

2.3 建屋の設置状況を踏まえた論点の抽出

NOVAK の側面回転ばねは、図 2.3.1 に示したように、建屋地下外壁部と側面地盤との間に作用するせん断力の埋め込み建屋の回転方向の変形に対する拘束効果を表現したものであり、側面回転ばねを採用することの妥当性・適用性の確認にあたっては、埋め込みの状況や建屋周辺部の状況を適切に考慮した上で、側面回転ばねの反力を負担出来ることを確認する必要があると考えられる。

6号炉原子炉建屋の地盤及び周辺建屋の設置状況の詳細について、図 2.3.2 に平面図、図 2.3.3 に断面図を示す。また、7号炉原子炉建屋についても同様に、図 2.3.4 に平面図、図 2.3.5 に断面図を示す。6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋は、建屋の構造躯体の形状と地盤への埋め込み深さが同じであることから振動性状は類似していると考えられ、また、他の建屋との位置関係についても概ね類似している。建屋地下外壁部には防水層が設けられているが、この仕様も6号炉と7号炉で共通の仕様となっている。したがって、建屋地下外壁と地盤間のせん断力による建屋拘束効果を確認するという観点を踏まえ、6号炉原子炉建屋を代表として検討を進めることとした。なお、検討結果の7号炉への適用性については6号炉原子炉建屋の検討結果を踏まえ、改めて判断することとする。

地下外壁部については図 2.3.6 に詳細を示すとおり、防水層が設けられており、建屋地下外壁が防水層を介して概ね西山モルタル（マンメイドロック）と接する状況にある。

したがって、側面回転ばねの妥当性の検討にあたっては、防水層が介在することを踏まえた上で建屋と地盤間でせん断力が伝達可能かを確認する必要があると考え、これを論点として位置づけることとした。

→【論点① 側面地盤ばねの前提である地盤-建屋間に作用する摩擦力が、建屋側面に防水層が存在する場合でも、伝達可能か】

また、今回工認で採用する地震応答解析モデル（埋め込みSRモデル）への適用性の検討にあたっては、原子炉建屋の検討に用いる基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を想定した場合でも側面回転ばねが機能することを確認することが必要と考えられる。地震時には建屋地下外壁面と側面地盤の境界部で、地盤の接触剥離の発生や土圧変動が発生することにより、建屋外壁と地盤との間に作用して建屋の動きを抑える力（せん断力や軸圧等）、すなわち、側面地盤による建屋の拘束効果が影響を受けることが想定されることから、それらの影響を考慮した上での適用性を示すことが必要であると考えられる。具体的には、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、側面地盤反力の観点ではどうかについて検討し、力のやりとり＝拘束効果が得られることを確認する。

その上で、埋め込みSRモデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答が、詳細モデルと比較して妥当かどうかを確認する必要があると考えられる。これらをあわせて2つめの

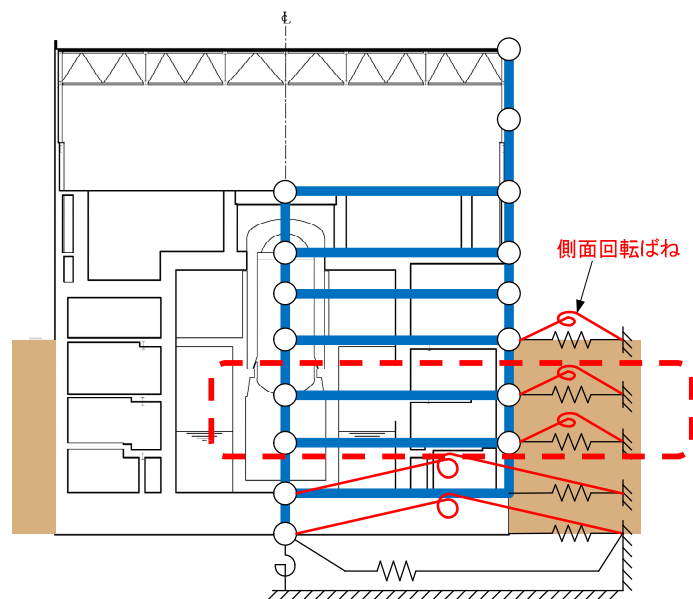
論点として位置づけることとした。

→ **【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】**

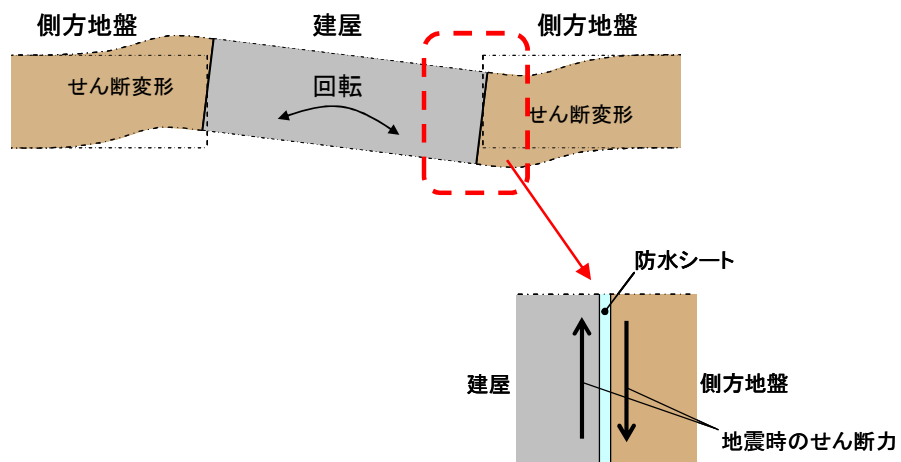
一方、図 2.3.2、図 2.3.3 に示した通り、6号炉原子炉建屋の西側側面には6号炉タービン建屋が接している。更に、建屋周辺においてマンメイドロックが複雑に打設されていることや埋め戻し土が存在することについても確認出来る。以上のような状況を踏まえると、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を踏まえた場合の側面回転ばねの適用性についても確認する必要があると考えられるため、これを3つめの論点として位置づけることとした。

→ **【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】**

以降では、以上の3つの論点を踏まえた上で、妥当性の確認方針を設定する。



(a) 原子炉建屋の埋め込み状況の概要



(b) NOVAK ばねの効果イメージ

図 2.3.1 側面回転ばねの作用機構概念

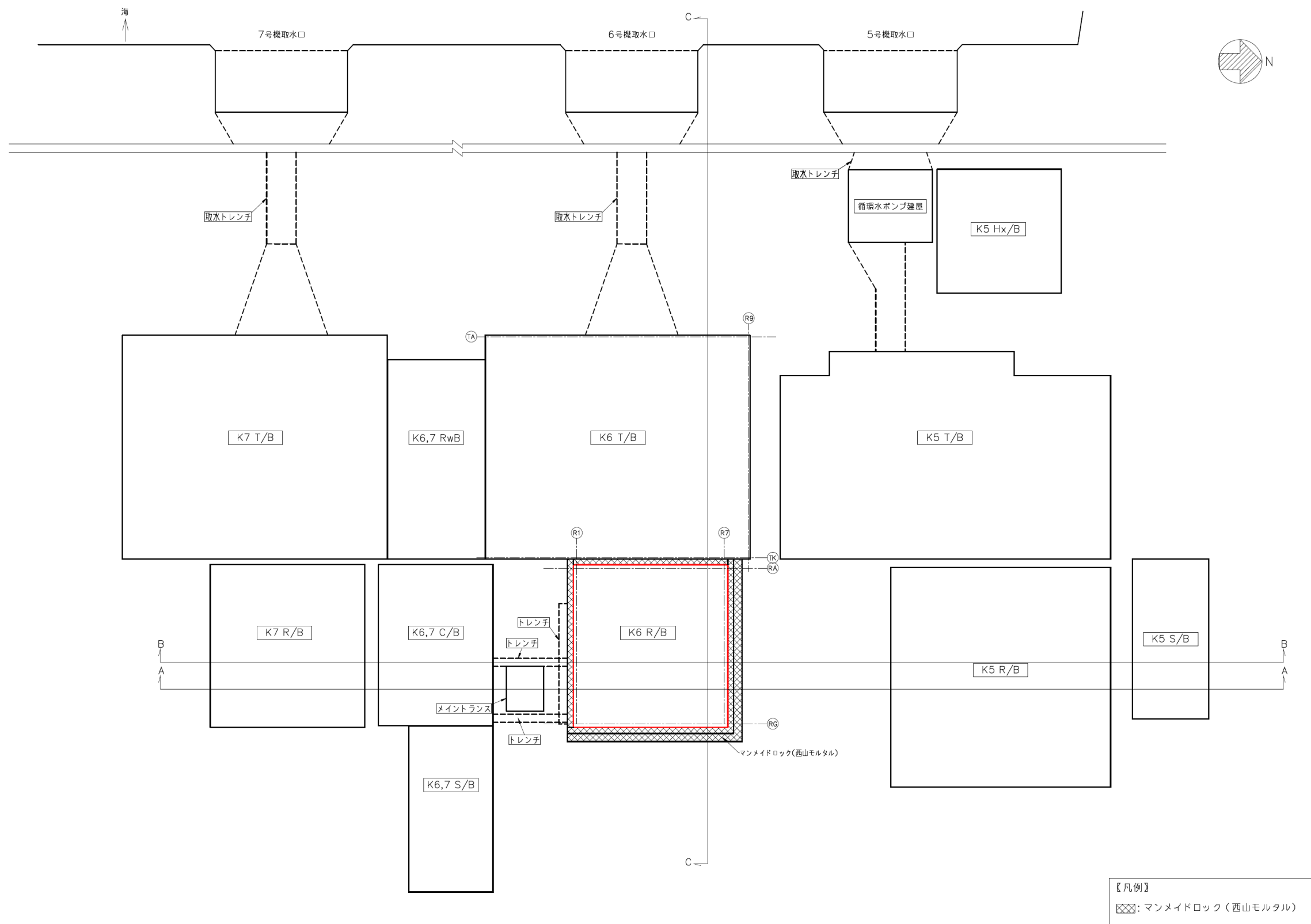
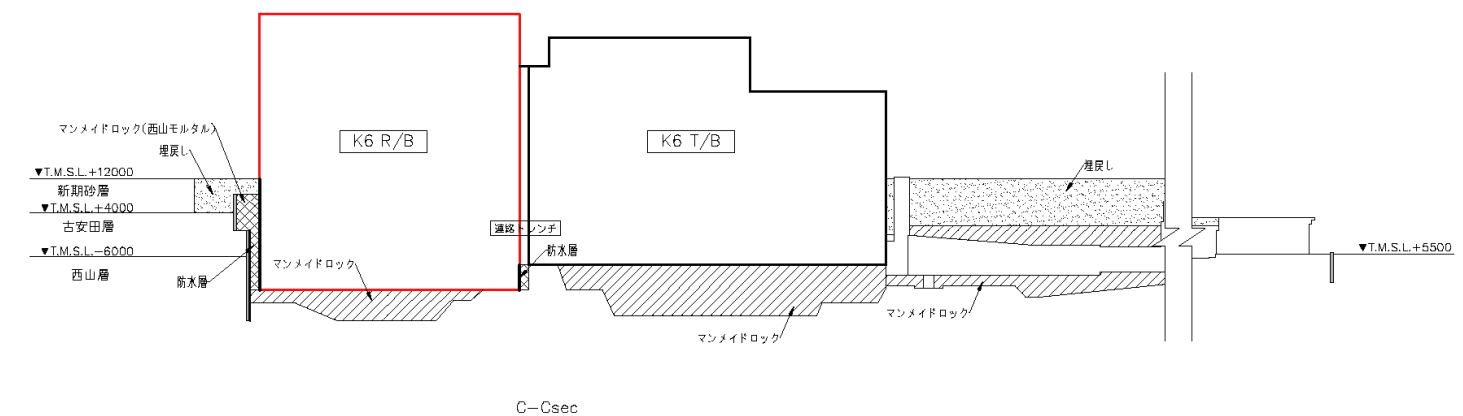
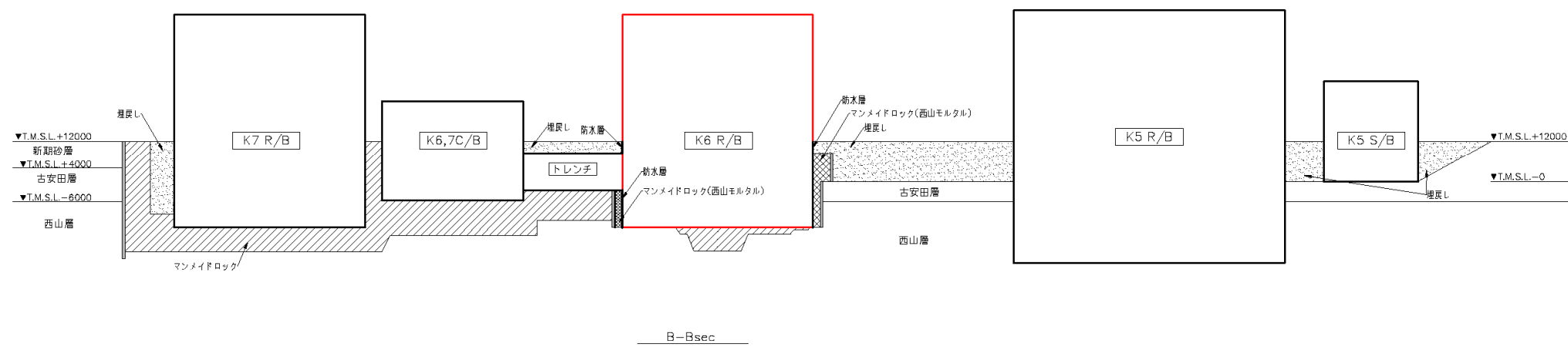
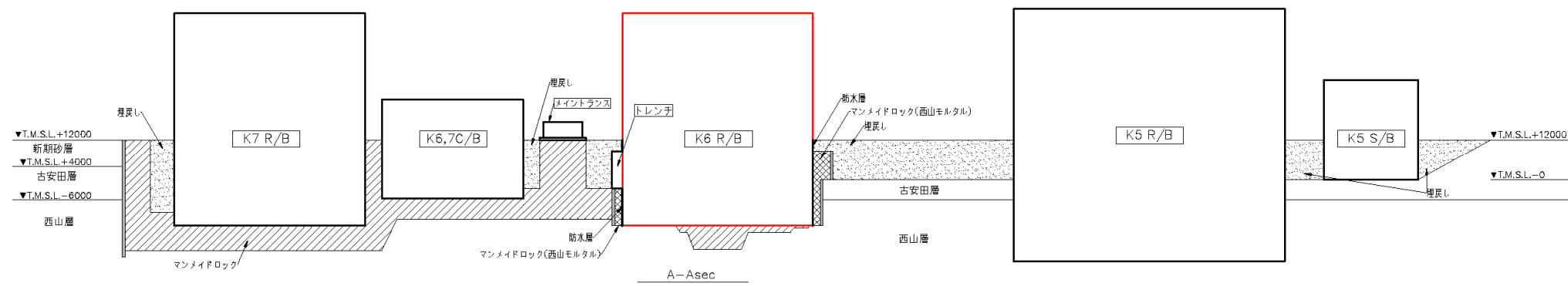


図 2.3.2 6号炉原子炉建屋の設置状況(平面図)



【凡例】

	マンメイドロック (西山モルタル)
	マンメイドロック
	埋戻し
	連壁 (t=800mm)

図 2.3.3 6号炉原子炉建屋の設置状況 (断面図)

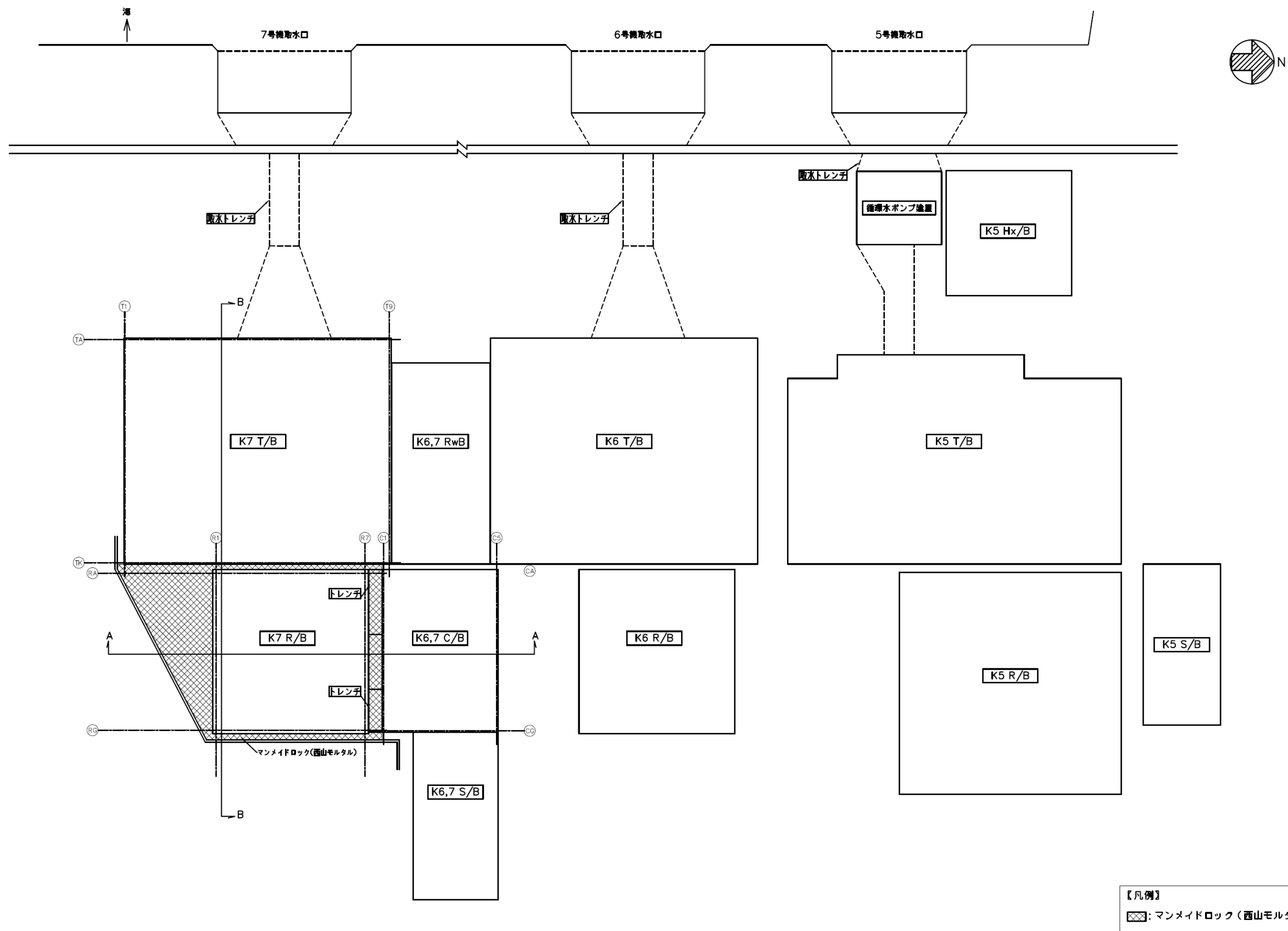


図 2.3.4 7号炉原子炉建屋の設置状況（平面図）

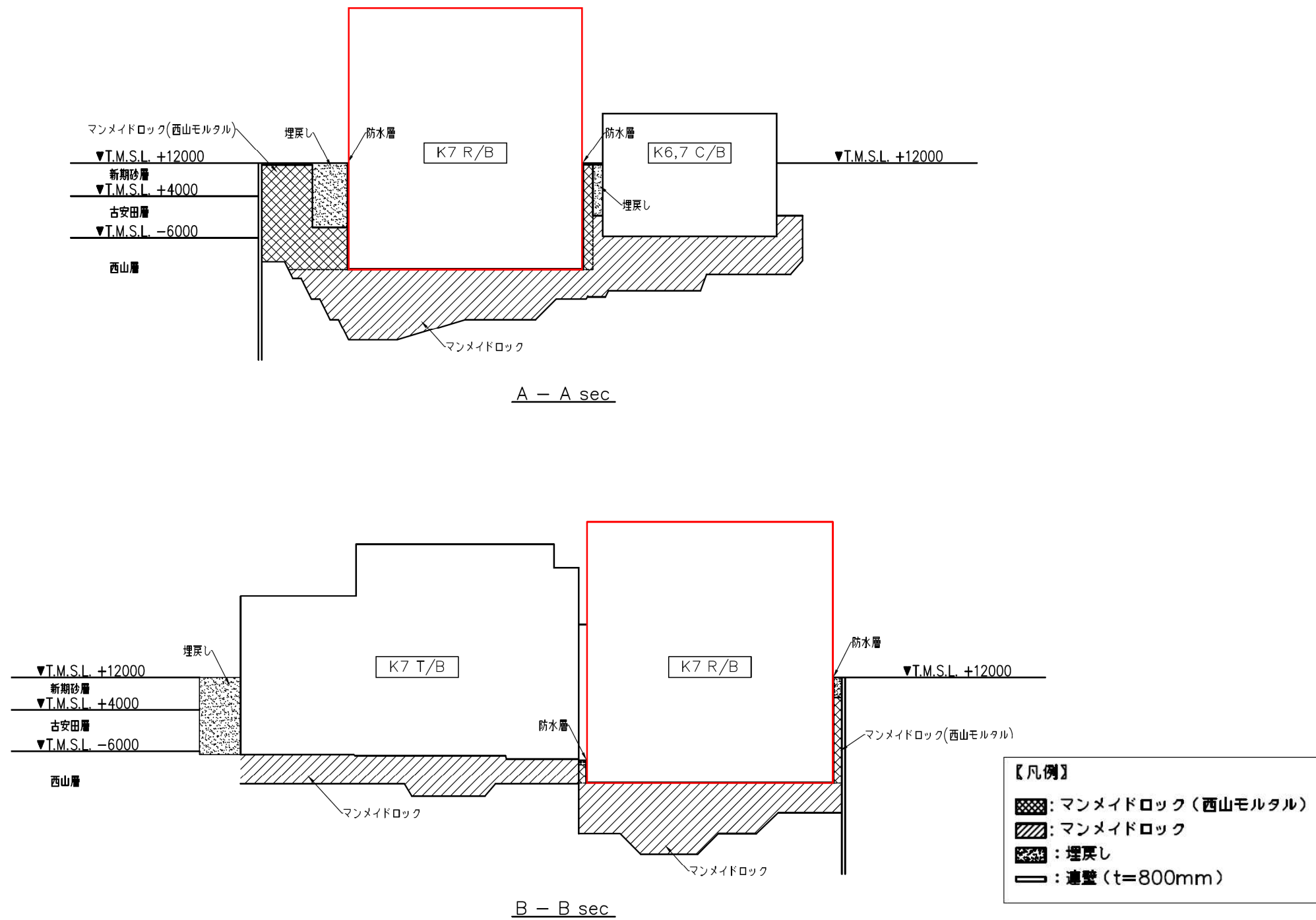


図 2.3.5 7号炉原子炉建屋の設置状況 (断面図)

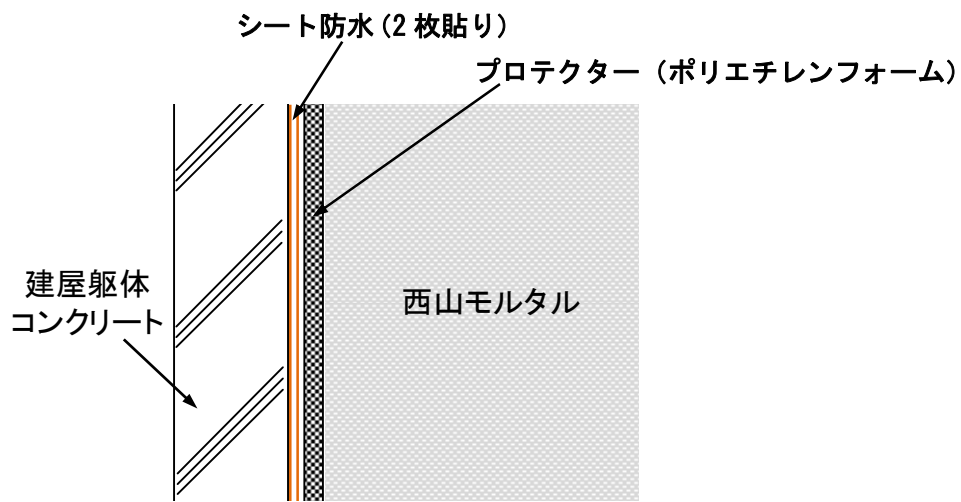


図 2.3.6 地下外壁の防水施工状況

2.4 妥当性の検討方針

2.3 で抽出した論点を踏まえて、今後の検討方針を設定することとした。検討の全体フローを図 2.4.1 に示す。

以降では、以上の3つの論点を踏まえた上で、妥当性の確認方針を設定する。

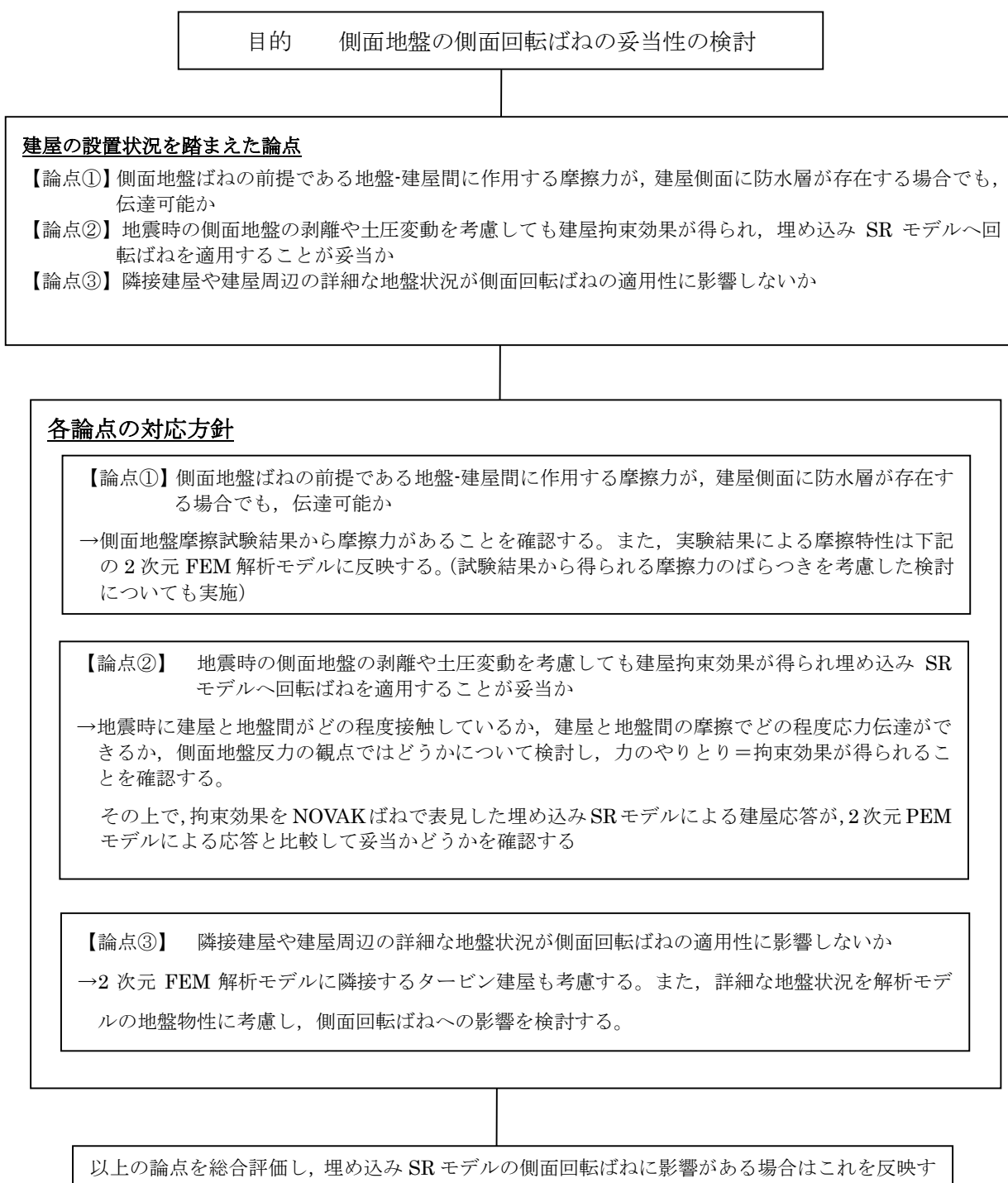


図 2.4.1 側面回転ばねの妥当性に関する全体の検討フロー

2.4.1 【論点①】 についての確認方針

【論点①】 建屋側面には防水層があるが、防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

原子炉建屋の地下外壁には図 2.3.6 に示したとおり、防水層が設置されていることから、側面回転ばねの妥当性検討にあたっては、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる摩擦力（以下、摩擦耐力と呼ぶ）を適切に設定した上で、確認を行うことが必要であると考えられる。

防水層が存在する場合の建屋-側面地盤の境界部の摩擦耐力については、地盤摩擦試験により確認する方針とした。地盤摩擦試験の実施にあたっては、図 2.4.2 に示すように実機防水仕様の状況や側面に作用する土圧による影響も踏まえたモデル化を行うこととし、試験に用いる材料（保護層、防水層等）については、試験結果の実機への適用性を考慮し、実機と同製品もしくは同等品を使用することとした。試験により得られた摩擦耐力については、側面回転ばねの妥当性確認に用いる 2 次元 FEM モデル（後述）に反映する。

なお、2 次元 FEM モデルの基礎側面と地盤間のジョイント要素の摩擦力（せん断応力-垂直圧関係）は、地盤摩擦試験結果（図 2.4.3）の平均値を採用することを基本とするが、試験結果のばらつきを考慮した場合の影響についても検討を実施する。

