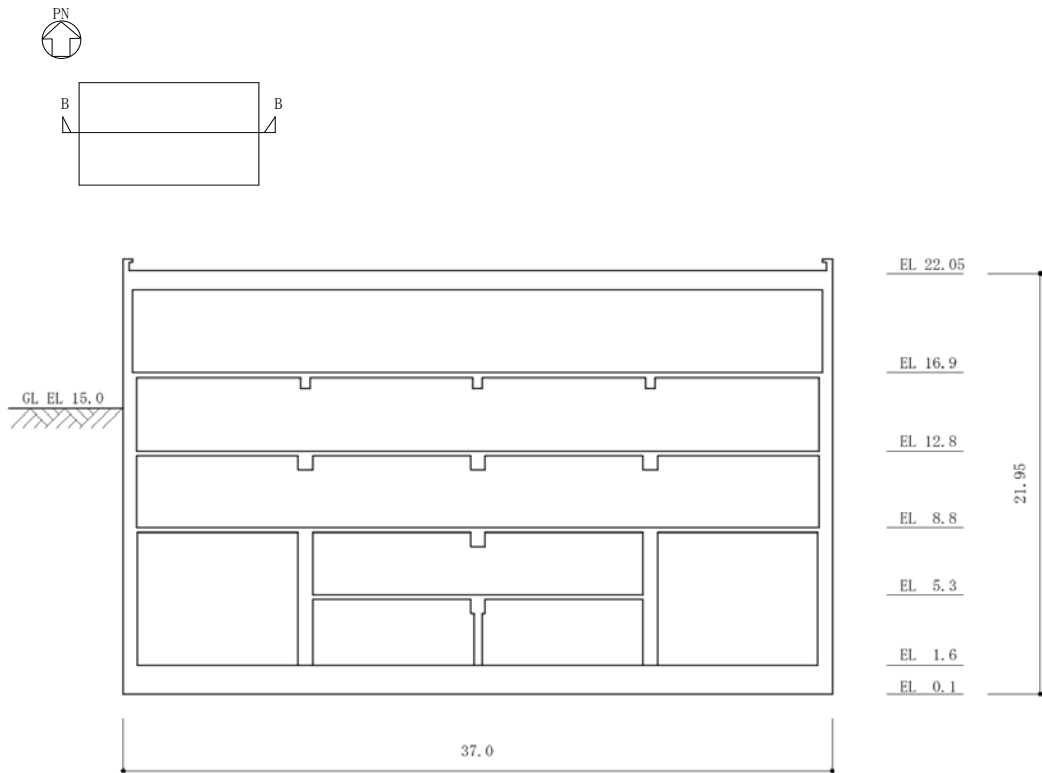
制御室建物の基礎は厚さ1.5mのべた基礎で、岩盤に直接設置している。建物に加わる地震時の水平力はすべて耐震壁に負担させている。

注1：建物寸法は壁外面寸法とする。

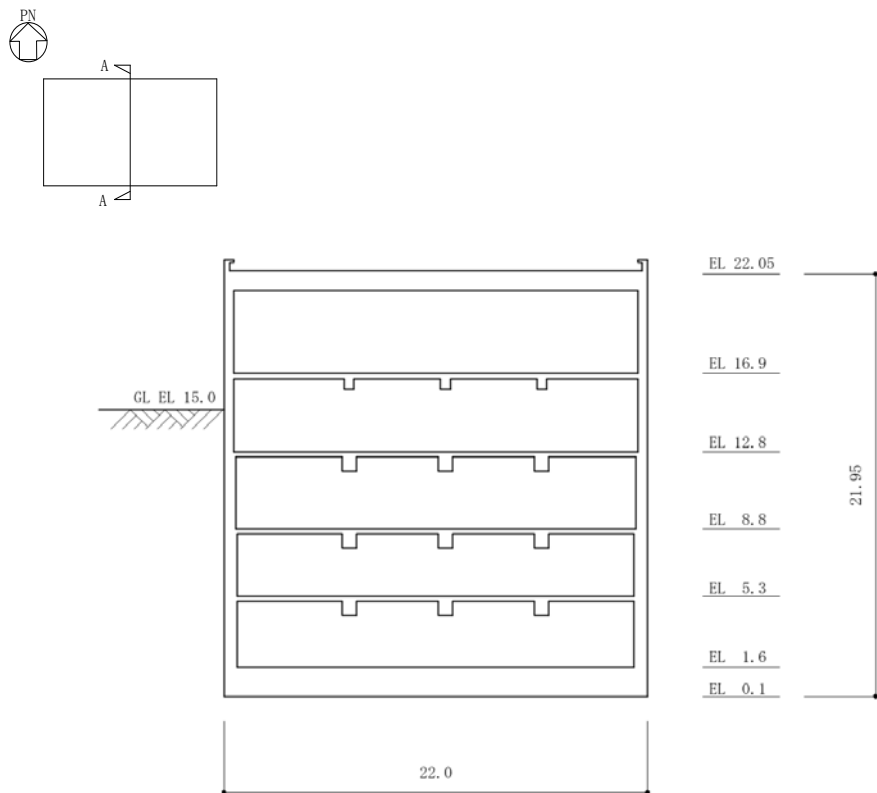


第2.2-1図 制御室建物の概要（平面図）（E L 1.6m^{注2}）
（単位：m）

注2：「E L」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。



(EW断面)



(NS断面)

第 2.2-2 図 制御室建物の概要 (断面図) (単位 : m)

3. 検討用地震動

検討に用いる地震動は、基準地震動 $S_s - D$ 、 $S_s - F1$ 、 $S_s - F2$ 、 $S_s - N1$ 及び $S_s - N2$ とする。

4. 地震応答解析

4.1 入力地震動の算定

水平方向の入力地震動は、建物周辺地盤の状況を適切に考慮した二次元 FEM 地盤モデルによって算定する。

まず、解放基盤表面 (T. P. -10m) で定義される基準地震動 $S_s (2E_0)$ を用いて、T. P. -10m 以浅の地盤を取り去った解放地盤モデルで一次元波動論による応答解析を行い、二次元 FEM 地盤モデル下端位置 (T. P. -215m) への入力地震動 ($2E_1$) を算定する。次に、この地震動を用いて二次元 FEM 地盤モデルによる地盤応答解析を行い、建物基礎下端位置 (T. P. 0.1m) における応答波 ($2E$) を求め、これを建物-地盤連成モデルへの入力地震動とする。

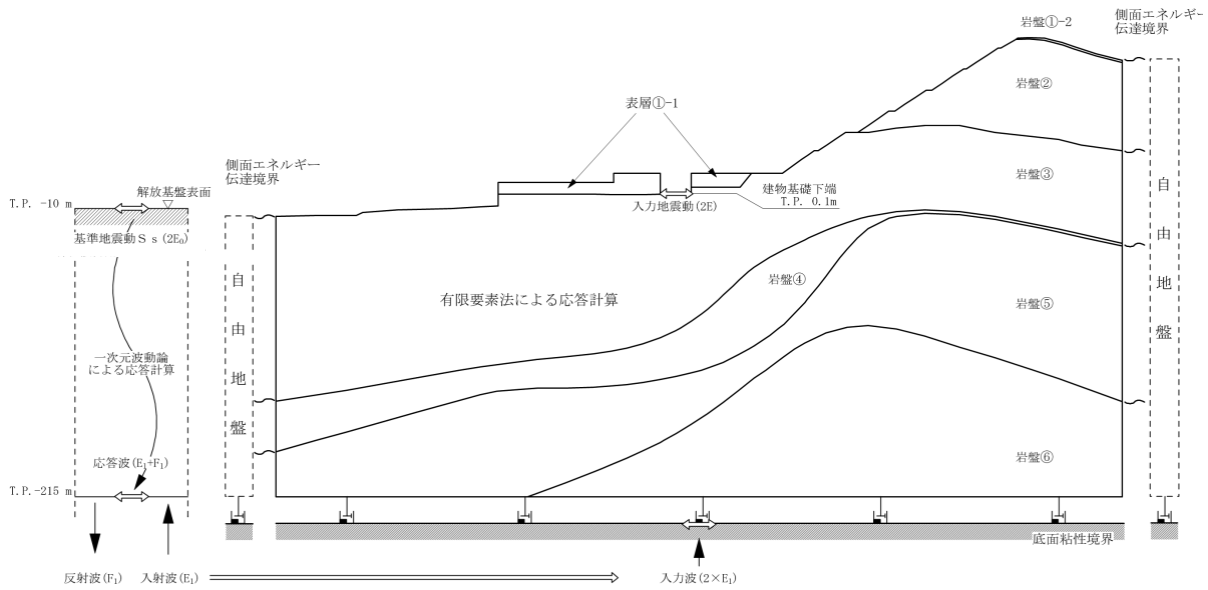
なお、二次元 FEM 地盤モデルの側面はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界を設けることにより、遠方地盤への波動の逸散を考慮する。

表層は、拘束圧依存性と「せん断剛性-せん断ひずみ関係 ($G/G_0 - \gamma$ 曲線)」及び「減衰定数-せん断ひずみ関係 ($h - \gamma$ 曲線)」を基に、地震時のひずみレベルを考慮した等価な剛性と減衰を設定している。

水平方向の入力地震動作成の概要を第 4.1-1 図に、地盤各層の物理定数を第 4.1-1 表に示す。

建物-地盤連成モデルへの入力地震動 ($2E$) の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを第 4.1-2 図~第 4.1-7 図に示す。

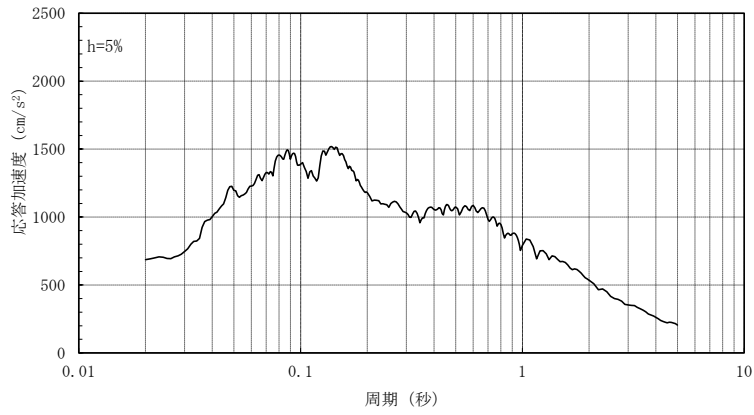
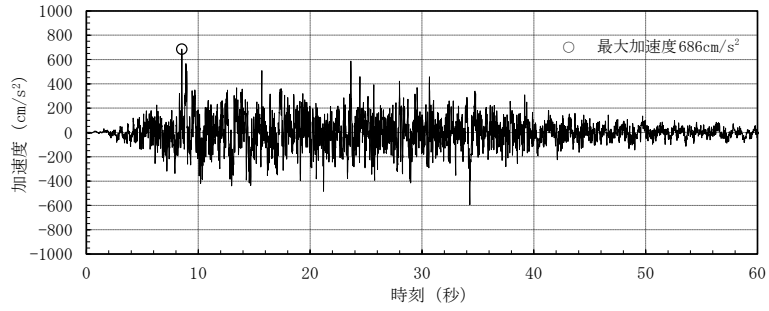
入力地震動の算定には解析コード「SHAKE」及び「SUPERFLUSH」を用いる。



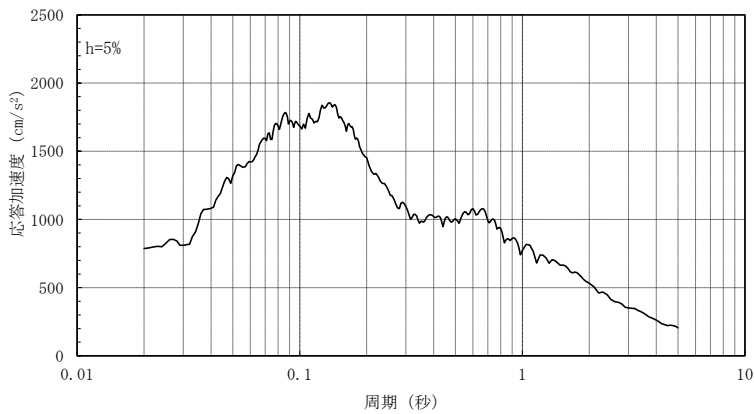
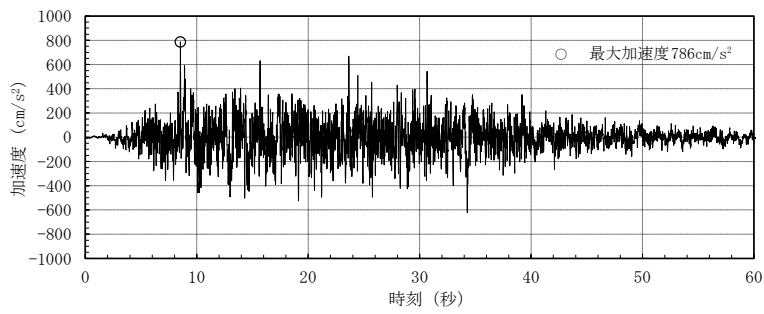
第 4.1-1 図 入力地震動作成の概要 (水平方向)

第 4.1-1 表 地盤の物理定数

層 番号	S波 速度 V_s m/s	P波 速度 V_p m/s	単位体積 重量 γ kN/m ³ (tf/m ³)	ポアソン 比 ν	ヤング 係数 E $\times 10^5$ kN/m ² ($\times 10^4$ tf/m ²)	せん断 弾性係数 G $\times 10^5$ kN/m ² ($\times 10^4$ tf/m ²)	減衰 定数 h %	
表層 ①-1	S s	127	422	20.7 (2.11)	0.45	0.99 (1.01)	0.341 (0.348)	8
岩盤①-2	250	800	20.6 (2.10)	0.446	3.80 (3.88)	1.31 (1.34)	3	
岩盤②	900	2100	23.0 (2.35)	0.388	52.9 (53.9)	19.0 (19.4)	3	
岩盤③	1600	3600	24.5 (2.50)	0.377	176.5 (180.0)	64.0 (65.3)	3	
岩盤④	1950	4000	24.5 (2.50)	0.344	256.0 (261.0)	95.1 (97.0)	3	
岩盤⑤	2000	4050	26.0 (2.65)	0.339	283.4 (289.0)	105.9 (108.0)	3	
岩盤⑥	2350	4950	27.9 (2.85)	0.355	427.6 (436.0)	157.9 (161.0)	3	

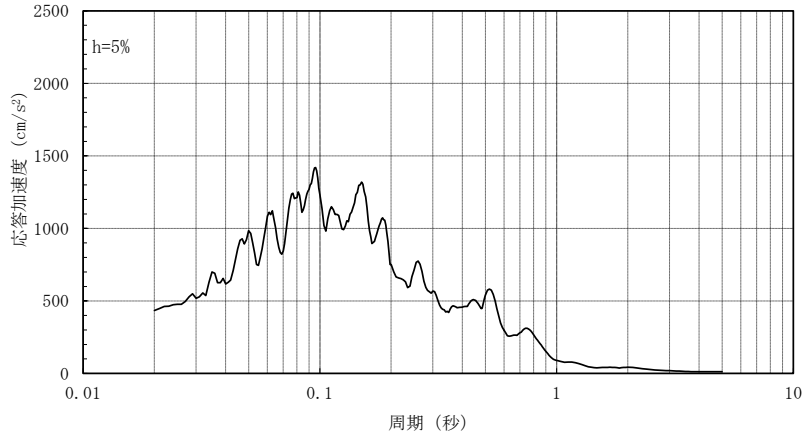
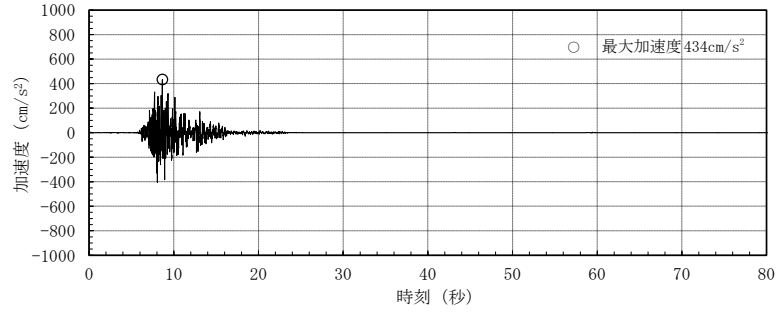


(S s - DH : NS方向)

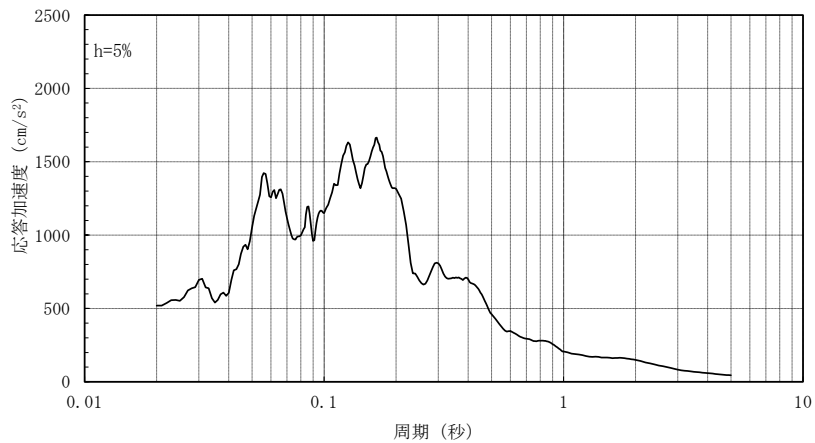
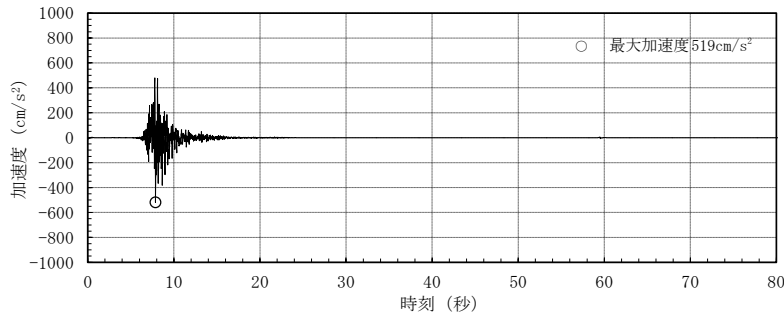


(S s - DH : EW方向)

第 4.1-2 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - D)

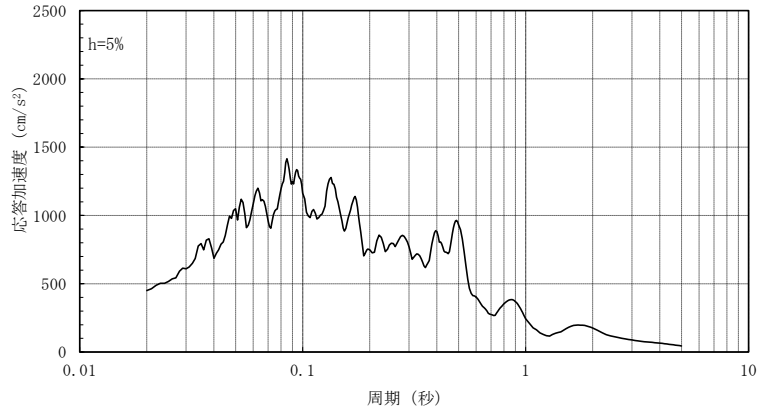
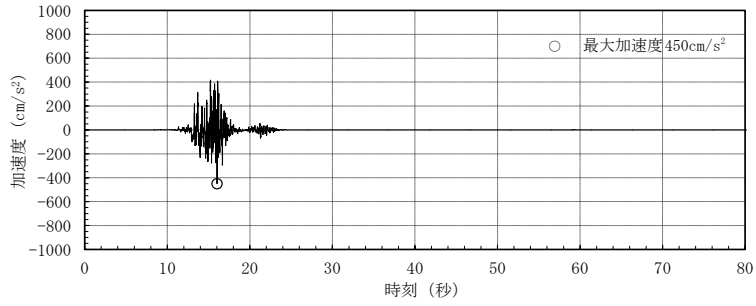


(S s - F 1 H (NS成分) : NS方向)

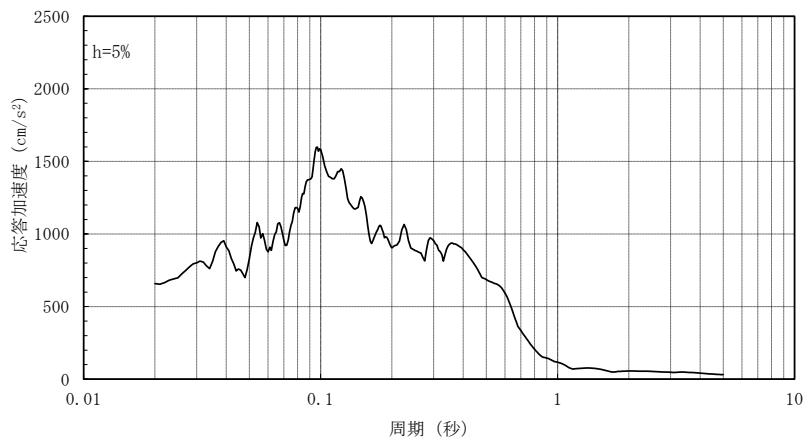
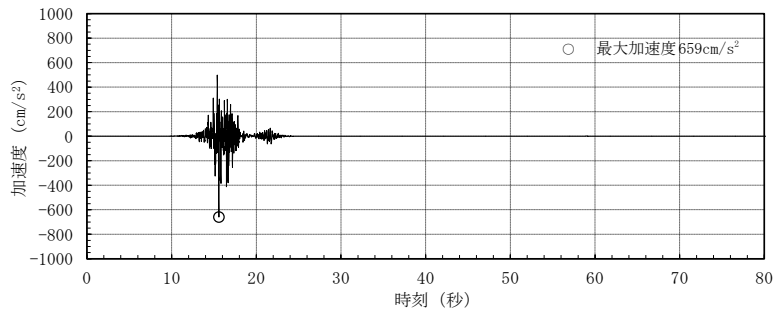


(S s - F 1 H (EW成分) : EW方向)

第 4.1-3 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - F 1)

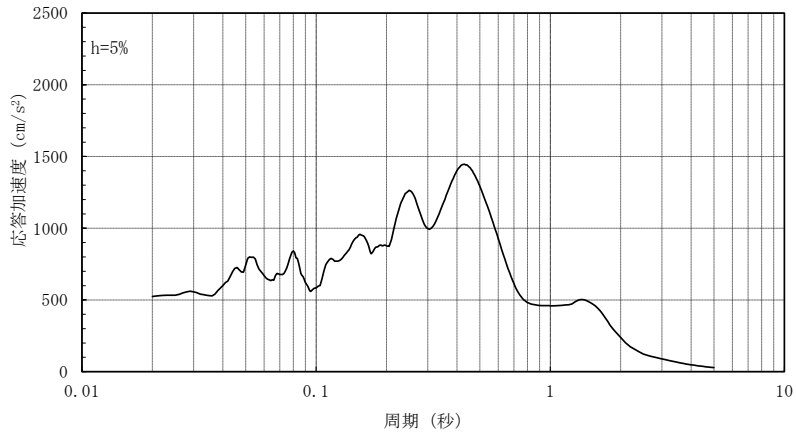
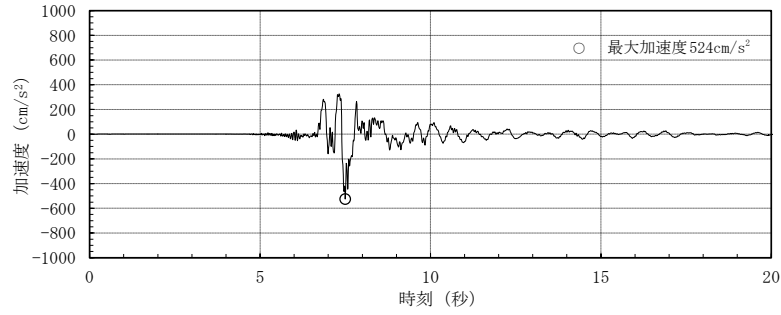


(S s - F 2 H (NS成分) : NS方向)

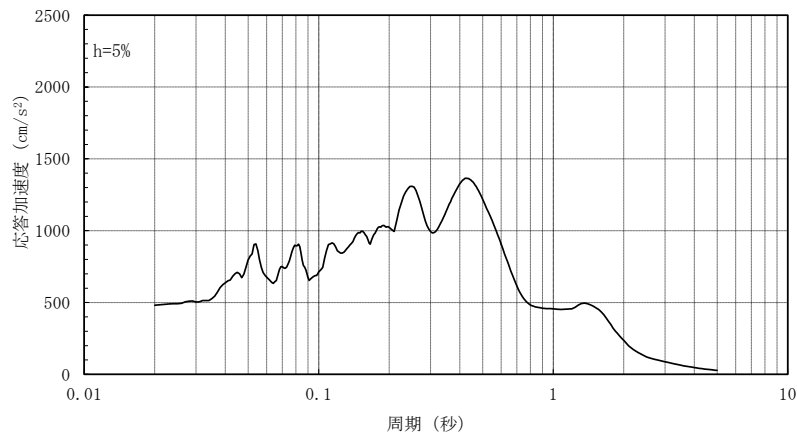
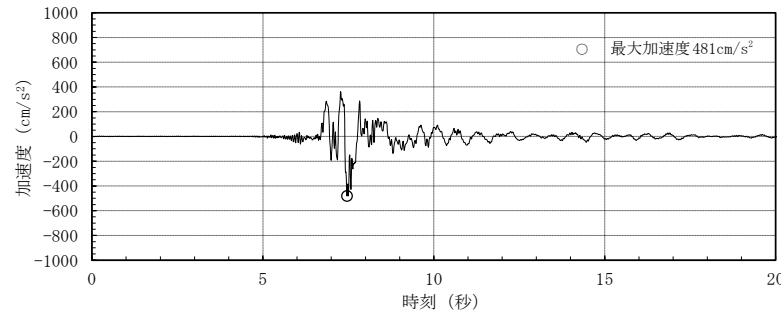


(S s - F 2 H (EW成分) : EW方向)

第 4.1-4 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - F 2)

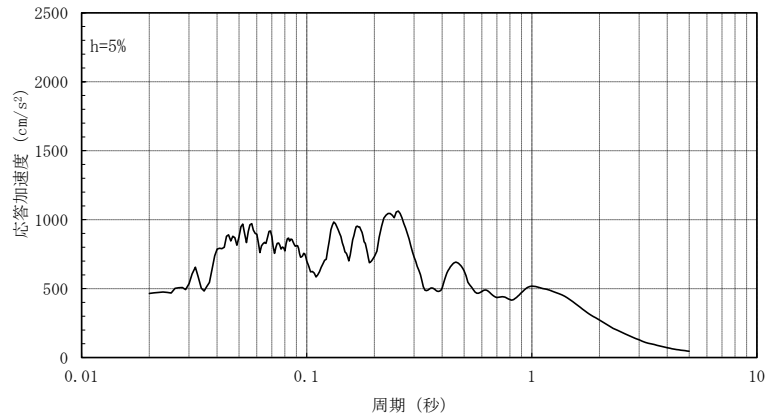
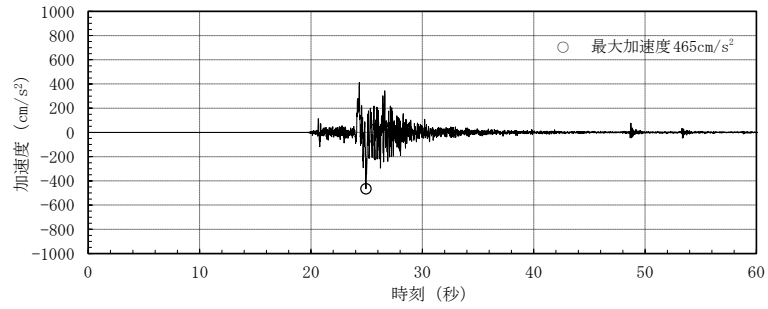


(S s - N 1 H : NS方向)

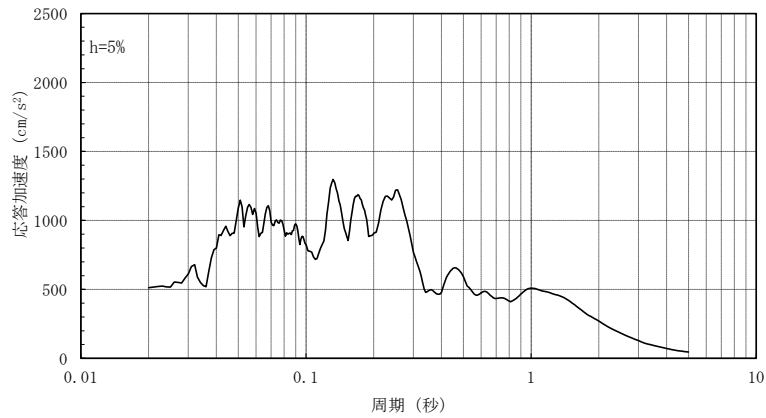
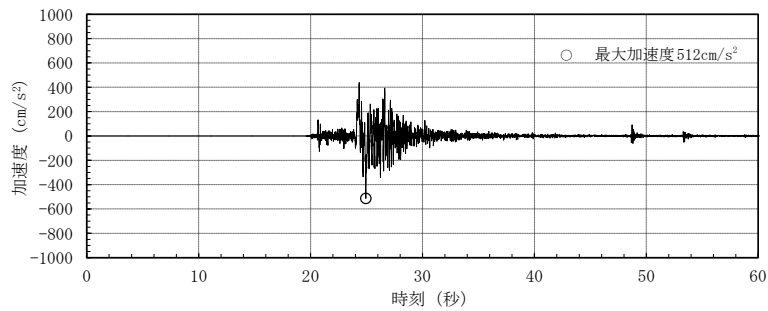


(S s - N 1 H : EW方向)

第 4.1-5 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s - N 1)

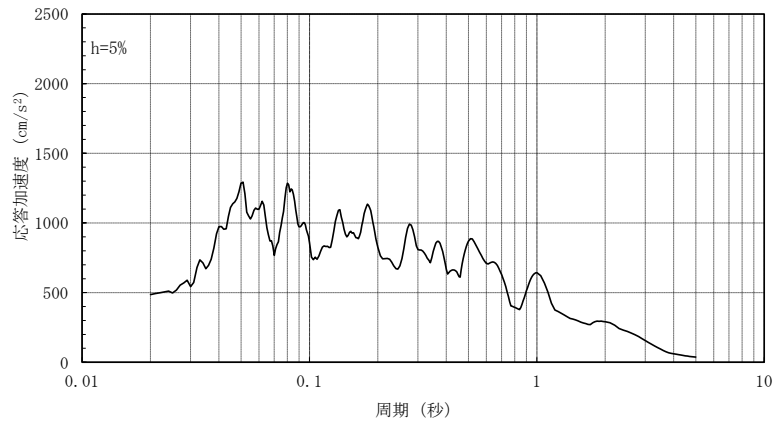
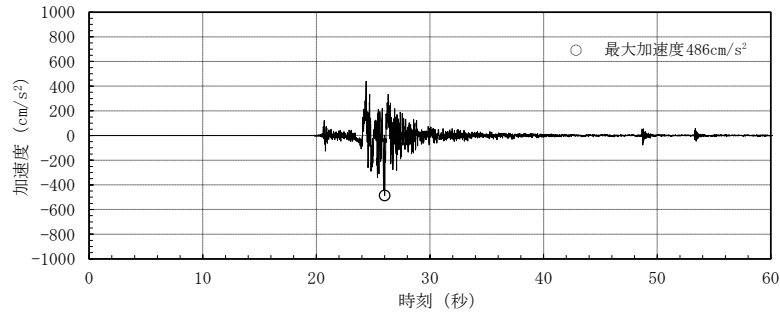


(S_s - N 2 H (NS成分) : NS方向)

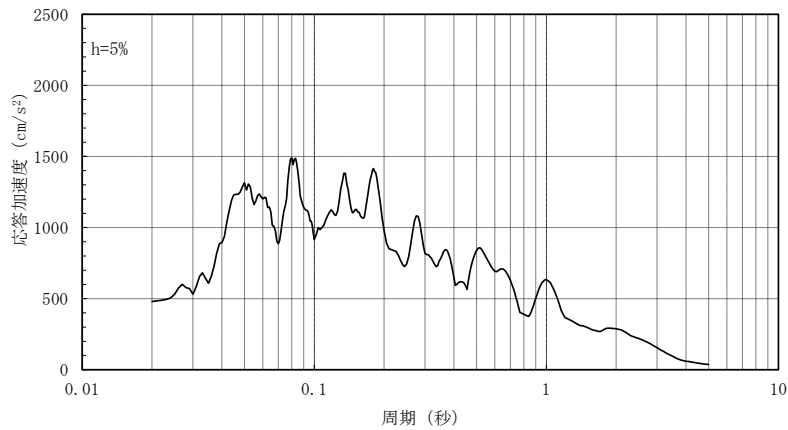
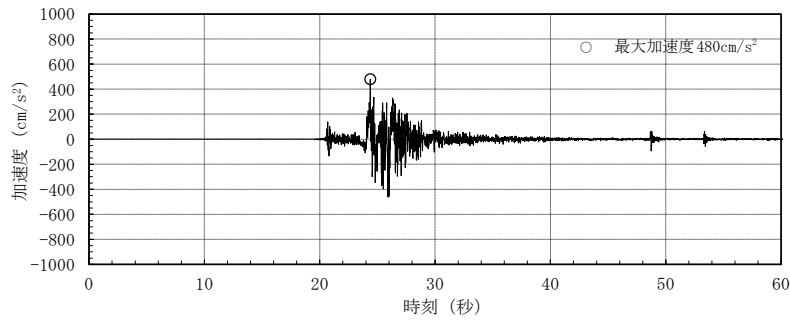


(S_s - N 2 H (NS成分) : EW方向)

第 4.1-6 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s - N 2)



(S_s - N2H (EW成分) : NS方向)



(S_s - N2H (EW成分) : EW方向)

第 4.1-7 図 入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s - N2)

4.2 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、主要な耐震壁を曲げ・せん断部材に置換し、重量を各階床位置に集中させた多質点系のスウェイ・ロッキングモデルとする。なお、回転慣性重量は基礎に集約して評価する。

建物と地盤の相互作用は、基礎スラブ底面を等価な地盤ばね（水平・回転）に置換して評価する。建物底面に付く地盤ばねは、振動アドミタンス理論により求めた振動数依存の複素ばねを、剛性は0 Hz での実部の値（静的ばね値）で、減衰係数は建物－地盤連成系の1次固有振動数での虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きで、それぞれ近似する。

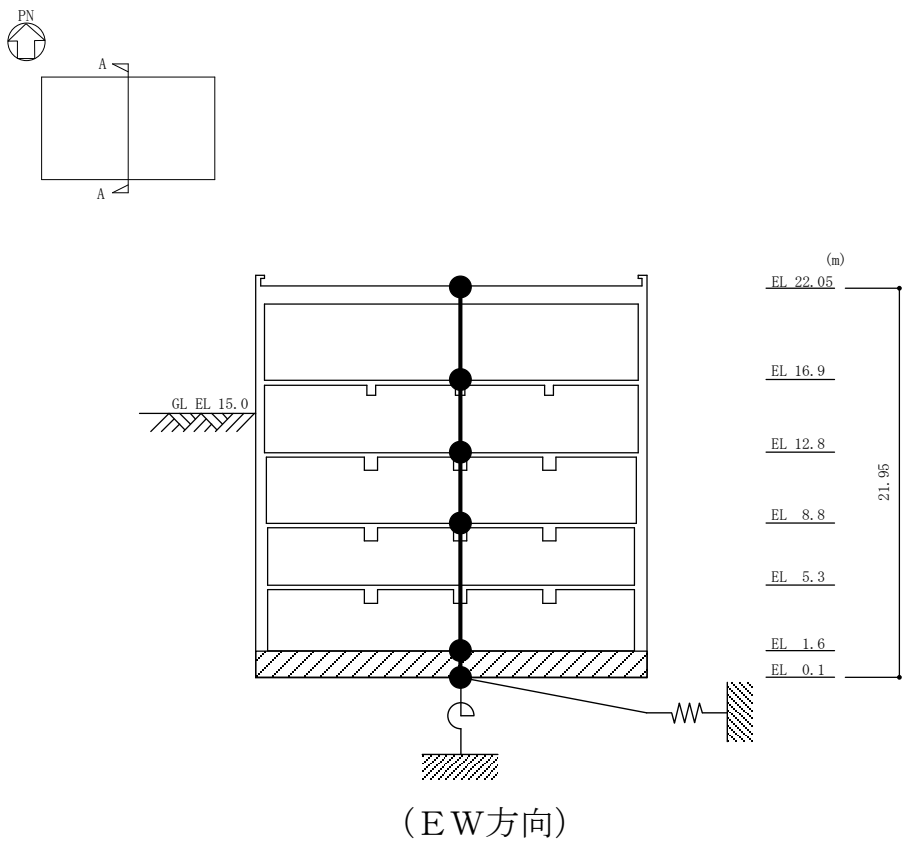
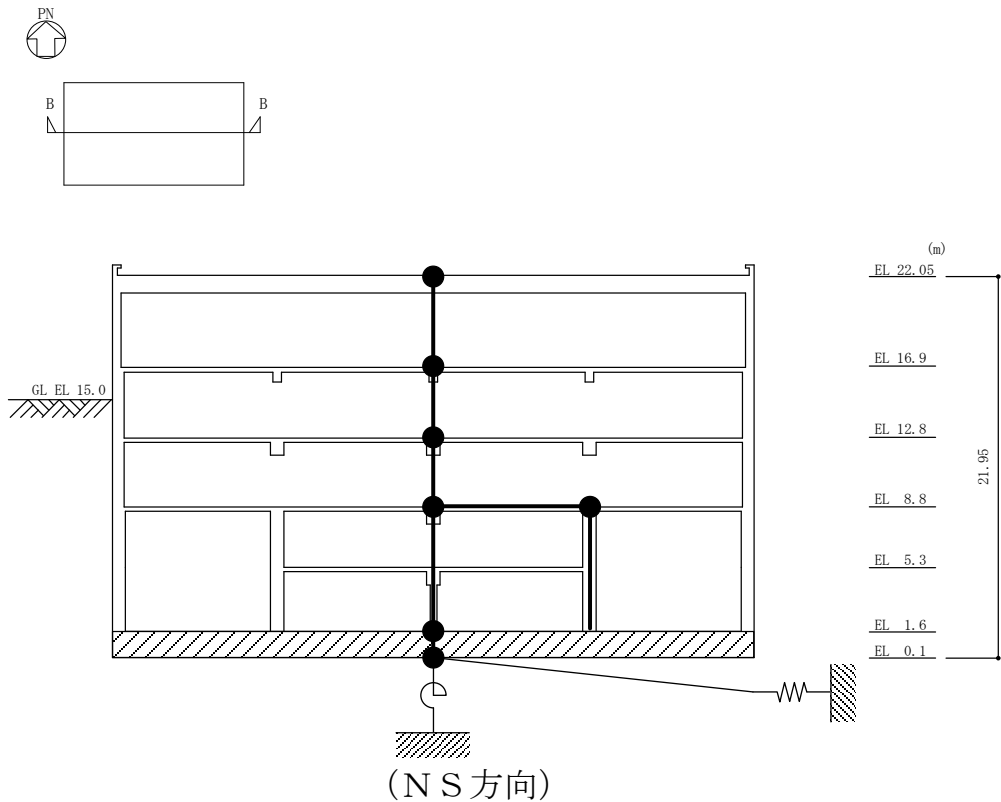
建物の減衰はモード減衰とし、各次のモード減衰定数は建物のひずみエネルギーに比例した値として算定する。建物の鉄筋コンクリート部分については減衰定数を5%とする。

建物の非線形特性については、鉄筋コンクリート部には最大点指向型のトリリニア・スケルトン曲線を「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき設定する。

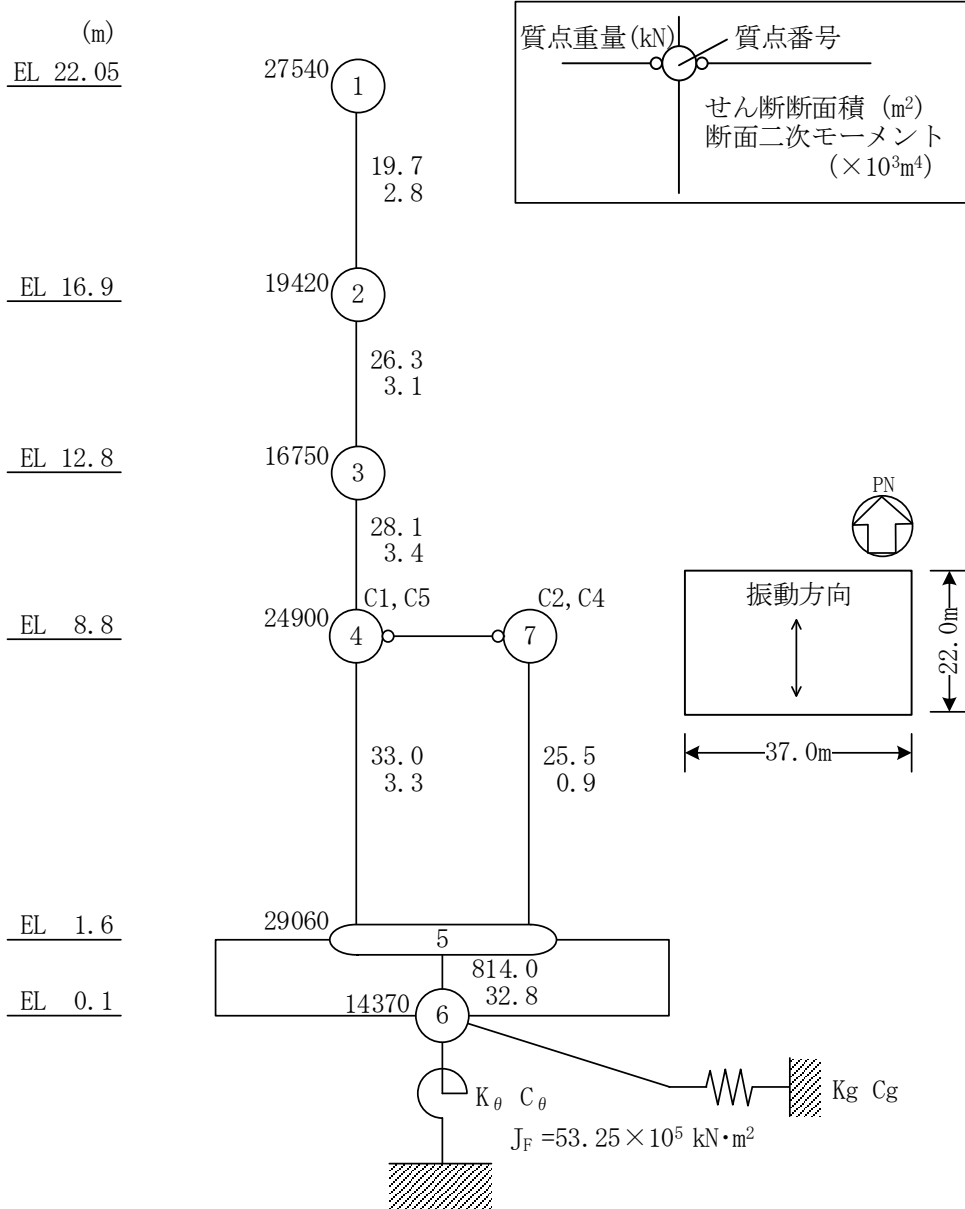
基礎底面回転ばねは線形とした。

地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性時刻歴応答解析とし、地震応答解析モデル（水平方向）を第4.2-1図に、解析モデルの諸元を第4.2-2図及び第4.2-3図に、地盤のばね定数と減衰係数を第4.2-1表に示す。

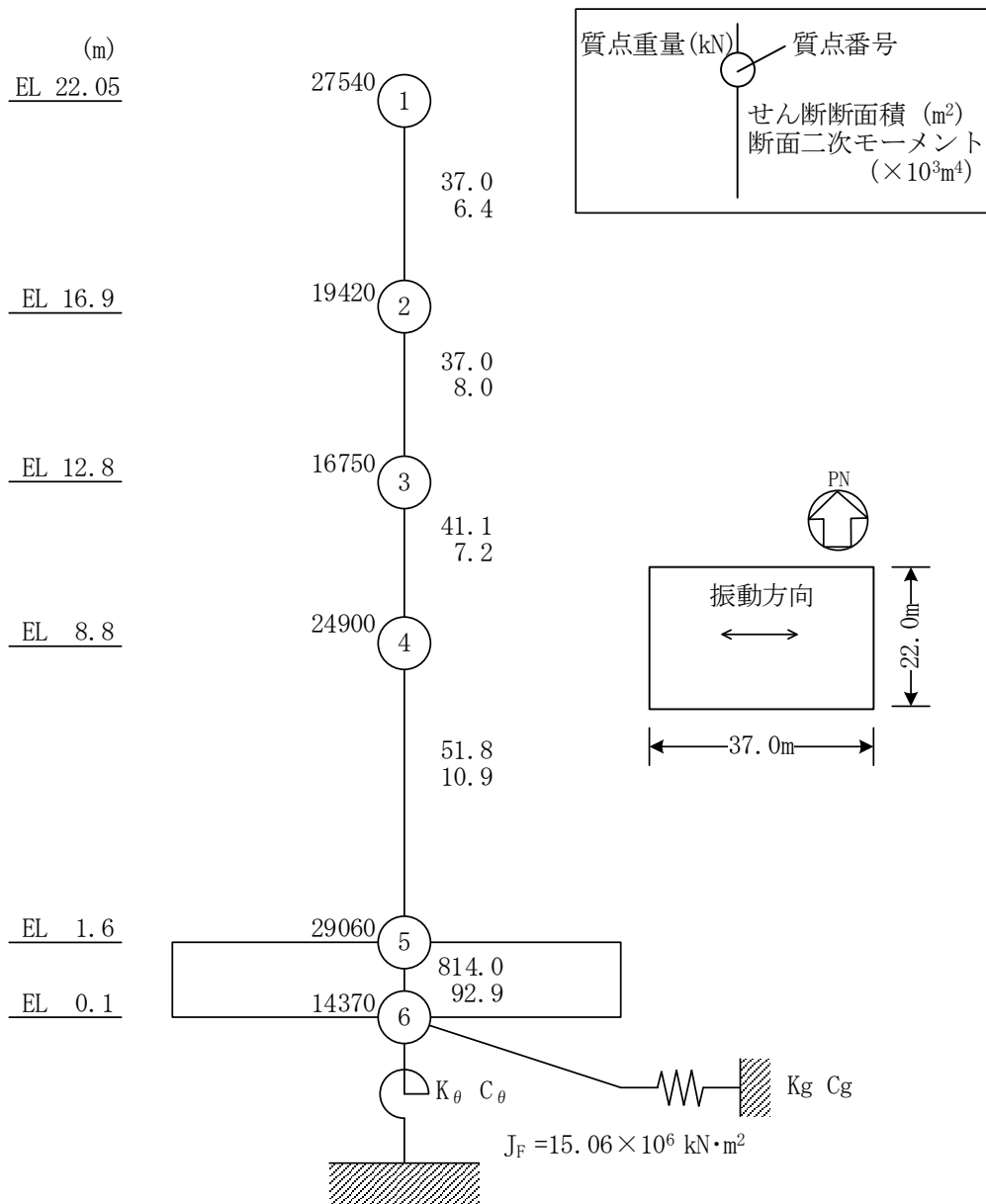
地震応答解析には解析コード「NUPP4」を用いる。



第 4.2-1 図 制御室建物の地震応答解析モデル



第 4.2-2 図 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)



第 4.2-3 図 地震応答解析モデルの諸元 (EW方向)

第 4.2-1 表 地盤のばね定数と減衰係数

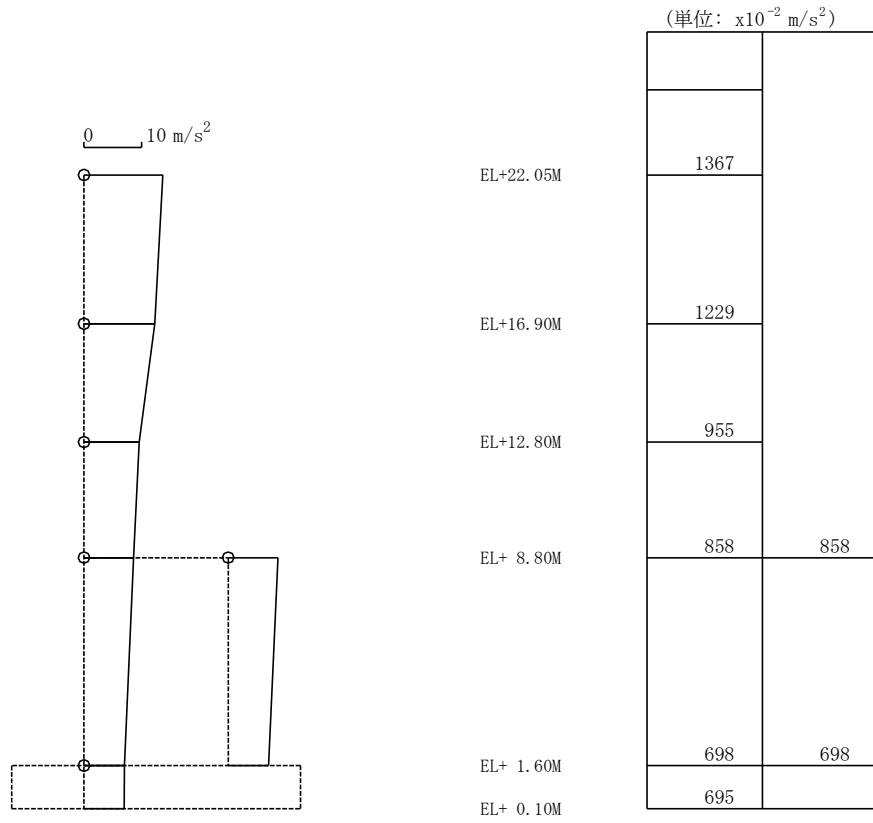
地盤ばね	方向	ばね定数	減衰係数
基礎底面	N S	5.10×10^8 (N/mm)	2.84×10^6 (N·s/mm)
水平ばね(K_g, C_g)	E W	4.86×10^8 (N/mm)	2.58×10^6 (N·s/mm)
基礎底面	N S	7.45×10^{16} (N·mm/rad)	2.13×10^{13} (N·mm·s/rad)
回転ばね(K_θ, C_θ)	E W	1.57×10^{17} (N·mm/rad)	1.19×10^{14} (N·mm·s/rad)

4.3 地震応答解析

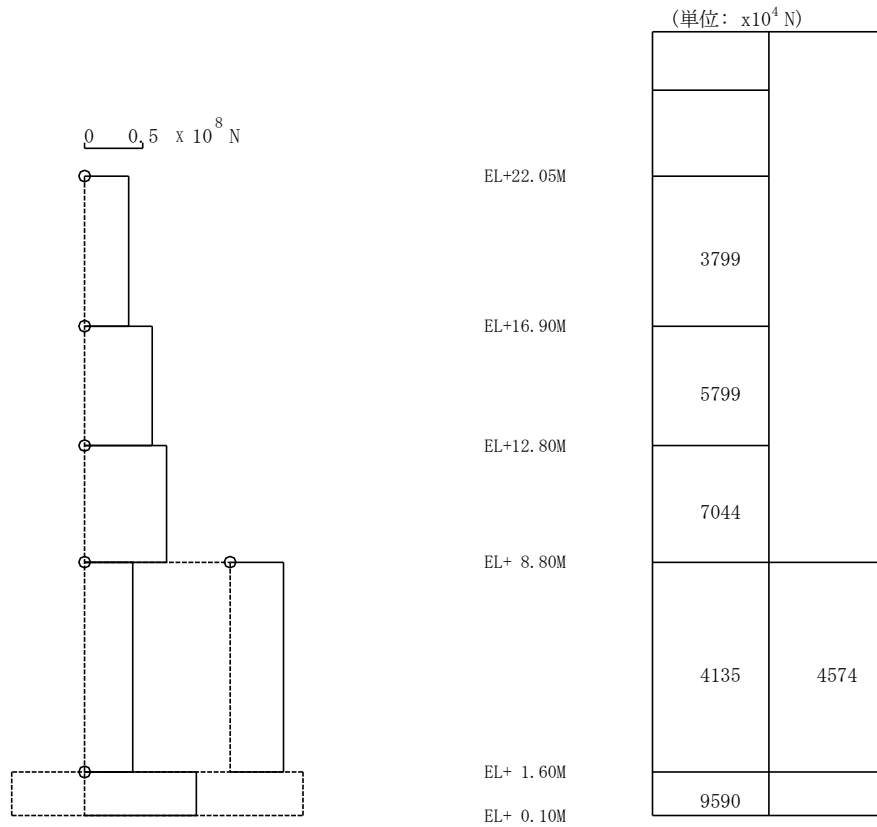
(1) 地震応答解析結果

基準地震動 S_s-D , S_s-F1 , S_s-F2 , S_s-N1 及び S_s-N2 (水平動) による最大応答値を第 4.3-1 図～第 4.3-36 図に示す。

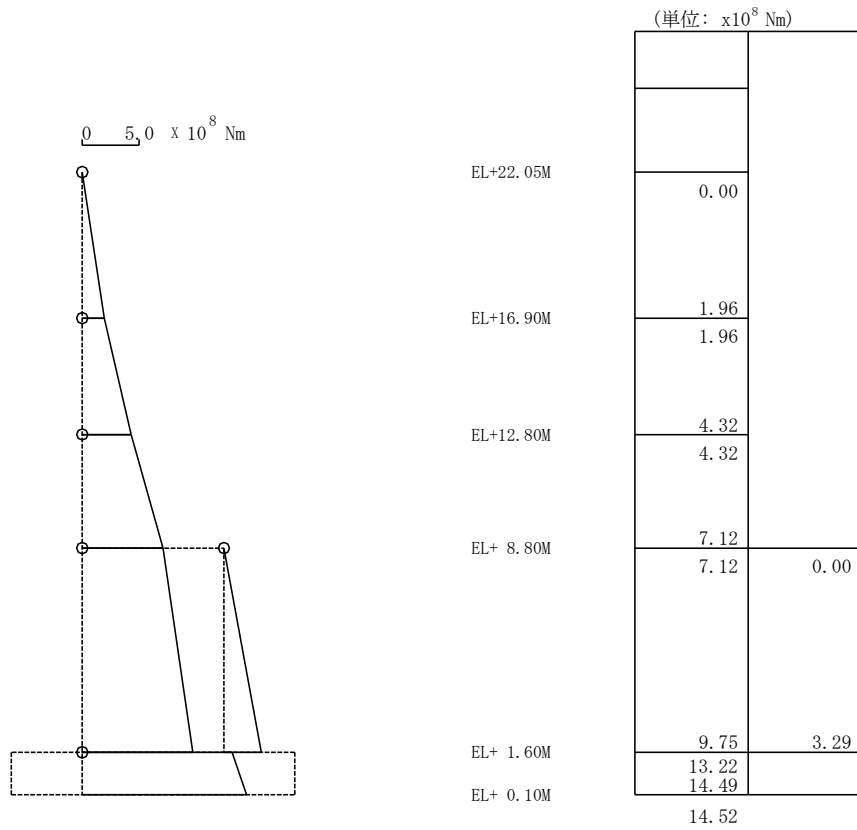
参考として、耐震壁の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.55×10^{-3} (S_s-DH , NS 方向) であり、評価基準値 (2.0×10^{-3}) に対して十分な余裕があることを確認している。



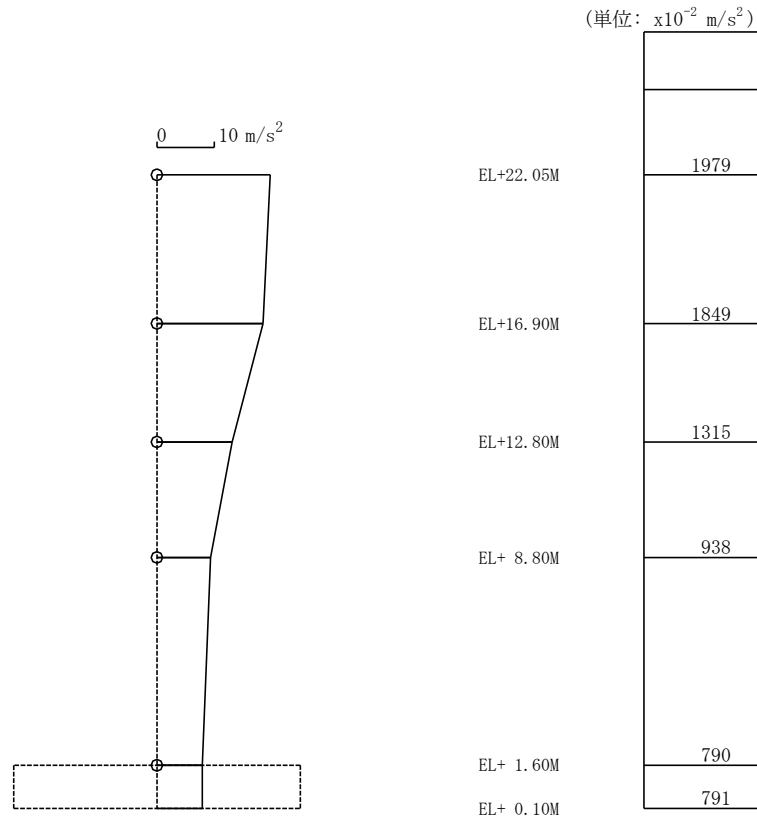
第 4.3-1 図 最大応答加速度 (NS 方向) 基準地震動 $S_s - DH$



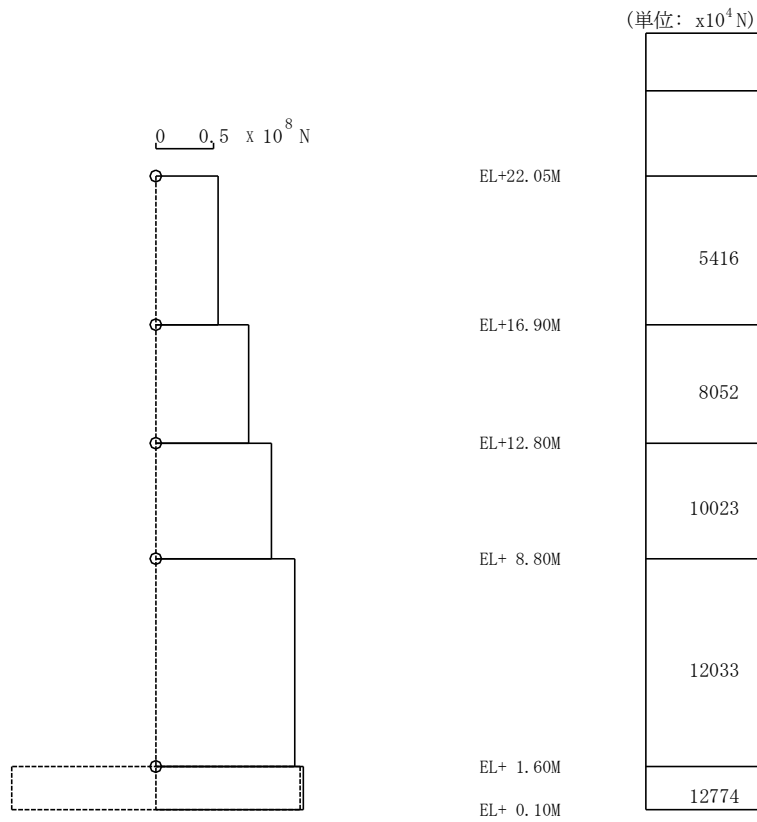
第 4.3-2 図 最大応答せん断力 (NS 方向) 基準地震動 $S_s - DH$



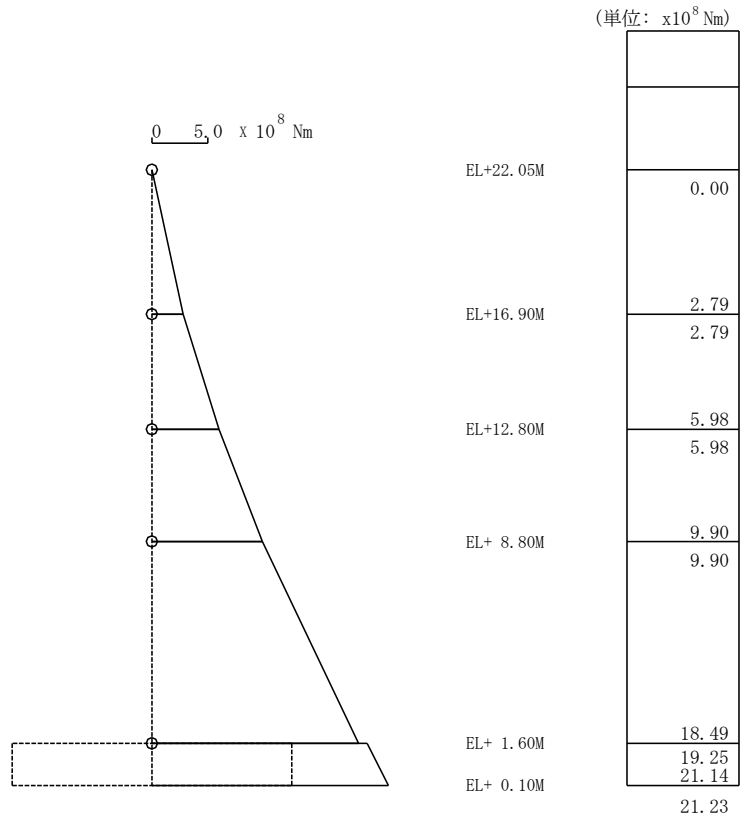
第 4.3-3 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)
基準地震動 S s - D H



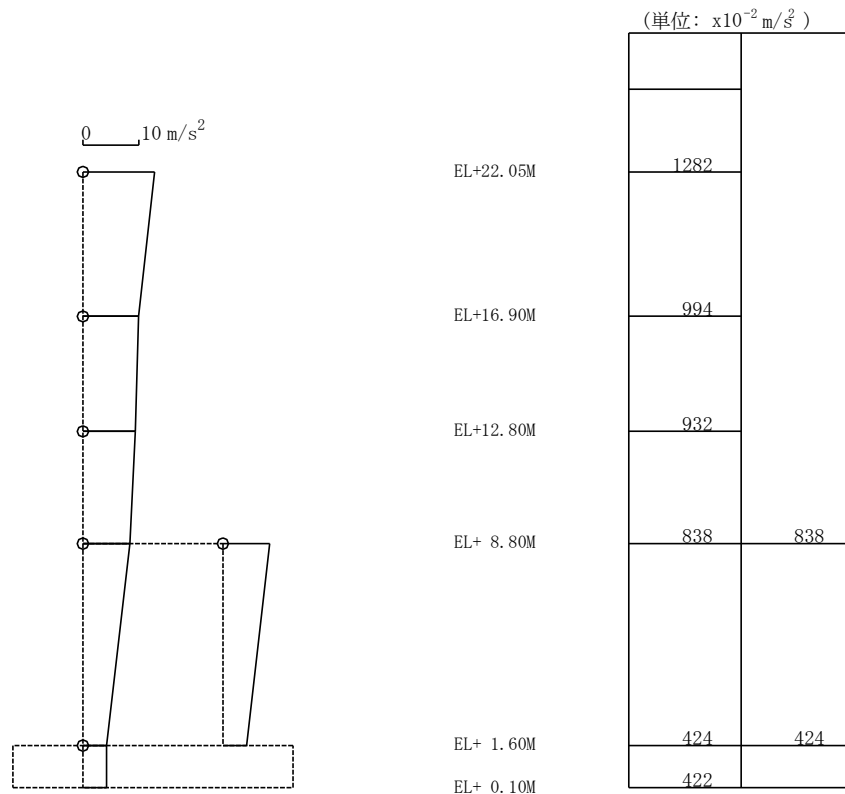
第 4.3-4 図 最大応答加速度 (E W方向) 基準地震動 $S_s - DH$



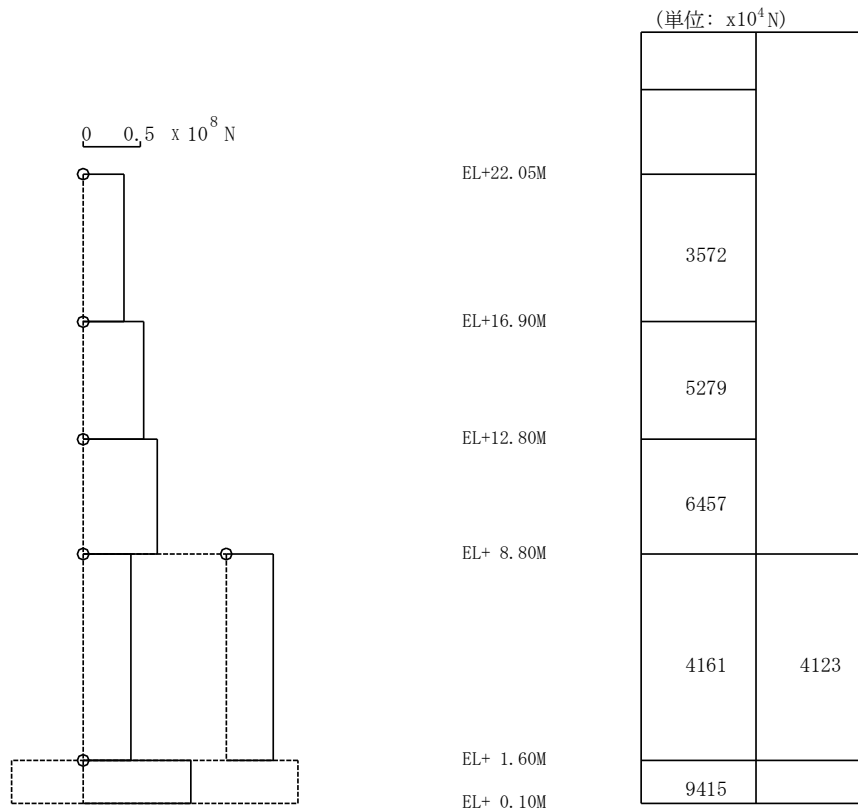
第 4.3-5 図 最大応答せん断力 (E W方向) 基準地震動 $S_s - DH$



