

Ⅲ 特定原子力施設の保安

第 3 編
(保安に係る補足説明)

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 S_s 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 \$S_s\$ 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について，基準地震動 S_s 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）。今後，使用済燃料プール躯体の詳細評価を実施予定であり，必要に応じて対策を実施していく。

(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 S_s 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号機原子炉建屋及び2号機原子炉建屋について，基準地震動 S_s 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

（Ⅱ.2.6 参照）。なお，3号機原子炉建屋及び4号機原子炉建屋については，今後，評価を実施予定であり，必要に応じて対策を実施していく。

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 S_s 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（Ⅱ.2.6 参照）。なお，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，耐震安全性を評価する。ここで，代表号機は滞留水の容量が最大の号機とする。

(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号機原子炉建屋については，4回/年の定期点検（建屋の垂直性の確認，ひび割れ調査，コンクリートの強度確認）を実施することとしている。点検結果及び現場実態を踏まえ，点検頻度及び点検項目等については，適宜見直しを行う。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の検討を行う。

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（L a y e t a l.（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（ $M_w 8.4$ ）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 $M_w 8.6$ 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Ｏ．Ｐ．＋１０ｍ，５・６号機側Ｏ．Ｐ．＋１３ｍ）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（Ｏ．Ｐ．＋１０ｍ）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

原子炉压力容器・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，原子炉压力容器・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 S_s 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）

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、O. P. + 1.0m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O. P. + 1.4.2m）。

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：O. P. + 1.4.2m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O. P. + 1.0m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。

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 O. P. +12.4～14.2m）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。

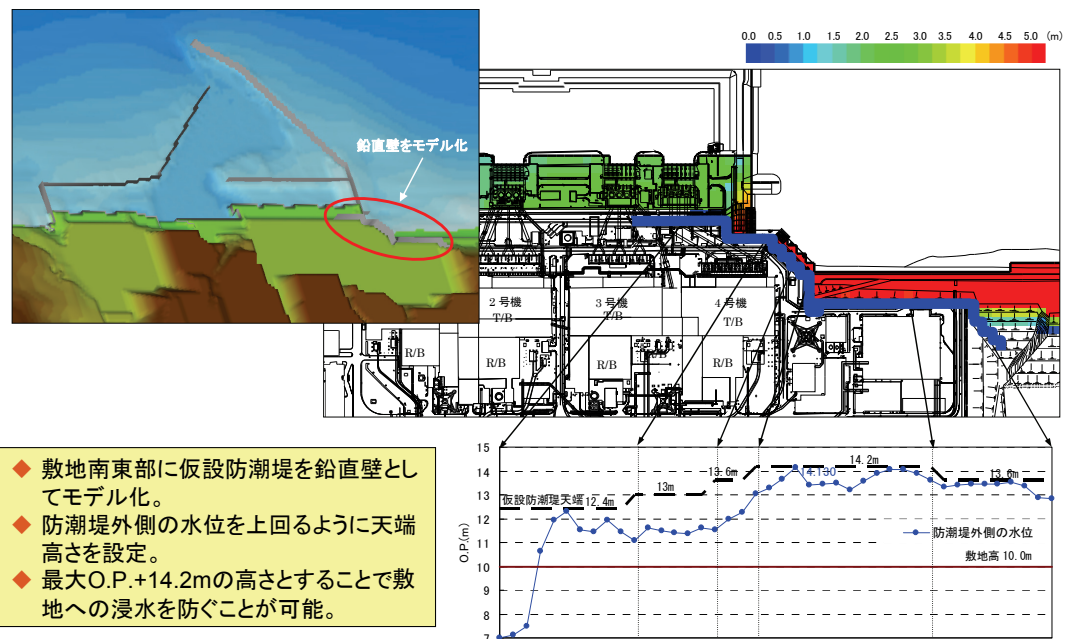
仮設防潮堤の高さは、津波対策ありの条件において算定される津波高さを上回るように設定している（図－1*）。例えば、最大津波高さ（O. P. +14.13m）となる箇所では、フィルターユニット7段積、高さO. P. +14.2mの仮設防潮堤を設定している。

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、10m盤の最大浸水深を設計用津波高さとして使用している。

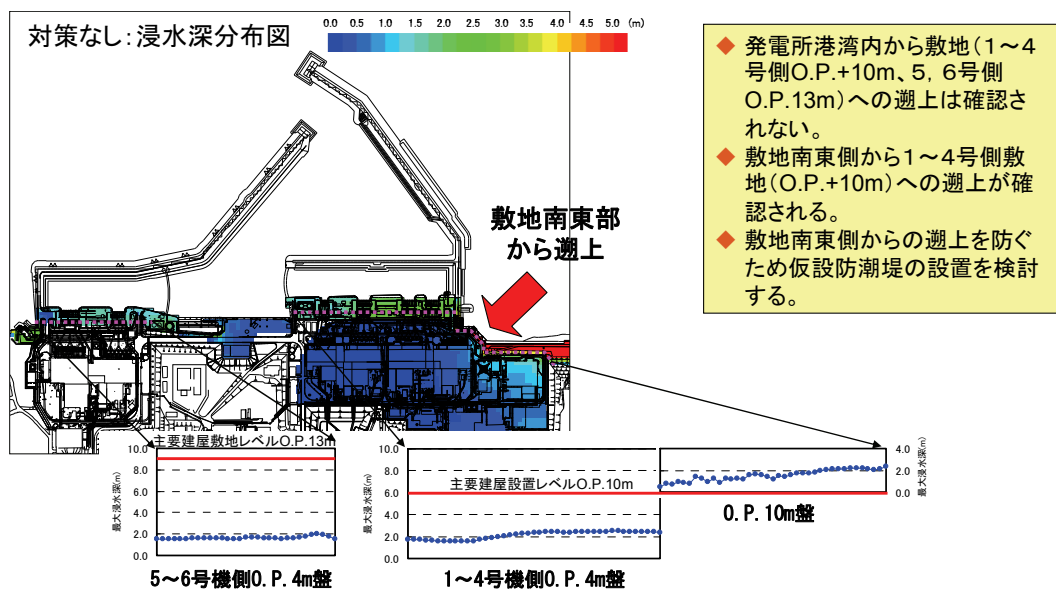
* : 福島第一・福島第二原子力発電所におけるアウトライズ津波対策（平成24年4月27日、地震・津波に関する意見聴取会（津波関係）、地震・津波（津波）1－4）

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	0. P. +12. 4m	1. 40 m
５段積	0. P. +13. 0m	1. 29 m
６段積	0. P. +13. 6m	2. 22 m
６段積（コーナー）	0. P. +13. 6m	2. 36 m
７段積	0. P. +14. 2m	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）



初期潮位(朔望平均満潮位)H.W.L.=O.P.+1.490m, 東北地方太平洋沖地震による地盤沈下=0.662mを考慮

図-2 1F 敷地南側 10m 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 O. P. + 10m 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)

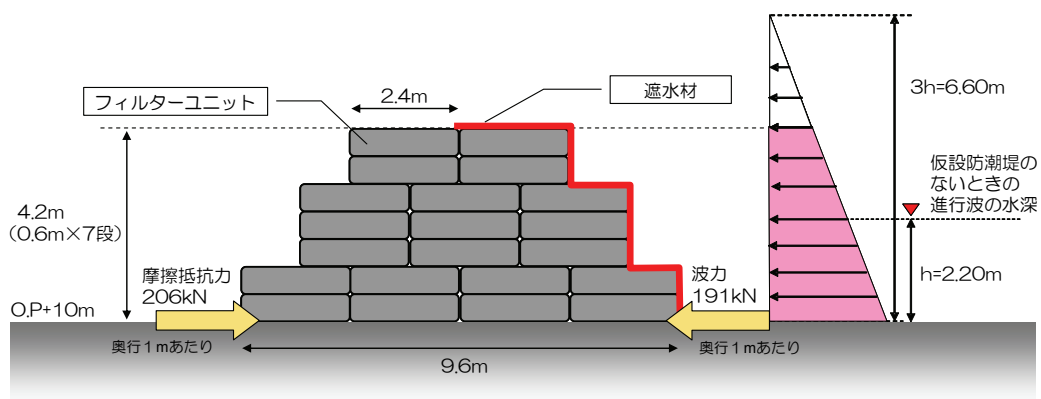


図-3 仮設防潮堤 津波波力の考え方(7段積の例)

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。

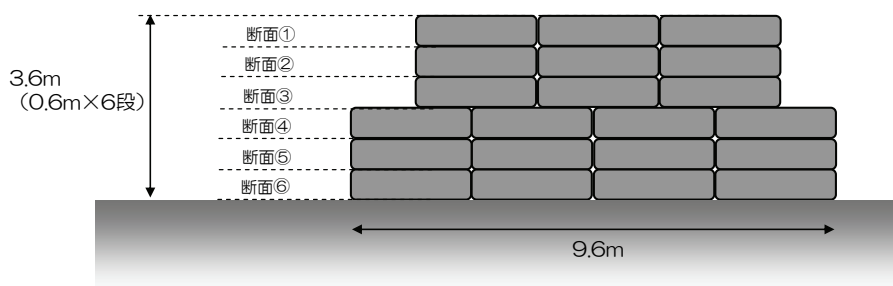
表－3 仮設防潮堤 寸法一覧

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

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（水平耐力）をそれぞれ算定し、摩擦抵抗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。

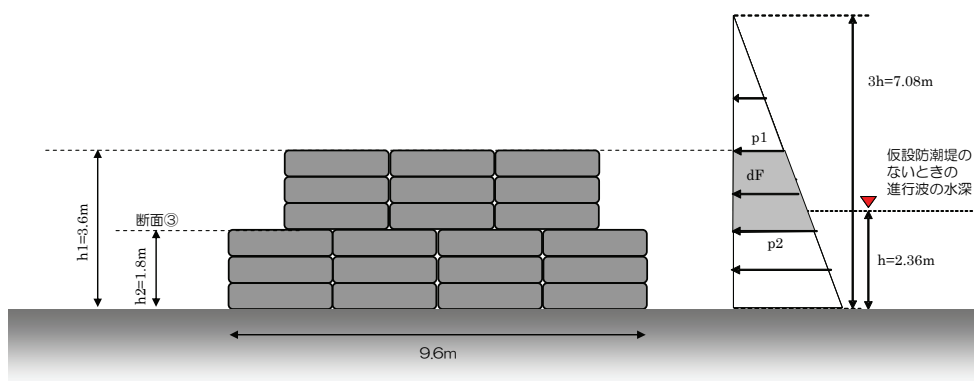
地震についても同様に、滑動は図－5の各断面について摩擦抵抗が地震力を上回ることを確認し、転倒は、荷重合力の偏心量が底面のミドルサード内にあることを確認する。



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)

$$p1 = \rho g (3h - h1) = 1.03 \times 10^3 \times 9.8 \times (3 \times 2.36 - 3.6) = 35.1 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 ($1.03 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$), 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)

$$p_2 = \rho g (3h - h_2) = 1.03 \times 10^3 \times 9.8 \times (3 \times 2.36 - 1.8) = 53.3 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 ($1.03 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$), g : 重力加速度 (9.8 m/s^2),

h : 設計用津波高さ (2.36 m), h_2 : 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)

$$dF = 0.5 \times (p_1 + p_2) \times (h_1 - h_2) = 0.5 \times (35.1 + 53.3) \times (3.6 - 1.8) = 79.6 \text{ kN/m}$$

○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) : $39.2 \times 9 \times 0.8 / 2.4 = 117.6 \text{ kN/m}$

○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。

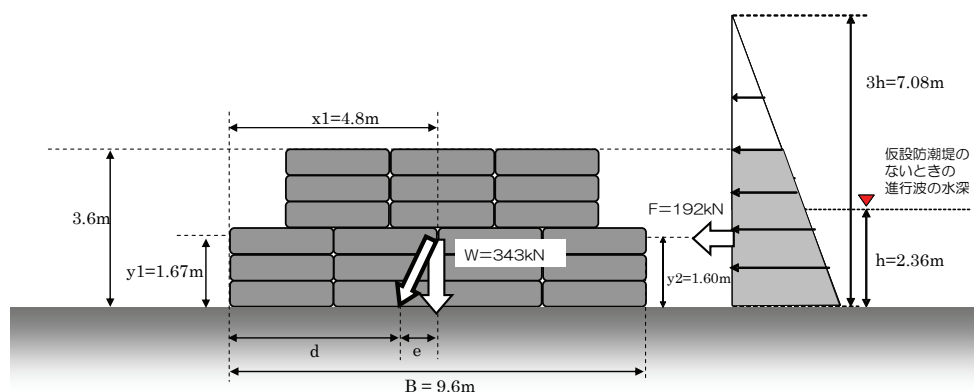


図-7 津波波力 転倒 (仮設防潮堤 6 段積 (コーナー) の例)

○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)

$$\text{単位奥行きあたりの仮設防潮堤重量 : } W = 39.2 \text{ (kN/個)} \times 21 \text{ (個)} / 2.4 \text{ (m)} \\ = 343 \text{ kN/m}$$

単位奥行きあたりの津波波力 : $F = 191.87 \text{ kN/m}$

仮設防潮堤重心高さ : $y_1 = 1.67\text{m}$, 仮設防潮堤重心距離 : $x_1 = 4.8\text{m}$

津波波力重心高さ : $y_2 = 1.5955\text{m}$

- ・抵抗モーメント： $M_r = W \times x_1 = 343 \times 4.8 = 1646.4 \text{ kNm}$
- ・転倒モーメント： $M_o = F \times y_2 = 191.87 \times 1.5955 = 306.1 \text{ kNm}$
- ・底面合力作用位置： $d = (M_r - M_o) / W = (1646.4 - 306.1) / 343 = 3.91 \text{ m}$
- ・底面合力偏心量： $e = B/2 - d = 4.80 - 3.91 = 0.89 \text{ m}$

○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： $e = 0.89 \text{ m} < B/6 = 9.60 / 6 = 1.60 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK}$

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O. P. + 4 m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（ C_s ）が $10^2 \sim 10^3 \text{ Bq/cm}^3$ 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

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 S_s 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 S_s 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 S_s 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 S_s 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 S_s 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°C 程度であり、外気温は低い場合でも 10°C 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°C で外気温が 0°C 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余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。

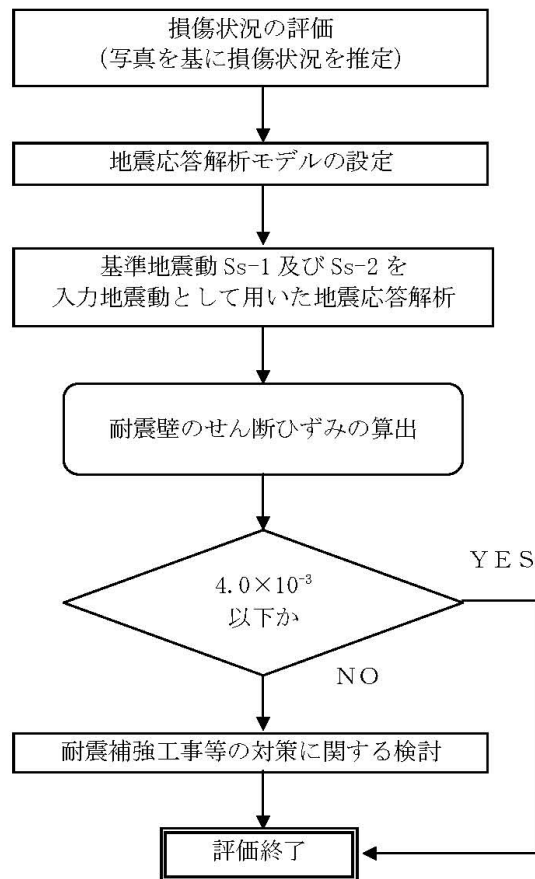


図-1.1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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

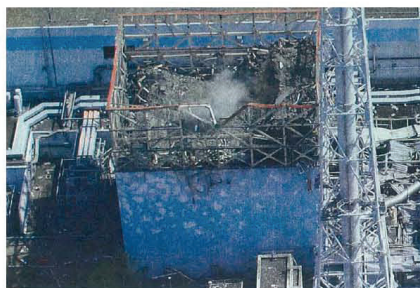
外観の写真から損傷を確認できるオペレーティングフロアより上の外壁・屋根トラスについては、損傷部位として評価した。なお、オペレーティングフロアより下部の外壁については、写真より損傷が確認できないため、損傷は無いものと評価した（図-2.1）。なお、写真は3月24日に撮影されたものを参考としているが、その後も外壁が崩落する等の変化は確認されていない。

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

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 S_s-1 及び S_s-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 S_s 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 S_s-1 及び S_s-2 の加速度波形について、図-3.2 に示す。

