

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

| | |
|-------------------------|-----------------|
| 柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料 | |
| 資料番号 | KK7 補足-025-1 改1 |
| 提出年月日 | 2020年4月3日 |

原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

2020年4月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討

別紙 5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響

下線：今回ご提示資料

別紙1 地震応答解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

| | |
|---------------------------|-------|
| 1. 概要 | 別紙1-1 |
| 2. 地震応答解析モデル及び手法の比較 | 別紙1-2 |

別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

別紙1-2 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

別紙1-3 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について

別紙1-4 地震応答解析モデルにおけるコンクリート実剛性の採用について

別紙1-5 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

別紙1-6 表層ばねの取扱いについて

下線：今回ご提示資料

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 地震応答解析モデル及び手法の比較

原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。鉛直モデルの諸元の設定方法を表2-2に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図2-1及び図2-2に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認である。

表2-1 地震応答解析モデル及び手法の比較

| 項目 | 内容 | 既工認*1 | 今回工認 | 備考 |
|-----------|--------|--|---|------|
| 入力地震動の算定法 | 水平 | 設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定 | 同左 | — |
| | 鉛直 | —*2 | 設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定 | — |
| 解析コード | | D A C 2 N | D A C 3 N | — |
| 建屋のモデル化 | モデル | 外壁部, RCCV部多質点系SRモデル | 外壁部, RCCV部多質点系SRモデル (一部建屋重量を変更) | ① |
| | 材料物性 | 検討時の各規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数 建屋部 E = 26.5kN/mm ² (SI換算) 基礎スラブ E = 25.5kN/mm ² (SI換算) ・コンクリートのポアソン比 ν = 0.167 | 適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数 建屋部 E = 28.8kN/mm ² 基礎スラブ E = 27.9kN/mm ² ・コンクリートのポアソン比 ν = 0.2 ・鉄骨のヤング係数 E = 205kN/mm ² ・鉄骨のポアソン比 ν = 0.3 | ②, ③ |
| | 剛性評価 | 耐震壁を考慮 (設計基準強度) | 耐震壁及び補助壁を考慮 (実強度) | ④, ⑤ |
| | 減衰定数 | ・水平方向: 5% | ・水平方向: 5% ・鉛直方向: RC (外壁部, RCCV部): 5% S (屋根トラス): 2% | — |
| | 回転拘束ばね | ・水平方向: RCCV回転ばね (K _{θ1}) 使用済燃料貯蔵プールのガーダ部 (以下「プールガーダ」という。) が原子炉格納容器コンクリート部のシェル部の曲げ変形を拘束する効果として、外壁の軸剛性及びプールガーダの曲げせん断剛性による回転ばね剛性を考慮 | ・水平方向: RCCV回転ばね (K _{θ1}) 同左 ・鉛直方向: 屋根トラス端部回転拘束ばね (K _{θ2}) 屋根トラス端部の柱による曲げ変形を拘束する効果として、屋根トラス端部が柱に剛接されているものとした場合の回転ばね剛性を考慮 | — |
| 地盤のモデル化 | 底面ばね | 振動アドミッタンス理論に基づく近似法 ・水平方向: 水平及び回転ばねを考慮 | 振動アドミッタンス理論に基づく近似法 ・水平方向: 水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向: 鉛直ばねを考慮 | ⑥ |
| | 側面ばね | Novakの方法により設定 ・水平ばねのみ考慮 | Novakの方法により設定 ・水平及び回転ばね考慮 (表層の新期砂層は無視) | ⑦, ⑧ |
| 非線形特性 | 耐震壁 | ・水平方向: 考慮せず | ・水平方向: 非線形特性を考慮 ・鉛直方向: 考慮せず | ⑥, ⑨ |
| | 底面ばね | ・水平方向: 考慮せず | ・水平方向: 接地率75%を下回る場合、基礎浮上りによる幾何学的非線形特性考慮 ・鉛直方向: 考慮せず | |
| 誘発上下動 | | ・考慮せず | ・接地率65%を下回る場合、考慮する | — |

注記*1: 柏崎刈羽原子力発電所7号機『既工事計画認可申請書 添付資料IV-2-3「原子炉建屋の地震応答計算書」(3資庁第6675号平成3年8月23日認可)』

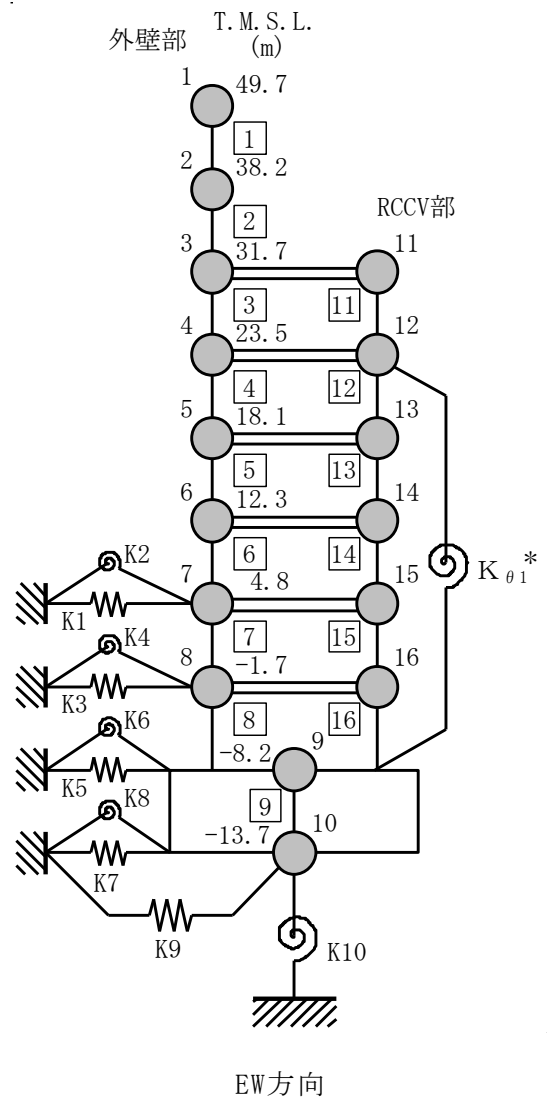
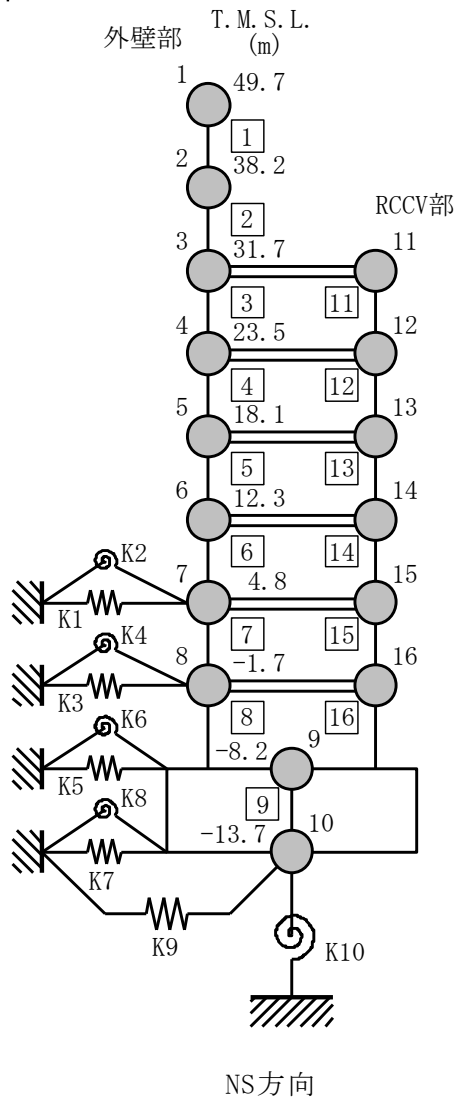
注記*2: 既工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮。

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 2007年新潟県中越沖地震後に実施した耐震補強工事等による重量の変更を考慮。詳細は別紙1-1に示す。
- ② コンクリートのヤング係数及びポアソン比は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づく。
- ③ 鉄骨のヤング係数は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，2005改定）に基づく。
- ④ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として，その分の剛性を考慮。補助壁の評価方法については別紙1-3に示す。
- ⑤ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，建屋剛性の評価においてコンクリート実強度に基づき評価される実剛性を考慮。コンクリート実剛性の採用については別紙1-4に示す。
- ⑥ 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」（（社）日本電気協会）に基づく。
- ⑦ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）を考慮。側面回転ばねの適用性については別紙1-5に示す。
- ⑧ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，地盤表層部（新期砂層）の地盤ばねを考慮しない。地盤表層部（新期砂層）の地盤ばねの取扱いについては別紙1-6に示す。
- ⑨ 耐震壁の非線形特性の設定については別紙2に示す。

表2-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

| 部位 | 質量 | 剛性 |
|-----------------|---------------------------|--|
| 耐震壁 補助壁 柱 | 鉛直モデルに対応する 水平モデルの質点の質量 | 水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁及び補助壁の全軸断面積及び鉛直剛性として考慮できる柱の軸断面積の和より軸剛性を算出 |
| 屋根トラス | 質点の支配面積より算出 | 曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断はりモデルとして剛性を算出。なお、曲げ剛性は、主トラス上下弦材の中心軸に関する断面2次モーメントを用いて算出し、せん断剛性は、斜材の断面積に軸変形によって生じるせん断変形量を考慮した等価せん断断面積を用いて算出 |

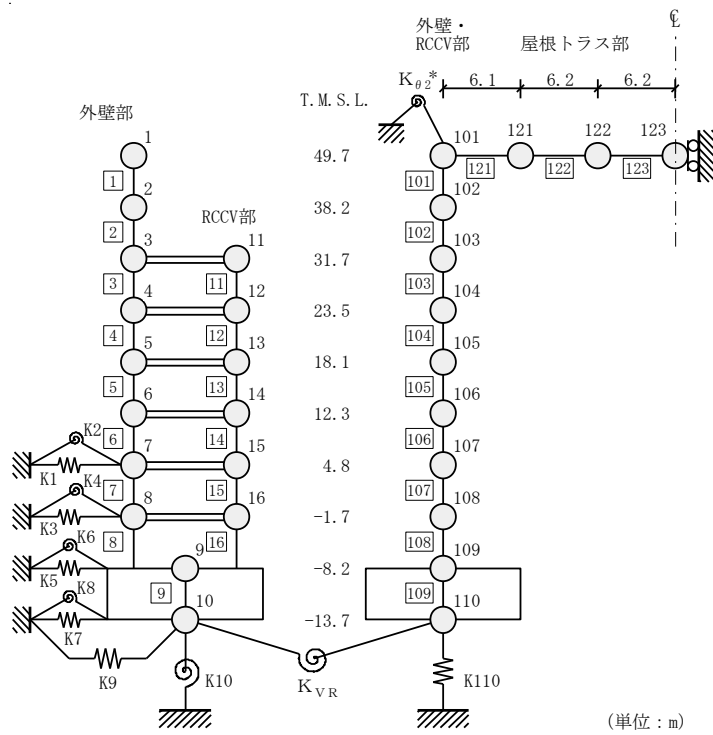


注記* : RCCV回転ばね

注 : 東京湾平均海面 (以下「T.M.S.L.」という。)

(a) 水平方向 誘発上下動を考慮しない場合

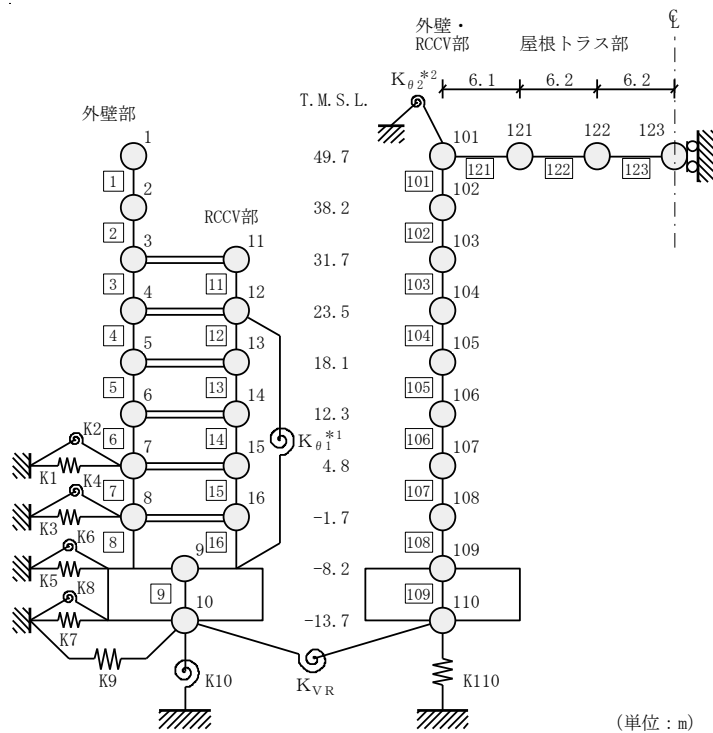
図2-1 地震応答解析モデル (水平方向) (1/2)



(単位 : m)

注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

NS方向



(単位 : m)

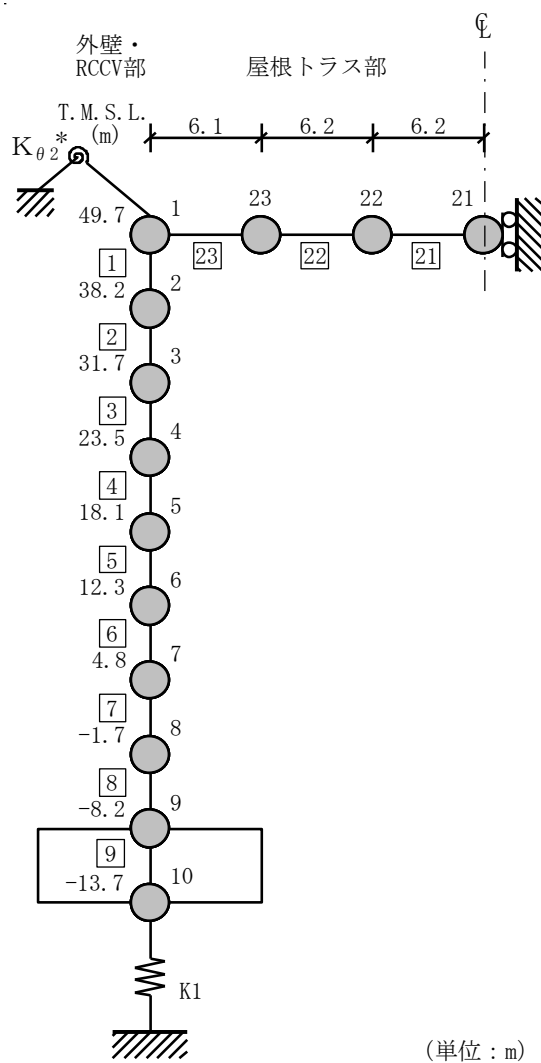
注記*1 : RCCV回転ばね

注記*2 : 屋根トラス端部回転拘束ばね

EW方向

(b) 誘発上下動を考慮する場合

図 2-1 地震応答解析モデル (水平方向) (2/2)



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図2-2 地震応答解析モデル (鉛直方向)

別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

目 次

| | |
|---------------------------------|---------|
| 1. 概要 | 別紙1-1-1 |
| 2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について | 別紙1-1-1 |
| 2.1 補助壁の考慮 | 別紙1-1-1 |
| 2.2 コンクリート実剛性の考慮 | 別紙1-1-2 |
| 2.3 建屋側面地盤回転ばねの考慮 | 別紙1-1-3 |
| 2.4 表層地盤ばねの変更 | 別紙1-1-4 |
| 2.5 建屋重量の変更 | 別紙1-1-5 |
| 2.5.1 SI単位系への単位換算による変更..... | 別紙1-1-5 |
| 2.5.2 主排気筒の重量変更..... | 別紙1-1-6 |
| 2.5.3 屋根トラスの重量変更..... | 別紙1-1-7 |
| 2.6 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 | 別紙1-1-9 |

1. 概要

今回工認における原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）は基本的には既工認時の地震応答解析モデル（以下「既工認モデル」という。）に基づいて設定しているが、解析モデルの精緻化を目的とし、既工認モデルから変更を行っている。本資料では、変更の概要を示す。

2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

2.1 補助壁の考慮

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、既工認モデルでは耐震要素として考慮しなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する。

補助壁の選定基準の設定に当たっては、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005制定）」を参考にした。図2-1に一例としてB3F（T.M.S.L. -8.2m～T.M.S.L. -1.7m）の補助壁として剛性を考慮する範囲を示す。

なお、補助壁を考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、補助壁の評価方法に関する詳細は別紙1-3に示す。

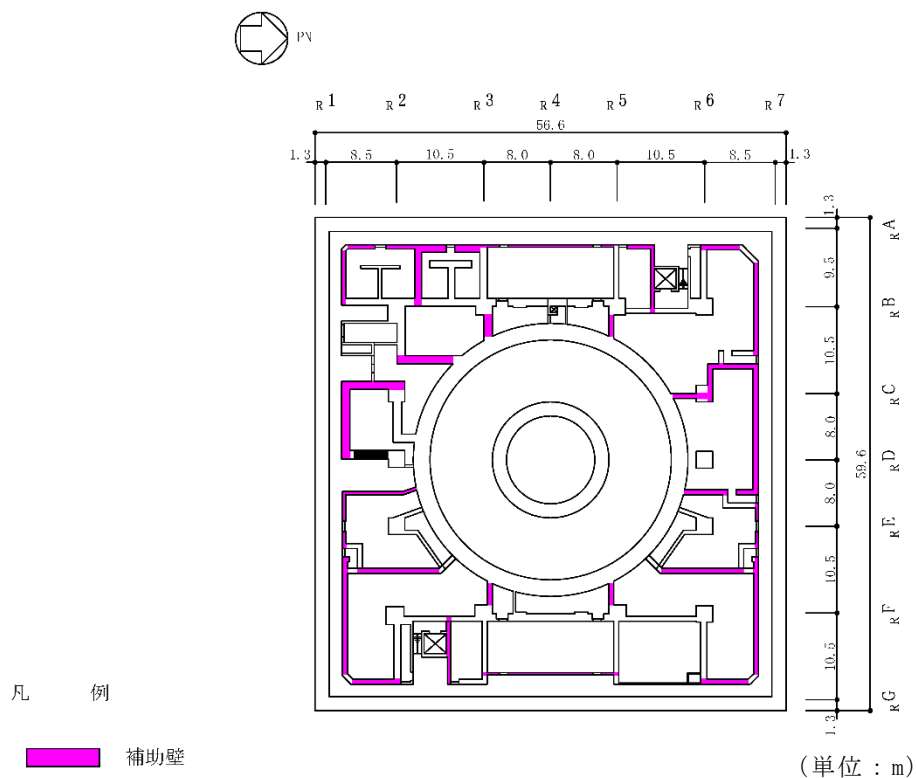


図 2-1 補助壁の考慮範囲の例 (B3F, T.M.S.L. -8.2m)

2.2 コンクリート実剛性の考慮

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる。ただし、許容値の算定に当たっては、設計基準強度（330kgf/cm²：32.3N/mm²）を用いる。表2-1に既工認モデル及び今回工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値を示す。

なお、コンクリート実剛性を考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、コンクリート実剛性の採用に関する詳細は別紙1-4に示す。

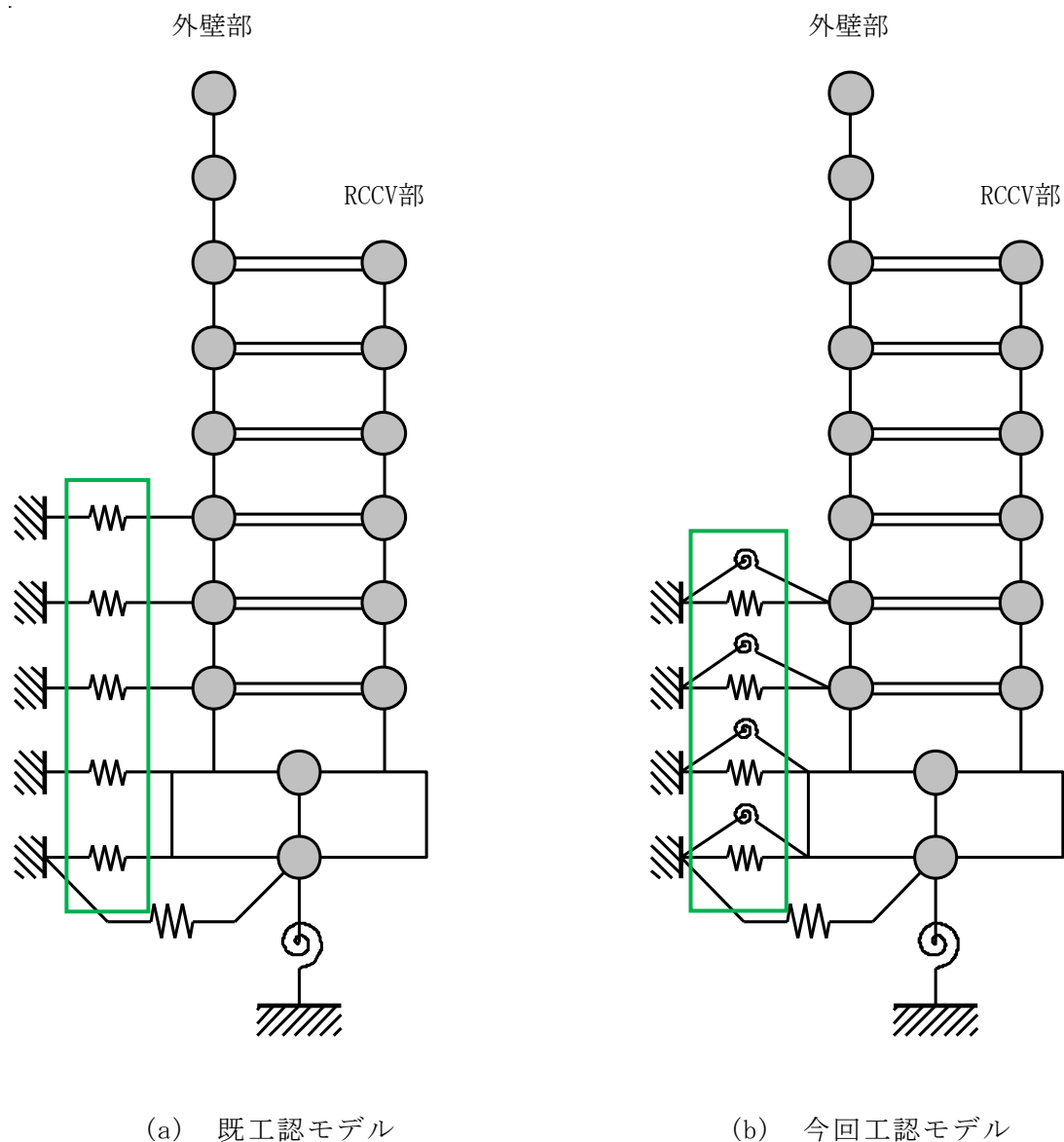
表2-1 既工認モデル及び今回工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値

| 材料物性値 | 既工認モデル | 今回工認モデル |
|--------------------------------|--|---|
| コンクリート 強度 F _c | 設計基準強度 建屋部 : 32.3(N/mm ²) (330(kgf/cm ²)) 基礎スラブ : 29.4(N/mm ²) (300(kgf/cm ²)) | 実強度 建屋部 : 43.1(N/mm ²) (440(kgf/cm ²)) 基礎スラブ : 39.2(N/mm ²) (400(kgf/cm ²)) |
| コンクリートの 単位体積重量 γ | 22.6(kN/m ³) (2.3(tf/m ³)) | 23.5(kN/m ³) (2.4(tf/m ³)) |
| ヤング係数 E | $2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$ (kgf/cm ²) | $3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 G | $\frac{E}{2(1+\nu)}$ | $\frac{E}{2(1+\nu)}$ |
| ポアソン比 ν | 0.167 | 0.2 |
| 適用規準 | 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1988改定） | 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005制定） |

2.3 建屋側面地盤回転ばねの考慮

今回工認モデルにおいては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）を考慮する。図2-2に地震応答解析モデルにおける側面回転ばねの考慮の概念図を示す。

なお、側面回転ばねを考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、側面回転ばねを考慮することの妥当性の詳細については別紙1-5に示す。



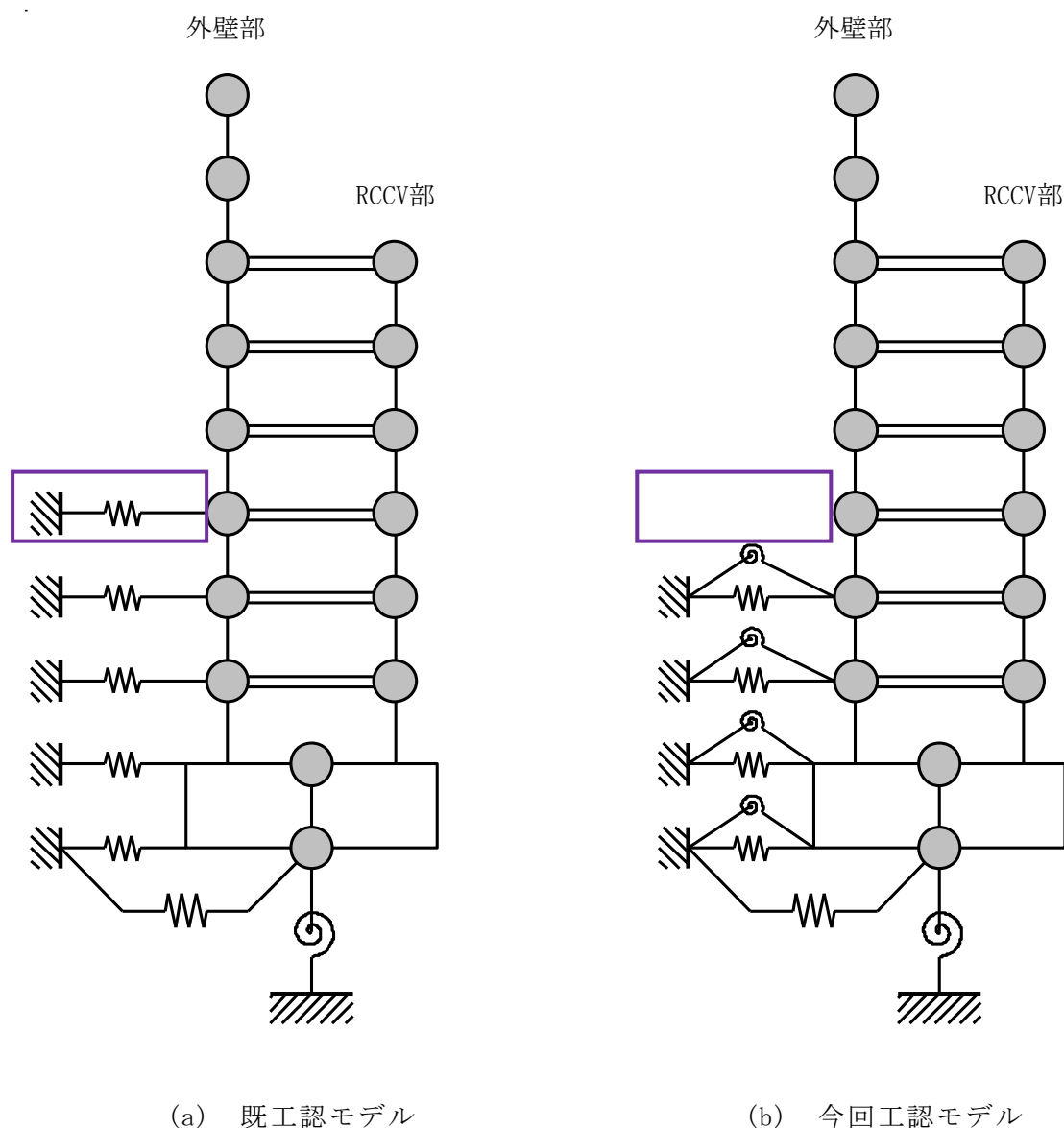
: 側面回転ばねの考慮による変更箇所

図2-2 側面回転ばねの考慮（概念図）

2.4 表層地盤ばねの変更

既工認モデルでは地盤表層部（**新期砂層**）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認モデルでは、基準地震動 S_s による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、この部分の地盤ばねを考慮しない。図2-3に地震応答解析モデルにおける表層地盤ばねの変更の概念図を示す。

なお、表層地盤ばねを考慮しないことによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、表層地盤ばねの取扱いについての詳細は別紙1-6に示す。



: 表層地盤ばねの変更箇所

図2-3 表層地盤ばねの変更（概念図）

2.5 建屋重量の変更

2.5.1 SI単位系への単位換算による変更

既工認モデルでは重力単位系による重量を用いていたが、今回工認モデルではSI単位系へ単位換算する。

2.5.2 主排気筒の重量変更

主排気筒については、制震装置（オイルダンパー）、補強リング及び支持点アームの追加による耐震補強工事を実施しており、原子炉建屋の今回工認モデルでは当該工事による重量変更を反映している。図2-4に耐震補強工事の概要を示す。

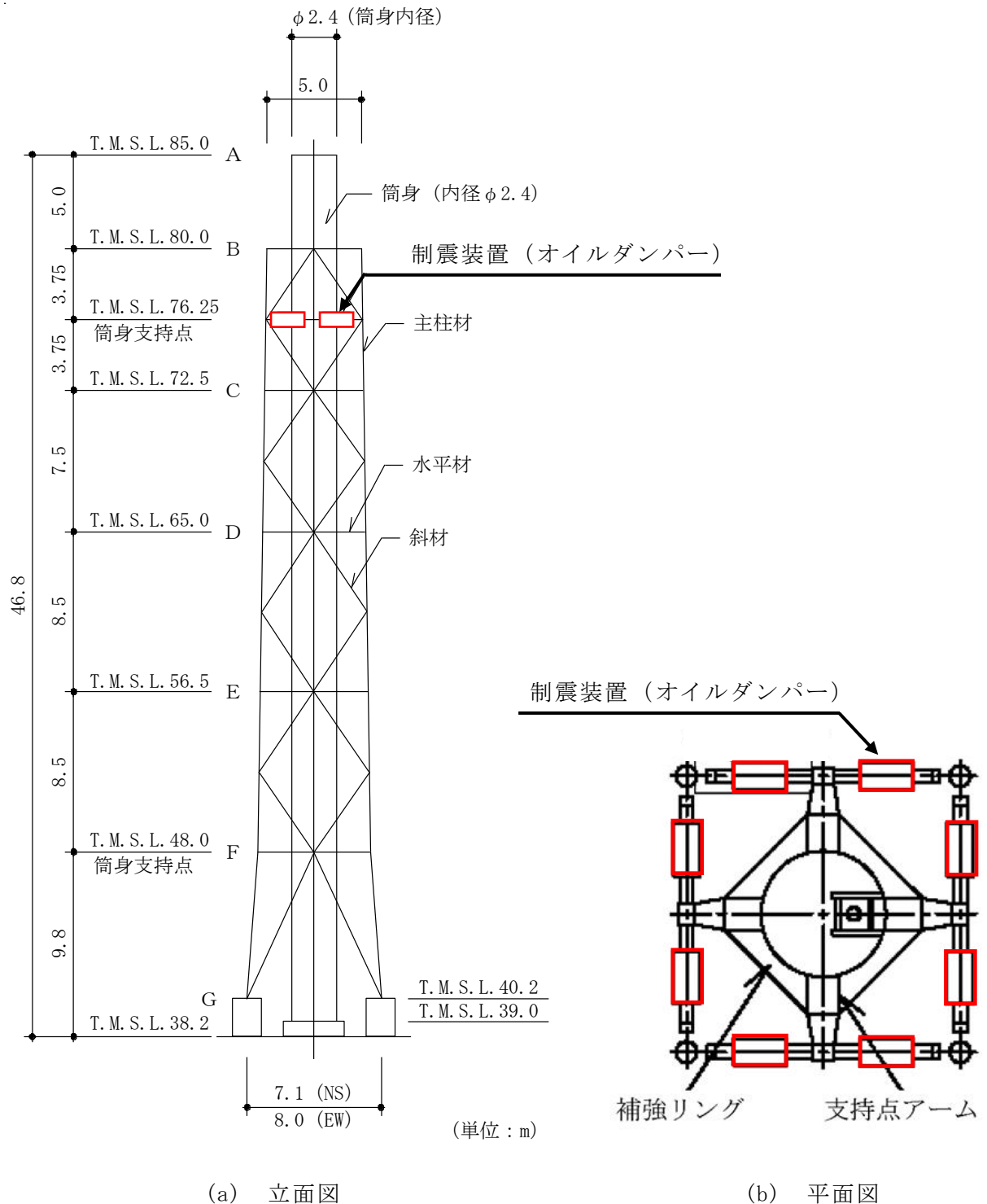


図2-4 耐震補強工事の概要

2.5.3 屋根トラスの重量変更

原子炉建屋屋根トラスについては、つなぎばりの一部や下弦面水平ブレース等の余裕の少ない部材について、部材取替え及び補強部材の追加による耐震補強工事を実施しており、原子炉建屋の今回工認モデルでは当該工事による重量変更を反映している。図2-5に耐震補強工事の概要を表2-2に補強部材の詳細を示す。なお、屋根トラスの裕度向上対策として防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減を行っている。

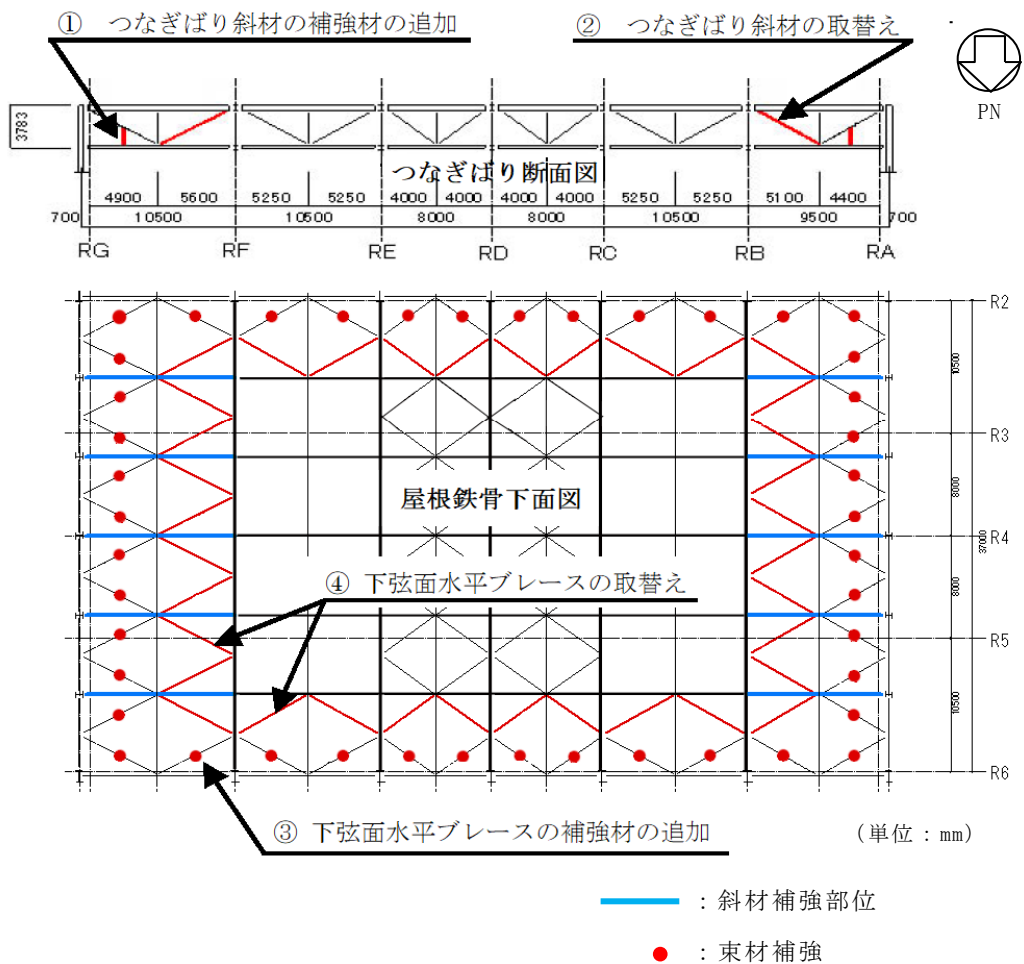
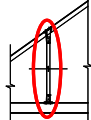

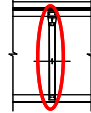
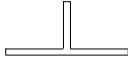


図2-5 耐震補強工事の概要

表2-2 補強部材の詳細

| No. | 箇所及び補強方法 | | |
|-----|--------------------------|---|--|
| ① | つなぎばり斜材 補強材の追加 |  | 斜材 $2Ls-90 \times 90 \times 10$ 補強材 $L-75 \times 75 \times 6$ |
| ② | つなぎばり斜材 取替え |  | 補強前 $2Ls-90 \times 90 \times 10$ 補強後 $2Ls-130 \times 130 \times 9$ |
| ③ | 下弦面水平 ブレース材 補強材の追加 |  | ブレース材 $CT-150 \times 300 \times 10 \times 15$ 補強材 $[L-150 \times 75 \times 6.5 \times 10$ |
| ④ | 下弦面水平 ブレース材 取替え |  | 補強前 $CT-150 \times 300 \times 10 \times 15$ 補強後 $CT-175 \times 350 \times 12 \times 19$ |

2.6 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表2-3に既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を示す。

表2-3 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS方向) (1/2)

(a) 既工認モデル

| 質点番号 | 質点重量 W (t) | 回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ t・m ²) | 部材 番号 | せん断 断面積 A _s (m ²) | 断面二次 モーメント I (m ⁴) | 質点番号 | 質点重量 W (t) | 回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ t・m ²) | 部材 番号 | せん断 断面積 A _s (m ²) | 断面二次 モーメント I (m ⁴) |
|------|---------------|--|----------|--|--------------------------------------|------|---------------|--|----------|--|--------------------------------------|
| 1 | 4660 | 8.3 | 1 | 41.0 | 13700 | | | | | | |
| 2 | 8390 | 42.8 | 2 | 83.0 | 51100 | | | | | | |
| 3 | 8620 | 48.3 | 3 | 117.4 | 70600 | 11 | 9320 | 3.3 | 11 | 114.4 | 7200 |
| 4 | 8650 | 29.9 | 4 | 119.0 | 69000 | 12 | 15810 | 37.9 | 12 | 95.5 | 23300 |
| 5 | 5650 | 20.2 | 5 | 120.2 | 84700 | 13 | 10490 | 31.1 | 13 | 95.6 | 23500 |
| 6 | 8290 | 29.5 | 6 | 164.9 | 105000 | 14 | 20320 | 41.7 | 14 | 97.0 | 23400 |
| 7 | 8170 | 30.2 | 7 | 181.2 | 112800 | 15 | 12650 | 39.5 | 15 | 100.4 | 23600 |
| 8 | 8290 | 30.4 | 8 | 192.4 | 119000 | 16 | 13950 | 37.7 | 16 | 144.8 | 29600 |
| 9 | 34920 | 96.4 | 9 | — | — | | | | | | |
| 10 | 22030 | 59.3 | | | | | | | | | |
| 合計 | 200210 | | | | | | | | | | |

①建屋部

ヤング係数E 2.7×10⁶ (t/m²)
せん断弾性係数G 1.2×10⁶ (t/m²)
ポアソン比ν 0.167
減衰定数h 5%
基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)

②基礎スラブ

ヤング係数E 2.6×10⁶ (t/m²)
せん断弾性係数G 1.1×10⁶ (t/m²)
ポアソン比ν 0.167
減衰定数h 5%

(b) 今回工認モデル

| 質点番号 | 質点重量 W (kN) | 回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²) | 部材 番号 | せん断 断面積 A _s (m ²) | 断面二次 モーメント I (m ⁴) | 質点番号 | 質点重量 W (kN) | 回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²) | 部材 番号 | せん断 断面積 A _s (m ²) | 断面二次 モーメント I (m ⁴) |
|------|----------------|---|----------|--|--------------------------------------|------|----------------|---|----------|--|--------------------------------------|
| 1 | 39490 *1 | 70.6 *1 | 1 | 41.0 | 13700 | | | | | | |
| 2 | 80520 *2 | 410.9 *2 | 2 | 83.0 | 51100 | | | | | | |
| 3 | 84470 | 473.7 | 3 | 188.0 | 70600 | 11 | 91400 | 32.4 | 11 | 119.6 | 7200 |
| 4 | 84770 | 293.2 | 4 | 132.5 | 69000 | 12 | 155040 | 371.7 | 12 | 113.0 | 23300 |
| 5 | 55380 | 198.1 | 5 | 149.4 | 84700 | 13 | 102870 | 305.0 | 13 | 137.6 | 23500 |
| 6 | 81140 | 289.3 | 6 | 180.5 | 105000 | 14 | 199270 | 408.9 | 14 | 139.2 | 23400 |
| 7 | 80120 | 296.2 | 7 | 183.2 | 112800 | 15 | 124050 | 387.4 | 15 | 132.4 | 23600 |
| 8 | 81300 | 298.1 | 8 | 223.5 | 119000 | 16 | 136800 | 369.7 | 16 | 186.4 | 29600 |
| 9 | 342450 | 945.4 | 9 | 3373.4 | 900600 | | | | | | |
| 10 | 216040 | 581.5 | | | | | | | | | |
| 合計 | 1955110 | | | | | | | | | | |

①建屋部

ヤング係数E 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%
基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)

②基礎スラブ

ヤング係数E 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)

- : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所
- : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所
- : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記*1: 屋根トラスの耐震補強工事による重量の変更箇所

*2: 主排気筒の耐震補強工事による重量の変更箇所

表2-3 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (EW方向) (2/2)

(a) 既工認モデル

| 質点番号 | 質点重量 W (t) | 回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 t \cdot m^2$) | 部材番号 | せん断断面積 A_s (m ²) | 断面二次モーメント I (m ⁴) | 質点番号 | 質点重量 W (t) | 回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 t \cdot m^2$) | 部材番号 | せん断断面積 A_s (m ²) | 断面二次モーメント I (m ⁴) | |
|------|------------|--|------|--------------------------------|-------------------------------|------|------------|--|------|--------------------------------|-------------------------------|--------|
| 1 | 4660 | 17.3 | 1 | 54.7 | 30000 | 11 | 8800 | 27.3 | 11 | 114.4 | 6700 | |
| 2 | 8390 | 31.2 | | 2 | 122.9 | | | | | | | 62600 |
| 3 | 9140 | 30.5 | | 3 | 153.3 | | | | | | | 87900 |
| 4 | 6860 | 28.1 | | 4 | 111.8 | | | | | | | 81900 |
| 5 | 5120 | 21.5 | | 5 | 131.5 | | | | | | | 92800 |
| 6 | 8030 | 32.7 | | 6 | 178.8 | | | | | | | 114600 |
| 7 | 7820 | 32.3 | | 7 | 190.8 | | | | | | | 124000 |
| 8 | 8080 | 33.1 | | 8 | 202.6 | | | | | | | 131000 |
| 9 | 34920 | 106.0 | | 9 | — | | | | | | | — |
| 10 | 22030 | 65.7 | | 9 | — | | | | | | | — |
| 合計 | 200210 | | | | | | | | | | | |

①建屋部

ヤング係数 E 2.7×10^6 (t/m²)
 せん断弾性係数 G 1.2×10^6 (t/m²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m(NS方向) \times 59.6m(EW方向)
 回転ばね $K_{\theta 1}$ 18.6×10^8 (t \cdot m/rad)

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.6×10^6 (t/m²)
 せん断弾性係数 G 1.1×10^6 (t/m²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

(b) 今回工認モデル

| 質点番号 | 質点重量 W (kN) | 回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 kN \cdot m^2$) | 部材番号 | せん断断面積 A_s (m ²) | 断面二次モーメント I (m ⁴) | 質点番号 | 質点重量 W (kN) | 回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 kN \cdot m^2$) | 部材番号 | せん断断面積 A_s (m ²) | 断面二次モーメント I (m ⁴) | |
|------|-------------|---|------|--------------------------------|-------------------------------|------|-------------|---|------|--------------------------------|-------------------------------|--------|
| 1 | 39490 *1 | 147.1 *1 | 1 | 54.7 | 30000 | 11 | 86300 | 267.7 | 11 | 219.0 | 6700 | |
| 2 | 80520 *2 | 300.1 *2 | | 2 | 122.9 | | | | | | | 62600 |
| 3 | 89570 | 299.1 | | 3 | 172.7 | | | | | | | 87900 |
| 4 | 67270 | 275.6 | | 4 | 131.8 | | | | | | | 81900 |
| 5 | 50210 | 210.8 | | 5 | 166.7 | | | | | | | 92800 |
| 6 | 78630 | 320.7 | | 6 | 179.3 | | | | | | | 114600 |
| 7 | 76690 | 316.8 | | 7 | 211.5 | | | | | | | 124000 |
| 8 | 79240 | 324.6 | | 8 | 259.5 | | | | | | | 131000 |
| 9 | 342450 | 1039.5 | | 9 | 3373.4 | | | | | | | 998600 |
| 10 | 216040 | 644.3 | | 9 | — | | | | | | | — |
| 合計 | 1955110 | | | | | | | | | | | |

①建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (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) \times 59.6m(EW方向)
 回転ばね $K_{\theta 1}$ 1.97×10^{10} (kN \cdot m/rad)

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (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) \times 59.6m(EW方向)

- : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所
- : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所
- : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記*1: 屋根トラスの耐震補強工事による重量の変更箇所

*2: 主排気筒の耐震補強工事による重量の変更箇所

別紙1-4 地震応答解析モデルにおけるコンクリート実剛性の採用
について

目 次

| | |
|--|-----------|
| 1. 概要 | 別紙 1-4-1 |
| 2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱い について | 別紙 1-4-1 |
| 3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について | 別紙 1-4-2 |
| 3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について | 別紙 1-4-2 |
| 3.2 既工認との差異についての考察 | 別紙 1-4-3 |
| 4. コンクリート実剛性を採用するに当たっての検討事項について | 別紙 1-4-3 |
| 5. 実強度の値の妥当性・信頼性について | 別紙 1-4-4 |
| 5.1 実強度の値の設定方針 | 別紙 1-4-4 |
| 5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの 91 日強度データの整理 | 別紙 1-4-5 |
| 5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見 | 別紙 1-4-6 |
| 5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較 | 別紙 1-4-10 |
| 5.5 実強度の値の設定 | 別紙 1-4-15 |
| 6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について | 別紙 1-4-15 |
| 7. 実強度のばらつきに関する考え方 | 別紙 1-4-19 |
| 8. まとめ | 別紙 1-4-21 |

1. 概要

今回工認における原子炉建屋ほかの地震応答解析においては、建屋コンクリートの実強度を用いて算定したコンクリート実剛性を採用する。本資料は、原子炉建屋を含む鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析においてコンクリートの実剛性を用いることが、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・信頼性について説明するものである。

本資料では、まず、今回工認での耐震設計におけるコンクリート実強度の取り扱いについて明確にする。その上で、コンクリート実剛性の採用に関して、建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について、既工認と今回工認における差異を考察し、コンクリート実強度を採用する際の検討事項を整理し、抽出された検討事項に対して、原子炉建屋を例として、既往の知見や試験等から得られたデータを通してその妥当性・信頼性について考察した上で、今回工認に用いる実剛性の値を設定する。また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が適用可能であることを確認する。

2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて

今回工認の耐震設計に当たっては、既工認とは異なり、対象施設が設計前に現に存在していることから、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できる条件を用いて耐震設計を実施する。上記条件の一つとして、原子力施設の主要構造材料であるコンクリートの剛性の評価が挙げられる。ここでは、コンクリートの剛性の評価に用いるコンクリート実強度に関して、今回工認における耐震設計上の取り扱いについて説明する。

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる。ただし、評価対象部位に発生する応力に対する許容値の算定に当たっては、設計基準強度（ 330kgf/cm^2 ： 32.3N/mm^2 ）を用いる。

3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について

3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について

既工認で採用したコンクリートの物性値と今回工認で採用するコンクリートの物性値を比較し、差異を整理する。

地震応答解析に用いるコンクリートの材料物性値について、既工認及び今回工認での設定を表3-1に示す。表3-1のうち、コンクリートの単位体積重量及びヤング係数の差異については、1992年の計量法改正において、重力単位系から国際単位系に見直されたことを受け、適用規準である学会刊行物においても単位系を国際単位系へ変更したことによるものである。以上を踏まえると、既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の主要な差異は、コンクリート剛性（ヤング係数E）の評価に用いるコンクリート強度の値に、設計基準強度ではなくコンクリート実強度を用いることである。

表3-1 地震応答解析に用いるコンクリートの材料物性値の設定

| 材料物性値 | 既工認モデル | 今回工認モデル |
|--------------------------------|--|---|
| コンクリート 強度 F _c | 設計基準強度 建屋部 : 32.3 (N/mm ²) (330 (kgf/cm ²)) 基礎スラブ : 29.4 (N/mm ²) (300 (kgf/cm ²)) | 実強度 建屋部 : 43.1 (N/mm ²) (440 (kgf/cm ²)) 基礎スラブ : 39.2 (N/mm ²) (400 (kgf/cm ²)) |
| コンクリートの 単位体積重量 γ | 22.6 (kN/m ³) (2.3 (tf/m ³)) | 23.5 (kN/m ³) (2.4 (tf/m ³)) |
| ヤング係数 E | $2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$ (kgf/cm ²) | $3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 G | $\frac{E}{2(1+\nu)}$ | $\frac{E}{2(1+\nu)}$ |
| ポアソン比 ν | 0.167 | 0.2 |
| 適用規準 | 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1988改定） | 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005制定） |

注：今回工認モデルの基礎スラブの実強度は、建屋部の実強度に基礎スラブの設計基準強度（300 (kgf/cm²））と建屋部の設計基準強度（330 (kgf/cm²））の比を乗じて算定した値を用いる。

3.2 既工認との差異についての考察

既工認も含め、通常の構造設計において、地震応答解析は対象構造物の構築前に実施し、構造物の耐震安全性についての検討を完了し、場合によってはその結果を設計へ反映してから、構造物の構築に着手する。したがって、地震応答解析時に実際の構造物のデータを得ることは物理的に不可能である。そのため、解析で用いるコンクリート剛性の評価には、設計基準強度を用いるのが一般的である。

今回工認の場合、既工認や通常の構造設計とは異なり、対象構造物が解析実施以前に現に存在しているため、材料物性値を推定することは物理的に可能であることから、建屋挙動を実応答により近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用する。ただし、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことから、以降でその詳細について検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認する。

4. コンクリート実剛性を採用するに当たっての検討事項について

原子炉建屋ほかの地震応答解析は、多質点系曲げせん断棒モデルを用いて行う。同モデルによる地震応答解析において、解（応答値）の精度は、構造物のせん断ばね特性の精度に大きく依存し、誤差を小さく抑えるためには、せん断ばねの復元力特性（スケルトン曲線）をできる限り精度よくモデル化する必要がある。

今回工認では、スケルトン曲線の設定にあたり、コンクリートのせん断剛性の評価に用いるコンクリート強度に実強度の値を用いるが、コンクリート実強度の値は、応答値の精度に直接影響を及ぼすことから、その妥当性・信頼性を検討する。

5. 実強度の値の妥当性・信頼性について

5.1 実強度の値の設定方針

一般に、コンクリート強度は打ち込みから14日程度まで大きく強度が増進し、材齢28日から90日程度ではほぼ安定し、材齢1年以上の長期においては緩やかに増進する傾向にあるとされている。

柏崎刈羽原子力発電所6号機及び7号機の建築工事（鉄筋コンクリート工事）では、日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事」（以下「JASS5N」という。）に基づく品質管理を行っており、コンクリート打設の際にフレッシュコンクリートから採取した供試体の材齢91日における圧縮強度（以下「91日強度」という。）についても、JASS5Nで定められた方法*及び頻度により得られた試験結果をデータベース化している。したがって、コンクリート実強度を推定するに当たっては、データベースとして豊富なサンプル数があることから、91日強度をデータベースとして用いる。なお、91日強度による実強度の推定については、当時使用していた重力単位系を用いて行う。

また、実際に実強度の数値を設定するに当たっては、コンクリートの長期的な強度増進効果に関する既往の知見や、実機から採取して得たコア強度との比較を通じて、総合的に判断する。

注記*：試験方法についてJASS5Nでは、J I S A 1 1 0 8（コンクリートの圧縮強度試験方法）、J I S A 1 1 3 2（コンクリートの強度試験用供試体の作り方）に基づくことが指定されている。

5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理

6号機及び7号機原子炉建屋の建設時コンクリートの91日強度データの統計値を表5-1に示す。本統計値は、6号機及び7号機原子炉建屋の各階、各部位ごとに打設の際に採取した供試体から得られており、十分な数のデータから算出しているため、建屋コンクリートの平均的な91日強度を推定する統計値として妥当性・信頼性を有していると考えられる。表5-1(c)のとおり、6号機及び7号機原子炉建屋の91日強度は平均で445kgf/cm²であり、その標準偏差は30.3kgf/cm²である。

表5-1 建設時コンクリートの91日強度データの統計値

(a) 6号機原子炉建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|-------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B3F, MB3F | 437 | 25.4 | 510 | 403 | 433 | 41 |
| B2F | 425 | 23.8 | 483 | 344 | 426 | 65 |
| B1F, MB1F | 431 | 34.5 | 518 | 376 | 422 | 69 |
| 1F | 468 | 16.8 | 490 | 430 | 473 | 67 |
| 2F | 453 | 25.6 | 493 | 366 | 456 | 48 |
| 3F | 439 | 19.8 | 471 | 358 | 444 | 74 |
| 4F, M4F, RF | 465 | 21.4 | 547 | 428 | 465 | 82 |
| 全体 | 446 | 29.0 | 547 | 344 | 447 | 446 |

(b) 7号機原子炉建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|-------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B3F | 476 | 14.9 | 494 | 423 | 479 | 51 |
| B2F | 460 | 26.4 | 496 | 404 | 472 | 55 |
| B1F, MB1F | 427 | 16.8 | 475 | 400 | 425 | 62 |
| 1F | 460 | 20.0 | 493 | 403 | 465 | 59 |
| 2F | 460 | 24.9 | 489 | 389 | 466 | 45 |
| 3F | 422 | 20.6 | 477 | 372 | 426 | 45 |
| 4F, M4F, RF | 418 | 28.7 | 473 | 365 | 422 | 97 |
| 全体 | 443 | 31.7 | 496 | 365 | 442 | 414 |

(c) 6号機及び7号機原子炉建屋全体

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|-------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B3F, MB3F | 459 | 28.1 | 510 | 403 | 466 | 92 |
| B2F | 441 | 30.6 | 496 | 344 | 439 | 120 |
| B1F, MB1F | 429 | 27.5 | 518 | 376 | 425 | 131 |
| 1F | 464 | 18.7 | 493 | 403 | 470 | 126 |
| 2F | 457 | 25.4 | 493 | 366 | 458 | 93 |
| 3F | 432 | 21.5 | 477 | 358 | 434 | 119 |
| 4F, M4F, RF | 440 | 34.8 | 547 | 365 | 446 | 179 |
| 全体 | 445 | 30.3 | 547 | 344 | 446 | 860 |

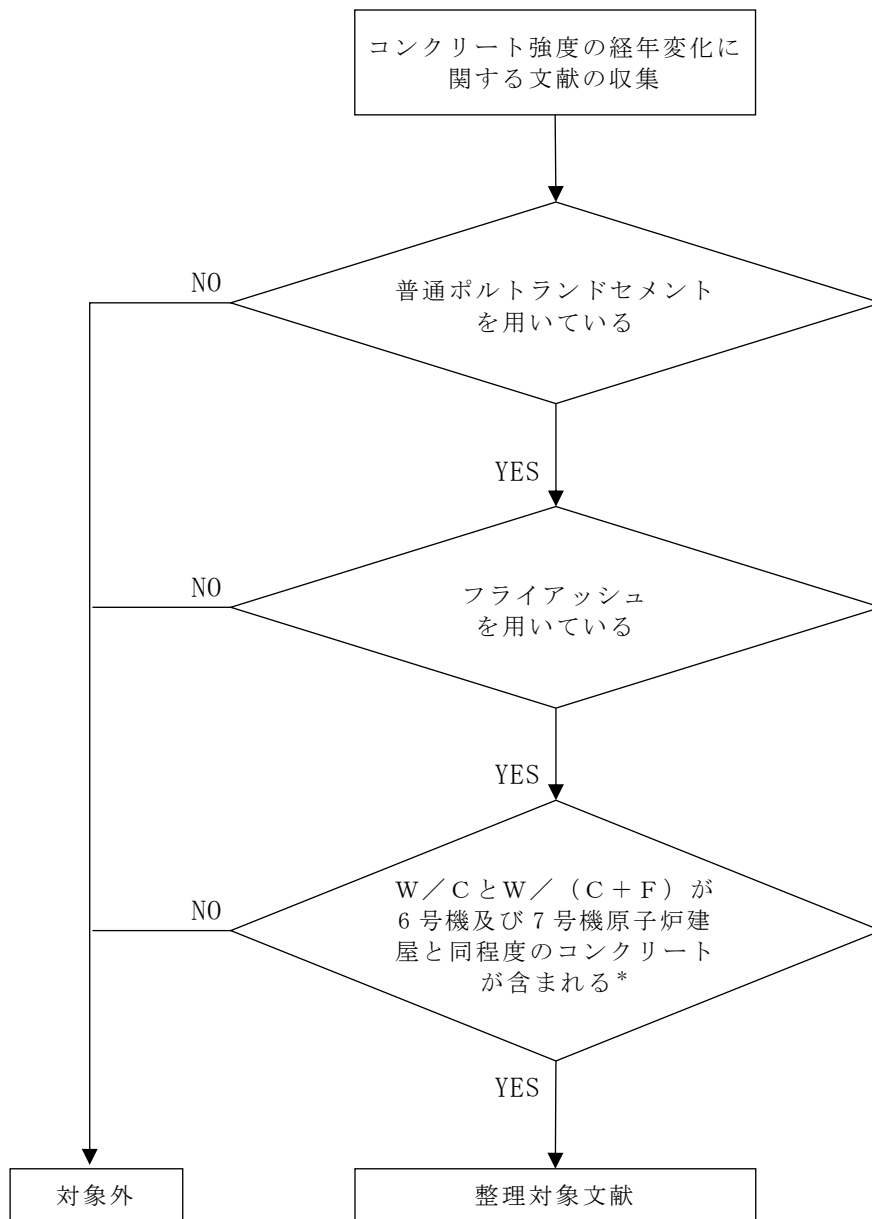
5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見

前述のとおり，一般的にはコンクリート強度は打ち込み後90日程度でほぼ安定し，材齢1年以上の長期においては緩やかに増進することが知られている。ここでは，経年によるコンクリート強度の変化を考察している既往の知見について整理し，コンクリート強度の経年による影響について検討する。

6号機及び7号機原子炉建屋の構造体コンクリートの調合に用いている材料のうち，普通コンクリートと異なる点は，混和材としてフライアッシュを用いていることである。コンクリートの強度発現はセメントの水和反応に伴う物性変化であるため，水セメント比（水とセメントの割合：W/C）に大きく依存する。更に，混和材としてフライアッシュを用いた場合，ポゾラン反応によりセメントの水和生成物と類似した化合物を生成し，コンクリートの耐久性や水密性を高めることにつながる。以上を踏まえると，コンクリートの強度発現に影響を及ぼす要因として，水セメント比及び水結合材比（水とセメント及びフライアッシュの割合：W/(C+F)）が挙げられることから，本検討においては，水セメント比及び水結合材比に着目して文献を抽出し整理を行った。コンクリート強度の経年変化に関する文献一覧を表5-2に，文献の抽出フローを図5-1に示す。

表5-2 コンクリート強度の経年変化に関する文献一覧

| No. | 文献名 (出典) | 著者名 | フライアッシュ 有無 | 水セメ ント比 | 水結合材比 | セメント 種類 |
|-----|---|-----------------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| 1 | コンクリートの長期物性モニタリング試験 (日本建築学会技術報告集 第13号 9-14 2001) | 尾崎昌彦 大藤信雄 北川高史 小野香 | 有 | 47.9% | 39.0% | 中庸熟 |
| 2 | 10年曝露したFAⅢ種コンクリートのコア供 試体の強度特性及び中性化性状(コンク リート工学年次論文集, Vol.31, No.1, 2009) | 岡野智久 山地功二 橋本親典 渡辺健 | 有 | 56~66% | 40~62% | 普通 |
| 3 | 10年屋外暴露したフライアッシュを使用し たコンクリートの性状(コンクリート工学 年次論文集, Vol.29, No.1, 2007) | 安田正雪 阿部道彦 千歩修 小山智幸 | 有 | 27~78% | 27, 40, 55% | 普通 |
| 4 | 材齢10年以上を経過した高強度コンクリ ートの強度性状に関する研究【基盤】(平成20 年度に終了した研究開発) | 古賀純子 | 無 | 22, 27% | — | 不明 |
| 5 | 長期材齢における高強度コンクリートの圧 縮強度と弾性係数の関係に関する研究(日 本建築学会大会学術講演梗概集, 2000) | 中村則清 真野孝次 池永博威 | 無 | 25~65% | — | 普通 |
| 6 | 32年経過した早強ポルトランドセメント コンクリートの強度・中性化(日本建築学会 大会学術講演梗概集, 2003) | 依田彰彦 横室隆 | 無 | 57% | — | 早強 |
| 7 | 40年経過した高炉スラグ細骨材を用いた コンクリートの長期性状(日本建築学会関東 支部研究報告集Ⅰ, 2015) | 彦根俊海 尾作勇介 阿部道彦 | 無 | 72% | — | 高炉 |
| 8 | 45年経過した混合セメントコンクリートの 長期強度発現性について(コンクリート工 学論文集, 第23巻第2号, 2012) | 植木康知 大塚勇介 平本真也 檀康弘 | 有 | 58~86% | 58~65% | 高炉 |



注記* : W/C (水セメント比) は50~60%, $W/(C+F)$ (水結合材比) は40~50%の範囲内にあるものを対象とした。

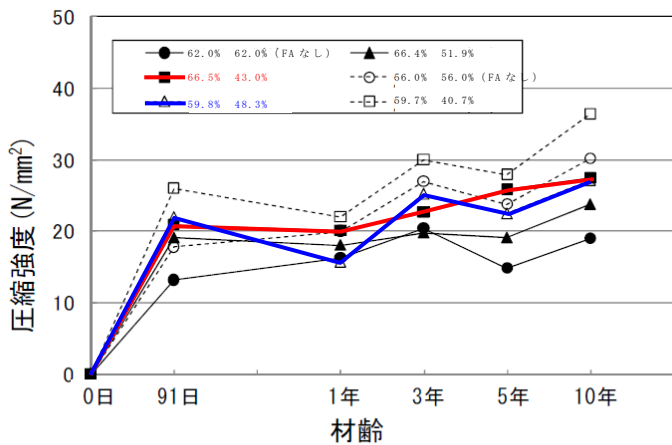
図5-1 コンクリート強度の経年変化に関する文献の抽出フロー

図5-1のフローから整理対象となる文献は、表5-2中のNo. 2, No. 3の文献である。表5-3に6号機及び7号機原子炉建屋の構造体コンクリートと対象文献におけるコンクリートの使用材料、水セメント比及び水結合材比の比較を、図5-2に対象文献における水セメント比、水結合材比ごとのコンクリートの圧縮強度の経年変化を示す。図5-2(a)～(c)から、フライアッシュを用いたコンクリートの圧縮強度の経年変化は、打設時期に関わらず91日以降10年目までおおむね緩やかに増進しており、その増加率は91日強度に対して1.2～1.4倍程度になっていることが伺える。また図5-2(d)から、水結合材比の大小に関わらず、程度は異なるものの長期的な強度の増進効果は表れていることが分かる。

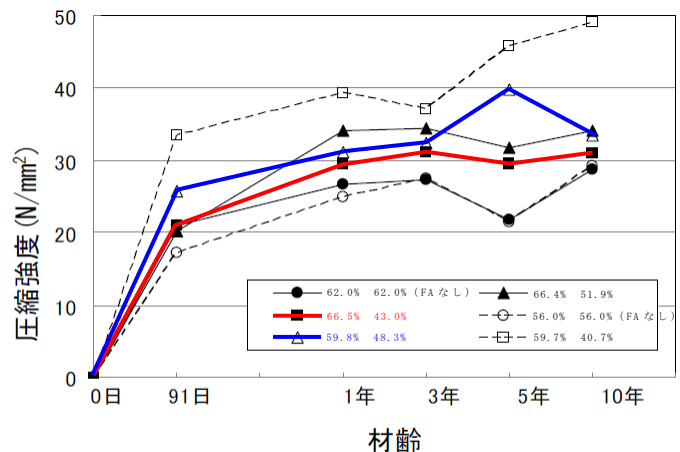
各文献における水セメント比及び水結合材比は、6号機及び7号機原子炉建屋の構造体コンクリートにおけるそれと類似しているため、強度発現の傾向は定性的には同一であると考えられることから、当該原子炉建屋の構造体コンクリートについても、材齢91日に対して強度は増進していると推察される。以上を踏まえると、既往の知見から得られた材齢91日から10年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）の値は、約500kgf/cm²程度となる。

表5-3 使用材料，水セメント比及び水結合材比の比較

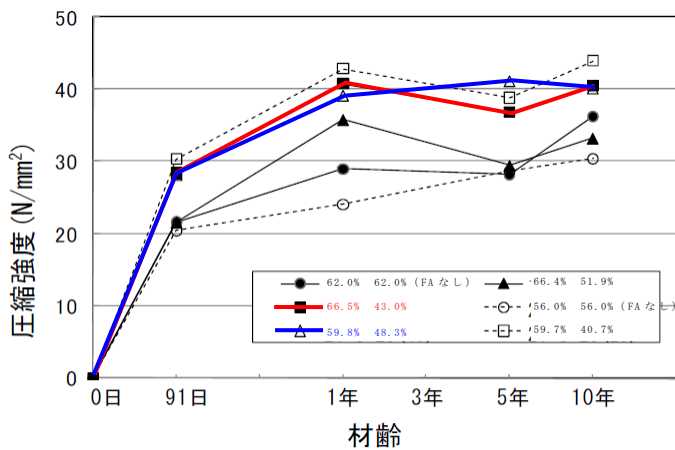
| | 使用材料 | | 水セメント比 (%) | 水結合材比 (%) |
|------------|--------------|---------|------------|------------|
| | セメント | 混和材 | | |
| 6号機 7号機 | 普通ポルトランドセメント | フライアッシュ | 50 ~ 60 | 40 ~ 50 |
| 文献No.2 | 普通ポルトランドセメント | フライアッシュ | 56 ~ 66 | 40 ~ 62 |
| 文献No.3 | 普通ポルトランドセメント | フライアッシュ | 27 ~ 78 | 27, 40, 55 |



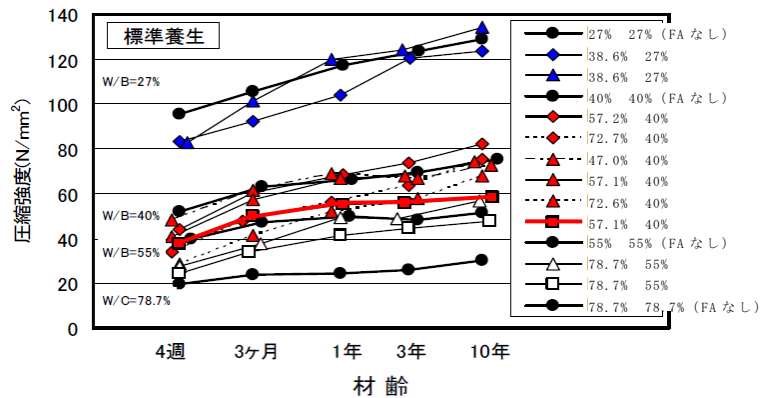
(a) 打設時期の影響：夏期打設



(b) 打設時期の影響：秋期打設



(c) 打設時期の影響：冬期打設



(d) 水結合材比の影響

図5-2 コンクリート圧縮強度の経年変化

(文献No.2, No.3から抜粋，一部加筆修正)

注1：凡例は，左：水セメント比，右：水結合材比の順に示す。

注2：上記のうち，論文中に直接記載のない値については，各単位量から算定した値を記載している。

注3：グラフ中の色付きで示す線は，6号機及び7号機と同程度の水セメント比，水結合比を有し，かつ，混和材にフライアッシュを使用しているコンクリートを示す。

5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較

長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度 $500\text{kgf}/\text{cm}^2$ について、実機から直接採取して得られる強度と比較して数値に大きな差異がないかを検討した。図5-3に6号機及び7号機原子炉建屋の経年後（約10年）のコア強度と、強度増進を考慮して得られる推定実強度との比較を示す。また、各建屋におけるコアの採取位置及び試験実施日を表5-4に示す。

図5-3から、長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度の値は、サンプル数が少ないという問題はあるものの、経年後のコア強度の平均値とおおむね同等であることを確認した。

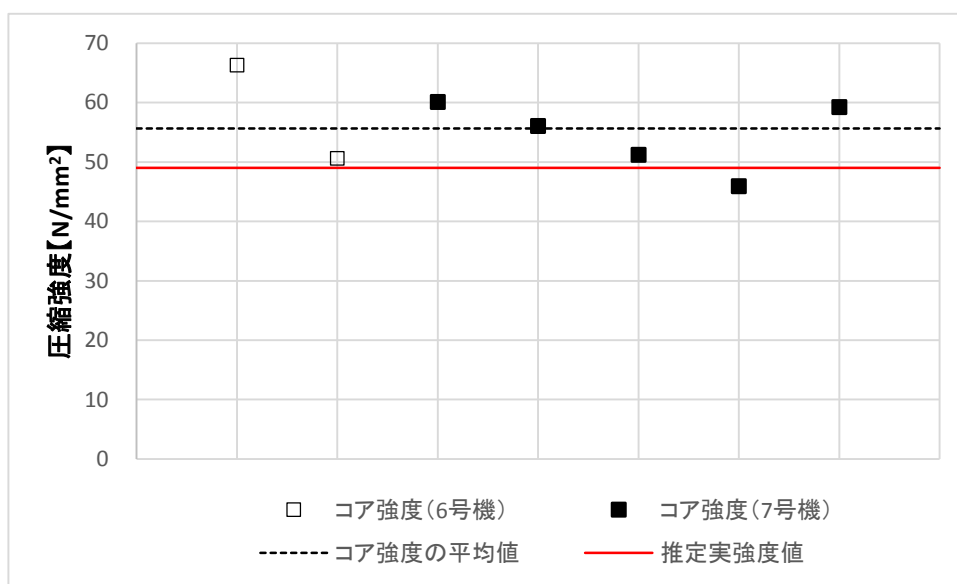


図5-3 コア強度との比較

表5-4 コア採取位置 (1/4)

(a) 6号機原子炉建屋

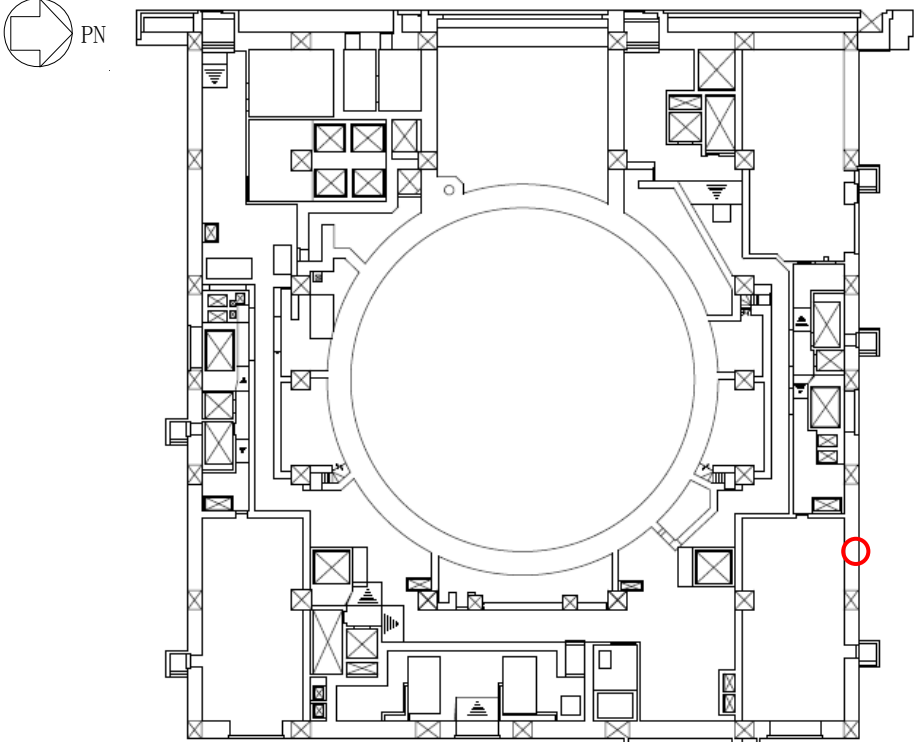
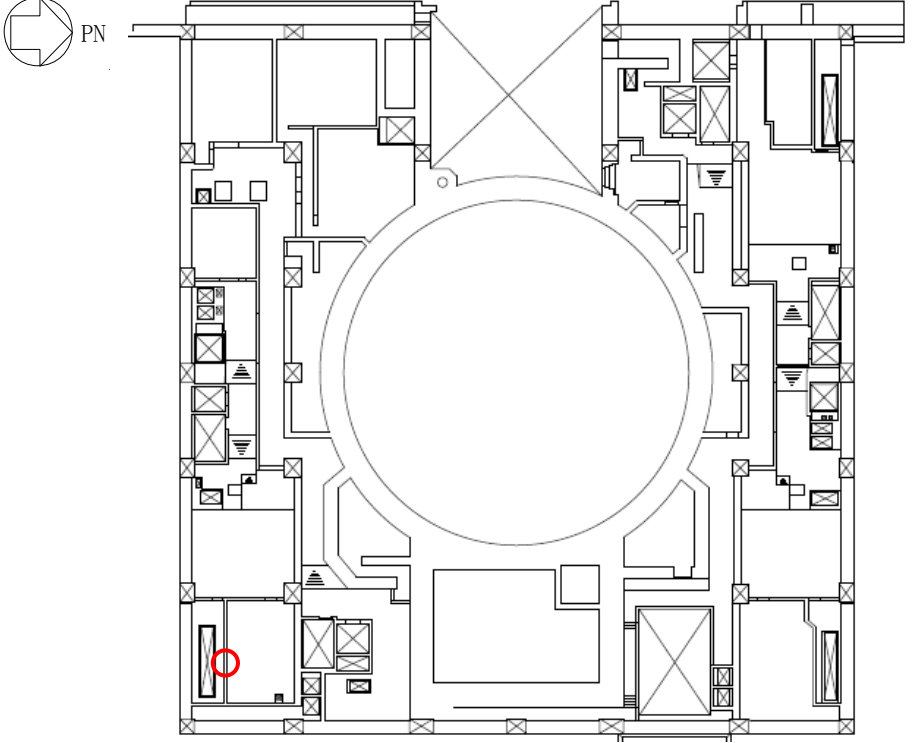
| 採取位置 | 上：1階 下：2階 |
|------------------------|---|
| <p>試験日 2006年7月</p> |  <p style="text-align: right;">○：コア採取位置</p> |
| <p>試験日 2006年7月</p> |  <p style="text-align: right;">○：コア採取位置</p> |

表5-4 コア採取位置 (2/4)

(b) 7号機原子炉建屋

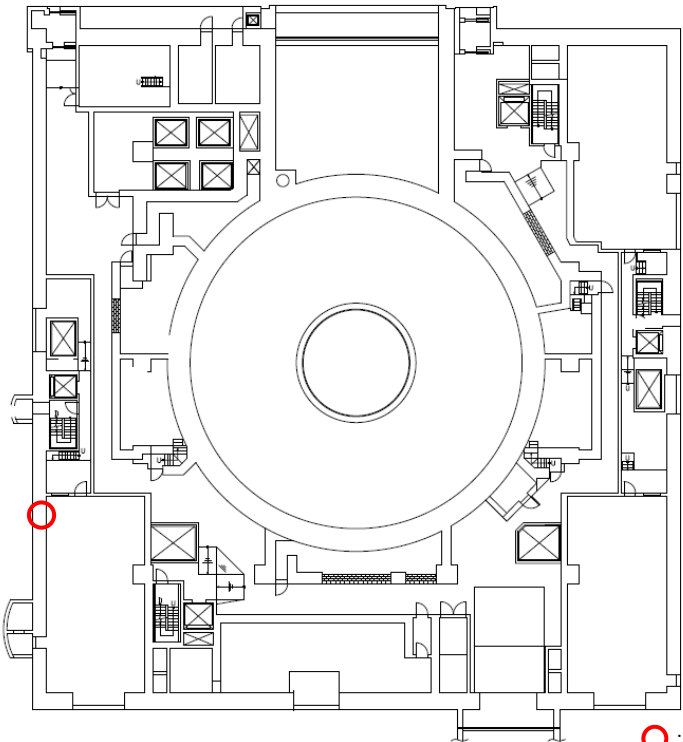
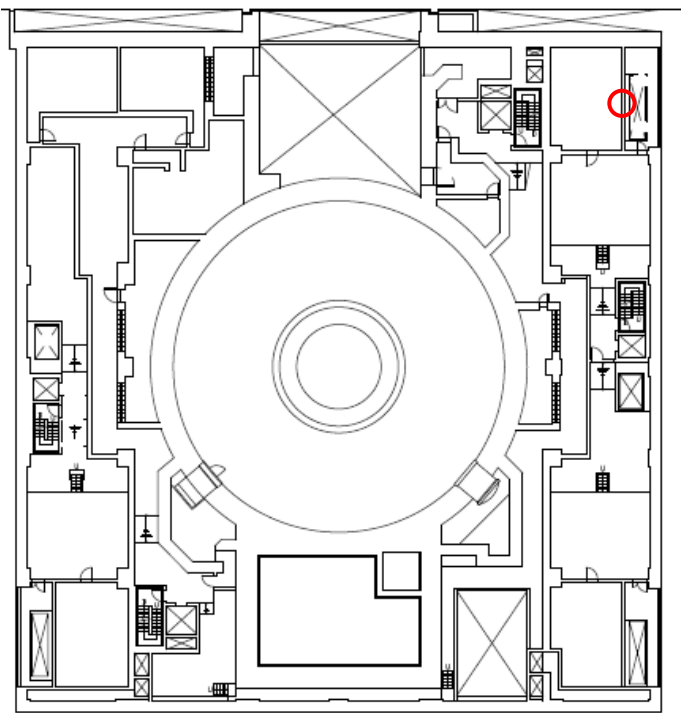
| 採取位置 | 上：1階 下：2階 |
|------------------------|--|
| <p>試験日 2007年7月</p> |  <p>PN</p> <p>○：コア採取位置</p> |
| <p>試験日 2007年7月</p> |  <p>PN</p> <p>○：コア採取位置</p> |

表5-4 コア採取位置 (3/4)

(c) 7号機原子炉建屋

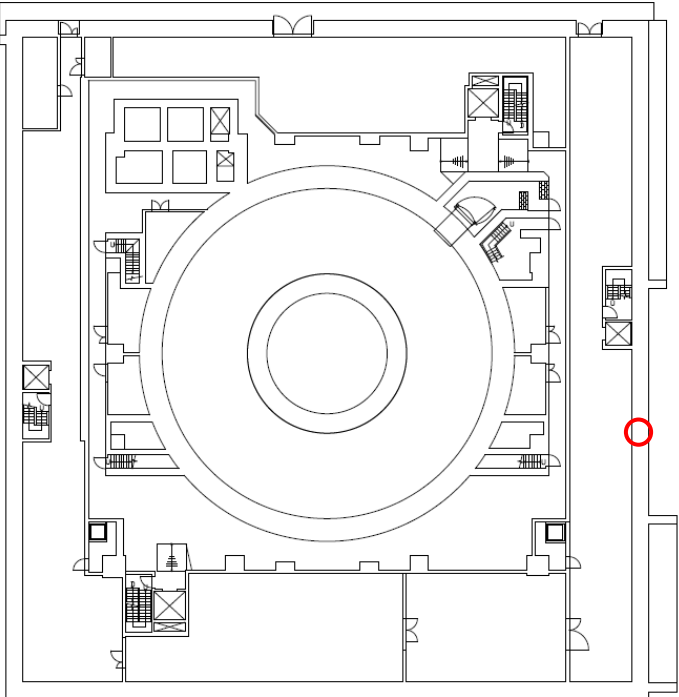
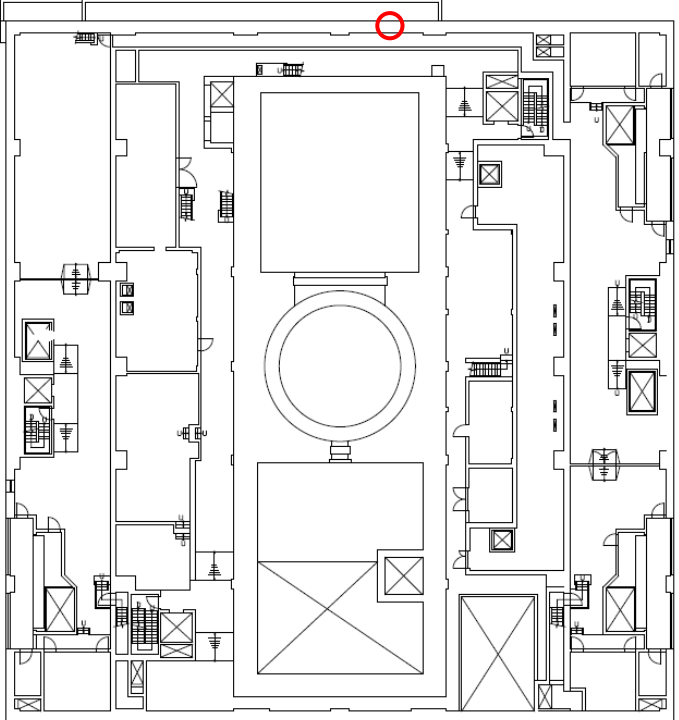
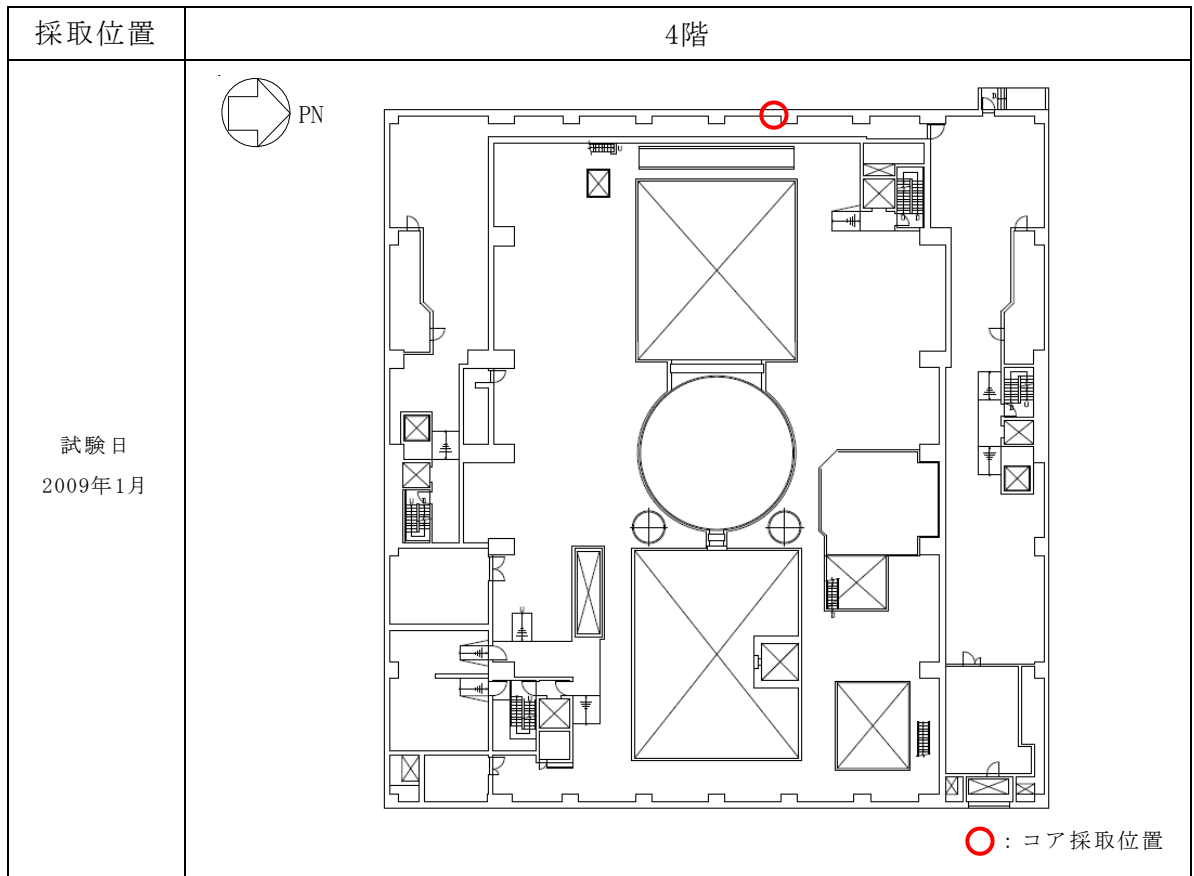
| 採取位置 | 上：B1階 下：3階 |
|------------------------|--|
| <p>試験日 2009年1月</p> |  <p>PN</p> <p>○：コア採取位置</p> |
| <p>試験日 2009年1月</p> |  <p>PN</p> <p>○：コア採取位置</p> |

表5-4 コア採取位置 (4/4)

(d) 7号機原子炉建屋



5.5 実強度の値の設定

6号機及び7号機原子炉建屋については、建設後約20年経過しており、経年後のコンクリート強度に関する既往の知見や実機から直接採取したコア強度の値を鑑みても、建設時コンクリートの91日強度に対してある程度強度増進していることが推察される。一方で、強度増進効果を考慮する際に必要となる増加率の値に関しては、既往の文献において詳細な考察はなされておらず、コンクリートの養生場所や温度等の環境条件により変動することが考えられる。また、実機から直接採取したコア強度の値については、現状ではサンプル数が少ないため、妥当性・信頼性に欠ける。

以上を踏まえ、今回工認で用いるコンクリート実強度の値については、経年によるコンクリート強度の増進効果を見做し、妥当性・信頼性の観点からサンプルの数と種類が豊富な91日強度を基に設定する。

表5-1から、6号機及び7号機原子炉建屋の91日強度の平均値はそれぞれ、 446kgf/cm^2 、 443kgf/cm^2 であり、両建屋のデータをまとめて処理した場合の平均値は 445kgf/cm^2 であることから、今回工認で採用するコンクリート実強度の値としては、保守的に有効数字3桁を切り下げ、 440kgf/cm^2 (43.1N/mm^2) という値を用いる。また、ばらつきについては、標準偏差の平均値を参考に 30kgf/cm^2 (2.94N/mm^2) とする。

6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について

今回工認においては、6号機及び7号機原子炉建屋に加えて、同タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋及びサービス建屋についても、地震応答解析においてコンクリート実剛性を採用する。ここでは、原子炉建屋について設定した実強度の値が、原子炉建屋以外の建屋についても適用可能であるかを検討する。

表6-1に、原子炉建屋及び原子炉建屋以外の建屋のコンクリートの使用材料、水セメント比及び水結合材比を示す。原子炉建屋以外の建屋については、原子炉建屋と同じ設計基準強度でほぼ同時期に同じ発電所構内に建設しており、コンクリートの調合もおおむね同等であることや建屋の経年環境もほぼ同等であることを踏まえると、材齢91日からの強度の増進については原子炉建屋と同程度の効果が期待できると考えられる。

各建屋における91日強度データの統計値を表6-2に示す。表6-2から、どの建屋においても91日強度の平均値は原子炉建屋で設定した実強度の値 (440kgf/cm^2) と同程度であり、建設時期や経年環境が同等であることを踏まえると、原子炉建屋で設定した実強度の値を用いることは妥当であると考えられる。なお、標準偏差についても、全ての建屋において原子炉建屋のそれとほぼ同等であることが確認できる。参考として、表6-3に原子炉建屋以外の建屋の91日強度データの統計値を各階毎に示す。

表6-1 各建屋の使用材料，水セメント比及び水結合材比

| 建屋 | 使用材料 | | 水セメント比 (%) | 水結合材比 (%) |
|---------------|------------------|---------|---------------|--------------|
| | セメント | 混和材 | | |
| 6号機 原子炉建屋 | 普通ポルトランド セメント | フライアッシュ | 50~60 | 40~50 |
| 7号機 原子炉建屋 | | | | |
| 6号機 タービン建屋 | | | | |
| 7号機 タービン建屋 | | | | |
| コントロール建屋 | | | | |
| 廃棄物処理建屋 | | | | |
| サービス建屋 | | | | |

表6-2 原子炉建屋以外の建屋における91日強度データの統計値

| 建屋 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|---------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------|
| 6号機タービン建屋 | 455 | 28.6 | 531 |
| 7号機タービン建屋 | 449 | 30.5 | 453 |
| コントロール建屋 | 442 | 32.0 | 123 |
| 廃棄物処理建屋 | 450 | 31.0 | 245 |
| サービス建屋 | 450 | 26.8 | 62 |
| (参考) 6号機原子炉建屋 | 446 | 29.0 | 446 |
| (参考) 7号機原子炉建屋 | 443 | 31.7 | 414 |

表6-3 原子炉建屋以外の建屋の91日強度データの統計値

(a) 6号機タービン建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|-----------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B2F, MB2F | 462 | 28.9 | 532 | 389 | 464 | 136 |
| B1F | 431 | 25.4 | 501 | 384 | 430 | 111 |
| 1F | 463 | 26.9 | 500 | 406 | 473 | 109 |
| 2F, M2F | 461 | 25.3 | 493 | 403 | 467 | 95 |
| 3F | 451 | 20.0 | 489 | 396 | 451 | 65 |
| 4F, RF | 468 | 10.2 | 485 | 447 | 470 | 15 |
| 全体 | 455 | 28.6 | 532 | 384 | 456 | 531 |

(b) 7号機タービン建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|-----------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B2F, MB2F | 450 | 33.1 | 500 | 371 | 459 | 96 |
| B1F | 475 | 16.6 | 496 | 426 | 479 | 82 |
| 1F | 435 | 21.3 | 488 | 400 | 430 | 84 |
| 2F, M2F | 460 | 24.8 | 494 | 394 | 469 | 106 |
| 3F | 422 | 20.8 | 466 | 375 | 421 | 66 |
| 4F, RF | 420 | 26.2 | 469 | 375 | 423 | 19 |
| 全体 | 449 | 30.5 | 500 | 371 | 451 | 453 |

(c) コントロール建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|-----------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B2F, MB2F | 439 | 30.4 | 494 | 382 | 443 | 29 |
| B1F | 424 | 21.1 | 462 | 363 | 432 | 28 |
| 1F | 440 | 42.3 | 506 | 362 | 458 | 25 |
| 2F, RF | 458 | 24.8 | 490 | 405 | 467 | 41 |
| 全体 | 442 | 32.0 | 506 | 362 | 442 | 123 |

(d) 廃棄物処理建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|---------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B3F | 445 | 34.9 | 508 | 371 | 441 | 23 |
| B2F | 445 | 33.3 | 546 | 392 | 441 | 59 |
| B1F | 430 | 30.0 | 486 | 384 | 428 | 45 |
| 1F, M1F | 471 | 23.1 | 497 | 392 | 479 | 47 |
| 2F | 452 | 22.7 | 485 | 407 | 454 | 41 |
| 3F | 465 | 17.9 | 485 | 429 | 467 | 18 |
| 4F, RF | 453 | 29.5 | 478 | 392 | 465 | 12 |
| 全体 | 450 | 31.0 | 546 | 371 | 454 | 245 |

(e) サービス建屋

| 打設箇所 | 平均値 (kgf/cm ²) | 標準偏差 (kgf/cm ²) | 最大値 (kgf/cm ²) | 最小値 (kgf/cm ²) | 中央値 (kgf/cm ²) | データ数 (個) |
|--------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------|
| B1F | 465 | 22.3 | 491 | 433 | 470 | 11 |
| 1F | 442 | 28.1 | 488 | 403 | 435 | 30 |
| 2F | 460 | 22.8 | 490 | 417 | 466 | 16 |
| 3F, RF | 436 | 16.2 | 456 | 412 | 440 | 5 |
| 全体 | 450 | 26.8 | 491 | 403 | 447 | 62 |

7. 実強度のばらつきに関する考え方

今回工認では、建屋の地震応答解析におけるコンクリート剛性の評価にコンクリート実強度を採用する。地震応答解析に用いる材料定数は、材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する必要があることから、ここでは、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討する。

コンクリート剛性の不確かさの検討における先行電力との考え方の比較を表7-1に示す。先行電力では、一般的にコンクリート強度は設計基準強度を上回るよう設計されていることから、不確かさとしては実強度を考慮することとしている。一方、今回工認においては、基本ケースとして実強度を用いており、その数値はおおむね建設時コンクリートの91日強度の平均値と同等となっている。不確かさの検討に当たっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma^*$ を考慮する。更に保守的な評価として、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限值に相当する値（平均値 $-2\sigma^*$ ）を、プラス側については、実機のコア強度の平均値である 568kgf/cm^2 （ 55.7N/mm^2 ）を設計上考慮し、地震応答解析における保守性を確保する。

注記*： $\sigma = 30\text{kgf/cm}^2$ とする。

表7-1 コンクリート剛性の不確かさの検討における先行電力との考え方の比較

| 地震応答解析モデル | 先行電力 | 今回工認 実強度 |
|-----------|--------|---|
| 基本ケース | 設計基準強度 | 建屋部 440kgf/cm ² (43.1N/mm ²) 基礎スラブ 400kgf/cm ² (39.2N/mm ²) |
| 不確かさケース | 実強度 | ・ばらつき：±1σ 建屋部 470kgf/cm ² , 410kgf/cm ² (46.0N/mm ² , 40.2N/mm ²) 基礎スラブ 427kgf/cm ² , 373kgf/cm ² (41.8N/mm ² , 36.5N/mm ²) ・保守性 プラス側：コア平均 建屋部 568kgf/cm ² (55.7N/mm ²) 基礎スラブ 516kgf/cm ² (50.6N/mm ²) マイナス側：-2σ 建屋部 380kgf/cm ² (37.2N/mm ²) 基礎スラブ 345kgf/cm ² (33.8N/mm ²) |

注：基礎スラブの不確かさ及び保守性を考慮した実強度は、建屋部の不確かさ及び保守性を考慮した実強度に基礎スラブの設計基準強度（300(kgf/cm²））と建屋部の設計基準強度（330(kgf/cm²））の比を乗じて算出した値を用いる。

8. まとめ

今回工認における建屋の地震応答解析に用いるコンクリート物性値について、既工認と今回工認での設定の差異を整理した。その際、地震応答解析の解（応答値）の精度に直接影響を及ぼすコンクリート実強度の値を検討事項として抽出した。その上で、コンクリート実強度の設定の考え方や用いたデータベースについて整理し、既往の知見やデータと比較した結果、設定した実強度の値が妥当性・信頼性を有していることを確認した。

設定したコンクリートの各物性値を表8-1に示す。

表8-1 設定したコンクリート物性値

| | |
|-----------|--|
| コンクリート実強度 | 建屋部 440kgf/cm ² (43.1N/mm ²) 基礎スラブ 400kgf/cm ² (39.2N/mm ²) |
| ヤング係数 | 建屋部 2.88×10 ⁴ N/mm ² 基礎スラブ 2.79×10 ⁴ N/mm ² |
| せん断弾性係数 | 建屋部 1.20×10 ⁴ N/mm ² 基礎スラブ 1.16×10 ⁴ N/mm ² |

別紙 1-5 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

目 次

| | |
|--------------------------------|-----------|
| 1. はじめに | 別紙1-5-1 |
| 2. 確認事項の整理と検討方針 | 別紙 1-5-2 |
| 2.1 建屋－地盤相互作用とモデル化について | 別紙 1-5-2 |
| 2.1.1 埋め込み効果を考慮した地震応答解析モデルについて | 別紙 1-5-2 |
| 2.1.2 埋込み SR モデルについて | 別紙 1-5-4 |
| 2.1.3 離散系モデルについて | 別紙 1-5-14 |
| 2.1.4 建屋地盤相互作用とモデル化についてのまとめ | 別紙 1-5-20 |
| 2.2 側面回転ばねを採用する目的・効果について | 別紙 1-5-21 |
| 2.3 建屋の設置状況を踏まえた確認事項の抽出 | 別紙 1-5-25 |
| 2.4 妥当性の検討方針 | 別紙 1-5-33 |
| 2.4.1 確認事項①についての確認方針 | 別紙 1-5-35 |
| 2.4.2 確認事項②についての確認方針 | 別紙 1-5-38 |
| 2.4.3 確認事項③についての確認方針 | 別紙 1-5-41 |
| 3. 確認事項①に対する検討 | 別紙 1-5-44 |
| 3.1 試験の目的 | 別紙 1-5-44 |
| 3.2 試験方法 | 別紙 1-5-47 |
| 3.2.1 試験方法の概要 | 別紙 1-5-47 |
| 3.2.2 建屋側面構造の室内試験へのモデル化 | 別紙 1-5-49 |
| 3.2.3 試験装置 | 別紙 1-5-52 |
| 3.3 一方向載荷及び繰返し載荷試験 | 別紙 1-5-57 |
| 3.3.1 目的 | 別紙 1-5-57 |
| 3.3.2 試験ケース | 別紙 1-5-57 |
| 3.3.3 供試体 | 別紙 1-5-58 |
| 3.3.4 試験結果（一方向載荷試験） | 別紙 1-5-59 |
| 3.3.5 試験結果（繰返し載荷試験） | 別紙 1-5-66 |
| 3.3.6 試験結果の評価 | 別紙 1-5-74 |
| 3.4 スケール影響試験 | 別紙 1-5-79 |
| 3.4.1 目的 | 別紙 1-5-79 |
| 3.4.2 試験ケース | 別紙 1-5-79 |
| 3.4.3 供試体 | 別紙 1-5-79 |
| 3.4.4 試験結果 | 別紙 1-5-81 |
| 3.5 考察 | 別紙 1-5-90 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4. | 確認事項②に対する検討 | 別紙 1-5-91 |
| 4.1 | 検討概要 | 別紙 1-5-91 |
| 4.1.1 | 検討用地震動 | 別紙 1-5-94 |
| 4.1.2 | 解析モデル | 別紙 1-5-95 |
| 4.1.3 | 解析ケース | 別紙 1-5-109 |
| 4.2 | 建屋拘束効果の検討 | 別紙 1-5-110 |
| 4.2.1 | 2次元 FEM モデルによる検討 | 別紙 1-5-110 |
| 4.2.2 | 側面地盤反力に関する検討 | 別紙 1-5-127 |
| 4.3 | 建屋応答の比較 | 別紙 1-5-134 |
| 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 | 別紙 1-5-141 |
| 4.5 | まとめ | 別紙 1-5-145 |
| 5. | 確認事項③に対する検討 | 別紙 1-5-146 |
| 5.1 | 検討概要 | 別紙 1-5-146 |
| 5.2 | 解析ケース | 別紙 1-5-148 |
| 5.3 | 解析モデル | 別紙 1-5-149 |
| 5.4 | 検討用地震動 | 別紙 1-5-156 |
| 5.5 | 解析結果 | 別紙 1-5-157 |
| 5.6 | まとめ | 別紙 1-5-178 |
| 6. | 全体まとめ | 別紙 1-5-179 |
| 6.1 | 各確認事項のまとめ | 別紙 1-5-179 |
| 6.2 | 総括 | 別紙 1-5-180 |
| 7. | 引用文献 | 別紙 1-5-181 |
| 別紙 1-5-1 | Novak ばねの円形仮定の妥当性（辺長比）について | 別紙 1-5-1-1 |
| 別紙 1-5-2 | 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 | 別紙 1-5-2-1 |
| 別紙 1-5-3 | 2次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布 | 別紙 1-5-3-1 |
| 別紙 1-5-4 | せん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 | 別紙 1-5-4-1 |
| 別紙 1-5-5 | 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響につ いて | 別紙 1-5-5-1 |
| 別紙 1-5-6 | 建屋周辺のマンメイドロックについて | 別紙 1-5-6-1 |

1. はじめに

本資料は、今回工認における、原子炉建屋の地下部分の埋め込みを考慮した水平方向の地震応答解析モデル（以下「埋込み SR モデル」という。）に採用する原子炉建屋地下外壁部の側面回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）の妥当性に関して説明するものである。

本資料では、はじめに、地中に埋め込まれた建屋と地盤との相互作用の代表的な評価法のひとつである側面回転ばねを付与した埋込み SR モデルや、地盤を離散系モデルで評価した 2 次元 FEM モデルに関する既往の知見を整理する。その上で、比較的大きい地震動が作用する場合の、側面回転ばねの妥当性に関する確認事項を整理する。

次に、実機の地下外壁（防水層付き）と側面地盤の間を模擬した摩擦試験の結果から、大入力時を想定した、建屋－地盤間の摩擦特性を評価する。

また、原子炉建屋の地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や、摩擦特性を考慮して地盤を 2 次元 FEM、建屋を質点系モデルでモデル化した詳細な解析モデル（以下「詳細モデル」という。）による地震応答解析を行い、側面地盤による建屋の拘束効果について検討する。その上で、埋込み SR モデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答と詳細モデルによる建屋応答を比較し、埋込み SR モデルによる建屋応答が妥当であることを確認する。

更に、原子炉建屋に隣接するタービン建屋や周辺の地盤状況（埋戻土及びマンメイドロック）を考慮した解析モデルを用いた解析を実施し、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が建屋応答に与える影響を確認する。

2. 確認事項の整理と検討方針

側面回転ばねを考慮することの目的・効果を説明した上で、側面回転ばねを考慮するに当たっての確認事項を抽出し、各確認事項に対する検討方針を設定する。

2.1 建屋地盤相互作用とモデル化について

2.1.1 埋め込み効果を考慮した地震応答解析モデルについて

地中に深く埋め込まれている建物の地震時挙動には、地盤と建屋の相互作用(地盤の建屋拘束効果や側方地盤からの入力)が存在し、これを適切に評価する必要がある。

評価方法としては、建屋の各床位置に集中質点を設け、曲げせん断剛性要素でモデル化した質点系モデルに、地盤の剛性や減衰を適切なばね(地盤ばね)として付与し、地盤ばねを介して地震動を入力する比較的簡易な方法、SRモデル(スウェイ・ロッキングモデル)がある。SRモデルの各質点には水平及び回転の自由度を有するので、地盤ばねも建屋の水平・回転に対する抵抗、すなわち水平ばね・回転ばねを考慮する。

SRモデルを用いる場合、地盤ばねの評価方法がポイントとなるが、地盤ばねとしては弾性波動論に基づいた理論解を簡便化して用いることが多く、基礎底面には振動アドミッタンスによる方法、側面地盤にNovakの方法を用いることが一般的である。原子炉建屋のように地中に深く埋め込まれている場合、SRモデルに埋込み部の側面地盤ばねを考慮したモデル(以下「埋込みSRモデル」という)が有効である。埋込みSRモデルは、以下に示すように振動試験や地震観測での妥当性が確認され、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1991 追補版」(以下「J E A G 4601-1991 追補版」という。)に示されている。なお、J E A G 4601-1991 追補版ではNovakの側面ばねのうち水平ばねのみを付与し回転ばねは考慮しないこととしている。

地盤をばねで評価する方法のほかに、地盤を離散系でモデル化する方法として、地盤を質点と質点を連結する軸ばねとせん断ばねで評価する多質点系並列地盤モデル(格子型モデル)と、地盤を有限要素法でモデル化し必要に応じて建屋周辺の埋戻土や地盤の不整形等を併せて考慮する方法(FEMモデル)がある。地盤を格子型モデルや2次元FEMでモデル化した場合について、地震観測での妥当性が確認され、J E A G 4601-1991 追補版に示されている。

これらのモデルは、目的に応じて使い分けられるが、原子力発電所の設計においては、「建屋の弾塑性や基礎の浮上りを考慮する」、「膨大な荷重条件を想定したパラメータスタディが必要である」、「重要機器を詳細にモデル化して建屋と一体化した精緻な解析を行う必要がある」等の理由から、これまでは埋込みSRモデルや格子型モデルが用いられている。

一方で、埋込み SR モデルや格子型モデルの場合に、地盤を平行成層にモデル化することが前提であるのに対し、FEM モデルは、建屋周辺の状況を詳細に表現することができる。このため、周辺地盤の精緻なモデル化や建屋と地盤の間の非線形性等考慮した場合の検証に用いられている。

図 2-1 に埋め込みを考慮した建屋-地盤相互作用を評価するためのモデルを示す。

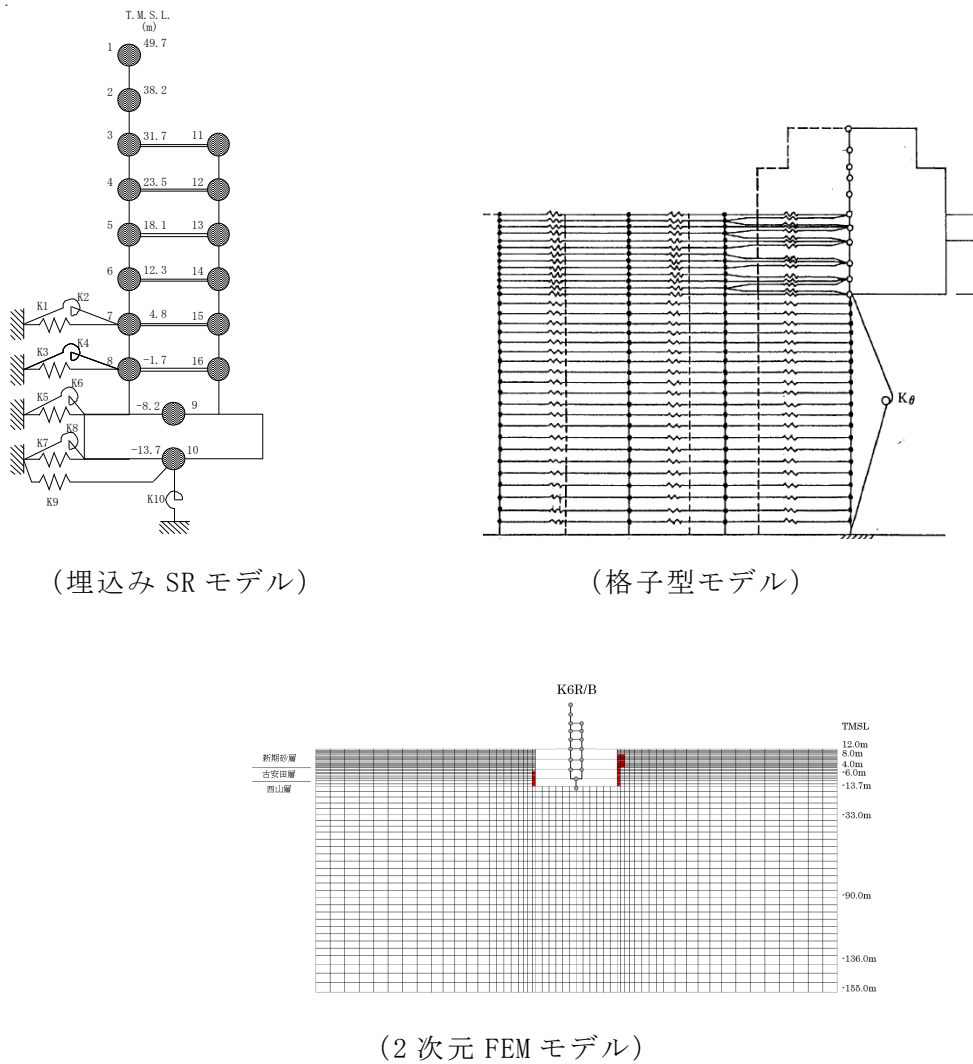


図 2-1 埋め込みを考慮した建屋-地盤相互作用を評価するモデル

2.1.2 埋込みSRモデルについて

(1) Novak のばねの算定における仮定について

埋込みSRモデルにおいて、側面ばねとして適用することとした Novak のばね(側面水平ばね及び側面回転ばね)は、Milos Novak et al. 「Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case」 (Proc. ACSE, Vol.104, No.EM4, pp.953-959, 1978) において、次の仮定のもと弾性波動論に基づいて算定されている。

- ・地盤は単位厚さで平面的にスライスされた等方均質な弾性体とし、地盤の鉛直方向の連成は無視する。
- ・建屋は半径 r_0 の円形平面を持ち、振動時に円形平面の形状は変化しない。
- ・地盤の鉛直方向の変位を無視し、建屋と地盤の接触面を水平方向に加振することにより、側面水平ばねを算定する。
- ・地盤の水平方向の変位を無視し、回転に対して平面保持を考慮した外力を想定し、建屋と地盤の接触面を鉛直方向に加振することにより、側面回転ばねを算定する。

Novak の側面ばね算定の概念を図 2-2 に示す。

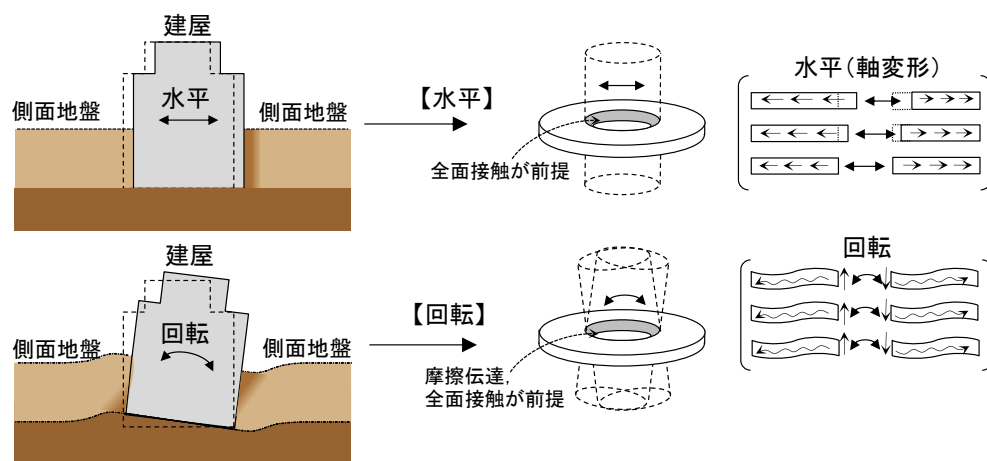


図 2-2 Novak の側面ばね算定の概念

Novak の側面ばね算定における変位の近似化の概念を図 2-3 に示す。

この近似の過程では、図 2-3 に示すように軸方向の抵抗と鉛直方向のせん断抵抗は考慮されているが、水平方向のせん断抵抗は考慮されていない。

以上の過程で求める Novak の側面ばねの算定式を表 2-1 に示す。

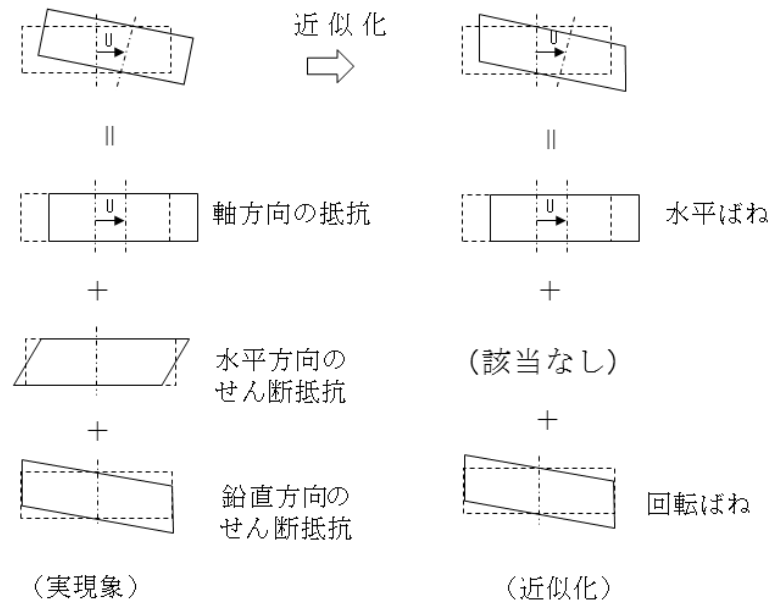


図 2-3 Novak の側面ばね算定における近似

以上の、Novak のばねの算定における仮定をまとめると次のとおりである。

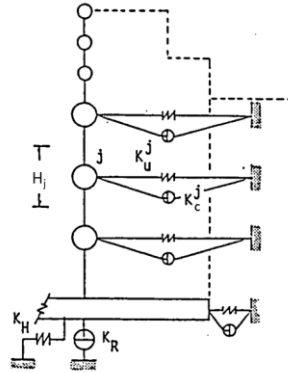
- ・円形の形状を仮定している。
- ・建屋と地盤間は接触していることを仮定しており、特に回転ばねにおいては建屋と地盤間が摩擦力により伝達することを仮定している。
- ・地盤を平面的にスライスすることを仮定しており、軸方向の抵抗と鉛直方向のせん断抵抗は考慮されているが、水平方向のせん断抵抗は考慮されていない。

対象建屋が矩形形状をしているのに対して、円形を仮定していることについては、別紙 1-5-1 において適用性を示す。

建屋と地盤間の接触を仮定していることに関しては、地震時に建屋と地盤間が引張りになる面と圧縮になる面があることを踏まえ、地震時の挙動と地盤の建屋拘束効果への影響を検討することが必要である。

地盤の水平方向のせん断抵抗は考慮されていないことに関しては、側面ばねのうち水平ばねの建屋拘束効果を小さめに評価しているため、上記地震時の挙動と地盤の建屋拘束効果と併せて検討する。

表 2-1 Novak の側面ばねを用いた埋込み SR モデルの地盤ばね



埋込み SR モデル

側面地盤ばねのうち水平ばね (K_u^j) 及び回転ばね (K_c^j) は次式により算定する。

$$K_u^j = -\pi H_j G_j a_0^2 \frac{4K_1(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^* K_0(b_0^*)K_1(a_0^*)}{b_0^* K_0(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^* a_0^* K_0(b_0^*)K_0(a_0^*)}$$

$$K_c^j = \pi H_j G_j r_0^2 (1 + i2h_j) \left[1 + a_0^* \frac{K_0(a_0^*)}{K_1(a_0^*)} \right]$$

ここに、

π : 円周率

H_j : 建物質点 j の支配高さ

G_j : 建物質点 j の支配高さにおける地下部外壁に接する地盤のせん断弾性係数

$a_0 = \omega r_0 / V_s$ (等価円置換の無次元振動数)

$r_0 = \sqrt{B_x \cdot B_y / \pi}$: 等価円半径

ω : 円振動数

V_s : 地下部外壁に接する地盤の S 波速度

B_x, B_y : 建物の辺長

$K_0(\quad), K_1(\quad)$: それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数

$$a_0^* = \frac{a_0}{\sqrt{1 + i \cdot 2h_j}} \cdot i, \quad b_0^* = a_0^* / \eta_j$$

$$\eta_j = \sqrt{2(1 - \nu_j) / (1 - 2\nu_j)}$$

h_j : 地下部外壁に接する地盤の減衰定数

ν_j : 地下部外壁に接する地盤のポアソン比

(2) Novak の側面ばねに関する既往文献について

a. 実機振動試験との比較について

Novak の側面ばねを用いた埋込み SR モデルについては、原子炉建屋の振動試験や地震観測のシミュレーション解析において、その妥当性が検証されている。これらの結果は、J E A G 4601-1991 追補版において引用されている原子力発電耐震設計特別調査委員会調査報告書 Vol. 12「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）（以下「標準化報告書」という。）にまとめられている。

標準化報告書においては、埋め込みを考慮した側面ばねの評価法として次の 4 ケースについて比較検討している。

- ・評価法 A Novak の側面ばね（水平ばね及び回転ばね）
- ・評価法 B 境界要素法（BEM）
- ・評価法 C 薄層要素法
- ・評価法 D 軸対称 FEM

これらのうち、境界要素法、薄層要素法、軸対称 FEM は、ともに地盤を 3 次元連続体として取り扱う方法である。

これらの方法を比較検討し、次の 4 点を評価項目として標準化する手法を選定している。

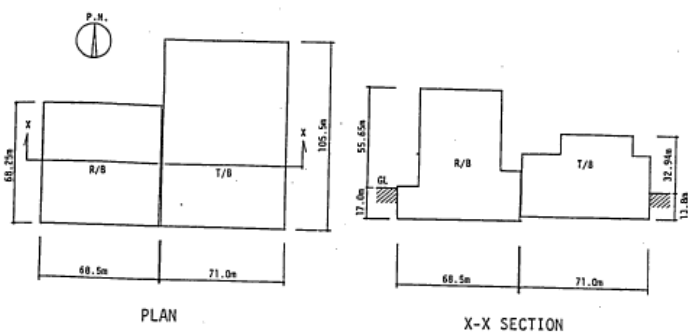
- (1) 波動論との整合があること
- (2) 振動試験結果との整合性があること
- (3) 建屋モデルを質点系としたときに埋め込み効果が簡単にモデルに組み込めること
- (4) 実用性を考慮して地盤ばねの算定ができるだけ簡単であること

その結果、質点系モデルへの適用性や実用性の観点から、評価法 A Novak の側面ばねを選定したとしている。

標準化報告書での振動試験結果と各種評価法による振動試験の比較例を図 2-4 に示す。これらの比較例は、標準化報告書のほかに、Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」(9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988), 矢野, 土方ほか「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), K. Hijikata, Uchiyama, et al. 「Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings」(9th Conference on Structural Mechanics in Reactor

Technology (SMiRT), 1987) においても報告されている。

実機振動試験と、埋め込みを考慮した場合と埋め込みを考慮しない場合のシミュレーション解析結果を比較した事例を図 2-5 に示す。

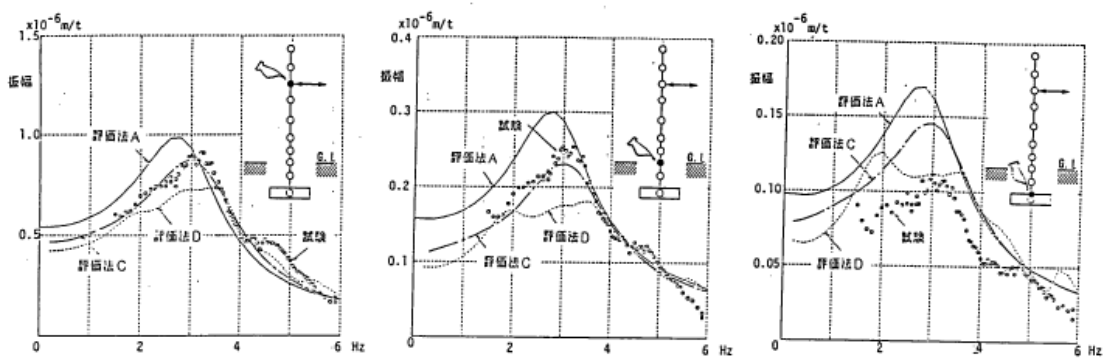


PLAN

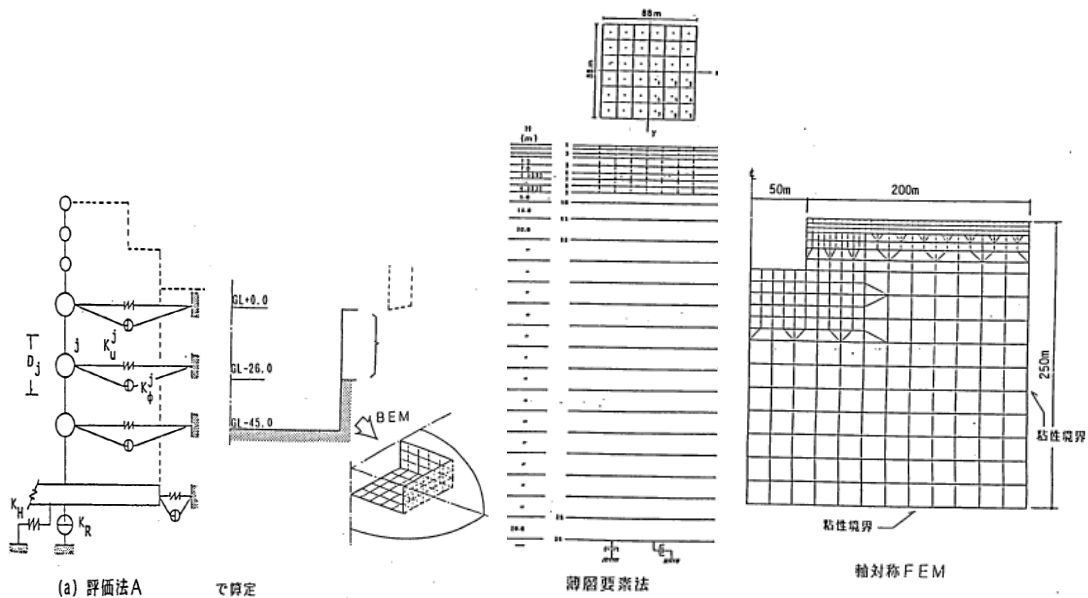
X-X SECTION

建屋の概要

(a) 対象建屋



(b) 振動試験結果 (共振曲線)



(c) 評価法 A (Novak)

(d) 評価法 B (境界要素法)

(e) 評価法 C (薄層要素法)

(f) 評価法 D (軸対称 FEM)

図 2-4 各種評価法による実機振動試験のシミュレーション解析事例 (標準化報告書に図題等を加筆)

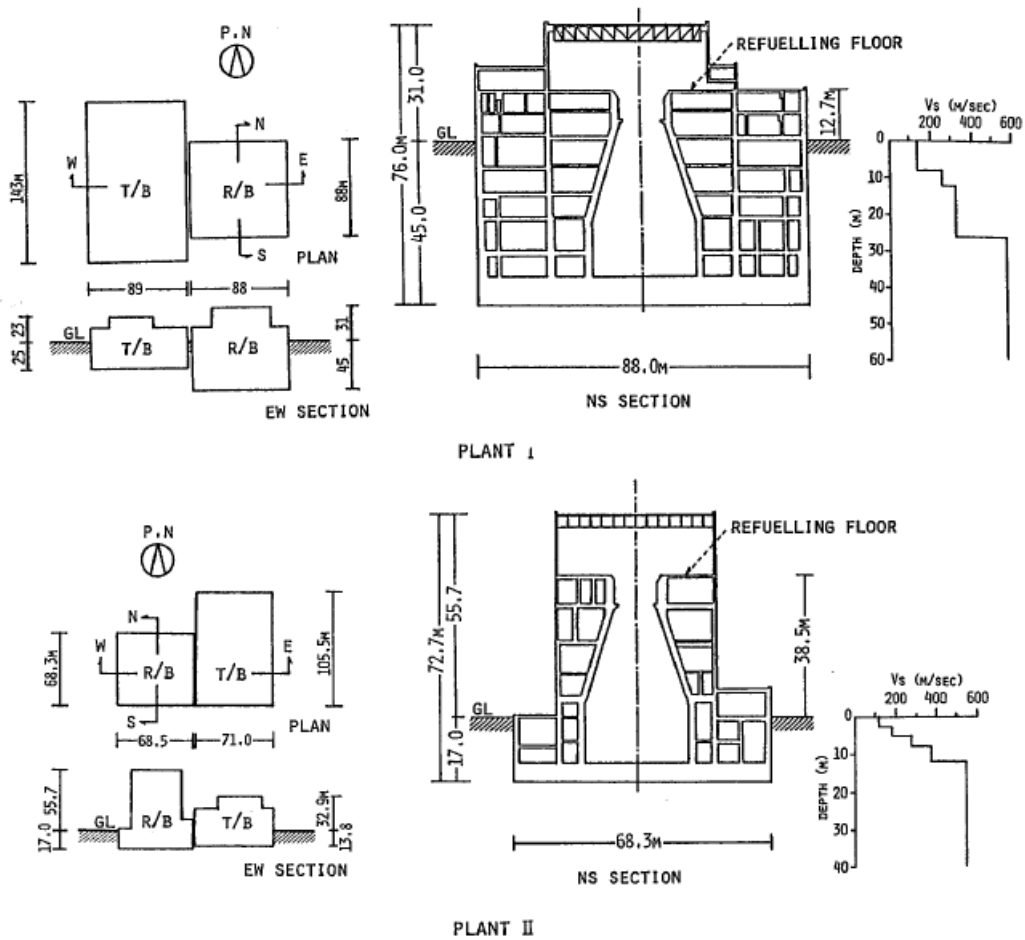
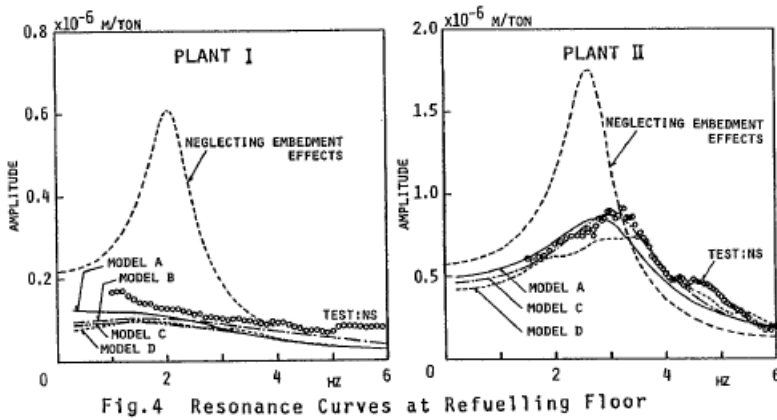
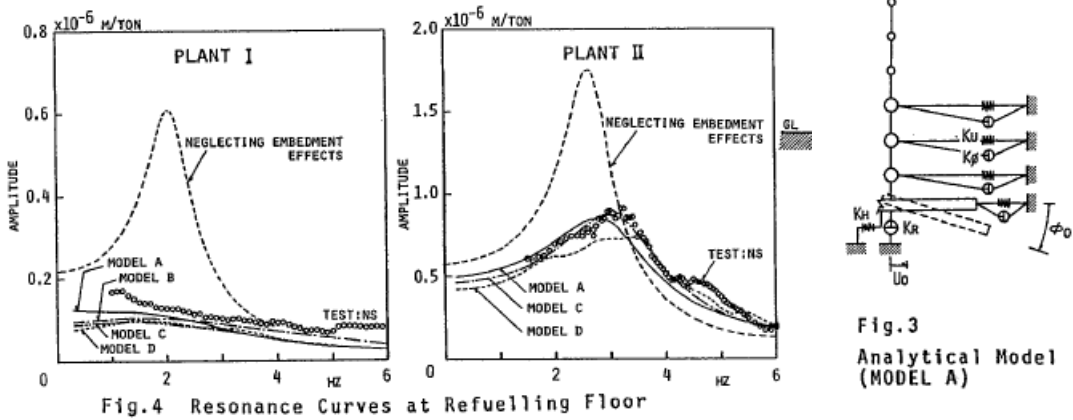


