1.3　地震及び津波への対応

1.3.1　地震への対応

1.3.1.1　機器の対応

原子炉圧力容器・格納容器注水設備，原子炉格納容器内窒素封入設備，使用済燃料プール設備，原子炉圧力容器・格納容器ホウ酸水注入設備，汚染水処理設備等及び電気系統設備は，地震により想定されるリスクを評価しており，機能喪失時の代替手段を定めている。

1.3.1.2　建屋の対応

対象設備は，燃料を内包する建屋（１～６号機原子炉建屋，運用補助共用施設共用プール棟）及び地下に滞留水を貯留する建屋（１～４号機原子炉建屋，１～４号機タービン建屋，１～４号機廃棄物処理建屋，１～４号機コントロール建屋，プロセス主建屋，高温焼却炉建屋）とする。

(1) １～６号機原子炉建屋

１～６号機原子炉建屋の損傷状況や温度上昇等を考慮した，基準地震動Ｓｓによる耐震安全性評価を実施し，耐震壁及び使用済燃料プール躯体が終局状態に至らないことを確認している。※1

※　1：福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その１）（東京電力株式会社，平成２３年５月２８日）
福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その１）（追補版）（改訂２）（東京電力株式会社，平成２４年１２月２５日）
福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その２）（東京電力株式会社，平成２３年７月１３日）
福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その３）（東京電力株式会社，平成２３年８月２６日）
福島第一原子力発電所１～４号機本館建物の基準地震動 Ss に対する耐震安全性評価について（東京電力株式会社，平成２５年２月２１日，特定原子力施設監視・評価検討会（第４回）資料５－１）

(2) 運用補助共用施設共用プール棟

運用補助共用施設共用プール棟の耐震壁および使用済燃料共用プール躯体について，基準地震動Ｓｓによる耐震安全性評価を実施し，問題ないことを確認している（Ⅱ.2.12 参照）。

(3) プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋

プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋について，基準地震動Ｓｓに対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁のせん断ひずみが弾性範囲内であることを確認している。※2，3

※2：プロセス主建屋への移送に関する報告書（東京電力株式会社，平成２３年4月１８日）

※3：プロセス主建屋及び雑固体廃棄物減容処理建屋（以下，高温焼却炉建屋）への移送に関する報告書（東京電力株式会社，平成２３年5月１５日）

(4)地下に滞留水を貯留する１～４号機原子炉建屋，１～４号機タービン建屋，１～４号機廃棄物処理建屋及び１～４号機コントロール建屋

１～４号機原子炉建屋について，基準地震動Ｓsに対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁が終局状態に至らないことを確認している（１～３号機についてはⅡ.2.6，４号機については添付資料－３参照)。

また，１～４号機タービン建屋，１～４号機廃棄物処理建屋及び１～４号機コントロール建屋について，それぞれ代表号機を選定した上で，基準地震動Ｓｓに対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁が終局状態にいたらないことを確認している。また，代表号機以外については，代表号機の評価結果を踏まえ，建屋の類似性等を考慮して，耐震安全性を評価し，問題ないことを確認している。ここで，代表号機は滞留水の容量が最大の号機とする。（Ⅱ.2.6 参照）

(5) １～４号機原子炉建屋の点検について

１～４号機原子炉建屋について，作業安全性が確認された時点で，点検を実施する。

４号機原子炉建屋の点検は，使用済燃料プールと原子炉ウェルの水位測定，ひび割れ調査，建屋の垂直性の確認，コンクリートの強度確認を行う。このうち，使用済燃料プールと原子炉ウェルの水位測定とひび割れ調査は4回/年，建屋の垂直性の確認とコンクリートの強度確認は1回/年，プール燃料取り出し完了まで実施する。なお，プール燃料取り出し完了後は，建物耐久性維持の観点から必要な点検を実施する。

放射線量が高く，建屋内への進入が困難である１～３号機原子炉建屋については，遠隔操作装置等による点検手法を検討の上，点検を実施する。

1.3.1.3　その他の対応

(1) 1/2 号機共用排気筒の解体について

1/2 号機共用排気筒は，震災後の点検で一部の部材に損傷が確認されたことから，耐震上の裕度を向上させるため，排気筒の上部を解体する。

1.3.2　津波への対応

1.3.2.1　アウターライズ津波を想定した対応

過去に福島沖のアウターライズで大規模な地震・津波が発生したことは知られていないものの，東北地方太平洋沖地震の影響によってアウターライズにおける地震の発生が専門家によって指摘されていることから（Ｌａｙ　ｅｔ　ａｌ．（２０１１）等)，福島沖のア

ウターライズにおける地震に伴う津波を想定する。

津波の評価にあたって想定する地震規模については，日本海溝でのアウターライズ地震の既往最大規模は１９３３年昭和三陸地震（Ｍｗ８．４）であるが，ここでは，より安全側の評価としてプレート境界で発生した地震ではあるものの，三陸沖で過去に発生した最大規模の地震として１６１１年慶長三陸地震の地震規模Ｍｗ８．６を採用する。

また，評価にあたっては，波源の断層パラメータの不確かさを考慮することとし，断層の位置，走向を変化させ，発電所の津波高さが最大となる場合を想定する。

上記解析の結果，発電所港湾内から敷地（１～４号機側Ｔ．Ｐ．約＋８．５ｍ，５・６号機側Ｔ．Ｐ．＋約１１．５ｍ）への遡上は確認されないものの，敷地南東側から１～４号機側敷地（Ｔ．Ｐ．＋約８．５ｍ）への遡上が確認された。このため，敷地の南東部に仮設防潮堤を設置することとし，これをモデル化した数値解析を実施した。その結果，仮設防潮堤により敷地への遡上を防ぐことができることを確認したことから，敷地の南東部に仮設防潮堤を設置した。（添付資料－１）

1.3.2.2　アウターライズ津波を超える津波を想定した対応

(1)機器の対応

原子炉圧力容器・格納容器注水設備，原子炉格納容器内窒素封入設備，使用済燃料プール設備，原子炉圧力容器・格納容器ホウ酸水注入設備，汚染水処理設備等及び電気系統設備は，津波により想定されるリスクを評価しており，機能喪失時の代替手段を定めている。

また，５・６号機については，津波により想定されるリスクを評価しており，機能喪失時の代替手段を定めている。

(2)建屋の対応

対象設備は，燃料を内包する建屋（１～４号機原子炉建屋，運用補助共用施設共用プール棟）及び地下に滞留水を貯留する建屋（１～４号機原子炉建屋，１～４号機タービン建屋，１～４号機廃棄物処理建屋，１～４号機コントロール建屋，プロセス主建屋，高温焼却炉建屋）とする。

平成２３年３月１１日に発生した東北地方太平洋沖地震による津波に対し，１～４号機原子炉建屋，１～４号機タービン建屋，１～４号機廃棄物処理建屋，１～４号機コントロール建屋，運用補助共用施設共用プール棟，プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋について，津波による外壁や柱等の構造躯体に有意な損傷は確認されていない。

なお，地下に汚染水が貯留する建屋について，現場の状況等を勘案し，津波襲来時の地下からの汚染水流出防止を目的に，建屋開口部の閉塞等，低減対策を実施していく。

また，５・６号機については，平成２３年３月１１日に発生した東北地方太平洋沖地震による津波に対し，５・６号機原子炉建屋，５・６号機タービン建屋，５・６号機廃棄物処理建屋，５・６号機コントロール建屋について，津波による外壁や柱等の構造躯体に有

意な損傷は確認されていない。

1.3.2.3　今後の対応

原子力発電所で想定すべき津波については，東北地方太平洋沖地震を踏まえ，現在国によって検討が行われており，これら状況を注視しつつ必要に応じて今後の津波に対する安全性評価及び対策へ反映していく。

1.3.3　添付資料

添付資料－１　アウターライズ津波を想定した対策

添付資料－２　福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その１）（東京電力株式会社，平成２３年５月２８日）

添付資料－３　福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その１）（追補版）（改訂２）（東京電力株式会社，平成２４年１２月２５日）

添付資料－４　福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その２）（東京電力株式会社，平成２３年７月１３日）

添付資料－５　福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その３）（東京電力株式会社，平成２３年８月２６日）

添付資料－６　福島第一原子力発電所１～４号機本館建物の基準地震動 Ss に対する耐震安全性評価について（東京電力株式会社，平成２５年２月２１日，特定原子力施設監視・評価検討会（第４回）資料５－１）

添付資料－７　福島第一原子力発電所４号機原子炉建屋健全性確認のための定期点検頻度の見直しについて（東京電力株式会社，平成２６年５月２日，特定原子力施設監視・評価検討会（第２１回）参考６）

添付資料－１

アウターライズ津波を想定した対策

1.　仮設防潮堤（フィルターユニット）の設置

アウターライズ津波への対策としての仮設防潮堤は，切迫性の高いとされる津波に対する緊急的な対策として，平成２３年６月末に設置完了している。

仮設防潮堤については，今回の地震により地盤が沈下した量（約０．７ｍ）も加味し，Ｔ．Ｐ．＋８．５ｍ盤各所において想定されたアウターライズ津波の高さに対して求められた浸水深さに対して必要な防潮堤高さを設定し，総延長約４００ｍの仮設防潮堤を構築した。

設計では，砕石を詰めた１段０．６ｍの高さの堤体（フィルターユニットエコグリーン）を津波浸水深と津波の衝撃波力に抵抗できる規模（高さとせん断抵抗が必要な堤体敷幅）まで積み上げた（最大Ｔ．Ｐ．＋１２．７ｍ）。

津波の衝撃波力※については，防潮堤がない場合の進行波の浸水深の３倍の静水深による水圧を仮設防潮堤の前面に作用させ，各断面（最大７段積：Ｔ．Ｐ．＋１２．７ｍの高さまで）での津波波力に対する抵抗力を求め，全ての断面形状での堤体のすべりに対する安全性を確認している。また，仮設防潮堤の前面は，遮水材（ＣＶスプレー）により覆われており遮水効果も有している。

以上のことから，アウターライズ津波を想定しても，仮設防潮堤によりＴ．Ｐ．＋８．５ｍ盤への海水の浸入は防止でき，各設備・施設の機能は維持される。

※：津波波力の算定については，「朝倉ほか（２０００）」，「津波避難ビル等に係るガイドライン（２００５）内閣府」による。

堤体（フィルターユニット）の耐久性については，メーカーにて耐候性，耐薬品性等の促進試験を実施しており，国内本設工事（耐用年数３０年）に適用実績があることを確認している。遮水材（ＣＶスプレー）についても，メーカーにて実施した促進試験により，３０年以上の耐候性を確認している。

以下に仮設防潮堤の安定性検討結果を示す。

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
<換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

1.1　検討条件

仮設防潮堤は，砕石を詰めた１段０．６ｍ高さのフィルターユニットを所定の高さ（後述Ｔ．Ｐ．＋１０．９ｍ～１２．７ｍ）まで積み上げた構造である。安定性検討に使用するフィルターユニット諸元は表－１の通りである。

表－１　フィルターユニット諸元

フィルターユニット形状	幅 2.4m×長さ 2.4m×高さ 0.6m
フィルターユニット材質	ポリエステル，25mm 目
内容物	砕石（50mm～250mm）
フィルターユニット気中重量	39.2kN／個
フィルターユニット間の摩擦係数*	0.8
フィルターユニットと地盤面の摩擦係数*	0.6

*摩擦係数について

フィルターユニットの摩擦係数は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(H19.7)に示される静止摩擦係数の特性値に基づいて設定する。

表－9.1　静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)～0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

港湾の施設の技術上の基準・同解説（H19.7）上巻より抜粋・一部改変

仮設防潮堤の高さ，設計用津波高さを表－２にまとめる。

仮設防潮堤の高さは，津波対策ありの条件において算定される津波高さを上回るように設定している（図－１*）。例えば，最大津波高さ（Ｔ．Ｐ．＋１２．６９４ｍ）となる箇所では，フィルターユニット７段積，高さＴ．Ｐ．＋１２．７ｍの仮設防潮堤を設定している。

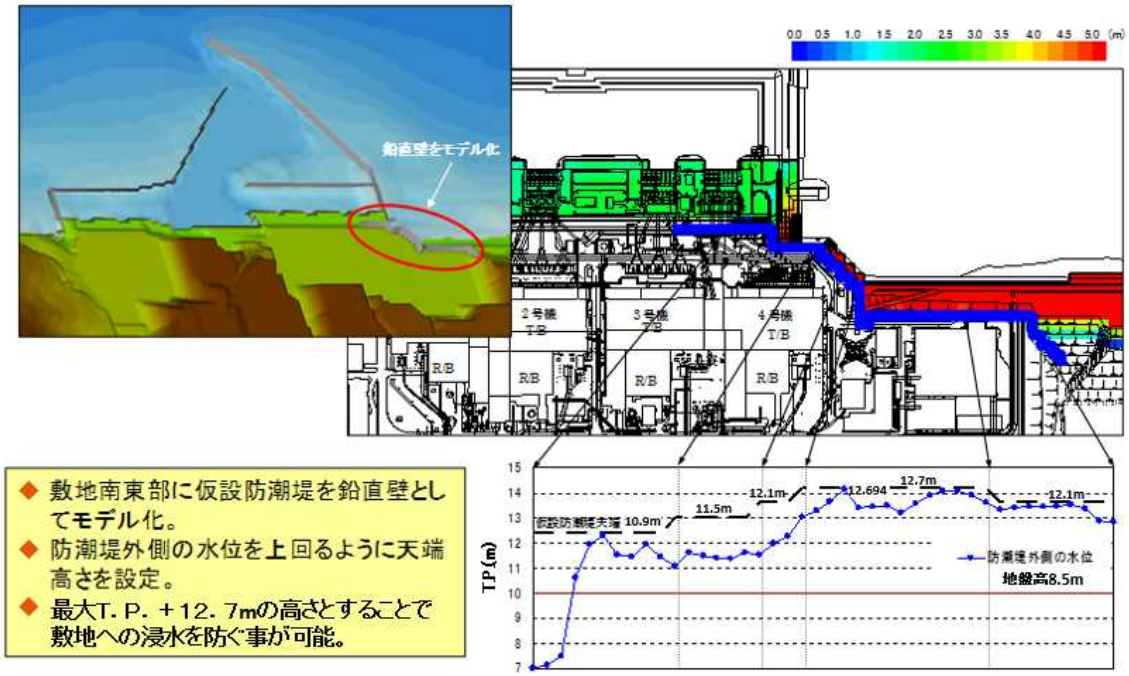
仮設防潮堤に対する波力を決定するための設計用津波高さには，進行波の水深を使用している。具体的には，図－２*に示した津波対策なしの条件において算定される進行波の水深より，Ｔ．Ｐ．８．５ｍ盤の最大浸水深を設計用津波高さとして使用している。

＊　：福島第一・福島第二原子力発電所におけるアウターライズ津波対策（平成２４年４月２７日，地震・津波に関する意見聴取会（津波関係），地震・津波（津波）１－４）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
<換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

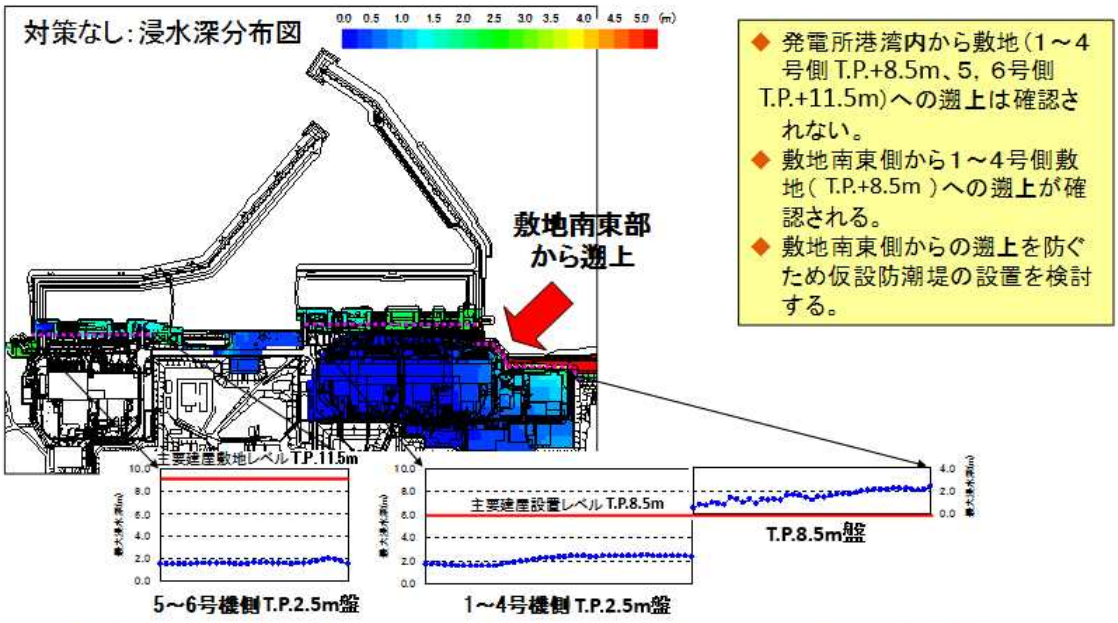
表－２　仮設防潮堤の高さと設計用津波高さ

断面形状	高さ	設計用津波高さ （仮設防潮堤がない場合の進行波の水深）
４段積	T.P.+10.9m	1.40 m
５段積	T.P.+11.5m	1.29 m
６段積	T.P.+12.1m	2.22 m
６段積（コーナー）	T.P.+12.1m	2.36 m
７段積	T.P.+12.7m	2.20 m



図－１　１Ｆ敷地南側における最大津波高さと仮設防潮堤高さの比較（津波対策あり）

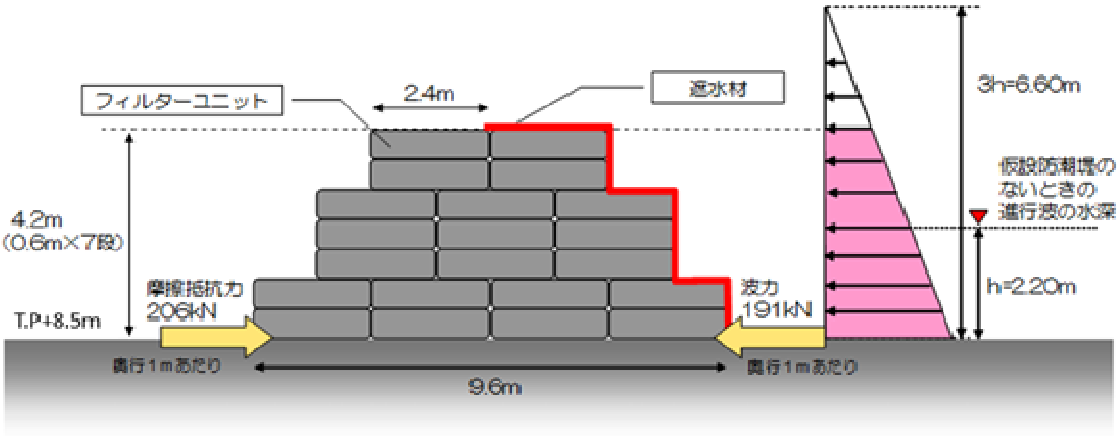
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
<換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm



図－２　１Ｆ敷地南側Ｔ．Ｐ．８．５ｍ盤沿いの最大浸水深（日本海溝寄りプレート内（正断層モデル））　津波対策なし　Ｔ．Ｐ．＋８．５ｍに対する浸水深を示す

津波波力に対する安定性検討（滑動，転倒）では，津波波圧として仮設防潮堤がないときの進行波の水深（最大浸水深）の３倍の静水圧*を設定する（図－３）。なお，仮設防潮堤の海側には遮水材を施工し，浸水を防止していることから，浮力は発生しない。図－３は例として，仮設防潮堤（７段積）の底部に対する滑動安定性評価を整理したものであり，摩擦抵抗力（２０６ＫＮ）が波力（１９１ＫＮ）を上回ることから滑動しないことを示している。

＊：津波避難ビル等に係るガイドライン（2005 内閣府）



図－３　　仮設防潮堤 津波波力の考え方（７段積の例）

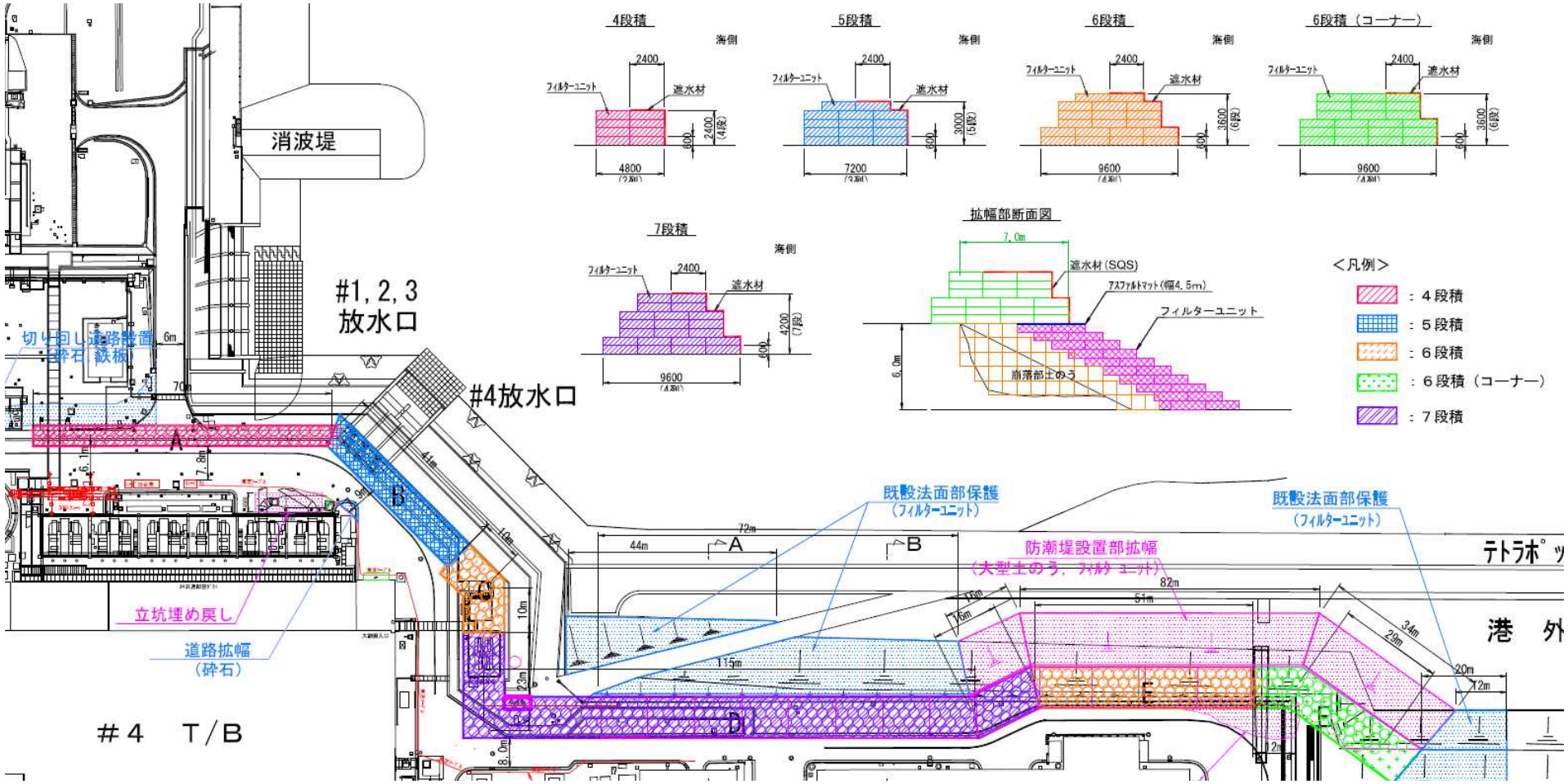
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
<換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

地震については，水平震度０．３に対する安定性検討（滑動，転倒）を行う。また，地震に対する裕度についても検討する。

仮設防潮堤の断面形状，配置を図－４に示し，表－３に仮設防潮堤寸法をまとめる。

表－３　仮設防潮堤 寸法一覧

断面形状	高さ	底盤幅	重心高さ
４段積	2.40m	4.80m	1.20m
５段積	3.00m	7.20m	1.41m
６段積	3.60m	9.60m	1.59m
６段積（コーナー）	3.60m	9.60m	1.67m
７段積	4.20m	9.60m	1.81m

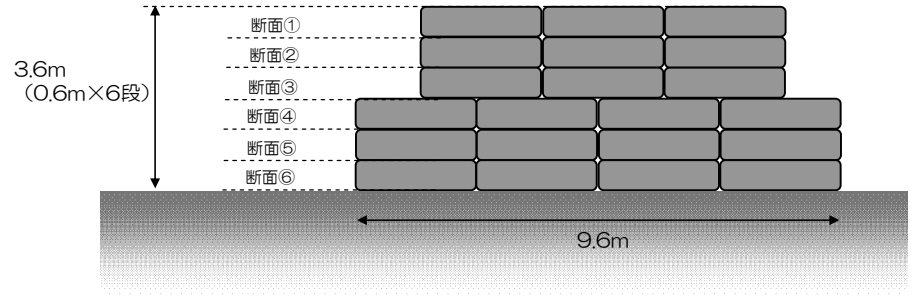


図－４　仮設防潮堤断面と配置

1.2　安定性の検討方法

津波波力に対する滑動安定性検討は，図－５の通り，各断面（検討位置）に対して，津波による波力およびフィルターユニットの摩擦抵抗力（水平耐力）をそれぞれ算定し，摩擦抵抗力が津波波力を上回っていることを確認する。また，転倒に対する安定性については，荷重合力の偏心量が底面のミドルサード内にあることを確認する。

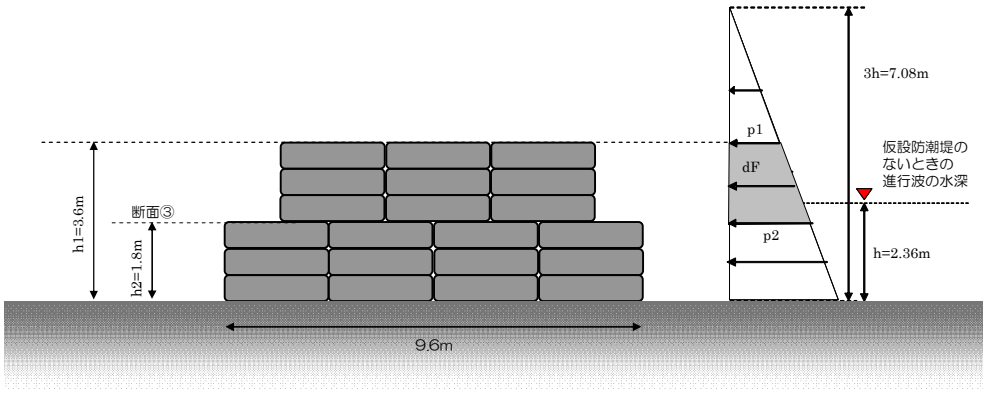
地震についても同様に，滑動は図－５の各断面について摩擦抵抗力が地震力を上回ることを確認し，転倒は，荷重合力の偏心量が底面のミドルサード内にあることを確認する。



図－５　仮設防潮堤断面図（６段積（コーナー）の場合）

【津波波力に対する滑動安定性評価の計算例】

６段積（コーナー）断面③（図－６）について，計算例を示す。



図－６　津波波力 滑動（仮設防潮堤６段積（コーナー）断面③の例）

○津波波力の算定

・仮設防潮堤　高さ 3.6m における波圧（p1）

p1=　$\rho g(3h-h1)$　　$= 1.03\times10^3\times9.8\times(3\times2.36-3.6)$　$= 35.1$ kN/m^2

ρ ：海水密度（1.03×10^3 kg/m^3），g：重力加速度（9.8 m/s^2），

h：設計用津波高さ（2.36 m），h1：仮設防潮堤高さ（3.6m）

・仮設防潮堤　高さ 1.8m（断面③）における波圧（p2）

p2= $\rho g(3h-h2)$ $= 1.03\times10^3\times9.8\times(3\times2.36-1.8) = 53.3$ kN/m^2

ρ ：海水密度（1.03×10^3 kg/m^3），g：重力加速度（9.8 m/s^2），

h：設計用津波高さ（2.36 m），h2：断面③高さ（1.8m）

・仮設防潮堤　高さ1.8m（断面③）における単位奥行き（1m）あたりの波力（dF）

dF= $0.5\times(p1+p2)\times(h1-h2) = 0.5\times(35.1+53.3)\times(3.6-1.8) = 79.6$ kN/m

○摩擦抵抗力

検討位置の断面③に該当するフィルターユニットは９個

フィルターユニット気中重量：39.2kN/個，フィルターユニット間の摩擦係数：0.8

フィルターユニット寸法：2.4m（奥行１個当）

・摩擦抵抗力（単位奥行き（1m）当り）：$39.2\times9\times0.8/2.4 = 117.6$ kN/m

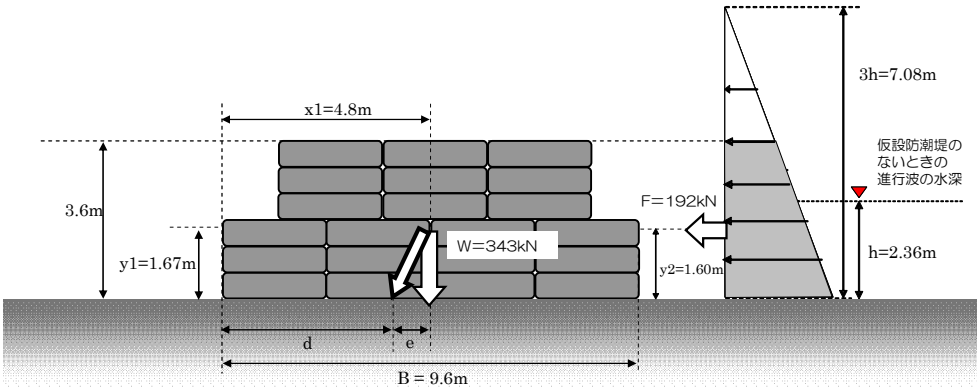
○評価

摩擦抵抗力は津波波力を上回り滑動しない。

津波波力（dF） 79.6 kN ＜ 摩擦抵抗力 117.6 kN・・・・・・・・・・・・・・ＯＫ

【津波波力に対する転倒安定性評価の計算例】

６段積（コーナー）（図－７）について，計算例を示す。



図－７　津波波力 転倒（仮設防潮堤６段積（コーナー）の例）

○荷重合力位置の算定

仮設防潮堤６段積（コーナー）のフィルターユニット：21 個

フィルターユニット気中重量：39.2kN/個，フィルターユニット寸法：2.4m（奥行１個当）

単位奥行きあたりの仮設防潮堤重量：W＝39.2（kN/個）×21（個）/2.4（m）

＝343 kN/m

単位奥行きあたりの津波波力：F＝191.87 kN/m

仮設防潮堤重心高さ：y1＝1.67m，仮設防潮堤重心距離：x1＝4.8m

津波波力重心高さ：y2＝1.5955m

・抵抗モーメント：Mr　＝W×x1＝343×4.8＝1646.4 kNm

・転倒モーメント：Mo　＝F×y2＝191.87×1.5955＝306.1 kNm

・底面合力作用位置：ｄ＝(Mr－Mo) / W＝(1646.4－306.1) / 343＝3.91 m

・底面合力偏心量：ｅ＝B/2－ｄ＝4.80－3.91＝0.89 m

○評価

荷重合力は底面のミドルサード内であり，転倒することはない。

底面合力偏心量：ｅ＝0.89 m ＜ B/6 ＝ 9.60 / 6 ＝ 1.60 m ・・・・・・・ＯＫ

1.3　結果

表－４～７に検討結果を示す。

表－４　津波波力に対する滑動安定性検討結果

断面形状	津波波力	摩擦抵抗力	評価
４段積 （津波高さ h=1.40m）	断面①：　13kN 断面②：　29kN 断面③：　49kN 断面④：　73kN	断面①：　26kN 断面②：　52kN 断面③：　78kN 断面④：　78kN	○
５段積 （津波高さ h=1.29m）	断面①：　 7kN 断面②：　18kN 断面③：　32kN 断面④：　50kN 断面⑤：　72kN	断面①：　26kN 断面②：　65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：137kN	○
６段積 （津波高さ h=2.22m）	断面①：　20kN 断面②：　44kN 断面③：　72kN 断面④：103kN 断面⑤：138kN 断面⑥：177kN	断面①：　26kN 断面②：　65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：196kN 断面⑥：186kN	○
６段積（コーナー） （津波高さ h=2.36m）	断面①：　23kN 断面②：　49kN 断面③：　80kN 断面④：113kN 断面⑤：151kN 断面⑥：192kN	断面①：　39kN 断面②：　78kN 断面③：118kN 断面④：170kN 断面⑤：222kN 断面⑥：206kN	○
７段積 （津波高さ h=2.20m）	断面①：　16kN 断面②：　36kN 断面③：　60kN 断面④：　87kN 断面⑤：118kN 断面⑥：153kN 断面⑦：191kN	断面①：　26kN 断面②：　52kN 断面③：　91kN 断面④：131kN 断面⑤：170kN 断面⑥：222kN 断面⑦：206kN	○

※　単位奥行き（1m）あたりの津波波力，摩擦抵抗力として算出。

全ての断面において，津波波力に対する滑動安定性評価に問題はない。

底部（フィルターユニットと地盤面）の摩擦係数を０．６としていることから，滑動安定性は，全断面を通して底部が最も厳しい評価となる。

表－５　津波波力に対する転倒安定性検討結果

防潮堤断面	津波波力	偏心量	B/6	評価
４段積（８個） 底面幅 B：4.80m 重量：130.7kN	津波高さ：1.40m 津波波力：73kN 波力重心高さ：1.04m	0.58m	0.80m	○
５段積（14 個） 底面幅 B：7.20m 重量：228.7kN	津波高さ：1.29m 津波波力： 72kN 波力重心高さ： 1.18m	0.37m	1.20m	○
６段積（19 個） 底面幅 B：9.60m 重量：310.3kN	津波高さ：2.22m 津波波力：177kN 波力重心高さ：1.58m	0.90m	1.60m	○
６段積（コーナー）（21 個） 底面幅 B：9.60m 重量：343.0kN	津波高さ：2.36m 津波波力：192kN 波力重心高さ：1.60m	0.89m	1.60m	○
７段積（21 個） 底面幅 B：9.60m 重量：343.0kN	津波高さ：2.20m 津波波力：191kN 波力重心高さ：1.77m	0.99m	1.60m	○

※　単位奥行き（1m）あたりの重量，波力として記載。

全ての断面において，津波波力に対する転倒安定性評価に問題はない。

仮設防潮堤の断面形状から重心位置が相対的に高くなるため，４段積ケースの偏心量とＢ／６の比がやや大きい結果となる。

表－６　地震力に対する滑動安定性検討結果

断面形状	地震力	摩擦抵抗力	評価
４段積	断面①：　10kN 断面②：　20kN 断面③：　29kN 断面④：　39kN	断面①：　26kN 断面②：　52kN 断面③：　78kN 断面④：　78kN	○
５段積	断面①：　10kN 断面②：　25kN 断面③：　39kN 断面④：　54kN 断面⑤：　69kN	断面①：　26kN 断面②：　65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：137kN	○
６段積	断面①：　10kN 断面②：　25kN 断面③：　39kN 断面④：　54kN 断面⑤：　74kN 断面⑥：　93kN	断面①：　26kN 断面②：　65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：196kN 断面⑥：186kN	○
６段積（コーナー）	断面①：　15kN 断面②：　29kN 断面③：　44kN 断面④：　64kN 断面⑤：　83kN 断面⑥：103kN	断面①：　39kN 断面②：　78kN 断面③：118kN 断面④：170kN 断面⑤：222kN 断面⑥：206kN	○
７段積	断面①：　10kN 断面②：　20kN 断面③：　34kN 断面④：　49kN 断面⑤：　64kN 断面⑥：　83kN 断面⑦：103kN	断面①：　26kN 断面②：　52kN 断面③：　91kN 断面④：131kN 断面⑤：170kN 断面⑥：222kN 断面⑦：206kN	○

※　単位奥行き（1m）あたりの地震力，摩擦抵抗力として算出。

全ての断面において，地震力に対する滑動安定性評価に問題はない。

底部（フィルターユニットと地盤面）の摩擦係数を０．６としていることから，滑動安定性は，全断面を通して底部が最も厳しい評価となる。

仮設防潮堤を設計する上での支配的な荷重は津波波力となっていることから，水平震度０．３に対しては十分な余裕があり，摩擦係数から判断すれば，水平震度０．６までの安定性は確保することができる。

表－７　地震力に対する転倒安定性検討結果

防潮堤断面	地震力	偏心量	B/6	評価
４段積（８個） 底面幅 B：4.80m 重量：130.7kN	地震力： 39kN 重心高さ：1.20 m	0.36m	0.80m	○
５段積（14 個） 底面幅 B：7.20m 重量：228.7kN	地震力： 69kN 重心高さ： 1.41m	0.42m	1.20m	○
６段積（19 個） 底面幅 B：9.60m 重量：310.3kN	地震力： 93kN 重心高さ： 1.59m	0.48m	1.60m	○
６段積（コーナー）（21 個） 底面幅 B：9.60m 重量：343.0kN	地震力： 103kN 重心高さ： 1.67m	0.50m	1.60m	○
７段積（21 個） 底面幅 B：9.60m 重量：343.0kN	地震力：103 kN 重心高さ：1.81 m	0.54m	1.60m	○

※　単位奥行き（1m）あたりの重量，地震力として記載。

全ての断面において，地震力に対する転倒安定性評価に問題はない。

仮設防潮堤の断面形状から重心位置が相対的に高くなるため，４段積ケースの偏心量とＢ／６の比がやや大きい結果となる。

偏心量とＢ／６の関係を考えれば，４段積ケースにおいて水平震度０．６７とした場合に，偏心量がミドルサード（Ｂ／６）を上回る結果となる。地震動に対する滑動安定性評価（表－６）と併せて考えれば，仮設防潮堤フィルターユニットの安定性評価においては，水平震度０．６まで問題は生じないものと考えることができる。

2.　トレンチの閉塞

２号機及び３号機の海水配管トレンチ及び電源ケーブルトレンチについては，平成２３年４月２日及び５月１１日の海域への汚染水流出において，タービン建屋からの経路となったことから，海域への汚染水流出防止措置として，平成２３年６月までにＴ．Ｐ．２．５m盤の開口部（ピット，トレンチ立坑入口）の閉塞を完了している。

平成２４年１月から実施したトレンチ等内部点検において，溜まり水の放射性物質濃度（Ｃｓ）が10^{2}～10^{3}Ｂｑ／ｃｍ^{3}レベルであった２号機及び３号機ポンプ室循環水ポンプ吐出弁ピットのうち２号機ポンプ室循環水ポンプ吐出弁ピットの水移送及び充填作業を平成２４年４月２９日に完了した。また，３号機ポンプ室循環水ポンプ吐出弁ピットの水移送及び充填作業を平成２４年５月２８日に完了した。

このことから，アウターライズ津波により，高レベル汚染水が滞留している海水配管トレンチや電源ケーブルトレンチ等に海水が流入し，汚染水が溢水することはないと考えている。

以　上

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
<換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）

修正反映版

平成２３年５月

東京電力株式会社

目　次

１．はじめに

２．耐震安全性評価に関する検討方針

３．耐震安全性評価に関する検討結果

４．耐震補強工事等の対策に関する検討結果

５．まとめ

添付資料－１：１号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

添付資料－２：「福島第一原子力発電所第１号機における燃料域上部まで原子炉格納容器を水で満たす措置の実施に係る報告書」（平成 23 年５月５日）からの一部抜粋

添付資料－３：４号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）

添付資料－４：４号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（3 次元 FEM 解析による局部評価）

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性
および補強等に関する検討に係る報告書（その１）

１．はじめに

本報告書は、「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律第６７条第１項の規定に基づく報告の徴収について」（平成２３年４月１３日）に基づき、福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強に関する検討を実施した結果を報告するものである。

今回の（その１）では、評価結果がまとまった１号機及び４号機を先行して報告するものであり、その他の号機については評価結果がまとまった時点で改めて報告する予定である。

２．耐震安全性評価に関する検討方針

（１）１号機の原子炉建屋

１号機の原子炉建屋については、東北地方太平洋沖地震の翌日である３月 12 日に水素爆発とみられる事象により、5 階のオペレーティングフロアより上部が破損した。一方で、３号機や４号機とは異なり５階以下の破損はみられない。このような破壊形式に至ったのは、１号機は５階以上が鉄骨構造に鋼板を取り付けた構造形式であり、内圧に対して壁の部分が非常に脆弱であったためと推定しており、この部分が先行破壊して内圧を開放したことにより、5 階より下の構造はほぼ健全な状態を維持していると評価した。この情報を質点系モデルに反映し、基準地震動 Ss による時刻歴応答解析を実施し、耐震壁がせん断破壊する終局状態に至るかどうかについて検討することとした。

（２）４号機の原子炉建屋

４号機の原子炉建屋は、３月 15 日に破損していることが確認された。４号機については、破損が生じた時の映像が無いことなどから、どのようなプロセスで破損に至ったのか現段階では必ずしも特定されていない。1 号機とは構造形式が異なり鉄筋コンクリート構造であり、内圧に対して壁の抵抗力が大きかったためと推定されるが、柱と梁のフレーム構造と屋根トラスを残して、屋根スラブと壁の大半が失われており、さらに４階の壁の大部分と、３階の一部の壁が破損している。このように、４号機については、１号機と異なり５階以下の壁も破損しているので、この情報を質点系モデルに反映し、基準地震動 Ss による時刻歴応答解析を実施し、耐震壁がせん断破壊する終局状態に至るかどうかについて全体評価を行うこととした。

その後、使用済燃料プールを含めた3次元FEM解析により局部評価を行うこととし、時刻歴応答解析により得られた最大値を地震荷重として入力し、温度荷重などその他の荷重と組み合わせた評価を行うこととした。

3．耐震安全性評価に関する検討結果

（1）1号機の原子炉建屋

基準地震動Ssを用いた時刻歴応答解析を実施した結果、残存している5階以下の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも0.12×10^{-3}であり、評価基準値である4×10^{-3}を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－1）

さらに、5月5日に報告済みの「福島第一原子力発電所第1号機における燃料域上部まで原子炉格納容器を水で満たす措置の実施に係る報告書」からの一部を引用するが、格納容器を水で満たした場合の結果と今回の解析結果はそれほど大きく異なるものではない。このことは、原子炉建屋における重量分布が多少変化したとしても、その影響は小さいことを示しているものと考えられる。また、現段階で原子炉格納容器の水は目標水位レベルには達していないが、特に問題が生じることはないものと考えられる。

（添付資料－2）

（2）4号機の原子炉建屋

基準地震動Ssを用いた時刻歴応答解析を実施した結果、残存している5階以下の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも0.17×10^{-3}であり、評価基準値である4×10^{-3}を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－3）

3次元FEM解析による局部評価結果としては、次のような評価を行った。

・ 基準地震動Ssによって作用する地震荷重とその他の荷重を組み合わせた結果、使用済燃料プールにおいて鉄筋の最大ひずみは1230×10^{-6}であり、評価基準値

である塑性限界ひずみの 5000×10^{-6} に対して十分余裕がある（結果として、解析上の弾性限界ひずみの 1683×10^{-6} よりも小さい。）。また、面外せん断力において最も余裕が少ない部位での発生応力は 800（N/mm）であり、評価基準値である 1150（N/mm）に対して十分余裕がある。

・ 爆発によって、残存する床や壁にひび割れが生じ、剛性低下があったと仮定したパラメータスタディの結果によると、使用済燃料プールの評価結果に大きな差異は生じなかった。

・ 4 階で火災があった可能性が高く、その火災エリアにおいてはコンクリート表面から結晶水が失われ、部分的な剛性低下があったと仮定したパラメータスタディの結果によると、使用済燃料プールの評価結果に大きな差異は生じなかった。

・ 現在の使用済燃料プールの水温は 90℃程度であり、外気温は低い場合でも 10℃と仮定した解析を標準としているが、冬までこの状態が継続した場合を考えて、水温が 100℃で外気温が 0℃としたパラメータスタディを実施した。この場合には標準ケースよりも余裕が少なくなるものの、評価基準値に対しては十分な余裕を確保していることを確認した。

（添付資料－４）

４．耐震補強工事等の対策に関する検討結果

（１）１号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、現段階では建物内部の線量レベルが高いことから立入が難しいという面もある。今後、環境改善が進み建物内部の線量レベルが作業を行うのに十分な程度に低減された場合には、余裕度向上の観点からの補強工事を行うことも考慮にいれて、検討に取り組んでいくこととする。なお、5 階以上に残存している鉄骨部分に関しては、今後環境改善が進み使用済燃料プールからの燃料取り出しを行う段階になった場合などには、使用済燃料への影響を踏まえた対策の検討を行うこととする。

（２）４号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。ただし、4 号機の原子炉建屋の 1 階と 2 階については、比較的線量レベルが低かったことから、使用済燃料プールの底部において裕度向上を目的とした補強工事を計画し、現段階では準備工事を実施中である。この補強工事の効果について、3 次元 FEM 解析による

局部評価のモデルに取り込んで評価を行った結果、余裕度の向上に寄与していることを確認した。なお、5階以上に残存している鉄筋コンクリート構造の架構と鉄骨構造の屋根トラスに関しては、今後環境改善が進み使用済燃料プールからの燃料取り出しを行う段階になった場合などには、使用済燃料への影響を踏まえた対策の検討を行うこととする。

（添付資料－４）

５．まとめ

本報告書においては、１号機の原子炉建屋及び４号機の原子炉建屋について耐震安全性評価を実施し、安全性に問題がないことを確認した。なお、現在４号機において実施中の使用済燃料プールの底部における補強工事についての効果が確認された。今後は、5階以上が大きく損傷し、5階以下の壁もかなり損傷している３号機の評価がまとまった時点で、追加報告を行う予定である。

添付資料－１：１号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

1. 解析評価方針

水素爆発等による損傷に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価は，基準地震動 Ss を用いることを基本とし，建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお，基準地震動 Ss-3 については，基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の応答結果に比べて，過去の計算例（付録 1－1 参照）から明らかに小さいことが分かっているため，今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

１号機原子炉建屋については，地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは，原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

原子炉建屋の構造への影響及び耐震性の評価は，耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から，地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行う。

なお，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては，水平方向の地震力が支配的であり，鉛直方向の地震力の影響は少ないことから，地震応答解析は水平方向のみ実施する。

１号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を，図-1.1 に示す。

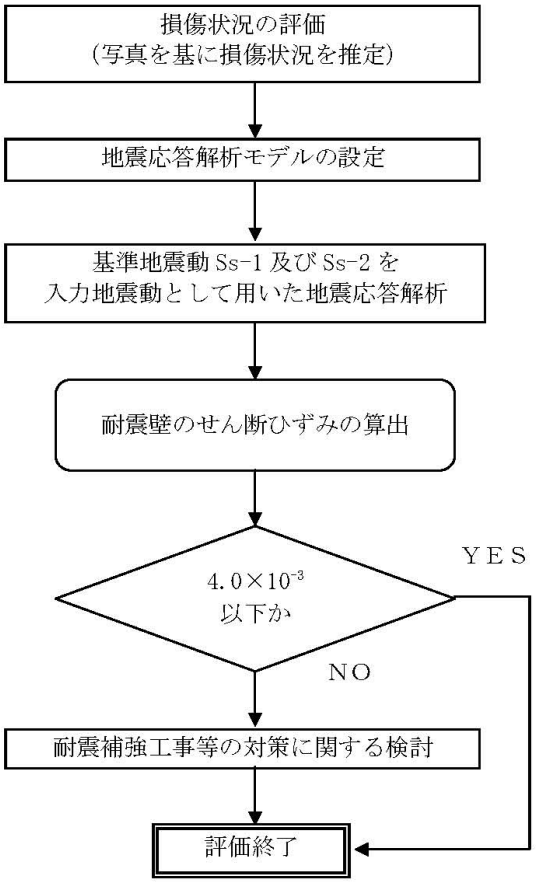


図-1.1　１号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2.　損傷状況の評価

１号機原子炉建屋については，地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。また，外観写真から判断できない部位については，建屋内の調査結果等の現状で得られている情報に基づいて，損傷の有無を評価した。

各部位の損傷状況評価の考え方を下記に示す。

a. 外壁・屋根トラス

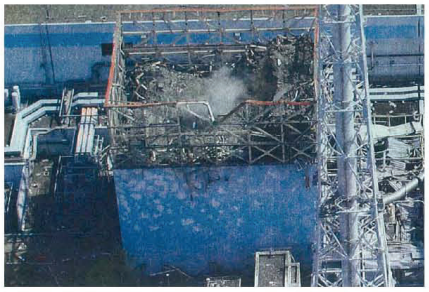
外観の写真から損傷を確認できるオペレーティングフロアより上の外壁・屋根トラスについては，損傷部位として評価した。なお，オペレーティングフロアより下部の外壁については，写真より損傷が確認できないため，損傷は無いものと評価した（図-2.1）。なお，写真は３月 24 日に撮影されたものを参考としているが，その後も外壁が崩落する等の変化は確認されていない。

b. その他部位

オペレーティングフロアより下部の外壁については損傷が確認されていないことから，オペレーティングフロアより下部の内壁等の部位についても損傷が無いものと評価した。



東面



西面



南面



北面

図-2.1　外壁の状況

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3．解析に用いる入力地震動

１号機原子炉建屋への入力地震動は，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」（原管発官１９第６０３号　平成20年3月31日付け）にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ss-1及びSs-2を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1 に示す。モデルに入力する地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ssに対する地盤の応答として評価する。また，建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち，解放基盤表面位置（O.P.-196.0m）における基準地震動Ss-1及びSs-2の加速度波形について，図-3.2に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

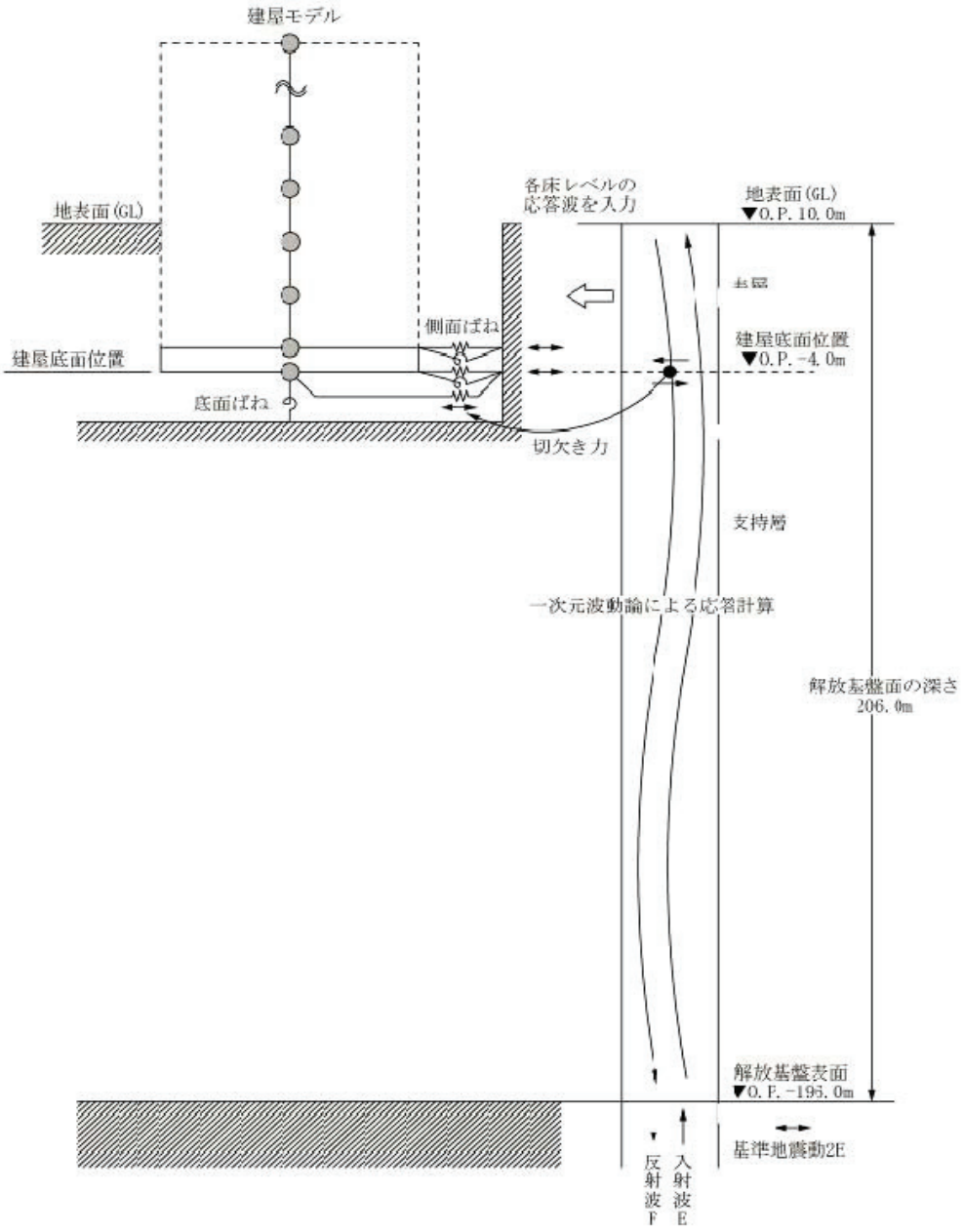
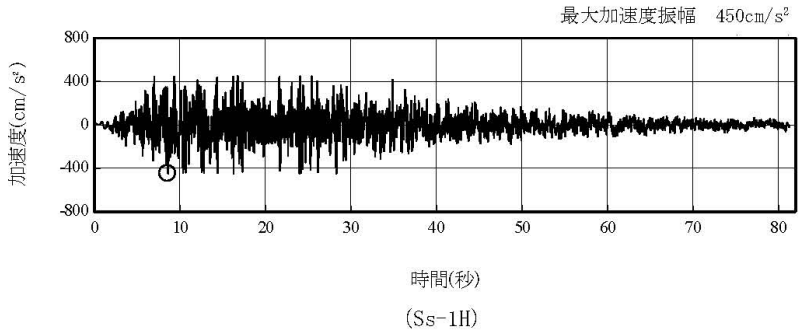
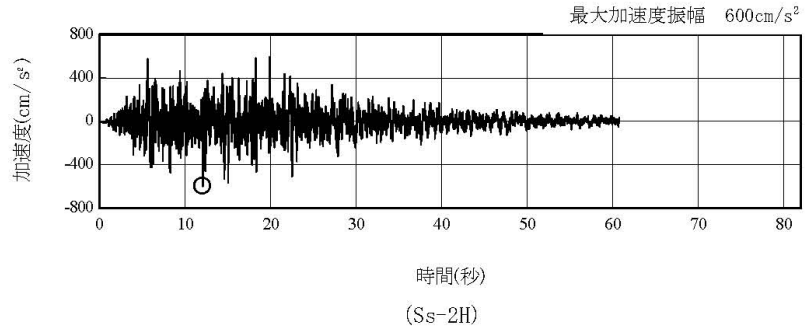


図-3.1　地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)

図-3.2　解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4.　地震応答解析モデル

基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の地震応答解析は，「3.　解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂版）」（原管発官 21 第 110 号　平成 21 年 6 月 19 日付け）にて作成した地震応答解析モデルを基に，次の項目について修正を加え，新たな地震応答解析モデルを構築することとしている。

１号機原子炉建屋については，地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷していることから，「2.損傷状況の評価」で評価した損傷状況を基に解析モデルを作成する。なお，オペレーティングフロア上部の損傷した鉄骨フレーム及び屋根はモデル化しないこととし，崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。１号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）を図-4.1 に，損傷状況（平面図）を図-4.2 に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

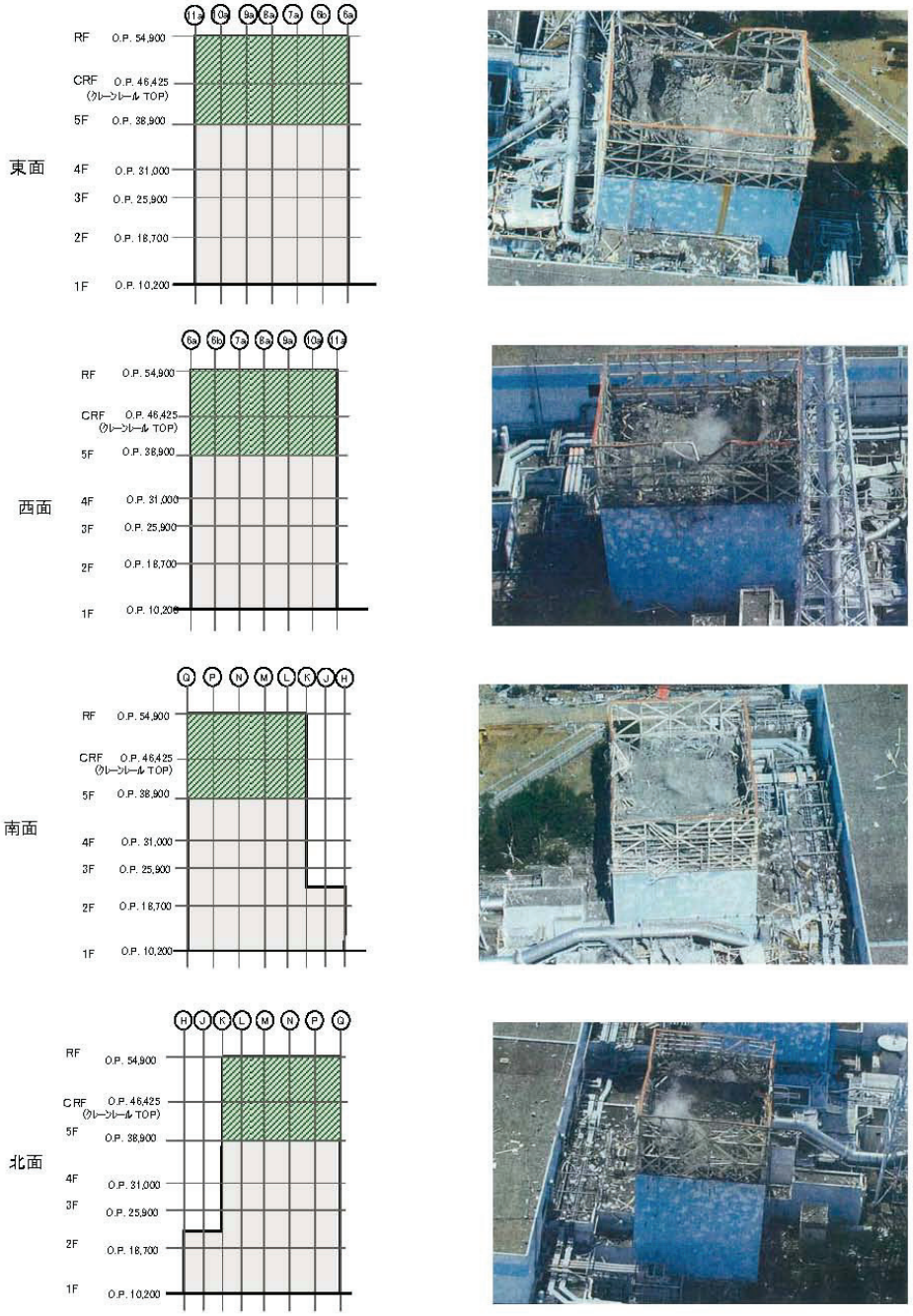


図-4.1　1号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

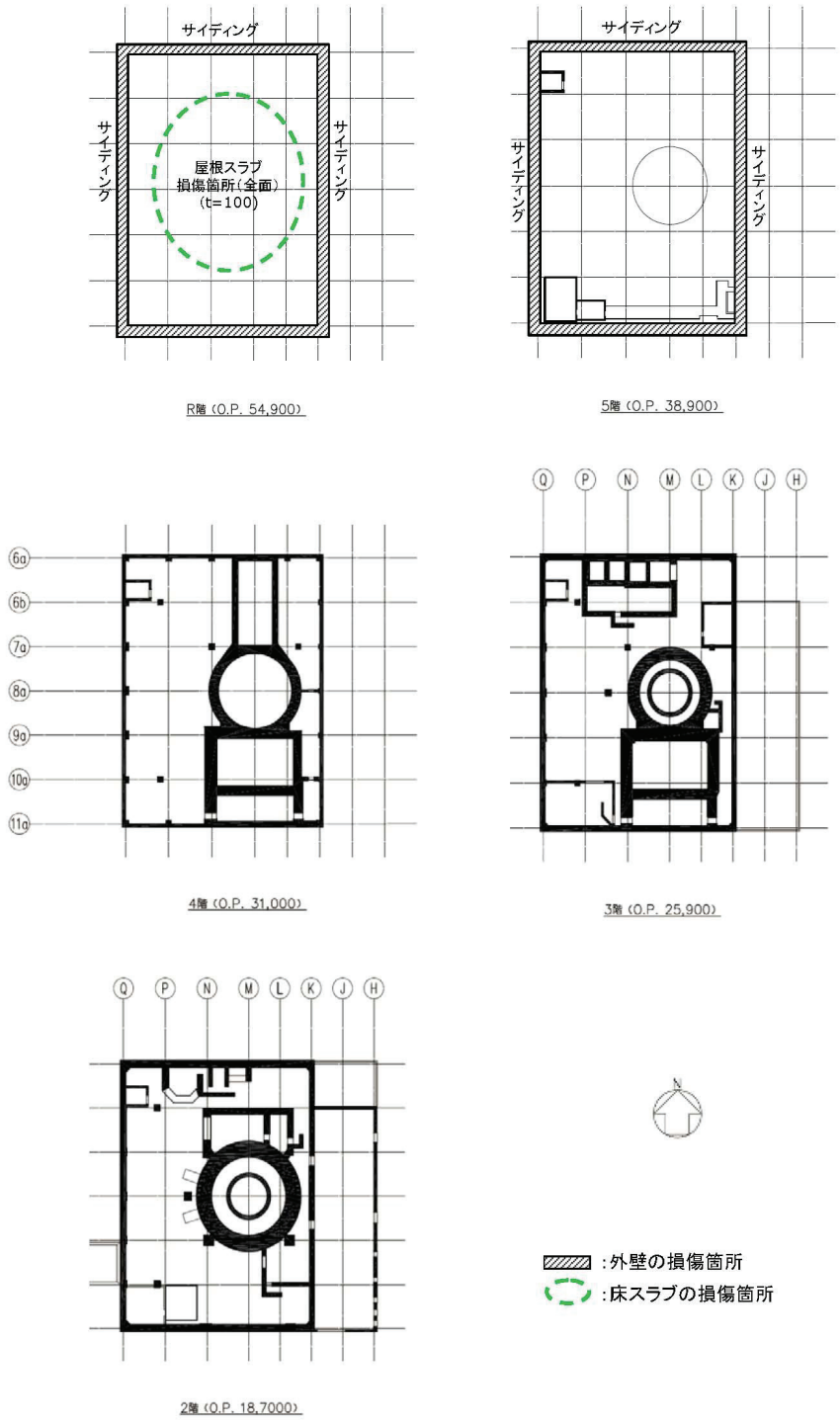


図-4.2　1号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，図-4.3および図-4.4に示すように，建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし，地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1に，建屋解析モデルの諸元を表-4.2に示す。

地盤定数は，水平成層地盤と仮定し，地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表-4.3に示す。

水平方向の解析モデルにおいて，基礎底面地盤ばねについては，「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づいて，スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また，埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，Novakばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが，図-4.5に示すようにばね定数（Kc）として実部の静的な値を，また，減衰係数（Cc）として建屋－地盤連成系の1次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

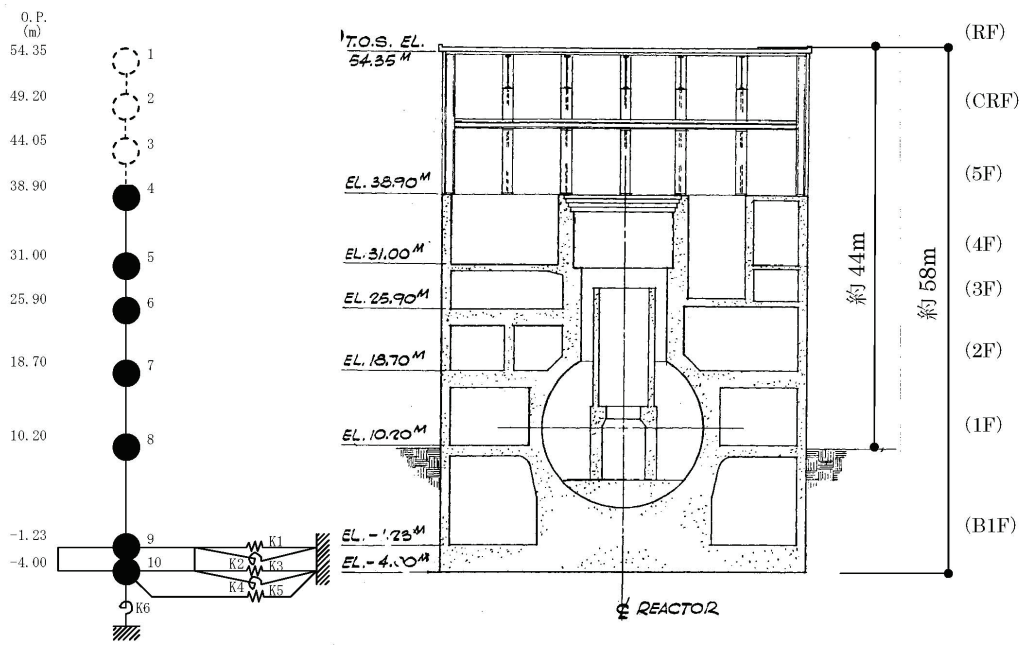


図-4.3　1号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（NS 方向）

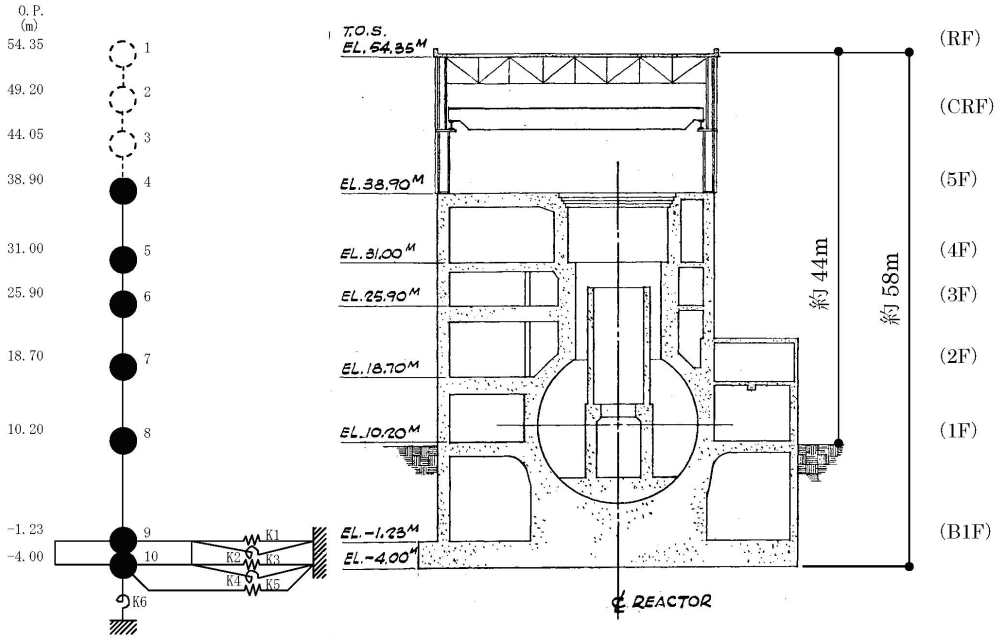


図-4.4　1号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（EW 方向）

表-4.1　地震応答解析に用いる物性値

	強度＊1 Ｆｃ (N/mm^2)	ヤング係数*2 Ｅ (N/mm^2)	せん断弾性係数*2 Ｇ (N/mm^2)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m^3)
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は，過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。
*2：実強度に基づく値を示す。
*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-4.2　建屋解析モデルの諸元

（NS 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G($\times10^6$kN・m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	84.43	—	—
5	67,910	97.77	135.0	16,012
6	77,220	111.11	160.8	21,727
7	87,200	125.53	132.8	24,274
8	146,020	210.16	155.6	36,481
9	147,070	211.73	294.0	52,858
10	62,400	89.83	1,914.3	275,530
合計	646,510			

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%（鉄骨部　2%）
基礎形状	41.56m(NS方向)×43.56m(EW方向)

（EW 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G($\times10^6$kN・m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	48.34	—	—
5	67,910	55.90	102.7	9,702
6	77,220	63.55	163.9	13,576
7	87,200	125.53	131.6	14,559
8	146,020	210.16	197.8	36,427
9	147,070	259.97	294.0	52,858
10	62,400	110.32	1,914.3	338,428
合計	646,510			

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%（鉄骨部　2%）
基礎形状	41.56m(NS方向)×43.56m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-4.3　地盤定数

(Ss-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.78	340,000	442	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.78	439,000	495	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.78	509,000	530	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

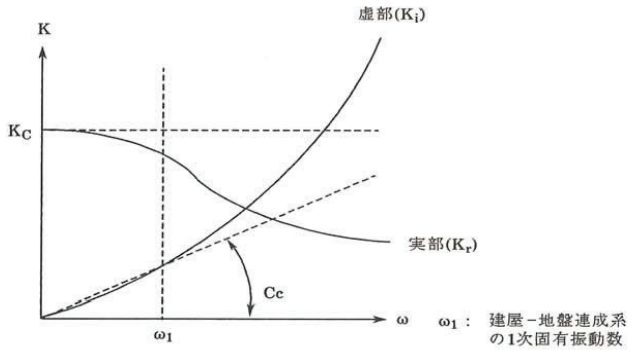


図-4.5　地盤ばねの近似

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

5.　地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2 に示す。

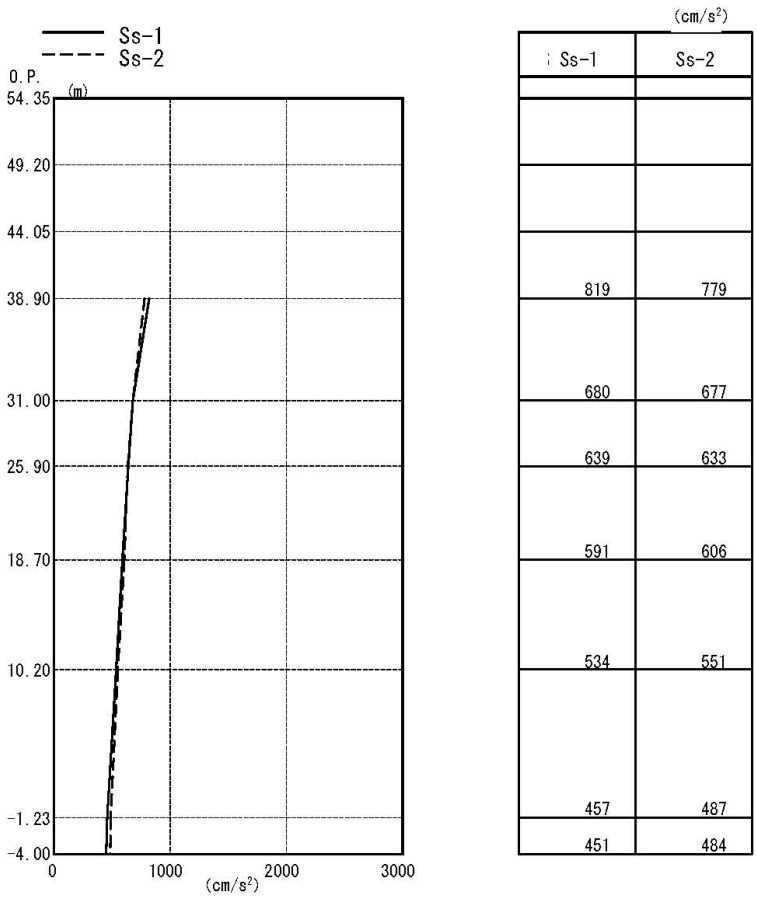
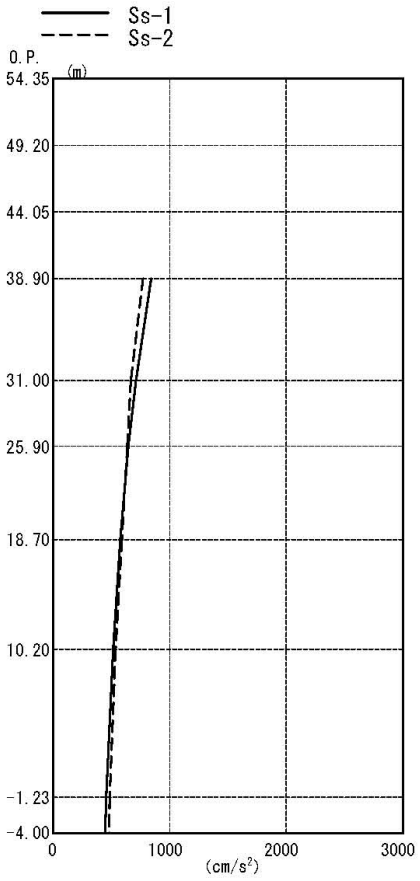


図-5.1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(cm/s²)

Ss-1	Ss-2
839	771
708	665
645	633
575	589
517	532
456	484
445	481

図-5.2　最大応答加速度（EW 方向）

6. 耐震安全性評価結果

図-6.1，図-6.2及び図-6.3，図-6.4に基準地震動Ss-1及び基準地震動Ss-2に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは，最大で0.12×10^{-3}（Ss-1H及びSs-2H,NS方向,1F）であり，評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

以上のことから，原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

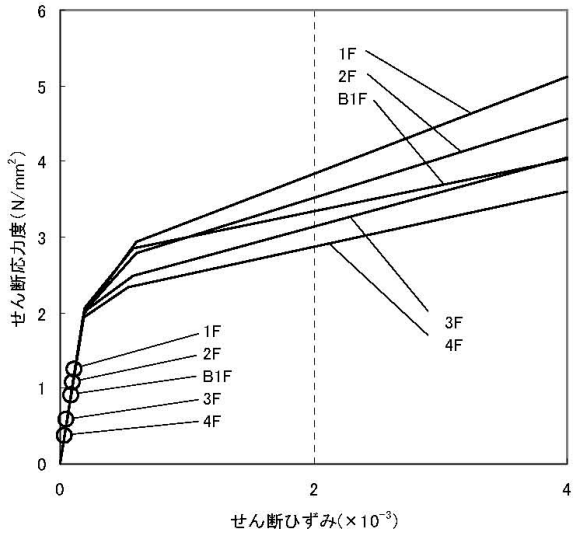


図-6.1　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，NS 方向）

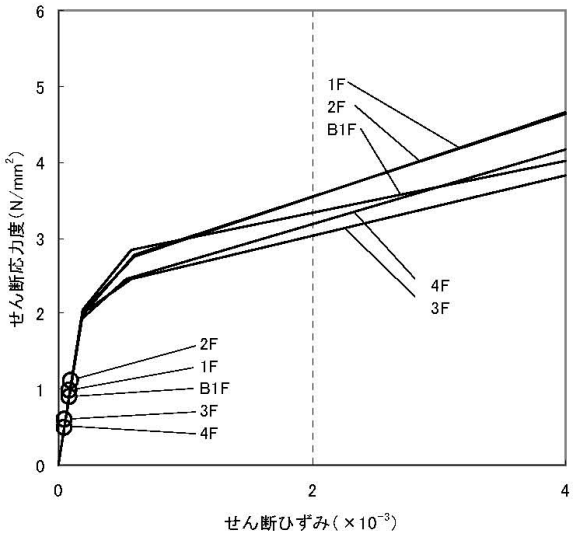


図-6.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，EW 方向）

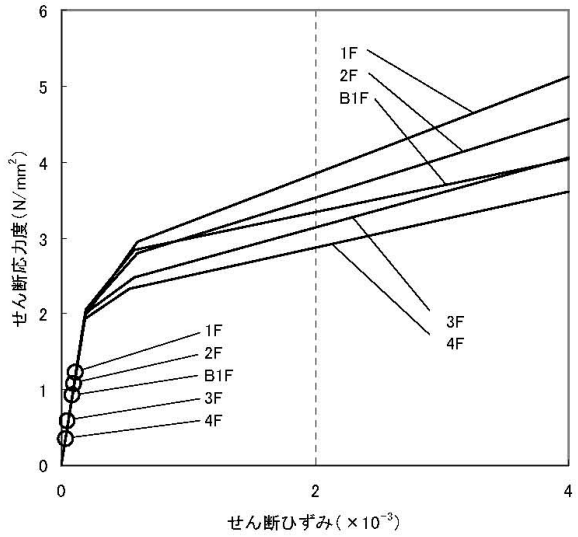


図-6.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，NS 方向）

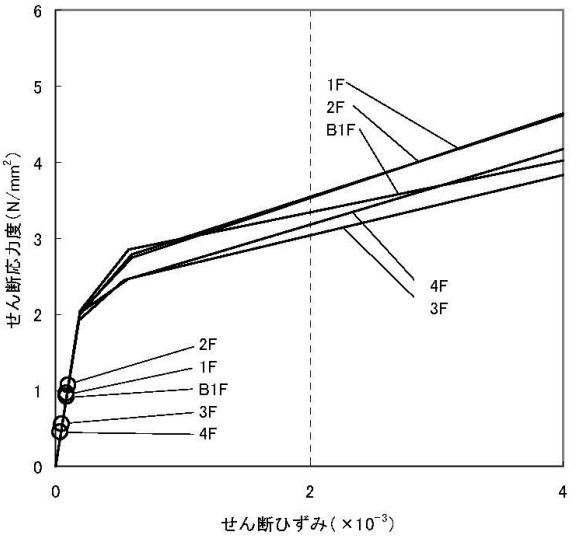


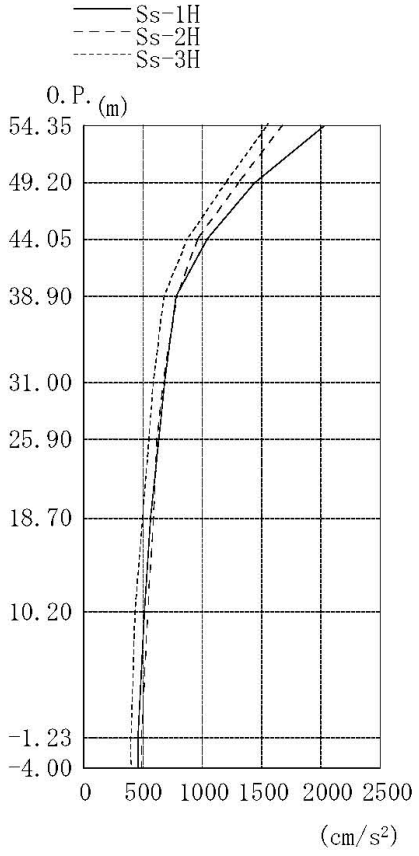
図-6.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，EW 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 1-1

