

3.3.6 試験結果の評価

図 3.3.5 に、一方向載荷試験 4 ケース及び繰返し載荷試験 4 ケースのせん断応力とせん断変位の関係を重ね描いたものを示す。静止摩擦領域及び垂直圧の小さい動摩擦領域において一方向載荷と繰返し載荷試験結果にばらつきが見られる。

なお、載荷方向、載荷速度、供試体スケール等、試験条件の違いが試験結果に与える有意な影響は認められなかった。

平均的な摩擦特性（せん断ばね定数及び動摩擦係数）を分析するために、下記の評価点を設定し（図 3.3.6 参照）、せん断ばね定数（＝評価点のせん断応力／評価点のせん断変位）及び動摩擦係数（＝評価点のせん断応力／垂直圧）を求めた結果を表 3.3.4 に示す。

- ・せん断ばね定数の評価点

一方向載荷及び繰返し載荷試験結果における最大せん断応力を示す点で評価した。

- ・動摩擦係数の評価点

一方向載荷試験及び繰返し載荷試験結果におけるせん断応力がピーク後に安定化（残留せん断応力）した時点で評価した。ただし、一方向載荷試験においては比較的安定した残留せん断応力を与える変位を 15mm と定義し、繰返し載荷試験においては、安定化したループ上で、変位=0mm における点の平均値で評価した。

せん断ばね定数と垂直圧の相関関係を図 3.3.7 に示す。せん断ばね定数は垂直圧が高いと若干増加する傾向が見られる。せん断ばね定数と垂直圧が線形関係にあると考え、最小二乗法によりせん断ばね定数の近似値を求めると以下となる。

$$(\text{せん断ばね定数}) \quad K_s = 51.9 \times \text{垂直圧 } \sigma_v + 2.98 \quad (\times 10^4 \text{kN/m}^2)$$

しかしながら、論点②③で行う解析において、時間刻みで変化する垂直圧に応じてせん断ばね定数を変化させるのは演算が複雑になり収束しにくくなるため、ここでは全結果の平均値として評価することとし、以下の値を採用する。

$$(\text{解析に用いるせん断ばね定数}) \quad K_s = 4.67 \times 10^4 \quad (\text{kN/m}^2)$$

なお、垂直圧の変動に対して、せん断ばね定数は最大 8.06×10^4 (kN/m²)～最小 3.03×10^4 (kN/m²) とばらついていることから、せん断ばね定数のばらつきの影響について上下限界を用いた解析を実施し確認する。

動摩擦耐力と垂直圧の相関関係を図 3.3.8 に示す。垂直圧が増加すると動摩擦耐力は概ね比例して増加する。動摩擦耐力を垂直圧で除した動摩擦係数は概ね一定値と見なせると考え、最小二乗法により動摩擦係数の近似値を求めると以下となる。データ数は少ないもの

の、拘束圧が小さい部分(100kN/m²)を除けば、動摩擦係数には、ほとんどばらつきは見られない。また、動摩擦耐力は垂直圧に応じて変動するため、拘束圧が小さい場合は負担するせん断力も小さく、この領域のばらつきが応答性状に与える影響は小さいと考えられることから、解析においては最小二乗法により近似した動摩擦係数を用いた検討を実施する。

(動摩擦係数) $\mu_d = 0.35$

(動摩擦耐力) $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$

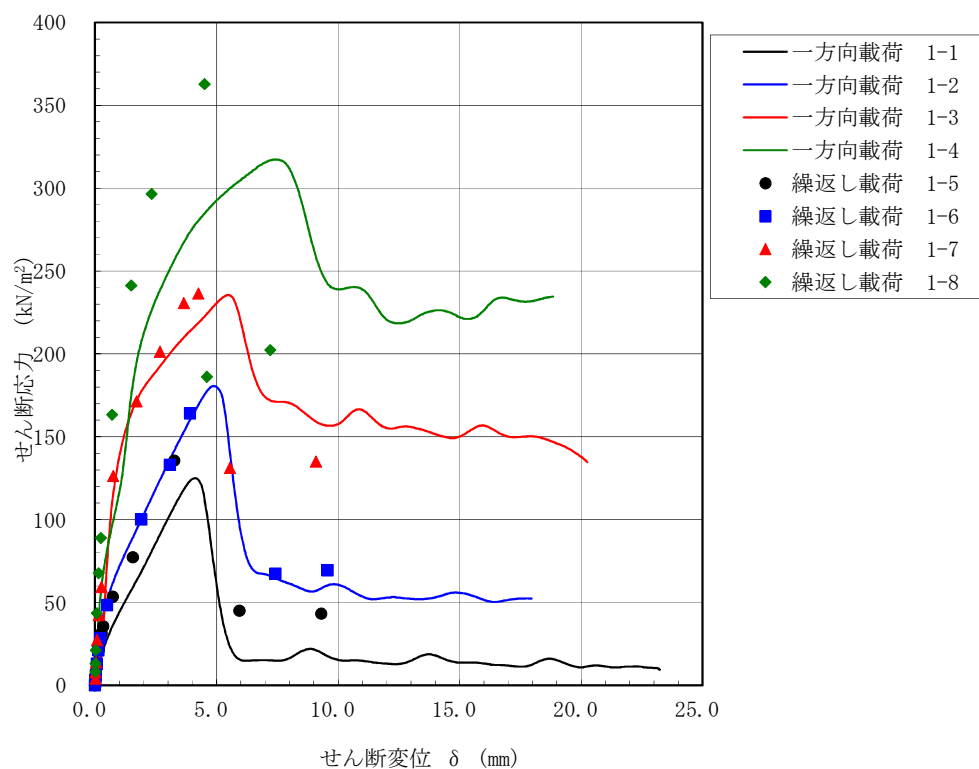


図 3.3.5 一方向載荷及び繰返し載荷試験によるせん断応力ーせん断変位関係

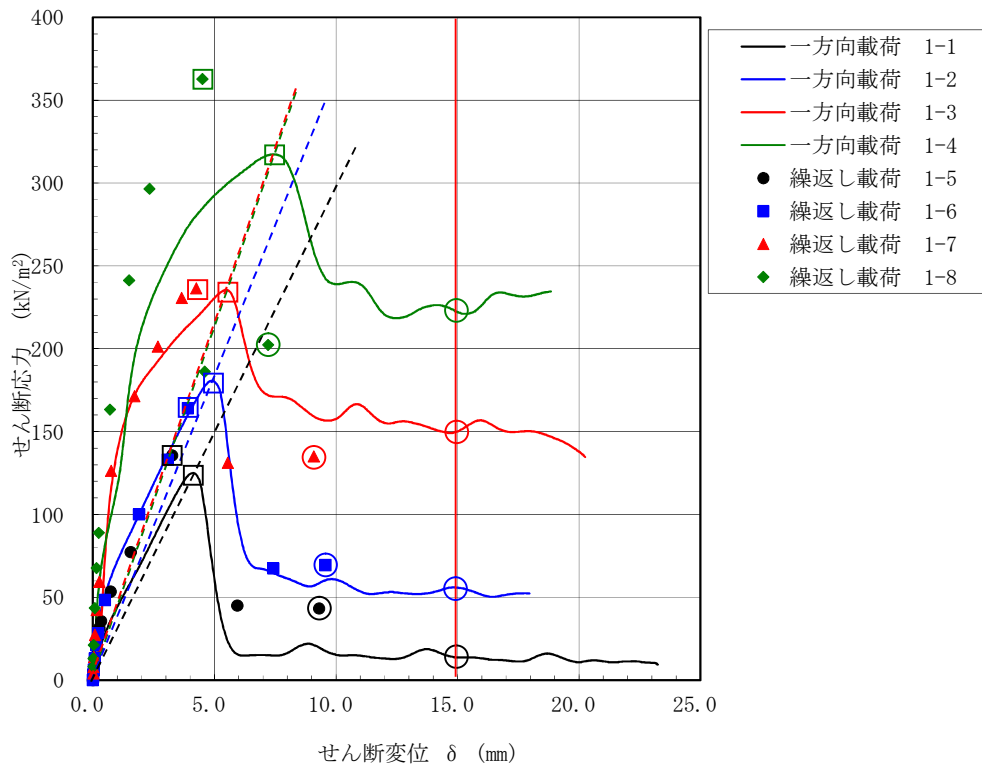


図 3.3.6 せん断ばね定数及び動摩擦係数の評価点

(図中□印：せん断ばね定数の評価点，図中○印：動摩擦係数の評価点)

表 3.3.4 試験結果によるせん断ばね定数と動摩擦係数

試験ケース	垂直圧 A	最大 せん断応力 B	最大せん断応力時の 最大せん断変位 C	摩擦ばね定数 B/C	残留 せん断応力 D	動摩擦係数 B/A	
	kN/m ²	kN/m ²	mm	kN/m/m ²	kN/m ²		
一方向載荷	1-1	100	125	4.1	3.03.E+04	14	0.14
	1-2	200	181	4.9	3.71.E+04	56	0.28
	1-3	400	236	5.4	4.33.E+04	150	0.38
	1-4	600	317	7.4	4.28.E+04	222	0.37
繰返し載荷	1-5	100	136	3.3	4.16.E+04	43	0.43
	1-6	200	164	3.9	4.20.E+04	69	0.35
	1-7	400	236	4.2	5.57.E+04	135	0.34
	1-8	600	363	4.5	8.06.E+04	202	0.34

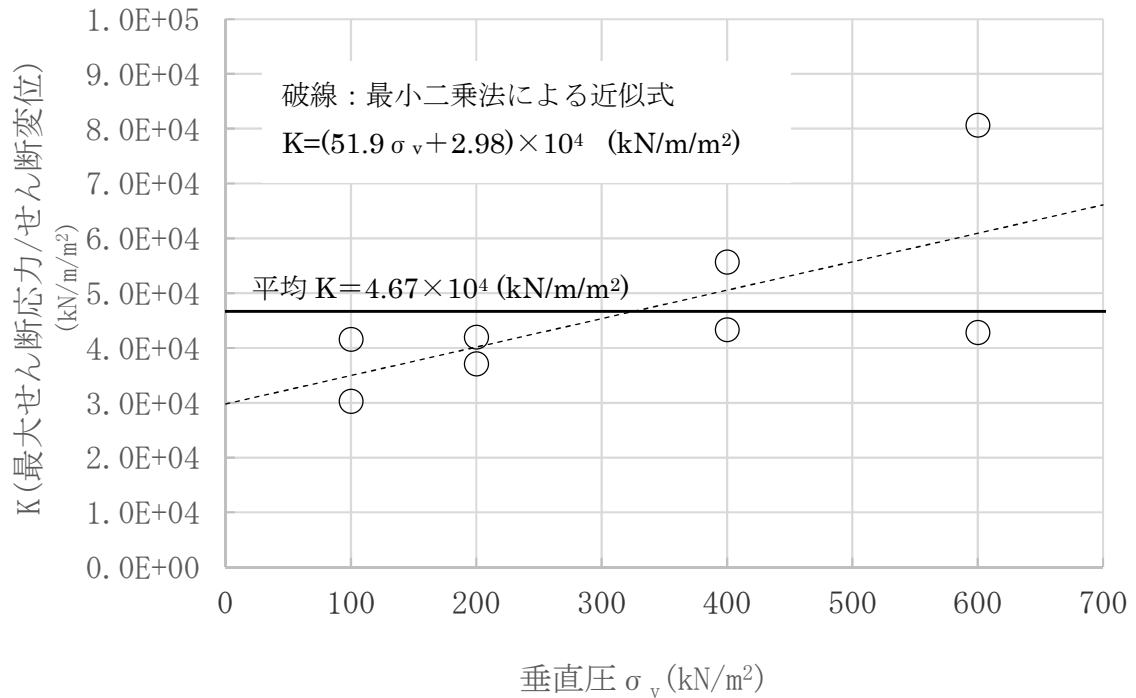


図 3.3.7 せん断ばね定数と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

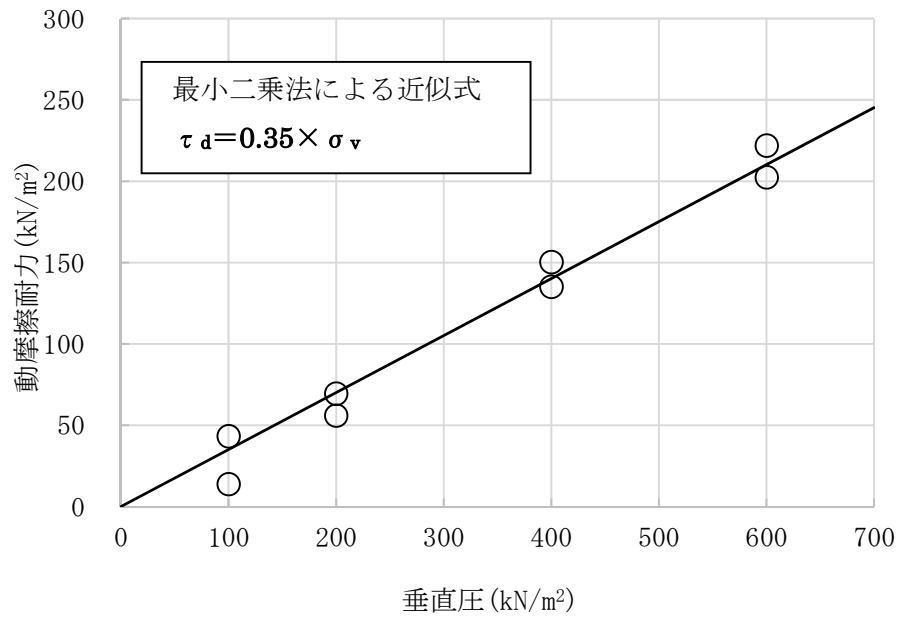


図 3.3.8 動摩擦耐力と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

3.4 スケール影響試験

3.4.1 目的

供試体に用いたコンクリート，防水層，保護層及び西山モルタルは全て実機と同製品もしくは同等品を用いており，実大の供試体となっている。また，せん断ばね定数や動摩擦係数は，一般的に摩擦面積に影響を受けないと考えられている。しかし，前述の一方方向荷重及び繰返し荷重試験に用いた供試体の摩擦面は 90 mm×60 mm であり，実機の地下外壁に比べ非常に小さい。そこで，念のため摩擦面積の大きい場合について確認試験を行う。

ここでは，大型一面せん断試験装置の可能な範囲で，摩擦面積が大きい供試体（中型：幅 60mm×加力方向 90mm に対し，大型：幅 270mm×加力方向 270mm）を用いる。なお，試験装置の制約より前述の一方方向荷重試験及び繰返し荷重試験で行った動的荷重が行えないため，ここでは静的な一方方向荷重によりスケール影響を確認した。

3.4.2 試験ケース

スケール影響試験ケースを表 3.4.1 に示す。

表 3.4.1 スケール影響試験ケース

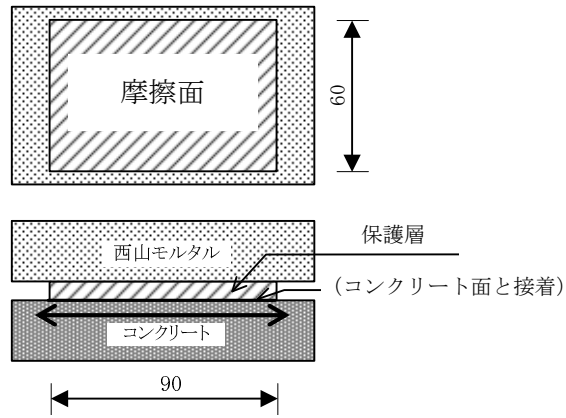
ケース	加力	供試体サイズ	垂直圧 (kN/m ²)
2-1	一方方向 荷重	幅 60mm× 加力方向 90mm	200
2-2			400
2-3			600
2-4		幅 270mm× 加力方向 270mm	200
2-5			400
2-6			600

3.4.3 供試体

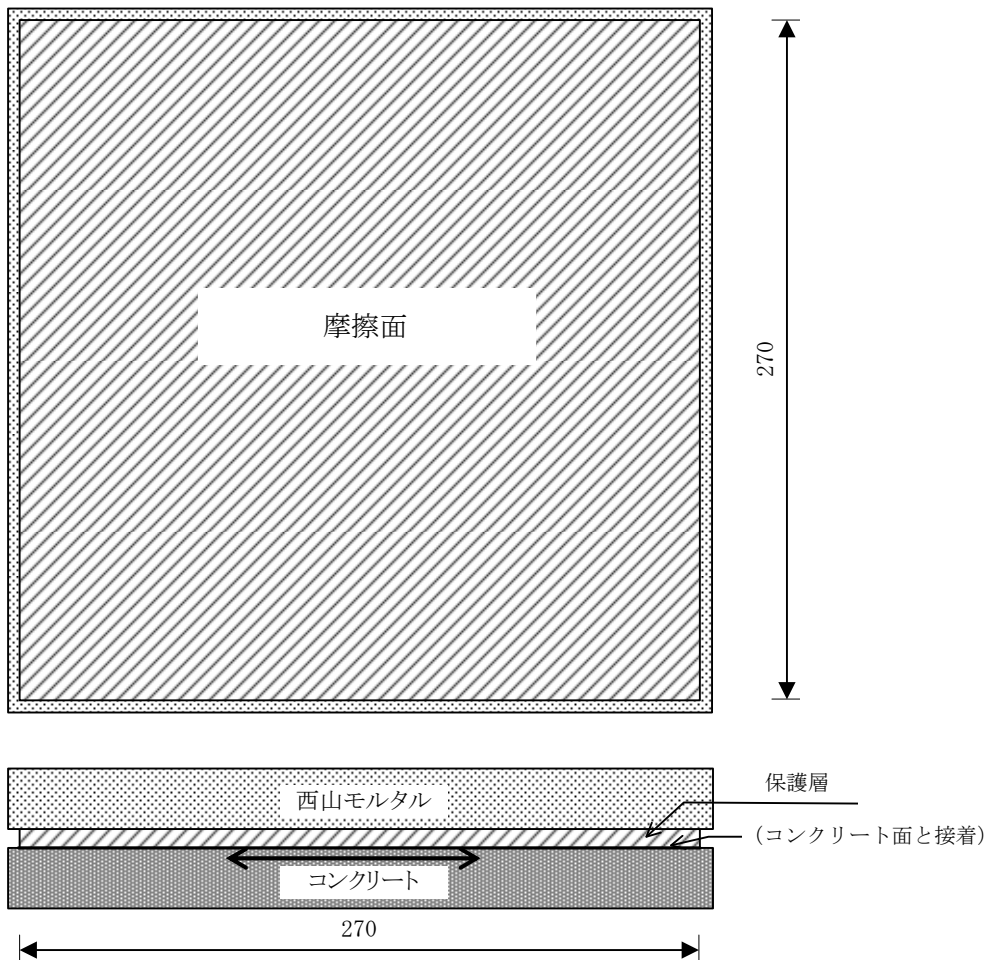
(1) 供試体

前述の一方方向荷重及び繰返し荷重試験結果で滑り面が保護層と西山モルタルの間であることが確認されたことより，スケール影響試験の供試体は，西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とした。

供試体を図 3.4.1 に示す。



(中型供試体)



(大型供試体)

図 3.4.1 スケール影響試験供試体

3.4.4 試験結果

(1) せん断応力-せん断変位関係

せん断応力-せん断変位関係を図 3.4.2 に、試験結果一覧を表 3.4.2 に示す。試験結果より以下を確認した。

- ① 静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力は、中型供試体で $156\sim 265\text{kN/m}^2$ 、大型供試体で $141\sim 278\text{kN/m}^2$ で、垂直圧に概ね比例した値を示した。
- ② いずれの試験においても最大せん断応力を過ぎると摩擦すべりが発生し、荷重が低下し、動摩擦抵抗状態に移行した。
- ③ 動摩擦耐力は、変位量約 20mm 以上まで概ね安定的に保持された。
- ④ 同じ垂直圧条件での中型供試体と大型供試体の結果を比較すると、動摩擦状態に至るまでのせん断応力-せん断変位関係には多少差異が見られるものの動摩擦耐力は概ね一致した。
- ⑤ 垂直圧を変化させても中型供試体と大型供試体は概ね類似した摩擦特性を示しており、摩擦面積の違いによる顕著なスケール影響は認められなかった。

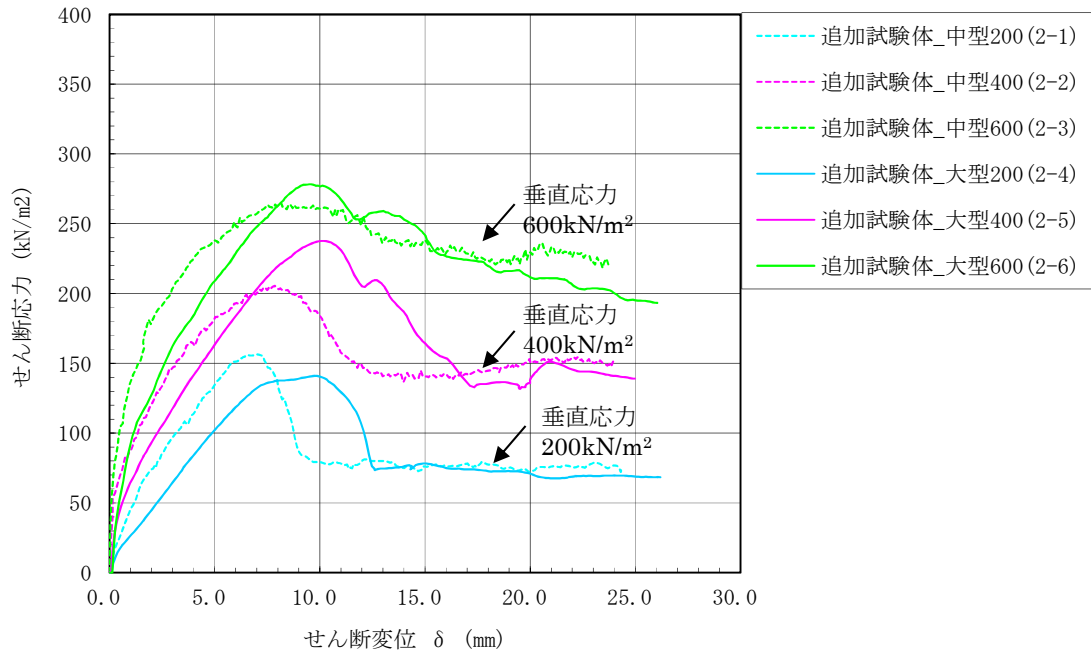


図 3.4.2 スケール影響試験 せん断応力-せん断変位関係

表 3.4.2 スケール影響試験 試験結果一覧表

試験ケース		垂直圧 A (kN/m ²)	最大 せん断応力 B (kN/m ²)	最大せん断応力 時のせん断変位 C (mm)
中型 試験	2-1	200	156	7.0
	2-2	400	206	7.9
	2-3	600	265	8.2
大型 試験	2-4	200	141	9.8
	2-5	400	238	10.1
	2-6	600	278	9.5

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.4.1～写真 3.4.12 に示す。

一方向载荷試験及び繰り返し载荷試験と同様に、一部の試験体で保護層端部に剥がれが見られるが、試験結果のせん断応力-せん断変位関係は動摩擦領域に移行後も全域にわたり滑らかな性状を示しており、この剥がれが滑り性状や摩擦特性に影響を与えた可能性は小さいと考えられる。



写真 3.4.1 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-1 (保護層表面)

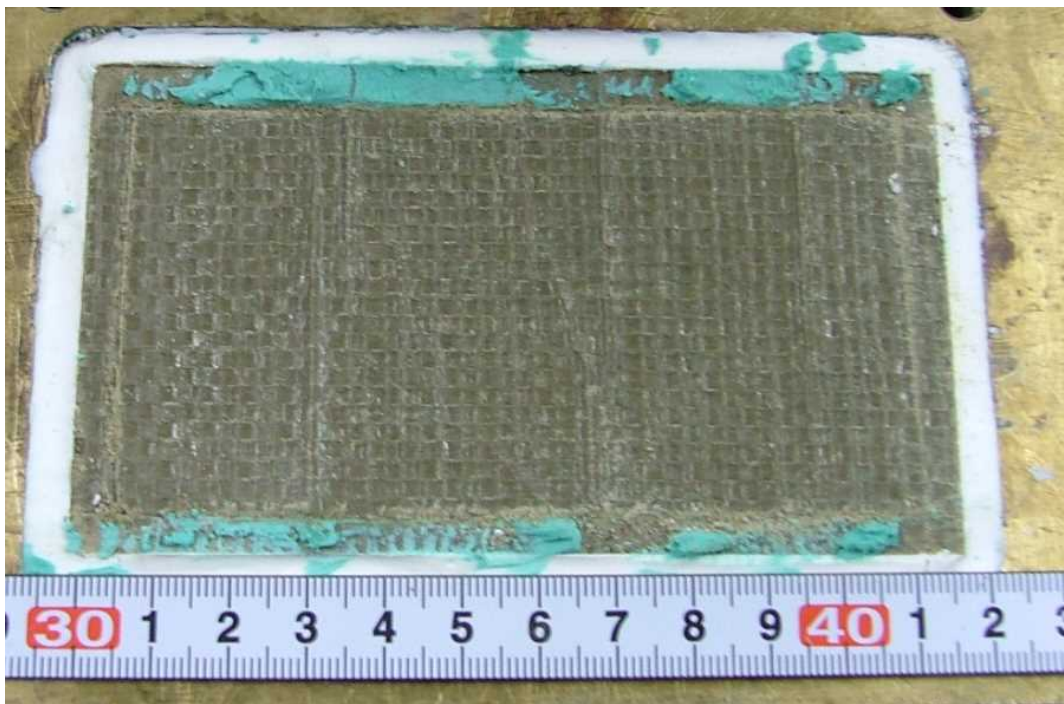


写真 3.4.2 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-1 (西山モルタル表面)

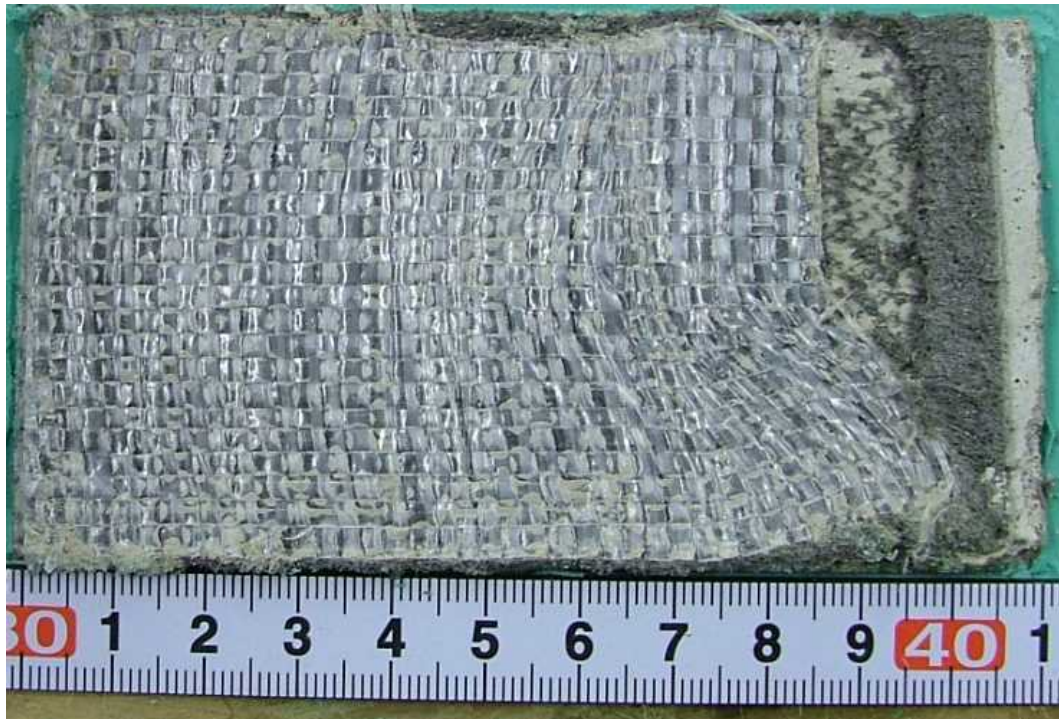


写真 3.4.3 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (保護層表面)

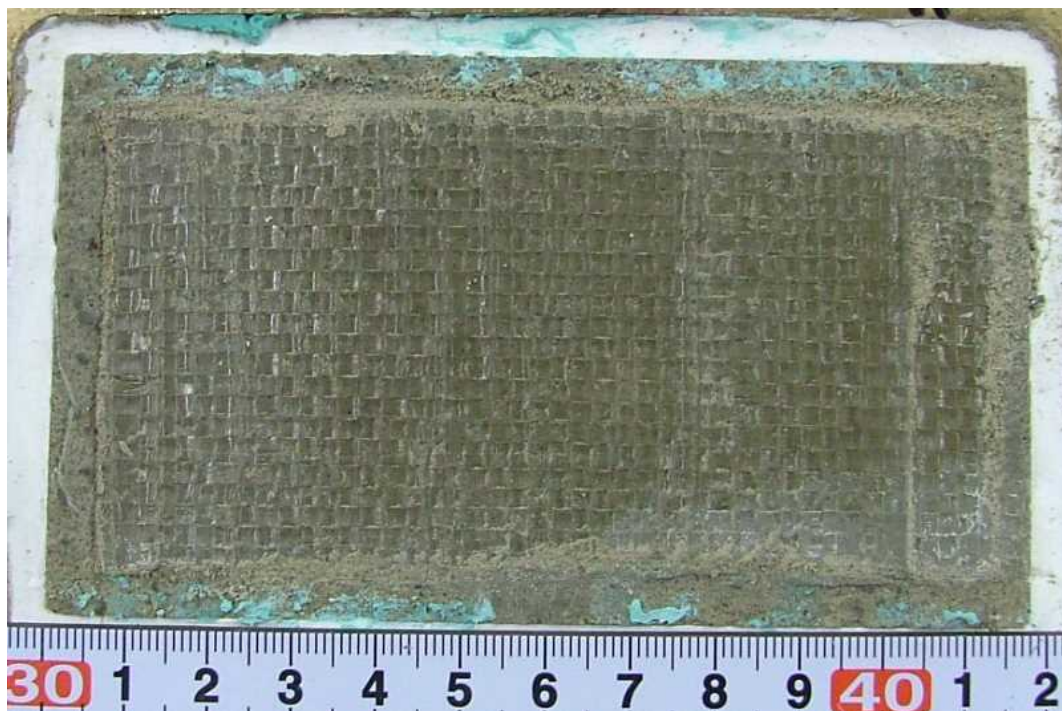


写真 3.4.4 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (西山モルタル表面)



写真 3.4.5 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-3 (保護層表面)

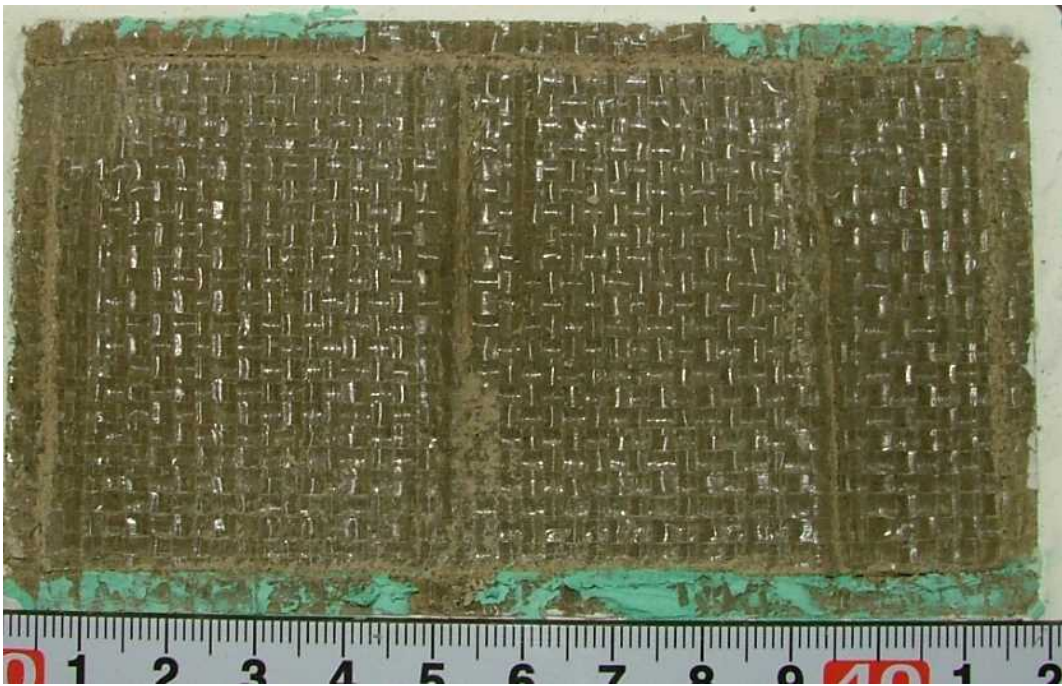


写真 3.4.6 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-3 (西山モルタル表面)



写真 3.4.7 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-4 (保護層表面)

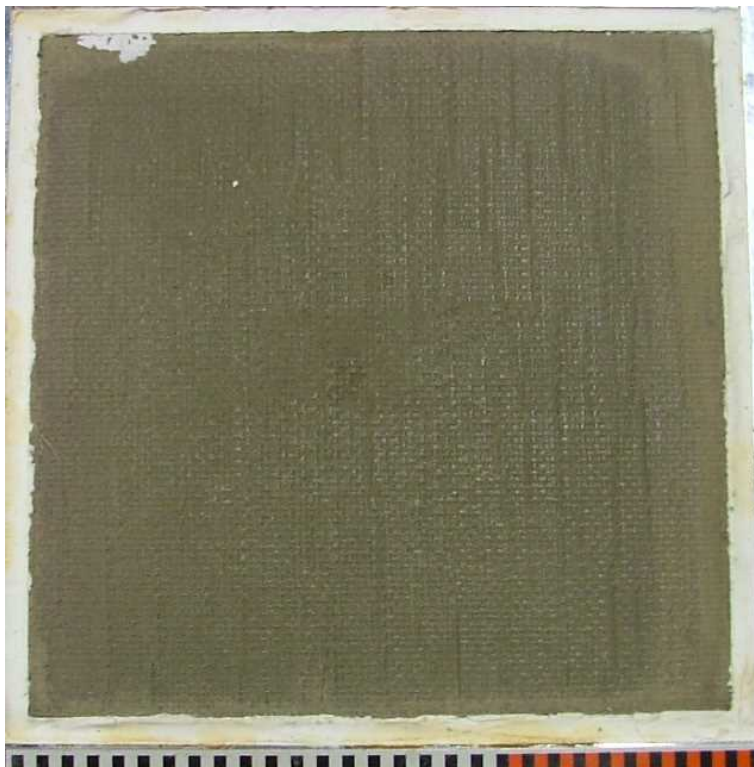


写真 3.4.8 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-4 (西山モルタル表面)

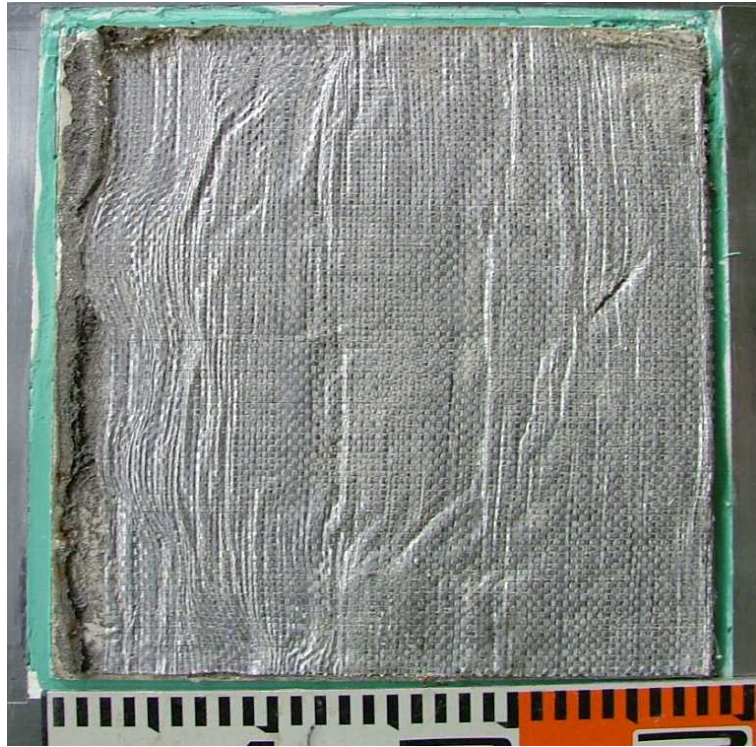


写真 3.4.9 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (保護層表面)

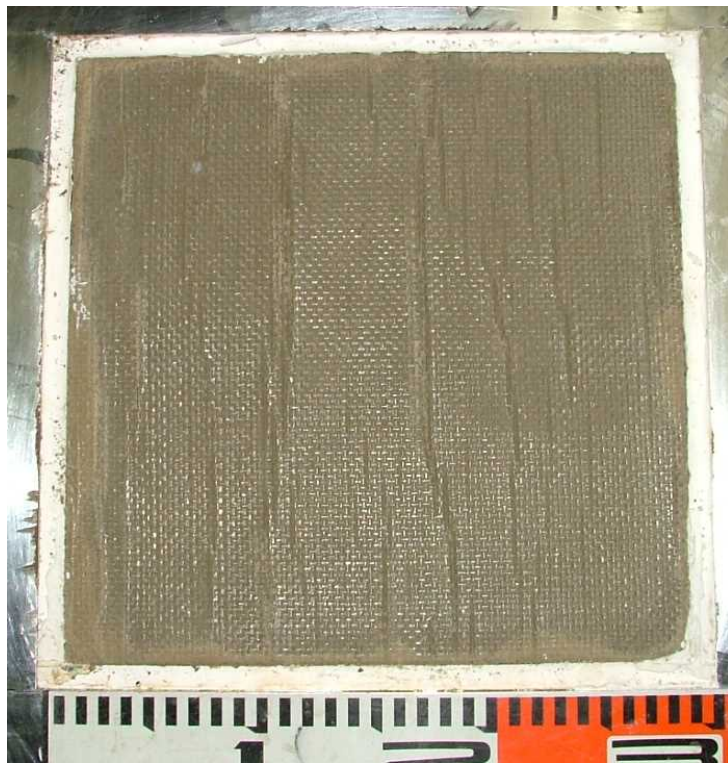


写真 3.4.10 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (西山モルタル表面)



写真 3.4.11 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-6 (保護層表面)

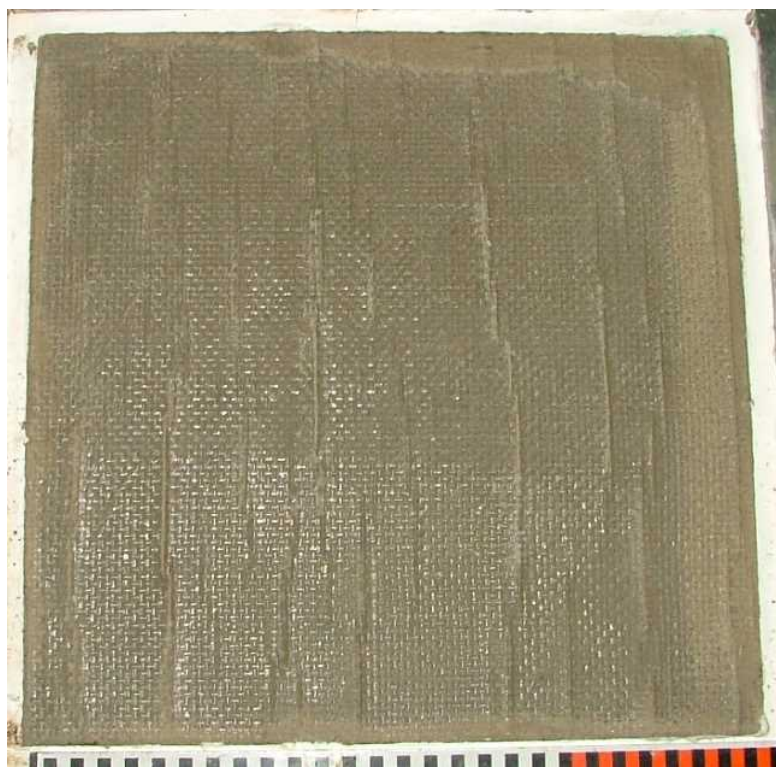


写真 3.4.12 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-6 (西山モルタル表面)

3.5 考察

実機地下外壁の防水仕様を模擬した各種摩擦試験（一方向載荷試験，繰返し載荷試験，スケール影響試験）を行い，防水層が存在する場合の建屋-側面地盤間の摩擦特性を確認した。その結果，以下の結論を得た。

(1) 防水層がある場合の防水層と地盤間の摩擦力伝達の可否

実験結果に基づき得られた以下の検討結果より，防水層が存在する場合の防水層と地盤間は安定した摩擦力伝達が可能と判断する。

- ① 防水層が存在する建屋-側面地盤間の摩擦力とせん断変位の関係（せん断ばねの剛性）は，摩擦すべりが生じるまで安定した特性を有する。
- ② 摩擦すべりが生じると摩擦力は一旦低下するが，動摩擦状態にスムーズに移行し，安定した動摩擦耐力を維持する。
- ③ 地震時の繰返し条件を想定した場合においても安定した動摩擦耐力を保持する。
- ④ 摩擦面積の違いにより顕著な摩擦特性へのスケール影響は認められない。

(2) 防水層が存在する場合の防水層と地盤間の摩擦特性

論点②～論点③の検討に用いる FEM モデルにおいて予定する地下外壁と地盤間の摩擦を模擬したジョイント要素の条件として，実験結果より得られた以下の摩擦特性（図 3.5.1 参照）を用いることで，より実情に近い解析結果を得ることが可能と判断する。

- ① せん断ばね定数 $K_s = 4.67 \times 10^4$ (kN/m/m²)
- ② 動摩擦係数 $\mu_d = 0.35$
- ③ 動摩擦耐力 $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v$ (kN/m²)

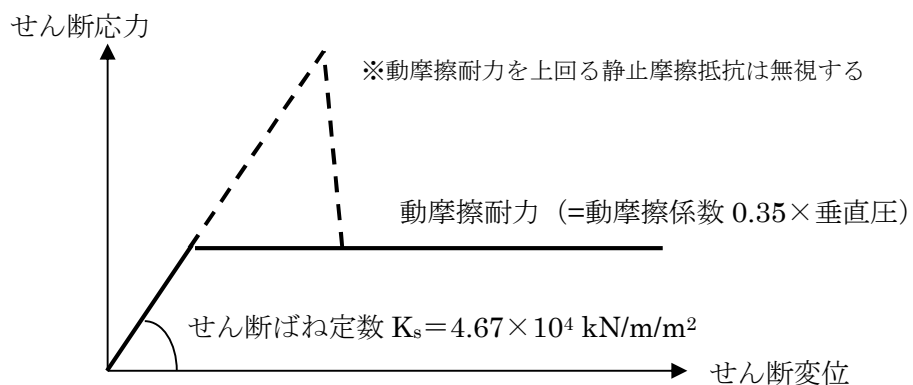


図 3.5.1 2次元 FEM 解析モデルで用いる地下外壁と地盤間の摩擦特性

4. 論点②に対する検討

(論点② 地震時に地盤・建屋間の剥離や土圧変動を考慮しても側面地盤の拘束効果が得られ NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答は妥当か)

4.1 検討概要

論点②に対して以下の検討を行う。

(1) 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮した建屋拘束効果の検討

剥離や土圧変動を考慮した 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析を実施し、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるかを確認する。更に、建屋の回転に対する側面地盤反力の観点より、2 次元 FEM モデルによる反力を算定し、埋め込み SR モデルによる結果と比較検討を行う。これらより、地震時に地盤・建屋間の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤の拘束効果が得られることを確認する。

(2) 2 次元 FEM モデルと埋め込み SR モデルによる建屋応答比較

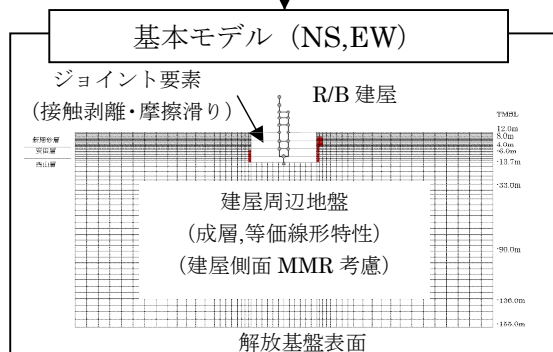
NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる地震応答解析を実施し、2 次元 FEM モデルによる建屋応答の比較検討を行う。これにより、NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答解析の妥当性を確認する。

検討フローを図 4.1.1 及び図 4.1.2 に示す。

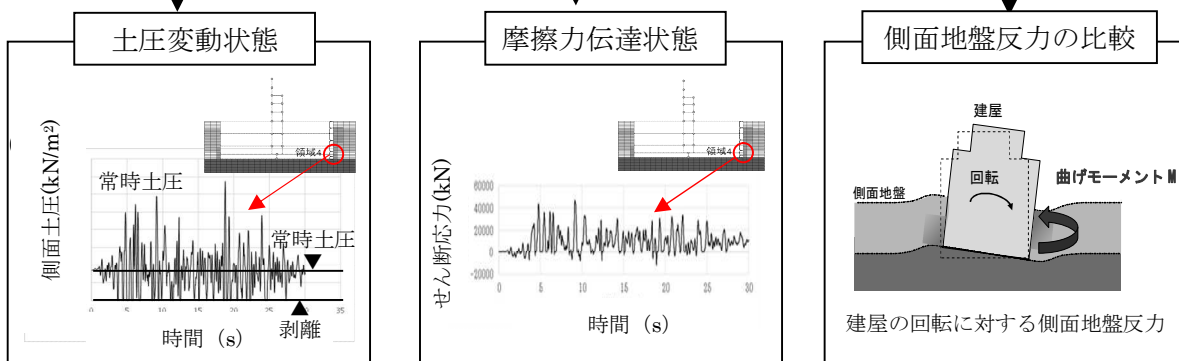
なお、上記検討に加え、論点①に示した摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

