

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0121 改01
提出年月日	平成28年9月9日

柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

3号炉原子炉建屋内緊急時対策所の
耐震設計について

平成28年9月

東京電力ホールディングス株式会社

目次

1. はじめに
2. 3号炉原子炉建屋の地震応答解析モデルについて
3. 緊急時対策所の耐震評価の見通しについて
4. まとめ

1. はじめに

本資料は、緊急時対策所のうち、緊急時対策所が設置される 3 号炉原子炉建屋の地震応答解析モデルについて示すと共に、基準地震動 S_s による地震応答解析を実施し、耐震成立性の見通しについて示すものである。

2. 3号炉原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

3号炉原子炉建屋は、重大事故等対処施設において「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」（以下、「間接支持構造物」という）に分類される。また、3号炉原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽及び緊急時対策所（待避室）遮蔽（以下では併せて、「緊急時対策所遮蔽部」という）に該当し、緊急時対策所遮蔽は重大事故等対処施設において「常設耐震重要重大事故防止設備」、「常設重大事故緩和設備」に分類され、緊急時対策所（待避室）遮蔽は「常設重大事故緩和設備」に分類される。

3号炉原子炉建屋は、柏崎刈羽原子力発電所3号炉の建設時の工事計画認可申請書（以下、「既工認」という）において、地震応答解析を実施しているが、今回工認においては動解モデルを一部見直す予定である。

以下では、今回工認で採用予定の地震応答解析モデル及び地震応答解析モデルの既工認時からの変更点について示した上で、妥当性及び適用性について説明する。

2.1 構造概要

緊急時対策所が設置される3号炉原子炉建屋は、地下5階、地上3階建てで、基礎底面からの高さは74.0mである。平面は、地下部分では一辺79.5mの正方形、最上階では50.8m×52.8m(EW)のほぼ正方形をなしている。

建屋の主体構造は鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）である。原子炉建屋は原子炉棟とその付属棟より構成されており、それら両棟は同一基礎スラブ上に設置された一体構造である。その主たる耐震要素は、原子炉格納容器の回りを囲んでいる原子炉一次遮へい壁、原子炉棟の外壁及び付属棟の外壁である。基礎は、泥岩上に直接設置されている。3号炉原子炉建屋内緊急時対策所は、3号炉原子炉建屋の2階（T.M.S.L.+12.8m）に設置されており、原子炉建屋躯体の一部が緊急時対策所遮へいを構成している。

建屋の概略平面図を図2.1-1に、建屋の断面図を図2.1-2及び図2.1-3に示す。

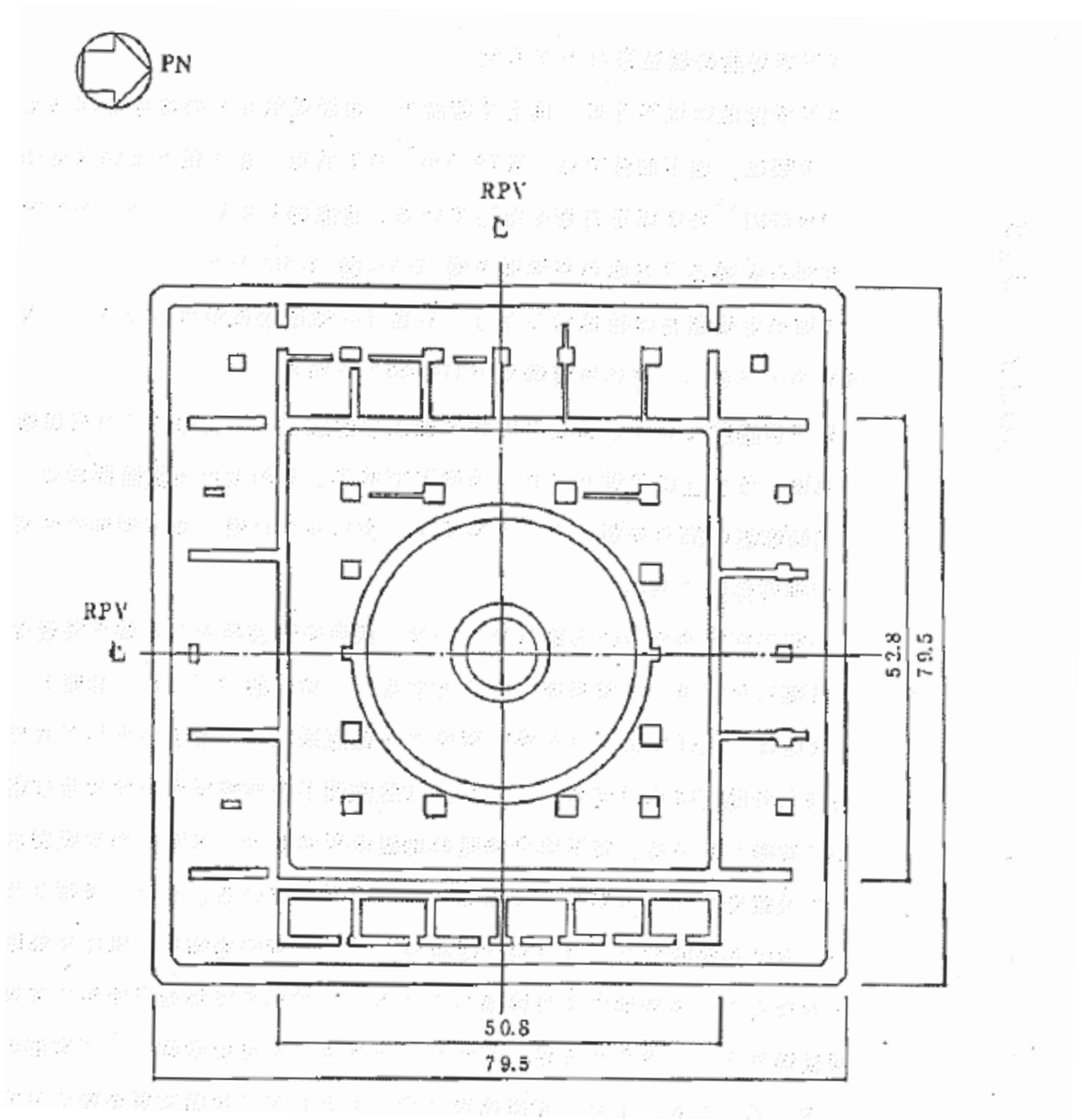


图 2.1-1 建屋概略平面图（基础版上）

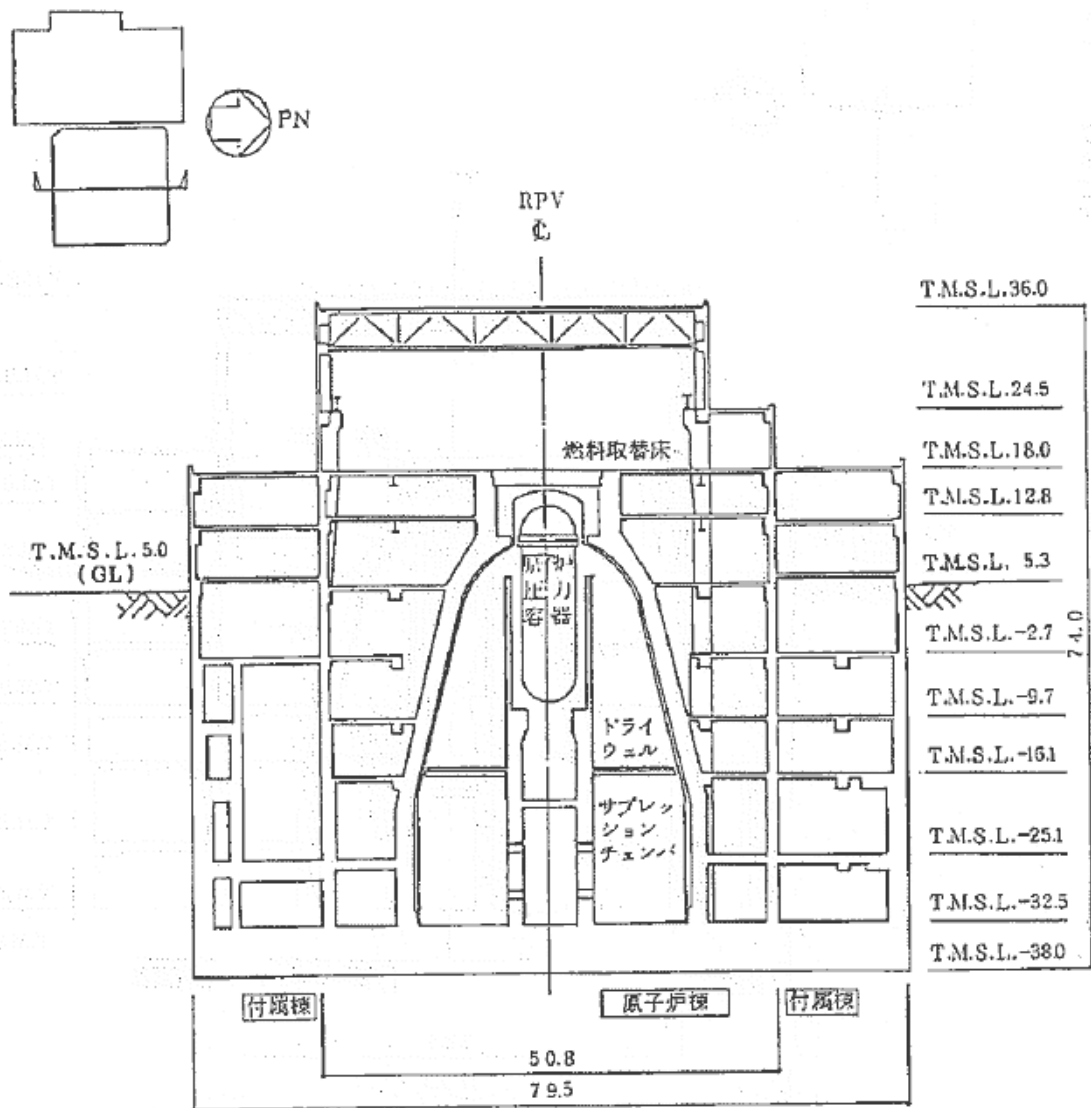


図 2.1-2 建屋断面図 (NS 方向)