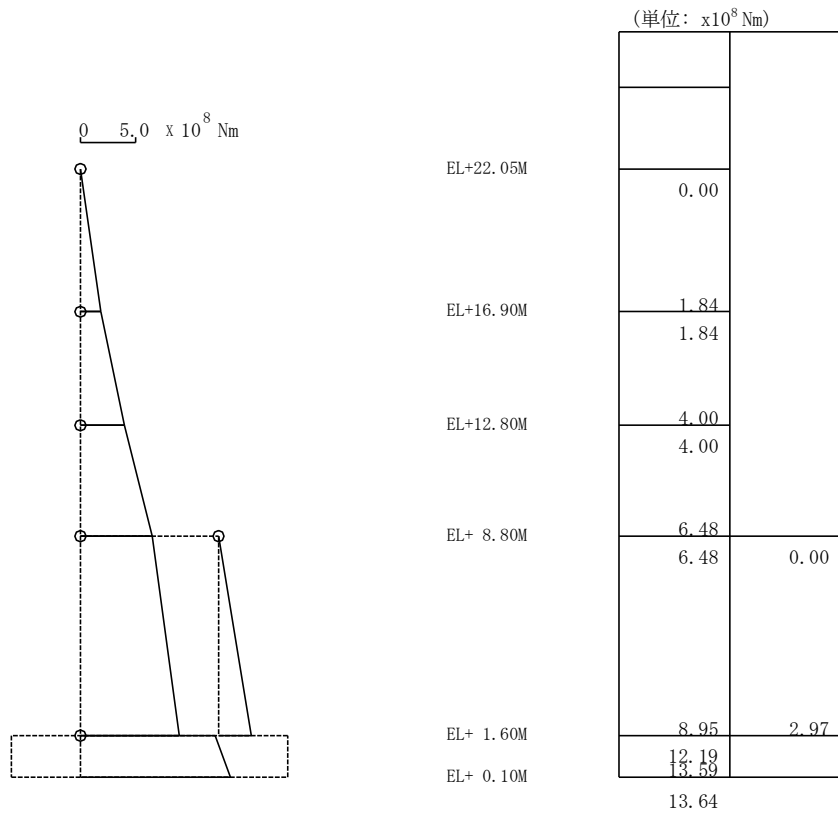
第 4.3-6 図 最大応答曲げモーメント (E W 方向)
基準地震動 S s - D H



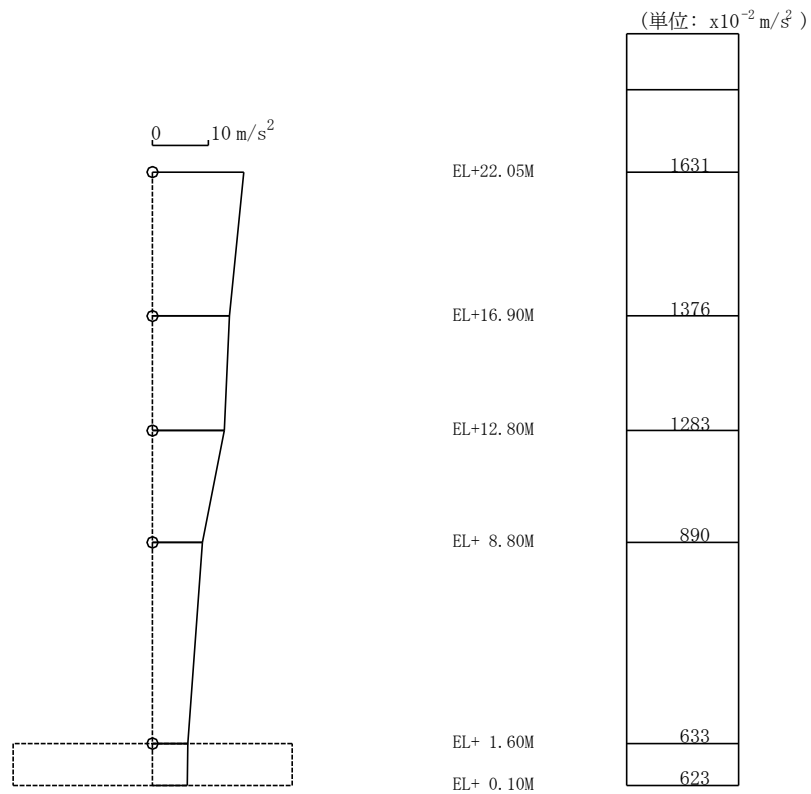
第 4.3-7 図 最大応答加速度 (NS 方向)
基準地震動 S s - F 1 H (NS 成分)



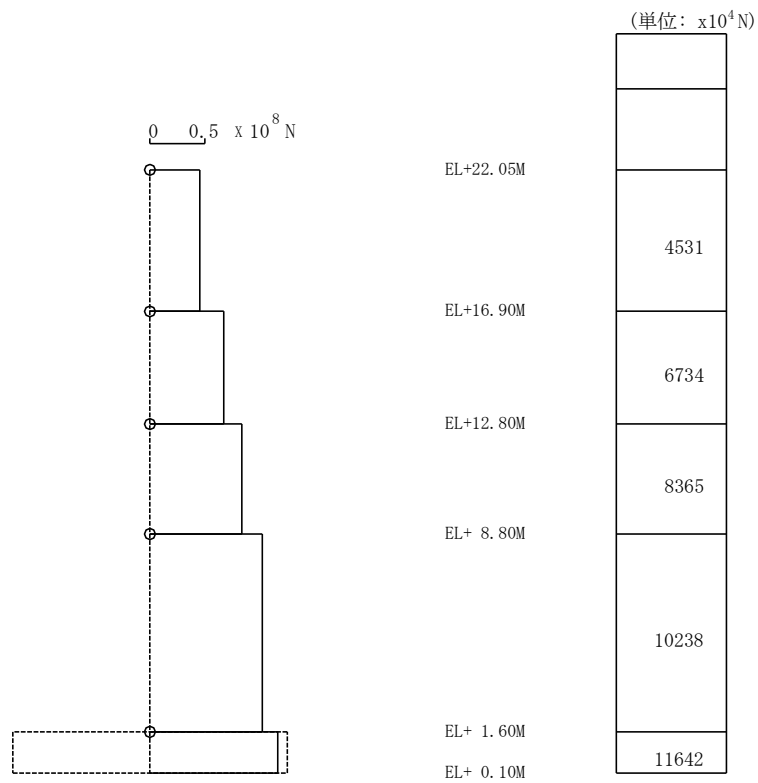
第 4.3-8 図 最大応答せん断力 (NS 方向)
基準地震動 S s - F 1 H (NS 成分)



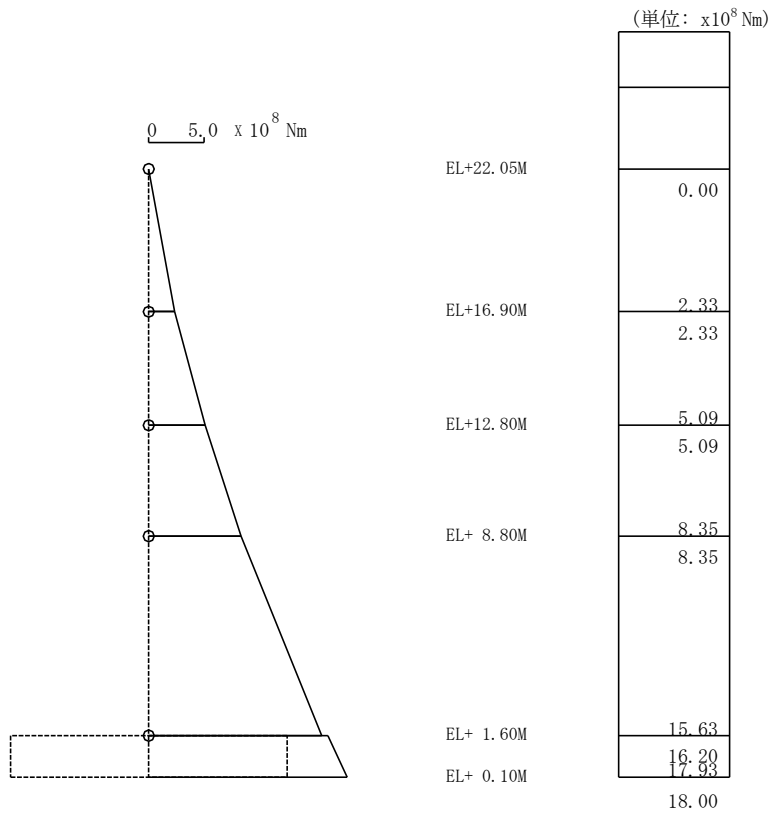
第 4.3-9 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)
基準地震動 S s - F 1 H (NS 成分)



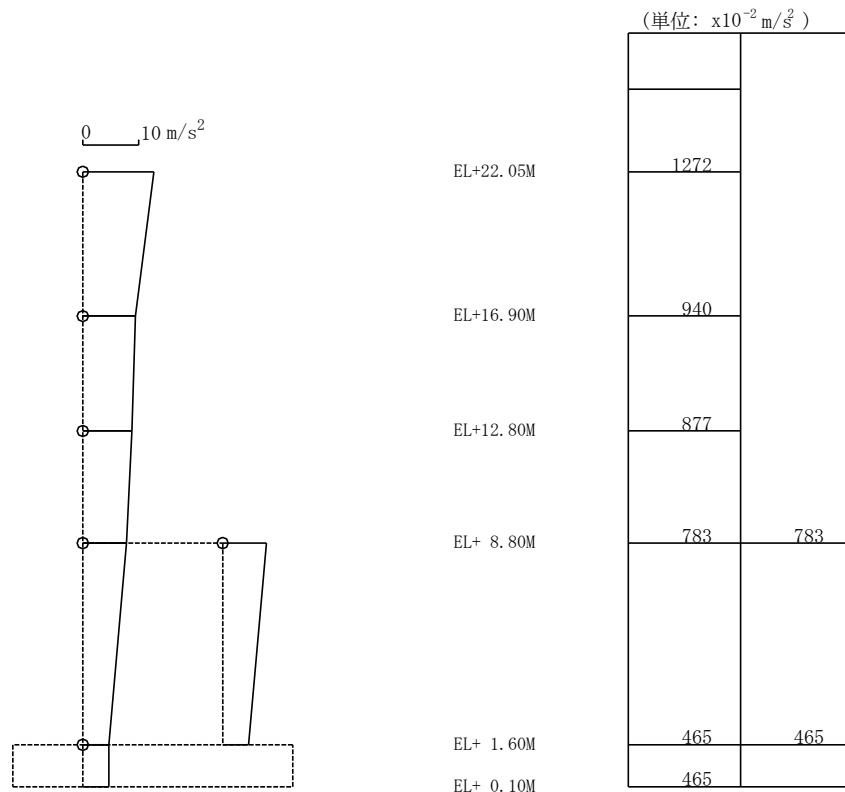
第 4.3-10 図 最大応答加速度 (E W方向)
基準地震動 S s - F 1 H (E W成分)



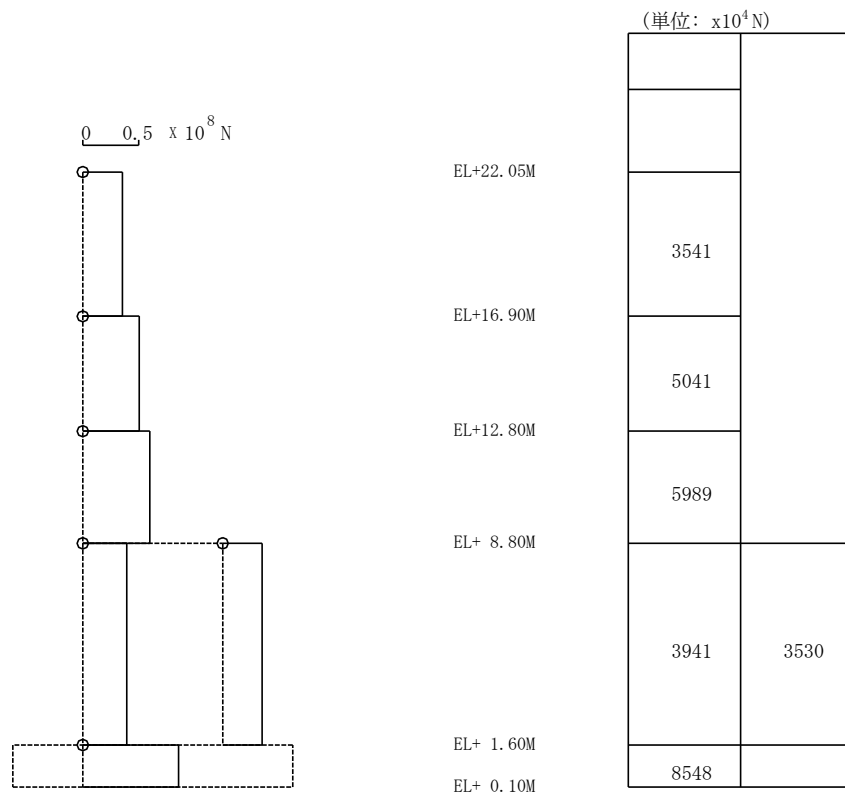
第 4.3-11 図 最大応答せん断力 (E W方向)
基準地震動 S s - F 1 H (E W成分)



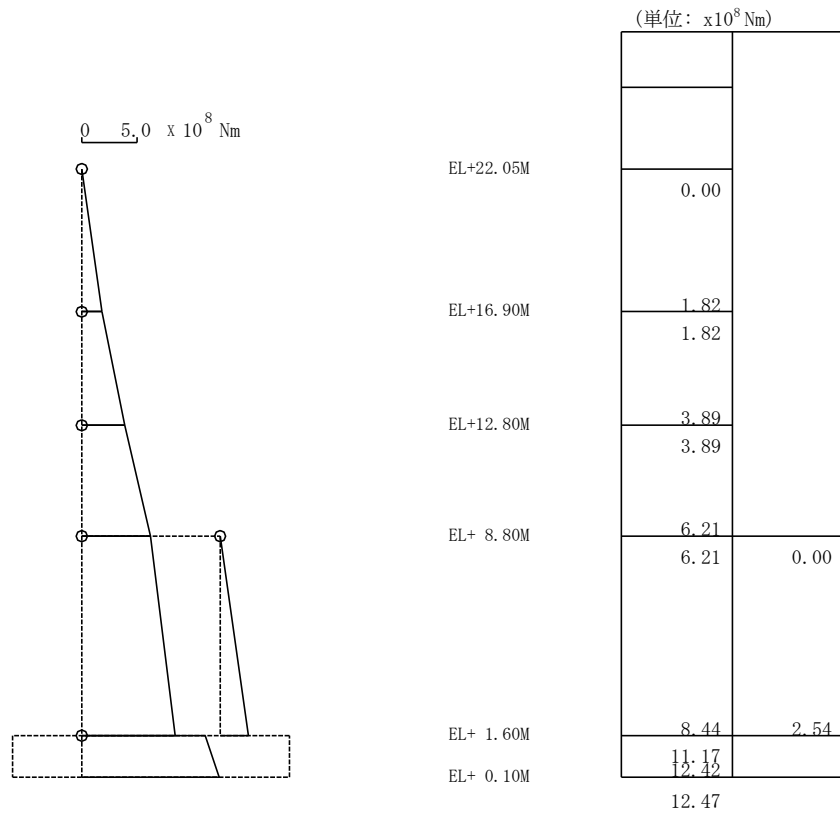
第 4.3-12 図 最大応答曲げモーメント (E W 方向)
基準地震動 S s - F 1 H (E W 成分)



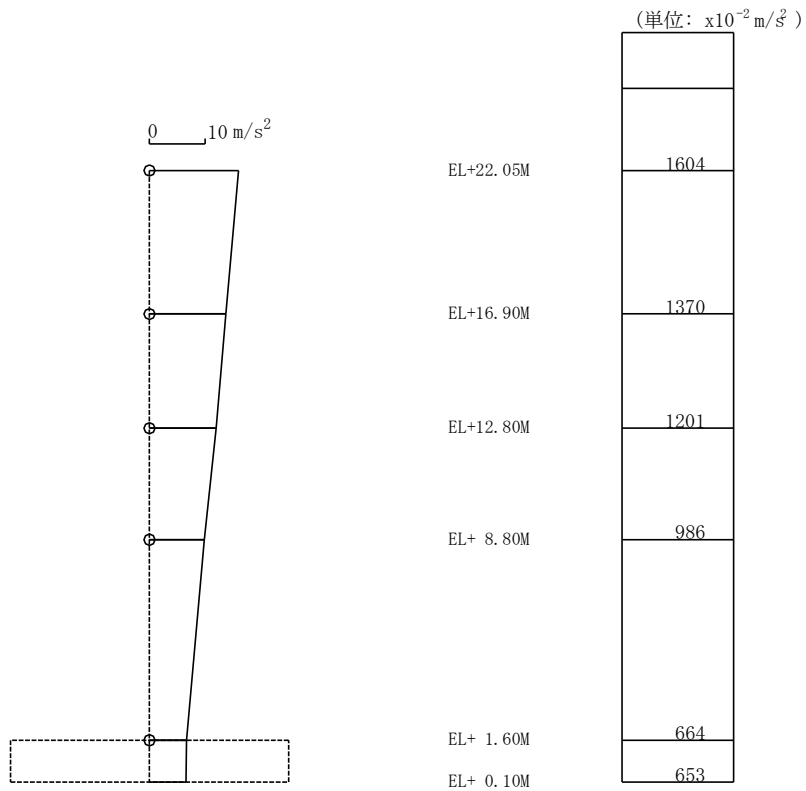
第 4.3-13 図 最大応答加速度 (NS 方向)
基準地震動 $S_s - F2H$ (NS 成分)



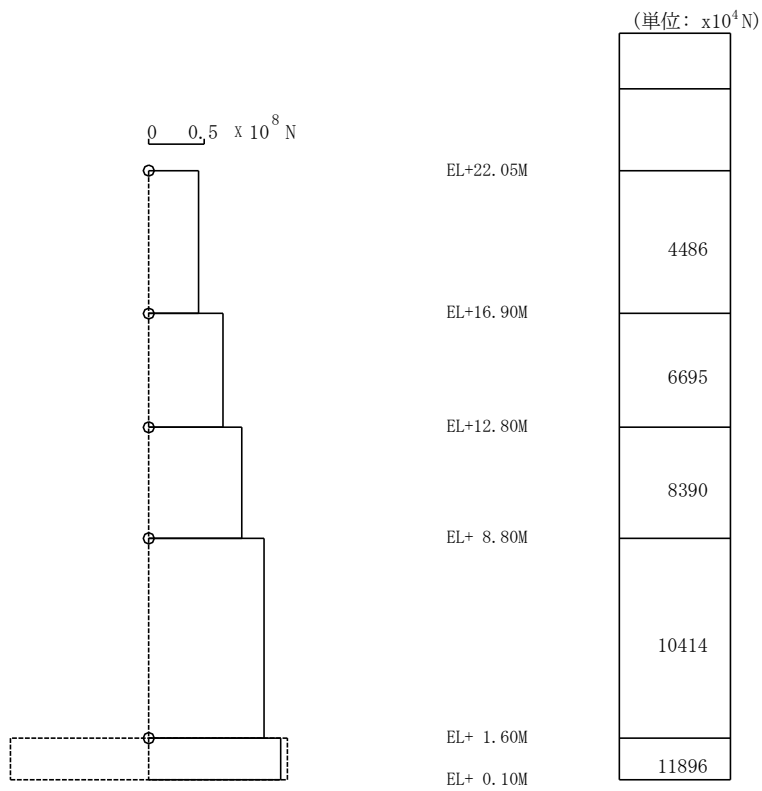
第 4.3-14 図 最大応答せん断力 (NS 方向)
基準地震動 $S_s - F2H$ (NS 成分)



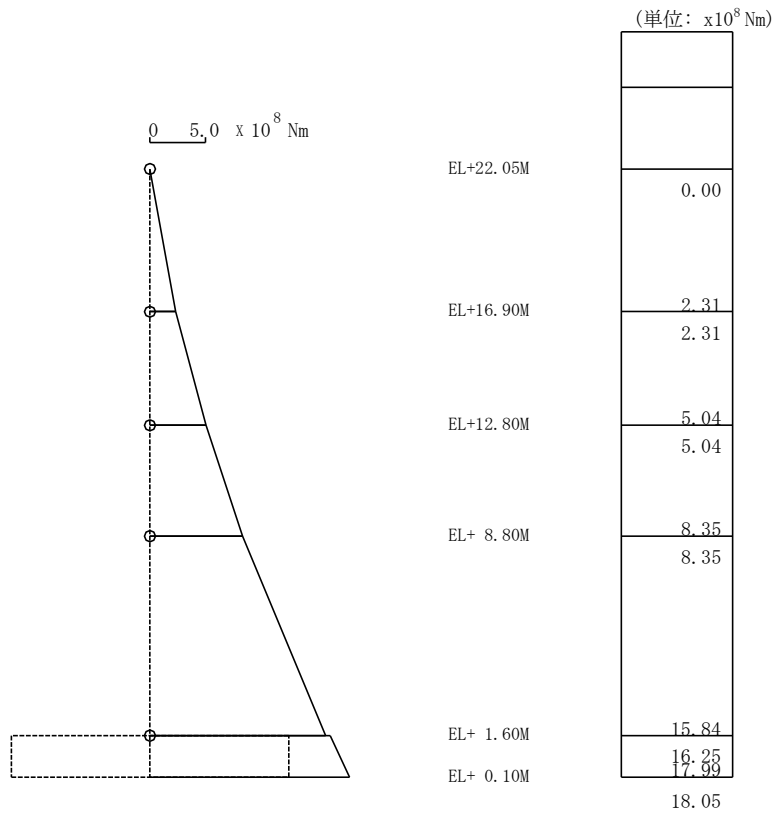
第 4.3-15 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)
基準地震動 S s - F 2 H (NS 成分)



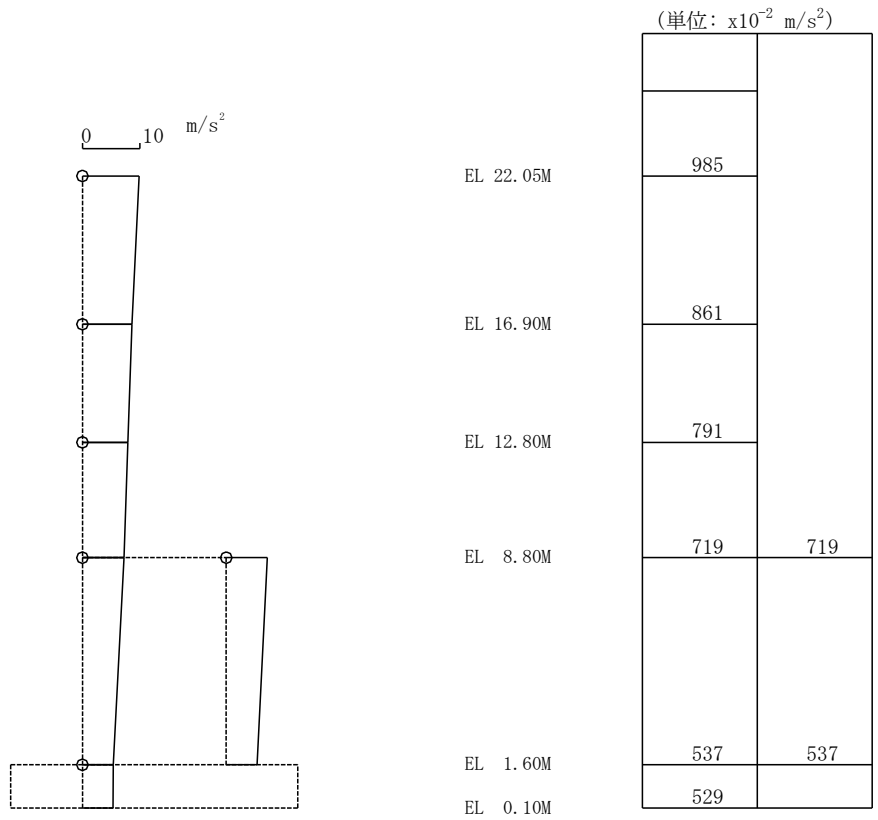
第 4.3-16 図 最大応答加速度 (E W 方向)
基準地震動 S s - F 2 H (E W 成分)



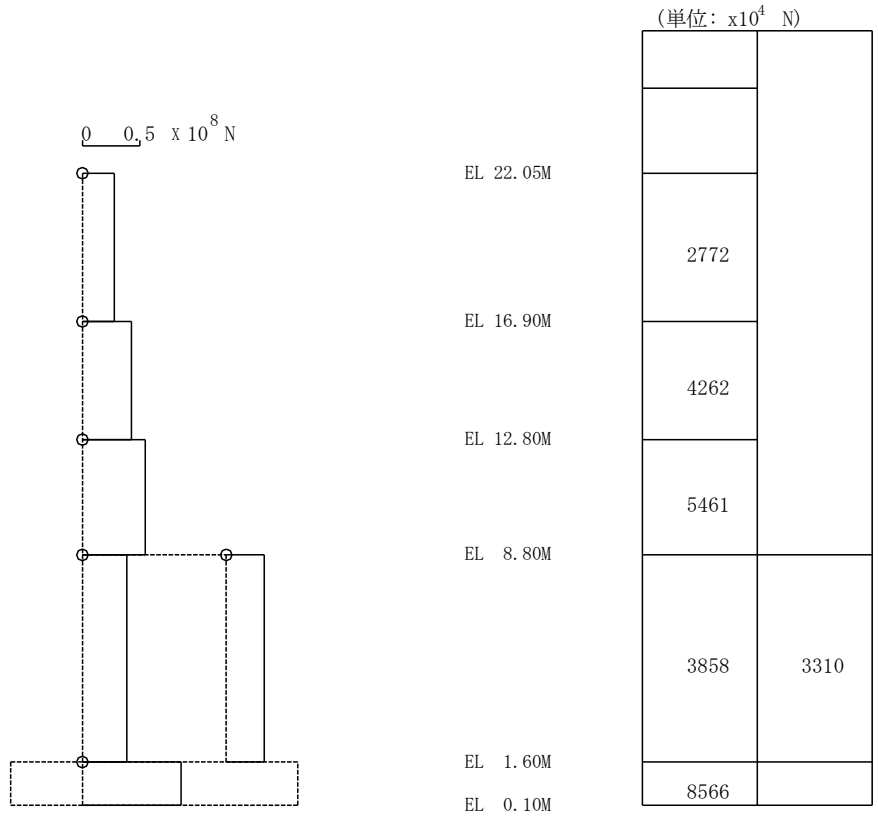
第 4.3-17 図 最大応答せん断力 (E W 方向)
基準地震動 S s - F 2 H (E W 成分)



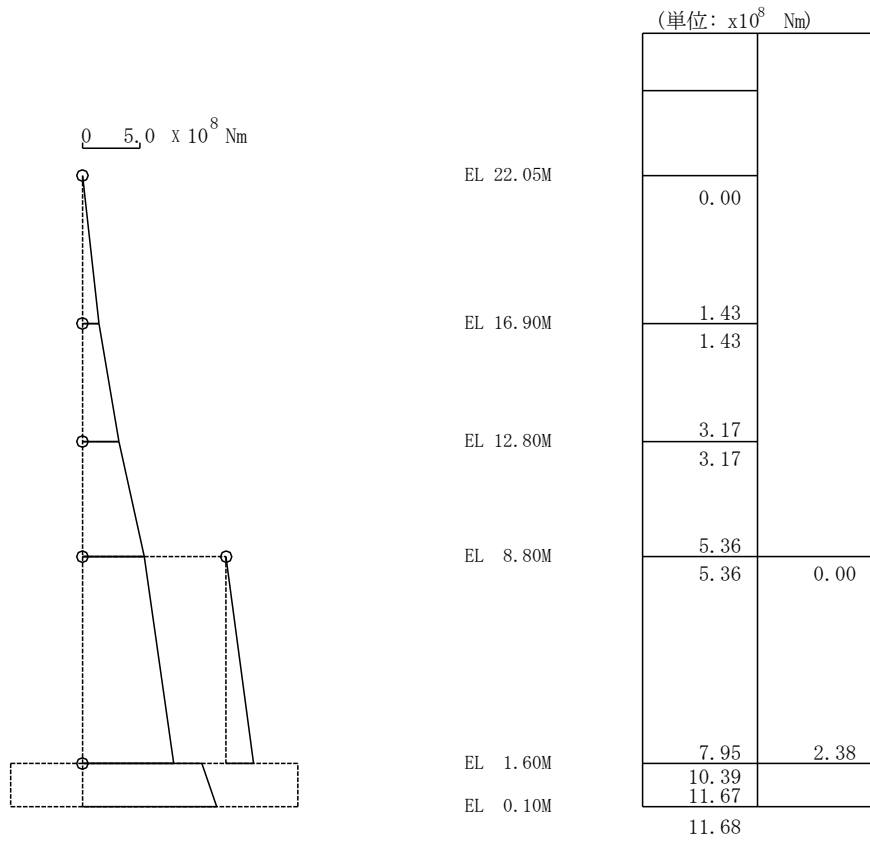
第 4.3-18 図 最大応答曲げモーメント (E W 方向)
基準地震動 S s - F 2 H (E W 成分)



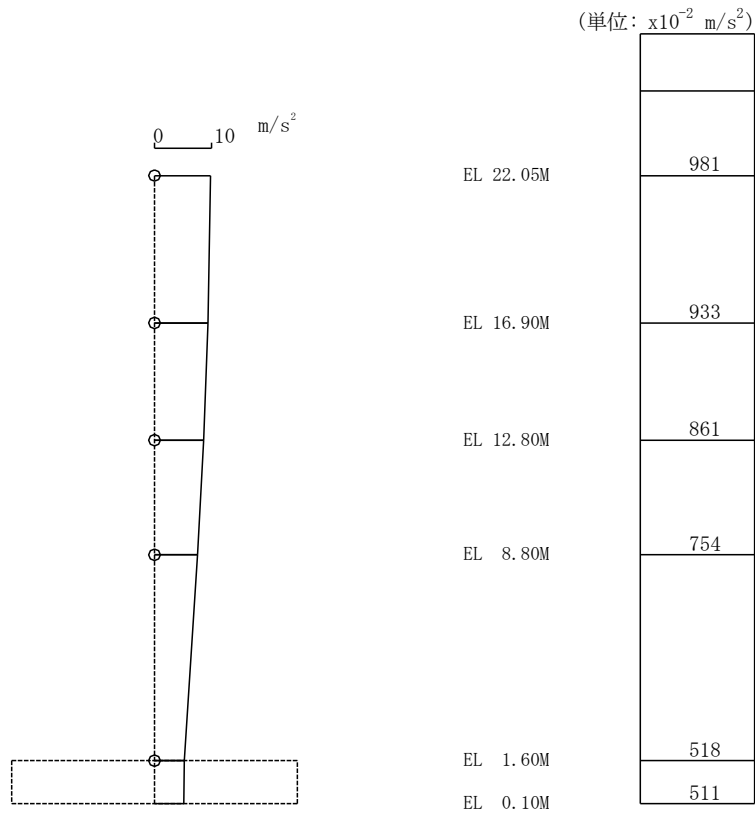
第 4.3-19 図 最大応答加速度 (NS 方向) 基準地震動 S_s - N 1 H



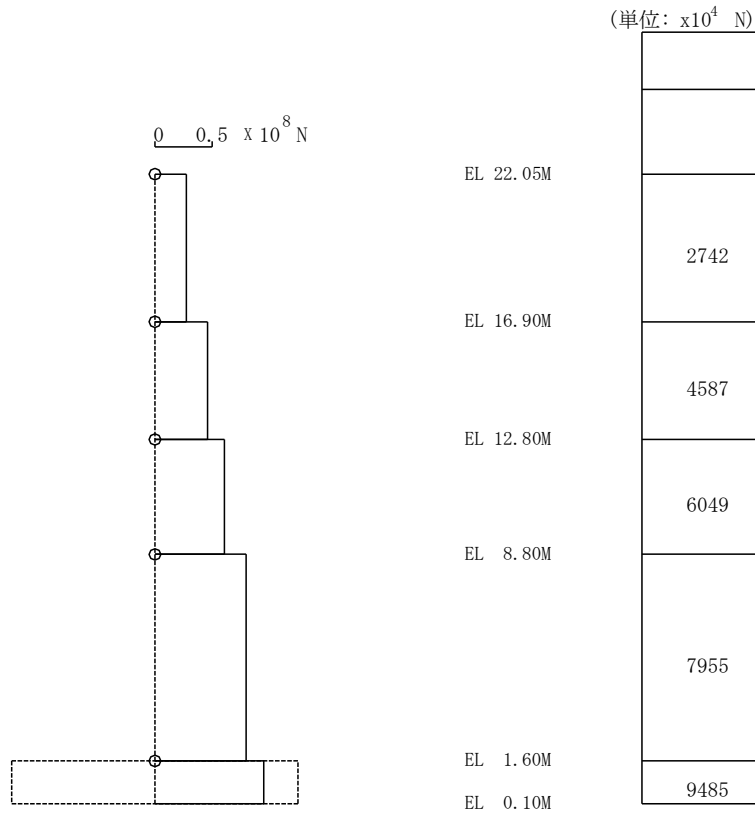
第 4.3-20 図 最大応答せん断力 (NS 方向) 基準地震動 S_s - N 1 H



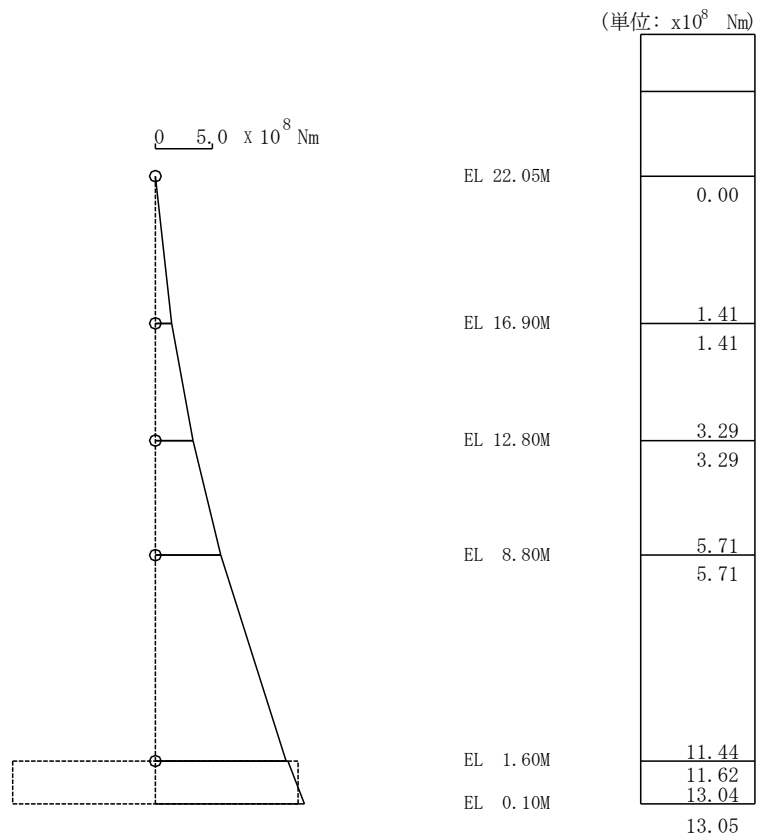
第 4.3-21 図 最大応答曲げモーメント (N S 方向)
基準地震動 S s - N 1 H



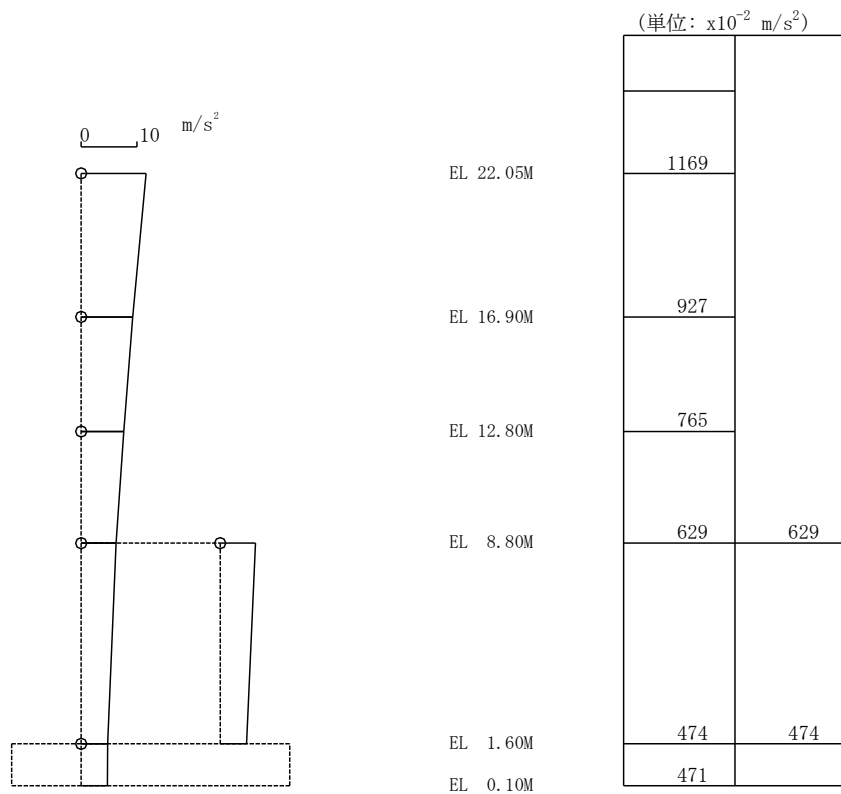
第 4.3-22 図 最大応答加速度 (E W方向) 基準地震動 $S_s - N 1 H$



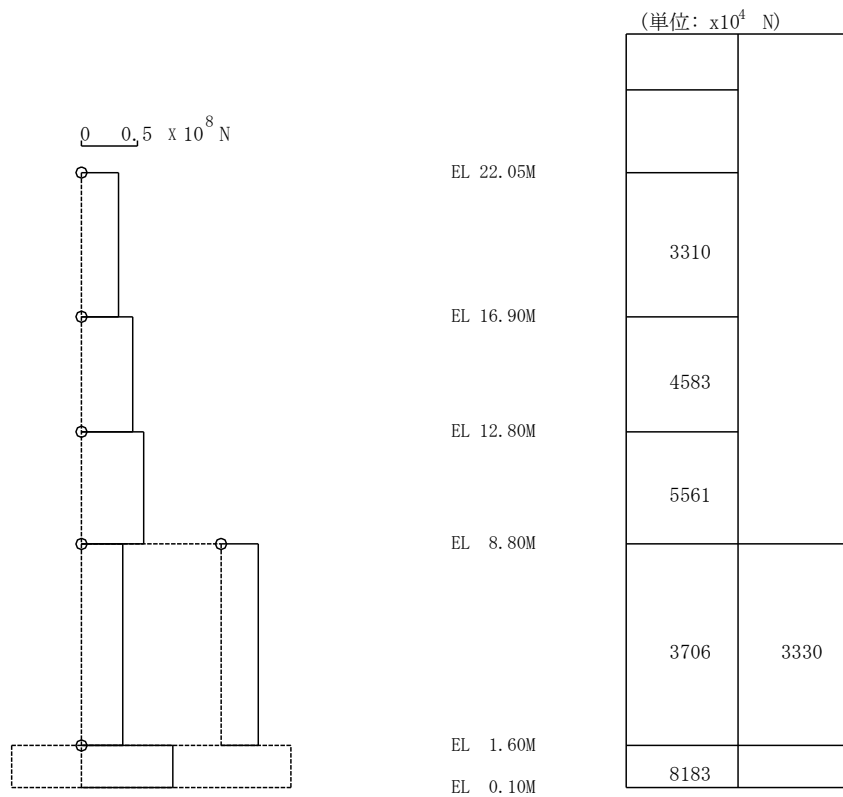
第 4.3-23 図 最大応答せん断力 (E W方向) 基準地震動 $S_s - N 1 H$



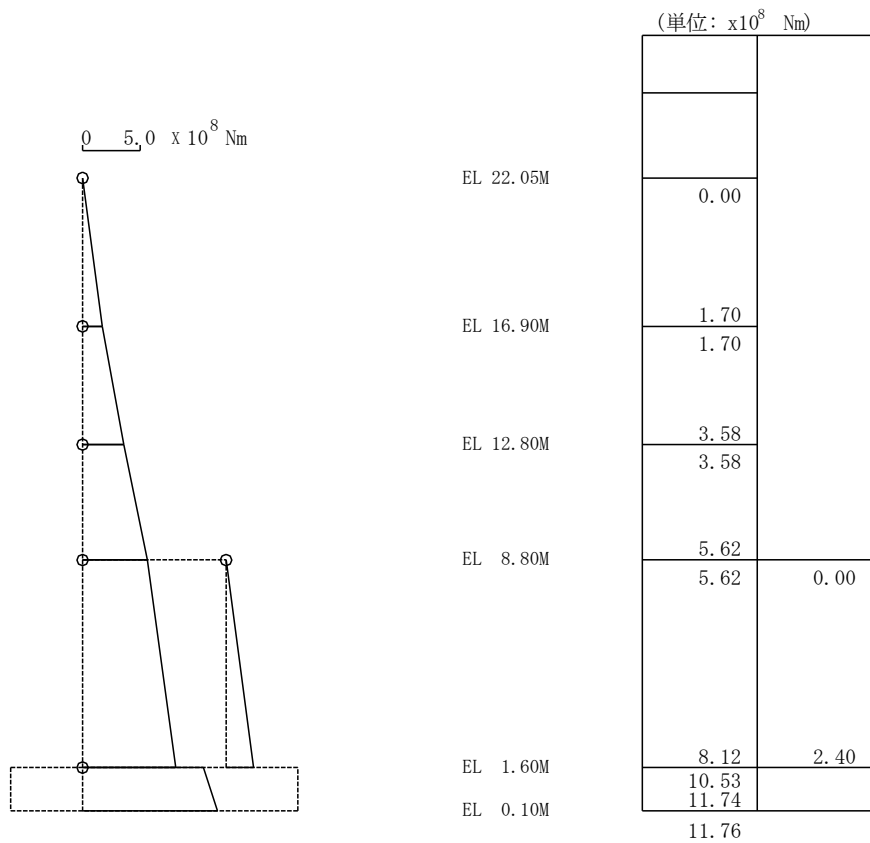
第 4.3-24 図 最大応答曲げモーメント (EW方向)
基準地震動 $S_s - N1H$



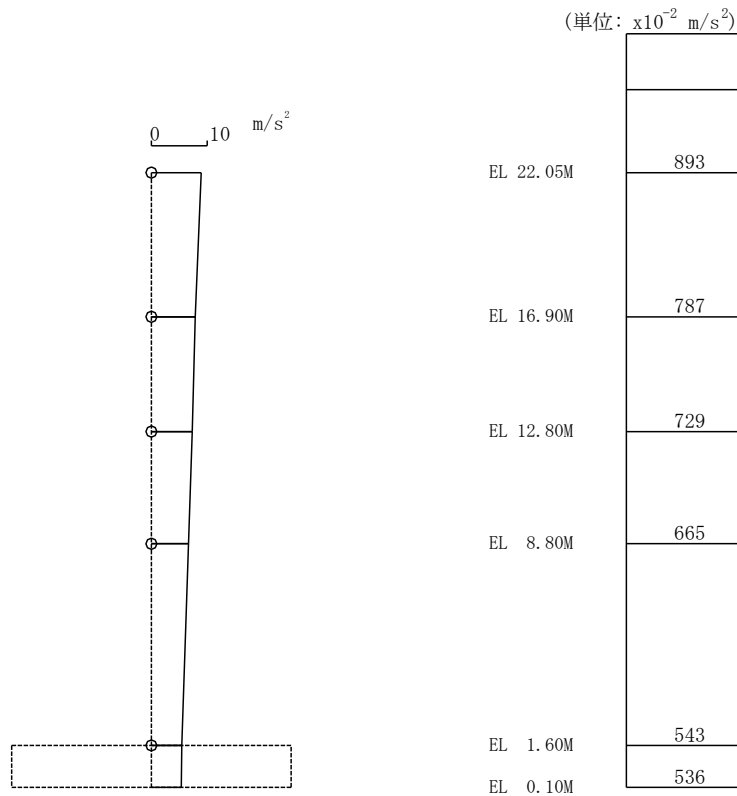
第 4.3-25 図 最大応答加速度 (N S 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (N S 成分)



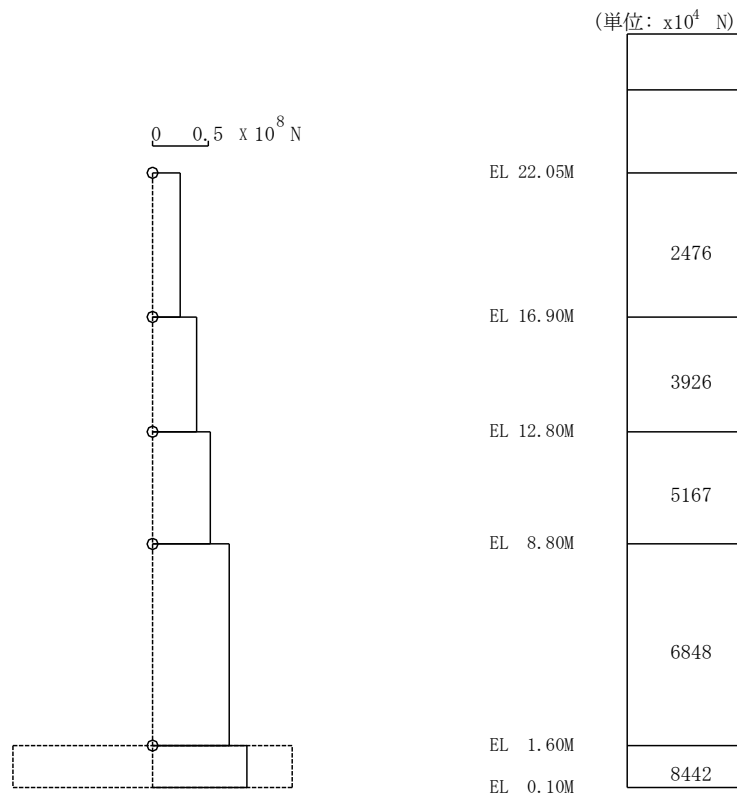
第 4.3-26 図 最大応答せん断力 (N S 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (N S 成分)



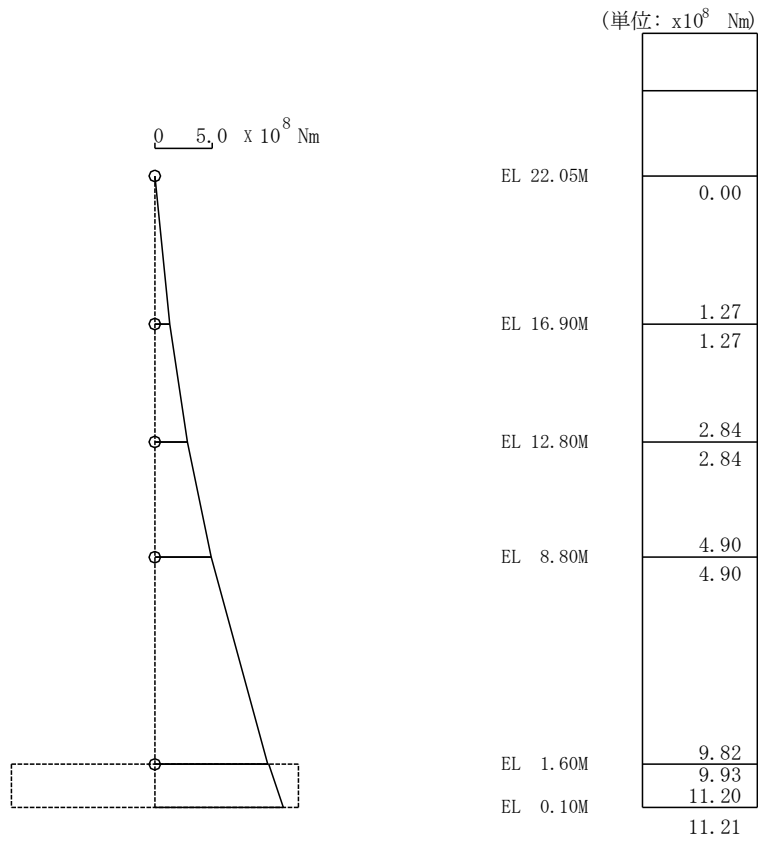
第 4.3-27 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)
基準地震動 $S_s - N2H$ (NS 成分)



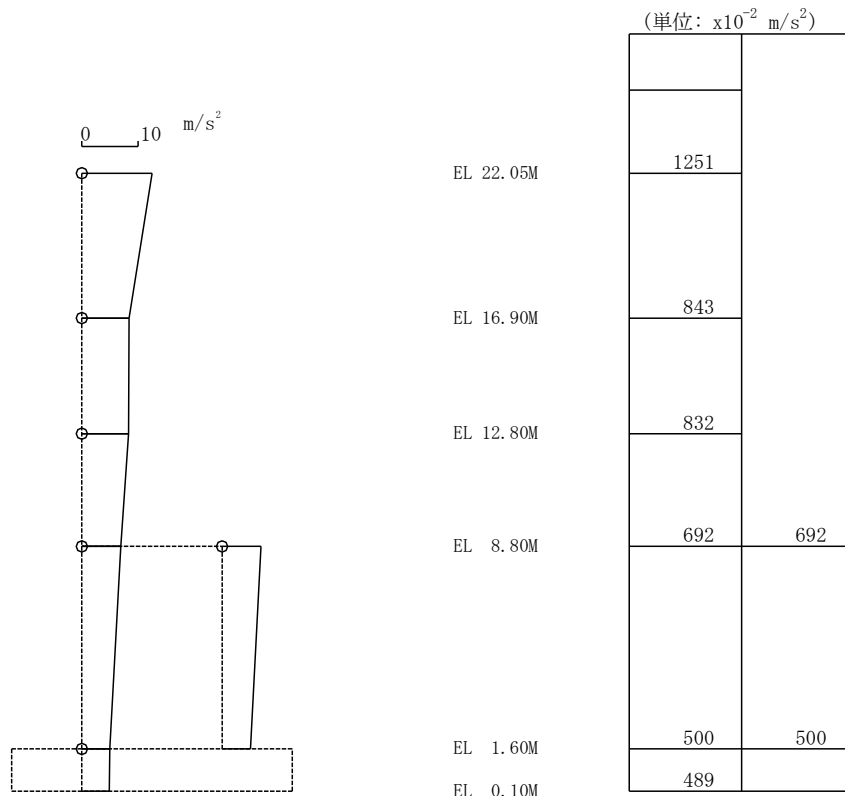
第 4.3-28 図 最大応答加速度 (E W 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (N S 成分)



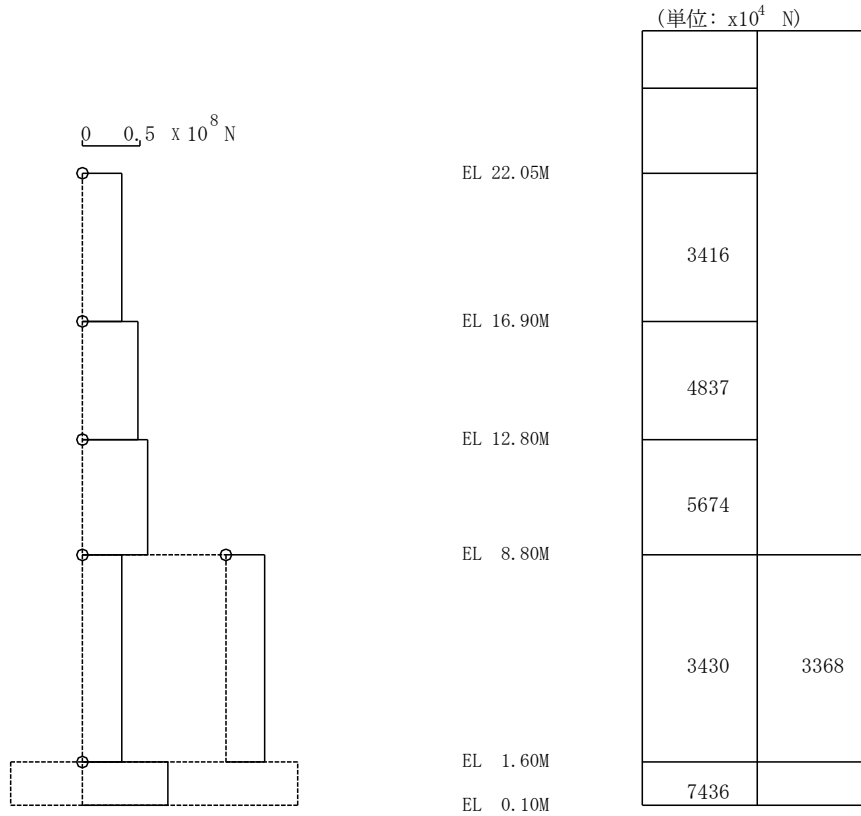
第 4.3-29 図 最大応答せん断力 (E W 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (N S 成分)



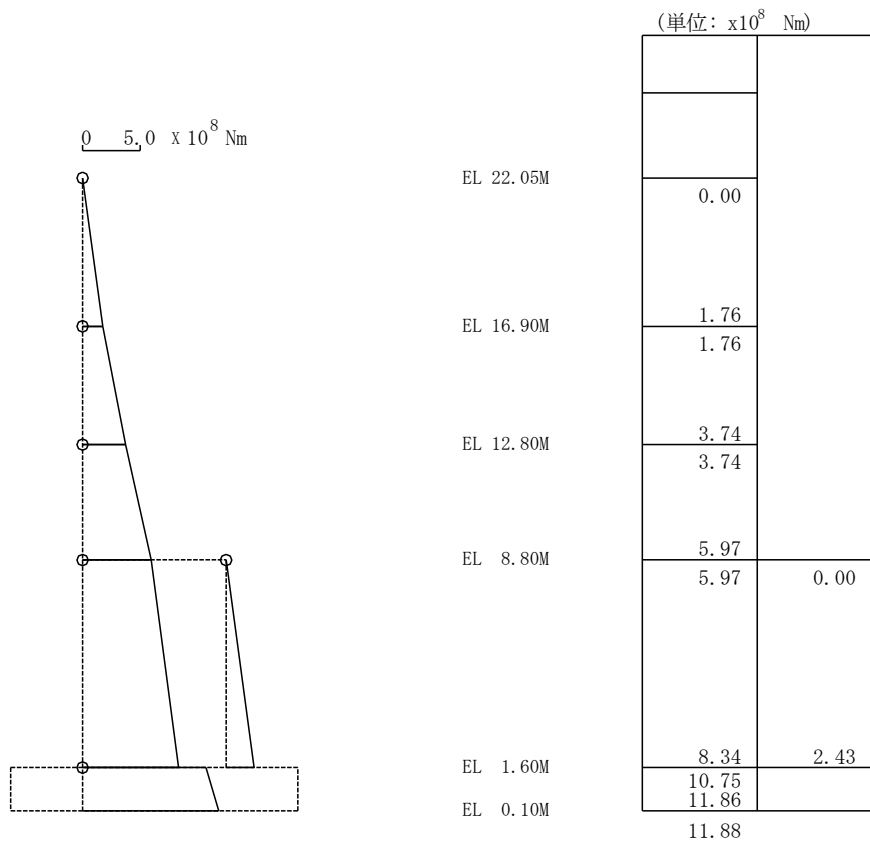
第 4.3-30 図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)
基準地震動 $S_s - N2H$ (NS 成分)



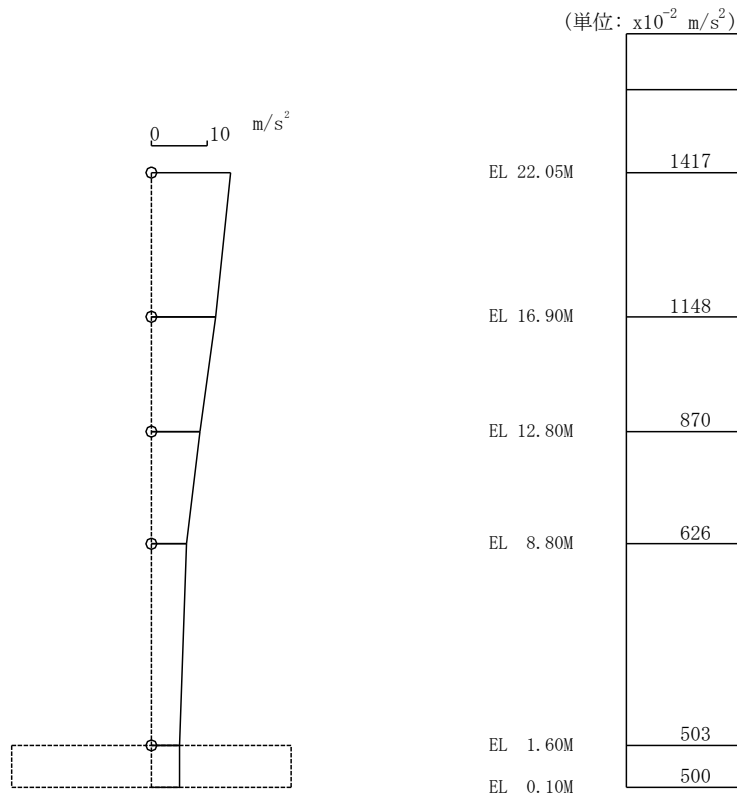
第 4.3-31 図 最大応答加速度 (N S 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (E W 成分)



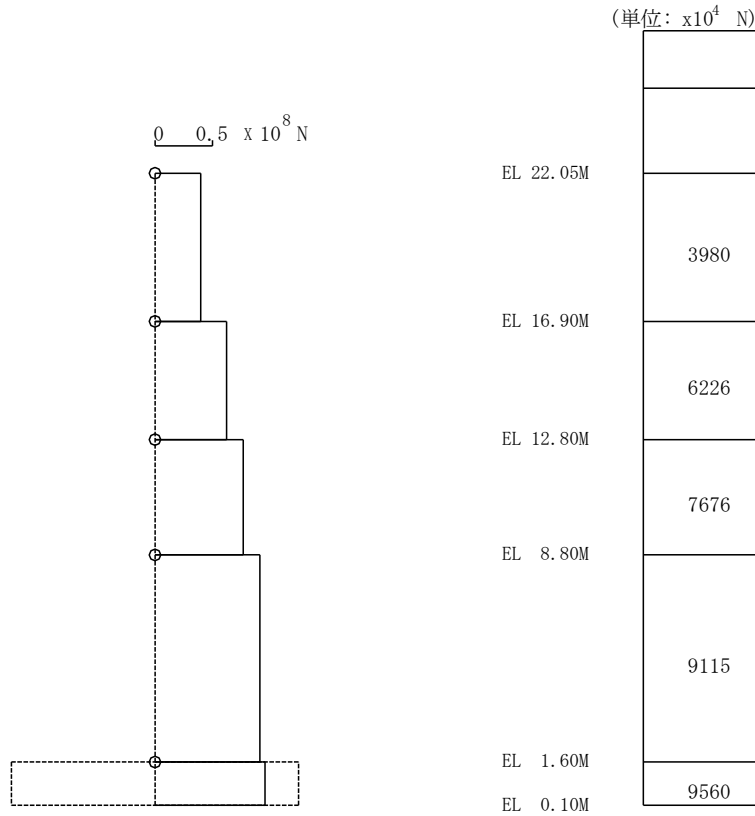
第 4.3-32 図 最大応答せん断力 (N S 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (E W 成分)



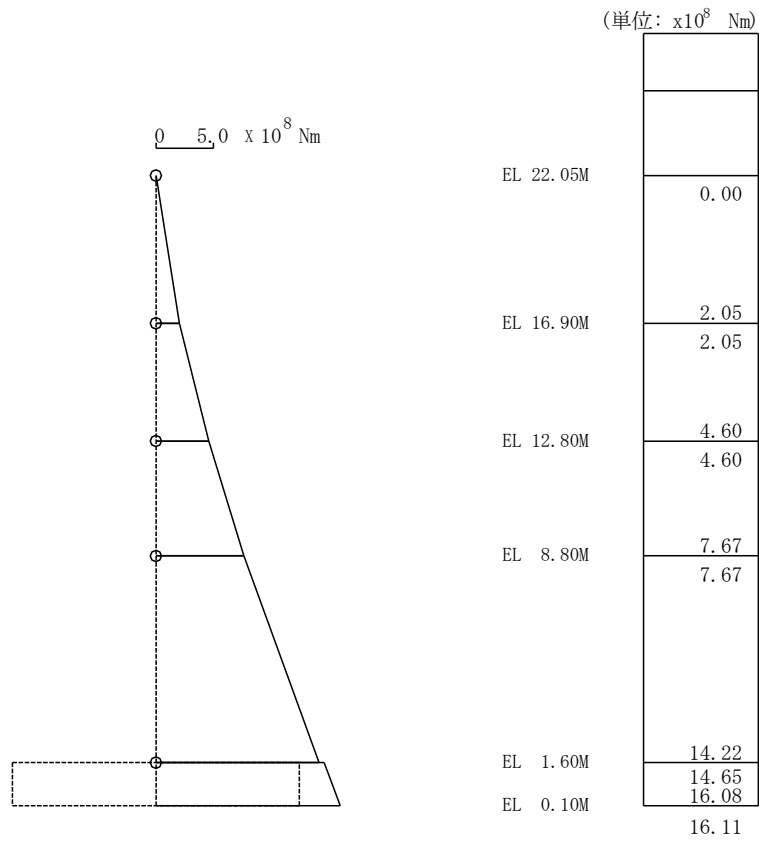
第 4.3-33 図 最大応答曲げモーメント (N S 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (E W 成分)



第 4.3-34 図 最大応答加速度 (E W 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (E W 成分)



第 4.3-35 図 最大応答せん断力 (E W 方向)
基準地震動 S s - N 2 H (E W 成分)



第 4.3-36 図 最大応答曲げモーメント (E W 方向)
基準地震動 S_s - N 2 H (E W 成分)

(2) 基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の算定

a. 算定方法

地震応答解析結果の最大転倒モーメントが浮上り限界モーメントを上回るときに基礎浮上りが発生する。

浮上り限界モーメントは、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」より以下の式で表される。

$$M_0 = WL / 6 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここで、

M_0 : 浮上り限界モーメント (kN・m)

W : 建物の総重量 (kN)

L : 建物の基礎幅 (m)

基礎浮上りが発生しないために必要な単位面積当たりの付着力は以下の通りである。

$$M = \sigma_{at} A L / 6 + M_0 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sigma_{at} = 6 (M - M_0) / A L \quad (\text{kN/m}^2) = 6 (M - M_0) / 1000 A L \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここで、

M : 最大転倒モーメント (kN・m)

σ_{at} : 単位面積当たりの付着力 (kN/m²)

A : 基礎底面積 (m²)

b. 算定結果

基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の算定結果を第 4.3-1 表に示す。

検討の結果、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の最大値は 0.32 N/mm² であることから、島根原子力発電所における付着力試験の結果に基づき設定した値 (0.40N/mm²) を超えないことを確認した。

以上のことから、制御室建物の地震応答解析に基礎浮上り線形解析を適用する。

第 4.3-1 表 基礎浮上りが発生しないために必要な付着力

地震動	方向	W ($\times 10^3 \text{kN}$)	L (m)	A (m^2)	M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	M_0 ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	σ_{at} (N/mm^2)
S s - D H	N S	132.04	22	814	14.52	4.84	0.32
	E W		37	814	21.23	8.14	0.26
S s - F 1 H (N S成分)	N S	132.04	22	814	13.64	4.84	0.29
S s - F 1 H (E W成分)	E W		37	814	18.00	8.14	0.20
S s - F 2 H (N S成分)	N S	132.04	22	814	12.47	4.84	0.26
S s - F 2 H (E W成分)	E W		37	814	18.05	8.14	0.20
S s - N 1 H	N S	132.04	22	814	11.68	4.84	0.23
	E W		37	814	13.05	8.14	0.10
S s - N 2 H (N S成分)	N S	132.04	22	814	11.76	4.84	0.23
	E W		37	814	11.21	8.14	0.06
S s - N 2 H (E W成分)	N S	132.04	22	814	11.88	4.84	0.24
	E W		37	814	16.11	8.14	0.16

付着力を考慮した3次元FEMモデルの適用性について

1. 「J E A C 4 6 0 1－2015」における3次元FEMモデルの適用性について
 - (1) ジョイント要素（付着力無視）を用いた3次元FEMモデルの適用範囲及び適用性

「J E A C 4 6 0 1－2015 参考資料 3.5(3)」及び引用している既往論文⁽¹⁾によると、時間領域のグリーン関数法の地震応答解析結果との比較を行い、接地率 η が30%程度まで時間領域のグリーン関数法の結果と概ね一致するとされている。この結果を基に、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルの適用範囲として接地率 $\eta \geq 35\%$ を提案している。

既往論文の解析条件と、島根2号炉において3次元FEMモデルを採用する廃棄物処理建物の解析条件の比較を第1表に示す。基礎底面の付着力以外は、実際の建物の大きさや解析モデル規模も含めて、ほぼ同じ解析条件となっている。

- (2) ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルの適用性

「J E A C 4 6 0 1－2015 参考資料 3.5(7)」及び引用している既往論文⁽¹⁾では、上記(1)のモデルをベースに更に現実に近い解析条件を設定した検討として、建物基礎底面の付着力を考慮した検討を実施し、最大加速度が900Galの地震波を入力した際に、基礎底面の付着力として $0.49\text{N}/\text{mm}^2$ を考慮した時の接地率は約30～50%となっていることが示されている。既往論文における3次元FEMモデルの応答解析結果を第1図に示す。