『発電所原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果

「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂版）」（原管発官 21 第 110 号　平成 21 年 6 月 19 日付け）に記載している 1 号機原子炉建屋の耐震安全性評価結果を抜粋して以下に示す。

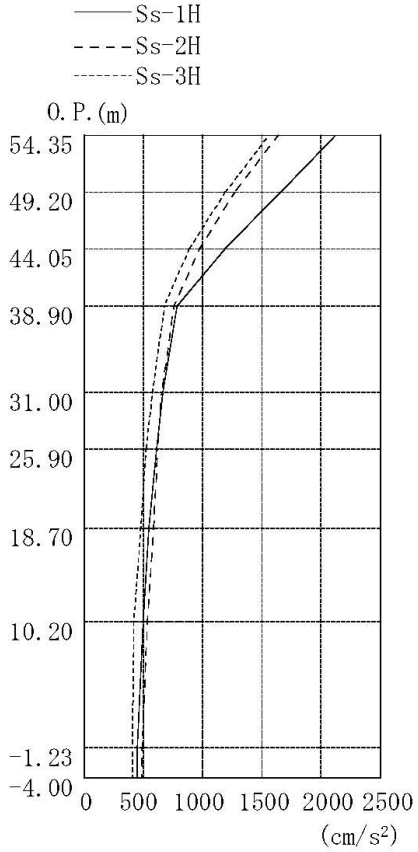


(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
2030	1674	1544
1445	1305	1196
1037	959	873
780	785	676
680	669	585
632	616	549
561	587	495
508	539	432
455	487	397
455	488	398

図-1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
2123	1635	1557
1658	1270	1190
1190	973	886
785	758	677
663	654	577
611	621	522
545	584	478
496	533	418
449	489	407
449	487	409

図-2　最大応答加速度（EW 方向）

表-1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS 方向）

（$\times 10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
4F	0.04	0.04	0.03	2.0以下
3F	0.06	0.06	0.05	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.12	0.12	0.10	
B1F	0.08	0.09	0.07	

表-2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW 方向）

（$\times 10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
4F	0.05	0.05	0.04	2.0以下
3F	0.06	0.05	0.05	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.09	0.09	0.08	
B1F	0.08	0.09	0.07	

以上

添付資料－２：「福島第一原子力発電所第１号機における燃料域上部まで
原子炉格納容器を水で満たす措置の実施に係る報告書」
（平成 23 年 5 月 5 日）からの一部抜粋

原子炉格納容器内の水位上昇に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価結果

1. 解析評価方針

原子炉格納容器内の水位上昇に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価は，設計用地震力（基準地震動 Ss による地震力）を用いることを基本とし，建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお，基準地震動 Ss-3 については，基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の応答結果に比べて，過去の計算例から明らかに小さいことが分かっているため，今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

１号機原子炉建屋については，地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは，原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

なお，原子炉格納容器内の水位上昇に伴う質量増分は原子炉建屋モデルの質点に質量を加算する。

原子炉建屋の構造への影響及び耐震性の評価は，耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から，地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行う。

なお，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては，水平方向の地震力が支配的であり，鉛直方向の地震力の影響は少ないことから，地震応答解析は水平方向のみ実施する。

上記の検討により，耐震余裕度が比較的少ない場合には，さらに詳細な検討を行うこととする。

１号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を，図-1.1 に示す。

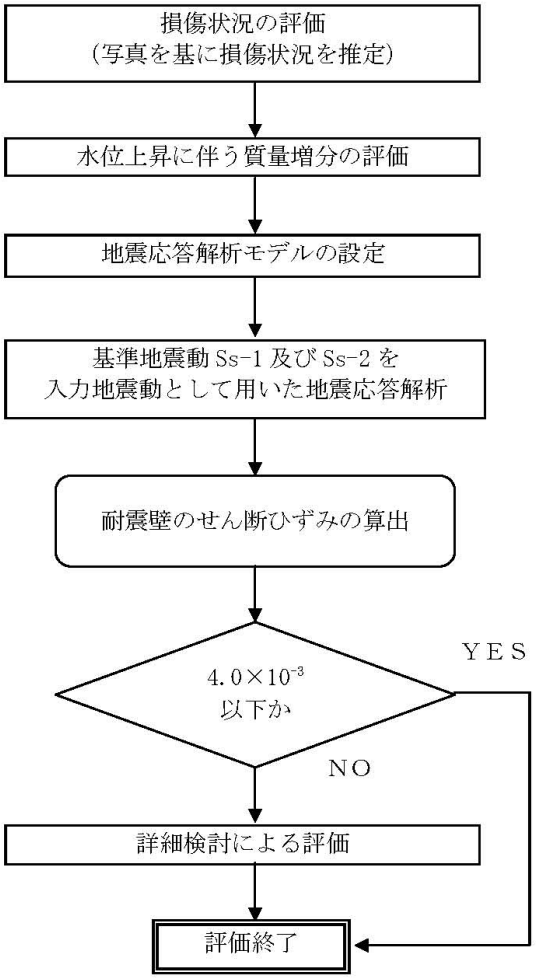


図-1.1　１号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

2.　解析に用いる入力地震動

１号機原子炉建屋への入力地震動は，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」（原管発官１９第６０３号　平成20年3月31日付け）にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ss-1及びSs-2を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-2.1 に示す。モデルに入力する地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ssに対する地盤の応答として評価する。また，建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち，解放基盤表面位置（O.P. -196.0m）における基準地震動Ss-1及びSs-2の加速度波形について，図-2.2に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

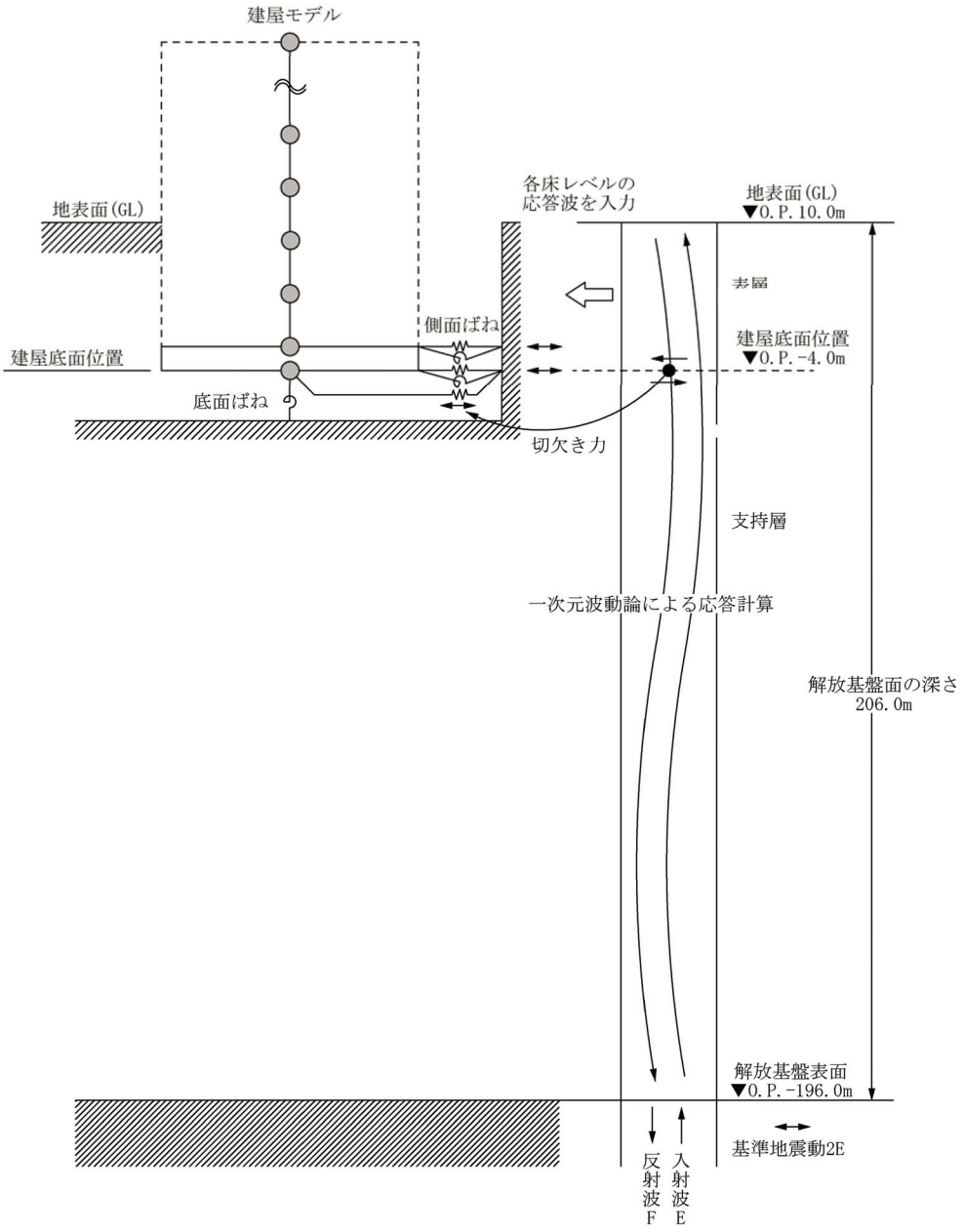
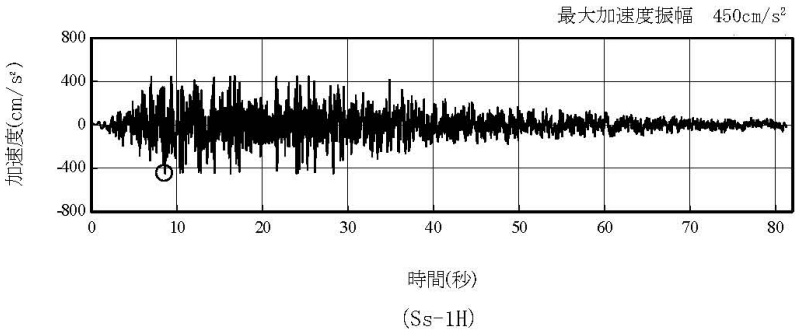
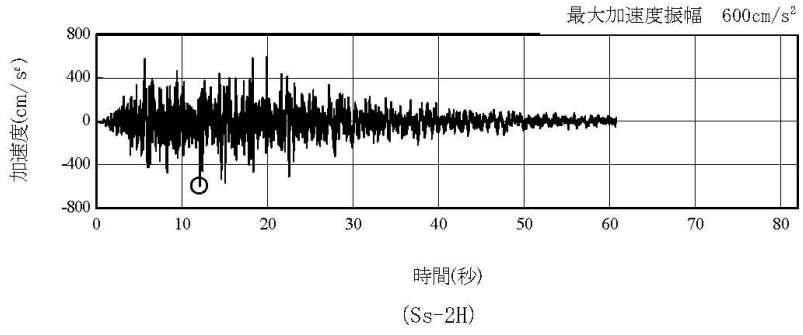


図-2.1　地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)

図-2.2　解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

3.　地震応答解析モデル

基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の地震応答解析は，「2.　解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂版）」（原管発官 21 第 110 号　平成 21 年 6 月 19 日付け）にて作成した地震応答解析モデルを基に，次の２項目について修正を加え，新たな地震応答解析モデルを構築することとしている。

①１号機原子炉建屋については，地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，オペレーティングフロア上部の損傷した鉄骨フレーム及び屋根はモデル化しないこととする。また，崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。１号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）を図-3.1 に，損傷状況（平面図）を図-3.2 に示す。

②原子炉格納容器内の水位上昇に伴う質量増分は，原子炉格納容器と原子炉建屋との接合部位における地震力の伝達を考慮した上で，原子炉建屋モデルの複数の質点に質量を分配して加算する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

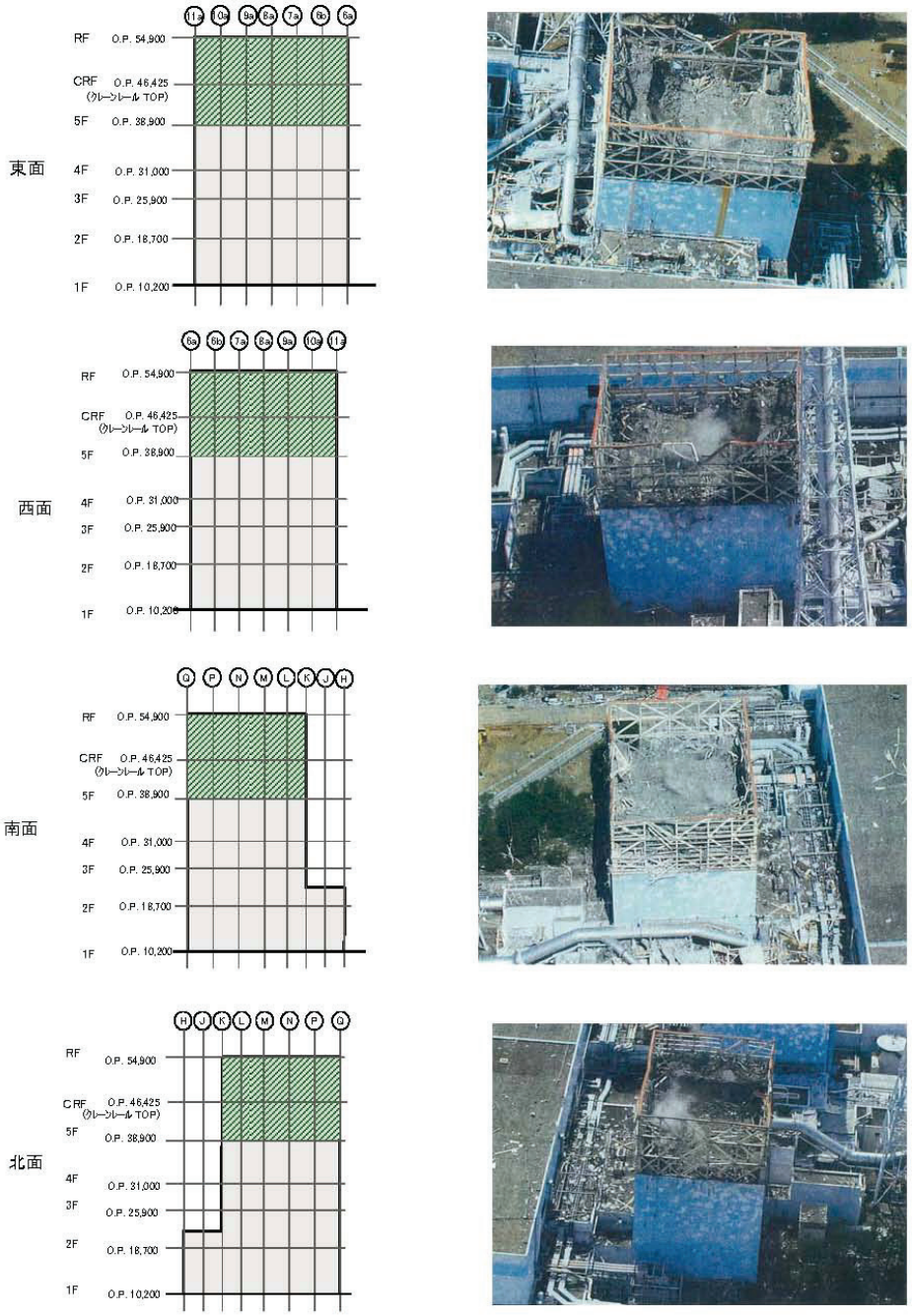


図-3.1　1号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

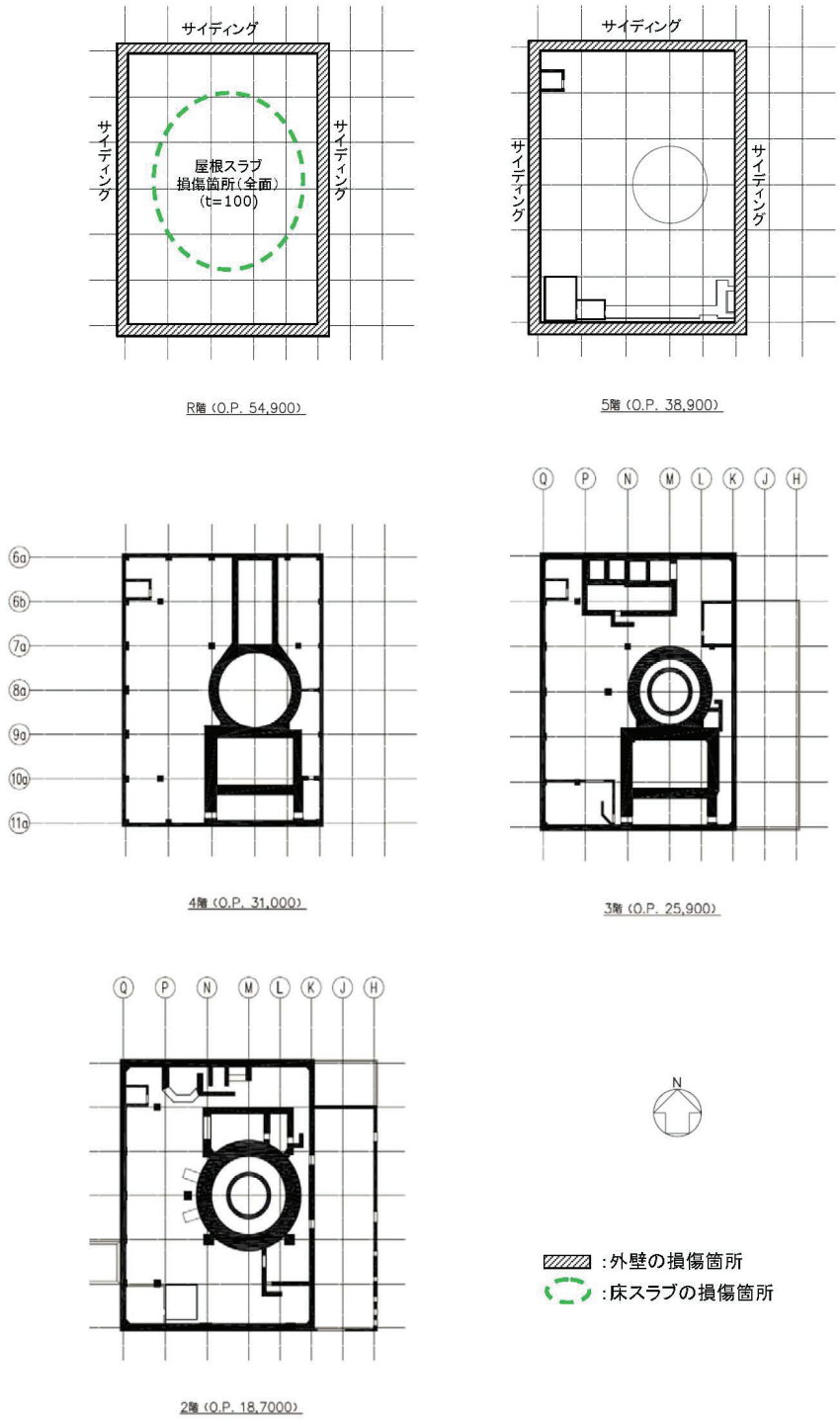


図-3.2　１号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，図-3.3 および図-3.4 に示すように，建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし，地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-3.1 に，建屋解析モデルの諸元を表-3.2 に示す。

地盤定数は，水平成層地盤と仮定し，地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表-3.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて，基礎底面地盤ばねについては，「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づいて，スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また，埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが，図-3.5 に示すようにばね定数（Kc）として実部の静的な値を，また，減衰係数（Cc）として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

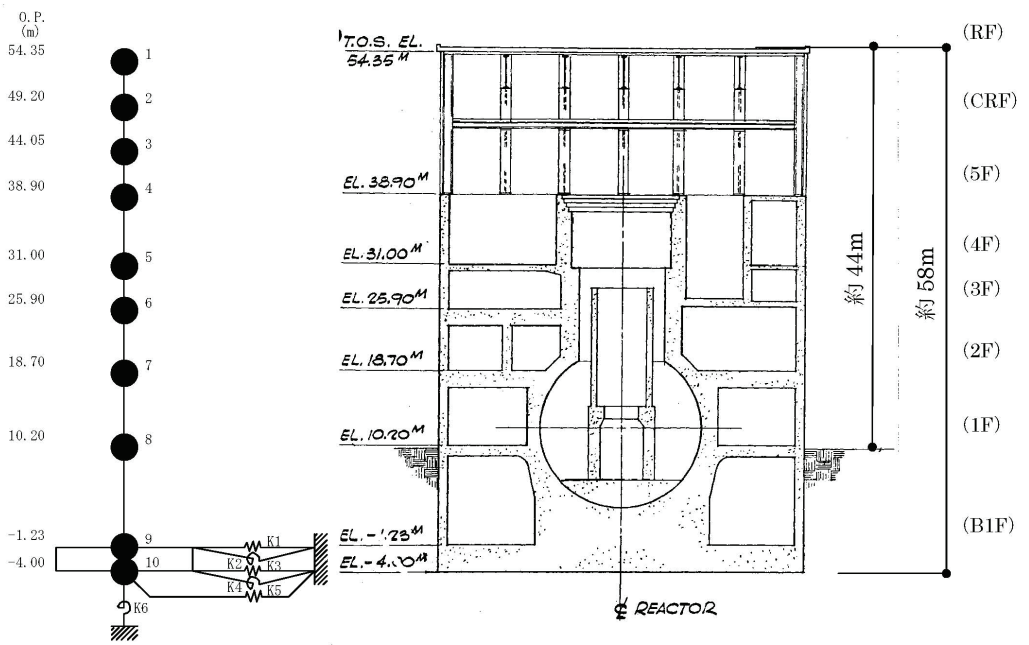


図-3.3　1号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（NS 方向）

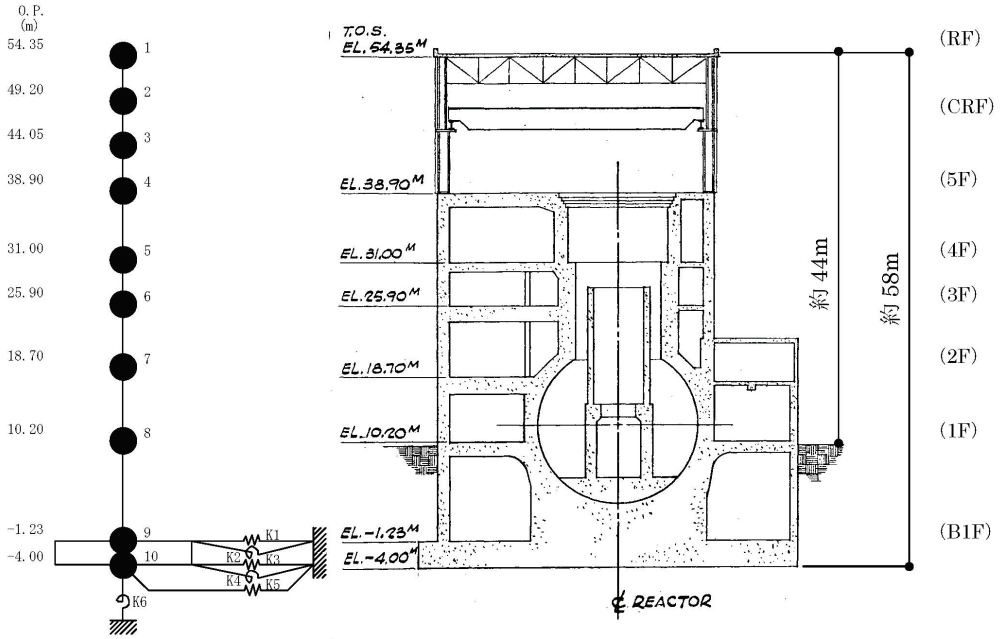


図-3.4　1号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（EW 方向）

表-3.1　地震応答解析に用いる物性値

	強度＊1 Ｆｃ (N/mm^2)	ヤング係数*2 Ｅ (N/mm^2)	せん断弾性係数*2 Ｇ (N/mm^2)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m^3)
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は，過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。
*2：実強度に基づく値を示す。
*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-3.2　建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	質点重量 *1 W(kN)	回転慣性重量 *1 I_G($\times10^6$kN・m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
			—	—
2	—	—		
			—	—
3	—	—		
			—	—
4	58,690	84.43		
			135.0	16,012
5	67,910	97.77		
			160.8	21,727
6	80,900 (3,680)	116.41 (5.30)		
			132.8	24,274
7	87,200	125.53		
			155.6	36,481
8	166150 (20,130)	239.13 (28.97)		
			294.0	52,858
9	177,480 (30,410)	255.51 (43.78)		
			1,914.3	275,530
10	62,400	89.83		
合計	700,730 (54,220)	ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)	
		せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)	
		ポアソン比ν	0.20	
		減衰h	5% (鉄骨部　2%)	
		基礎形状	41.56m(NS方向)×43.56m(EW方向)	

*1: (　) は原子炉格納容器内の水位上昇による増分を示す

(EW 方向)

質点番号	質点重量 *1 W(kN)	回転慣性重量 *1 I_G($\times10^6$kN・m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
			—	—
2	—	—		
			—	—
3	—	—		
			—	—
4	58,690	48.34		
			102.7	9,702
5	67,910	55.90		
			163.9	13,576
6	80,900 (3,680)	66.58 (3.03)		
			131.6	14,559
7	87,200	125.53		
			197.8	36,427
8	166150 (20,130)	239.13 (28.97)		
			294.0	52,858
9	177,480 (30,410)	313.72 (53.75)		
			1,914.3	338,428
10	62,400	110.32		
合計	700,730 (54,220)	ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)	
		せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)	
		ポアソン比ν	0.20	
		減衰h	5% (鉄骨部　2%)	
		基礎形状	41.56m(NS方向)×43.56m(EW方向)	

*1: (　) は原子炉格納容器内の水位上昇による増分を示す

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-3.3　地盤定数

(Ss-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.78	340,000	442	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.78	439,000	495	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.78	509,000	530	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

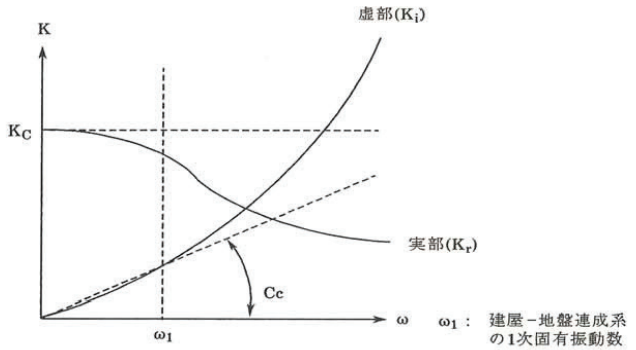
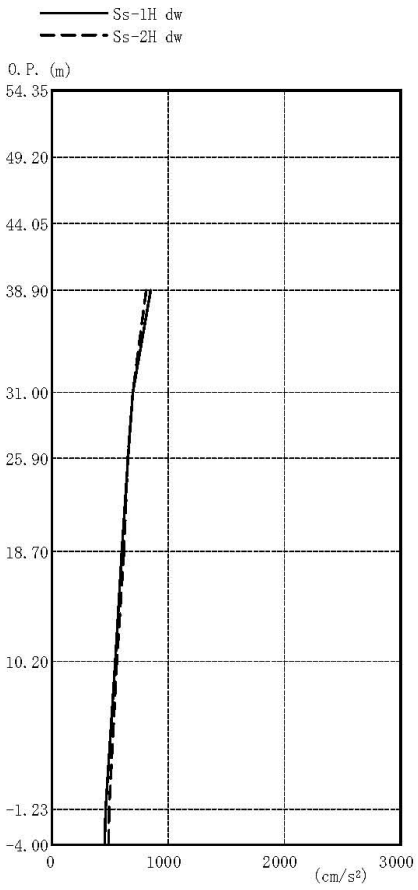


図-1.3.5　地盤ばねの近似

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

4.　地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向の最大応答加速度を図-4.1 および図-4.2 に示す。

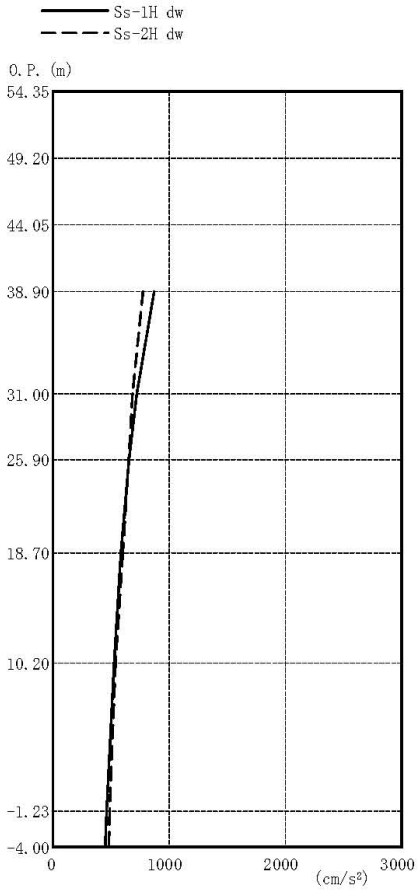


(cm/s²)

Ss-1H dw	Ss-2H dw
849	809
695	697
653	652
602	620
544	559
460	491
455	487

図-4.1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(cm/s²)

Ss-1H dw	Ss-2H dw
868	776
722	684
653	651
585	601
527	539
461	487
451	480

図-4.2　最大応答加速度（EW 方向）

5. 耐震安全性評価結果

図-5.1，図-5.2 及び図-5.3，図-5.4 に基準地震動 Ss-1 及び基準地震動 Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは，最大で 0.12×10^{-3}（Ss-1H,NS 方向,1F）であり，評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

以上のことから，原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

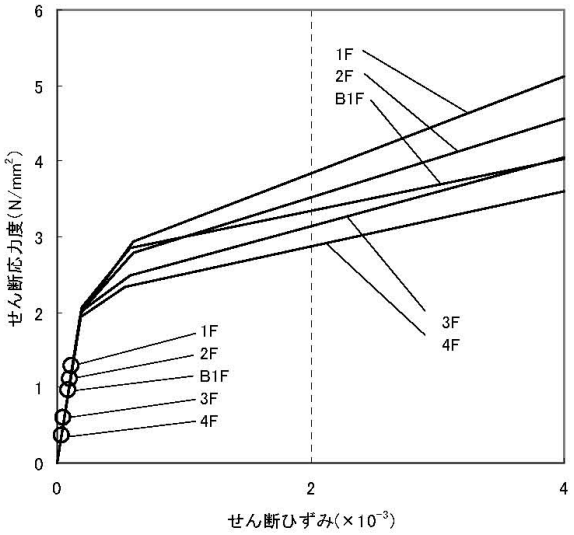


図-5.1　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，NS 方向）

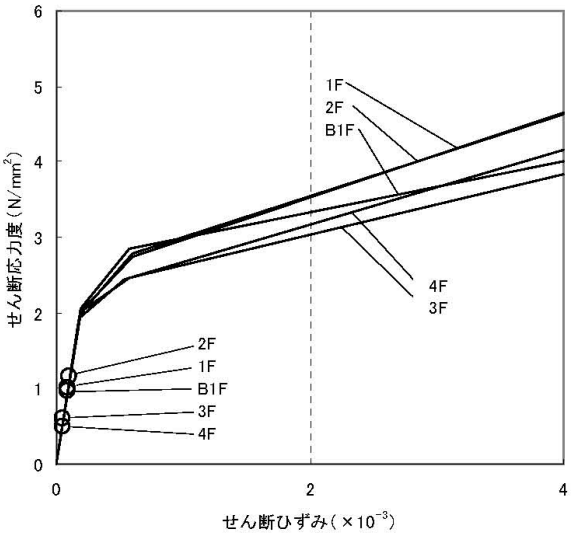


図-5.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，EW 方向）

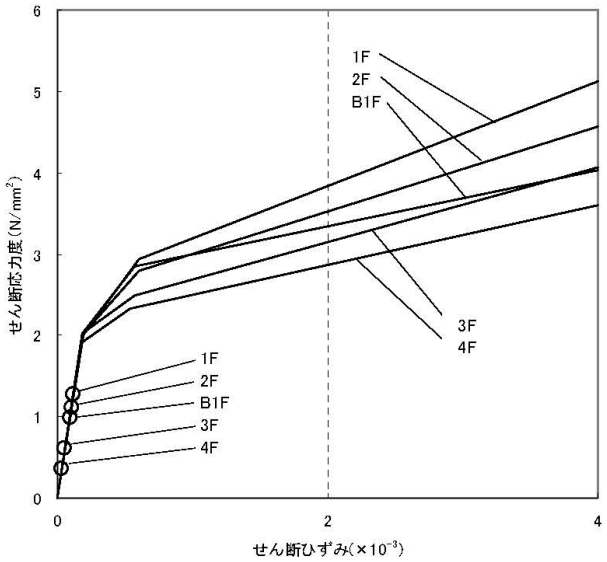


図-5.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，NS 方向）

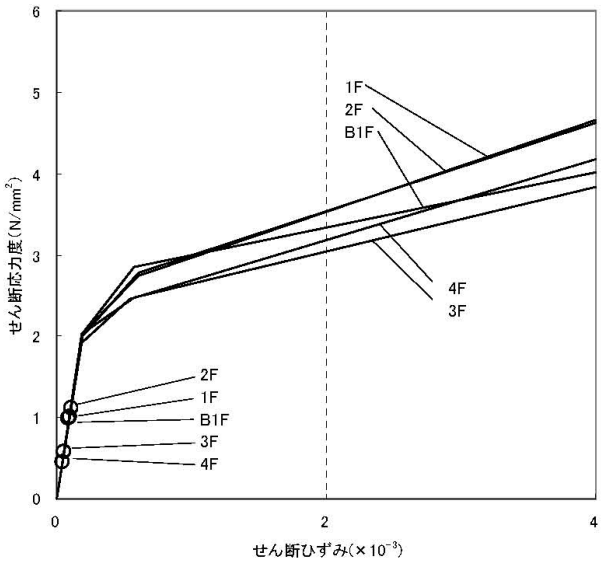


図-5.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，EW 方向）

添付資料－３：４号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）

1. 解析評価方針

水素爆発等による損傷に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価は，基準地震動 Ss を用いることを基本とし，建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお，基準地震動 Ss-3 については，基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の応答結果に比べて，過去の計算例（付録 3－1 参照）から明らかに小さいことが分かっているため，今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

４号機原子炉建屋については，原因の特定には至っていないものの，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは，原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

原子炉建屋の構造への影響及び耐震性の評価は，耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から，地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行う。

なお，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては，水平方向の地震力が支配的であり，鉛直方向の地震力の影響は少ないことから，地震応答解析は水平方向のみ実施する。

４号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を，図-1.1 に示す。

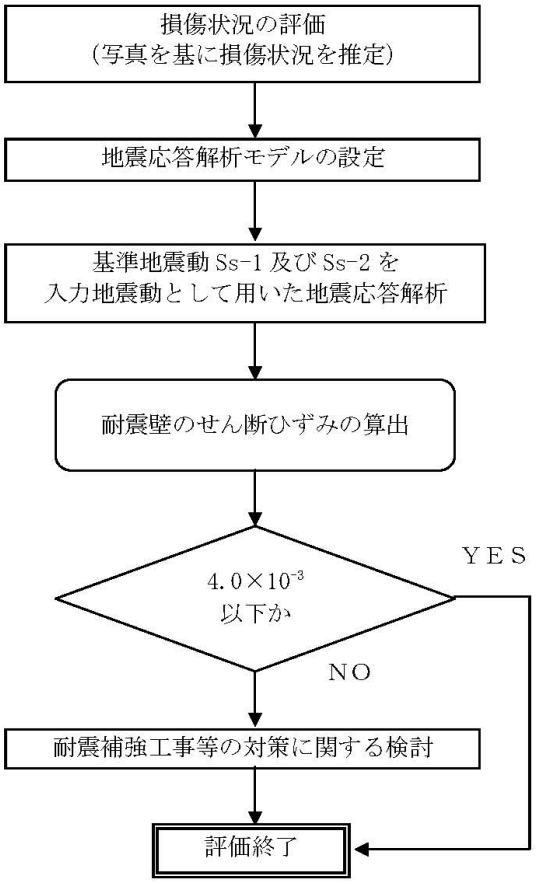


図-1.1　４号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2.　損傷状況の評価

４号機原子炉建屋については，原因の特定には至っていないものの，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。また，外観写真から判断できない部位については，建屋内の調査結果等の現状で得られている情報に基づいて，損傷の有無を評価した。なお，参考にした写真の撮影日等については付録 3-2 に取りまとめた。

各部位の損傷状況評価の考え方を下記に示す。

a. 外壁・屋根トラス

外観の写真から損傷を確認できる外壁・屋根トラスについては，損傷部位として評価した。また，一部剥落が確認された外壁についても損傷として評価した。（図-2.1）

b. 使用済燃料プール

コンクリートポンプ車の先端に取り付けられたカメラにより撮影された写真から，使用済燃料プールには一定の水量が注水されていることが確認できていること，使用済燃料プール下部にあたる 2 階で漏水等が発生していないことが確認されていることから，使用済燃料プールに損傷は無いものと評価した。（図-2.2）

c. 機器仮置プール

外壁の写真を見る限り，機器仮置プール周辺の外壁で損傷が確認されていないことから，損傷が無いものと評価した。（図-2.3）

d. シェル壁

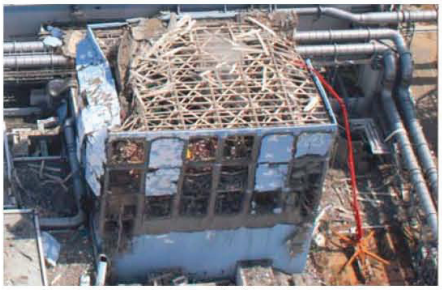
1 階，2 階のシェル壁については，建屋内の調査により損傷が無いことを確認できている。また，3 階において，損傷している外壁の厚さは最大でも 650ｍｍであり，厚さ 1000㎜ の外壁については損傷が無いことが確認できている。一方，3 階のシェル壁は，厚さが 1850㎜ であることから損傷が無いものと評価した。（図-2.4）

e. 床スラブ

1 階，2 階については，建屋内の調査により，床スラブに損傷が無いことを確認している。3 階については，建屋内の調査時に 2 階から見上げた天井スラブ（3 階の床スラブ）で損傷が確認できないことから，損傷は無いものと評価した（図-2.5）。4 階以上については，建屋内の調査結果が得られていないことから，外壁の損傷状況から評価することとした。4，5 階については，外壁が損傷していることから，外壁以下の厚さである床スラブは損傷している可能性があるものと評価した。



北面



西面

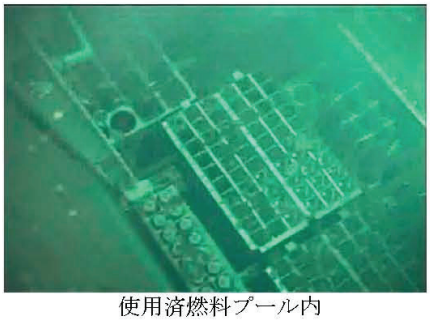


東面



南面

図-2.1 外壁の状況



使用済燃料プール内



使用済燃料プール下部

図-2.2 使用済燃料プールの状況

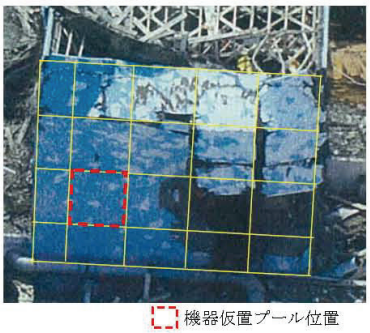


図-2.3 機器仮置プールの状況



図-2.4 シェル壁の状況



1 階外壁



2 階外壁



2 階床



2 階天井

図-2.5　建屋内部の状況（1,2 階）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3.　解析に用いる入力地震動

４号機原子炉建屋への入力地震動は，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」（原管発官１９第６０３号　平成20年3月31日付け）にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ss-1及びSs-2を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1 に示す。モデルに入力する地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ssに対する地盤の応答として評価する。また，建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち，解放基盤表面位置（O.P. -196.0m）における基準地震動Ss-1及びSs-2の加速度波形について，図-3.2に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

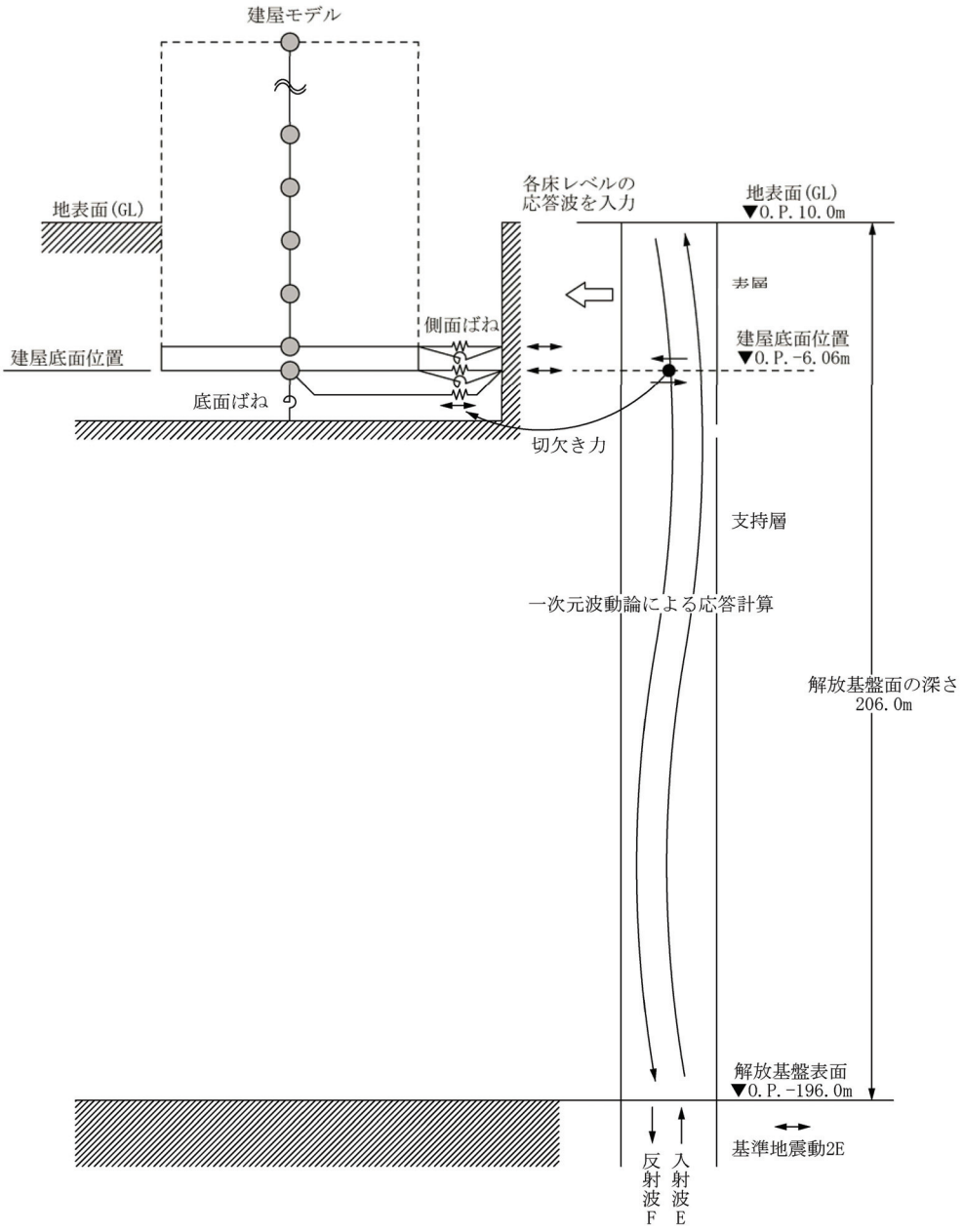
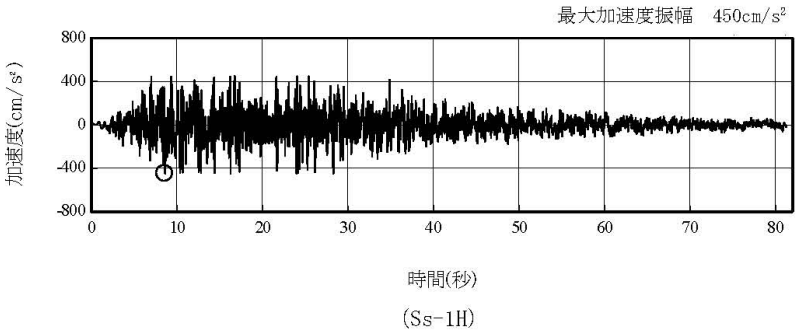
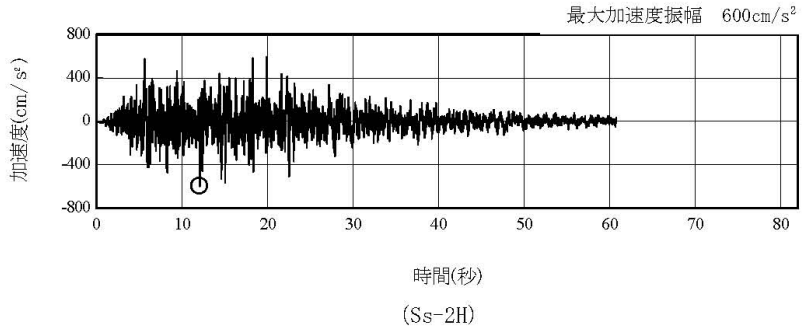


図-3.1　地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)

図-3.2　解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

４．　地震応答解析モデル

基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の地震応答解析は，「3.　解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂版）」（原管発官 21 第 110 号　平成 21 年 6 月 19 日付け）にて作成した地震応答解析モデルを基に，次の項目について修正を加え，新たな地震応答解析モデルを構築することとしている。

４号機原子炉建屋については，地震時に定期検査中であったことから，定期検査時の条件を反映している。また，原因の特定には至っていないものの，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷していることから，「２．損傷状況の評価」で評価した損傷状況を基に解析モデルを作成する。なお，５階より上部の崩れた部分の重量は５階の床で支持されていると仮定するなど、崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。４号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）を図-4.1 に，損傷状況（平面図）を図-4.2 に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

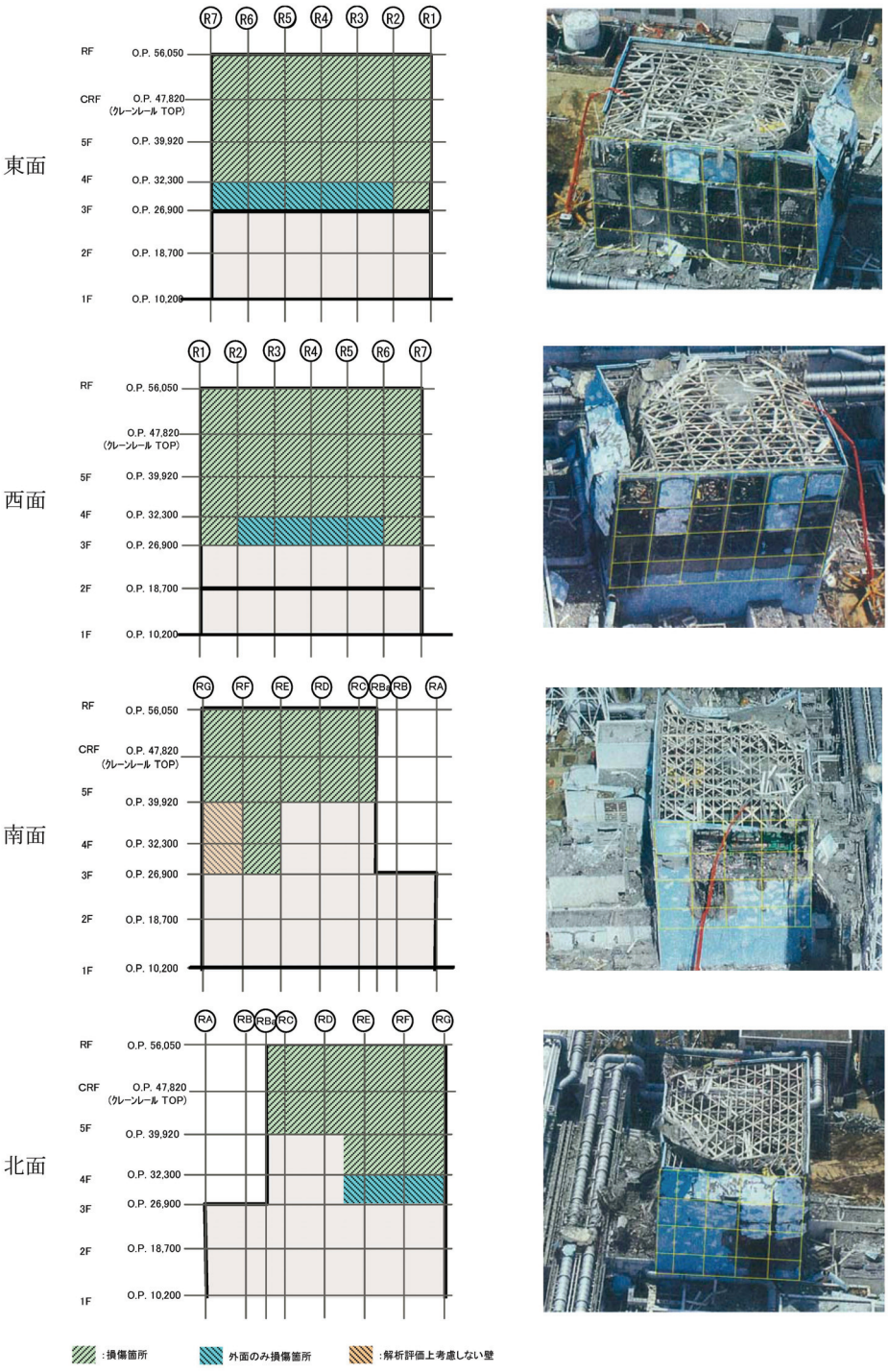


図-4.1　4号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

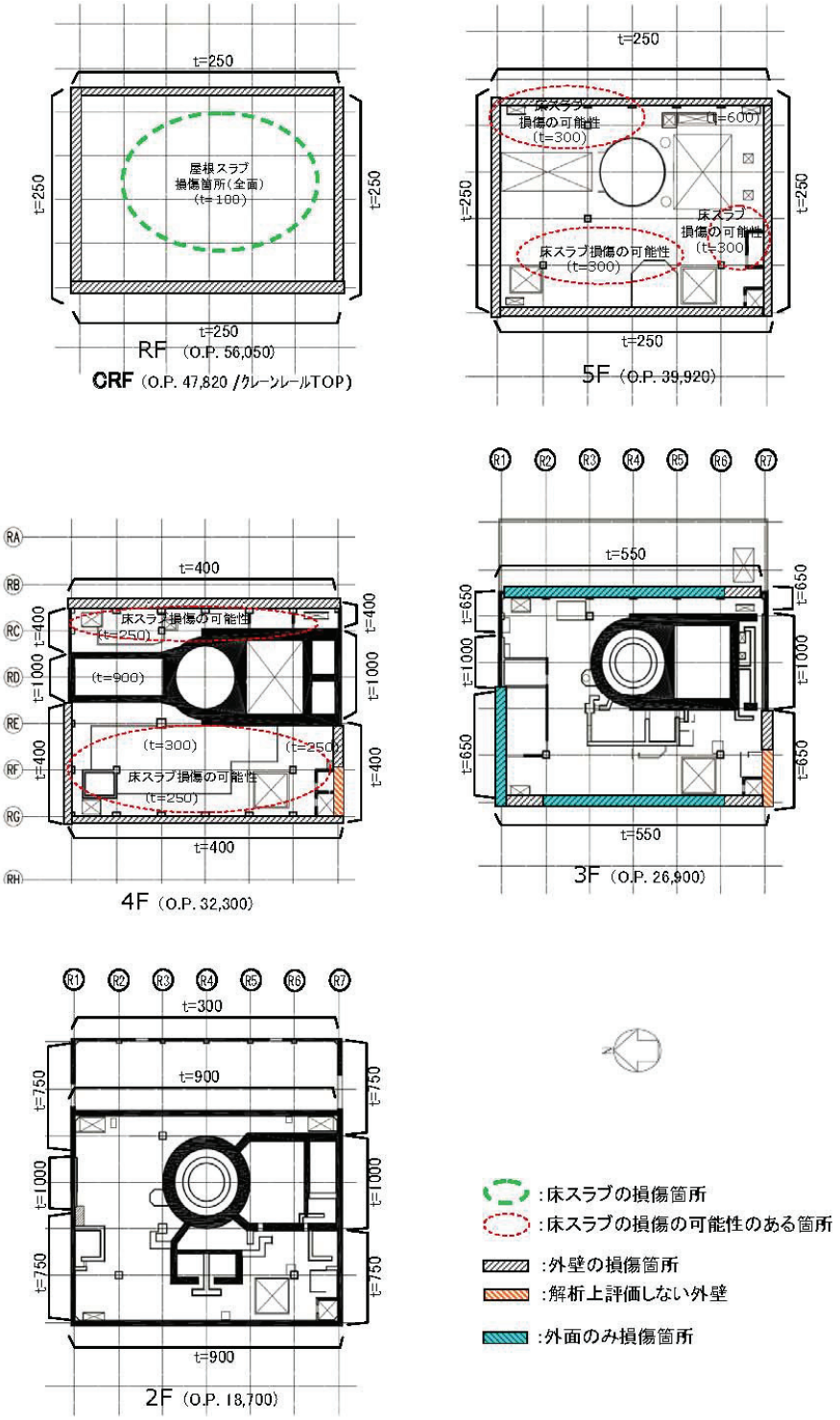


図-4.2　4号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，図-4.3および図-4.4に示すように，建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし，地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1に，建屋解析モデルの諸元を表-4.2に示す。

地盤定数は，水平成層地盤と仮定し，地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表-4.3に示す。

水平方向の解析モデルにおいて，基礎底面地盤ばねについては，「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づいて，スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また，埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，Novakばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが，図-4.5に示すようにばね定数（Kc）として実部の静的な値を，また，減衰係数（Cc）として建屋－地盤連成系の1次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

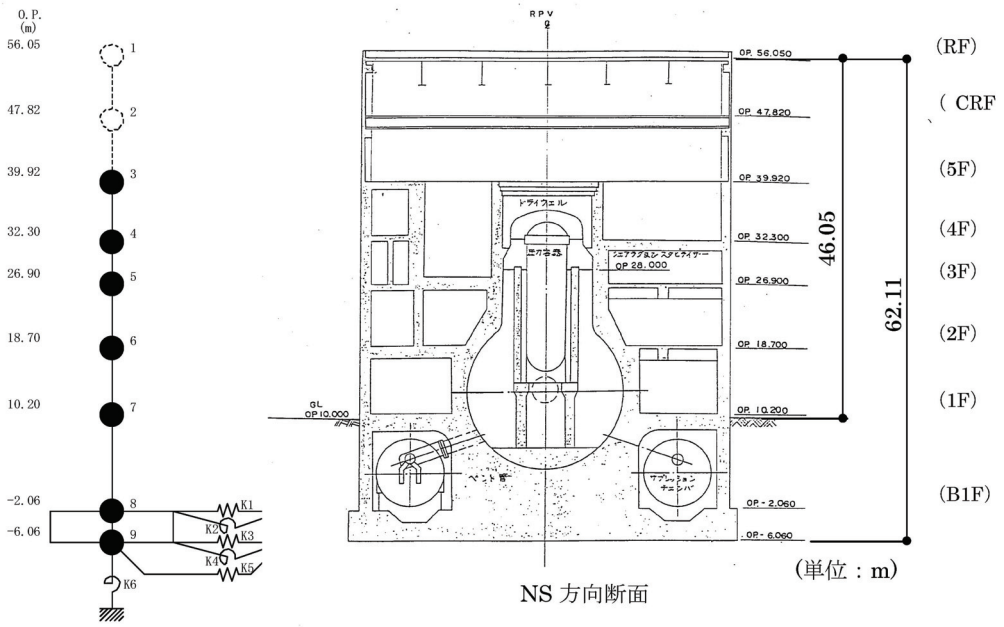


図-4.3　4号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（NS 方向）

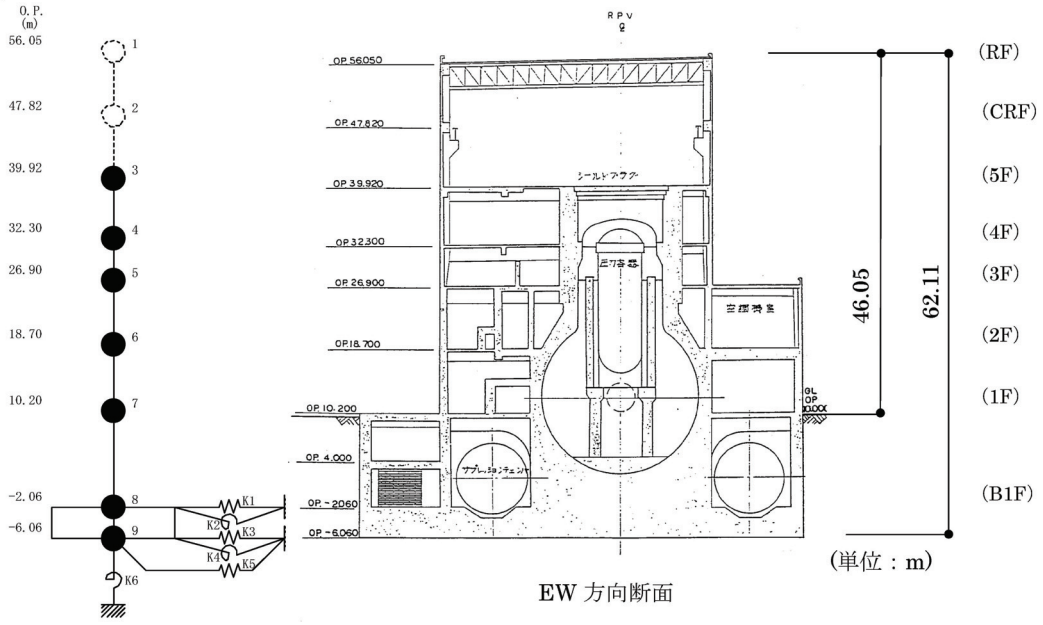


図-4.4　4号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（EW 方向）

表-4.1　地震応答解析に用いる物性値

	強度＊1 Ｆｃ （N/mm^2）	ヤング係数*2 E （N/mm^2）	せん断弾性係数*2 G （N/mm^2）	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ （kN/m^3）
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当 （SD35）				
鋼材	SS400相当 （SS41）				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は，過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。
*2：実強度に基づく値を示す。
*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-4.2　建屋解析モデルの諸元

（NS 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G(×10^5kN･m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	114,850	211.39	—	—
4	88,770	163.44	150.8	13,068
5	117,030	215.39	103.4	15,942
6	121,930	224.49	223.4	45,026
7	207,300	381.60	175.4	46,774
8	287,050	574.38	460.4	114,194
9	132,390	264.88	2,812.6	562,754
合計	1,069,320			

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

（EW 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G(×10^5kN･m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	114,850	118.55	—	—
4	88,770	91.66	90.4	6,491
5	117,030	215.39	105.8	6,388
6	121,930	224.49	167.5	32,815
7	207,300	569.22	166.4	46,303
8	287,050	828.96	424.5	136,323
9	132,390	346.27	2,812.6	772,237
合計	1,069,320			

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-4.3　地盤定数

(Ss-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.78	340,000	442	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.78	439,000	495	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.78	509,000	530	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

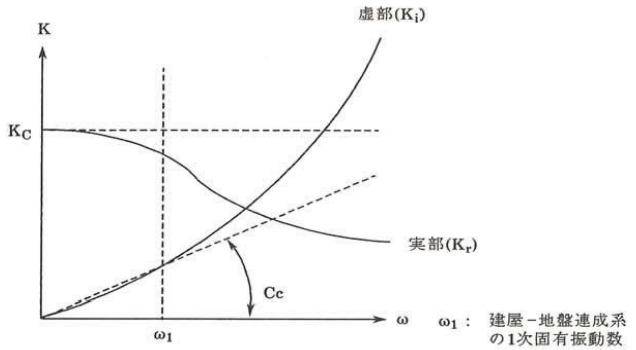


図-4.5　地盤ばねの近似

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

5.　地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2 に示す。

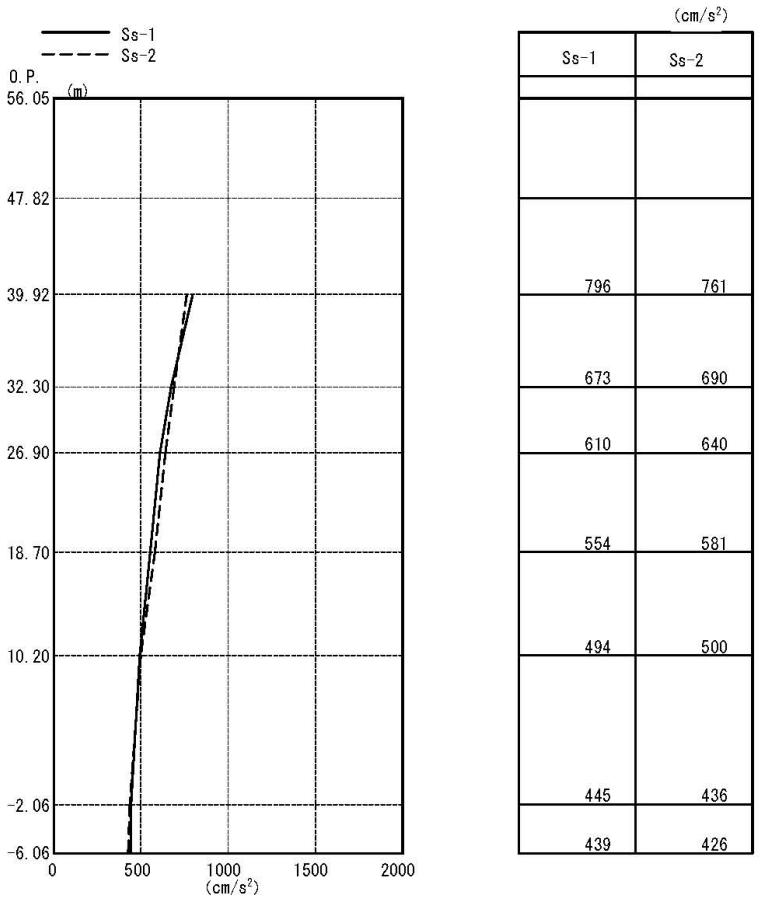


図-5.1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

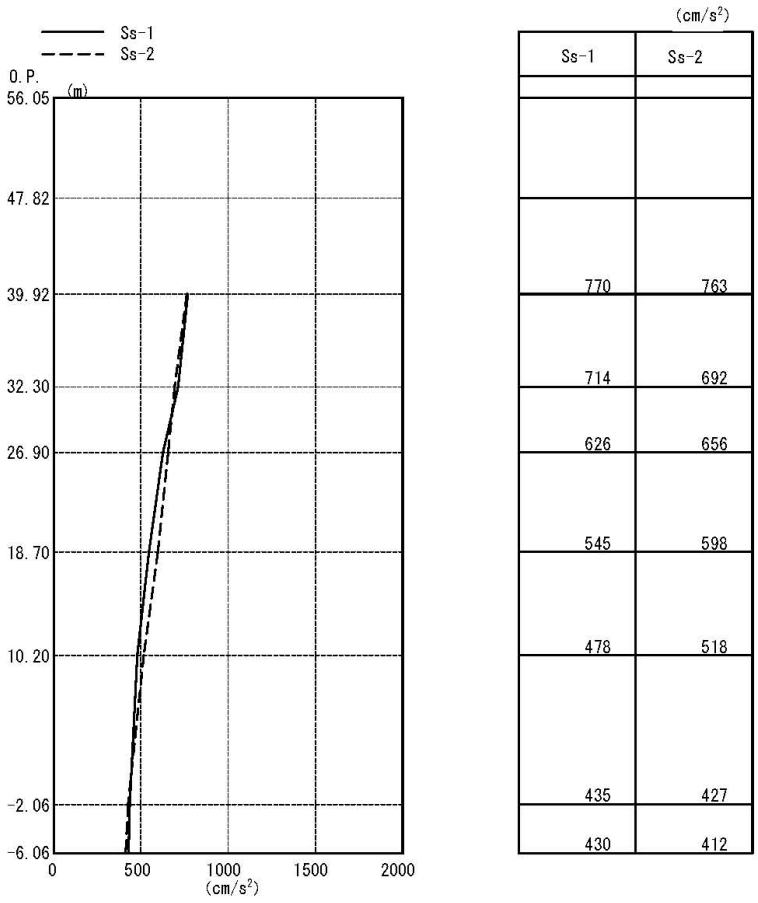


図-5.2　最大応答加速度（EW 方向）

6. 耐震安全性評価結果

図-6.1，図-6.2及び図-6.3，図-6.4に基準地震動Ss-1及び基準地震動Ss-2に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは，最大で0.17×10^{-3}（Ss-1H及びSs-2H,EW方向,1F）であり，評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

以上のことから，原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

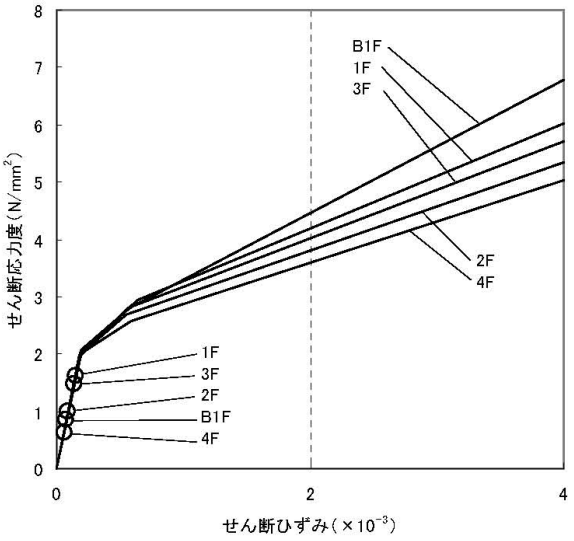


図-6.1　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，NS 方向）

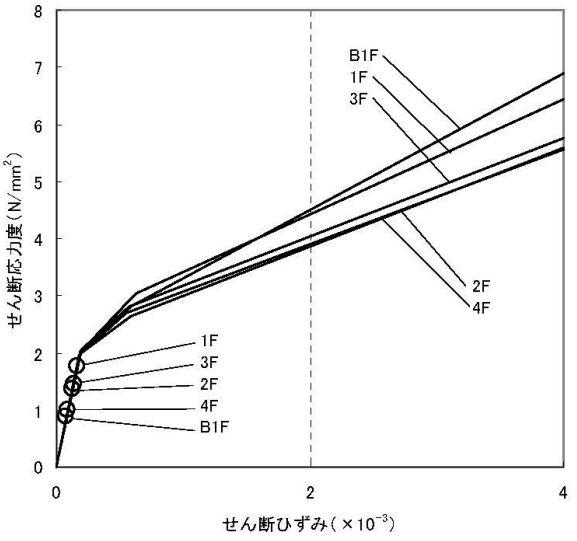


図-6.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，EW 方向）

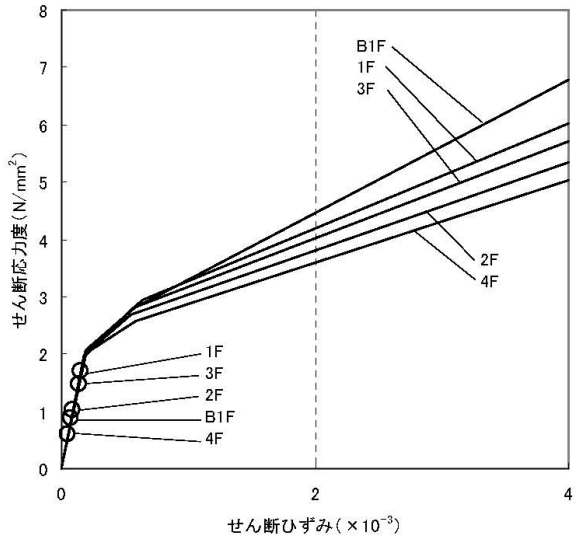


図-6.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，NS 方向）

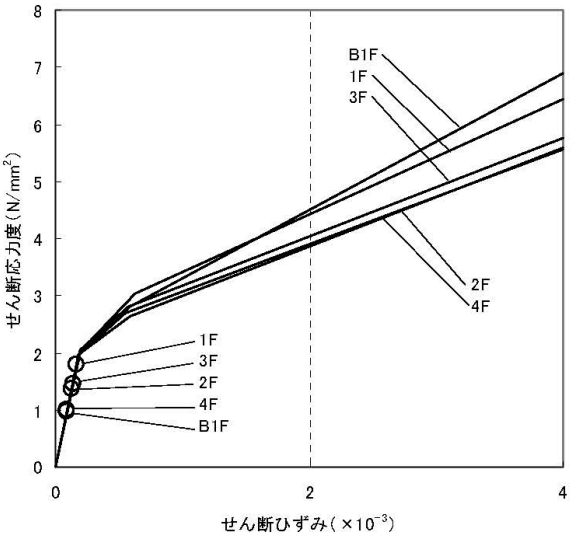


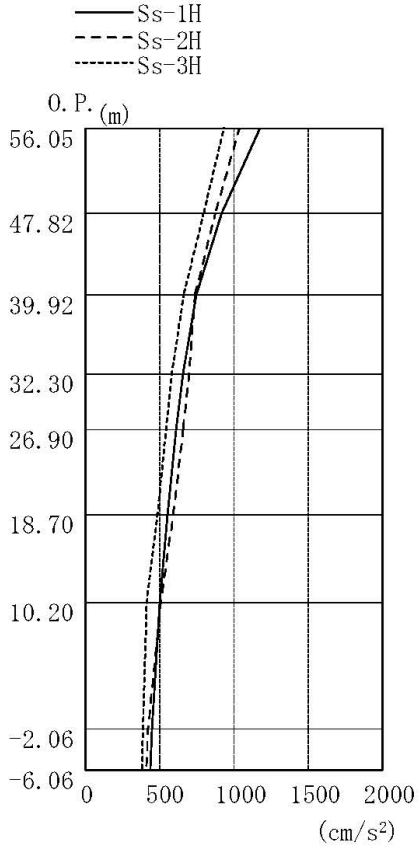
図-6.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，EW 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 3-1

『発電所原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果

「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂版）」（原管発官 21 第 110 号　平成 21 年 6 月 19 日付け）に記載している４号機原子炉建屋の耐震安全性評価結果を抜粋して以下に示す。

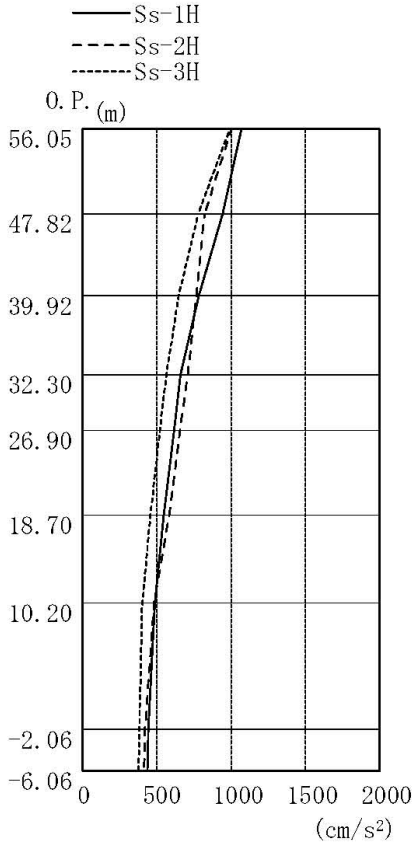


(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
1174	1037	932
918	875	796
749	738	662
657	698	582
613	659	543
553	592	486
502	509	413
447	423	388
439	411	382

図-1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
1070	1004	992
945	822	779
783	766	648
661	710	565
617	657	521
548	584	458
488	483	404
445	422	382
438	415	378

図-2　最大応答加速度（EW 方向）

表-1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS 方向）

（$\times 10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.10	0.09	0.08	2.0以下
5F	0.17	0.15	0.14	
4F	0.05	0.05	0.04	
3F	0.08	0.08	0.07	
2F	0.09	0.09	0.08	
1F	0.15	0.16	0.13	
B1F	0.08	0.08	0.07	

表-2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW 方向）

（$\times 10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.12	0.12	0.11	2.0以下
5F	0.30	0.20	0.19	
4F	0.08	0.08	0.07	
3F	0.11	0.11	0.10	
2F	0.12	0.12	0.10	
1F	0.16	0.17	0.14	
B1F	0.08	0.09	0.07	

以上

付録 3-2

損傷状況を評価するのに用いた写真について（4 号機）

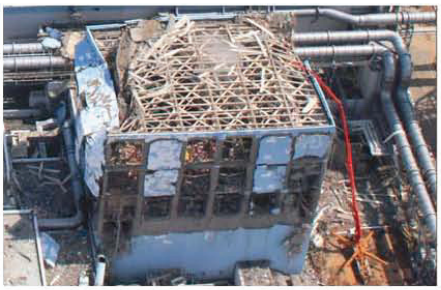
【外壁】

○ 4 月 13 日時点

・ 3 月 24 日に撮影した外観写真により、建屋の損傷状況を確認した上で建屋の解析モデルを作成している。（図１）



北面



西面



東面



南面

図１　損傷状況（3 月 24 日撮影）

○ 5 月 10 日時点

・ 西面、南面については、5 月 10 日に新たに現地で写真（図２）を撮影している。この写真から 3 月 24 日時点から損傷が進展していないことが確認できる。



西面



南面

図２　西面・南面の損傷状況（5 月 10 日撮影）

【内壁】

○ 4 月 13 日時点

・ 建屋内の調査が実施できていなかったことから、外観写真と図面等から判断することとした。

○ 4 月 28 日時点

・ コンクリートポンプ車の先端に取り付けられたカメラにより撮影された写真により，使用済燃料プールに一定の水量が注水されていることが確認できる。(図 3)

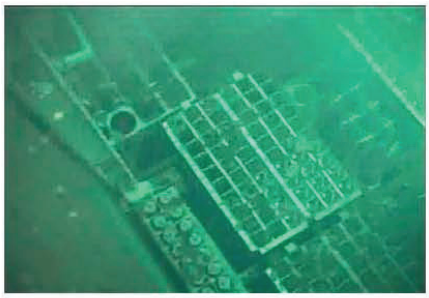


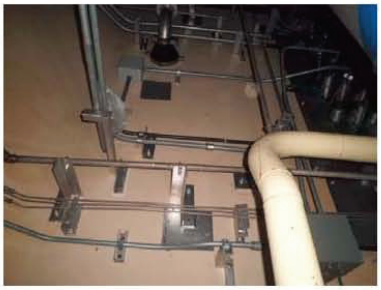
図 3　使用済み燃料プール内部の状況(4 月 28 日撮影)

○ 5 月 22 日時点

・ 建屋内（1 階、2 階）では調査が実施されている。現段階では 1 階、2 階の内壁、1 階、2 階の床スラブ、天井スラブに損傷は確認されていない。建屋内の写真を図 4，それぞれの写真の撮影位置を図 5 に示す。



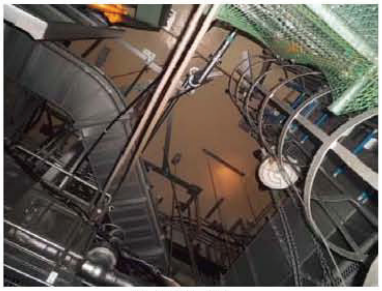
①1 階内壁



②1 階外壁



③1 階外壁



④1 階天井

図 4（1）　建屋内部の状況（5 月 19 日～21 日撮影）



⑤2 階内壁



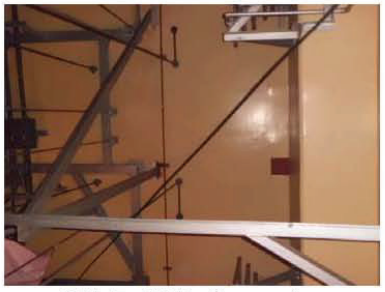
⑥2 階外壁



⑦2 階シェル壁



⑧2 階シェル壁



⑨使用済燃料プール下部

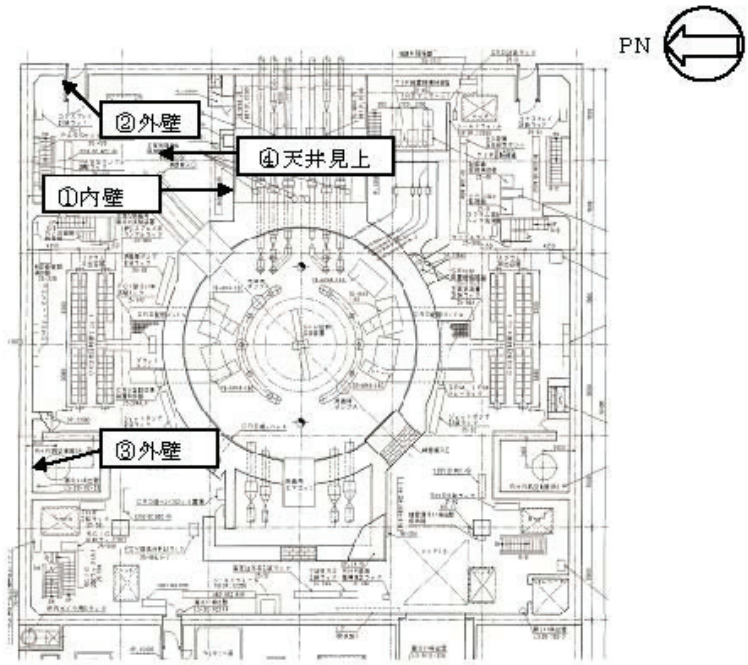


⑩2 階床

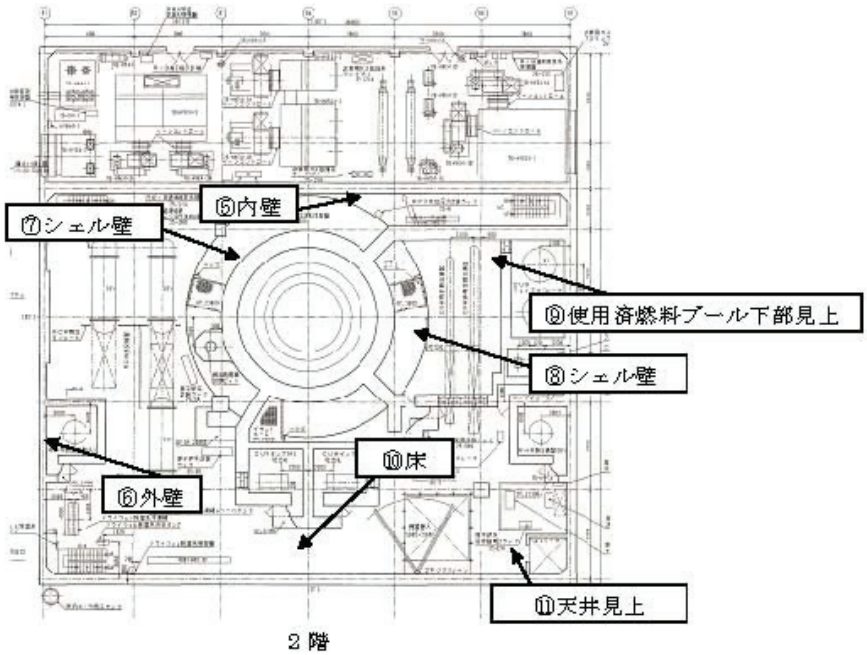


⑪2 階天井

図 4（2）　建屋内部の状況（5 月 19 日～21 日撮影）



1 階



2 階

図 5 建屋内部の写真撮影位置

添付資料－４：４号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（３次元ＦＥＭ解析による局部評価）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