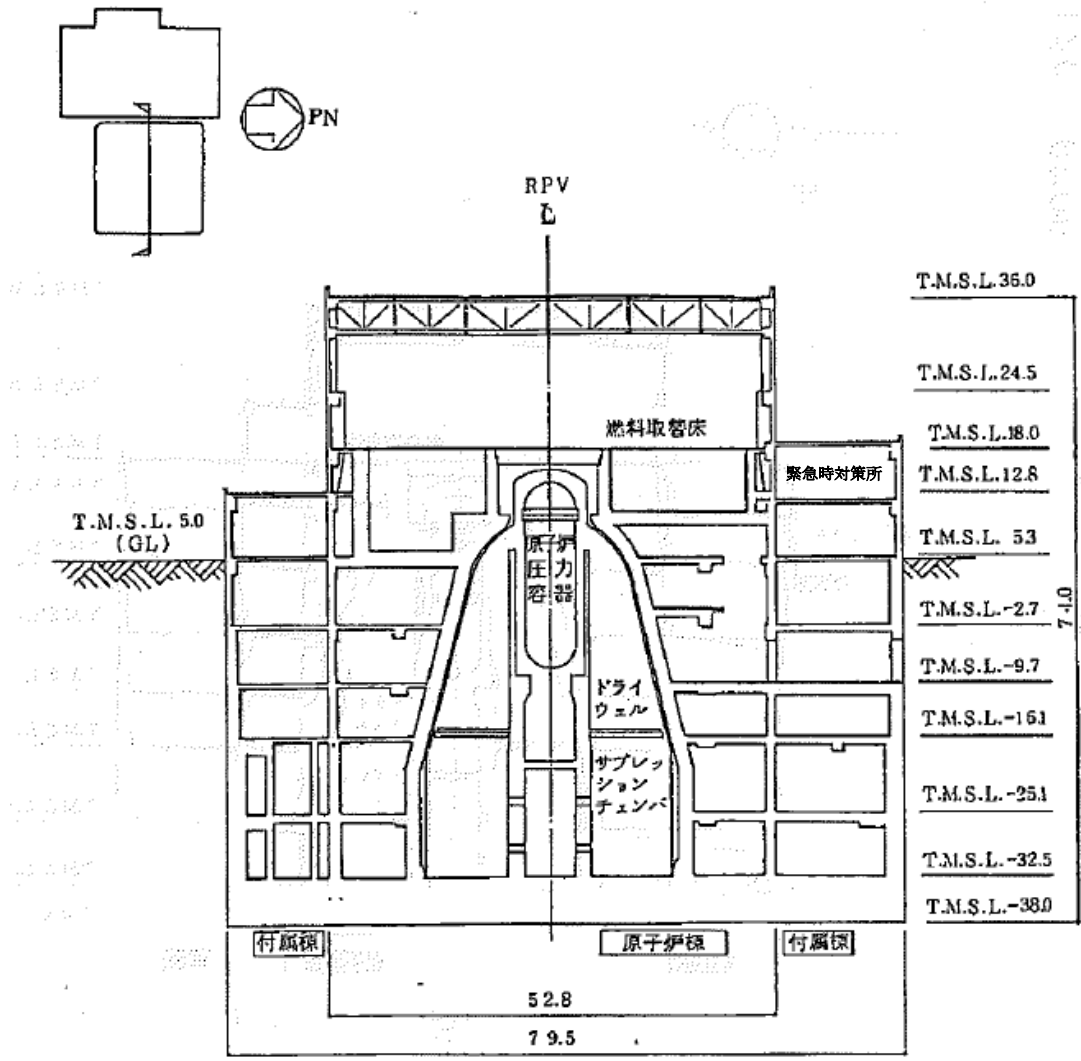


図 2.1-3 建屋断面図 (EW 方向)

2.2 地震応答解析モデル

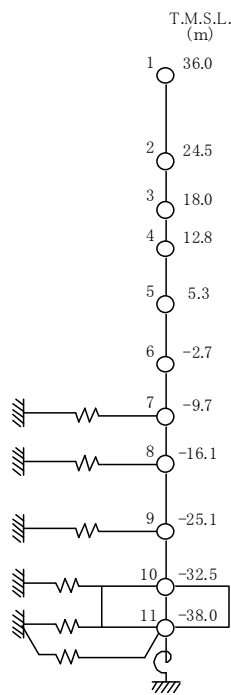
地震応答解析に用いるモデルは、建屋を質点系とし地盤を等価なばねで評価した建屋—地盤連成モデルとする。建屋の地震応答解析モデル図及び諸元を図 2.2-1 に、地盤モデルを表 2.2-1 に示す。

建屋は、曲げ変形とせん断変形をする質点系としてモデル化しており、建屋側方の地盤は水平ばね及び回転ばねで、また、建屋底面下の地盤は水平ばねで置換している。地下部分側面の地盤水平ばねは、各質点の支配深さに従って地盤を水平に分割し、波動論により評価している。なお、表層部分については、基準地震動 S_s による地盤の応答レベルを踏まえ、ばね評価を行わないこととする。

また、基礎スラブ底面における地盤の水平及び回転ばねは、それ以深の地盤を等価な半無限地盤とみなして、波動論により評価している。

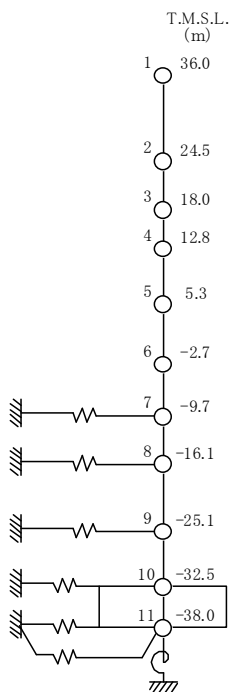
復元力特性は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定する。水平方向の地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性応答解析とする。

入力地震動は、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。埋込みを考慮した水平モデルであるため、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、基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に負荷することにより、地盤の切り欠き効果を考慮する。



質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 $I_R(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	部材番号	せん断断面積 $A_S(\text{m}^2)$	断面 2 次モーメント $I_B(\text{m}^4)$
①	38,520	7.81			
②	50,940	18.53	1	45.30	27,900
③	159,520	68.32	2	67.20	50,900
④	265,020	89.63	3	261.30	139,400
⑤	374,020	175.11	4	339.30	176,600
⑥	357,560	204.76	5	426.60	304,500
⑦	341,790	205.35	6	494.30	395,400
⑧	507,720	266.45	7	637.10	458,700
⑨	531,250	302.62	8	818.10	603,900
⑩	641,160	336.27	9	879.00	609,500
⑪	408,940	216.43	10	6,320.30	3,329,000
計	3,676,440	建屋部 基礎部 h=5% 基礎形状	$E_c=2.88 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ $E_c=2.79 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ 79.5m(NS)×79.5m(EW)	$G_c=1.20 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ $G_c=1.16 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	

(NS 方向)



質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 $I_R(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	部材番号	せん断断面積 $A_S(\text{m}^2)$	断面 2 次モーメント $I_B(\text{m}^4)$
①	38,520	11.10			
②	50,940	16.75	1	52.30	39,500
③	159,520	45.93	2	66.40	56,100
④	265,020	102.83	3	385.30	133,700
⑤	374,020	177.06	4	415.50	210,700
⑥	357,560	207.61	5	469.90	316,900
⑦	341,790	203.99	6	616.10	395,900
⑧	507,720	265.65	7	648.40	461,800
⑨	531,250	300.88	8	856.10	588,600
⑩	641,160	336.86	9	772.60	599,600
⑪	408,940	216.43	10	6,320.30	3,329,000
計	3,676,440	建屋部 基礎部 h=5% 基礎形状	$E_c=2.88 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ $E_c=2.79 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ 79.5m(NS)×79.5m(EW)	$G_c=1.20 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ $G_c=1.16 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	