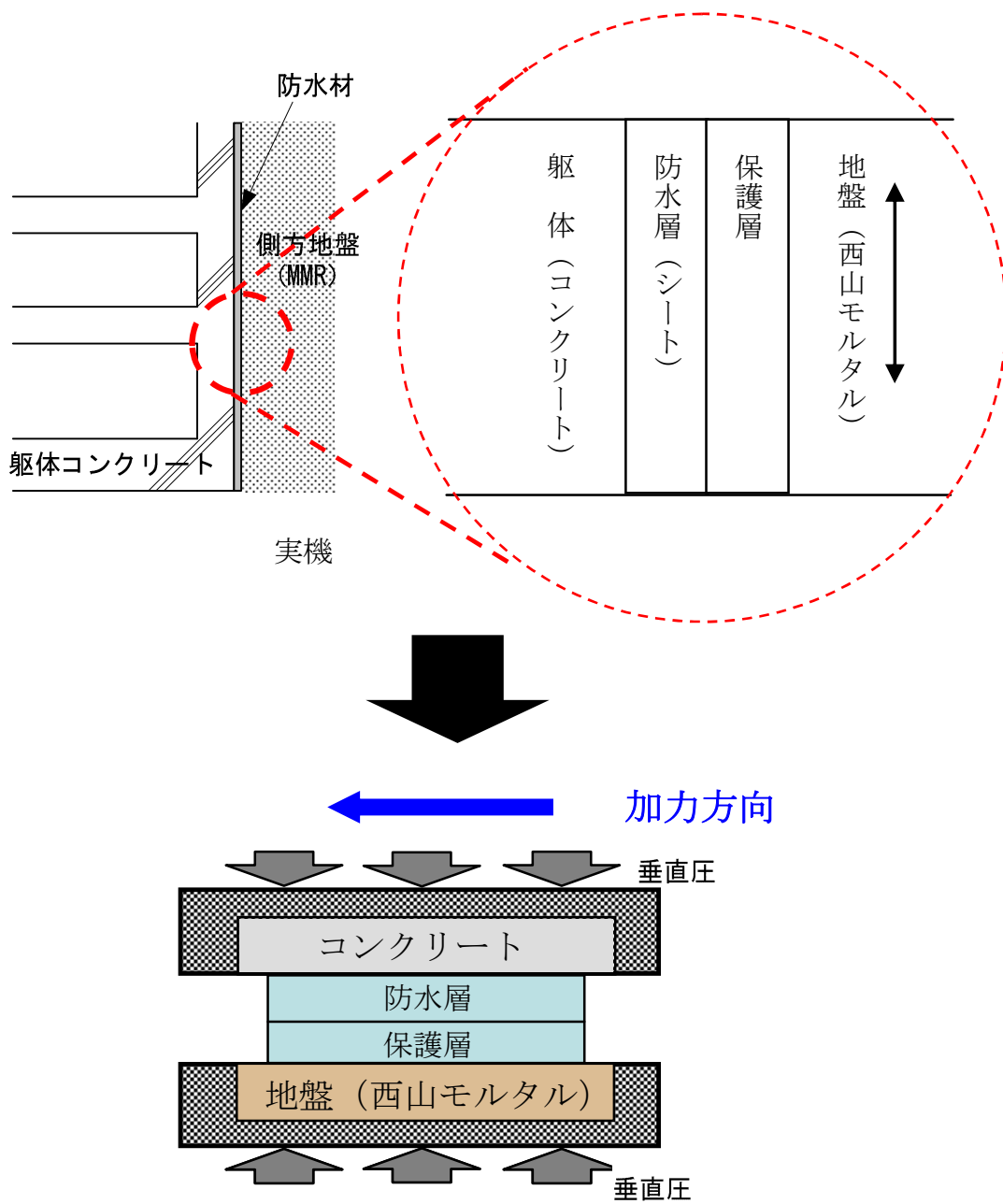
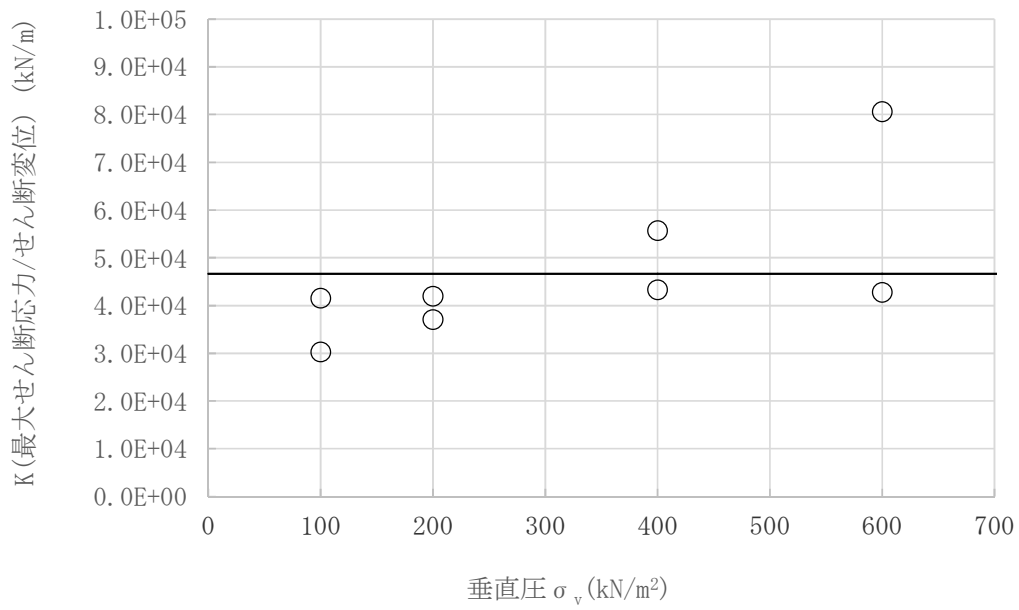
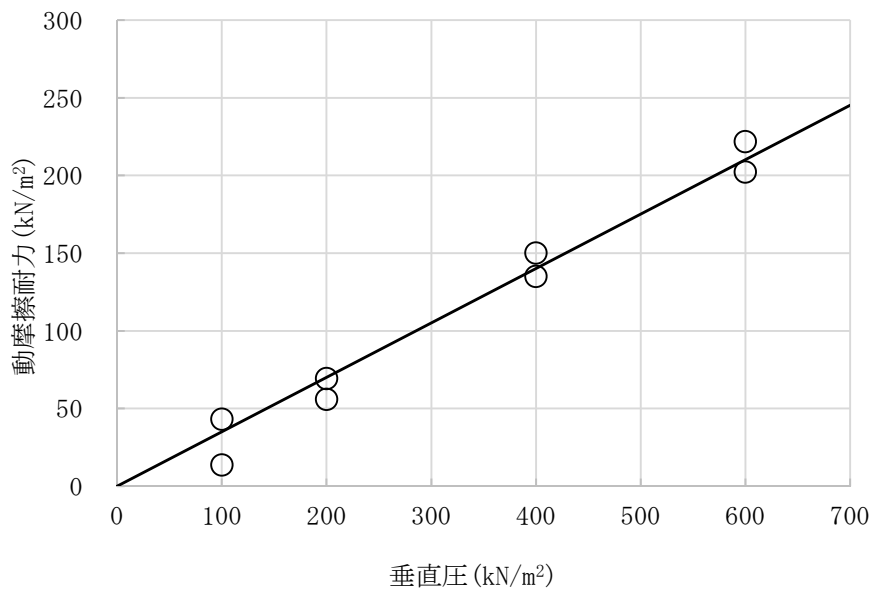


図 2.4.2 地中外壁の摩擦試験のモデル化の考え方



(せん断ばね定数と垂直圧の関係)



(動摩擦耐力-垂直圧関係)

図 2.4.3 地盤摩擦試験結果

2.4.2 【論点②】についての確認方針

【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

地震時には建屋地下外壁面と側面地盤の境界部で、地盤の接触剥離の発生や土圧変動が発生することにより、外壁側面の摩擦抵抗力が影響を受ける。そこで、FEM モデルを用いた地震応答解析を行い、基準地震動 S_s 時における建屋-側面地盤の境界部の接触剥離及び摩擦を検討する。FEM モデルには図 2.4.4 に破線で示す建屋-地盤境界部に接触剥離や摩擦を考慮したジョイント要素（軸ばねとせん断ばね）を設ける。なお、地盤の接触剥離の発生や地盤摩擦試験結果に基づく滑りを伴う動摩擦特性を考慮した解析を行うため、ここでは解析演算上の利便性の良い 2 次元 FEM モデルを用いることとした。

検討に用いるモデルを図 2.4.5 に示す。図 2.3.5 に示す解析モデルは、建屋を質点系モデルとし、地盤を成層地盤としてモデル化するが、建屋周囲に存在するマンメイドロックも考慮する。

上記の 2 次元 FEM モデルによる詳細な地震応答解析を行い、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、側面地盤反力の観点ではどうかについて検討し、力のやりとり＝拘束効果が得られることを確認する。

その上で、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答が、詳細モデルと比較して妥当かどうかを確認する。

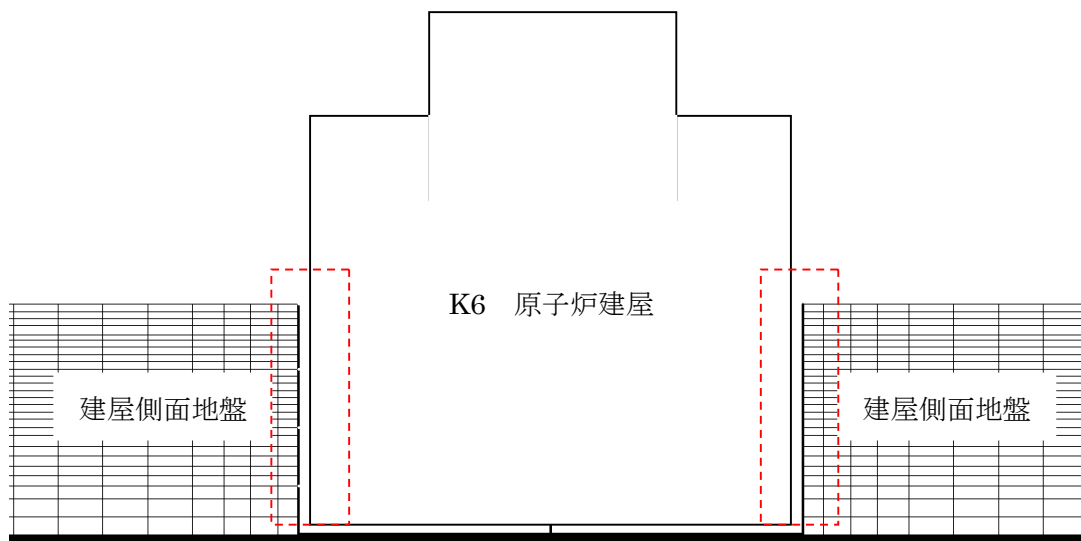
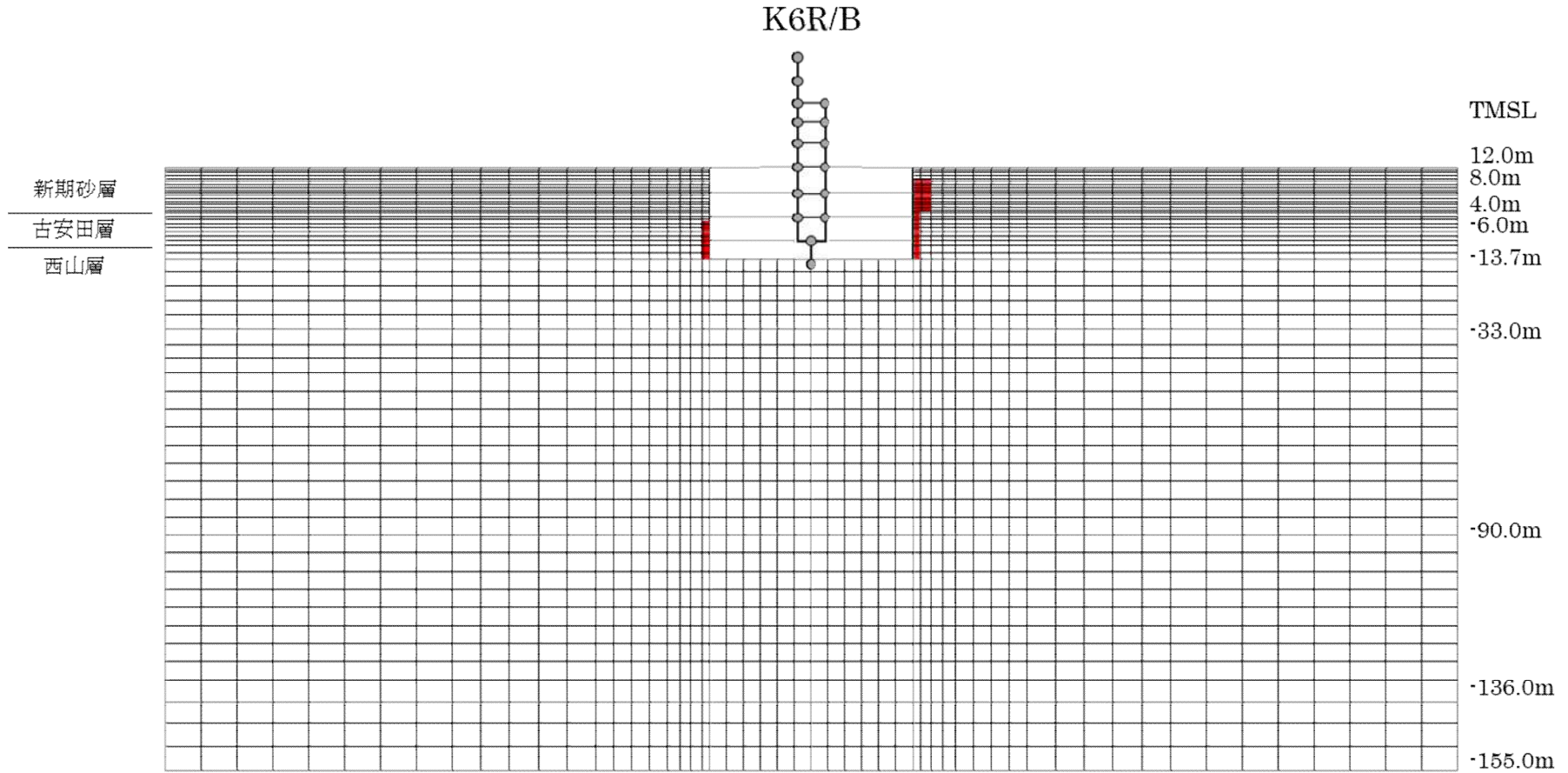


図 2.4.4 建屋と隣接地盤の剥離・接触の検討箇所



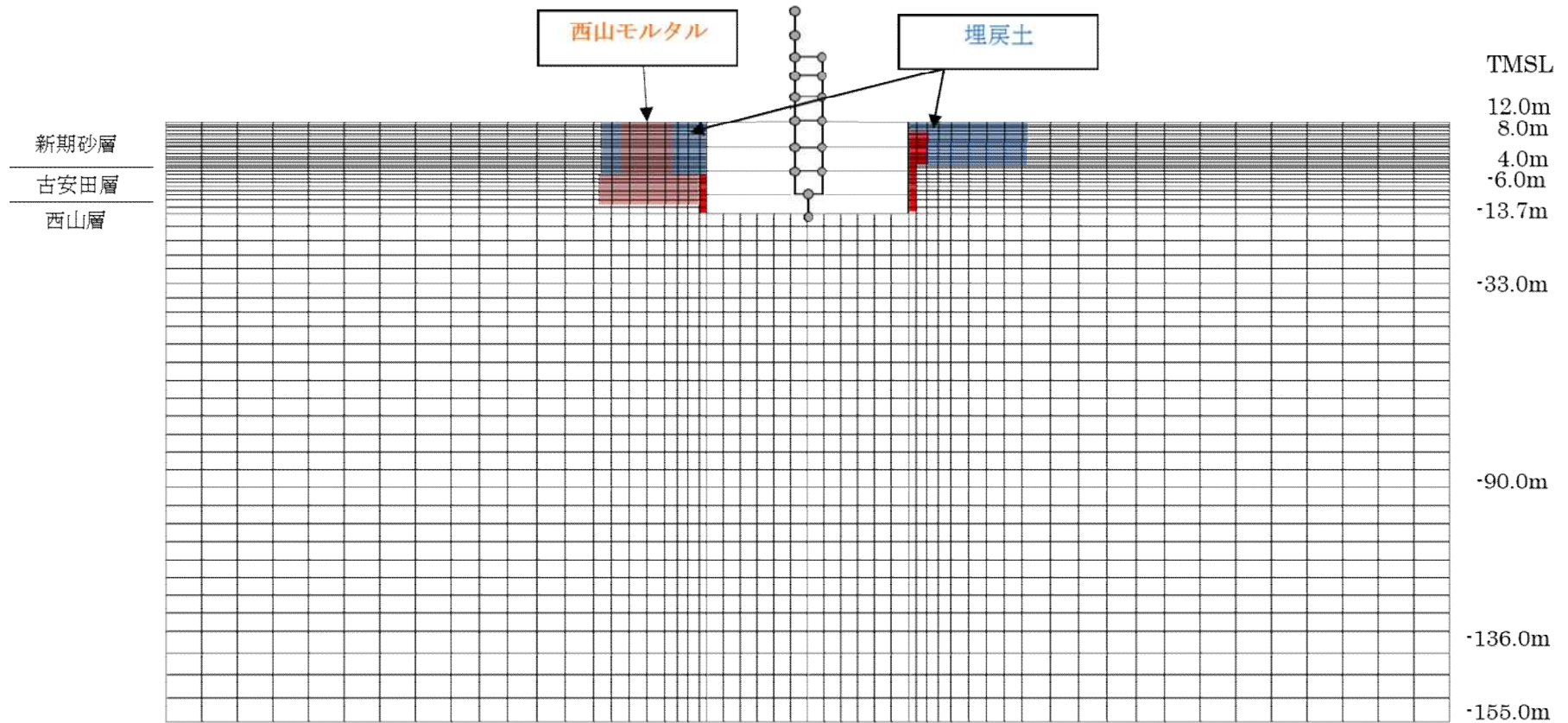
赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.5 K6R/B モデル図 (NS 方向)

2.4.3 【論点③】についての確認方針

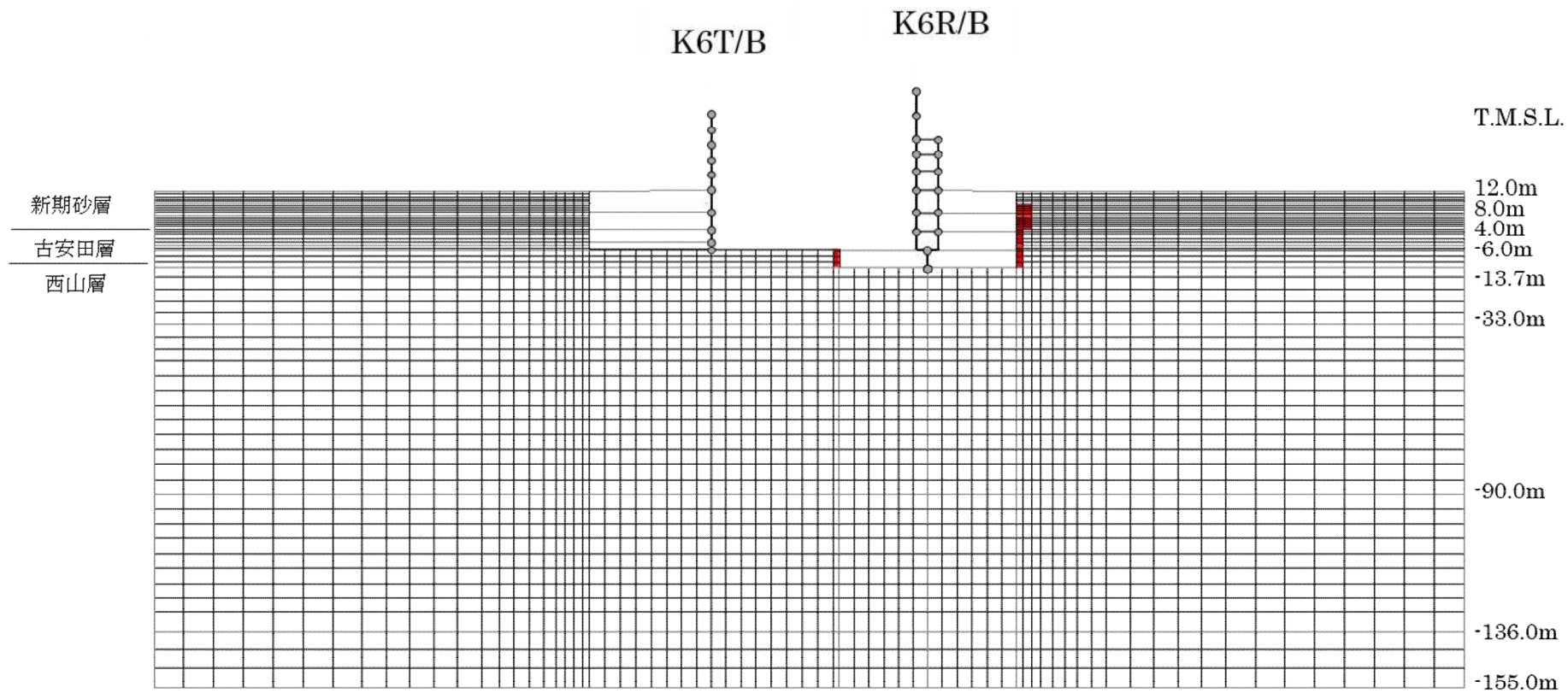
【論点③】隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

2次元 FEM による検討は、【論点②】に対する検討で用いる地盤を成層としたモデルに加えて、隣接建屋（タービン建屋）や建屋周辺の詳細な地盤状況の影響を考慮したモデルによる解析についても実施し、詳細な地盤状況を考慮することの影響を確認する。図 2.3.2 図 2.3.3 で示した周辺地盤状況のうち原子炉建屋近傍の地盤を詳細にモデル化した場合のモデル図を図 2.4.7 及び図 2.4.8 に示す。



赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.7 K6R/B モデル図 (NS 方向)



赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.8 K6R/B モデル図 (EW 方向)

3. 論点①に対する検討

(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)

3.1 試験の目的

論点①は、図 3.1.1 に示すように原子炉建屋の地下外壁が防水層を介して概ね西山モルタル（マンメイドロック）と接する状況にあり、側面回転ばねの妥当性の検討にあたっては、防水層が介在することを踏まえた上で建屋と地盤間で摩擦力が伝達可能かを確認する必要があるとの考えに基づくものである。また、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる摩擦力（以下、摩擦耐力と呼ぶ）を適切に設定した上で、論点②、論点③についての検討を進める必要がある。

ここでは、防水層が存在する場合の建屋-側面地盤の境界部の摩擦特性について、実機防水仕様と同製品もしくは同等品を用いた地盤摩擦試験（屋内試験）により確認する。また、試験より得られた摩擦特性については、論点②及び論点③として行う側面回転ばねの妥当性確認に用いる FEM モデルに反映する。

実施した地盤摩擦試験は、以下の 3 試験である。

- ① 一方向載荷試験・・・防水層を介した基本的な摩擦特性の確認
- ② 繰返し載荷試験・・・地震時の繰返し条件下での摩擦特性の確認
- ③ スケール影響試験・・・摩擦面積の寸法影響確認

また、上記試験より得られた試験結果に基づき、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる平均的な摩擦特性（せん断ばね定数及び動摩擦耐力）を設定し、論点②、論点③の検討に用いる FEM モデルの地下外壁と地盤間のジョイント要素として用いる。

図 3.1.2 に試験から評価に至る一連の検討の流れを示す。

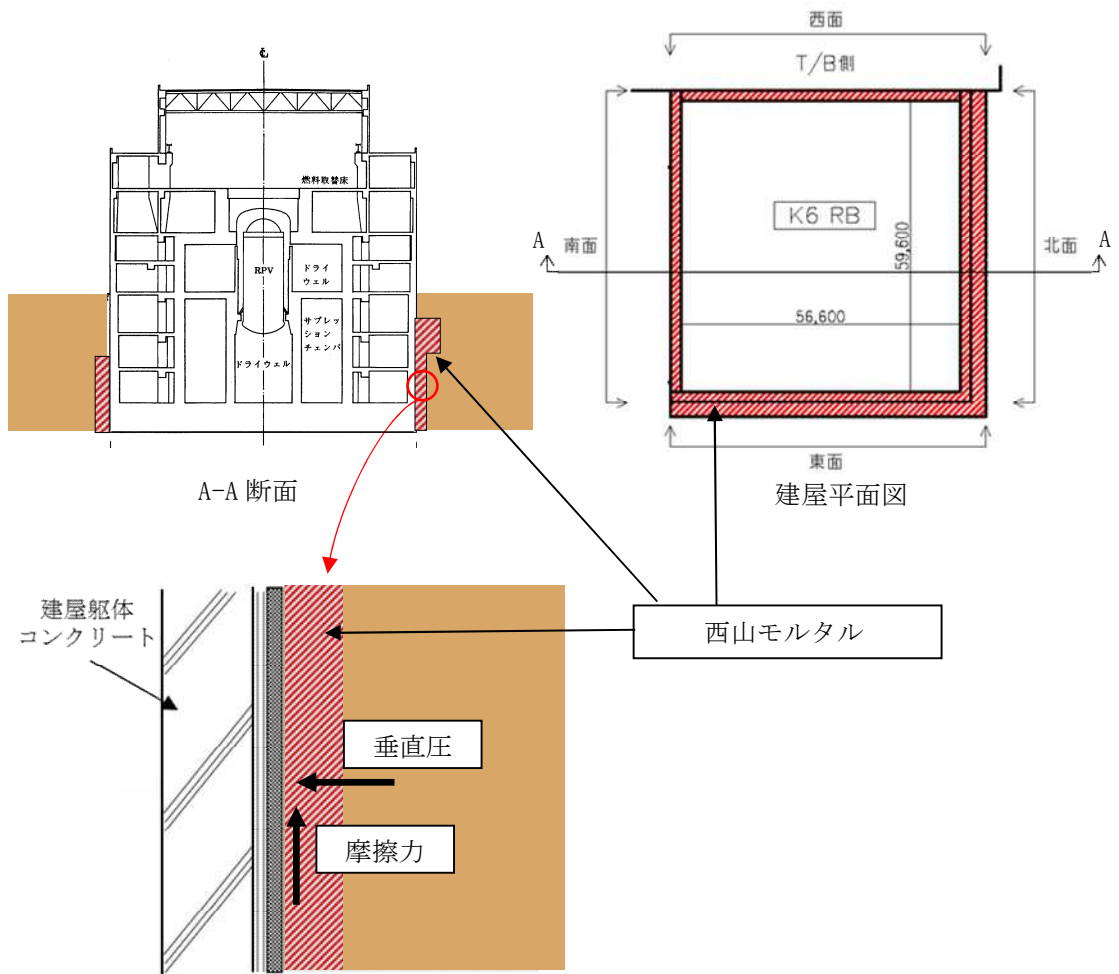


図 3.1.1 建屋外壁部の防水層と西山モルタルの位置関係

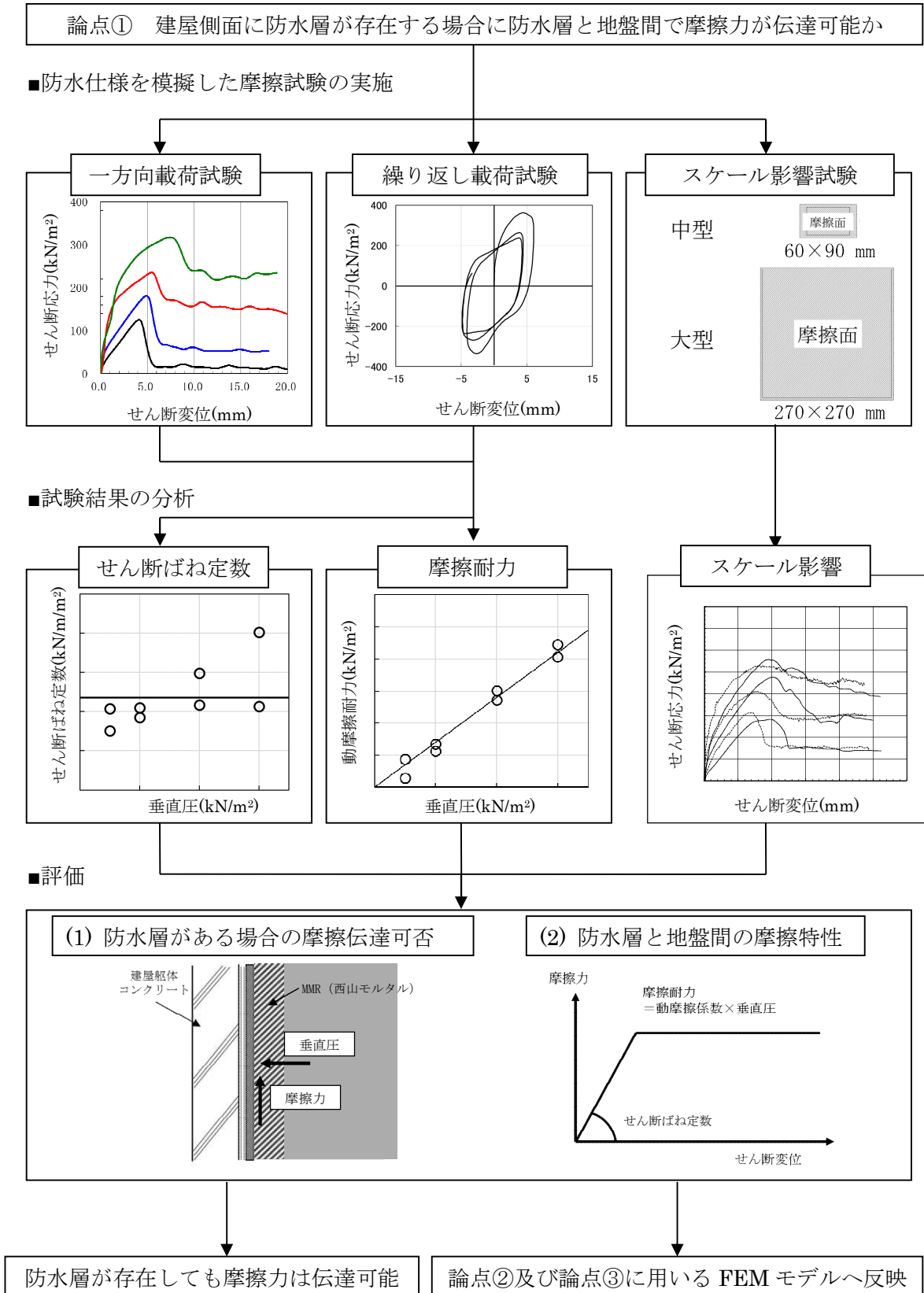


図 3.1.2 論点①に対する検討フロー

3.2 試験方法

柏崎刈羽原子力発電所の原子炉建屋等で使用されている防水層及び保護層を考慮し、これらを挟むように地盤と躯体からなる供試体を製作する。この供試体に対して、せん断加力試験を行い、摩擦特性を把握する。