(1) 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られるか

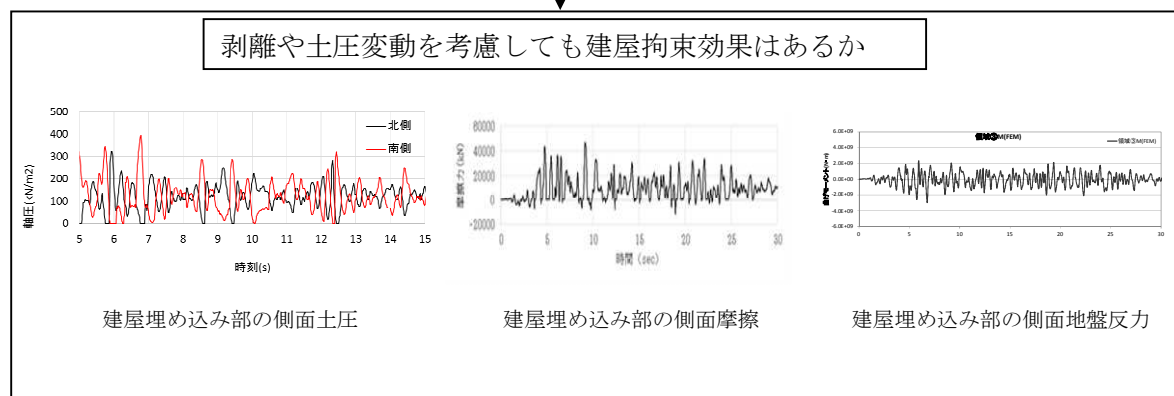
■剥離や土圧変動を考慮した地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

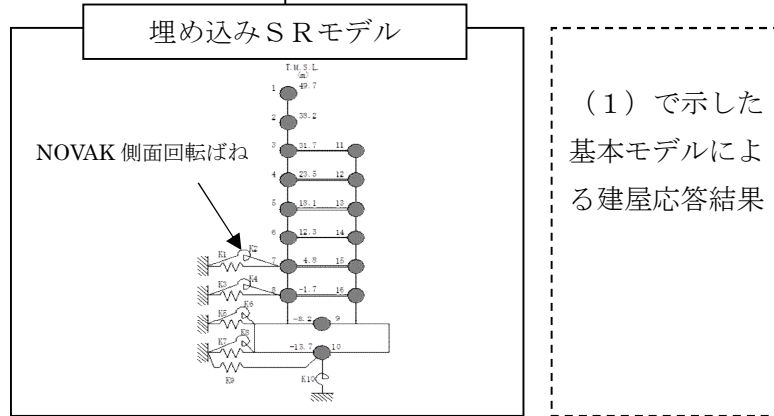


側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果は期待できる

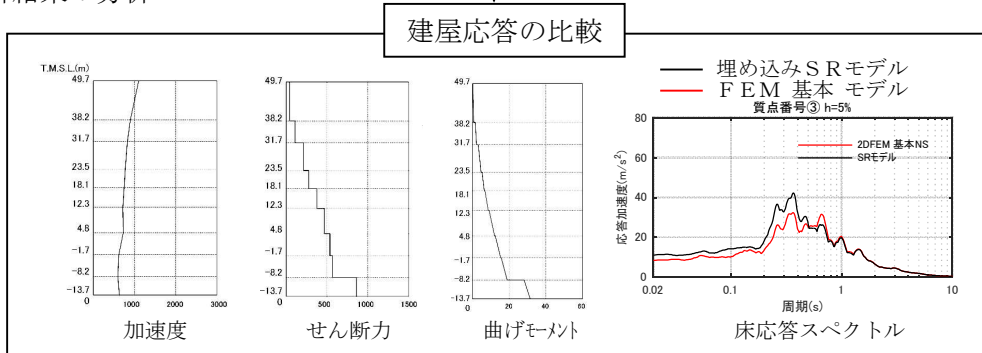
図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その1)

(2) 2次元 FEM モデルと埋め込みSRモデルによる建屋応答を比較しても NOVAK ばねで表現した埋め込みSRモデルによる建屋応答は妥当か

■側面回転ばね考慮の埋め込みSRモデルによる地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

埋め込みSRモデルへの側面回転ばねのモデル方法の妥当性

埋め込みSRモデルへ側面回転ばねを適用することは妥当である

図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その1)

4.1.1 解析モデル

(1) 2次元 FEM モデル

原子炉建屋を質点系モデル，地盤を2次元 FEM モデルとし，原子炉建屋地下外壁と側面地盤の間の接触剥離や上下方向の摩擦すべり，及び，建屋基礎底面の浮上りを考慮した詳細なモデルを用いて非線形地震応答解析*1を行い，応答性状を把握する。

なお，本検討で用いる2次元 FEM モデルについては，2007年新潟県中越沖地震に対するシミュレーション解析を実施し，モデルの信頼性について別途検証を行っている。(添付資料2参照) また，2次元 FEM モデルを用いた理由は以下のとおりである。

- ・ 2次元 FEM モデルでは外壁周辺の側面地盤の剥離や摩擦力，外壁に作用する変動土圧は地震入力方向に直交する面(2面)に考慮されるが，地震入力方向に並行となる面(2面)に対しては，剥離や変動土圧に伴う摩擦力は考慮しないことになる。従って，地盤を3次元 FEM とする場合よりも地盤による建屋の拘束効果は小さ目に考慮されると考えられる。
- ・ 2次元 FEM 解析に比べて3次元 FEM 解析は解析時間が多大に要する。このため，解析条件を変えた影響検討を含めた解析を行う場合などでは，2次元 FEM 解析のほうが有用である。

*1 使用する解析プログラムは KANDYN_2N ver.4.06 (鹿島建設株式会社による開発，所有)

1) 地盤のモデル化

成層地盤に加えて建屋地下外壁側面のマンメイドロックを考慮した地盤とする。成層地盤の物性は，既工認における地盤物性値(せん断波速度，単位体積重量等)と非線形特性(剛性低下率 $G/G_0 \sim \gamma$ 及び減衰定数 $h \sim \gamma$)を用いて，地盤のひずみ依存特性を考慮した一次元波動論による等価線形解析*2の結果に基づく等価物性とする。地盤の減衰特性はレーリー減衰とし，各地盤の減衰定数を与える。

地盤の境界条件は，地盤の半無限的な広がりを表現するために，底面を粘性境界，側面を粘性境界かつ周期境界とする。また，境界条件の影響を受けないように，地盤のモデル化範囲を大きく設定し，水平方向は R/B の建屋幅の6倍程度，深さ方向は地表面から解放基盤表面までとした。

表 4.1.1.1 に成層地盤の物性を，表 4.1.1.2 にマンメイドロックの物性を示す。図 4.1.1.1～図 4.1.1.4 に地盤のメッシュを示す。

*2 使用する解析プログラムは SHAKE_ ver.1.6.2

2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

建屋地下外壁と側面地盤の間は、側面地盤の剥離・接触を表す軸ばね（水平方向）及びせん断抵抗を表すせん断ばね（上下方向）で接続する。

軸ばねは、側面地盤が剥離した時には剛性（引張方向）を 0 とし、接触中の剛性（圧縮方向）は剛とした。また、軸ばねには静止土圧による初期応力を考慮する。軸ばねは側面地盤モデルの FEM メッシュの各節点に設置する。

せん断ばねは、軸ばねと連成させて、側面地盤の剥離が生じている間は摩擦を 0 とする。また、せん断ばねの力が動摩擦力に達すると滑りが発生するものとし、軸ばねの圧縮軸力に応じて動摩擦力が変動するようにした（動摩擦力＝動摩擦係数×圧縮軸力）。なお、動摩擦係数及びせん断ばねのせん断剛性は摩擦試験結果から設定した。なお、せん断ばねは摩擦試験により摩擦力の存在が確認できたマンメイドロックと接触している FEM メッシュの節点にのみに設定する。

図 4.1.1.5 に地下外壁と側面地盤要素接合及び建物基礎と底面地盤要素接合の概念図を示す。また、図 4.1.1.6 にせん断ばねの特性を示す。

3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

建屋基礎底面部分は浮上りを考慮する。基礎底面の地盤の FEM メッシュの各節点には浮上りを表す鉛直方向の軸ばねを設定する。鉛直方向の軸ばねについては、引張側の剛性は 0、圧縮側の剛性は剛とした。初期状態では基礎底面に建屋の自重による長期軸力を考慮する。

4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は後述する埋め込み SR モデルと同様とする。

表 4.1.1.1 地盤物性

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ² N/mm ²)	ヤング 係数 E (×10 ² N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
+12.0	〔砂層〕	150	16.1	0.347	0.10	0.27	23
+8.0		200	16.1	0.308	0.08	0.21	28
+4.0	安田層	330	17.3	0.462	1.01	2.95	6
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	11.09	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.22	12.20	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.28	15.12	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.40	21.08	3
-155.0		〔解放 基盤〕	720	19.9	0.416	10.50	29.74

表 4.1.1.2 マンメイドロックの物性

単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0

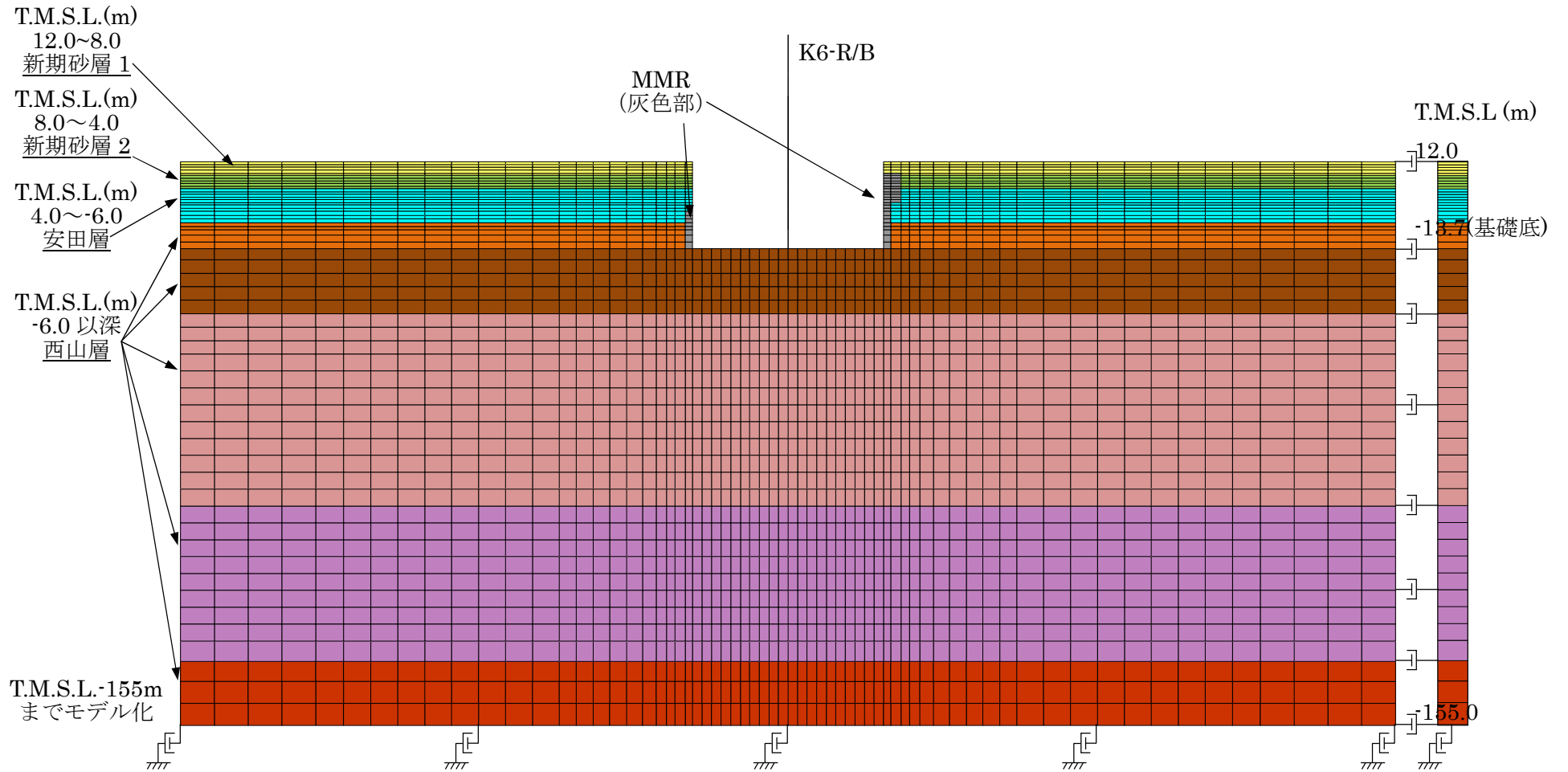


図 4.1.1.1 地盤メッシュ図 (NS 方向)

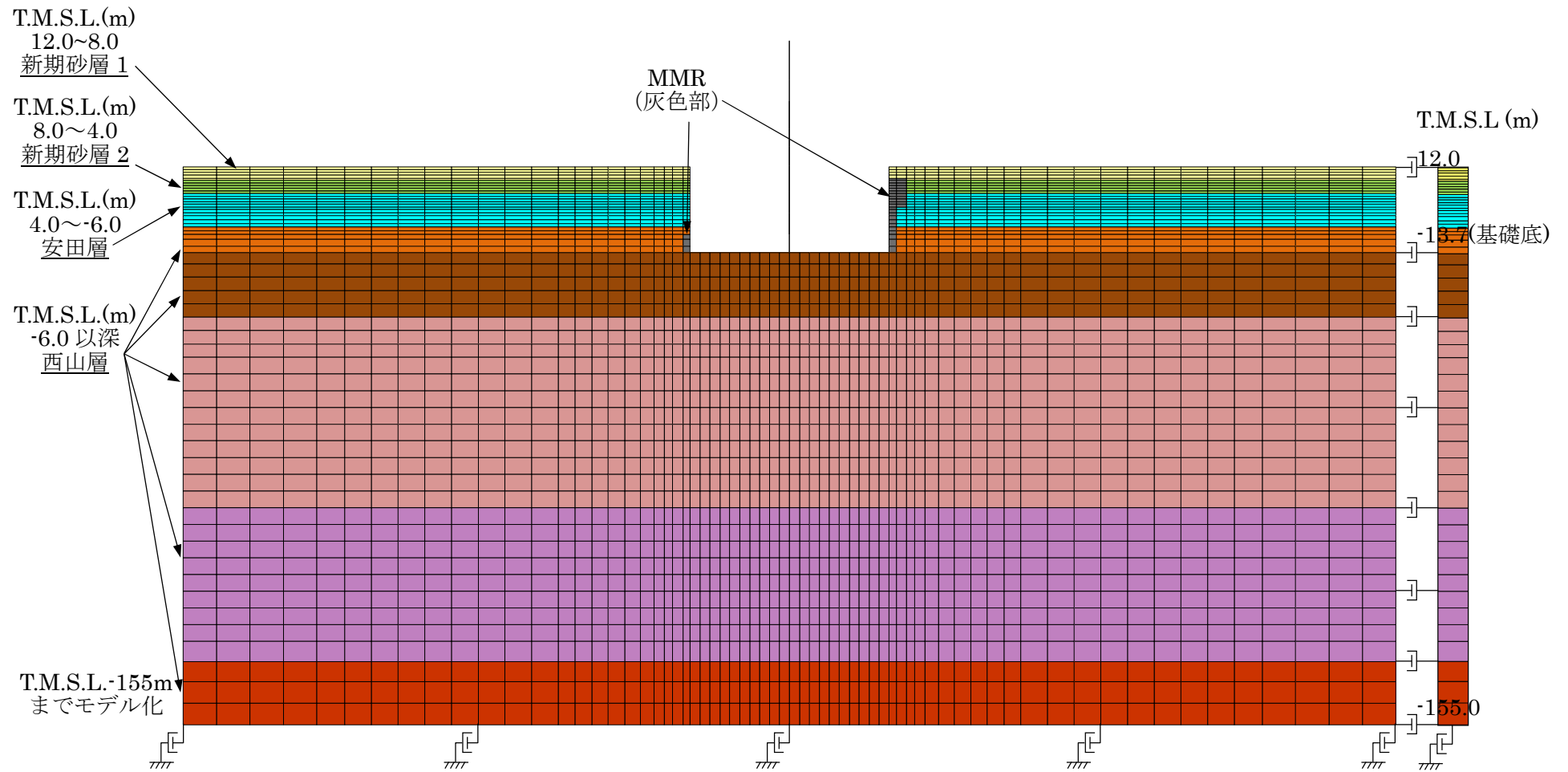


図 4.1.1.2 地盤メッシュ図 (EW 方向)

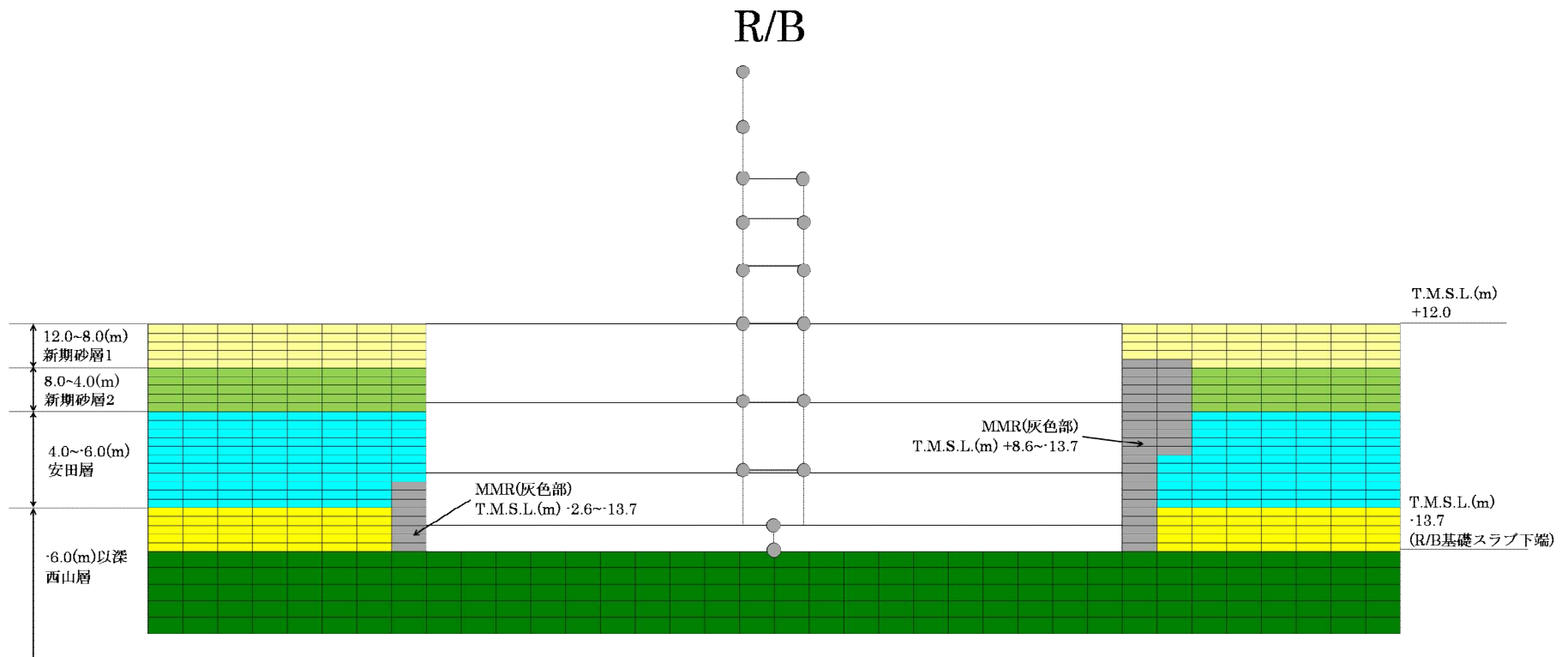


図 4.1.1.3 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (NS 方向)

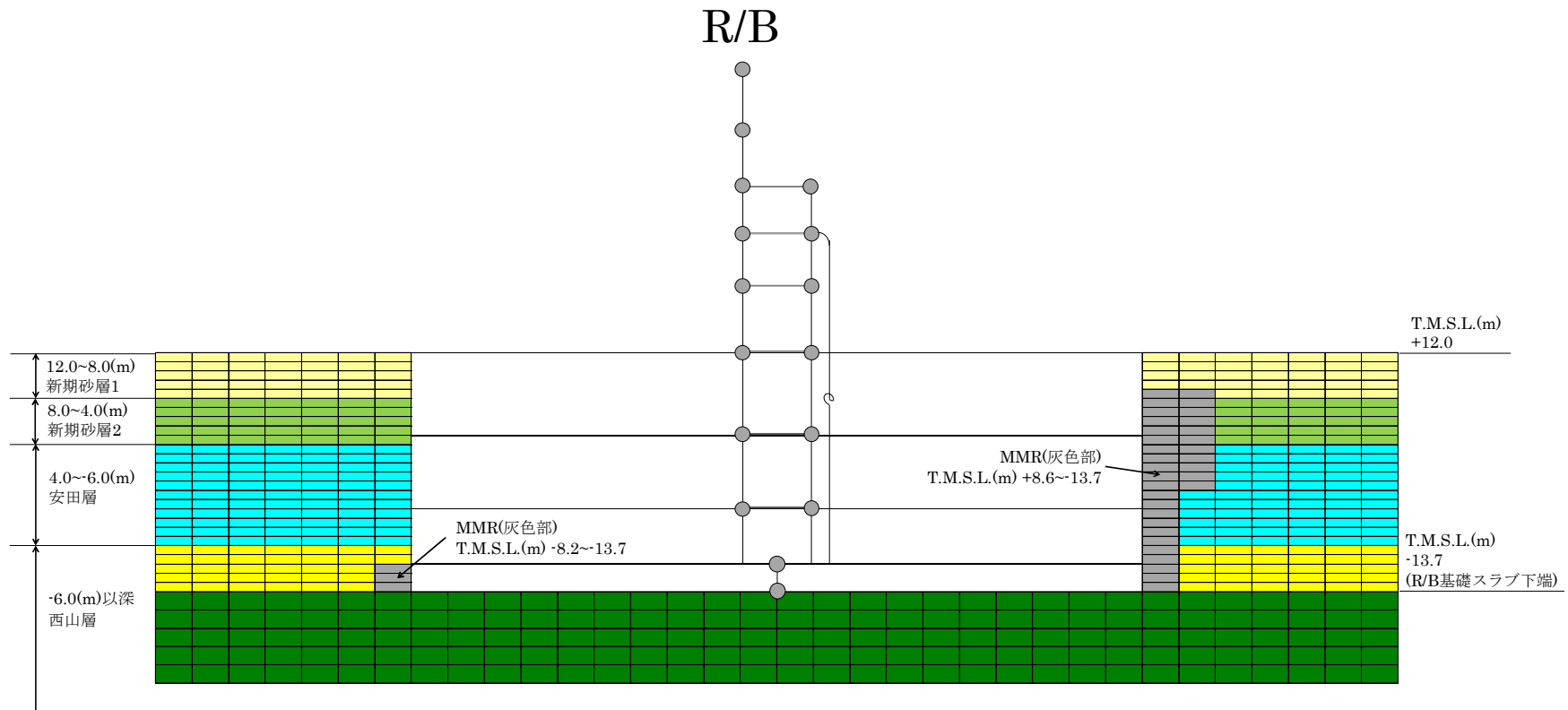


図 4.1.1.4 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (EW 方向)

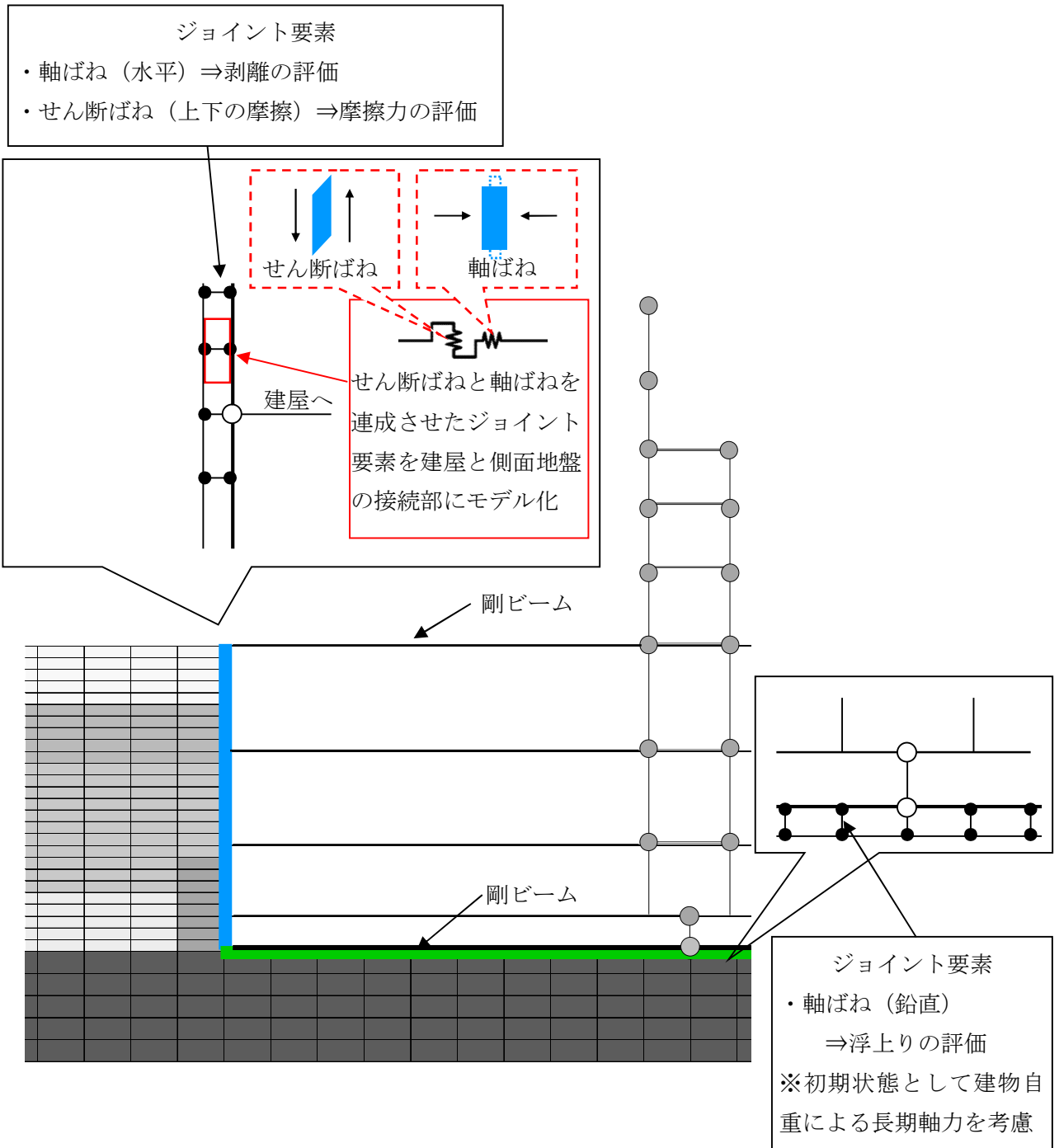
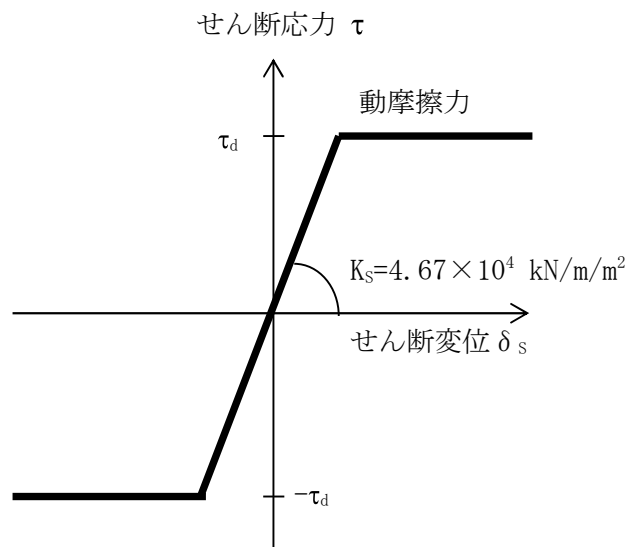


図 4.1.1.5 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建物基礎と底面地盤要素との接合部のモデル化概要



せん断応力（摩擦力）－せん断変位関係

$$\tau_d = \text{動摩擦力} = 0.35 \times \text{垂直圧}$$

$$K_s = 4.67 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 \text{ (単位面積当たり)}$$

* 動摩擦係数と剛性 K_s は摩擦試験結果をもとに設定

図 4.1.1.6 建屋地下外壁と側面地盤の間のせん断ばねの特性

(2) 埋め込み SR モデル

今回工認の水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を質点系モデルとした埋め込み SR モデルである。埋め込み効果を考慮するため、原子炉建屋の地下外壁側面部分には側面水平ばねと側面回転ばねを取付けている。側面水平ばねと側面回転ばねはいずれも NOVAK ばねとして算定している。なお、表層地盤については地盤の非線形化が大きいいため埋め込み効果が期待できないものとして側面水平ばねと側面回転ばねを無視する。

原子炉建屋のせん断剛性及び曲げ剛性は非線形とし、今回工認で用いる予定の建屋諸元を有するものとする。また、建屋の減衰は今回工認と同じひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は $h=5\%$ とする。

図 4.1.1.7 に建屋のモデル図を、表 4.1.1.3～表 4.1.1.4 に諸元を示す。コンクリートの実強度(43.1N/mm^2)に基づく剛性を反映し、かつ補助壁を考慮した今回工認モデルに対応したモデルとなっている。

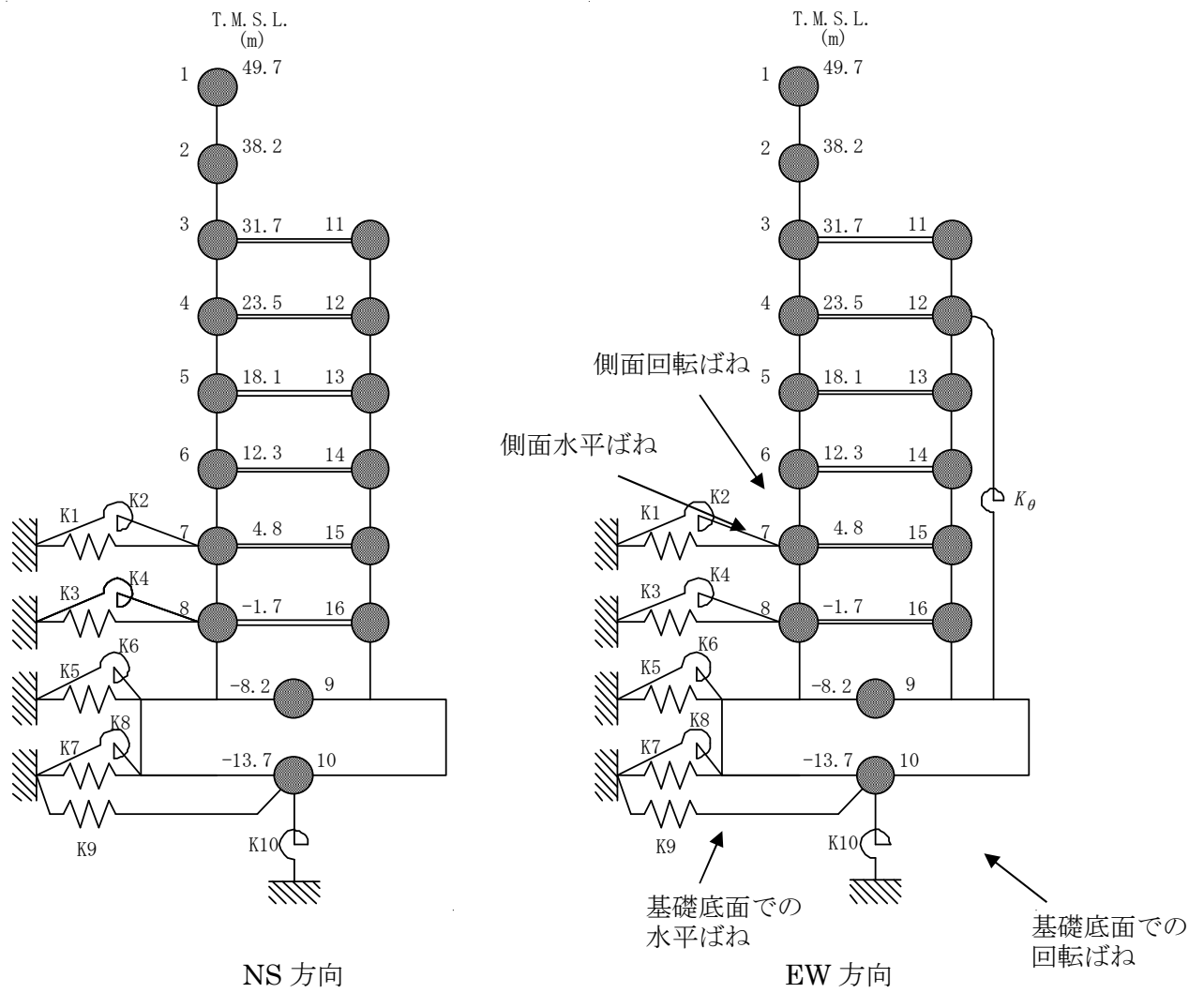


図 4.1.1.7 今回工認で採用予定の埋め込み SR モデル

表 4.1.1.3 埋め込み SR 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 ⁵ kNm ²)	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)
1	39,540	70.7		
2	79,450	403.0	41.0	13,600
3	86,670	484.3	82.4	50,500
4	83,020	287.2	183.8	71,400
5	55,470	199.9	126.5	70,400
6	82,360	293.2	183.7	87,200
7	78,650	291.3	180.2	103,000
8	79,430	293.2	201.8	112,800
9	339,800	936.5	271.5	119,000
10	216,920	580.6	3,373.4	900,600
合計	1,956,740			

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kNm ²)	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)
11	94,140	33.3		
12	157,400	384.4	118.2	7,200
13	101,890	303.0	109.2	23,300
14	199,370	400.1	122.8	23,500
15	125,920	392.3	133.0	23,400
16	136,710	369.7	119.5	23,600
			129.7	29,500

建屋部		②基礎スラブ	
ヤング係数 E _c	2.88×10 ⁴ (N/mm ²)	ヤング係数 E _c	2.79×10 ⁴ (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	1.20×10 ⁴ (N/mm ²)	せん断弾性係数 G	1.16×10 ⁴ (N/mm ²)
ポアソン比 ν	0.20	ポアソン比 ν	0.20
減衰定数 h	5%	減衰定数 h	5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) ×59.6m (EW 方向)

表 4.1.1.4 埋め込み SR モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kNm ²)	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)
1	39,540	147.4		
2	79,450	301.3	54.7	29,900
3	91,670	303.9	122.6	61,200
4	67,180	275.6	166.9	89,400
5	52,160	220.6	139.1	82,600
6	81,290	330.4	153.8	96,200
7	77,080	317.7	197.0	111,700
8	77,960	320.7	215.7	124,000
9	339,800	1030.7	280.2	131,000
10	216,920	647.2	3,373.4	998,600
合計	1,956,740			

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kNm ²)	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)
11	89,140	275.6		
12	173,240	480.4	243.6	6,700
13	105,200	332.4	216.7	23,300
14	200,440	439.3	162.9	23,100
15	127,490	433.5	118.6	23,400
16	138,180	408.9	179.1	21,200
			138.6	23,800

①建屋部

ヤング係数 E_c 2.88×10⁴ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10⁴ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E_c 2.79×10⁴ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10⁴ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) ×59.6m (EW 方向)

回転ばね K₀ 2.13×10¹⁰(kNm/rad)

表 4.1.1.5 地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向)

ばね 番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^(*1) K _c	減衰係数 ^(*2) C _c
K1	7	側面・並進	1.07×10^6	4.24×10^5
K2	7	側面・回転	8.33×10^8	1.05×10^8
K3	8	側面・並進	2.85×10^6	1.13×10^6
K4	8	側面・回転	2.21×10^8	2.80×10^8
K5	9	側面・並進	8.53×10^6	1.73×10^6
K6	9	側面・回転	6.73×10^8	3.98×10^8
K7	10	側面・並進	4.52×10^6	8.62×10^5
K8	10	側面・回転	3.54×10^8	1.96×10^8
K9	10	底面・並進	7.28×10^7	2.84×10^6
K10	10	底面・回転	7.06×10^{10}	6.09×10^8

(*1) K1, K3, K5, K7, K9 は kN/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNm/rad

(*2) K1, K3, K5, K7, K9 は kNs/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNsm/rad

(EW 方向)

ばね 番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^(*1) K _c	減衰係数 ^(*2) C _c
K1	7	側面・並進	1.07×10^6	4.26×10^5
K2	7	側面・回転	8.33×10^8	1.06×10^8
K3	8	側面・並進	2.85×10^6	1.13×10^6
K4	8	側面・回転	2.21×10^8	2.80×10^8
K5	9	側面・並進	8.53×10^6	1.73×10^6
K6	9	側面・回転	6.73×10^8	4.00×10^8
K7	10	側面・並進	4.52×10^6	8.61×10^5
K8	10	側面・回転	3.54×10^8	1.97×10^8
K9	10	底面・並進	7.25×10^7	2.82×10^6
K10	10	底面・回転	7.60×10^{10}	7.10×10^8

(*1) K1, K3, K5, K7, K9 は kN/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNm/rad

(*2) K1, K3, K5, K7, K9 は kNs/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNsm/rad

4.1.2 解析ケース

表 4.1.2.1 に解析ケースを示す。原子炉建屋を単独とした NS 方向と EW 方向の 2 ケースである。なお、2 次元 FEM モデルにおいて、地盤のモデルには、埋め込み SR モデルの地震応答解析と同じ成層地盤に加えて、地下外壁に接しているマンメイドロック (MMR) を考慮する。

表 4.1.2.1 解析ケース

No	方向	建屋	地盤	備考
1	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	NS 方向 基本ケース
2	EW 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	EW 方向 基本ケース

4.1.3 検討用地震動

対象とする地震動は基準地震動 Ss-1 とする。

図 4.1.3.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

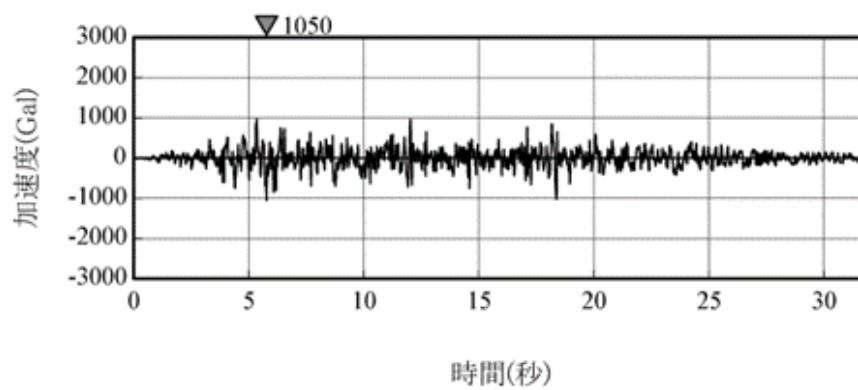


図 4.1.3.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形（解放基盤表面）

4.2 建屋拘束効果の検討

4.2.1 2次元 FEM モデルによる検討

地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られるかについて、地震応答解析結果について以下のとおり検討を行った。

(1) NS 方向

図 4.2.1.1 及び図 4.2.1.2 に地下外壁と側面地盤の間を接続する軸ばねの軸圧の時刻歴を、高さ方向に領域を設定しその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.3 に上記の両側の地下外壁にある軸ばねの軸圧の時刻歴を応答の比較的大きい時刻について重ね描きしたものを示す。

これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧は深度が増すほど大きくなる傾向にあり、ごく短時間の剥離が生じた場合にゼロになることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となる。
- ・ 外壁両側の軸圧の時刻歴には逆位相の傾向がみられ、片側が剥離（軸圧 0）してもその反対側では軸圧が作用している。
- ・ 軸圧は最大 700kN/m^2 程度であり、摩擦試験で対象とした垂直圧の範囲と整合する。

図 4.2.1.4 及び図 4.2.1.5 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力（摩擦力）の時刻歴を、建屋の南側及び北側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.6 及び図 4.2.1.7 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は 13mm 程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は 6mm 程度である。

せん断ばねは、軸圧の変化に応じて保持できる最大せん断力が変化する。ある軸圧下で最大せん断力に達した後は、一定の力を保ちながら滑る設定である。また、軸ばねに剥離が生

じた際にはせん断力は作用しない。

せん断変位は、せん断力作用時においてはせん断力と線形関係にあるが、せん断ばねに滑りが生じた場合や剥離が生じた場合には線形関係にはない。(各ケースに共通)

(2) EW 方向

図 4.2.1.11 及び図 4.2.1.12 に地下外壁と側面地盤の間を接続する軸ばねの軸圧の時刻歴を、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.13 に上記の両側の地下外壁にある軸ばねの軸圧の時刻歴を重ね描きして示す。

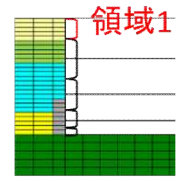
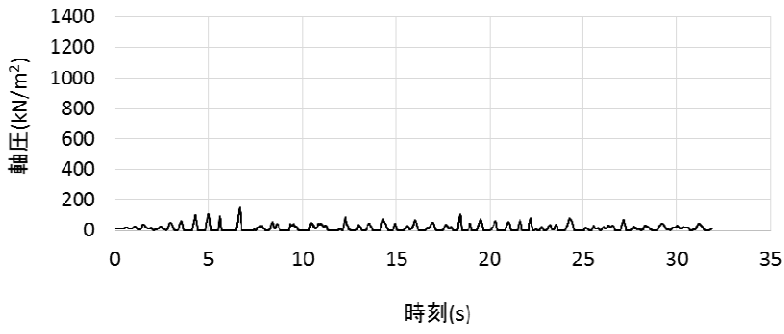
これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧は深度が増すほど大きくなる傾向にあり、ごく短時間の剥離が生じた場合にゼロになることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となる。
- ・ 外壁両側の軸圧の時刻歴には逆位相の傾向がみられ、片側が剥離(軸圧 0)してもその反対側では軸圧が作用している。
- ・ 軸圧は最大 800kN/m^2 程度であり、摩擦試験で対象とした垂直圧の範囲と整合する。

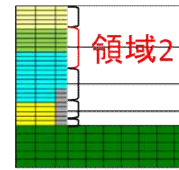
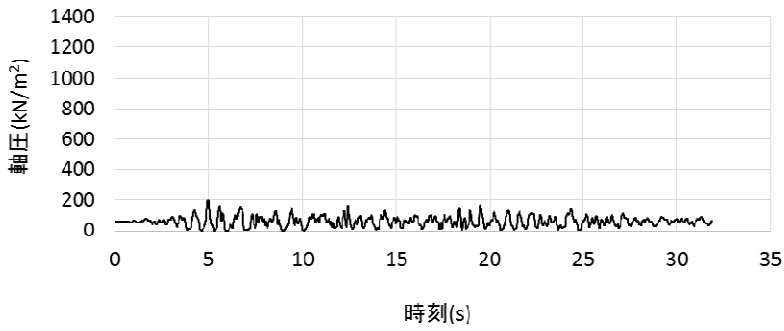
図 4.2.1.14 及び図 4.2.1.15 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力(摩擦力)の時刻歴を、建屋の東側及び参考に西側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.16 及び図 4.1.5.17 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

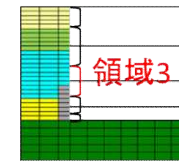
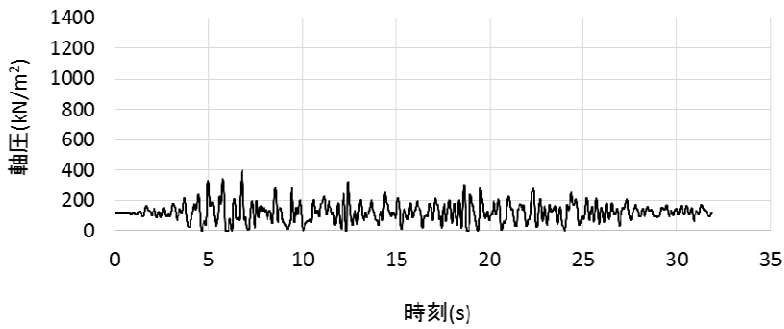
- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は 10mm 程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は 6mm 程度である。



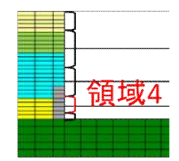
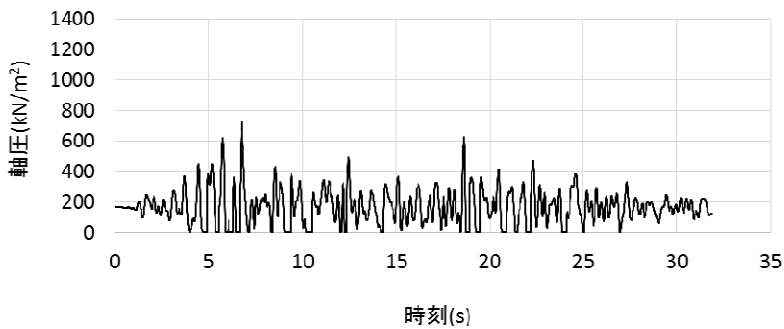
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



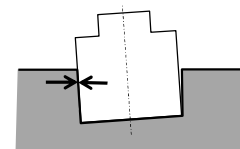
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