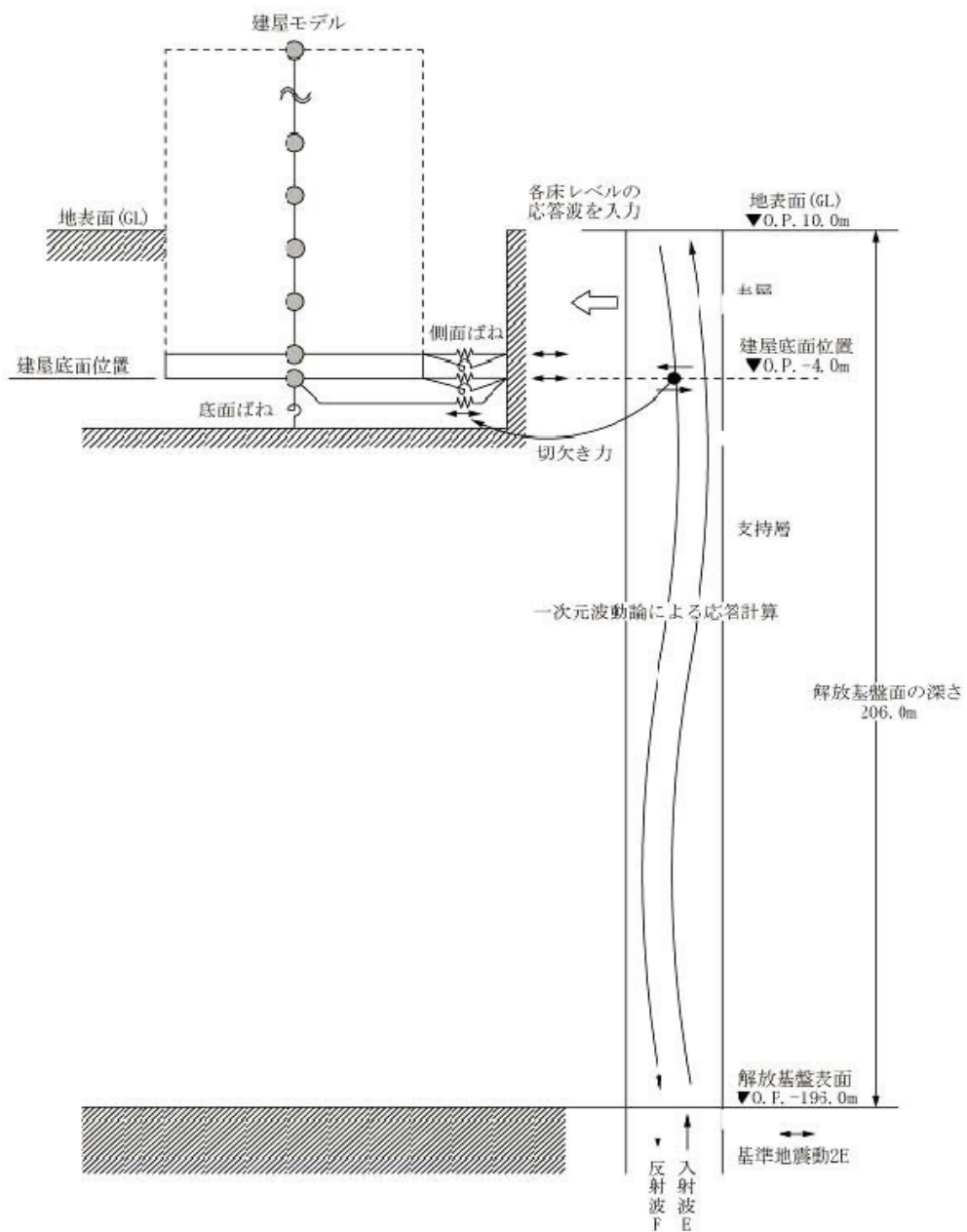


図-3.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

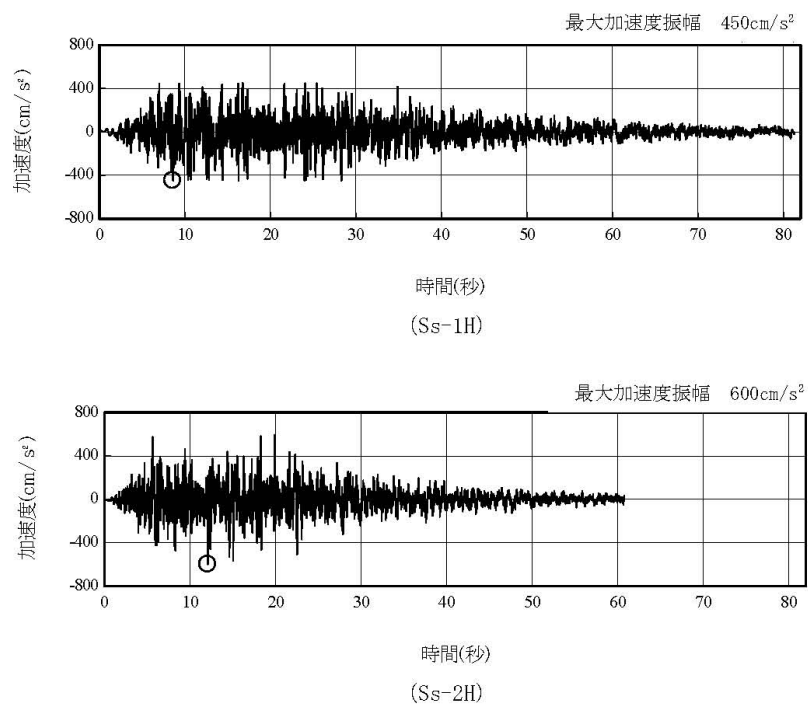


図-3.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s 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。

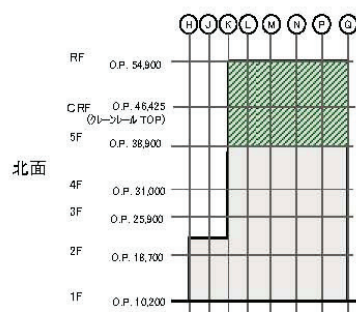
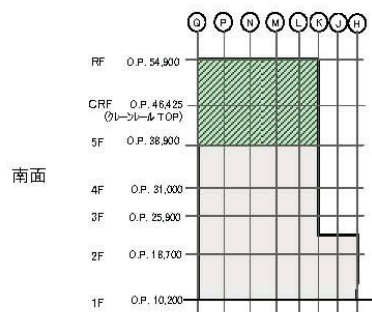
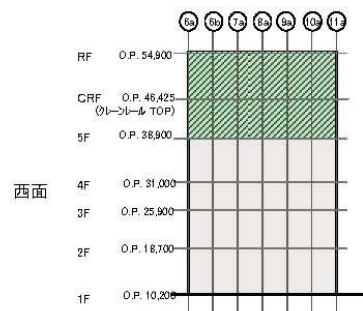
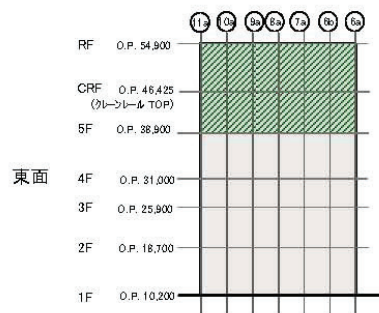
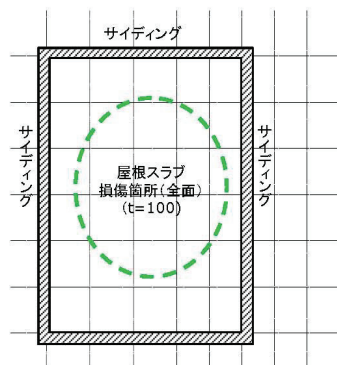
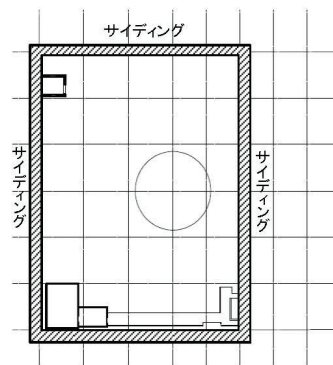


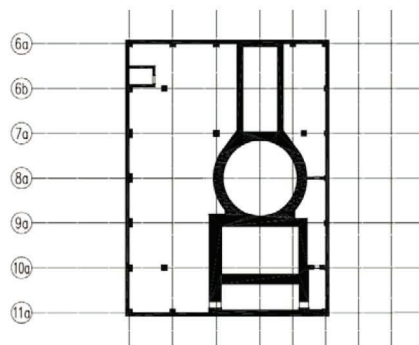
図-4.1 1号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）



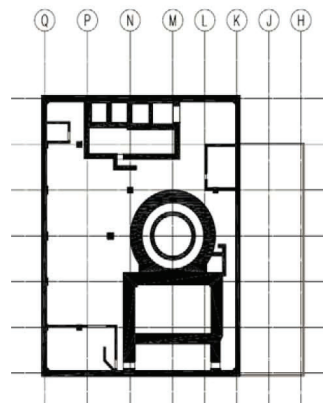
R階 (O.P. 54,900)



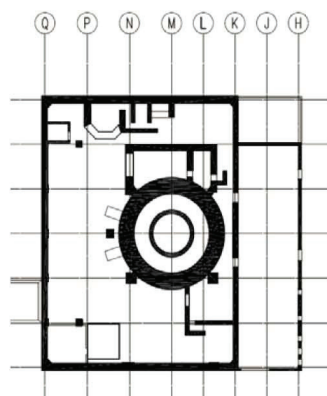
5階 (O.P. 38,900)



4階 (O.P. 31,000)



3階 (O.P. 25,900)



2階 (O.P. 18,7000)



- : 外壁の損傷箇所
- : 床スラブの損傷箇所

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 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) 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。

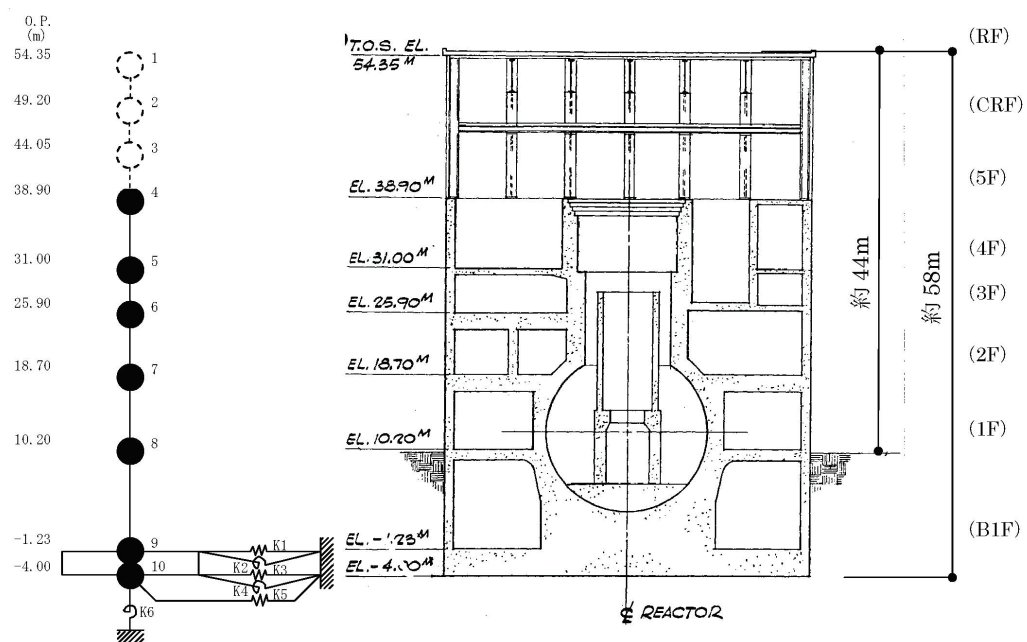


図-4.3 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

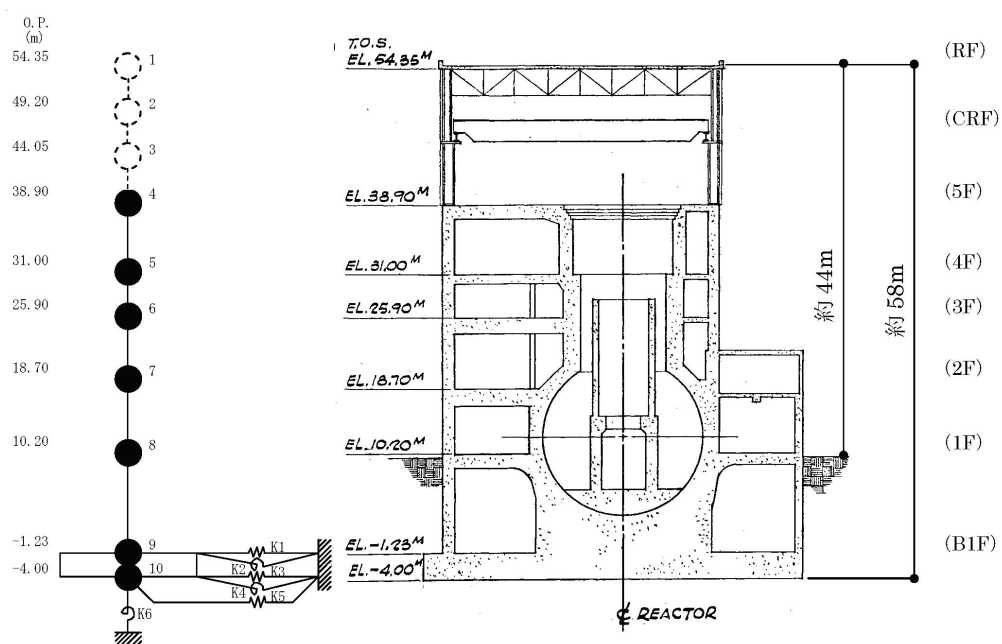


図-4.4 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表-4.1 地震応答解析に用いる物性値

コン クリ ート	強度*1 F_c (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)
	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とめた値とした。

*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 $I_g (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g (\text{m}^2)$	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	77,220	111.11	132.8	24,274
7	87,200	125.53	155.6	36,481
8	146,020	210.16	294.0	52,858
9	147,070	211.73	1,914.3	275,530
10	62,400	89.83		
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 λ 5% (鉄骨部 2%) 基礎形状 41.56m (NS方向) $\times$ 43.56m (EW方向)		

(EW 方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_g (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g (\text{m}^2)$	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	77,220	63.55	131.6	14,559
7	87,200	125.53	197.8	36,427
8	146,020	210.16	294.0	52,858
9	147,070	259.97	1,914.3	338,428
10	62,400	110.32		
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 λ 5% (鉄骨部 2%) 基礎形状 41.56m (NS方向) $\times$ 43.56m (EW方向)		

表-4.3 地盤定数

(SS-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (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 V_s (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
-50.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-80.0		580	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-108.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
-196.0	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 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (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 V_s (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
-50.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-80.0		580	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-108.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
-196.0	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

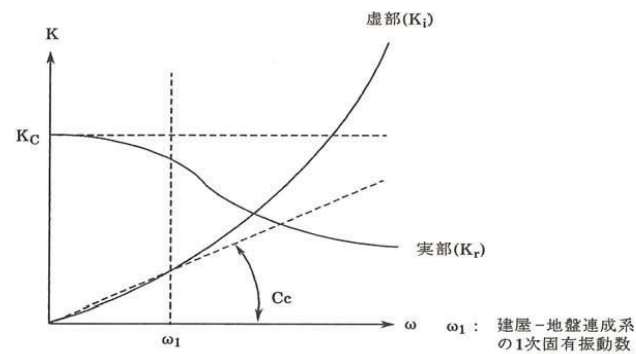


図-4.5 地盤ばねの近似

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。

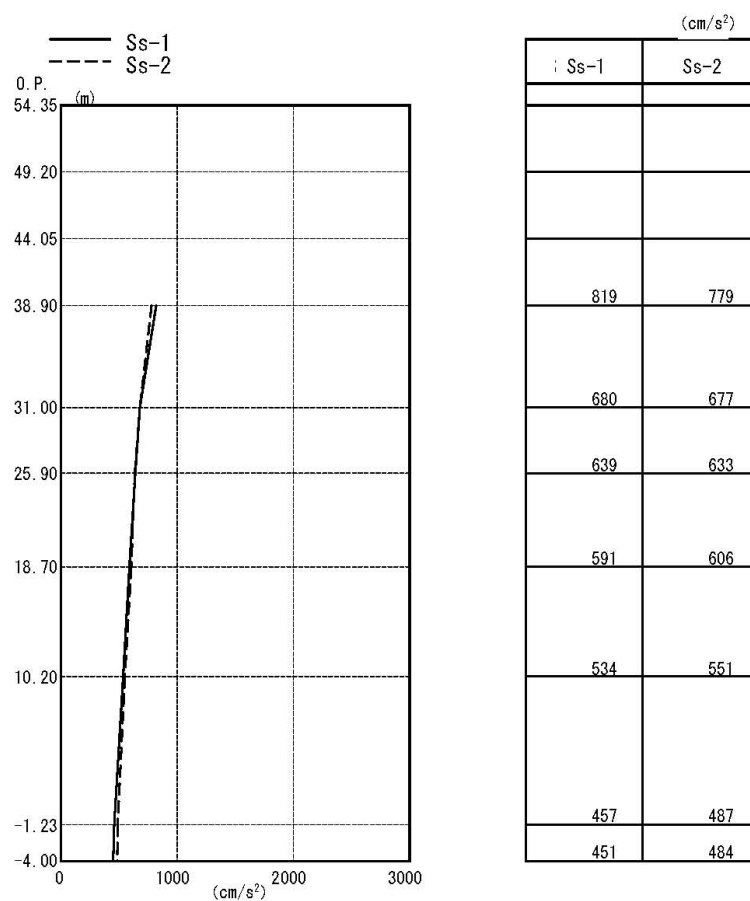


図-5.1 最大応答加速度 (NS 方向)