(EW 方向)

図 2.2-1 建屋質点系モデル図及び諸元

表 2.2-1 地盤モデル

標高 TMSL(m)	層厚 (m)	地質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比	初期 せん断波速度 V_{s0} (m/s)	初期 せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)
5.0 ~ 1.3	3.7	埋戻土	18.6	0.333	110	21,000
1.3 ~ -6.2	7.5		18.6	0.333	170	53,200
-6.2 ~ -10.0	3.8		18.6	0.333	200	77,500
-10.0 ~ -21.0	11.0	安田層	18.0	0.472	350	225,000
-21.0 ~ -46.0	25.0	西山層	15.8	0.460	420	284,000
-46.0 ~ -148.0	102.0		16.2	0.445	530	464,000
-148.0 ~ -199.0	51.0		16.2	0.436	570	537,000
-199.0 ~ -261.0	62.0		17.3	0.426	650	745,000
-261.0 ~ -285.0	24.0		17.8	0.415	690	864,000
-285.0 ~	-	解放基盤	17.5	0.409	710	900,000

2.3 既工認モデルからの変更点

2.3.1 既工認モデルからの変更点について

3号炉原子炉建屋については、既工認で耐震計算書を添付しているが、今回工認においては地震応答解析モデルを一部見直す予定である。地震応答解析モデルにおける主要な変更点を表 2.3-1 に示す。

採用予定の項目のうち、補助壁については、設計時には耐震要素として考慮していなかった壁のうち、規格規準に適合する壁を新たな耐震要素として選定するものであることから、3号炉原子炉建屋の地震応答解析モデルにも適用可能な項目であると考えられる。詳細については後述する。

また、3号炉原子炉建屋は、コンクリートの設計基準強度が6、7号炉各建屋と同じ 330kg/cm^2 であることから、実強度としては概ね同程度の数値となっていることが推定できる。ただし、3号炉原子炉建屋としての91日強度の試験データの分析は実施していないことから、他の建屋同様に91日強度について整理した上で、コンクリート実剛性算出に使用する実強度の数値については検討する。

また、表 2.3-1 で示した主要な変更点以外の変更点としては、「建屋の弾塑性解析」及び「表層地盤の埋込み効果の無視」が挙げられる。「建屋の弾塑性解析」については、既工認では採用していないが、「原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1991)」に基づき採用するものであり、妥当性・適用性が確認されている項目であると判断している。また、「表層地盤の埋込み効果の無視」については、地震動レベルの増大を踏まえその効果は無視するとしたものである。これらの2項目については、6、7号炉の地震応答解析モデルで採用を予定しており、主要な論点とはなっていないことから、ここでも主要な変更点としては抽出しないこととした。

表 2.3-1 3号炉原子炉建屋 地震応答解析モデルの主要な変更点

項目	既工認	今回工認	備考
耐震要素（建屋壁） のモデル化	外壁などの主要な壁 のみモデル化	左記に加え，考慮可能 な壁（補助壁）を追加 でモデル化	6,7号炉原子炉建屋,タ ービン建屋等の地震 応答解析モデルで採 用予定の項目。
建屋コンクリート 剛性	設計基準強度 (330kg/cm ²) に基 づく剛性を使用	コンクリート実強度 に基づく剛性を使用	同上

2.3.2 考慮する補助壁について

補助壁の選定基準の設定にあたっては、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、日本建築学会：「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）」（以下、RC-N 規準という）を参考とし、表 2.3-2 に示す選定条件を設定することとする。

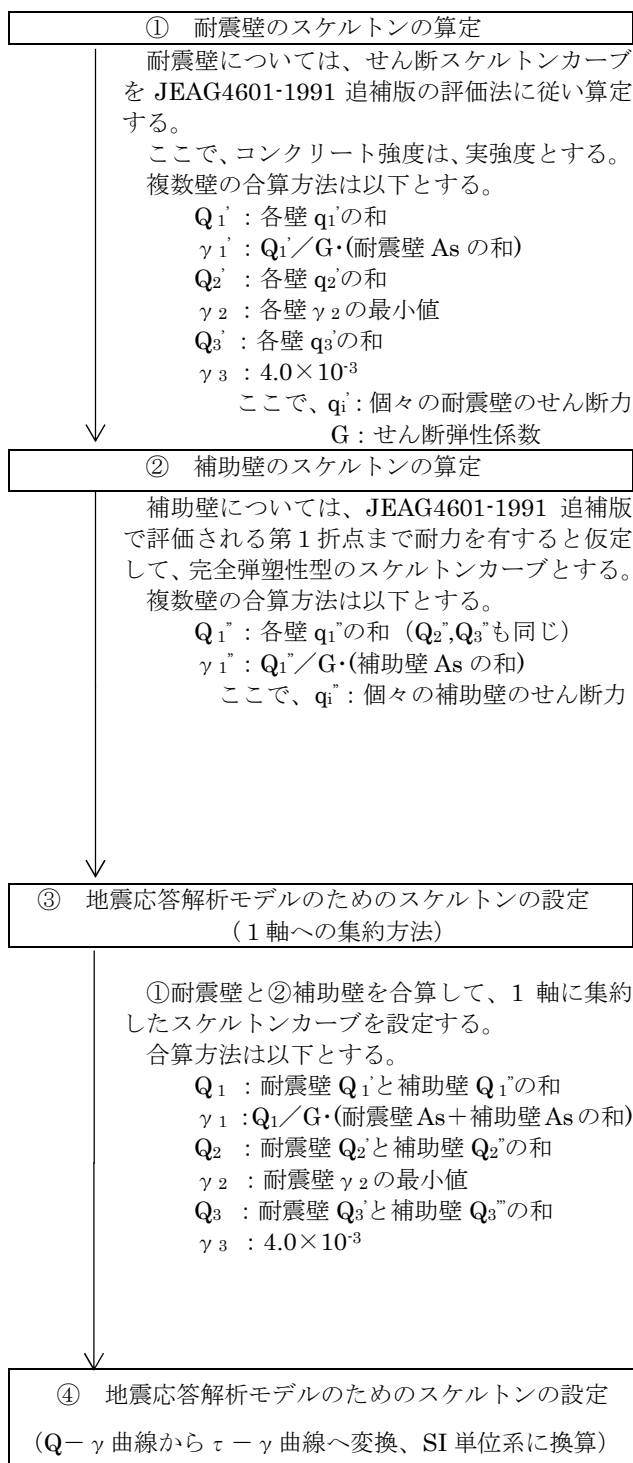
また、地震応答解析で用いる解析モデルへの反映方針としては、JEAG4601-1991 追補版におけるスケルトン評価法のベースとなった実験の内容や耐震壁と補助壁の違い（鉄筋比、直交壁の有無）を踏まえ、補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第 1 折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定とする。

なお、実際の地震応答解析は、複数の耐震壁と補助壁のスケルトンカーブを軸毎に集約した合算後のスケルトンカーブを用いて解析を実施している。スケルトンカーブの集約方法を図 2.3-1 に示す。

以上で説明した補助壁の選定方針及び地震応答解析モデルへの反映方針は、6, 7 号炉原子炉建屋等で採用する補助壁の取り扱いと同一であり、全ての既設建屋に適用可能な手法であると考えられることから、3 号炉原子炉建屋に対して適用することは妥当であると判断した。

表 2.3-2 補助壁の選定条件

項目	RC-N 規準 (算定外の規定)	補助壁の選定条件
壁厚・内法高さ	・壁の厚さは 200mm 以上、かつ壁の内法高さの 1/30 以上	・壁の厚さは 300mm 以上、かつ壁の内法高さの 1/30 以上
せん断補強筋比	・壁のせん断補強筋比は、直交する各方向に関し、それぞれ 0.25%以上	同左
壁筋	・複筋配置 ・D13 以上の異形鉄筋を用い、壁の見付面に関する間隔は 300mm 以下	同左
その他条件		・下階まで壁が連続している、もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁 ・フレーム構面外でも上記を満たす壁



③で得られた Q- γ 曲線を τ - γ 曲線に変換する。

変換方法は以下とする。

τ_1 : $Q_1 / (\text{耐震壁 } A_s + \text{補助壁 } A_s \text{ の和})$
 τ_2 : $Q_2 / (\text{耐震壁 } A_s + \text{補助壁 } A_s \text{ の和})$
 τ_3 : $Q_3 / (\text{耐震壁 } A_s + \text{補助壁 } A_s \text{ の和})$