1.　解析評価方針

４号機原子炉建屋については、５階より下部の４階や３階の外壁が複雑に損傷していることを踏まえ、２階より上部を詳細な３次元ＦＥＭ解析モデルでモデル化し、応力解析により基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の耐震安全性を評価する。なお、４号機原子炉建屋の外壁の損傷が確認されている４階や３階においては、主要な耐震要素が使用済燃料プールとなることから、ここでは使用済燃料プールを中心とした評価を実施する。

プールの平面図を図-1.1に，断面図を図-1.2に示す。

耐震安全性評価は、図-1.3のフローに示すように以下の手順で行う。

- 使用済燃料プール周辺の２階の床（0.P.18.7m）から５階の床（0.P.39.92m）までの建屋部分を対象に、爆発等による損傷状況を模擬した３次元ＦＥＭ解析モデルを作成する。
- 死荷重、プール水による静水圧、温度荷重、地震応答解析結果に基づく地震荷重、地震時動水圧などの荷重条件及び荷重組合せの条件を設定する。
- 応力解析として鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行い，使用済燃料プール部に発生する応力およびひずみを算出する。
- 評価基準値と比較し、耐震安全性を評価する。

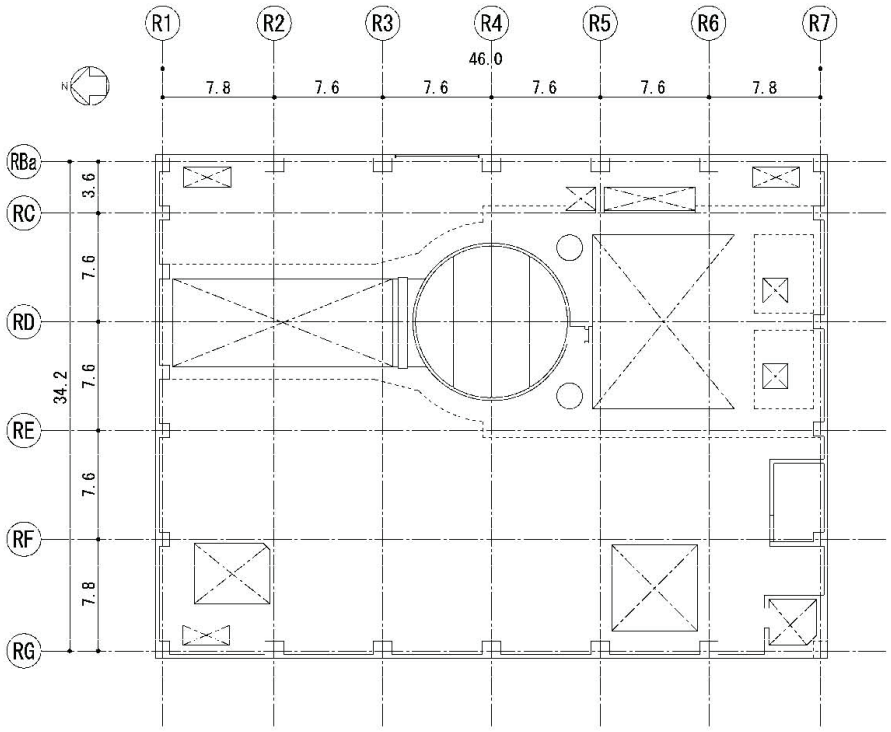


図-1.1　5階　平面図

（単位：m）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

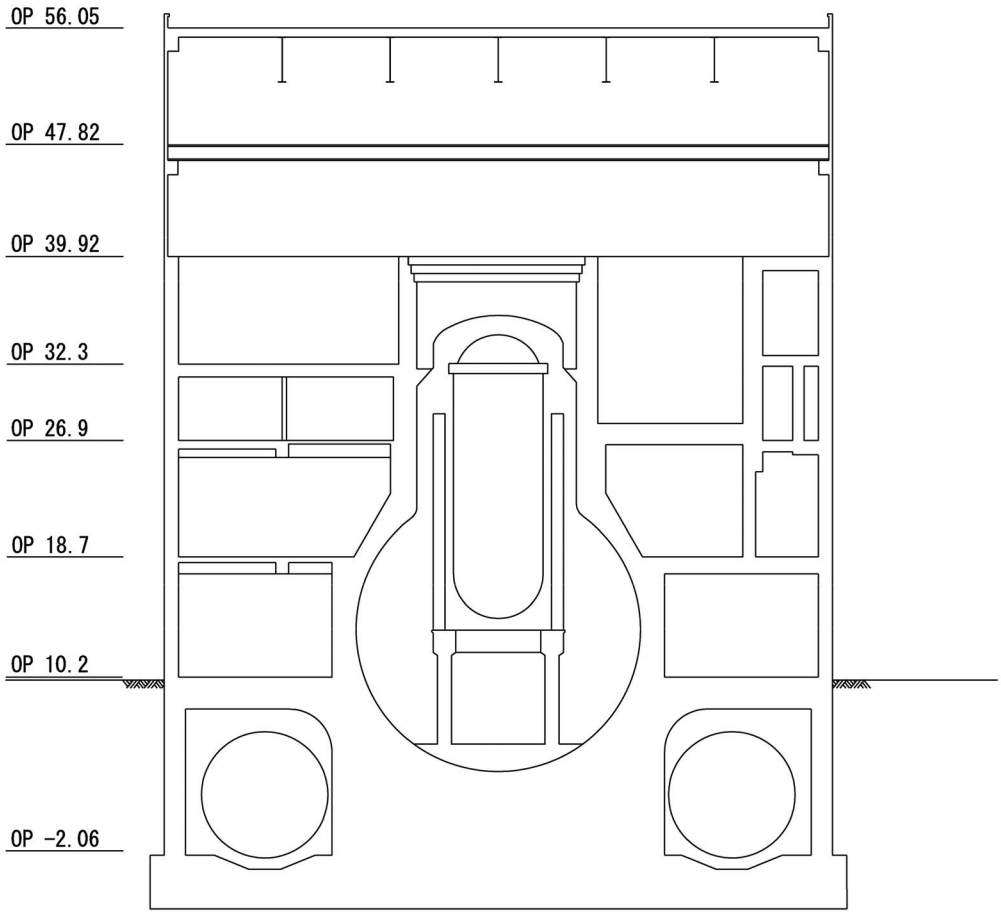


図-1.2　断面図
（ＮＳ方向断面，単位：m）

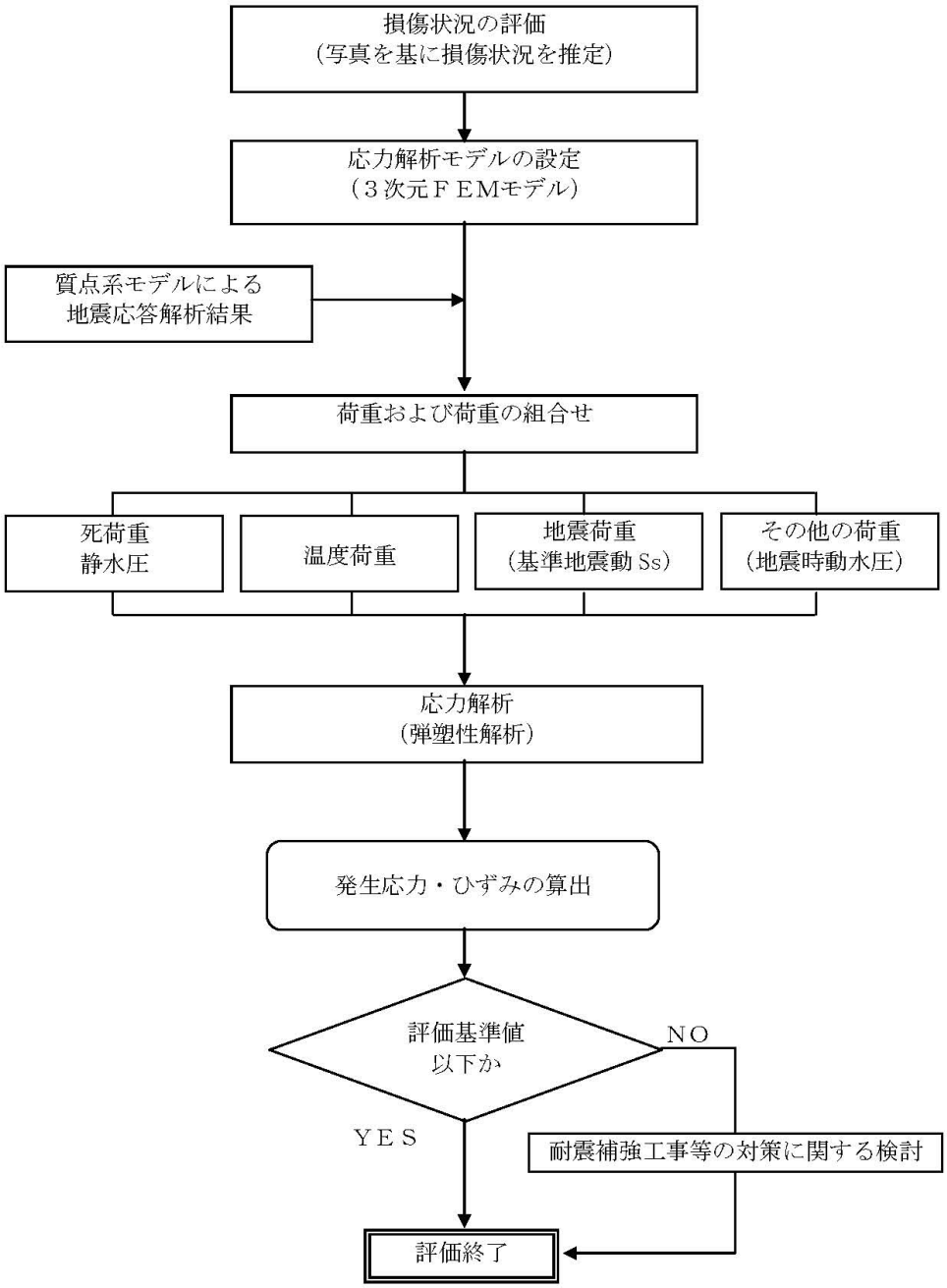


図-1.3　使用済燃料プールの耐震安全性評価フロー

2.　損傷状況の評価

損傷状況の評価にあたっては、「添付資料－３　２．損傷状況の評価」を基本として３次元ＦＥＭ解析モデルを作成している。

解析モデルに評価した外壁は、添付資料－３において考慮した部分と同一とし、５階より下部の柱・梁は残った状態とする。使用済燃料プールや機器仮置プール、シェル壁及び周辺床は損傷がないものとしてモデル化する。

損傷した部分の重量については、下階の床で支持されていると仮定し、全て一様に積載されているものとして評価する。

3.　応力解析モデルの設定

鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を実施し、使用済燃料プール部に発生する応力及びひずみを算定する。2階壁から5階の燃料取替え床までの鉄筋コンクリート部材を有限要素の集合体としてモデル化する。

解析モデルに使用する板要素は、鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素を用いる。各要素には，板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが，板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

解析モデル概要図を図-3.1 に，コンクリートと鉄筋の構成則を図-3.2 に，解析モデルの境界条件を図-3.3 に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

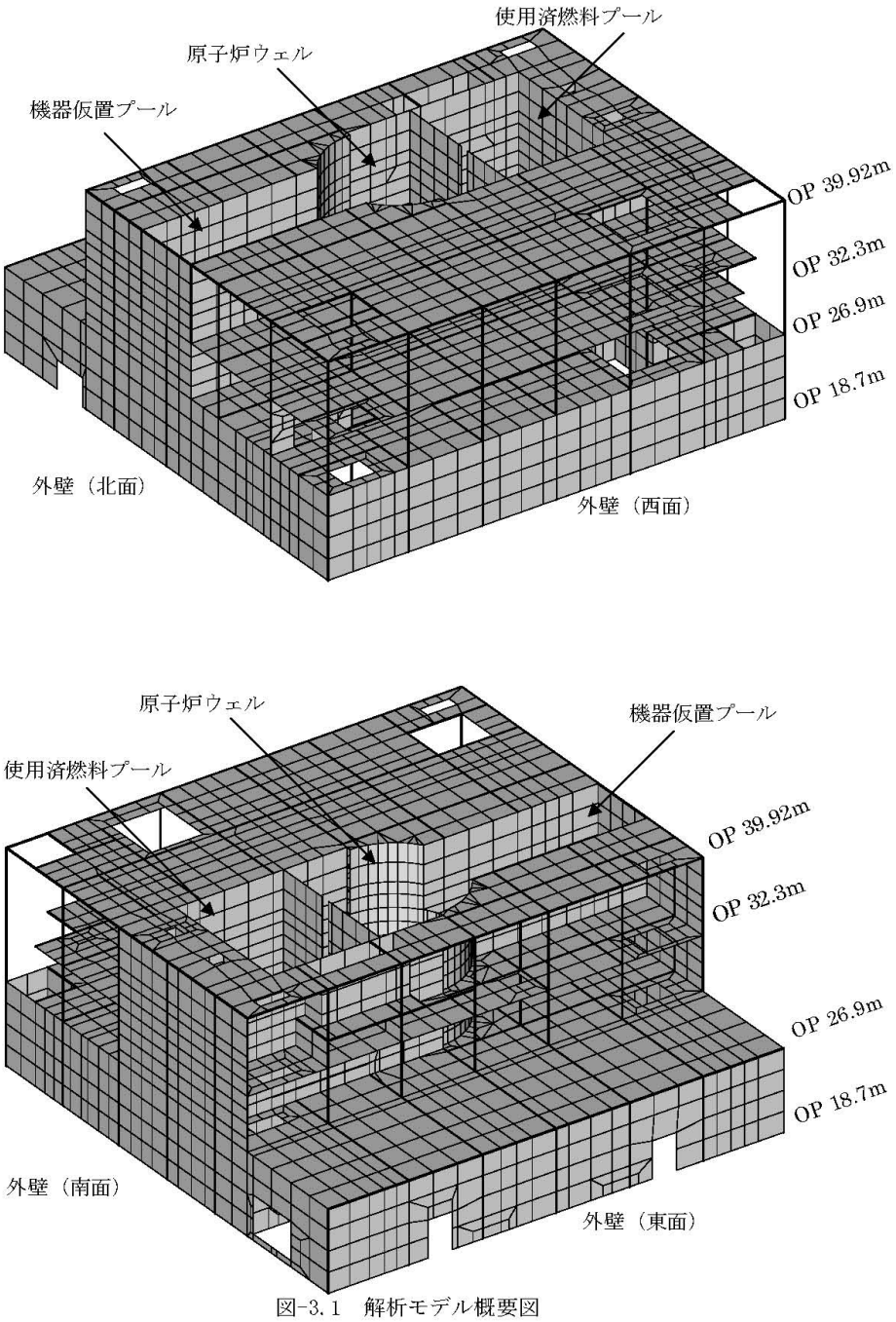
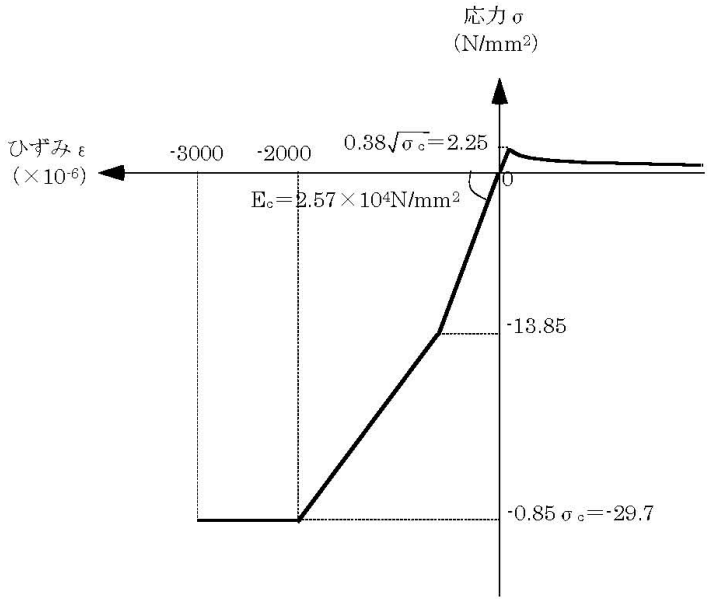
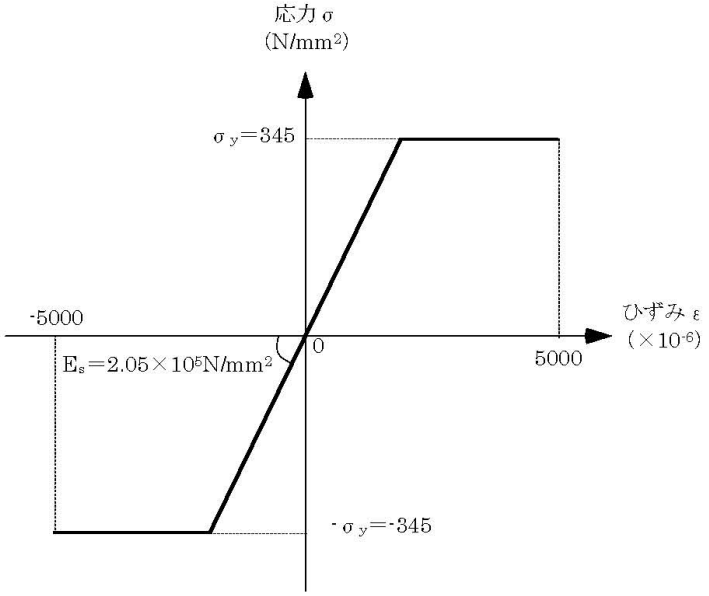


図-3.1　解析モデル概要図



(a)　コンクリートの応力－ひずみ関係

（コンクリート強度 σc=35N/mm²）



(b)　鉄筋の応力－ひずみ関係

（鉄筋降伏点 σy=345N/mm²）

図-3.2　コンクリートと鉄筋の構成則

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

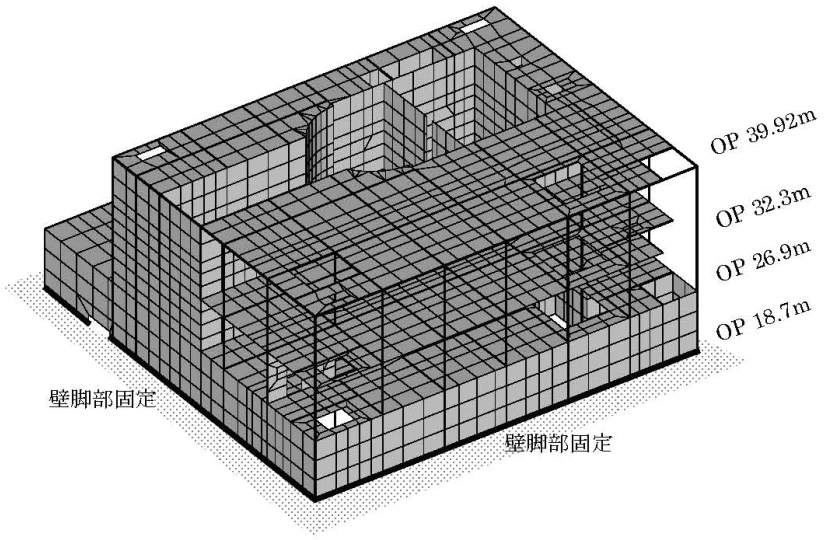


図-3.3　解析モデルの境界条件

4.　荷重および荷重の組合せ

(1) 死荷重

解析モデルに付与する死荷重は，モデル化範囲の建屋躯体の自重、機器重量に加え、崩れた屋根や外壁重量が全て燃料取替え床やプール床に積載していると仮定した場合の付加重量を考慮する。

(2) 静水圧

使用済燃料プール、原子炉ウェルおよび機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮する。

(3) 温度荷重

実測されたプール水の温度条件（90℃程度）を参考に、水温 90℃、外気温 10℃の状態を想定する。

(4) 地震荷重

前述の建屋の損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動 Ss に対する地震応答解析結果に基づき、水平方向および鉛直方向の地震荷重を設定する。（付録 4-1 参照）

(5) その他の荷重

プール水の地震時動水圧を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

表-4.1 に荷重の組合せを示す。なお、水平方向および鉛直方向の地震動の組合せは，組合せ係数法（組合せ係数 0.4）により評価する。

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」等においては、温度荷重と基準地震動 Ss による地震荷重との組合せを行わないこととしている。しかし、現状の使用済燃料プールが比較的長期間高温状態となっていることを踏まえ、温度荷重と基準地震動 Ss による地震荷重とを組み合わせて評価することとした。さらに、温度荷重を考慮しない場合の評価結果については付録 4-2 に示している。

表-4.1　荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL ＋ H ＋ T ＋ K ＋ KH

ここに，　DL：死荷重　、　H：静水圧　、　T：温度　、

K：地震荷重（基準地震動 Ss）　、　KH：地震時動水圧

5.　評価結果

配筋諸元等に基づき使用済燃料プールの構造検討を行い、耐震安全性を評価する。評価においては、応力解析より求まる発生応力およびひずみが,評価基準値を超えないことを確認する。評価基準値は、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」などに基づき設定する。評価に用いる配筋諸元を図-5.1に示す。

評価結果を表-5.1、表-5.2 に示す。いずれの箇所においても発生応力およびひずみは弾性範囲内であり評価基準値を下回ることより、現状の使用済燃料プールは基準地震動Ｓｓに対する耐震安全性は確保されていると推定される。

表-5.1～表-5.2 に用いる記号の説明

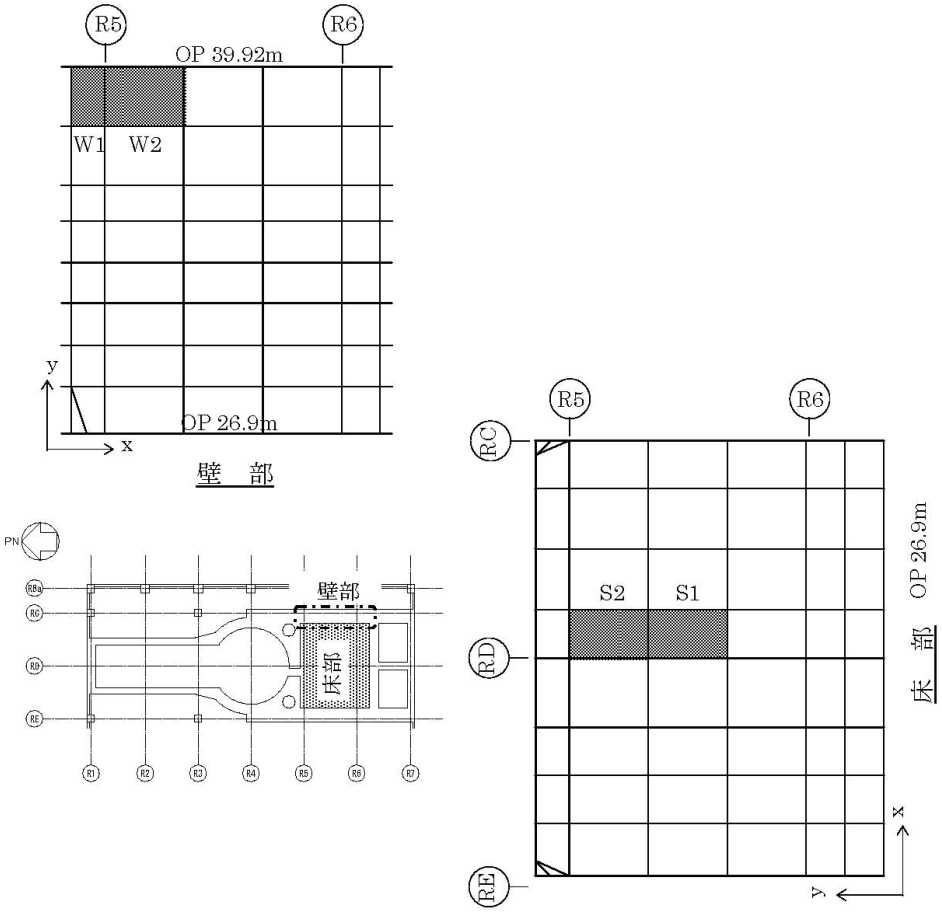
${}_c\varepsilon_c$	：コンクリートの圧縮ひずみ
${}_s\varepsilon_c$, ${}_s\varepsilon_t$	：鉄筋の圧縮ひずみおよび引張ひずみ （ひずみは全て引張側を正として表記）
Q	：面外せん断力

なお、損傷状況の評価および荷重条件の設定において、以下に示すいくつかの変動要因が考えられる。これらの変動要因による影響については、別途検討を行い顕著な影響を及ぼさないことを確認している。（付録 4-3 参照）

- 爆発による周辺床スラブなどへの影響
- 火災による燃料プール壁および周辺床スラブへの影響
- 使用済燃料プール水温の高温化による影響

また、使用済燃料プール底部に補強工事を実施している。この工事による裕度向上効果についての検討も行っている。（付録 4-4 参照）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1 W2	D32@250 +4-D32	D32@120	D32@250 +4-D32	D32@240	—

位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1 S2	D32@100＋D32@200		D32@200		—

図-5.1　評価箇所配筋諸元

表-5.1(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-480	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-350	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		1230	5000	可

表-5.1(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-580	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-210	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		490	5000	可

表-5.2(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	2040	3770	可

表-5.2(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	800	1150	可

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 4-1

4 号機原子炉建屋の鉛直方向の地震応答解析について

福島第一原子力発電所 4 号機原子炉建屋の 3 次元 FEM 解析による局部評価にあたっては，基準地震動 Ss による鉛直方向の動的解析結果を入力として用いている。ここでは，鉛直方向の地震応答解析結果を示す。

解析モデル作成にあたって，「添付資料-3: 4 号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）」において評価した範囲と同様の範囲を損傷範囲として取り扱うこととし，崩れた部分の重量については，下階の床で支持されると仮定する。

鉛直方向の建屋解析モデルを図-1 に，諸元を表-1 に示す。

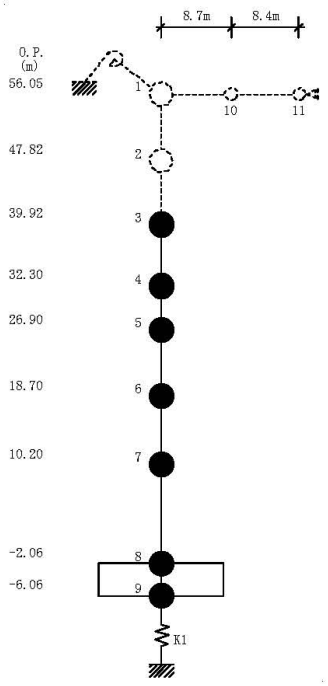


図-1　建屋解析モデル（鉛直方向）

表-1　建屋解析モデルの諸元（鉛直方向）

建屋			
質点番号	質点重量 W(kN)	軸断面積 A_N(m^2)	軸ばね剛性 K_A(×10^{8}kN/m)
1	－		
		－	－
2	－		
		－	－
3	114,850		
		222.6	7.41
4	88,770		
		218.1	10.58
5	117,030		
		380.4	11.92
6	121,930		
		340.6	10.30
7	207,300		
		654.7	13.72
8	287,050		
		2,812.6	180.71
9	132,390		
合計	1,069,320		

屋根			
質点番号	質点重量 W(kN)	せん断断面積 A_S(×10^{-2}m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	－		
		－	－
10	－		
		－	－
11	－		

①コンクリート部

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%

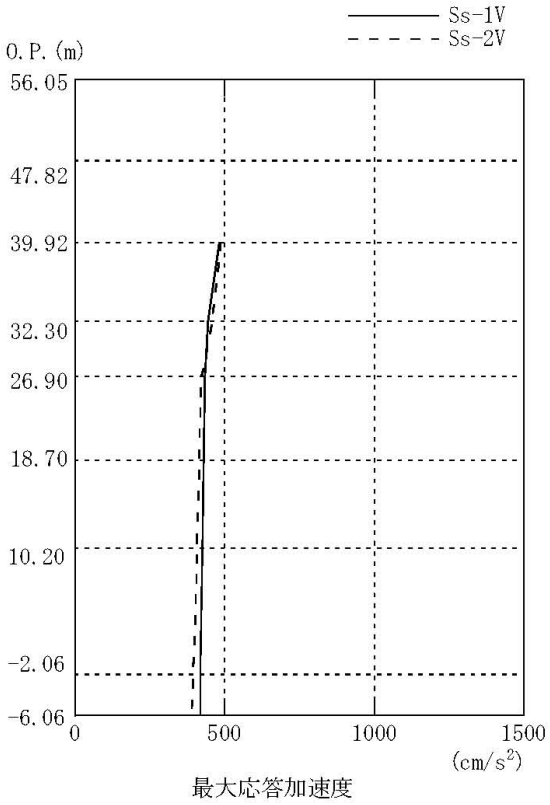
②鉄骨部

ヤング係数E_S	2.05×10^8 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	7.90×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.30
減衰h	2%

基礎形状　　49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

地震応答解析により求められた鉛直方向の最大応答加速度および最大応答軸力を図-2 および図-3 に示す。

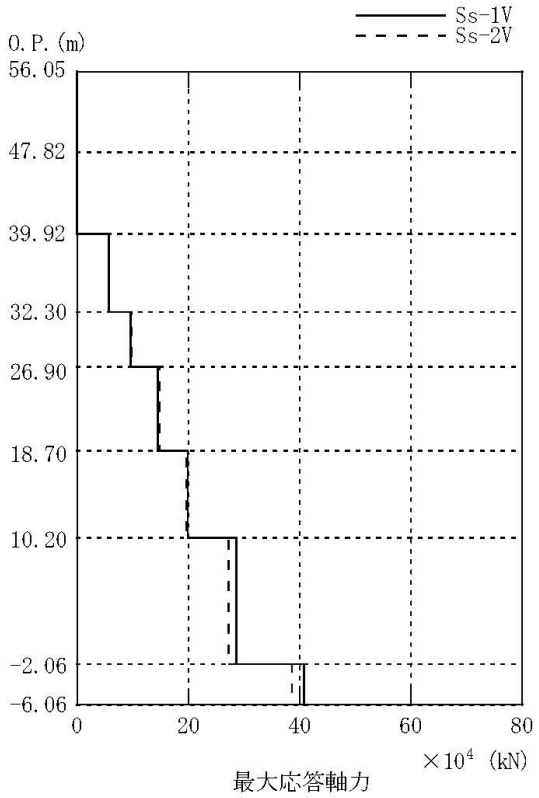


(cm/s²)

Ss-1V	Ss-2V
482	487
445	457
434	424
429	414
426	407
420	394
418	391

図-2　最大応答加速度（鉛直方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



×10⁴(kN)

Ss-1V	Ss-2V
5.67	5.70
9.71	9.84
14.58	14.90
19.85	19.67
28.61	27.19
40.81	38.60

図-3　最大応答軸力（鉛直方向）

付録 4-2

温度荷重に関するパラメトリックスタディについて

1. 解析概要

添付資料－４では、荷重組合せとして基準地震動 Ss と温度荷重（プール水の温度条件（90℃程度））を組み合わせて耐震安全性の評価を実施した。本検討では、温度荷重を考慮しない場合の基準地震動 Ss に対する検討を行い、温度荷重を考慮しない場合における耐震安全性の評価への影響を検討する。

2. 解析方法

添付資料－４の荷重の組合せ（以下、基本ケースとする）をもとに、温度荷重を除外した表－１の荷重の組合せを対象とする。なお、荷重の組合せ以外の条件は、解析モデルを含め基本ケースと同一である。

表１　荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL+H+K+KH

ここに，
DL　：死荷重
H　：静水圧
K　：Ss 地震荷重
KH　：Ss 地震時動水圧

3. 評価結果

使用済燃料プール壁部及びプール床部のコンクリートおよび鉄筋のひずみで基本ケースにて評価した同一箇所（要素）の結果を表 2 に，面外せん断応力で基本ケースにて評価した同一箇所（要素）の結果を表 3 に示す。なお、参考として、表 2 及び表 3 には、比較のためプール部の温度の条件を考慮した基本ケースの検討結果を併記する。

評価結果より、温度荷重を考慮しない場合においても、使用済燃料プールの発生応力およびひずみは評価基準値以内であり，耐震安全性は確保されていると推定される。

表 2(1)　軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ($\times 10^{-6}$)		評価基準値($\times 10^{-6}$)	判定
			本検討（温度なし）	参考基本ケース		
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-110	-480	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-110	-350	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		420	1230	5000	可

表 2(2)　軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ($\times 10^{-6}$)		評価基準値($\times 10^{-6}$)	判定
			本検討（温度なし）	参考基本ケース		
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-130	-580	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-40	-210	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		140	490	5000	可

表 3(1)　面外せん断応力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討（温度なし）	参考基本ケース	
W2	Ss 地震時	1020 (3430)	2040 (3770)	可

() 数値は評価基準値

表 3(2)　面外せん断応力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討（温度なし）	参考基本ケース	
S2	Ss 地震時	870 (2180)	800 (1150)	可

() 数値は評価基準値

付録 4-3

使用済燃料プールの耐震安全性評価に係るパラメトリックスタディー

1．検討方針

基本ケースでは想定していない以下に示す損傷シナリオ（以下に示す３ケース）を考慮したパラメータ解析を実施し、使用済燃料プールの耐震安全性評価に与える影響程度を把握する。

【基本ケースで想定していない損傷シナリオ】

① 爆発による影響

爆発により屋根および３階以上の外壁の大半が崩壊し、厚壁で構成されたプールの周辺部の半壊壁や床の剛性が低下している可能性がある。

② 火災による影響

火災により西面のプール壁及び周辺部が損傷し、それらの剛性が低下している可能性がある。

③ プール水温の高温化による影響

使用済み燃料の発熱によりプール水温が上昇し、長時間高温環境下におかれることによりプール壁・床内側のコンクリートが損傷し、剛性が低下している可能性がある。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

２．検討条件

２．１　爆発による影響検討のための検討条件

爆発により屋根及び３階以上の外壁の大半が崩壊し、厚壁で構成されたプールの周辺部の半壊壁や床の剛性が低下している可能性がある。従って、図-1 に示すように、４～５階の一般床及び３～４階の半壊程度の外壁の損傷程度が使用済燃料プールの耐震安全性評価に及ぼす影響について検討する。

①　一般床剛性（４～５階）

４階及び５階の床剛性を５０％に低下させる。

②　外壁剛性（３～４階）

半壊程度の外壁（なお、基本ケースでは全壊扱いとしている）をモデル化し、当該壁の剛性を５０％に低下させる。

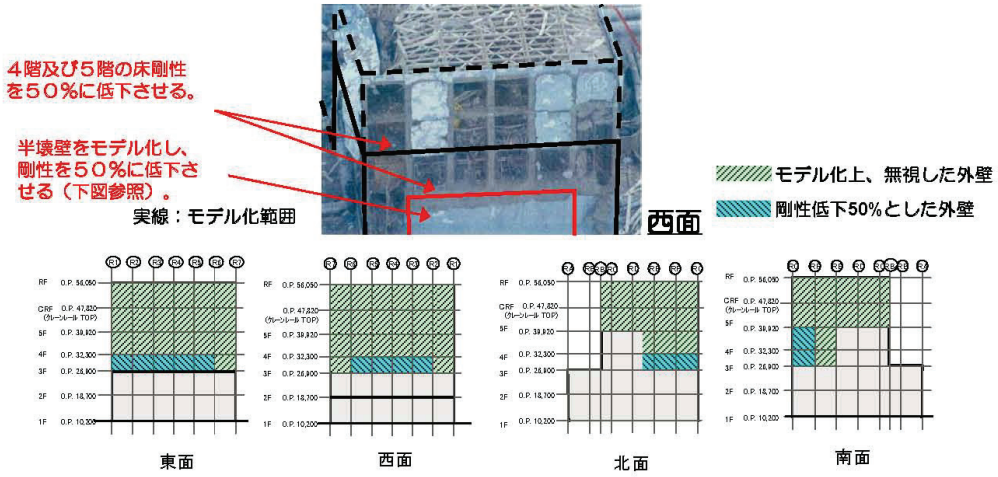


図-1　爆発による影響検討の対象とする床及び外壁

２．２　火災による影響検討のための検討条件

火災により西面のプール壁及び周辺部が損傷し、それらの剛性が低下している可能性がある。従って、４階西側のＭＧセット室を火災発生箇所とし、図-2 に示す火災による影響範囲を西側エリアの４階床、５階床およびプール壁の全面が火災によって剛性低下すると仮定する。ここで、当該床及び壁のコンクリート表面が火災により損傷を受けたと仮定し、80%程度に剛性低下した場合を想定して、使用済燃料プールの耐震安全性評価に及ぼす影響の程度を検討する。

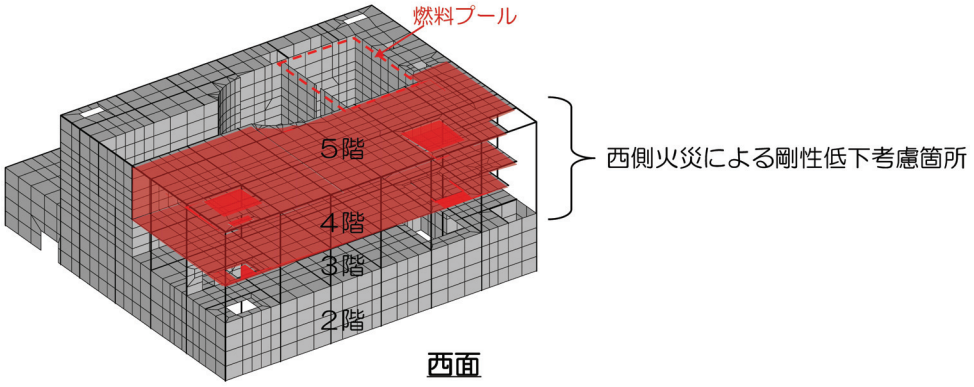


図-2　火災による影響検討の対象とする床及び外壁

２．３　プール水温の高温化による影響検討のための検討条件

使用済み燃料の発熱によりプール水温が上昇し、長時間高温環境下におかれることによりプール壁・床内側のコンクリートが損傷し、剛性が低下している可能性がある。従って、温度条件として、プール水温が 100℃まで上昇し、なおかつ外気温も冬場 0℃と想定した場合について検討し、使用済燃料プールの耐震安全性評価に及ぼす影響の程度を検討する。

２．４　検討ケース

２．１から２．４までの３ケースの検討条件を纏めた検討ケースの一覧を、基本ケースも併せて、表-1 に示す。検討ケースは、基本ケースと同じ荷重組み合わせ（１６ケース）を考慮し、使用済燃料プールの耐震安全性評価に与える影響を検討する。

表-1　検討ケース一覧

ケース		影響検討のための項目			
		外壁の剛性低下（３～４階）	一般床の剛性低下（４～５階）	プール壁の剛性低下	プール水温度
-	基本	全壊及び半壊ともに無視	無視	無視	10～90℃
1	爆発による影響	半壊部分は50%に剛性低下	50%に剛性低下	*	*
2	火災による影響	*	西側部分は80%に剛性低下	西側部分は80%に剛性低下	*
3	プール水温による影響	*	*	*	0～100℃

注）*：基本ケースと同じ条件とする。

３．検討結果

基本ケース及び検討ケースに対して、評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率を比較した結果を表-2 に示す。従って、基本ケースでは想定していない爆発、火災及びプール水温の高温化による損傷シナリオを考慮しても、使用済燃料プールの耐震安全性評価には影響を与えないことが確認された。

なお、参考までに、検討ケース１～３に対する使用済燃料プールの耐震安全性評価結果の詳細を表-3～表-8 に示す。

表-2　評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率の比較

	評価項目	基本ケース	【ケース1】 爆発による影響	【ケース2】 火災による影響	【ケース3】 プール水温の高温化による影響
プール床	鉄筋 ひずみ	0.10	0.10	0.10	0.14
	ｺﾝｸﾘｰﾄ ひずみ	0.20	0.20	0.20	0.24
	面外 せん断力	0.70	0.69	0.70	0.76
プール壁	鉄筋 ひずみ	0.25	0.25	0.24	0.30
	ｺﾝｸﾘｰﾄ ひずみ	0.16	0.16	0.17	0.19
	面外 せん断力	0.55	0.55	0.52	0.61

注）表中の値は、１未満であれば評価基準値を下回ることを示している。

【ケース１　爆発による影響】

表-3(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-470	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-340	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		1240	5000	可

表-3(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-580	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-210	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		480	5000	可

表-4(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	2050	3770	可

表-4(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	790	1150	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース２　火災による影響】

表-5(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-510	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-380	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		1170	5000	可

表-5(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-580	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-210	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		480	5000	可

表-6(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1940	3770	可

表-6(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	760	1090	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース３　プール水温の高温化による影響】

表-7(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-570	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-460	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		1480	5000	可

表-7(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-700	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-230	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		660	5000	可

表-8(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	2280	3770	可

表-8(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	860	1140	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

付録 4-4

補強工事の効果について

1. 解析評価方針

使用済燃料プールの床の裕度向上を目的に、使用済燃料プールの床下に鋼製支柱等を取り付ける予定である。ここでは、図1に示す鋼製支柱等を模擬した要素を追加した応力解析モデルを用いて、同様の耐震安全性評価を行う。評価結果を取り付け前と比較することで裕度向上効果を把握する。

なお、鋼製支柱は東西方向に32本配置し上部からの荷重を支える。さらに、その機能を確実なものとするために、コンクリート壁を設置し、コンクリート壁と使用済燃料プール底部との間はグラウトを充填することとしている。

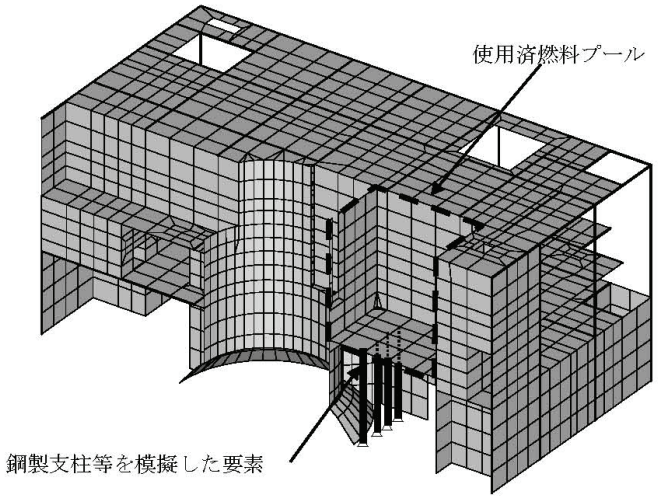


図1　応力解析モデル

2.　裕度向上効果

使用済燃料プール床について、発生応力およびひずみの評価基準値に対する比が最も大きい箇所を抽出し、鋼製支柱等を模擬した要素の取り付け前後で比較した結果を表1と表2に示す。いずれも鋼製支柱等の取付け後に最大値が低減しており、鋼製支柱等による裕度向上効果が期待できることが確認できた。

表1　発生ひずみの評価基準値に対する比の最大値
（鋼製支柱等を模擬した要素の取り付け前後の比較）

箇所	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ／評価基準値	
			鋼製支柱取付け前（最大値）	鋼製支柱取付け後（最大値）
使用済燃料プール床 S1	コンクリート $_{c}\varepsilon_{c}$	Ss 地震時	0.20	0.10
	鉄筋 $_{s}\varepsilon_{t}$		0.10	0.07

表2　面外せん断力の評価基準値に対する比の最大値
（鋼製支柱等を模擬した要素の取り付け前後の比較）

箇所	検討応力	荷重時名称	発生せん断力／評価基準値	
			鋼製支柱取付け前（最大値）	鋼製支柱取付け後（最大値）
使用済燃料プール床 S2	面外せん断力 Q	Ss 地震時	0.70	0.56

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）（追補版）（改訂２）

平成２４年１２月

東京電力株式会社

目　次

１．はじめに

２．使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況

３．原子炉建屋躯体の損傷状況

４．原子炉建屋の耐震安全性評価結果（質点系モデルによる解析）

５．使用済燃料プールの耐震安全性評価結果（３次元 FEM 解析）

６．まとめ

添付資料－１：使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況に関する詳細

添付資料－２：原子炉建屋躯体の損傷状況に関する詳細

添付資料－３：原子炉建屋の耐震安全性評価結果に関する詳細（質点系モデルによる解析）

添付資料－４：使用済燃料プールの耐震安全性評価結果に関する詳細（３次元 FEM 解析）

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性
および補強等に関する検討に係る報告書（その１）（追補版）（改訂２）

１．はじめに

福島第一原子力発電所第４号機原子炉建屋において、燃料取り出し用カバーの設計および瓦礫撤去の進捗に伴い、使用済燃料の取り出し時における建屋の状況および躯体の詳細な損傷状況が明らかになってきた。これを受け、本報告書では、平成 23 年 5 月 28 日に報告した「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）」（東京電力株式会社）（以下、平成 23 年報告書という）の追補版として、使用済燃料の取り出し時を想定した４号機原子炉建屋および使用済燃料プールの耐震安全性評価結果を報告する。

２．使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況

今後の使用済燃料の取り出し時の原子炉建屋の状況を想定し、平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点を整理した。使用済燃料の取り出し時においては、オペレーティングフロア上部の瓦礫および機器が撤去されるとともに、使用済燃料プール底部の支持構造物や燃料取扱機支持用架構の設置、ヤード整備等が実施されている。今回の評価では、これらの変更点を反映した耐震安全性評価を行う。

（添付資料－１）

３．原子炉建屋躯体の損傷状況

「福島原子力事故調査報告書」（平成 24 年 6 月、東京電力株式会社）において示された原子炉建屋内における水素爆発原因の調査結果を踏まえ、耐震安全性に関わる壁および床を対象とした目視調査を実施し、原子炉建屋躯体の詳細な損傷状況を調査した。損傷の程度をスパンごとに３段階（損傷なし、一部損傷、全壊）に分類し、整理を行った。今回の評価では、このような損傷状況の調査結果を反映した耐震安全性評価を行う。

（添付資料－２）

４．原子炉建屋の耐震安全性評価結果（質点系モデルによる解析）

平成 23 年報告書で用いた質点系モデルを基に、２．を踏まえて各階の質点重量を増減するとともに、３．において損傷が確認された箇所および「福島第一原子力発電所４号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」

（平成 24 年 6 月、東京電力株式会社）（以下、平成 24 年 6 月報告書という）において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、時刻歴応答解析を実施した。解析の結果、耐震壁に発生するせん断ひずみは平成 23 年報告書のモデルの場合とほぼ同様の結果となり、大きな差異は生じなかった。また、耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.16×10^{-3} であり、評価基準値である 4.0×10^{-3} を大きく下回った。これらの結果から、使用済燃料の取り出し時を想定した状況においても、原子炉建屋は十分な耐震安全性を有しているものと評価している。

（添付資料－３）

５．使用済燃料プールの耐震安全性評価結果（３次元 FEM 解析）

平成 23 年報告書で用いた３次元 FEM モデルを基に、２．を踏まえて重量の変化および使用済燃料プール底部の支持構造物等を反映するとともに、３．において損傷が確認された箇所および平成 24 年 6 月報告書において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、応力解析を実施した。解析の結果、使用済燃料プールにおける鉄筋のひずみは最大でも 1180×10^{-6}、面外せん断力は最も余裕の少ない部位でも 1120（N/mm）であり、評価基準値である 5000×10^{-6} および 1860（N/mm）に対して十分余裕があることから、使用済燃料の取り出し時を想定した状況においても、使用済燃料プールは十分な耐震安全性を有しているものと評価している。

（添付資料－４）

６．まとめ

本報告書では、使用済燃料の取り出し時を想定した４号機原子炉建屋および使用済燃料プールの耐震安全性評価を目的として、平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点の整理および建屋躯体の詳細な損傷状況の調査を行い、原子炉建屋の質点系モデルによる解析および使用済燃料プールの３次元 FEM 解析を実施した。結果として、原子炉建屋および使用済燃料プールは十分な耐震安全性を有していることを確認した。

添付資料－１

使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況に関する詳細

1．はじめに

福島第一原子力発電所第４号機原子炉建屋においては、瓦礫の撤去や使用済燃料プール底部の支持構造物の設置などが実施され、平成 23 年 5 月 28 日に報告した「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）」（東京電力株式会社）（以下、平成 23 年報告書という）において耐震安全性を評価した状況から、各部分の荷重状況等が変化している。加えて、今後の使用済燃料の取り出し時においては、燃料取扱機支持用架構等が新たに原子炉建屋上に設置される予定である。ここでは、使用済燃料の取り出し時の原子炉建屋における平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点を整理し、耐震安全性評価に反映するものとする。

2．使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況の変更点

表-1.2.1 に使用済燃料の取り出し時における平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点を、図-1.2.1 に変更点の実施スケジュールを示す。また、次項以降に各変更点に関する詳細を示す。

表-1.2.1　使用済燃料の取り出し時における平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点

No	変更点	実施内容
1	オペフロ*1 上部の瓦礫撤去	R 階および CR 階から崩落した瓦礫を撤去
2	オペフロ*1 からの機器撤去	オペフロ*1 上から機器を撤去
3	燃料取扱機支持用架構の設置	燃料取扱機支持用架構を設置
4	雨水浸入対策のための構造物の設置	燃料取り出し用カバーで覆われない範囲に雨水浸入対策のための構造物を設置
5	使用済燃料プール底部の支持構造物の設置	使用済燃料プール底部の支持構造物（鋼製支柱、コンクリート）を設置
6	ヤード整備の実施	ヤード整備のため、西側下屋上に 1m程度の覆土を実施
7	地下滞留水の考慮	B1 階から MB1 階までに滞留した水の存在を考慮 （平成 23 年報告書の時点では、水位が把握されておらず、評価上考慮されてない）
8	使用済燃料プールの循環冷却の開始	使用済燃料プールの循環冷却の開始により水温が低下（管理温度 65℃）

*1：オペレーティングフロアを示す。以下、オペフロという。

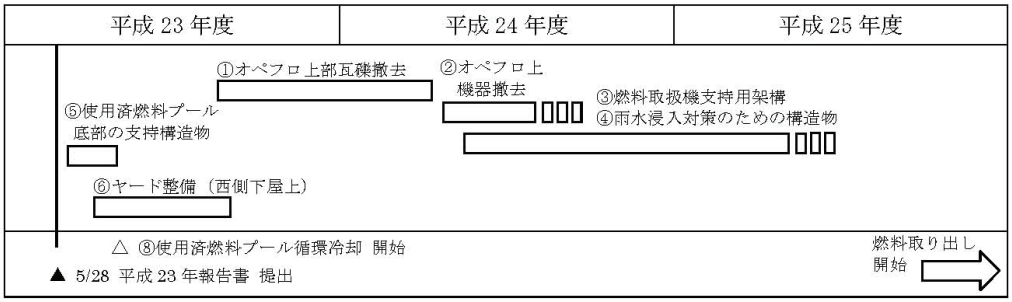
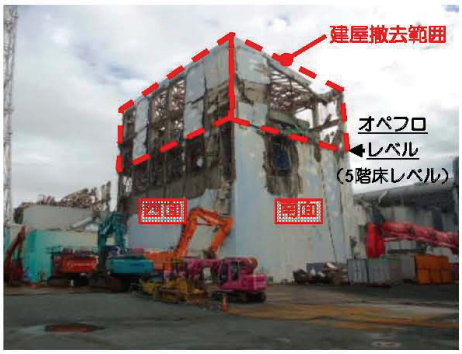


図-1.2.1　変更点の実施スケジュール

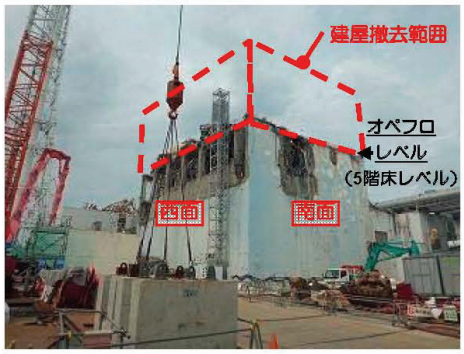
3. オペフロ上部瓦礫および機器撤去

図-1.3.1 にオペフロ上部の瓦礫撤去の進捗状況を、図-1.3.2 にオペフロ上からの機器撤去の進捗状況を示す。平成 23 年報告書の段階では、オペフロ上部の瓦礫および機器の重量を考慮していたが、瓦礫については、平成 23 年 11 月下旬に着手した撤去作業が平成 24 年 7 月上旬に完了しており、機器についても、大型機器（原子炉格納容器の蓋、原子炉圧力容器の蓋）等の撤去が平成 24 年 7 月下旬より開始され、平成 24 年 10 月に完了予定である。このため、使用済燃料の取り出し時を想定した評価では、これらの瓦礫および機器の撤去による重量減を考慮する。



(a) 瓦礫撤去工事 着手前

撮影日：平成 23 年 9 月 22 日



(b) 瓦礫撤去工事 完了後

撮影日：平成 24 年 7 月 5 日

図-1.3.1　オペフロ上部の瓦礫撤去の進捗状況（南西面）



(a) オペフロ上部の機器

撮影日：平成 24 年 7 月 9 日



(b) 機器の撤去作業

撮影日：平成 24 年 8 月 10 日

図-1.3.2　オペフロ上からの機器撤去の進捗状況（西面）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

4．燃料取扱機支持用架構の設置

図-1.4.1に燃料取扱機支持用架構の南北断面図を、図-1.4.2に梁伏図を示す。使用済燃料の取り出し時には、原子炉建屋上に使用済燃料プールを覆う形で燃料取り出し用カバーが設置される。燃料取り出し用カバーはクレーン支持用架構と燃料取扱機支持用架構を有しており、このうち燃料取扱機支持用架構の荷重は、原子炉建屋シェル壁上端および１階から２階の南側外壁によって支持される構造となっているので、この重量増を考慮する。

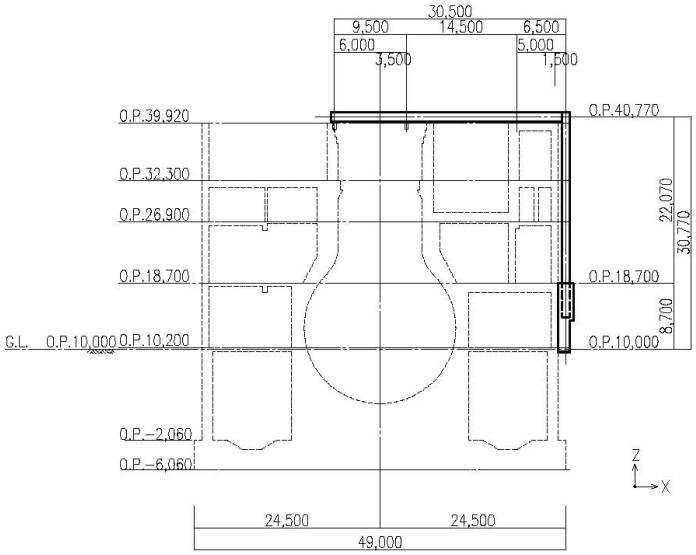


図-1.4.1　燃料取扱機支持用架構　南北断面図

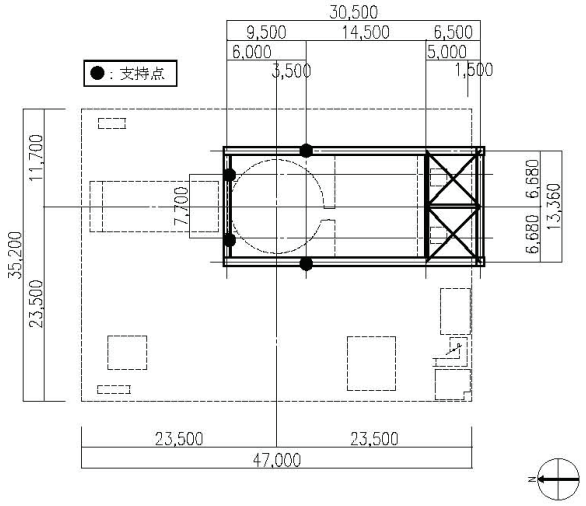


図-1.4.2　燃料取扱機支持用架構　梁伏図（0.P.41,420）

添付 1-4

5. 雨水浸入対策のための構造物の設置

図-1.5.1 に雨水浸入対策のための構造物のイメージを示す。使用済燃料の取り出し時には、原子炉建屋上の燃料取り出し用カバーで覆われない範囲に、雨水浸入対策のための構造物が設置される予定であり、この重量増を考慮する。

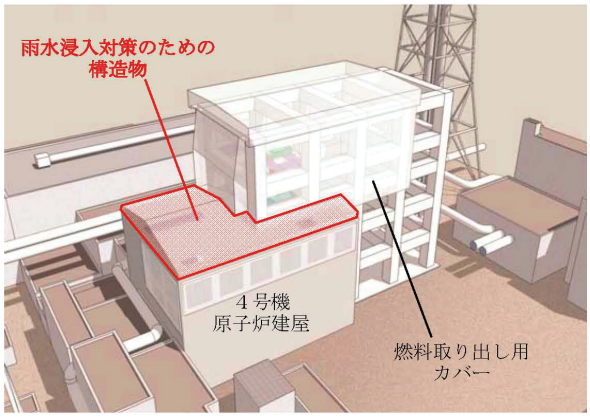
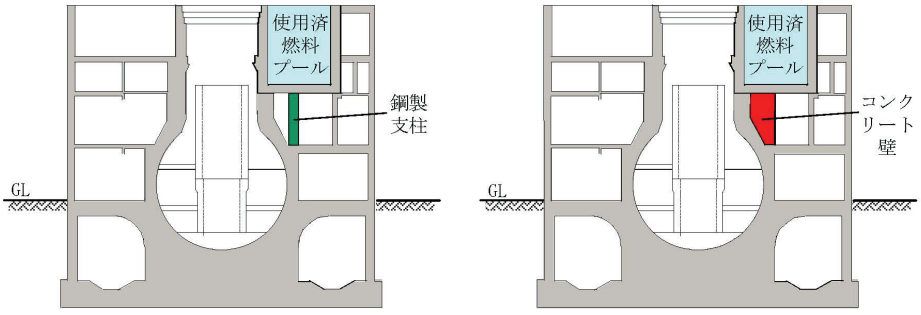


図-1.5.1　雨水浸入対策のための構造物のイメージ

6. 使用済燃料プール底部の支持構造物の設置

図-1.6.1 に使用済燃料プール底部の支持構造物のイメージを示す。使用済燃料プールの安全余裕度向上のため、平成 23 年 7 月 30 日にプール底部に支持構造物を設置した。支持構造物は、鋼製支柱の周囲をコンクリートで固めた構造となっており、使用済燃料プールの負担荷重を低減する効果がある。これに伴い、重量増および支持構造の効果を考慮する。



(a) コンクリート打設前　　(b) コンクリート打設後（完成後）

図-1.6.1　使用済燃料プール底部の支持構造物のイメージ（南北断面図）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

7. ヤード整備の実施

図-1.7.1にヤード整備のイメージを示す。使用済燃料の取り出し時には、ヤード整備のため、西側下屋上に1m程度の覆土を実施しているため、この重量増を考慮する。

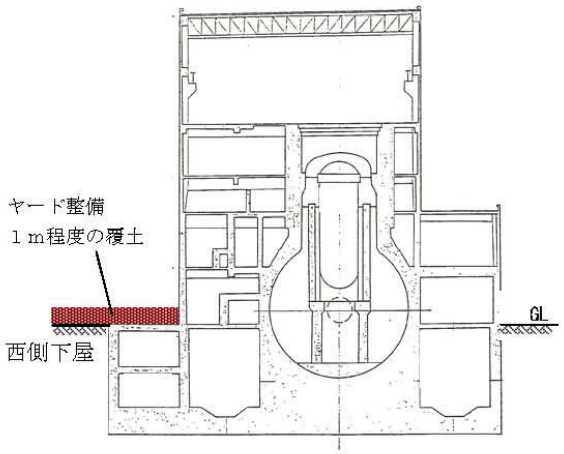


図-1.7.1　ヤード整備のイメージ（東西断面図）

8. 地下滞留水の考慮

図-1.8.1に地下滞留水のイメージを示す。原子炉建屋のＢ１階からＭＢ１階には、地下滞留水が存在しており、O.P.3.5mを制限値として水位が管理されている。平成23年報告書の時点では、滞留水の水位が把握できておらず、評価上考慮されていなかったため、今回新たに考慮する。

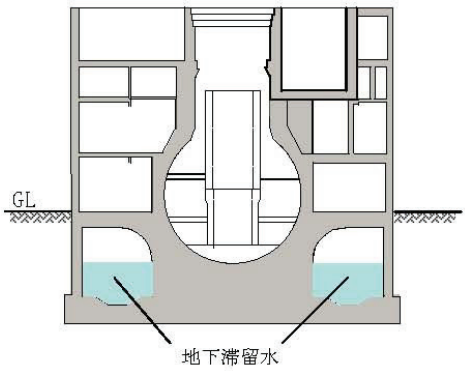


図-1.8.1　地下滞留水のイメージ（南北断面図）

添付資料－２

原子炉建屋躯体の損傷状況に関する詳細

1．はじめに

福島第一原子力発電所第４号機原子炉建屋で発生した水素爆発については、「福島原子力事故調査報告書」（平成 24 年６月、東京電力株式会社）（以下、事故調査報告書という）において、原因に関する調査および確認結果が示されており、その原因は、３号機の水素ガスを含むベント流が回り込み、４号機の原子炉建屋２階から非常用ガス処理系配管・ダクトを経由して建屋の各所に流れ込んだことによると推定されている。ここでは、これらの調査結果を踏まえ、耐震安全性に関わる壁および床を対象として実施した目視調査に基づき、原子炉建屋躯体の詳細な損傷状況の整理を行う。

2．事故調査報告書の概要

事故調査報告書に示されている４号機原子炉建屋内の損傷状況に関する調査結果を図-2.2.1～図-2.2.3 に示す。

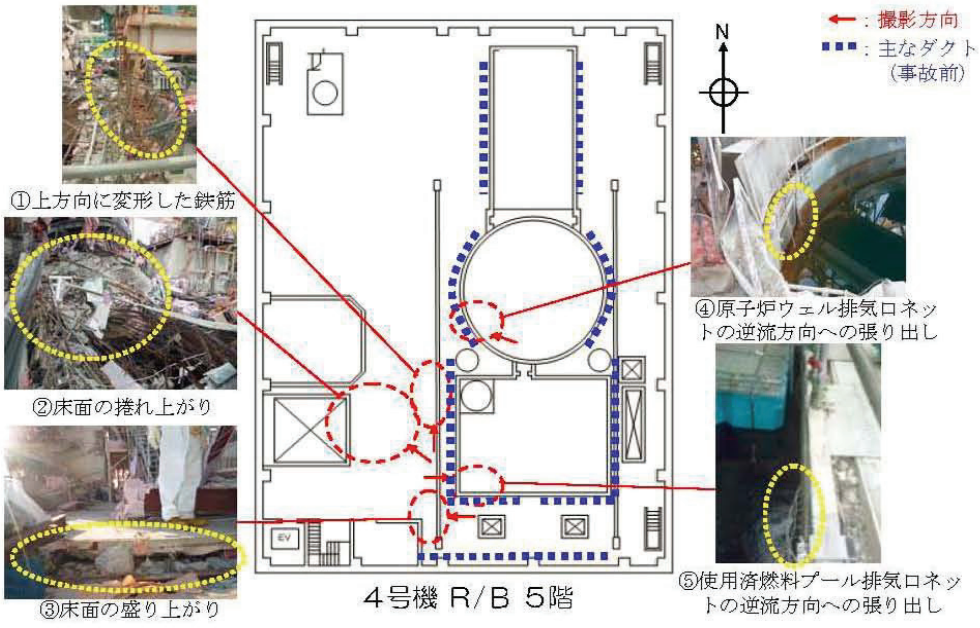


図-2.2.1　建屋内の損傷状況に関する調査結果（５階）

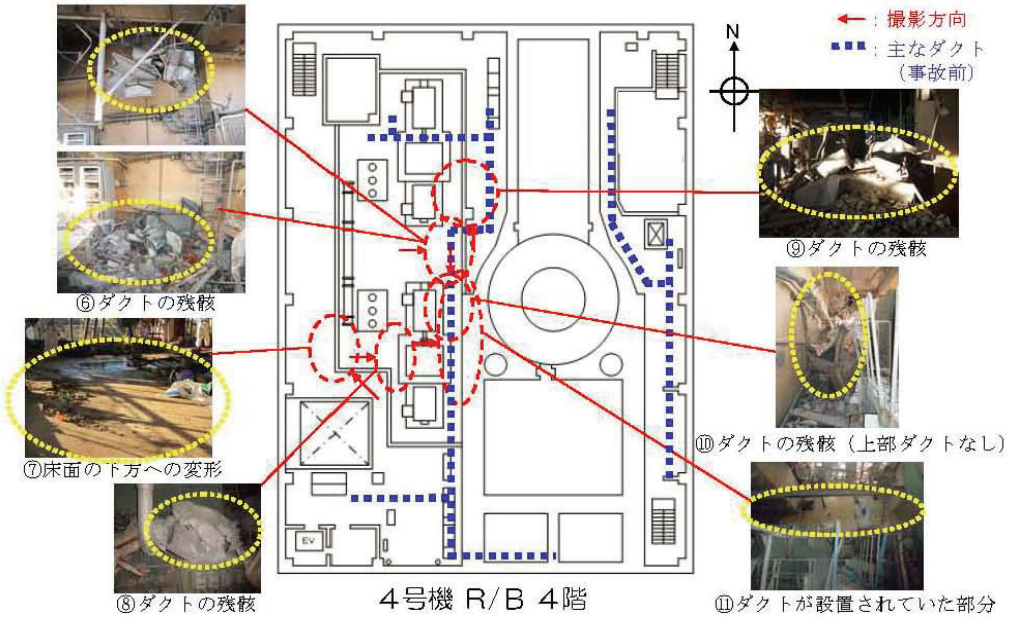


図-2.2.2　建屋内の損傷状況に関する調査結果（4階）

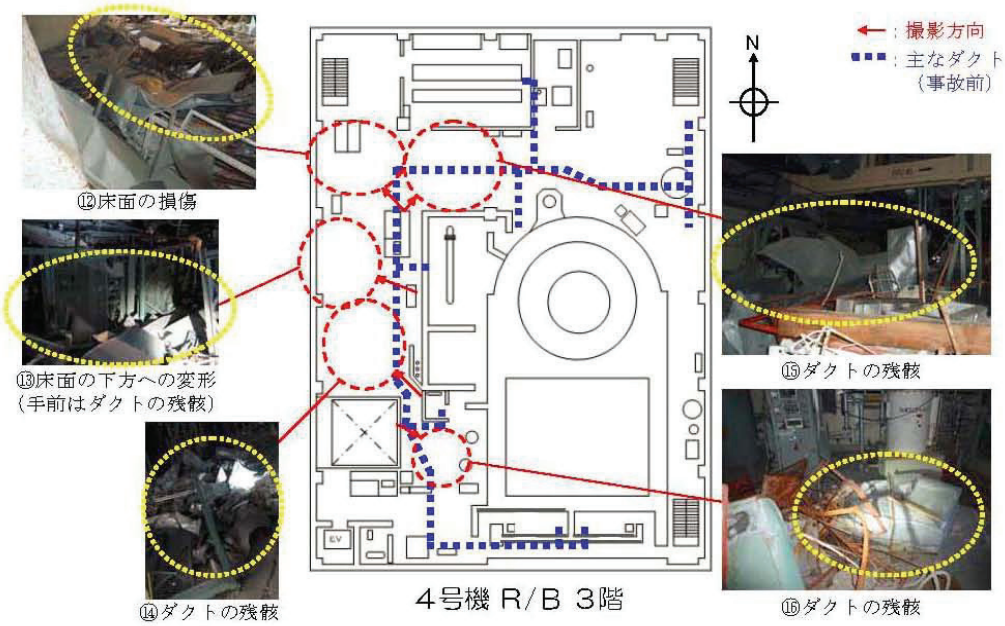


図-2.2.3　建屋内の損傷状況に関する調査結果（3階）

3．原子炉建屋躯体の損傷状況の整理

事故調査報告書の調査結果を踏まえ、耐震安全性に関わる壁および床を対象として実施した目視調査に基づき、原子炉建屋躯体の詳細な損傷状況の整理を行った。スパンごとに損傷の程度を３段階（損傷なし、一部損傷、全壊）に分類した。図-2.3.1～図-2.3.8に原子炉建屋各階における損傷状況を示す。「福島第一原子力発電所４号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成 24 年６月、東京電力株式会社）（以下、平成 24 年６月報告書という）で外壁の一部膨らみが確認された箇所については、一部損傷に分類した。

なお、損傷箇所のうち、部材の耐久性あるいは人的安全性の観点から、補修が望まれる部位については、今後、可能な範囲で補修を実施する予定である。

添付 2-3

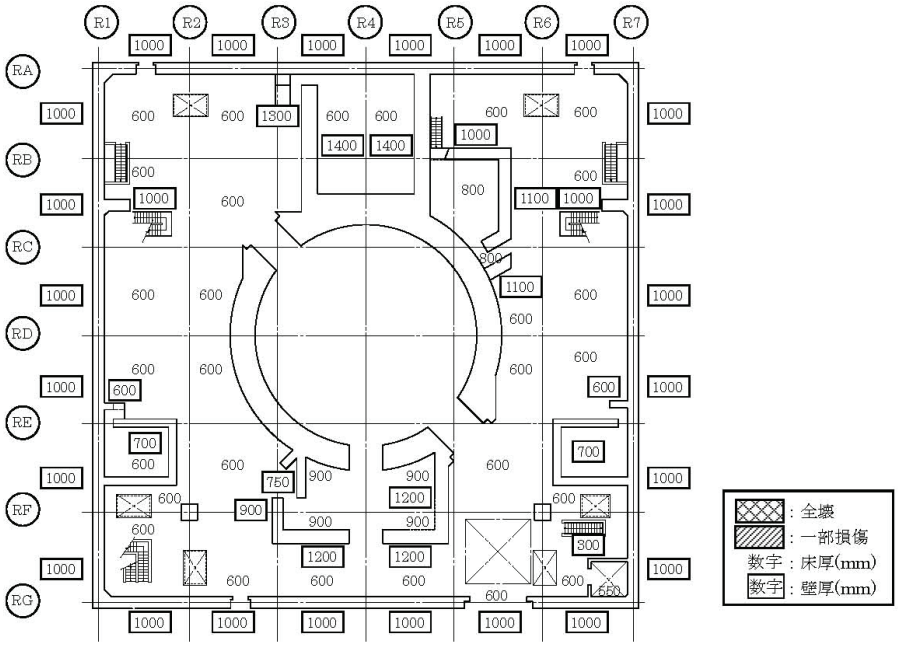


図-2.3.1　損傷状況（１階：損傷なし）

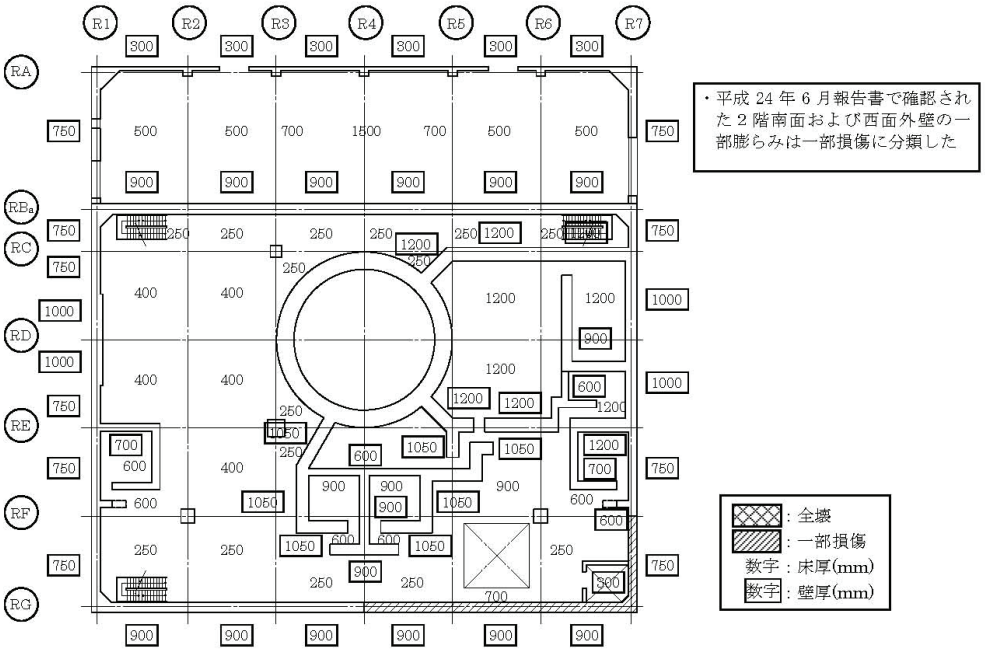


図-2.3.2　損傷状況（２階）

添付 2-4

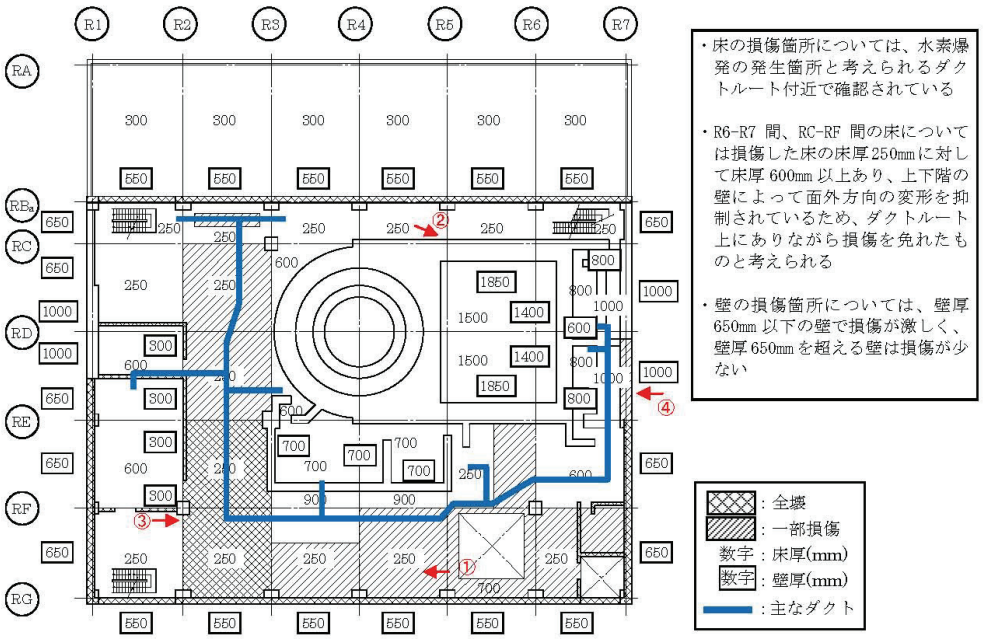


図-2.3.3　損傷状況（３階）



①床変形



②プール壁異常なし



③床崩壊



④外壁一部剥落

図-2.3.4　損傷状況写真（３階）

添付 2-5

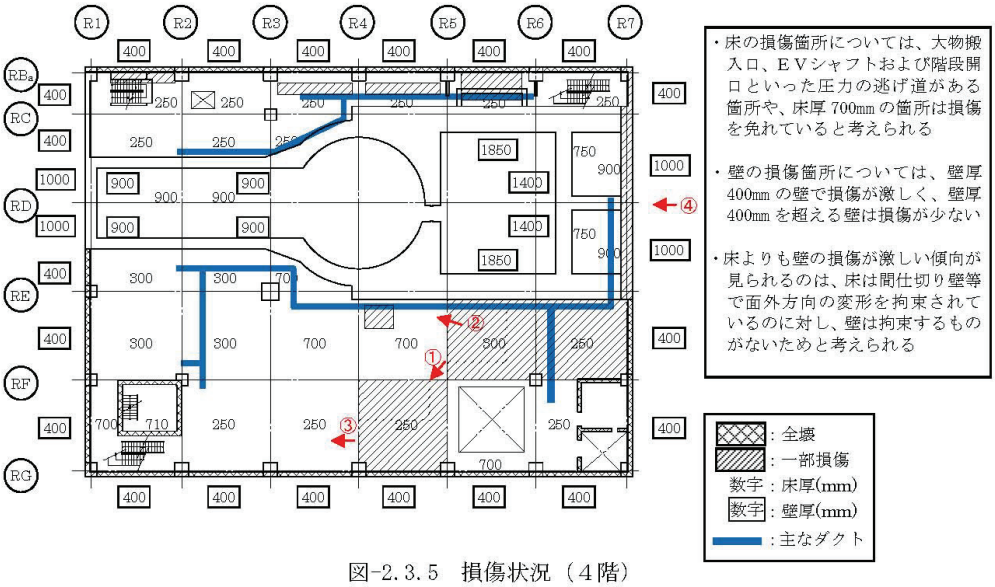


図-2.3.5　損傷状況（４階）



①床変形



②プール壁異常なし



③床異常なし



④外壁一部剥落

図-2.3.6　損傷状況写真（４階）

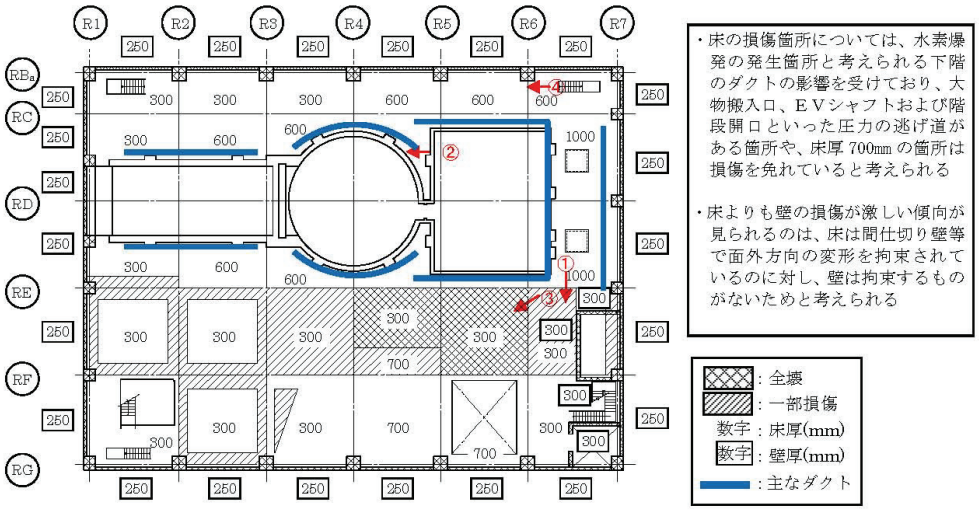
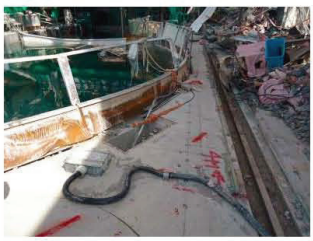