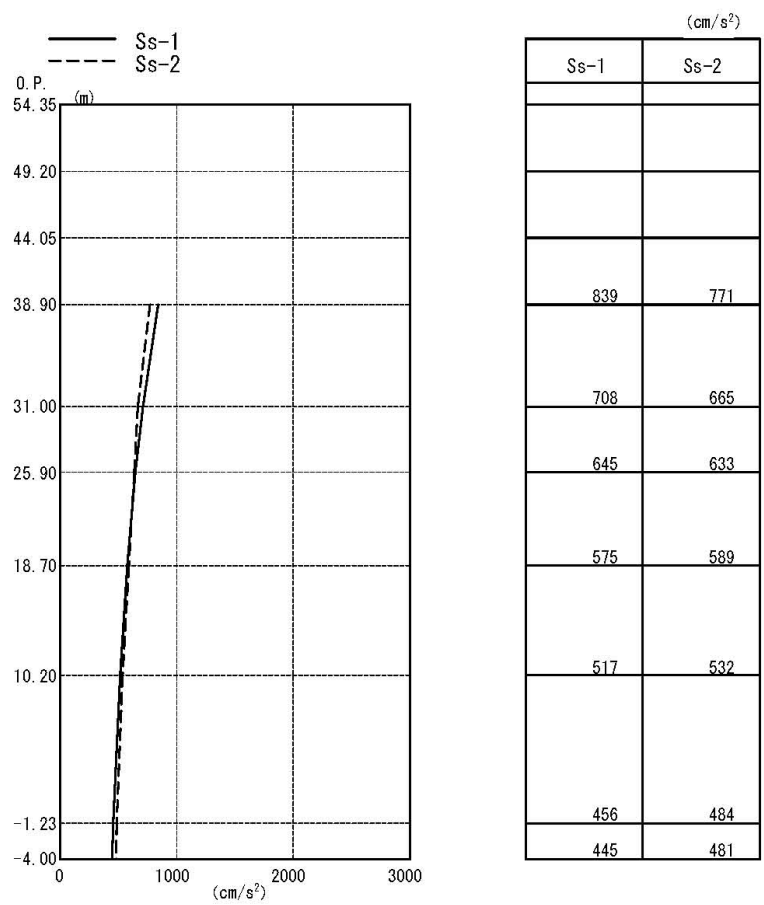


图-5.2 最大応答加速度 (EW 方向)

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。

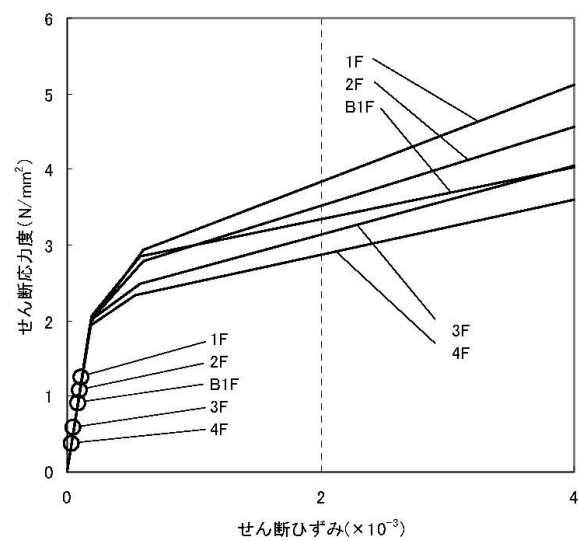


図-6.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

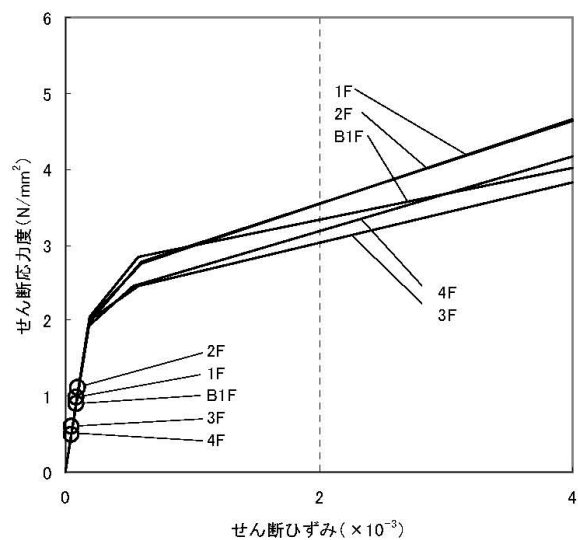


図-6.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

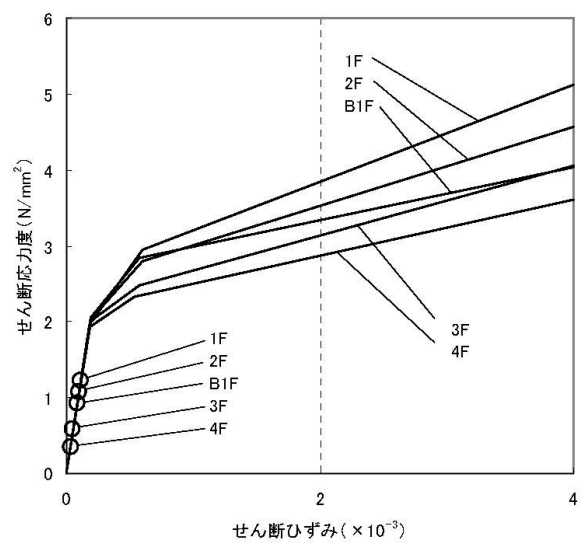


図-6.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

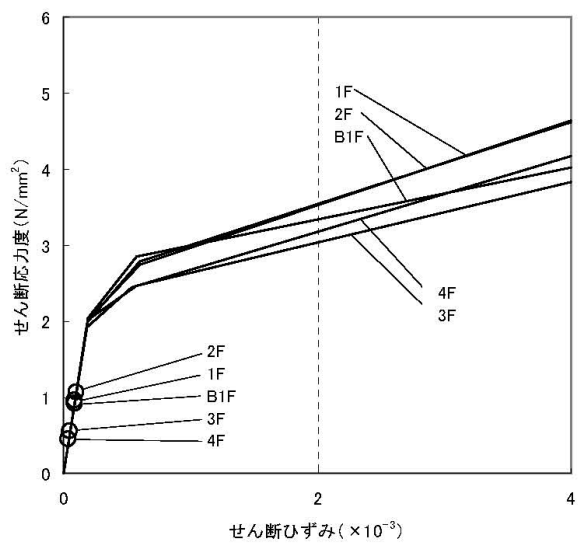
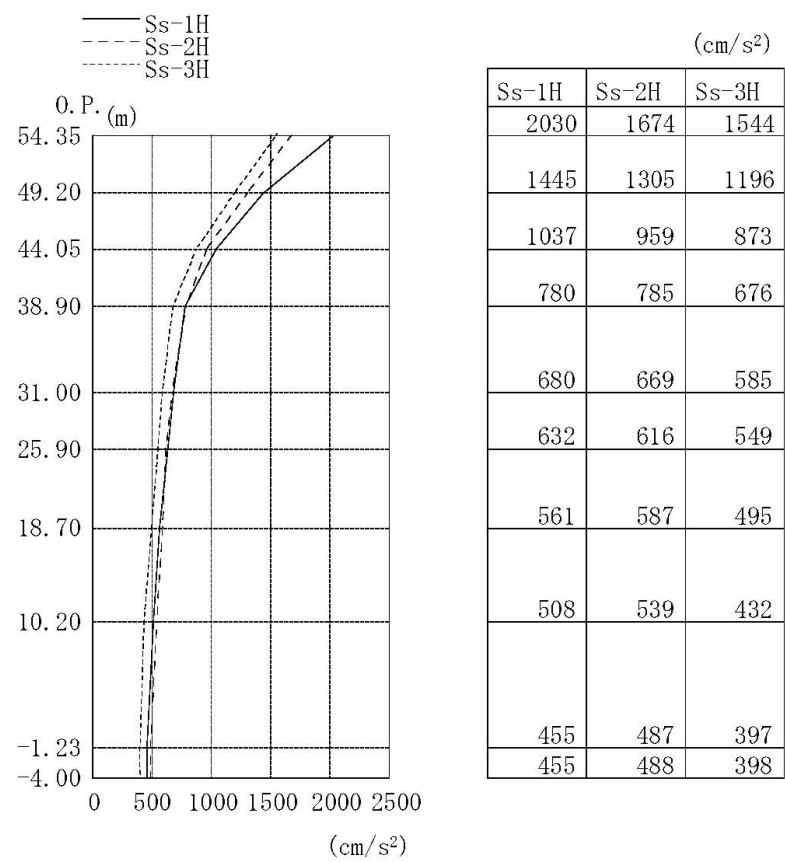


図-6.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

『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。



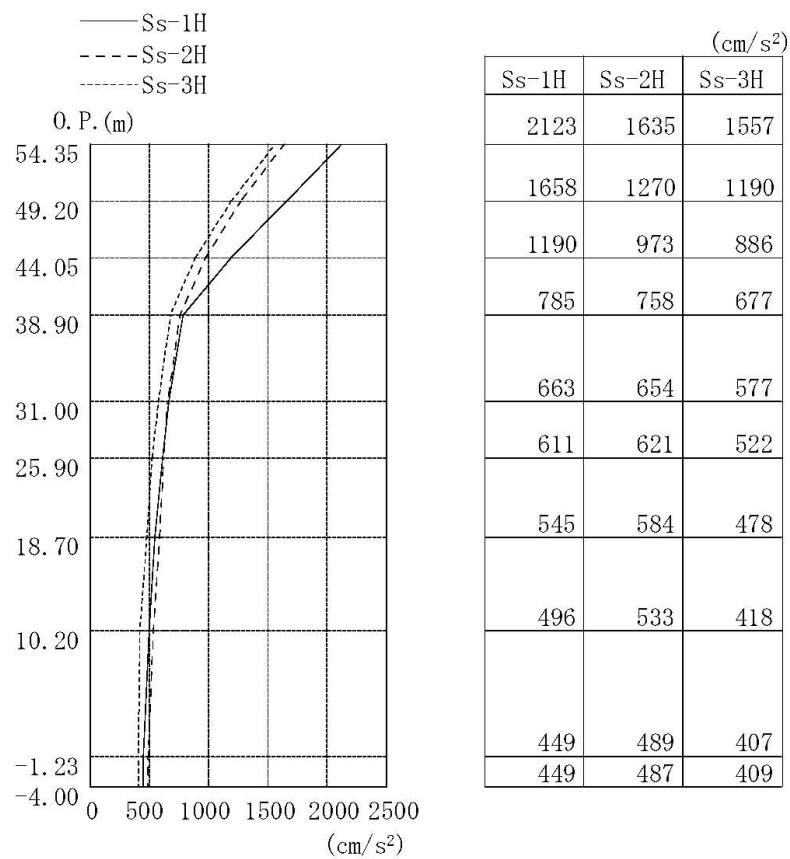


図-2 最大応答加速度 (EW 方向)

付 1-1.2

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

付 1-1.3

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小さい場合には、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。

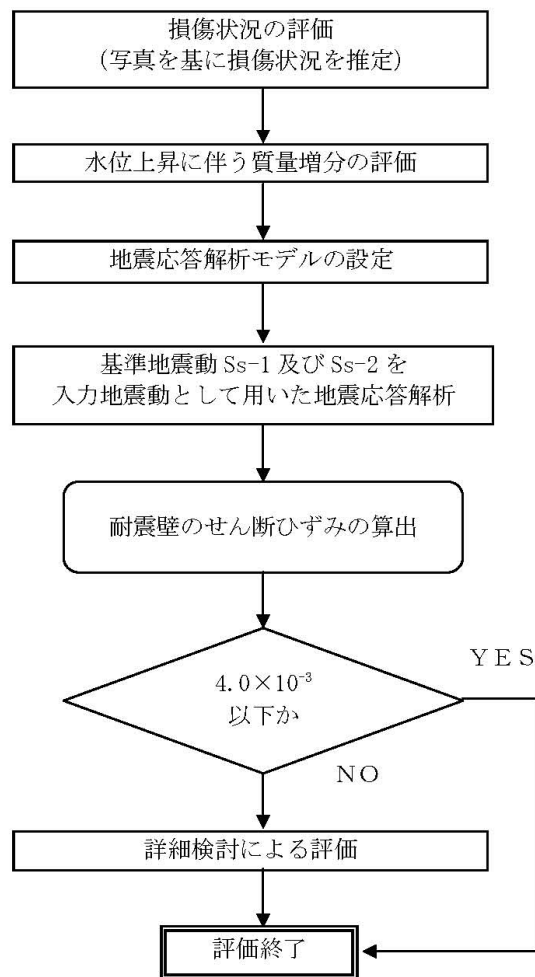


図-1.1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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 S_s-1 及び S_s-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 S_s 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 S_s-1 及び S_s-2 の加速度波形について、図-2.2 に示す。

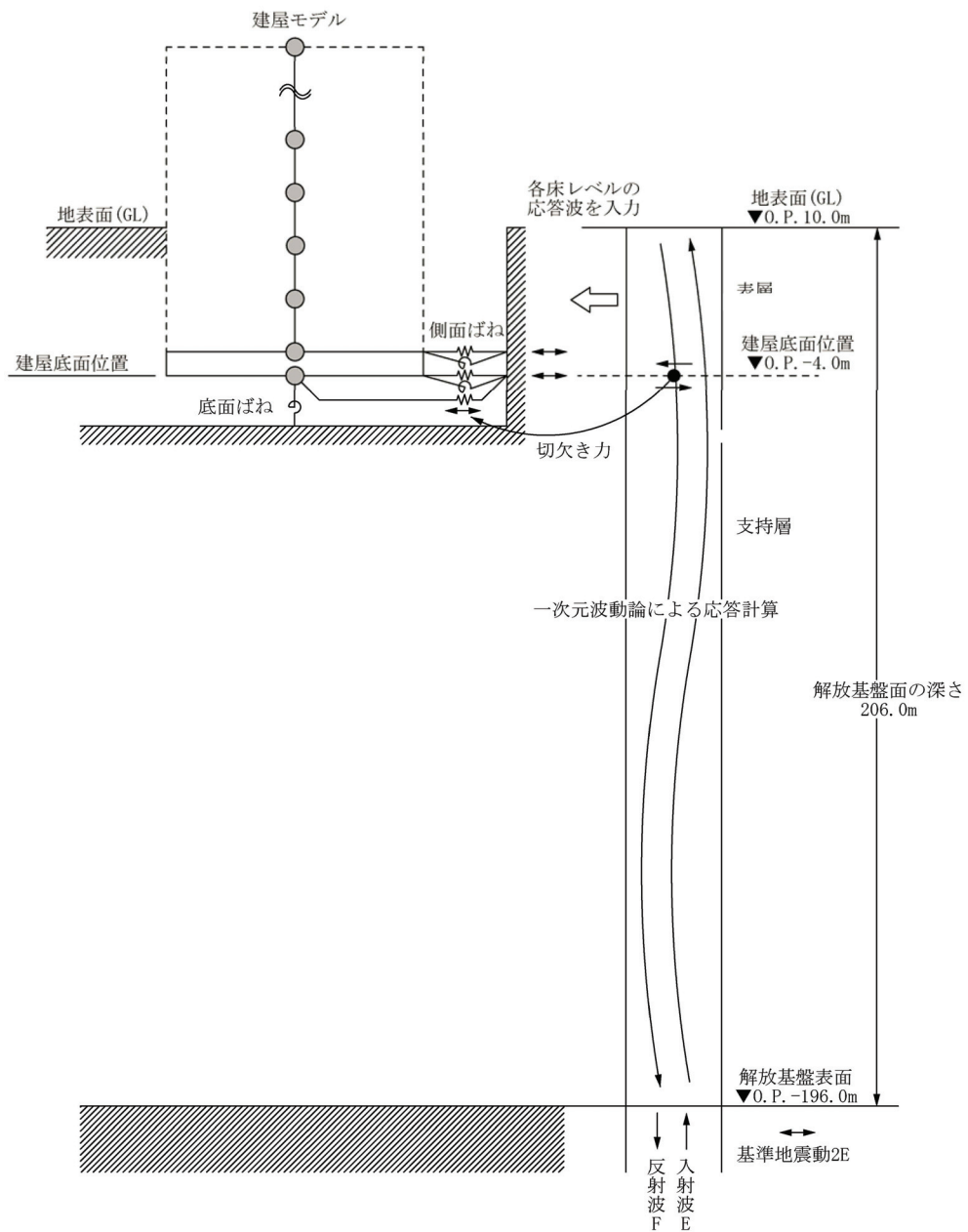


図-2.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

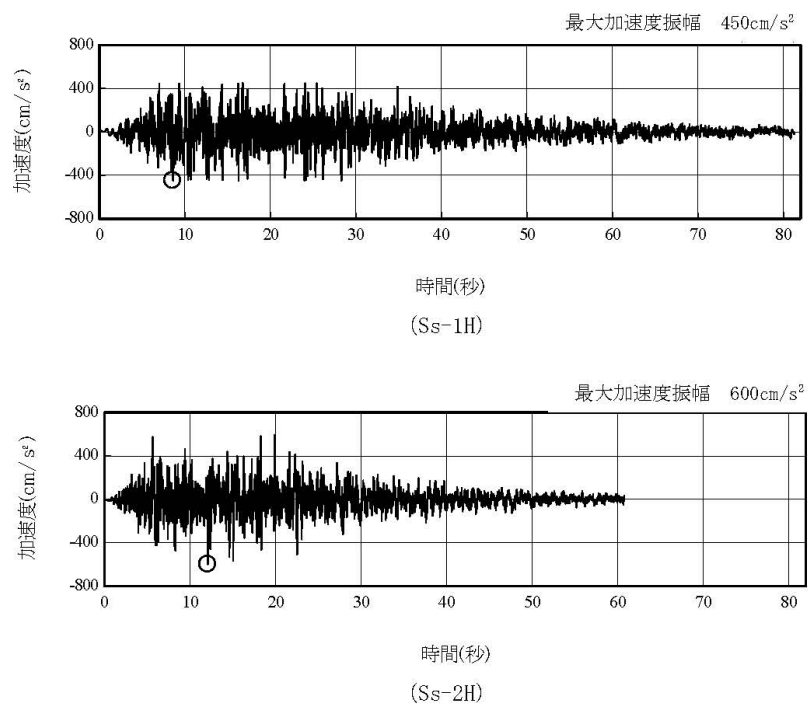


図-2.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

3. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s 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。

- ① 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、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。

