

2.7.3 抑止杭の耐震評価

(1) 評価方針

基準地震動 S_s が作用した場合に、抑止杭の機能が維持されていることを確認するため、耐震評価を実施する。耐震評価においては、地震応答解析結果における照査用応答値が許容限界値を下回ることを確認する。

(2) 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・最新斜面・土留め技術総覧(最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991年)
- ・斜面上の深礎基礎設計施工便覧((社)日本道路協会，2012年3月)
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕((社)土木学会，2002年3月)
- ・道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)((社)日本道路協会，2002年3月)
- ・道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)((社)日本道路協会，2002年3月)

(3) 解析用物性値(地盤)

地盤の解析用物性値については、「2.6.2.3 解析用物性値」に記載のとおりとする。

(4) 解析用物性値(抑止杭，物理特性・変形特性)

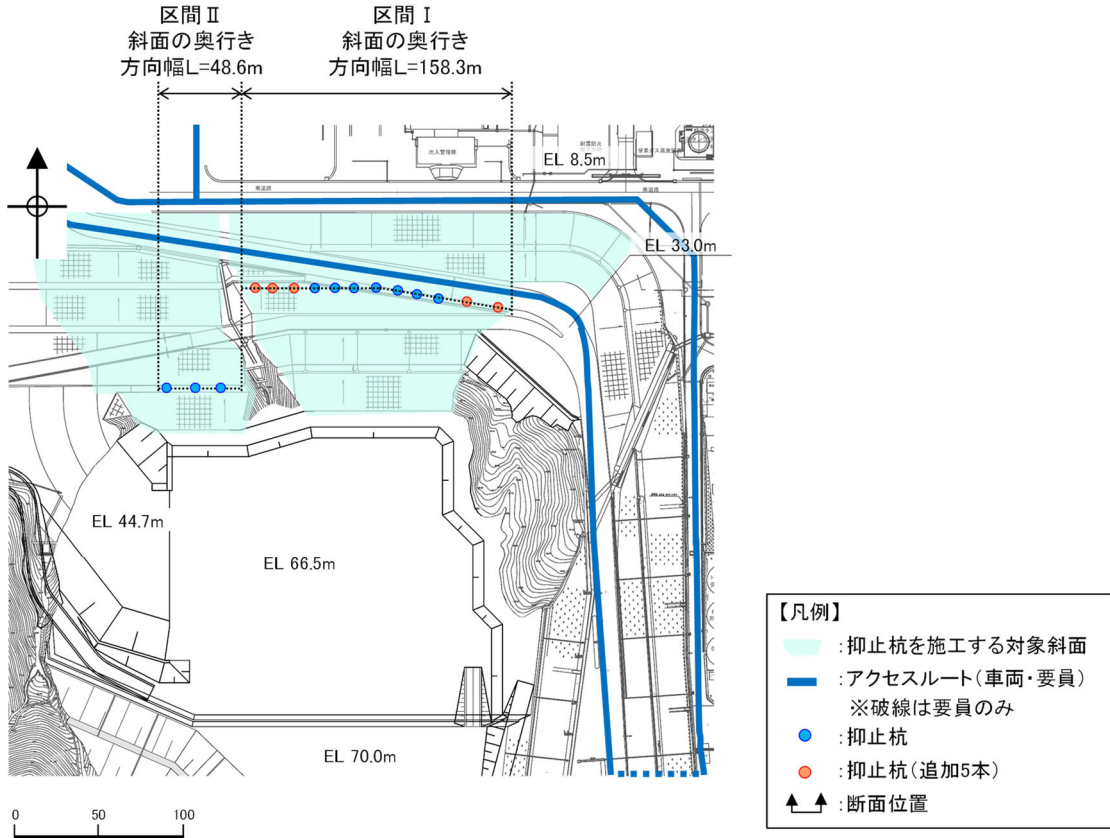
耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。抑止杭の使用材料を表2.7.3-1に示す。

表 2.7.3-1 抑止杭の使用材料

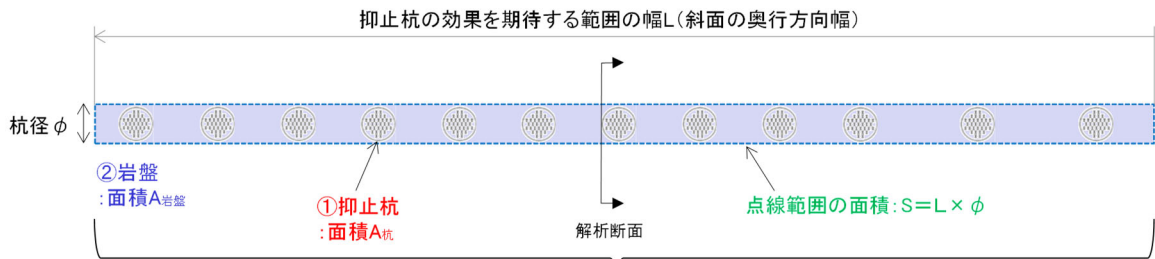
材 料		諸 元
抑止杭	コンクリート	設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345 D38, D51
	H鋼	SM490 H458×417×30×50

抑止杭の解析用物性値の設定概要図を図 2.7.3-1 に示す。

抑止杭の杭間には岩盤が存在することから、抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値については、抑止杭と岩盤を合成した物性値を設定する。合成する物性値は、単位体積重量、静弾性係数及び動せん断弾性係数とし、ポアソン比及び減衰定数については、抑止杭の構造主体である鉄筋コンクリートの一般値を用いる。合成方法は、各区間において抑止杭及び岩盤の断面積を算定して両者の断面積比に物性値を乗じて足し合わせる。



平面図



合成

$$\text{合成した抑止杭の単位奥行当たりの物性値} = \text{物性値(杭)} \times \frac{\text{面積}A_{杭}}{\text{面積}S} + \text{物性値(岩盤)} \times \frac{\text{面積}A_{岩盤}}{\text{面積}S}$$

設定概要図(例: 区間 I)

図 2.7.3-1 抑止杭の解析用物性値の設定概要図

抑止杭及び岩盤の物性値を表 2.7.3-2 に示す。

抑止杭及び岩盤の断面積の算定式を式 (1) ~ (3) に、算定した岩盤等の断面積及び全断面積に対する岩盤等の断面積比を表 2.7.3-3 に示す。

合成した抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値の算定式を式 (4) ~ (6) に、算定結果を表 2.7.3-4 に示す。

【断面積】

H 鋼 : $A_H = A_{H1} \times n_H$ (1)

A_H : 杭 1 本当たりの H 鋼の断面積 (m²)

A_{H1} : H 鋼 1 本当たりの断面積 (=52860×10⁻⁶ m²)

n_H : 杭 1 本当たりの H 鋼本数 (区間 I : 41 本, 区間 II : 32 本)

鉄筋コンクリート : $A_{con} = \pi (R/2)^2 - A_H$ (2)

A_{con} : 杭 1 本当たりの鉄筋コンクリートの断面積 (m²)

R : 杭直径 (=6m)

岩 盤 : $A_R = R \times L / n_K$ (3)

A_R : 杭 1 本当たりが分担する岩盤の断面積 (m²)

L : 抑止杭の効果を期待する範囲の幅
(区間 I : 158.3m, 区間 II : 48.6m)

n_K : 杭本数 (区間 I : 12 本, 区間 II : 3 本)

【断面積比により合成した抑止杭及び岩盤の物性値】

単位体積重量 : $\gamma = \gamma_{con} \times \eta_{con} + \gamma_H \times \eta_H + \gamma_R \times \eta_R$ (4)

$\gamma_{con}, \gamma_H, \gamma_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の単位体積重量 (表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比 (表 2.7.3-3 参照)

静弾性係数 : $E = E_{con} \times \eta_{con} + E_H \times \eta_H + E_R \times \eta_R$ (5)

E_{con}, E_H, E_R : コンクリート, H 鋼及び岩盤の静弾性係数 (表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比 (表 2.7.3-3 参照)

動せん断弾性係数 : $G = G_{con} \times \eta_{con} + G_H \times \eta_H + G_R \times \eta_R$ (6)

G_{con}, G_H, G_R : コンクリート, H 鋼及び岩盤の動せん断弾性係数 (表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比 (表 2.7.3-3 参照)

表 2.7.3-2 抑止杭及び岩盤の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	静弾性係数 E (×10 ³ N/mm ²)	動せん断弾性係数 G (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
抑止杭	鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	25.00 ^{*1}	10.42 ^{*2}	0.20 ^{*1}	5 ^{*1}
	H鋼	77.0 ^{*1}	200.00 ^{*4}	77.00 ^{*4}	0.30 ^{*4}	2 ^{*3}
岩盤	①-①'	25.1 ^{*5}	3.74 ^{*5}	6.55 ^{*5}	0.19 ^{*5}	3 ^{*3}
	②-②'			2.07 ^{*5}		

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社)土木学会，2002年）に基づき設定。

*2： $G = E/2(1 + \nu)$ により算定。

*3：JEAG4601-1987に基づき設定。

*4：道路橋示方書・同解説 I 共通編（(社)日本道路協会，2002年）に基づき設定。

*5：斜面の抑止杭近傍岩盤の物性値として，以下の物性値を用いる。

①-①'：C_H級頁岩・凝灰岩の互層，第③速度層

②-②'：C_H級頁岩・凝灰岩の互層，第②速度層

表 2.7.3-3 算定に用いた抑止杭及び岩盤の断面積比

材料		断面積 (m ²) *		断面積比	
		①-①'	②-②'	①-①'	②-②'
抑止杭	鉄筋コンクリート	26.11	26.58	0.33	0.27
	H鋼	2.17	1.69	0.03	0.02
岩盤		50.86	68.96	0.64	0.71
合計		79.14	97.24	1.00	1.00

注記*：抑止杭の効果を期待する範囲における各材料の断面積を杭本数で除した，杭1本当たりの断面積を記載。

表 2.7.3-4 合成した抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値

対象斜面	断面積比により合成して設定			鉄筋コンクリートの物性値を設定	
	単位体積重量 (kN/m ³)	静弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	動せん断弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	減衰 (%)
①-①'	26.3	16.13	9.76	0.20	5
②-②'	25.8	12.97	5.66	0.20	5

(5) 地震応答解析手法

解析手法は「2.6.2.2 地震応答解析手法」と同じものを用いる。

地震時の応力は、静的解析による常時応力と、地震応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより求める。

常時応力は、建設過程を考慮し、図 2.7.3-2 に示すとおり、3 ステップに分けて解析を実施する。

常時応力解析時の境界条件は、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

- ・ステップ 1：地盤の自重計算により初期応力を求める。
- ・ステップ 2：敷地造成工事による切取に伴う開放力を反映する。
- ・ステップ 3：抑止杭の掘削に伴う開放力及び建込みに伴う荷重を反映する。
敷地造成工事による埋戻土の荷重を反映する。

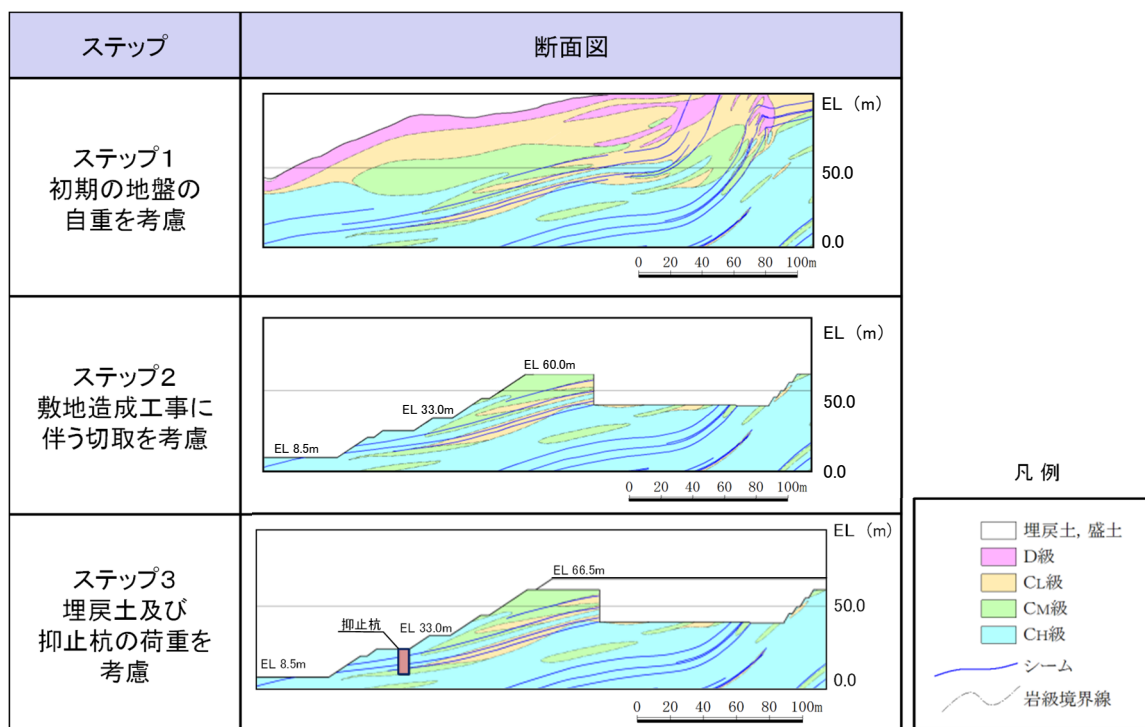


図 2.7.3-2 常時応力解析ステップ図 (例：①-①' 断面)

(6) 解析モデルの設定

①-①' 断面及び②-②' 断面の解析モデル図を図 2.7.3-3～図 2.7.3-6 に示す。
解析モデルには、地盤及び抑止杭をモデル化した。

【解析領域】

側面境界及び底面境界は、斜面頂部や法尻からの距離が十分確保できる位置に設定した。

【境界条件】

エネルギーの逸散効果を評価するため、側面はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界とした。

【地盤のモデル化】

平面ひずみ要素でモデル化する。シームはジョイント要素でモデル化する。

【抑止杭のモデル化】

平面ひずみ要素でモデル化する。

【地下水位の設定】

保守的に地表面に設定する。

【減衰特性】

J E A G 4 6 0 1-2015 に基づき、岩盤の減衰を 3% に設定する。抑止杭の減衰は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年）に基づき，5% に設定する。

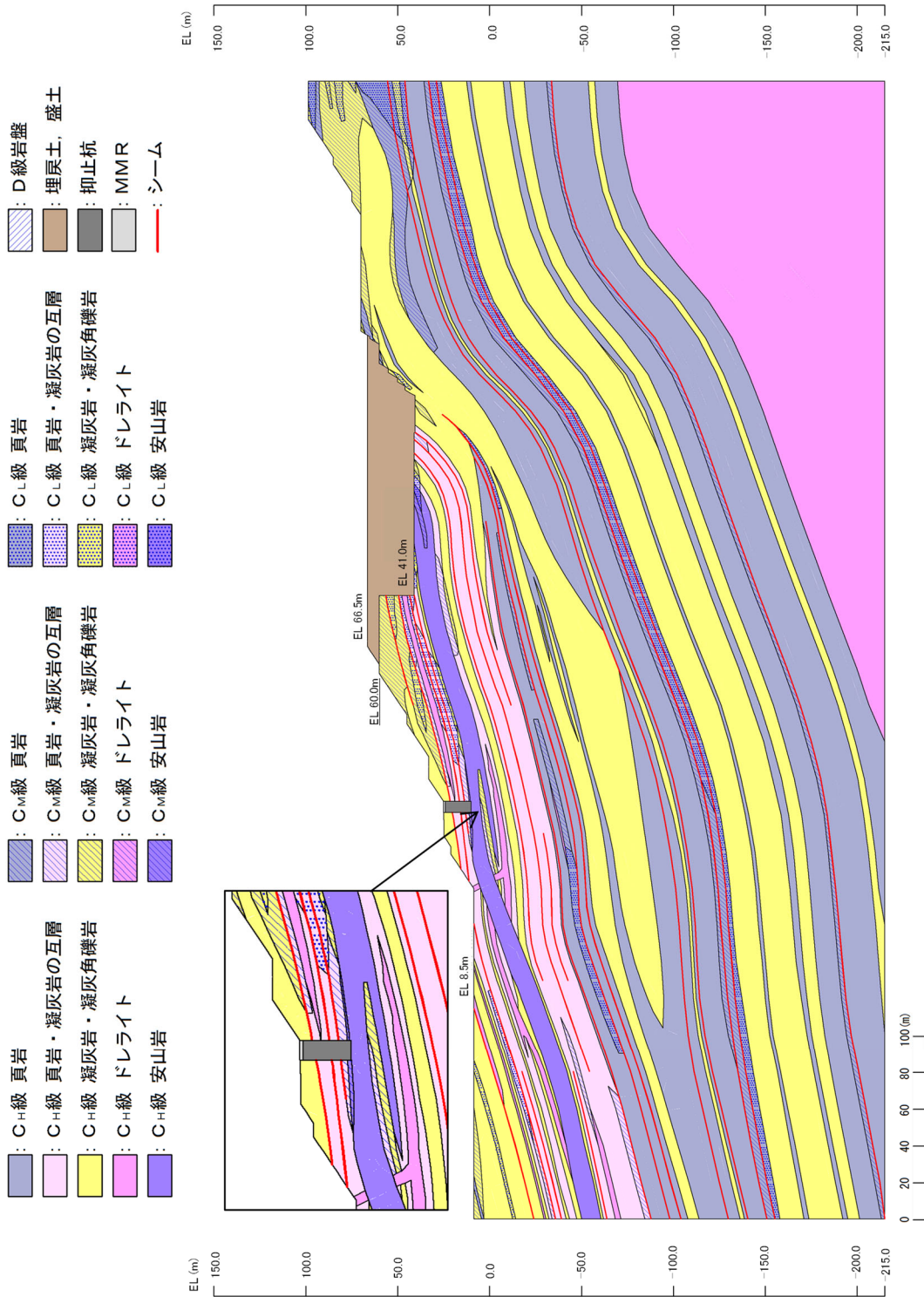


図 2.7.3-3 ①-①' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : C _H 級 頁岩 | ■ : C _M 級 頁岩 | ■ : C _L 級 頁岩 | ■ : D級岩盤 |
| ■ : C _H 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _M 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _L 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : 埋戻土, 盛土 |
| ■ : C _H 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _M 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _L 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : 抑止杭 |
| ■ : C _H 級 ドレライト | ■ : C _M 級 ドレライト | ■ : C _L 級 ドレライト | ■ : MMR |
| ■ : C _H 級 安山岩 | ■ : C _M 級 安山岩 | ■ : C _L 級 安山岩 | — : シーム |

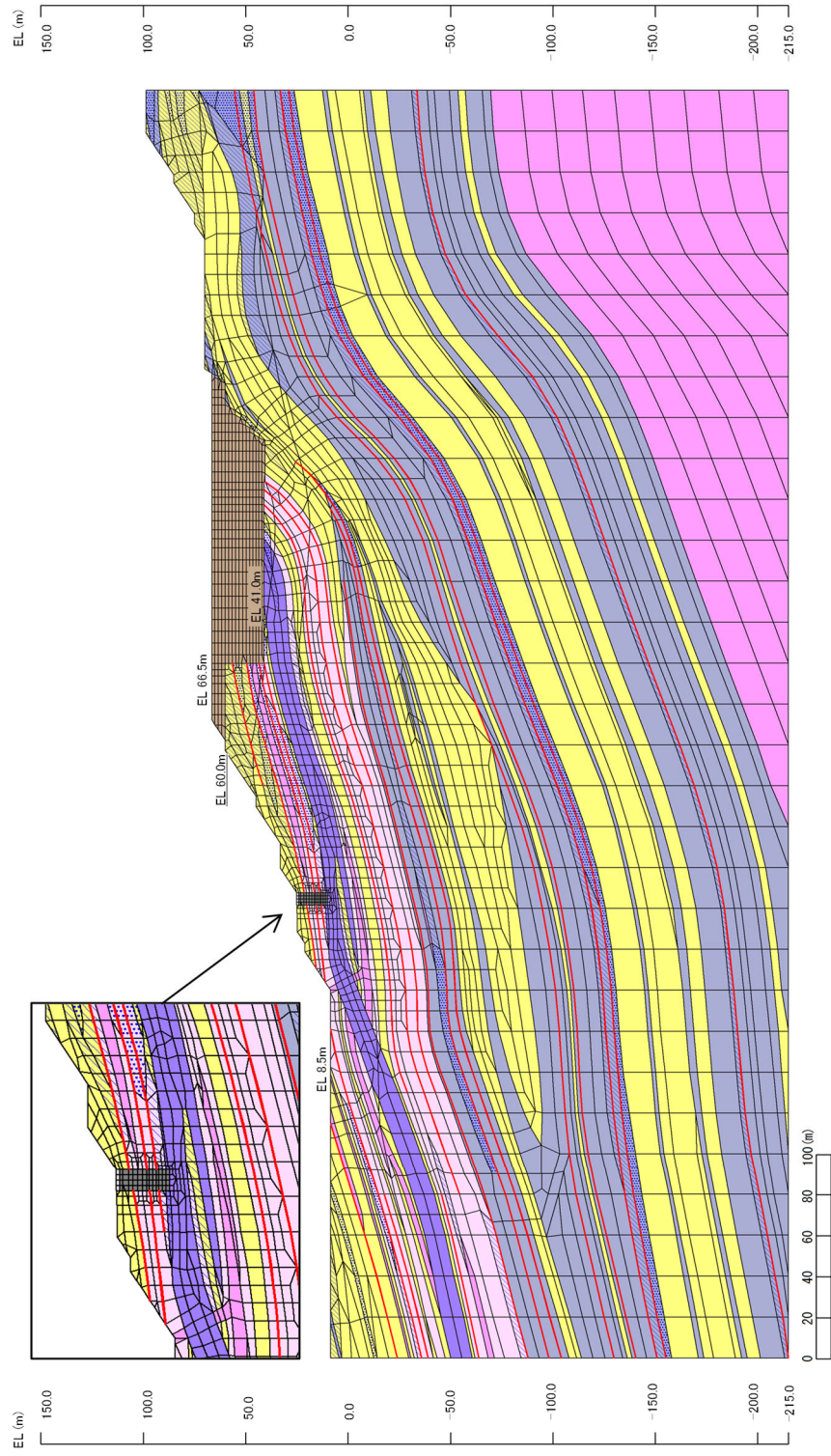


図 2.7.3-4 ①-①' 断面 解析用要素分割図

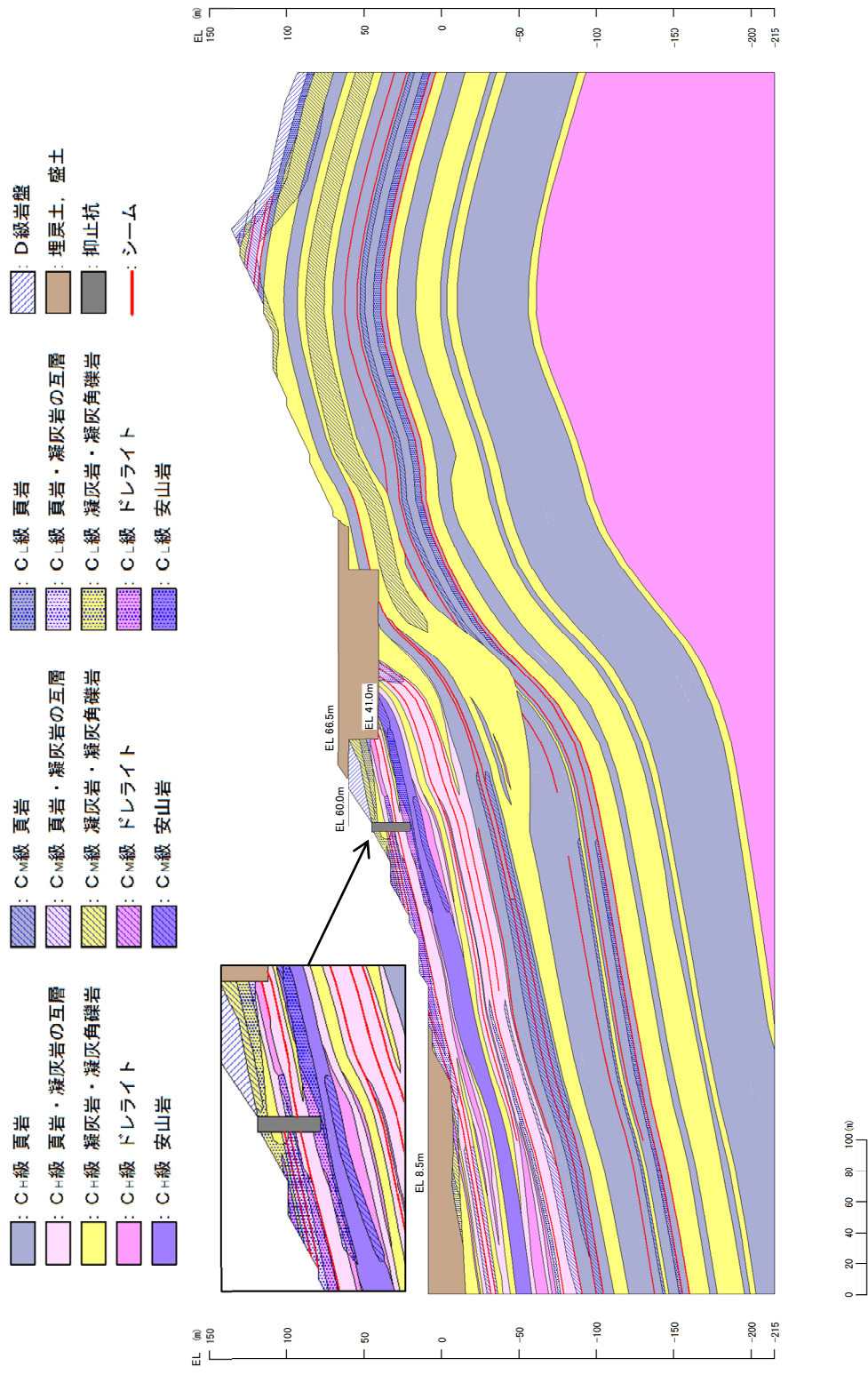


図 2.7.3-5 ②-②' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : C _H 級 頁岩 | ■ : C _M 級 頁岩 | ■ : C _L 級 頁岩 | ■ : D級岩盤 |
| ■ : C _H 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _M 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _L 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : 埋戻土, 盛土 |
| ■ : C _H 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _M 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _L 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : 抑止杭 |
| ■ : C _H 級 ドレライト | ■ : C _M 級 ドレライト | ■ : C _L 級 ドレライト | ■ : シーム |
| ■ : C _H 級 安山岩 | ■ : C _M 級 安山岩 | ■ : C _L 級 安山岩 | |

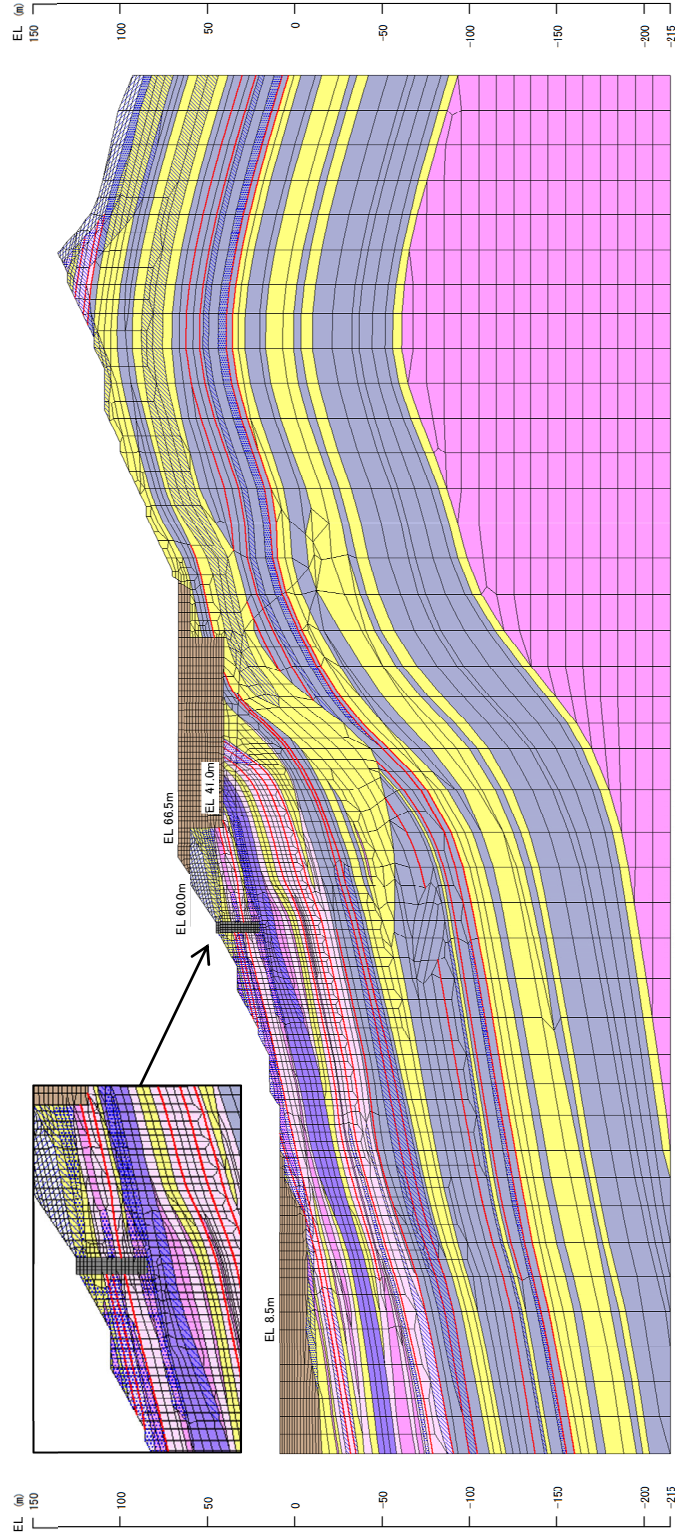


図 2.7.3-6 ②-②' 断面 解析用要素分割図

(7) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下のとおり設定する。

【耐震計価上考慮する状態】

抑止杭の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(a) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(b) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(c) 設計用自然条件

常時荷重に対して極めて小さいため、積雪の影響は考慮しない。

大部分が地中に埋設された構造物であり、地上部分が少なく風の影響をほとんど受けないため、風の影響は考慮しない。

(d) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

【荷重】

抑止杭の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(b) 積載荷重 (P)

積雪等の影響を考慮しないことから、組み合わせに考慮しない。

(c) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

【荷重の組合せ】

荷重の組合せを表 2.7.3-5 に示す。

表 2.7.3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

(8) 許容限界

【断面力の算定】

抑止杭に発生する断面力は、地震時応答解析から求まる抑止杭の各要素に生じる応力から、抑止杭に作用する断面力（軸力、曲げモーメント及びせん断力）を算定する。断面力算定の概念図を図 2.7.3-7 に示す。

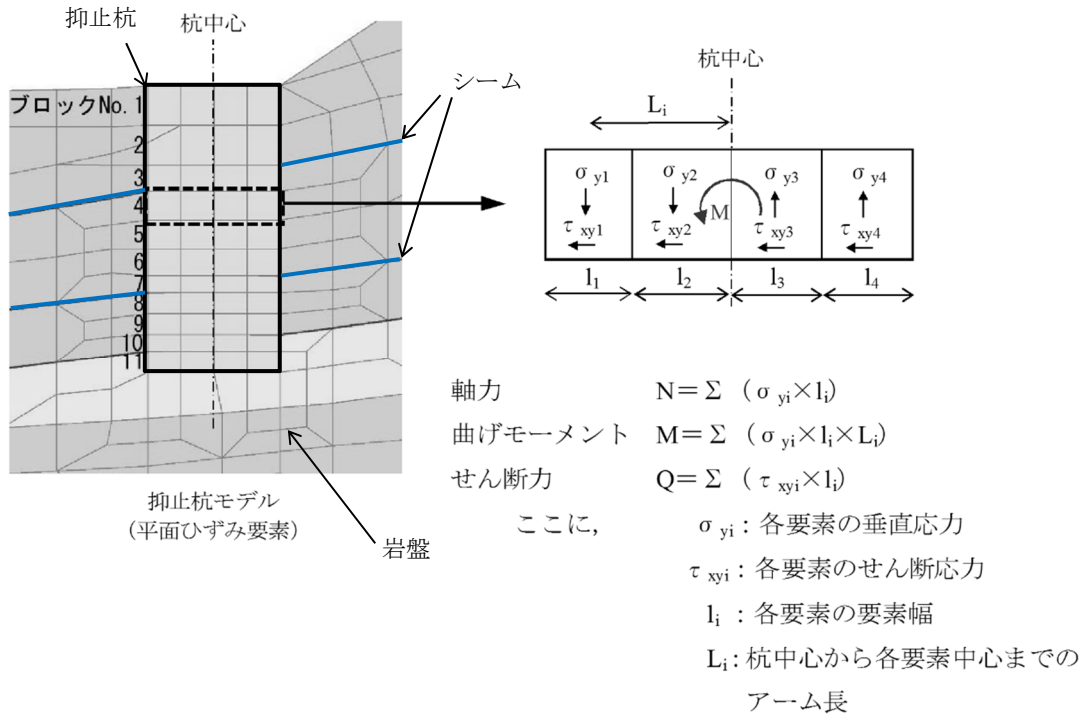


図 2.7.3-7 断面力算定の概念図

【照査方法】

斜面上の深礎基礎設計施工便覧((社)日本道路協会, 2012年3月)に基づき、せん断破壊に対する照査及び曲げ破壊に対する照査を実施する。

せん断破壊に対する照査は、発生する最大せん断力が抑止杭の許容せん断抵抗力（短期）を下回ることを確認する。

曲げ破壊に対する照査は、最大曲げモーメント発生時の軸力及び曲げモーメントから算定されるコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度が、コンクリート及び鉄筋の許容応力度（短期）を下回ることを確認する。

【抑止杭に作用するせん断力の算定】

抑止杭に作用するせん断力は図 2.7.3-7 により算定する。

【曲げ応力度の算定】

曲げ応力度の算定式は以下のとおり。

$$\sigma_c = \frac{M + N \times r}{r^3} C$$

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{\frac{2\sin\phi}{3} \times \phi \times \cos\phi + \sin\phi \times \cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np \left[\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi \right]}$$

$$np = n \times \frac{As}{\pi r^3}$$

- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度
- M : 曲げモーメント
- N : 軸力
- r : 抑止杭半径
- ϕ : 中立軸の位置を示す中心角
- α : 軸方向鉄筋中心までの半径 r_s /抑止杭半径 r
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比
- As : 軸方向鉄筋の断面積

$$\sigma_s = \frac{M + N \times r}{r^3} Sn$$

$$S = C \times \frac{\alpha + \cos\phi}{1 - \cos\phi}$$

σ_s : 鉄筋の引張応力度

【抑止杭に期待する効果等】

島根原子力発電所の抑止杭に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズムを表 2.7.3-6 に示す。

表 2.7.3-6 抑止杭に期待する効果等

期待する効果	効果を発揮するためのメカニズム	部位(材質)	イメージ図
シームを通るすべりによる発生せん断力に抵抗する。	<ul style="list-style-type: none"> シームを通るすべりが発生した際に生じるせん断力に対して、H鋼、コンクリート及び帯鉄筋が負担する。 	H鋼, コンクリート, 帯鉄筋	
シームを通るすべりによる発生曲げモーメントに抵抗する。	<ul style="list-style-type: none"> シームを通るすべりが発生した際に生じる曲げモーメントに対して、コンクリートが圧縮力を負担する。 シームを通るすべりが発生した際に生じる曲げモーメントに対して、軸方向鉄筋が引張力を負担する。 	コンクリート(圧縮) 軸方向鉄筋(引張)	

【許容値の設定】

・抑止杭の許容せん断抵抗力

杭の1本当たりの許容せん断抵抗力は、最新斜面・土留め技術総覧(最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991年)に基づき，下式により算定した。

$$S_a = \gamma_p \cdot A_p / \alpha + \gamma_H \cdot A_H$$

ここで，

S_a ：杭材の許容せん断力 (N/mm²)

γ_p ：杭材（コンクリート及び帯鉄筋）の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_p ：杭材（コンクリート及び帯鉄筋）の断面積 (mm²)

γ_H ：せん断補強材（H鋼）の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_H ：せん断補強材（H鋼）の断面積 (mm²)

α ：最大応力度／平均応力度

抑止杭（鉄筋コンクリート+H鋼）の許容せん断抵抗力のうち，鉄筋コンクリート部については，コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）の許容応力度法に基づいて設定する。

また，H鋼部については，道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）（（社）日本道路協会，2002年）に基づいて設定する。

なお，杭のせん断抵抗力の算定では，H鋼がコンクリートに拘束されていることを考慮し，H鋼の全断面を考慮して算定を行う。

抑止杭の許容せん断抵抗力 R_K は，表2.7.3-7の杭の1本当たりの許容せん断抵抗力を各区間の杭本数（区間I：12本，区間II：3本）で乗じ，各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅（斜面の奥行方向幅）で除して単位奥行当たりのせん断抵抗力として算出する。

算出した抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力について，表2.7.3-8に示す。

$$R_K = \frac{n \times S_K + S_G}{\cos \theta} \times \frac{1}{L}$$

ここで，

R_K ：抑止杭の単位奥行き当たりの許容せん断抵抗力

n ：杭本数（区間I：12本，区間II：3本）

S_K ：杭1本の許容せん断抵抗力

S_G ：杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

（照査位置に関わらず，シームであるとして保守的にゼロとする）

θ ：すべり面角度（保守的に $\cos 0^\circ = 1$ とする）

L ：各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅

（斜面の奥行方向幅。区間I：158.3m，区間II：48.6m）

表 2.7.3-7 抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

材料	許容せん断応力度 (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)		許容せん断抵抗力 (kN)	
		①-①' 断面	②-②' 断面	①-①' 断面	②-②' 断面
コンクリート	0.90* ¹	2.51 × 10 ⁷	2.56 × 10 ⁷	14256* ⁴	14526* ⁴
帯鉄筋	323* ²	1.14 × 10 ³		16585* ⁵	16585* ⁵
H鋼	150* ³	2.167 × 10 ⁶ (41 本)	1.692 × 10 ⁶ (32 本)	325089	253728
抑止杭 (合計)				355930	284839

抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（社）土木学会，2002年）に基づき，コンクリート ($f_c=24\text{N/mm}^2$) の許容せん断応力度：0.45 N/mm²の2倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

*2：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（社）土木学会，2002年）に基づき，鉄筋 (SD345) の許容引張応力度：196 N/mm²の1.65倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

*3：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II鋼橋編（社）日本道路協会，2002年）に基づき，H鋼の許容せん断応力度：100 N/mm²の1.5倍の強度割増し（地震荷重）を行う。

*4：道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編（社）日本道路協会，2002年）に基づき下式により設定。

$$S_c = \tau_{ca} \times 0.6 \times 1.06 \times A$$

ここで， S_c ：コンクリートの許容せん断抵抗力， τ_{ca} ：コンクリートの許容せん断応力度，

A ：コンクリートの断面積

*5：道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編（社）日本道路協会，2002年）に基づき下式により設定。

$$S_s = A_s \times \sigma_{sa} \times d (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) / (1.15 \times s)$$

ここで， S_s ：帯鉄筋の許容せん断抵抗力， σ_{sa} ：帯鉄筋の許容引張応力度，

A_s ：鉄筋の断面積， d ：部材断面の有効高 (=5180mm)， s ：帯鉄筋の部材軸方向の間隔 (=200mm)

表 2.7.3-8 抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 R_k

断面	1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k (kN)	杭本数 n (本)	斜面の奥行方向幅 L (m)	単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 (kN/m)
①-①' 断面	355930	12	158.27	26986
②-②' 断面	284839	3	48.62	17576

・コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）の許容応力度法に基づいて設定する。

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度について，表 2.7.3-9 のとおり設定する。

表 2.7.3-9 コンクリートの許容曲げ圧縮応力度・鉄筋の許容引張応力度

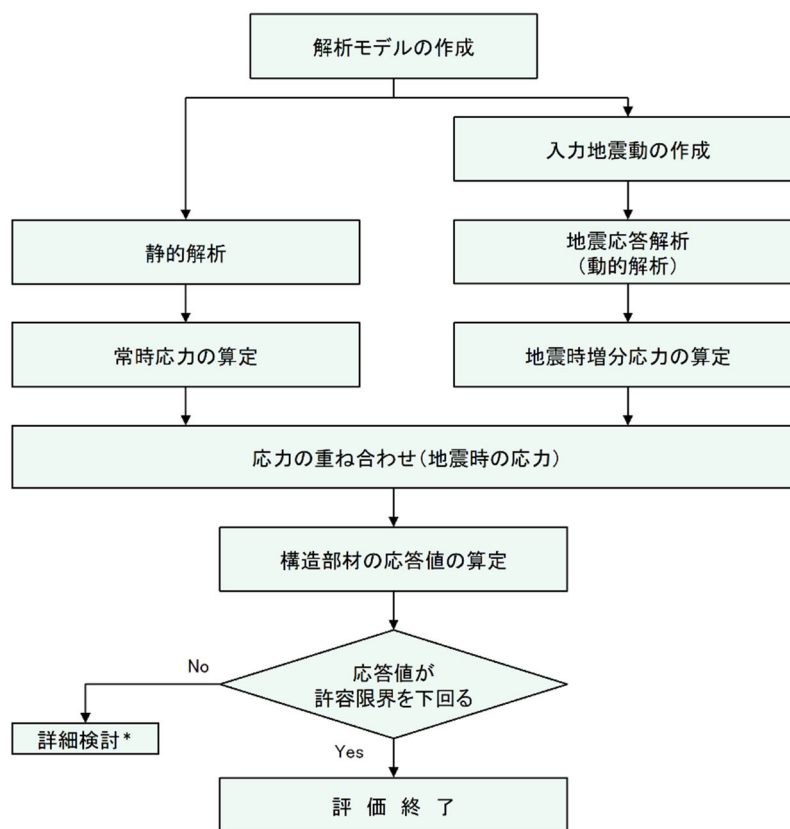
項目	許容値 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度* ¹	18
軸方向鉄筋の許容引張応力度* ²	323

注記*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）に基づき，コンクリート（ $f_c=24\text{N/mm}^2$ ）の許容曲げ圧縮応力度： 9 N/mm^2 の2倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）に基づき，鉄筋（SD345）の許容引張応力度： 196 N/mm^2 の1.65倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

(9) 評価手順

抑止杭の耐震評価フローを図 2.7.3-8 に示す。



注記* : 検討内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

図 2.7.3-8 抑止杭の耐震評価フロー

(10) 入力地震動の策定

入力地震動については、「2.6.2.6 入力地震動の策定」に記載のとおりとする。

(11) 評価結果

表 2.7.3-10～表 2.7.3-12 に、コンクリートの曲げ圧縮応力度、鉄筋の引張応力度及び抑止杭のせん断力に対する照査結果を示す。コンクリートの発生曲げ応力度、鉄筋の引張応力度、抑止杭のせん断力はいずれも許容値を下回っていることを確認した。

表 2.7.3-10 コンクリートの曲げ圧縮応力度の照査結果

対象斜面	基準地震動	最大曲げモーメント発生時の コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	照査値	判定
①-①'	Ss-D (+, -)	1.2	18	0.067	OK
	Ss-D (+, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-D (-, -)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-D (-, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N1 (+, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N1 (-, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	0.6	18	0.034	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	1.0	18	0.056	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	0.9	18	0.050	OK
②-②'	Ss-D (+, -)	2.4	18	0.134	OK
	Ss-D (+, +)	2.6	18	0.145	OK
	Ss-D (-, -)	2.6	18	0.145	OK
	Ss-D (-, +)	2.7	18	0.150	OK
	Ss-N1 (+, +)	2.0	18	0.112	OK
	Ss-N1 (-, +)	1.8	18	0.100	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	2.0	18	0.112	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	2.2	18	0.123	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	1.9	18	0.106	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	1.8	18	0.100	OK