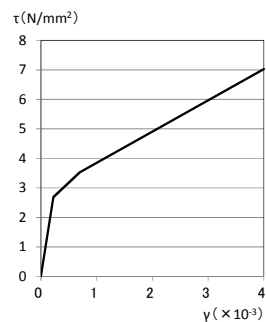
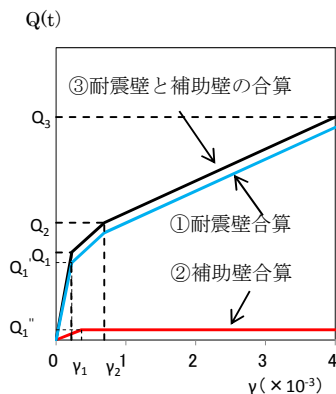
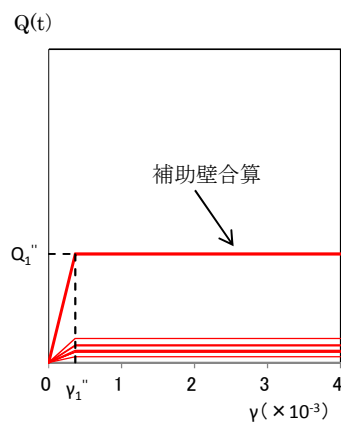
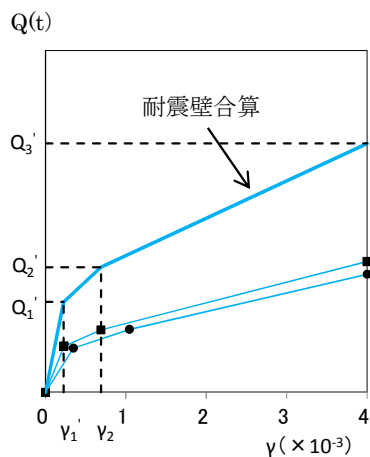


図 2.3-1 スケルトンカーブの算定フロー

表 2.3-2 で示した考え方にに基づき、耐震要素として考慮する補助壁の選定を実施した。既工認で考慮していたせん断断面積（耐震壁のみ）と今回工認で考慮するせん断断面積（耐震壁＋補助壁）について整理した結果を表 2.3-3 に示す。

表 2.3-3 K3R/B 既工認と今回工認のせん断断面積の整理表（単位：m²）

階	NS 方向		EW 方向	
	既工認 (耐震壁)	今回工認 (耐震壁＋補助壁)	既工認 (耐震壁)	今回工認 (耐震壁＋補助壁)
CRF	45.30	45.30	52.30	52.30
3F	67.20	67.20	66.40	66.40
2F	180.40	261.30	230.10	385.30
1F	228.20	339.30	283.70	415.50
B1F	350.90	426.60	369.30	469.90
B2F	428.80	494.30	435.50	616.10
B3F	525.00	637.10	497.30	648.40
B4F	769.00	818.10	670.80	856.10
B5F	779.70	879.00	680.60	772.60

2.3.3 3号炉原子炉建屋の地震応答解析に採用するコンクリート実剛性について

今回工認においては、6・7号炉原子炉建屋、同タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋について、地震応答解析においてコンクリート実剛性を採用する予定である。ここでは、6,7号炉の原子炉建屋等で設定した実強度に基づくコンクリート剛性の値が、3号炉原子炉建屋についても適用可能であるかを検討する。

表 2.3-4 に、3号炉原子炉建屋及びコンクリート実剛性の採用を予定している他の建屋のコンクリートの使用材料、水セメント比及び水結合材比を示す。これより、大きな違いがないことが確認できる。

各建屋の91日強度データの整理結果を表 2.3-5 に示す。表 2.3-5 より、3号炉原子炉建屋においても91日強度の平均値は原子炉建屋で設定した実強度の値(440kg/cm²)と同程度の数値となっている。また、6,7号炉と同じ発電所構内に建設されており、建設時期^{*}や経年環境に大きな違いがないことを踏まえると、6号炉および7号炉原子炉建屋等で設定した実強度の値を用いることは妥当であると考えられる。

以上を踏まえ、3号炉原子炉建屋の地震応答解析で用いるコンクリート剛性は、6号炉および7号炉原子炉建屋等と同様に、実強度を440kg/cm²として算定した数値を使用することとする。地震応答解析に採用するコンクリート物性値を表 2.3-6 に示す。

なお、本項目で設定したコンクリート実強度は、解析で用いるコンクリート部の剛性算出のために使用する値であり、応力解析で用いるコンクリートの許容値としては、従来の計算と同様に設計基準強度を採用する方針である。

※(参考) 3号炉：平成5年8月運転開始、6号炉：平成8年11月運転開始、7号炉：平成9年運転開始。

表 2.3-4 各建屋の使用材料，水セメント比及び水結合材比

建屋	使用材料		水セメント比 (%)	水結合材比 (%)
	セメント	混和材		
6/7号炉 原子炉建屋等	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	50 ~ 60	40 ~ 50
3号炉原子炉建屋	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	51 ~ 67	40 ~ 54

表 2.3-5 91日強度データの統計値

建屋		平均値 【kg/cm ² 】	標準偏差 【kg/cm ² 】	データ数 【個】
3号炉原子炉建屋		448	53.5	1148
(参考)	6号炉原子炉建屋	446	29.0	446
	7号炉原子炉建屋	443	31.7	414
	6号炉タービン建屋	455	28.6	531
	7号炉タービン建屋	449	30.5	453
	コントロール建屋	442	32.0	123
	廃棄物処理建屋	450	31.0	245

表 2.3-6 地震応答解析に採用するコンクリート物性値

コンクリート実強度	440kg/cm ² (43.1N/mm ²)
ヤング係数	2.88×10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数	1.20×10 ⁴ N/mm ²

3. 緊急時対策所の耐震評価の見通しについて

3.1 影響検討の方針

本検討では、2.2 で示した地震応答解析モデルを用いて、基準地震動 S_s による地震応答解析を実施し、3号炉原子炉建屋の耐震安全性を概略的に確認する。本検討は概略検討であるため、検討に用いる地震動としては、図-3.1.1 に示す基準地震動 S_s -1~7 の応答スペクトルを踏まえ、 S_s -1~7 のうち最大加速度振幅が最も大きく、建屋応答への影響が大きいと考えられる基準地震動 S_s -1 を代表波として選定する。基準地震動 S_s -1 の加速度時刻歴波形を図 3.1-2 に示す。

耐震安全性への影響確認に当たっては、最大接地圧が地盤の極限支持力を超えないことを確認する。また、支持機能の維持については、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

緊急時対策所遮蔽部の構造強度については、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

また、気密性、遮蔽性及び支持機能の維持については、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

各要求機能に対する許容限界は表 3.1-1 の通り設定する。

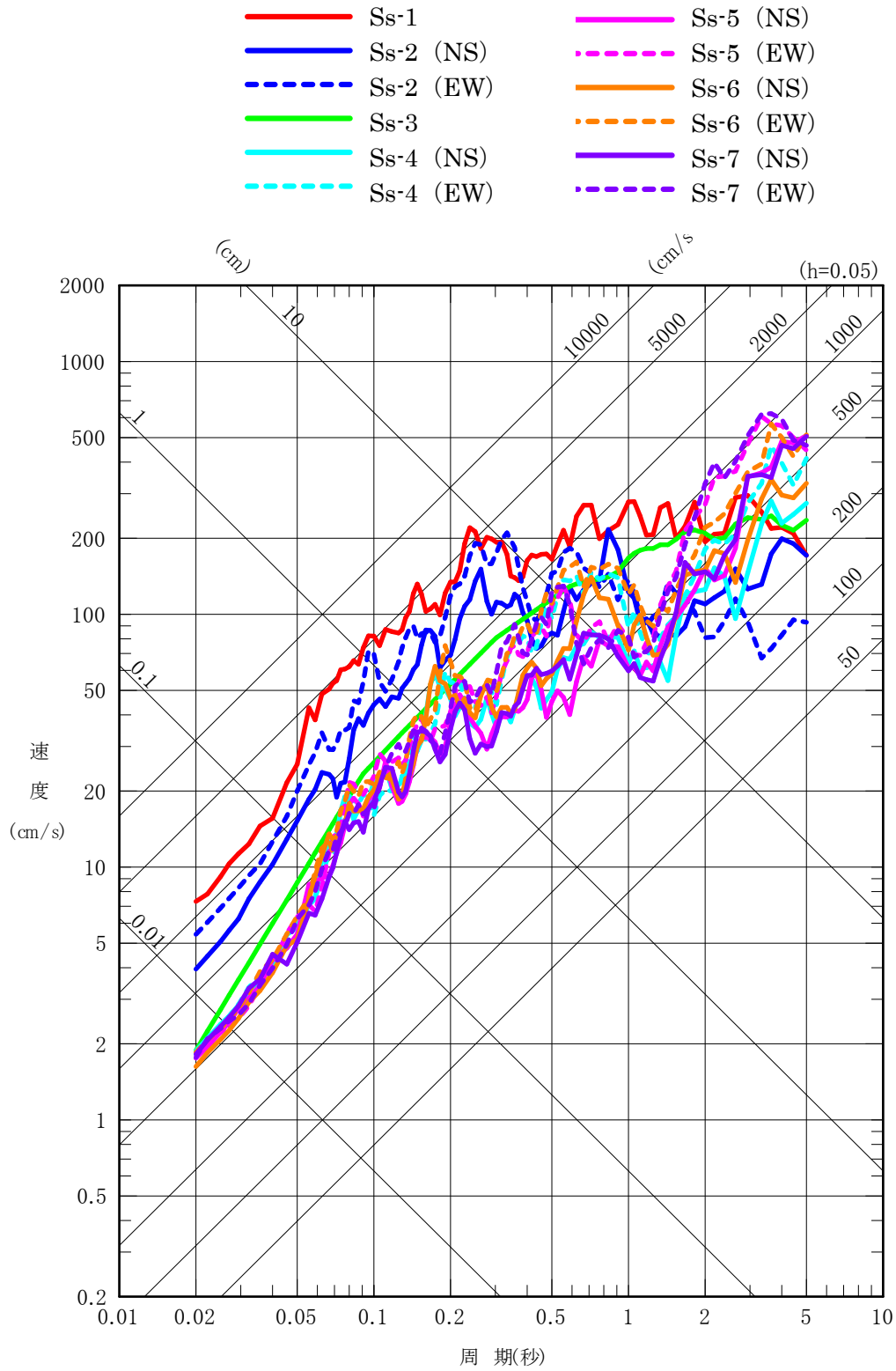


図 3.1-1 基準地震動の応答スペクトル (荒浜側・水平方向)