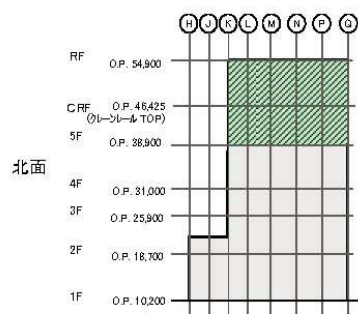
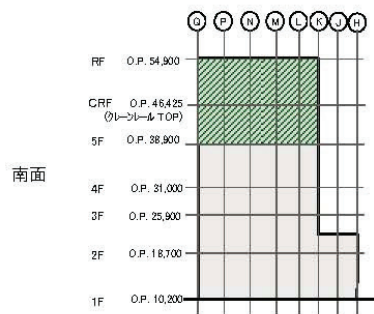
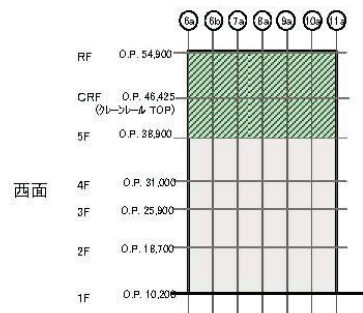
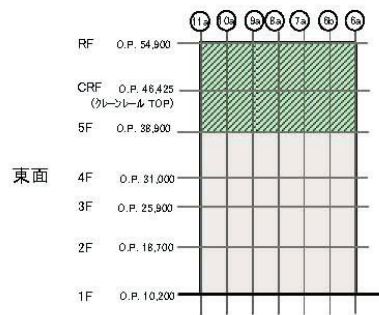


図-3.1 1号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

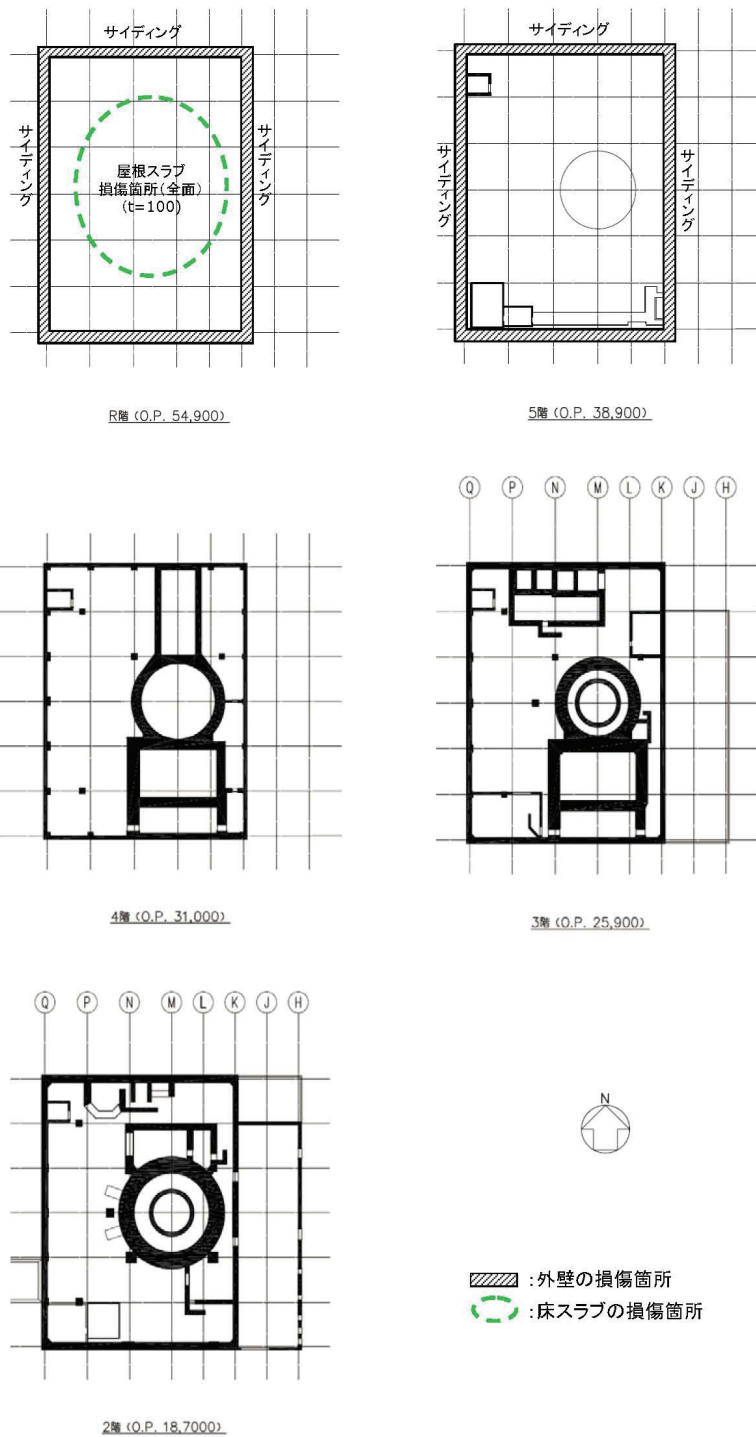


図-3.2 1号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(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 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) 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。

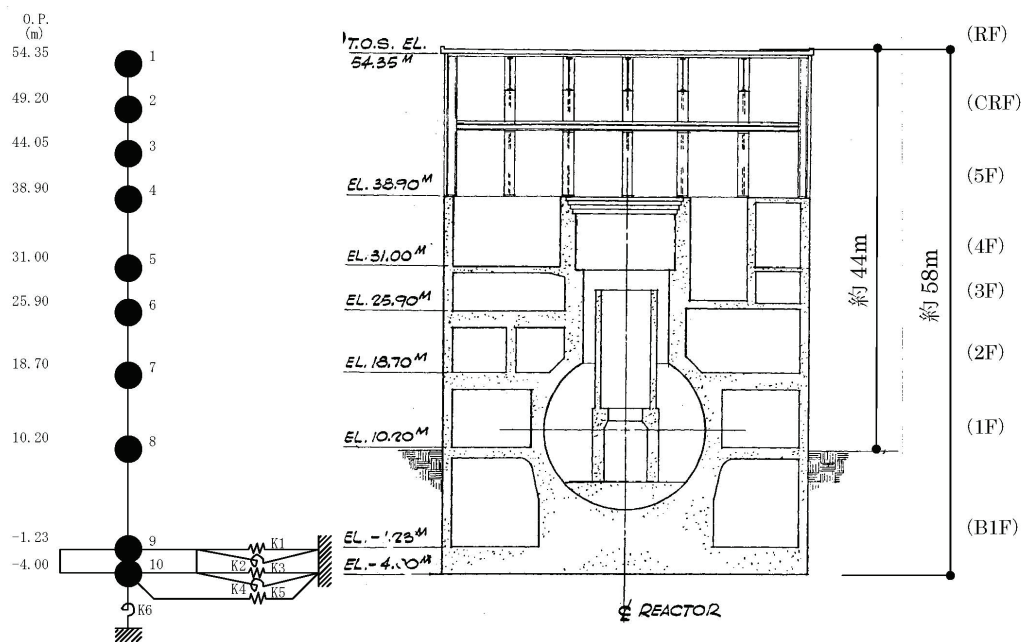


図-3.3 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

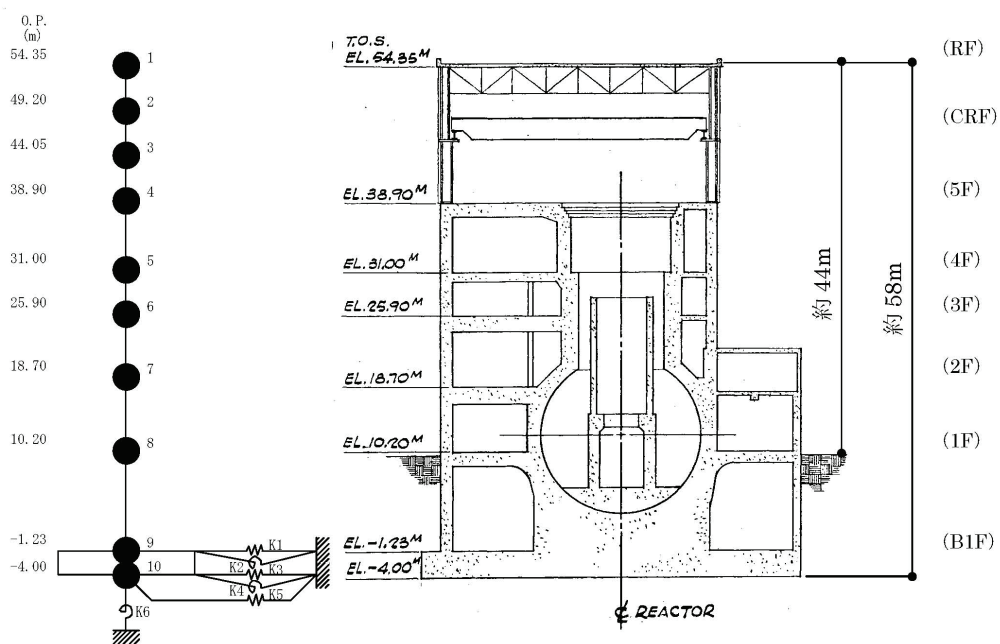


図-3.4 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表-3.1 地震応答解析に用いる物性値

コン クリ ート	強度*1 F_c (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)
	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とめた値とした。

*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 $I_g (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
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 γ 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 $I_g (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
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 γ 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

表-3.3 地盤定数

(SS-1)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (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 V_s (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		580	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	—

(SS-2)

標 高 O.P. (m)	地 質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (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 V_s (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		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		580	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

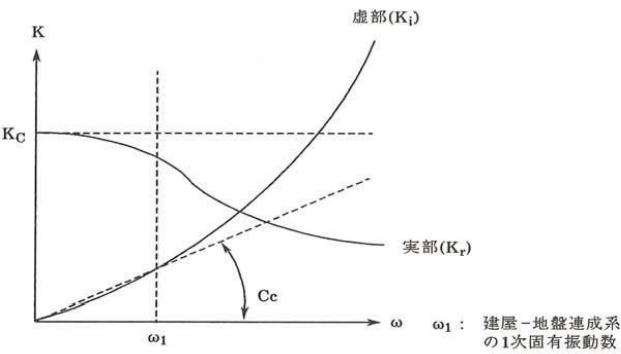


図-1.3.5 地盤ばねの近似

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。

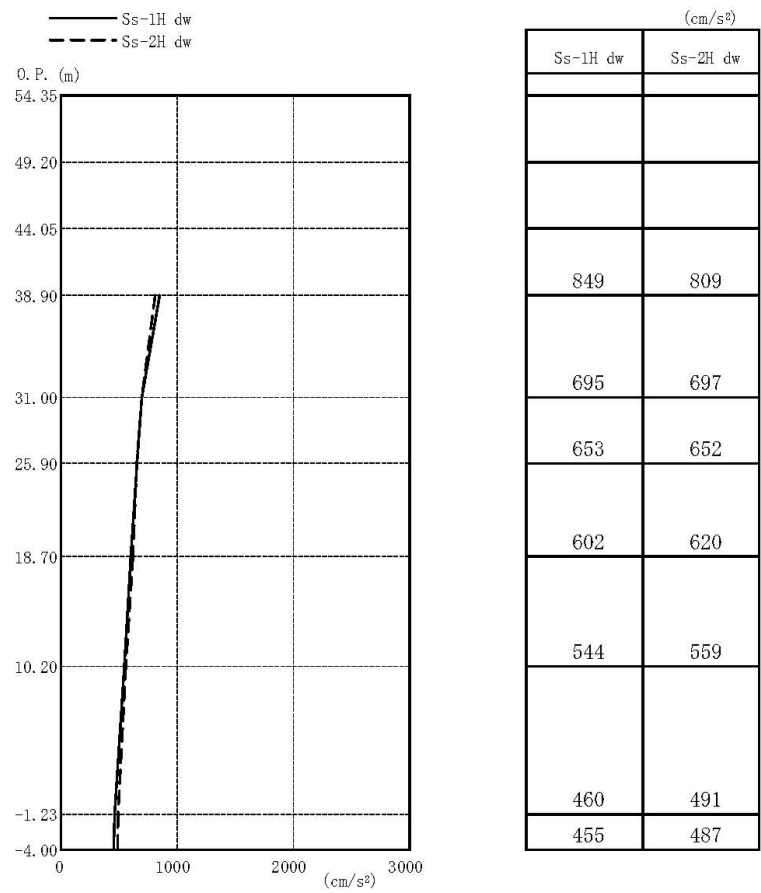


図-4.1 最大応答加速度 (NS 方向)

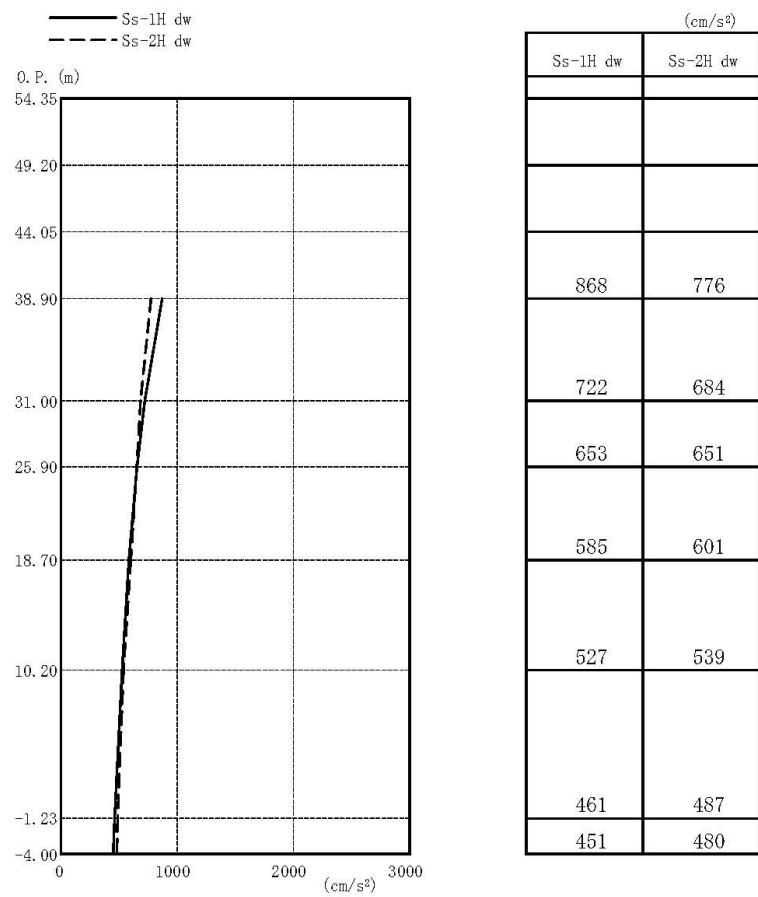


图-4.2 最大応答加速度 (EW 方向)