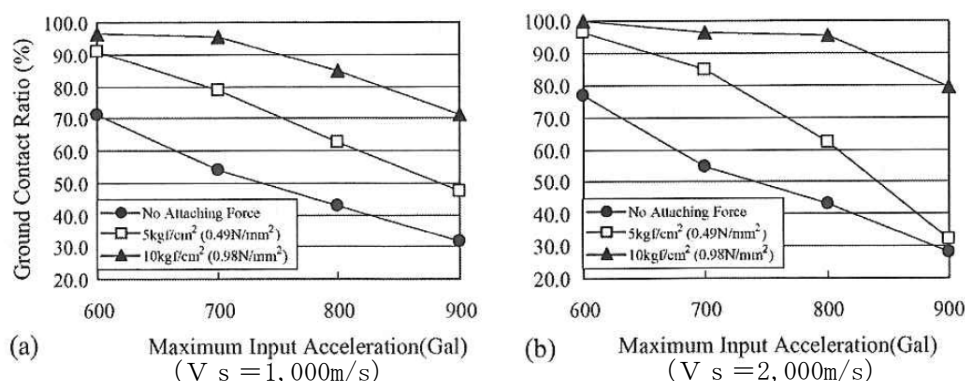
「J E A C 4 6 0 1－2015 参考資料 3.5(7)」において、ジョイント要素に付着力を考慮した3次元FEMモデルは、低接地率の範囲まで適用可能とされている。

第1表 3次元FEMモデルの既往論文との解析条件の比較

項目		既往論文	評価対象建物
対象建物		PWR 原子炉建屋	BWR 2号炉廃棄物処理建物
建物モデル		多軸多質点系モデル	単軸多質点系モデル
地盤のせん断波速度		1,000m/s 及び 2,000m/s	約 1,660m/s (標準地盤の等価せん断波速度)
基礎浮上り		ジョイント要素で考慮	ジョイント要素で考慮
基礎幅		約 60m	N S : 53.07m E W : 53.64m
地盤モデル化 範囲	水平	基礎幅の 5 倍	基礎幅の約 5 倍
	鉛直	基礎幅の 1.5 倍	基礎幅の約 1.5 倍
基礎底面の付着力		無視 ^{※1} , 考慮 ^{※2}	考慮

※1：接地率の適用範囲に関する検討（「1. (1)ジョイント要素(付着力無視)を用いた3次元FEMモデル」に対応）

※2：現実に近い解析条件を設定した検討（「1. (2)ジョイント要素(付着力考慮)を用いた3次元FEMモデル」に対応）



第1図 既往論文における3次元FEMモデルの応答解析結果

2. 島根2号炉における3次元FEMモデルの適用性について

島根2号炉において採用した3次元FEMモデルは、既往論文における接地率の適用範囲に関する検討及び基礎底面に付着力を考慮した検討とほぼ同じ解析条件となっている。

「J E A C 4 6 0 1 - 2015」において、ジョイント要素に付着力を考慮した3次元FEMモデルが提案されており、低接地率の範囲まで適用可能とされていることから、当社が付着力を考慮した場合も適用できると判断し、接地率 $\eta \geq 35\%$ を目安値として設定した。

なお、島根2号炉において今回採用する3次元FEMモデルによる接地率は35%を大きく上回る見込みである。

3. 参考文献

- (1) Nakamura, N. et al. : An estimation method for basemat uplift behavior of nuclear power plant buildings, Nuclear Engineering and Design, Vol. 237, 2007. 7, pp. 1275-1287

付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討

1. 概要

1.1 検討概要

島根原子力発電所2号炉の建物の地震応答解析には、SRモデル、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル及び基礎固定モデルを用いている。今回工認で採用する地震応答解析モデルにおける付着力の考慮の有無を第1.1-1表に示す。

付着力試験結果を踏まえ、建物の基礎底面と地盤間には付着力が存在すると考えられることから、今回、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル及びSRモデル（浮上り線形地震応答解析）では付着力を考慮することとした。一方で、SRモデル（浮上り非線形地震応答解析）については、既工認でも実績のある手法として、付着力を考慮していない。また、基礎固定モデルについては、建物と地盤の相互作用を考慮していない。

以上を踏まえ、付着力を考慮していないSRモデル（浮上り非線形地震応答解析）について、付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討を行う。

検討は、建物の重要度、内包する施設の重要度及び接地率を踏まえ、原子炉建物を代表として、今回工認で採用する地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）と、今回工認モデルに基礎底面の付着力を考慮したモデル（以下「付着力考慮モデル」という。）を用いた地震応答解析を行い、解析結果の比較を行う。

第1.1-1表 地震応答解析モデルにおける付着力の考慮の有無

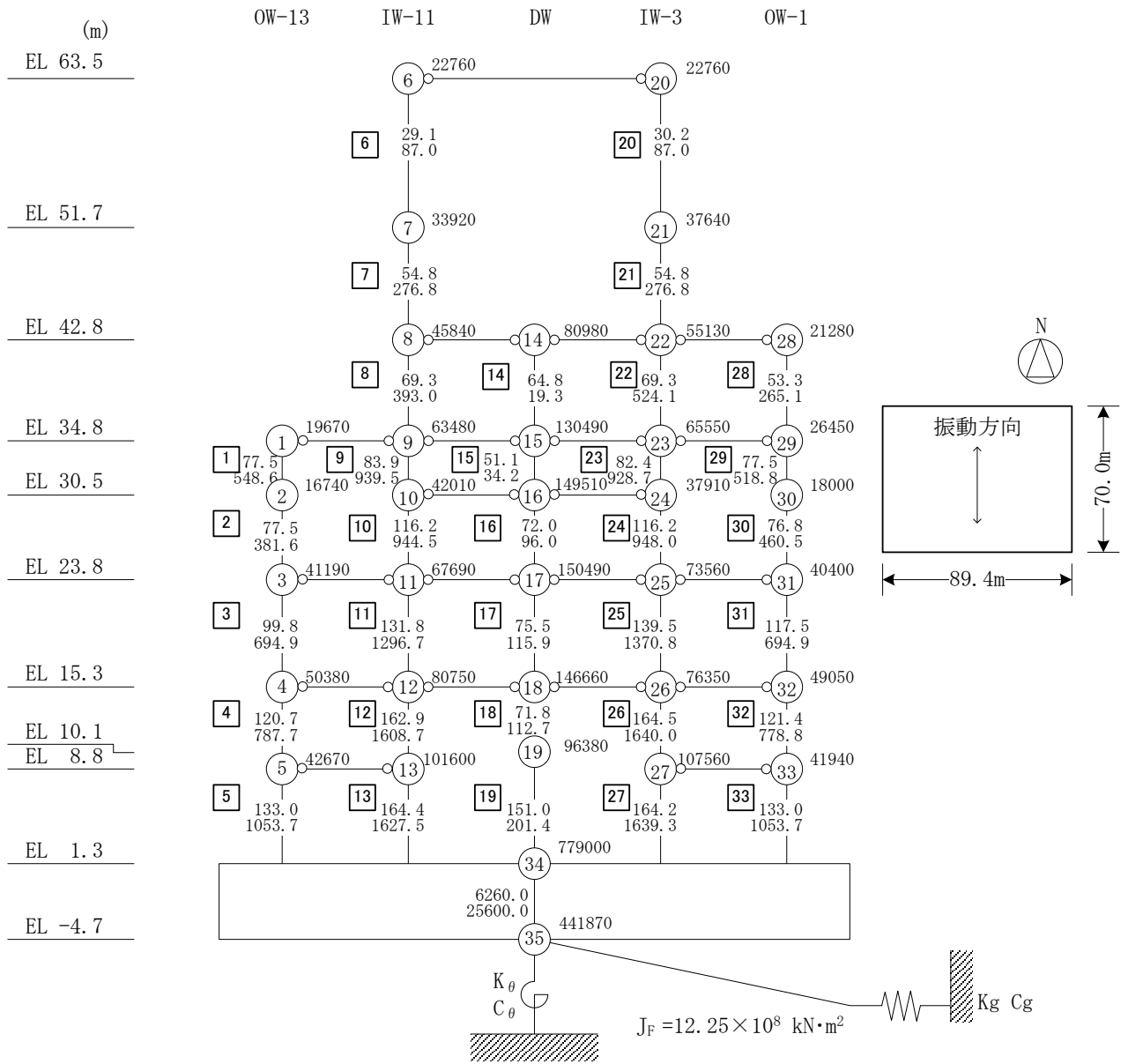
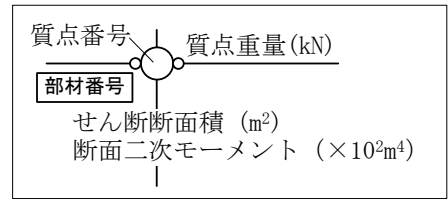
採用する地震応答解析モデル (基礎浮上り評価法)	建物名	付着力の 考慮
ジョイント要素を用いた 3次元FEMモデル	廃棄物処理建物, 1号炉原子炉建物	考慮する
SRモデル (浮上り線形地震応答解析)	制御室建物, 1号炉廃棄物処理建物	考慮する ^{注1}
SRモデル (浮上り非線形地震応答解析)	原子炉建物, タービン建物, ガスタービン発電機建物, 緊急時対策所建物, 1号炉タービン建物, サイトバンカ建物	考慮 しない
基礎固定モデル	サイトバンカ建物(増築部), 2号炉排気筒モニタ室, 燃料移送ポンプエリア竜巻防護対策設備	—

注1：基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が、付着力試験に基づき設定した値を超えないことを確認する。

2. 解析モデル

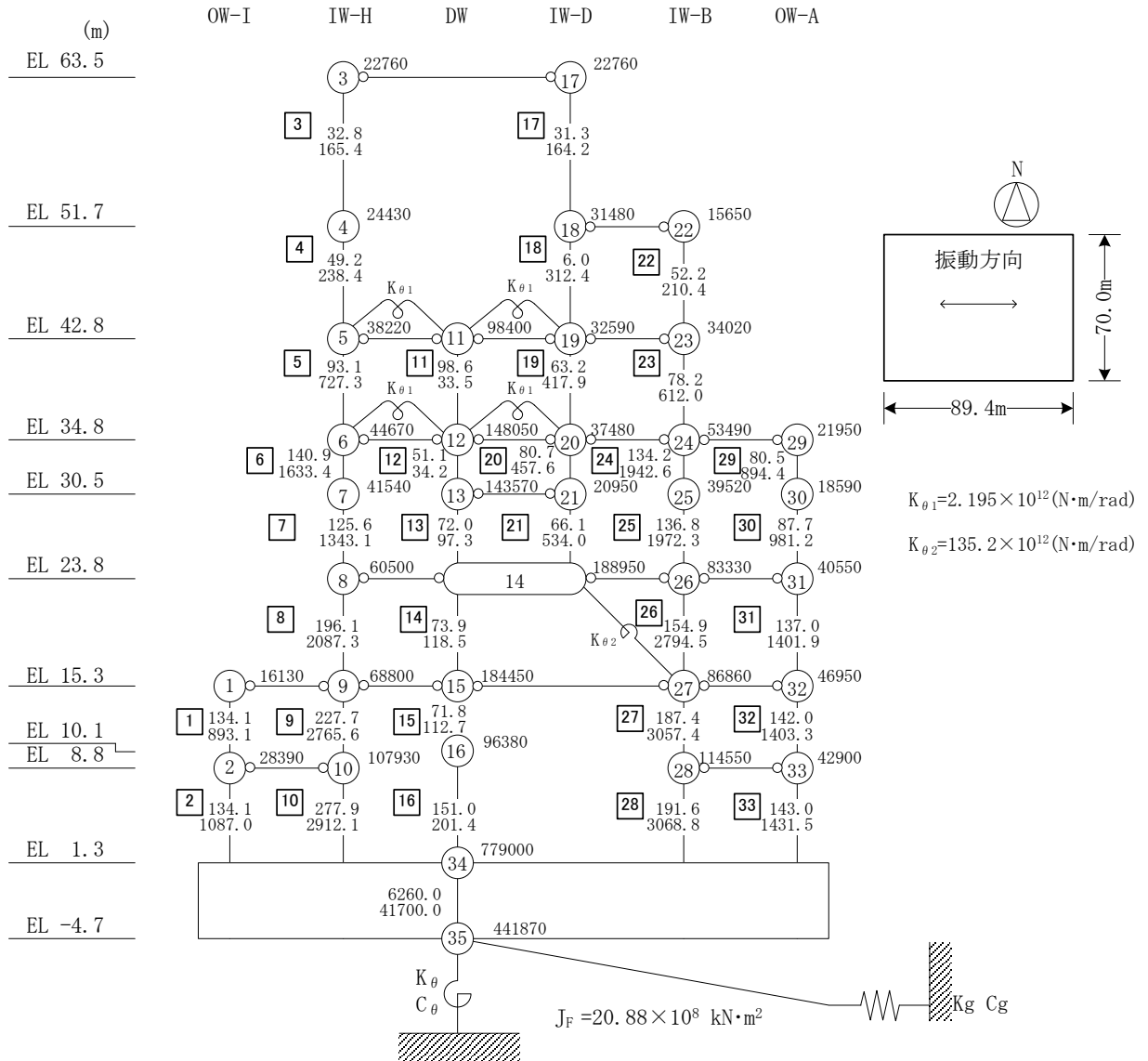
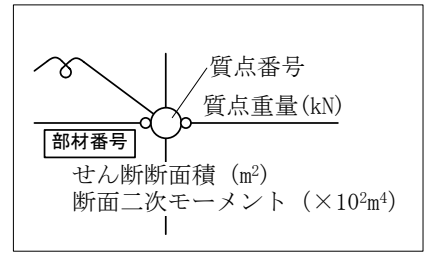
2.1 今回工認モデル

今回工認モデルは、SRモデル（浮上り非線形地震応答解析）とし、地震応答解析モデルを第2.1-1図及び第2.1-2図に示す。



地盤ばね	ばね定数	減衰係数
基礎底面水平ばね (Kg, Cg)	1.55×10^{12} (N/m)	2.23×10^{10} (N·s/m)
基礎底面回転ばね (Kθ, Cθ)	2.13×10^{15} (N·m/rad)	4.32×10^{12} (N·m·s/rad)

第 2.1-1 図 原子炉建物の地震応答解析モデル (NS 方向)



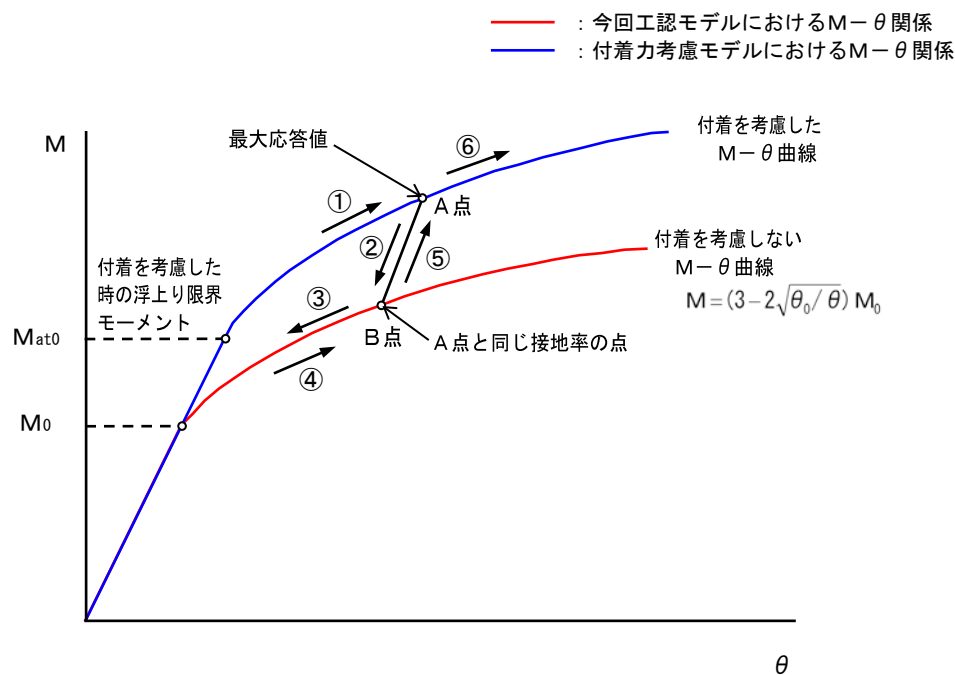
地盤ばね	ばね定数	減衰係数
基礎底面水平ばね (K_g, C_g)	1.51×10^{12} (N/m)	2.13×10^{10} (N·s/m)
基礎底面回転ばね (K_θ, C_θ)	3.02×10^{15} (N·m/rad)	9.01×10^{12} (N·m·s/rad)

第 2.1-2 図 原子炉建物の地震応答解析モデル (EW方向)

2.2 付着力考慮モデル

付着力考慮モデルは、今回工認モデルを基本とし、田中ほか⁽¹⁾に基づき、基礎底面と地盤間における付着力を考慮した基礎浮上り特性によるSRモデルとする。

付着力を考慮した基礎浮上り特性について、基礎下の転倒モーメントMと回転角 θ の関係を第2.2-1図に示す。なお、付着力は島根原子力発電所における付着力試験結果に基づき設定した 0.40N/mm^2 （添付資料-1参照）を用いた。



第2.2-1図 基礎下の転倒モーメントMと回転角 θ の関係

3. 検討用地震動

検討に用いる地震動は、基準地震動S_s-Dとする。

4. 地震応答解析結果

4.1 最大応答加速度

最大応答加速度を第4.1-1表及び第4.1-2表に示す。

第 4.1-1 表 原子炉建物の最大応答加速度 (NS 方向)

質点 番号	最大応答加速度 (m/s ²)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	10.2	10.2	1.00
2	10.1	10.2	0.990
3	8.71	8.58	1.02
4	8.61	8.61	1.00
5	8.02	8.02	1.00
6	24.0	24.1	0.996
7	16.6	16.8	0.988
8	12.4	12.5	0.992
9	10.2	10.2	1.00
10	9.39	9.39	1.00
11	8.71	8.58	1.02
12	8.61	8.61	1.00
13	8.02	8.02	1.00
14	12.4	12.5	0.992
15	10.2	10.2	1.00
16	9.39	9.39	1.00
17	8.71	8.58	1.02
18	8.61	8.61	1.00
19	9.93	9.37	1.06
20	24.0	24.1	0.996
21	17.4	17.6	0.989
22	12.4	12.5	0.992
23	10.2	10.2	1.00
24	9.39	9.39	1.00
25	8.71	8.58	1.02
26	8.61	8.61	1.00
27	8.06	8.06	1.00
28	12.4	12.5	0.992
29	10.2	10.2	1.00
30	10.2	10.1	1.01
31	8.71	8.58	1.02
32	8.61	8.61	1.00
33	8.06	8.06	1.00
34	6.91	6.91	1.00
35	6.76	6.76	1.00

第 4.1-2 表 原子炉建物の最大応答加速度 (EW方向)

質点 番号	最大応答加速度 (m/s ²)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	8.39	8.39	1.00
2	8.26	8.26	1.00
3	26.9	27.0	0.996
4	17.9	17.9	1.00
5	13.7	13.7	1.00
6	11.3	11.3	1.00
7	12.6	12.2	1.03
8	8.61	8.67	0.993
9	8.39	8.39	1.00
10	8.26	8.26	1.00
11	13.7	13.7	1.00
12	11.3	11.3	1.00
13	11.7	11.6	1.01
14	8.61	8.67	0.993
15	8.39	8.39	1.00
16	9.42	9.42	1.00
17	26.9	27.0	0.996
18	17.2	17.2	1.00
19	13.7	13.7	1.00
20	11.3	11.3	1.00
21	11.7	11.6	1.01
22	17.2	17.2	1.00
23	13.7	13.7	1.00
24	11.3	11.3	1.00
25	11.1	10.4	1.07
26	8.61	8.67	0.993
27	8.39	8.39	1.00
28	8.44	8.44	1.00
29	11.3	11.3	1.00
30	10.0	10.8	0.926
31	8.61	8.67	0.993
32	8.39	8.39	1.00
33	8.44	8.44	1.00
34	7.65	7.65	1.00
35	7.52	7.52	1.00

4.2 最大応答せん断ひずみ

最大応答せん断ひずみを第 4.2-1 表及び第 4.2-2 表に示す。

第 4.2-1 表 原子炉建物の最大応答せん断ひずみ (NS 方向)

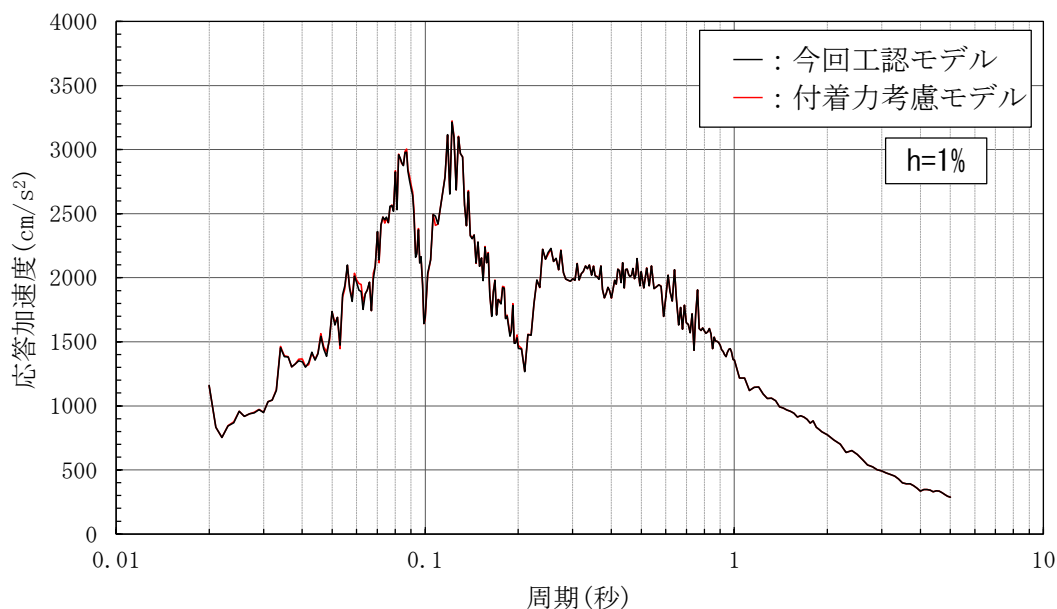
部材 番号	最大応答せん断ひずみ (γ) ($\times 10^{-3}$)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	0.289	0.280	1.03
2	0.357	0.349	1.02
3	0.355	0.356	0.997
4	0.370	0.364	1.02
5	0.434	0.406	1.07
6	0.281	0.268	1.05
7	0.307	0.293	1.05
8	0.335	0.324	1.03
9	0.330	0.316	1.04
10	0.327	0.324	1.01
11	0.353	0.355	0.994
12	0.368	0.363	1.01
13	0.432	0.405	1.07
14	0.115	0.115	1.00
15	0.148	0.139	1.06
16	0.155	0.156	0.994
17	0.215	0.218	0.986
18	0.659	0.609	1.08
19	0.201	0.197	1.02
20	0.253	0.235	1.08
21	0.360	0.361	0.997
22	0.337	0.327	1.03
23	0.330	0.316	1.04
24	0.327	0.324	1.01
25	0.353	0.355	0.994
26	0.355	0.355	1.00
27	0.446	0.413	1.08
28	0.341	0.330	1.03
29	0.266	0.259	1.03
30	0.344	0.337	1.02
31	0.344	0.346	0.994
32	0.351	0.350	1.00
33	0.445	0.413	1.08

第 4.2-2 表 原子炉建物の最大応答せん断ひずみ (EW方向)

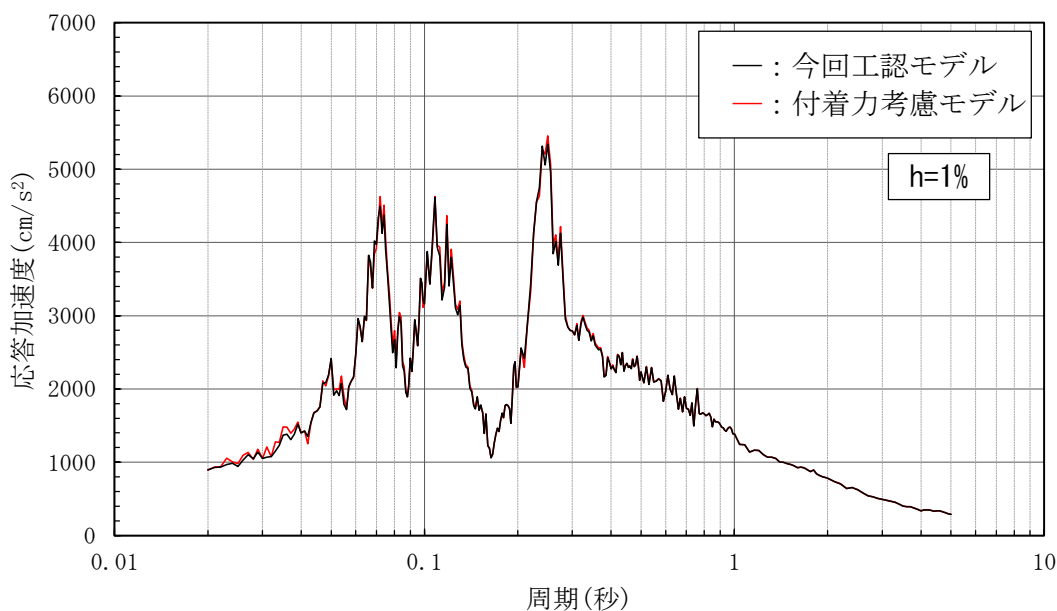
部材 番号	最大応答せん断ひずみ(γ) ($\times 10^{-3}$)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	0.322	0.324	0.994
2	0.226	0.226	1.00
3	0.284	0.293	0.969
4	0.374	0.368	1.02
5	0.187	0.186	1.01
6	0.181	0.181	1.00
7	0.392	0.389	1.01
8	0.484	0.477	1.01
9	0.309	0.312	0.990
10	0.221	0.221	1.00
11	0.0818	0.0818	1.00
12	0.0644	0.0648	0.994
13	0.257	0.255	1.01
14	0.353	0.347	1.02
15	0.288	0.287	1.00
16	0.160	0.163	0.982
17	0.231	0.234	0.987
18	0.431	0.433	0.995
19	0.169	0.168	1.01
20	0.173	0.172	1.01
21	0.389	0.387	1.01
22	0.455	0.458	0.993
23	0.202	0.201	1.00
24	0.252	0.262	0.962
25	0.361	0.351	1.03
26	0.487	0.481	1.01
27	0.219	0.218	1.00
28	0.299	0.303	0.987
29	0.315	0.325	0.969
30	0.322	0.315	1.02
31	0.488	0.481	1.01
32	0.219	0.218	1.00
33	0.298	0.303	0.983

4.3 床応答スペクトル

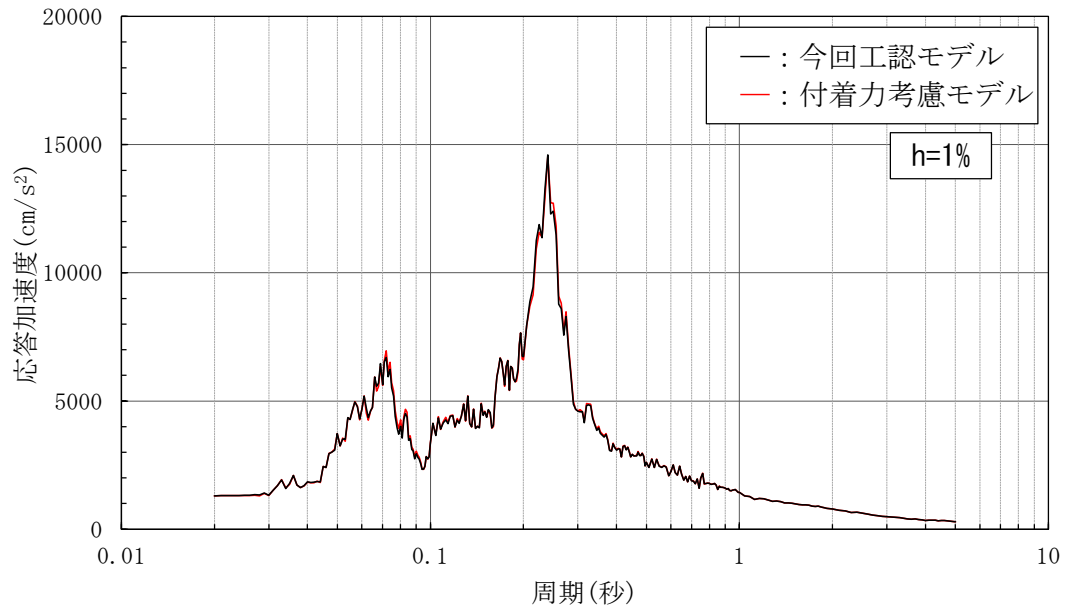
床応答スペクトル ($h = 1\%$ 及び $h = 5\%$) の比較を第 4.3-1 図～第 4.3-16 図に示す。



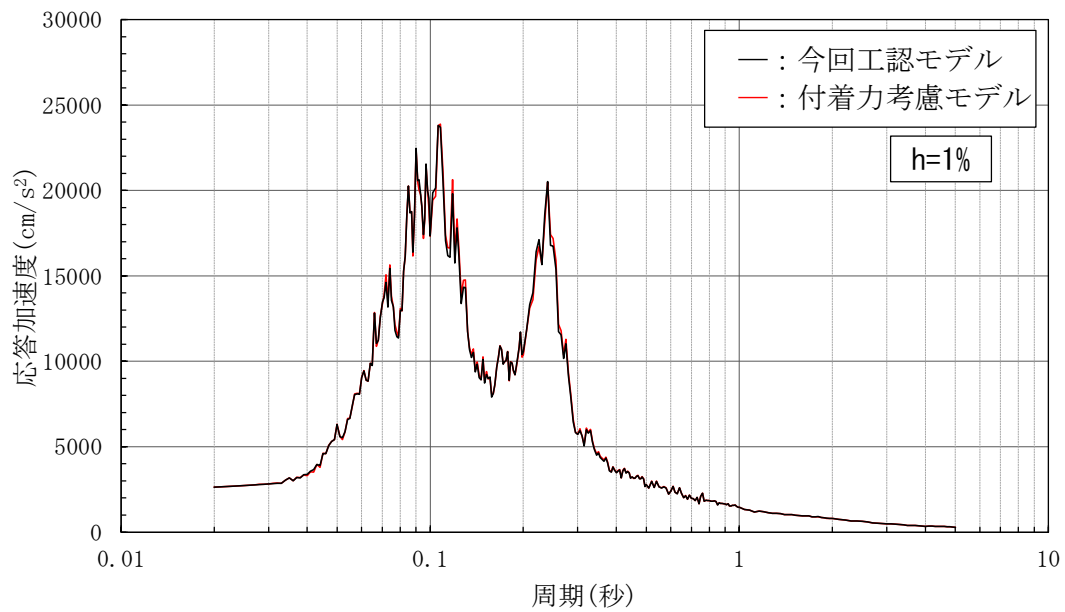
第 4.3-1 図 床応答スペクトル ($h=1\%$) の比較
(NS方向 EL 1.3m (質点番号 34))



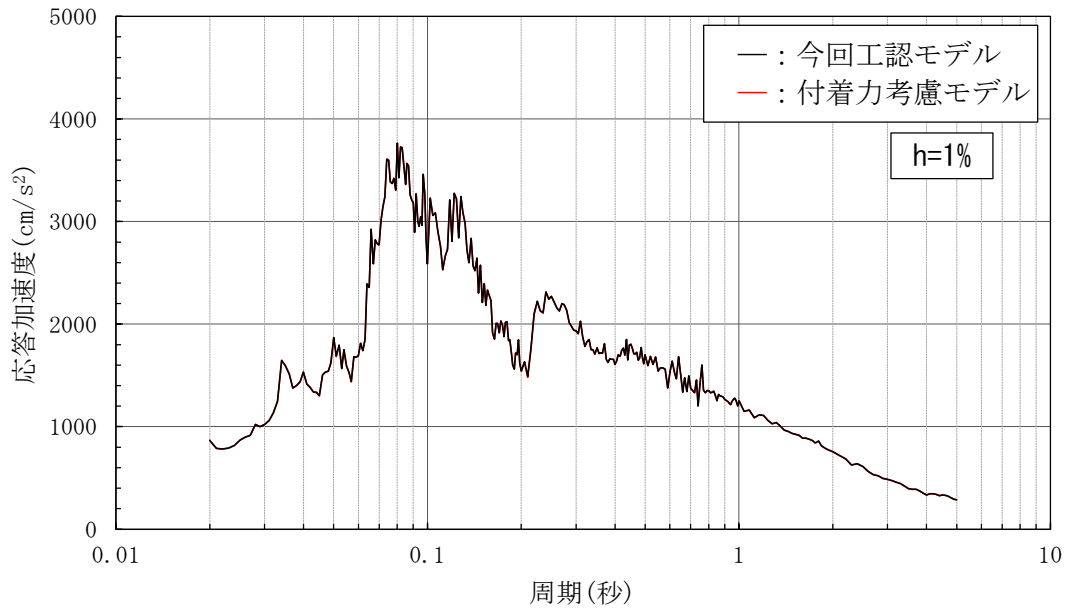
第 4.3-2 図 床応答スペクトル ($h=1\%$) の比較
(NS方向 EL 15.3m (質点番号 4))



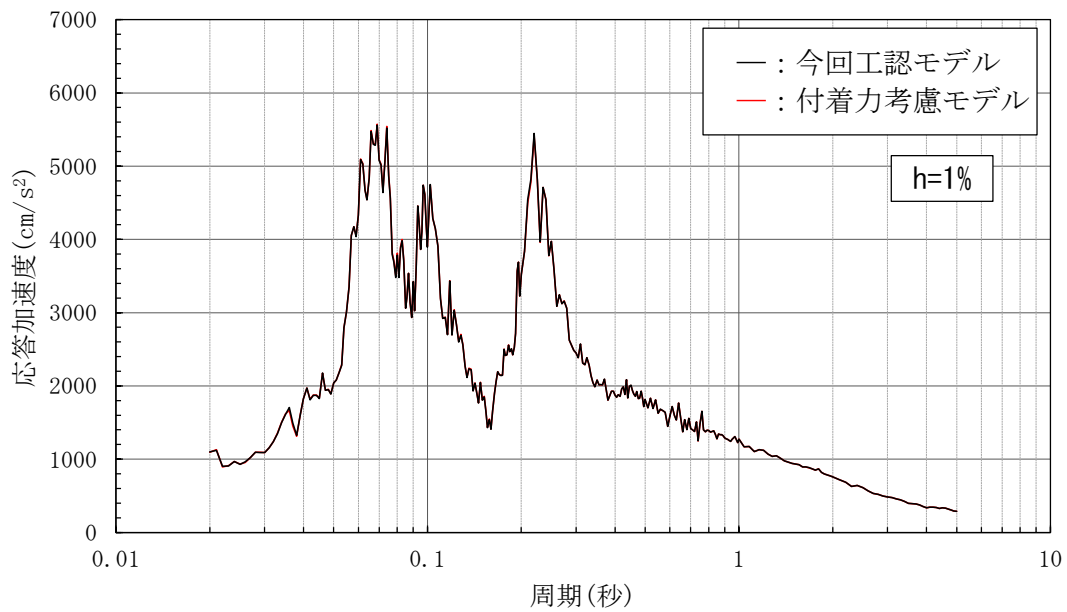
第 4.3-3 図 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(NS方向 E L 42.8m (質点番号 8))



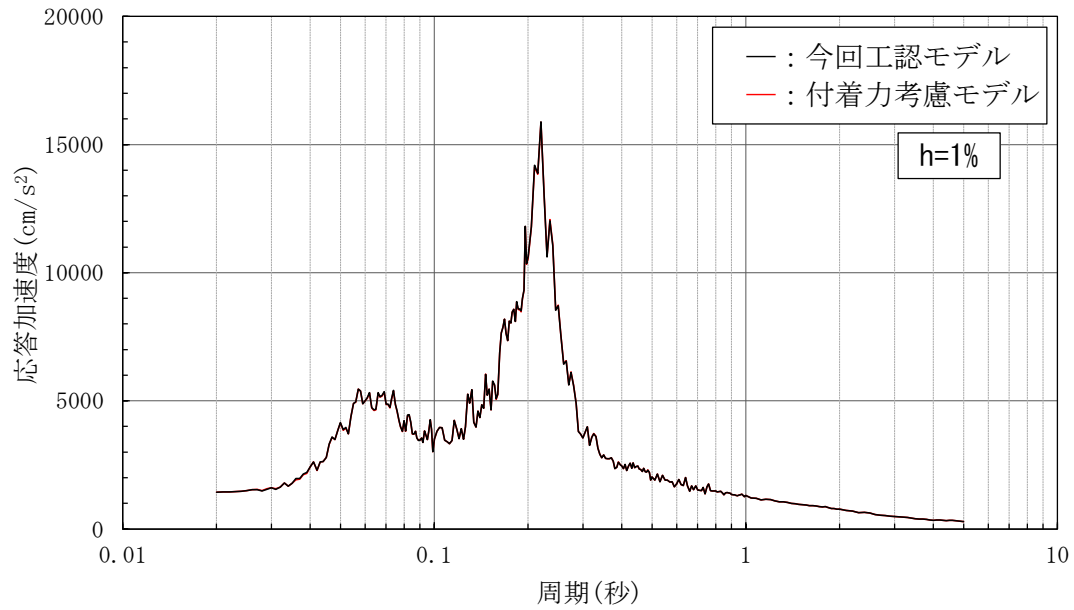
第 4.3-4 図 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(NS方向 E L 63.5m (質点番号 6))



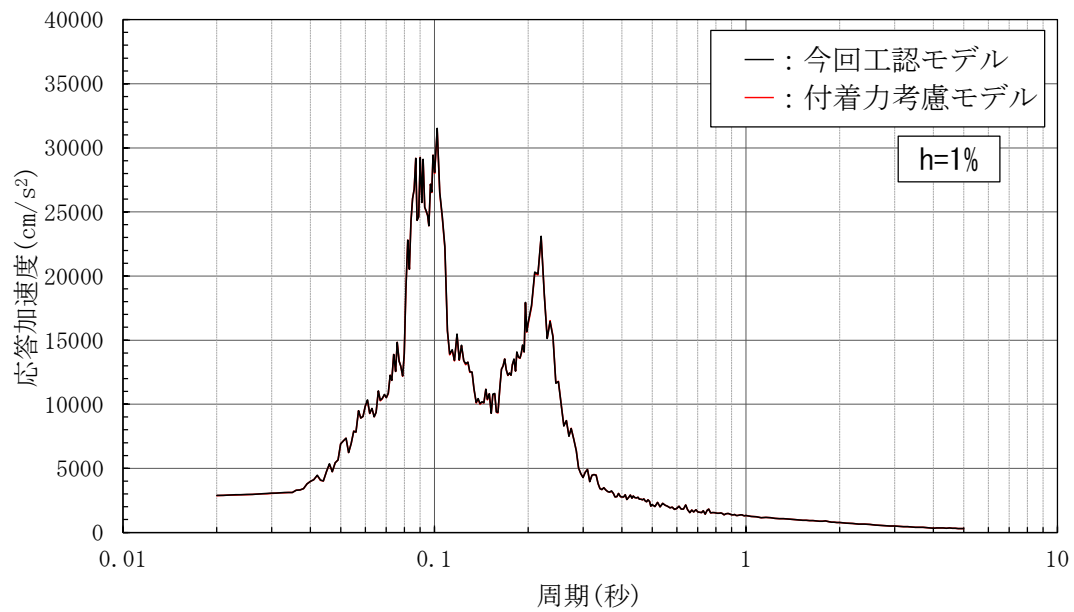
第 4.3-5 図 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(EW方向 EL 1.3m (質点番号 34))



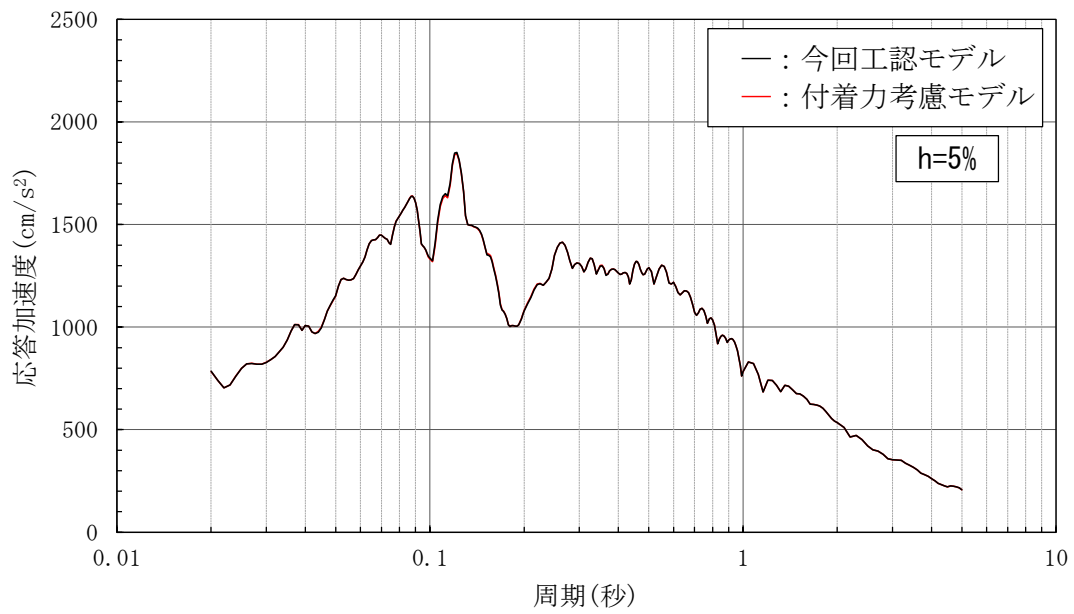
第 4.3-6 図 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(EW方向 EL 15.3m (質点番号 1))



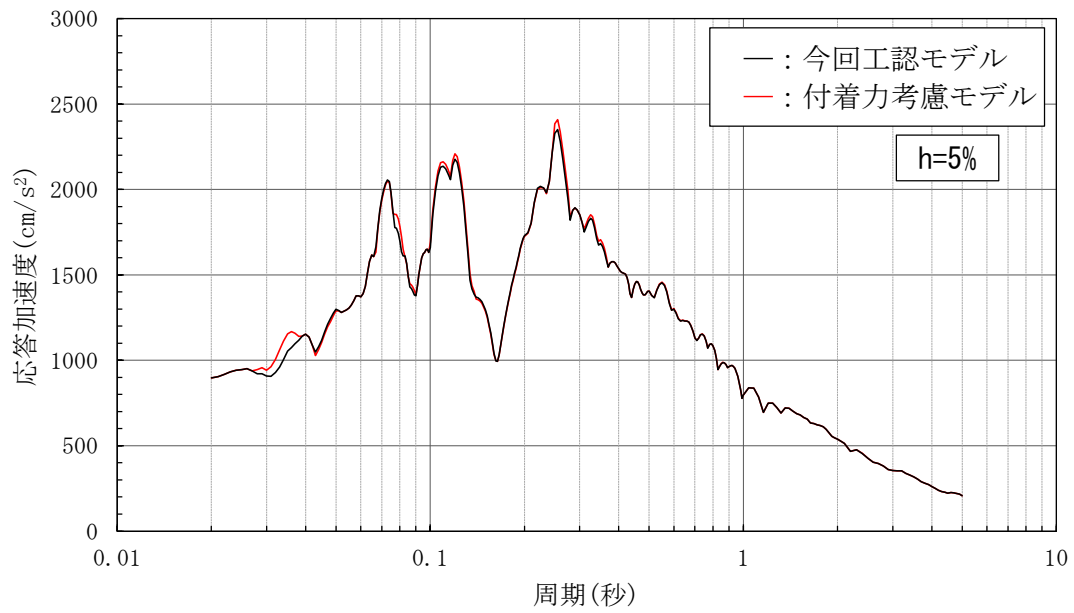
第 4.3-7 図 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(EW方向 E L 42.8m (質点番号 5))



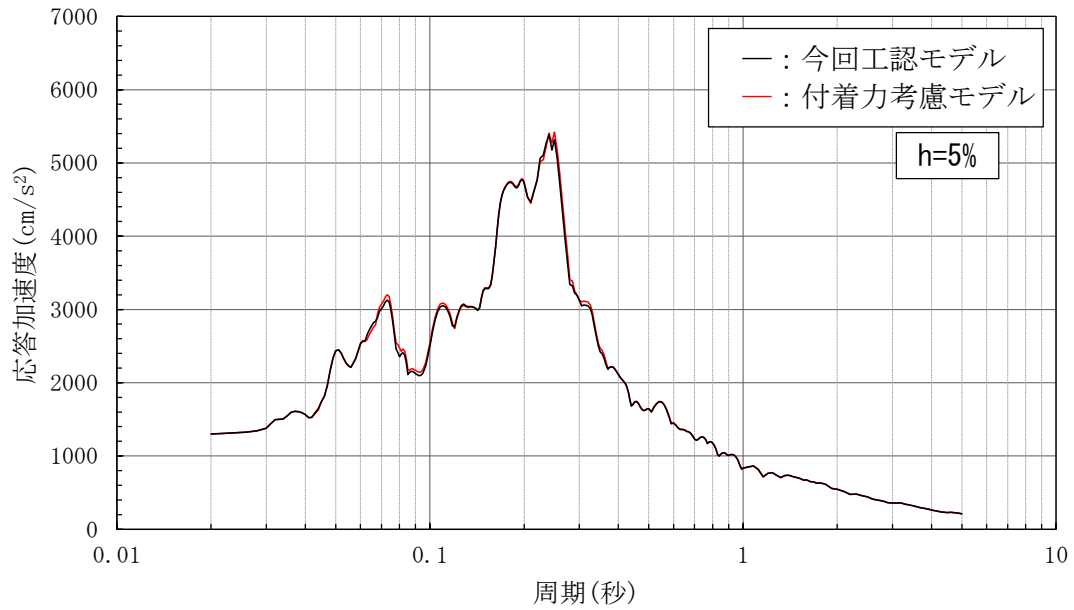
第 4.3-8 図 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(EW方向 E L 63.5m (質点番号 3))



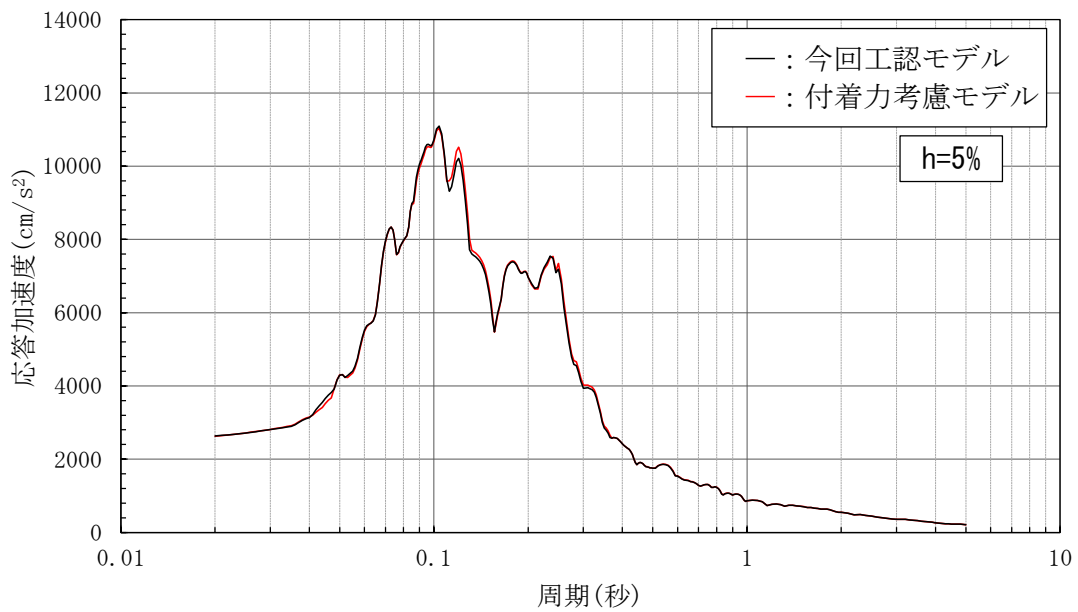
第 4.3-9 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 EL 1.3m (質点番号 34))



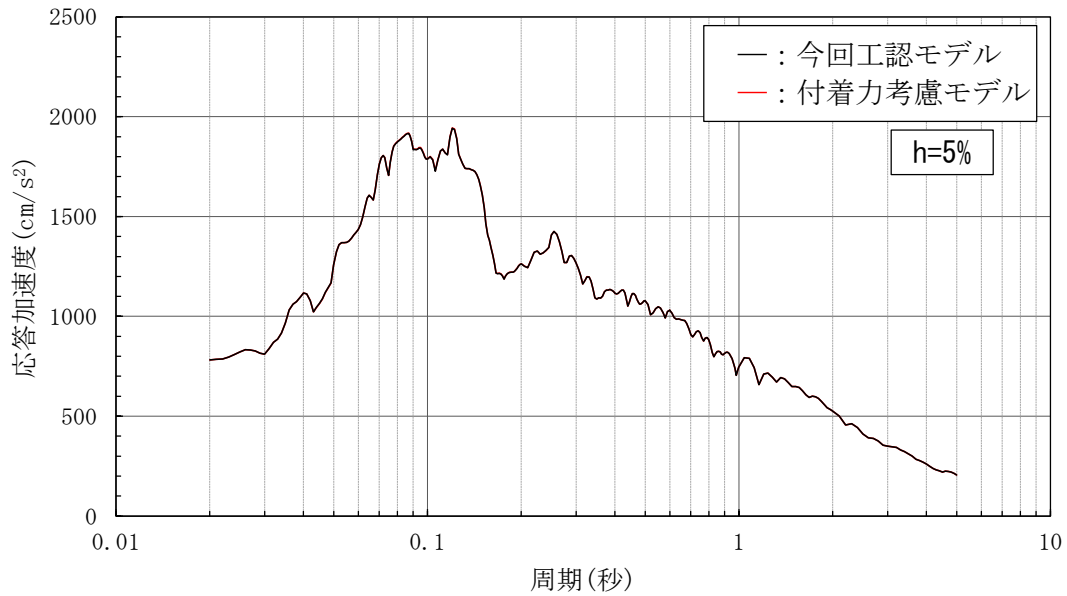
第 4.3-10 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 EL 15.3m (質点番号 4))



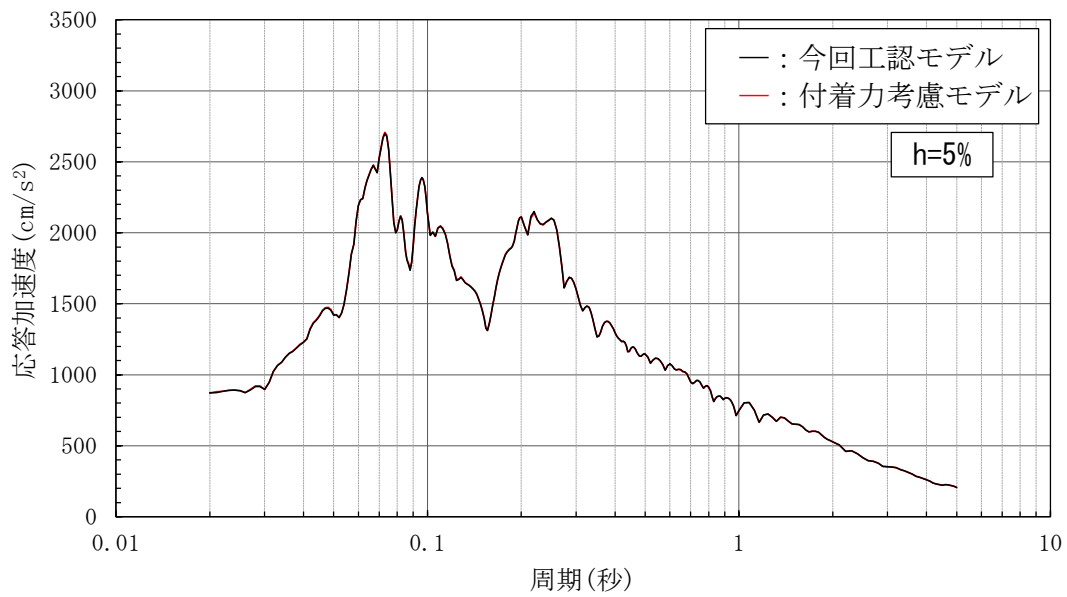
第 4.3-11 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 E L 42.8m (質点番号 8))



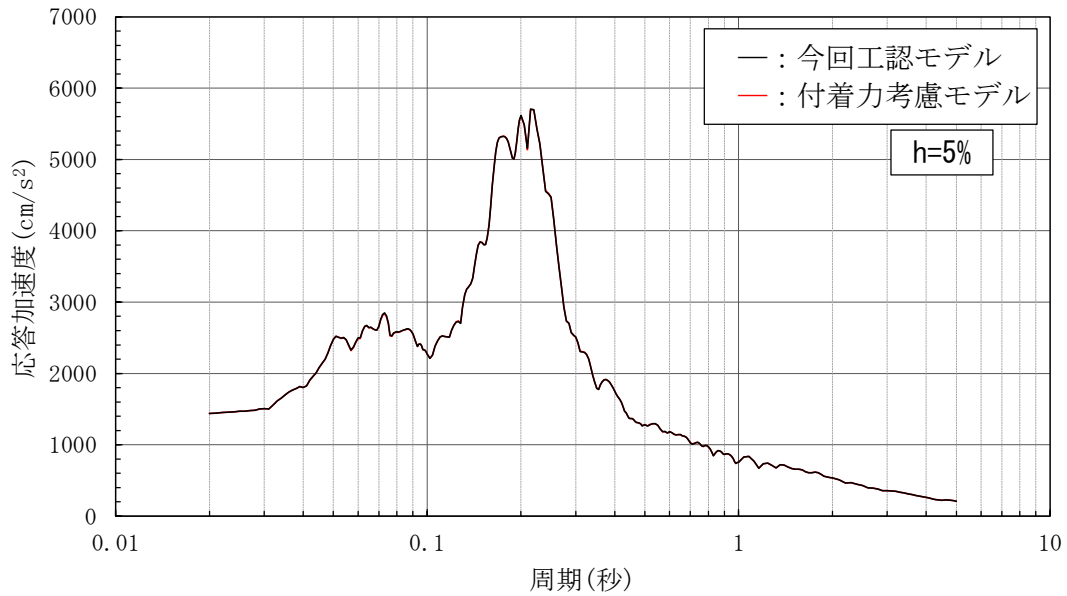
第 4.3-12 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 E L 63.5m (質点番号 6))



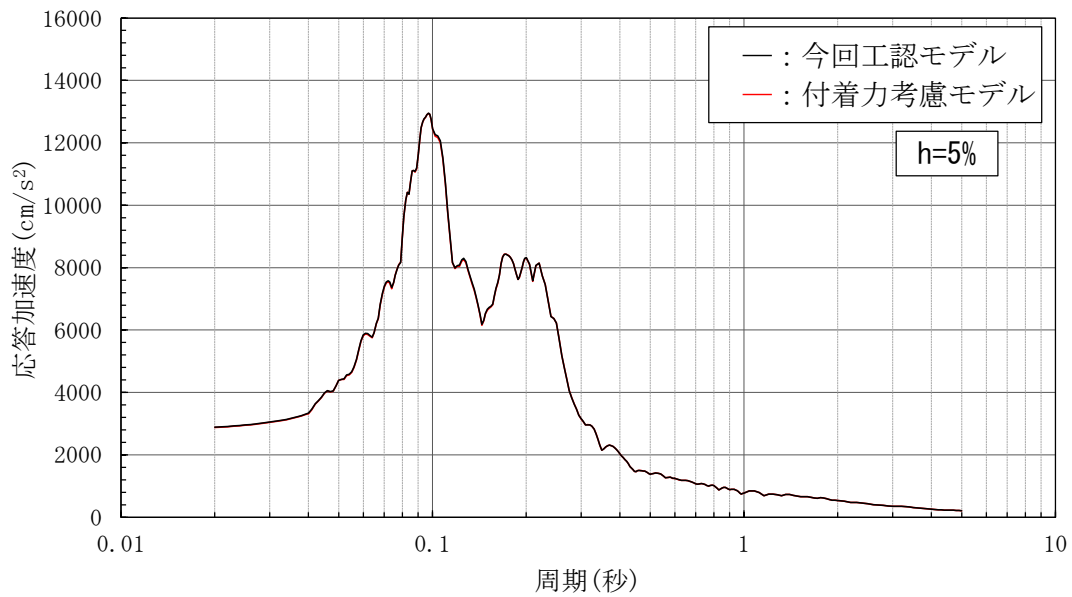
第 4.3-13 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 EL 1.3m (質点番号 34))



第 4.3-14 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 EL 15.3m (質点番号 1))



第 4.3-15 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 EL 42.8m (質点番号 5))



第 4.3-16 図 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 EL 63.5m (質点番号 3))

4.4 接地率の比較

接地率の比較を第 4.4-1 表に示す。

第 4.4-1 表 接地率の比較

地震応答解析モデル	接地率 η (%)	
	N S 方向	E W 方向
今回工認モデル	68.9	82.3
付着力考慮モデル	100	100

5. 付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討結果

原子炉建物を対象とし、今回工認モデルと付着力考慮モデルを用いた地震応答解析を行った結果、付着力により接地率は改善され、両モデルとも同等の応答値を示した。このことから、付着力の考慮の有無による建物応答（水平方向）への影響は軽微である。

6. 参考文献

- (1) 田中英朗ほか：基礎底面の付着力を考慮した基礎浮き上がり解析法，日本建築学会学術講演梗概集（中国），2008年9月，pp.1069-1070

岩盤-レベルコンクリート間における付着力試験実施後の破断面について

1. 概要

岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験実施後の破断面の写真及びスケッチ図に基づき考察を行う。

2. 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験実施後の破断面の状況

第2-1図、第2-2図に黒色頁岩-レベルコンクリート間及び凝灰岩-レベルコンクリート間における付着力試験後の破断面の状況（写真及びスケッチ図）を示す。

岩種に関わらず、岩盤面には薄いコンクリートの層が広く付着しているが、破断位置はいずれも岩盤とレベルコンクリートの境界面であったことから、試験値は岩盤とレベルコンクリート間の付着力を示しているといえる。

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

第2-1図(1) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

第2-1図(2) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1図(3) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1図(4) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く附着 ■ 空洞痕

第2-1 図 (5) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1 図 (6) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1 図 (7) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1 図 (8) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く附着 ■ 空洞痕

第2-1 図 (9) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

第2-1 図 (10) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1図 (11) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-1 図 (12) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

第2-2図(1) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く附着 ■ 空洞痕

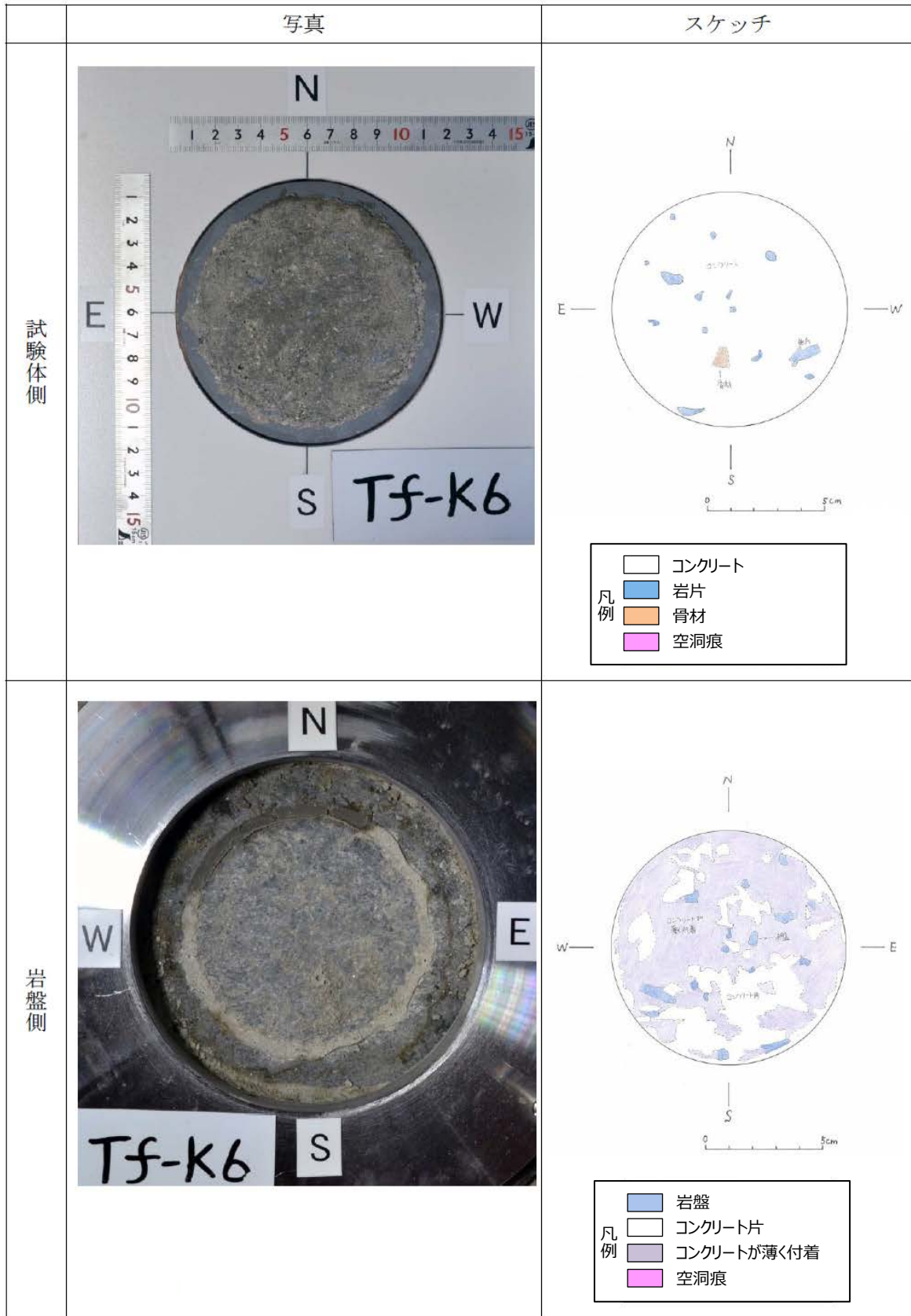
第2-2図(2) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-2図(3) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-2図(4) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)



第2-2図(5) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-2 図 (6) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-2図(7) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く附着 ■ 空洞痕

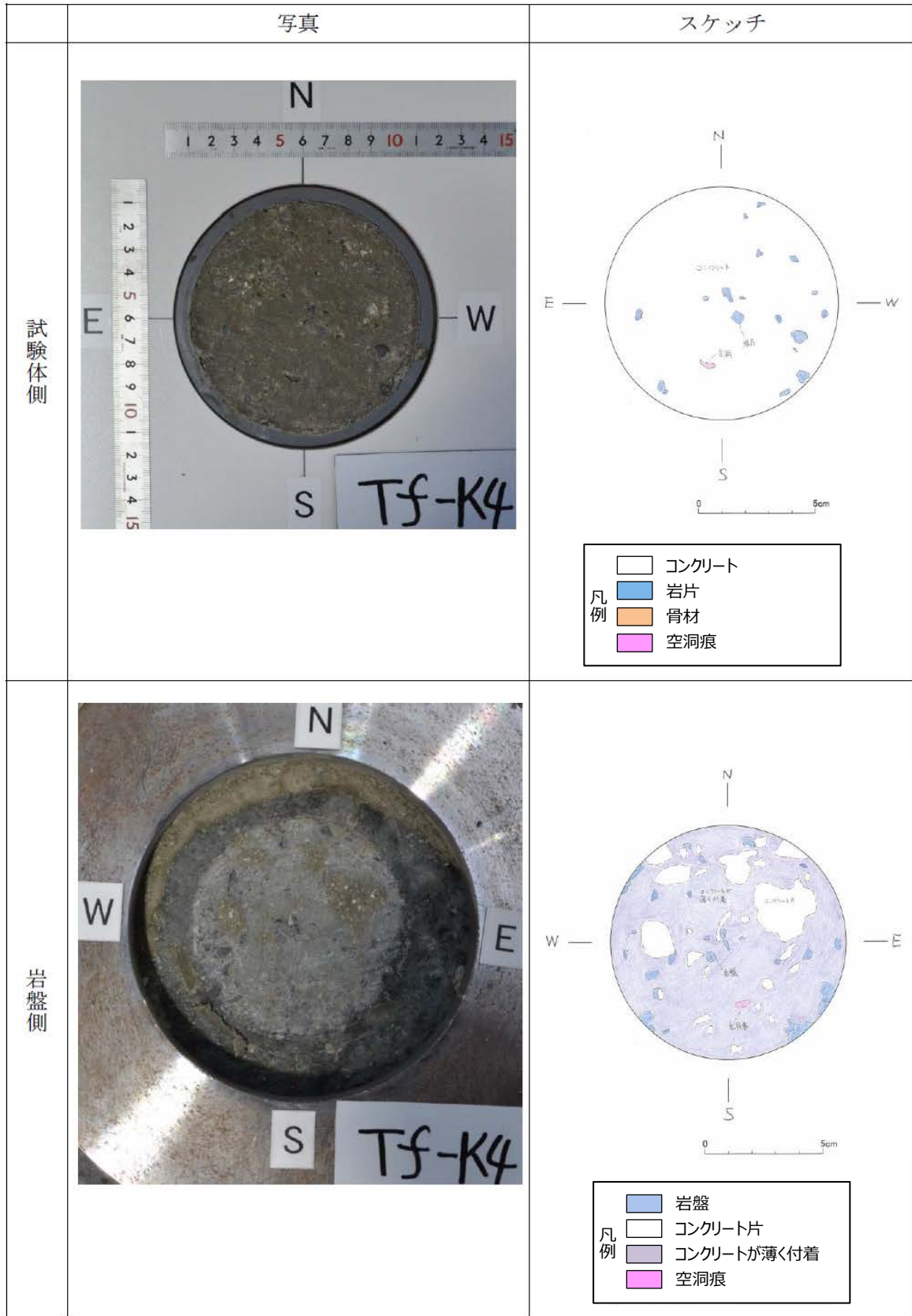
第2-2 図 (8) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第2-2 図 (9) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