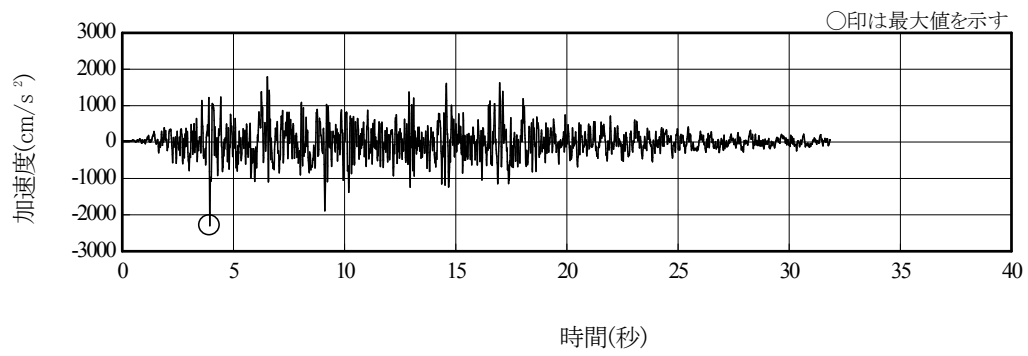


図 3.1-2 加速度時刻歴波形(基準地震動 Ss-1H)

表 3.1-1 地震応答解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 Ss	耐震壁 (緊急時対策所遮蔽部)	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の支持力度を超えないことを確認	極限支持力度 4,412kN/m ² (450t/m ²)
気密性	換気機能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 Ss	耐震壁 ^(注1) (緊急時対策所遮蔽部)	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ^(注2)
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 Ss	耐震壁 ^(注1) (緊急時対策所遮蔽部)	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
支持機能 ^(注3)	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 Ss	耐震壁 ^(注1)	最大せん断ひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3}

(注 1) 建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、梁、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため、各層の耐震壁が最大せん断ひずみの許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。

(注 2) 最大応答がせん断スケルトン曲線上の第一折れ点を下回っている場合は概ね弾性状態にあると判断し、気密性が維持されているものと評価する。また、せん断スケルトン曲線上の第一折れ点を上回っている場合は、許容限界として設定した最大せん断ひずみによる空気漏えい量を算定し、設置する換気設備の性能と比較することにより、必要な気密性が維持されることを確認する。