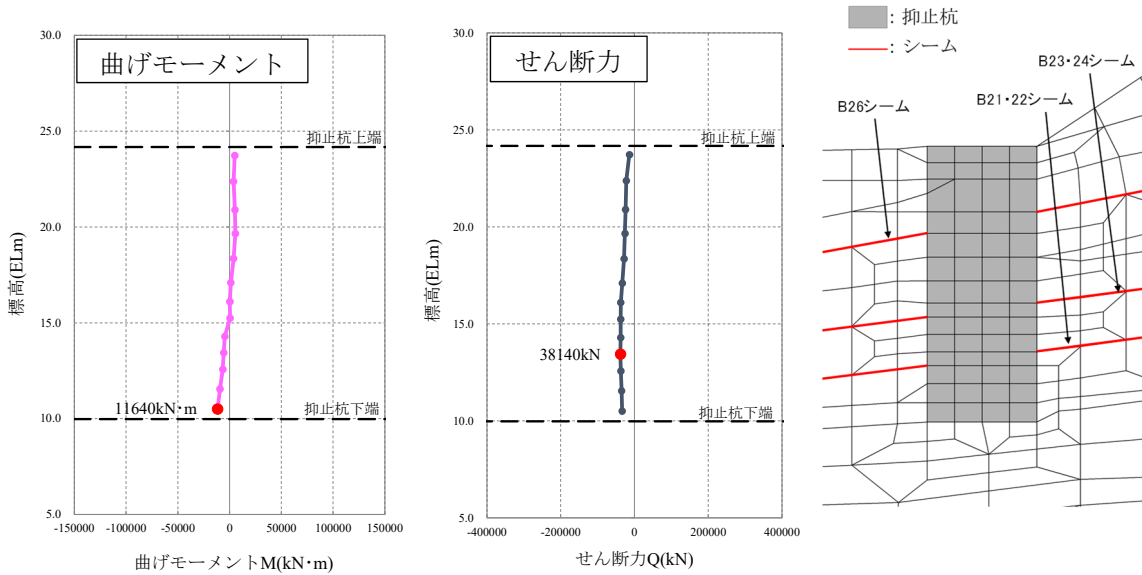
表 2.7.3-11 鉄筋の引張応力度の照査結果

対象斜面	基準地震動	最大曲げモーメント発生時の 鉄筋の最大引張応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	照査値	判定
①-①'	Ss-D (+, -)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-D (+, +)	0.2	323	0.001	OK
	Ss-D (-, -)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-D (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N1 (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N1 (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
②-②'	Ss-D (+, -)	0.8	323	0.003	OK
	Ss-D (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-D (-, -)	64.8	323	0.201	OK
	Ss-D (-, +)	70.5	323	0.219	OK
	Ss-N1 (+, +)	30.5	323	0.095	OK
	Ss-N1 (-, +)	15.5	323	0.048	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	36.8	323	0.114	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	50.0	323	0.155	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	5.9	323	0.019	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	11.0	323	0.035	OK

表 2.7.3-12 抑止杭のせん断力の照査結果

対象斜面	基準地震動	発生最大 せん断力 (kN)	許容値 (kN)	照査値	判定
①-①'	Ss-D (+, -)	38140	355930	0.108	OK
	Ss-D (+, +)	36328	355930	0.103	OK
	Ss-D (-, -)	35723	355930	0.101	OK
	Ss-D (-, +)	37536	355930	0.106	OK
	Ss-N1 (+, +)	27779	355930	0.079	OK
	Ss-N1 (-, +)	25639	355930	0.073	OK
	Ss-N2(NS) (+, +)	31374	355930	0.089	OK
	Ss-N2(NS) (-, +)	30934	355930	0.087	OK
	Ss-N2(EW) (+, +)	25511	355930	0.072	OK
	Ss-N2(EW) (-, +)	27373	355930	0.077	OK
②-②'	Ss-D (+, -)	48425	284839	0.171	OK
	Ss-D (+, +)	47003	284839	0.166	OK
	Ss-D (-, -)	44208	284839	0.156	OK
	Ss-D (-, +)	44975	284839	0.158	OK
	Ss-N1 (+, +)	33828	284839	0.119	OK
	Ss-N1 (-, +)	38359	284839	0.135	OK
	Ss-N2(NS) (+, +)	41158	284839	0.145	OK
	Ss-N2(NS) (-, +)	37567	284839	0.132	OK
	Ss-N2(EW) (+, +)	39543	284839	0.139	OK
	Ss-N2(EW) (-, +)	35639	284839	0.126	OK

図 2.7.3-9～図 2.7.3-12 に、最大せん断力発生時における抑止杭の断面力図及び変形図を示す。

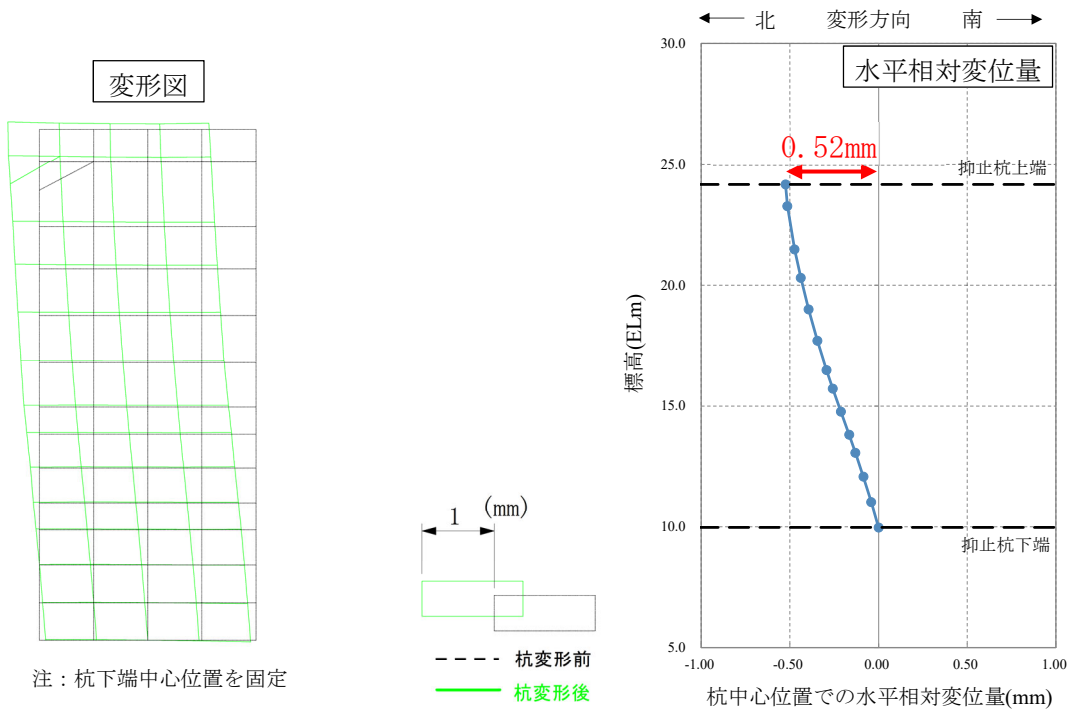


注 1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-9 抑止杭 1 本あたりに発生する断面力図 (①-①' 断面)
(Ss-D(+, -)・8.95 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻*)

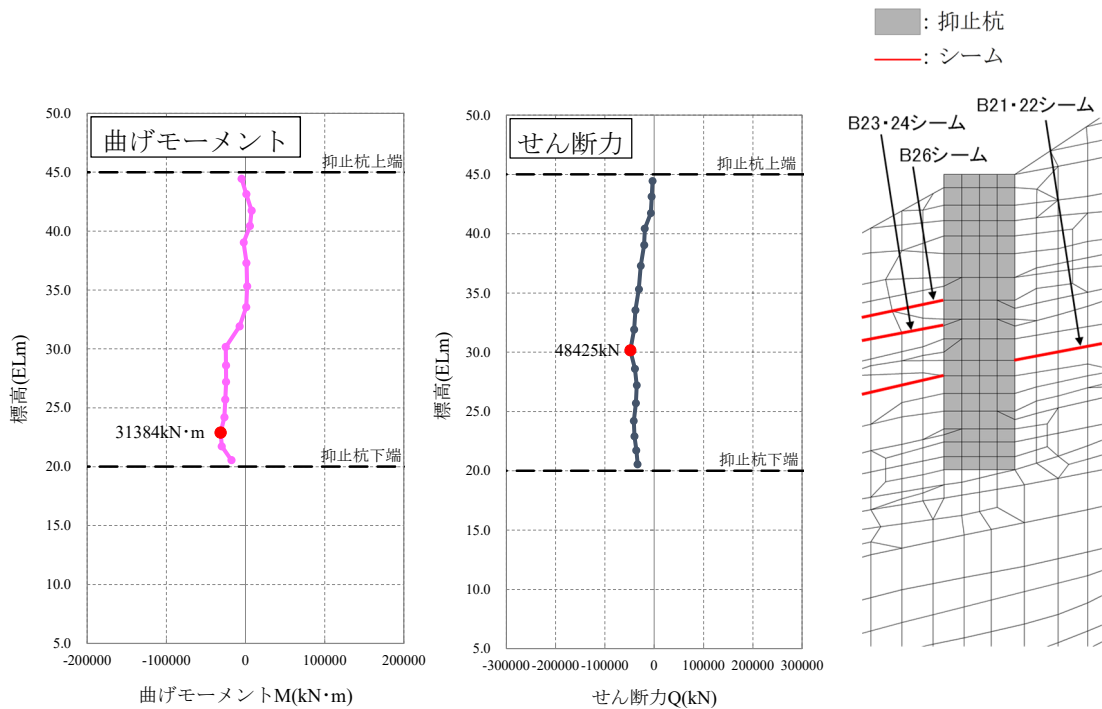
注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と同一。



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-10 抑止杭変形図 (①-①' 断面)

(Ss-D(+, -)・8.95 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)

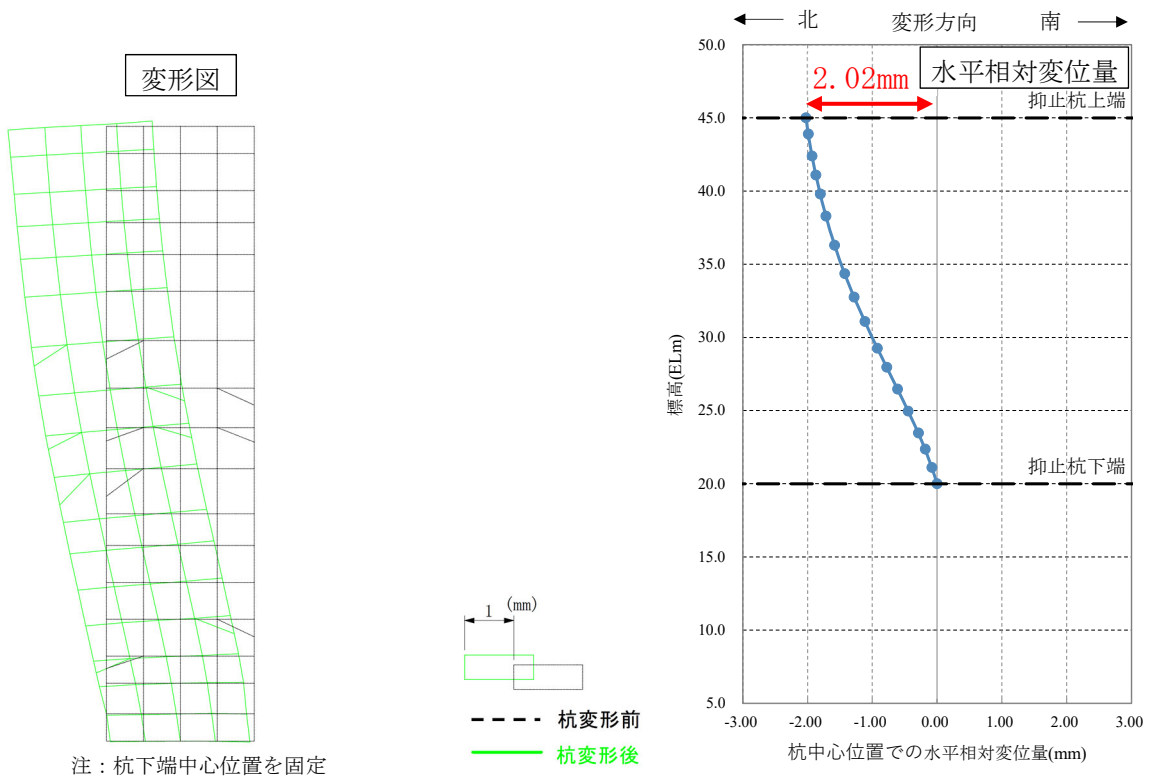


注1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-11 抑止杭 1 本あたりに発生する断面力図 (②-②' 断面)
(Ss-D(+, -)・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻*)

注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と異なる。(最大曲げモーメントが発生する時刻は Ss-D(-, +)・8.95 秒)



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-12 抑止杭変形図 (②-②' 断面)
(Ss-D(+, -)・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)

2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価

(1) 基本方針

抑止杭を設置した斜面について、基準地震動 S_s によるすべり安定性評価を実施する。

すべり安定性評価については、想定すべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除して求めたすべり安全率が評価基準値を上回ることを確認する。

なお、適用規格は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同じである。

(2) 評価対象斜面の選定

評価対象斜面は、「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同じ断面とする。

(3) 解析用物性値、地震応答解析手法等

「2.7.3 抑止杭の耐震評価」の地震応答解析結果の応力状態からすべり安全率を計算するため、地震応答解析手法、解析用物性値、解析モデル及び入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様である。

すべり安全率に対する地盤物性値のばらつきの影響については、強度特性が支配的であることから、設置（変更）許可申請書に記載した地盤安定性評価と同様、地盤物性のうち強度特性に関するばらつきについて考慮し、平均強度の解析ケースにおいて最小すべり安全率を示すケースについて、平均強度 -1σ のケースを実施する。

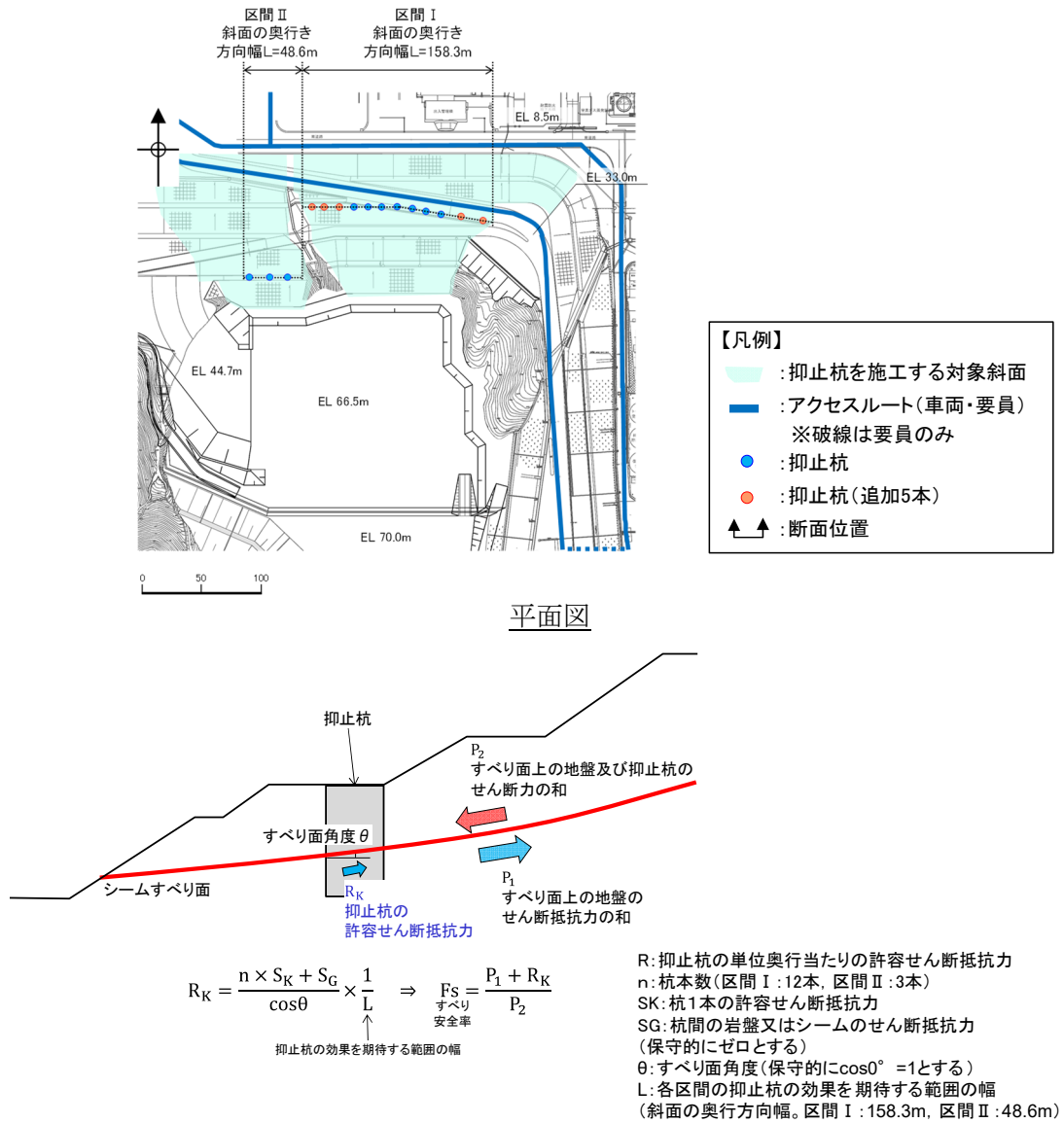
(4) 評価基準値の設定

すべり安定性評価では、評価対象斜面の最小すべり安全率が評価基準値 1.0 を上回ることを確認する。（設定根拠は参考資料 2 を参照）

(5) すべり安全率の算定方法

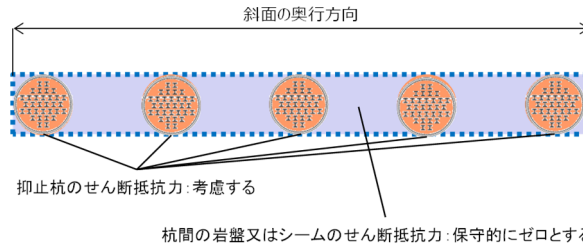
すべり安全率の算定は、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」と同様の手法によりすべり安全率を算定し、その際に抑止杭のせん断抵抗力も見込む。

抑止杭のせん断抵抗力も見込んだシームすべりに対するすべり安全率算定の概念図を図 2.7.4-1 に示す。



抑制杭のせん断抵抗力算出イメージ図

断面図 (概念図)



杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

図 2.7.4-1 シームすべりに対する抑制杭のせん断抵抗力算出概要図

抑止杭による抵抗力を考慮したすべり安全率の算定式を以下に示す。すべり安全率算出時には、抑止杭（鉄筋コンクリート+H鋼）のせん断抵抗力を見込む。

$$F_s = \frac{P_1 + R_K}{P_2}$$

ここで、

- P_1 : すべり面上の地盤のせん断抵抗力の和
- P_2 : すべり面上（地盤，抑止杭）のせん断力の和
- R_K : 抑止杭の許容せん断抵抗力

抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 R_K は、照査の際に用いた表 2.7.3-7 の杭の 1 本当たりの許容せん断抵抗力を各区間の杭本数（区間Ⅰ：12 本，区間Ⅱ：3 本）で乗じ、各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅（斜面の奥行方向幅，詳細は図 2.7.4-1 を参照）で除して単位奥行当たりのせん断抵抗力として算出する。

$$R_K = \frac{n \times S_K + S_G}{\cos \theta} \times \frac{1}{L}$$

ここで、

- R_K : 抑止杭の単位奥行き当たりの許容せん断抵抗力
- n : 杭本数（区間Ⅰ：12 本，区間Ⅱ：3 本）
- S_K : 杭 1 本の許容せん断抵抗力
- S_G : 杭間の岩盤又はシームのせん断抵抗力
(保守的にゼロとする)
- θ : すべり面角度
- L : 抑止杭の効果を期待する範囲の幅
(斜面の奥行方向幅，区間Ⅰ：158.3m，区間Ⅱ：48.6m，詳細は図 2.7.4-1 を参照)

(6) 液状化範囲の検討

抑止杭を設置する斜面上部に埋戻土が存在することから、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の3次元浸透流解析結果を参照し、液状化の可能性を検討する。

3次元浸透流解析の結果、抑止杭を設置する斜面の①-①'断面及び②-②'断面の埋戻土部の地下水位は、EL 15~20mであり、埋戻土層下端 (EL 41m) より十分に低いことから、液状化影響を考慮しない。

なお、EL 41mには構造物を設置して周辺を埋め戻す予定である。当該構造物は地中構造物になることから、重量の観点から保守的になるように埋戻土としてモデル化する。すべり安定性評価においては、埋戻土前面での肌分かれを想定し、埋戻土部のすべり面を考慮しないケースについても検討した。

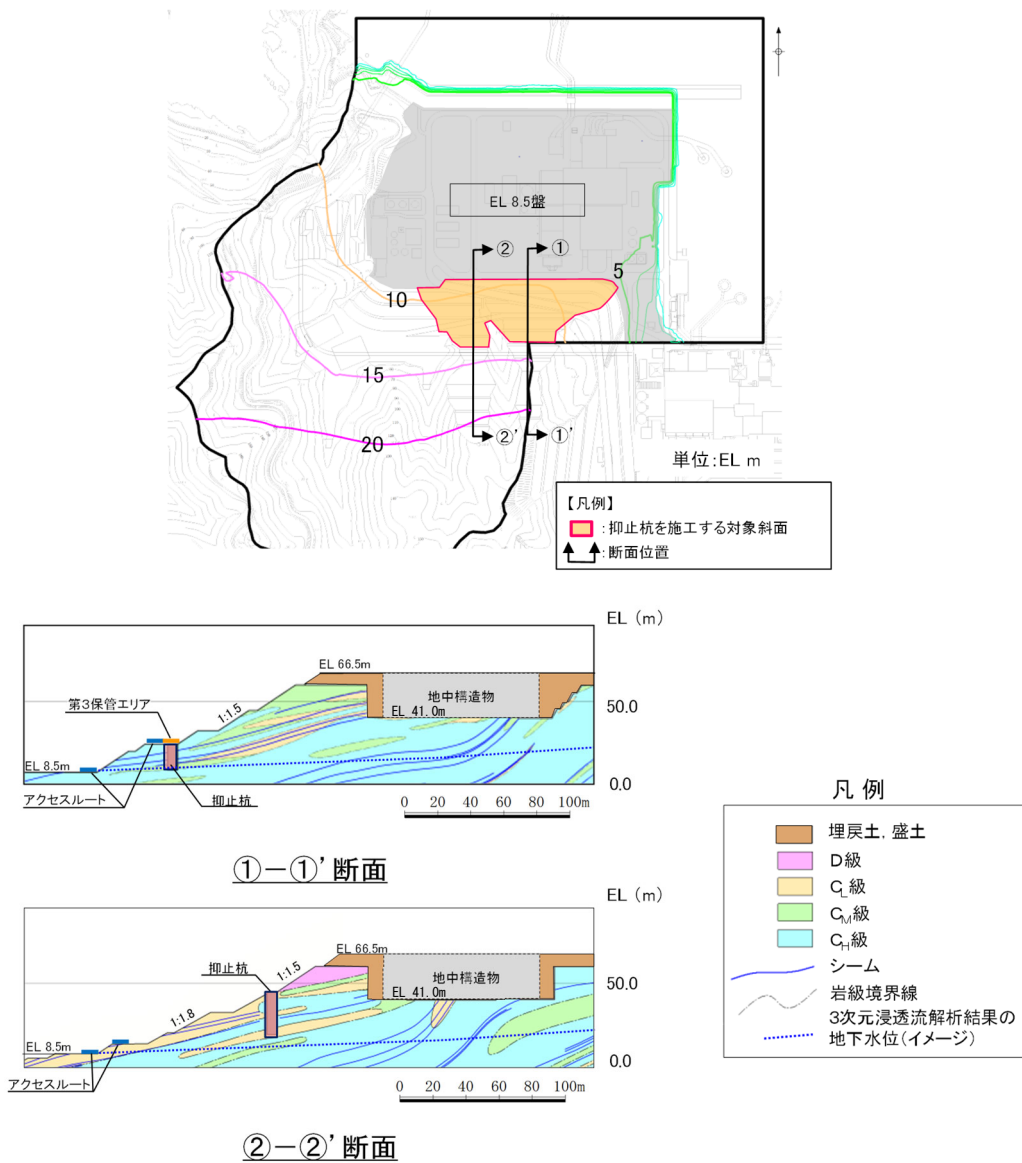
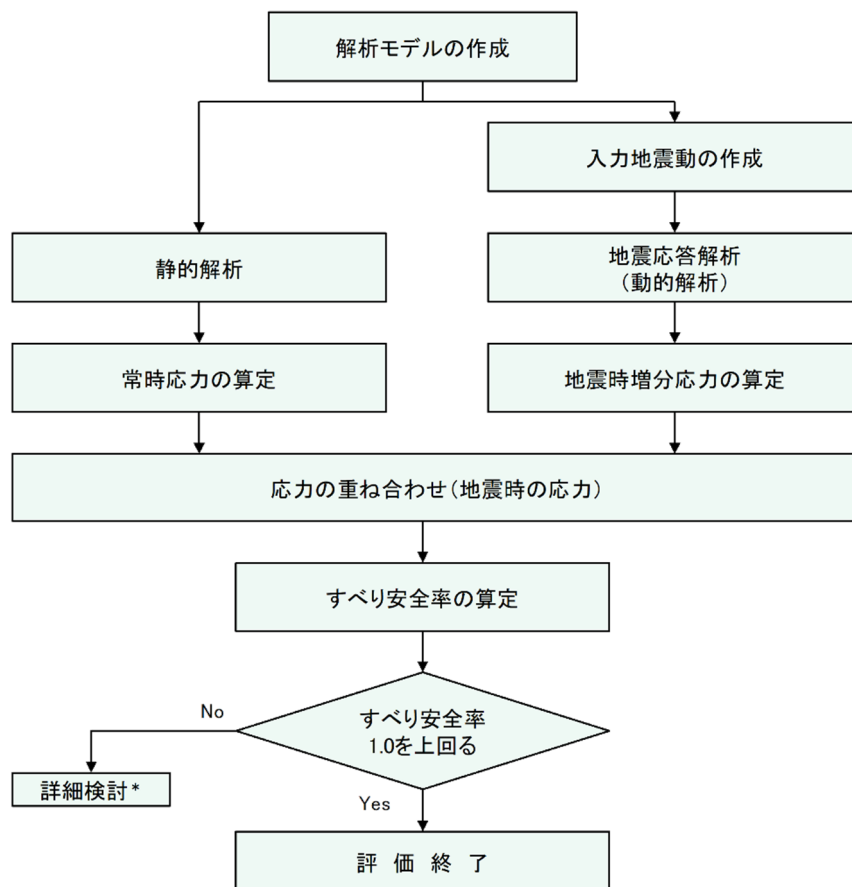


図 2.7.4-2 3次元浸透流解析結果 (定常解析) の等水位線図*

注記* : 「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」参照。

(7) 評価内容

斜面安定性評価フローを図 2.7.4-3 に示す。



注記*: 検討内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

図 2.7.4-3 斜面安定性評価フロー

(8) 入力地震動の策定

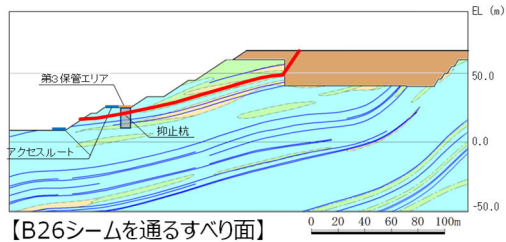
入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様とする。

(9) 評価結果

すべり安定性評価結果を図 2.7.4-4 及び図 2.7.4-6 に示す。最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており，安定性を有することを確認した。

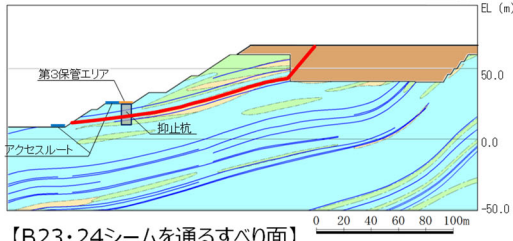
結果が最小となったケースに対して，地盤物性のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差（ σ ））を考慮した場合でも，最小すべり安全率が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており，安定性を有することを確認した。

また，上記のうちすべり安全率が厳しくなったケースに対して，埋戻部前面での肌分かれを想定したケースとして，すべり安全率算定時に埋戻土のすべり面を考慮しない評価を実施した。結果を図 2.7.4-5 及び図 2.7.4-7 に示す。その結果，評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており，安定性を有することを確認した。



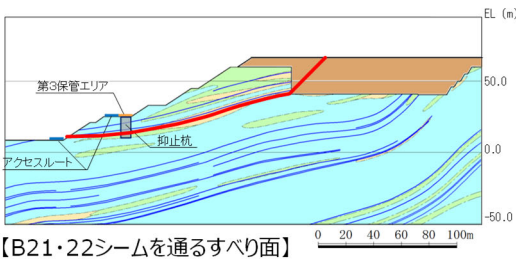
【B26シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.99	1.71
S _s -N ₁	2.36	2.03
S _s -N ₂	2.45	2.11



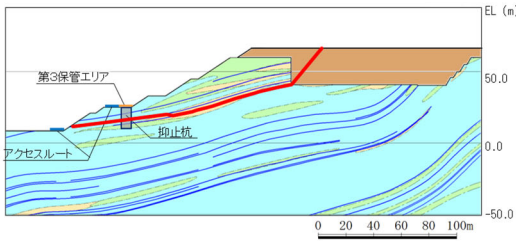
【B23・24シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強 度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S _s -N ₁	1.79	1.57
S _s -N ₂	1.92	1.69



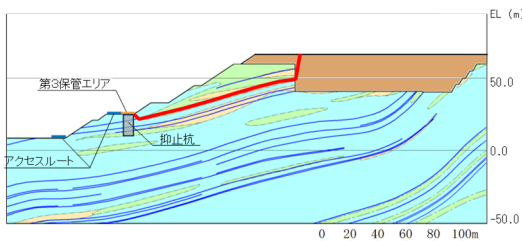
【B21・22シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.96	1.80
S _s -N ₁	2.17	1.99
S _s -N ₂	2.38	2.18



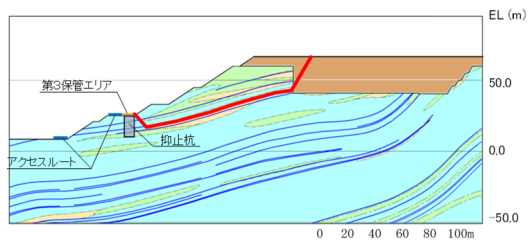
【B21・22シーム,法尻近傍のC₁級岩盤及び
B23・24シームを通して法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強 度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.76	1.56
S _s -N ₂	1.88	1.67



【B26シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強 度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.48 (1.26)	1.48 (1.26)
S _s -N ₁	1.71	1.71
S _s -N ₂	1.86	1.86



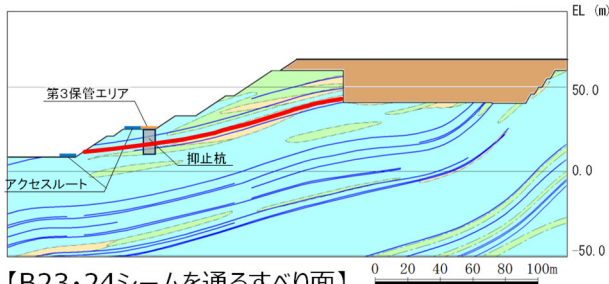
【B23・24シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.60	1.60
S _s -N ₁	1.81	1.81
S _s -N ₂	1.97	1.97

【凡例】

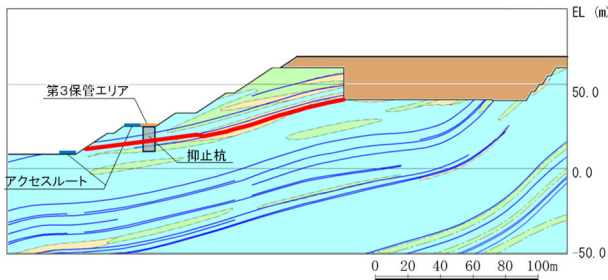
- : C₊級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₁級岩盤
- : 埋戻土, 盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-4 ①-①' 断面の評価結果



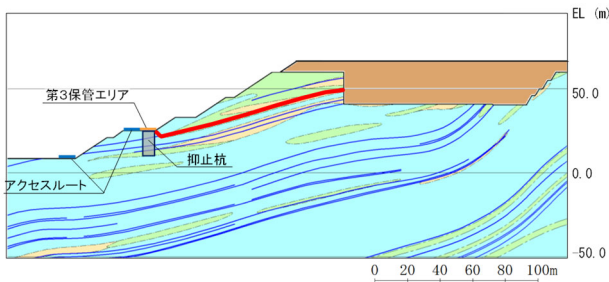
【B23・24シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.39 (1.23)
S _s -N ₁	1.65
S _s -N ₂	1.71



【B21・22シーム,法尻近傍のC_L級岩盤及び
B23・24シームを通過して法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.62
S _s -N ₂	1.67



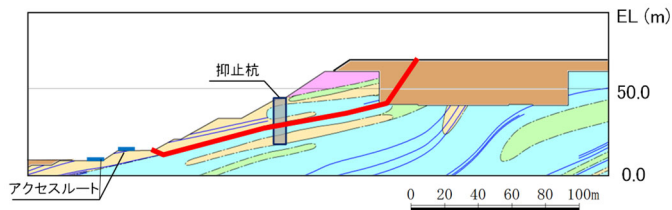
【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.32 (1.10)
S _s -N ₁	1.54
S _s -N ₂	1.62

【凡例】

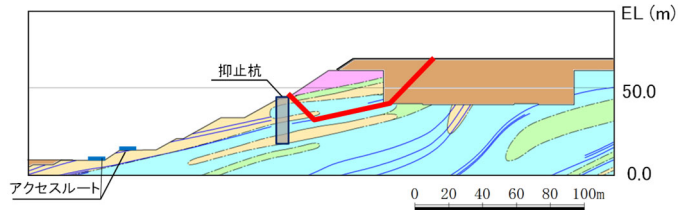
: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 級 岩盤
: 埋戻土, 盛土	: 抑止杭	: シーム
		: すべり面

図 2.7.4-5 ①-①' 断面の評価結果 (埋戻部前面での肌分かれを想定したケース)



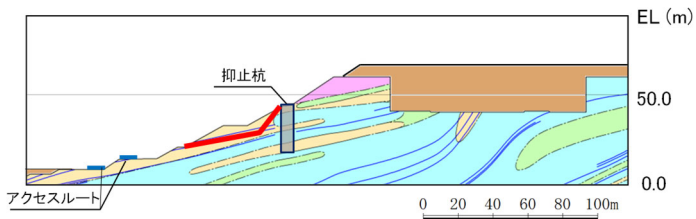
【B21・22シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N ₁	2.10
S _s -N ₂	2.08



【B21・22シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12



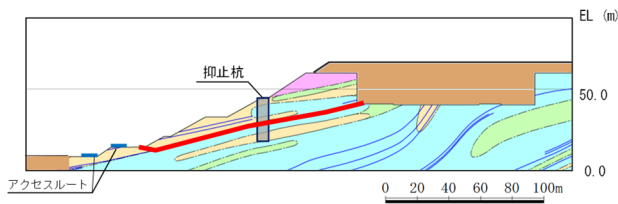
【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.28
S _s -N ₁	2.64
S _s -N ₂	3.02

【凡例】

: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 級 岩盤
: D級 岩盤	: 抑止杭	
: シーム	: 最小すべり安全率のすべり面	

図 2.7.4-6 ②-②' 断面の評価結果



【B21・22シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度の すべり安全率)
S _s -D	1.47(1.31)
S _s -N ₁	1.95
S _s -N ₂	1.84

【凡例】

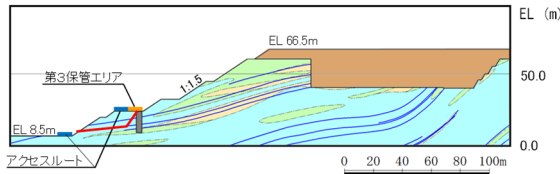
 : C _H 級 岩盤	 : C _M 級 岩盤	 : C _L 級 岩盤	 : D級 岩盤
 : 埋戻土, 盛土	 : 抑止杭	 : シーム	 : すべり面

図 2.7.4-7 ②-②' 断面の評価結果 (埋戻部前面での肌分かれを想定したケース)

(10) 杭の断面配置の妥当性確認結果

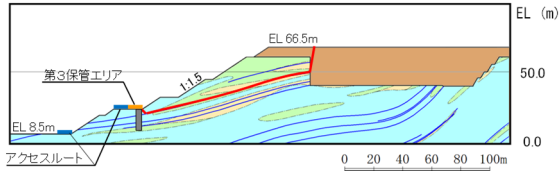
【杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討】

①-①' 断面及び②-②' 断面において、抑止杭をモデル化し、杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりを設定して動的解析を実施した結果、図 2.7.4-8 のとおり、すべり安全率 1.0 に対し余裕を有していることを確認した。



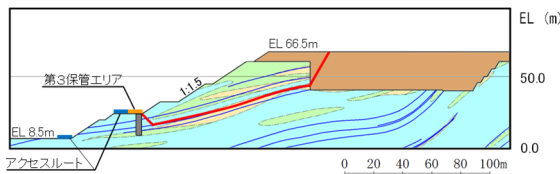
【B23・24シームを通る杭より下流の移動層のすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.96
S _s -N ₁	4.48
S _s -N ₂	3.50



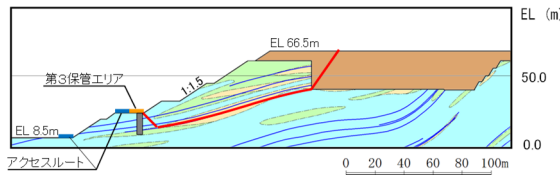
【B26シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.48
S _s -N ₁	1.71
S _s -N ₂	1.86



【B23・24シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

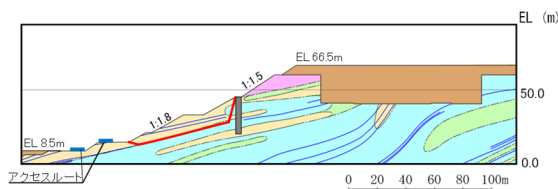
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.60
S _s -N ₁	1.81
S _s -N ₂	1.97



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

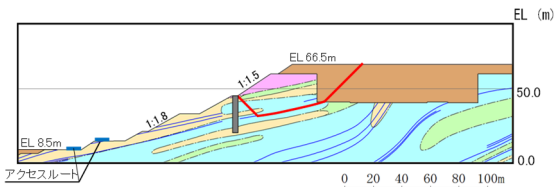
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.73
S _s -N ₁	1.79
S _s -N ₂	1.97

①-①'断面



【B21・22シームを通る杭より下流の移動層すべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.39
S _s -N ₁	2.58
S _s -N ₂	3.03



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12

②-②'断面

【凡例】

- : C_H級 岩盤
- : C_M級 岩盤
- : C_L級 岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : 抑止杭
- : D級 岩盤
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-8 杭の断面配置の妥当性確認結果
(杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討)

【杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべりの検討】

①-①' 断面及び②-②' 断面において、杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべり安定性評価を実施した。

「2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性」に記載のとおり杭間の岩盤の中抜け現象が起こらないことを踏まえ、図 2.7.4-9 のとおり杭間の岩盤のせん断抵抗力のみを考慮した動的解析の結果、図 2.7.4-10 のとおり、すべり安全率 1.0 に対し余裕を有していることを確認した。

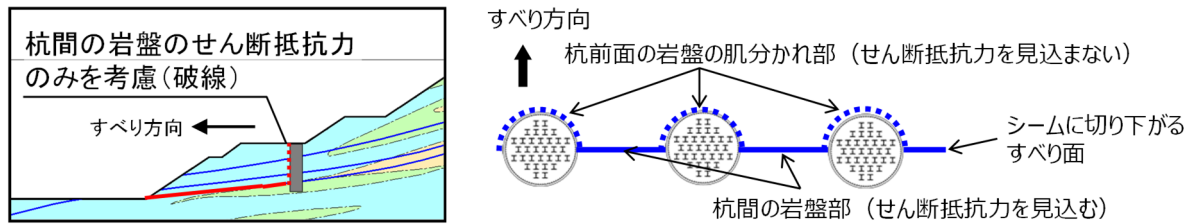
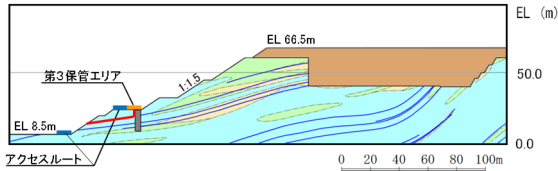
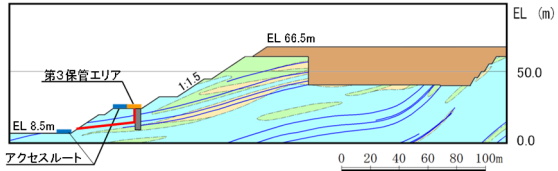


図 2.7.4-9 ①-①' 断面の杭間隔等 (イメージ図)



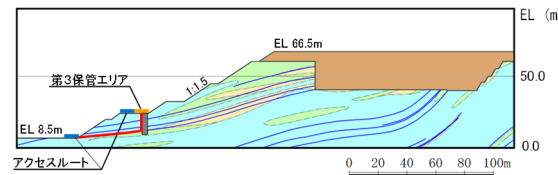
【B26シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	3.37
S _s -N ₁	3.71
S _s -N ₂	3.77



【B23+24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

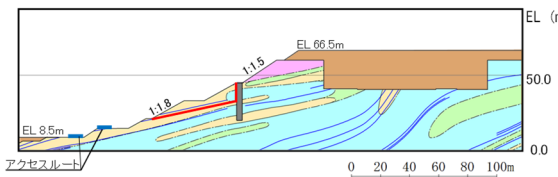
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	3.10
S _s -N ₁	3.12
S _s -N ₂	3.53



【B21シームを通過して法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

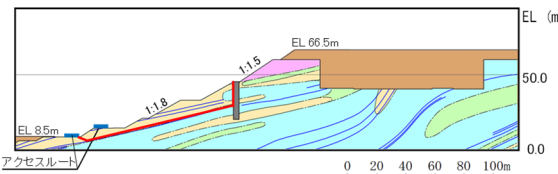
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	7.09
S _s -N ₁	8.58
S _s -N ₂	7.97

①-①' 断面



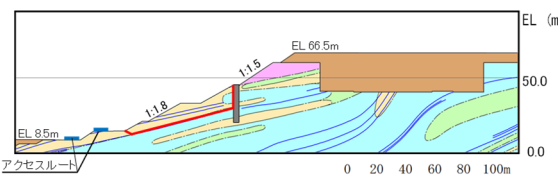
【B23・24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.64
S _s -N ₁	3.18
S _s -N ₂	3.84



【B21・22シームを通り法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.32
S _s -N ₁	2.78
S _s -N ₂	3.06



【B21・22シームを通り法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.44
S _s -N ₁	2.86
S _s -N ₂	3.21

②-②' 断面

【凡例】

図 2.7.4-10 杭の断面配置の妥当性確認結果

(杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべりの検討)

(11) 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-11 及び図 2.7.4-12 に示す。

①-①' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤には、せん断強度に達した要素及び引張応力が発生した要素が認められず、健全性を確保している。

②-②' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤には、せん断強度に達した要素は認められないが、抑止杭背後には、引張応力が発生した要素が認められる。引張応力が発生した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 1.93 であることから、周辺岩盤の破壊による抑止杭の引き抜きは発生しないと考えられるが、より詳細な検討を行うため、引張応力の発生要因の検討を行うとともに、岩盤の引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査を行う。

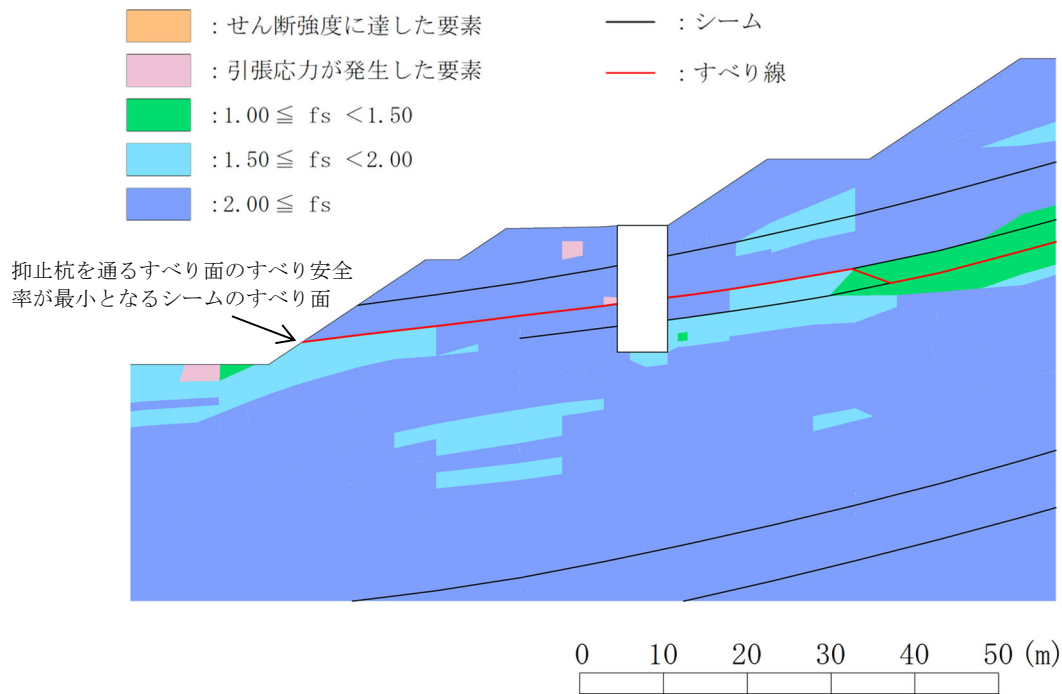


図 2.7.4-11 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (①-①' 断面)