第 2-2 図 (10) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)



第2-2図 (11) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く附着 ■ 空洞痕

第 2-2 図 (12) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

設定付着力に関する統計的な考察について

1. 概要

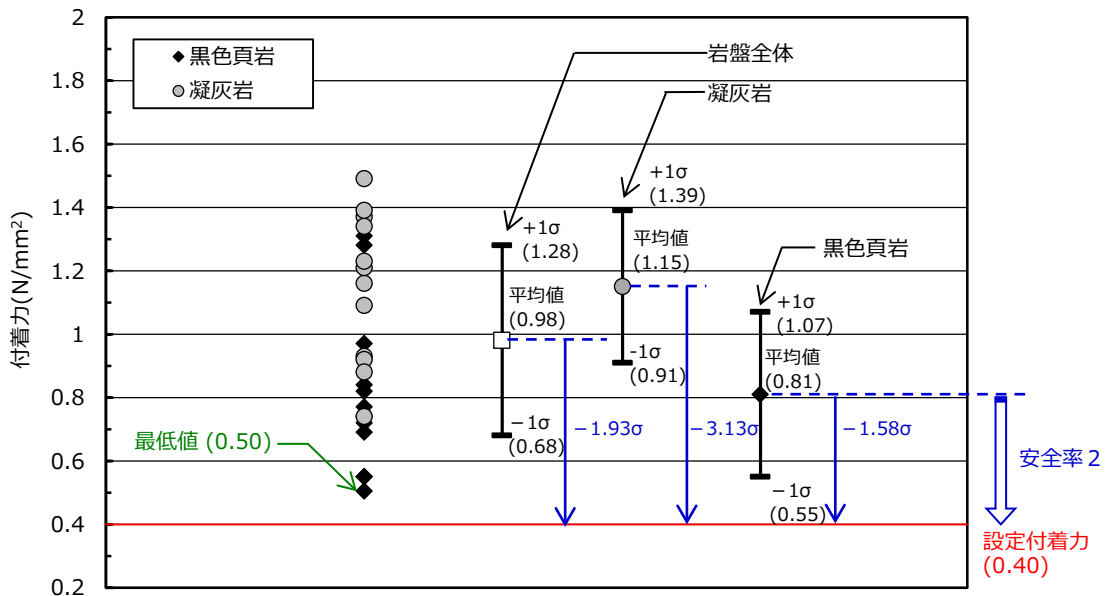
今回設定した付着力について統計的な観点も含めた考察を行う。

2. 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験結果と設定付着力の関係

第2-1図に岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験結果と設定付着力の関係を示す。

設定付着力 (0.40N/mm^2) は、平均値の小さい黒色頁岩の平均値 (0.81N/mm^2) に対して -1.58σ に相当する。参考として、凝灰岩の平均値 (1.15N/mm^2) に対して -3.13σ 、黒色頁岩と凝灰岩を合わせた全体の平均値 (0.98N/mm^2) に対して -1.93σ となる。

なお、試験結果のばらつきについて、岩種毎に評価した場合は試験によるものであるが、岩盤全体として評価した場合には試験によるものと岩種の違いによるものが含まれている。



第2-1図 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験の結果と設定付着力の関係

試験地盤と建物直下地盤の同等性について

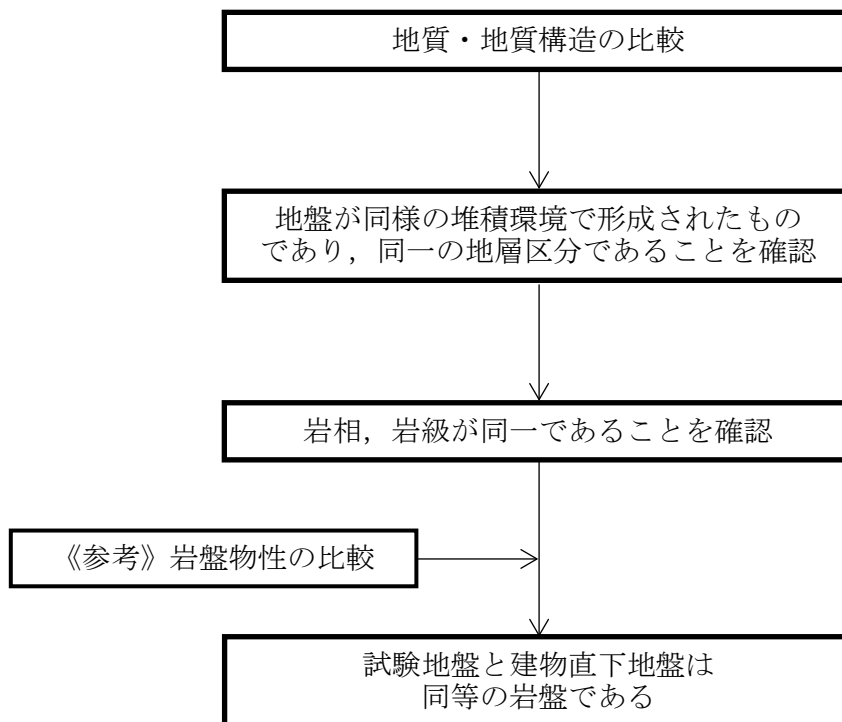
1. 概要

試験地盤は、建物直下地盤から離れているため、両者の同等性を確認し試験地盤における付着力試験結果を基に設定した付着力を建物直下地盤に適用することの妥当性を以下に示す。

2. 検討方法

試験地盤と建物直下地盤の同等性について、地質・地質構造の観点から比較を行う。また、参考に岩盤物性の観点からも比較を行う。

試験地盤と建物直下地盤の同等性確認の流れを第2-1図に示す。



第2-1図 試験地盤と建物直下地盤の同等性確認の流れ

3. 試験地盤と建物直下地盤の地質・地質構造の比較

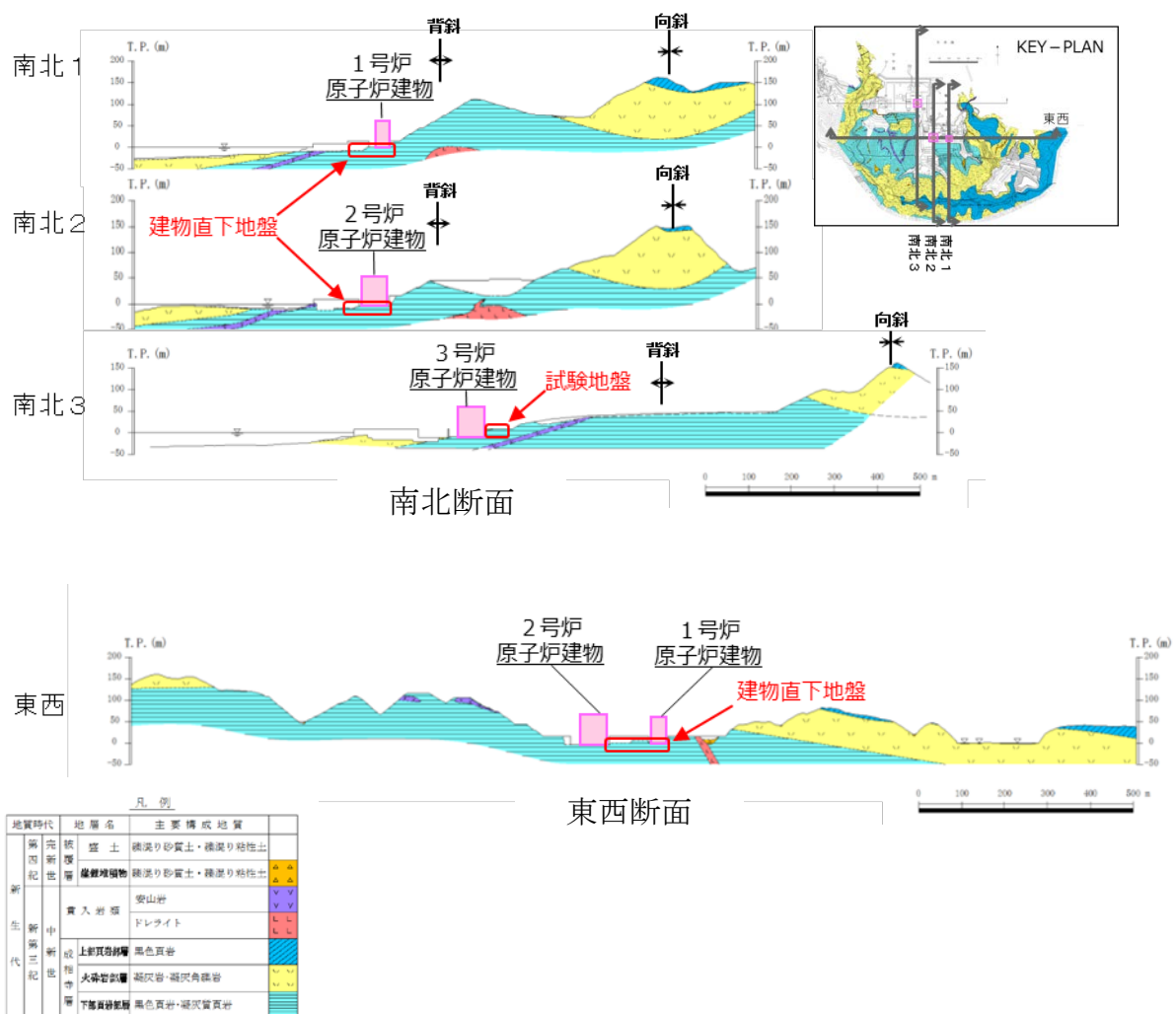
3.1 敷地地盤について

敷地地盤における地質断面図を第3-1図に示す。また、2号炉エリア（1号炉エリア含む）及び3号炉エリアの地質・地質構造を補足資料-3に示す。

敷地地盤は、新第三紀中新世の堆積岩類から成る成相寺層と貫入岩類から構成されており、2号炉及び3号炉原子炉建物基礎地盤周辺は北に向かって約10～30°傾斜している。

これまでのボーリング調査の結果、成相寺層中において、連続性の高い堆積層（フローユニット）が、2号炉エリア（1号炉エリア含む）から3号炉エリアまで連続していることを確認しており、試験地盤及び建物直下地盤を構成する地質は、いずれもこの連続性の高い堆積層の上位に位置し、同一の「下部頁岩部層」に区分される。

このことから、試験地盤及び建物直下地盤の地質は、同様の堆積環境で形成されたものであり、岩相及び岩種が同一であれば、両者の岩盤は同等であると判断する。



第3-1図 敷地地盤における地質断面図

3.2 試験地盤と建物直下地盤の岩相及び岩級について

試験地盤と建物直下地盤の岩相及び岩級の比較を行う。

(1) 岩相の比較

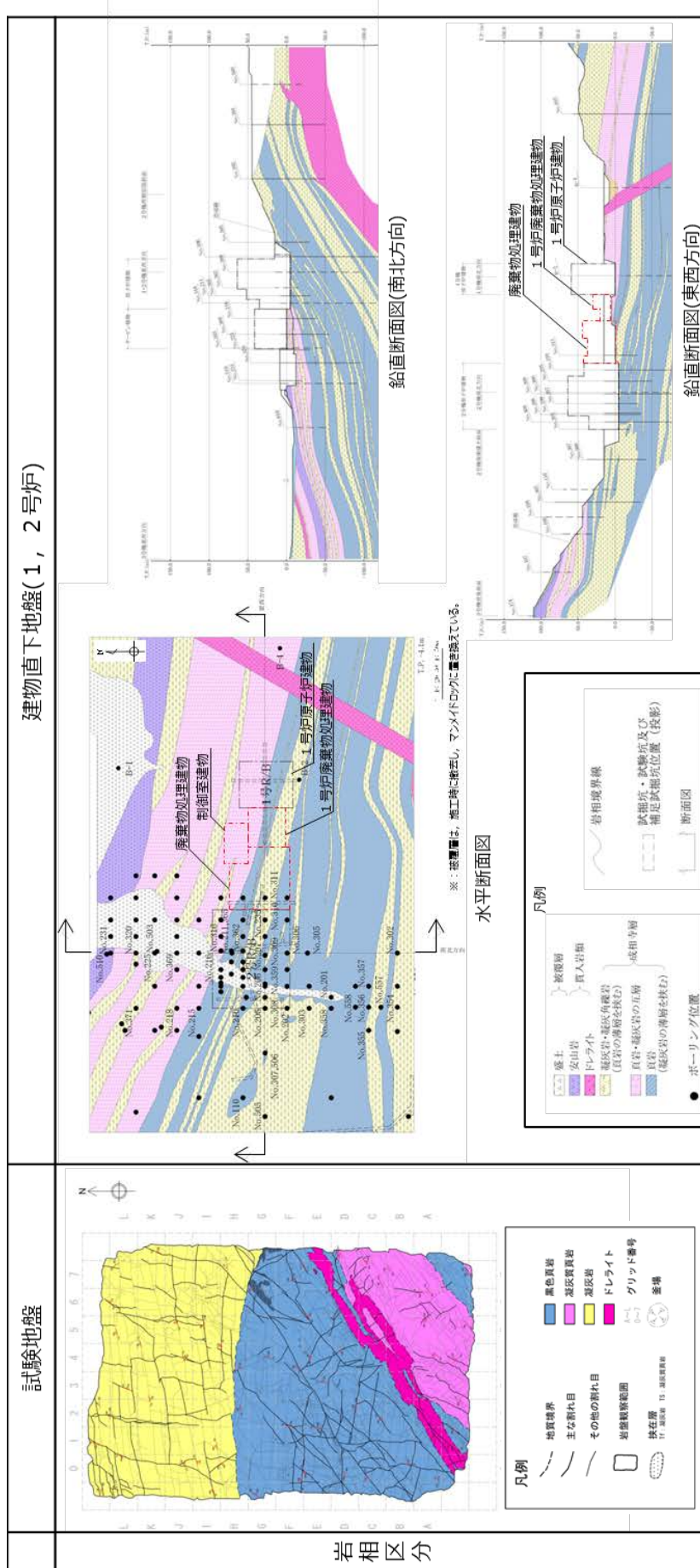
試験地盤と建物直下地盤における岩相の比較を第3-2図に示す。

試験地盤は黒色頁岩及び凝灰岩で構成されており、建物直下地盤は試験地盤と同様に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層が広く分布している。

また、試験地盤が局所的であるため、試験地盤を含む建物直下地盤(3号炉)及び原子炉建物南側に隣接する原子炉建物南側地盤における岩相区分の比較を行う。第3-3図にそれぞれの地盤における岩相区分及び位置関係を示す。

いずれの地盤においても主に黒色頁岩及び凝灰岩から構成されている。

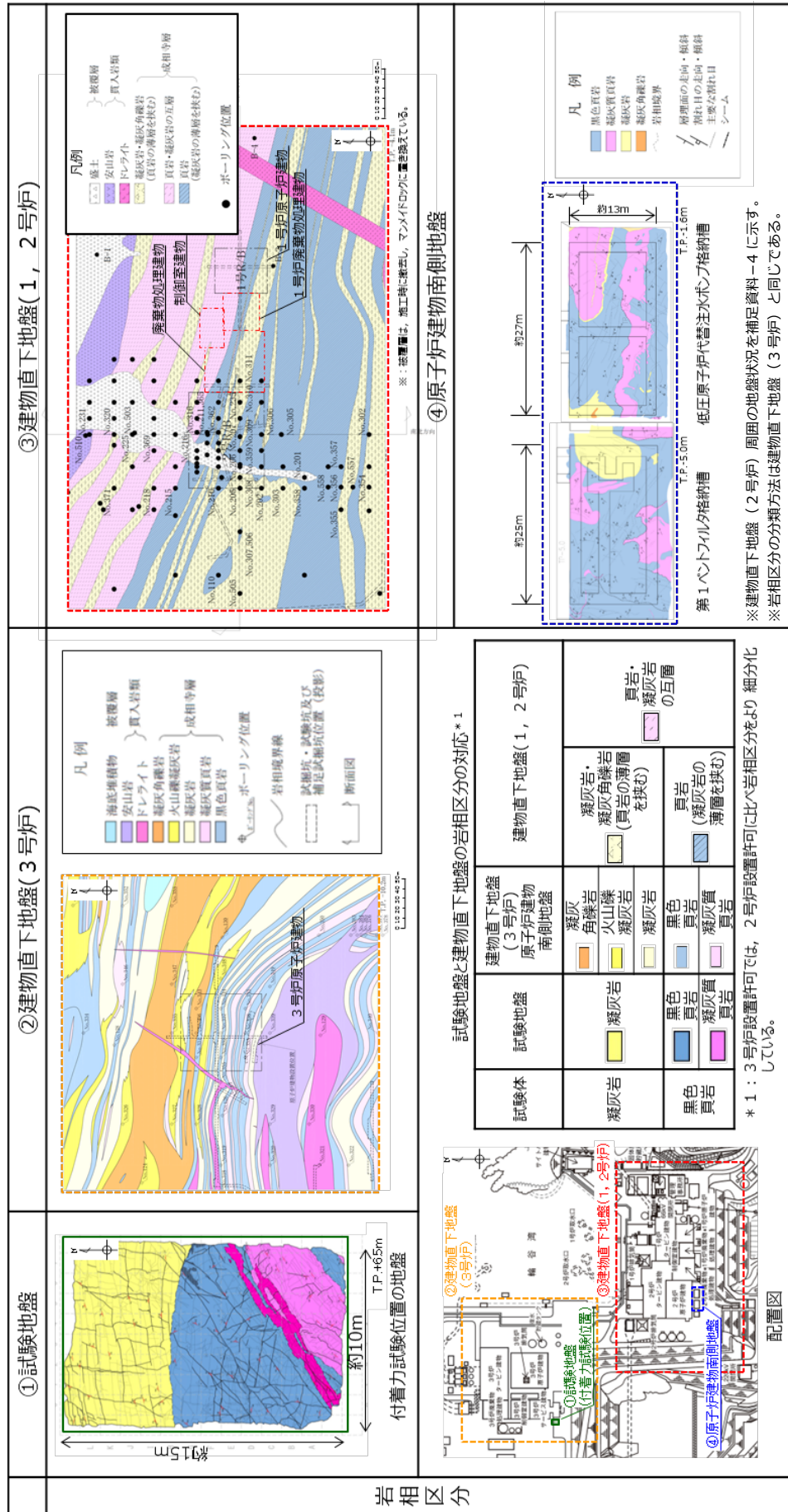
第 3-2 図 試験地盤と建物直下地盤における岩相の比較



試験地盤と建物直下地盤の岩相区分の対応

試験体	試験地盤	建物直下地盤(1, 2号炉)
凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩・凝灰角礫岩 (頁岩の薄層を挟む)
黑色 頁岩	黑色頁岩 凝灰質頁岩	頁岩・凝灰岩 の互層 (凝灰岩の薄層を挟む)

第 3-3 図 試験地盤と建物直下地盤における岩相区分の比較及び位置関係



(2) 岩級の比較

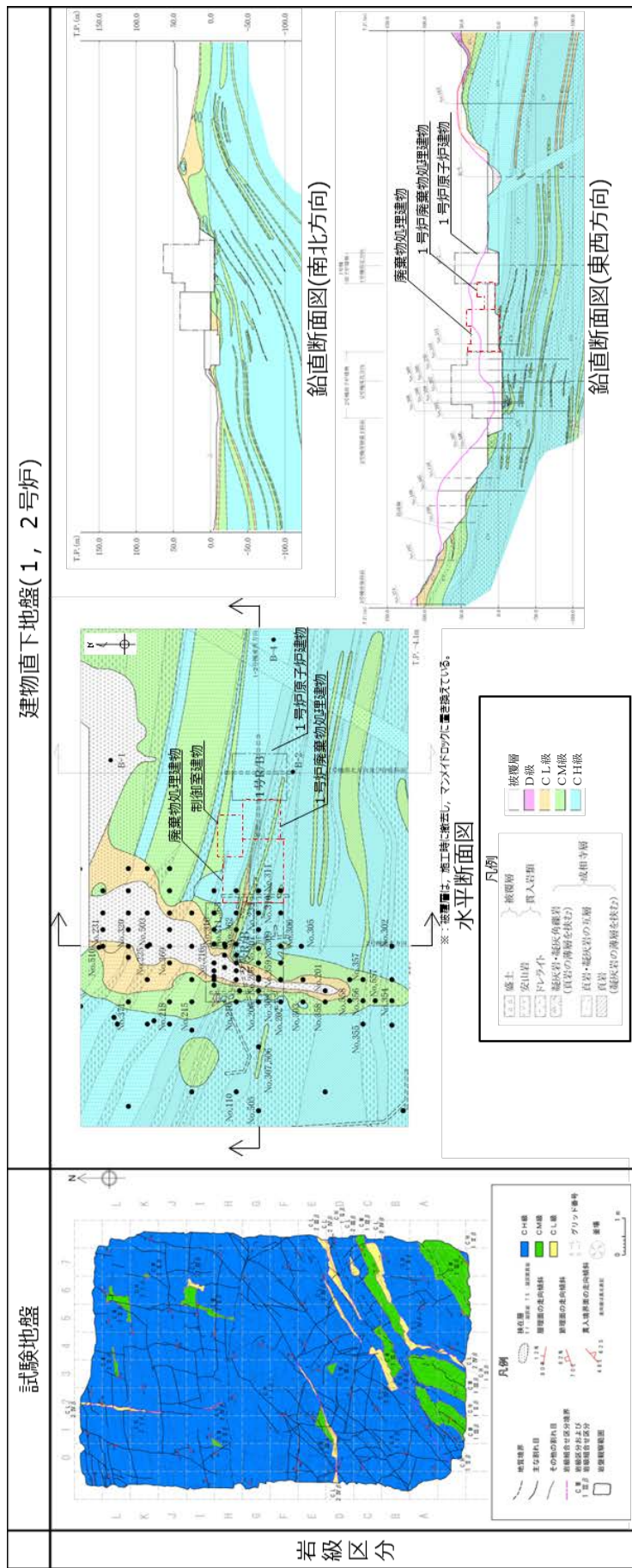
試験地盤と建物直下地盤における岩級区分の比較を第3-4図に示す。

試験地盤における岩級は主にCH級であり、建物直下地盤における岩級は試験地盤と同様に主にCH級である。

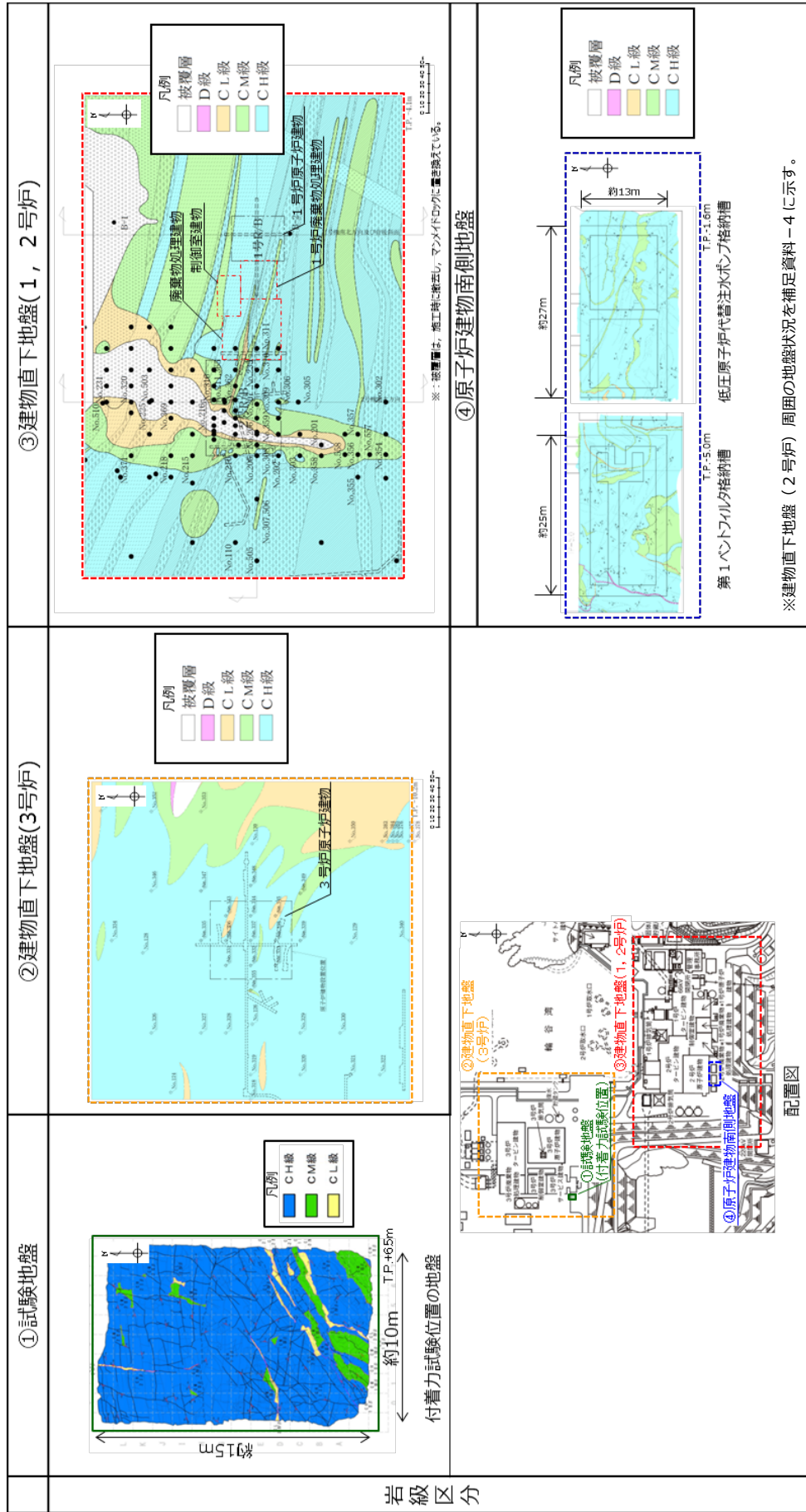
また、試験地盤が局所的であるため、試験地盤を含む建物直下地盤(3号炉)及び原子炉建物南側に隣接する原子炉建物南側地盤における岩級区分の比較を行う。第3-5図にそれぞれの地盤における岩級区分及び位置関係を示す。

いずれの地盤においても岩級は主にCH級である。

第3-4図 試験地盤と建物直下地盤における岩級の比較



第 3-5 図 試験地盤と建物直下地盤における岩級区分の比較及び位置関係



4. 試験地盤と建物直下地盤の岩盤物性値の比較

参考として、試験地盤と建物直下地盤（2号炉）の岩盤物性値の比較を行う。

岩盤物性値については、「JNES報告書」によると、「直接引張試験による付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向となった。^{注1}」とされていることから、付着力は岩盤の圧裂引張強度と関係性があると判断し、ここでは試験地盤と建物直下地盤（2号炉）における圧裂引張強度^{注2}の比較を行う。併せて3号炉原子炉建物直下地盤における圧裂引張強度^{注3}も示す。

第4-1図に試験地盤及び建物直下地盤（2号炉及び3号炉）における圧裂引張強度の比較を示す。

黒色頁岩、凝灰岩とも試験地盤の圧裂引張強度の平均値は、建物直下地盤（2号炉）の圧裂引張強度の平均値と同程度であり、試験地盤の個々の圧裂引張強度も建物直下地盤（2号炉）の $\pm 1\sigma$ の範囲内に概ね収まっていることから、試験地盤と建物直下地盤（2号炉）は同等の岩盤である。また、3号炉建物直下地盤の値とも同程度であることを確認した。

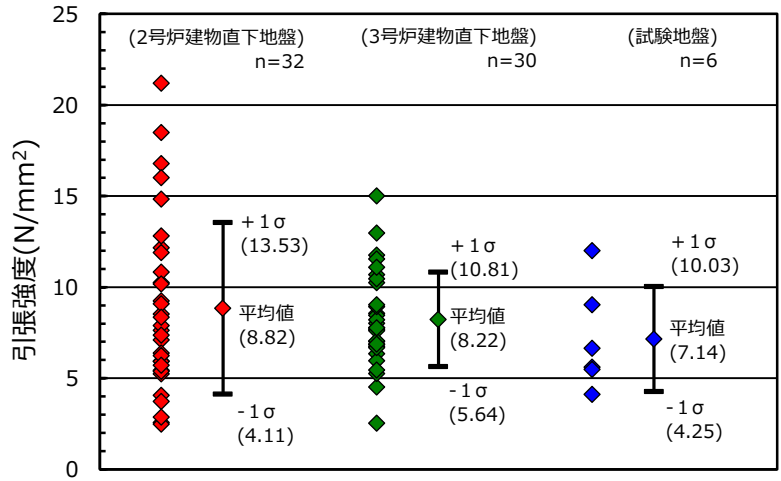
注1：「JNES報告書」では、岩盤物性試験として、一軸圧縮強度、圧裂引張強度、超音波伝播速度を計測しており、このうち圧裂引張強度の順と付着力の順が同じ傾向（砂岩>花崗岩>凝灰岩）となったことが示されている。

注2：島根2号炉原子炉建物位置のボーリング孔から採取した試料による試験。

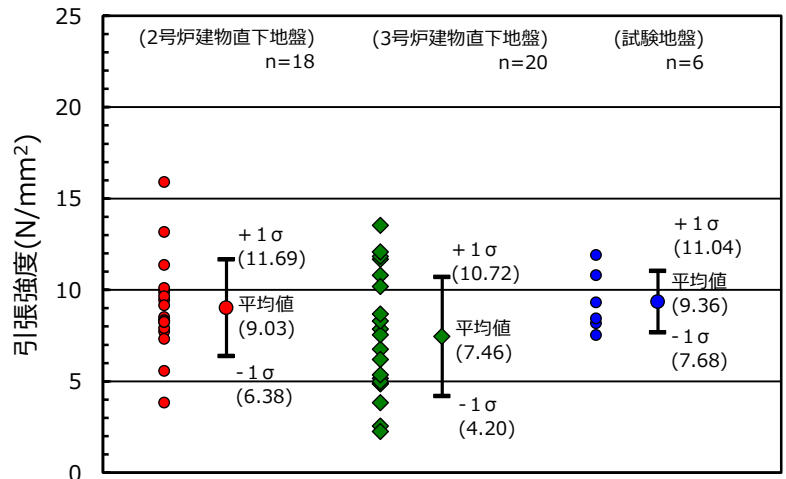
（島根原子力発電所原子炉設置許可変更申請書（平成25年12月25日））

注3：島根3号炉原子炉建物位置のボーリング孔から採取した試料による試験。

（島根原子力発電所原子炉設置許可変更申請書（平成17年4月26日））



第4-1図(1) 試験地盤及び建物直下地盤(2号炉及び3号炉)における岩盤の圧裂引張強度の比較(黒色頁岩)



第4-1図(2) 試験地盤及び建物直下地盤(2号炉及び3号炉)における岩盤の圧裂引張強度の比較(凝灰岩)

5. まとめ

試験地盤と建物直下地盤の同等性を地質・地質構造の観点から確認した。

試験地盤と建物直下地盤の地質が同様の堆積環境で形成されたものであり、同一の地層区分であることを確認した。

試験地盤と建物直下地盤の岩相は主に黒色頁岩及び凝灰岩で構成されていること、及び岩級はCH級であり、岩相及び岩級が同一であることを確認した。

また、参考として、試験地盤と建物直下地盤の岩盤物性値（圧裂引張強度）を比較し、同程度であることを確認した。

以上より、試験地盤と建物直下地盤は同等のものであり、試験地盤における付着力試験結果を基に設定した付着力を建物直下地盤に適用することは妥当であると判断する。

既工認実績における付着力試験方法との比較

島根サイトと既工認実績における付着力試験方法を第1表に示す。なお、参考に「JNES報告書」及び地盤工学会の「岩盤の原位置一軸引張り試験方法」の試験方法も同表に示す。

第1表 島根サイトと既工認実績における付着力試験方法の比較

サイト	試験体形状	接合面の凹凸の状態	レベルコンクリート		対象岩種等	標本数	
			圧縮強度(N/mm ²)	養生日数			
島根	直円柱 ^① (φ10 cm)	10mm 程度 ^②	18 ^③	7日 ^④	黒色頁岩, 凝灰岩	24 ^⑤ (1岩種当り12)	
既工認実績	高浜	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	27日	流紋岩	27
	大飯	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	28日	石英閃緑岩	19
	美浜	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	28日	花崗岩	15(現地)+25(室内)
	川内*1	直四角柱 (150 cm×150 cm)	木ごて仕上げ	15 30	62~68日 31~37日	レベルコンクリート 基礎コンクリート	3
参考	JNES 報告書	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	28日	花崗岩, 砂岩, 凝灰岩	36(1岩種当り12)
		直四角柱 (150 cm×150 cm)	粗面(80mm 程度) 平滑面(20mm 程度)	15	28日	花崗岩	6(1水準当り3)
	地盤 工学会	直円筒, 直円柱, 直四角柱 (100~1000mm)	規定なし	規定なし	規定なし	軟岩から硬岩まで を対象	3以上
<p>《既工認実績と異なる方法を採用した理由》</p> <p>① コンクリートの充填性を考慮し試験体形状を直円柱とした。なお、地盤工学会の試験方法では直円柱も採用されている。</p> <p>② 「JNES報告書」によると、「岩盤表面の凹凸状況の差が接合面の剥離性状にほとんど影響を及ぼしていないことが認められた。」とあることから、接合面の凹凸による付着力への影響は軽微であると考え10mm程度に設定した。</p> <p>③ 市中生コンプラントで調達可能で最も低いF_c=18N/mm²とした。</p> <p>④ 養生期間を短縮するため、早強コンクリート(調合材齢7日)を採用した。</p> <p>⑤ 標本数は、「JNES報告書」を参考に1岩種当り12個とした。なお、地盤工学会の試験方法では3個以上とされている。</p>							

*1: 「JNES報告書」のレベルコンクリートと基礎コンクリート間の付着力試験結果を用いている。

注: 他サイトの情報等に係る記載内容については、公開資料を基に当社の責任において記載したものです。

既工認実績における設定付着力との比較

島根サイトと既工認実績における設定付着力の比較を第1表に示す。

島根サイトの建物直下地盤は主に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層から構成されており、実際の建物直下地盤における黒色頁岩と凝灰岩の構成割合を定量的に確認できないこと、建物毎でその構成割合が異なることから、付着力の設定には、岩盤全体の平均値(0.98N/mm²)ではなく、保守的に値の小さい黒色頁岩の平均値(0.81N/mm²)に基づき設定した。また、物性値のばらつき、原位置試験の不確実性を踏まえて、平均値をそのまま用いるのではなく、保守性を考慮し、平均値に2倍の安全率を考慮し、かつ試験結果の最低値を下回るよう設定した。

よって、島根サイトの設定付着力は、岩盤全体の平均値(0.98N/mm²)に対して2倍以上の余裕があることから、既工認実績と比較しても遜色なく、試験結果に対して十分な保守性を考慮した値である。

第1表 島根サイトと既工認実績における設定付着力の比較

サイト	建物	採用する地震 応答解析モデル (基礎浮上り評価法)	付着力の設定			
			試験の平均値 (N/mm ²)	試験の 最小値 (N/mm ²)	設定 付着力 (N/mm ²)	保守性の考え方等
島根	廃棄物処理建物	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル*1	1.15(凝灰岩) 0.81(黒色頁岩)	0.50	0.40	2種の岩種のうち平均値の小さい黒色頁岩の平均値に対して2倍の安全率を考慮するとともに最小値0.50を下回るよう設定
	制御室建物	SRモデル*2 (浮上り線形地震応答解析)				
既工認実績	高浜	中間建屋	0.92	0.55	0.3	平均値に対して十分な余裕を考慮するとともに最小値0.55を下回るよう設定
	大飯	制御建屋	0.71	0.44	0.3	平均値に対して十分な余裕を考慮するとともに最小値0.44を下回るよう設定
	美浜	原子炉建屋	0.91	0.57	—	補足説明資料において工認ケースとの比較ケース(側面回転ばね非考慮モデル)に平均値(0.91N/mm ²)を設定*3
	川内	ディーゼル建屋, 主蒸気管室建屋	基礎固定モデル*2	0.63	0.50	0.18 (必要付着力)

*1：ジョイント要素に付着力を考慮。

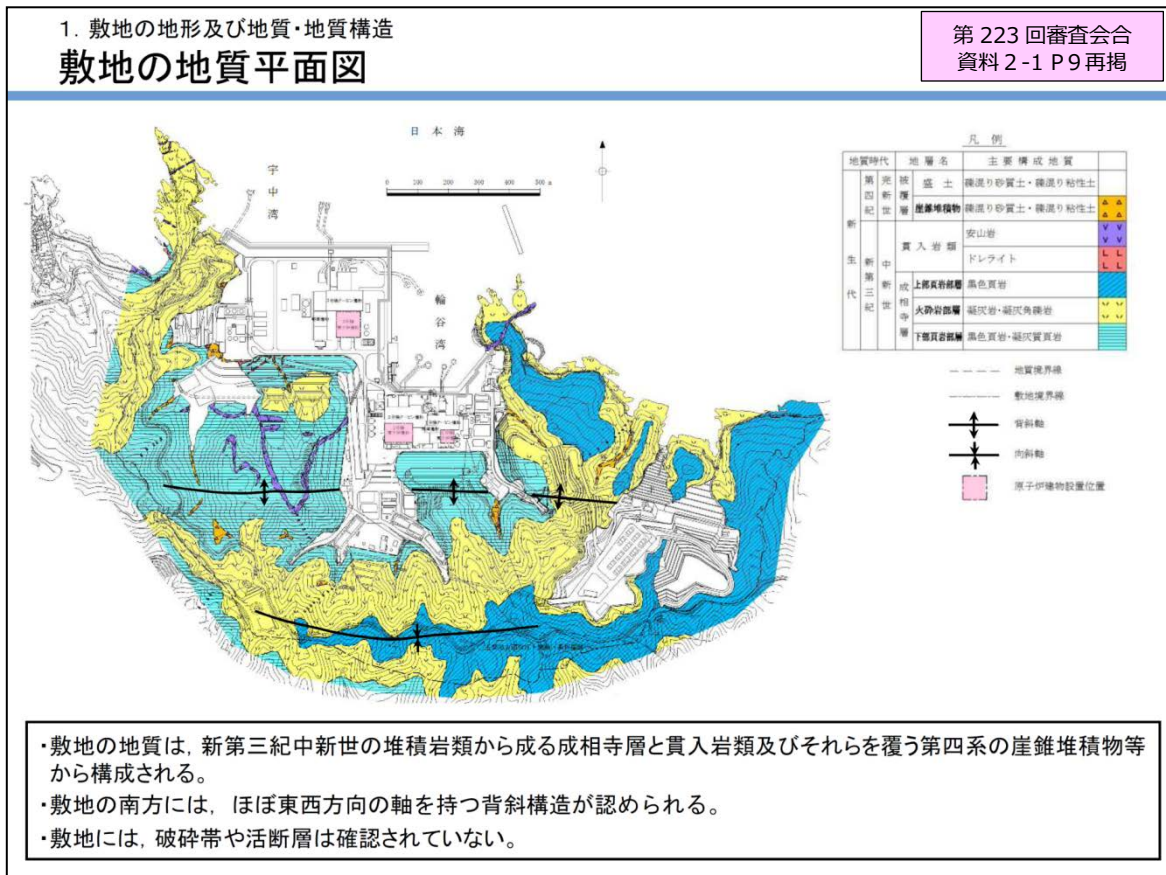
*2：基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が設定付着力を超えないことを確認。

*3：工認ケースにおいては、付着力を考慮していない。

注：他サイトの情報に係る記載内容については、公開資料を基に当社の責任において記載したものです。

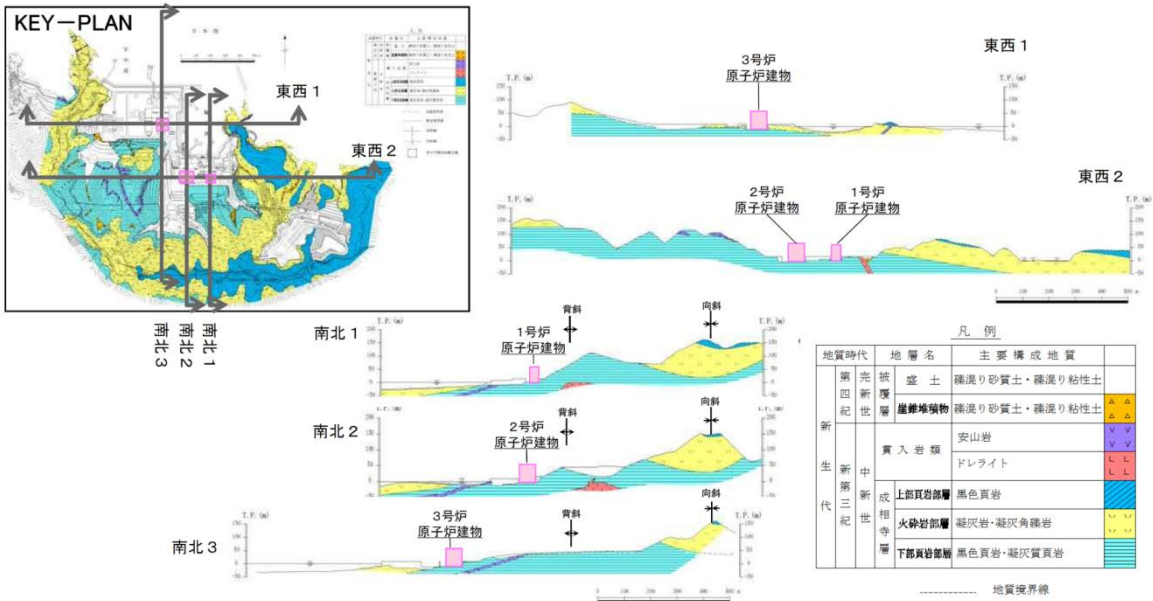
島根原子力発電所 敷地の地質・地質構造について
(第 223 回審査会合資料再掲)

以下に、島根原子力発電所の 2 号炉エリア（1 号炉エリア含む）及び 3 号炉エリアの地質・地質構造を示す（第 223 回審査会合，資料 2-1 の再掲）。



1. 敷地の地形及び地質・地質構造
敷地の地質断面図

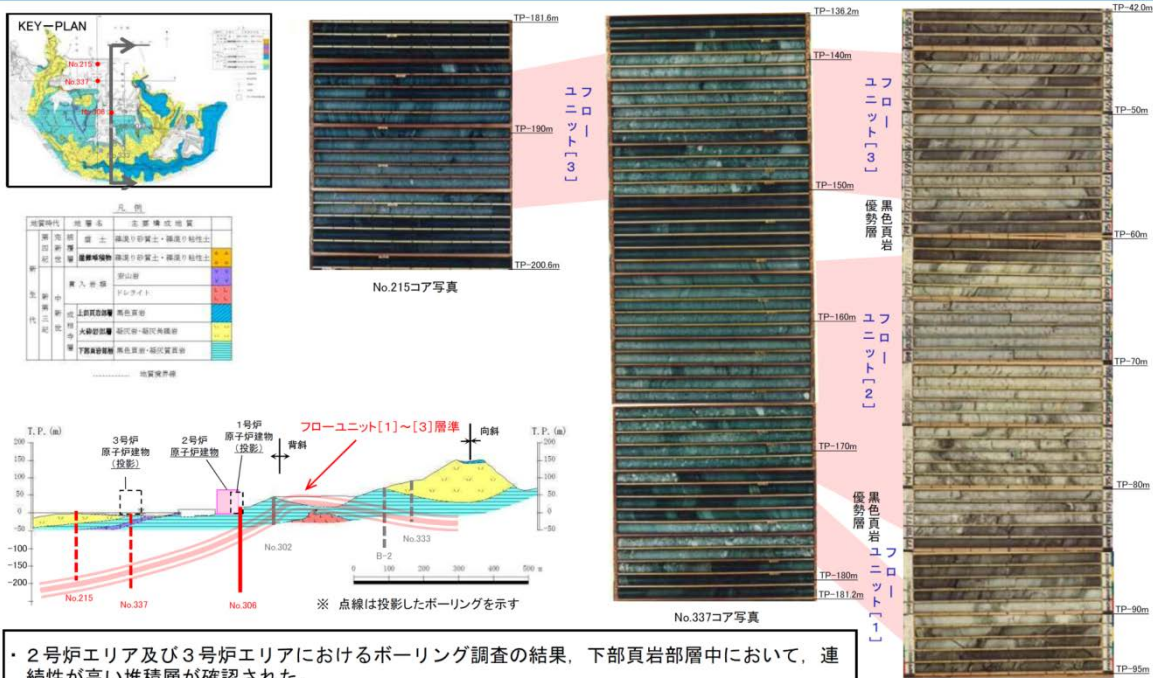
第 223 回審査会合
資料 2-1 P10 再掲



- ・敷地に分布する成相寺層は、下位より下部頁岩部層、火砕岩部層、上部頁岩部層の3つの部層に区別される。
- ・1～3号炉原子炉建物基礎地盤においては、主として黒色頁岩、凝灰質頁岩より成る「下部頁岩部層」が広く分布する。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造
敷地に分布する鍵層①

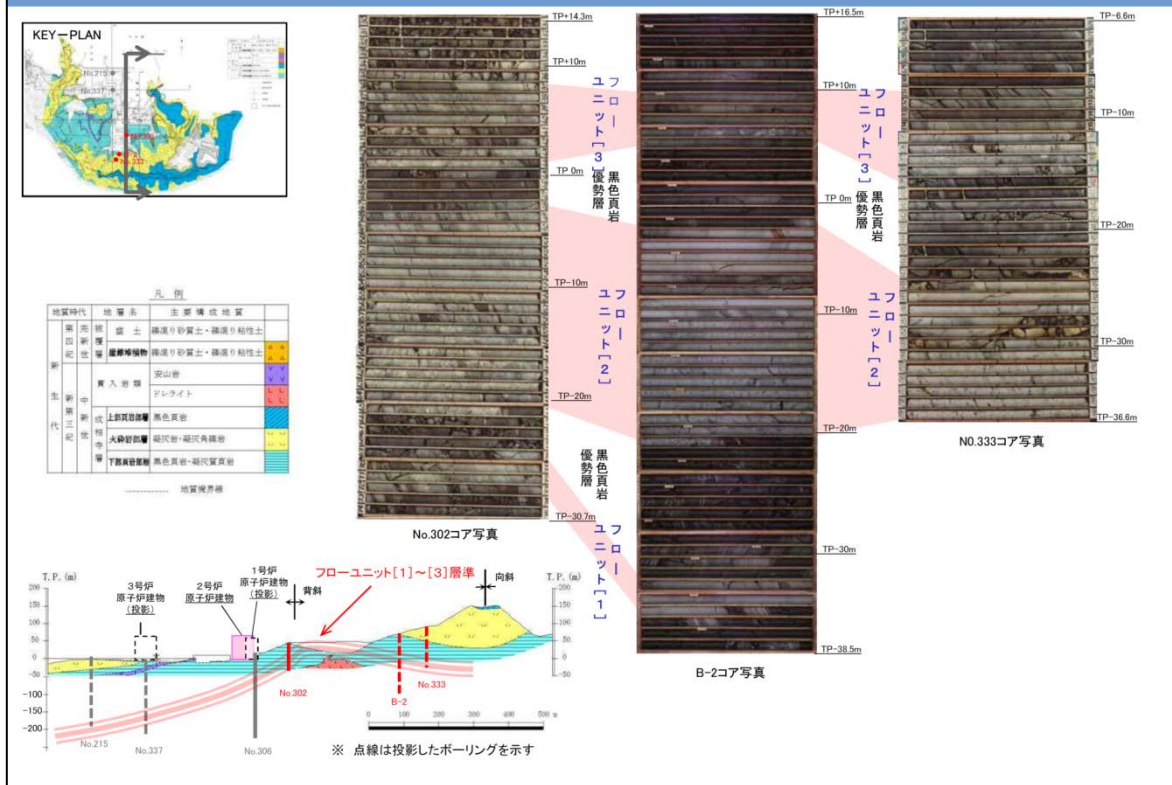
第 223 回審査会合
資料 2-1 P11 再掲



- ・2号炉エリア及び3号炉エリアにおけるボーリング調査の結果、下部頁岩部層中において、連続性が高い堆積層が確認された。
- ・当該堆積層は、凝灰角礫岩主体で黒色頁岩優勢層を挟み、級化層理を示す等の特徴を有することから、水中火砕流により堆積したものと考えており、フローユニットと呼称している。
- ・当該フローユニットは、地層の対比がし易いため、敷地の地質構造把握において鍵層となる。

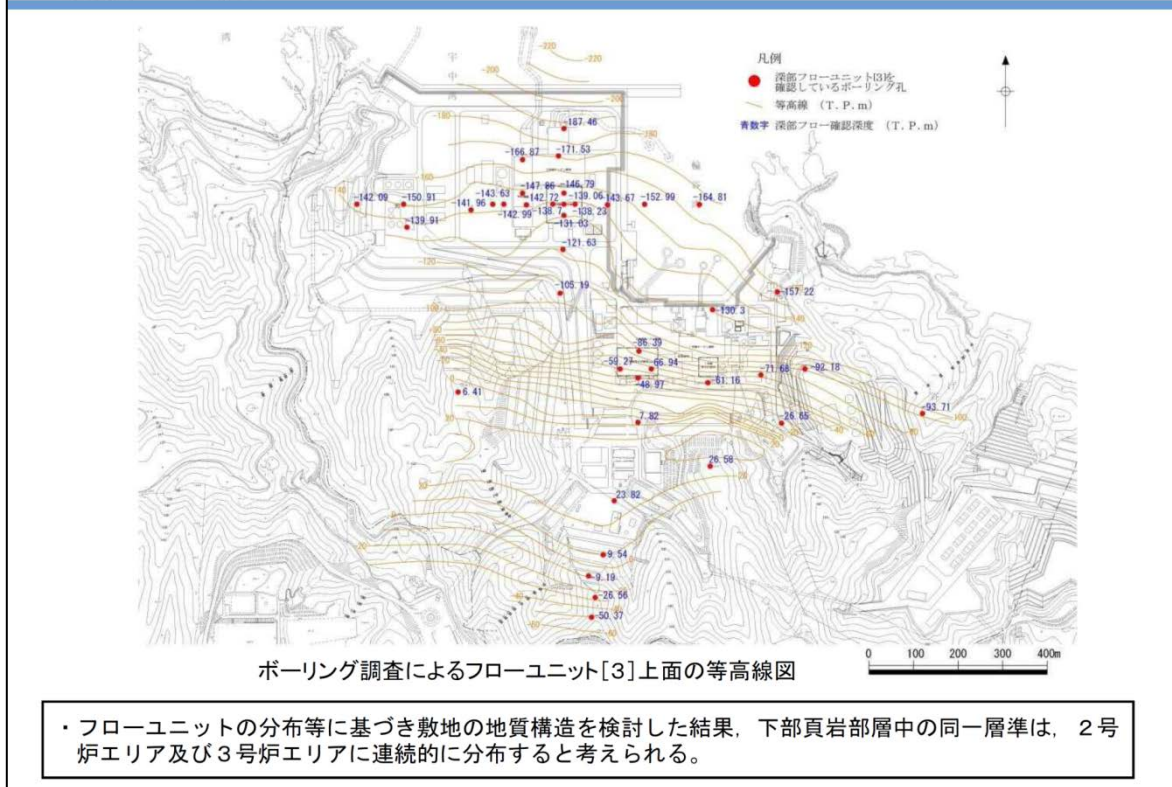
1. 敷地の地形及び地質・地質構造
敷地に分布する鍵層②

第 223 回審査会合
資料 2-1 P12 再掲



1. 敷地の地形及び地質・地質構造
鍵層の連続性

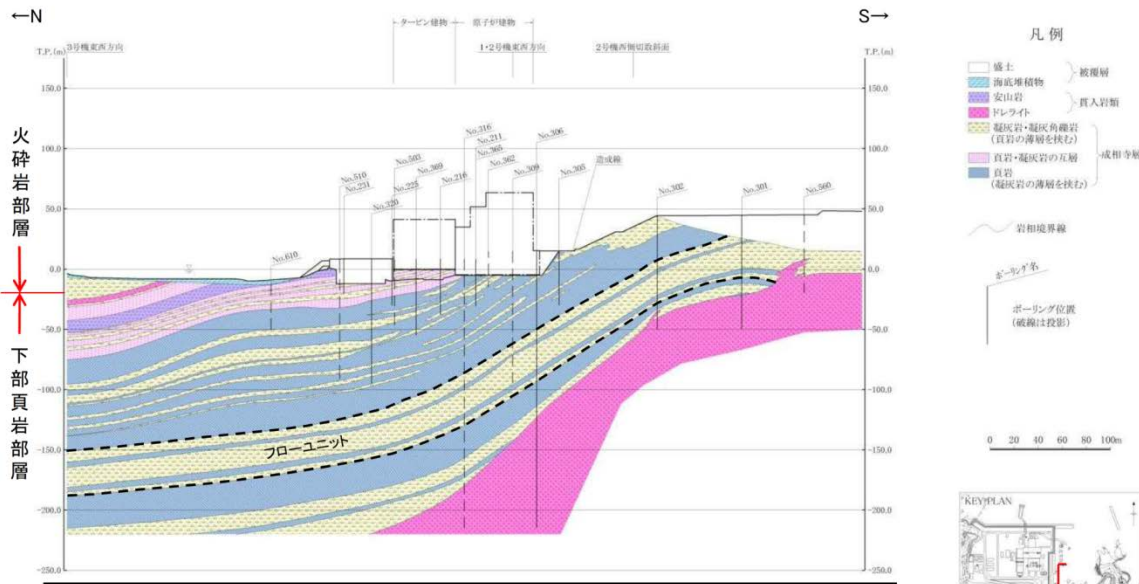
第 223 回審査会合
資料 2-1 P13 再掲



1. 敷地の地形及び地質・地質構造

地質鉛直断面図(2号炉原子炉建物基礎地盤)

第 223 回審査会合
資料 2-1 P15 再掲



- ・2号炉原子炉建物基礎地盤には、主として下部頁岩部層、貫入岩類が分布する。
- ・下部頁岩部層は、頁岩(黒色頁岩及び凝灰質頁岩)を主体とし、凝灰岩及び凝灰角礫岩並びにこれらの互層から構成される。
- ・成相寺層の構造は、概ね西北西-東南東の走向を示し、北へ向かって約10° ~ 30° 傾斜している。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造

地質水平断面図(1・2号炉原子炉建物基礎地盤)

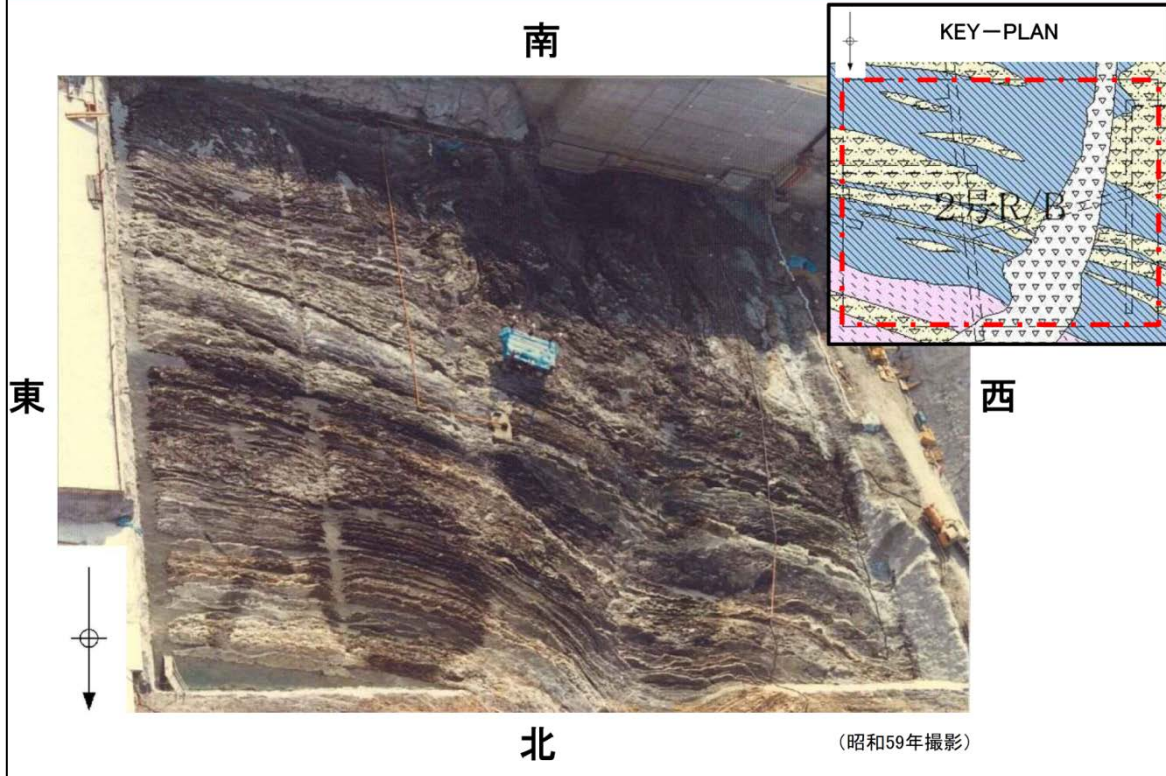
第 223 回審査会合
資料 2-1 P17 再掲



- ・成相寺層の構造は、概ね西北西-東南東の走向を示す。

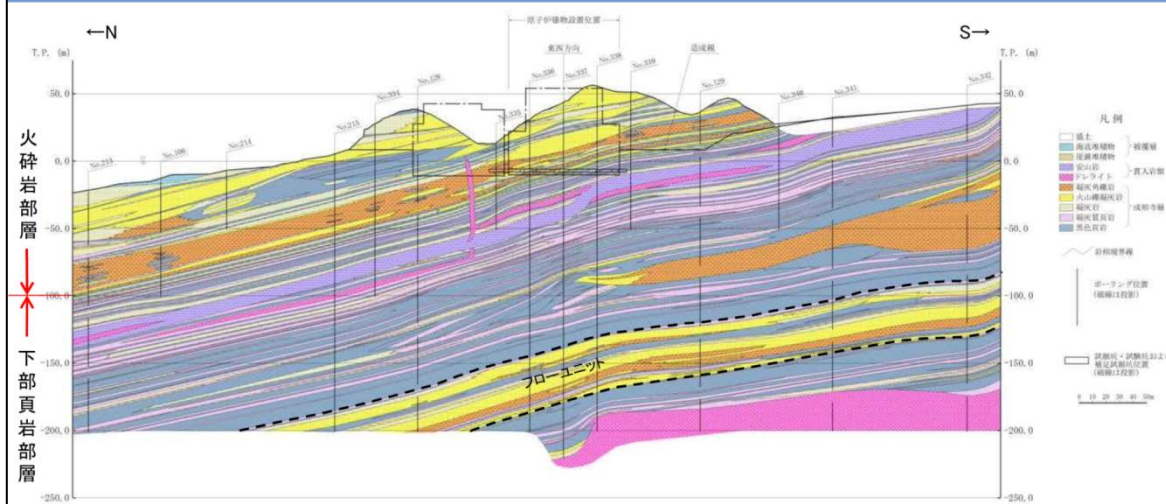
底面付近写真(2号炉原子炉建物基礎地盤)

第223回審査会合
資料2-1 P18再掲



地質鉛直断面図(3号炉原子炉建物基礎地盤)

第223回審査会合
資料2-1 P20再掲



- ・3号炉原子炉建物基礎地盤には、成相寺層(下部頁岩部層、火砕岩部層)及び貫入岩類が分布する。
- ・下部頁岩部層は、頁岩(黒色頁岩及び凝灰質頁岩)を主体とし、凝灰岩、火山礫凝灰岩及び凝灰角礫岩並びにこれらの互層から構成される。
- ・火砕岩部層は、主として凝灰岩、火山礫凝灰岩及び凝灰角礫岩から構成される。
- ・成相寺層の構造は、ほぼ東西方向の走向を示し、北へ向かって約10°～20°緩く傾斜している。

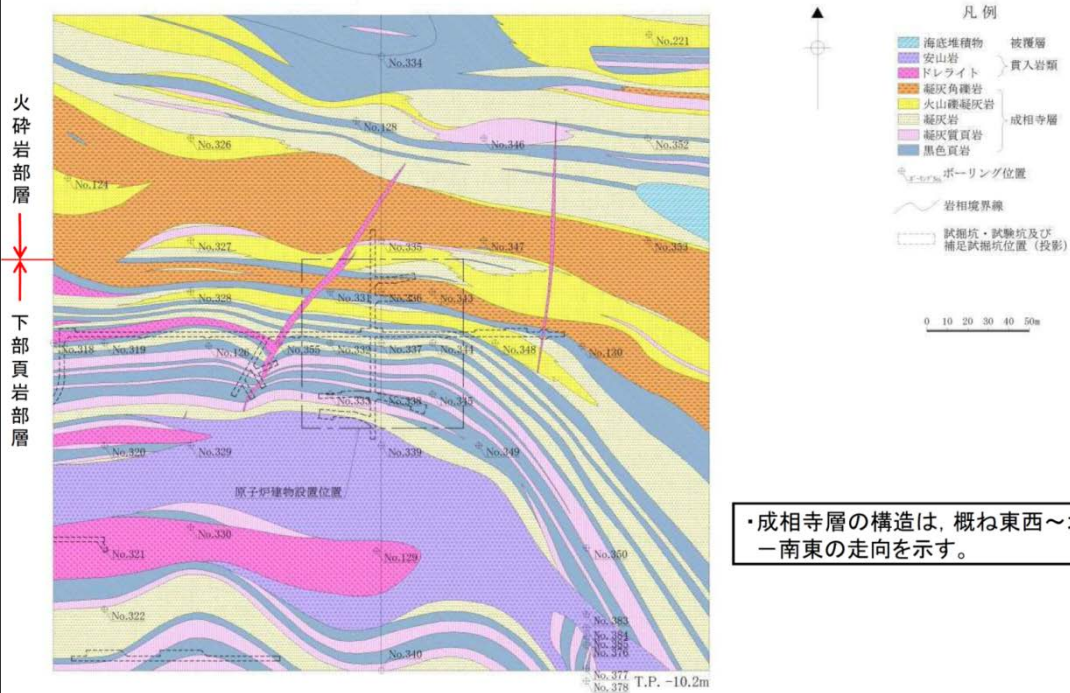
※BTV解析結果は補足説明資料「BTV解析による見掛けの傾斜(3号炉南北断面)」参照

注：3号炉の地質断面図では、2号炉の地質断面図で互層として区分していた地質を細分している。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造

地質水平断面図(3号炉原子炉建物基礎地盤)

第 223 回審査会合
資料 2-1 P21 再掲

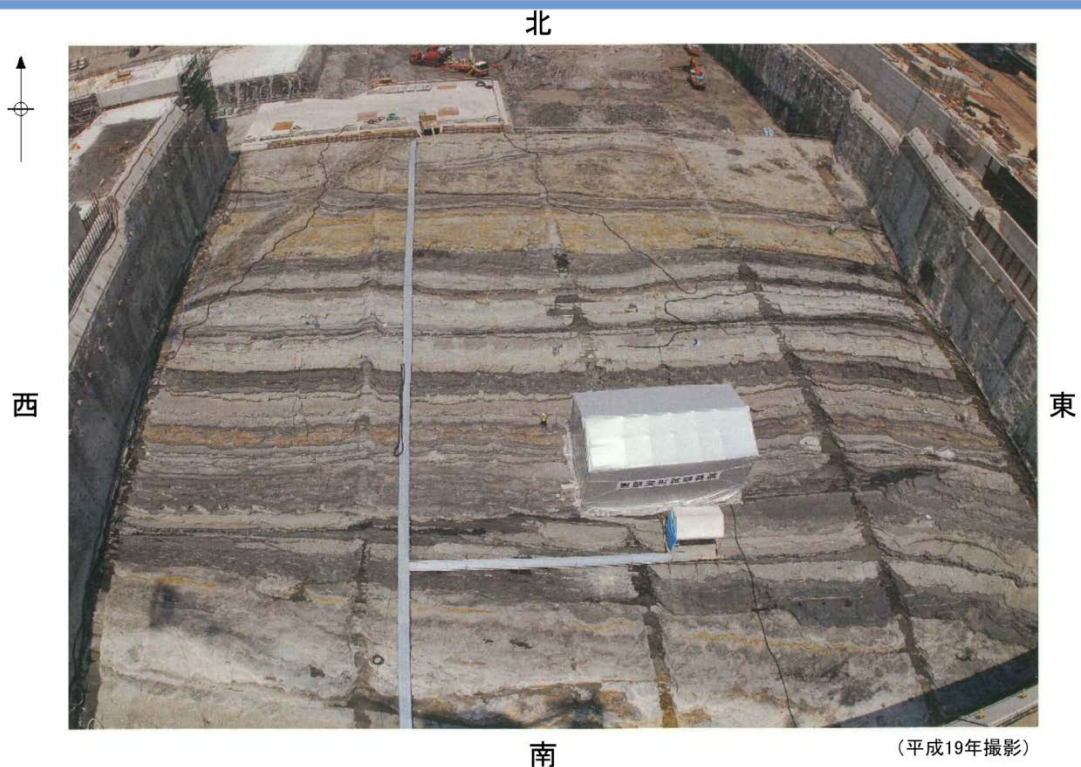


注：3号炉の地質断面図では、2号炉の地質断面図で互層として区分していた地質を細分している。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造

底面付近写真(3号炉原子炉建物基礎地盤)