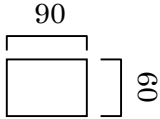
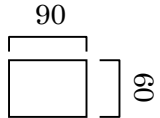
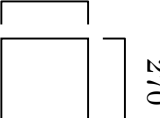
3.2.1 試験方法の概要

試験は、以下に示す一方向載荷及び繰返し載荷試験とスケール影響試験を実施する。表 3.2.1 に試験計画の概要を示す。

一方向載荷及び繰返し載荷試験では、一方向載荷や繰返し載荷が可能な試験装置を用いて、せん断加力試験を実施し、摩擦特性データを取得する。

スケール影響試験では、摩擦面積の寸法影響を把握するため、大型供試体及び中型供試体を作成し、せん断加力試験を実施する。なお、一方向載荷及び繰返し載荷試験結果より、防水層の部分では滑らず、保護層と西山モルタルの間で滑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する。

表 3.2.1 試験計画概要

試験	目的	概要	摩擦面の試験寸法(mm)	使用試験装置
①一方向載荷試験	防水層の基本的な摩擦抵抗特性を把握する。	建屋側面の構造を模擬した供試体を作成し、一方向載荷(滑り開始時の載荷速度が概ね下記の繰返し載荷試験と同程度となる 25mm/s で載荷)による一面せん断試験を実施する。	 <p>90 60</p>	一面せん断試験装置
②繰返し載荷試験	防水層への動摩擦特性を把握する。	建屋側面の構造を模擬した供試体を作成し、繰返し載荷(建屋-地盤連成系一次周期相当の 2Hz で載荷)による一面せん断試験を実施する。		
③スケール影響試験	摩擦面積の寸法影響を確認する。	西山モルタルと保護層を模擬した中型供試体を作成し、静的一方向載荷試験(0.02mm/minで載荷)を実施する。	 <p>90 60</p>	一面せん断試験装置
		西山モルタルと保護層を模擬した大型供試体を作成し、静的一方向載荷試験(0.02mm/minで載荷)を実施する。	 <p>270 270</p>	大型一面せん断試験装置

3.2.2 建屋側面構造の室内試験へのモデル化

実際に施工された建屋側面の構造は、図 3.2.1 に示すとおり、躯体（コンクリート）、防水シート、保護層、地盤（西山モルタル）からなる。

一方向荷重及び繰返し荷重試験では上記の建屋側面の構造を模擬するため、図 3.2.2 に示すような供試体を製作する。なお、供試体の製作も、実際の施工手順に概ね準じることとし、先ず躯体コンクリートを打設、その上に1層目の防水シートを接着する。次に、別途敷設した2層目の防水シートに保護層を接着、その上に西山モルタルを打設する。最後に、1層目と2層目の防水シート間を接着する手順で行う。

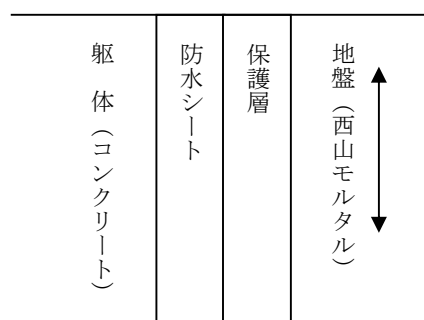


図 3.2.1 躯体～地盤間の構造

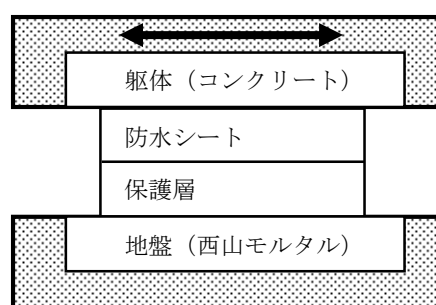


図 3.2.2 供試体（標準）

また、前述のとお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する。各試験に用いる供試体について、図 3.2.3 に示す。

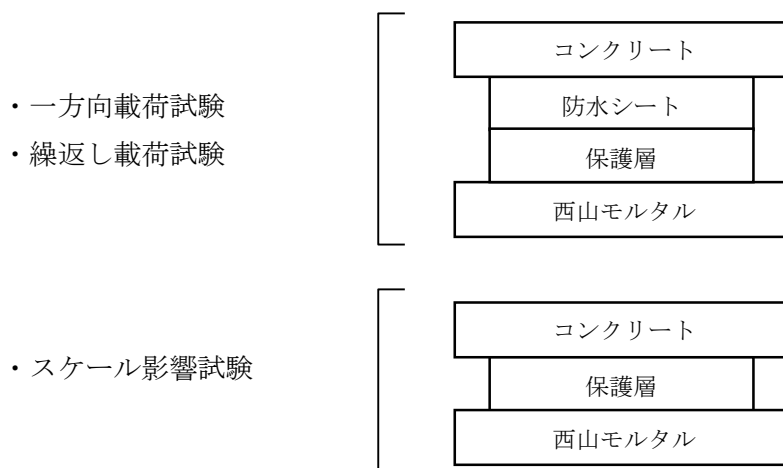


図 3.2.3 各試験に用いる供試体

保護層及び防水シートは基本的には実機で用いられた材料を用いることとし、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉で用いられた材料を調査した。調査した結果、対象となる材料が製造されていない場合は、同等品を用いた。なお、一般的に合成ゴムや合成樹脂材料（接着剤を含む）の経年劣化要因として熱・紫外線・酸素などが挙げられるが、土中環境においては、比較的影響が小さいと考えられる。

実機の調査結果及び試験で用いることとした材料を整理して表 3.2.2 に示す。

表 3.2.2 実機材料の調査結果及び試験に用いる材料

使用材料	6号炉・7号炉	試験に用いる材料	備考
1 プライマー	サンタックプライマー SR-200 <早川ゴム(株)>	サンタックプライマー SR-200 <早川ゴム(株)>	—
2 接着剤	サンタックボンド T <早川ゴム(株)>	サンタックボンド PB-50 <早川ゴム(株)>	注1
3 1層目 防水シート	サンタックルーフ R-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	サンタックルーフ TY-400 t=2.0mm <早川ゴム(株)>	注2
4 接着剤	サンタックボンド T <早川ゴム(株)>	サンタックボンド PB-50 <早川ゴム(株)>	注1
5 2層目 防水シート	サンタックルーフ TY-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	サンタックルーフ TY-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	—
6 接着剤	水性ボンド <(株)エイ・アール・センター>	水性ボンド <化研マテリアル株>	注3
7 保護層	デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ ォーム t=7mm <奥山化工業(株)>	デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ ォーム t=6mm <奥山化工業(株)>	注4
8 西山モル タル	西山泥岩を細かく砕いた ものと砂をセメント系固化材 と水で固化させたもの	同左	注5

(注1) 実機と同製品は製造していないので、メーカーが指定する同等品を使用

(注2) 実機と同製品は製造していないので、メーカーが指定する同一素材の同等品を使用

(注3) 実機と同製品は製造していないので、防水専門会社（奥山化工業(株)）が指定する他メーカーの同等品を使用

(注4) t=7mm は製造していないので、試験に保護材の厚みによる影響は小さいと考え、同一メーカー・同一素材の t=6mm を使用

(注5) 西山モルタルの基本調合は、下表のとおり

西山モルタルの基本調合

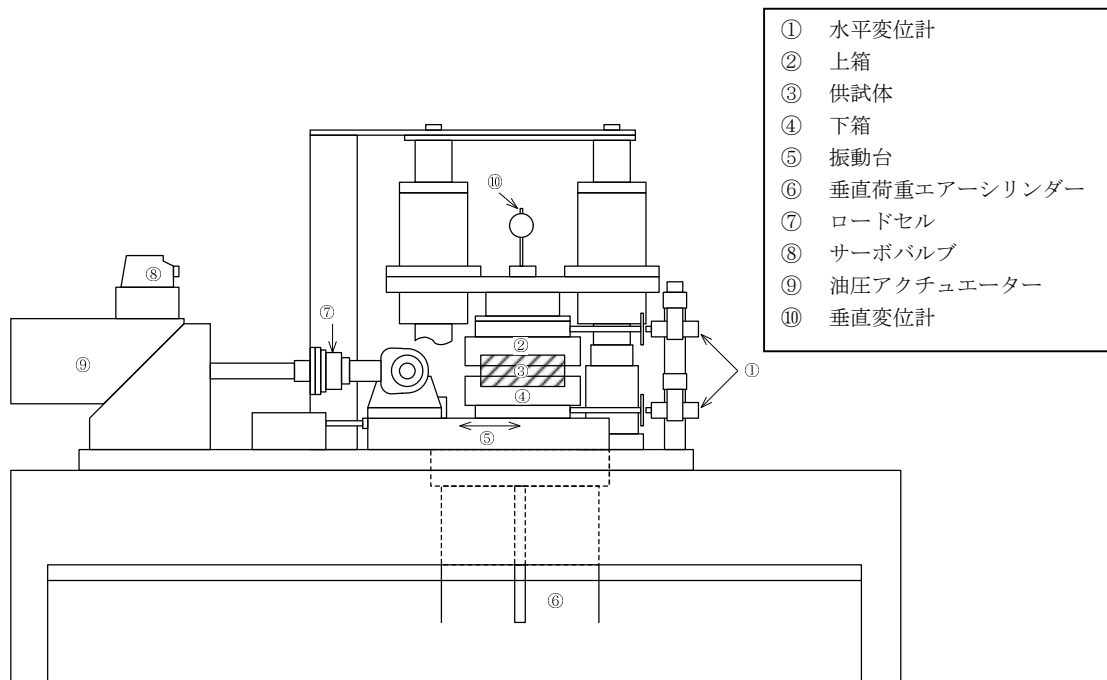
単位量(kg/m ³)				単位容積重量(t/m ³)
西山泥岩	砂	固化材	水	
230	700	180	600	1.71

3.2.3 試験装置

試験装置の仕様を表 3.2.3 に、試験装置を図 3.2.4～図 3.2.7、写真 3.2.1～写真 3.2.2 に示す。

表 3.2.3 試験装置の仕様

試験装置名称	最大供試体寸法 (mm)	加力方法	最大変位 (mm)
一面せん断 試験装置	縦 70×横 120	静的加力 動的加力（繰返し加力）	20
大型一面せん断 試験装置	縦 300×横 300	静的加力	50



- ① 水平変位計
- ② 上箱
- ③ 供試体
- ④ 下箱
- ⑤ 振動台
- ⑥ 垂直荷重エアシリンダー
- ⑦ ロードセル
- ⑧ サーボバルブ
- ⑨ 油圧アクチュエーター
- ⑩ 垂直変位計

図 3.2.4 一面せん断試験装置

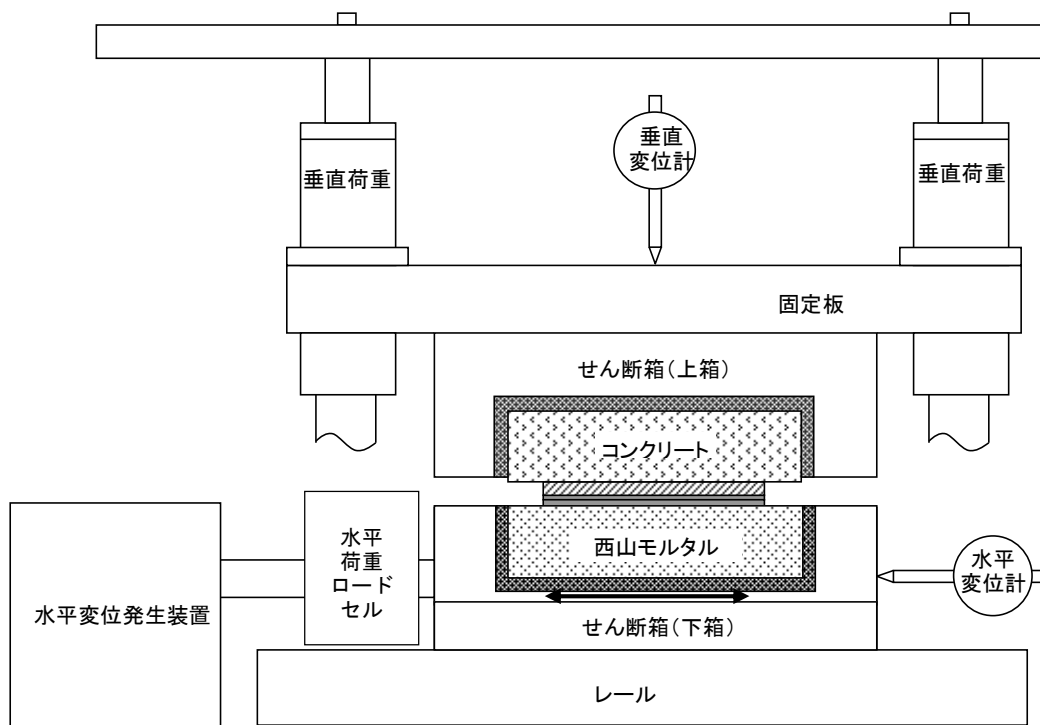


図 3.2.5 一面せん断試験装置 (詳細図)



写真 3.2.1 一面せん断試験装置全景

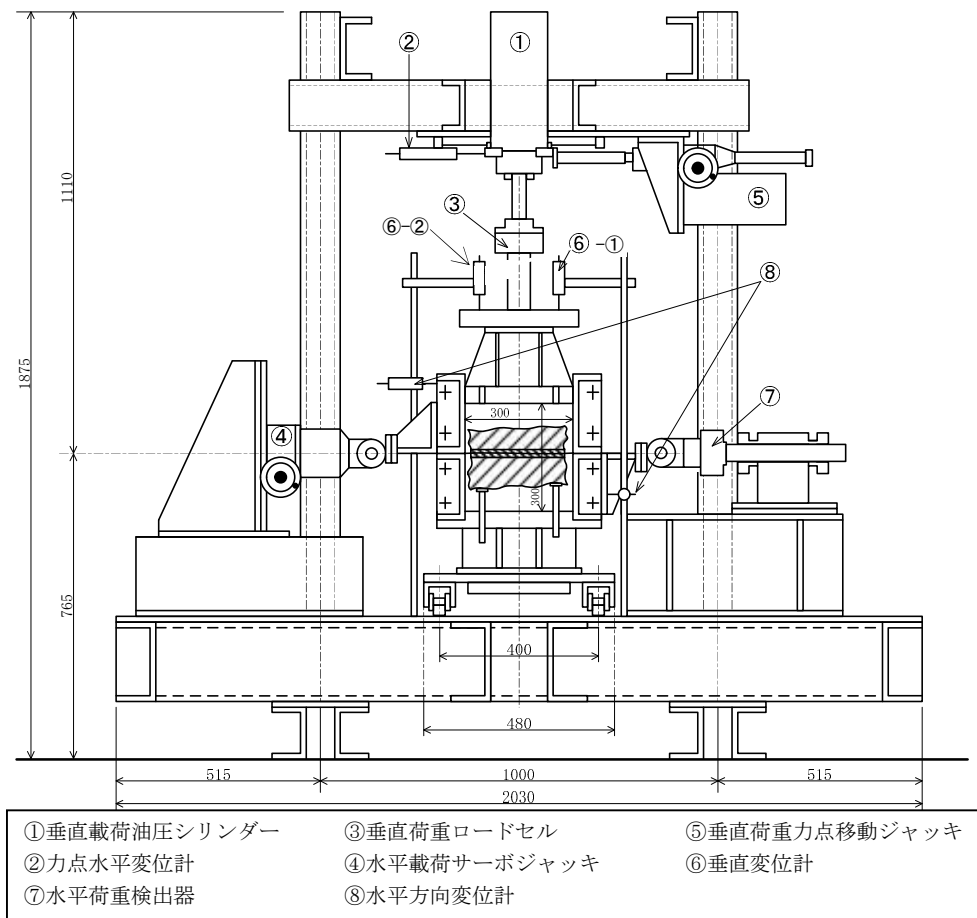


図 3.2.6 大型一面せん断試験装置

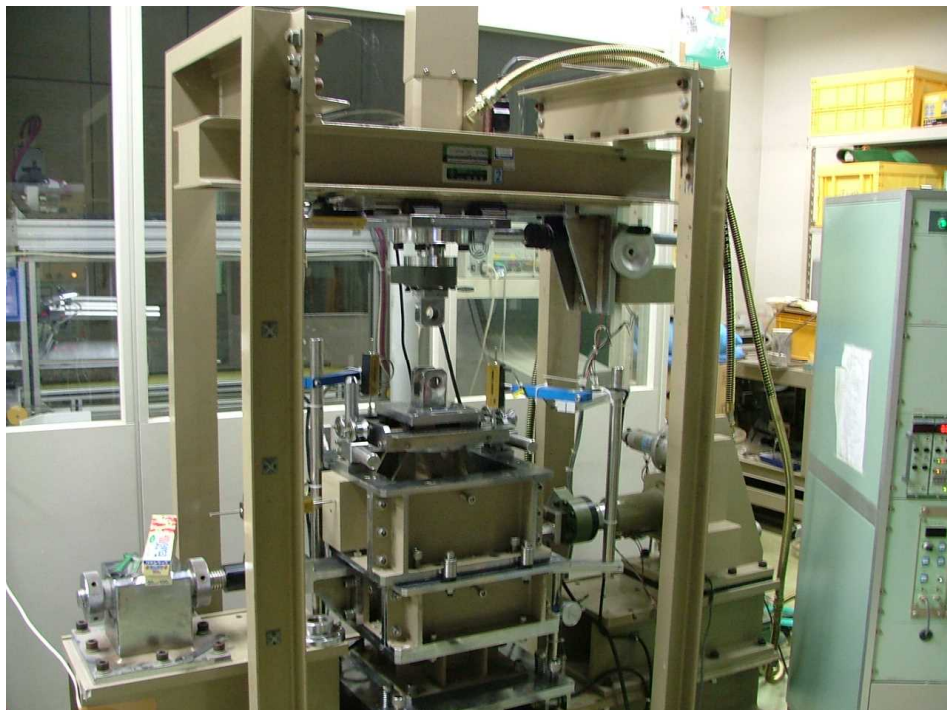


写真 3.2.2 大型一面せん断試験装置全景

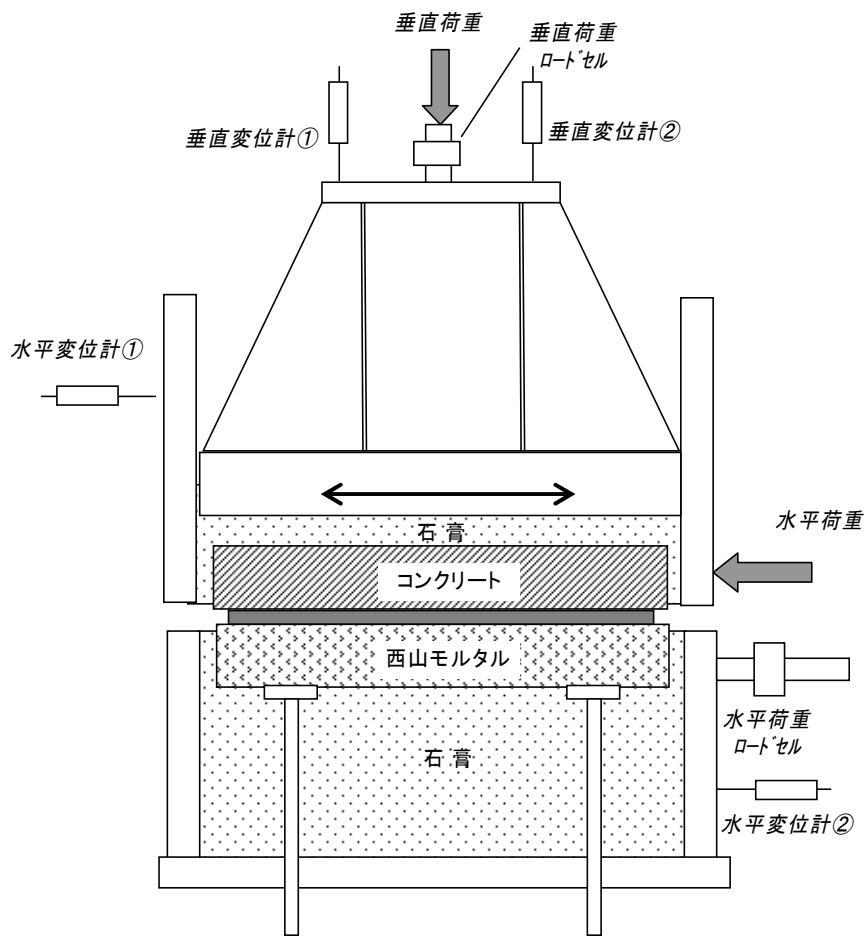


図 3.2.7 大型一面せん断試験装置概念図

3.3 一方向載荷及び繰返し載荷試験

3.3.1 目的

一方向載荷及び繰返し載荷試験の2種類の動的試験を行うことで、建屋-側面地盤の境界部に防水層が存在する場合の静止摩擦抵抗～動摩擦抵抗状態に至る一連の基本的な摩擦特性及び地震時の繰返し条件を想定した場合の動摩擦特性の確認を目的とする。

3.3.2 試験ケース

一方向載荷及び繰返し載荷試験の試験ケースを表 3.3.1 に示す。

なお、原子炉建屋の埋め込み深さは約 25m であり、常時土圧は～250kN/m² 程度である。地震時には、この静土圧に動土圧の変動分が加算される。ここでは、地震時土圧の変動が摩擦特性に及ぼす影響の有無を確認するため試験体に作用させる垂直圧に幅をもたせることとし、垂直圧を 100kN/m²～600kN/m² と設定した。

表 3.3.1 一方向載荷及び繰返し載荷試験ケース

ケース	加力方法	供試体サイズ (mm)	垂直圧 (kN/m ²)
1-1	一方向載荷	幅 60× 加力方向 90	100
1-2			200
1-3			400
1-4			600
1-5	繰返し載荷		100
1-6			200
1-7			400
1-8			600

3.3.3 供試体

供試体は、実機の状態を模擬できるように実機の方法仕様あるいは同等品を用い、さらに保護層に西山モルタルを打設して製作する。

供試体を図 3.3.1 に示す。

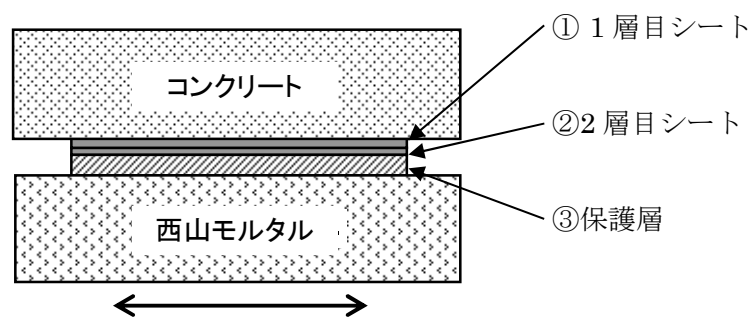


図 3.3.1 一方向荷重及び繰返し荷重試験供試体

3.3.4 試験結果（一方向載荷試験）

(1) せん断応力-せん断変位関係

試験の結果得られた最大せん断応力とその時のせん断変位の一覧を表 3.3.2 に、せん断応力-せん断変位関係を図 3.3.2（図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。

- ① 静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力は 125～317kN/m²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 15mm 以上まで安定的に保持された。

表 3.3.2 一方向載荷試験 試験結果一覧

試験 No.	垂直圧 (kN/m ²)	最大せん断応力 (kN/m ²)	せん断変位*1 (mm)
1-1	100	125	4.1
1-2	200	181	4.9
1-3	400	236	5.4
1-4	600	317	7.4

*1 最大せん断応力を示した時のせん断変位

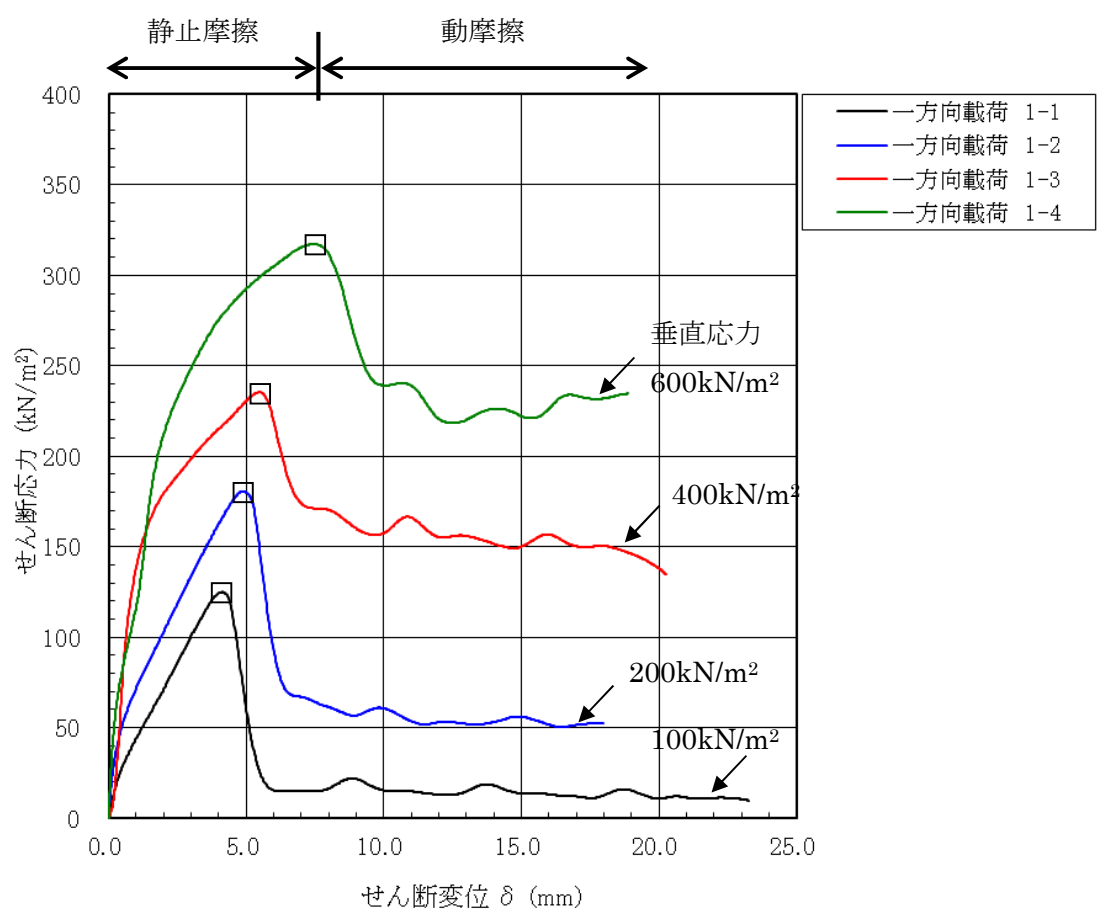


図 3.3.2 一方向載荷試験 せん断応力-せん断変位関係
 (図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.3.1～写真 3.3.8 に示す。

供試体は、全試験において保護層表面と西山モルタル表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層と西山モルタルの間で生じることが確認された。

なお、躯体コンクリートと1層目防水シート間、1層目と2層目の防水シート間及び2層目防水シートと保護層間は接着剤で強固に接着処理されていることから、接着処理されていない保護層と西山モルタル間で滑りが生じたと考えられる。

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への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。