($S_S-D \cdot 8.96$ 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

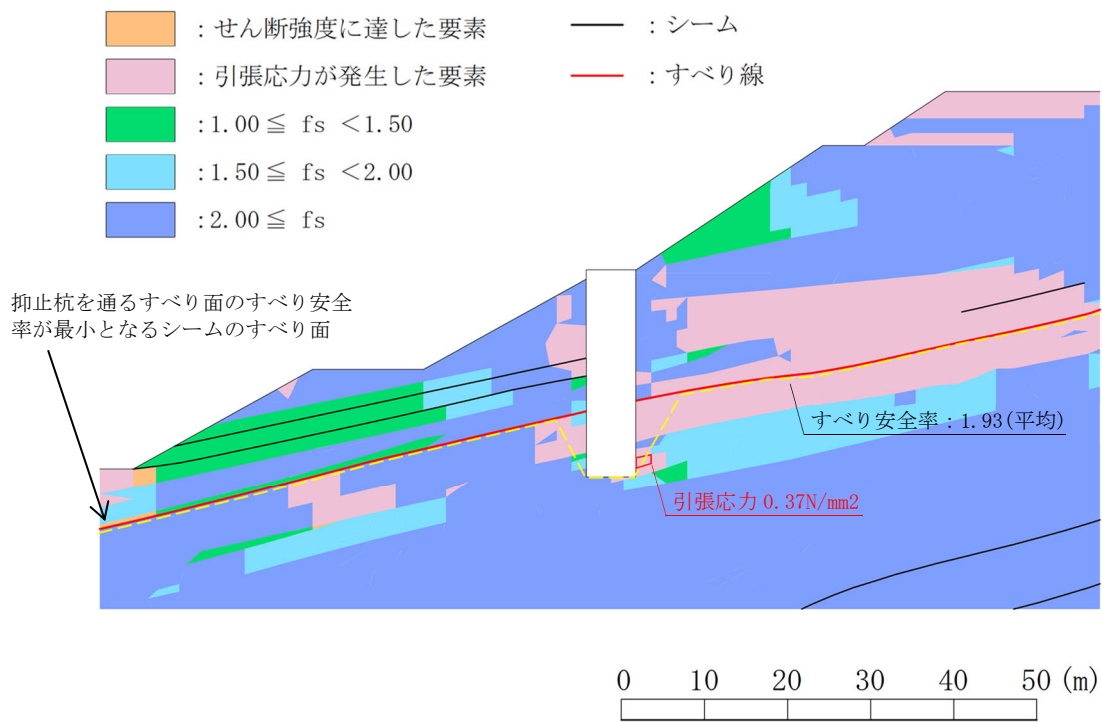


図 2.7.4-12 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)
 (Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

a. 区間Ⅱの引張応力発生要因の分析

(a) 常時応力の分析

②-②'断面及び①-①'断面における抑止杭周辺の地盤の常時応力解析における主応力分布図を図2.7.4-13に示す。②-②'断面と①-①'断面の常時応力解析結果を比較した結果、明瞭な違いは認められないことから、②-②'断面に引張応力が発生している要因は地震動の影響によるものと考えられる。

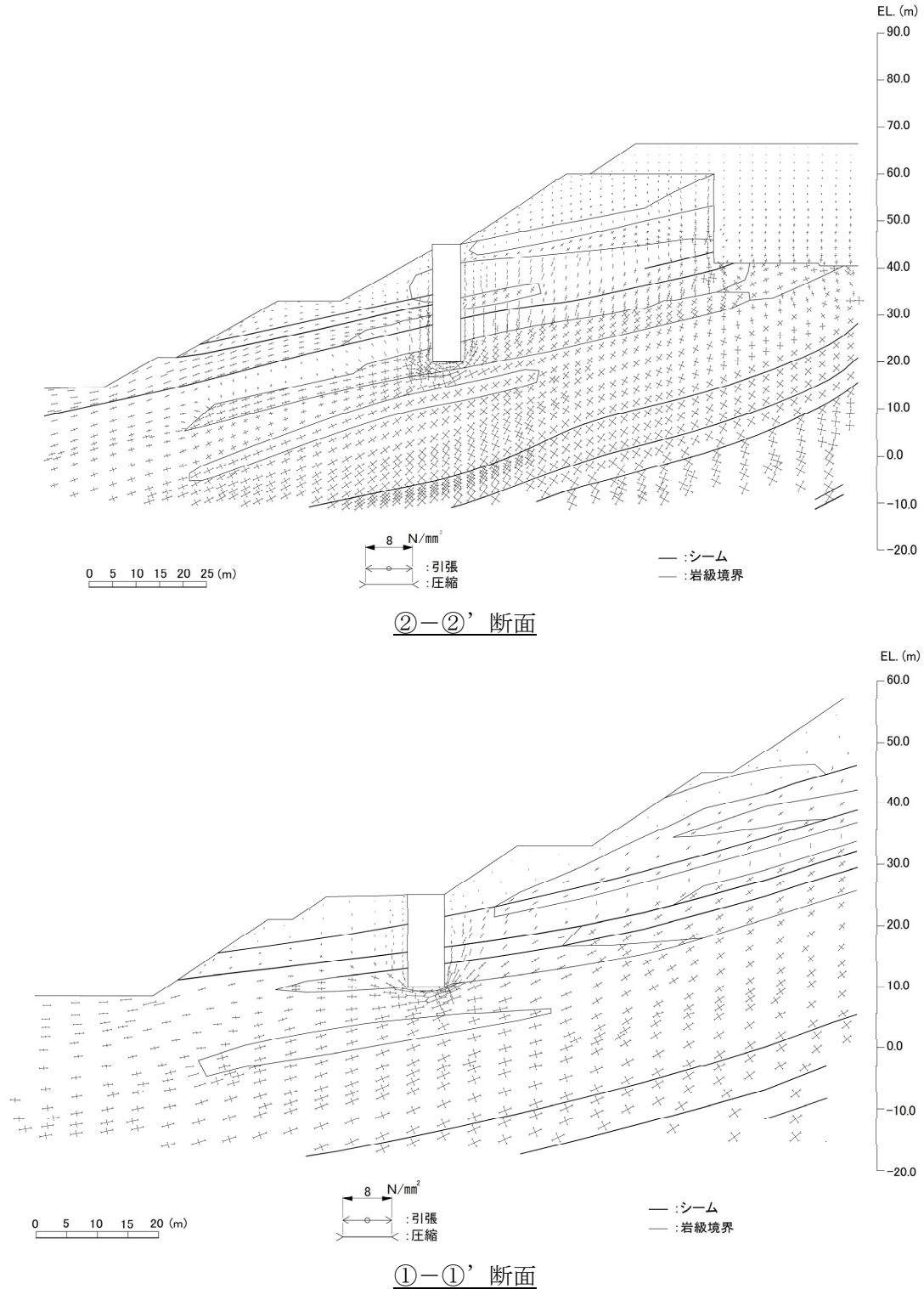


図 2.7.4-13 常時応力解析の主応力分布図

(b) 地震時応力の分析 (②-②' 断面と①-①' 断面との比較)

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせた地震時応力における、②-②' 断面の杭設置前と杭設置後の主応力図を図 2.7.4-14 に、変形図を図 2.7.4-15 に示す。

②-②' 断面の主応力図からは、以下の現象が確認できる。

- 1) 杭設置後には杭周辺に分布している引張応力が、杭設置前では認められない。
- 2) 引張応力の方向は、左上の方向 (水平から反時計回りに約 160°) である。

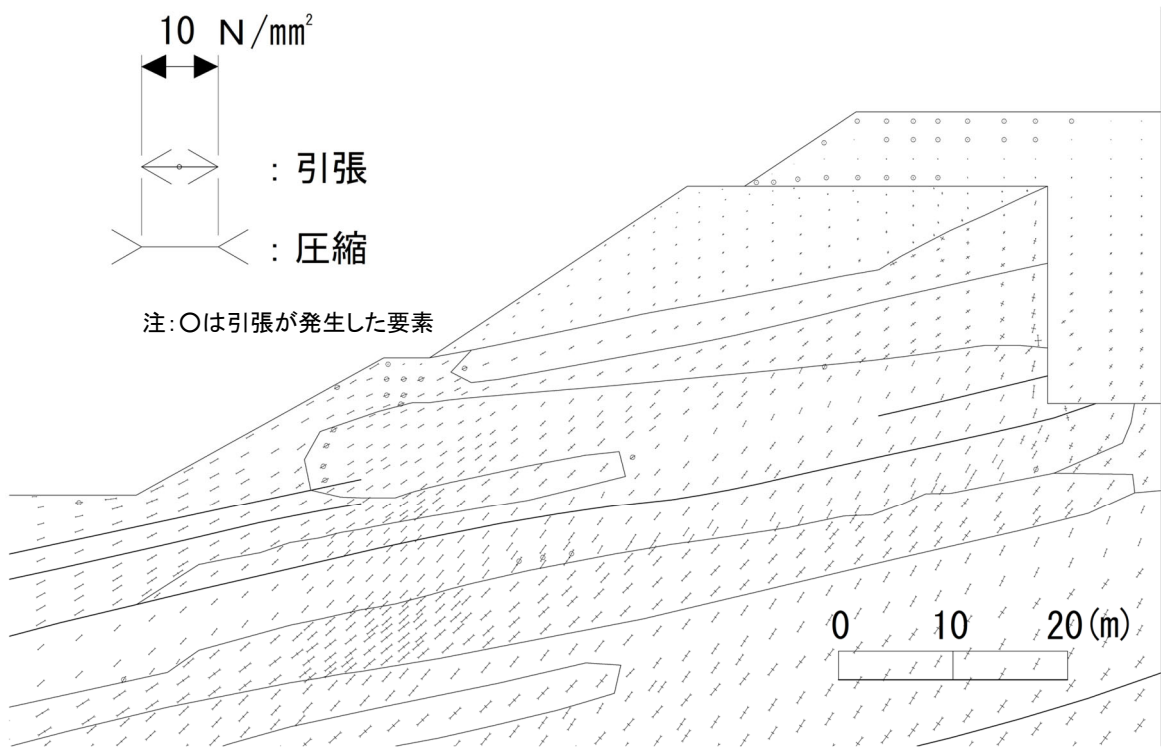
②-②' 断面の変形図からは、以下の現象が確認できる。

- 3) ②-②' 断面の杭背後の地盤は、抑止杭有・無し of いずれも左上方向に変形しているが、抑止杭無しに比べ、抑止杭有では水平変位が抑制されており、上方向には変形が大きい。
- 4) ②-②' 断面の杭周辺の深部に分布する第③速度層 ($G_d=6.86 \times 10^3 \sim 7.12 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) に比べ、浅部の第②速度層 ($G_d=1.86 \times 10^3 \sim 2.07 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) は大きく変形している。

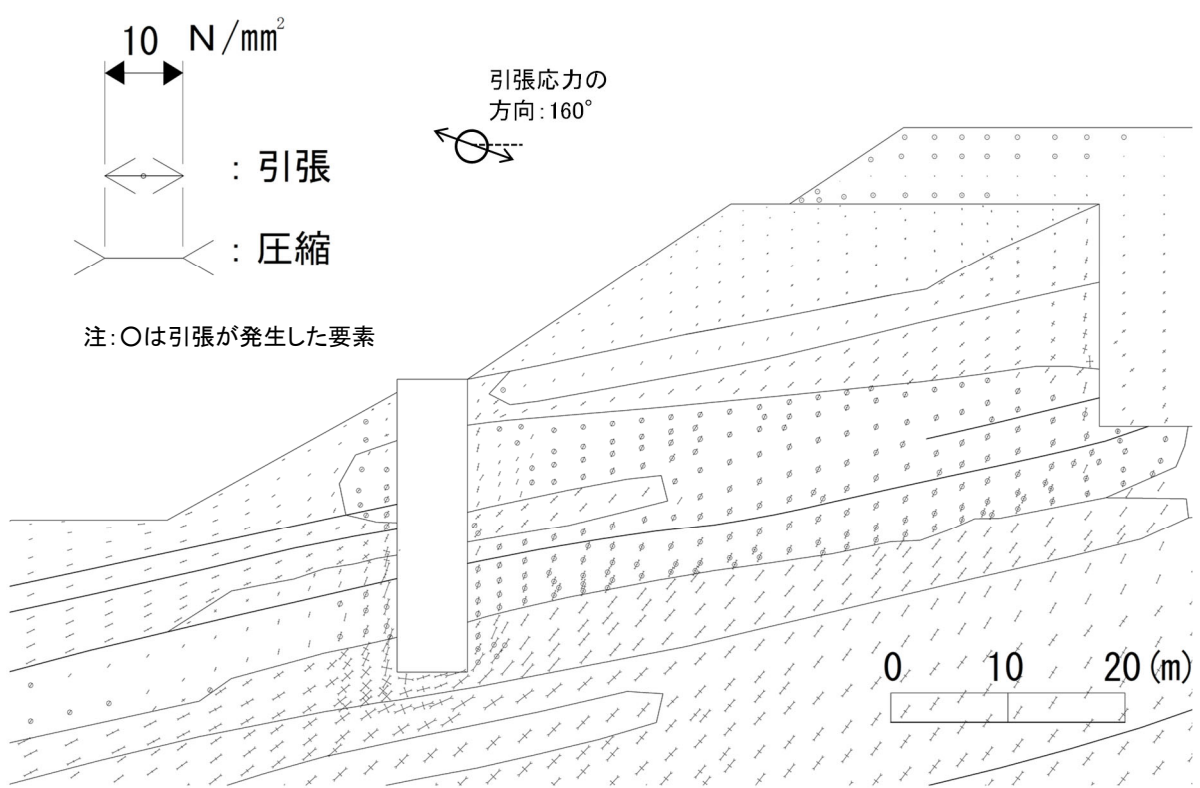
なお、抑止杭の剛性は、②-②' 断面： $G_d=5.66 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ である。

以上のことから、以下のとおり考察した。

- ・ 1) より、②-②' 断面における引張応力発生 of 主要因は、抑止杭によるものと考えられる。
- ・ 2)～4) より、卓越する水平方向 of 慣性力 of 作用により、抑止杭背後 of 岩盤は水平方向に変形しようとするが、抑止杭との剛性差が大きいために抑止杭に水平方向の変形を抑制されることにより、上方向に変形が助長され、引張応力が発生したものと考えられる。
- ・ なお、①-①' 断面に引張応力が発生していない主要因は、以下のとおりと考えられる。
 - ・ 第②速度層が分布しておらず、②-②' 断面に比べて左上方向への変形量が小さい。
 - ・ 抑止杭との剛性差が②-②' 断面に比べて小さく、上方向に変形が助長されていない。

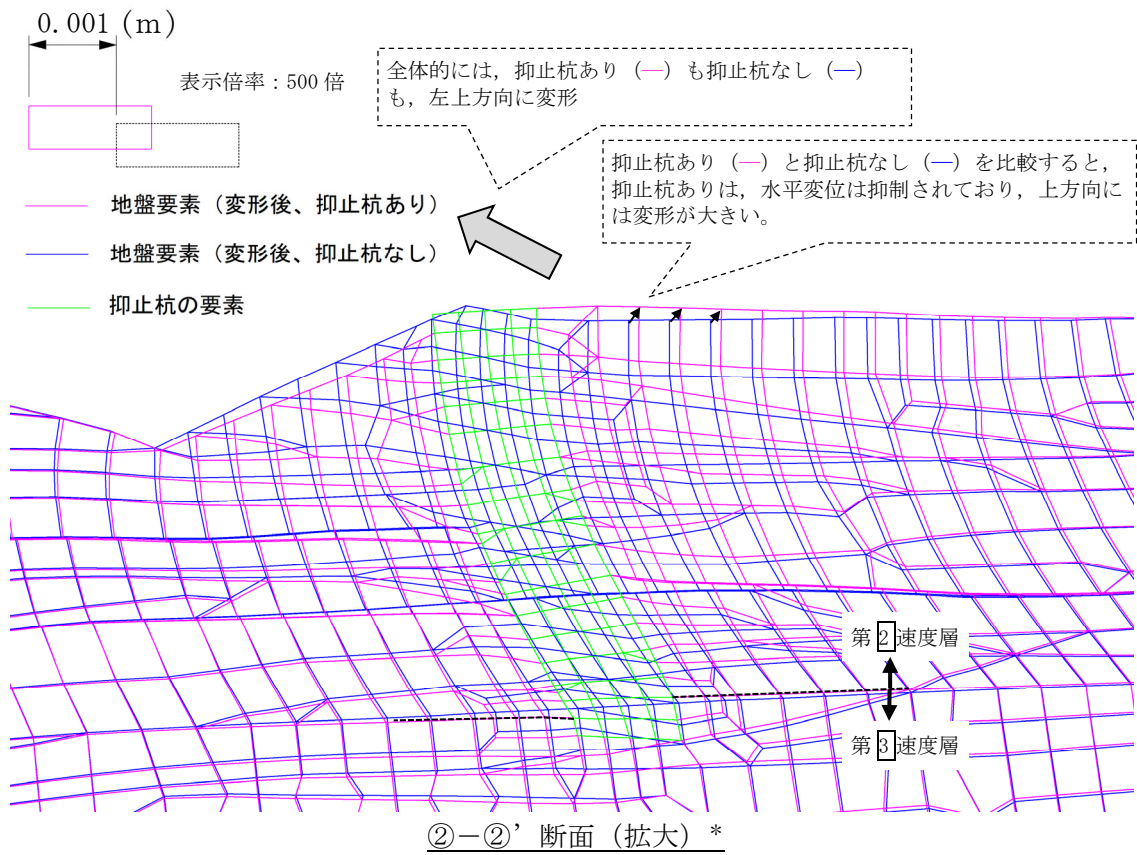


抑止杭なし

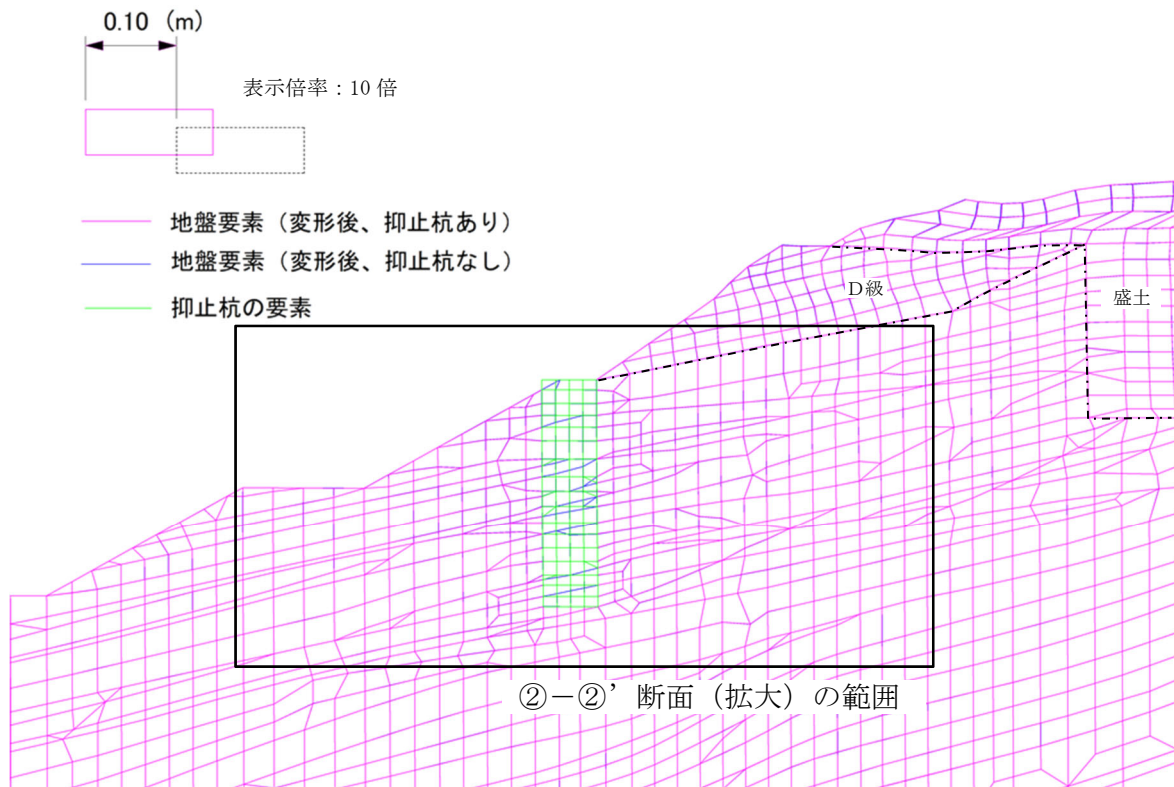


抑止杭あり

図 2.7.4-14 ②-②' 断面の主応力図



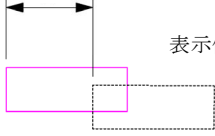
注記*：抑止杭及び引張応力が発生した岩盤について、変形の傾向を確認する目的の図であることから、変形量を500倍の表示倍率としている。
相対的に変形量の大きい(水平変位量が3cm程度)D級岩盤、盛土は、本図の目的を踏まえて、非表示としている。



(参考) ②-②' 断面（全体）

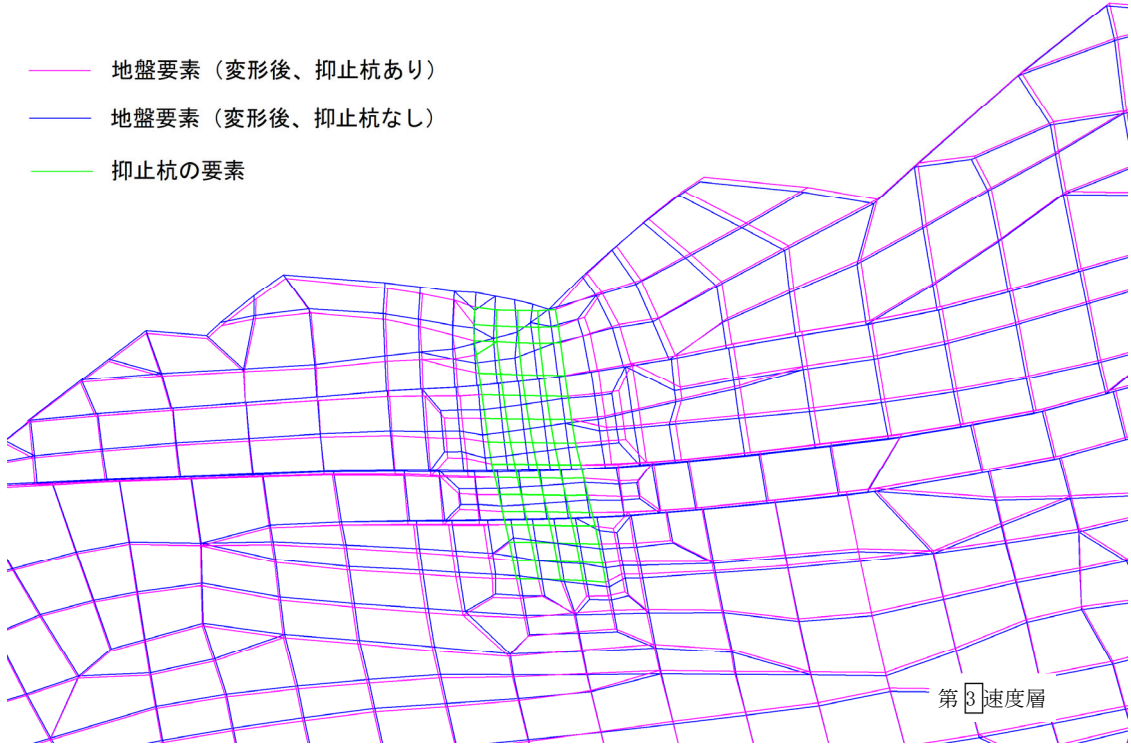
図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (1)

0.001 (m)



表示倍率 : 500 倍

- 地盤要素 (変形後、抑止杭あり)
- 地盤要素 (変形後、抑止杭なし)
- 抑止杭の要素



(参考) ①-①' 断面

図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (2)

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせた地震時応力における、②-②'断面及び①-①'断面の抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図2.7.4-16及び図2.7.4-19に示す。また、岩級区分図を図2.7.4-17及び図2.7.4-20に、岩相区分図を図2.7.4-18及び図2.7.4-21示す。

②-②'断面では、抑止杭周辺にD級、C_L級及びC_H級の岩盤が分布しており、C_H級に引張応力が集中している。このことから、D級・C_L級とC_H級との剛性差（D級：

$G_d=5.09\text{N/mm}^2$ 、C_L級凝灰岩： $G_d=1.86\times 10^3\text{N/mm}^2$ ⇔ C_H級凝灰岩： $G_d=2.03\times 10^3\text{N/mm}^2$ ）により、杭の設置に伴って発生したと考えられる引張応力がC_H級岩盤に集中しているものと考えられる。

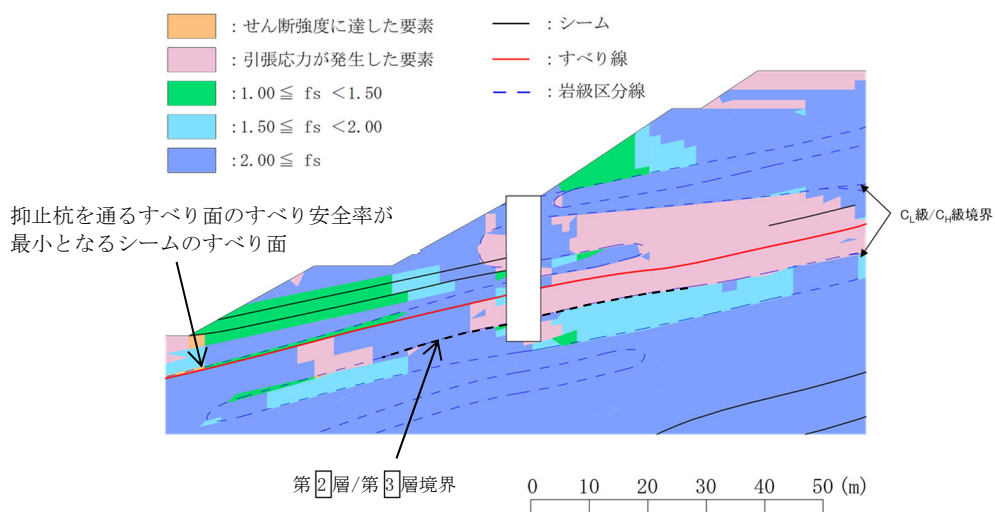


図2.7.4-16 局所安全係数分布図 (②-②'断面)

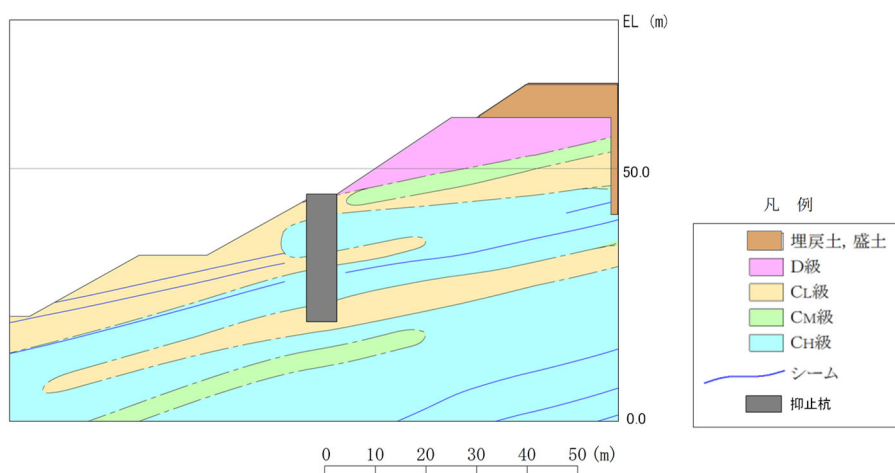


図2.7.4-17 岩級区分図 (②-②'断面)

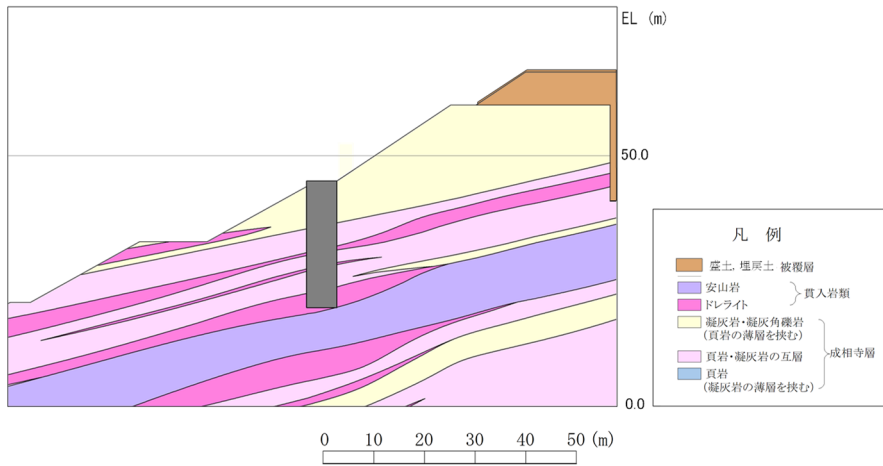


図 2.7.4-18 岩相区分図 (②-②' 断面)

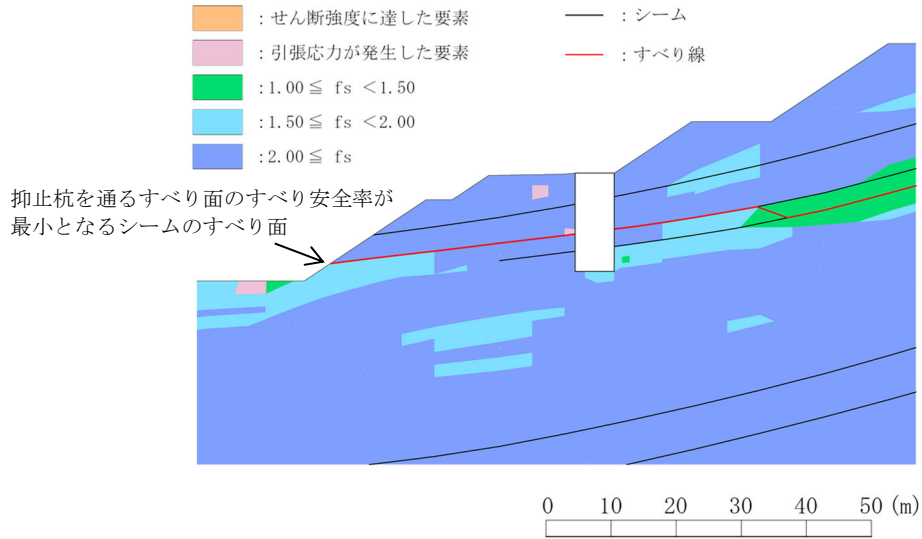


図 2.7.4-19 局所安全係数分布図 (①-①' 断面)

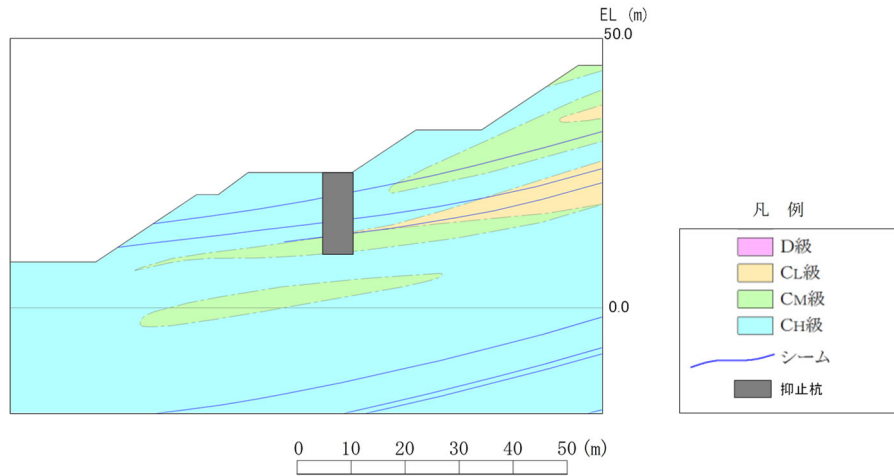


図 2.7.4-20 岩級区分図 (①-①' 断面)

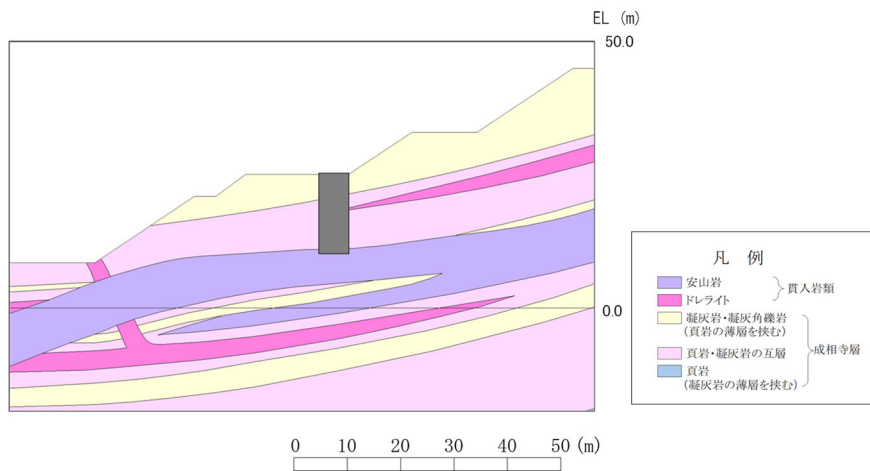


図 2.7.4-21 岩相区分図 (①-①' 断面)

b. 引張強度の設定

岩盤の原位置引張試験を実施し、**区間Ⅰ及び区間Ⅱ**の岩盤の引張強度を設定する。

(a) 原位置引張試験

地盤工学会基準「JGS3551:2020 岩盤の原位置一軸引張り試験方法」と同じ方法により、原位置引張試験を実施した。

平面位置図を図 2.7.4-22 に、試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置を図 2.7.4-23、図 2.7.4-24 に、試験装置の概要を図 2.7.4-25 に、試験位置周辺の地質断面図を図 2.7.4-26 に示す。

試験位置**周辺**には、黒色頁岩及び凝灰質頁岩が分布し、概ね傾斜 5~15° のほぼ水平な同斜構造を示す。**C_M級及びC_H級の黒色頁岩を対象に原位置引張試験を実施した。なお、以下の理由により、当該試験による引張強度は区間Ⅰ及び区間Ⅱに適用できると考えられる。**

・区間Ⅰ及び区間Ⅱの動的解析の結果、引張応力が発生する範囲は、概ねC_H級の凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であり、試験対象と同等の岩級かつ同一層準である(図 2.7.4-16~21, 26 参照)。

・試験対象の黒色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質(へき開性)を有するため、引張応力が発生した凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層に比べ、引張強度が低いと考えられる。

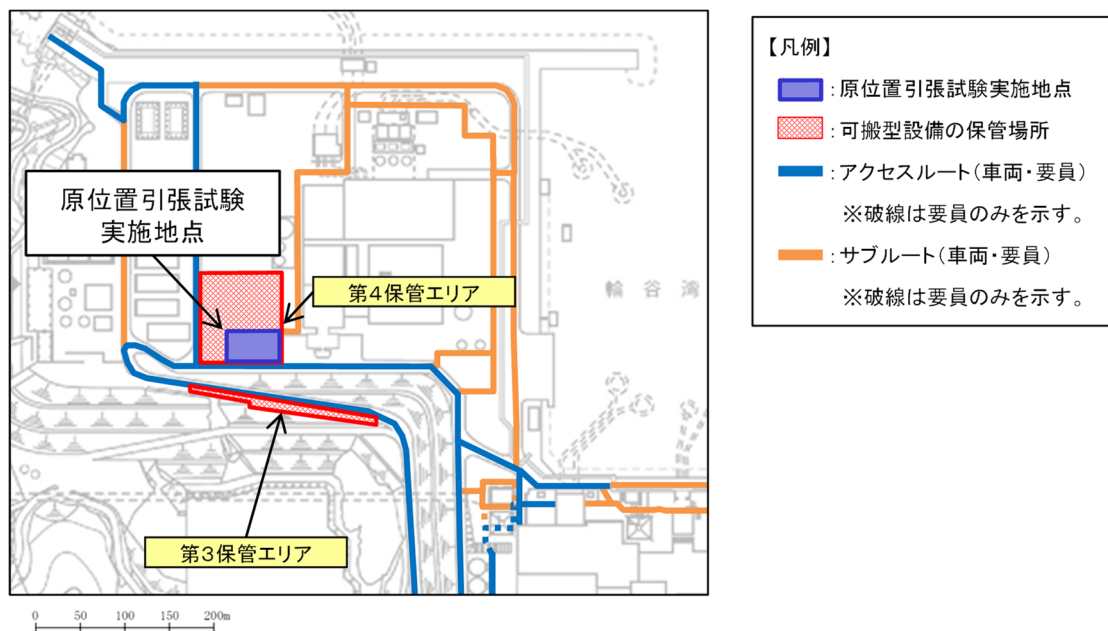


図 2.7.4-22 平面位置図

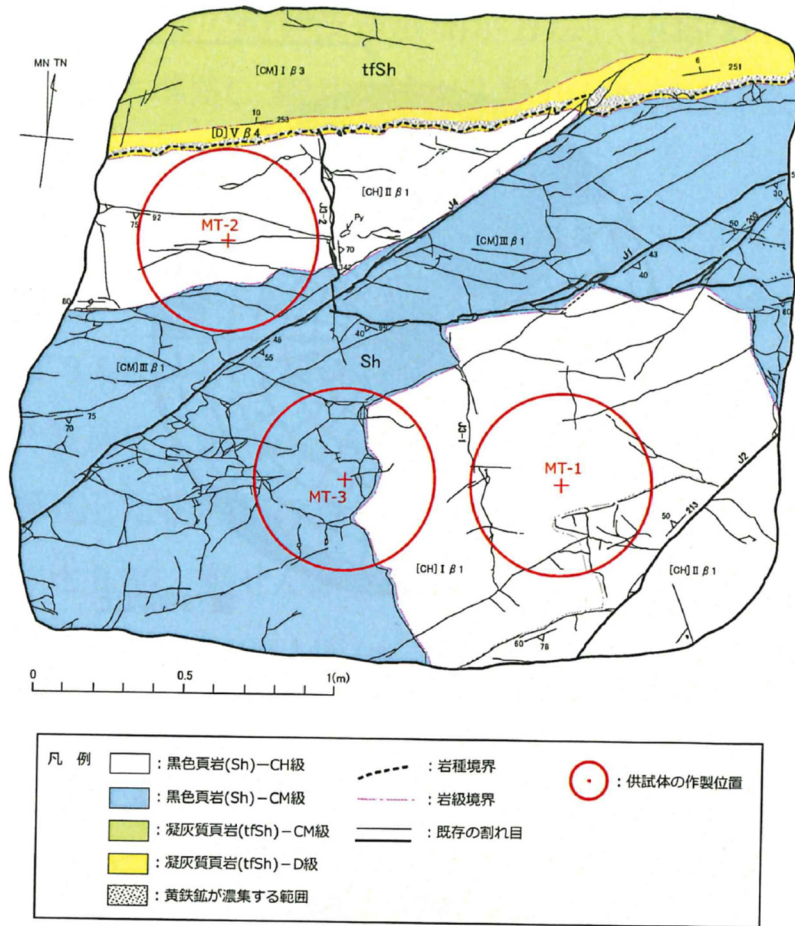


図 2.7.4-23 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（南側）

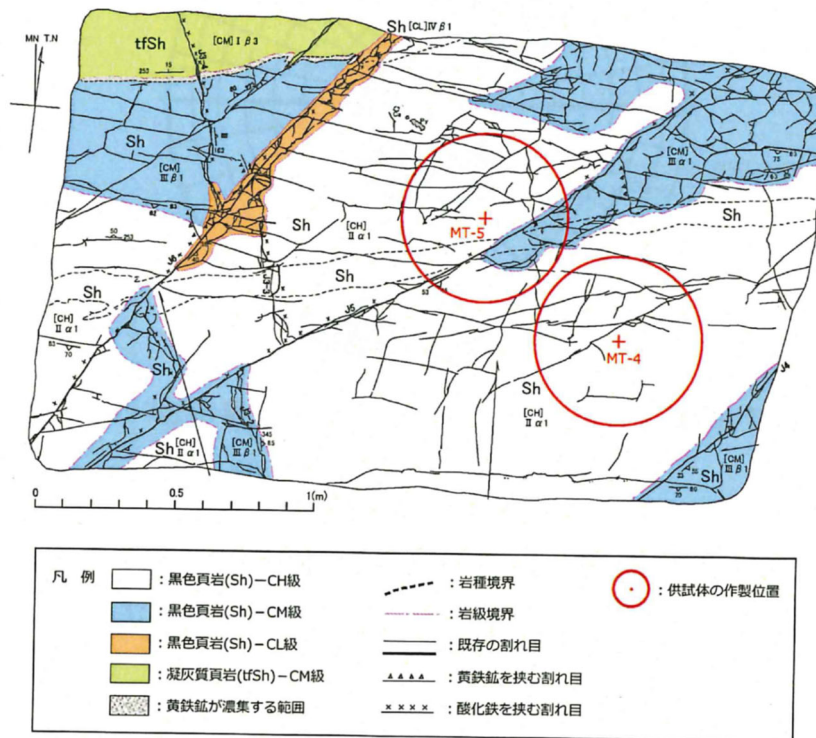


図 2.7.4-24 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（北側）

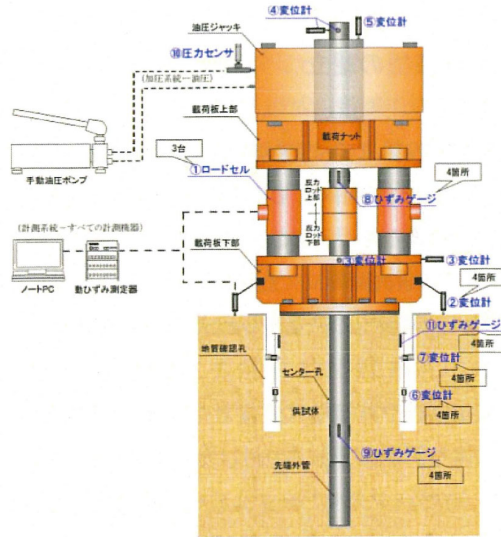


図 2.7.4-25 試験装置の概要

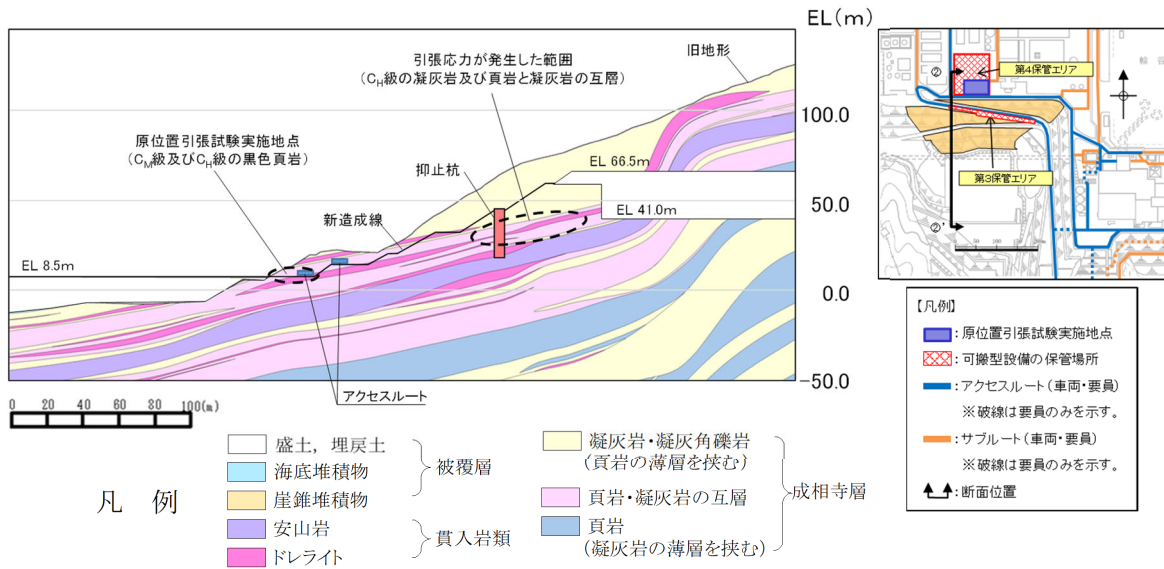


図 2.7.4-26 試験位置周辺の地質断面図

引張試験結果を表 2.7.4-1 に、破断面の概略位置を図 2.7.4-27 に示す。引張強度は平均で 0.13N/mm^2 であり、黒色頁岩内の葉理に平行な割れ目に沿って破断している。