Fig. 1 Embedded Structures

(a) 対象建屋

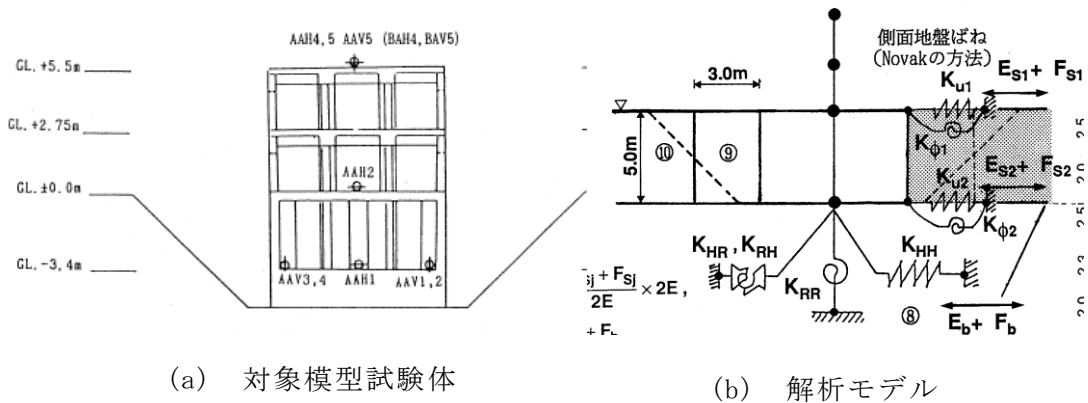


(b) 振動試験結果と解析結果の比較 (埋込み SR モデルは MODEL A)

図 2-5 埋込み SR モデルによる実機振動試験のシミュレーション解析事例 (Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」 (9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988) に図題を加筆)

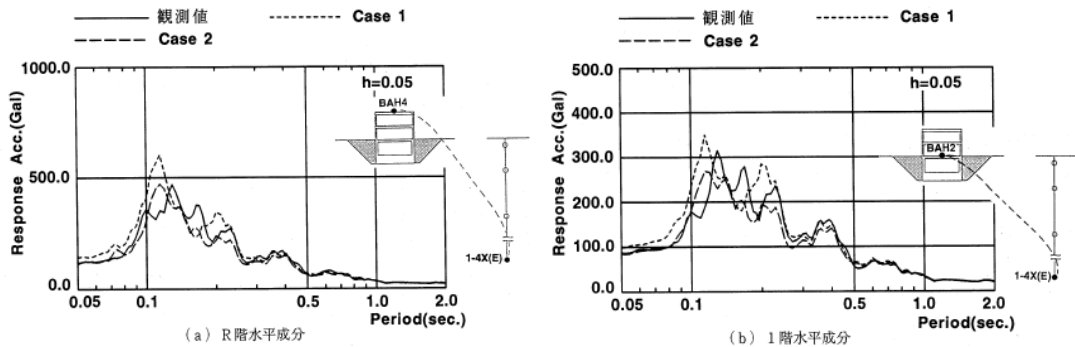
b. 地震観測との比較について

原子力発電技術機構（NUPEC）の報告書「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月原子力発電技術機構）（以下「NUPEC 報告書」という。）では、実機サイトにおいて、軟質地盤（ $V_s = 400\text{m/s}$ 程度）と硬質地盤（ $V_s = 900\text{m/s}$ 程度）上に試験体を設置した地震観測を実施している。これらの地震観測結果とシミュレーション解析結果を比較することにより、Novak の側面ばね（水平ばね及び回転ばねを考慮）を用いた埋込みSRモデルが、埋め込みのある試験体の応答特性を評価する場合に有効であるとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果の一例を、図2-6に示す。



(a) 対象模型試験体
(埋め込み深さ 5.0m)

(b) 解析モデル



(c) 地震観測記録と解析結果の比較（1993年1月15日釧路沖地震）
(Case1 と Case2 は地盤定数の違いによる)

図2-6 埋込みSRモデルによる模型試験体の地震観測シミュレーション解析事例
(NUPEC 報告書に図題を加筆)

c. Novak の側面回転ばねについて

標準化報告書においては、実機振動試験との比較結果より Novak の側面ばね（水平ばね及び回転ばね）を考慮した評価法が、実用的かつ合理的であるとの評価を行った後に、側面ばねのうち回転ばねの扱いについて検討を行っている。

標準化報告書における記載の概要は次のとおりである。

側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合を、実機振動試験結果と比較し次に言及している。比較結果を図 2-7 に示す。

- Novak の側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合で共振振動数の差異はほとんど生じない。
- Novak の回転ばねを削除することにより、共振振動数における振幅は増大し、建屋－地盤連成系の減衰効果は小さく評価される。

これらより、標準化報告書では地震応答解析に用いる地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不明である現状を勘案すれば、建屋－地盤連成系の減衰定数を小さく評価する回転ばねを削除した埋込み SR モデルで地震応答解析するのが適切であると判断されるとしている。

以上の検討結果を踏まえると、次のことが結論付けられる。

- Novak の回転ばねを考慮した方が試験結果との対応が良くなることから、建屋の埋め込み効果をより適切に評価するためには、Novak の回転ばねを考慮することが望ましい。
- Novak の回転ばねを考慮するためには、標準化報告書で指摘されているように、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力を明らかにすることが必要である。

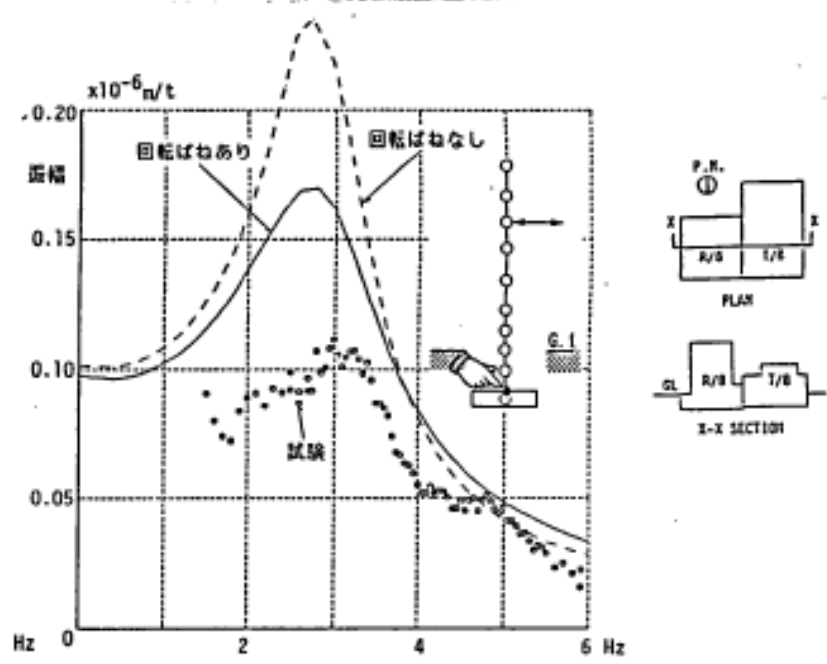
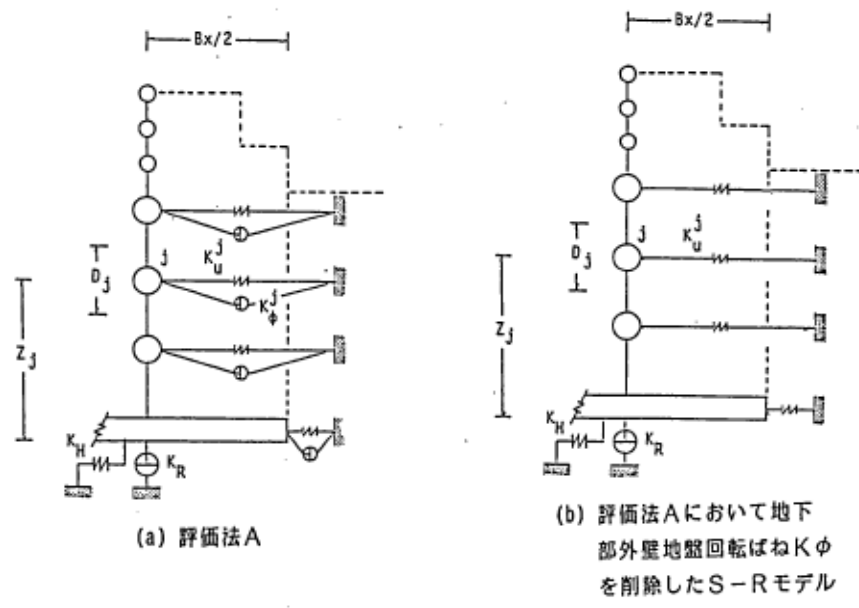


図 2-7 実機振動試験結果と側面回転ばねの有無による解析結果の比較事例

2.1.3 離散系モデルについて

地盤を離散系でモデル化する地震応答解析モデルとしては、格子型モデル及び FEM モデルがある。本資料では、FEM モデルを用いて原子炉建屋の地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や摩擦を考慮した場合の影響評価等を実施するので、より精緻なモデル化が可能な FEM モデルについて述べる。

地盤を 2 次元 FEM によりモデル化した地震応答解析については、矢野ほか「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，1988 年）における、埋め込みのある原子炉建屋の地震観測記録に対するシミュレーション解析により、その妥当性が検証されている。これらの結果は、埋込み SR モデルと同様に J E A G 4601-1991 追補版において引用されている標準化報告書にまとめられている。

また、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした振動台実験の 2 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例としては、鈴木康嗣ほか「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集第 438 号，1992 年 8 月）がある。ここでは、地盤の材料非線形を等価線形で扱い、地盤と構造物の接触部分の滑り剥離の幾何学非線形を考慮した 2 次元 FEM の解析モデルで、加速度応答、共振振動数及び動土圧等に対して実験結果と整合する結果が得られたとしている。更に、これらの結果から、シミュレーションが 2 次元モデルであることや、実験・解析ともに有限領域のものであるという制約はあるものの、ここで示した 2 次元 FEM による解析手法の精度・信頼性が確認されたとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果を、図 2-8 に示す。

一方、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした遠心振動台実験の 2 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例として、古山田耕司ほか「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 4）」（日本建築学会大会学術講演梗概集，2008 年 9 月）がある。ここでは、2 次元 FEM による非線形解析により、埋め込みありの場合、建屋底面の接地率（以下「底面の接地率」という。）30%程度の実験結果も含めて、実験結果の性状を定量的に良く捉えているとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果を、図 2-9 に示す。なお、井原和弘ほか「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）」（日本建築学会大会学術講演梗概集，2008 年 9 月）では 3 次元 FEM による非線形解析により、埋め込みのない場合のシミュレーション解析を実施し、3 次元 FEM による解析手法の妥当性を確認したとしている。

更に、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした遠心振動台実験の 3 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例として、今村晃ほか「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）」

(日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013年8月)がある。ここでは, 3次元 FEM による非線形解析により, 埋め込みないの場合と埋め込みありの場合のシミュレーション解析を実施し, 3次元 FEM の適用範囲として文献等に記載されている底面の接地率 35%以上よりも広い適用範囲があるとしている。3次元 FEM によるシミュレーション解析結果の例を, 図 2-10 に示す。

埋め込みのない原子炉建屋を対象とした場合ではあるが, 3次元 FEM 解析と 2次元解析の地震応答解析結果を比較した事例として, 内山不二男ほか「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)」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004年8月)がある。3次元 FEM 解析と 2次元解析の地震応答解析結果の比較例を図 2-11 に示す。

これらの結果より, 3次元 FEM 解析と 2次元解析の違いとして次を言及している。

- ・ 3次元 FEM 解析と 2次元解析の水平応答はおおむね対応した値であり, 解析次元が異なる応答結果としてはその差異は小さい。
- ・ 建屋頂部と基礎の上面の応答スペクトルに関しては, 水平応答は同等であり, 上下応答は 2次元 FEM が大きい。
- ・ 基礎に生じる転倒モーメントはほぼ等しいが, 底面の接地率は 2次元 FEM の方が小さくなっており, 2次元 FEM の地反力分布が奥行き方向に一定であるため浮上りが生じやすいことが影響している。

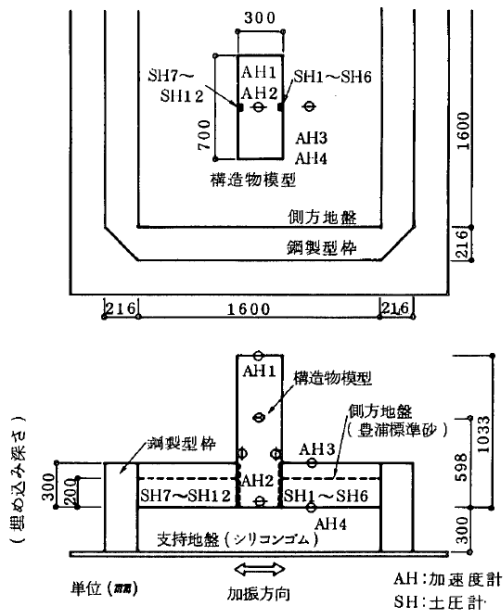


図-1 構造物・地盤模型の概要

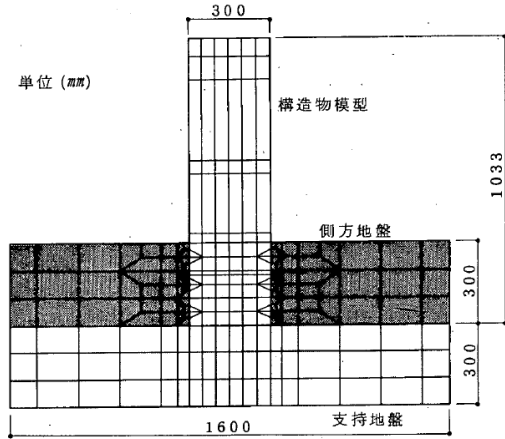


図-8 解析モデル (埋め込み深さ 30 cm)

(a) 構造物・地盤模型の概要

(b) 解析モデルの概要

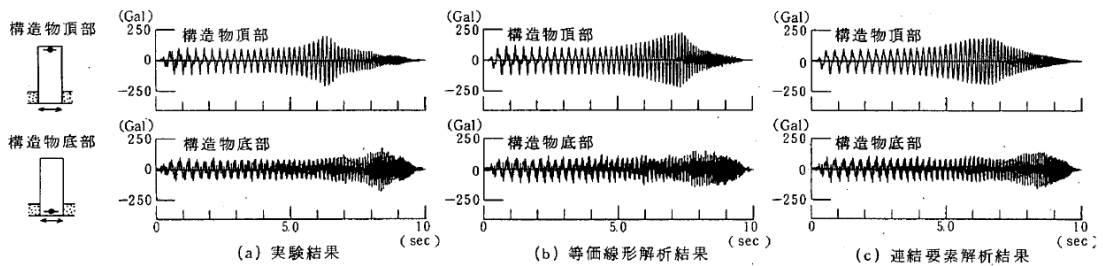


図-13 応答加速度時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

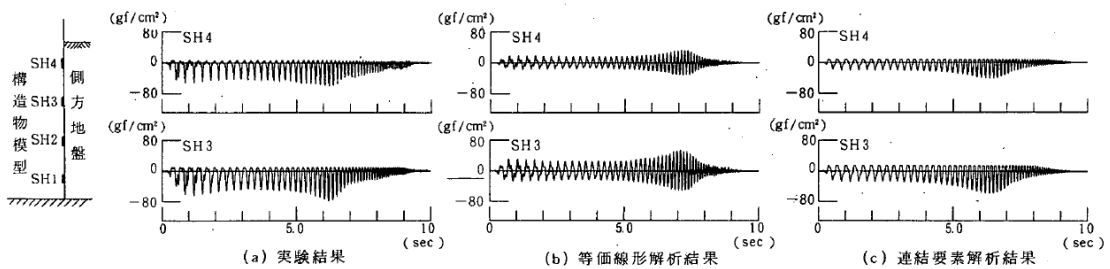


図-14 動土圧時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

(c) シミュレーション解析結果と試験結果の比較

図 2-8 埋め込みを有する構造物模型の振動台実験の 2 次元 FEM による解析事例 (鈴木康嗣ほか「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集第 438 号, 1992 年 8 月) に図題を加筆)

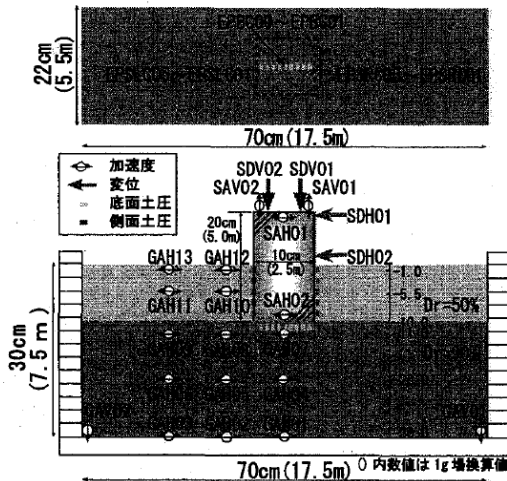


図1 埋込み有り実験モデルと計測点配置

(a) 試験体概要

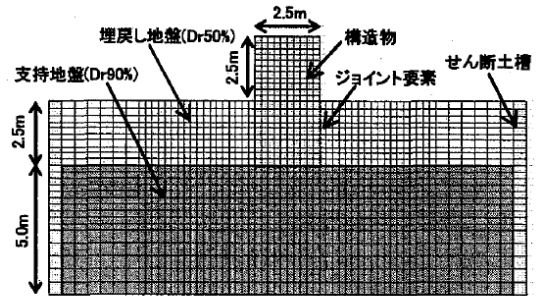
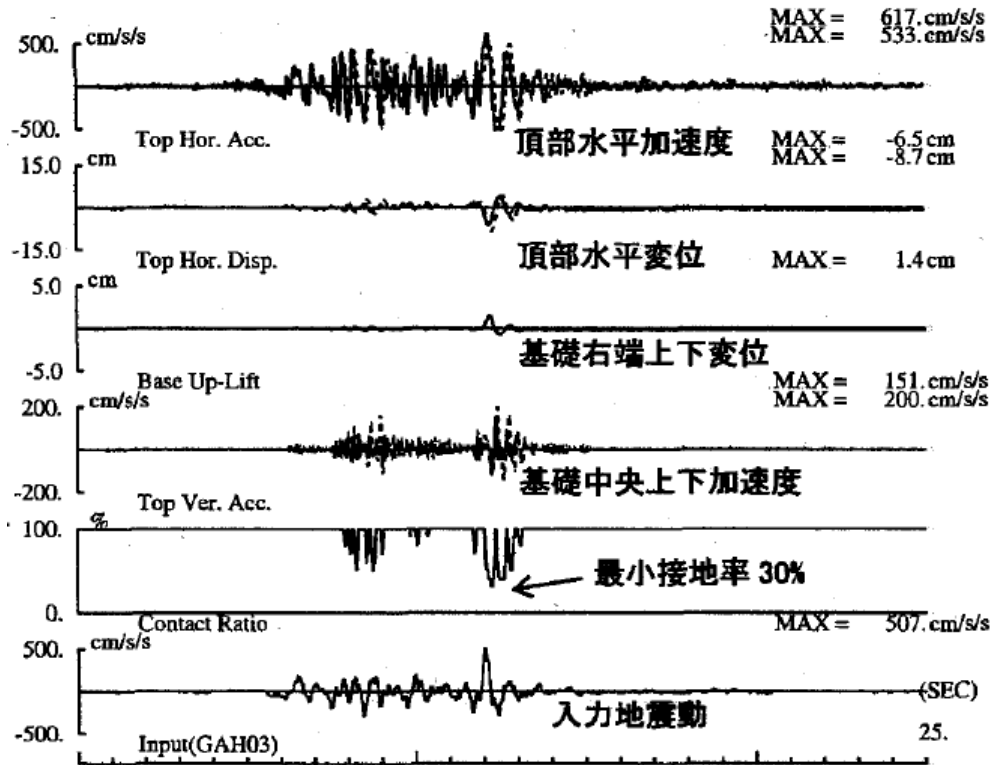


図5 2次元FEM解析モデル (1g場換算表示)

(b) 2次元FEM解析モデル概要



(b) 埋込み有り

図1 試験体の浮上り応答と接地率の時刻歴波形 (実線:解析、点線:実験、最大値は上段が解析)

(c) 試験結果と解析結果の比較

図2-9 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の2次元FEMによる解析事例 (古山田耕司ほか「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4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 2008年9月)に図題を加筆)

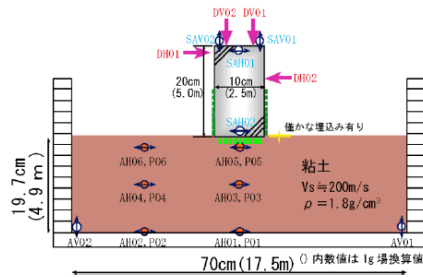


図1 検討対象とした遠心振動台実験

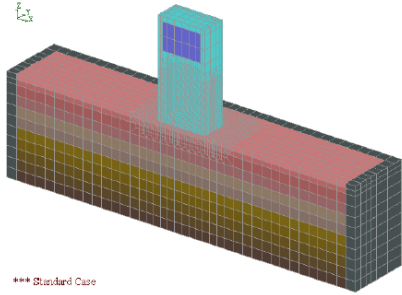


図2 三次元有限要素モデル

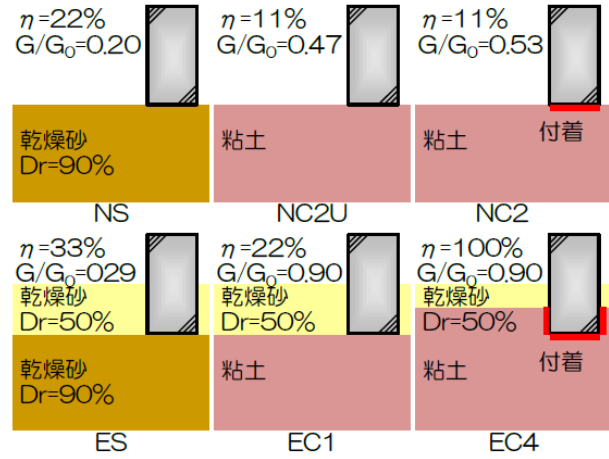


図1 遠心振動台実験のシミュレーション解析ケース

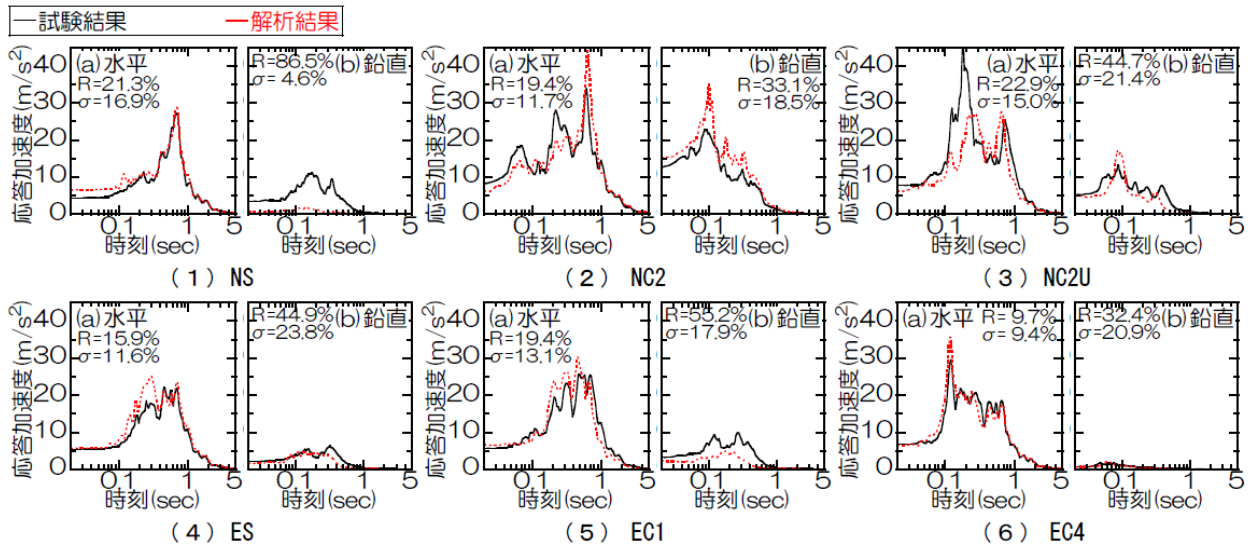


図3 構造物頂部における加速度応答スペクトル（減衰5%）の比較

図2-10 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の3次元FEMによる解析事例
 (今村晃ほか「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)」
 (日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013年8月))

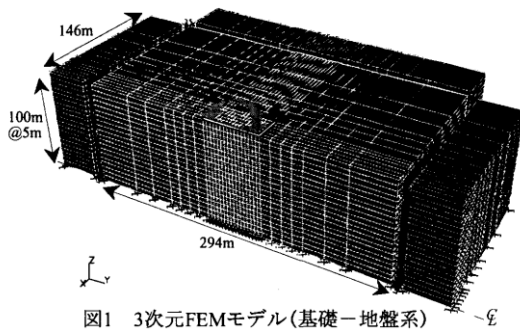


図1 3次元FEMモデル(基礎-地盤系)

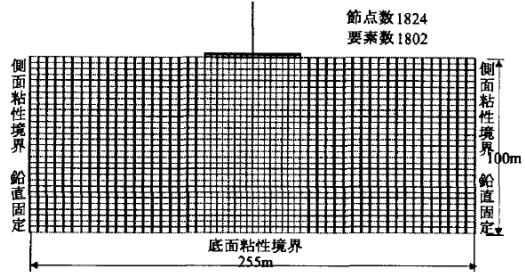
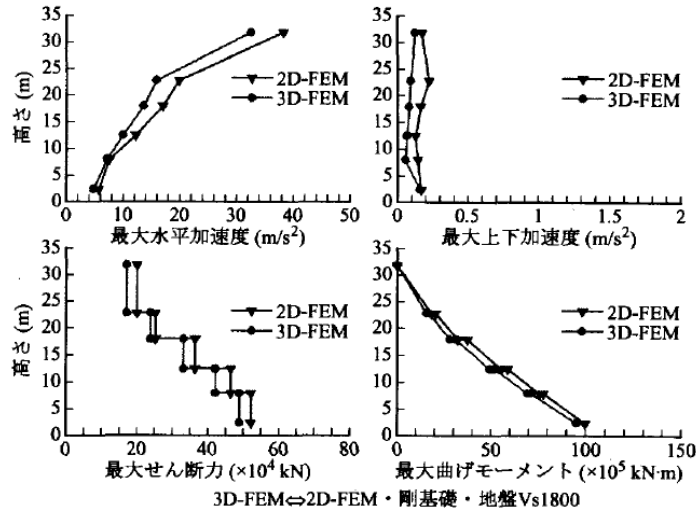
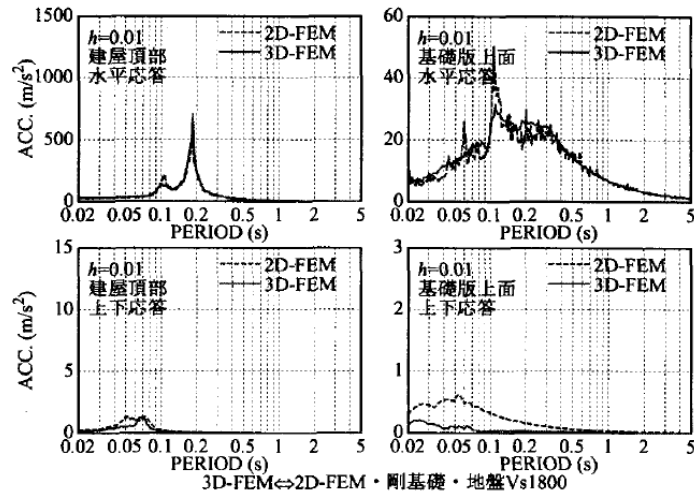


図5 2次元FEM解析モデル($V_s=1800\text{m/s}$ 地盤)



3D-FEM \Leftrightarrow 2D-FEM・剛基礎・地盤 V_s1800
図6 解析次元の違いによる建屋最大応答値の比較



3D-FEM \Leftrightarrow 2D-FEM・剛基礎・地盤 V_s1800
図7 解析次元の違いによる建屋応答スペクトルの比較

図 2-11 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の 3 次元 FEM による解析事例
(内山不二男ほか「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)」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004 年 8 月))

2.1.4 建屋地盤相互作用とモデル化についてのまとめ

ここでは、建屋－地盤相互作用とモデル化について概括した。それらの結果、次のことを確認した。

- 埋込まれた原子炉施設の設計における地震応答解析では、埋込み SR モデルや格子型モデルが多用されている。
- 今回工認で用いる Novak の側面回転ばねを考慮した埋込み SR モデルは、実機の振動試験や地震観測シミュレーションにより、その妥当性が確認されている。
- 標準化報告書では、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不確かであることから埋込み SR モデルに Novak の側面回転ばねを用いないこととしている。
- Novak の側面回転ばねを考慮するためには、標準化報告書で指摘されているように、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力を明らかにすることが必要である。
- Novak の側面回転ばねは、建屋側面と地盤が接触しておりかつ摩擦力が伝達されていることを仮定して算定されている。実現象においては摩擦による応力伝達に加え水平方向のせん断抵抗も期待できるので、Novak の側面回転ばねの適用に当たっては地震時の建屋－地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の関係を確認することが望ましい。
- 2次元 FEM モデルは、振動台実験等により建屋と周辺地盤間の摩擦滑りや剥離等が評価できることが確認されているので、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 の活用が有効と考えられる。

2.2 側面回転ばねを採用する目的・効果について

今回工認の原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデルでは、前述の埋込み SR モデルを用いるものとする。既工認モデル時から考慮している Novak の側面水平ばねに加え、図 2-12 に示すように Novak の側面回転ばねを採用する。

これは、2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析において、他の項目（コンクリート実剛性等）と併せて、側面回転ばねを採用したモデルによる解析結果が、観測記録を精度良く再現できたことを踏まえ、より実状に近い建屋応答を再現するという観点から、側面回転ばねによる効果を考慮することとしたものである。また、側面回転ばねを考慮することにより、埋込み SR モデル適用の判定基準として用いる建屋の底面の接地率の改善効果も期待できる。

側面回転ばねを考慮することが建屋応答に与える影響を定量的に把握するために検討を実施した。検討に当たっては、①既工認ベースのモデル（以下、「側面回転ばね非考慮モデル」という。）、②既工認ベースのモデルに側面回転ばねを追加したモデル（以下、「側面回転ばね考慮モデル」という。）のそれぞれの解析モデルについて、建屋応答が大きい基準地震動 S_s のうち S_s-1H を代表波として動的解析を実施し、結果を比較することとした。表 2-2 に建屋の底面の接地率、図 2-13 に床応答スペクトル、図 2-14 に建屋の最大応答せん断ひずみについての比較結果を示す。

まず、表 2-2 から側面回転ばねを考慮することによって接地率が大きく改善することが確認できる。接地率は前述のとおり、埋込み SR モデル適用の判定基準として用いる指標である。「原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4601-2008」（（社）日本電気協会、2009 年）を参考に、接地率が 50%を下回った場合においては、埋込み SR モデルの適用範囲外とし、特別な検討が必要になると考えている。

図 2-13 の床応答スペクトルについては、側面回転ばねを考慮することにより、短周期側の応答スペクトルを多少低減する効果が認められる。側面回転ばねは、建屋の地下側面と地盤の間の摩擦力による建屋の回転方向の拘束効果をモデル化したものであるため、その効果で短周期側の振動が低減したものと考えられる。

図 2-14 の建屋のせん断ひずみは、耐震壁の耐震安全性評価の評価基準値として参照する応答値であるが、側面回転ばね非考慮モデル及び側面回転ばね考慮モデル共に評価基準値に対して十分な余裕がある。側面回転ばねを考慮することにより、最大せん断ひずみは大きくなる傾向が確認できる。

以上で説明したとおり、側面回転ばねを考慮することの主要な目的としては、「側面の摩擦力による拘束効果をモデルに取り込むことによってより実状に近い応答を模擬すること」にあると考えており、結果として埋込み SR モデル適用の判定基準として用いる建屋の底面の接地率が改善することとなる。

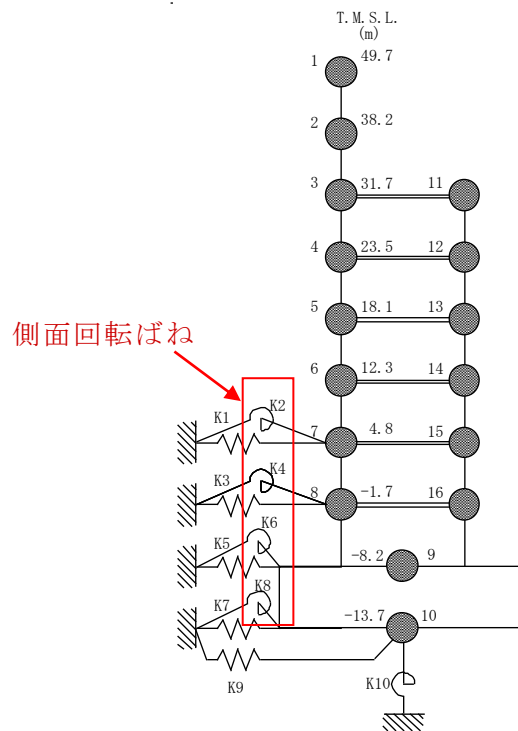


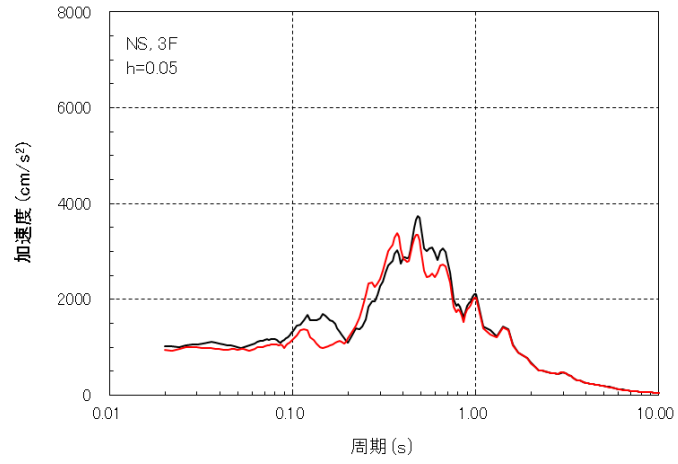
図 2-12 原子炉建屋の地震応答解析モデル (NS 方向)

表 2-2 側面回転ばねが建屋底面の接地率に与える影響

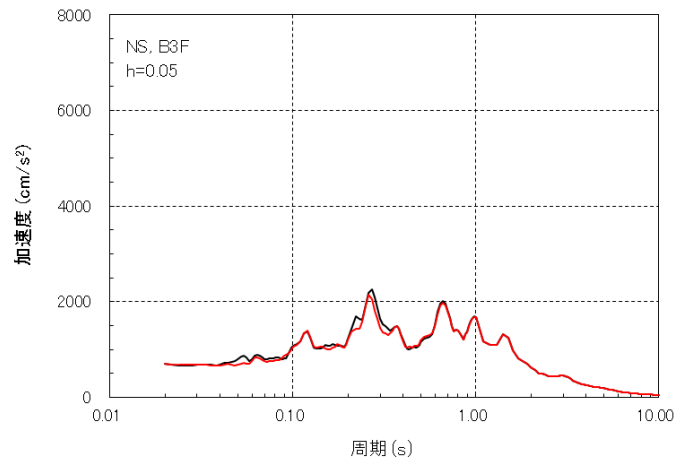
| 解析ケース | 建屋底面の接地率 |
|---------------|--------------|
| | NS 方向 |
| ①側面回転ばね非考慮モデル | 51.5% (Ss-1) |
| ②側面回転ばね考慮モデル | 70.1% (Ss-1) |

凡例

— 側面回転ばね非考慮モデル
— 側面回転ばね考慮モデル



(3階, S_{s-1} , NS方向)



(基礎スラブ上, S_{s-1} , NS方向)

図 2-13 側面回転ばねが床応答スペクトルに与える影響

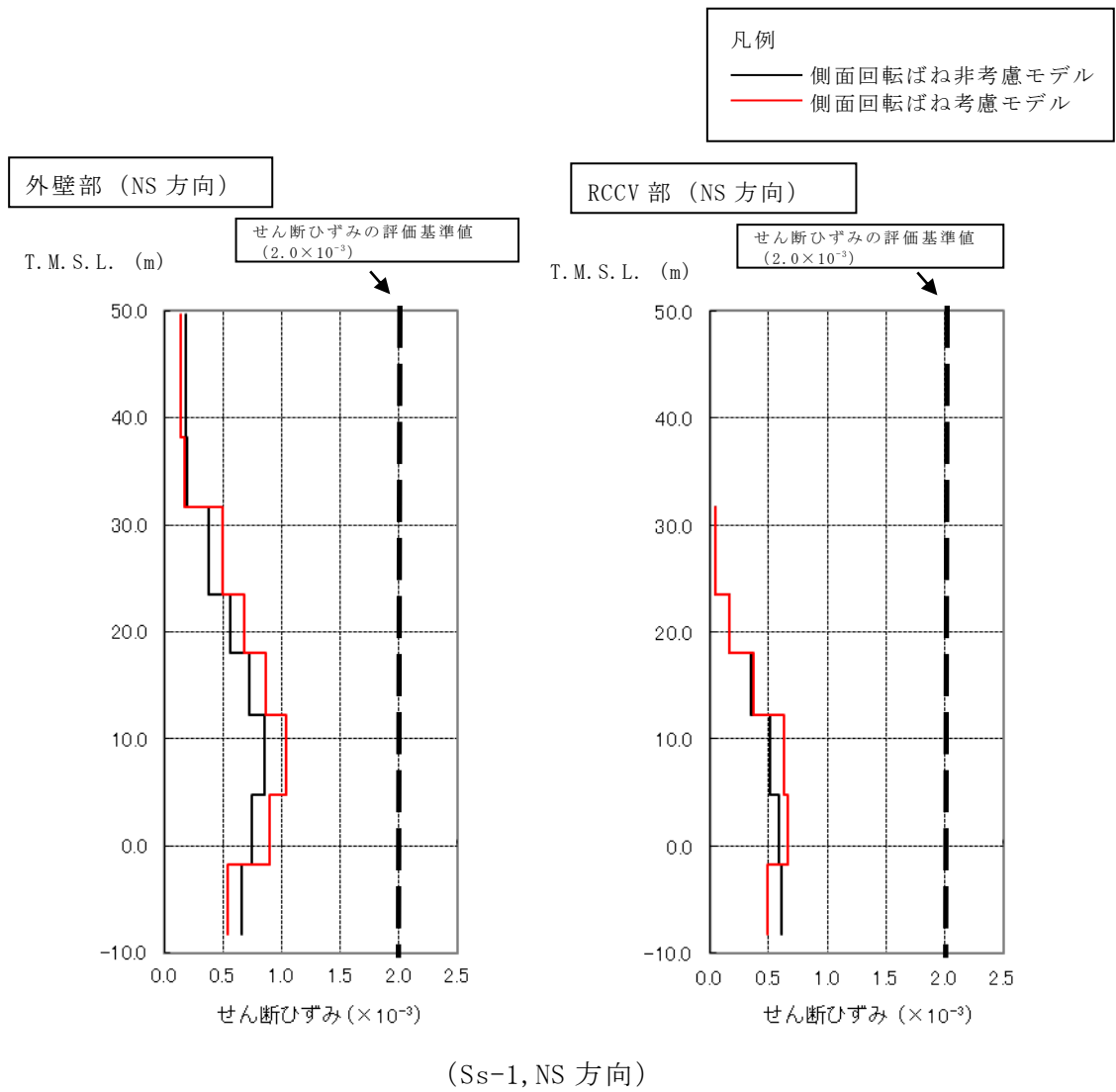


図 2-14 側面回転ばねが応答せん断ひずみに与える影響

2.3 建屋の設置状況を踏まえた確認事項の抽出

Novak の側面回転ばねは、図 2-15 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による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・適用性の確認に当たっては、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できることを確認する必要があると考えられる。

7号機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 2-16 に平面図、図 2-17 に断面図を示す。また、6号機原子炉建屋についても同様に、図 2-18 に平面図、図 2-19 に断面図を示す。7号機原子炉建屋と6号機原子炉建屋は、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おおむね類似している。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7号機と6号機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号機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号機への適用性については6号機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 2-20 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おおむね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当たっては、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、これを確認事項として位置づけることとした。

→ **【確認事項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】**

また、今回工認で採用する地震応答解析モデル（埋込み SR モデル）への適用性の検討に当たっては、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

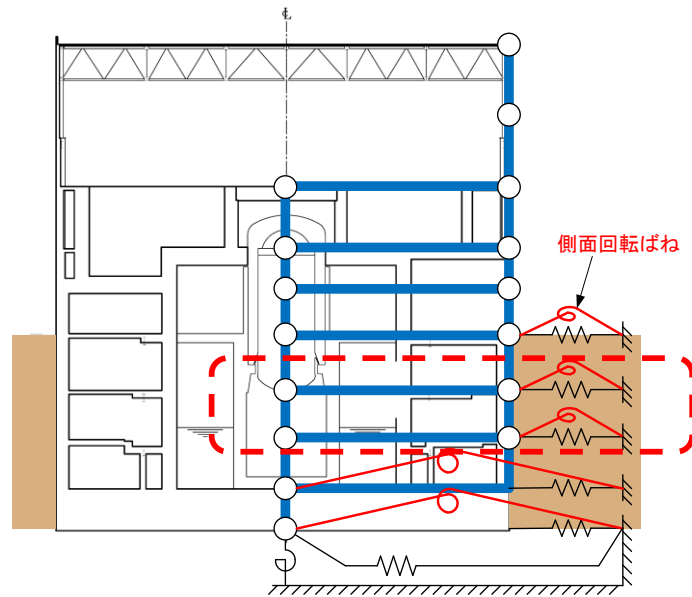
ルと比較して妥当かどうかを確認する必要があると考え、下記を確認事項②として位置づけることとした。

→ **【確認事項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】**

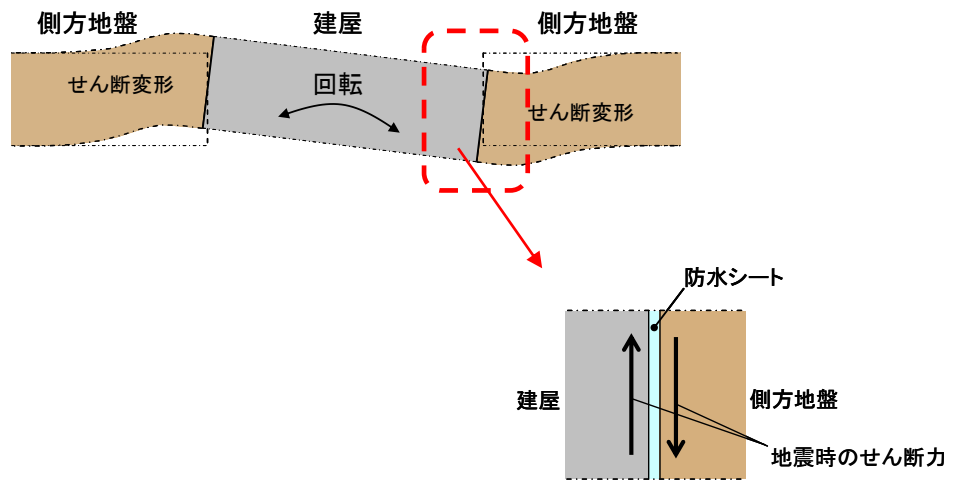
一方、図 2-18、図 2-19 に示したとおり、6 号機原子炉建屋の西側側面には 6 号機タービン建屋が接している。さらに、建屋周辺においてマンメイドロックが複雑に打設されていることや埋戻土が存在することについても確認できる。以上のような状況を踏まえると、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を踏まえた場合の側面回転ばねの適用性についても確認する必要があると考え、下記を確認事項③として位置づけることとした。

→ **【確認事項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 つの確認事項を踏まえた上で、妥当性の検討方針を設定する。



(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 2-15 側面回転ばねの作用機構概念

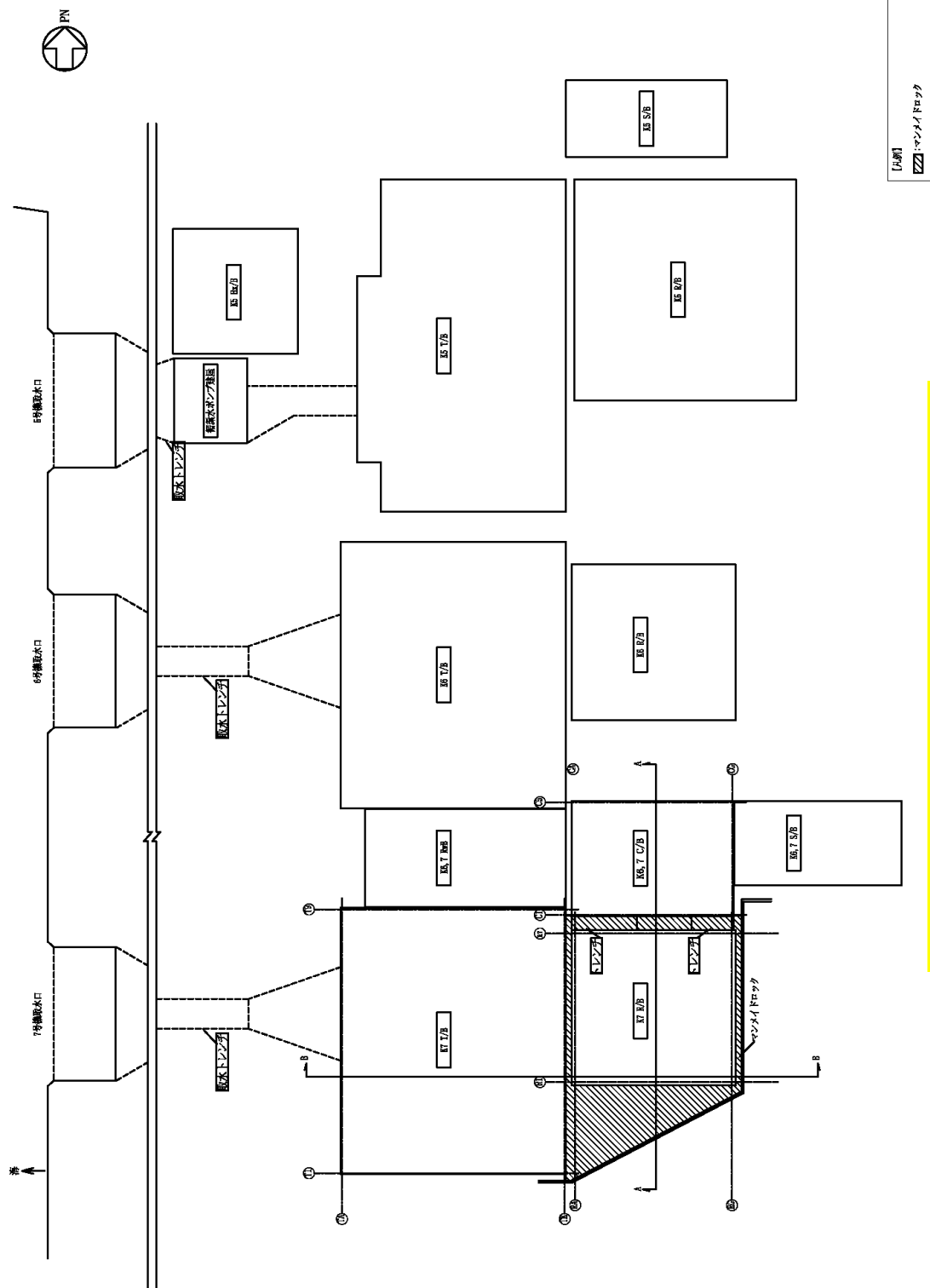



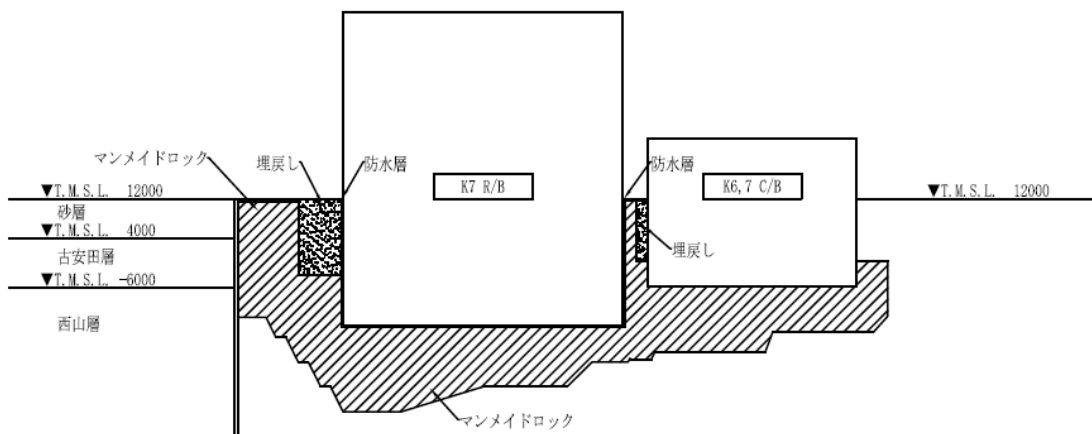


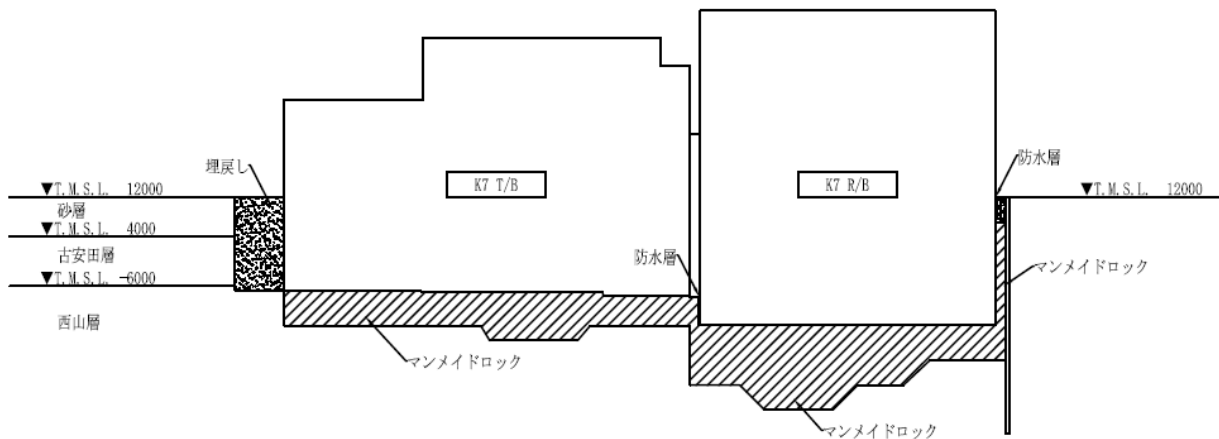
図 2-16 7号機原子炉建屋の設置状況（平面図）

【凡例】

-  : マンメイドロック
-  : 埋戻し
-  : 連壁 (t=800mm)



A - A 断面



B - B 断面

図 2-17 7号機原子炉建屋の設置状況 (断面図)

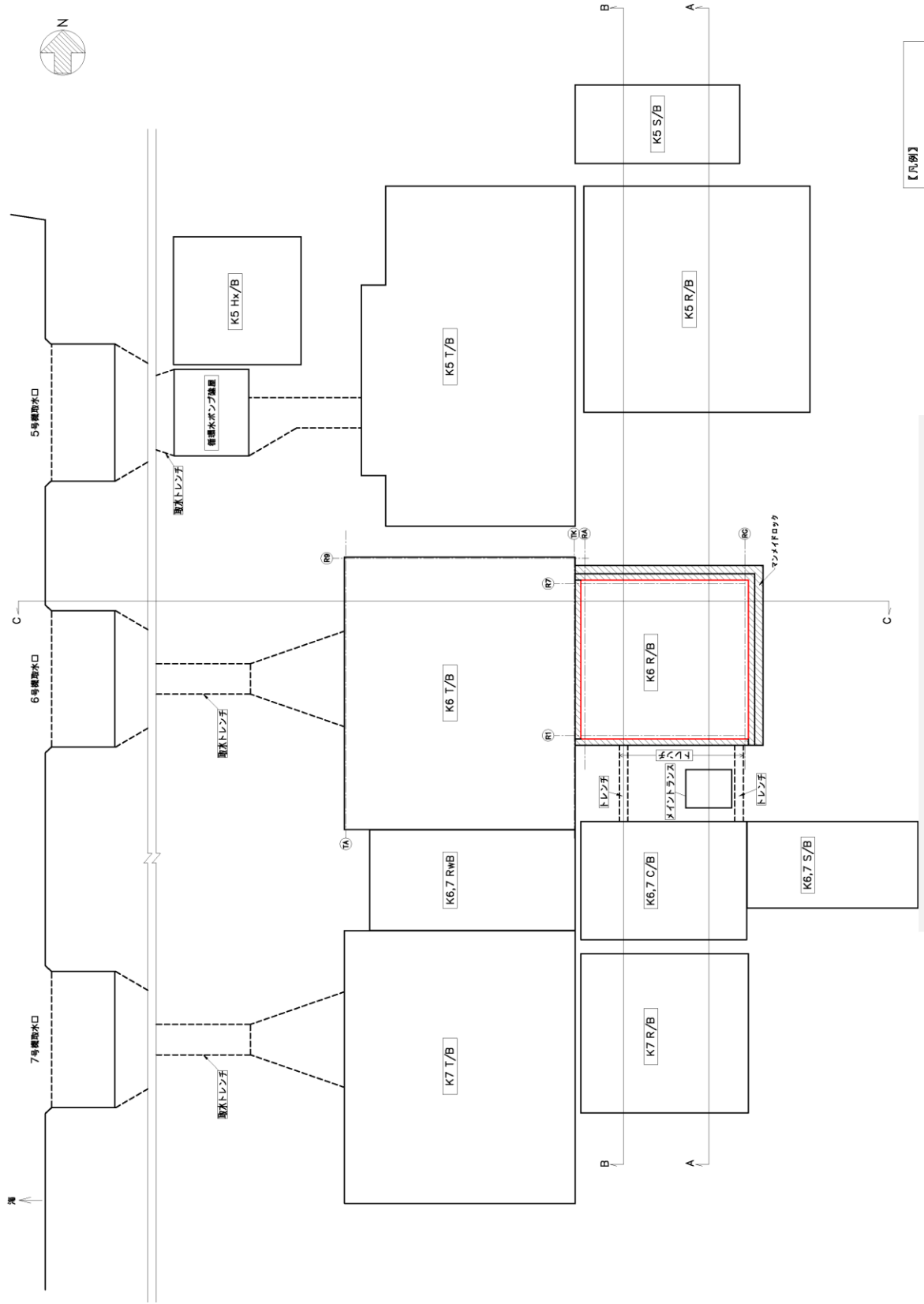
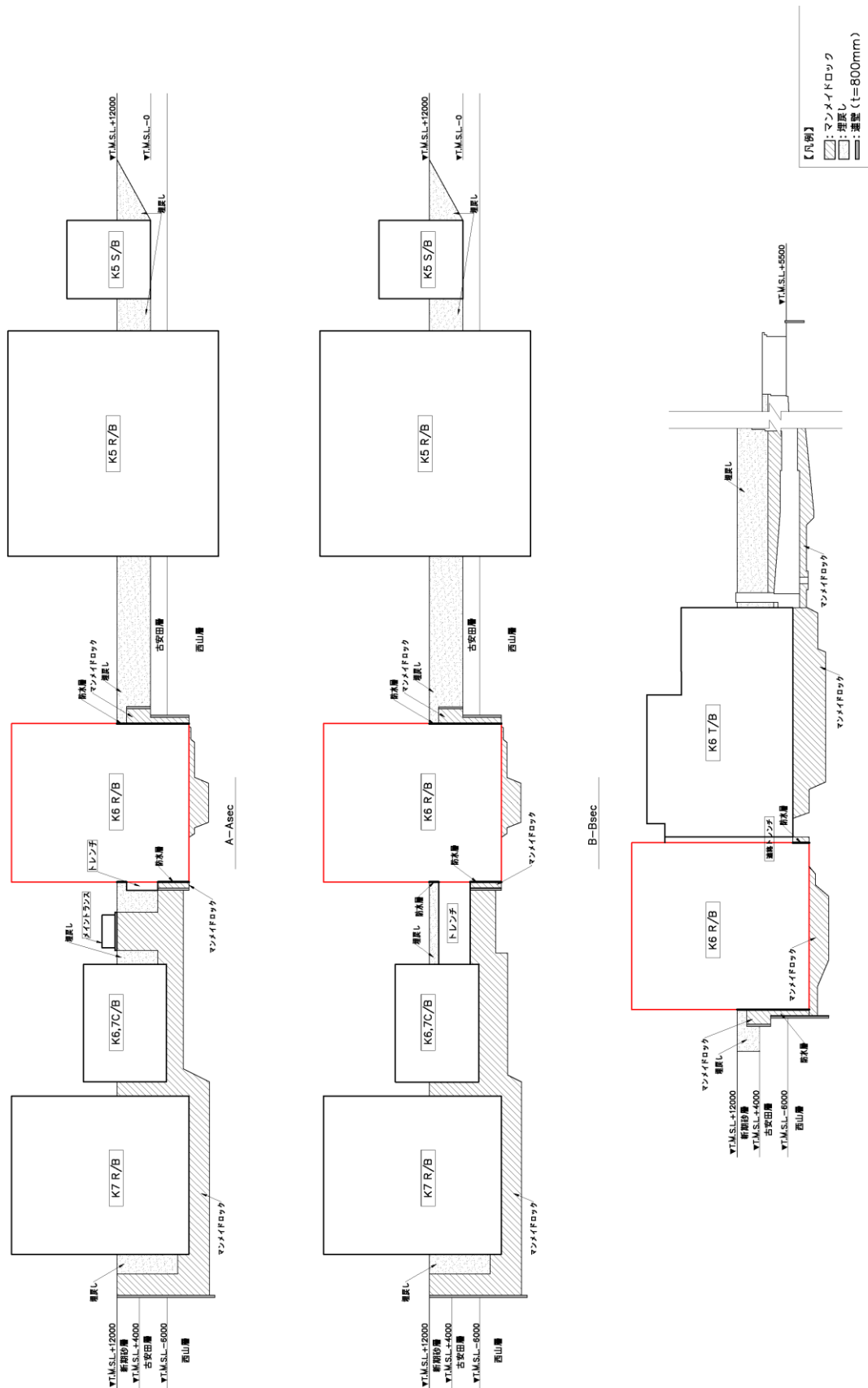


図 2-18 6号機原子炉建屋の設置状況 (平面図)



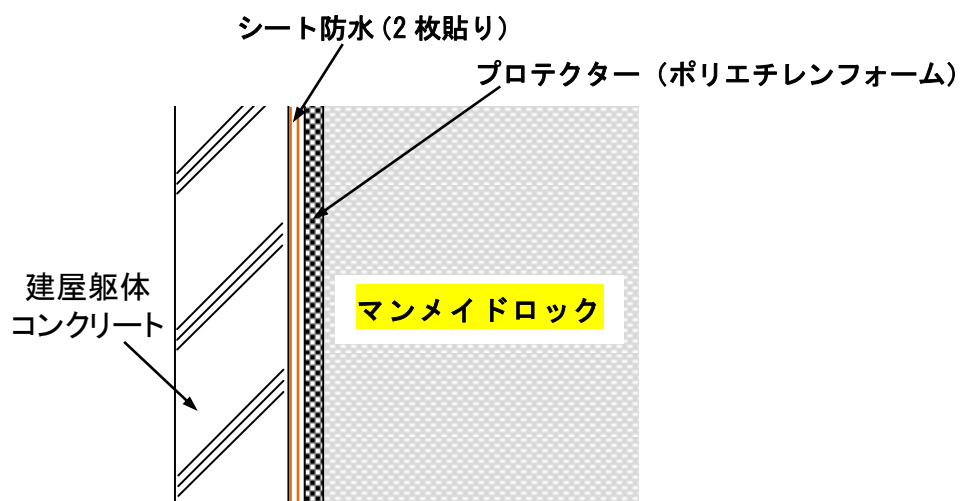


図 2-20 地下外壁の防水施工状況

2.4 妥当性の検討方針

「2.3 建屋の設置状況を踏まえた確認事項の抽出」で抽出した確認事項を踏まえて、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 2-21 に示す。

3つの確認事項を踏まえた上で、妥当性の確認方針を設定する。

目的 側面地盤の側面回転ばねの妥当性の検討

建屋の設置状況を踏まえた確認事項

- 【確認事項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
- 【確認事項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、埋込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か
- 【確認事項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

各確認事項の対応方針

【確認事項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

→側面地盤摩擦試験結果から摩擦力があることを確認する。また、実験結果による摩擦特性は下記の 2 次元 FEM 解析モデルに反映する。(試験結果から得られる摩擦力のばらつきを考慮した検討についても実施)

【確認事項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、拘束効果を Novak ばねで表現した埋込み SR モデルによる建屋応答が、2 次元 FEM モデルによる応答と比較して妥当かどうかを確認する

【確認事項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 解析モデルに隣接するタービン建屋も考慮する。また、詳細な地盤状況を解析モデルの地盤物性に考慮し、側面回転ばねへの影響を検討する。

以上の検討事項を総合評価し、埋込み SR モデルの側面回転ばねに影響がある場合はこれを反映する。

図 2-21 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 確認事項①についての確認方針

確認事項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」についての確認方針を示す。

原子炉建屋の地下外壁には図 2-20 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当たっては、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」という。）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当たっては、図 2-22 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、実機と同製品若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 2-23）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。

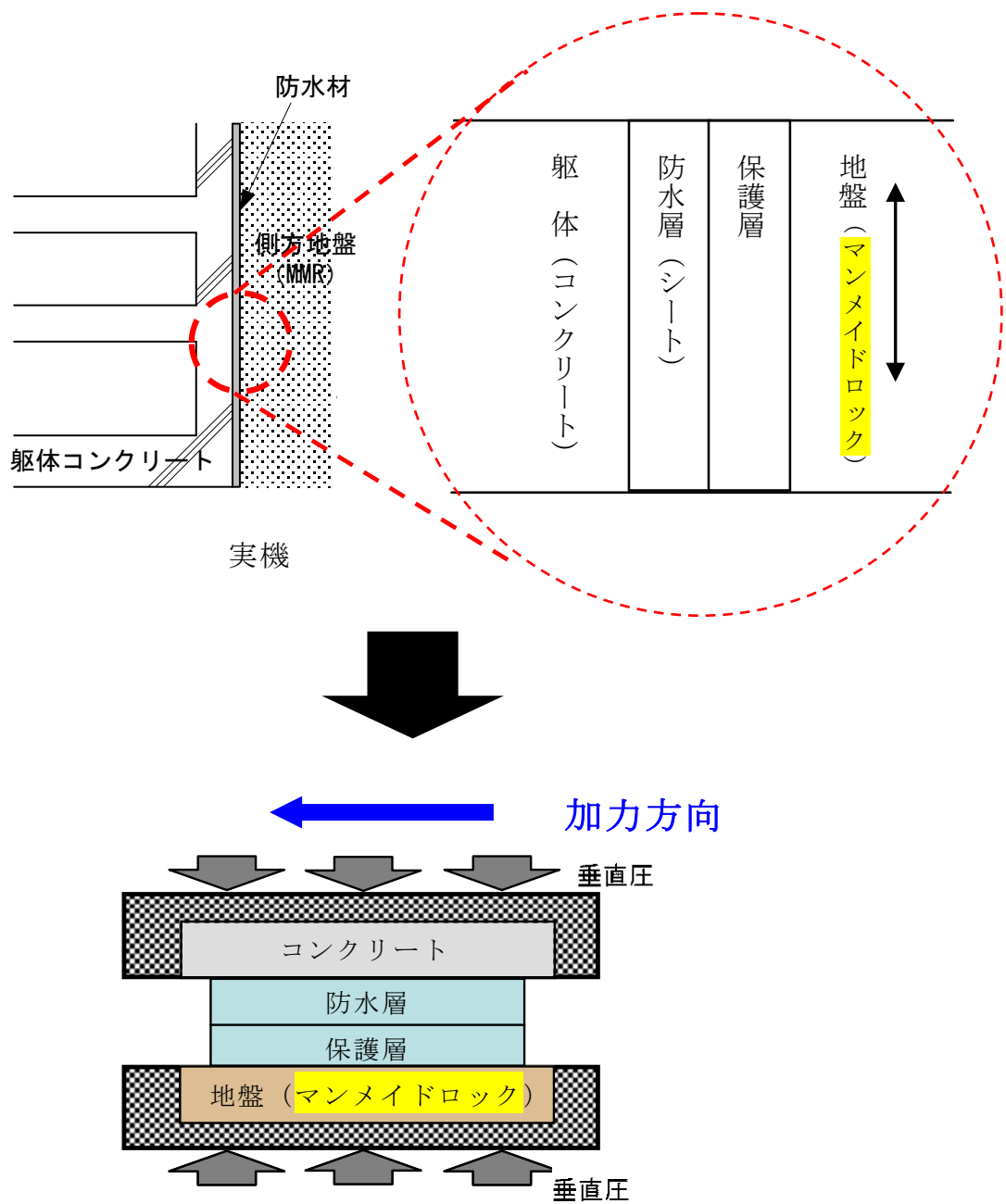
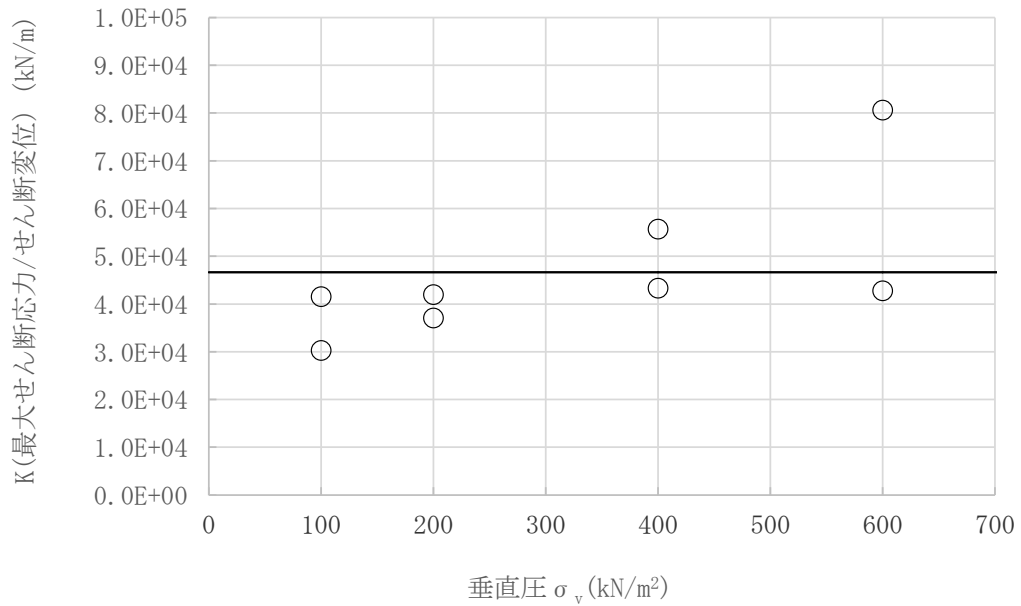
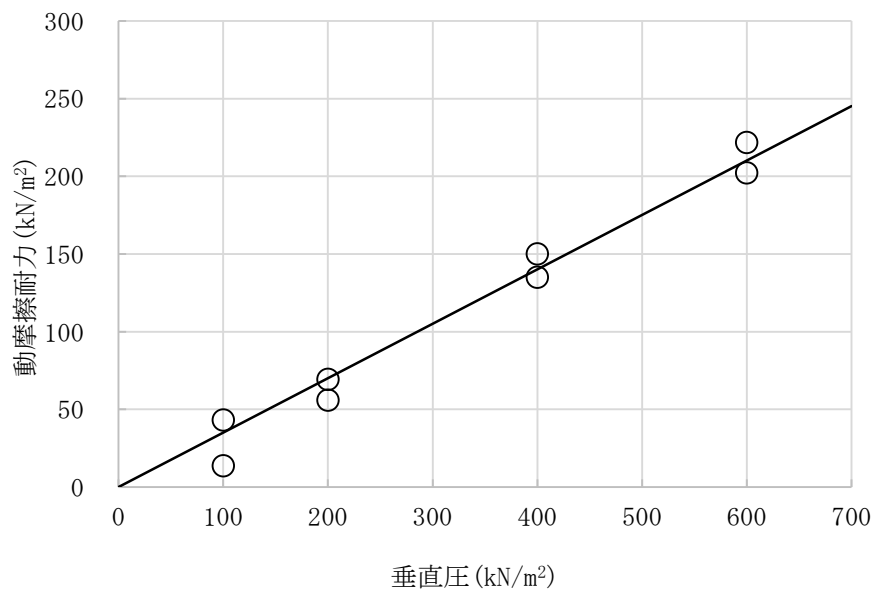


図 2-22 地中外壁の摩擦試験のモデル化の考え方



(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 2-23 地盤摩擦試験結果

2.4.2 確認事項②についての確認方針

確認事項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、埋込みSRモデルへ回転ばねを適用することが妥当か」についての確認方針を示す。

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 2-24 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 2-25 に示す。図 2-25 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。

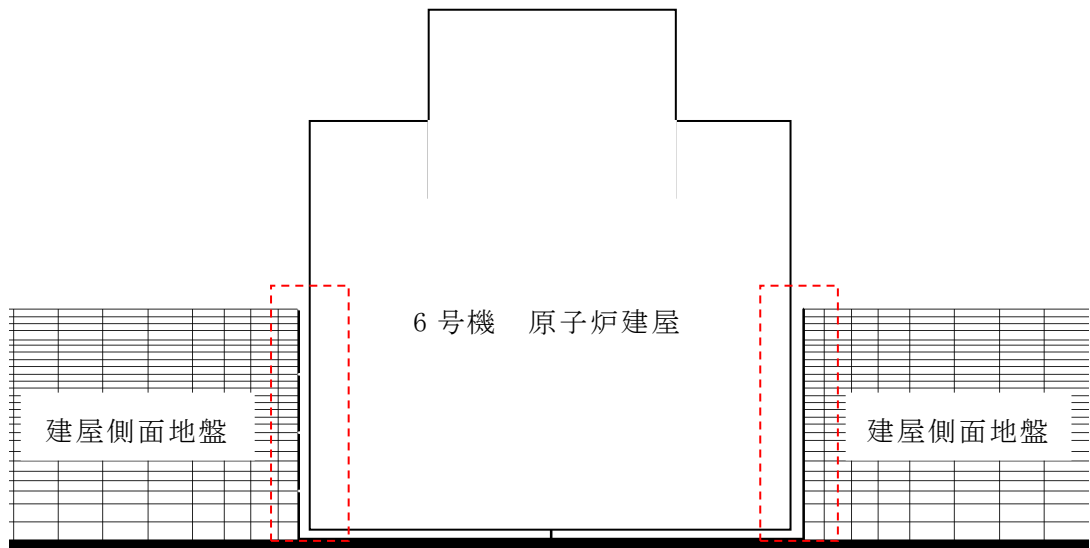
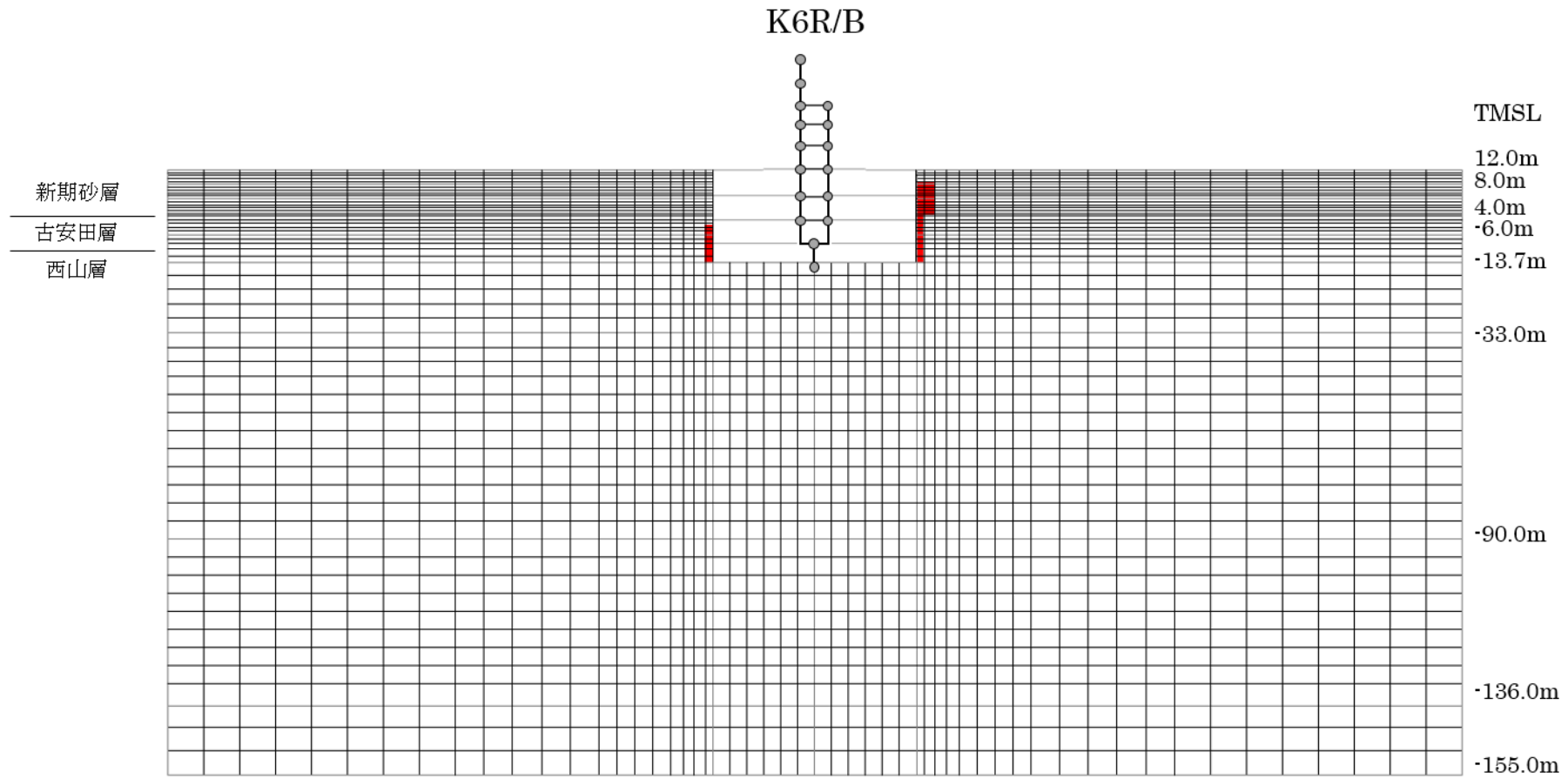


図 2-24 建屋と隣接地盤の剥離・接触の検討箇所



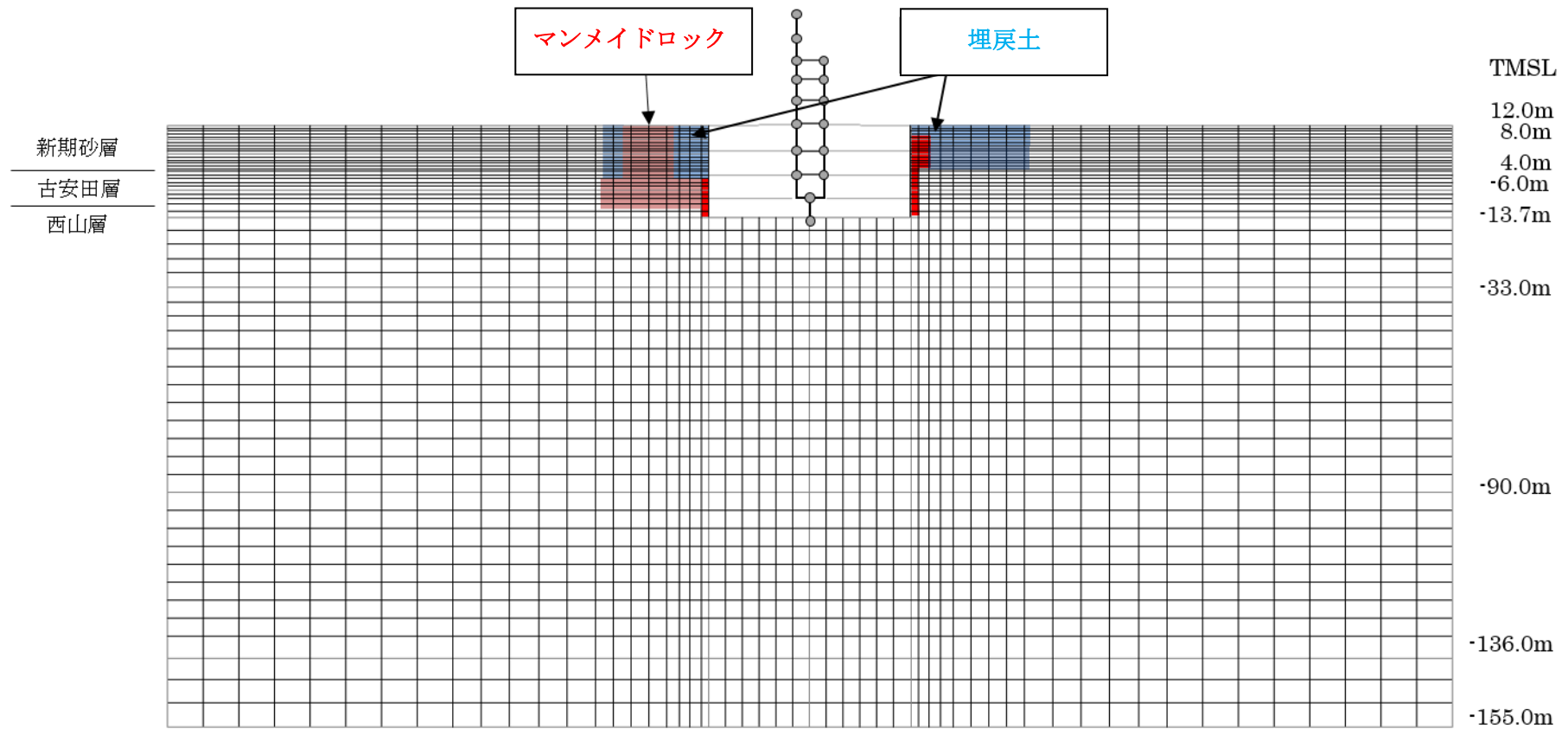
赤色着色部：マンメイドロック

図 2-25 6号機原子炉建屋モデル図 (NS 方向)

2.4.3 確認事項③についての確認方針

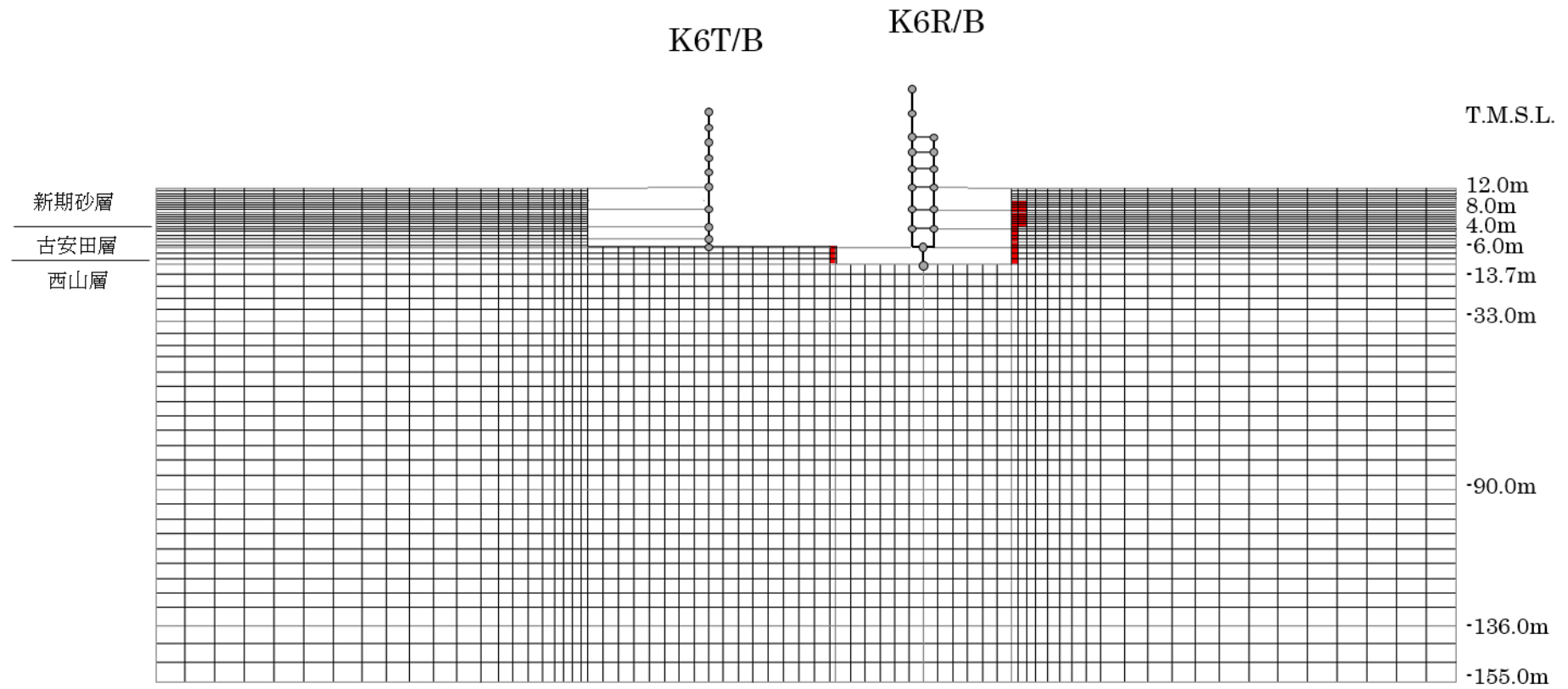
確認事項③「隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか」についての確認方針を示す。

2次元 FEM による検討は、確認事項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 2-18, 図 2-19 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 2-26 及び図 2-27 に示す。



赤色着色部：マンメイドロック

図 2-26 6号機原子炉建屋 モデル図 (NS 方向)



赤色着色部：マンメイドロック

図 2-27 6号機原子炉建屋 モデル図 (EW 方向)

3. 確認事項①に対する検討

確認事項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」について検討を行う。

3.1 試験の目的

確認事項①は、図 3-1 に示すように原子炉建屋の地下外壁が防水層を介しておおむね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当たっては、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、摩擦耐力を適切に設定した上で、確認事項②、確認事項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若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、確認事項②及び確認事項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。

- ・ 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
- ・ 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
- ・ 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、確認事項②、確認事項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 3-2 に試験から評価に至る一連の検討フローを示す。

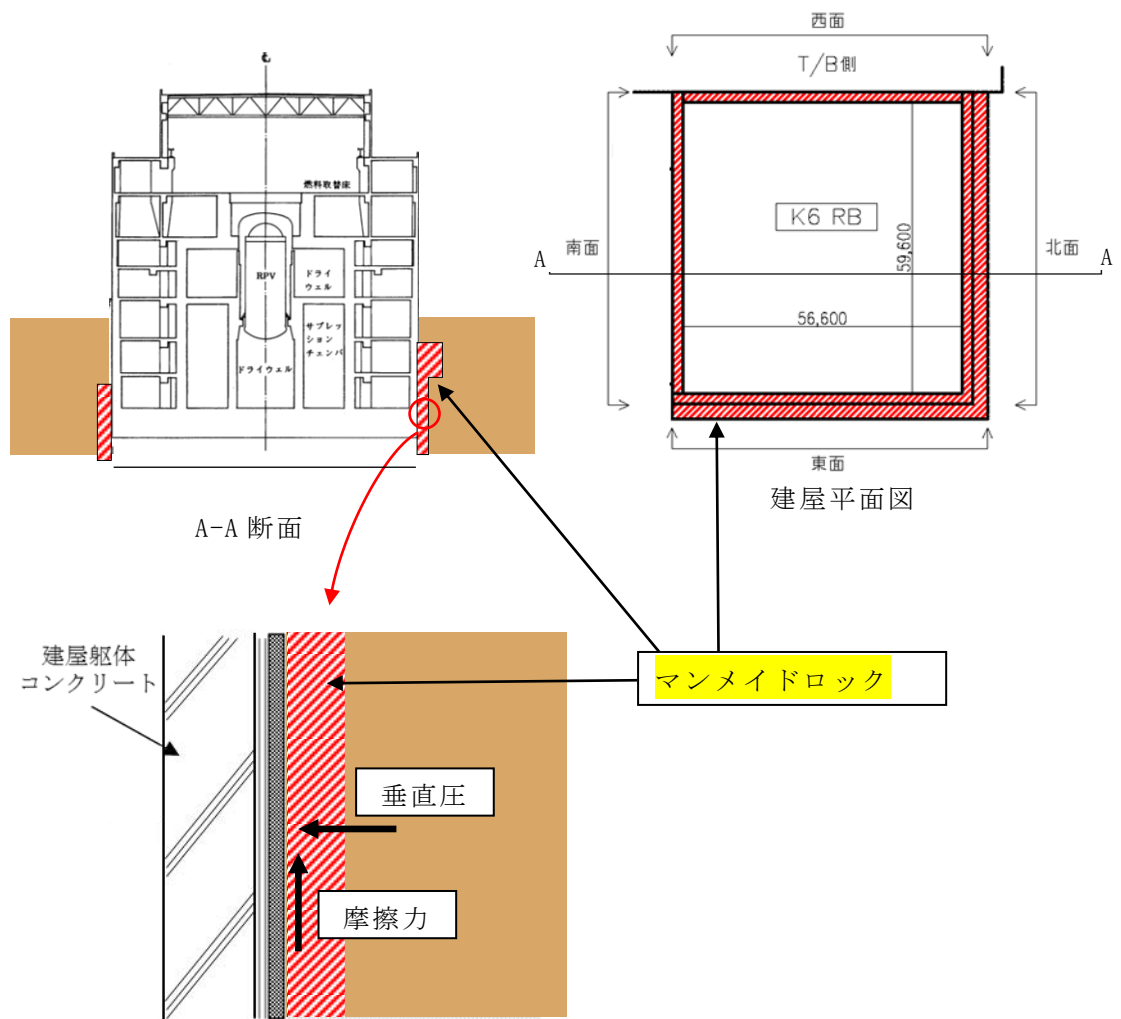
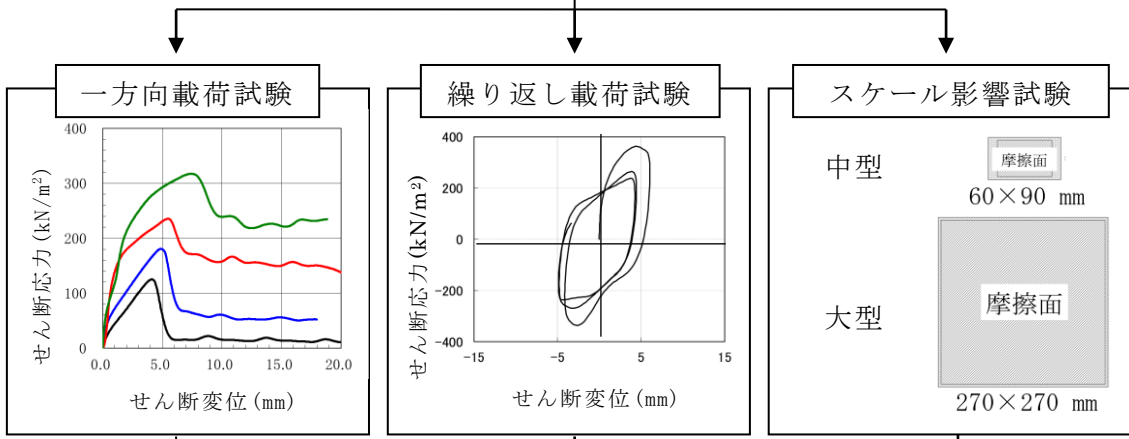


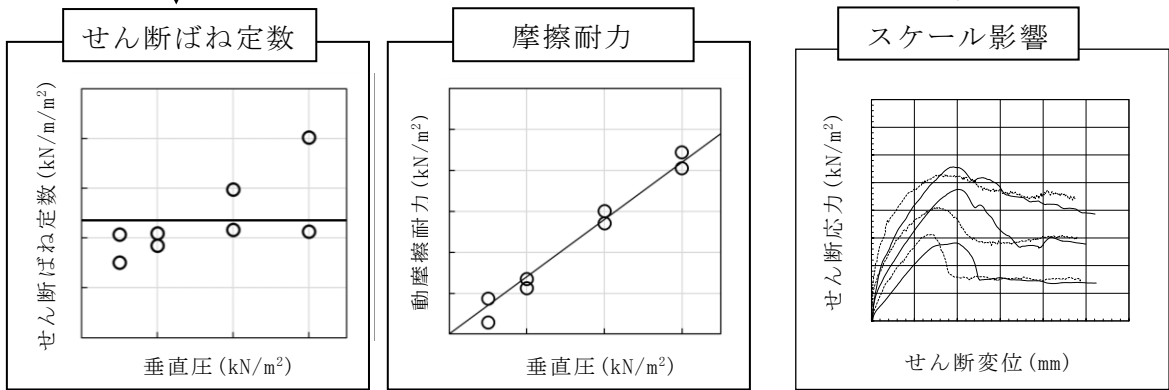
図 3-1 建屋外壁部の防水層とマンメイドロックの位置関係

確認事項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

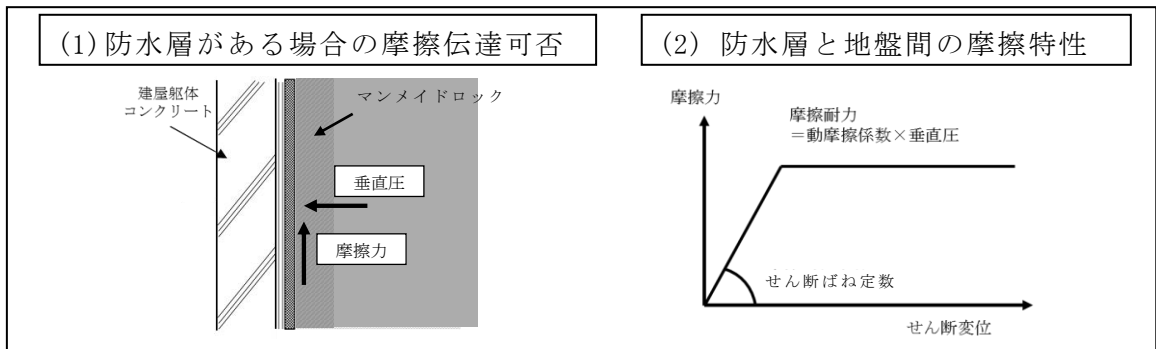
■ 防水仕様を模擬した摩擦試験の実施



■ 試験結果の分析



■ 評価



防水層が存在しても摩擦力は伝達可能

確認事項②及び確認事項③に用いる FEM モデルへ反映

図 3-2 確認事項①に対する検討フロー

3.2 試験方法

6号機及び7号機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。

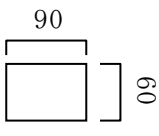
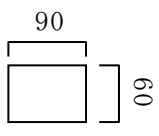
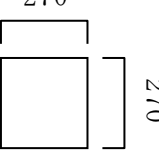
3.2.1 試験方法の概要

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3-1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、保護層とマンメイドロックの間で滑ることを確認したので、スケール影響試験の供試体は、マンメイドロックと保護層のみを模擬した供試体とする。

表 3-1 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おおむ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。 |  | 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。 | マンメイドロック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。 |  | 一面せん断試験装置 |
| | | マンメイドロック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。 |  | 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 3-3 に示すとおり、躯体（コンクリート）、防水シート、保護層、地盤（マンメイドロック）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 3-4 に示すような供試体を製作する。なお、供試体の製作も、実際の施工手順におおむね準じることとし、ま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、その上にマンメイドロックを打設する。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。

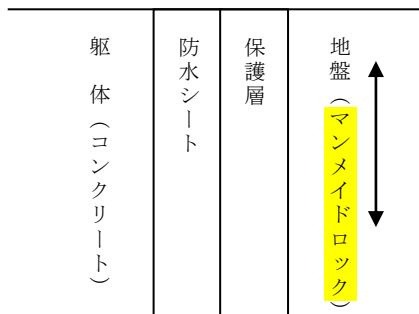


図 3-3 躯体～地盤間の構造

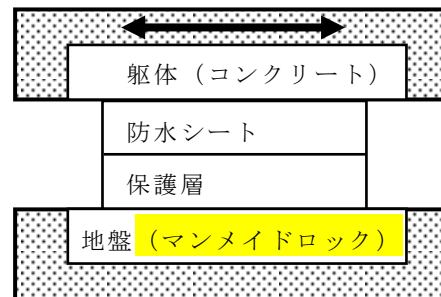
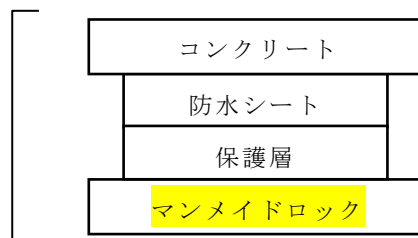


図 3-4 供試体（標準）

また、前述のとおりスケール影響試験の供試体は、マンメイドロック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 3-5 に示す。

- ・ 一方向荷重試験
- ・ 繰返し荷重試験



- ・ スケール影響試験

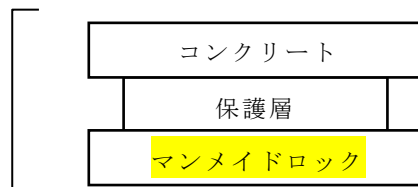


図 3-5 各試験に用いる供試体

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、6号機及び7号機原子炉建屋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・酸素等が挙げられるが、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 に示す。

表 3-2 実機材料の調査結果及び試験に用いる材料

| 使用材料 | 6号機及び7号機 | 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)〉 | 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)〉 | 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)〉 | 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〉 | ③ |
| 7 保護層 | テ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)〉 | テ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)〉 | ④ |
| 8 マンメイド ドロック | 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 | ⑤ |

- 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
- 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
- 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
- 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
- ⑤：マンメイドロックの基本調合は、下表のとおり

マンメイドロックの基本調合

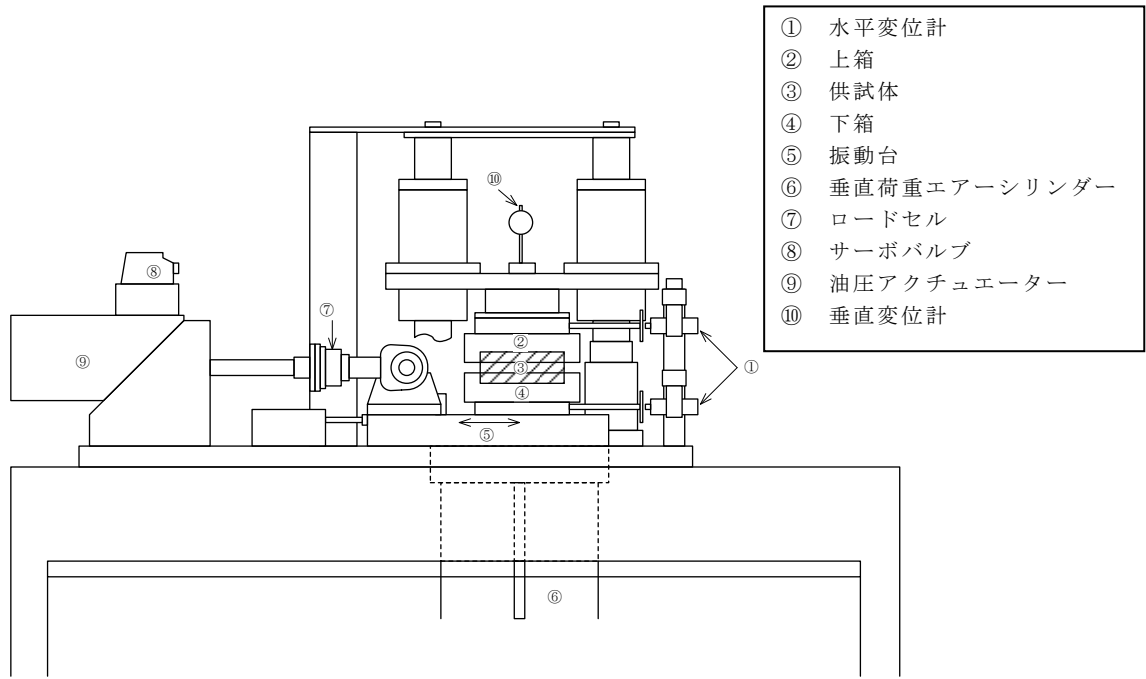
| 単位量 (kg/m ³) | | | | 単位容積重量 (t/m ³) |
|--------------------------|-----|-----|-----|----------------------------|
| 西山泥岩 | 砂 | 固化材 | 水 | |
| 230 | 700 | 180 | 600 | 1.71 |

3.2.3 試験装置

試験装置の仕様を表 3-3 に、試験装置を図 3-6～図 3-11 に示す。

表 3-3 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 垂直荷重エアースリンダー
- 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 3-6 一面せん断試験装置

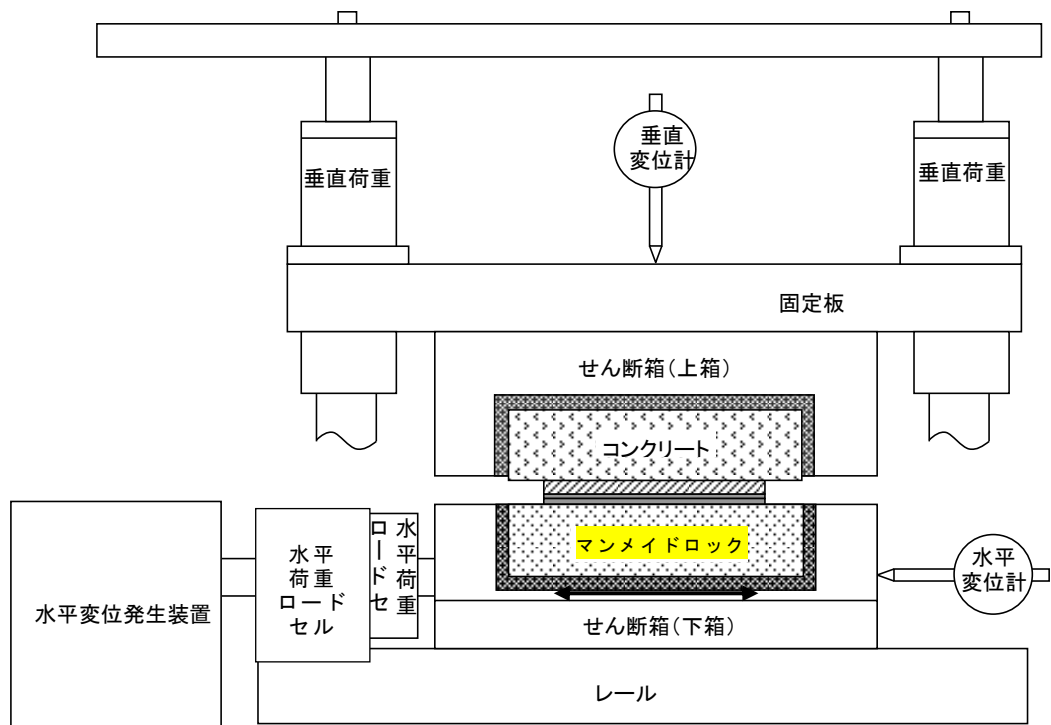


図 3-7 一面せん断試験装置 (詳細図)



図 3—8 一面せん断試験装置全景

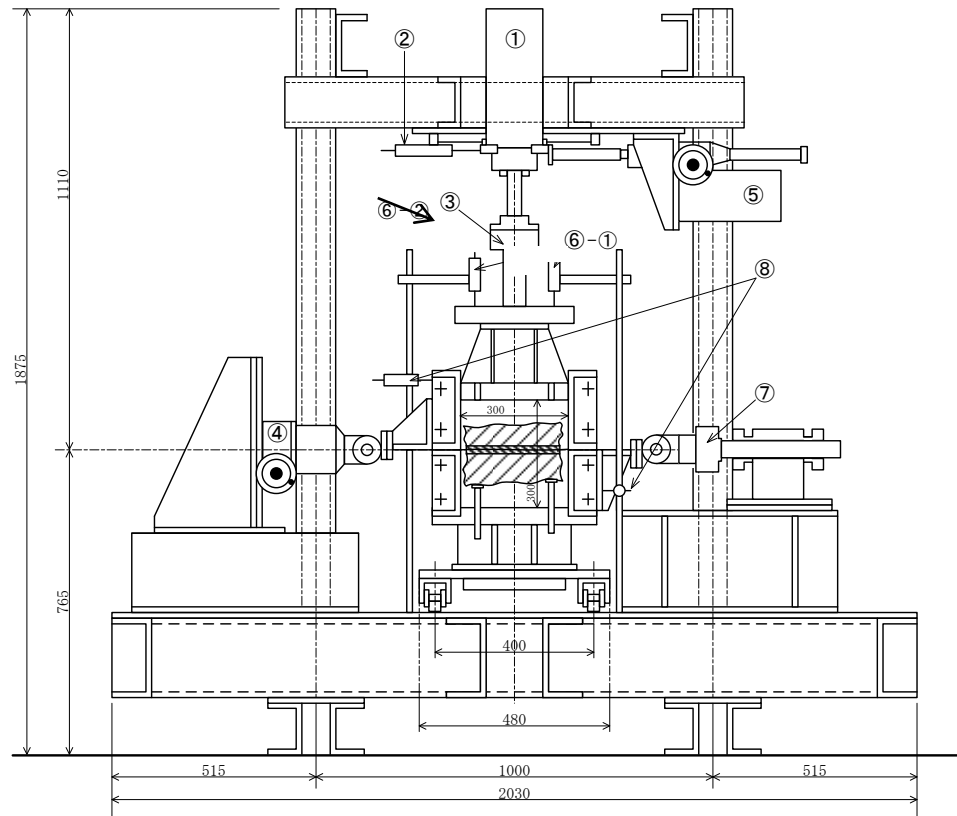


図 3—9 大型一面せん断試験装置

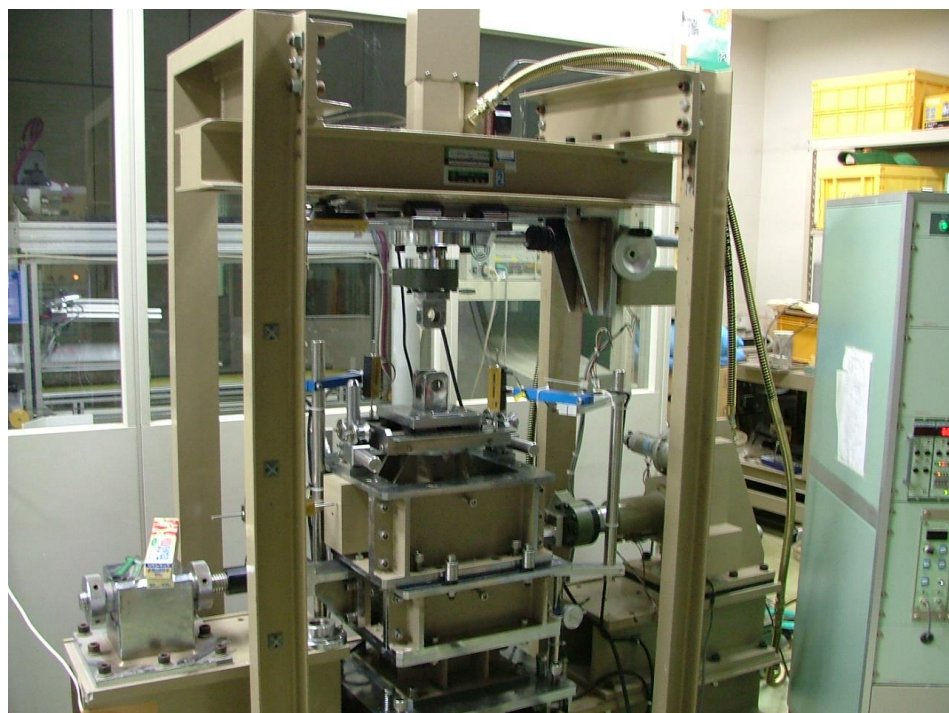


図 3—10 大型一面せん断試験装置全景

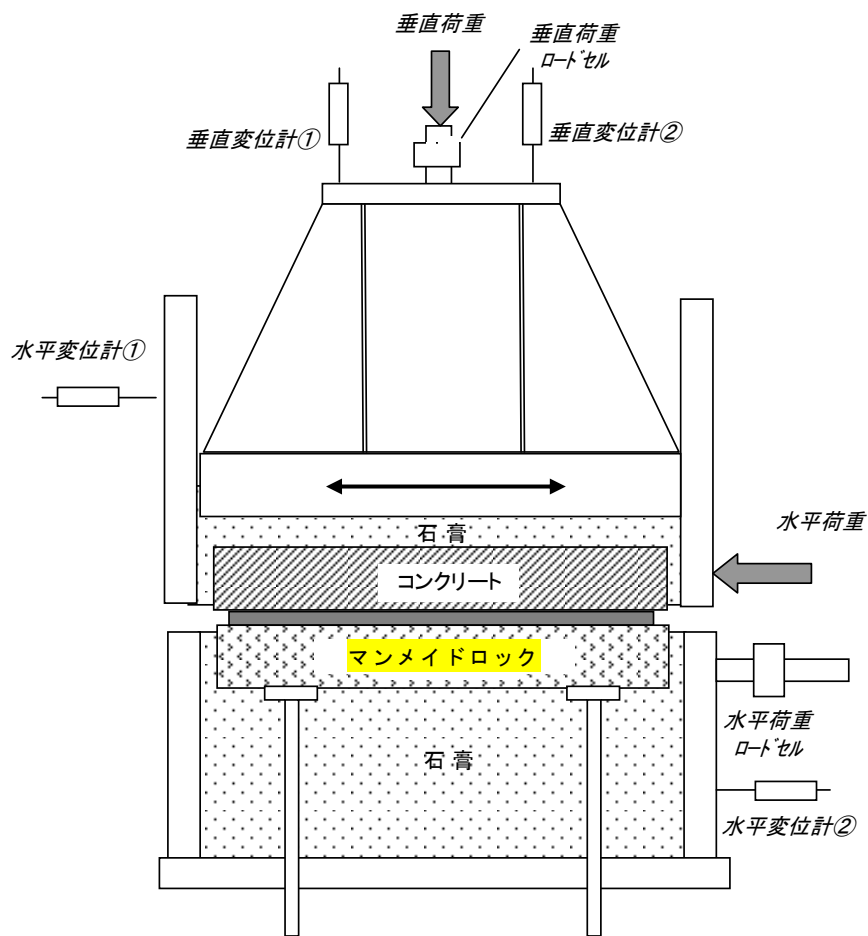


図 3—11 大型一面せん断試験装置概念図

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3-4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 $0\text{kN/m}^2\sim 250\text{kN/m}^2$ 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 $100\text{kN/m}^2\sim 600\text{kN/m}^2$ と設定した。

表3-4 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、さらに保護層にマンメイドロックを打設して製作する。

供試体を図3-12に示す。

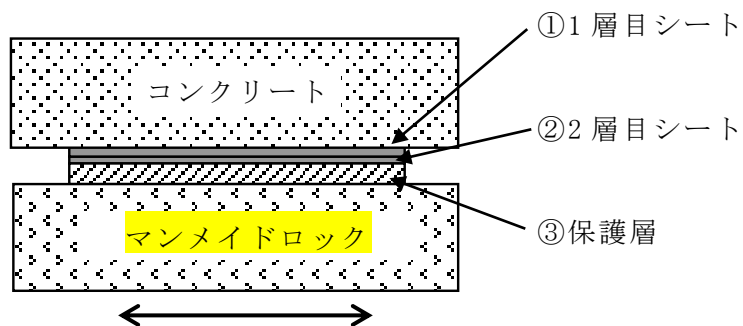


図3-12 一方方向荷重及び繰返し荷重試験供試体

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

試験の結果から得られた最大せん断応力とその時刻におけるせん断変位の一覧を表 3-5 に、せん断応力－せん断変位関係を図 3-13（図中□印：表 3-5 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。試験結果より、下記の点を確認した。

- ・ 静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力は 125～317kN/m² で、垂直圧におおむね比例した値を示した。
- ・ 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。
- ・ 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 3-5 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* (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 |

注記*： 最大せん断応力を示した時のせん断変位

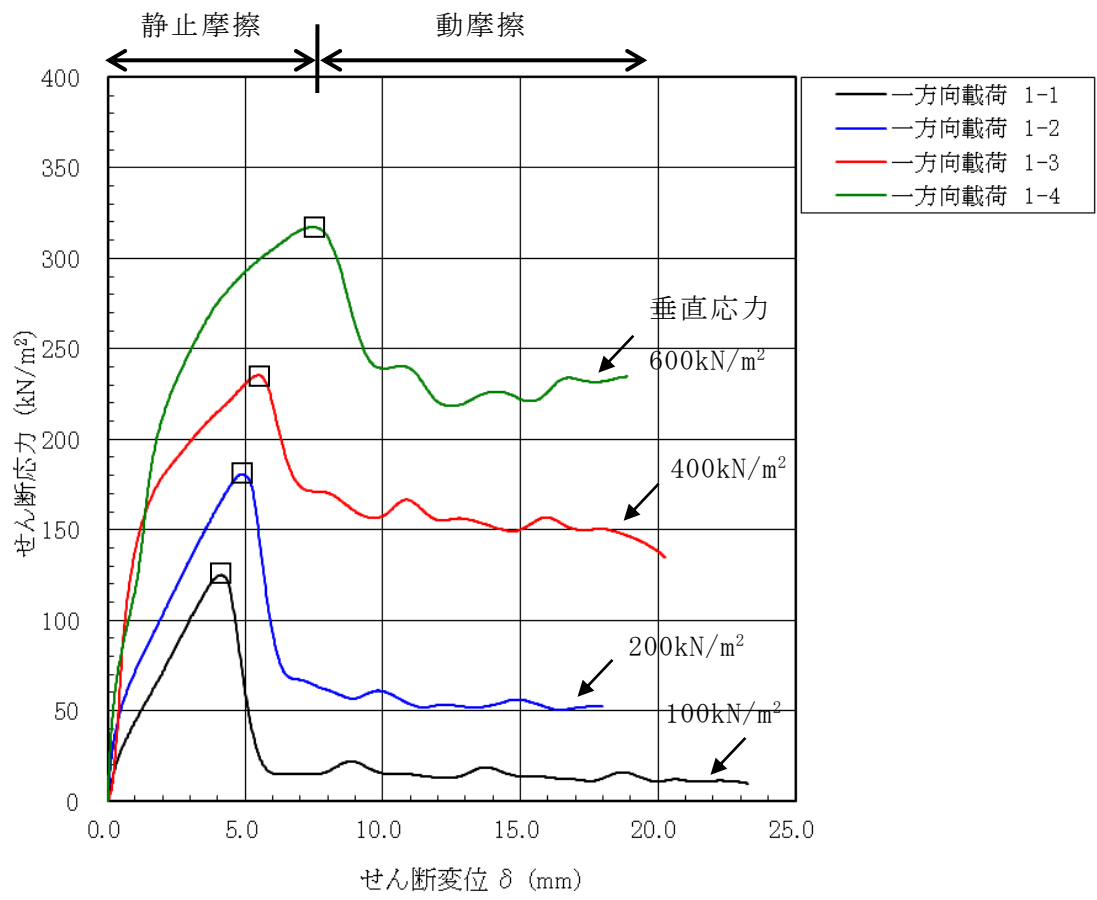


図 3-13 一方向載荷試験 せん断応力-せん断変位関係
 (図中口印：表 3-5 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を図 3-14～図 3-21 に示す。

供試体は、全試験において保護層表面とマンメイドロック表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層とマンメイドロック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マンメイドロック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。

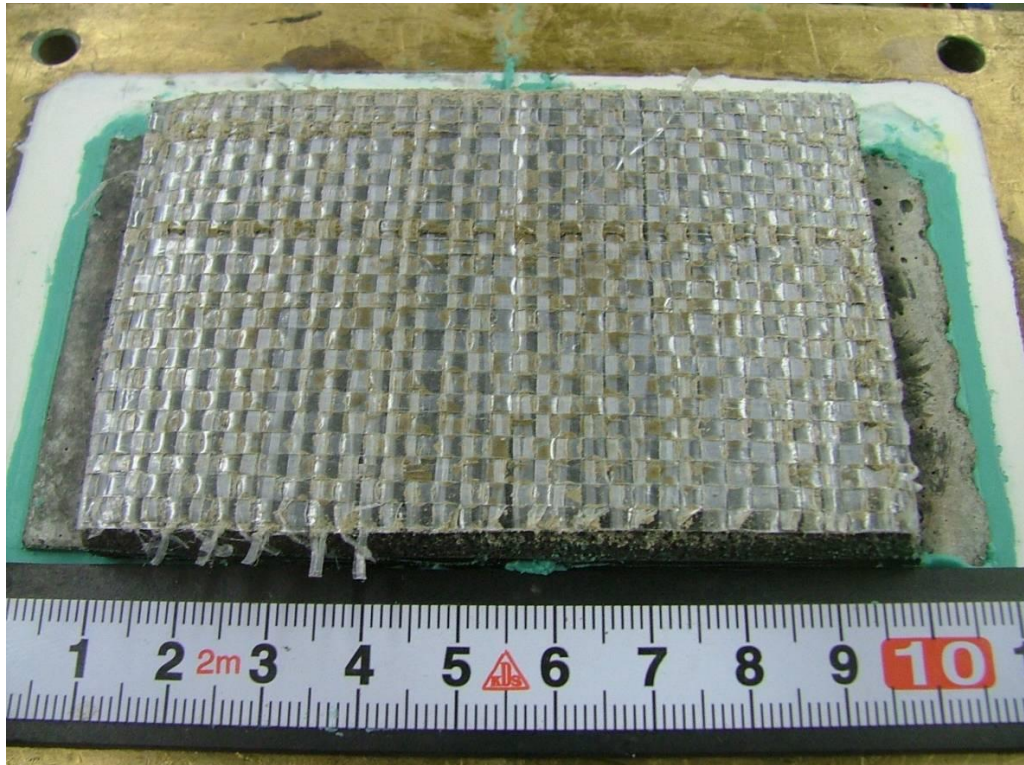


図 3-14 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-1 (保護層表面)

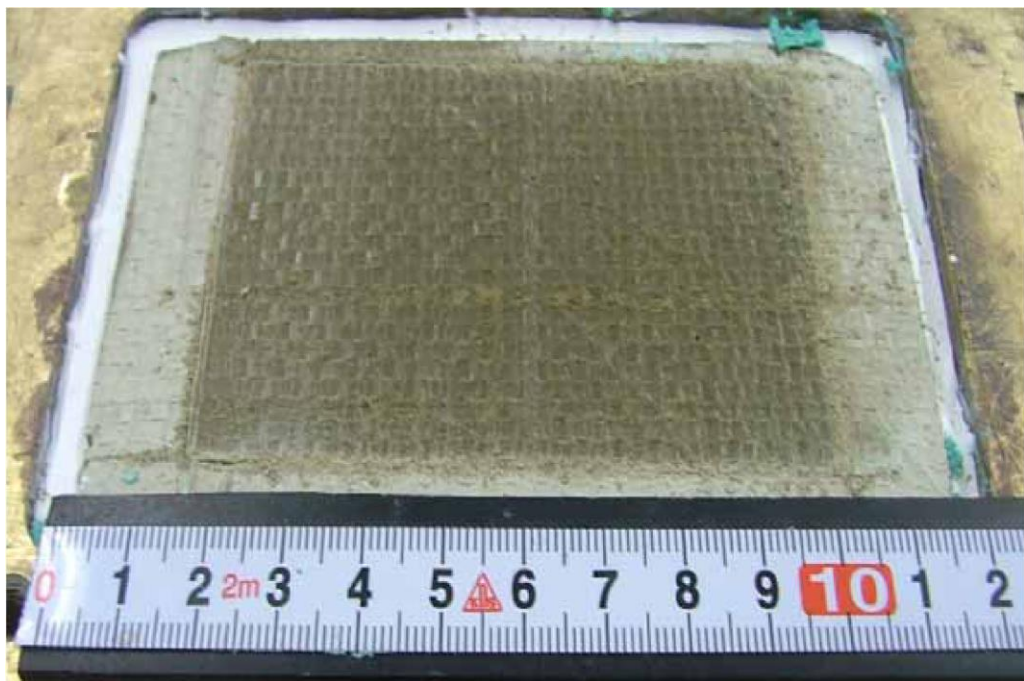


図 3-15 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-1 (マンメイドロック)

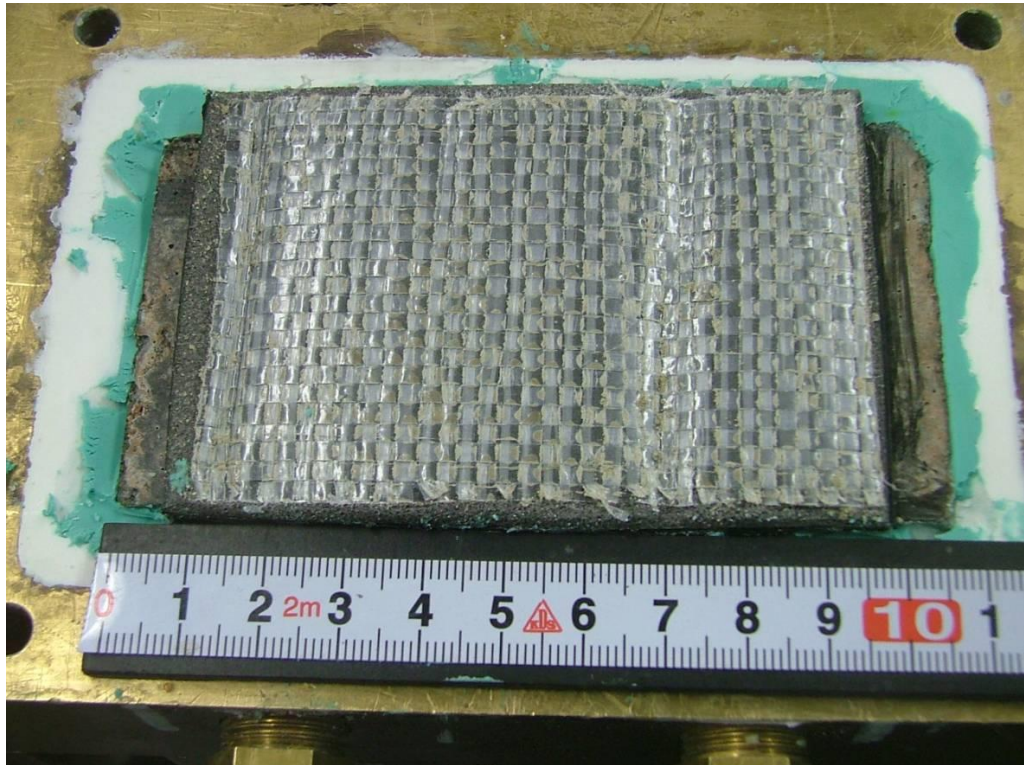


図 3-16 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-2 (保護層表面)

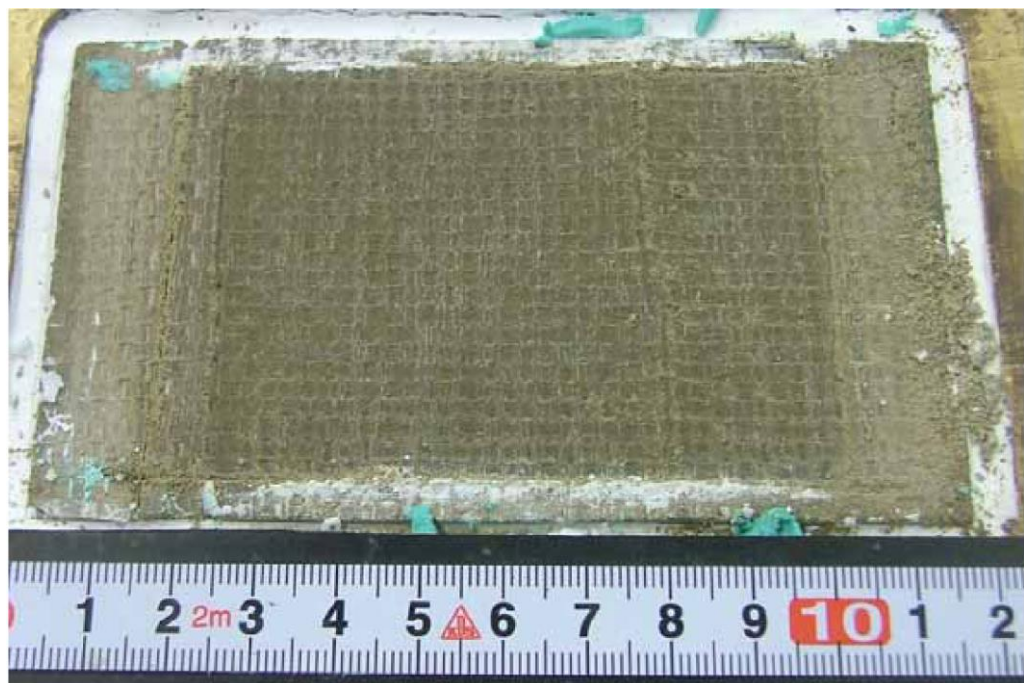


図 3-17 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-2 (マンメイドロック表面)

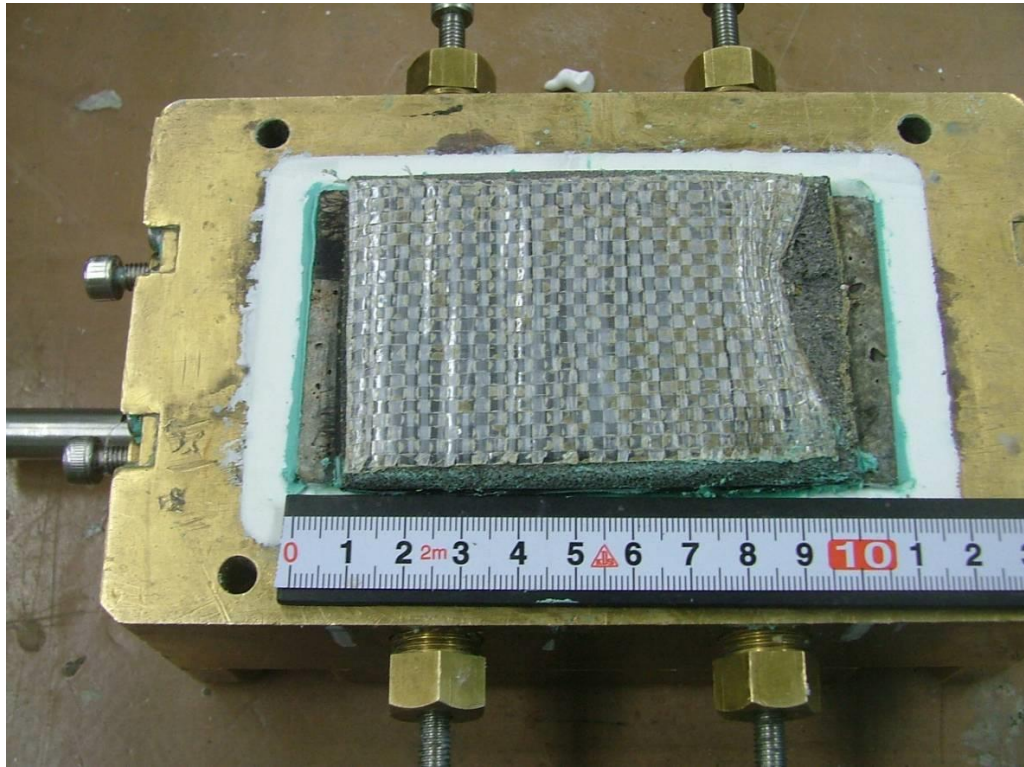


図 3-18 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-3 (保護層表面)