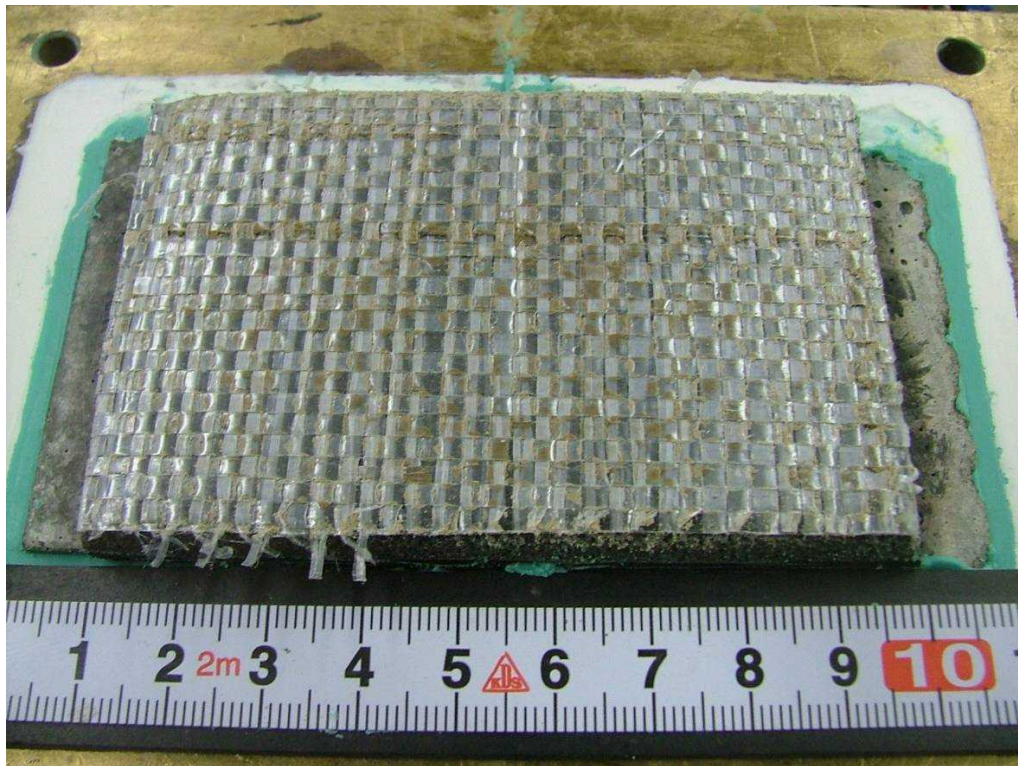


写真 3.3.1 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-1 (保護層表面)

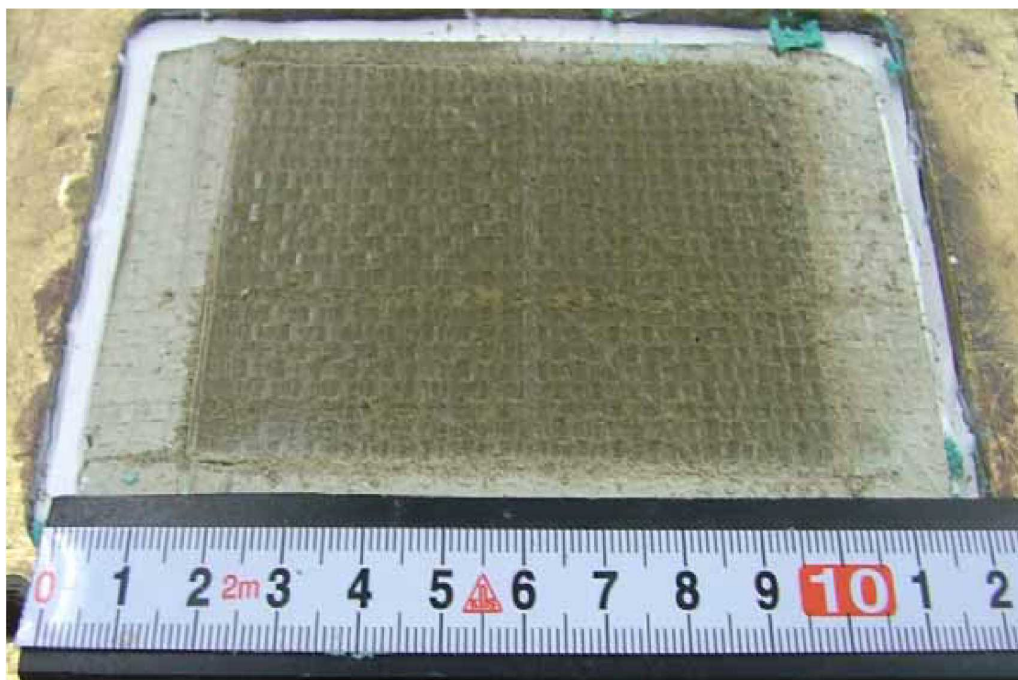


写真 3.3.2 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-1 (西山モルタル表面)

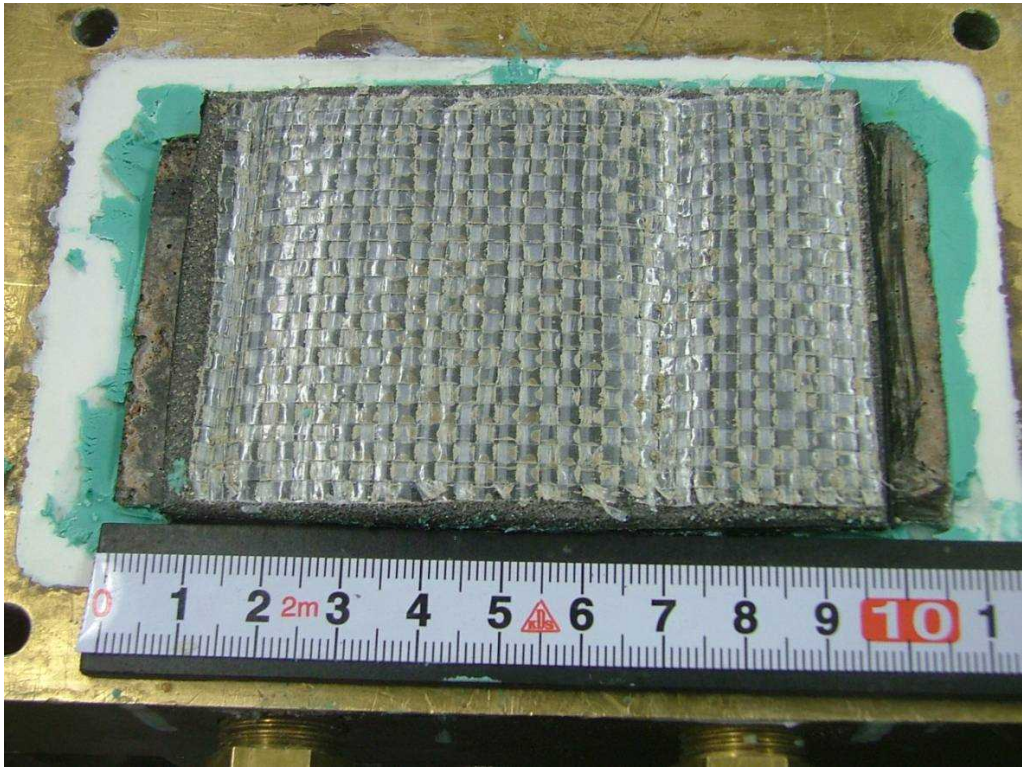


写真 3.3.3 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-2 (保護層表面)

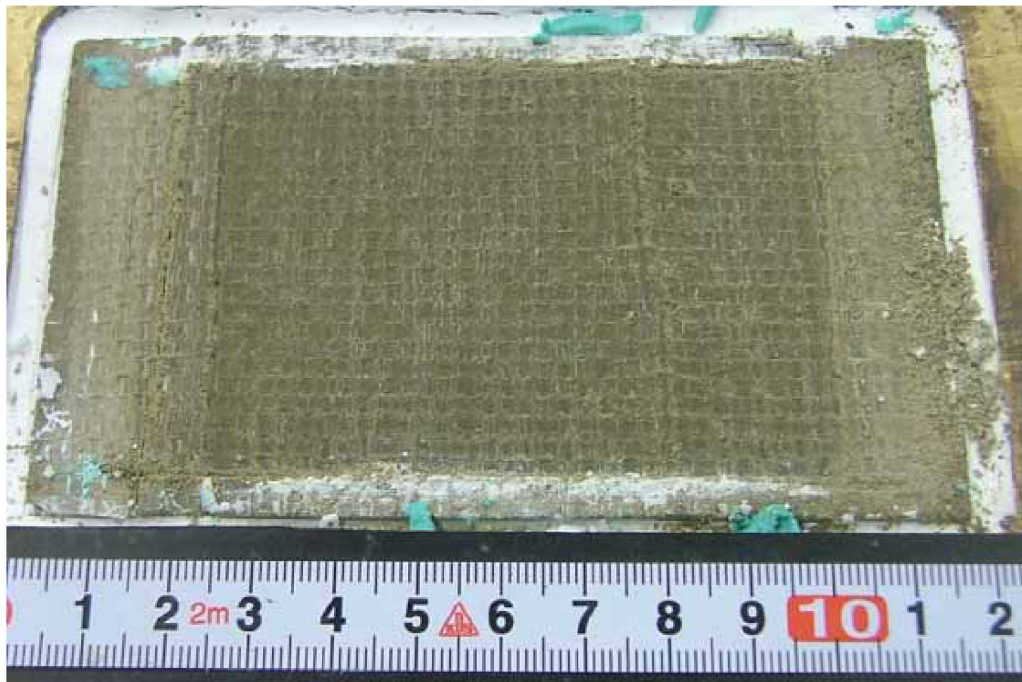


写真 3.3.4 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-2 (西山モルタル表面)

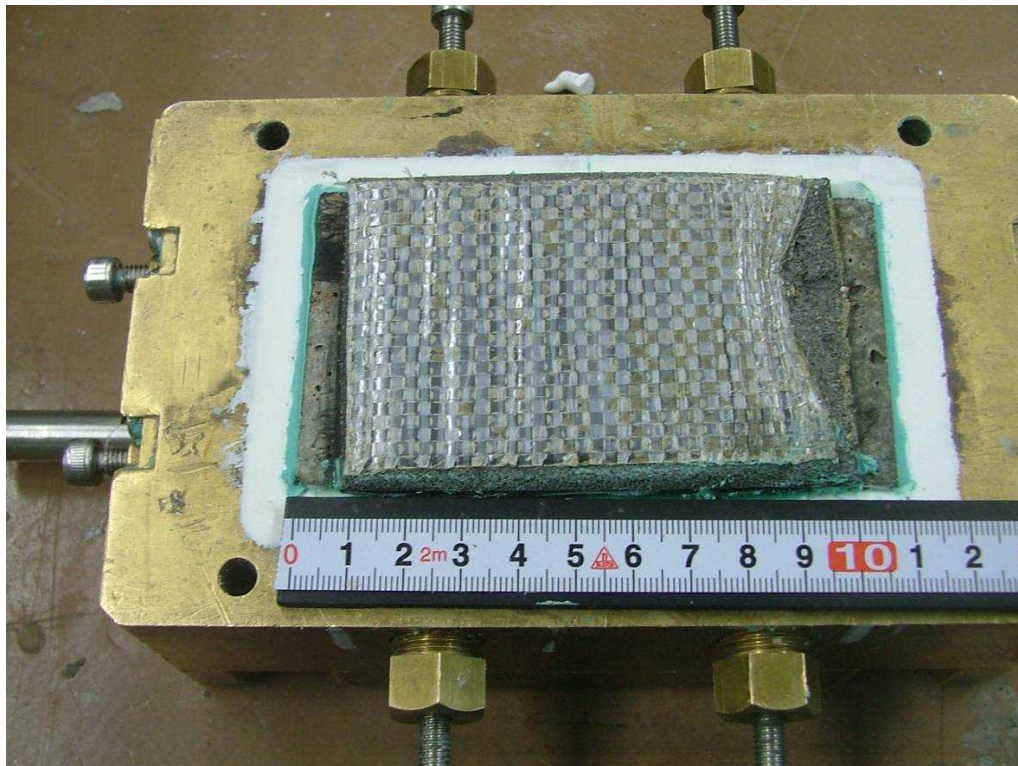


写真 3.3.5 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-3 (保護層表面)

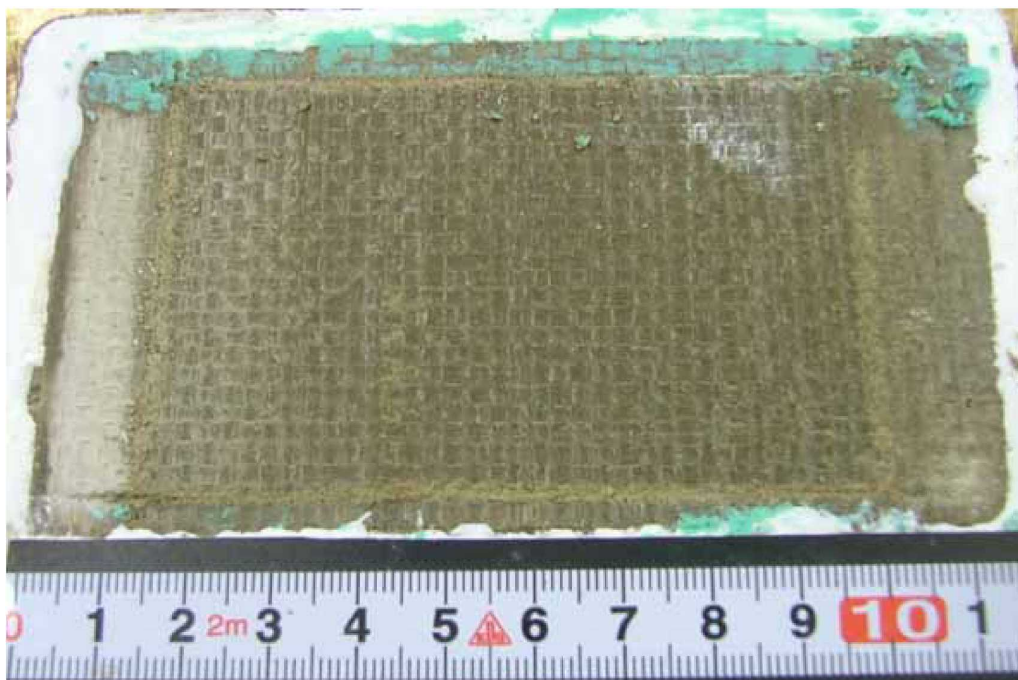


写真 3.3.6 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-3 (西山モルタル表面)

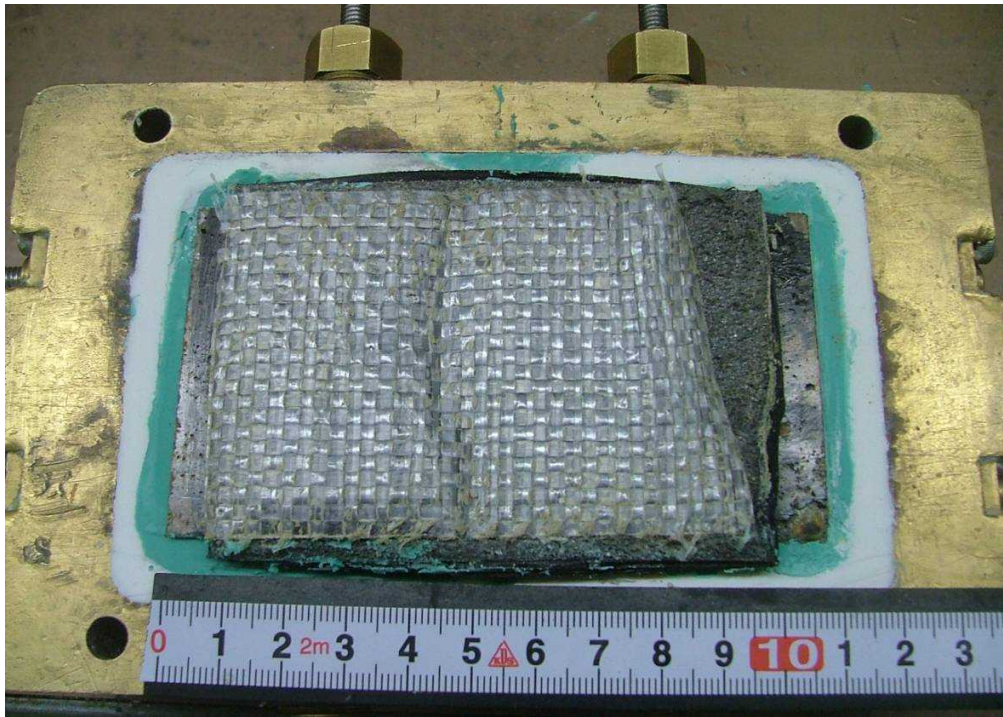


写真 3.3.7 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-4 (保護層表面)

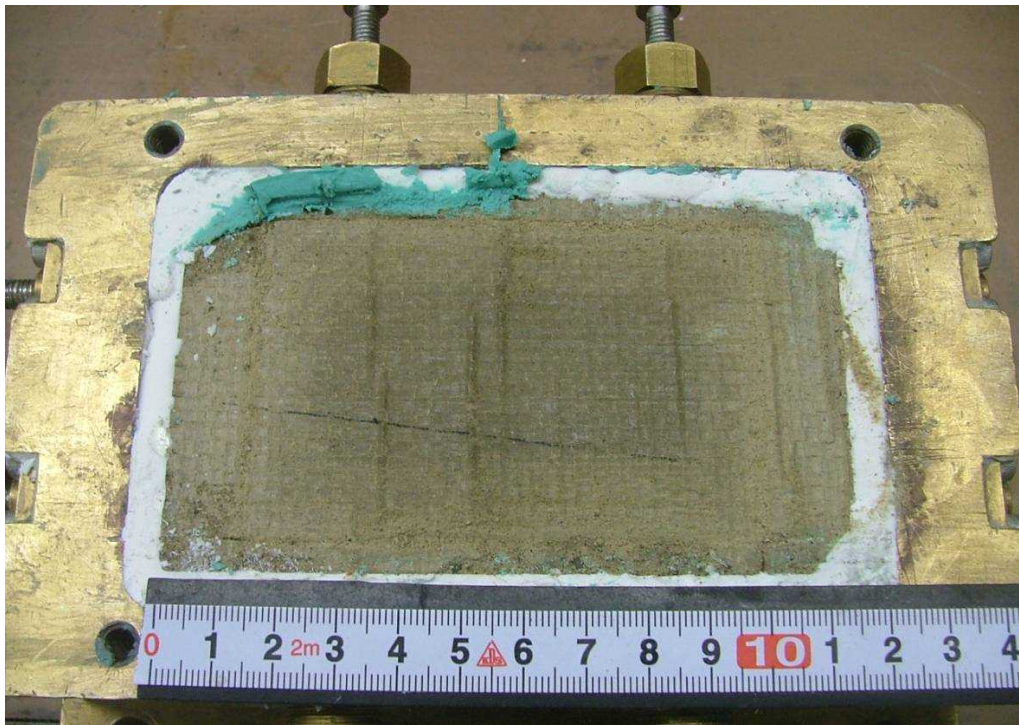


写真 3.3.8 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-4 (西山モルタル表面)

3.3.5 試験結果（繰返し載荷試験結果）

(1) せん断応力-せん断変位関係

試験の結果から得られた最大せん断応力とその時のせん断変位の一覧を表 3.3.3 に示す。また、図 3.3.3 に示したように、本試験では一定の垂直圧を作用させた上で、徐々に目標変位量を漸増させながら変位制御により繰返し載荷を行うため、目標としたせん断変位量ごとに離散的な試験結果が得られる。全ての繰返し載荷試験のせん断応力-せん断変位関係を図 3.3.4（図中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。

なお、繰返し載荷試験におけるせん断応力については、ピーク値を記録する段階までを静止摩擦が働く領域と定義し、ピーク値以降でせん断応力が低下した段階を動摩擦が働く領域と定義した。したがって、最大せん断応力を評価する場合は静止摩擦による値として試験結果を整理し、残留せん断応力を評価する場合は動摩擦による値として試験結果を整理した。

- ① 静止摩擦領域，静止摩擦→動摩擦移行領域，動摩擦領域のいずれの領域においても，安定した荷重変形ループを示した。
- ② 図 3.3.2 に示した一方向載荷試験のせん断応力-せん断変位関係と比較すると，静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力及び動摩擦耐力は若干向上する傾向が見られた。

表 3.3.3 繰返し載荷試験 試験結果一覧

試験 No.	垂直圧 (kN/m ²)	最大せん断応力 (kN/m ²)	せん断変位*1 (mm)
1-5	100	136	3.3
1-6	200	164	3.9
1-7	400	236	4.2
1-8	600	363	4.5

*1 最大せん断応力を示した時のせん断変位

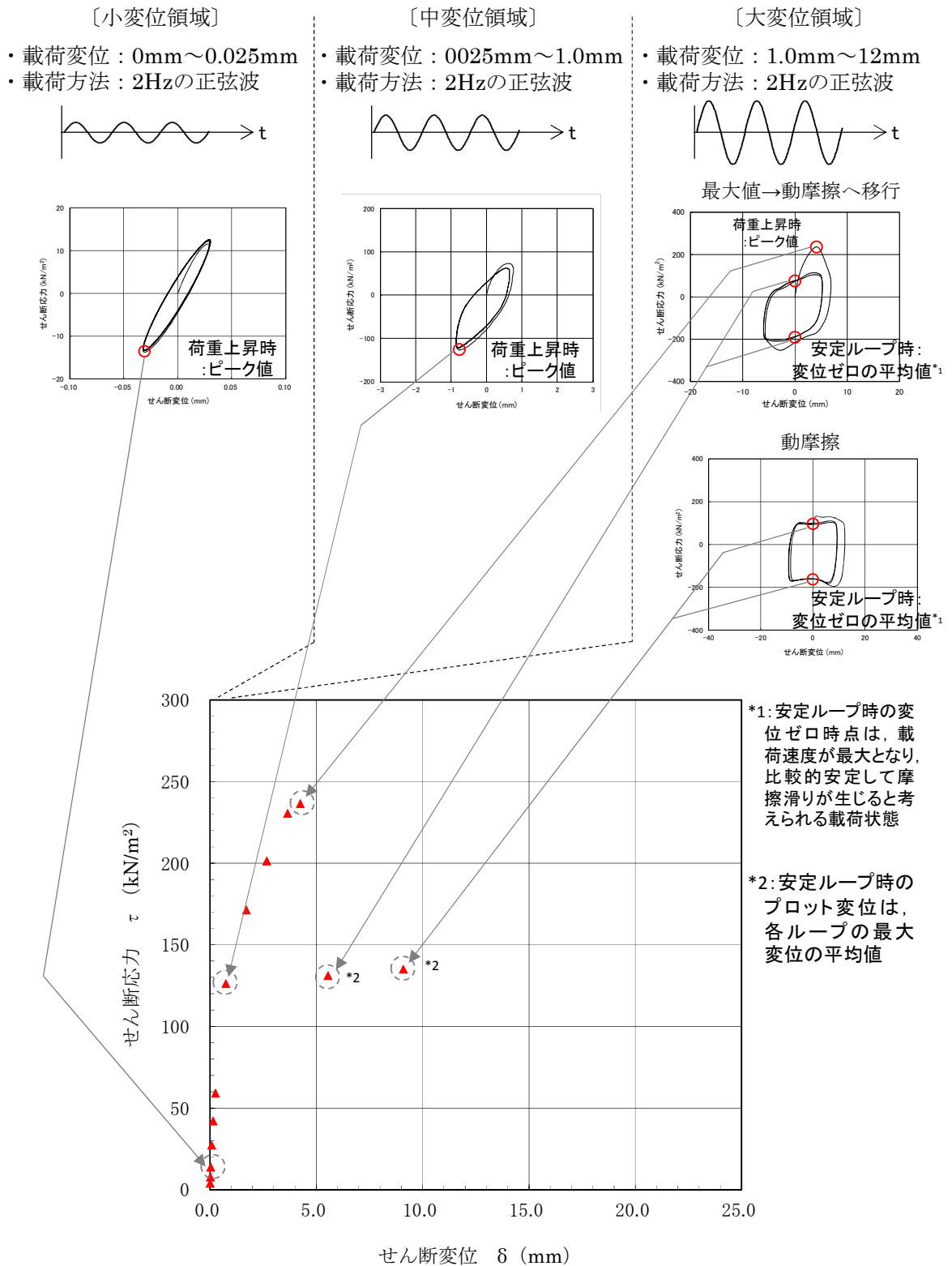


図 3.3.3 繰返し荷重試験の試験結果に基づくせん断応力-せん断変位関係
(試験ケース 1-7 のデータ整理の例)

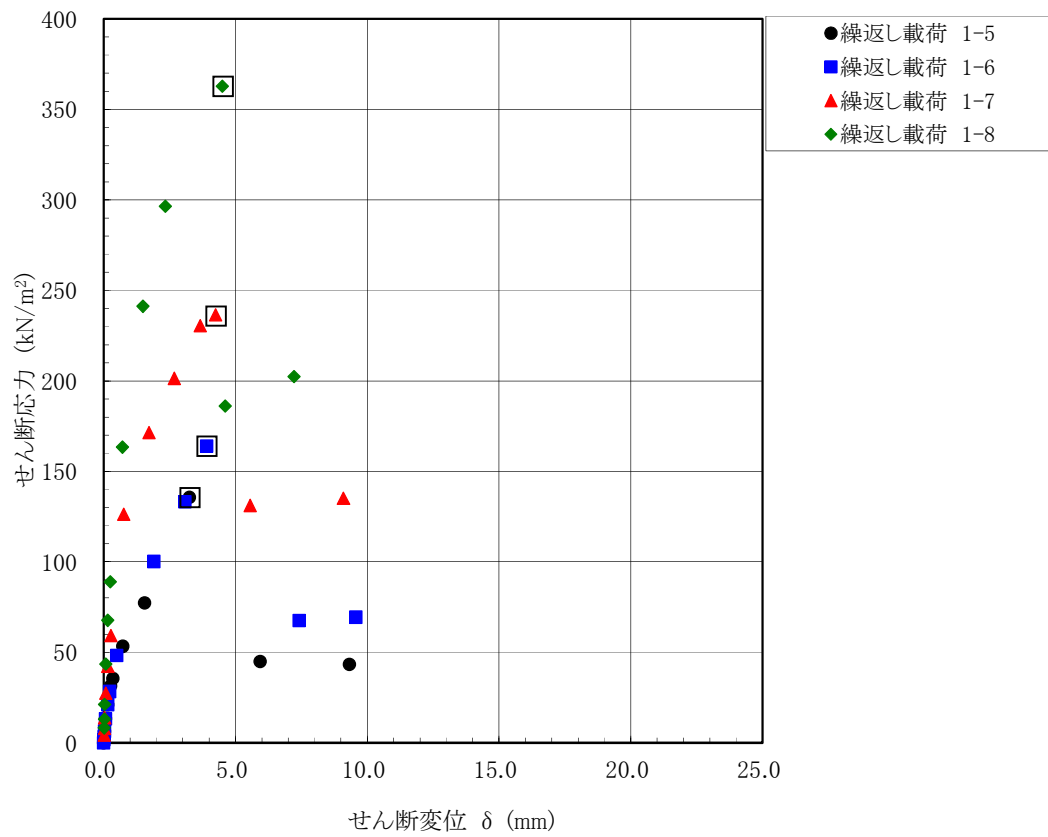


図 3.3.4 繰返し载荷試験 せん断応力-せん断変位関係 (全試験ケース 1-5~1-8)
 (図中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.3.9～写真 3.3.16 に示す。

一方向載荷試験と同様、供試体は、全試験において保護層表面と西山モルタル表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層と西山モルタルの間で生じることが確認された。

なお、一方向載荷試験と同様、躯体コンクリートと1層目防水シート間、1層目と2層目の防水シート間及び2層目防水シートと保護層間は接着剤で強固に接着処理されていることから、接着処理されていない保護層と西山モルタル間で滑りが生じたと考えられる。

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。

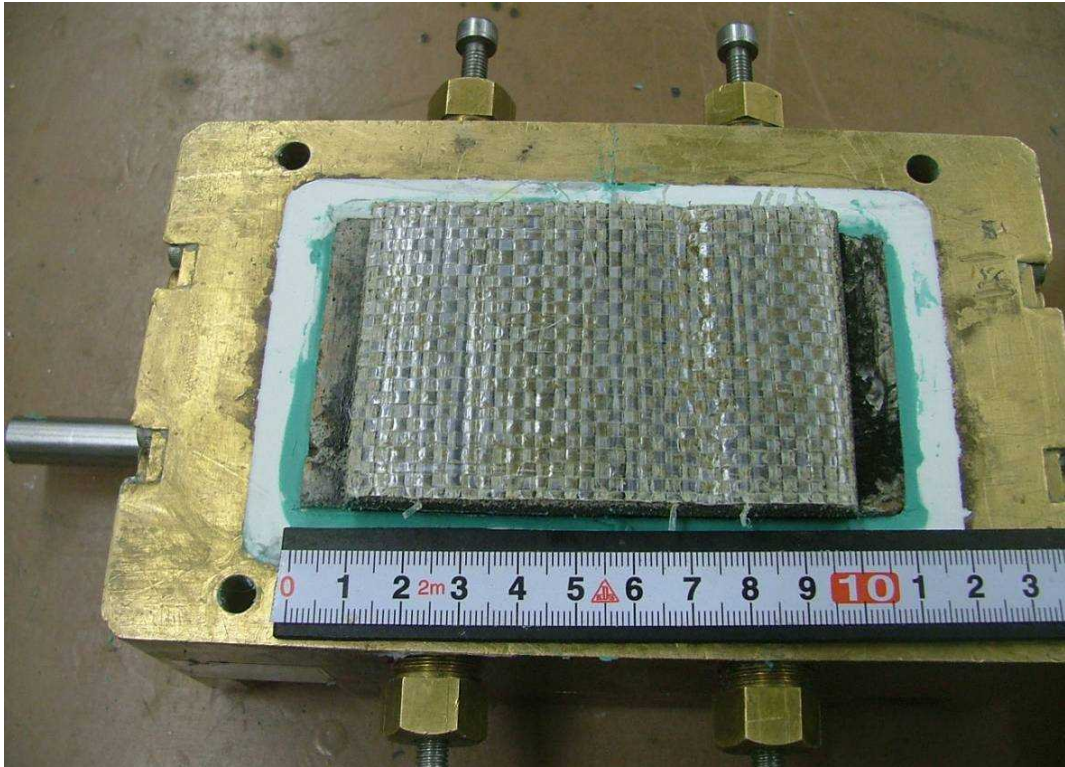


写真 3.3.9 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (保護層表面)