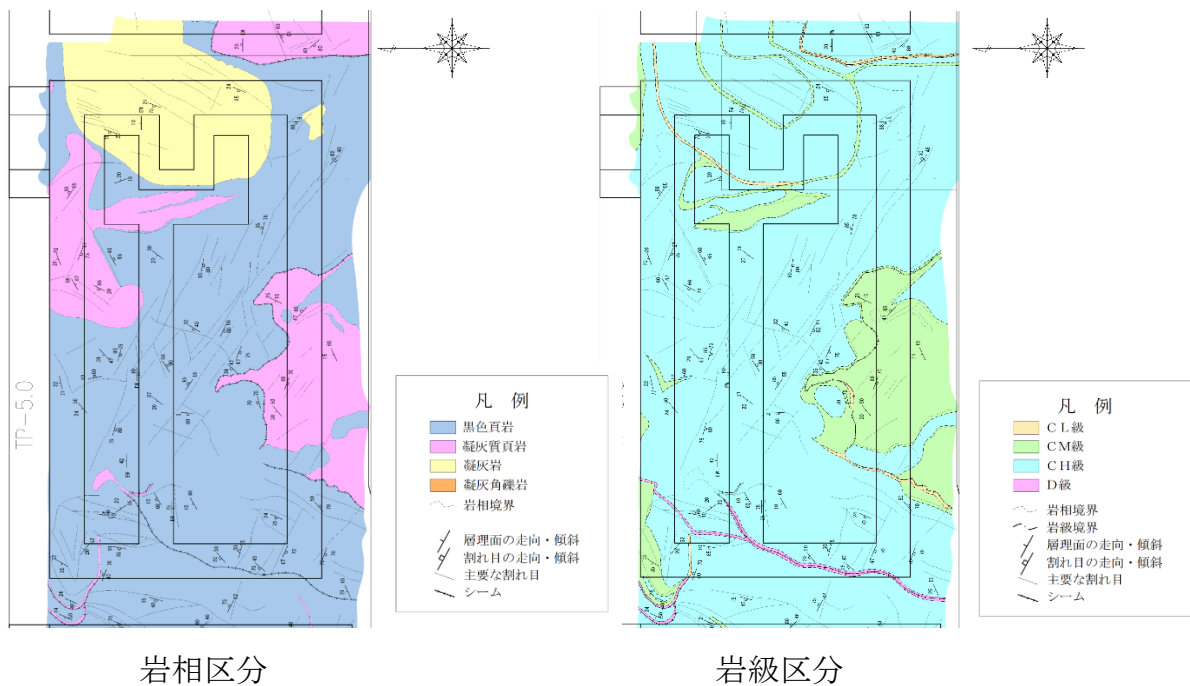
第 223 回審査会合
資料 2-1 P22 再掲



建物直下地盤周囲の地盤状況について

建物直下地盤周囲の地盤状況として、原子炉建物南側に隣接した土木構造物（第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽）の設置地盤における岩相区分及び岩級区分を第1図に示す。

建物直下地盤周囲における岩相は黑色頁岩（一部凝灰質頁岩）及び凝灰岩が確認され、岩級は主にCH級であることから、試験地盤は建物直下地盤と同等の地盤である。



岩相区分

岩級区分



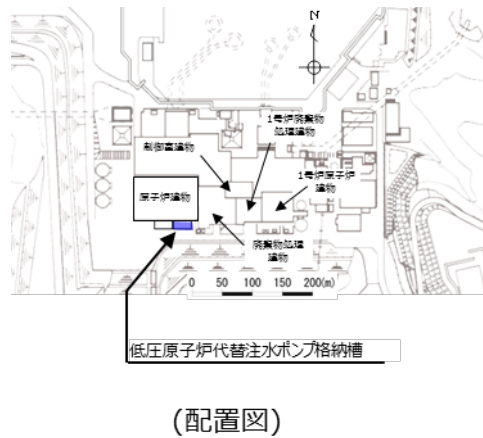
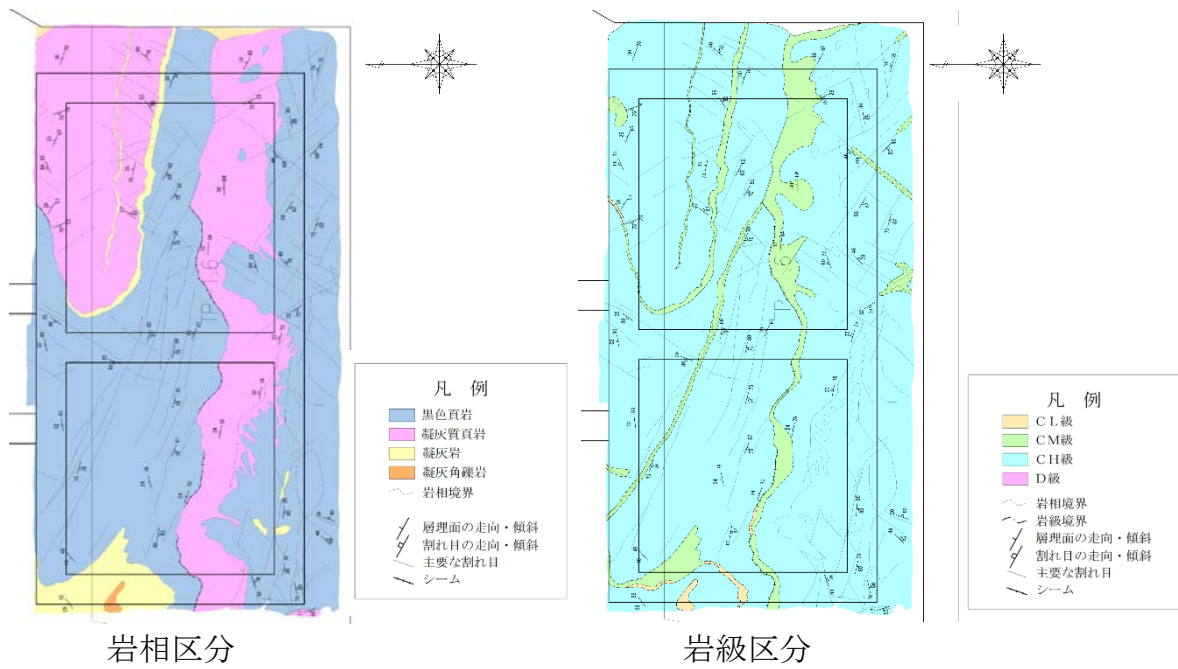
掘削面 (T. P. -5.0m)

(第1ベントフィルタ格納槽)



第1ベントフィルタ格納槽
(配置図)

第1図(1) 原子炉建物南側に隣接する土木構造物の設置地盤における岩相区分及び岩級区分



※：岩相区分及び岩級区分と方位を合わせるため、
写真を180°回転させている。

掘削面 (T. P. -1.6m)

(低压原子炉代替注水ポンプ格納槽)

第1図(2) 原子炉建物南側に隣接する土木構造物の設置地盤における
岩相区分及び岩級区分

島根原子力発電所 2 号炉

基礎スラブの応力解析モデルへの 弾塑性解析の適用について (耐震)

目 次

1. 概要
 2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 - 2.1 原子炉建物の基礎スラブの構造概要
 - 2.2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 - 2.3 既工認との差異についての考察
 3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について
 - 3.1 弾塑性解析を採用する目的
 - 3.2 弾塑性解析を採用するに当たっての論点
 4. 材料構成則の適用性・妥当性について
 - 4.1 コンクリート（引張側）
 - 4.2 コンクリート（圧縮側）
 - 4.3 鉄筋（圧縮側，引張側）
 5. 既往研究に基づく弾塑性解析の適用性・妥当性について
 6. まとめ
 7. 参考文献
-
- 添付資料－1 C C V規格等における許容限界設定の考え方について
 - 添付資料－2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について
 - 添付資料－3 ドライウェル外側壁内部の構造物から基礎スラブ
に伝達される荷重等の考え方について
 - 添付資料－4 耐震壁のシェル要素でのモデル化について
 - 参考資料－1 弾塑性解析の適用に関する先行プラントとの比較
 - 参考資料－2 原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及
び耐震評価方針について

1. 概要

島根原子力発電所の建設時の工事計画認可申請書（以下「既工認」という。）では、原子炉建物の基礎スラブ等の鉄筋コンクリート部材の応力解析において、3次元FEMモデル等を用いた弾性解析により評価を実施していた。

今回の工事計画認可申請書（以下「今回工認」という。）では、入力地震動の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために、基準地震動 S_s による検討においては、基本的に材料（コンクリート、鉄筋）の非線形特性を考慮した弾塑性解析を採用する予定である。

本資料は、鉄筋コンクリート構造物の3次元弾塑性解析が先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・適用性について説明するものである。

本資料では、まず既工認モデルと今回工認モデルの差異について整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、弾塑性解析の採用のみが抽出されることを確認する。その上で、弾塑性解析を採用する際の論点を整理する。次に、抽出された論点に対して、既往の研究から得られた知見の整理を通して、その適用性・妥当性について考察する。

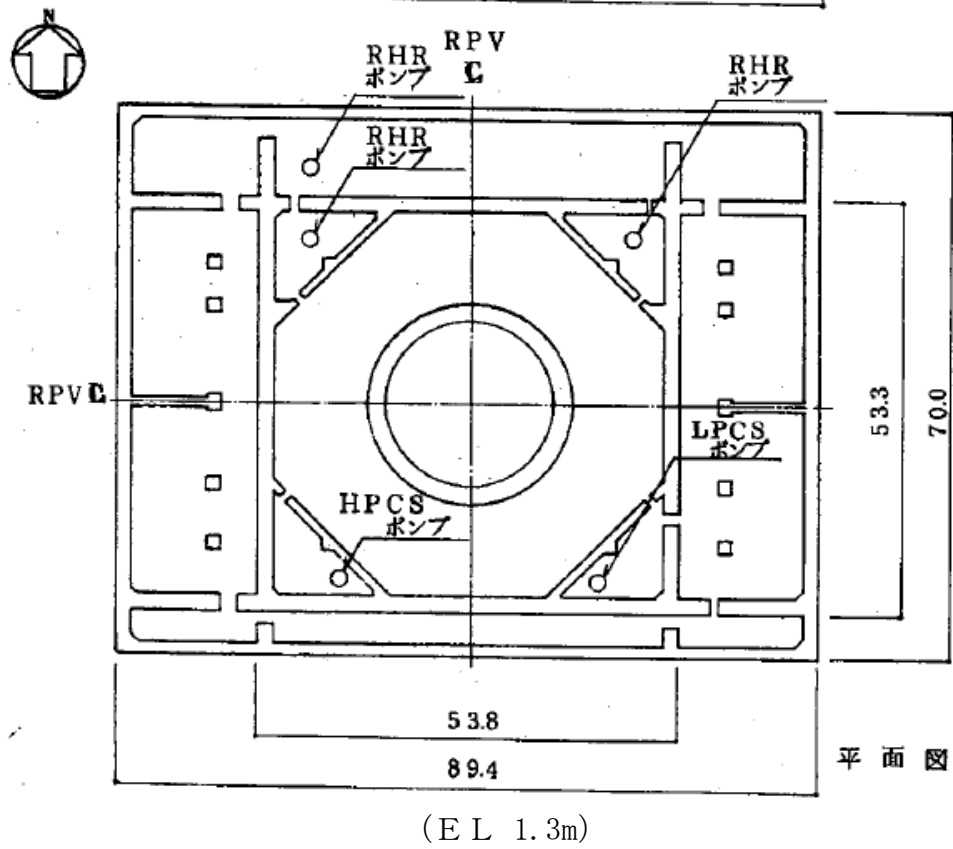
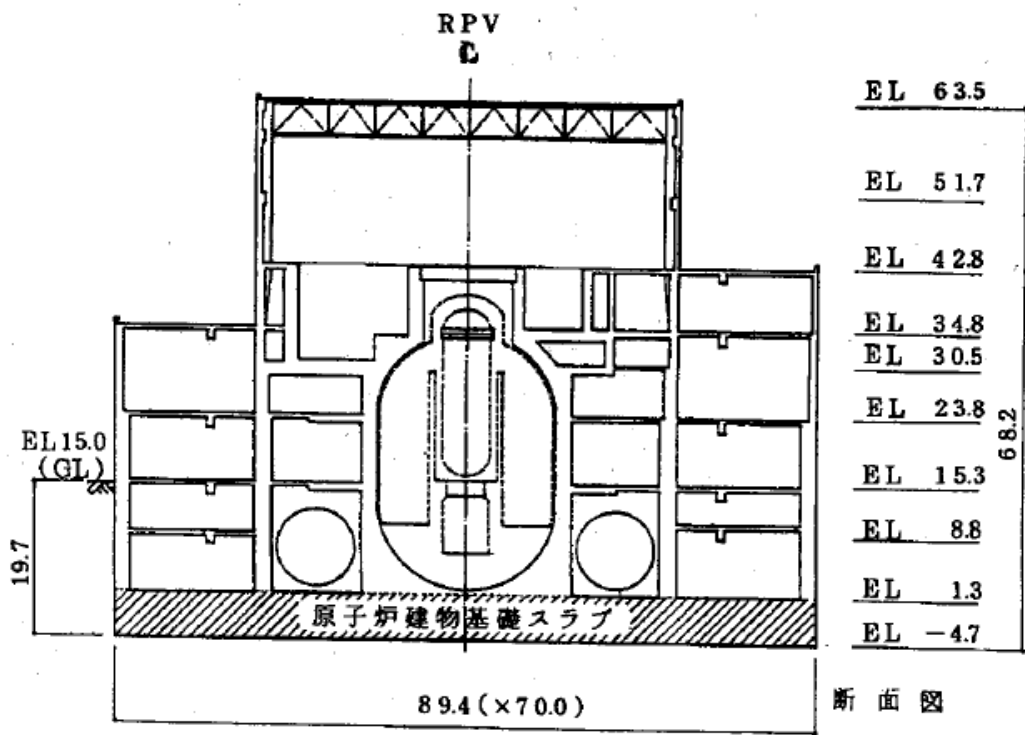
2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

原子炉建物の基礎スラブを代表として既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異を整理し、論点を抽出する。

2.1 原子炉建物の基礎スラブの構造概要

島根原子力発電所2号炉（以下、「島根2号炉」という。）原子炉建物の基礎スラブは、70.0m（NS）×89.4m（EW）の矩形を成しており、厚さ6.0mの鉄筋コンクリート造のべた基礎で、岩盤に直接設置している。また、原子炉格納容器及びその内部構造物、原子炉一次しゃへい壁並びに原子炉建物の内外壁等から伝わる荷重を支持する部材である。

原子炉建物の基礎スラブの概要を第2-1図に示す。



第2-1図 原子炉建物の基礎スラブの概要 (単位: m)

2.2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

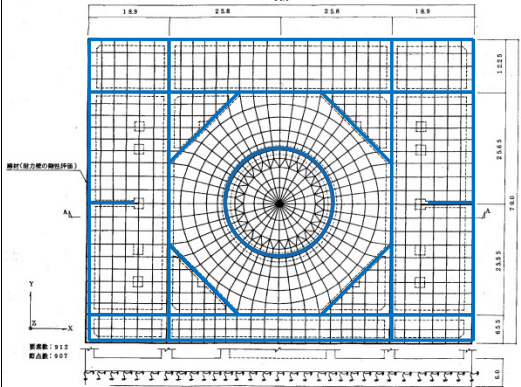
まず、既工認で採用した原子炉建物の基礎スラブの解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となり得る項目を整理する。

既工認における原子炉建物の基礎スラブの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第2-1表に示す。

第2-1表で整理したとおり、既工認と今回工認における解析モデルの差異としては、以下の2点が抽出された。

- (1) 応力解析に弾塑性解析を採用すること
- (2) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

第2-1表 応力解析モデル及び手法の比較（原子炉建物の基礎スラブ）

項目		既工認時	今回工認時
解析手法		・弾性地盤上に支持された厚さ6.0mの一枚の版として有限要素法により解析する。	・同左
解析コード		・NASTRAN	・ABAQUS
荷重		・固定荷重，機器配管荷重，積載荷重，地震荷重（S2），土圧等	・固定荷重，機器配管荷重，積載荷重，地震荷重（Ss），土圧等
モデル化	モデル化範囲	・基礎スラブ全体と剛性の高い一部壁をモデル化する。従って，モデルの大きさは外壁の最外端までの70.0m（NS）×89.4m（EW）となる。	・同左
	メッシュサイズ	・モデル全体で概ね1~3m程度	・同左
	要素タイプ	・基礎スラブ全体をシェル要素でモデル化する。 ・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁（外部ボックス壁，内部ボックス壁及びドライウェル外側壁）は，その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化する。外部ボックス壁及び内部ボックス壁は燃料取替床レベル（E L 42.8m）まで，ドライウェル外側壁はE L約23mまでの剛性を考慮する。また，梁要素の剛性算定においては開口部による影響は考慮しない。	・同左 （ただし，基礎スラブのシェル要素は，コンクリート及び鉄筋それぞれに弾塑性特性を設定した積層シェル要素でモデル化）
材料物性		・コンクリートのヤング係数 $E=2.1 \times 10^6$ (t/m ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・コンクリートのヤング係数 $E=2.25 \times 10^4$ (N/mm ²) ^{**1} ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{**1}
評価方法	応力解析	・弾性解析	・弾塑性解析
	許容限界	（機能維持） 部材に発生する応力が終局強度を超えないことを確認する。 接地圧が地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。	（機能維持） 部材に発生する応力，ひずみが終局強度を超えないことを確認する。 ^{**2} 接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認する。
モデル		<p>・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は，その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化，底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化。</p> <p>・基礎スラブより立ち上がっている独立柱はその剛性を考慮しない。</p> <p>・B2F壁の開口は比較的小さく影響はないと判断し，梁要素には開口部をモデル化しない。</p>  <p>— 梁要素（耐震壁の剛性を考慮）</p>	・同左

※1：コンクリートのヤング係数及びポアソン比は，日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」（1999）による計算式に基づく値を用いる。

※2：許容限界については，日本機械学会「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 J S M E S N E I -2003」等によるものとし，設定の考え方については添付資料-1に示す。

注1：コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折れ線近似については添付資料-2に示す。

注2：ドライウェル外側壁内部の構造物から基礎スラブに伝達される荷重等の考え方については添付資料-3に示す。

注3：タービン建物及び制御室建物の基礎スラブについては，剛性の高い壁のうち低層部の一部をシェル要素でモデル化し，壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮する予定であるが，詳細については，詳細設計段階で説明する。モデル化の考え方については添付資料-4に示す。

注4：弾塑性解析の適用に関する先行プラントとの比較を参考資料-1に示す。

注5：内部ボックス壁は二次格納施設を構成するバウンダリであることから，詳細設計段階において，基礎スラブからの反力の影響を確認する。

注6：耐震壁が塑性化することによる影響について，詳細設計段階で建物ごとに確認する。

2.3 既工認との差異についての考察

(1) 応力解析に弾塑性解析を採用することについて

弾塑性解析については、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、原子炉建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。

島根2号炉原子炉建物の基礎スラブに要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及び耐震評価方針について参考資料-2に示す。また、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である日本機械学会「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 J S M E S N E I - 2003」(以下「CCV規格」という。)は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格である。

以上のことから、基礎スラブの弾塑性解析はCCV規格に基づき実施する。

ただし、鉄筋コンクリート構造物の弾塑性解析については先行電力を含めた既工認で採用された事例がなく、手法自体の変更となることから解析結果に与える影響も大きいと判断し、以降でその詳細について分析・検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。なお、弾塑性解析の採用に当たって解析コードとして「ABAQUS」を採用しているが、汎用の有限要素解析コードであり、鉄筋コンクリート構造物に対する既往知見もあること(詳細は、本資料「4. 材料構成則の適用性・妥当性について 4.1 (2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例」を参照)から、ここでは論点として取り上げないこととする。なお、今回工認では、添付資料として「計算機プログラム(解析コード)の概要」を添付し、その妥当性を説明する予定である。

(2) コンクリートの物性値(ヤング係数, ポアソン比)

コンクリートの物性値のうち、ヤング係数については、設計基準強度に基づき算定した値を採用する予定である。

一方、ポアソン比の変更については適用基準を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 - 」(1999)(以下、RC規準という。)に見直したことによるものであり、同様の変更については先行審査でも認可実績があり、論点とはならないと考えている。

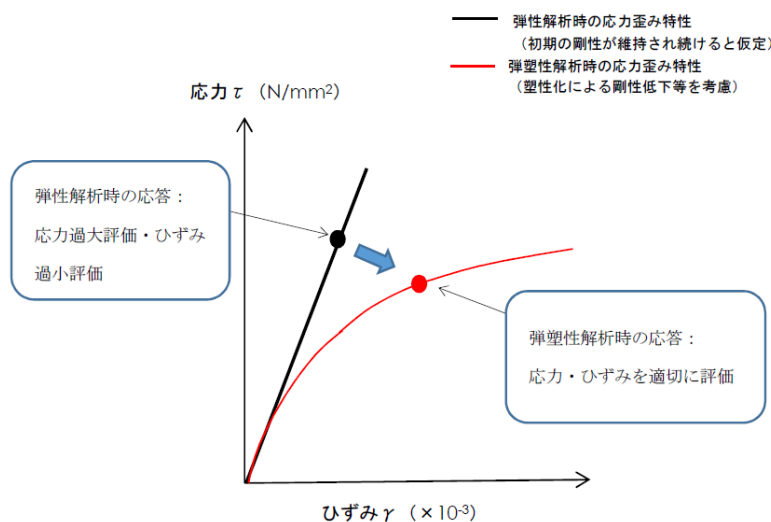
以上のことから、コンクリートの物性値の変更については、本資料における論点としては取り扱わないこととする。

3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について

3.1 弾塑性解析を採用する目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を第 3-1 図に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性領域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建物等の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。



第 3-1 図 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

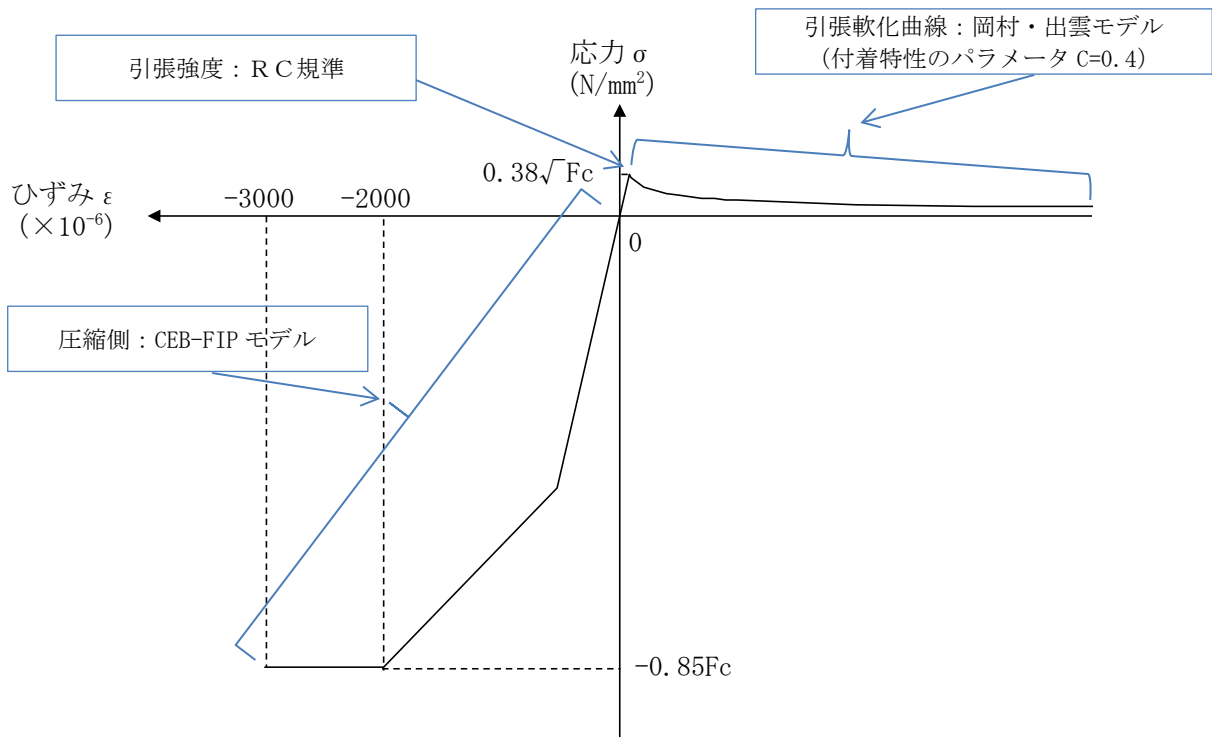
3.2 弾塑性解析を採用するに当たっての論点

3.1で説明したとおり、原子炉建物の基礎スラブ等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出来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。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては、塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）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。

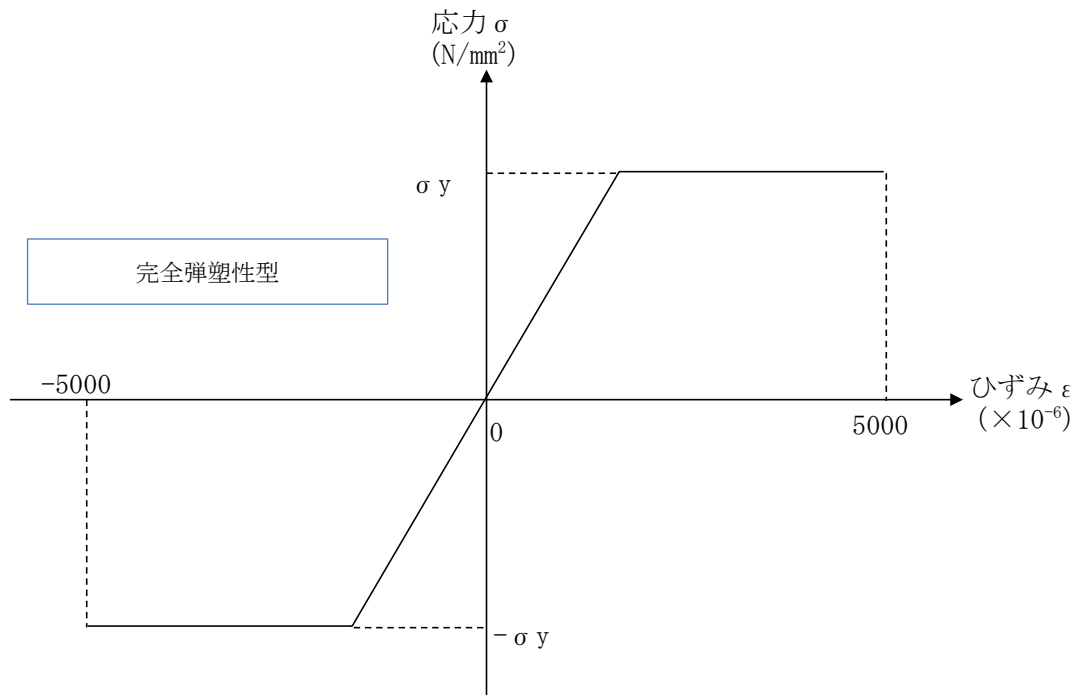
今回工認で採用予定の材料構成則を第3-2図に示す。ここで、コンクリート（圧縮側）はCEB-FIP⁽¹⁾モデル、コンクリート（引張側）はRC規準（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル⁽²⁾（ひび割れ点以降の引張軟化曲線）、鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが、弾塑性挙動へ与える影響が大きいため、その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し、「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用に当たっての論点として位置づけ、その妥当性・適用性を検討することとした。

また、応力解析においてシェル要素を用いた弾塑性解析を採用することについても、その妥当性・適用性を検討する。

なお、本材料構成則については、柏崎刈羽原子力発電所6号炉及び7号炉の鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）の設置変更許可段階の審査において採用している手法と同様である。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

第 3-2 図 採用予定の材料構成則

4. 材料構成則の適用性・妥当性について

原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC規準における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回の検討では保守的に引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_b} \quad \dots (4.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード「ABAQUS」で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデルを採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより原子炉建物の基礎スラブ等の弾塑性解析への適用性を検討する。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化を評価する際に設定するコンクリートの引張軟化曲線である。鉄筋に関係なく、ひび割れ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad \dots (4.2)$$

σ_t : ひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

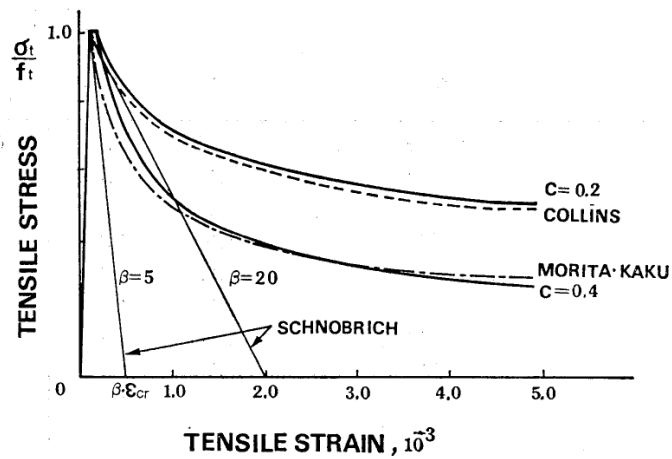
ε_t : ひび割れと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

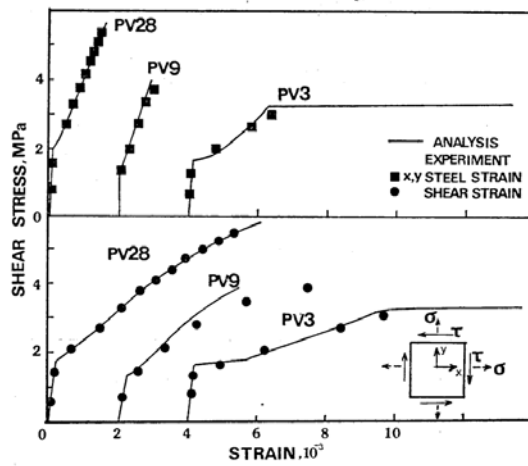
本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(4.2)式を用いることで既往の実験(Collins-Vecchioの実験⁽³⁾、森田・角の実験⁽⁴⁾)から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している(第4-1図)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いたCollins-Vecchioの実験では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析モデルでは、原子炉建物の基礎スラブ等で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(4.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験(Collins-Vecchioの実験及び青柳・山田の実験⁽⁵⁾)からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動(せん断ひずみ、鉄筋のひずみ)が実験値とよく一致する結果となることを確認している(第4-2図)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。



第4-1図 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較
(文献(2)より引用)



第4-2図 コンクリート引張剛性モデルの検証結果
(文献(2)より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

a. 日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」での検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」⁽⁶⁾には、鉄筋コンクリート部材の応力解析に用いる予定の解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献⁽⁷⁾に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（第4-3図）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献⁽⁸⁾に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（第4-4図）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

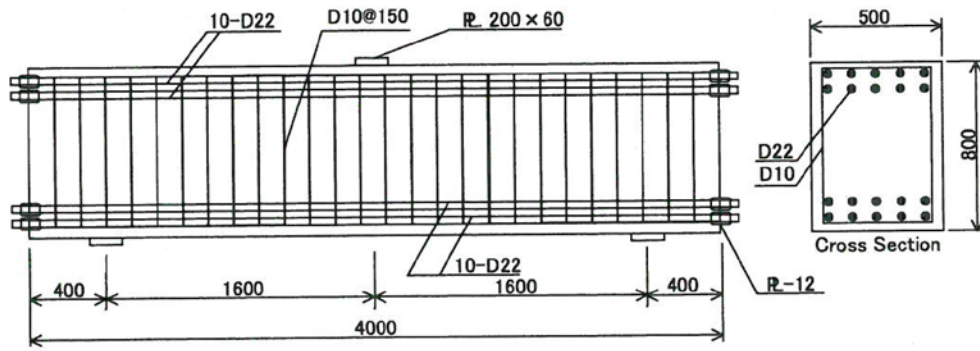


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

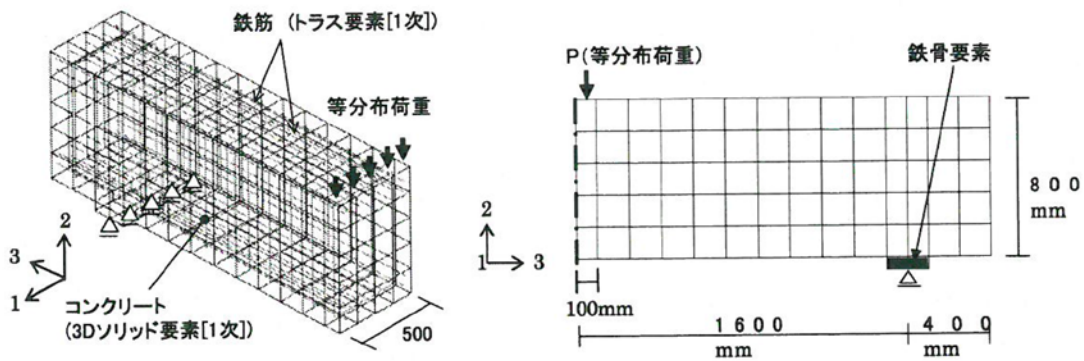


図-4.3.10 解析モデル

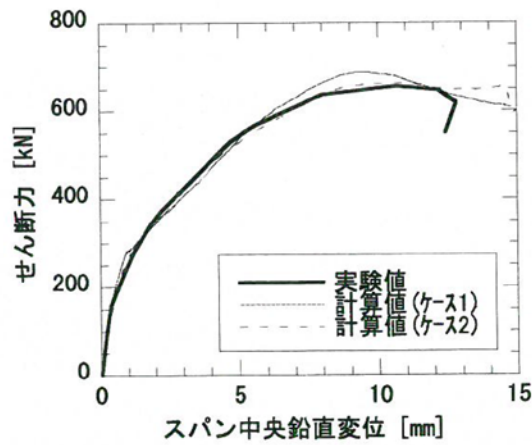


図-4.3.11 セン断力ー-span中央鉛直変位関係

第4-3図 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 (文献(6)より引用)

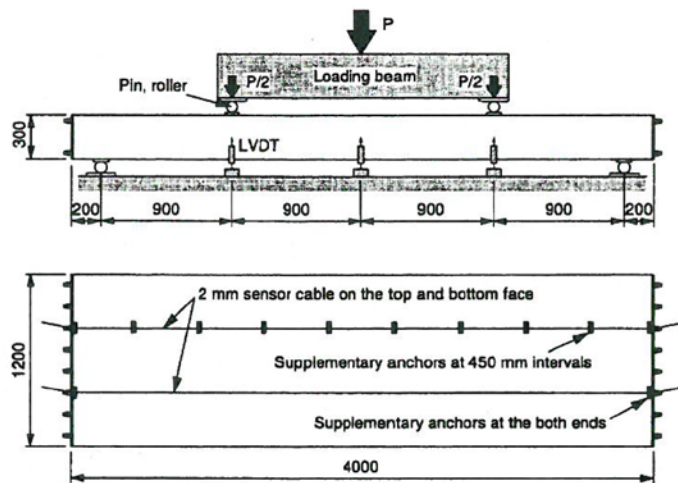


図-4.3.12 試験体諸元

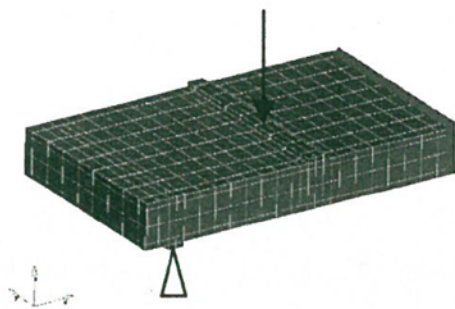


図-4.3.13 解析モデル

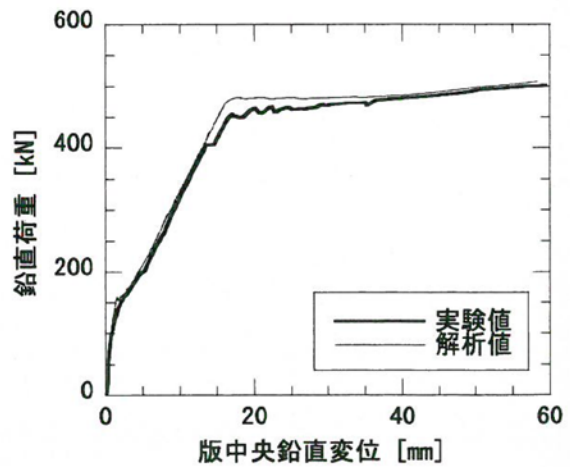


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

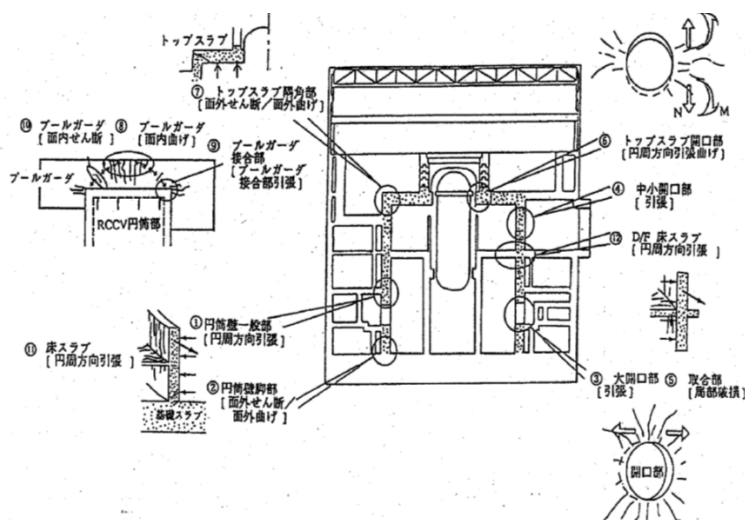
第4-4図 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果
(文献(6)より引用)

b. 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

財団法人原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業⁽⁹⁾においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、「ABAQUS」による検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは第4-5図に示すとおりとしており、このうち、局部的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断，面外曲げ，大開口部：引張，トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ，トップスラブ隅角部：面外せん断，面外曲げ）に対しては，部分詳細モデルを用いた解析を実施し，特に，円筒壁における大開口部周りでは，開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で，ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため，開口部及び周囲の鉄筋コンクリート／ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート／ライナ性状を模擬した試験体（ライナあり・なしの2種類の試験体）を直角2方向に引張加力し，その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋，コンクリート）は実機と同等のものを用いており，配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化するとしている。試験体の縮尺は，ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして，1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を第4-6図に示す。



第4-5図 RCCVの破損想定部位とモード
(文献(9)より引用)

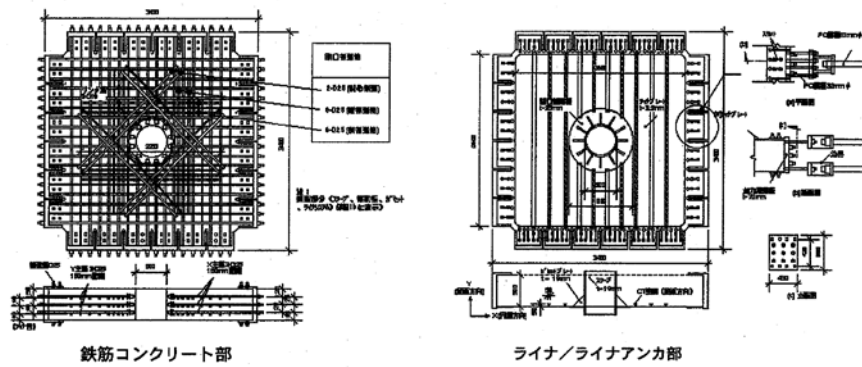


図 4.3-9 二軸引張試験体

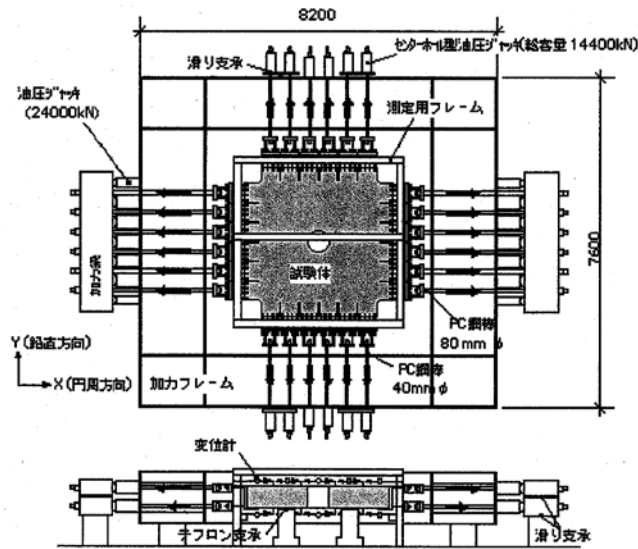


図 4.3-10 二軸引張試験装置

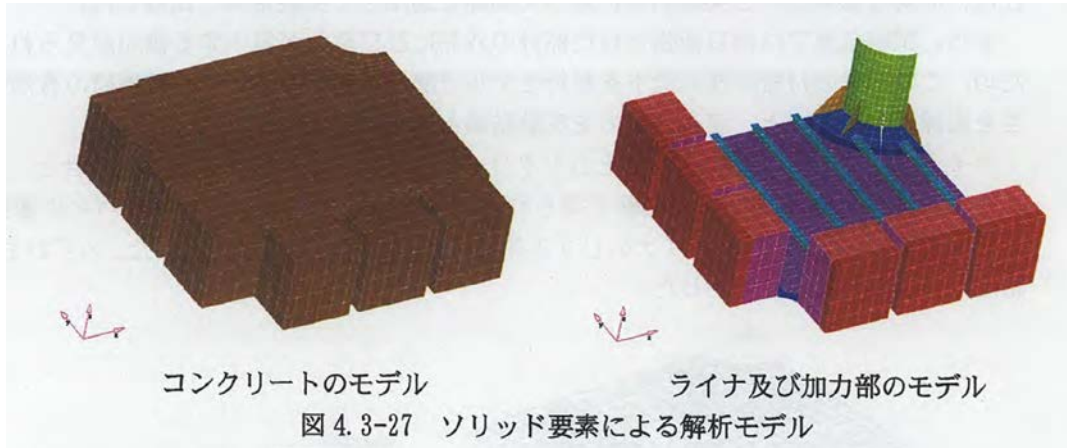
第 4-6 図 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置
(文献(9)より引用)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は，解析コード「LASHET」（清水建設（株）所有），ソリッド要素での検討では，解析コードとして「ABAQUS」が使用されている。

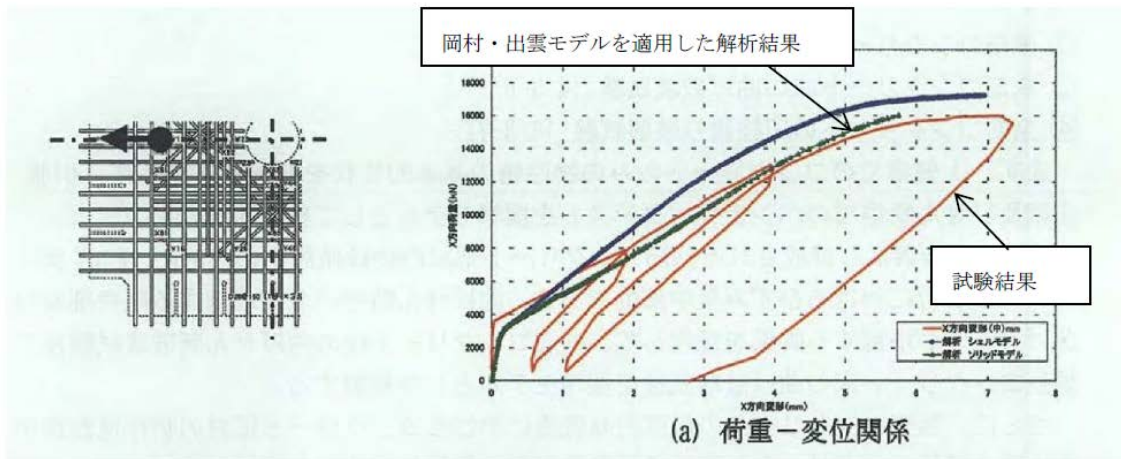
ソリッド要素モデルは，開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討に当たっては，第4-7図に示すとおり，ライナなしのRCのみのモデルとライナありのモデルが作成されている。ライナなしのモデルはコンクリートの引張強度とテンションスティフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を第4-8図に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式（岡村・出雲モデル）が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPECによる解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。



第 4-7 図 ソリッド要素による解析モデル (文献(9)より引用)



第 4-8 図 解析結果 (文献(9)より引用, 加筆)

c. 基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合の検討例

弾塑性解析による既往の検討⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾では、基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合の面外変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、A I J 指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocode に記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域の長さとの関係におおむね整合する解析結果が得られることを示している。(第4-9図)

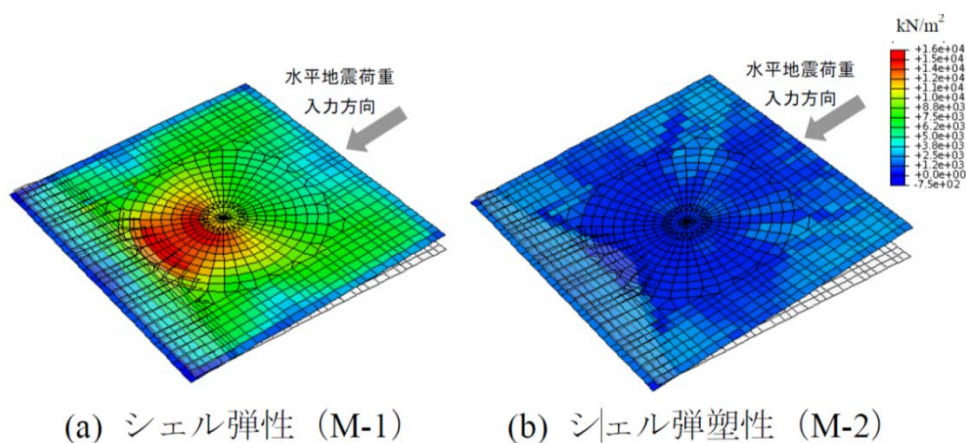


図-5 基礎スラブコンクリート部の最大主応力分布

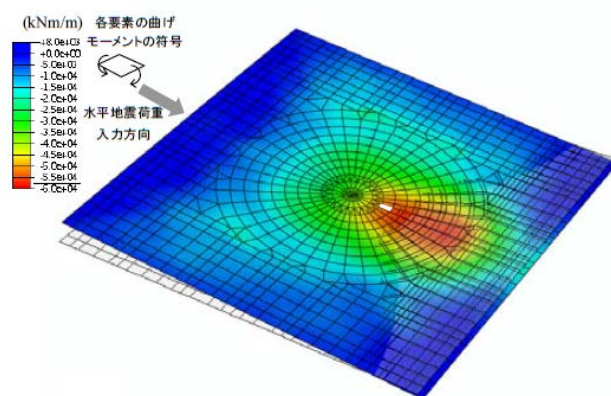


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

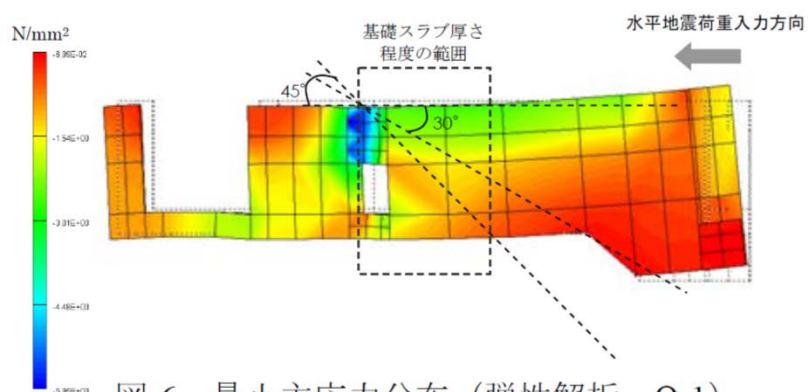


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

第4-9図 弾塑性解析による既往の検討例
(文献(10), (11)より引用)

(3) 岡村・出雲モデルの鉄筋コンクリート部材の応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例でも鉄筋コンクリート部材の各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元FEMモデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

4.2 コンクリート（圧縮側）

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV規格の図CVE3511.2-1を参考にした上で、パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的なCEB-FIP Model Codeに基づき設定している。

CEB-FIP Model Codeにおけるコンクリート（圧縮側）の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、島根2号炉のコンクリート強度は50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは0.0035となるが、CCV規格における終局ひずみは0.003であるため、鉄筋コンクリート部材の応力解析で用いるのは0.003までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\epsilon_c < \epsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\epsilon_{cu} < \epsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \cdot \cdot (4.3)$$

ここで、

$$\epsilon_{c1} = 0.002$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPa} \text{ の場合})$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa} \text{ の場合})$$

σ_{cd} : コンクリートの応力

ϵ_c : コンクリートのひずみ

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

f_{cd}, f_{ck} : コンクリート圧縮強度

CCV規格では、鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて、荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力（膜力、曲げモーメント等）をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力ひずみ曲線を仮定している。CCV規格に示されるコンクリートの応力度・ひずみ関係を第4-9図に示す。

なお、今回工認で参照したCEB-FIP Model Codeはパラボラ型であるものの、前掲した第3-2図に示したとおり、今回工認では折れ線近似している。

今回工認で適用するコンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について添付資料-2に示す。

以上のことから、コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については、CEB-FIP Model Codeに基づき設定することは妥当であると考えている。

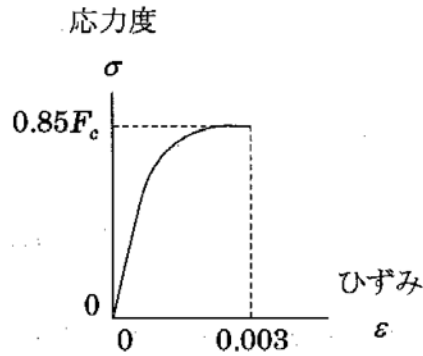


図 CVE3511.2-1 コンクリートの
応力度・ひずみ関係

第4-9図 コンクリートの応力度・ひずみ関係（CCV規格より引用）

4.3 鉄筋（引張側，圧縮側）

鉄筋の非線形特性については，CCV規格（CVE-3511.2の記載）に基づき完全弾塑性型として設定している。

CCV規格では，鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて，荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際，完全弾塑性型を仮定している。CCV規格に示される鉄筋の応力度・ひずみ関係を第4-10図に示す。

以上のことから，3次元FEMモデルによる弾塑性応力解析を実施する際の鉄筋（引張側，圧縮側）の材料構成則として，完全弾塑性型を採用することは妥当であると考えている。

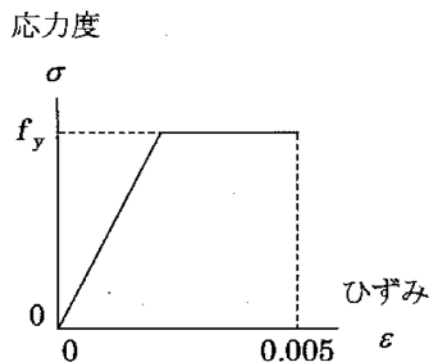


図 CVE3511.2-2 鉄筋の
応力度・ひずみ関係

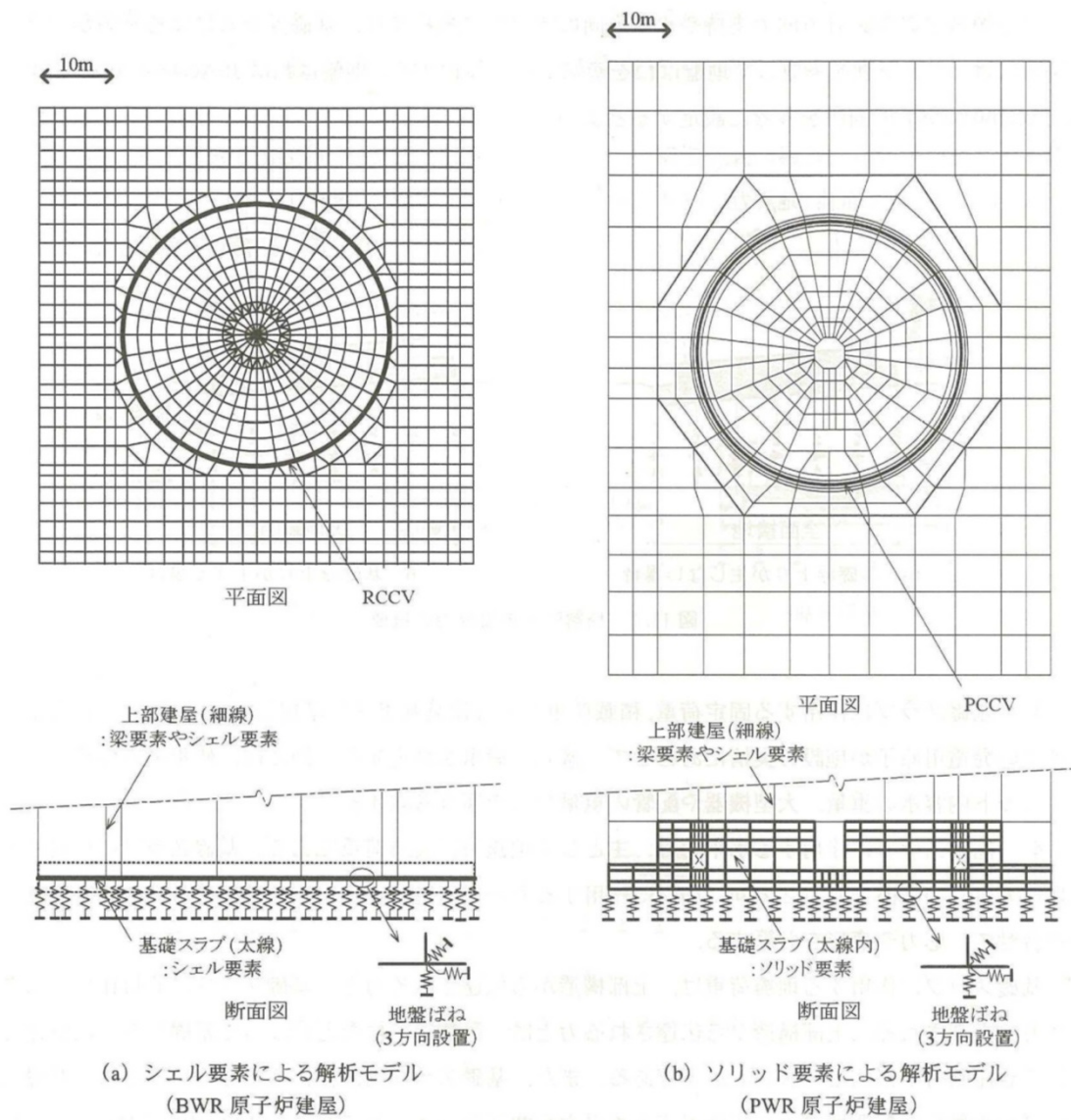
第4-10図 鉄筋の応力度・ひずみ関係（CCV規格より引用）

5. 既往研究に基づく弾塑性解析の適用性・妥当性について

(1) 基礎スラブの応力解析における適用要素の規基準類上の扱い

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987」の「5.3.2 応力解析」には、「格納施設の基礎マット等の厚いコンクリート構造の F E M 解析のモデル化については、基礎の幾何学的形状、上部構造及び基礎の解析モデル作成上の整合性を考慮して適切な要素を選択しなければならない。一般的に、原子炉建屋の基礎マットのようにマット厚の厚い部位の 3 次元 F E M 解析にはソリッド要素、又は面外せん断を考慮した平板要素を採用するのが良い。」と記載されている。ここで、面外せん断を考慮した平板要素とは、今回適用するシェル要素に該当する。

日本建築学会「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2005)の「8 条 構造解析の基本事項」の解説には、「基礎スラブは荷重状態が複雑なため、弾性地盤に支持された板として F E M でモデル化する場合が多い。要素としてはシェル要素またはソリッド要素が用いられる。」とされており、また、「11 条 基礎スラブ」の解説には、「原子炉建屋の基礎スラブの解析モデルは図 11.1 に示すように基礎スラブの形状に応じて、シェル要素やソリッド要素によりモデル化する。また、ボックス壁やボックス壁に接合する上層の床スラブによる全体変形の拘束効果を適切に反映する。」として、シェル要素を用いた基礎スラブのモデル化例(第 5-1 図)が記載されている。



第5-1図 FEMによる解析モデルの例
(文献(12)より引用)

(2) 弾塑性解析を用いた解析的検討

小柳他、小林他が実施した「原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討」⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾においては、基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合とソリッド要素でモデル化した場合の弾性解析及び弾塑性解析を実施し、曲げモーメント及びせん断力の応力性状について比較検討することにより、合理的な応力評価法について検討している。

検討に当たっては、曲げモーメントについては、厚さ 5.5m 程度の基礎スラブを対象に積層シェル要素を、面外せん断力に対しては厚さ 8m 程度の基礎スラブを対象にソリッド要素をそれぞれ用いて検討を実施している。解析結果の概要を第 5-2 図及び第 5-3 図に示す。

第 5-2 図に示したシェル要素によるモデルでは、弾塑性解析結果の各要素の曲げモーメントと弾性解析結果の曲げモーメントの比率の分析から、これらの比率が一定とみなせる範囲を評価している。この結果、基礎スラブ程度の厚さの範囲では応力比率がほぼ一定であり、弾塑性モデルにおいてコンクリートのひび割れ等により応力が平均化されていると評価している。また、この結果は既往知見に基づく柱・梁接合部の塑性ヒンジ領域と同等であるとしている。

第 5-3 図に示したソリッド要素によるモデルの場合は、基礎スラブの断面内の応力分布から圧縮ストラット角度を 30~45° と評価し、柱・梁部材に関する既往知見とおおむね対応することを示している。圧縮ストラット角度から面外せん断力に関する平均化応力の範囲を基礎スラブ厚さの 0.8 倍~1.4 倍、平均的には 1.0 倍程度と想定できると評価している。また、この結果は実験等による既往知見ともおおむね対応しているとしている。

本文献は、塑性化が生じる応力レベルの基礎スラブの部位についての合理的な応力評価法について検討した文献であり、検討の過程において厚さ 5.5m 程度の基礎スラブの曲げモーメントに対してはシェル要素の弾性解析及び弾塑性解析を、厚さ 8m 程度の基礎スラブの面外せん断力に対してはソリッド要素を用いて検討を実施している。これらより、曲げモーメントに関しては、弾性解析結果と弾塑性解析結果の比較により平均化応力の範囲を検討し、既往知見の塑性ヒンジ領域と同等であることが確認された。また、検討に用いているモデルは違うものの、シェル要素とソリッド要素を用いた検討では同程度の平均化応力の範囲を示していることが確認された。

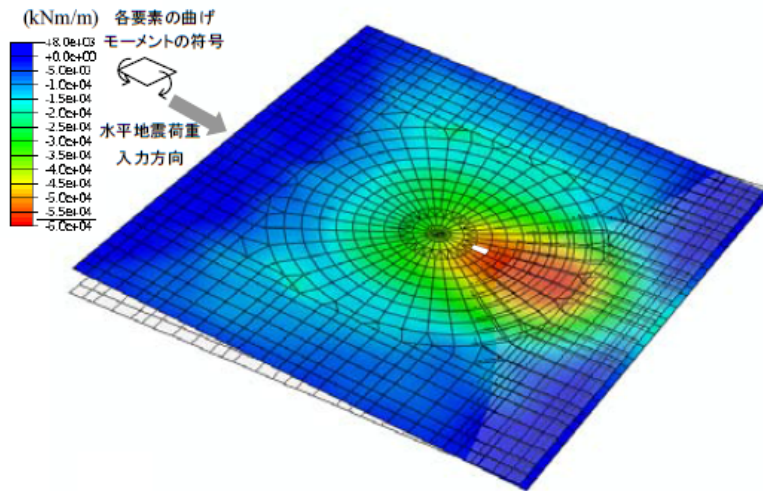
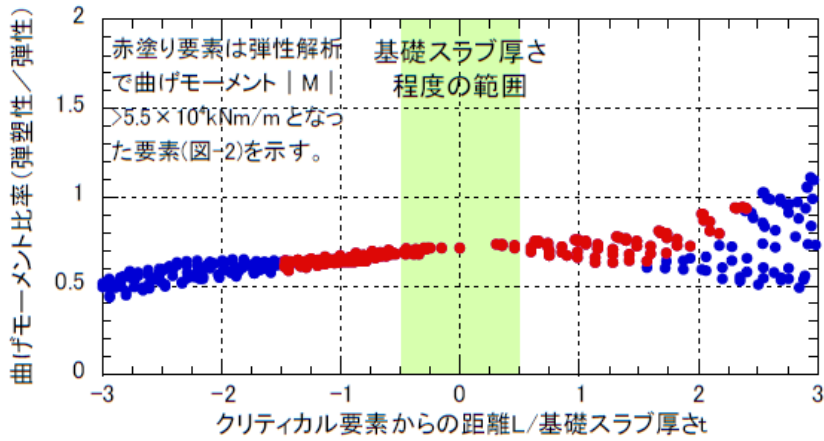


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布



第5-2図 シェル要素を用いた基礎スラブの弾塑性解析結果の概要 (文献(11)より引用)

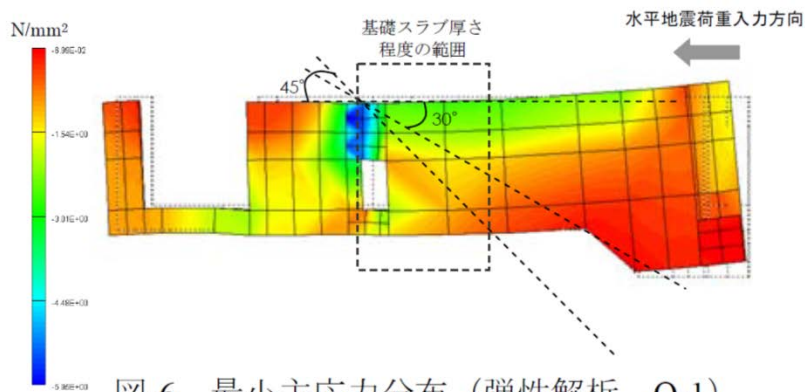


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

第5-3図 ソリッド要素を用いた基礎スラブの弾塑性解析結果の概要 (文献(11)より引用)

(3) ソリッド要素と梁要素及びシェル要素の比較検討

山田が実施した「FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素（はり，シェル）の選択—」⁽¹²⁾においては、「コンピュータ性能の飛躍的な進歩により，非常に大規模な連続体の数値シミュレーションが可能となっている現状では，はり要素やシェル要素によってモデル化されてきた対象を，連続体としてソリッド要素によってモデル化し，大規模問題として複雑な構造物の応力解析を行うことが可能となっている。しかしながら，工学的観点で計算の精度や効率を考えたとき，すべてをソリッド要素でモデル化することは必ずしも適切ではない」との観点に基づき，モデル化の選択について考察を加えている。本文献では，はり要素やシェル要素の構造要素とソリッド要素とした場合について，片持ちはりを対象とした解析を行い，たわみの理論値との比較から要素選定に関する検討を行っている。

第5-1表及び第5-4図は，せん断変形の影響が表れる問題として，片持ちはりの長さが比較的短い場合の結果であり，たわみの数値をソリッド要素（双1次四辺形要素）とティモシェンコはり要素で比較したものである。表中の値は，ソリッド要素を用いた詳細な分割（1000×2000）による結果を参照解として正規化したものである。局所的な応力集中が無く曲げとほぼ様なせん断変形が支配的な状況においては，はり要素が適用可能であること，また，ある程度詳細な要素分割を行うことで，ソリッド要素についても適用可能であることが分かる。「以上では，はりにより議論を進めてきたが，シェル要素についても基本的には同様である」とされている。

なお，基礎スラブに支配的な地震時においては，ほぼ同様な応力状態にあると考えられる。

本論文では，はり，シェルの構造要素について，「一般に構造要素が適用可能な場合には，連続体としてソリッド要素によりモデル化するよりも効率的で精度の高いシミュレーションが可能となる」としている。

第5-1表 梁モデルを用いたソリッド要素と梁要素の解析結果の概要
(文献(12)より引用)

表3 短い片持ちはりに対するたわみ

L	双1次四辺形要素			ティモシェンコ はり要素	
	分割	変位型	改良型	分割	1次要素
3	3×2	0.697	0.952	5	0.995
	6×4	0.898	0.984	10	1.002
	12×8	0.971	0.995	20	1.004
5	5×2	0.703	0.978	5	0.993
	10×4	0.902	0.992	10	1.000
	20×8	0.973	0.997	20	1.002

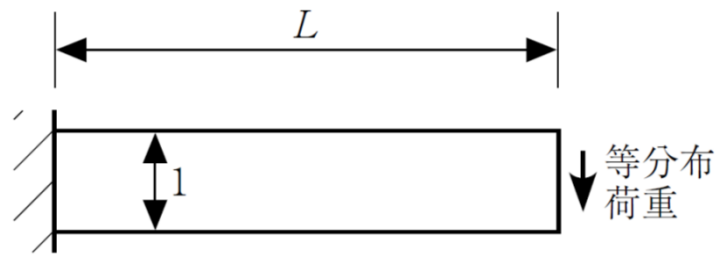


図7 一定断面片持ちはりの問題

第5-4図 梁モデルを用いたソリッド要素と梁要素の解析検討モデル
概要図（文献(12)より引用）

(4) まとめ

既往研究に基づき、弾塑性解析の妥当性・適用性についての検討を行った結果、シェル要素を用いた基礎スラブの応力解析については規基準類上採用できること、また既往文献における適用実績があることを確認した。

以上より、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、シェル要素を用いた弾塑性解析による手法を採用することは妥当であると考えられる。

また、シェル要素を用いた応力解析の検証の観点から、面外せん断応力が大きい場合には、詳細設計段階において代表ケースを選定してソリッド要素で基礎スラブをモデル化した解析を行い、モデル化手法による比較を行うこととする。なお、基礎スラブとドライウェル外側壁の接合部のモデル化による影響について、ソリッド要素でモデル化し確認する。