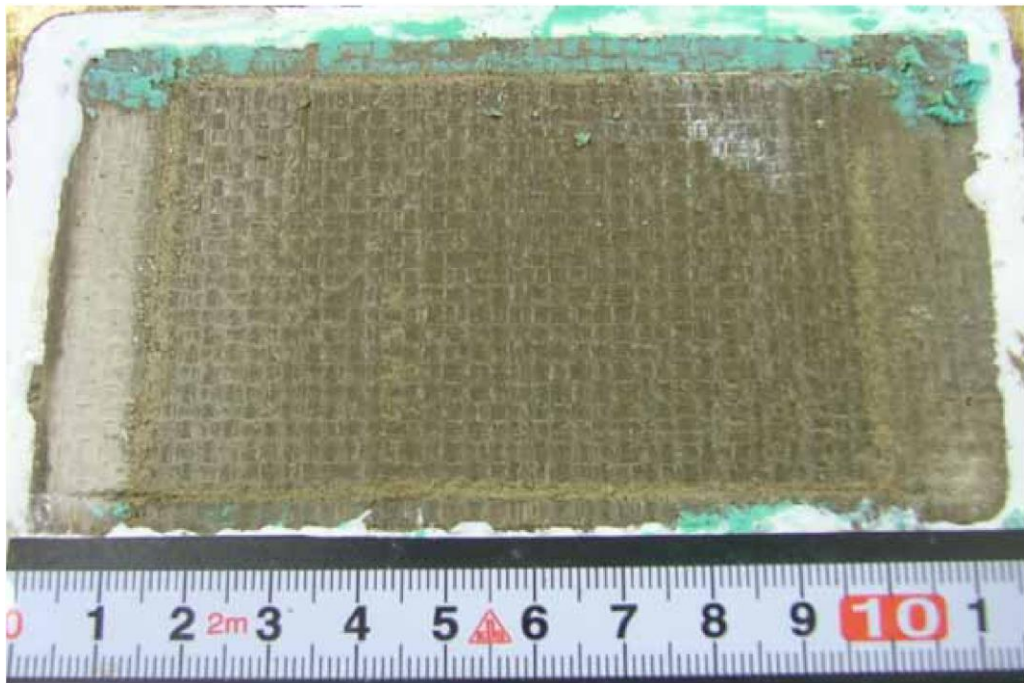


図 3-19 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-3 (マンメイドロック表面)

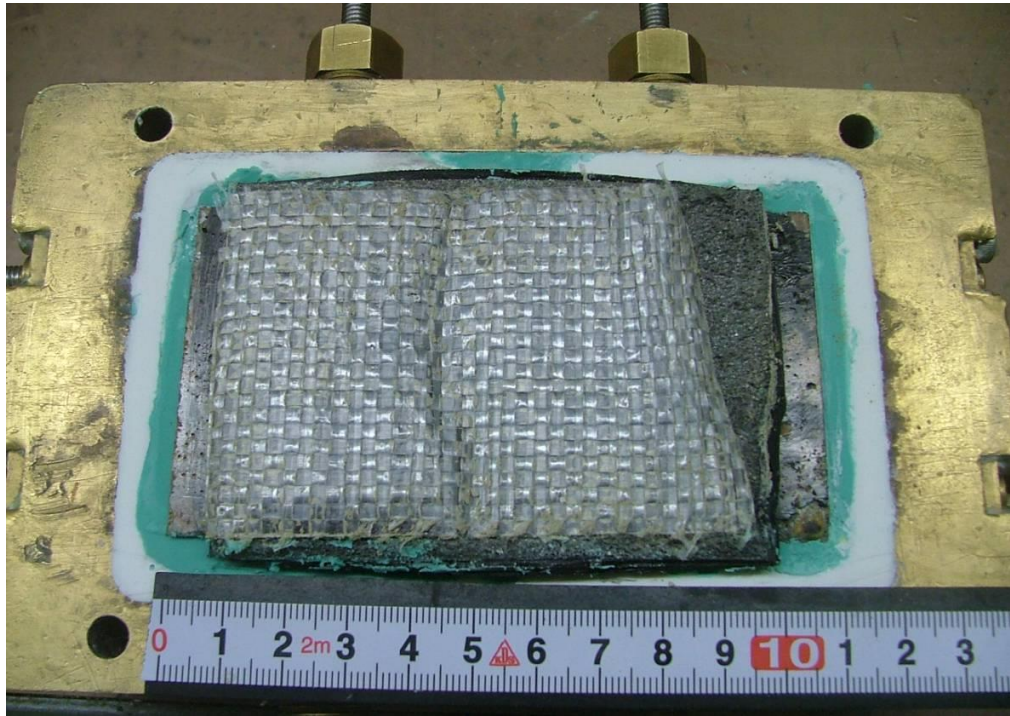


図 3-20 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-4 (保護層表面)

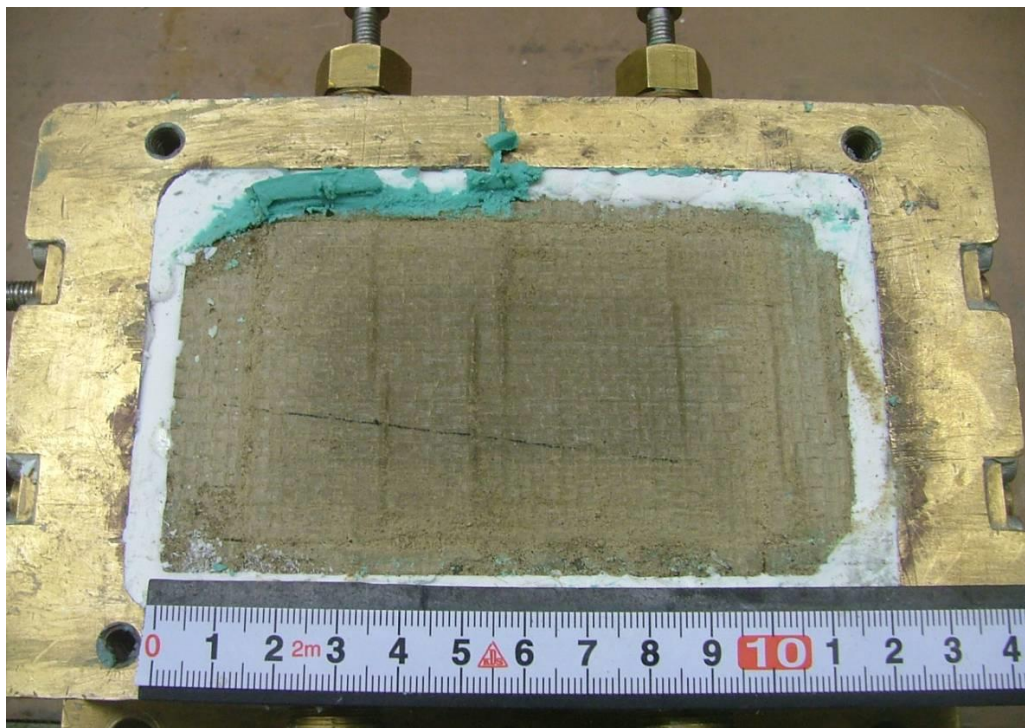


図 3-21 一方向載荷試験後の供試体状況
ケース 1-4 (マンメイドロック表面)

3.3.5 試験結果（繰返し載荷試験）

(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 3-6 に示す。また，図 3-22 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 3-23（図中□印：表 3-6 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。

- ・ 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。
- ・ 図 3-13 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 3-6 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* (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 |

注記*： 最大せん断応力を示した時のせん断変位

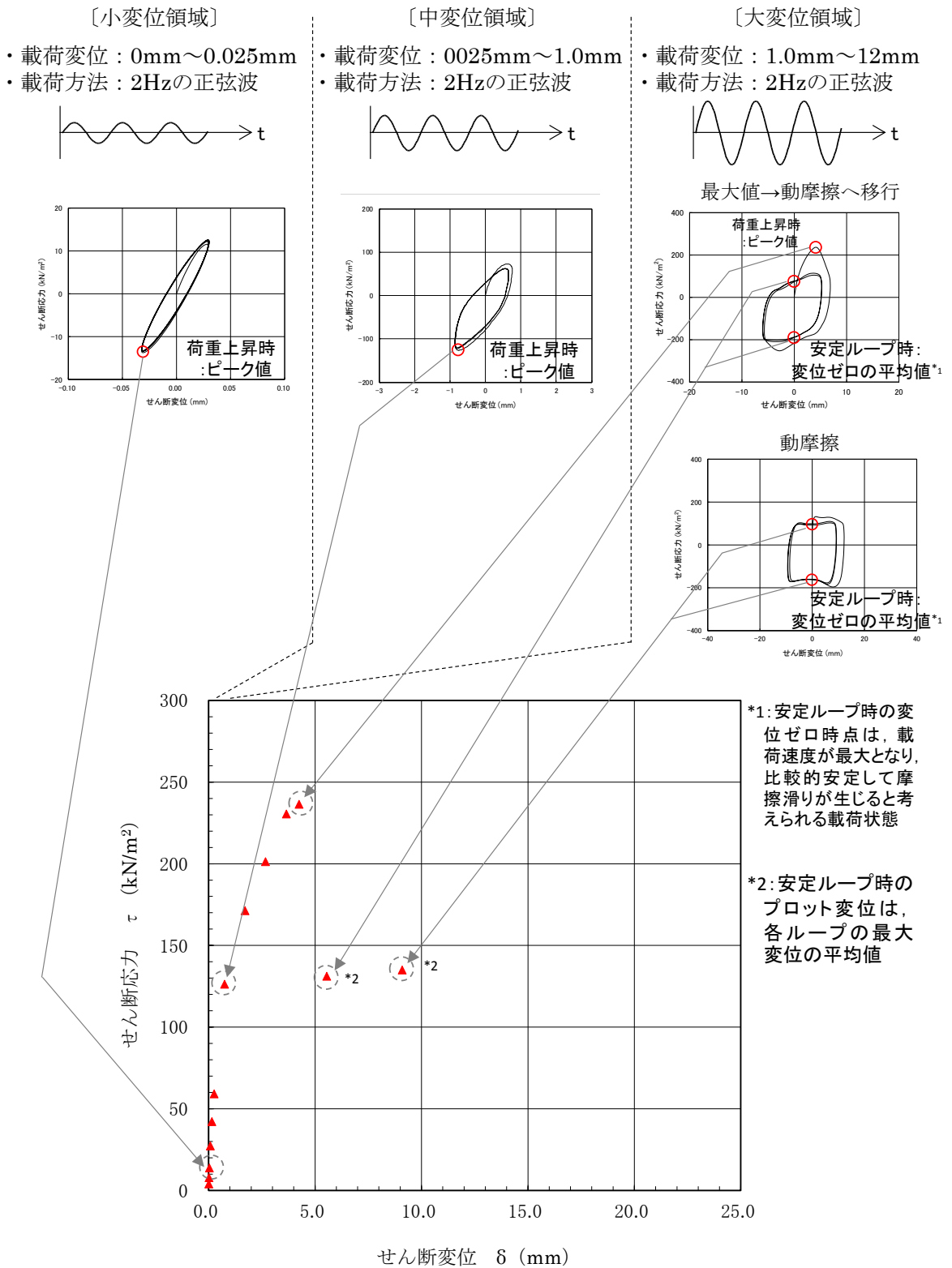


図 3-22 繰り返し荷重試験の試験結果に基づくせん断応力-せん断変位関係
(試験ケース 1-7 のデータ整理の例)

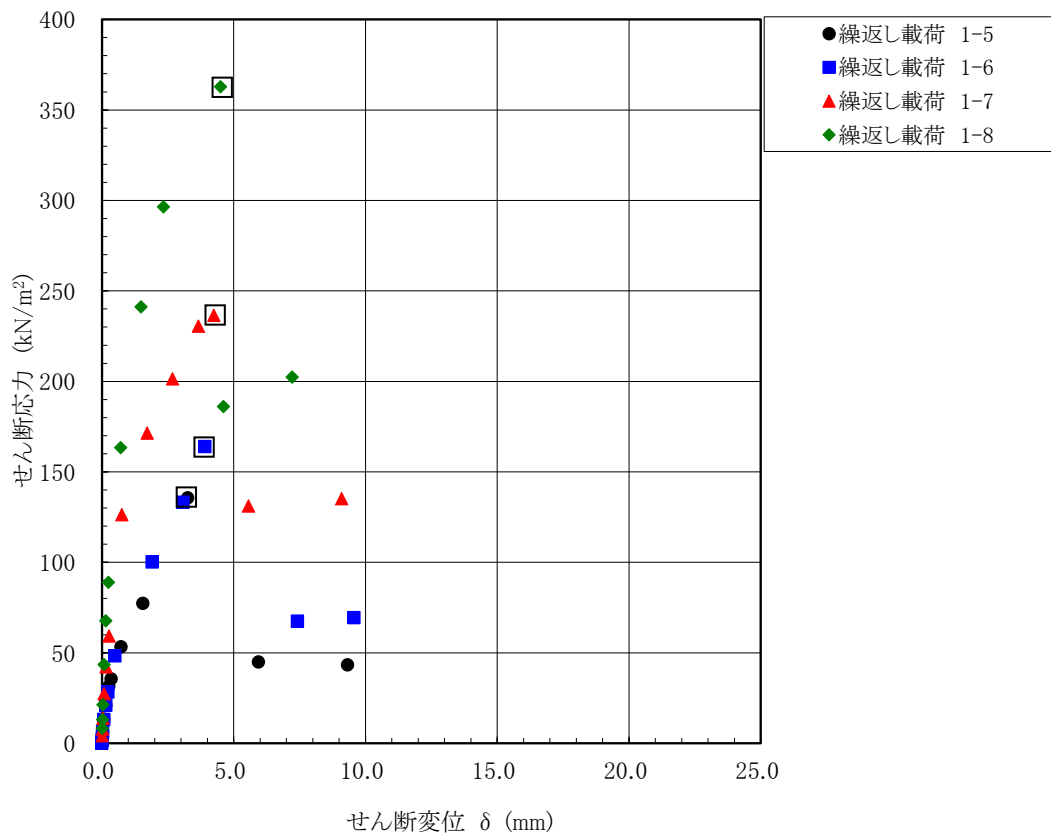


図 3-23 繰返し载荷試験 せん断応力-せん断変位関係 (全試験ケース 1-5~1-8)
 (図中□印：表 3-6 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を図 3-24～図 3-31 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マンメイドロック表面の間で分離しており，摩擦すべりは，保護層とマンメイドロック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マンメイドロック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。

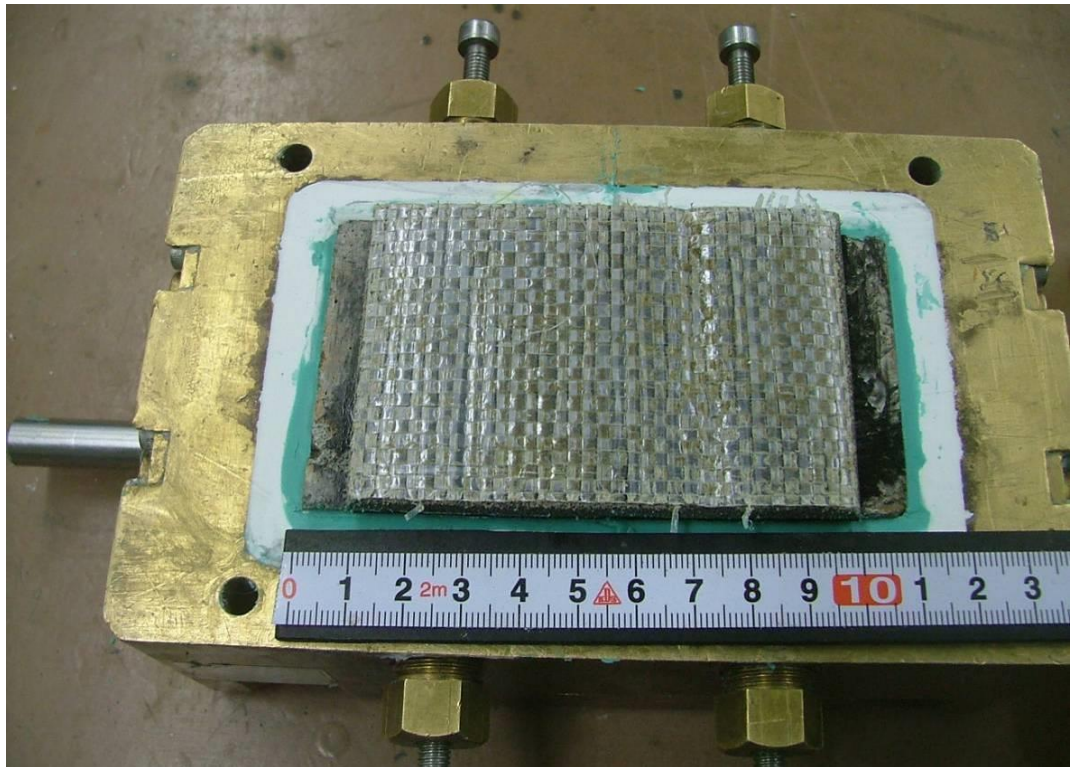


図 3-24 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (保護層表面)

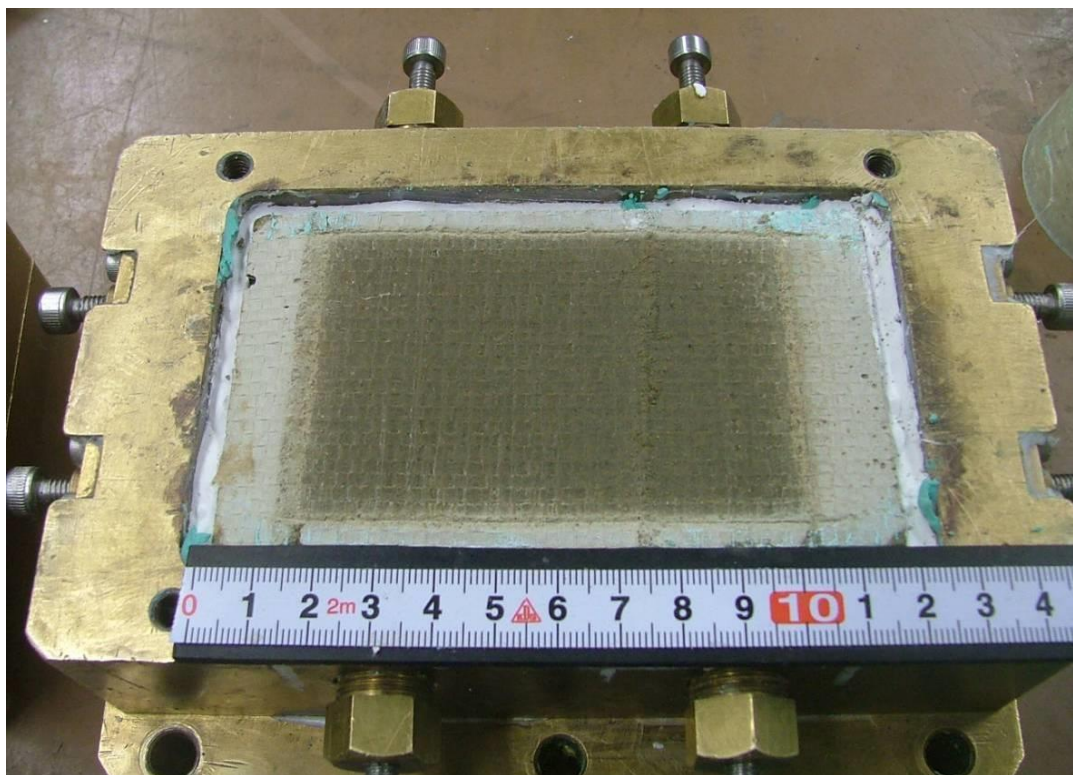


図 3-25 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (マンメイドロック表面)

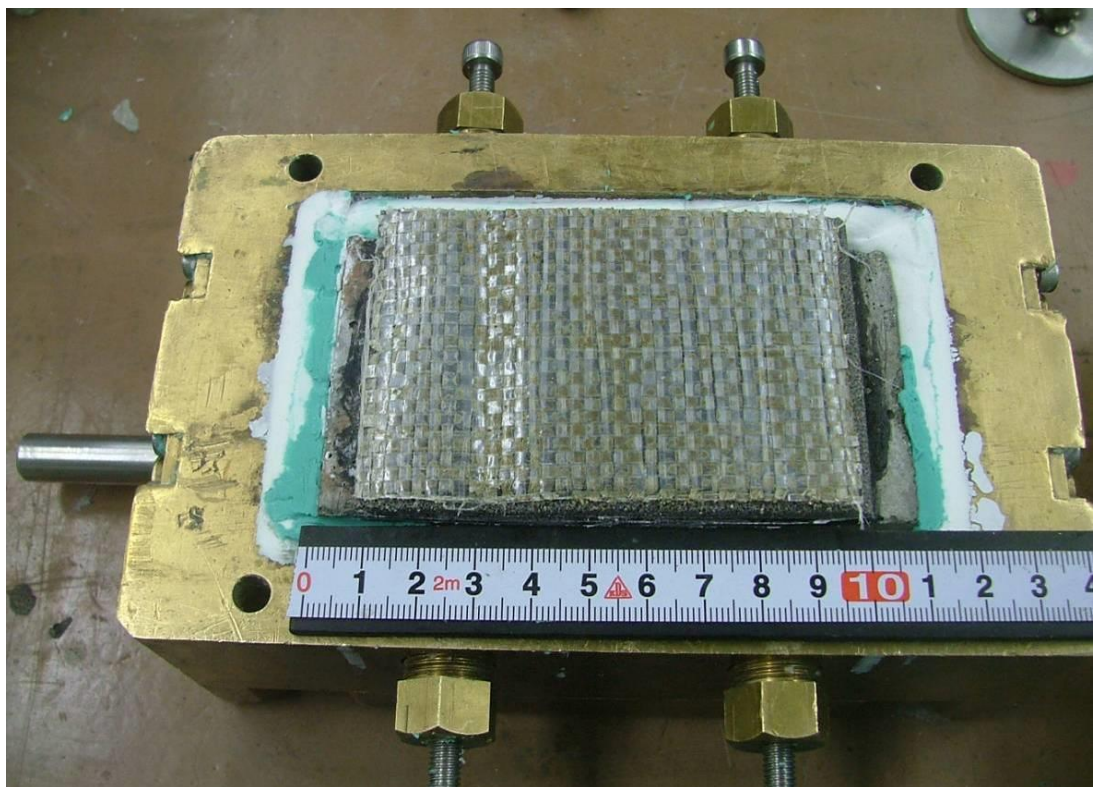


図 3-26 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (保護層表面)

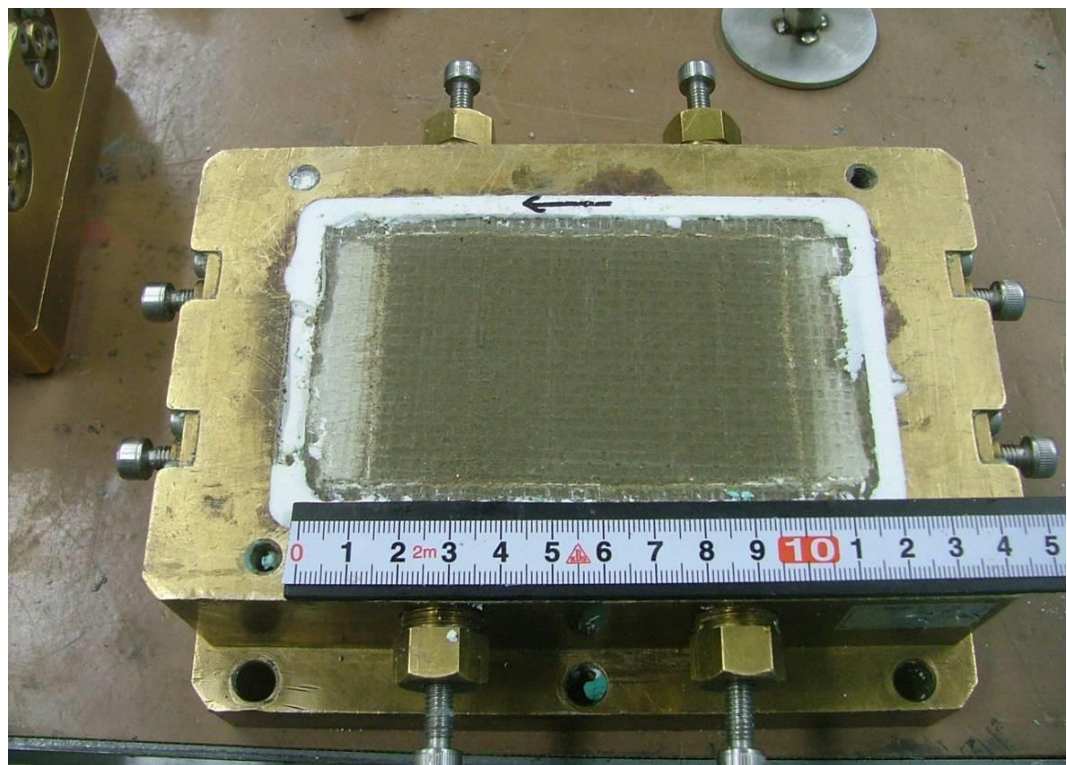


図 3-27 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (マンメイドロック表面)

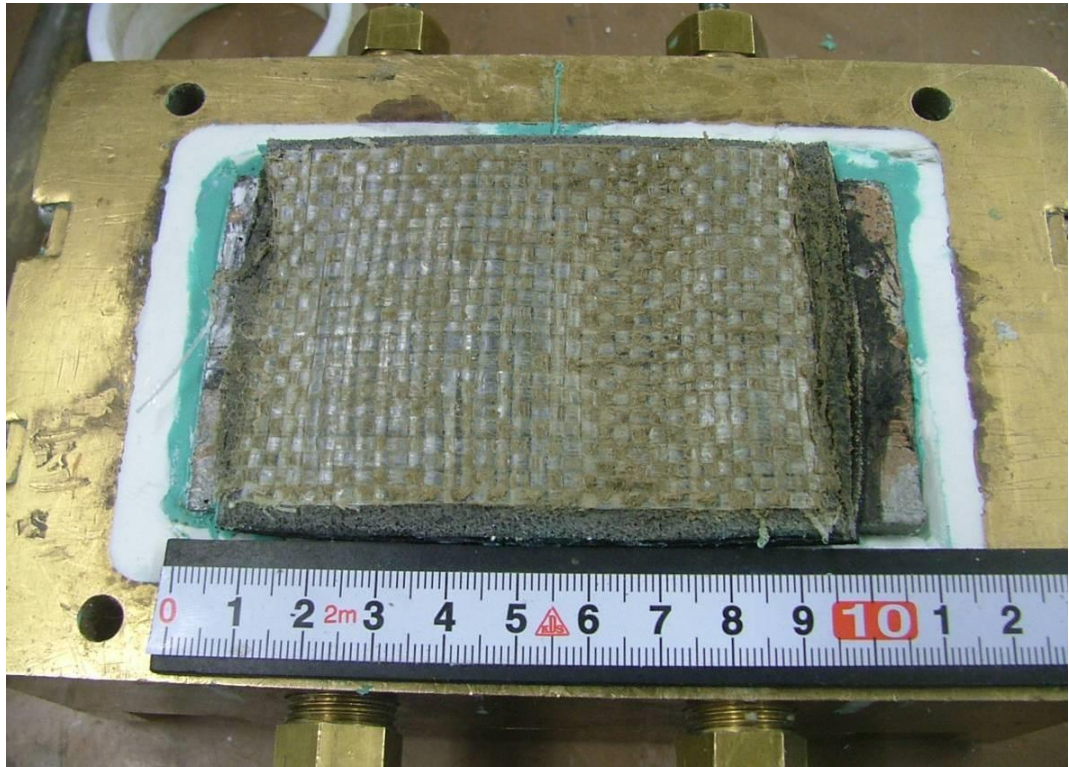


図 3-28 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (保護層表面)

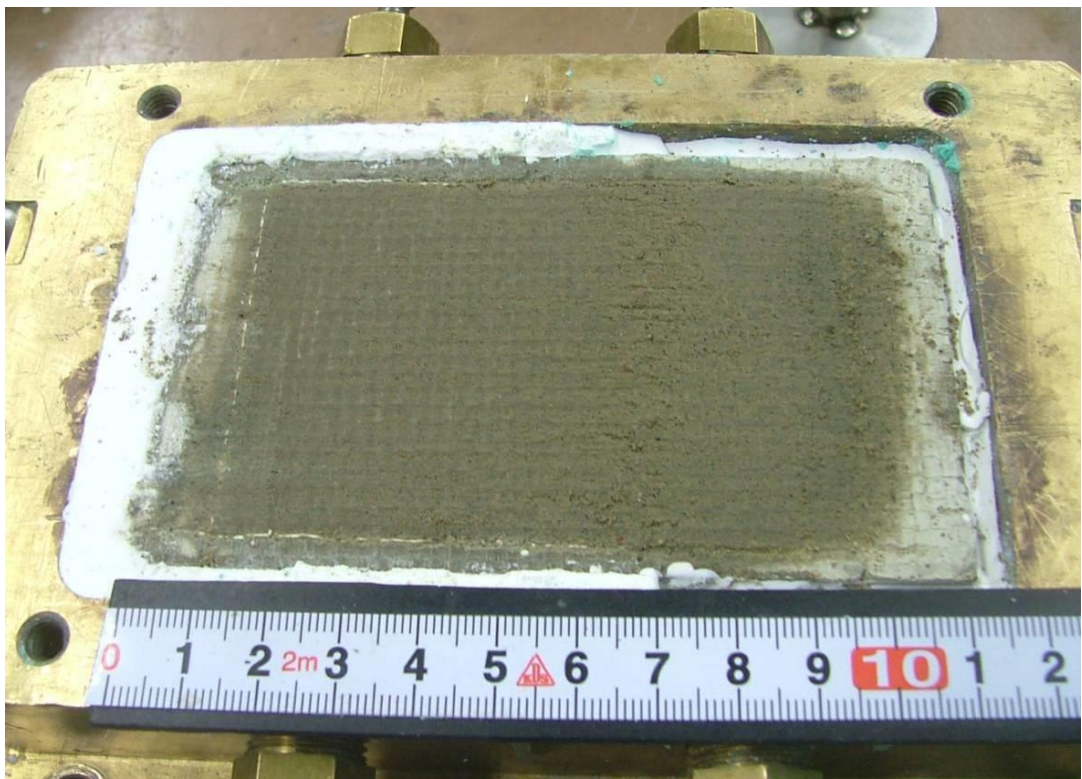


図 3-29 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-7 (マンメイドロック表面)



図 3-30 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (保護層表面)

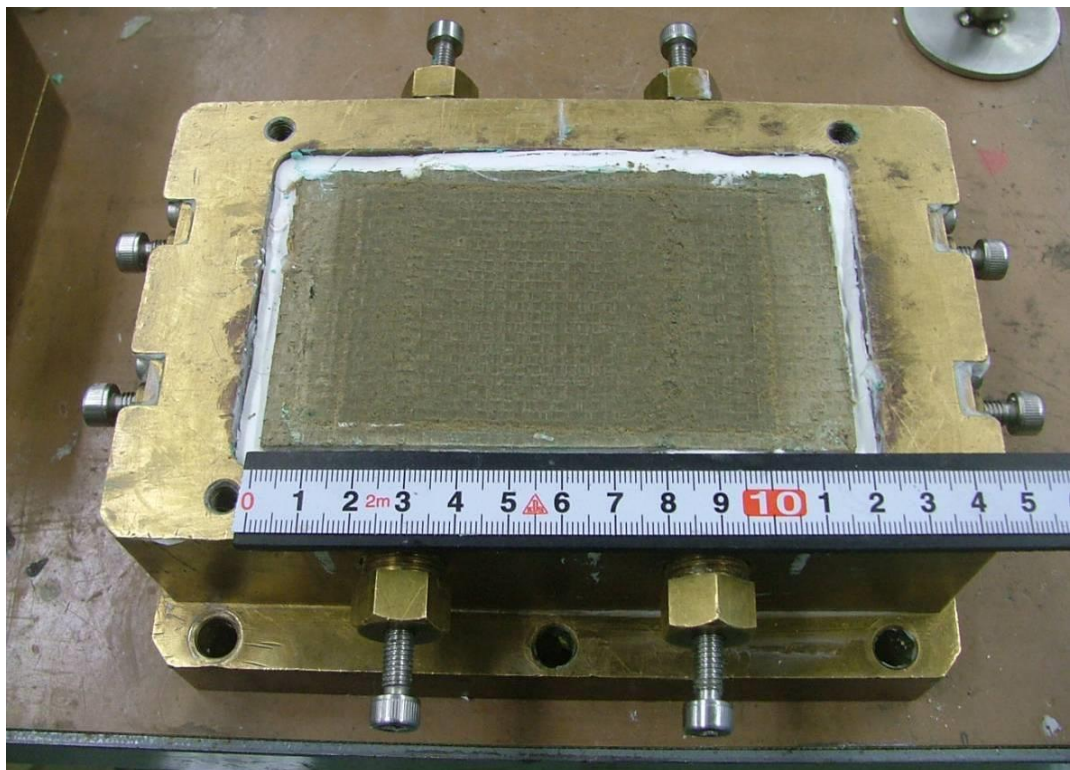


図 3-31 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (マンメイドロック表面)

3.3.6 試験結果の評価

図 3-32 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、載荷速度及び供試体スケール等、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 3-33 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 3-7 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 3-34 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、確認事項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値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 3-35 に示す。垂直圧が増加すると動摩擦耐力はおおむ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おおむ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) $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$

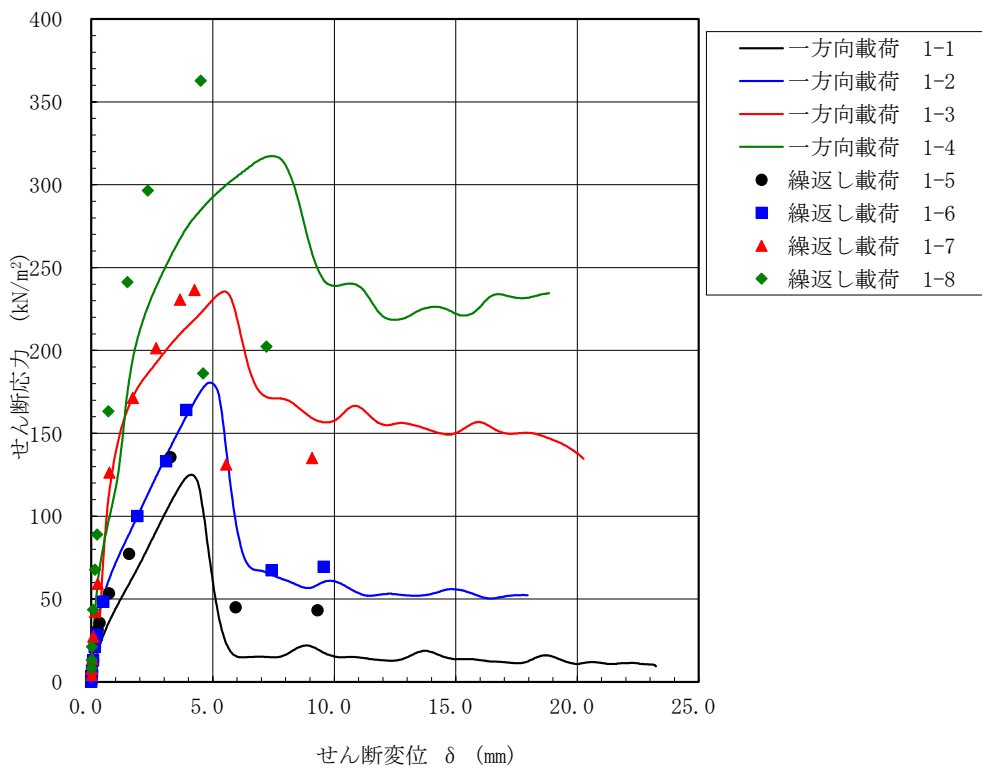


図 3-32 一方向載荷及び繰返し載荷試験によるせん断応力-せん断変位関係

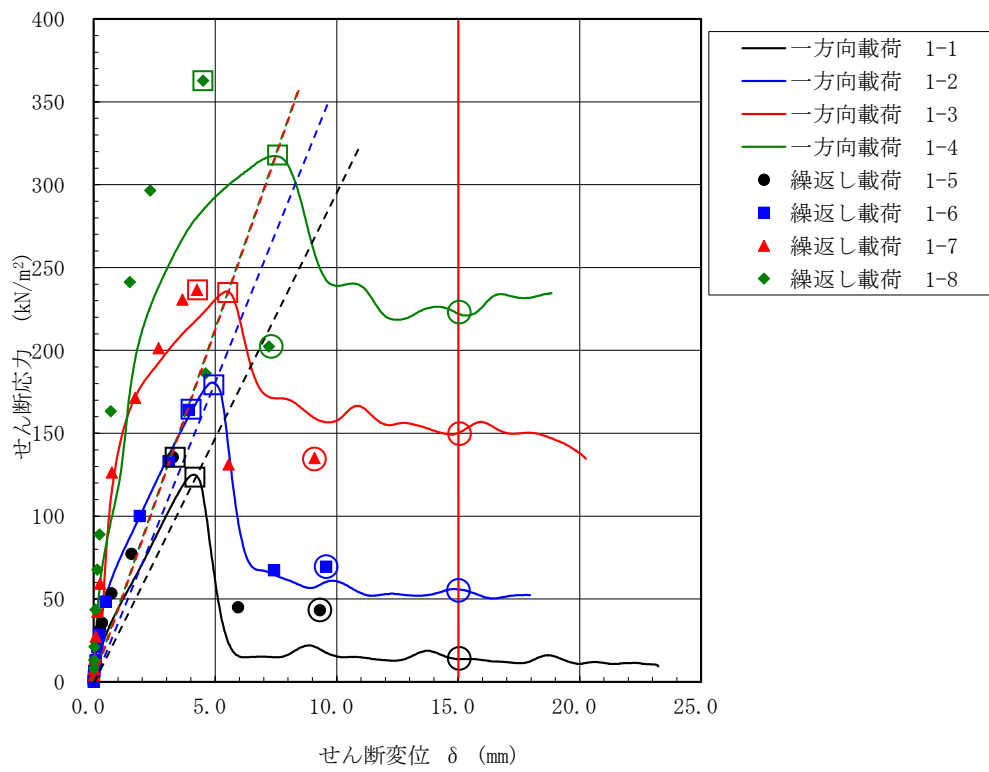


図 3-33 せん断ばね定数及び動摩擦係数の評価点

(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 3-7 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 kN/m ² | 最大 せん断応力 B kN/m ² | 最大せん断応力時の 最大せん断変位 C mm | 摩擦ばね定数 B/C kN/m/m ² | 残留 せん断応力 D kN/m ² | 動摩擦係数 B/A | |
|-------|-------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------|-------|
| | | | | | | | 一方向載荷 |
| | 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 |

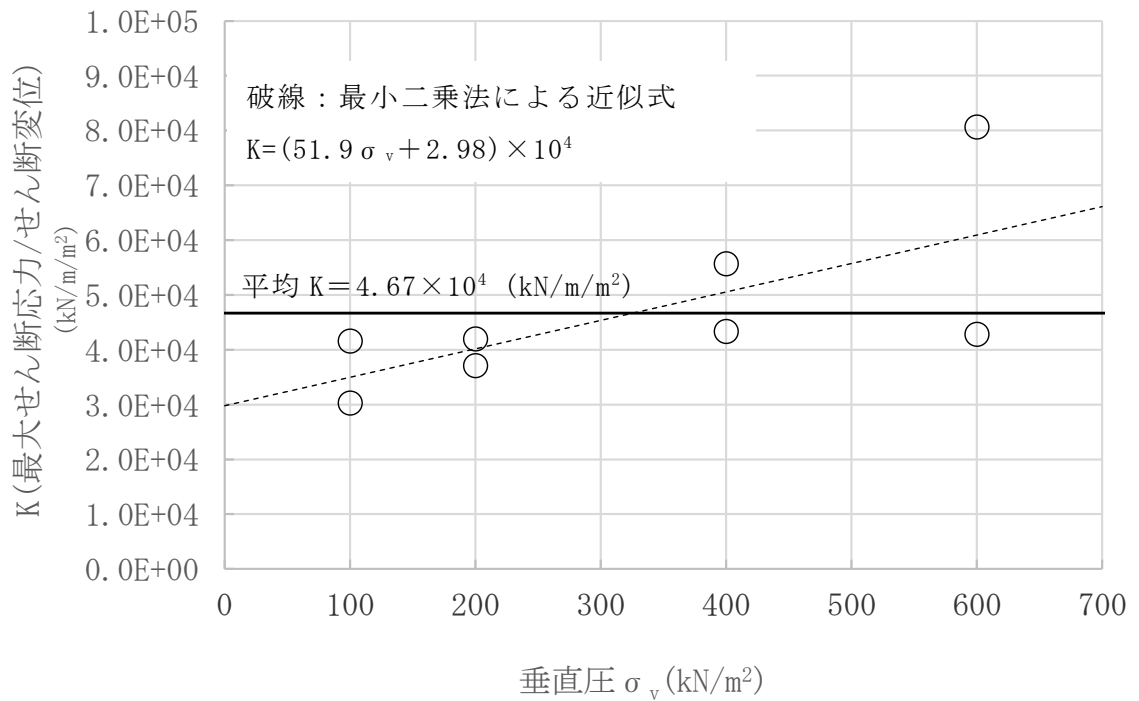


図 3-34 せん断ばね定数と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

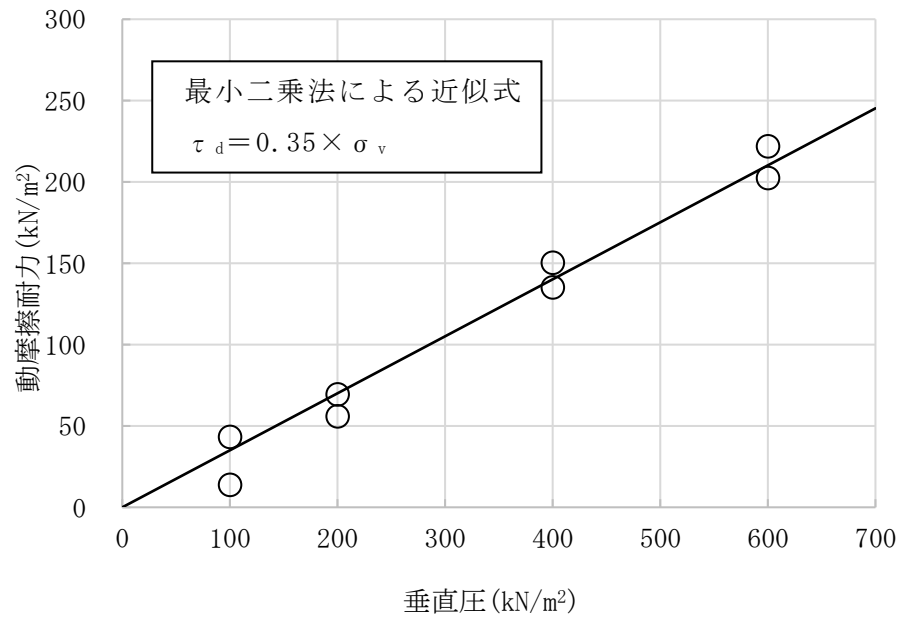


図 3-35 動摩擦耐力と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

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、保護層及びマンメイドロックは全て実機と同製品若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 3-8 に示す。

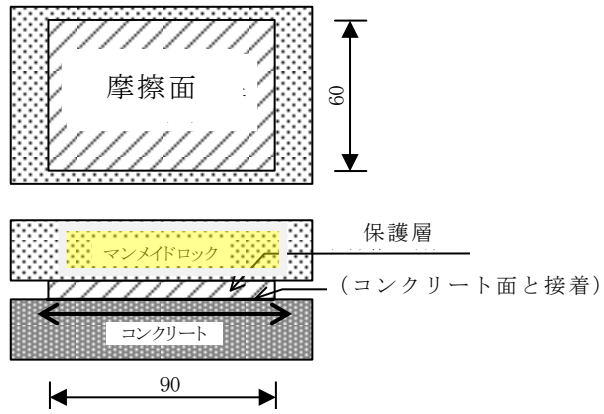
表 3-8 スケール影響試験ケース

| 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 |

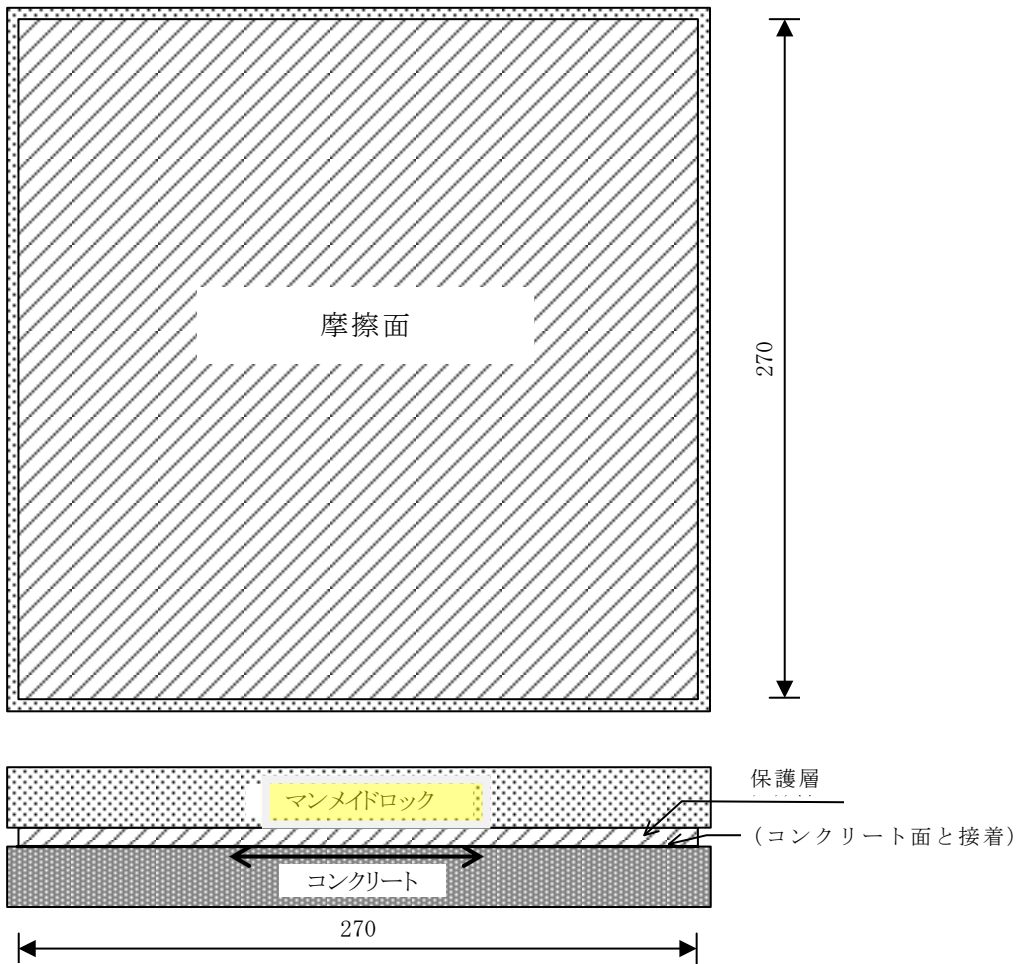
3.4.3 供試体

前述の一方向荷重及び繰返し荷重試験結果で滑り面が保護層とマンメイドロック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、マンメイドロックと保護層のみを模擬した供試体とした。

供試体を図 3-36 に示す。



(中型供試体)



(大型供試体)

図 3-36 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 3-37 に、試験結果一覧を表 3-9 に示す。試験結果より以下を確認した。

- ・ 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、垂直圧におおむね比例した値を示した。
- ・ 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。
- ・ 動摩擦耐力は、変位量約 20mm 以上までおおむね安定的に保持された。
- ・ 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おおむね一致した。
- ・ 垂直圧を変化させても中型供試体と大型供試体はおおむ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。

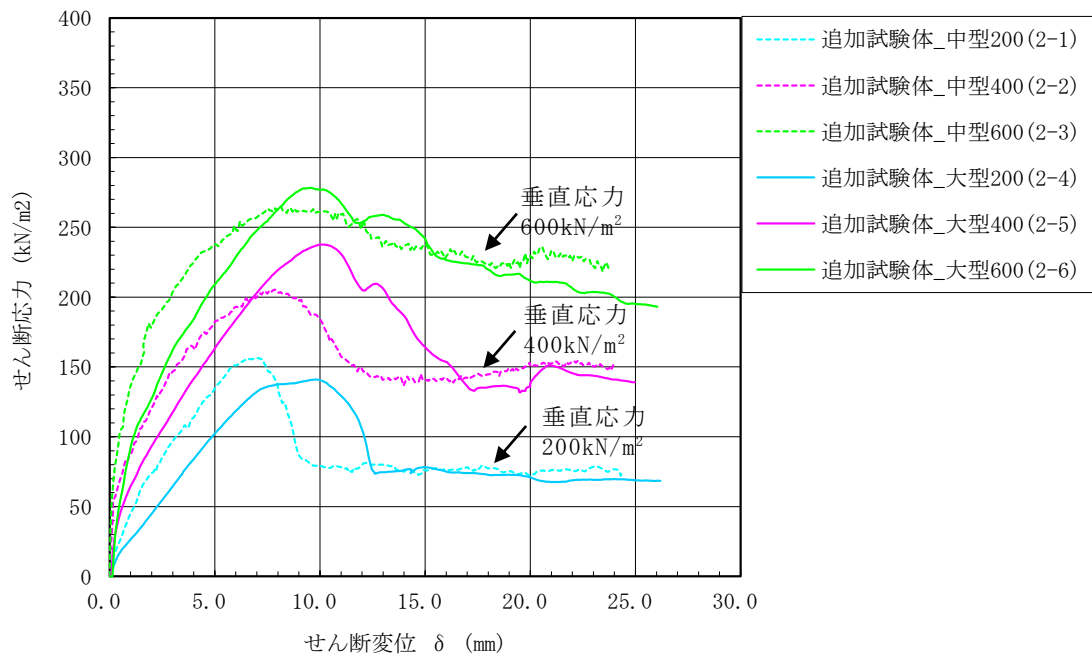


図 3-37 スケール影響試験 せん断応力-せん断変位関係

表 3-9 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図 3-38～図 3-49 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。



図 3-38 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)

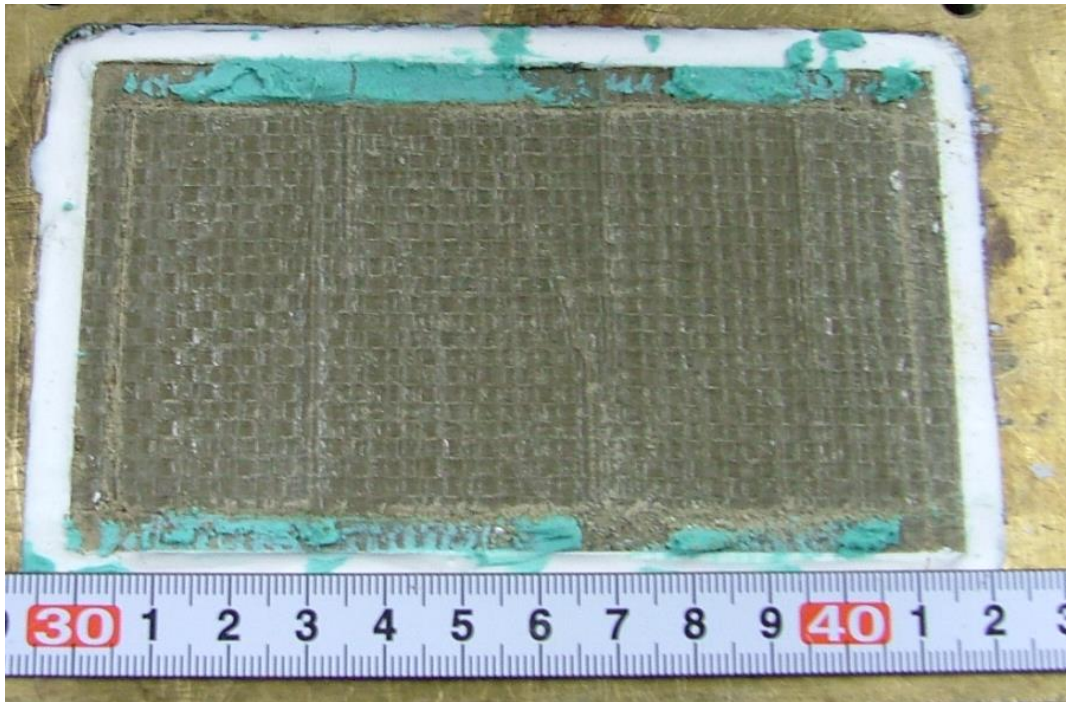


図 3-39 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-1 (マンメイドロック表面)

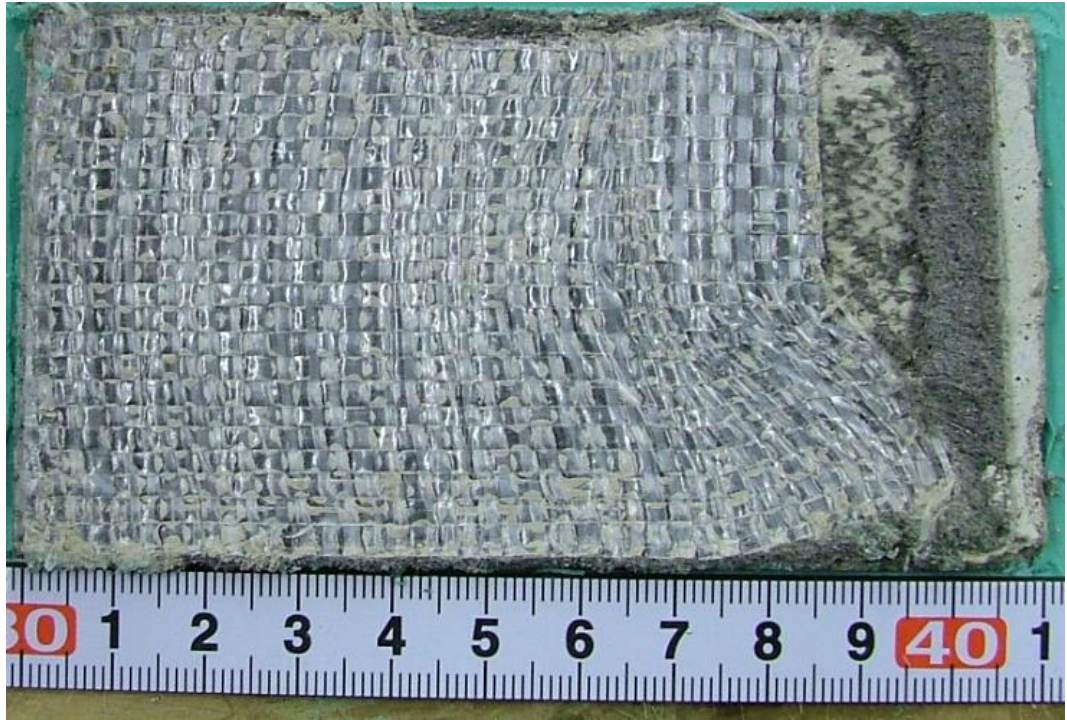


図 3-40 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (保護層表面)

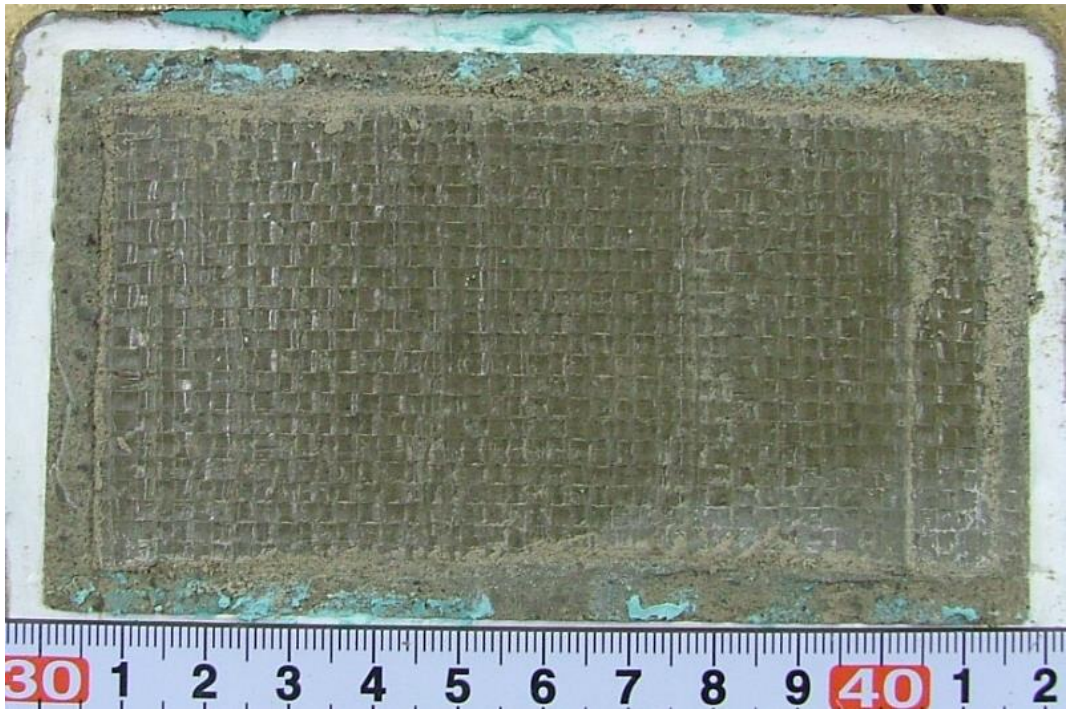


図 3-41 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (マンメイドロック表面)



図 3-42 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)

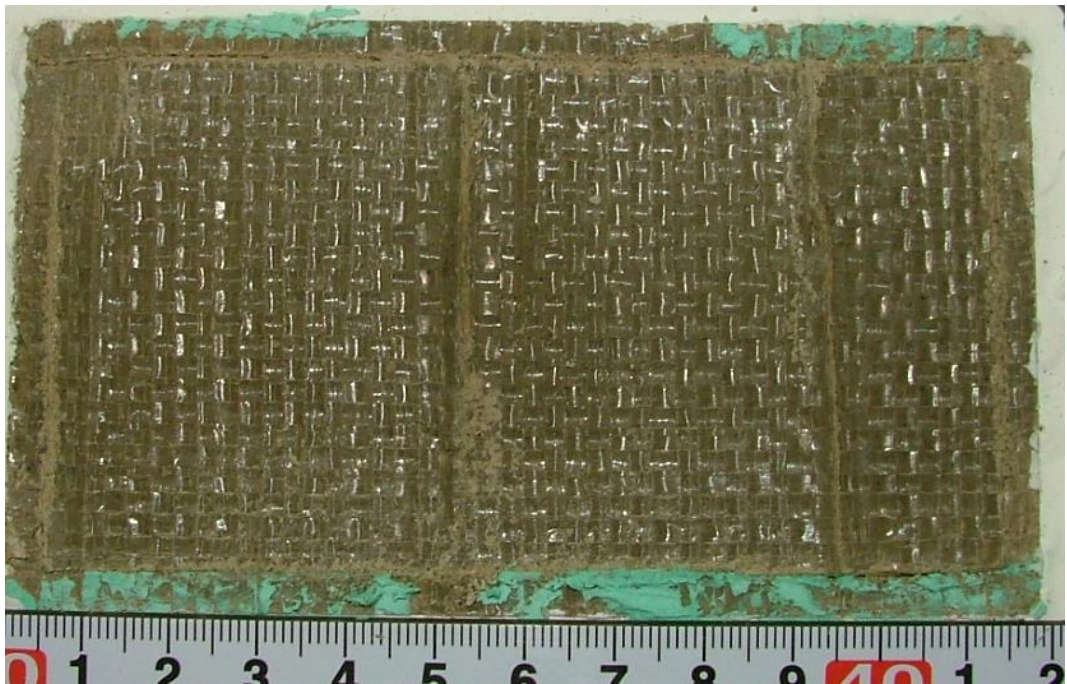


図 3-43 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-3 (マンメイドロック表面)



図 3-44 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)

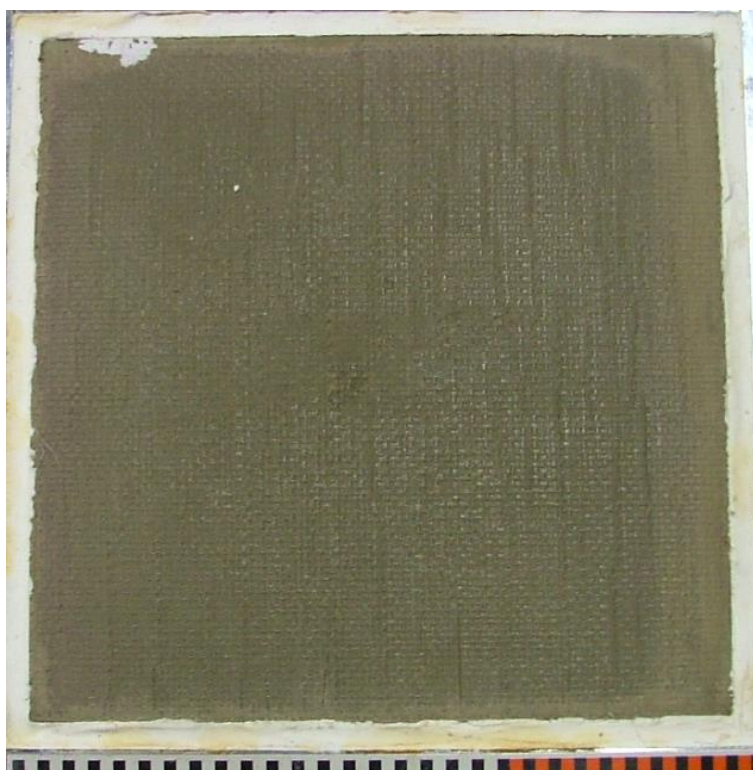


図 3-45 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-4 (マンメイドロック表面)

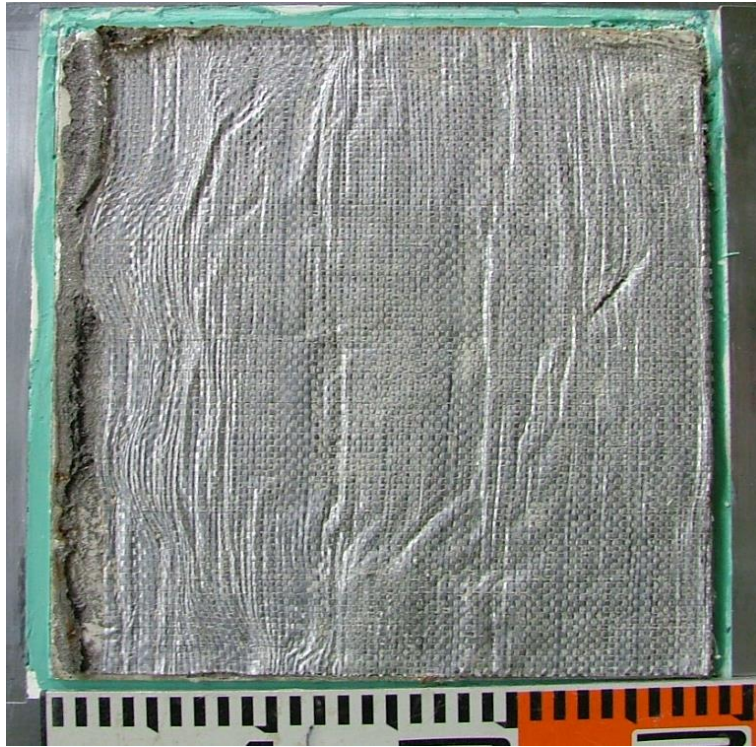


図 3-46 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (保護層表面)

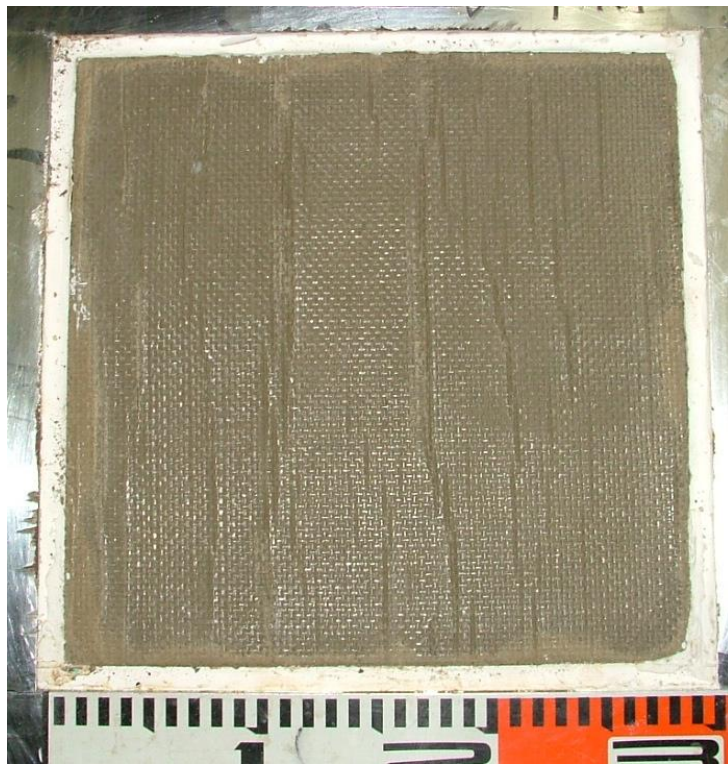


図 3-47 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (マンメイドロック表面)



図 3-48 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)

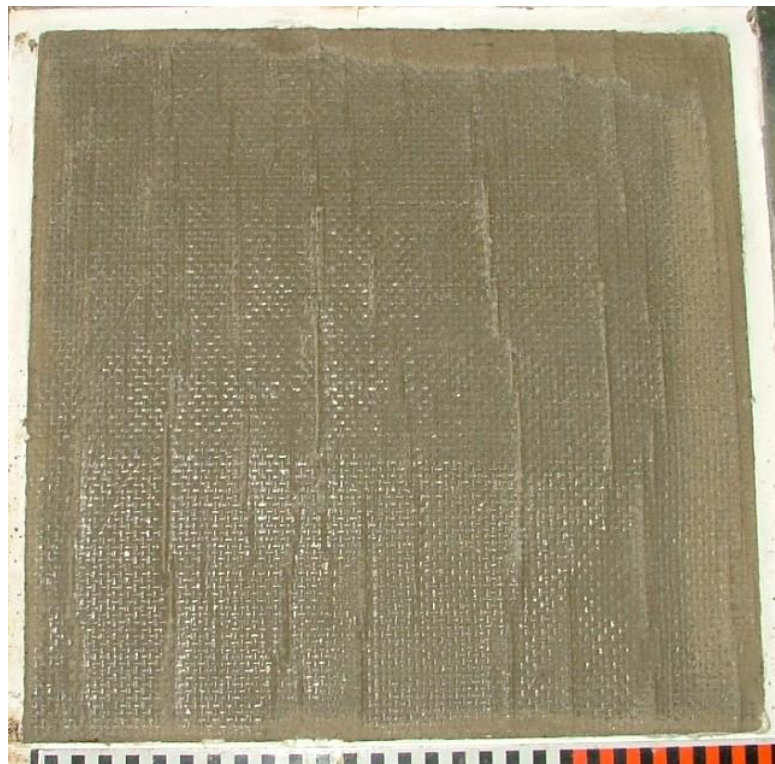


図 3-49 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-6 (マンメイドロック表面)

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) 防水層が存在す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。

- ・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。
- ・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。
- ・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。
- ・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

確認事項②及び確認事項③の検討に用いる FEM モデルにおいて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 3-50 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。

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

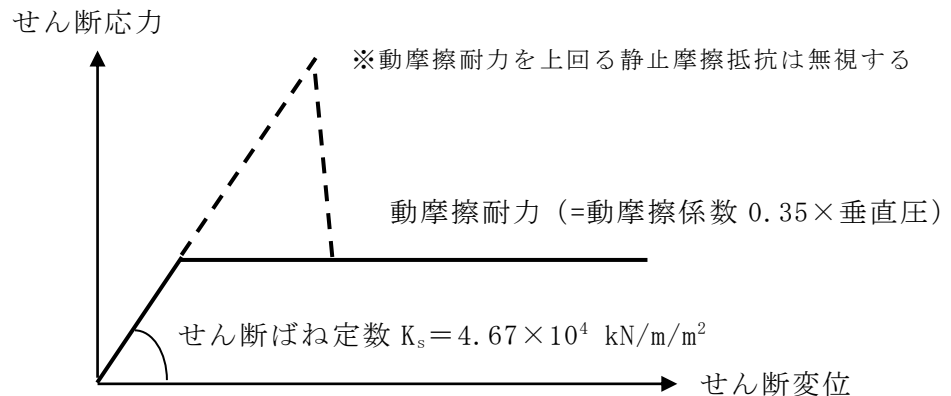


図 3-50 2次元 FEM 解析モデルで用いる地下外壁と地盤間の摩擦特性

4. 確認事項②に対する検討

確認事項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、埋込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か」について検討を行う。

4.1 検討概要

確認事項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。さらに、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 モデルと埋込み SR モデルによる建屋応答比較

Novak ばねで表現した埋込み 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 検討用地震動」に示す基準地震動 S_s-1H とする。

検討フローを図 4-1 及び図 4-2 に示す。

上記検討に加え、確認事項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。

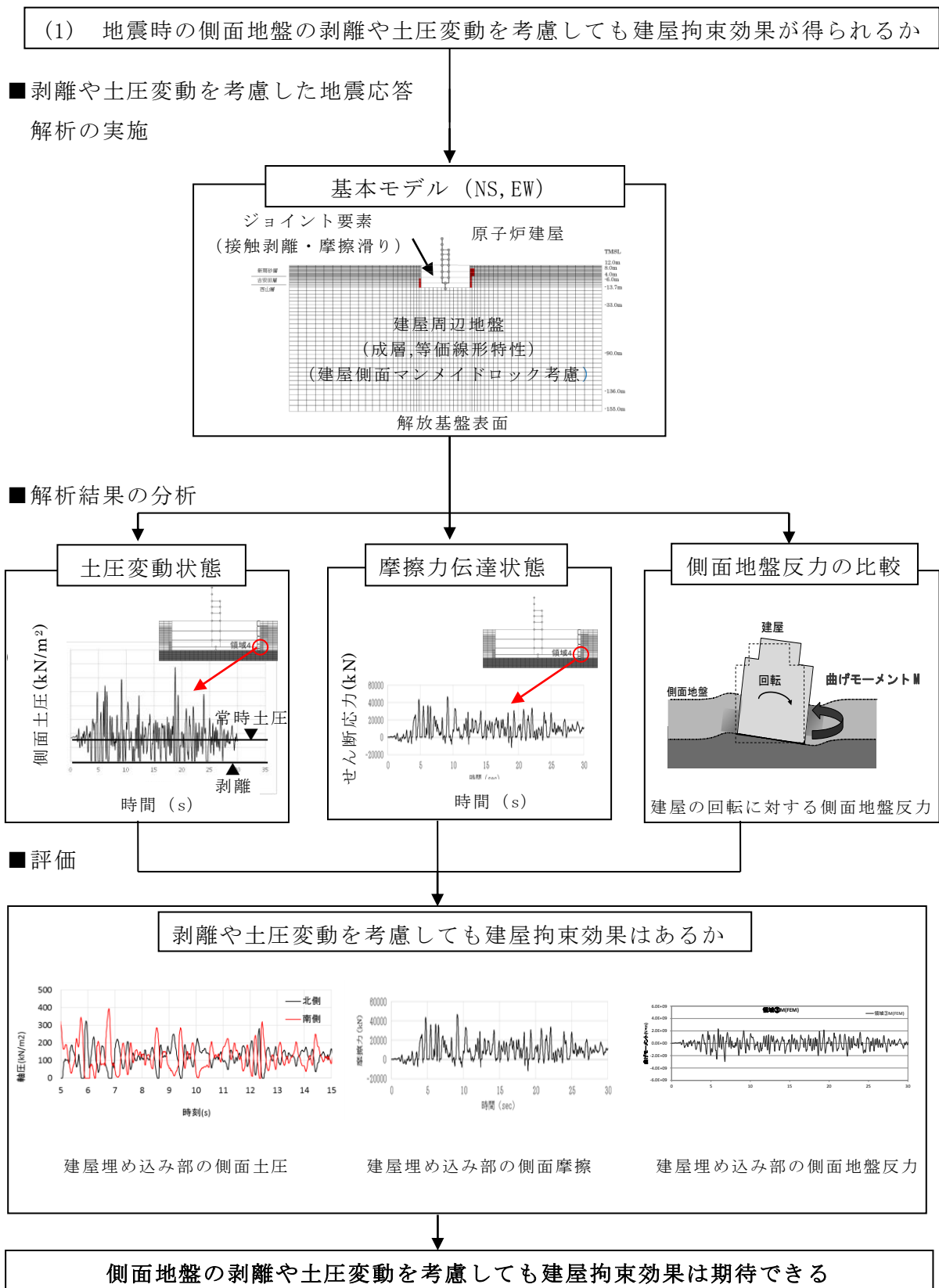
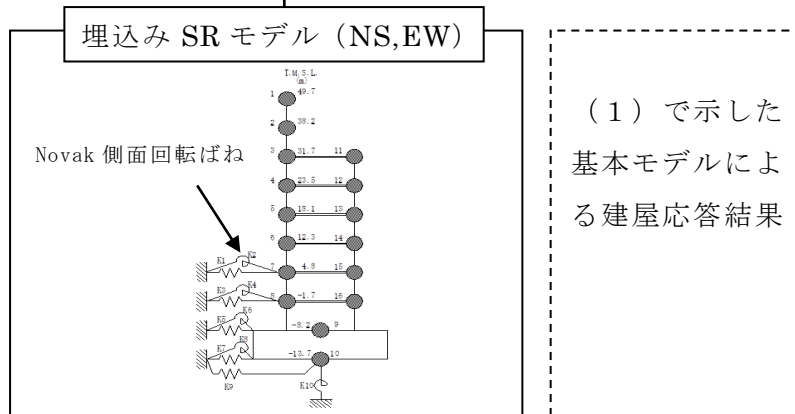


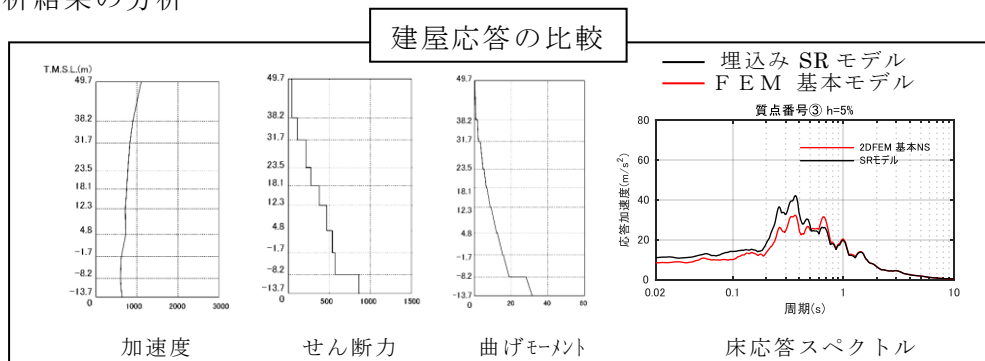
図 4-1 確認事項②に対する検討フロー (その 1)

(2) 2次元 FEM モデルと埋込み 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 4-2 確認事項②に対する検討フロー (その 2)

4.1.1 検討用地震動

対象とする地震動は、基準地震動 S_S-1H とする。

図 4-3 に基準地震動 S_S-1H の加速度波形を示す。

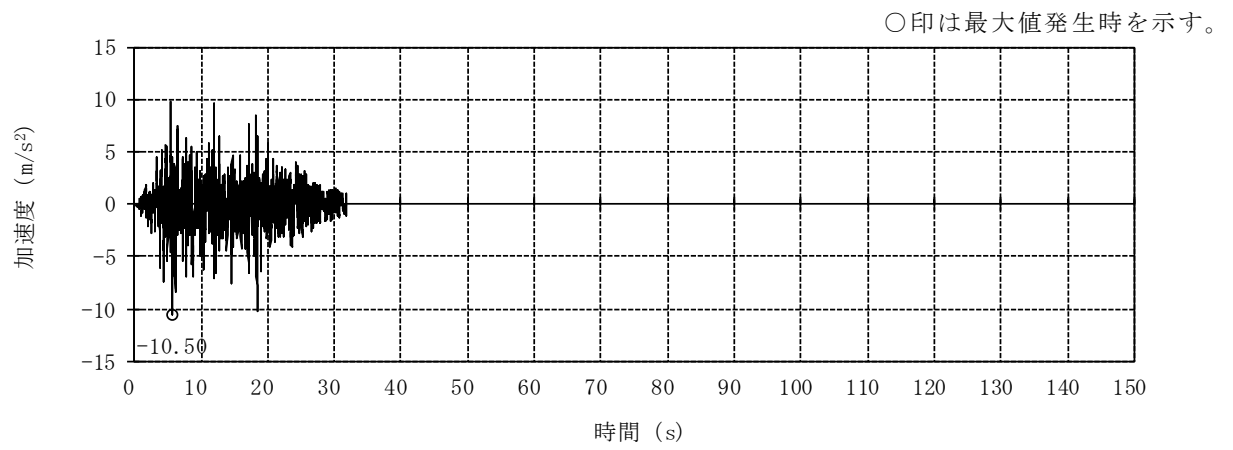


図 4-3 基準地震動 S_S-1H の加速度波形 (解放基盤表面)

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鉛直方向の摩擦すべり，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を行い，応答性状を把握する。解析コードは「KANDAYN_2N」を用いる。

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（別紙1-5-2参照）。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。したがって，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等では，2次元 FEM 解析のほうが有用である。

a. 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4-3に示す基準地震動 S_s-1H 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，水平方向は原子炉建屋の建屋幅の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に成層地盤の物性を，表4-2にマンメイドロックの物性を示す。図4-4～図4-7に地盤のメッシュを示す。

b. 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ときには剛性（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 4-8 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 4-9 にせん断ばねの特性を示す。

c. 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。

d. 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は後述する埋込み SR モデルと同様とする。

表 4-1 地盤物性

| 標高 T. M. S. L. (m) | 地層 | せん断波 速度 V_s (m/s) | 単位体積 重量 γ_t (kN/m ³) | ポアソン比 ν | せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²) | 初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²) | 剛性 低下率 G/G_0 | 減衰 定数 h (%) |
|--------------------------|------|------------------------------|--|----------------|---|---|----------------------|------------------------|
| +12.0 | 砂層 | 150 | 16.1 | 0.347 | 0.0996 | 0.369 | 0.27 | 23 |
| +8.0 | | 200 | 16.1 | 0.308 | 0.0788 | 0.657 | 0.12 | 28 |
| +4.0 | 古安田層 | 330 | 17.3 | 0.462 | 1.01 | 1.92 | 0.53 | 6 |
| -6.0 | 西山層 | 490 | 17.0 | 0.451 | 3.82 | 4.16 | 0.92 | 3 |
| -33.0 | | 530 | 16.6 | 0.446 | 4.22 | 4.75 | 0.89 | 3 |
| -90.0 | | 590 | 17.3 | 0.432 | 5.28 | 6.14 | 0.86 | 3 |
| -136.0 | | 650 | 19.3 | 0.424 | 7.40 | 8.32 | 0.89 | 3 |
| -155.0 | | 椎谷層 | 720 | 19.9 | 0.416 | 10.5 | 10.5 | 1.00 |
| ∞ | | | | | | | | |

表 4-2 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 |

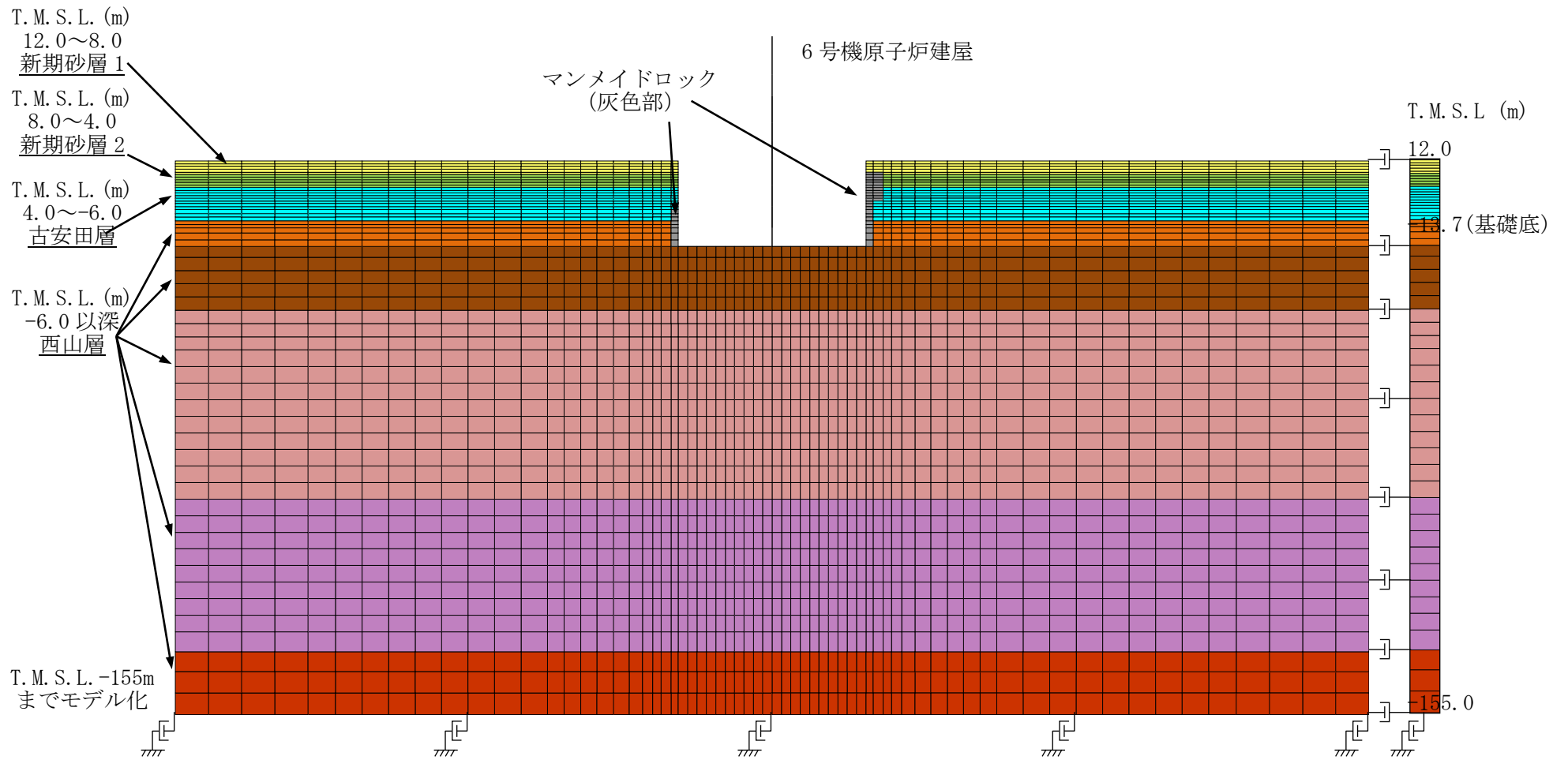


図 4-4 地盤メッシュ図 (NS 方向)

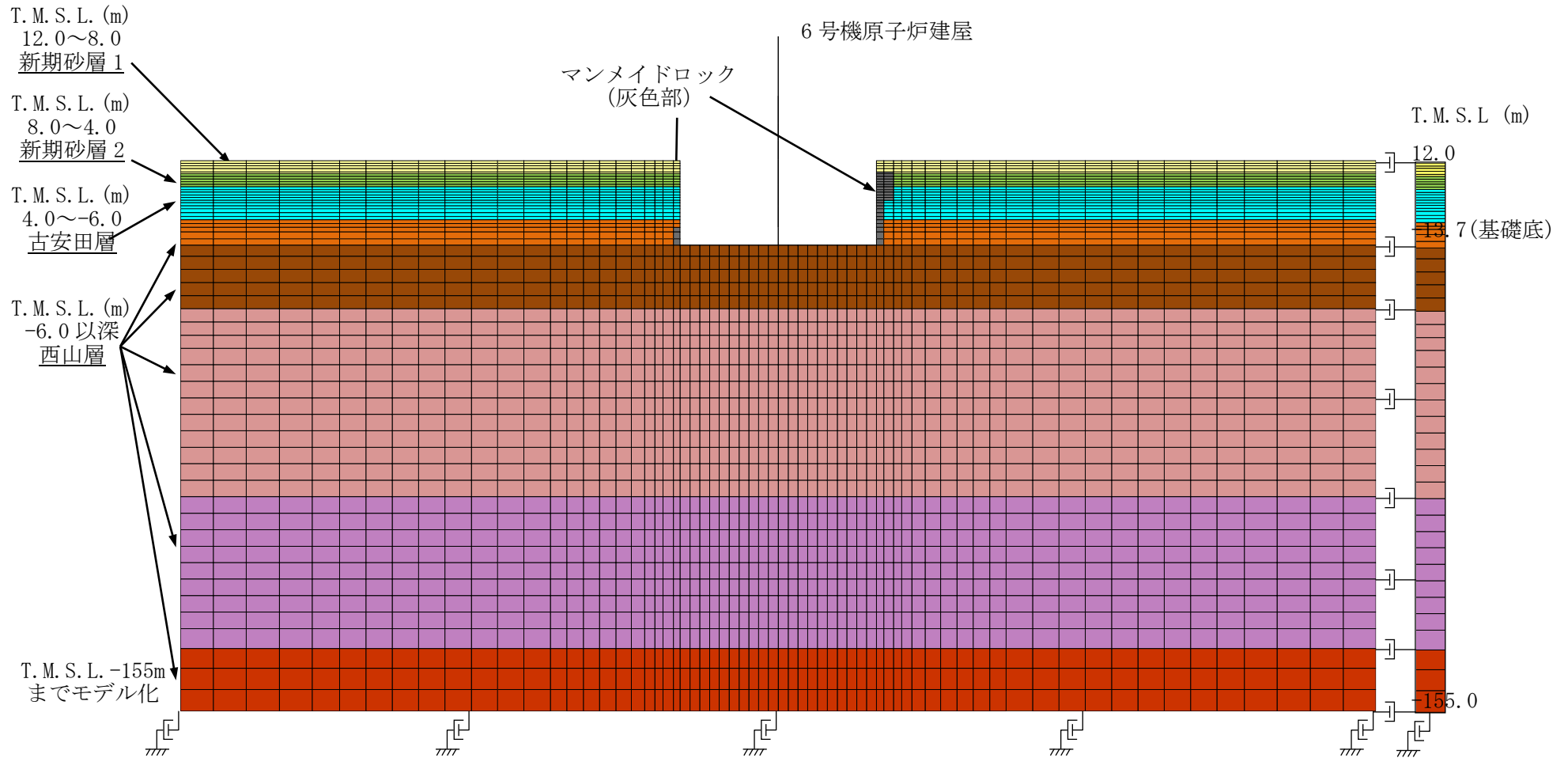


図 4-5 地盤メッシュ図 (EW 方向)

6号機原子炉建屋

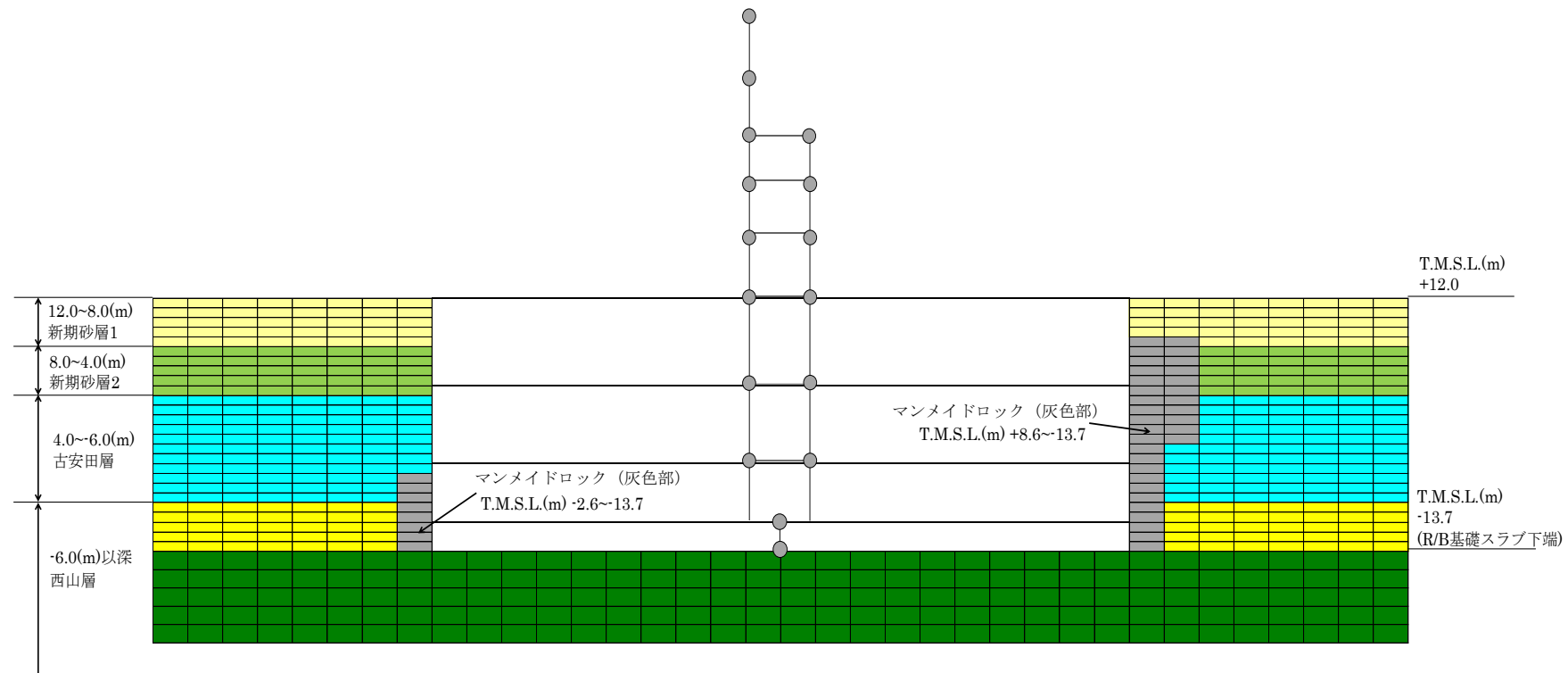


図 4-6 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (NS 方向)

6号機原子炉建屋

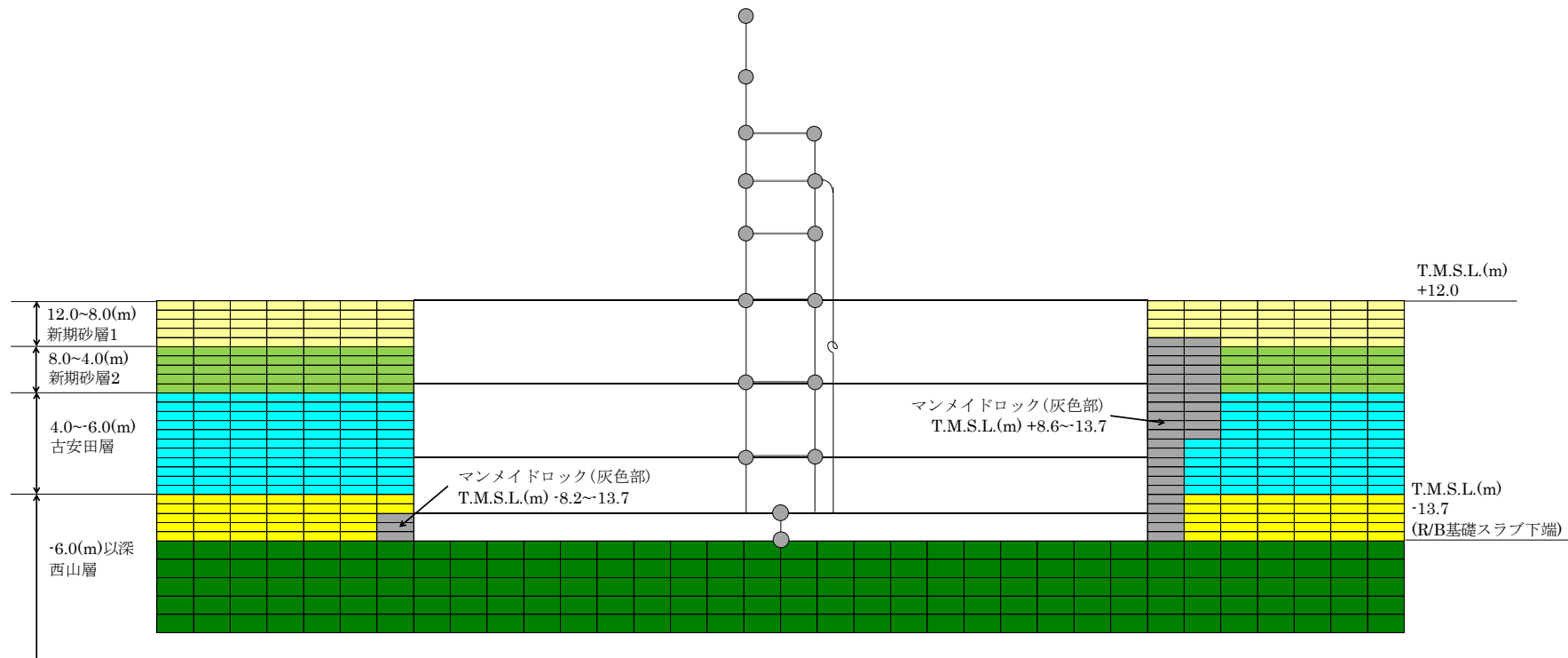


図 4-7 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (EW 方向)

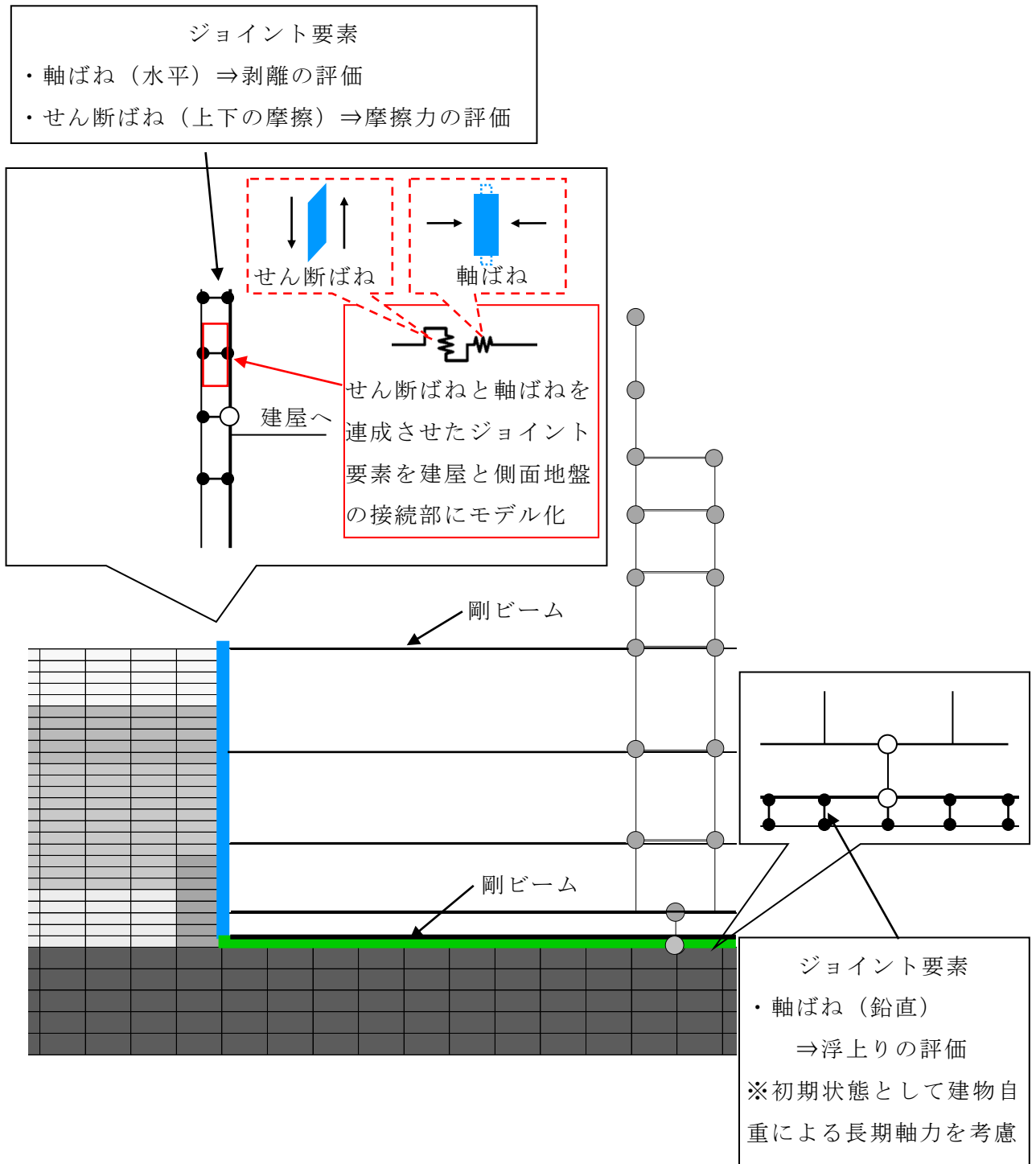
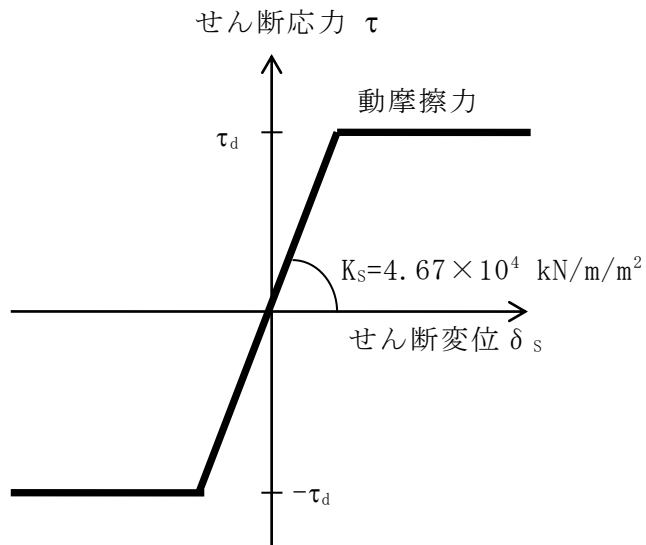


図 4-8 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建物基礎と底面地盤要素との接合部のモデル化概要



せん断応力（摩擦力）－せん断変位関係

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

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

注：動摩擦係数と剛性 K_s は摩擦試験結果をもとに設定

図 4-9 建屋地下外壁と側面地盤の間のせん断ばねの特性

(2) 埋込み 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 の地盤物性に基づき表 2-1 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 4-10 に建屋のモデル図を、表 4-3～表 4-5 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となっている。

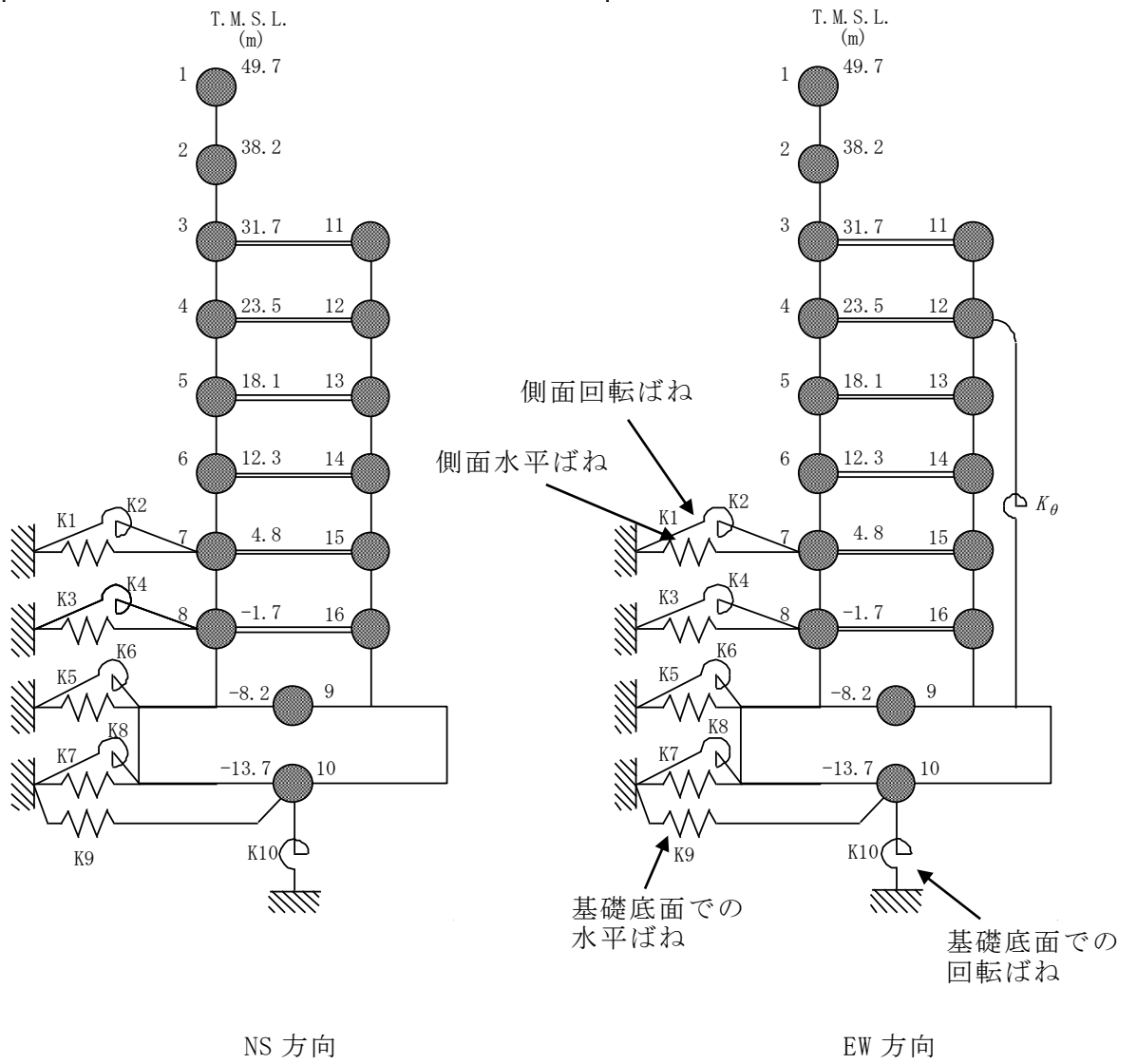


図 4-10 埋込み SR モデル

表 4-3 埋込み 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 | 182.1 | 71,400 |
| 5 | 55,470 | 199.9 | 127.8 | 70,400 |
| 6 | 82,360 | 293.2 | 156.5 | 87,200 |
| 7 | 78,650 | 291.3 | 180.2 | 103,000 |
| 8 | 79,430 | 293.2 | 191.6 | 112,800 |
| 9 | 339,800 | 936.5 | 225.0 | 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 | 119.9 | 7,200 |
| 13 | 101,890 | 303.0 | 107.9 | 23,300 |
| 14 | 199,370 | 400.1 | 150.0 | 23,500 |
| 15 | 125,920 | 392.3 | 133.0 | 23,400 |
| 16 | 136,710 | 369.7 | 129.7 | 23,600 |
| | | | 176.2 | 29,500 |

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)

表 4-4 埋込み 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 | 162.2 | 89,400 |
| 5 | 52,160 | 220.6 | 132.8 | 82,600 |
| 6 | 81,290 | 330.4 | 158.4 | 96,200 |
| 7 | 77,080 | 317.7 | 197.4 | 111,700 |
| 8 | 77,960 | 320.7 | 211.6 | 124,000 |
| 9 | 339,800 | 1030.7 | 258.7 | 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 | 248.3 | 6,700 |
| 13 | 105,200 | 332.4 | 223.0 | 23,300 |
| 14 | 200,440 | 439.3 | 158.3 | 23,100 |
| 15 | 127,490 | 433.5 | 118.2 | 23,400 |
| 16 | 138,180 | 408.9 | 183.2 | 21,200 |
| | | | 160.1 | 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 K_θ 2.13×10¹⁰ (kNm/rad)

表 4-5 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 | 2.21×10^9 | 2.79×10^8 |
| K5 | 9 | 側面・並進 | 8.53×10^6 | 1.73×10^6 |
| K6 | 9 | 側面・回転 | 6.73×10^9 | 3.97×10^8 |
| K7 | 10 | 側面・並進 | 4.52×10^6 | 8.62×10^5 |
| K8 | 10 | 側面・回転 | 3.54×10^9 | 1.95×10^8 |
| K9 | 10 | 底面・並進 | 7.28×10^7 | 2.84×10^6 |
| K10 | 10 | 底面・回転 | 7.06×10^{10} | 6.06×10^8 |

注記*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 kNms/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 | 2.21×10^9 | 2.80×10^8 |
| K5 | 9 | 側面・並進 | 8.53×10^6 | 1.73×10^6 |
| K6 | 9 | 側面・回転 | 6.73×10^9 | 4.00×10^8 |
| K7 | 10 | 側面・並進 | 4.52×10^6 | 8.61×10^5 |
| K8 | 10 | 側面・回転 | 3.54×10^9 | 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 |

注意*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 kNms/rad

4.1.3 解析ケース

表 4-6 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 4-6 解析ケース

| No | 方向 | 建屋 | 地盤 | 備考 |
|----|-------|---------|----------------|----------------|
| 1 | NS 方向 | 原子炉建屋単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | NS 方向 基本ケース |
| 2 | EW 方向 | 原子炉建屋単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | EW 方向 基本ケース |

MMR：マンメイドロック

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 4-11 及び図 4-12 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 4-13 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 0 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 4-14 及び図 4-15 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 4-16 及び図 4-17 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 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 4-18 及び図 4-19 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 4-20 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 0 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 4-21 及び図 4-22 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 4-23 及び図 4-24 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、建屋の口

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。

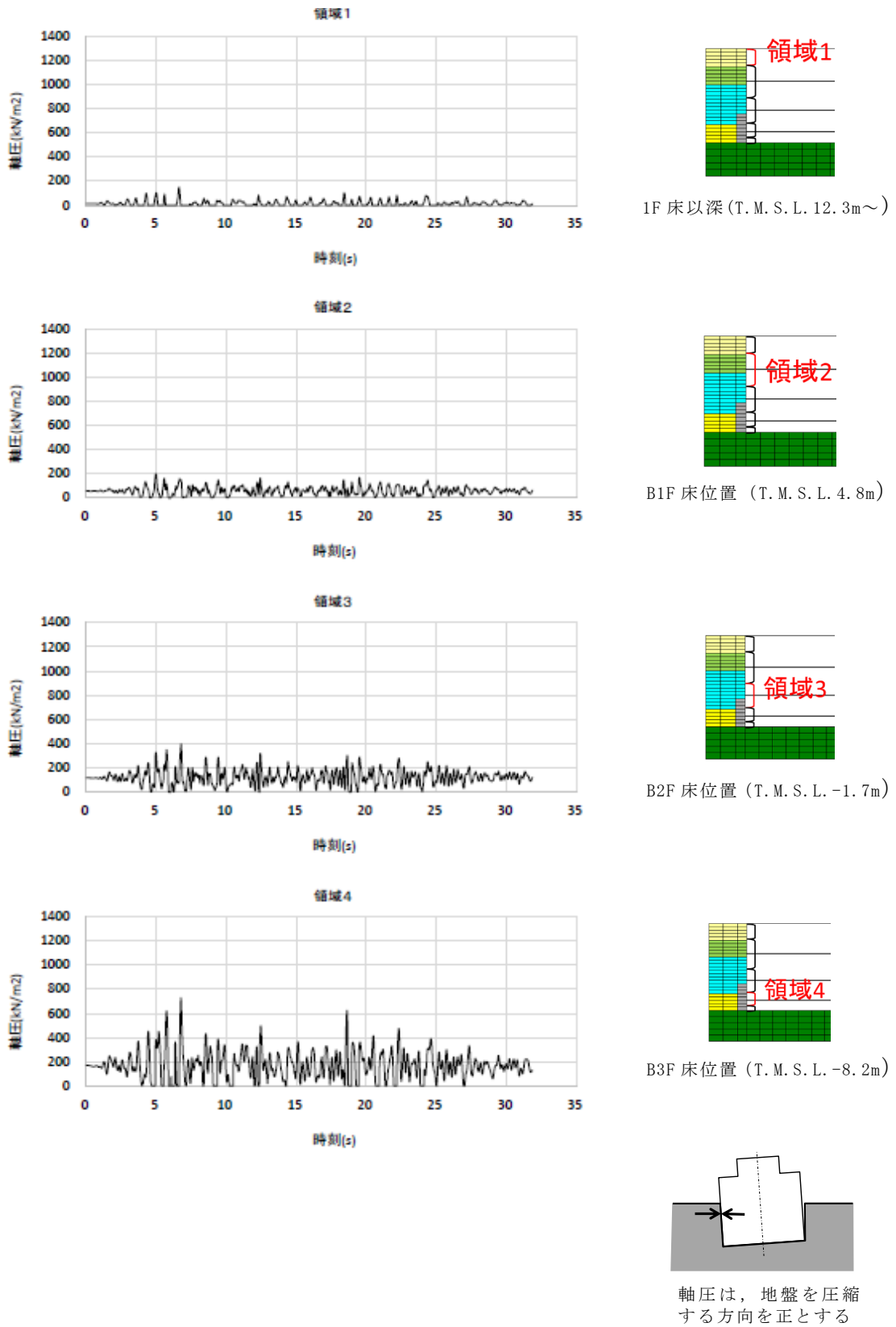


図 4-11 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)

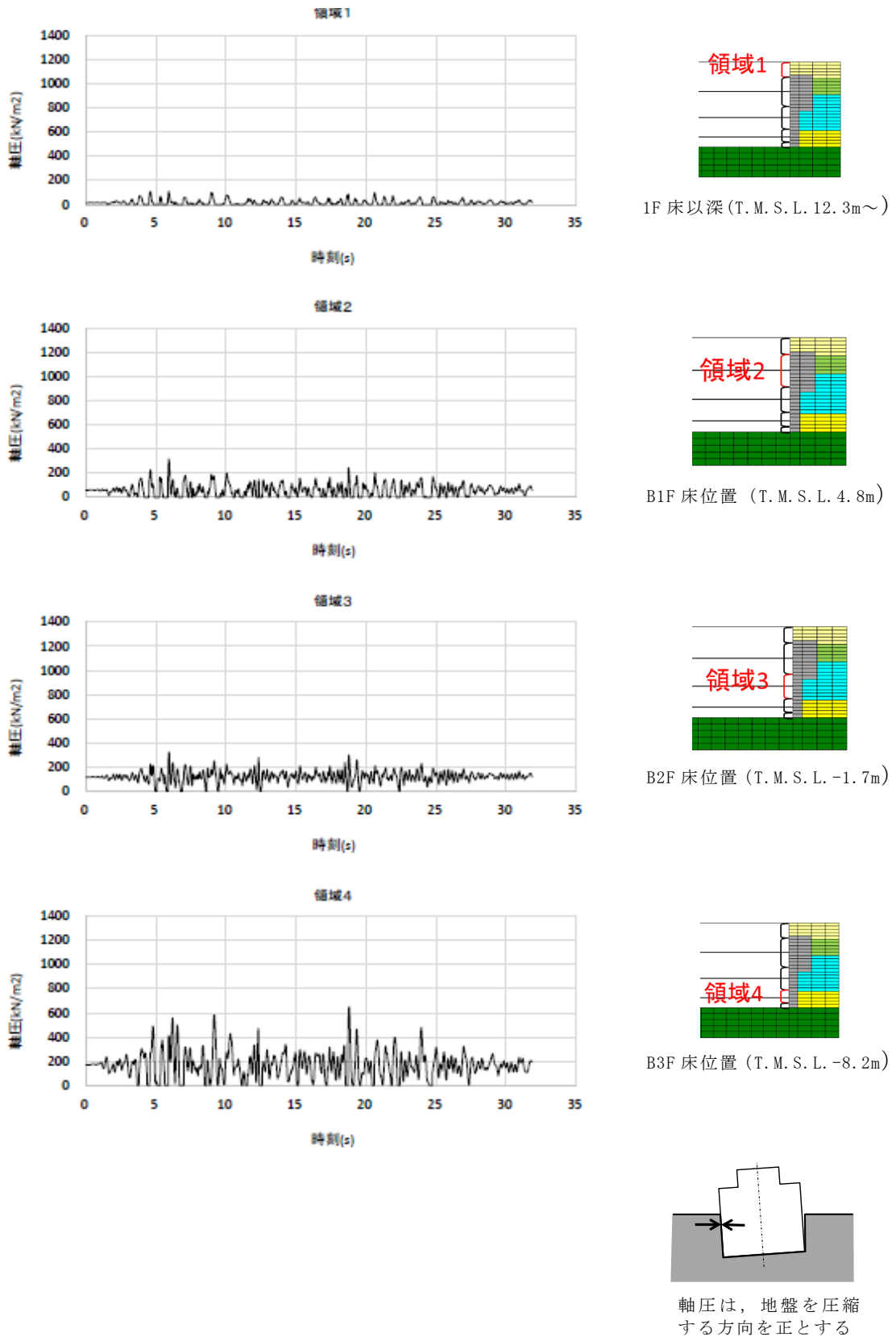


図4-12 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS方向基本モデル, 北側)

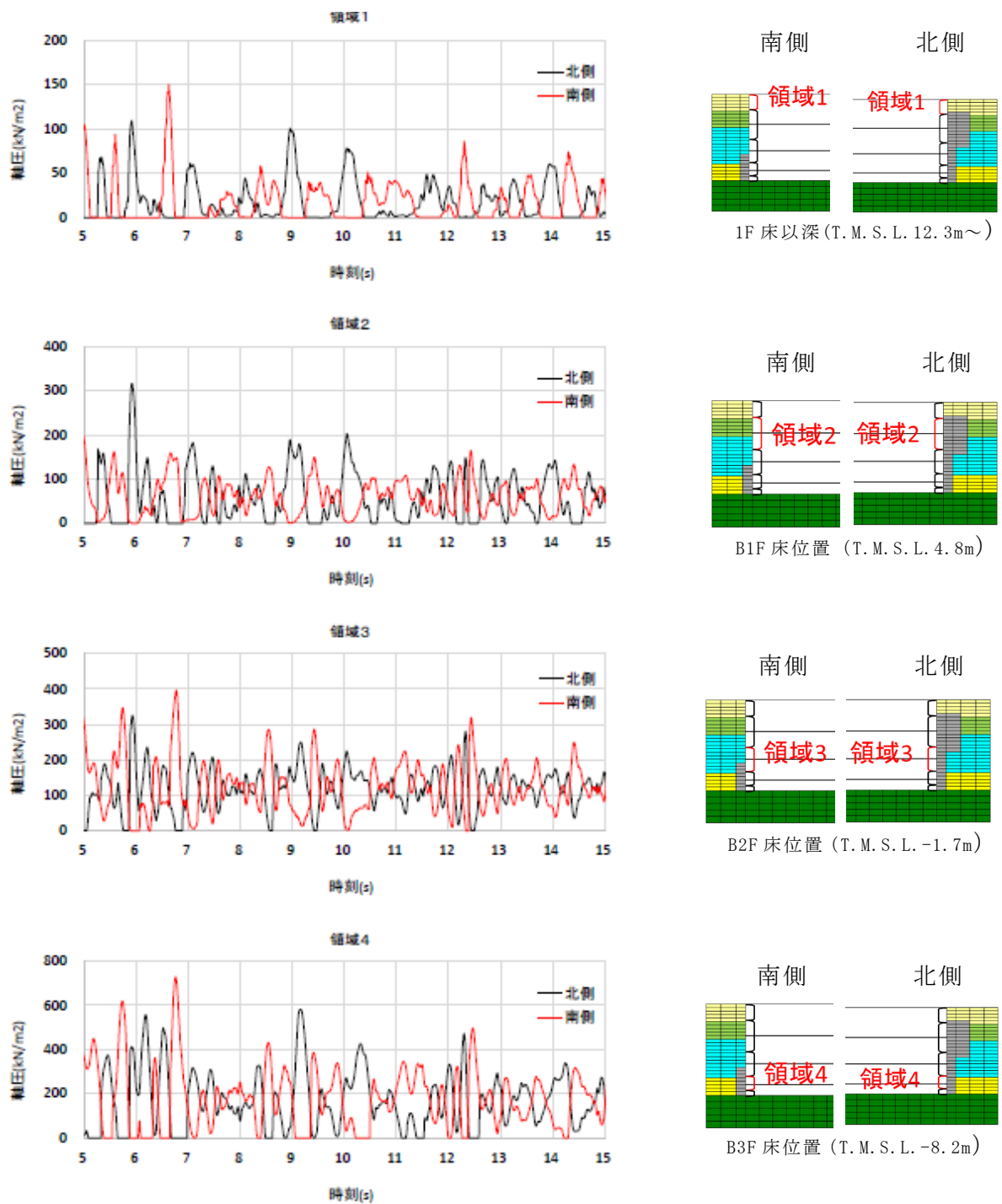
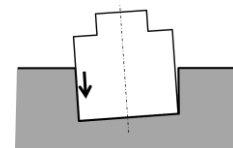
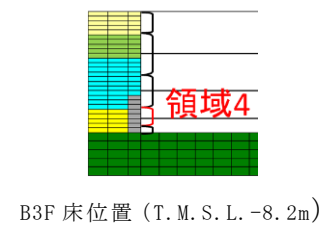
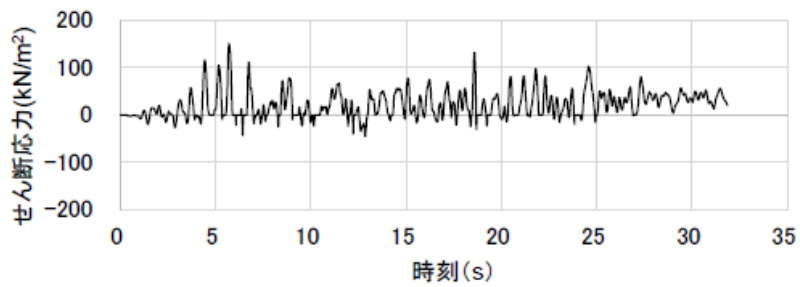
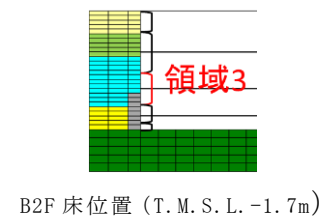
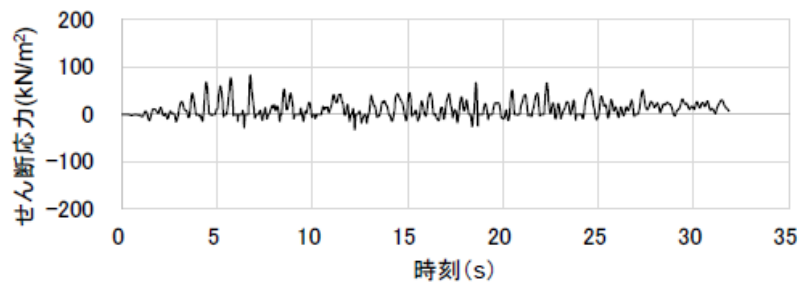


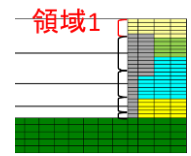
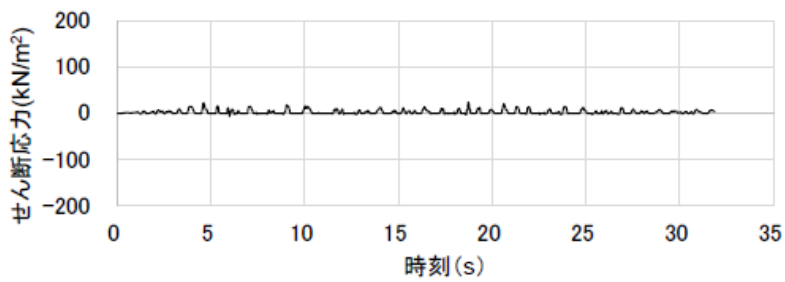
図 4-13 南側と北側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (NS 方向基本モデル)



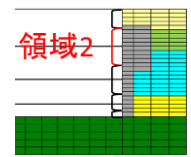
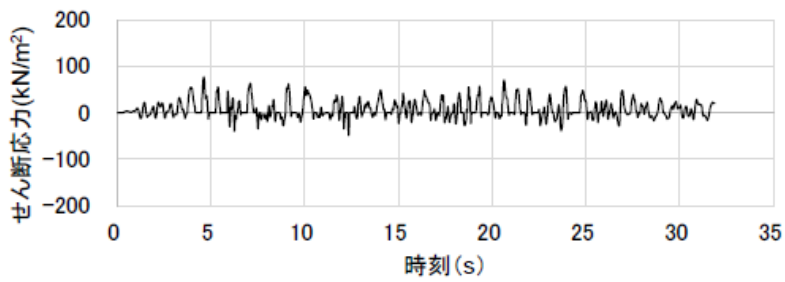
せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

注：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。

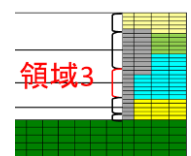
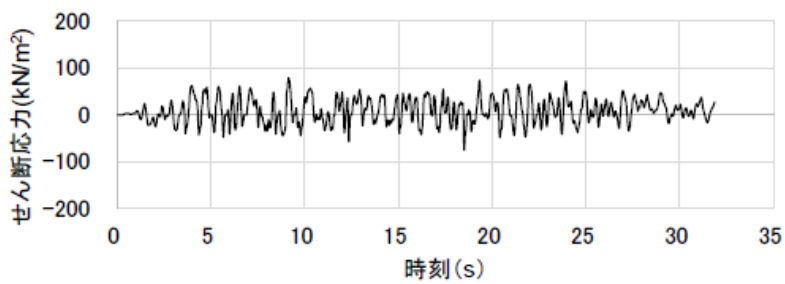
図 4-14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



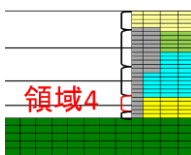
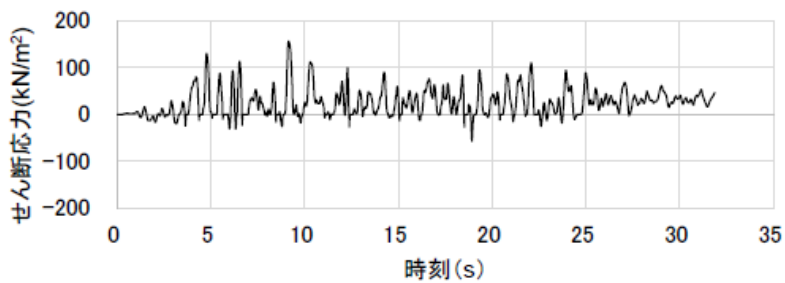
1F床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



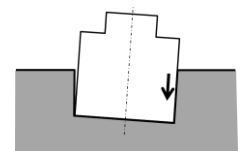
B1F床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



B2F床位置 (T. M. S. L. -1.7m)

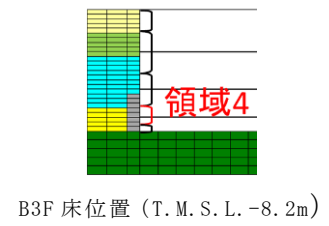
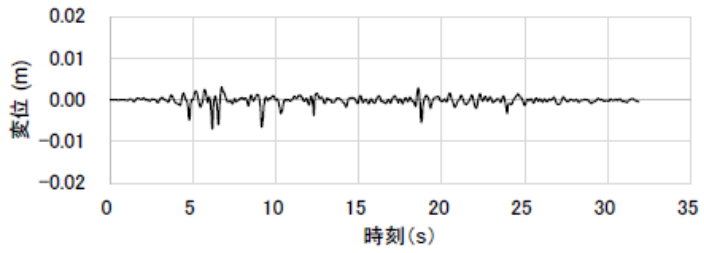
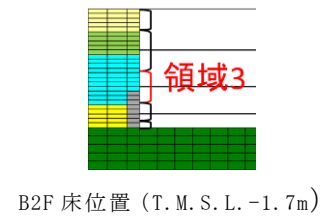
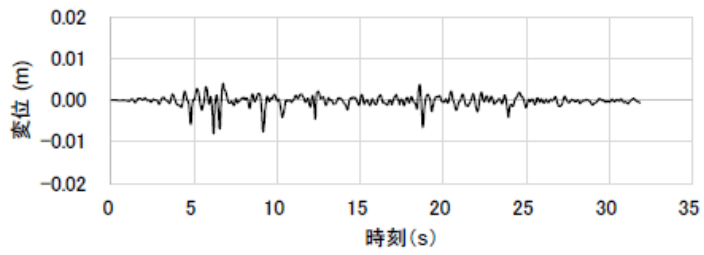


B3F床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

図 4-15 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

注：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 4-16 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)