(注 3) 「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響」の確認が含まれる。

3.2 地震応答解析結果

基準地震動 Ss-1 による最大応答値を、それぞれ図 3.2-1～6 に示す。

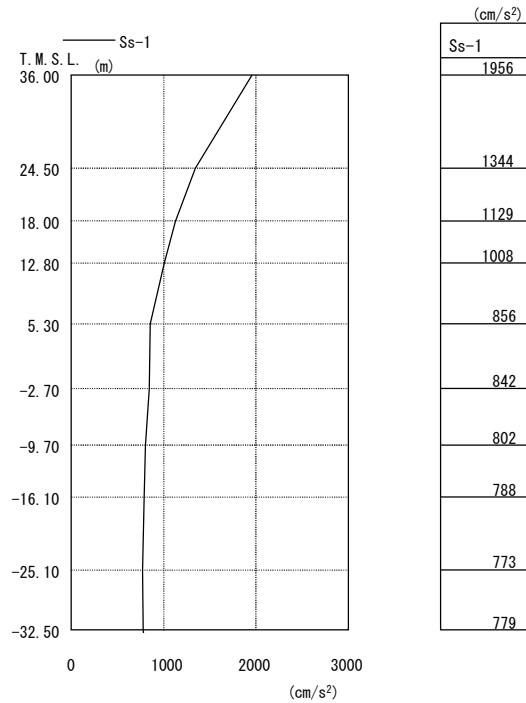


図 3.2-1 最大応答加速度 NS 方向

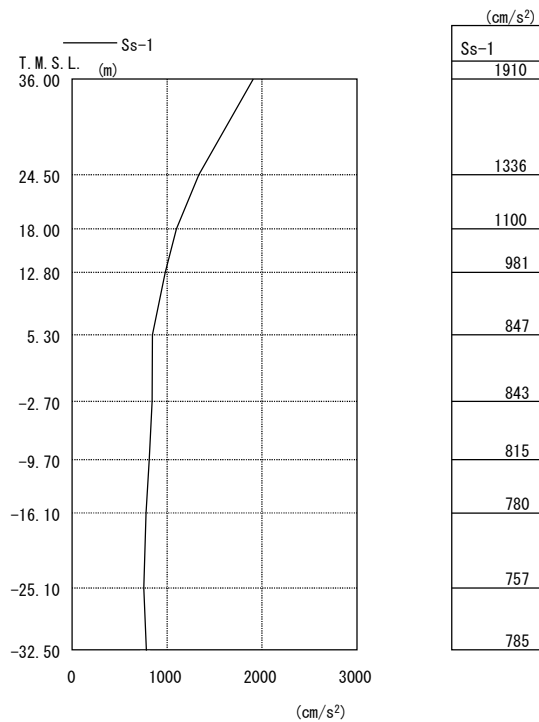


図 3.2-2 最大応答加速度 EW 方向

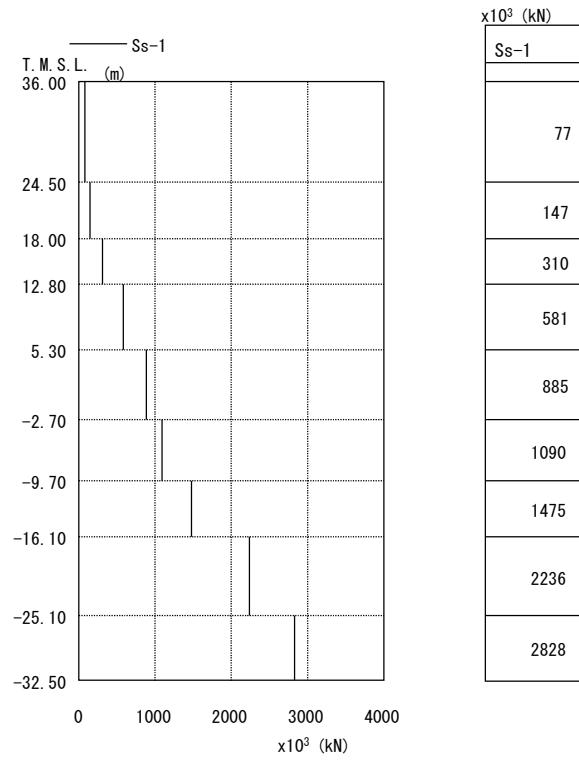


図 3.2-3 最大応答せん断力 NS 方向

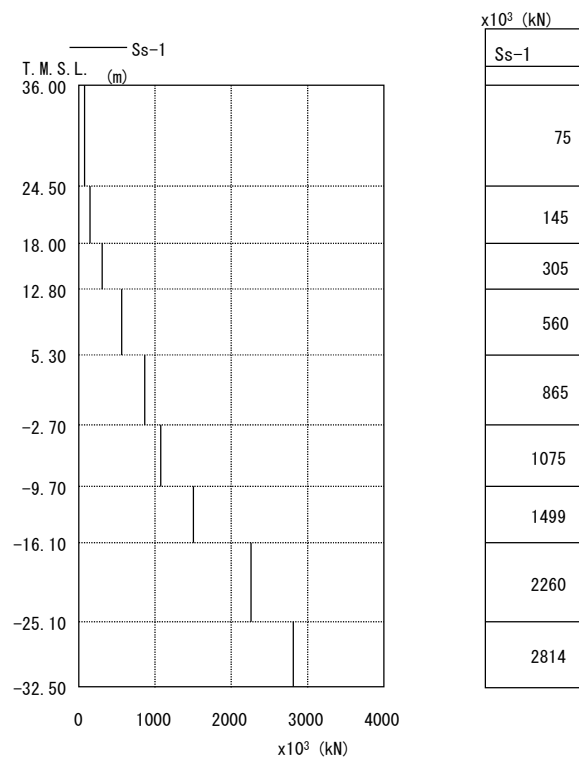


図 3.2-4 最大応答せん断力 EW 方向

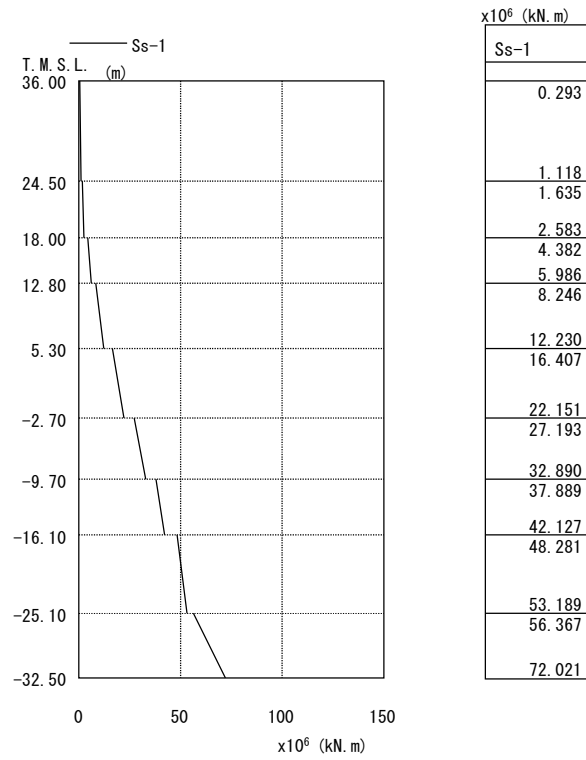


図 3.2-5 最大応答曲げモーメント NS 方向

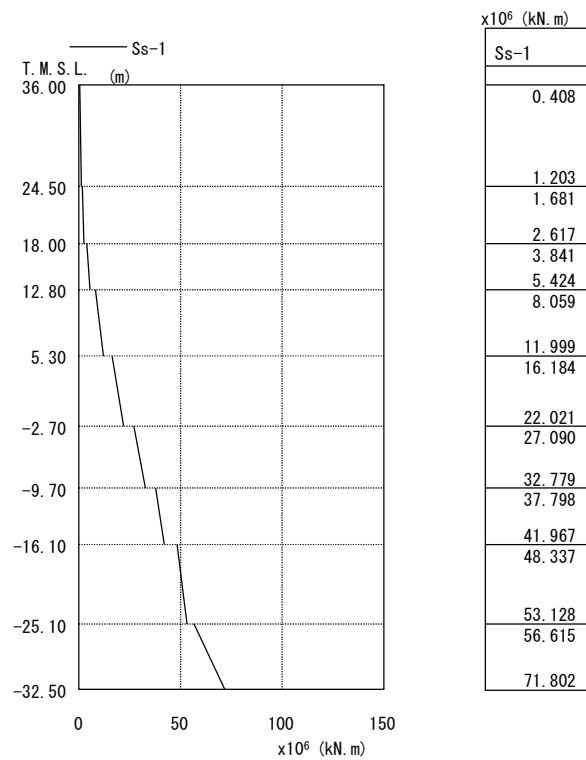


図 3.2-6 最大応答曲げモーメント EW 方向

3.3 耐震安全性評価結果

基準地震動 Ss-1 による地震応答解析結果に基づく接地圧は NS 方向で 2,371kN/m², EW 方向で 2,315kN/m² であり, 設置地盤の極限支持力 4,412kN/m² (450tf/m²) に対して十分な余裕がある。

基準地震動 Ss-1 による最大応答せん断ひずみ一覧を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に, 最大応答をせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を図 3.3-3~図 3.3-11 に示す。これより, 建屋各階の応答は, 評価基準値(2.0×10⁻³)を満足することが確認できる。また, 緊急時対策所遮蔽に該当する部位を含む層 (2 階) の応答はせん断スケルトン曲線上の第 1 折れ点以下であり, 概ね弾性状態であることが確認出来る。

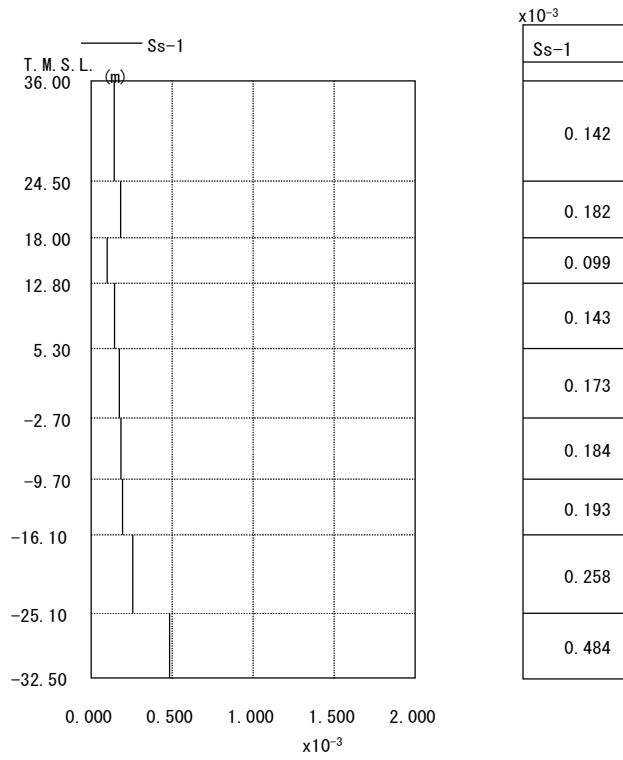


図 3.3-1 最大応答ひずみ NS 方向

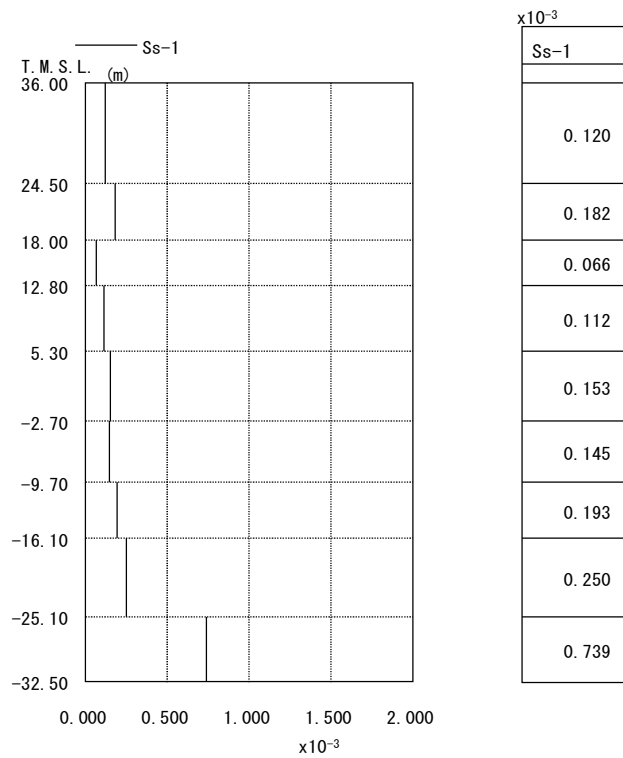


図 3.3-2 最大応答ひずみ EW 方向

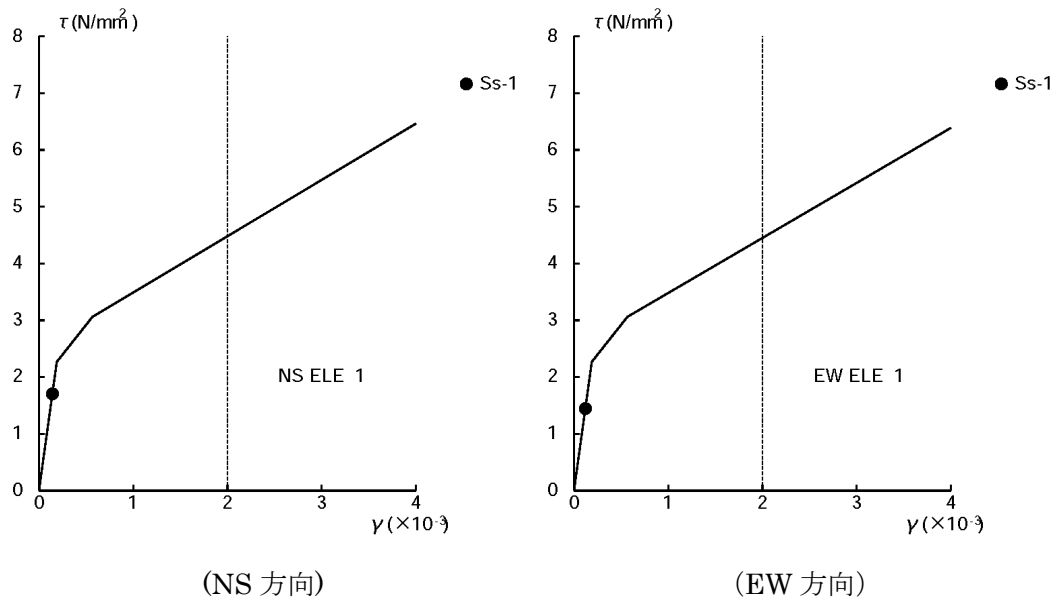


図 3.3-3 せん断スケルトン曲線上へのプロット (CRF)