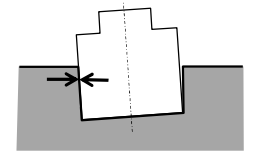
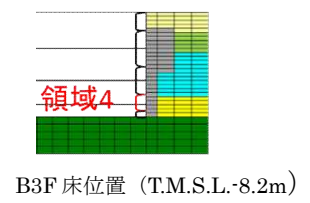
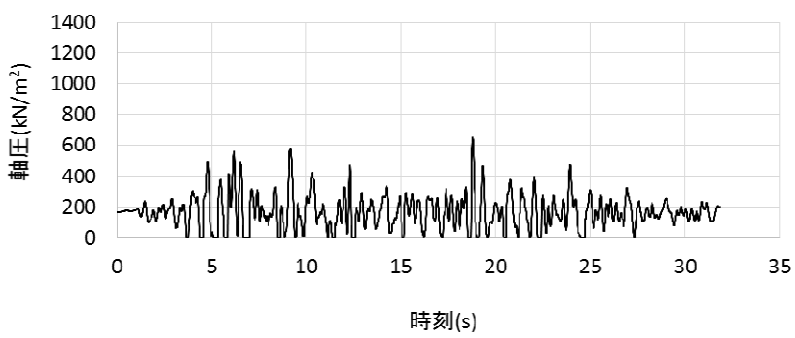
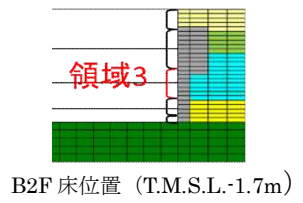
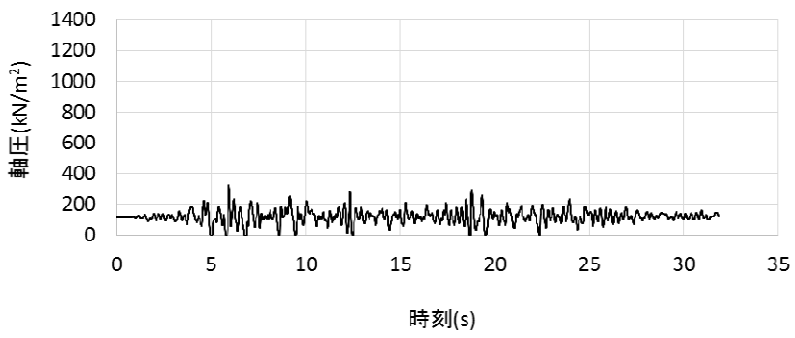
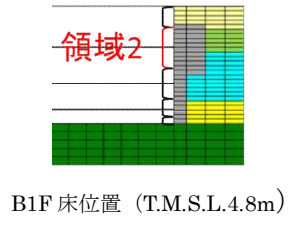
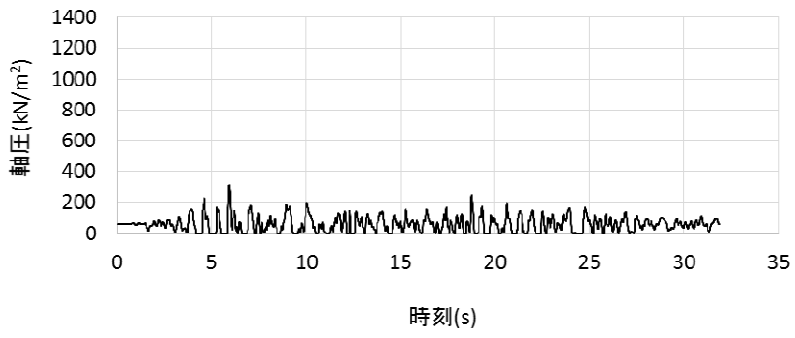
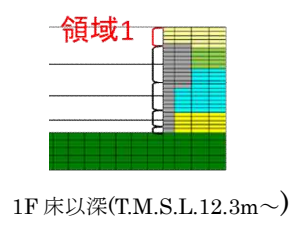
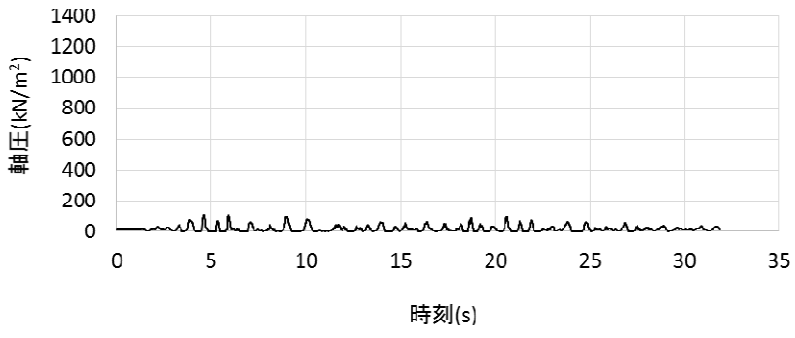


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4.2.1.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4.2.1.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

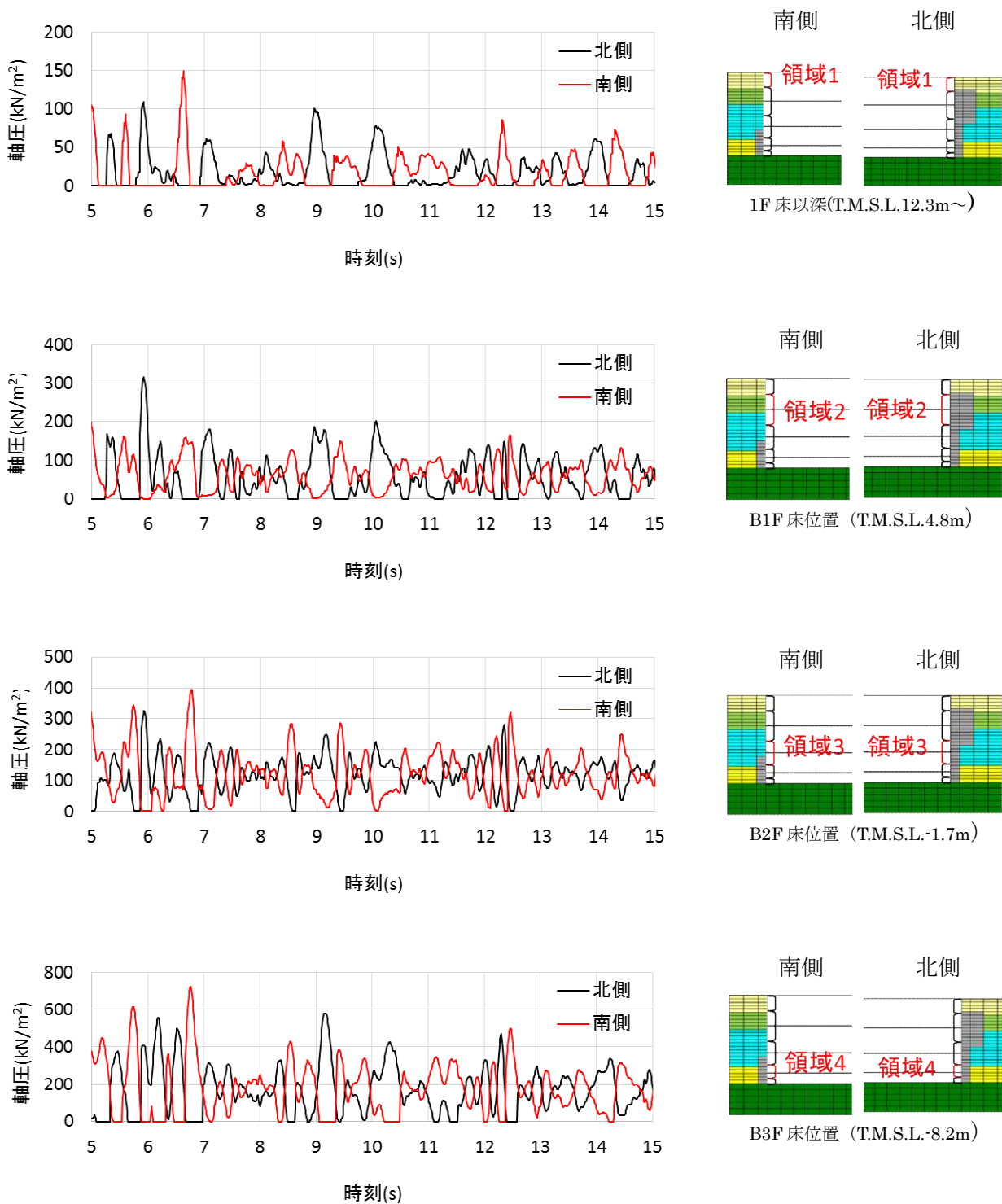
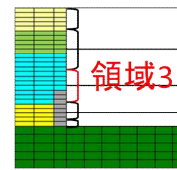
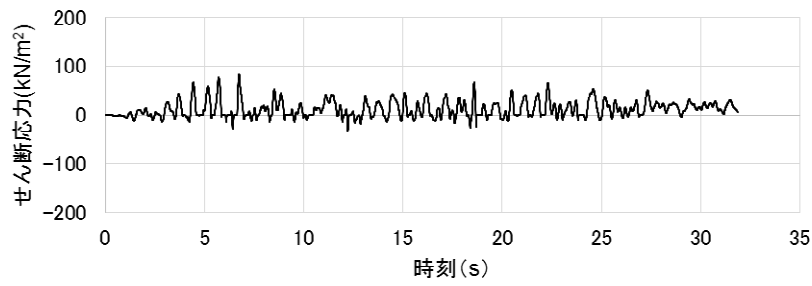
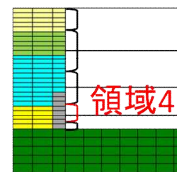
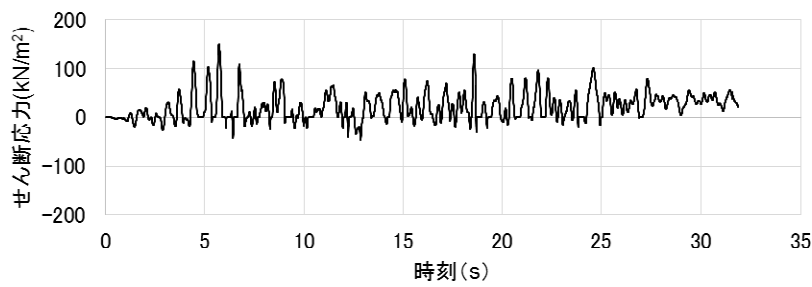


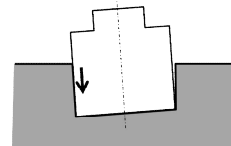
図 4.2.1.3 南側と北側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (NS 方向基本モデル)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



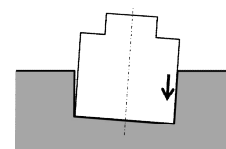
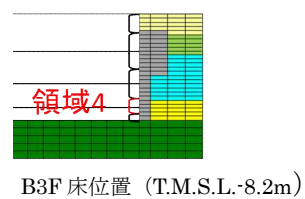
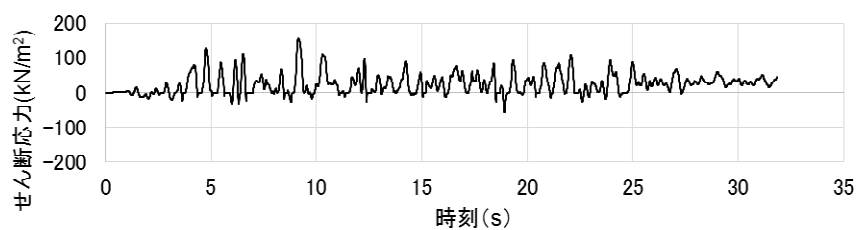
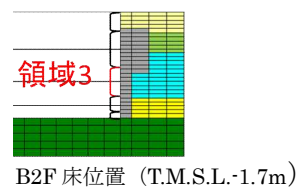
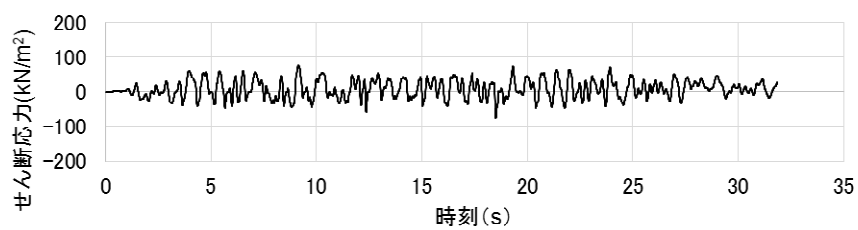
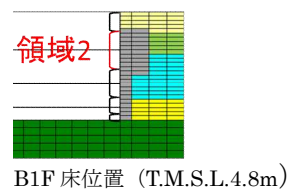
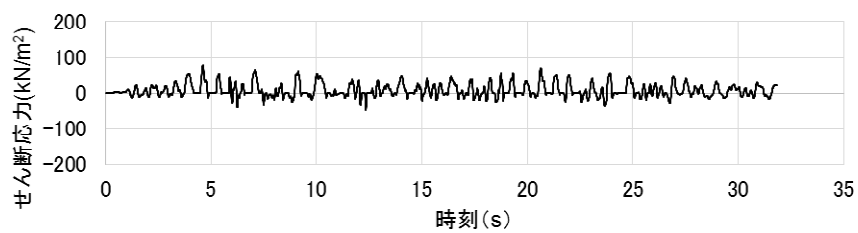
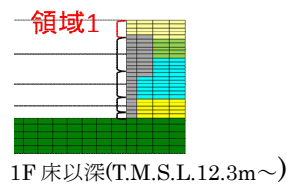
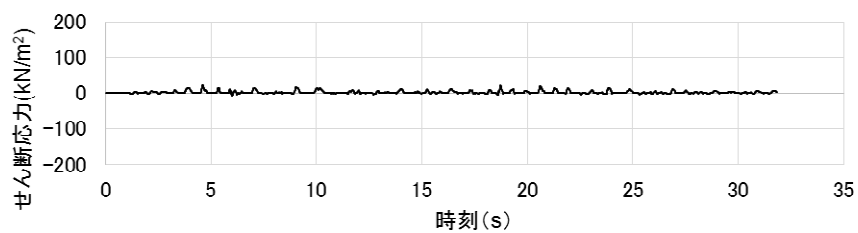
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

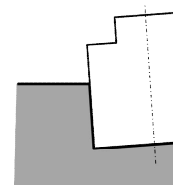
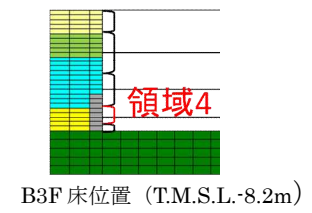
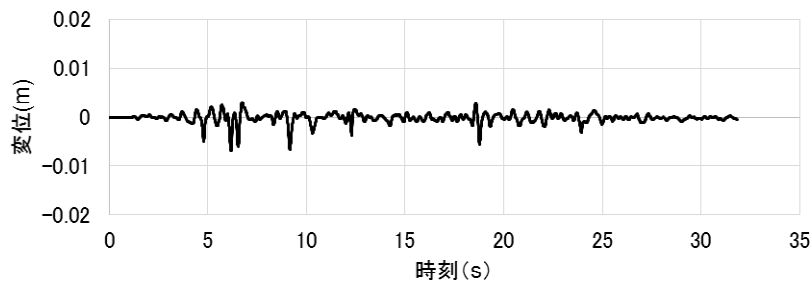
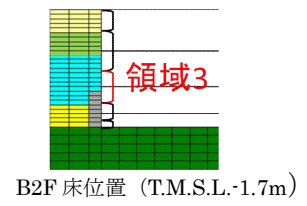
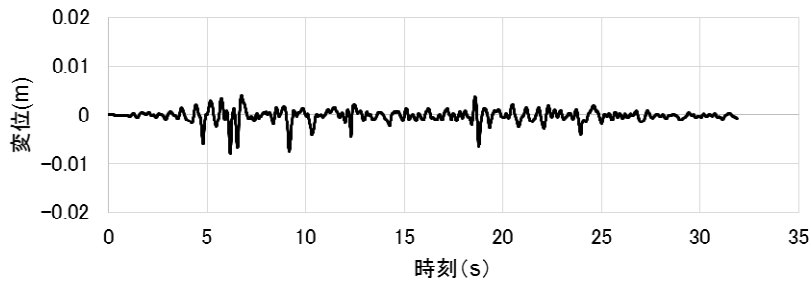
※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.4 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 4.2.1.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.6 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)

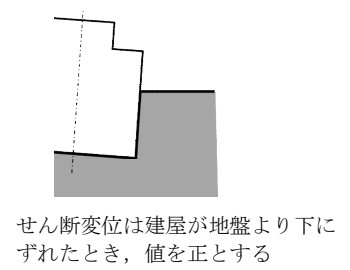
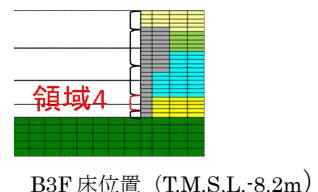
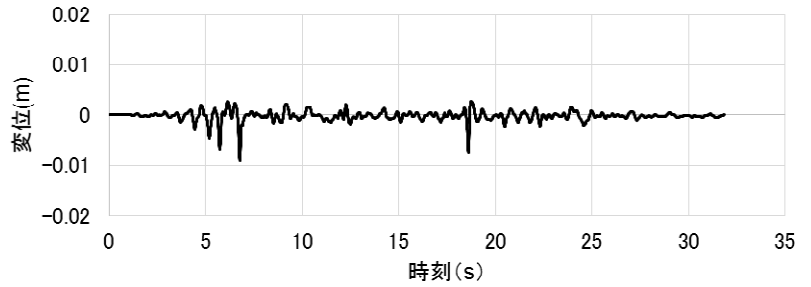
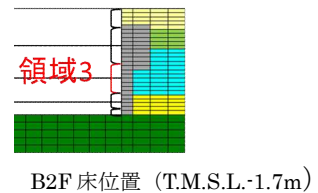
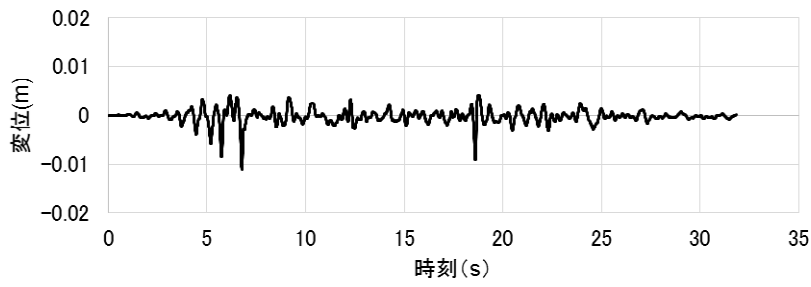
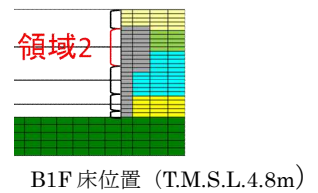
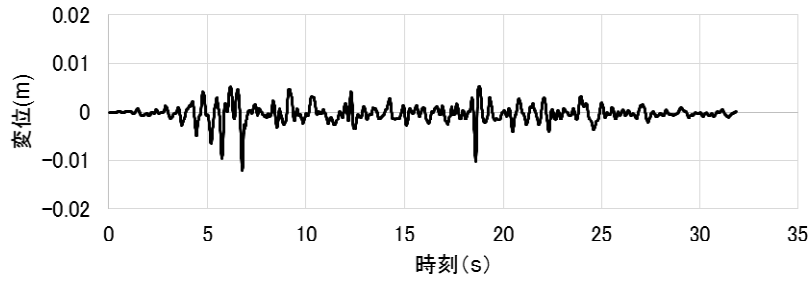
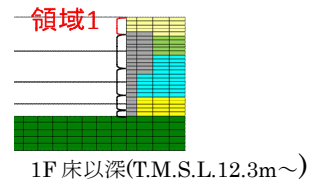
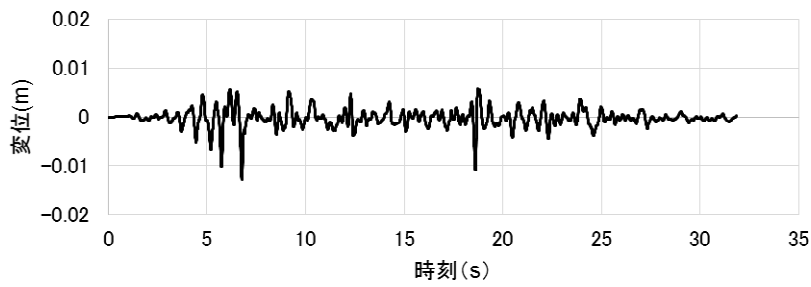


図 4.2.1.7 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

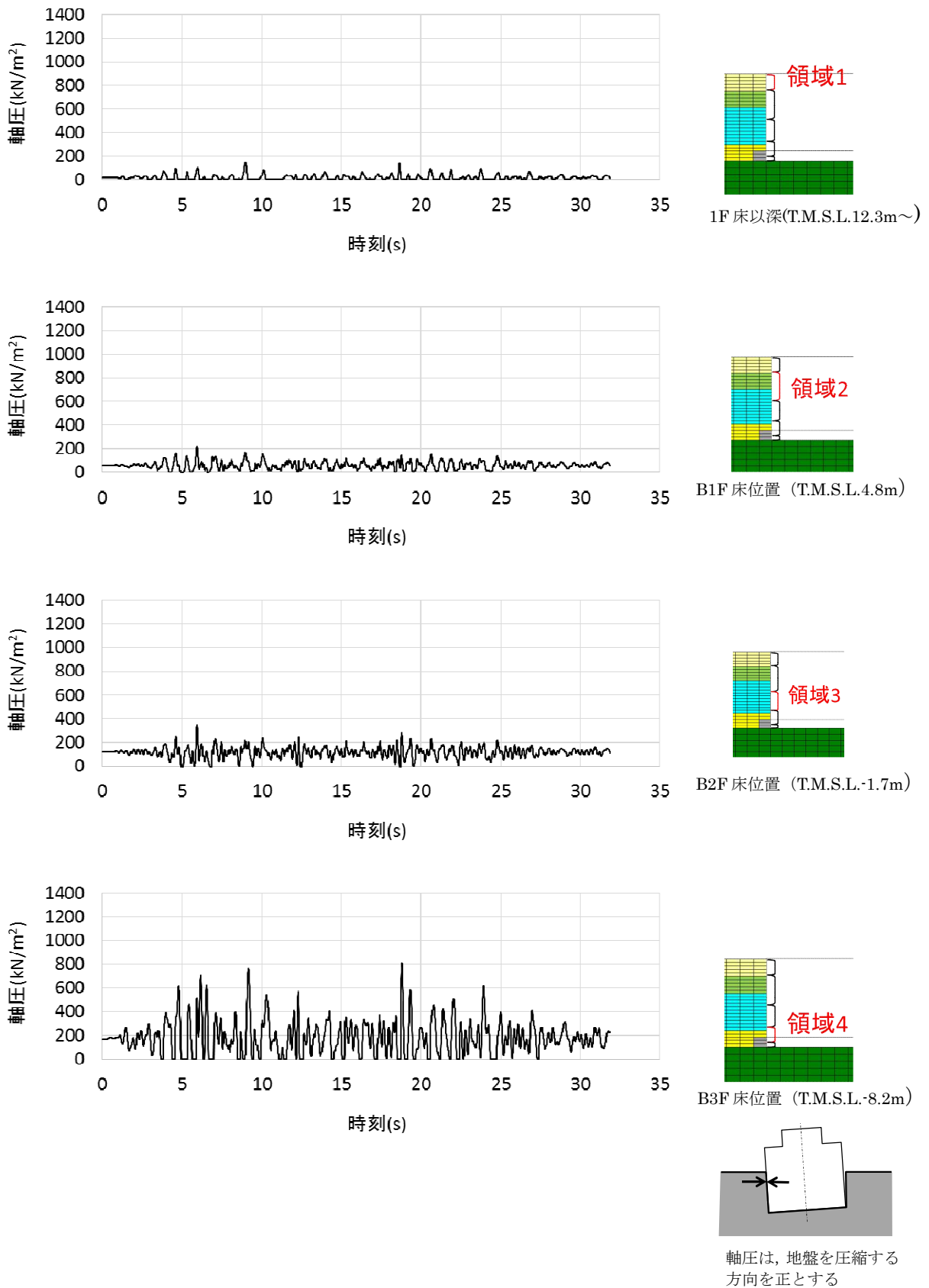


図 4.2.1.11 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 西側)

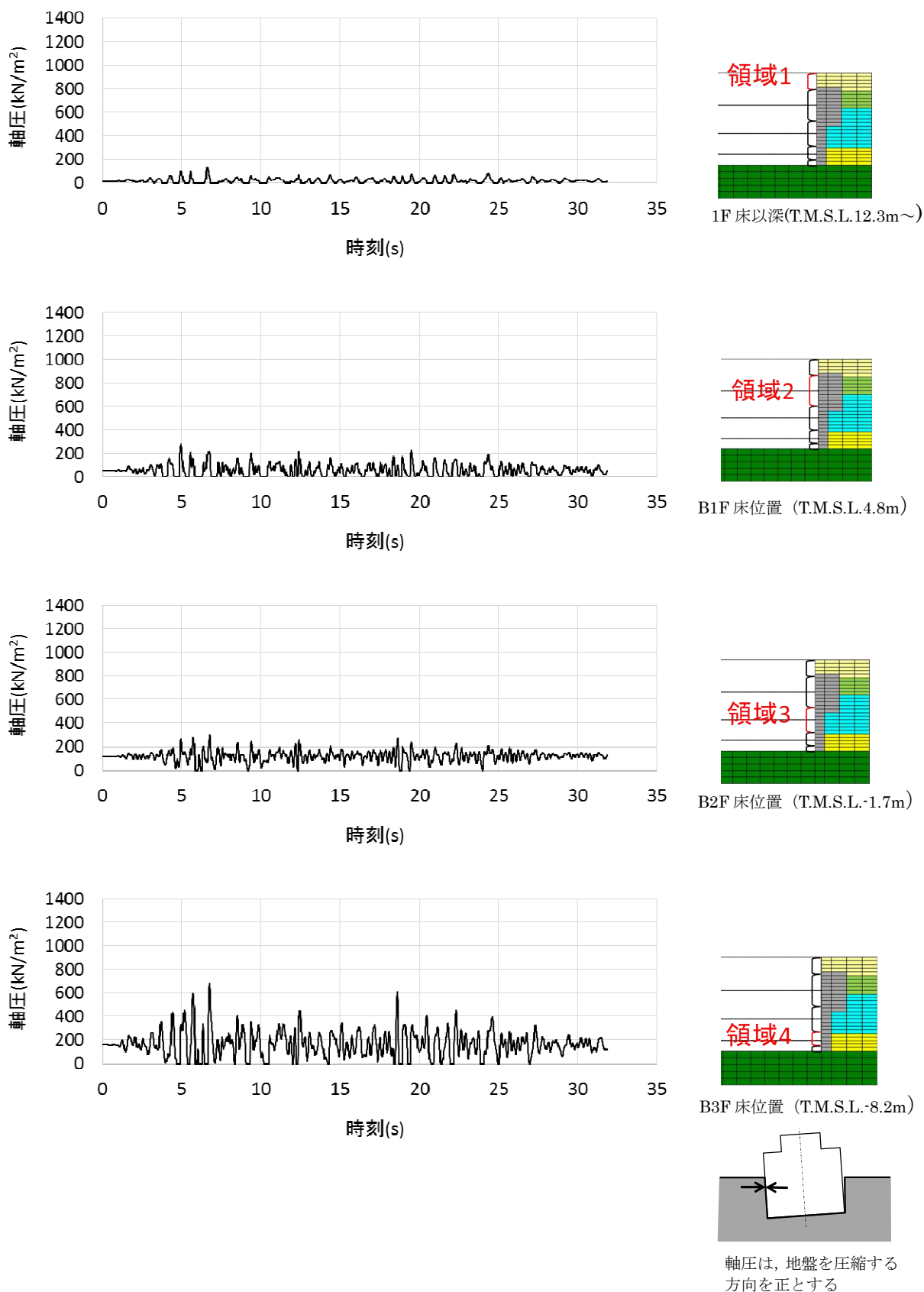


図 4.2.1.12 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 東側)

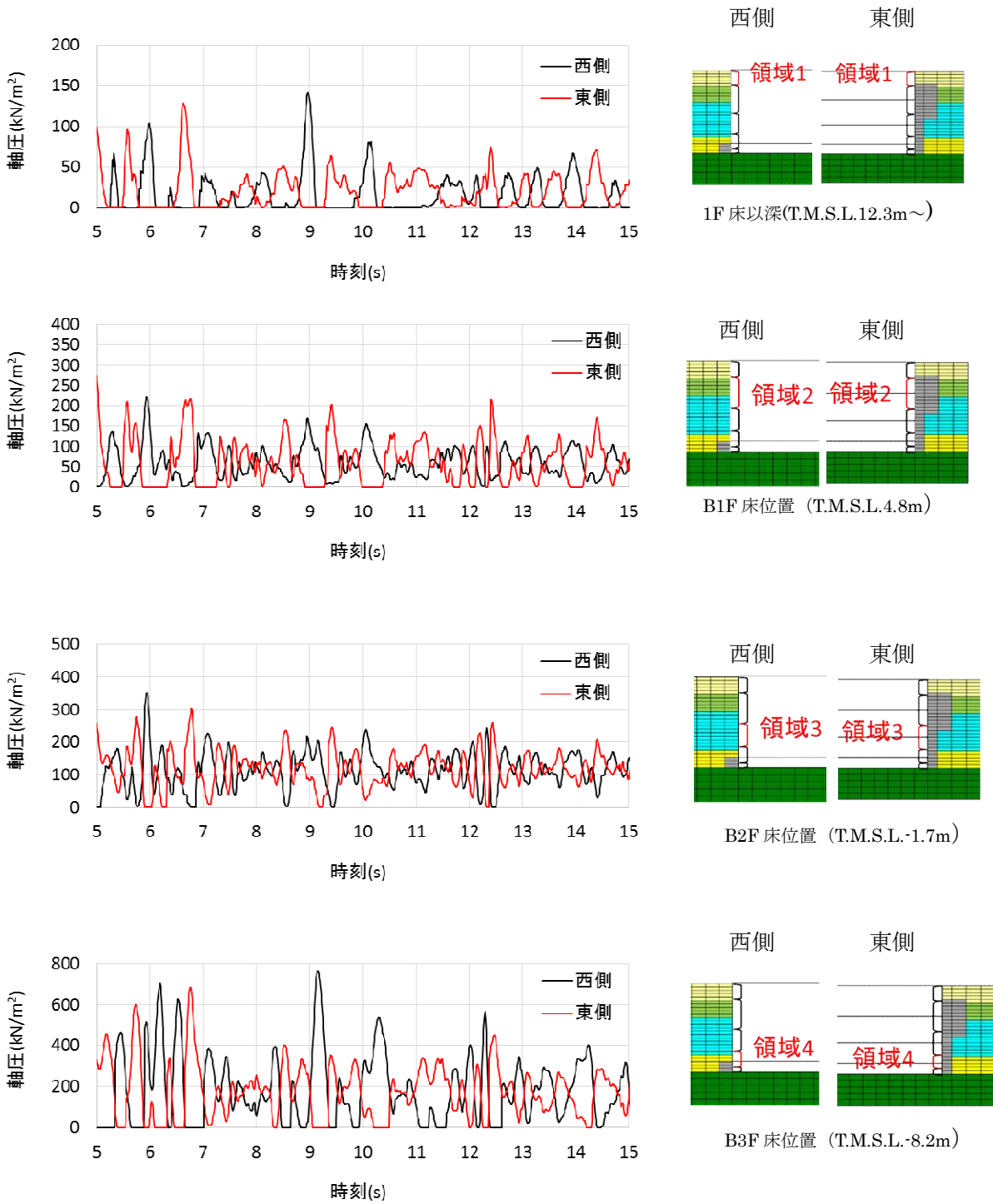
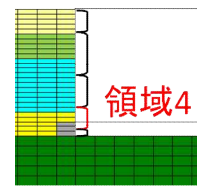
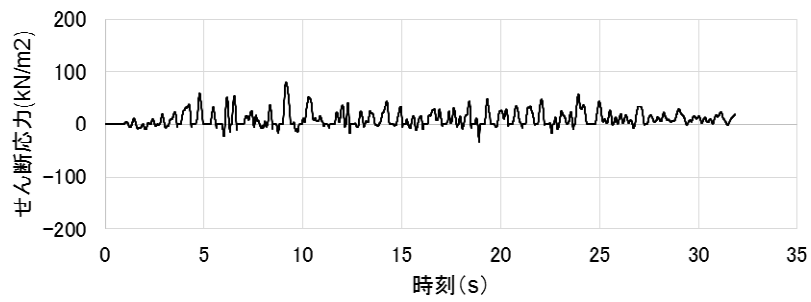
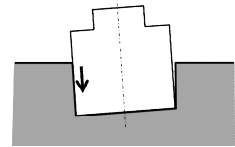


図 4.2.1.13 西側と東側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (EW方向基本モデル)



B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時を正とする

※領域 1～3 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)

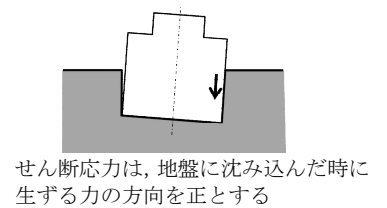
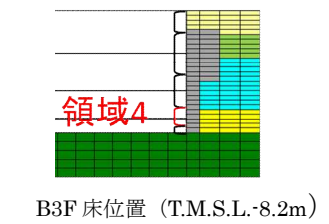
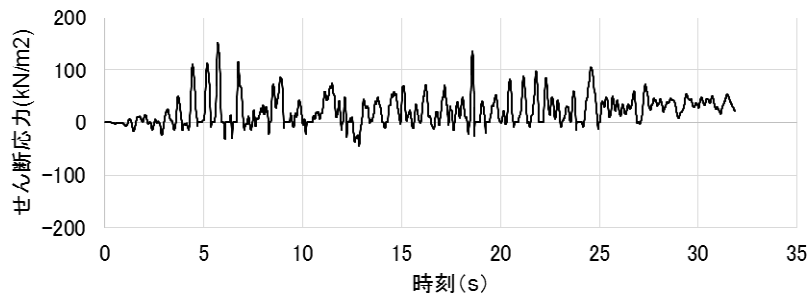
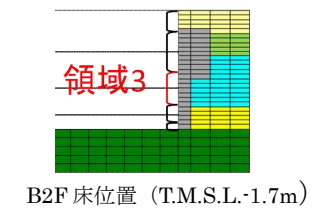
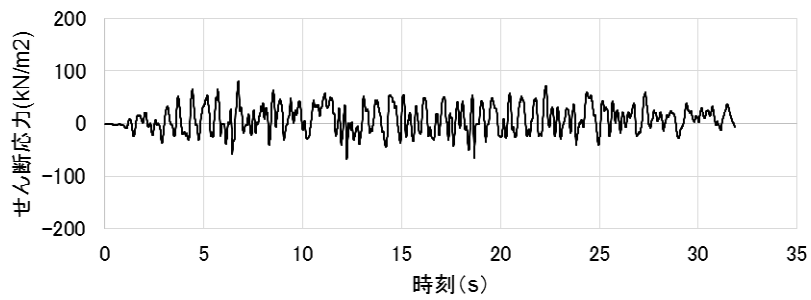
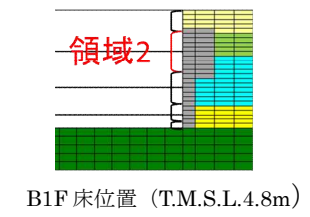
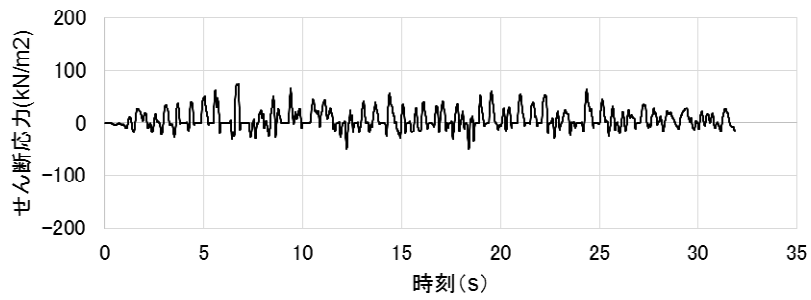
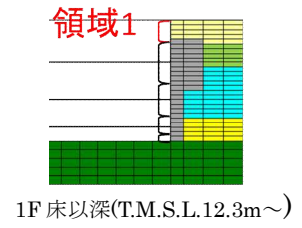
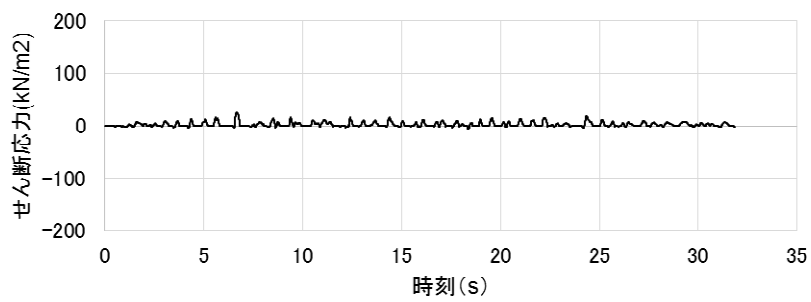
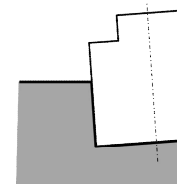
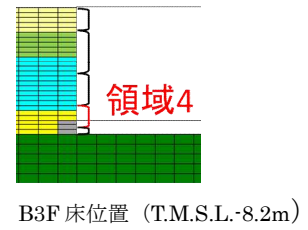
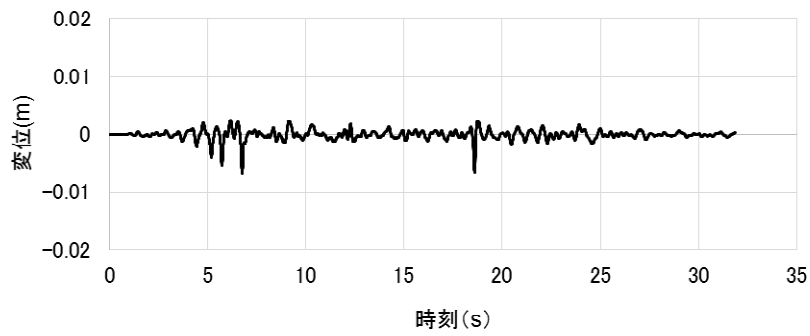


図 4.2.1.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 東側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※領域 1～3 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.16 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)

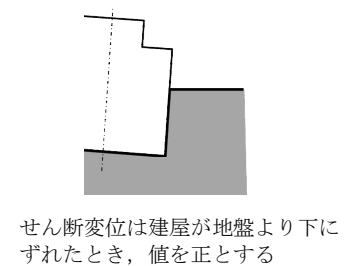
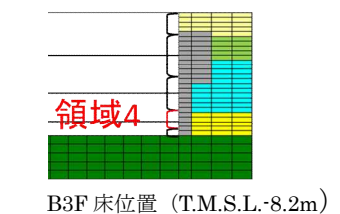
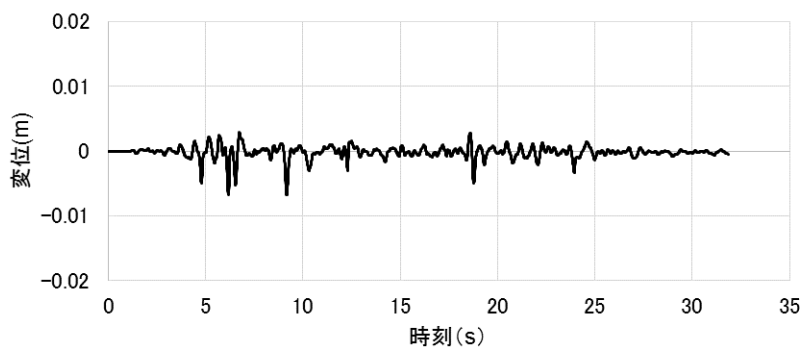
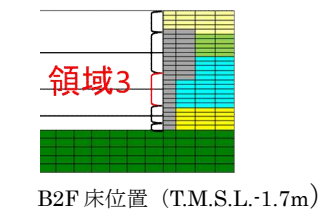
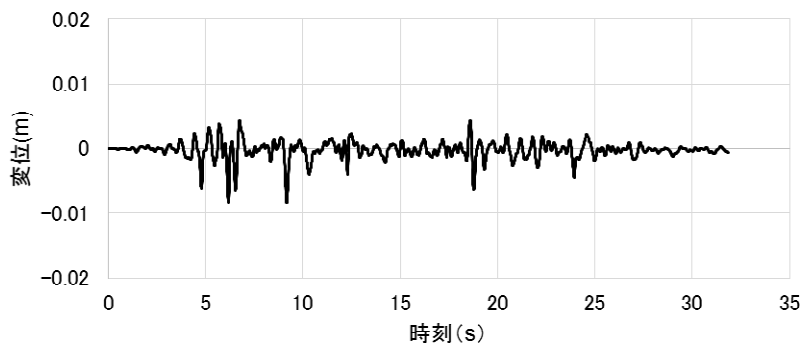
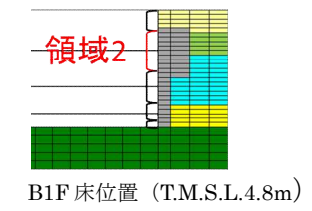
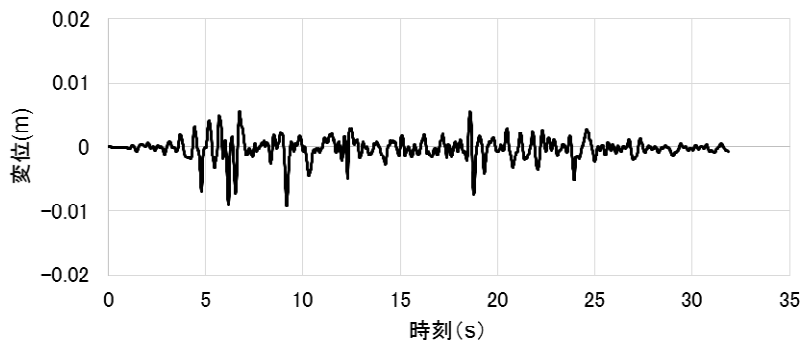
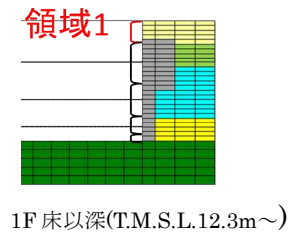
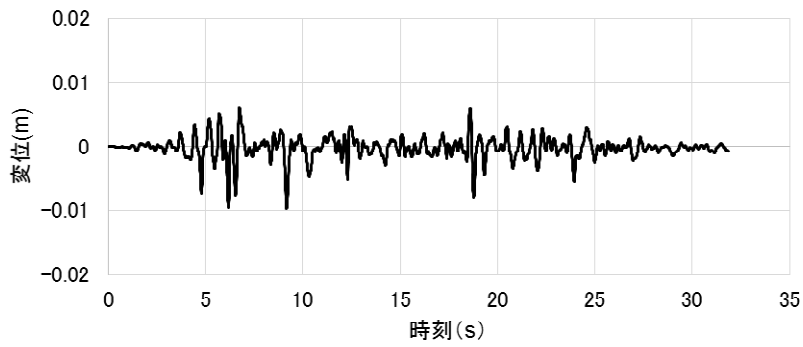


図 4.2.1.17 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (EW方向基本モデル, 東側)

4.2.2 側面地盤反力に関する検討

(1) 検討概要

ここでは先ず，図 4.2.2.1 に示す建屋の回転に対する側面地盤反力について，埋め込み SR モデルの NOVAK ばね（側面地盤ばね）に生じる地盤反力と 2 次元 FEM モデルの側面地盤ばねに生じる地盤反力を算定し比較する。2 次元 FEM モデルの側面地盤ばねに生じる地盤反力については，2 次元 FEM モデルの解析結果を用い，建屋外壁と側面地盤間のジョイント要素に生じる力から側面地盤反力を算定する。その結果を埋め込み SR モデルの NOVAK ばねに生じる地盤反力と比較する。

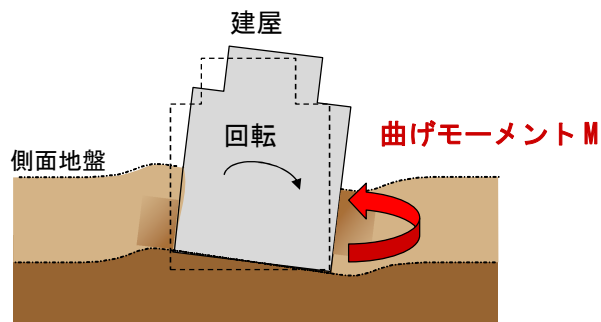


図 4.2.2.1 建屋の回転に対する側面地盤反力のイメージ

(2) 検討条件

1) 検討ケース

表 4.2.2.1 に解析ケースを示す。原子炉建屋を単独とした NS 方向及び EW 方向の基本ケースについて検討する。

表 4.2.2.1 検討ケース

ケース	方向	建屋	地盤	備考
1	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	NS 方向 基本ケース
2	EW 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	EW 方向 基本ケース

2) 解析モデル

解析モデルは、4.1 節に示した NS 方向及び EW 方向の 2 次元 FEM 解析モデル及び 4.2 節に示した NS 方向及び EW 方向の埋め込み SR モデルを用いる。

3) 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1 節及び 4.2 節に示した基準地震動 Ss-1 とする。

4) 地盤反力算定方法

図 4.2.2.2 に示すように、埋め込み SR モデルの NOVAK の側面地盤回転ばねに対応する 2 次元 FEM モデルの領域を区切り、表層地盤や建屋底面地盤の影響を受けにくい代表領域について建屋の回転に対する地盤反力（曲げモーメント M ）を算定する。

表 4.2.2.2 に選定した代表領域を示す。表層の影響を受けにくい地下 2 階（T.M.S.L -1.7m）レベルの地盤ばねに相当する領域③と建屋底面地盤の影響を受けにくい地下 3 階（T.M.S.L -8.2m）レベルの地盤ばねに相当する領域④を選定する。

図 4.2.2.3 に地盤反力算定方法の概要を示す。

埋め込み SR モデルの地盤反力 M_{SR} は、NOVAK の水平ばね反力 P_H に基礎下端からの高さ h を掛けた曲げモーメント $M_p (=P_H \cdot h)$ と NOVAK の回転ばね反力 M の和として算定する。

2 次元 FEM モデルの地盤反力 M_{FEM} については、軸ばね反力 P_H に基礎下端からの高さ h を掛けた曲げモーメントの合計 $M_{ph} (= \sum P_H \cdot h)$ とせん断ばね反力 P_V に基礎中心から基礎端部までの長さ L を掛けた合計 $M_{pv} (= \sum P_V \cdot L)$ との和として、埋め込み SR モデルの NOVAK ばねの支配領域毎に算定する。