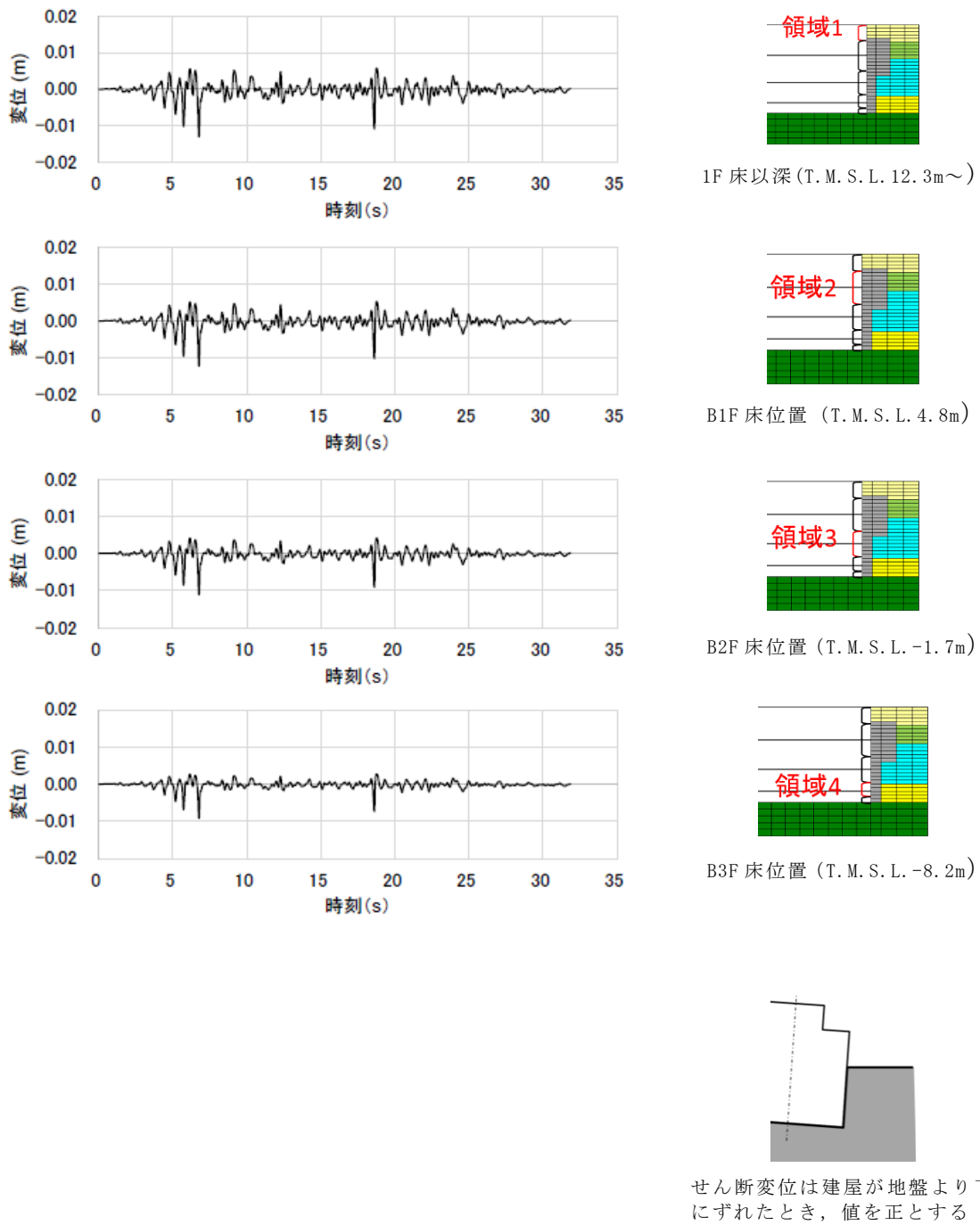


図 4-17 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

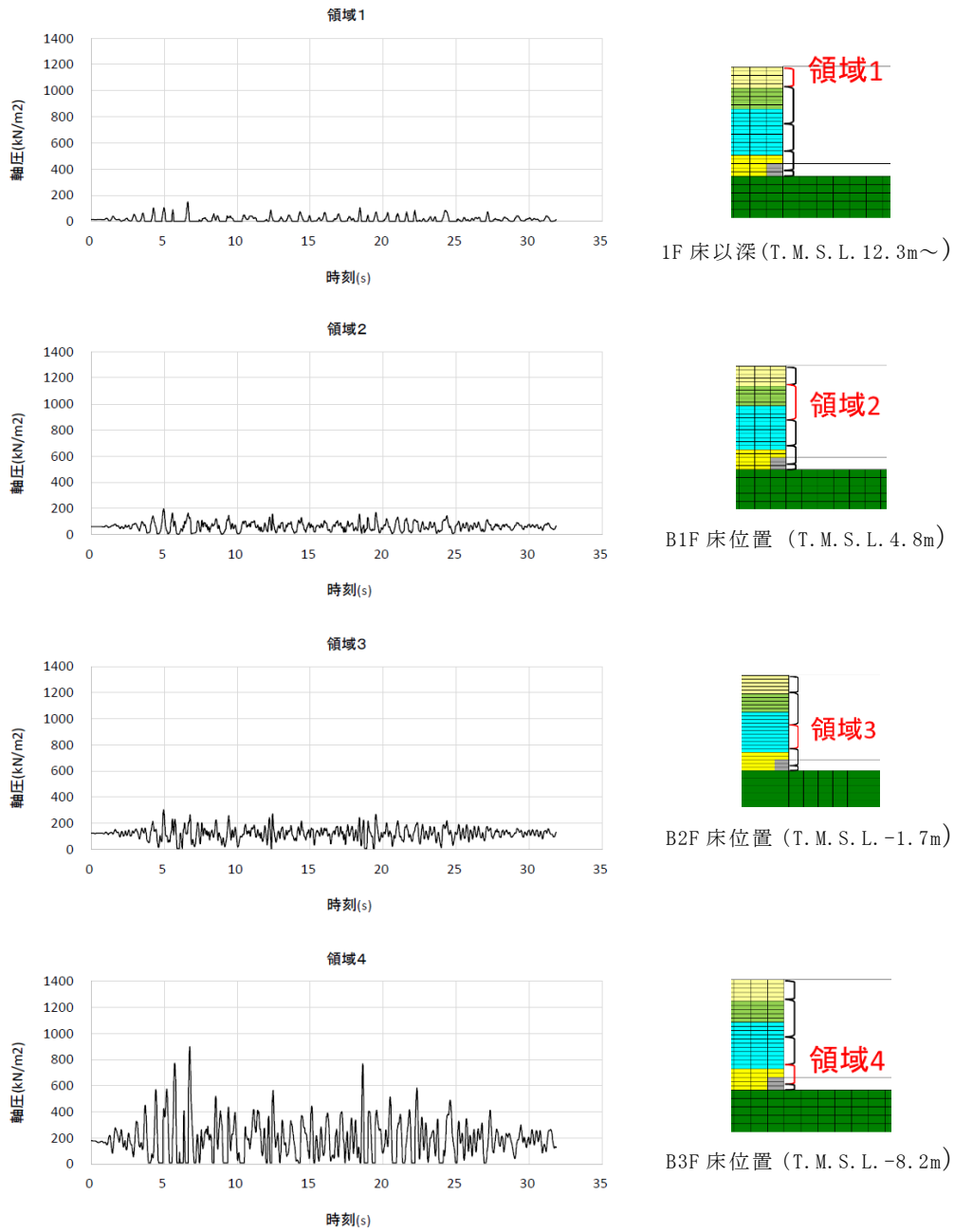
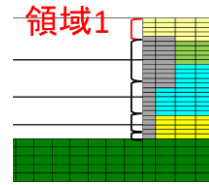
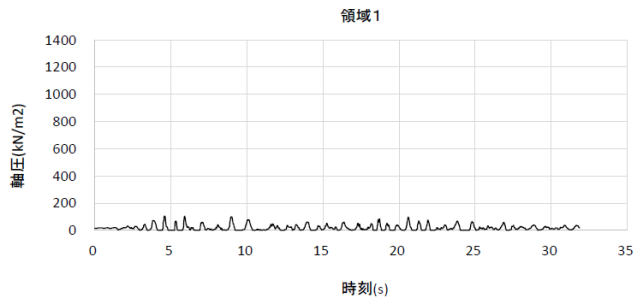
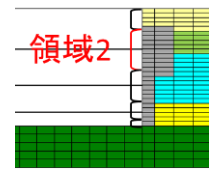
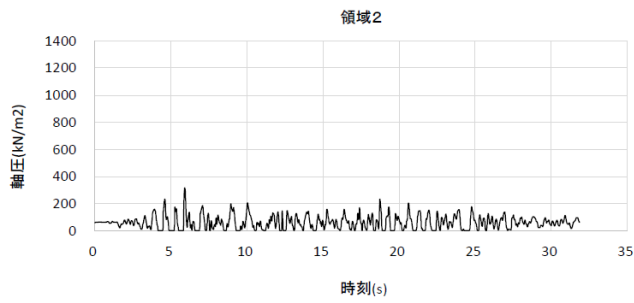


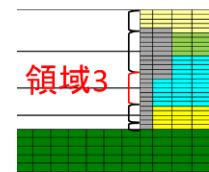
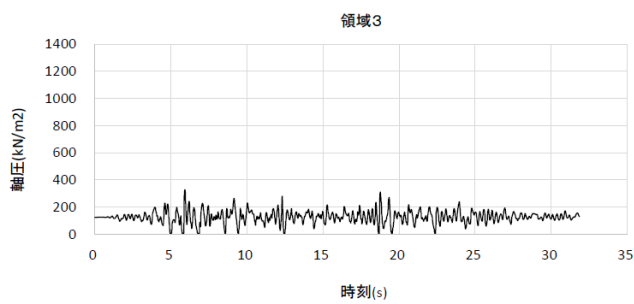
図 4-18 軸ばねの軸圧の時刻歴 (EW 方向基本モデル, 西側)



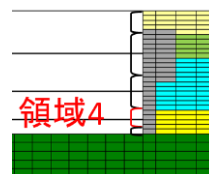
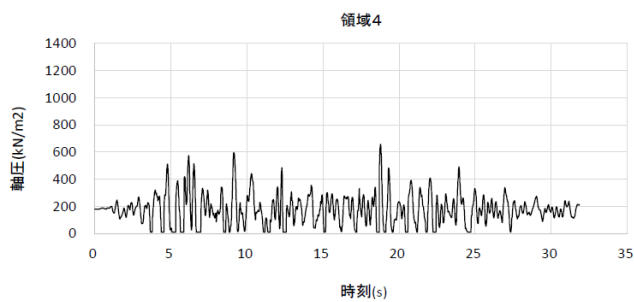
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



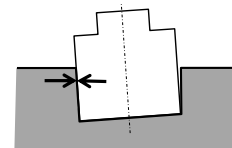
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4-19 軸ばねの軸圧の時刻歴 (EW 方向基本モデル, 東側)

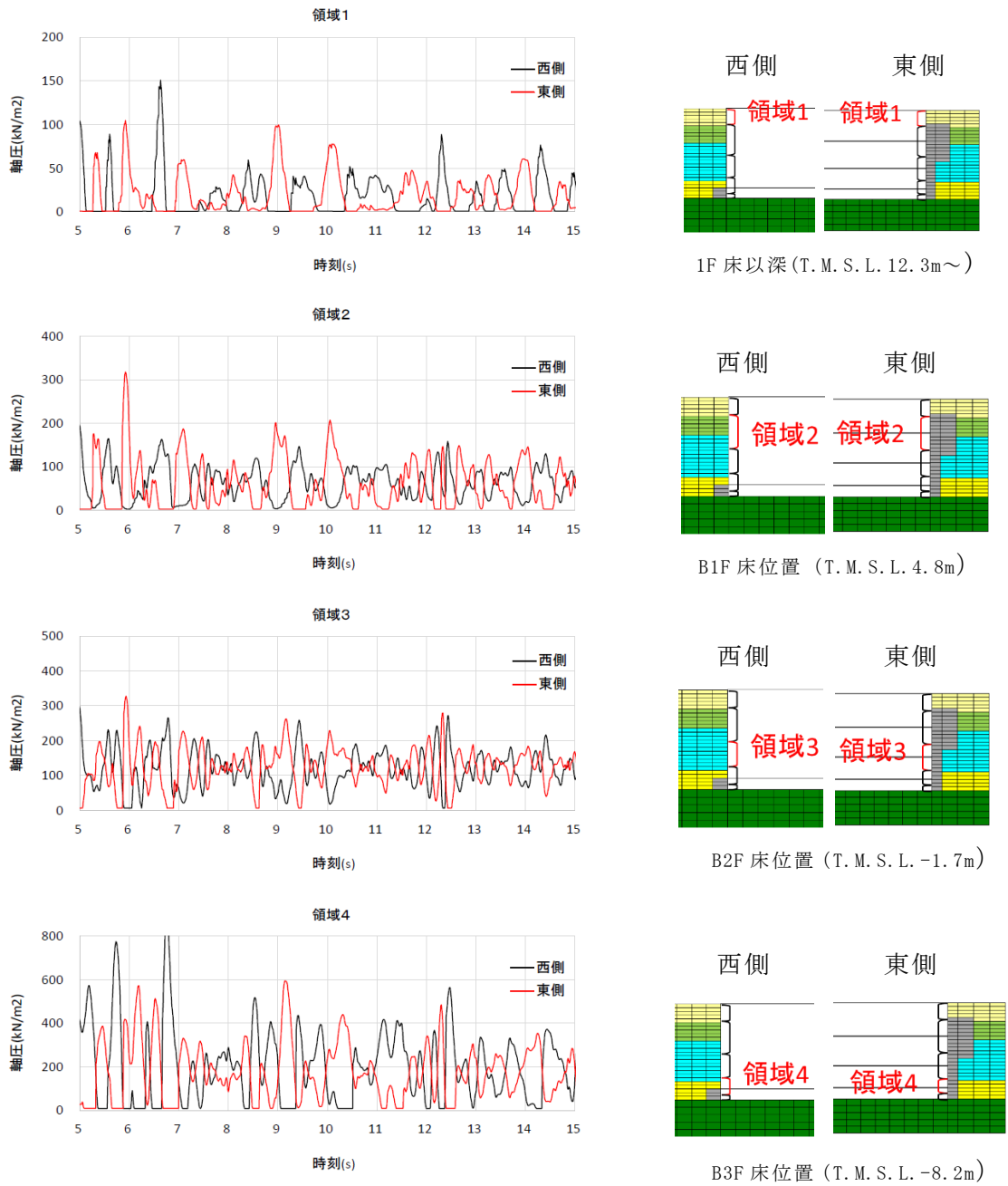
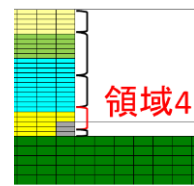
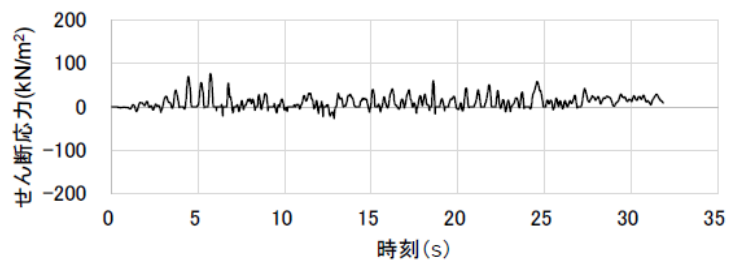
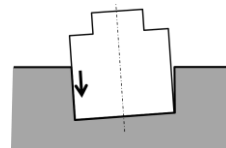


図 4-20 西側と東側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (EW 方向基本モデル)



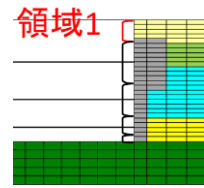
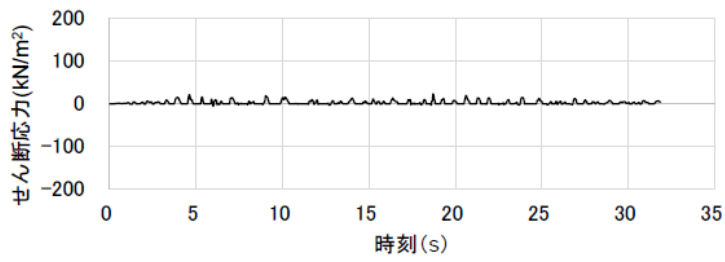
B3F床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



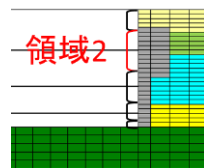
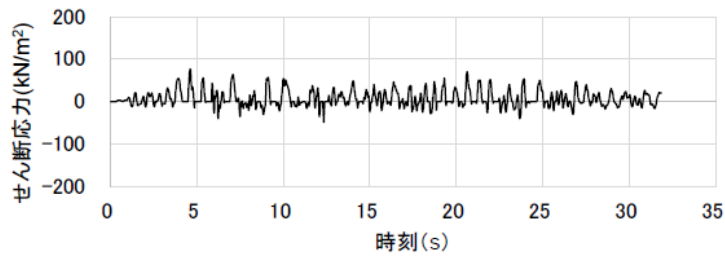
せん断応力は、地盤に沈み込んだときを正とする

注：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。

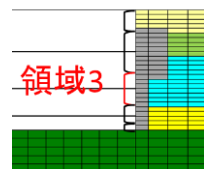
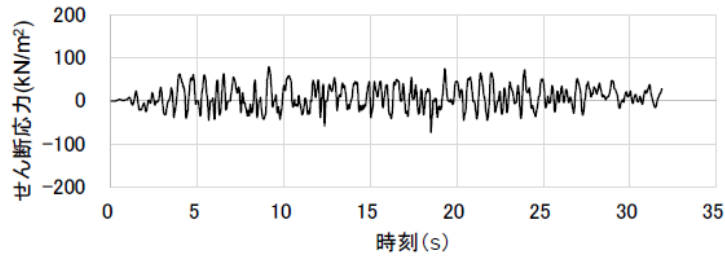
図 4-21 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW 方向基本モデル, 西側)



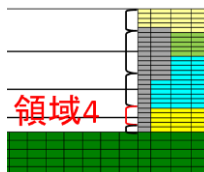
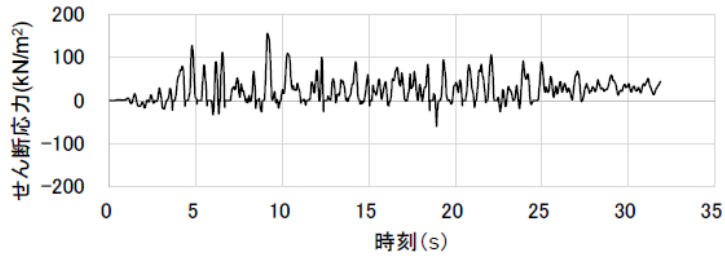
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



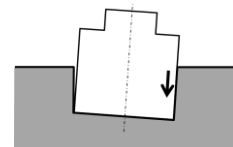
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)

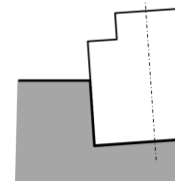
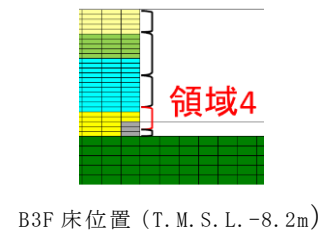
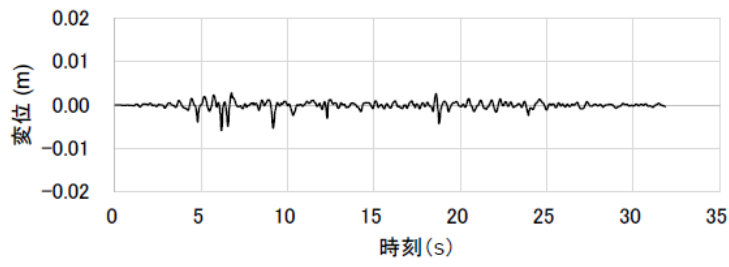


B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

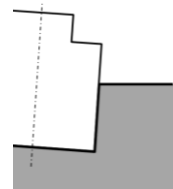
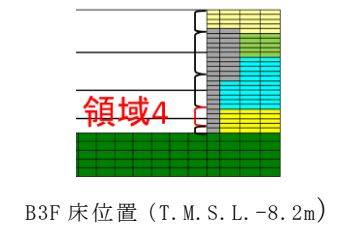
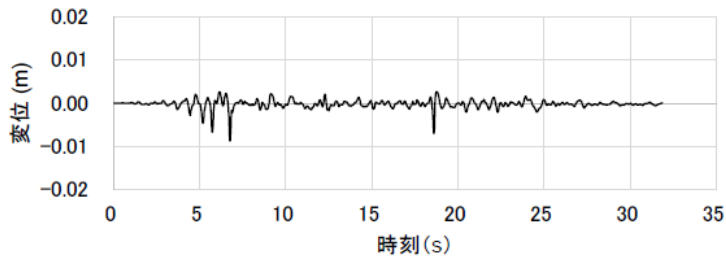
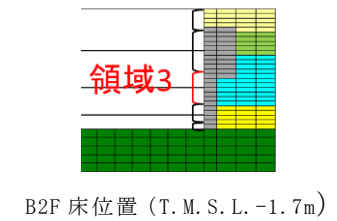
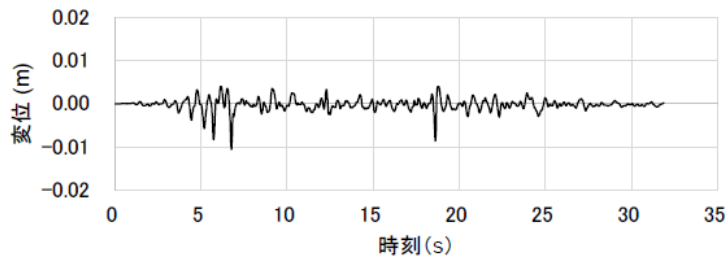
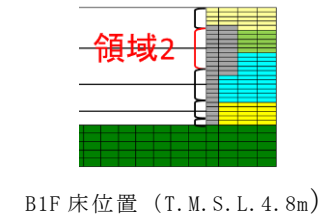
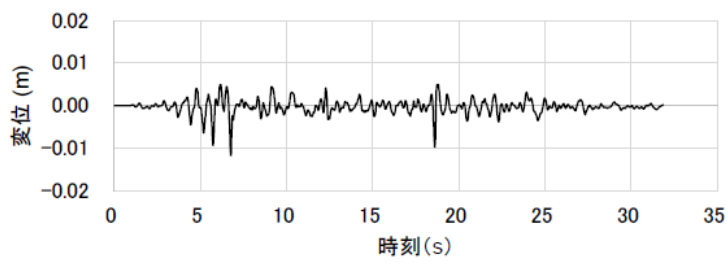
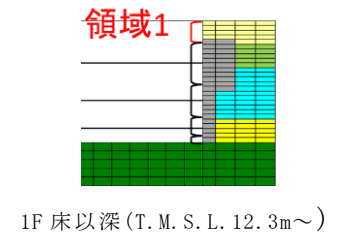
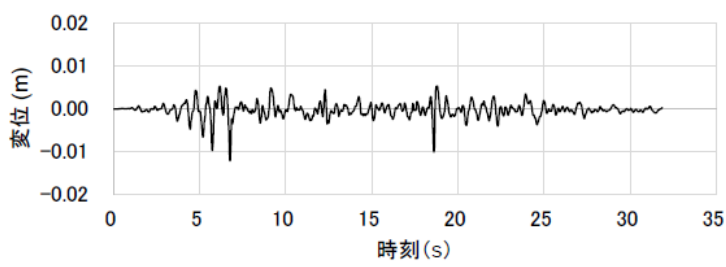
図 4-22 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW 方向基本モデル, 東側)



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

注：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 4-23 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)



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 4-24 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

ここではまず、図 4-25 に示す建屋の回転に対する側面地盤反力について、埋込み 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。その結果を埋込み SR モデルの Novak ばねに生じる側面地盤反力と比較する。

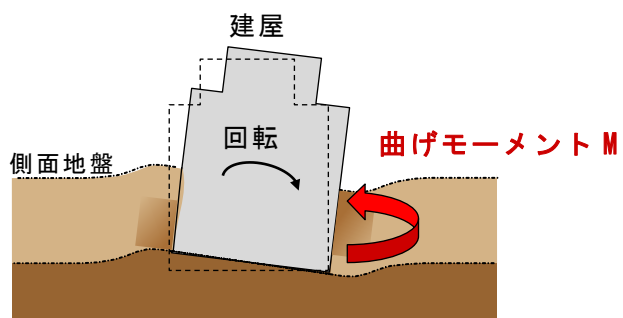


図 4-25 建屋の回転に対する側面地盤反力のイメージ

(2) 検討条件

a. 検討ケース

表 4-7 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 4-7 検討ケース

| ケース | 方向 | 建屋 | 地盤 | 備考 |
|-----|-------|---------|----------------|----------------|
| 1 | NS 方向 | 原子炉建屋単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | NS 方向 基本ケース |
| 2 | EW 方向 | 原子炉建屋単独 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | EW 方向 基本ケース |

MMR：マンメイドロック

b. 解析モデル

解析モデルは、「4.1.2 解析モデル」に示した NS 方向と EW 方向の 2 次元 FEM 解析モデル、及び、NS 方向と EW 方向の埋込み SR モデルを用いる。

c. 検討用地震動

対象とする地震動は「4.1.1 検討用地震動」に示した基準地震動 S_s-1H とする。

d. 側面地盤反力算定方法

図 4-26 に示すように、埋込み 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側面地盤反力(曲げモーメントM)を算定する。

表 4-8 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 4-27 に側面地盤反力の算定方法の概要を示す。

埋込み SR モデルの側面地盤反力 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 モデルの側面地盤反力 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 $M_p h (= \sum P_H \cdot h)$ 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 $M_p v (= \sum P_v \cdot L)$ との和として、埋込み SR モデルの Novak ばねの支配領域ごとに算定する。

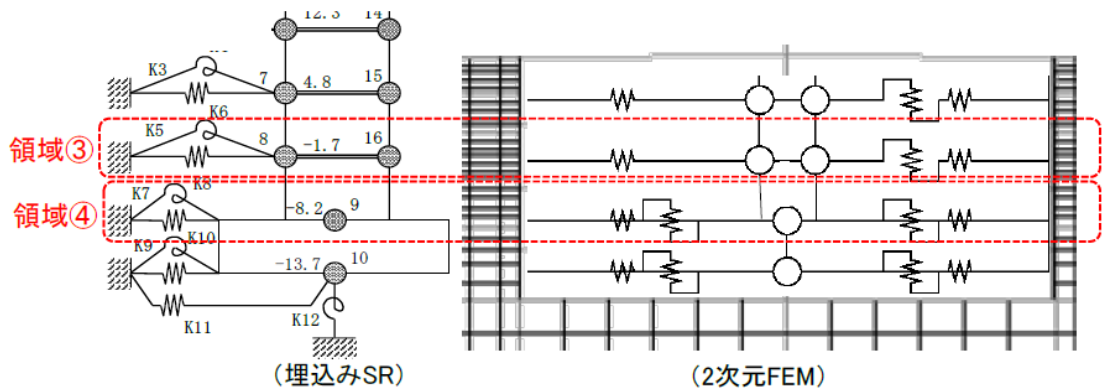
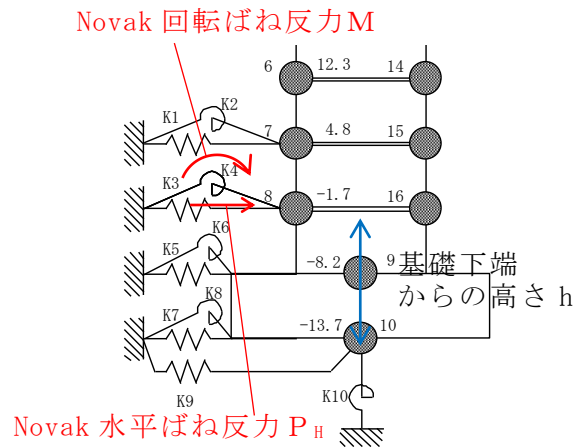


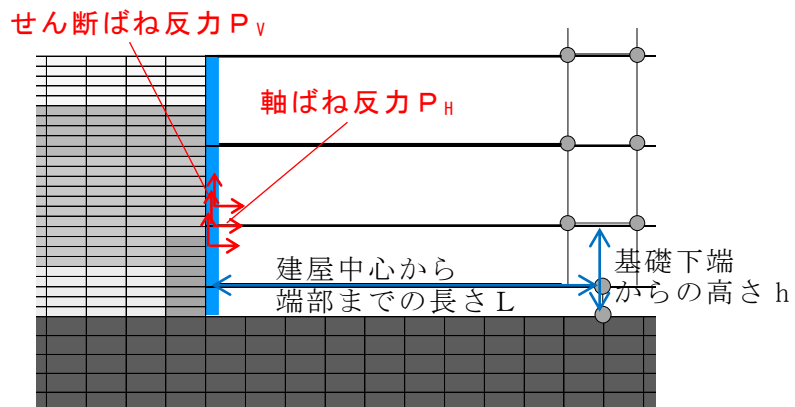
図 4-26 2次元 FEM モデルの領域区分

表 4-8 領域区分 (対象とする建屋-地盤間モデル化部分)

| 領域名 | 埋込み 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 |



埋込み SR モデルの側面地盤反力 M_{SR}
 $= \text{Novak 水平ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h$
 $+ \text{Novak 回転ばね反力 } M$
 (埋込み SR モデル)



2次元 FEM の側面地盤反力 M_{FEM}
 $= \Sigma (\text{せん断ばね反力 } P_V \times \text{建屋中心から端部までの長さ } L)$
 $+ \Sigma (\text{軸ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h)$
 (2次元 FEM モデル)

図 4-27 側面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 4-29 及び図 4-30 に示す。2次元 FEM の側面地盤反力と埋込み SR の側面地盤反力は共に、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 4-31 及び図 4-32 に示す。ケース 1 (NS 方向) と同様、2次元 FEM の側面地盤反力と埋込み SR の側面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、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 の側面地盤反力の方が埋込み SR の側面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 4-28 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 の側面地盤反力と埋込み SR モデルの側面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。

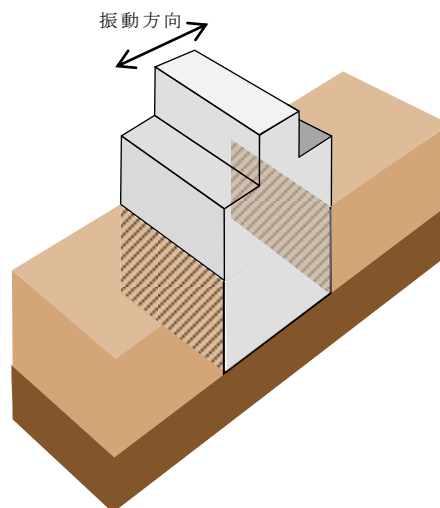


図 4-28 2次元 FEM による地盤と建屋のモデル化のイメージ

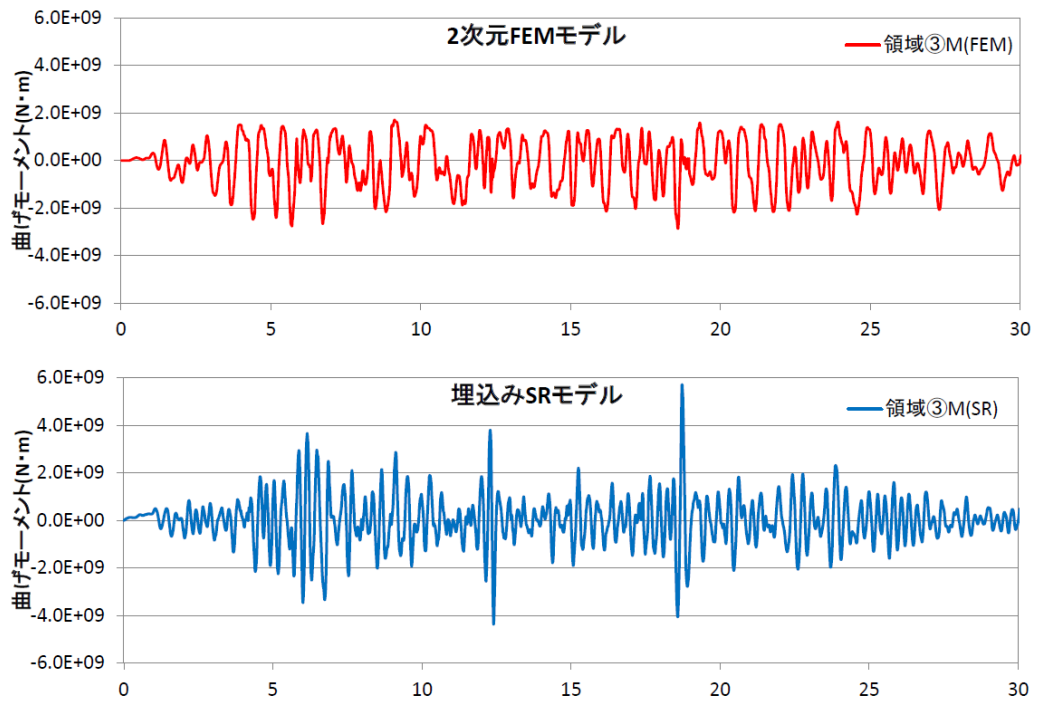


図 4-29 側面地盤反力（曲げモーメント）の時刻歴
 ケース 1（NS 方向）：領域③

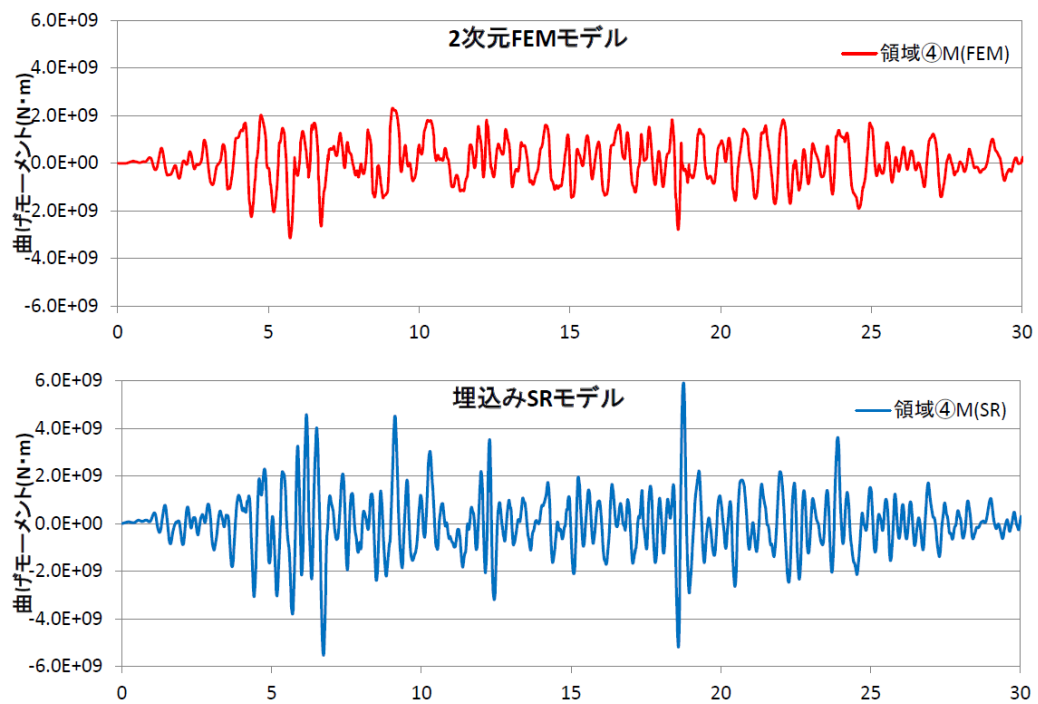


図 4-30 側面地盤反力（曲げモーメント）の時刻歴
 ケース 1（NS 方向）：領域④

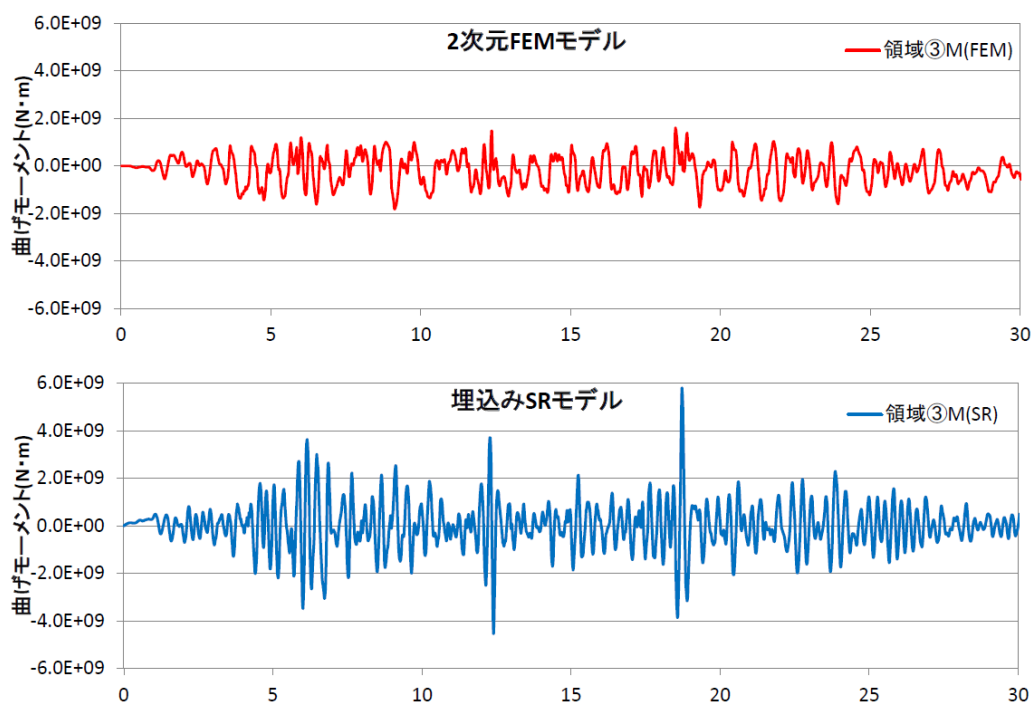


図 4-31 側面地盤反力（曲げモーメント）の時刻歴
 ケース 2（EW 方向）：領域③

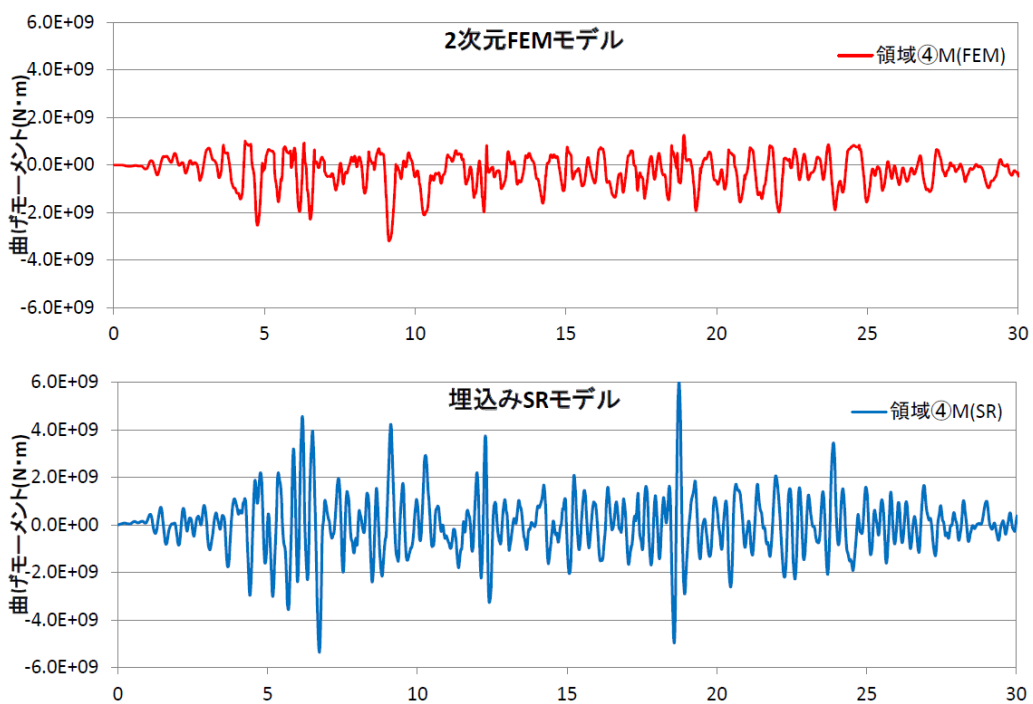


図 4-32 側面地盤反力（曲げモーメント）の時刻歴
 ケース 2（EW 方向）：領域④

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等を考慮した2次元FEMによる建屋応答を、今回工認で用いる埋込みSRモデルによる建屋応答と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られる。

埋込み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方向，EW方向）を対象とする。

(1) NS方向

図4-33に建屋の最大応答分布を比較して示す。全体的には埋込み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4-34及び図4-35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

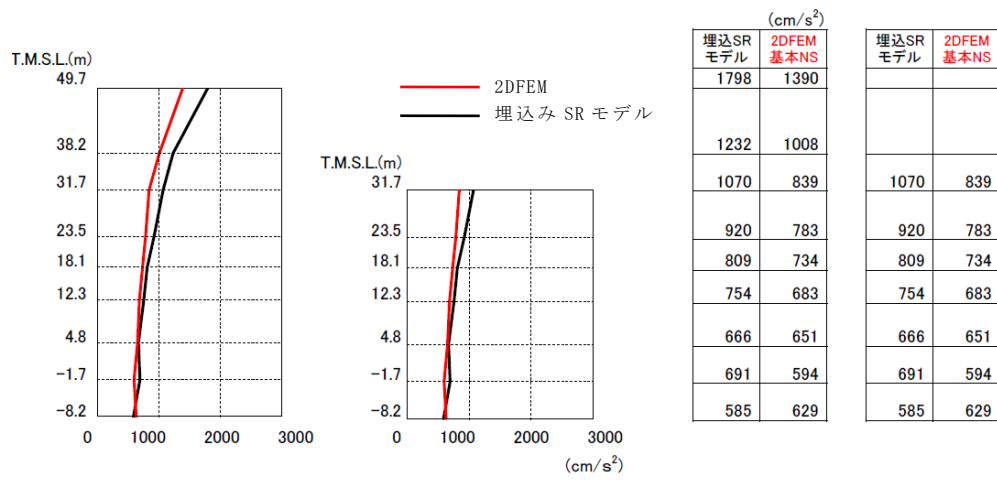
図4-36に建屋の最大応答分布の比較，図4-37及び図4-38に床応答スペクトルの比較を示す。NS方向と同様な結果であり，FEMモデルと埋込みSRモデルの建屋応答の差異はわずかである。

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。

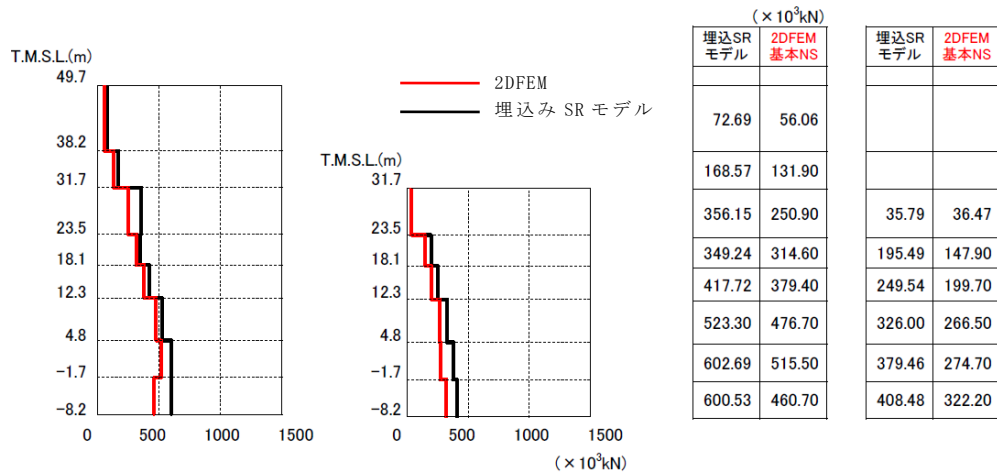
表4-9に建屋の底面の接地率の最小値を比較して示す。参考として，同表の2次元FEMモデルにおける底面の接地率が最小となる時刻の地反力分布を別紙1-5-3に示す。

表4-9 底面の接地率の最小値一覧

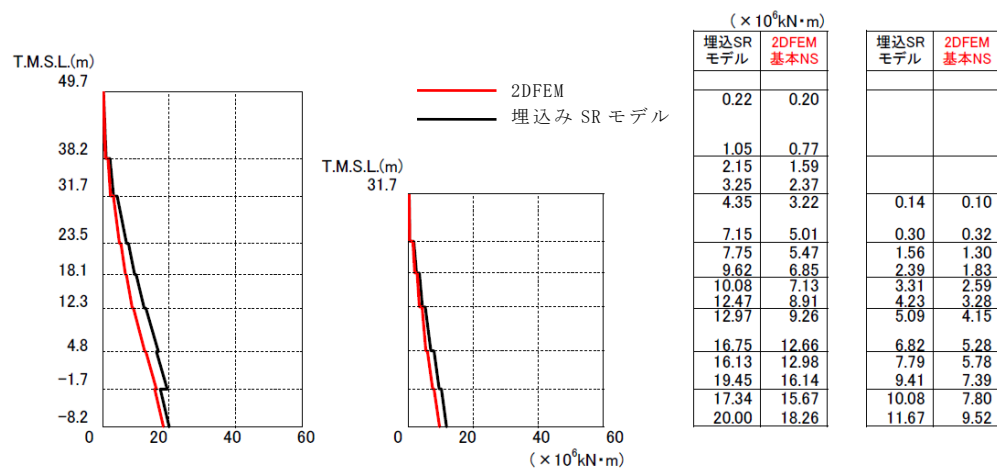
| | NS方向 | EW方向 |
|-----------|------|------|
| 埋込みSRモデル | 68% | 68% |
| 2次元FEMモデル | 87% | 87% |



加速度



せん断力



モーメント

図 4-33 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋込み SR モデル) (NS 方向)

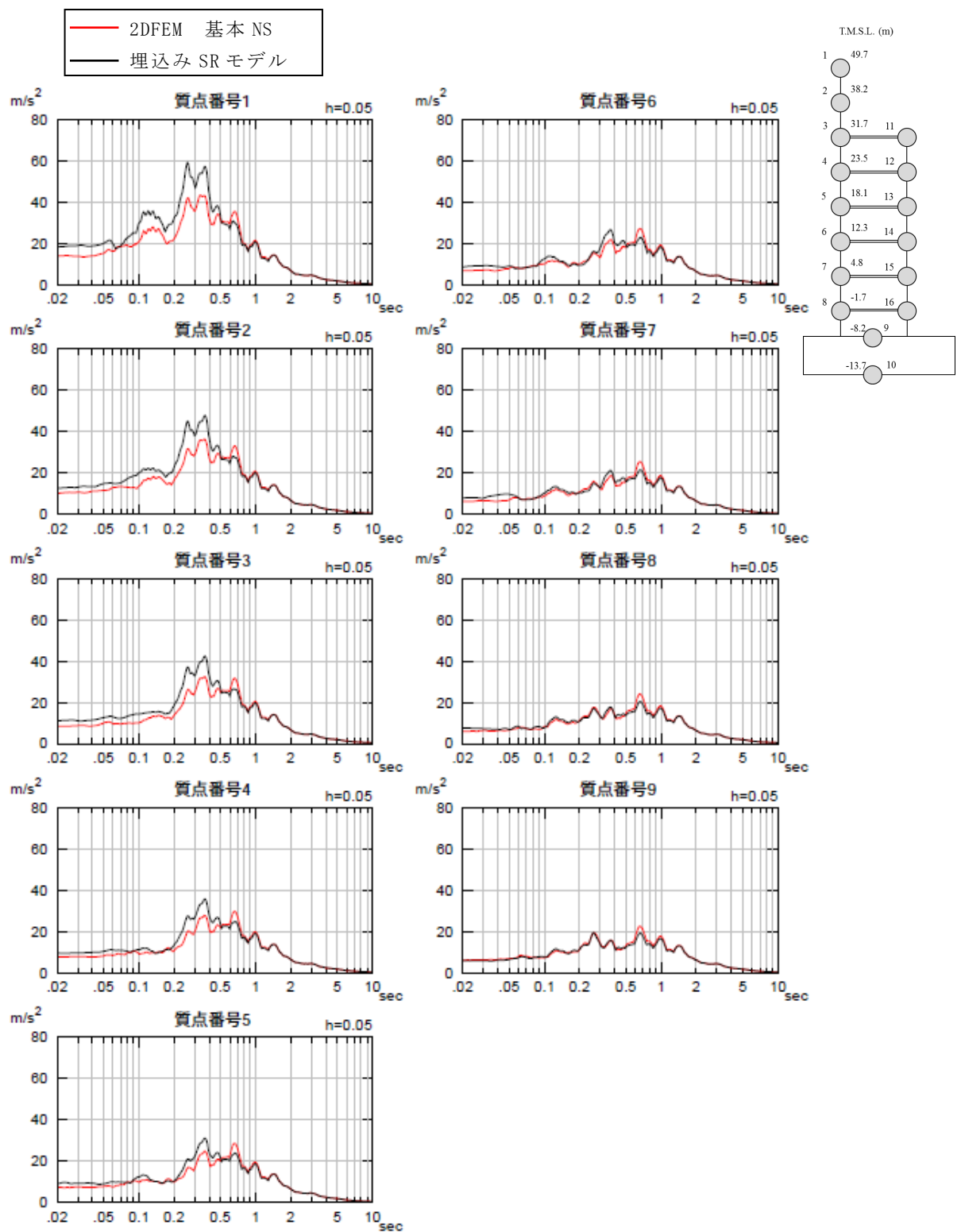


図 4-34 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと埋込み SR モデル) (NS 方向) h=5%

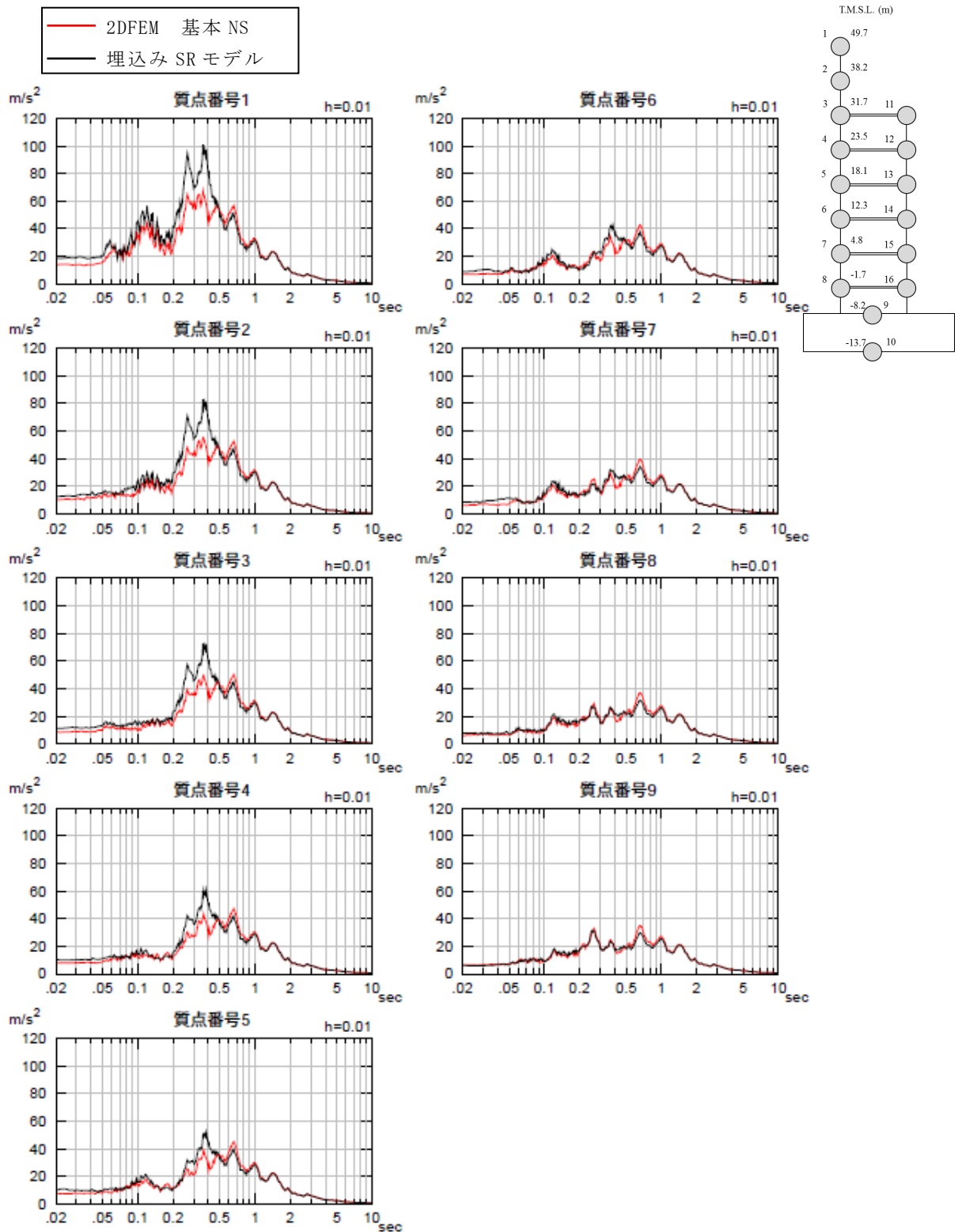
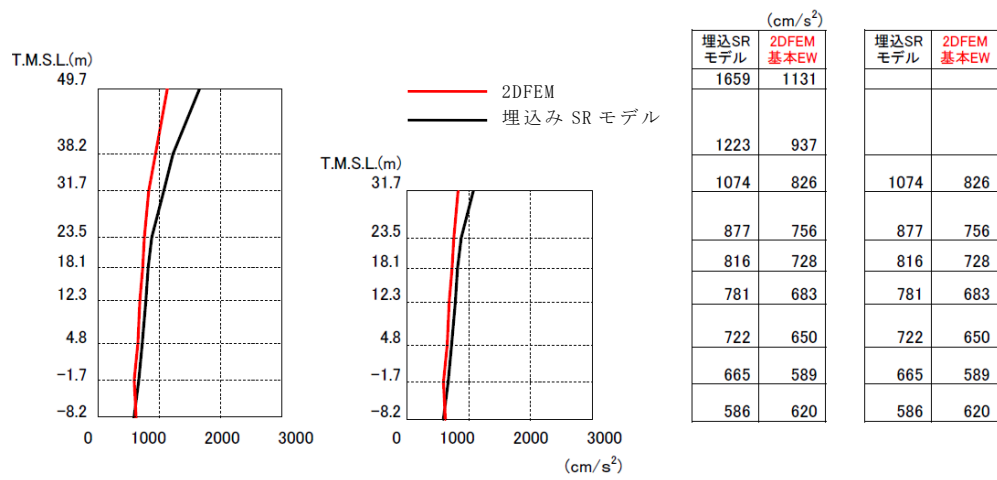
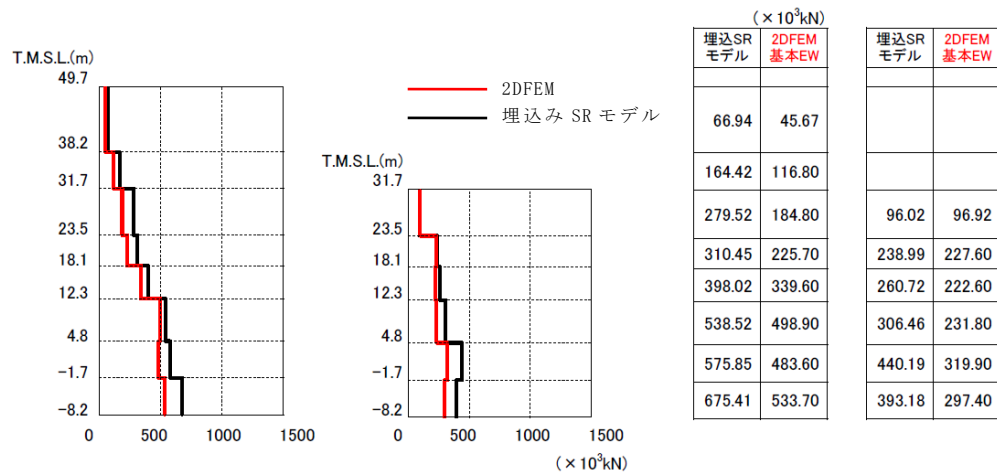


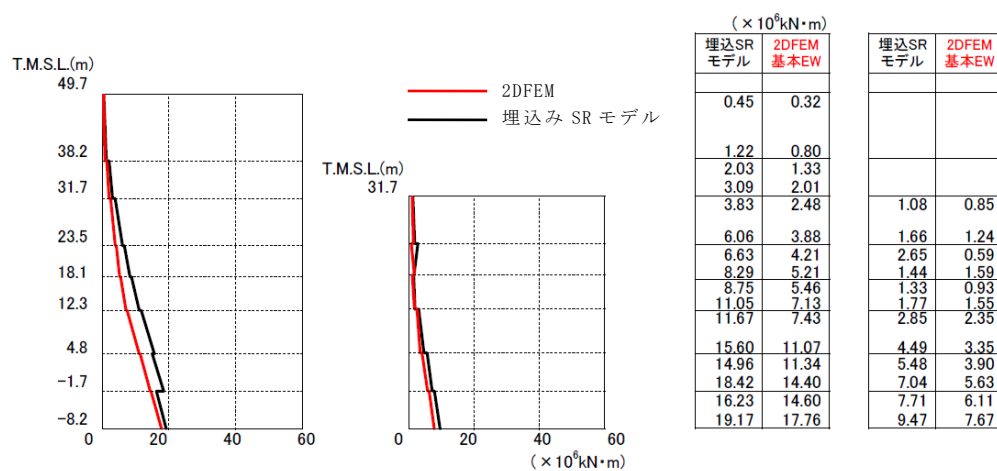
図 4-35 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと埋込み SR モデル) (NS 方向) $h=1\%$



加速度



せん断力



モーメント

図 4-36 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋込み SR モデル) (EW 方向)

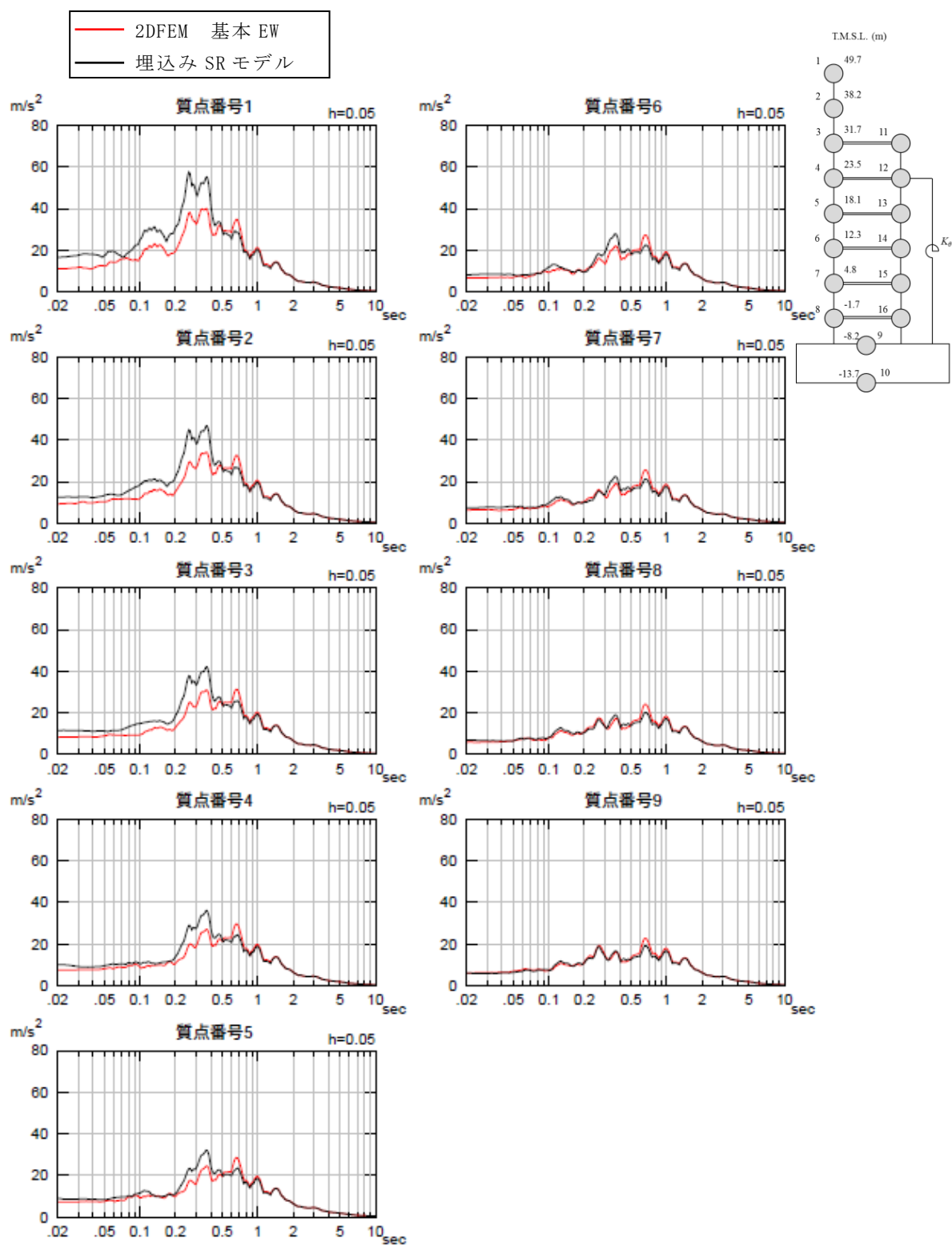


図 4-37 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋込み SR モデル）（EW 方向）h=5%

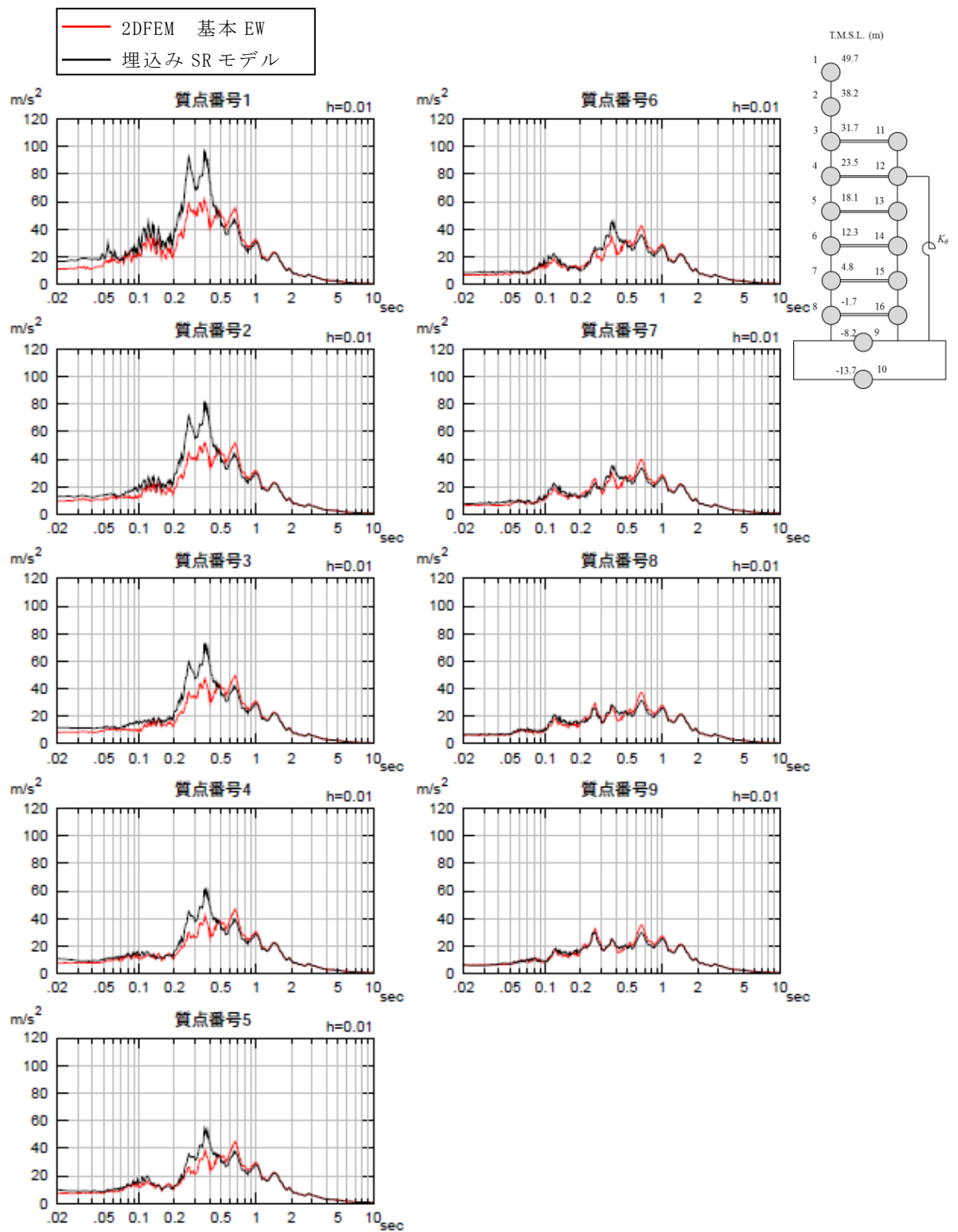


図 4-38 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと埋込み SR モデル) (EW 方向) $h=1\%$

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

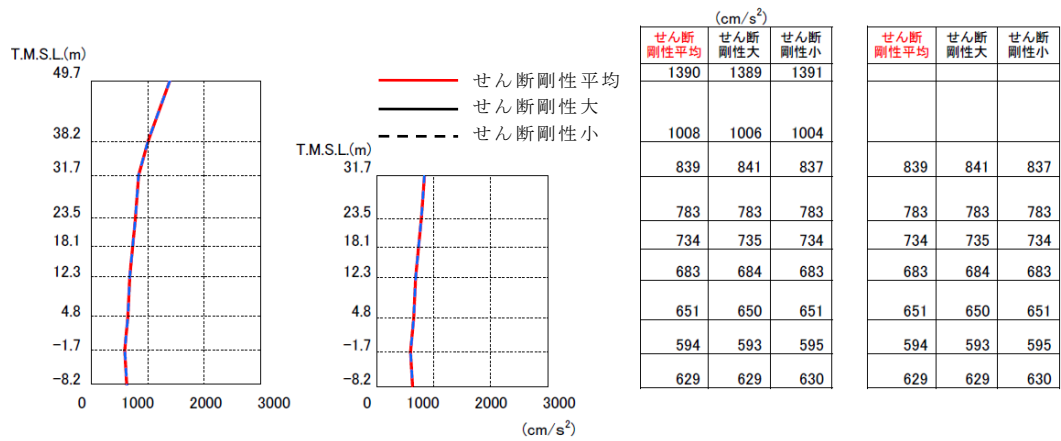
確認事項①の検討として実施した，防水層がある建屋外壁と側面地盤の間を模擬した摩擦試験によれば，試験結果から算定したせん断剛性には垂直圧等の影響によるばらつきが見られた。そこで，ここでは「4.1.2 解析モデル」で示したNS方向の基本モデルのジョイント要素であるせん断ばねのせん断剛性を，摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮して，表4-10に示すように試験結果の最大と最小のせん断剛性を設定して地震応答解析を行い，平均的なせん断剛性を用いた基本モデルによる結果と比較することにより，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響を検討する。

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。

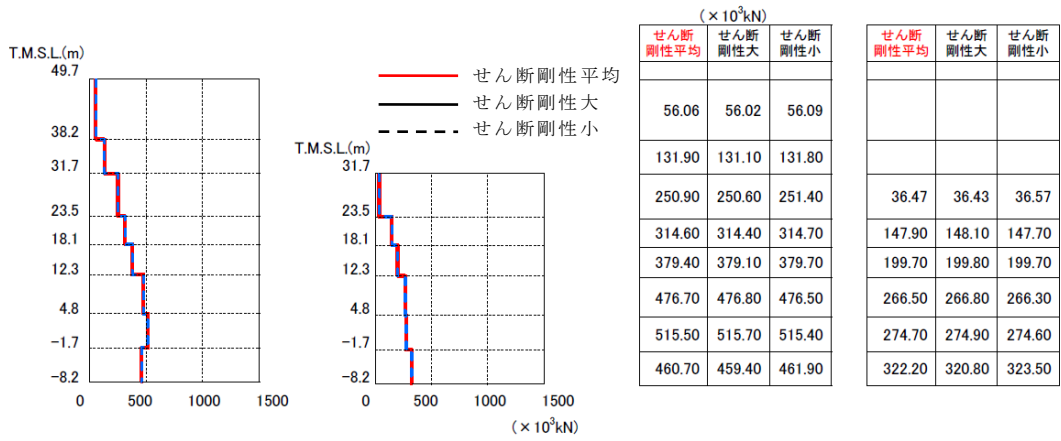
表4-10 2次元FEM解析モデルに用いるせん断ばねのせん断剛性のばらつき

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

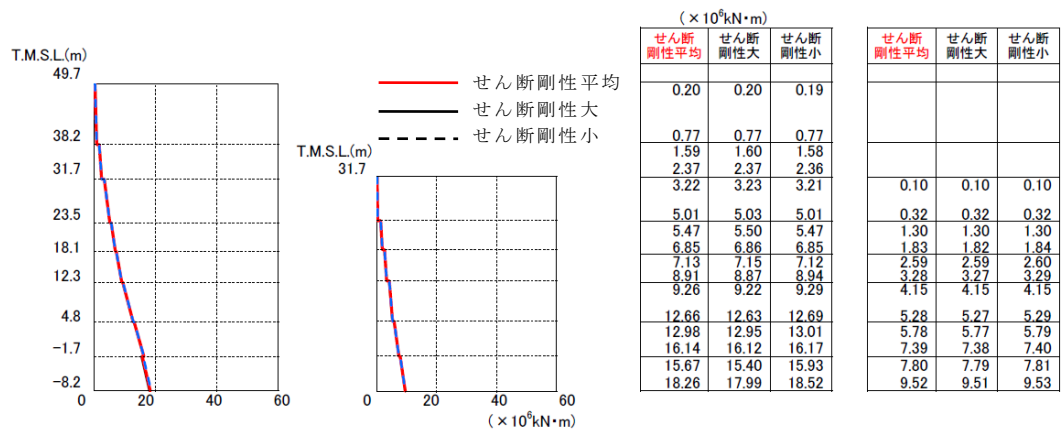
図4-39～図4-41に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。せん断ばねのせん断剛性のばらつきを考慮しても建屋の応答は平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響は殆どないことが判った。なお，せん断ばねの履歴特性とせん断ばね剛性の建屋応答への影響について検討した結果を別紙1-5-4に示す。



加速度



せん断力



モーメント

図 4-39 建屋の最大応答分布の比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小)

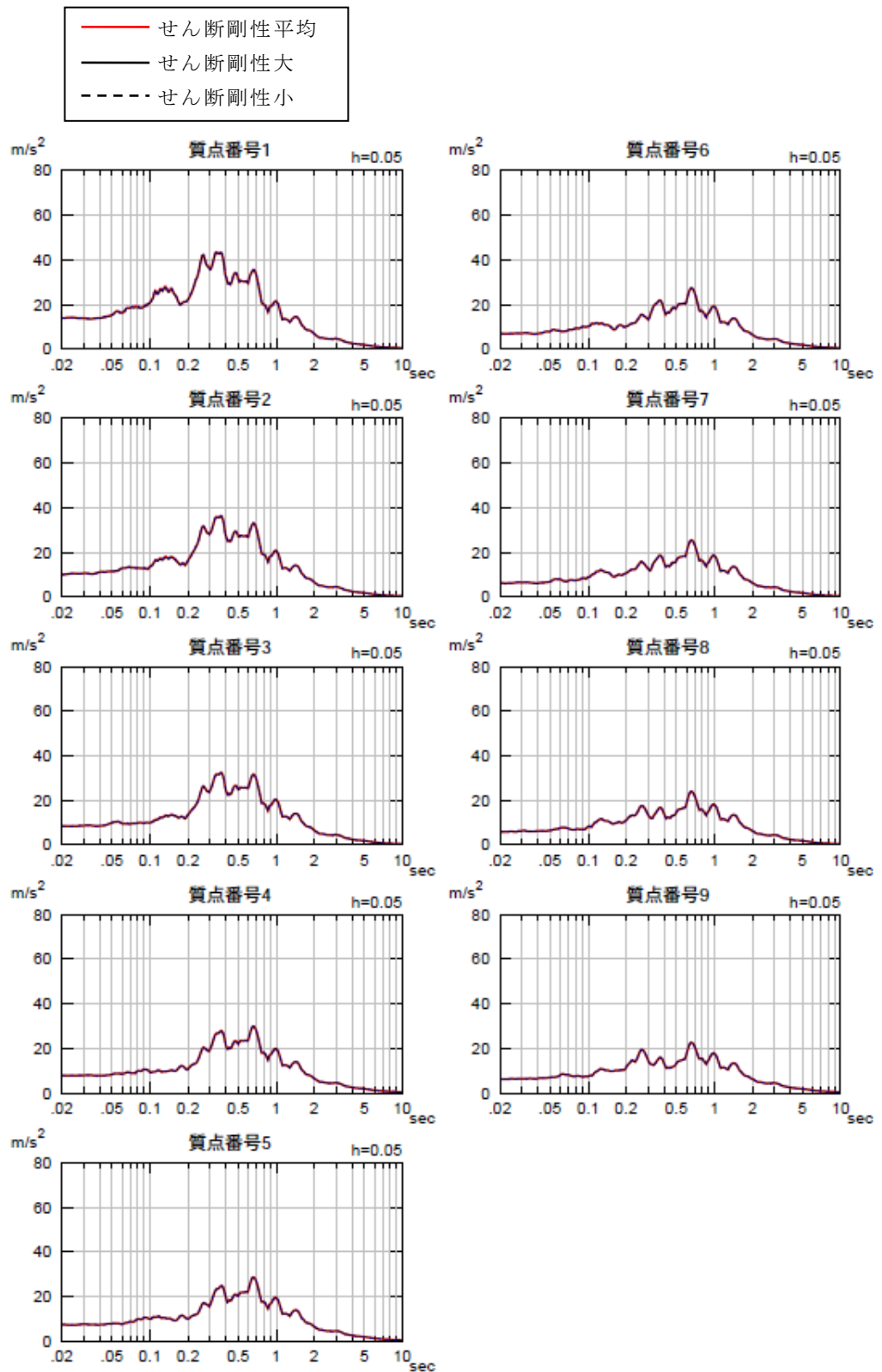


図 4-40 床応答スペクトルの比較（せん断剛性：平均，大，小） $h=5\%$

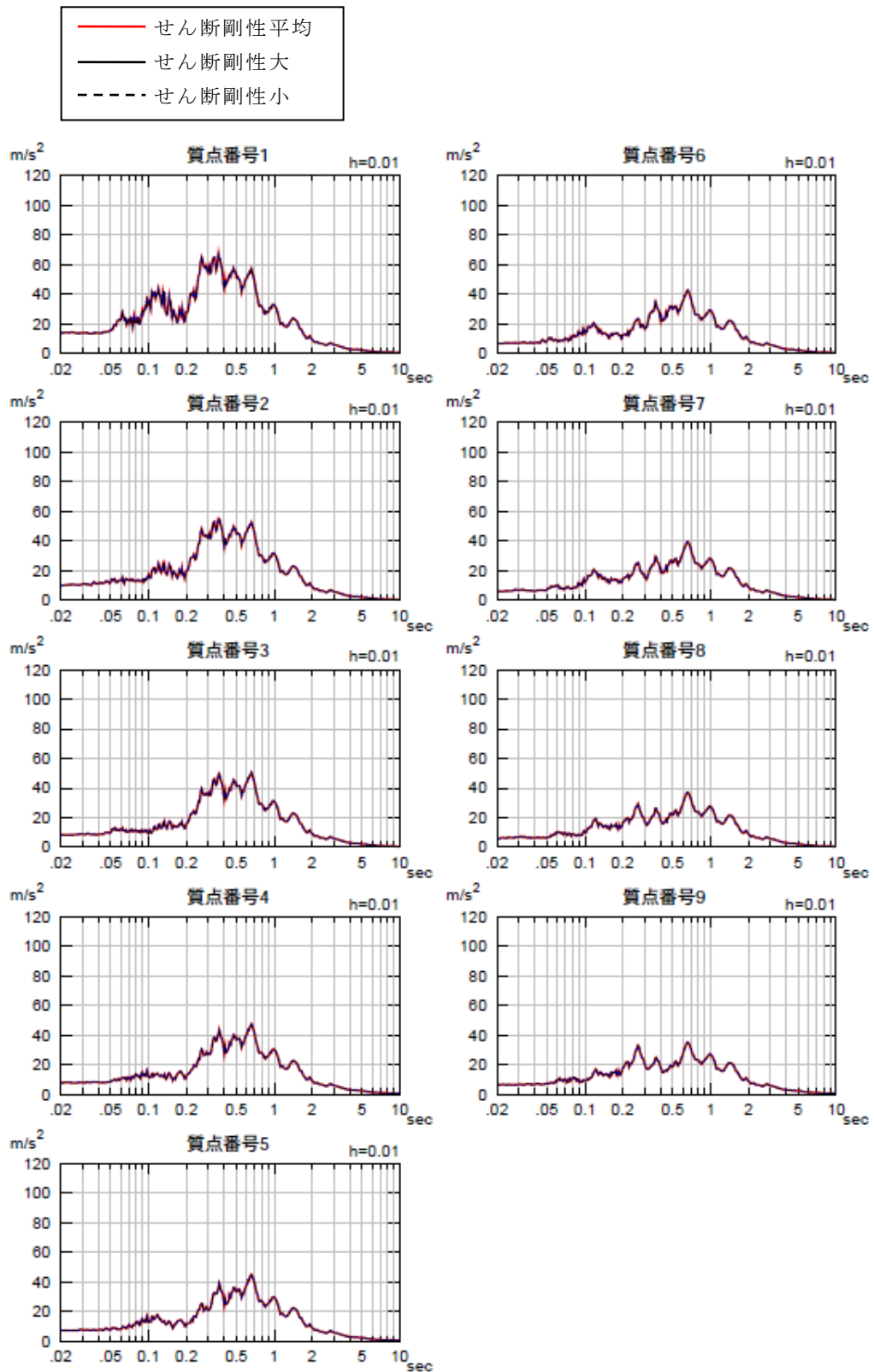


図 4-41 床応答スペクトルの比較（せん断剛性：平均，大，小） $h=1\%$

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 S_s-1H 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（図2-3参照）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、埋込みSRモデルのNovakばねに作用する側面地盤反力を、2次元FEMの側面地盤反力と比較した結果、Novakばねに作用する側面地盤反力と2次元FEMの側面地盤反力は共に、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、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の側面地盤反力は埋込みSRモデルの側面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底面の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、側面地盤反力で見られた傾向を踏まえ、今回工認においては底面の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

確認事項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. 確認事項③に対する検討

確認事項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」について検討を行う。

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）や埋戻し等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、確認事項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）や埋戻しに変更して地盤の精緻化による影響を検討する。

図5-1に確認事項③の検討フローを示す。

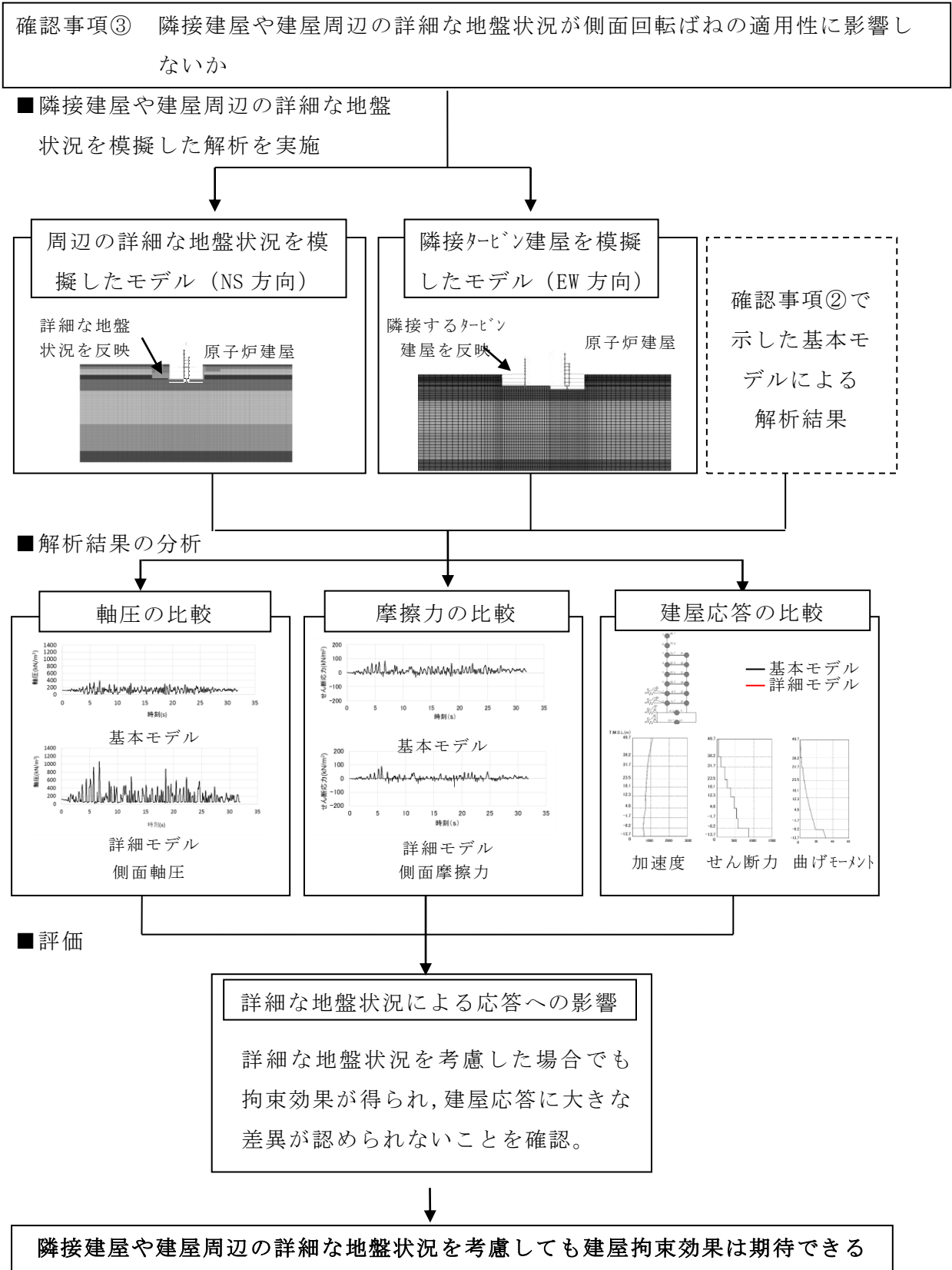


図 5-1 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を考慮した側面回転ばねの適用性検討フロー

5.2 解析ケース

表 5-1 に解析ケースを示す。

表 5-1 解析ケース

| No | 方向 | 建屋 | 地盤 | 備考 |
|----|-------|----------------|--------------------------------------|-------------|
| 3 | NS 方向 | 原子炉建屋単独 | 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 | 原子炉建屋＋タービン建屋連成 | 成層地盤＋外壁側面の MMR | タービン建屋連成モデル |

MMR：マンメイドロック

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鉛直方向の摩擦すべり、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

a. 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、地表から古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古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、古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2-19）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別紙1-5-5に示す。

表5-2、表5-3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5-2に地盤のメッシュを、図5-3に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

b. 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。

c. 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

「4. 確認事項②に対する検討」に示す基本モデルと同様である。

d. 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

a. 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 2-19）によれば、タービン建屋西側に埋戻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 5-4 に地盤のメッシュを、図 5-5 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

b. 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。

c. 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

「4. 確認事項②に対する検討」に示す基本モデルと同様である。

d. 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 5-2 埋戻土の物性

| 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 (%) |
|------|--------------------------------|-------|---------------------------------|-------------|
| 埋戻土① | 17.6 | 0.415 | 18.72~28.42 | 5.8~16.9 |
| 埋戻土② | 17.6 | 0.415 | 18.80~79.19 | 6.2~11.9 |
| 埋戻土③ | 17.6 | 0.415 | 11.48~74.65 | 7.1~11.7 |

表 5-3 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 |

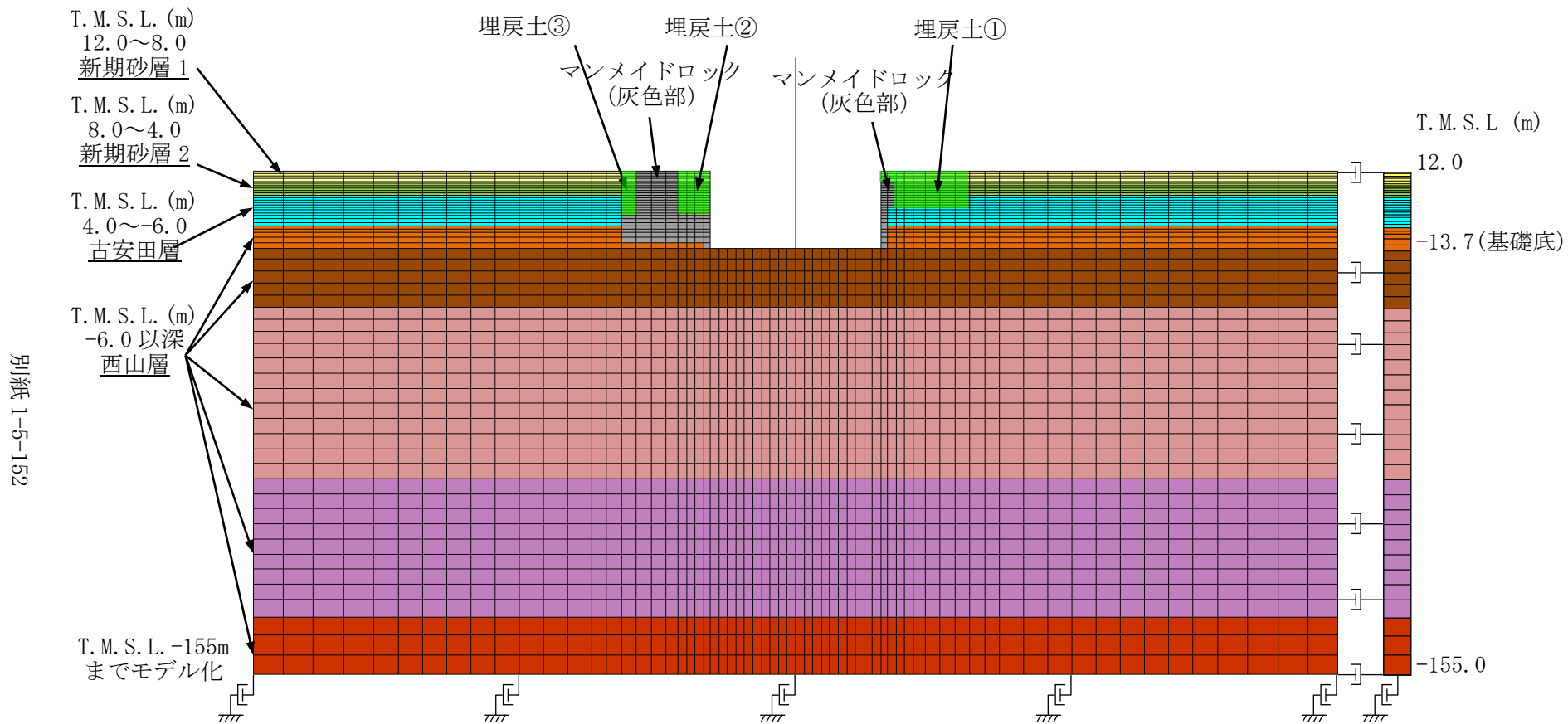


図 5-2 地盤精緻化モデルの地盤メッシュ図 (NS 方向)

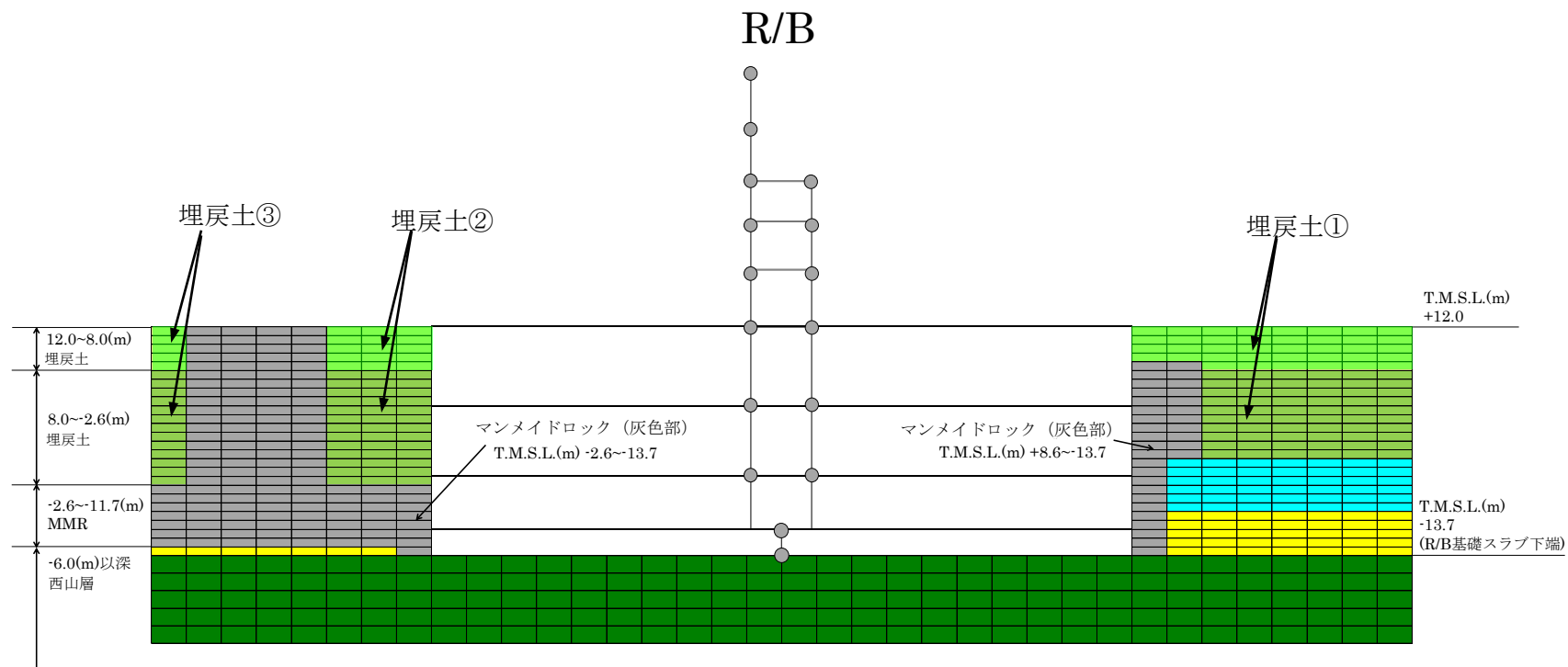


図 5-3 地盤精緻化モデルの建屋周辺の詳細 (NS 方向)

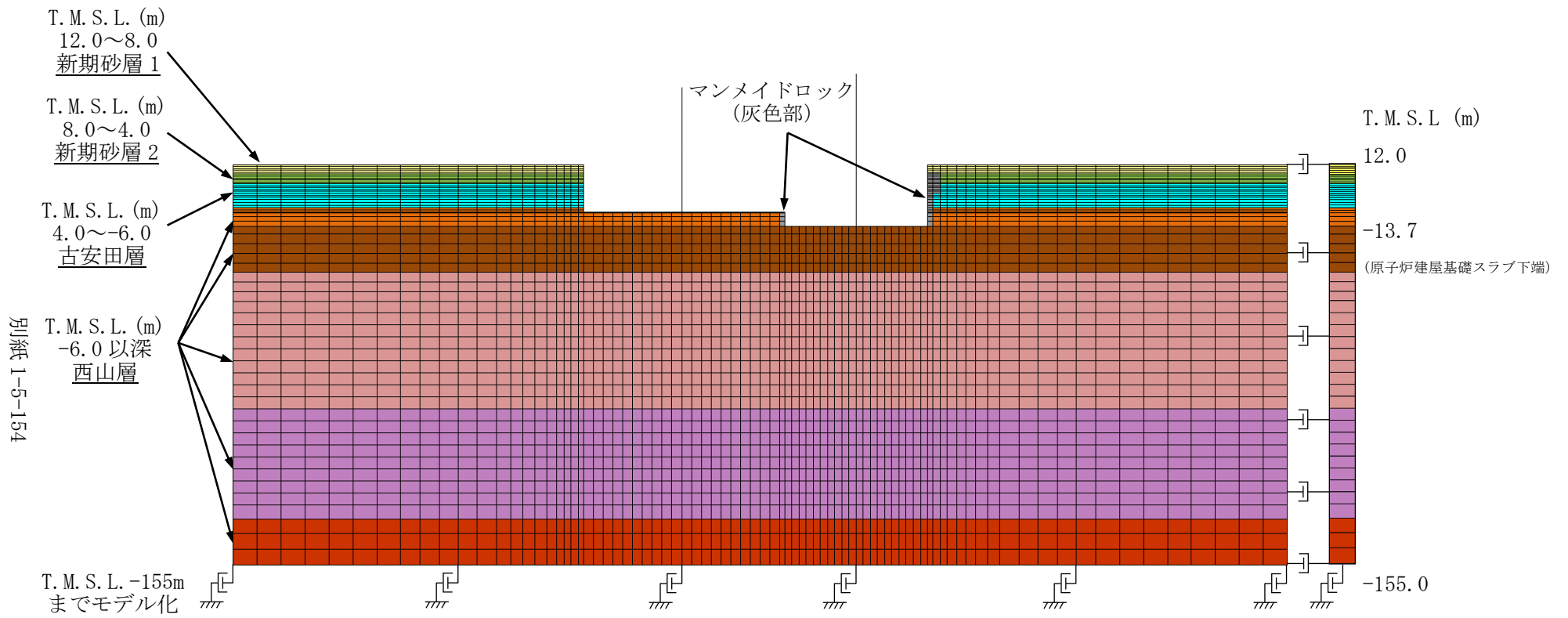


図 5-4 タービン建屋連成モデルの地盤メッシュ図 (EW 方向)

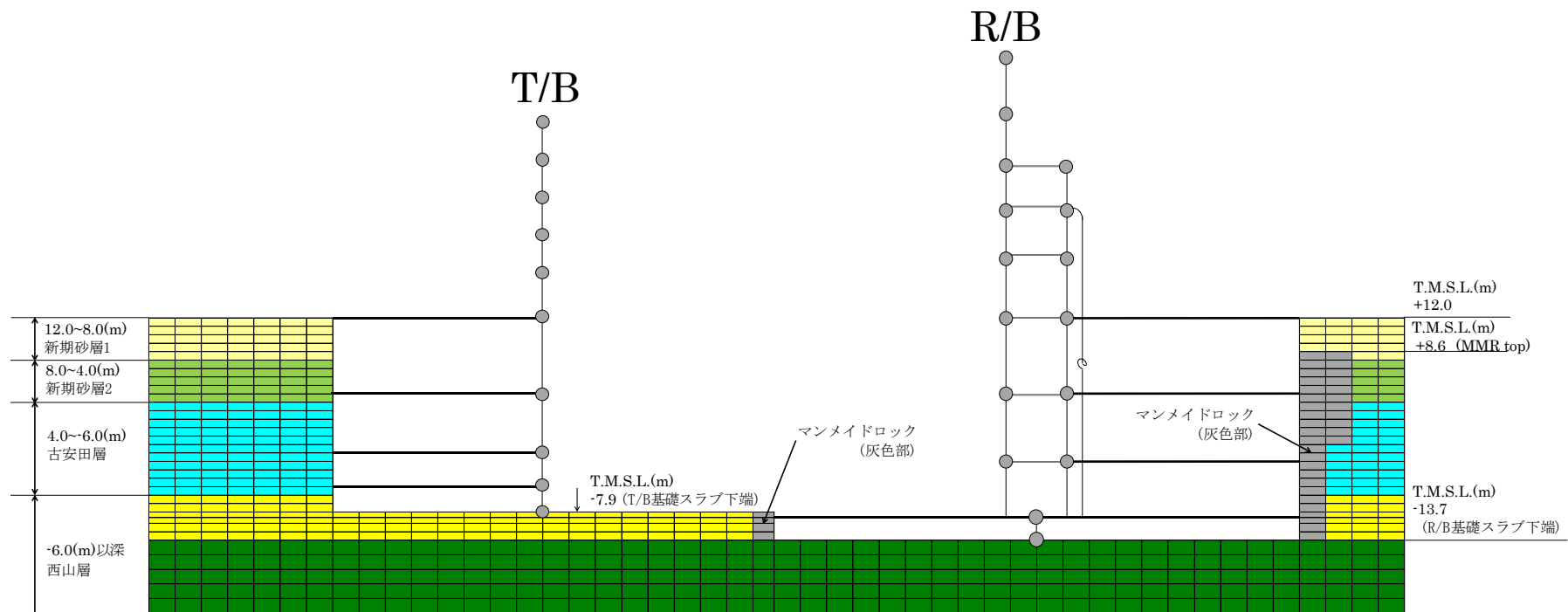


図 5-5 タービン建屋連成モデルの建屋周辺の詳細 (EW 方向)

5.4 検討用地震動

対象とする地震動は「4. 確認事項②に対する検討」と同様の基準地震動 S_S-1H とする。

図 5-6 に基準地震動 S_S-1H の加速度波形を示す。

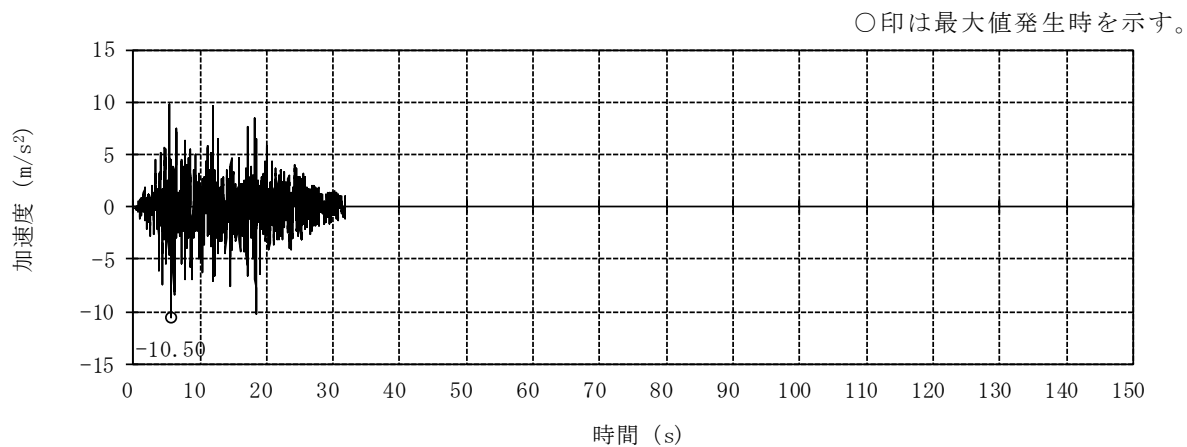


図 5-6 基準地震動 S_S-1H の加速度波形 (解放基盤表面)

5.5 解析結果

ここでは、「4. 確認事項②に対する検討」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。

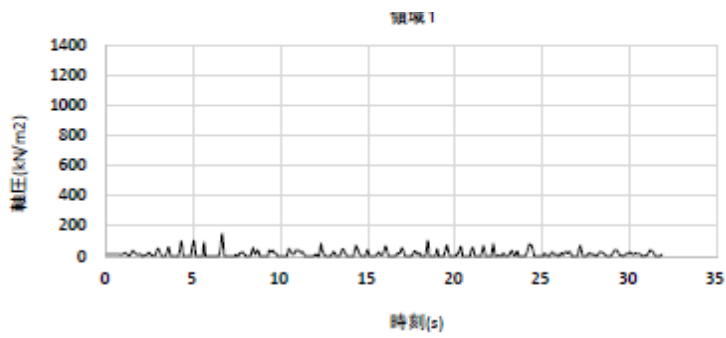
(1) 地盤精緻化モデルと基本モデルの比較 (NS方向)

図5-7～図5-13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5-14に建屋の最大応答分布の比較を示す。

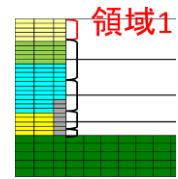
また、図5-15及び図5-16に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 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おおむね同等である。
- ・ 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。

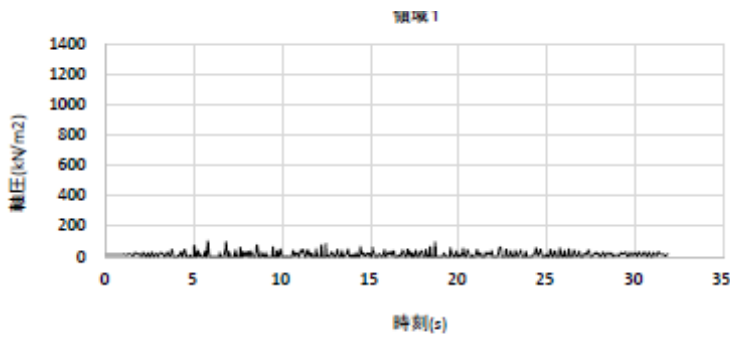
以上より、地盤を精緻化した場合でも、建屋の拘束効果は得られること、建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



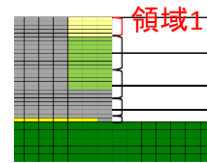
(NS 方向基本モデル)



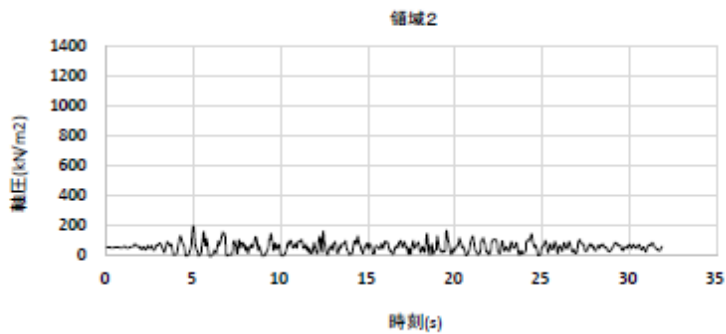
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



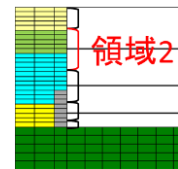
(NS 方向地盤精緻モデル)



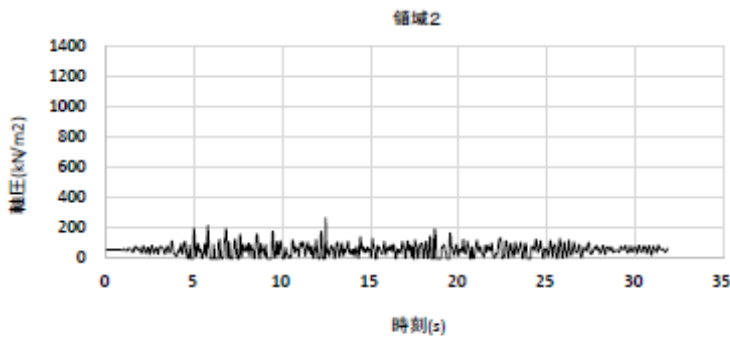
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



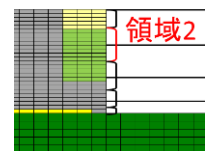
(NS 方向基本モデル)



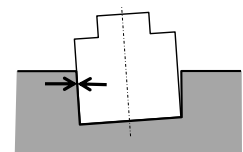
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

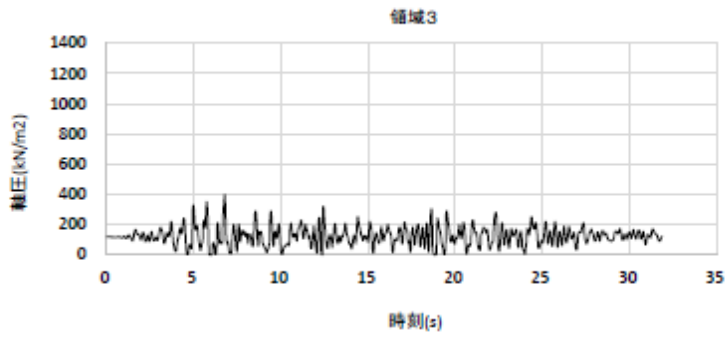


B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)

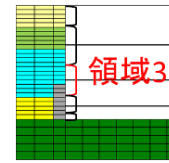


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

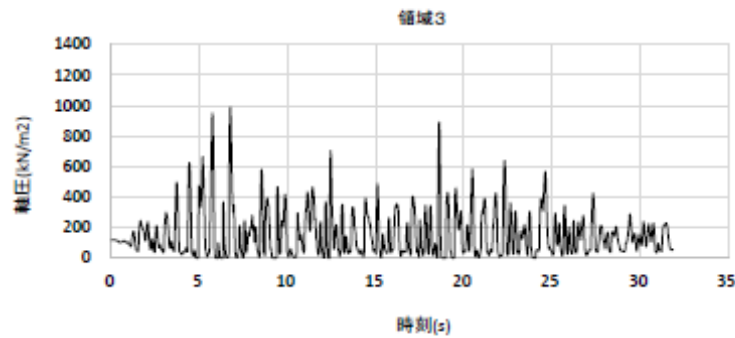
図 5-7 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 1/2)



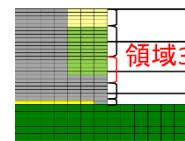
(NS 方向基本モデル)



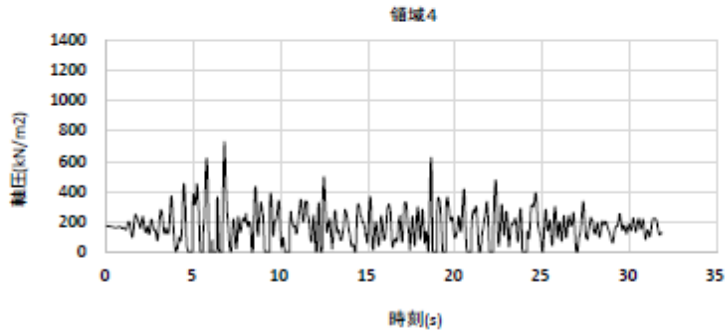
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



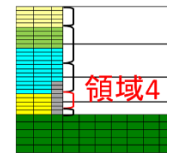
(NS 方向地盤精緻モデル)



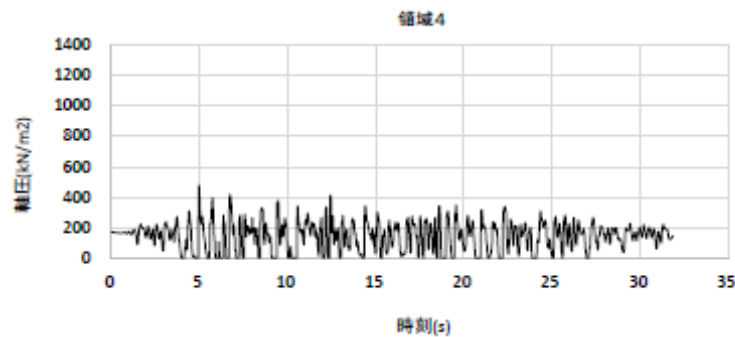
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



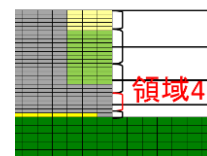
(NS 方向基本モデル)



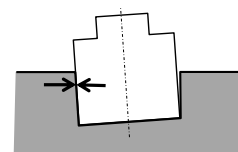
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

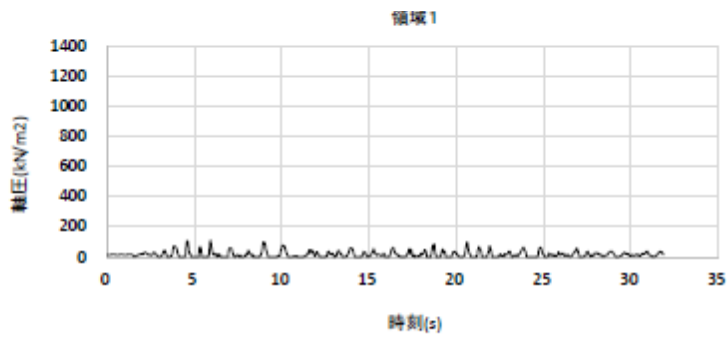


B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

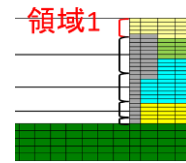


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

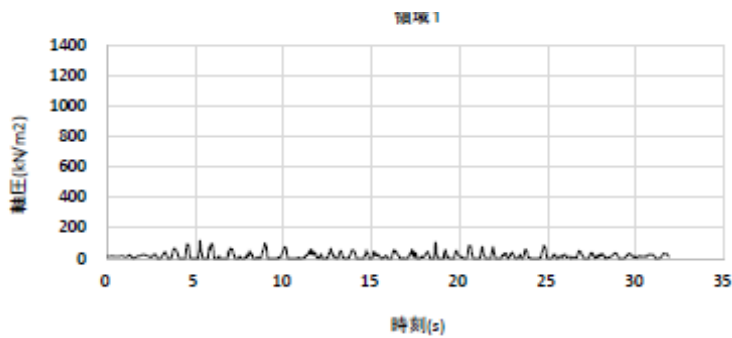
図 5-8 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 2/2)



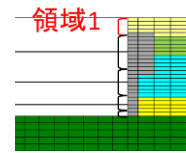
(NS 方向基本モデル)



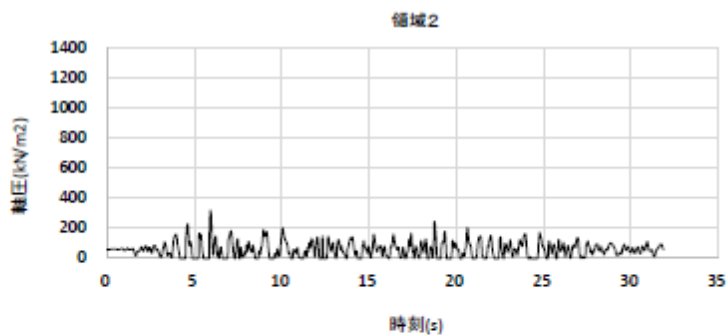
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



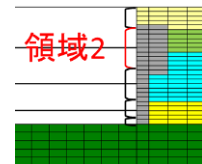
(NS 方向地盤精緻モデル)



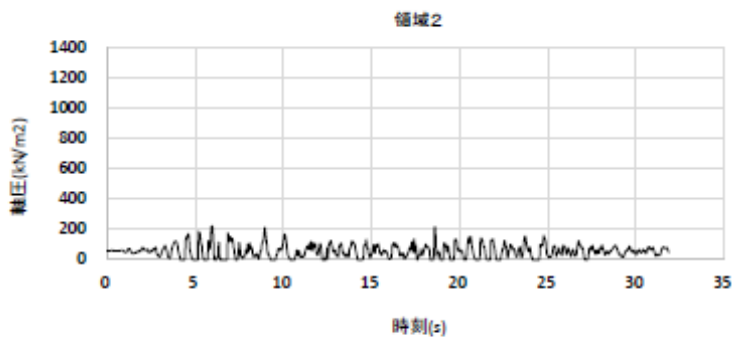
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



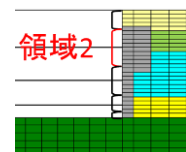
(NS 方向基本モデル)



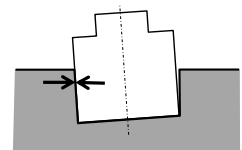
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

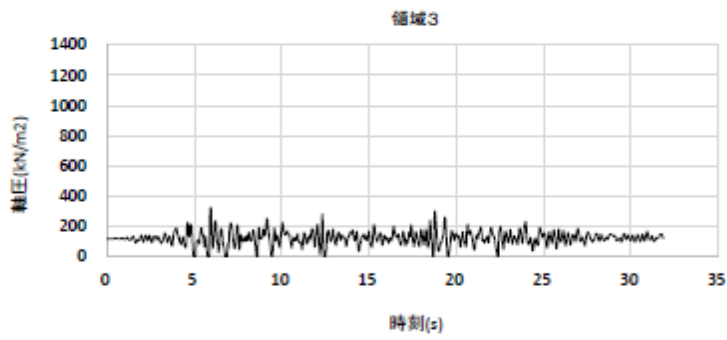


B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)

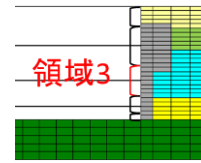


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

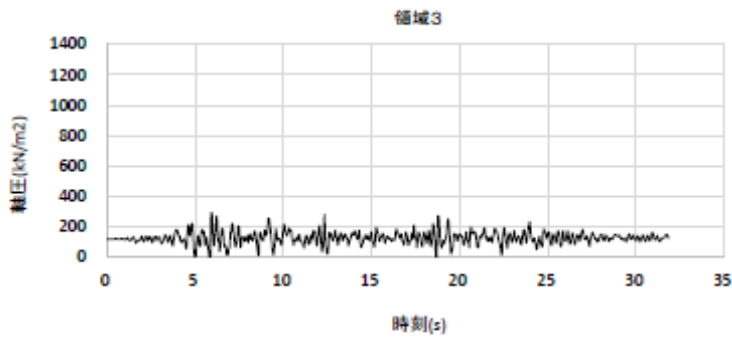
図 5-9 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



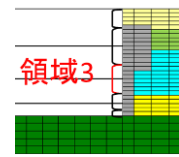
(NS 方向基本モデル)



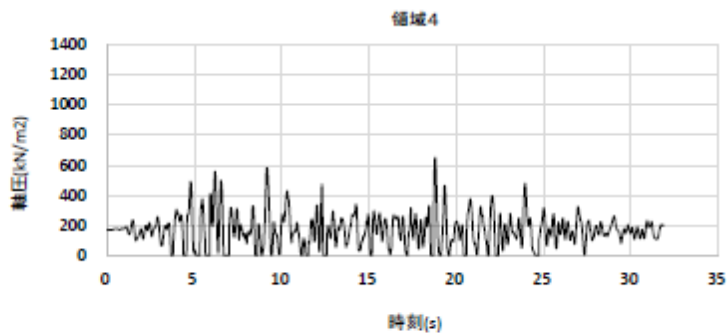
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



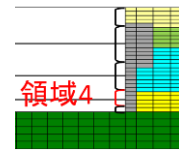
(NS 方向地盤精緻モデル)



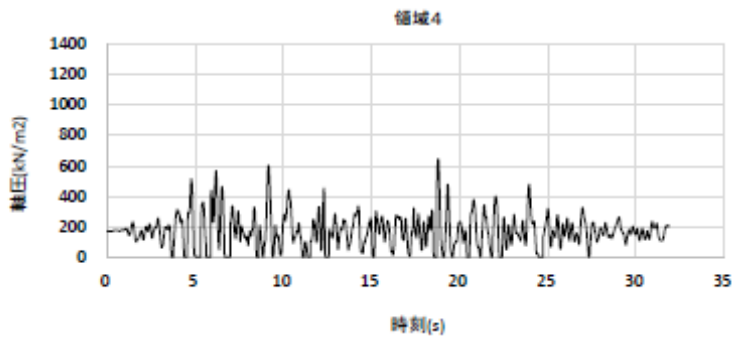
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



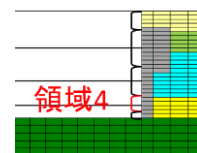
(NS 方向基本モデル)



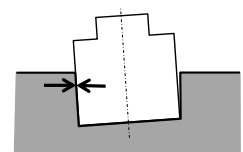
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

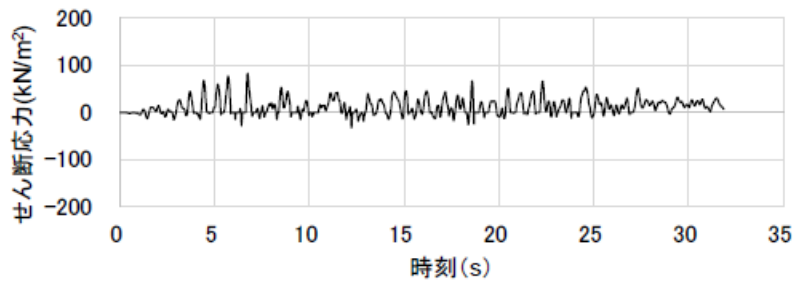


B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

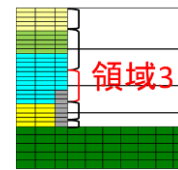


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

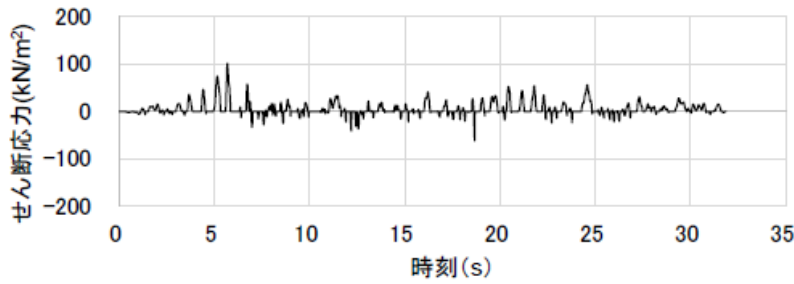
図 5-10 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



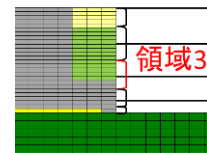
(NS 方向基本モデル)



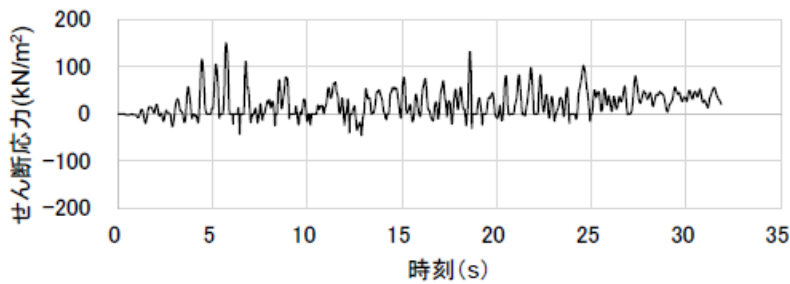
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



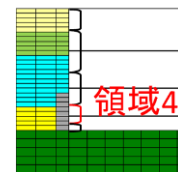
(NS 方向地盤精緻モデル)



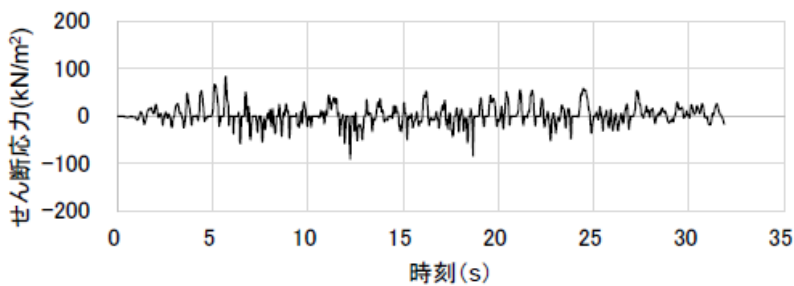
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



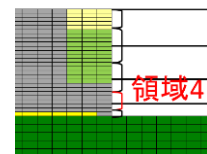
(NS 方向基本モデル)



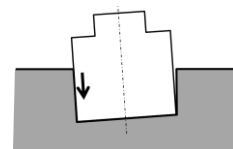
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

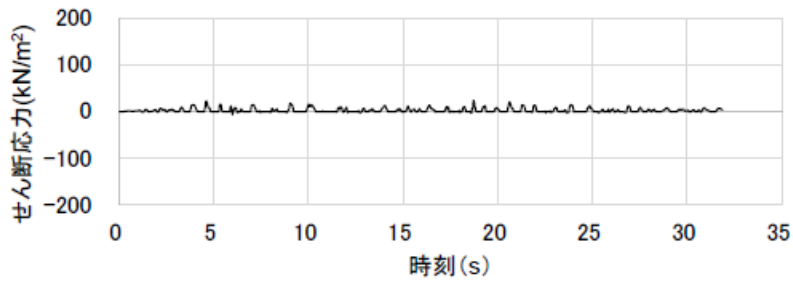


B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

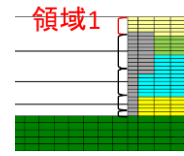


せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

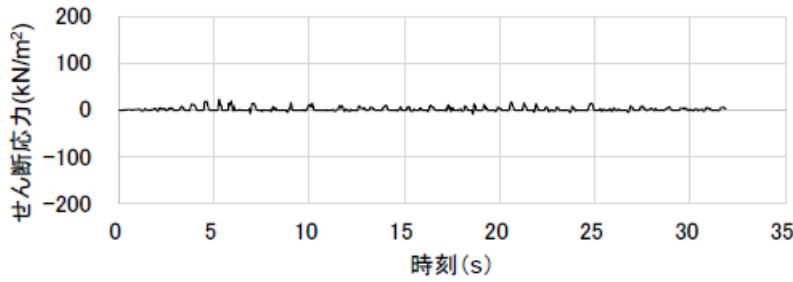
図 5-11 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側)



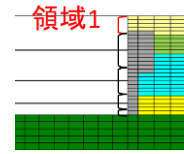
(NS 方向基本モデル)



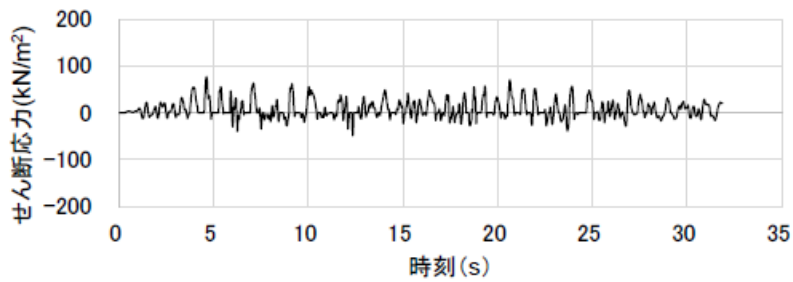
1F 床以深 (T. M. S. L. 12. 3m~)



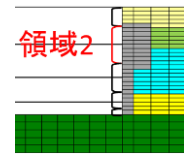
(NS 方向地盤精緻モデル)



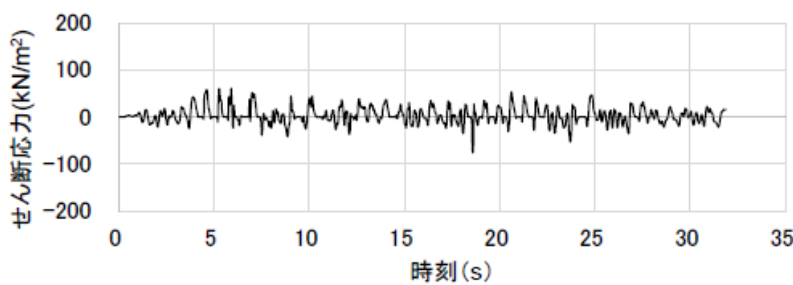
1F 床以深 (T. M. S. L. 12. 3m~)



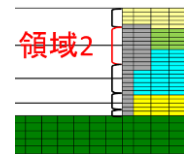
(NS 方向基本モデル)



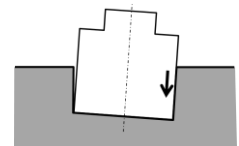
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4. 8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

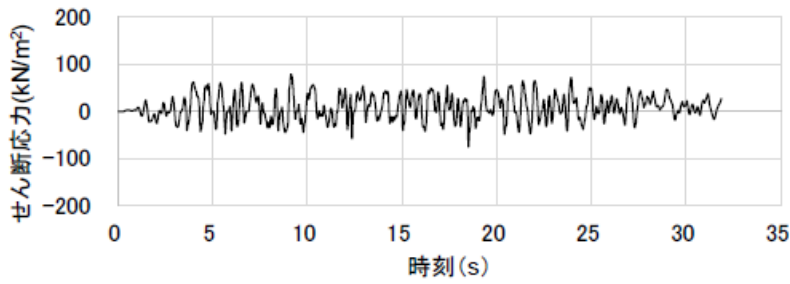


B1F 床位置 (T. M. S. L. 4. 8m)

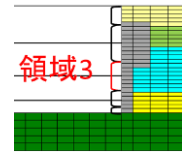


せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

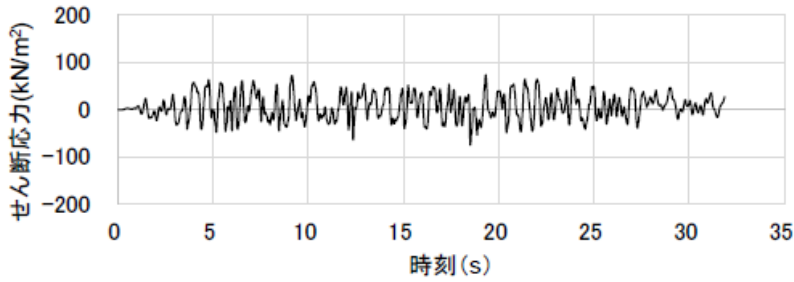
図 5-12 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



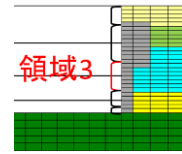
(NS 方向基本モデル)



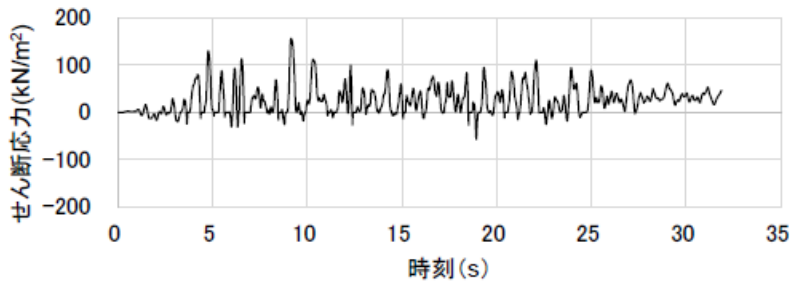
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