表 2.7.4-1 引張試験結果

供試体名	引張強度 N/mm^2
MT-2	0.08
MT-3	0.14
MT-4	0.15
MT-5	0.15
平均値	0.13

注：MT-1 は、供試体全体に連続する割れ目が分布しており、引張強度の測定不可となったため、未掲載。

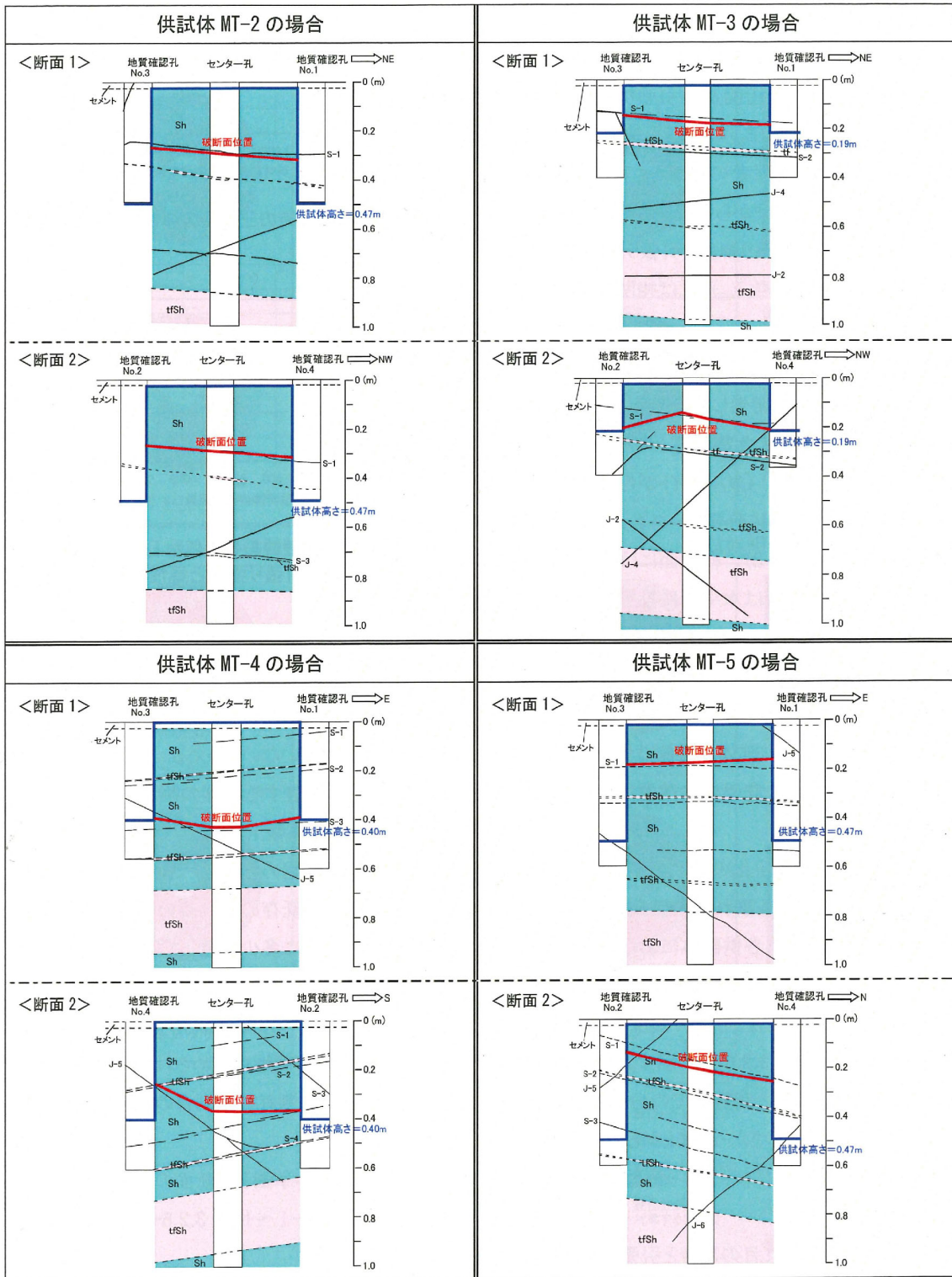


図 2.7.4-27 破断面の概略位置

(b) 岩盤の引張強度の設定

原位置引張試験により得られた C_M 級及び C_H 級の黒色頁岩の引張強度 0.13N/mm^2 を区間 I 及び区間 II の斜面の岩盤の引張強度に設定する。

以下の理由から、原位置引張試験の引張強度 0.13N/mm^2 は適用可能と考えられる。

- 区間 I 及び区間 II の動的解析の結果、引張応力が発生する範囲は、概ね C_H 級の凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層である。（図 2.7.4-16～21 参照）
- 原位置引張試験の対象岩種である黒色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質（へき開性）を有するため、凝灰岩等の他岩種に比べ、引張強度が低いと考えられる。
- 地層の傾斜は $5\sim 15^\circ$ であり、原位置引張試験の引張方向は鉛直方向であることから、引張強度は保守的になると考えられる。
- ②-②' 断面の 2 次元動的 FEM 解析における局所安全係数分布図（図 2.7.4-28 参照）より、引張応力の方向は水平から反時計周りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交している。

c. 引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

原位置引張試験により得られた岩盤の引張強度 0.13N/mm^2 を設定した、②-②' 断面における抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-28 に示す。

②-②' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤において、引張強度に達した要素は局所的かつ散在的である。

また、杭根入れ部周辺の引張強度に達した要素を通るすべりの安全率について、図 2.7.4-29 に示す区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方にに基づき、算定した結果、2.52 であり、十分な裕度があることを確認した。

以上のことから、抑止杭根入れ部周辺岩盤には、局所的かつ散在的ではあるが、引張強度に達した要素があるものの、これらを通るすべりの安全率は十分な裕度を有していることから、杭根入れ部は水平支持力を有していると評価した。

なお、②-②' 断面の2次元動的FEM解析における局所安全係数分布図（図 2.7.4-28 参照）より、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

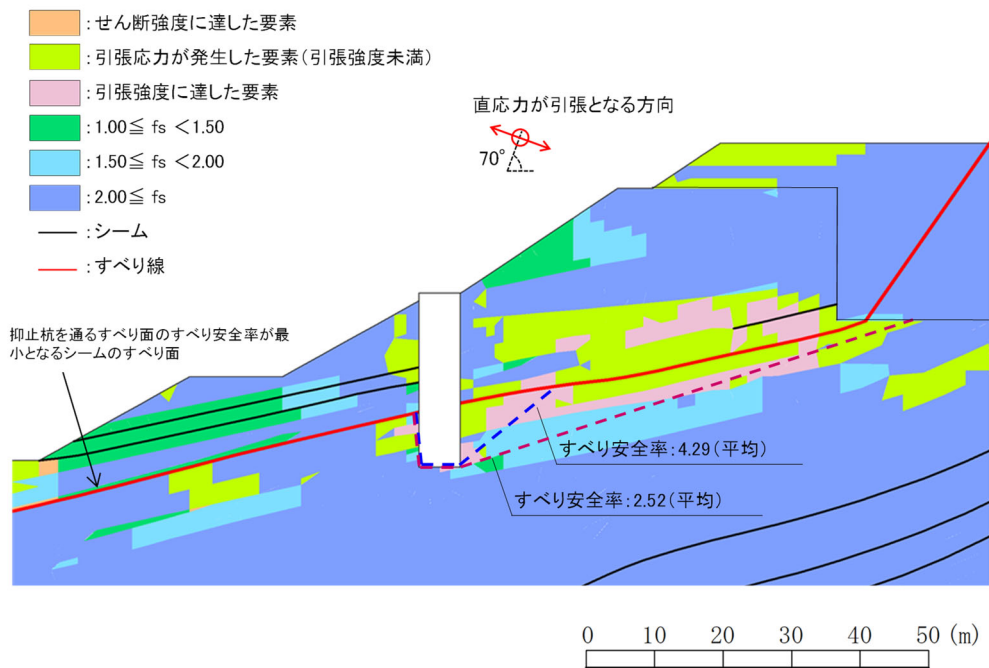


図 2.7.4-28 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)

(Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

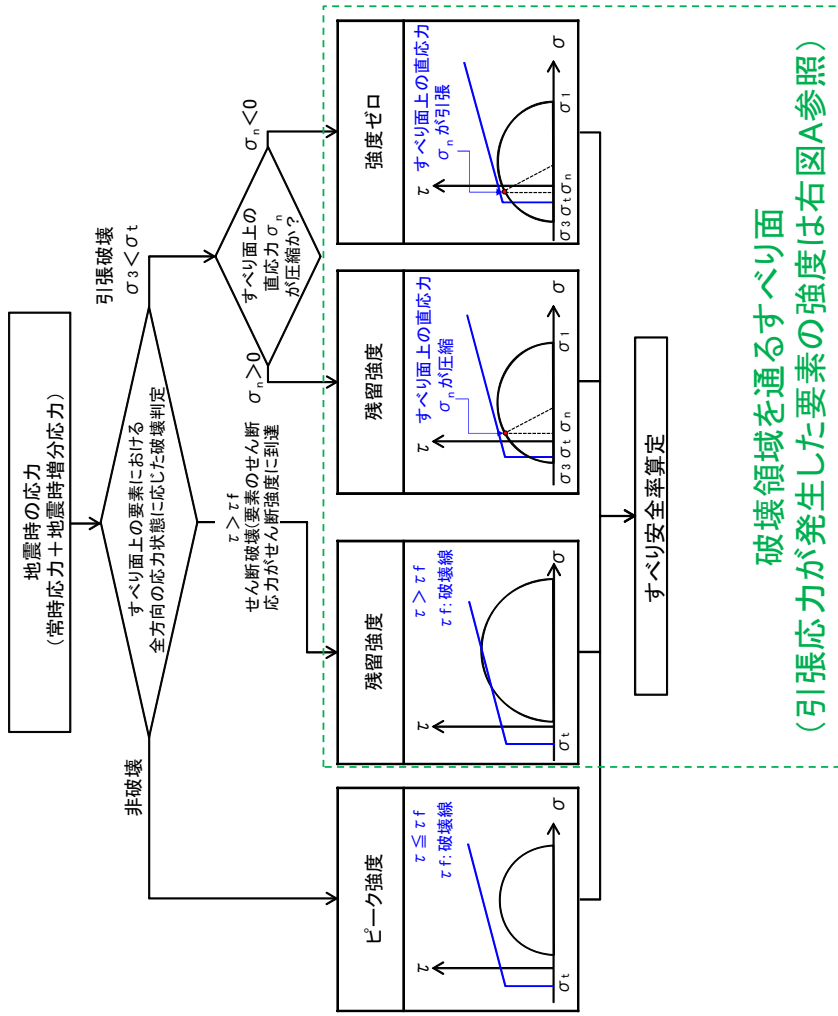
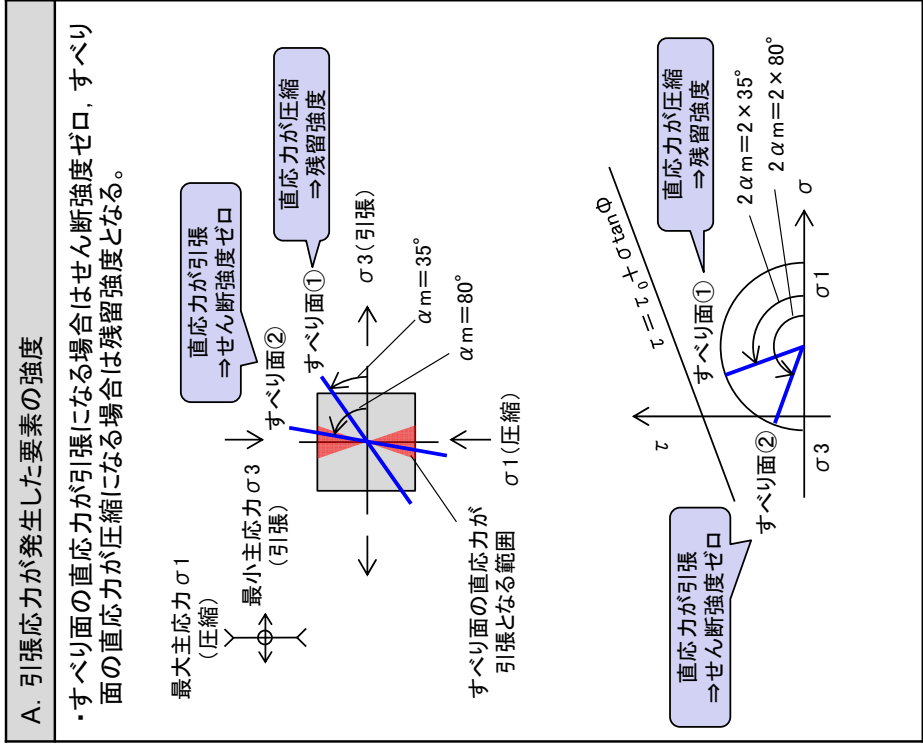


図 2.7.4-29 区間 II における抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方

2.7.5 構造等に関する先行炉との比較

(1) 比較の観点

島根原子力発電所の抑止杭の設計において留意すべき事項を整理するため、島根原子力発電所と先行炉（関西電力(株)高浜発電所）の抑止杭との構造等を比較する。

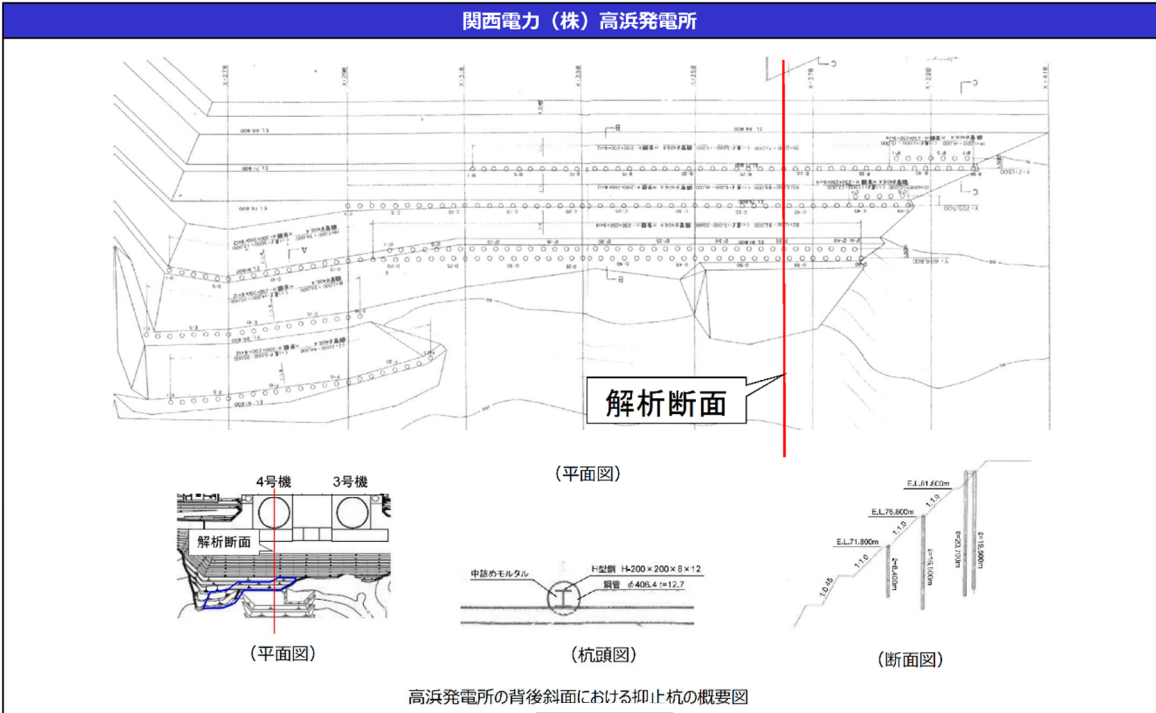
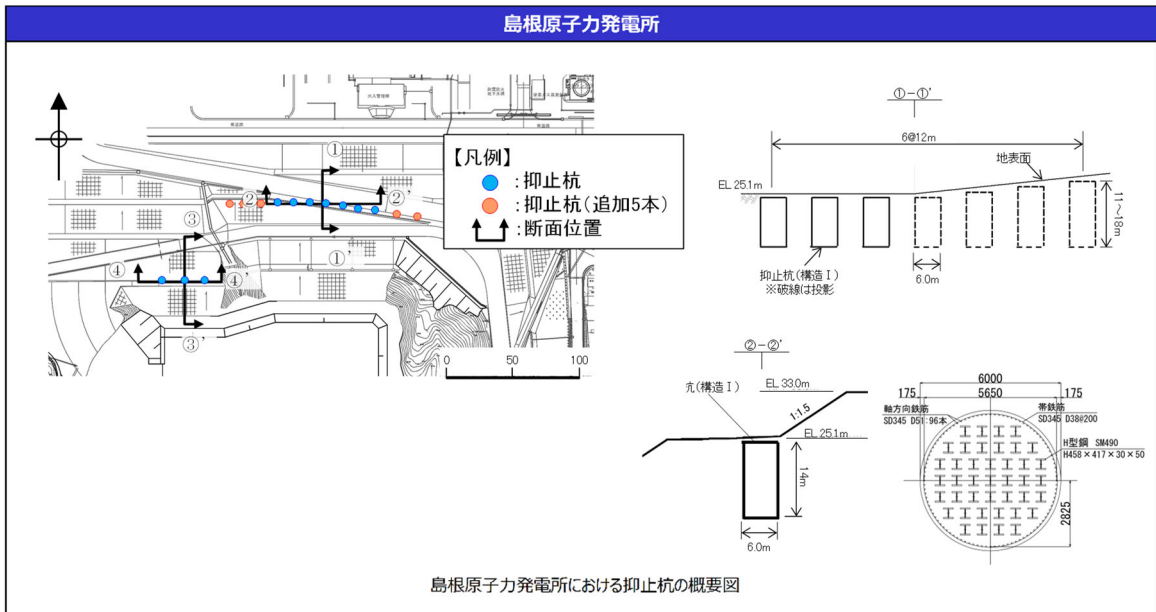
また、先行炉との比較を踏まえ、先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性及び先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項を示す。

(2) 先行炉との比較

島根原子力発電所の抑止杭は、深礎杭にH鋼でせん断補強を行っていることから、類似の先行炉における抑止杭として、関西電力(株)高浜発電所における鋼管杭を選定する。それぞれの構造概要を図2.7.5-1に示す。

島根原子力発電所の抑止杭の構造等に関する特徴及び参照している基準類を示すとともに、高浜発電所の抑止杭との比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を整理した。構造等に関する比較結果を表2.7.5-1に、参照している基準類に関する比較結果を表2.7.5-2に示す。

高浜発電所は鋼管杭であるが、島根原子力発電所と同じH鋼でせん断補強した抑止杭であり、同様の設計方法により設計を行っていることを確認した。



注：先行刊の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-1 構造図の比較

表 2.7.5-1 抑止杭の構造等に関する先行炉との比較

評価項目	島根原子力発電所 抑止杭の構造等	先行炉の構造等*		島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性	先行炉実績との相違点を 踏まえた設計への 反映事項
		関西電力㈱ 高浜発電所 抑止杭	類似点	相違点	先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性		
抑止杭の 構造	・C ₁ ～C ₆ 級岩盤内のシームすべりを抑止するため、岩盤に設置する。	・D級岩盤内のすべりを抑止するため、岩盤内に設置する。	・抑止杭を岩盤に設置。	・岩級の違い。 ・シームすべりと岩盤すべりの違い。	・同様の設置状況である。	・シームすべりによる移動層及び不動層を特定し、文献調査に基づき、所定の深さの根入れを確実にする。	
	・シームすべりに伴うせん断力が大きいこと、対象斜面が堅硬な岩盤内で構成されることから、抑止力の大きな深礎杭を採用する。	・鋼管杭を採用する。	・抑止杭を採用。	・抑止杭の構造の違い。	・抑止杭として、最新斜面・土留め技術総覧(1991年8月、以下「技術総覧」)に基づいて設計する。	・深礎杭の一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
	・堅硬な岩盤内に設置する大口径(φ6m)の深礎杭であり、掘削時における隣接杭周辺の岩盤の緩みを避けるため、杭間隔を2D以上(12～17.5m)とする。	・D級岩盤内に設置する小口径(φ約0.4m)の鋼管杭であり、中抜け現象を抑止するため、杭間隔を2mとし、3段で配置する。一部は、千鳥配置(杭間隔1m)とする。	・各種文献に記載の杭間隔8D以内を満足する。	・抑止杭径の違い ・杭間距離の違い(島根:12～17.5m、高浜:2m・千鳥)	・8D以内を満足することから、技術総覧に基づいて設計を行う。	・大口径の掘削であることから、掘削時の配慮を行う。(2.7.2(5)参照) ・文献調査に基づき、中抜け現象の発生に係る判定基準を設定し、3次元解析により、杭間及び杭周辺の岩盤の評価を行う。	
	・H鋼を複数本挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼を単数挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼でせん断補強。	・H鋼の挿入本数の違い。	・同様のせん断補強を行っているため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。	・H鋼の挿入本数のみの違いであるため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。 ・H鋼を複数本挿入している一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
設計方法	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (コンクリート)短期許容応力度(H鋼)短期許容応力度(帯鉄筋)短期許容応力度	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (鋼管)短期許容応力度(H鋼)短期許容応力度	・抑止杭のせん断抵抗力の設定は許容応力度法に基づく。 ・材料(H鋼)	・材料の違い(コンクリート、帯鉄筋)	・H鋼のせん断抵抗力について、許容応力度法により、同様の基準類(道路橋示方書・同解説(平成14年3月))に基づいて設定する。	・コンクリート及び帯鉄筋のせん断抵抗力について、許容応力度法により、コンクリート標準示方書(構造性能照査編)(2002年)に基づいて設定する。	

注記*: 先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

表 2.7.5-2 抑止杭の参照している基準類に関する先行炉との比較

評価項目	参照している基準類 (【】内は適用範囲、工認ガイド等に記載されている基準類に下線)		先行炉との類似点を踏まえた適用性/ 相違点を踏まえた設計への反映事項
	島根原子力発電所	関西電力(株) 高浜発電所	
設計方法	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	・深礎杭は杭工であるため、適用可能。
抑止杭の せん断抵抗力	H鋼	道路橋示方書 II 鋼橋編(2002年)【許容応力度】	・許容応力度法により設計しており、適用可能。
	コンクリート・鉄筋	コンクリート標準示方書【構造性能照査編】(2002年)【許容応力度】	・工認ガイド等に記載の基準類を参照し、許容応力度法により設計する。
	鋼管	—	—

注: 先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(3) 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工事例）

島根原子力発電所の抑止杭の特徴は「岩盤内に設置された深礎杭」であることから、この特徴に類似する一般産業施設の設計・施行例を調査した。調査結果を表 2.7.5-3 に示す。

また、各事例の概要を(a)～(d)に示す。

一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

表 2.7.5-3 類似する一般産業施設の設計・施行例

特徴	設計・施行例		
	施設・工事名称	施設の概要	概要頁
H鋼をせん断補強材として複数本挿入	北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。 ・せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。 	事例①
	地附山地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・長野県地附山地すべりの安定性を確保するため、径5.1m、長さ33～61mの大口径鉄筋コンクリート杭を10m、15mの間隔で29本施工している。 ・効率的な配筋とするため、主筋に51mmの太鉄筋を用い、せん断補強としてH鋼を複数本挿入している。 	事例②
深礎杭	山際地区すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・大分県山際地区地すべり(幅約45m、奥行き約300m、推定すべり面層厚70m前後の尾根型岩盤すべり)の安定性を確保するため、径5.5m、長さ30～97mの深礎杭を16本施工している。 ・軸方向鉄筋及び帯鉄筋を円周状に4重に配置し、最大曲げモーメント発生位置付近に、D51のせん断補強筋を複数本挿入している。 	事例③
	北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事	<ul style="list-style-type: none"> ・六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33～35mの深礎杭を17本施工している。 ・主筋はD51を2段配筋としている。 	事例④

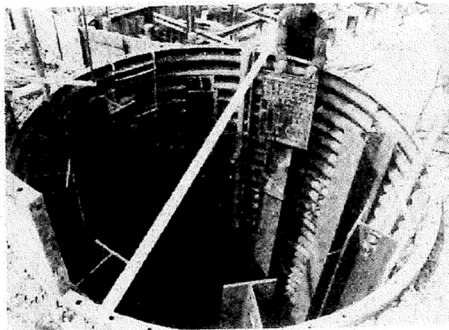
注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(a) 事例① 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事

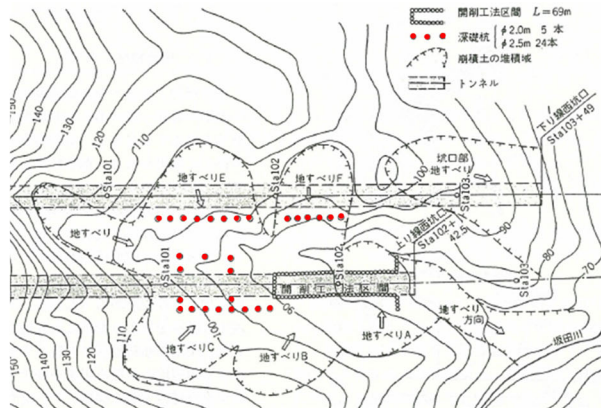
北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-2 に示す。

北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。

せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。



高松眞・内橋初義・宮崎晃：地すべり地帯の坑口施工 北陸自動車道地蔵トンネル、1979年



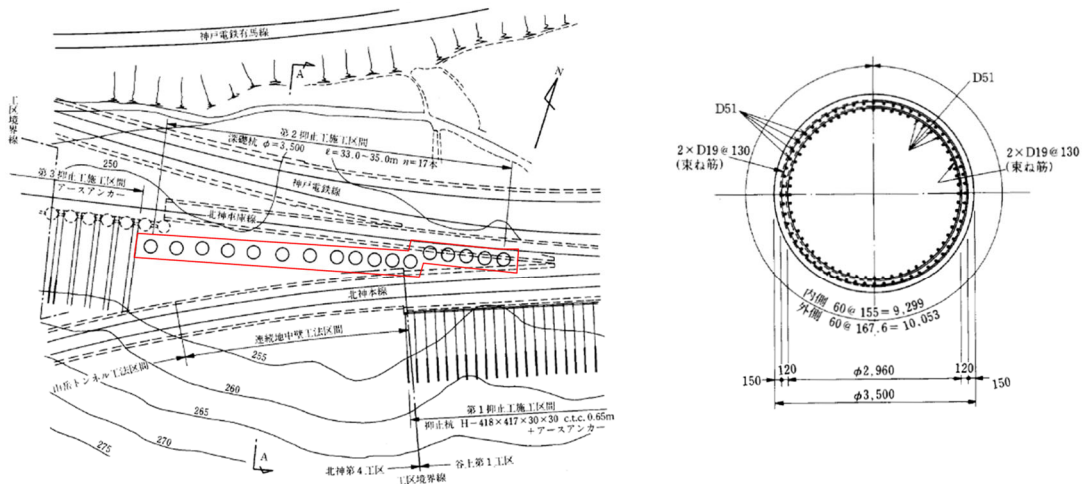
竹林亜夫・上野将司：地すべり地におけるトンネル掘削時の諸問題に関する地質工学的考察、2004年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-2 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例

(d) 事例④ 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事
 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施工事例を図
 2.7.5-5に示す。

六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33~35mの深礎杭
 を17本施工している。主筋はD51を2段配筋としている。



堀紘成・吉田利三・丹内正利・石橋貢；地すべり対策工としての深礎杭の計画と施工，1987年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-5 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施
 工事例

(4) 島根サイトの深礎杭の工事概要

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、図2.7.5-6及び図2.7.5-7のフローで施工している。

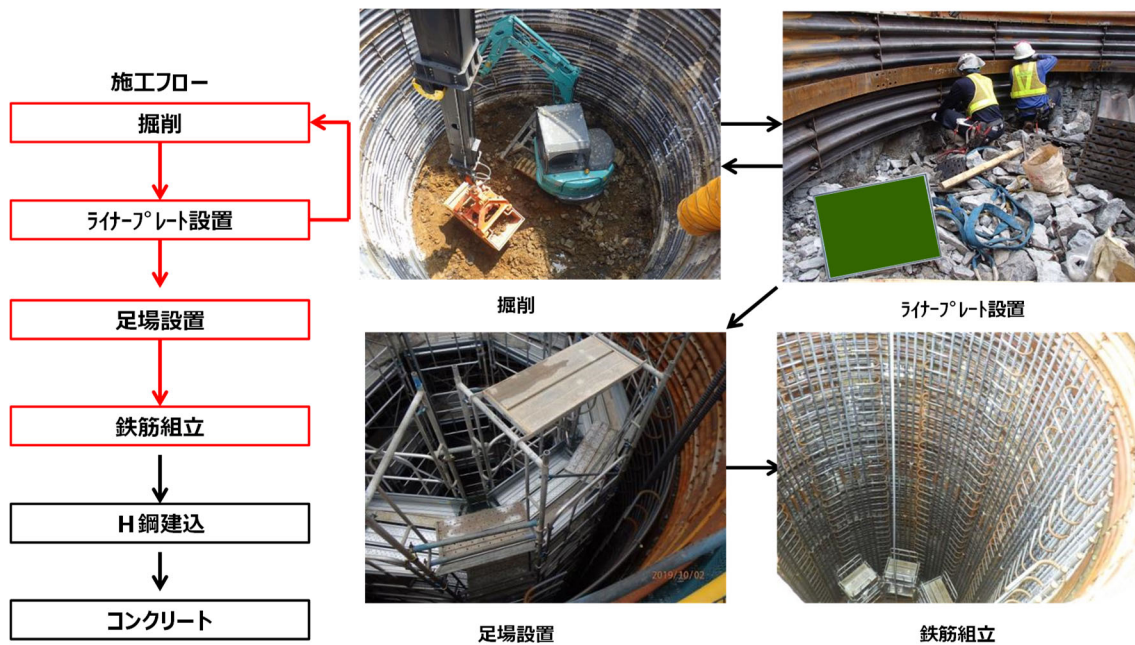


図 2.7.5-6 施工フロー図 (1/2)

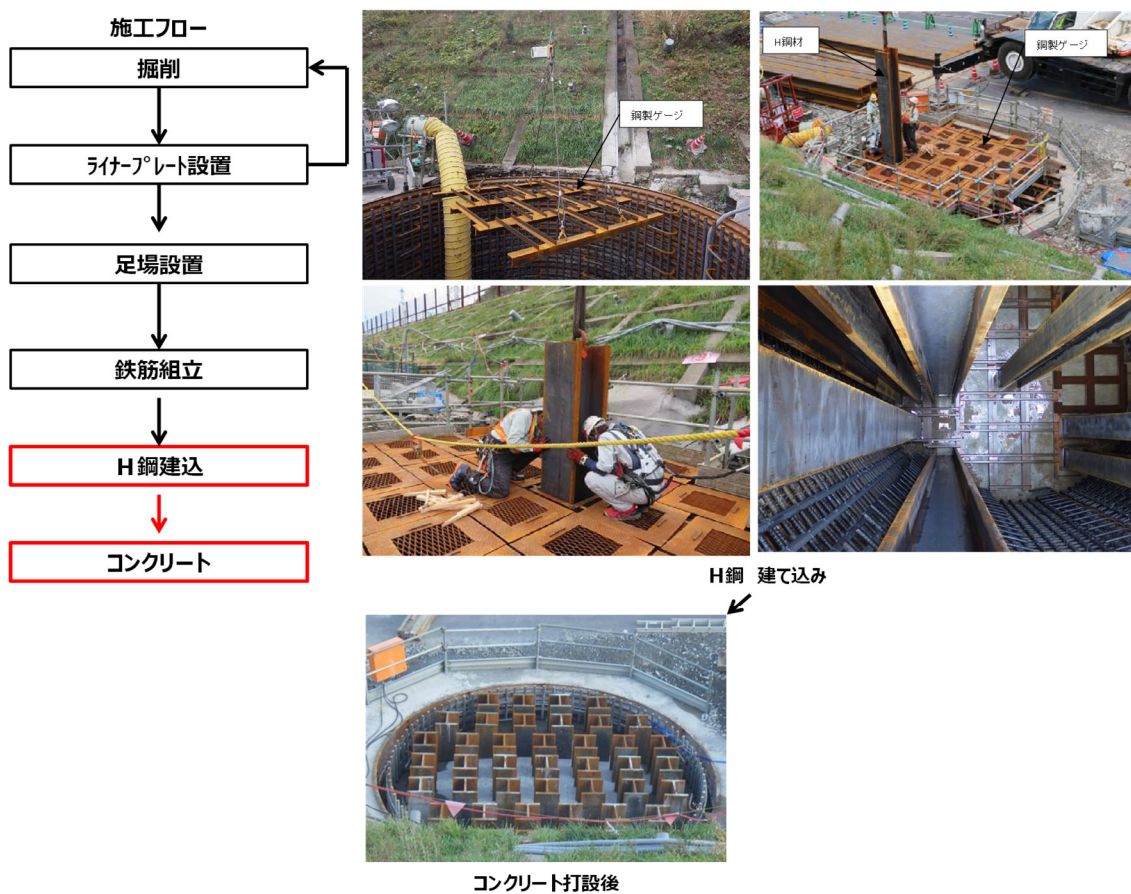


図 2.7.5-7 施工フロー図 (2/2)

(5) まとめ

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、先行炉実績と比較した結果、同様の設計方針であることを確認した。

また、一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性

2.7.6.1 概要

島根原子力発電所の対策工（抑止杭）を設置した斜面について、2次元FEM解析では杭間の岩盤の応力状態が把握できないことから、杭間の岩盤をモデル化した3次元静的FEM解析により抑止杭間の岩盤の健全性を確認する。

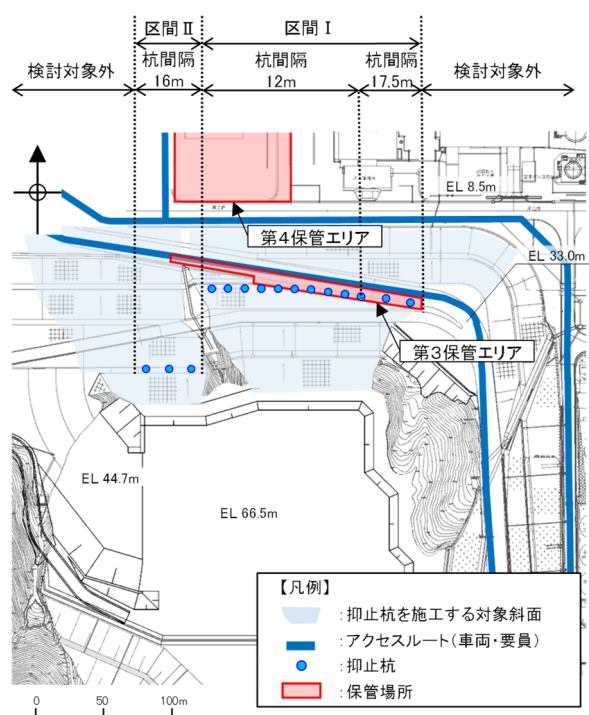
2.7.6.2 基本方針

(1) 対象斜面位置及び構造概要

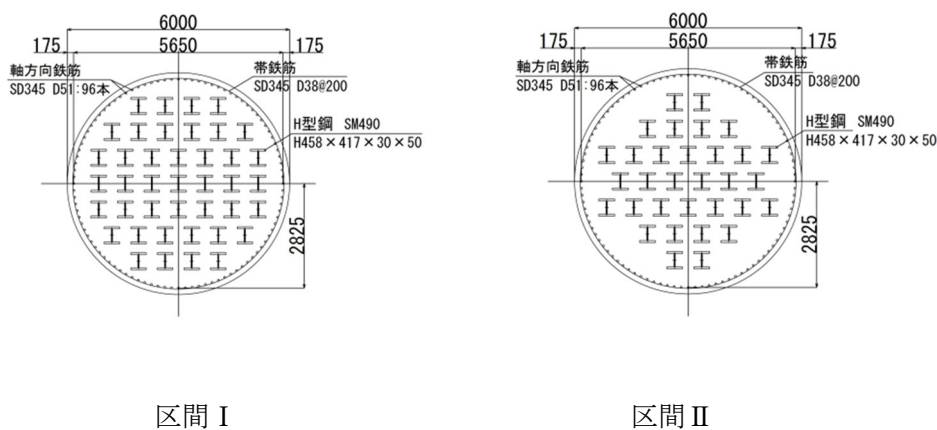
評価対象斜面の位置、抑止杭の配置及び抑止杭の構造概要を図2.7.6.2-1に示す。

区間Ⅰには12本の抑止杭を設置する。12本のうち西側から10本は杭中心間隔12m、東側の2本は杭中心間隔17.5mで設置する。

区間Ⅱには3本の抑止杭を杭中心間隔16mで設置する。



抑止杭配置平面図



区間Ⅰ

区間Ⅱ

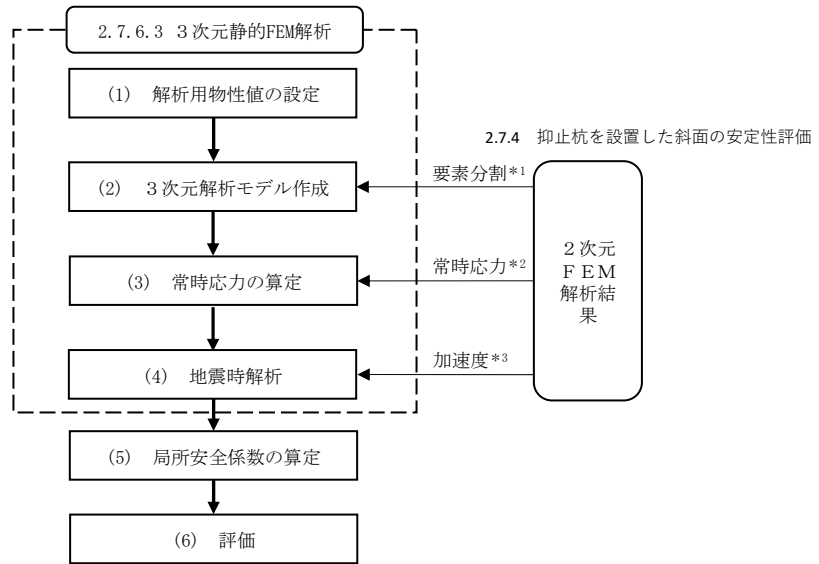
抑止杭構造図

図2.7.6.2-1 対象斜面位置及び抑止杭構造概要図

(2) 評価フロー

杭間の岩盤の健全性の評価は「2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価」の2次元動的FEM解析より得られた応答値を用いて3次元静的FEM解析を実施し、得られる岩盤要素の局所安全係数から杭間の岩盤の健全性を確認する。

3次元静的FEM解析による評価フローを図2.7.6.2-2に示す。



- 注記*1：2次元FEMモデルを基に要素分割を作成
- *2：2次元常時応力解析により算定した常時応力を3次元場に展開
- *3：2次元動的FEM解析から抽出した加速度より、静的震度を求め、接点荷重として入力

図2.7.6.2-2 3次元静的FEM解析の評価フロー

2.7.6.3 3次元静的FEM解析

(1) 解析用物性値の設定

使用材料及び材料の解析用物性値は、「2.6.2.3 解析用物性値」及び「2.7.3 抑止杭の耐震評価」に基づく。

(2) 3次元解析モデル作成

a. 解析領域の設定

2次元FEM解析の加速度等を精緻に3次元FEMモデルに展開するため、3次元FEMモデルの南北方向のモデル化範囲及び要素分割は、2次元動的FEM解析のモデルに整合させる。

モデル化範囲を図2.7.6.3-1に示す。

東西方向のモデル化範囲は、杭間の岩盤の応力状態が厳しくなるように、斜面高さが相対的に高く、すべり土塊量が大きくなる範囲とする。区間I範囲内のすべり土塊量の比較を図2.7.6.3-2に示す。

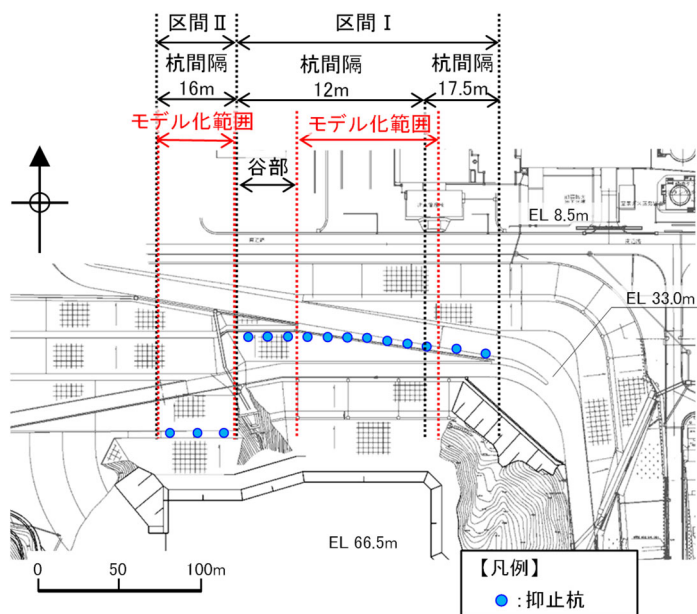
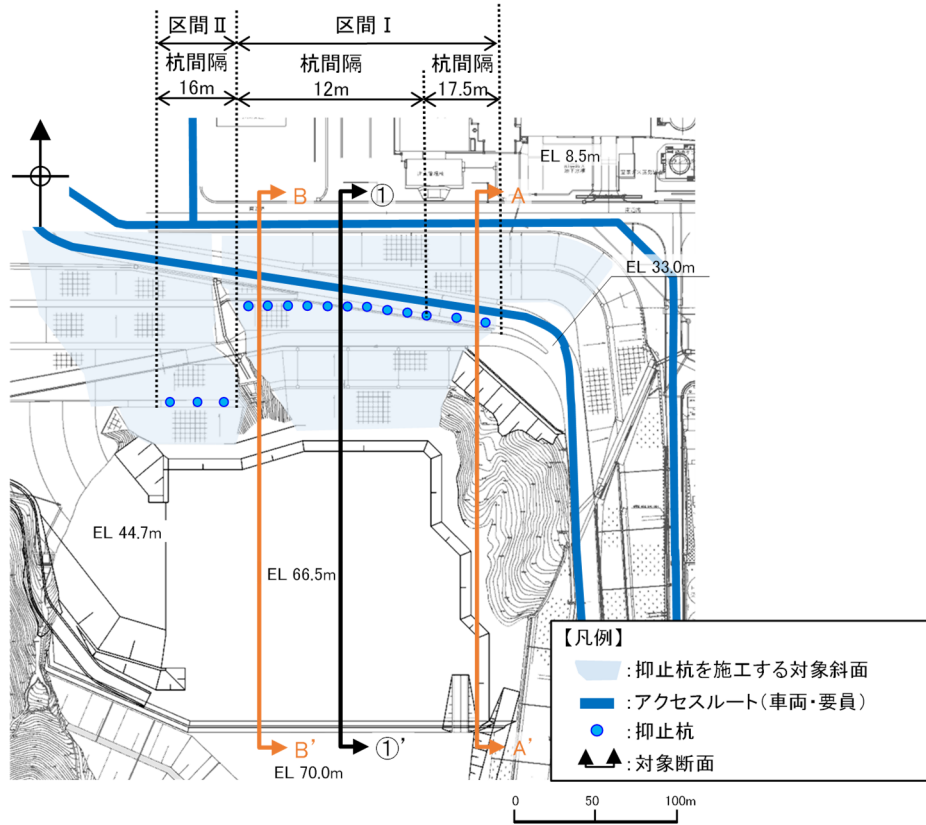
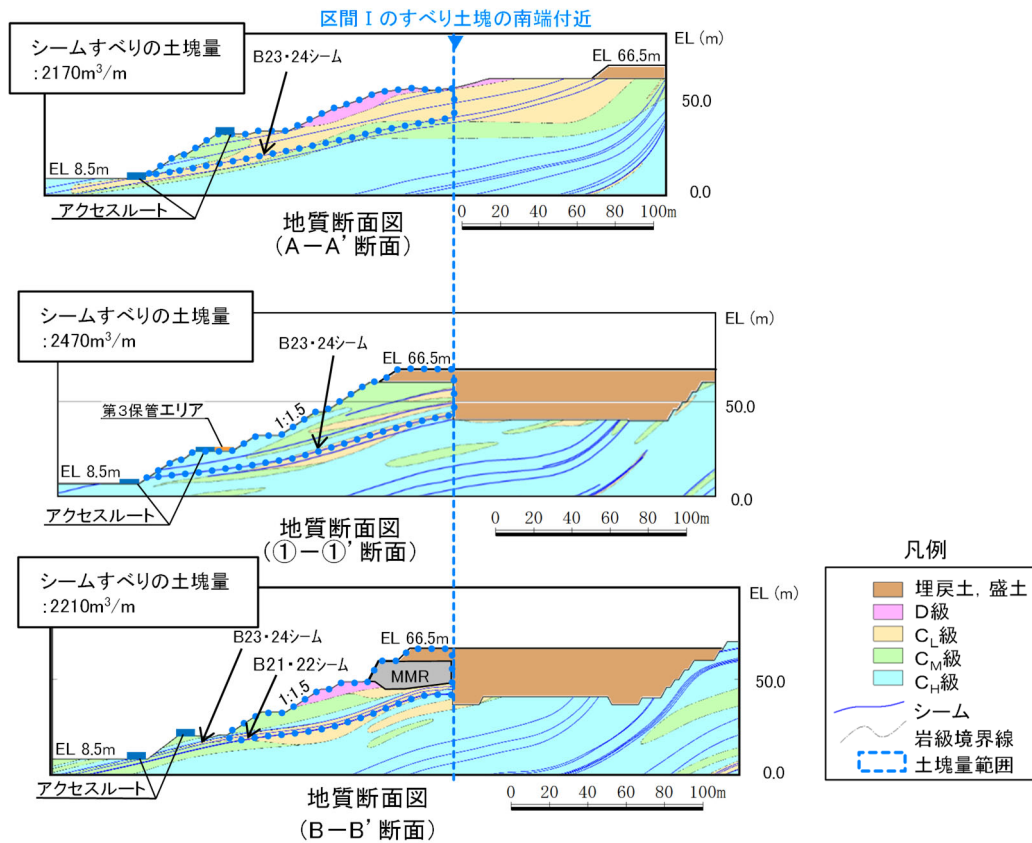