図-2.3.7　損傷状況（５階）



①床変形



②シェル壁異常なし



③床崩壊



④床異常なし

図-2.3.8　損傷状況写真（５階）

添付 2-7

添付資料－３
原子炉建屋の耐震安全性評価結果に関する詳細（質点系モデルによる解析）

1．解析評価方針

本検討では、添付資料－１で整理した使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況を踏まえて質点重量を設定するとともに、添付資料－２において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および「福島第一原子力発電所４号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成 24 年６月、東京電力株式会社）（以下、平成 24 年６月報告書という）で外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視した地震応答解析モデルを作成し、原子炉建屋の基準地震動における耐震安全性を時刻歴応答解析によって評価する。

なお、入力地震動は基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 とし、基準地震動 Ss-3 については、過去の計算例より明らかに応答が小さいことから、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）」（平成 23 年５月、東京電力株式会社）（以下、平成 23 年報告書という）と同様に省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

原子炉建屋の耐震安全性評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみを対象とした。図-3.1.1 に耐震安全性評価フローを示す。

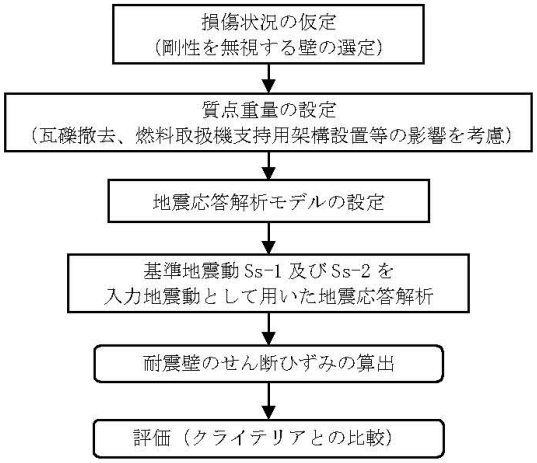


図-3.1.1　原子炉建屋の耐震安全性評価フロー

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

2．損傷状況の仮定

損傷状況の仮定にあたっては、平成 23 年報告書で作成した地震応答解析モデルを基に、添付資料－２において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成 24 年 6 月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視し、新たな地震応答解析モデルを構築する。図-3.2.1 に剛性を無視する外壁を示す。

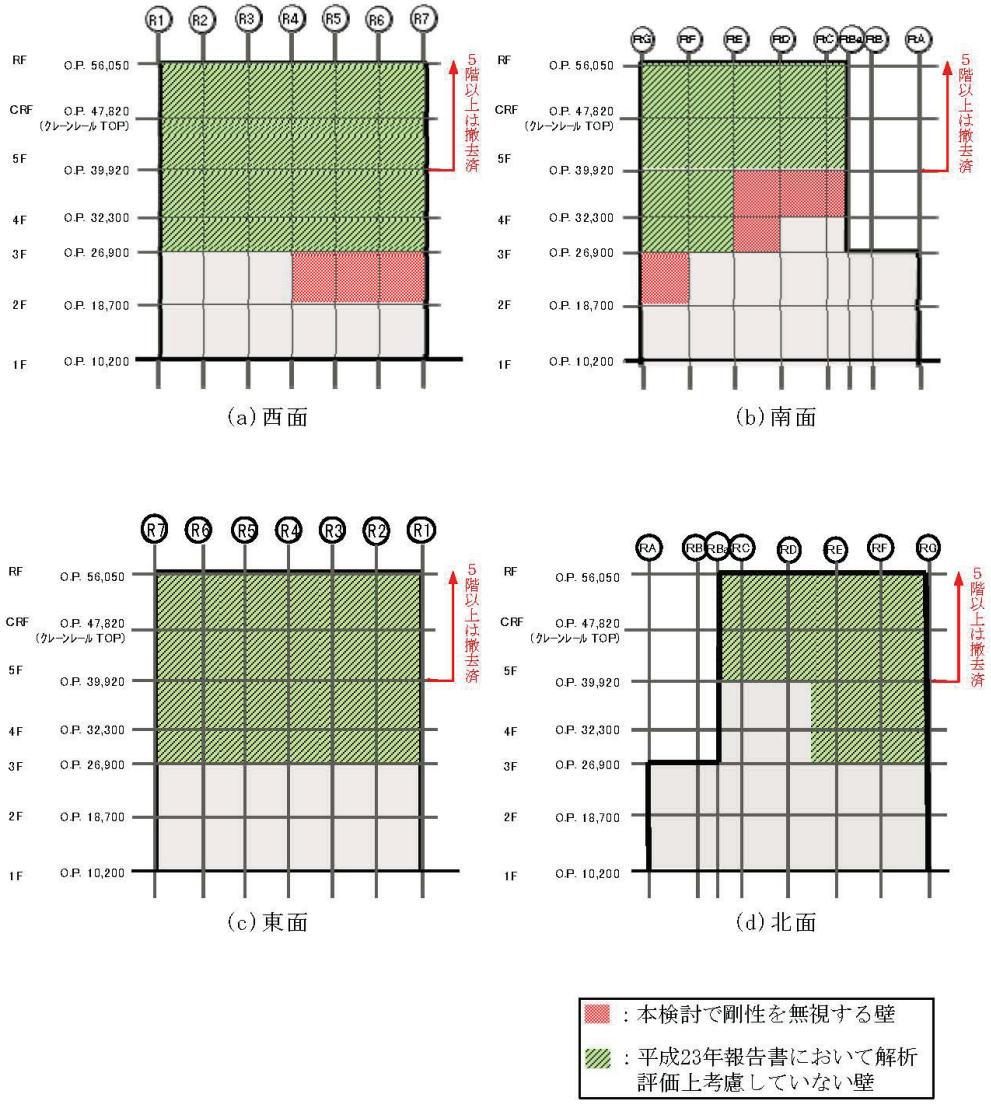


図-3.2.1　剛性を無視する外壁

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3．質点重量の設定

質点重量の設定にあたっては、平成23年報告書のモデルにおける質点重量を基準として、添付資料－１で整理した使用済燃料の取り出し時における平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点などを反映し、重量の増減を行った。表-3.3.1に質点重量の設定根拠を、表-3.3.2に平成23年報告書のモデルからの重量増減と本検討モデルの質点重量の算定結果を示す。

表-3.3.1　質点重量の設定根拠

No	評価項目	評価方法
1	オペフロ*1上部の瓦礫撤去	R階およびCR階から崩落した瓦礫の撤去による重量減を評価
2	オペフロ*1からの機器撤去	オペフロ*1上からの機器撤去による重量減を評価
3	燃料取扱機支持用架構の設置	燃料取扱機支持用架構および架構内への装置の設置による重量増を評価
4	雨水浸入対策のための構造物の設置	雨水浸入対策のための構造物の設置による重量増を評価
5	使用済燃料プール底部の支持構造物の設置	使用済燃料プール底部の支持構造物（鋼製支柱、コンクリート）による重量増を評価
6	ヤード整備の実施	ヤード整備のための西側下屋上における1m程度の覆土による重量増を評価
7	地下滞留水の考慮	B1階からMB1階までの滞留した水を重量増として評価*2 （平成23年報告書の時点では、水位が把握されておらず、評価上考慮されてない）
8	既存躯体（瓦礫）	オペフロ*1上部で崩落した外壁重量 ・R階およびCR階から崩落した東面外壁は３階下屋上に存在するとして重量増を評価
		オペフロ*1以下で崩落した外壁重量 ・ほぼ全域が崩落した外壁を重量減として評価 ・崩落した東面外壁は３階下屋上に存在するとして重量増を評価
		崩落した床重量 ・ほぼ全域が崩落した床を重量減として評価 ・崩落した床は下階に落下したまま撤去されないとして重量増を評価
		裏面剥離した床重量 ・かぶり部100㎜が下階に落下したものとして重量減を評価 ・剥離したかぶり部は下階に落下したまま撤去されないとして重量増を評価
		機器仮置プール内の瓦礫重量 ・瓦礫がプール内に沈殿している状況を想定し、機器仮置プールの水平投影面積あたり厚さ200㎜の瓦礫があるものとして重量増を評価

*1：オペレーティングフロアを示す。以下、オペフロという。
*2：滞留水の水位はO.P.3.5mを制限値として管理されているが、O.P.4.0mまで水が滞留しているものとして重量を計算し、保守的な扱いとした。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-3.3.2　平成 23 年報告書のモデルからの重量増減と本検討モデルの質点重量の算定結果

単位：kN

質点番号	階	標高 O.P.(m)	平成23年報告書モデル	平成23年報告書モデルからの重量増減								本検討モデル
				(1) オペフロ上部瓦礫撤去	(2) オペフロ機器撤去	(3) 燃料取扱機支持用架構	(4) 雨水浸入対策構造物	(5) 使用済燃料プール底部支持構造物	(6) ヤード整備	(7) 地下滞留水	(8) 既存躯体(瓦礫)	
1	RF	56.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	CRF	47.82	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	5F	39.92	114,850	-35,820	-9,690	2,660	1,380	0	0	0	-3,440	69,940
4	4F	32.3	88,770	0	0	0	0	0	0	0	-1,630	87,140
5	3F	26.9	117,030	0	0	0	0	5,180	0	0	5,550	127,760
6	2F	18.7	121,930	0	0	2,170	0	3,600	0	0	1,330	129,030
7	1F	10.2	207,300	0	0	1,660	0	0	9,520	0	0	218,480
8	B1F	-2.06	287,050	0	0	0	0	0	0	66,690	0	353,740
9	MAT	-6.06	132,390	0	0	0	0	0	0	0	0	132,390
合計			1,069,320	-35,820	-9,690	6,490	1,380	8,780	9,520	66,690	1,810	1,118,480

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

4. 解析に用いる入力地震動

4号機原子炉建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」(原管発官 19 第 603 号　平成 20 年 3 月 31 日付け) において作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 を用いることとする。

図-3.4.1 に地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を示す。モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 Ss に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。このうち、解放基盤表面位置（0.P. -196.0m）における基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の加速度時刻歴波形について図-3.4.2 に示す。

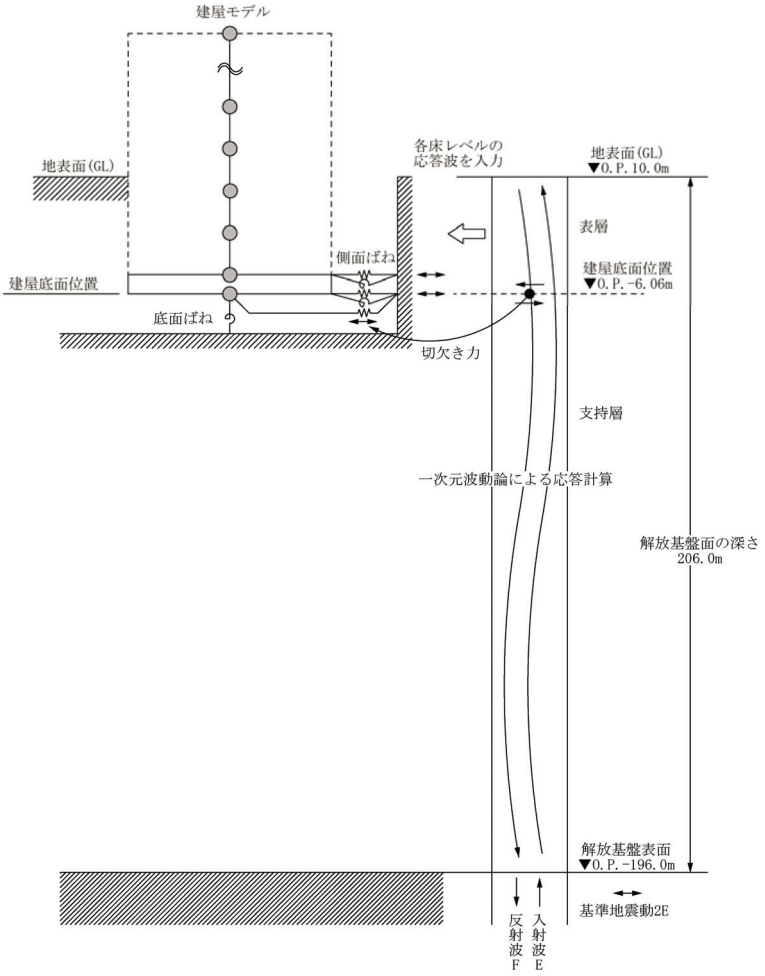
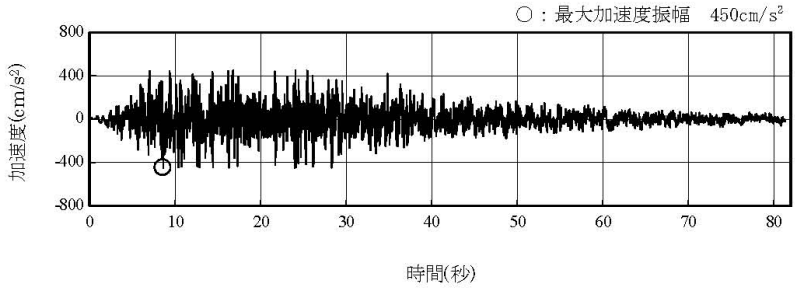
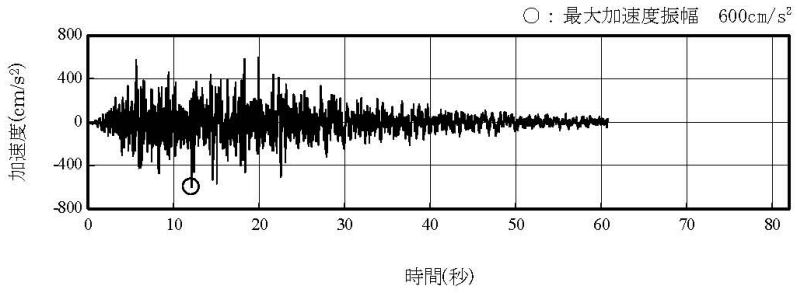


図-3.4.1　地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)

図-3.4.2　解放基盤表面位置における基準地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

5. 地震応答解析モデル

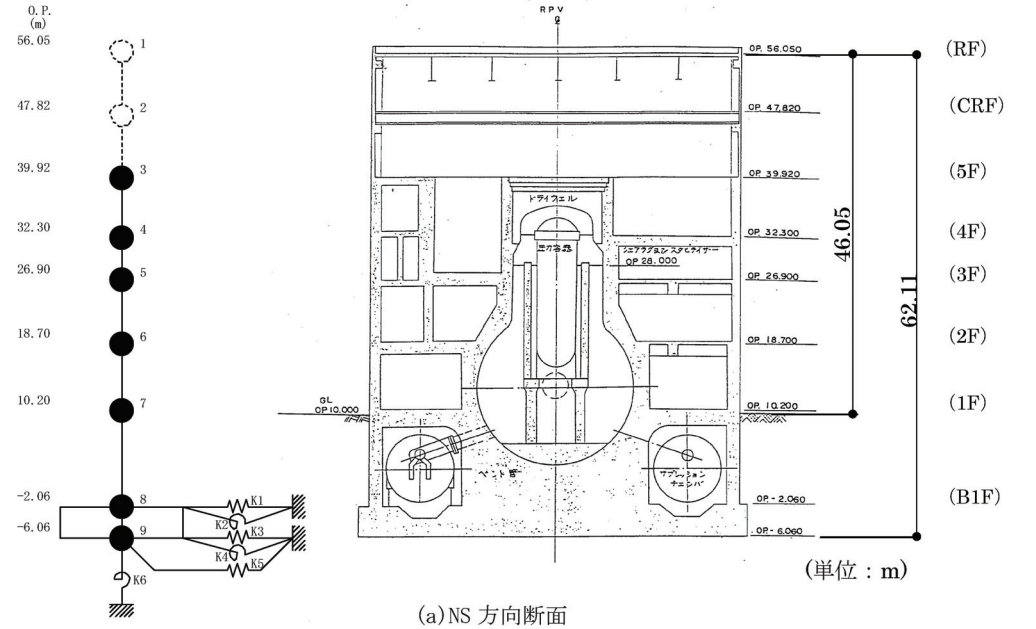
地震応答解析モデルは、図-3.5.1に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。表-3.5.1に解析に用いる鉄筋コンクリートの物性値を、表-3.5.2に建屋解析モデルの諸元を示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。表-3.5.3に解析に用いた地盤定数を示す。

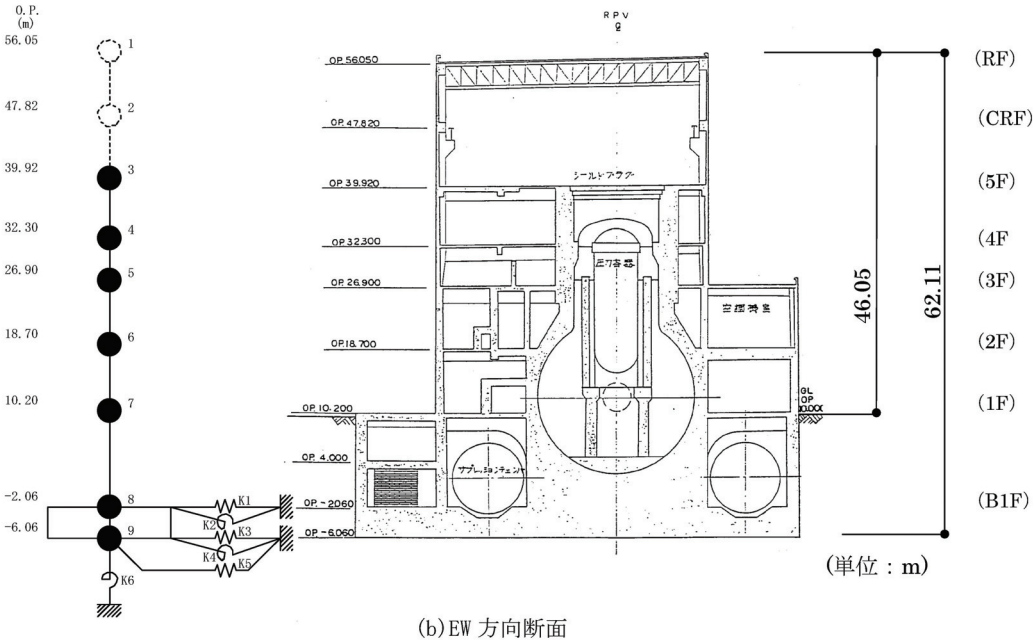
水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novakばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-3.5.2 に示すようにばね定数（Kc）として実部の静的な値を、また、減衰係数（Cc）として建屋－地盤連成系の１次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(a)NS 方向断面



(b)EW 方向断面

図-3.5.1　地震応答解析モデル

表-3.5.1　地震応答解析に用いる鉄筋コンクリートの物性値

	強度*1 Ｆｃ （N/mm²）	ヤング係数*2 Ｅ （N/mm²）	せん断弾性係数*2 Ｇ （N/mm²）	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ （kN/m³）
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当（SD35）				

*1：強度は実状に近い強度（以下、実強度という）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-3.5.2　建屋解析モデルの諸元

（NS 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G（$\times10^5$kN･m²）	せん断断面積 As(m²)	断面2次モーメント I (m⁴)
1	－	－		
2	－	－	－	－
3	69,940	128.73	－	－
4	87,140	160.44	147.1	10,080
5	127,760	235.14	102.2	14,387
6	129,030	237.57	202.7	32,567
7	218,480	402.18	175.4	46,774
8	353,740	707.83	460.4	114,194
9	132,390	264.88	2,812.6	562,754
合計	1,118,480			

ヤング係数*Ec*	2.57×10^7(kN/m2)
せん断弾性係数*G*	1.07×10^7(kN/m2)
ポアソン比 ν	0.20
減衰*h*	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

（EW 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G（$\times10^5$kN･m²）	せん断断面積 As(m²)	断面2次モーメント I (m⁴)
1	－	－		
2	－	－	－	－
3	69,940	72.20	－	－
4	87,140	89.98	73.0	5,928
5	127,760	235.14	98.3	6,182
6	129,030	237.57	161.6	23,344
7	218,480	599.92	166.4	46,303
8	353,740	1021.56	424.5	136,323
9	132,390	346.27	2,812.6	772,237
合計	1,118,480			

ヤング係数*Ec*	2.57×10^7(kN/m2)
せん断弾性係数*G*	1.07×10^7(kN/m2)
ポアソン比 ν	0.20
減衰*h*	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-3.5.3　地盤定数

(Ss-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
−10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
−80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.78	340,000	442	3
−108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.78	439,000	495	3
−196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.78	509,000	530	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
−10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
−80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
−108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
−196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

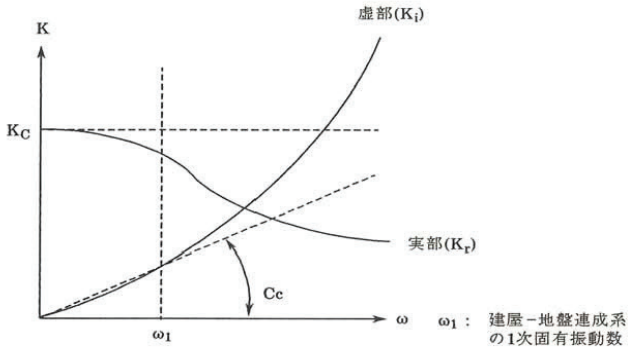
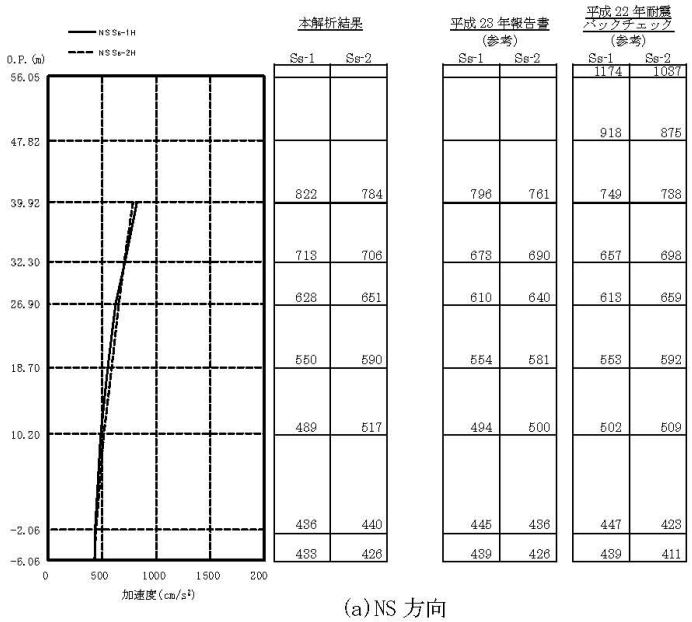


図-3.5.2　地盤ばねの近似

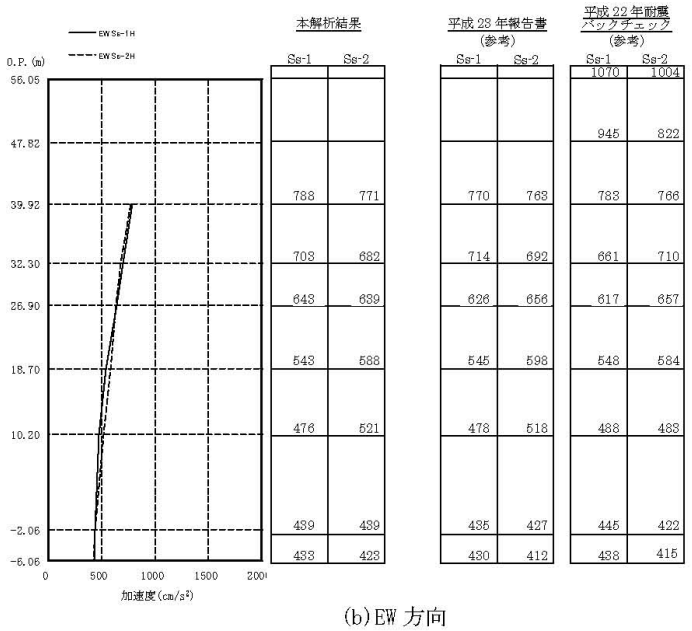
※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

6. 地震応答解析結果

地震応答解析結果より求められたNS方向、EW方向の最大応答加速度を図-3.6.1に示す。なお、解析結果は、平成23年報告書と「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書（改訂２）」（平成22年4月、東京電力株式会社）（以下、平成22年耐震バックチェックという）と比較して示す。



(a)NS方向



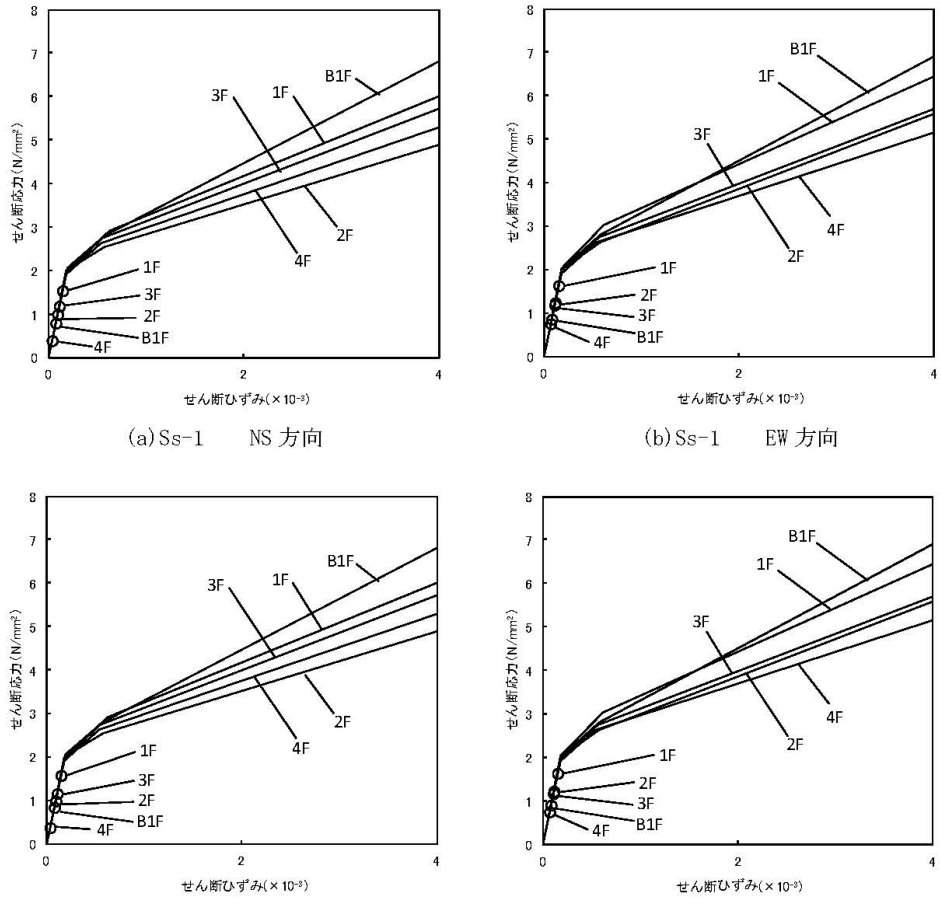
(b)EW方向

図-3.6.1　最大応答加速度

7. 耐震安全性評価結果

図-3.7.1に基準地震動Ss-1及びSs-2に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で0.16×10^{-3}（Ss-1,2H, EW方向, 1F）であり、評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。このことから、使用済燃料取り出し時の状況を想定した原子炉建屋は、損傷の確認された壁、および外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視しても、十分な耐震安全性を有しているものと評価した。

よって、基準地震動Ssを受けても建屋は崩壊しないと考えられる。



(a)Ss-1　NS方向　　(b)Ss-1　EW方向

(c)Ss-2　NS方向　　(d)Ss-2　EW方向

図-3.7.1　せん断スケルトン曲線上の最大応答値

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

【参考】

参考として、表-3.7.1、表-3.7.2に本検討結果と平成23年報告書および平成22年耐震バックチェックのせん断ひずみの最大値の比較を示す。

本検討結果と平成23年報告書を比較すると、全体的に本検討の方がせん断ひずみは小さい傾向となっている。これは、オペフロ上部の瓦礫撤去により、5階の重量が軽くなっていることが主な原因であると考えられる。

また、本検討と平成22年耐震バックチェックを比較すると、大きな差異は生じていない。これは、図-3.7.2に示すように、外壁については損傷しているものの、外壁より壁厚が厚いシェル壁や使用済燃料プール壁が健全であったこと、およびオペフロ上部の瓦礫撤去により5階の重量が軽くなっていることが主な原因であったと考えられる。

表-3.7.1　せん断ひずみの比較（NS方向）

(×10-3)

階	O.P.(m)	評価基準値	本検討		平成23年報告書		平成22年耐震バックチェック	
			Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
CRF	47.82 ～ 56.05	4.0	-	-	-	-	0.10	0.09
5F	39.92 ～ 47.82		-	-	-	-	0.17	0.15
4F	32.30 ～ 39.92		0.04	0.04	0.06	0.06	0.05	0.05
3F	26.90 ～ 32.30		0.11	0.11	0.14	0.14	0.08	0.08
2F	18.70 ～ 26.90		0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.09
1F	10.20 ～ 18.70		0.15	0.15	0.15	0.16	0.15	0.16
B1F	-2.06 ～ 10.20		0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08

表-3.7.2　せん断ひずみの比較（EW方向）

(×10-3)

階	O.P.(m)	評価基準値	本検討		平成23年報告書		平成22年耐震バックチェック	
			Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
CRF	47.82 ～ 56.05	4.0	-	-	-	-	0.12	0.12
5F	39.92 ～ 47.82		-	-	-	-	0.30	0.20
4F	32.30 ～ 39.92		0.08	0.07	0.09	0.09	0.08	0.08
3F	26.90 ～ 32.30		0.12	0.11	0.13	0.13	0.11	0.11
2F	18.70 ～ 26.90		0.12	0.12	0.13	0.13	0.12	0.12
1F	10.20 ～ 18.70		0.16	0.16	0.16	0.17	0.16	0.17
B1F	-2.06 ～ 10.20		0.09	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09

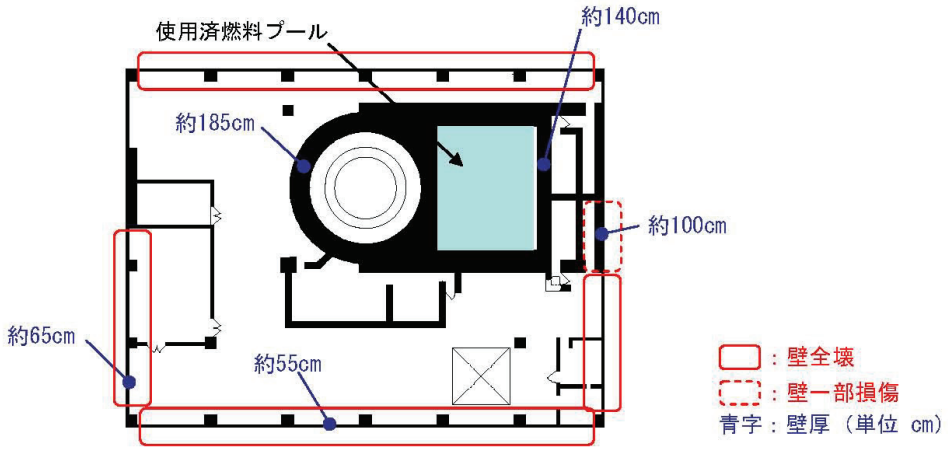


図-3.7.2　外壁の損傷状況と壁厚（3 階を例示）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

添付資料－４
使用済燃料プールの耐震安全性評価結果に関する詳細（３次元ＦＥＭ解析）

1．解析評価方針

昨年、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）」（平成23年5月、東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）にて、４号機原子炉建屋については、５階より下部の４階や３階の外壁が複雑に損傷していることを踏まえ、２階より上部を詳細な３次元ＦＥＭ解析モデルでモデル化し、応力解析により基準地震動Ssに対する使用済燃料プールの耐震安全性を評価した。また今年、「福島第一原子力発電所４号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）（以下、平成24年6月報告書という）にて、平成23年報告書で用いた３次元ＦＥＭモデルを基に、外壁の一部膨らみが確認された壁の剛性を無視したモデルを作成して、基準地震動Ssに対する使用済燃料プールの耐震安全性を評価した。

本検討では、添付資料－１で整理した使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況を反映するとともに、添付資料－２において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視した解析モデルを作成し、使用済燃料プールの耐震安全性を３次元ＦＥＭ解析によって評価する。図-4.1.1にプールの平面図を、図-4.1.2に断面図を示す。

耐震安全性評価は、図-4.1.3のフローに示すように以下の手順で行う。

- 使用済燃料プール周辺の２階の床（0.P.18.7m）から５階の床（0.P.39.92m）までの建屋部分（平成23年報告書のモデル）を基に、上記箇所の剛性を無視し、使用済燃料取出し時の状況を想定した３次元ＦＥＭ解析モデルを作成する。
- 死荷重、プール水による静水圧、温度荷重、地震応答解析結果に基づく地震荷重、地震時動水圧、燃料取扱機支持用架構反力などの荷重条件および荷重組合せの条件を設定する。温度荷重については、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）（追補版）（改訂）」（平成24年9月）から、より詳細な入熱条件を設定し評価を行っている。
- 応力解析として鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行い、使用済燃料プール部に発生する応力およびひずみを算出する。
- 評価基準値と比較し、耐震安全性を評価する。

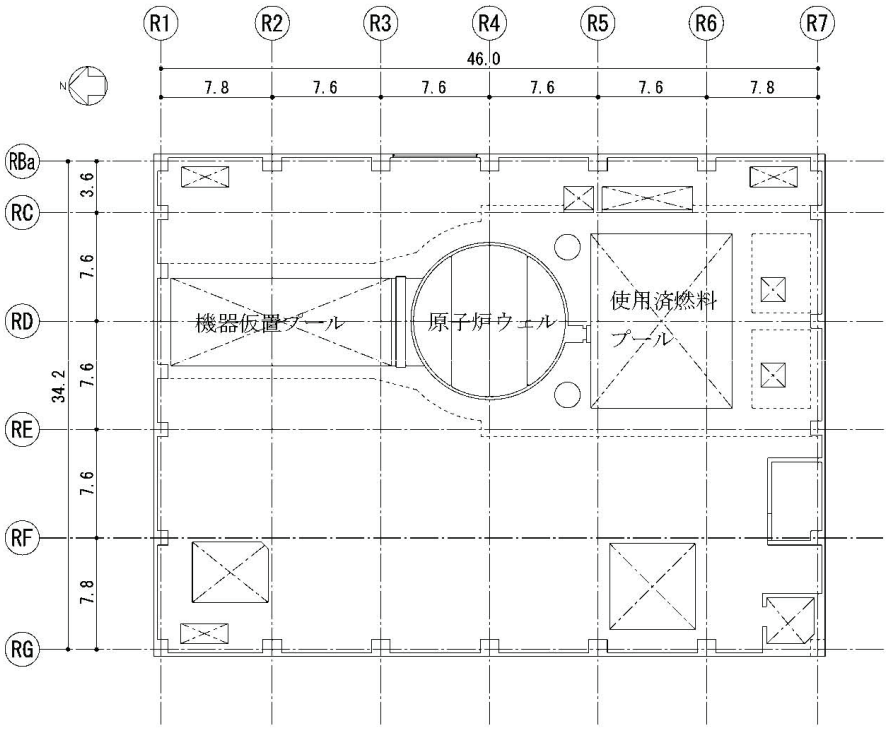


図-4.1.1　５階　平面図

（単位：m）

添付 4-2

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

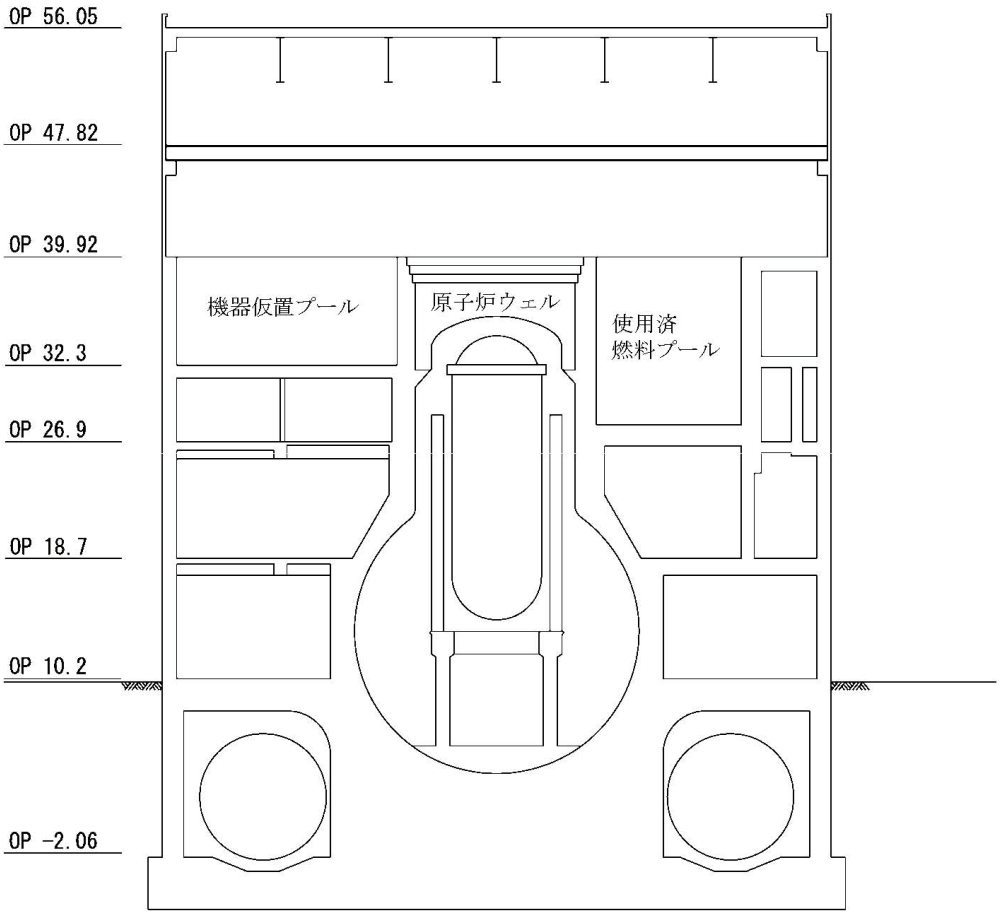


図-4.1.2　断面図
（ＮＳ方向断面，単位：m）

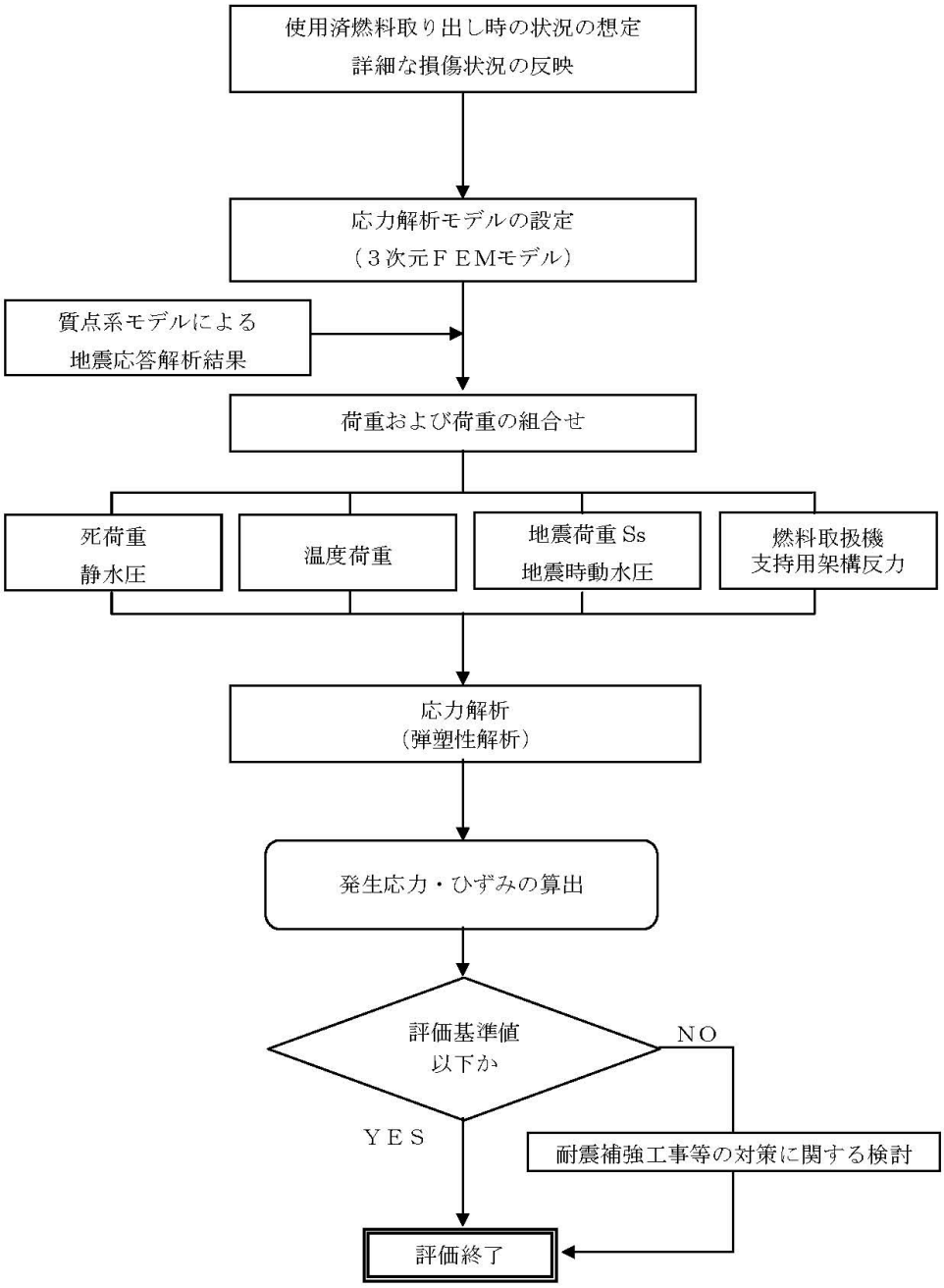


図-4.1.3　使用済燃料プールの耐震安全性評価フロー

添付 4-4

2．応力解析モデルの設定

鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を実施し、使用済燃料プール部に発生する応力およびひずみを算定する。２階壁から５階のオペレーティングフロア（以下、オペフロという）までの鉄筋コンクリート部材を有限要素の集合体としてモデル化した。また、使用済燃料プールの床下には、添付資料－１で示したプール底部の支持構造物として、鋼製支柱等を模擬した要素も設けた。さらに、添付資料－２において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所に基づき、外壁および床の一部で剛性を無視した新たな応力解析モデルを構築した。

解析モデルに使用する板要素は、鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素を用いた。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮した。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

図-4.2.1に解析モデル概要図を、図-4.2.2にコンクリートと鉄筋の構成則を、図-4.2.3に解析モデルの境界条件を示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

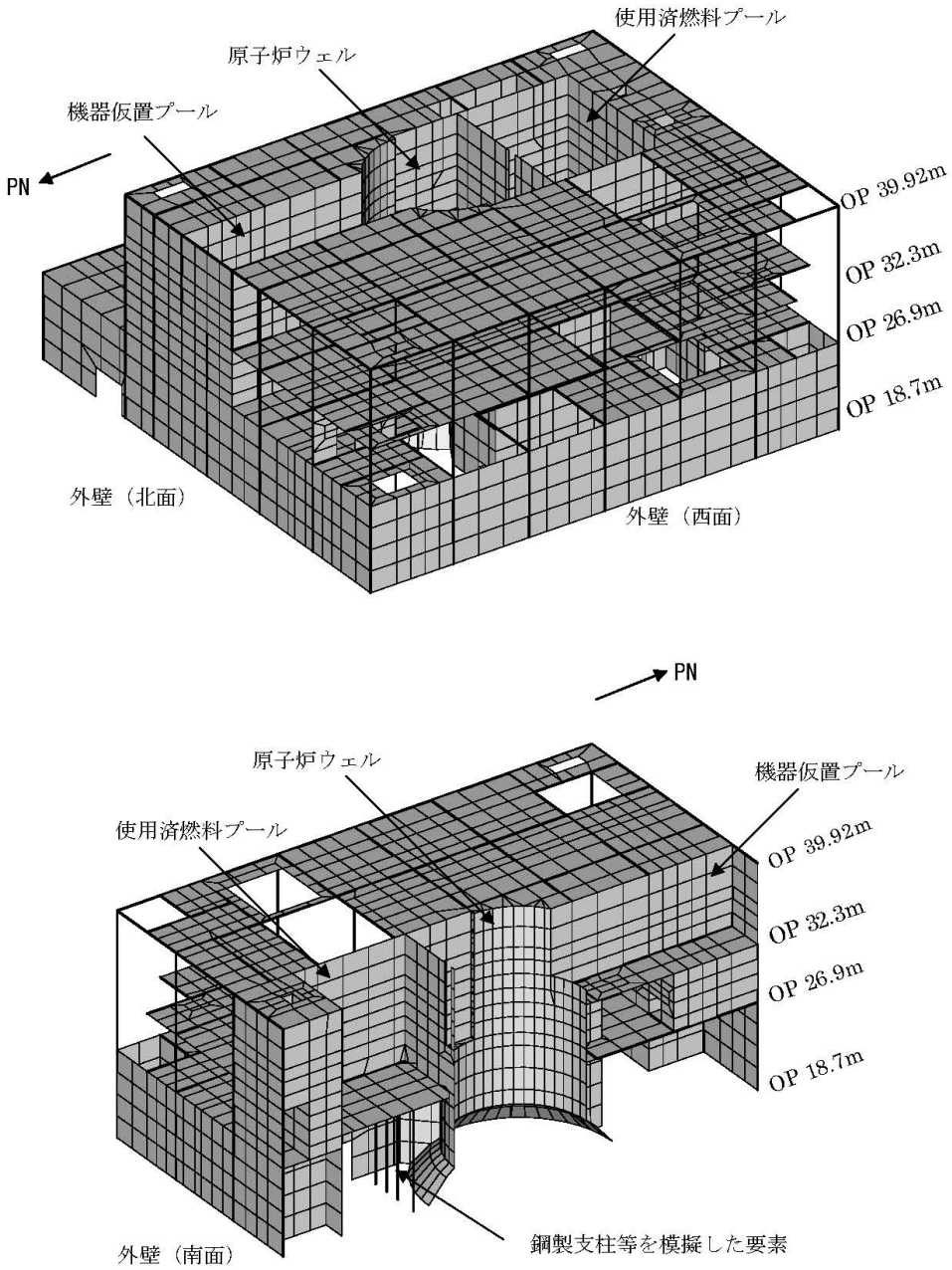
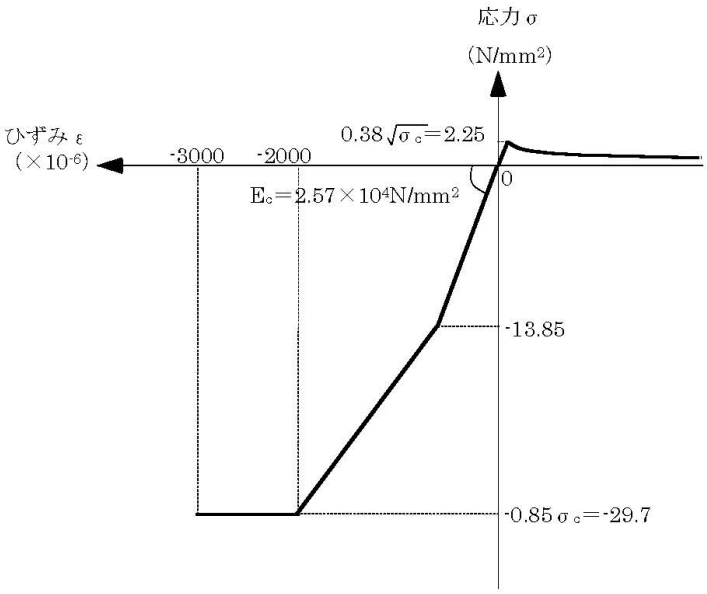
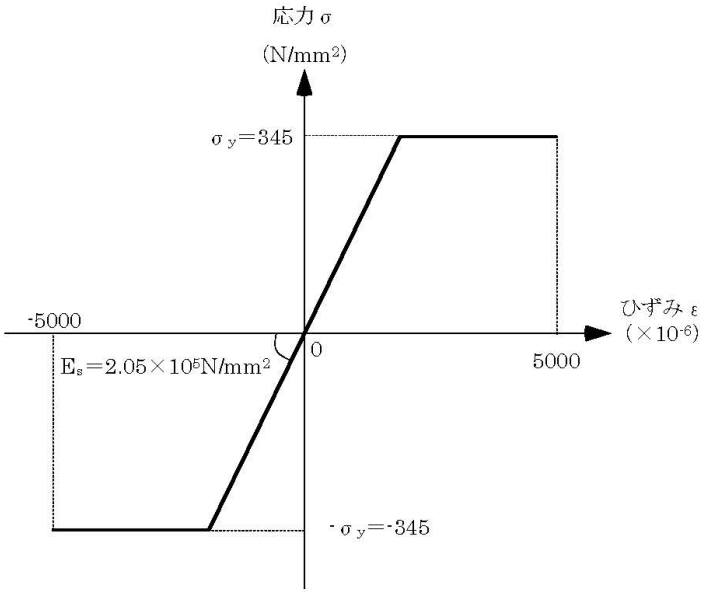


図-4.2.1　解析モデル概要図



(a)　コンクリートの応力－ひずみ関係
（コンクリート強度 σc=35N/mm²）



(b)　鉄筋の応力－ひずみ関係
（鉄筋降伏点 σy=345N/mm²）

図-4.2.2　コンクリートと鉄筋の構成則

添付 4-7

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

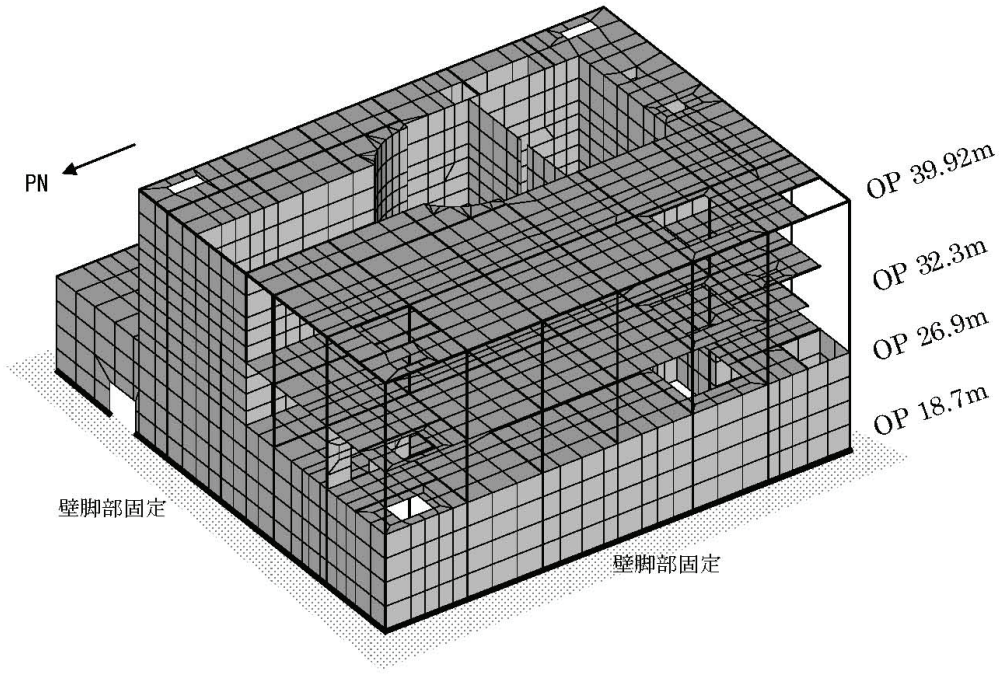


図-4.2.3　解析モデルの境界条件

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3. 損傷状況の仮定

損傷状況の仮定にあたっては、添付資料－２において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成 24 年 6 月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所を基に、平成 23 年報告書時より新たに下記の損傷部の剛性を無視して、３次元ＦＥＭ解析モデルを作成する。図-4.3.1～図-4.3.4 に損傷モデルを示す。

(1) 外壁・内壁

外壁は、４階（0.P.32.3m）と３階（0.P.26.9m）の南側および平成 24 年 6 月報告書の外壁の膨らみのある２階（0.P.18.7m）の西側および南側の一部の壁の剛性を無視する。

内壁は、３階（0.P.26.9m）の北側の一部の壁の剛性を無視する。

(2)床スラブ

床スラブは、５階（0.P.39.92m）～３階（0.P.26.9m）の一部で、床全壊箇所および床一部損傷箇所のいずれも剛性を無視する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

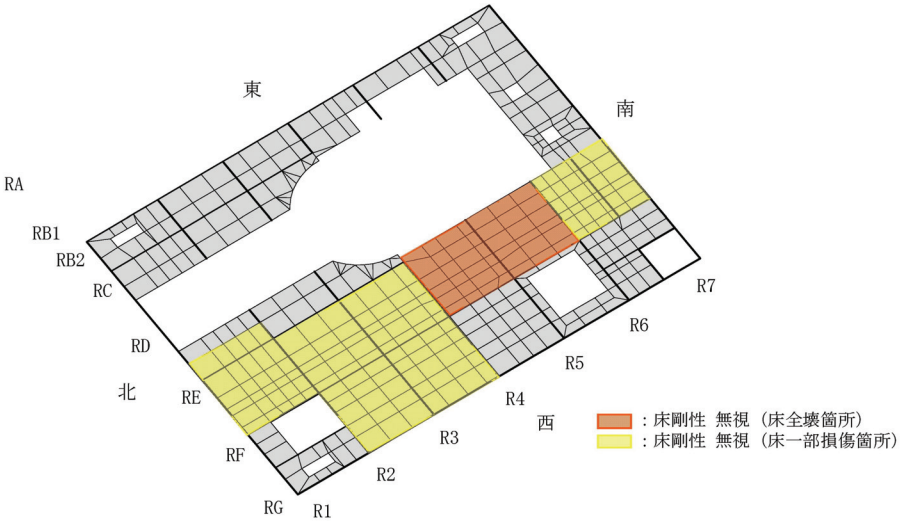


図-4.3.1　損傷モデル　アイソメ図　５階（0.P.39.92m）

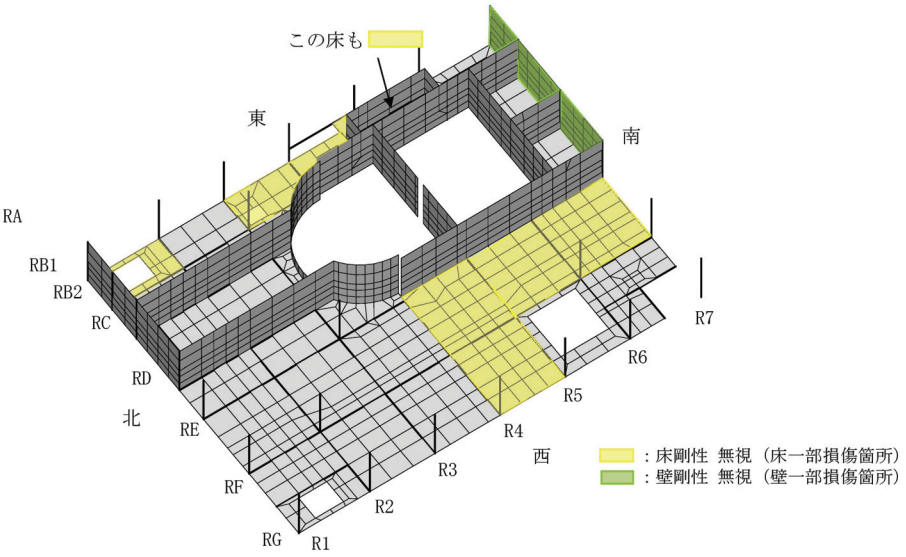


図-4.3.2　損傷モデル　アイソメ図　４階（0.P.32.3m）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

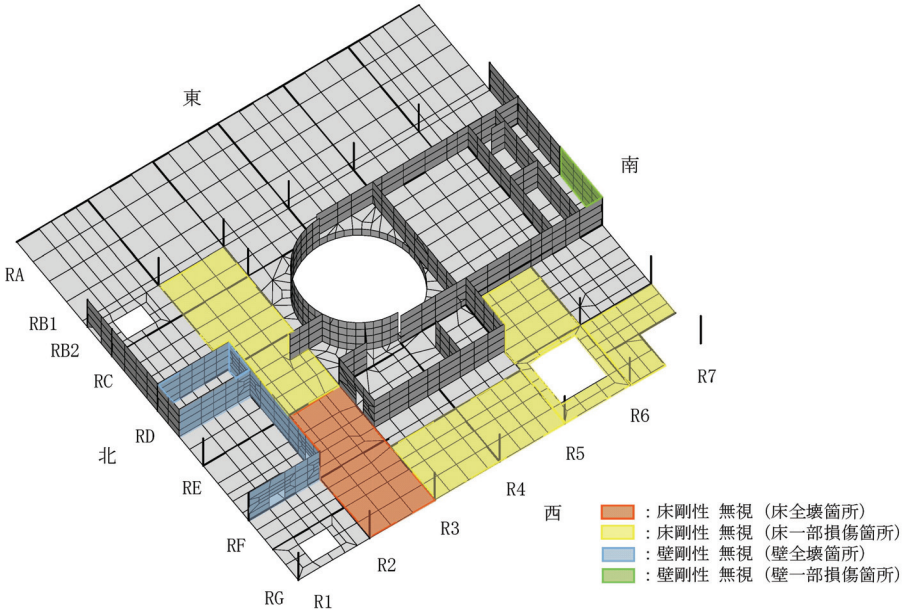


図-4.3.3　損傷モデル　アイソメ図　３階（0.P.26.9m）

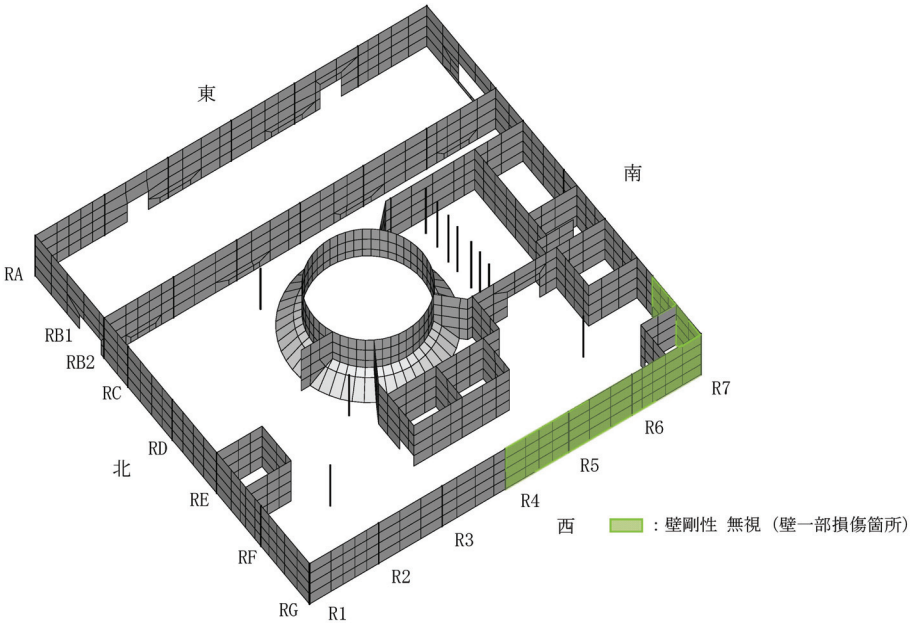


図-4.3.4　損傷モデル　アイソメ図　２階（0.P.18.7m）

4. 荷重および荷重の組合せ

(1) 死荷重

解析モデルに付与する死荷重は、モデル化範囲の建屋躯体の自重に加え、機器・配管・その他の重量は床に一様に積載されているものとする。また、プール内に設置されるキャスク重量および燃料取扱機支持用架構重量を、当該設置位置に考慮する。

(2) 静水圧

使用済燃料プール、原子炉ウェルおよび機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮する。

(3) 温度荷重

プール水の水温は、循環冷却が開始されたことから管理温度の65℃とする。外気温は冬場を想定し0℃とする。

(4) 地震荷重

添付資料－３の質点系モデルによる基準地震動Ssに対する地震応答解析結果に基づき、水平方向および鉛直方向の地震荷重を設定する。

(5) その他の荷重

プール水の地震時動水圧およびウェル頂部に作用する燃料取扱機支持用架構からの反力を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

表-4.4.1に荷重の組合せを示す。なお、水平方向および鉛直方向の地震動の組合せは、組合せ係数法（組合せ係数0.4）により評価する。

表-4.4.1　荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss地震時	DL + H + T + K + KH ＋ KF

ここに，　DL：死荷重、　H：静水圧、　T：温度、　K：地震荷重（基準地震動Ss）、
KH：地震時動水圧、　KF：燃料取扱機支持用架構反力

5. 解析条件

表-4.5.1 に本検討と平成 23 年報告書の解析条件の比較を示す。

表-4.5.1　本検討と平成 23 年報告書の解析条件の比較

項目			平成 23 年報告書 （基本ケース）*1	本検討 （基本ケース）
モデル	壁 （プール・シェル含む）		損傷の確認された壁はモデルから削除	全壊・一部損傷の壁の剛性を 0%とする
	床 （プール含む）		３階床から５階床まで全て健全としてモデル化	全壊・一部損傷の床の剛性を 0%とする
	補強効果		考慮しない	使用済燃料プール底部の支持構造物の鋼製支柱を模擬
荷重	死荷重		５階～屋上階の重量を瓦礫重量として５階に集約	オペフロ上部瓦礫撤去、燃料取扱機支持用架構荷重等を反映（添付資料－３）
	静水圧		使用済燃料プール、原子炉ウェル、機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮	同左
	温度荷重		夏冬は考慮せず、一律内部 90℃、外部 10℃、炉内 40℃	一律内部 65℃、外部 0℃、炉内 40℃
	地震荷重		損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動 Ss に対する地震応答解析結果に基づき、水平および鉛直方向の地震荷重を考慮	同左
	その他の荷重	地震時動水圧	損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動 Ss に対する地震応答解析結果に基づき、地震時に作用するプール水の動水圧を考慮	同左
		燃料取扱機支持用架構反力	考慮しない	燃料取扱機支持用架構の反力を考慮する

*1：平成 23 年報告書では、基本ケースの他に３種類のパラメータケースの解析を実施している。①爆発による影響をみるケースでは、３～４階の半壊程度の外壁の剛性を 50%に、４～５階の床剛性を全面にわたって 50%に低下、②火災による影響をみるケースでは、西側プール壁の剛性を 80%程度に、西側の４～５階の床剛性を全面にわたって 80%程度に低下、③プール水温の高温化による影響をみるケースでは、プール水温の上昇と冬季を想定し、一律内部 100℃、外部 0℃、炉内 40℃として検討を行った。さらに付録 4-4 では、④プール底部の支持構造物の補強効果を確認するケースの解析も実施している。

6. 評価結果

配筋諸元等に基づき使用済燃料プールの構造検討を行い、耐震安全性を評価する。評価においては、応力解析より求まる発生応力およびひずみが、評価基準値以下となることを確認した。評価基準値は、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」に基づき設定した。評価箇所の配筋諸元を図-4.6.1に示す。

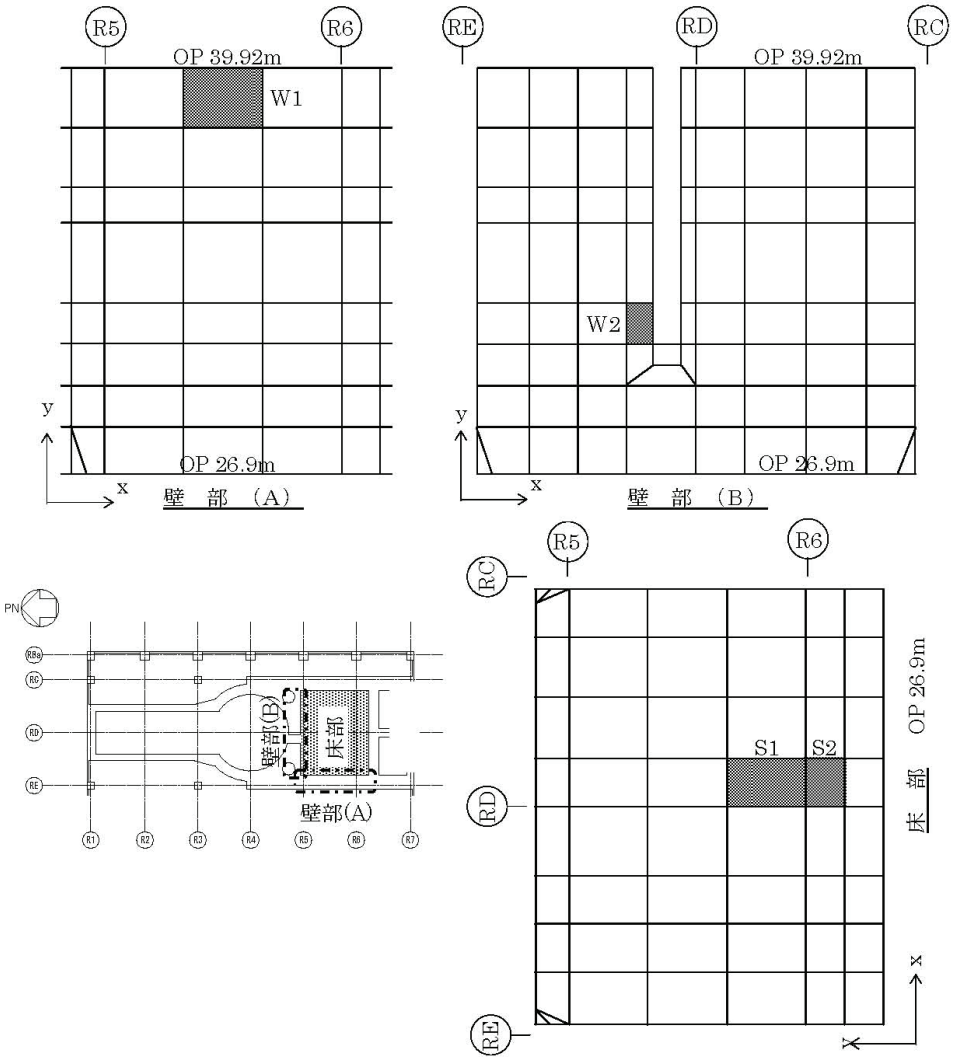
評価結果を表-4.6.1～表-4.6.4に示す。いずれの箇所においても発生応力およびひずみは弾性範囲内であり、評価基準値を十分に下回っている。このことから、使用済燃料取り出し時の状況において、使用済燃料プールは、損傷の確認された壁、床スラブおよび外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視しても、耐震安全性を有しているものと評価した。

なお、ひずみが弾性範囲内であるため、コンクリートに内張りされたライナーが損傷し、使用済燃料プールの水が漏れ出る可能性はないと考えられる。

表-4.6.1～表-4.6.4に用いる記号の説明

${}_c\varepsilon_c$	：コンクリートの圧縮ひずみ
${}_s\varepsilon_c$, ${}_s\varepsilon_t$	：鉄筋の圧縮ひずみおよび引張ひずみ （ひずみは全て引張側を正として表記）
Q	：面外せん断力

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1	D32@250	D32@120	D32@250	D32@240	—
W2	D38@130	D38@130	D38@150	D38@113	

位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1	D32@100＋D32@200		D32@200		—
S2					

図-4.6.1　評価箇所の配筋諸元

表-4.6.1　軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ε'	検定比 $\varepsilon / \varepsilon'$	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-150	-3000	0.05≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$		-90	-5000	0.02≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$		1180	5000	0.24≦1	可

表-4.6.2　軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ε'	検定比 $\varepsilon / \varepsilon'$	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-370	-3000	0.13≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$		-140	-5000	0.03≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$		250	5000	0.05≦1	可

表-4.6.3　面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q／Q'	判定
W2	Ss 地震時	1120	1860	0.61≦1	可

表-4.6.4　面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q／Q'	判定
S2	Ss 地震時	580	1270	0.46≦1	可

【参考】

参考として、平成23年報告書の基本ケースの評価基準値に対する発生ひずみおよび発生応力の比（検定比）が最も大きい箇所での比較を表-4.6.5、表-4.6.6に示す。壁の面外せん断を除き、壁及び床のひずみおよび床の面外せん断力のそれぞれの検定比は、平成23年報告書よりも小さくなっている。これは、主に使用済燃料プールの水温の条件を90℃から65℃に変更したことによる温度荷重の低減効果が影響していると考えられる。また、床については使用済燃料プールの底部を鋼製支柱で補強した効果も考えられ、評価基準値に対する余裕が大きくなっている。

なお、本検討と平成23年報告書における検定比が最大となる箇所は異なる。図-4.6.2に平成23年報告書におけるひずみおよび面外せん断力の検定比が最大となる箇所を示す。W1'は壁のひずみ、W2'は壁の面外せん断力、S1'は床のひずみ、S2'は床の面外せん断力の検定比が最大となる箇所を示している。

表-4.6.5　軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋の発生ひずみの比較

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ　($\times10^{-6}$)				評価基準値 ($\times10^{-6}$)
			本検討		平成23年報告書		
				検定比		検定比	
壁	$_{c}\varepsilon_{c}$	Ss 地震時	-150	0.05	-480	0.16	-3000
	$_{s}\varepsilon_{c}$		-90	0.02	-350	0.07	-5000
	$_{s}\varepsilon_{t}$		1180	0.24	1230	0.25	5000
床	$_{c}\varepsilon_{c}$		-370	0.13	-580	0.20	-3000
	$_{s}\varepsilon_{c}$		-140	0.03	-210	0.05	-5000
	$_{s}\varepsilon_{t}$		250	0.05	490	0.10	5000

表-4.6.6　面外せん断力の検討結果の比較

箇所名	荷重時名称	発生応力　Q　(N/mm)			
		本検討		平成23年報告書	
			検定比		検定比
壁	Ss 地震時	1120 (1860)	0.61	2040 (3770)	0.55
床		580 (1270)	0.46	800 (1150)	0.70

() 内数値は評価基準値を示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

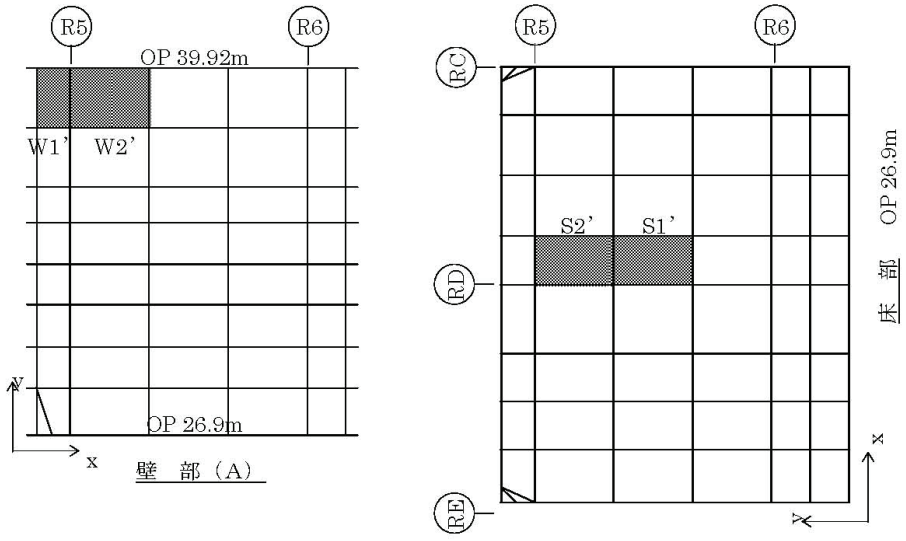


図-4.6.2　平成 23 年報告書におけるひずみおよび面外せん断力の検定比が最大となる箇所

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 4-1

使用済燃料プールの耐震安全性評価結果に係わるパラメトリックスタディについて

1．概要

添付資料－４の本文では、添付資料－２における損傷（一部損傷および全壊）の確認された壁、床スラブおよび平成 24 年 6 月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視した解析を行った。しかしながら、実際の壁・床スラブの多くは全壊しておらず残存剛性を有している状態にある。ここではこれらの残存剛性を考慮した場合について解析を行い、その影響を把握する。

2．検討条件

基本ケースで剛性を無視した外壁および床スラブの一部の剛性を以下のように設定する。表-1 に基本ケースとの剛性の設定の比較を示す。表-1 以外の箇所の剛性は、平成 23 年報告書の基本ケースと同じ設定とする。損傷モデルを図-1～図-4 に示す。

(1) 外壁

外壁は、添付資料－２より、４階（0.P.32.3m）と３階（0.P.26.9m）の南側および平成 24 年 6 月報告書の外壁の膨らみのある西側および南側の一部の壁の剛性の実状を考慮し 50%とする。

(2) 床スラブ

床スラブは、添付資料－２より、５階（0.P.39.92m）～３階（0.P.26.9m）の一部において、床一部損傷と判定した箇所の剛性の実状を考慮し 50%とする。

表-1　基本ケースとの剛性の設定の比較

ケース	壁の剛性の設定			床スラブの剛性の設定	
	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1	膨らみ部*2	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1
基本ケース	0%	0%	0%	0%	0%
パラメータケース	0%	50%	50%	0%	50%