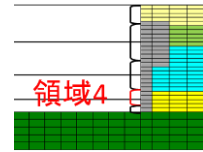
(NS 方向地盤精緻モデル)



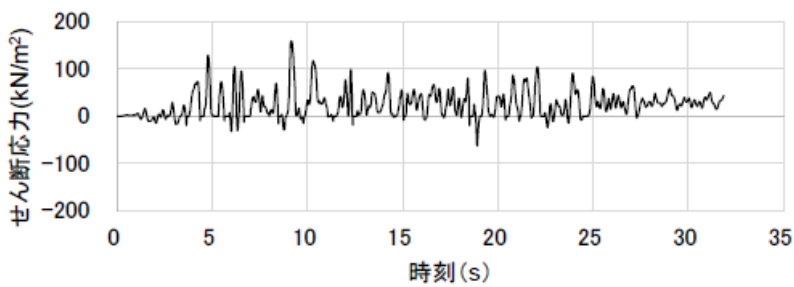
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



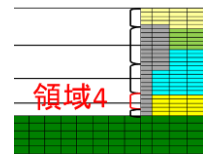
(NS 方向基本モデル)



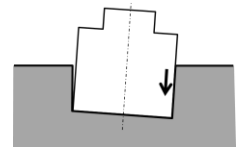
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

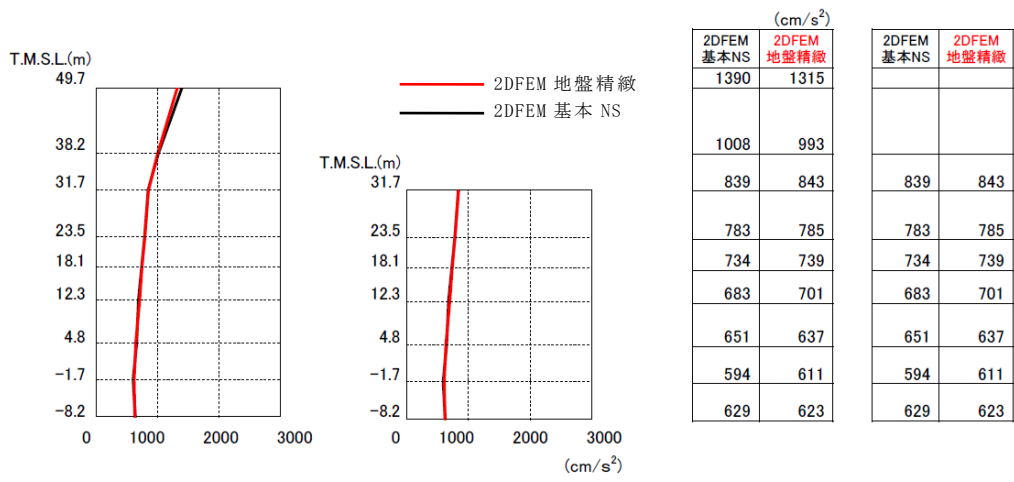


B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

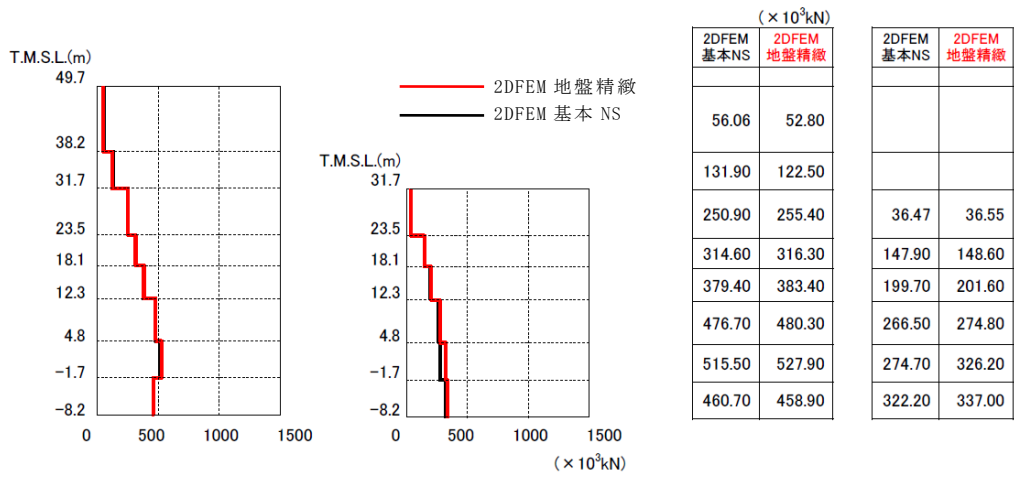
図 5-13 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



| (cm/s ²) | |
|----------------------|------------|
| 2DFEM 基本NS | 2DFEM 地盤精緻 |
| 1390 | 1315 |
| 1008 | 993 |
| 839 | 843 |
| 783 | 785 |
| 734 | 739 |
| 683 | 701 |
| 651 | 637 |
| 594 | 611 |
| 629 | 623 |

| 2DFEM 基本NS | 2DFEM 地盤精緻 |
|------------|------------|
| | |
| 839 | 843 |
| 783 | 785 |
| 734 | 739 |
| 683 | 701 |
| 651 | 637 |
| 594 | 611 |
| 629 | 623 |

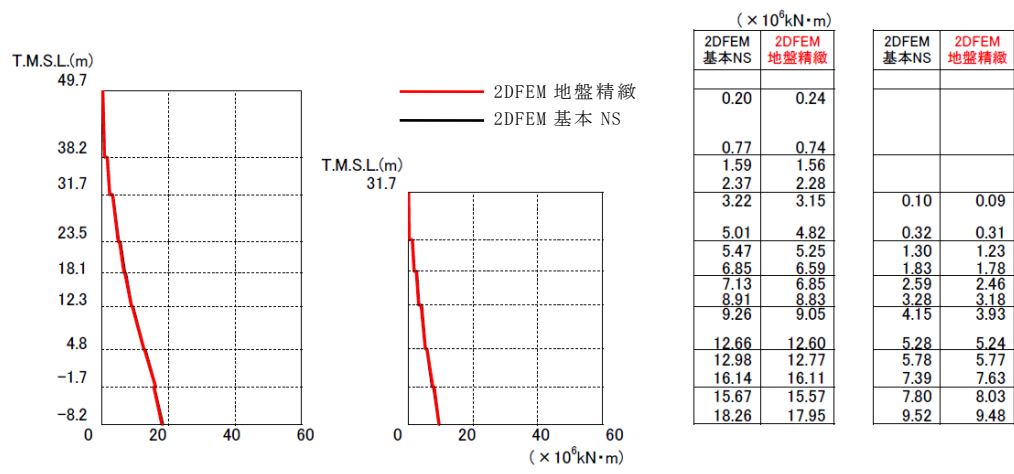
加速度



| (× 10 ³ kN) | |
|------------------------|------------|
| 2DFEM 基本NS | 2DFEM 地盤精緻 |
| 56.06 | 52.80 |
| 131.90 | 122.50 |
| 250.90 | 255.40 |
| 314.60 | 316.30 |
| 379.40 | 383.40 |
| 476.70 | 480.30 |
| 515.50 | 527.90 |
| 460.70 | 458.90 |

| 2DFEM 基本NS | 2DFEM 地盤精緻 |
|------------|------------|
| | |
| 36.47 | 36.55 |
| 147.90 | 148.60 |
| 199.70 | 201.60 |
| 266.50 | 274.80 |
| 274.70 | 326.20 |
| 322.20 | 337.00 |

せん断力



| (× 10 ⁶ kN·m) | |
|--------------------------|------------|
| 2DFEM 基本NS | 2DFEM 地盤精緻 |
| 0.20 | 0.24 |
| 0.77 | 0.74 |
| 1.59 | 1.56 |
| 2.37 | 2.28 |
| 3.22 | 3.15 |
| 5.01 | 4.82 |
| 5.47 | 5.25 |
| 6.85 | 6.59 |
| 7.13 | 6.85 |
| 8.91 | 8.83 |
| 9.26 | 9.05 |
| 12.66 | 12.60 |
| 12.98 | 12.77 |
| 16.14 | 16.11 |
| 15.67 | 15.57 |
| 18.26 | 17.95 |

| 2DFEM 基本NS | 2DFEM 地盤精緻 |
|------------|------------|
| | |
| 0.10 | 0.09 |
| 0.32 | 0.31 |
| 1.30 | 1.23 |
| 1.83 | 1.78 |
| 2.59 | 2.46 |
| 3.28 | 3.18 |
| 4.15 | 3.93 |
| 5.28 | 5.24 |
| 5.78 | 5.77 |
| 7.39 | 7.63 |
| 7.80 | 8.03 |
| 9.52 | 9.48 |

モーメント

図 5-14 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)

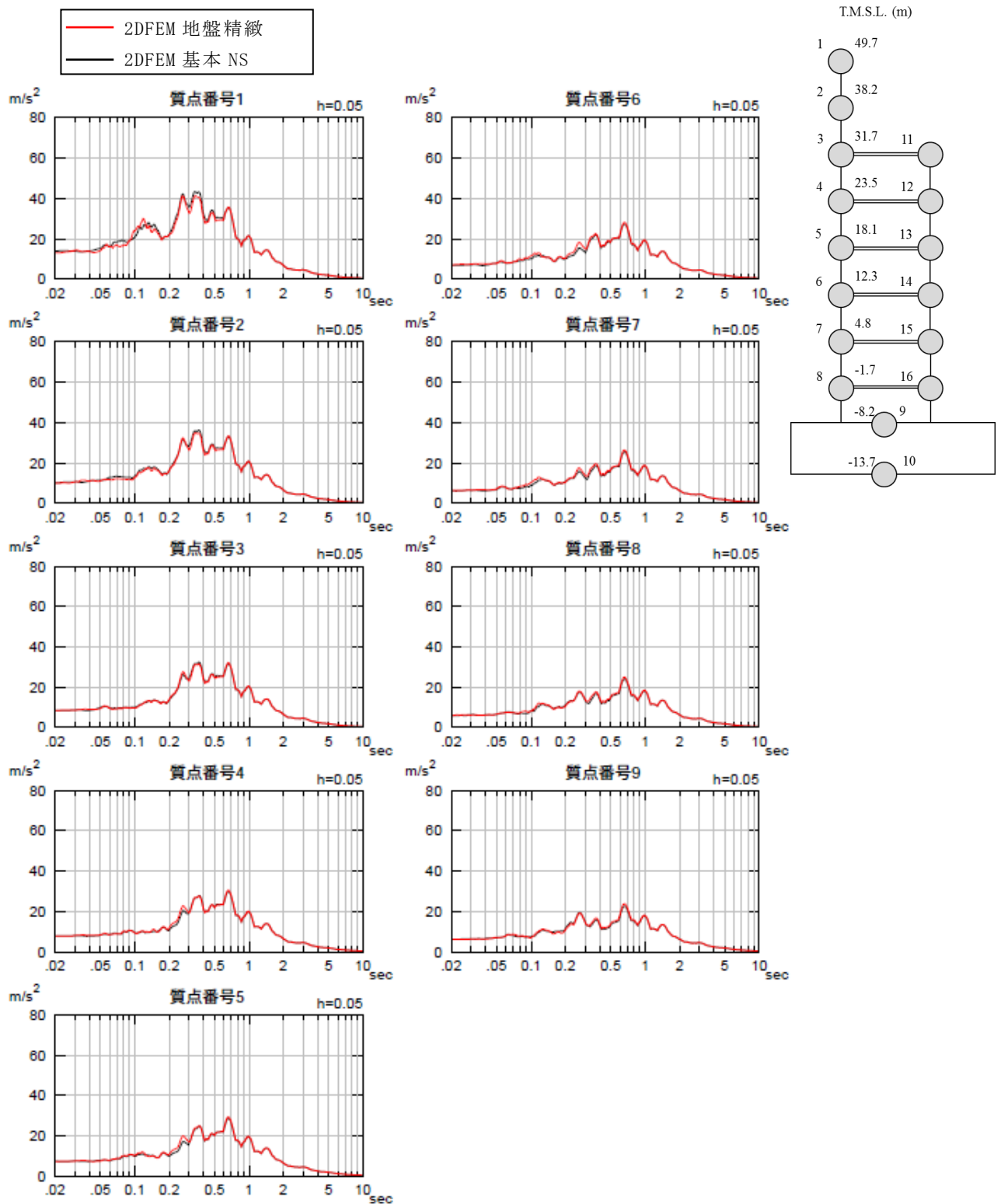


図 5-15 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向）h=5%

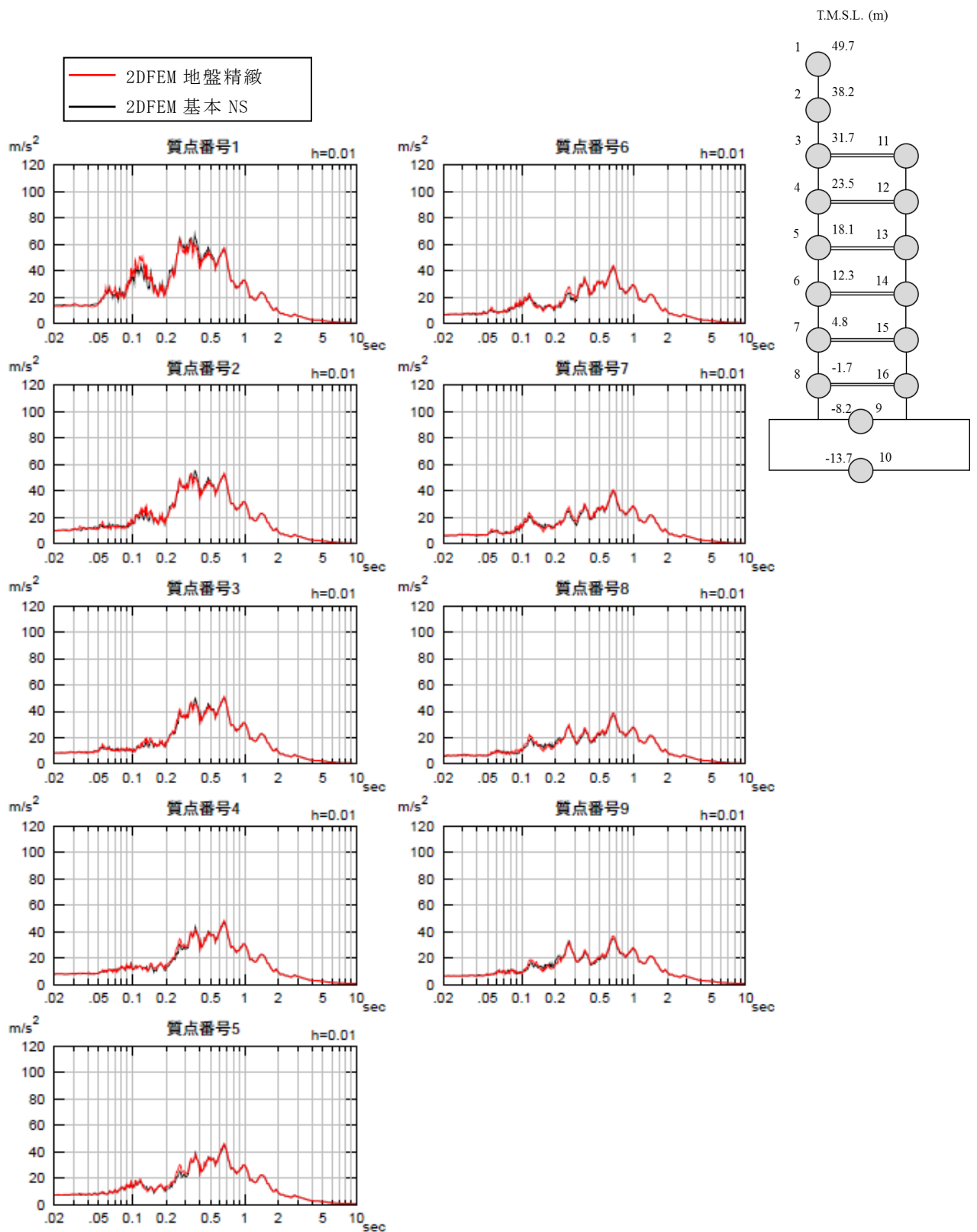


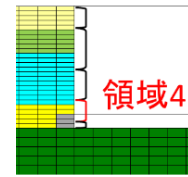
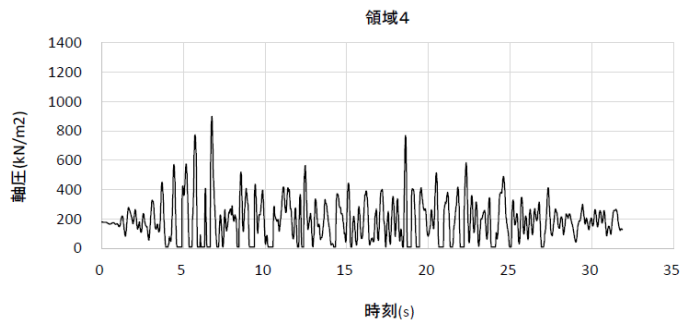
図 5-16 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=1\%$

(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 5-17～図 5-22 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応答について両モデルで比較して示す。図 5-23 に建屋の最大応答分布の比較を示す。また，図 5-24 及び図 5-25 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。

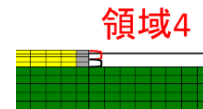
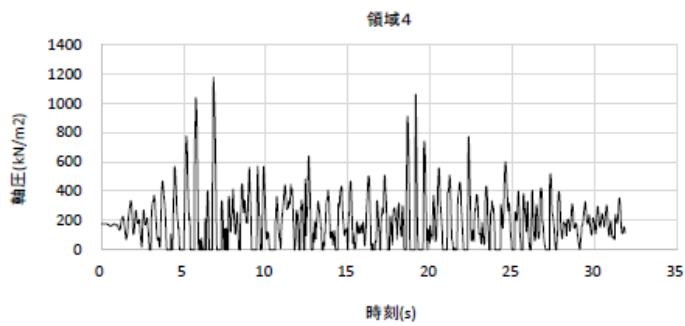
- ・ 軸圧については，東側は両モデルで同等であるが，西側はタービン建屋連成モデルのほうが若干大きくなっている。
せん断応力についても，軸圧と同様な傾向であり，東面は両モデルで同等であるが，西側はタービン建屋連成モデルのほうが若干大きい。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと同等であり，建屋応答に及ぼす隣接建屋の影響は小さい。
- ・ 床応答スペクトルは，基本モデルと大きな差異は認められない。

以上より，隣接するタービン建屋を考慮した場合でも，原子炉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。



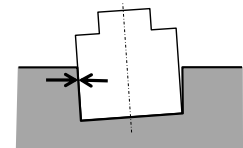
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

(EW 方向基本モデル)



B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

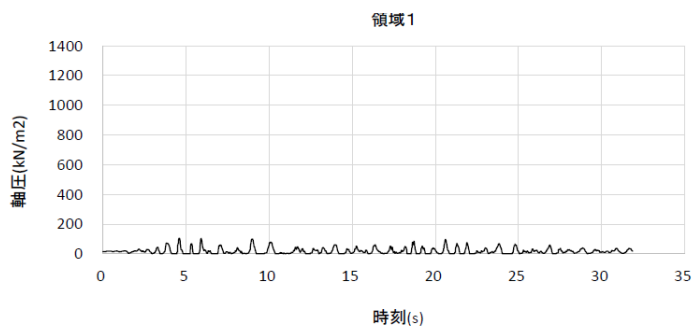
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



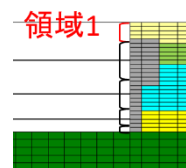
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

※タービン建屋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。

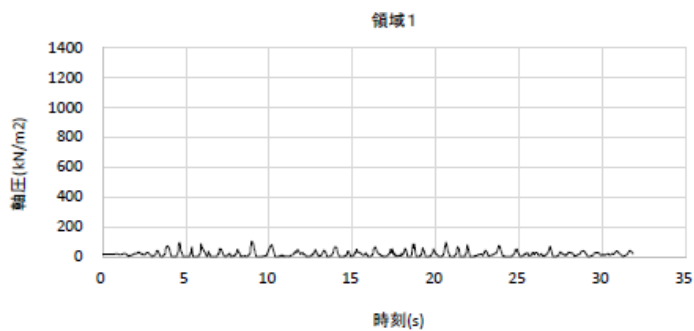
図 5-17 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 西側)



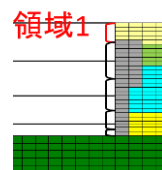
(EW 方向基本モデル)



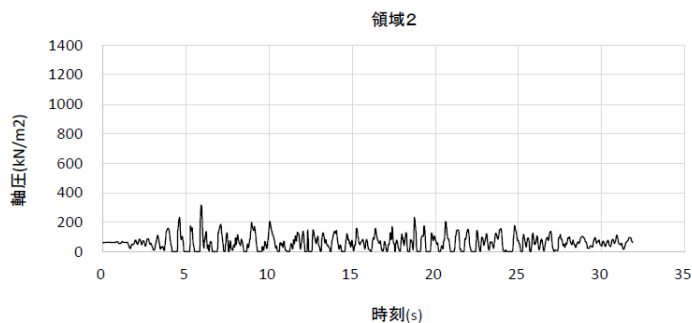
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



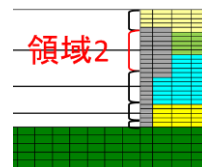
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



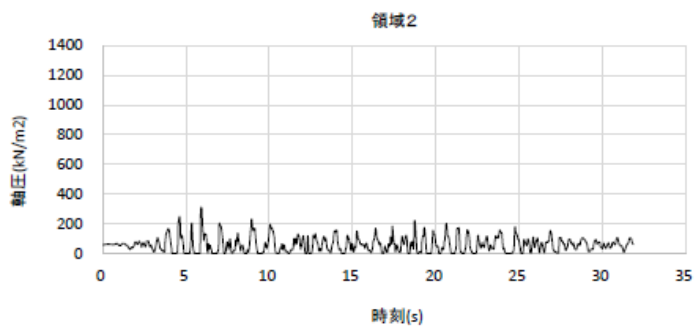
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



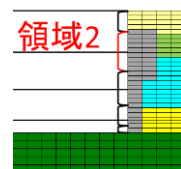
(EW 方向基本モデル)



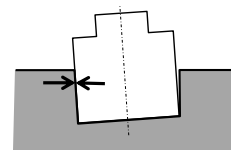
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



(EW 方向タービン建屋連成モデル)

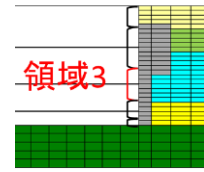
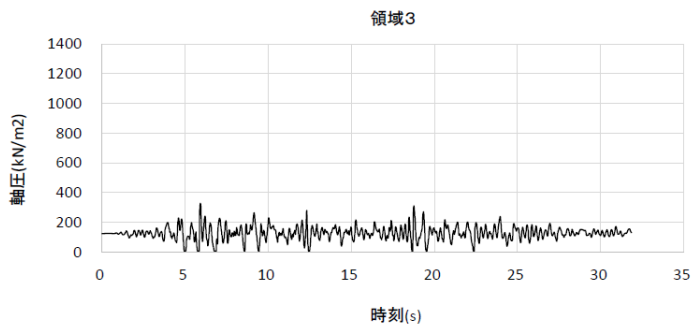


B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



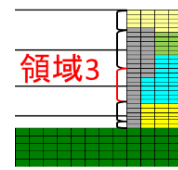
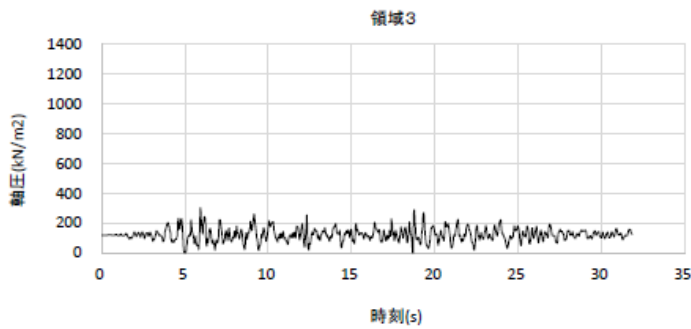
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 5-18 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 1/2)



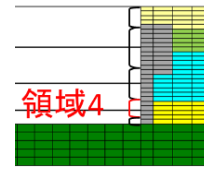
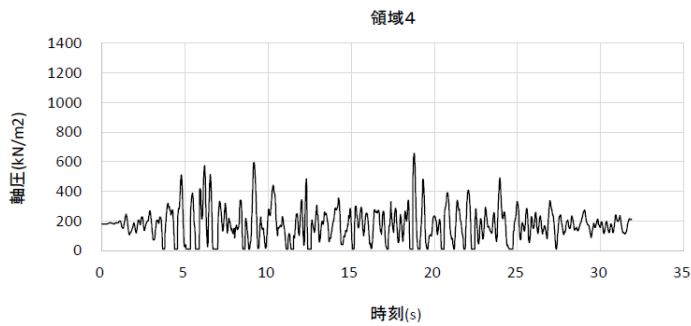
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)

(EW 方向基本モデル)



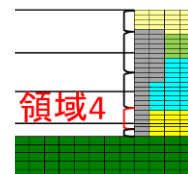
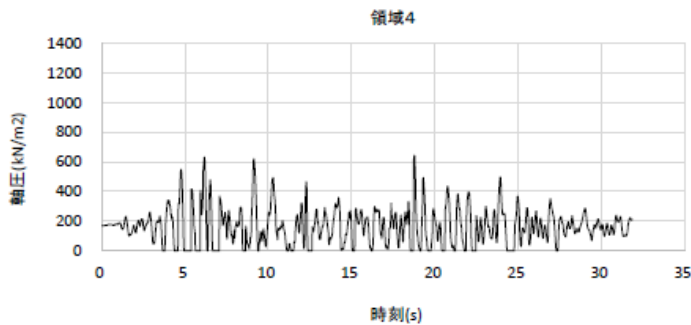
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)

(EW 方向タービン建屋連成モデル)



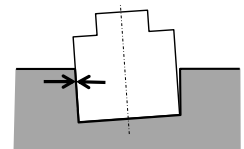
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

(EW 方向基本モデル)



B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

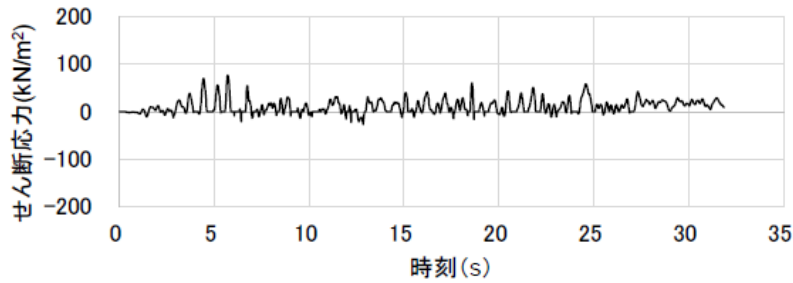
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



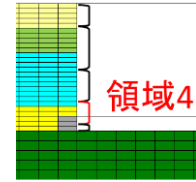
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 5-19 軸ばねの軸圧の時刻歴

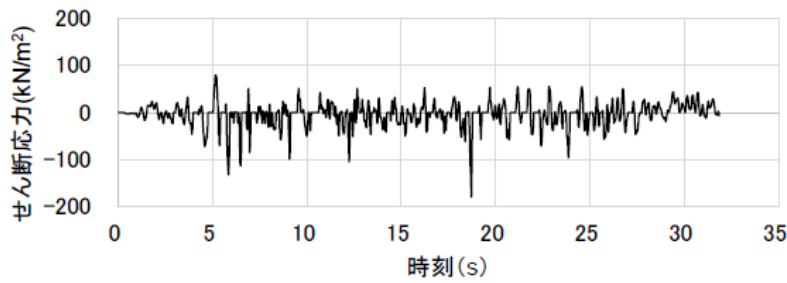
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 2/2)



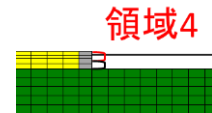
(EW 方向基本モデル)



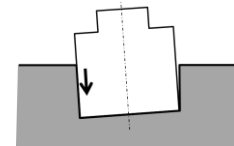
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



(EW 方向タービン建屋連成モデル)



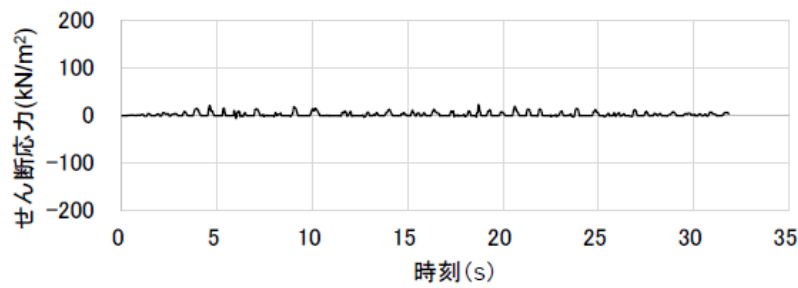
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



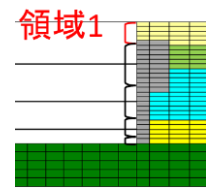
せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

※タービン建屋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。

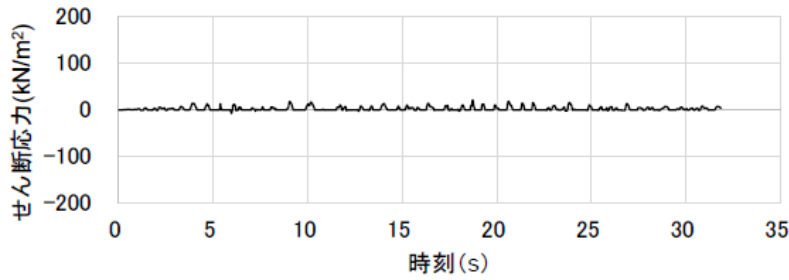
図 5-20 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 西側)



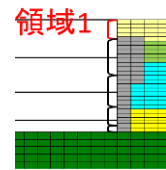
(EW 方向基本モデル)



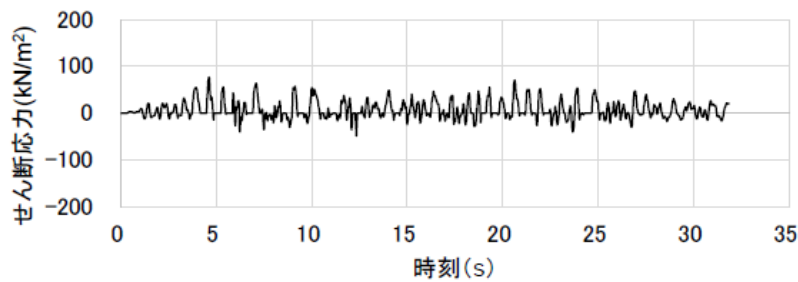
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



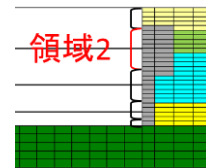
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



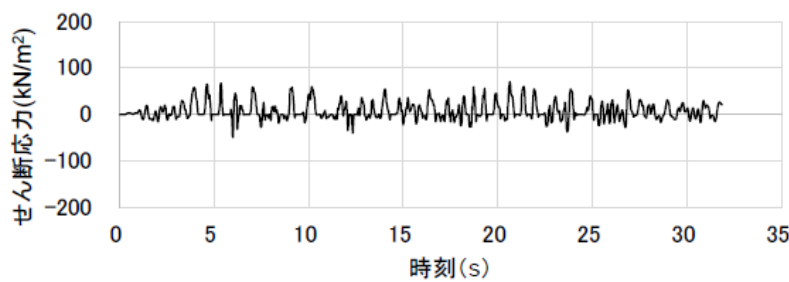
1F 床以深 (T. M. S. L. 12.3m~)



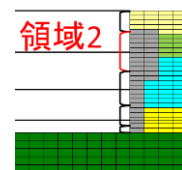
(EW 方向基本モデル)



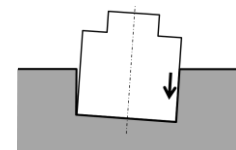
B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)



(EW 方向タービン建屋連成モデル)

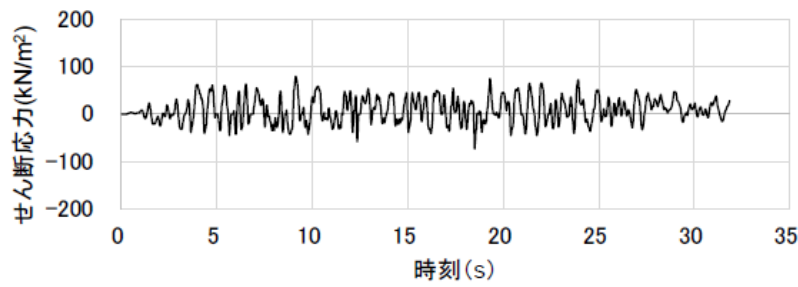


B1F 床位置 (T. M. S. L. 4.8m)

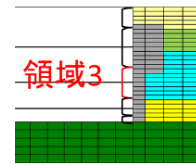


せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

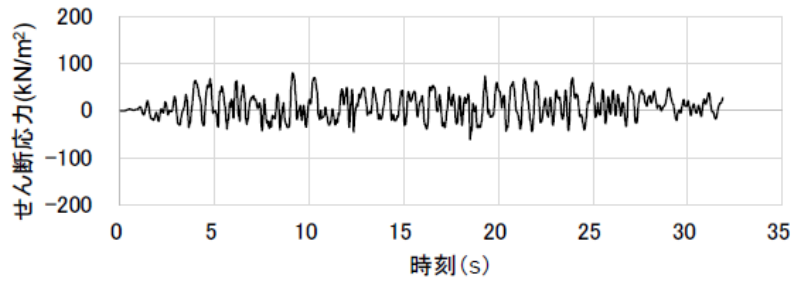
図 5-21 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 1/2)



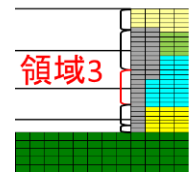
(EW 方向基本モデル)



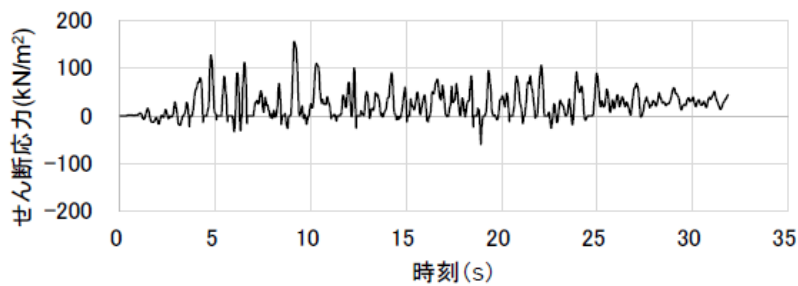
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



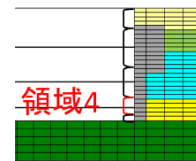
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



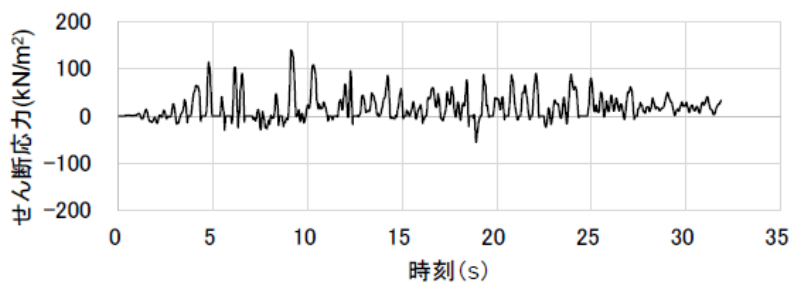
B2F 床位置 (T. M. S. L. -1.7m)



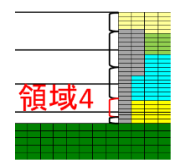
(EW 方向基本モデル)



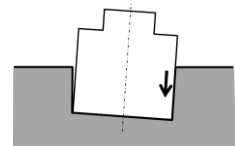
B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)



(EW 方向タービン建屋連成モデル)

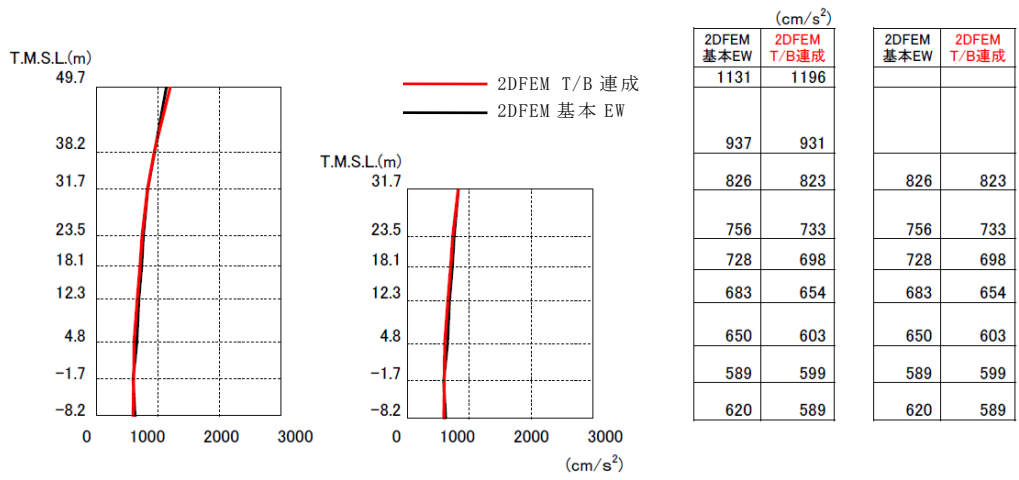


B3F 床位置 (T. M. S. L. -8.2m)

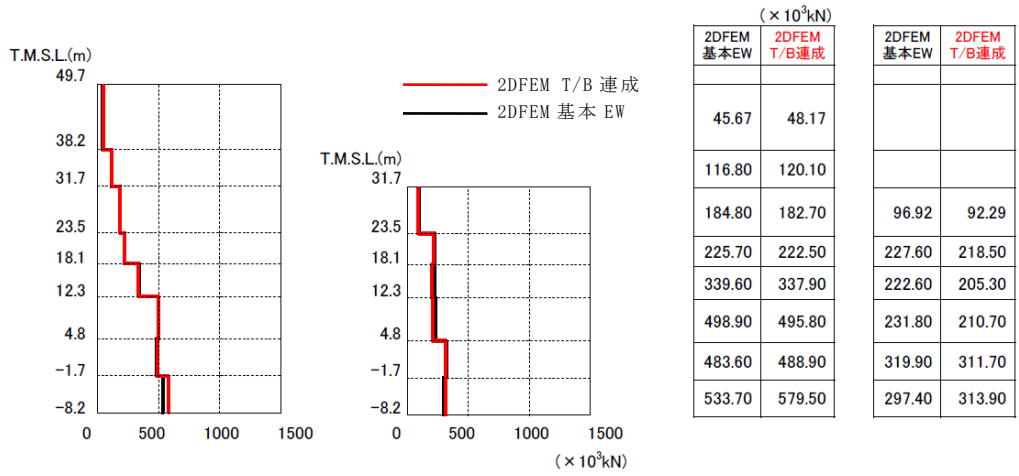


せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

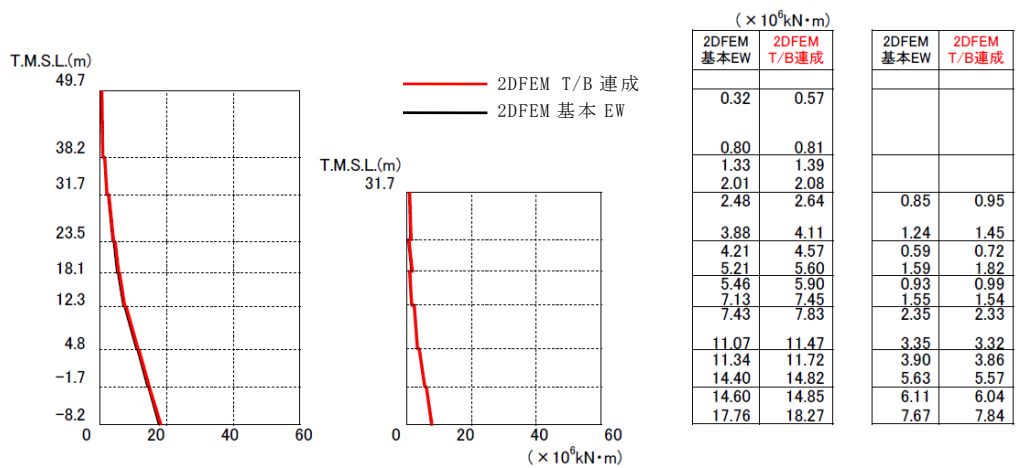
図 5-22 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 2/2)



加速度



せん断力



モーメント

図 5-23 建屋の最大応答分布の比較
(基本モデルとタービン建屋連成モデル, EW 方向)

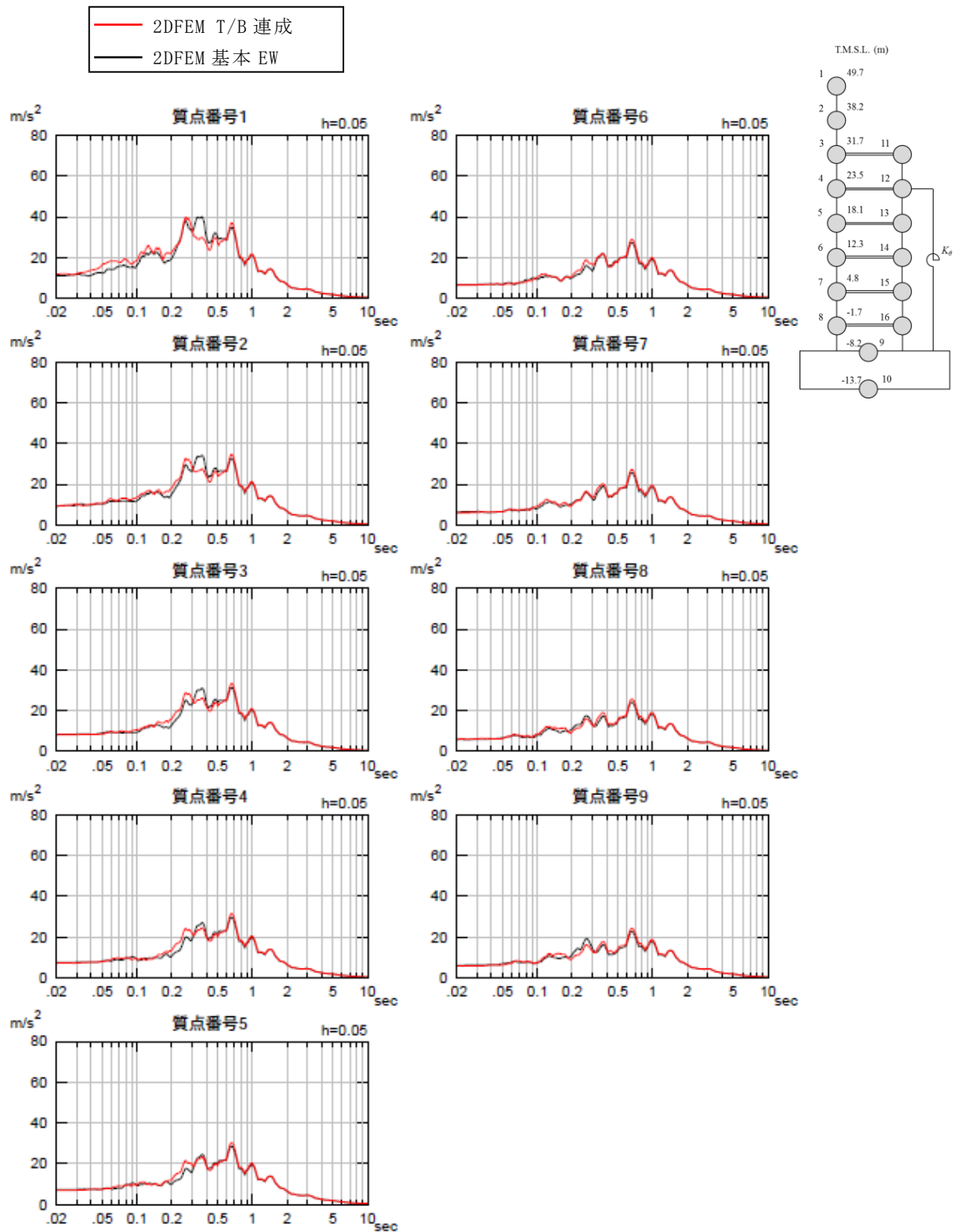


図 5-24 床応答スペクトルの比較
 (基本モデルとタービン建屋連成モデル) (EW 方向) h=5%

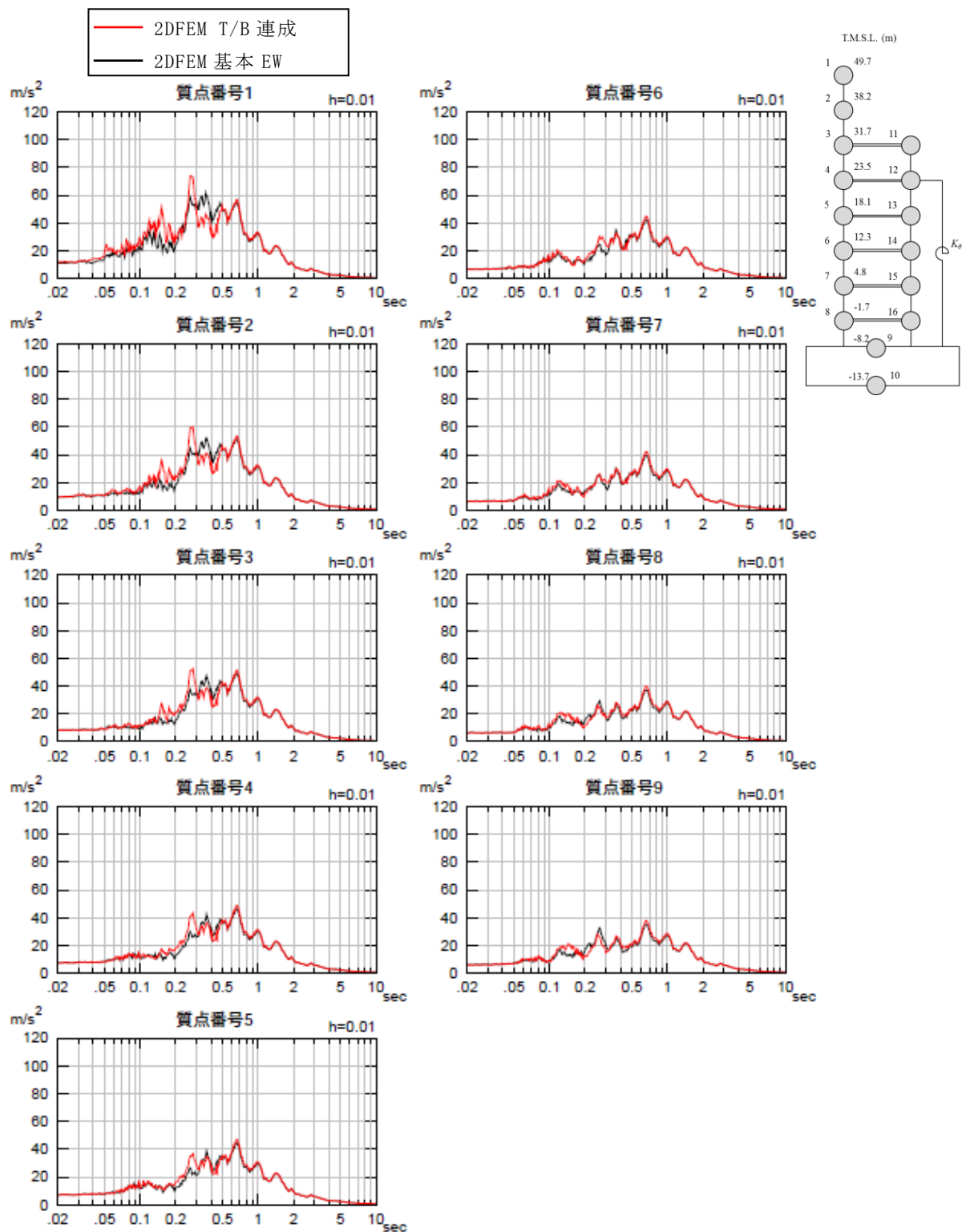


図 5-25 床応答スペクトルの比較
 (基本モデルとタービン建屋連成モデル) (EW 方向) $h=1\%$

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戻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、別紙 1-5-6 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

6.1 各確認事項のまとめ

- (1) 確認事項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）とマンメイドロック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、防水層があつ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、それらは垂直圧におおむね比例する結果（摩擦係数が一定）が得られた。

試験結果から、確認事項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。

- (2) 確認事項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。さらに、側面地盤反力の観点より 2 次元 FEM の側面地盤反力と埋込み SR モデルによる側面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。

- (3) 確認事項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」

確認事項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、確認事項②の解析結果と比較した。その結果、詳細な地盤状況やタービン建屋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。

6.2 総括

埋込み 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 号機原子炉建屋を代表とした検討であるが、7 号機原子炉建屋においても以下の理由により、埋込み 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 号機と 7 号機に配置計画上の大きな差異はないこと。
- ・ 確認事項②の検討での結果が示すように、埋込み SR モデルの解析結果はおおむね保守的な傾向を示していることから、6 号機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 号機と 7 号機において配置計画上の差異はあるものの、確認事項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確認事項②の解析結果との差異がほとんど見られないこと。

なお、「5. 確認事項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. 引用文献

- ・ 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
- ・ Milos Novak et al.: Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case, Proc. ACSE, Vol. 104, No. EM4, pp. 953-959, 1978
- ・ 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, 土方ほか：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, 中沢ほか：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, 内藤ほか：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
- ・ 古山田ほか：「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
- ・ 井原ほか：「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
- ・ 今村ほか：「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
- ・ 内山ほか：「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

別紙 1-5-1 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，**既往の文献の調査及び解析による検討により確認する。**

1. 水平ばね

(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。

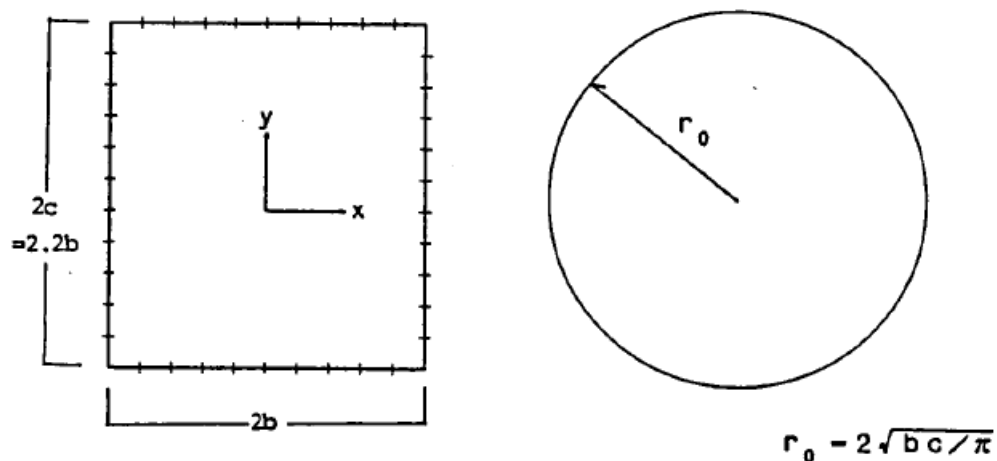


図 1 矩形平面と等価円半径

「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図 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図 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。

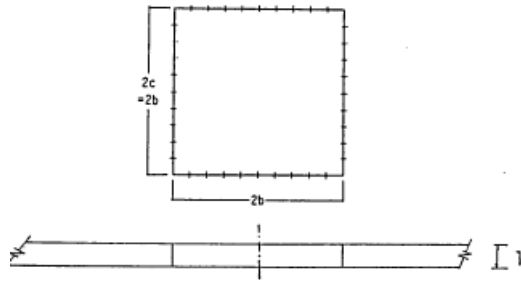


図 7.1 正方形平面のBEM解析モデル

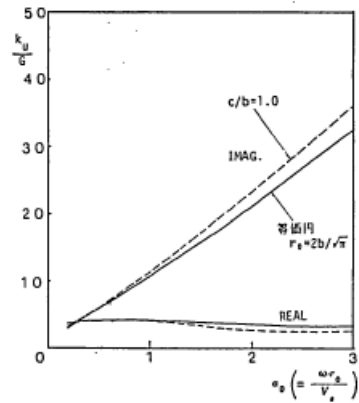


図 7.2 正方形平面と等価円の K_u

a. 解析対象 (BEM)

b. 解析結果

図 2 正方形平面と等価円の比較 (「標準化報告書」に加筆)

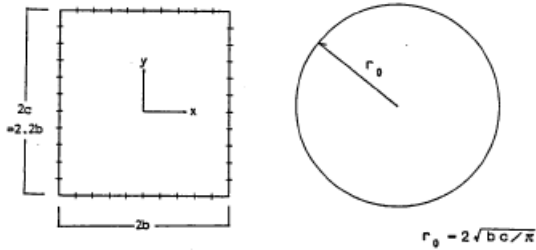


図 7.3 $c/b = 1.1$ の長方形平面のBEM解析モデルと等価円半径 r_0

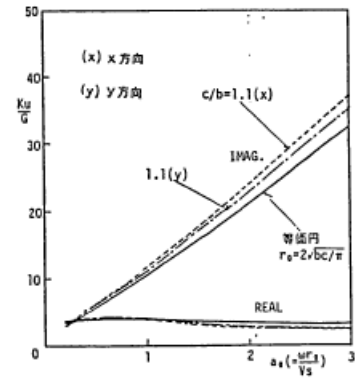


図 7.4 $c/b = 1.1$ と等価円の K_u

a. 解析対象 (BEM と Novak)

b. 解析結果

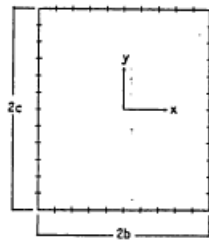


図 7.5 長方形平面のBEM解析モデル

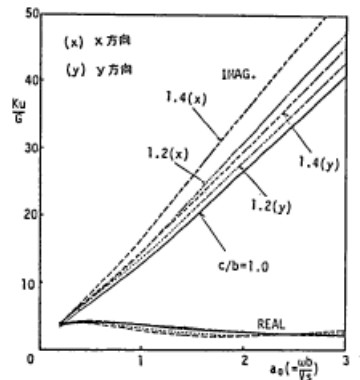


図 7.6 辺長比の違いによる K_u の比較

a. 解析対象 (BEM)

b. 解析結果

図 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。

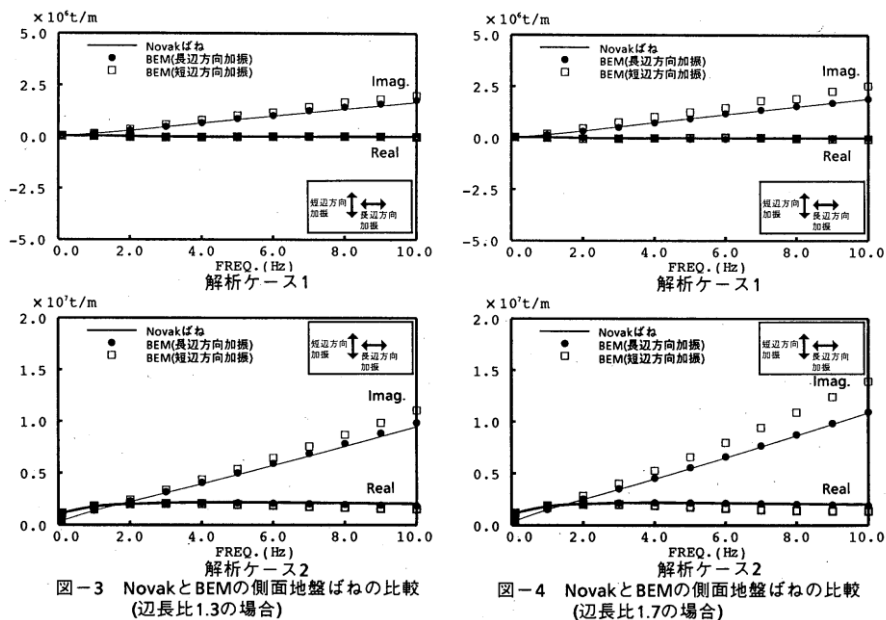
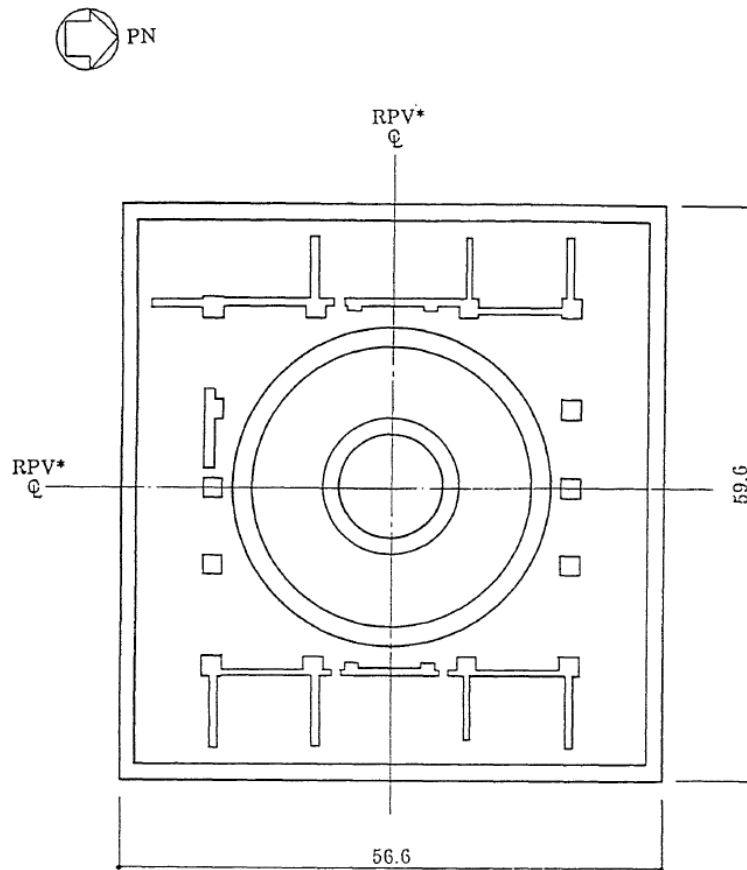


図4 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.3, 1.7 の場合) (滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)より)

(3) 今回対象の6号機原子炉建屋について

今回の検討対象である、6号機原子炉建屋は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)

図5 原子炉建屋地下部分の平面図 (T.M.S.L.-8.2mの例)

2. 回転ばね

建屋の平面形が矩形の場合に対する Novak の側面回転ばねの適用性については、1. (1) で示した「標準化報告書」などでは検討されていない。そこで、2次元境界要素法 (BEM) により矩形平面に対する側面回転ばねを評価し、この結果と等価円による Novak の側面回転ばねを比較することで、Novak の側面回転ばねの妥当性を検討した。

(1) 検討対象

今回工認の原子炉建屋地震応答解析モデルの側面回転ばねのうち、最上部 (T. M. S. L. 4.8m) の側面回転ばねに該当する部分を対象とした。なお、地盤物性は弾性設計用地震動 Sd-1H の等価地盤物性とした。表 1 に BEM の解析で用いた地盤物性と矩形孔寸法を示す。

表 1 BEM の解析で用いた地盤物性と矩形孔寸法

| 単位体積重量 (kN/m ³) | S 波速度 (m/s) | ポアソン比 | 層厚 (m) | 矩形孔寸法 (m) |
|--------------------------------|----------------|-------|-----------|-----------------------------------|
| 17.3 | 267 | 0.462 | 2.45 | 56.6 (NS) × 59.6 (EW) 原子炉建屋の平面 |

(2) 解析結果

図 6 に BEM による側面回転ばねと Novak による側面回転ばねを比較して示す。図 6 より、BEM による結果は Novak の結果と実部、虚部ともに概ね同等であることから、原子炉建屋の矩形平面に対して、等価円とした Novak の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。

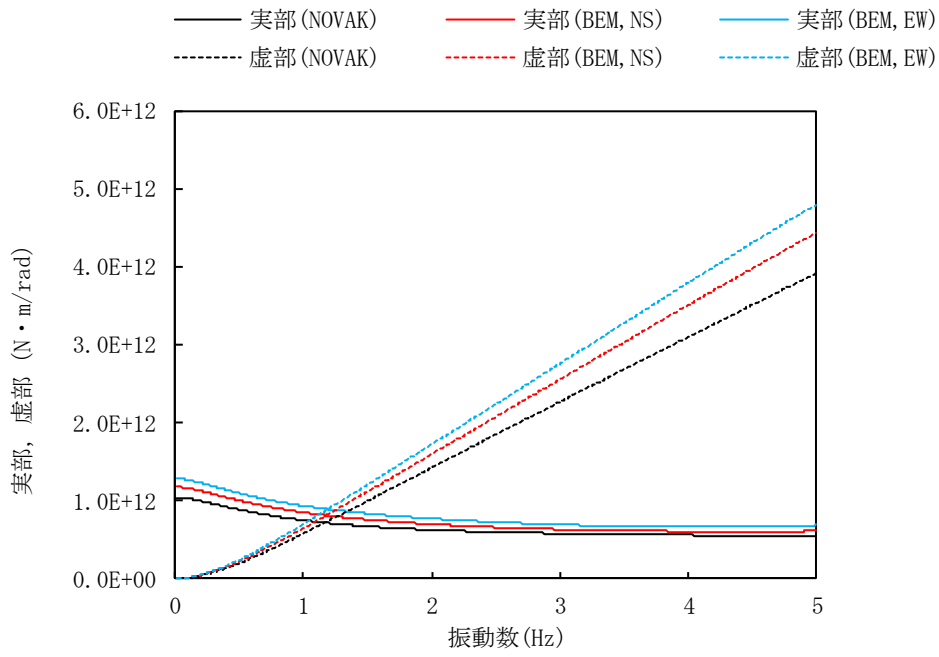


図 6 側面回転ばね（複素地盤ばね）の比較

別紙 1-5-2 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「4. 確認事項②に対する検討」で示した 6 号機原子炉建屋の 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 解析モデルを図 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図 2 に、地震計位置を図 3 に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を図 4 及び図 5 に示す。また、解析用地盤物性値を表 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。

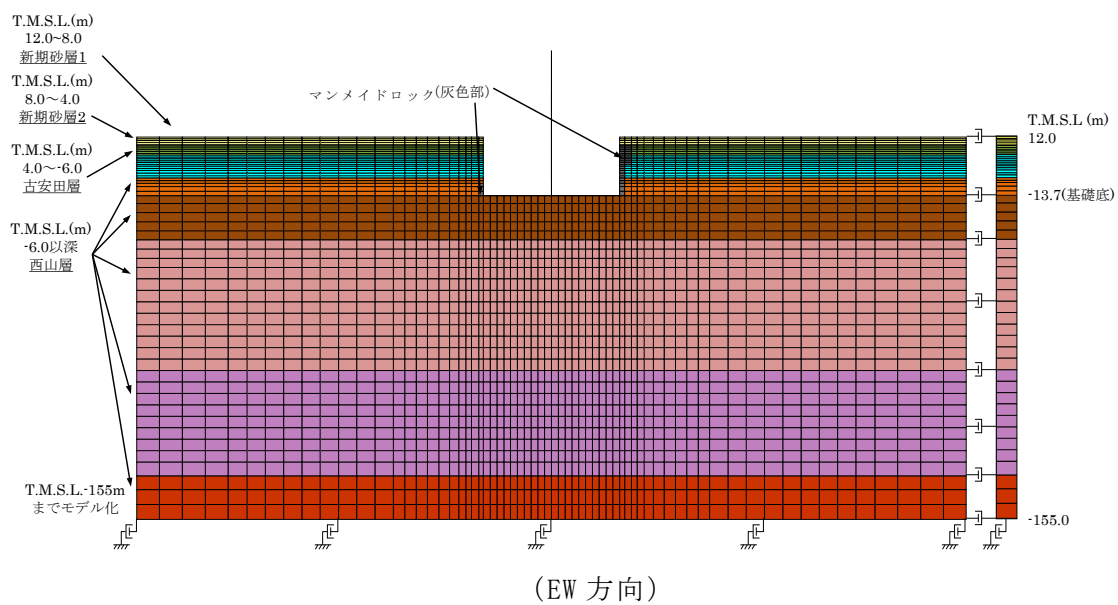
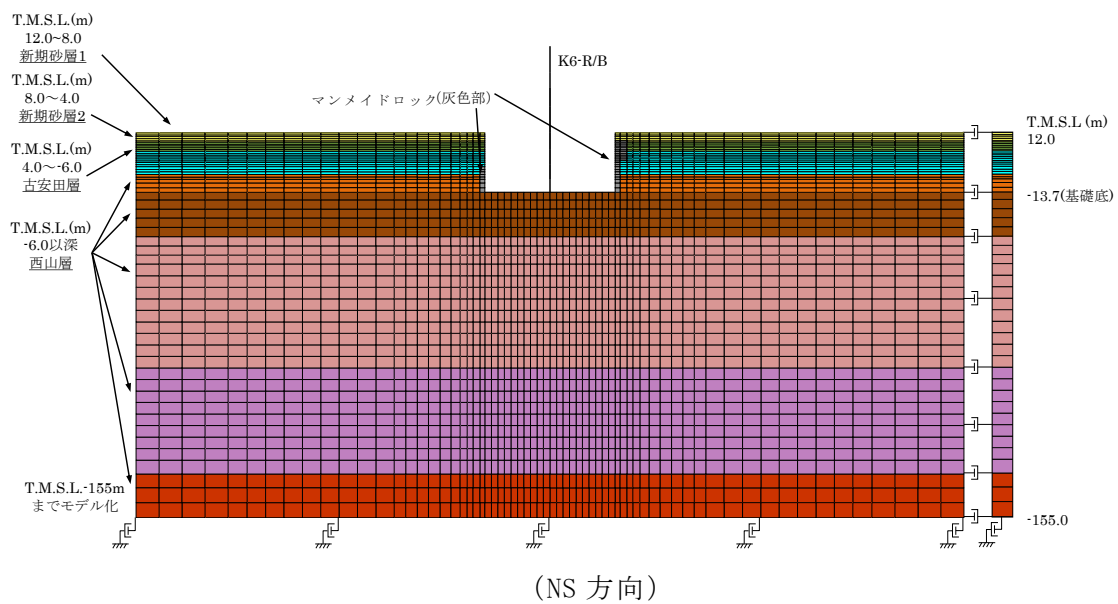
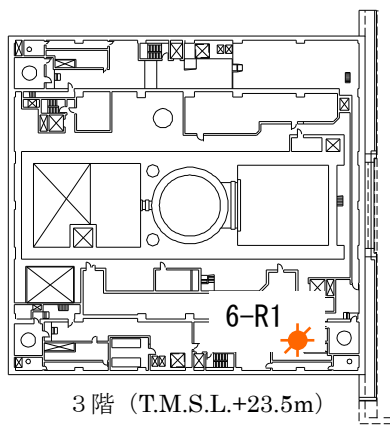
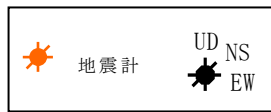
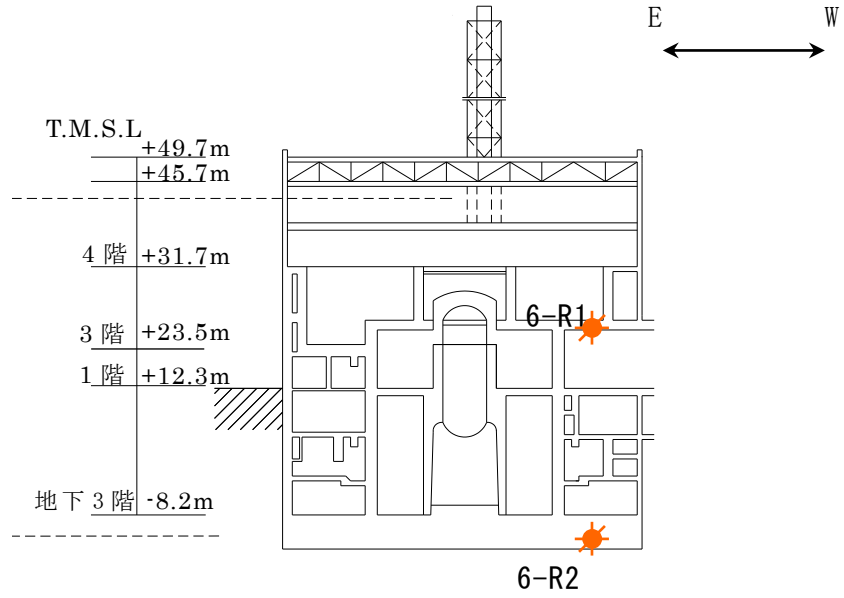
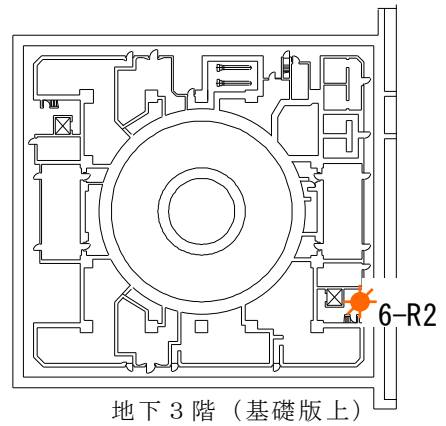


図1 2次元 FEM 解析モデル (6号機原子炉建屋)



3階 (T.M.S.L.+23.5m)

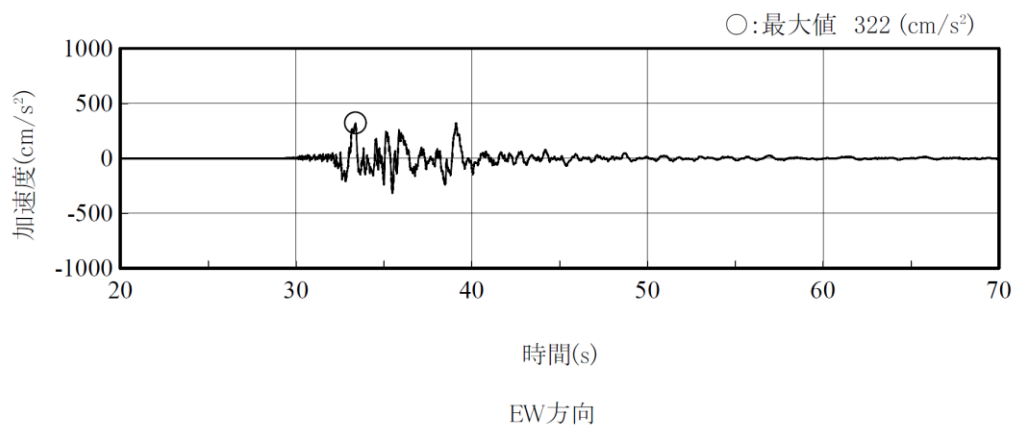
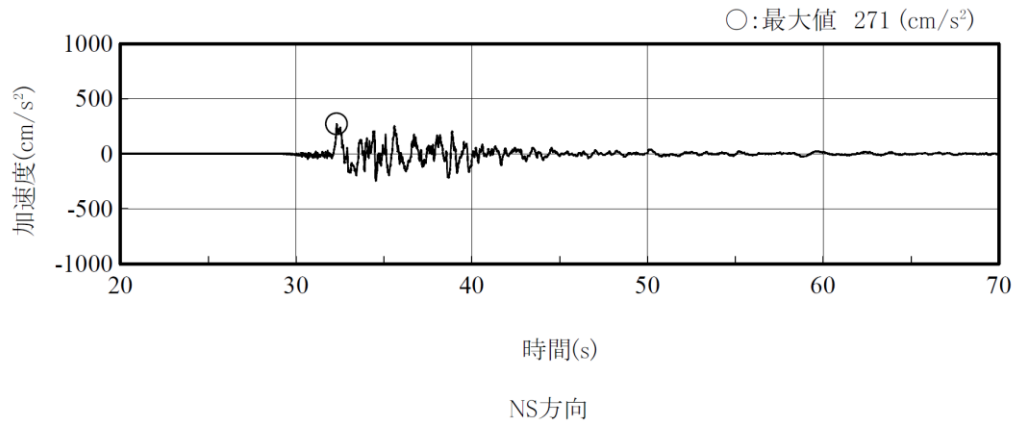
3階
(T.M.S.L. 23.5m)



地下3階 (基礎版上)

地下3階 (基礎版上)
(T.M.S.L. -8.2m)

図3 地震計位置 (6号機原子炉建屋)



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

図 4 6号機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)

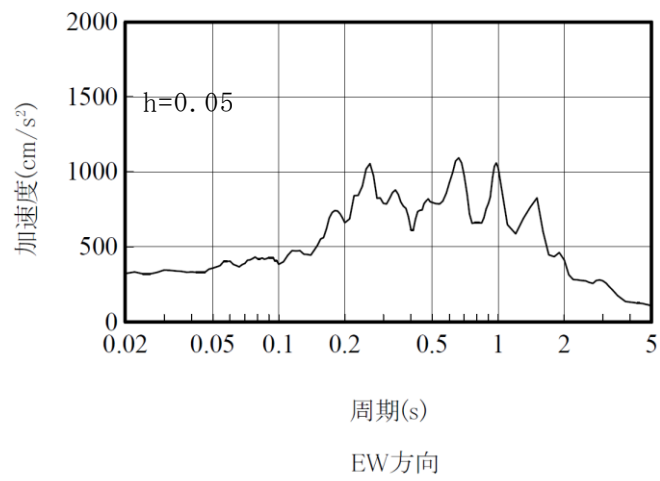
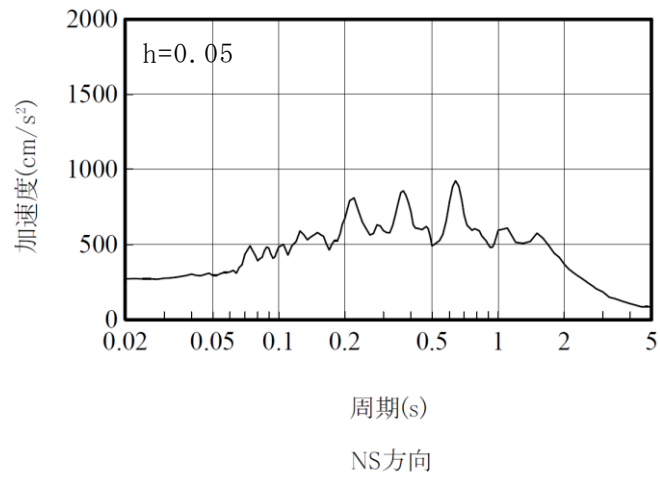


図 5 6号機原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル
(6-R2 : T. M. S. L. -8.2m)

表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 | 古安田層 | 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 ∞ | 椎谷層 | 720 | 19.9 | 0.416 | 10.50 | 29.74 | - |

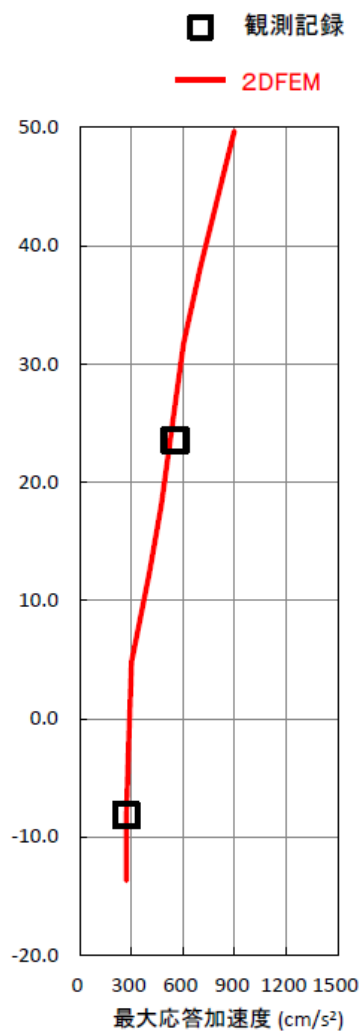
(2) 観測記録による解析結果

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図 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図 7 及び図 8 に示す。

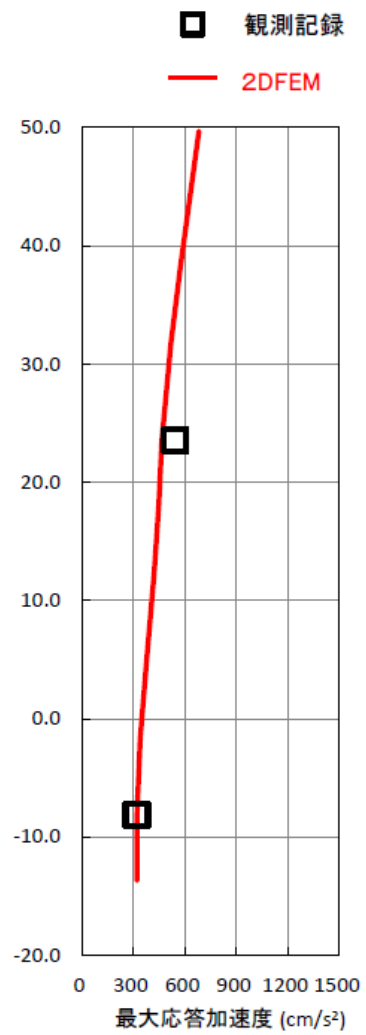
(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

図 6～図 8 に示したとおり，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，観測記録とおおむ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。



(1)NS 方向



(2)EW 方向

図 6 観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較 (6号機原子炉建屋)

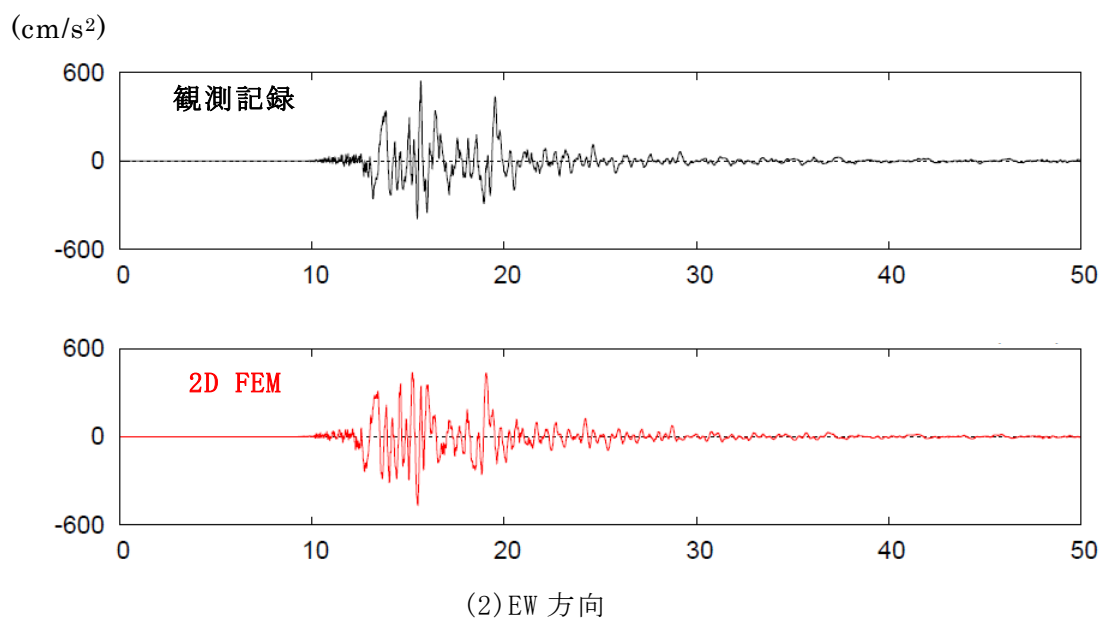
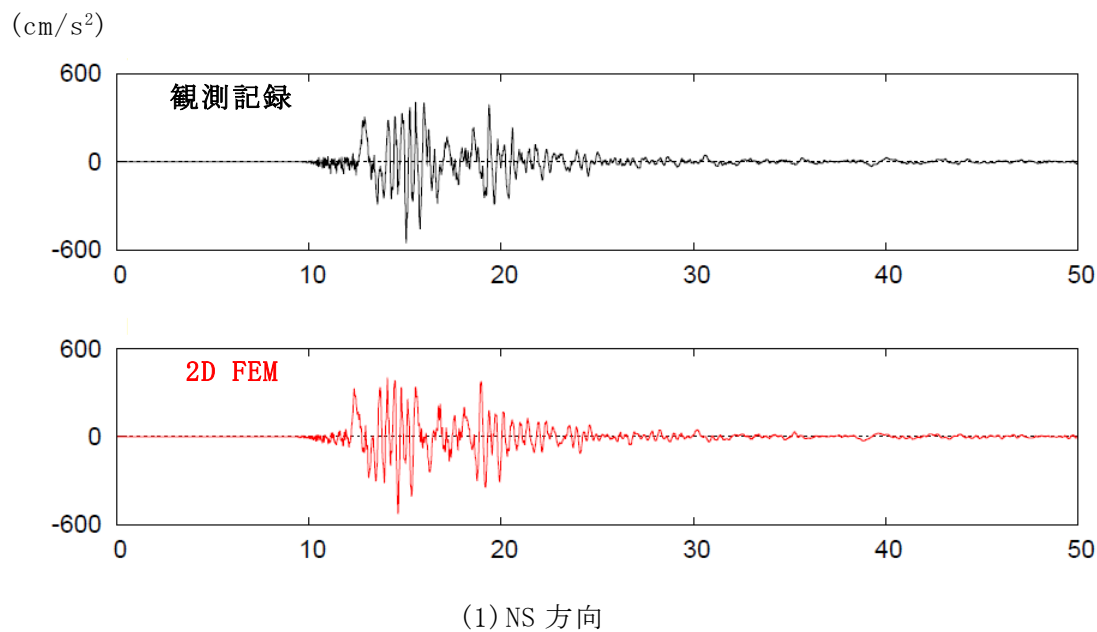
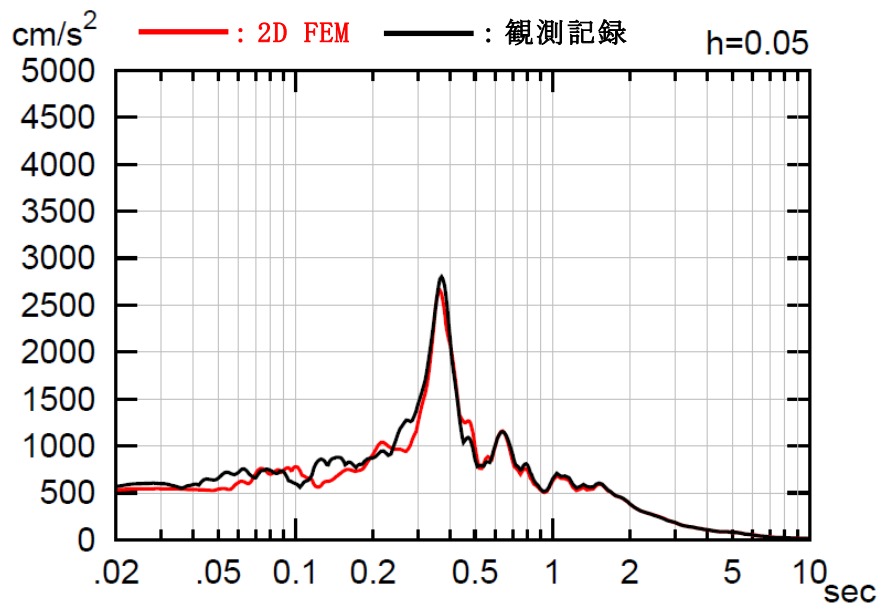
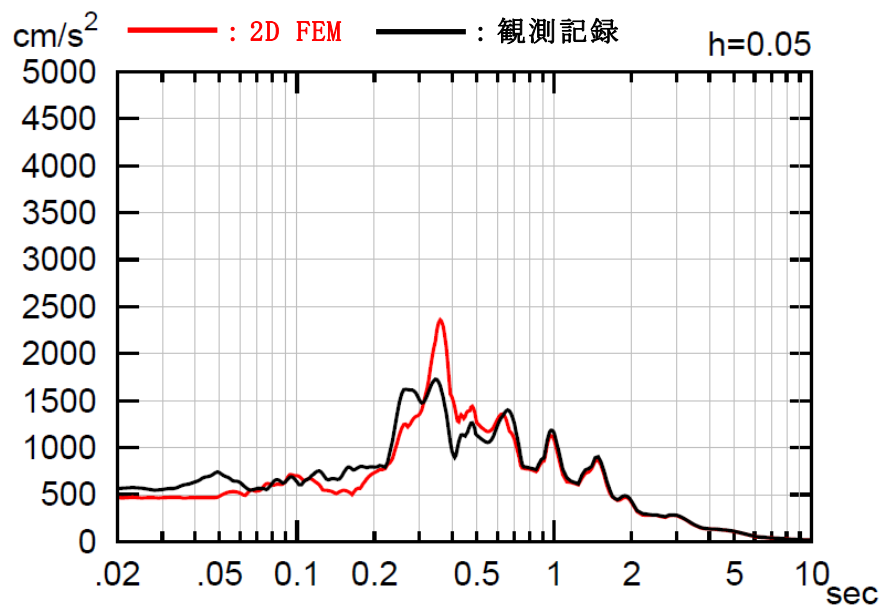


図 7 観測記録と解析結果の加速度波形の比較
 (6号機原子炉建屋 3階 : T. M. S. L. 23.5m)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 8 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較
(6号機原子炉建屋 3階 : T.M.S.L. 23.5m)

別紙 1-5-3 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。

底面の接地率が最小となっ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図 1 に、EW 方向基本モデルの場合を図 2 に示す。

なお、支持地盤の極限支持力度は、 5980kN/m^2 である。

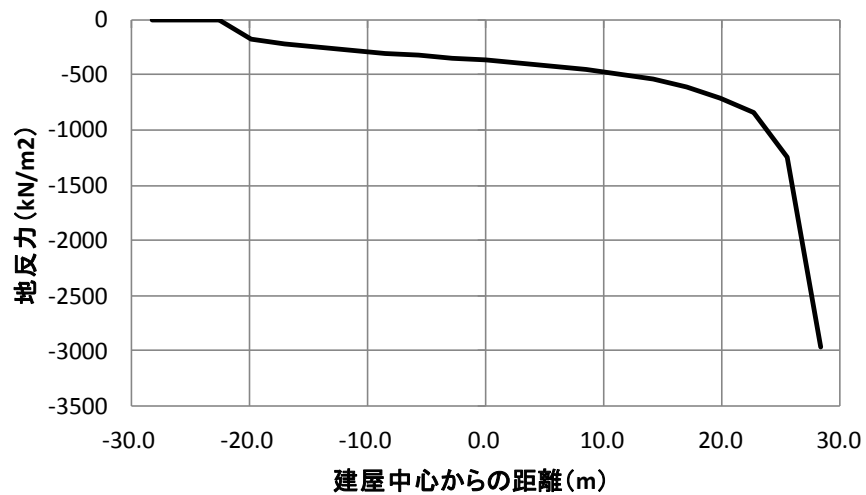


図 1 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (NS 方向基本モデル)

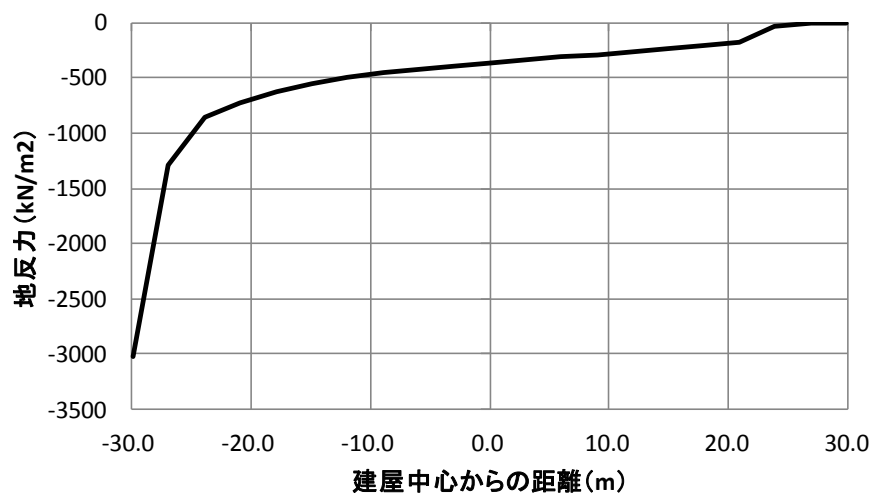


図 2 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (EW 方向基本モデル)

別紙 5-1-4 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セン断ばねは、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。

(基本的な特性)

- ・ 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（軸ばねの軸圧が 0）は、セン断ばねにセン断応力は作用しない

(初期～剥離まで)

- ・ セン断応力が動摩擦力に達するまで、セン断応力－セン断変位関係は初期剛性上を移動する。セン断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。軸圧が一定の場合のスケルトンカーブを図 1 に示す。
- ・ セン断変位の増分が正の場合、動摩擦力は軸圧に依存するので、セン断応力は軸圧に応じて時々刻々変動する。
- ・ セン断変位の増分が負に反転した場合についても、動摩擦力に達するまでセン断応力－セン断変位関係は初期剛性上を移動する。軸圧が 0 となった場合に、剥離と判定される。

(剥離時)

- ・ 剥離時にはセン断応力は作用しないが、地下外壁と側面地盤間の上下方向の相対変位は時々刻々変動する。

(再接触後)

- ・ 再接触時の変位を 0 として再接触後のセン断変位の変動に対して、セン断応力－セン断変位関係は動摩擦力に達するまで初期剛性上を移動する。
- ・ セン断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。

図 1 においては、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、セン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が働くので、建屋－地盤間が接触剥離する場合、セン断応力－セン断変位のループは多くても半ループまでの履歴となる。したがって、セン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。

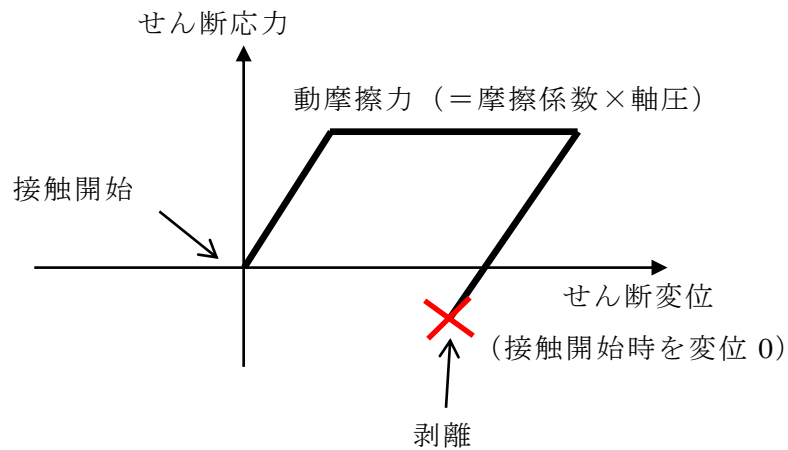


図 1 せん断ばねの特性

参考として、図 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及びせん断変位の時刻歴波形を示す。また、図 3 に、軸圧、せん断応力及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及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。

また、上記とは別の時間帯（4.45～4.90 秒）での時刻歴波形を図 4（図 2 の再掲）、図 5 に示す。図 5 のせん断応力は 4.83 秒付近から負の値となっている。これは軸圧が存在する状態で 4.76 秒付近からせん断変位の増分が正から負に転じて、せん断ばねの履歴が戻り方向になったためである。これらの図より、動摩擦力に対応したせん断応力が生じていることが分かる。

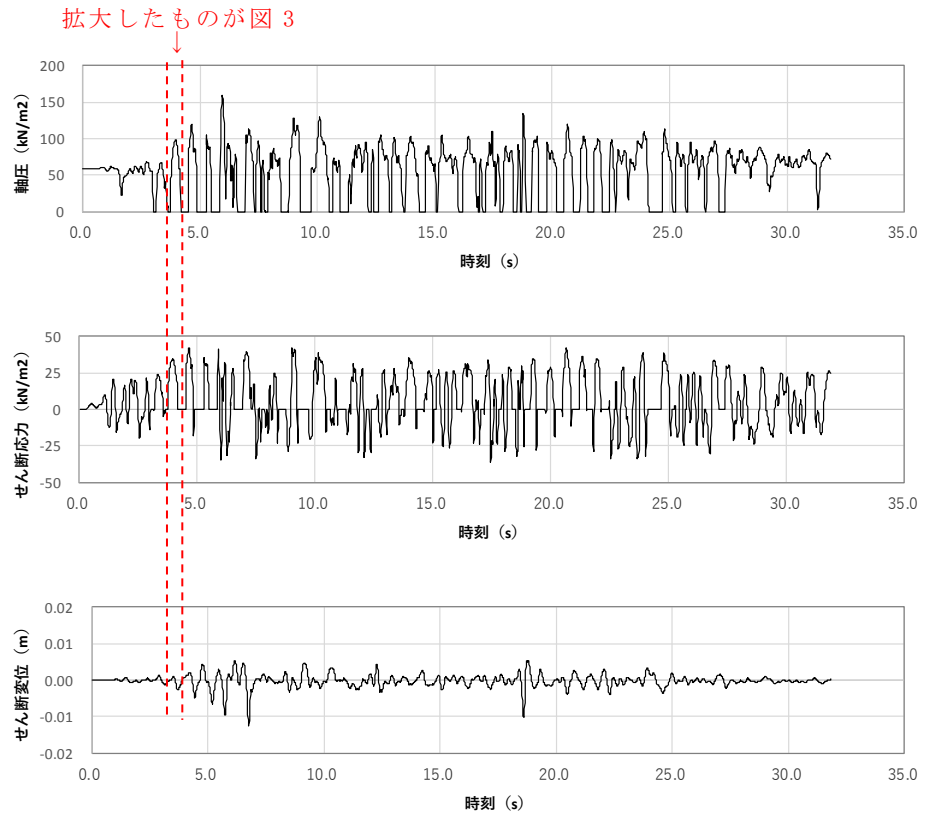


図2 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）

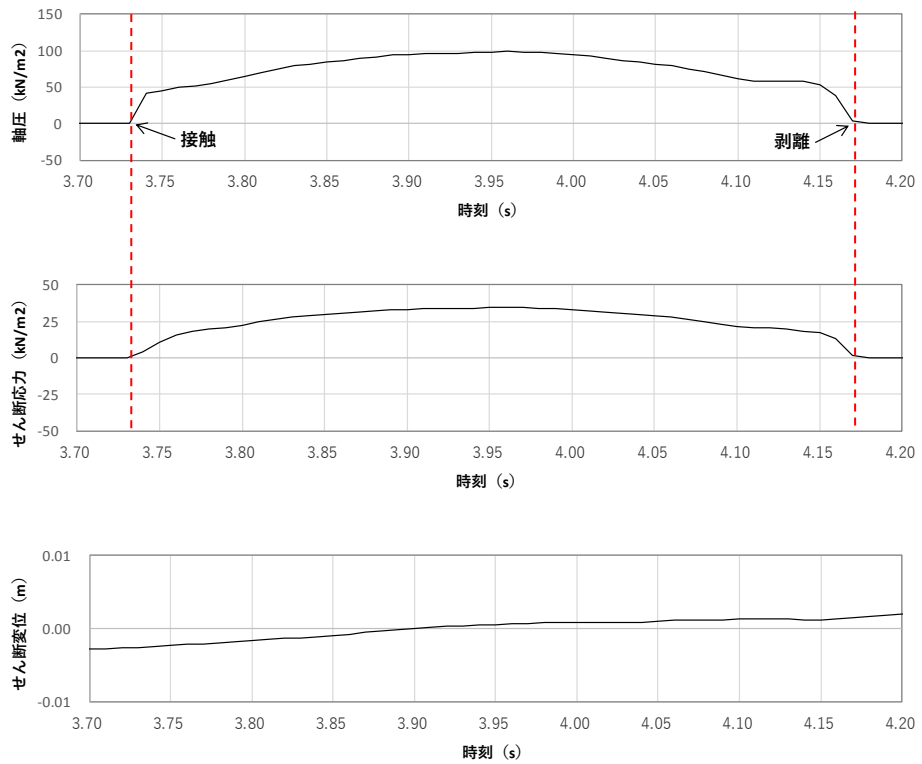


図3 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（3.7秒～4.2秒拡大）

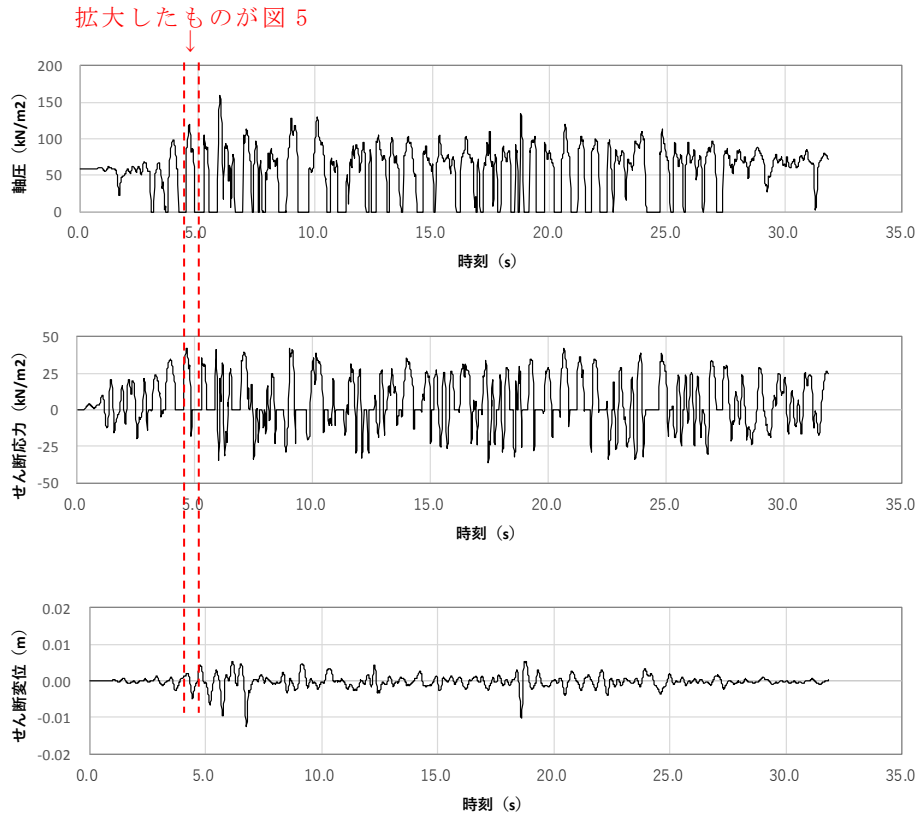


図 4 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）

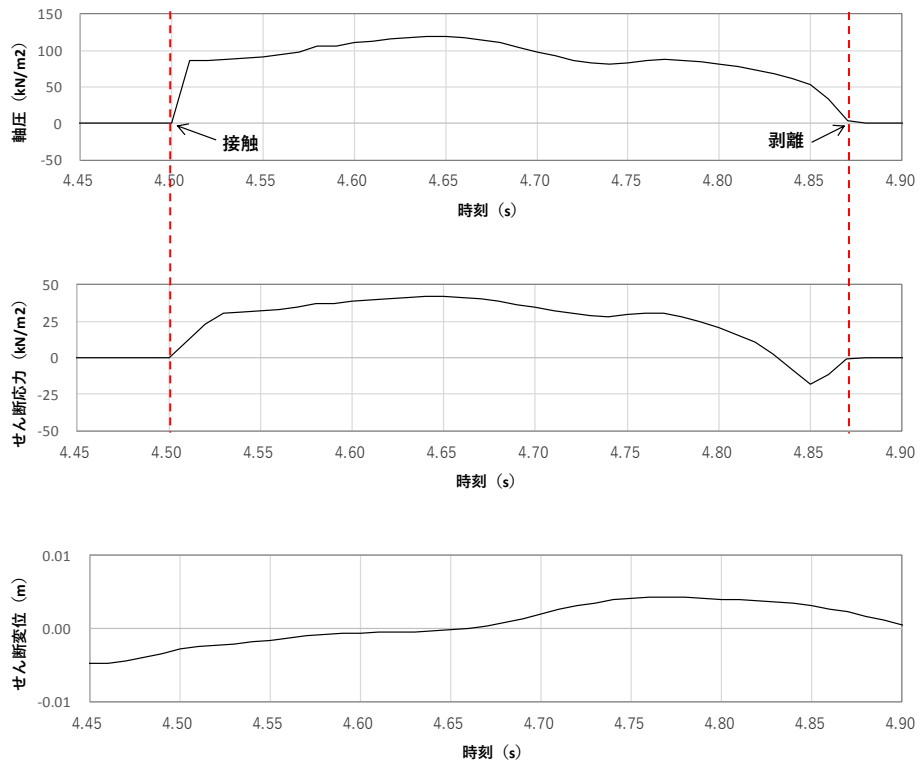


図 5 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（4.45 秒～4.90 秒拡大）

(2) せん断ばねの初期剛性の建屋応答への影響について

図 6 に本編「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」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力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場合は、せん断ばねの剛性の建屋応答への影響は小さくなると推測される。

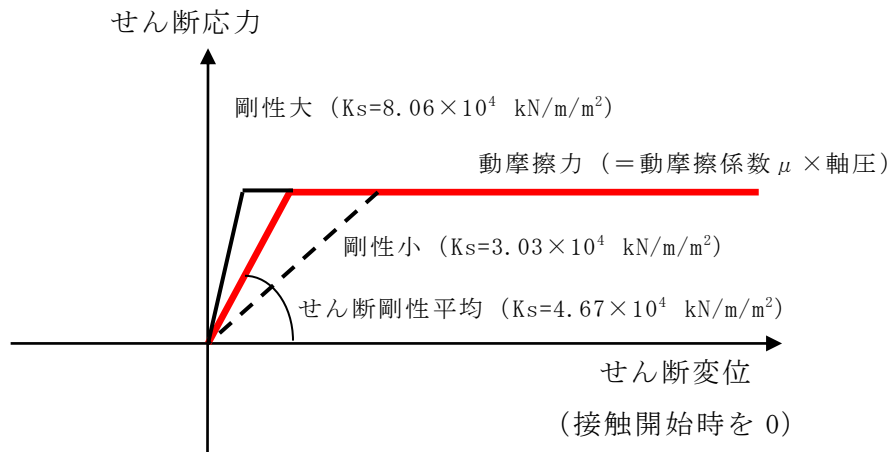


図 6 せん断剛性をばらつかせた場合のせん断ばねの特性

図 7 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応力-せん断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、多くの時間では初期剛性に依存しない動摩擦力が生じている状態にあることが分かる。

図 8 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短く、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

上記の図 7、図 8 とは別の時間帯 (4.45 秒～4.90 秒) におけるせん断ばねのせん断応力-せん断変位関係、及び、剛性のばらつきを考慮したせん断力の時刻歴を図 9、図 10 に示す。この時間帯はせん断変位が反転している特徴があるが、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間帯は 1 ループ中の 16% 程度であり、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

これらより、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間が短いことと、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等であることから、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いことが分かる。

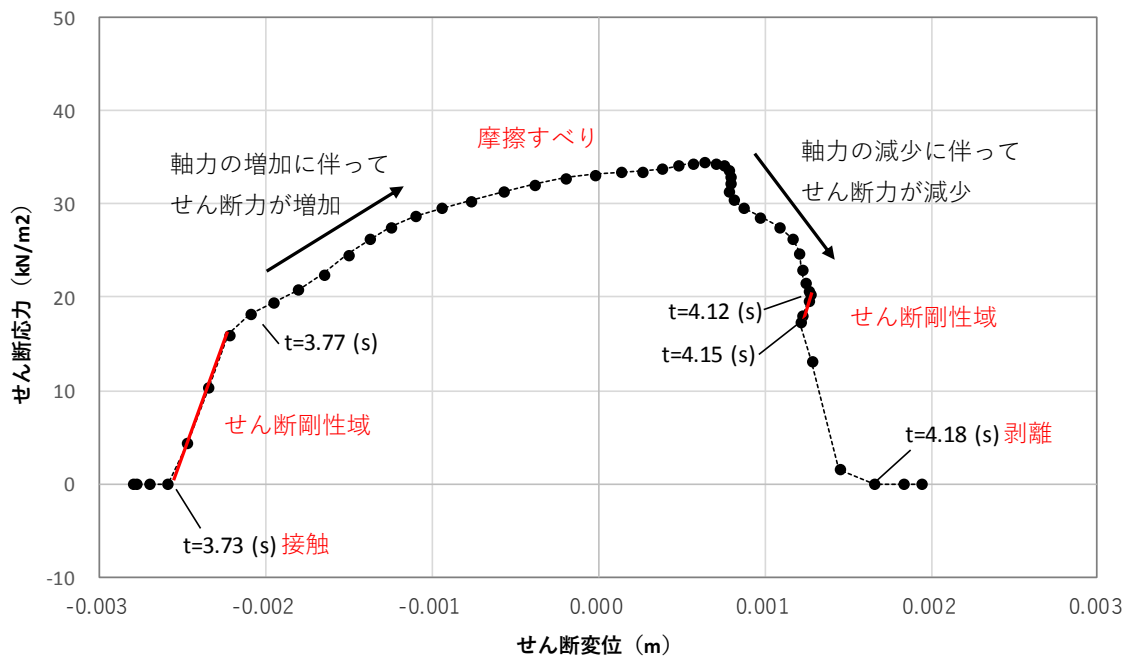


図7 せん断応力-せん断変位関係 (3.7秒~4.2秒:せん断剛性平均)

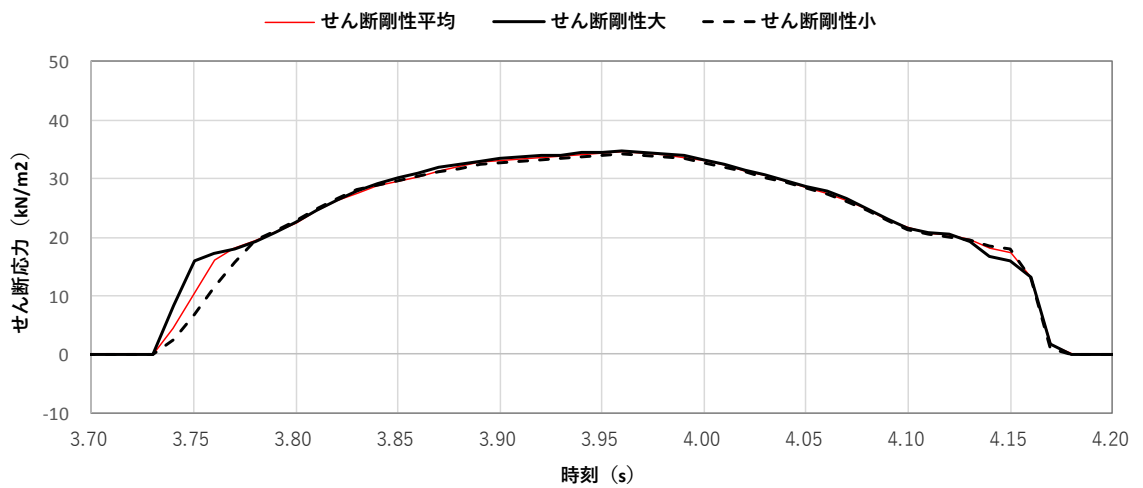


図8 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)

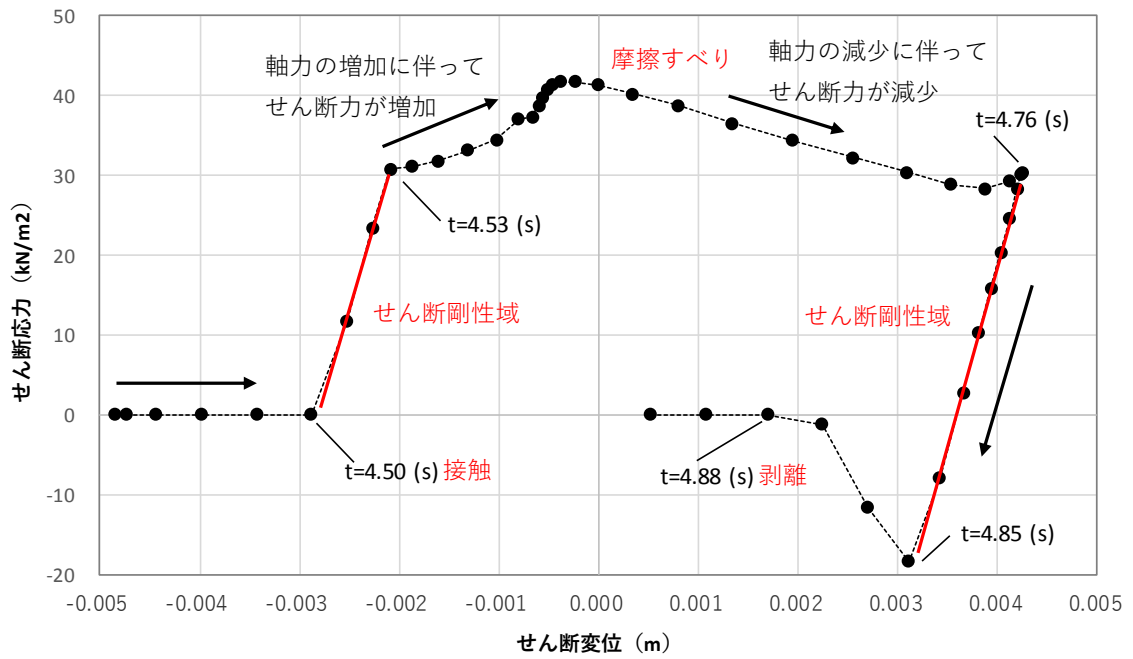


図9 せん断応力-せん断変位関係 (4.45 秒～4.90 秒：せん断剛性平均)

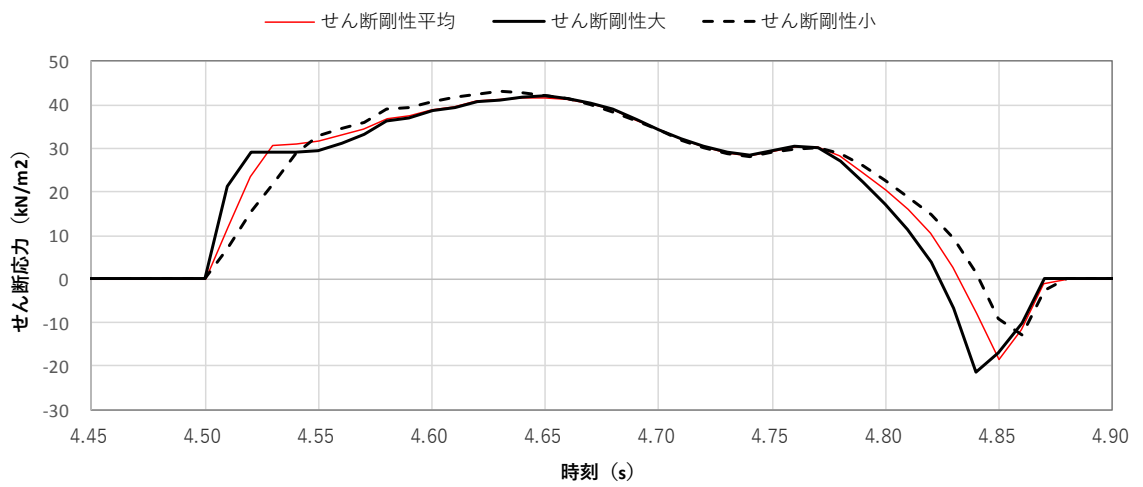


図10 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)

別紙 1-5-5 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響について

(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

解析モデルを図 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（本編図 2-19 参照）をモデル化したものである。

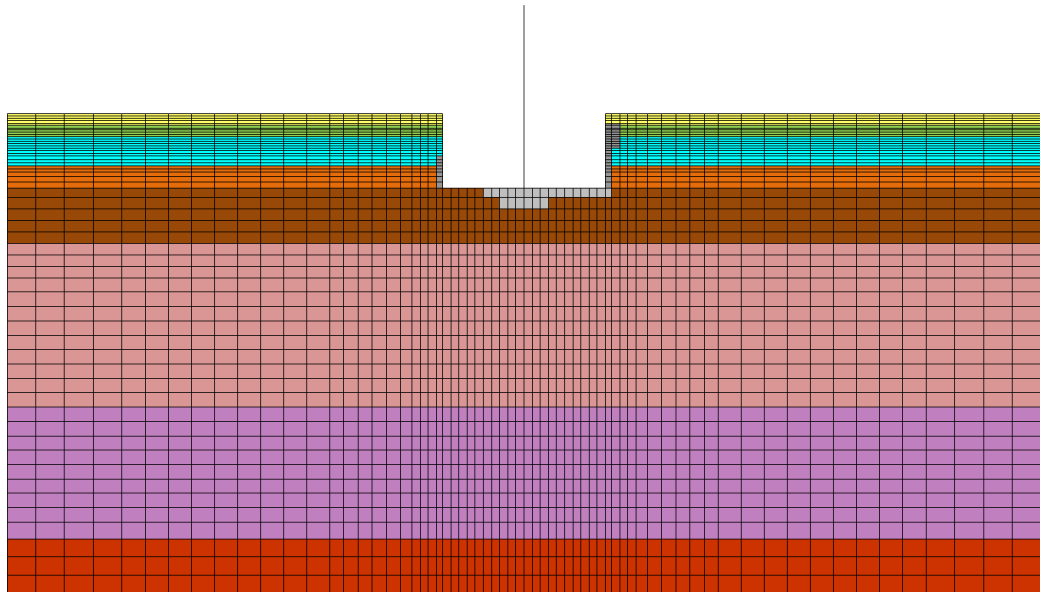
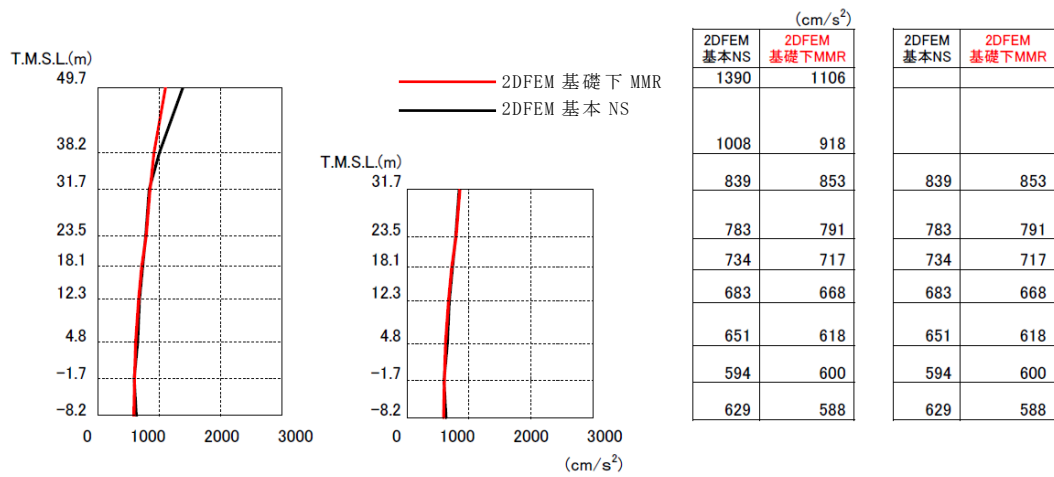


図 1 6号機原子炉建屋基礎下マンメイドロックを考慮した2次元 FEM 解析モデルの地盤メッシュ (NS 方向)

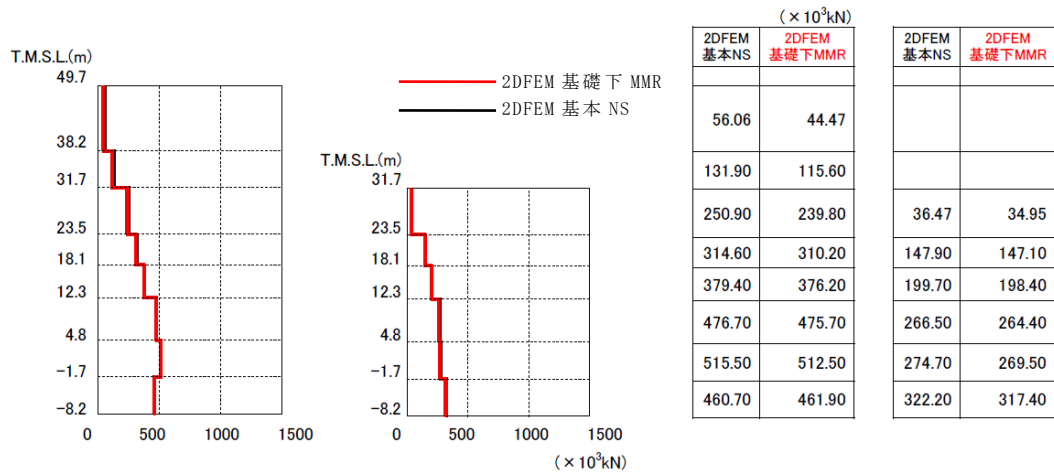
(3) 建屋応答の比較

図 2～図 4 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。

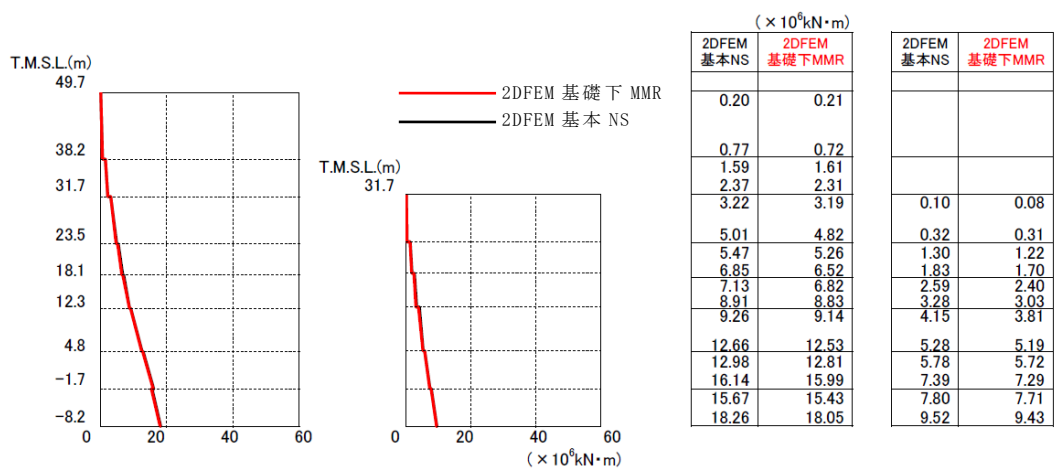
建屋基礎下のマンメイドロックを考慮しても，建屋の応答は顕著な影響を受けないことを確認した。



加速度



せん断力



モーメント

図2 建屋の最大応答分布の比較
(基本モデルと6号機基礎下マンメイドロックモデル)

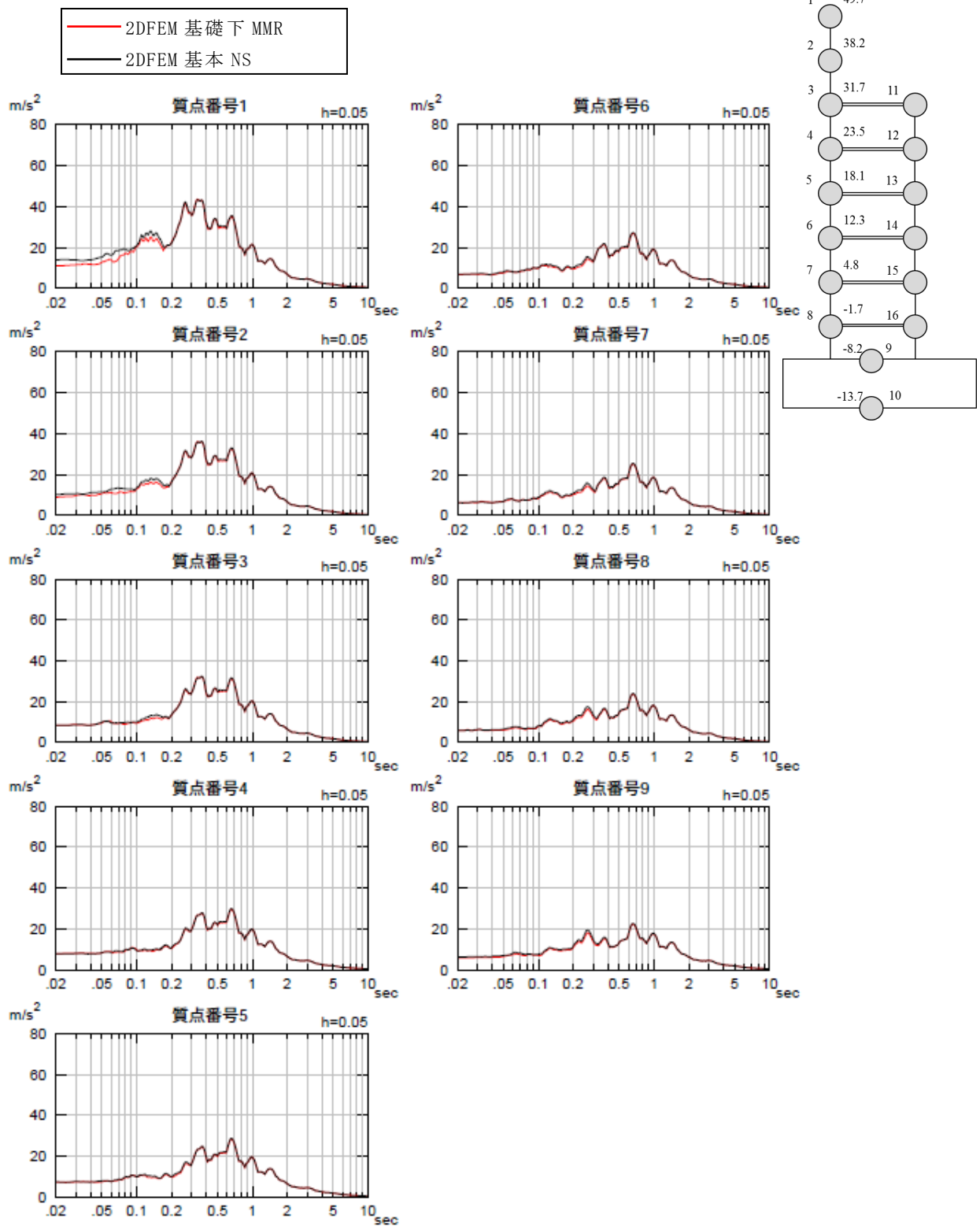


図3 床応答スペクトルの比較
 (基本モデルと6号機基礎下マンメイドロックモデル) (NS方向) h=5%

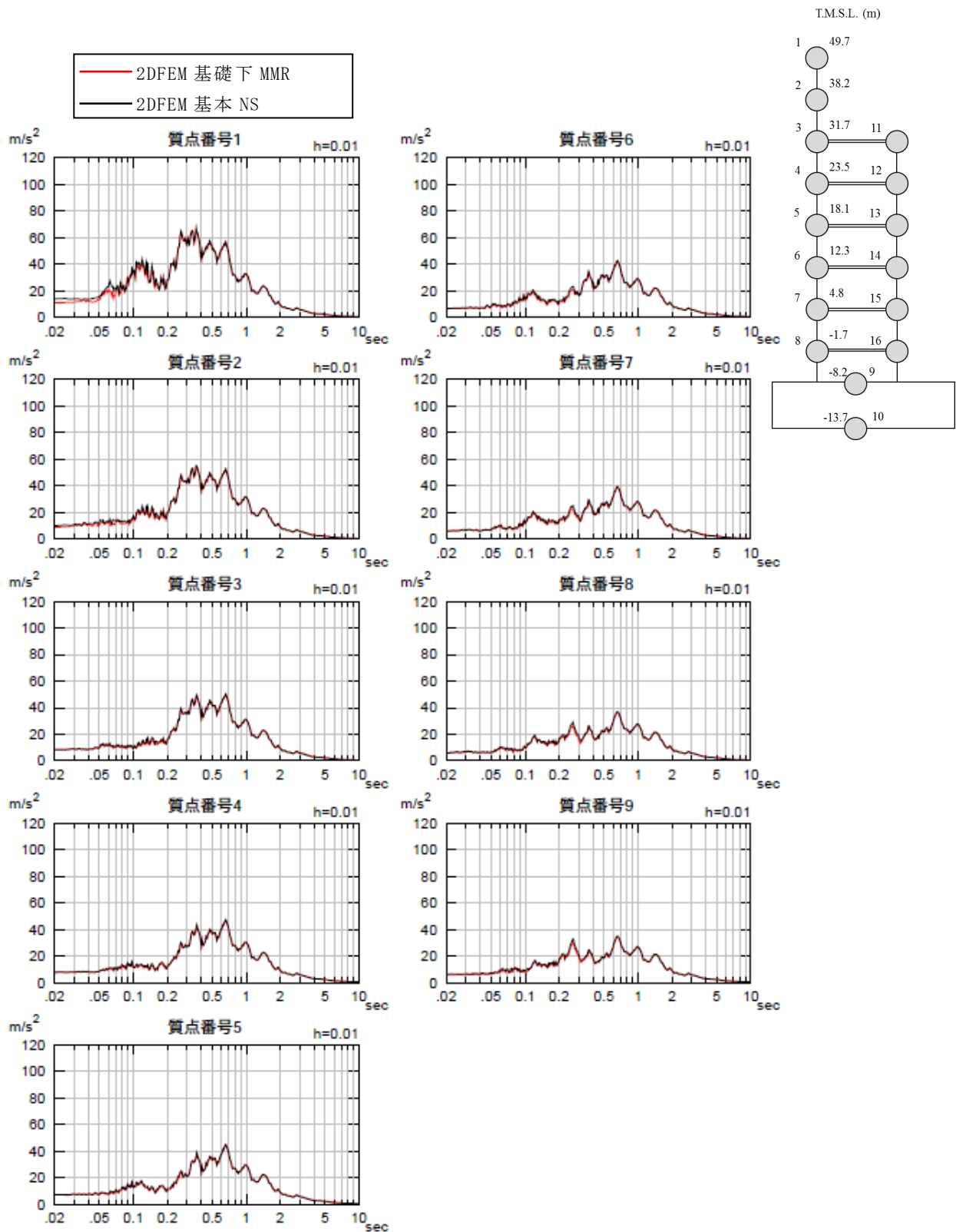


図4 床応答スペクトルの比較
 (基本モデルと6号機基礎下マンメイドロックモデル) (NS方向) $h=1\%$

別紙 1-5-6 建屋周辺のマンメイドロックについて

6号機原子炉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（確認事項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図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 1.2 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 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。