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。

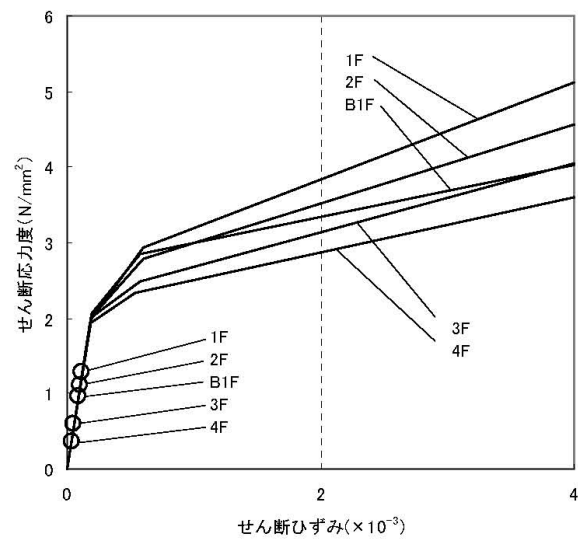


図-5.1 セン断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

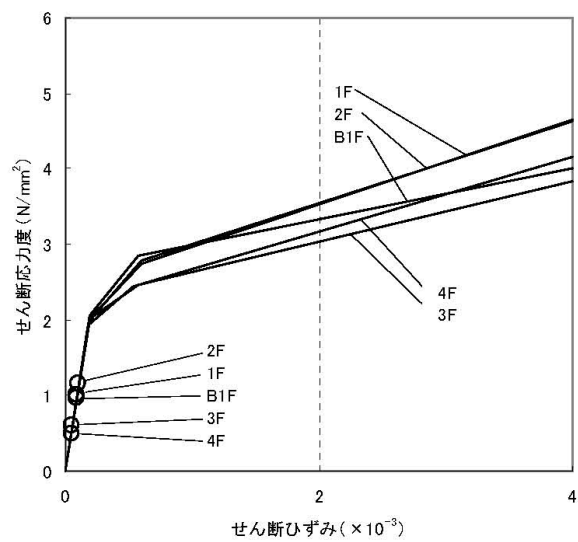


図-5.2 セン断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

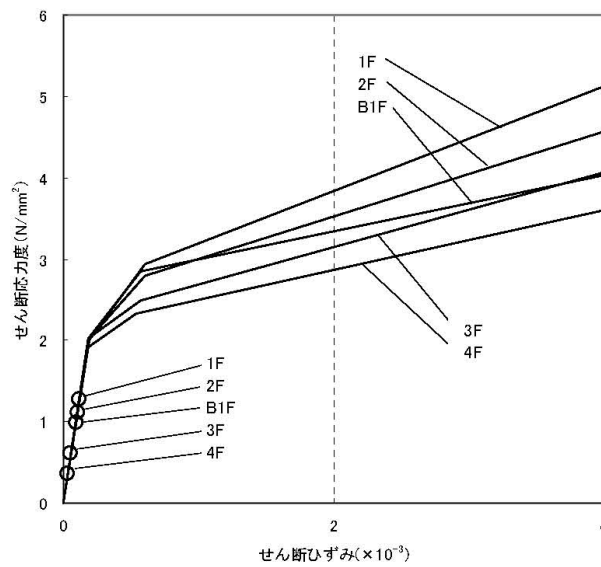


図-5.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

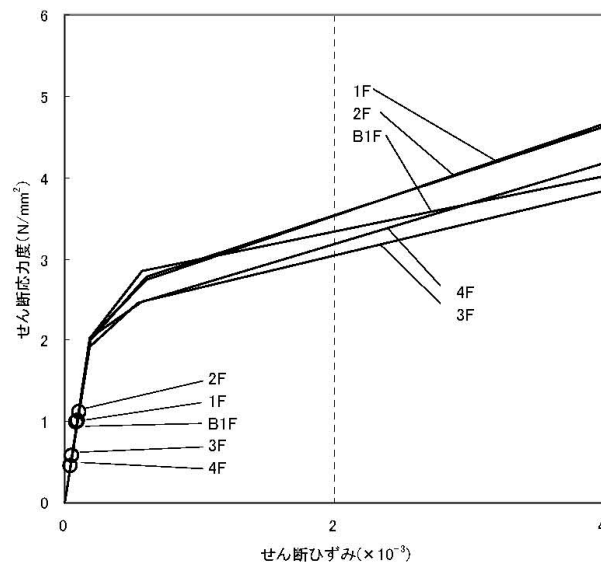


図-5.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

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。

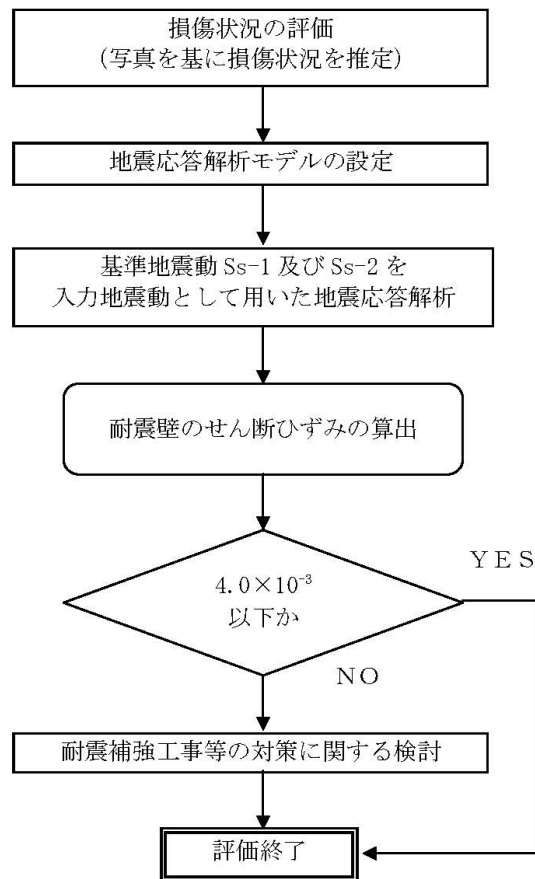


図-1.1 4号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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

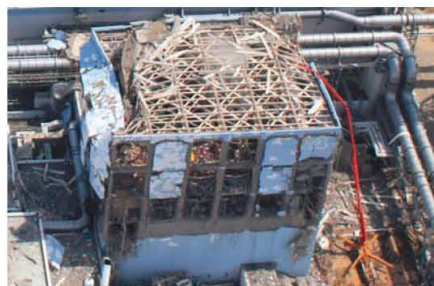
1 階、2 階のシェル壁については、建屋内の調査により損傷が無いことを確認できている。また、3 階において、損傷している外壁の厚さは最大でも 650mm であり、厚さ 1000mm の外壁については損傷が無いことが確認できている。一方、3 階のシェル壁は、厚さが 1850mm であることから損傷が無いものと評価した。(図-2.4)

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

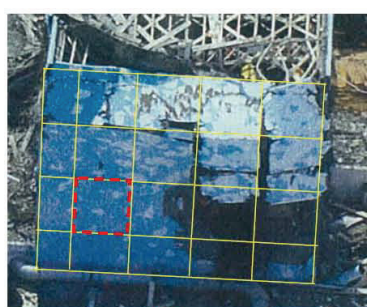


使用済燃料プール内



使用済燃料プール下部

図-2.2 使用済燃料プールの状況



機器仮置プール位置

図-2.3 機器仮置プールの状況

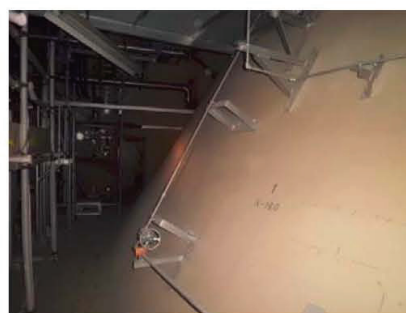


図-2.4 シェル壁の状況



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）

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 S_s-1 及び S_s-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 S_s 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 S_s-1 及び S_s-2 の加速度波形について、図-3.2 に示す。

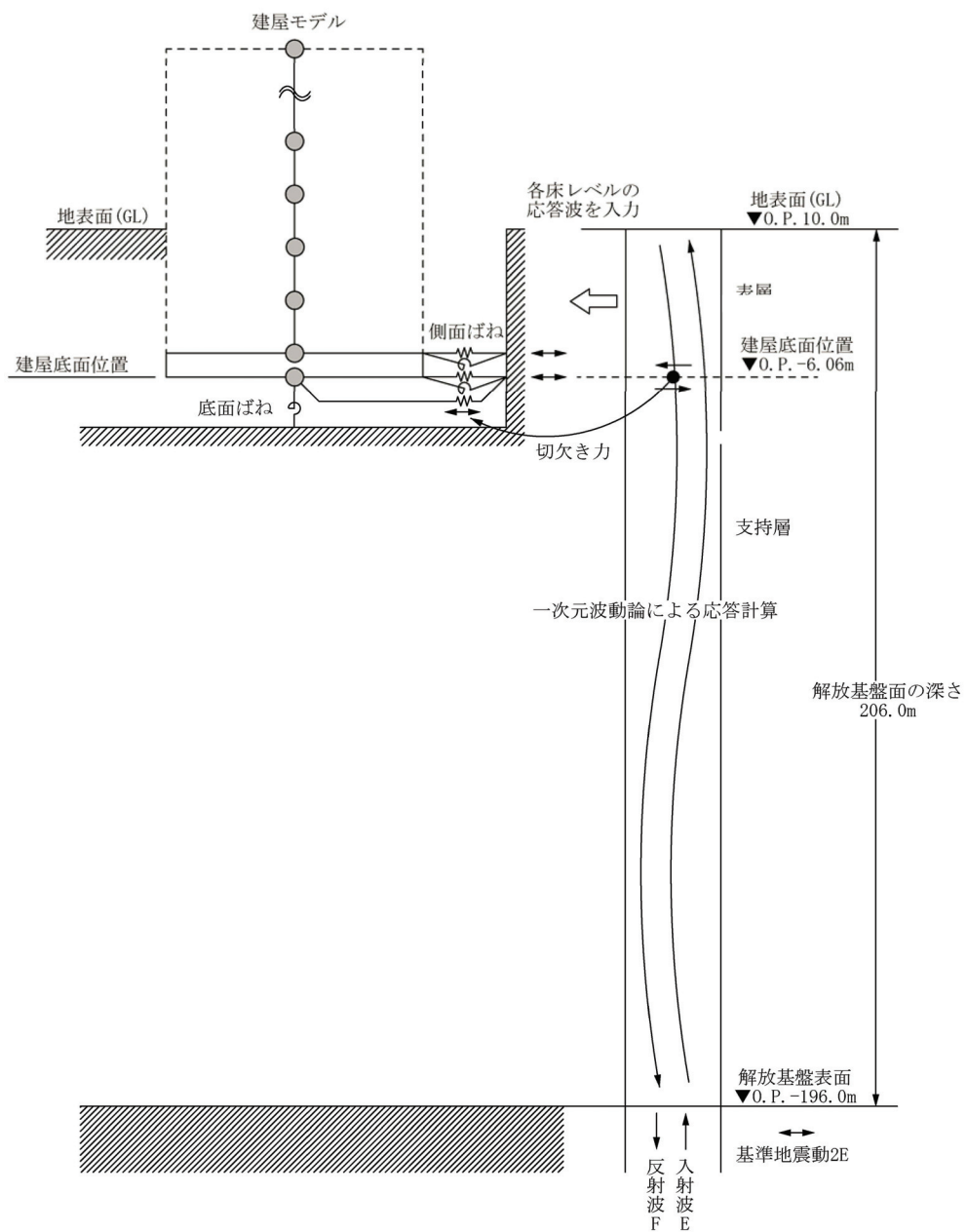


図-3.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

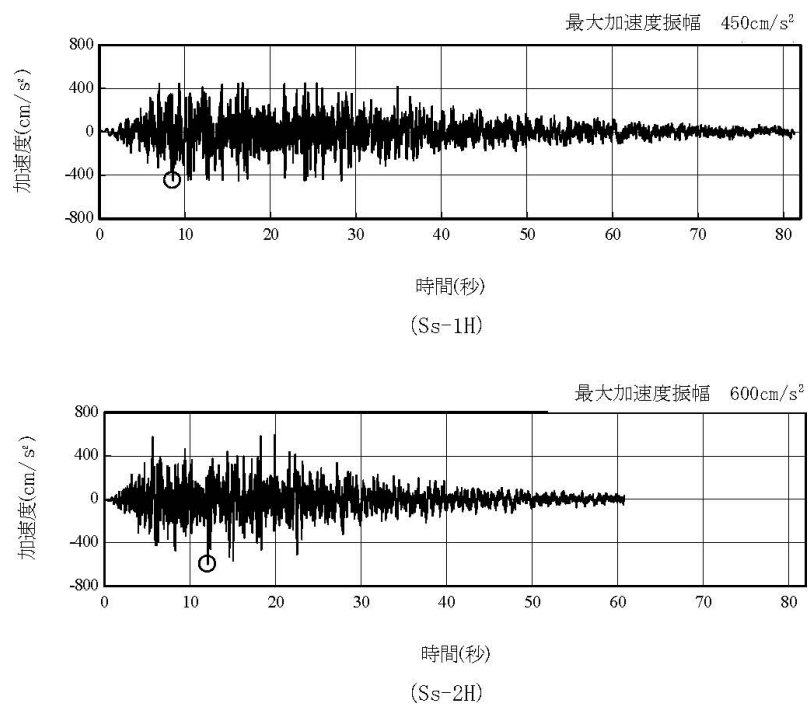


図-3.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s 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。

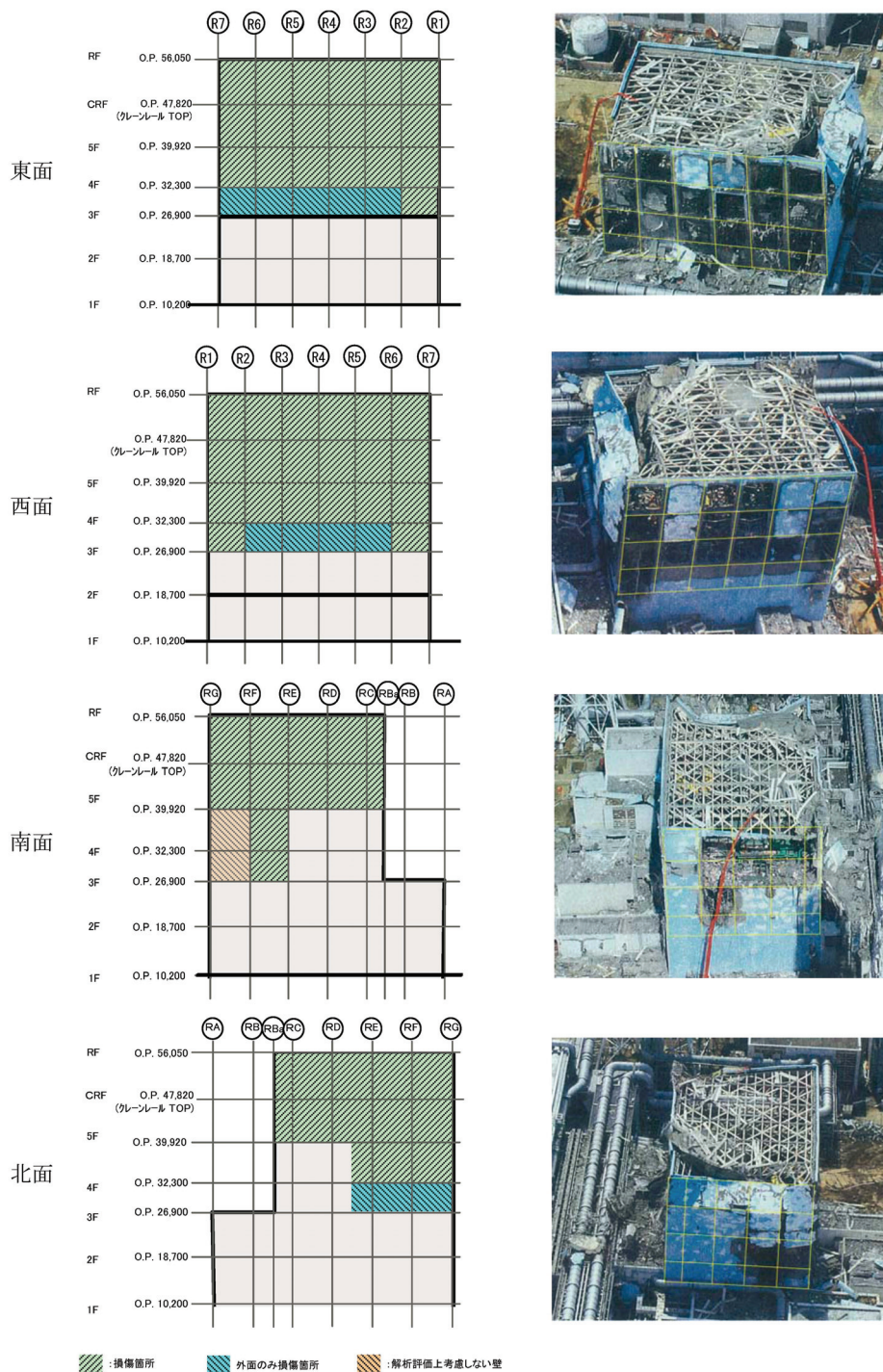


図-4.1 4号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

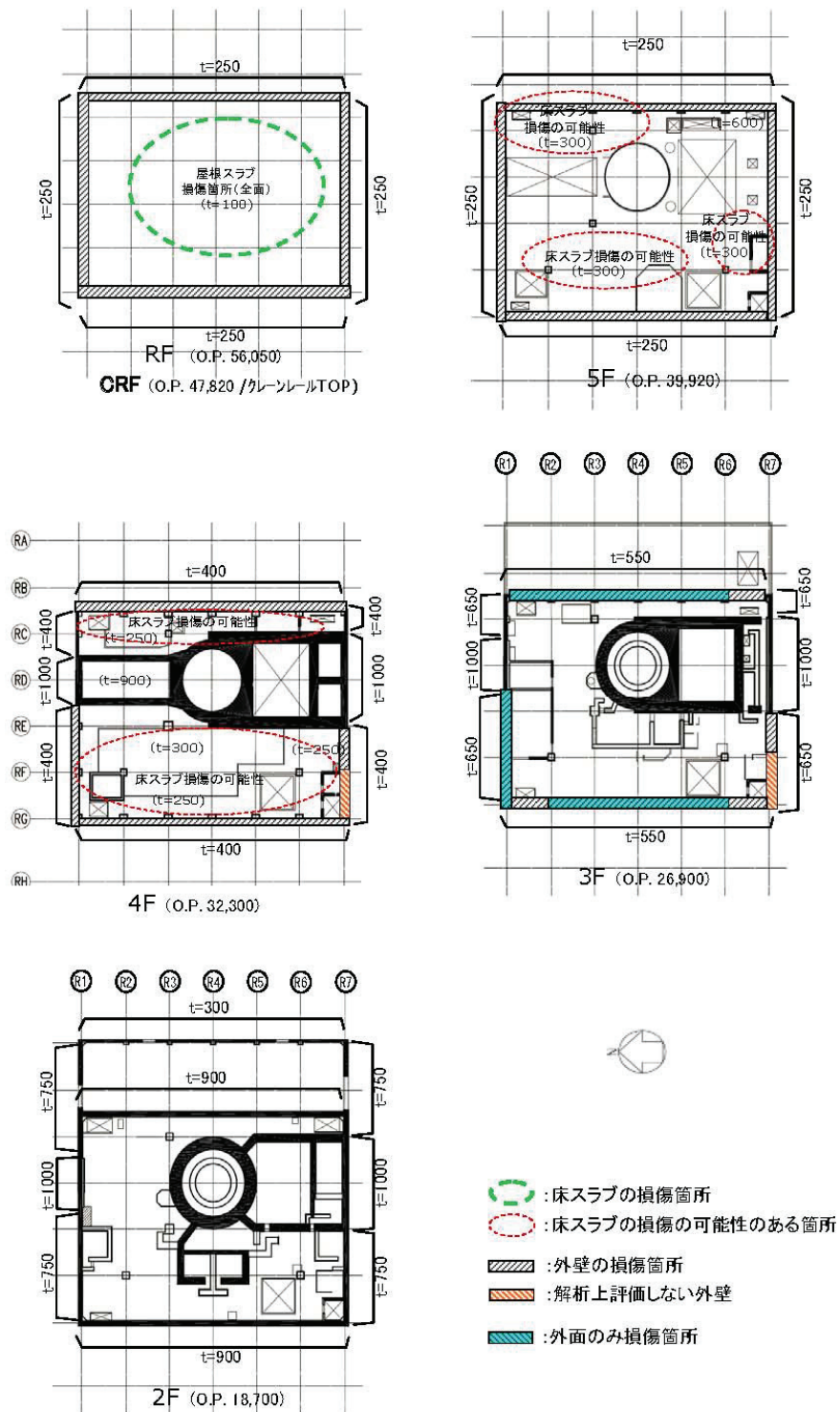


図-4.2 4号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(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 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) 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。