図 2.7.6.3-1 モデル化範囲



すべり土塊量比較対象断面位置



比較対象断面のすべり土塊量

図 2.7.6.3-2 区間 I のすべり土塊量の比較

b. 境界条件

側方境界条件は、以下のとおりとする。モデルの境界を図 2.7.6.3—3 に示す。

(a) YZ 平面

常時応力解析：X 軸方向固定 YZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：XYZ 軸方向自由

(b) XZ 平面

常時応力解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

(c) 底面

底面境界は固定とする。

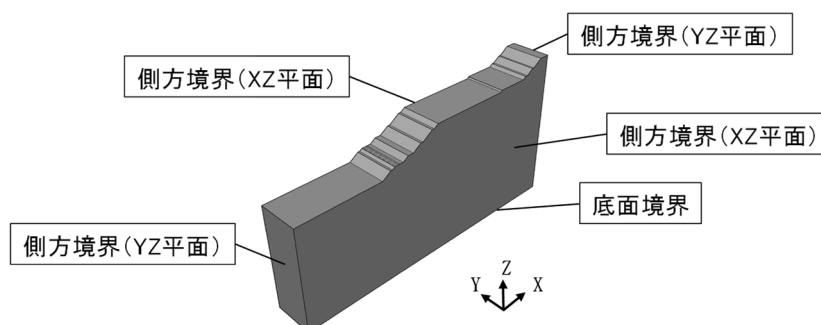


図 2.7.6.3—3 モデルの境界

c. 抑止杭のモデル化

区間Ⅰは抑止杭直径 6m，杭中心間隔 12m でモデル化を行い，区間Ⅱは抑止杭直径 6m，杭中心間隔 16m でモデル化を行う。

抑止杭は 8 節点 6 面体要素を適用し，線形材料としてモデル化する。

抑止杭と地盤の接合面にはジョイント要素を設定し，接合面における剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素は，抑止杭と地盤の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。図 2.7.6.3—4 にジョイント要素の力学特性，表 2.7.6.3—1 にジョイント要素のせん断強度を示す。

法線方向のジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起こさないよう十分大きな値を設定する。ジョイント要素のばね定数を表 2.7.6.3—2 に示す。

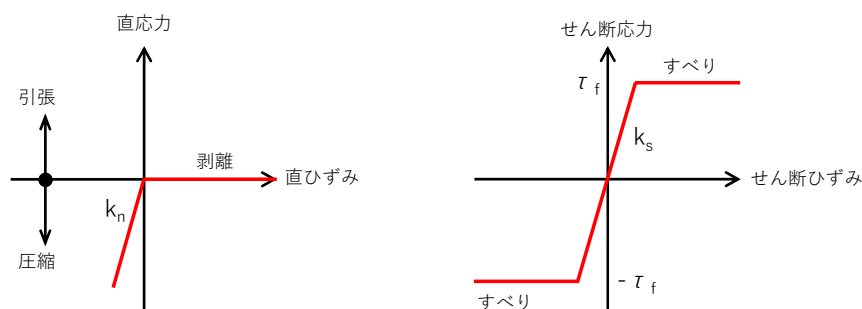


図 2.7.6.3—4 ジョイント要素の力学特性

表 2.7.6.3—1 抑止杭—地盤間のジョイント要素のせん断強度*

摩擦係数 $\tan \phi$	粘着力 (kN)
0.600	0

注記* : (社) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説IV下部構造編 H14」 P281

表 2.7.6.3—2 抑止杭—地盤間のジョイント要素のばね定数

せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
1.0×10^8	1.0×10^8

d. 地盤のモデル化

地盤は 8 節点 6 面体要素でモデル化する。

要素分割については 2 次元動的 FEM 解析で使用した南北断面のモデルを基に作成し、東西水平成層であることから東西方向に一様に延伸したモデルとする。

シームは、2 次元動的 FEM 解析のモデルにおいて、抑止杭に接しているシームを対象とし、ジョイント要素でモデル化する。

区間 I 及び区間 II のモデル化したシームを図 2.7.6.3—5、図 2.7.6.3—6 にそれぞれ示す。

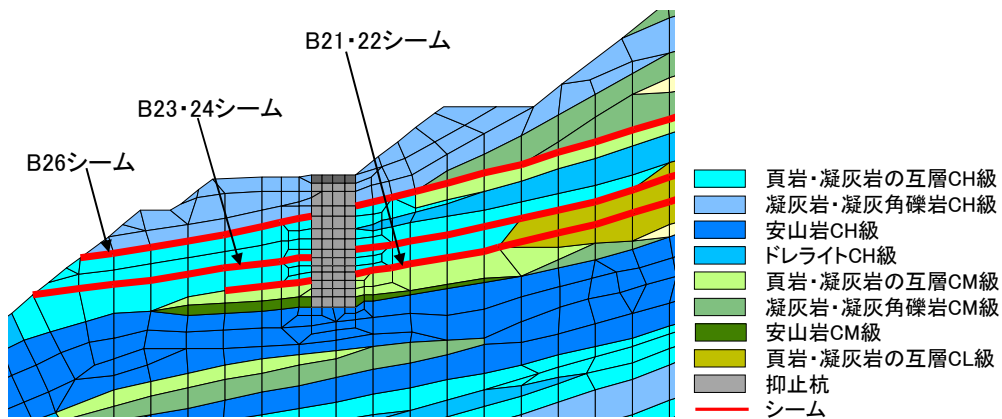


図 2.7.6.3—5 モデル化したシーム (区間 I)

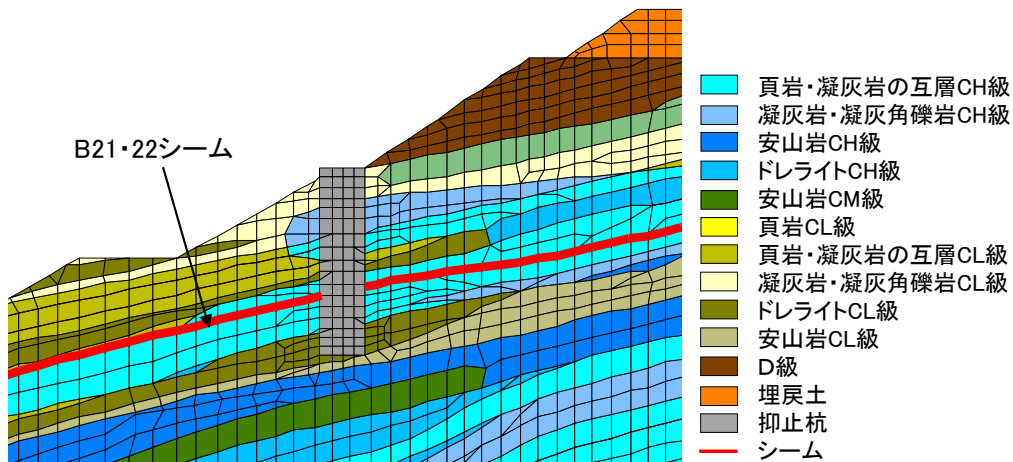


図 2.7.6.3—6 モデル化したシーム (区間 II)

e. 3次元解析モデル

(a) 区間 I

区間 I に設置されている 12 本の杭のうち、2次元 FEM 解析のモデルと造成形状が同じ中央の 7 本の抑止杭の範囲をモデル化する。そのため東西方向は 84m (12m×7 区間分) をモデル化し、南北方向は 2次元解析モデルの領域とする。区間 I の解析モデルを図 2.7.6.3-7 に示す。

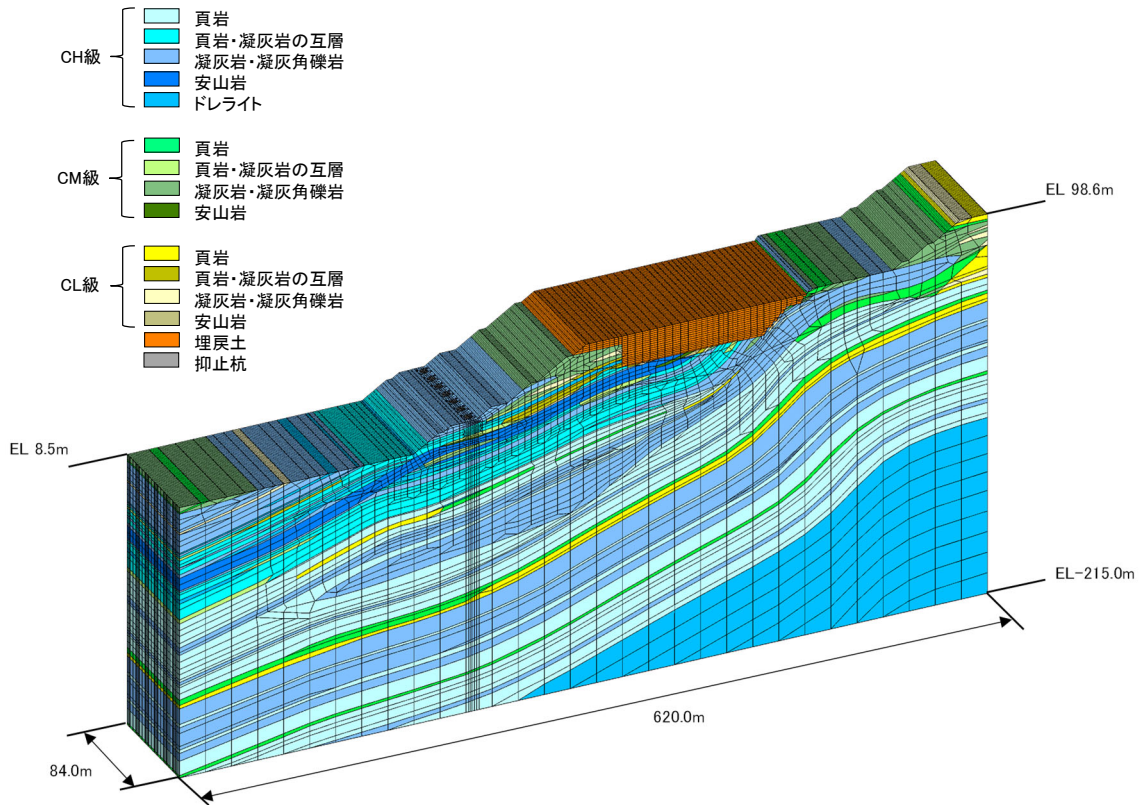


図 2.7.6.3-7(1) 区間 I 解析モデル

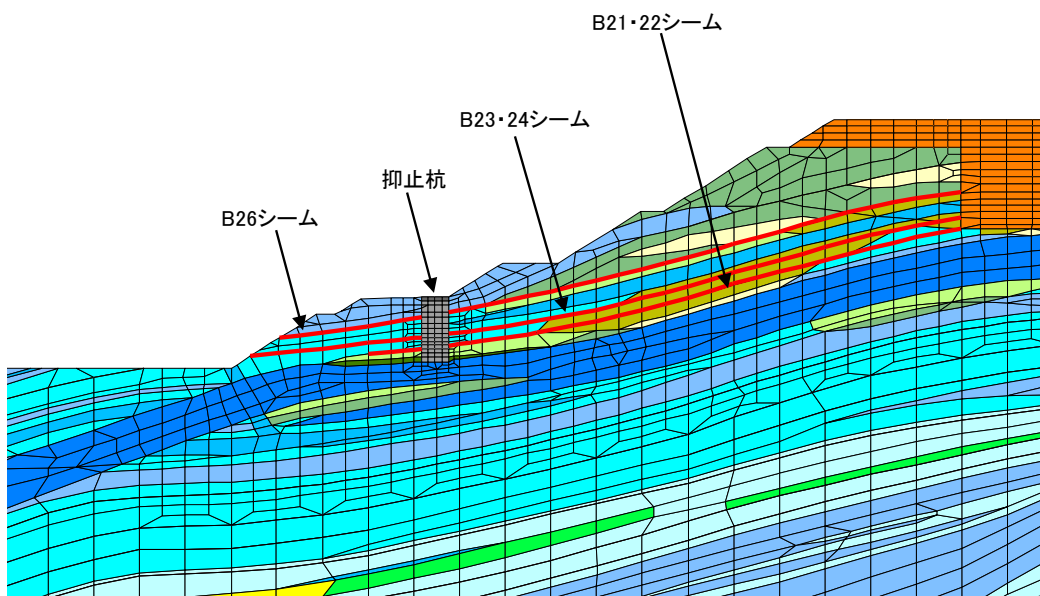


図 2.7.6.3-7(2) 区間 I 解析モデル (抑止杭及びびシーム拡大)

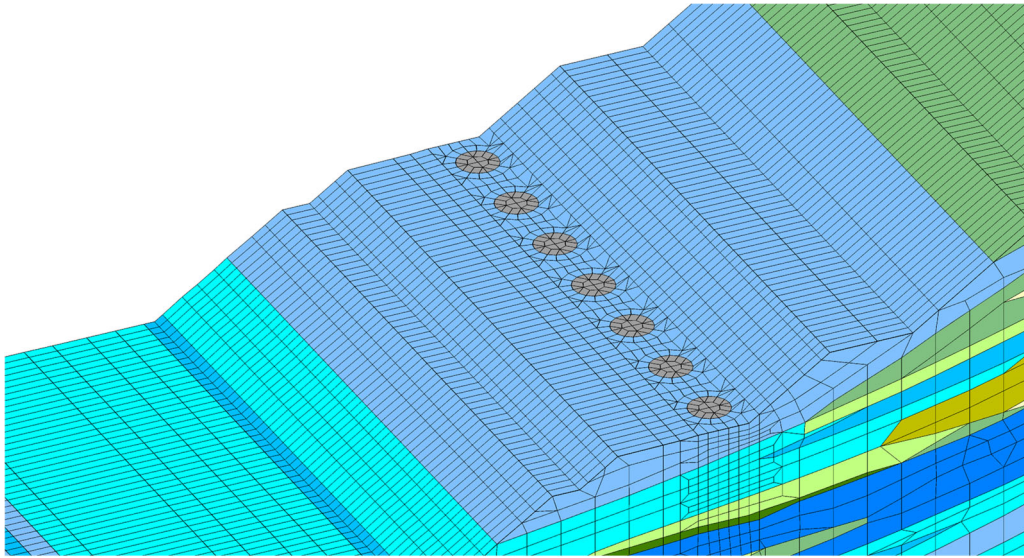


図 2.7.6.3-7(3) 区間 I 解析モデル (杭周辺拡大)

(b) 区間Ⅱ

区間Ⅱに設置されている抑止杭3本の範囲をモデル化する。そのため東西方向は48m (16m×3区間分) をモデル化し、南北方向は2次元解析モデルの領域とする。区間Ⅱの解析モデルを図2.7.6.3-8に示す。

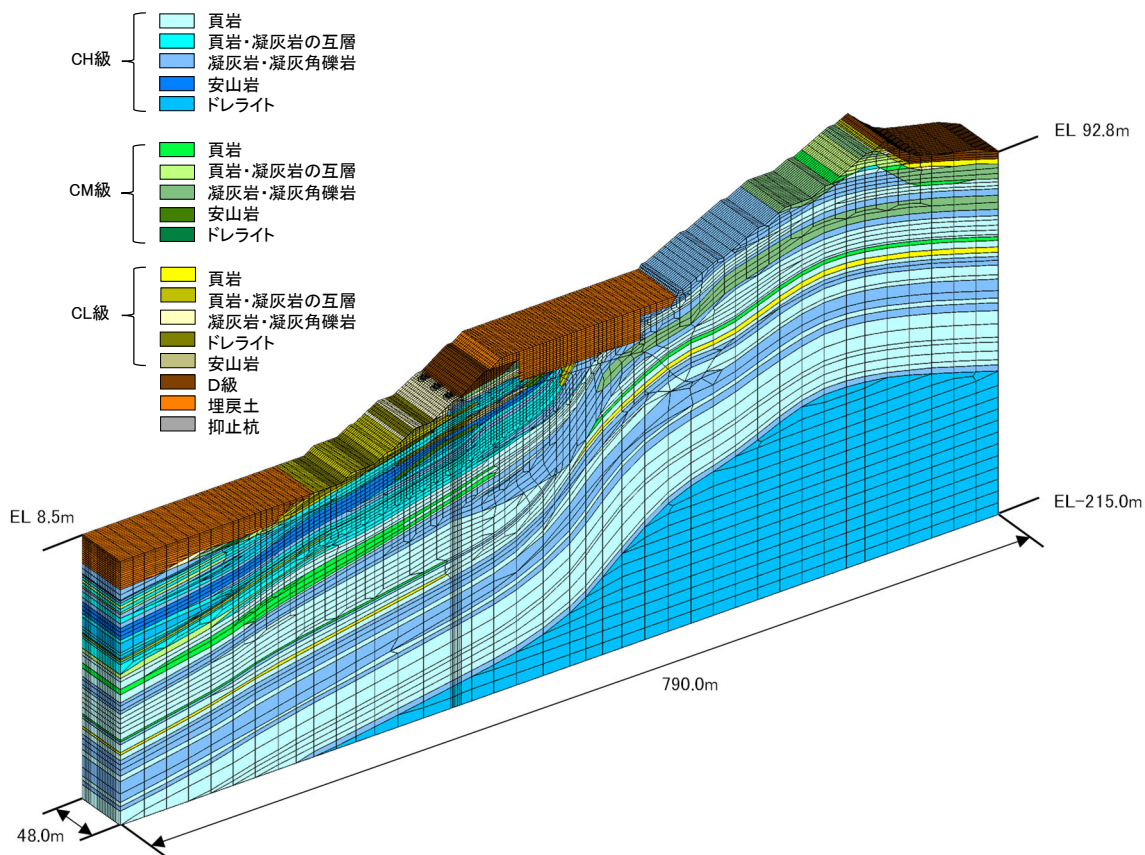


図 2.7.6.3-8(1) 区間Ⅱ解析モデル

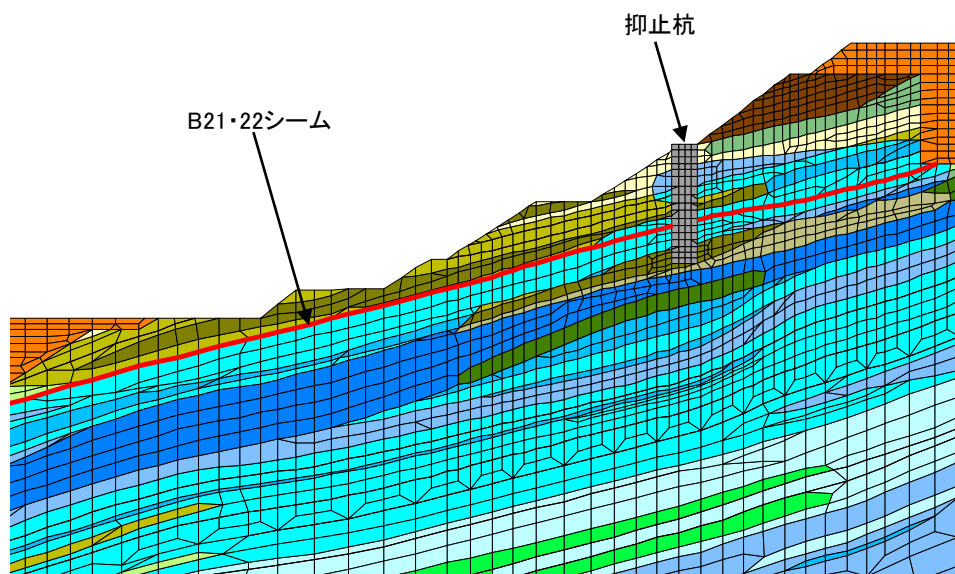


図 2.7.6.3-8(2) 区間Ⅱ解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

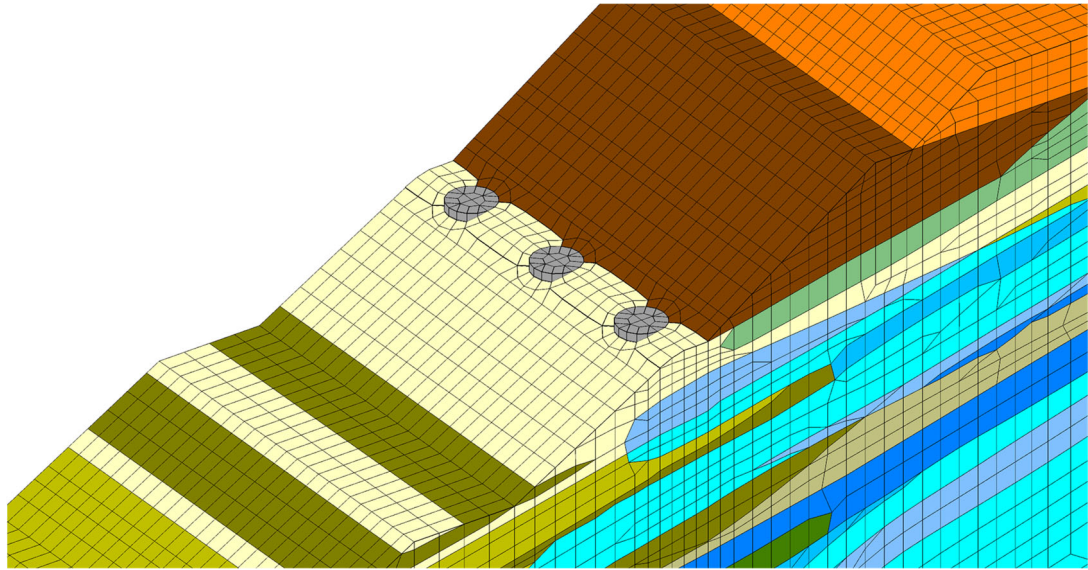


図 2.7.6.3-8(3) 区間Ⅱ解析モデル (杭周辺拡大)

(3) 常時応力の算定

常時応力は2次元常時応力解析から得られる常時応力を、2次元場から3次元場に以下の一般式を用いて展開し、算定する。

$$\sigma_y = \nu_s (\sigma_x + \sigma_z) \dots\dots\dots (*)$$

式(*)は「弾性・破壊・流動論-工学および地球科学への応用-((社)日本材料協会, 1968年)」に基づき以下から導かれる。3次元モデルにおける軸方向を図2.7.6.3-9に示す。

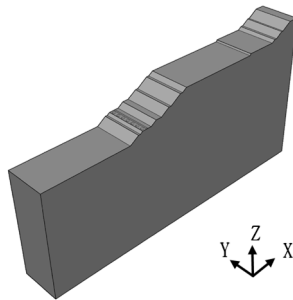


図 2.7.6.3-9 3次元モデルにおける軸方向

各軸方向に負荷応力が作用した場合、各軸方向に生じるひずみは表2.7.6.3-3のとおりとなる。

表 2.7.6.3-3 各軸方向に生じるひずみ

負荷応力	負荷応力に対応するひずみ		
	x 軸方向	y 軸方向	z 軸方向
σ_x	$\frac{\sigma_x}{E}$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_x$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_x$
σ_y	$-\frac{\nu}{E} \sigma_y$	$\frac{\sigma_y}{E}$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_y$
σ_z	$-\frac{\nu}{E} \sigma_z$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_z$	$\frac{\sigma_z}{E}$

各軸方向の負荷応力により生じたひずみをそれぞれ整理すると、以下のとおりとなる。

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) \dots\dots\dots (1)$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z) \dots\dots\dots (2)$$

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y) \dots\dots\dots (3)$$

これらの式を各応力について解くと、

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_x + \nu(\varepsilon_y + \varepsilon_z)\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_y + \nu(\varepsilon_z + \varepsilon_x)\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\sigma_z = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_z + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y)\} \dots\dots\dots (6)$$

式(4)～(6)を弾性定数の関係式 $\lambda + 2G = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ を用いて整理すると、

σ_x , σ_y , σ_z 及び ε_x , ε_y , ε_z は、主軸に関する応力-ひずみ関係として次のように仮定される。

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_y \dots\dots\dots (7)$$

$$\sigma_y = \lambda\varepsilon_x + (\lambda + 2G)\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_z \dots\dots\dots (8)$$

$$\sigma_z = \lambda\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_y + (\lambda + 2G)\varepsilon_z \dots\dots\dots (9)$$

ここで λ , G は、以下のとおり。

λ : ラメ定数

G : せん断弾性係数

2次元場から3次元場に応力を展開するため、XZ平面において平面ひずみ状態を仮定 ($\varepsilon_x \neq 0$, $\varepsilon_z \neq 0$, $\varepsilon_y = 0$) した場合、式(7)～(9)により以下の式が導かれる。

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_z, \quad \sigma_z = (\lambda + 2G)\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_x \dots\dots\dots (10)$$

式(10)の両式を足し合わせ、 λ と ν , G の関係式 $\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$ を用いて以下の式が導かれる。

$$\sigma_y = \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_z) = \nu_s(\sigma_x + \sigma_z)$$

(4) 地震時解析

地震力は図 2.7.6.3-10 に示す「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」を参考に 2 次元動的 FEM 解析における最小すべり安全率発生時刻の加速度を抽出し、静的震度として解析モデルに入力する。ただし、正確に杭間の岩盤の応力状態を把握するため、「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」に記載の等価震度ではなく、要素毎に静的震度を求めて入力する。区間Ⅰ，区間Ⅱの加速度を抽出したケースを図 2.7.6.3-11，図 2.7.6.3-12 にそれぞれ示す。

地震時解析には、解析コード「T D A P Ⅲ」を使用する。なお、解析コードの検証，妥当性確認等の概要については、参考資料 3 に示す。

3.2.5.2 入力地震力

静的非線形解析に用いる地震力は、動的解析（周波数応答解析）における最小すべり安全率発生時刻の等価震度を用いる。

【解説】

等価震度を求める方法としては、動的解析の加速度応答値から求める方法と、最大せん断応力分布から求める方法の2つがある。

加速度応答値から求める等価震度は、式(解 3.2.5.2-1)で定める最小すべり安全率発生時刻の加速度を等価震度に換算した値と定義される。

$$K_H = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot m_i / \sum_{i=1}^N m_i g \quad \text{.....(解 3.2.5.2-1)}$$

K_H : 等価震度

α_i : すべると仮定した地盤要素 i の応答加速度

m_i : すべると仮定した地盤要素 i の質量

g : 重力加速度

一方、最大せん断応力分布から求める等価震度は、式(解 3.2.5.2-2)で定義される。

$$K_{Hi} = 2(|\tau_i|_{\max} - |\tau_{i-1}|_{\max}) / (h_i \cdot w_i + h_{i-1} \cdot w_{i-1}) \quad \text{.....(解 3.2.5.2-2)}$$

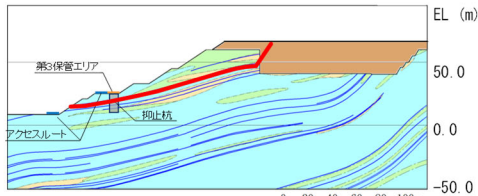
K_{Hi} : i 層における震度

$|\tau_i|$: i 層のせん断応力

w_i : i 層の単位体積重量

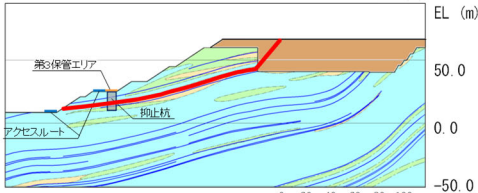
h_i : i 層の層厚

図 2.7.6.3-10 「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」記載の震度の求め方



【B26シームを通るすべり面】

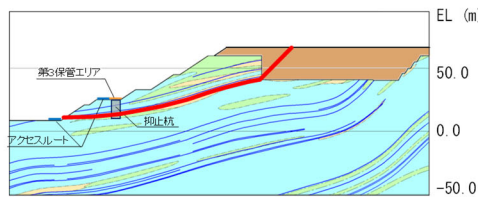
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.99	1.71
S _s -N ₁	2.36	2.03
S _s -N ₂	2.45	2.11



【B23・24シームを通るすべり面】

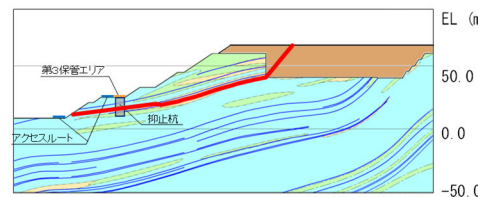
基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S _s -N ₁	1.79	1.57
S _s -N ₂	1.92	1.69

S_s-D(+,-)8.96秒



【B21・22シームを通るすべり面】

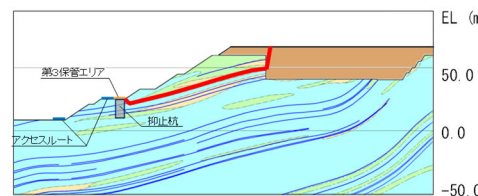
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.96	1.80
S _s -N ₁	2.17	1.99
S _s -N ₂	2.38	2.18



【B21・22シーム、法尻近傍のC_v級岩盤及び
B23・24シームを通過して法尻に抜けるすべり面】

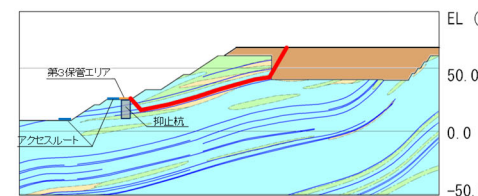
基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.76	1.56
S _s -N ₂	1.88	1.67

S_s-D(+,-)8.96秒



【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.48 (1.26)	1.48 (1.26)
S _s -N ₁	1.71	1.71
S _s -N ₂	1.86	1.86



【B23・24シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

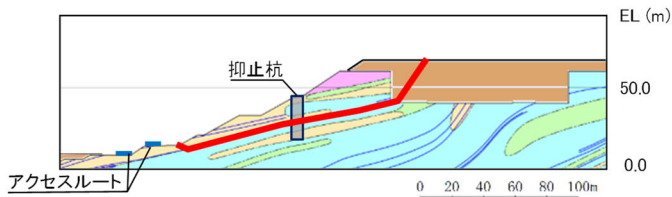
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.60	1.60
S _s -N ₁	1.81	1.81
S _s -N ₂	1.97	1.97

【凡例】

- : C_v級岩盤
- : C_v級岩盤
- : C_v級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

 : 加速度を抽出したケース

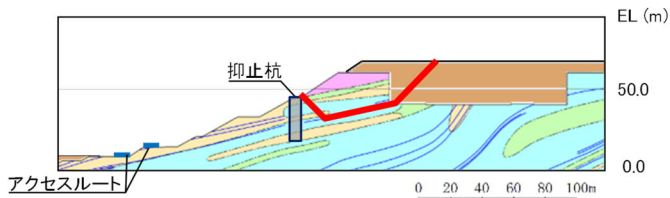
図 2.7.6.3-11 加速度を抽出したケース (区間 I)



【B21・22シームを通るすべり面】

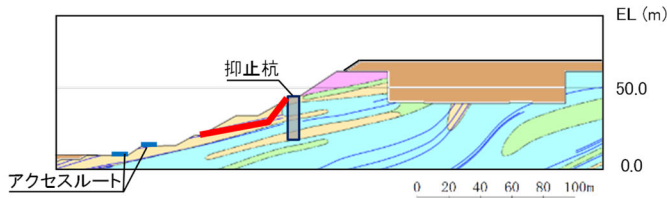
基準地震動 S _s	すべり安全率 ()内はばらつき強 度のすべり安全率
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N ₁	2.10
S _s -N ₂	2.08

S_s-D(+, +)8.58秒



【B21・22シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12



【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.28
S _s -N ₁	2.64
S _s -N ₂	3.02

【凡例】

: C _v 級 岩盤	: C _m 級 岩盤	: C _o 級 岩盤
: D級 岩盤	: 抑止杭	
: シーム	: 最小すべり安全率のすべり面	

: 加速度を抽出したケース

図 2.7.6.3-12 加速度を抽出したケース (区間Ⅱ)

(5) 局所安全係数の算定

杭間の岩盤の中抜けに対する安定性は、杭周辺の岩盤、シーム、及び杭-岩盤間のジョイント要素における局所安全係数により評価する。

局所安全係数は、「J E A G 4 6 0 1 - 2008 原子力発電所耐震設計技術指針」に基づき、要素毎に図 2.7.6.3-13, 図 2.7.6.3-14 に示す考え方で算出する。

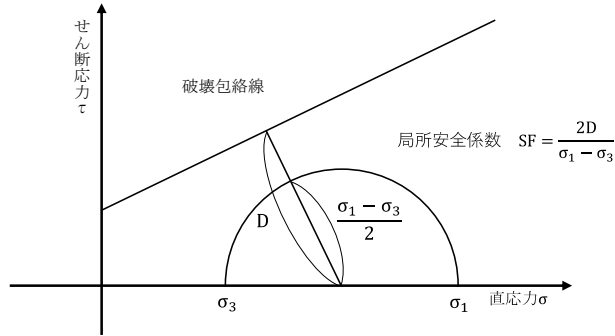


図 2.7.6.3-13 岩盤の局所安全係数の考え方

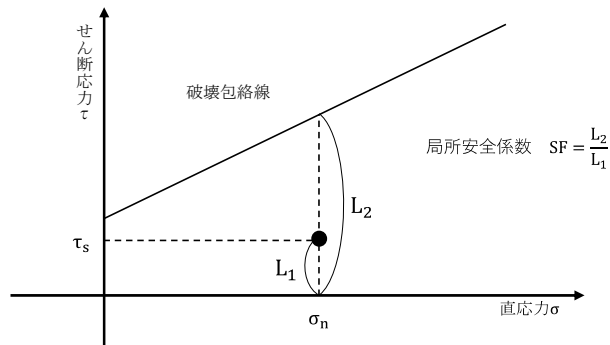


図 2.7.6.3-14 シーム及び杭-岩盤間のジョイント要素の局所安全係数の考え方

(6) 評価結果

図 2.7.6.3-15 に示す抑止杭周辺の断面の局所安全係数を以下に示す。

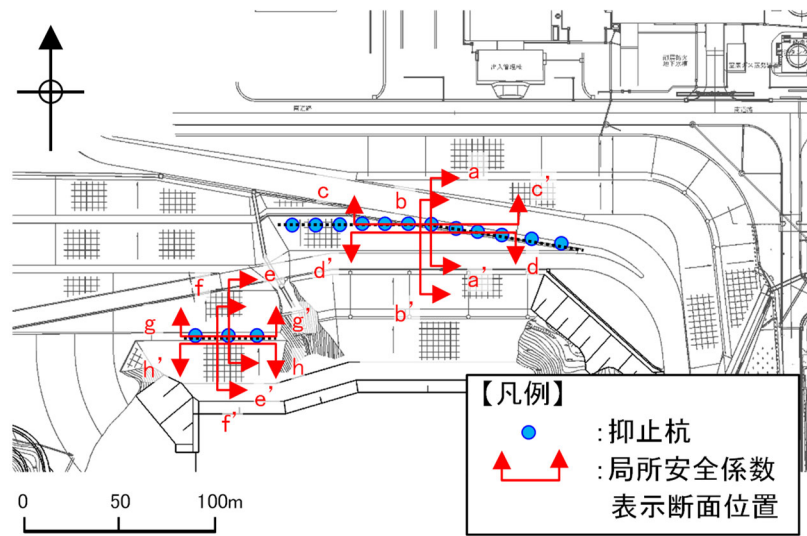


図 2.7.6.3-15 局所安全係数表示断面位置図

a. 区間Ⅰ評価結果

(a) 岩盤の評価

「2.7.2(5)杭間隔の考え方」の判定基準に基づき、杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤の健全性及びアーチ効果の有無を確認した。

区間Ⅰの杭周辺の岩盤の局所安全係数を図2.7.6.3-16に示す。

また、図2.7.6.3-16では、引張応力が発生した要素が杭周辺の岩盤に認められるため、「2.7.4(11)b.区間Ⅱの引張強度の設定」で設定した引張強度 0.13N/mm^2 を用い、引張強度の詳細評価を行う。

杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は発生していないことを確認した。

以上のことから、杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤は健全であると評価した。

なお、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りに約 55° であり、地質の傾斜 $5^\circ \sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

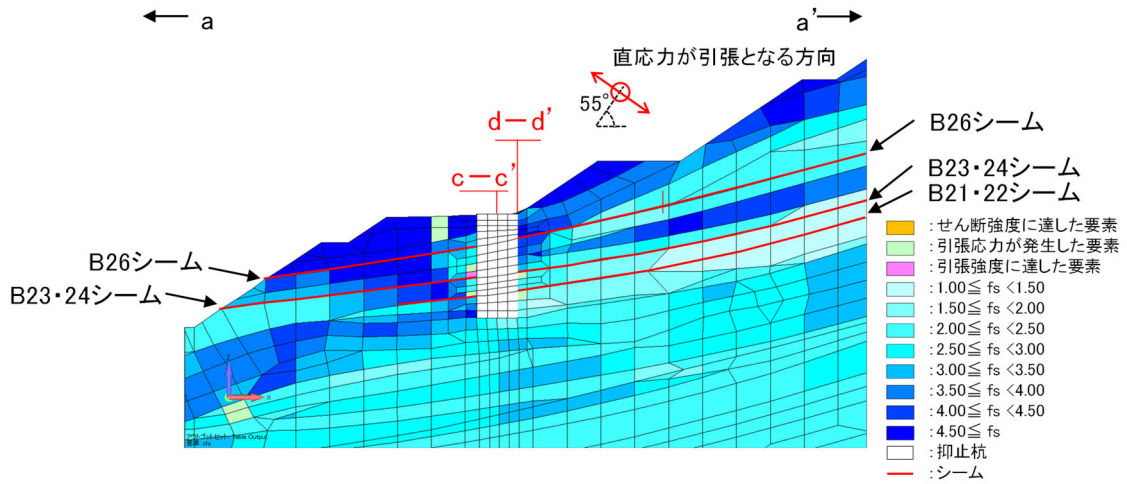


図 2.7.6.3-16(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (a-a' 断面)

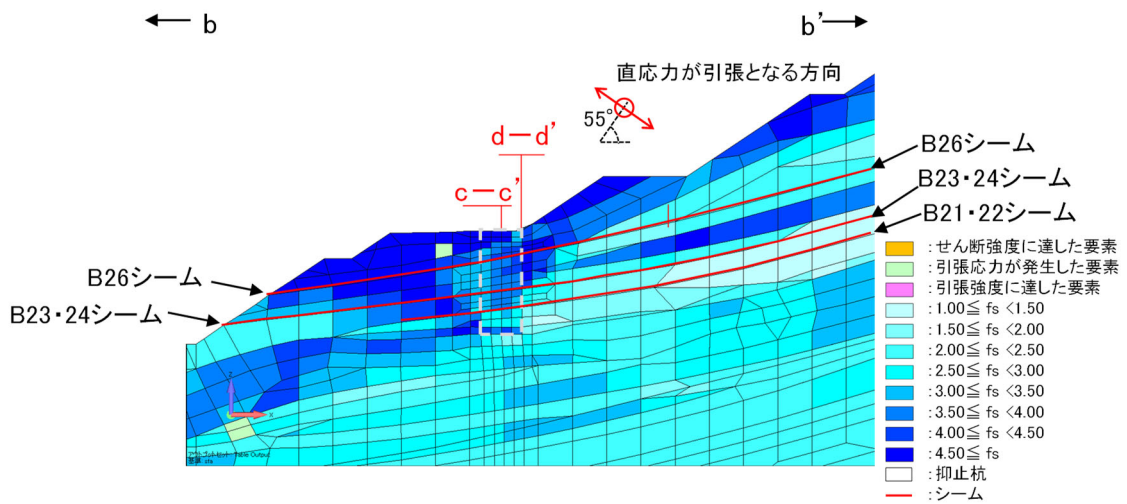


図 2.7.6.3-16(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (b-b' 断面)

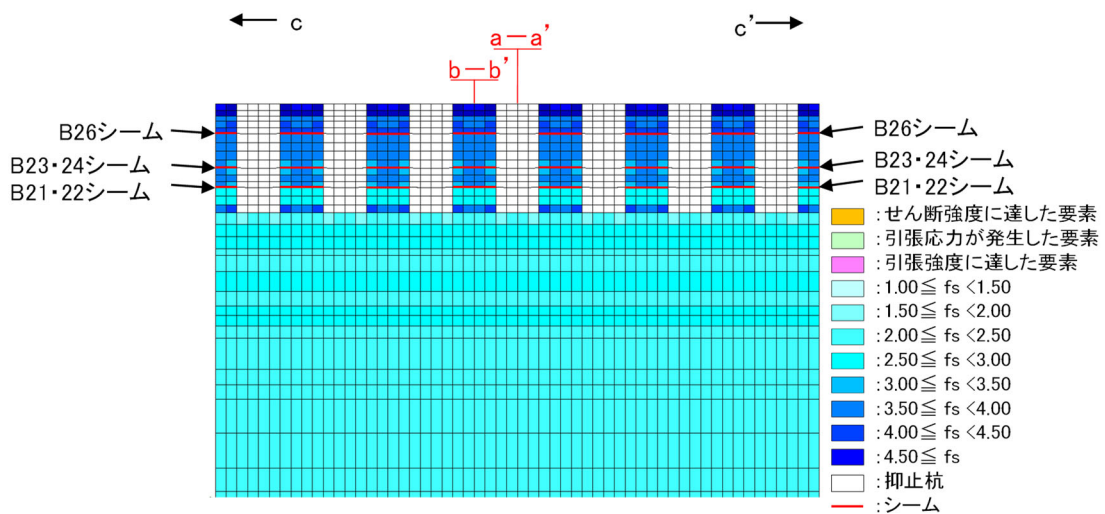


図 2.7.6.3-16(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (c-c' 断面)

図 2.7.6.3-17 に区間 I の抑止杭周辺の最大せん断応力図及び最大圧縮応力図を示す。杭上流側に着目すると、杭間位置に応力の大きな箇所がアーチ状に分布していることが分かる。「2.7.2(5) 杭間隔の考え方」の文献④で示されるとおり、上流側からの応力が集中し、杭間に作用する応力が小さくなり、アーチ効果が認められることから、杭間の岩盤は中抜け現象に移行していないと評価する。