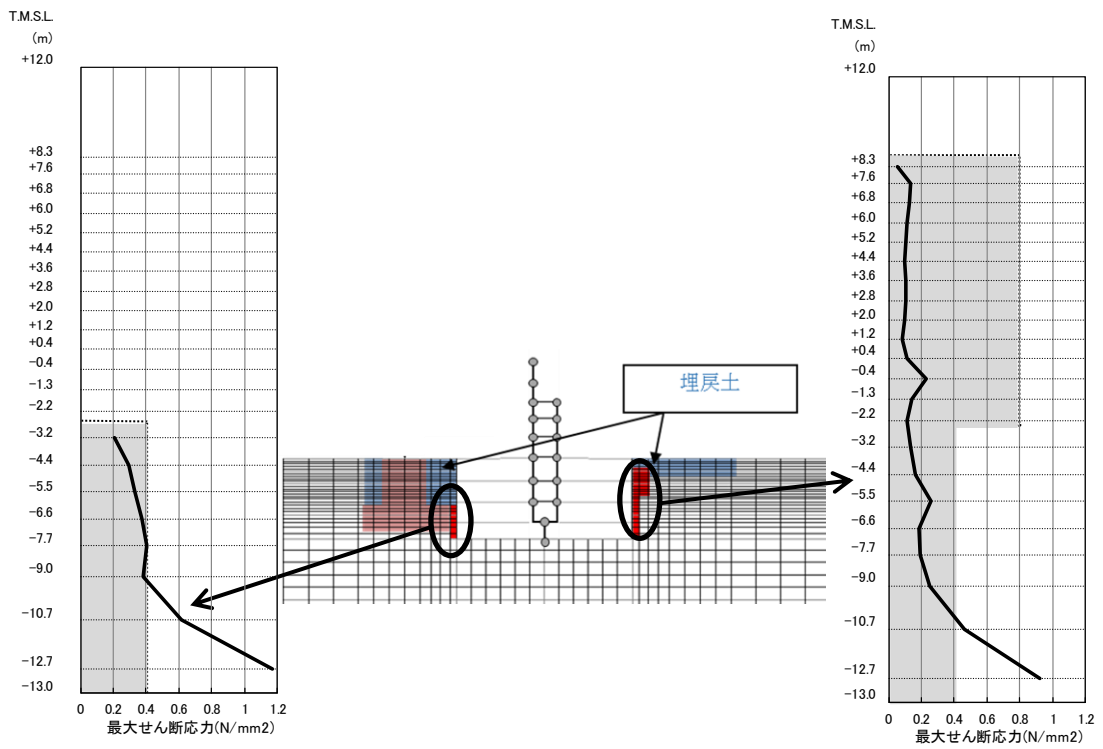


図1 6号機原子炉建屋外周のマンメイドロックの最大応答せん断応力分布

別紙1-6 表層ばねの取扱いについて

目 次

| | |
|----------------------|---------|
| 1. はじめに | 別紙1-6-1 |
| 2. 検討概要 | 別紙1-6-1 |
| 3. 地盤の等価線形解析結果 | 別紙1-6-1 |
| 4. まとめ | 別紙1-6-3 |

1. はじめに

既工認時の地震応答解析モデルでは地盤表層部（新期砂層）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認で採用するモデルでは、基準地震動 S_s による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋－地盤相互作用が見込めないと判断し、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、この部分の地盤ばねを考慮しないこととしている。本資料はその妥当性を説明するものである。

2. 検討概要

原子炉建屋ほかの地震応答解析では、次元波動論による等価線形解析によって、地盤内各層の加速度、有効ひずみを求めている。

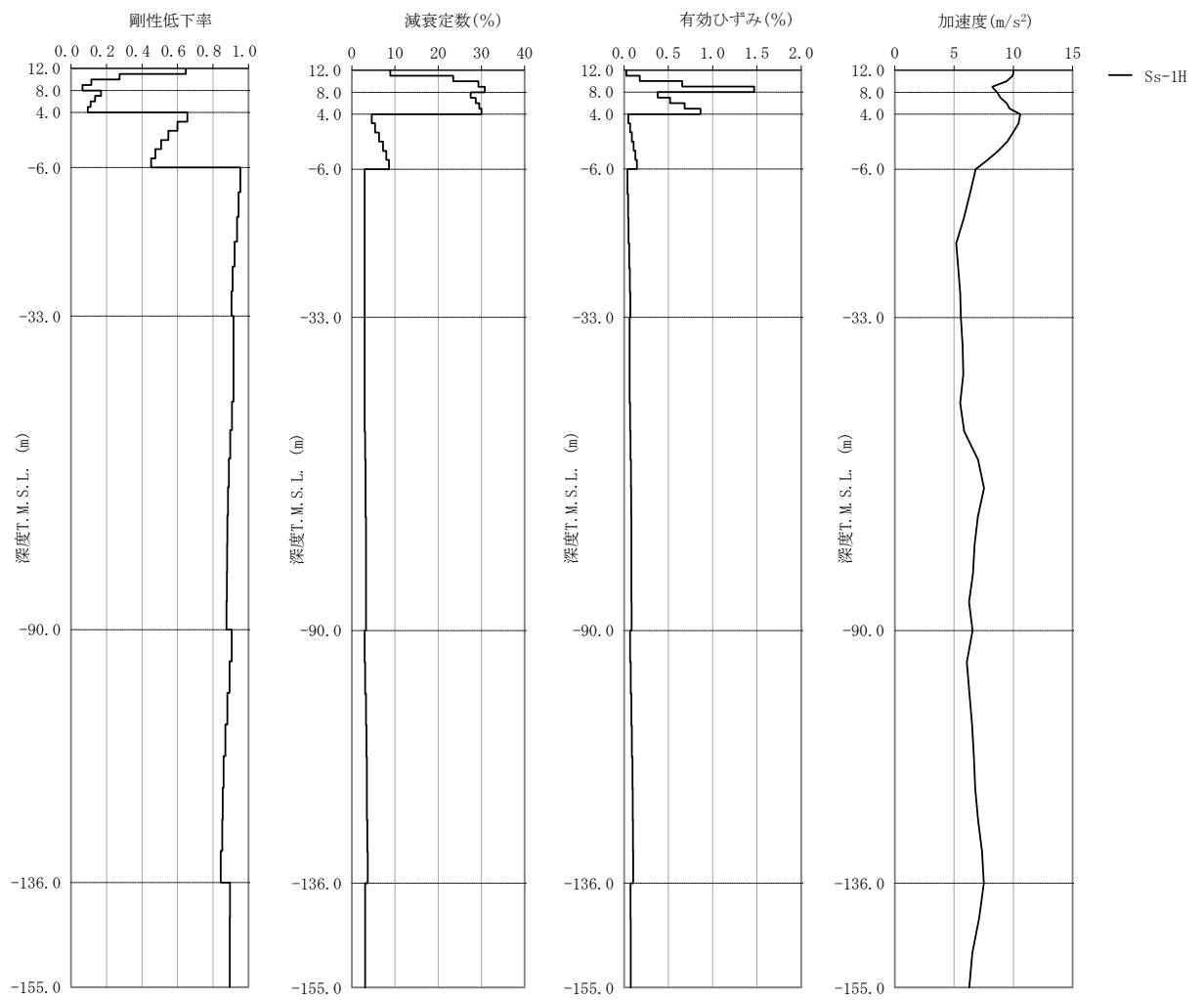
本検討では、原子炉建屋の地盤モデルを対象として、基準地震動 S_{s-1} による等価線形解析を実施し、表層部（新期砂層）の応答（剛性低下率、有効ひずみ）を確認することにより、この部分の建屋－地盤相互作用が有効かどうかを確認する。

3. 地盤の等価線形解析結果

基準地震動 S_{s-1} に対する地盤の等価線形解析結果を図3-1に示す。

表層部（新期砂層，T.M.S.L. 4.0m～12.0m）において、急激に剛性が低下しており、有効ひずみについても大きくなっている（剛性低下率（ G/G_0 ）は最小で0.1程度、有効ひずみは最大で1%程度）。

したがって、当該層における建屋－地盤連成効果は見込めず、建屋応答評価上、この部分の地盤ばねは評価しないことが適切であると考えられる。



注：T. M. S. L. 4.0m～12.0mが表層部に該当。

図3-1 地盤の等価線形解析結果 (Ss-1)

4. まとめ

以上より，原子炉建屋の耐震設計に用いる地震応答解析モデルにおいて，表層部の地盤ばねを考慮しないことは妥当であると考えられる。

別紙3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

目 次

| | |
|----------------------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙3-1 |
| 1.1 検討概要 | 別紙3-1 |
| 1.2 検討方針 | 別紙3-1 |
| 2. 材料物性の不確かさの分析 | 別紙3-2 |
| 2.1 建屋剛性の不確かさ | 別紙3-2 |
| 2.2 地盤剛性の不確かさ | 別紙3-2 |
| 3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定 | 別紙3-3 |
| 3.1 設計用地震力の設定方法 | 別紙3-3 |
| 3.2 材料物性の不確かさの設定 | 別紙3-5 |
| 4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討 | 別紙3-7 |
| 4.1 検討概要 | 別紙3-7 |
| 4.2 不確かさの影響検討 | 別紙3-12 |
| 4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響 | 別紙3-12 |
| 4.2.2 建屋剛性の変動による影響 | 別紙3-42 |
| 4.2.3 側面回転ばねの変動による影響 | 別紙3-72 |
| 4.3 まとめ | 別紙3-96 |
| 5. 機器・配管系評価への影響 | 別紙3-97 |

別紙3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

下線部：今回ご提示資料

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所7号機の原子炉建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）、地盤剛性（地盤のせん断波速度）及び側面回転ばねの不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。更に、材料物性の不確かさの影響評価として、機器・配管系の評価への影響についても検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤剛性であることが確認されている。*

地震応答解析モデルの建屋剛性は、建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づく実強度を用いて算出しているが、平均値に対するばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさと、側面地盤の回転ばねによる拘束効果の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度と側面回転ばねによる拘束効果を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記*：日本電気協会「参考資料4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」, 第29回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7, 平成20年1月18日

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

建屋剛性の不確かさとして、建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度のばらつきがある。コンクリート実強度については、91日強度の平均値に基づく値を基本ケースとし、プラス側とマイナス側を考慮する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。また、側面地盤の拘束効果としての側面回転ばねの不確かさがある。

これらの地盤剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが基本ケースに対して変動すると考えられる。

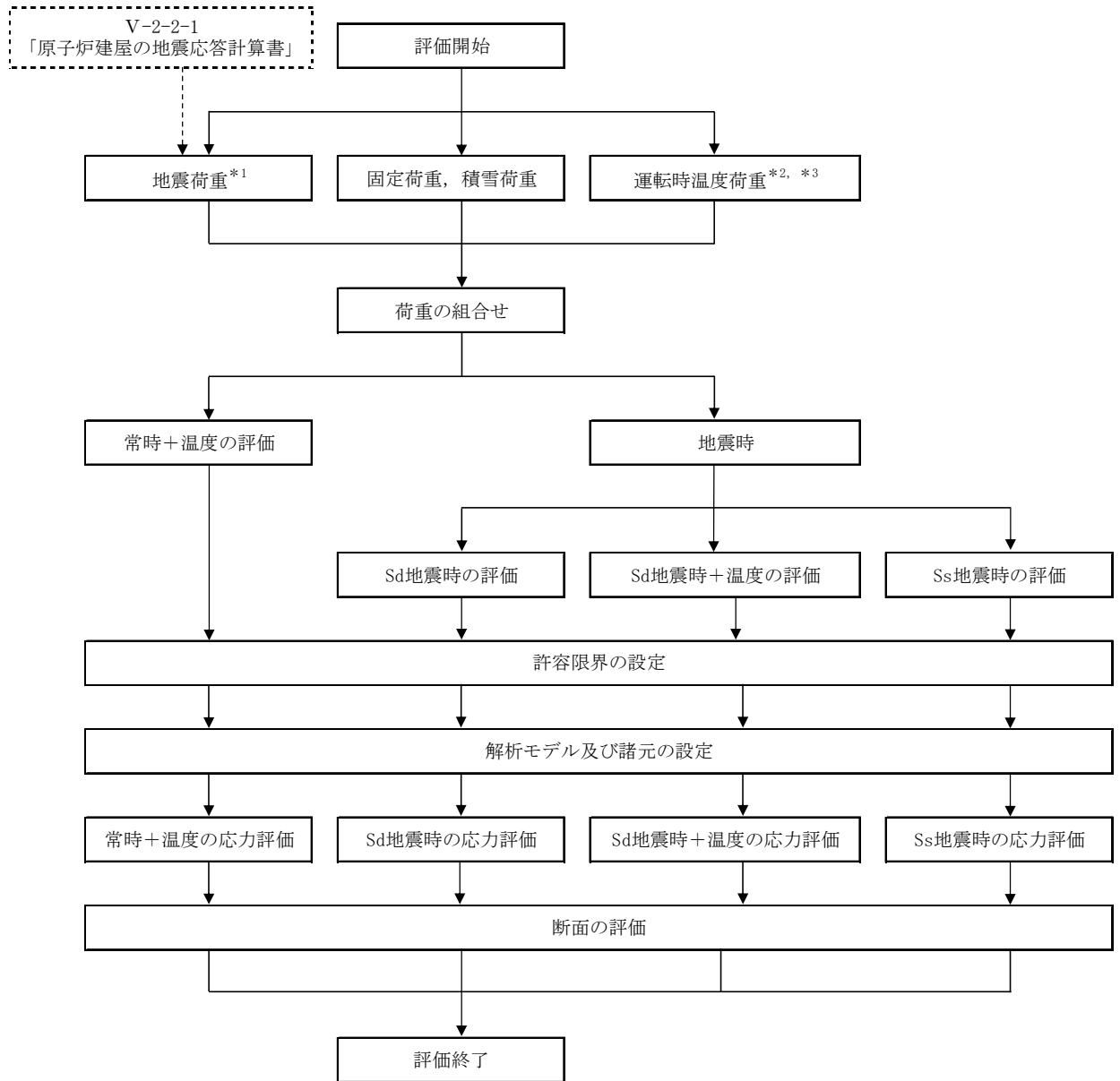
よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさと側面回転ばねの不確かさを考慮する。

3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの質点系モデルの応答値の算出に当たっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して実施する（別紙3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図3-1に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、質点系モデルによる地震応答解析より得られた最大応答値から算出する。地震応答解析から得られた最大応答値は、Ss-1～Ss-8の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値となる地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は別紙3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。



注記*1：建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮する

注記*2：運転時温度荷重については、常時及びSd地震時に考慮する

注記*3：運転時温度荷重については、原子炉格納容器の評価にのみ考慮する

図 3-1 建屋耐震性評価フロー（応力解析による評価）

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出に当たり、建屋剛性（コンクリート強度）、地盤のせん断波速度及び地盤の拘束効果としての側面回転ばねの不確かさを設定する。

建屋の地震応答解析モデルにおける建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度の評価は、基本ケースでは建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づき設定する。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討に当たっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ のばらつきを考慮する。更に、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限值に相当する値（平均値 -2σ ）を、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

表 3-1 コンクリート強度の不確かさ検討の考え方

| 地震応答解析モデル | コンクリート強度 |
|-----------|---|
| 基本ケース | 実強度（91日強度） 43.1N/mm ² |
| 不確かさ | <ul style="list-style-type: none"> • $+1\sigma$ 46.0N/mm² • -1σ 40.2N/mm² • コア強度平均 55.7N/mm² • -2σ 37.2N/mm² |

地盤剛性の不確かさの影響評価においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を元に設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討に当たっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮する。

表 3-2 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

| 地震応答解析モデル | せん断波速度 |
|-----------|--|
| 基本ケース | 標準地盤（平均値） |
| 不確かさ | <ul style="list-style-type: none"> • +地盤 新期砂層（+13%）、古安田層（+25%）、 西山層（+10%） • -地盤 新期砂層（-13%）、古安田層（-25%）、 西山層（-10%） |

側面回転ばねについては、Novakの方法により算定されるばね値を100%見込む場合を基本として、接地率の評価が保守的になる50%の場合も考慮する。また、不確かさの検討に当たっては、地盤剛性の不確かさを考慮することで、回転ばね定数も変化することから、地盤剛性の不確かさの検討と併せて影響を確認する。

表 3-3 側面回転ばね定数の不確かさ検討の考え方

| 地震応答解析モデル | 側面回転ばね定数 |
|-----------|---|
| 基本ケース | 100% |
| 不確かさ | <ul style="list-style-type: none">・ 回転ばね定数を半減（50%）する・ 地盤剛性の変動を考慮 |

4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討

4.1 検討概要

建屋剛性（コンクリート強度）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度，側面回転ばね定数）の不確かさを考慮したケースの建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に，地震応答解析モデル図を図4-1及び図4-2に示す。ここで，コンクリート剛性を実強度（43.1N/mm²），地盤のせん断波速度を標準地盤，側面回転ばね定数を低減しない検討ケースを基本ケースとする。

建物のコンクリート強度の不確かさのうち，±1σのケースと地盤剛性の不確かさについては，建屋-地盤連成モデルの剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組合せで検討を行う。

表4-1中の塗りつぶし部分は，基本ケースとの差異を示す。

検討ケースのうち，ケース4及びケース5においては，コンクリート剛性を極端に変動させたケースであり，地盤剛性は標準地盤とする。

本資料においては，代表として，Ss-1による影響検討の結果を示す。

また，水平方向の地震応答解析に採用した解析モデルの一覧表を表4-2に示す。

表 4-1 検討ケース

| 検討ケース | コンクリート剛性 | 回転ばね定数 | 地盤剛性 | 備考 |
|------------------------------|---|--------|---|----------------------|
| ①ケース1 (工認モデル) | 実強度 (43.1N/mm ²) | 100% | 標準地盤 | 基本ケース |
| ②ケース2 (建屋剛性+σ， 地盤剛性+σ) | 実強度+σ (46.0N/mm ²) | 100% | 標準地盤+σ (新期砂層+13%， 古安田層+25%， 西山層+10%) | 地盤剛性の変化に伴い，回転ばね定数が変化 |
| ③ケース3 (建屋剛性-σ， 地盤剛性-σ) | 実強度-σ (40.2N/mm ²) | 100% | 標準地盤-σ (新期砂層-13%， 古安田層-25%， 西山層-10%) | 地盤剛性の変化に伴い，回転ばね定数が変化 |
| ④ケース4 (建屋剛性コア平均) | 実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²) | 100% | 標準地盤 | |
| ⑤ケース5 (建屋剛性-2σ) | 実強度-2σ (37.2N/mm ²) | 100% | 標準地盤 | |
| ⑥ケース6 (回転ばね低減) | 実強度 (43.1N/mm ²) | 50% | 標準地盤 | |

表 4-2 地震応答解析に採用した解析モデル

(a) 基準地震動 S_s (NS 方向)

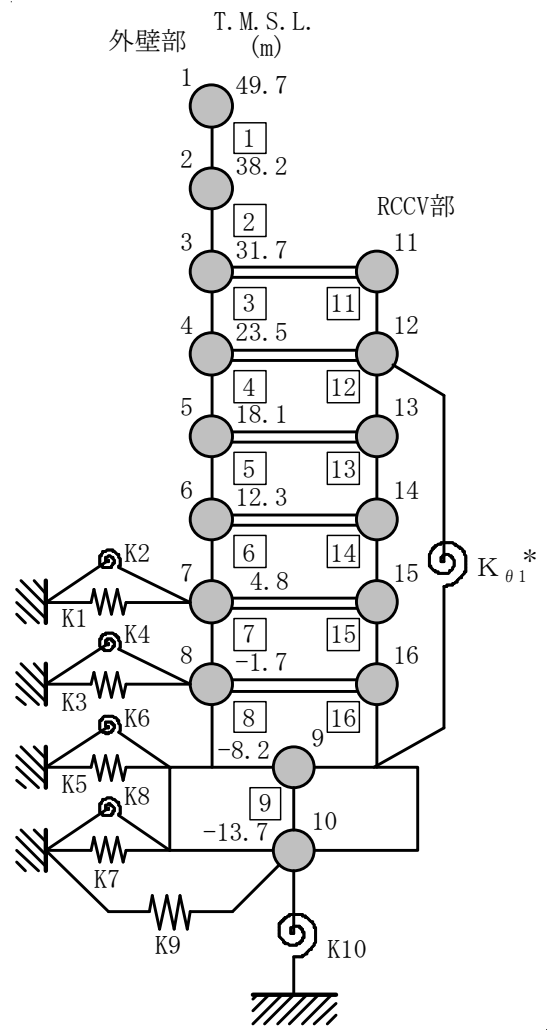
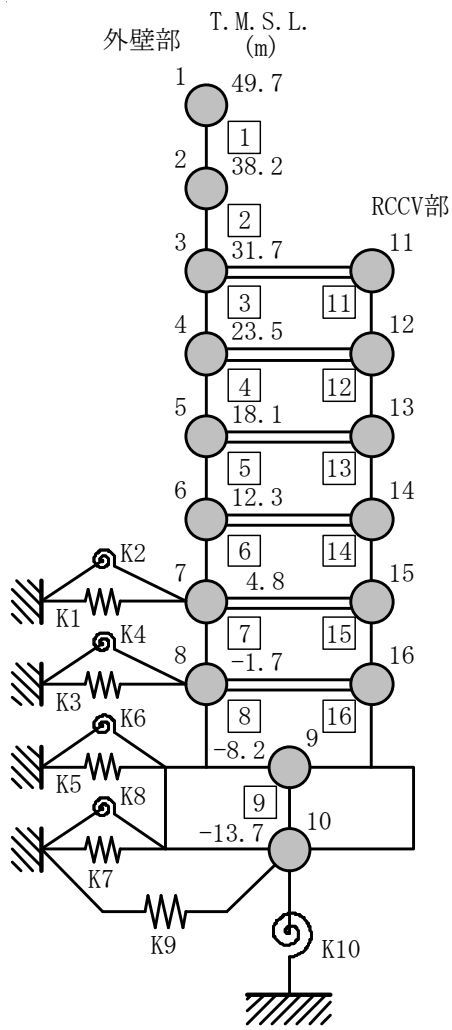
| 検討ケース | S_s-1 |
|-------|---------|
| ケース 1 | ② |
| ケース 2 | ② |
| ケース 3 | ② |
| ケース 4 | ② |
| ケース 5 | ② |
| ケース 6 | ③ |

(b) 基準地震動 S_s (EW 方向)

| 検討ケース | S_s-1 |
|-------|---------|
| ケース 1 | ② |
| ケース 2 | ② |
| ケース 3 | ② |
| ケース 4 | ② |
| ケース 5 | ② |
| ケース 6 | ③ |

凡例

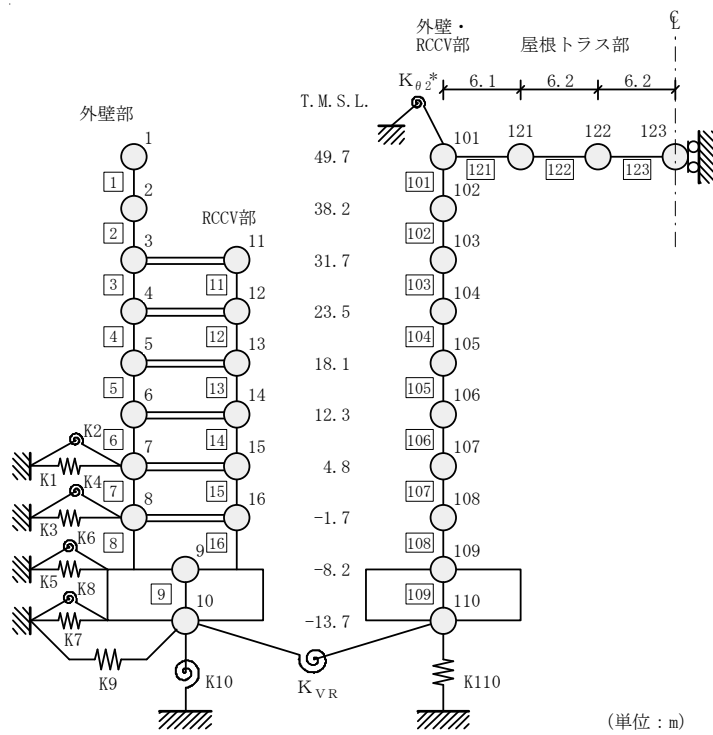
- ① : 誘発上下動を考慮しないモデル (基礎浮上り線形モデル)
- ② : 誘発上下動を考慮しないモデル (基礎浮上り非線形モデル)
- ③ : 誘発上下動を考慮するモデル



注記* : RCCV回転ばね

(a) 誘発上下動を考慮しない場合

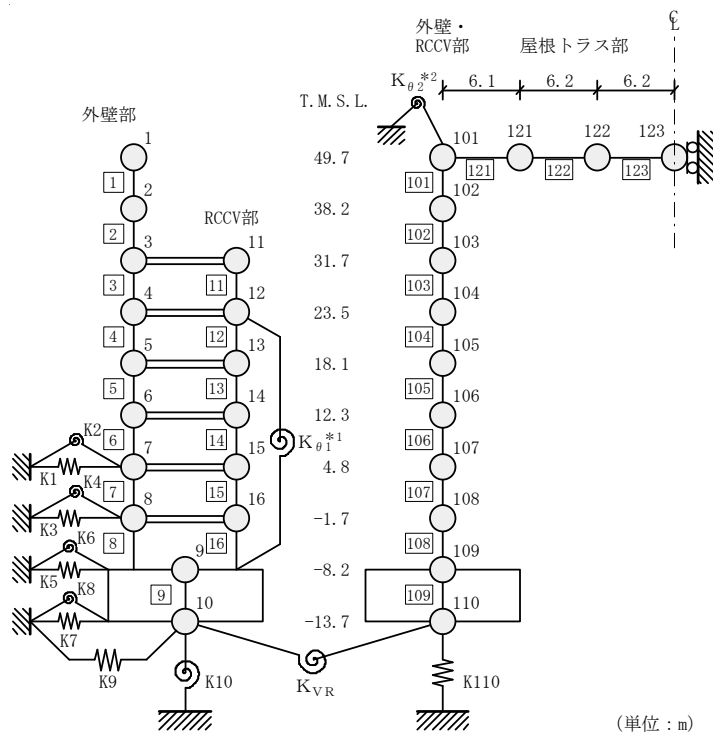
図 4-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル (水平方向) (1/2)



(単位 : m)

注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

NS方向



(単位 : m)

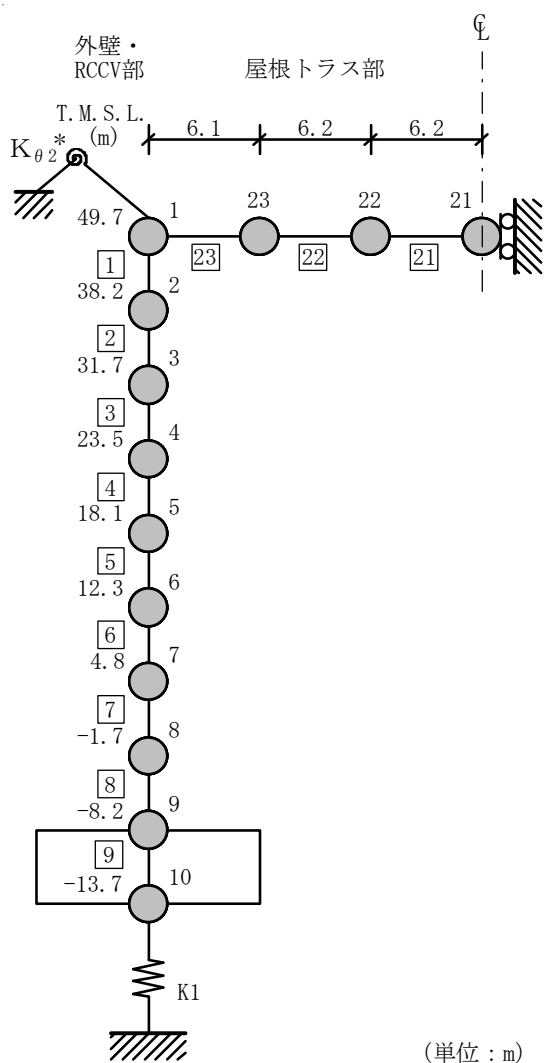
注記*1 : RCCV回転ばね

注記*2 : 屋根トラス端部回転拘束ばね

EW方向

(b) 誘発上下動を考慮する場合

図4-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル (水平方向) (2/2)



(単位 : m)

注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 4-2 原子炉建屋の地震応答解析モデル (鉛直方向)

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち，建屋剛性及び地盤剛性を変動させたケース（ケース2及びケース3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し，基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1とする。建屋剛性は，基本ケース（実強度 43.1N/mm²）に対して $\pm 1\sigma$ の変動を，地盤剛性は標準地盤に対して $\pm \sigma$ の変動を考慮する。なお，側面回転ばねは，地盤剛性の変動に伴う回転ばね定数の変動を考慮する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-3，刺激関数図を図4-3～図4-8に示す。表，図中では基本ケースをケース1，建屋剛性 $+\sigma$ 地盤剛性 $+\sigma$ としたケースをケース2，建屋剛性 $-\sigma$ 地盤剛性 $-\sigma$ としたケースをケース3として示す。

基本ケースに対する建屋剛性及び地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は， $-10\% \sim +11\%$ 程度である。

表 4-3 固有値解析結果（ケース 1～3, Ss-1）

（単位：Hz）

| 次数 | NS方向 | | | EW方向 | | | 鉛直方向 | | |
|----|-------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|
| | ケース1 | ケース2 | ケース3 | ケース1 | ケース2 | ケース3 | ケース1 | ケース2 | ケース3 |
| 1 | 2.28 | 2.51 (1.10) | 2.05 (0.90) | 2.33 | 2.58 (1.11) | 2.09 (0.90) | 3.58 | 3.63 (1.01) | 3.38 (0.94) |
| 2 | 5.20 | 5.70 (1.10) | 4.70 (0.91) | 5.23 | 5.75 (1.10) | 4.73 (0.90) | 3.87 | 4.19 (1.08) | 3.69 (0.95) |
| 3 | 11.03 | 11.16 (1.01) | 10.89 (0.99) | 12.16 | 12.32 (1.01) | 11.99 (0.99) | 12.95 | 12.96 (1.00) | 12.95 (1.00) |
| 4 | 12.88 | 13.13 (1.02) | 12.56 (0.98) | 12.97 | 13.20 (1.02) | 12.74 (0.98) | 19.45 | 19.46 (1.00) | 19.43 (1.00) |
| 5 | 12.98 | 13.41 (1.03) | 12.66 (0.98) | 14.02 | 14.43 (1.03) | 13.64 (0.97) | 21.32 | 21.62 (1.01) | 21.00 (0.98) |
| 6 | 17.79 | 18.07 (1.02) | 17.50 (0.98) | 17.13 | 17.37 (1.01) | 16.89 (0.99) | 35.22 | 35.60 (1.01) | 34.79 (0.99) |
| 7 | 21.02 | 21.40 (1.02) | 20.64 (0.98) | 20.62 | 20.91 (1.01) | 20.31 (0.99) | 47.67 | 48.17 (1.01) | 47.09 (0.99) |
| 8 | 25.00 | 25.30 (1.01) | 24.68 (0.99) | 22.77 | 23.16 (1.02) | 22.39 (0.98) | 62.35 | 62.99 (1.01) | 61.60 (0.99) |

注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す

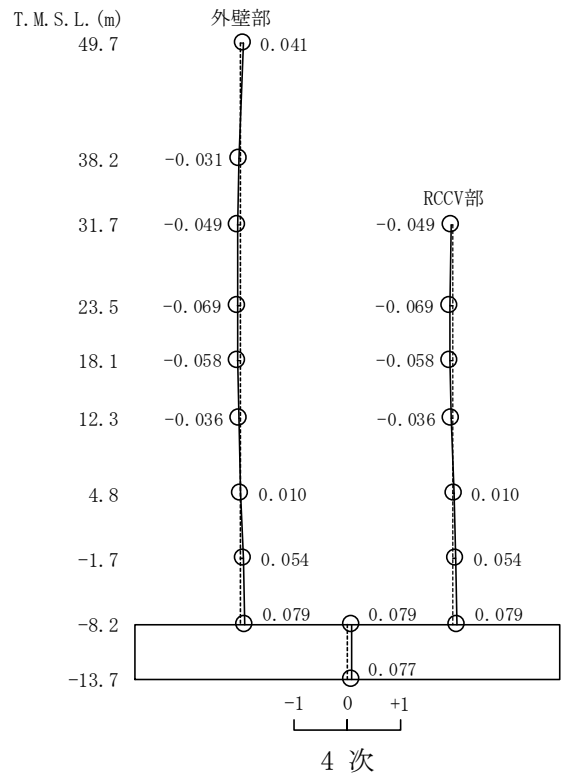
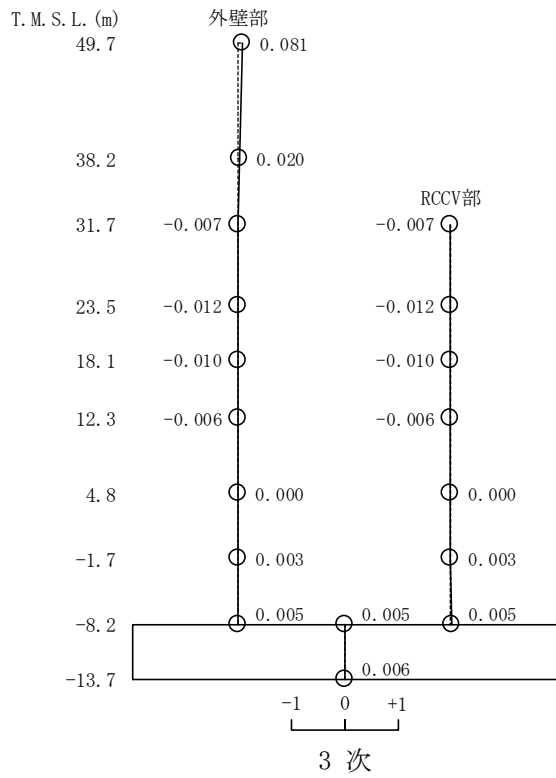
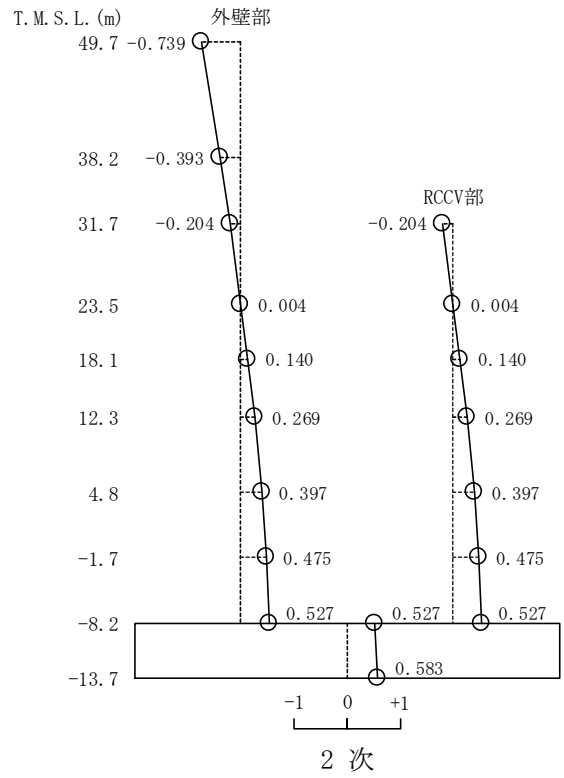
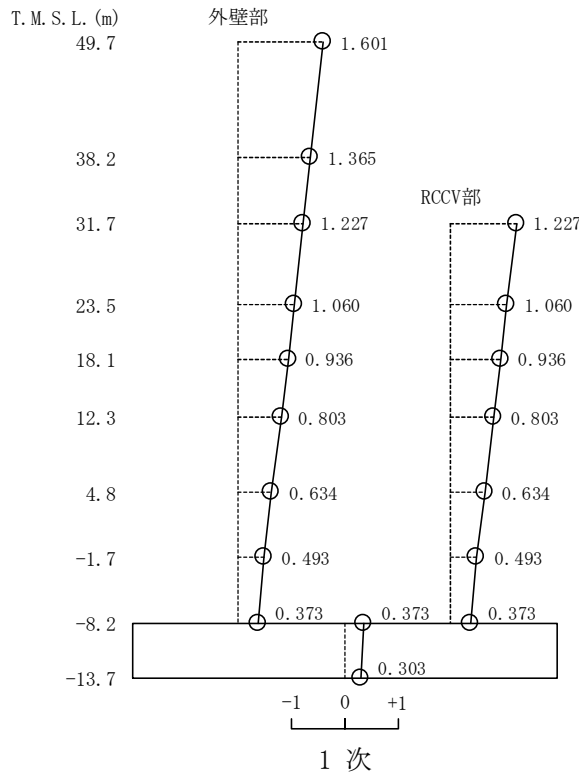


図 4-3 刺激関数図 (ケース 2)

(NS方向, S_s-1) (1/2)

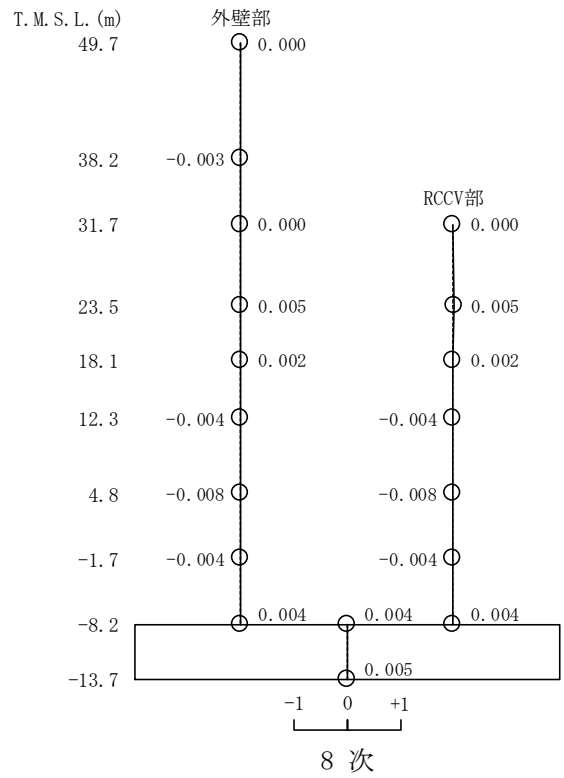
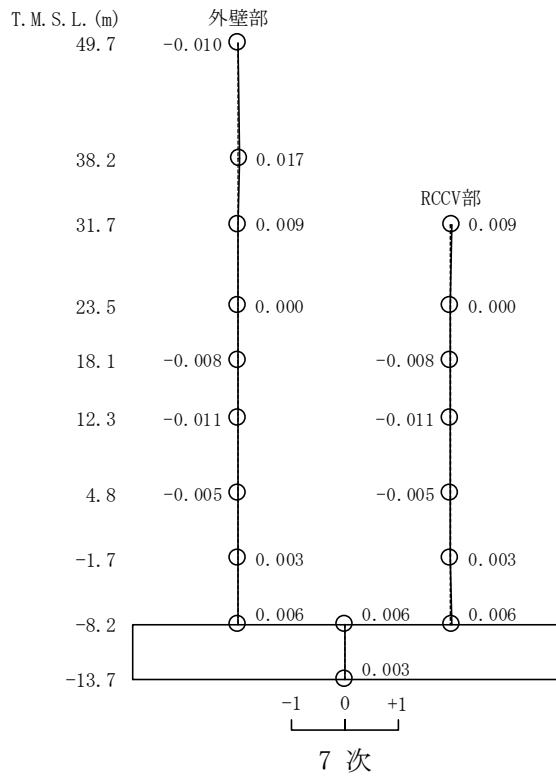
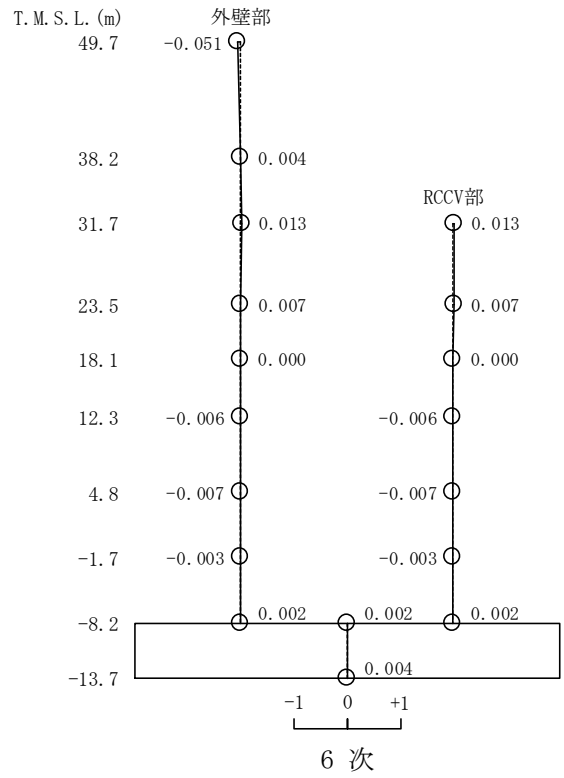
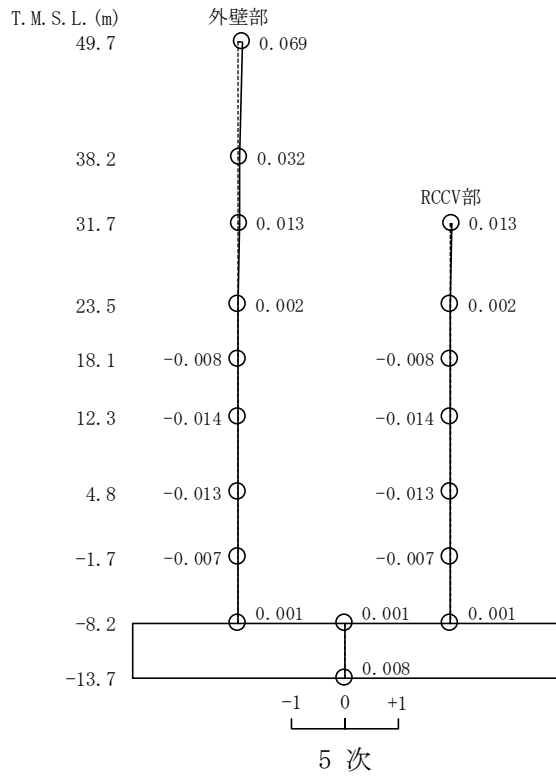


図4-3 刺激関数図 (ケース2)

(NS方向, Ss-1) (2/2)

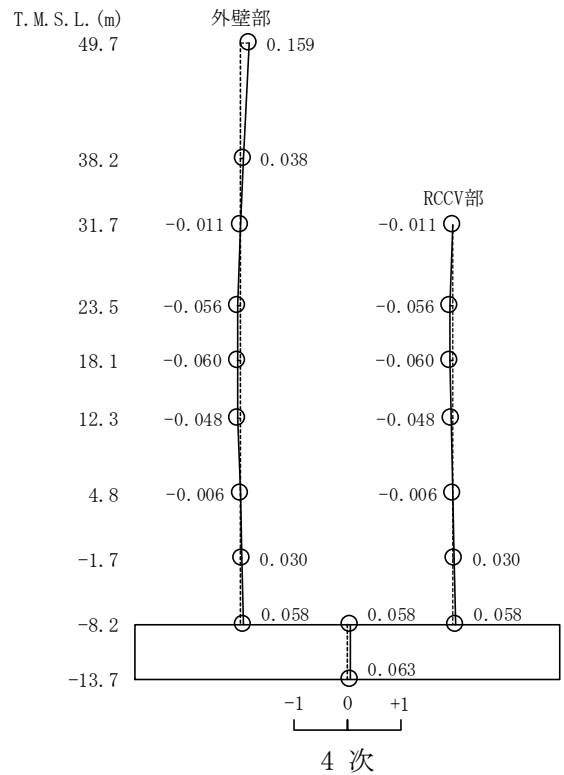
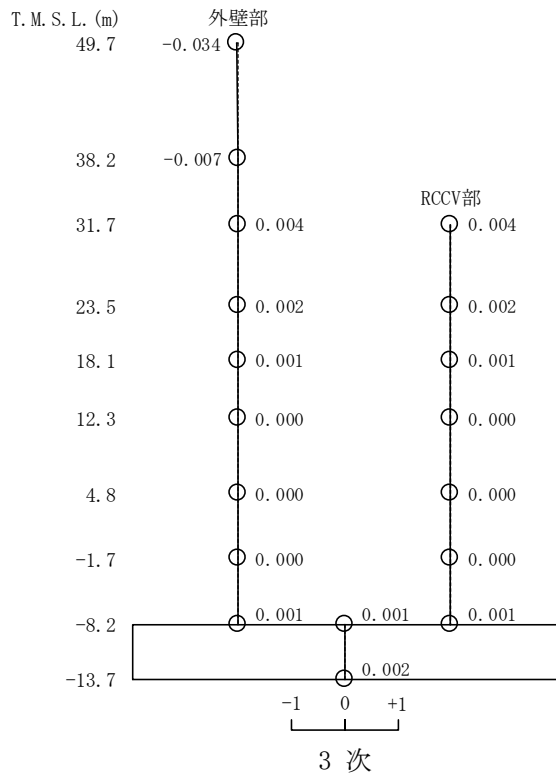
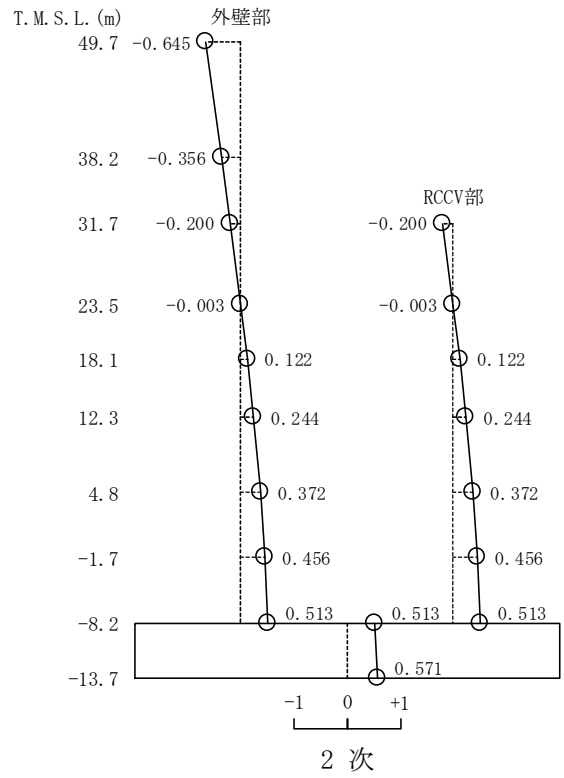
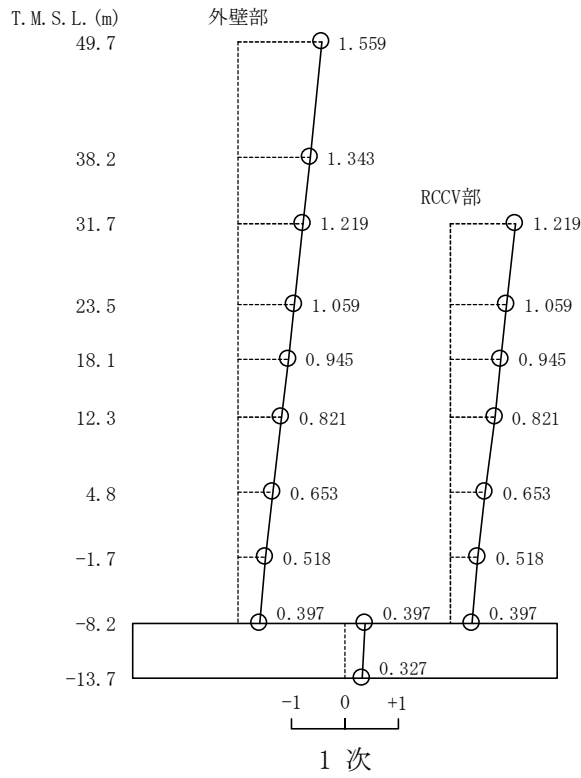


図 4-4 刺激関数図 (ケース 2)

(EW方向, Ss-1) (1/2)

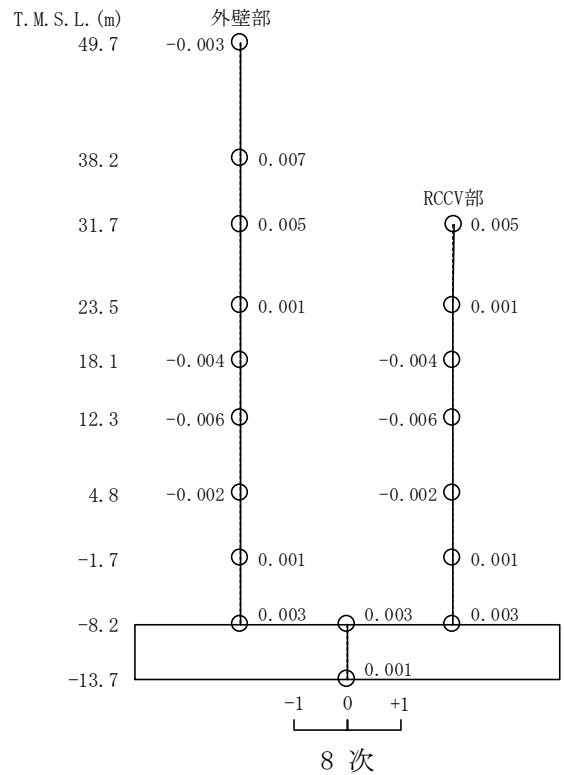
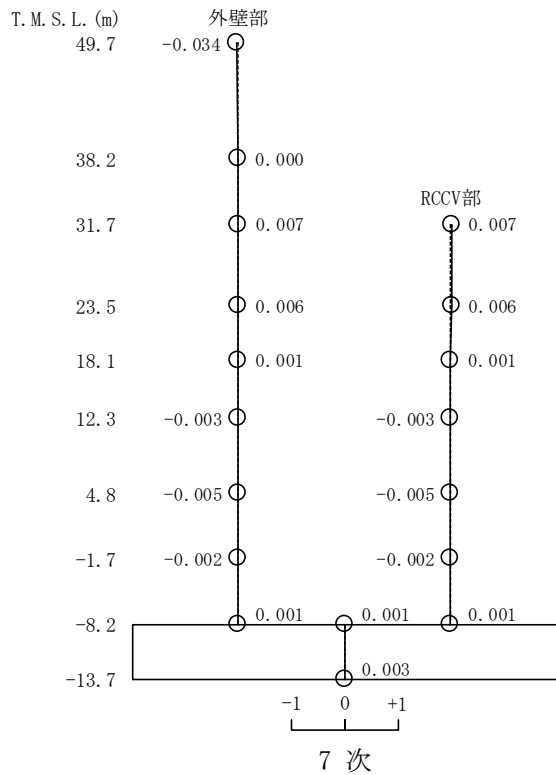
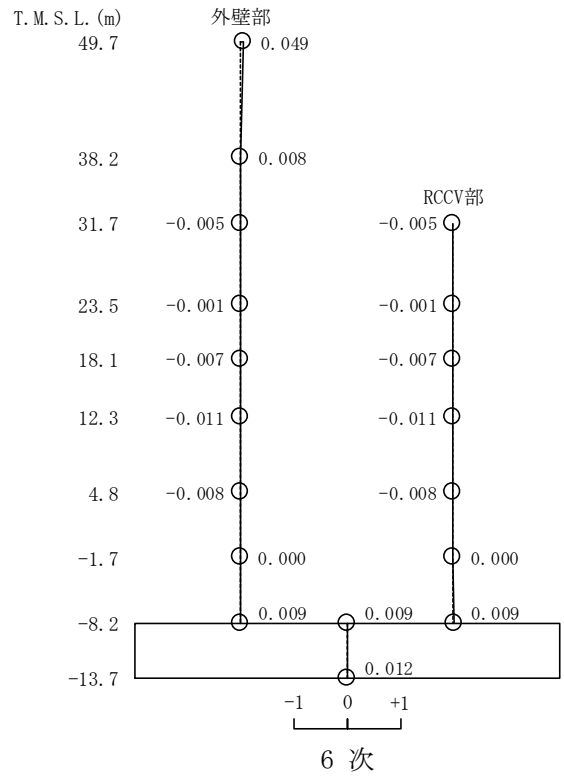
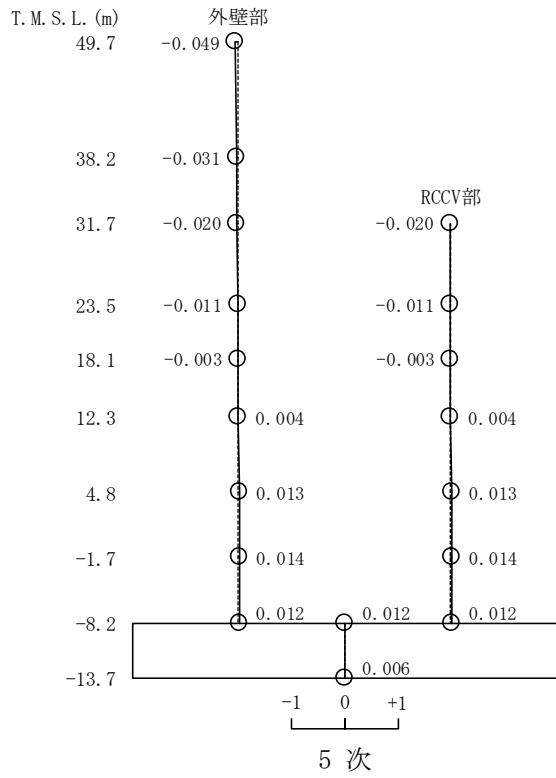
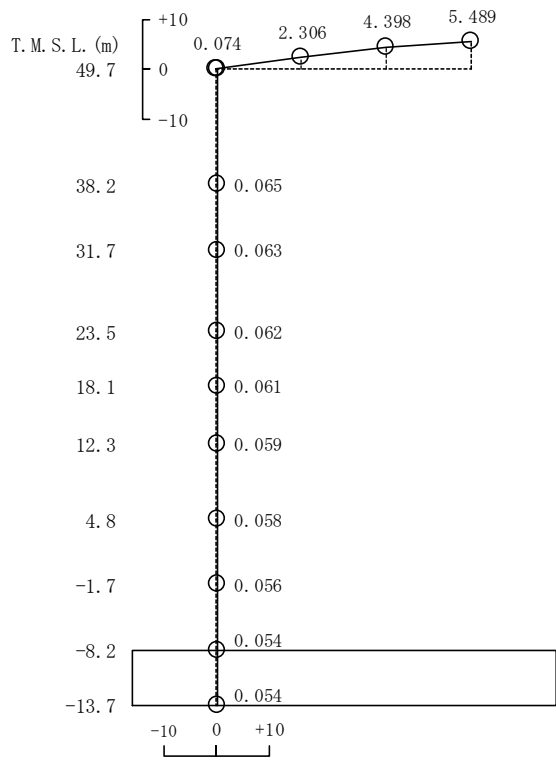
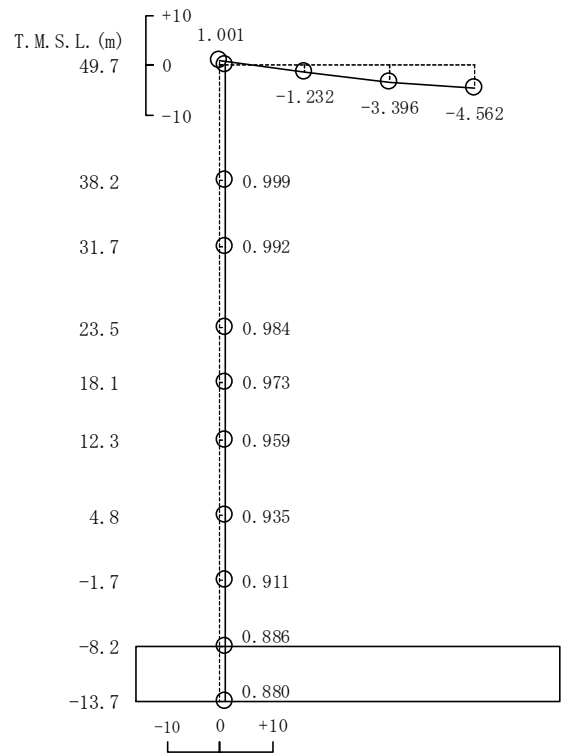


図4-4 刺激関数図 (ケース2)

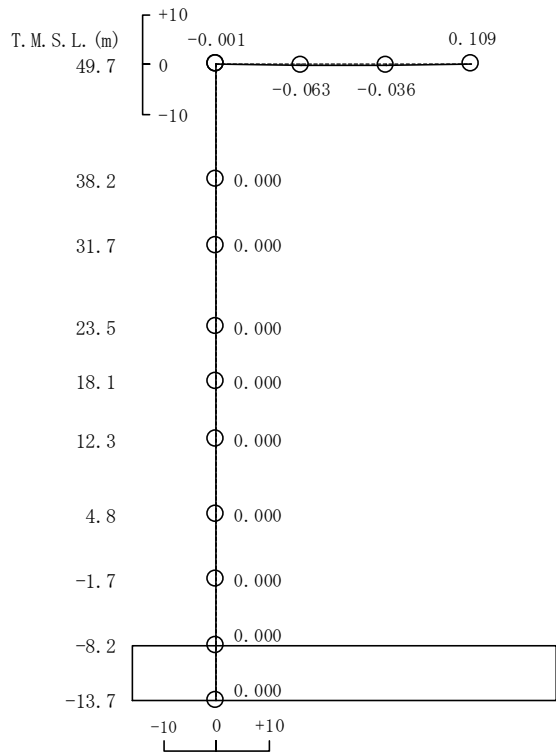
(EW方向, Ss-1) (2/2)



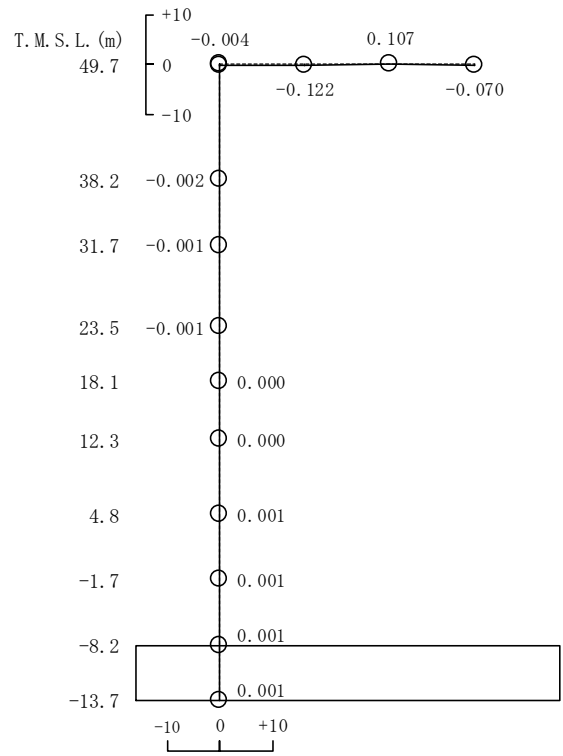
1 次



2 次



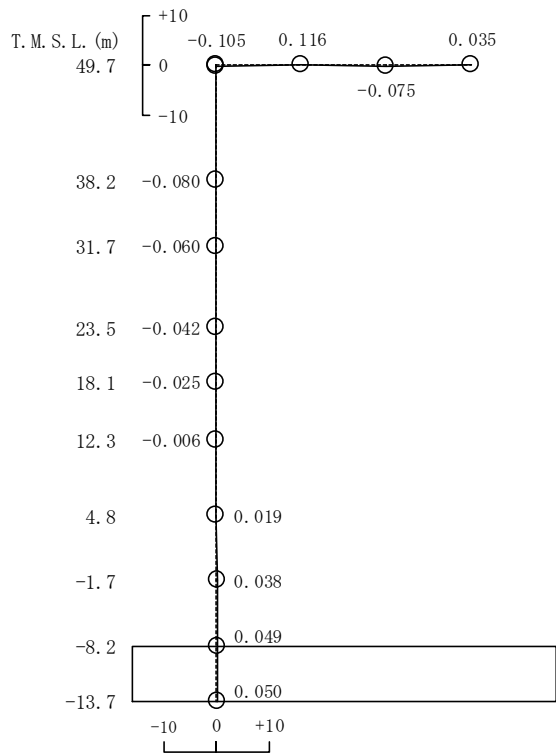
3 次



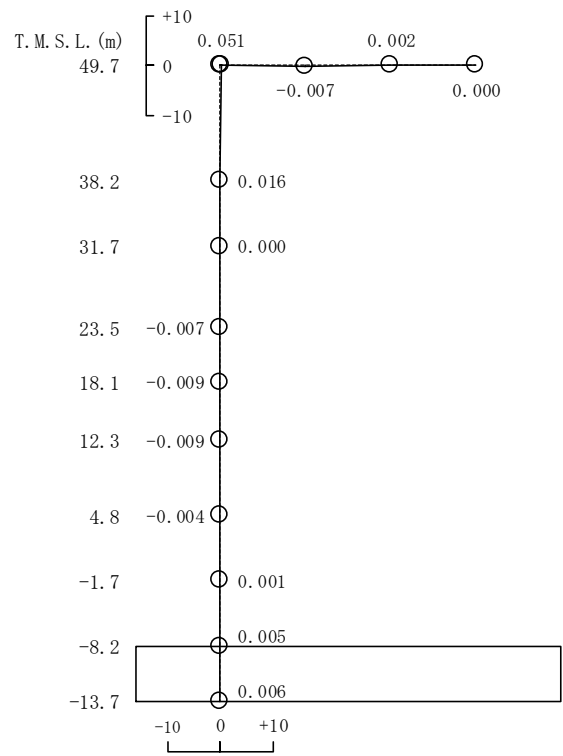
4 次

図 4-5 刺激関数図 (ケース 2)

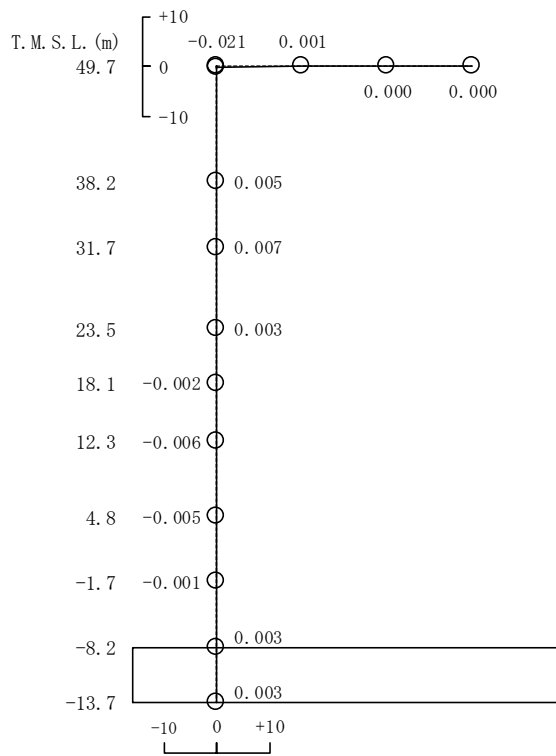
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



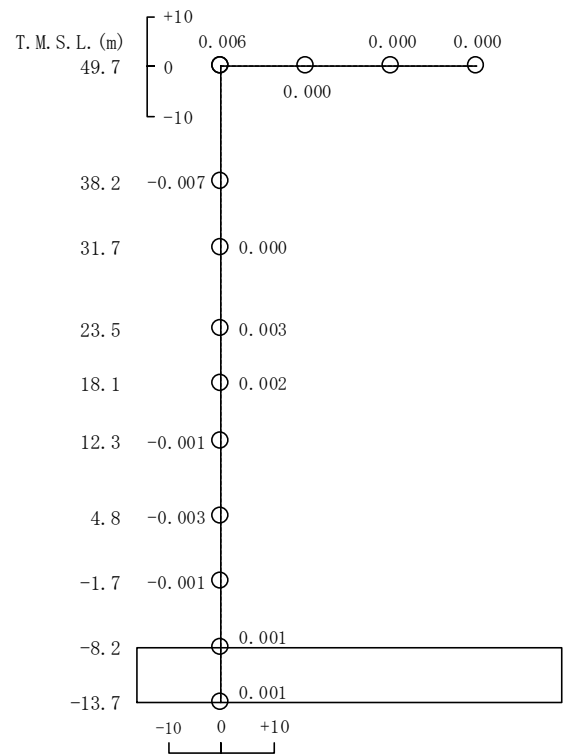
5 次



6 次



7 次



8 次

図4-5 刺激関数図 (ケース2)

(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

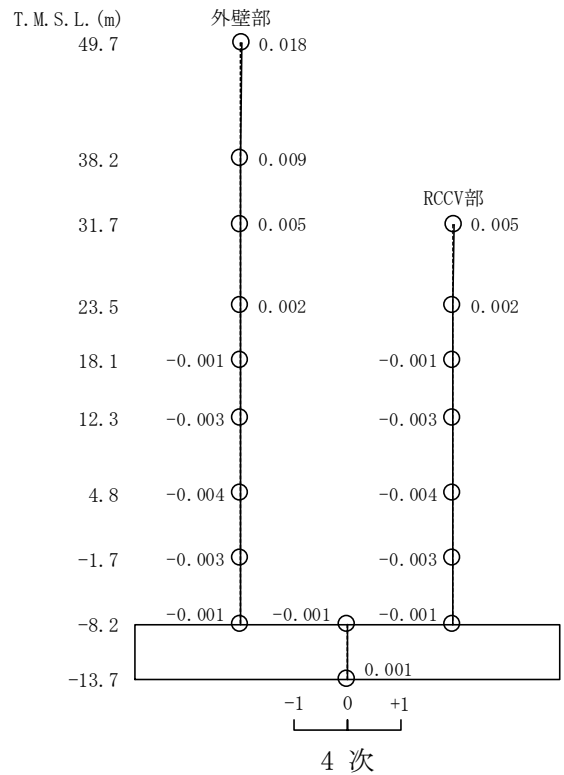
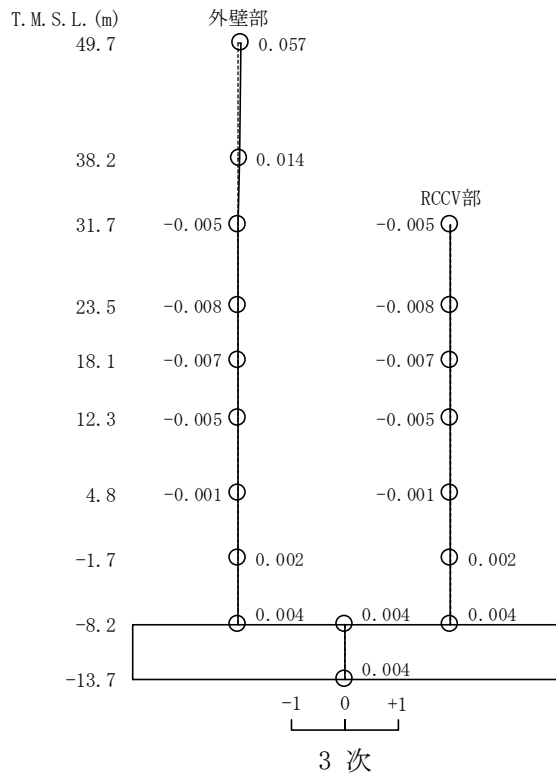
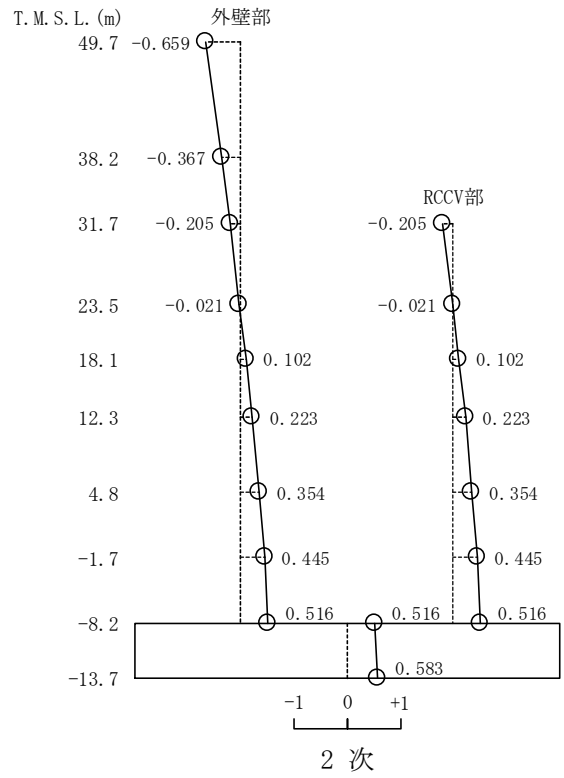
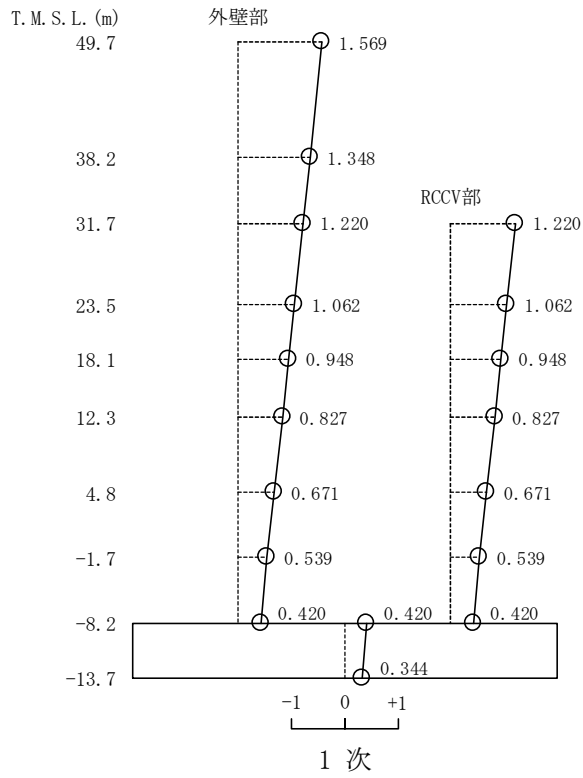


図 4-6 刺激関数図 (ケース 3)

(NS方向, S_s-1) (1/2)

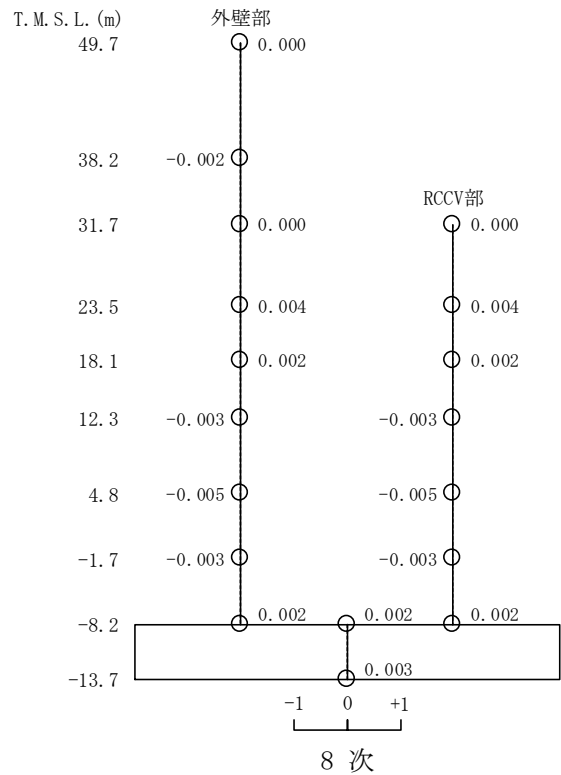
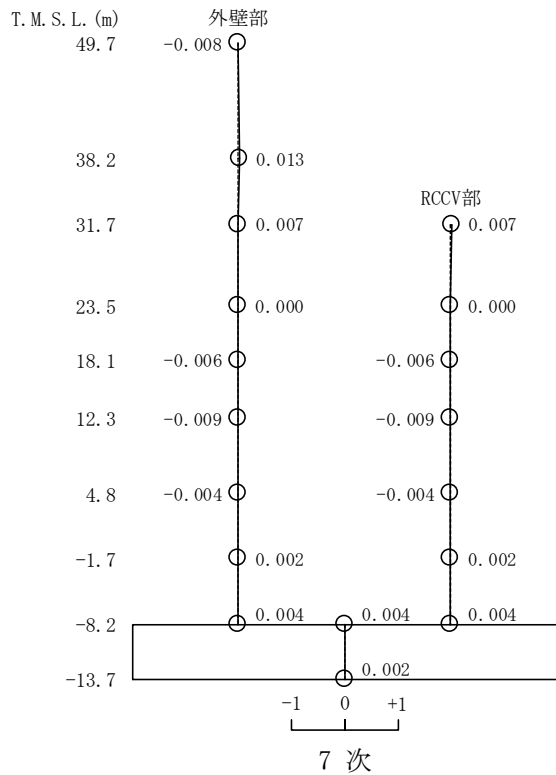
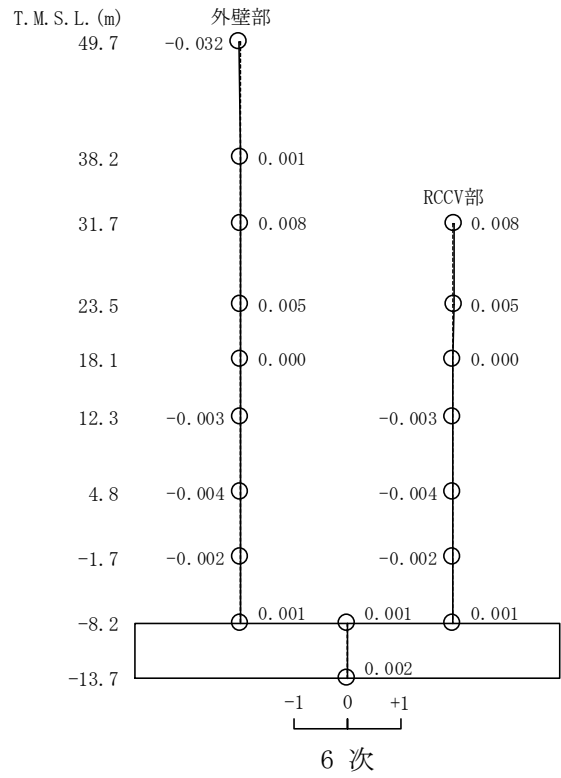
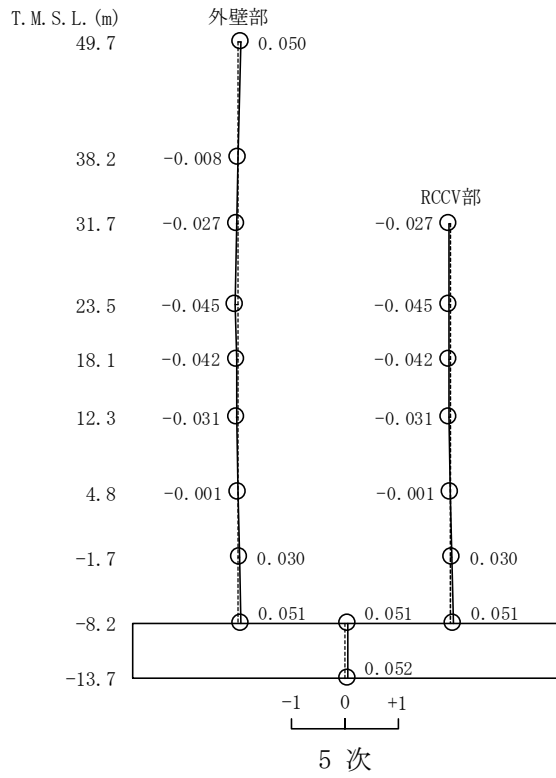


図4-6 刺激関数図 (ケース3)

(NS方向, Ss-1) (2/2)

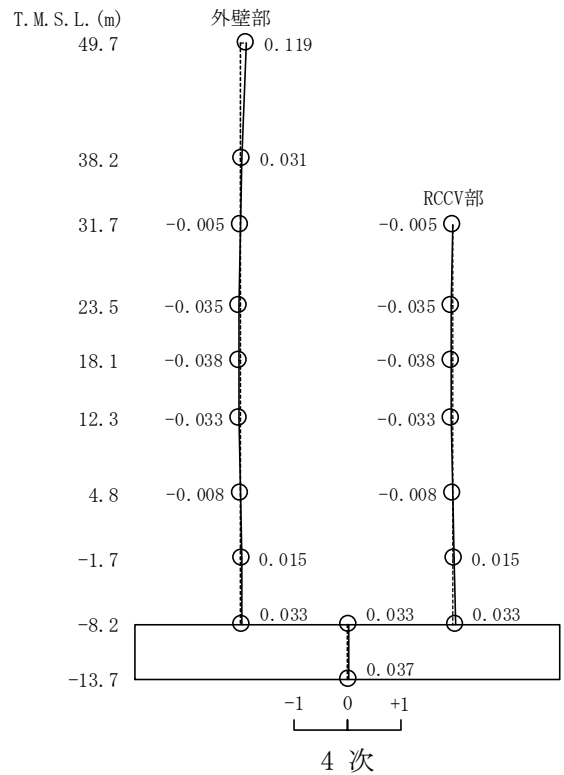
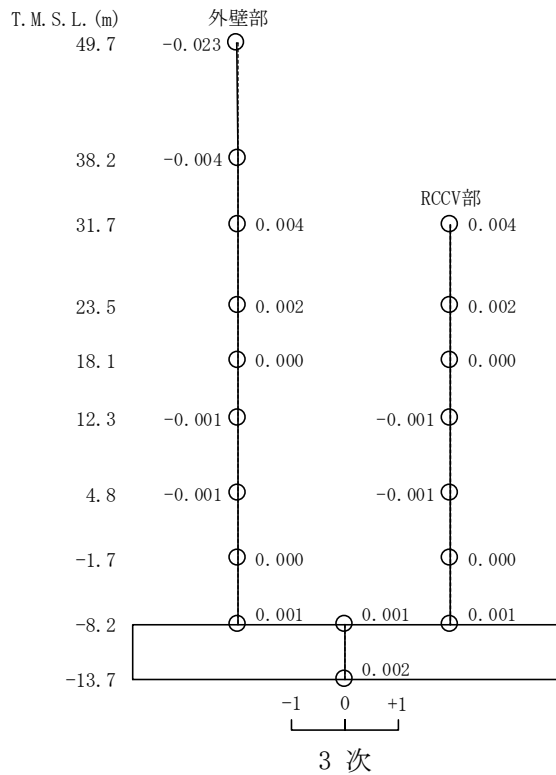
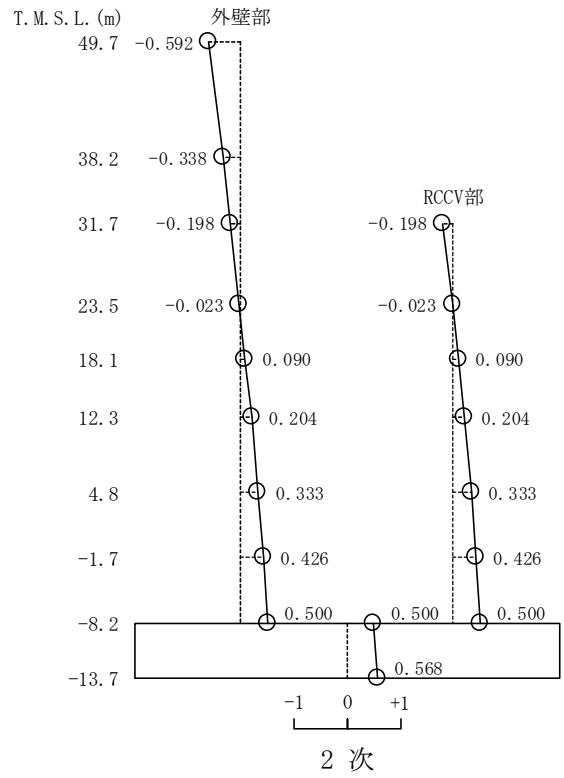
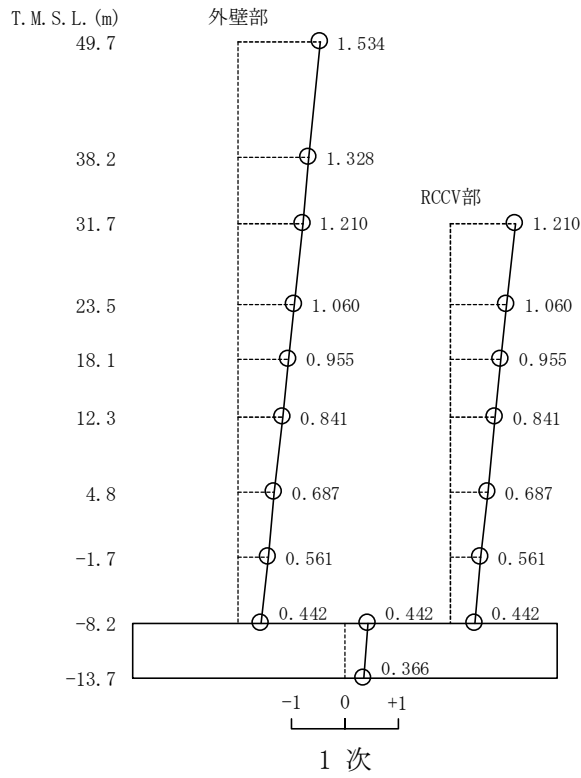


図 4-7 刺激関数図 (ケース 3)

(EW方向, Ss-1) (1/2)

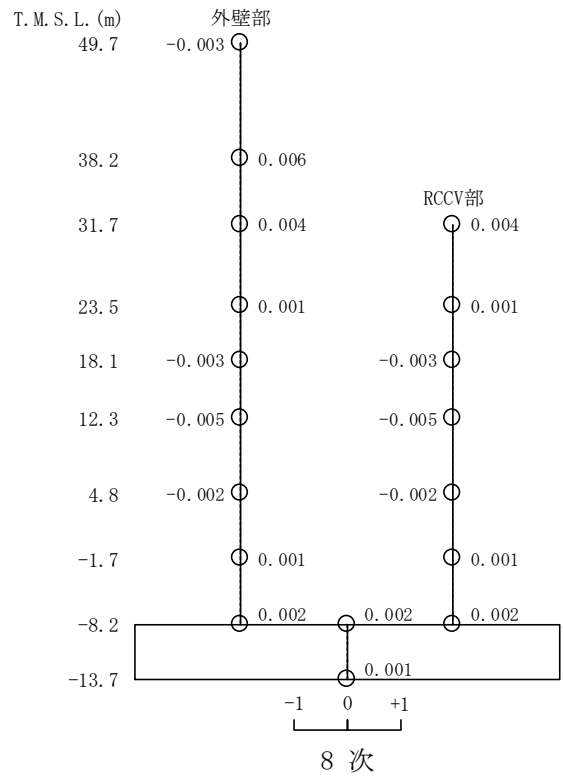
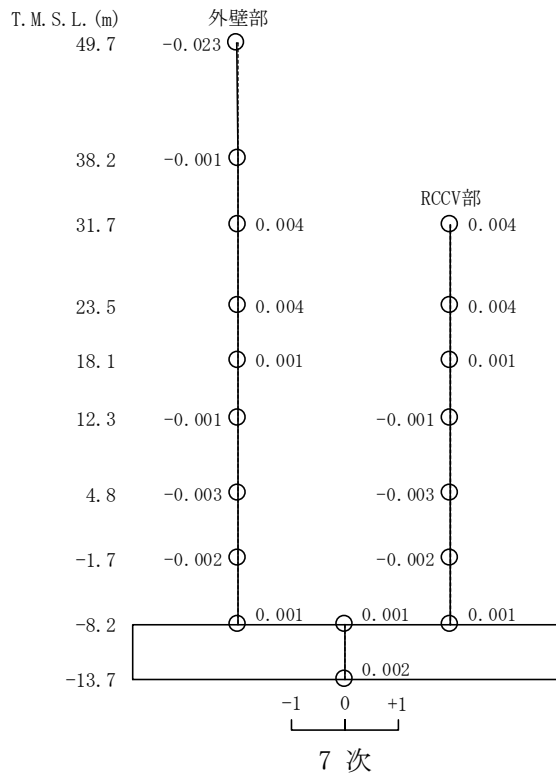
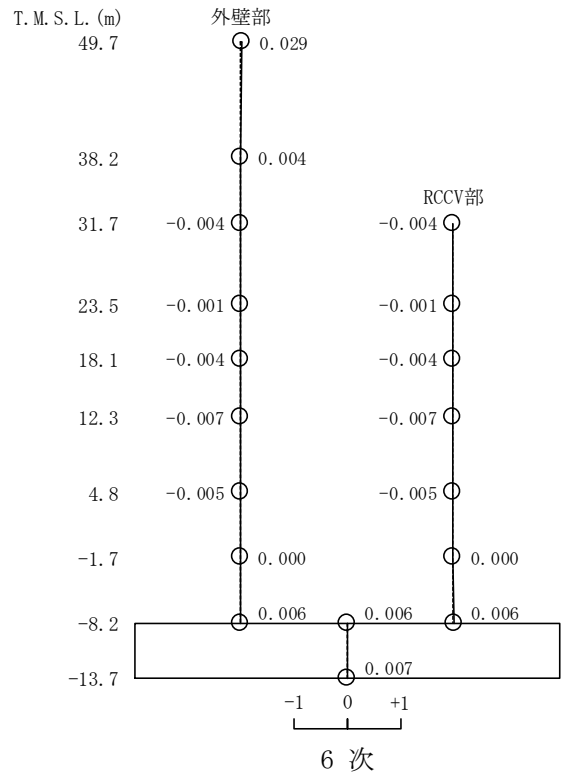
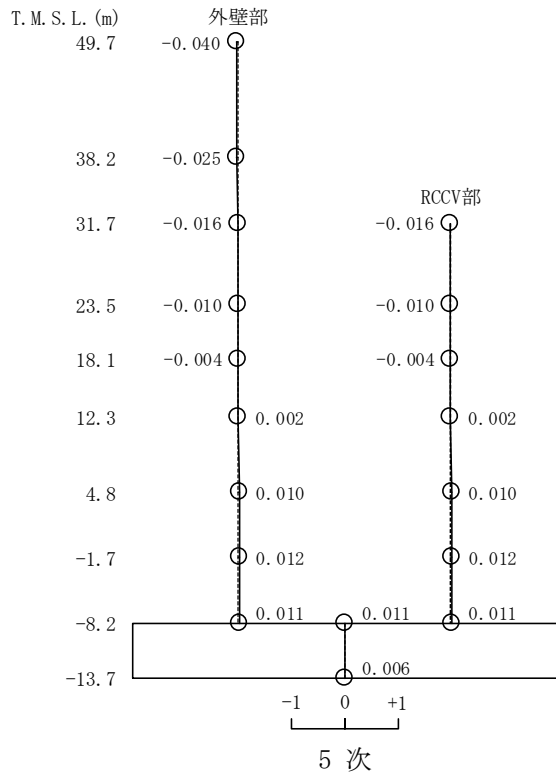
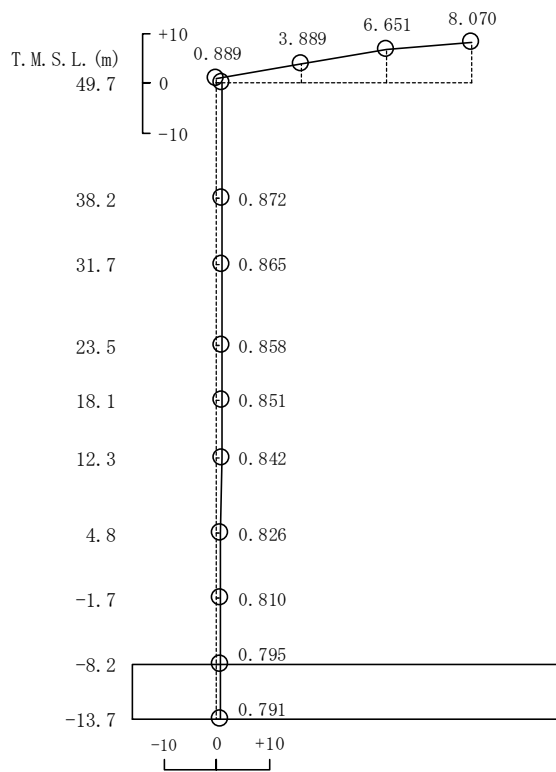
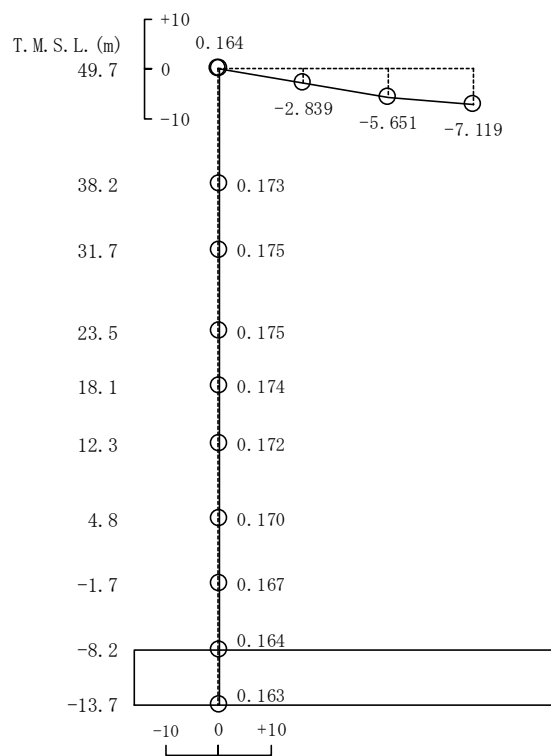


図4-7 刺激関数図 (ケース3)

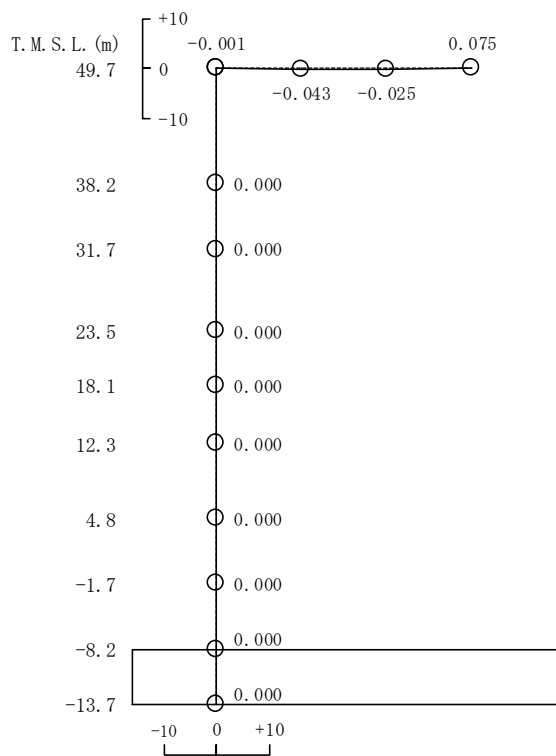
(EW方向, Ss-1) (2/2)



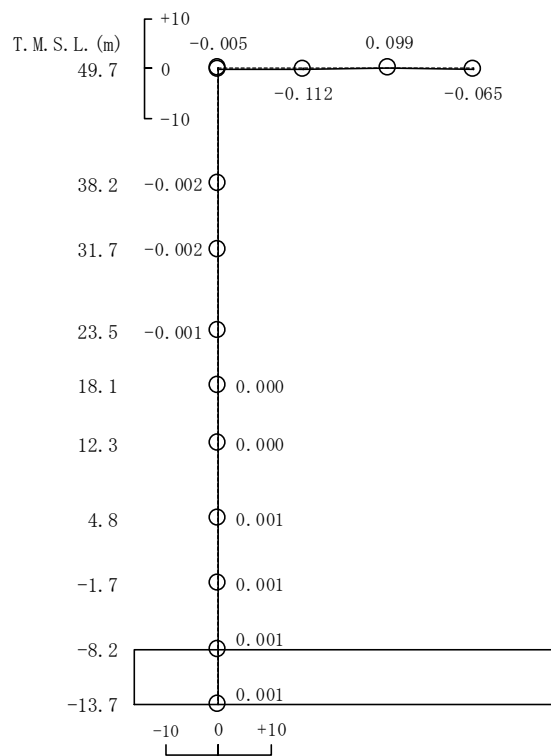
1 次



2 次



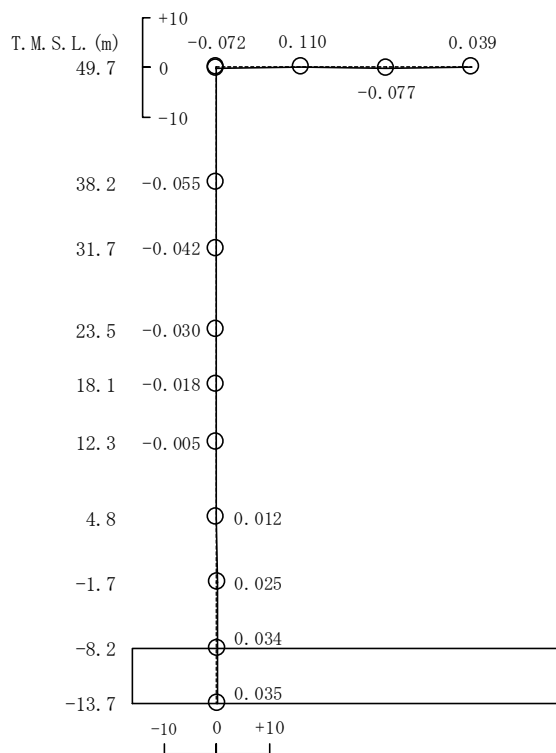
3 次



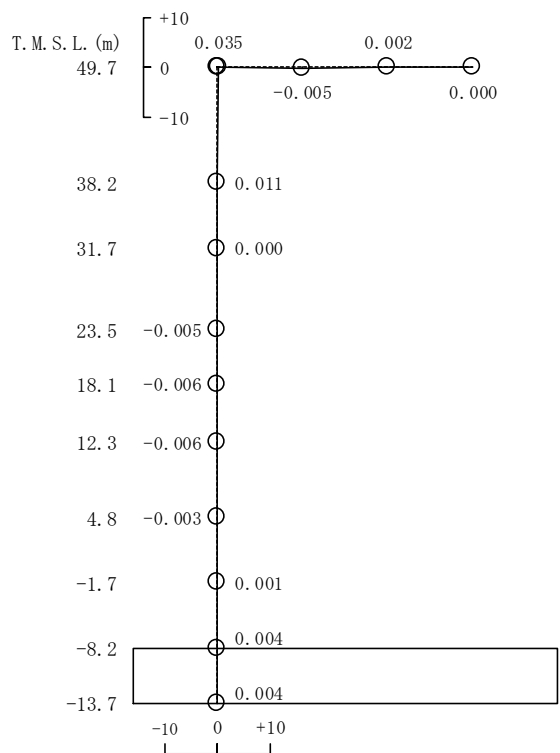
4 次

図 4-8 刺激関数図 (ケース 3)

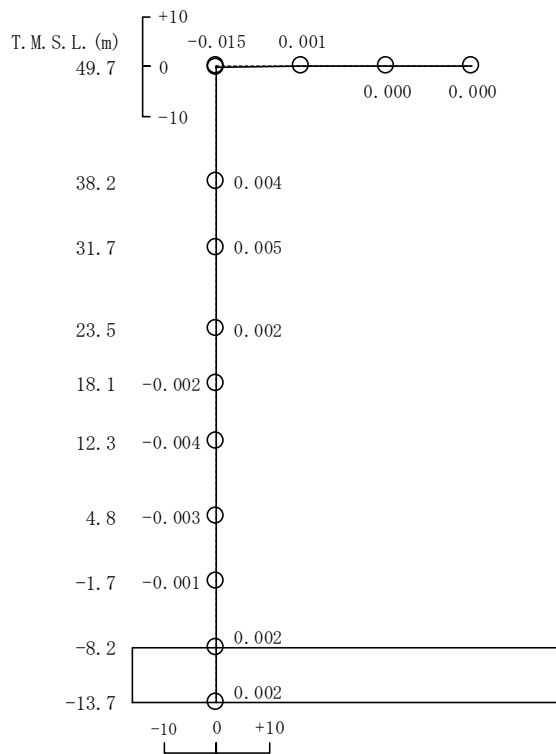
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



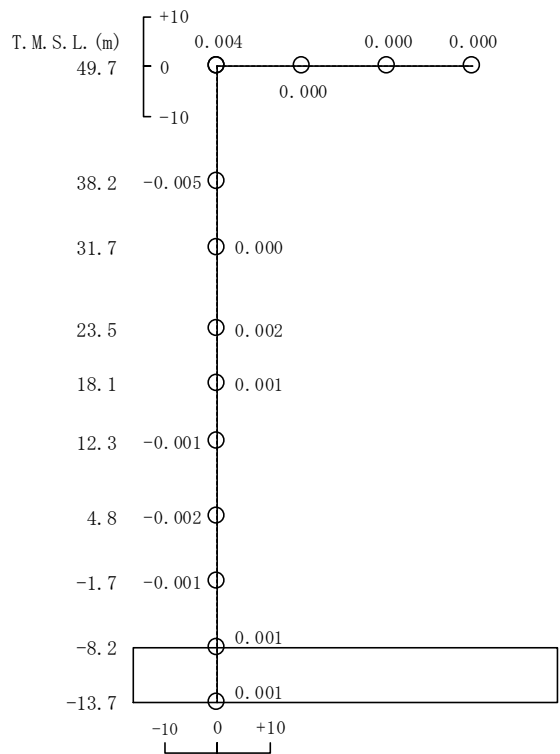
5 次



6 次



7 次



8 次

図4-8 刺激関数図 (ケース3)
(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1とする。最大応答値の比較を図4-9～図4-21に、地震応答解析に基づく接地率を表4-4～表4-6に示す。

水平方向について、ケース1～3の最大応答加速度，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント，最大せん断ひずみはおおむね同等である。最大応答変位については，ケース2で小さくなり，ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。

鉛直方向についても，水平方向と同様にケース1～3の最大応答加速度，最大応答軸力はおおむね同等であり，最大応答変位については，ケース2で小さくなり，ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。

これらは，建屋剛性及び地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は，モデル剛性の増加に伴い変位は小さくなり，小さくなる側に変動する場合は，モデル剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

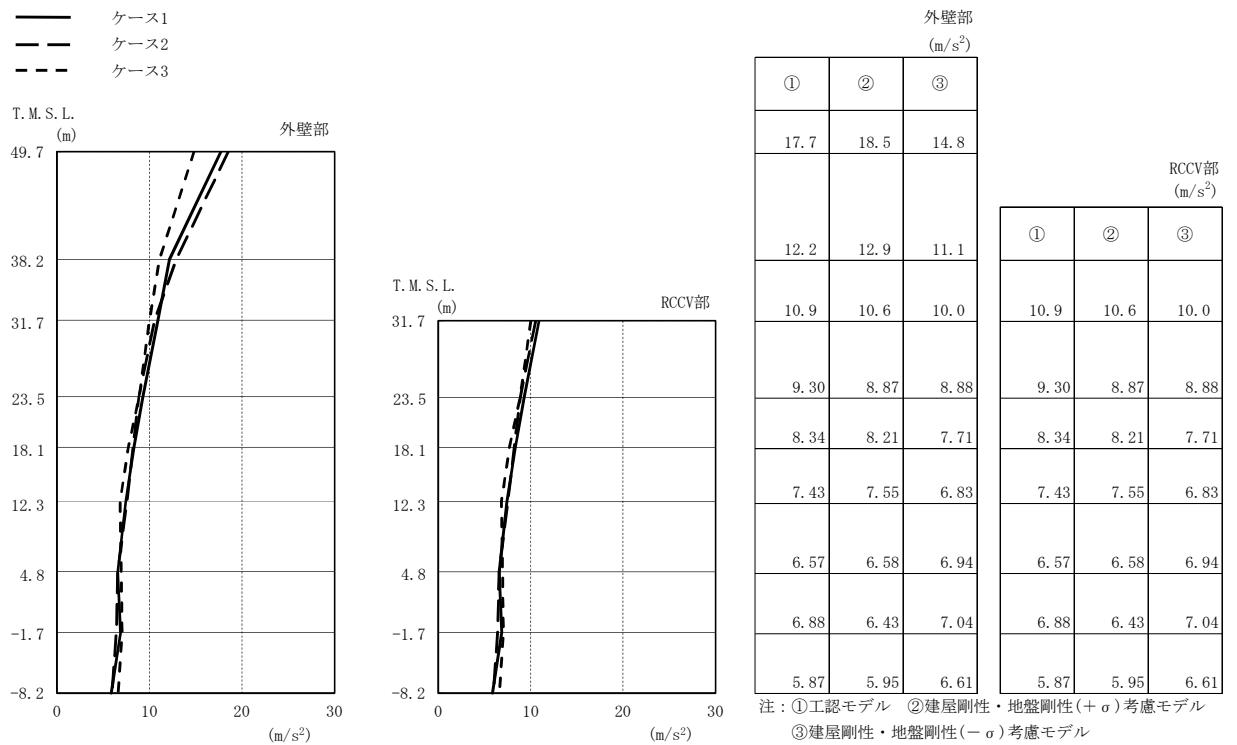


図4-9 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

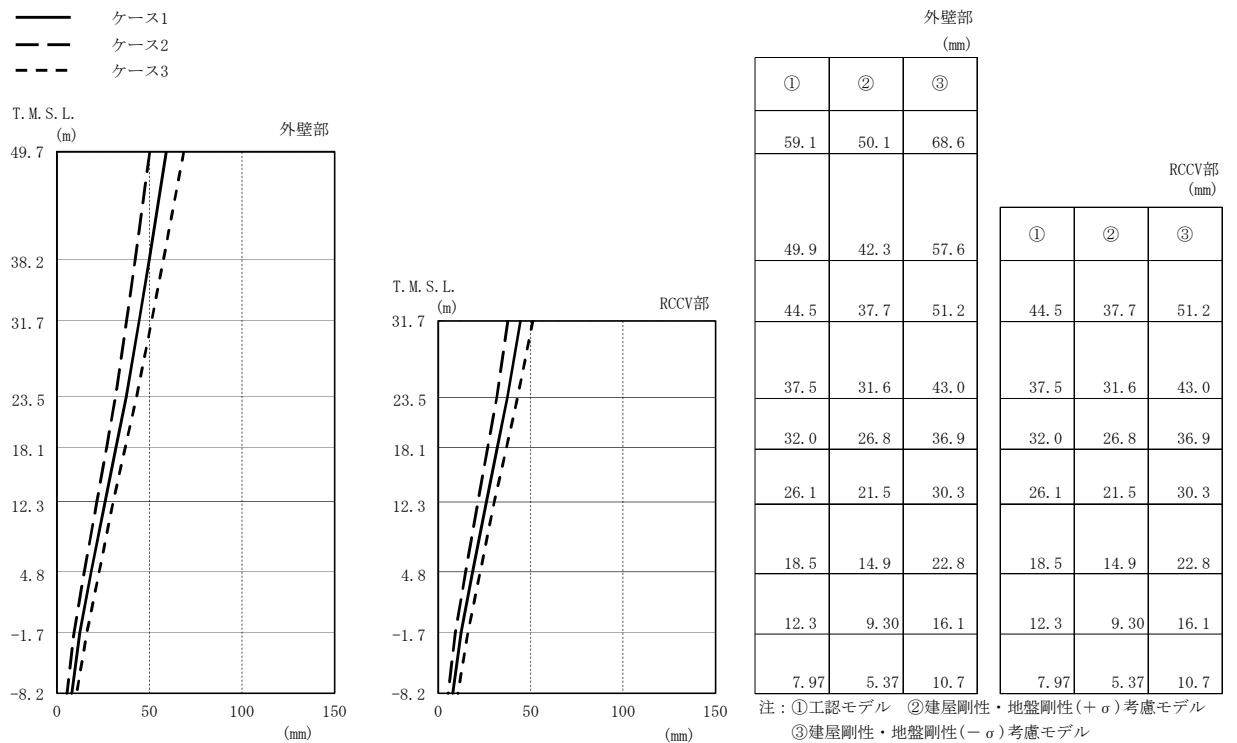


図4-10 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

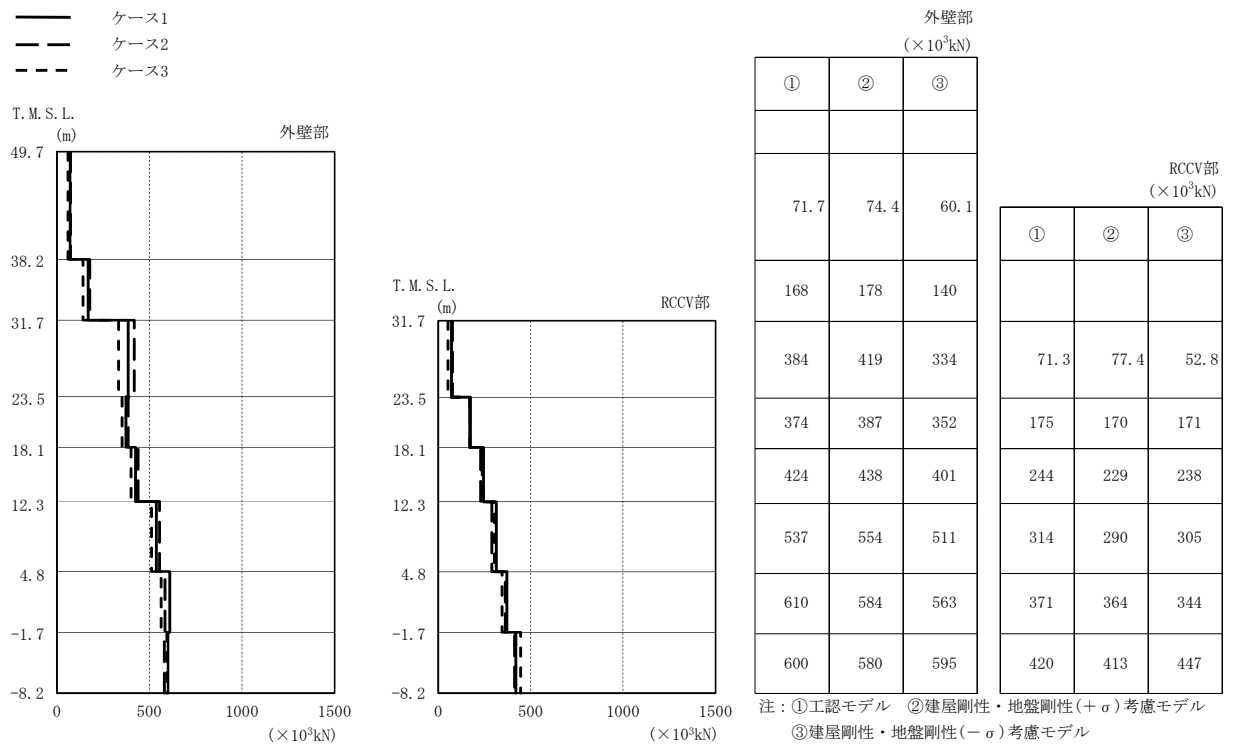


図4-11 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

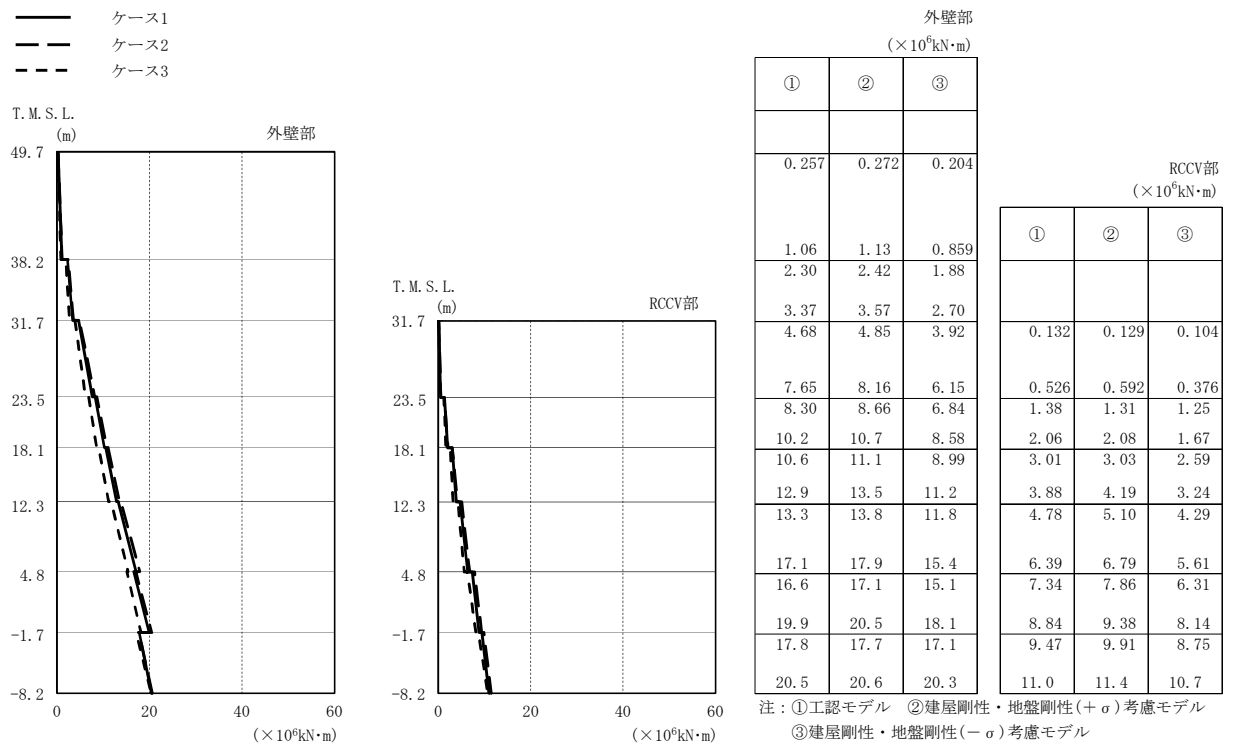


図4-12 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

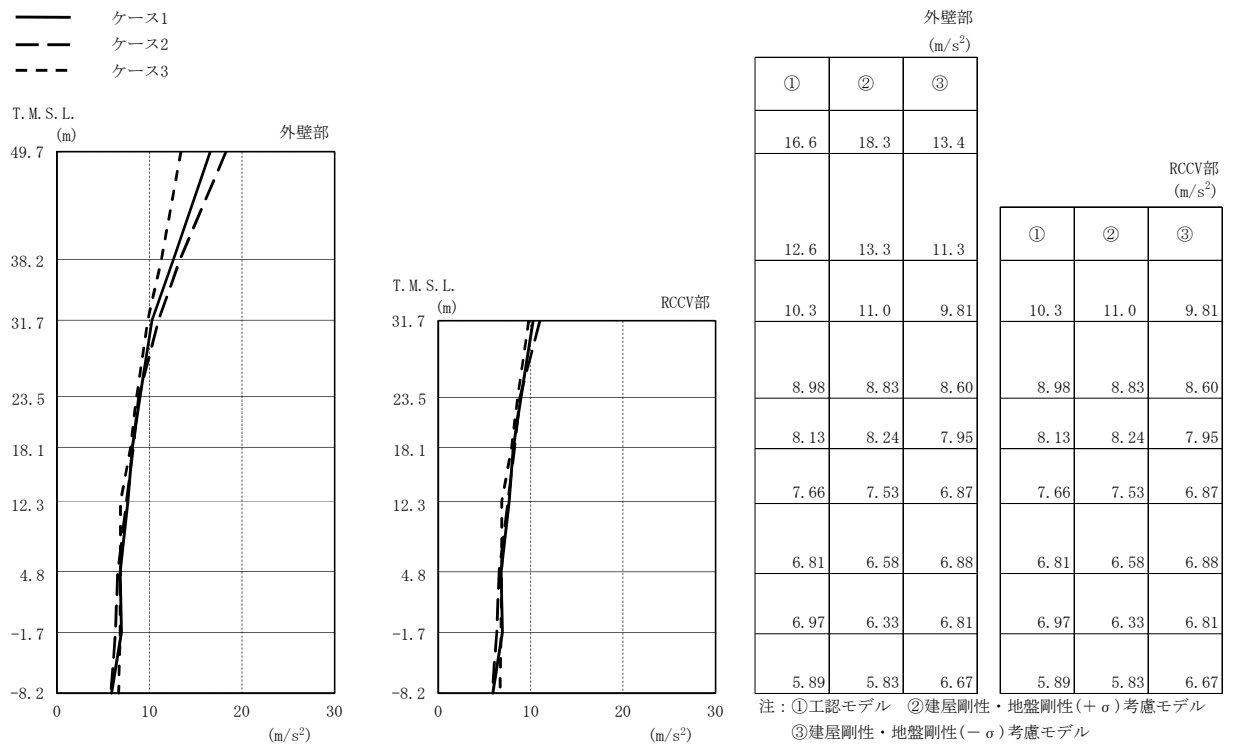


図4-13 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

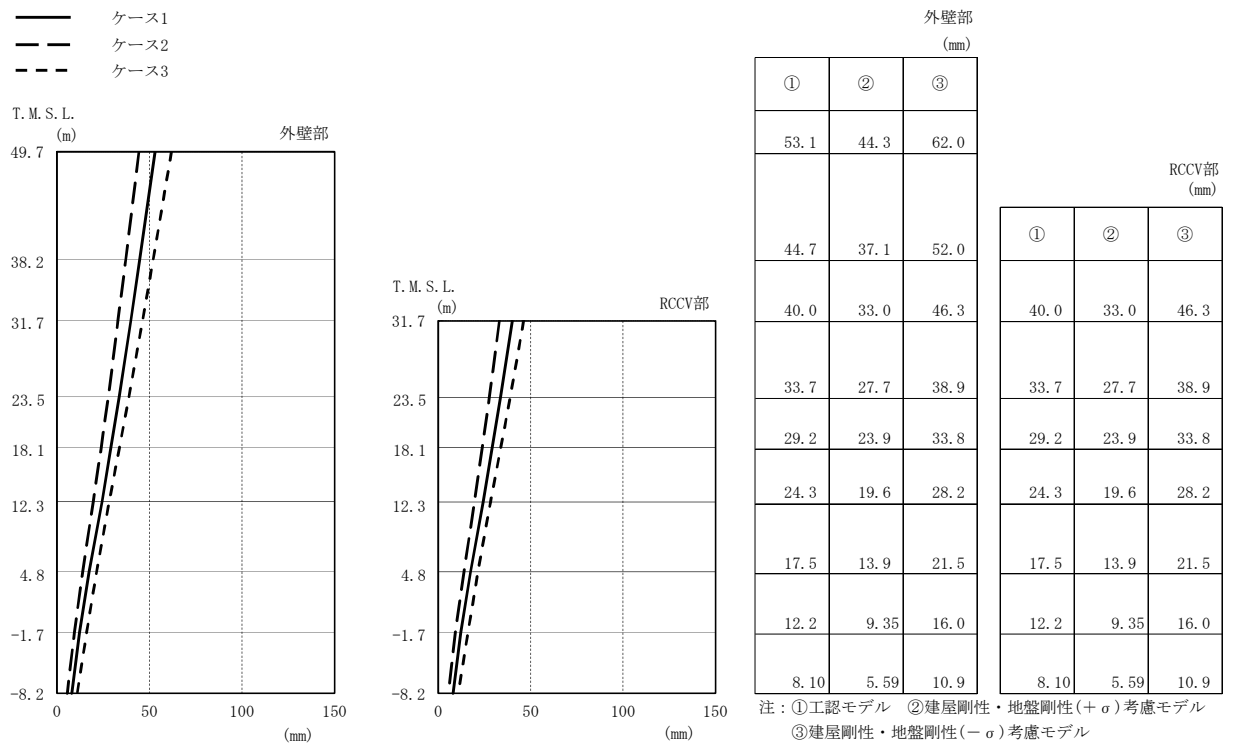


図4-14 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

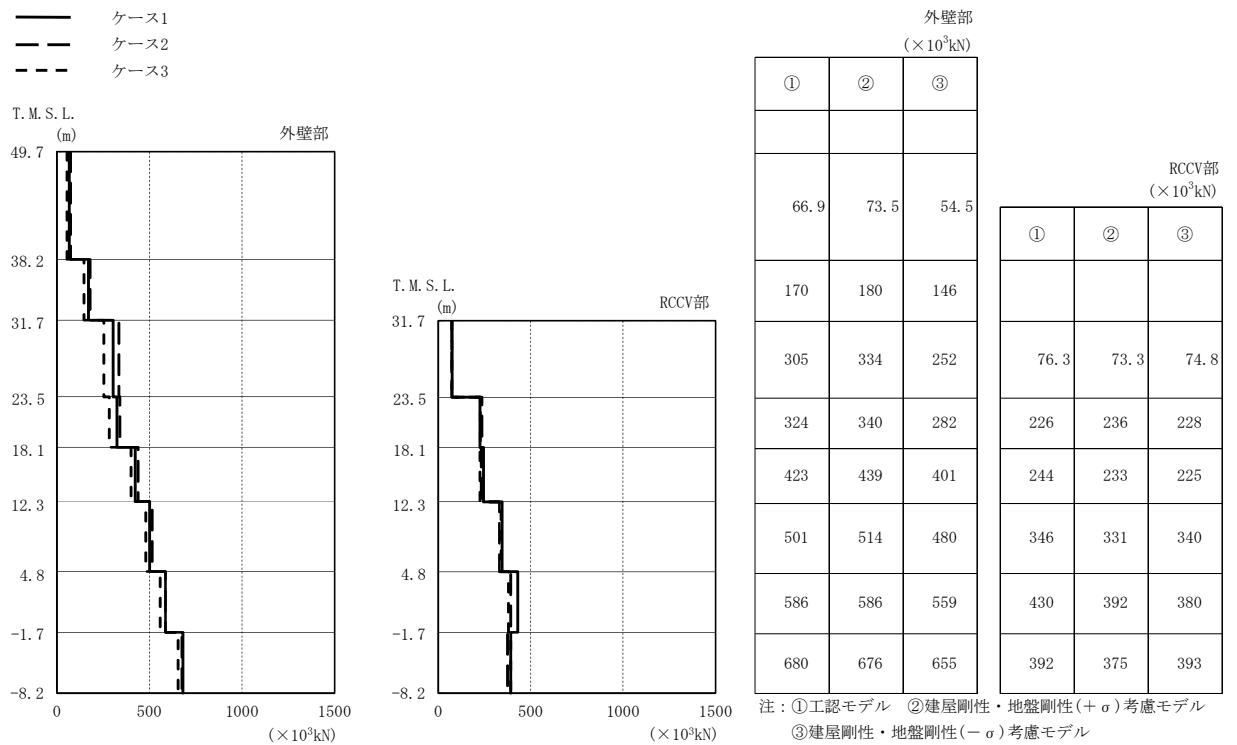


図4-15 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

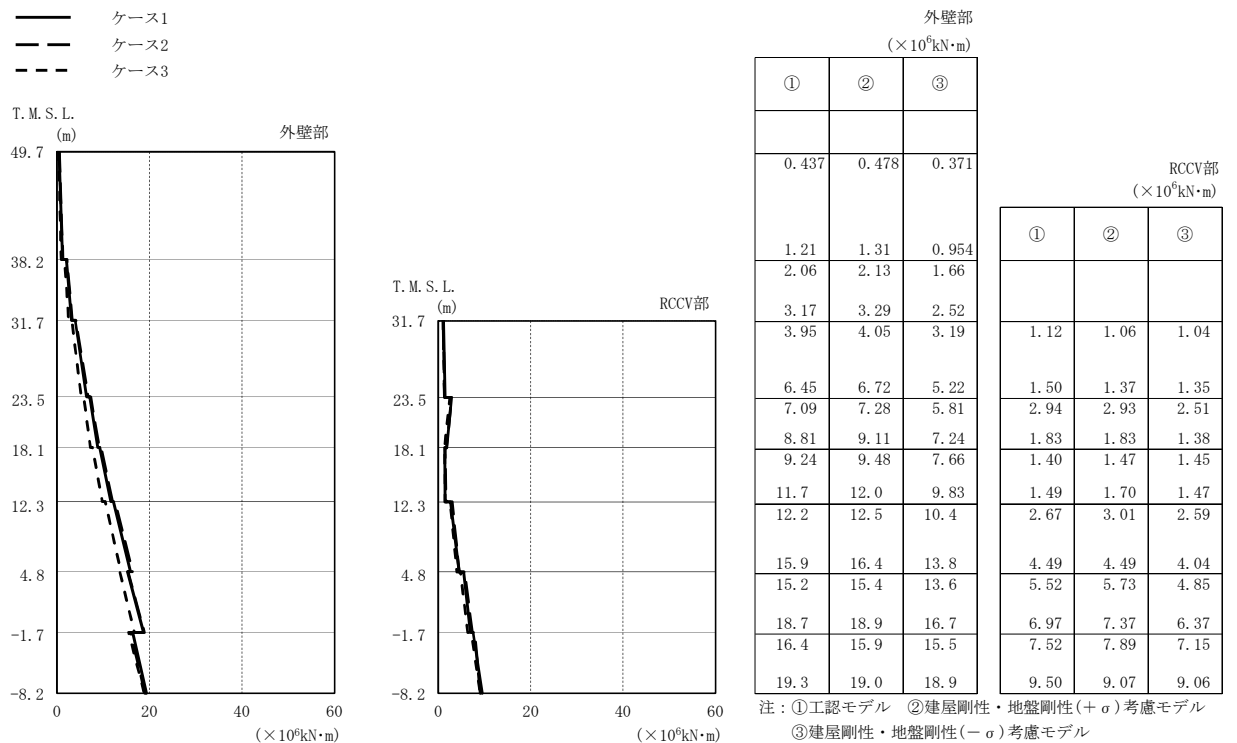


図4-16 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

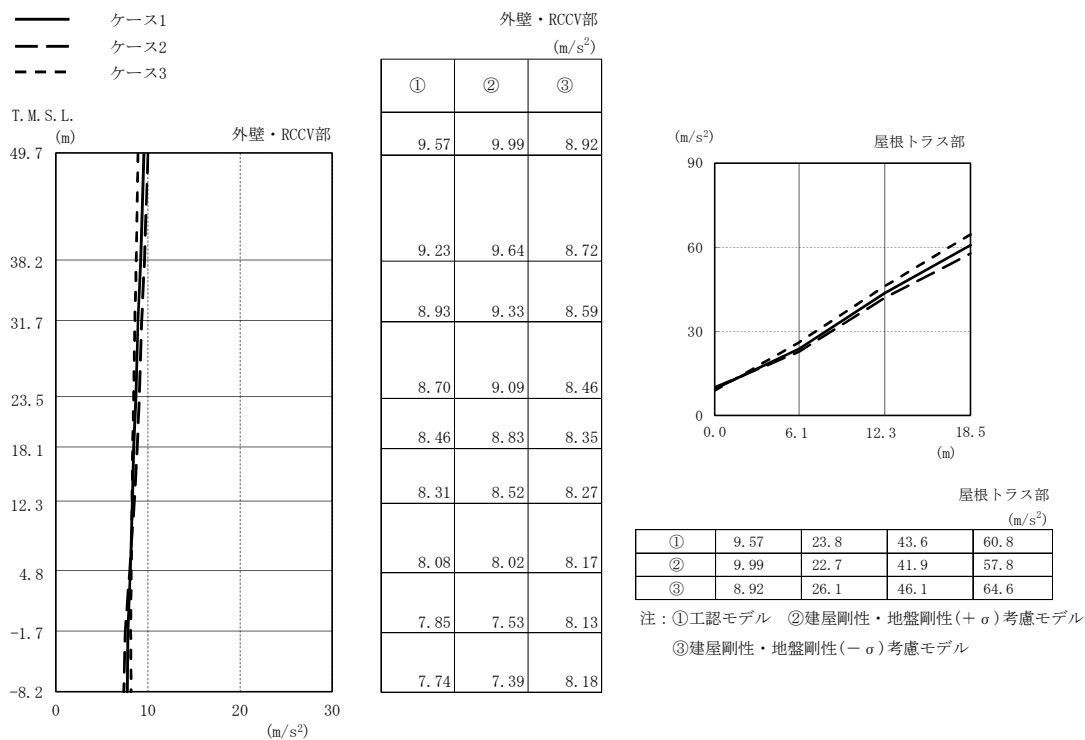


図4-17 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

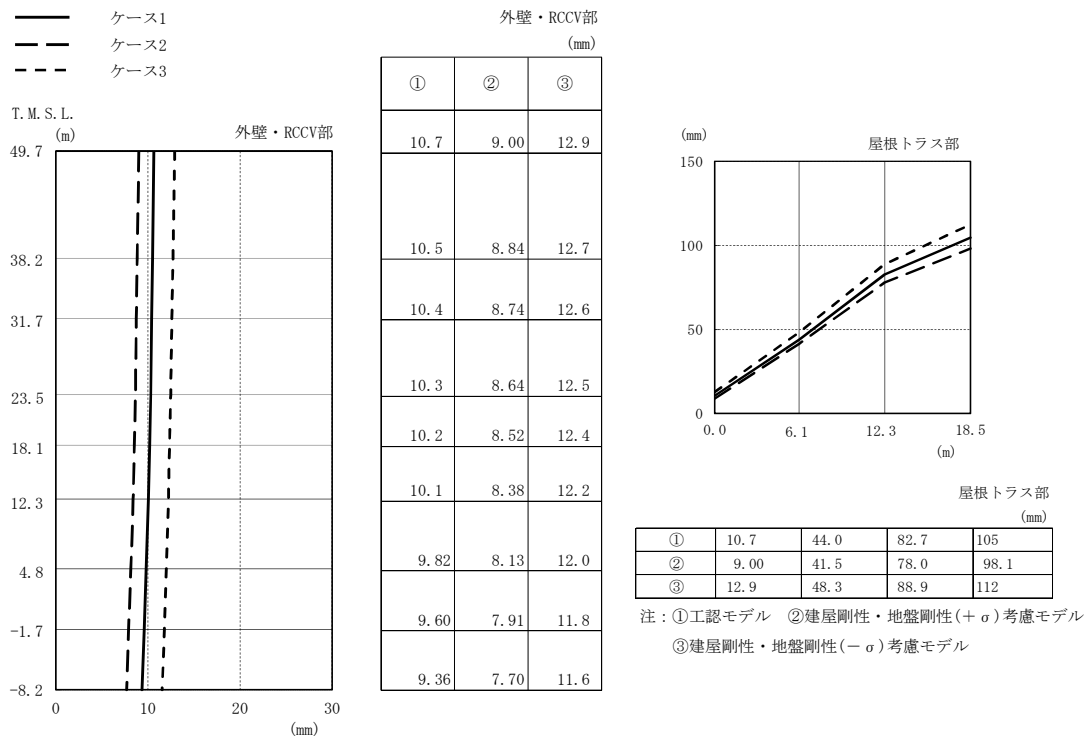


図4-18 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

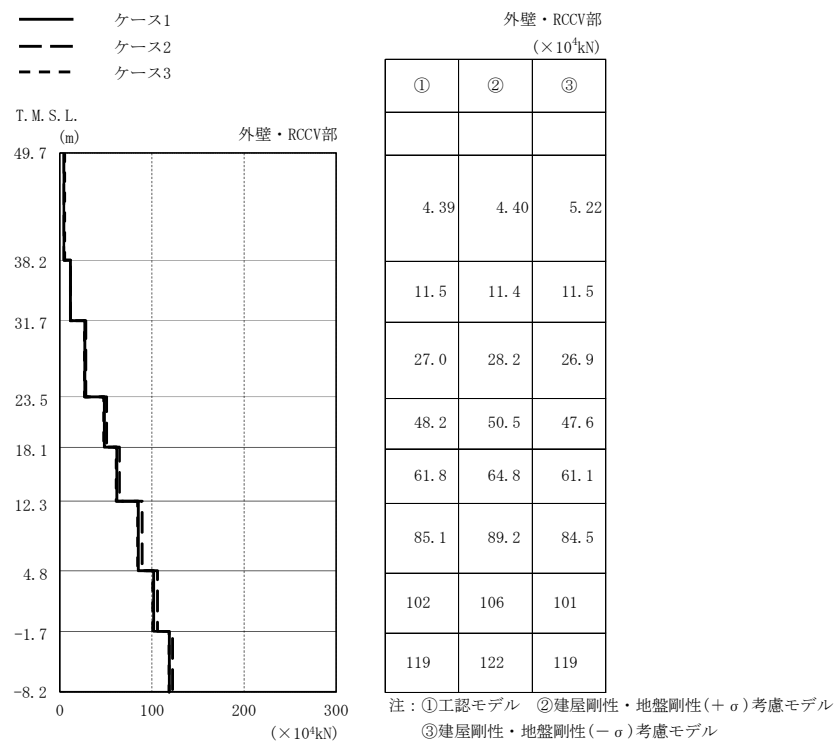
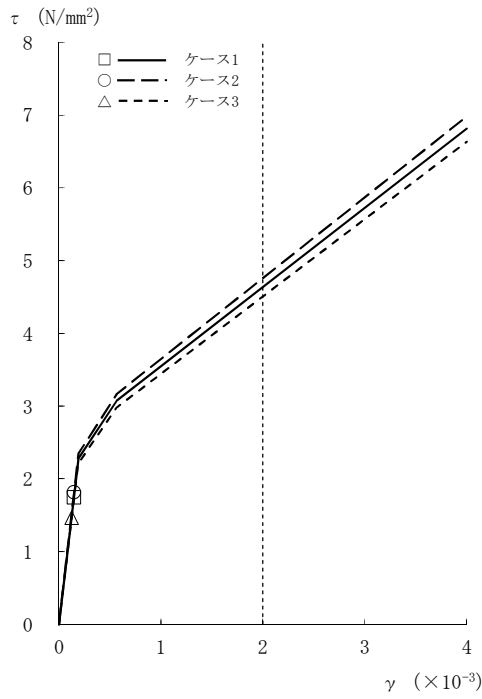
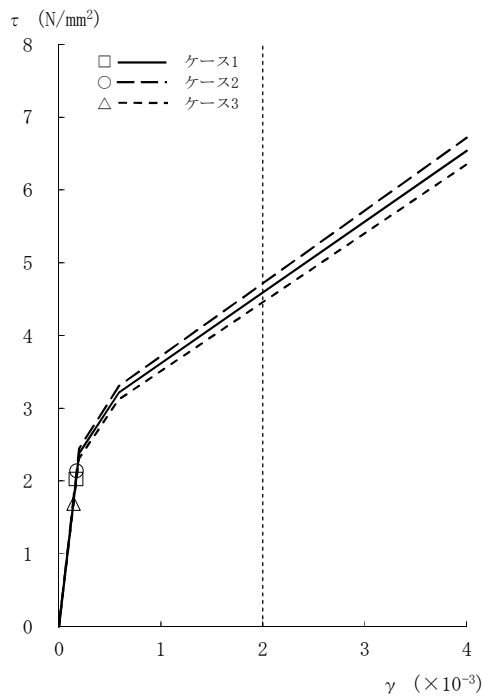