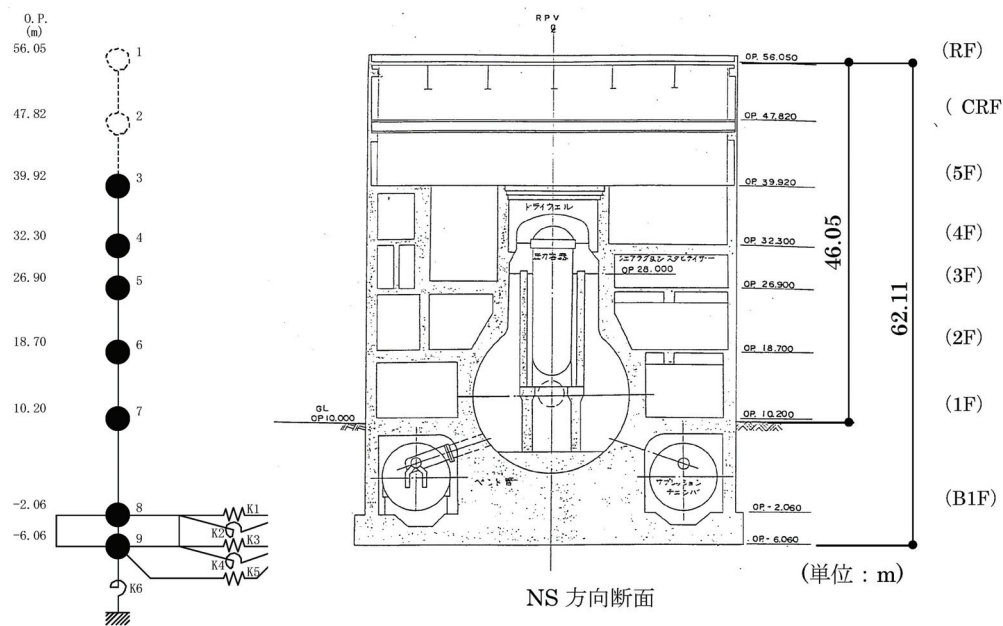


図-4.3 4号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

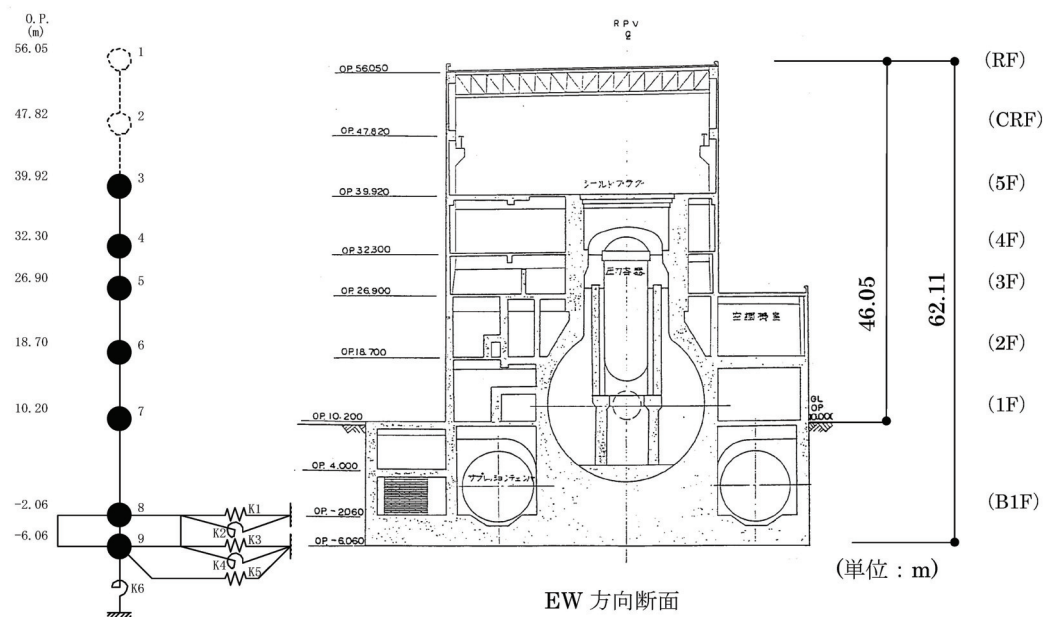


図-4.4 4号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表-4.1 地震応答解析に用いる物性値

コン クリ ート	強度*1 F_c (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)
	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とめた値とした。

*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 $I_g (\times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I (m^4)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	114,850	211.39	150.8	13,068
4	88,770	163.44	103.4	15,942
5	117,030	215.39	223.4	45,026
6	121,930	224.49	175.4	46,774
7	207,300	381.60	460.4	114,194
8	287,050	574.38	2,812.6	562,754
9	132,390	264.88		
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 δ 5% 基礎形状 49.0m (NS方向) $\times$ 57.4m (EW方向)		

(EW 方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_g (\times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I (m^4)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	114,850	118.55	90.4	6,491
4	88,770	91.66	105.8	6,388
5	117,030	215.39	167.5	32,815
6	121,930	224.49	166.4	46,303
7	207,300	569.22	424.5	136,323
8	287,050	828.96	2,812.6	772,237
9	132,390	346.27		
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 δ 5% 基礎形状 49.0m (NS方向) $\times$ 57.4m (EW方向)		

表-4.3 地盤定数

(SS-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (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 V_s (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
-50.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-80.0		580	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-108.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
-196.0	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 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (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 V_s (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
-50.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-80.0		580	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-108.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
-196.0	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

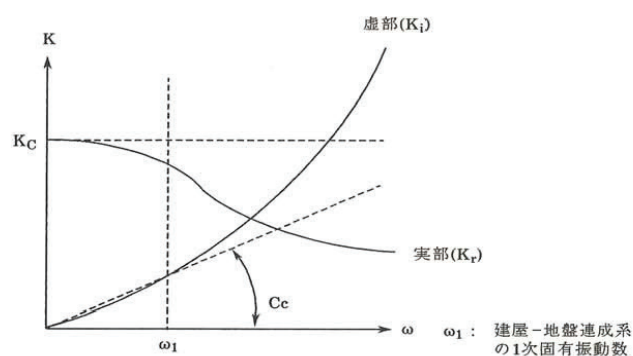


図-4.5 地盤ばねの近似

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。

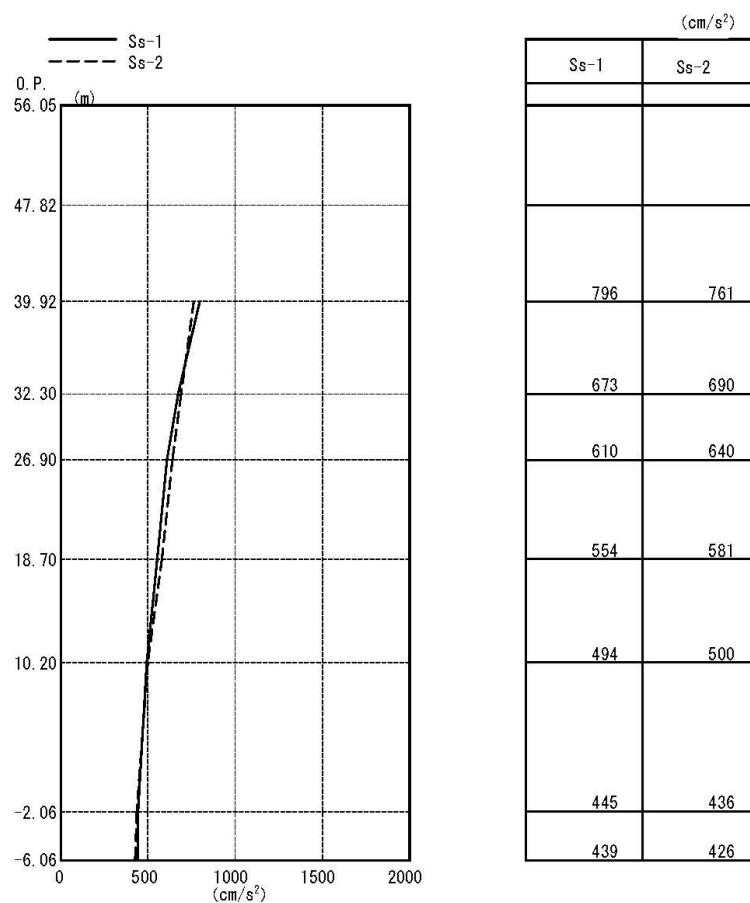


図-5.1 最大応答加速度 (NS 方向)

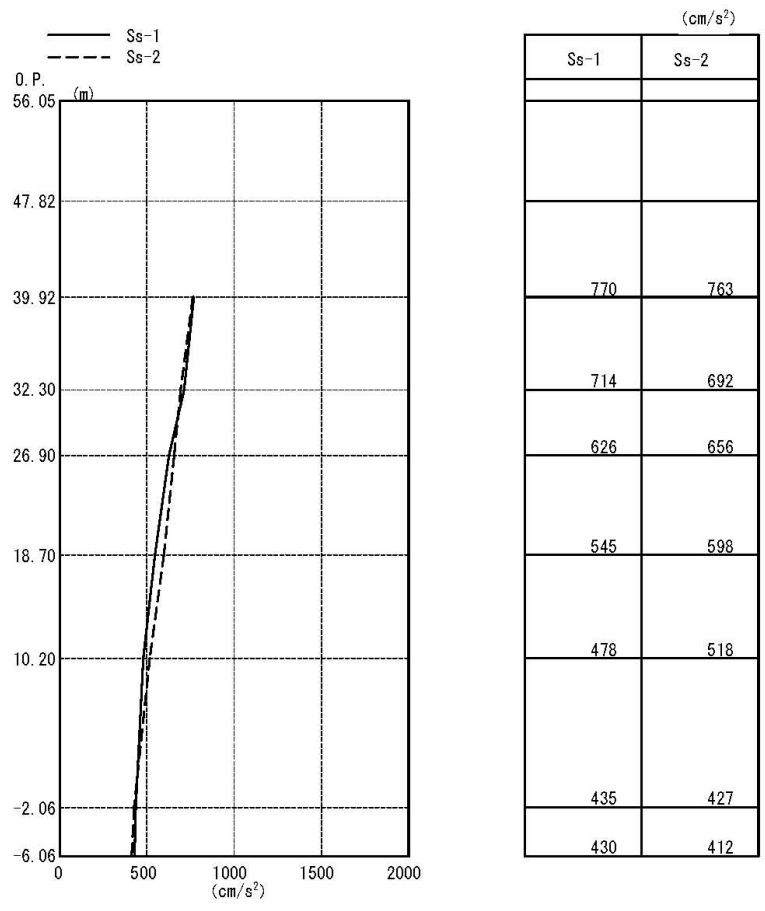


图-5.2 最大応答加速度 (EW 方向)

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。

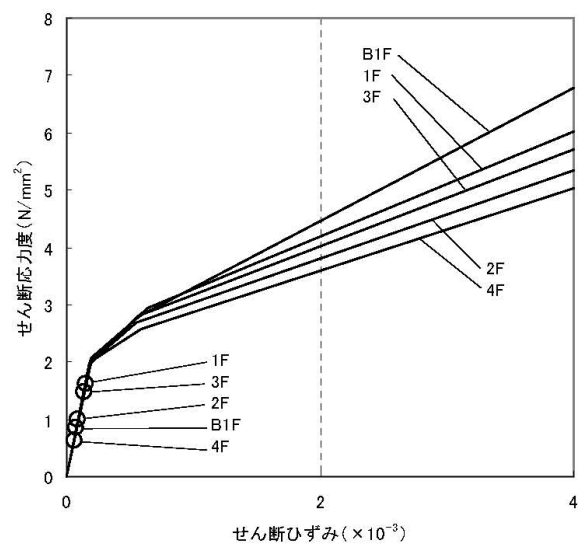


図-6.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

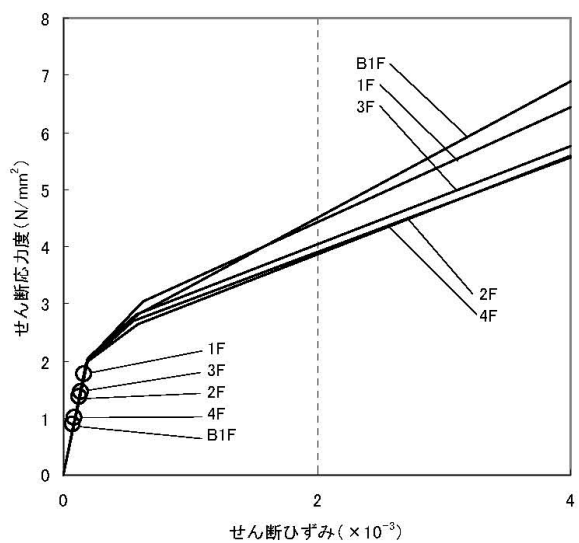


図-6.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

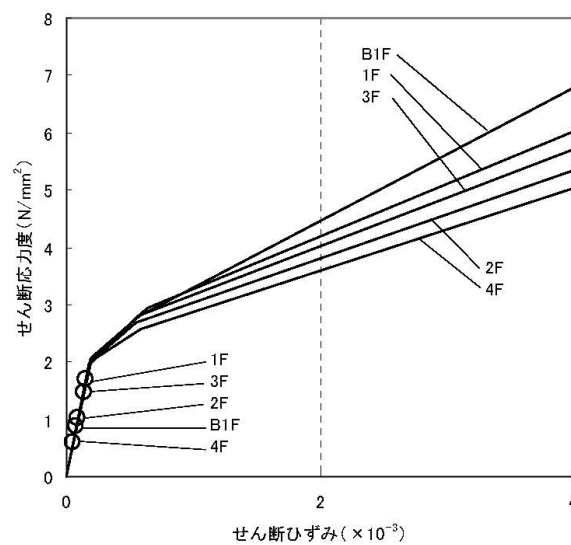


図-6.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

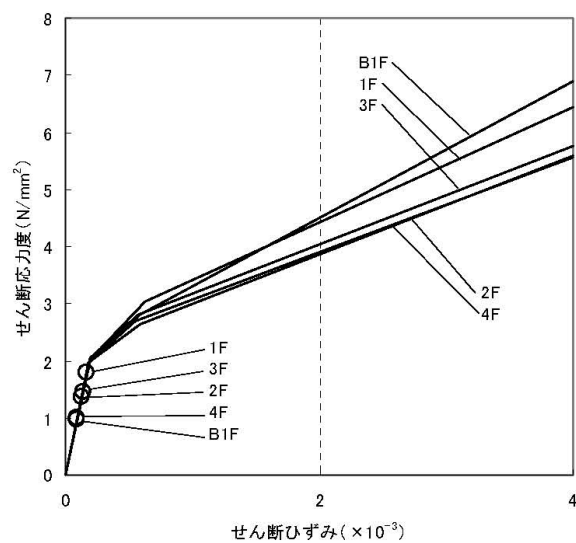
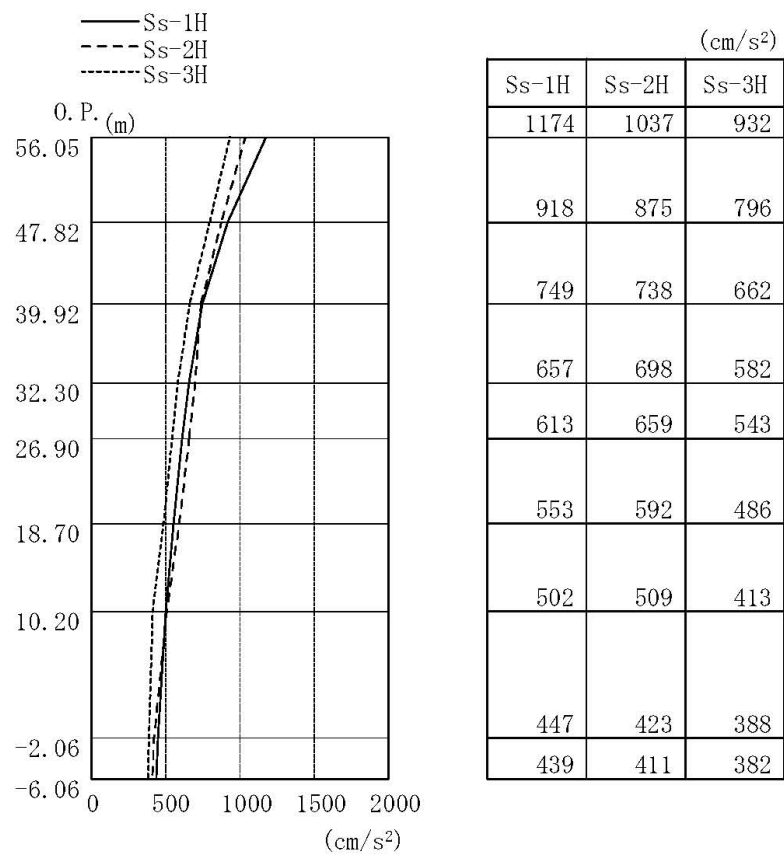