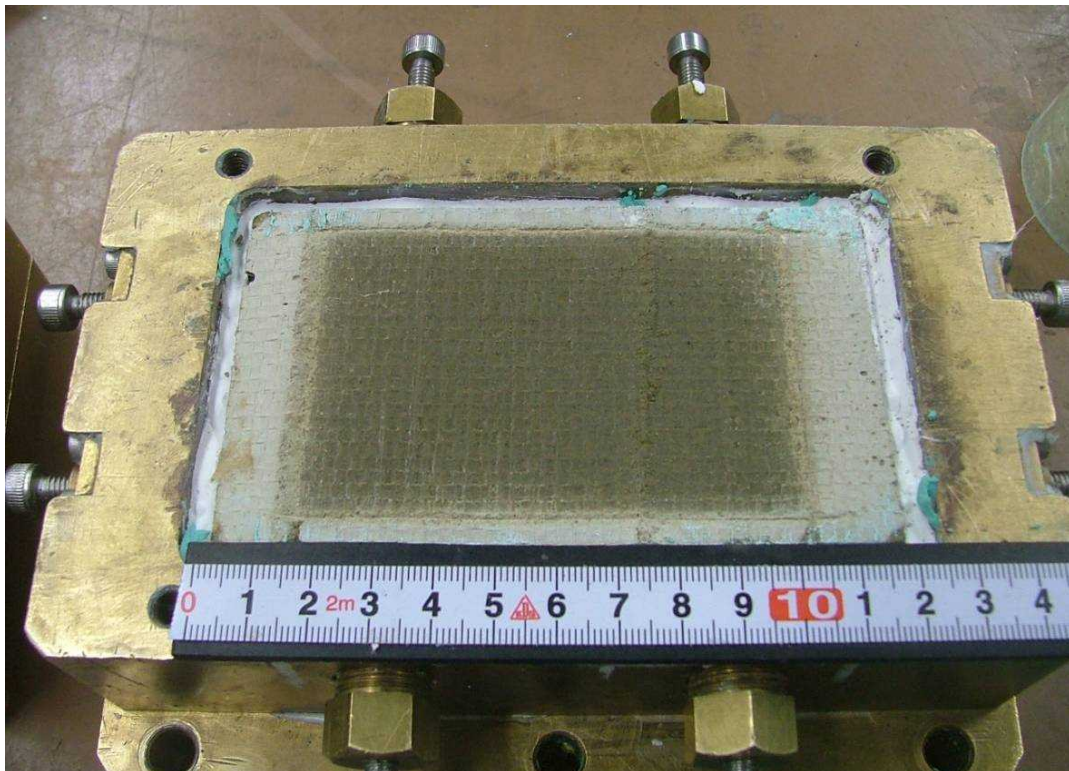


写真 3.3.10 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (西山モルタル表面)

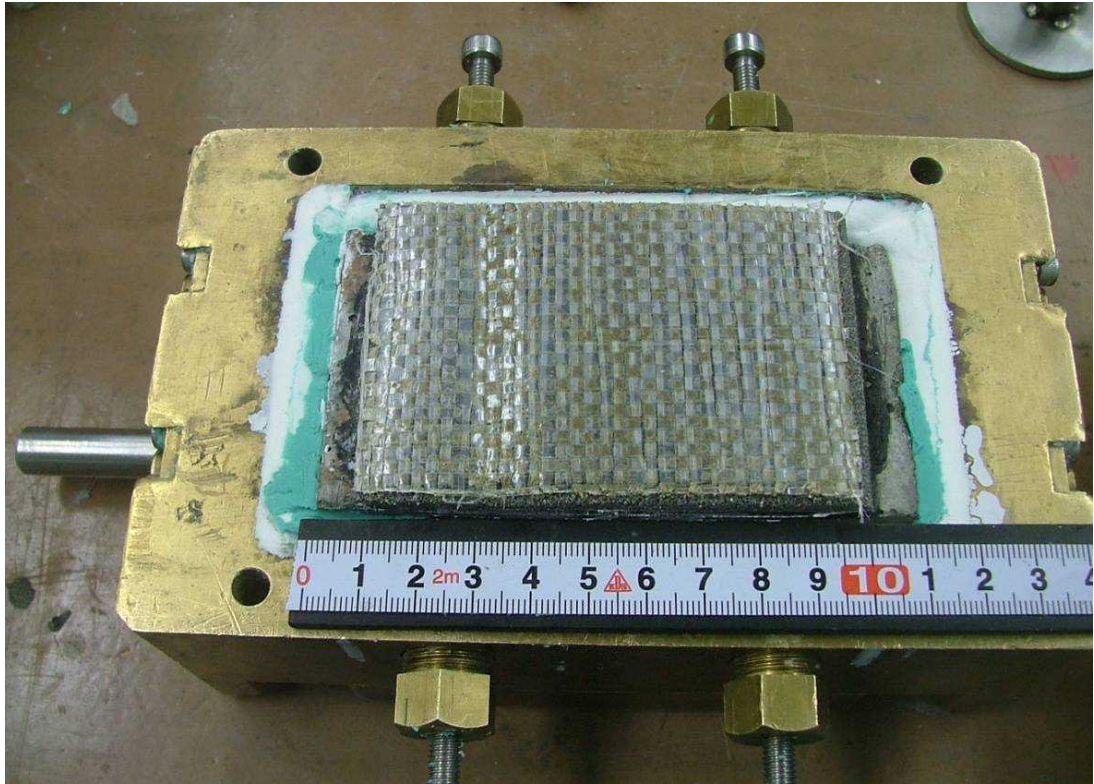


写真 3.3.11 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (保護層表面)

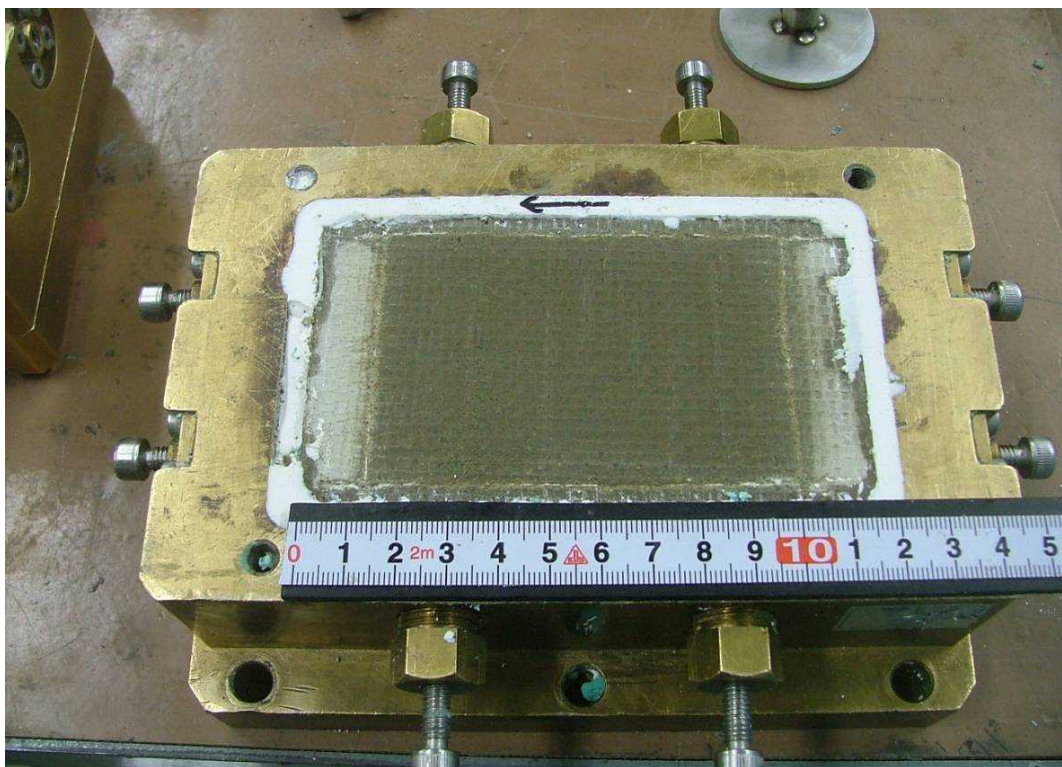


写真 3.3.12 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (西山モルタル表面)



写真 3.3.13 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (保護層表面)

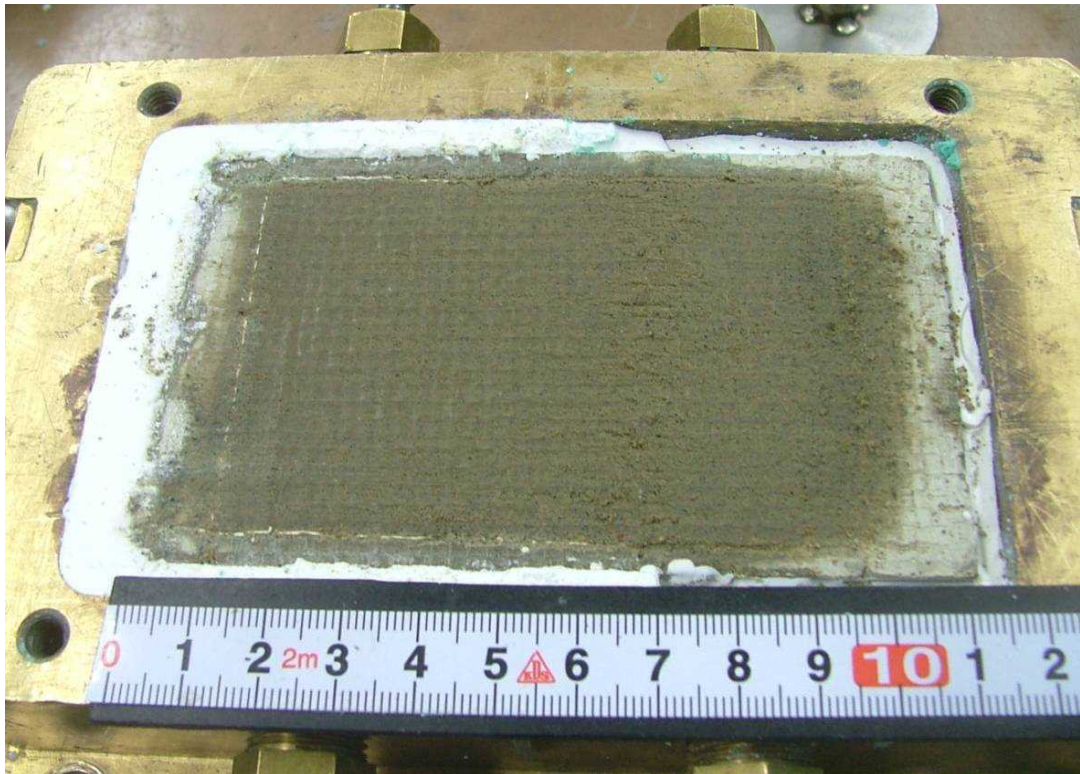


写真 3.3.14 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (西山モルタル表面)



写真 3.3.15 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (保護層表面)

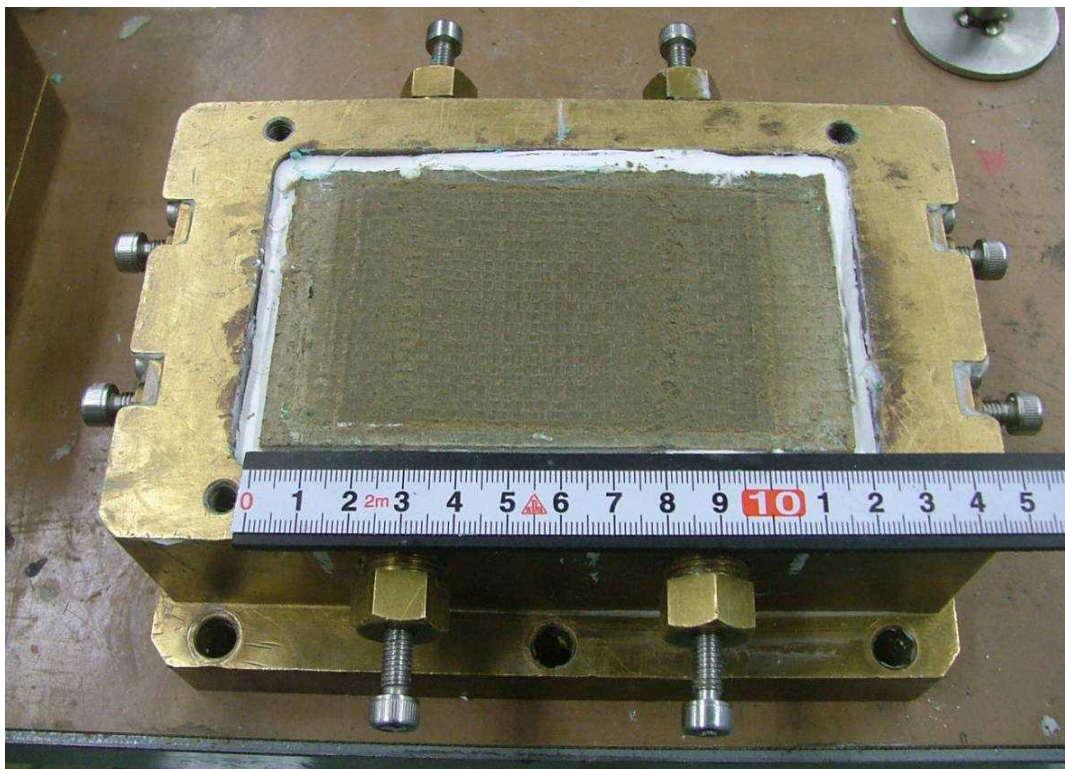


写真 3.3.16 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (西山モルタル表面)

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、せん断ばね定数の違いが解析結果に及ぼす影響は小さいことが推察されることから、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值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) $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$

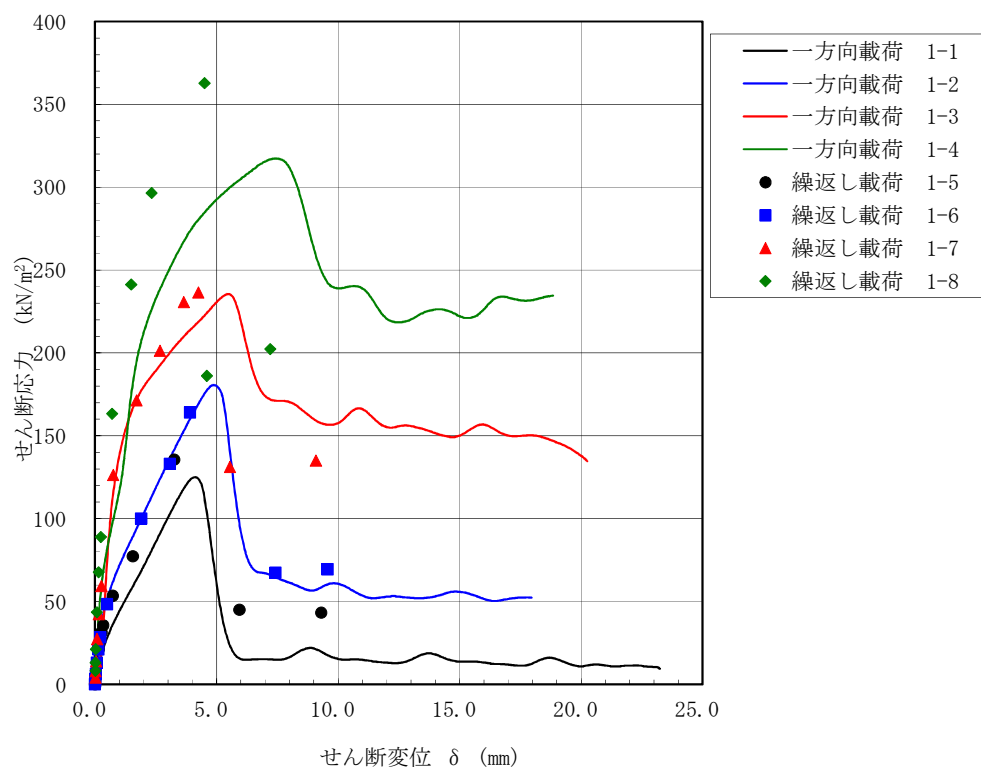


図 3.3.5 一方向載荷及び繰返し載荷試験によるせん断応力-せん断変位関係

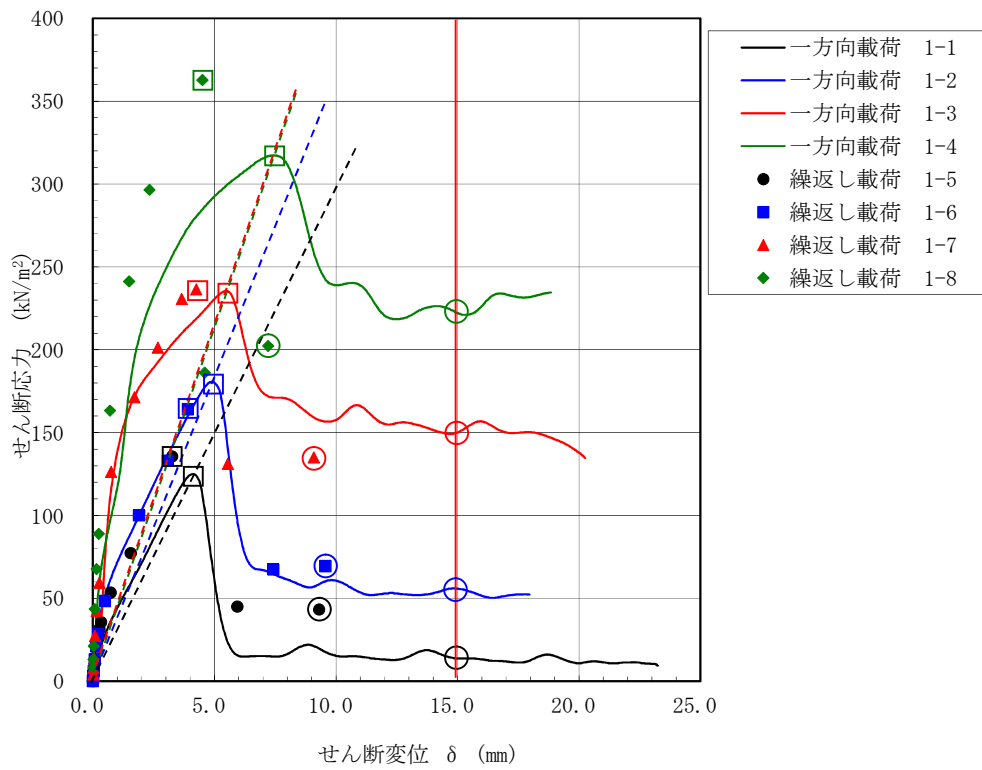


図 3.3.6 せん断ばね定数及び動摩擦係数の評価点

(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	最大	最大せん断応力時の	摩擦ばね定数	残留	動摩擦係数	
	A	せん断応力	最大せん断変位		せん断応力		
	kN/m ²	B	C	B/C	D	B/A	
		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

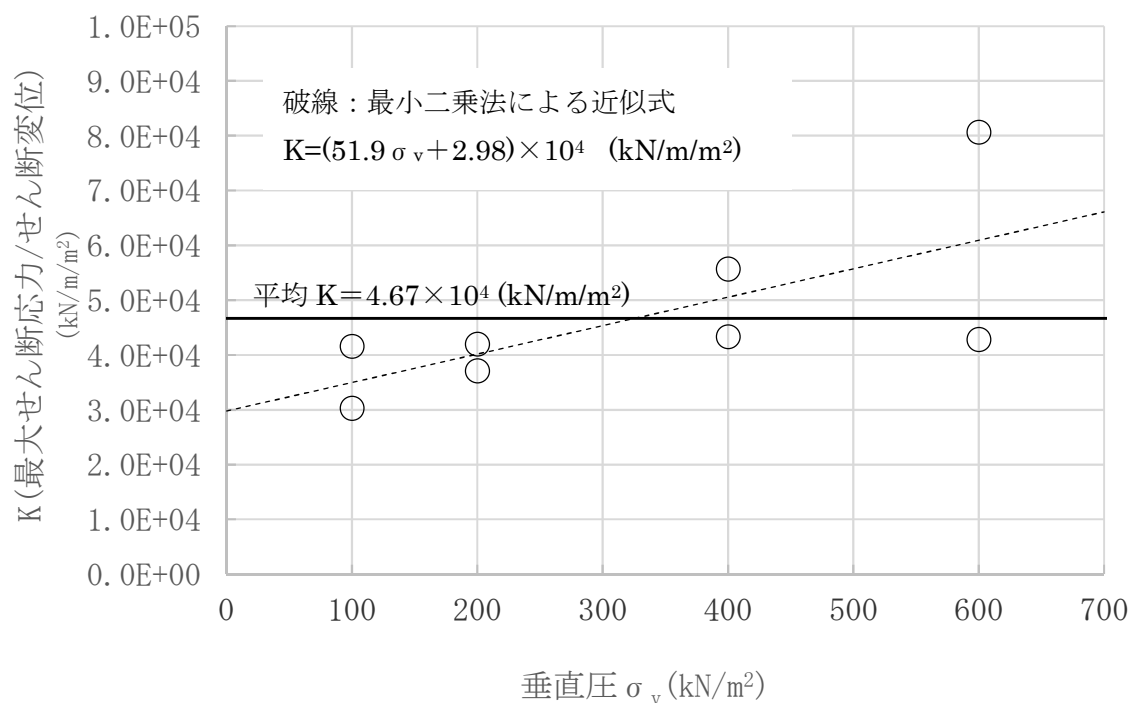


図 3.3.7 せん断ばね定数と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

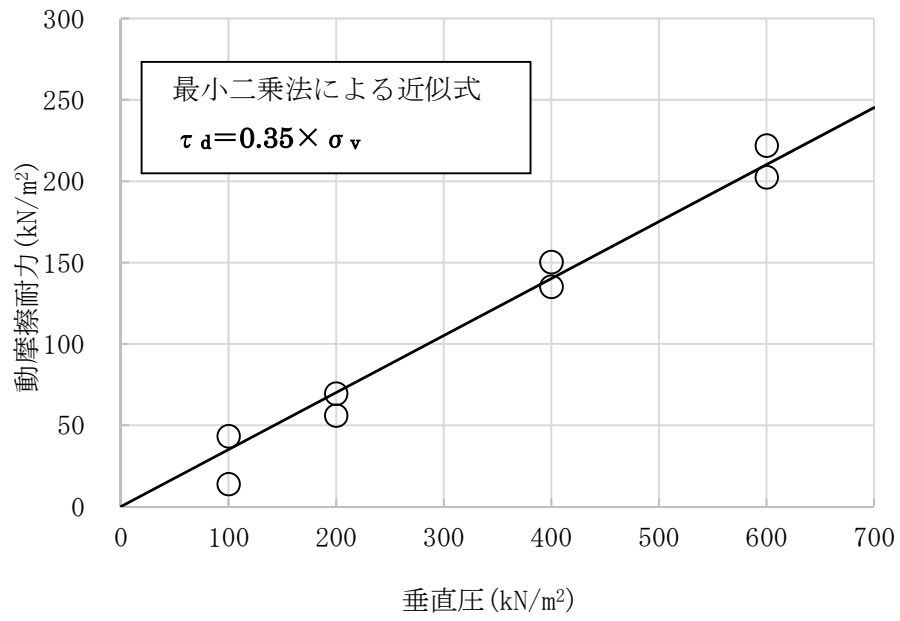


図 3.3.8 動摩擦耐力と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

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

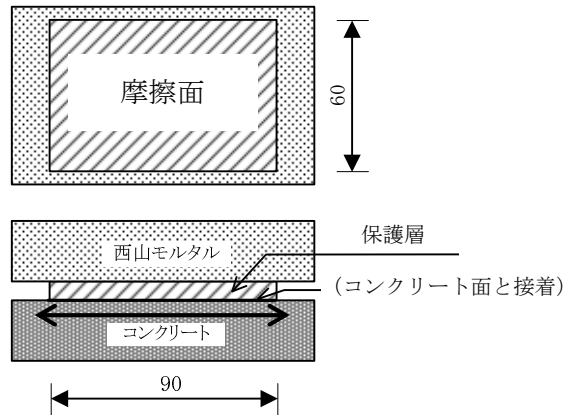
ケース	加力	供試体サイズ	垂直圧 (kN/m ²)
2-1	一方方向 荷重	幅 60mm× 加力方向 90mm	200
2-2			400
2-3			600
2-4		幅 270mm× 加力方向 270mm	200
2-5			400
2-6			600

3.4.3 供試体

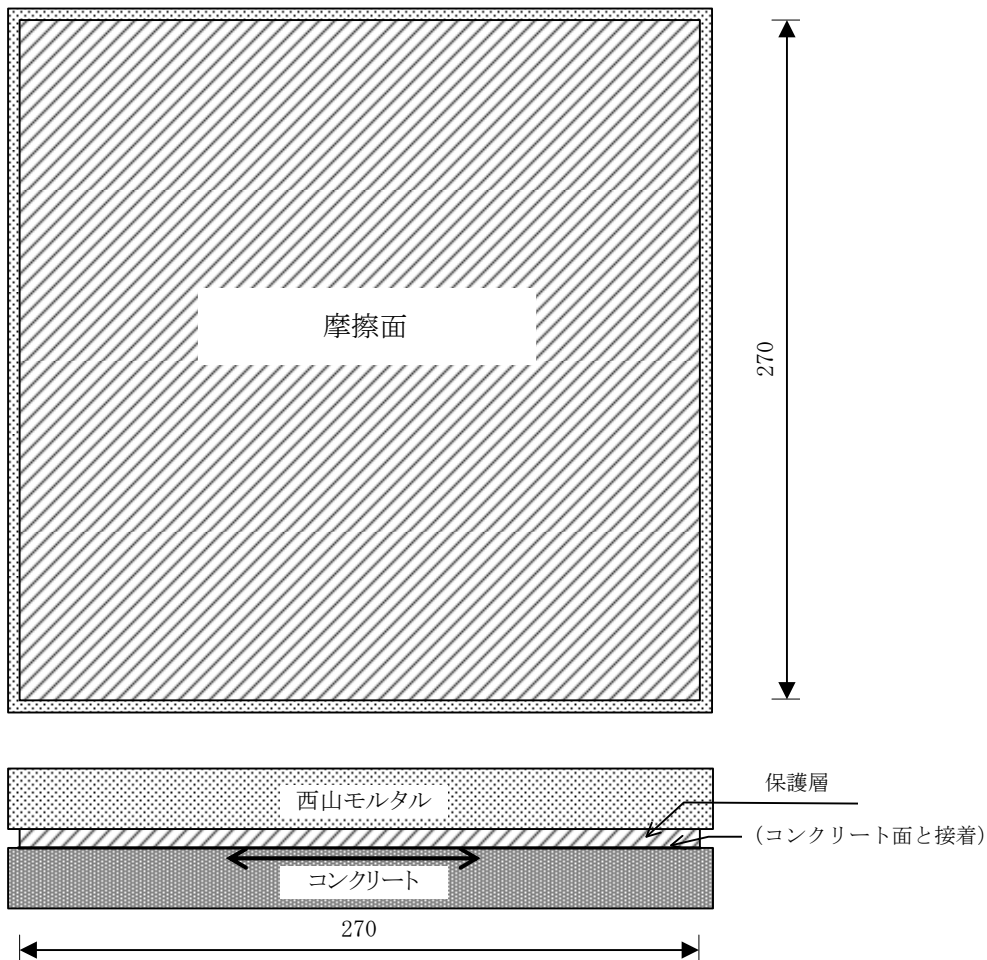
(1) 供試体

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た。

以上のことから、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いと考えられる。

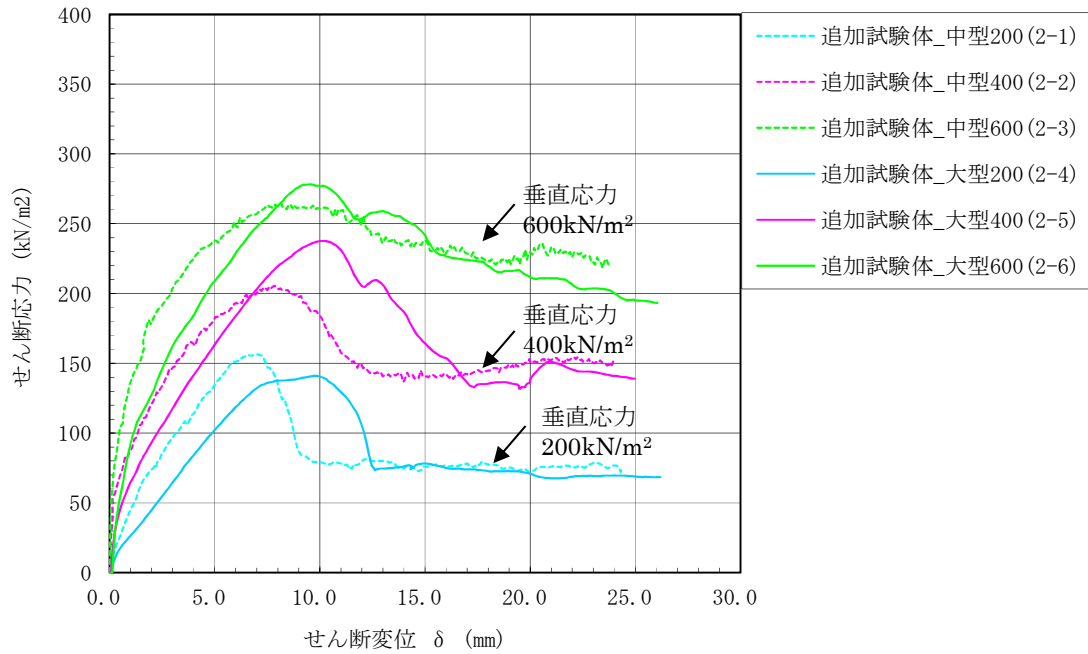


図 3.4.2 スケール影響試験 せん断応力-せん断変位関係

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。

一方向載荷試験及び繰り返し載荷試験と同様に、一部の試験体で保護層端部に剥が見られるが、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)