*1：添付資料－２に示す損傷の確認された箇所

*2：平成 24 年 6 月報告書で外壁の一部膨らみが確認された箇所

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

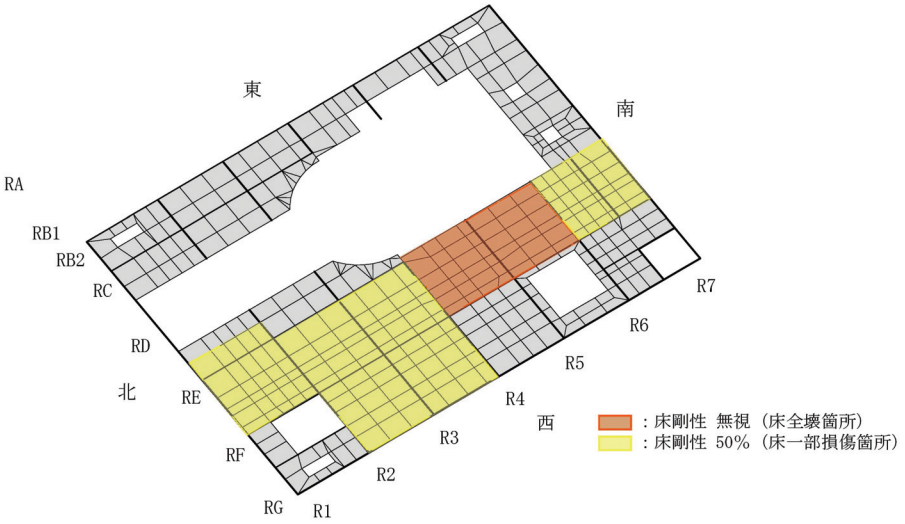


図-1　損傷モデル　アイソメ図　５階（0.P.39.92m）　（パラメータケース）

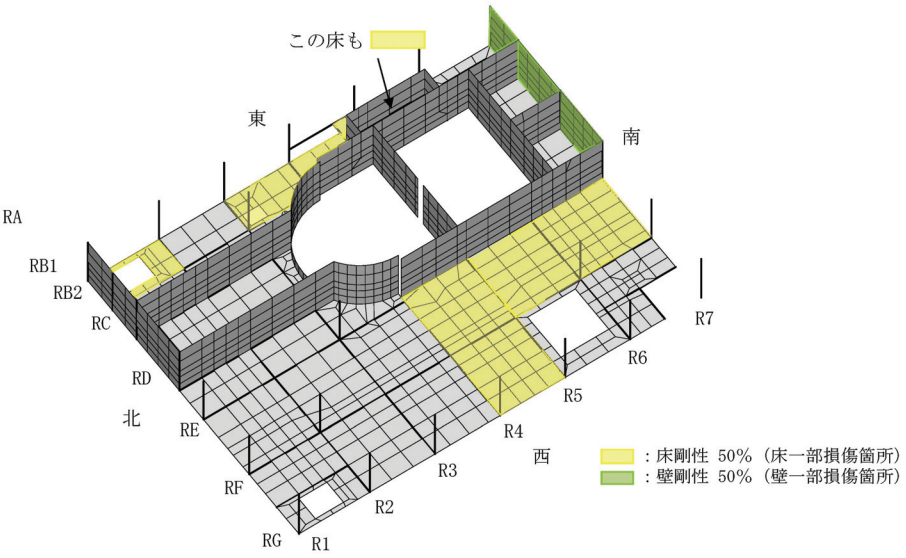


図-2　損傷モデル　アイソメ図　４階（0.P.32.3m）　（パラメータケース）

付録 4-1-2

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

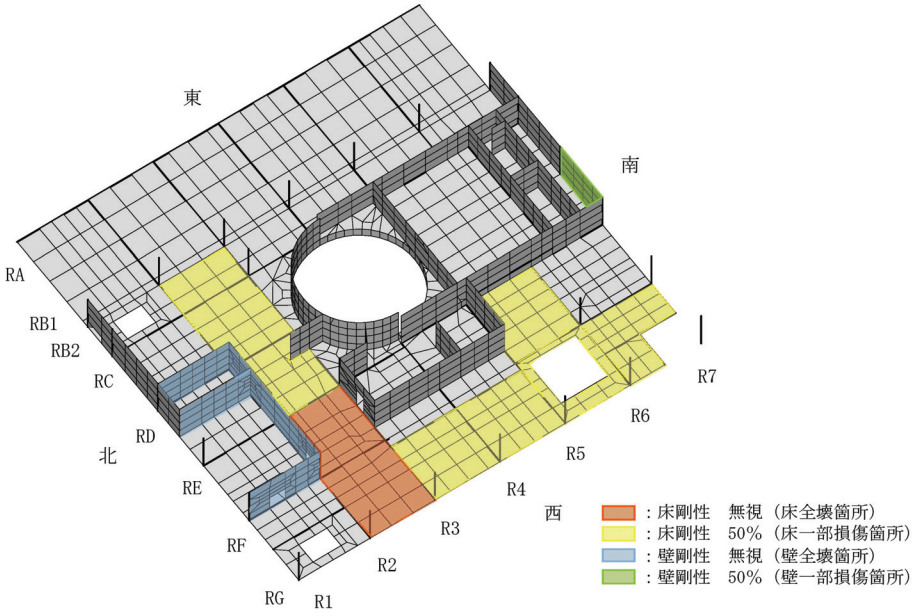


図-3　損傷モデル　アイソメ図　３階（0.P.26.9m）　（パラメータケース）

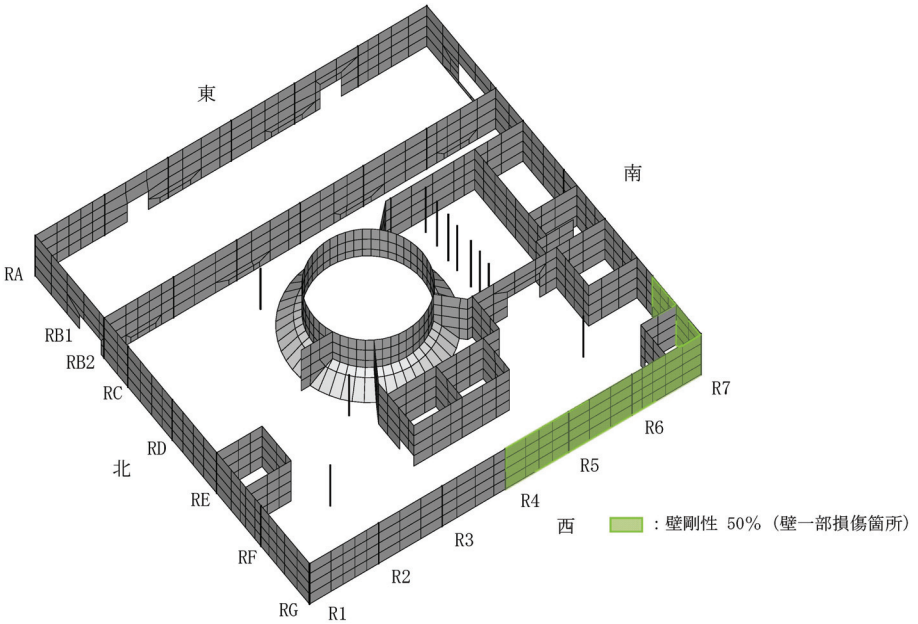


図-4　損傷モデル　アイソメ図　２階（0.P.18.7m）　（パラメータケース）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3. 検討結果

基本ケースおよびパラメータケースの評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比（検定比）を比較した結果を表-2 に示す。残存剛性を考慮し、外壁および床スラブの残存剛性をモデル化することにより、局所的な応力集中（W2）が緩和される傾向が見られるほか、使用済燃料プールの耐震安全性には大きく影響を与えないことが確認された。

なお、参考として、パラメータケースにおける使用済燃料プールの耐震安全性評価結果の詳細を表-3～表-6 に示す。

表-2　評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比（検定比*1）の比較

	箇所名	評価項目	基本ケース	パラメータケース
プール壁	W1	鉄筋ひずみ	0.24	0.22*2
		コンクリートひずみ	0.05	0.06*2
	W2	面外せん断力	0.61	0.43
プール床	S1	鉄筋ひずみ	0.05	0.05*2
		コンクリートひずみ	0.13	0.13*2
	S2	面外せん断力	0.46	0.48

*1：表中の値は、1以下であれば評価基準を満たしていることを示している。

*2：プール壁及びプール床のひずみは、評価基準値に対する発生ひずみおよび発生応力の比（検定比）が最大となる箇所が基本ケースとパラメータケースで異なっており、上記表上のパラメータケースにおけるひずみには、検定比が最大となる箇所の値ではなく、基本ケースと同じ箇所の値を記載している。なお、パラメータケースにおける検定比が最大となる箇所は図-5 に示す壁部(A)の W1”および、床部の S1”であり、検定比は W1”の鉄筋ひずみで 0.24、S1”のコンクリートひずみで 0.13 である。

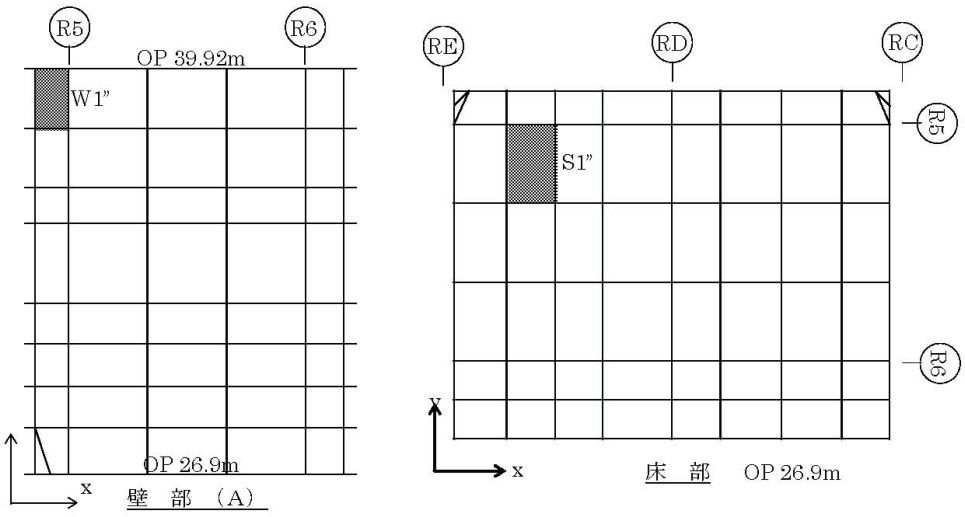


図-5　パラメータケースにおけるひずみの検定比が最大となる箇所（W1”及び S1”）

【パラメータケース】

表-3　軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times10^{-6}$) ε'	検定比 $\varepsilon / \varepsilon'$	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-180	-3000	0.06≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$		-90	-5000	0.02≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$		1080	5000	0.22≦1	可
W1”	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-320	-3000	0.11≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$		-240	-5000	0.05≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$		1200	5000	0.24≦1	可

表-4　軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times10^{-6}$) ε'	検定比 $\varepsilon / \varepsilon'$	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-370	-3000	0.13≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$		-150	-5000	0.03≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$		240	5000	0.05≦1	可
S1”	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-370	-3000	0.13≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$		-200	-5000	0.04≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$		180	5000	0.04≦1	可

表-5　面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q’ (N/mm)	検定比 Q／Q’	判定
W2	Ss 地震時	790	1860	0.43≦1	可

表-6　面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q’ (N/mm)	検定比 Q／Q’	判定
S2	Ss 地震時	600	1270	0.48≦1	可

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 4-2

原子炉建屋の鉛直方向の地震応答解析について

使用済燃料プールの３次元 FEM 解析にあたっては、基準地震動 Ss による鉛直方向の動的解析結果を入力として用いている。ここでは、鉛直方向の地震応答解析結果を示す。

解析モデル作成にあたって、添付資料－２において整理した範囲と同様の範囲を損傷範囲として取り扱うこととし、添付資料－３において求めた質点重量を用いる。

鉛直方向の建屋解析モデルを図-1 に、諸元を表-1 に示す。

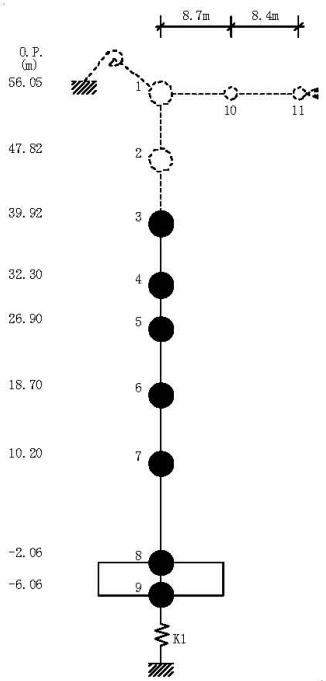


図-1　建屋解析モデル（鉛直方向）

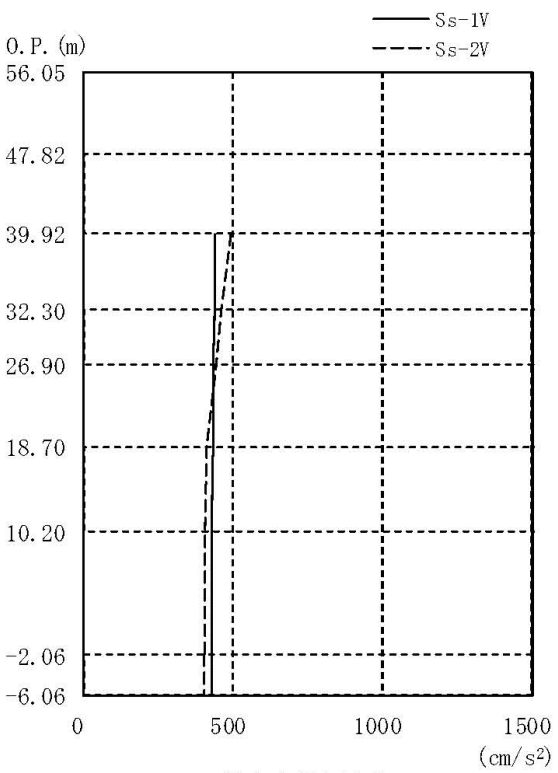
表-1　建屋解析モデルの諸元（鉛直方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	軸断面積 A_N (m^2)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$kN/m)
1	—		
2	—	—	—
3	69,940	—	—
4	87,140	204.5	6.90
5	127,760	210.7	10.03
6	129,030	354.5	11.11
7	218,480	340.6	10.30
8	353,740	654.7	13.72
9	132,390	2,812.6	180.71
合計	1,118,480		

ヤング係数 Ec	2.57×10^7(kN/m2)
せん断弾性係数 G	1.07×10^7(kN/m2)
ポアソン比 ν	0.20
減衰 h	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

地震応答解析により求められた鉛直方向の最大応答加速度および最大応答軸力を図-2および図-3に示す。

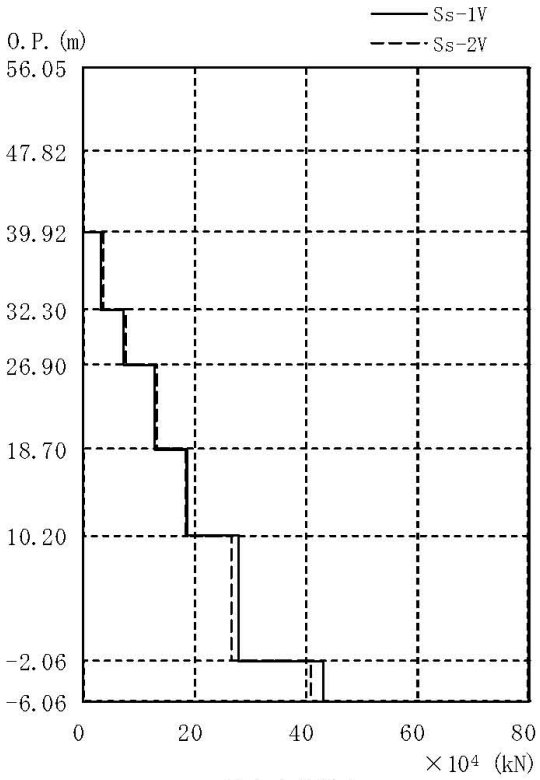


(cm/s²)

Ss-1V	Ss-2V
437	492
437	462
436	442
432	410
429	404
427	404
427	404

図-2　最大応答加速度（鉛直方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



最大応答軸力

×10⁴(kN)

Ss-1V	Ss-2V
3.14	3.53
7.04	7.65
12.75	13.20
18.46	18.53
27.94	26.43
43.10	40.80

図-3　最大応答軸力（鉛直方向）

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その２）

平成２３年７月

東京電力株式会社

目　次

１．はじめに

２．耐震安全性評価に関する検討方針

３．耐震安全性評価に関する検討結果

４．耐震補強工事等の対策に関する検討結果

５．まとめ

添付資料－１：３号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）

添付資料－２：３号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（3 次元 FEM 解析による局部評価）

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性
および補強等に関する検討に係る報告書（その２）

１．はじめに

本報告書は、「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律第６７条第１項の規定に基づく報告の徴収について」（平成２３年４月１３日）に基づき、福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強に関する検討を実施した結果を報告するものである。

５月２８日に提出した（その１）の報告書では、１号機及び４号機を対象としたものであり、今回の（その２）の報告書では、破損状況が著しい３号機を対象としたものである。

２．耐震安全性評価に関する検討方針

（１）３号機の原子炉建屋

３号機の原子炉建屋については、３月 14 日に水素爆発とみられる事象により、５階のオペレーティングフロアより上部が破損した。爆発が生じた時の映像によると、かなり大きな爆発であったことが推測され、５階以上の建屋の大部分は爆発後の崩落した鉄骨やコンクリート部材が積み重なったような状況である。また、５階の北西部の床が損傷し、崩落した鉄骨やコンクリート部材の一部はその下の４階の床に積み重なっており、４階の壁のかなりの部分も損傷している。これらの情報を質点系モデルに反映し、基準地震動 Ss による時刻歴応答解析を実施し、耐震壁がせん断破壊する終局状態に至るかどうかについて全体評価を行うこととした。その後、使用済燃料プールなどを含めた３次元 FEM 解析により局部評価を行うこととし、時刻歴応答解析により得られた最大値を地震荷重として入力し、温度荷重などその他の荷重と組み合わせた評価を行うこととした。この評価手法は、基本的に４号機と同様である。

３．耐震安全性評価に関する検討結果

（１）３号機の原子炉建屋

基準地震動 Ss を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、残存している５階以下の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.14×10^{-3} であり、評価基準値である 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。したがって、耐震安全上重要

な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－１）

３次元 FEM 解析による局部評価結果としては、次のような評価を行った。

・ 基準地震動 Ss によって作用する地震荷重とその他の荷重を組み合わせた結果、使用済燃料プールにおいて鉄筋の最大ひずみは 1303×10^{-6} であり、評価基準値である塑性限界ひずみの 5000×10^{-6} に対して十分余裕がある（結果として、解析上の弾性限界ひずみの 1683×10^{-6} よりも小さい）。また、面外せん断力において最も余裕が少ない部位での発生応力は 1689（N/mm）であり、評価基準値である 3130（N/mm）に対して十分余裕がある。

・ 原子炉格納容器の外側にあるシェル壁についても同様の評価を行っており、鉄筋の最大ひずみは 469×10^{-6} であり、評価基準値である塑性限界ひずみの 5000×10^{-6} に対して十分余裕がある（結果として、解析上の弾性限界ひずみの 1683×10^{-6} よりも小さい。）。また、面外せん断力において最も余裕が少ない部位での発生応力は 2475（N/mm）であり、評価基準値である 3270（N/mm）に対して十分余裕がある。

・ 原子炉格納容器内が高温になった影響でシェル壁の剛性が低下した可能性や爆発によって燃料プールなどの剛性がより低下している可能性を考慮したパラメータスタディや、不確定要素が大きいので逆に剛性の低下を緩和したパラメータスタディの結果によると、多少の数値変動はあるものの解析結果に大きな差異は生じておらず、仮定条件の変動が解析結果に与える影響はそれほど大きくないことを確認している。

（添付資料－２）

４．耐震補強工事等の対策に関する検討結果

（１）３号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、現段階では建物内部の線量レベルが高いことから立入が難しいという面もある。今後、環境改善が進み建物内部の線量レベルが作業を行うのに十分な程度に低減された場合には、建屋内の状況を確認するとともに、余裕度向上の観点からの補強工事を行うことも考慮にいれて、検討に取り組んでいくこととする。なお、残存している崩落した鉄骨やコンクリート部材に関しては、今後の環境改善の進展状況にもよるが、極力早期に撤去していく方針としている。

5．まとめ

本報告書においては、３号機の原子炉建屋について、耐震安全性評価を実施し、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことを確認した。既に報告済みの１号機及び４号機の原子炉建屋も加えると、５階以上の階の損傷が大きい原子炉建屋については、いずれも耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことが確認できたこととなる。

添付資料－１：３号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）

1. 解析評価方針

水素爆発等による損傷に伴う原子炉建屋の構造への影響および耐震性評価は，基準地震動 Ss を用いることを基本とし，建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお，基準地震動 Ss-3 については，基準地震動 Ss-1 および Ss-2 の応答結果に比べて，過去の計算例（付録 1-1 参照）から明らかに小さいことが分かっているため，今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

３号機原子炉建屋については，地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは，原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は，耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から，地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行う。

なお，鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては，水平方向の地震力が支配的であり，鉛直方向の地震力の影響は少ないことから，地震応答解析は水平方向のみ実施する。

上記の検討により，耐震余裕度が比較的少ない場合には，さらに詳細な検討を行うこととする。

３号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を，図-1.1 に示す。

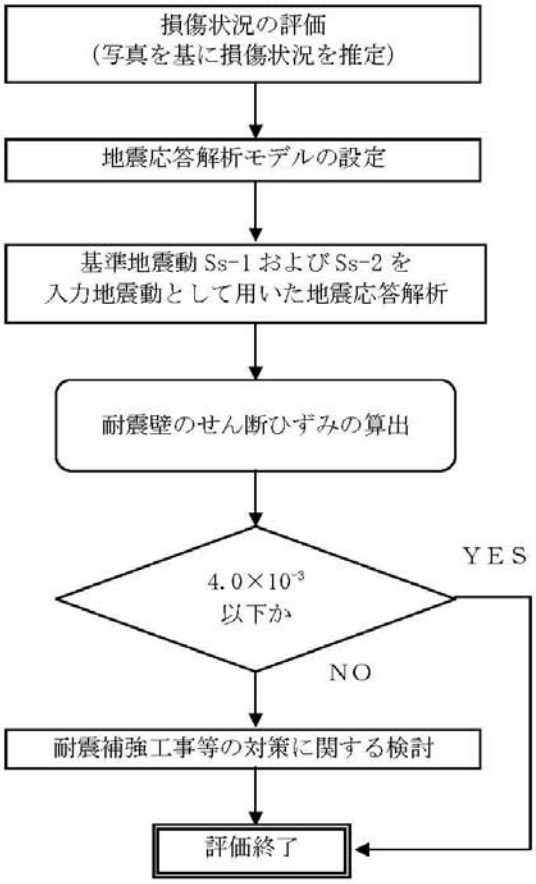


図-1.1　３号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2.　損傷状況の評価

３号機原子炉建屋については，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し，損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

各部位の損傷状況評価の考え方を下記に示す。

a.外壁・屋根トラス

外観の写真から損傷を確認できる外壁・屋根トラスについては，損傷部位として評価した。また，一部剥落が確認された外壁についても損傷として評価した。（図-2.1）

b.使用済燃料プール

損傷が確認されている外壁の厚さは最大でも600ｍｍであり，使用済燃料プールの壁・床の厚さが 1400～1850ｍｍであること及び使用済燃料プールについては循環冷却システムが完成しており満水状態が維持されていることから，損傷は無いものと評価した。

c.機器仮置プール

外観の写真から一部剥落が確認された外壁部分を除き，機器仮置プール壁に損傷は確認されていない。なお，機器仮置プール西側の壁については，図-2.2 に示す写真から部分的に状況を確認した限り，損傷は確認されない。また，損傷が確認されている外壁の厚さは最大でも 600ｍｍであり，機器仮置プール壁・床の厚さが 900ｍｍであることから，損傷は無いものと評価した。

d.シェル壁

損傷が確認されている外壁の厚さは最大でも600ｍｍであり，3階のシェル壁は，厚さが1850ｍｍであることから，損傷は無いものと評価した。

e.床スラブ

建屋内については調査結果が得られていないことから，外観写真と外壁の損傷状況から判断することとした。1～3 階は，外壁が一部剥落していることを除き外観に異常は見られないことより，損傷は無いものと評価した。4階，5階については，外壁が損傷しており，損傷した外壁以下の厚さである床スラブは損傷している可能性があるものと評価した。また，5階の北西側の床スラブについては，外観写真より床スラブを支持する4階部分の外壁と柱に大きな損傷が確認できることより，損傷部位として評価した。（図-2.3）



北面



西面



東面



南面

図-2.1　外壁の状況



機器仮置プール西側壁の状況が確認できる部分

図-2.2 機器仮置プール西側の壁の状況



図-2.3　5階北西側の床スラブの状況

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3.　解析に用いる入力地震動

３号機原子炉建屋への入力地震動は，「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」（原管発官１９第６０３号　平成20年3月31日付け）にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ss-1およびSs-2を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1 に示す。モデルに入力する地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 Ss に対する地盤の応答として評価する。また，建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち，解放基盤表面位置（O.P. -196.0m）における基準地震動 Ss-1 および Ss-2 の加速度波形について，図-3.2 に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

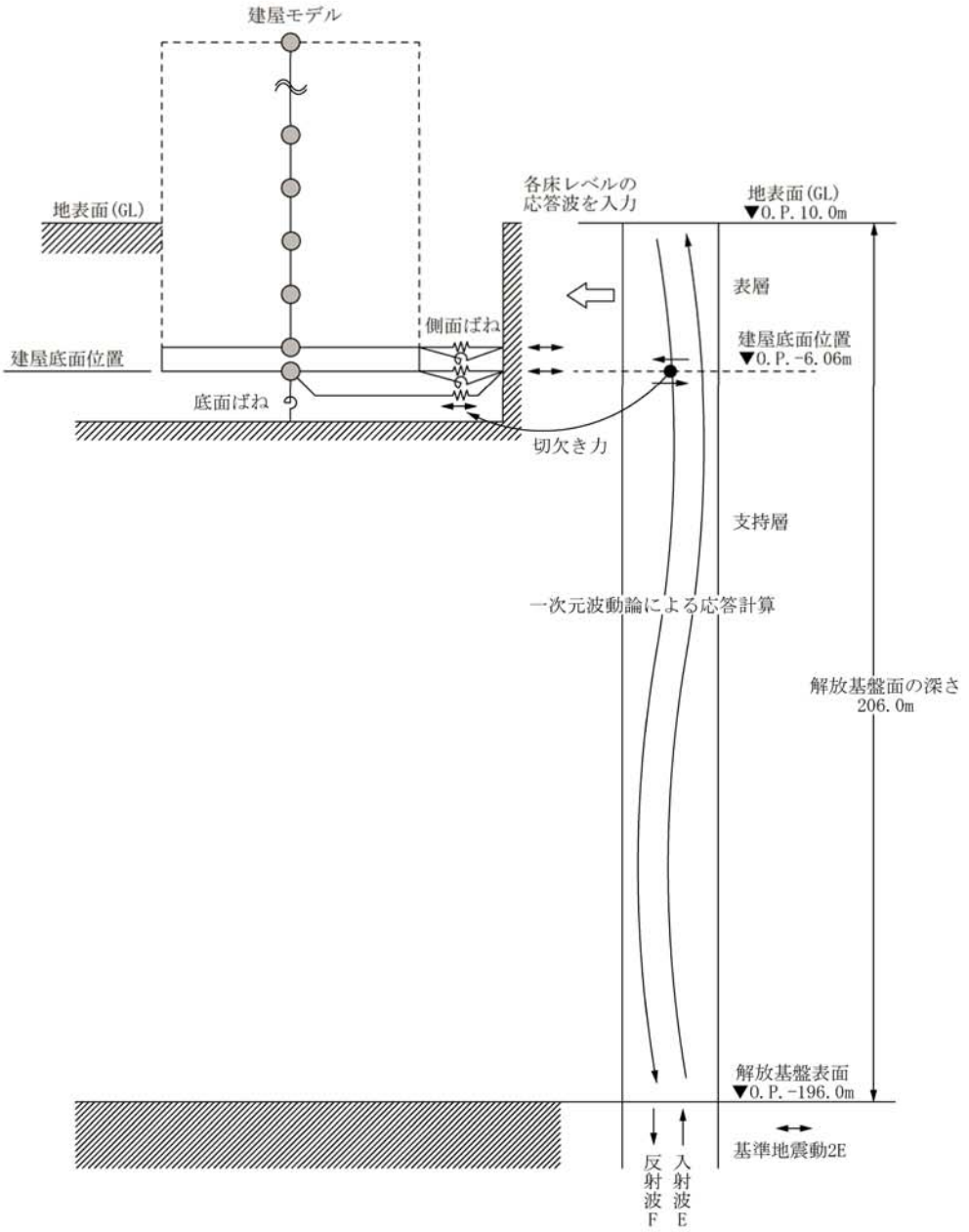


図-3.1　地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

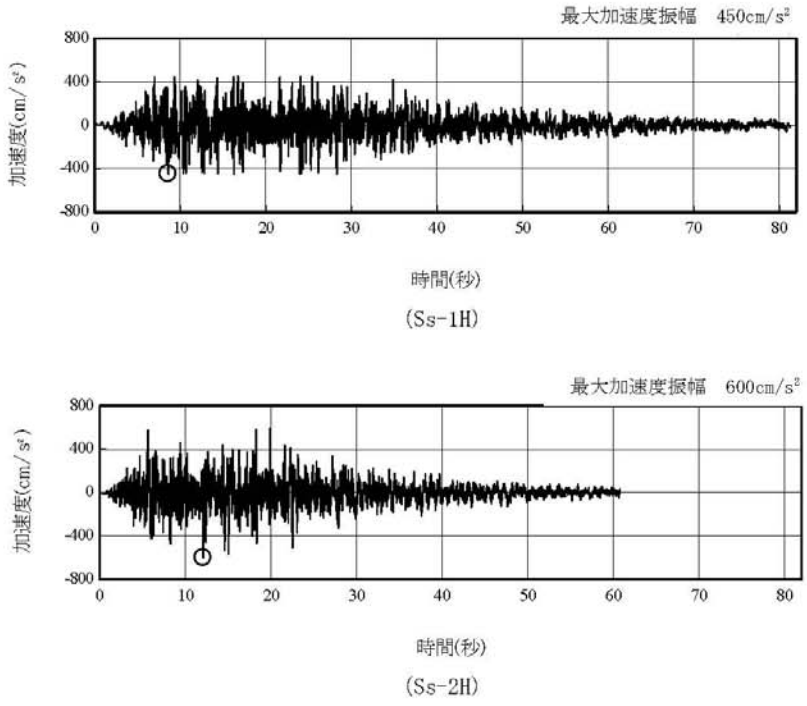


図-3.2　解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4. 地震応答解析モデル

基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の地震応答解析は，「3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では，「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書（改訂２）」（平成 22 年 4 月 19 日）にて作成した地震応答解析モデルを基に，次の項目について修正を加え，新たな地震応答解析モデルを構築することとする。

３号機原子炉建屋については，水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷していることから，「2. 損傷状況の評価」で評価した損傷状況を基に解析モデルを作成する。なお，５階より上部の崩れた部分の重量は５階床（床スラブが損傷している北西部分については４階床）で支持されていると仮定するなど，崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。３号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）を図-4.1 に，損傷状況（平面図）を図-4.2 に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

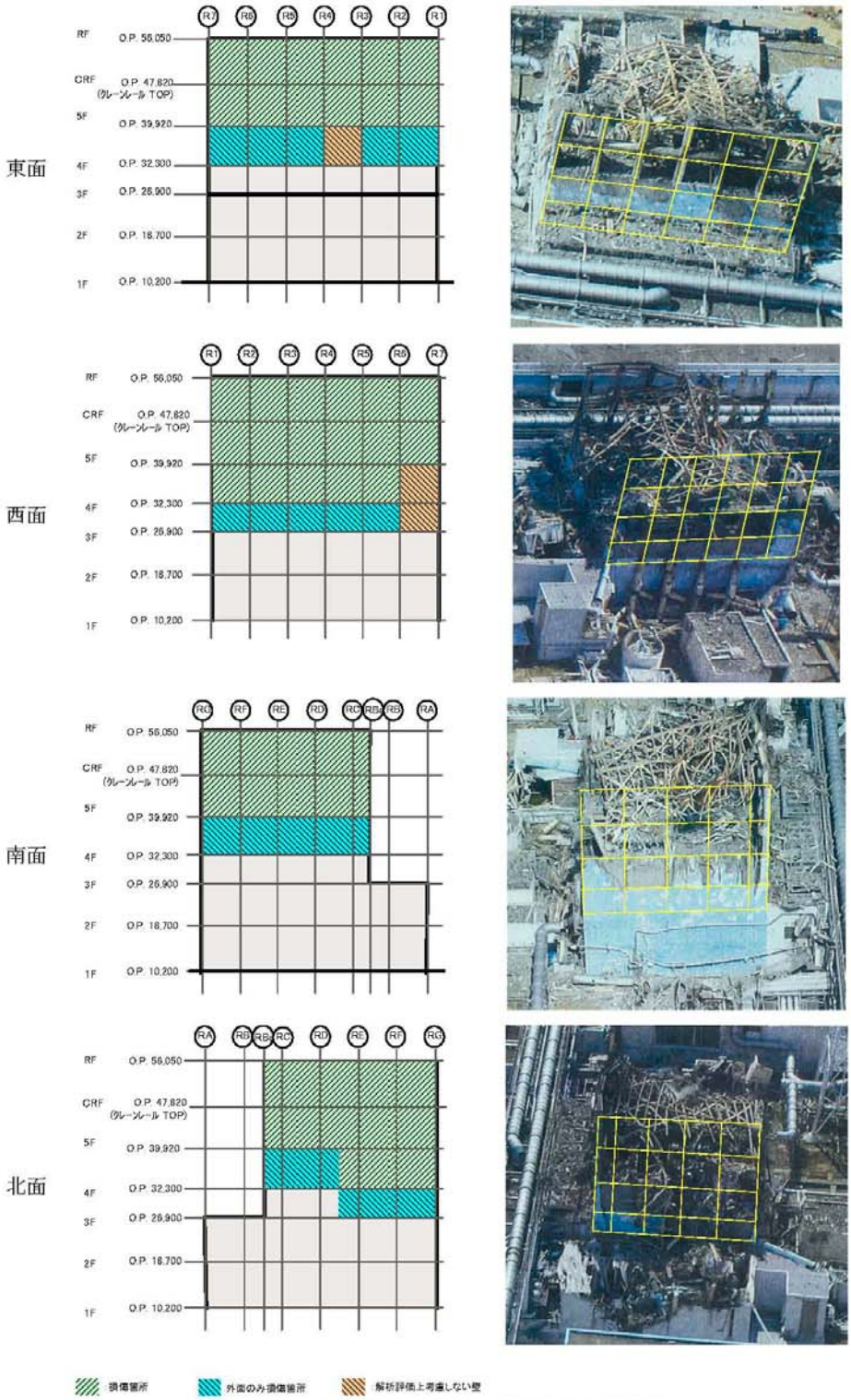


図-4.1　3号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

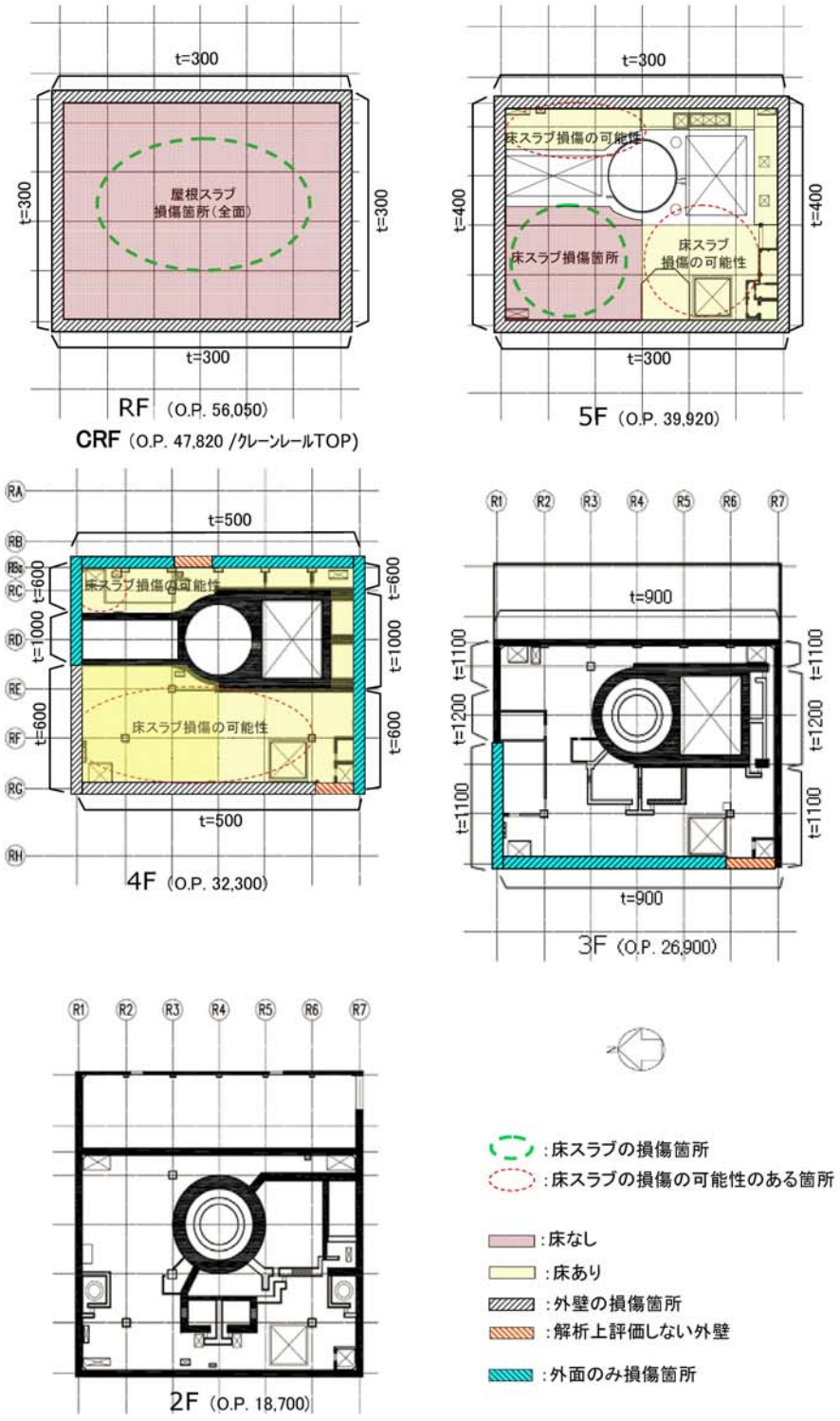


図-4.2　3号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，図-4.3および図-4.4に示すように，建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし，地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1に，建屋解析モデルの諸元を表-4.2に示す。

地盤定数は，水平成層地盤と仮定し，地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表-4.3に示す。

水平方向の解析モデルにおいて，基礎底面地盤ばねについては，「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づいて，スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また，埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして，Novakばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが，図-4.5に示すようにばね定数（Kc）として実部の静的な値を，また，減衰係数（Cc）として建屋－地盤連成系の1次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

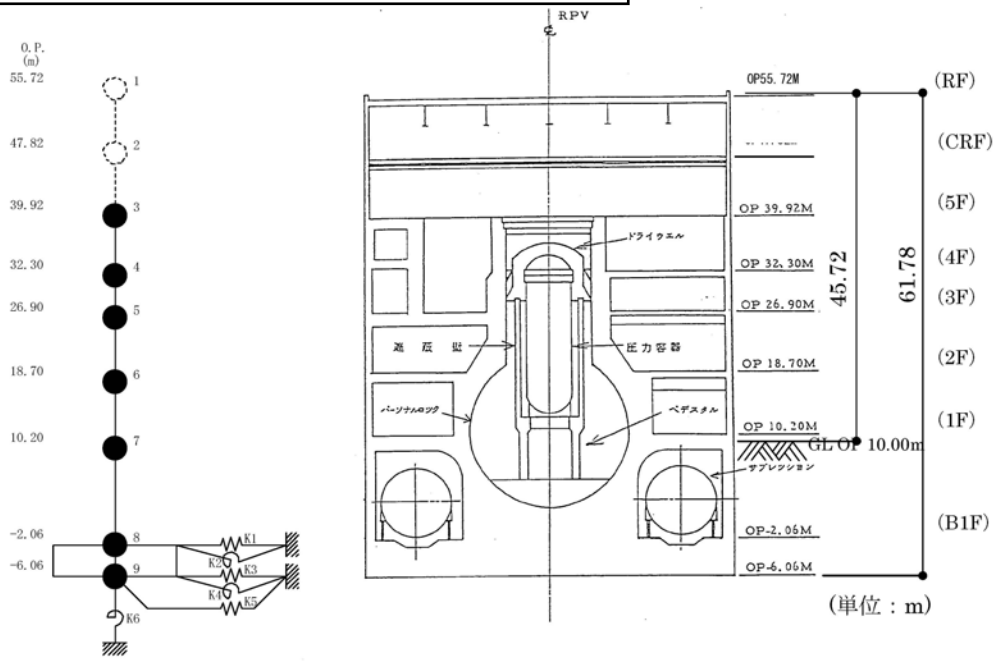


図-4.3　３号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（NS 方向）

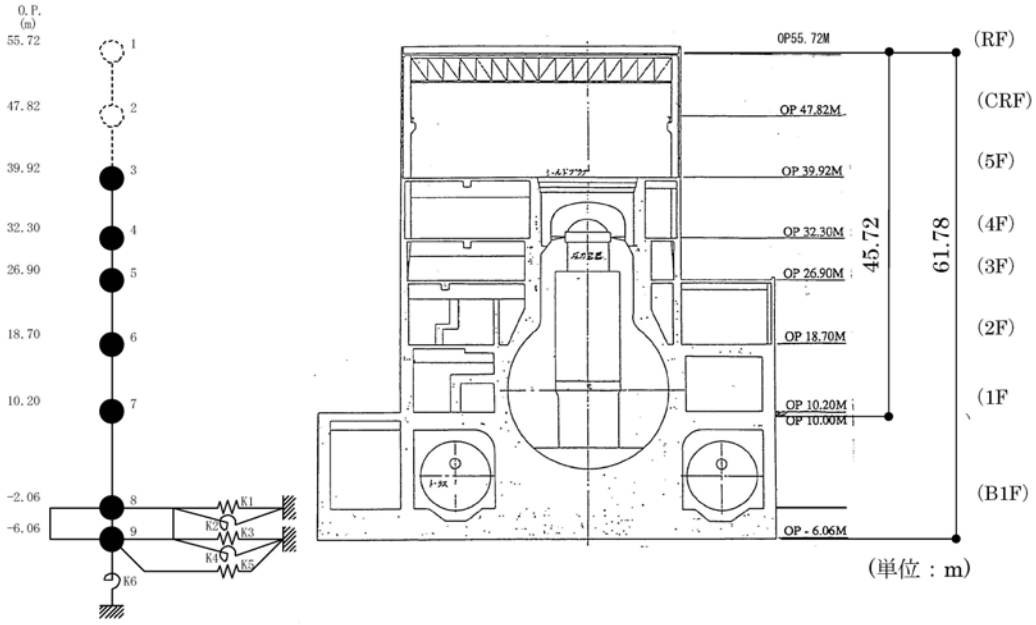


図-4.4　３号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（EW 方向）

表-4.1　地震応答解析に用いる物性値

	強度＊1 Ｆｃ (N/mm^2)	ヤング係数*2 E (N/mm^2)	せん断弾性係数*2 G (N/mm^2)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m^3)
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は，過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

表-4.2　建屋解析モデルの諸元

（NS 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G($\times 10^5$kN・m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	78,130	82.37	—	—
4	119,490	238.33	145.3	9,598
5	109,640	201.82	146.1	29,271
6	130,160	239.58	237.3	56,230
7	226,760	417.47	208.6	60,144
8	301,020	554.17	458.7	112,978
9	127,000	233.79	2,697.8	496,620
合計	1,092,200			

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%
基礎形状	47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

（EW 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G($\times 10^5$kN・m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	78,130	60.05	—	—
4	119,490	124.49	61.9	5,665
5	109,640	201.82	123.4	12,460
6	130,160	239.58	204.1	41,352
7	226,760	622.62	226.6	61,084
8	301,020	826.50	431.3	135,128
9	127,000	348.72	2,697.8	740,717
合計	1,092,200			

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%
基礎形状	47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-4.3　地盤定数

(Ss-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.78	340,000	442	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.78	439,000	495	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.78	509,000	530	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
-108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
-196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

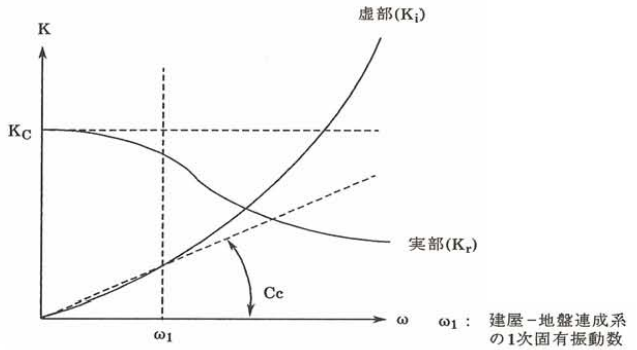


図-4.5　地盤ばねの近似

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

5.　地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2 に示す。

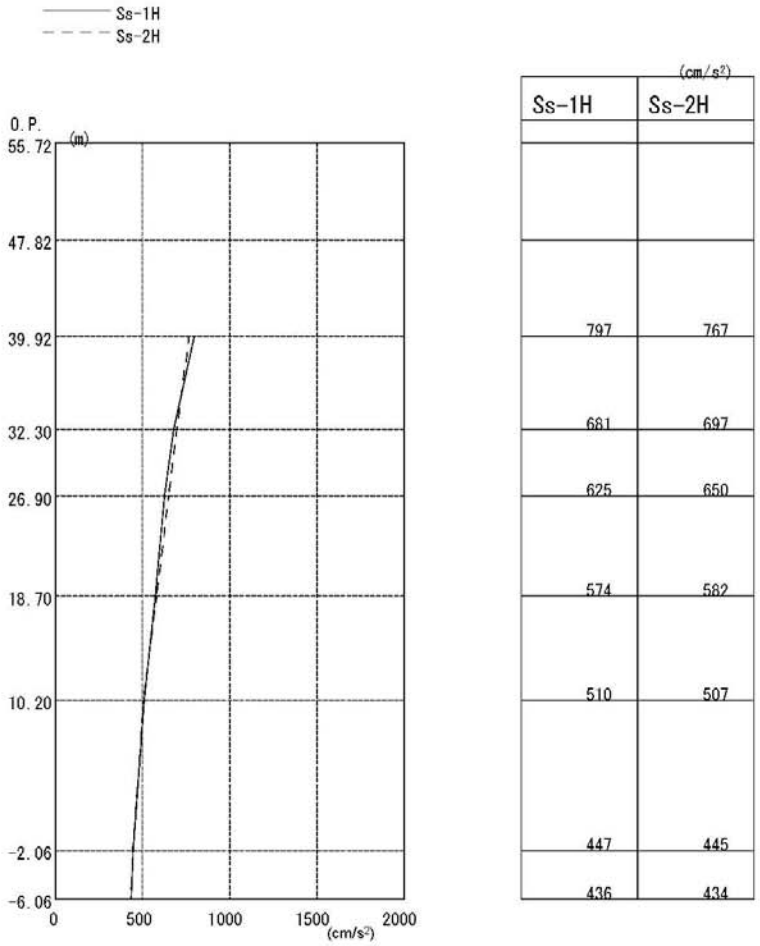


図-5.1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

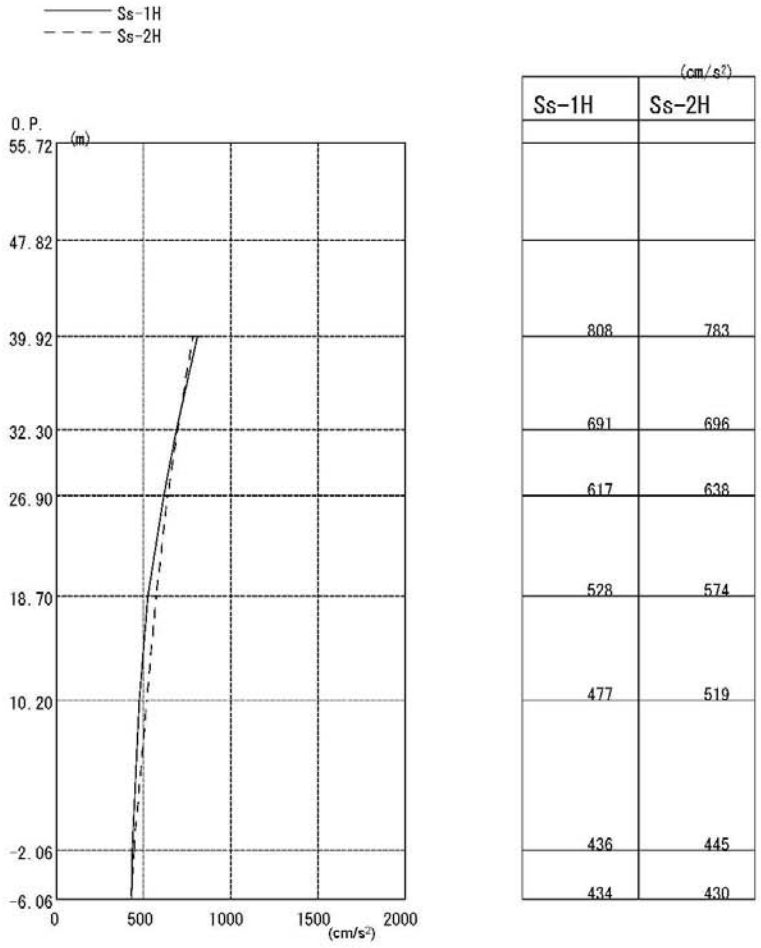


図-5.2　最大応答加速度（EW 方向）

6. 耐震安全性評価結果

表 6-1 に，耐震壁の最大せん断ひずみを，図-6.1，図-6.2 および図-6.3，図-6.4 に基準地震動Ss-1および基準地震動Ss-2に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは，最大で 0.14×10^{-3} (Ss-2H, NS 方向, 1 F) であり，評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから，原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表 6－1　耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧

($\times10^{-3}$)

	NS 方向		EW 方向	
	Ss-1H	Ss-2H	Ss-1H	Ss-2H
4F	0.05	0.04	0.10	0.10
3F	0.10	0.10	0.12	0.12
2F	0.09	0.09	0.10	0.10
1F	0.13	0.14	0.12	0.13
B1F	0.09	0.09	0.09	0.09

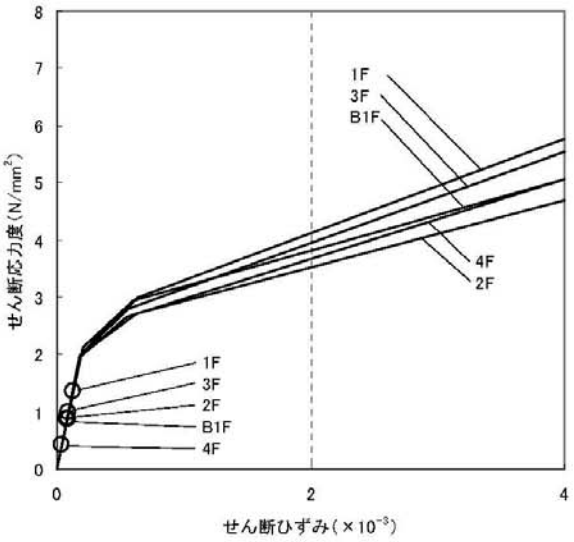


図-6.1　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，NS 方向）

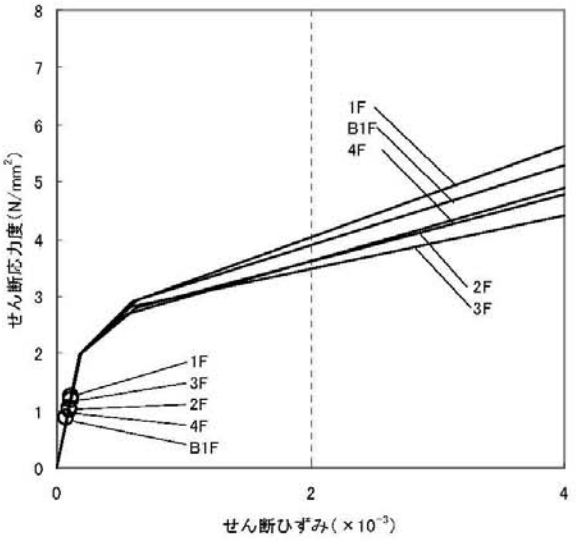


図-6.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，EW 方向）

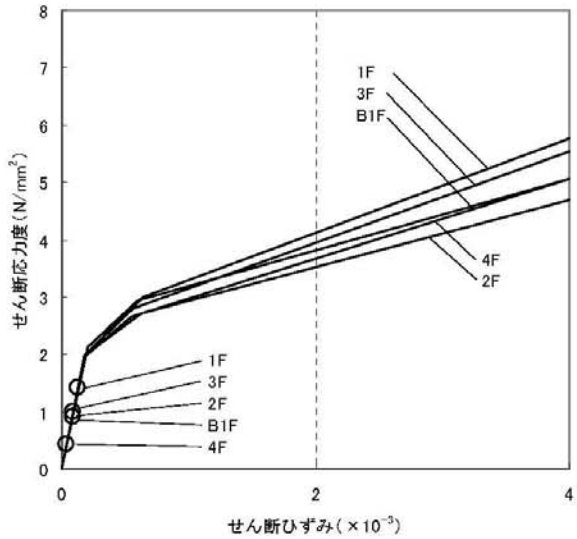


図-6.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，NS 方向）

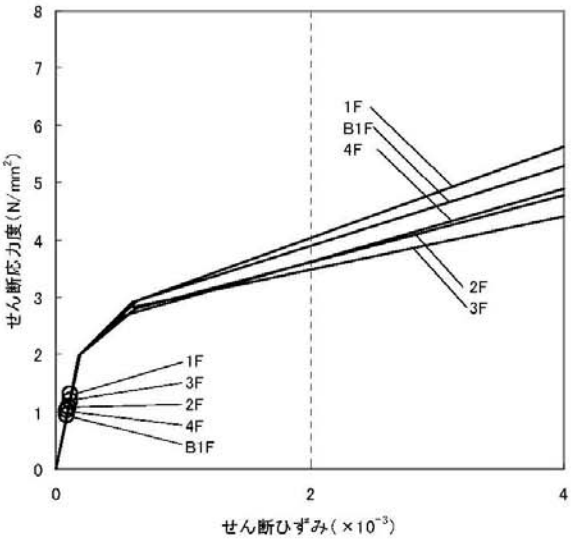


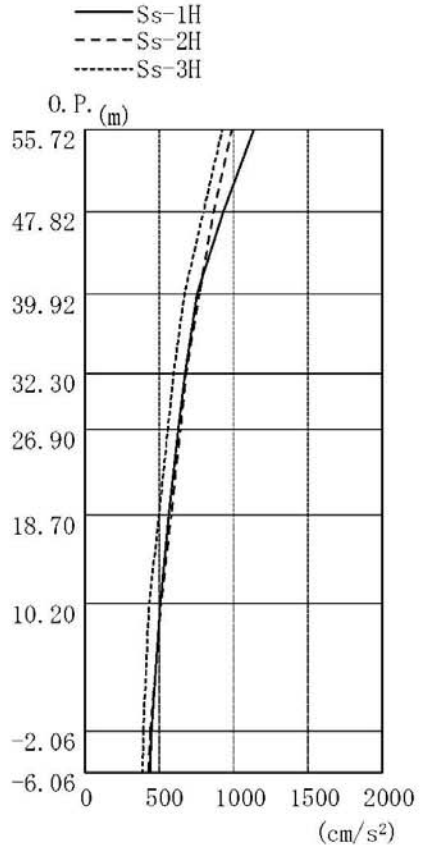
図-6.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，EW 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 1-1

『発電所原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果

『福島第一原子力発電所　「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂２）』（平成 22 年 4 月 19 日）に記載している３号機原子炉建屋の耐震安全性評価結果を抜粋して以下に示す。



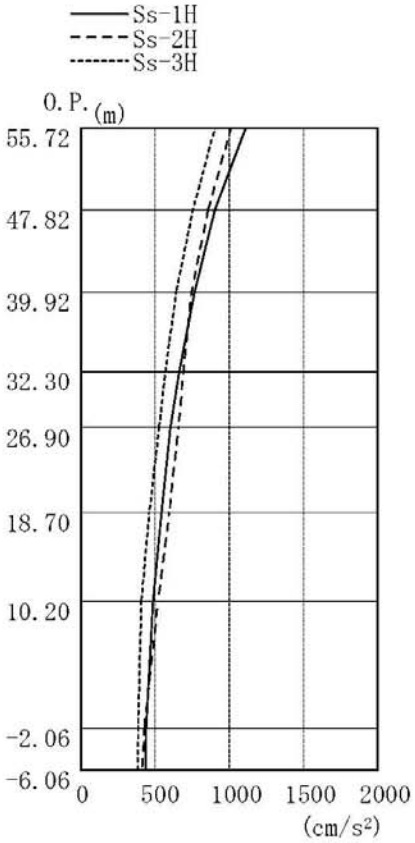
(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
1136	990	925
933	866	798
754	770	670
675	681	597
629	643	558
564	580	499
509	514	431
449	440	393
437	427	387

図-1　最大応答加速度（NS 方向）

付 1-1.1

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
1112	1013	904
903	858	756
767	747	643
664	692	572
604	658	527
546	596	463
489	520	409
441	429	387
437	414	384

図-2　最大応答加速度（EW 方向）

表-1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS 方向）

（$\times 10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.07	0.06	0.06	2.0以下
5F	0.12	0.11	0.10	
4F	0.04	0.04	0.04	
3F	0.06	0.07	0.06	
2F	0.08	0.09	0.08	
1F	0.13	0.13	0.12	
B1F	0.08	0.08	0.07	

表-2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW 方向）

（$\times 10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.09	0.09	0.08	2.0以下
5F	0.12	0.11	0.09	
4F	0.08	0.08	0.07	
3F	0.09	0.09	0.08	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.12	0.12	0.10	
B1F	0.08	0.09	0.07	

以上

添付資料－２：３号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（３次元 FEM 解析による局部評価）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

1.　解析評価方針

３号機原子炉建屋については，５階より下部の４階や３階の外壁が複雑に損傷していることを踏まえ，２階より上部を詳細な３次元ＦＥＭ解析モデルでモデル化し，応力解析により基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の耐震安全性を評価する。なお，３号機原子炉建屋の外壁の損傷が確認されている４階や３階においては，主要な耐震要素が使用済燃料プールとなることから，ここでは使用済燃料プールを中心とした評価を実施する。

原子炉建屋の５階平面図を図-1.1に，断面図を図-1.2に示す。

耐震安全性評価は，図-1.3のフローに示すように以下の手順で行う。

- 使用済燃料プールを中心とした評価を実施するために２階（0.P.18.7m）から５階（0.P.39.92m）までの建屋部分を対象に，爆発等による損傷状況を模擬した３次元ＦＥＭ解析モデルを作成する。
- 死荷重，プール水による静水圧，温度荷重，地震応答解析結果に基づく地震荷重，地震時動水圧などの荷重条件および荷重組合せの条件を設定する。
- 応力解析として鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行い，使用済燃料プール部及びシェル壁部に発生する応力およびひずみを算出する。
- 評価基準値と比較し，耐震安全性を評価する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

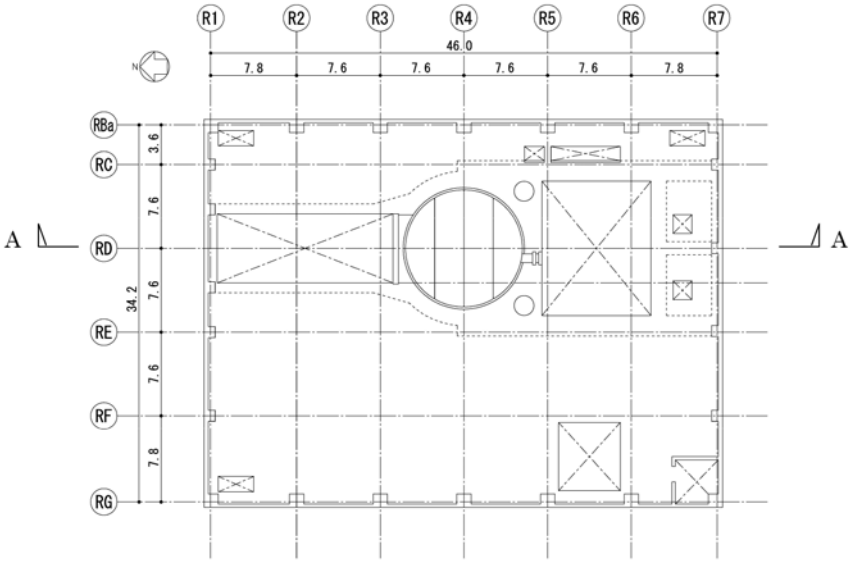


図-1.1　5階（OP 39.92）平面図　（単位：m）

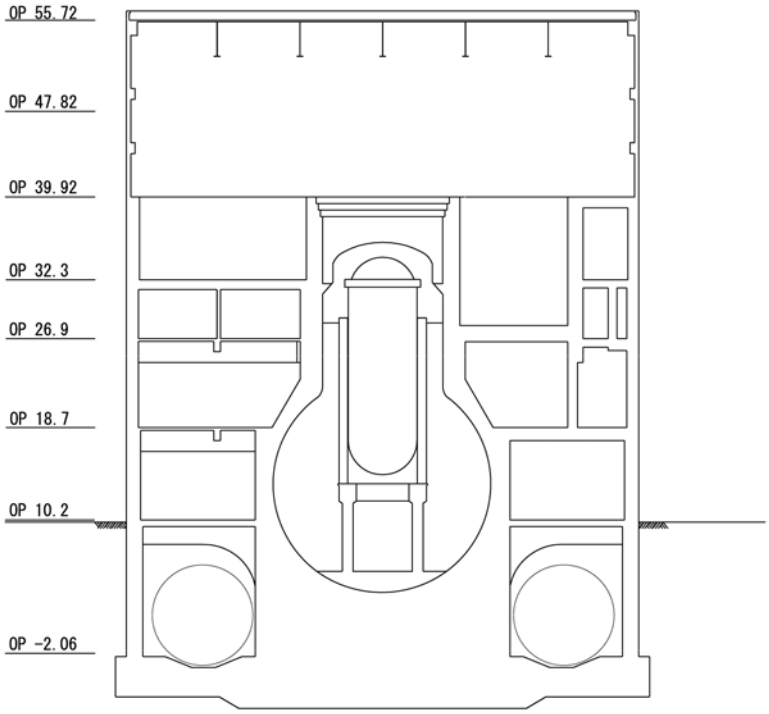


図-1.2　A-A断面図　（単位：m）

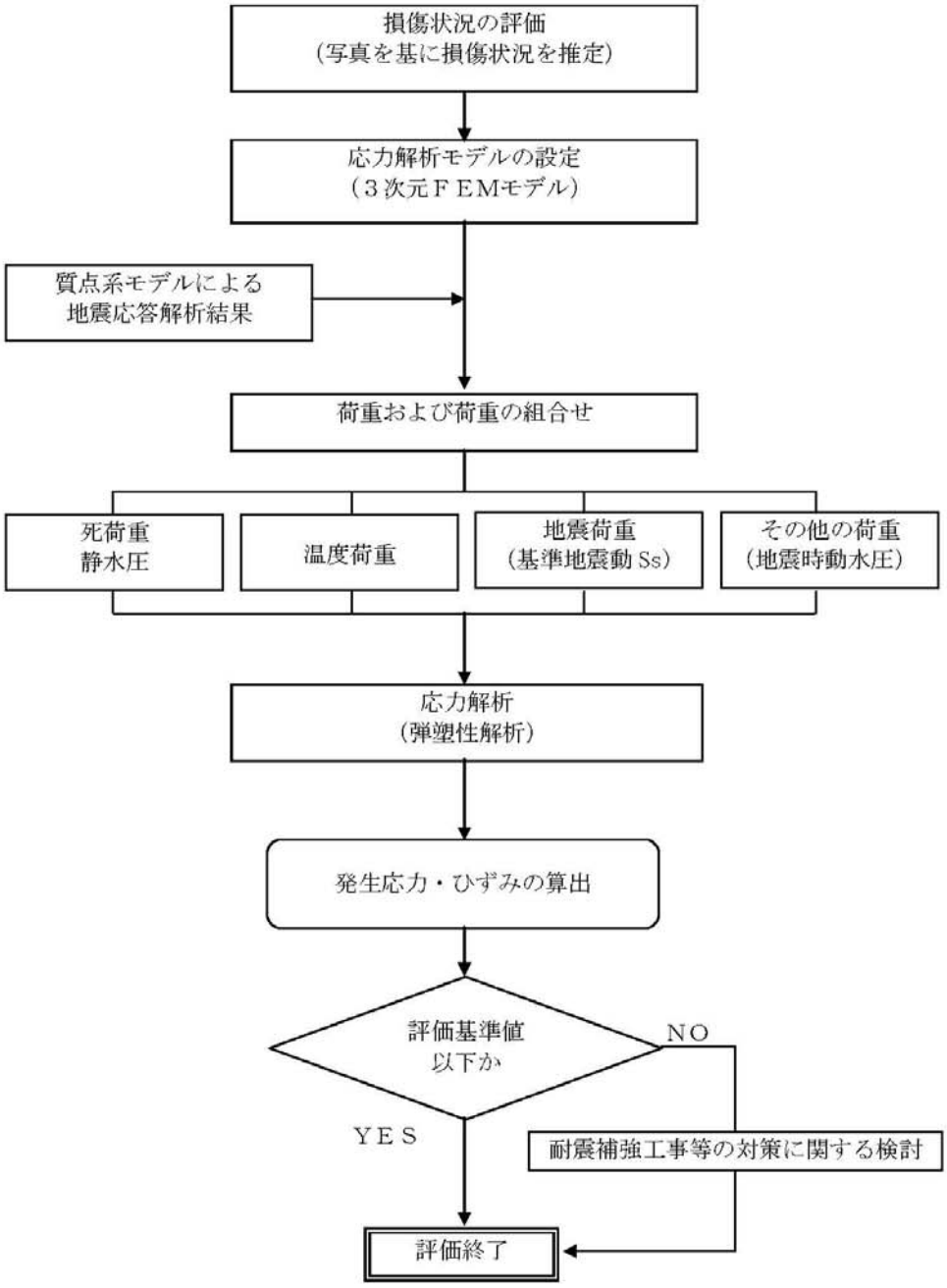


図-1.3　局部評価の耐震安全性評価フロー

2.　損傷状況の評価

損傷状況の評価にあたっては，「添付資料－２　２．損傷状況の評価」を基本として３次元ＦＥＭ解析モデルを作成している。

解析モデルで評価した外壁は，添付資料－２において考慮した部分と同一とする。

爆発による影響を考慮し，添付資料－２で損傷部位として考慮した５階及び４階の床の剛性を５０％に低減し，使用済燃料プール，機器仮置プール及び原子炉ウェルの剛性を８０％に低減する。

なお，シェル壁については，目視による確認は実施できていないものの，シェル壁は，損傷している外壁の厚さ（最大で600mm）と比較して厚いことから損傷は無いものとして評価する。

損傷した部分の重量については，下階の床で支持されていると仮定し，全て一様に積載されているものとして評価する。

3.　応力解析モデルの設定

鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を実施し，使用済燃料プール部及びシェル壁部に発生する応力およびひずみを算定する。２階壁から５階の燃料取替え床までの鉄筋コンクリート部材を有限要素の集合体としてモデル化する。

解析モデルに使用する板要素は，鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素を用いる。各要素には，板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが，板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

解析モデル概要図を図-3.1 に，コンクリートと鉄筋の構成則を図-3.2 に，解析モデルの境界条件を図-3.3 に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

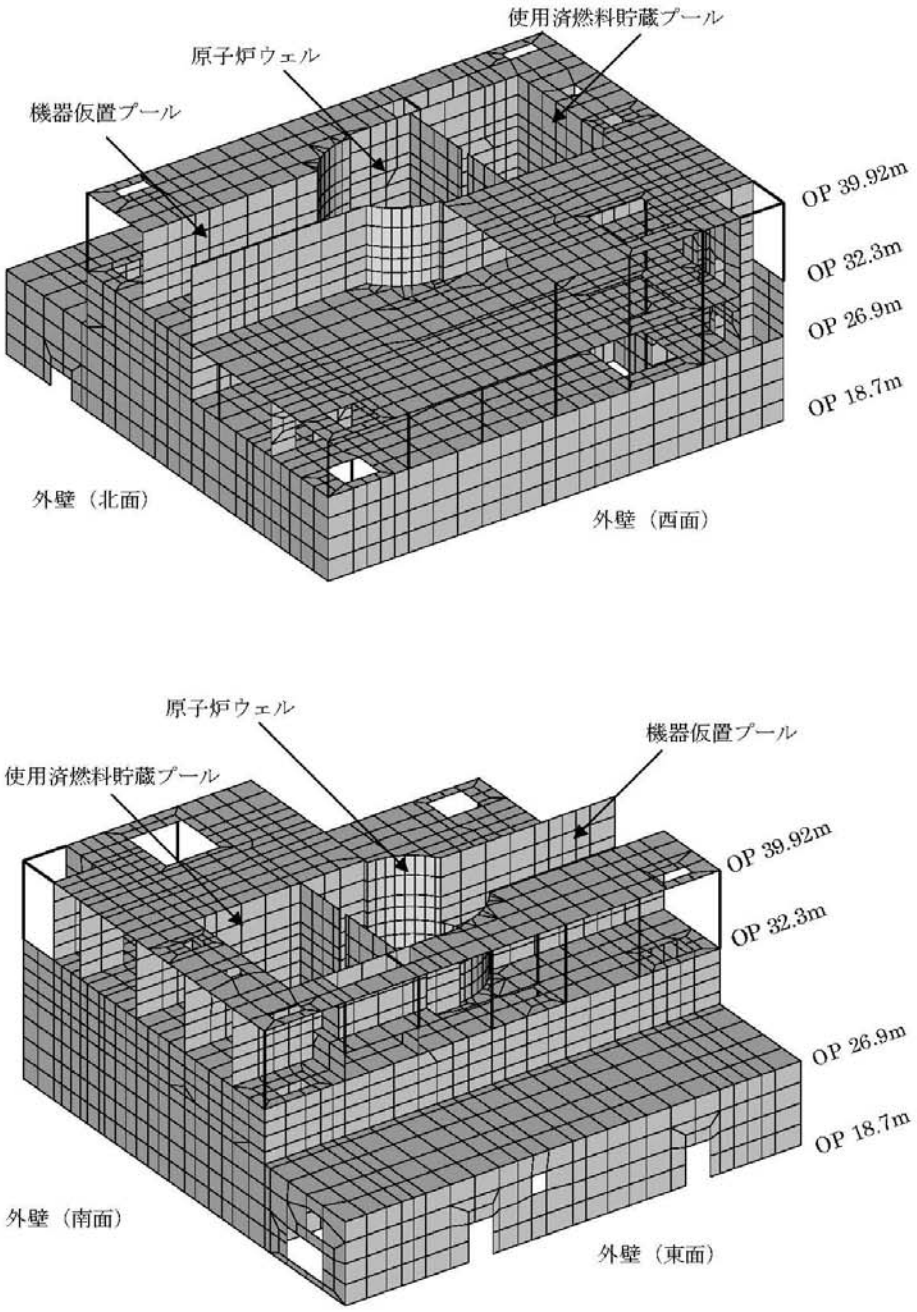
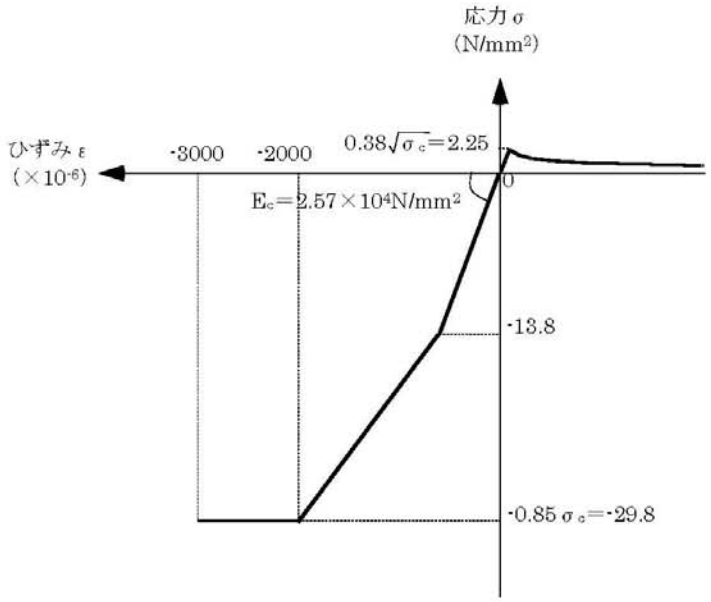
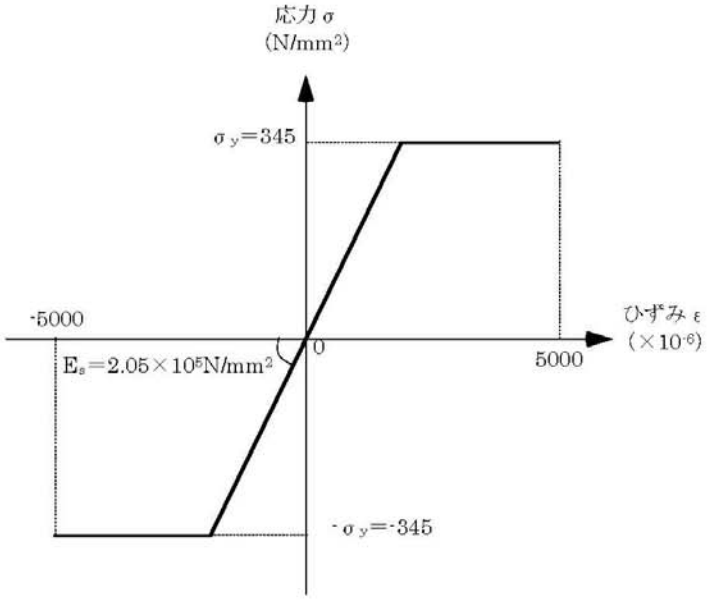


図-3.1　解析モデル概要図



(a)　コンクリートの応力－ひずみ関係

(コンクリート強度 σ c=35N/mm²)



(b)　鉄筋の応力－ひずみ関係

(鉄筋降伏点 σ y=345N/mm²)

図-3.2　コンクリートと鉄筋の構成則

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

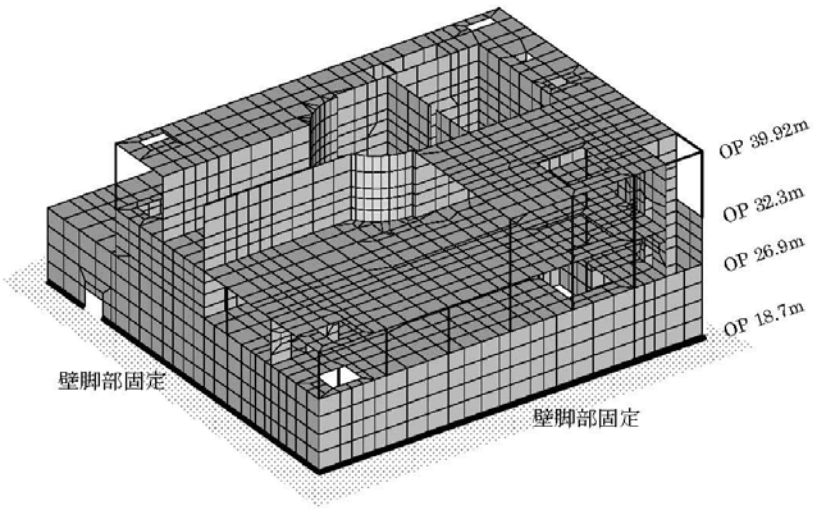


図-3.3　解析モデルの境界条件

4. 荷重および荷重の組合せ

(1) 死荷重

解析モデルに付与する死荷重は，モデル化範囲の建屋躯体の自重，機器重量に加え，崩れた屋根や外壁重量が全て燃料取替え床やプール床に積載していると仮定した場合の付加重量を考慮する。

(2) 静水圧

使用済燃料プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮する。

(3) 温度荷重

実測されたプール水の温度条件（62℃程度）を参考に，水温 65℃，外気温 10℃の状態を想定する。原子炉格納容器内の雰囲気温度についても，これまでの履歴温度より 110℃の状態を想定する。

(4) 地震荷重

前述の建屋の損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動 Ss に対する地震応答解析結果に基づき，水平方向および鉛直方向の地震荷重を設定する。（付録 2-1 参照）

(5) その他の荷重

プール水の地震時動水圧を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

表-4.1 に荷重の組合せを示す。なお，水平方向および鉛直方向の地震動の組合せは，組合せ係数法（組合せ係数 0.4）により評価する。

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」等においては，温度荷重と基準地震動 Ss による地震荷重との組合せを行わないこととしている。しかし，現状の使用済燃料プールが比較的長期間高温状態となっていることを踏まえ，温度荷重と基準地震動 Ss による地震荷重とを組み合わせて評価することとした。さらに，温度荷重を考慮しない場合の評価結果については付録 2-2 に示している。

表-4.1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL + H + T + K + KH

ここに， DL：死荷重 ， H：静水圧 ， T：温度 ，
K：地震荷重（基準地震動 Ss） ， KH：地震時動水圧

5.　評価結果

配筋諸元等に基づき原子炉建屋の構造検討を行い，耐震安全性を評価する。評価箇所を図-5.1，図-5.2に示す。また評価に用いる配筋諸元を表-5.1に示す。

評価においては，応力解析より求まる発生応力およびひずみが，評価基準値を超えないことを確認する。評価基準値は，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」等に基づき設定する。

評価結果を表-5.2，表-5.3に示す。いずれの箇所においても発生応力およびひずみは弾性範囲内であり評価基準値を下回ることより，現状の原子炉建屋は基準地震動Ｓｓに対する耐震安全性が確保されていると推定される。

表-5.2～表-5.3に用いる記号の説明

${}_c\varepsilon_c$	：コンクリートの圧縮ひずみ
${}_s\varepsilon_c$，${}_s\varepsilon_t$	：鉄筋の圧縮ひずみおよび引張ひずみ （ひずみは全て引張側を正として表記）
Q	：面外せん断力

なお，損傷状況の評価において，剛性が変動する可能性が考えられることから、炉内が高温になった影響でシェル壁の剛性が低下した可能性や爆発によって使用済燃料プールなどの剛性がより低下している可能性を考慮したパラメータスタディや，不確定要素が大きいので逆に剛性の低下を緩和したパラメータスタディを実施し，多少の数値変動はあるものの解析結果に大きな差異は生じておらず、仮定条件の変動が解析結果に与える影響はそれほど大きくないことを確認している。（付録2-3参照）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