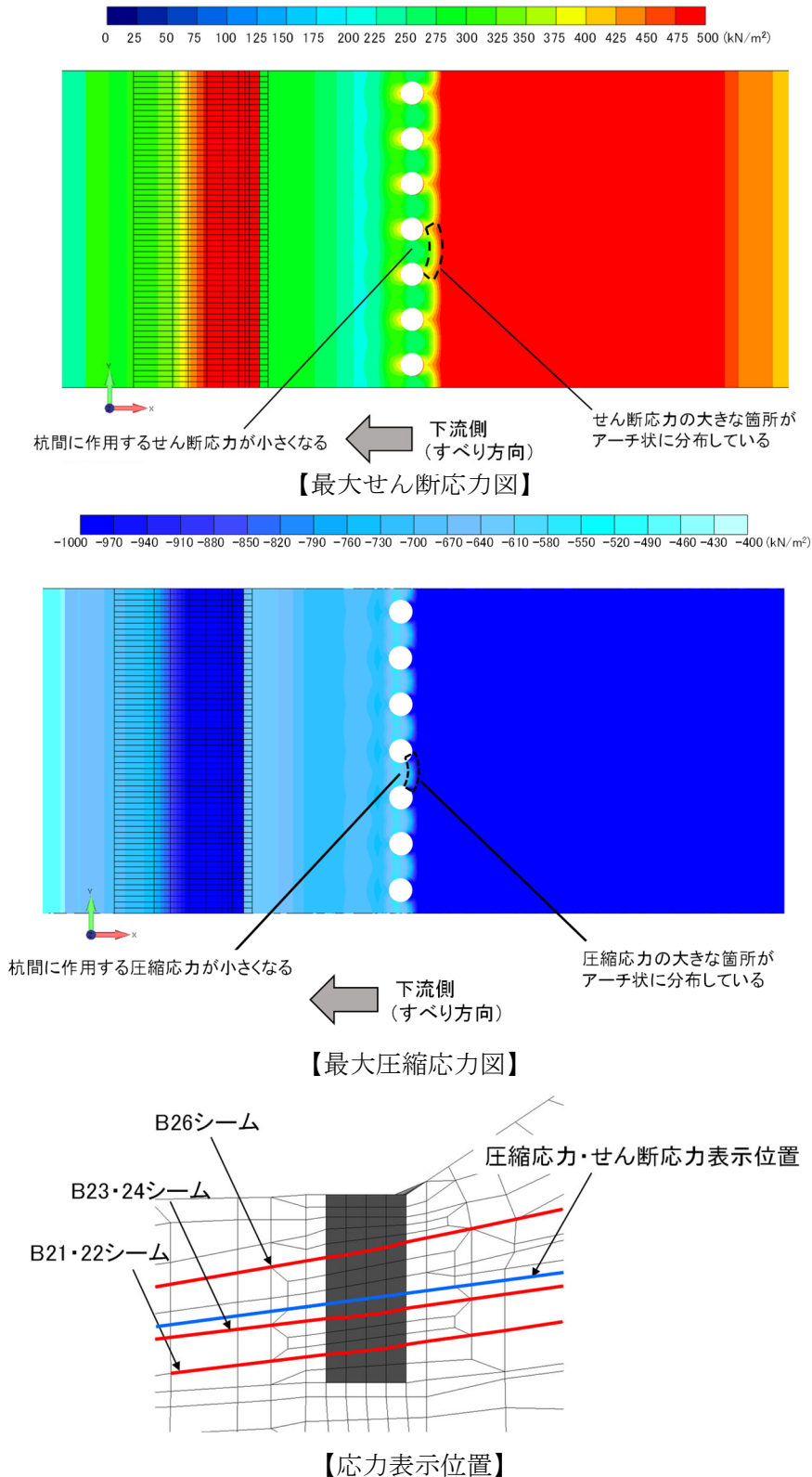


図 2.7.6.3-17 区間 I における抑止杭周辺の応力

(b) シームの評価

区間 I の杭周辺のシーム（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-18 に示す。

抑止杭より上流側の要素の局所安全係数が 1.0 を下回っているが、杭間及び抑止杭より下流側の要素は 1.0 を上回り、杭間にはせん断破壊している要素はないことを確認した。

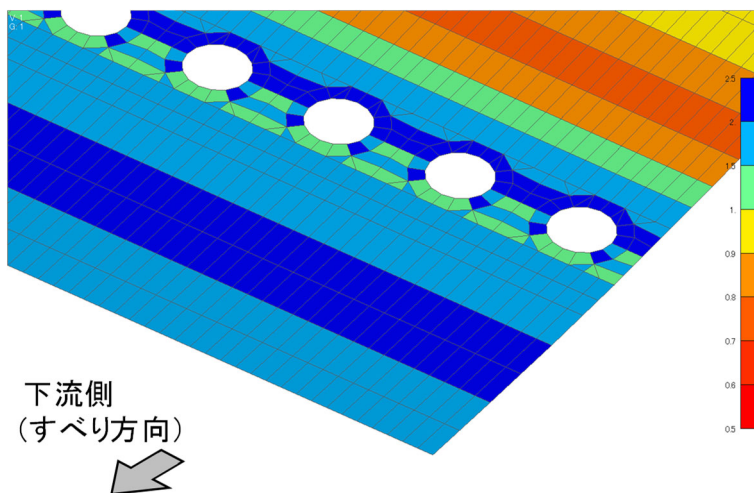


図 2.7.6.3-18(1) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B26 シーム)

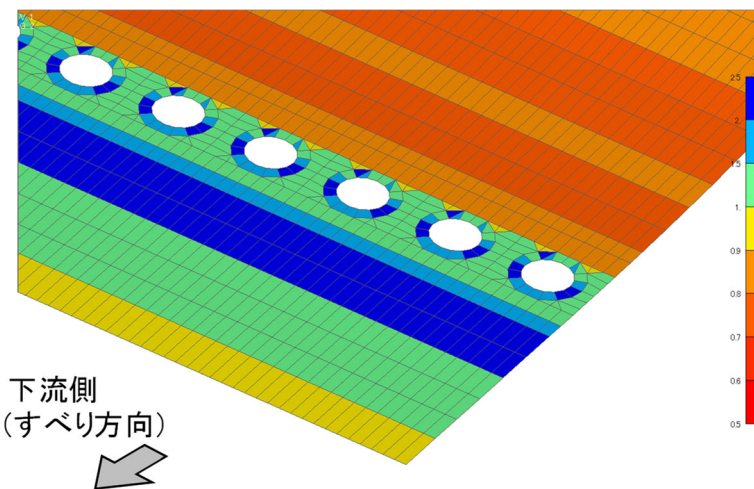


図 2.7.6.3-18(2) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B23・24 シーム)

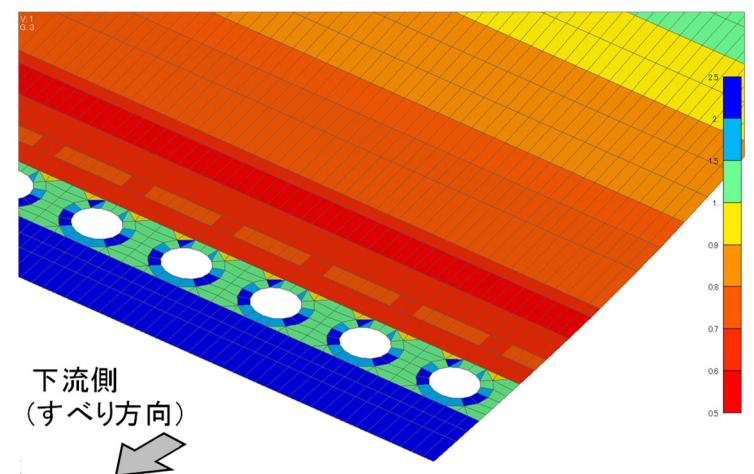


図 2.7.6.3-18(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (B21・22 シーム)

(c) 杭-岩盤境界部の評価

区間 I の杭岩盤間のジョイント要素（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-19 に示す。

区間 I における杭岩盤間のジョイント要素は、部分的に局所安全係数 1.0 を下回っているが、大部分はせん断強度に達しておらず、せん断方向にすべりが生じていないことを確認した。

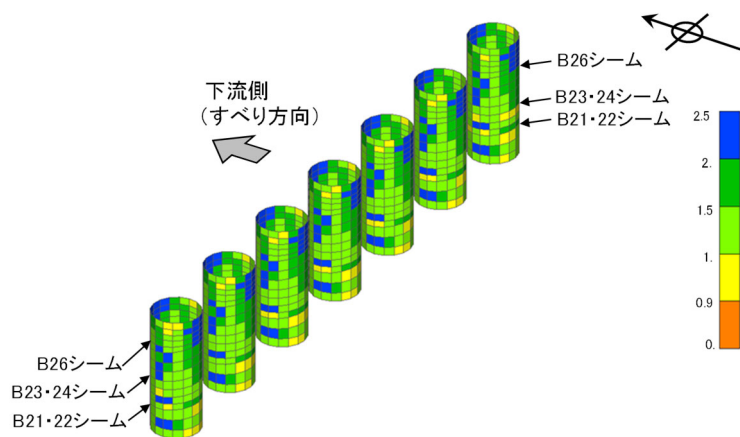


図 2.7.6.3-19(1) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

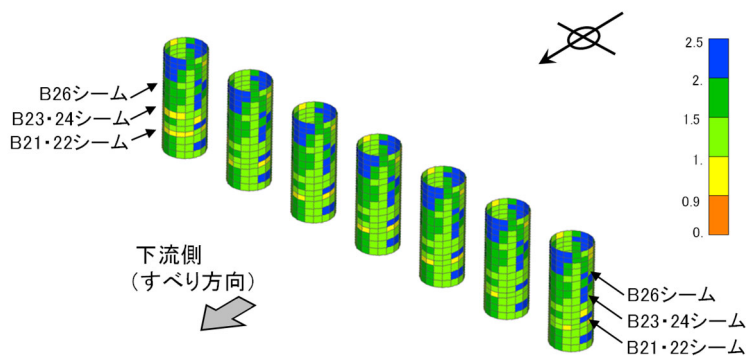


図 2.7.6.3-19(2) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(d) 区間 I の評価結果まとめ

3次元静的 FEM 解析の結果，表 2.7.6.3-4 のとおり，杭間部，アーチ部及び支持部付近の岩盤は健全であり，岩盤の応力状態からアーチ効果が認められることから，中抜け現象の発生に係る判定基準を満たすことを確認した。

以上のことから，区間 I は抑止杭の杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

なお，区間 I のうち杭間隔 17.5m の範囲は 3次元静的 FEM 解析モデルには含まれていないが，3次元静的 FEM 解析の結果，すべりに対して十分な裕度を有していること，及びモデル化している範囲に比べて杭間隔 17.5m の範囲の方がすべり土塊量が小さいことを踏まえると，杭間隔 17.5m の範囲についても杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

表 2.7.6.3-4 区間 I の文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準及び判定結果

判定基準	判定結果
①杭間隔が 8D 未満であることを確認する。	①区間 I の杭間隔は 12m (2D)，もしくは 17.5 m (約 2.9D) であり，杭間隔が 8D 未満であることを確認した。
②岩盤を線形弾性体でモデル化した FEM 解析により，アーチ効果が認められ，中抜け現象に移行していないことを確認する。	②杭周辺の応力状態から，杭に応力が集中し，杭間の応力が小さくなるアーチ効果が認められ，杭間の岩盤は中抜けに移行していないことを確認した。
③杭間部，アーチ部及び支持部付近の岩盤が健全であることを確認する。局所安全係数分図により，当該範囲の岩盤に引張及びせん断破壊が生じていないことを確認する。	③岩盤の局所安全係数分布図により杭間部，アーチ部及び支持部付近の岩盤には，引張強度及びせん断強度に達した要素は認められず，健全であることを確認した。

b. 区間Ⅱ評価結果

(a) 岩盤の評価

図 2.7.6.3-20 では、引張応力が発生した要素が杭間の下部及び抑止杭より上流側の岩盤に認められるため、区間Ⅰと同様に、引張強度 0.13N/mm^2 を用い、引張強度の詳細評価を行う。

区間Ⅱの杭周辺の引張強度を反映した岩盤の局所安全係数を図 2.7.6.3-20 に示す。

中抜け現象の対象となる移動層のうち、杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は発生していない。また、抑止杭より上流側の岩盤に引張強度に達している要素が発生しているが、その分布も局所的かつ散在的である。

以上のことから、杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤は健全であることを確認した。

なお、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りに約 70° であり、地質の傾斜 $5^\circ \sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

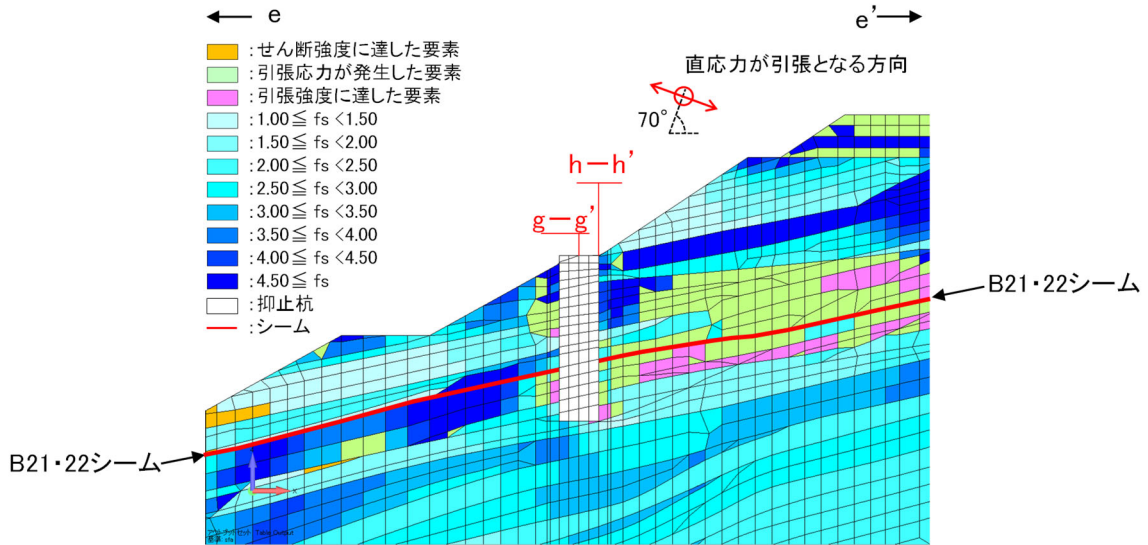


図 2.7.6.3-20(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (e-e' 南北断面)

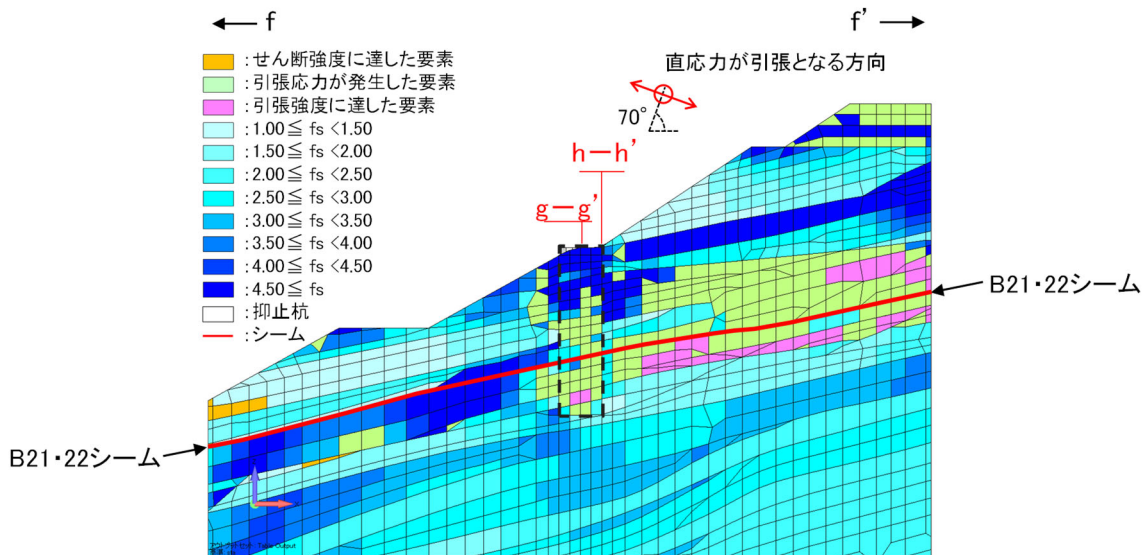


図 2.7.6.3-20(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (f-f' 断面)

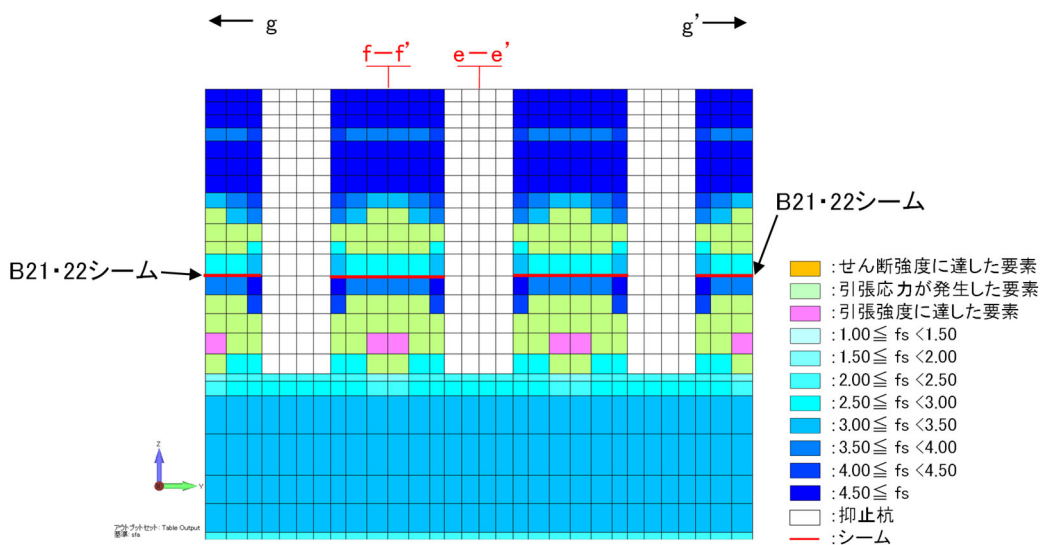


図 2.7.6.3-20(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (g-g' 断面)

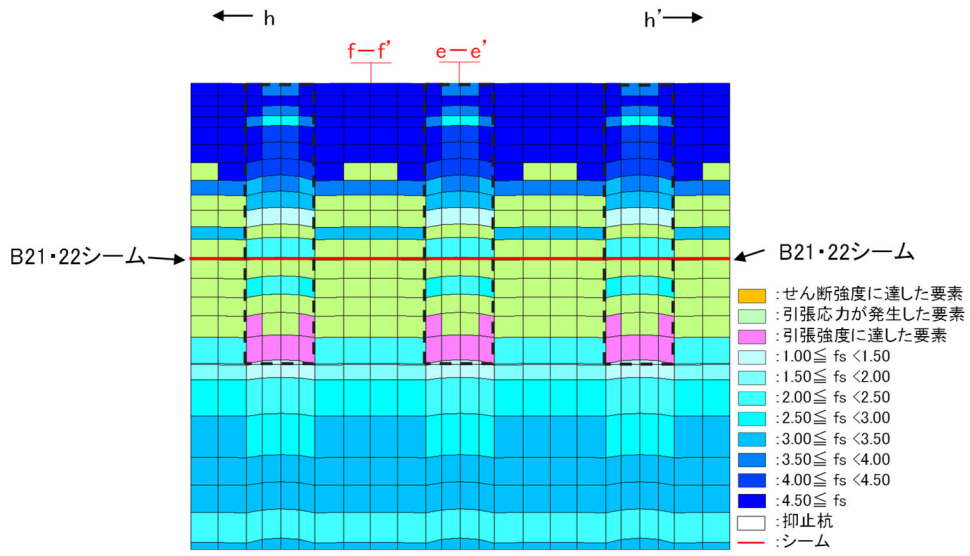
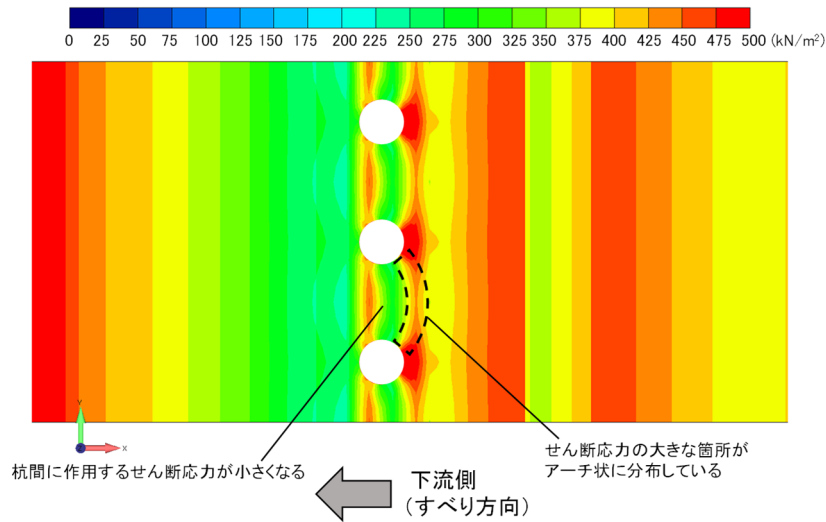
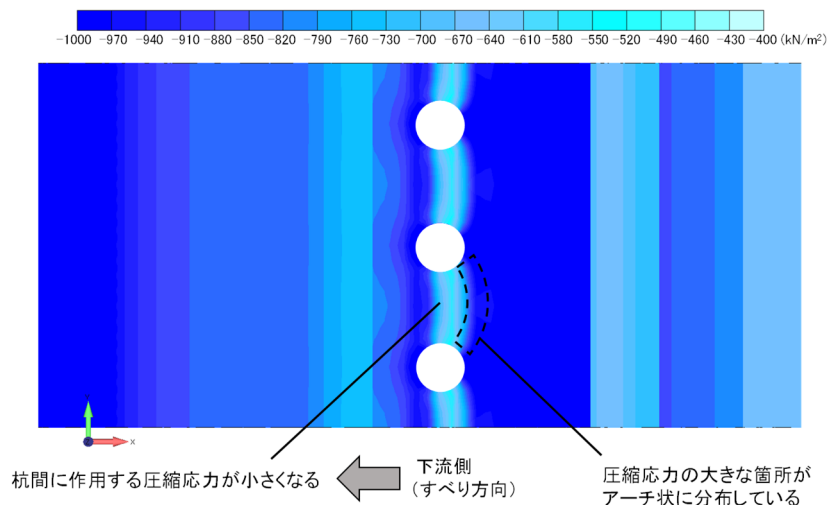


図 2.7.6.3-20(4) アーチ効果の支持部付近の岩盤の局所安全係数 (h-h' 断面)

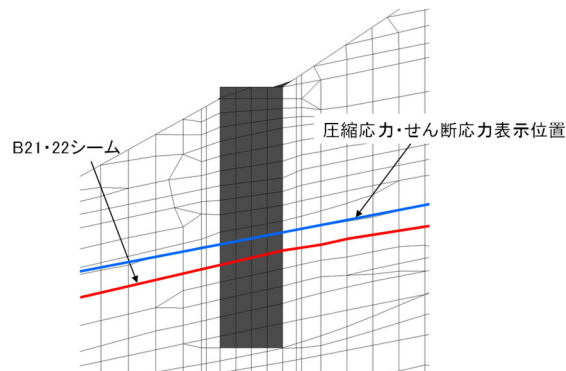
図 2.7.6.3-21 に区間Ⅱの抑止杭周辺の最大せん断応力図及び最大圧縮応力図を示す。杭上流側に着目すると、杭間位置に応力の大きな箇所がアーチ状に分布していることが分かる。「2.7.2(5) 杭間隔の考え方」の文献④で示されるとおり、上流側からの応力が集中し、杭間に作用する応力が小さくなり、アーチ効果が認められることから、杭間の岩盤は中抜けに移行していないと評価する。



【最大せん断応力図】



【最大圧縮応力図】



【応力表示位置】

図 2.7.6.3-21 区間Ⅱにおける抑止杭周辺の応力

(b) シームの評価

区間Ⅱの杭周辺のシーム（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-22 に示す。

斜面の抑止杭より上流側及び杭間の要素の局所安全係数が 1.0 を下回っているが、部分的であり、抑止杭と岩盤の境界付近は局所安全係数 1.0 を上回っている。なお、抑止杭より下流側の要素は 1.0 を上回り、せん断破壊している要素はないことを確認した。

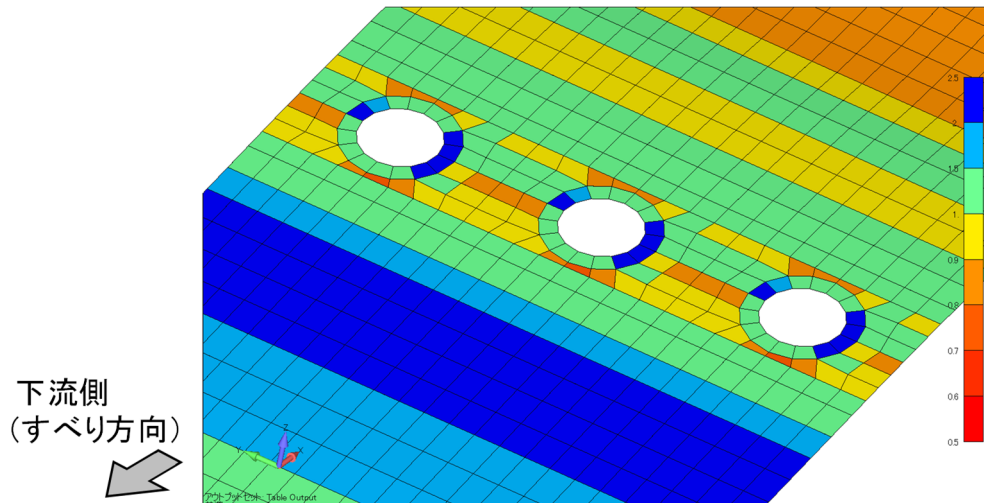


図 2.7.6.3-22 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B21・22 シーム)

図 2.7.6.3-23 に杭間断面における水平方向加速度の分布図を示す。

区間Ⅰでは杭間と周辺で加速度の大きな違いはないものの、区間Ⅱでは杭頭付近を中心に杭周辺よりも加速度が大きく、 800cm/s^2 以上となっている。このことから、区間Ⅱは、杭間直上の土塊に大きな慣性力が作用し、杭間のシームの局所安全係数が低下していると考えられる。

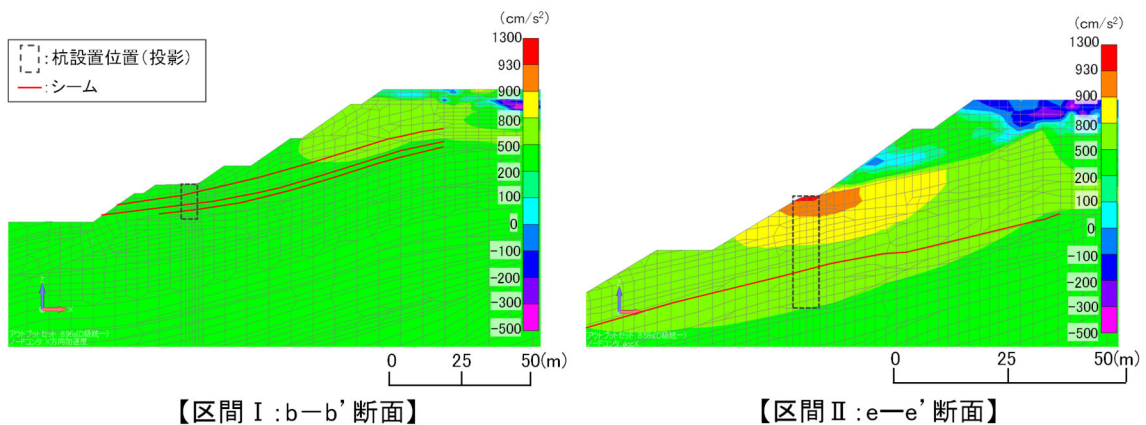


図 2.7.6.3-23 杭間断面における水平方向加速度の分布図

(c) 杭-岩盤境界部の評価

区間Ⅱの杭岩盤間のジョイント要素（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-24 に示す。

区間Ⅱにおける杭岩盤間のジョイント要素は、部分的に局所安全係数 1.0 を下回っているが、杭の大部分はせん断強度に達しておらず、せん断方向にすべりが生じていないことを確認した。

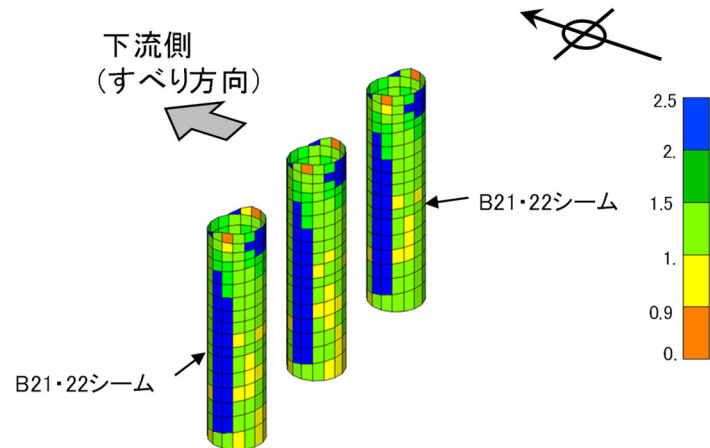


図 2.7.6.3-24(1) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

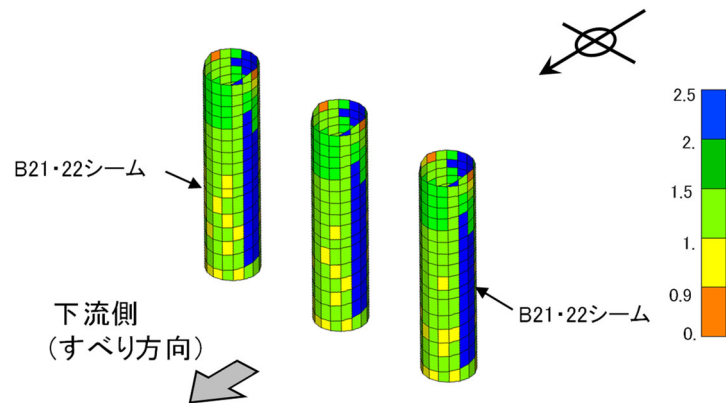


図 2.7.6.3-24(2) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(d) 区間Ⅱの評価結果まとめ

3次元静的FEM解析の結果、表2.7.6.3-5のとおり、杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤は健全であり、岩盤の応力状態からアーチ効果が認められることから、中抜け現象の発生に係る判定基準を満たすことを確認した。

以上のことから、区間Ⅱは抑止杭の杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

表 2.7.6.3-5 区間Ⅰの文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準及び判定結果

判定基準	判定結果
①杭間隔が8D未満であることを確認する。	①区間Ⅱの杭間隔は16m(約2.7D)であり、杭間隔が8D未満であることを確認した。
②岩盤を線形弾性体でモデル化したFEM解析により、アーチ効果が認められ、中抜け現象に移行していないことを確認する。	②杭周辺の応力状態から、杭に応力が集中し、杭間の応力が小さくなるアーチ効果が認められ、杭間の岩盤は中抜けに移行していないことを確認した。
③杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤が健全であることを確認する。局所安全係数分布図により、当該範囲の岩盤に引張及びせん断破壊が生じていないことを確認する。	③岩盤の局所安全係数分布図により杭間部、アーチ部及び支持部付近の岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は認められず、健全であることを確認した。

なお、杭間のシームに局所安全係数が1.0を下回る要素が認められるものの、中抜け現象の対象となる移動層のうち、杭間の岩盤には引張強度及びせん断強度に達した要素は認められず、上記のとおり抑止杭のアーチ効果によって中抜け現象は抑止されることが考えられることから、中抜けするおそれはないと評価する。

ブローアウトパネル関連設備の設計方針に係る補足説明資料

ブローアウトパネル関連設備の要求機能について

1. はじめに

ブローアウトパネル関連設備（原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル（以下「オペフロBOP」という。）、原子炉建物主蒸気管トンネル室ブローアウトパネル（以下「MSトンネル室BOP」という。）、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置（以下「BOP閉止装置」という。）及び原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル強制開放装置（以下「オペフロBOP強制開放装置」という。））について、技術基準上の主な要求事項を整理した。

2. オペフロBOPの要求事項

(1) 開放機能

オペフロBOPは、主蒸気管破断（以下「MSLBA」という。）を想定した場合の放出蒸気による圧力から原子炉建物や原子炉格納容器等を防護するため、放出蒸気を建物外に放出することを目的に設置されている。このため、建物の内外差圧により自動的に開放する機能が必要である。（技術基準規則 第12条 溢水等による損傷の防止）

設計基準対象施設であるオペフロBOPは、待機状態（閉状態）にて、基準地震動 S_s により開放機能を損なわないようにする必要があるため、基準地震動 S_s に対する耐震健全性（建物躯体の健全性）を確保する設計とする。また、設計竜巻により開放機能を損なわないようにする必要があるが、設計竜巻は、その発生頻度が非常に小さく、設計基準事故との重畳は、判断基準の目安となる 10^{-7} 回/年を下回り十分小さいこと、プラント運転中又は停止中の設計竜巻を想定してもプラント停止及び冷却に必要な設備は確保でき原子炉安全に影響しないことから、安全上支障のない期間に補修が可能な設計とすることで安全機能を損なわない設計とする。

重大事故等対処設備であるオペフロBOPは、格納容器バイパス（以下「ISLOCA」という。）発生を想定した場合の発生箇所を隔離するための操作等の活動ができるよう、所定の時間内に原子炉建物原子炉棟（以下「原子炉棟」という。）の圧力及び温度を低下させるため、確実に開放する必要がある。（技術基準規則 第61条 原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するための設備）

ISLOCA発生時においては、原子炉格納容器外かつ原子炉棟で低圧設計部が破断することを想定しているため、原子炉棟で瞬時に減圧沸騰して大量の水蒸気が発生する。このため、原子炉棟の圧力が急上昇するが、外気との差圧（設計圧力6.9kPa以下）で原子炉建物燃料取替階に設置したオペフロBOPが自動的に開放し、原子炉棟内を減圧する設計とする。

また、開放したオペフロBOPの開口面（全面）を経由して外気と熱交換が行われることにより原子炉棟内でも人力でISLOCA発生箇所を隔離するための隔離弁が操作可能となる。なお、

ISLOCA発生時には、基本的に中央制御室で隔離弁を閉操作するが、万が一中央制御室から操作できない場合には、現場で隔離弁を操作することとしている。

重大事故等対処設備であるオペフロBOPは、待機状態（閉状態）にて、基準地震動 S_s により開放機能を損なわないようにする必要があるため、基準地震動 S_s に対する耐震健全性（建物躯体の健全性）を確保する設計とする。

(2) 二次格納施設のバウンダリ機能

オペフロBOPは、上記(1)の開放機能を満足させるため、原子炉棟外壁に設置されており、原子炉棟の壁の一部となることから、二次格納施設のバウンダリとしての機能維持が必要である。（技術基準規則 第38条 原子炉制御室等及び第44条 原子炉格納施設）

このため、設計基準対象施設であるオペフロBOPは、待機状態（閉状態）にて、基準地震動 S_s により二次格納施設としてのバウンダリ機能を損なわないようにする必要があるが、その一方で、地震動により開放しないように設計する場合、本来の差圧による開放機能を阻害する可能性がある。この2つの要求機能を考慮した結果、二次格納施設のバウンダリ機能維持に対しては、オペフロBOPの設置目的である差圧による開放機能を阻害しない範囲で耐震性を確保する設計とする。具体的には原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）によれば、基準地震動 S_2 （ S_s 相当）と運転状態IV（設計基準事故）の組合せは不要であるが、基準地震動 S_1 （ S_d 相当）と運転状態IV（設計基準事故）の荷重の組合せは必要とされていることを踏まえ、オペフロBOPは二次格納施設としてのバウンダリ機能を有することから、長期にわたり事象が継続した場合も考慮し、弾性設計用地震動 S_d で開放しない設計とする。設計竜巻については、その最大気圧低下量がオペフロBOP開放の設計差圧より大きく、設計竜巻の気圧差により開放の可能性を否定できないが、設計竜巻の発生頻度は非常に小さく、設計基準事故との重畳は、判断基準の目安となる 10^{-7} 回/年を下回り十分小さいこと、プラント運転中又は停止中の設計竜巻を想定してもプラント停止及び冷却に必要な設備は確保でき原子炉安全に影響しない。このため、万一、地震や竜巻により開放し、安全上支障のない期間に復旧できず、二次格納施設としてのバウンダリ機能が維持できない場合には、安全な状態に移行（運転中は冷温停止へ移行、停止中は炉心変更時又は原子炉棟で照射された燃料に係る作業の停止）することを保安規定に定める。

3. MSトンネル室BOPの要求事項

(1) 開放機能

MSトンネル室BOPは、MSLBAを想定した場合の放出蒸気による圧力から原子炉建物や原子炉格納容器等を防護するため、放出蒸気を建物外に放出することを目的に設置されている。このため、主蒸気管トンネル室（以下「MSトンネル室」という。）内外の差圧（設計圧力12.26kPa以

下)により自動的に開放する機能が必要である。(技術基準規則 第12条 溢水等による損傷の防止)

設計基準対象施設であるMSトンネル室BOPは、待機状態(閉状態)にて、基準地震動 S_s により開放機能を損なわないようにする必要があるため、基準地震動 S_s に対する耐震健全性(建物躯体の健全性)を確保する設計とする。

(2) 二次格納施設のバウンダリ機能

MSトンネル室BOPは、上記(1)の開放機能を満足させるため、原子炉棟のMSトンネル室に設置されており、原子炉棟の壁の一部となるMSトンネル室BOPについては、二次格納施設のバウンダリとしての機能維持が必要である。(技術基準規則 第38条 原子炉制御室等、第44条 原子炉格納施設及び第74条 運転員が原子炉制御室にとどまるための設備)

このため、設計基準対象施設及び重大事故等対処設備であるMSトンネル室BOPは、待機状態(閉状態)にて、基準地震動 S_s により二次格納施設としてのバウンダリ機能を損なわないようにする必要があるが、その一方で、地震動により開放しないように設計する場合、本来の差圧による開放機能を阻害する可能性がある。この2つの要求機能を考慮した結果、二次格納施設のバウンダリ機能維持に対しては、MSトンネル室BOPの設置目的である差圧による開放機能を阻害しない範囲で耐震性を確保する設計とする。具体的には原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編(JEAG 4601・補-1984)によれば、基準地震動 S_2 (S_s 相当)と運転状態IV(設計基準事故)の組合せは不要であるが、基準地震動 S_1 (S_d 相当)と運転状態IV(設計基準事故)の荷重の組合せは必要とされていることを踏まえ、MSトンネル室BOPは二次格納施設としてのバウンダリ機能を有することから、長期にわたり事象が継続した場合も考慮し、弾性設計用地震動 S_d で開放しない設計とする。

4. BOP閉止装置の要求事項

(1) 閉止機能

技術基準第74条(運転員が原子炉制御室にとどまるための設備)の解釈では、「原子炉制御室の居住性を確保するために原子炉建屋に設置されたブローアウトパネルを閉止する必要がある場合は、容易かつ確実に閉止操作ができること。また、ブローアウトパネルは、現場において人力による操作が可能なものとする。」が要求されている。

島根原子力発電所第2号機のオペフロBOPは、開放後、炉心損傷に至る事故が発生した場合には、作業員の被ばく防止の観点から再開止操作を行うことが困難であるため、技術基準第74条要求に適合させるためにBOP閉止装置を設置する。

このため、重大事故等対処設備であるBOP閉止装置は、待機状態(開状態)にて、基準地震動 S_s により閉止機能を損なわないようにする必要があるため、基準地震動 S_s に対する耐震健

全性を確保することが必要である。

(2) 二次格納施設のバウンダリ機能

BOP閉止装置は、オペフロBOPに代わって原子炉棟の壁の一部となることから、二次格納施設のバウンダリとしての機能（原子炉棟の気密性能確保）が必要である。

一方、BOP閉止装置の閉機能維持が必要な状況とは、基準地震動 S_s によりオペフロBOPが開放し、更に重大事故に至った場合である。技術基準第74条（運転員が原子炉制御室にとどまるための設備）では、7日間で100mSvを超えないことが要求されており、7日間で想定する地震動は、設置許可基準規則第39条（地震による損傷の防止）で整理するSA発生後の最大荷重の組合せの考え方を踏まえ、BOP閉止装置が閉状態で組み合わせるべき地震動は弾性設計用地震動 S_d であるが、長期の閉止機能維持を考慮して基準地震動 S_s とする。

5. オペフロBOP強制開放装置（自主対策設備）への要求事項

オペフロBOP強制開放装置は、仮に、重大事故等時に静的触媒式水素処理装置、格納容器フィルタベント系により原子炉建物内の水素濃度が低下しなかった場合に、原子炉建物内の水素濃度低減を目的にブローアウトパネルを強制的に開放する必要が発生した場合に用いる自主対策設備であるため、強制開放装置の損傷が安全上重要な他設備に波及的影響を及ぼさないようにする必要がある。

6. ブローアウトパネル関連設備の要求機能

表6にブローアウトパネル関連設備に要求される機能の整理を示す。

7. ブローアウトパネル閉止装置の要否

表7にブローアウトパネル開放要因を踏まえBOP閉止装置の設置要否を整理した結果を示す。

表6 ブローアウトパネル関連設備に要求される機能の整理

ブローアウト パネル 関連設備	要求機能	設計基準対象施設			重大事故等対処設備		
		5条 地震	7条 竜巻 (差圧)	7条 竜巻 (飛来物)	50条 地震	54条 竜巻 (差圧)	54条 竜巻 (飛来物)
オペフロ BOP	開放機能 (MSLBA) (12条)	○ (S s)	○ プラント停 止にて対応	○ 竜巻防護ネ ットで対応	—	—	—
	開放機能 (ISLOCA) (12条)	—	—	—	○ (S s)	—	—
	バウンダリ機能 (建物気密性) (38条, 44条)	○ (S d)	○ プラント停 止にて対応	○ 竜巻防護ネ ットで対応	—	—	—
MS トンネル室 BOP	開放機能 (MSLBA) (12条)	○ (S s)	—	—	—	—	—
	バウンダリ機能 (建物気密性) (38条, 44条)	○ (S d)	—	—	○*1 (S d)	—	—
BOP 閉止装置 (SA 緩和設備)	閉止機能 (74条)	—	—	—	○ (S s)	○ (影響なし)	—*2
	バウンダリ機能 (74条)	—	—	—	○ (S s)	—*3	—*3

注記 *1: MSトンネル室BOPは、基準地震動 S s でも閉維持が可能な設計とした場合でも、開放機能として規定の開放圧力で開放できる構造であることから、基準地震動 S s で閉維持可能な設計とする。

*2: BOP閉止装置は、SA緩和設備であるため共通要因故障としての考慮は不要

*3: SA後の閉止状態での設計竜巻は、事象の重ね合わせの頻度から組み合わせ不要

表7 ブローアウトパネルの開放要因及び閉止の必要性検討

開放箇所	開放要因		開放可能性	閉止の必要性検討*	閉止装置の要否	
オペフロ BOP	自然現象	地震	有 (S _d を超える地震動で開放)	S _s 相当までの本震による全炉心損傷頻度の累積は 3.3×10^{-7} /炉年であり、地震によるオペフロ BOP の開放が考えられることから閉止する設計とする。	要	
		竜巻	有 (設計竜巻の差圧以下で開放)	外部電源喪失が考えられる竜巻の年超過発生頻度(約 10^{-4} /年)及び外部電源喪失が発生した場合の条件付炉心損傷確率(7.8×10^{-7})が極めて低いことから、開放しても原子炉制御室の居住性を確保するためにオペフロ BOP の閉止が必要となる可能性は極めて低い。	否	
		上記以外	無	津波及び地滑り・土石流に対し、影響を受けない場所に設置している。 風(台風)については、荷重として作用するものの開放には至らない。 積雪、火山の影響に対し、荷重を受けにくい構造である。 凍結、降水、落雷、生物学的事象、森林火災は、荷重として作用する事象ではない。	否	
	運転時の異常な過渡事象		無	建物内圧力が上昇しない	否	
	設計基準事故	主蒸気管破断	有 (設計で考慮)	主蒸気管破断については、レベル1 P S A 学会標準に基づき、発生頻度、プラントの影響等の観点から、リスク評価上の重要性は低いと考え、炉心損傷へ至る可能性のある評価対象から除外する。	否	
		上記以外	無	建物内圧力が上昇しない	否	
	重大事故等	ISLOCA	有 (設計で考慮)	ISLOCA の炉心損傷頻度(3.3×10^{-9} /炉年)は十分低いことから、原子炉制御室の居住性を確保するためにオペフロ BOP の閉止が必要となる可能性は極めて低い。	否	
		上記以外	無	建物内圧力が上昇しない	否	
	MS トンネル室 BOP	自然現象	地震	無	S _s 機能維持であるため開放しない	否
			上記以外	無	建物内に設置されているため影響は受けない	否
運転時の異常な過渡事象		無	建物内圧力が上昇しない	否		
設計基準事故		主蒸気管破断	有 (設計で考慮)	主蒸気管破断については、レベル1 P S A 学会標準に基づき、発生頻度、プラントの影響等の観点から、リスク評価上の重要性は低いと考え、炉心損傷へ至る可能性のある評価対象から除外する。	否	
		上記以外	無	建物内圧力が上昇しない	否	
重大事故等		ISLOCA	無	ISLOCA 時の流路にならない	否	
	上記以外	無	建物内圧力が上昇しない	否		