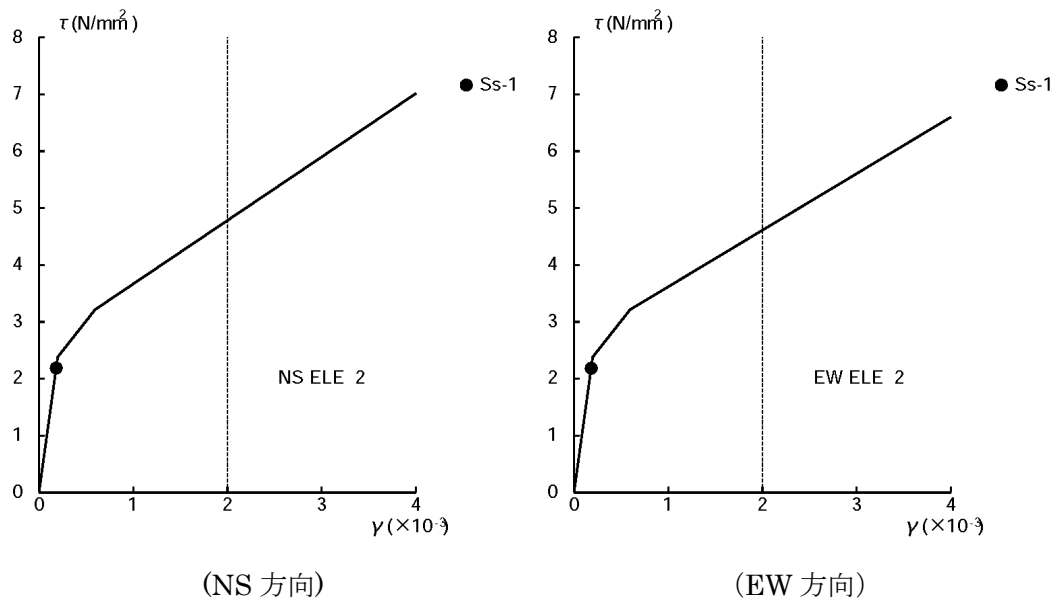


図 3.3-4 せん断スケルトン曲線上へのプロット (3F)

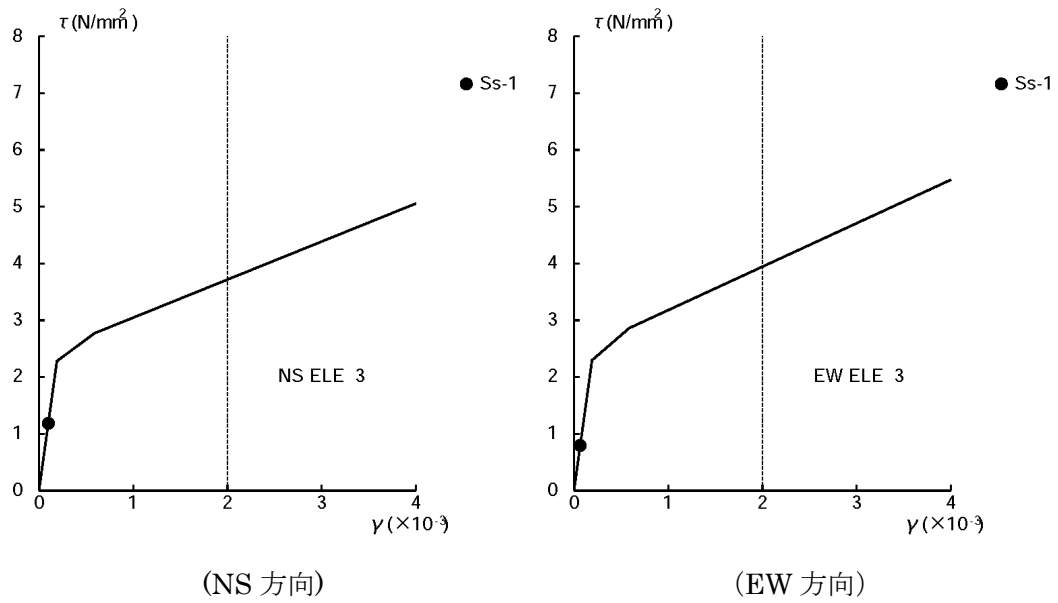


図 3.3-5 せん断スケルトン曲線上へのプロット (2F^{*})

※緊急時対策所遮蔽を含む部位

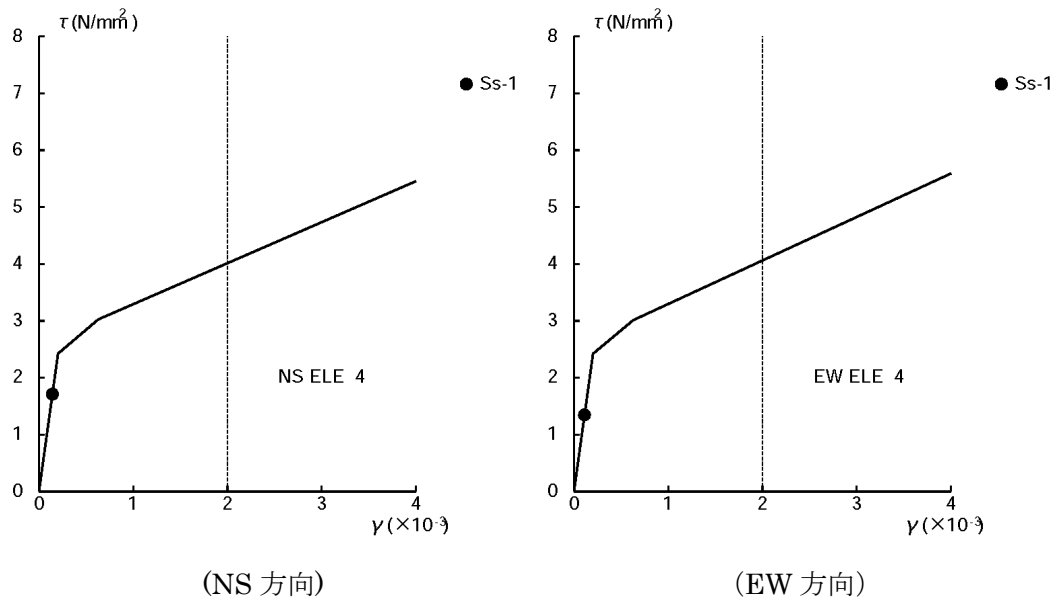


図 3.3-6 せん断スケルトン曲線上へのプロット(1F)

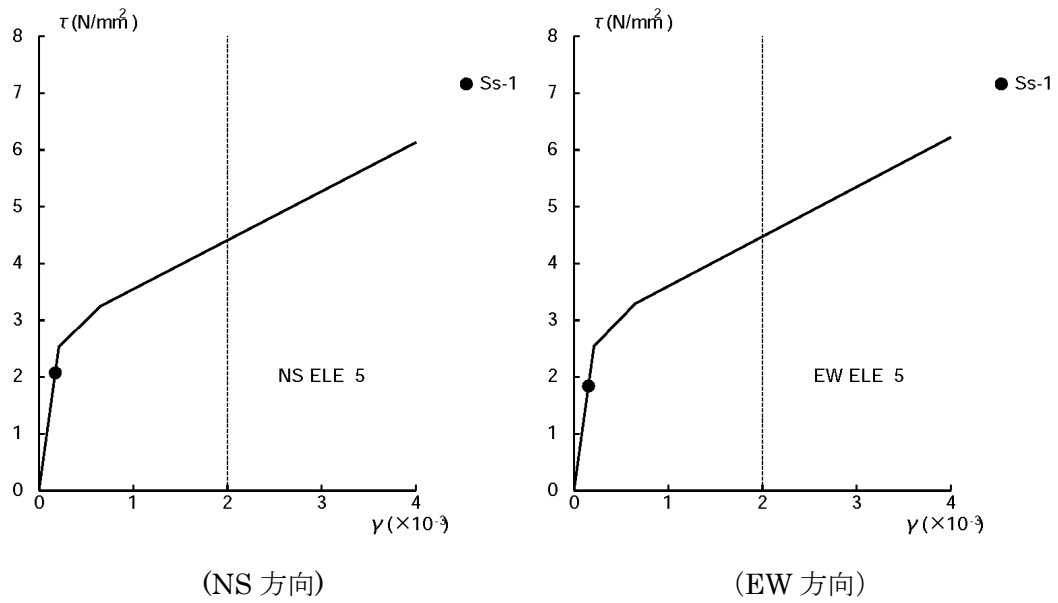


図 3.3-7 せん断スケルトン曲線上へのプロット (B1F)