6. まとめ

原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析で採用予定の解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋，コンクリート）を抽出した。今回工認で採用する材料構成則について、適用文献の内容を整理し，その適用性・妥当性を確認した。また，応力解析においてシェル要素を用いた弾塑性解析を採用することについても，既往研究に基づき適用性・妥当性を確認した。

以上より，今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

7. 参考文献

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (2) 出雲 淳一，島 弘，岡村 甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学，Vol.25，No.9，pp.107-120，1987.9
- (3) M. P. Collins, F. J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- (4) 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究，セメント技術年報，Vol.18，pp.426-430，昭39
- (5) 山田一字，青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達，第2回RC構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.19-26，1983.10
- (6) 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用，2008
- (7) Saito, H et al.: Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp.31-36, Aug. 1993
- (8) Kumagai, H. et al.: Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp.179-184, 2002
- (9) 財団法人 原子力発電技術機構：重要構造物安全評価（原子炉格納容器信頼性実証事業）に関する総括報告書，平成15年3月
- (10) 小柳他：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その1）基礎スラブの試解析，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.1039-1040，2009
- (11) 小林他：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その2）合理的応力評価法（案），日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.1041-1042，2009
- (12) 山田貴博：FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素（はり，シェル）の選択—，精密工学会誌 Vol.77, No9, 2011

CCV規格等における許容限界設定の考え方について

CCV規格等における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のひずみ、面外せん断力の許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-02)」のChapter 10 Flexural and axial loadsの記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ(2000μ 程度)を超えた応力下降域(軟化域)の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮蔽性能にあたえる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」のChapter 10 Flexural and axial loadsの記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の0.85倍)に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋

CCV規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されているSD345及びSD390の降伏ひずみ(中略)は0.0017及び0.0019であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの2から3倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの2～3倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JISに示される鉄筋の機械的性質としては、SD345及びSD390の場合、伸びが16～19%($160000\sim 190000\mu$)以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

3. 鉄筋コンクリートの面外せん断力

面外せん断力の許容値は短期許容応力度を基本とし、発生値が短期許容応力度

を上回る場合には、日本建築学会「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2005）に記載の荒川平均式等の適用を検討する。

なお、荒川平均式等を適用した場合における設備の支持性能については、地震によってコンクリートにひび割れが発生した場合の設備への影響を詳細設計段階で説明を行う。

また、既往研究に基づく応力平均化の適用範囲は基礎スラブが厚い原子炉建物を対象としたものであるため、タービン建物及び制御室建物を含む各建物の基礎スラブに対して応力平均化を適用する場合は、詳細設計段階でその適用性を確認する。

コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について

コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定の考え方について、以下に示す。

1. CEB-FIP Model Code の適用について

CCV規格では、鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて、荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力（膜力、曲げモーメント等）をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力ひずみ曲線を仮定している。また、CCV規格（CVE-3511.2）では、「コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、矩形、放物線または実験で妥当なことが確認された形に設定してよい。」とされていることから、今回工認では、放物線であるCEB-FIP Model Codeを採用する。なお、CEB-FIP Model Codeによる応力ひずみ曲線はCCV規格の放物線による応力ひずみ曲線と同じであると考えている。

2. CEB-FIP Model Code の概要について

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV規格の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的なCEB-FIP Model Codeに基づき設定している。CEB-FIP Model Codeにおけるコンクリート（圧縮側）の構成則は本編で示した以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、島根2号炉のコンクリート強度は50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは0.0035となるが、CCV規格における終局ひずみは0.003であるため、鉄筋コンクリート部材の応力解析に用いる範囲は0.003までとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\epsilon_c < \epsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\epsilon_{cu} < \epsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \cdot \cdot (4.3)$$

ここで、

$$\epsilon_{c1} = 0.002$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPa} \text{ の場合})$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa} \text{ の場合})$$

σ_{cd} : コンクリートの応力

ϵ_c : コンクリートのひずみ

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

f_{cd}, f_{ck} : コンクリート圧縮強度

3. コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折れ線近似について

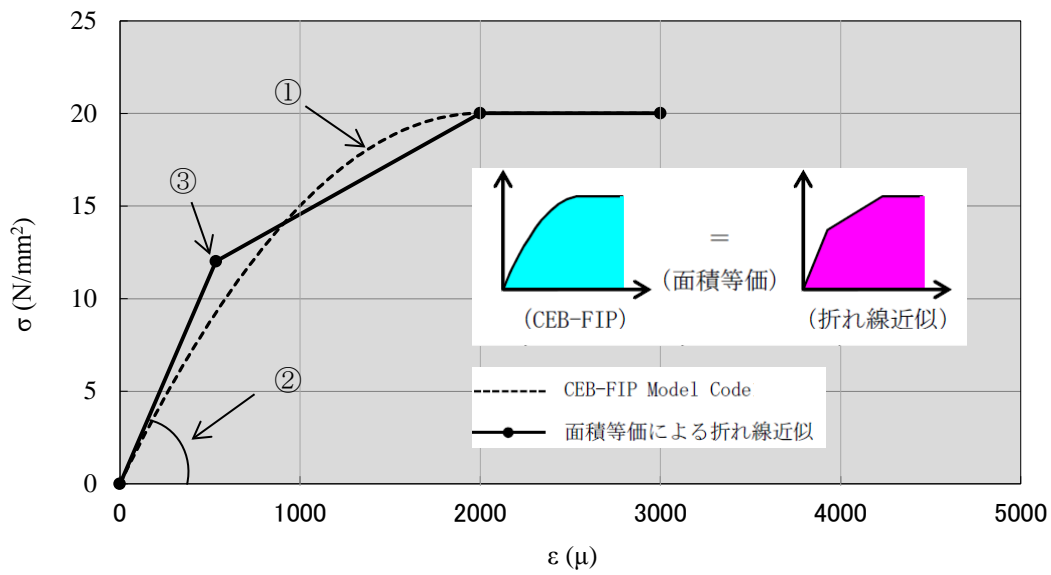
コンクリート圧縮側の構成則の設定に当たって参照している CEB-FIP Model Code では、コンクリートの応力ひずみ関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の鉄筋コンクリート部材の応力解析に当たっては、CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する予定である。

今回工認で用いる予定の材料構成則について、折れ線近似を用いるに当たっての考え方を下記の①～③及び第 2-1 図に示す。

- ① CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、本編で示した (4.3) 式を用いることとする。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、RC 規準に基づく算定式により算定する。なお、CCV 規格 (CVE-3320) においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

以上で示したとおり、今回工認で採用予定のコンクリート圧縮側の応力ひずみ関係は、折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。また、RC 規準において、初期剛性は第 2-2 図に示すとおりセカントモジュラス（応力度-ひずみ度曲線におけるコンクリート強度の 1/4 または 1/3 の応力度の点と原点を結んだ直線の傾斜）から設定しており、初期剛性からある一定範囲について剛性を一定とすることを示していることから、直線により初期剛性を設定することは妥当であると考えている。

なお、CEB-FIP Model Code に対する折れ線近似の考え方は、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉 R C C V の設置変更許可段階の審査において採用している手法と同様である。



第 2-1 図 CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係

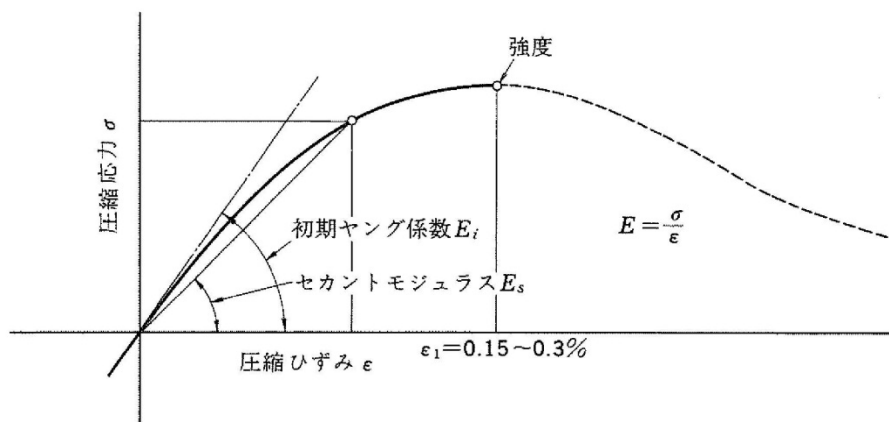


図 5.1 コンクリートの応力度-ひずみ度曲線

第 2-2 図 セカントモジュラスによる初期剛性の設定 (RC 規準より引用)

ドライウエル外側壁内部の構造物から
基礎スラブに伝達される荷重等の考え方について

1. はじめに

原子炉建物の基礎スラブの応力解析において，ドライウエル外側壁内部の構造物に関するモデル化及び基礎スラブへ伝達する荷重の考え方を以下に示す。

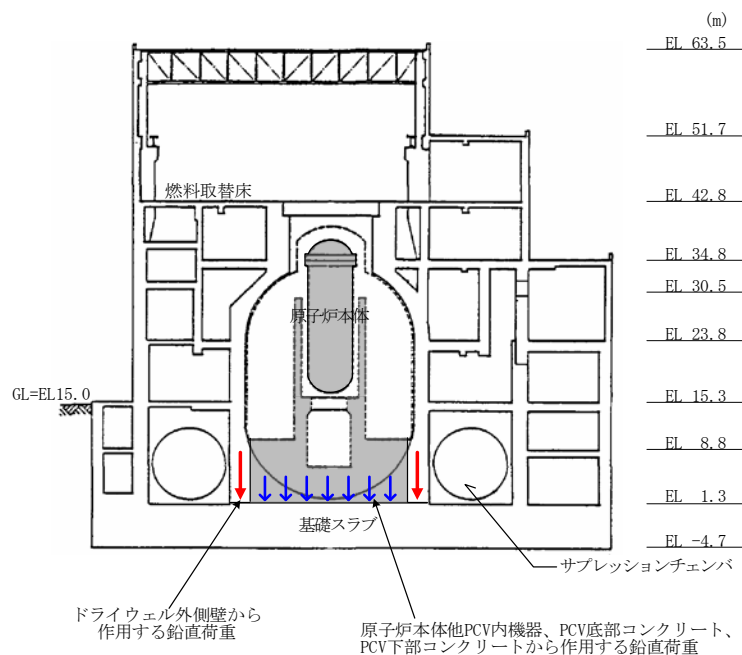
2. 基礎スラブのモデル化の考え方

基礎スラブの解析モデルでは，基礎スラブは一律 6m の厚さとしてモデル化しており，原子炉本体他 PCV 内機器や PCV 底部コンクリート，PCV 下部コンクリートの剛性についてはモデル化上考慮せず，これらの常時荷重，地震時の慣性力は考慮している。これは既工認と同様の考え方である。

3. 基礎スラブへ伝達する荷重の考え方

(1) 鉛直荷重の考え方

ドライウエル外側壁内部の鉛直荷重については，基礎に作用する荷重を当該作用位置に応じて入力する。ドライウエル外側壁から作用する鉛直荷重については，当該壁位置に入力している。原子炉本体他 PCV 内機器，PCV 底部コンクリート，PCV 下部コンクリートの自重及び鉛直地震荷重（質点系モデルによる応答結果に基づき設定）は，基礎スラブに直接作用する荷重として入力しており，第 3-1 図に鉛直荷重の考え方を示す。また，ドライウエル外側壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。



第 3-1 図 ドライウエル外側壁内部の鉛直荷重の考え方

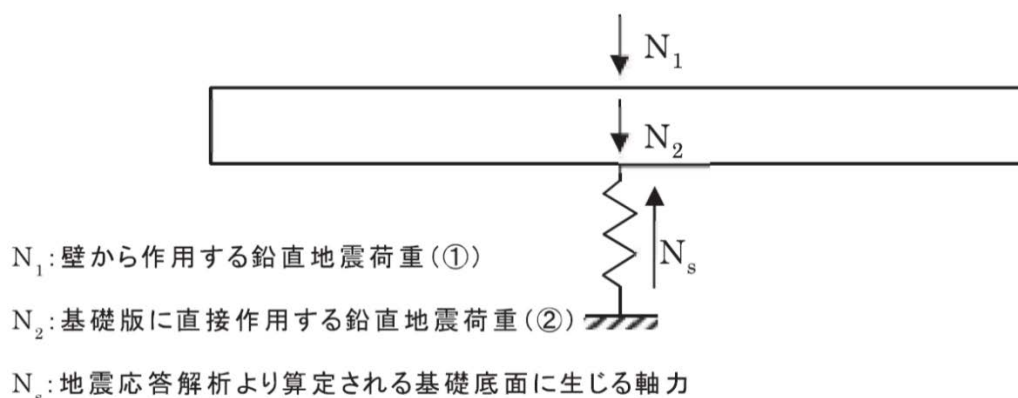
具体的な鉛直地震荷重の設定方法は次のとおり。

① 壁から作用する鉛直地震荷重

壁から作用する鉛直地震荷重は、基礎スラブの解析モデルにおいて当該部分が支える重量（原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート、PCV下部コンクリートは含まない）に係数を乗じて算定する。算定に用いる係数は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析により算定される基礎スラブ直上の軸力を、質点系モデルにおいて当該部分が支える重量で除して求める。ここで、鉛直方向の質点系モデルの質点重量は水平方向の質点系モデルの質点重量と整合した値としている。

② 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重

基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎底面地盤ばねの軸力から、壁から作用する鉛直地震荷重を差し引いた値を、基礎スラブ各部に直接作用する重量（原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート、PCV下部コンクリートの他、基礎スラブの自重を含む）に応じて分配する。すなわち、基礎スラブの解析モデルにおける鉛直方向地盤ばねの反力の総和と、質点系モデルの基礎底面ばねの軸力が等価になるように設定する。第3-2図に基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方を示す。



$$N_2 = N_s - N_1$$

第3-2図 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方

(2) 水平荷重の考え方

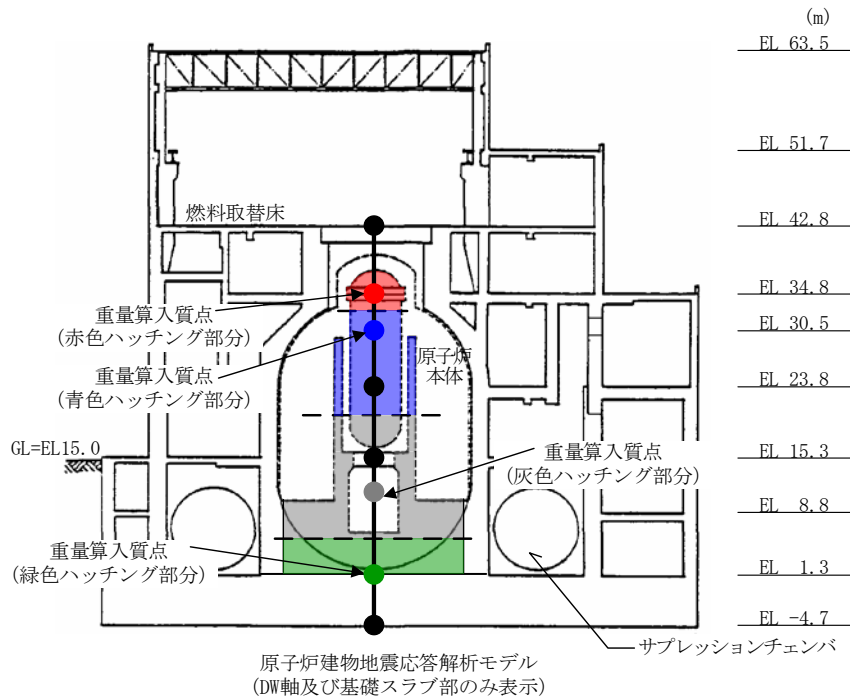
ドライウェル外側壁内部の水平荷重については、質点系モデルによる地震応答解析結果より得られるドライウェル外側壁脚部のせん断力、曲げモーメントを用い、基礎上端 (E L 1.3m) と基礎スラブのモデル化位置である基礎スラブ中心 (E L -1.7m) との離間距離により付加される曲げモーメント分についても考慮のうえ、ドライウェル外側壁位置に入力^{*}する。

質点系モデルでは、原子炉本体他 P C V 内機器、P C V 底部コンクリート、P C V 下部コンクリートの重量は、D W 軸の質点重量に集約している。重量を算入する質点レベルは R P V スタビライザや原子炉本体基礎脚部の位置を考慮して、第 3-3 図に示すように算入している。

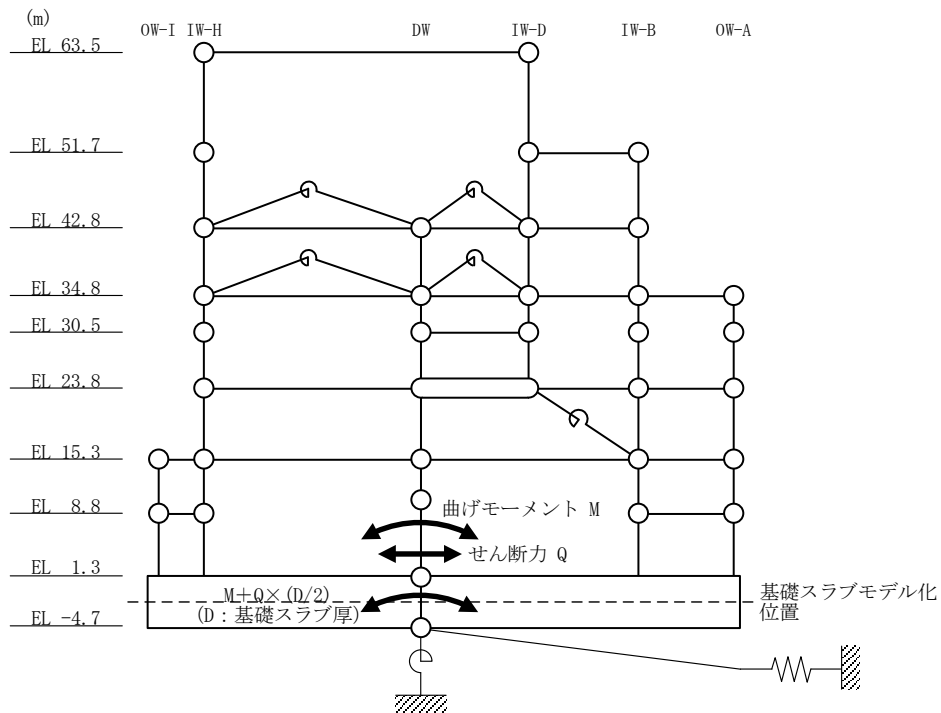
このため、ドライウェル外側壁内部の構造物に作用する水平地震時慣性力は、原子炉建物地震応答解析により得られる D W 軸の応答 (せん断力、曲げモーメント) に含まれ、曲げモーメントは各重量算入質点の高さを考慮した値として得られる。

曲げモーメントの補正方法を第 3-4 図に、ドライウェル外側壁から伝達する水平地震荷重の基礎スラブ解析における入力イメージを第 3-5 図に示す。なお、ドライウェル外側壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

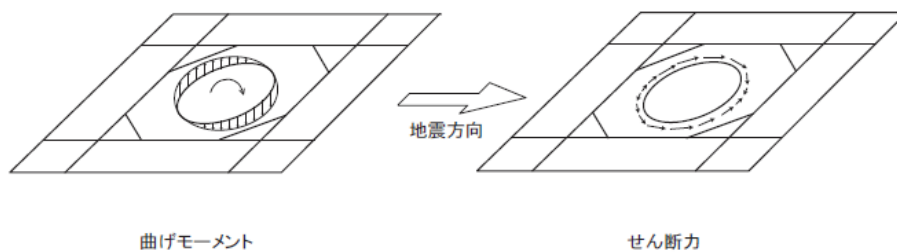
※：耐震設計上、当該レベルの耐震要素として評価しているドライウェル外側壁部で地震力を負担することとしているが、原子炉本体基礎からの反力等についてはその影響に応じて詳細設計段階で検討していく。



第 3-3 図 原子炉本体他 P C V 内機器、P C V 底部コンクリート、P C V 下部コンクリートの重量算入質点の考え方



第3-4図 基礎スラブの解析モデルに用いる曲げモーメントの補正方法



第3-5図 ドライウェル外側壁から伝達する水平地震荷重の基礎スラブの解析モデルにおける入力イメージ

耐震壁のシェル要素でのモデル化について (タービン建物及び制御室建物)

1. タービン建物

タービン建物の既工認における基礎スラブの応力解析は、原子炉建物と同様に3次元FEMモデルによる評価を行い、剛性の高い壁を等価な剛性を考慮した梁要素でモデル化している。今回工認では、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目的に、耐震壁の一部をシェル要素でモデル化することとする。既工認におけるタービン建物の基礎スラブの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第4-1表に、概念図を第4-1図に示す。

この既工認とのモデル化の差異は、より実状に近い構造挙動となるため、本資料における論点としては取り扱わないこととするが、既工認時には梁要素でモデル化している耐震壁について、低層部の壁の一部をシェル要素でモデル化することによる影響を以下に示す。

既工認時は剛性の高い壁を等価な剛性を考慮した梁要素でモデル化しているが、考慮している剛性は基礎スラブ面外方向の剛性のみとしている。本来、基礎スラブより上階において直交する耐震壁は相互につながっているが、その効果は考慮されない。

一方、今回工認では低層部の壁の一部をシェル要素でモデル化することから、既工認時に梁要素で考慮していた基礎スラブに対する面外剛性に加えて、耐震壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。これらの壁が全体として基礎スラブへの拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例えば、地震荷重時に基礎スラブが面外に変形しながら浮き上がりを生ずる挙動に対して、地震方向の耐震壁と直交方向の耐震壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗することとなる。また、既工認モデルの梁要素は中立軸を耐震壁の図心として評価したものを基礎スラブ中心位置に設定しており偏心が考慮されないのに対し、今回工認モデルではシェル要素を基礎スラブ上端より立ち上げるため、基礎スラブ中心（モデル化位置）と耐震壁の図心の偏心距離が考慮されることにより曲げ剛性が大きく評価される。これらの結果、基礎スラブの面外変形が既工認モデルに比較して小さくなり、基礎スラブの応力は低減することとなる。

ただし、実機では基礎スラブ上端から上部全体の耐震壁及び床スラブが一体として拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルではシェル要素でモデル化するのは低層部の壁の一部のみであり、拘束効果は実機より小さく保守的である。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎スラブを剛体として扱っているため、基礎スラブの柔性を考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。また、耐震壁の土圧荷重の評価においては一方向版を仮定し、基礎スラブとの接続部で固定とした評価を実施していること

等から耐震壁には十分な余裕があるが、シェル要素でモデル化した耐震壁に発生する応力については、念のため詳細設計段階でその影響について確認する。

なお、耐震壁のシェル要素でのモデル化については、女川原子力発電所2号炉の原子炉建屋基礎版の設置変更許可段階の審査において採用している手法と同様である。

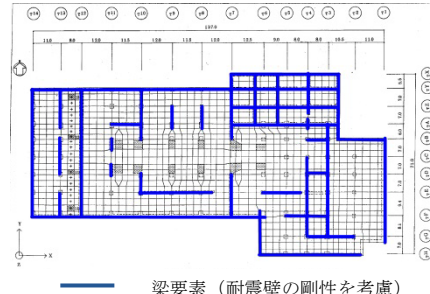
2. 制御室建物

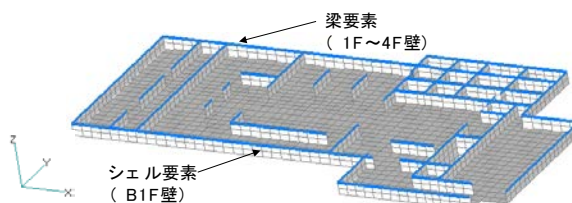
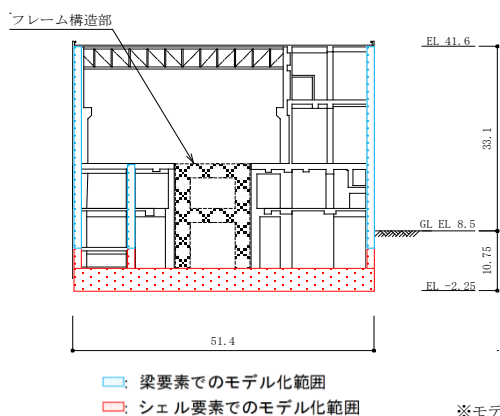
制御室建物の既工認における基礎スラブの応力解析は、公式等による応力計算を実施しているが、今回工認では3次元FEMモデルによる評価を行う。この既工認との差異については、島根2号炉を含む先行プラントの既工認等において多数の適用実績があること、より実状に近い構造挙動となることから本資料における論点としては取り扱わないこととする。

なお、制御室建物の今回工認で用いる3次元FEMモデルではタービン建物と同様の考え方により、剛性の高い壁のうち低層部の一部をシェル要素でモデル化する。既工認における制御室建物の基礎スラブの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第4-2表に、概念図を第4-2図に示す。

タービン建物や制御室建物のように基礎スラブ厚が薄い建物に弾塑性解析を適用した実績は無く、また、タービン建物は耐震壁が偏在していることから、解析結果に対する基礎スラブ及び耐震壁の評価・分析を詳細設計段階で行う。

第4-1表 応力解析モデル及び手法の比較（タービン建物の基礎スラブ）

項目		既工認時	今回工認時
解析手法		・弾性地盤上に支持された厚さ2.0~2.5mの一枚の版として有限要素法により解析する。	・同左
解析コード		・NASTRAN	・ABAQUS
荷重		・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重 (S2), 土圧等	・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重 (Ss), 土圧等
モデル化	モデル化範囲	・基礎スラブ全体と剛性の高い一部壁をモデル化する。	・同左
	メッシュサイズ	・モデル全体で概ね1~3m程度	・同左
	要素タイプ	・基礎スラブ全体をシェル要素でモデル化する。 ・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は, その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化する。耐震壁はRFL (EL 41.6m) までの剛性を考慮する。また, タービン建物は開口部が多いことから, 梁要素の剛性算定においては開口部による影響を考慮する。	・基礎スラブ全体を積層シェル要素でモデル化する。 ・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は, その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化することを基本とするが, 低層部の壁の一部はシェル要素でモデル化し, 壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮する。耐震壁はRFL (EL 41.6m) までの剛性を考慮する。また, 既工認時と同様に梁要素の剛性算定においては開口部による影響を考慮する。
材料物性		・コンクリートのヤング係数 $E=2.1 \times 10^6$ (t/m ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・コンクリートのヤング係数 $E=2.25 \times 10^4$ (N/mm ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	応力解析	・弾性解析	・弾塑性解析
	許容限界	(機能維持) 部材に発生する応力が終局強度を超えないことを確認する。 接地圧が地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。	(機能維持) 部材に発生する応力, ひずみが終局強度を超えないことを確認する。 接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認する。
モデル		<p>・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は, その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化, 底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化。</p> <p>・基礎スラブより立ち上がっている独立柱及び蒸気タービンの基礎は, その剛性を考慮しない。</p> <p>・B1F壁の開口のうち比較的小さいものは影響がないと判断し, 梁要素には大開口をモデル化する。</p> 	<p>・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は, その剛性を考慮した等価な梁要素及びシェル要素でモデル化, 底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化。</p> <p>・基礎スラブより立ち上がっている独立柱及び蒸気タービンの基礎は, その剛性を考慮しない。</p> <p>・シェル要素部は主要な開口部をモデル化する。</p> <p>・モデル図は第4-1図参照</p>

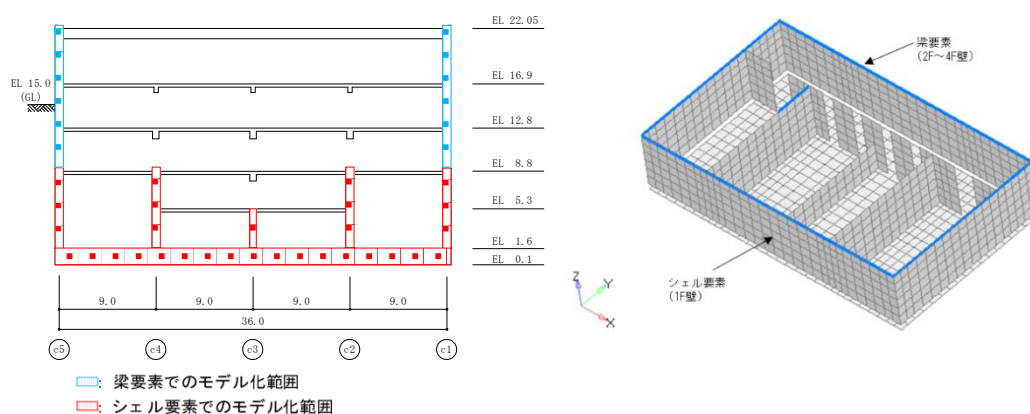


※モデル化については本条件を基本とし, 荷重の入力方法を含め詳細設計段階にて検討する。

第4-1図 基礎スラブの3次元FEMモデルの概念図(タービン建物)

第4-2表 応力解析モデル及び手法の比較（制御室建物の基礎スラブ）

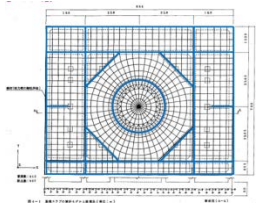
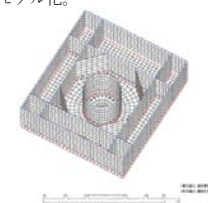
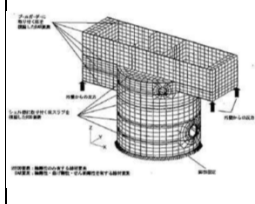
項目		既工認時	今回工認時
解析手法		・公式等による応力計算による。	・弾性地盤上に支持された厚さ1.5mの一枚の版として有限要素法により解析する。
解析コード		—	・ABAQUS
荷重		・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重	・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重 (Ss)
モデル化	モデル化範囲	—	・基礎スラブ全体と剛性の高い一部壁をモデル化する。
	メッシュサイズ	—	・モデル全体で概ね1~3m程度
	要素タイプ	—	・基礎スラブ全体を積層シェル要素でモデル化する。 ・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は、その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化することを基本とするが、低層部の壁の一部はシェル要素でモデル化し、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮する。耐震壁はRFL (EL 22.05m) までの剛性を考慮する。また、タービン建物の基礎スラブと同様に、梁要素の剛性算定においては開口部による影響を考慮する。
材料物性		—	・コンクリートのヤング係数 $E=2.20 \times 10^4$ (N/mm ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	応力解析	・公式等による応力計算による。	・弾塑性解析
	許容限界	(短期許容応力度) 部材に発生する応力が短期許容応力度を超えないことを確認する。	(機能維持) 部材に発生する応力、ひずみが終局強度を超えないことを確認する。 接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認する。
モデル		—	・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は、その剛性を考慮した等価な梁要素及びシェル要素でモデル化、底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化。 ・基礎スラブより立ち上がっている独立柱はない。 ・シェル要素部は主要な開口部をモデル化する。 ・モデル図は第4-2図参照



※モデル化については本条件を基本とし、荷重の入力方法を含め詳細設計段階にて検討する。

第4-2図 基礎スラブの3次元FEMモデルの概念図（制御室建物）

弾塑性解析の適用に関する先行プラントとの比較

プラント	島根 2号炉		女川 2号炉 (参考) ^注	柏崎刈羽 6号及び7号炉 (参考) ^注	
部位	原子炉建物の基礎スラブ		原子炉建屋の基礎	RCCVコンクリート部	
項目	既工認時	今回工認時	今回工認時	今回工認時	
分類	間接支持構造物 (検討用地震動: S2)		間接支持構造物 (検討用地震動: Ss)	主要設備 (Sクラス)	
解析手法	・弾性地盤上に支持された厚さ 6.0m の一枚の版として有限要素法により解析する。		・弾性地盤上に支持された厚さ 6.0m の一枚の版として有限要素法により解析する。	・3次元 FEMモデルを用いた応力解析	
解析コード	・ NASTRAN		・ ABAQUS	・ NASTRAN	・ ABAQUS
荷重状態	-		-	荷重状態 I～III	荷重状態 IV
考慮する荷重	・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重 (S2), 土圧等		・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重 (Ss), 土圧等	・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重 (Ss), 土圧等	・死荷重, 運転時圧力等 ・死荷重, 運転時圧力, 地震荷重等
モデル化	モデル化範囲	・基礎スラブ全体と剛性の高い一部壁をモデル化		・360° 全周をモデル化	
	メッシュサイズ	・モデル全体で概ね 1～3m 程度		・モデル全体で概ね 1～3m 程度	
	要素タイプ	・基礎スラブ全体をシェル要素でモデル化する。 ・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁 (外部ボックス壁, 内部ボックス壁及びドライウエル外側壁) は, その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化する。外部ボックス壁及び内部ボックス壁は燃料取替床レベル (E L 42.8m) まで, ドライウエル外側壁は E L 約 23m までの剛性を考慮する。また, 梁要素の剛性算定においては開口部による影響は考慮しない。		・基礎版全体を積層シェル要素でモデル化する。 ・外部, 内部ボックス壁, 火打ち壁, シェル壁等の剛性の高い壁は, 等価な剛性を考慮した梁要素でモデル化する。 ・地下部分の壁の一部はシェル要素でモデル化し, 壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮する。	
材料物性	・コンクリートのヤング係数 $E=2.1 \times 10^4$ (t/m ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$		・コンクリートのヤング係数 $E=2.25 \times 10^4$ (N/mm ²) ^{※1} ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※1}	・コンクリートのヤング係数 $E=2.51 \times 10^4$ (N/mm ²) ^{※1} ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※1}	・コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4$ (N/mm ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	応力解析	・弾性解析		・弾塑性解析 ^{※2}	・弾性解析 ・弾塑性解析
	許容限界	(機能維持) 部材に発生する応力が終局強度を超えないことを確認する。 接地圧が地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。		(機能維持) 部材に発生する応力, ひずみが終局強度を超えないことを確認する。 ^{※2} 接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認する。	(機能維持) 部材に生じる応力, ひずみが許容限界を超えないことを確認する。 ^{※2} 接地圧が地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。
境界条件及びモデル図	<p>・基礎スラブより立ち上がっている耐震壁は, その剛性を考慮した等価な梁要素でモデル化, 底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化。 ・基礎スラブより立ち上がっている独立柱はその剛性を考慮しない。 ・B2F 壁の開口は比較的小さく影響はないと判断し, 梁要素には開口部をモデル化しない。</p> 		・同左	<p>・基礎版より立ち上がっている耐震壁はその剛性を考慮してシェル要素及び梁要素でモデル化, 底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化。^{※4}</p> 	<p>基礎スラブとシェル部とは固定とし, シェル部及びプールガードに取り付く床スラブはそれぞれ梁要素としてモデル化。</p> 
備考	<p>※1: コンクリートのヤング係数及びポアソン比は, 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法」(1999) による計算式に基づく値を用いる。 ※2: 許容限界については, 日本機械学会「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 J S M E S N E I - 2003」等によるものとし, 設定の考え方については添付資料 1 に示す。 注 1: コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折線近似については添付資料 2 に示す。 注 2: ドライウエル外側壁内部の構造物から基礎スラブに伝達される荷重等の考え方については添付資料 3 に示す。 注 3: タービン建物及び制御室建物の基礎スラブについては, 剛性の高い壁のうち低層部の一部をシェル要素でモデル化し, 壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮する予定であるが, 詳細については, 詳細設計段階で説明する。モデル化の考え方については添付資料 4 に示す。 注 4: 内部ボックス壁は二次格納施設を構成するバウンダリであることから, 詳細設計段階において, 基礎スラブからの反力の影響を確認する。 注 5: 耐震壁が塑性化することによる影響について, 詳細設計段階で建物ごとに確認する。</p>		<p>※1: コンクリートのヤング係数及びポアソン比は, 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法」(1999) による計算式に基づく値を用いる。 ※2: 許容限界については, 日本機械学会「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 J S M E S N E I - 2003」等によるものとし, 設定の考え方については添付資料 1 に示す。 ※3: 許容限界については, 基準地震動 Ss に対する場合については, 基準地震動 Ss に対して検討に用いる解析モデルを採用する予定である。また, そのクライテリアはそれぞれの荷重に対する要求機能を踏まえた設定とする。</p>	<p>・荷重状態 I～III に対しては弾性解析を実施する。荷重状態 I～III については, RCCV の挙動を弾性範囲内に取めるという設計思想に基づき設計が行われており, 許容値も弾性範囲内とされていること, 並びに, 温度荷重により発生する熱応力については荷重状態 I 及び荷重状態 II においては弾性剛性を 1/2 に, 荷重状態 III においては弾性剛性を 1/3 に一律低減して算定することにより考慮することから既工認時と同様に弾性解析を実施することとし, 過重状態 IV については, 評価基準値が塑性化を許容した終局強度設計を行っており, 許容値も塑性化を考慮した数値となっていることから, 弾塑性解析を実施することとした。 ・許容限界については, 既工認時: 通商産業省告示 452 号「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」今回工認: CCV 規格に基づき設定しているが, 数値は同じである。荷重状態 IV (Ss (既工認時は S2) を含む荷重組合せ等) の場合は, 鉄筋: 5000 μ, コンクリート: 3000 μ</p>	

注: 他サイトの情報に係る記載内容については, 公開資料を基に弊社の責任において独自解釈したものです。

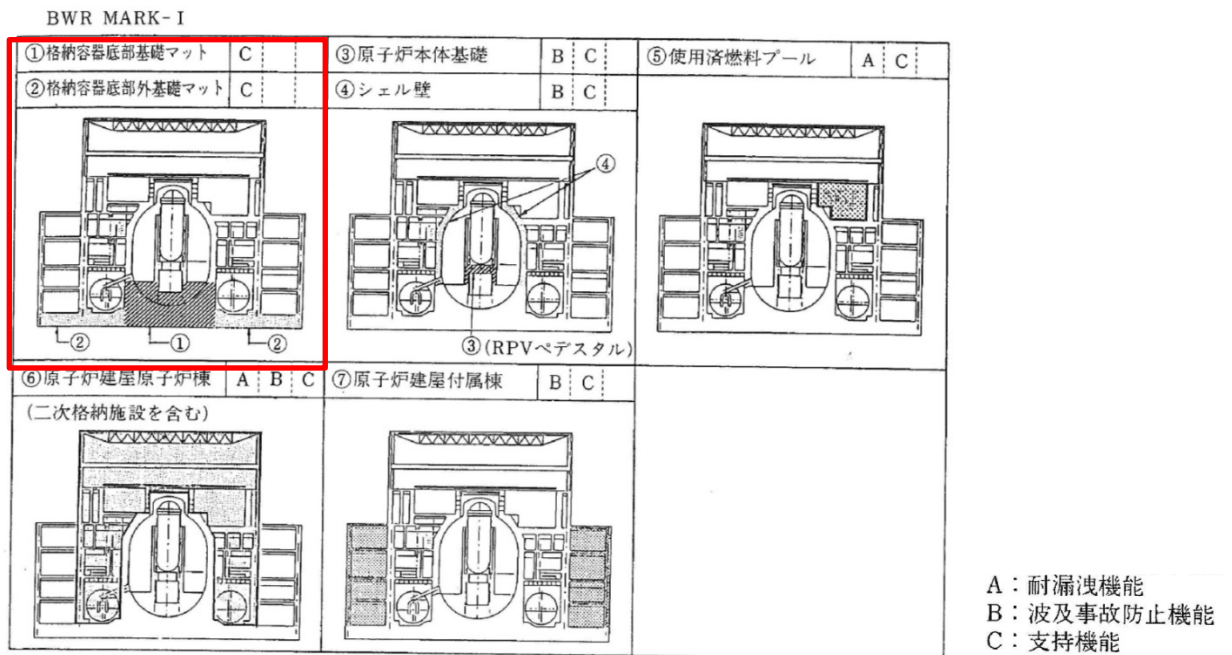
原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及び耐震評価方針について

既工認時において原子炉建物は原子炉棟を含む建物全体の耐震重要度分類をAクラス（S2機能維持）として設計しており，基礎スラブについては基準地震動S2及び基準地震動S1に対する荷重組合せによる耐震評価を実施していた。

一方，今回工認において，耐震重要度分類は，各施設の安全機能が喪失した場合の影響の相対的な程度（耐震重要度）に応じて分類することとされている。BWR MARK-Iである島根2号炉原子炉建物の基礎スラブについては，JEAG4601-1987において，第2-1図に示すように，「格納容器底部基礎マット」及び「格納容器底部外基礎マット」は耐漏洩機能は求められておらず，支持機能のみが要求されている。従って，原子炉建物の基礎スラブはSクラス設備ではなく，Sクラス設備の間接支持構造物として分類される。

以上を踏まえ，今回工認における原子炉建物の基礎スラブの評価においては，基準地震動Ssに対する評価を実施する。

ただし，既工認時にAクラスとして設計していること及び二次格納施設バウンダリである原子炉棟との連続性を踏まえ，詳細設計段階において弾性設計用地震動Sdに対する荷重組合せについて影響を確認することとする。なお，解析は弾性解析とし，基準地震動Ssの評価に用いる今回工認モデルにより実施する。



第2-1図 原子炉建物に要求される機能（JEAG4601-1987より引用，加筆）

島根原子力発電所 2 号炉

原子炉建物屋根トラスの

解析モデルへの弾塑性解析の適用について

(耐震)

目 次

1. 概要
2. 原子炉建物屋根トラスについて
 - 2.1 原子炉建物屋根トラスの概要
 - 2.2 原子炉建物屋根スラブの概要
 - 2.3 原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア
 - 2.4 既工認と今回工認における原子炉建物屋根トラスの解析モデルの比較
 - 2.5 弾塑性解析の採用について
 - 2.5.1 弾塑性解析を採用することの目的
 - 2.5.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について
 - 2.5.3 各部材のクライテリアについて
 - 2.6 原子炉建物屋根トラスの評価に関するまとめ
3. まとめ
4. 参考文献

添付資料－1 原子炉建物屋根トラスの耐震補強について

参考資料－1 剛性比例型減衰の妥当性について

参考資料－2 屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

参考資料－3 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

本資料は、島根原子力発電所2号炉の建物・構築物のうち、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物屋根トラスの地震応答解析モデルの内容について説明し、既工認時のモデルとの差異及びモデル変更の目的について説明するものである。

原子炉建物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予定である。

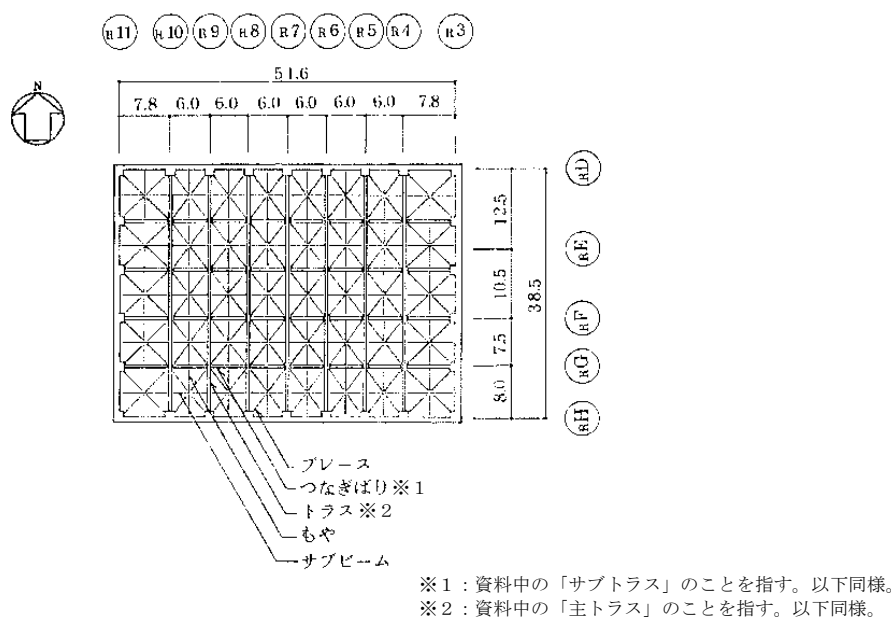
また、屋根トラスが二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であることから、屋根トラスの3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について確認し、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持評価について説明する。

2. 原子炉建物屋根トラスについて

2.1 原子炉建物屋根トラスの概要

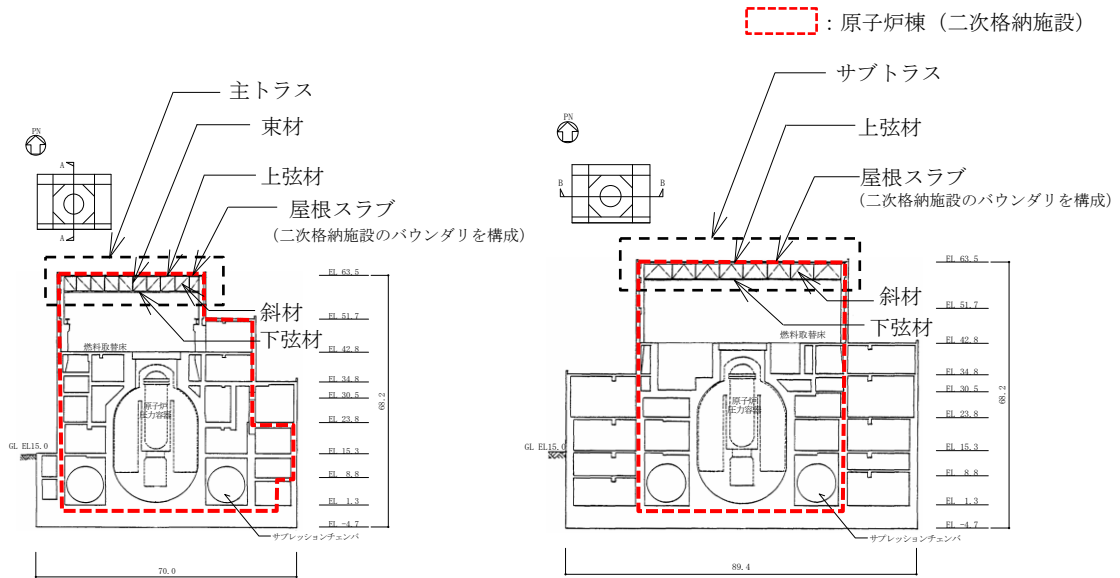
原子炉建物の上部構造は、鉄筋コンクリート造陸屋根をもつ鉄骨造の屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、38.5m（南北）×51.6m（東西）の長方形をなしており、燃料取替床レベル（E L 42.8m）からの高さは20.7mである。屋根トラスの概要を第2.1-1図に示す。第2.1-1表にトラス部材の諸元のうち、主トラス材について例示する。

屋根トラス各部材の主な要求機能は、屋根スラブからの鉛直荷重の支持機能であり、主トラスについては、既工認と同様に水平地震荷重及びクレーン荷重についても支持する設計とし、水平ブレースについては、既工認と同様に水平地震荷重の伝達が可能な設計としている。第2.1-2表に屋根トラスの各部材の要求機能を示す。



屋根伏図（E L 63.5m）

第2.1-1図(1) 原子炉建物屋根トラスの概要（単位：m）



NS方向断面図

EW方向断面図

第 2.1-1 図(2) 原子炉建物屋根トラスの概要 (単位 : m)

第 2.1-1 表 主トラスの部材諸元

部材	使用部材
上弦材	H-400×400×13×21
下弦材	BH-400×400×19×35
	H-400×400×13×21
斜材	2CTs-175×350×12×19
	2CTs-150×300×10×15
	2CTs-125×250×9×14
束材	2CTs-175×350×12×19
	2CTs-150×300×10×15
	2CTs-125×250×9×14

第 2.1-2 表 屋根トラスの各部材の要求機能

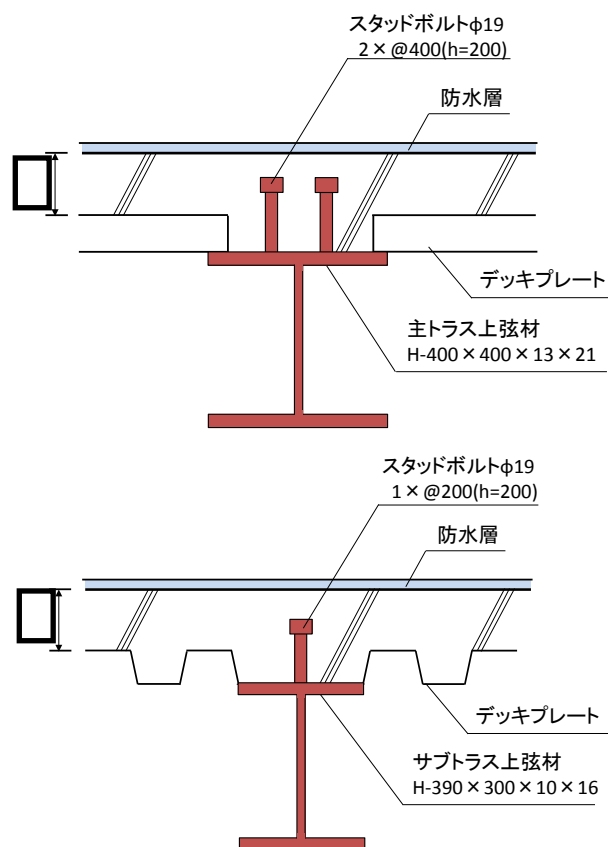
部位	部材	要求機能 ^{注1}
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持 フレームを構成する部材として 水平地震荷重, クレーン荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
	束材	
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
母屋		鉛直荷重の支持
サブビーム		鉛直荷重の支持
水平ブレース		水平地震荷重の伝達

注 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。

2.2 原子炉建物屋根スラブの概要

原子炉建物の屋根スラブは南北方向 39.9m×東西方向 53.8m の平面寸法、厚さ の鉄筋コンクリート構造である。外周部は厚さ (南北方向) 及び (東西方向) の鉄筋コンクリート造の耐震壁並びに鉄骨鉄筋コンクリート造の柱で支持されており、南北方向に配置された7構面の主トラスと主トラスの中間の母屋、東西方向の4構面のサブトラスとサブトラスの中間のサブビームで支持されている。屋根スラブ下面に取りつく主トラス上弦材及びサブトラス上弦材はH型断面の鋼材であり、スタッドボルト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第2.2-1図に示す。

屋根スラブには気密性の機能維持が要求されるため、換気性能とあいまって機能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。



第2.2-1図 屋根スラブ断面図

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

2.3 原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア

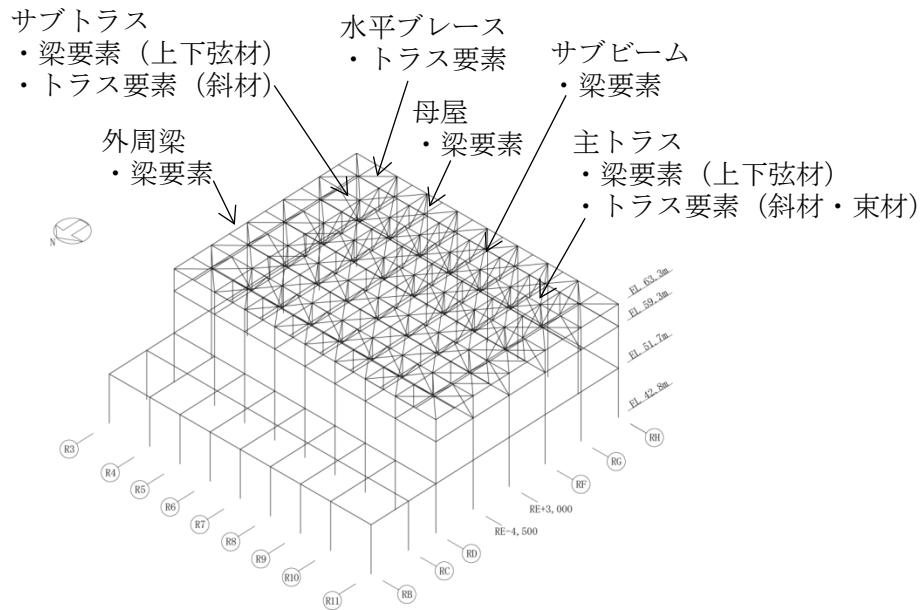
(1) 解析モデルの概要

原子炉建物屋根トラスは、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。

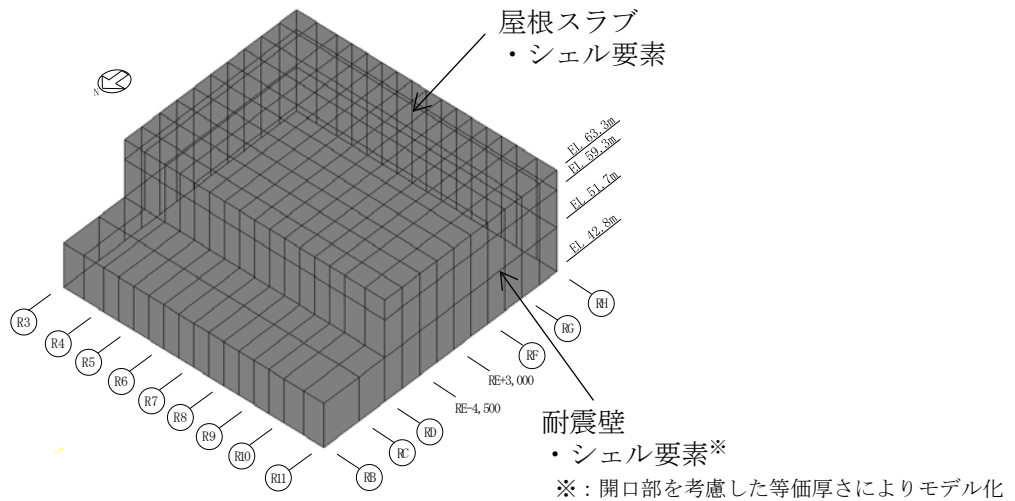
地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（E L 42.8m）より上部の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱、梁、壁、鉄骨造の屋根トラス及び屋根面水平ブレース等を線材、面材により立体的にモデル化した3次元フレームモデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を第2.3-1図に示す。

屋根トラス部は、主トラス、サブトラス（つなぎばり）、水平ブレース（屋根上弦面）、サブビーム及び母屋をモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素（トラスの上下弦材及びサブビーム等）と軸変形のみを考慮したトラス要素（水平ブレース、トラスの斜材及び束材等）としてモデル化する。また、耐震壁及び屋根スラブはシェル要素、外周梁は軸、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第2.3-1表に示す。

また、屋根トラスは屋根スラブとスタッドボルト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及びサブトラスの各交点、並びに主トラス及びサブトラスと母屋、サブビームの各交点で節点を共有するようにモデル化する。

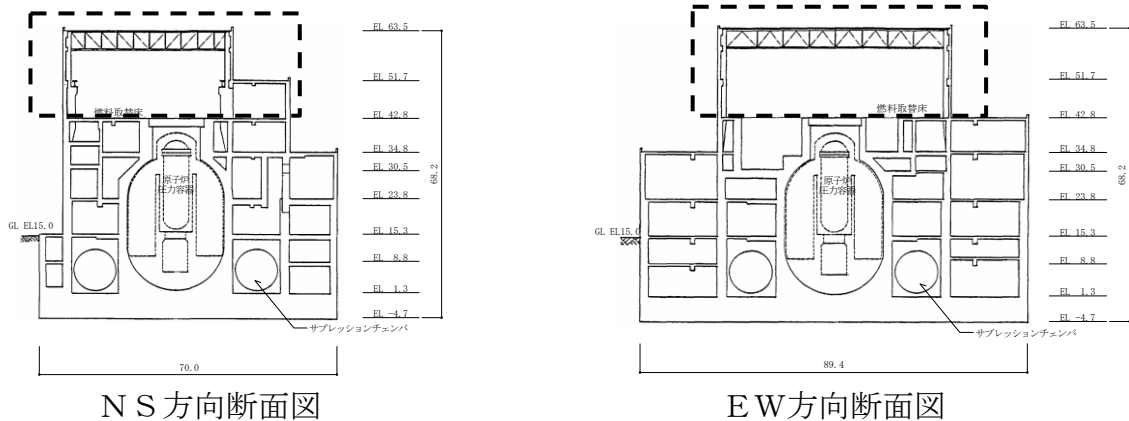


(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

⌈ ⌋ : 屋根トラスモデル化範囲



(c) モデル化範囲

第 2.3-1 図 屋根トラスの解析モデルの概要

第 2.3-1 表 解析に用いる材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数
屋根トラス	鉄骨	2.05×10^5	0.3	0.02
躯体	コンクリート	2.25×10^4	0.2	0.05

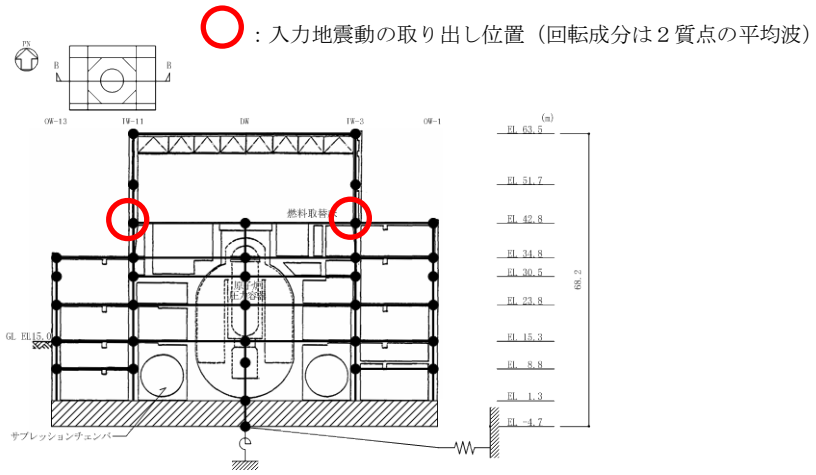
(2) 鉄骨部材の弾塑性評価

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、塑性領域に入ると考えられるため、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考慮している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「2.5 弾塑性解析の採用について」で示すこととする。

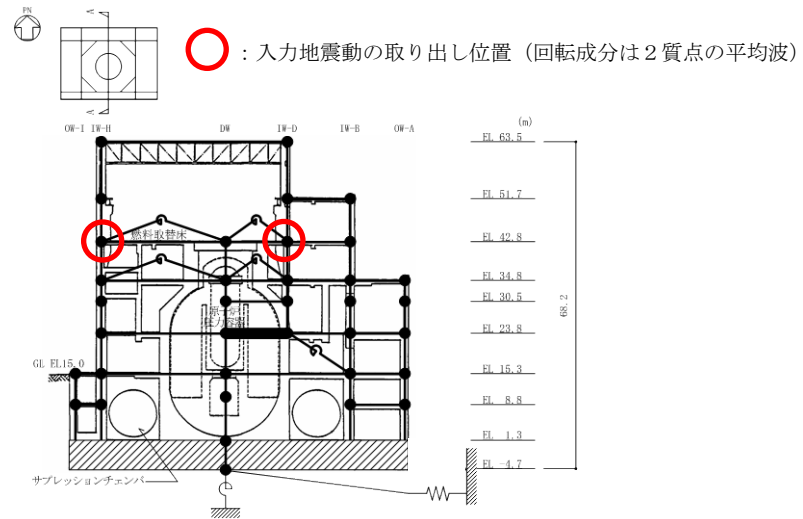
(3) 入力地震動，材料減衰

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建物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（E L 42.8m）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、同時入力による地震応答解析を実施する。原子炉建物水平方向の質点系モデルは床剛モデルを採用しているため、加速度並進成分は燃料取替床レベルの各質点で同一応答となるが、回転成分は各質点で応答が異なるため、回転成分の入力波は、モデル脚部の 2 質点の平均波を入力する。入力地震動の取り出し位置を第 2.3-2 図に示す。また、地震応答解析における減衰評価について、鉄骨造部分については、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数（4.60Hz）に対して減衰定数を 2% とし、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分については、NS、EW 方向の短い方の 1 次周期に対して減衰定数を 5% とした減衰係数を設定する剛性比例型減衰（各部別）とする。

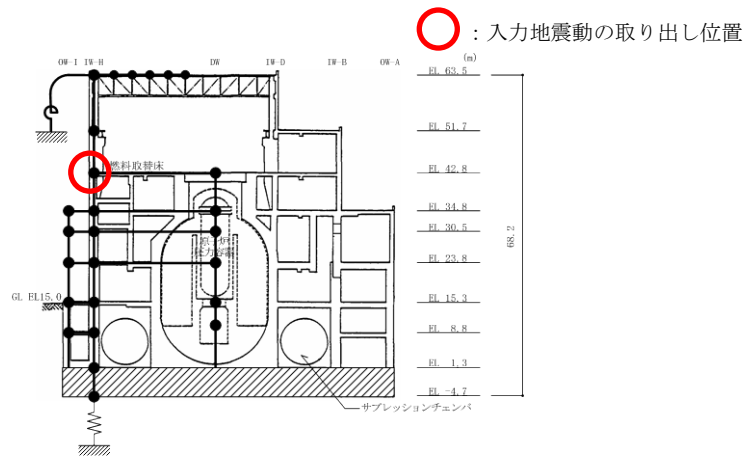
なお、剛性比例型減衰については、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の屋根トラスの設置変更許可段階の審査において採用している手法と同様である。



(a) NS方向



(b) EW方向



(c) 鉛直方向

第 2.3-2 図 入力地震動の取り出し位置

(4) 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、Sクラスである原子炉建物原子炉棟（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基準地震動 S_s に対し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、主トラス上弦材、サブトラス上弦材、サブビーム及び母屋に支持されるスラブとして評価する。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、詳細設計段階では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については、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。

第 2.3-2 表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及び屋根トラスの機能維持の評価方針を示す。

なお、屋根スラブにはひび割れに対して追従性のある防水材を全面に施工することにより、防水性を確保している。また、屋根スラブには防水材の他に下部の全面にデッキプレートを敷設してある。これらは気密性に対し有効な機能を有すると考えられるが、今回の気密性の検討においては、特にその性能は考慮しない。

第 2.3-2 表 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 ^{注4}	(面内) 概ね弾性状態であることを要素毎に算定される応力度より確認する。概ね弾性状態を超える場合は、要素毎の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することを確認する ^{注1} 。 (面外) 面外曲げに対して、鉄筋が降伏しないこと ^{注2} を確認する ^{注3} 。(鉄筋が降伏する場合は別途詳細検討)
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第 2.5.3-1 表参照)

注 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。

注 2 : 「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会, 2005) (以下, 「RC-N 規準」という。)」の短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「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, 2015) (以下, 「技術基準解説書」という。)」に基づき 1.1 倍した耐力を超えないこと。

注 3 : 屋根スラブについては、主トラス上弦材、サブトラス上弦材、サブビーム及び母屋に支持されるスラブとして鉛直方向の震度を考慮する。

注 4 : 構造強度については、気密性に対する評価方針を満足していることを確認することにより、構造強度を確保する方針とする。

2.4 既工認と今回工認における原子炉建物屋根トラスの解析モデルの比較

原子炉建物屋根トラスの解析モデルについて、既工認で採用した解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理する。既工認における屋根トラスの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第2.4-1表に示す。

第2.4-1表のうち、解析コード、要素分割及び地震荷重の差異については、解析手法を変更したことに伴う変更である。また、モデル化については、原子炉建物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次元フレームモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用している。コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、適用基準を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー」(1999)に見直したことによるものである。

以上を踏まえると、既工認と今回工認における主要な差異として、「原子炉建物屋根トラスに対する弾塑性時刻歴応力解析の採用」を抽出し、以下で検討を行うこととした。

なお、今回工認の弾塑性時刻歴応力解析では、解析モデル全体の自重による変形及び地震時挙動を精度良く評価するために、屋根スラブも含めてモデル化している。屋根トラスは鉛直荷重を支持する部材として設計されており、主トラスについてはフレームを構成する部材として地震時の荷重も負担する設計としている。従って、屋根トラスの各部材に生じる応力としては、鉛直方向の自重による初期応力のほか、屋根スラブと一体となった屋根トラスの鉛直方向の面外振動による応力が加わる。また、主トラス方向の地震荷重に対しては主トラスの上下弦材やトラス材に応力が発生する。このように動的な地震応答解析では、屋根スラブをモデル化することにより、地震時の挙動が適切に評価されることから、今回工認では、燃料取替床レベルより上部を立体的なモデルとして動的な地震応答解析を実施する。

第 2.4-1 表 原子炉建物屋根トラスの解析モデルの比較

項目	既工認	今回工認
解析手法	・静的応力解析（弾性解析）	・時刻歴応力解析（弾塑性解析）
解析コード	・SD	・f a p p a s e
モデル化	・2次元フレームモデル	・3次元フレームモデル （屋根トラス部の耐震補強工事の内容を反映 ^{注1} ）
要素分割	梁要素：トラスの上下弦材等 トラス要素：トラスの斜材，束材	梁要素：トラスの上下弦材，外周梁等 トラス要素：水平ブレース，トラス斜材，束材等 シェル要素：耐震壁，屋根スラブ
材料物性	・鉄骨のヤング係数： $E=2.1 \times 10^7$ (t/m ²) ・コンクリートのヤング係数 $E=2.1 \times 10^6$ (t/m ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・鉄骨のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5$ (N/mm ²) ・コンクリートのヤング係数 $E=2.25 \times 10^4$ (N/mm ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	・Aクラス施設として，基準地震動S1による地震力及び静的地震力に対して発生応力が許容限界を超えないことを確認 ^{注2}	・Sクラスである原子炉建物原子炉棟（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として，基準地震動Ssによる地震力に対し，主トラスの各部材に発生する応力が，許容限界を超えないことを確認 ・弾塑性特性（修正若林モデル）を適用する部材が過度な塑性化はしないこと（破断の可能性がないこと）を確認 ^{注3}
地震荷重	・水平：原子炉建物の地震応答解析結果に基づく地震荷重を静的に考慮 ・鉛直：静的震度を鉛直力として入力	・水平及び鉛直： モデル脚部に原子炉建物の質点系モデルの地震応答解析による応答を同時入力
その他	・水平ブレース，屋根スラブ等の部材は重量として考慮し，剛性は考慮しない	・水平ブレース，屋根スラブ [※] 等の部材は3次元フレームモデルを構成する部材としてモデル化 [※] 屋根スラブはシェル要素としてモデル化し，面内剛性を考慮（保守性を考慮し，面外剛性は考慮しない）