図4-19 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)



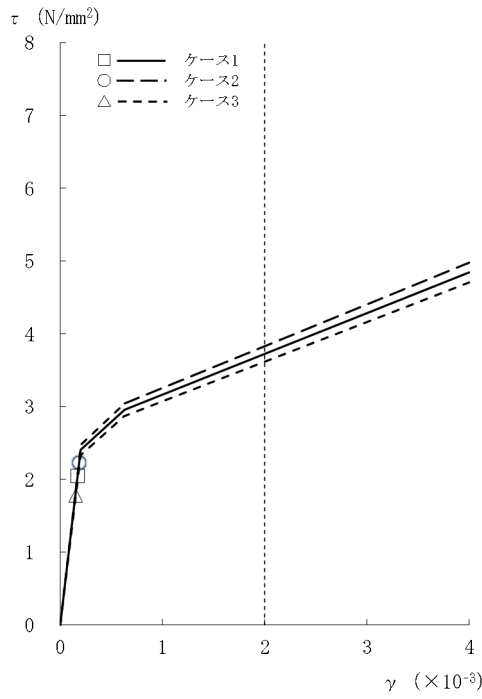
[外壁部]

図4-20 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/8)

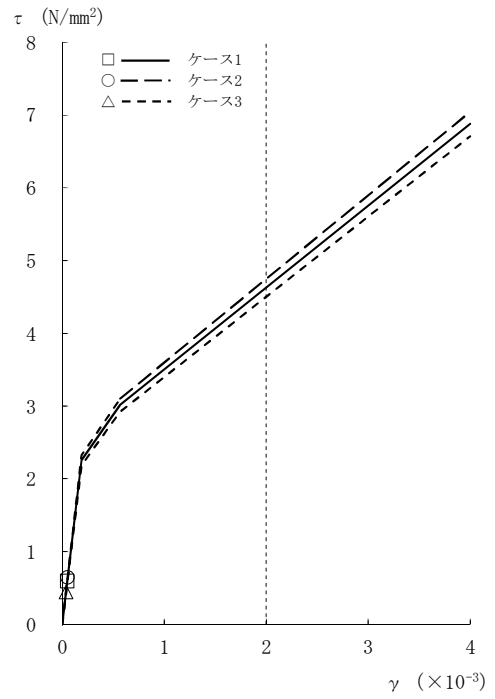


[外壁部]

図4-20 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/8)

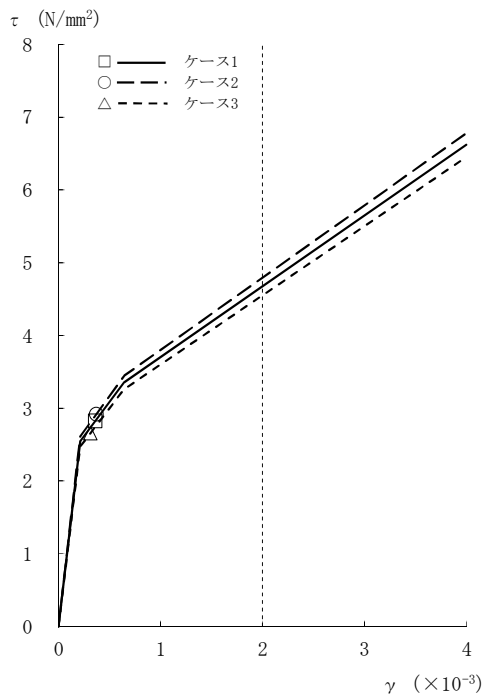


[外壁部]

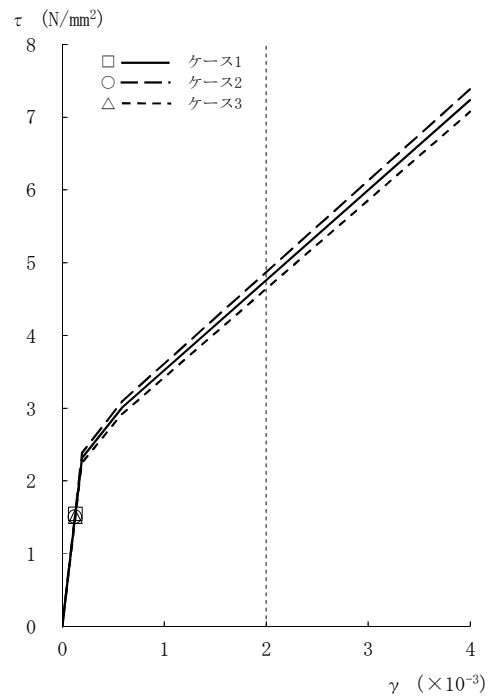


[RCCV部]

図4-20 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/8)

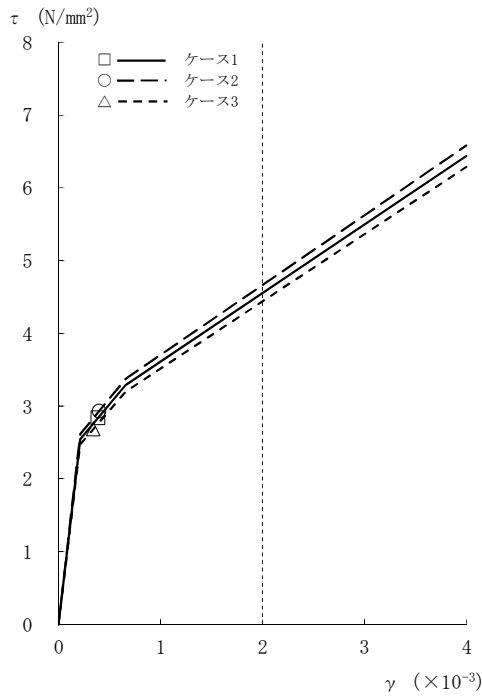


[外壁部]

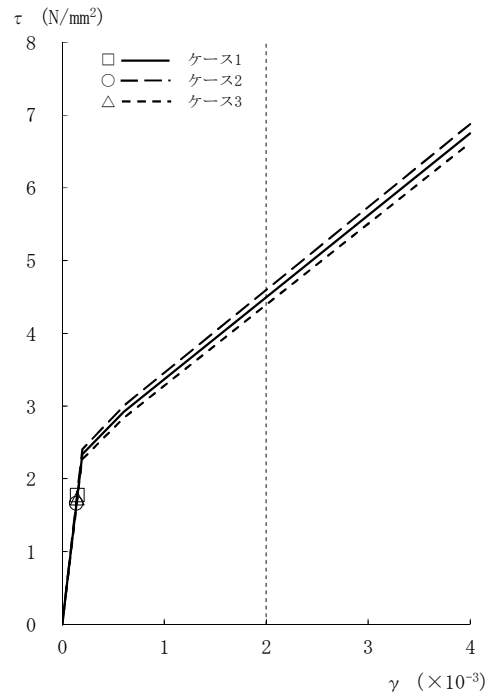


[RCCV部]

図4-20 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/8)

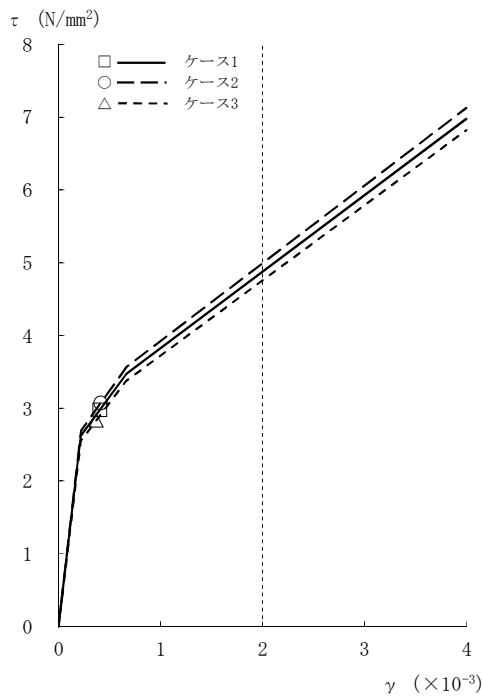


[外壁部]

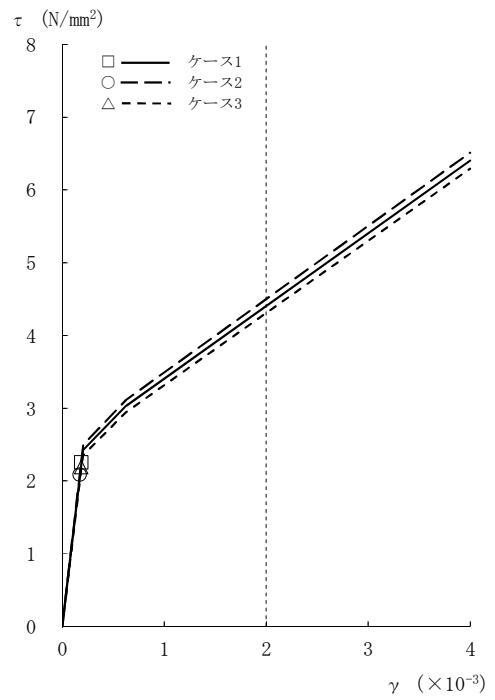


[RCCV部]

図4-20 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/8)

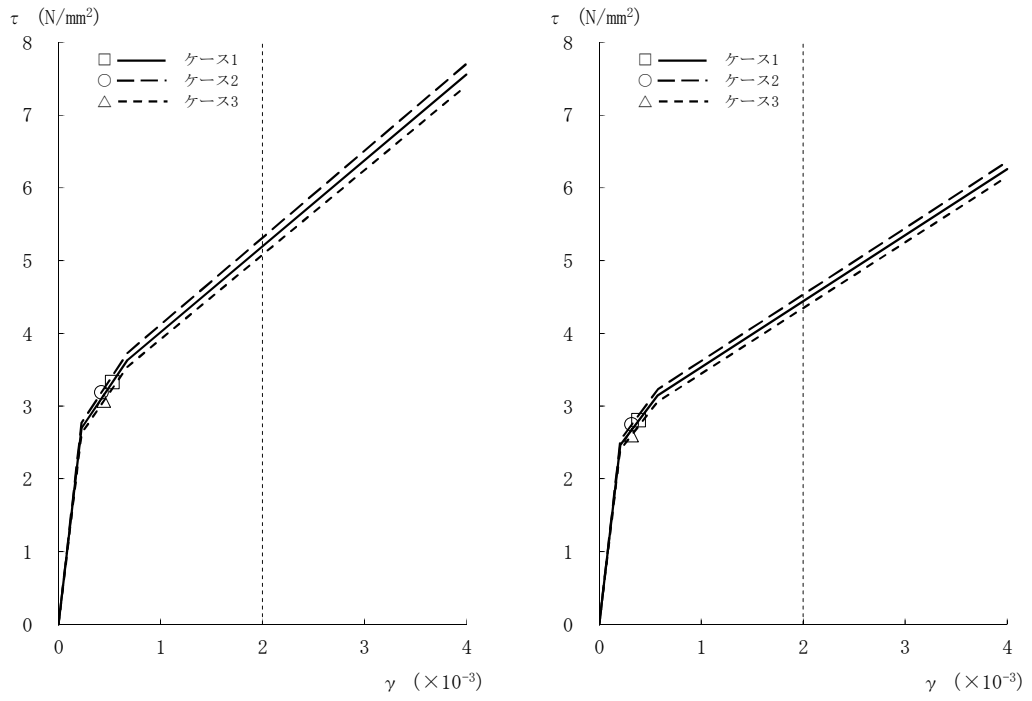


[外壁部]



[RCCV部]

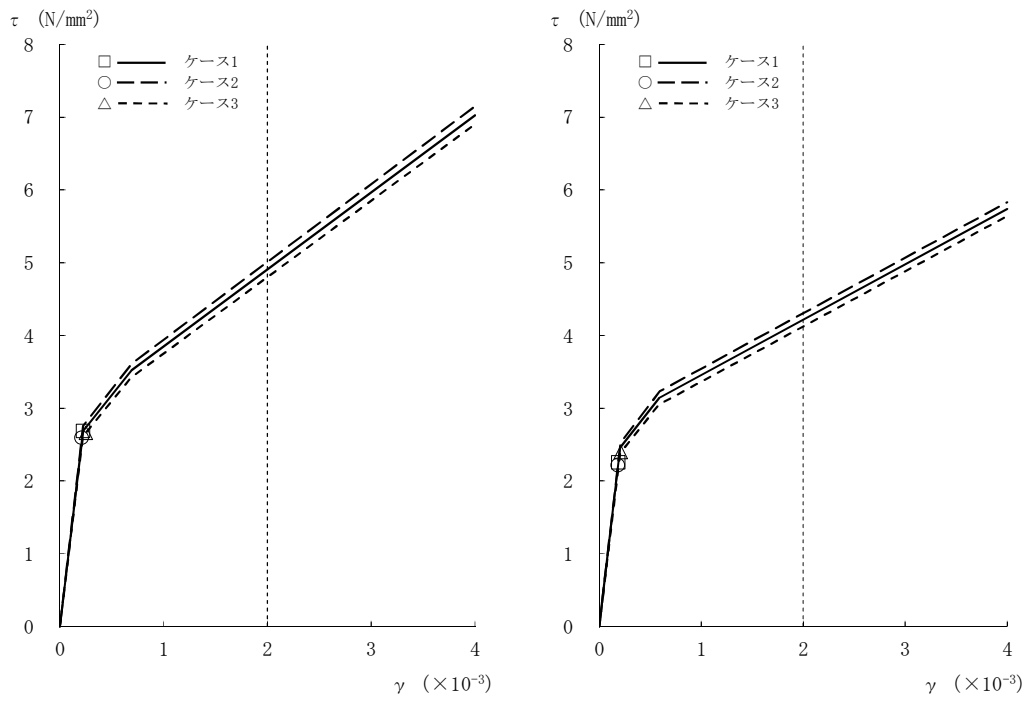
図4-20 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/8)



[外壁部]

[RCCV部]

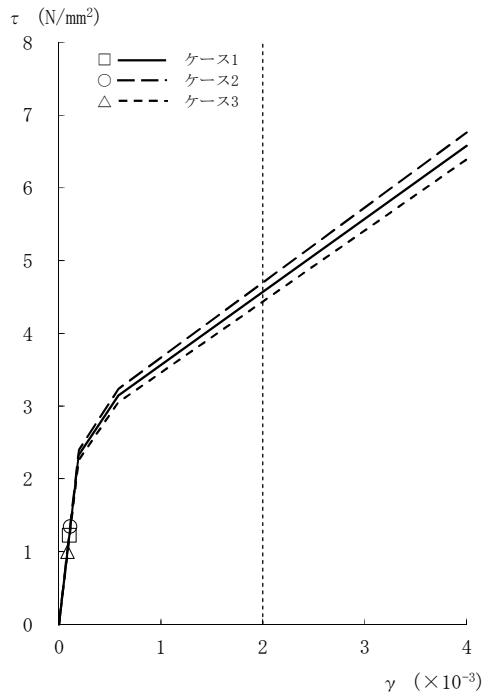
図4-20 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/8)



[外壁部]

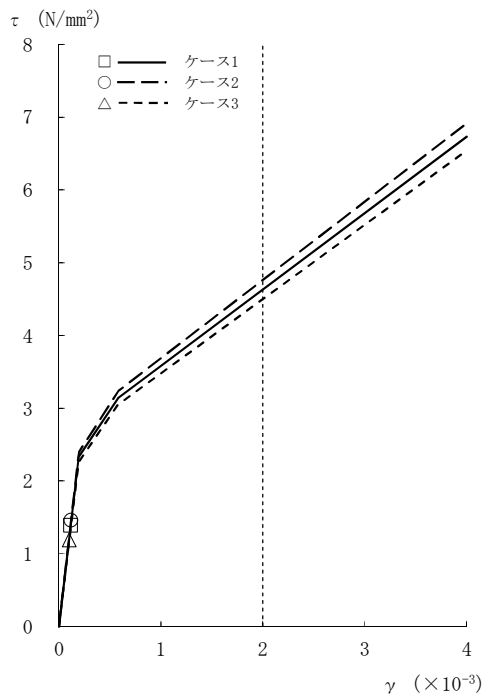
[RCCV部]

図4-20 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/8)



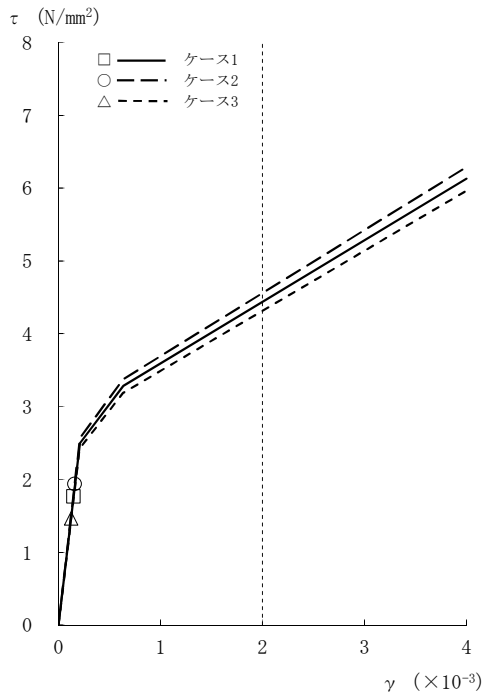
[外壁部]

図 4-21 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向, CRF) (1/8)

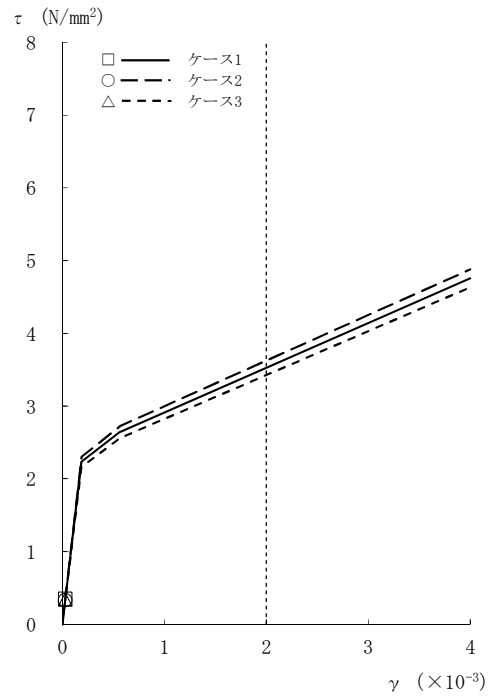


[外壁部]

図 4-21 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向, 4F) (2/8)

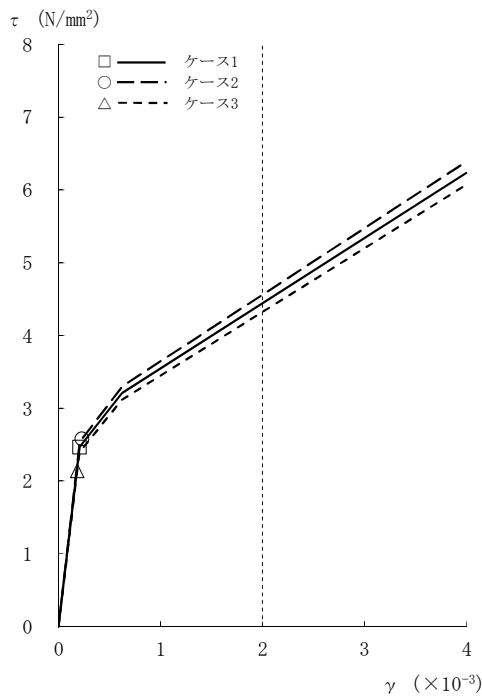


[外壁部]

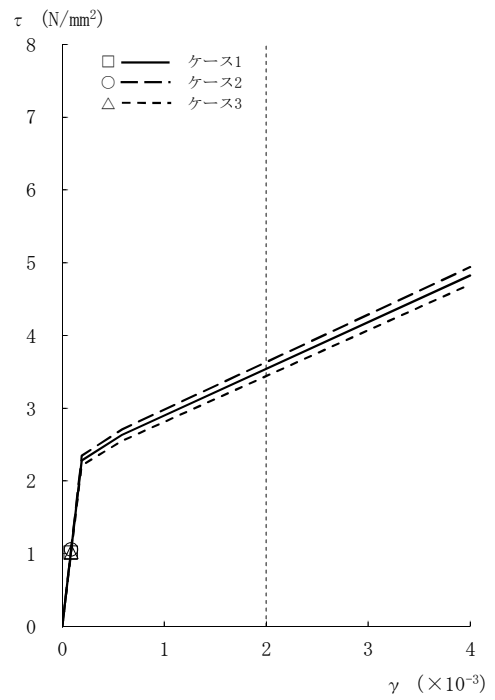


[RCCV部]

図4-21 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/8)

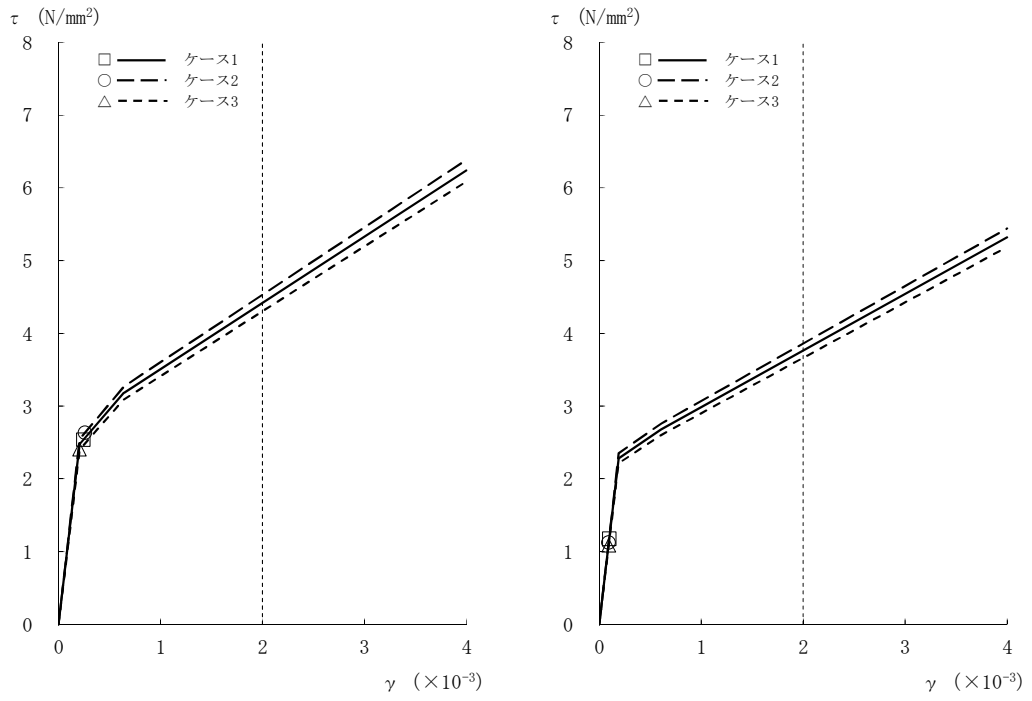


[外壁部]



[RCCV部]

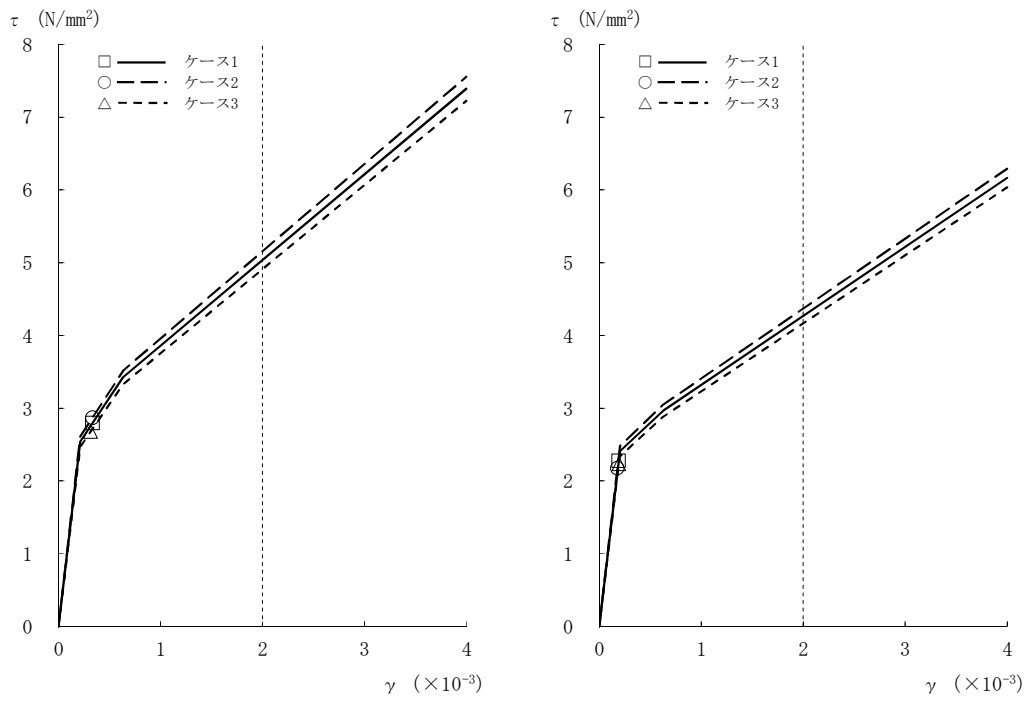
図4-21 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/8)



[外壁部]

[RCCV部]

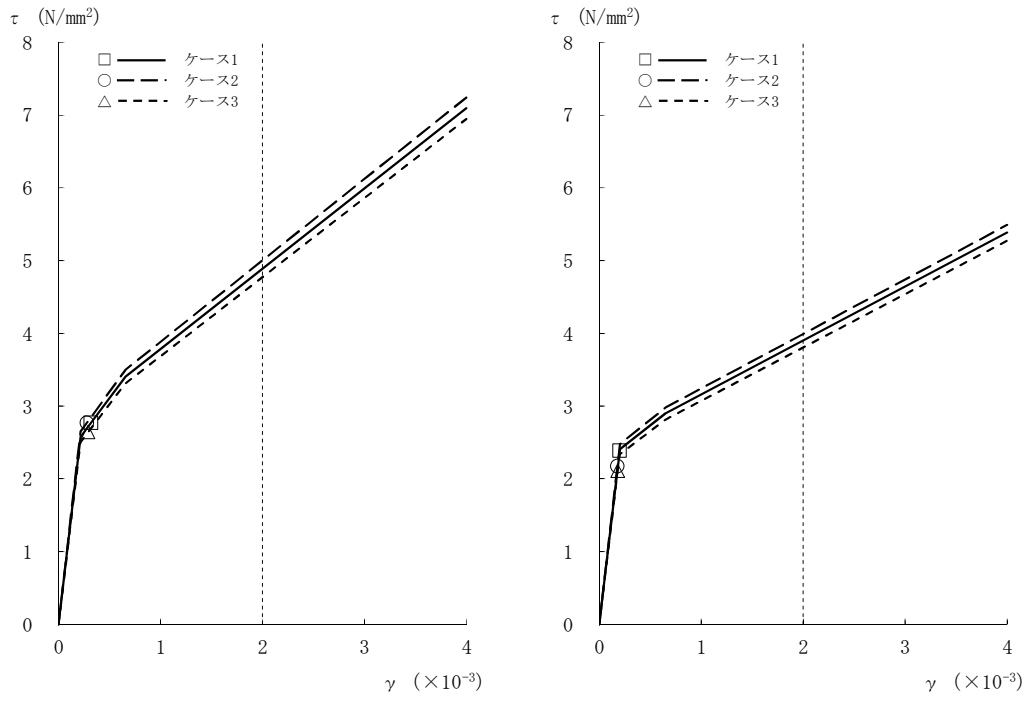
図4-21 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/8)



[外壁部]

[RCCV部]

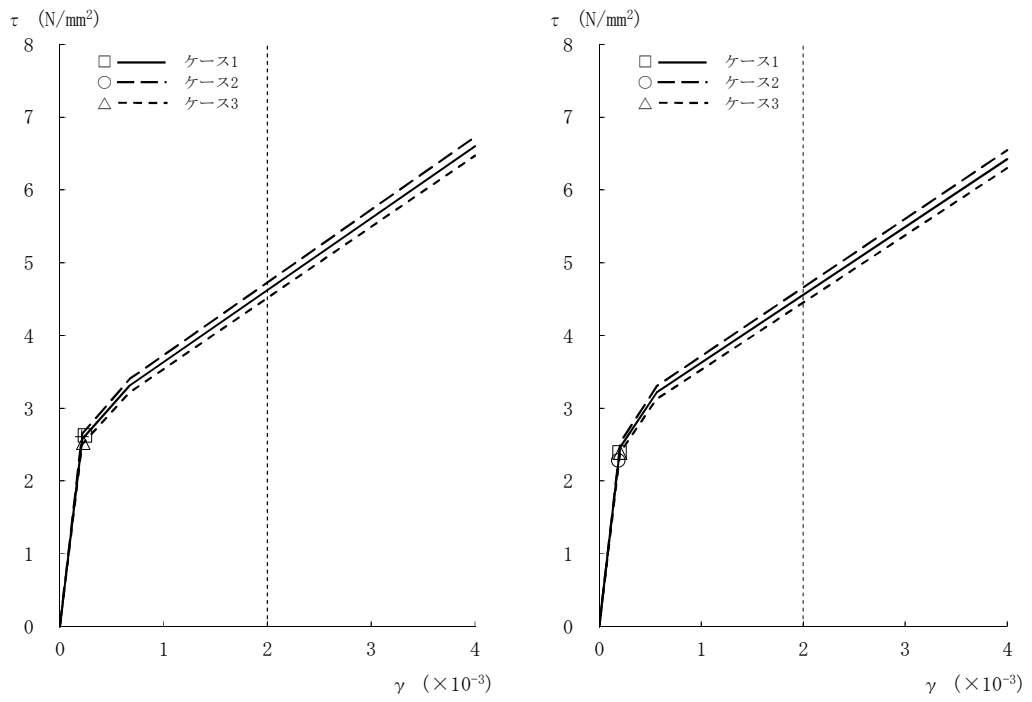
図4-21 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/8)



[外壁部]

[RCCV部]

図4-21 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/8)



[外壁部]

[RCCV部]

図4-21 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/8)

表 4-4 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1890 | 30.0 | 68.6 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1890 | 31.5 | 68.8 |

表 4-5 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 2)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1870 | 29.7 | 69.6 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1880 | 31.4 | 69.1 |

表 4-6 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 3)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1900 | 30.1 | 68.4 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1880 | 31.4 | 69.3 |

4.2.2 建屋剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち、建屋剛性を変動させたケース（ケース4及びケース5）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1とする。建屋剛性は、基本ケース（実強度 43.1N/mm²）に対してコア強度平均（55.7N/mm²）及び実強度 -2σ （37.2N/mm²）の変動を考慮する。なお、地盤剛性は基本ケースと同一とする。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-7、刺激関数図を図4-22～図4-27に示す。表、図中においては基本ケースをケース1、コンクリート強度をコア強度平均としたモデルをケース4、実強度 -2σ としたモデルをケース5として示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、 -3% ～ $+7\%$ 程度である。

表 4-7 固有値解析結果 (ケース 1, ケース 4, ケース 5)

(単位: Hz)

| 次数 | NS方向 | | | EW方向 | | | 鉛直方向 | | |
|----|-------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|
| | ケース1 | ケース4 | ケース5 | ケース1 | ケース4 | ケース5 | ケース1 | ケース4 | ケース5 |
| 1 | 2.28 | 2.31 (1.01) | 2.26 (0.99) | 2.33 | 2.36 (1.01) | 2.32 (0.99) | 3.58 | 3.63 (1.01) | 3.56 (0.99) |
| 2 | 5.20 | 5.26 (1.01) | 5.17 (0.99) | 5.23 | 5.29 (1.01) | 5.21 (1.00) | 3.87 | 3.90 (1.01) | 3.86 (1.00) |
| 3 | 11.03 | 11.75 (1.07) | 10.75 (0.97) | 12.16 | 12.94 (1.06) | 11.86 (0.98) | 12.95 | 12.98 (1.00) | 12.94 (1.00) |
| 4 | 12.88 | 13.68 (1.06) | 12.58 (0.98) | 12.97 | 13.77 (1.06) | 12.66 (0.98) | 19.45 | 19.48 (1.00) | 19.42 (1.00) |
| 5 | 12.98 | 13.69 (1.06) | 12.71 (0.98) | 14.02 | 14.83 (1.06) | 13.73 (0.98) | 21.32 | 22.61 (1.06) | 20.82 (0.98) |
| 6 | 17.79 | 18.92 (1.06) | 17.36 (0.98) | 17.13 | 18.22 (1.06) | 16.71 (0.98) | 35.22 | 37.47 (1.06) | 34.32 (0.97) |
| 7 | 21.02 | 22.33 (1.06) | 20.52 (0.98) | 20.62 | 21.94 (1.06) | 20.11 (0.98) | 47.67 | 50.73 (1.06) | 46.44 (0.97) |
| 8 | 25.00 | 26.61 (1.06) | 24.37 (0.97) | 22.77 | 24.20 (1.06) | 22.22 (0.98) | 62.35 | 66.35 (1.06) | 60.73 (0.97) |

注: () 内は, ケース1に対する比率を示す

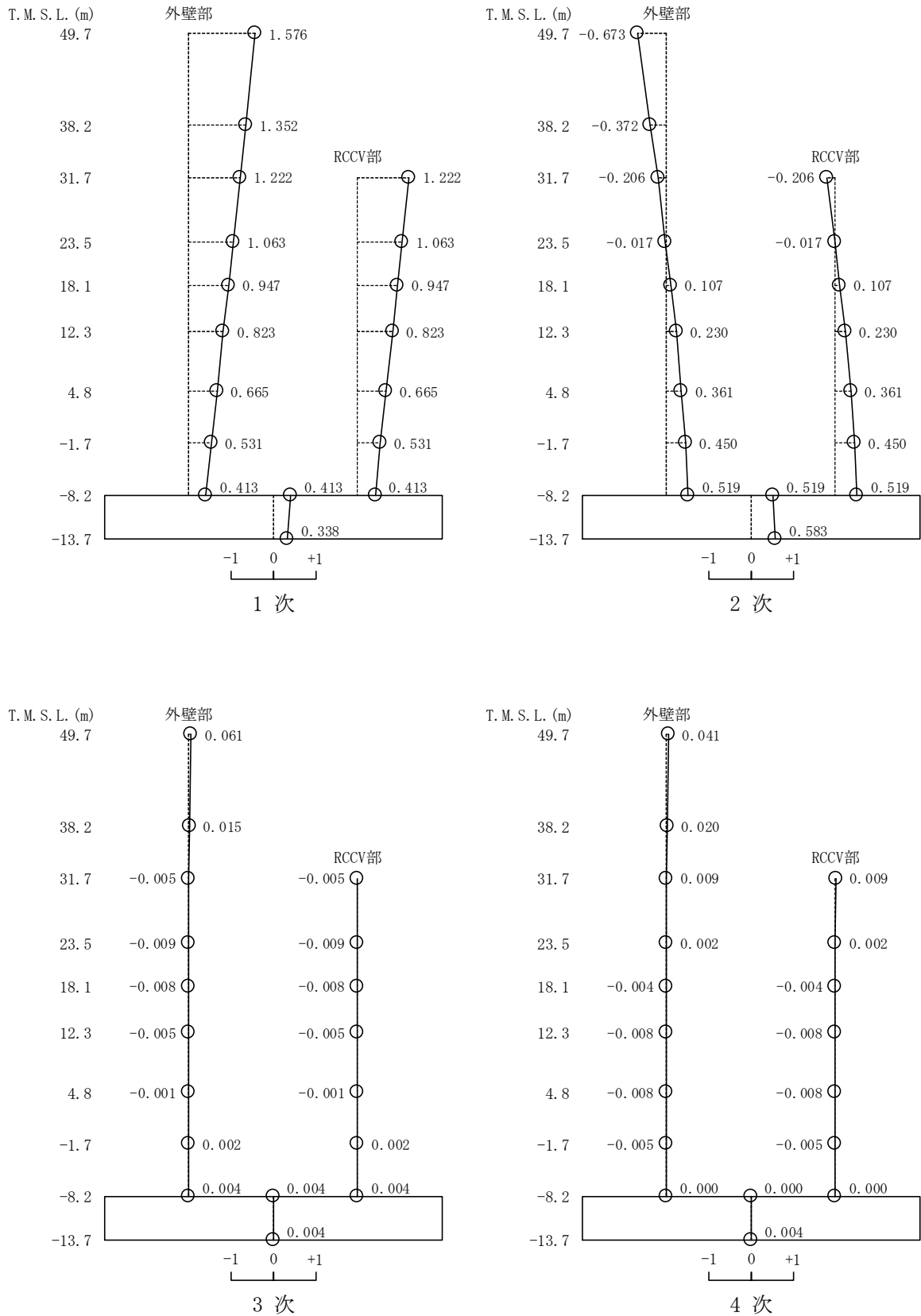


図 4-22 刺激関数図 (ケース 4)

(NS方向, S_s-1) (1/2)

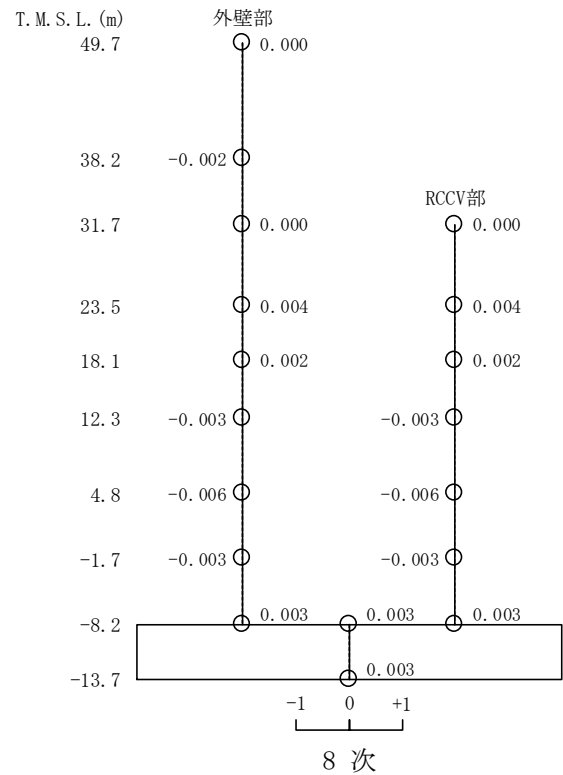
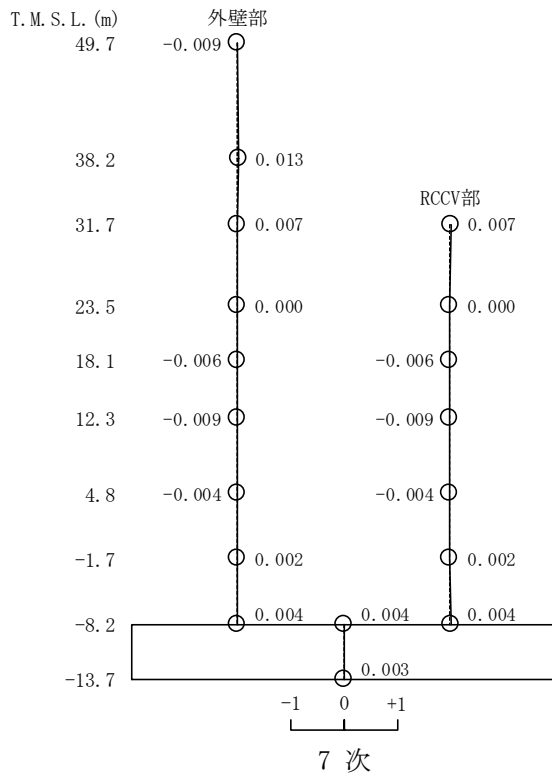
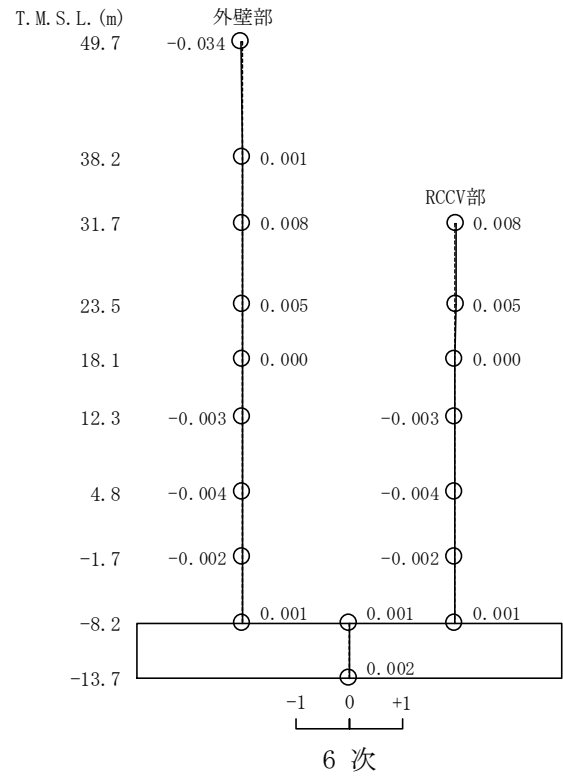
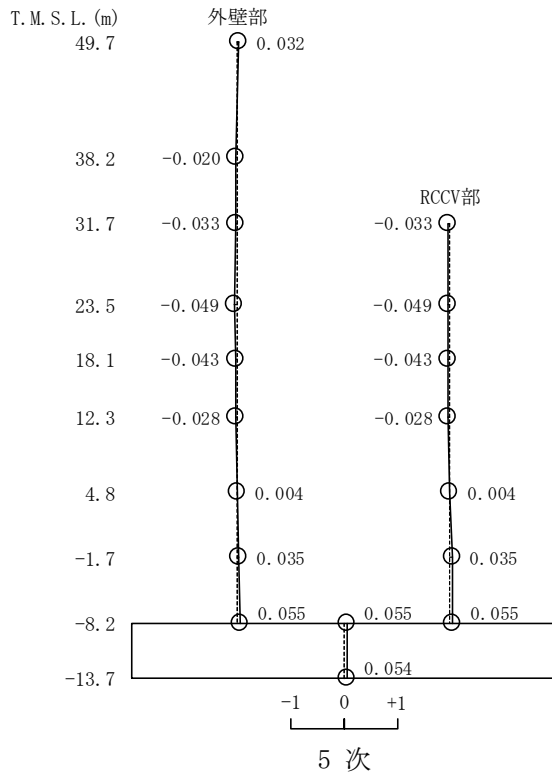


図4-22 刺激関数図 (ケース4)

(NS方向, S_s-1) (2/2)

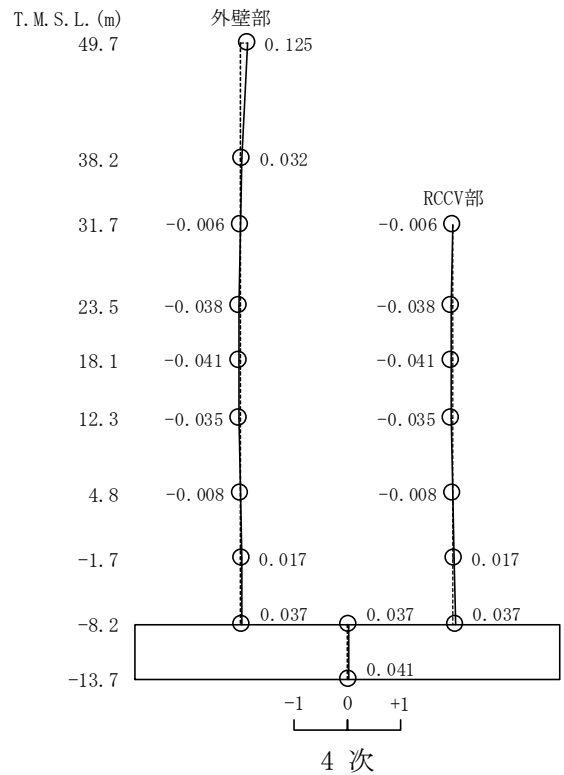
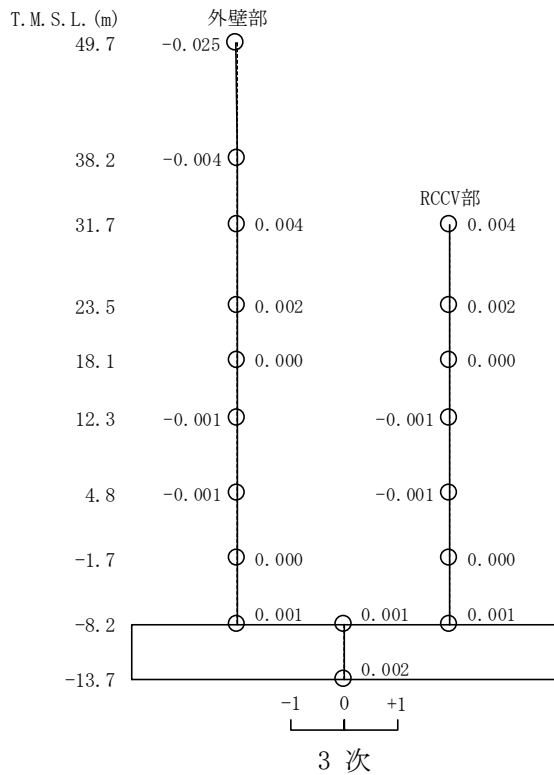
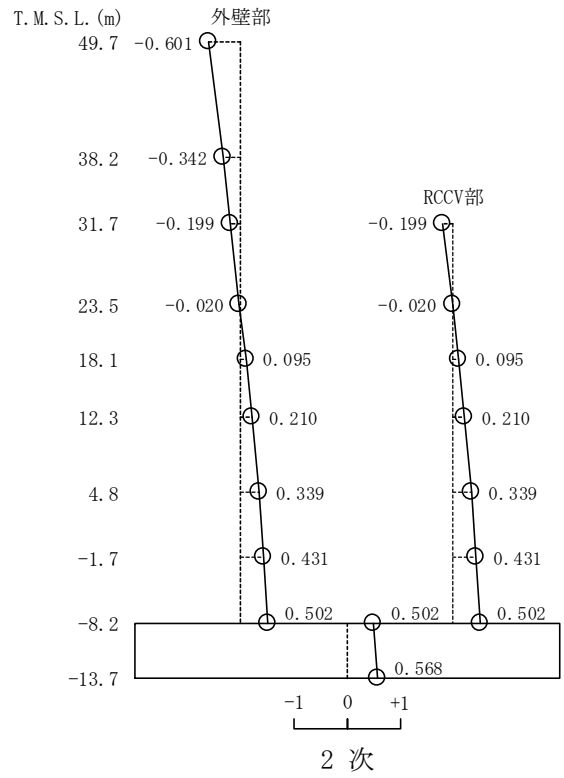
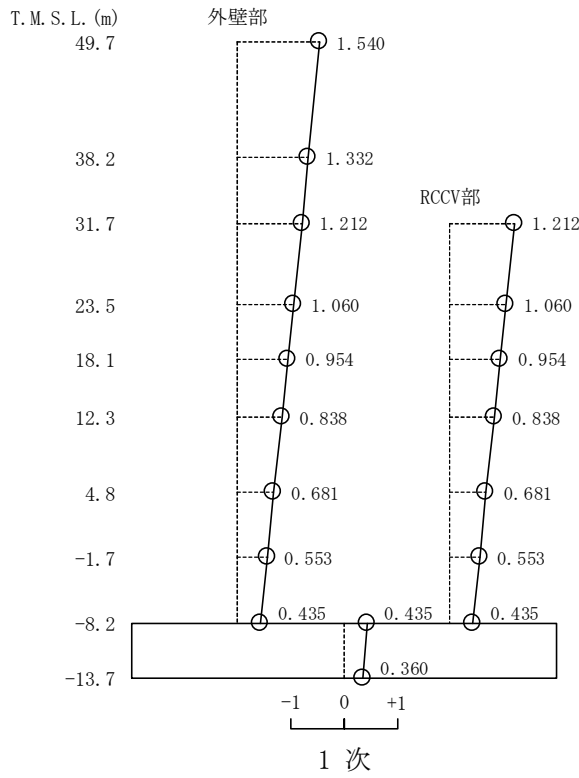


図4-23 刺激関数図 (ケース4)

(EW方向, Ss-1) (1/2)

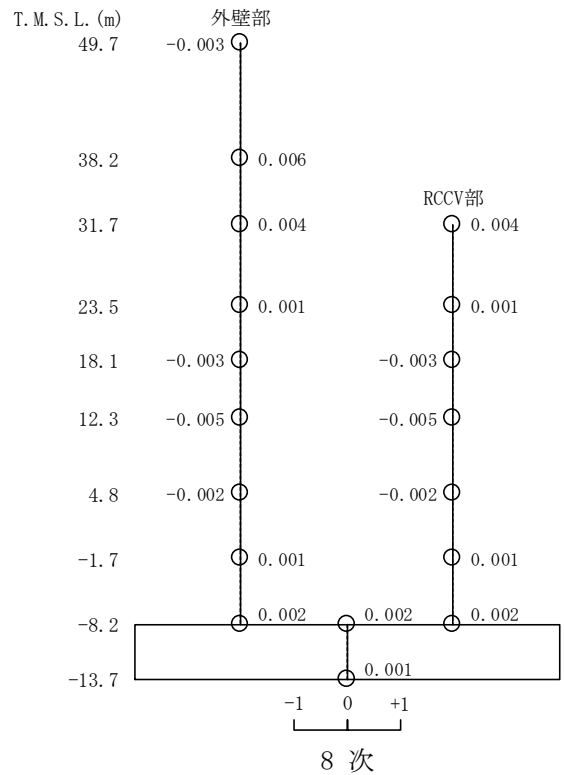
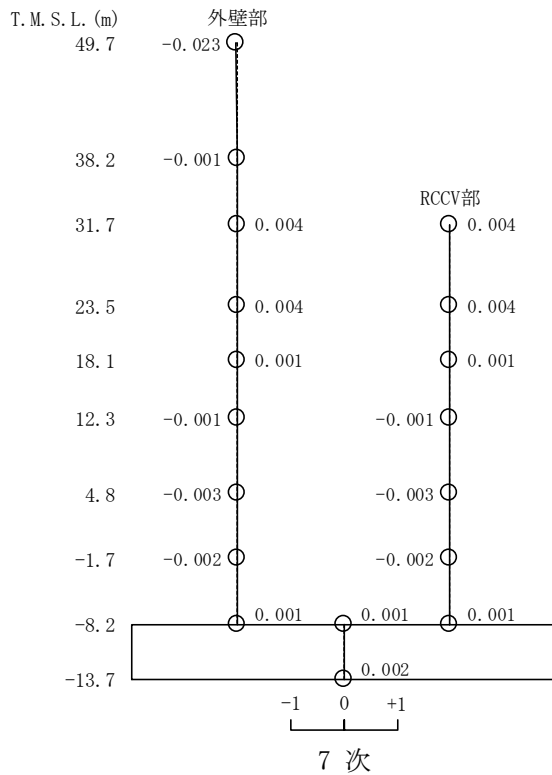
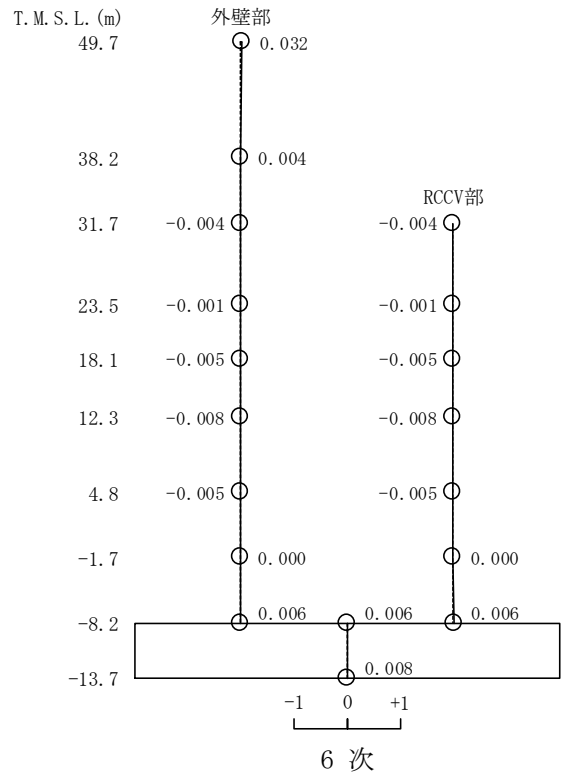
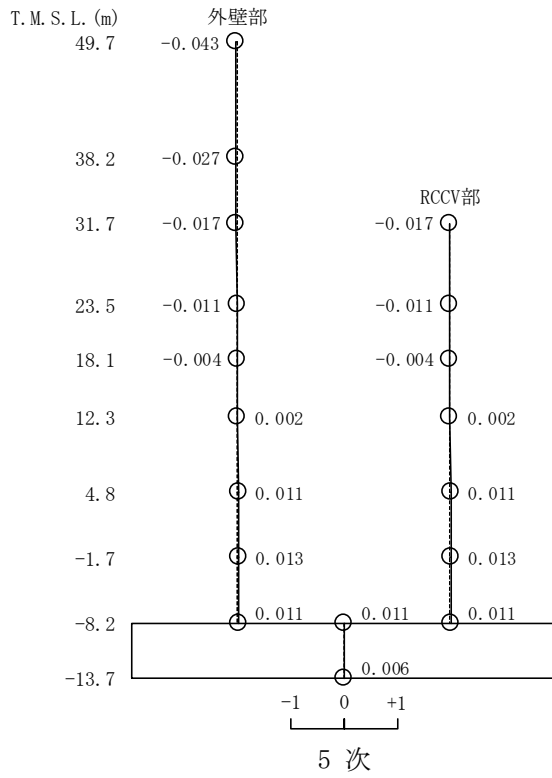
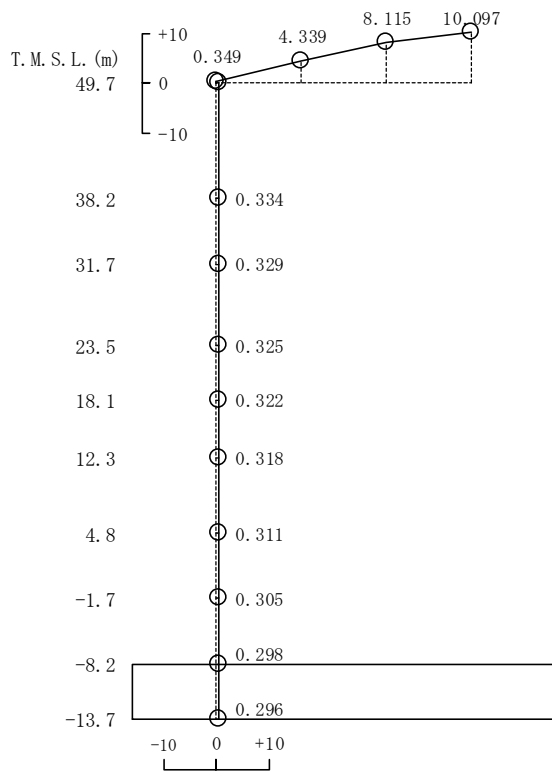
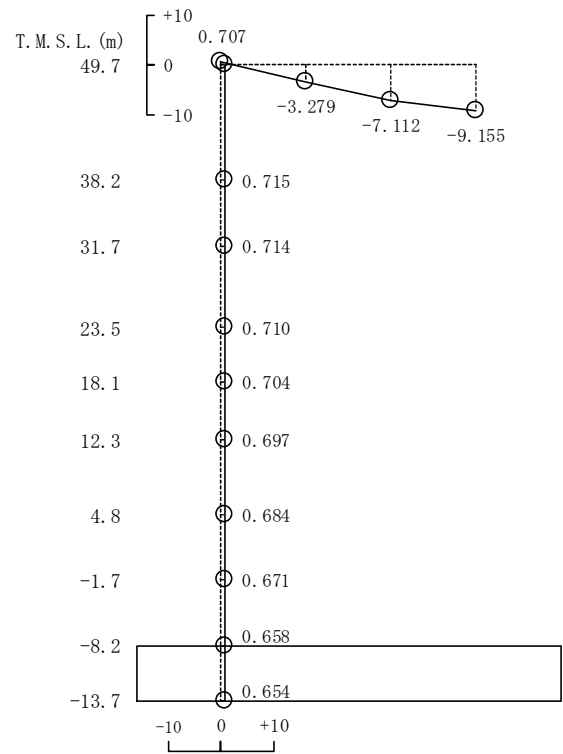


図4-23 刺激関数図 (ケース4)

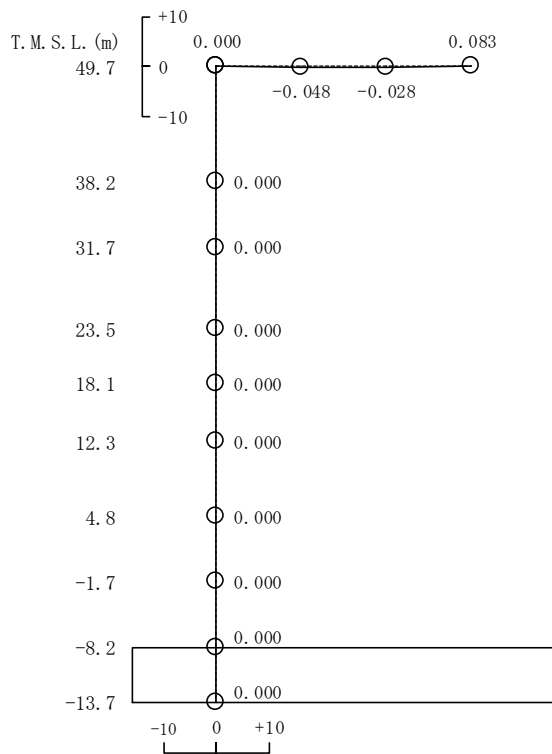
(EW方向, Ss-1) (2/2)



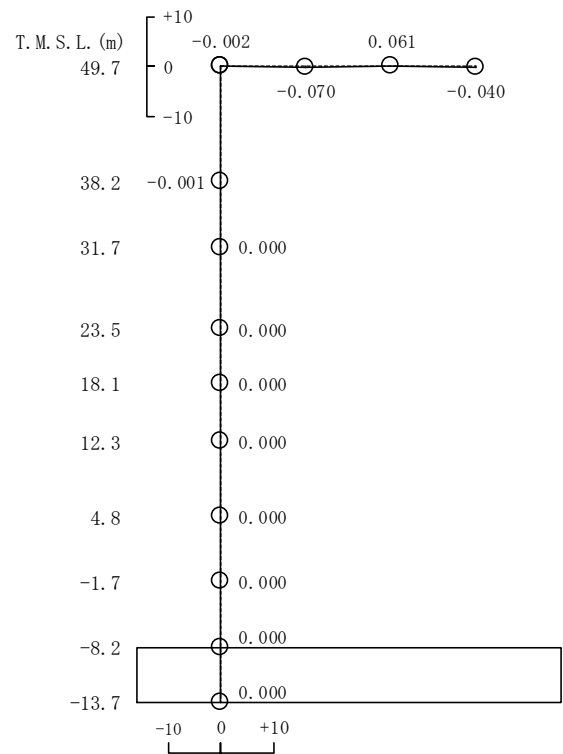
1 次



2 次



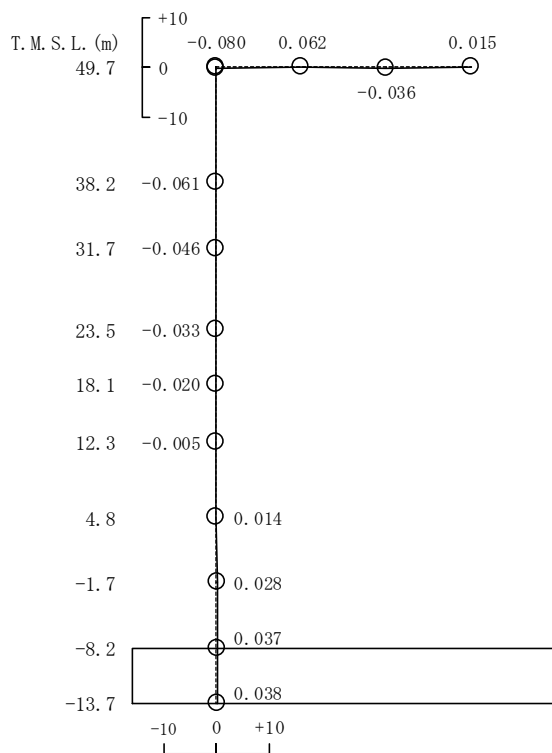
3 次



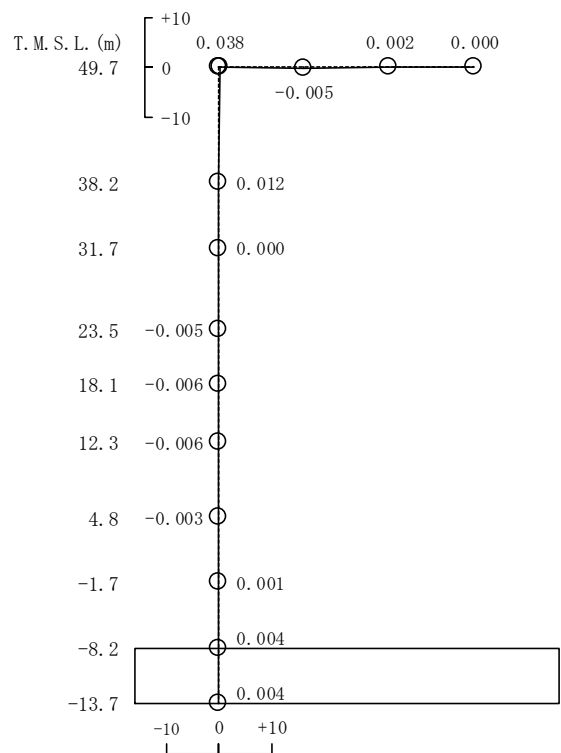
4 次

図4-24 刺激関数図 (ケース4)

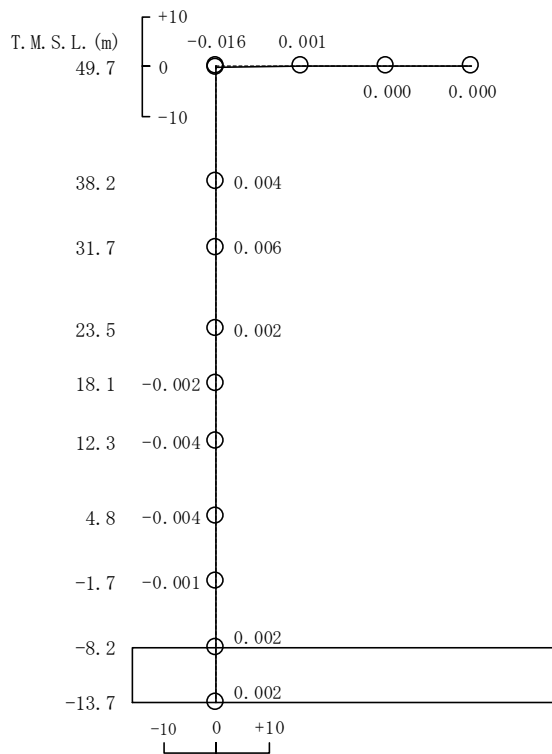
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



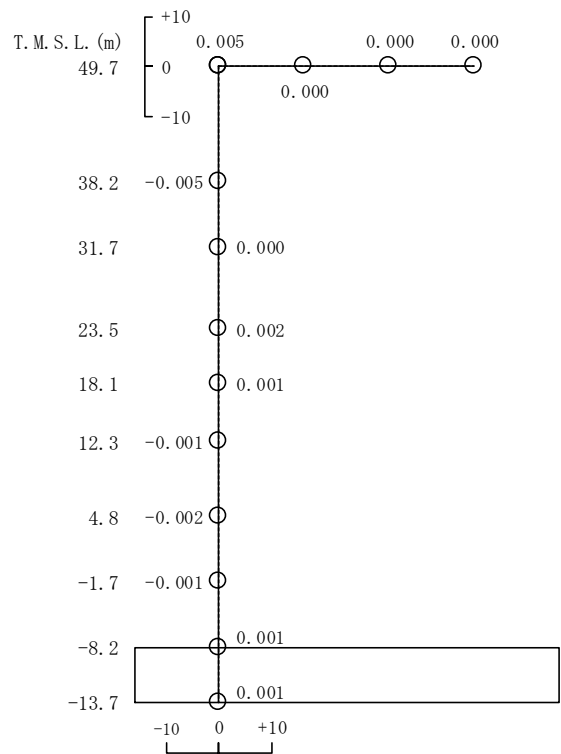
5 次



6 次



7 次



8 次

図4-24 刺激関数図 (ケース4)

(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

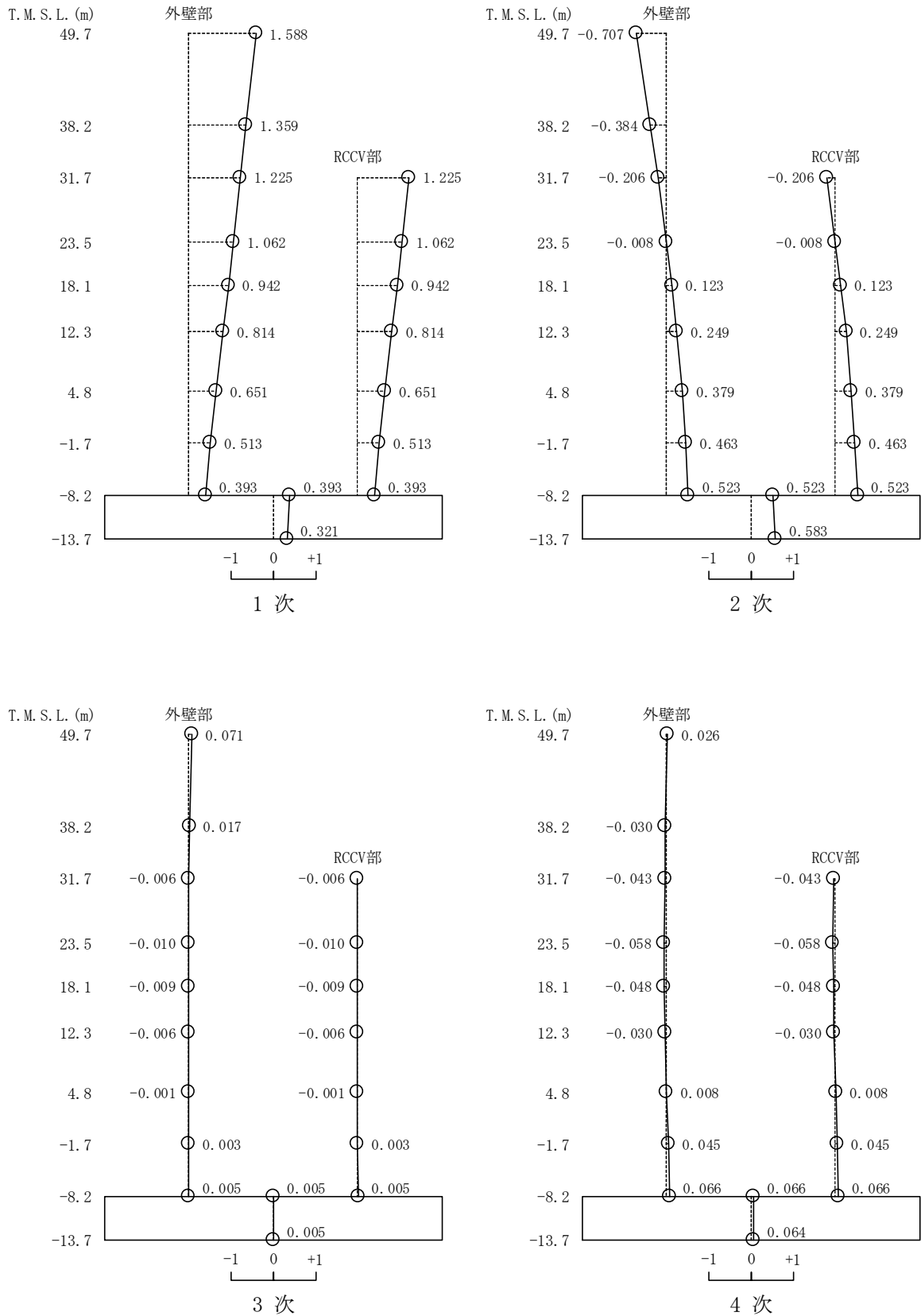


図4-25 刺激関数図 (ケース5)

(NS方向, S_s-1) (1/2)

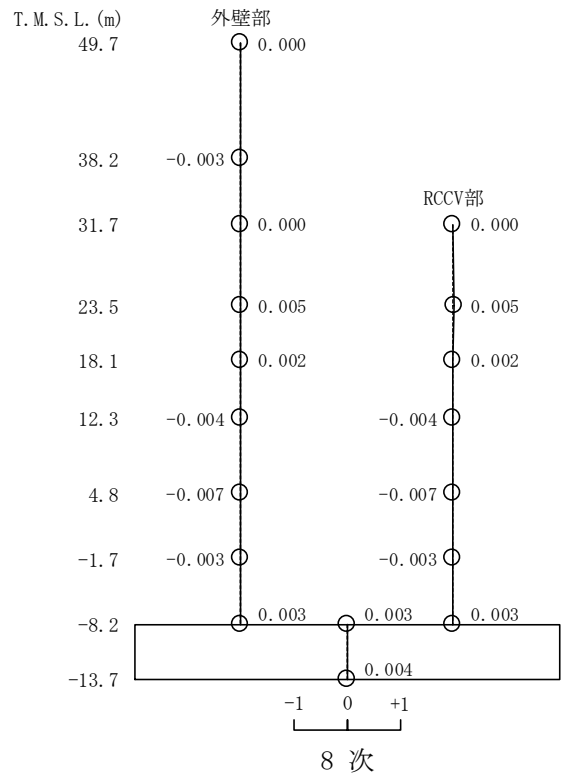
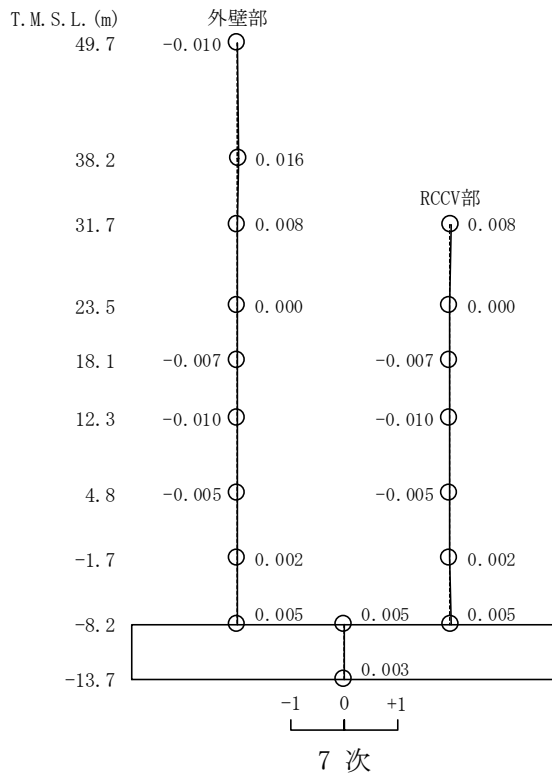
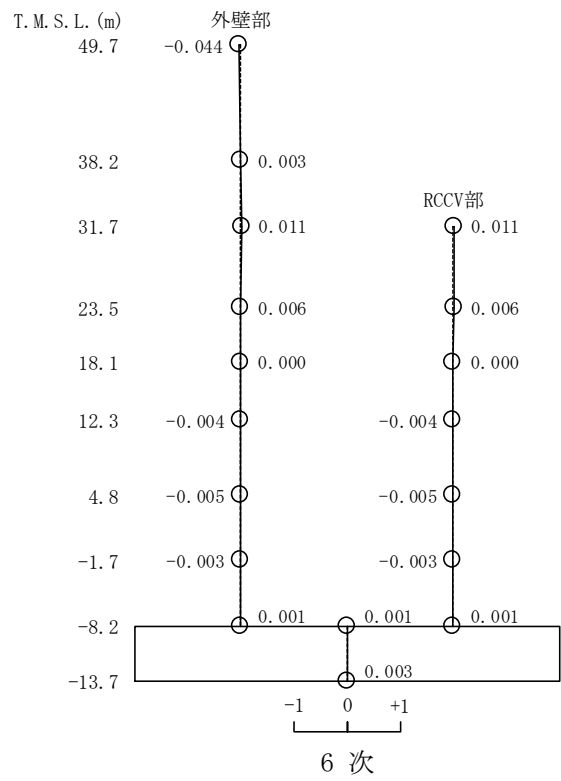
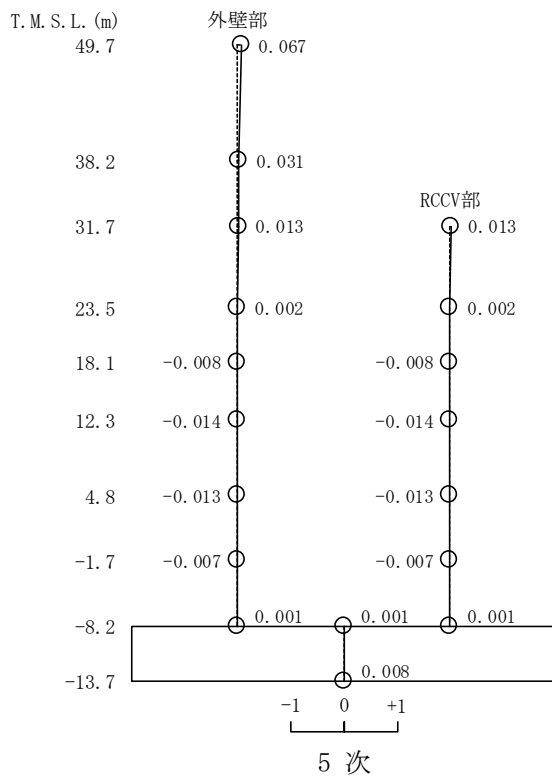


図4-25 刺激関数図 (ケース5)

(NS方向, S_s-1) (2/2)

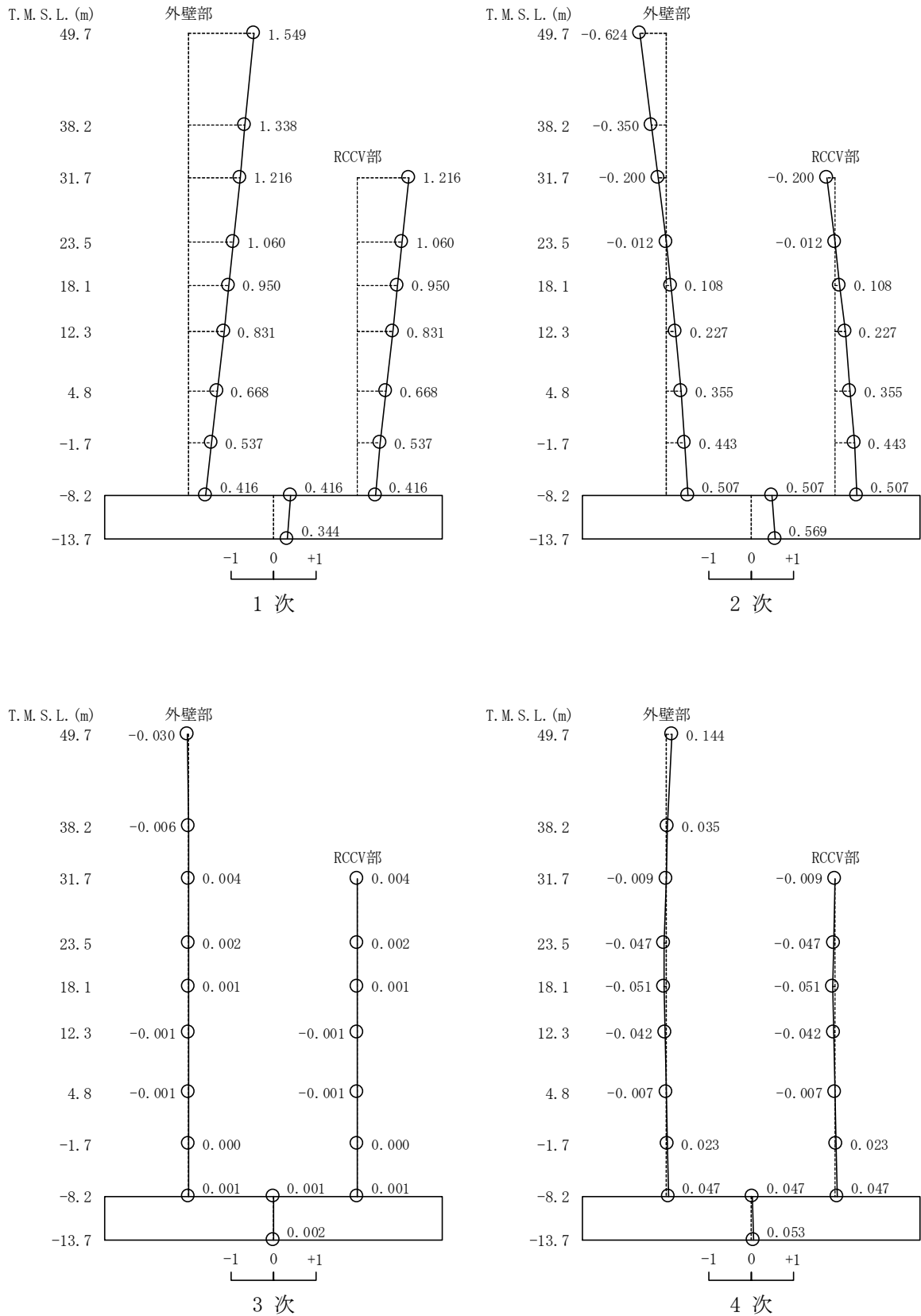


図4-26 刺激関数図 (ケース5)

(EW方向, Ss-1) (1/2)

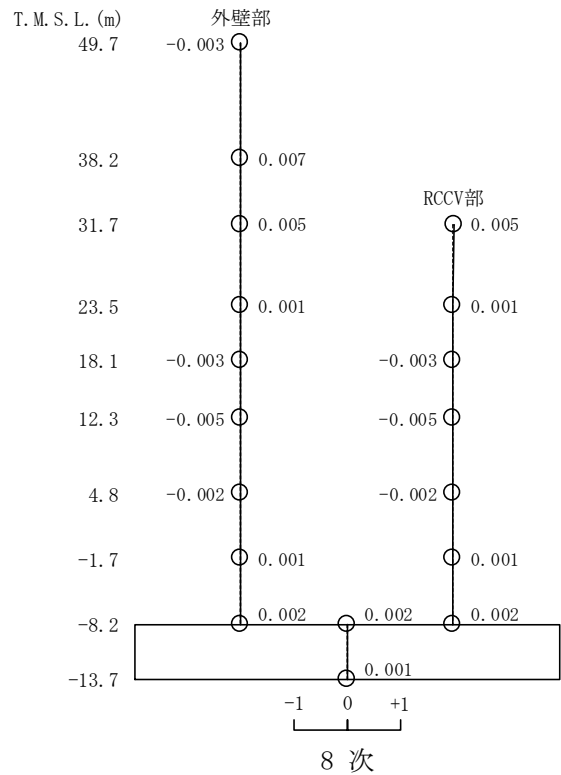
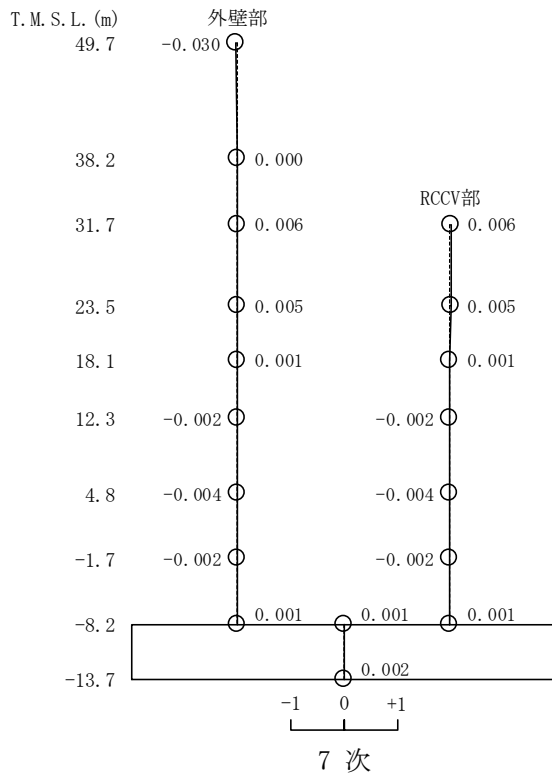
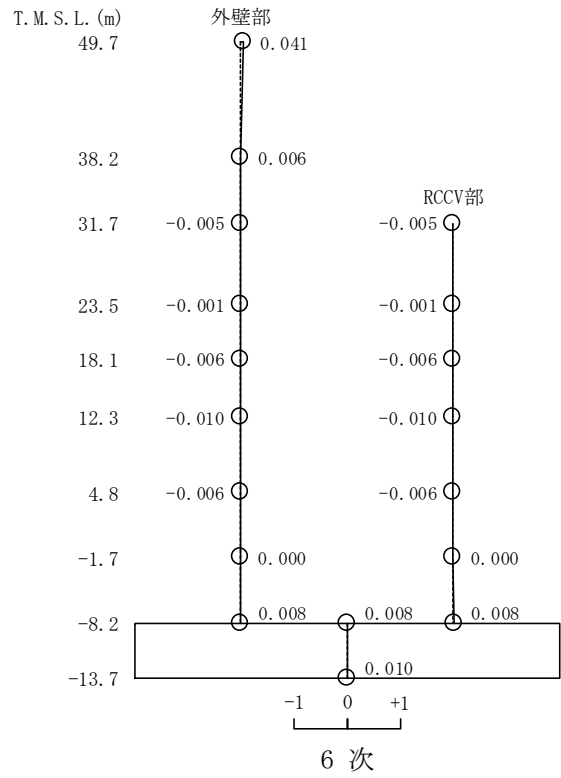
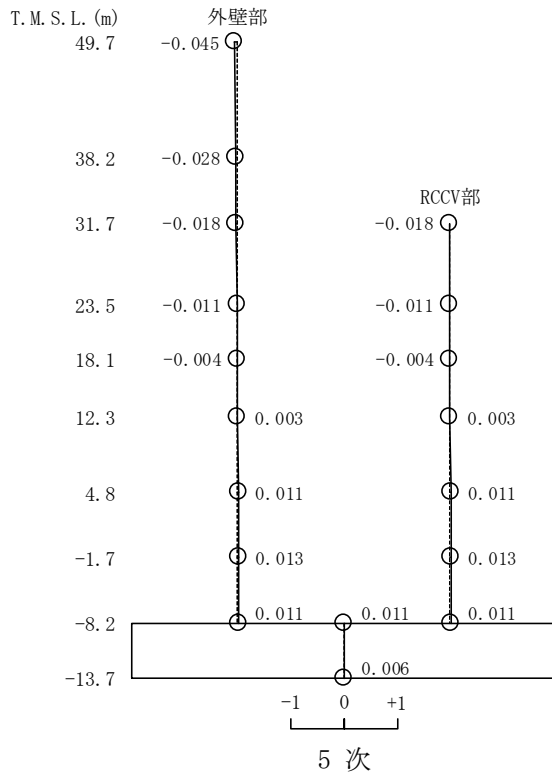
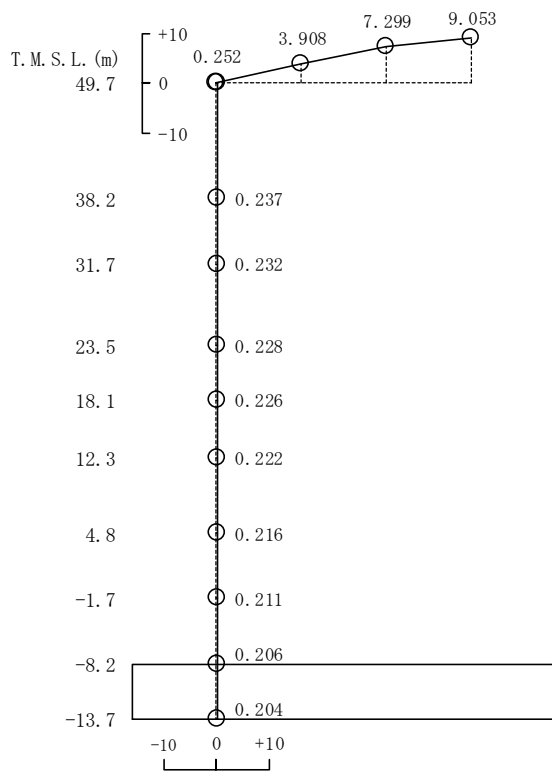
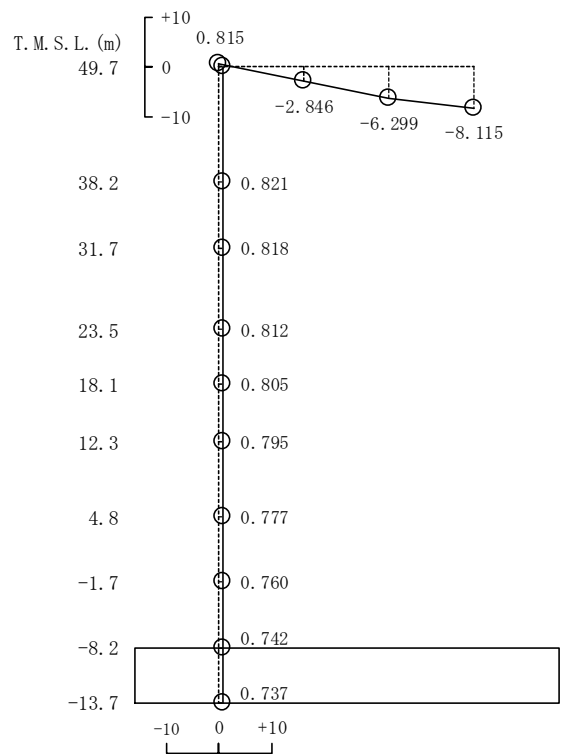


図4-26 刺激関数図 (ケース5)

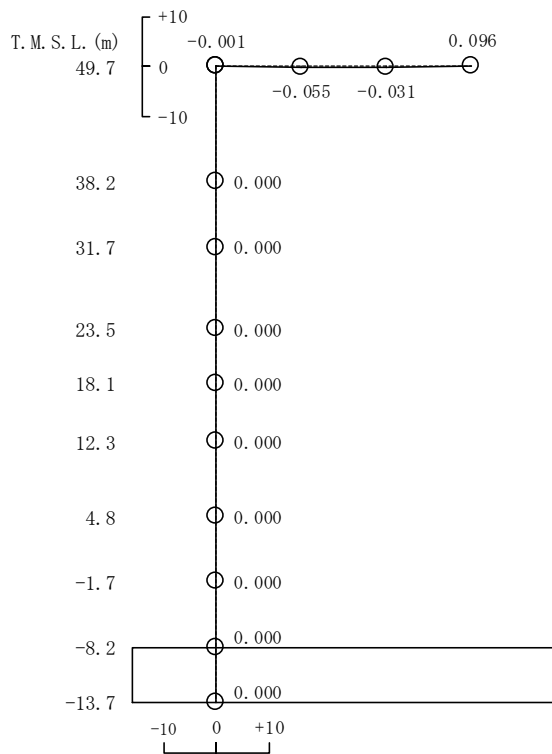
(EW方向, Ss-1) (2/2)



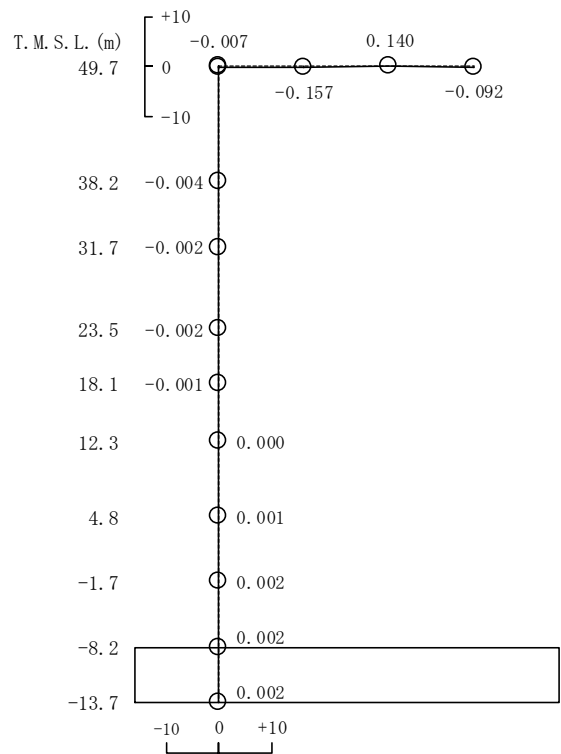
1 次



2 次



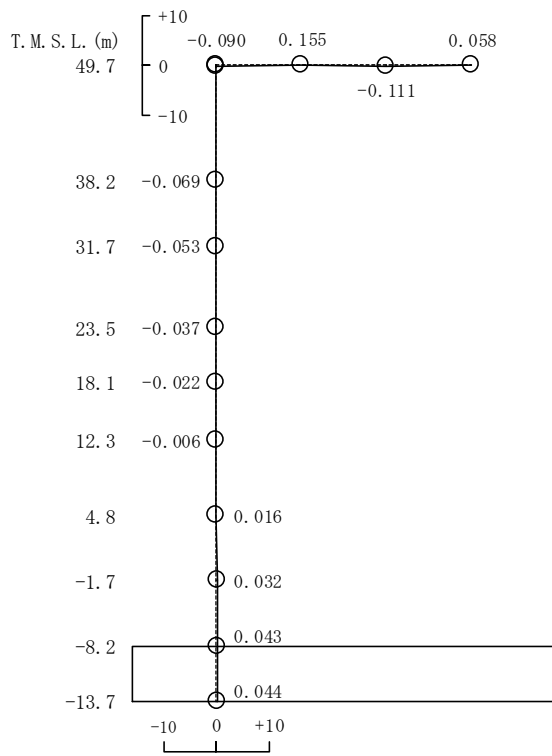
3 次



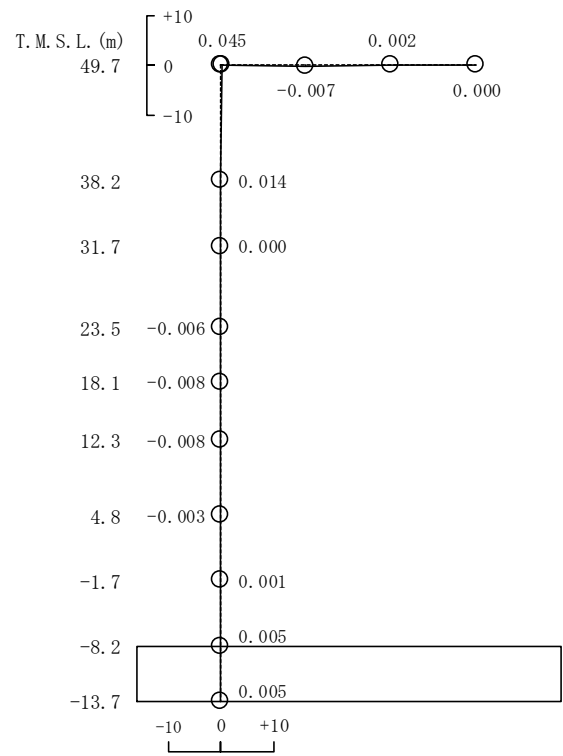
4 次

図4-27 刺激関数図 (ケース5)

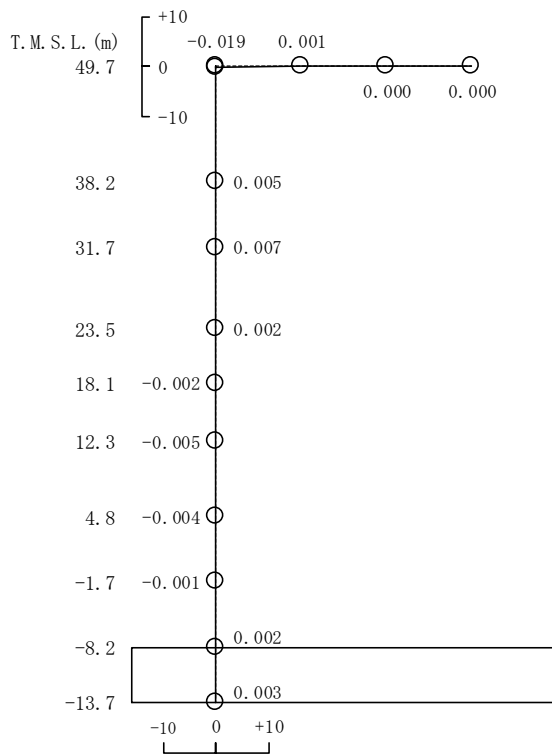
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



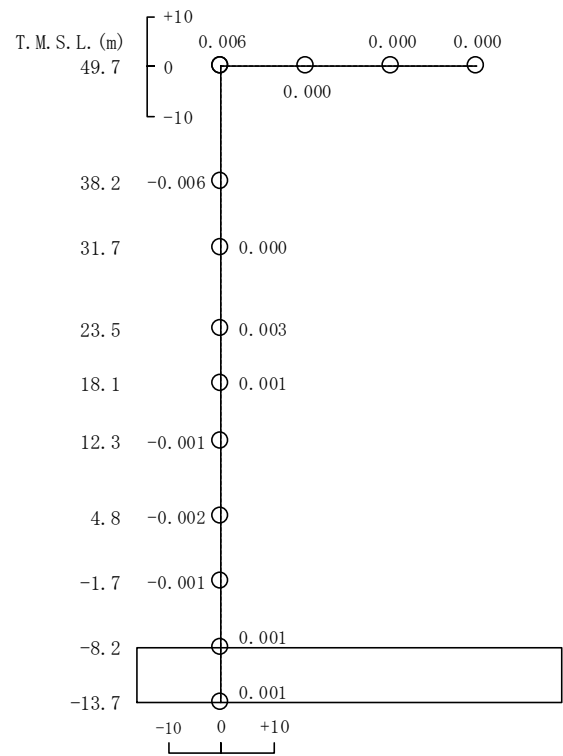
5 次



6 次



7 次



8 次

図4-27 刺激関数図 (ケース5)

(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1とする。最大応答値の比較を図4-28～図4-40に、地震応答解析に基づく接地率を表4-8～表4-10に示す。

水平方向について、ケース1, 4, 5の最大応答加速度, 最大応答せん断力, 最大応答曲げモーメント, 最大せん断ひずみはおおむね同等である。最大応答変位については、ケース4で小さくなり、ケース5で大きくなる傾向であることを確認した。

鉛直方向についても、水平方向と同様にケース1, 4, 5の最大応答加速度, 最大応答軸力はおおむね同等であり、最大応答変位については、ケース4で小さくなり、ケース5で大きくなる傾向であることを確認した。

これらは、建屋剛性が大きくなる側に変動する場合は、剛性の増加に伴い変位は小さくなり、小さくなる側に変動する場合は、剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

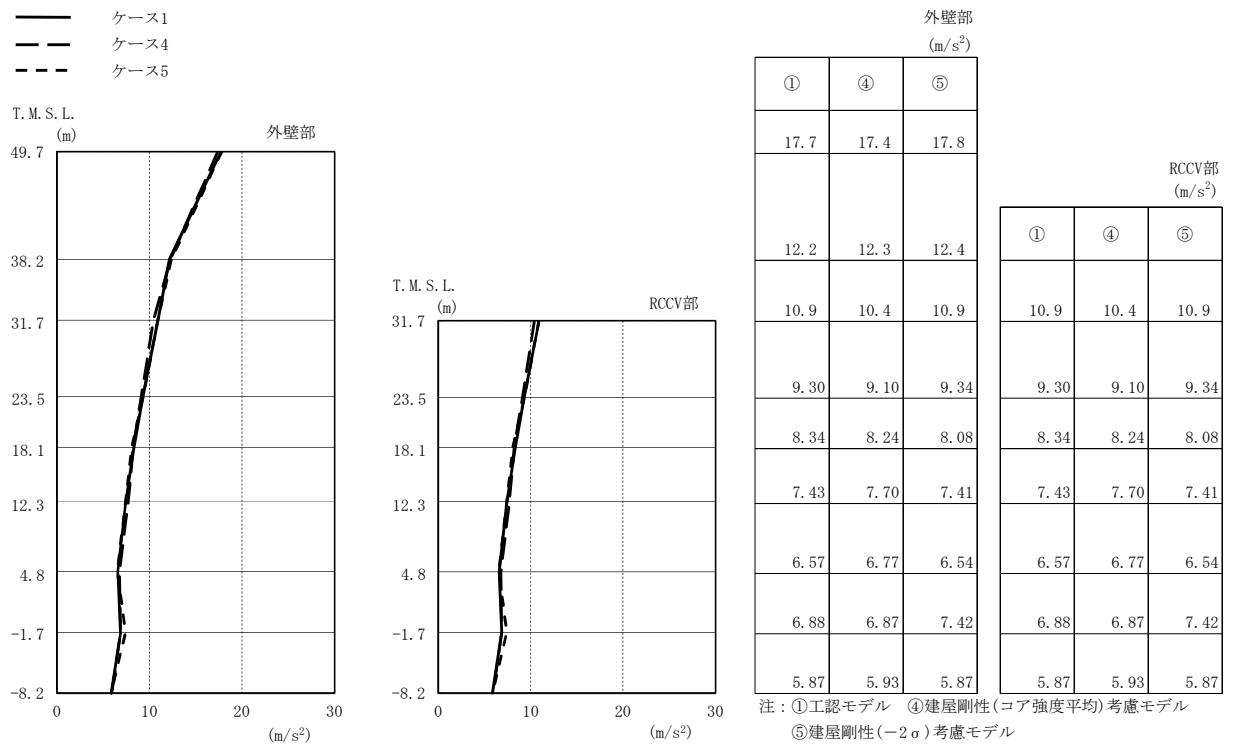


図4-28 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

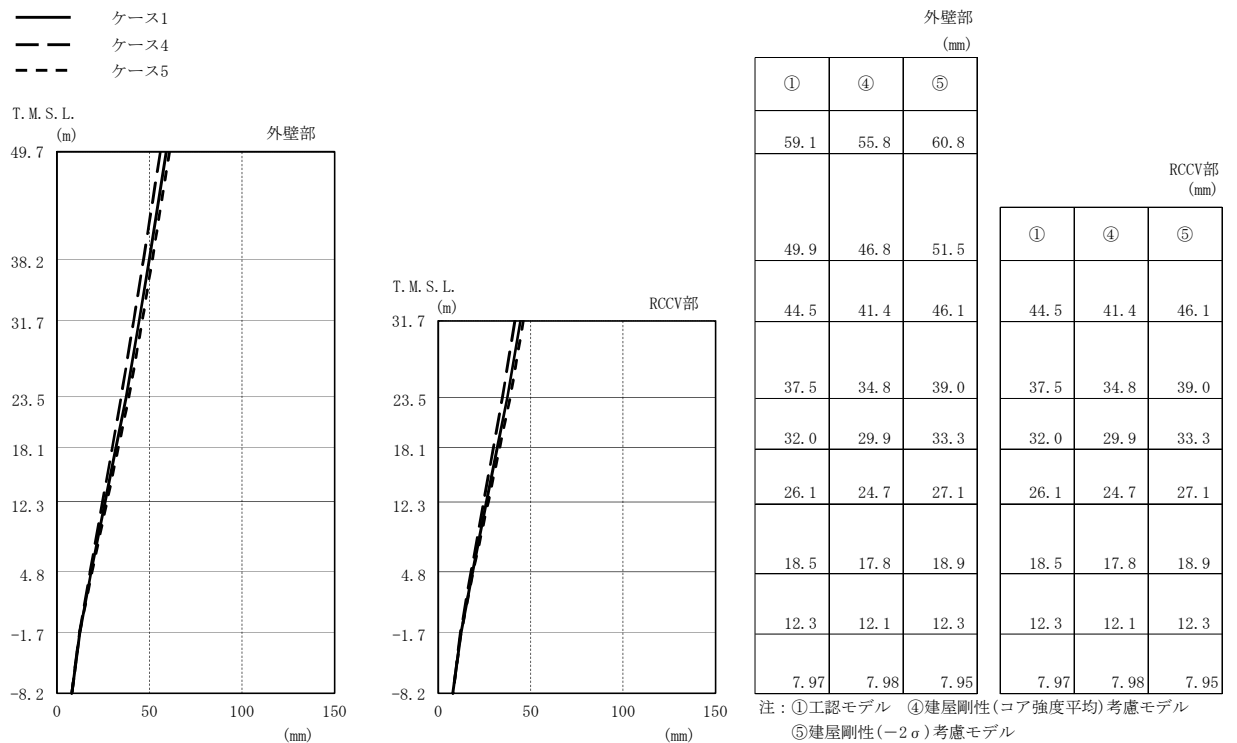


図4-29 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

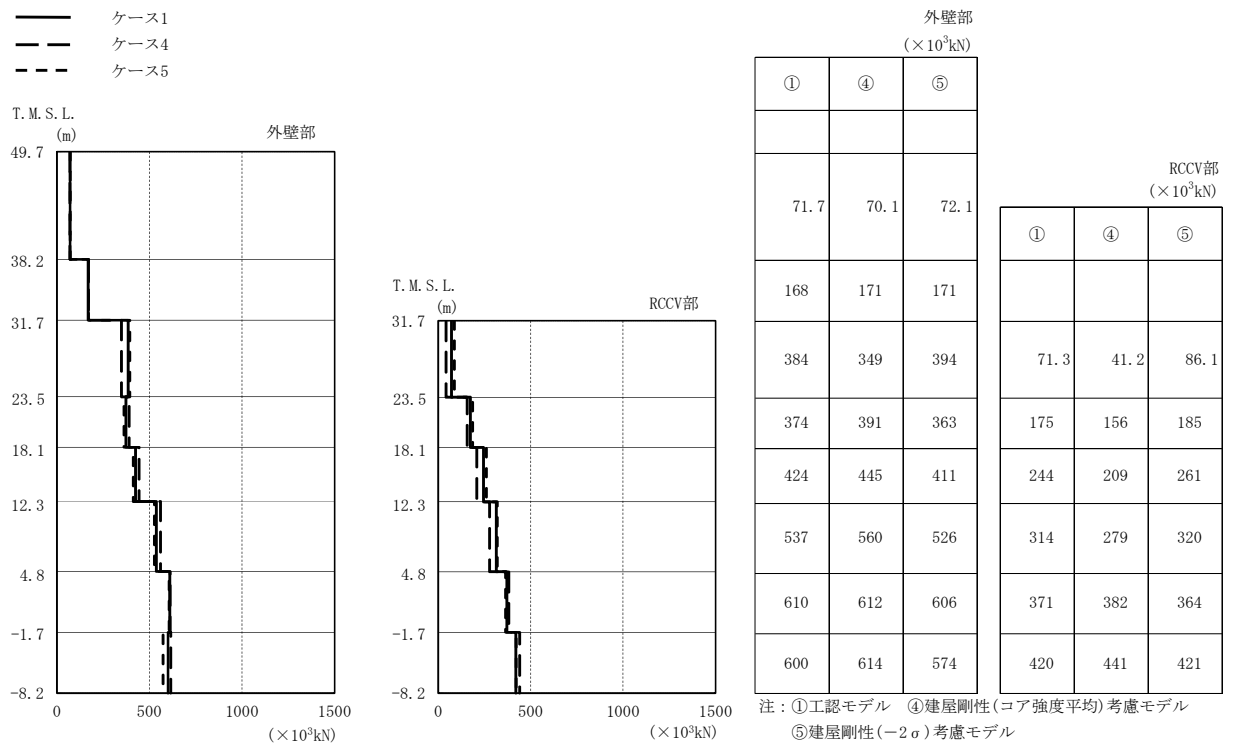


図4-30 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

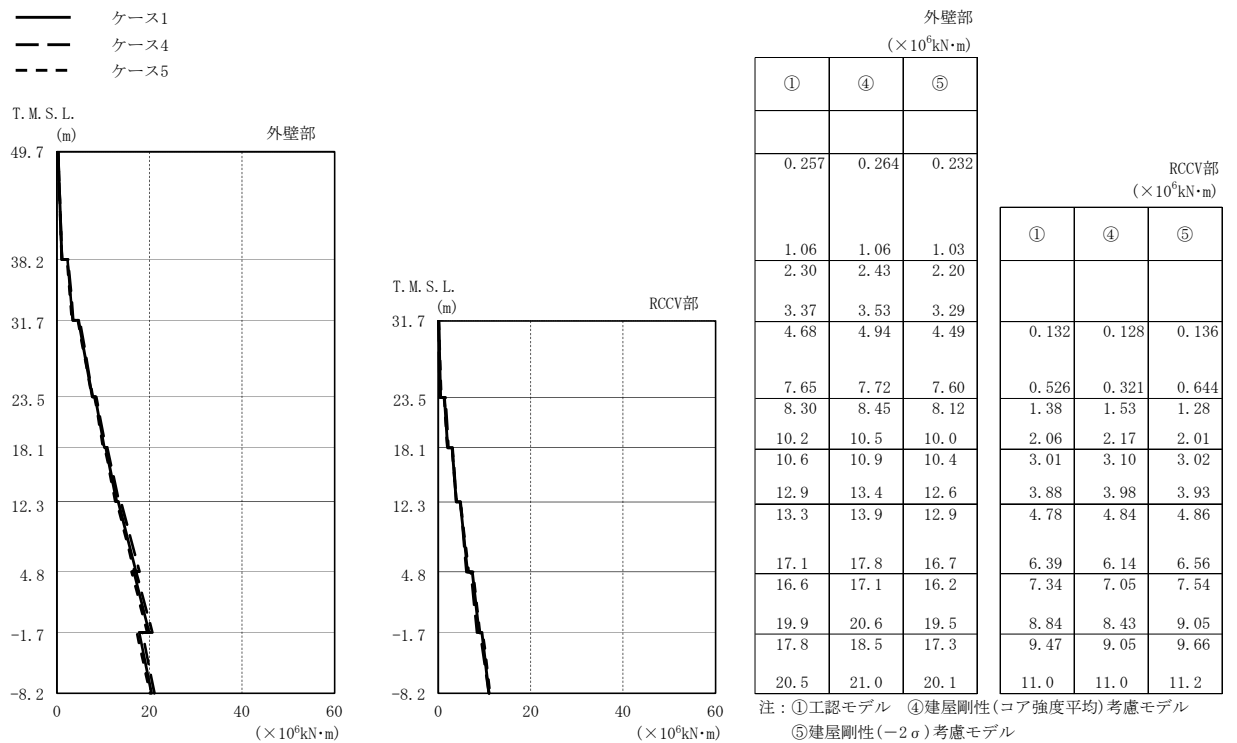


図4-31 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

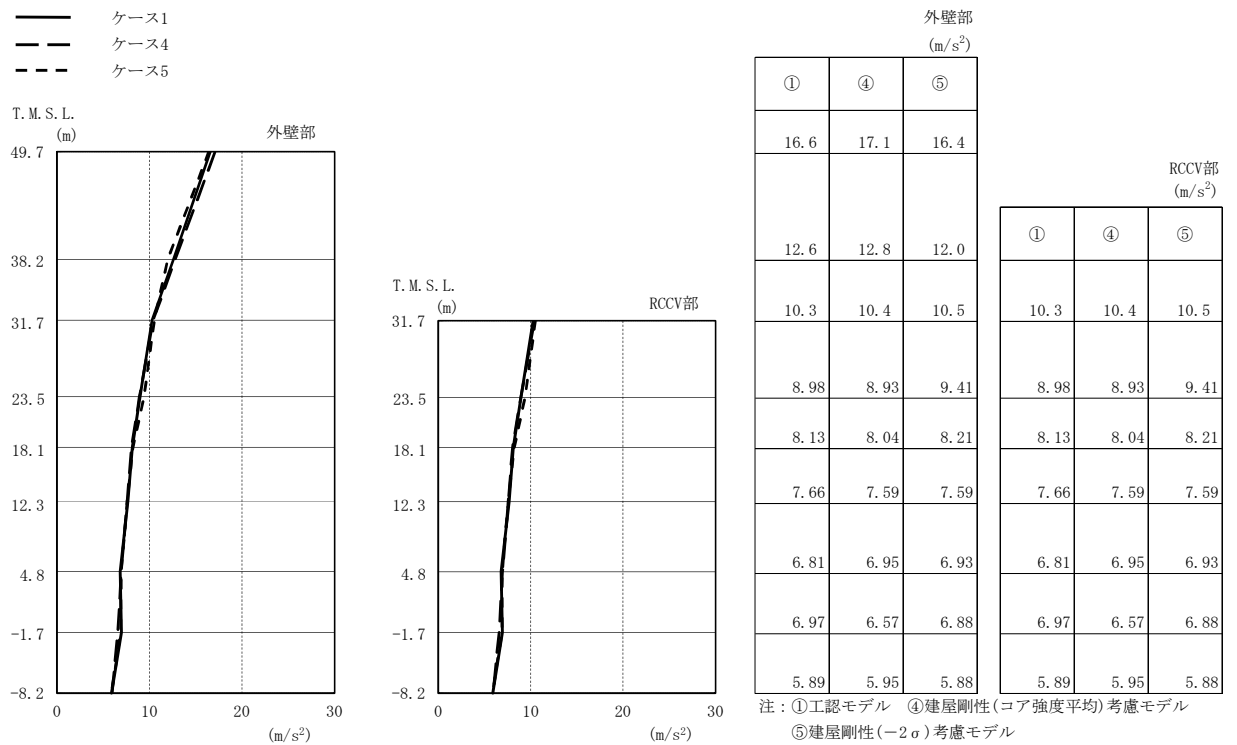


図4-32 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

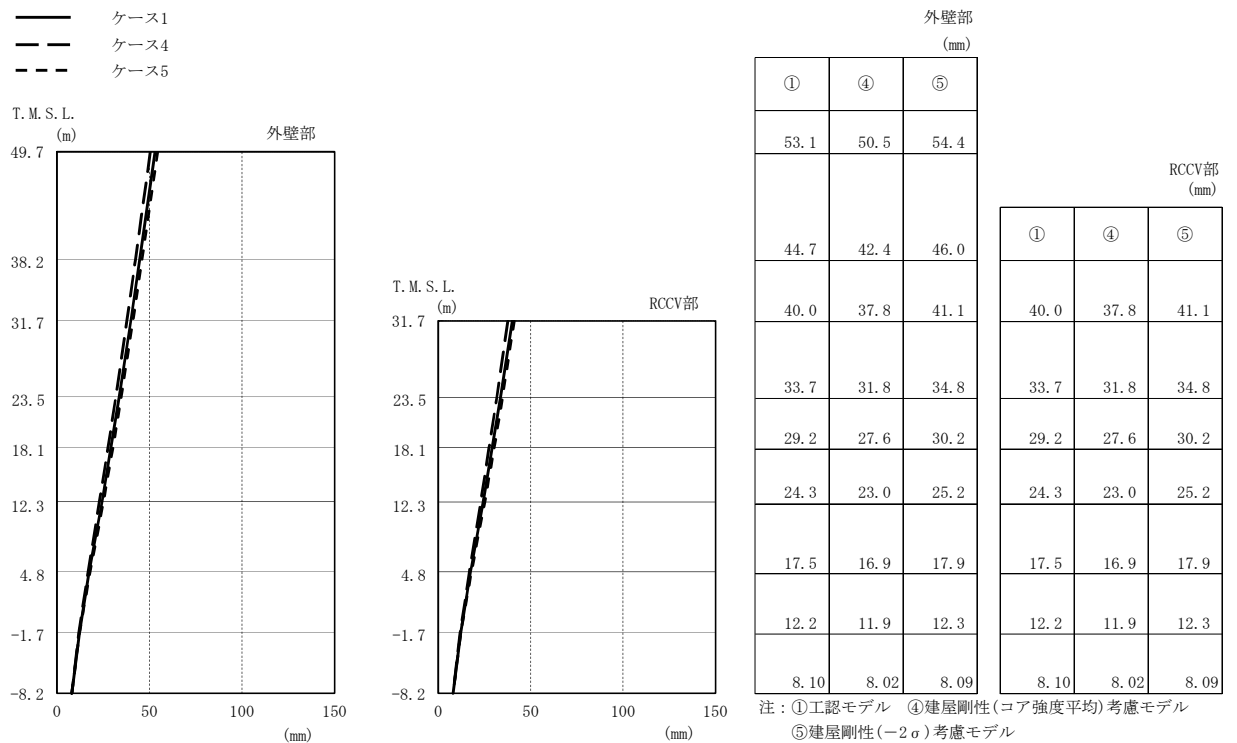


図4-33 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

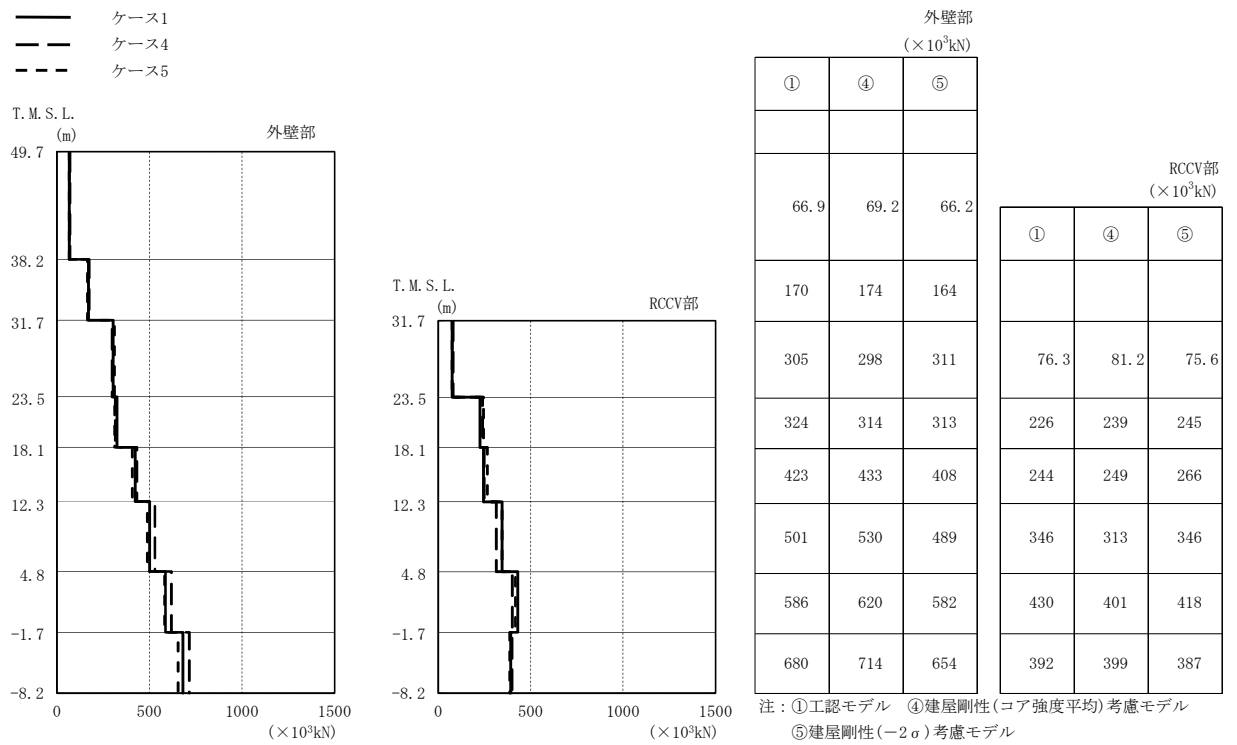


図4-34 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

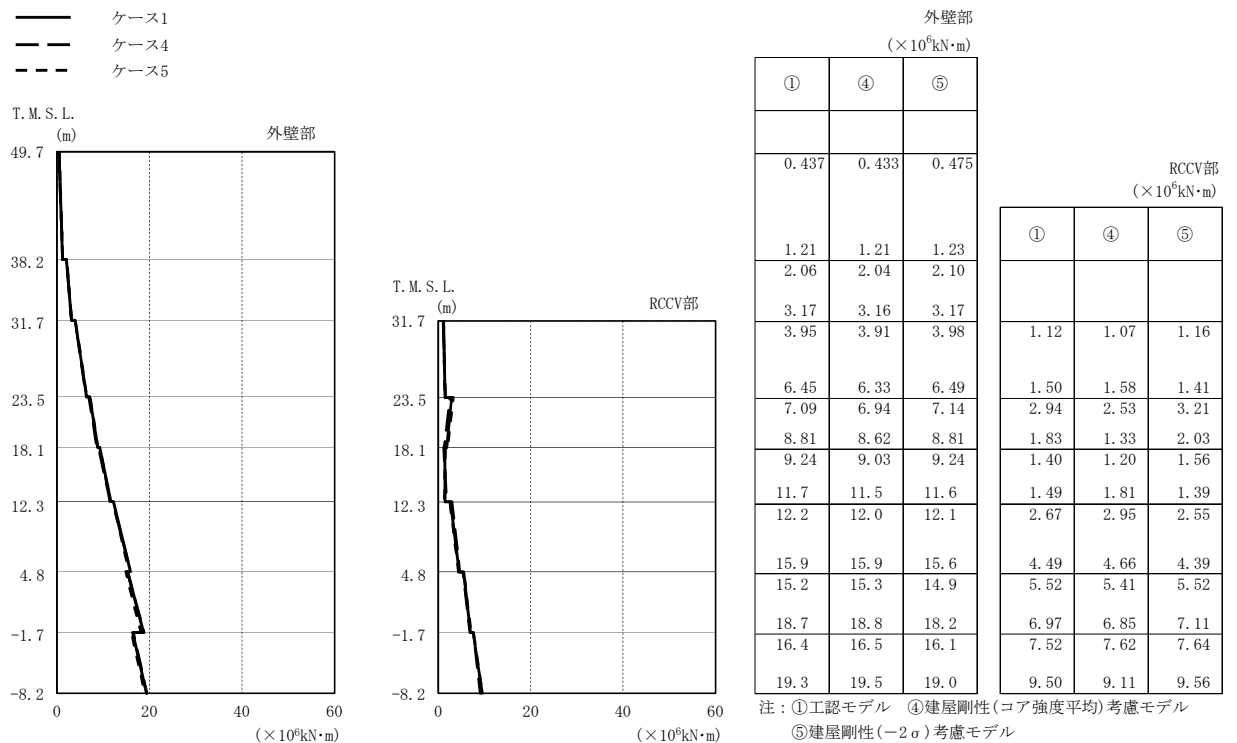


図4-35 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

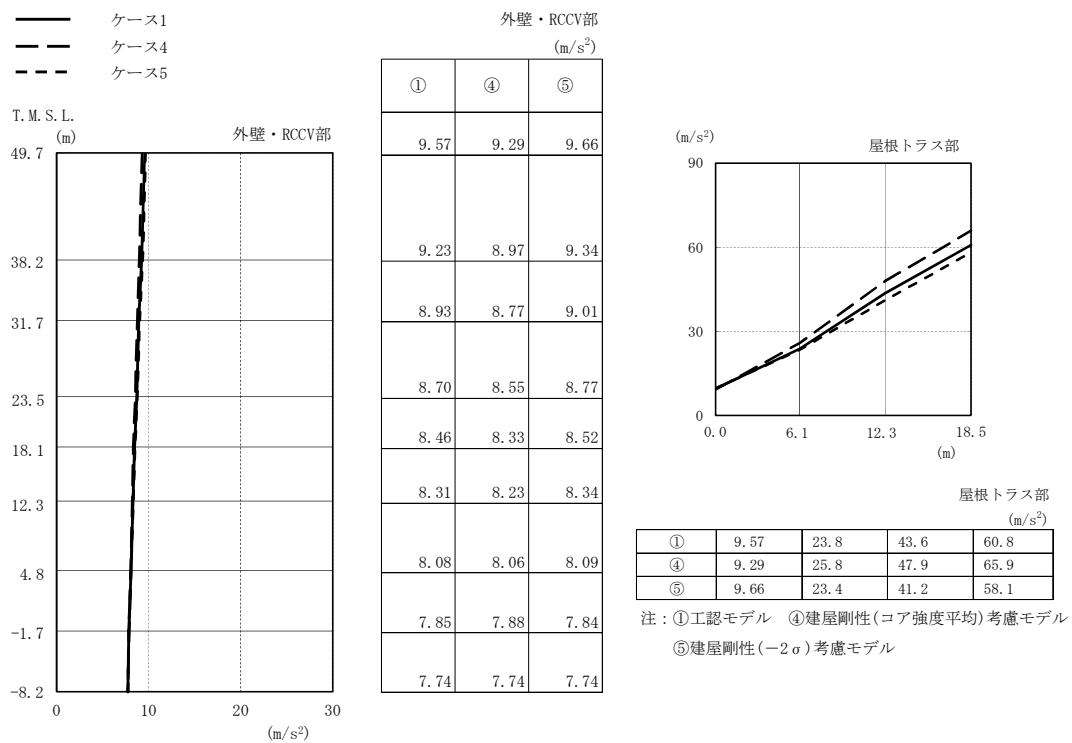


図4-36 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

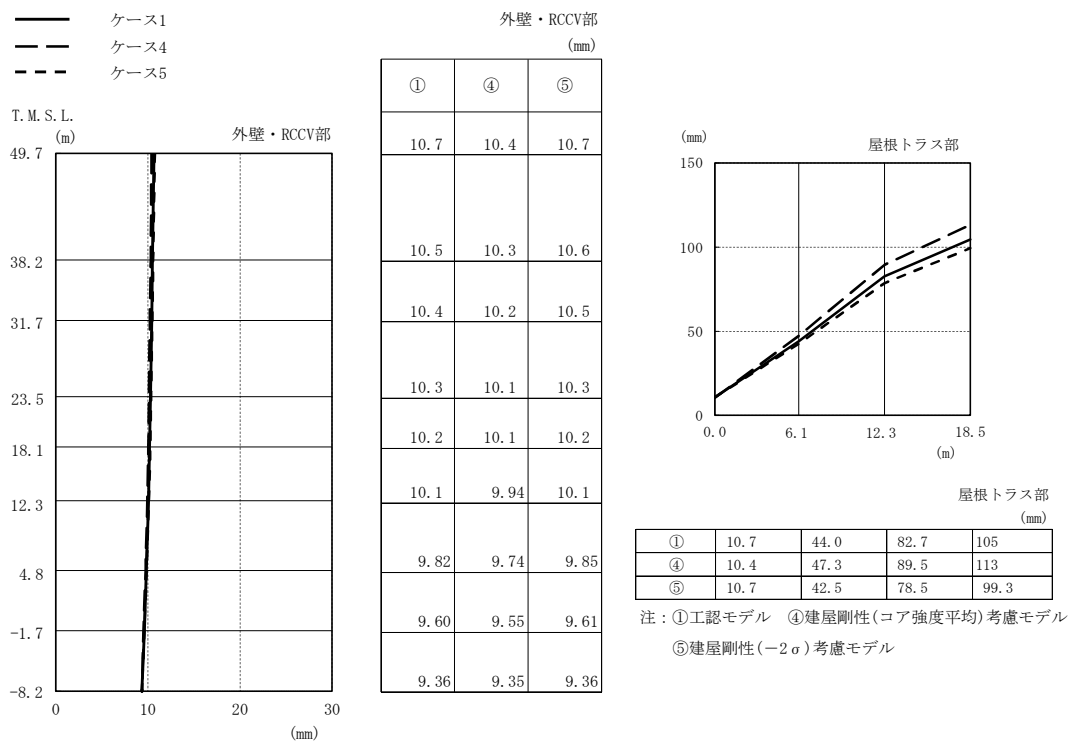


図4-37 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

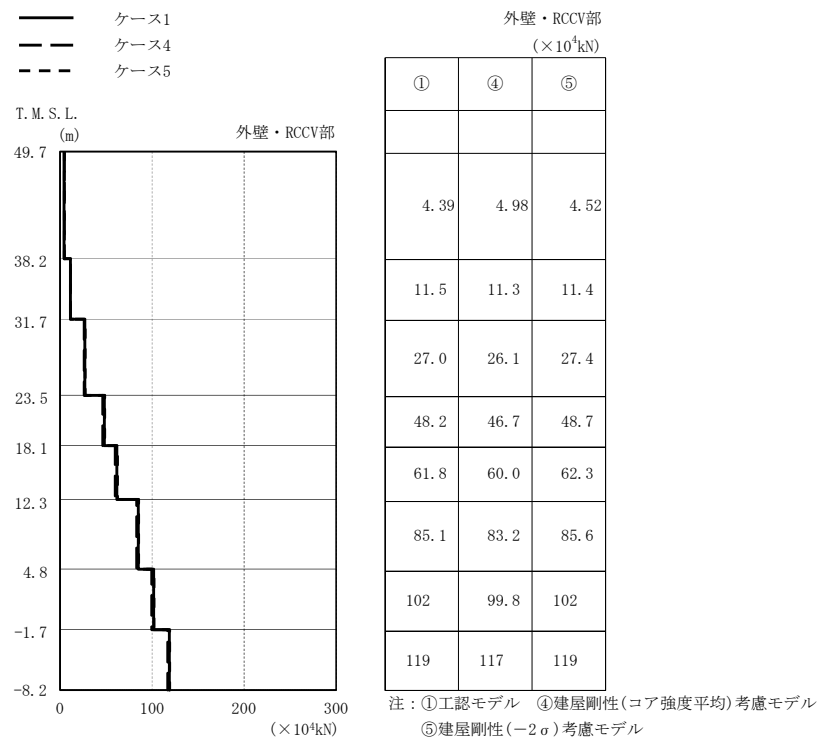
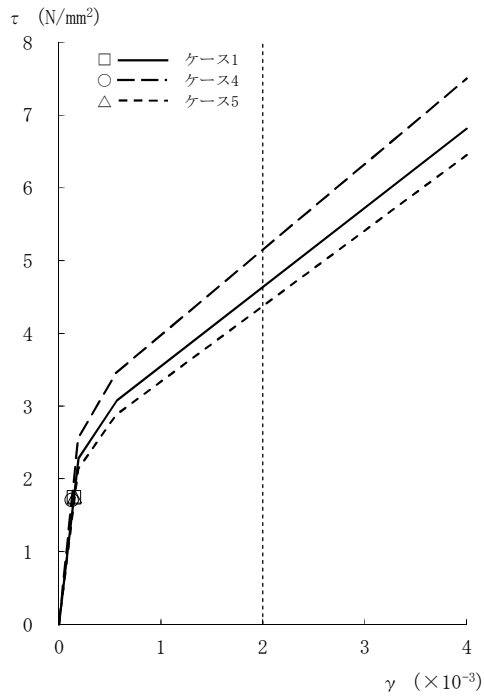
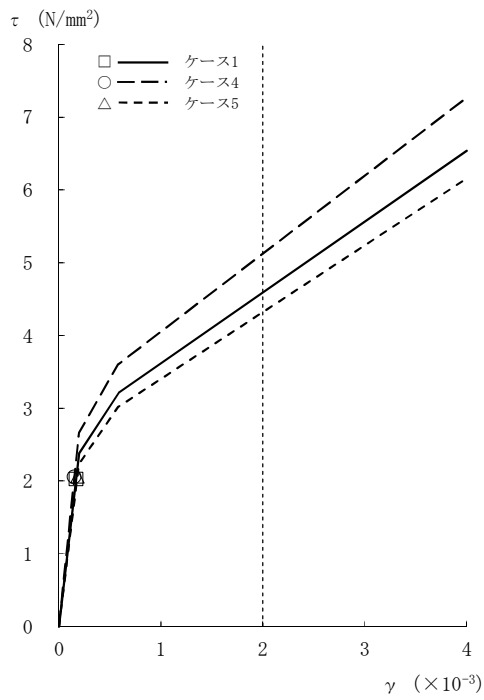