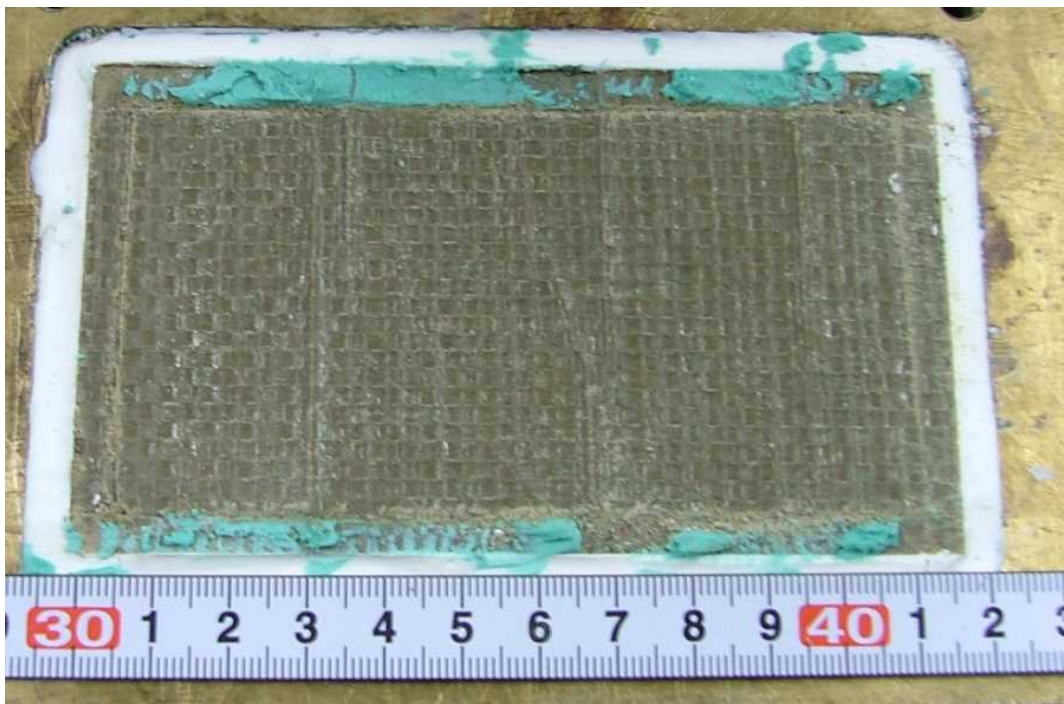


写真 3.4.2 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-1 (西山モルタル表面)

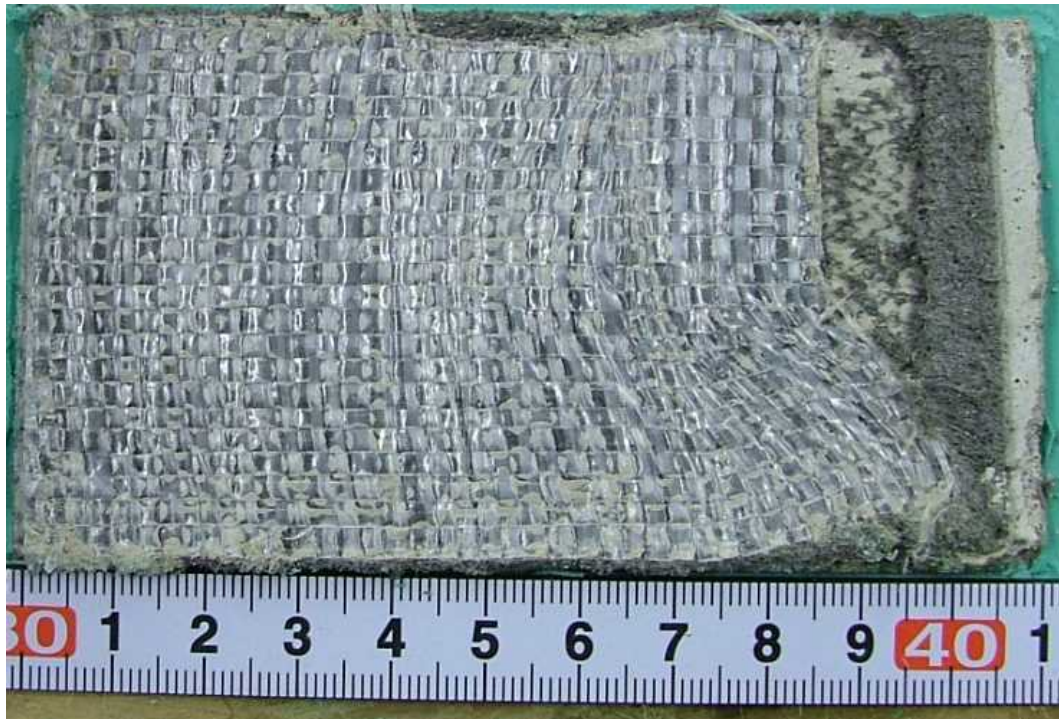


写真 3.4.3 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (保護層表面)

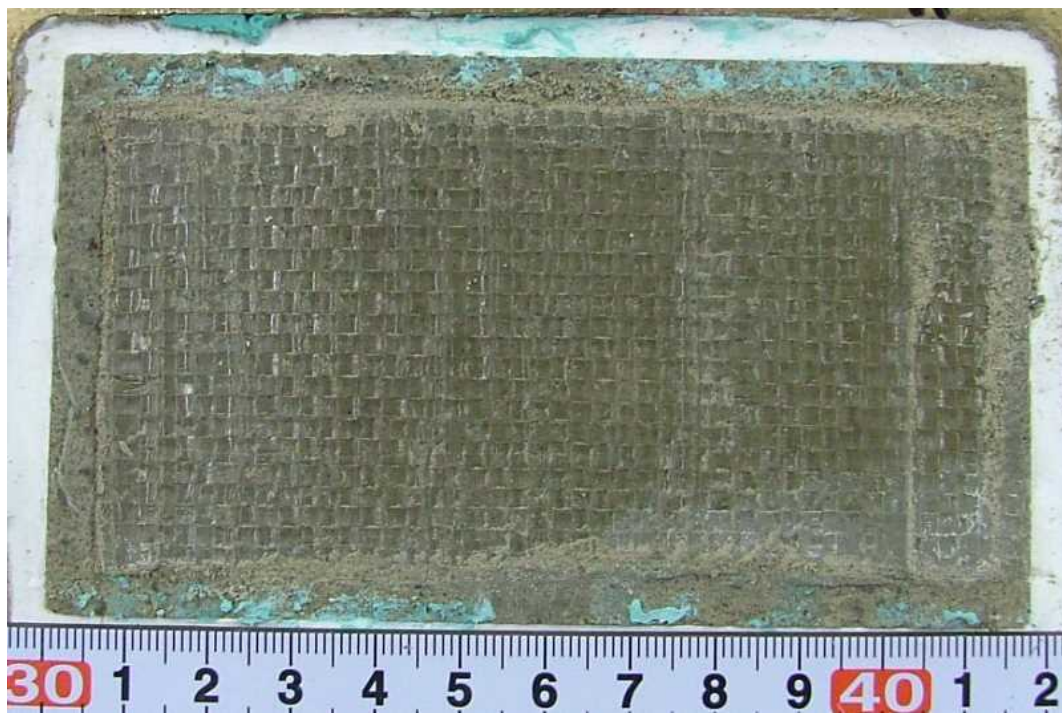


写真 3.4.4 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (西山モルタル表面)



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)

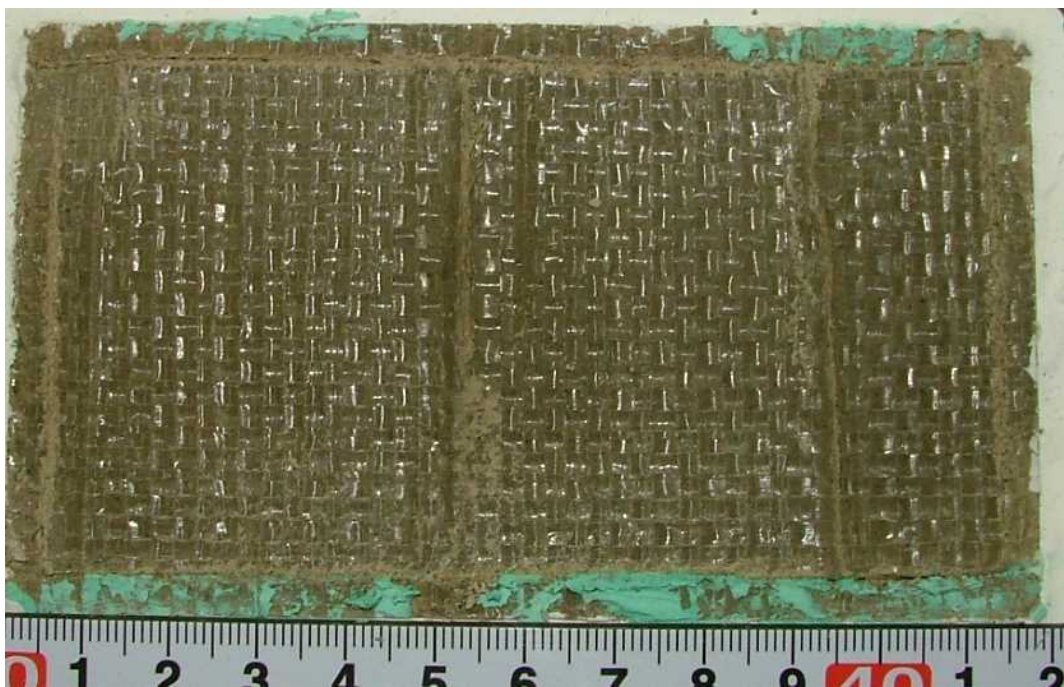


写真 3.4.6 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-3 (西山モルタル表面)



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)

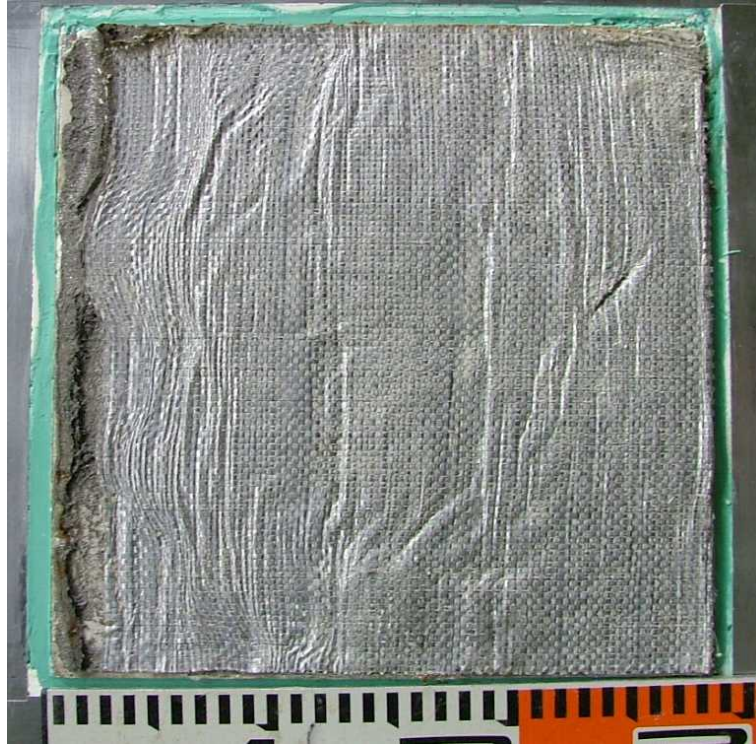


写真 3.4.9 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (保護層表面)

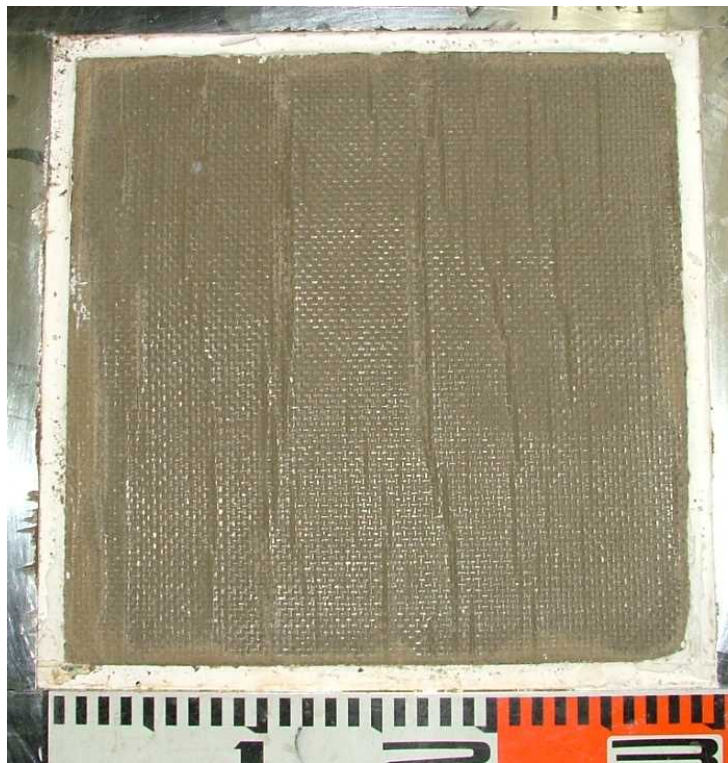


写真 3.4.10 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (西山モルタル表面)



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)

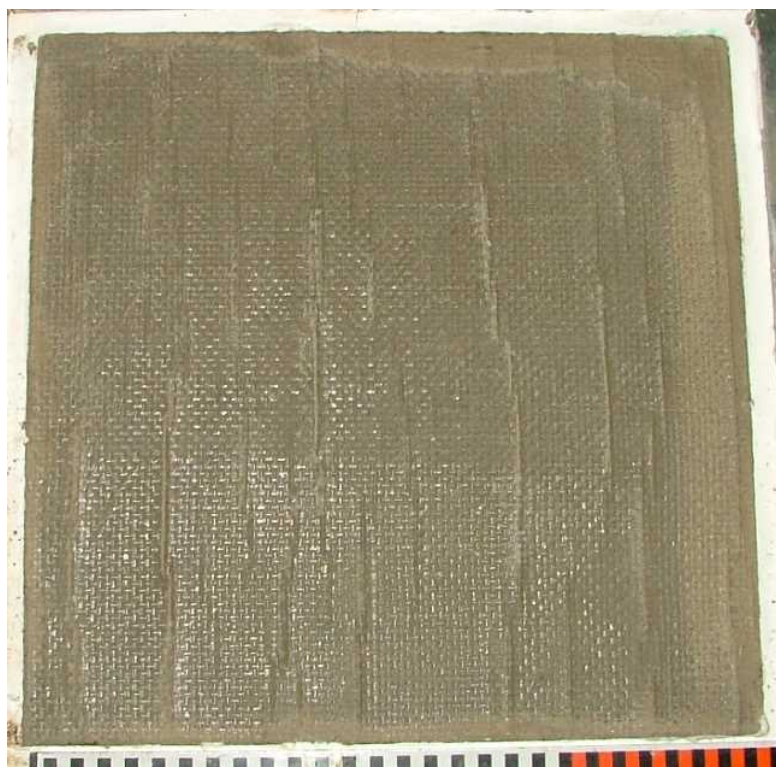


写真 3.4.12 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-6 (西山モルタル表面)

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)

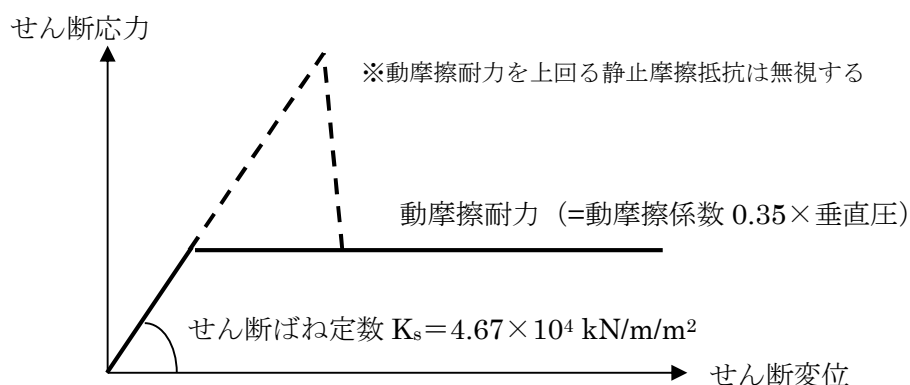


図 3.5.1 2次元 FEM 解析モデルで用いる地下外壁と地盤間の摩擦特性

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

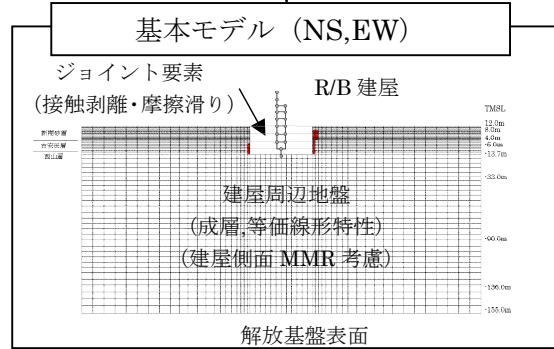
NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる地震応答解析を実施し、2 次元 FEM モデルによる建屋応答の比較検討を行う。これにより、NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答解析の妥当性を確認する。

なお、上記の地震応答解析で対象とする地震動は、4.1.1 に示す基準地震動 Ss-1 とする。検討フローを図 4.1.1 及び図 4.1.2 に示す。

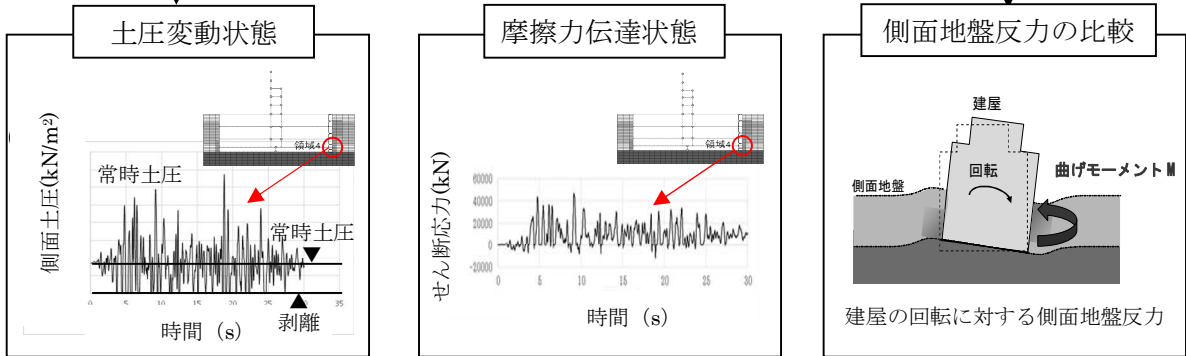
なお、上記検討に加え、論点①に示した摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

(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

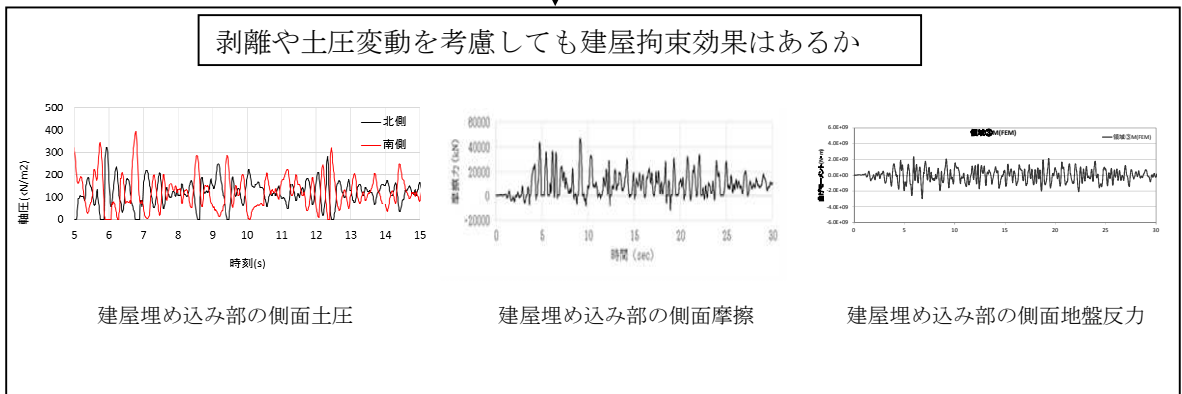
■剥離や土圧変動を考慮した地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

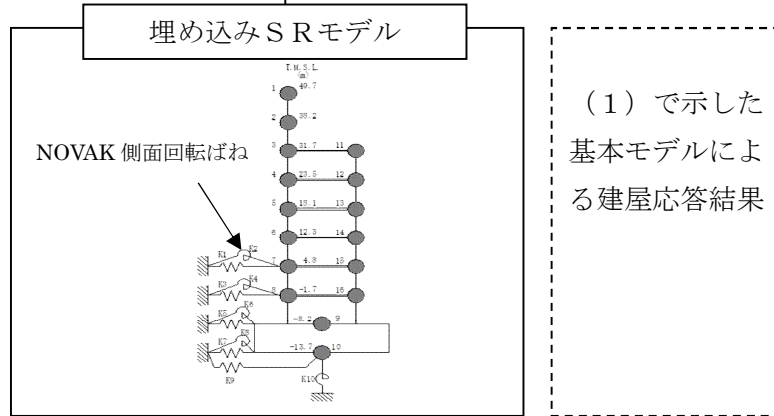


側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果は期待できる

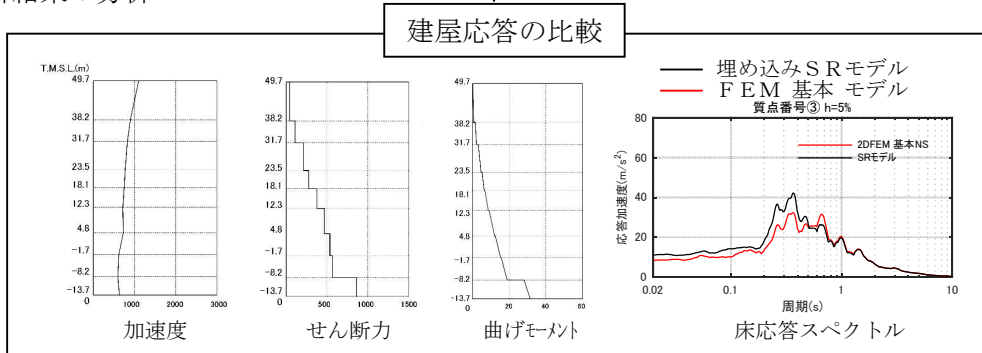
図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その 1)

(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 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 4.1.1.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

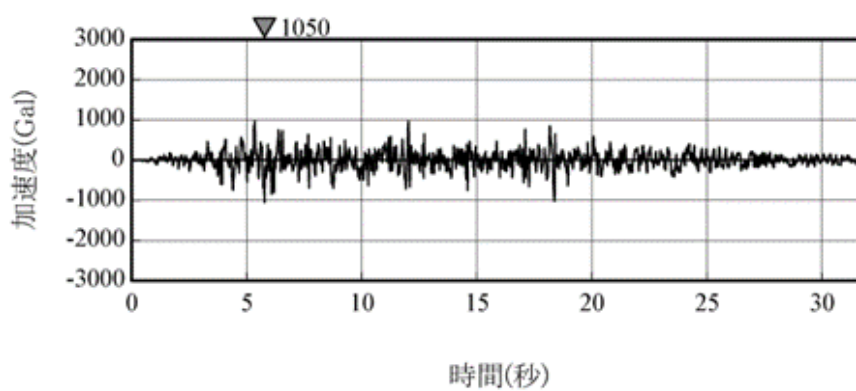


図 4.1.1.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形（解放基盤表面）

4.1.2 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、図 4.1.1.1 に示す基準地震動 Ss-1 を対象に、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 4.1.2.1 に成層地盤の物性を、表 4.1.2.2 にマンメイドロックの物性を示す。図 4.1.2.1～図 4.1.2.4 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 4.1.2.5 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 4.1.2.6 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 4.1.2.1 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 ($\times 10^2$ 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	0.10	0.27	23
+8.0		200	16.1	0.308	0.08	0.21	28
+4.0	古安田層	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 4.1.2.2 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

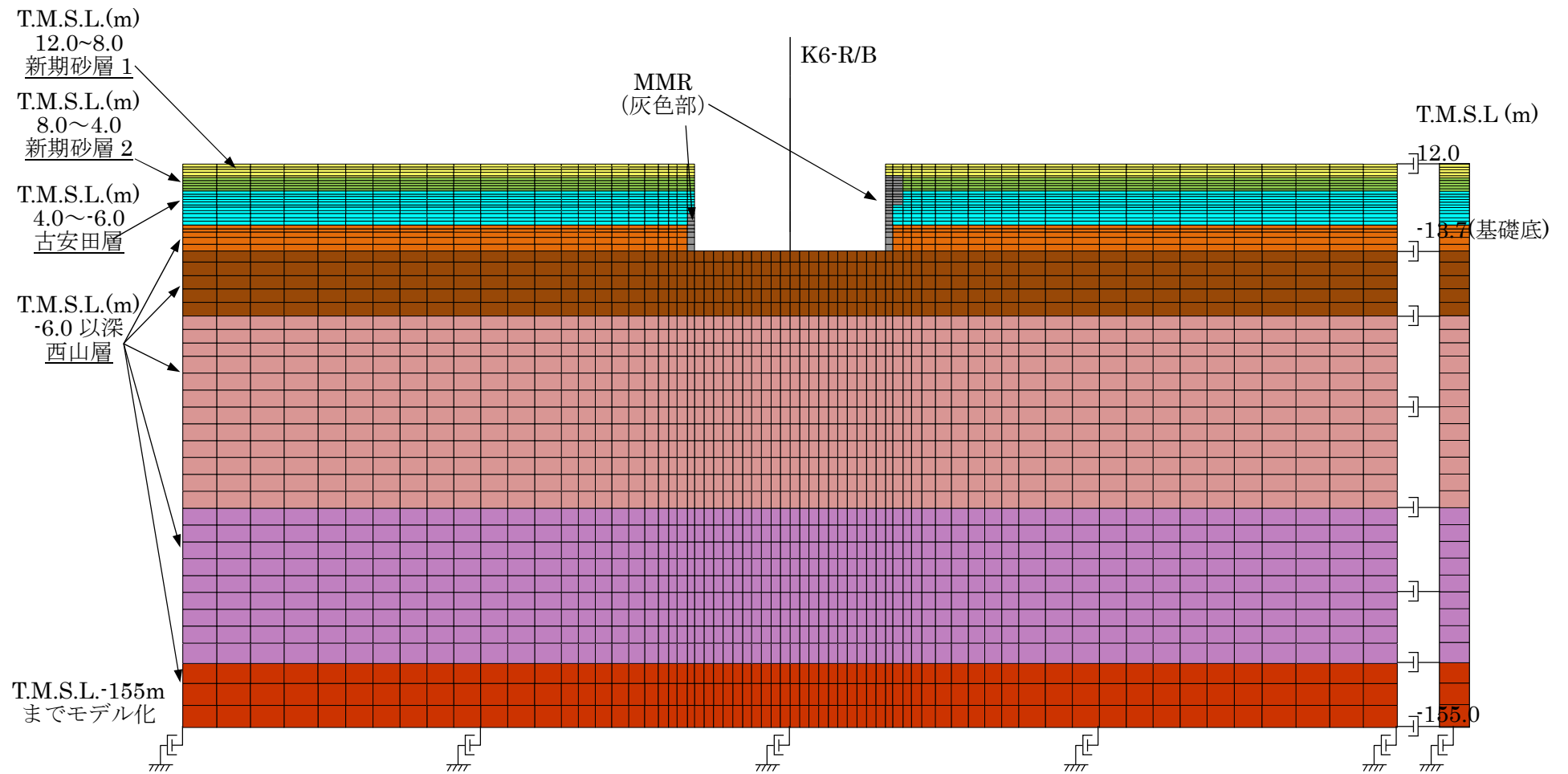


図 4.1.2.1 地盤メッシュ図 (NS 方向)