*閉止必要性検討にあたっては、「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編(J E A G 4601・補-1984)」のスクリーニング基準である 10^{-7} /炉年を参考にした。

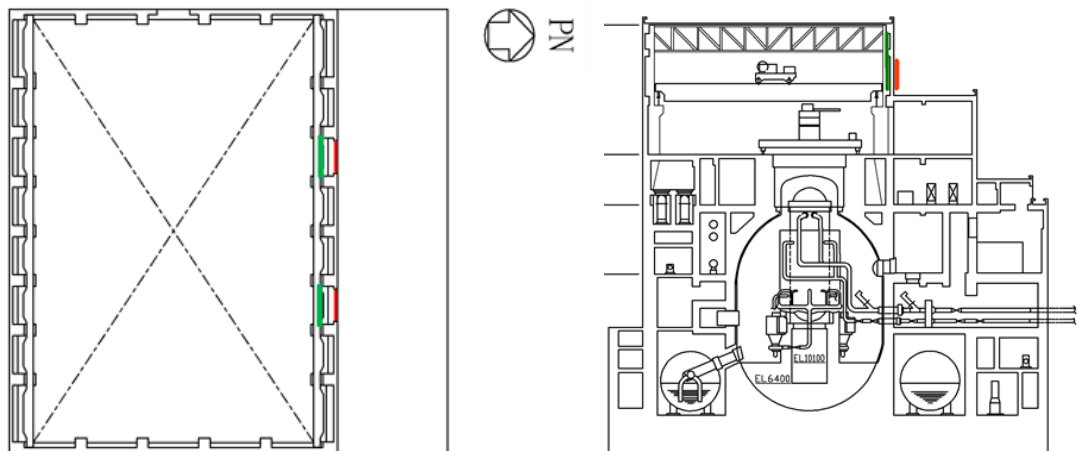
原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置の配置と構造について

1. 概要

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置（以下「BOP閉止装置」という。）は、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則及び規則の解釈の第74条で要求される設備であり、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネルが開放した状態において、炉心の著しい損傷が発生した場合に中央制御室にとどまる運転員を過度の被ばくから防護するため、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネルが開放した後の躯体の開口部を閉止し、原子炉建物原子炉棟の放射性物質の閉じ込め機能を確保するために設置する。

2. 設置位置及び個数

BOP閉止装置は、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル開口部2箇所に対して原子炉建物原子炉棟4階内壁面に計48台（1箇所あたりダンパ24台）設置する。概略平面図を図2-1に示す。



原子炉建物地上4階中間床 概略平面図

原子炉建物原子炉棟断面図

■ : (オペフロ BOP2 箇所)

■ : (BOP 閉止装置 2 箇所)

図2-1 原子炉建物原子炉棟地上4階 概略平面図

3. BOP閉止装置の構造

BOP閉止装置は、アクチュエータの回転をシャフトに伝達することで羽根の開閉が可能な構造としており、リミットスイッチにより羽根の開閉状態を中央制御室にて確認できる構造としている。

羽根は、補強リブにてシャフトとボルト締結された構造としており、閉止状態においては、羽根に取り付けられているパッキンをケーシングに押し付けることにより高い気密性を確保する構造としている。

なお、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネルが開放する際に、BOP閉止装置は干渉しない構造とする。

図3-1にBOP閉止装置の構造概要図（2連ダンパを例とする）を、図3-2に駆動概要図を、図3-3にBOP閉止装置を含めた関連設備の設置概要図を示す。

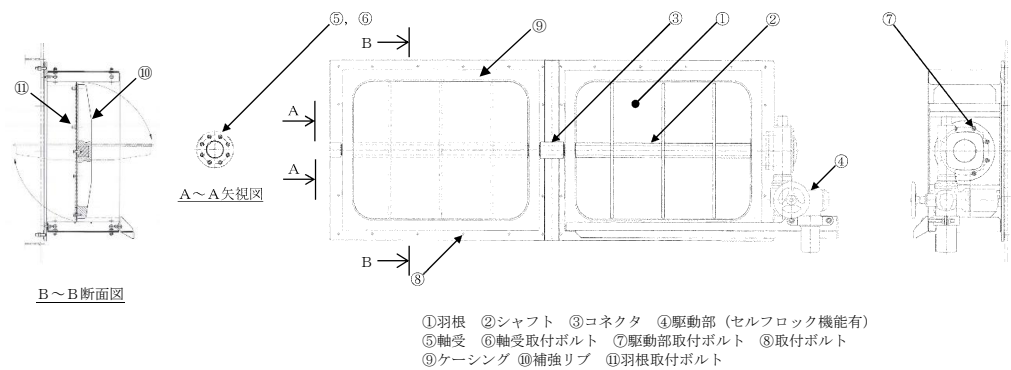


図3-1 BOP閉止装置（2連ダンパ）の構造概要図



図3-2 BOP閉止装置の駆動概要図（左：閉止，右：開放）

○駆動機構について

- ・羽根の動作は，シャフトに接続されているアクチュエータが駆動することで閉止又は開放する。

○手動操作について

- ・アクチュエータに取付けられている手動ハンドルを操作することで，シャフトを人力で回転させ開閉動作が可能。

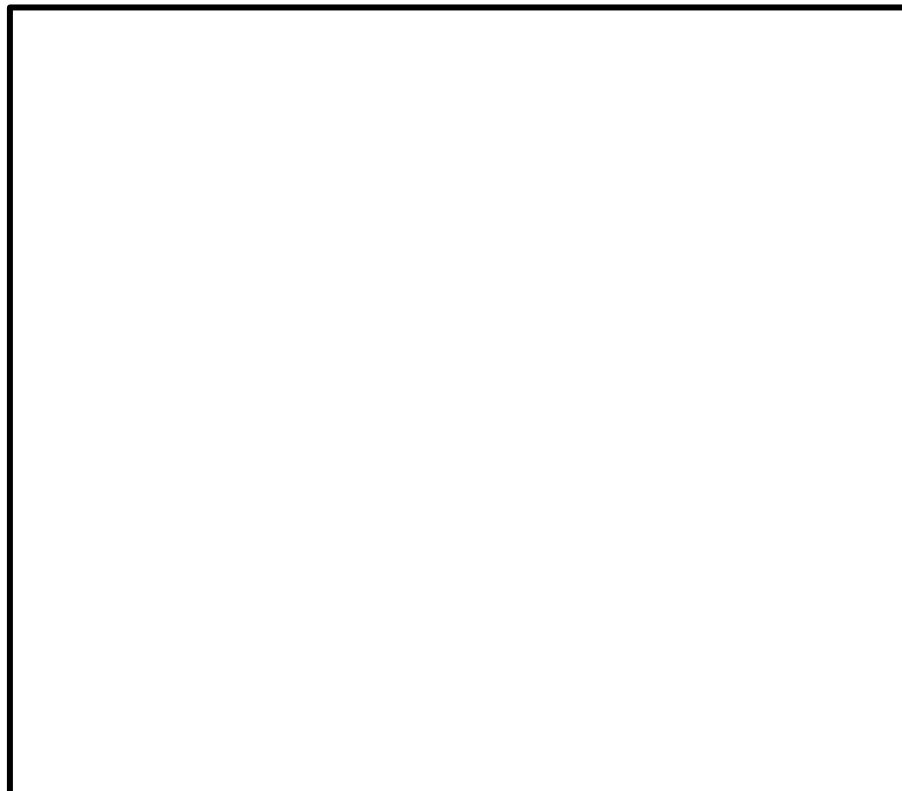


図3-3 BOP閉止装置の設置概要図

原子炉建物内の圧力解析について

1. はじめに

島根原子力発電所第2号機の原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置（以下「BOP閉止装置」という。）は、原子炉建物原子炉棟内の原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル（以下「オペフロBOP」という。）への蒸气流路上に設置する。このため、待機時の羽根開状態において、主蒸気管破断等が発生した際に、オペフロBOPの開放機能に影響を及ぼさないよう、蒸気を建物外へ放出するために必要な流路を確保する必要がある。

上記を踏まえ、主蒸気管破断事故時における原子炉建物内圧力解析を実施し、原子炉格納容器の設計外圧未満となることを確認することで、BOP閉止装置の設置が、オペフロBOPの開放機能に影響を及ぼさないことを確認する。

なお、重大事故等対策の有効性評価において、インターフェイスシステムLOCAとして残留熱除去系熱交換器フランジ部及び残留熱除去系計器の破断を想定しているが、破断面積は主蒸気管破断事故と比較し非常に小さく、主蒸気管破断事故に評価は包絡される。また、BOP閉止装置の設置による重大事故等時の原子炉建物内の設備の環境条件へ影響はない。

2. 解析方法

(1) 解析コード

汎用熱流動解析コードGOTHIC (Ver. 8.1)

(2) 想定事象

主蒸気管破断事故 (MSLBA)

(3) 解析条件・解析モデル

解析条件 : 事故時の冷却材流出量については、設置許可申請書添付書類十主蒸気管破断事故解析結果を包絡する条件を用いる。その他の解析条件は表2-1のとおり。

解析モデル : 図2-1のとおり。流路圧損について、区画間の流路圧損に加え、BOP閉止装置による圧損を考慮したモデルとした。

表2-1 解析条件

No.	項目	解析条件	備考
1	初期条件 (1)温度 (2)圧力 (3)湿度	10℃ 大気圧 相対湿度 100%	通常運転時の環境使用温度の最低値を設定
2	空間容積	原子炉建物地上 4 階 : 41300m ³ 原子炉建物地上 3 階 : 5920m ³ 原子炉建物地上 2 階 : 5190m ³ 原子炉建物地上 1 階 : 8240m ³ 原子炉建物地下 1 階・地下 2 階 (トールラス室) : 4410m ³ MS トンネル室 : 2682m ³ ペントハウス : 3223m ³ T/B : 24580m ³ PCV シェルギヤップ : 41m ³	空間容積は、躯体分、機器配管分を差し引いた値
3	流路面積 (1)BOP (2)区画間面積	オペフロ BOP : 20.97m ² (13.98m ² × 2 枚を保守的に 1.5 枚の面積として評価) MS トンネル室 BOP1 : 20.58m ² MS トンネル室 BOP2 : 20.58m ² MS トンネル室 BOP3 : 14.21m ² ペントハウス BOP : 30.02m ² タービン建物 BOP : 40.365m ² 原子炉建物地上 4 階-3 階 : 39m ² 原子炉建物地上 3 階-2 階 : 39m ² 原子炉建物地上 2 階-1 階 : 39m ² 原子炉建物地上 1 階-地下 1 階・地下 2 階 : 3.24m ² MS トンネル室 2 階-1 階 : 27m ² ペントハウス 3 階-2 階 : 20.24m ² PCV シェルギヤップ [°] -地上 2 階 : 0.173m ² PCV シェルギヤップ [°] -地上 1 階 : 1.912m ² PCV シェルギヤップ [°] -地下 1 階 : 0.749m ² T/B 地下 1 階~2 階-吹き抜け : 71.02m ²	BOP 閉止装置による圧損はオペフロ BOP 開口部で考慮。
4	BOP 開放圧力 (差圧)	オペフロ BOP : 6.9kPa MS トンネル室 BOP1 : 12.26kPa MS トンネル室 BOP2 : 12.26kPa MS トンネル室 BOP3 : 12.26kPa ペントハウス BOP : 3.5kPa タービン建物 BOP : 3.5kPa	ISLOCA 時及び MSLBA 時等に屋外へ開放 MSLBA 時に原子炉建物地上 1 階側へ開放 MSLBA 時にペントハウス側へ開放 MSLBA 時にタービン建物側へ開放 MSLBA 時に屋外へ開放 MSLBA 時に屋外へ開放

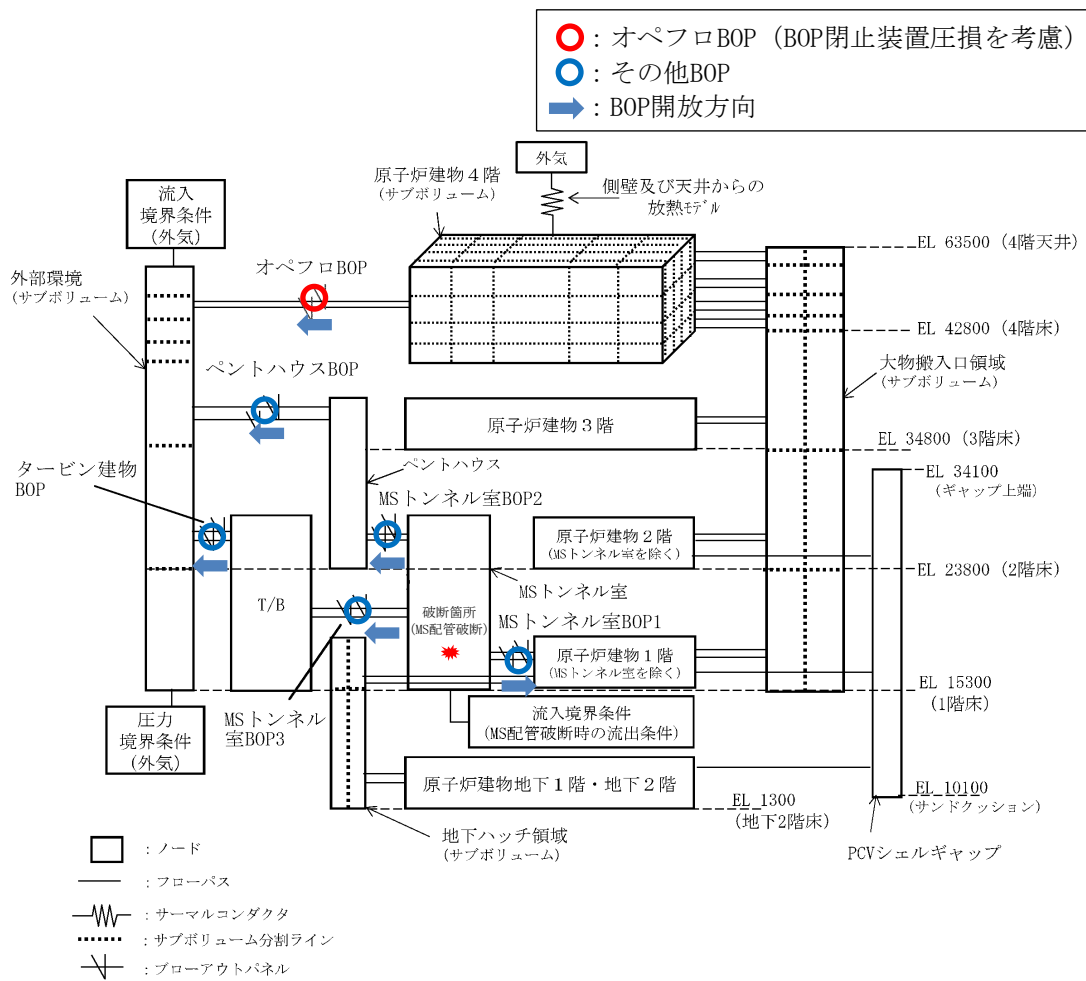


図2-1 解析モデル

3. 解析結果

解析結果を図3-1に示す。主蒸気管破断事故時において、原子炉格納容器外側に作用する圧力の最大値は13.5kPa[gage]となり、原子炉格納容器の設計外圧（13.7kPa[gage]）以下であることを確認した。この結果より、BOP閉止装置の設置が、オペフロBOPの開放機能に影響を及ぼさないことを確認した。

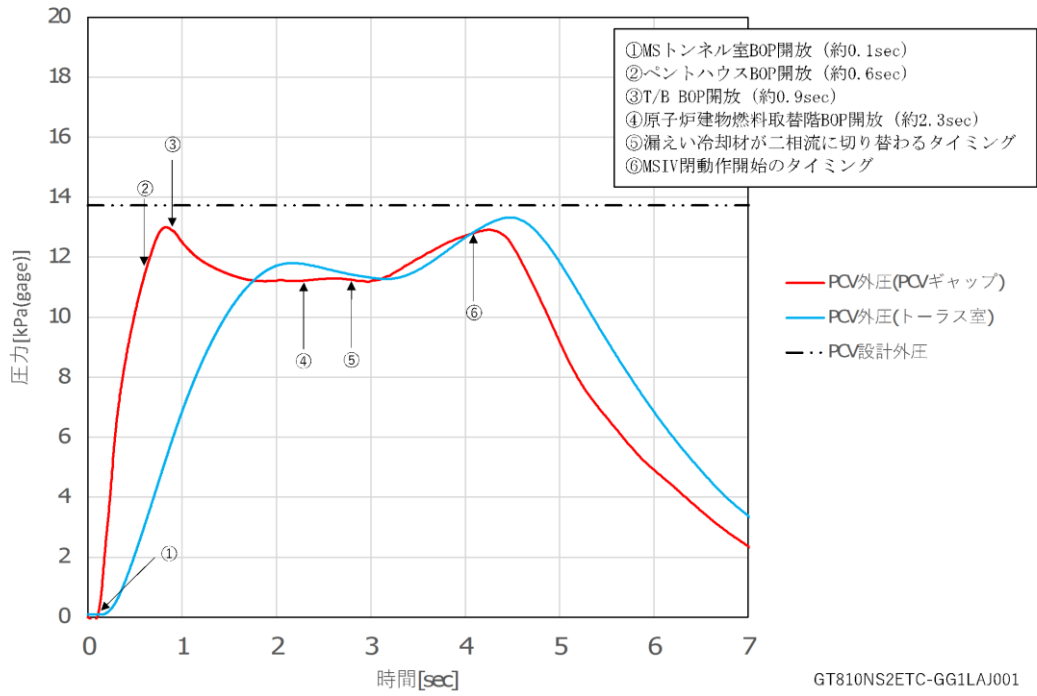


図3-1 主蒸気管破断時に原子炉格納容器外側に作用する圧力

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置の技術基準規則第五十四条への
適合性について

1. 技術基準規則第五十四条への適合性について

(1) 環境条件（技術基準規則第五十四条第一項第一号）

a. 要求事項

想定される重大事故等が発生した場合における温度，放射線，荷重その他の使用条件において，重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮するものであること。

b. 適合性

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置（以下「BOP閉止装置」という。）は，屋内に設置するが，重大事故等時に原子炉建物原子炉棟内の気密性を確保するために閉止する設備であることから，その機能を期待される重大事故等時における屋外又は原子炉建物原子炉棟内の環境条件を考慮している。

(2) 操作性（技術基準規則第五十四条第一項第二号）

a. 要求事項

想定される重大事故等が発生した場合において確実に操作できるものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は，中央制御室の操作盤のスイッチで遠隔による開閉が可能な設計とするとともに，現場においても人力により開閉操作が可能な設計としている。

(3) 試験検査（技術基準規則第五十四条第一項第三号）

a. 要求事項

健全性及び能力を確認するため，発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は，原子炉の運転中又は停止中に構造健全性のため外観検査が可能な設計としている。また，BOP閉止装置は，原子炉の停止中に機能・性能検査として動作状態の確認が可能な設計としている。

試験検査内容を表1-1示す。

表1-1 BOP閉止装置の試験検査内容

必要な機能	検査内容
気密性能	パッキンの外観点検により気密性能に影響を及ぼす劣化がないことを確認する。
動作性能	BOP閉止装置を電動による遠隔操作及び現場での手動操作により開閉が可能なことを確認する。
構造健全性	外観目視検査によるBOP閉止装置構成部品の健全性を確認する。

(4) 切替えの容易性（技術基準規則第五十四条第一項第四号）

a. 要求事項

本来の用途以外の用途として重大事故等に対処するために使用する設備にあつては、通常時に使用する系統から速やかに切り替えられる機能を備えるものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は、本来の用途以外の用途として使用しない設計としている。

(5) 悪影響の防止（技術基準規則第五十四条第一項第五号）

a. 要求事項

工場等内の他の設備に対して悪影響を及ぼさないものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は、他の設備から独立して使用が可能であり、他の設備に悪影響を及ぼさない設計としている。また、BOP閉止装置の開閉動作が他の設備に悪影響を及ぼさない設計としている。

(6) 設置場所（技術基準規則第五十四条第一項第六号）

a. 要求事項

想定される重大事故等が発生した場合において重大事故等対処設備の操作及び復旧作業を行うことができるよう、放射線量が高くなるおそれが少ない設置場所の選定、設置場所への遮蔽物の設置その他の適切な措置を講じたものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は、原子炉建物原子炉棟の壁面（屋内）に設置し、重大事故等時において放射線量が高くなるおそれの少ない中央制御室から操作が可能な設計としている。

(7) 容量（技術基準規則第五十四条第二項第一号）

a. 要求事項

想定される重大事故等の収束に必要な容量を有するものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル開口部2箇所に対して原子炉建物原子炉棟4階内壁面に計48台（開口部1箇所あたりダンパ24台）設置する。なお、

BOP閉止装置は、重大事故等時において中央制御室の運転員の居住性を確保するために必要な気密性能を有していること。

(8) 共用の禁止（技術基準規則第五十四条第二項第二号）

a. 要求事項

二以上の発電用原子炉施設において共用するものでないこと。ただし、二以上の発電用原子炉施設と共用することによって当該二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合であって、同一の工場等内の他の発電用原子炉施設に対して悪影響を及ぼさない場合は、この限りでない。

b. 適合性

BOP閉止装置は二以上の発電用原子炉施設において共用しない設計としている。

(9) 設計基準事故対処設備との多様性（技術基準規則第五十四条第二項第三号）

a. 要求事項

常設重大事故防止設備は、共通要因によって設計基準事故対処設備の安全機能と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものであること。

b. 適合性

BOP閉止装置は、常設重大事故緩和設備であるため、多様性を考慮する必要はない。

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置の保安全管理について

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置（以下「BOP閉止装置」という。）の保全内容（案）は表1-1のとおり。なお、点検周期については、今後、試験や産業界実績を踏まえ決定し、保全計画に反映していく。

表1-1 BOP閉止装置の保安全管理（案）

区分	必要な機能	目的	管理項目	実施内容
保安全管理	動作性能	羽根の開閉機能確保	動作試験	・あらかじめ定めた施設定期検査時に、羽根の開閉試験（電動及び手動）にて確認
	気密性能	シール健全性確保	気密性能試験（建物）	・あらかじめ定めた施設定期検査時に、BOP閉止装置を閉状態とし、原子炉建物原子炉棟気密性能検査と同様の手法で気密性能試験を実施
			外観目視（シール部）	・構造健全性確認検査として、シール部に異常がないことを目視にて確認
			パッキン取替	・定期的な交換
構造健全性	構造健全性確認	外観目視試験	・構造・機能に影響を及ぼすような損傷、異常のないことを目視にて確認	

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置の機能確認試験要領について

1. 目的

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置（以下「BOP閉止装置」という。）に要求される機能を確認するため、実機規模の試験体を用いた加振試験を行い、重大事故等時におけるBOP閉止装置の機能維持確認を実施する。

2. 試験場所

場 所：鹿島建設株式会社 技術研究所 西調布実験場

3. 試験項目

3.1 BOP閉止装置に要求される機能について

BOP閉止装置は、原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル（以下「オペフロBOP」という。）が開放状態で炉心損傷が発生した場合に、運転員等の中央制御室での居住性確保のため、オペフロBOPの開放部を速やかに閉止し、原子炉建物気密性を維持することが求められる。具体的には下記の機能が求められる。

- ・ 地震後においても、容易かつ確実に閉止でき、また現場において人力による操作できる動作性を確保し、原子炉建物原子炉棟を負圧に維持できる気密性を確保していること。
- ・ 開放したオペフロBOPを復旧するまでの期間においてBOP閉止装置を使用するため、重大事故後、一定期間内に想定される地震が発生した場合においても、原子炉建物原子炉棟を負圧に維持できる気密性を確保していること。

3.2 加振条件

- (1) 基準適合性を確認するための加振（基準地震動 S_s に基づき設定した加振波による加振）

BOP閉止装置の設置位置（最も高所の設置位置）における基準地震動 S_s^* に対する設計用震度を上回るように設定された加振波を用いて加振を行う。

注記*：閉止状態のBOP閉止装置は、オペフロBOPと同等の弾性設計用地震動 S_d による荷重が作用した場合の気密性確保が求められるが、耐震裕度を確保するため、基準地震動 S_s に基づき設定した加振波を用いて加振を行う。

(2) BOP閉止装置の耐震裕度を確認するための加振（振動台性能限界加振波による加振）

BOP閉止装置の耐震裕度を確認するため、振動台の性能限界（基準地震動 S_s の α 倍相当*）での加振波を用いて加振を行う。

注記*：振動台を動かす油量等の制限により数値が上下する可能性がある。

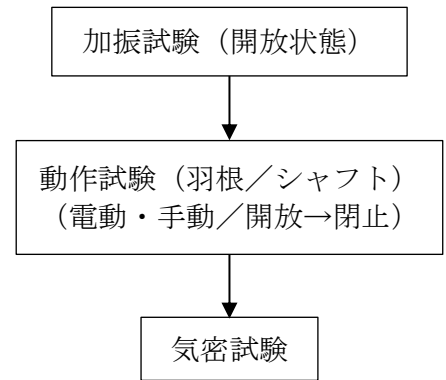
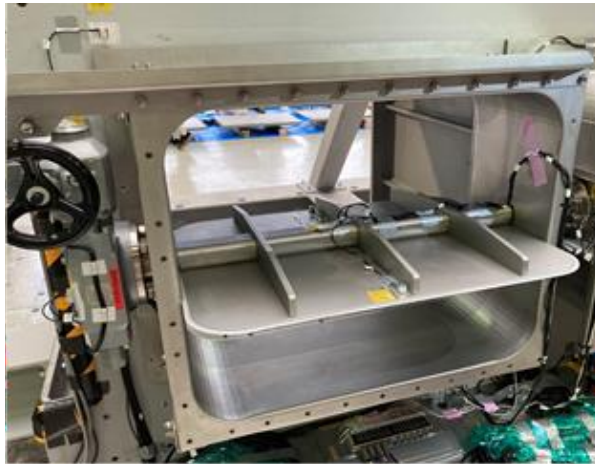
3.3 試験項目

基準地震動 S_s に基づき設定した加振波及び振動台性能限界加振波による加振を行い、BOP閉止装置に要求される機能が確保されていることを確認する。

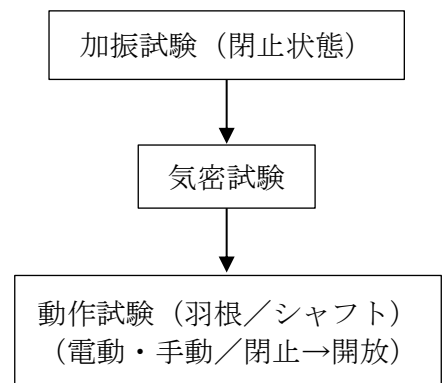
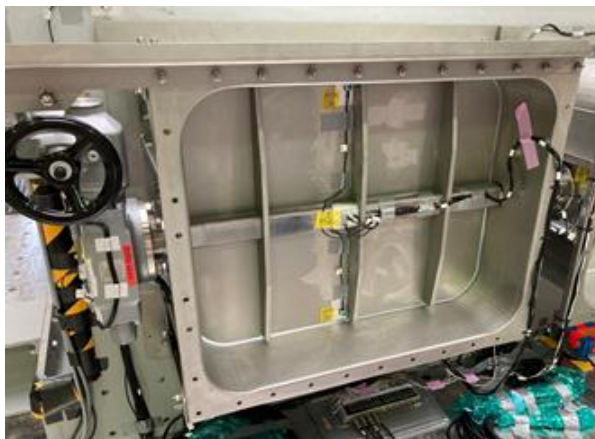
- ・加振後の動作確認 : BOP閉止装置が開放状態又は閉止状態において、加振後の羽根本体およびシャフトの作動性が確保されていることを確認する。
- ・加振後の気密性能試験 : BOP閉止装置が開放状態又は閉止状態において、加振後の気密性を確保していることを確認する。

図3-1に試験治具概念図を示す。

【羽根開放状態】



【羽根閉止状態】



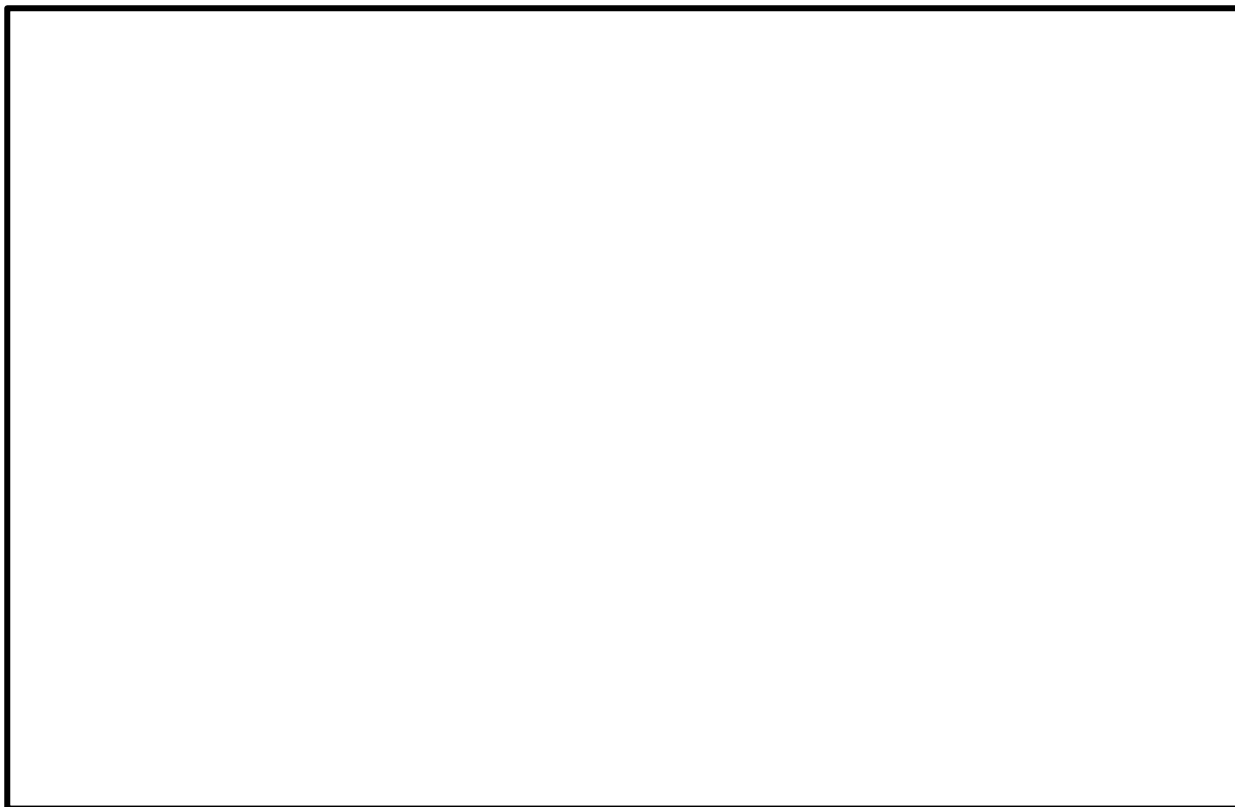


図3-1 試験治具概念図

4 加振試験

4.1 加振装置（三次元振動台）の概要

(1) 鹿島建設株式会社 技術研究所 西調布実験場

振動台の上に試験体を設置し，X, Y, Z方向の単軸加振を実施する。表4-1に振動台の仕様，図4-1に三次元振動台の概要図を示す。

表4-1 三次元振動台の仕様

テーブル	大きさ	5 m × 7 m
	重量	380 kN
搭載荷重	定格	600 kN
	最大	1000 kN
加振力	水平	2171 kN
	上下	3880 kN
最大加速度 (定格搭載時)	水平	± 2 g
	上下	± 2 g
最大速度	水平	± 2.0 m/s
	上下	± 1.0 m/s
最大変位	水平	X ± 0.5 m
		Y ± 0.7 m
	上下	Z ± 0.3 m
加振振動数範囲	DC ~ 50 Hz	
加振方式	電気・油圧サーボ方式	
制御方式	デジタル TVC 方式	

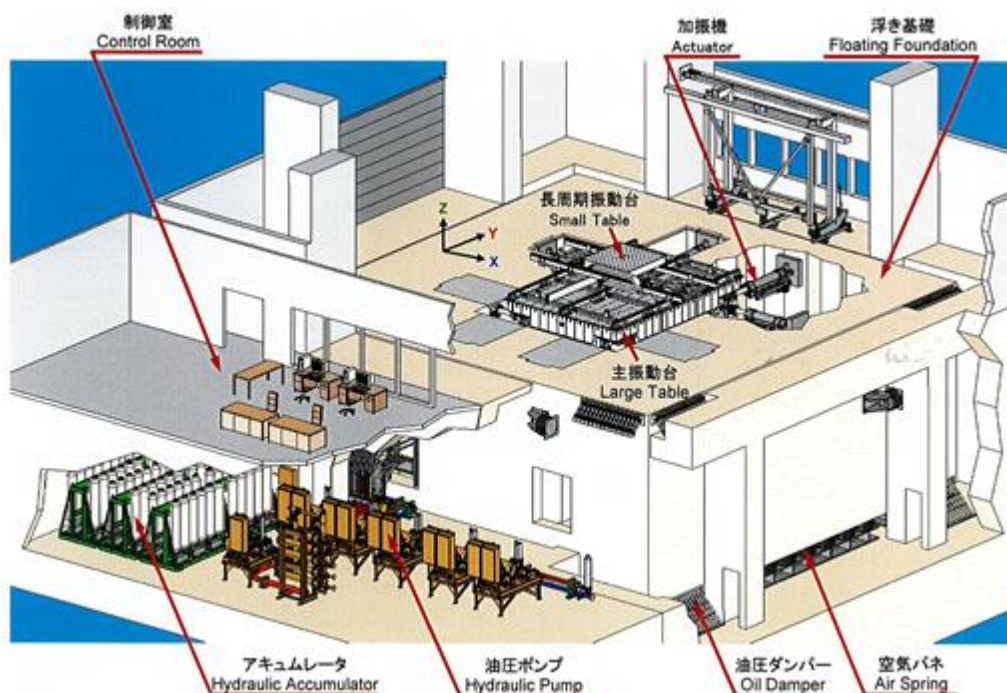


図4-1 三次元振動台の概要図（出典元：鹿島建設（株）技術研究所パンフレット）

4.2 加振波

加振試験用の模擬地震波は以下のとおりとする。VI-2-1-7 「設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき作成した設計用床応答スペクトル I を包絡する模擬地震波の時刻歴波形を図4-2、応答スペクトルを図4-3に示す。

- ・最大加速度及び応答スペクトルはBOP閉止装置の設置高さより上方の原子炉建物 EL. 63.5 mの床応答に基づき設定
- ・応答スペクトルは、基準地震動 S_s の設計用床応答スペクトル I を上回るように設定



図4-2 模擬地震波の時刻歴波形

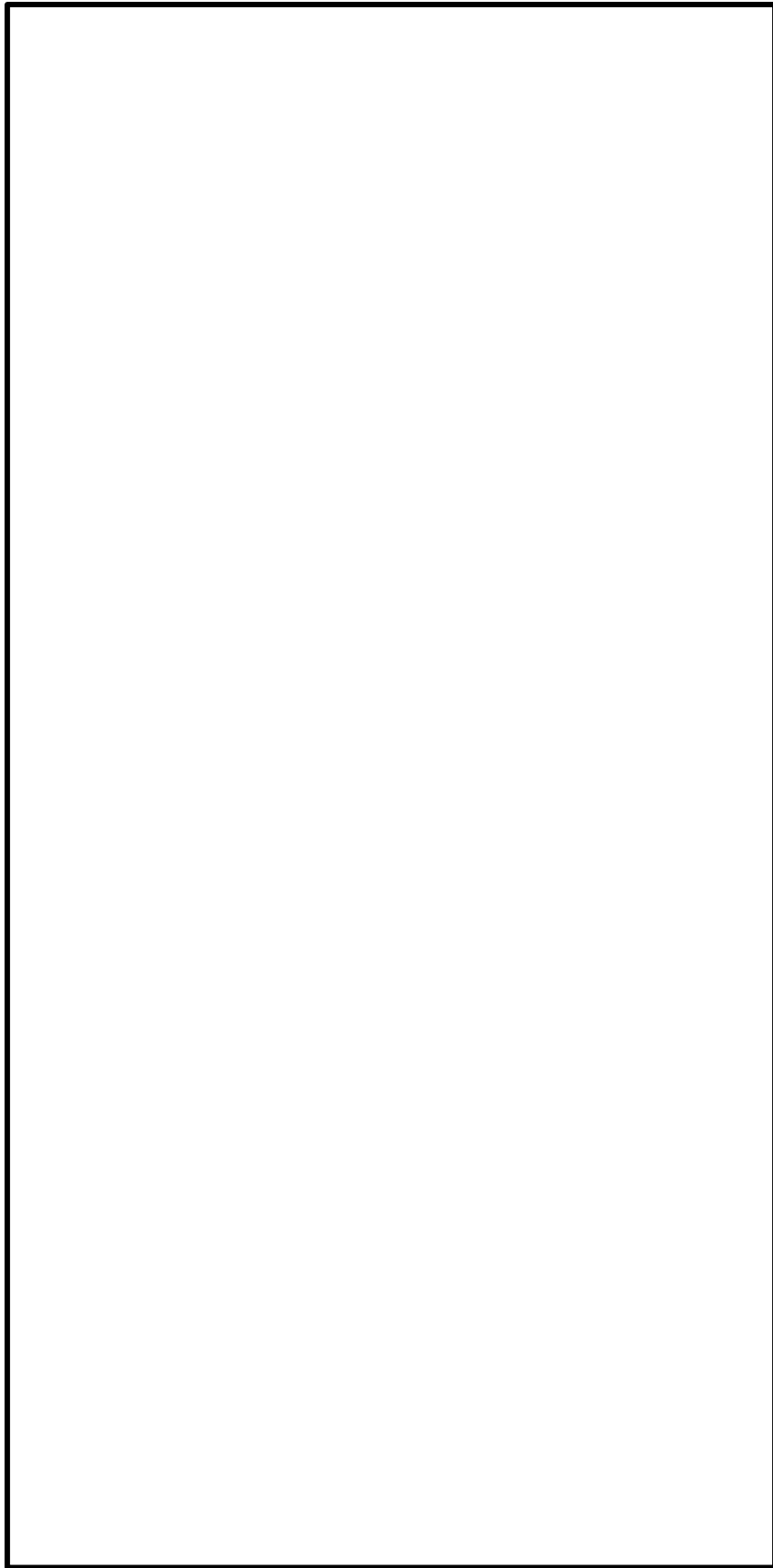


図4-3 模擬地震波の応答スペクトル

4.3 加振試験項目及び内容

加振試験の項目，概要は以下の通りである。各試験項目，加振波等を表4-2に示す。

(1) 計測系確認試験

計測機器の動作確認を行うために，入力加速度 2m/s^2 の正弦波により各方向の単軸加振を行う。

(2) 振動特性把握試験

試験体の共振振動数を確認するため，Hz～Hzの振動数範囲でフーリエスペクトル一定となるランダム波を用いて，各方向の単軸加振を行う。

(3) 地震波加振試験

「4.2 加振波」にて設定した模擬地震波を用いて，X, Y, Z方向の単軸加振にて，地震波加振試験を実施する。島根2号機は，目標とする加振レベルが高いこと及び試験装置の加振限界から3方向（X, Y, Z）各方向の単軸加振試験を実施する。地震波加振試験の入力レベルは，図4-2及び図4-3に示す模擬地震波の0.5倍，1.0倍及び α 倍（振動台の加振限界）とする。振動台の加振限界における加振波の入力倍率（ α ）については，模擬地震波の入力レベル1.0倍の振動台応答の実績から，X(NS)=1.15倍，Y(EW)=1.20倍，Z(UD)=1.25倍とする。また，BOP閉止装置の3次元応答の確認を目的として，模擬地震波の0.5倍でのX, Y, Z方向の単軸加振及び3方向（X, Y, Z）同時の3次元加振試験を実施し，単軸加振試験の妥当性を確認する。

表4-2 2連ダンパ（開） 試験項目一覧（1/4）

No.	試験項目	入力波	加振方向	入力加速度 入力倍率
1	計測系確認試験	正弦波（ <input type="text"/> Hz）	X	2m/s ²
2			Y	
3			Z	
4	振動特性把握試験	ランダム波*1	X	6m/s ²
5			Y	
6			Z	
7	地震波加振試験 (3次元応答確認)	模擬地震波 NS*2	X	0.50 倍
8		模擬地震波 EW*2	Y	0.50 倍
9		模擬地震波 UD*2	Z	0.50 倍
10		模擬地震波 NS, EW, UD*2	X, Y, Z	0.50 倍
11	地震波加振試験 (基準適合性, 耐震裕度確認)	模擬地震波 NS*2	X	1.00 倍 1.15 倍
12		模擬地震波 EW*2	Y	1.00 倍 1.20 倍
13		模擬地震波 UD*2	Z	1.00 倍 1.25 倍

*1 : Hzの振動数範囲でフーリエスペクトル一定となるランダム波

*2 : 水平, 鉛直方向毎に基準地震動 S s の設計用床応答スペクトル I を包絡する模擬地震波を作成して加振。

表4-2 2連ダンパ（閉） 試験項目一覧（2/4）

No.	試験項目	入力波	加振方向	入力加速度 入力倍率
1	計測系確認試験	正弦波（ <input type="text"/> Hz）	X	2m/s ²
2			Y	
3			Z	
4	振動特性把握試験	ランダム波*1	X	6m/s ²
5			Y	
6			Z	
7	地震波加振試験 (3次元応答確認)	模擬地震波 NS*2	X	0.50 倍
8		模擬地震波 EW*2	Y	0.50 倍
9		模擬地震波 UD*2	Z	0.50 倍
10		模擬地震波 NS, EW, UD*2	X, Y, Z	0.50 倍
11	地震波加振試験 (基準適合性, 耐震裕度確認)	模擬地震波 NS*2	X	1.00 倍 1.15 倍
12		模擬地震波 EW*2	Y	1.00 倍 1.20 倍
13		模擬地震波 UD*2	Z	1.00 倍 1.25 倍

*1 : Hzの振動数範囲でフーリエスペクトル一定となるランダム波

*2 : 水平, 鉛直方向毎に基準地震動 S s の設計用床応答スペクトル I を包絡する模擬地震波を作成して加振。

表4-2 3連ダンパ（開） 試験項目一覧（3/4）

No.	試験項目	入力波	加振方向	入力加速度 入力倍率
1	計測系確認試験	正弦波（ <input type="text"/> Hz）	X	2m/s ²
2			Y	
3			Z	
4	振動特性把握試験	ランダム波*1	X	6m/s ²
5			Y	
6			Z	
7	地震波加振試験 （3次元応答確認）	模擬地震波 NS*2	X	0.50 倍
8		模擬地震波 EW*2	Y	0.50 倍
9		模擬地震波 UD*2	Z	0.50 倍
10		模擬地震波 NS, EW, UD*2	X, Y, Z	0.50 倍
11	地震波加振試験 （基準適合性，耐震裕度確認）	模擬地震波 NS*2	X	1.00 倍 1.15 倍
12		模擬地震波 EW*2	Y	1.00 倍 1.20 倍
13		模擬地震波 UD*2	Z	1.00 倍 1.25 倍