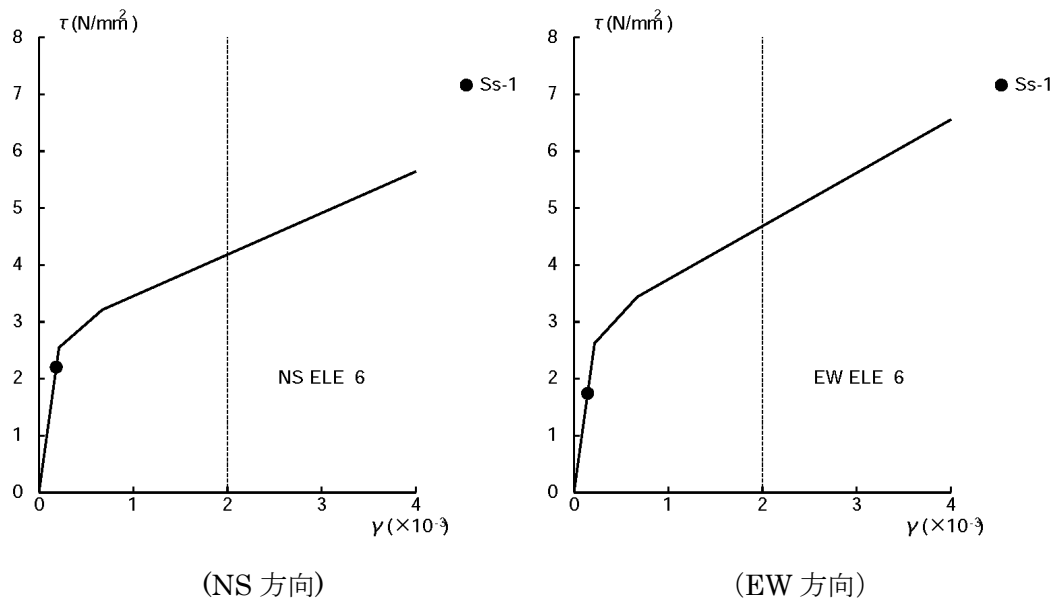


図 3.3-8 せん断スケルトン曲線上へのプロット(B2F)

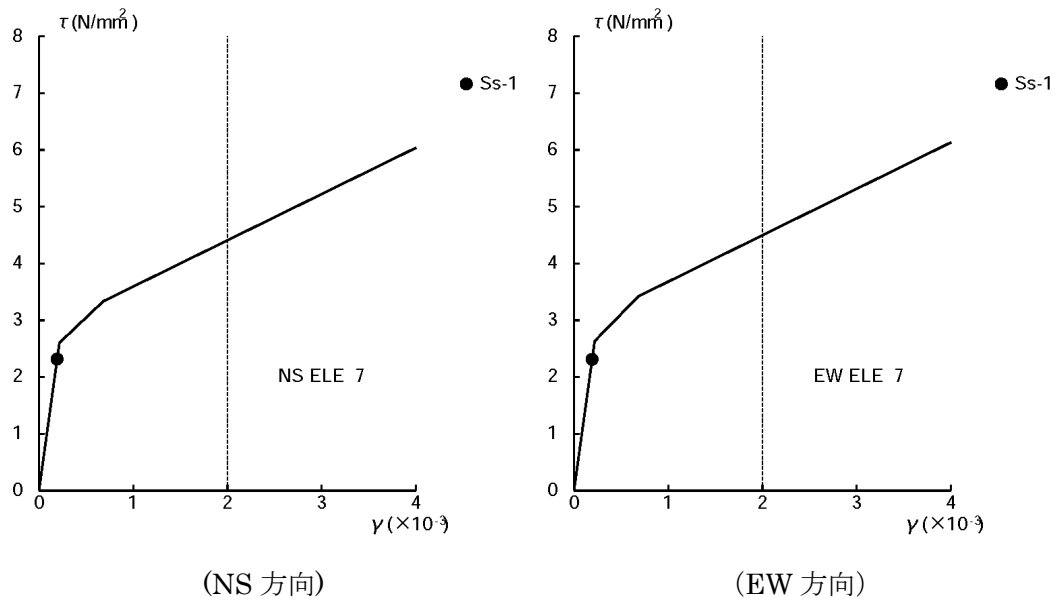


図 3.3-9 せん断スケルトン曲線上へのプロット(B3F)

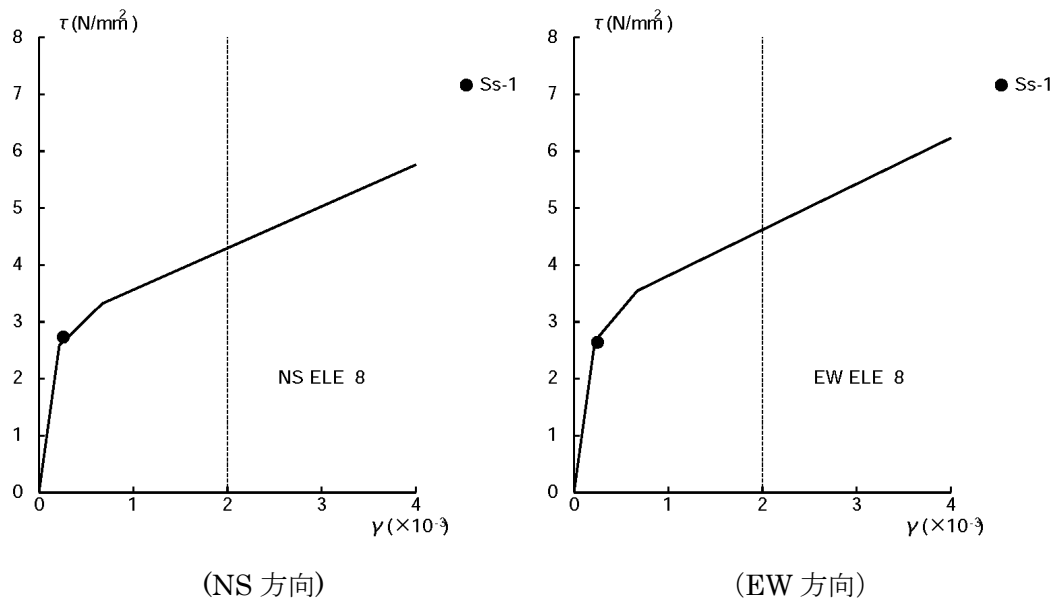


図 3.3-10 せん断スケルトン曲線上へのプロット(B4F)

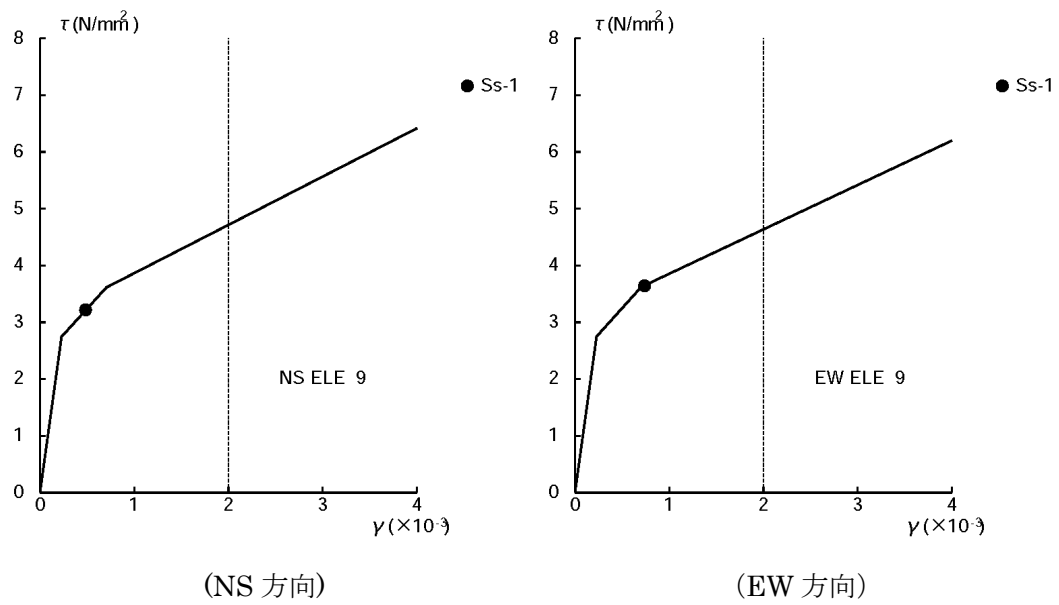


図 3.3-11 せん断スケルトン曲線上へのプロット(B5F)

4. まとめ

建屋内に緊急時対策所が設置される予定の柏崎刈羽原子力発電所 3 号炉原子炉建屋について、今回工認の耐震評価に用いる動解モデルを示した上で、既工認モデルからの変更点を整理し、その妥当性を確認した。

また、基準地震動 S_s に対する 3 号炉原子炉建屋の耐震成立性を確認することを目的として、基準地震動 S_s による地震応答解析を実施した。その結果、3 号炉原子炉建屋の応答が評価基準値を満足することを確認した。

以上