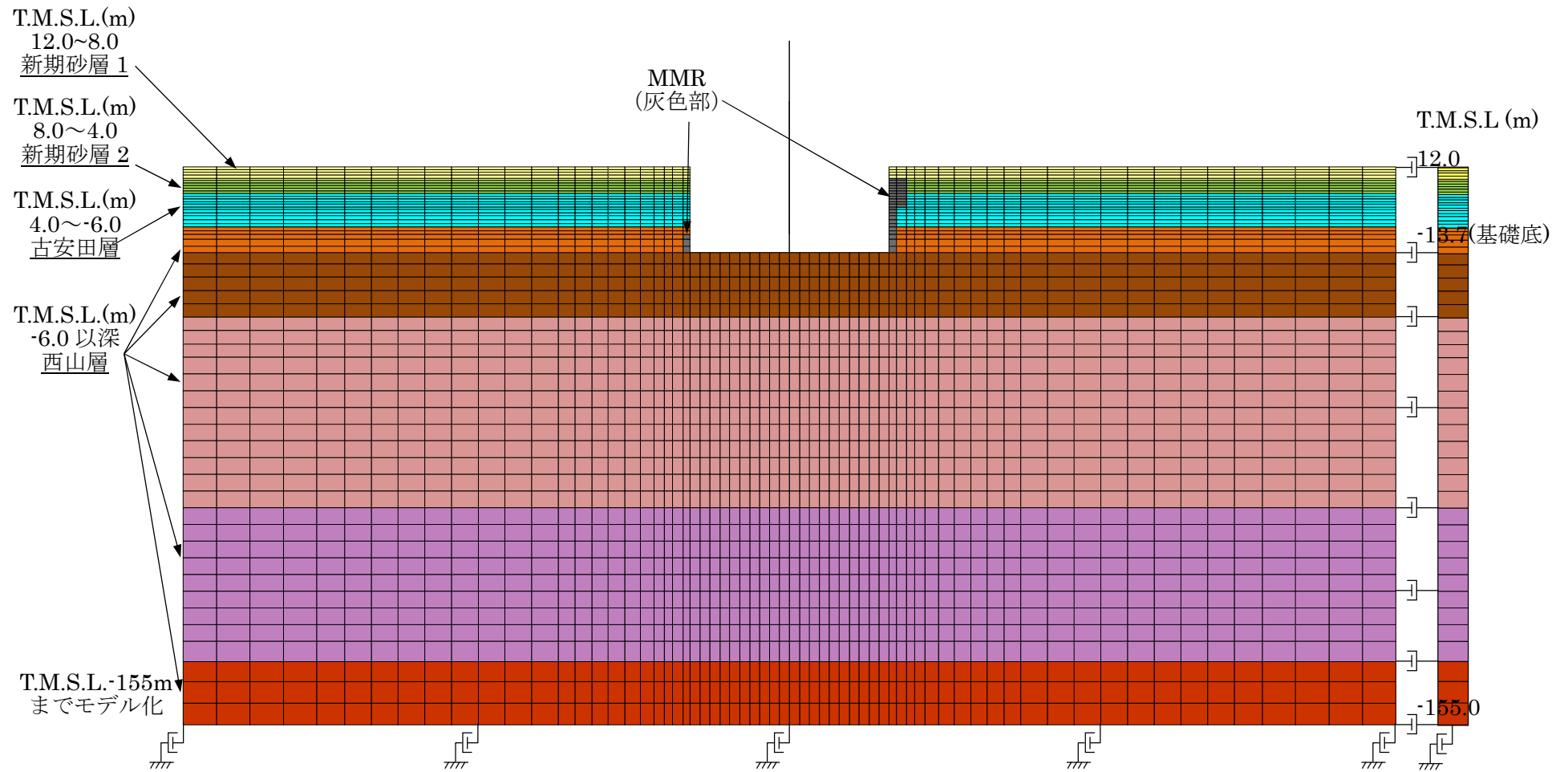


図 4.1.2.2 地盤メッシュ図 (EW 方向)

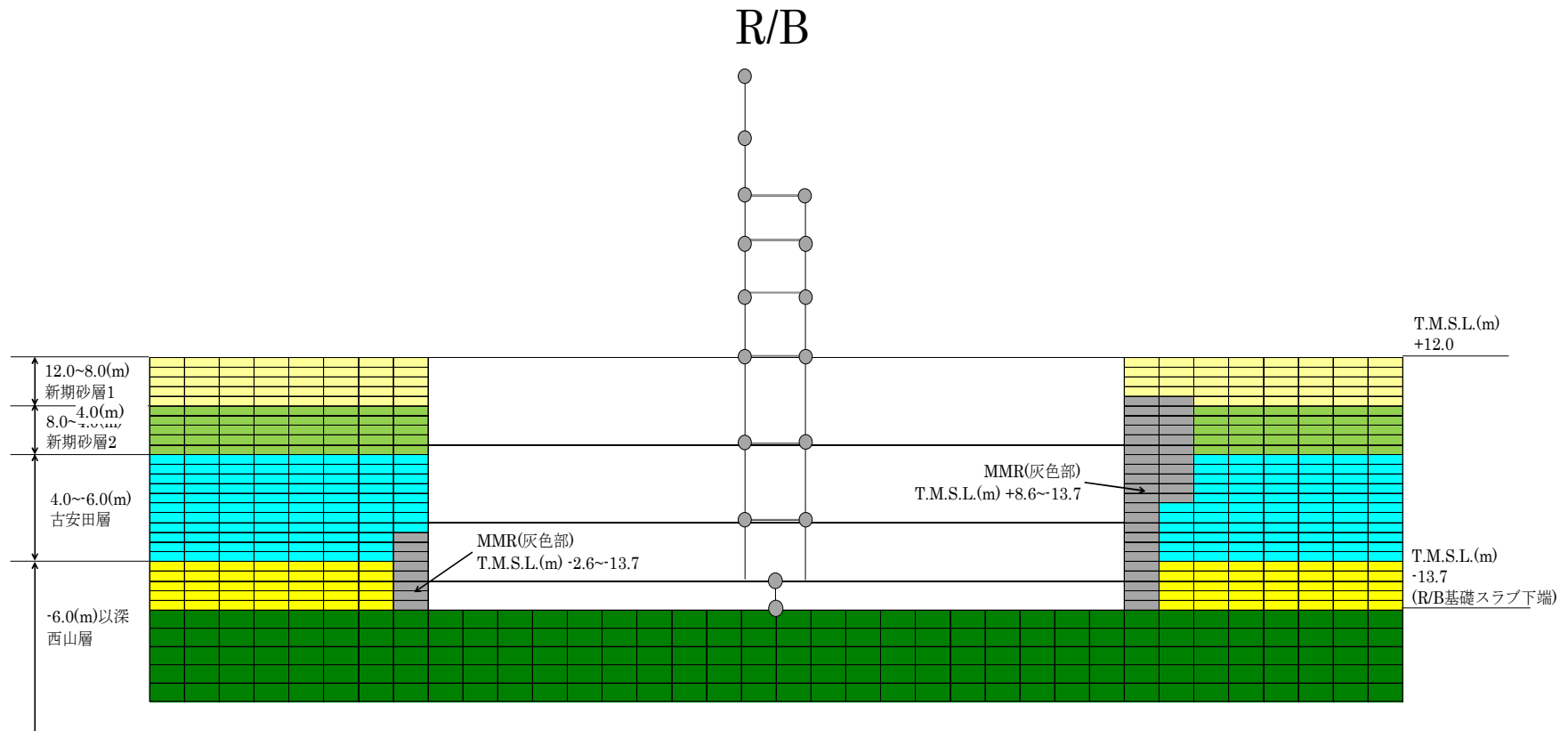


図 4.1.2.3 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (NS 方向)

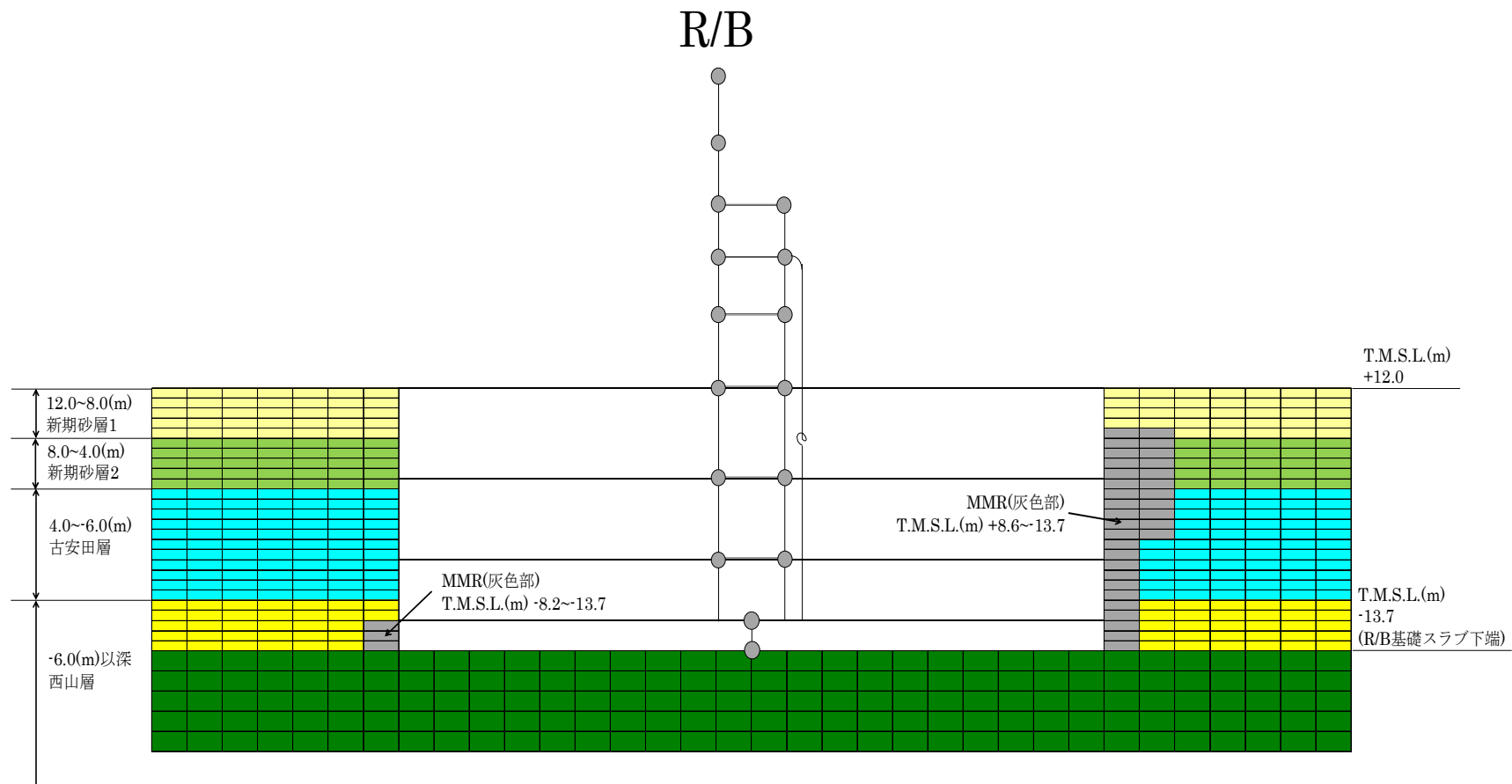


図 4.1.2.4 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (EW 方向)

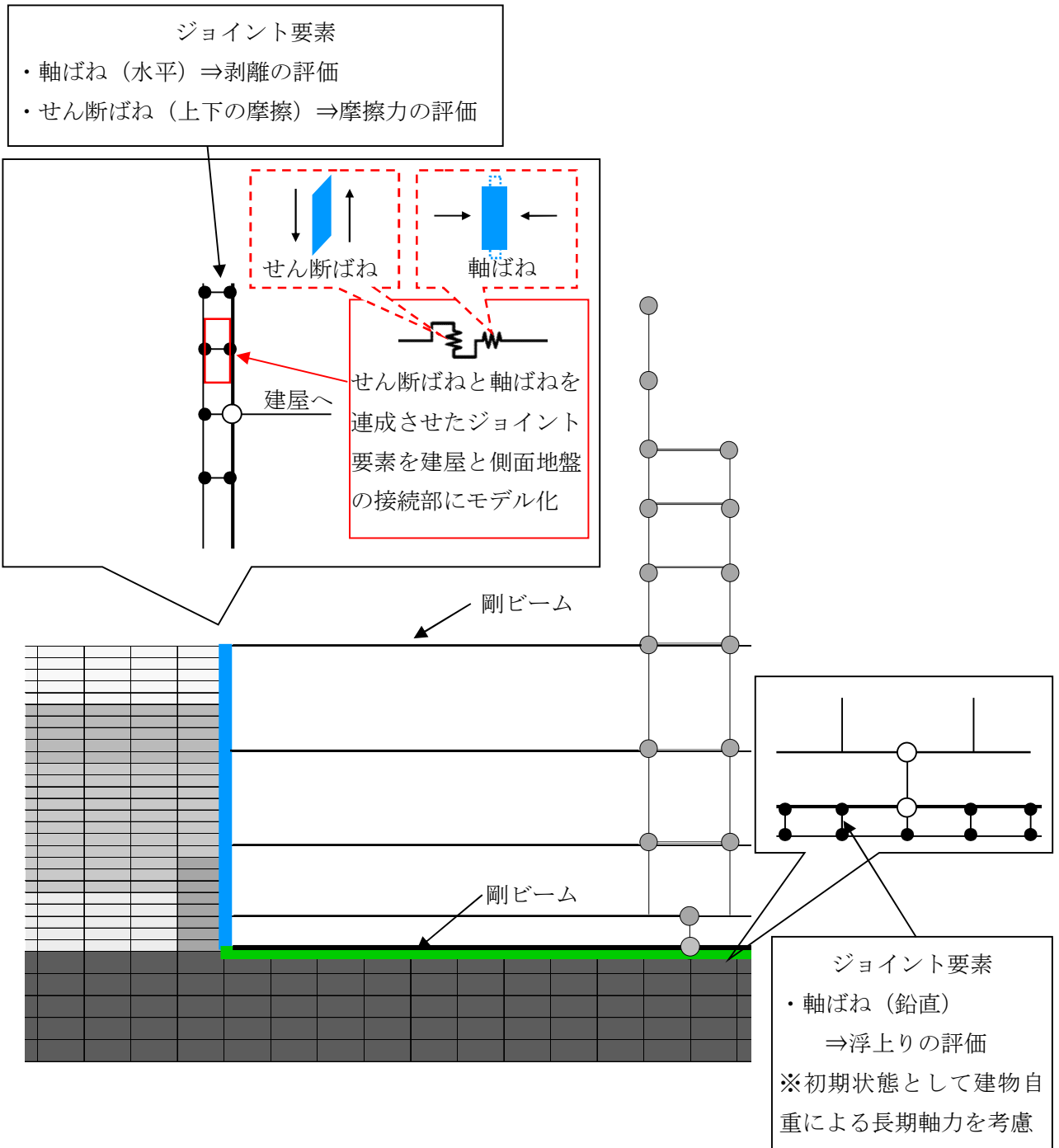
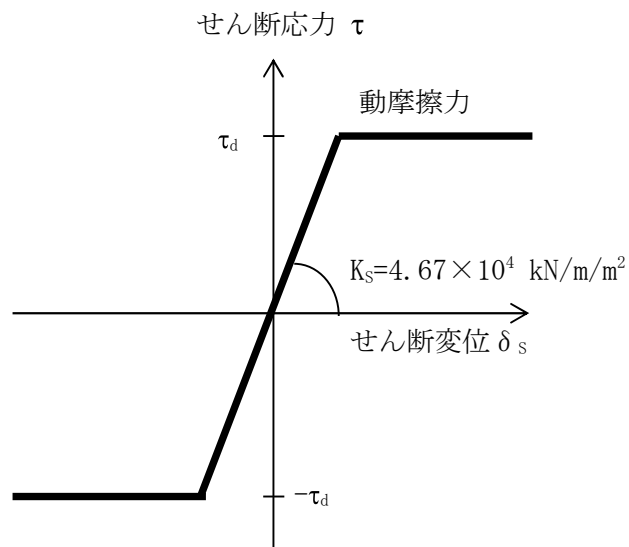


図 4.1.2.5 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建物基礎と底面地盤要素との接合部のモデル化概要



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 4.1.2.6 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、表 4.1.2.1 の地盤物性にに基づき表 2.1.1 に示す式により算定している。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 4.1.2.7 に建屋のモデル図を、表 4.1.2.3～表 4.1.2.4 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。

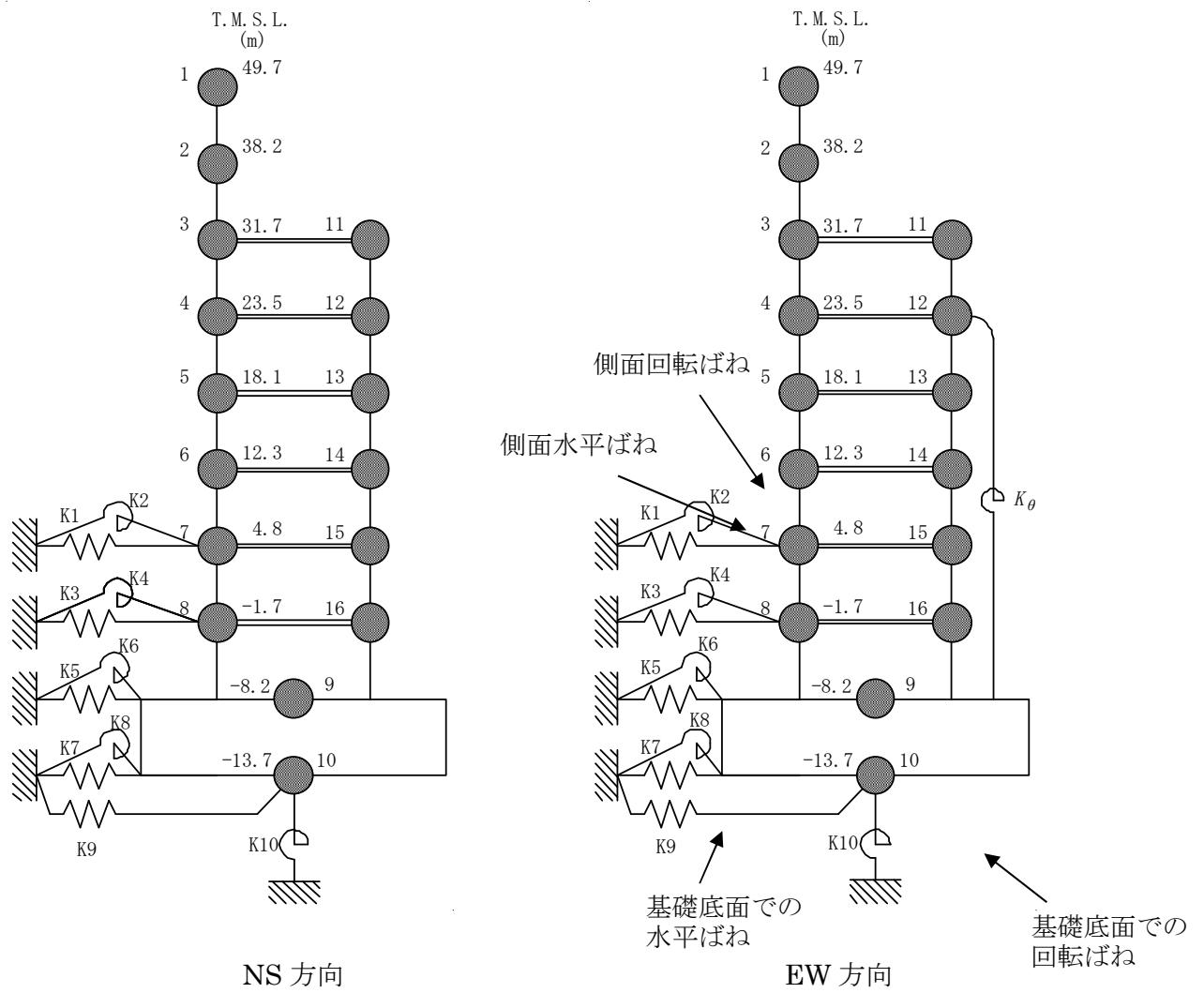


図 4.1.2.7 今回工認で採用予定の埋め込み SR モデル

表 4.1.2.3 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

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)

表 4.1.2.4 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 4.1.2.5 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

4.1.3 解析ケース

表 4.1.3.1 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 4.1.3.1 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

4.2 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。

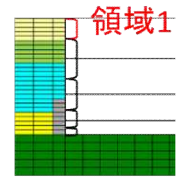
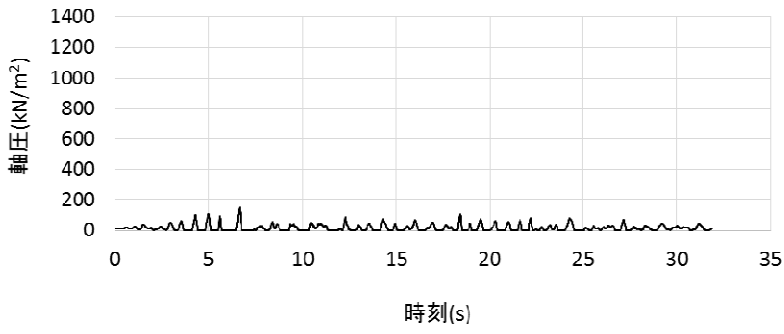
これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 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/m² 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。

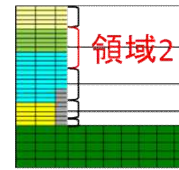
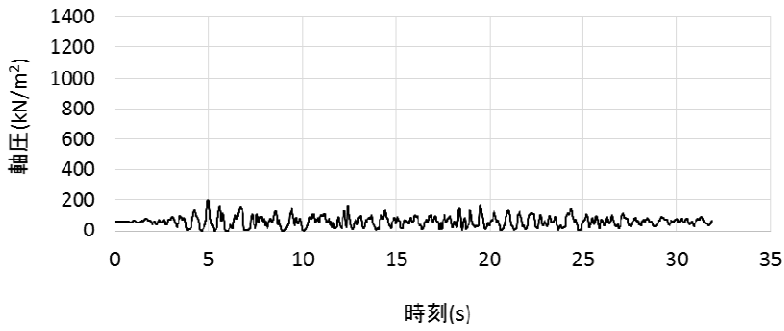
図 4.2.1.14 及び図 4.2.1.15 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力(摩擦力)の時刻歴を、建屋の東側及び参考に西側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.16 及び図 4.1.5.17 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

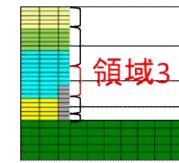
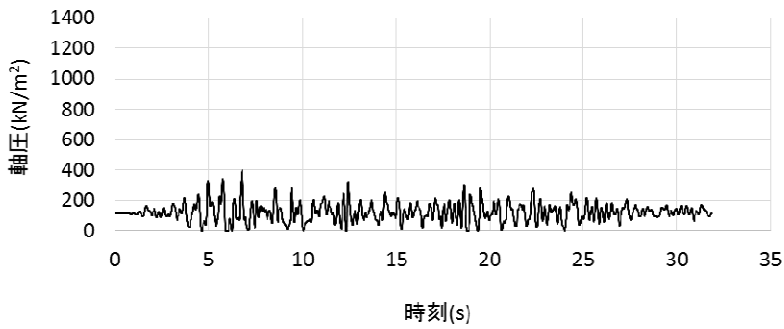
- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は 10mm 程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は 6mm 程度である。



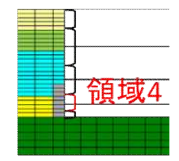
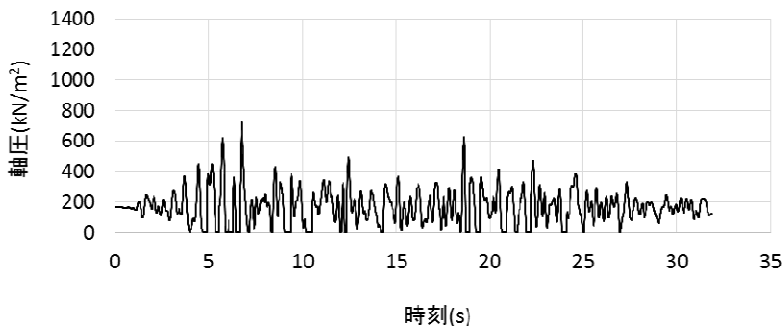
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



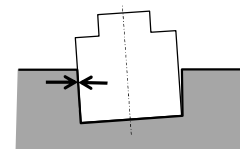
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

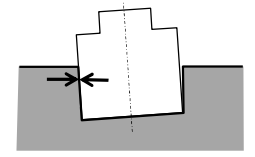
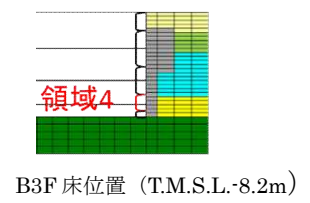
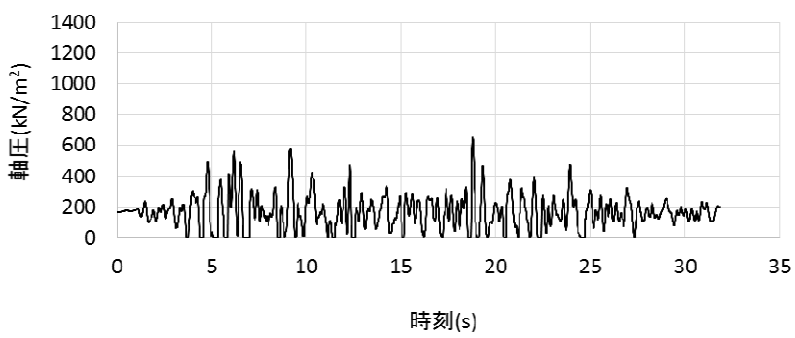
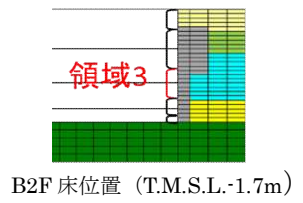
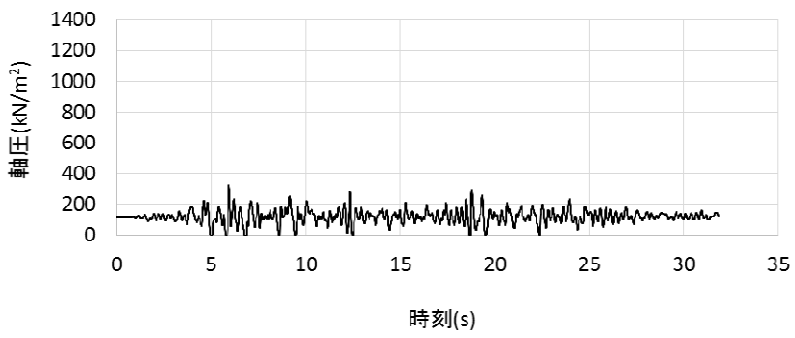
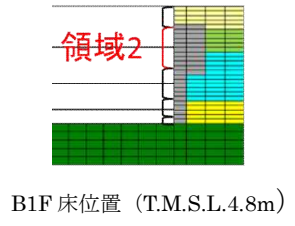
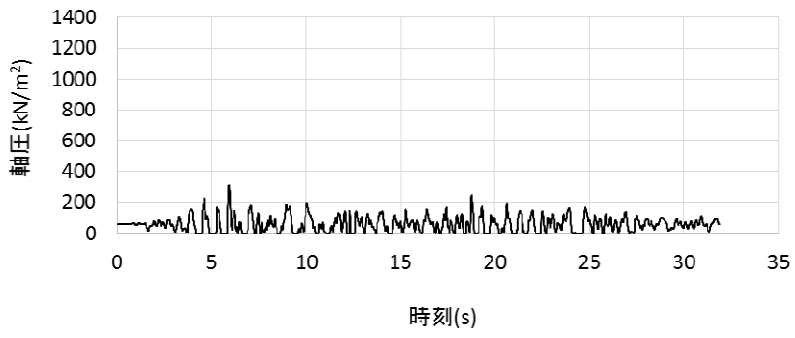
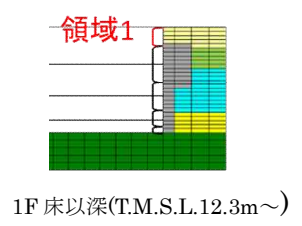
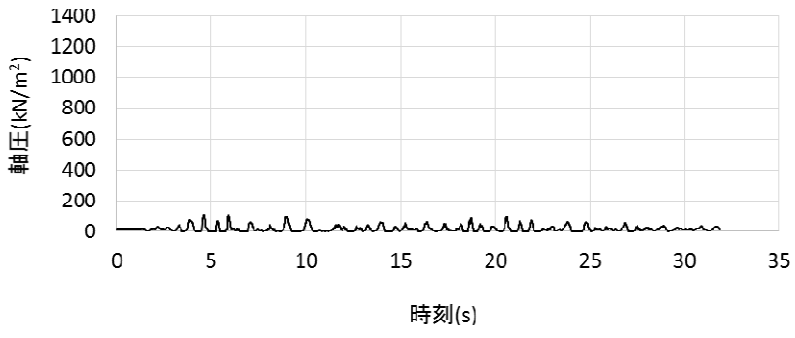


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



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)