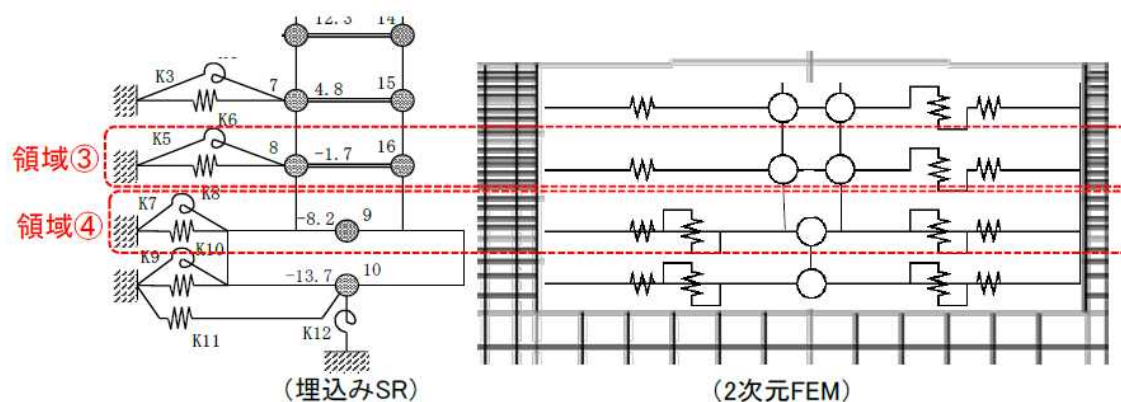
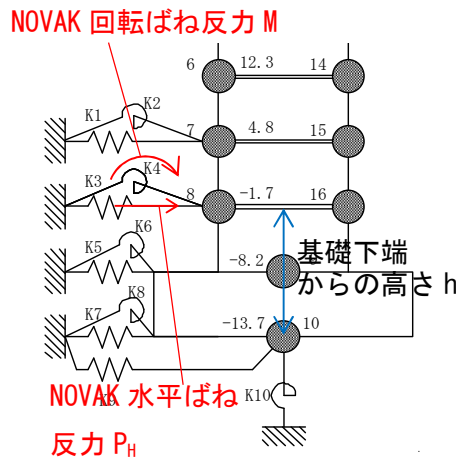


図 5.2.2.2 2次元 FEM モデルの領域区分

表 4.2.2.2 領域区分（対象とする建屋-地盤間モデル化部分）

領域名	埋め込み SR モデル	2次元 FEM モデル
領域③	T.M.S.L -1.7m の NOVAK ばね	T.M.S.L -4.95m ~ -1.55m に位置する地盤ばね
領域④	T.M.S.L -8.2m の NOVAK ばね	T.M.S.L -10.45m ~ -4.95m に位置する地盤ばね

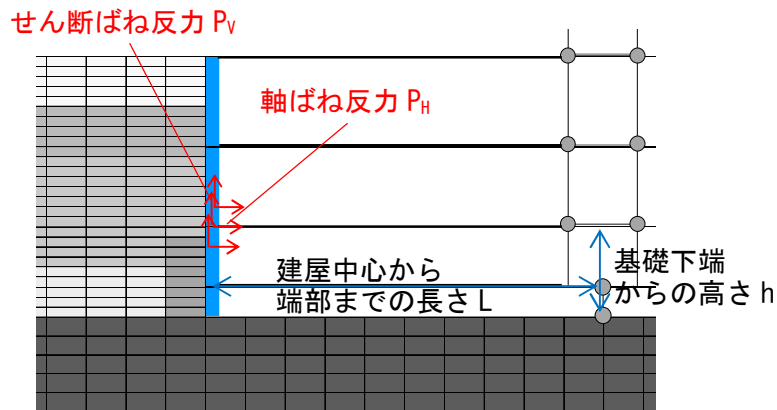


埋め込み SR モデルの地盤反力 M_{SR}

$$= \text{NOVAK 水平ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h$$

$$+ \text{NOVAK 回転ばね反力 } M$$

(埋め込み SR モデル)



2次元 FEM の地盤反力 M_{FEM}

$$= \sum (\text{せん断ばね反力 } P_V \times \text{基礎下端からの高さ } h)$$

$$+ \sum (\text{軸ばね反力 } P_H \times \text{建屋中心から端部までの長さ } L)$$

(2次元 FEM モデル)

図 4.2.2.3 地盤反力算定方法の概要

(3) 検討結果

ケース1(NS方向)の領域③(T.M.S.L -1.7m レベル)及び領域④(T.M.S.L -8.2m レベル)の側面地盤反力(曲げモーメント)の算定結果を図4.2.2.5及び図4.2.2.6に示す。2次元FEMの地盤反力と埋め込みSRの地盤反力は共に、建屋応答(曲げモーメント)と同等オーダー($\times 10^9 \text{N}\cdot\text{m}$)の比較的大きな値を示しており、建屋の拘束効果が認められる。

ケース2(EW方向)の領域③(T.M.S.L -1.7m レベル)及び領域④(T.M.S.L -8.2m レベル)の側面地盤反力(曲げモーメント)の算定結果を図4.2.2.7及び図4.2.2.8に示す。ケース1(NS方向)と同様、2次元FEMの地盤反力と埋め込みSRの地盤反力は共に建屋応答と同等オーダーの比較的大きな値を示しており、領域④についても建屋の拘束効果が認められる。

なお、ケース1(NS方向)及びケース2(EW方向)共に、2次元FEMの地盤反力の方が埋め込みSRの地盤反力よりも小さい。これは、2次元FEMでは外壁に作用する変動土圧は地震入力方向に直交する面(2面)に考慮されるが、地震入力方向に並行となる面(2面)からの拘束力は考慮されていないこと等、モデル化の違いが要因のひとつとして考えられる。(図4.2.2.4参照)

以上より、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動が考慮されている2次元FEMの地盤反力と埋め込みSRモデルの地盤反力を比較した結果、両者は同様に建屋を拘束する効果を与えていることが確認できた。

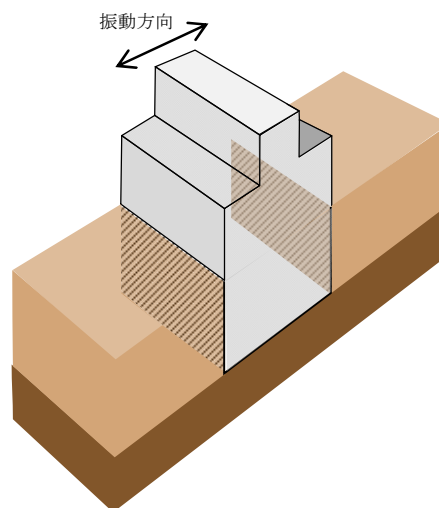


図 4.2.2.4 2次元FEMによる地盤と建屋のモデル化のイメージ

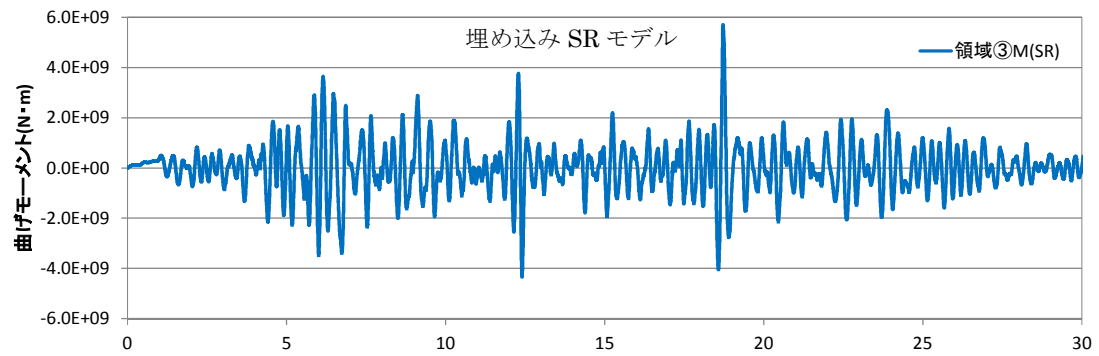
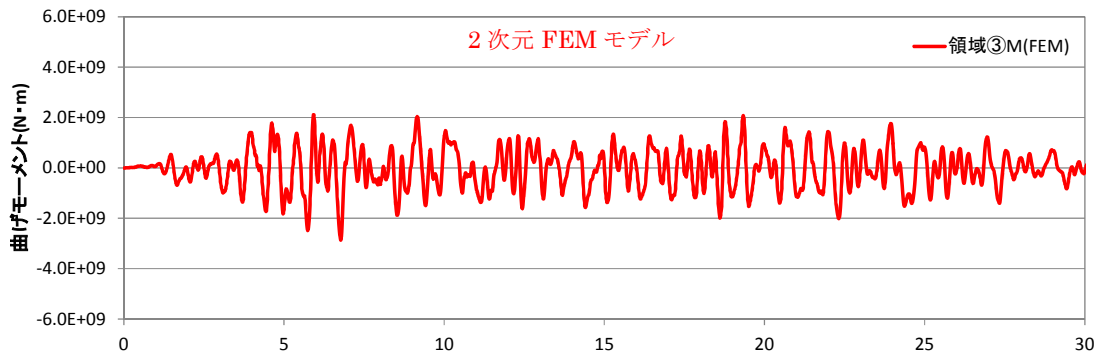


図 4.2.2.5 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
 ケース 1 (NS 方向) : 領域③

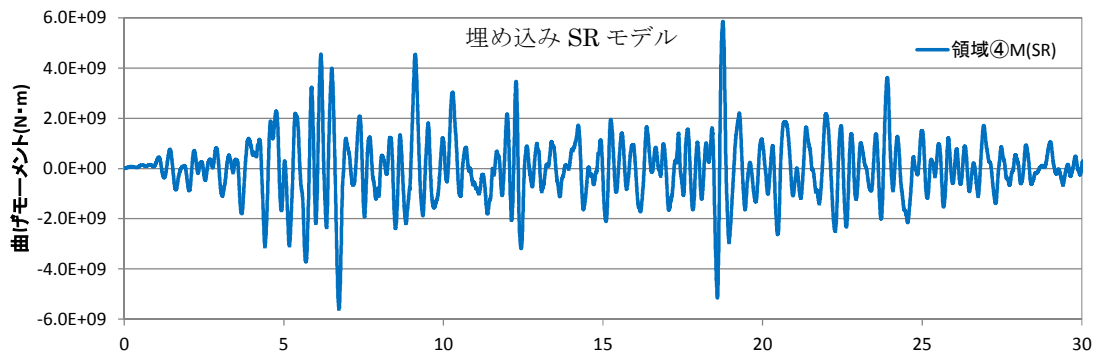
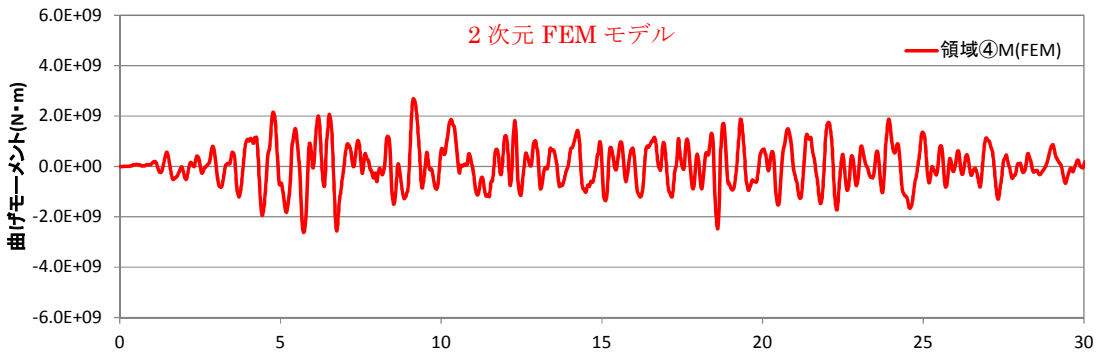


図 4.2.2.6 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
 ケース 1 (NS 方向) : 領域④

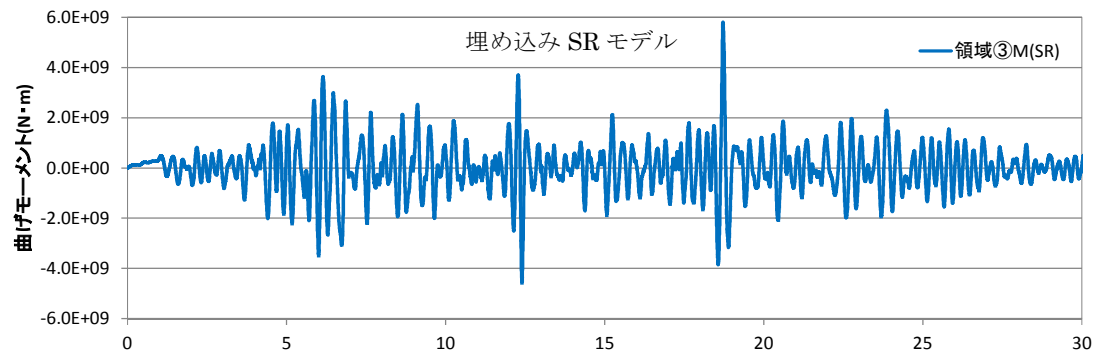
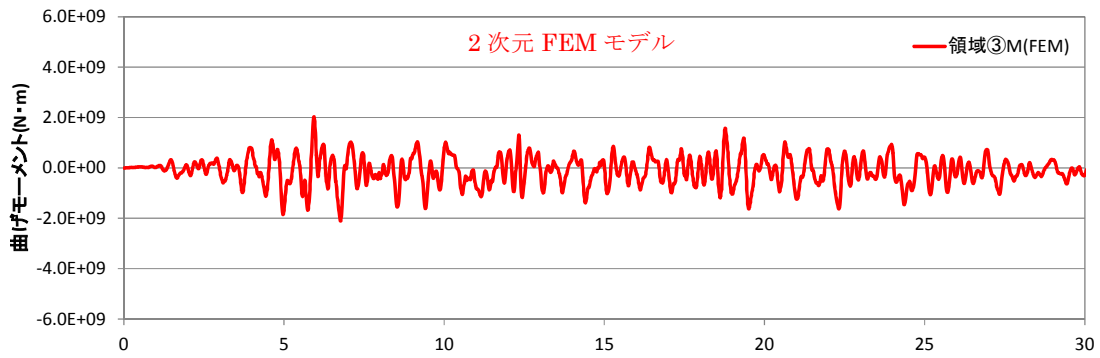


図 4. 2. 2. 7 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
 ケース 2 (EW 方向) : 領域③

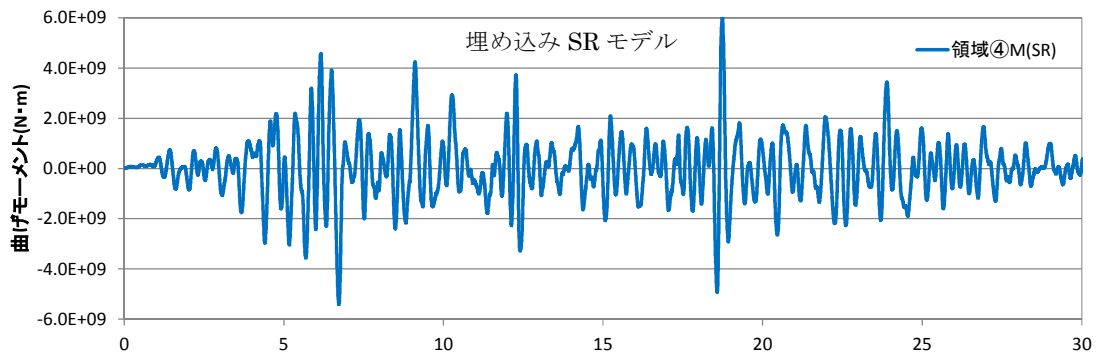
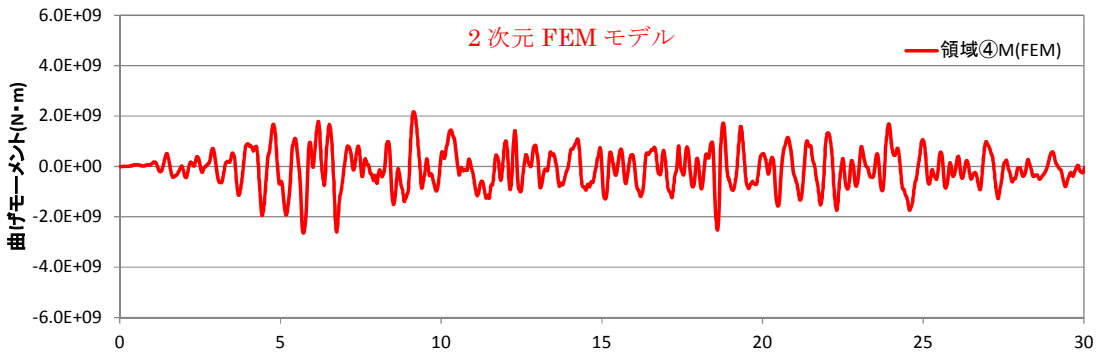


図 4. 2. 2. 8 地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴
 ケース 2 (EW 方向) : 領域④

4.3 建屋応答の比較

建屋地下外壁と側面地盤の接触剥離や摩擦すべりなどを考慮した2次元 FEM による建屋応答を、今回工認で用いる埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較することにより、両者のモデルによる結果が同等であれば、埋め込み SR モデルに用いる側面回転ばねは有効であると考ええる。

埋め込み SR モデルと比較する地盤を 2 次元 FEM としたモデルは、原子炉建屋単独の基本モデル (NS, EW) を対象とする。

(1) NS 方向

図 4.3.1 に建屋の最大応答分布を比較して示す。全体的には埋め込み SR モデルのほうが若干大きくなっているが、大きな差異は認められない。

図 4.3.2 に床応答スペクトルを比較して示す。建屋の上層部分ではスペクトルのピーク値や高振動数領域において埋め込み SR モデルのほうが大きくなっているが、大きな差異は認められない。

(2) EW 方向

図 4.3.3 に建屋の最大応答分布の比較、図 4.3.4 に床応答スペクトルの比較を示す。NS 方向と同様な結果であり、FEM モデルと埋め込み SR モデルの建屋応答の差異はわずかである。

なお、2 次元 FEM 解析の NS 方向及び EW 方向に共通してみられる周期 0.7 秒付近のピークは、基礎版上レベル (質点番号⑨) の応答スペクトルでも生じていることから、地盤深部の影響により、建屋への入力地震動に含まれる成分が励起されたものと推測でき、2 次元 FEM 解析で側面の接触剥離及び摩擦を詳細に考慮したことの影響ではないと考えられる。また、重要な機器の固有周期帯からは外れており、耐震評価上問題となるものではない。

表 4.3.1 に建屋の最小接地率の比較を示す。参考として、同表の 2 次元 FEM モデルにおける最小接地率を生じた時刻の地反力分布を添付資料 3 に示す。

表 4.3.1 最小接地率の一覧

	NS 方向	EW 方向
埋め込み SR モデル	68%	68%
2 次元 FEM モデル	87%	87%

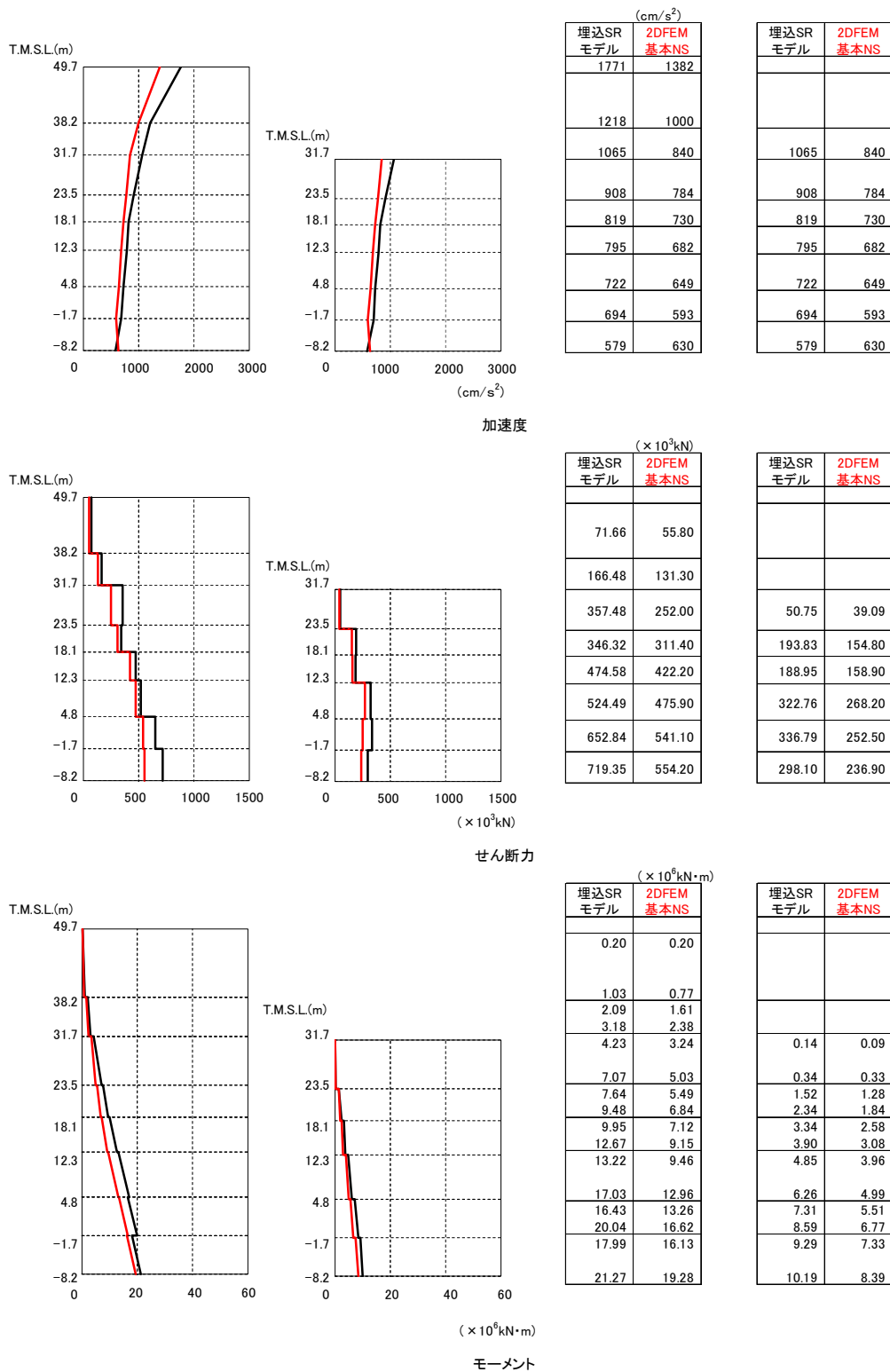


図 4.3.1 の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (NS 方向)

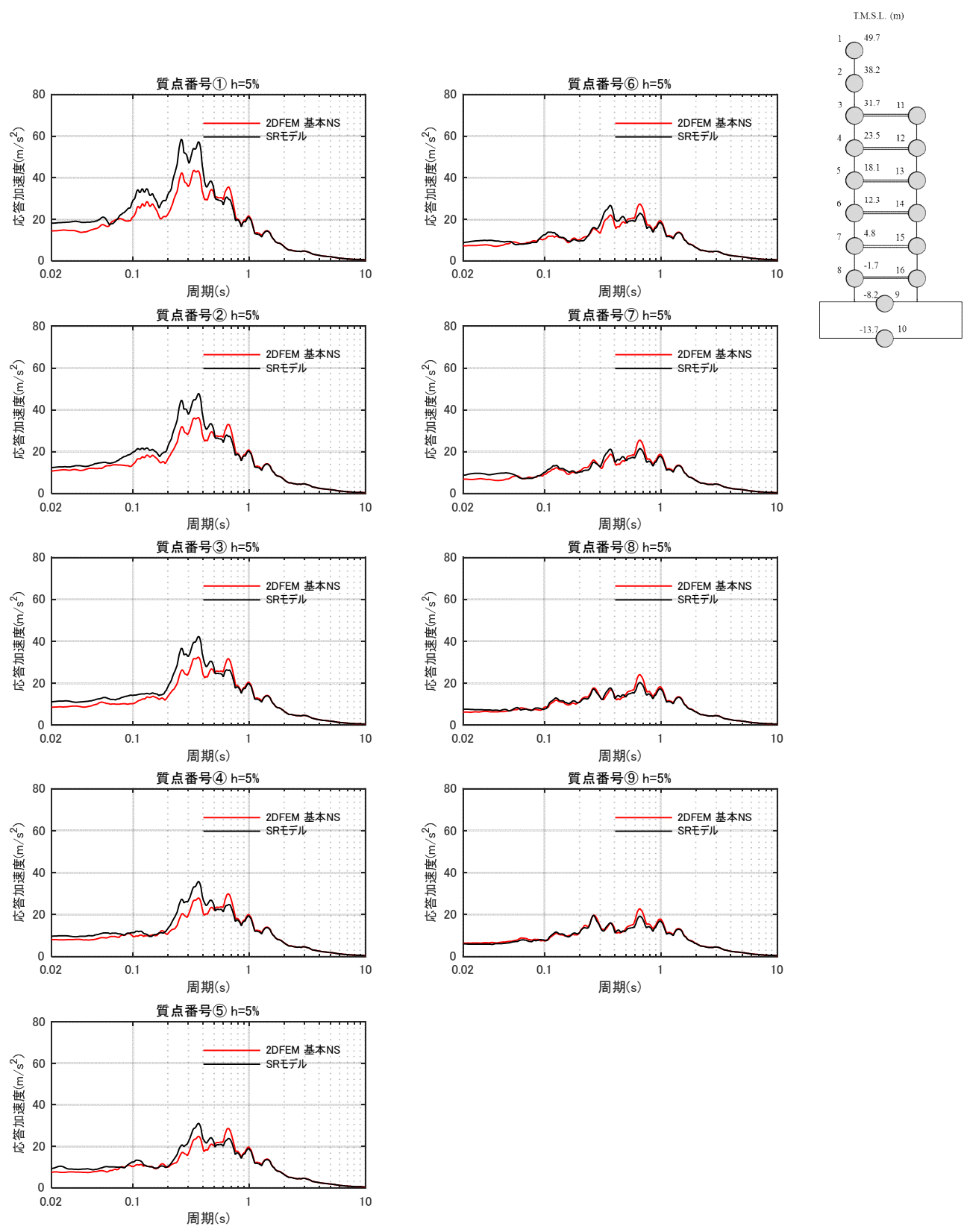


図 4.3.2-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向） $h=5\%$

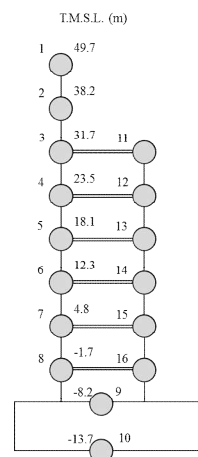
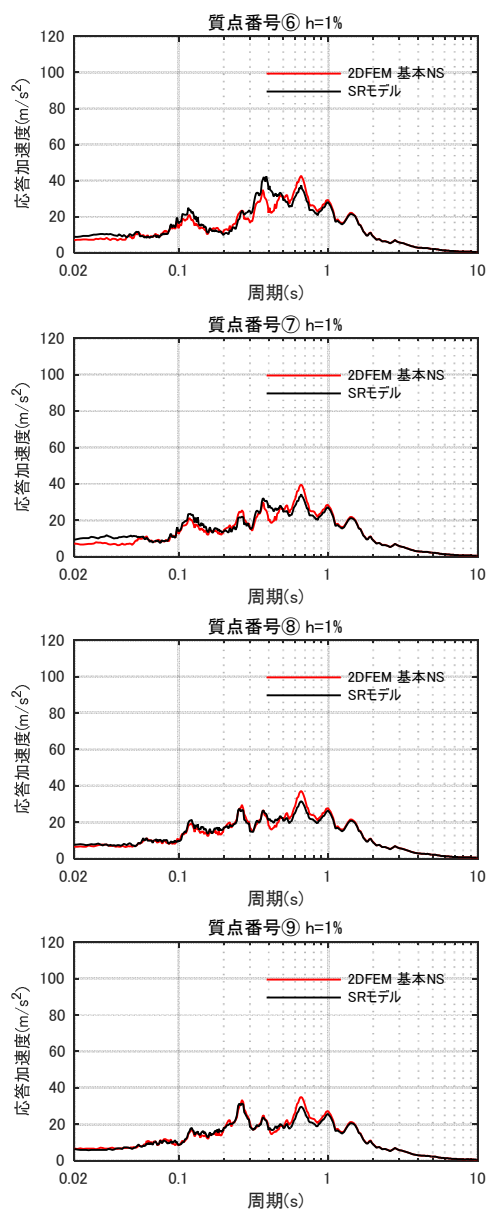
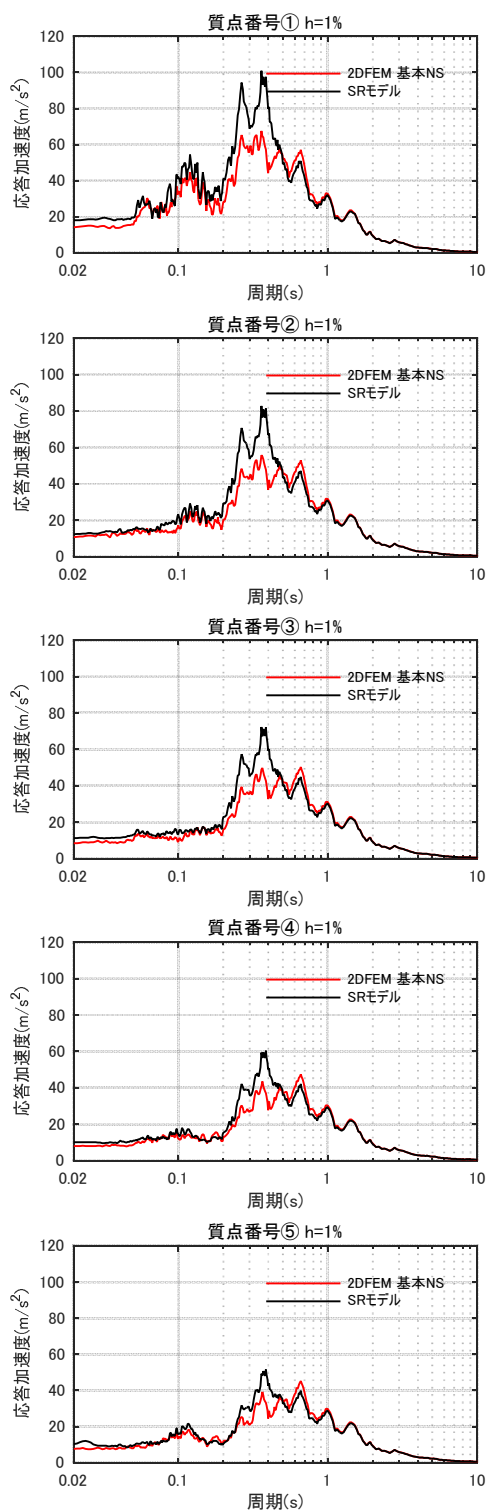


図 4.3.2-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向）h=1%

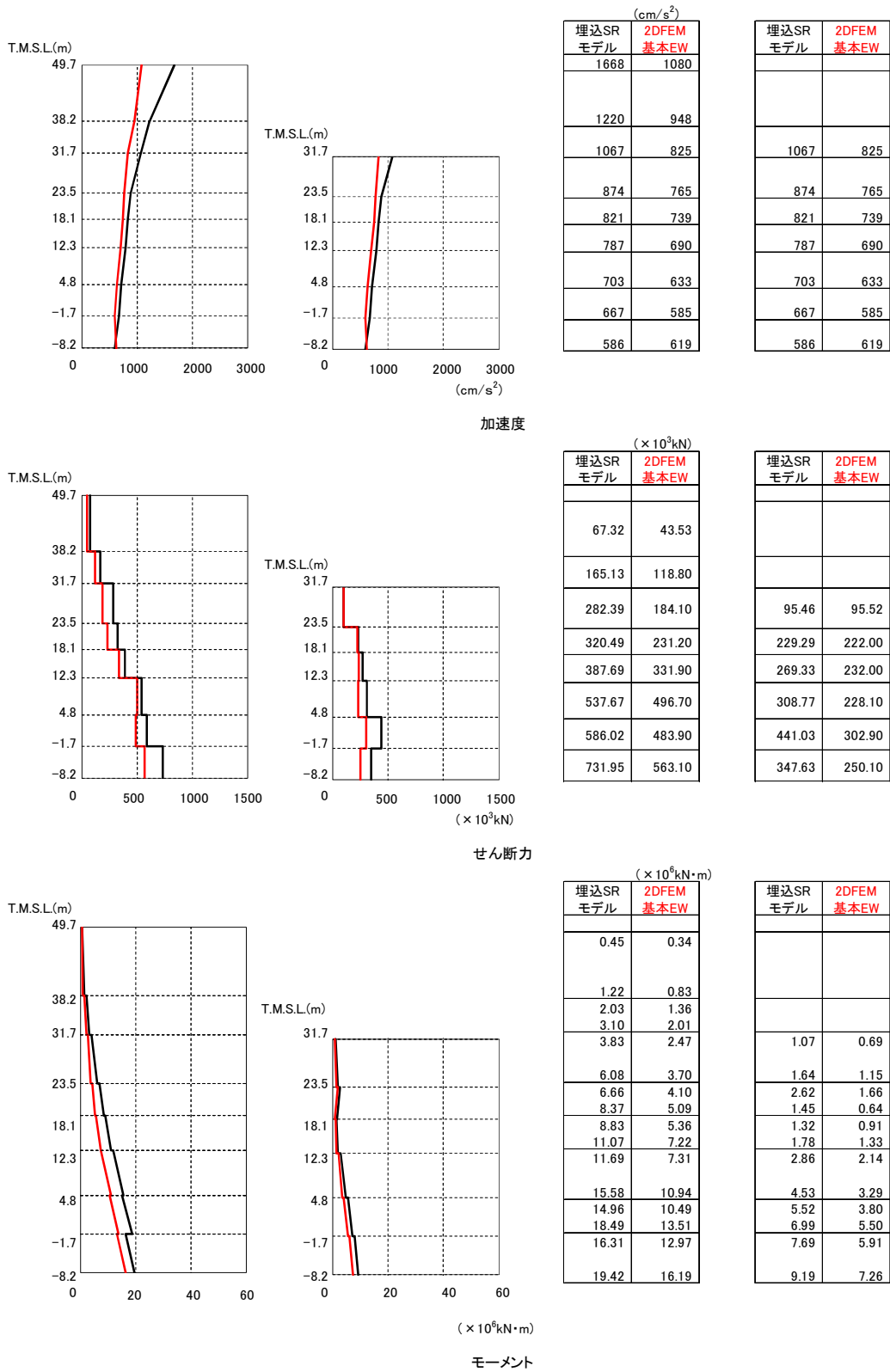


図 4.3.3 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向)

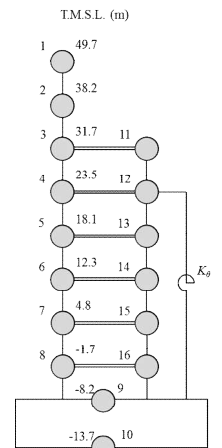
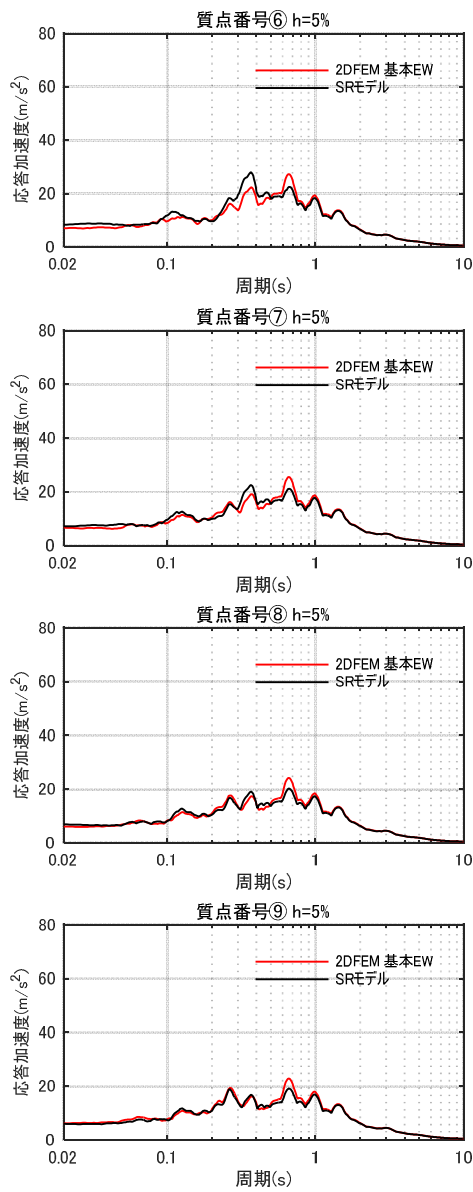
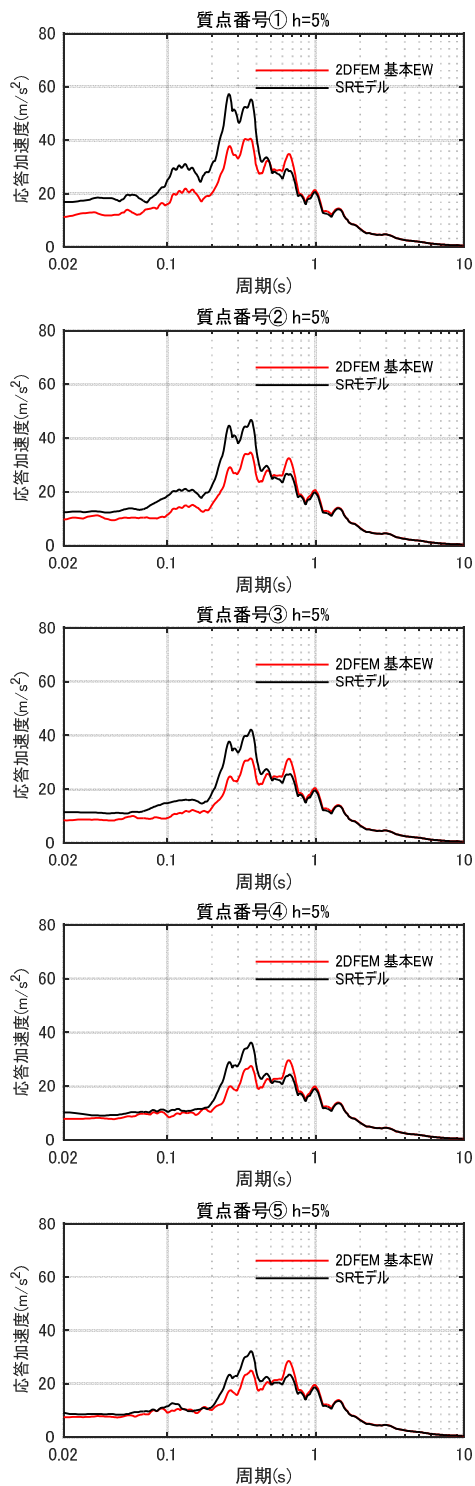


図 4.3.4-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=5%

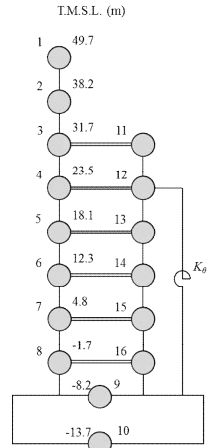
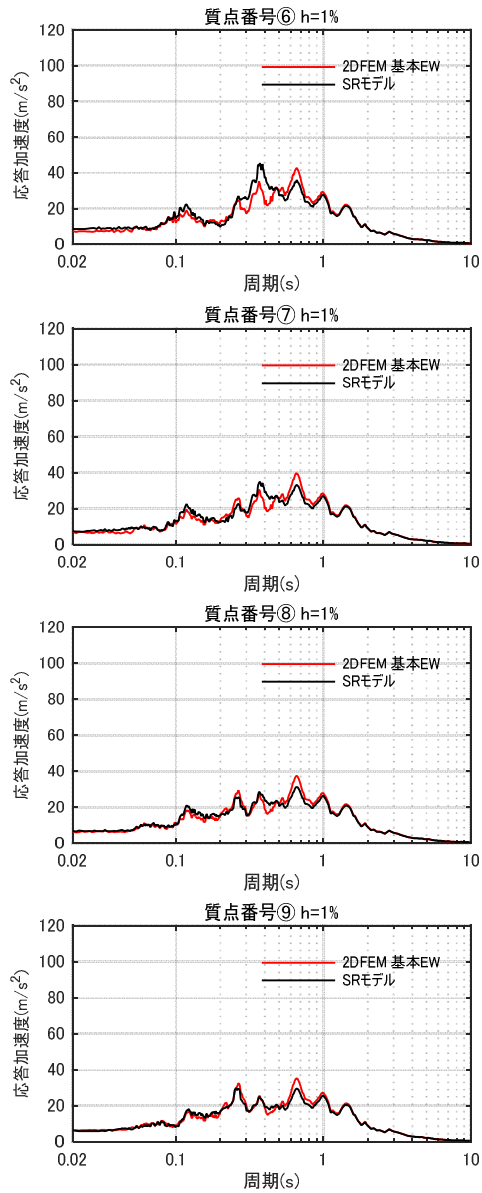
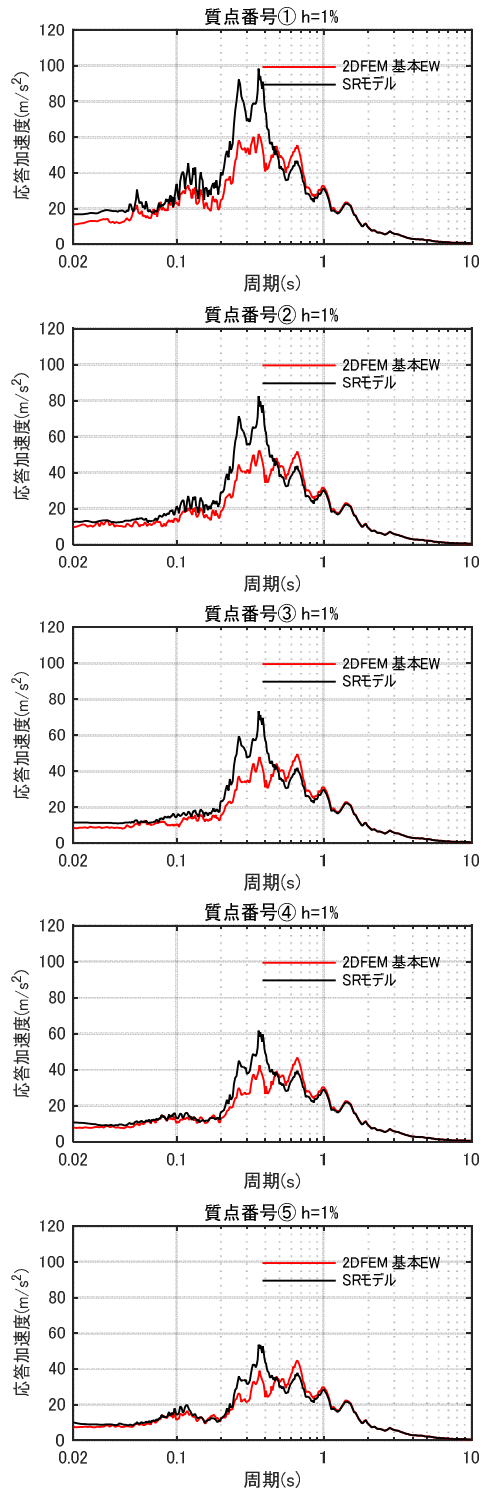


図 4.3.4-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=1%

4.4 ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討

論点①の検討として実施した，防水層がある建屋外壁と側面地盤の間を模擬した摩擦試験によれば，試験結果から算定したせん断剛性には垂直圧等の影響によるばらつきが見られた。そこで，ここでは 4.1 節で示した NS 方向の基本モデルのジョイント要素であるせん断ばねのせん断剛性を，摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮して，表 4.4.1 に示すように試験結果の最大と最小のせん断剛性を設定して地震応答解析を行い，平均的なせん断剛性を用いた基本モデルによる結果と比較するとにより，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響を検討する。

解析モデルは NS 方向の基本モデルについて，建屋地下壁と側面地盤の間に設置したジョイント要素のせん断ばねのせん断剛性にばらつきを与えたものである。

表 4.4.1 2次元 FEM 解析モデルに用いるせん断ばねのせん断剛性のばらつき

	平均値 (基本モデル)	剛性大	剛性小
せん断剛性 ($\times 10^4$ kN/m/m ²)	4.67	8.06	3.03

図 4.4.1～図 4.4.2 に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。せん断ばねのせん断剛性のばらつきを考慮しても建屋の応答は平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響は殆どないことが判った。なお，せん断ばねの履歴特性とせん断ばね剛性の建屋応答への影響について検討した結果を添付資料 4 に示す。