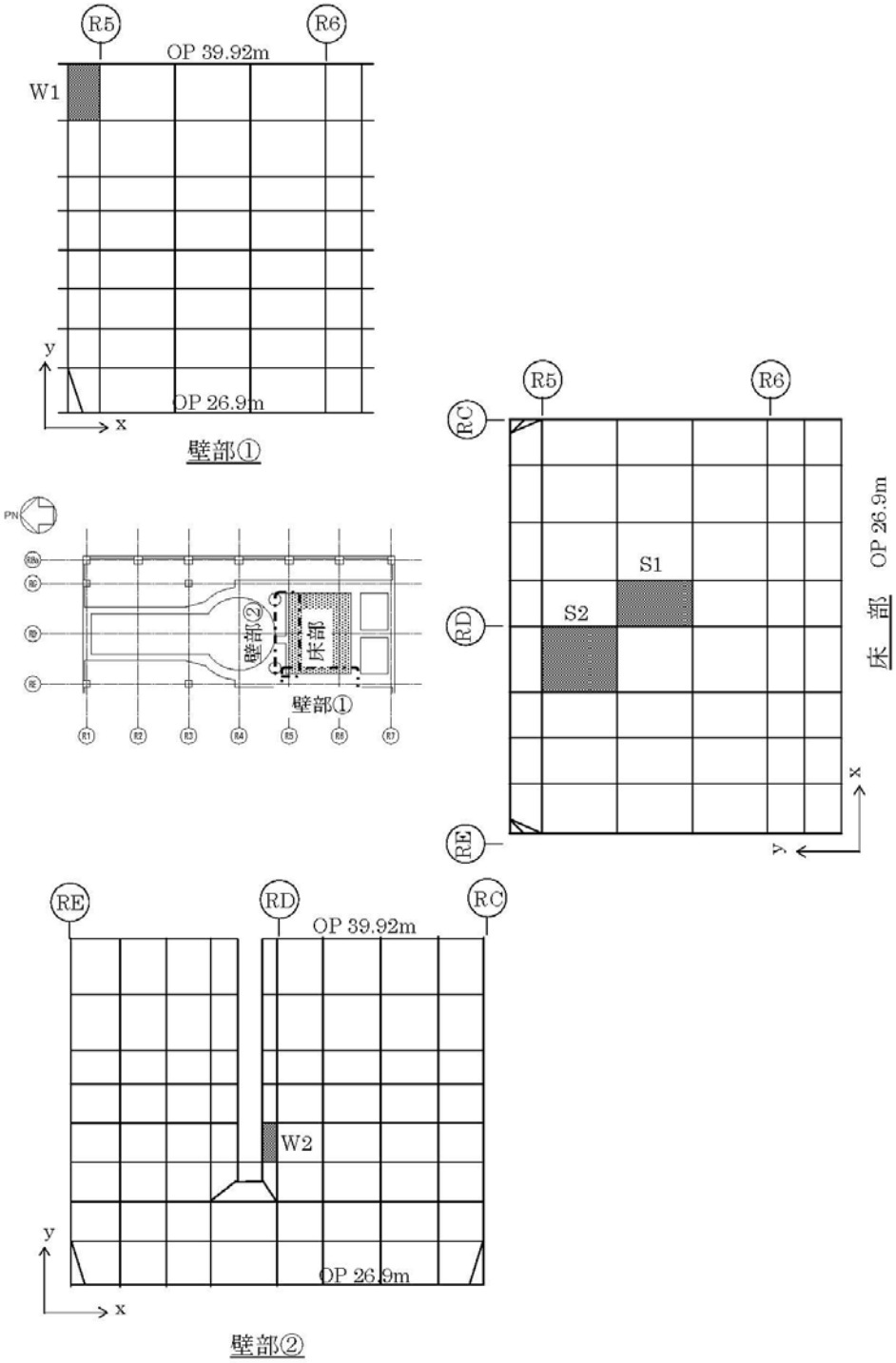


図-5.1　評価箇所(1)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

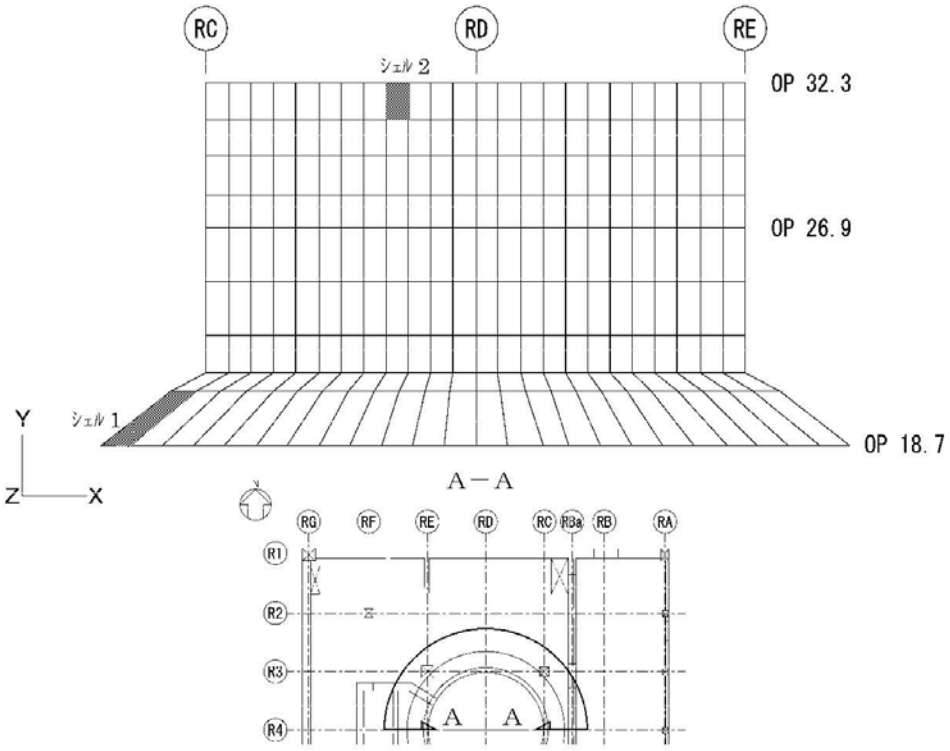


図-5.2　評価箇所(2)

表-5.1　評価箇所配筋諸元

位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1	D32@250 +4-D32	D32@120	D32@250 +4-D32	D32@240	—
W2	D38@130	D38@130	D38@160	D38@130	—
位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1 S2	D32@100＋D32@200		D32@200		—
位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
シェル 1	D38@100＋ D38@150	D38@100＋ D38@200	D38@100＋ D38@150	D38@120＋ D38@240	—
シェル 2	D38@130	D38@130	D38@150	D38@130	—

表-5.2(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-667	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-588	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		1303	5000	可

表-5.2(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-443	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-165	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		335	5000	可

表-5.2(3) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
シェル1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-567	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-469	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		408	5000	可

表-5.3(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1689	3130	可

表-5.3(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	897	1900	可

表-5.3(3) 面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
シェル 2	Ss 地震時	2475	3270	可

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

付録 2-1

３号機原子炉建屋の鉛直方向の地震応答解析について

福島第一原子力発電所３号機原子炉建屋の３次元 FEM 解析による局部評価にあたっては，基準地震動 Ss による鉛直方向の動的解析結果を入力として用いる。ここでは，鉛直方向の地震応答解析結果を示す。

解析モデル作成にあたって，「添付資料－1　３号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）」において評価した範囲と同様の範囲を損傷範囲として取り扱うこととし，崩れた部分の重量については，下階の床で支持されると仮定する。

鉛直方向の建屋解析モデルを図-1 に，諸元を表-1 に示す。

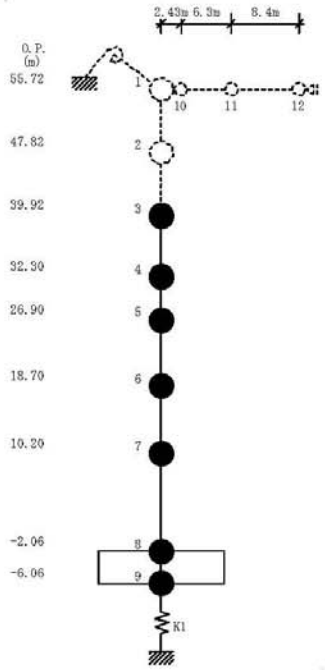


図-1　建屋解析モデル（鉛直方向）

表-1　建屋解析モデルの諸元

（鉛直方向）

建屋			
質点番号	質点重量 W(kN)	軸断面積 A_W(m^2)	軸ばね剛性 K_A($\times10^8$kN/m)
1	—	—	—
2	—	—	—
3	78,130	192.0	6.48
4	119,490	266.3	12.67
5	109,640	431.7	13.53
6	130,160	423.0	12.79
7	226,760	691.2	14.49
8	301,020	2,697.8	173.33
9	127,000		
合計	1,092,200		

屋根			
質点番号	質点重量 W(kN)	せん断断面積 A_S($\times10^{-2}m^2$)	断面2次モーメント I(m^4)
1	-	-	-
10	-	-	-
11	-	-	-
12	-		

①コンクリート部

ヤング係数E_C	2.57×10^7 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%

②鉄骨部

ヤング係数E_S	2.05×10^8 (kN/m^2)
せん断弾性係数G	7.90×10^7 (kN/m^2)
ポアソン比ν	0.30
減衰h	2%

基礎形状　　47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

付 2-1.2

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

地震応答解析により求められた鉛直方向の最大応答加速度および最大応答軸力を図-2 および図-3 に示す。

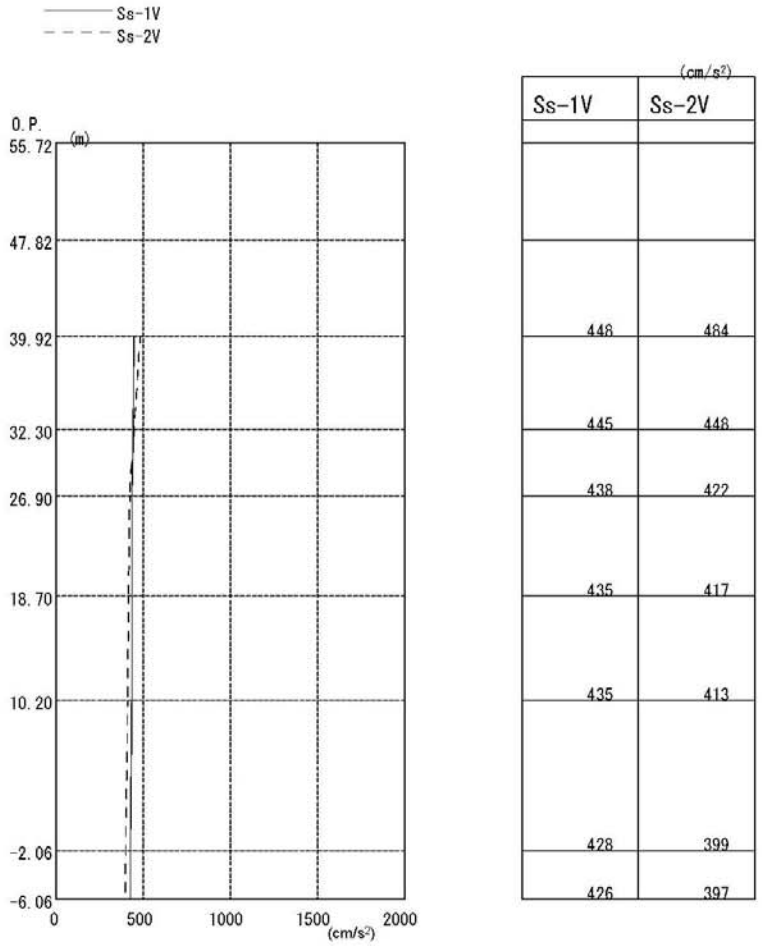
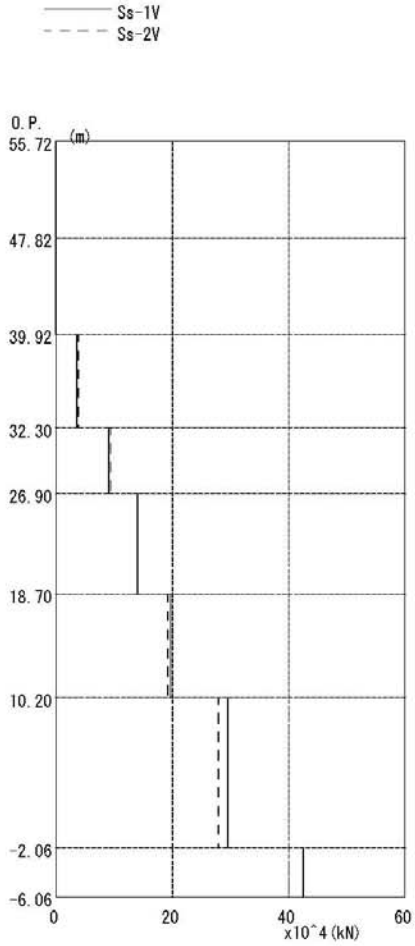


図-2　最大応答加速度（鉛直方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



x10^4 (kN)

Ss-1V	Ss-2V
3.60	3.89
9.05	9.38
13.97	14.05
19.68	19.22
29.44	27.86
42.48	39.96

図-3　最大応答軸力（鉛直方向）

付録 2-2

温度荷重に関するパラメトリックスタディについて

1. 解析概要

添付資料－２では、荷重組合せとして基準地震動 Ss と温度荷重（プール水の温度条件（65℃））を組み合わせて耐震安全性の評価を実施した。本検討では、温度荷重を考慮しない場合の基準地震動 Ss に対する検討を行い、温度荷重を考慮しない場合における耐震安全性の評価への影響を検討する。

2. 解析方法

添付資料－２の荷重の組合せ（以下、基本ケースとする）をもとに、温度荷重を除外した表-１の荷重の組合せを対象とする。なお、荷重の組合せ以外の条件は、解析モデルを含め基本ケースと同一である。

表-1　荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL+H+K+KH

ここに，
- DL　：死荷重
- H　：静水圧
- K　：地震荷重（基準地震動 Ss）
- KH　：地震時動水圧

3. 評価結果

使用済燃料プール等のコンクリートおよび鉄筋のひずみについて、基本ケースにて評価した同一箇所（要素）の結果を表-2 に，面外せん断力の結果を表-3 に示す。なお、参考として、表-2 及び表-3 には、比較のため温度条件を考慮した基本ケースの検討結果を併記する。

評価結果より、温度荷重を考慮しない場合においても，原子炉建屋の発生応力およびひずみは評価基準値以内であり，耐震安全性は確保されていると推定される。

表-2(1) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ($\times 10^{-6}$)		評価基準値($\times 10^{-6}$)	判定
			本検討（温度なし）	参考基本ケース		
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-435	-667	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-365	-588	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		444	1303	5000	可

表-2(2) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ($\times 10^{-6}$)		評価基準値($\times 10^{-6}$)	判定
			本検討（温度なし）	参考基本ケース		
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-149	-443	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-42	-165	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		160	335	5000	可

表-2(3) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ($\times 10^{-6}$)		評価基準値($\times 10^{-6}$)	判定
			本検討（温度なし）	参考基本ケース		
シェル1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-110	-567	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-107	-469	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		53	408	5000	可

付 2-2.2

表-3(1)　面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討（温度なし）	参考 基本ケース	
W2	Ss 地震時	530 (3130)	1689 (3130)	可

() 数値は評価基準値

表-3(2)　面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討（温度なし）	参考 基本ケース	
S2	Ss 地震時	841 (2200)	897 (1900)	可

() 数値は評価基準値

表-3(3)　面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討（温度なし）	参考 基本ケース	
シェル 2	Ss 地震時	842 (3400)	2475 (3270)	可

() 数値は評価基準値

付録 2-3

原子炉建屋の耐震安全性評価に係るパラメトリックスタディ

1．検討方針

基本ケースでは想定していない以下に示す変動要因を考慮したパラメータ解析を実施し、原子炉建屋の耐震安全性評価に与える影響程度を把握する。

【基本ケースで想定していない損傷シナリオ】

爆発により屋根及び３階以上の外壁の大半が崩壊し、３階～５階におけるプール、壁床、その他の部材の剛性への影響が考えられるが、その影響程度は遠方からの写真による確認に拠るところが多く剛性の設定にばらつきの大きい可能性がある。

また、地震後に原子炉格納容器内部の温度が一時的に上昇し、剛性が低下する可能性がある。

２．検討条件

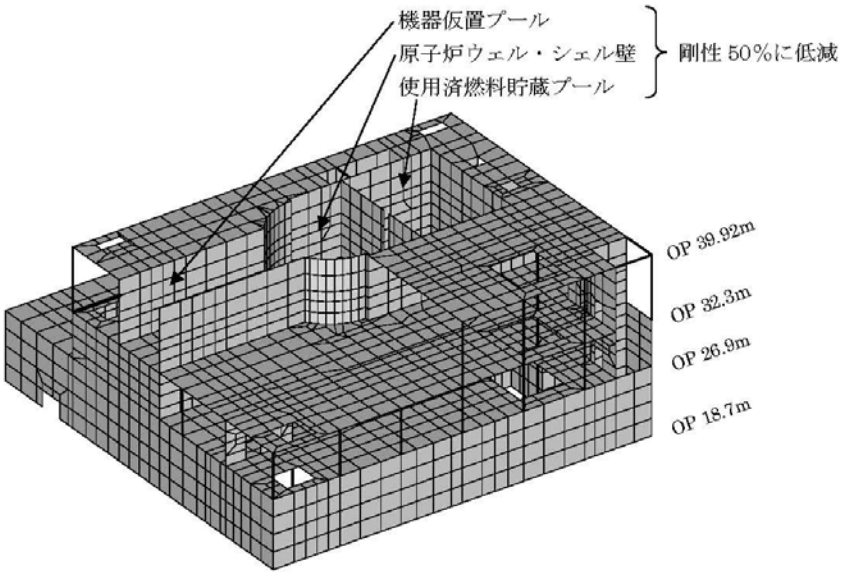
２．１　爆発による影響検討のための検討条件

爆発によって、残存する床や壁にひび割れが生じ、剛性が低下している可能性も考えられるが、遠方からの写真で確認できない箇所もあり、剛性の設定はばらつきの大きい可能性がある。また、地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、その剛性へ影響を与える可能性がある。図-1 に示すように、半壊程度の外壁及びプール壁床などの損傷程度及び原子炉格納容器内の一時的な温度上昇が原子炉建屋の耐震安全性評価に及ぼす影響について２ケース（以下、ケース１・ケース２とする）検討する。

ケース１は、使用済燃料プール、機器仮置プール、原子炉ウェル、シェル壁の剛性を 50%低下させることとする。

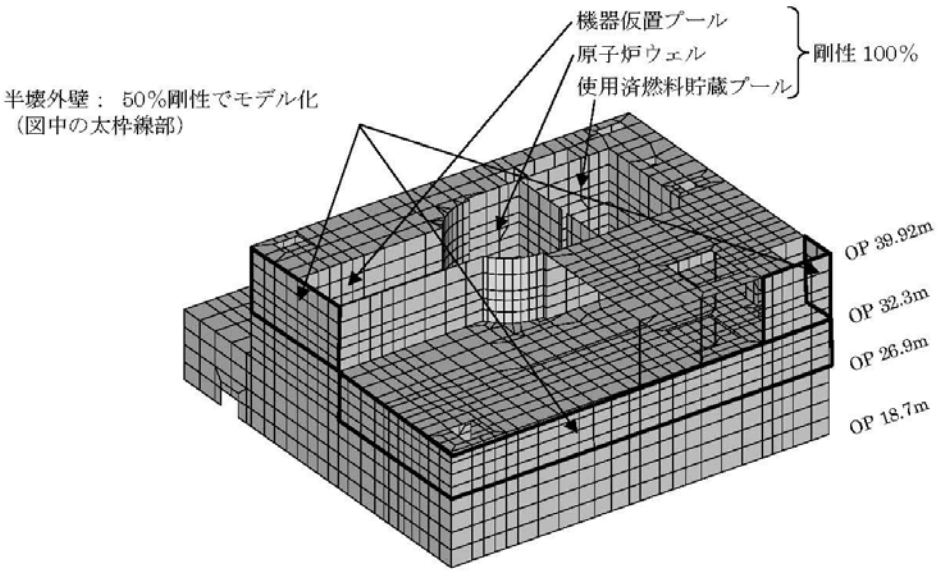
ケース２は、基本ケースでモデル化上無視した外面のみ損傷した半壊程度の外壁を 50%の剛性低下した状態としてモデル化するとともに、使用済燃料プール及び原子炉ウェル、機器仮置プールは健全と想定し剛性を低下させないこととする。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



*基本ケースと異なる設定箇所のみ記す。

図-1(1)　爆発による影響検討条件（ケース１）



*基本ケースと異なる設定箇所のみ記す。

図-1(2)　爆発による影響検討条件（ケース２）

２．２　検討ケース

検討条件をまとめた検討ケースの一覧を、基本ケースも併せて、表-1 に示す。検討ケースは、基本ケースと同じ荷重組み合わせを考慮し、原子炉建屋の耐震安全性評価に与える影響を検討する。

表-1　検討ケース一覧

ケース		影響検討のための項目			
		外壁 （３～４階）	床 （４～５階）	使用済燃料 プール等	プール水温
－	基本	半壊程度の壁も全壊扱い	5 階北西床を全壊扱いとし、他の床は50%に剛性低下	80%に剛性低下	65℃ （外気温 10℃）
1	爆発による影響（１）	*	*	50%に剛性低下	*
2	爆発による影響（２）	半壊程度の壁を50%の剛性でモデル化	*	剛性低下させず	*

注）*：基本ケースと同じ条件とする。

３．検討結果

基本ケース及び検討ケースに対して、評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率を比較した結果を表-2 に示す。基本ケースでは想定していない原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことの影響や爆発による剛性低下の不確定性を考慮しても、原子炉建屋の耐震安全性評価には影響を与えないことが確認された。

なお、参考までに、検討ケース１～２に対する耐震安全性評価結果の詳細を表-3～表-6 に示す。

表-2　評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率の比較

	評価項目	基本ケース	【ケース 1】 爆発影響（1）	【ケース 2】 爆発影響（2）
プール床	鉄筋 ひずみ	0.07	0.07	0.07
	ｺﾝｸﾘｰﾄ ひずみ	0.15	0.18	0.14
	面外 せん断力	0.48	0.42	0.52
プール壁	鉄筋 ひずみ	0.27	0.19	0.25
	ｺﾝｸﾘｰﾄ ひずみ	0.23	0.21	0.23
	面外 せん断力	0.54	0.47	0.58
シェル壁	鉄筋 ひずみ	0.10	0.10	0.10
	ｺﾝｸﾘｰﾄ ひずみ	0.19	0.19	0.20
	面外 せん断力	0.76	0.53	0.78

注）表中の値は、１未満であれば評価基準値を下回ることを示している。

【ケース１】

表-3(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-626	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-547	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		914	5000	可

表-3(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-518	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-198	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		338	5000	可

表-3(3) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
シェル1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-568	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-482	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		405	5000	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース１】

表-4(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1462	3130	可

表-4(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	915	2200	可

表-4(3) 面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
シェル2	Ss 地震時	1759	3330	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース２】

表-5(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-673	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-595	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		1234	5000	可

表-5(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-413	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-141	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		350	5000	可

表-5(3) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
シェル1	${}_c\varepsilon_c$	Ss 地震時	-576	-3000	可
	${}_s\varepsilon_c$		-477	-5000	可
	${}_s\varepsilon_t$		410	5000	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース２】

表-6(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1804	3130	可

表-6(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	913	1790	可

表-6(3) 面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
シェル 2	Ss 地震時	2611	3360	可

注）検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の
耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書
（その３）

平成２３年８月

東京電力株式会社

目　次

１．はじめに

２．耐震安全性評価に関する検討方針

３．耐震安全性評価に関する検討結果

４．耐震補強工事等の対策に関する検討結果

５．まとめ

添付資料－１：２号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

添付資料－２：５号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

添付資料－３：６号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性
および補強等に関する検討に係る報告書（その３）

１．はじめに

本報告書は、「核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律第６７条第１項の規定に基づく報告の徴収について」（平成２３年４月１３日）に基づき、福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強に関する検討を実施した結果を報告するものである。

５月２８日に提出した（その１）の報告書では、１号機及び４号機を対象としたものであり、７月１３日に提出した（その２）の報告書では、３号機を対象としたものであったが、今回の（その３）は、２号機、５号機及び６号機を対象としたものである。

２．耐震安全性評価に関する検討方針

（１）２号機の原子炉建屋

２号機の原子炉建屋は、東側外壁のブローアウトパネルが開放しているものの、外見上損傷は見られない。建屋内部については線量が高く立ち入りが制限されているため、確認は出来ていないものの、現時点では損傷が無いものと考えられる。このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果（『福島第一原子力発電所　「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂２）』　平成 22 年４月 19 日）をそのまま適用できるものと考えられる。

（２）５号機及び６号機の原子炉建屋

５号機と６号機は、既に冷温停止状態を維持しており、外見上の損傷は見られず、内部についても詳細な点検は行っていないが、構造的な損傷があったとの情報は得られていない。したがって、このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果をそのまま適用できるものと考えられる。

３．耐震安全性評価に関する検討結果

（１）２号機の原子炉建屋

耐震バックチェックにおいて、基準地震動 Ss を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.17×10^{-3} であり、評価基準値で

ある 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。

また、格納容器内が一時的に高温化した影響でシェル壁の剛性が低下した可能性や3月15日に地下階の圧力抑制室付近で異音が発生したことを踏まえたパラメータスタディを実施し、多少の数値変動はあるものの解析結果に大きな差異は生じないことを確認した。

したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－１）

（２） ５号機及び６号機の原子炉建屋

耐震バックチェックにおいて、基準地震動Ssを用いた時刻歴応答解析を実施した結果、５号機の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.19×10^{-3} であり、６号機の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.33×10^{-3} であり、評価基準値である 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している。したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－２，３）

４．耐震補強工事等の対策に関する検討結果

（１） ２号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、現段階では建物内部の線量レベルが高いことから立入が難しいという面もある。今後、環境改善が進み建物内部の線量レベルが作業を行うのに十分な程度に低減された場合には、建屋内部の状況を確認するとともに、損傷が確認された場合には耐震性を維持するための補修を行うこととする。

（２） ５号機及び６号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、今後、建屋内部の状況を確認するとともに、建屋の損傷が確認された場合には耐震性を維持するための補修を行うこととする。

５．まとめ

本報告書においては、２号機、５号機及び６号機の原子炉建屋について、耐震安全性評価を実施し、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことを確認した。既に報告済みの１号機、３号機及び４号機の原子炉建屋についても、耐震安全性評価を実施し、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことを確認しているので、福島第一原子力発電所の全ての原子炉建屋の現状において、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないものと考えられる。

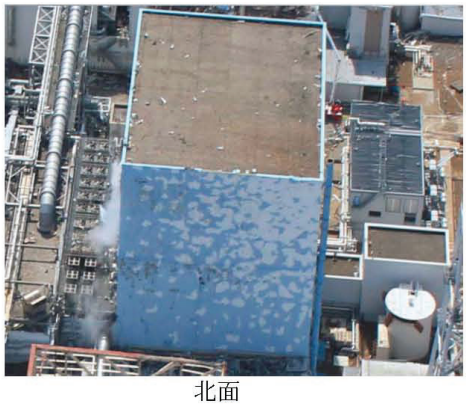
添付資料－１：２号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

１．評価方針

２号機の原子炉建屋については、図－1.1 に示す外観写真（平成 23 年 3 月 24 日撮影）の通り、外観写真からは外見上の損傷は確認できない。東面の外観写真よりブローアウトパネルが開放していることが確認できるが、非構造部材であり、建屋の構造上は問題ないものと考えられる。建屋内部については線量が高く立入が制限されているため、確認は出来ていないものの、現時点で原子炉建屋には構造的な損傷は無いものと評価した。

以上のような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果（『福島第一原子力発電所　「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂２）』　平成 22 年 4 月 19 日）をそのまま適用できるものと考えられ、本評価では、耐震バックチェックで実施した地震応答解析結果を用いて耐震安全性評価を実施することとした。

なお、原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行うこととする。



北面



西面



東面



南面

図－1.1　2 号機原子炉建屋の外観写真

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

２．耐震安全性評価

（１）地震応答解析モデルの概要

耐震バックチェックにおける地震応答解析は、基準地震動 Ss を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデル（図-2.1）を設定した上で実施した。

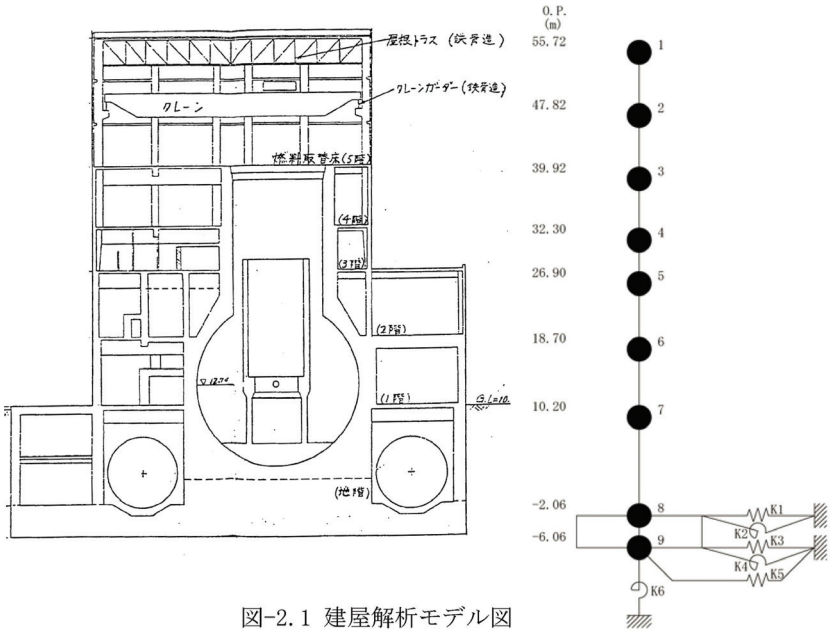


図-2.1 建屋解析モデル図

（２）耐震安全性評価結果

表-2.1 および表-2.2 に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また図-2.2～図-2.15 に基準地震動 Ss に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.17×10^{-3}（Ss-1H, EW 方向, 5F）であり、評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

なお、地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことの影響や３月 15 日に地下階の圧力抑制室付近で異音が発生したことの影響を考慮したパラメータスタディを実施し、多少の数値変動はあるものの解析結果に大きな差異は生じないことを確認した（付録 1-1）。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表-2.1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.09	0.08	0.06	4.0 以下
5F	0.14	0.12	0.11	
4F	0.04	0.03	0.03	
3F	0.06	0.06	0.06	
2F	0.07	0.07	0.06	
1F	0.14	0.15	0.13	
B1F	0.07	0.07	0.06	

表-2.2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.10	0.10	0.09	4.0 以下
5F	0.17	0.16	0.15	
4F	0.06	0.05	0.05	
3F	0.09	0.09	0.08	
2F	0.09	0.09	0.08	
1F	0.13	0.13	0.11	
B1F	0.07	0.08	0.06	

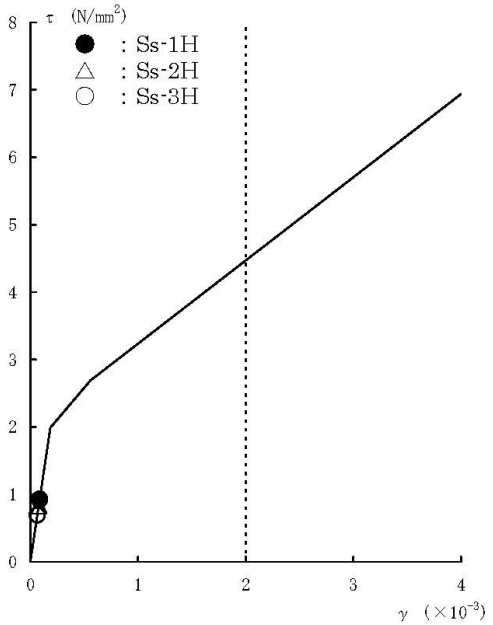


図-2.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，CRF）

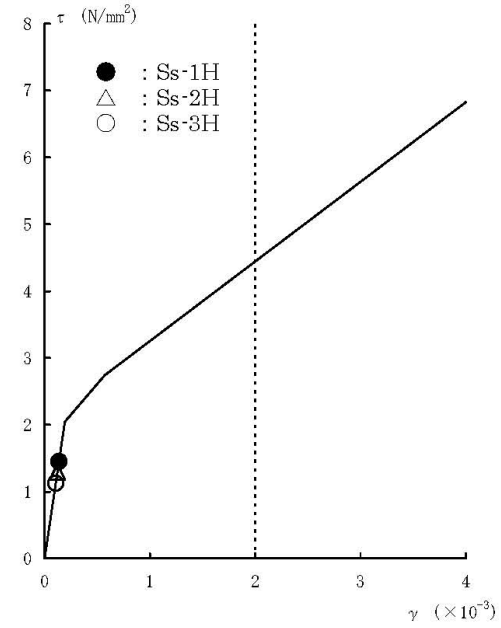


図-2.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，5F）

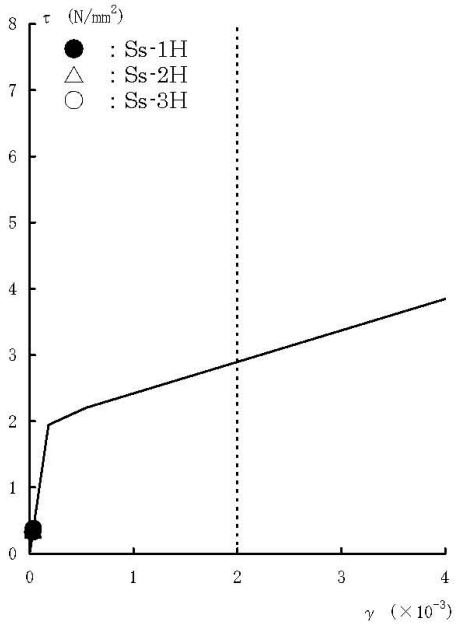


図-2.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，4F）

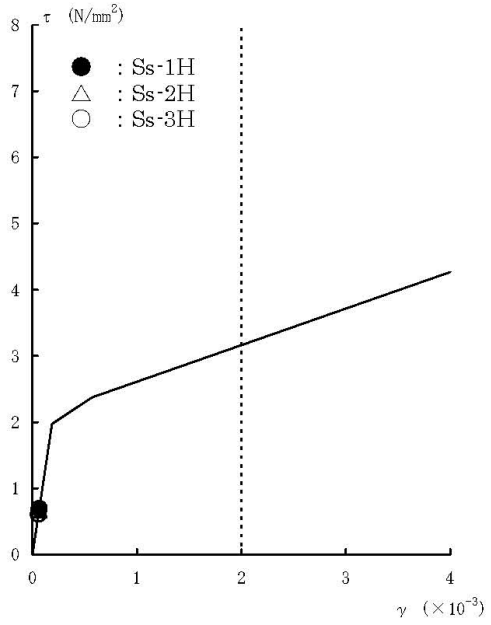


図-2.5　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，3F）

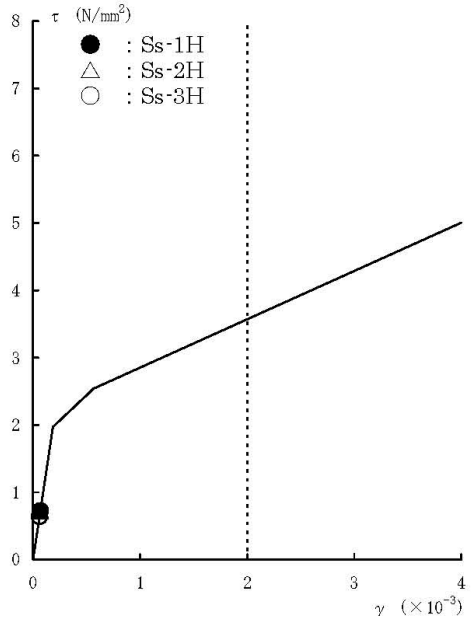


図-2.6　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，2F）

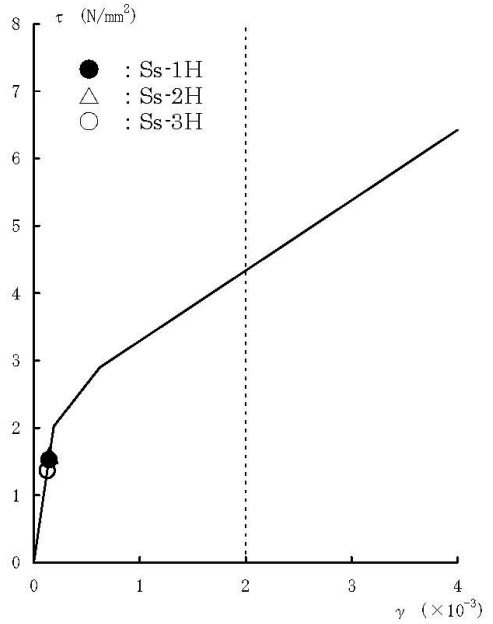


図-2.7　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，1F）

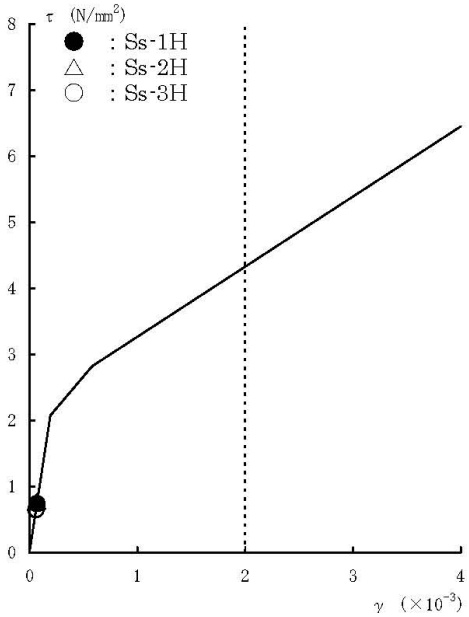


図-2.8　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，B1F）

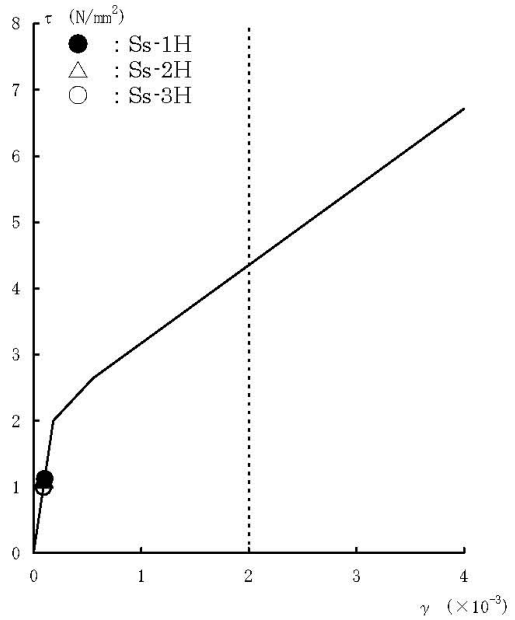


図-2.9　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，CRF）

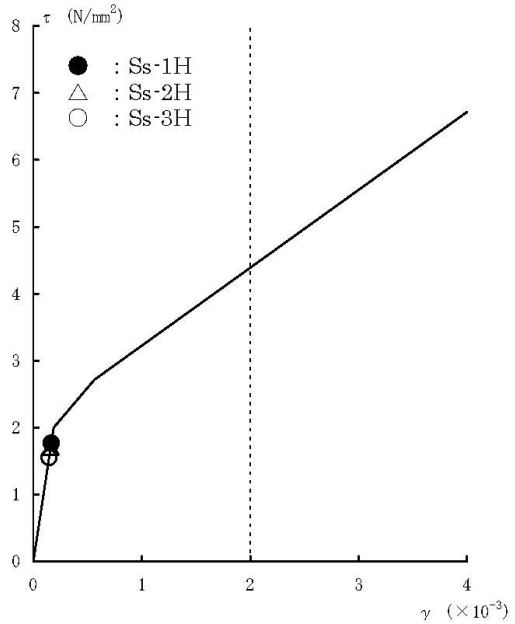


図-2.10　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，5F）

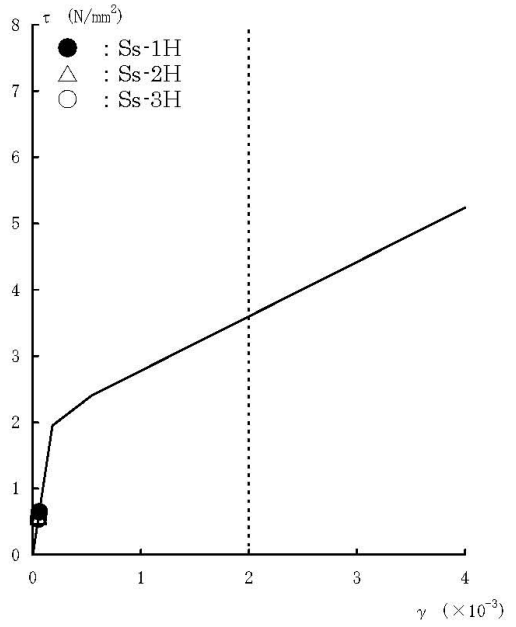


図-2.11　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，4F）

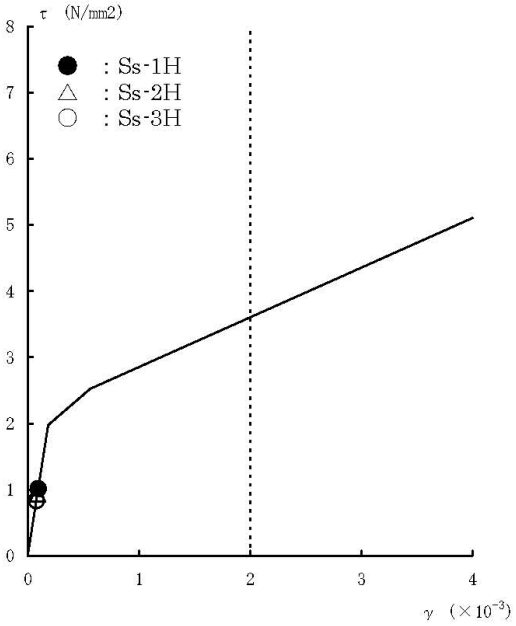


図-2.12　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，3F）

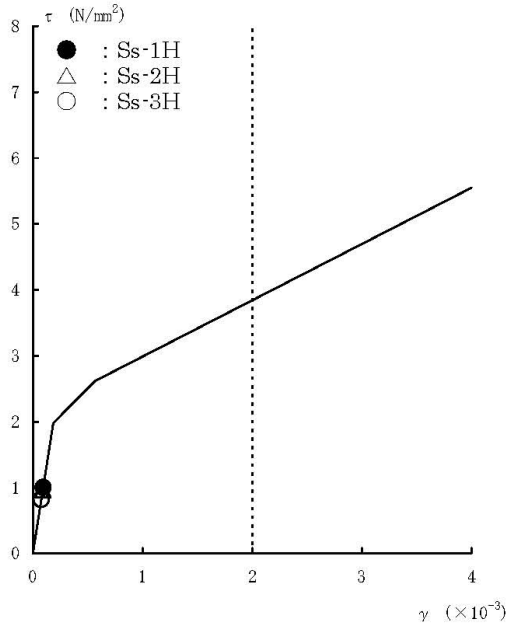


図-2.13　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，2F）

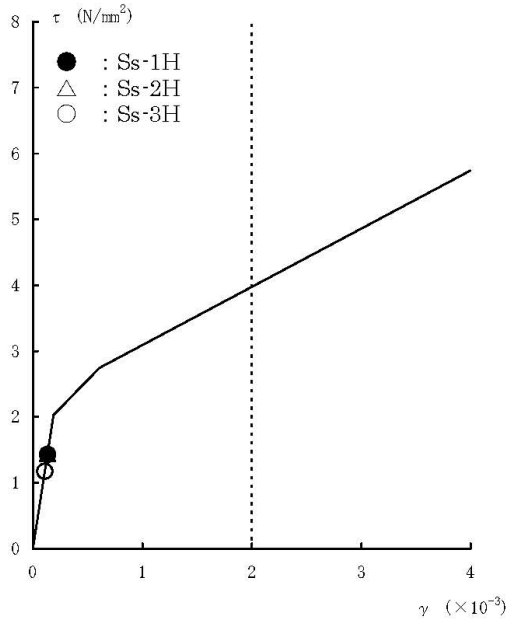


図-2.14　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，1F）

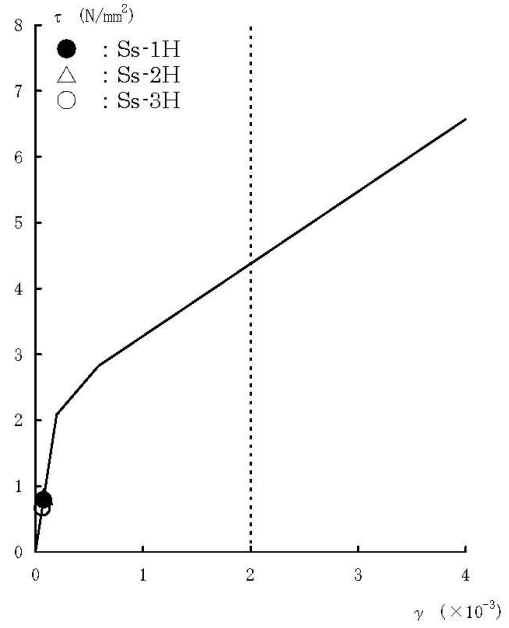


図-2.15　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，B1F）

付録1－1

原子炉建屋の耐震安全性評価に係るパラメータスタディ

1. 解析評価方針

福島第一原子力発電所2号機原子炉建屋に関しては、以下に示す変動要因を考慮したパラメータ解析を実施し、原子炉建屋の耐震安全性に与える影響程度を把握する。

原子炉建屋の構造への影響および耐震性評価は、基準地震動 Ss を用いることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお、基準地震動 Ss-3 については、基準地震動 Ss-1 および Ss-2 の応答結果に比べて、過去の計算例から明らかに小さいことが分かっているため、今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

2号機原子炉建屋については、地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、シェル壁の剛性が低下した可能性を考慮する。加えて、3月 15 日に圧力抑制室付近で異音が発生したことが確認されていることから圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し、爆発により周囲の耐震壁の剛性が低下した可能性を考慮する。

原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られた耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみ実施する。

2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を図-1.1 に示す。

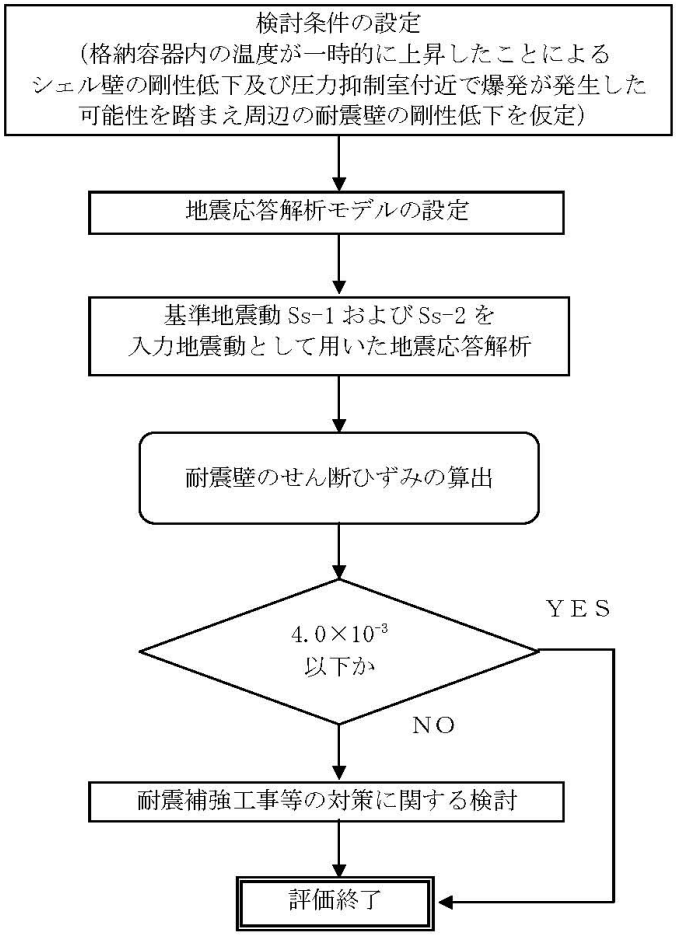


図-1.1　２号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

付 1-1.2

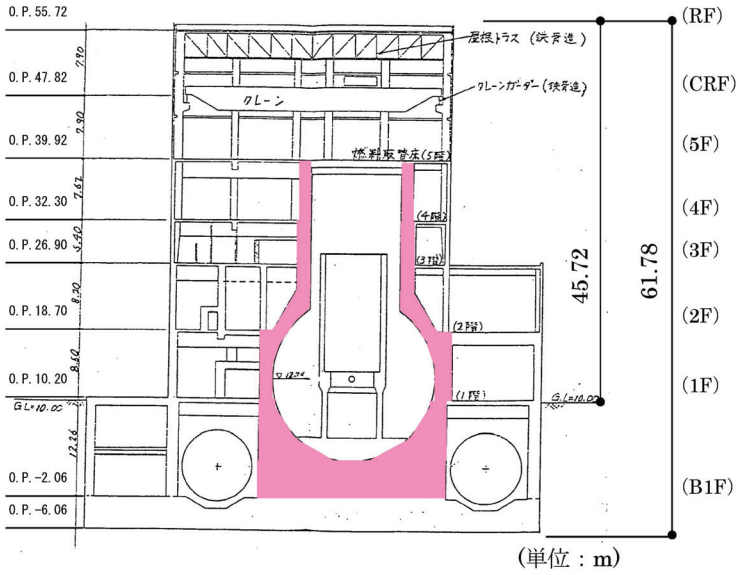
2.　検討条件の設定

２号機原子炉建屋については、地震等による建屋の損傷は無いものの、本パラメータスタディでは下記の条件を考慮することとした。

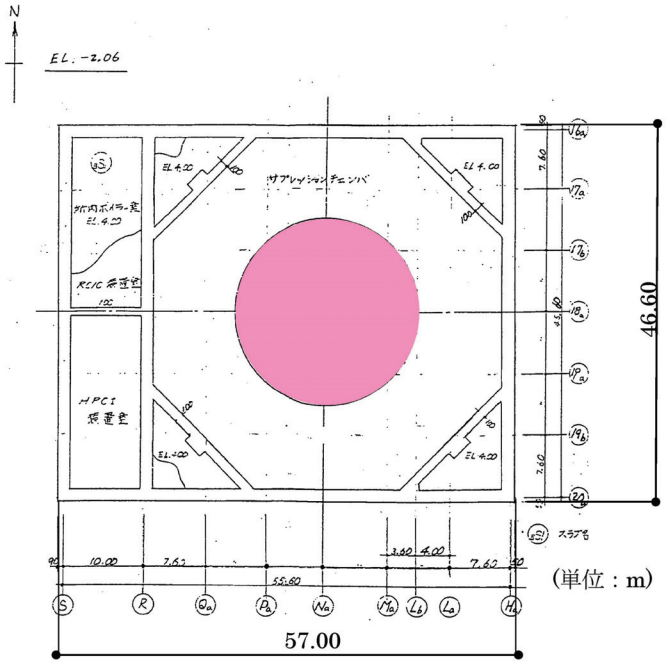
地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、その剛性へ影響を与える可能性がある。その影響を検討するためにシェル壁部分のコンクリートの剛性を初期剛性の 60％とする（図-2.1）。

また、3 月 15 日に建屋地下一階部分にある圧力抑制室付近で異音が発生したことが確認されている。これを踏まえ、圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し、周囲の耐震壁の剛性が低下した可能性を考慮して、圧力抑制室付近の耐震壁のコンクリートの剛性を初期剛性の 90％とする（図-2.2）。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



断面図（EW 方向）



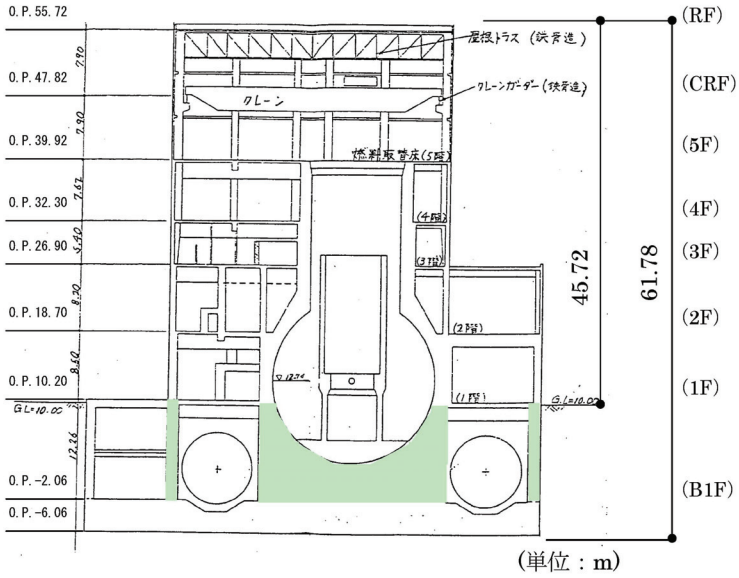
平面図（基礎版上レベル）

剛性を 60%に低下させる部位：

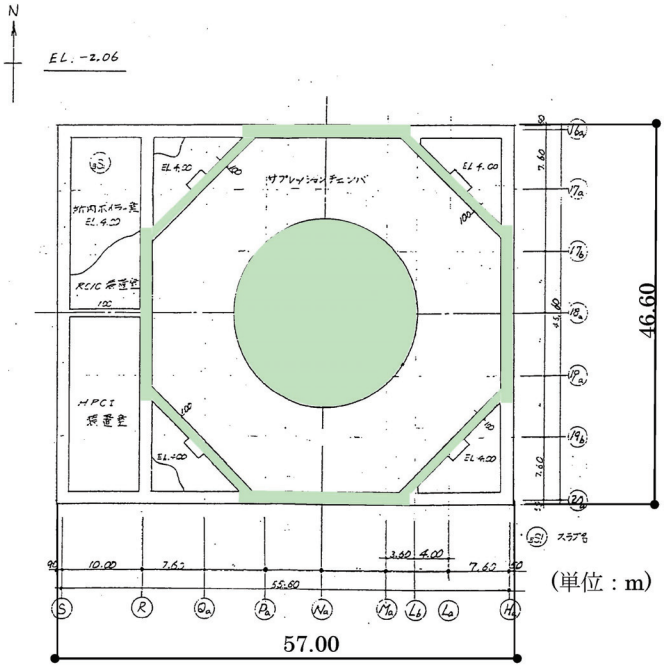
図-2.1　格納容器内の温度上昇の影響を考慮し初期剛性を 60%に低下させる部位

付 1-1.4

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



断面図（EW 方向）



平面図（基礎版上レベル）

剛性を 90%に低下させる部位：

図-2.2　圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し初期剛性を 90%に低下させる部位

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

3.　解析に用いる入力地震動

２号機原子炉建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所　『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」（原管発官１９第６０３号　平成20年3月31日付け）にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ss-1およびSs-2を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1に示す。モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ssに対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置（O.P.-196.0m）における基準地震動Ss-1およびSs-2の加速度波形について、図-3.2に示す。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

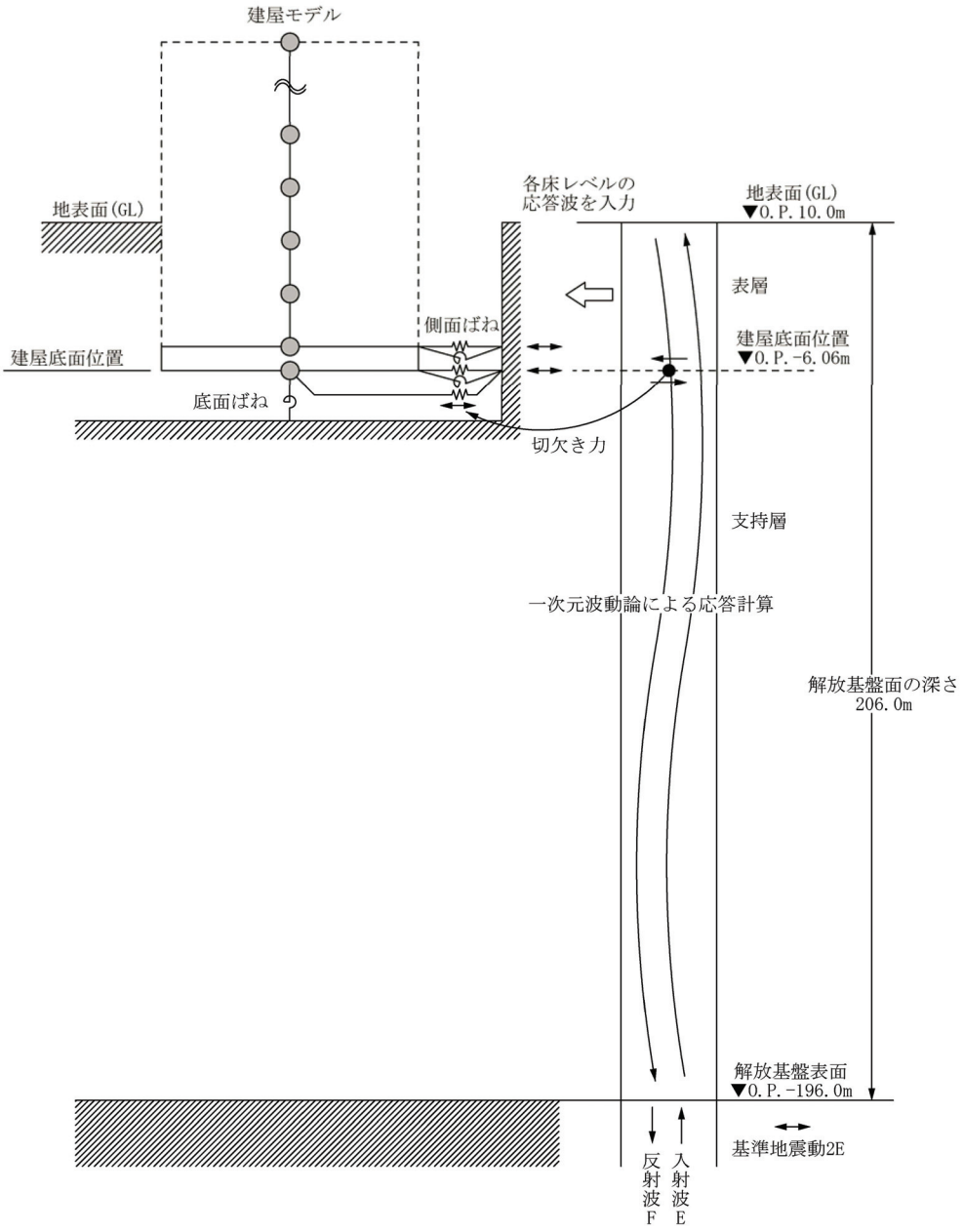


図-3.1　地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

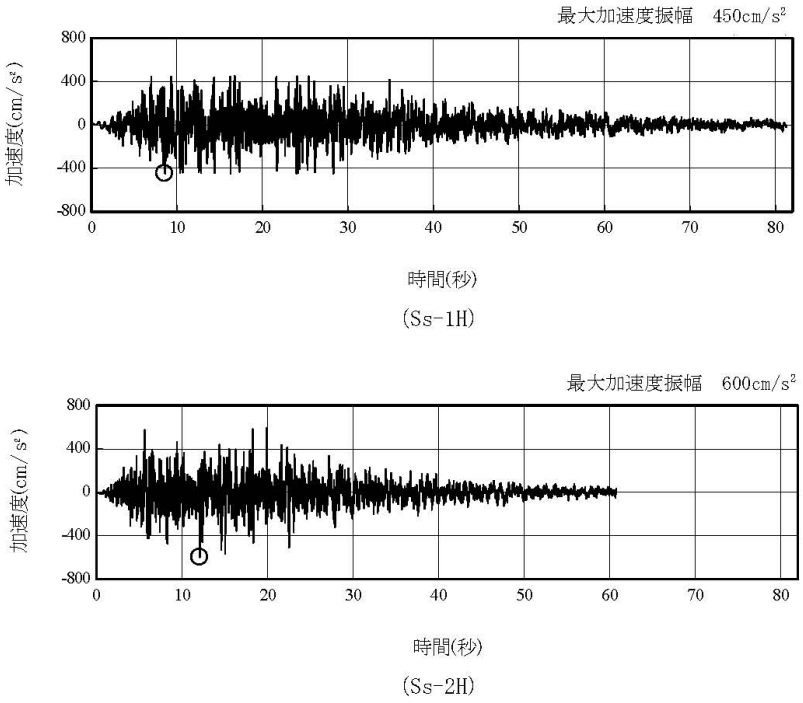


図-3.2　解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4.　地震応答解析モデル

基準地震動 Ss に対する原子炉建屋の地震応答解析は、「3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では、『福島第一原子力発電所　「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂２）』（平成 22 年 4 月 19 日）にて作成した地震応答解析モデルを基に、次の項目について修正を加え、新たな地震応答解析モデルを構築することとする。

①地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、シェル壁の剛性が影響を受ける可能性がある。その影響を検討するためにシェル壁部分のコンクリートの剛性を初期剛性の 60％とする。

②3 月 15 日に建屋地下一階部分にある圧力抑制室付近で異音が発生したことが確認されていることを踏まえ、圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し、周囲の耐震壁の剛性が低下した可能性を考慮して、圧力抑制室付近の耐震壁のコンクリートの剛性を初期剛性の 90％とする。

(1)　水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図-4.1 および図-4.2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1 に、建屋解析モデルの諸元を表-4.2 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表-4.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-4.3 に示すようにばね定数（Kc）として実部の静的な値を、また、減衰係数（Cc）として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

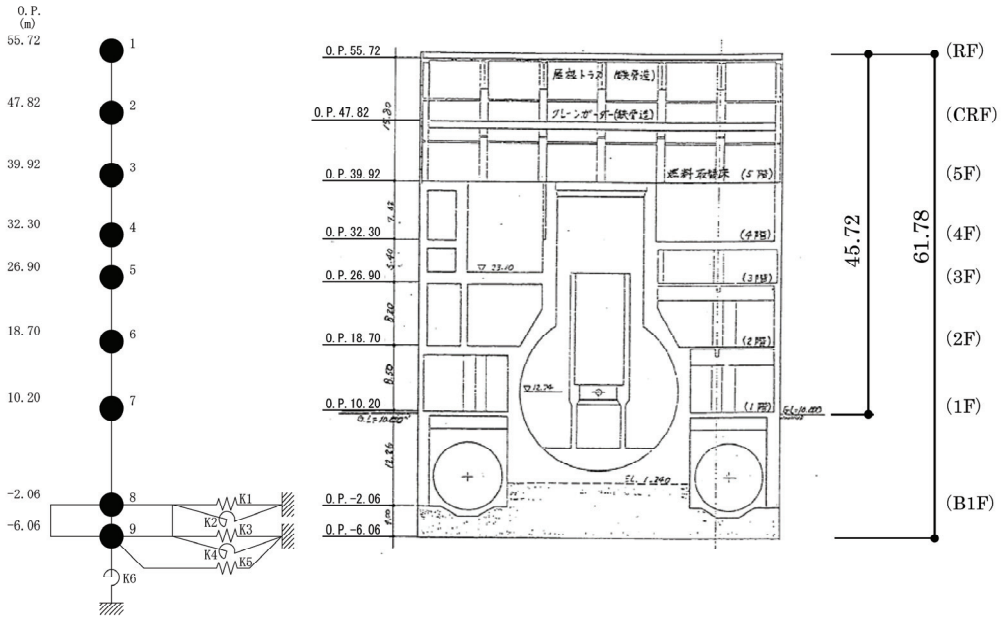


図-4.1　2号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（NS 方向）

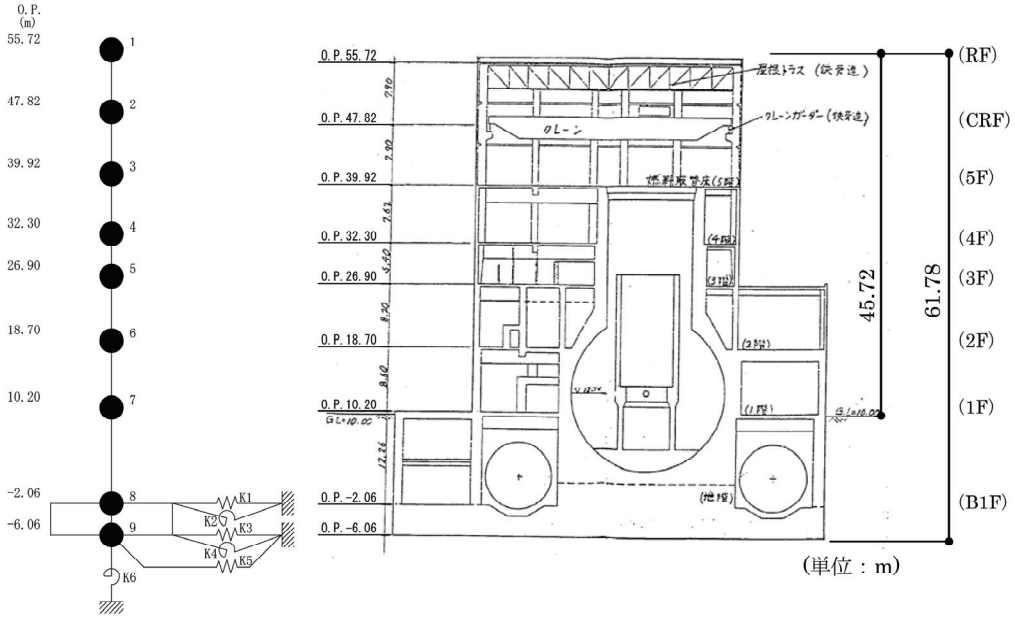


図-4.2　2号機原子炉建屋　地震応答解析モデル（EW 方向）

表-4.1　地震応答解析に用いる物性値

	強度＊1 Ｆｃ （N/mm^2）	ヤング係数*2 E （N/mm^2）	せん断弾性係数*2 G （N/mm^2）	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ （kN/m^3）
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当 （SD35）				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

表-4.2　建屋解析モデルの諸元

（NS 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G($\times10^5$kN･m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)	ヤング係数 E_C ($\times10^7$kN/m^2)	せん断弾性係数 G ($\times10^7$kN/m^2)
1	14,380	25.99				
			18.6	10,154	2.57	1.070
2	10,220	18.53				
			18.6	10,675	2.57	1.070
3	58,470	105.81				
			184.3	22,551	2.51	1.001
4	70,440	127.49				
			166.8	24,629	2.50	0.973
5	107,720	194.96				
			249.3	44,401	2.47	0.936
6	116,670	211.14				
			157.1	40,661	2.40	0.921
7	199,190	360.49				
			456.8	110,444	2.42	0.819
8	277,540	502.20				
			2,656.2	480,675	2.57	1.070
9	125,030	226.24				
合計	979,660					

ポアソン比 ν　0.20
減衰 h　5%
基礎形状　46.6m(NS方向)×57.0m(EW方向)

（EW 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G($\times10^5$kN･m^2)	せん断断面積 A_S(m^2)	断面2次モーメント I(m^4)	ヤング係数 E_C ($\times10^7$kN/m^2)	せん断弾性係数 G ($\times10^7$kN/m^2)
1	14,380	14.71				
			14.0	5,941	2.57	1.070
2	10,220	10.40				
			14.0	6,307	2.57	1.070
3	58,470	59.72				
			108.2	11,927	2.46	0.952
4	70,440	71.88				
			117.3	14,199	2.45	0.931
5	107,720	194.96				
			185.7	33,796	2.44	0.890
6	116,670	211.14				
			173.1	41,960	2.41	0.935
7	199,190	539.37				
			418.1	132,121	2.44	0.795
8	277,540	751.39				
			2,656.2	719,166	2.57	1.070
9	125,030	338.53				
合計	979,660					

ポアソン比 ν　0.20
減衰 h　5%
基礎形状　46.6m(NS方向)×57.0m(EW方向)

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

表-4.3　地盤定数

(Ss-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
−10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
−80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.78	340,000	442	3
−108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.78	439,000	495	3
−196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.78	509,000	530	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m²)	剛性低下後S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
−10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
−80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
−108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
−196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

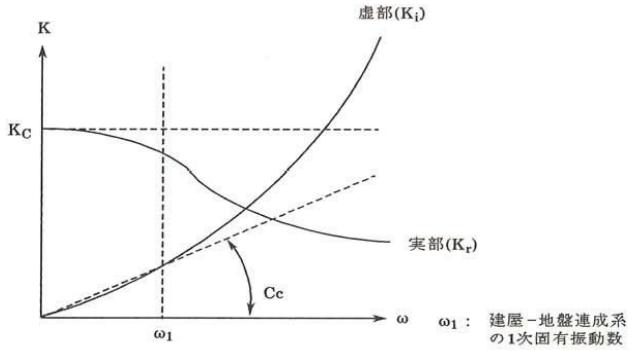


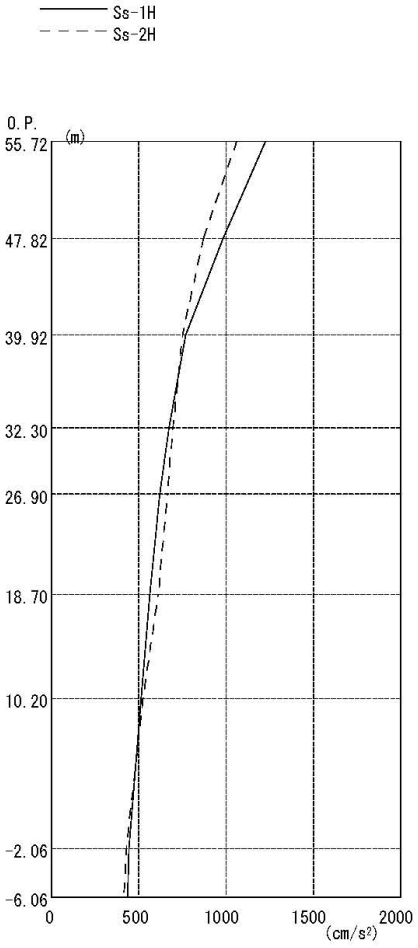
図-4.3　地盤ばねの近似

付 1-1.14

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

5.　地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向、EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2 に示す。

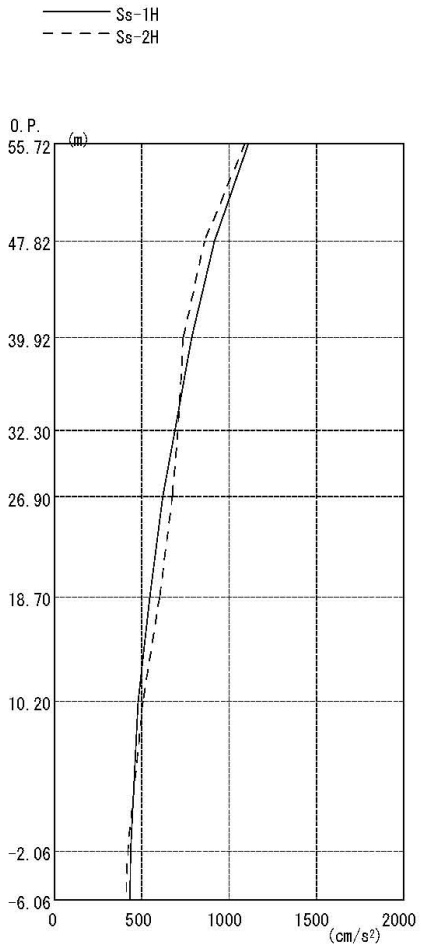


(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H
1227	1060
983	870
769	751
673	695
621	663
562	611
512	525
442	428
437	416

図-5.1　最大応答加速度（NS 方向）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm



(cm/s²)

Ss-1H	Ss-2H
1109	1090
917	859
787	737
690	708
619	674
546	602
481	508
436	419
433	410

図-5.2　最大応答加速度（EW 方向）

6.　耐震安全性評価結果

表-6.1及び表-6.2に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。図-6.1、図-6.2および図-6.3、図-6.4に基準地震動Ss-1および基準地震動Ss-2に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で0.18×10^{-3}（Ss-2H,NS方向,1F）であり、評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

また、本パラメータスタディにおける解析結果と添付資料-1で示した耐震バックチェックの解析結果には大きな差異が無いことから、変動要因が原子炉建屋の耐震安全性に与える影響は少ないものと考えられる。

表-6.1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	評価基準値
CRF	0.09	0.08	4.0以下
5F	0.14	0.13	
4F	0.04	0.04	
3F	0.08	0.07	
2F	0.08	0.08	
1F	0.17	0.18	
B1F	0.10	0.10	

表-6.2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	評価基準値
CRF	0.11	0.11	4.0以下
5F	0.17	0.17	
4F	0.07	0.07	
3F	0.11	0.11	
2F	0.12	0.12	
1F	0.16	0.16	
B1F	0.10	0.11	

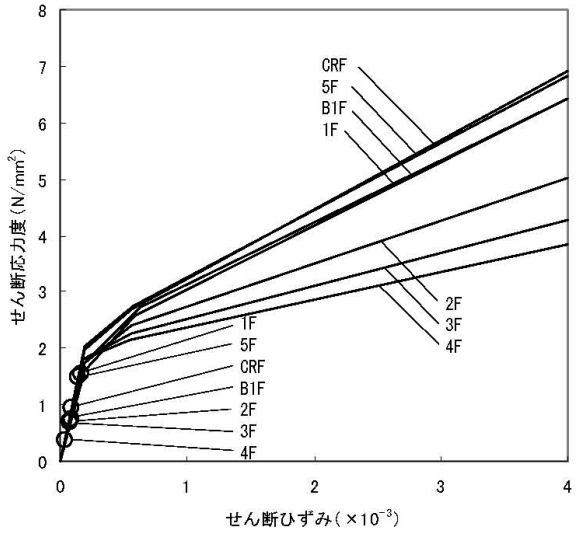


図-6.1　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，NS 方向）

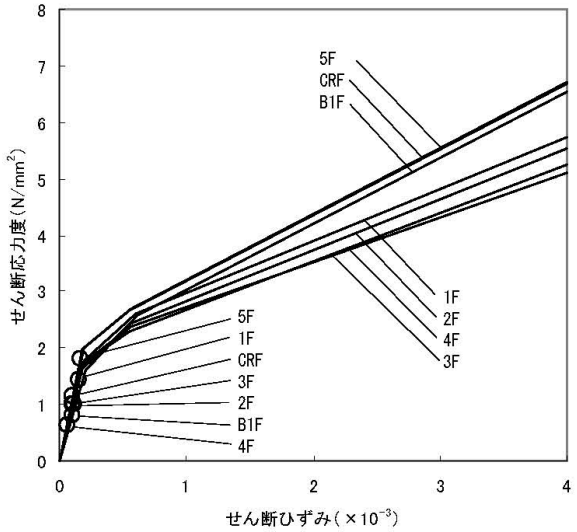


図-6.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-1，EW 方向）

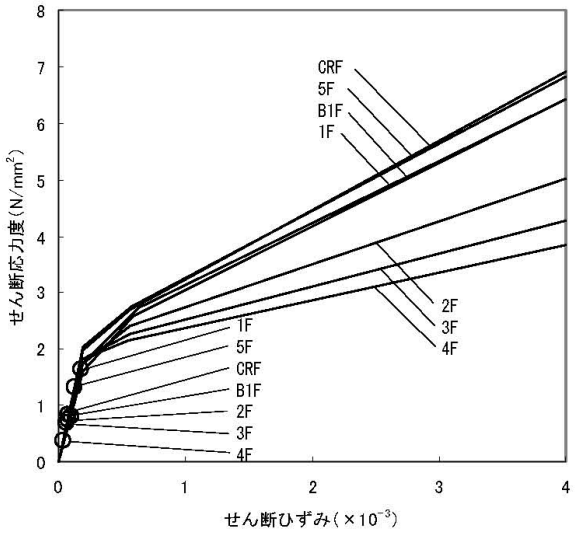


図-6.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，NS 方向）

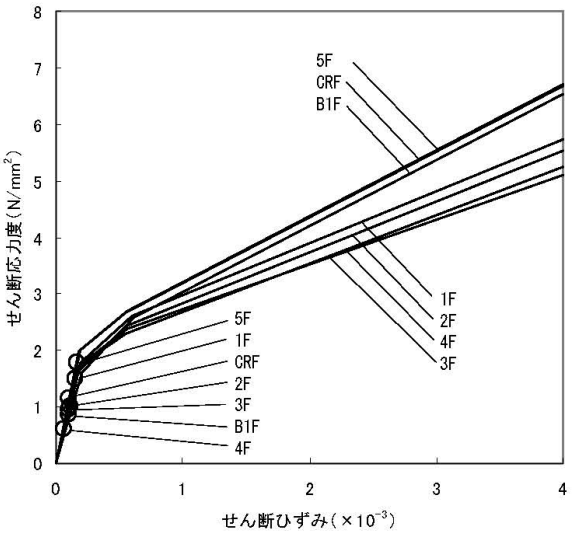


図-6.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ss-2，EW 方向）

添付資料－２：５号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

１．評価方針

５号機の原子炉建屋は、既に冷温停止状態を維持しており、外見上の損傷は見られない（図-1.1）。また、建屋内部についても、現状で得られている写真からは構造的な損傷は確認されていない（付録-2.1）。したがって、このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果（『福島第一原子力発電所　「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂２）』　平成22年４月19日）をそのまま適用できるものと考えられ、本評価では、耐震バックチェックで実施した地震応答解析結果を用いて耐震安全性評価を実施することとした。

なお、原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行うこととする。

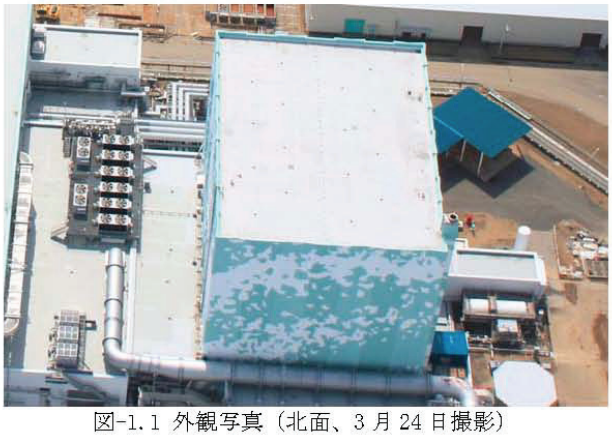


図-1.1 外観写真（北面、３月24日撮影）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

２．耐震安全性評価

（１）地震応答解析モデルの概要

耐震バックチェックにおける地震応答解析は、基準地震動 Ss を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデル（図-2.1）を設定した上で実施した。

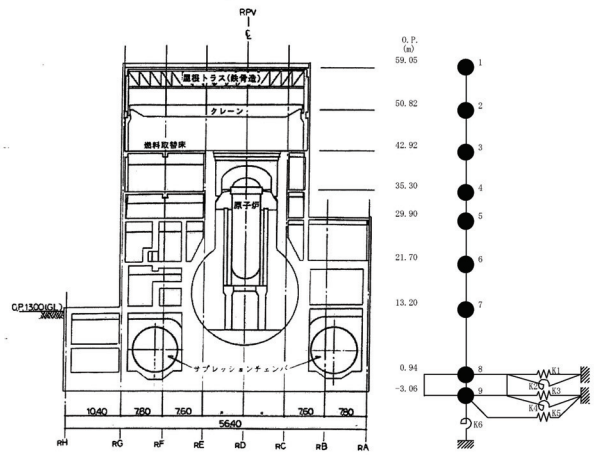


図-2.1 建屋解析モデル図

（２）耐震安全性評価結果

表-2.1および表-2.2に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また図-2.2～図-2.15に基準地震動Ssに対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で0.19×10^{-3}（Ss-1H,EW方向,5F）であり、評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表-2.1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.12	0.12	0.10	4.0以下
5F	0.14	0.14	0.12	
4F	0.05	0.05	0.04	
3F	0.09	0.09	0.08	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.15	0.16	0.13	
B1F	0.11	0.11	0.09	