注1：耐震補強工事の概要については，添付資料-1に示す。

注2：主トラスの耐震性を確認することにより，屋根スラブの要求機能は維持できると考え評価を実施。

注3：軸力のみを負担するトラス要素でモデル化した部材に弾塑性特性を考慮する。

2.5 弾塑性解析の採用について

2.5.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建物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領域に入ると考えられるが、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する予定としている。

原子炉建物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。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては、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。

今回工認で採用予定の屋根トラス部材の弾塑性特性について、第 2.5.1-1 表に示す。第 2.5.1-1 表に示すとおり、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予定である。当該モデルについては、先行電力の審査にて採用実績があり、モデルの妥当性自体に大きな論点はないと考えられるものの、島根原子力発電所 2 号炉原子炉建物屋根トラス部材の評価への適用性については、十分に確認する必要があると考えられる。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建物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。

第 2.5.1-1 表 屋根トラス部材の弾塑性特性について

評価部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	梁要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル） ^{注1}
	束材		
サブトラス	上弦材	梁要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル） ^{注1}
母屋		梁要素	考慮しない（弾性）
サブビーム		梁要素	考慮しない（弾性）
水平ブレース		トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）

注1：主トラス斜材，束材及びサブトラス斜材の細長比は修正若林モデルの適用範囲より大きい
 が，修正若林モデルによる弾塑性特性を考慮しており，その適用性については詳細設
 計段階で説明する。

2.5.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

(1) 今回工認で採用予定の弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建物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、原子力発電所建物（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、繰り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。

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

$$n = N/N_y \quad N : \text{軸力} \quad N_y : \text{降伏軸力}$$

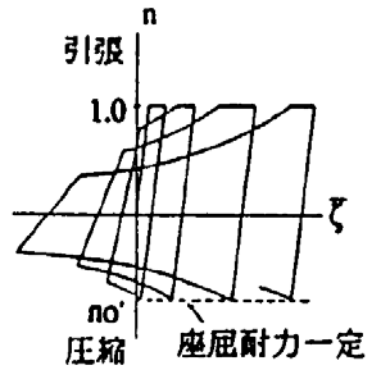
$$n_0 : \text{無次元化初期座屈耐力} \quad \bar{\zeta} : \text{無次元化圧縮側累積塑性歪}$$

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

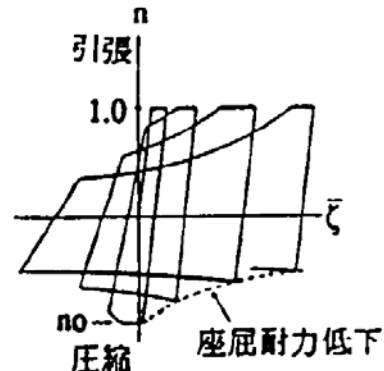
修正若林モデルの弾塑性特性を第 2.5.2-1 図に示す。

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り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概ねよくとらえているとしている。試験体の概要を第 2.5.2-2 図、解析モデルを第 2.5.2-3 図、解析結果と実験結果の比較を第 2.5.2-4 図に示す。

なお、本復元力特性については、前述のとおり、川内原子力発電所タービン建屋の解析で考慮したブレースの弾塑性特性及び東海第二発電所原子炉建屋の解析で考慮したトラス部材の弾塑性特性として採用されており、認可実績がある。

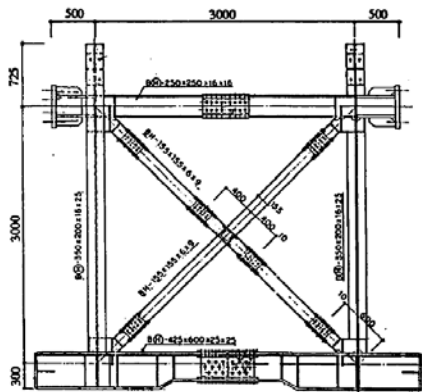


(参考) 若林モデル

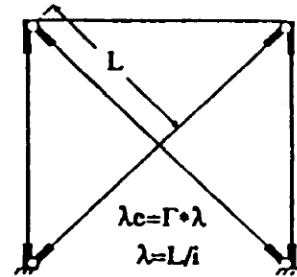


修正モデル

第 2.5.2-1 図 修正若林モデルの弾塑性特性 ((1)より引用, 一部加筆)

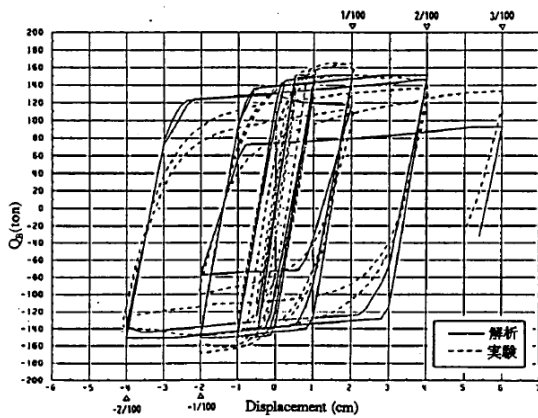


第 2.5.2-2 図 試験体の概要 ((1)より引用)

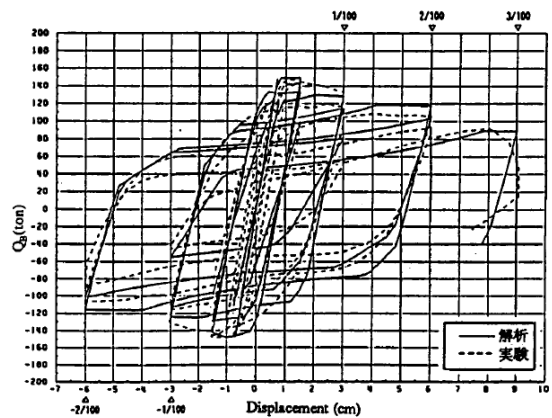


Γ; 等価座屈長さ係数
λc; 有効細長比
λ; 細長比(芯々)

第 2.5.2-3 図 解析モデル ((1)より引用)



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

第 2.5.2-4 図 解析結果と実験結果の比較 ((1)より引用)

(2) 原子炉建物屋根トラスに対する検証例

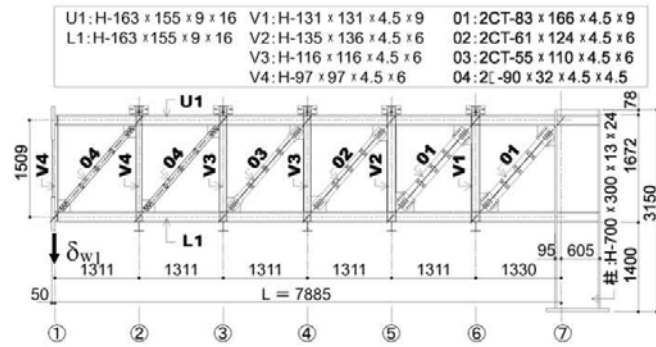
谷口らの研究⁽¹⁾は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建物屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究⁽³⁾がある。

この研究は、原子炉建物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。

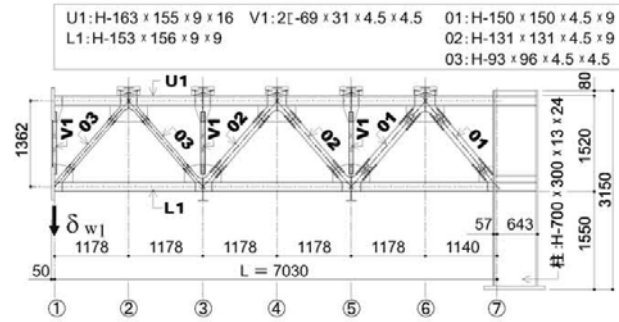
鈴木らの研究⁽³⁾では、終局耐力を検討するにあたり原子炉建物屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。島根原子力発電所2号炉の原子炉建物屋根トラスはこのうち、プラット形に該当する。試験体の概要を第2.5.2-5図に示す。

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。結果の比較を第2.5.2-6図に示す。

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ている。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。

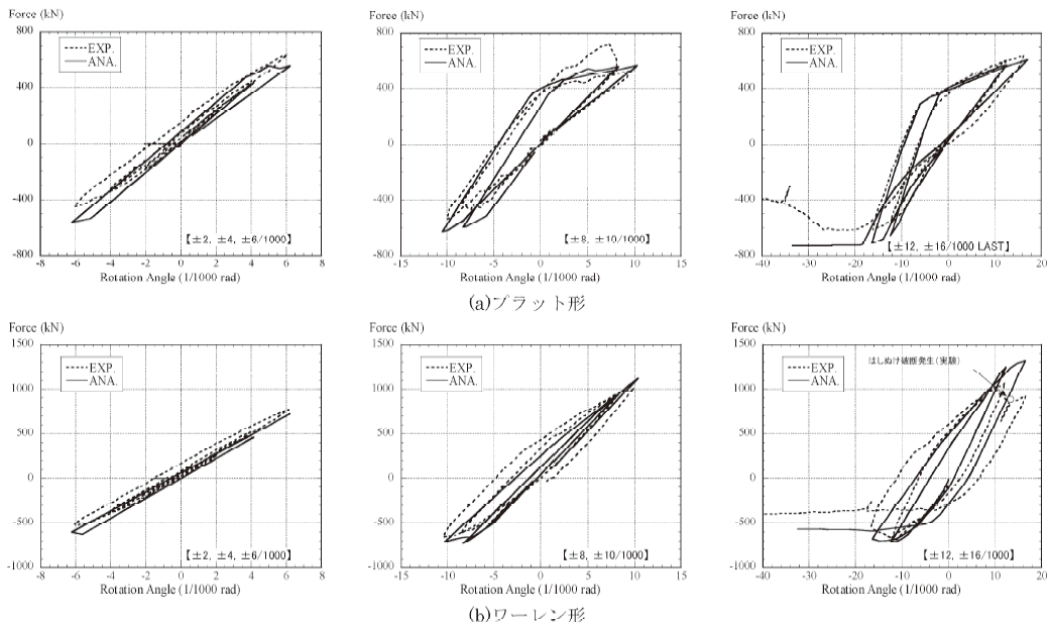


(a) プラット形試験体



(b) ワーレン形試験体

第 2.5.2-5 図 試験体の概要 ((3) より引用)



第 2.5.2-6 図 実験のシミュレーション解析結果 ((3) より引用)

(3) 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用を予定している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、原子炉建物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、原子炉建物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。

2.5.3 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領域に入ると考えられることから、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施する。

第2.5.3-1表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し、弾性範囲を上回る応答が生じた場合は別途詳細な検討^{注1}を行う。

注1：弾塑性特性を考慮してモデル化している部材については、各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で、累積塑性変形倍率が最も大きい部材について破断の可能性がないことを検討する。検討は、当該部材の履歴ループを参照し、局部集中ひずみの繰返し回数が、中込ほか(1995)⁽⁴⁾に基づき算定される当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命(繰返し回数)を十分に下回っていることを確認する。この手法は先行審査(川内原子力発電所タービン建屋)でも認可実績のある手法であることから、手法自体に技術的な論点はないものと考えられる。

第 2.5.3-1 表 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 ^{注1}	弾塑性特性	評価方法 ^{注3}
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 ^{注2} （弾性範囲を上回る場合は別途詳細検討）
	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			
母屋		鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
サブビーム		鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
水平ブレース		水平地震荷重の伝達	弾塑性（修正若林モデル）	

注 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。

注 2：「RC-N 規準」の短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍した耐力を超えないこと。

注 3：接合部はボルト接合としており，保有耐力接合を基本とする。

2.6. 原子炉建物屋根トラスの評価に関するまとめ

今回工認では、原子炉建物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）を採用する予定である。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、本検討においては、修正若林モデルの原子炉建物屋根トラスへの適用性を検討する必要があると判断した。既往文献（原子炉建物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部材のクライテリアについても検討し、妥当性を確認した。

以上より、今回工認において原子炉建物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、弾塑性特性を採用した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、原子炉建物屋根トラスは、原子炉建物の地震応答解析結果に基づく燃料取替床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（建物応答の不確かさ）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予定である。

3. まとめ

島根原子力発電所2号炉原子炉建物の屋根トラスについて、既工認と今回工認における解析モデル及び解析手法を比較した。その結果、既工認と差異が認められる部分についてはその妥当性・適用性について検討を行い、今回工認で使用する解析モデルとして妥当であることを確認した。

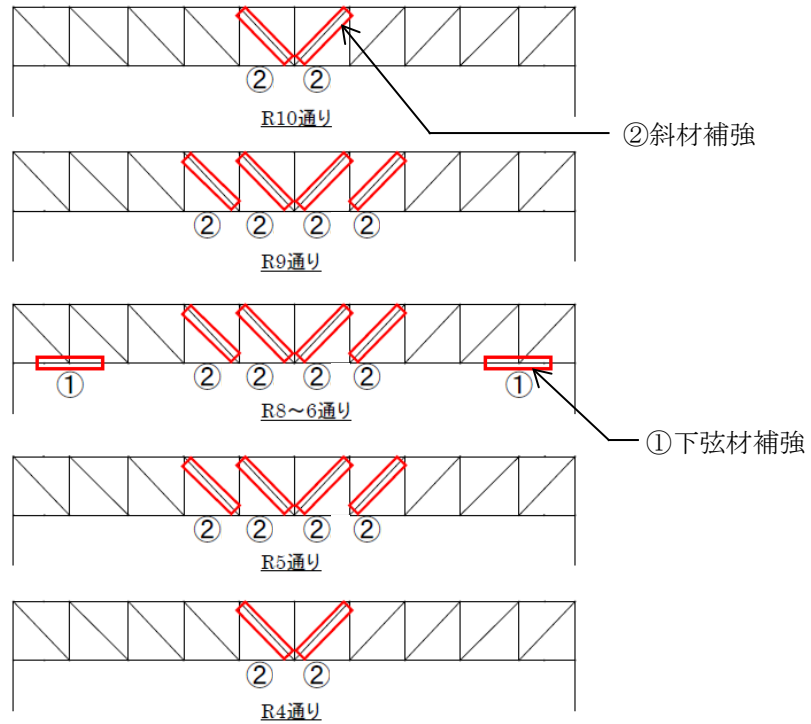
4. 参考文献

- (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，pp. 303-316
- (2) 柴田ほか：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会論文報告集第316号，昭和57年6月，pp. 18-24
- (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. 76 No. 661，2011年3月，pp. 571-580
- (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. 469，1995年3月，pp. 127-136

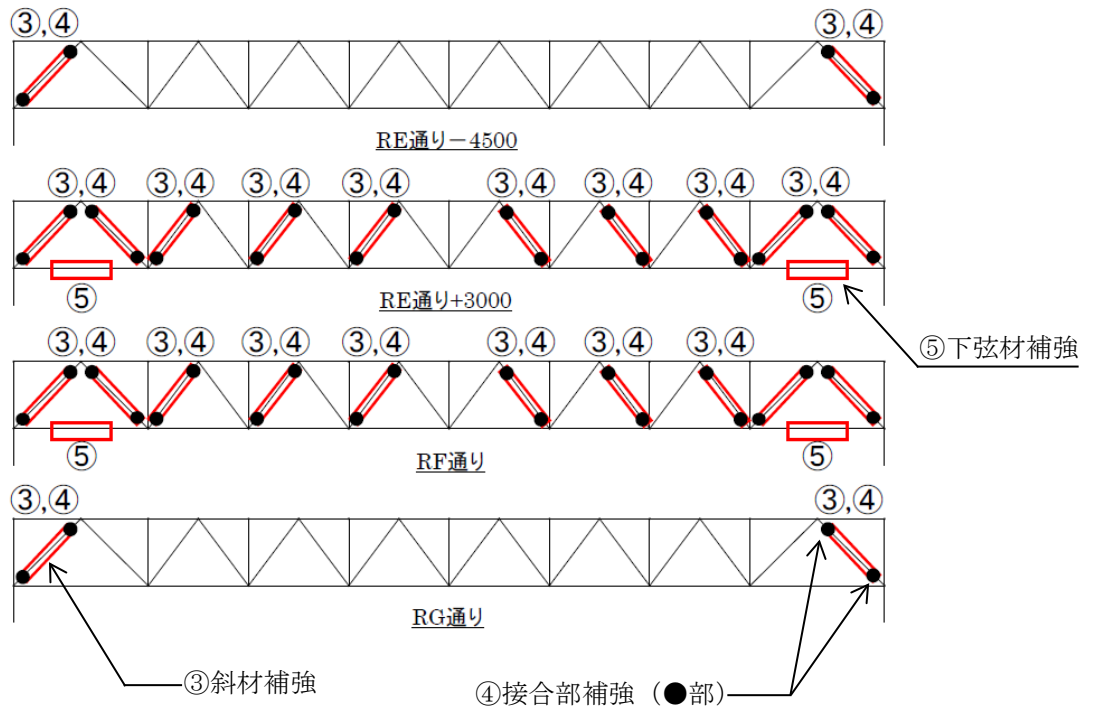
原子炉建物屋根トラスの耐震補強について

島根原子力発電所 2 号炉の原子炉建物屋根トラスについては耐震補強工事を実施しており、本資料では、当該工事における補強の内容について説明する。

屋根トラスの補強については、主トラスやサブトラスの余裕の少ない部材に対して、補強材の追加等による耐震補強工事を実施している。耐震補強箇所を第 1-1 図に、補強部材の詳細を第 1-1 表に示す。




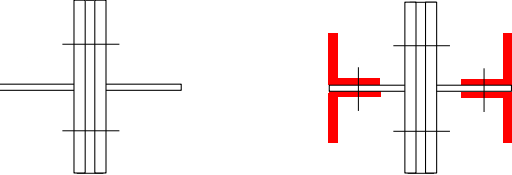
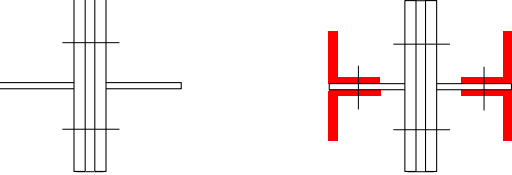
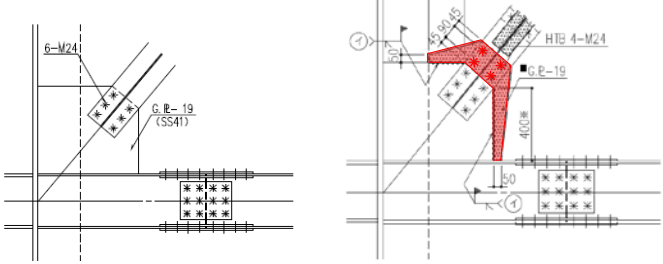
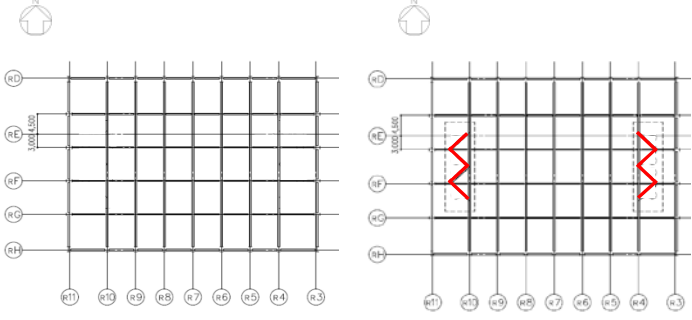
主トラス断面図



サブトラス断面図

第1-1図 屋根トラスの補強箇所

第1-1表 補強部材の詳細

No	箇所及び補強方法	
①	主トラス下弦材 補強材追加	 <p data-bbox="1117 488 1276 560">補強材 PL-16 補強後</p>
②	主トラス斜材 補強材追加	 <p data-bbox="1061 766 1340 840">補強材 4Ls-90×90×10 補強後</p>
③	サブトラス斜材 補強材追加	 <p data-bbox="1077 1046 1340 1120">補強材 4Ls-65×65×6 補強後</p>
④	サブトラス斜材 接合部補強	 <p data-bbox="1061 1422 1380 1489">接合部補強 (PL-19, ボルト) 補強後</p>
⑤	サブトラス下弦材 補強材追加	 <p data-bbox="1093 1841 1380 1915">補強材 2Cs-150x75x9x12.5 補強後</p>

剛性比例型減衰の妥当性について

1. はじめに

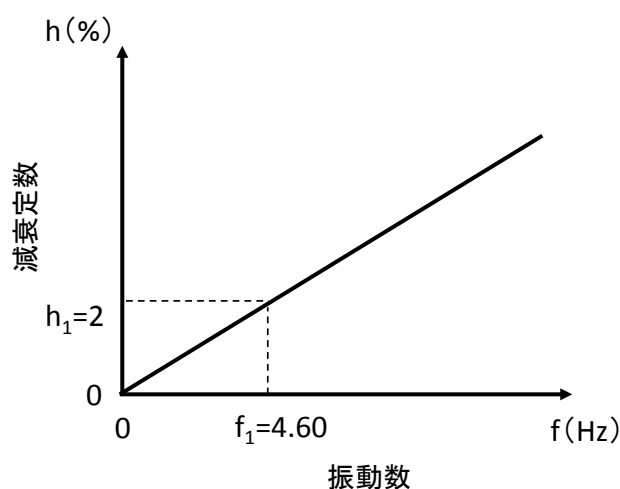
今回工認では，原子炉建物屋根トラスの地震応答解析における減衰評価について，鉄骨造の構造物に対して一般的に適用している剛性比例型としている⁽¹⁾⁽²⁾。

第 1-1 表に原子炉建物屋根トラスの暫定の固有値解析結果を，第 1-1 図に剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を示す。

鉄骨造の屋根トラスは，水平材として鉛直方向の挙動が卓越すると考えられるため，水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数 (4.60Hz) に対して減衰定数が $h = 2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。第 1-1 図より，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，高次モードが屋根トラスの応答へ及ぼす影響は小さいため，剛性比例型減衰の採用が屋根トラスの応答へ与える影響は小さいと考える。

第 1-1 表 原子炉建物屋根トラスの固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数			備考
			N S 方向 (Y)	E W 方向 (X)	鉛直方向 (Z)	
1	4.60	0.217	0.085	-0.003	1.748	鉛直方向 1 次
2	6.23	0.160	-0.004	-0.040	-0.001	鉛直方向 2 次
3	7.87	0.127	-1.717	0.016	-0.002	N S 方向 1 次
4	8.12	0.123	-0.014	-1.988	0.006	E W 方向 1 次



第 1-1 図 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

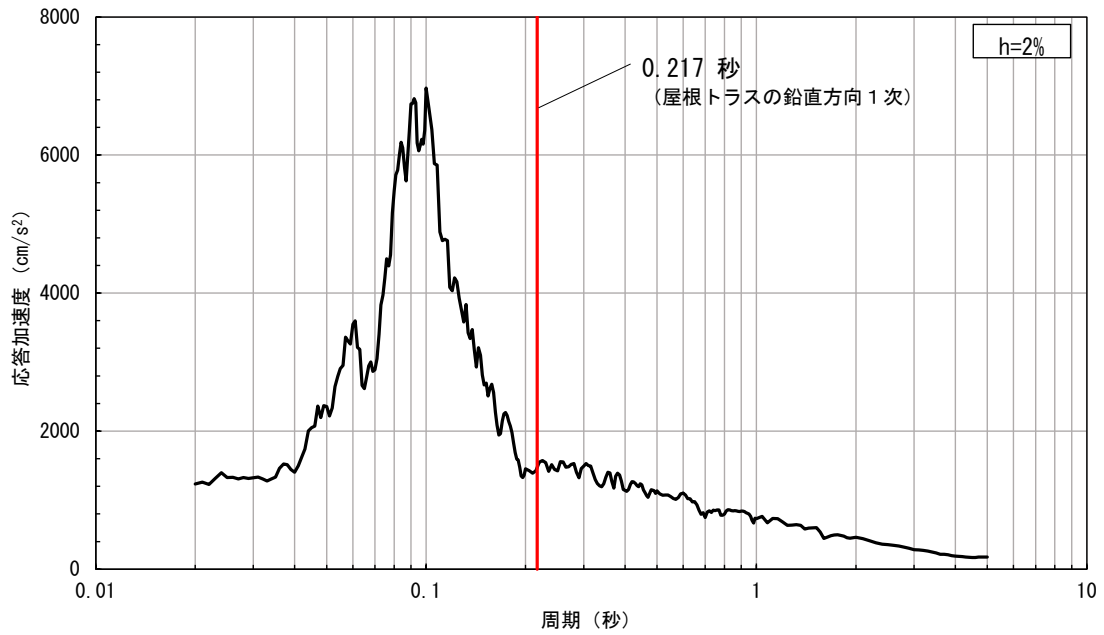
第1-1表に示すとおり屋根トラスの水平方向の1次固有振動数（固有周期）は、NS方向：7.87Hz（0.127秒），EW方向：8.12Hz（0.123秒）であり、鉛直方向の1次固有振動数は、4.60Hz（0.217秒）である。剛性比例型減衰の採用にあたっては、上記の振動数のいずれかの振動数を基準に設定することとする。

原子炉建物の地盤－建物連成系の水平方向の1次固有振動数はNS方向4.55Hz（0.220秒），EW方向4.94Hz（0.203秒）である。鉛直方向については、地盤－建物連成系の1次固有振動数は9.48Hz（0.105秒）である。これらの1次固有振動数から屋根トラスの応答に影響が大きい成分を判断することは難しい。屋根トラスの構造面からは、鉛直方向の振動の影響が大きいと判断されるため、剛性比例型減衰の設定は鉛直方向の1次固有振動数に対して設定することとする。

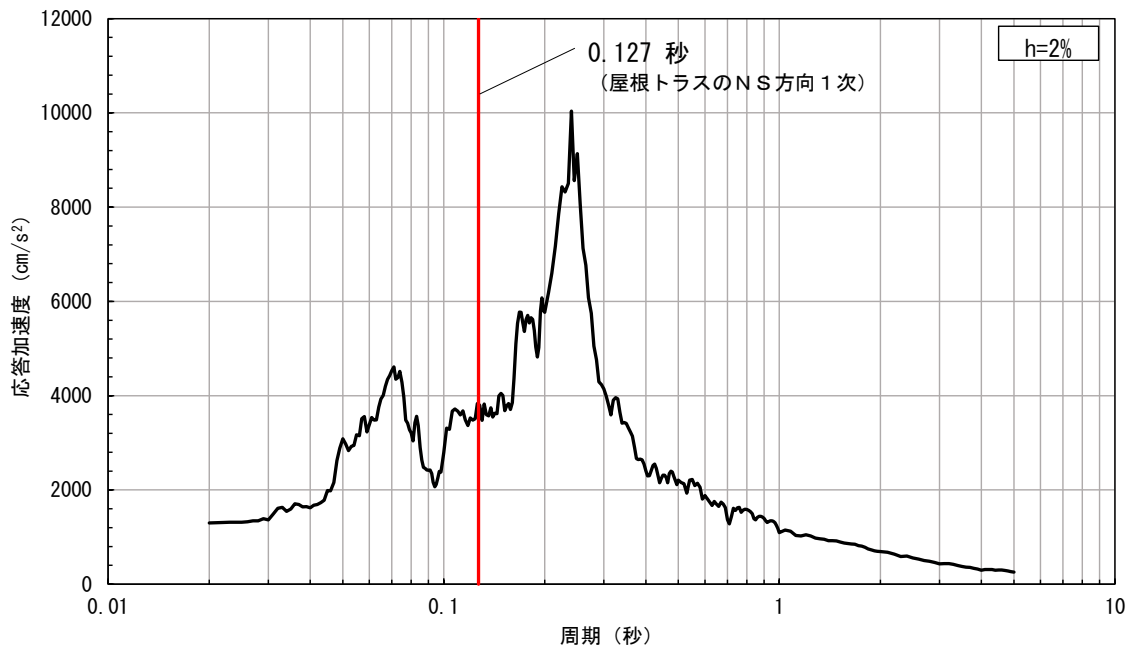
また、参考として屋根トラスの各方向の固有周期と解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトル（基準地震動 S_s-D ）の関係を第1-2図に示す。入力地震動の応答スペクトルの卓越周期は原子炉建物の地盤－建物連成系の各方向の1次周期に概ね対応しており、いずれの方向についても赤線で示す屋根トラスの1次固有周期とは離れた周期となっている。

以上のことから、屋根トラスの応答は、建物の各方向の1次固有振動数（固有周期）との関連性が小さく、また、高次モードが屋根トラスの応答へ及ぼす影響は小さいと考えられるため、屋根トラスの構造面から応答に影響が大きいと判断される屋根トラスモデルの鉛直方向の1次固有振動数（4.60Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を設定することは妥当であると考えられる。

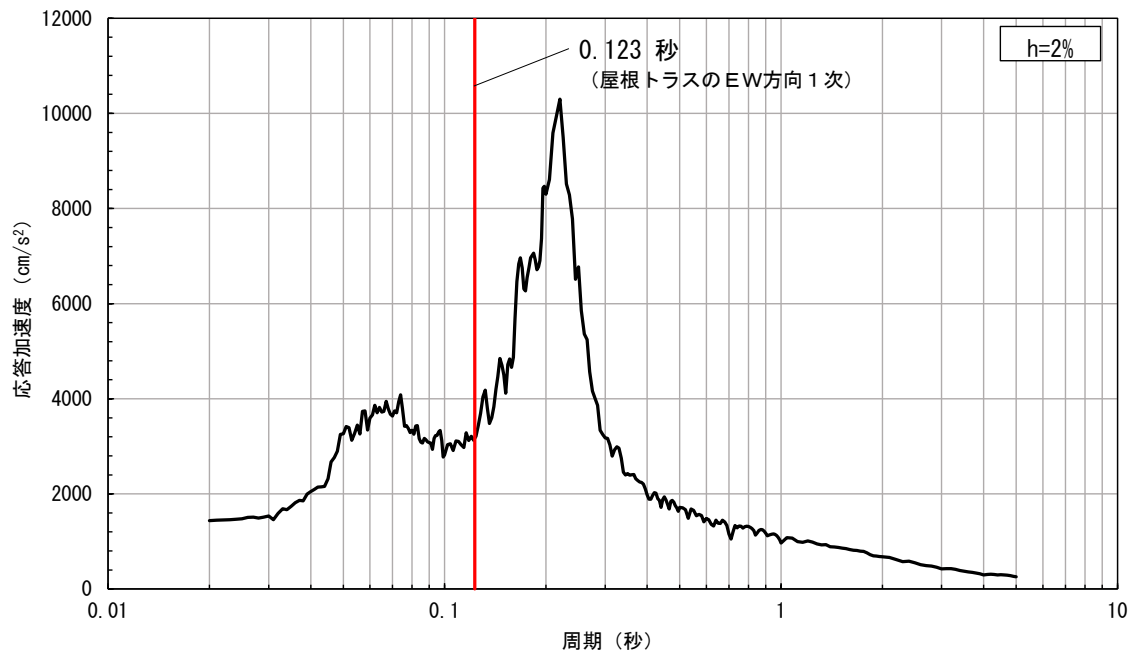
なお、詳細設計段階においては、代表ケースを選定して剛性比例型以外の減衰（例えば鉛直1次と2次で規定したレイリー減衰）を用いて、高次モードの影響を確認することとする。



第 1-2 図 (1) 屋根トラスの固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s-D) の関係 鉛直方向



第 1-2 図 (2) 屋根トラスの固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s-D) の関係 NS方向



第1-2図(3) 屋根トラスの固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトル(基準地震動S_s-D)の関係 EW方向

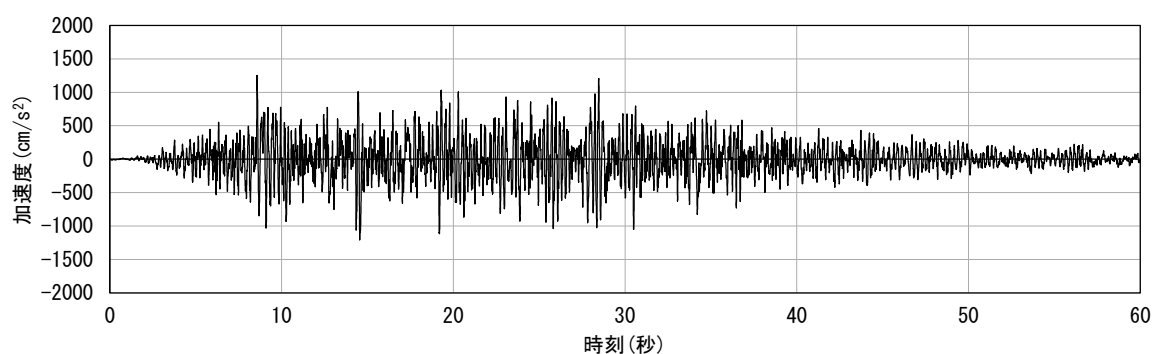
3. 参考文献

- (1) 日本建築センター：性能評価を踏まえた超高層建築物の構造設計実務—超高層・免震建築物の構造設計者が実際に行ってきた検討と判断を集大成—，2019
- (2) 日本建築学会：建築物の減衰，2000

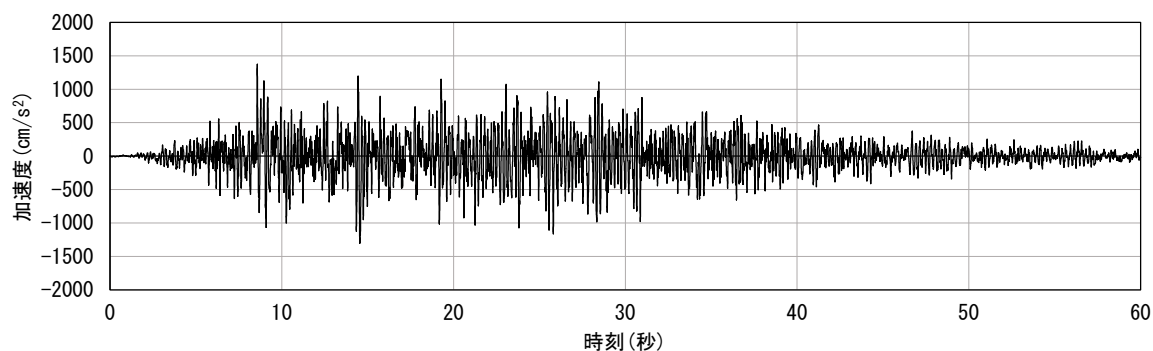
屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

1. 屋根トラスの入力地震動

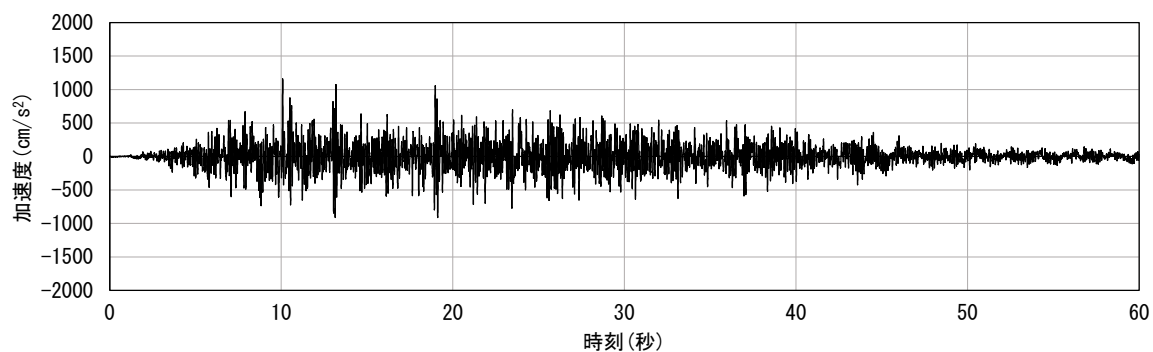
屋根トラスへの入力として用いている入力地震動（原子炉建物の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル（E L 42.8m）の応答結果）の時刻歴波形（暫定応答）について，基準地震動 $S_s - D$ を例として第2-1図に示す。地震応答解析を実施する際には，水平，鉛直成分は加速度時刻歴波形を，回転成分は回転角加速度時刻歴波形を入力している。



(a) NS方向（水平）

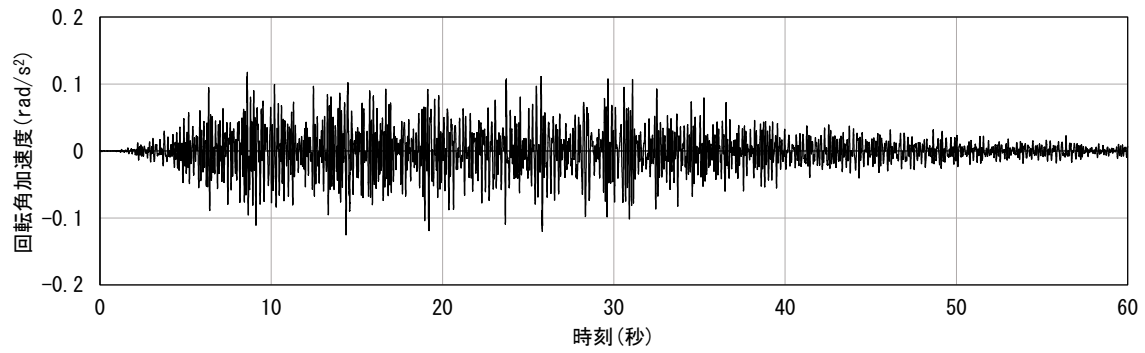


(b) EW方向（水平）

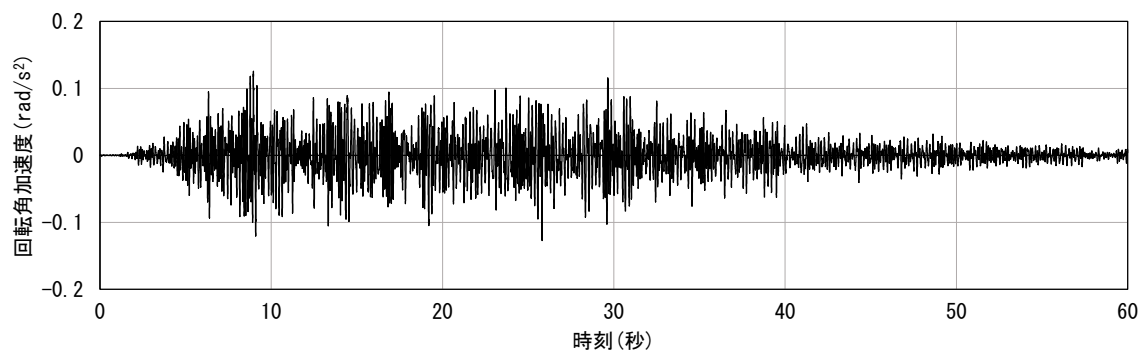


(c) 鉛直方向

第2-1図 (1) 入力地震動の時刻歴波形（加速度，水平，鉛直成分）



(a) NS方向 (回転)



(b) EW方向 (回転)

第2-1図 (2) 入力地震動の時刻歴波形 (加速度, 回転成分)

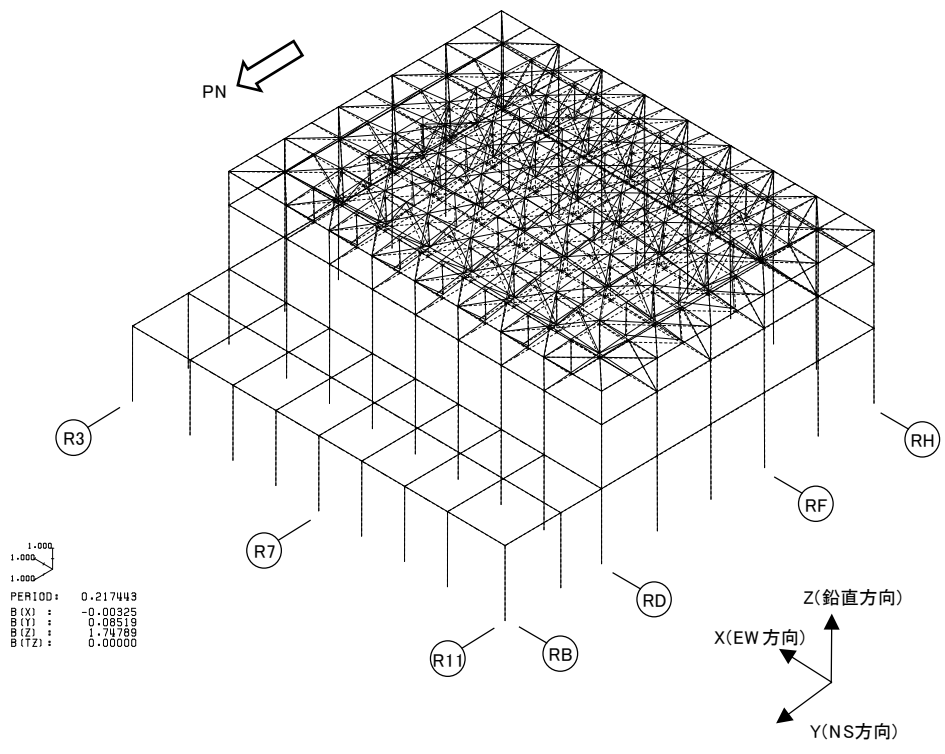
2. 屋根トラスの固有値解析結果

屋根トラスの暫定の固有値解析結果を第2-1表及び第2-2図に示す。

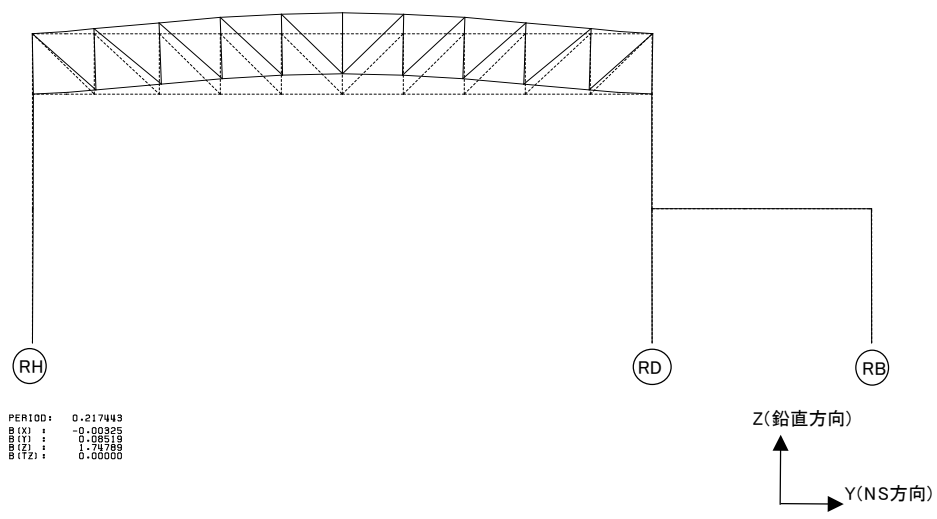
1次固有振動数は鉛直方向で4.60Hz, 水平方向で7.87Hz (N S方向), 8.12Hz (E W方向) となる。

第2-1表 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数			備考
			N S方向 (Y)	E W方向 (X)	鉛直方向 (Z)	
1	4.60	0.217	0.085	-0.003	1.748	鉛直方向1次
2	6.23	0.160	-0.004	-0.040	-0.001	鉛直方向2次
3	7.87	0.127	-1.717	0.016	-0.002	N S方向1次
4	8.12	0.123	-0.014	-1.988	0.006	E W方向1次

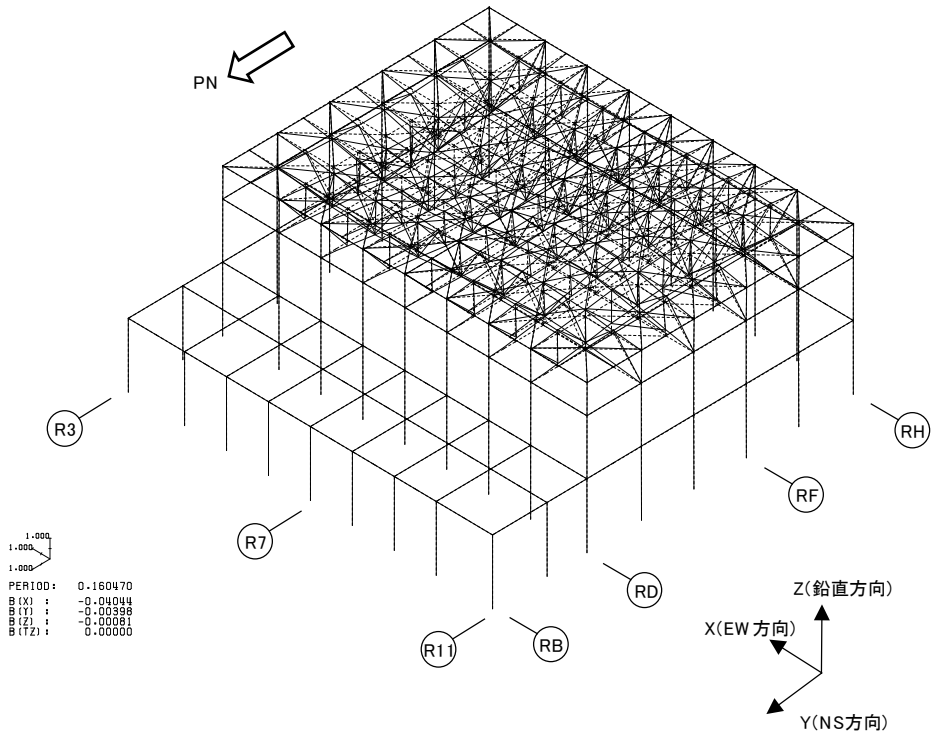


(a) 全体

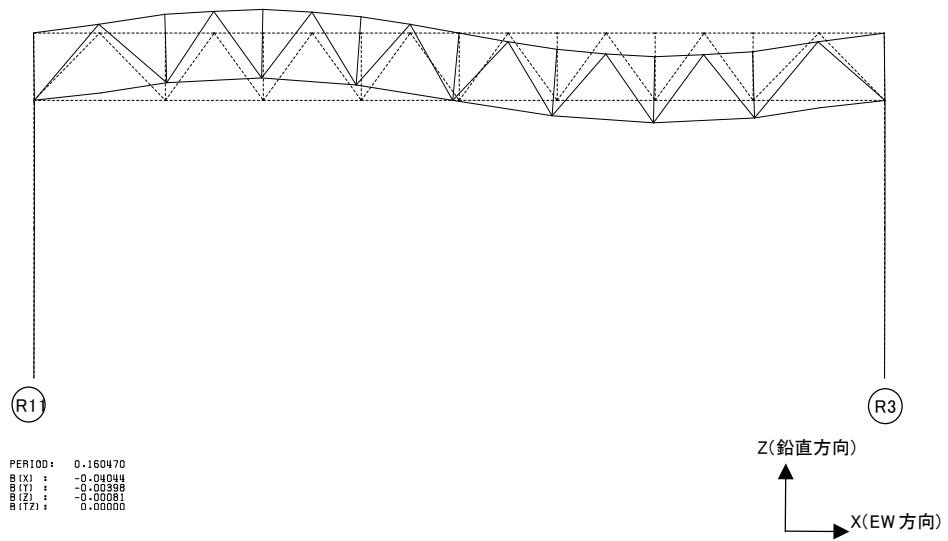


(b) 主トラス構面 (R7 通り)

第2-2図 (1) 固有モード図 (全体1次: 屋根の鉛直1次)

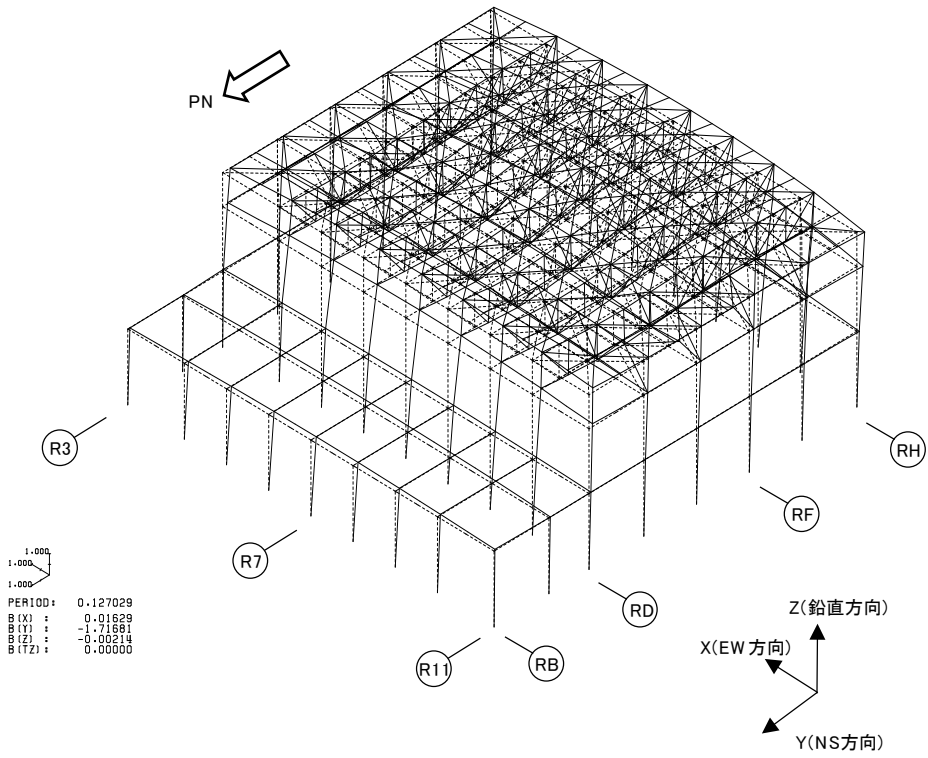


(a) 全体

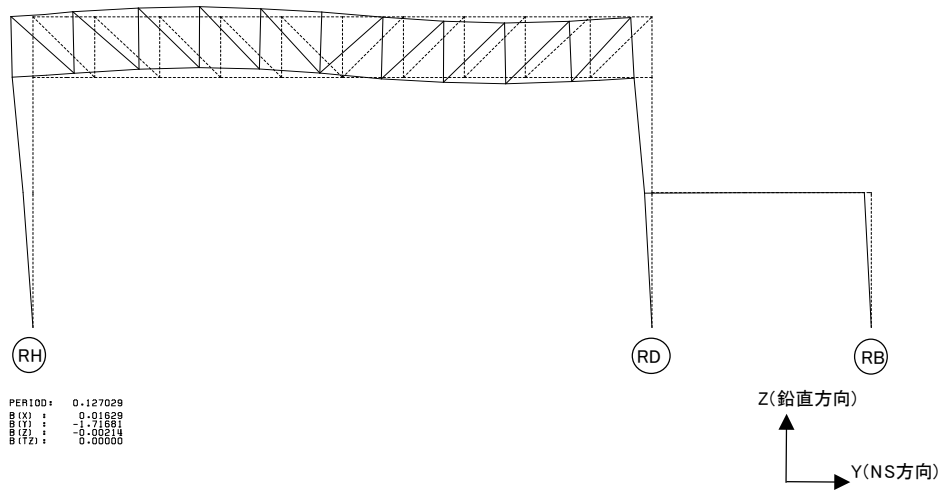


(b) サブトラス構面 (RF 通り)

第 2-2 図 (2) 固有モード図 (全体 2 次 : 屋根の鉛直 2 次)

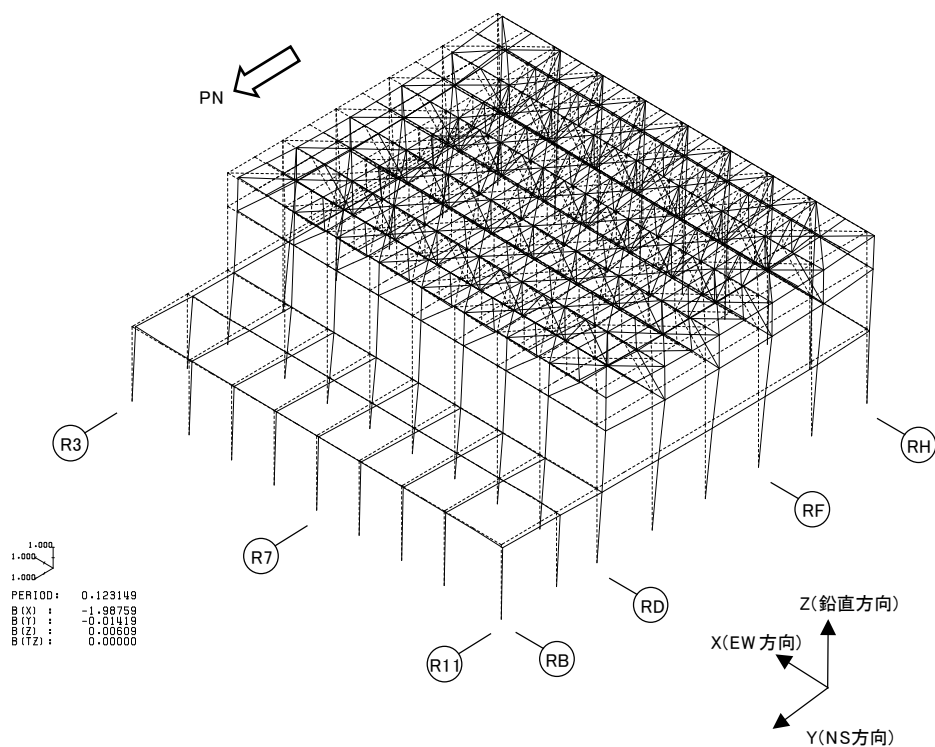


(a) 全体

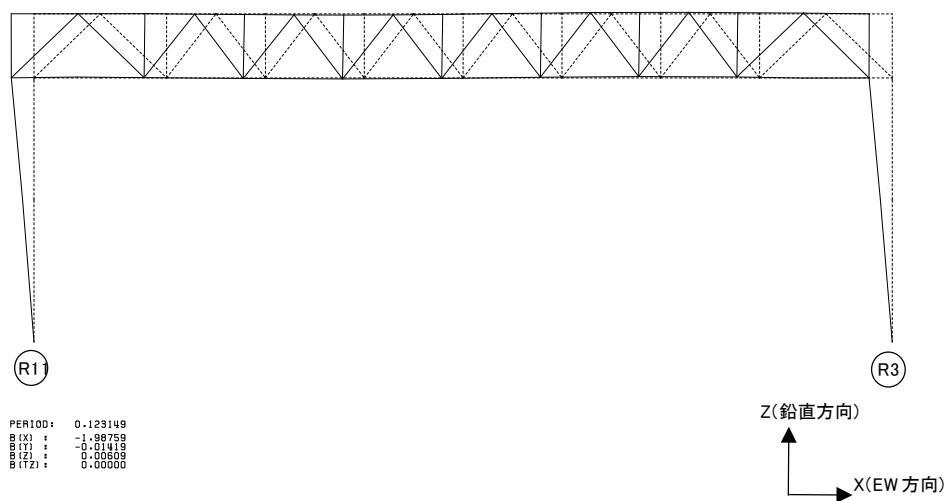


(b) 主トラス構面 (R7 通り)

第2-2図 (3) 固有モード図 (全体3次: NS方向水平1次)



(a) 全体



(b) サブトラス構面 (RF 通り)

第 2-2 図 (4) 固有モード図 (全体 4 次 : EW 方向水平 1 次)

3. 屋根トラスの耐震評価の見通し

屋根トラスの主要部材については、概ね弾性範囲となる見込みであるが、一部の部材が弾性範囲を超える場合については、詳細設計段階で別途詳細な検討をしていく。

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

原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動は、原子炉建物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（E L 42.8m）の応答時刻歴波形を用いるが、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。

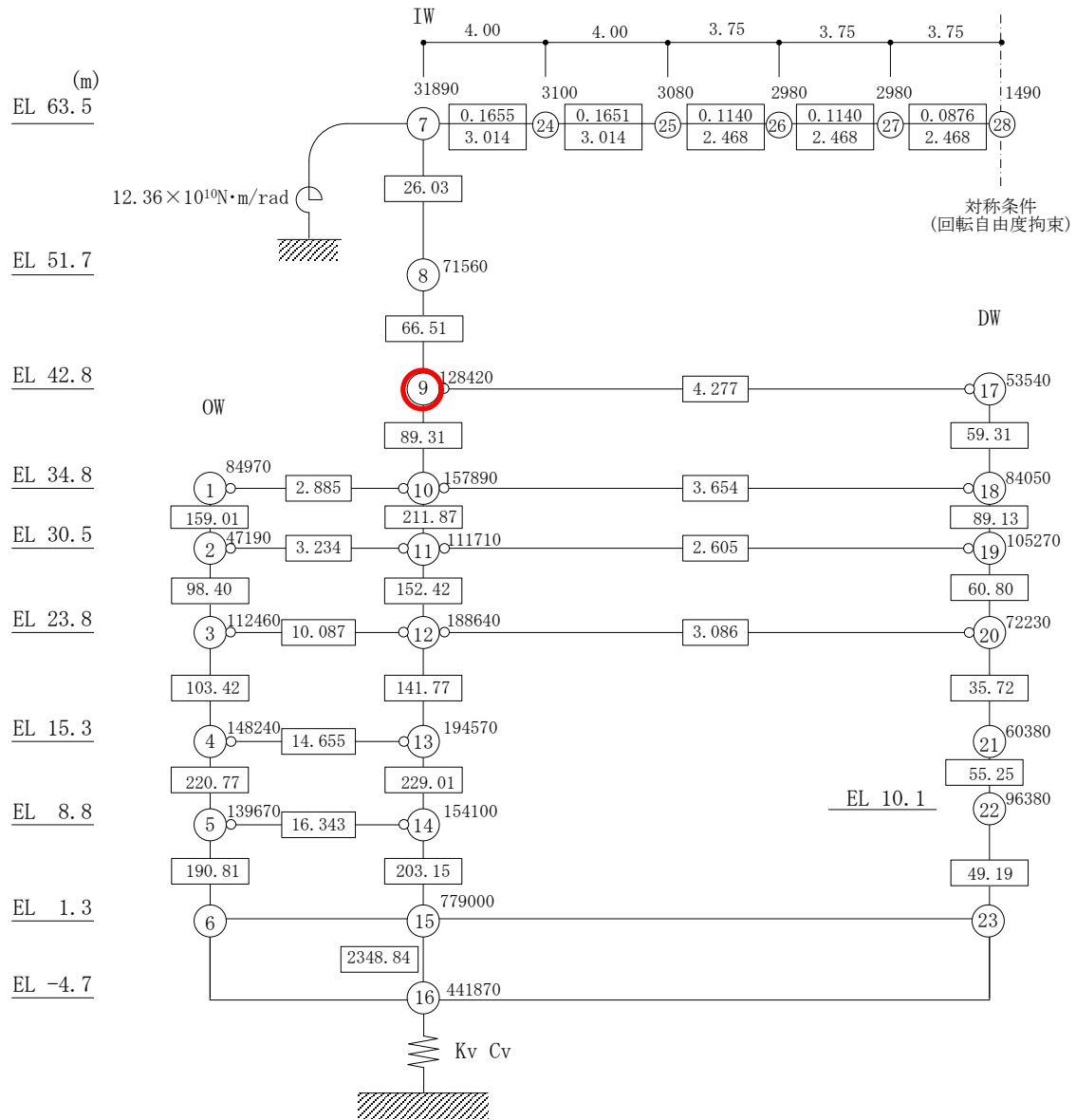
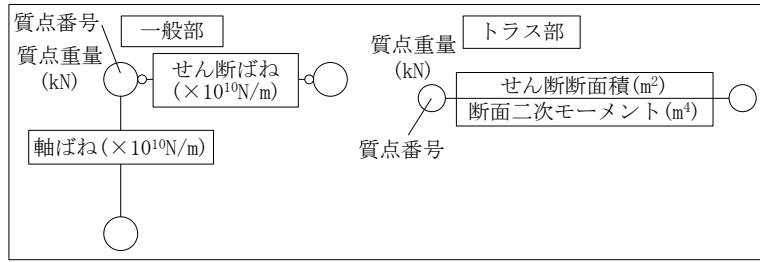
鉛直動に対する質点系モデルにおいて、屋根スラブの剛性を考慮した場合についても解析を実施し、原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動に与える影響を確認する。

2. 検討結果

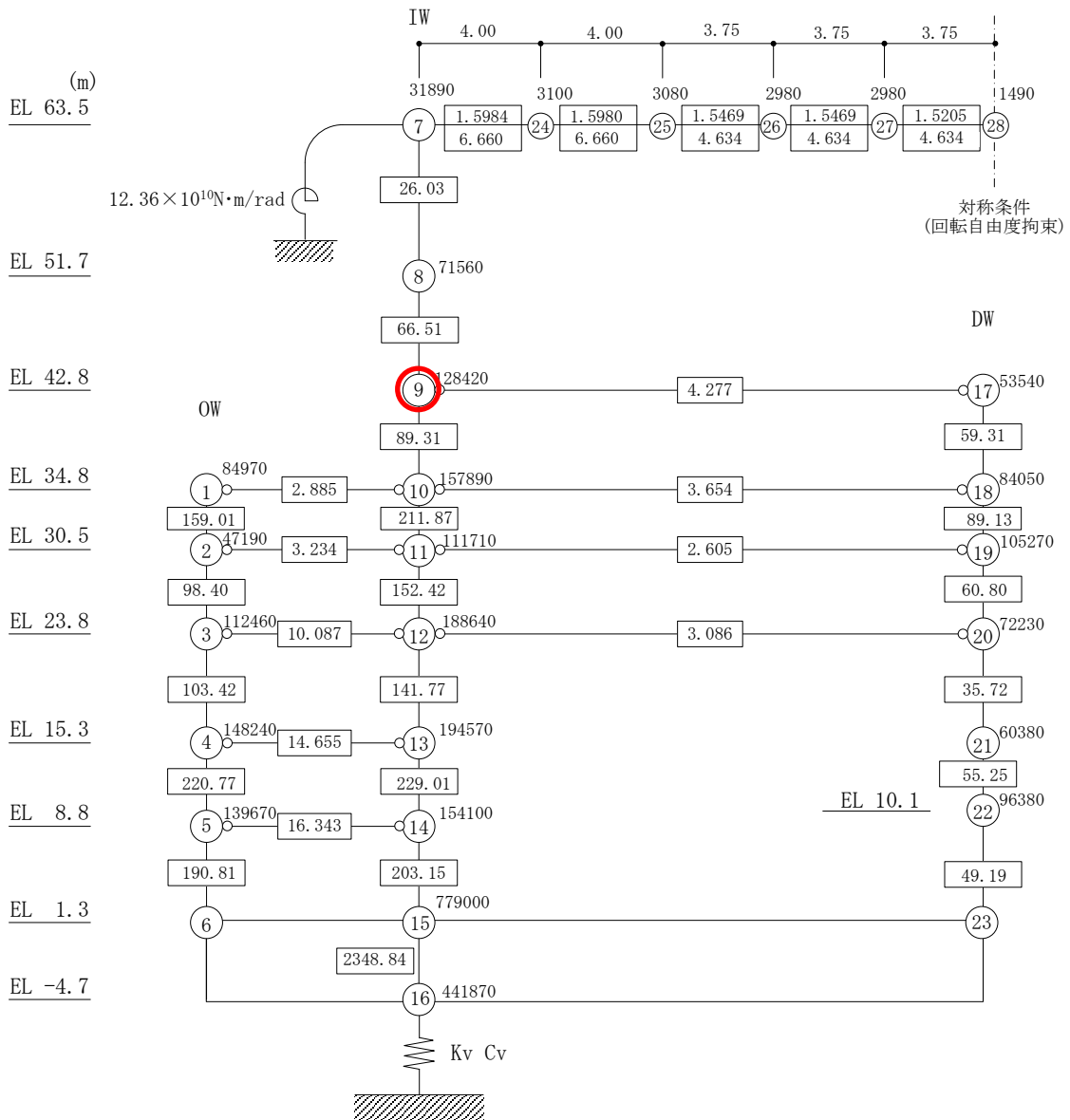
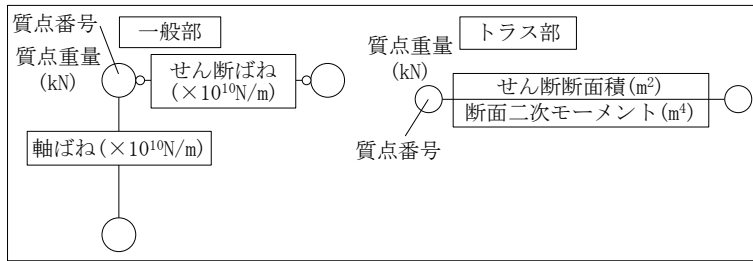
鉛直動に対する質点系モデルを第3-1図に、屋根スラブの面外剛性を屋根部分の剛性に考慮したモデルを第3-2図に示す。

上記2つのモデルによる燃料取替床レベル（E L 42.8m）の応答スペクトル（ $h = 2\%$ ）の比較を、基準地震動 $S_s - D$ を例に第3-3図に示す。