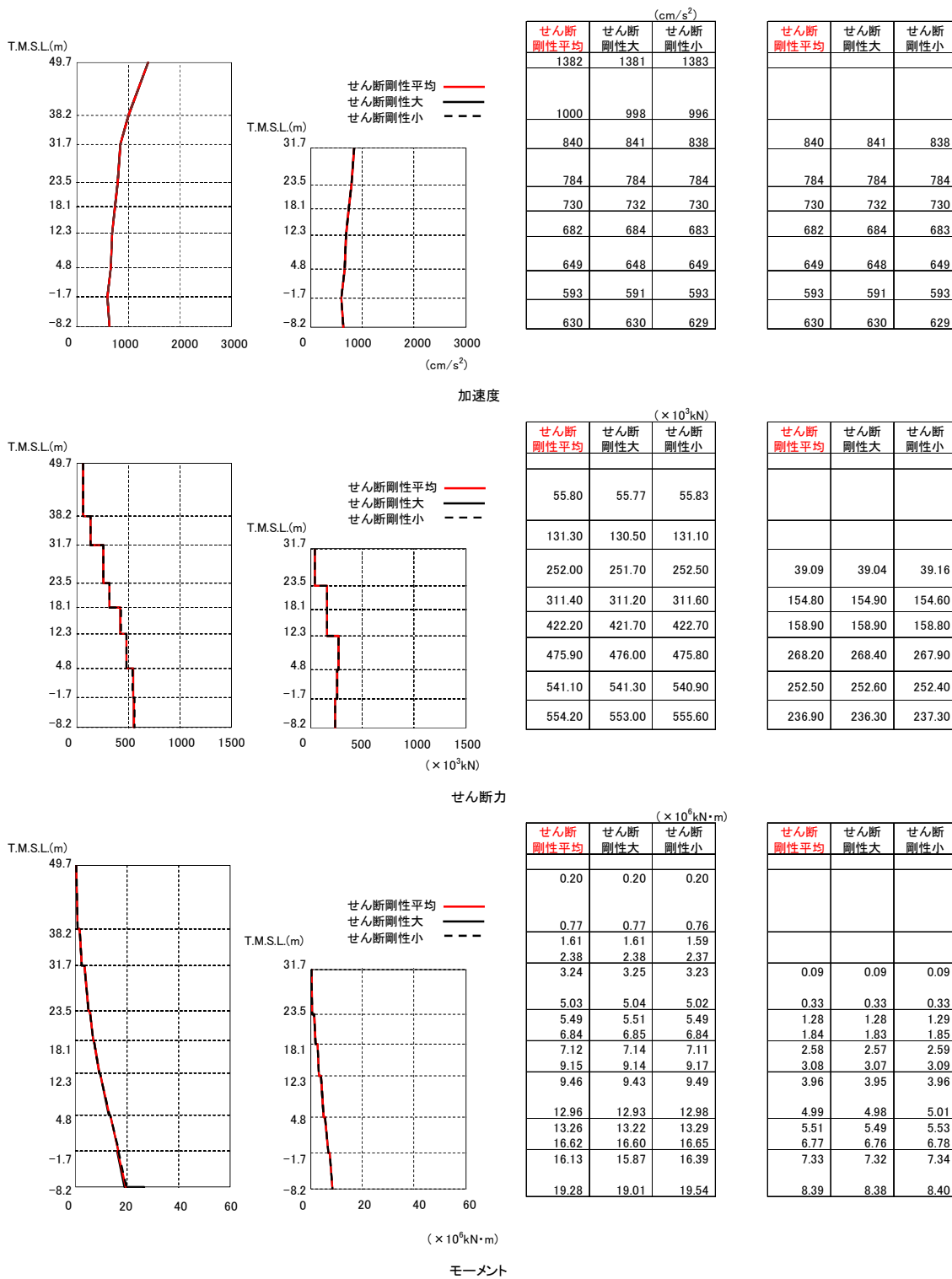


図 4.4.1 建屋の最大応答分布の比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小)

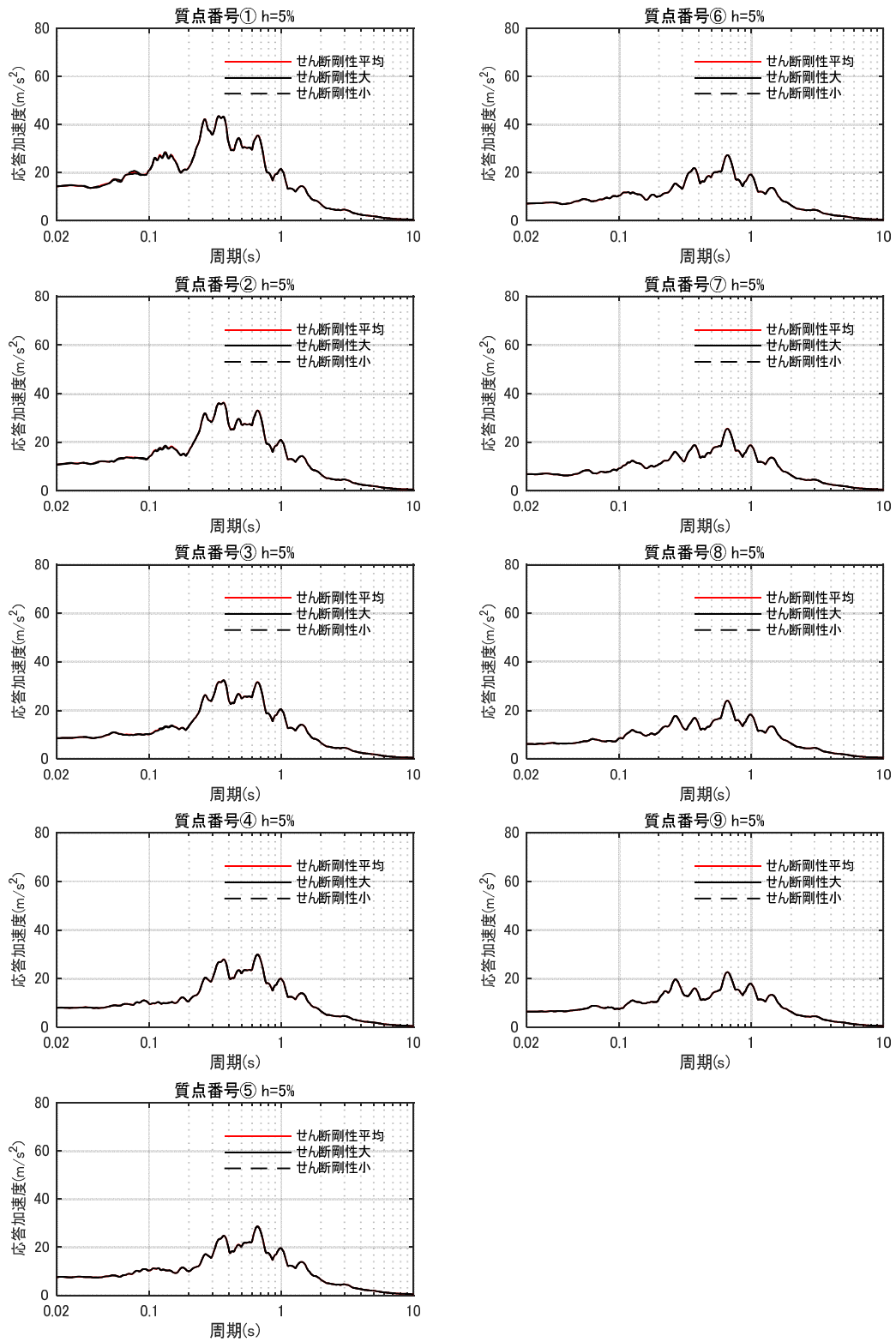


図 4.4.2-a 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小) $h=5\%$

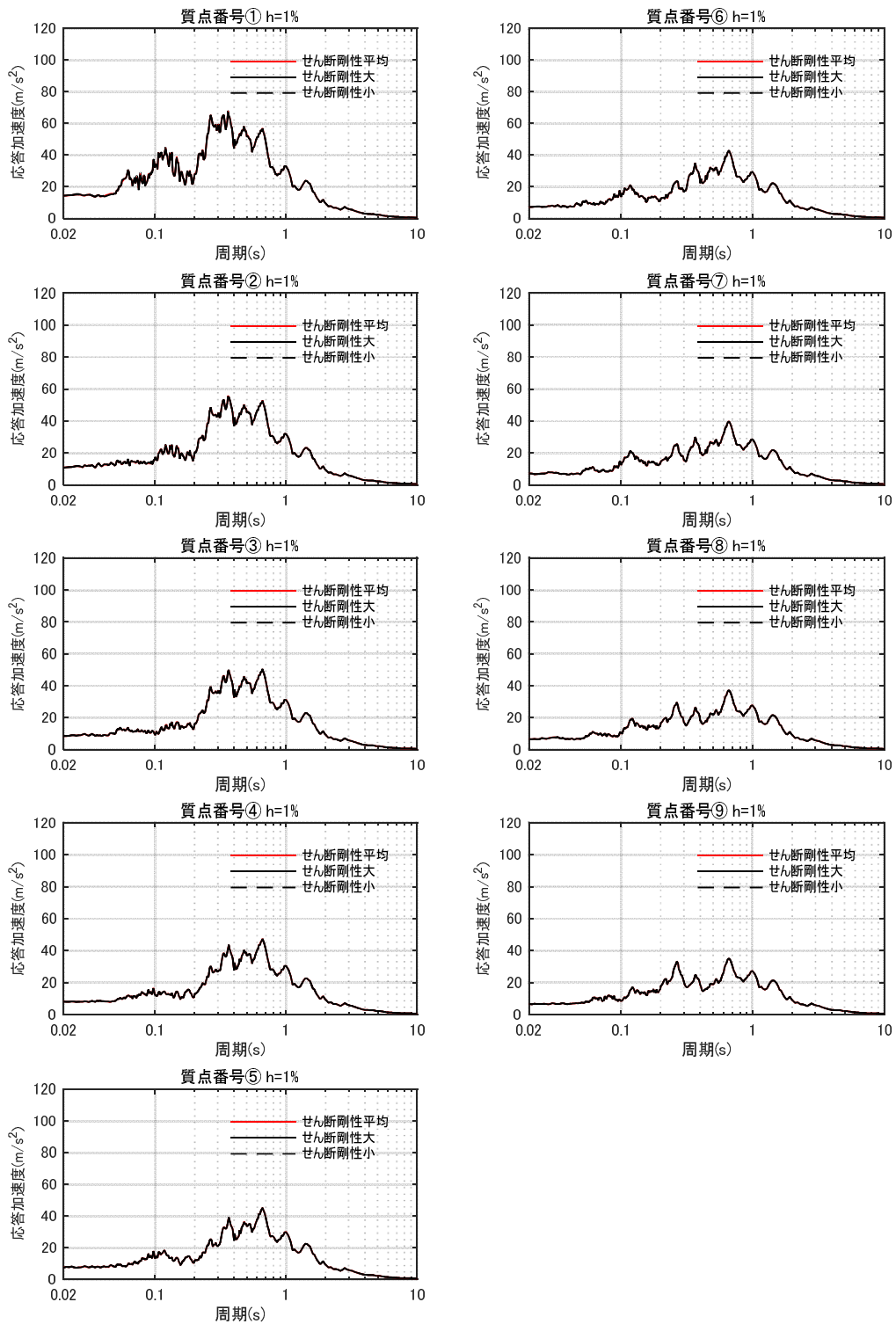


図 4.4.2-b 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性：平均，大，小) h=1%

4.5 まとめ

(1) 建屋拘束効果の検討

地盤を 2 次元 FEM モデル、建屋を質点系モデルとして、建屋地下外壁と側面地盤の剥離や摩擦を考慮した解析モデルを用いて基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施した。

この結果、側面地盤-建屋間に剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において、地下外壁には土圧及びせん断応力が作用する結果が示された。2 次元 FEM では、建屋と地盤間の摩擦を介したせん断力の伝達が比較的小さい場合であっても、NOVAK のばねに考慮されていない水平方向のせん断抵抗による軸方向の力が作用すること等により側面地盤の拘束効果が得られることが分かった。

更に、埋め込み SR モデルの NOVAK ばねに作用する地盤反力を、2 次元 FEM の地盤反力と比較した結果、NOVAK ばねに作用する地盤反力と 2 次元 FEM の地盤反力は共に、建屋応答と同等オーダーの比較的大きな値を示し、建屋を相応に拘束していることが確認された。これらのことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じ、地盤による建屋の拘束効果が期待できることがわかった。なお、2 次元 FEM の地盤反力は埋め込み SR モデルの地盤反力より小さい傾向が見られた。

(2) 建屋応答の比較

2 次元 FEM モデルによる建屋応答と側面回転ばねを有する埋め込み SR モデルの建屋応答を比較した。この結果、NS 方向、EW 方向ともに両者のモデルによる建屋応答や床応答スペクトルの差異はわずかであり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを考慮することは妥当であると考えられる。また、側面回転ばねは先に述べたように接地率の改善に効果があるものの地震応答解析結果の差異は小さい傾向がある。しかしながら、地盤反力で見られた傾向を踏まえ、今回工認においては接地率の評価において保守的に、側面回転ばねの値を半減させた場合についても検討することとする。

(3) ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討

論点①の検討として実施した摩擦試験結果のせん断剛性のばらつきの範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施した。その結果、ばらつきを考慮しても建屋の応答は、平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり、ばらつきの影響は殆どないことがわかった。

5. 論点③に対する検討

(論点③ 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか)

5.1 検討概要

原子炉建屋に隣接するタービン建屋の影響及び原子炉建屋周辺にあるマンメイドロック（メイントランス基礎）や埋戻しなど詳細な地盤状況の影響について、それらを考慮した2次元FEMモデルを用いて地震応答解析を行い、論点②で検討した基本モデルの結果と比較することにより影響を検討する。

EW方向は基本モデルにタービン建屋を考慮したモデルにより、隣接建屋の影響を検討する。NS方向は基本モデルの地盤の一部をマンメイドロック（メイントランス基礎）や埋戻し土に変更して地盤の精緻化による影響を検討する。

図 5.1.1 に論点③の検討フローを示す。

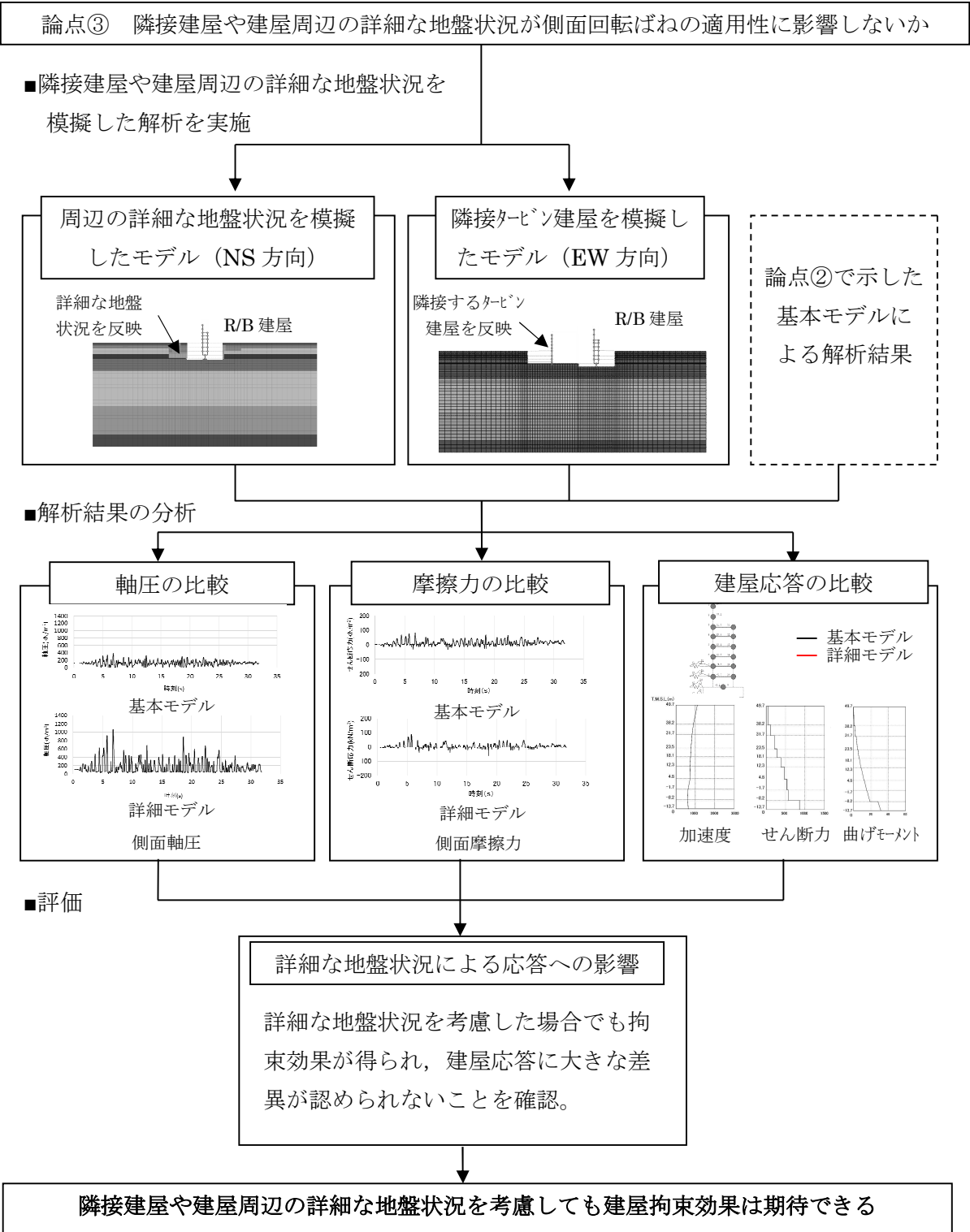


図.5.1.1 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を考慮した側面回転ばねの適用性検討フロー

5.2 解析ケース

表 5.2.1 に解析ケースを示す。

表 5.2.1 解析ケース

No	方向	建屋	地盤	備考
3	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR＋(建屋周辺 MMR 及び埋戻し状況の反映)	地盤精緻化 モデル
4	EW 方向	R/B＋T/B 連成	成層地盤＋外壁側面の MMR	タービン建屋 連成モデル

5.3 解析モデル

地盤精緻化モデル及びタービン建屋連成モデルは、原子炉建屋単独の基本モデルと同様に、建屋部分を質点系モデル、地盤を2次元FEMモデルとし、建屋地下外壁と側面地盤の間の接触剥離や上下方向の摩擦すべり、及び、基礎底面の浮上りを考慮したモデルである。

(1) 地盤精緻化モデル

1) 地盤のモデル化

実際の建屋周辺の地盤には、地下壁側面のマンメイドロックの他に、地表から安田層に一部達する深さにメイントランス基礎であるマンメイドロックが打設されている。また、埋戻し工事の関係で安田層上端レベルが建屋近傍で基本モデルに比べ低くなっている。これらの実際の地盤の影響を検討するために、NS方向の基本モデルの地盤の一部を、メイントランス基礎の状況を踏まえてマンメイドロックに変更するとともに、安田層の一部がマンメイドロックに切り込まれている状況を考慮したモデルとする。また、建屋の設置状況の断面図(図-2.3.2)によれば、原子炉建屋の直下にも一部マンメイドロックが打設されていることが確認できるが、本検討は側方地盤による拘束効果を確認するものであり、この部分のモデル化による影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。なお、原子炉建屋の直下のマンメイドロックの建屋応答への影響について念のため検討した結果を添付資料5に示す。

表 5.3.1, 表 5.3.2 に埋戻し土とメイントランス基礎のマンメイドロックの物性を示す。図 5.3.1 に地盤のメッシュを、図 5.3.2 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。地盤(埋戻し土を含む)と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接している部分にせん断ばねを設置する。

3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同様である。

(2) タービン建屋連成モデル

1) 地盤のモデル化

地盤は EW 方向の基本モデルと同様であるが、タービン建屋を追加するため地盤全体の水平方向のモデル化範囲をタービン建屋基礎分だけ拡大している。また、建屋の設置状況の断面図（図-2.3.2）によれば、タービン建屋西側に埋戻し土が存在しているが、本検討はタービン建屋が隣接することによる原子炉建屋の応答への影響を検討するものであり、この部分のモデル化が原子炉建屋に及ぼす影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。

図 5.3.3 に地盤のメッシュを、図 5.3.4 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。原子炉建屋及びタービン建屋ともに、建屋が地盤と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接する場所にはせん断ばねを設置する。

3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

4) 原子炉建屋とタービン建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同じである。タービン建屋は質点系の線形モデルとした。

表 5.3.1 埋戻し土の物性

エリア	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
埋戻し土①	18.6	0.333	2.96~23.64	24.0~14.8
埋戻し土②	18.6	0.333	4.15~53.06	11.4~6.3
埋戻し土③	18.6	0.333	3.69~55.37	11.7~6.7

表 5.3.2 マンメイドロックの物性 (メイントランス基礎)

単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0

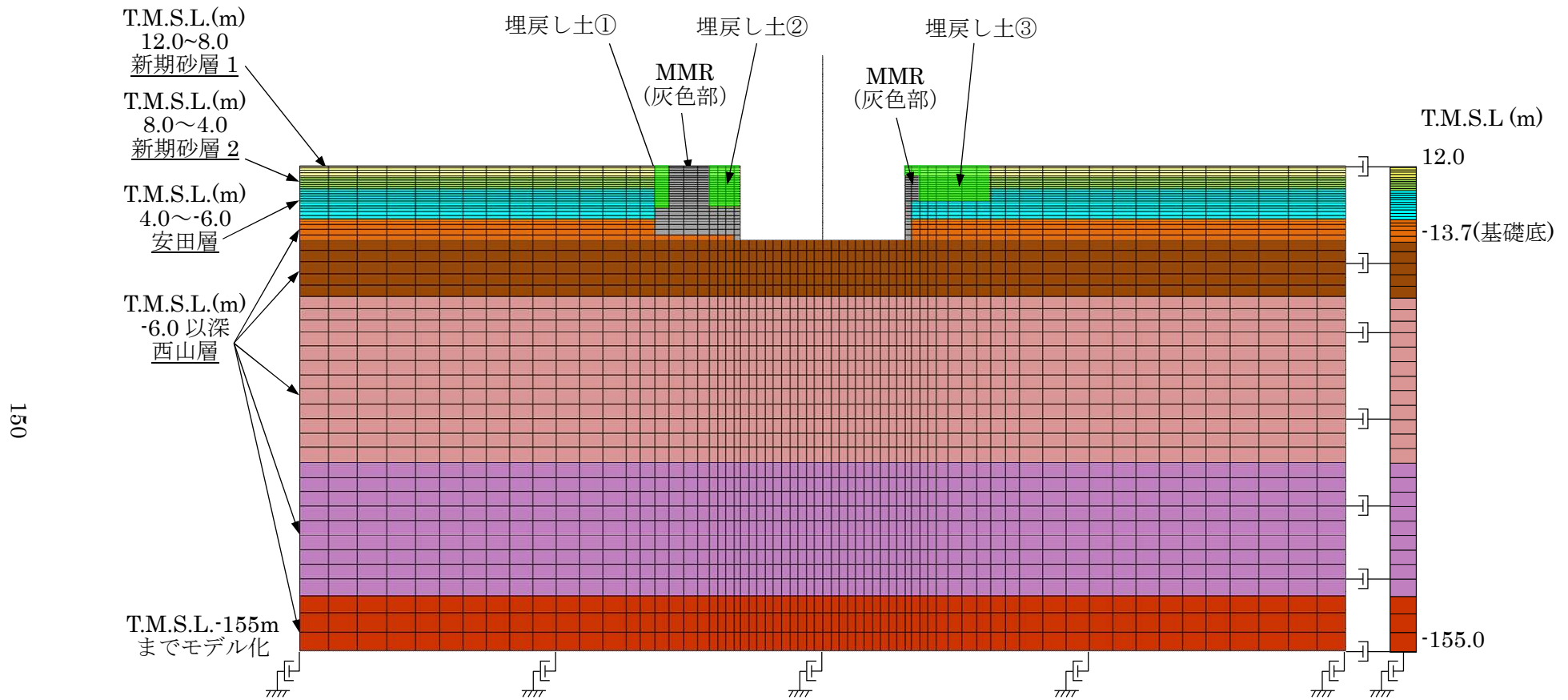


図 5.3.1 地盤精緻化モデルの地盤メッシュ図 (NS 方向)

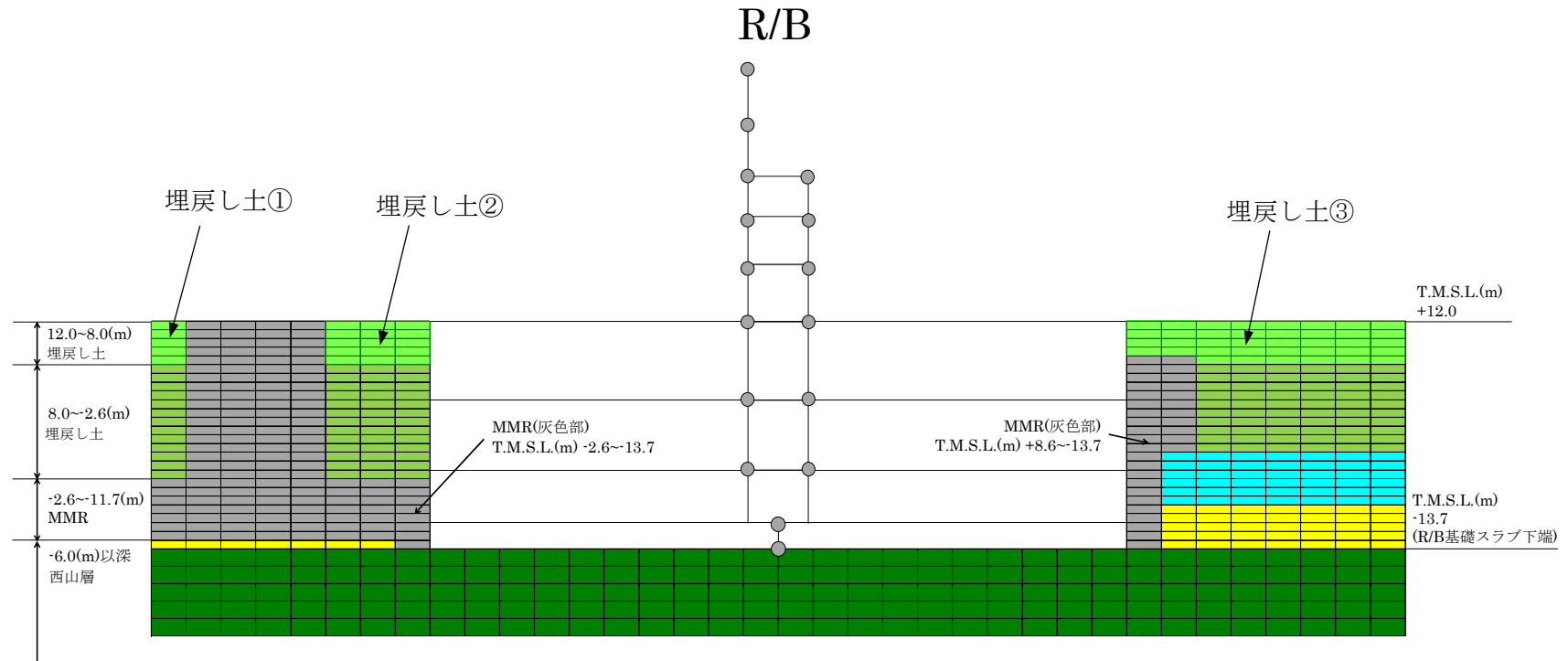


図 5.3.2 地盤精緻化モデルの建屋周辺の詳細 (NS 方向)

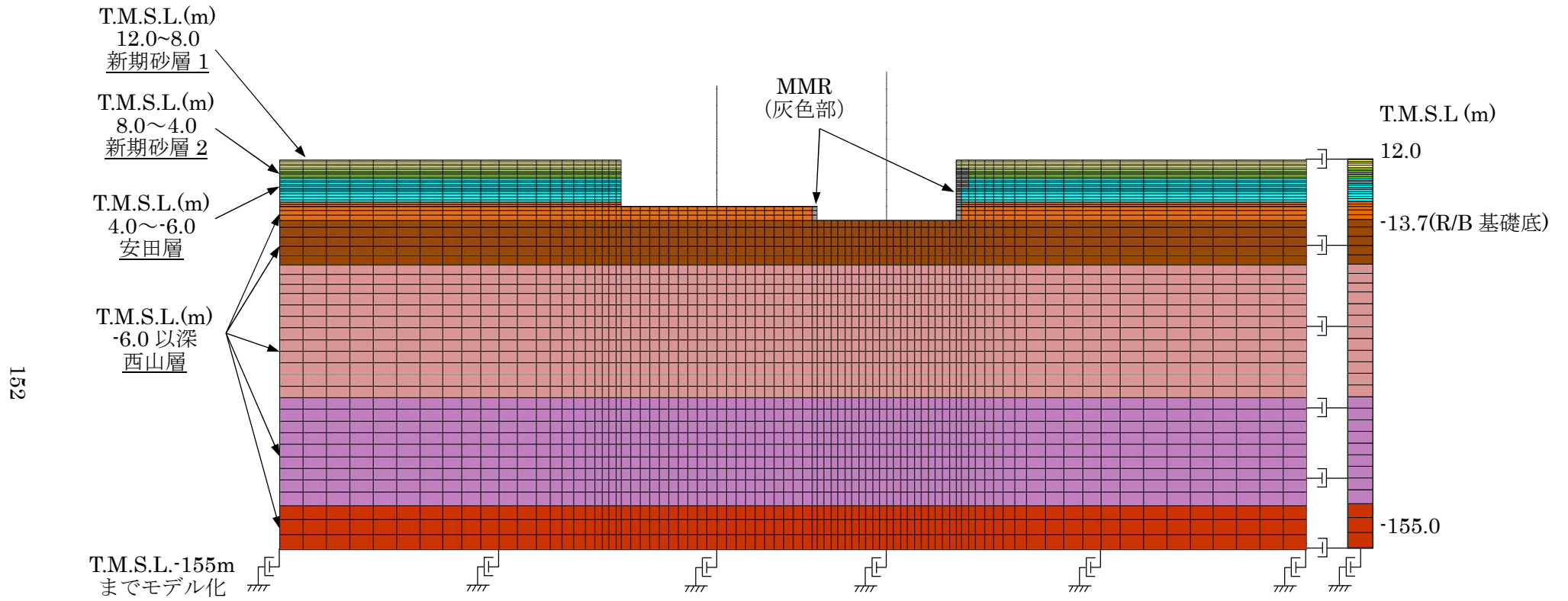


図 5.3.3 タービン建屋連成モデルの地盤メッシュ図 (EW 方向)

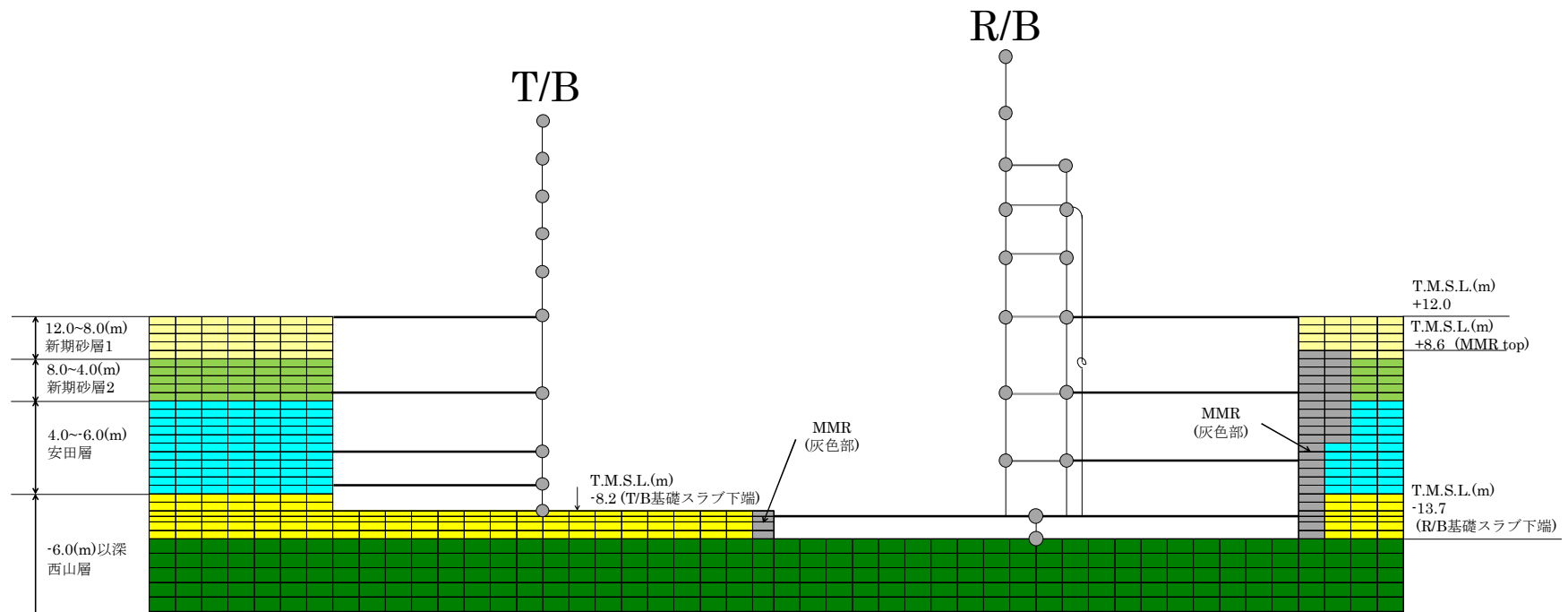


図 5.3.4 タービン建屋連成モデルの建屋周辺の詳細 (EW 方向)

5.4 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1 節と同様の基準地震動 Ss-1 とする。

図 5.4.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

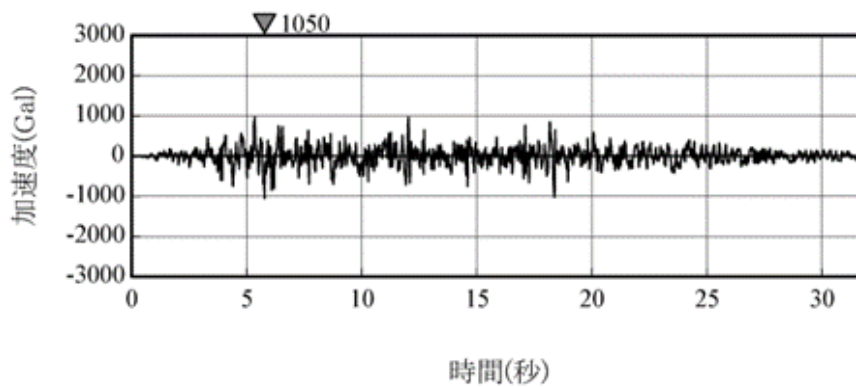


図 5.4.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形 (解放基盤表面)

5.5 解析結果

ここでは、4.1 節で用いた 2 次元 FEM モデル（基本モデル）の建屋応答結果と比較することにより、地盤精緻化やタービン建屋連成の影響を把握する。

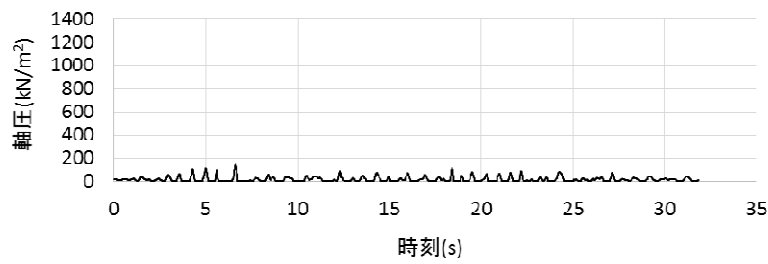
（1）地盤精緻化モデルと基本モデルの比較（NS 方向）

図 5.5.1～図 5.5.7 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の時刻歴について両モデルで比較して示す。図 5.5.8 に建屋の最大応答分布の比較を示す。

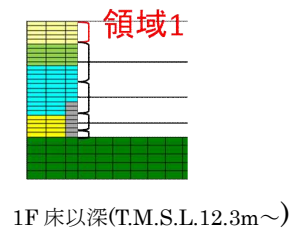
また，図 5-5-9～10 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 地盤精緻化モデルでは南側のメイントランス基礎のマンメイドロックの部分で軸圧が基本モデルより大きい。一方，北面の軸圧は同等である。
- ・ せん断応力は基本モデルと地盤精緻モデルで概ね同等である。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと大きな差異は認められない。
- ・ 床応答スペクトルについても，基本モデルと大きな差異は認められない。

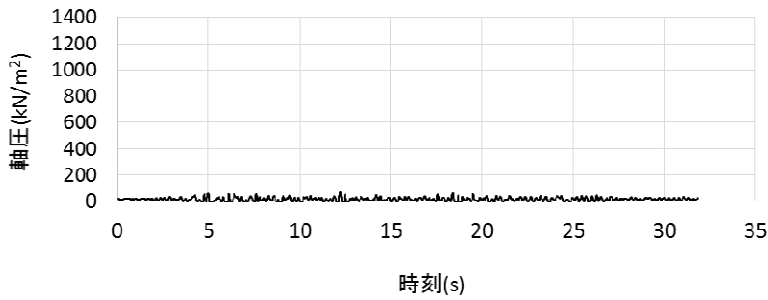
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



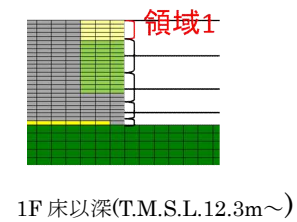
(NS 方向基本モデル)



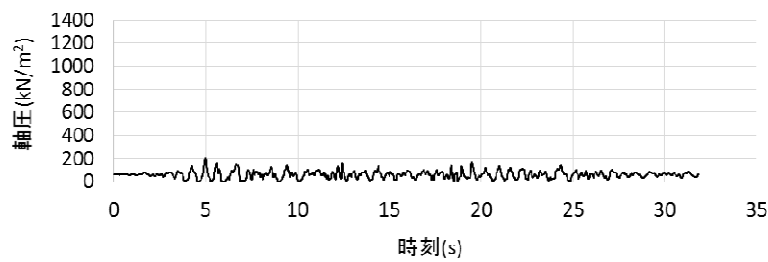
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



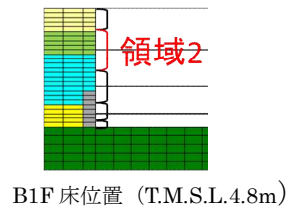
(NS 方向地盤精緻モデル)



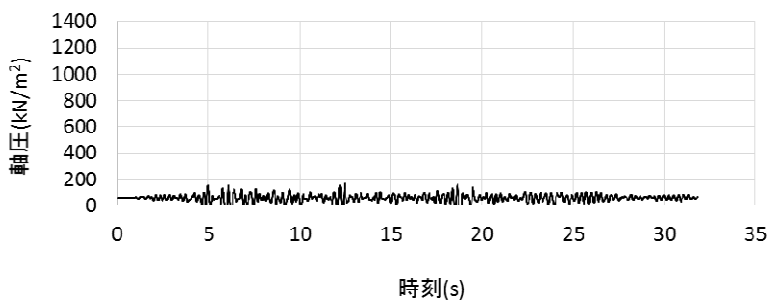
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



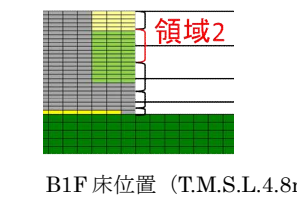
(NS 方向基本モデル)



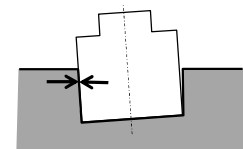
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

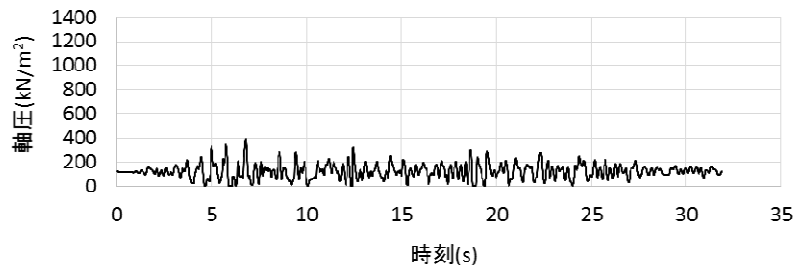


B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)

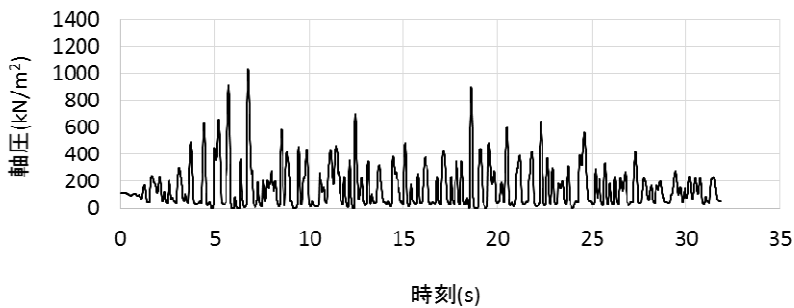
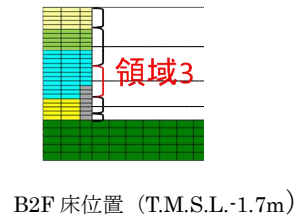


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

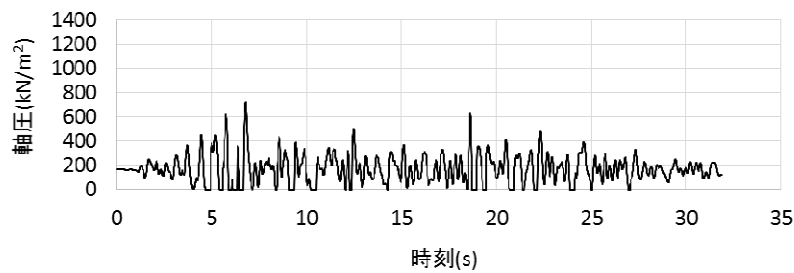
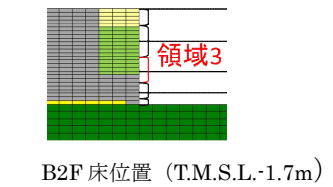
図 5.5.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 1/2)



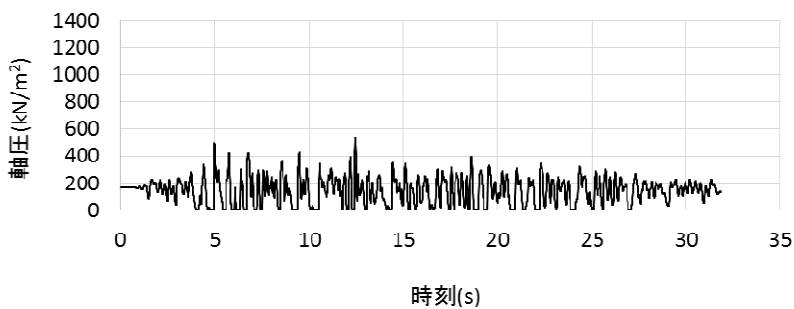
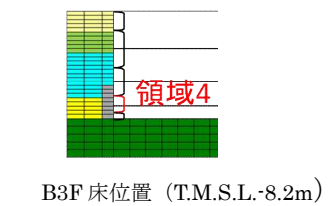
(NS 方向基本モデル)



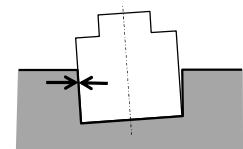
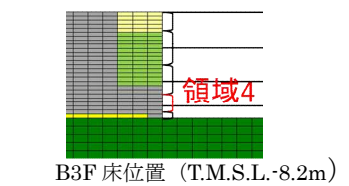
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

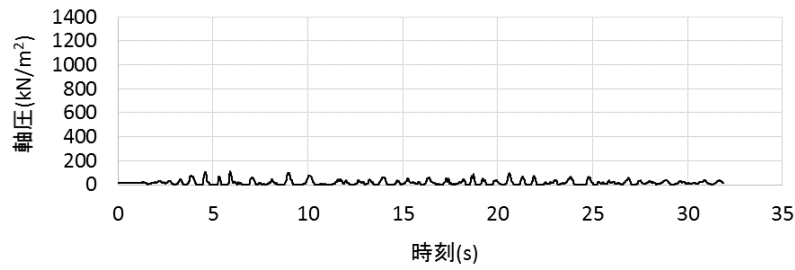


(NS 方向地盤精緻モデル)

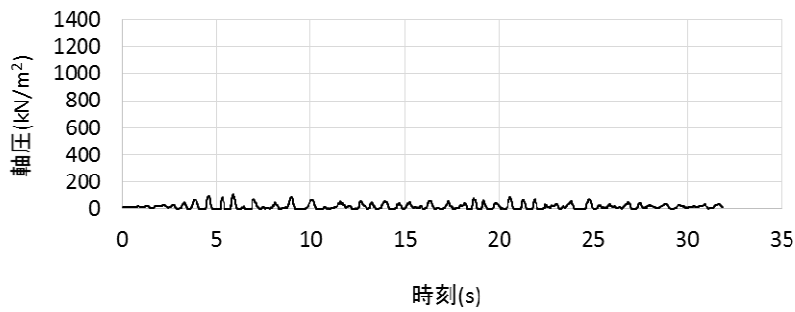
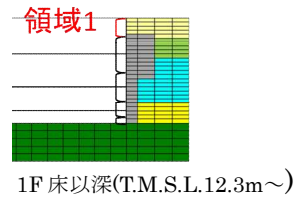


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

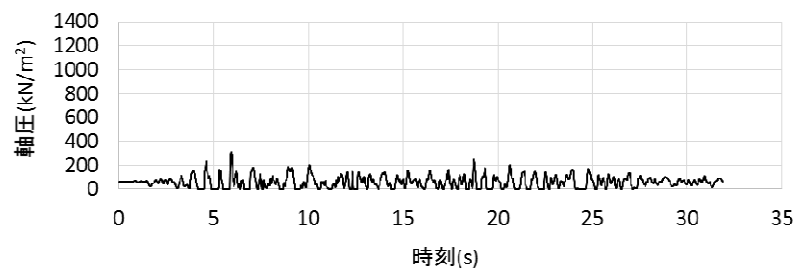
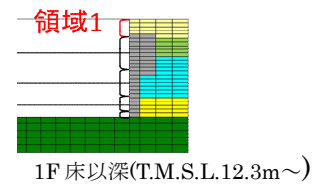
図 5.5.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 2/2)



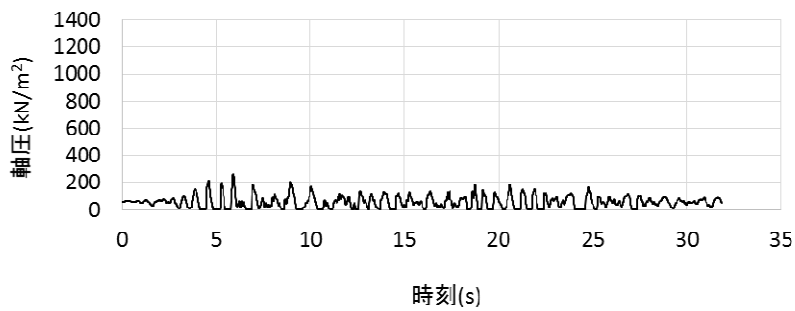
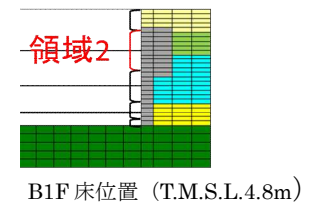
(NS 方向基本モデル)