表-2.2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.16	0.16	0.14	4.0以下
5F	0.19	0.18	0.16	
4F	0.09	0.08	0.07	
3F	0.11	0.11	0.09	
2F	0.11	0.12	0.10	
1F	0.11	0.12	0.10	
B1F	0.11	0.11	0.09	

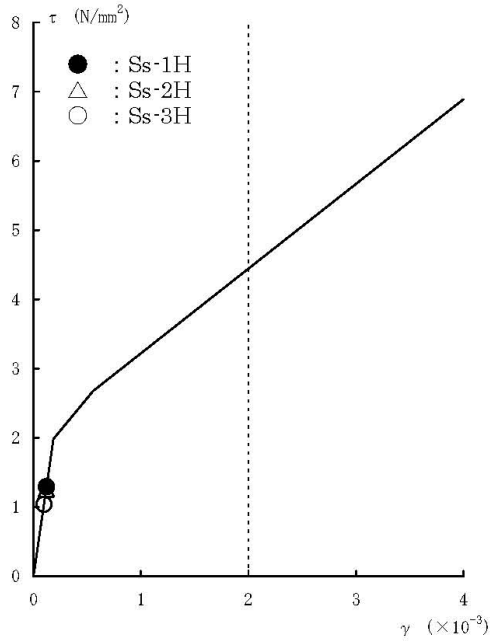


図-2.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，CRF）

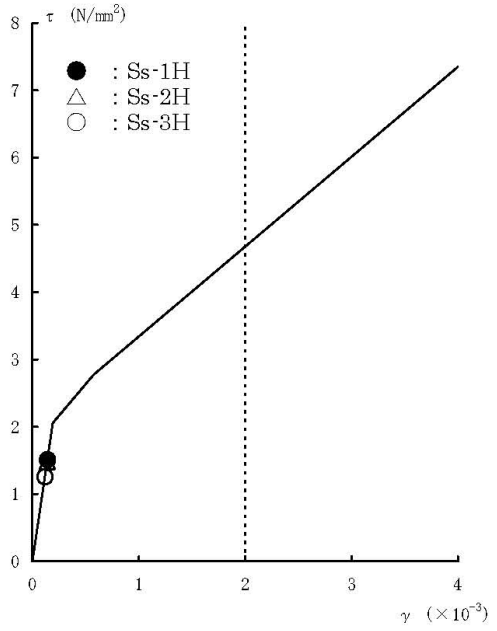


図-2.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，5F）

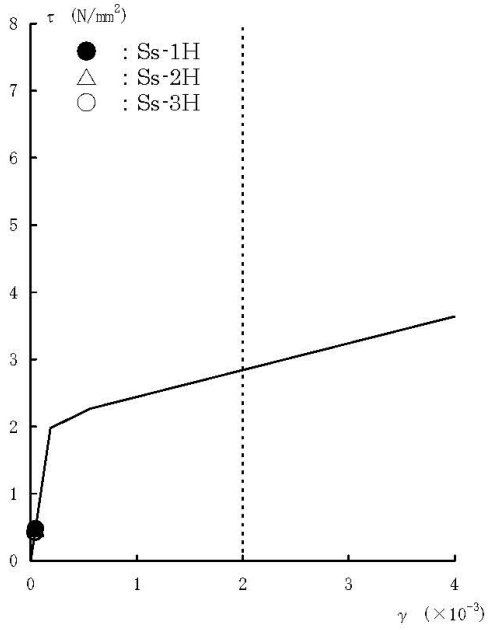


図-2.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，4F）

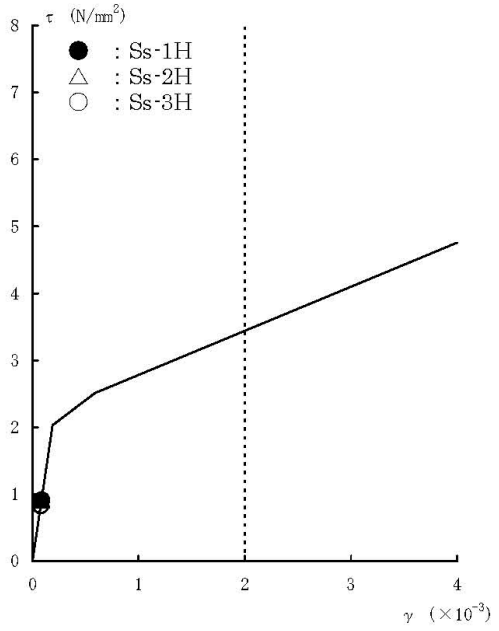


図-2.5　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，3F）

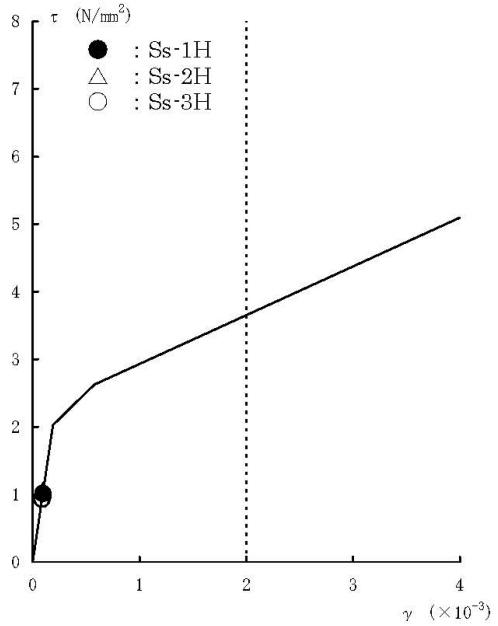


図-2.6　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，2F）

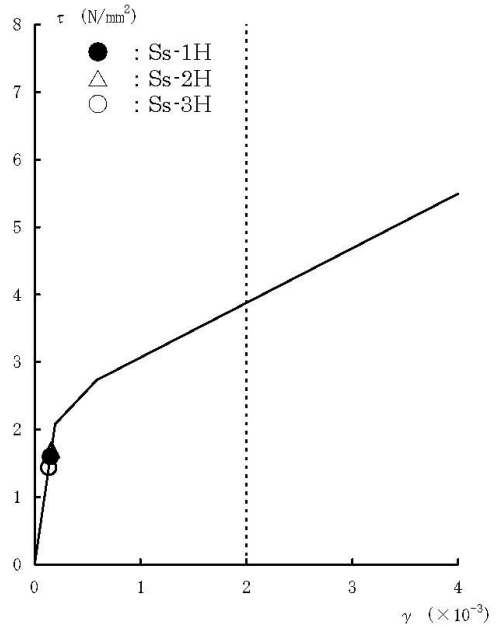


図-2.7　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，1F）

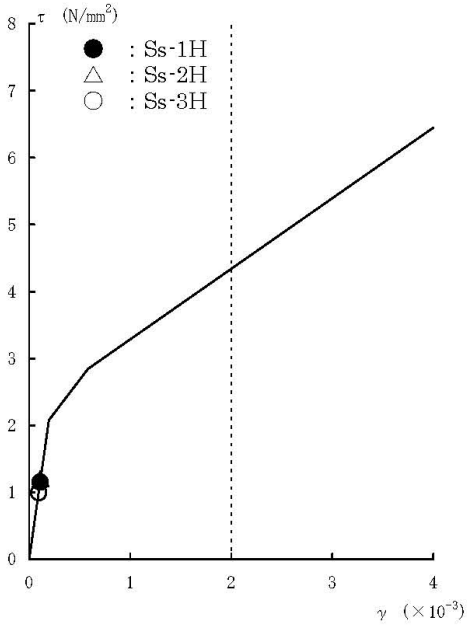


図-2.8　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，B1F）

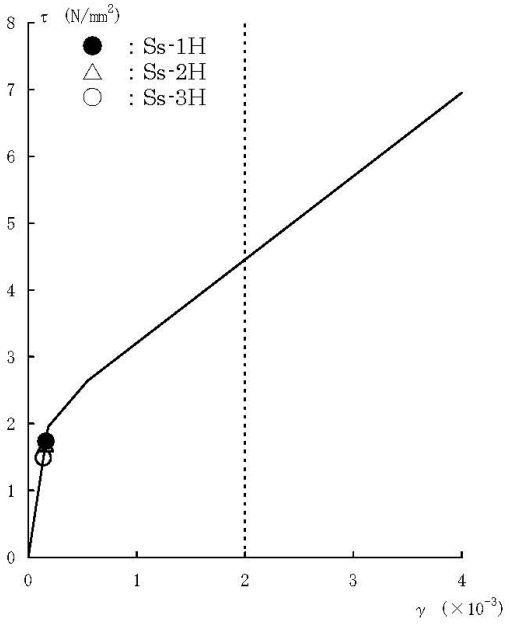


図-2.9　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，CRF）

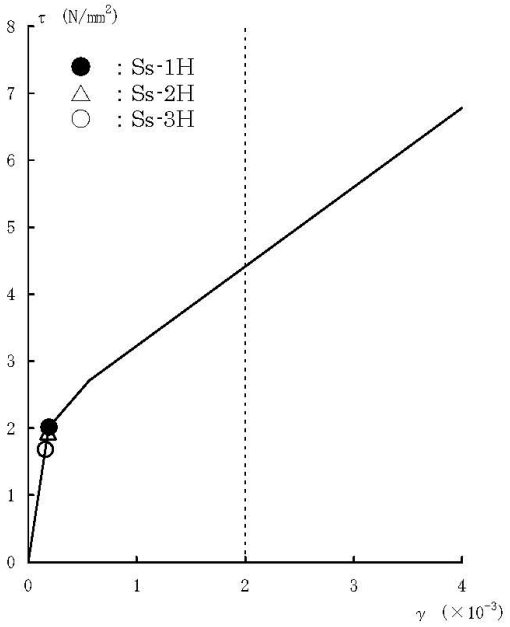


図-2.10　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，5F）

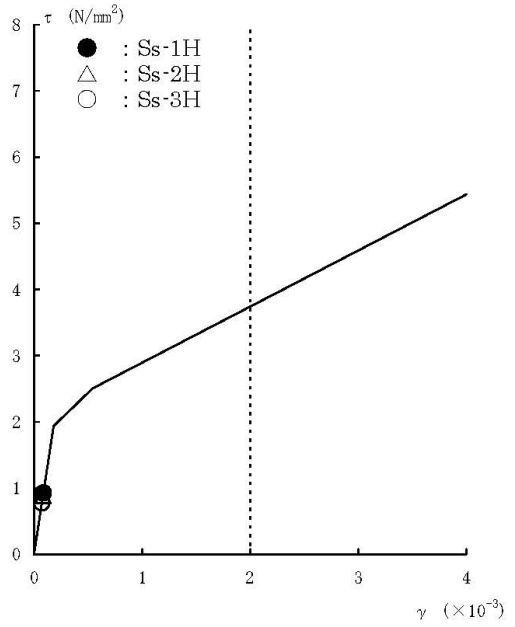


図-2.11　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，4F）

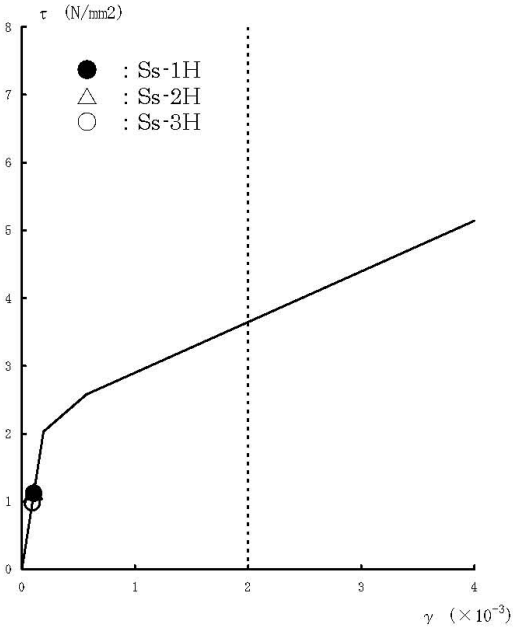


図-2.12　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，3F）

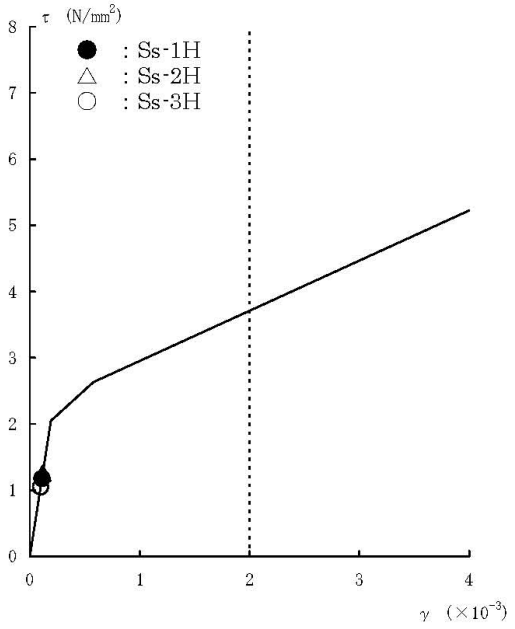


図-2.13　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，2F）

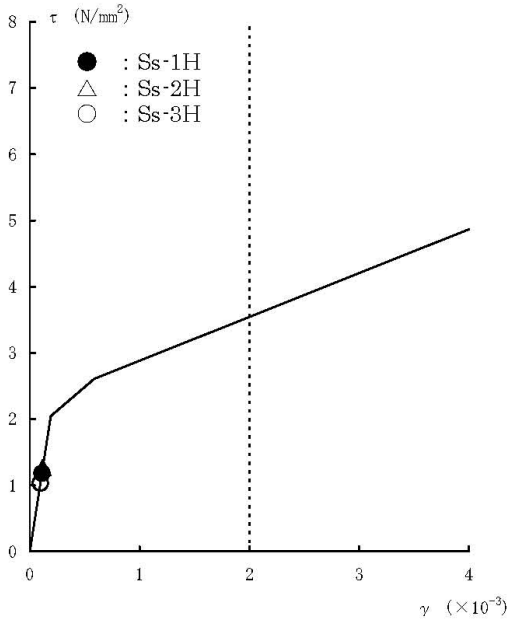


図-2.14　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，1F）

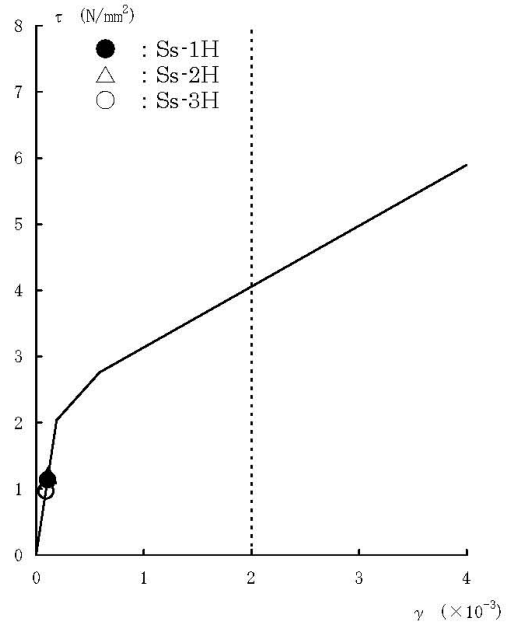


図-2.15　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，B1F）

付録 2-1

5 号機建屋内部の状況について

福島第一原子力発電所 5 号機原子炉建屋については、7 月 26 日に東京電力が建屋内部の写真を撮影している。その時に撮影した写真を図-1 に示す。



1 階　西側外壁



1 階　南側シェル壁



2 階　西側外壁



3 階　西側燃料プール壁



3 階　北側シェル壁



4 階　東側燃料プール壁

図－1（1）5 号機建屋内部の状況（7 月 26 日撮影）



4階　東側シェル壁



5階　北側外壁

図－1（2）5号機建屋内部の状況（7月26日撮影）

添付資料－３：６号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

１．評価方針

６号機の原子炉建屋は、既に冷温停止状態を維持しており、外見上の損傷は見らない(図-1.1)。内部についても詳細な点検は行っていないものの、構造的な損傷があったとの情報は得られていない。したがって、このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果(『福島第一原子力発電所　「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂２）』　平成 22 年４月 19 日）をそのまま適用できるものと考えられ、本評価では、耐震バックチェックで実施した地震応答解析結果を用いて耐震安全性評価を実施することとした。

なお、原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（4.0×10^{-3}）との比較により行うこととする。

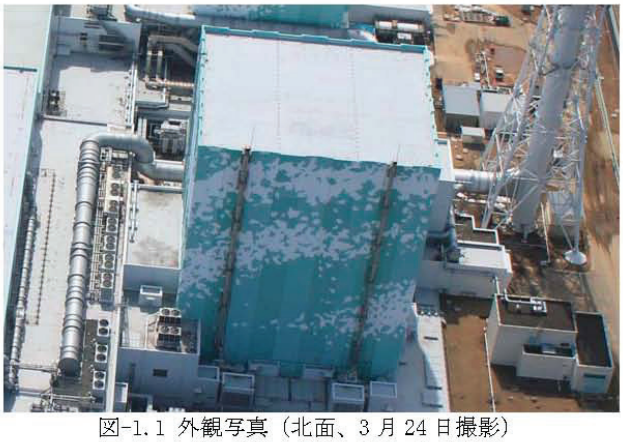


図-1.1 外観写真（北面、３月 24 日撮影）

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

２．耐震安全性評価

（１）地震応答解析モデルの概要

耐震バックチェックにおける地震応答解析は、基準地震動 Ss を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデル（図-2.1）を設定した上で実施した。

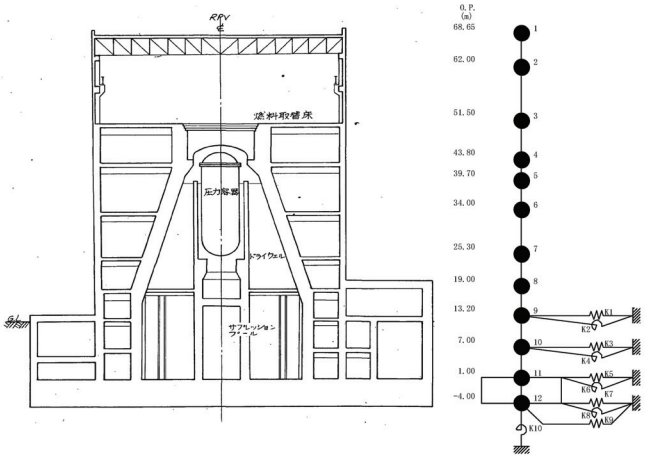


図-2.1 建屋解析モデル図

（２）耐震安全性評価結果

表-2.1および表-2.2に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また図-2.2～図-2.21に基準地震動Ssに対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で0.33×10^{-3}（Ss-1H,NS方向,2F）であり、評価基準値（4.0×10^{-3}）に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表-2.1　耐震壁のせん断ひずみ一覧（NS方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.07	0.07	0.06	4.0以下
6F	0.14	0.13	0.12	
5F	0.09	0.08	0.07	
M5F	0.15	0.13	0.13	
4F	0.19	0.17	0.17	
3F	0.19	0.18	0.17	
2F	0.33	0.28	0.20	
1F	0.15	0.15	0.13	
B1F	0.11	0.11	0.09	
B2F	0.12	0.12	0.10	

表-2.2　耐震壁のせん断ひずみ一覧（EW方向）

（$\times10^{-3}$）

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.06	0.06	0.05	4.0以下
6F	0.12	0.12	0.11	
5F	0.08	0.07	0.07	
M5F	0.17	0.15	0.15	
4F	0.23	0.19	0.19	
3F	0.20	0.19	0.17	
2F	0.23	0.21	0.18	
1F	0.14	0.14	0.12	
B1F	0.10	0.11	0.08	
B2F	0.12	0.12	0.09	

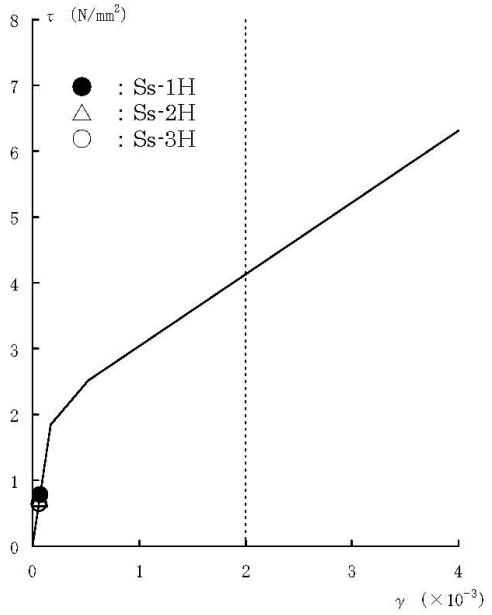


図-2.2　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，CRF）

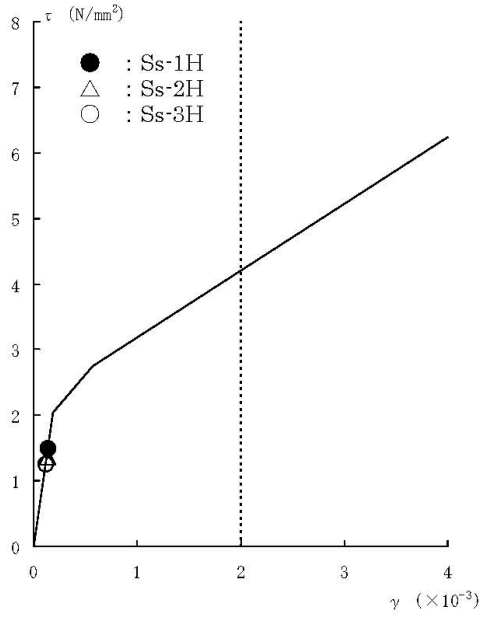


図-2.3　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，6F）

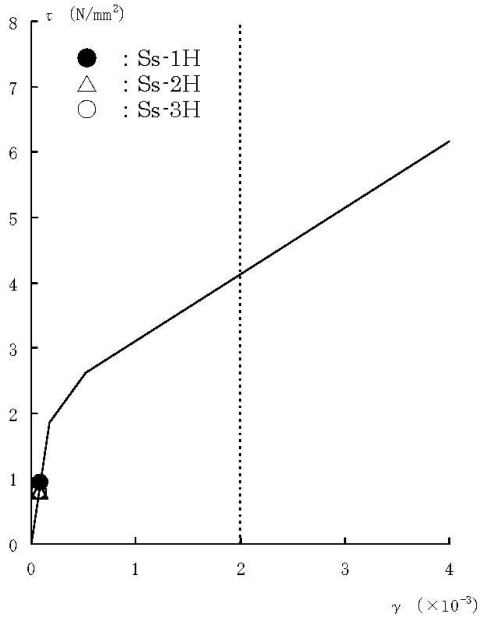


図-2.4　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，5F）

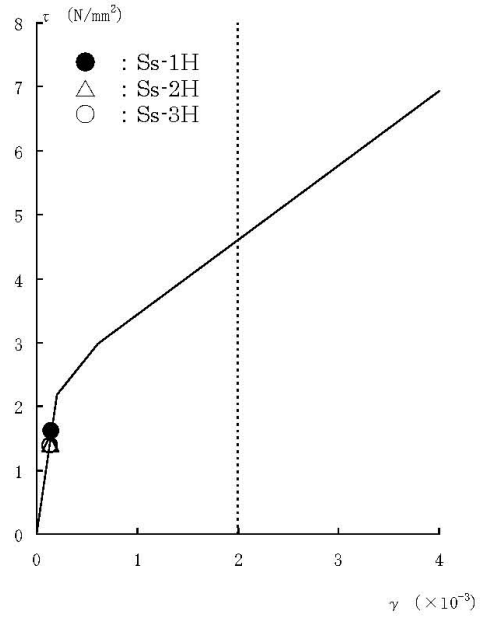


図-2.5　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，M5F）

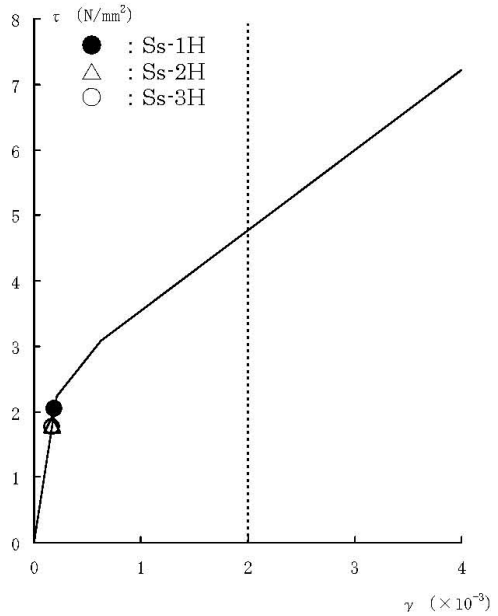


図-2.6　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，4F）

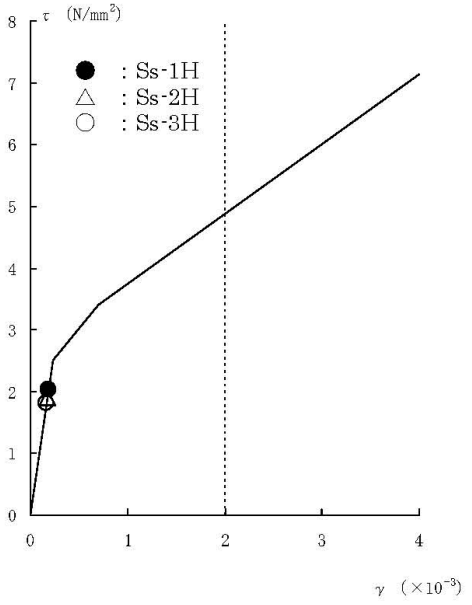


図-2.7　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，3F）

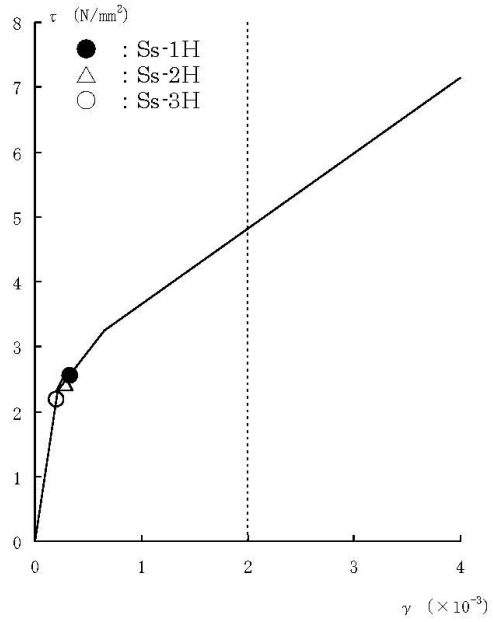


図-2.8　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，2F）

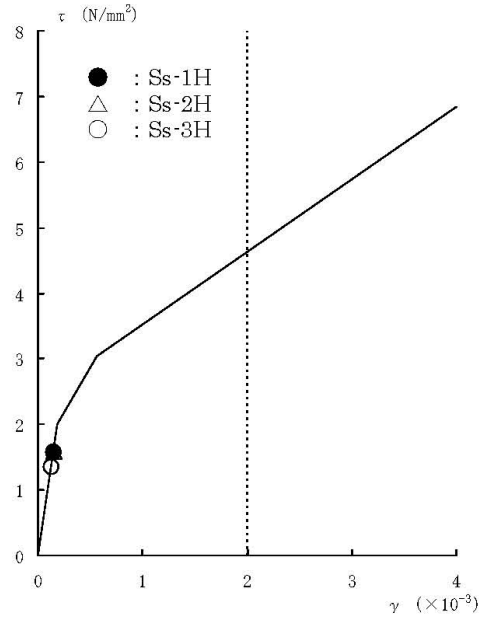


図-2.9　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，1F）

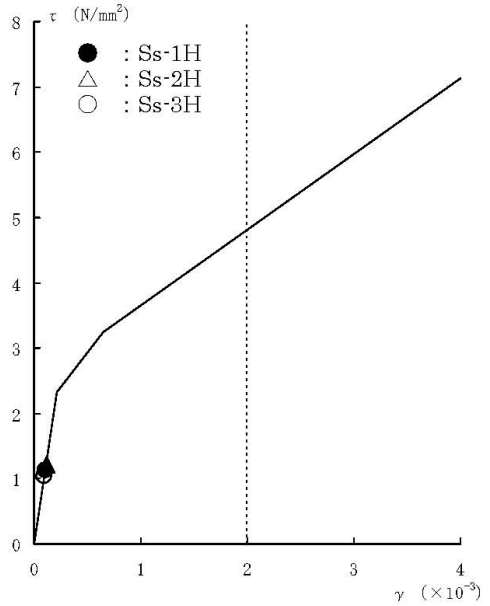


図-2.10　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，B1F）

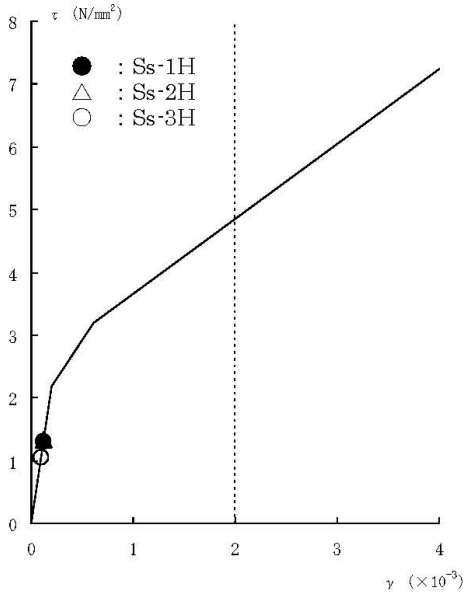


図-2.11　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（NS 方向，B2F）

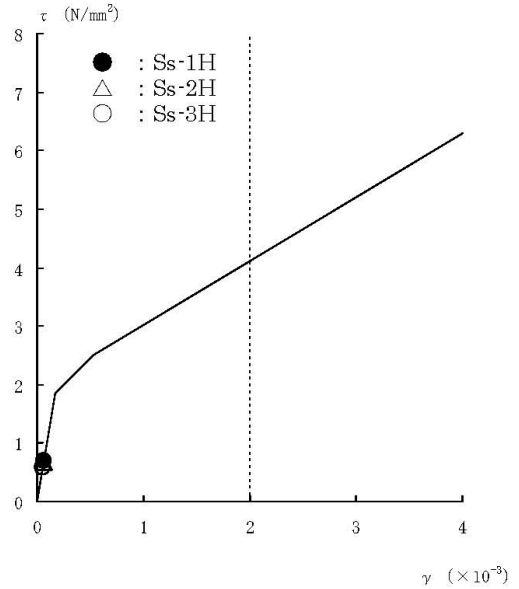


図-2.12　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，CRF）

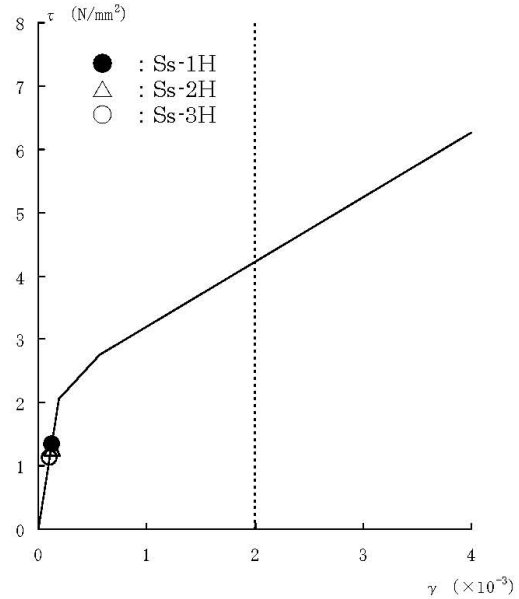


図-2.13　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，6F）

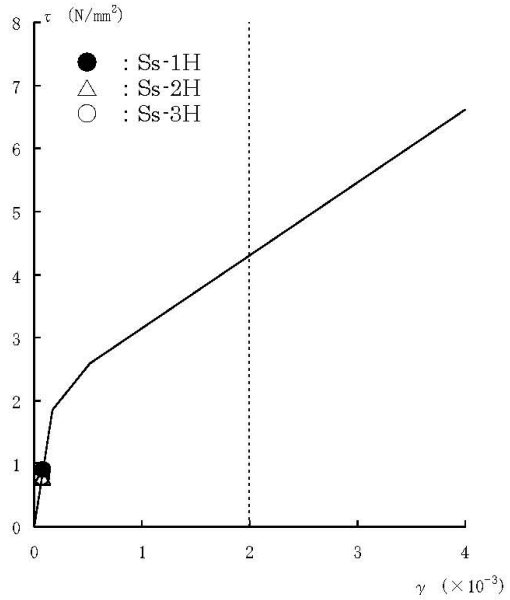


図-2.14　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，5F）

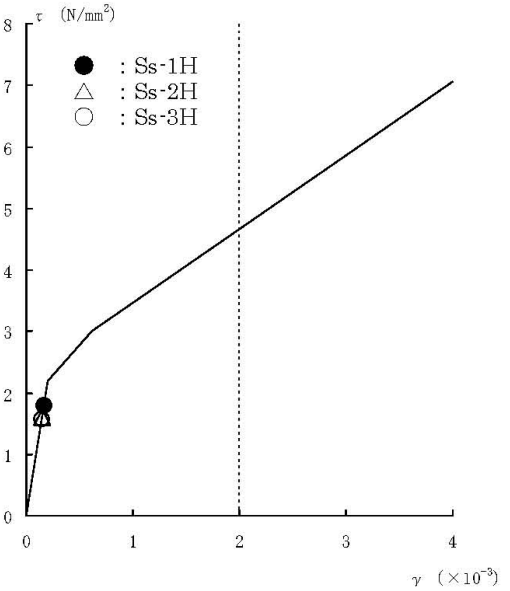


図-2.15　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，M5F）

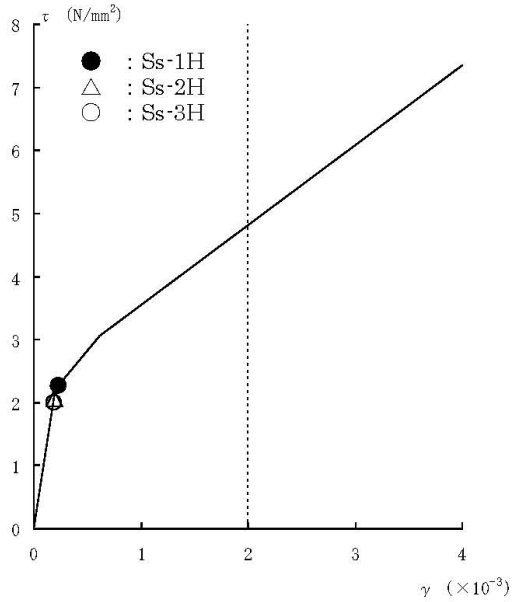


図-2.16　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，4F）

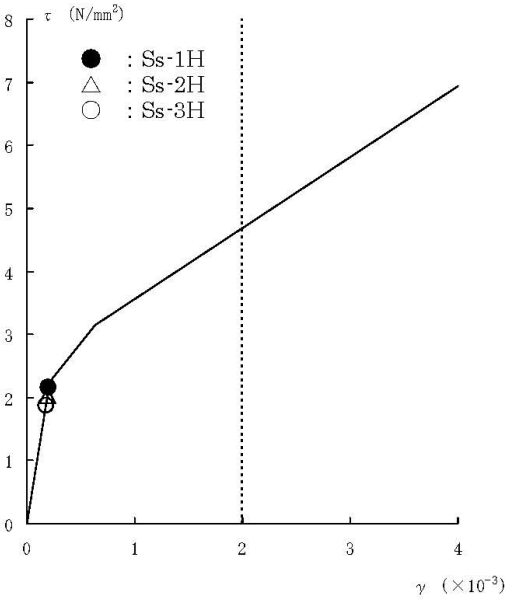


図-2.17　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，3F）

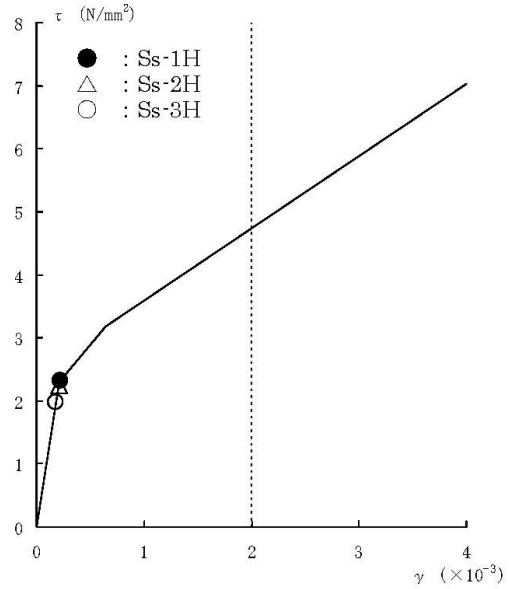


図-2.18　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，2F）

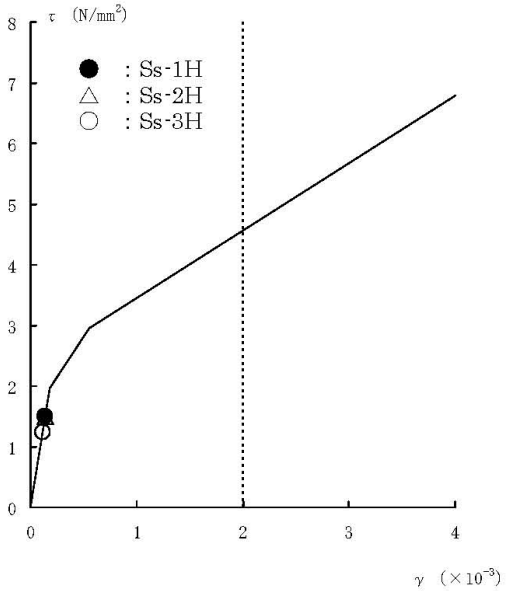


図-2.19　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，1F）

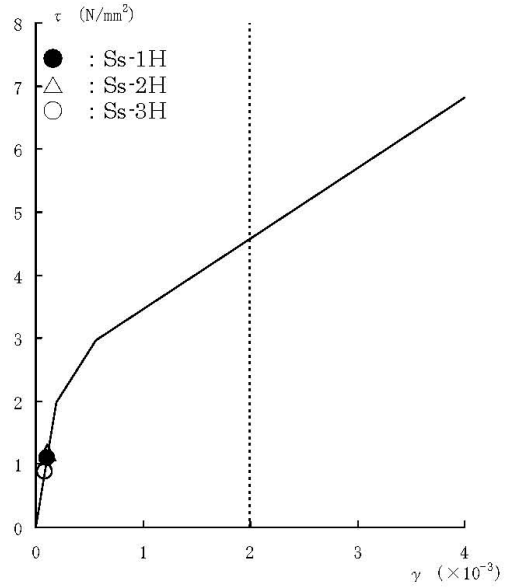


図-2.20　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，B1F）

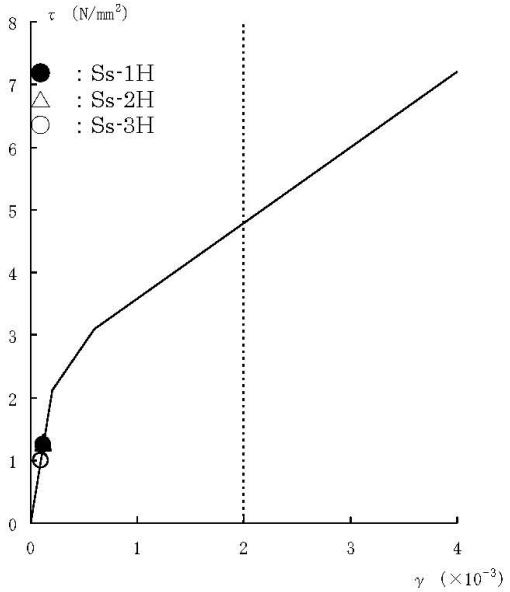


図-2.21　せん断スケルトン曲線上の最大応答値（EW 方向，B2F）

特定原子力施設監視・
評価検討会（第4回）
資料5-1
（第3回資料5-1を一部改定）

福島第一原子力発電所
１～４号機本館建物の基準地震動Ssに対する耐震安全性評価について

平成25年2月21日
東京電力株式会社

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

1. １～４号機原子炉建屋の耐震安全性評価状況一覧
2. ４号機原子炉建屋の耐震安全性評価
3. １～４号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の耐震安全性評価状況一覧
4. コメント回答

・参考資料

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

1．1～4号機原子炉建屋の耐震安全性評価状況一覧

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

1．1～4号機原子炉建屋の耐震安全性評価状況一覧

	1号機	2号機	3号機	4号機
(1)評価対象	耐震壁	耐震壁	耐震壁	耐震壁
(2)入力地震動	解放基盤表面で定義した基準地震動Ssを一次元波動論により評価			
(3)建屋のモデル化				
①解析モデル	質点系・埋込みSRモデル			
②材料特性	コンクリート実強度（35.0N/mm^2）を採用			
③剛性評価	耐震壁のせん断剛性、曲げ剛性を考慮			
④損傷状況	5階から上部の損傷	損傷無し	3階から上部の損傷	2階から上部の損傷
⑤地下滞留水	考慮	考慮	—*1	考慮
⑥瓦礫	存在状態	—	存在状態	撤去状態
⑦その他	建屋ｶﾊﾞｰを考慮	—	燃料取出用ｶﾊﾞｰを考慮	燃料取出用ｶﾊﾞｰを考慮
(4)地盤のモデル化				
①地盤ばね	底面ばね：水平および回転を考慮　側面ばね：水平および回転を考慮			
(5)接地率*2（最小ケース）	64.8%	76.8%	74.6%	84.3%
(6)評価結果（せん断ひずみ：最大ケース）	0.12×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}	0.17×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}	0.14×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}	0.16×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}
(7)備考	—	—	3D-FEM解析による使用済燃料プール壁・床の詳細評価を実施	3D-FEM解析による使用済燃料プール壁・床の詳細評価を実施

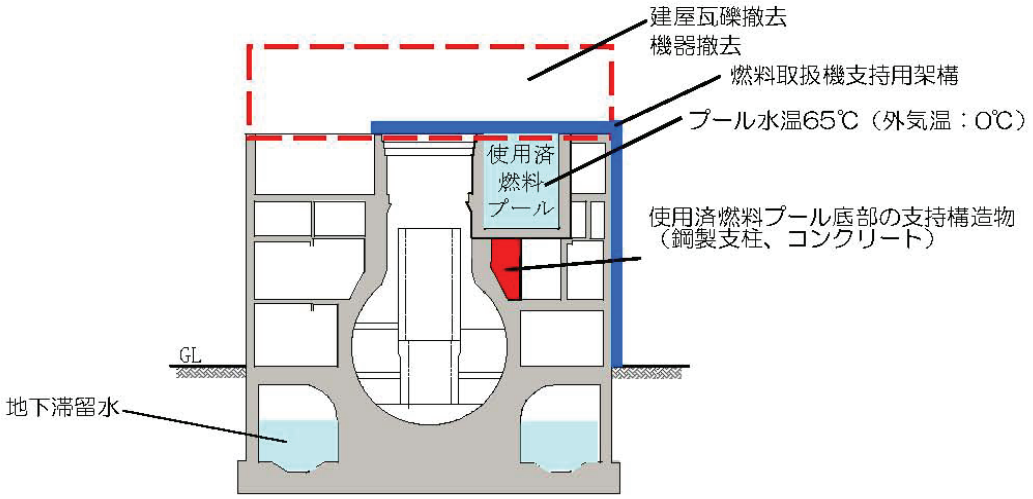
＊1　地下滞留水を考慮した条件で、今後評価を実施予定。
＊2　2～4号機については、基礎浮上り非線形を考慮した地震応答解析の適用条件とされている「接地率65%以上」を満足している。1号機については、誘発上下動を考慮した地震応答解析を実施し考慮の有無が応答結果に与える影響は小さく問題ないことを確認している。

東京電力 TEPCO
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．４号機原子炉建屋の耐震安全性評価

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

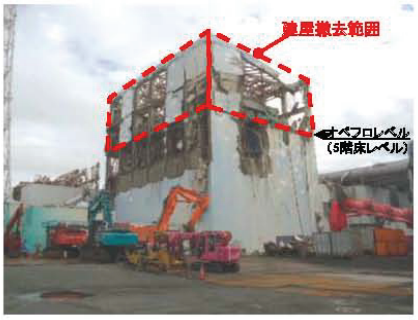
2．１　使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



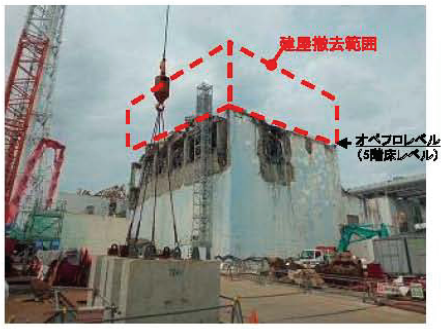
使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．1　使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



建屋瓦礫 撤去工事 着手前　［南西面］
撮影日：平成 23年 9月22日



建屋瓦礫 撤去工事 完了後　［南西面］
撮影日：平成 24年 7月 5日



オペフロ上部の機器　［西面］
撮影日：平成 24年 7月 9日

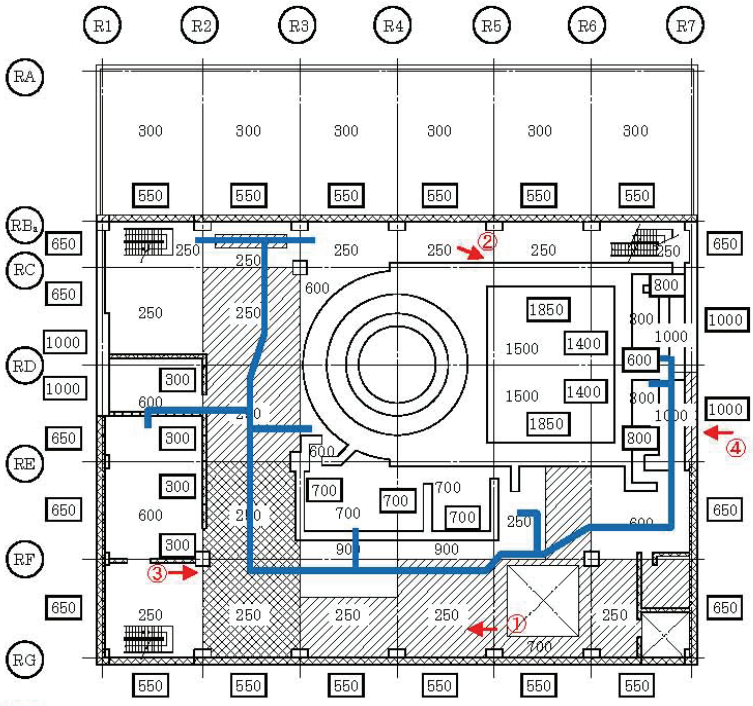


機器の撤去作業　［西面］
撮影日：平成 24年 8月10日

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．2　原子炉建屋躯体の損傷状況（3階）



・床の損傷箇所については、水素爆発の発生箇所と考えられるダクトルート付近で確認されている

・R6-R7間、RC-RF間の床については損傷した床の床厚250mmに対して床厚600mm以上あり、上下階の壁によって面外方向の変形を抑制されているため、ダクトルート上にありながら損傷を免れたものと考えられる

・壁の損傷箇所については、壁厚650mm以下の壁で損傷が激しく、壁厚650mmを超える壁は損傷が少ない

：全壊
：一部損傷
数字：床厚(mm)
数字：壁厚(mm)
：主なダクト

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．3　原子炉建屋躯体の損傷状況（3階写真）



①床変形



②プール壁異常なし



③床崩壊

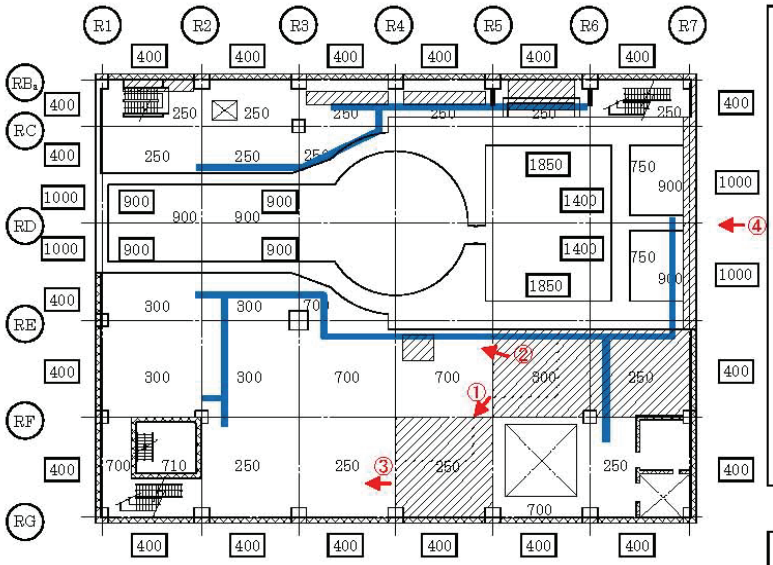


④外壁一部剥落

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．3　原子炉建屋躯体の損傷状況（4階）



・床の損傷箇所については、大物搬入口、ＥＶシャフトおよび階段開口といった圧力の逃げ道がある箇所や、床厚700mmの箇所は損傷を免れていると考えられる

・壁の損傷箇所については、壁厚400mmの壁で損傷が激しく、壁厚400mmを超える壁は損傷が少ない

・床よりも壁の損傷が激しい傾向が見られるのは、床は間仕切り壁等で面外方向の変形を拘束されているのに対し、壁は拘束するものがないためと考えられる

：全壊
：一部損傷
数字：床厚(mm)
数字：壁厚(mm)
：主なダクト

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．3　原子炉建屋躯体の損傷状況（４階写真）



①床変形



②プール壁異常なし



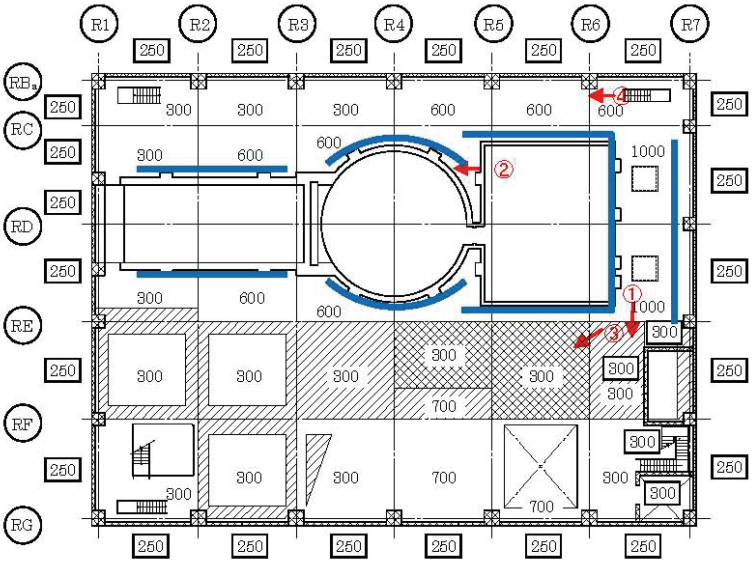
③床異常なし



④外壁一部剥落

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．3　原子炉建屋躯体の損傷状況（５階）



・床の損傷箇所については、水素爆発の発生箇所と考えられる下階のダクトの影響を受けており、大物搬入口、ＥＶシャフトおよび階段開口といった圧力の逃げ道がある箇所や、床厚700mmの箇所は損傷を免れていると考えられる

・床よりも壁の損傷が激しい傾向が見られるのは、床は間仕切り壁等で面外方向の変形を拘束されているのに対し、壁は拘束するものがないためと考えられる

：全壊
：一部損傷
数字：床厚(mm)
数字：壁厚(mm)
：主なダクト

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

2．3　原子炉建屋躯体の損傷状況（5階写真）



①床変形



②シェル壁異常なし



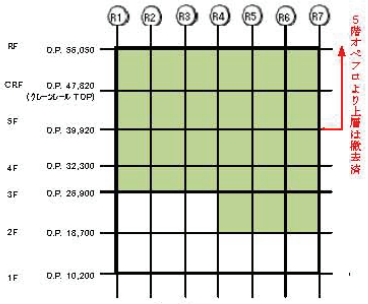
③床崩壊



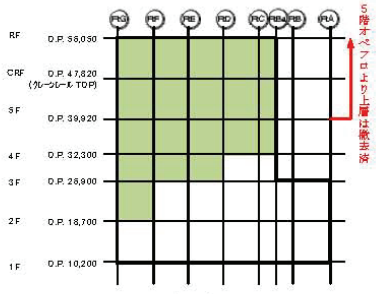
④床異常なし

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

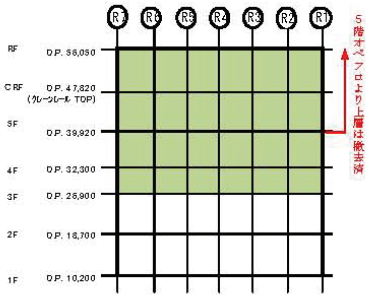
2．4　原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



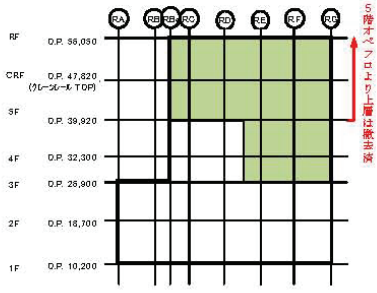
西面



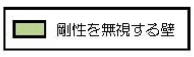
南面



東面



北面

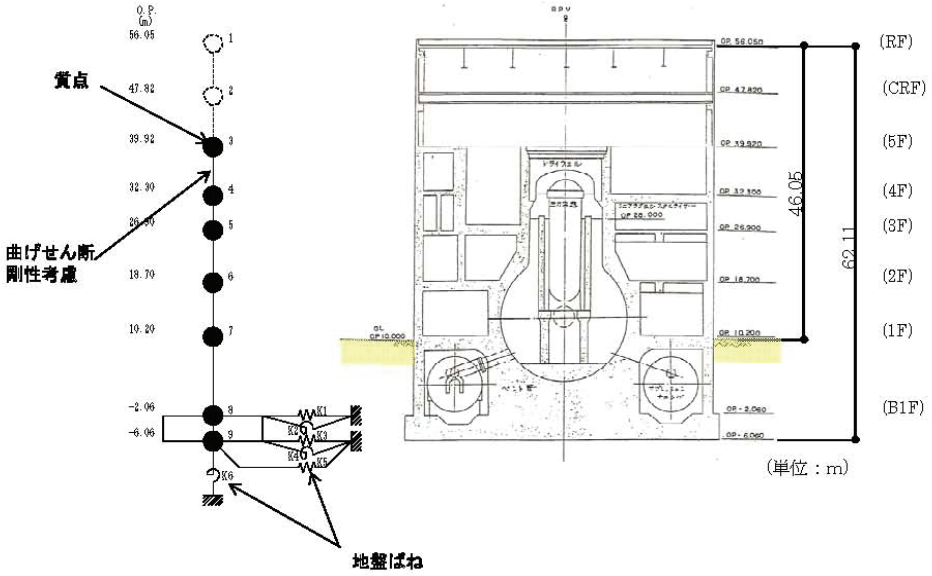


損傷状況の反映

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

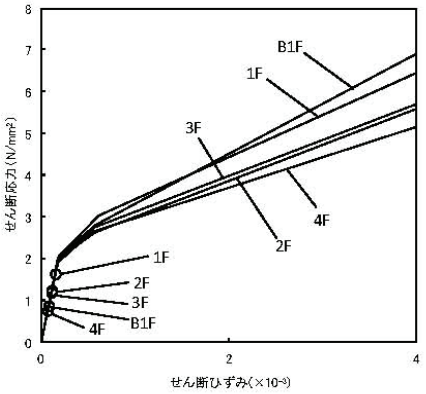
2．4　原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



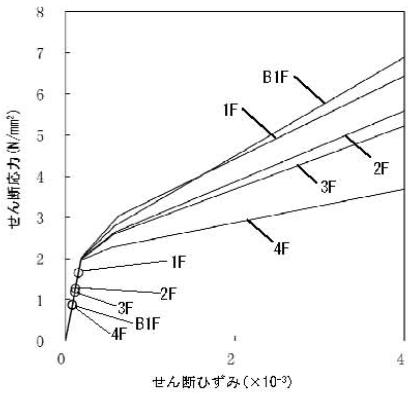
解析モデル

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．4　原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



せん断スケルトン曲線上の最大応答値
（Ｓｓ－1、ＥＷ方向）



【参考】平成22年耐震バックチェック*時における
せん断スケルトン曲線上の最大応答値
（Ｓｓ－1、ＥＷ方向）

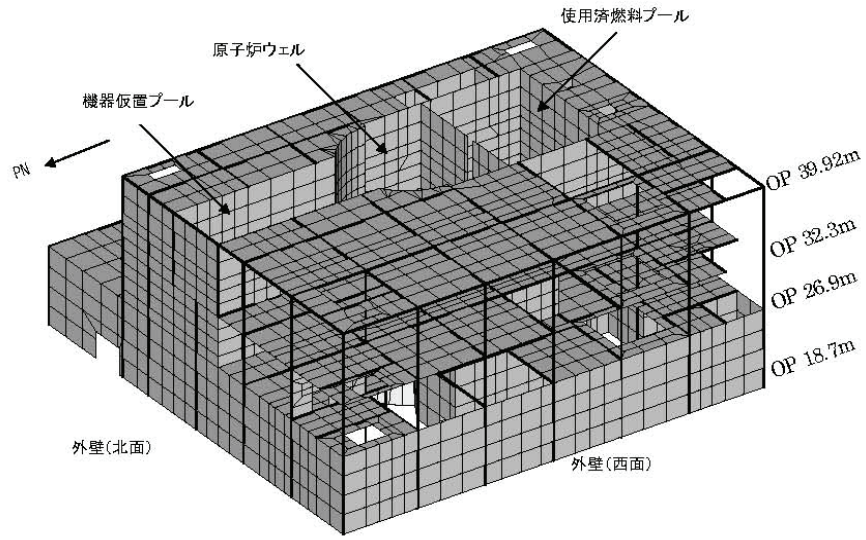
＊ 福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価　中間報告書（改訂2）」（平成22年4月、東京電力株式会社）

耐震壁の最大応答せん断ひずみは、最大で0.16×10^{-3}であり、評価基準値（4.0×10^{-3}）を満たすことを確認した。

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

2．5　使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）



解析モデル図

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．5　使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ε'	検定比 $\varepsilon / \varepsilon'$	判定
W1	${}_c\varepsilon_c$	−150	−3000	0.05≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$	−90	−5000	0.02≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$	1180	5000	0.24≦1	可

軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ε'	検定比 $\varepsilon / \varepsilon'$	判定
S1	${}_c\varepsilon_c$	−370	−3000	0.13≦1	可
	${}_s\varepsilon_c$	−140	−5000	0.03≦1	可
	${}_s\varepsilon_t$	250	5000	0.05≦1	可

面外せん断力の検討結果（壁部）

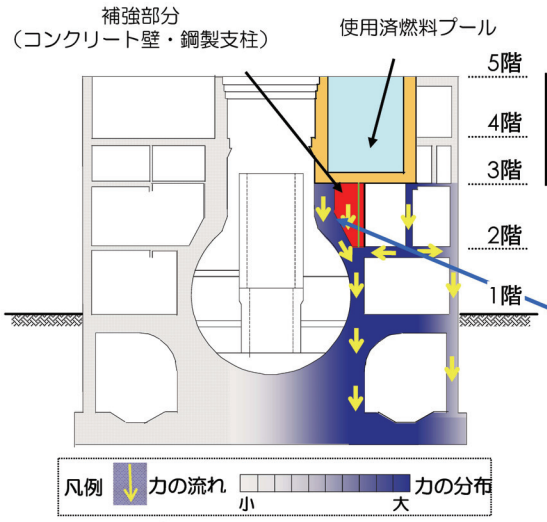
箇所名	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q／Q'	判定
W2	1120	1860	0.61≦1	可

面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q／Q'	判定
S2	580	1270	0.46≦1	可

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

2．５　使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）



使用済燃料プールの力の流れと分布のイメージ
（原子炉建屋断面図）

使用済燃料プールの床や壁※1は、非常に厚いうえに、プール全体は、非常に厚い耐震壁※2で支えられているため、それ以外の部分の外壁や床スラブが損傷していても、耐震性が確保されている。

※1　使用済み燃料プール耐震壁（鉄筋コンクリート造）：厚140cm～185cm
※2　使用済み燃料プールを支える耐震壁（鉄筋コンクリート造）：厚160cm～185cm



健全なシェル壁

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

3.　１～４号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の耐震安全性評価状況一覧

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

3. １～４号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の耐震安全性評価状況一覧

１～４号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋について、地下階に滞留水（汚染水）があることを考慮し、基準地震動Ssに対し、地下外壁が崩壊しないことを確認する。

なお、主に原子炉建屋の水素爆発により飛来した瓦礫による屋根部や鋼製部材の一部に開口、RC部にひび割れが有るものの、上層階であり、耐震要素であるＲＣの耐震壁に大きな損傷は確認されていないことから、解析上は考慮しない。

	３号機タービン建屋 （代表号機※1）	３号機コントロール建屋 （代表号機※1）	４号機廃棄物処理建屋 （代表号機※1）
(1)評価対象	地下外壁（ＲＣ）	地下外壁（ＲＣ）	地下外壁（ＲＣ）
(2)入力地震動	解放基盤表面で定義した基準地震動Ssを一次元波動論により評価		
(3)建屋のモデル化			
①解析モデル	質点系、SRモデル		
②材料特性	コンクリート実強度（35.0N/mm^2）を採用		
③剛性評価	耐震壁を評価		
④地下滞留水	考慮	考慮	考慮
(4)地盤のモデル化			
①底面ばね	水平および回転を考慮		
(5)接地率*2（最小ケース）	100%	72.3%	92.3%
(6)評価結果 （せん断ひずみ：最大ケース）	0.15×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}	0.07×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}	0.06×10^{-3}→OK 評価基準値：4.0×10^{-3}

※1：代表号機以外については、今後、代表号機の評価結果を踏まえ、建屋の類似性等を考慮して、評価を実施する。
※2：いずれも、基礎浮上り非線形を考慮した地震応答解析の適用条件とされている「接地率65%以上」を満足している。

⇨ 基準地震動Ｓｓに対し、地下外壁の耐震安全性は確保されており、滞留水の貯留に問題ない。

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

4. コメント回答

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

コメント回答①

①コンクリートの実強度の適用性について。

鉄筋コンクリートの物性値

	強度＊1 Fc (N/mm²)	ヤング係数 E (N/mm²)	せん断弾性係数 G (N/mm²)	ポアソン比 ν	単位体積重量＊2 γ (kN/m³)
コンクリート	35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24
鉄筋	SD345相当　(SD35)				

圧縮強度試験データ分析結果

設計基準強度	22.1	N／mm²
試験体数	373	本
平均圧縮強度	37.4	N／mm²
解析採用値	**35.0**	**N／mm²**

＊１：ＲＣ造部の剛性を評価する際に用いるコンクリート強度は，過去に原子力発電所内で実施された高経年化技術評価，コンクリート健全性評価及び建築設備点検等における圧縮強度試験結果から推定した実強度として，圧縮強度のばらつきを考慮し，平均値をやや下回る値を採用した。

＊２：鉄筋コンクリートの値を示す。

総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造WG（第25回）Aサブグループ会合（平成22年6月17日）資料『福島第一原子力発電所3号機安全上重要な建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性評価』より

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

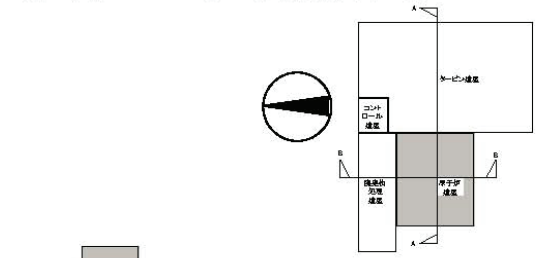
コメント回答②

②地盤による埋め込み効果の適用性について。

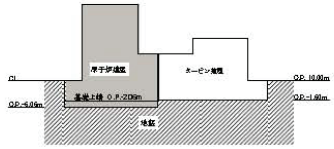
JEAC4601-2008では、地下部分の大部分（3面または面積で75%以上）が周辺地盤と接している場合には全面埋込みと同様な埋込み効果が期待できるものとしている。

１～４号機原子炉建屋周辺には隣接建屋があるが、基礎板側面については3面以上が周辺地盤と接しており、埋め込み効果が期待できるものとして、NOVAKの方法による側面ばねを考慮している。なお、タービン建屋・コントロール建屋・廃棄物処理建屋については，埋め込み効果は考慮していない。

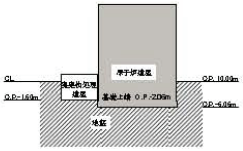
原子炉建屋の周辺状況について、４号機を例示する。



平面配置図



A－A断面図



B－B断面図

４号機原子炉建屋（1F4-R/B ）　周辺状況

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

コメント回答③

③地下部に滞留水を貯留する建屋において、滞留水に含まれる塩化物による建屋の構造強度及び耐震性の低下のリスクについて

●現状評価

津波による浸水を受けた建屋（キャスク保管建屋）の鉄筋が、腐食による断面欠損を生じていないことを確認した。

また、淡水化装置により、地下滞留水の塩素イオン濃度が低下しており、平成25年度上半期には、全域で水道水の基準値200ppm以下になると推定した。

●今後の対策

今後、地下滞留水の塩素イオン濃度を継続的に確認すると共に、作業安全性が確保された時点で目視点検を実施する。

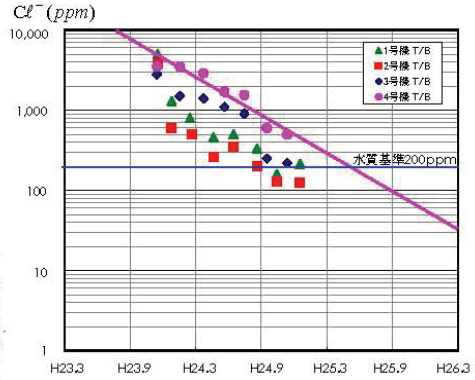
キャスク保管建屋鉄筋劣化評価結果(H24.8)

試験体	採取箇所	かぶり厚さ	鉄筋径	腐食グレード
NO.1	1階南東エリア	60mm	D13	Ⅱ
NO.2	1階南西エリア(1)	60mm	D13	Ⅰ
NO.3	1階南西エリア(2)	50mm	D13	Ⅰ

解説 表10.3.3 腐食のグレードと鋼材の状態

腐食グレード	鋼材の状態
Ⅰ	黒皮の状態，またはさびは生じているが全体的に薄い緻密なさびであり，コンクリート面にさびが付着していることはない．
Ⅱ	部分的に浮きさびがあるが，小面積の斑点状である．
Ⅲ	断面欠損は目視観察では認められないが，鉄筋の全周または全長にわたって浮きさびが生じている．
Ⅳ	断面欠損が生じている．

出展：2007年　コンクリート標準示方書　維持管理編（土木学会）



タービン建屋地下滞留水塩素イオン濃度経時変化

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

【参考資料】

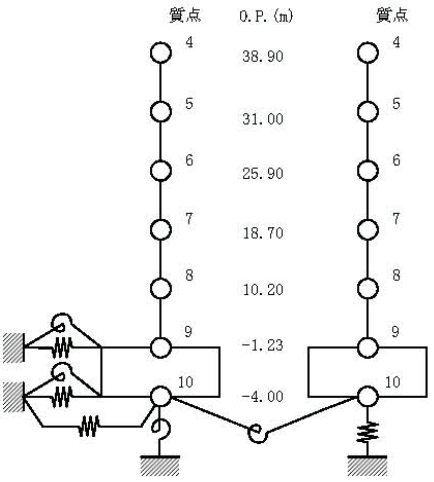
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考１　１号機原子炉建屋　誘発上下動を考慮した影響検討

１号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価において、基準地震動Ssを用いた地震応答解析による検討を行った結果、NS方向のSs-2を用いた場合に、接地率は64.8%であり、「JEAC-4601-2008」に記載される基礎浮上がり非線形の評価式の適用範囲65%を下回った。

図に示す誘発上下動を考慮した解析モデルを用いて地震応答解析を行い、誘発上下動を無視した場合の応答値との比較を行う。



誘発上下動を考慮した解析モデル

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考１　１号機原子炉建屋　誘発上下動を考慮した影響検討

誘発上下動の有無による接地率及び耐震壁に生じるB1Fの最大応答せん断ひずみの比較を下表に示す。

接地率及びB1Fの最大応答せん断ひずみ

地震波	方向	誘発上下動の有無	接地率	B1F 最大応答 せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
Ss-2H	NS	無視	64.8%	0.09
		考慮	65.6%	0.09

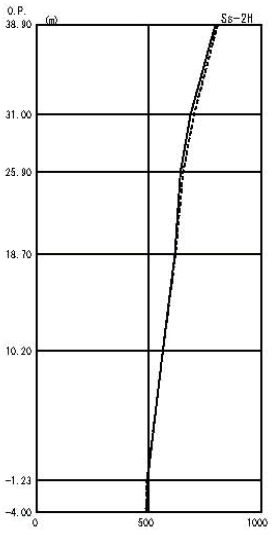
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

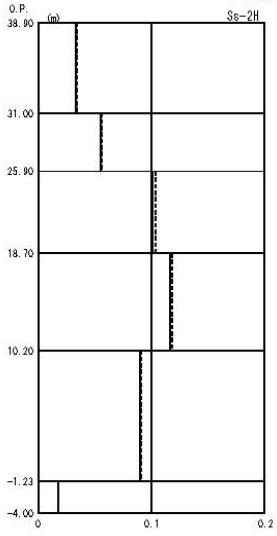
参考１　１号機原子炉建屋　誘発上下動を考慮した影響検討

誘発上下動の有無による最大応答加速度及び最大応答せん断ひずみを下図に示す。

———　：誘発上下動無視
- - - - - - -　：誘発上下動考慮



最大応答加速度(NS方向(Gal)・Ss-2)



最大応答せん断ひずみ(NS方向・Ss-2)

⇨ 結果より誘発上下動の有無が、最大応答値に与える影響は小さい。

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考２　４号機原子炉建屋耐震安全性評価結果の概要

○原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

・４号機原子炉建屋について、使用済燃料取り出し時の状況を質点重量に反映するとともに、損傷状況の調査において損傷が確認された箇所および平成24年6月報告書*1において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、基準地震動Ssに対する地震応答解析を実施。
・解析の結果、耐震壁に発生するせん断ひずみは評価基準値を大きく下回っていることから、原子炉建屋は十分な耐震性安全性を有しているものと評価した。

○使用済燃料プールの耐震安全性評価（３次元ＦＥＭ解析）

・使用済燃料プールについて、使用済燃料取り出し時の状況における重量変化および使用済燃料プール底部の支持構造物等を反映するとともに、損傷状況の調査において損傷が確認された箇所および平成24年6月報告書*1において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、基準地震動Ssに対する応力解析を実施。
・解析の結果、使用済燃料プールにおける鉄筋のひずみ、面外せん断力は評価基準値に対して十分余裕があることから、使用済燃料プールは十分な耐震安全性を有しているものと評価した。

＊1「福島第一原子力発電所４号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考２　４号機原子炉建屋耐震安全性評価結果の概要

福島第一原子力発電所第４号機原子炉建屋において、燃料取り出し用カバーの設計および瓦礫撤去の進捗に伴い、使用済燃料の取り出し時における建屋の状況および躯体の損傷状況が明らかになってきた。

平成23年5月28日に報告した「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その１）」（東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）から、状況の変化を反映し、使用済燃料の取り出し時を想定した４号機原子炉建屋および使用済燃料プールの耐震安全性に関する検討を実施した。

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

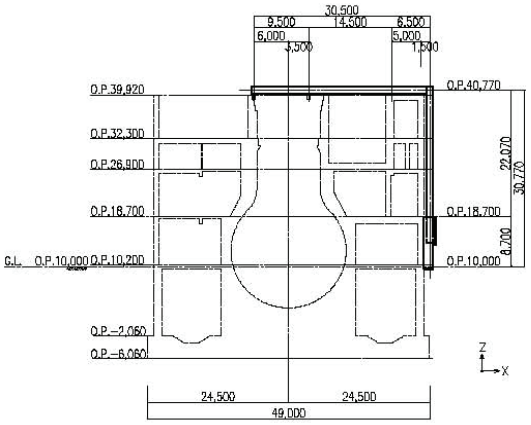
参考３　４号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況

No	考慮した項目	内容
①	**オペフロ上部の瓦礫撤去**	R階およびCR階から崩落した瓦礫を撤去
②	**オペフロからの機器撤去**	オペフロ上から機器を撤去
③	**燃料取扱機支持用架構の設置**	燃料取扱機支持用架構を設置
④	**雨水浸入対策のための構造物の設置**	燃料取り出し用カバーで覆われない範囲に雨水浸入対策のための構造物を設置
⑤	**使用済燃料プール底部の支持構造物**	使用済燃料プール底部の支持構造物（鋼製支柱、コンクリート）を設置
⑥	**ヤード整備の実施**	ヤード整備のため、西側下屋上に1m程度の覆土を実施
⑦	**地下滞留水の考慮**	B1階からMB1階までに滞留した水の存在を考慮
⑧	**使用済燃料プールの循環冷却の開始**	使用済燃料プールの循環冷却の開始により水温が低下（管理温度65℃）

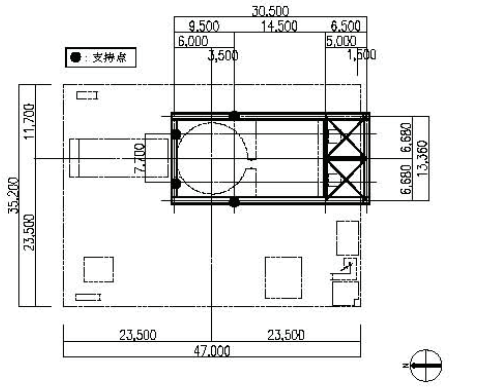
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考３　４号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



燃料取扱機支持用架構
南北断面図



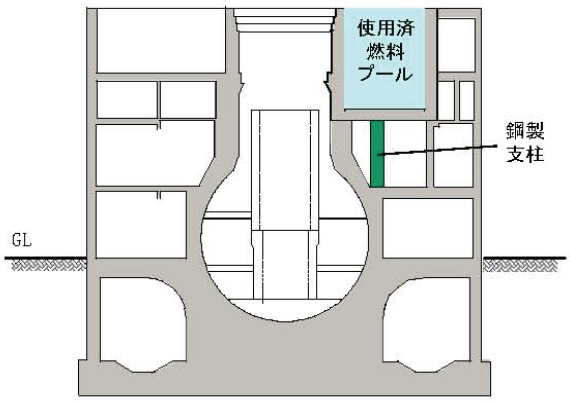
（単位：mm）

燃料取扱機支持用架構
梁伏図（O.P.41,420）

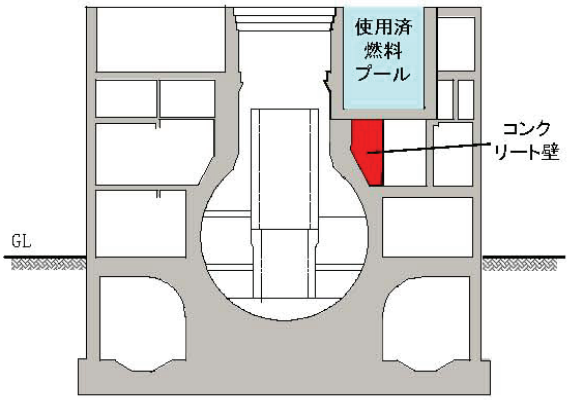
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考３　４号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況

平成24年7月30日　設置



(a) コンクリート打設前

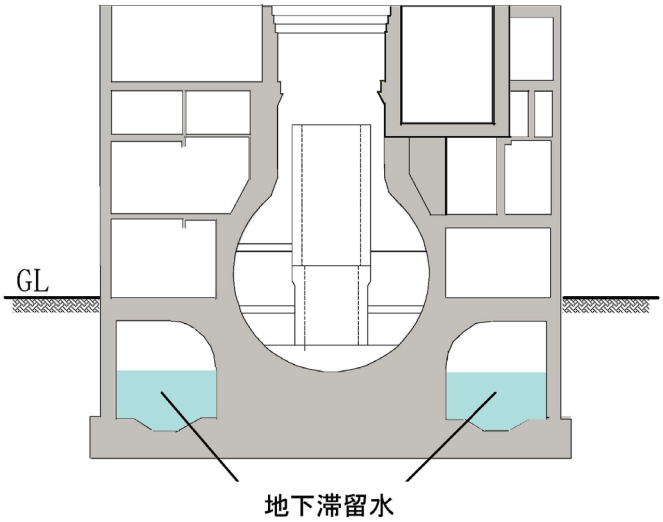


(b) コンクリート打設後（完成後）

使用済燃料プール底部の支持構造物のイメージ（南北断面図）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