図4-38 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)



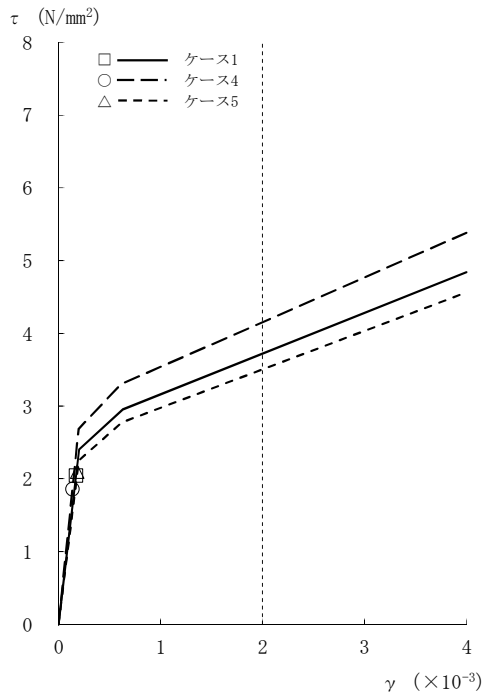
[外壁部]

図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/8)

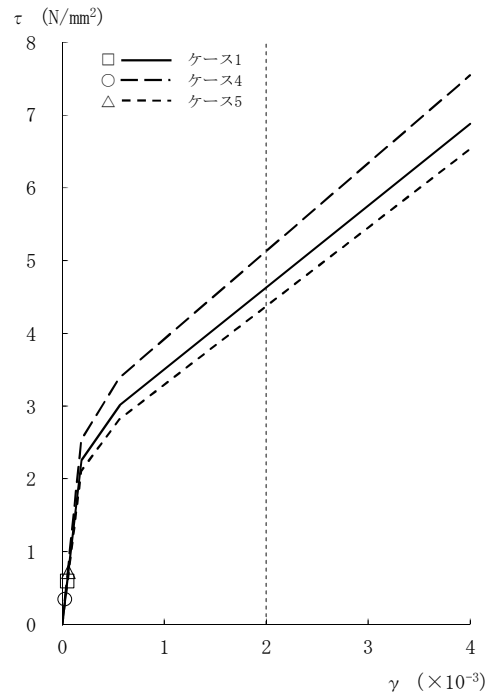


[外壁部]

図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/8)

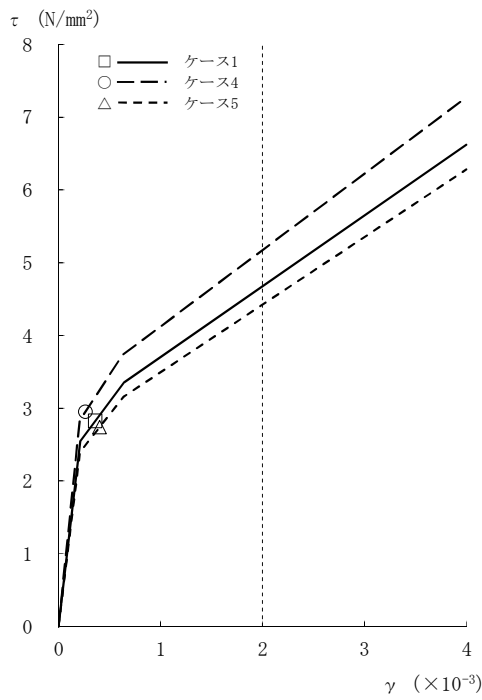


[外壁部]

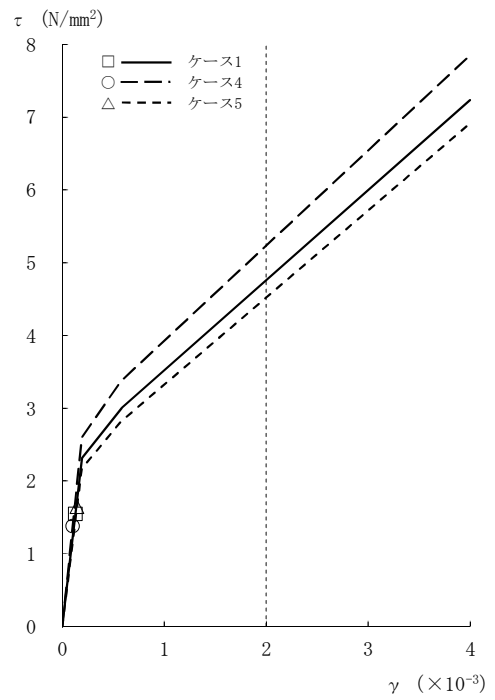


[RCCV部]

図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/8)

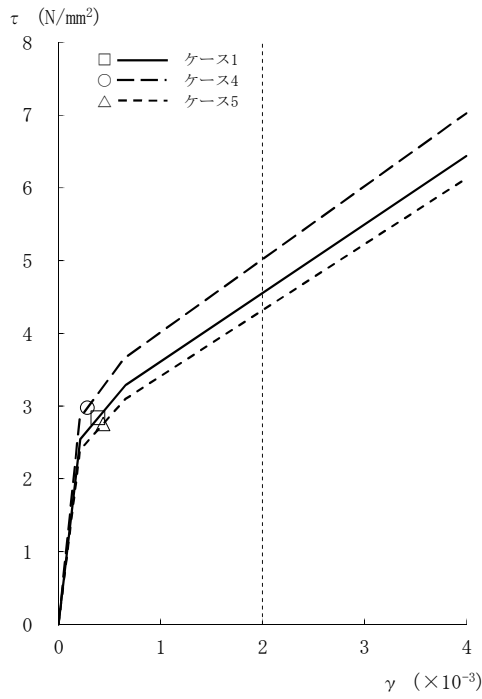


[外壁部]

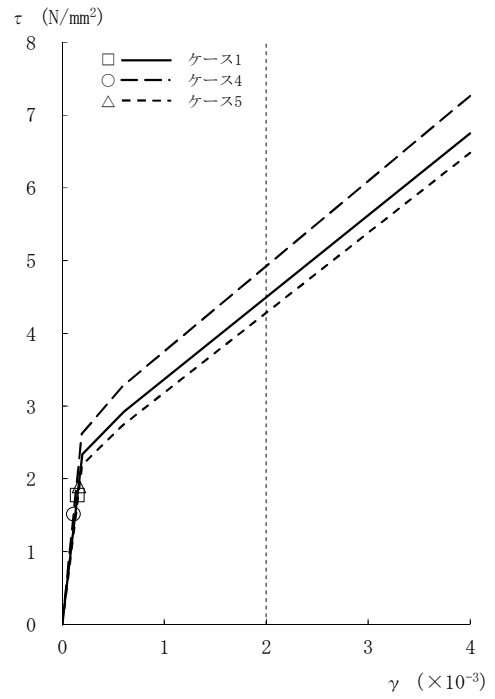


[RCCV部]

図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/8)

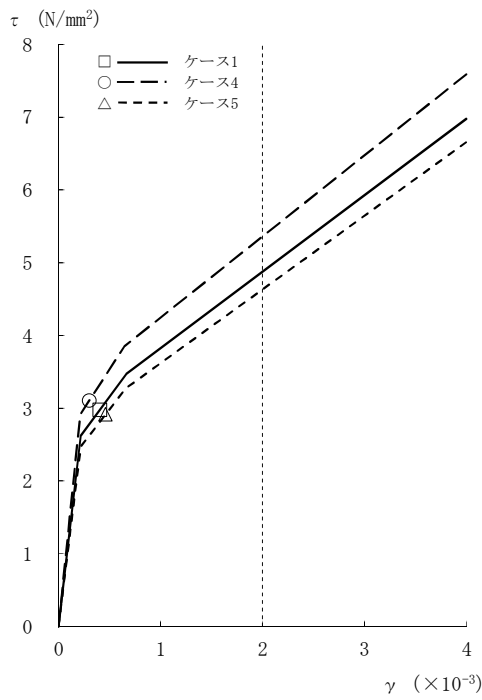


[外壁部]

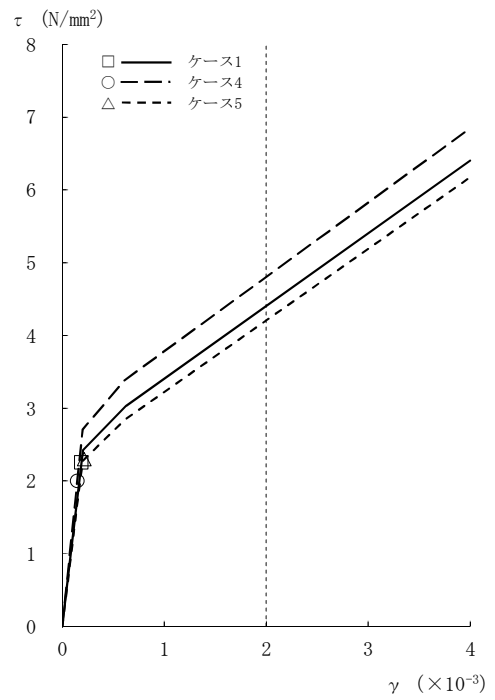


[RCCV部]

図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/8)

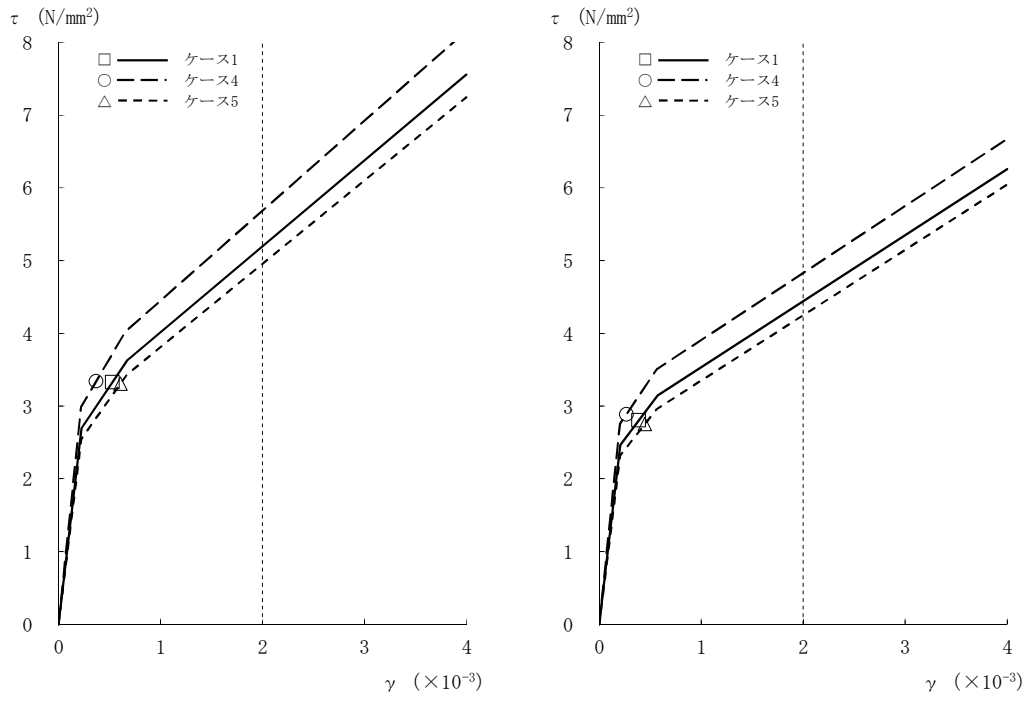


[外壁部]



[RCCV部]

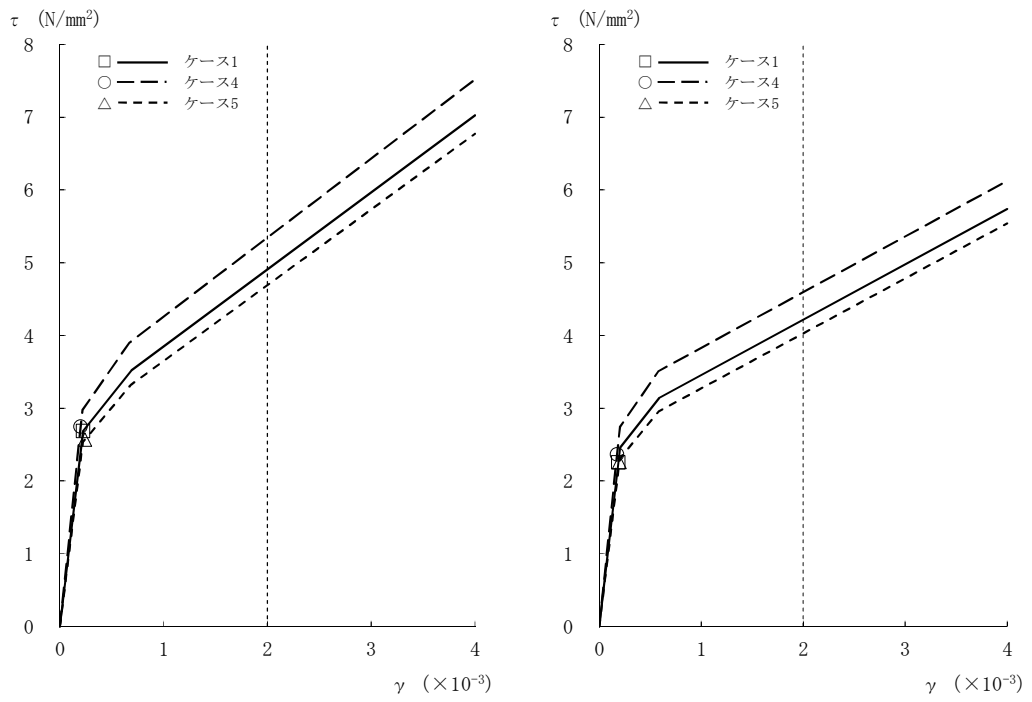
図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/8)



[外壁部]

[RCCV部]

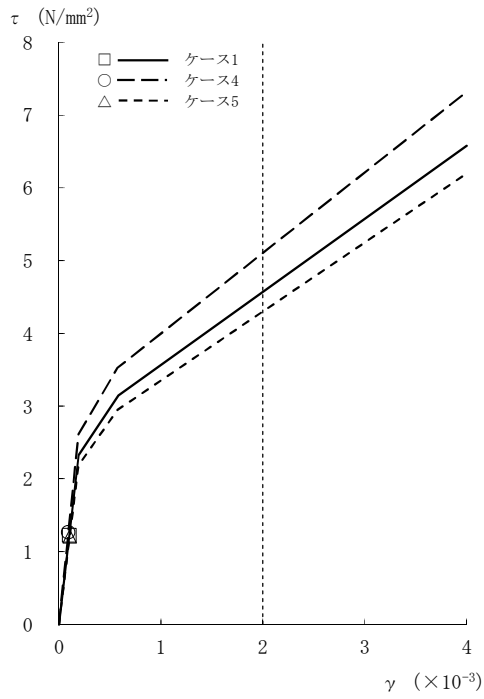
図4-39 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/8)



[外壁部]

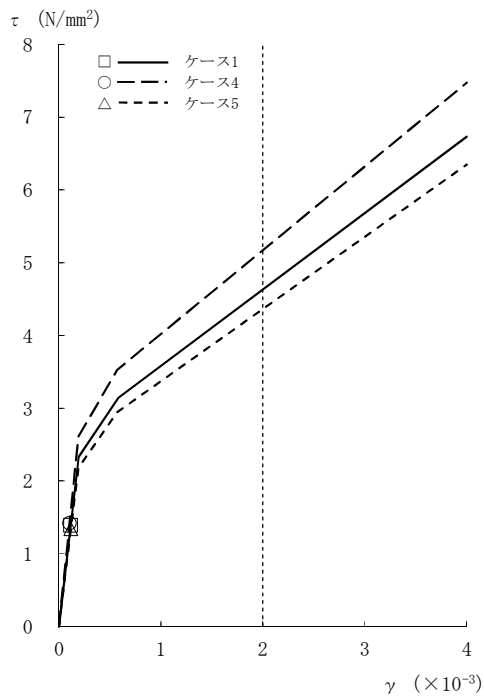
[RCCV部]

図4-39 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/8)



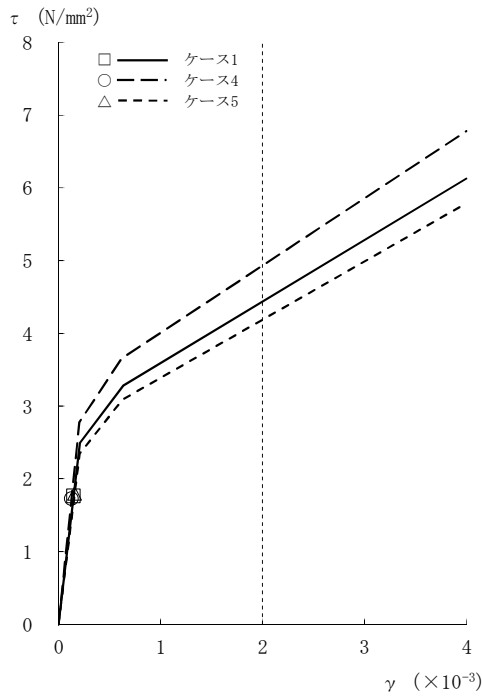
[外壁部]

図4-40 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, CRF) (1/8)

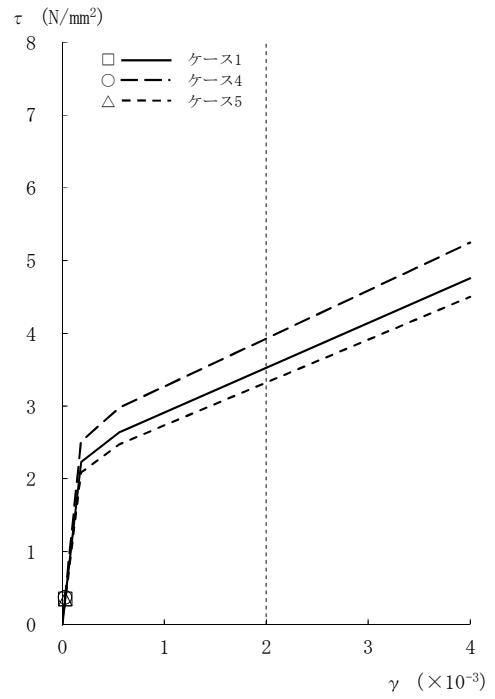


[外壁部]

図4-40 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 4F) (2/8)

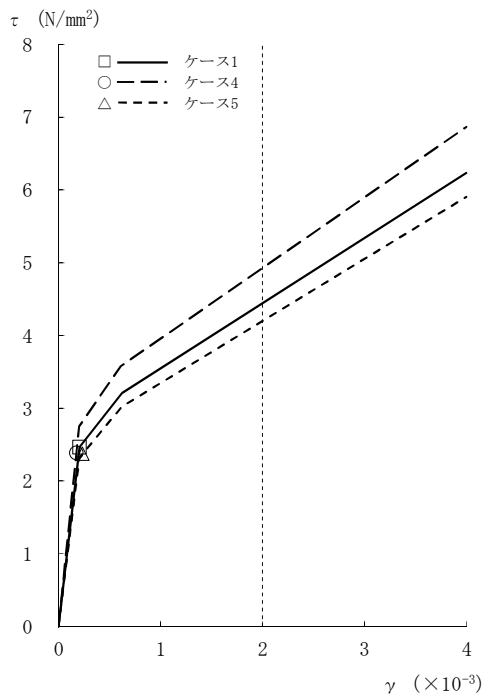


[外壁部]

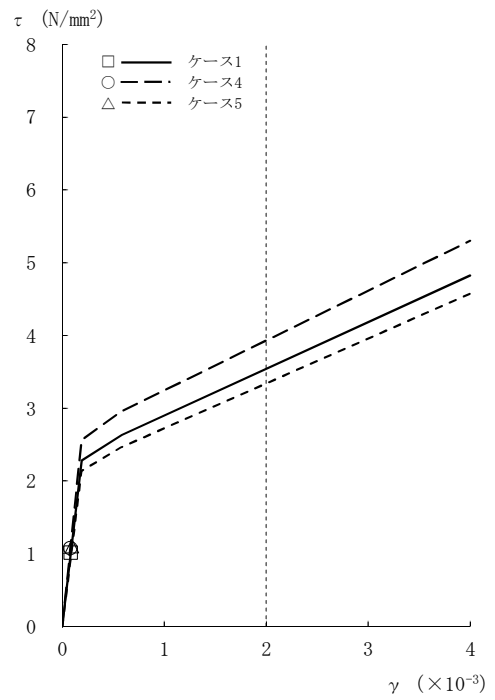


[RCCV部]

図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/8)

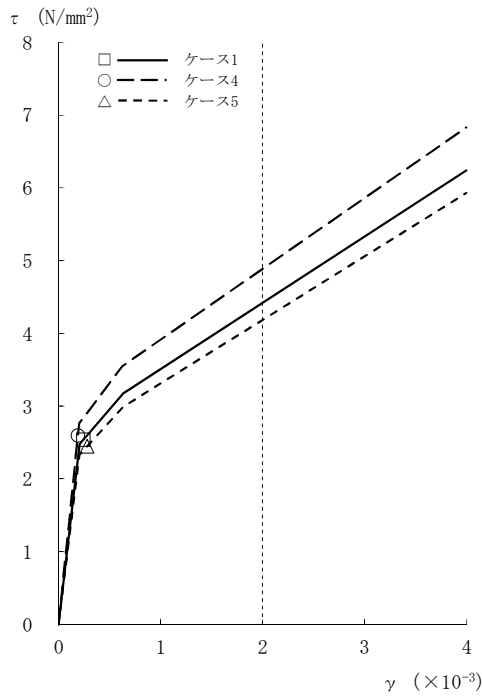


[外壁部]

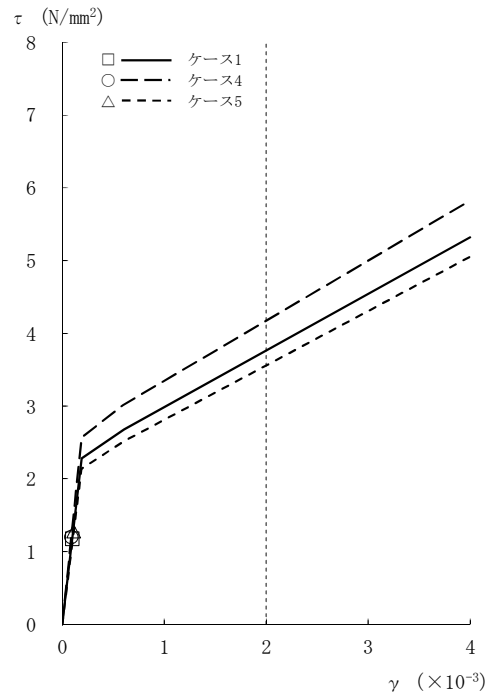


[RCCV部]

図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/8)

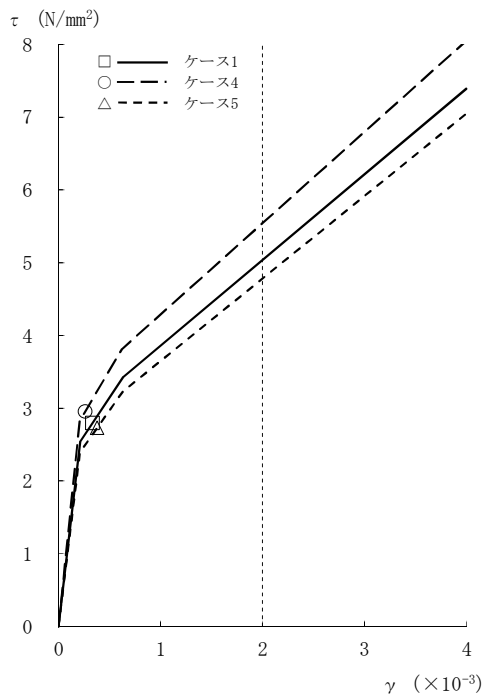


[外壁部]

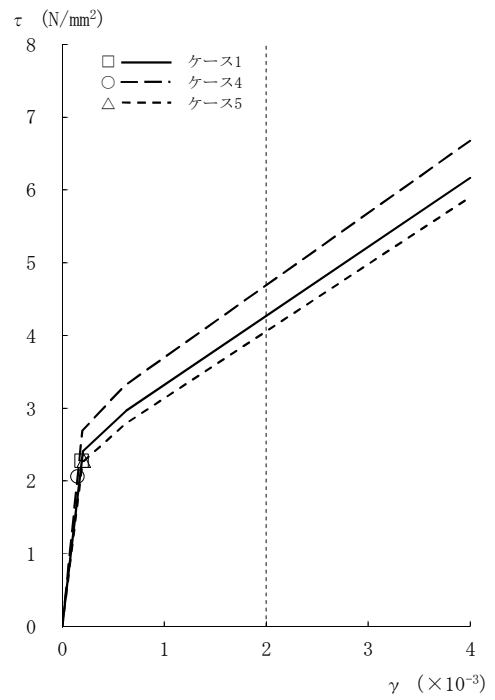


[RCCV部]

図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/8)

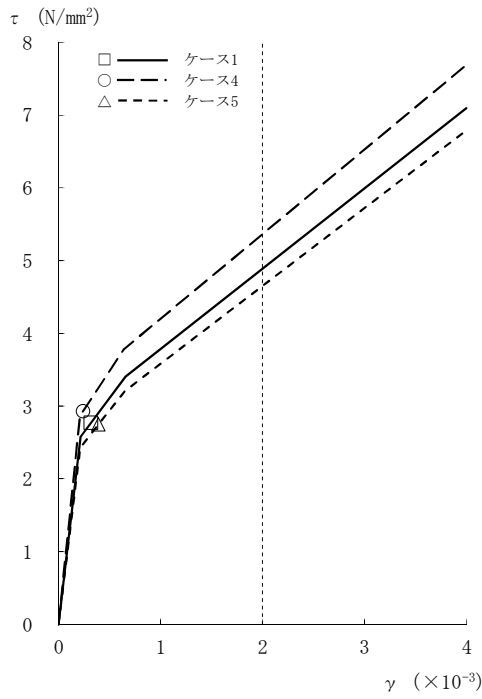


[外壁部]

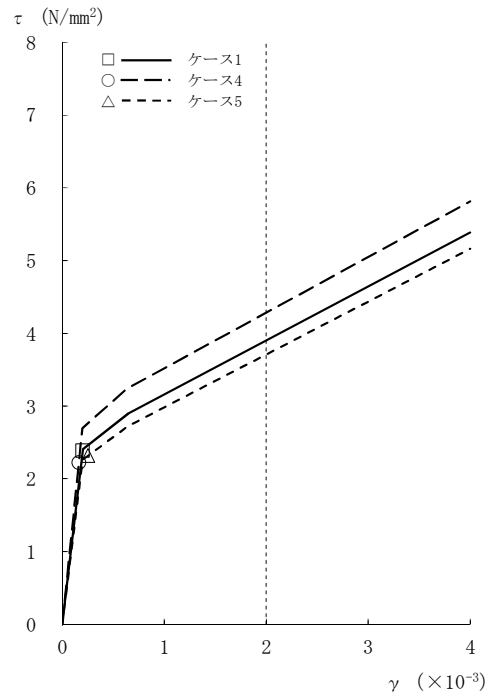


[RCCV部]

図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/8)

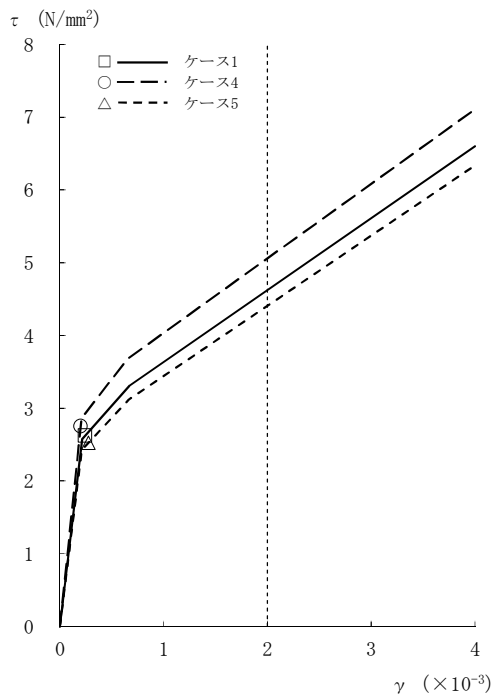


[外壁部]

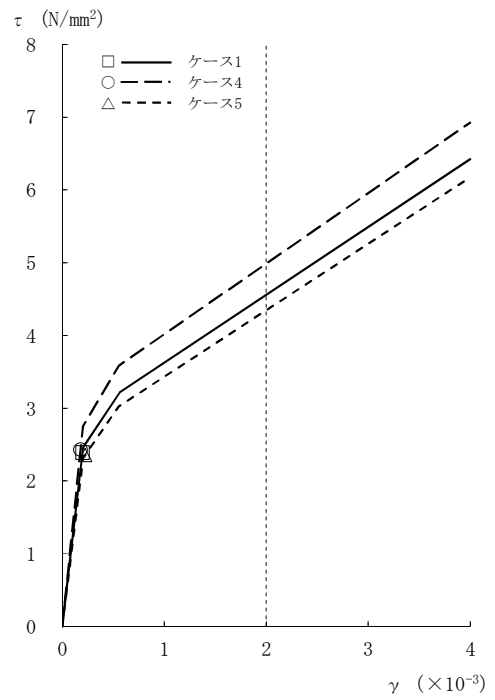


[RCCV部]

図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/8)



[外壁部]



[RCCV部]

図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/8)

表 4-8 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1890 | 30.0 | 68.6 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1890 | 31.5 | 68.8 |

表 4-9 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 4)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1910 | 30.3 | 67.9 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1880 | 31.4 | 69.1 |

表 4-10 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 5)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1880 | 29.9 | 68.9 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1880 | 31.4 | 69.2 |

4.2.3 側面回転ばねの変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち、側面回転ばねを変動させたケース（ケース6）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1とする。側面回転ばねによる回転拘束効果は50%に低減する。なお、建屋剛性及び地盤剛性は基本ケースと同一とする。

(2) 固有値解析結果

側面回転ばねを変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-11、刺激関数図を図4-41～図4-42に示す。表、図中においては基本ケースをケース1、回転ばねを50%に低減したケースをケース6として示す。

基本ケースに対する側面回転ばねを変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、-2%程度である。

表 4-11 固有値解析結果（ケース 1, ケース 6）

（単位：Hz）

| 次数 | NS方向 | | EW方向 | |
|----|-------|-----------------|-------|-----------------|
| | ケース1 | ケース6 | ケース1 | ケース6 |
| 1 | 2.28 | 2.23 (0.98) | 2.33 | 2.29 (0.98) |
| 2 | 5.20 | 5.14 (0.99) | 5.23 | 5.18 (0.99) |
| 3 | 11.03 | 11.03 (1.00) | 12.16 | 12.15 (1.00) |
| 4 | 12.88 | 12.87 (1.00) | 12.97 | 12.96 (1.00) |
| 5 | 12.98 | 12.90 (0.99) | 14.02 | 13.95 (0.99) |
| 6 | 17.79 | 17.76 (1.00) | 17.13 | 17.12 (1.00) |
| 7 | 21.02 | 20.97 (1.00) | 20.62 | 20.60 (1.00) |
| 8 | 25.00 | 25.00 (1.00) | 22.77 | 22.73 (1.00) |

注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す

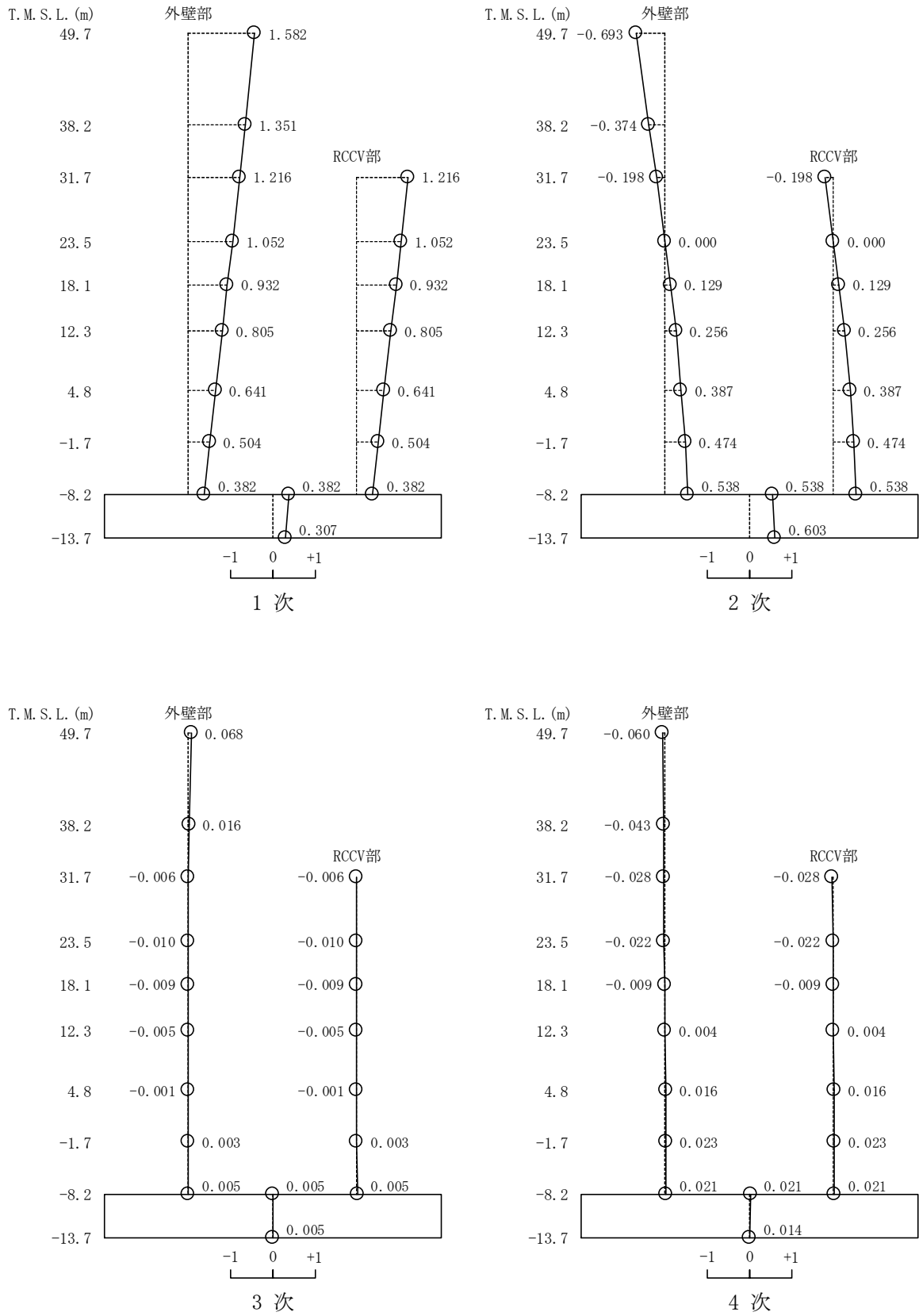


図 4-41 刺激関数図 (ケース 6)

(NS方向, S_s-1) (1/2)

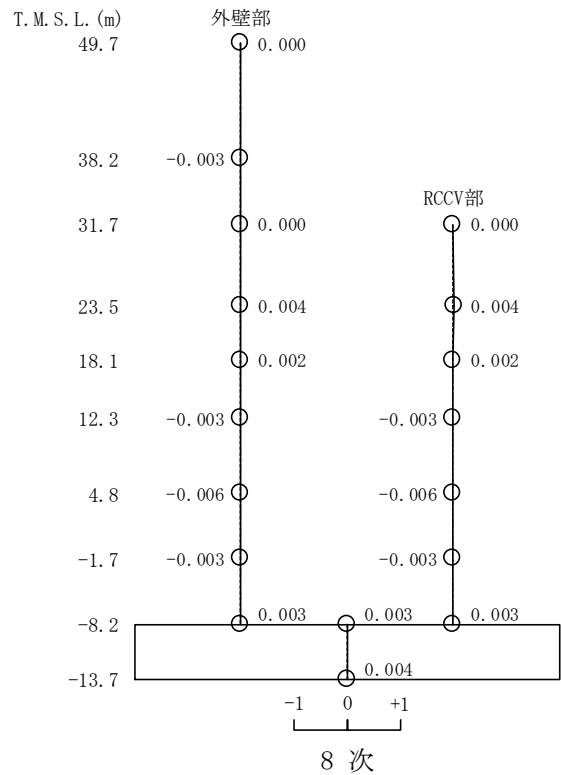
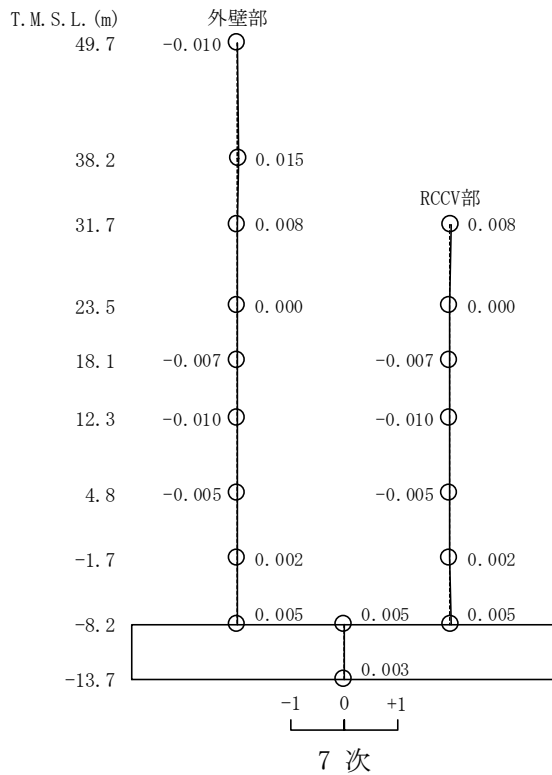
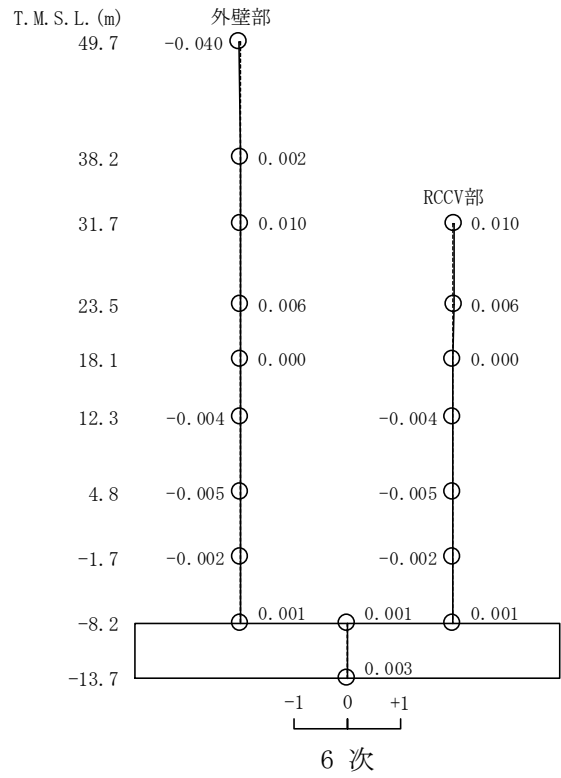
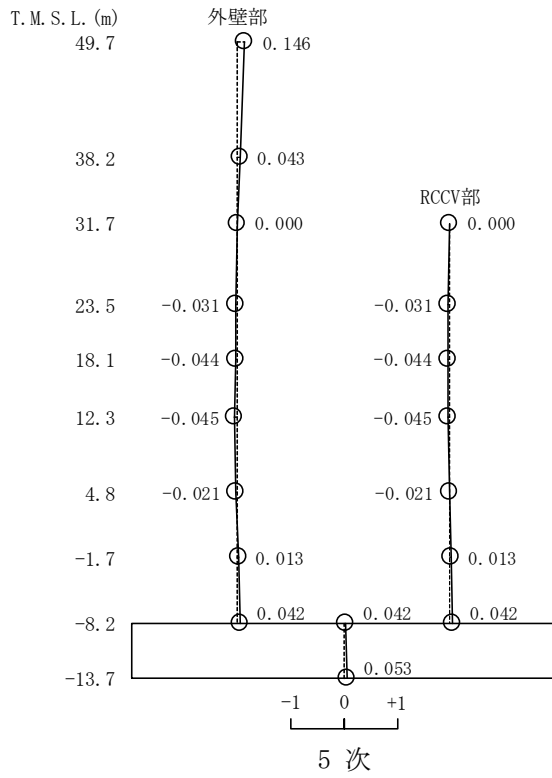


図4-41 刺激関数図 (ケース6)

(NS方向, S_s-1) (2/2)

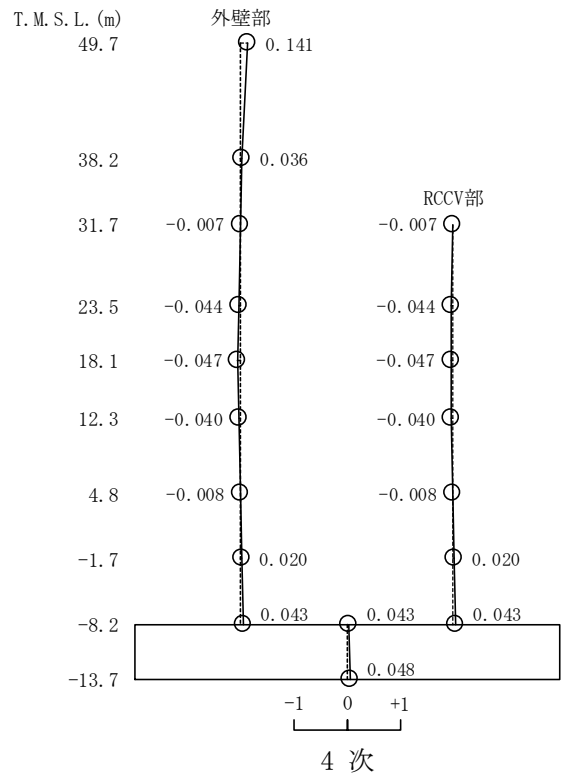
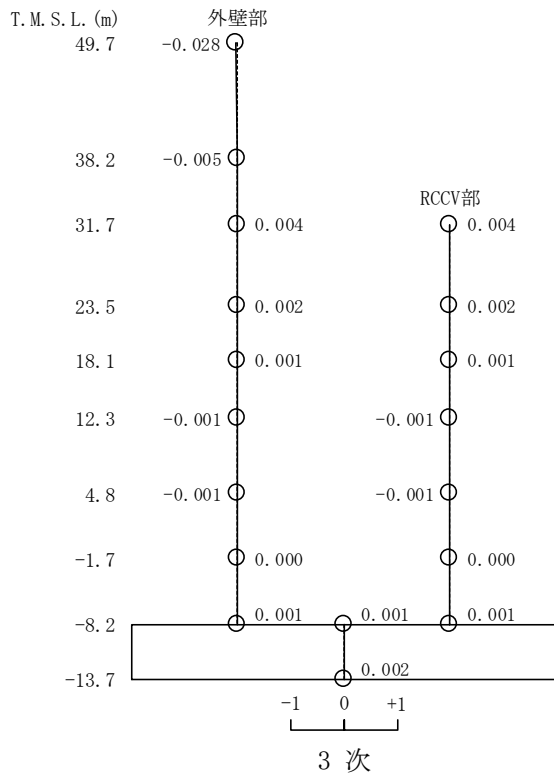
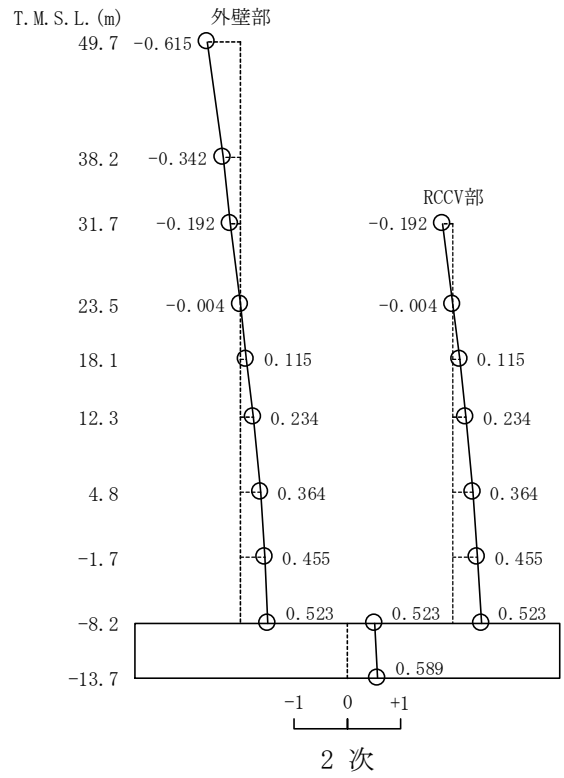
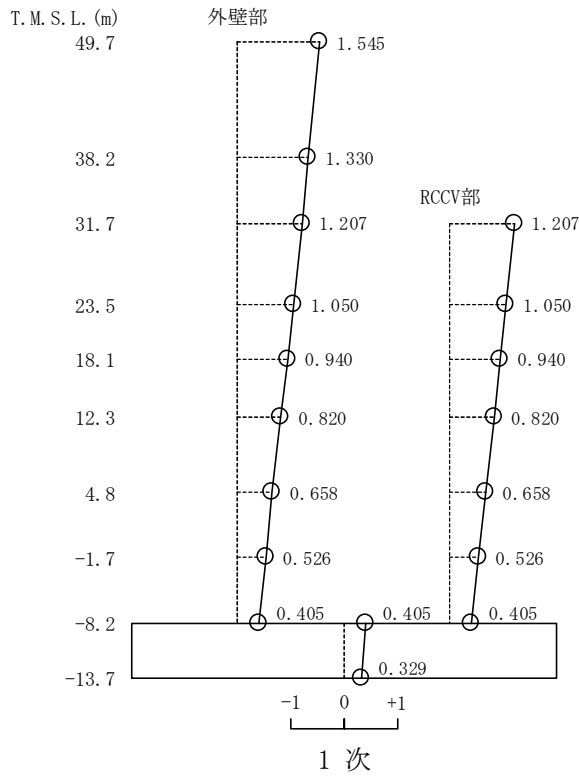


図4-42 刺激関数図 (ケース6)

(EW方向, Ss-1) (1/2)

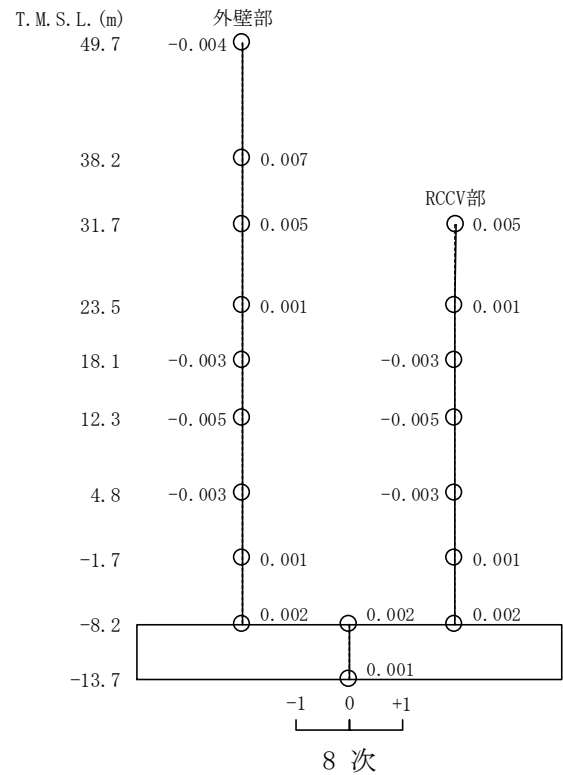
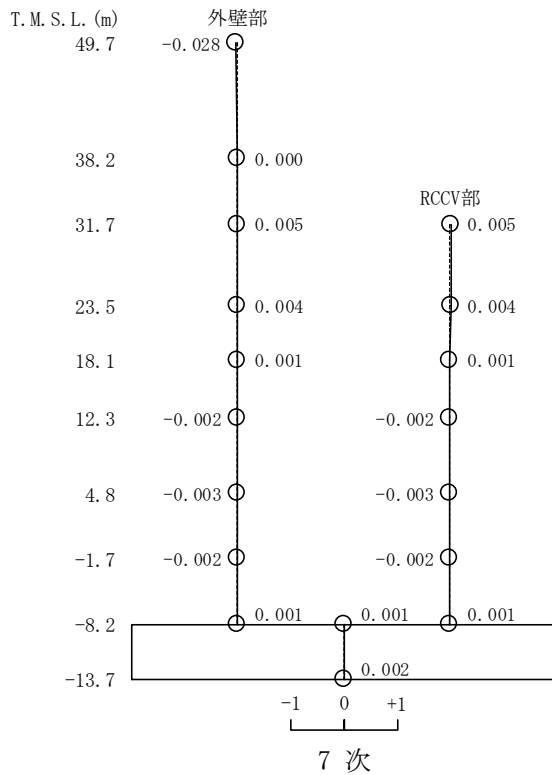
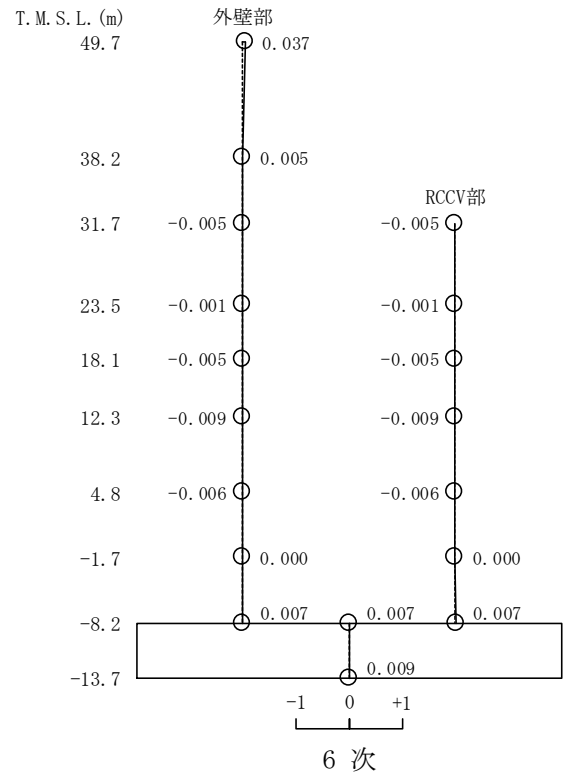
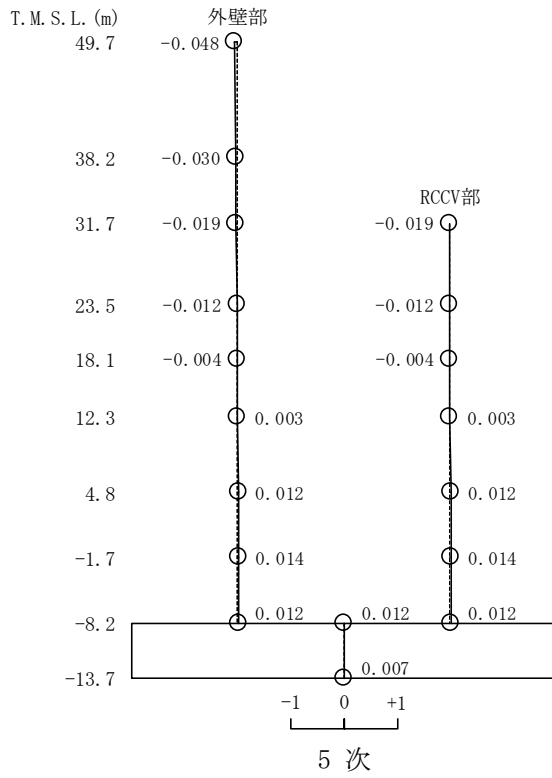


図4-42 刺激関数図 (ケース6)

(EW方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

側面回転ばねを変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1とする。最大応答値の比較を図4-43～図4-58に、地震応答解析に基づく接地率を表4-12及び表4-13に示す。

水平方向について、ケース1, 6の最大応答加速度, 最大応答せん断力, 最大応答曲げモーメント, 最大せん断ひずみはおおむね同等である。最大応答変位については、ケース6で大きくなる傾向であることを確認した。

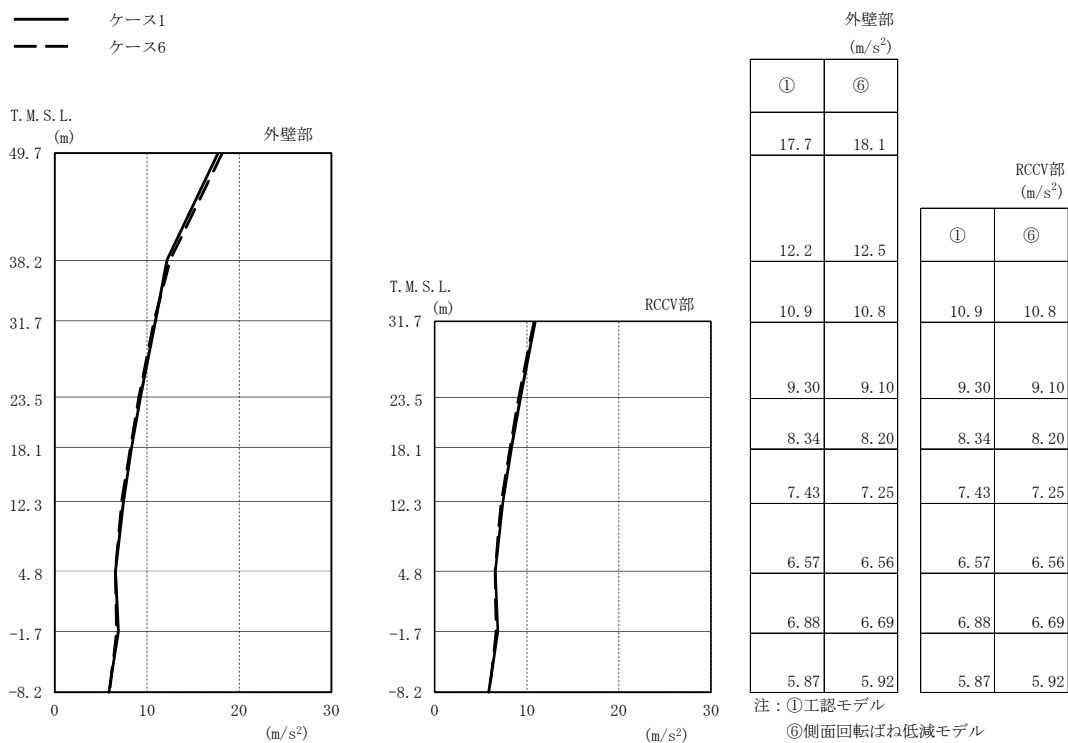


図 4-43 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

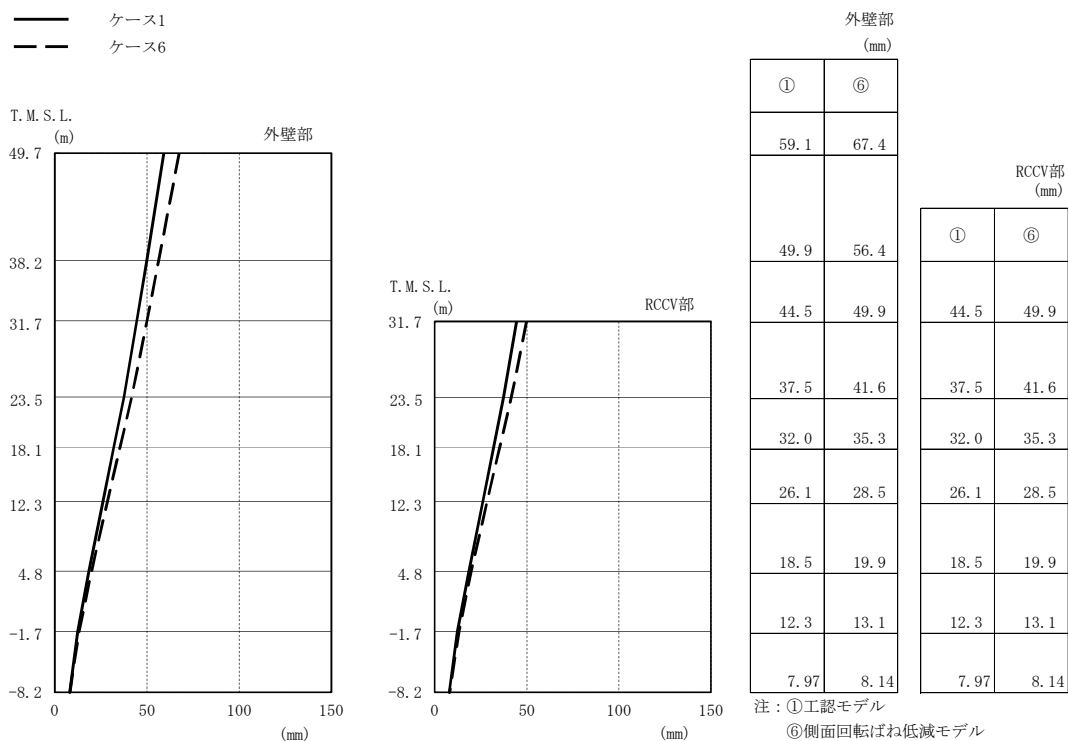


図4-44 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

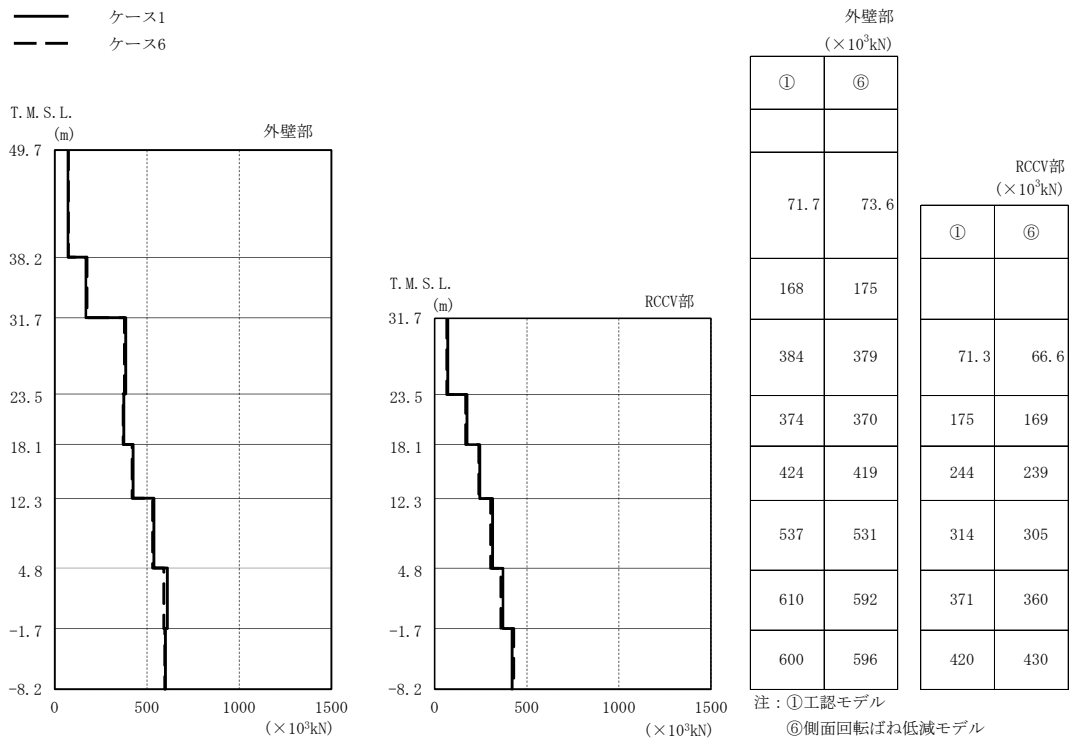


図4-45 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

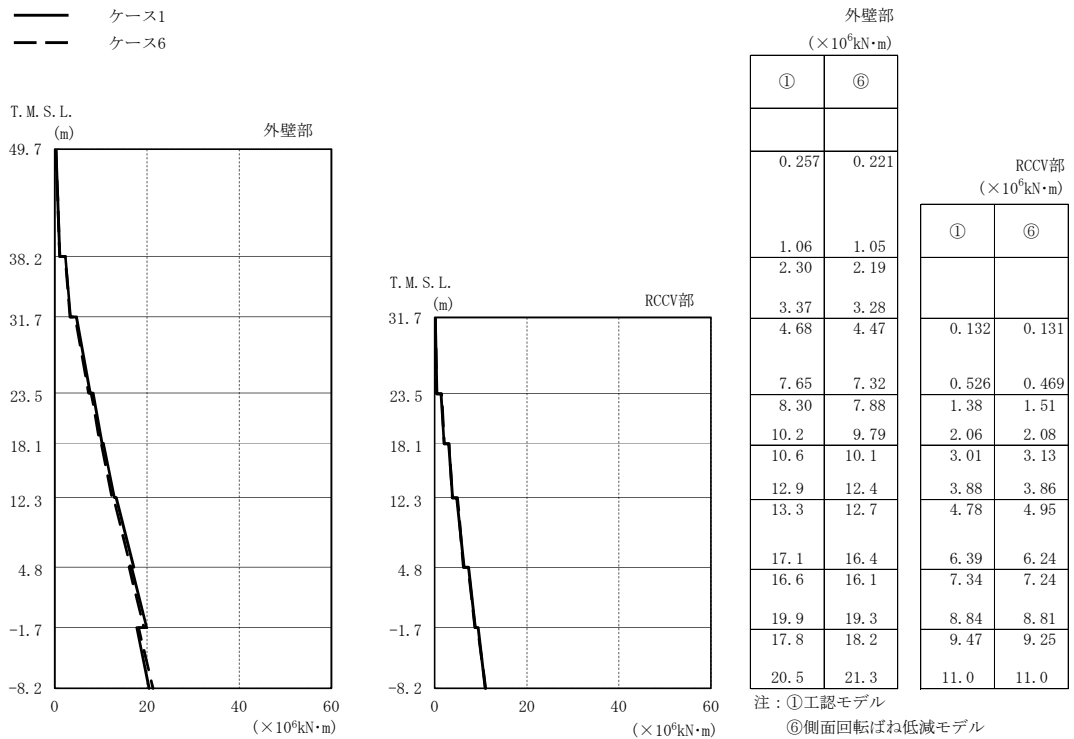


図4-46 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

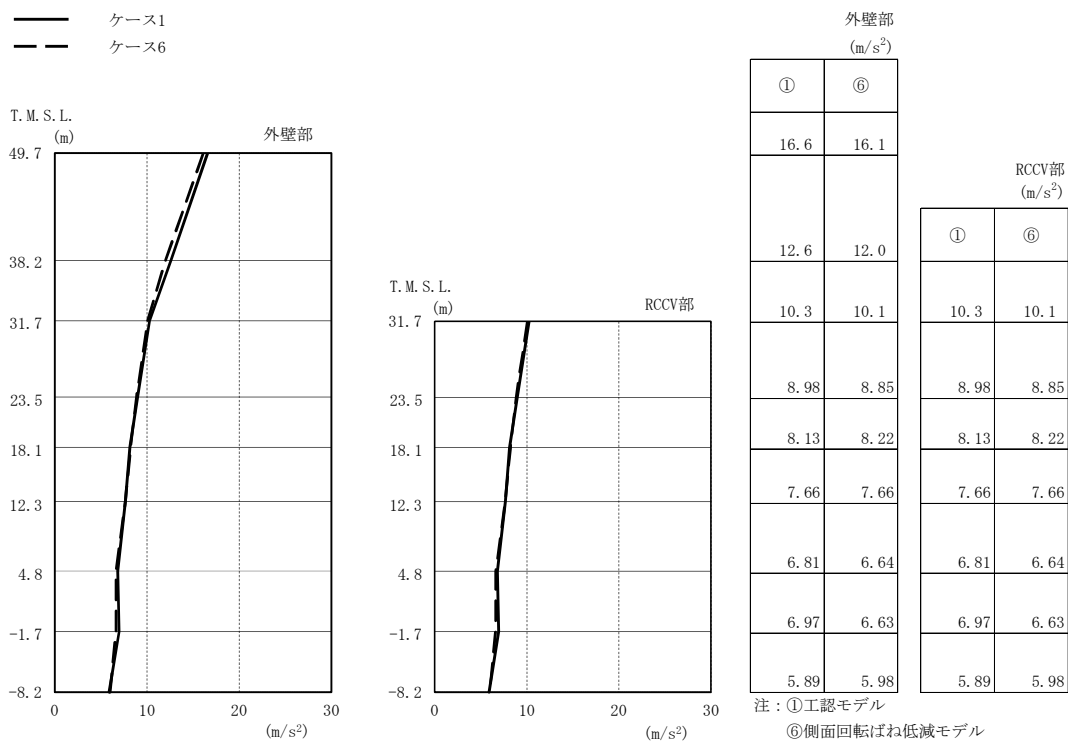


図4-47 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

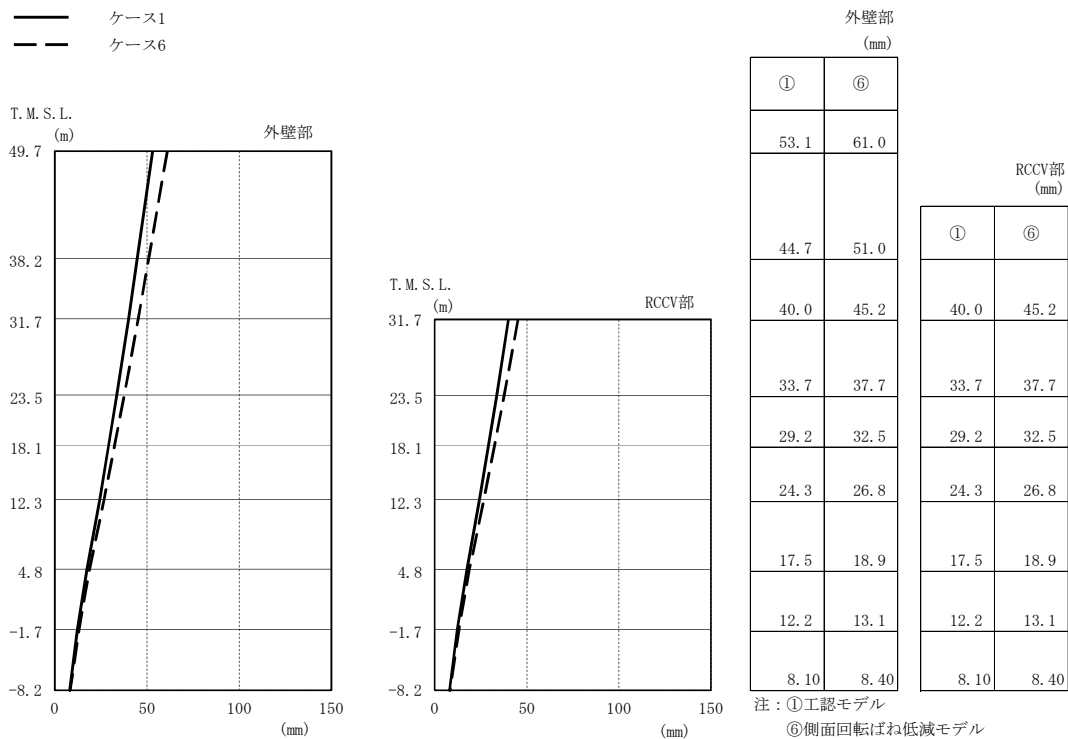


図4-48 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

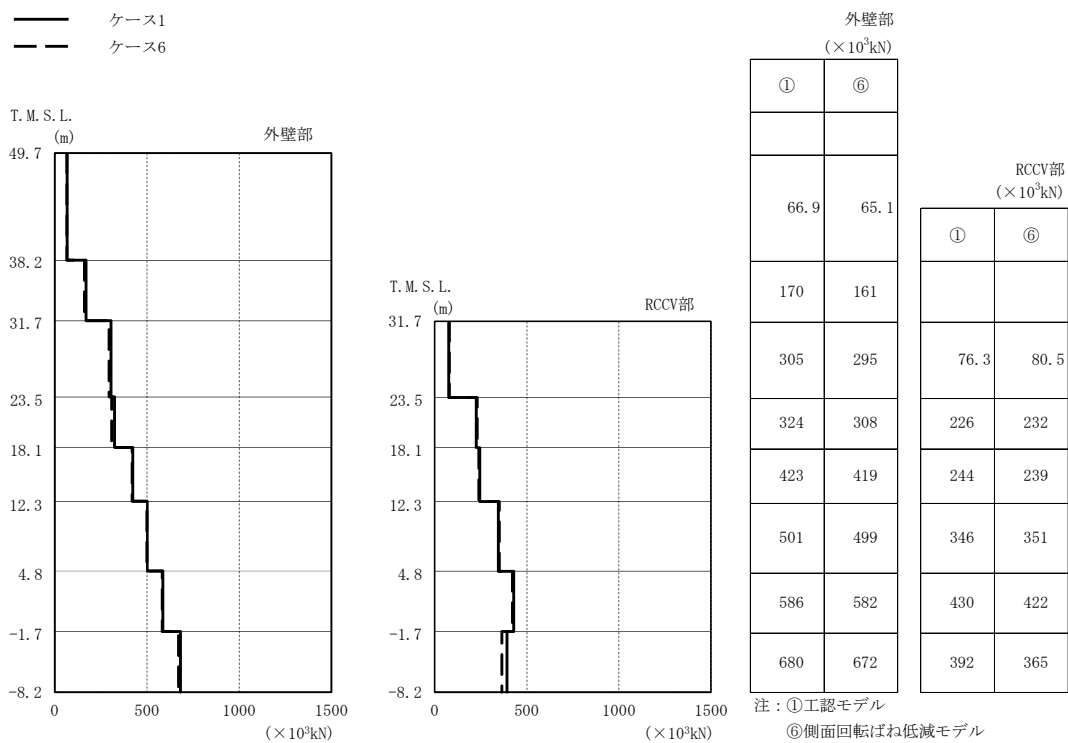


図4-49 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

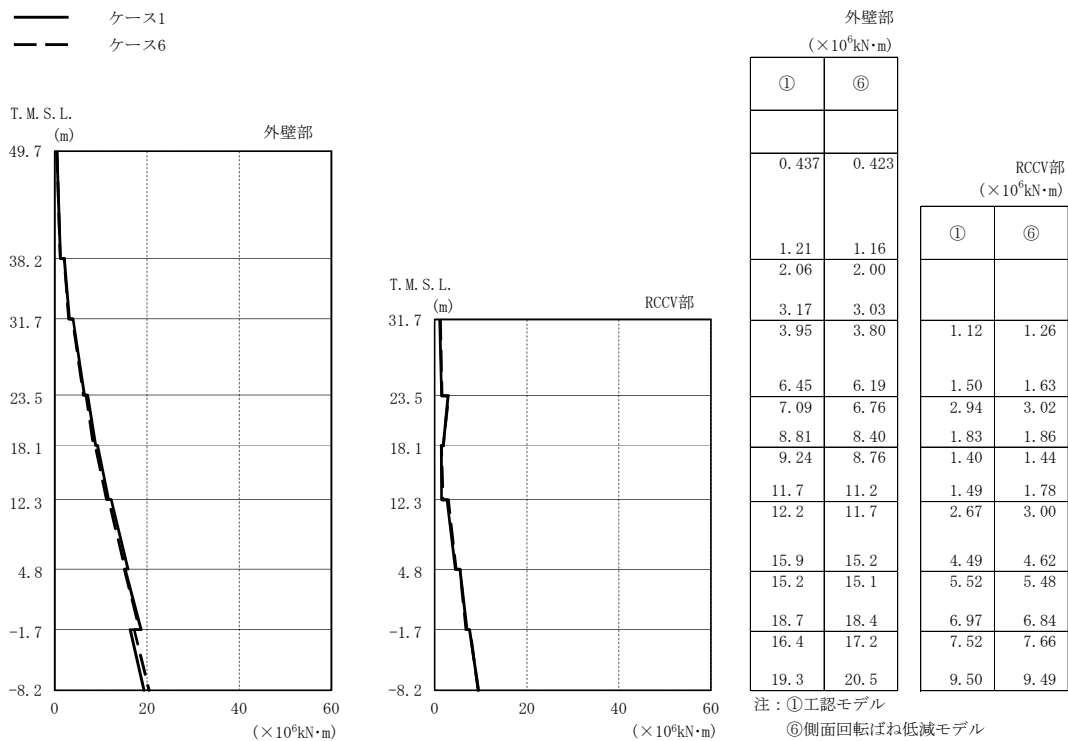


図4-50 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

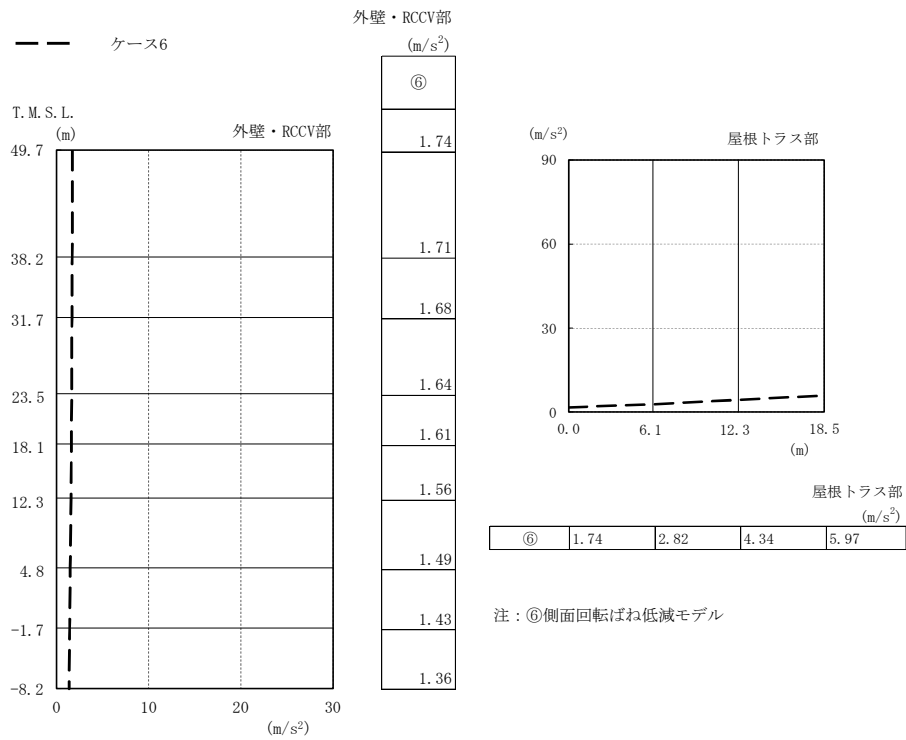


図4-51 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

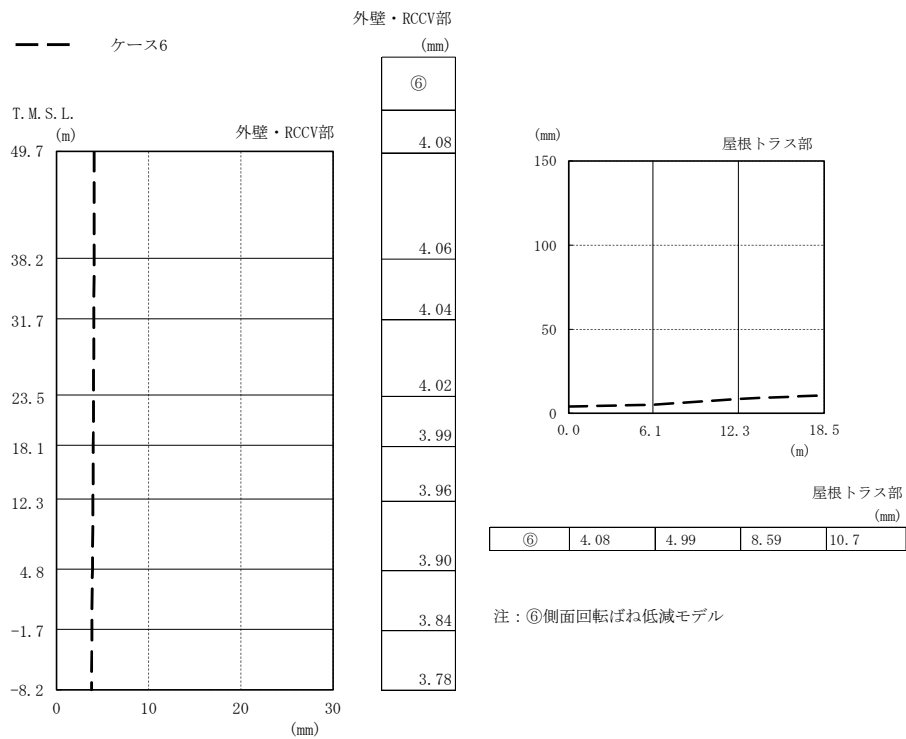


図4-52 最大応答変位 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

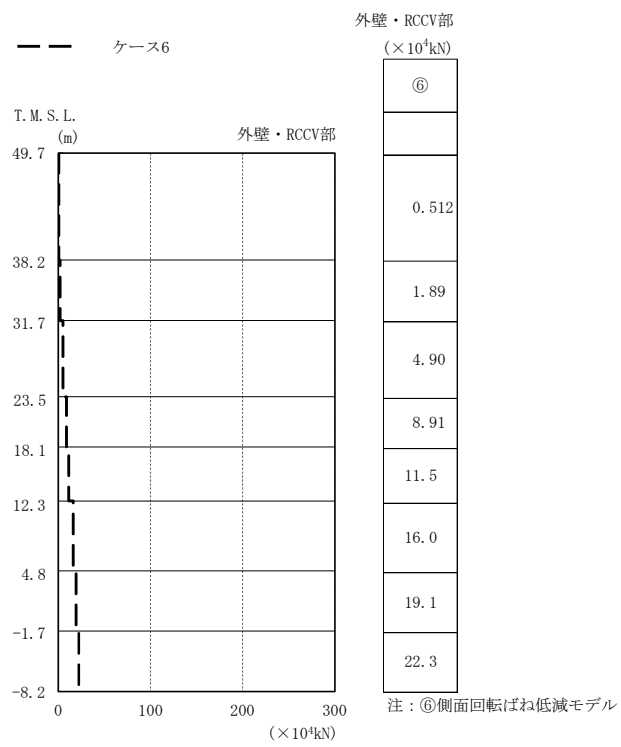


図4-53 最大応答軸力 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

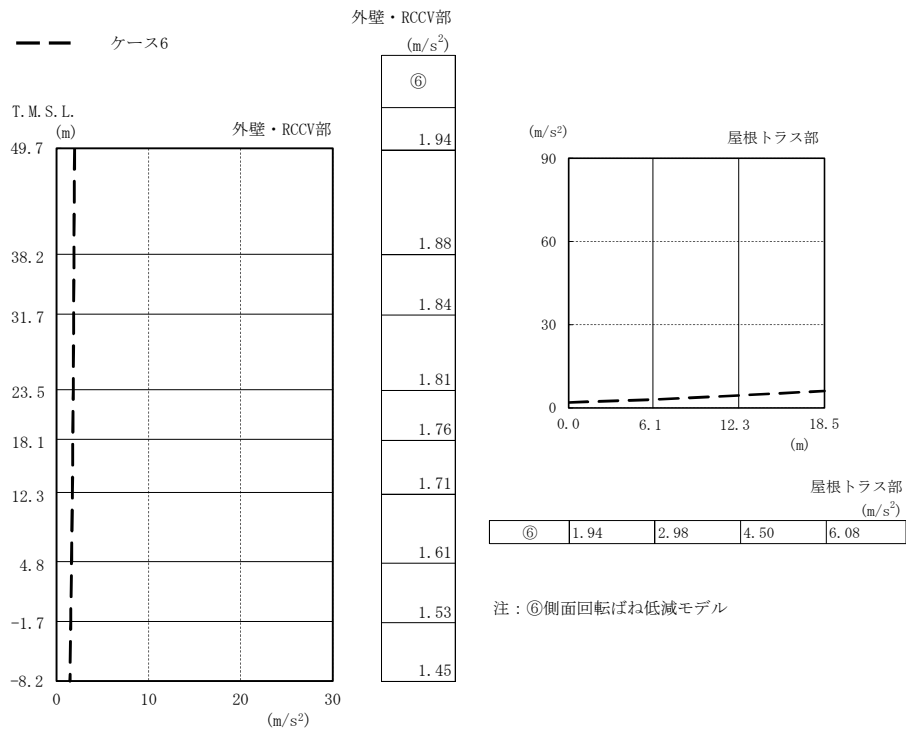


図4-54 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向, 誘発上下動)

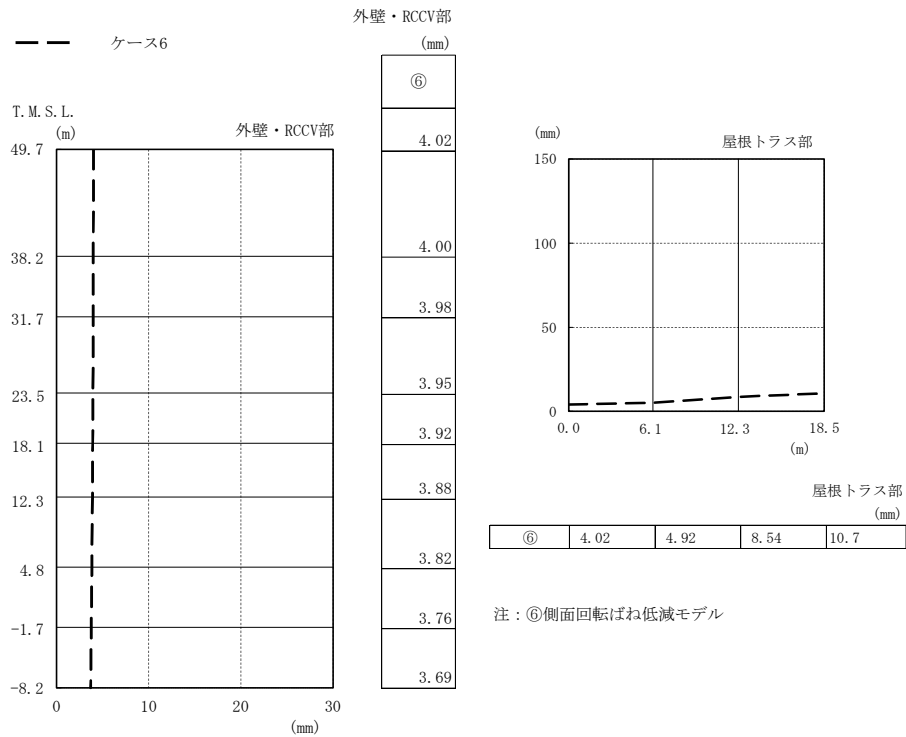


図4-55 最大応答変位 (Ss-1, EW方向, 誘発上下動)

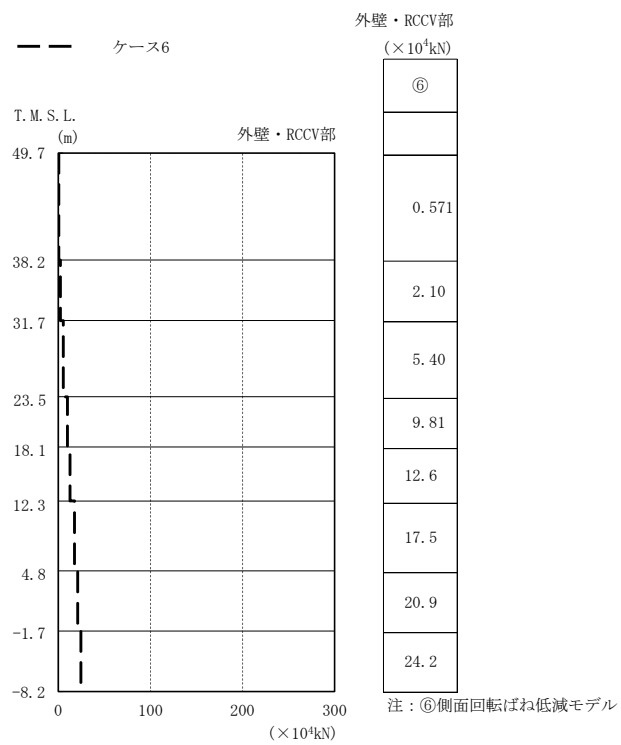
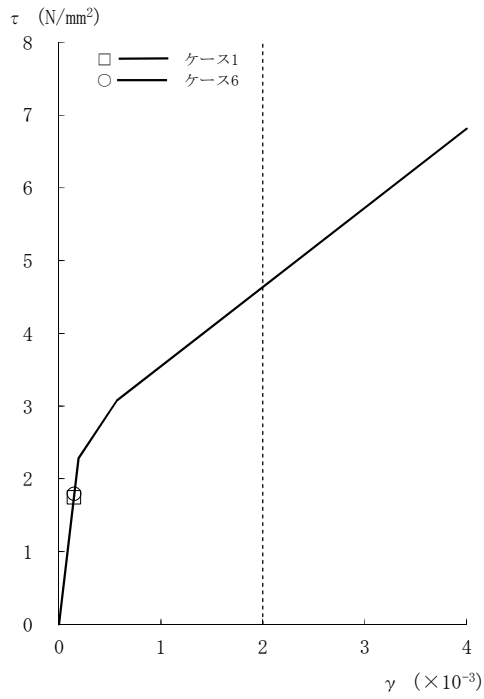
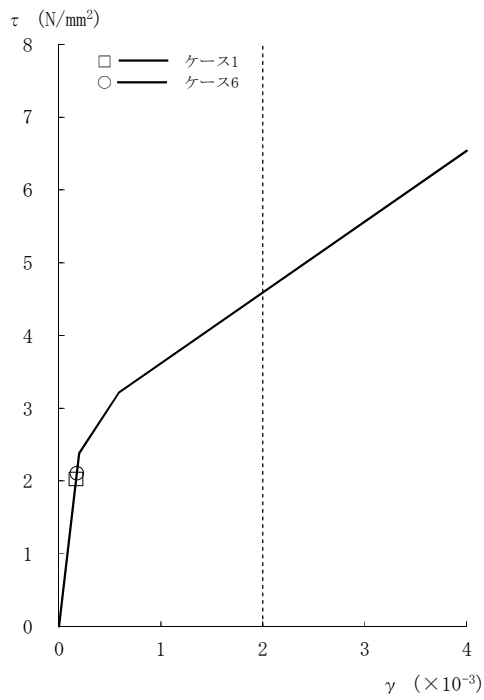


図4-56 最大応答軸力 (Ss-1, EW方向, 誘発上下動)



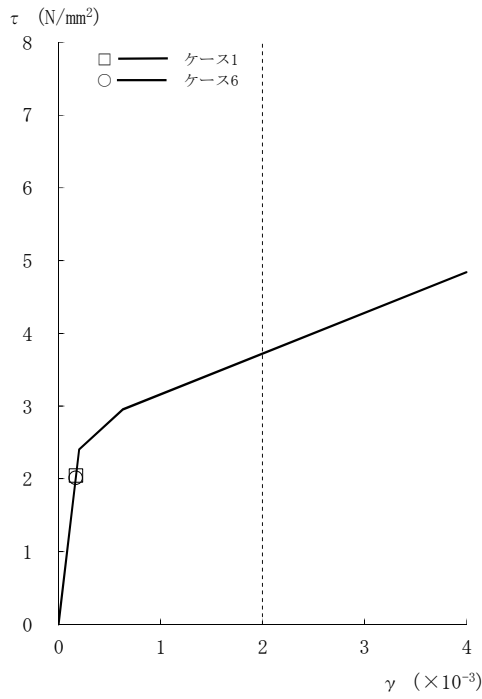
[外壁部]

図4-57 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/8)

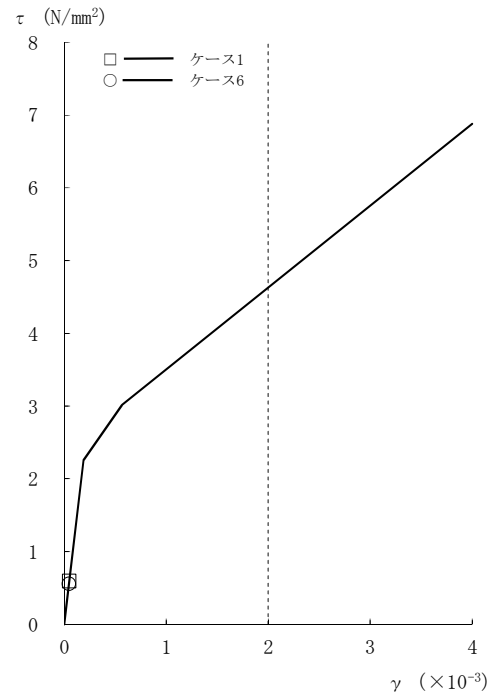


[外壁部]

図4-57 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/8)

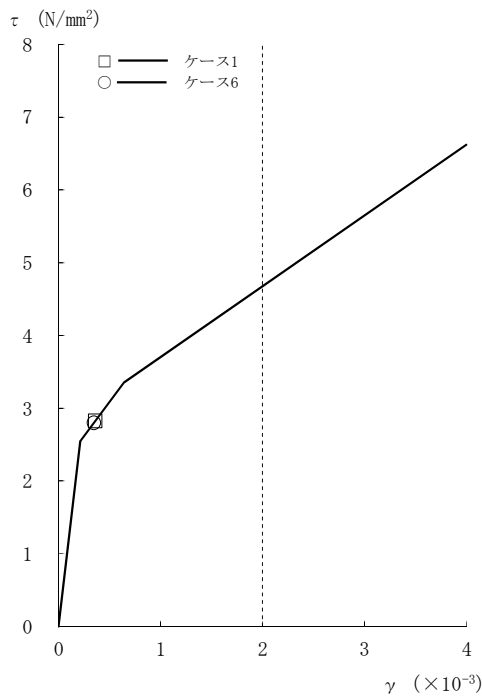


[外壁部]

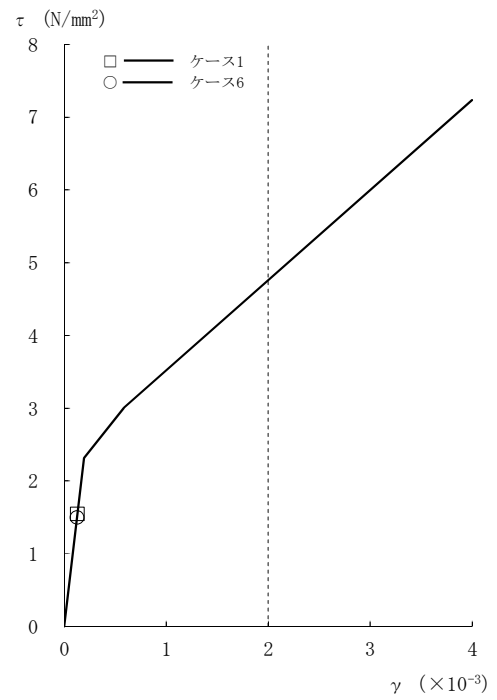


[RCCV部]

図4-57 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/8)

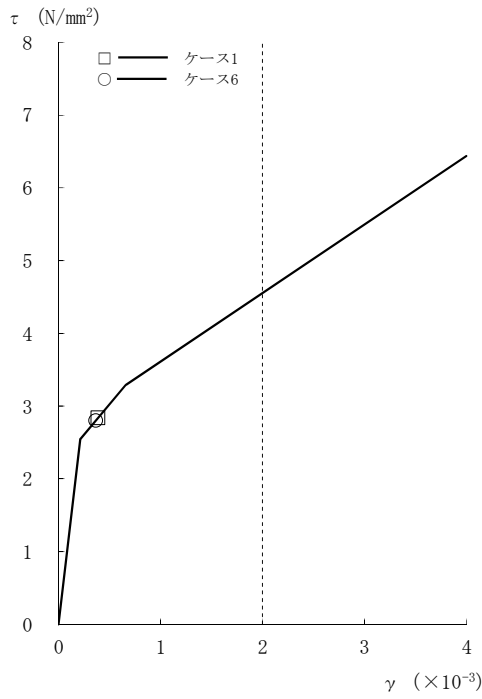


[外壁部]

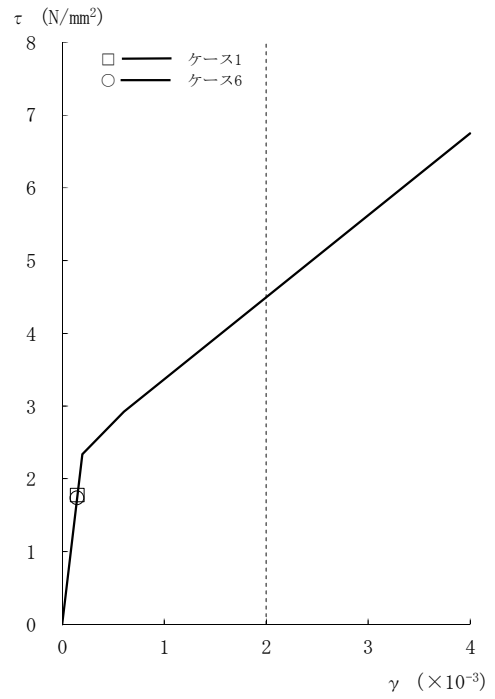


[RCCV部]

図4-57 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/8)

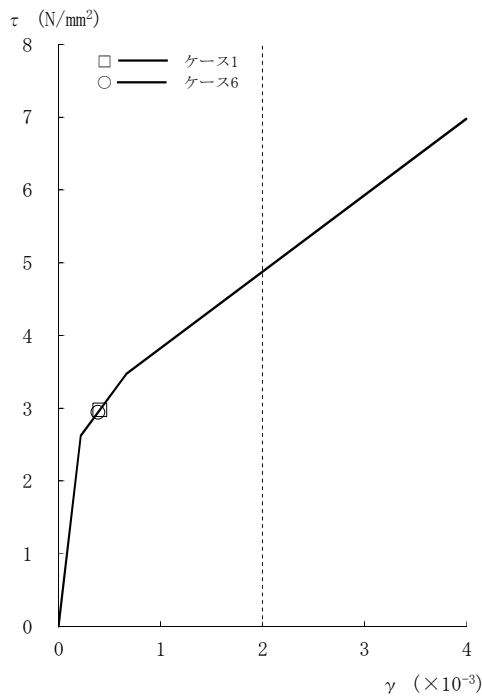


[外壁部]

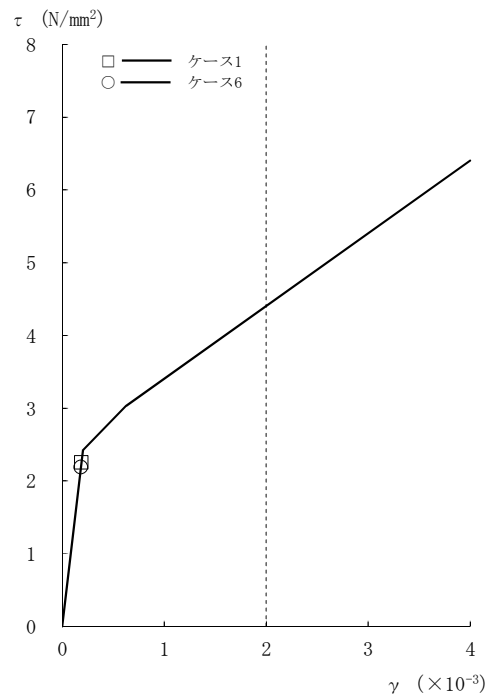


[RCCV部]

図4-57 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/8)

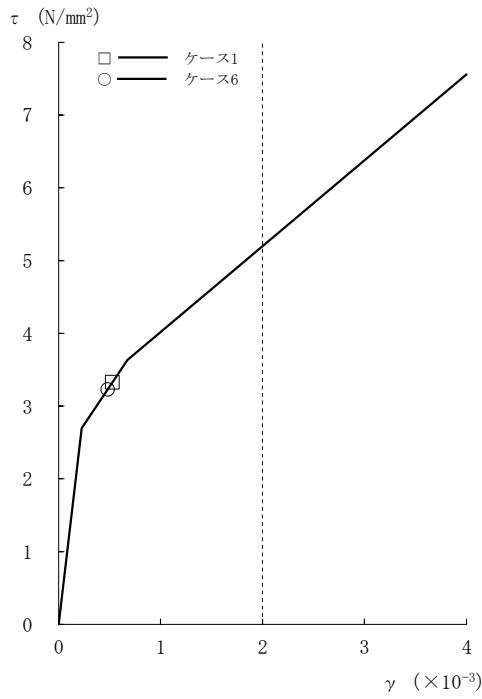


[外壁部]

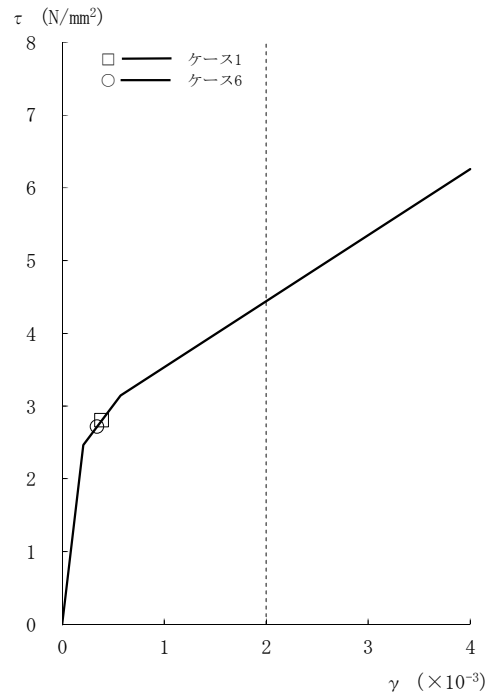


[RCCV部]

図4-57 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/8)

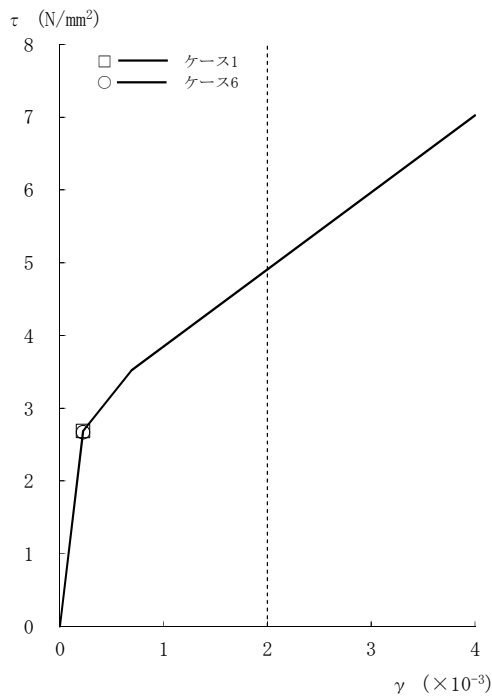


[外壁部]

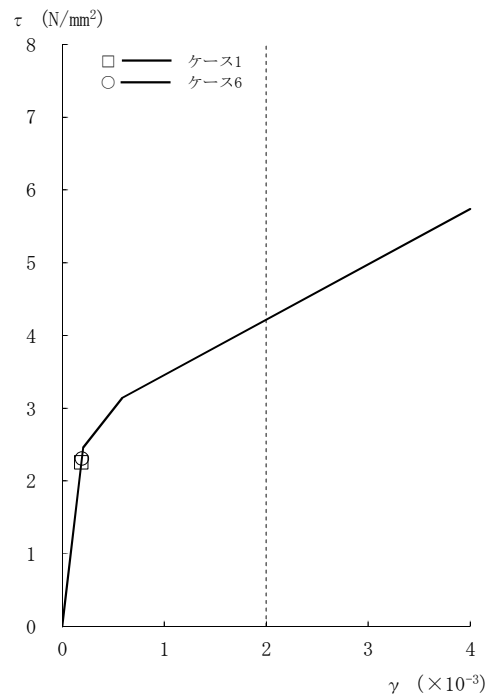


[RCCV部]

図4-57 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/8)

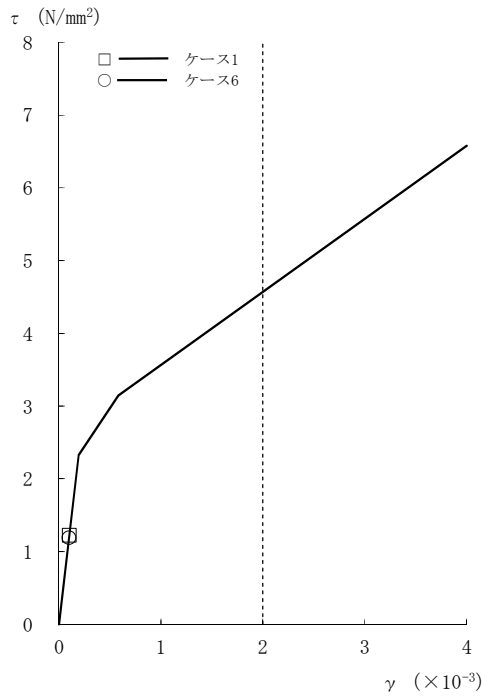


[外壁部]



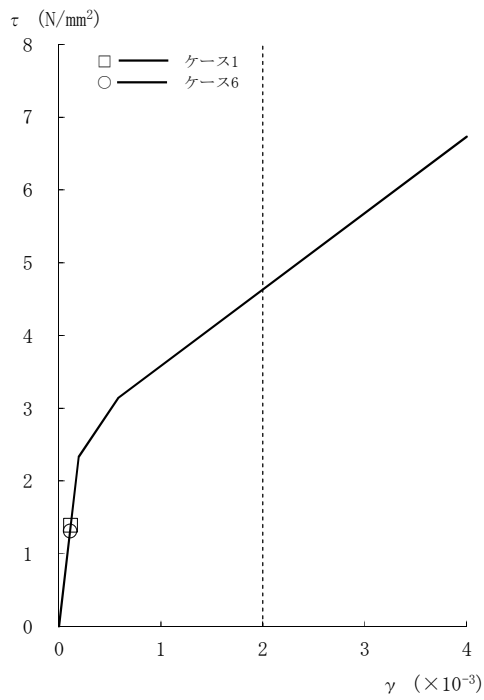
[RCCV部]

図4-57 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/8)



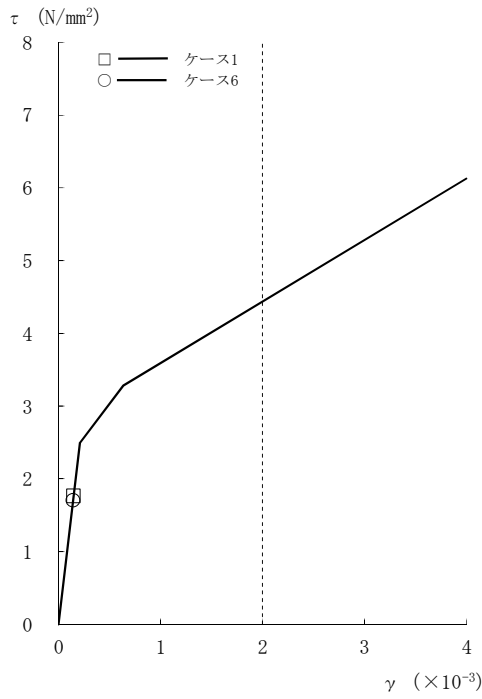
[外壁部]

図4-58 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, CRF) (1/8)

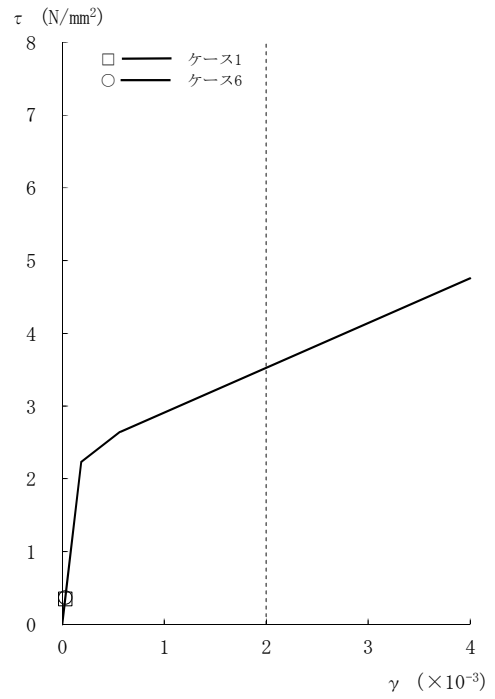


[外壁部]

図4-58 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 4F) (2/8)

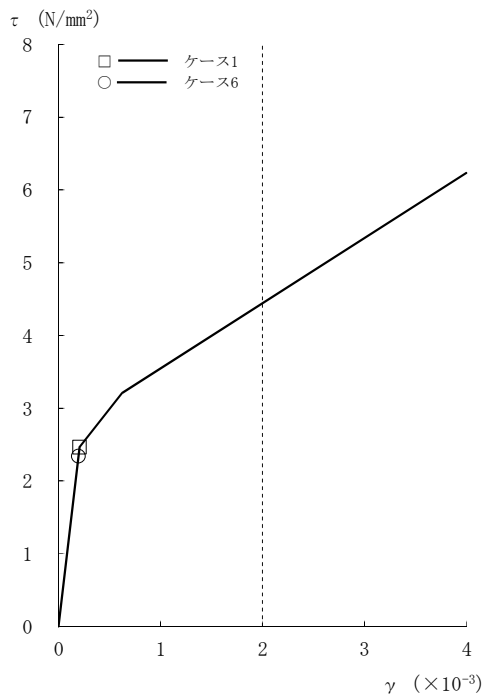


[外壁部]

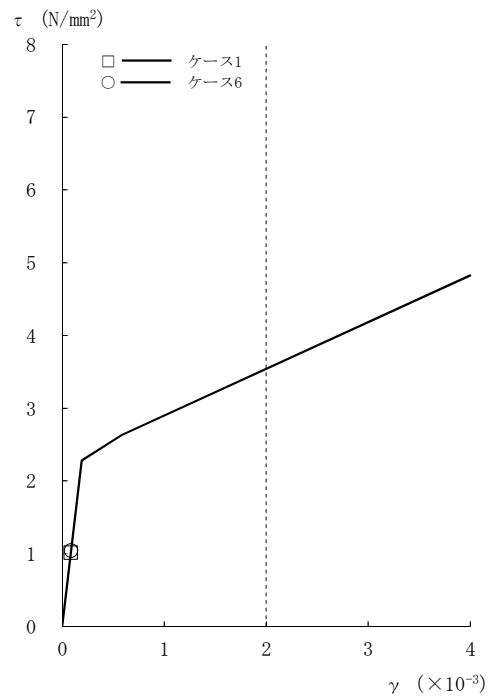


[RCCV部]

図4-58 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/8)

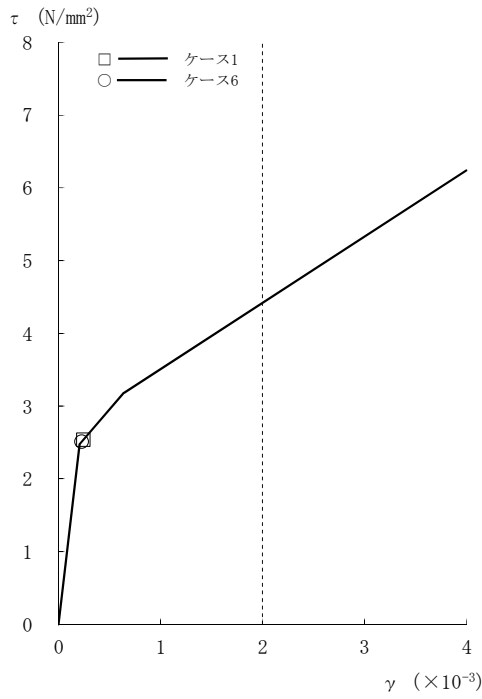


[外壁部]

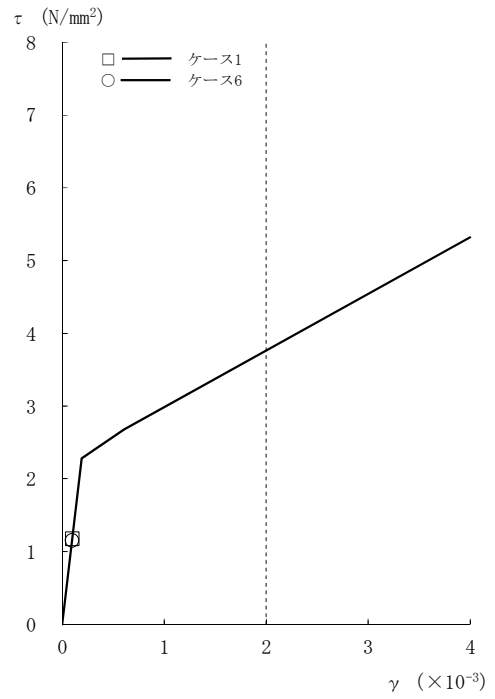


[RCCV部]

図4-58 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/8)

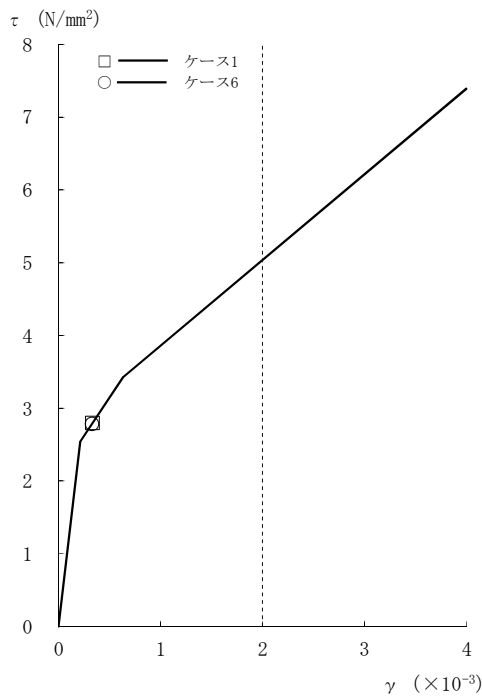


[外壁部]

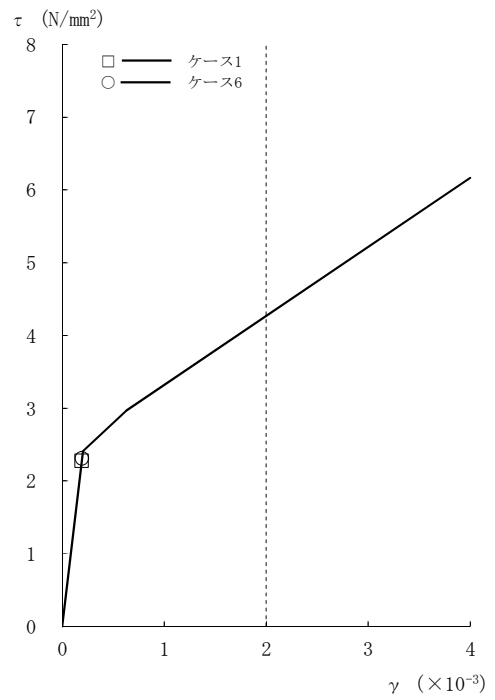


[RCCV部]

図4-58 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/8)

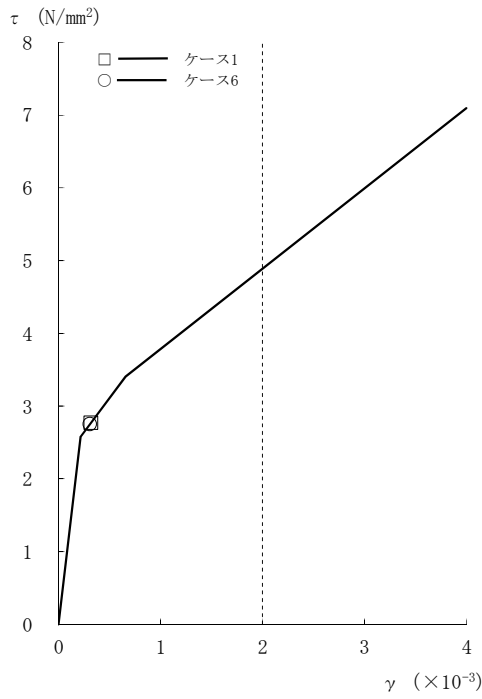


[外壁部]

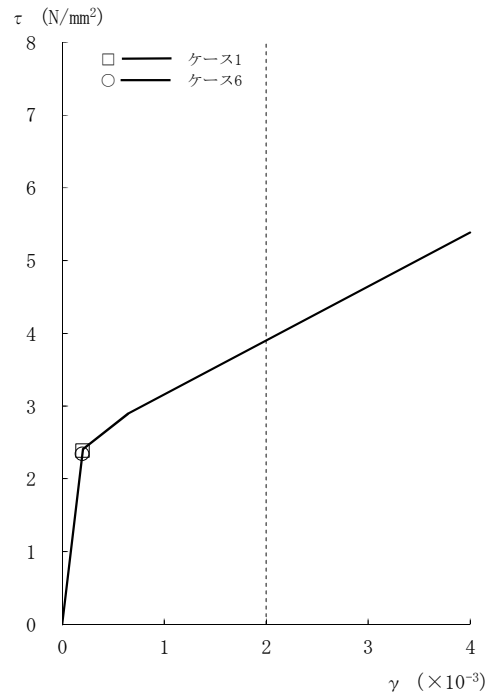


[RCCV部]

図4-58 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/8)

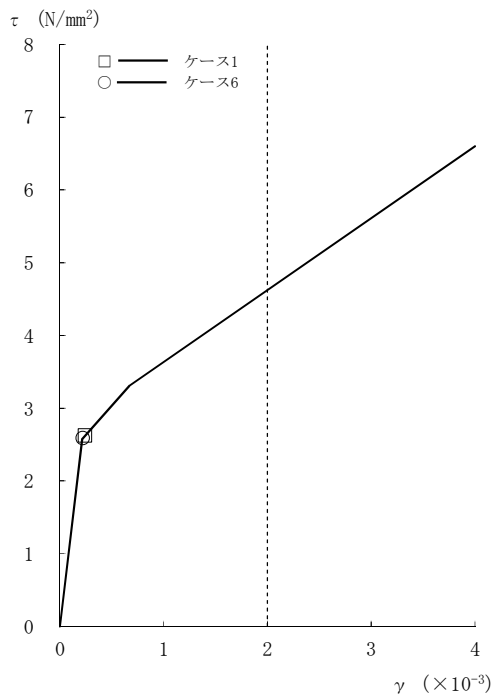


[外壁部]

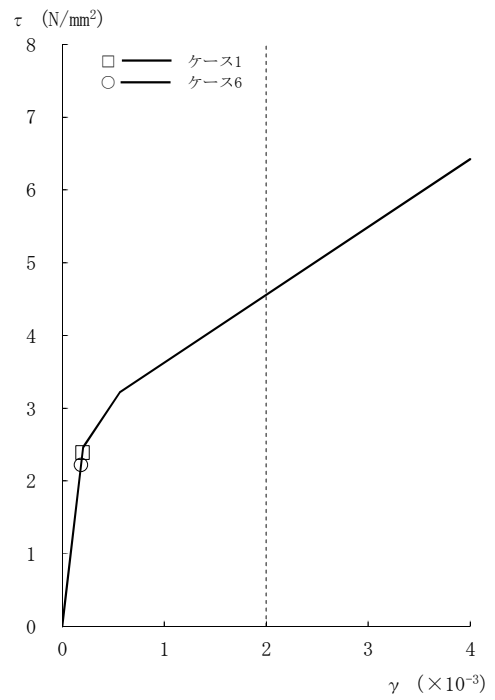


[RCCV部]

図4-58 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/8)



[外壁部]



[RCCV部]

図4-58 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/8)

表 4-12 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1890 | 30.0 | 68.6 |

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1 | 1890 | 31.5 | 68.8 |

表 4-13 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 6)

(a) NS 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1* | 2360 | 34.5 | 64.2 |

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

| 基準地震動 S_s | 最大接地圧 (kN/m^2) | 最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$) | 最小接地率 (%) |
|-------------|-------------------------------------|---|-----------|
| Ss-1* | 2370 | 36.3 | 64.8 |

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

4.3 まとめ

建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より、以下の傾向を確認した。

■ 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ

- ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
- ・建屋剛性及び地盤剛性を大きくなる側（実強度 $+\sigma$ ，地盤剛性 $+\sigma$ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより小さく，小さくなる側（実強度 $-\sigma$ ，地盤剛性 $-\sigma$ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより大きい。

■ 建屋剛性の不確かさ

- ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
- ・建屋剛性を大きくなる側（コア強度平均）に変動させたケースの変位は基本ケースより小さく，小さくなる側（実強度 -2σ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより大きい。

■ 側面回転ばねの不確かさ

- ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
- ・側面回転ばねを変動させたケースの変位は基本ケースより大きい。

地震応答解析結果の傾向については、以下の理由により発生したと考えられる。

建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したケースについては、発生応力は変動があるもののおおむね同等であり、建屋-地盤連成モデルの剛性が変化するため、変位は変動する。建屋剛性及び地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は、モデル剛性の増加に伴い変位は小さくなり、小さくなる側に変動する場合は、モデル剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

5. 機器・配管系評価への影響

材料物性の不確かさは，設計用床応答曲線等において，表4-1に示す全ての検討ケースの地震応答解析の結果を包絡させることにより考慮している。