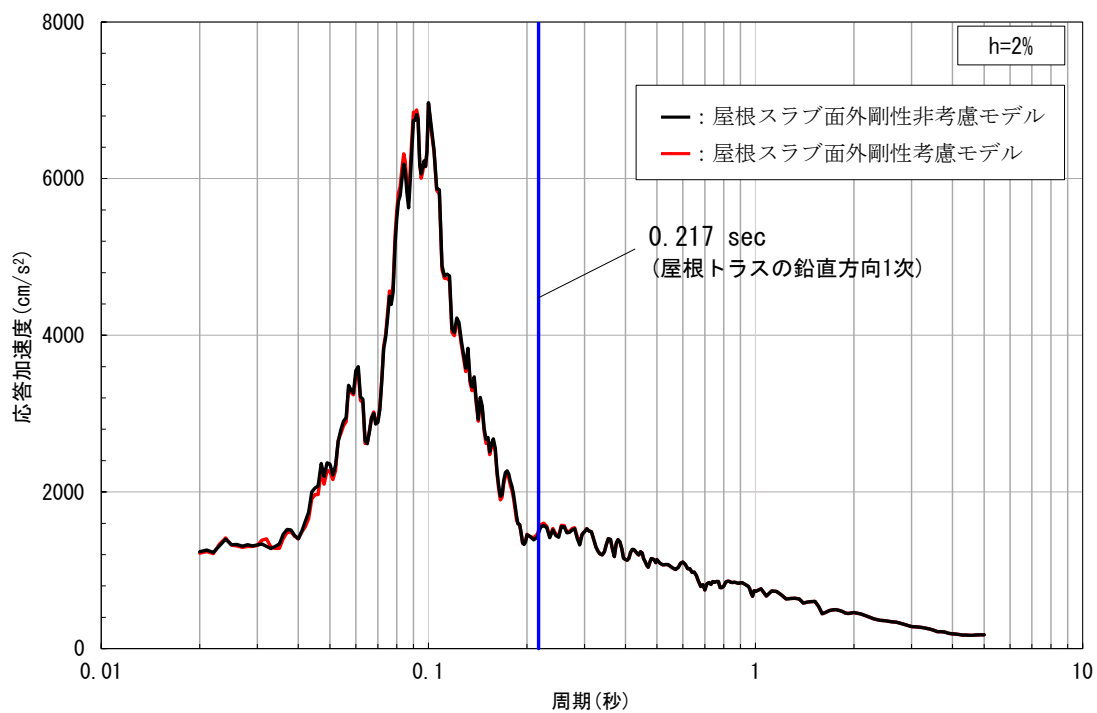
全周期帯にわたり、2つのモデルによる応答値の差はほとんど無く、屋根トラスの評価において無視できる範囲である。



第3-1図 鉛直動に対する質点系モデル
(屋根の面外剛性非考慮)



第3-2図 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)



第3-3図 燃料取替床レベル (E L 42.8m) の応答スペクトル
 (基準地震動 S s - D, h=2%) の比較

島根原子力発電所 2 号炉

建物・構築物の地震応答解析における
入力地震動の評価について
(耐震)

目 次

1. はじめに
2. 入力地震動評価における既工認からの変更点とその設定根拠及び影響について
3. 建物・構築物の入力地震動の算定に用いる解析モデルの詳細設計における適用方針について
4. 詳細設計段階における影響検討方針について
5. まとめ
6. 参考文献

参考資料－1 既工認と今回工認の入力地震動の評価手法の比較

参考資料－2 入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値

参考資料－3 2次元FEM解析モデル側面の境界条件

参考資料－4 既工認モデルと今回工認モデルによる入力地震動の比較

参考資料－5 2次元FEMモデルのメッシュ分割高さに関する検討

参考資料－6 2号炉主要建物における1次元波動論及び2次元FEMによる入力地震動の比較

1. はじめに

島根原子力発電所の建設時の工事計画認可申請書（以下「既工認」という。）では、原子炉建物等の地震応答解析における入力地震動は1次元波動論、2次元FEM解析又は直接入力（以下「1次元波動論又は2次元FEM解析等」という。）により評価を実施している。

今回の工事計画認可申請（以下「今回工認」という。）では、既工認において採用実績のある1次元波動論又は2次元FEM解析等を採用する方針であり、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を基に、対象建物・構築物の地盤条件を適切に考慮したうえで、2次元FEM解析又は1次元波動論により、地震応答解析モデルの入力位置で評価した入力地震動を設定する。

本資料は原子炉建物について、既工認と今回工認の入力地震動の評価手法及び解析モデルを示す。原子炉建物以外の建物・構築物及び土木構造物については評価手法を示し、解析モデルについては詳細設計段階で示す。

2. 入力地震動評価における既工認からの変更点とその設定根拠及び影響について

2.1 原子炉建物の入力地震動の評価について

原子炉建物の地震応答解析に用いる入力地震動の評価手法は、既工認と同様に1次元波動論及び2次元FEM解析を採用する。また、解析モデルについては、建設時以降の敷地内の追加地質調査結果の反映等により、最新のデータを基に、より詳細にモデル化したものである。

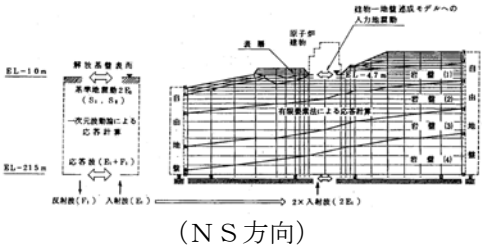
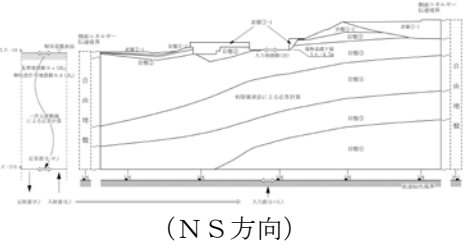
既工認と今回工認の評価手法及び解析モデルの比較を第2-1表及び第2-2表に示す。

2.2 原子炉建物以外の建物・構築物及び土木構造物の評価について

原子炉建物以外の建物・構築物及び土木構造物についても、評価手法は既工認において採用実績のある1次元波動論又は2次元FEM解析等を採用する方針とし、解析モデルは建設時以降の敷地内の追加地質調査結果等に基づき設定する。

建物・構築物及び土木構造物の既工認と今回工認の入力地震動の評価手法の比較について参考資料-1に示す。

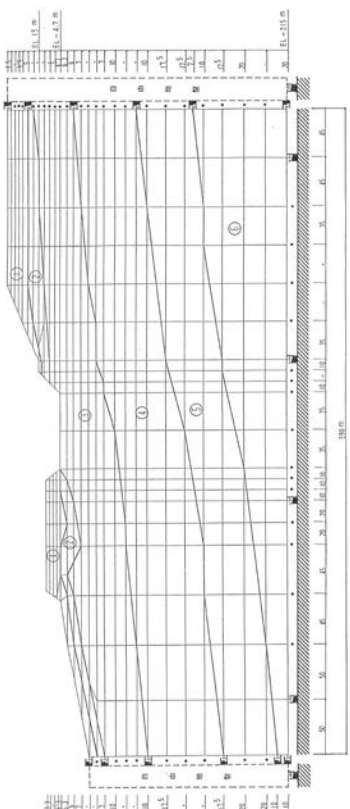
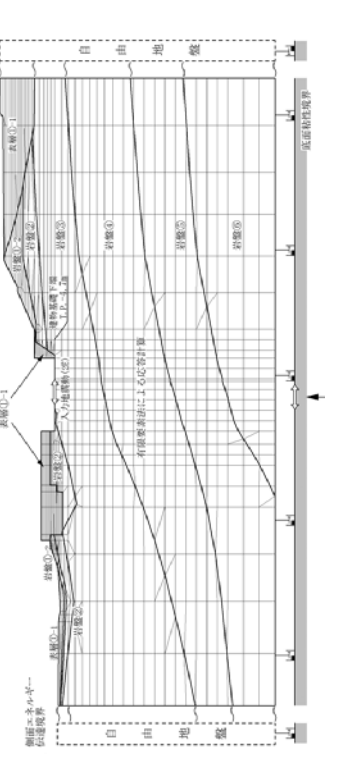
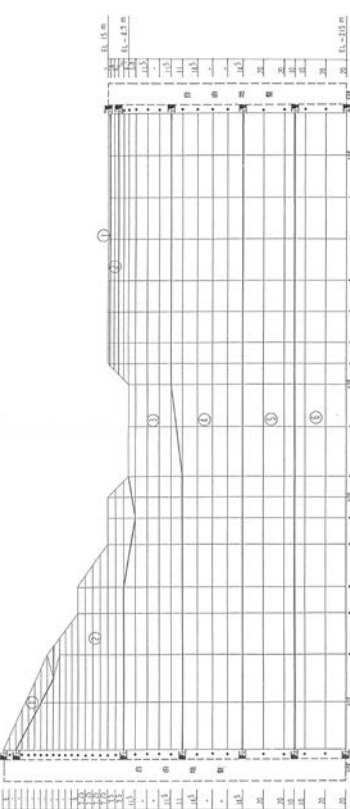
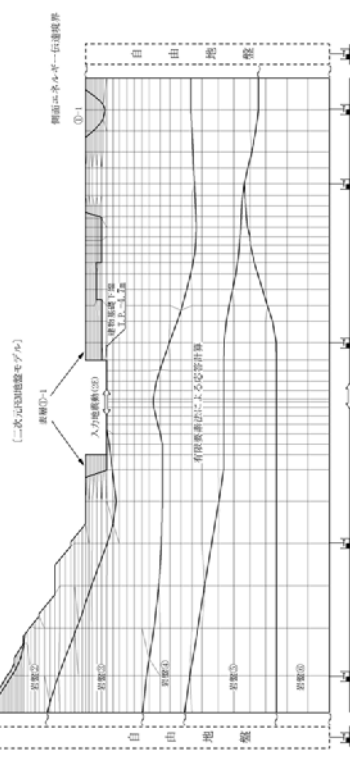
第2-1表 原子炉建物の地震応答解析に用いる入力地震動の評価手法
及び解析モデルの比較（主な解析条件）

	既工認	今回工認
入力地震動の評価（概要）	 <p>(NS方向)</p>	 <p>(NS方向)</p> <p>※解放基盤表面から T.P. -215m までの 1次元モデルは既工認と同じ。</p>
評価手法		
解析方法	周波数応答解析	同左
入力地震動の算定方法 [計算機コード]	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：1次元波動論[SHAKE] 引上げ：2次元FEM解析 [VESL-DYN] 	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：1次元波動論[SHAKE] 引上げ：2次元FEM解析 [SuperFLUSH]
入力地震動の解析モデル		
モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：解放基盤表面(T.P. -10m)から T.P. -215m までをモデル化 引上げ：幅は約 600m の範囲とし、高さは T.P. -215m 以浅をモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：同左 引上げ：同左
速度層区分	<u>建設時の地質調査結果に基づき設定</u>	<u>建設時の地質調査結果に加えて、建設時以降の敷地内の追加地質調査結果（ボーリング、PS検層）に基づき設定</u>
地盤物性値 ^{注1}	建設時の地質調査結果に基づき設定 ※表層地盤については文献 ⁽¹⁾ に基づく標準的な砂質土のひずみ依存性を考慮した等価物性値を設定	同左 ※表層地盤については、地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値を設定
境界条件 ^{注2} (2次元FEM)	<ul style="list-style-type: none"> 底面：粘性境界 側面：粘性境界 	<ul style="list-style-type: none"> 底面：粘性境界 側面：エネルギー伝達境界* ※側方地盤への波動の逸散をより詳細に評価する境界条件に変更
入力地震動出力位置	EL -4.7m	同左
備考	建設工認 第1回 添付書類IV-2-4-1 「原子炉建物の地震応答計算書」による	
地震応答解析モデル		
相互作用モデル	水平：地盤ばねモデル (SRモデル) 鉛直：—	水平：地盤ばねモデル (SRモデル) 鉛直：地盤ばねモデル (底面鉛直ばねモデル)
建物設置レベル	EL -4.7m	同左

— 箇所：主な相違点

注1：入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値を参考資料-2に示す。
 注2：2次元FEM解析モデル側面の境界条件を参考資料-3に示す。

第2-2表 原子炉建物の地震応答解析に用いる入力地震動の評価手法及び解析モデルの比較（2次元FEM解析モデル）

	既工認	今回工認
NS		
EW		

※ 今回工認モデルでは建物基礎底面レベルの振動を同一とするため、建物基礎底面レベルの平面を保持する拘束条件を設けている。
 また、建物床レベルの水平変位を同一とするため、切欠き地盤側面には水平変位を保持する拘束条件を設けている。

※ 入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値を参考資料-2に示す。

※ 既工認モデルと今回工認モデルによる入力地震動の比較を参考資料-4に示す。

※ 2次元FEMモデルのメッシュ分割高さを参考資料-5に示す。

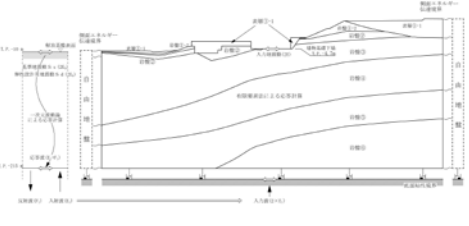
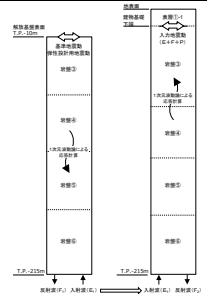
3. 建物・構築物の入力地震動の算定に用いる解析モデルの詳細設計における適用方針について

今回工認における S クラス施設を含む 2 号炉の主要な建物・構築物である原子炉建物及び制御室建物の入力地震動は、以下の通り算定することとする。

水平方向は、原子炉建物の既工認と同様に、速度層の傾斜及び建物周辺の地形等の影響を考慮するため、2次元 F E Mモデルを採用する。鉛直方向は、入力地震動に対する建物直下地盤による影響が大きく、速度層の傾斜等の影響は小さいと考えられることから、1次元波動論モデルを採用する。

原子炉建物及び制御室建物の入力地震動の算定方法について、今回工認の評価手法及び解析モデルを第 3-1 表に示す。

第 3-1 表 今回工認の原子炉建物及び制御室建物の入力地震動の算定方法

	水平方向	鉛直方向
入力地震動の評価 (概念図)		
評価手法		
入力地震動の算定方法 [計算機コード]	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：1次元波動論[SHAKE] 引上げ：2次元 F E M解析 [SuperFLUSH] 	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：1次元波動論[SHAKE] 引上げ：1次元波動論[SHAKE]
解析モデル		
モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：解放基盤表面(T.P. -10m)から T.P. -215m までをモデル化 引上げ：幅は約 600m の範囲とし、高さは T.P. -215m 以浅をモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> 引下げ：解放基盤表面(T.P. -10m)から T.P. -215m までをモデル化 引上げ：T.P. -215m 以浅の地盤を水平成層にモデル化
速度層区分	建設時の地質調査結果に加えて、建設時以降の敷地内の追加地質調査結果（ボーリング、P S 検層）に基づき設定	同左
地盤物性値	建設時の地質調査結果に基づき設定 ※表層地盤については、地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値を設定	同左

注 1 原子炉建物及び制御室建物について、水平方向・鉛直方向それぞれの 1次元波動論及び 2次元 F E Mによる入力地震動の比較を、参考資料-6 に示す。

4. 詳細設計段階における影響検討方針について

4.1 1次元波動論の入力地震動の保守性の確認

入力地震動の評価手法（参考資料－1）、1次元波動論及び2次元FEMによる入力地震動の比較（参考資料－6）を踏まえ、2次元FEMモデルの速度層に基づき設定した1次元波動論モデルにより入力地震動を算定している建物及び機器・配管について、詳細設計段階において、建物・内包する施設の重要度、及びそれらの許容限界に対する裕度を踏まえた上で、代表とする建物を選定し、2次元FEM解析による水平方向の入力地震動を算定し、1次元波動論による入力地震動の保守性を確認する。

1次元波動論と2次元FEM解析による入力地震動の加速度応答スペクトルを比較し、影響があると判断した場合は、2次元FEM解析による入力地震動を用いた地震応答解析により、建物及び機器・配管への影響検討を実施する。

4.2 表層地盤の物性値（せん断剛性(G)、減衰定数(h))を一定値にするための保守性の確認

入力地震動を算定する際の表層地盤の物性値については、既工認において表層地盤の物性値の変動による入力地震動に対する影響は小さいと判断していたことを踏まえ、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d それぞれの地震動レベルに応じた一定値を設定する方針であるが（参考資料－2）、詳細設計段階において、建物・内包する施設の重要度、及びそれらの許容限界に対する裕度を踏まえた上で、代表とする建物を選定し、地震動に応じた等価線形解析による入力地震動との比較により、表層地盤の物性値の影響検討を実施し、現行の設定方法の保守性を示す。

4.3 高振動数領域の応答に関する影響検討

建物・構築物の入力地震動の算定に用いる2次元FEMモデルについて、原子炉建物を代表として最高振動数（50Hz）に対して設定した比較用モデルによる解析を実施し、入力地震動への影響を評価した結果、高振動数領域（約30～50Hz）で比較用モデル（50Hz透過）が今回工認モデル（20Hz透過）を上回る周期帯があることから、高振動数領域の応答による影響が考えられる弁の動的機能維持評価等にあたっては、詳細設計段階において影響検討を実施する。（参考資料－5）

5. まとめ

原子炉建物等の地震応答解析における入力地震動について、今回工認では、既工認において採用実績のある1次元波動論又は2次元FEM解析等を採用する方針としている。

原子炉建物の地震応答解析に用いる入力地震動の評価手法及び解析モデルについて、既工認と今回工認を比較し、その差異について整理した。

なお、原子炉建物以外の建物・構築物及び土木構造物についても、評価手法は既工認において採用実績のある1次元波動論又は2次元FEM解析等を採用する方針とし、解析モデルは建設時以降の敷地内の追加地質調査結果に基づき設定する。

6. 参考文献

- (1) 大崎他，地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例，第5回日本地震工学シンポジウム，1978

既工認と今回工認の入力地震動の評価手法の比較

1. 入力地震動の評価手法について

建物・構築物の入力地震動の評価手法は、耐震クラス、各建物の埋込み状況及び周辺地盤への設置状況を踏まえて、以下の通り使い分けを行う。なお、埋込み及び切欠きの影響については適切に評価する。

<水平方向>

- ・ 「耐震Sクラス施設」の建物については、速度層の傾斜及び建物周辺の地形等の影響をより詳細にモデル化した「2次元FEM解析」を基本とする。(原子炉建物の既工認の考え方と同様)
- ・ 「耐震Sクラス施設以外」の建物については、「1次元波動論」による評価を基本する。(タービン建物等の既工認の考え方と同様)

<鉛直方向>

- ・ 入力地震動に対して建物直下地盤による影響が大きく、速度層の傾斜等の影響は小さいことから「1次元波動論」による評価を基本とする。(参考資料－6において、2次元FEM解析との比較により速度層の傾斜等の入力地震動への影響が小さいことを確認している。)

構内配置図を第1-1図に、各建物・構築物の入力地震動の評価手法の選定フローを第1-2図に示す。また、第1-2図に従い整理した建物・構築物の入力地震動の評価手法の使い分けの一覧を第1-1表に示す。

2. 入力地震動の評価手法の概念図

入力地震動の評価手法（直接入力、1次元波動論、2次元FEM解析）の概念図を、第2-1表に示す。

3. 入力地震動の評価手法の比較

建物・構築物及び土木構造物における、既工認と今回工認の入力地震動の評価手法の比較を第3-1表及び第3-2表に示す。

建物・構築物の入力地震動は建物基礎底面位置で評価する。なお、今回工認の建物・構築物の地震応答解析モデルは、既工認と同様に質点系モデルを採用する。

土木構造物の入力地震動は構造物の基礎底面又はFEMモデルの下端位置で評価する。なお、今回工認の取水槽及び屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）の地震応答解析モデルは、既工認から変更し、地盤－構造物連成系の2次元FEMモデルを採用する。

4. 1次元波動論モデルの速度層の設定例

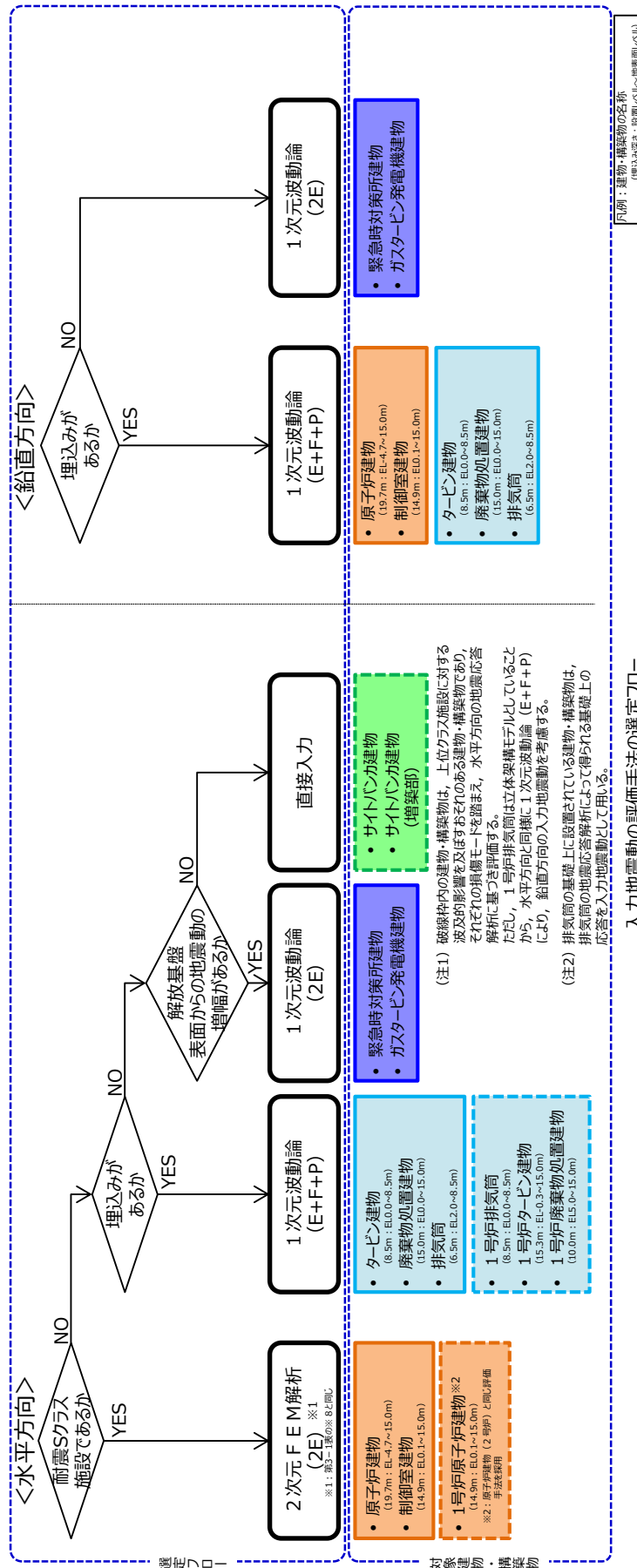
建物・構築物の1次元波動論モデルは、建物中央の速度層の層厚及び物性値に基づきモデル化する。1次元波動論モデルの速度層の設定例として、タービン建物及び廃棄物処理建物の速度層の設定方法を第4-1表に示す。これらの建物の1次元波動論モデルの速度層は、原子炉建物の2次元FEMモデルにおけるNS方向又はEW方向の速度層に基づき、建物中央でモデル化している。



第1-1図 構内配置図

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

4条-別紙16-参1-2



入力地震動の評価手法の選定フロー

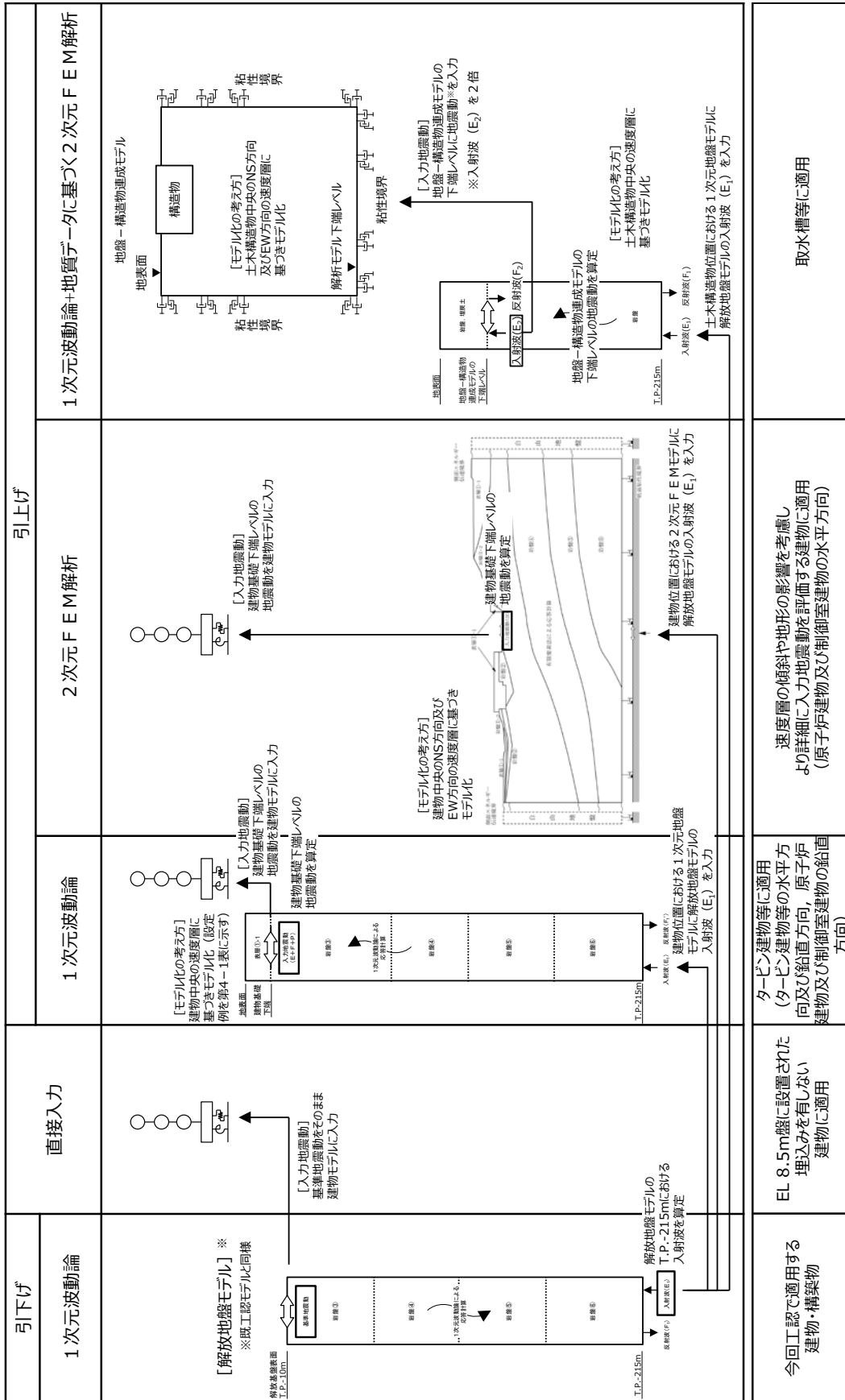
第1-2図 入力地震動の評価手法の選定フロー
4条-別紙16-参1-3

第1-1表 建物・構築物の入力地震動の評価方法

耐震クラス	建物・構築物の設置状況	建物・構築物	入力地震動の評価手法		選定理由等
			水平	鉛直	
Sクラス施設	埋込みあり	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建物 制御室建物 1号炉原子炉建物※1 	2次元FEM (2E) ※2	1次元波動論 (E+F+P)	<p>【水平方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> 原子炉建物 : 「Sクラス施設」として、既工認と同様に2次元FEMモデルを採用 制御室建物 : 「Sクラス施設」として、原子炉建物と同様に2次元FEMモデルを採用 1号炉原子炉建物 : 原子炉建物であることを踏まえ、原子炉建物(2号炉)と同じ評価手法を採用 <p>【鉛直方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> 建物の設置状況が「埋込みあり」のため、埋込みを考慮した1次元波動論(E+F+P)を採用
			<ul style="list-style-type: none"> タービン建物 廃棄物処理建物 排気筒 1号炉タービン建物※1 1号炉廃棄物処理建物※1 1号炉排気筒※1 	1次元波動論 (E+F+P)	<p>【水平方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> タービン建物 : 「Sクラス施設以外」として、「埋込みあり」として、既工認と同様に埋込みを考慮した1次元波動論を採用 廃棄物処理建物 : 同上 排気筒 : 同上 1号炉タービン建物 : 「Sクラス施設以外」として、「埋込みあり」として、タービン建物(2号炉)と同じ評価手法を採用 1号炉廃棄物処理建物 : 「Sクラス施設以外」として、「埋込みあり」として、廃棄物処理建物(2号炉)と同じ評価手法を採用 1号炉排気筒 : 「Sクラス施設以外」として、「埋込みあり」として、排気筒(2号炉)と同じ評価手法を採用 <p>【鉛直方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> 建物の設置状況が「埋込みあり」のため、埋込みを考慮した1次元波動論(E+F+P)を採用
Sクラス施設以外	埋込みあり	<ul style="list-style-type: none"> 緊急時対策所建物 ガスタービン発電機建物 	1次元波動論 (2E)	1次元波動論 (2E)	<p>【水平、鉛直方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> 緊急時対策所建物 : 「Sクラス施設以外」の建物で、「埋込みを有しない」、高台のEL44m盤に設置された「解放基礎表面からの地震動の増幅がある建物であることから、1次元波動論(2E)を採用 ガスタービン発電機建物 : 「Sクラス施設以外」の建物で、「埋込みを有しない」、高台のEL50m盤に設置された「解放基礎表面からの地震動の増幅がある建物であることから、1次元波動論(2E)を採用
			<ul style="list-style-type: none"> サイトパンカ建物※1 サイトパンカ建物(増築部)※1 	直接入力	<p>【水平方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> サイトパンカ建物 : 「Sクラス施設以外」の建物で、「埋込みを有しない」、EL8.5m盤に設置された「解放基礎表面からの地震動の増幅がない」解放基礎相当(Vs=1600m/s)の岩盤に支持された建物であることから、既工認と同様に直接入力を採用 サイトパンカ建物(増築部) : 「Sクラス施設以外」の建物で、「埋込みを有しない」、EL8.5m盤に設置された「解放基礎表面からの地震動の増幅がない」解放基礎相当(Vs=1600m/s)の岩盤に支持された建物であることから、サイトパンカ建物と同じ評価手法を採用
S A 施設	埋込みなし	<ul style="list-style-type: none"> 2号炉排気筒ニータ室※1 燃料移送ポンプエリア電巻防護対策設備※1 	排気筒の基礎上の地震応答解析結果を用いる	-	<p>【水平方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> 2号炉排気筒ニータ室 : 「排気筒の基礎上に配置されているため、排気筒の地震応答解析によって得られる基礎上の応答を入力地震動として採用 燃料移送ポンプエリア電巻防護対策設備 : 同上
			<ul style="list-style-type: none"> 高台(EL44m盤)もしくは(EL50m盤) 	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒 解放基礎相当の岩盤(EL8.5m盤) 	<p>【水平方向】</p> <ul style="list-style-type: none"> 高台(EL44m盤) : 「Sクラス施設以外」の建物で、「埋込みを有しない」、高台のEL44m盤に設置された「解放基礎表面からの地震動の増幅がある建物であることから、1次元波動論(2E)を採用 高台(EL50m盤) : 「Sクラス施設以外」の建物で、「埋込みを有しない」、高台のEL50m盤に設置された「解放基礎表面からの地震動の増幅がある建物であることから、1次元波動論(2E)を採用

※1 : 上位クラス施設に対する波及的影響を及ぼすおそれのある建物・構築物については、それぞれの損傷モードを踏まえ、水平方向の地震応答解析に基づき評価する。ただし、1号炉排気筒は立体架橋モデルとしており、水平方向と同様に1次元波動論(E+F+P)により、鉛直方向の入力地震動を考慮する。
 ※2 : 第3-1表の※8と同じ

第2-1表 入力地震動の評価手法の概念図
 (直接入力, 1次元波動論, 2次元FEM解析)



第3-1表 入力地震動の評価手法（建物・構築物）

建物・構築物		入力地震動の評価手法						建物・構築物の地震応答解析モデル			
		既工認		今回工認		変更理由		入力地震動出力位置	相互作用モデル		建物・構築物の設置レベル ^{※5}
		水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直		水平 ^{※4}	鉛直	
Sクラス施設の間接支持構造及びSクラス施設	原子炉建物	(引下げ) 1次元波動論 (引上げ) 2次元FEM解析 2E	—	(引下げ) 1次元波動論 (引上げ) 2次元FEM解析 2E ^{※8}	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	—	—	EL -4.7m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばねモデル)	EL -4.7m
	制御室建物	直接入力	—	(引下げ) 1次元波動論 (引上げ) 2次元FEM解析 2E ^{※8}	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	Sクラス施設を含む建物・構築物であるため、原子炉建物の評価手法と合わせる	—	EL 0.1m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばねモデル)	EL 0.1m
	タービン建物	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	埋込みによる影響を詳細に評価するため、J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に基づき、切欠き力を考慮する	—	EL 0.0m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばねモデル)	EL 0.0m
	廃棄物処理建物	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	埋込みによる影響を詳細に評価するため、J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に基づき、切欠き力を考慮する	—	EL 0.0m	ジョイント要素を用いた 3次元FEMモデル		EL 0.0m
	排気筒	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 ^{※1} E+F+P	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 ^{※1} E+F+P	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	—	—	EL 2.0m	地盤ばねモデル (立体架構モデル)		EL 2.0m
重要S A施設	ガスタービン発電機建物	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※2}	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※2}	—	—	EL 44.0m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばねモデル)	EL 44.0m
	緊急時対策所建物	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※3}	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※3}	—	—	EL 48.25m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばねモデル)	EL 48.25m
波及的影響を及ぼすおそれのある施設	1号炉原子炉建物	直接入力	—	(引下げ) 1次元波動論 (引上げ) 2次元FEM解析 2E	—	2号炉原子炉建物の評価手法と合わせる	—	EL 0.1m	ジョイント要素を用いた 3次元FEMモデル	—	EL 0.1m
	1号炉タービン建物	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	—	—	—	EL -0.3m	地盤ばねモデル (SRモデル)	—	EL -0.3m
	1号炉廃棄物処理建物	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	—	—	—	EL 5.0m	地盤ばねモデル (SRモデル)	—	EL 5.0m
	1号炉排気筒	直接入力	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 E+F+P	2号炉排気筒の評価手法と合わせる	—	EL 0.0m	地盤ばねモデル (立体架構モデル)		EL 0.0m
	サイトバンカ建物	直接入力	—	直接入力 ^{※6}	—	—	—	—	地盤ばねモデル (SRモデル)	—	EL 7.3m
	サイトバンカ建物(増築部)	—	—	直接入力 ^{※6}	—	—	—	—	基礎固定モデル	—	EL 7.3m
	2号炉排気筒モニタ室	—	—	排気筒の基礎上の地震応答解析結果を用いる ^{※7}	—	—	—	—	基礎固定モデル	—	EL 8.8m (排気筒基礎上)
	燃料移送ポンプエリア電巻防護対策設備	—	—	排気筒の基礎上の地震応答解析結果を用いる ^{※7}	—	—	—	—	基礎固定モデル	—	EL 8.7m (排気筒基礎上)

- ※1： 排気筒の既工認は、改造工認（平成25年）を示す。
- ※2： 高台のEL 44m盤に設置された埋込みを有しない建物であることから、「2E」とする。
- ※3： 高台のEL 50m盤に設置された埋込みを有しない建物であることから、「2E」とする。
- ※4： 水平方向の相互作用モデルにおいて、側面ばねは考慮しない。
- ※5： 代表的な設置レベルを示す。
- ※6： EL 8.5m盤に設置された埋込みを有しない建物であり、解放基盤相当（Vs=1600m/s）に支持されていることから、既工認と同様に直接入力とする。
- ※7： 排気筒の基礎上に設置されている建物・構築物であるため、排気筒の地震応答解析によって得られる基礎上の応答を入力地震動として用いる。
- ※8： 原子炉建物及び制御室建物の水平入力動は、2次元FEMモデルの切欠き地盤の表面応答であるため「2E」と表記しているが、建物の埋込みによる切欠き地盤を詳細にモデル化しているため、埋込みと切欠きの影響は入力地震動に考慮されている。

注1： 「E+F+P」は地盤の切欠き力の影響を考慮した建物基礎底面位置の地震動を表す。
 注2： 「2E」は地盤表面の地震動を表す。

第3-2表 入力地震動の評価手法（土木構造物）

土木構造物		入力地震動の評価手法					土木構造物の地震応答解析モデル		
		既工認		今回工認		入力地震動 出力位置	相互作用モデル		土木構造物の 設置レベル ^{※1}
		水平	鉛直	水平	鉛直		水平	鉛直	
Sクラス施設の間接構造物を含む 屋外重要土木構造物	取水槽	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -65.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -10.75m
	屋外配管ダクト (タービン建物 ~排気筒)	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -30.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 5.2m
	ディーゼル燃料貯蔵 タンク基礎	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -35.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 8.85m
	燃料移送系 配管ダクト	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -35.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 10.7m
	屋外配管ダクト (復水貯蔵タンク ~原予炉建物)	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -20.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 11.011m
	取水管	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -100.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -17.8m
	取水口	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -100.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -22.0m
津波防護施設	防波壁 (多重鋼管杭式 擁壁)	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -50.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -19.1m (杭下端レベル)
	防波壁 (鋼管杭式 逆T擁壁)	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -50.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -3.3m (杭下端レベル)
	防波壁 (波返重力擁壁)	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -50.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -13.0m (ケーソン下端 レベル)
	除じん機エリア 防水壁	—	—	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	—	基礎固定モデル		EL 8.8m (取水槽上)
重要S A施設	第1ベントフィルタ 格納槽	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -35.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 1.7m
	低圧原子炉代替注水 ポンプ格納槽	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -35.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL -0.3m
	緊急時対策用 燃料地下タンク	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL 35.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 46.8m
	ガスタービン 発電機用 軽油タンク基礎	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※3}	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※3}	EL 45.8m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばね モデル)	EL 45.8m
波及的影響を及ぼす そのある施設	輪谷貯水槽 (西側)	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E	EL -215.0m	地盤-構造物連成系の 2次元FEMモデル		EL 45.5m
	免震重要棟遮蔽壁	—	—	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※4}	(引下げ, 引上げ) 1次元波動論 2E ^{※4}	EL 49.7m	地盤ばねモデル (SRモデル)	地盤ばねモデル (底面鉛直ばね モデル)	EL 49.7m (壁下端レベル)
	循環水ポンプエリア 竜巻防護対策設備	—	—	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	—	基礎固定モデル		EL 8.8m (取水槽上)
	海水ポンプエリア 竜巻防護対策設備	—	—	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	—	基礎固定モデル		EL 8.8m (取水槽上)
	給気エリア防水壁	—	—	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	取水槽の地震応答 解析結果を 用いる ^{※2}	—	基礎固定モデル		EL 8.8m (取水槽上)

※1： 代表的な設置レベルを示す。

※2： 取水槽に設置されている土木構造物であるため、取水槽の地震応答解析によって得られる応答を入力地震動として用いる。

※3： 高台のEL 44m盤に設置された埋込みを有しない土木構造物であることから、「2E」とする。

※4： 高台のEL 50m盤に設置された埋込みを有しない土木構造物であることから、「2E」とする。

注1： 「2E」は、地盤-構造物連成モデルに入力する、地盤の入射波の2倍の地震動を示す。

第4-1表 速度層区分と1次元波動論モデルの設定例

(例1) タービン建物	(例2) 廃棄物処理建物		
<p>設定根拠</p>	<p>原子炉建物の2次元FEMモデルにおけるNS方向の速度層に基づき、建物中央でモデル化</p>	<p>設定根拠</p>	<p>原子炉建物の2次元FEMモデルにおけるEW方向の速度層に基づき、建物中央でモデル化</p>

入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値

1. 入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値

原子炉建物の今回工認の入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値を第 1-1 表に示す。表層地盤を除く岩盤の地盤物性値は、既工認で設定した値を用いる。なお、既工認では埋戻し土としてモデル化していた今回工認の①-2 層については、C_L級及びD級の岩盤であり、S波速度 (Vs) は小さいが、検討建物から離れたわずかな領域に分布しており、地震時の非線形性が建物の入力地震動に与える影響は小さいと判断し、地質調査結果に基づく地盤物性値を用い、線形として扱う。

今回工認モデルにおいては、埋戻し土を反映した表層地盤 (層番号①-1) について、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d それぞれに対して、2次元 FEMモデルによる等価線形解析に基づき等価物性値 (剛性, 減衰定数) を詳細設計段階で設定することとする。なお、既工認モデルにおける表層地盤 (層番号①) については、基準地震動 S₁ 及び S₂ に対する 1次元モデルによる等価線形解析に基づき、等価物性値 (剛性) を設定している。

第 1-1 表 入力地震動評価用解析モデルの地盤物性値

層番号 ^{注1}		S波速度 Vs (m/s)	P波速度 Vp (m/s)	単位体積 重量 ^{注3} γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν (-)	ヤング係数 ^{注3} E (×10 ⁵ kN/m ²)	せん断 弾性係数 ^{注3} G (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)
既工認	今回工認							
①	①-1	等価線形解析及び試験結果に基づき設定						
	①-2	250	800	20.6	0.446	3.80	1.31	3 ^{注2}
②	②	900	2100	23.0	0.388	52.9	19.0	3 ^{注2}
③	③	1600	3600	24.5	0.377	176.5	64.0	3
④	④	1950	4000	24.5	0.344	256.0	95.1	3
⑤	⑤	2000	4050	26.0	0.339	283.4	105.9	3
⑥	⑥	2350	4950	27.9	0.355	427.6	157.9	3

注 1 : 層番号は解析モデル図(4条-別紙 16-4 第 2-2 表)を参照。

注 2 : 既工認では、慣用値として 5%と設定。

注 3 : 単位体積重量, ヤング係数及びせん断弾性係数については、今回工認では既工認の値 (MKS 単位系) を単位換算 (SI 単位系) した値を示す。

表層地盤 (①-1 : 埋戻し土) のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性と等価物性値の設定の考え方を、既工認と比較して第 1-2 表に示す。

埋戻し土の剛性と減衰のひずみ依存性は、既工認では文献⁽¹⁾に基づく標準的な砂

質土のひずみ依存性としていたが、今回工認では試験結果に基づくひずみ依存性に変更する。

なお、島根原子力発電所の建物・構築物の支持地盤は硬質岩盤であるため、既工認において表層地盤のみ地震動レベルに応じた非線形性を考慮することとし、表層地盤の物性値の変動による入力地震動に対する影響は小さいと判断していたことを踏まえ、剛性及び減衰定数はそれぞれの地震動レベル（ S_s 、 S_d ）に対して一定値を設定する。

第1-2表 表層地盤のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性と等価物性値の設定の考え方

	既工認	今回工認
埋戻土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性		<p>第762回審査会合 資料1-1「島根原子力発電所2号炉防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価について」より引用</p>
設定根拠	文献 ⁽¹⁾ に基づく標準的な砂質土のひずみ依存性	埋戻土における動的変形試験結果により設定したひずみ依存性
評価フロー	<p>2号炉原子炉建物の1次元波動論モデルに基づき設定</p> <p>表層地盤の初期せん断弾性係数(G_0)、ひずみ依存性($G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$)を設定</p> <p>等価線形解析による収束計算 ← 基準地震動 S_1, S_2</p> <p>S_1, S_2による収束値から算定した平均的な剛性低下率に基づき、等価せん断弾性係数(G)を設定</p> <p>各建物の表層地盤の物性値に設定</p> <p>表層地盤の有効ひずみ、剛性及び減衰 $G(\text{平均}) = \sum H\delta / \sum H$ 剛性低下率 = $G(\text{平均}) / G_0$ ※剛性低下率は S_1, S_2 共通とし、表層地盤の3層の平均値に基づき設定</p>	<p>2号炉原子炉建物のNS方向及びEW方向の2次元FEMモデルに基づき設定</p> <p>表層地盤の拘束圧依存性を考慮した初期せん断弾性係数(G_0)、ひずみ依存性($G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$)を設定</p> <p>等価線形解析による収束計算 ← 基準地震動 S_s、弾性設計用地震動 S_d</p> <p>S_s, S_dによる各要素の収束値から算定した平均的な剛性低下率に基づき、S_s, S_dそれぞれの等価せん断弾性係数(G)及び減衰定数(h)を設定</p> <p>各建物の表層地盤の物性値に設定</p>
等価物性値	基準地震動 S_1 , S_2	
	せん断剛性 (G)	減衰定数 (h)
	0.65 (t/cm^2) (剛性低下率 G/G_0 0.485)	5% (慣用値)
基準地震動 S_s , 弾性設計用地震動 S_d		
せん断剛性 (G)	減衰定数 (h)	
詳細設計段階で S_s , S_d それぞれの等価線形解析に基づき設定		

2. 参考文献

- (1) 大崎他, 地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第5回 日本地震工学シンポジウム, 1978

2次元FEM解析モデル側面の境界条件

1. 2次元FEM解析モデル側面の境界条件

2次元FEM解析モデルの側面の境界条件については、既工認では粘性境界を用いていたが、今回工認ではエネルギー伝達境界に変更する。

側面の境界条件はFEM部分から側方地盤への波動の逸散を考慮したものであり、粘性境界は隣接する側方地盤との変位の関係から、エネルギー伝達境界はFEM部分と側方地盤全体の変位分布の関係からこの逸散を考慮している。

粘性境界とエネルギー伝達境界の比較を第1-1表に示す。

粘性境界はダッシュポットを用いた速度比例型の減衰力により、側方地盤への波動の逸散を考慮する。解の精度が良く、計算も容易である。

一方、エネルギー伝達境界はFEM部分の境界節点と側方地盤との変位分布の差から、側方地盤への波動の逸散を考慮する。解の精度がとても良く、より現実に即した解析結果を得ることができる。なお、先行プラントの工認において適用実績がある。

第1-1表 側面の境界条件⁽¹⁾

境界処理法	概念図	説明	定式化の難易度	計算上の特徴	解の精度	その他
粘性境界		・速度比例型の減衰力により波動逸散波を吸収	容易	・計算は容易 ・ $[K^*]$ は対角またはバンドマトリクス	○	・手間と制度のバランスが良い ・周波数応答/時刻歴解析の双方に適用可能 ・1~3次元で適用可能
エネルギー伝達境界		・一般化表面波の固有モードを合成し、側方の水平成層地盤と結合	難解	・計算は煩雑、かつ固有値解析に計算時間を要する ・側方の $[K^*]$ はフルマトリクス	◎	・2次元および軸対称の周波数応答のみ適用可能

(参考文献(1)より引用)

2. 参考文献

- (1) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996

既工認モデルと今回工認モデルによる入力地震動の比較

1. 検討条件

原子炉建物の入力地震動の評価に用いる2次元FEMモデルについて、4条一別紙16-4第2-2表に示す既工認モデルと今回工認モデルを用いた基準地震動S_s-Dによる入力地震動を比較する。なお、既工認モデルの表層地盤の物性値及び減衰定数については既工認の値を用い、今回工認モデルの表層地盤の物性値及び減衰定数については、 $G/G_0=0.2$ 及び $h=8\%$ と設定した。

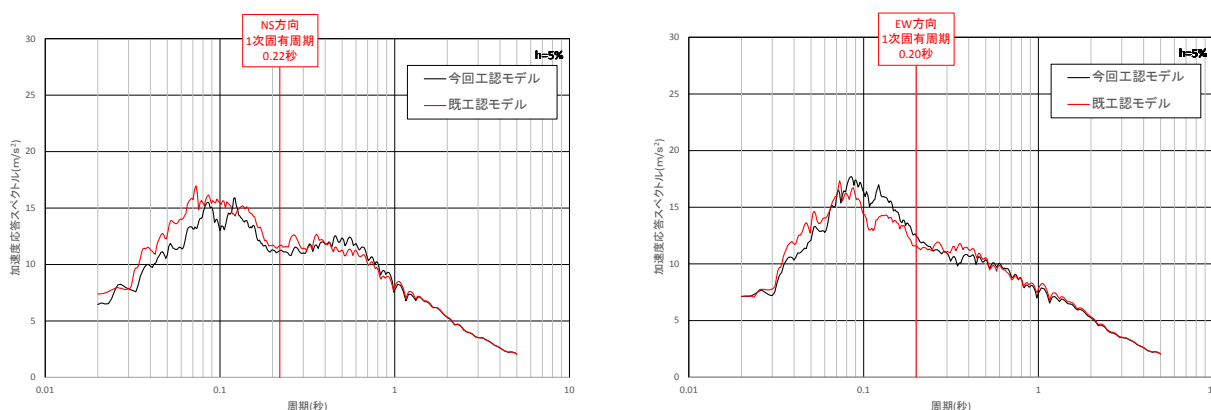
解析プログラムは、既工認モデル及び今回工認モデルともにSuperFLUSHを用いる。

2. 検討結果

既工認モデルと今回工認モデルによる入力地震動の加速度応答スペクトルの比較を第2-1図に示す。

既工認モデルと今回工認モデルによる入力地震動を比較すると、一部の周期帯において差異はあるものの、加速度応答スペクトルの傾向は概ね一致しており、建物の応答値への影響は軽微である。

以上のことから、今回工認モデルは、建設時の地質調査結果に加えて、建設時以降の追加地質調査結果に基づき設定しており、妥当である。



(NS方向)

(EW方向)

第2-1図 既工認モデルと今回工認モデルによる
入力地震動の加速度応答スペクトルの比較

2次元FEMモデルのメッシュ分割高さに関する検討

1. メッシュ分割高さの設定方法

2次元FEMモデルのメッシュ分割高さは、設備の耐震設計で考慮する振動数を踏まえて設定することとし、今回工認は既工認と同様に最高振動数（20Hz）に対して設定する。

メッシュ分割高さ H は、先行審査実績と同様に J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示された以下の基準を満足するように設定している。

$$H \leq \frac{1}{5} \frac{V_s}{f_{\max}}$$

ここで、 V_s : S波速度 (m/s)

f_{\max} : 最高透過振動数 (Hz)

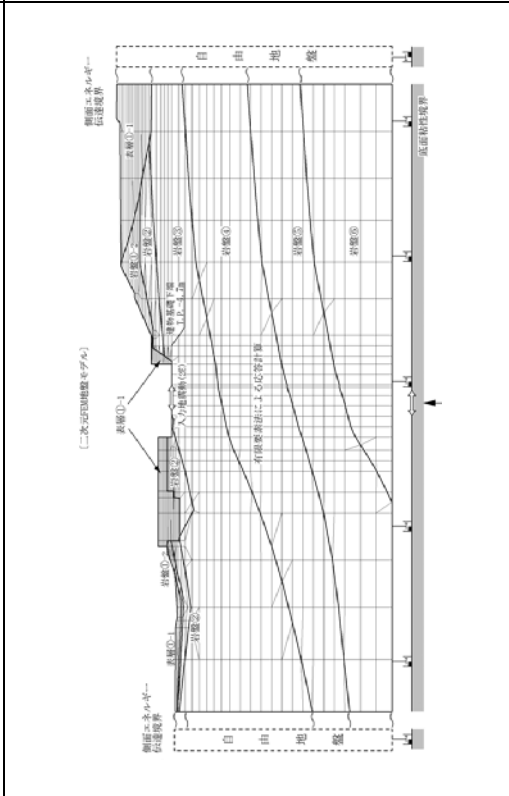
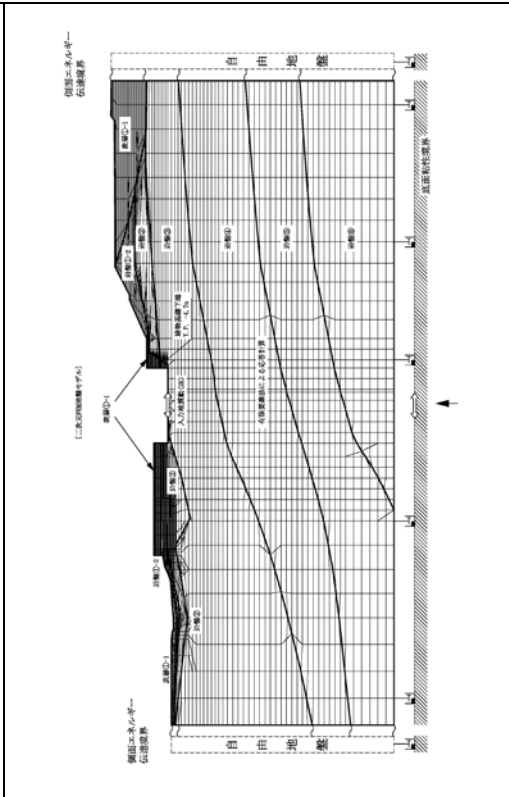
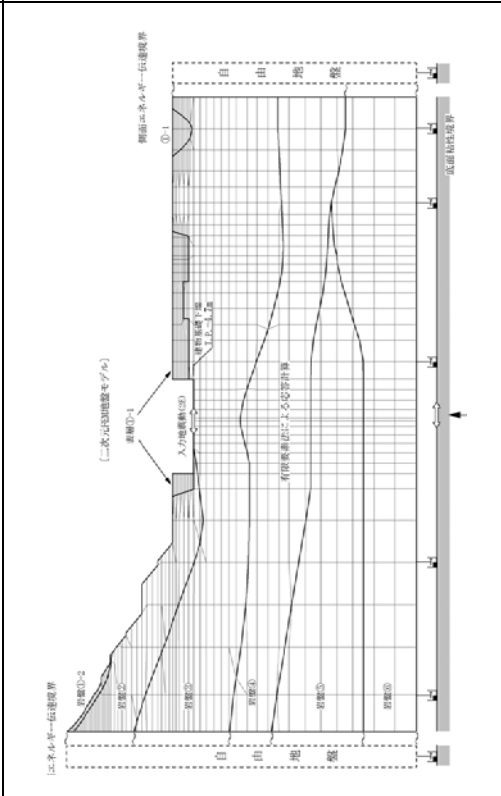
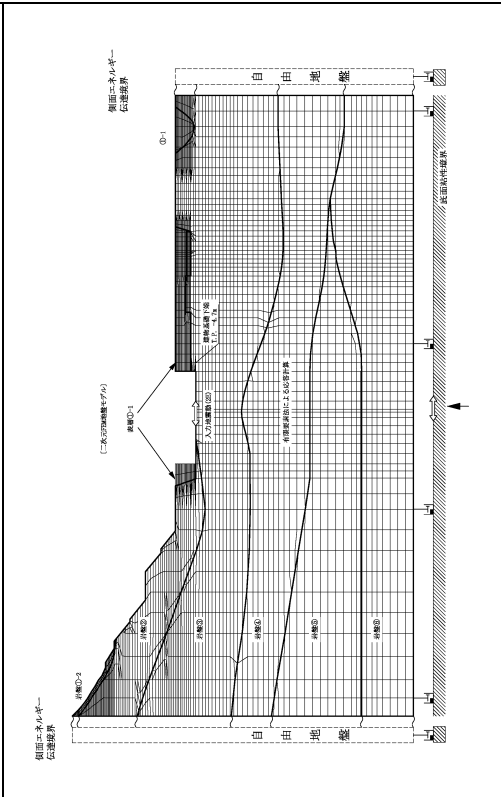
2. メッシュ分割高さの違いによる影響検討

2.1 検討条件

メッシュ分割高さの妥当性を確認するため、原子炉建物を代表として最高振動数（50Hz）に対して設定した比較用モデルによる解析を実施し、入力地震動への影響を評価する。

第2-1表に今回工認モデルと比較用モデルにおける2次元FEMモデル図を示す。

第2-1表 今回工認モデル(20Hz透過)と比較用モデル(50Hz透過)における2次元FEM解析モデル図

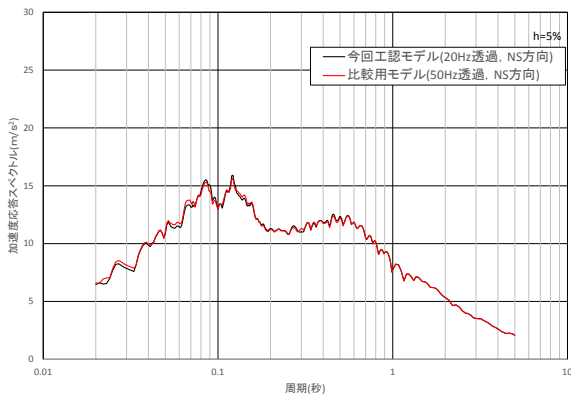
	今回工認モデル(20Hz透過)	比較用モデル(50Hz透過)
NS		
EW		

2.2 検討結果

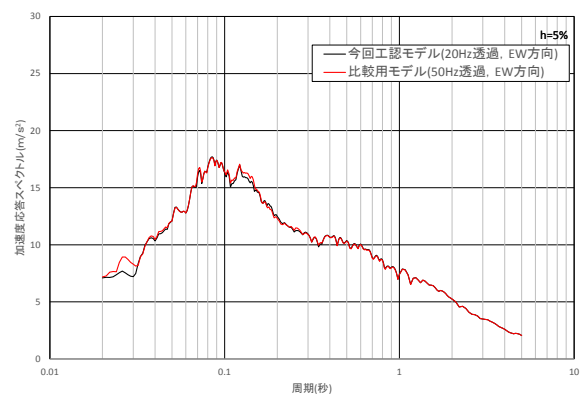
基準地震動 $S_s - D$ による入力地震動の加速度応答スペクトルの比較を第 2-1 図に示す。

今回工認モデル (20Hz 透過) 及び比較用モデル (50Hz 透過) において、両者の加速度応答スペクトルは概ね一致していることから、今回工認においても既工認と同様に 20Hz を透過させるようにメッシュ分割高さを設定する。なお、先行サイトの審査実績においても、建物・構築物を入力地震動の算定に用いる 2 次元 FEM モデルにおけるメッシュ分割高さは 20Hz を考慮して作成されている。

ただし、EW 方向において高振動数領域 (約 30~50Hz) で比較用モデル (50Hz 透過) が今回工認モデル (20Hz 透過) を上回る周期帯があることから、高振動数領域の応答による影響が考えられる弁の動的機能維持評価等にあたっては、詳細設計段階において影響検討を実施する。



(NS 方向)



(EW 方向)

第 2-1 図 基準地震動 $S_s - D$ における入力地震動の
加速度応答スペクトルの比較 (今回工認モデル, 比較用モデル)

2号炉主要建物における1次元波動論及び2次元FEMによる入力地震動の比較

1. 検討条件

原子炉建物及び制御室建物について、解析モデルの違いによる入力地震動への影響を確認するため、基準地震動S_s-Dを用いて、第1-1表に示す比較検討を実施した。

第1-1表 2号炉主要建物の入力地震動の解析モデルの比較
(引上げモデル)

	今回工認モデル	比較用モデル
水平方向	2次元FEMモデル	1次元波動論モデル
鉛直方向	1次元波動論モデル	2次元FEMモデル

2. 検討結果

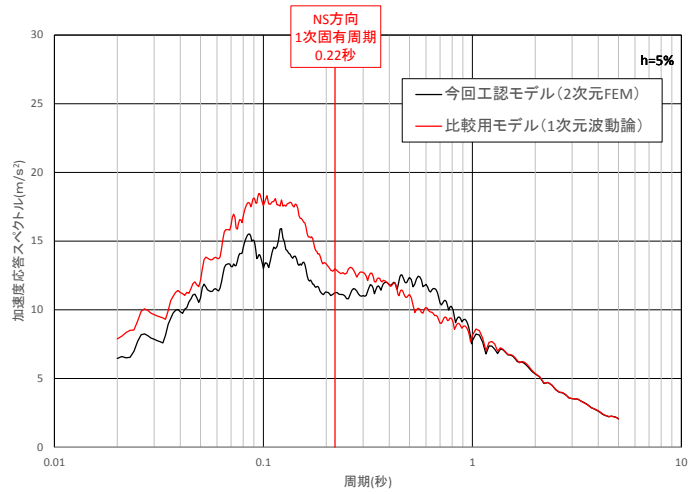
入力地震動の加速度応答スペクトルの比較を第2-1図に示す。

2.1 水平方向

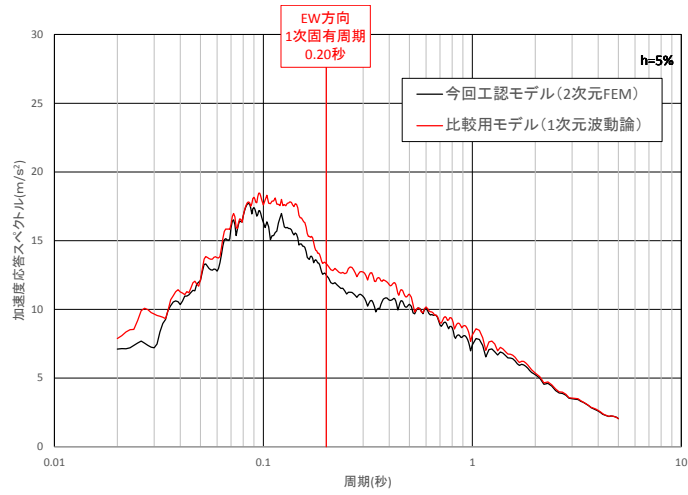
水平方向は、2次元FEMモデル及び1次元波動論モデルで多少の差異が認められ、また、地盤の傾斜をモデル化しているNS方向においてその差が大きくなっているが、2次元FEMモデルでは地盤の速度層の傾斜及び建物周辺の地形の影響等をより詳細に評価できると考えられることから、原子炉建物の既工認と同様に、水平方向の解析において2次元FEMモデルによって求められる入力地震動を用いることは適切である。

2.2 鉛直方向

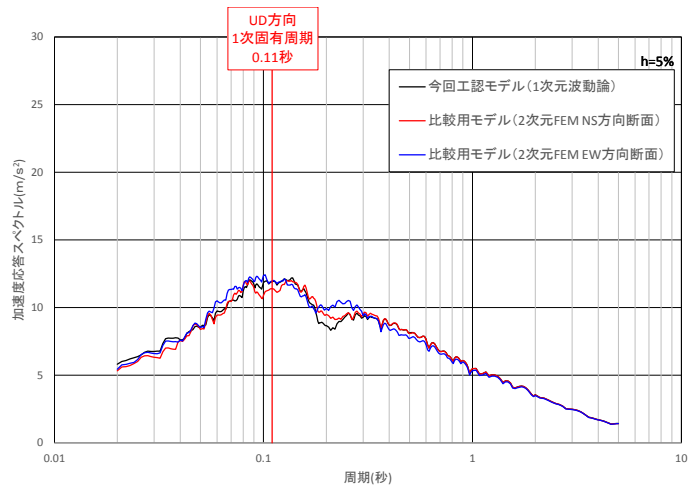
鉛直方向は、建物直下地盤による影響が大きく、1次元波動論モデルと2次元FEMモデルの加速度応答スペクトルは概ね一致している。また、それぞれの建物の固有周期における加速度応答スペクトルの値に大きな差はない。よって、モデルの違いによる入力地震動への影響は軽微であり、鉛直方向の解析において1次元波動論モデルによって求められる入力地震動を用いることは適切である。



(水平方向 (NS方向))

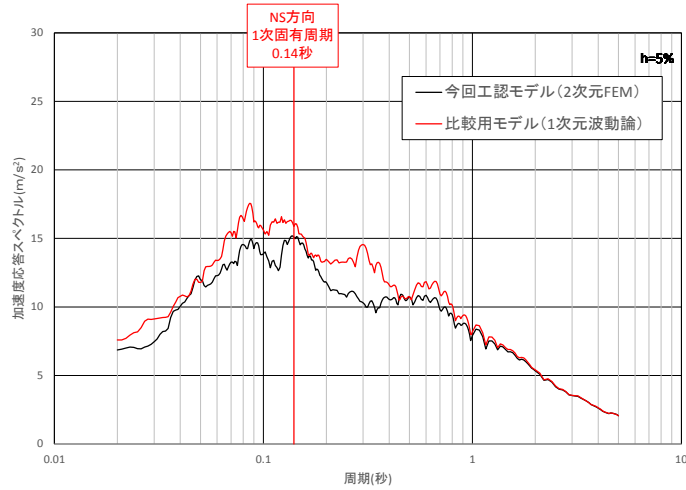


(水平方向 (EW方向))

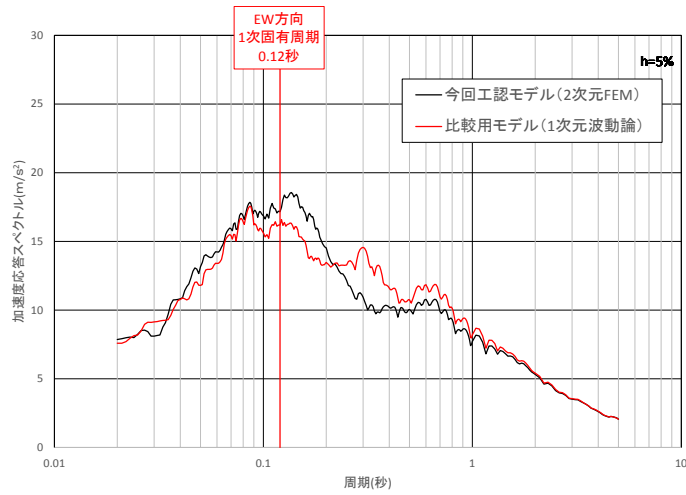


(鉛直方向)

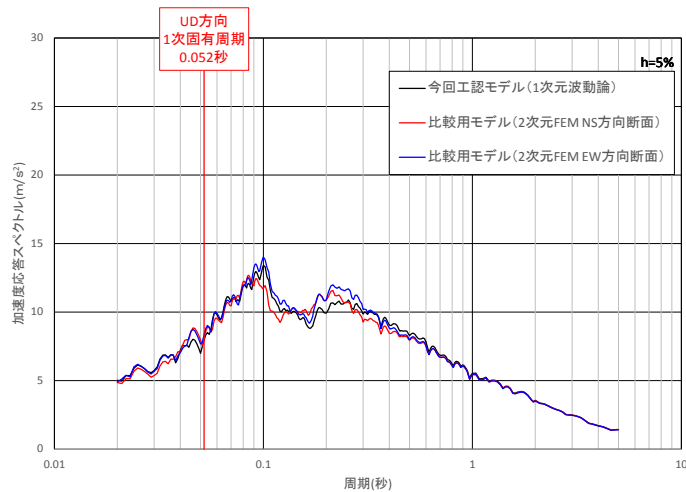
第2-1(1)図 1次元波動論及び2次元FEMによる入力地震動の比較
(原子炉建物)



(水平方向 (NS方向))



(水平方向 (EW方向))



(鉛直方向)

第2-1(2)図 1次元波動論及び2次元FEMによる入力地震動の比較
(制御室建物)