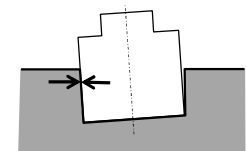
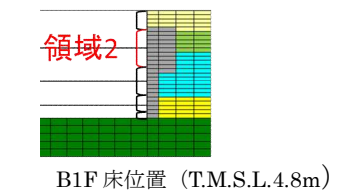
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

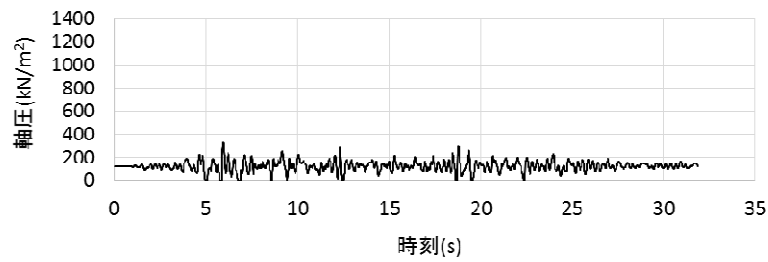


(NS 方向地盤精緻モデル)

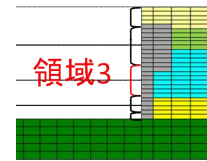


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

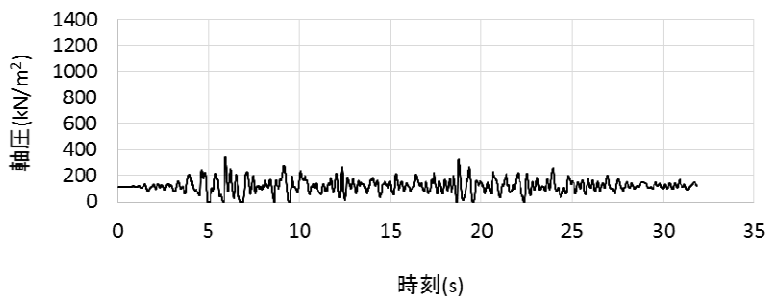
図 5.5.3 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



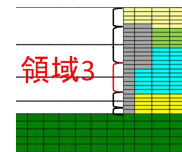
(NS 方向基本モデル)



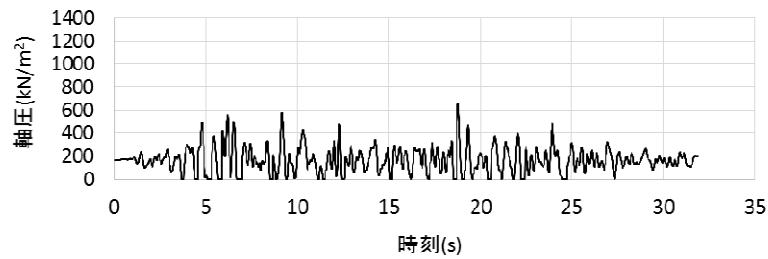
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



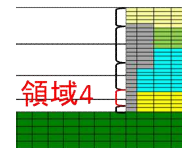
(NS 方向地盤精緻モデル)



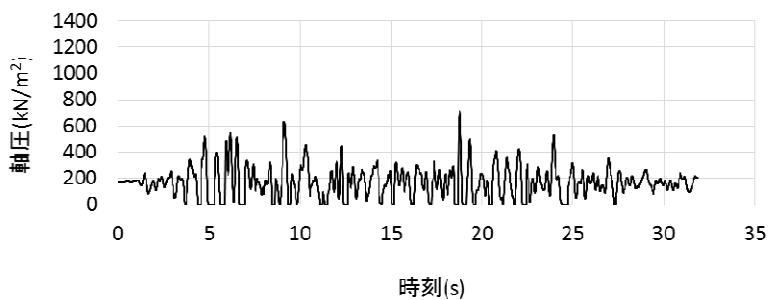
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



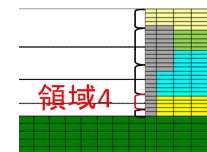
(NS 方向基本モデル)



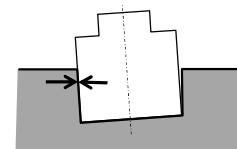
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

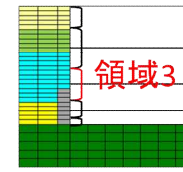
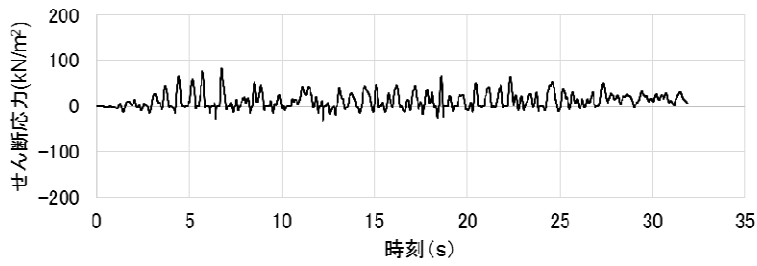


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



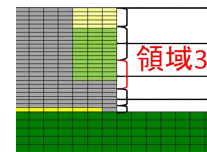
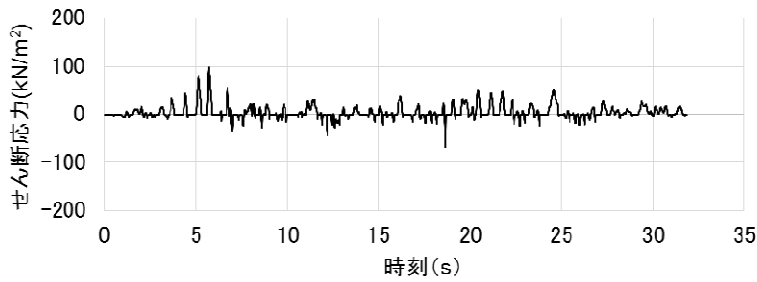
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 5.5.4 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



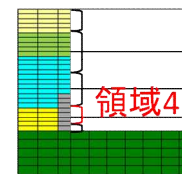
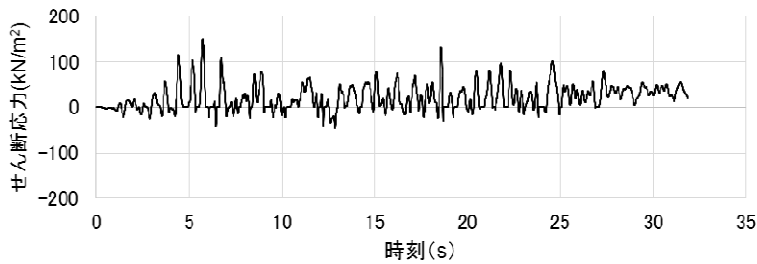
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(NS 方向基本モデル)



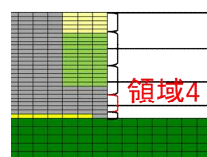
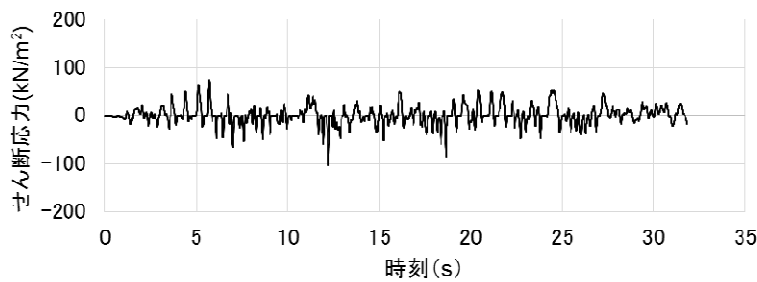
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(NS 方向地盤精緻モデル)



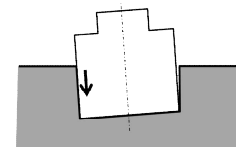
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(NS 方向基本モデル)



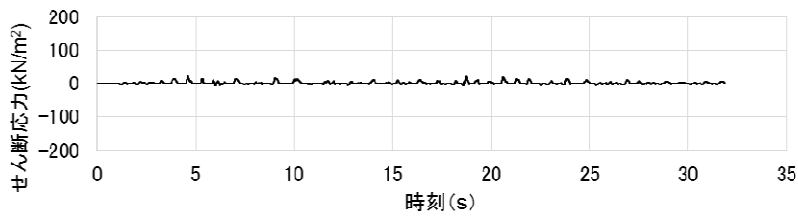
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(NS 方向地盤精緻モデル)

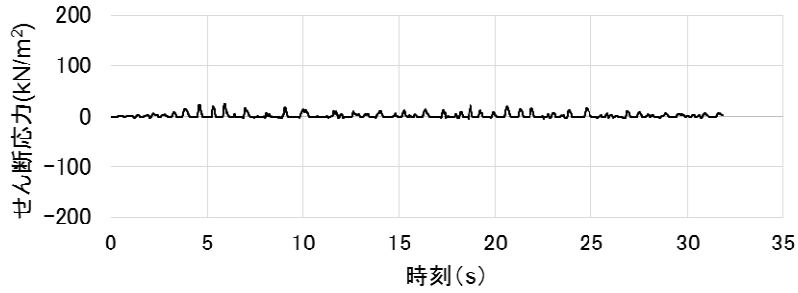
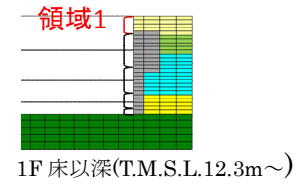


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

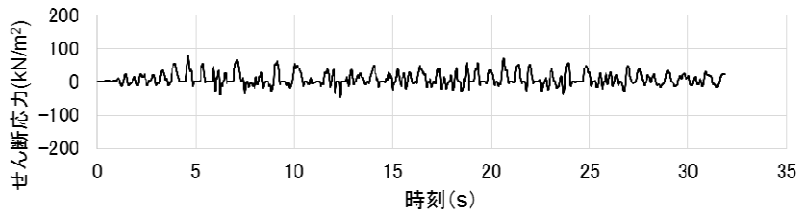
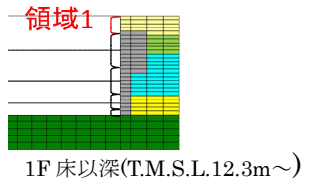
図 5.5.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側)



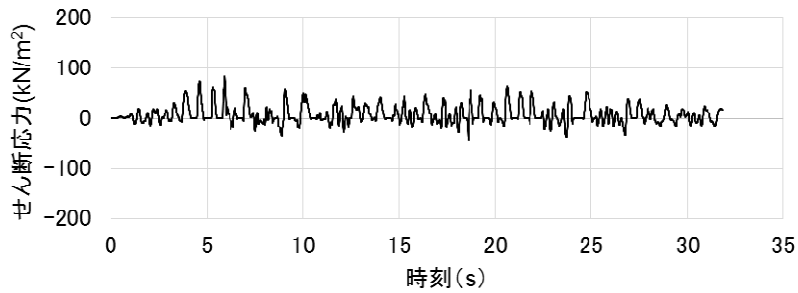
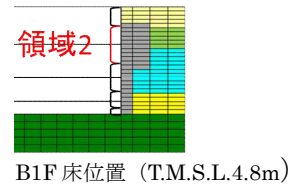
(NS 方向基本モデル)



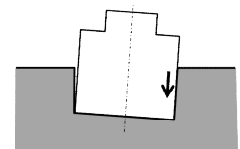
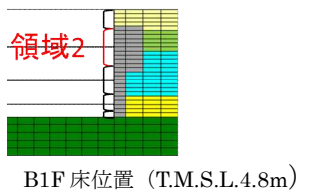
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

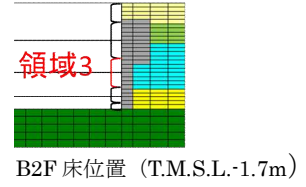
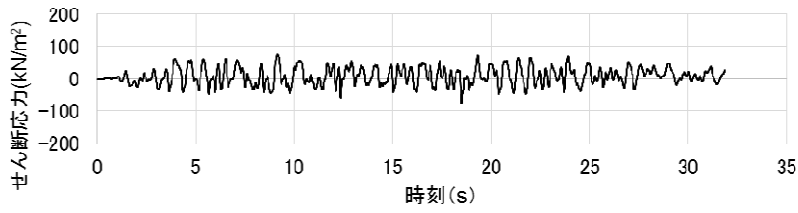


(NS 方向地盤精緻モデル)

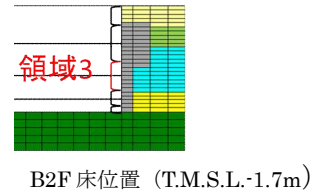
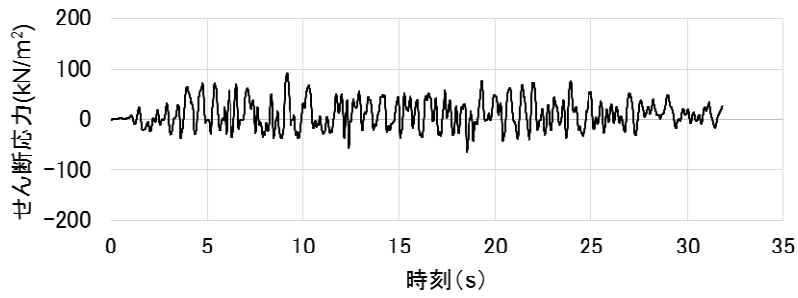


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

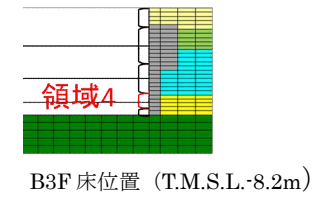
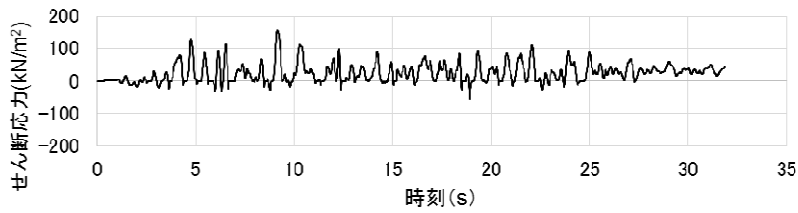
図 5.5.6 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



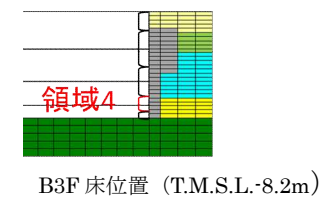
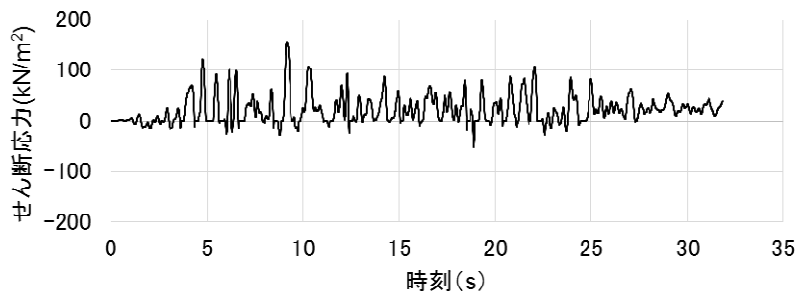
(NS 方向基本モデル)



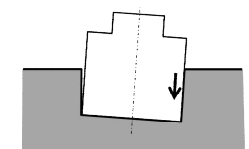
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)



(NS 方向地盤精緻モデル)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 5.5.7 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)

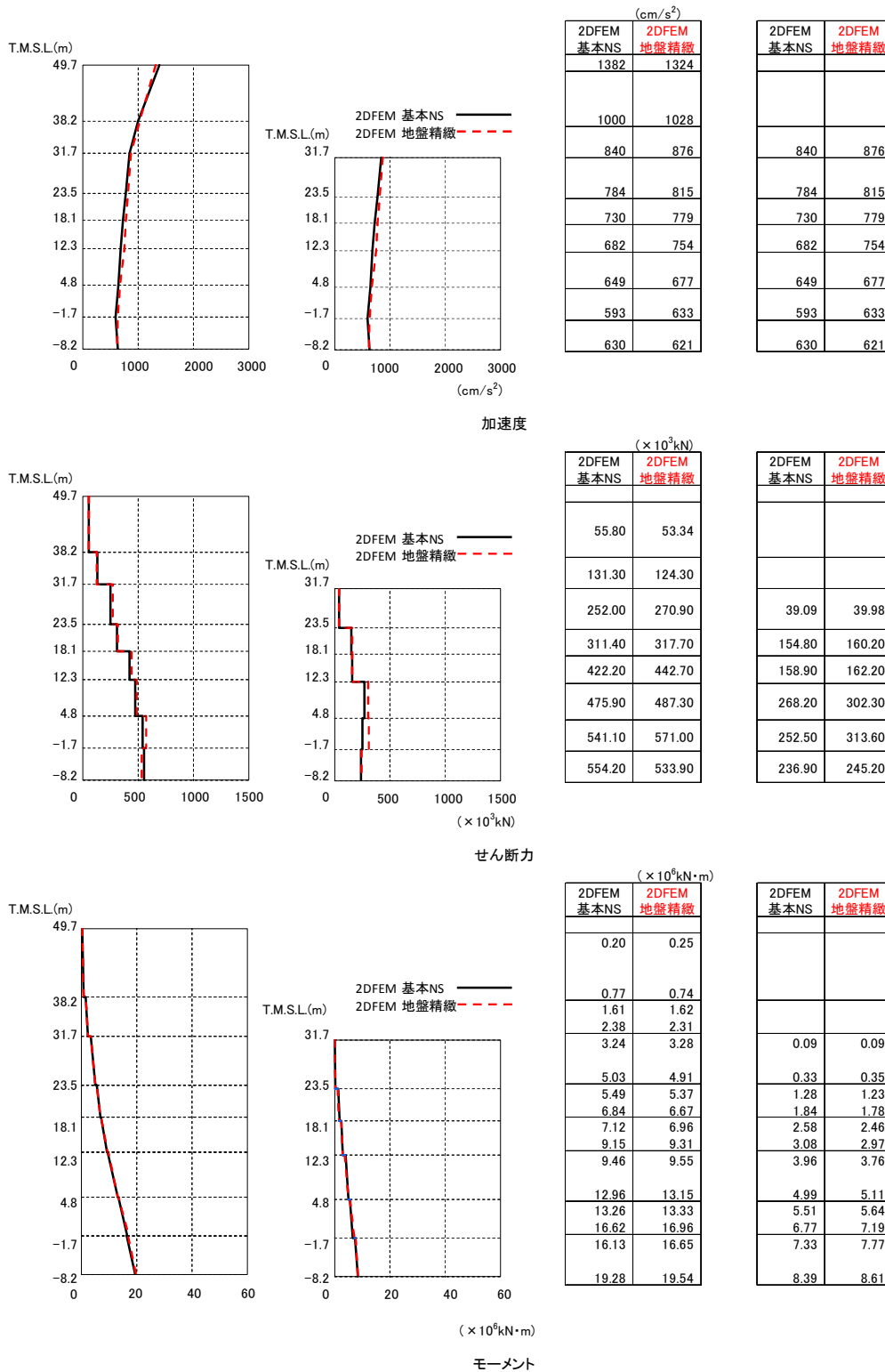


図 5.5.8 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと地盤精緻化モデル,NS 方向)

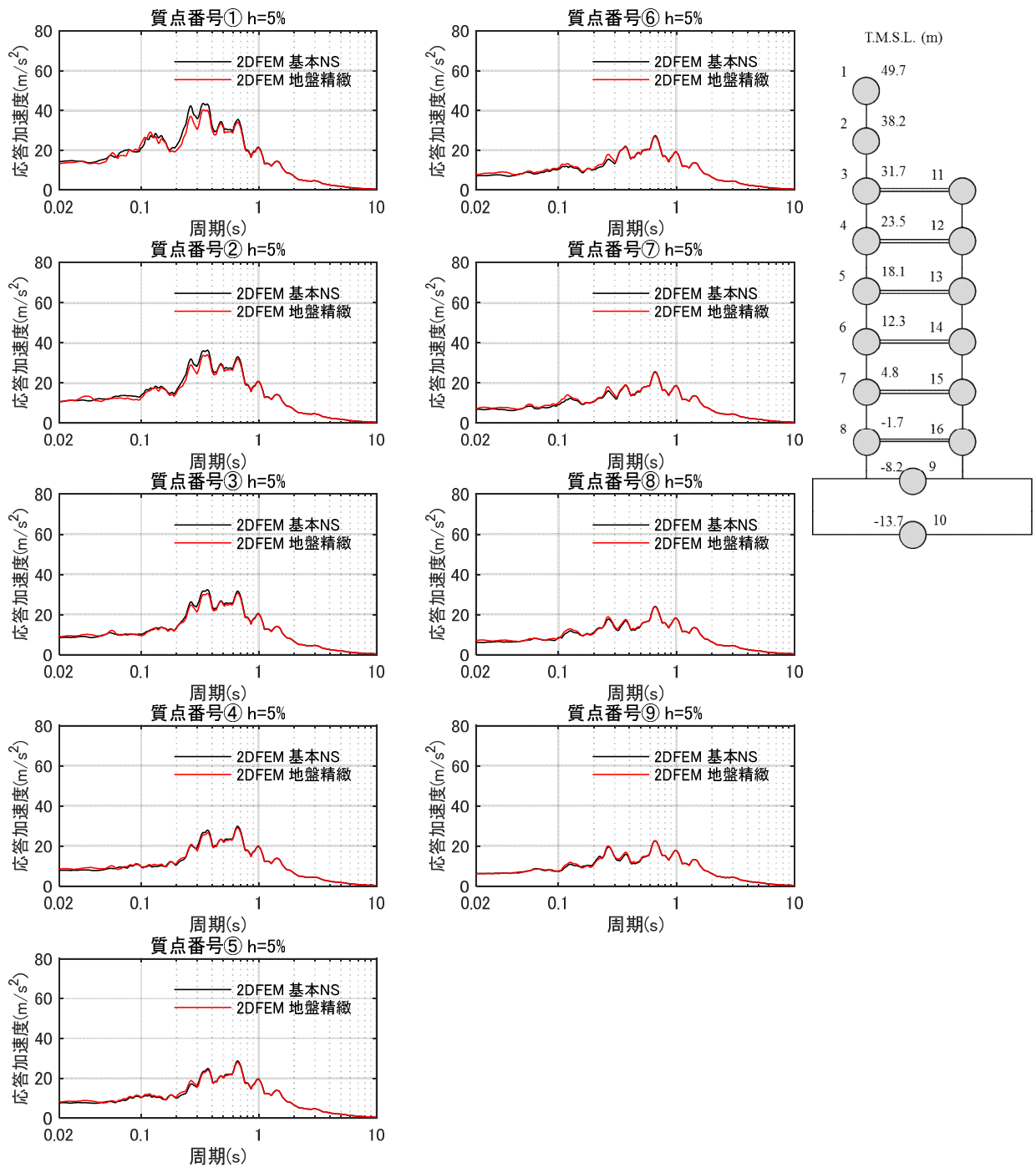


図 5.5.9 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=5\%$

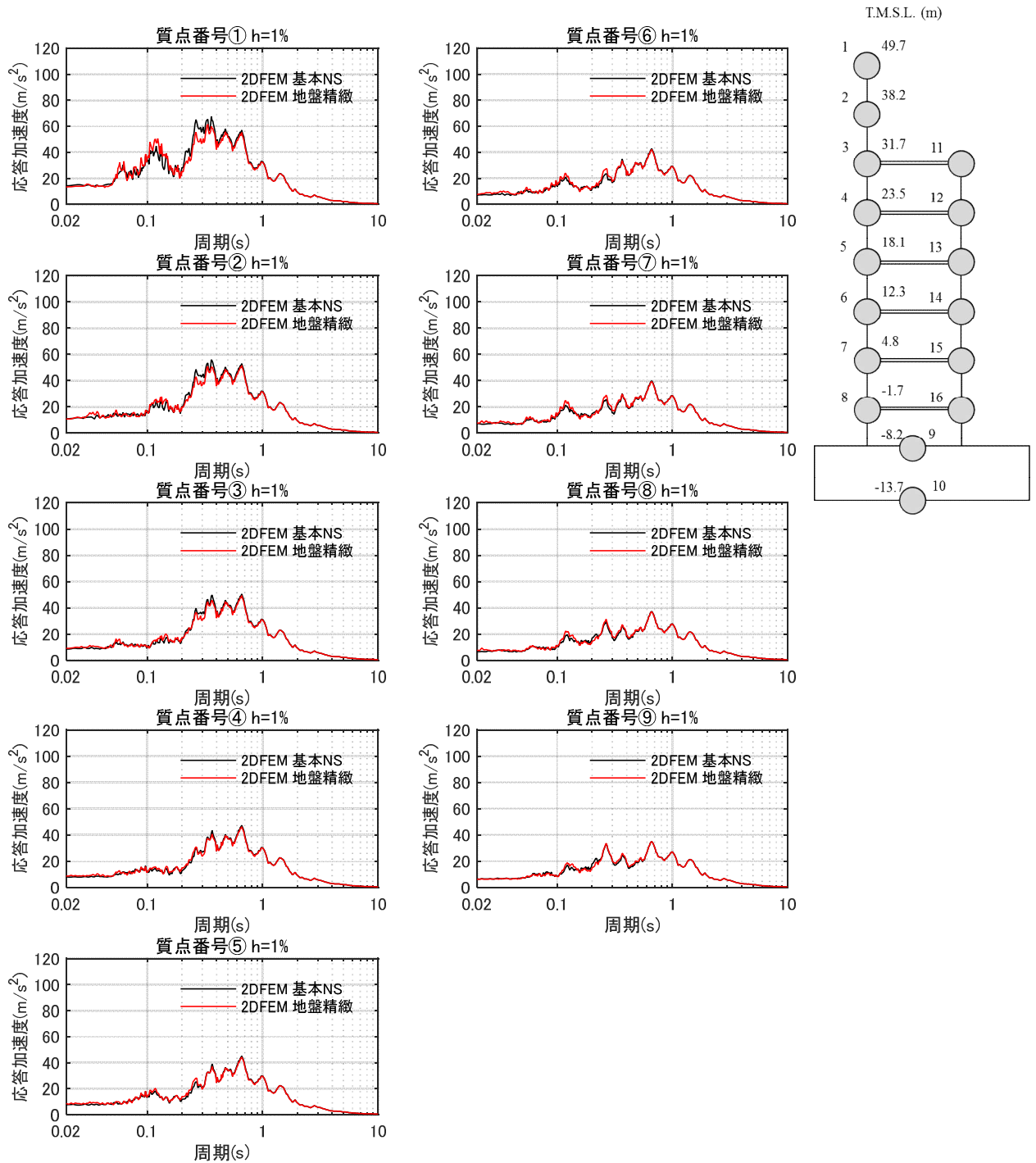


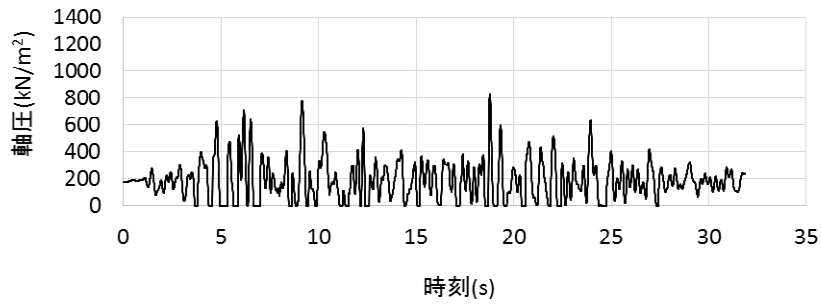
図 5.5.10 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=1\%$

(2) タービン建屋連成モデルと基本モデルの比較 (EW 方向)

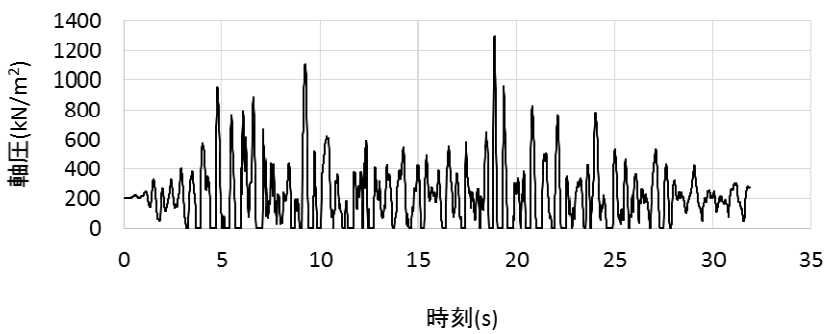
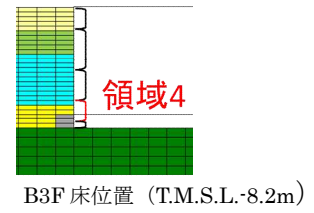
図 5.5.11～図 5.5.16 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の地時刻歴応答について両モデルで比較して示す。図 5.5.17 に建屋の最大応答分布の比較を示す。また，図 5.5.18～19 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧については，東側は両モデルで同等であるが，西側は T/B 連成モデルのほうが若干大きくなっている。
- ・ せん断応力についても，軸圧と同様な傾向であり，東面は両モデルで同等であるが，西側は T/B 連成モデルのほうが若干大きい。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと同等であり，建屋応答に及ぼす隣接建屋の影響は小さい。
- ・ 床応答スペクトルは，基本モデルと大きな差異は認められない。

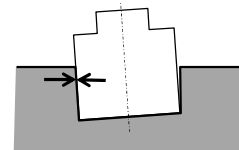
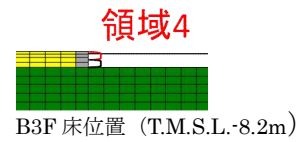
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



(EW 方向基本モデル)



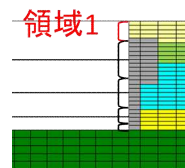
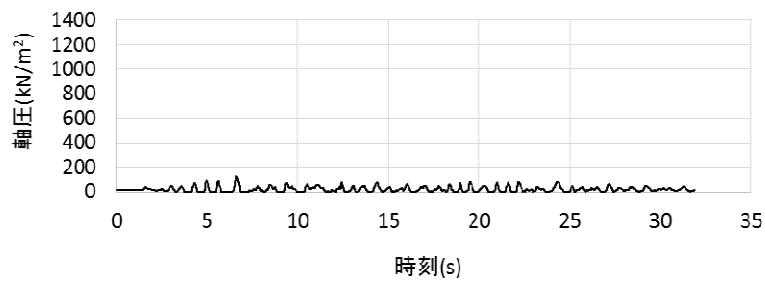
(EW 方向 T/B 連成モデル)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

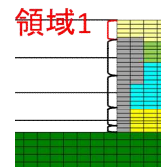
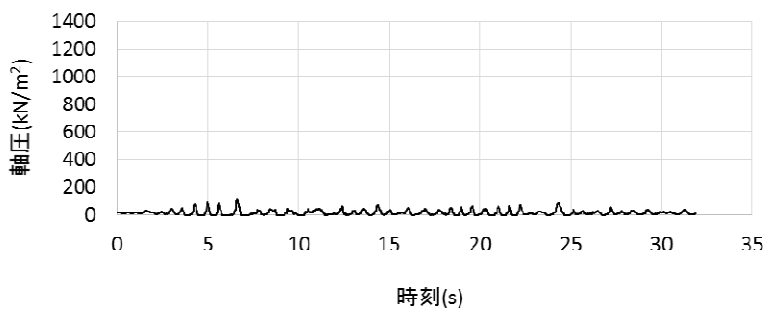
※T/B 連成モデルの西側には領域 1～3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

図 5.5.11 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



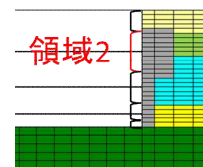
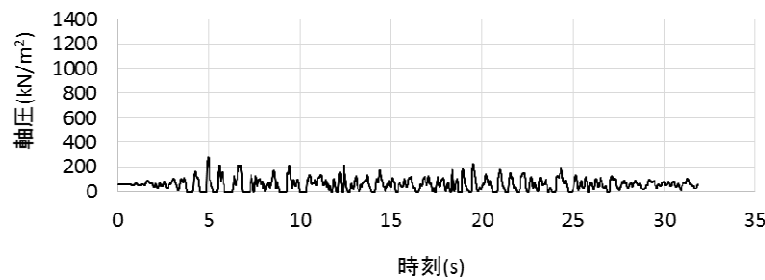
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)

(EW 方向基本モデル)



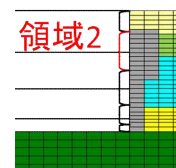
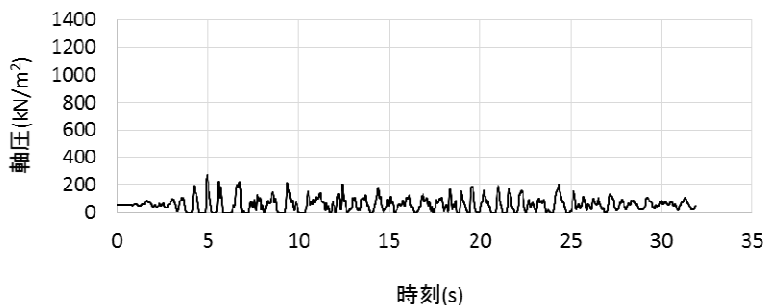
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



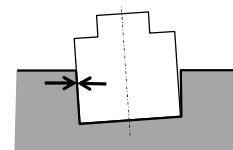
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)

(EW 方向基本モデル)



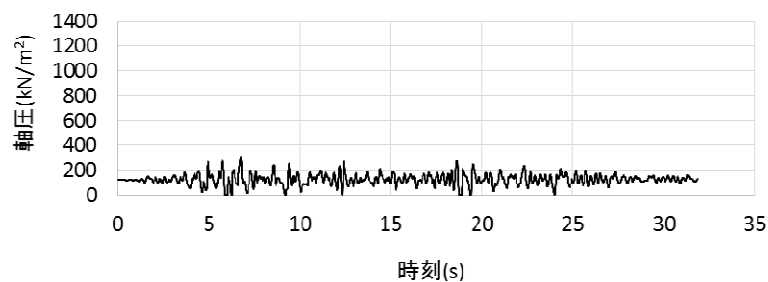
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)

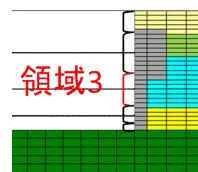


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

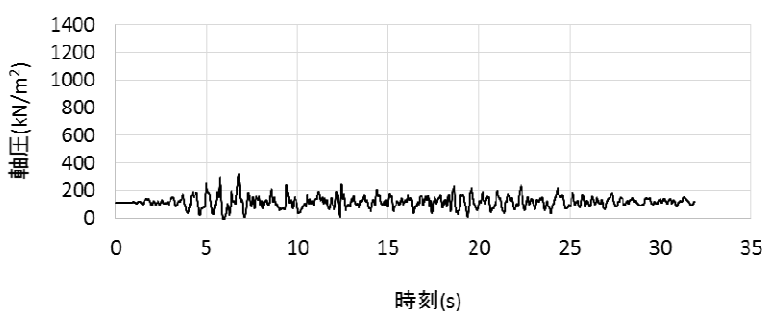
図 5.5.12 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



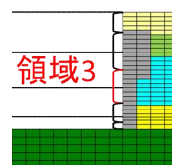
(EW 方向基本モデル)



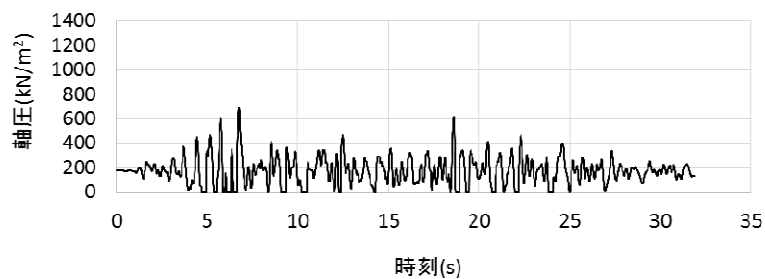
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



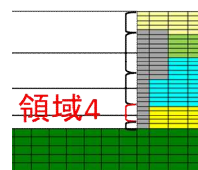
(EW 方向 T/B 連成モデル)



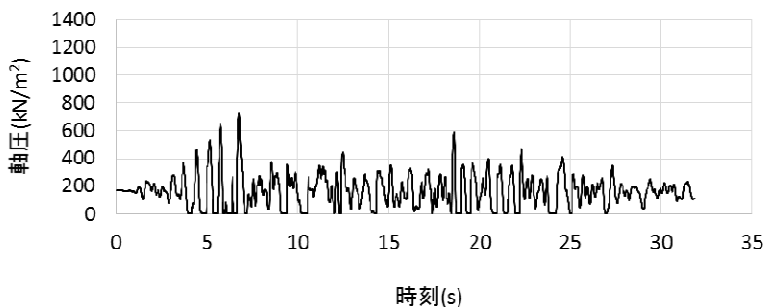
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



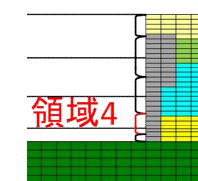
(EW 方向基本モデル)



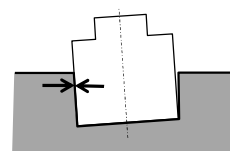
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(EW 方向 T/B 連成モデル)

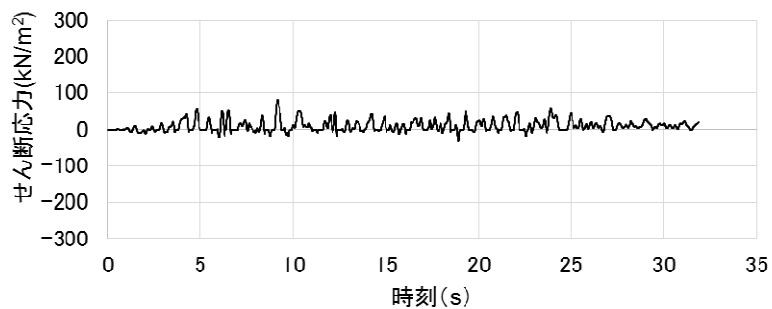


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

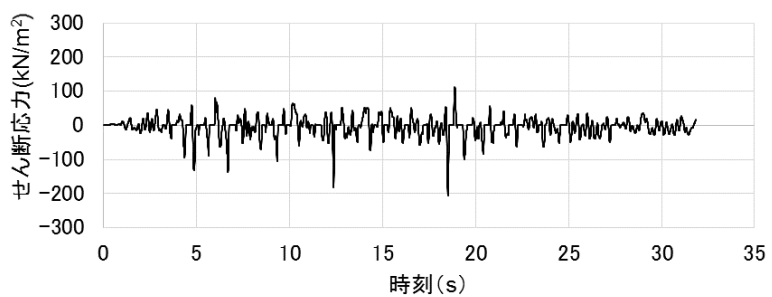
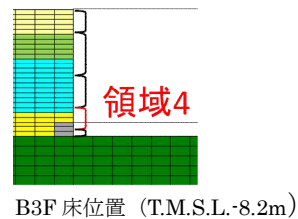


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

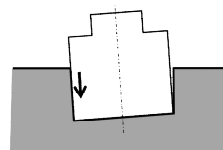
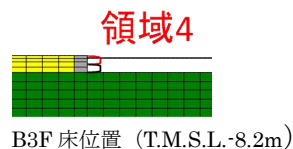
図 5.5.13 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)



(EW 方向基本モデル)



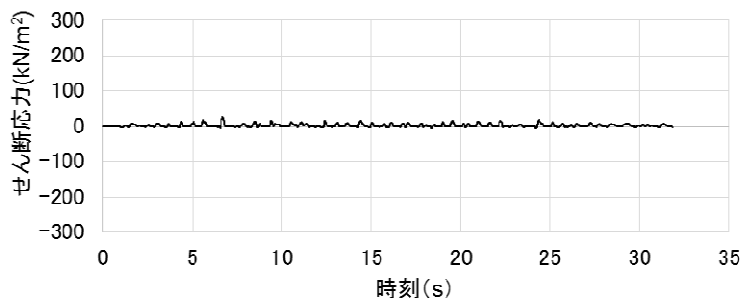
(EW 方向 T/B 連成モデル)



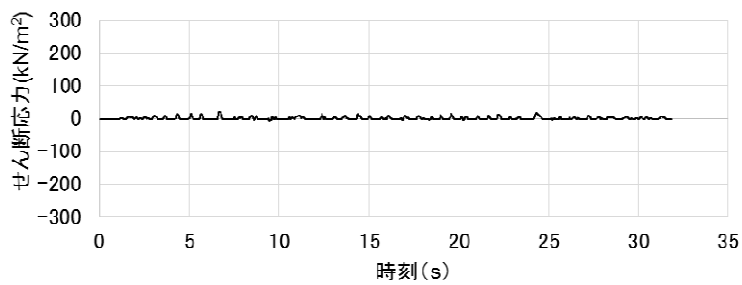
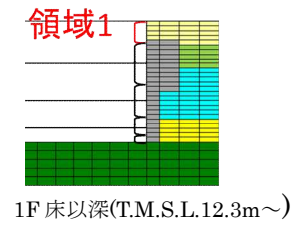
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

※T/B 連成モデルの西側には領域 1~3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

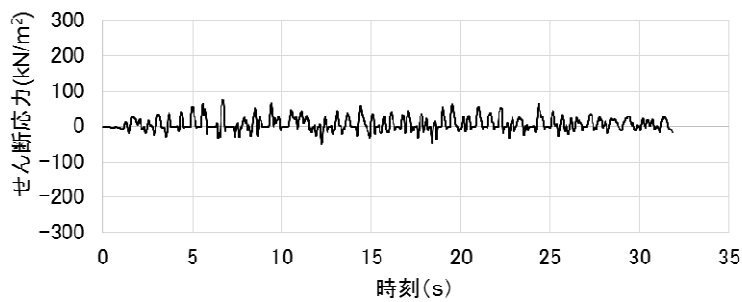
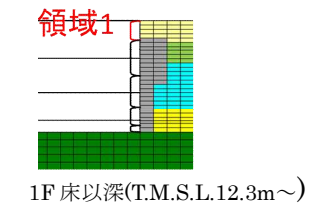
図 5.5.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



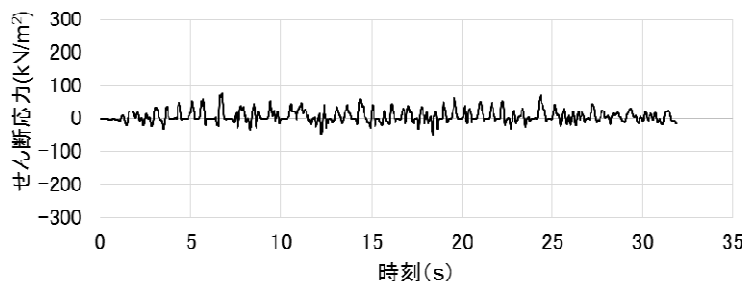
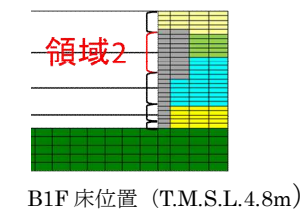
(EW 方向基本モデル)



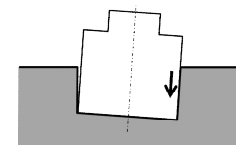
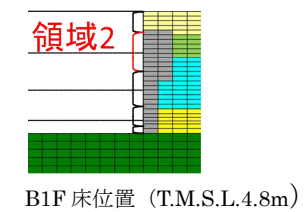
(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)

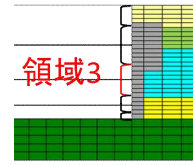
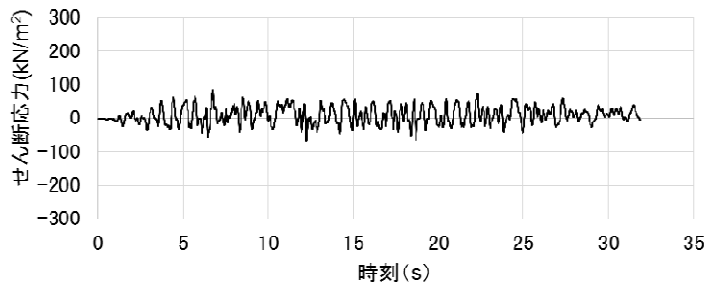


(EW 方向 T/B 連成モデル)



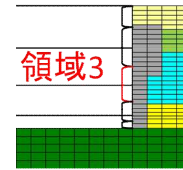
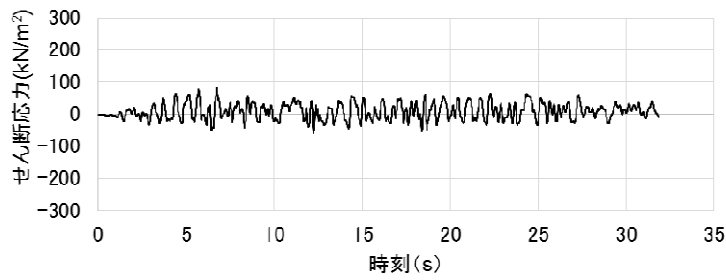
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 5.5.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



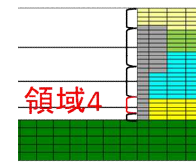
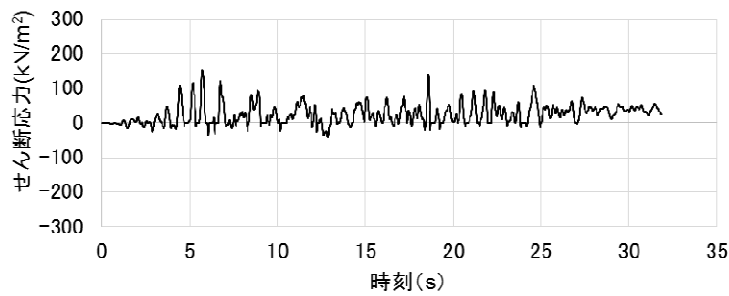
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向基本モデル)



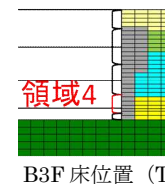
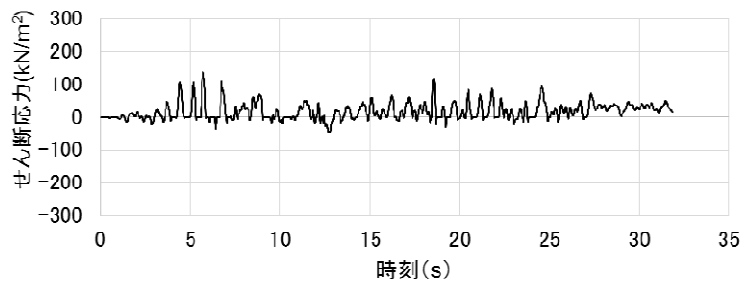
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