図-6.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

『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。



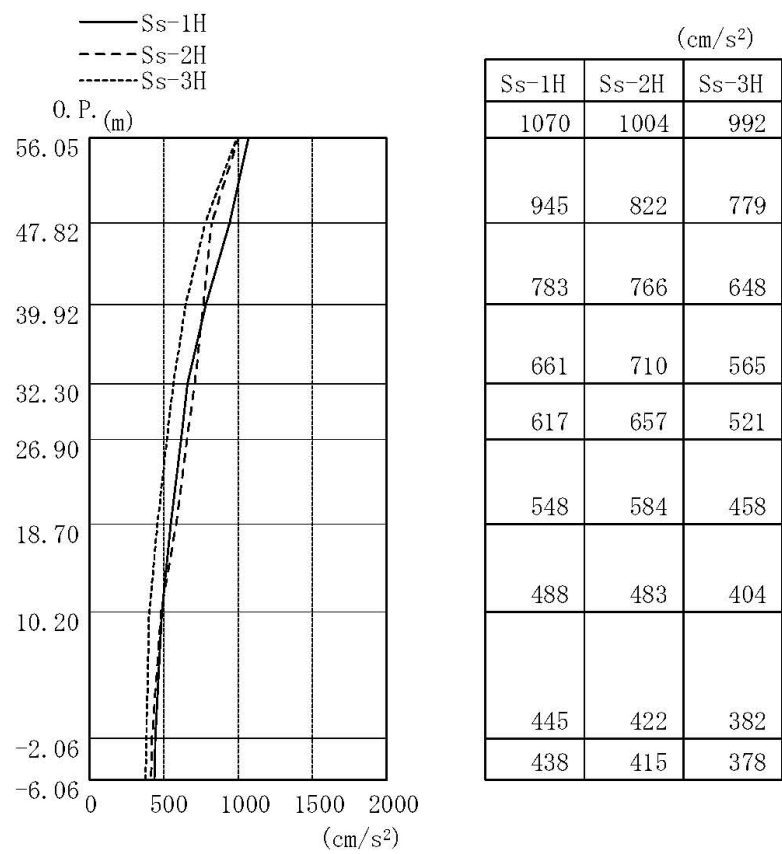


図-2 最大応答加速度 (EW 方向)

付 3-1.2

表-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

(×10 ⁻³)				評価基準値
階	S _S -1H	S _S -2H	S _S -3H	2.0以下
CRF	0.10	0.09	0.08	
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)

(×10 ⁻³)				評価基準値
階	S _S -1H	S _S -2H	S _S -3H	2.0以下
CRF	0.12	0.12	0.11	
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 3-1.3

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)

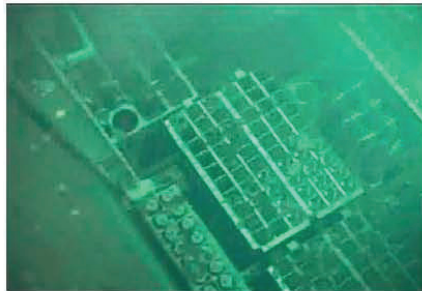


図3 使用済み燃料プール内部の状況(4月28日撮影)

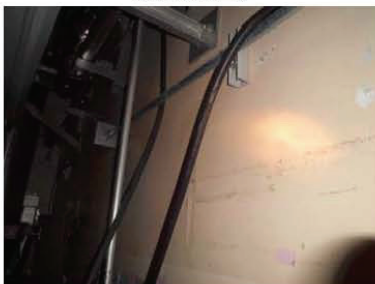
- 5月22日時点
 - ・ 建屋内(1階、2階)では調査が実施されている。現段階では1階、2階の内壁、1階、2階の床スラブ、天井スラブに損傷は確認されていない。建屋内の写真を図4、それぞれの写真の撮影位置を図5に示す。



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)



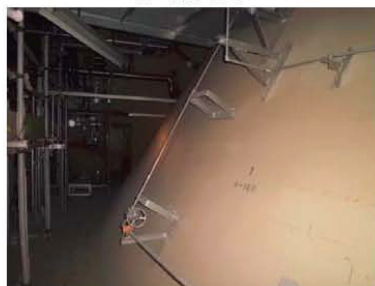
⑤2 階内壁



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)

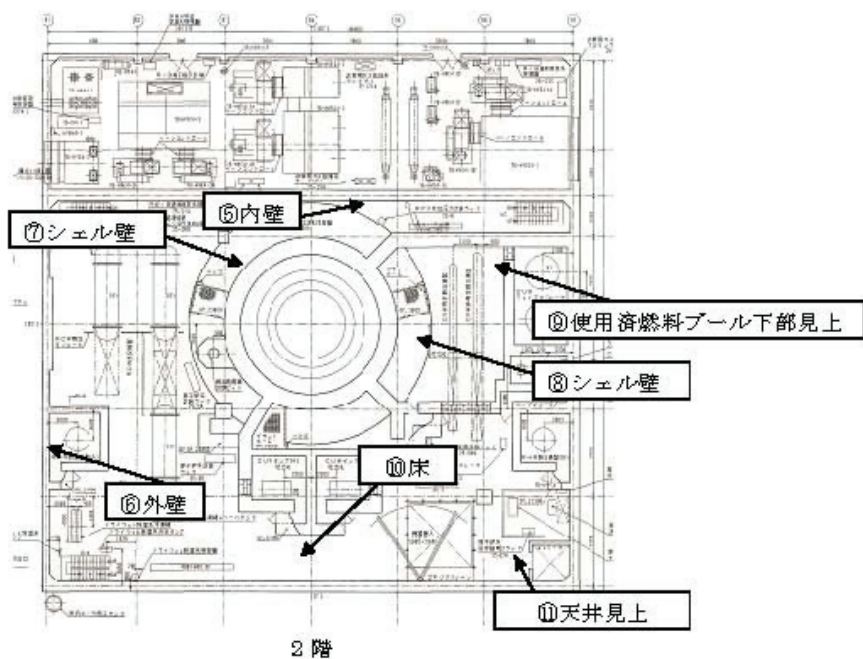
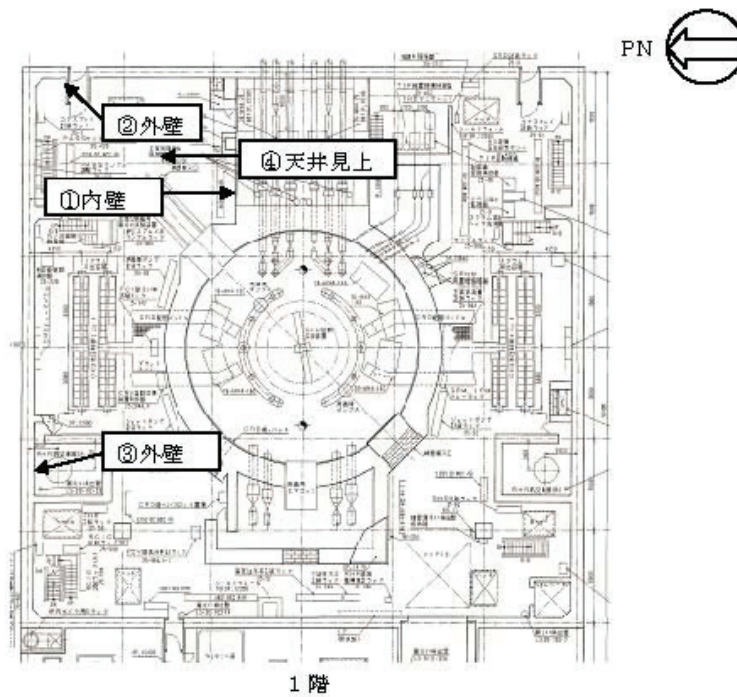


図5 建屋内部の写真撮影位置

付 3-2.4

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）

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（O.P. 18.7m）から5階の床（O.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。

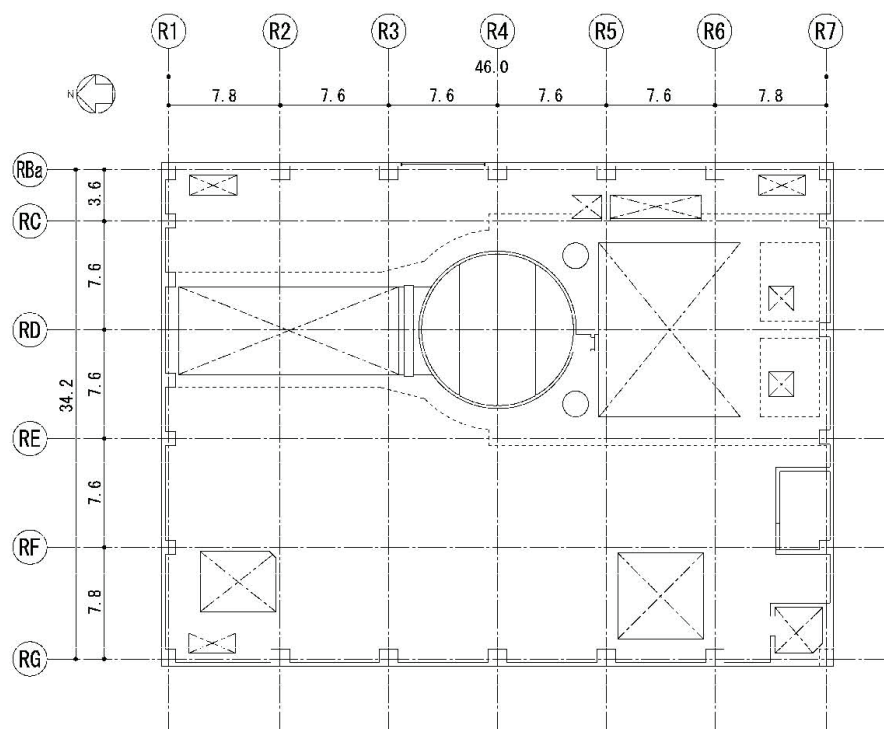


图-1.1 5階 平面图
(单位：m)

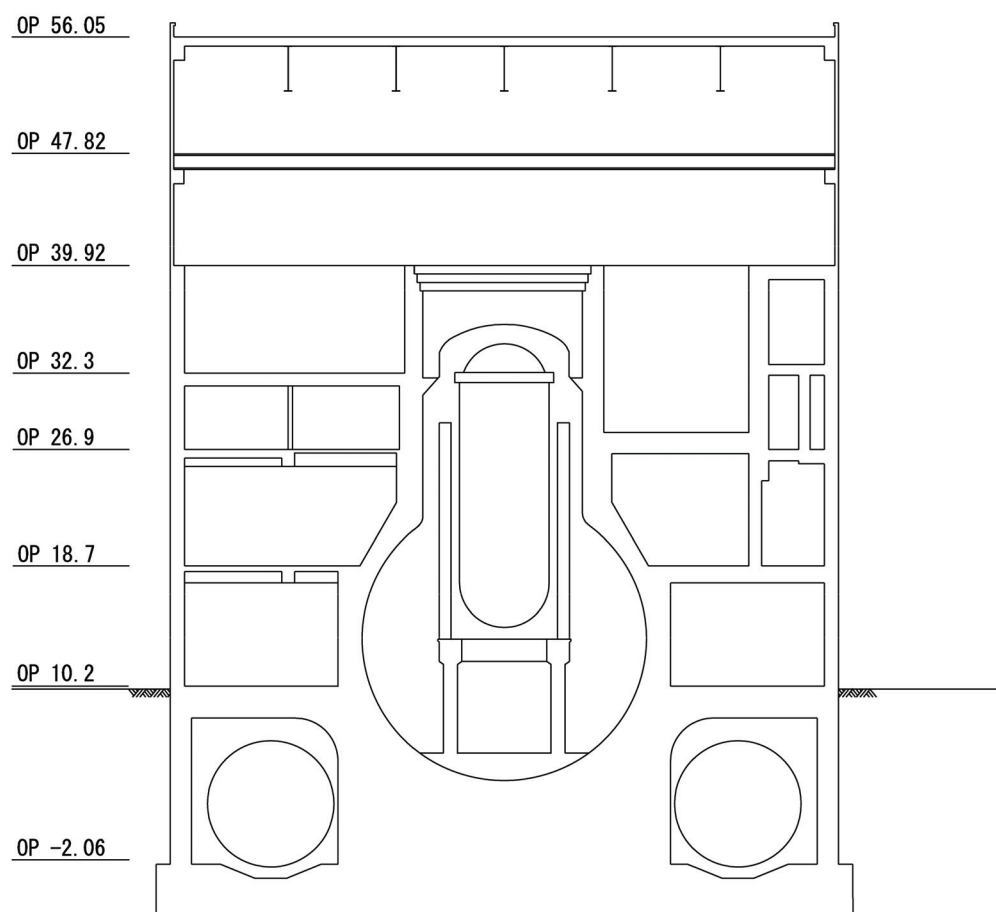


图-1.2 断面图
(NS方向断面, 单位: m)

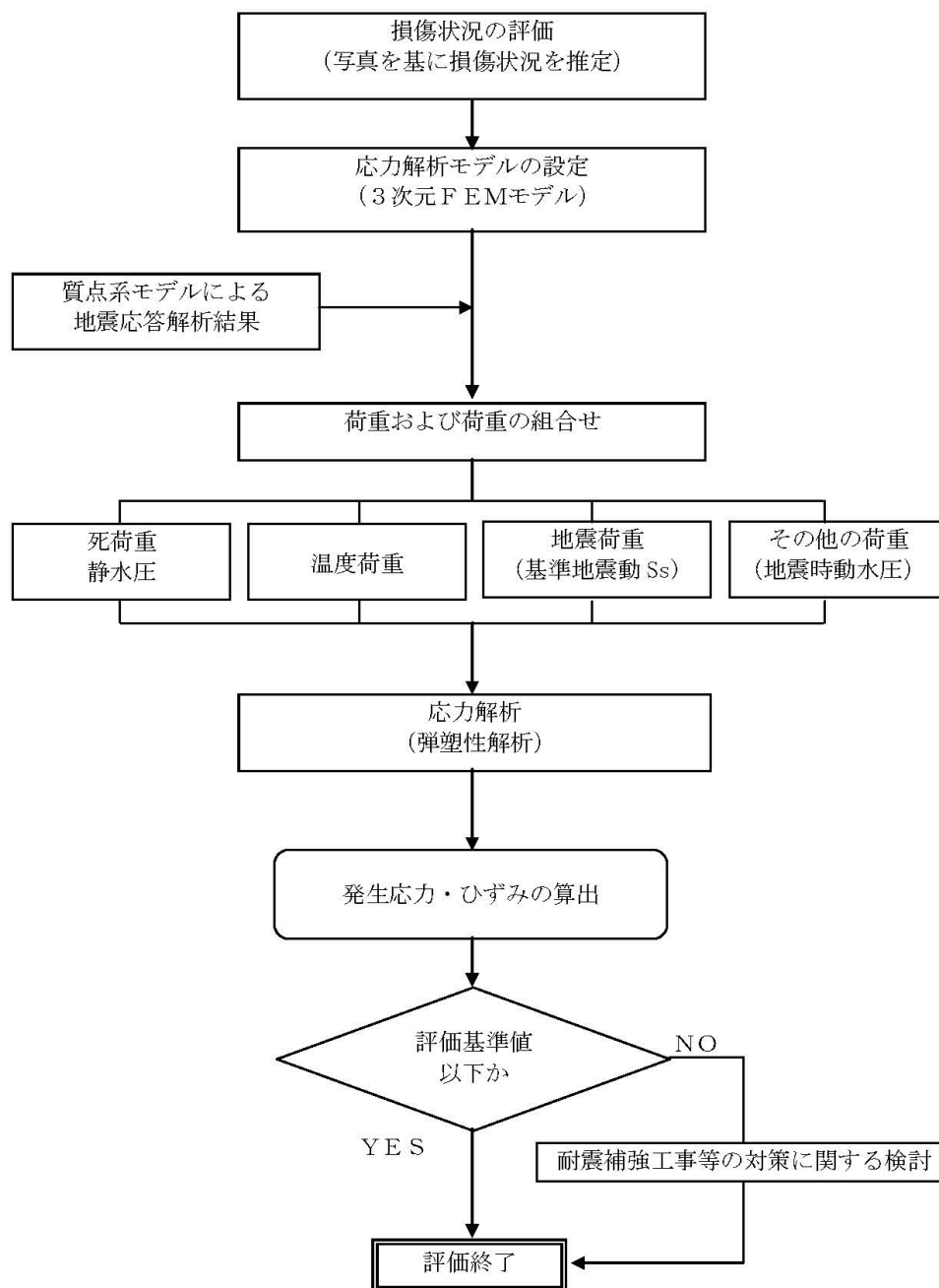


図-1.3 使用済燃料プールの耐震安全性評価フロー

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。

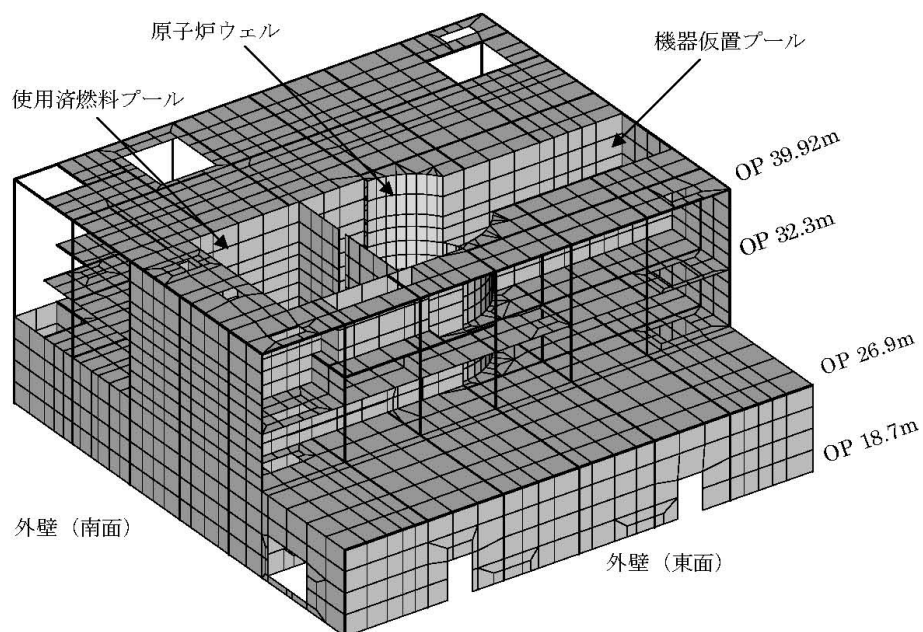
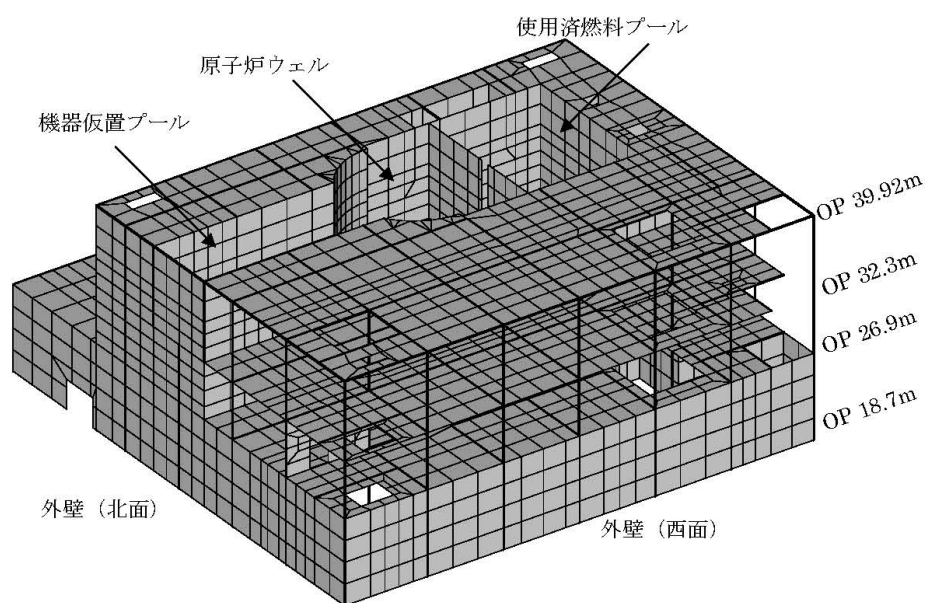
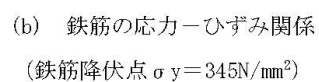
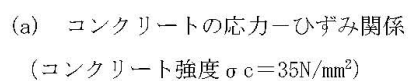