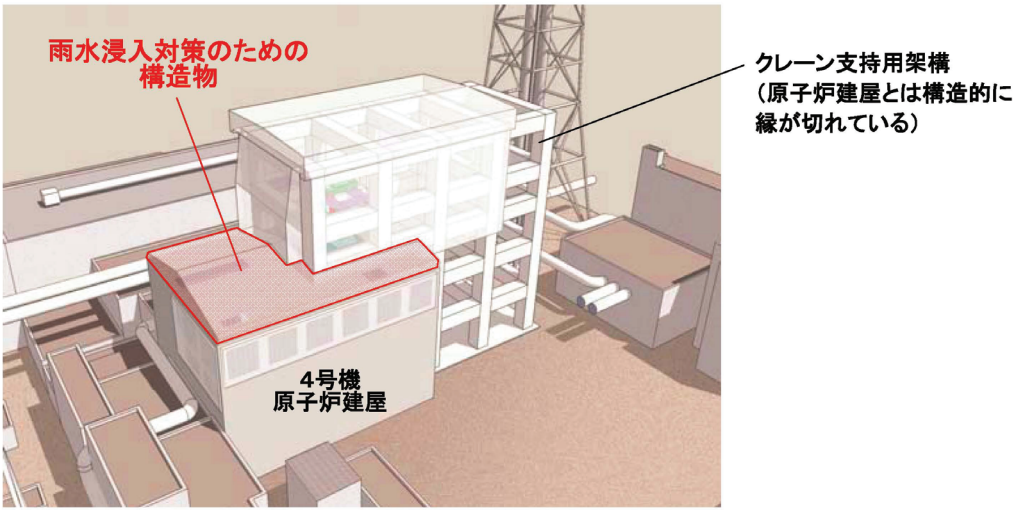
参考３　４号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



地下滞留水のイメージ（南北断面図）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

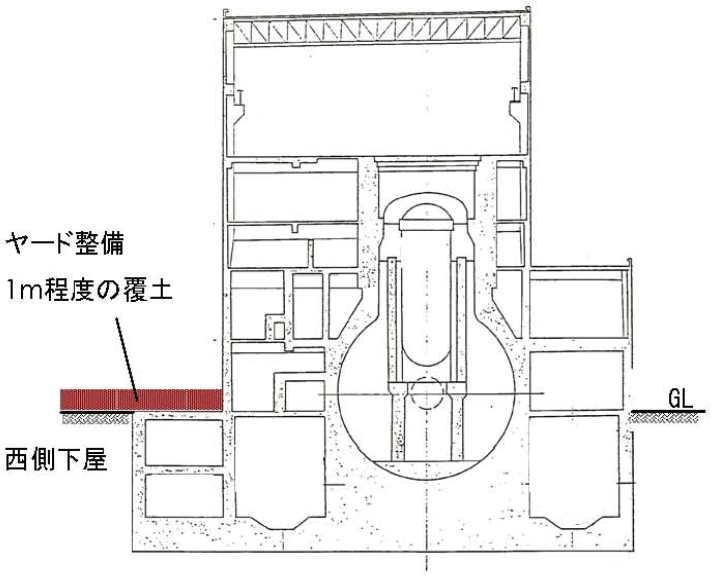
参考３　４号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



雨水浸入対策のための構造物のイメージ

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

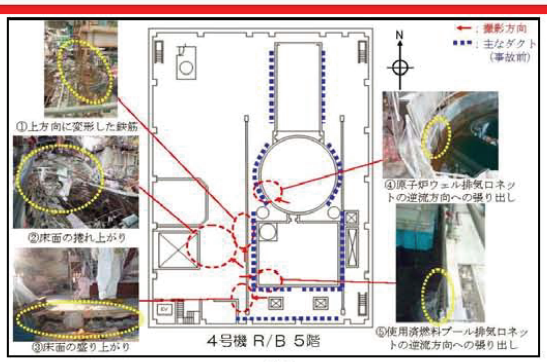
参考３　４号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



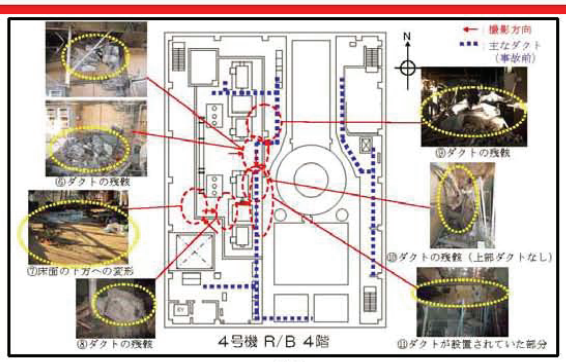
ヤード整備のイメージ（東西断面図）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

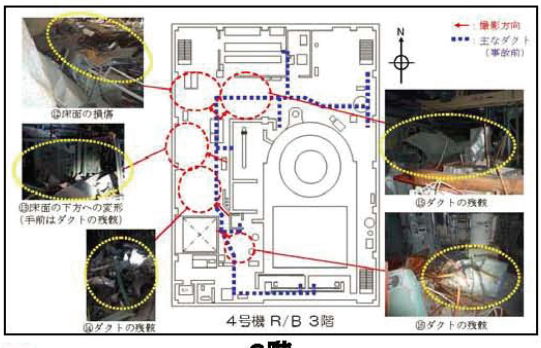
参考４　４号機原子炉建屋躯体の損傷状況



5階



4階



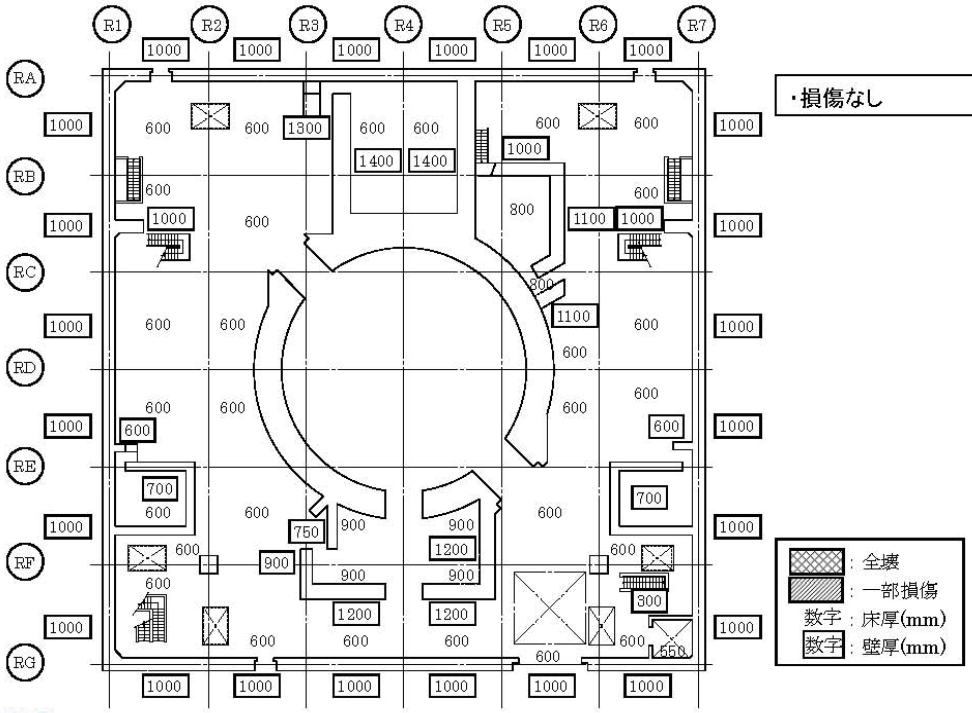
3階

建屋内の損傷状況に関する調査結果（3～5階）

事故調査報告書（平成２４年６月、東京電力株式会社）より

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

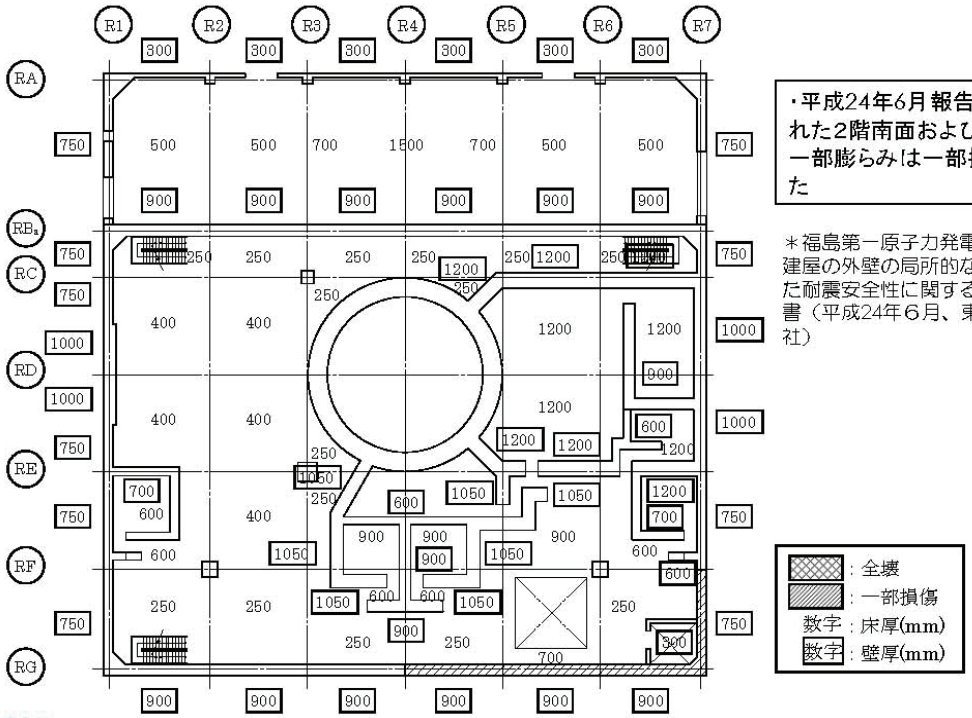
参考４　４号機原子炉建屋躯体の損傷状況（１階）



東京電力

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考４　４号機原子炉建屋躯体の損傷状況（２階）

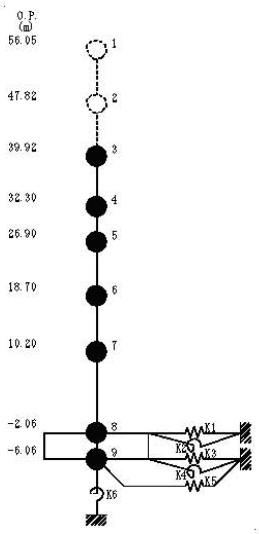


東京電力

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G ($\times10^5$kN･m^2)	せん断断面積 As(m^2)	断面2次モーメント I (m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	69,940	128.73	—	—
4	87,140	160.44	147.1	10,080
5	127,760	235.14	102.2	14,387
6	129,030	237.57	202.7	32,567
7	218,480	402.18	175.4	46,774
8	353,740	707.83	460.4	114,194
9	132,390	264.88	2,812.6	562,754
合計	1,118,480			

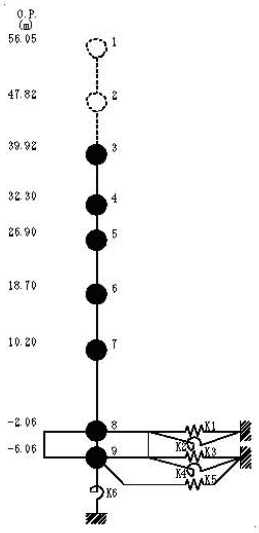
ヤング係数Ec	2.57×10^7(kN/m2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7(kN/m2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

建屋モデル（ＮＳ方向）

東京電力 TEPCO

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G ($\times10^5$kN･m^2)	せん断断面積 As(m^2)	断面2次モーメント I (m^4)
1	—	—		
2	—	—	—	—
3	69,940	72.20	—	—
4	87,140	89.98	73.0	5,928
5	127,760	235.14	98.3	6,182
6	129,030	237.57	161.6	23,344
7	218,480	599.92	166.4	46,303
8	353,740	1021.56	424.5	136,323
9	132,390	346.27	2,812.6	772,237
合計	1,118,480			

ヤング係数Ec	2.57×10^7(kN/m2)
せん断弾性係数G	1.07×10^7(kN/m2)
ポアソン比ν	0.20
減衰h	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

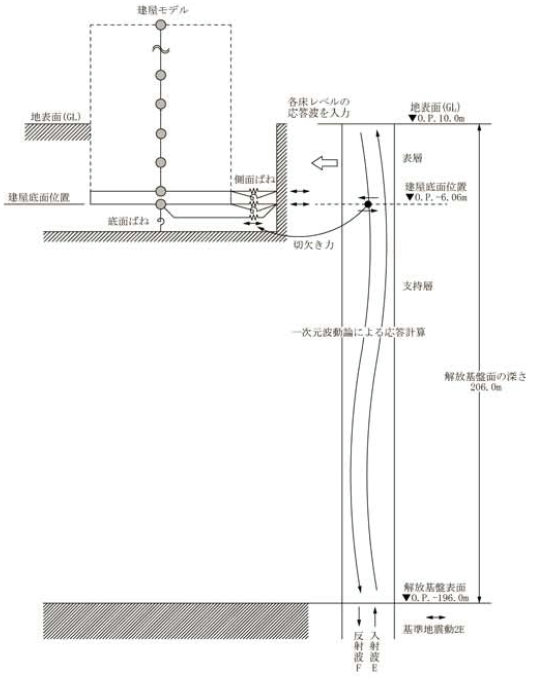
建屋モデル（ＥＷ方向）

東京電力 TEPCO

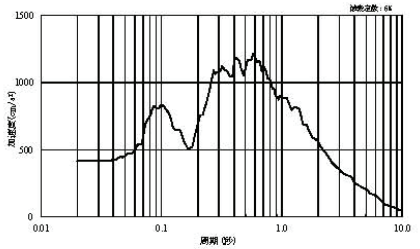
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

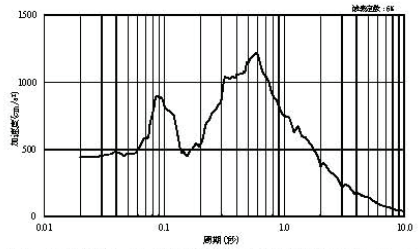
参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



地震応答解析の概要



建屋基礎底面への入力地震動の応答スペクトル
（Ss-1、基礎底面E+F）

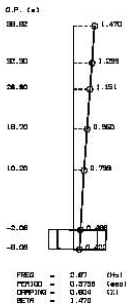
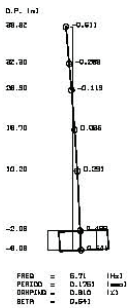
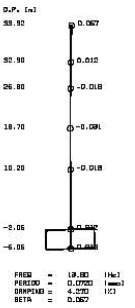


建屋基礎底面への入力地震動の応答スペクトル
（Ss-2、基礎底面E+F）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-1、NS方向）

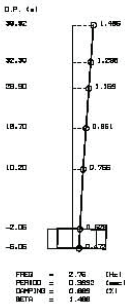
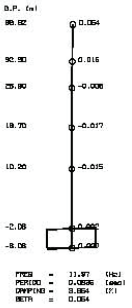
モード次数	1	2	3
固有振動数(Hz)	2.67	5.71	13.90
固有周期(s)	0.374	0.175	0.072
固有モード			

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

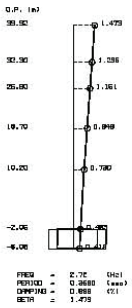
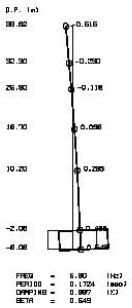
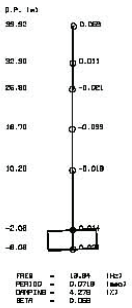
固有値解析結果（Ss-1、EW方向）

モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.75	5.76	11.97
固有周期 (s)	0.363	0.174	0.084
固有モード			

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-2、NS方向）

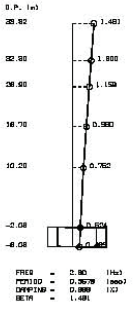
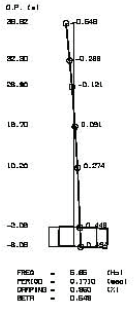
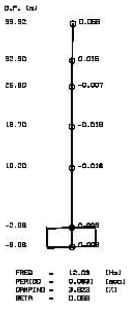
モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.72	5.80	13.94
固有周期 (s)	0.368	0.172	0.072
固有モード			

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-2、EW方向）

モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.80	5.85	12.03
固有周期 (s)	0.358	0.171	0.083
固有モード			

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

地盤定数（Ｓｓ-1）

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性 係数 G (kN/m^2)	剛性低下後 S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
−10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
−80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
−108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
−196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	−

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

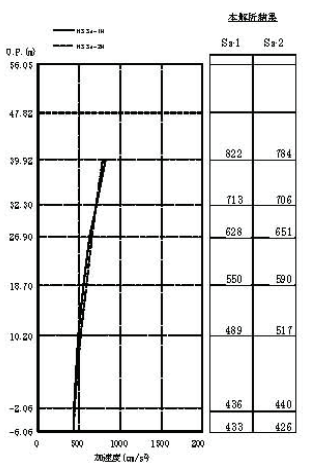
地盤定数（Ｓｓ-2）

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性 係数 G (kN/m^2)	剛性低下後 S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
−10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
−80.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000	0.81	353,000	450	3
−108.0	泥岩	560	17.6	0.446	563,000	0.81	456,000	504	3
−196.0	泥岩	600	17.8	0.442	653,000	0.81	529,000	540	3
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	−

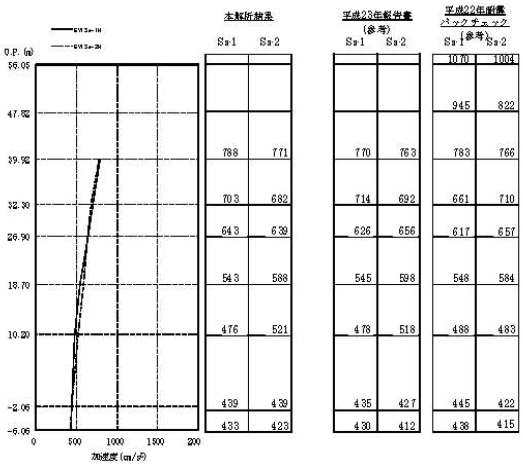
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

ＮＳ方向



ＥＷ方向



最大応答加速度（水平方向）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧（最大応答せん断ひずみ、NS方向）

(×10^{-3})

階	本検討		平成22年耐震バックチェック		評価基準値
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	
CRF	-	-	0.10	0.09	4.0
5F	-	-	0.17	0.15	
4F	0.04	0.04	0.05	0.05	
3F	0.11	0.11	0.08	0.08	
2F	0.10	0.10	0.09	0.09	
1F	0.15	0.15	0.15	0.16	
B1F	0.08	0.08	0.08	0.08	

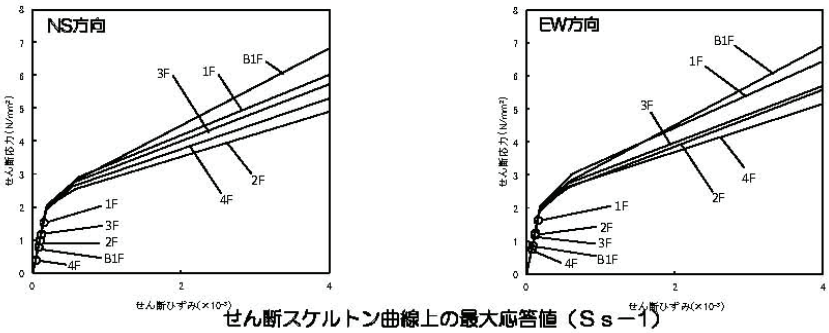
耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧（最大応答せん断ひずみ、EW方向）

(×10^{-3})

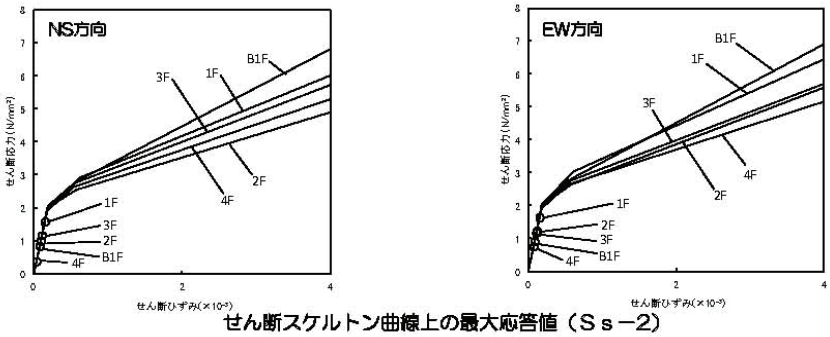
階	本検討		平成22年耐震バックチェック		評価基準値
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	
CRF	-	-	0.12	0.12	4.0
5F	-	-	0.30	0.20	
4F	0.08	0.07	0.08	0.08	
3F	0.12	0.11	0.11	0.11	
2F	0.12	0.12	0.12	0.12	
1F	0.16	0.16	0.16	0.17	
B1F	0.09	0.09	0.08	0.09	

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ｓｓ－1）

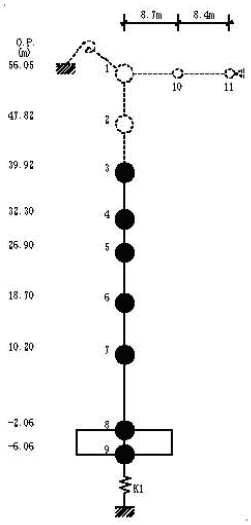


せん断スケルトン曲線上の最大応答値（Ｓｓ－2）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



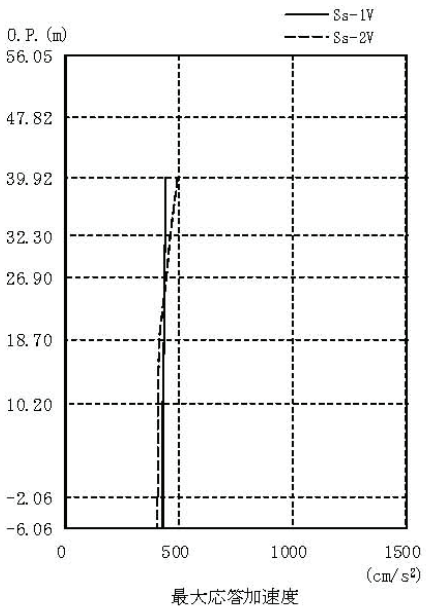
質点番号	質点重量 W(kN)	軸断面積 A_N (m^2)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$kN/m)
1	—		
2	—	—	—
3	69,940	—	—
4	87,140	204.5	6.90
5	127,760	210.7	10.03
6	129,030	354.5	11.11
7	218,480	340.6	10.30
8	353,740	654.7	13.72
9	132,390	2,812.6	180.71
合計	1,118,480		

ヤング係数 Ec	2.57×10^7(kN/m2)
せん断弾性係数 G	1.07×10^7(kN/m2)
ポアソン比 ν	0.20
減衰 h	5%
基礎形状	49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

建屋モデル（鉛直方向）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



最大応答加速度

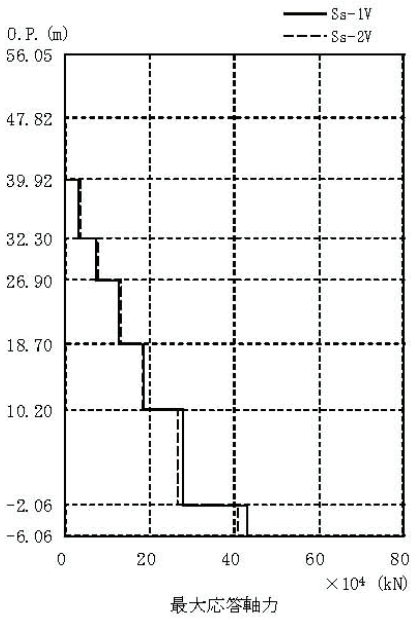
(cm/s²)	
Ss-1V	Ss-2V
437	492
437	462
436	442
432	410
429	404
427	404
427	404

最大応答加速度（鉛直方向）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考５　４号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



×10⁴(kN) Ss-1V	Ss-2V
3.14	3.53
7.04	7.65
12.75	13.20
18.46	18.53
27.94	26.43
43.10	40.80

最大応答加速度（鉛直方向）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（３次元ＦＥＭ解析）

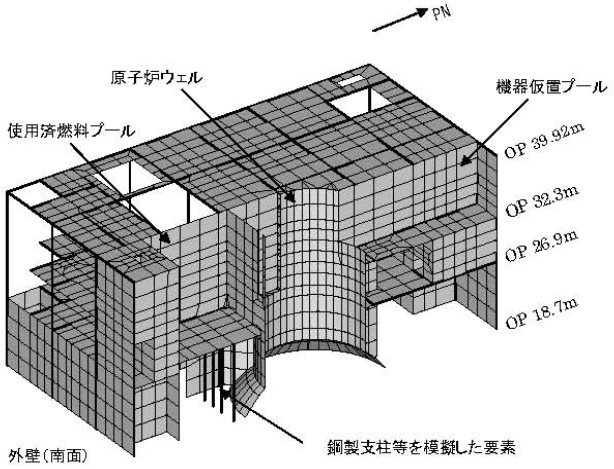
解析条件

項目			内容
モデル	壁（プール・シェル含む）		全壊・一部損傷の壁の剛性を0%とする
	床（プール含む）		全壊・一部損傷の床の剛性を0%とする
	補強効果		使用済燃料プール底部の支持構造物の鋼製支柱を模擬
荷重	死荷重		オペフロ上部瓦礫撤去、燃料取扱機支持用架構荷重等を反映
	静水圧		使用済燃料プール、原子炉ウェル、機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮
	温度荷重		一律内部65℃、外部0℃、炉内40℃
	地震荷重		損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動Ssに対する地震応答解析結果に基づき、水平および鉛直方向の地震荷重を考慮
	その他の荷重	地震時動水圧	損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動Ssに対する地震応答解析結果に基づき、地震時に作用するプール水の動水圧を考慮
		燃料取扱機支持用架構反力	燃料取扱機支持用架構の反力を考慮する

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

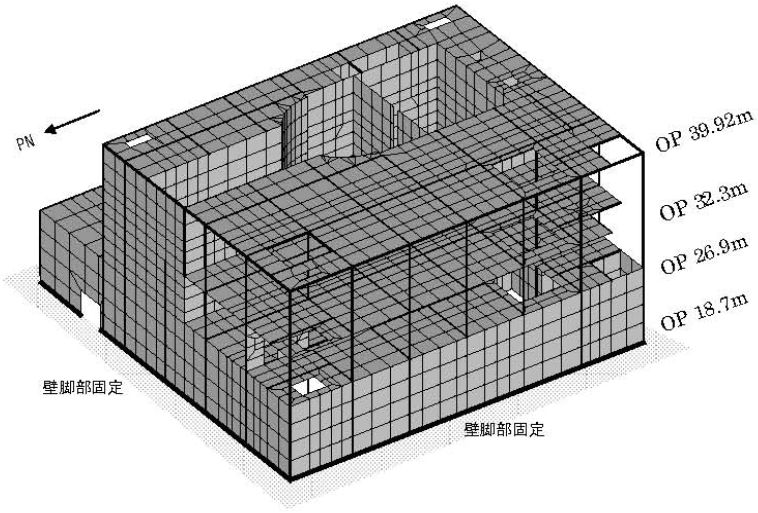
参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（３次元ＦＥＭ解析）



断面

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

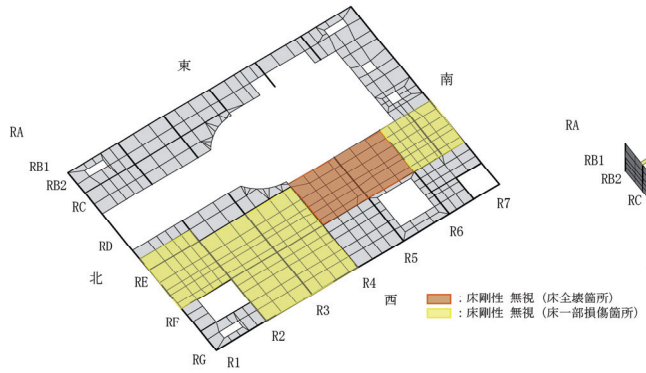
参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（３次元ＦＥＭ解析）



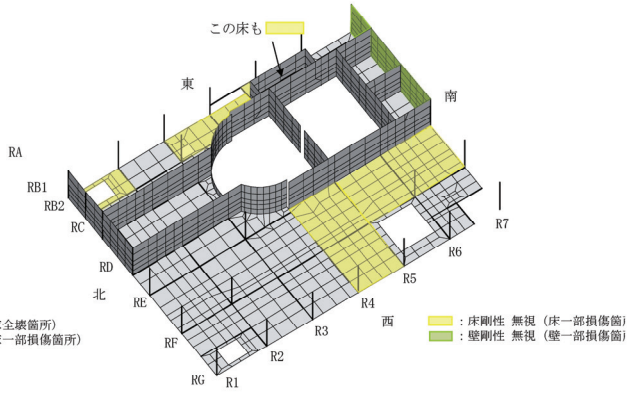
境界条件

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）



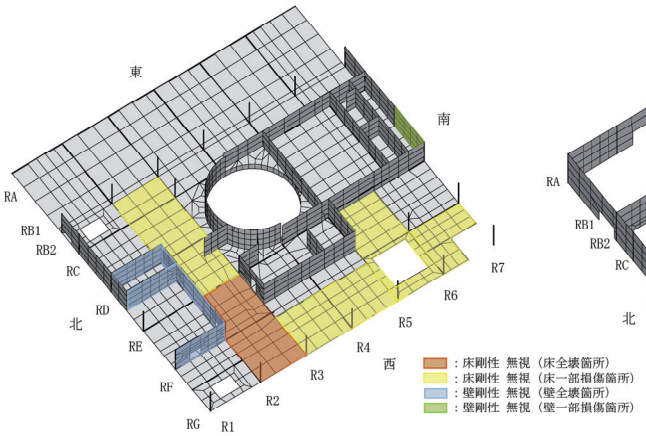
損傷状況　アイソメ図　５階



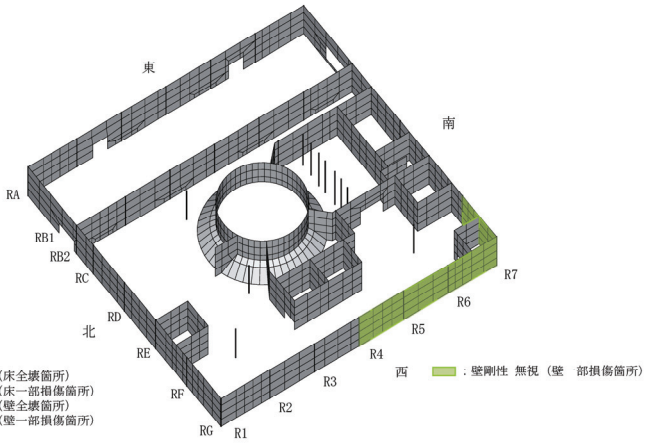
損傷状況　アイソメ図　４階

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）



損傷状況　アイソメ図　３階

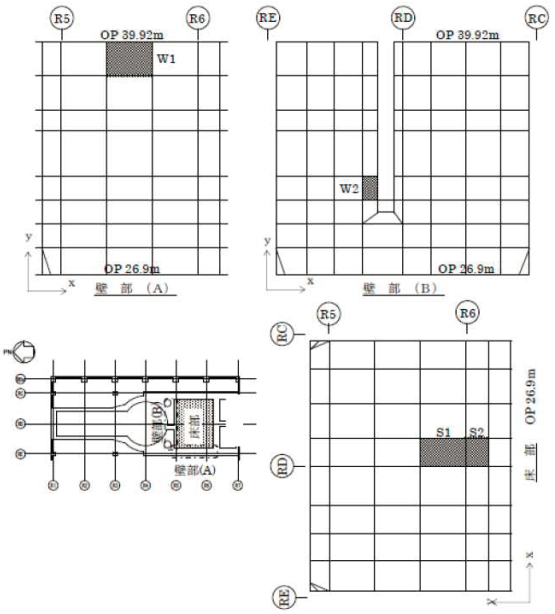


損傷状況　アイソメ図　２階

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）



軸力と曲げモーメントによるコンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times10^{-6}$) ε'	検定比 ε/ε'	判定
W1	$_{c}\varepsilon_{c}$	Ss 地震時	−150	−3000	0.05≦1	可
	$_{s}\varepsilon_{c}$		−90	−5000	0.02≦1	可
	$_{s}\varepsilon_{t}$		1180	5000	0.24≦1	可

軸力と曲げモーメントによるコンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times10^{-6}$) ε'	検定比 ε/ε'	判定
S1	$_{c}\varepsilon_{c}$	Ss 地震時	−370	−3000	0.13≦1	可
	$_{s}\varepsilon_{c}$		−140	−5000	0.03≦1	可
	$_{s}\varepsilon_{t}$		250	5000	0.05≦1	可

面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
W2	Ss 地震時	1120	1860	0.61≦1	可

面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
S2	Ss 地震時	580	1270	0.46≦1	可

配筋諸元

位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1	D32@250	D32@120	D32@250	D32@240	—
W2	D38@130	D38@130	D38@150	D38@113	

位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1	D32@100＋D32@200		D32@200		—
S2					

評価結果と配筋諸元

東京電力 TEPCO
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

【パラメトリックスタディ】

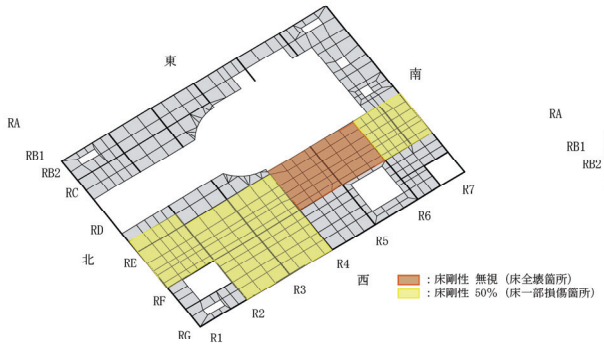
基本ケースとの剛性の設定の比較

ケース	壁の剛性の設定			床スラブの剛性の設定	
	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1	膨らみ部*2	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1
基本ケース	0%	0%	0%	0%	0%
パラメータケース	0%	50%	50%	0%	50%

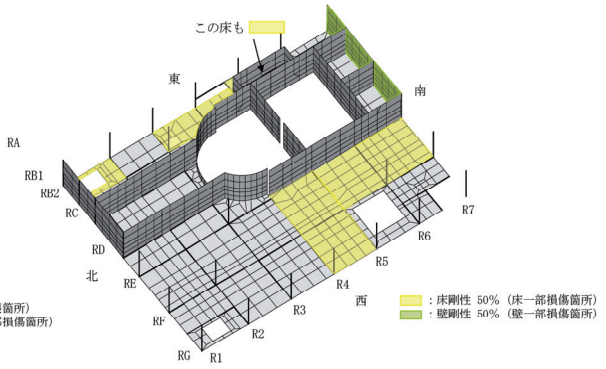
東京電力 TEPCO
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

【パラメトリックスタディ】



損傷モデル　アイソメ図　５階

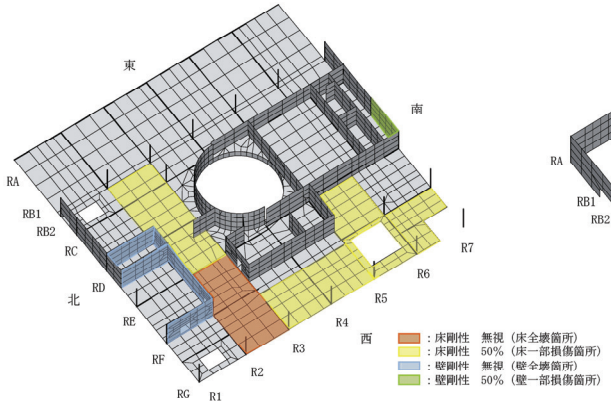


損傷モデル　アイソメ図　４階

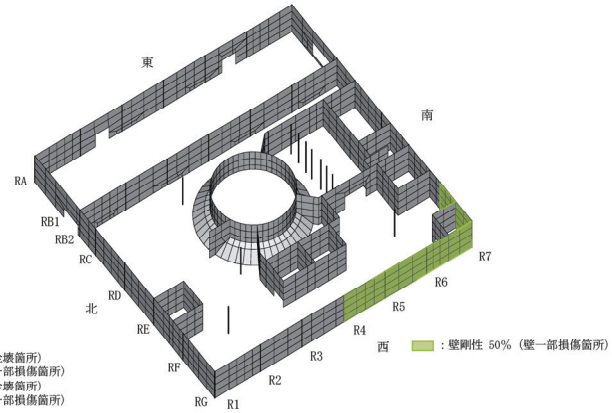
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

【パラメトリックスタディ】



損傷モデル　アイソメ図　３階



損傷モデル　アイソメ図　２階

東京電力 TEPCO
無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は，震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算する。
＜換算式＞　T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

【パラメトリックスタディ】

評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比（検定比*1）の比較

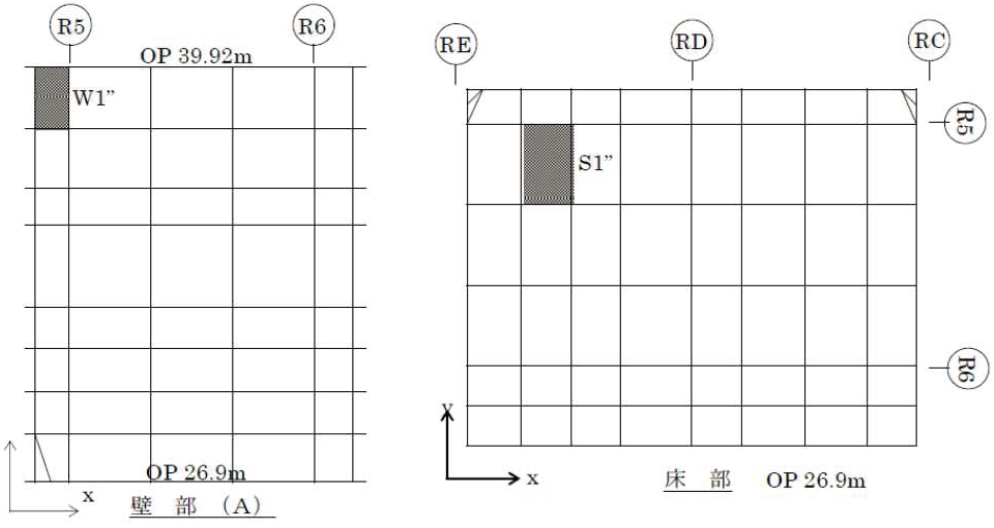
	箇所名	評価項目	基本ケース	パラメータケース
プール壁	W1	鉄筋ひずみ	0.24	0.22*2
		コンクリートひずみ	0.05	0.06*2
	W2	面外せん断力	0.61	0.43
プール床	S1	鉄筋ひずみ	0.05	0.05*2
		コンクリートひずみ	0.13	0.13*2
	S2	面外せん断力	0.46	0.48

*1：表中の値は、１以下であれば評価基準を満たしていることを示している。

*2：プール壁及びプール床のひずみは、評価基準値に対する発生ひずみおよび発生応力の比（検定比）が最大となる箇所が基本ケースとパラメータケースで異なっており、上記表上のパラメータケースにおけるひずみには、検定比が最大となる箇所の値ではなく、基本ケースと同じ箇所の値を記載している。なお、パラメータケースにおける検定比が最大となる箇所は図-5 に示す壁部(A)の W1”および、床部の S1”であり、検定比は W1”の鉄筋ひずみで 0.24、S1”のコンクリートひずみで 0.13 である。

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

【パラメトリックスタディ】



パラメータケースにおけるプール壁の面外せん断力の裕度が最大となる箇所

参考６　４号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元ＦＥＭ解析）

【パラメトリックスタディ】

コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ（×10⁻⁶） ε	評価基準値（×10⁻⁶） ε'	検定比 ε／ε'	判定
W1	$_cε_c$	Ss 地震時	-180	-3000	0.06≦1	可
	$_sε_c$		-90	-5000	0.02≦1	可
	$_sε_t$		1080	5000	0.22≦1	可
W1"	$_cε_c$	Ss 地震時	-320	-3000	0.11≦1	可
	$_sε_c$		-240	-5000	0.05≦1	可
	$_sε_t$		1200	5000	0.24≦1	可

面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q／Q'	判定
W2	Ss 地震時	790	1860	0.43≦1	可

軸力と曲げモーメントによるコンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ（×10⁻⁶） ε	評価基準値（×10⁻⁶） ε'	検定比 ε／ε'	判定
S1	$_cε_c$	Ss 地震時	-370	-3000	0.13≦1	可
	$_sε_c$		-150	-5000	0.03≦1	可
	$_sε_t$		240	5000	0.05≦1	可
S1"	$_cε_c$	Ss 地震時	-370	-3000	0.13≦1	可
	$_sε_c$		-200	-5000	0.04≦1	可
	$_sε_t$		180	5000	0.04≦1	可

面外せん断力の検討結果（床部）

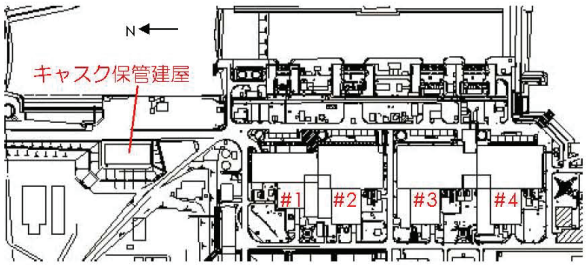
箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q／Q'	判定
S2	Ss 地震時	600	1270	0.48≦1	可

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考７　滞留水に含まれる塩化物による建屋劣化リスク

H23.12まで津波による浸水を受けたキャスク保管建屋の鉄筋コンクリート壁に対して、H24.8に劣化調査を実施したところ、鉄筋の腐食による断面欠損は生じていないことを確認した。

これより、地下滞留水を貯留する建物についても、現時点において構造に影響を与えるような塩分浸透による劣化はないものと評価した。



キャスク保管建屋配置図


鉄筋採取位置(No.1)

キャスク保管建屋鉄筋劣化評価結果

試験体	採取箇所	かぶり厚さ	鉄筋径	腐食グレード
NO. 1	1階南東エリア	60mm	D13	Ⅱ
NO. 2	1階南西エリア(1)	60mm	D13	Ⅰ
NO. 3	1階南西エリア(2)	50mm	D13	Ⅰ


No.1（腐食グレードⅡ）

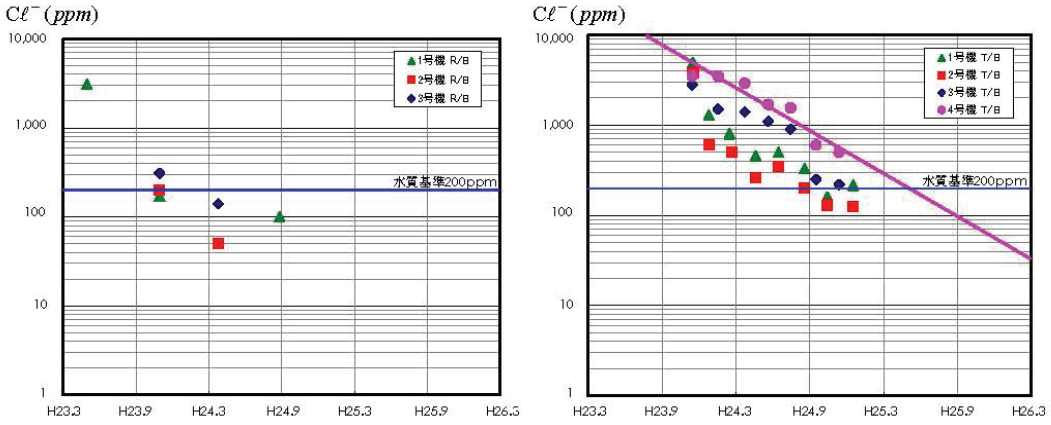

No.2（腐食グレードⅠ）


No.3（腐食グレードⅠ）

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

参考7　滞留水に含まれる塩化物による建屋劣化リスク

塩分除去した水を注水することにより、地下滞留水の塩素イオン濃度は、経時的に減少している。
・原子炉建屋では、すでに水道水の塩素イオン基準値200ppmを下回っている。
・タービン建屋では、平成25年上半期には、概ね200ppm以下になると推定した。
これから、地下滞留水を貯留する建物については、平成25年度下半期以降は構造に影響を与えるような塩分浸透による劣化はないものと評価した。



地下滞留水塩素イオン濃度経時変化

無断複製・転載禁止　東京電力株式会社

特定原子力施設監視・評価検討会
（第２１回）
参考６

福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋 健全性確認のための定期点検頻度の見直しについて

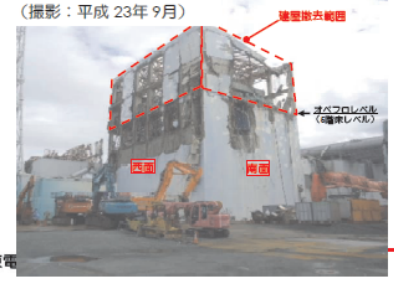
平成26年5月2日
東京電力株式会社

東京電力

1.概要

- 4号機原子炉建屋は水素爆発により建屋の上部が損傷したが，FEM等の詳細な解析にて「原子炉建屋」および「使用済燃料プール」が十分な耐震性を有していることを確認している。
- さらに使用済燃料プール底部を鋼製支柱とコンクリート壁にて強化している。(平成23年7月30日 工事完了)
- 国内外からの4号機への不安払拭の観点も含めて建物の健全性を確認することを目的に2012年5月から年4回の頻度で，定期点検を実施してきた。（2年間（計8回））
- 第1回～8回の定期点検を通し，建屋に経時的に有意な変化はなく，「原子炉建屋」および「使用済燃料プール」が十分な耐震性を有している状態であることを学識経験者の立会いのもと確認している。
- 「これまでの点検結果から経時的に有意な変化がないこと」「作業員の被ばく抑制」の観点から，定期点検の頻度見直しを行う。
- なお，上記について，「特定原子力施設に係る実施計画の変更認可」を申請中(2014年4月16日)

（撮影：平成 23年 9月）



（撮影：平成 25年 11月）

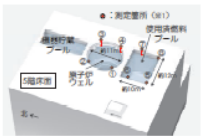


東京電

1

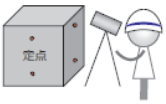
2.点検項目について

■定期点検では，以下の4項目の点検を年4回実施。



①水位測定

原子炉ウェルと使用済燃料プールそれぞれの四隅の上端から水面までの距離を測定することで，建屋の傾きを確認するために実施。



②外壁面の測定

外壁面の上下に定点を設置し光学機器により上下点の水平差から建屋の傾きを確認するために実施。



③目視点検

使用済燃料プールの躯体およびプールを支持する躯体等にひび割れや鉄筋腐食の兆候を確認するために実施。



④コンクリートの強度確認

・水素爆発によるコンクリート強度に影響がないことを確認するために実施。
・局所的にふくらみが確認された箇所のコンクリート強度低下がないことを確認するために実施。

3.水位測定結果(第1回～第8回)+2回

■原子炉ウェルおよび使用済燃料プールの四隅の測定値は，ほぼ同じである。
■5階床面とそれぞれの水面とが平行であり，建屋が傾いていないことを確認。
■また測定差は，ほぼ一定であり，建屋が傾いていく兆候がないことを確認。

【原子炉ウェル】　　水位※1の測定結果

測定点	測定日									
	H24.2.7 (－)	H24.4.12 (－)	H24.5.18 (第1回)	H24.8.21 (第2回)	H24.11.20 (第3回)	H25.2.6 (第4回)	H25.5.21 (第5回)	H25.8.6 (第6回)	H25.11.28 (第7回)	H26.3.11 (第8回)
①	462	476	492	462	463	465	467	465	481	465
②	463	475	492	462	464	464	465	465	481	463
③	462	475	492	461	463	463	464	465	482	463
④	464	475	492	461	463	463	465	466	482	463
測定差	2mm	1mm	0mm	1mm	1mm	2mm	3mm	1mm	1mm	2mm

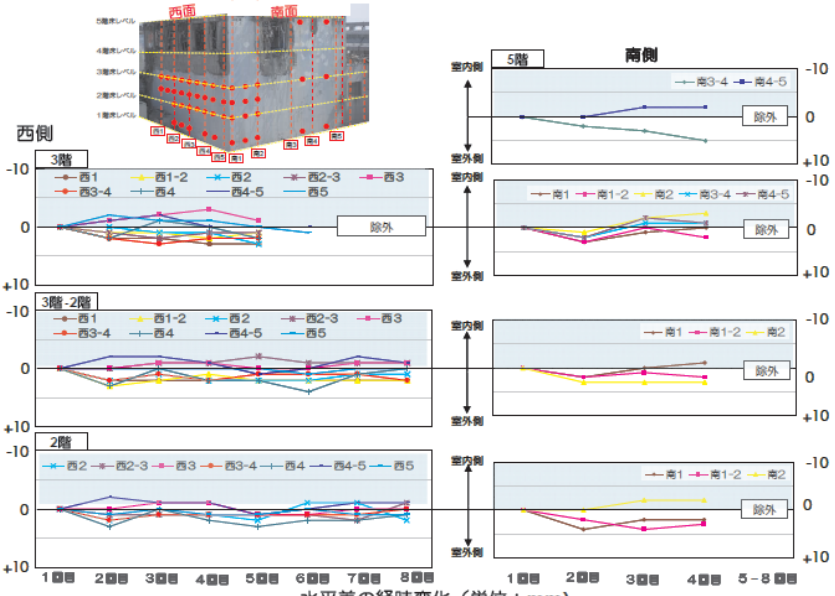
【使用済燃料プール】

測定点	測定日									
	H24.2.7 (－)	H24.4.12 (－)	H24.5.18 (第1回)	H24.8.21 (第2回)	H24.11.20 (第3回)	H25.2.6 (第4回)	H25.5.21 (第5回)	H25.8.6 (第6回)	H25.11.28 (第7回)	H26.3.11 (第8回)
⑤	(※2)	468	461	453	443	444	439	448	490	453
⑥		468	461	453	444	443	439	446	490	452
⑦		468	461	452	442	443	439	446	490	453
⑧		468	461	452	443	443	438	446	489	453
測定差	-	0mm	0mm	1mm	2mm	1mm	1mm	2mm	1mm	1mm

※1: 水位は冷却設備の運転状況により日によって変化する。※2: H24.2.7は，原子炉ウェルのみを計測した。

3.外壁面の測定結果(第1回～第8回)

■建屋が傾いていくような兆候がないことを確認　※燃料取り出し用カバー工事等と干渉した測定点は，計測から除外した。



水平差の経時変化（単位：mm）

東京電力

※光学機器の計測誤差が±2mm程度であり，またコンクリートの熱膨張により5mm程度の差が生じる可能性があり，計測誤差の範囲内の変動であると考える。

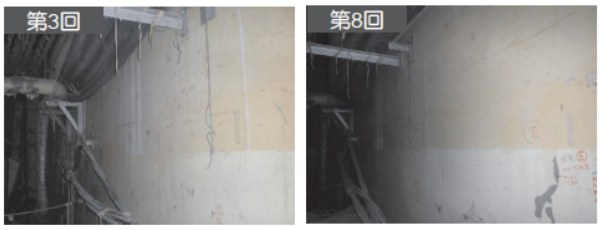
3.目視調査結果(第1回～第8回)

■幅1mm以上(※1)のひび割れや鉄筋腐食の兆候である錆汁などがないことを確認。

【使用済燃料プール側壁（4階）のひび割れ状況】



【使用済燃料プール側壁（3階）のひび割れ状況】



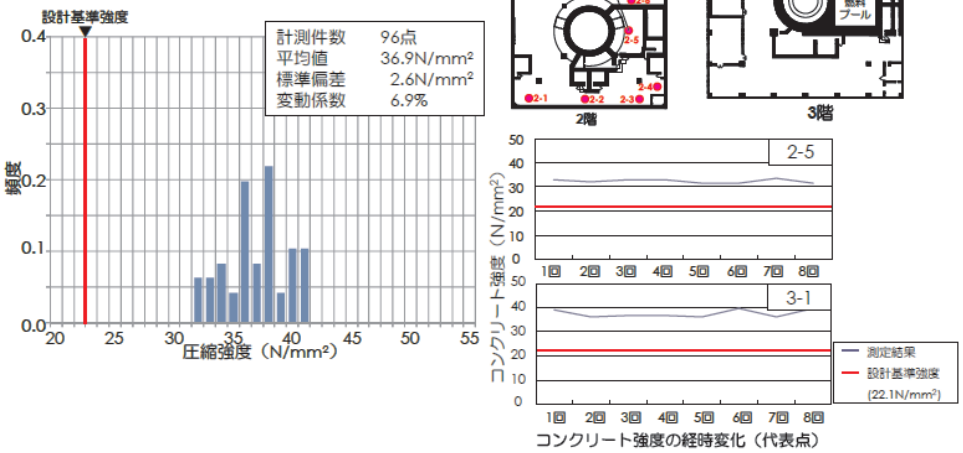
※1:ひび割れ幅1mm:耐久性の観点で検討が必要となるひび割れ幅。日本建築学会「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説」

東京電力

3.コンクリート強度結果(第1回～第8回)

※全測定データはP12,13参照

■使用済み燃料プール躯体等のコンクリート強度※1は，設計基準強度(22.1N/mm²)を大きく上回っており，強度低下がないことを確認



※1 コンクリート強度は，シュミットハンマー法(コンクリートに打撃を与え，返ってきた衝撃により強度を推定する手法)による。

東京電力

4.定期点検頻度見直しの考え方

■一般的に建屋定期点検の考え方は以下の通り。

①短期的な点検：目視により建屋の劣化状況(ひび割れ，鉄筋腐食)の有無を比較的短い周期(1～5年程度)で確認

②中長期的な点検：コンクリートの劣化状況(強度)を比較的長い周期(5 ～10年程度)で確認

③臨時的な点検：大地震後などに目視により建屋の損傷状況(ひび割れ等)を臨時的に確認

■これまでの定期点検では，「目視点検」「コンクリート強度確認」「水位測定」「外壁面の測定」を年4回の頻度で実施。

⇒これまでの点検結果に経時的に有意な変化がないこと，学識経験者からのコメント(P9参照)を踏まえ，一般的な建屋定期点検の考え方に照らし，全ての点検を同頻度で実施する必要性はないと判断。

■また，作業員の被ばく量低減の観点からも点検頻度の見直しが必要と判断。

⇒定期点検による平均被ばく線量(第1回～第8回の平均)は，約2.3mSv・人/回である。

⇒「外壁面の測定」による被ばく線量は，「水位測定」の約3倍である。

（外壁面の測定による平均被ばく線量:約0.3mSv/人･回 、水位測定による平均被ばく線量：約0.1mSv/人・回）

東京電力

5.今後の定期点検計画について

■今後の定期点検における点検頻度は，以下の通りとする。

- 「水位測定」と「目視点検」は，これまで通り年4回実施。
- 「外壁面の測定」は，これまでの点検結果に経時的に有意な変化がないこと，「水位測定」の結果で判断可能なこと，外壁面に劣化の兆候があれば「目視点検」にて把握可能であること，作業員の被ばく量が多いことから年1回に見直し。
- 「コンクリート強度」は，中長期的な点検と位置づけられており，コンクリート物性に急な変化は生じないこと，これまでの点検結果が全て設計基準強度を大きく上回っていることから年1回に見直し。

点検項目	点検頻度		備考
	これまで	燃料取り出し完了まで	
水位測定	4回/年	4回/年（変更なし）	
外壁面の測定		1回/年	長期計測用の測定点(15点)を新たに設置。(P14参照)
目視点検		4回/年（変更なし）	
コンクリートの強度確認		1回/年	今後の測定点はP15参照。

- また，震度5弱以上の地震が発生した場合には，準備が整い次第，目視点検を実施し，建屋の損傷状況を確認する。(目視点検にて異常が確認された場合には，詳細な点検を実施)

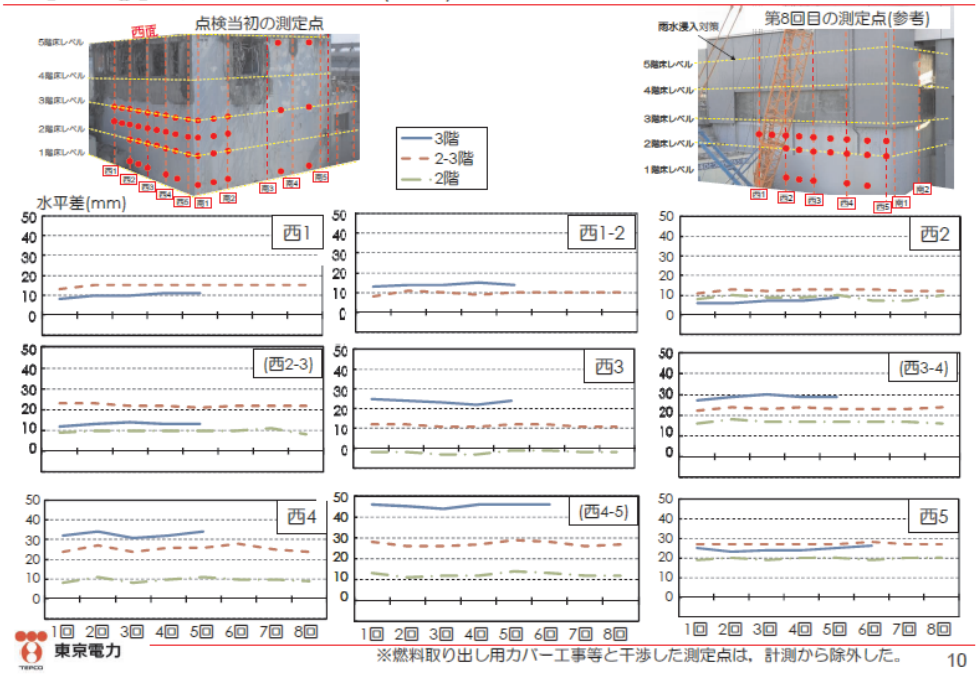
【参考①】学識経験者からの主なコメント

■学識経験者※からの主なコメント

点検項目	学識経験者からのコメント
水位測定	プール水位の計測により建屋全体の挙動を捉えることが出来るので，これからも定期的な計測が必要と思う。
外壁面の測定	今は安定しているが，長期的な変化を観測するために長期計測用のポイントを準備した方が良い。測定間隔は年一回程度でも十分だと思う。
	建屋の傾きを確認するため「水位測定」と「外壁面の測定」を実施しているが，これまでの点検結果を踏まえると，両点検を同頻度で実施する必要はないと思う。被ばく量が少ない方の点検を中心に実施すれば良いのではないか。
目視点検	現在は，構造躯体に対する有害な塩害は見受けられないが，徐々に兆候が出てくることもあるので，継続的な点検が必要と思われる。

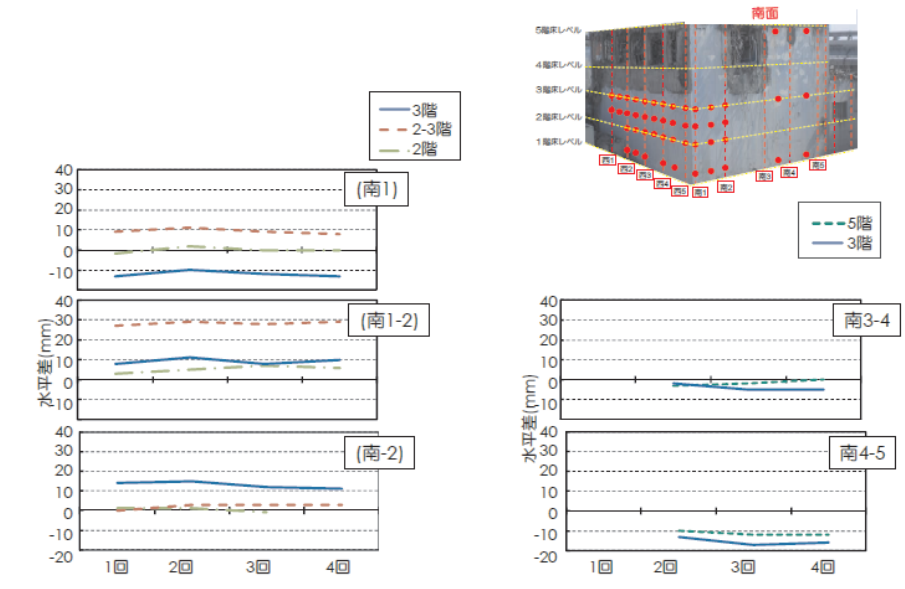
※東京工業大学:瀧口 克己名誉教授　，千葉工業大学:田村 和夫教授

【参考②】外壁面の測定結果(西面)



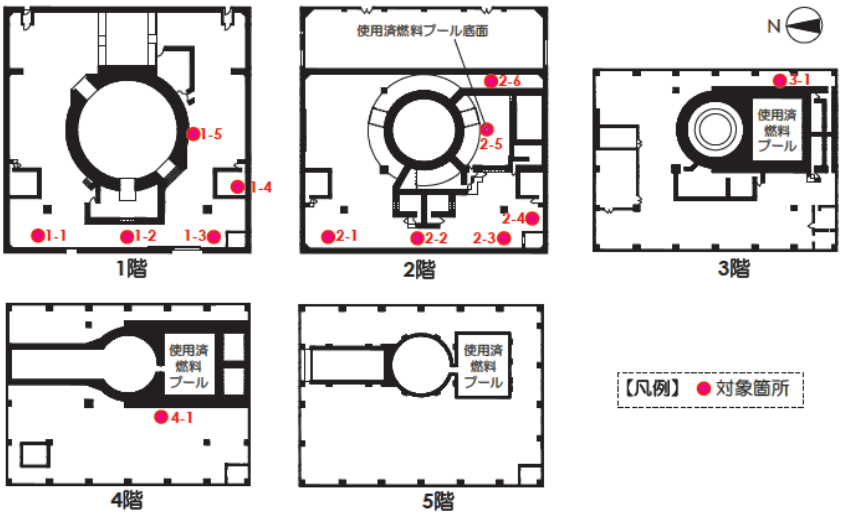
※燃料取り出し用カバー工事等と干渉した測定点は，計測から除外した。

【参考②】南外壁面の測定結果



※燃料取り出し用カバー工事との干渉により5回目～8回目は測定を除外。

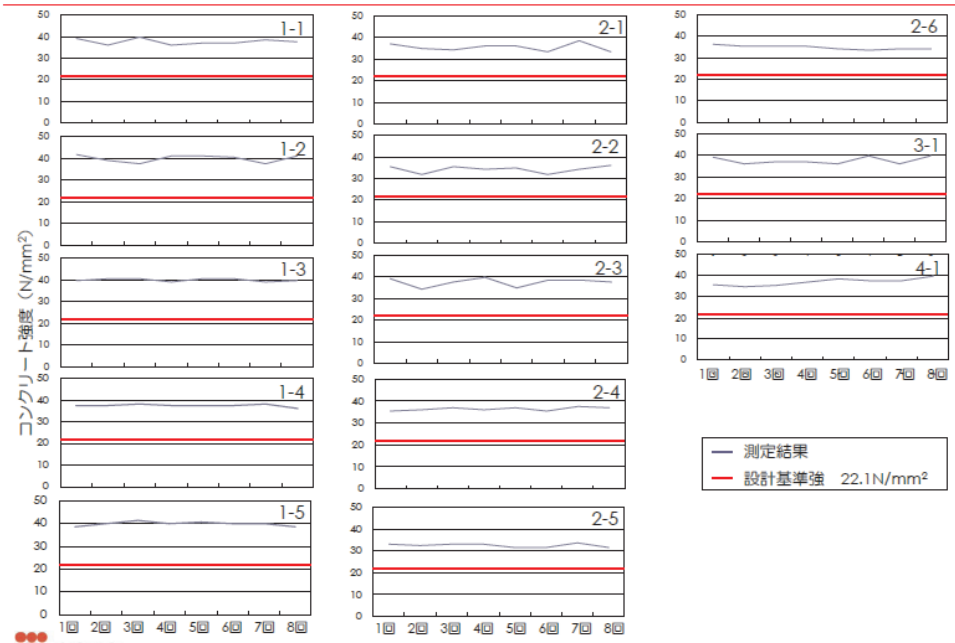
【参考③】 コンクリート強度測定結果



コンクリート強度の測定箇所

東京電力

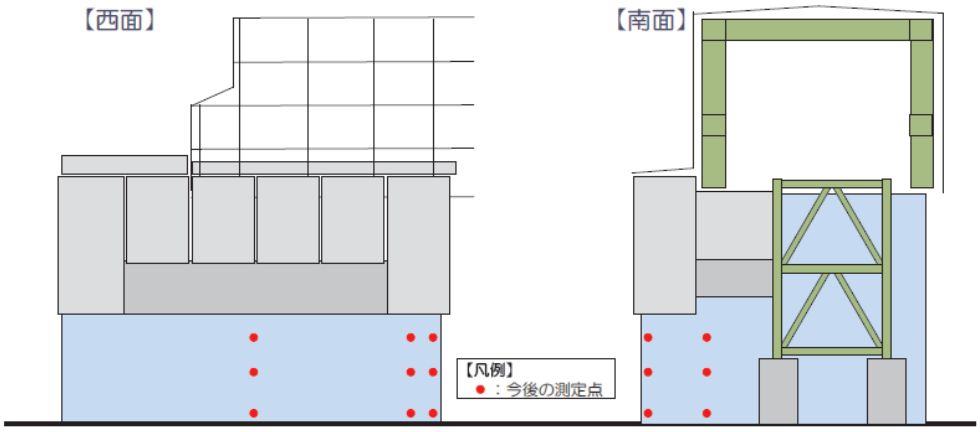
【参考③】 コンクリート強度測定結果



東京電力

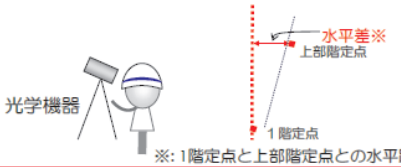
第1回には，2012年6月，西側外壁の局所的なふくらみが確認されたことを踏まえたコンクリート強度測定の結果を含む

【参考④】今後の外壁面測定箇所



測定点：長期的な観測を行えるように恒久的な測定点を既存測定点の近傍に設置

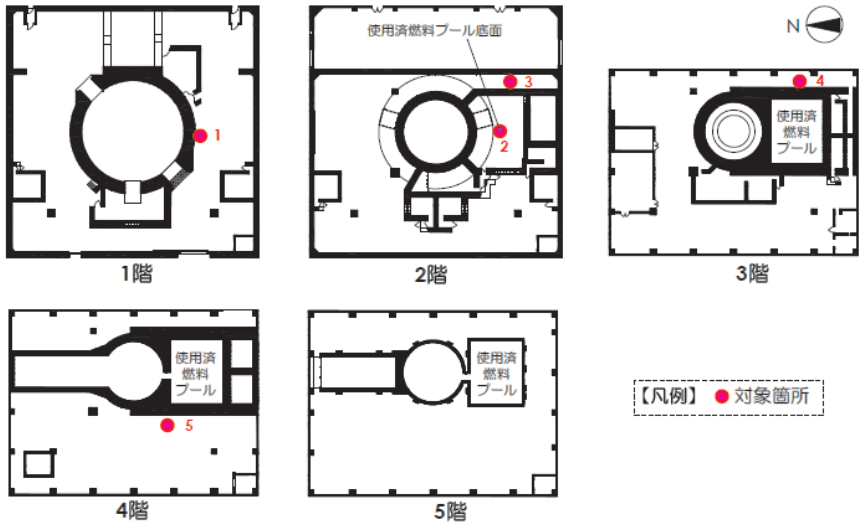




※：1階定点と上部階定点との水平距離。

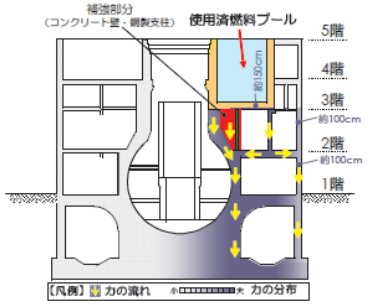
東京電力

【参考⑤】 今後のコンクリートの強度確認箇所



東京電力

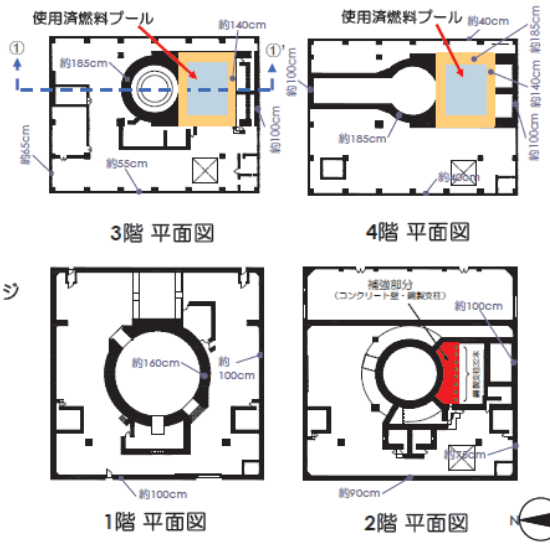
【参考⑥】使用済燃料プール躯体と支持躯体の位置関係



使用済燃料プールの力の流れと分布のイメージ
（原子炉建屋①-①'断面図）

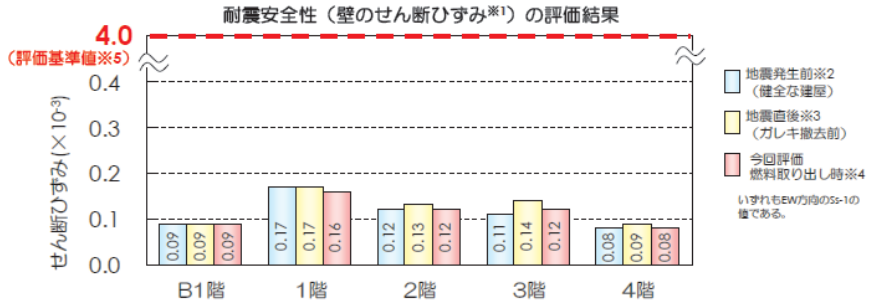


南面西面写真（平成24年7月5日撮影）



【参考⑦】原子炉建屋の耐震安全性評価

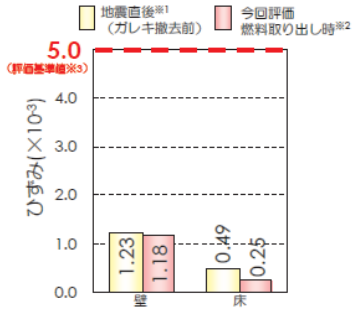
- 地震発生前の健全な建屋と比較した場合でも耐震安全性はほぼ同等。
- この理由としては、以下が考えられる。
  ①損傷した建屋ガレキの撤去により建屋上部の重量が大幅に軽くなり、地震力が低減した。
  ②使用済み燃料プール壁や原子炉格納容器周辺の厚い壁は、地震発生前と同様に健全である。



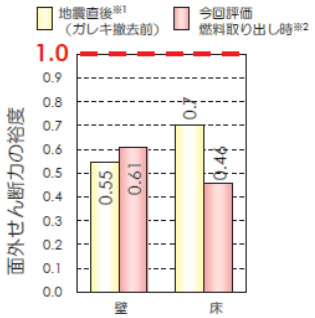
※1：せん断ひずみ:物体内部の面に平行方向に作用した力に対する変形
※2：「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書（改訂2）（平成22年4月）
※3：「福島第一原子力発電所原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）」（平成23年5月28日）
※4：「福島第一原子力発電所原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）（追補版）（改訂2）」（平成24年12月25日）
※5：評価基準値：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG-4601-1991(日本電気協会)による

【参考⑧】使用済燃料プール躯体の耐震安全性評価

- 使用済燃料プール躯体のひずみや発生応力は、評価基準値を下回っており十分な耐震安全性を確保している。



鉄筋のひずみ（引張り）の評価結果



面外せん断力※4（裕度※5）の評価結果

※1「福島第一原子力発電所原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）」（平成23年5月28日）
※2「福島第一原子力発電所原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）（追補版）（改訂2）」（平成24年12月25日）
※3 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（日本機械学会）による
※4 面外せん断力：壁・床が押し抜かれる方向にずれを発生させる力
※5 裕度：発生せん断力/せん断耐力

東京電力

18

福島第一原子力発電所 1/2 号機共用排気筒の上部解体について

1. 排気筒上部解体の目的

1/2 号機共用排気筒(以下，排気筒)は，震災後の点検で一部の部材の損傷を確認していること，及び排気筒としての機能を有していないことから，耐震上の裕度を向上させるため，排気筒の上部を解体する。

2. 排気筒上部解体の計画概要

排気筒は，地上からの高さ 120m，内径 3.2m の筒身を鋼管四角形鉄塔で支えた鉄塔支持型共用排気筒である。本計画では，地上からの高さ約 60m～120m を解体範囲とする。

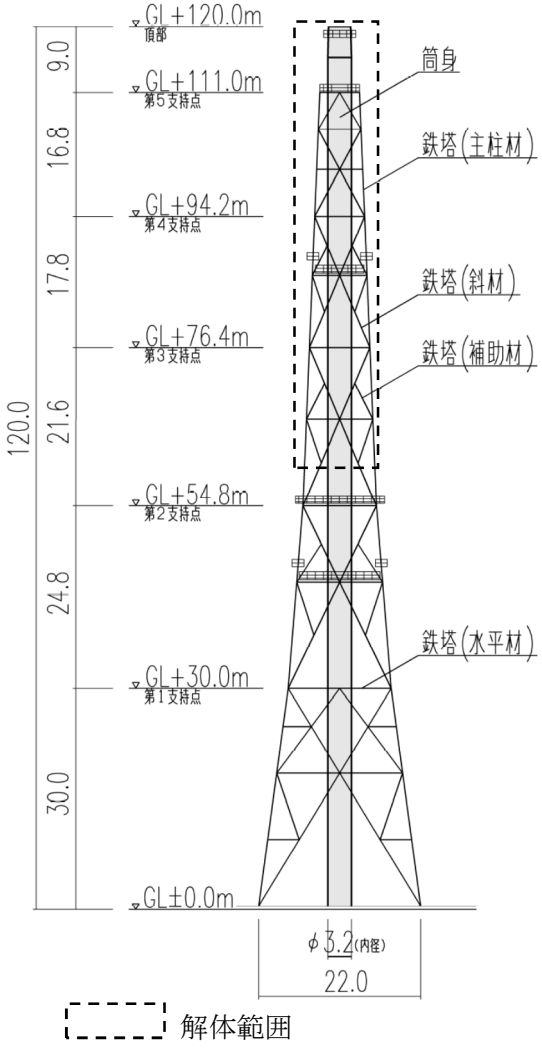


図 1　1/2 号機共用排気筒概要図（単位：m）

3. 計画工程

計画工程は以下の通り。

工程は現場状況や他工事との調整により変動する可能性が有る。

計画工程：平成 30 年 12 月　～　平成 31 年 12 月

4. 排気筒の解体方法

大型クレーンに吊り下げた遠隔解体装置により，頂部から順番に筒身や鉄塔をブロック単位で解体する。なお，排気筒周辺の線量が高いことから上部作業は無人化し，下部での準備作業・小割解体作業は有人作業とする。

解体作業における留意事項を下記に示す。

- 解体作業周辺の稼働中の設備を解体作業に伴い損傷させないために，図面及び現場調査にて確認し，現場状況に応じて設備の防護を施す。
- 解体作業においては，火災リスクを低減するため，原則，火気を使用する装置は使用しない。また，切断時の火花については，可能な限りで養生する。

5. 解体作業に伴う放射性物質の飛散抑制策

排気筒は震災の際にベント作業で使用していることから，筒身内面に遊離性のダストが付着している可能性がある。よって，筒身切断時は下記の対策を実施する。

a. 作業開始前

解体作業前に，筒身内面に飛散防止剤を散布することで，筒身内面の遊離性ダストを固着する。

b. 作業中

筒身切断時には，切断装置(チップソー)をカバーで覆い，カバー内ダストを可能な限り吸引することで飛散量の低減を図る。

遠隔解体装置には，ダストモニタを設置し，作業中の空気中放射性物質濃度を監視する。作業中に，万が一，遠隔解体装置に設置したダストモニタ及び構内に設置しているダストモニタ，モニタリングポストにより，空気中放射性物質濃度もしくは空間放射線量率の異常を検知した場合は，解体対象物が安全な状態にあることを確認した後に作業を中断する。

6. 解体作業に伴う放射性物質の環境影響

排気筒周辺の雰囲気線量率の調査結果から保守的に筒身の表面線量率を推定し，表面積から気中へ放出される放射性物質放出量の評価を行った。評価結果より，本作業に伴う放射性物質の放出による敷地境界での線量影響が，「特定原子力施設への指定に際し東京電力株式会社福島第一原子力発電所に対して求める措置を講ずべき事項について」で求められている敷地境界線量１mSv/年未満と比較して，十分小さな値であること

を確認した。

また，本作業に伴う放射性物質の放出量と解体作業時間から想定した放射性物質の放出率は，敷地境界の近傍に設置されたダストモニタの警報設定値を超えない範囲であることを確認した。

7. 解体作業中の解体部材の落下防止対策

解体作業中の部材落下防止を図るため，遠隔解体装置には多重の把持機構を設け，把持状態はカメラにより監視する。

8. 廃棄物の保管

排気筒解体作業に伴い，表面線量率 1～30mSv/h の金属瓦礫類が約 450 ㎥発生すると想定している。なお，解体後，地上にて解体対象物の線量測定を行い，線量区分に応じて，下記の通りに保管・管理する。

「Ⅲ章第 3 編 2.1.1 放射性固体廃棄物等の管理」に従い，1～30mSv/h の金属瓦礫類は固体廃棄物貯蔵庫に保管・管理する。1mSv/h 以下の金属瓦礫類のうち，0.1～1mSv/h 以下の金属瓦礫類は一時保管エリア(E1，P2，W，X)及び固体廃棄物貯蔵庫第 9 棟に，0.1mSv/h 未満の金属瓦礫類は一時保管エリア(P1)に保管・管理する。

9. 作業者の被ばく線量の管理

放射線業務従事者が立ち入る場所では，外部放射線に係わる線量率を把握し，放射線業務従事者の立入頻度や滞在時間等を管理することで，作業時の被ばく線量が法令に定められた線量限度を超えないようにする。

なお，本工事における放射線業務従事者の被ばく線量低減策として，以下の対策を実施する。

- 遠隔操作設備の利用による被ばく低減
- 待機場所（低線量エリア）の活用による被ばく低減
- 排気筒周辺作業時の遮へいスーツ着用
- 作業時間管理・作業員ローテーションによる被ばく低減
- 解体装置操作室を低線量エリアに設置
- クレーン操作室への遮へい設置による被ばく低減

高線量エリアに近接した施工であるため，現場状況を踏まえ，今後継続的に被ばく線量低減に向けた線源の把握と除去，線源からの遮へい，作業区域管理等を行い，更なる被ばく線量低減に努める。