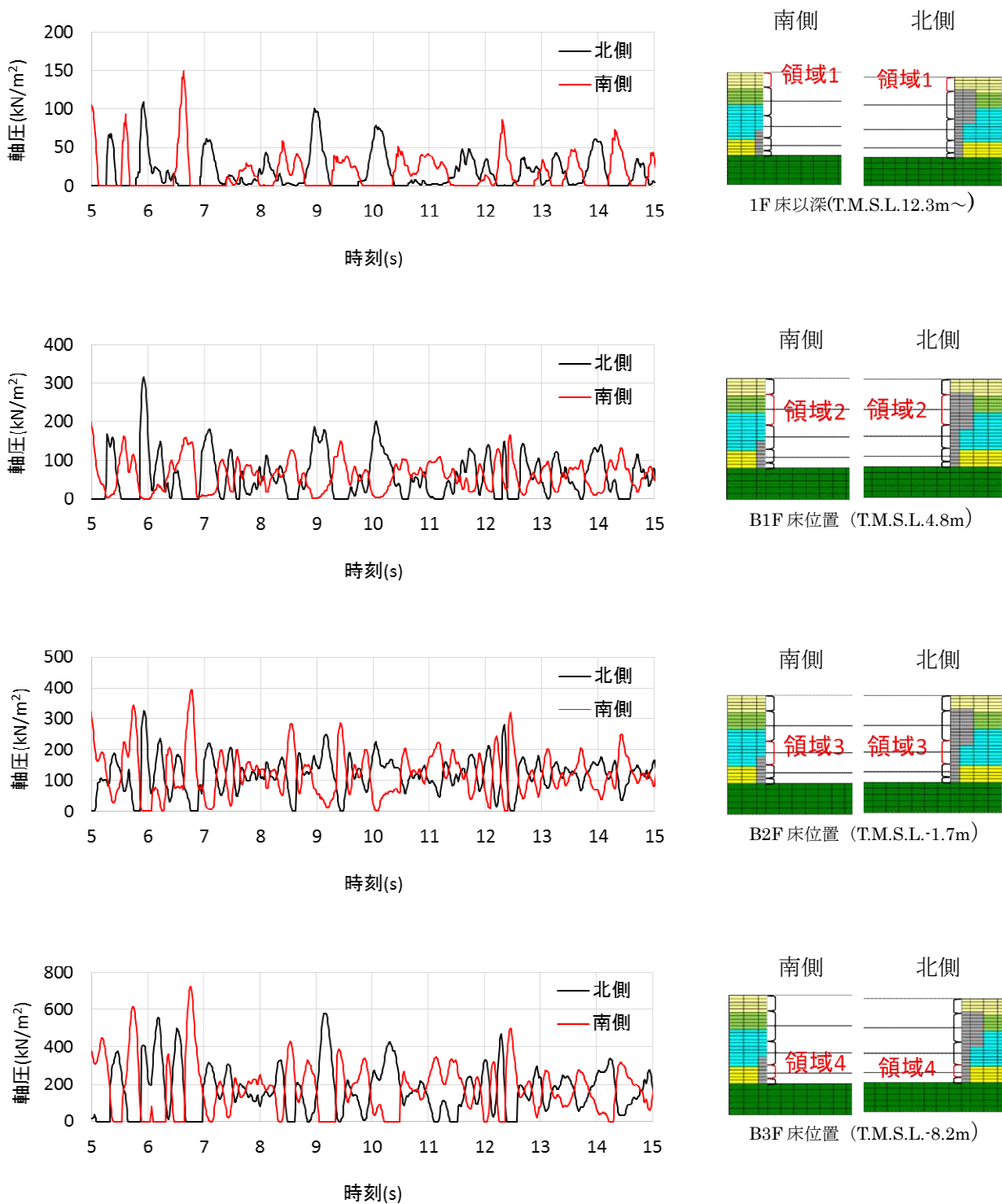
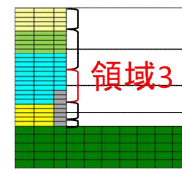
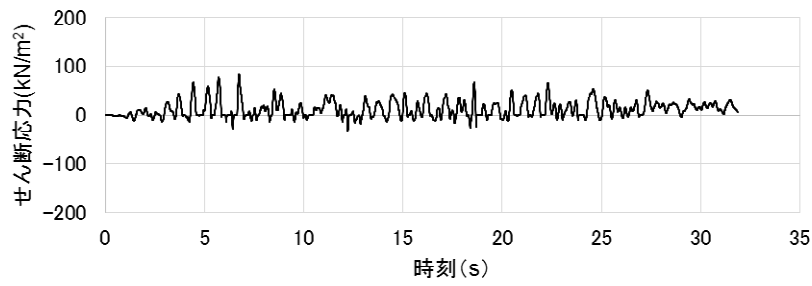
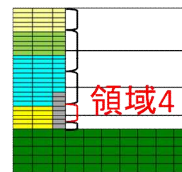
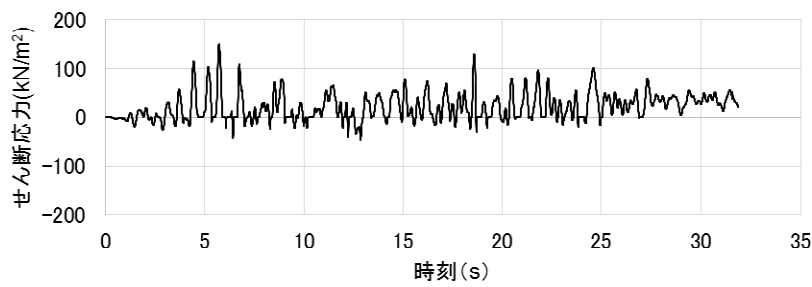


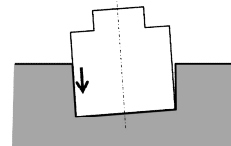
図 4.2.1.3 南側と北側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (NS 方向基本モデル)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



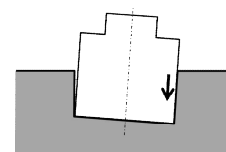
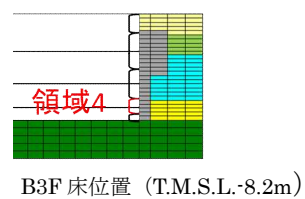
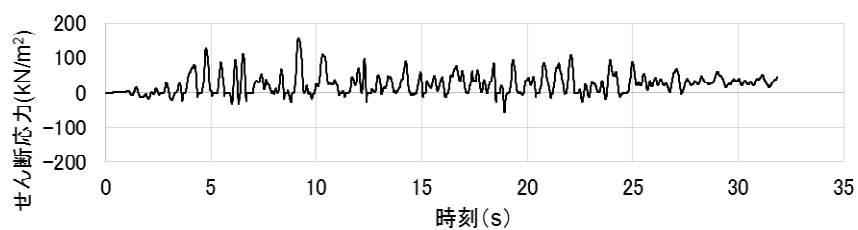
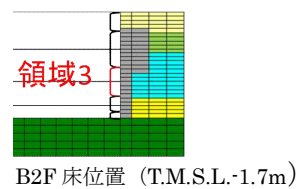
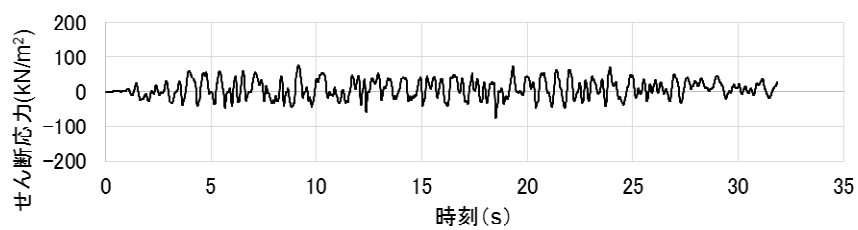
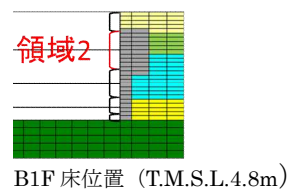
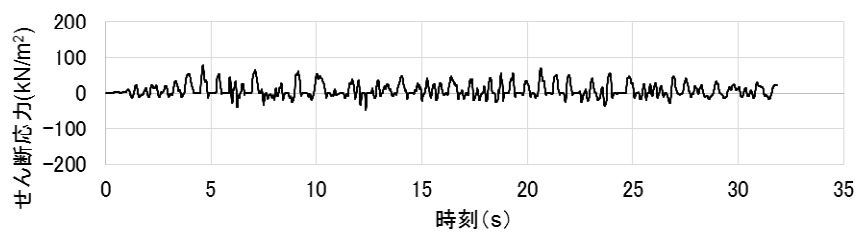
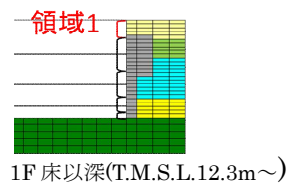
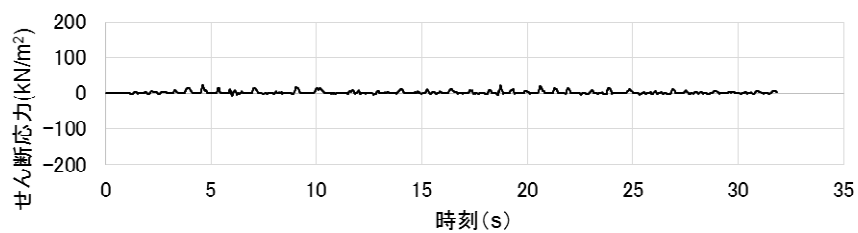
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



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

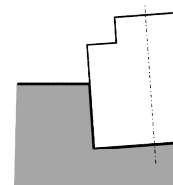
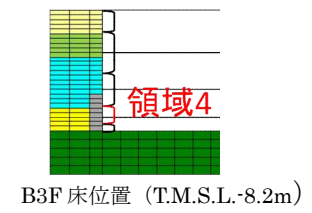
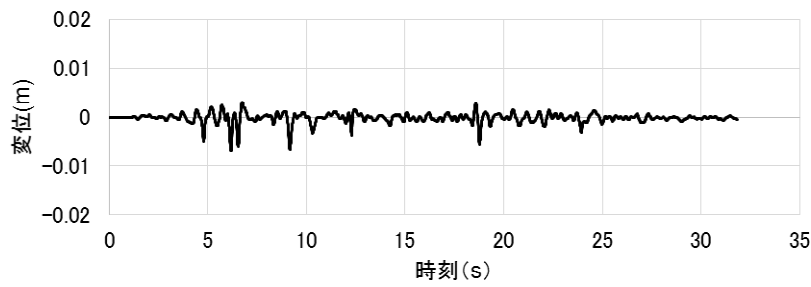
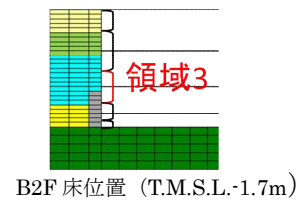
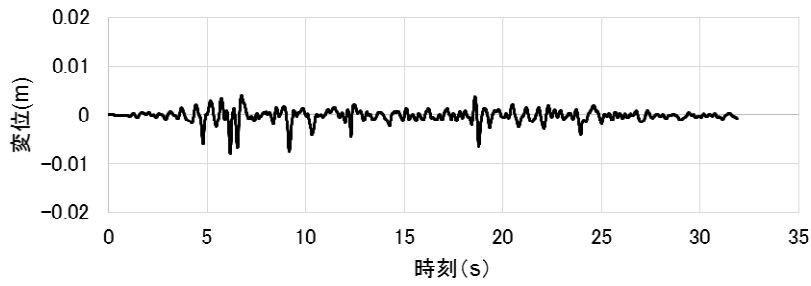
※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

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

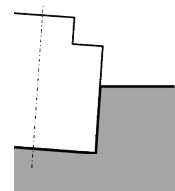
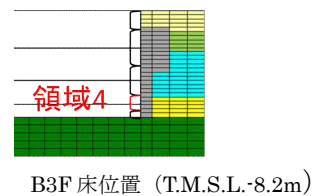
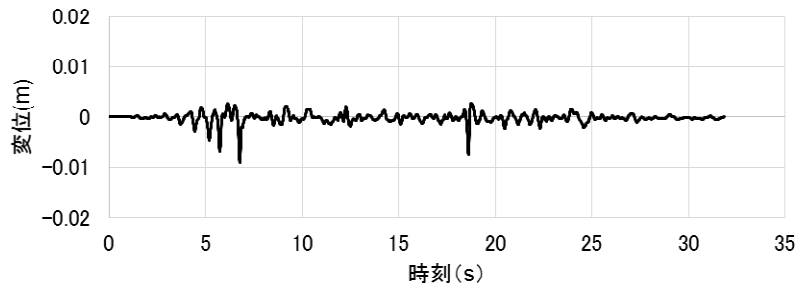
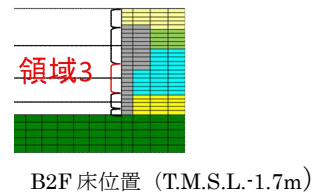
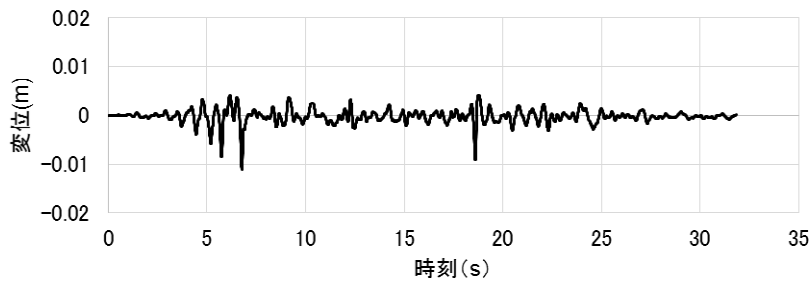
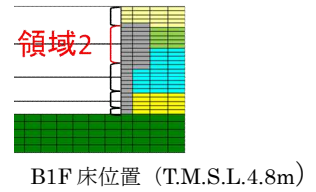
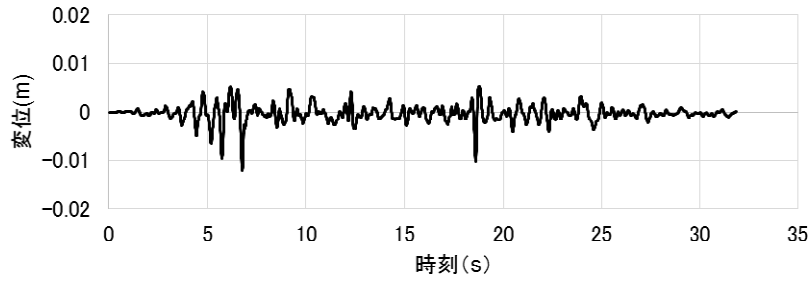
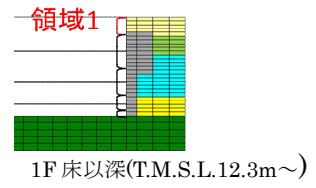
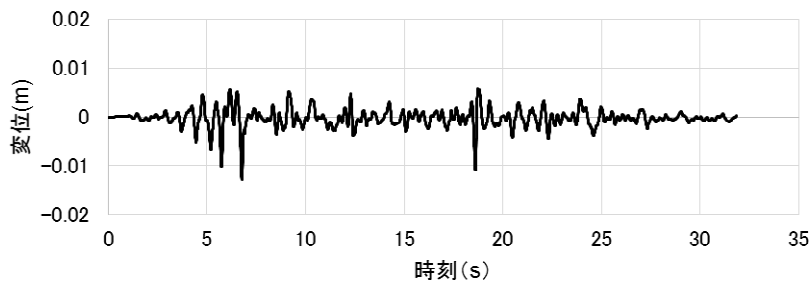
図 4.2.1.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)



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)



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

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)

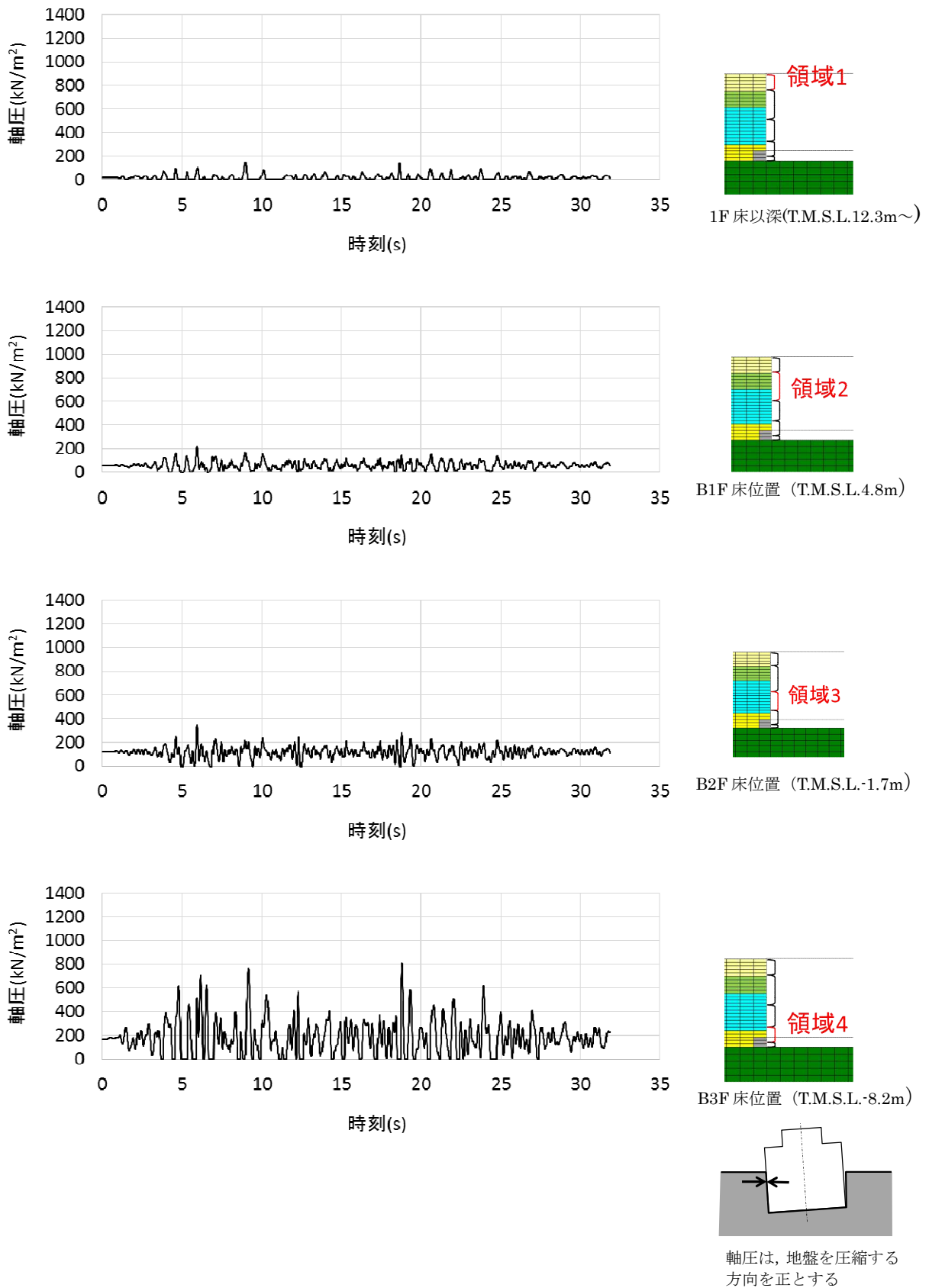


図 4.2.1.11 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 西側)

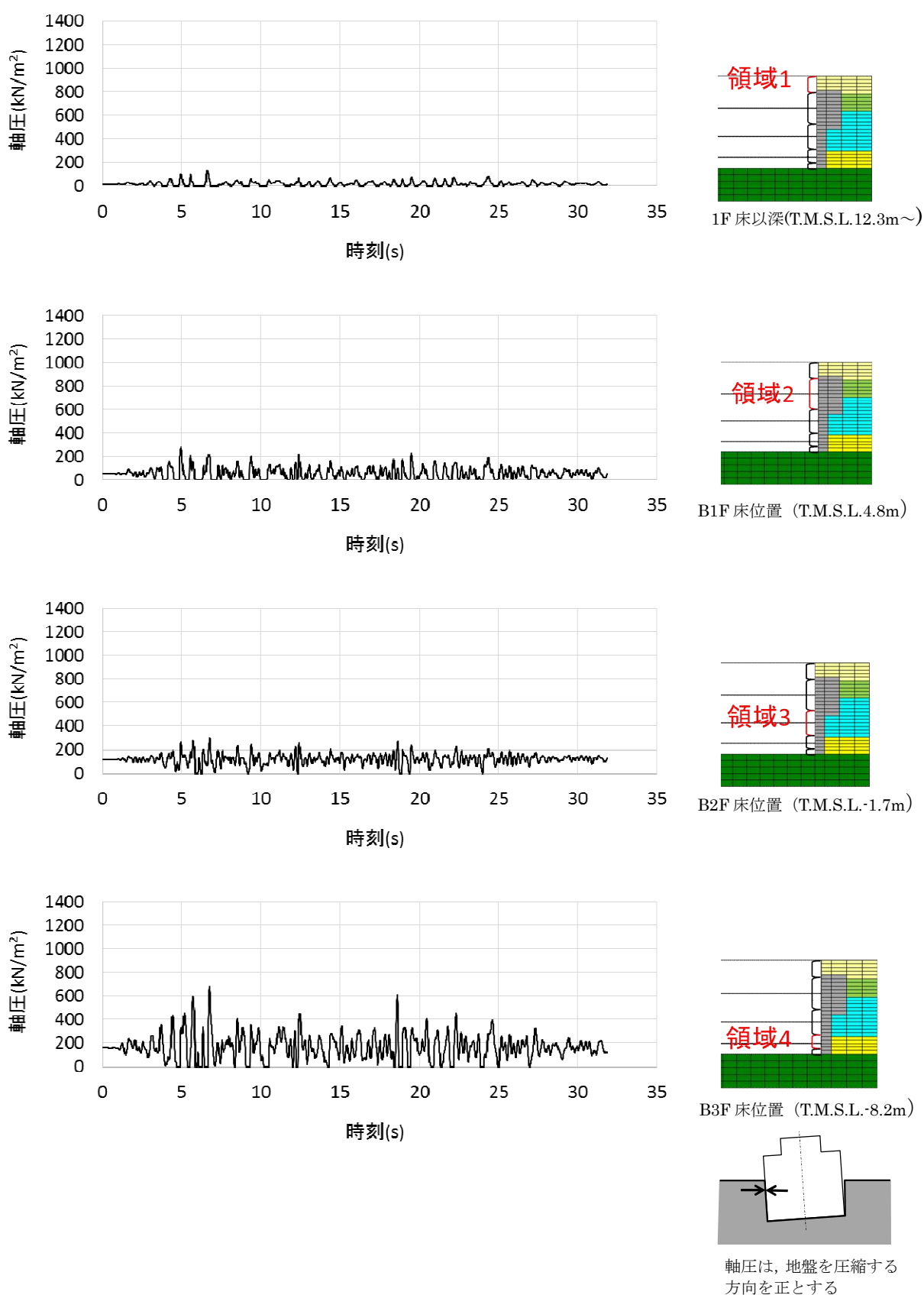


図 4.2.1.12 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 東側)

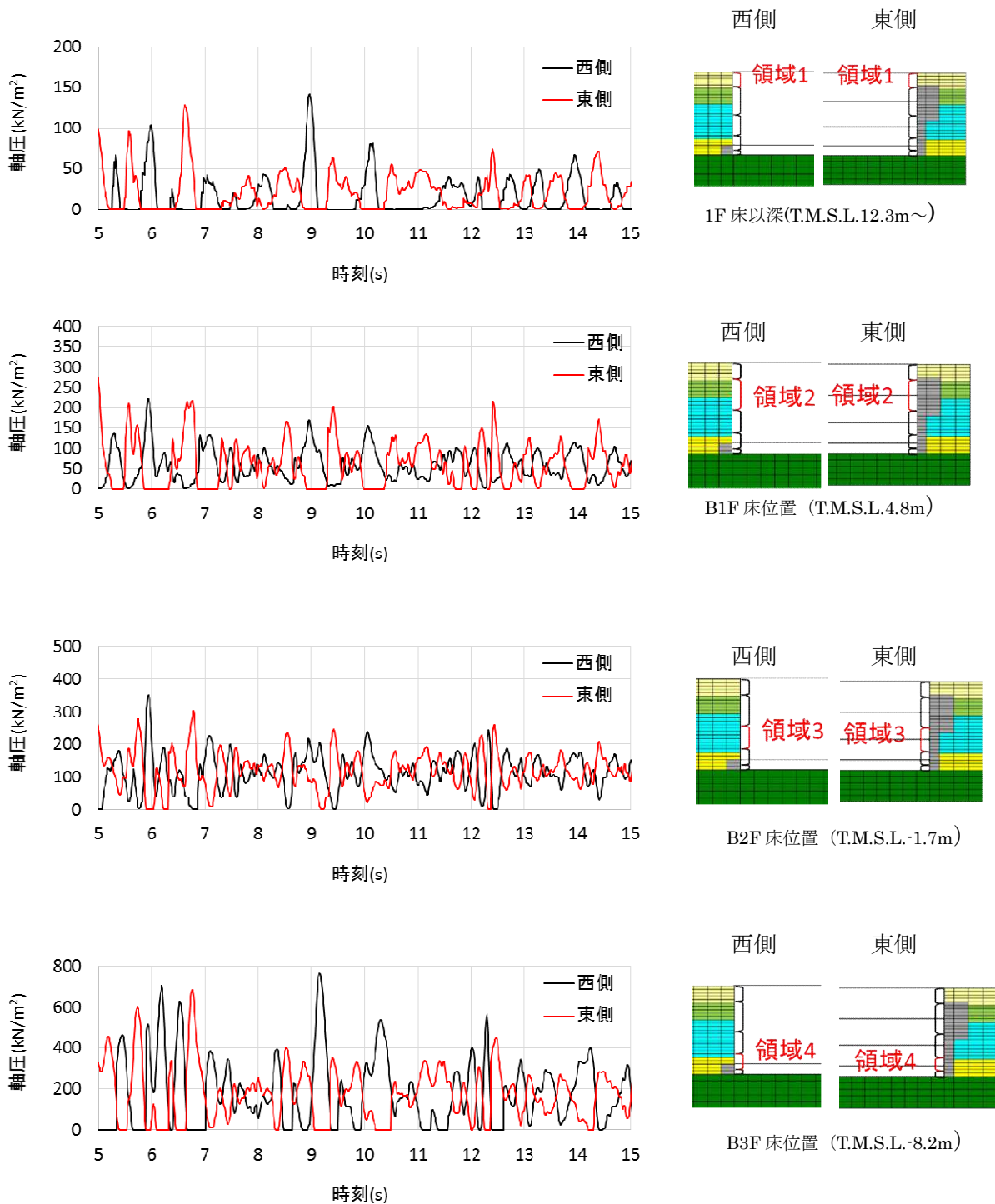
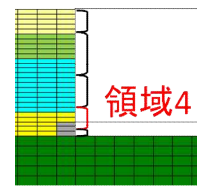
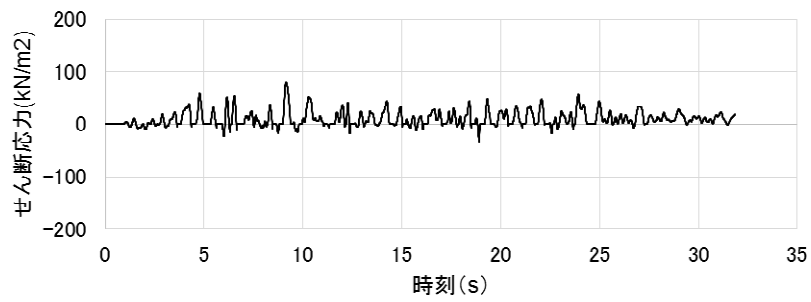
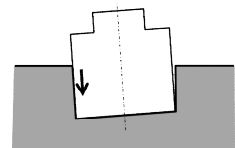


図 4.2.1.13 西側と東側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (EW方向基本モデル)



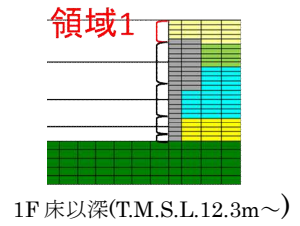
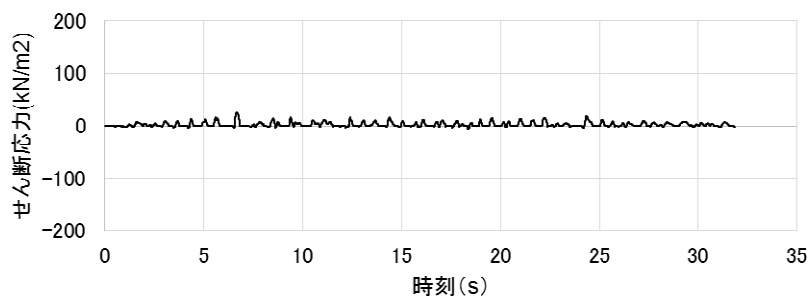
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



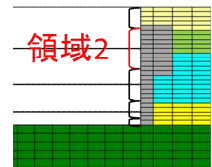
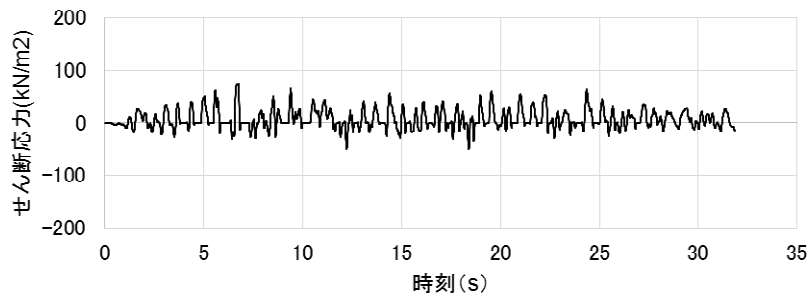
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時を正とする

※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。

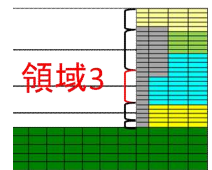
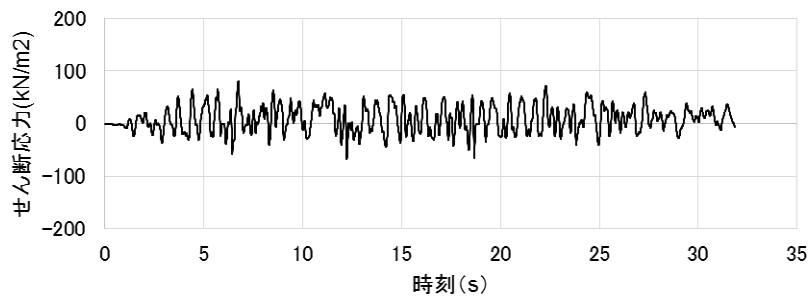
図 4.2.1.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)



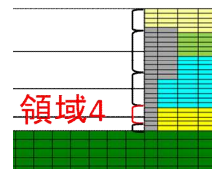
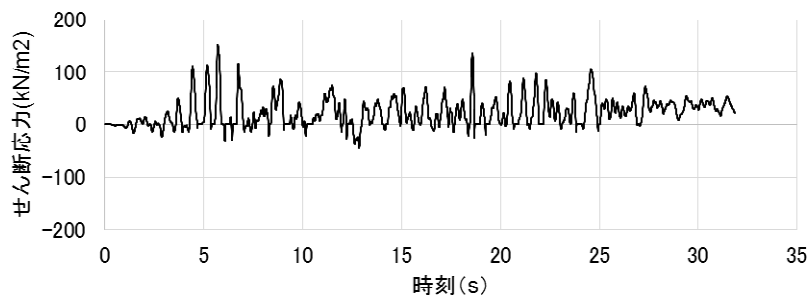
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)



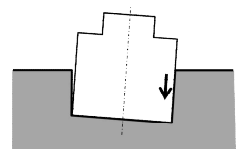
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



B3F床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



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 4.2.1.15 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)