図-3.1 解析モデル概要図



III-3-1-3-添 2-87

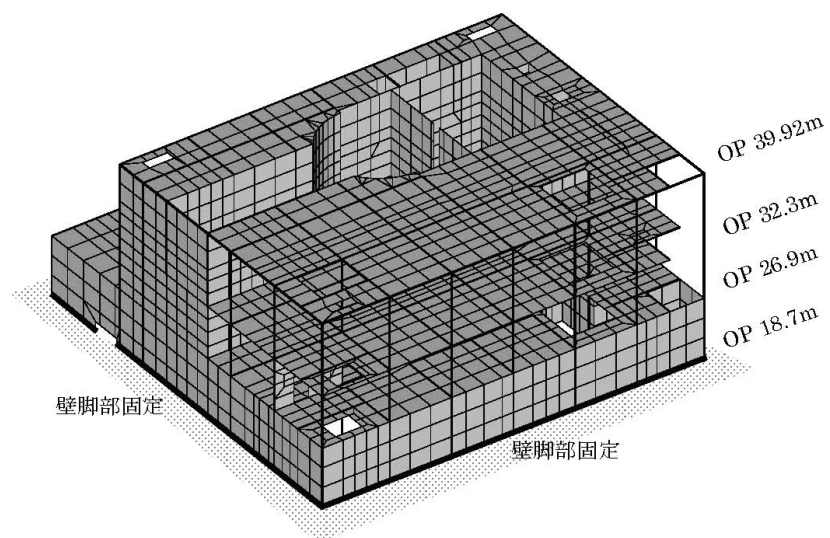


図-3.3 解析モデルの境界条件

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 S_s 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 S_s 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 S_s による地震荷重とを組み合わせで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
S_s 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 S_s ） 、 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 S_s に対する耐震安全性は確保されていると推定される。

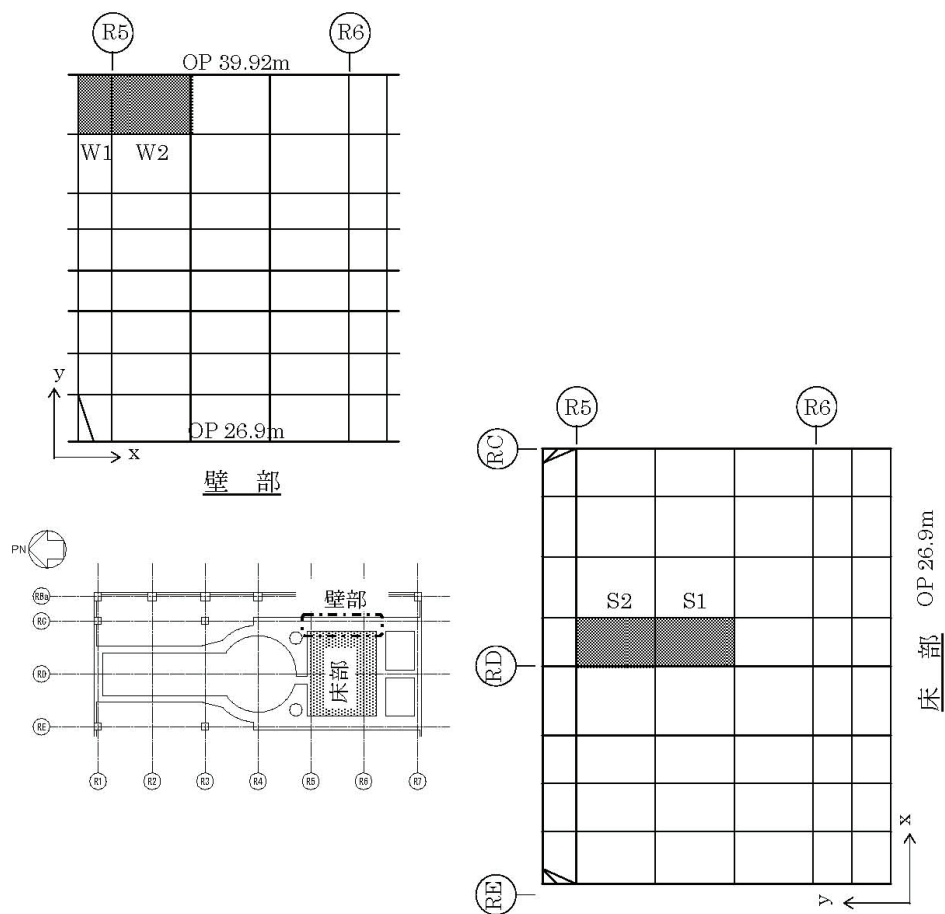
表-5.1～表-5.2に用いる記号の説明

ϵ_c	: コンクリートの圧縮ひずみ
ϵ_c, ϵ_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)



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	+4-D32		+4-D32		

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-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	ϵ_c	Ss 地震時	-480	-3000	可
	ϵ_c		-350	-5000	可
	ϵ_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	ϵ_c	Ss 地震時	-580	-3000	可
	ϵ_c		-210	-5000	可
	ϵ_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

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 S_s 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。

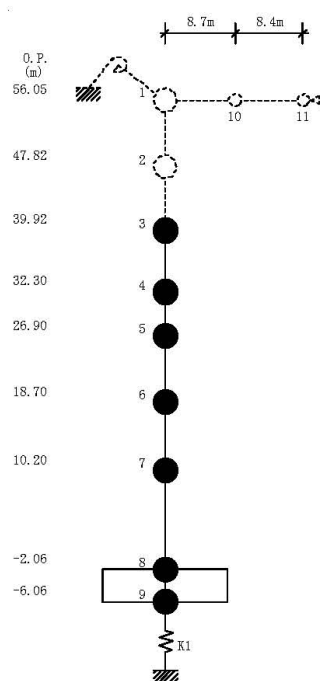


図-1 建屋解析モデル（鉛直方向）

表-1 建屋解析モデルの諸元（鉛直方向）

建屋				屋根			
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)	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	-	-	-	1	-	-	-
2	-	-	-	10	-	-	-
3	114,850	222.6	7.41	11	-	-	-
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						

①コンクリート部

ヤング係数 E_c 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%

②鉄骨部

ヤング係数 E_s 2.05×10^8 (kN/m²)

せん断弾性係数 G 7.90×10^7 (kN/m²)

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)

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。

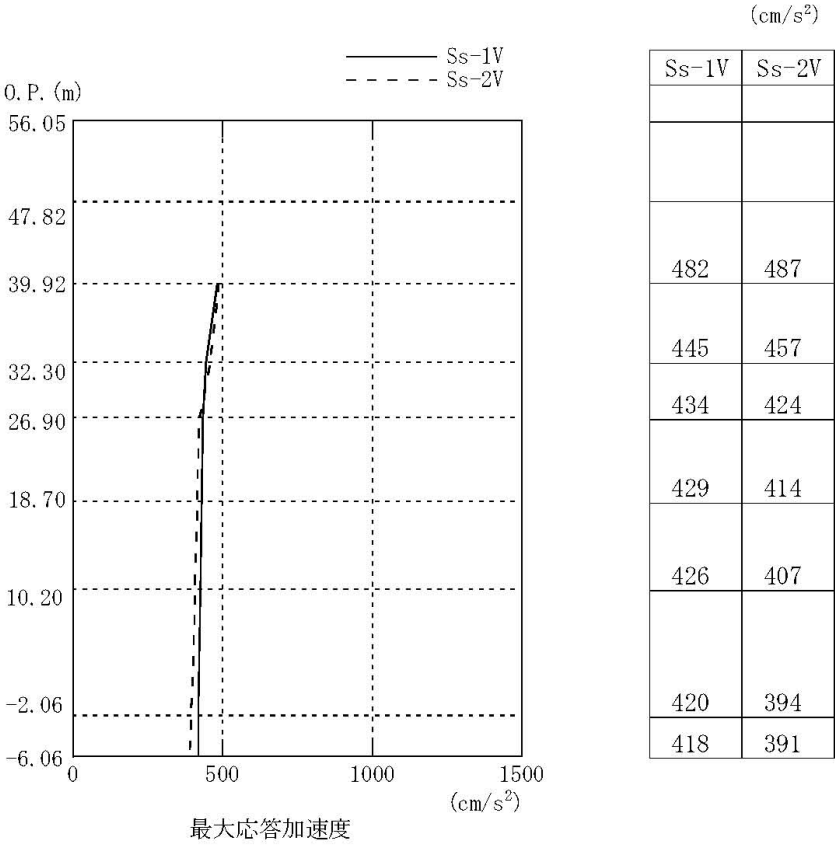


図-2 最大応答加速度（鉛直方向）

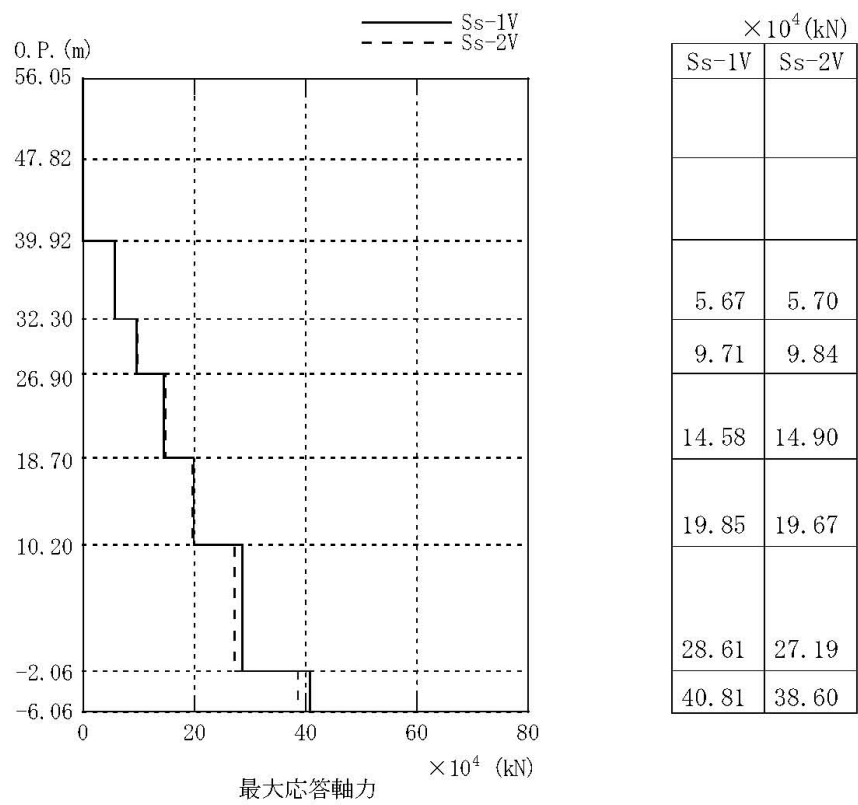


図-3 最大応答軸力（鉛直方向）

付 4-1.4

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(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討 (温度なし)	参考 基本ケース		
W1	c E c	Ss 地震時	-110	-480	-3000	可
	s E c		-110	-350	-5000	可
	s E 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(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討 (温度なし)	参考 基本ケース		
S1	c E c	Ss 地震時	-130	-580	-3000	可
	s E c		-40	-210	-5000	可
	s E 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 4-2.2

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。

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。

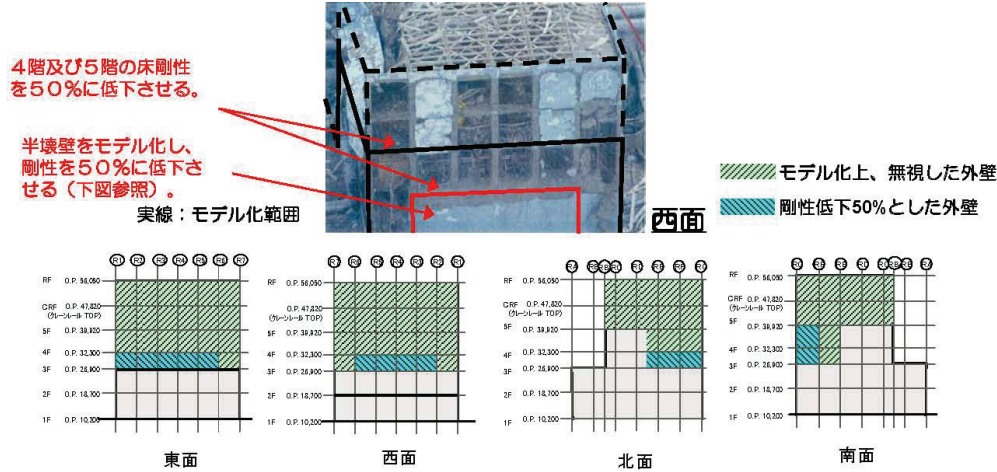


図-1 爆発による影響検討の対象とする床及び外壁

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。

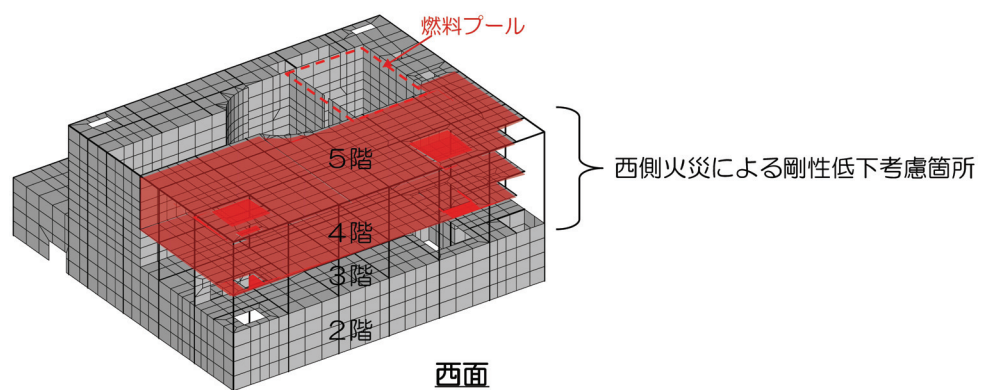


図-2 火災による影響検討の対象とする床及び外壁

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、使用済み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。

付 4-3. 4

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（1 6 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	ϵ_c	Ss 地震時	-470	-3000	可
	ϵ_s		-340	-5000	可
	ϵ_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	ϵ_c	Ss 地震時	-580	-3000	可
	ϵ_s		-210	-5000	可
	ϵ_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。

付 4-3. 7

【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。

付 4-3.8

【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	ϵ_c	Ss 地震時	-570	-3000	可
	ϵ_s		-460	-5000	可
	ϵ_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	ϵ_c	Ss 地震時	-700	-3000	可
	ϵ_s		-230	-5000	可
	ϵ_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。

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。

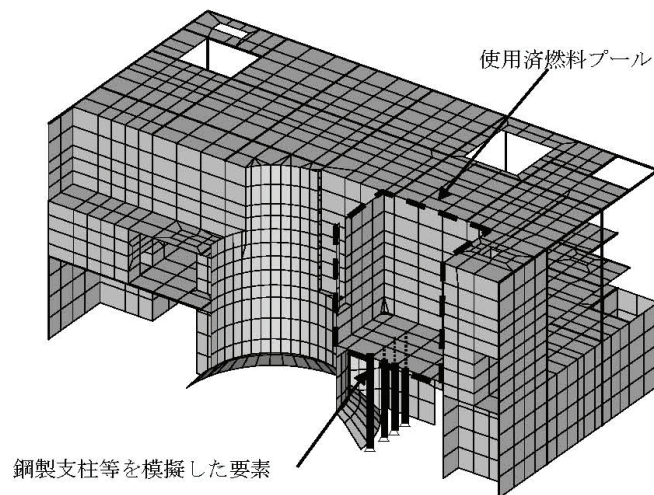


図 1 応力解析モデル

付 4-4. 1

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り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 ϵ_c	Ss 地震時	0.20	0.10
	鉄筋 ϵ_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

付 4-4.2