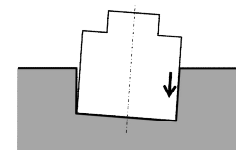
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向基本モデル)



B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 5.5.16 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)

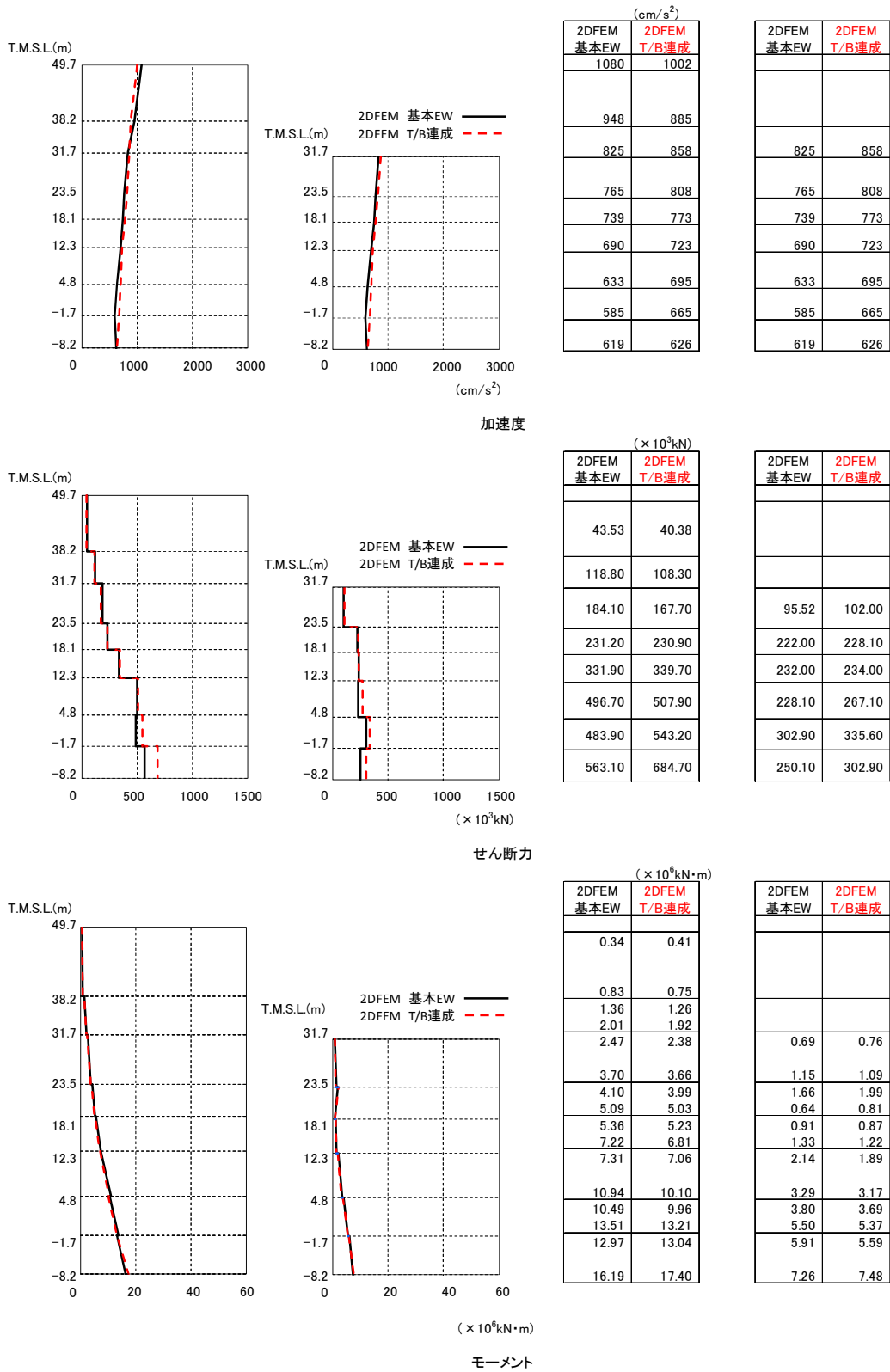


図 5.5.17 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと T/B 連成モデル,EW 方向)

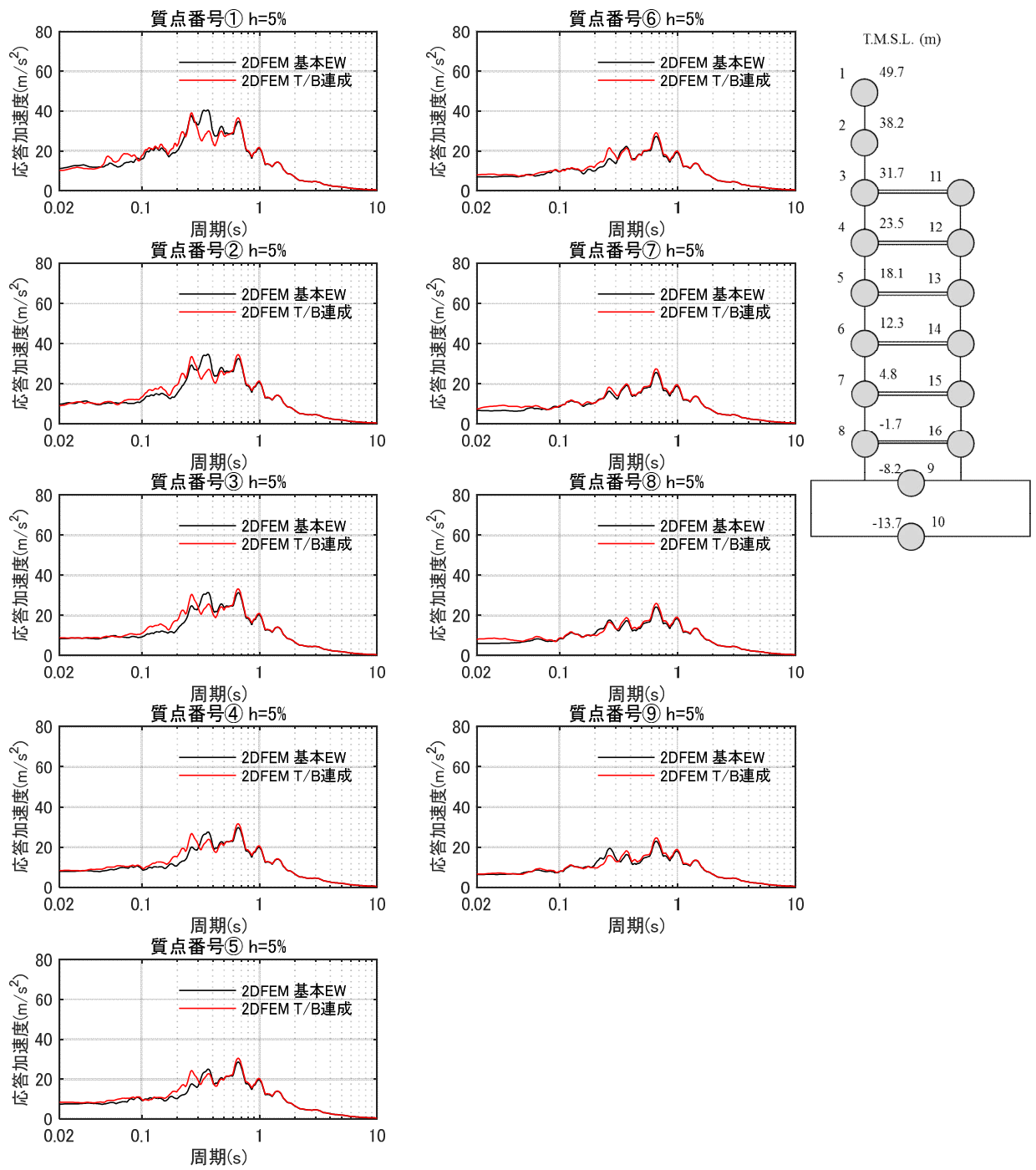


図 5.5.18 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向) $h=5\%$

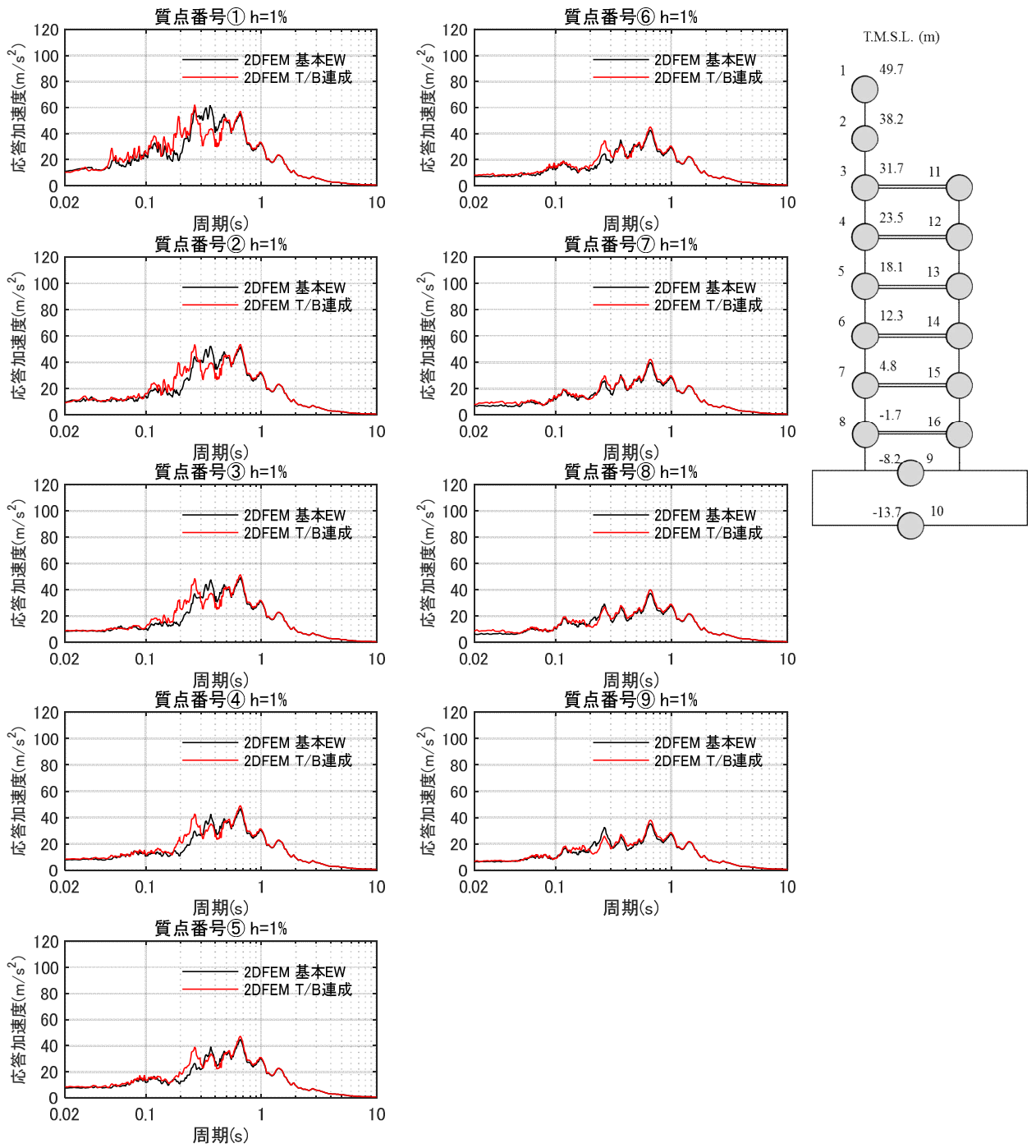


図 5.5.19 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向) $h=1\%$

5.6 まとめ

地盤を精緻化したモデル及び隣接するタービン建屋を考慮したモデルについて検討した結果、基本モデルと同様に側面地盤による建屋の拘束効果がみられ、また、建屋応答は基本モデルの場合と整合的であり、詳細な周辺地盤の影響や隣接建屋の影響は小さいことが確認された。

なお、地盤を精緻化したモデルにおいて埋土と接しているマンメイドロックの健全性を確認するために、添付資料4にマンメイドロックの最大応答値を示す。この結果から、マンメイドロック部で局所的な損傷は生じることはないと判断している。

6. 全体まとめ

1) 各論点のまとめ

【論点①】 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

建屋地下外壁（防水層付き）と西山モルタルが接する部分について、実機の材料を模擬した試験体により摩擦試験を実施した。この結果、防水層があっても土圧が圧縮方向に外壁に作用する場合には摩擦力を見込めることが分かった。また、試験結果から摩擦力として静止摩擦と動摩擦が観測され、それらは垂直圧に概ね比例する結果（摩擦係数が一定）が得られた。

試験結果から、論点②、③の検討で用いる解析モデルのうち、せん断ばねの特性（動摩擦力とせん断剛性）を設定した。

【論点②】 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ、埋め込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か

建屋地下外壁と側面地盤の間の剥離や摩擦すべりを考慮した 2 次元 FEM モデルを用いて非線形地震応答解析を行った。この結果、側面地盤-建屋間に生じる土圧変動及び剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において、地下外壁には土圧及びせん断応力が作用する結果が示されたことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じることがわかった。更に、側面地盤反力の観点より 2 次元 FEM の地盤反力と埋め込み SR モデルによる地盤反力について分析した結果、両者は共に建屋を相応に拘束する結果を与えていることが確認できた。これらのことより、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤による建屋の拘束効果は期待できることがわかった。

また、2 次元 FEM モデルによる地震応答解析結果と埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較すると、両モデルの建屋応答は整合的であり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを適用することは妥当であると考えられる。

【論点③】 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

論点②の検討で用いた 2 次元 FEM モデルに、隣接するタービン建屋及び詳細な地盤状況を反映したモデルを作成し非線形地震応答解析を行い、論点②の解析結果と比較した。その結果、詳細な地盤状況を考慮しても建屋の拘束効果が得られること、建屋の応答に大きな差異は認められず、詳細な地盤状況が建屋応答に及ぼす影響は小さいことが分かった。

2) 総括

埋め込み SR モデルに使用する側面回転ばねの妥当性について、地下外壁（防水層付き）と側面地盤（マンメイドロック）の間の摩擦試験、及び、詳細な 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析により検討した結果、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

なお、今回の検討は 6 号炉原子炉建屋を代表とした検討であるが、7 号炉原子炉建屋においても以下の理由により、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

- ・ EW 方向の断面については、6 号炉と 7 号炉に配置計画上の大きな差異は無いこと。
- ・ 論点②の検討での結果が示すように、埋め込み SR モデルの解析結果は概ね保守的な傾向を示していることから、6 号炉と同様の結果が推定できること。
- ・ NS 方向の断面については、6 号炉と 7 号炉において配置計画上の差異はあるものの、論点③に対する検討において、隣接建屋や詳細な地盤状況を反映したモデルによる解析結果と論点②の解析結果との差異がほとんど見られないこと。

なお、本編 5 章「論点③に関する検討」で述べたように、建屋直下のマンメイドロックによる影響は軽微であることを確認している。

7. 参考文献

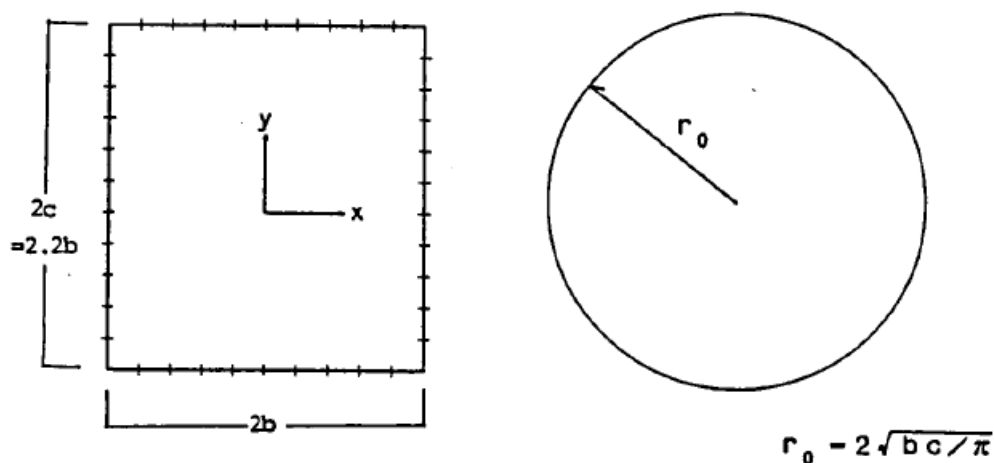
- ・ 社団法人日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1991 追補版), 1991 年
- ・ A. Yano, K.Hijikata, et al. : Seismic Design Model of Embedded Structures, 9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988
- ・ K. Hijikata, Uchiyama, et al. : Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings, 9th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), 1987
- ・ 社団法人日本電気協会：建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書, 昭和 62 年 6 月
- ・ 財団法人原子力発電技術機構：耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書, 平成 7 年 3 月
- ・ 矢野, 土方他：埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 62 年 10 月
- ・ 矢野, 中沢他：埋め土・浮き上り非線形に着目した地盤建屋模型の振動台実験とその解析 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 59 年 10 月
- ・ 鈴木, 内藤他：埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析, 日本建築学会構造系論文報告集 第 438 号, 1992 年 8 月
- ・ 古山田他：「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究 (その 1～その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 井原他：「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究 (その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 今村他：「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究 (その 2)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013 年 8 月
- ・ 内山他：「3次元 FEM を用いた建屋－地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究 (その 4)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2004 年 8 月
- ・ 滝田, 成川他：埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討, 日本建築学会学術講演梗概集, 1995 年 8 月

添付資料 1. NOVAK ばねの円形仮定の妥当性 (辺長比) について

NOVAK のばねは、円形を仮定している。一方、ここでの検討対象の原子炉建屋は矩形の平面形状をしている。ここでは、円形仮定の妥当性について既往の文献を調査する。

(1) 「標準化報告書」での内容

NOVAK の側面ばねは建屋の平面形が円形として導かれたものであるのに対し、一般に建屋は矩形のものが多いことから、「標準化報告書」では、平面形が矩形の建屋への適用性について検討を実施している。具体的には、矩形平面に関する地盤ばねを二次元境界要素法 (BEM) で計算し、このばねの値と面積が等価な円半径 (等価円半径) を用いた地盤ばねの値とを比較・検討している。



添図 1.1 矩形平面と等価円半径

「標準化報告書」における、正方形平面の場合と等価円の場合を比較して添図 1.2 に示す。この結果より、正方形平面の地盤ばねの虚部が等価円の場合の虚部より若干大きくなる傾向にあるが、正方形平面の地盤ばねを、等価円半径を用いて NOVAK の方法により算定しても実用上問題ないものと考えられるとしている。

「標準化報告書」において、長辺と短辺が異なり正方形でない場合での等価円半径を用いた NOVAK の側面ばねの適用性について検討した結果を添図 1.3 に示す。この結果より長辺と短辺の比 (辺長比) が 1.1 程度の長方形平面であれば、等価円半径を用いて地盤ばねを算定しても実用上ほぼ問題ないものと考えられるとしている。

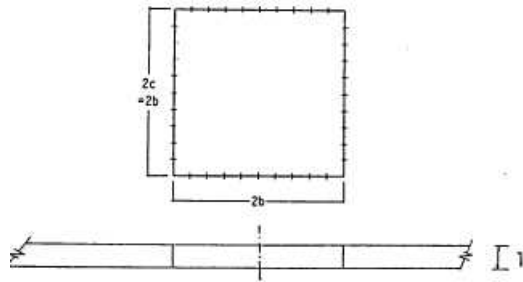


図 7.1 正方形平面のBEM解析モデル

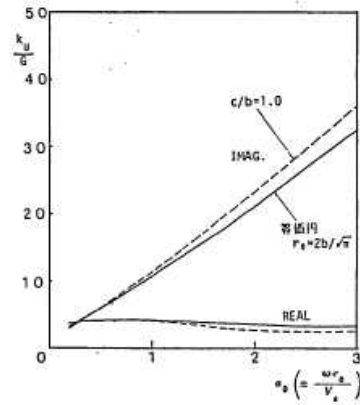


図 7.2 正方形平面と等価円の K_u

a. 解析対象 (BEM)

b. 解析結果

添図 1.2 正方形平面と等価円の比較 (「標準化報告書」に加筆)

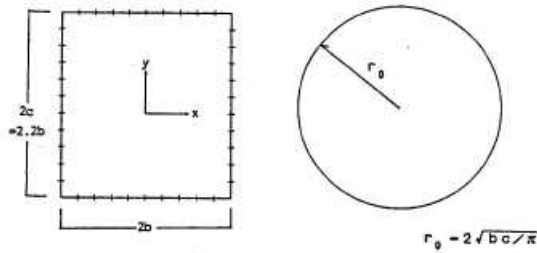


図 7.3 $c/b=1.1$ の長方形平面のBEM解析モデルと等価円半径 r_0

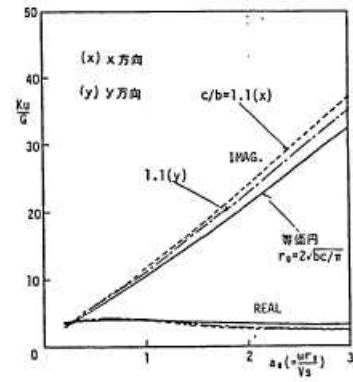


図 7.4 $c/b=1.1$ と等価円の K_u

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

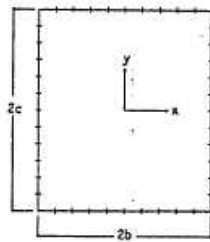


図 7.5 長方形平面のBEM解析モデル

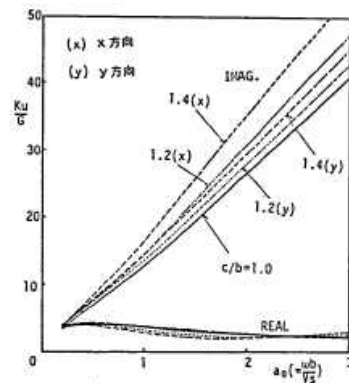


図 7.6 辺長比の違いによる K_u の比較

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

添図 1.3 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (「標準化報告書」に加筆)

(2) 既往文献での内容

滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)では、主要周期帯が5Hz以下の建屋を設計する場合には、辺長比1.7程度まで等価円を用いてNovakの方法を用いてよいとしている。

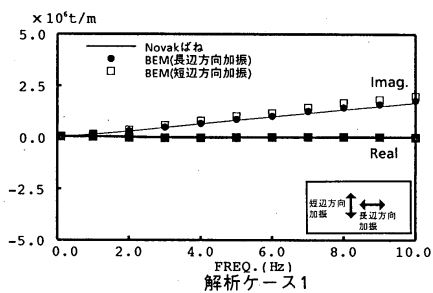


図-3 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.3の場合)

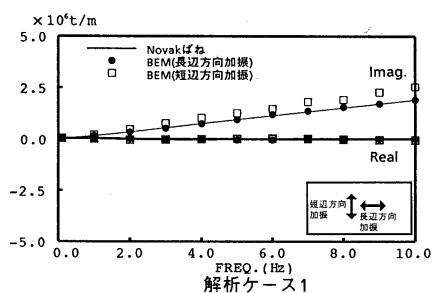
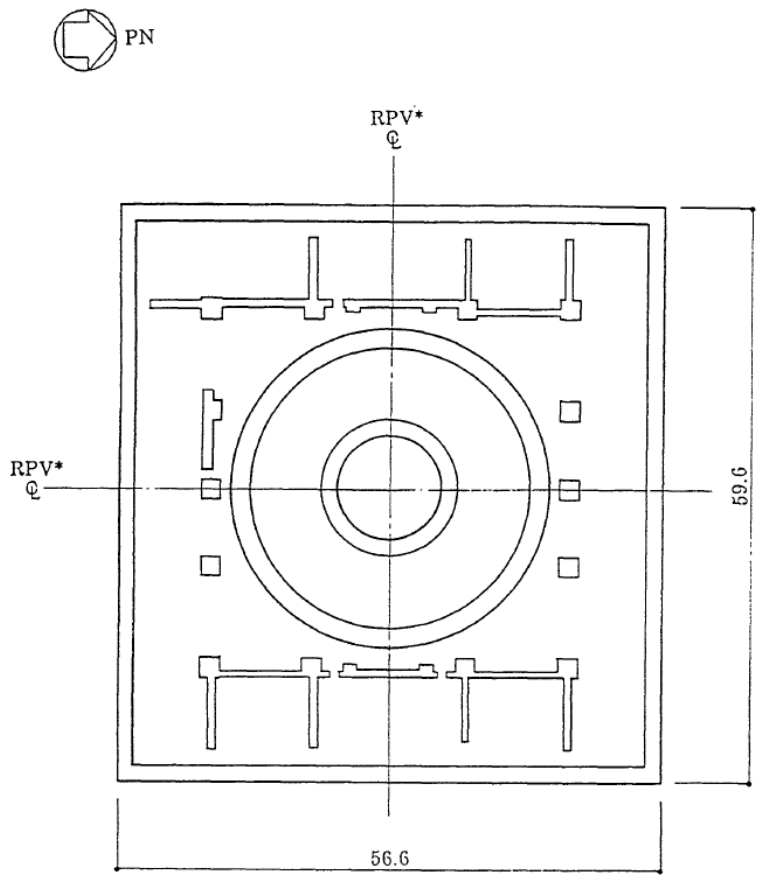


図-4 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.7の場合)

添図 1.4 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)より)

(3) 今回対象の6号炉原子炉建屋について

今回の検討対象である、6号炉原子炉建屋は56.6m(NS)×59.6m(EW)であり、辺長比は1.05となり、いずれの場合においてもNOVAKのばねの適用範囲内となっている。



注記 *: 原子炉圧力容器 (以下、「RPV」と略す。)

図3-1 原子炉建屋平面図(T.M.S.L.-8.2) (単位 : m)

添図 1.5 原子炉建屋地下部分の平面図 (T.M.S.L.-8.2m の例)

添付資料 2 中越沖地震の観測記録を用いた 2 次元 FEM 解析モデルの信頼性の検証

(1) 検討の概要

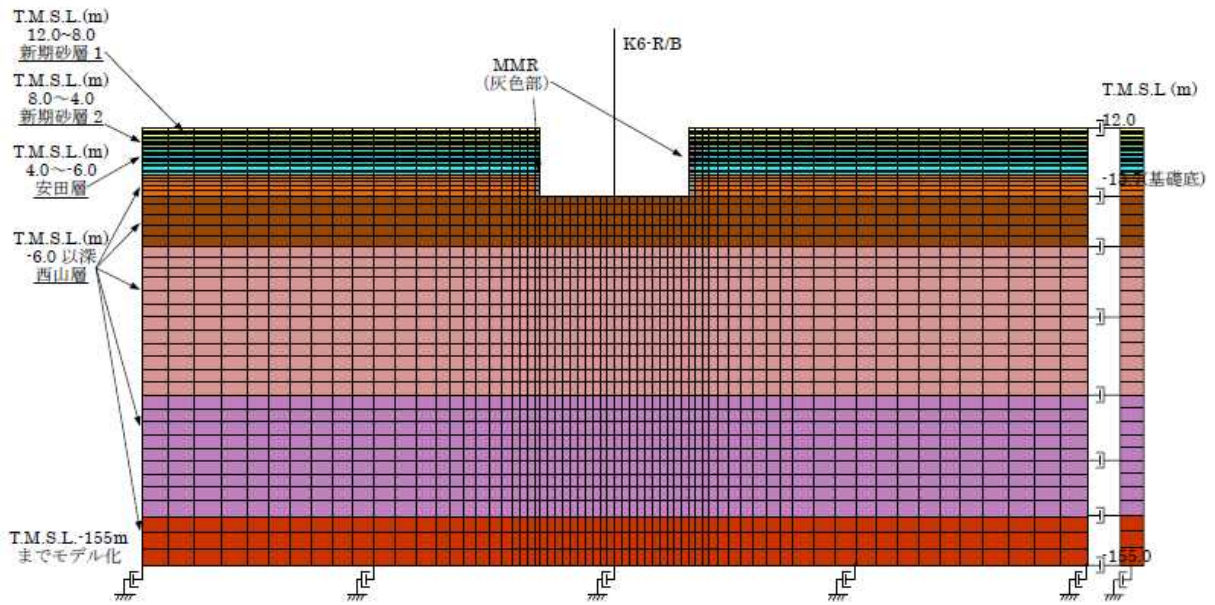
2007 年新潟県中越沖地震に対して、本編 2 章で示した 2 次元 FEM 解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、解析モデルの信頼性を検証する。

2 次元 FEM 解析モデルを添図 2.1 に示す。なお、2 次元 FEM 解析モデルには、地震観測時点の建屋の質量状態を反映させる。

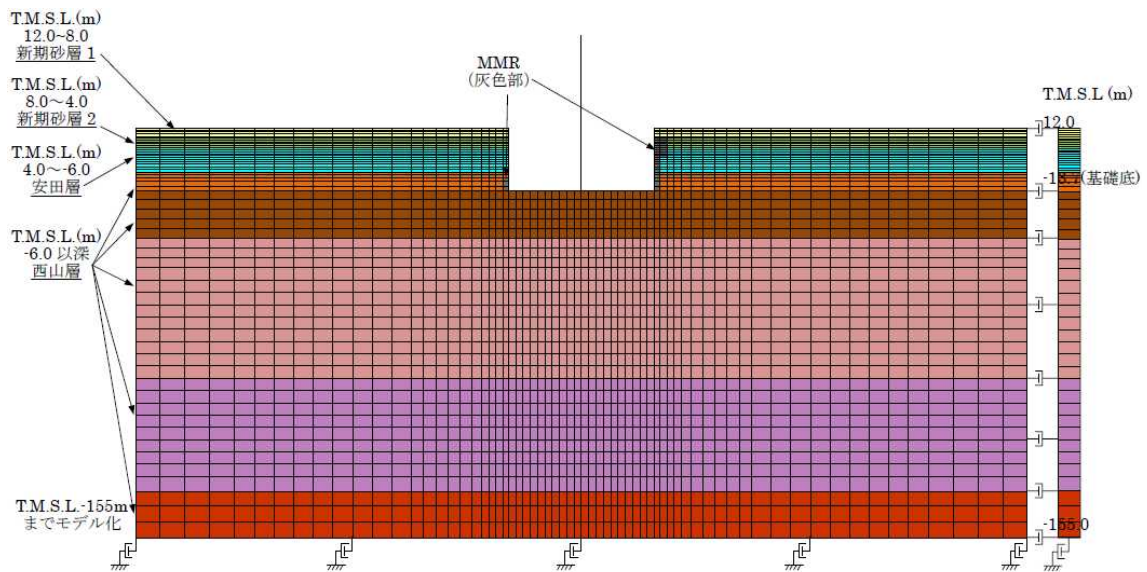
解析に用いる地震の諸元を添図 2.2 に、地震計位置を添図 2.3 に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を添図 2.4 および添図 2.5 に示す。また、解析用地盤物性値を添表 2.1 に示す。

原子炉建屋基礎上 (6-R2 : T.M.S.L.-8.2m) で観測された記録に基づき、基礎上での応答が観測記録と同一となるよう入力地震波を設定し地震応答解析を行う。

地震計を設置している 3 階の位置 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) での解析結果と観測記録とを比較する。



(NS 方向)



(EW 方向)

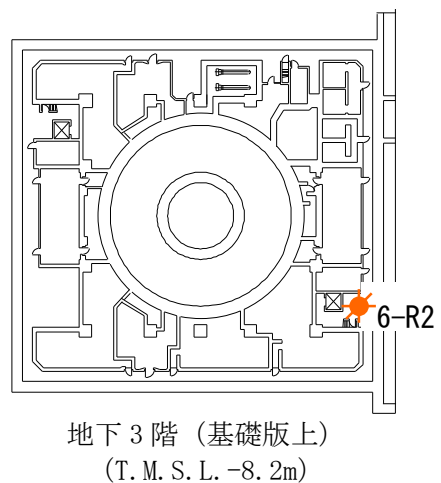
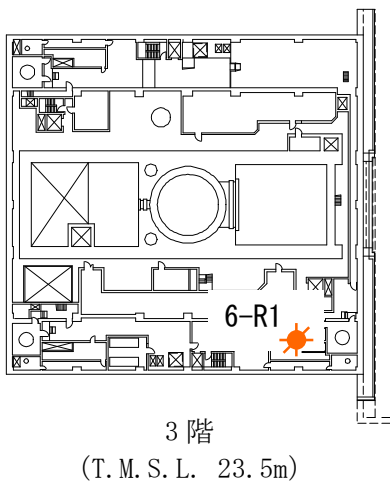
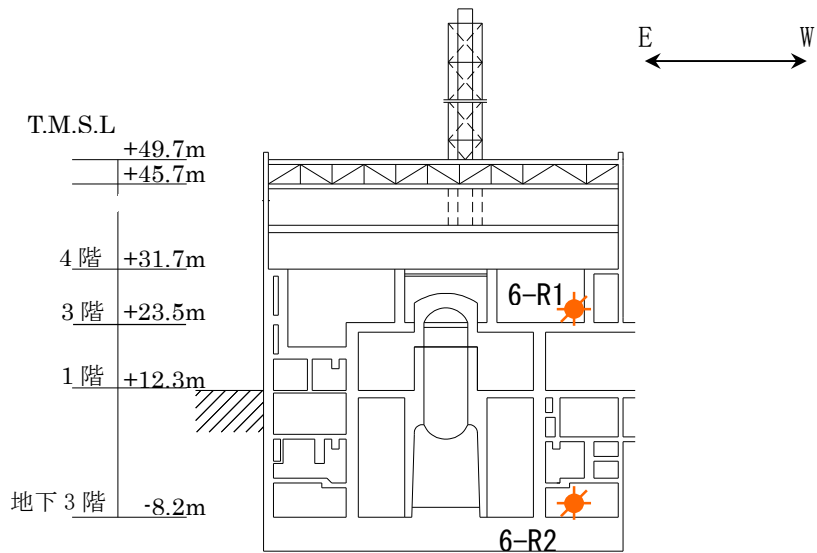
添図 2.1 2次元 FEM 解析モデル

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	約23km

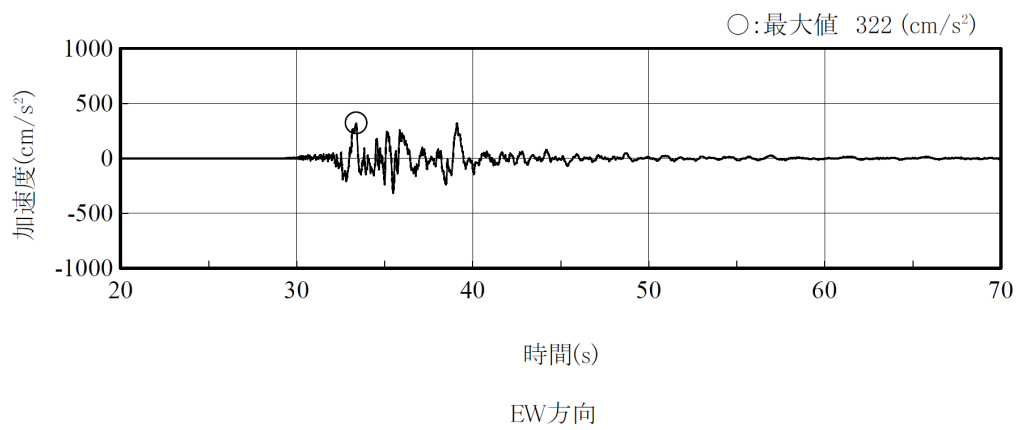
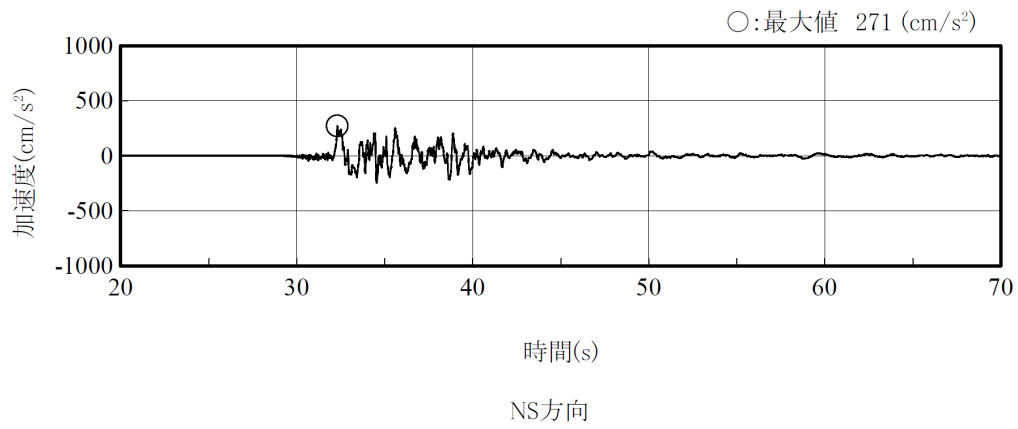


©Google ©ZENRIN

添図 2.2 検討に用いる地震の諸元 (2007年新潟県中越沖地震)

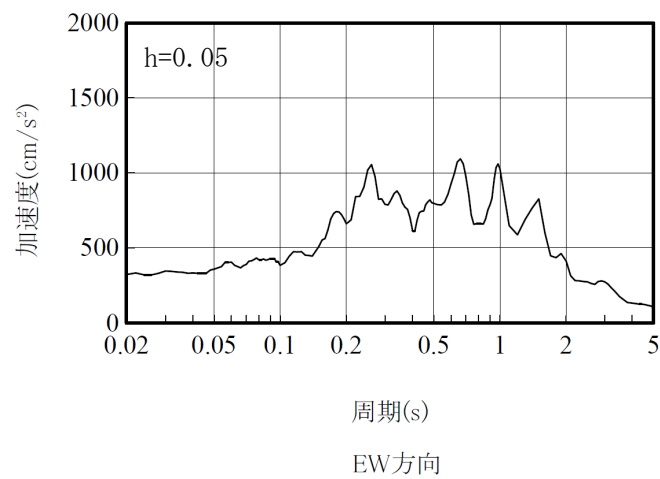
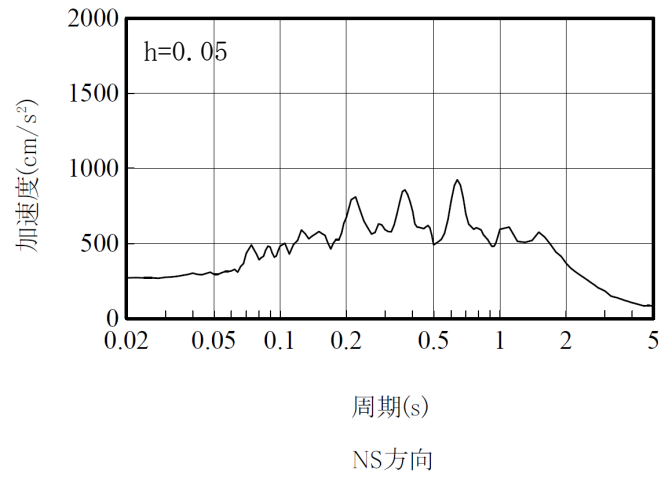


添図 2.3 地震計位置



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

添図 2.4 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形
(6-R2 : T.M.S.L.-8.2m)



添図 2.5 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル
(6-R2 : T.M.S.L.-8.2m)

添表 2.1 シミュレーション検討モデルの解析用地盤物性値

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^2$ N/mm ²)	ヤング 係数 E ($\times 10^2$ N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
+12.0	〔砂層〕	150	16.1	0.347	0.11	0.29	22
+8.0		200	16.1	0.308	0.19	0.50	22
+4.0	安田層	330	17.3	0.462	1.22	3.57	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	11.20	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.41	12.75	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.71	16.35	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.73	22.02	3
-155.0		〔解放 基盤〕	720	19.9	0.416	10.50	29.74

(2) 観測記録による解析結果

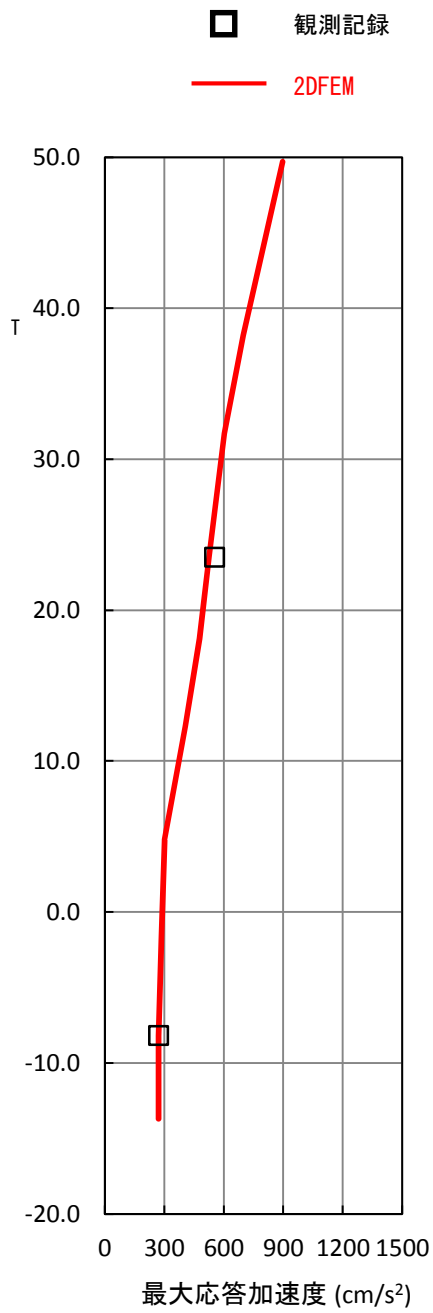
解析結果の建屋の最大応答加速度分布を観測記録と比較し添図 2.6 に示す。また、原子炉建屋 3 階 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) の地震計位置での解析結果と観測記録の加速度波形及び加速度応答スペクトルの比較を添図 2.7 及び添図 2.8 に示す。

(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

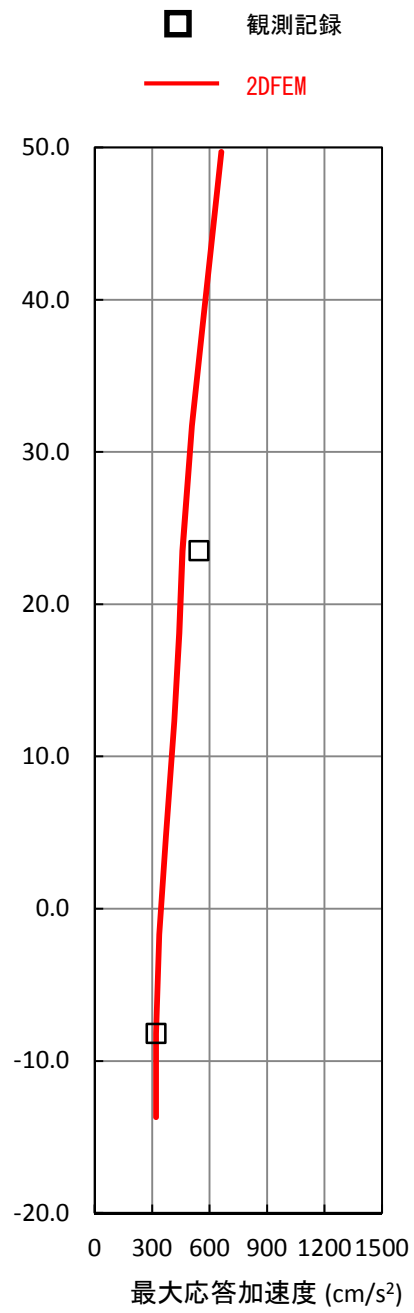
添図 2.6～添図 2.8 に示した通り、最大応答加速度、加速度波形及び加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向及び EW 方向の解析結果は、観測記録と概ね対応する結果となった。

なお、EW 方向の床応答スペクトルの比較において、短周期で一部観測記録を下回る部分がみられるものの、主要な周期帯では観測記録と同等の応答となっている。これらより、地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の確認においては 2 次元 FEM を適用できるものと考えられる。

また、今回工認モデルの妥当性については、別途本資料「1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について、添付資料-1 今回工認モデルの地震応答解析に対する 3 次元 FEM モデルによる妥当性の検証」において、建屋 3 次元 FEM による検討を実施することにより確認している。

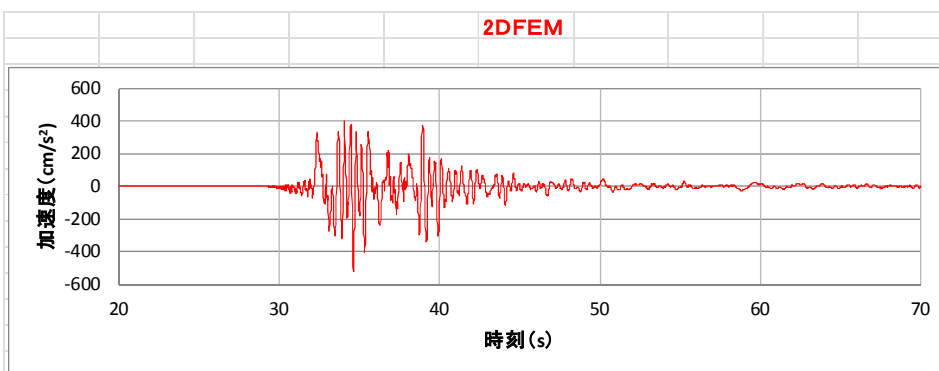
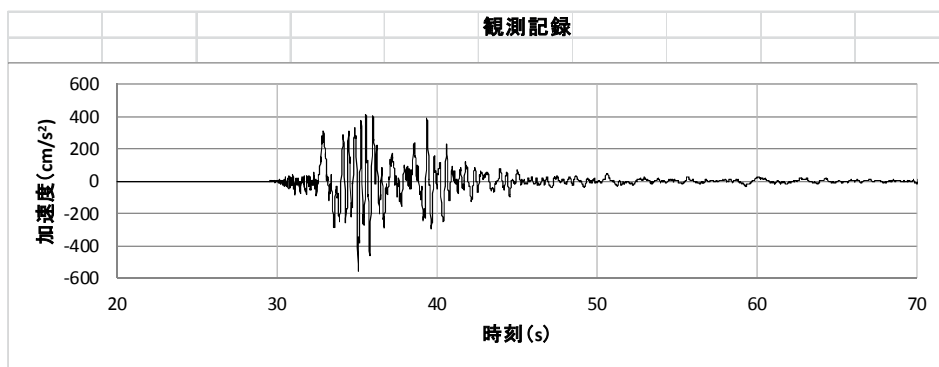


(1)NS 方向

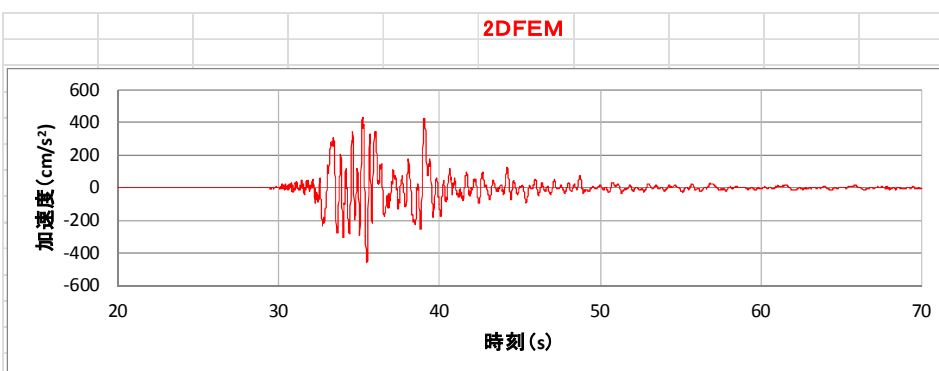
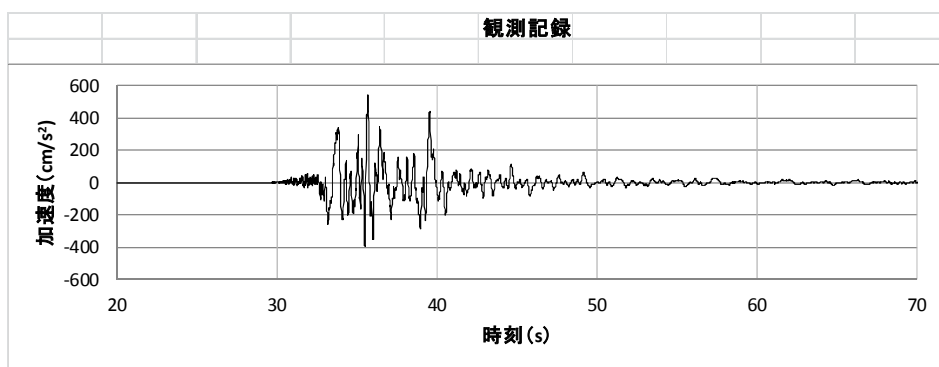


(2)EW 方向

添図 2.6 観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較

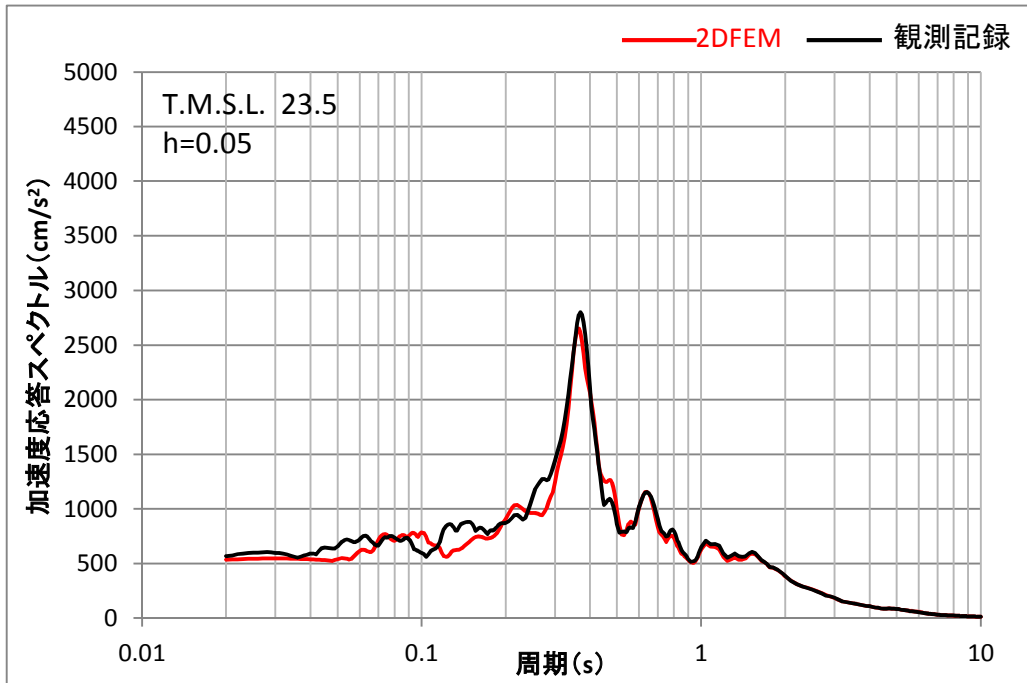


(1) NS 方向

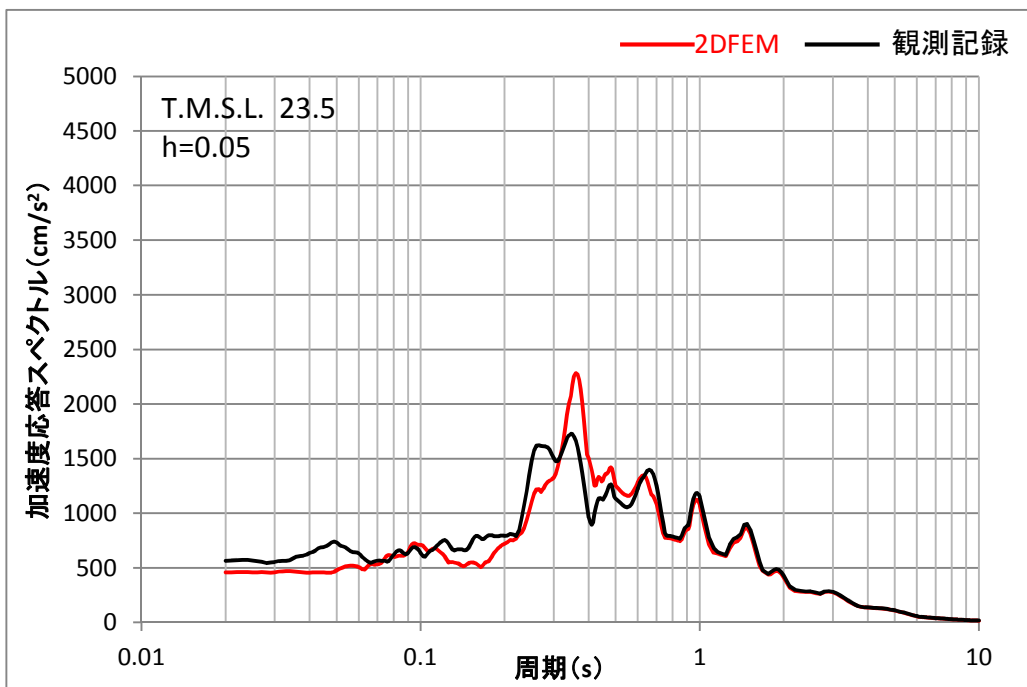


(2)EW 方向

図 2-7 観測記録と解析結果の加速度波形の比較
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

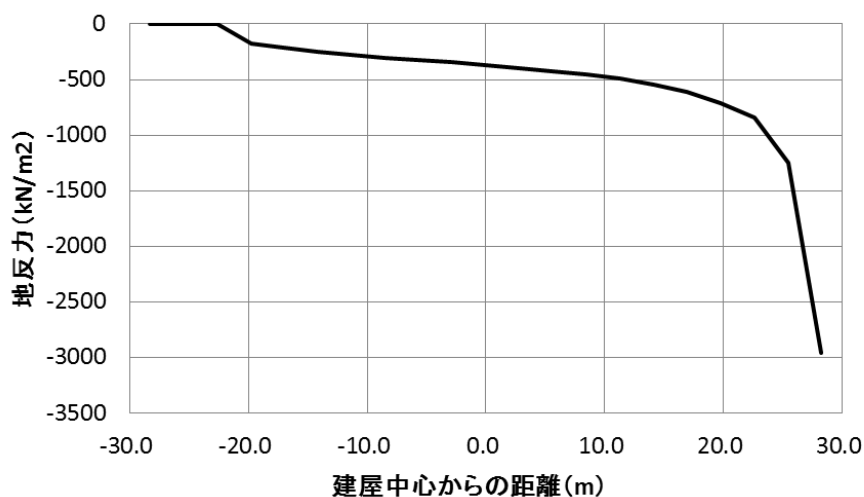
添図 2.8 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)

添付資料 3 2次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布

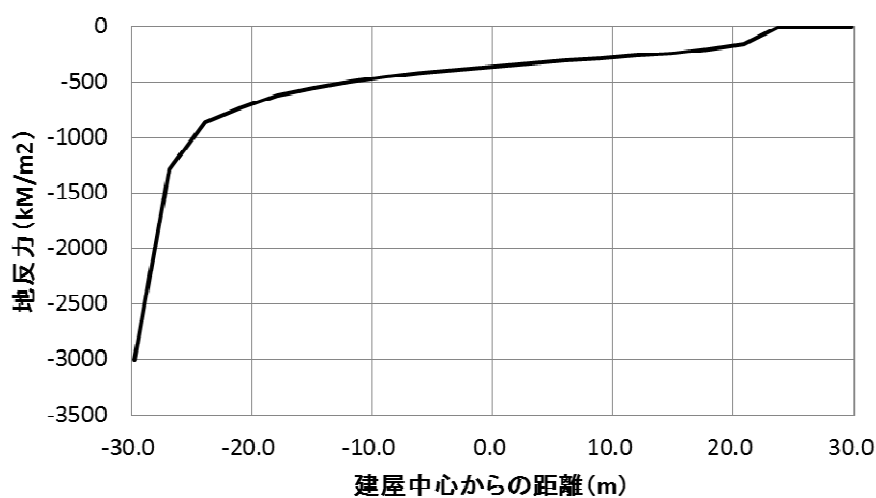
2次元 FEM モデルの地震応答解析結果から建屋基礎下の地反力分布を検討する。対象としたケースは NS 方向基本モデルと EW 方向基本モデルである。

最小接地率が発生した時刻における建屋基礎底面と地盤の間に設置した鉛直方向の各軸ばねの圧縮軸圧から評価した地反力を、NS 方向基本モデルの場合を添図 3.1 に、EW 方向基本モデルの場合を添図 3.2 に示す。

なお、支持地盤の極限支持力度は、 5982kN/m^2 (610tf/m^2) である。



添図 3.1 最小接地率発生時刻における地反力分布 (NS 方向基本モデル)



添図 3.2 最小接地率発生時刻における地反力分布 (EW 方向基本モデル)

添付資料4 セン断ばねの履歴特性と初期剛性の建屋応答への影響について

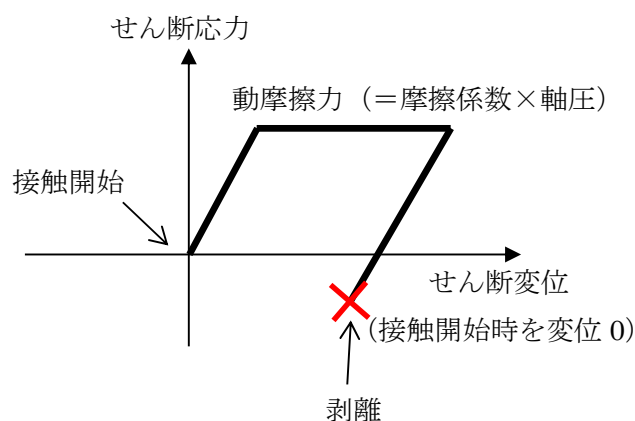
1. セン断ばねの履歴特性について

地下外壁と側面地盤間のせん断ばねは、側面土圧を表現する軸ばねと連成させたモデルであり、以下の特性を有している。

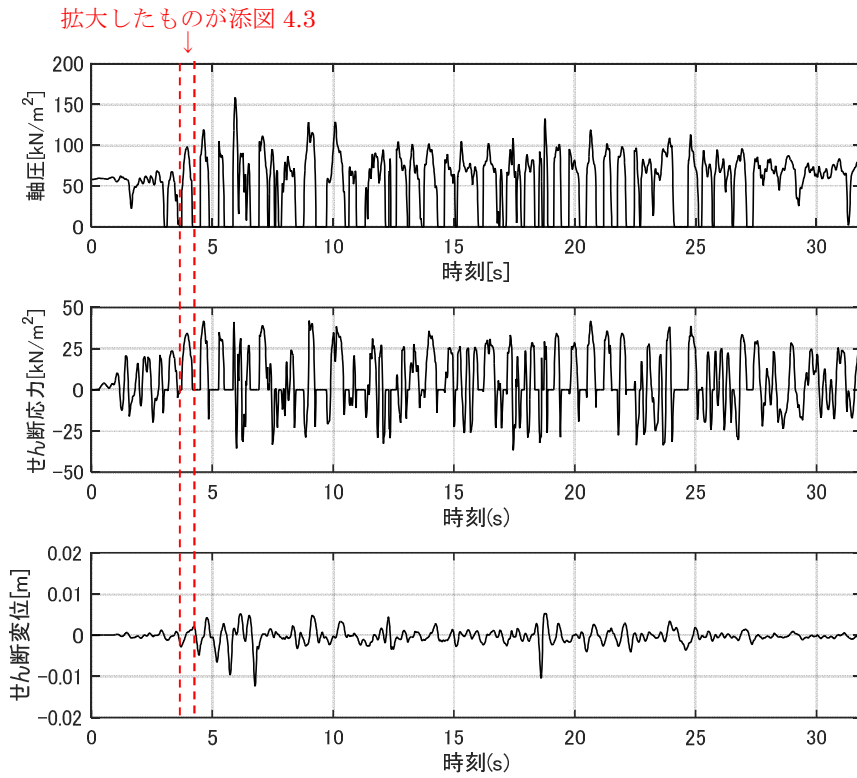
- ・ 動摩擦力は軸ばねの軸圧に依存する（動摩擦力＝摩擦係数 μ ×軸圧）
- ・ 側面地盤が剥離中はせん断ばねにせん断力は作用しない

添図 4.1 にせん断ばねの特性を示す。図では軸圧が一定の場合を示しているが、動摩擦力は軸圧によって変動するため、軸圧変動が加わると複雑な特性になる。なお、せん断ばねは地下外壁と側面地盤が接触している間のみ摩擦力が作用する。このため、建屋～地盤間が接触剥離する場合は、せん断ばねは多くても半ループまでの履歴となる。従って、せん断ばねの履歴によるエネルギー吸収は少ないことがわかる。

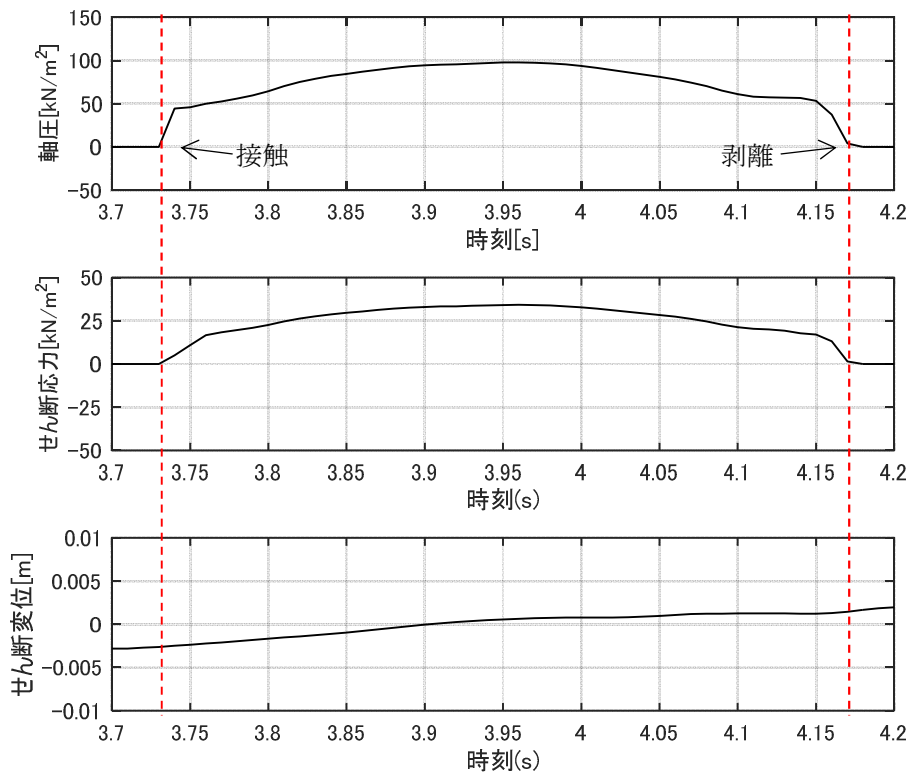
参考として、添図 4.2 に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点に取り付けた軸ばねの軸圧、せん断ばねのせん断応力およびせん断変位の時刻歴波形を示す。また、添図 4.3 に、軸圧、せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形のうち応答の初期において大きな軸圧およびせん断応力が生じている、3.7 秒から 4.2 秒の時刻歴波形を拡大して示す。



添図 4.1 セン断ばねの特性



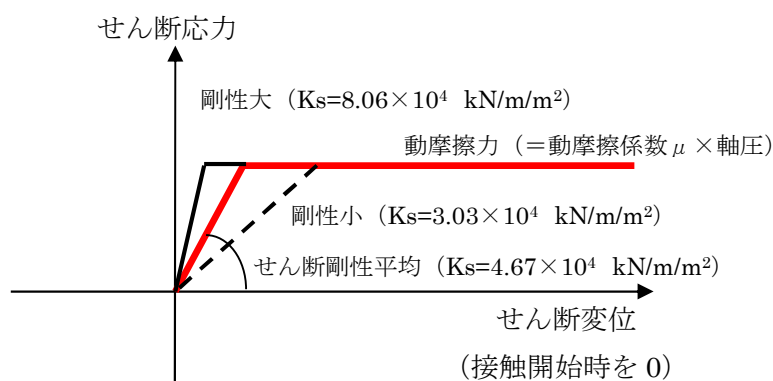
添図 4.2 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



添図 4.3 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（3.7 秒~4.2 秒拡大）

2. せん断ばねの初期剛性の建屋応答への影響について

添図 4.4 に本編 4.4 節「ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討」に用いたせん断ばねの特性を示す。せん断ばねの剛性が影響するのはせん断応力が動摩擦に達するまでである。せん断ばねの動摩擦力は軸圧に依存するため、軸圧の変化により早い段階で動摩擦力に達して滑ると、せん断ばねの剛性の影響は小さくなると推測される。

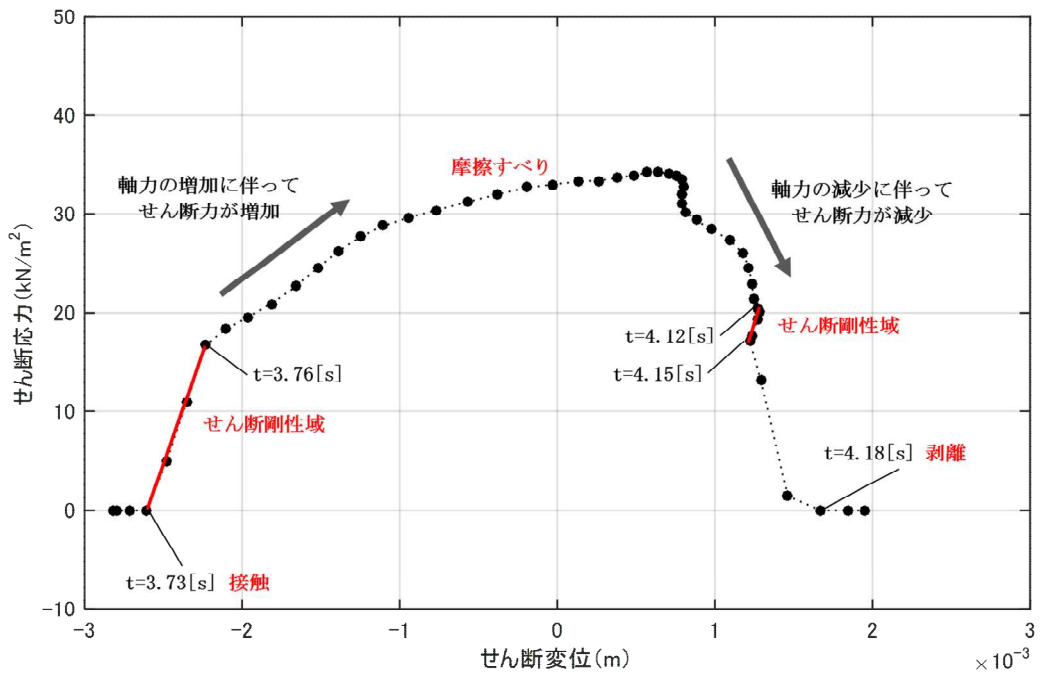


添図 4.4 せん断剛性をばらつかせた場合のせん断ばねの特性

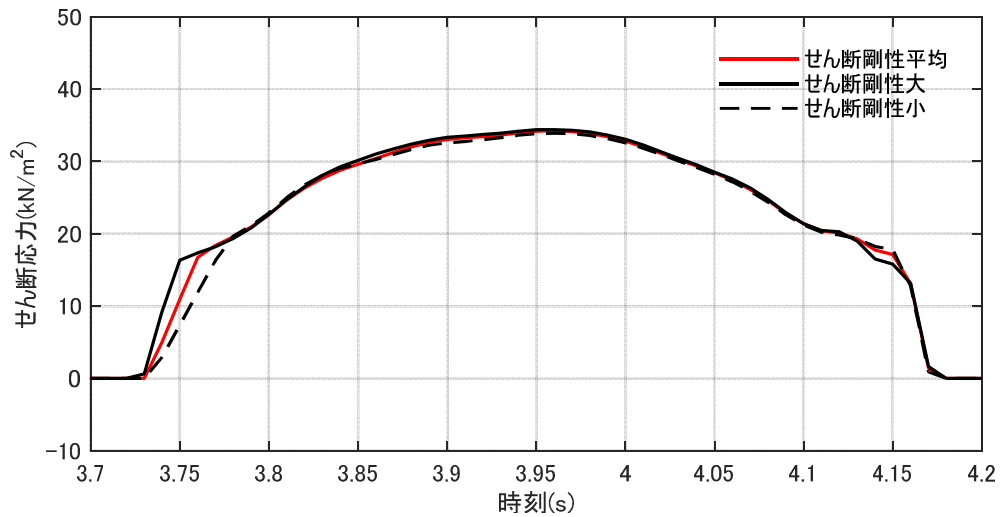
添図 4.5 に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点のせん断ばねの 3.7 秒～4.2 秒におけるせん断応力-せん断変位関係を示す。図中の黒点が各時刻における値を示している。図中に赤線で示したせん断力-変位関係が直線になっている部分がせん断ばねの初期剛性の範囲に該当する。接触から再接触までを 1 ループとした場合に、初期剛性の範囲にある時間の割合は 1 ループ中の 10% 程度であり、多くの時間は動摩擦力が生じている状態にあることが判る。

添図 4.6 に、せん断ばねの剛性のばらつきを考慮した各解析ケースのせん断応力の時刻歴を示す。せん断剛性の違いが応答に影響するのは、せん断ばねの初期剛性の範囲にある場合のみであるが、各ケースともに初期剛性の部分は極めて小さいことがわかる。

これらより、せん断ばねは初期剛性の範囲にある時間が小さいことから、せん断ばねの初期剛性の建屋応答への影響は極めて小さくなっていることがわかる。



添図 4.5 せん断応力-せん断変位関係 (3.7 秒~4.2 秒)



添図 4.6 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)

添付資料5 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響

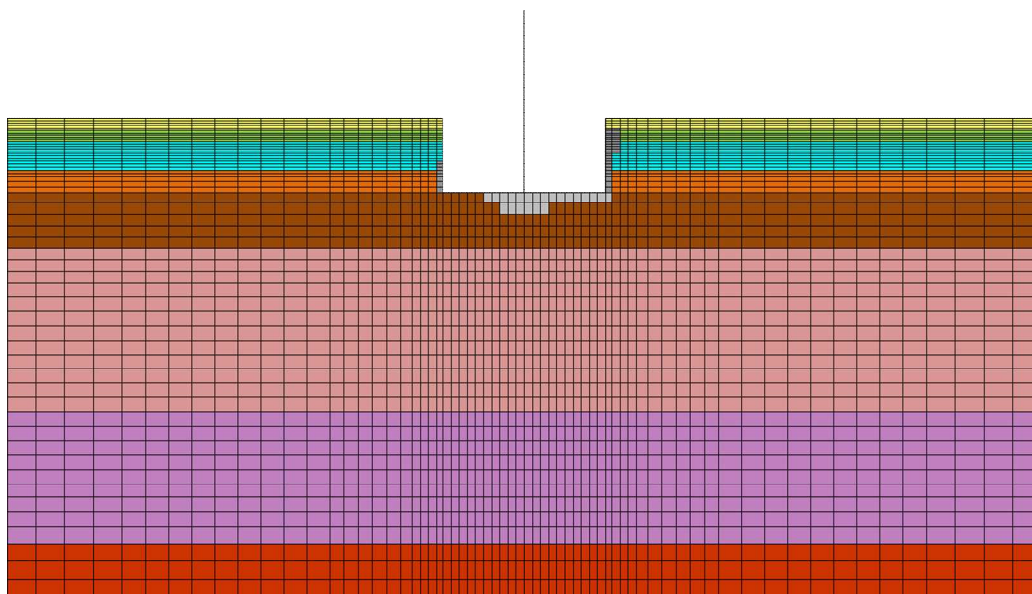
(1) 検討の概要

地盤 2 次元 FEM による側面地盤の接触剥離を考慮した検討においては、建屋埋め込みによる側面地盤の拘束効果を把握するために側面地盤のマンメイドロックは地盤モデルに考慮したが、建屋基礎下のマンメイドロックは拘束効果に影響が少ないと考えられるため地盤モデルに反映していない。

そこで、建屋基礎下のマンメイドロックの存在が建屋応答に及ぼす影響を検討するため、NS 方向の基本モデルの地盤に建屋基礎下のマンメイドロックを考慮した地盤モデルを作成し、NS 方向の基本モデルと基礎下マンメイドロックを考慮したモデルによる建屋応答を比較する。

(2) 解析モデル

解析モデルを添図 5.1 に示す。原子炉建屋単独の基本モデルの建屋基礎下にマンメイドロック（図 2.3.3 参照）をモデル化したものである。

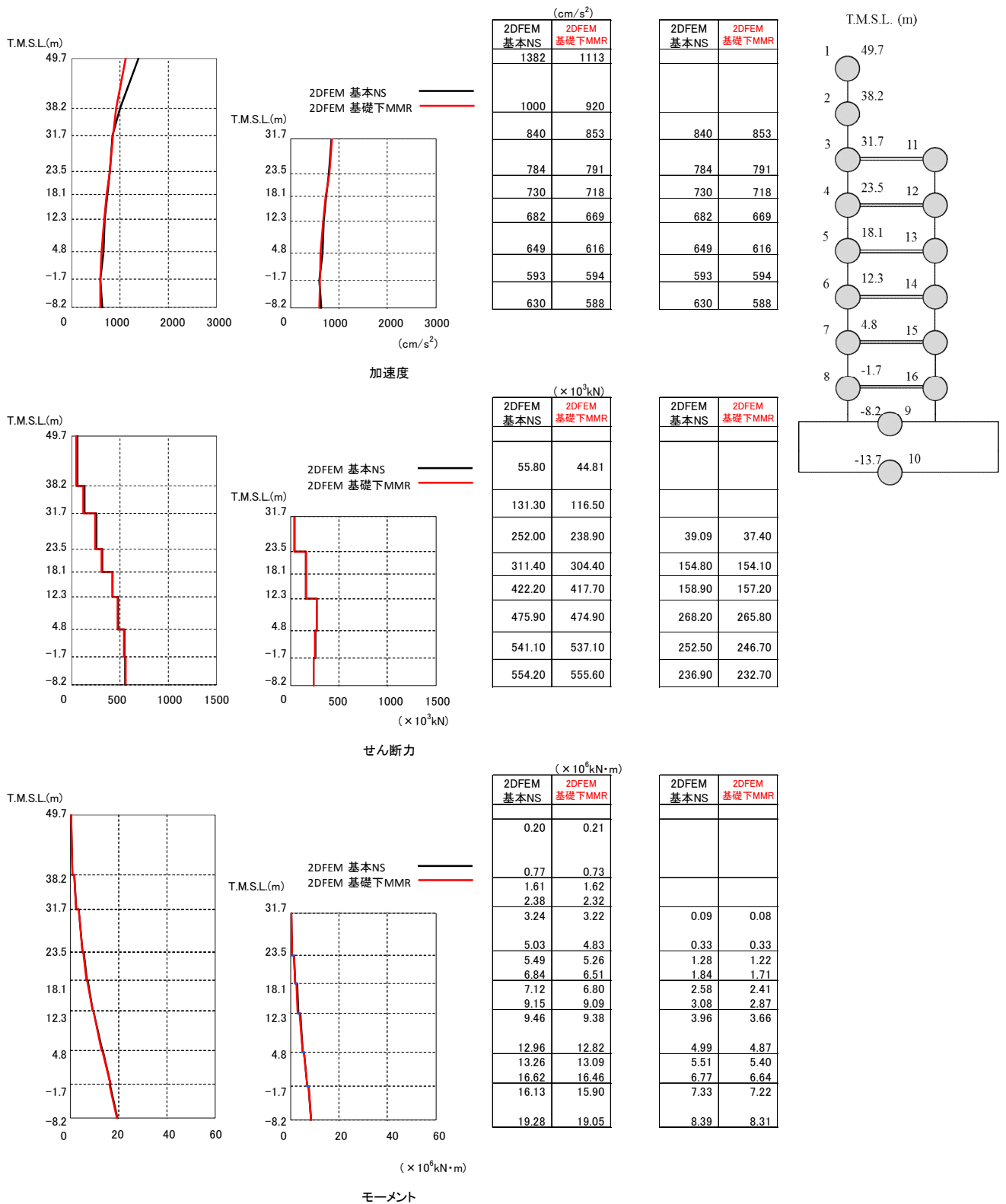


添図 5.1 K6 基礎下 MMR を考慮した 2 次元 FEM 解析モデル
の地盤メッシュ (NS 方向)

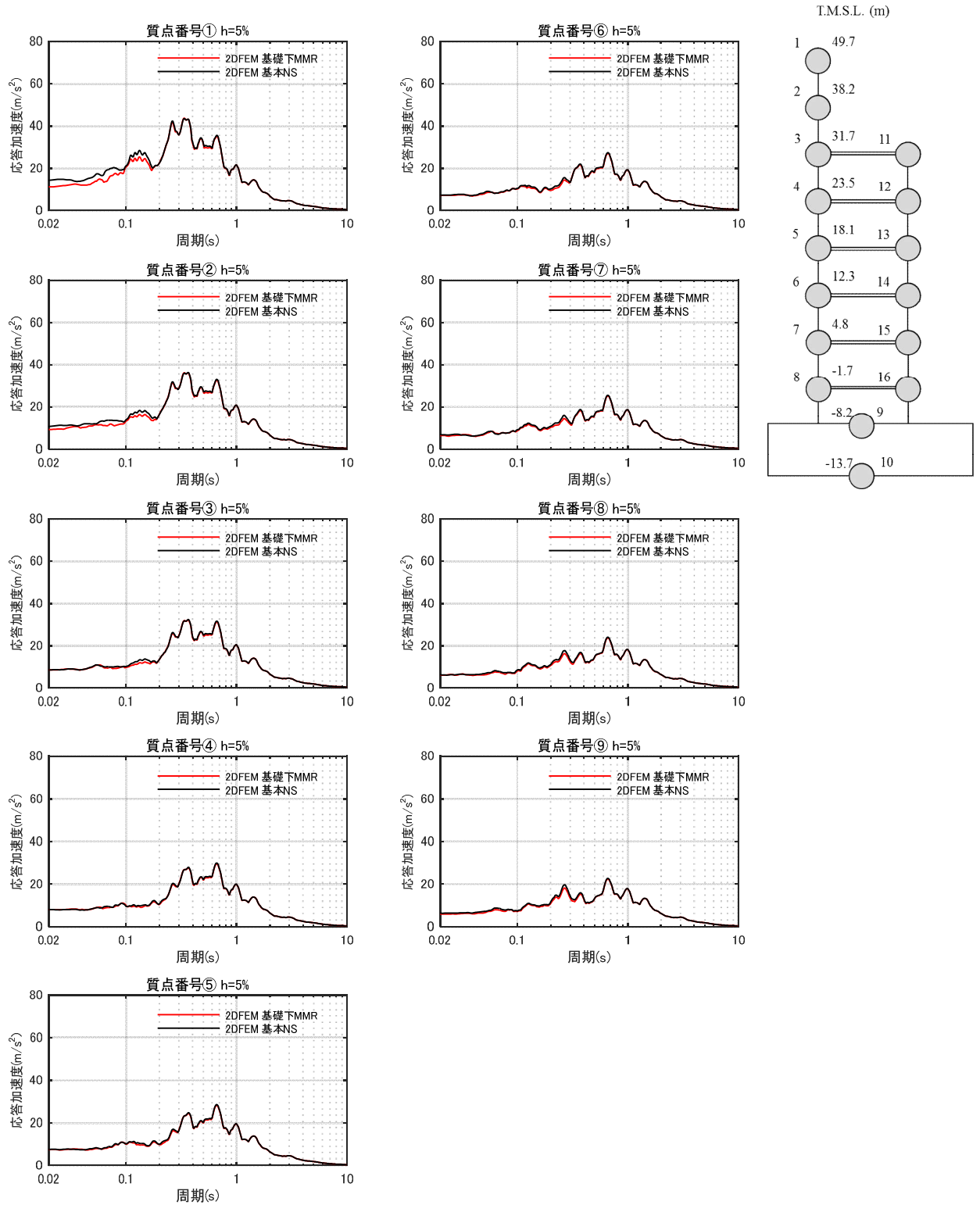
(3) 建屋応答の比較

添図 5.2～添図 5.3 に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。

建屋基礎下のマンメイドロックを考慮しても，建屋の応答は顕著な影響を受けないことを確認した。



添図 5.2 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)



添図 5.3 床応答スペクトルの比較(基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)(NS 方向) $h=5\%$

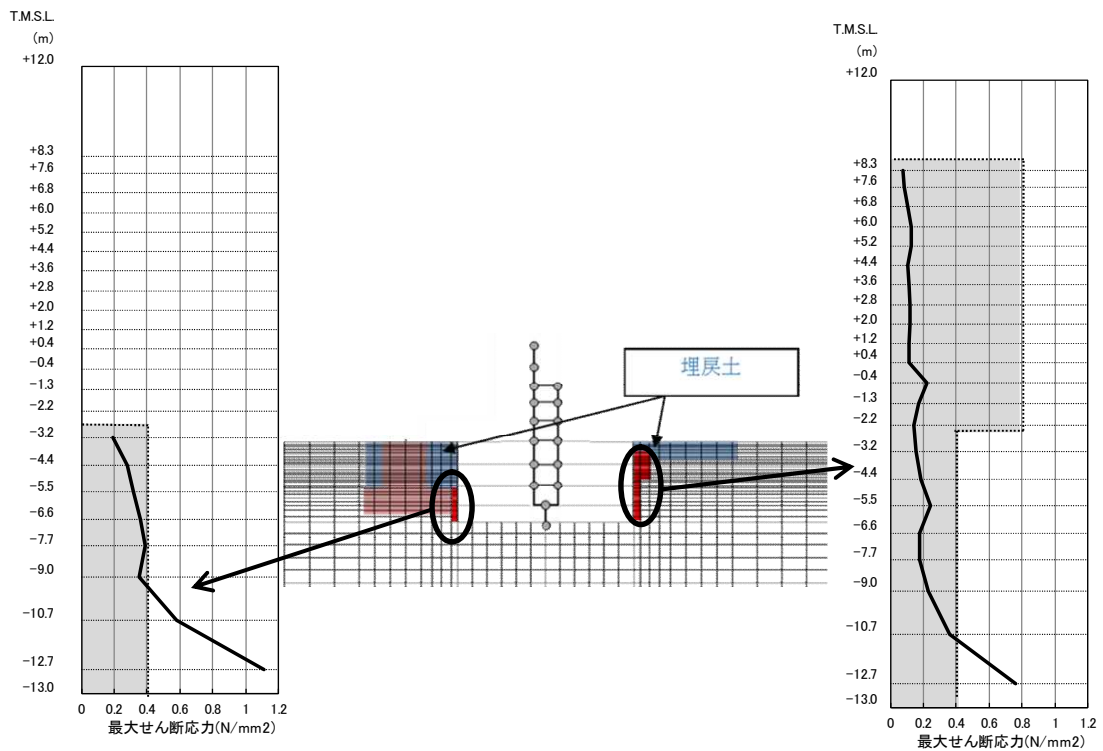
添付資料 6 建屋周辺のマンメイドロックについて

建屋外周のマンメイドロックについて、建屋周辺の埋戻し状況を詳細に模擬した解析ケース（論点③に対する検討で実施）を代表として、最大せん断応力を確認した。

建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力分布を添図 6.1 に示す。同図より、建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力は、最大でも 1.1 N/mm^2 （建屋基礎近傍の最深部）程度となっている。

これはマンメイドロックのせん断強度 1.84 N/mm^2 *（保守的に圧密圧力の影響を無視した値）以下であることから、マンメイドロックが局所的に破壊することはないと考えている。

* 出典：柏崎刈羽原子力発電所原子炉設置変更許可申請書（6号及び7号原子炉施設の変更）
（平成 25 年 9 月 27 日）



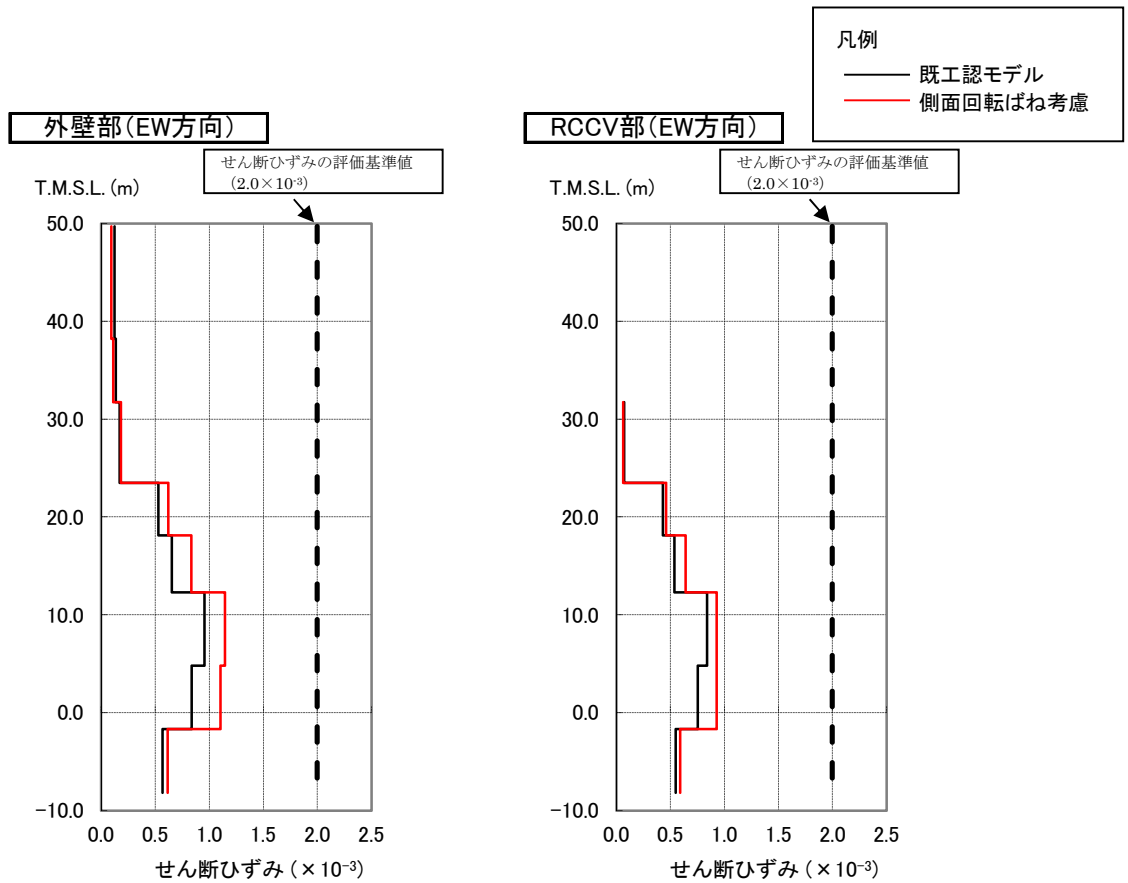
添図 6.1 建屋外周のマンメイドロックの最大応答せん断応力分布

参考資料-1 回転ばね考慮モデルと既工認モデルとの応答結果比較 (Ss-2EW 方向)

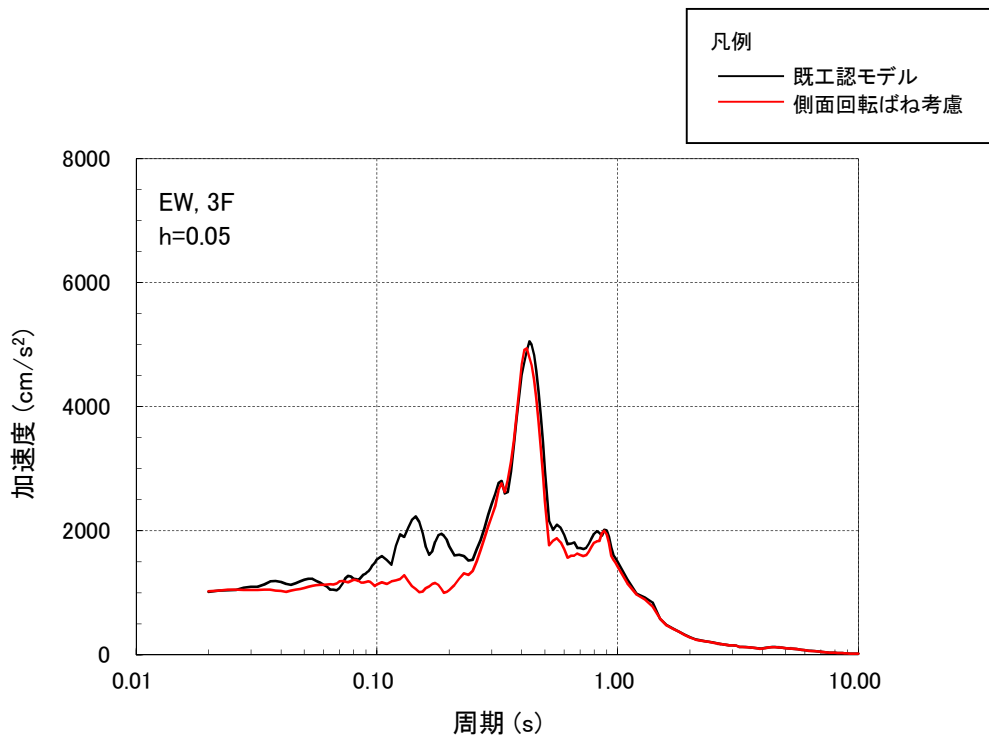
本編では Ss-1NS 方向を代表として回転ばねを考慮することの定量的な効果を示したが、ここでは接地率がわずかに Ss-1NS 方向を下回るケースとして Ss-2EW 方向の結果について参考として示す。接地率を参表-1、せん断ひずみ及び応答スペクトルを参図-1,2 に示す。

参表-1 側面回転ばねが接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

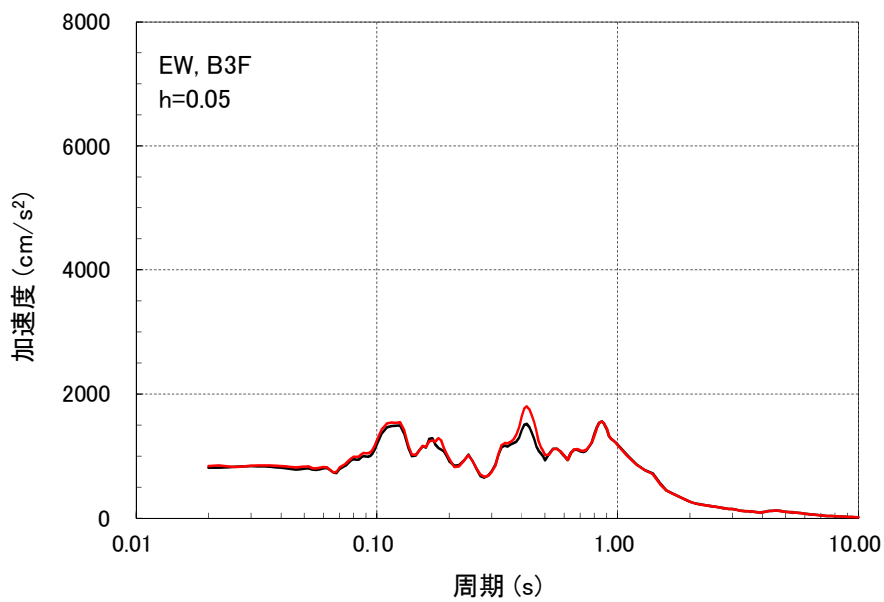
解析ケース	接地率
	EW 方向
既工認モデル	49.9%(Ss-2)
側面回転ばね考慮	67.0%(Ss-2)



参図-1 側面回転ばねを考慮することが応答せん断ひずみに与える影響 (Ss-2, EW 方向) (7号炉原子炉建屋での試算例)



(a) (3階, Ss-2, EW方向)



(b) (基礎版上, Ss-2, EW方向)

参図-2 側面回転ばねが床応答スペクトルに与える影響
(7号炉原子炉建屋での試算例)