*1： Hzの振動数範囲でフーリエスペクトル一定となるランダム波

*2： 水平，鉛直方向毎に基準地震動 S s の設計用床応答スペクトル I を包絡する模擬地震波を作成して加振。

表4-2 3連ダンパ（閉） 試験項目一覧（4/4）

No.	試験項目	入力波	加振方向	入力加速度 入力倍率
1	計測系確認試験	正弦波（ <input type="text"/> Hz）	X	2m/s ²
2			Y	
3			Z	
4	振動特性把握試験	ランダム波*1	X	6m/s ²
5			Y	
6			Z	
7	地震波加振試験 (3次元応答確認)	模擬地震波 NS*2	X	0.50 倍
8		模擬地震波 EW*2	Y	0.50 倍
9		模擬地震波 UD*2	Z	0.50 倍
10		模擬地震波 NS, EW, UD*2	X, Y, Z	0.50 倍
11	地震波加振試験 (基準適合性, 耐震裕度確認)	模擬地震波 NS*2	X	1.00 倍 1.15 倍
12		模擬地震波 EW*2	Y	1.00 倍 1.20 倍
13		模擬地震波 UD*2	Z	1.00 倍 1.25 倍

*1 : Hzの振動数範囲でフーリエスペクトル一定となるランダム波

*2 : 水平, 鉛直方向毎に基準地震動 S s の設計用床応答スペクトル I を包絡する模擬地震波を作成して加振。

4.4 計測要領

(1) 計測項目

試験体の主要な挙動を評価するための項目を計測する。計測項目を表4-3に示す。

表4-3 計測項目

項目	計測点
加速度	<ul style="list-style-type: none">・振動台・支持架台・羽根・ケーシング・ギアボックス・アクチュエータ・リミットスイッチ・羽根回転軸・羽根回転軸継手
ひずみ	<ul style="list-style-type: none">・ケーシング・羽根・羽根回転軸・羽根回転軸継手

(2) 計測位置

計測点は、試験体の主要な挙動を評価できる位置に設置する。表4-4に計測項目の一覧表を示す。なお、振動台座標系 (X, Y, Z) と計測座標系 (X, Y, Z) は、羽根開、閉のいずれの状態においても一致している。

① 加速度

図4-4から図4-6に加速度計の設置位置を示す。

② ひずみ

図4-7, 図4-8にひずみゲージの設置位置を示す。

(3) 測定計器

試験に使用する測定計器を表4-5に示す。

表4-4 2連ダンパ 計測項目の一覧表 (1/2)

No.	項目	記号	計測位置	備考
1	加速度	A1X	振動台 (中央)	<ul style="list-style-type: none"> 振動台上加速度を計測 設計用床応答スペクトルI以上で加振試験が実施されたことの確認が目的
2		A1Y		
3		A1Z		
4		A2Y	振動台 (搬入口側)	
5		A2Z		
6		A3X	振動台 (制御室側)	
7		A3Z		
8	A5X	ダンパ支持架台 中央 下端	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
9	A5Y			
10	A5Z	ダンパ支持架台 アクチュエータ側 中央高さ	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
11	A6X			
12	A6Y	ダンパ支持架台 アクチュエータの反対側 中央高さ	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
13	A6Z			
14	A7X	ダンパ支持架台 アクチュエータ側 上端	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
15	A7Y			
16	A7Z	ダンパ支持架台 中央 上端	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
17	A8X			
18	A9X	ダンパ支持架台 中央 上端	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
19	A9Y			
20	A9Z	ダンパ支持架台 アクチュエータの反対側 上端	<ul style="list-style-type: none"> ダンパ支持架上加速度を計測 ダンパ支持架台の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
21	A10X			
22	A11X	ダンパケーシング 羽根端部	<ul style="list-style-type: none"> ダンパケーシングの振動特性, 地震応答の確認が目的 	
23	A11Y			
24	A11Z	ダンパケーシング (シャフト高さ)	<ul style="list-style-type: none"> ダンパケーシングの振動特性, 地震応答の確認が目的 	
25	A12X			
26	A12Y	ギアボックス	<ul style="list-style-type: none"> 駆動装置および付属機器の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
27	A12Z			
28	A13X	アクチュエータ中間部	<ul style="list-style-type: none"> 駆動装置および付属機器の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
29	A13Y			
30	A13Z	モーター	<ul style="list-style-type: none"> 駆動装置および付属機器の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
31	A14X			
32	A14Y	アクチュエータ頂部	<ul style="list-style-type: none"> 駆動装置および付属機器の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
33	A14Z			
34	A15X	リミットスイッチ	<ul style="list-style-type: none"> 駆動装置および付属機器の振動特性, 地震応答の確認が目的 	
35	A15Y			
36	A15Z			
37	A16X			
38	A16Y			
39	A16Z			
40	A17X			
41	A17Y			
42	A17Z			

表4-4 3連ダンパ 計測項目の一覧表 (2/2)

No.	項目	記号	計測位置	備考
43	加速度	A18X	羽根回転軸継手部 (第1/第2羽根)	・羽根回転軸の振動特性、地震応答の確認が目的
44		A18Y		
45		A18Z		
46		A19X	羽根回転軸継手部 (第2/第3羽根)	
47		A19Y		
48		A19Z		
49		A20X	羽根回転軸先端	
50		A20Y		
51		A20Z		
52		A21X	第1羽根 (弁体) 中央リブ付根	・第1羽根の振動特性、地震応答の確認が目的
53		A21Y		
54		A21Z		
55		A22X	第1羽根 (弁体) 中央上端部・補強リブ付根 第1羽根 (弁体) 中央下端部・補強リブ付根	
56		A23X		
57		A24X		
58		A24Y	第2羽根 (弁体) 中央リブ付根	
59		A24Z		
60	A25X			
61	A26X	第2羽根 (弁体) 中央上端部・補強リブ付根 第2羽根 (弁体) 中央下端部・補強リブ付根	・第2羽根の振動特性、地震応答の確認が目的	
62	A27X			
63	A27Y			
64	A27Z	第3羽根 (弁体) 中央リブ付根		
65	A28X			
66	A29X			
67	A30Z	ダンパケーシング 上端	・第1羽根の振動特性、地震応答の確認が目的	
68	ひずみ	S1	第1羽根 ダンパケーシング 固定部	・加振時のダンパケーシング、開閉機構の変形の確認が目的
69		S2	第2羽根 ダンパケーシング 固定部	
70		S3	第3羽根 ダンパケーシング 固定部	
71		S4	第2羽根端部 補強リブ中間	
72		S5	羽根回転軸継手部 (第1/第2羽根)	
73		S6	羽根回転軸継手部 (第2/第3羽根)	
74		S7	第2羽根シャフト近傍	
75		S8	ダンパケーシング回転軸近傍	

No.	項目	記号	計測位置	備考
1	加速度	A1X	振動台 (中央)	・振動台上加速度を計測 ・設計用床応答スペクトル I 以上で 加振試験が実施されたことの確認が 目的
2		A1Y		
3		A1Z		
4		A2Y	振動台 (縦入口側)	
5		A2Z		
6		A3X		
7		A3Z	振動台 (制御室側)	
8		A5X		
9		A5Y		
10		A5Z	ダンパ支持架台 中央 下端	・ダンパ支持架台上加速度を計測 ・ダンパ支持架台の振動特性、地震 応答の確認が目的
11		A6X	ダンパ支持架台 アクチュエータ側 中央高さ	・ダンパ支持架台上加速度を計測 ・ダンパ支持架台の振動特性、地震 応答の確認が目的
12		A6Y		
13		A6Z		
14		A7X	ダンパ支持架台 アクチュエータの反対側 中央高さ	
15		A7Y		
16		A7Z		
17		A8X	ダンパ支持架台 アクチュエータ側 上端	
18	A9X	ダンパ支持架台 中央 上端	・ダンパ支持架台上加速度を計測 ・ダンパ支持架台の振動特性、地震 応答の確認が目的	
19	A9Y			
20	A9Z			
21	A10X	ダンパ支持架台 アクチュエータの反対側 上端		
22	A11X	ダンパケーシング (シャフト高さ)	・ダンパケーシングの振動特性、地 震応答の確認が目的	
23	A11Y			
24	A11Z			
25	A12X	ダンパケーシング 上端		
26	A12Y			
27	A12Z			
28	A13X	ギアボックス		
29	A13Y			
30	A13Z			
31	A14X	アクチュエータ中間部		
32	A14Y			
33	A14Z			
34	A15X	モーター	・駆動装置および付属機器の振動特 性、地震応答の確認が目的	
35	A15Y			
36	A15Z			
37	A16X	アクチュエータ頂部		
38	A16Y			
39	A16Z			
40	A17X	リミットスイッチ		
41	A17Y			
42	A17Z			

表4-5 測定計測器一覧表

No.	用途	計測器名称	メーカー (型式)	仕様
1	動作確認 (変圧器電圧値測定)	デジタルクラ ンプメータ		
2	動作確認 (開閉試験, 気密試験 保持時間測定)	ストップウォ ッチ		
3		面積流量計		
4	気密試験	バージメータ		
5		質量流量計		
6	加振試験	加速度計		
7		ひずみゲージ		

注記* :

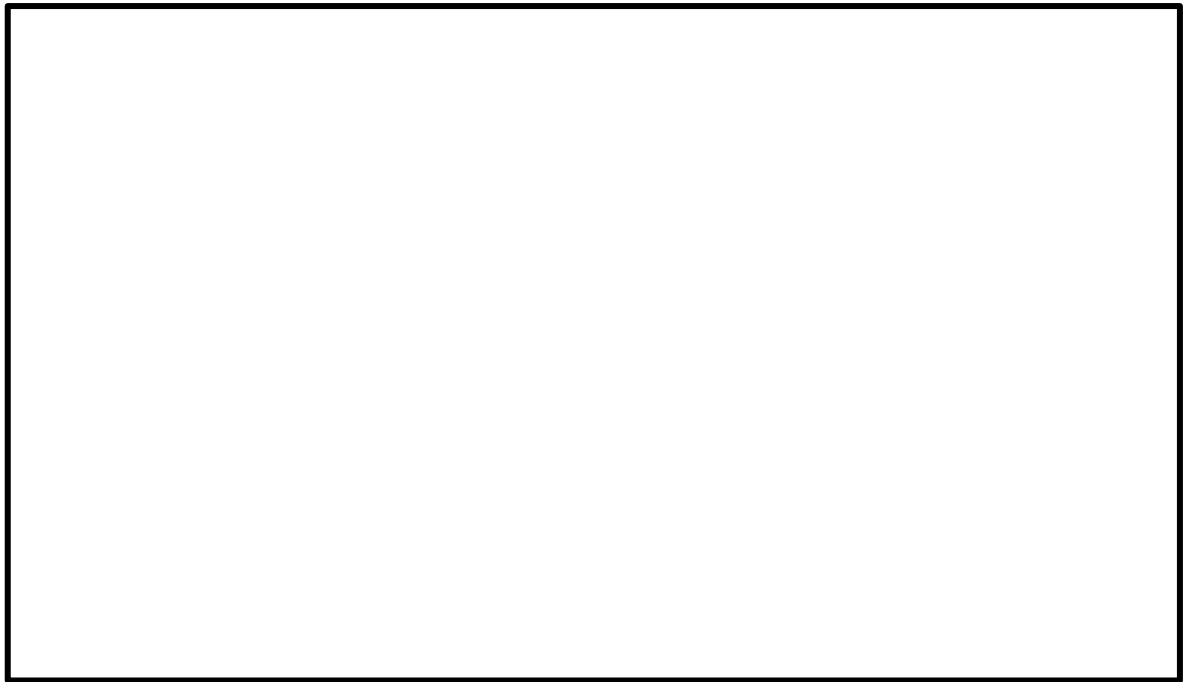


図4-4 加速度計の設置位置（振動台，支持架台）



図4-5 加速度計の設置位置（2連ダンパ）

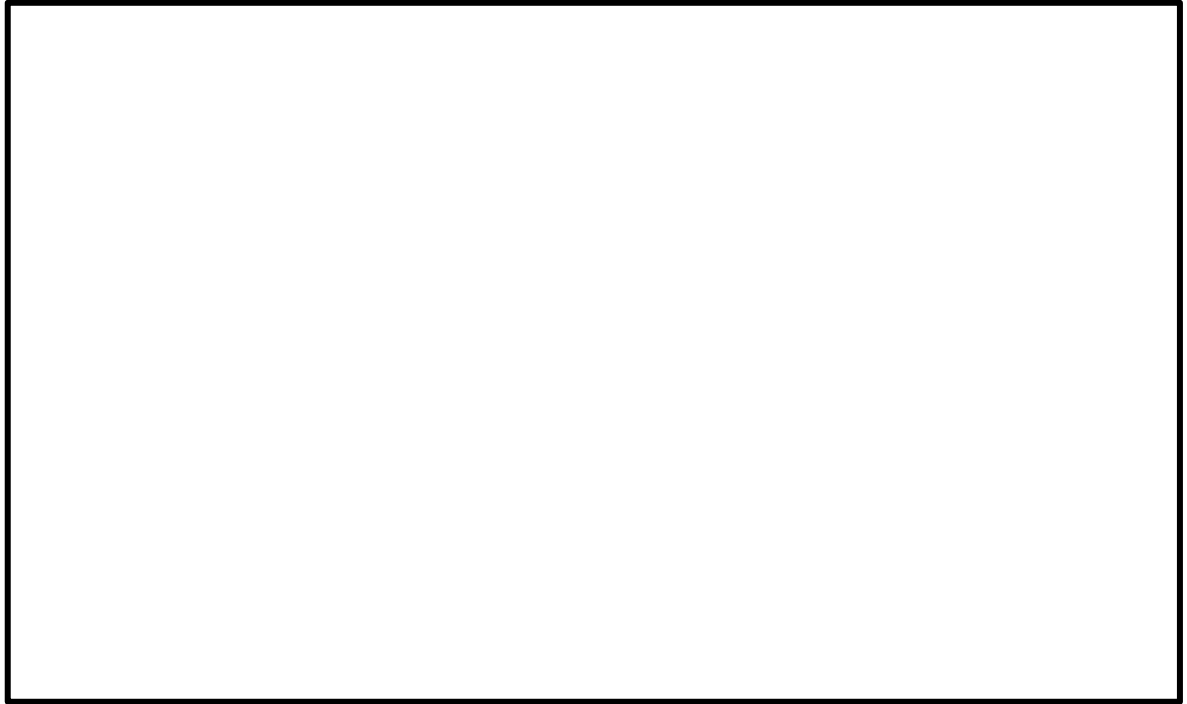


図4-6 加速度計の設置位置 (3連ダンパ)

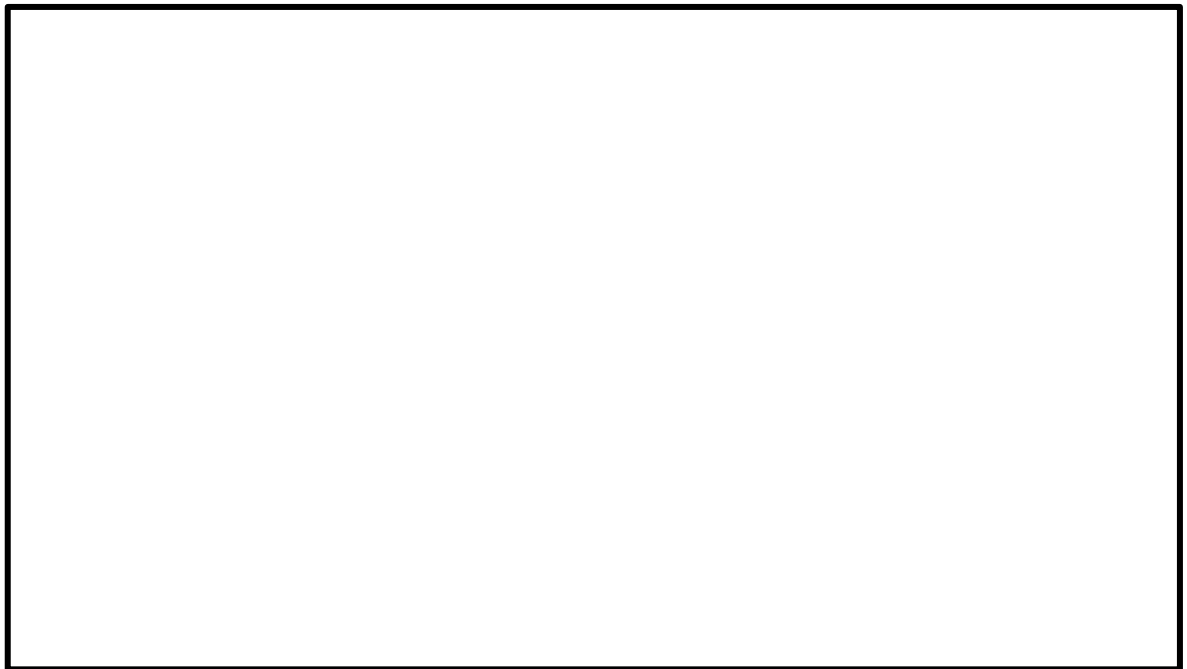


図4-7 ひずみゲージの設置位置 (2連ダンパ)

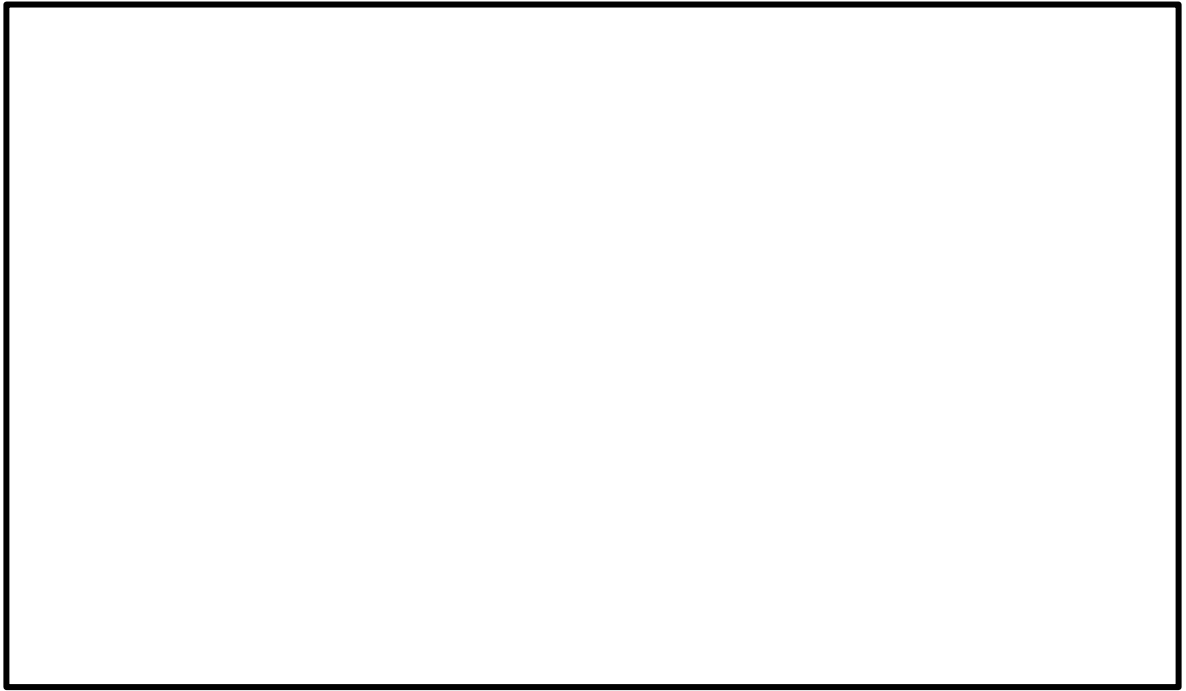


図4-8 ひずみゲージの設置位置 (3連ダンパ)

5 試験要領

5.1 試験手順

試験体を振動台に搭載し、下記の手順で加振及び加振後の動作試験、気密性能試験を実施する。

【BOP閉止装置の羽根開放状態における加振試験（2連，3連ダンパ）】

- (1) 加振試験の準備として、センサ（加速度計及びひずみゲージ）が所定の位置に設置されていることを確認する。また、測定計器の仕様が適切であることを確認する。
- (2) 計測系確認試験を以下の手順で実施する。
 - ① BOP閉止装置の羽根が開放状態であることを確認する。
 - ② 試験体の共振振動数より十分に離れた低振動数（ Hz）にて、加速度振幅 2m/s^2 の連続正弦波でX, Y, Z方向の単軸加振を行う。
 - ③ 各加速度計の振幅レベルと位相関係から、極性の確認とセンサ出力の異常の有無を確認する。
- (3) 振動特性把握試験を以下の手順で実施する。
 - ① BOP閉止装置の羽根が開放状態であることを確認する。
 - ② Hz～ Hzの振動数範囲でフーリエスペクトル一定となるランダム波を用いて、ランダム波の継続時間は約64秒，最大入力加速度は 6m/s^2 とし，X, Y, Z方向の単軸加振を行う。
 - ③ 試験体の固有振動数を測定し，入力波の主要な振動数成分の範囲における固有振動数の有無を確認する。
- (4) 地震波加振試験（0.5倍及び1.0倍）を以下の手順で実施する。
 - ① BOP閉止装置の羽根が開放状態であることを確認する。
 - ② 模擬地震波にて，入力レベル0.5倍及び1.0倍でX, Y, Z方向の単軸加振を行う。
 - ③ 加振後，採取データを確認する。
 - ④ 取付及び外観確認を実施する。
- (5) 地震波加振試験（ α 倍）を以下の手順で実施する。
 - (4) ①～④と同じ。ただし，下記に読み替える。
 - ・入力レベルをX(NS)=1.15倍, Y(EW)=1.20倍, Z(UD)=1.25倍

【BOP閉止装置の羽根閉止状態における加振試験（2連，3連ダンパ）】

BOP閉止装置の羽根を閉止状態とし，加振試験を実施する。試験内容については，5.1

(1)～(5)と同様である。

5.2 気密性能試験について

(1) 気密性能試験

A S T M E 283-4 (Standard Test Method for Determining Rate of Air Leakage Through Exterior Windows, Curtain Walls, and Doors Under Specified Pressure Differences Across the Specimen) に準じた装置を用いて実施する。送風機により試験容器内へ空気を給気することにより試験体前後に圧力差を生じさせ、試験体のシール部から試験容器へ流入する通気量を測定する。

図5-1に気密性能試験装置図を示す。

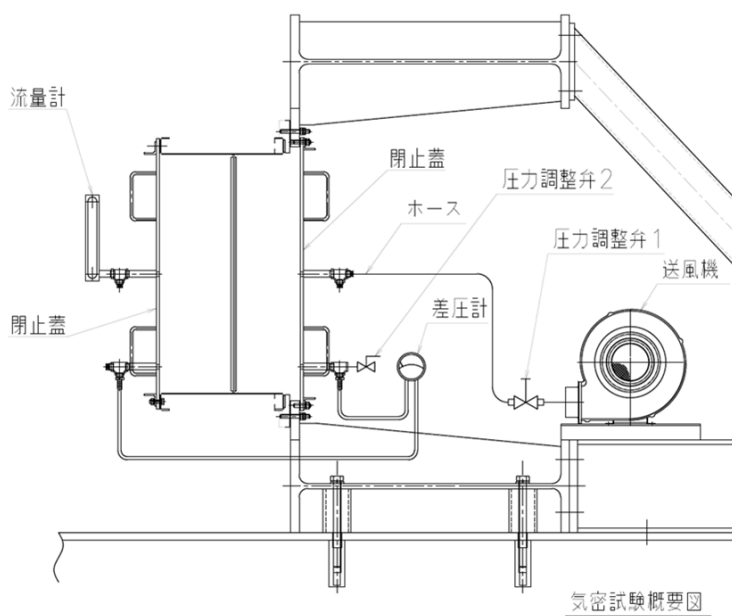


図5-1 気密性能試験装置図

試験手順は、「J I S A 1516 (建具の気密性試験方法) 6.3 試験手順」に準じて (ただし、予備加圧後の開閉確認は省略する。), 予備加圧を圧力500Pa×3回実施し、圧力差 Pa, Pa, Pa, Pa, Pa, Pa, Paと上げ, Pa, Pa, Pa, Paと下げていく (保持時間2分)。通気方向は1方向 (加圧) とする。(図5-2 差圧試験線図)



図5-2 差圧試験線図

試験により得られた試験体を通過した空気量 Q (m^3/h) を、標準状態 (20°C , 1013hPa) に換算し、ダンパの流路面積 (m^2) で除すことにより、単位面積当たり、1時間当たりの通気量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$) として算出する。

$$q = Q' / A$$

ここで、

q : 通気量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$)

A : ダンパの流路面積 (m^2)

Q' : 通過した空気量 (20°C , 1013hPa) (m^3/h)

$$Q' = Q \times \frac{P}{1013} \times \frac{273 + 20}{273 + T}$$

P : 試験容器内の気圧 (hPa)

T : 試験時の空気温度 ($^\circ\text{C}$)

(2) 判定基準

差圧 63 Pa時の漏えい量が、許容漏えい量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$) 以下であること。ダンパ寸法と流路面積を図5-3に示す。

なお、流量計単位 L/min から $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$ への換算は以下による。

[単位換算式] $X = V \div A \times 60 \div 1000$

X : 漏えい量 ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$)

V : 流量計読み値 (L/min)

1 [h] = 60 (min)

1 [m^3] = 1000 (L)

A : ダンパの流路面積 (=) (m^2)

ダンパの流路面積Aの算出方法を以下に示す。上記 [単位換算式] より、流路面積Aが小さくなった場合に漏えい量Xが大きい値として算出され、判定をする上で保守的となることから、流路面積Aは小数点第二位以下を切り捨てて算出した。

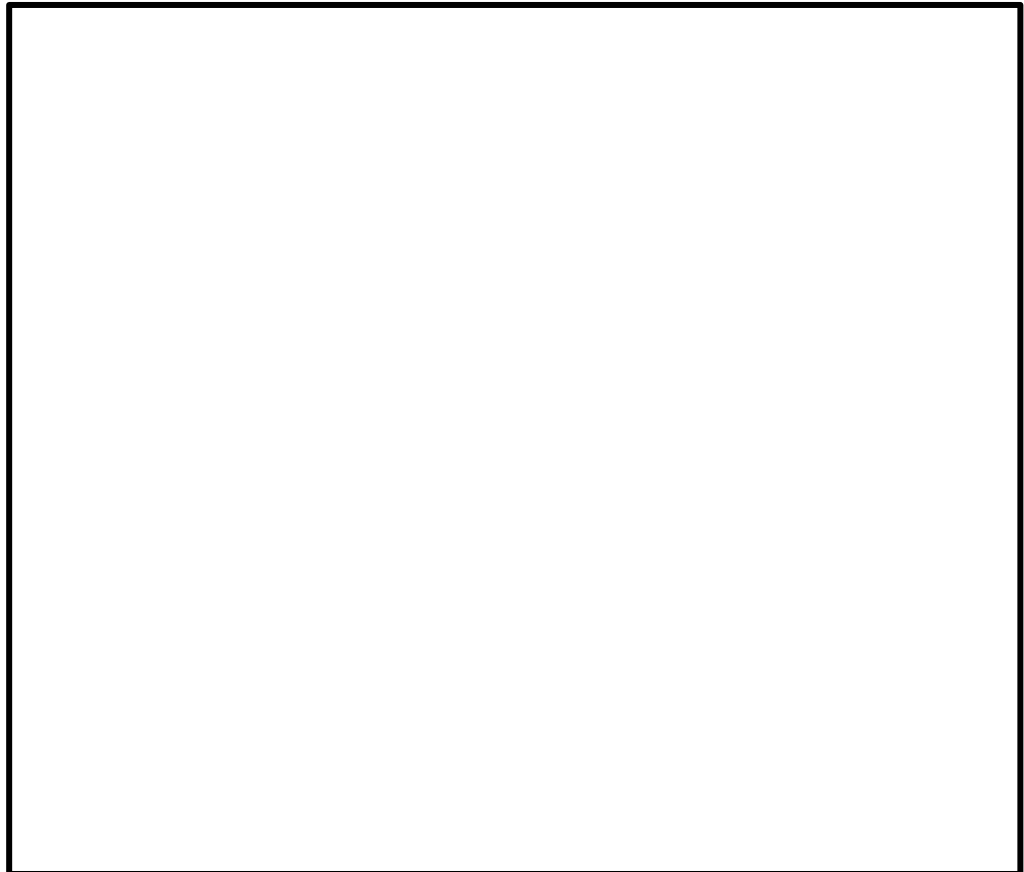


図5-3 ダンパ寸法と流路面積



5.3 動作試験について

(1) 動作試験

【電動動作確認】

操作箱のスイッチで全閉操作・全開操作を行い，リミットスイッチにて羽根が全閉位置・全開位置で自動停止することを確認する。なお，開閉の動作時間は，操作箱のスイッチ操作から，羽根が全開位置・全閉位置となるまでの時間とする。併せて仮設電源盤の電圧値および参考として開動作・閉動作の時間，電流値を測定する。

【手動動作確認】

ハンドルを回し，開閉がスムーズに行えることを確認し，ハンドルが回らなくなったときに羽根が全閉位置・全開位置にあることを確認する。図5-4に手動操作の概念図を示す。



図5-4 手動操作の概念図

(2) 判定基準

【電動動作確認】

- ・電動駆動により開閉できること。
- ・リミットスイッチにて羽根が全閉位置・全開位置にて自動停止すること。
- ・変圧器出口側の電圧を測定し，定格電圧値440V以下であること。

(動作試験時の動作時間および電流値は，動作不具合が発生した場合に，原因特定するための参考情報として取得する。)

【手動動作確認】

- ・開閉時に引っ掛かりがなく，スムーズに行えること。

原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置の機能確認試験結果について

1. 試験結果

「試験要領」に基づき実施した試験結果概要を以下の表1-1に示す。

表1-1 試験結果概要 (1/2)

No.	試験項目	試験体状態	目的	結果
1	計測系確認試験	2連ダンパ (開)	計測機器の動作確認	異常なし
2		2連ダンパ (閉)		異常なし
3		3連ダンパ (開)		異常なし
4		3連ダンパ (閉)		異常なし
5	振動特性把握試験	2連ダンパ (開)	試験体の共振振動数確認	共振点なし
6		2連ダンパ (閉)		共振点なし
7		3連ダンパ (開)		共振点なし
8		3連ダンパ (閉)		共振点なし

表1-1 試験結果概要 (2/2)

No.	試験項目	試験体状態	目的	結果
9	地震波加振試験 (入力レベル 1.0 倍)	2 連ダンパ (開)	基準適合性確認	異常なし
10		2 連ダンパ (閉)		異常なし
11		3 連ダンパ (開)		異常なし
12		3 連ダンパ (閉)		異常なし
13	地震波加振試験 (入力レベル α 倍)	2 連ダンパ (開)	耐震裕度確認	異常なし
14		2 連ダンパ (閉)		異常なし
15		3 連ダンパ (開)		異常なし
16		3 連ダンパ (閉)		異常なし
17	気密性能試験	2 連ダンパ (開)	機能維持確認 (加振後の気密性能確認)	異常なし
18		2 連ダンパ (閉)		異常なし
19		3 連ダンパ (開)		異常なし
20		3 連ダンパ (閉)		異常なし
21	動作試験	2 連ダンパ (開)	機能維持確認 (電動及び手動での羽 根開閉確認)	異常なし
22		2 連ダンパ (閉)		異常なし
23		3 連ダンパ (開)		異常なし
24		3 連ダンパ (閉)		異常なし

2. 計測系確認試験結果（2連ダンパ，3連ダンパ）

2連ダンパ，3連ダンパ共に，計測機器の動作確認のため，試験体の共振振動数より十分に離れた低振動数（ Hz）にて，加速度振幅 2m/s^2 の連続正弦波でX, Y, Z方向の単軸加振を行った。各加速度計の振幅レベルと位相関係から，極性の確認を行うとともに，センサ出力の異常が無いことを確認した。

3. 振動特性把握試験結果（2連ダンパ，3連ダンパ）

主要な加速度計測点として，2連ダンパについては第1羽根（弁体）中央リブ付根（記号：A21），3連ダンパについては第2羽根（弁体）中央リブ付根（記号：A24）の振動台（中央）（記号：A1）に対する伝達関数を図3-1～3-2に示す。2連ダンパ，3連ダンパ共に，各方向においてランダム波の入力振動数範囲である Hzまで緩やかに応答倍率が増加するものの，明確な共振点は確認されなかった。

本結果から，2，3連ダンパの固有振動数は Hz以上であり，十分剛な構造であることを確認した。

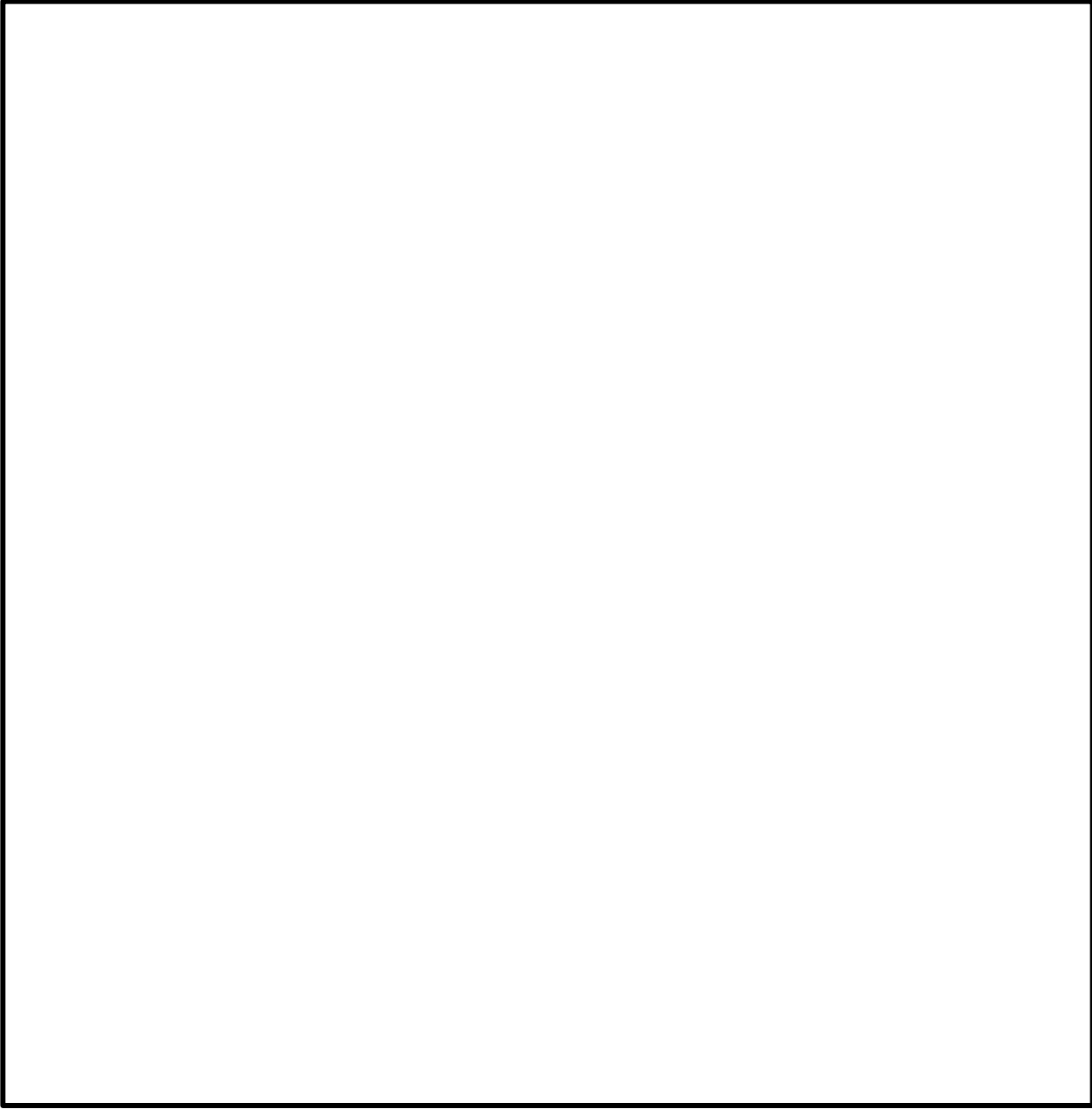


図3-1 振動特性把握試験結果 2連ダンパ

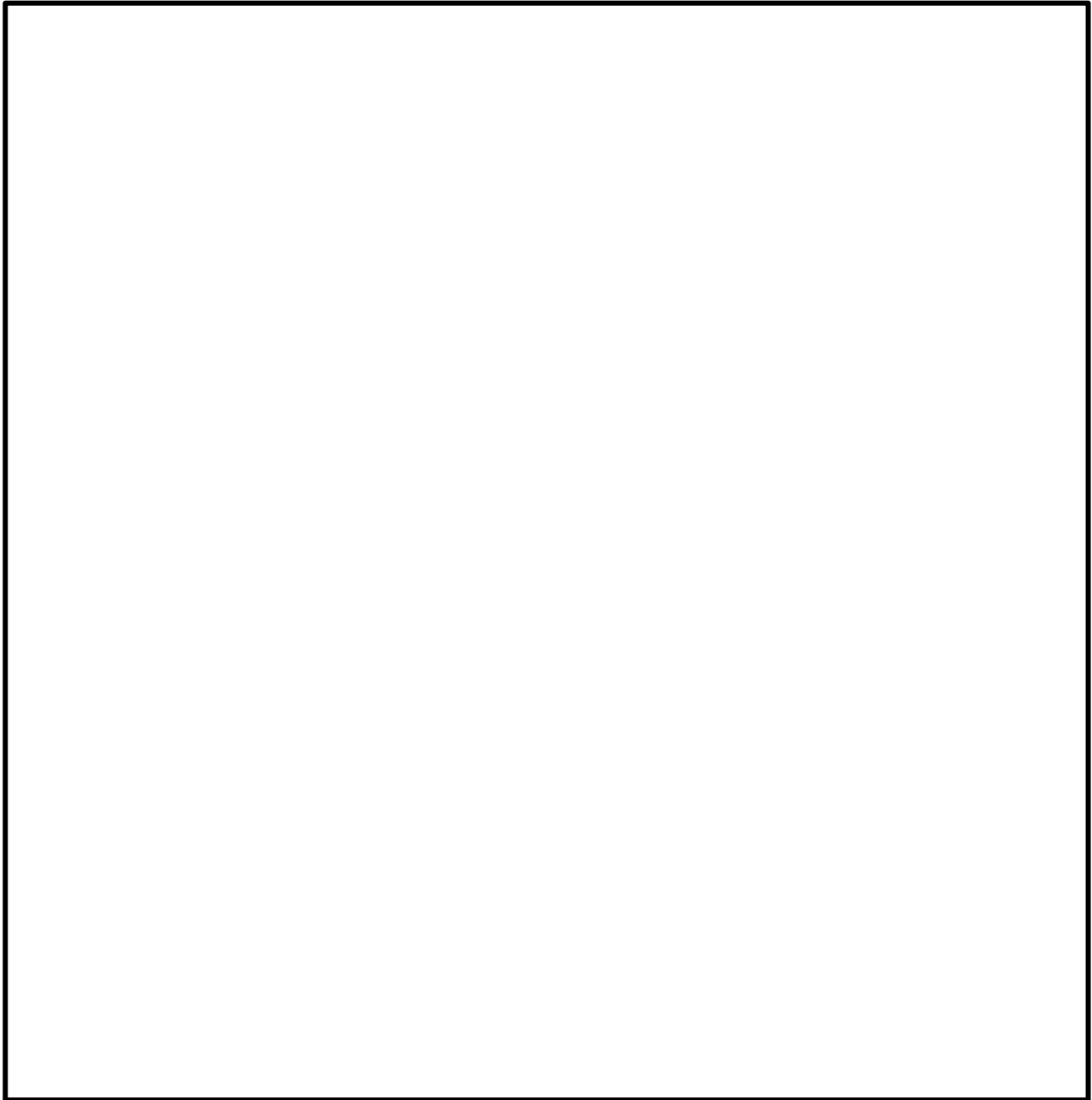


図3-2 振動特性把握試験結果 3連ダンパ

4. 地震波加振試験結果（2連ダンパ，3連ダンパ）

2連ダンパについて，振動台限界となる α 倍地震波加振時の最大加速度及び加速度応答スペクトルと設計用震度 I 及び設計用床応答スペクトル I の比較を実施した結果，加振実績の振動台最大加速度は設計用震度 I を上回った。また，加振実績はほぼ全ての振動数域で設計用床応答スペクトル I を上回ることを確認した。

3連ダンパについて，振動台限界となる α 倍地震波加振時の最大加速度及び加速度応答スペクトルと設計用震度 I 及び設計用床応答スペクトル I の比較を実施した結果，加振実績の振動台最大加速度は設計用震度 I を上回った。また，加振実績はほぼ全ての振動数域で設計用床応答スペクトル I を上回ることを確認した。

最大加速度の比較を表4-1，応答スペクトルの比較を図4-1～4-4に示す。

表4-1 地震波加振試験結果（2連ダンパ，3連ダンパ）

試験対象	開閉状態	方向	設計用震度 I ($\times 9.8\text{m/s}^2$) (基準地震動 S_s)	加振実績 ($\times 9.8\text{m/s}^2$)	判定結果
2連ダンパ	開	X			○
		Y			○
		Z			○
	閉	X			○
		Y			○
		Z			○
3連ダンパ	開	X			○
		Y			○
		Z			○
	閉	X			○
		Y			○
		Z			○

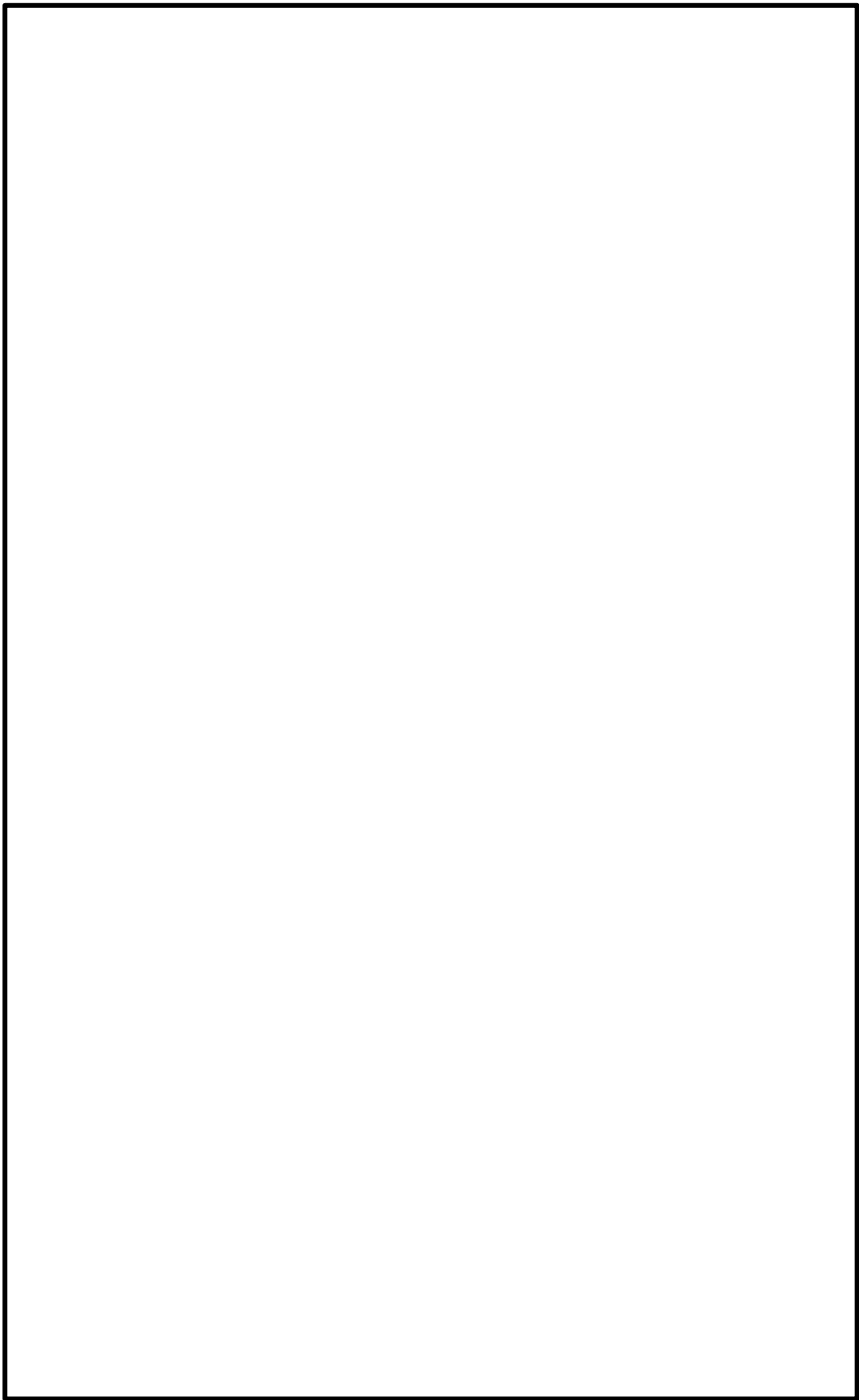


図4-1 地震波加振試験結果（2連ダンパ（開）） 加速度応答スペクトルの比較

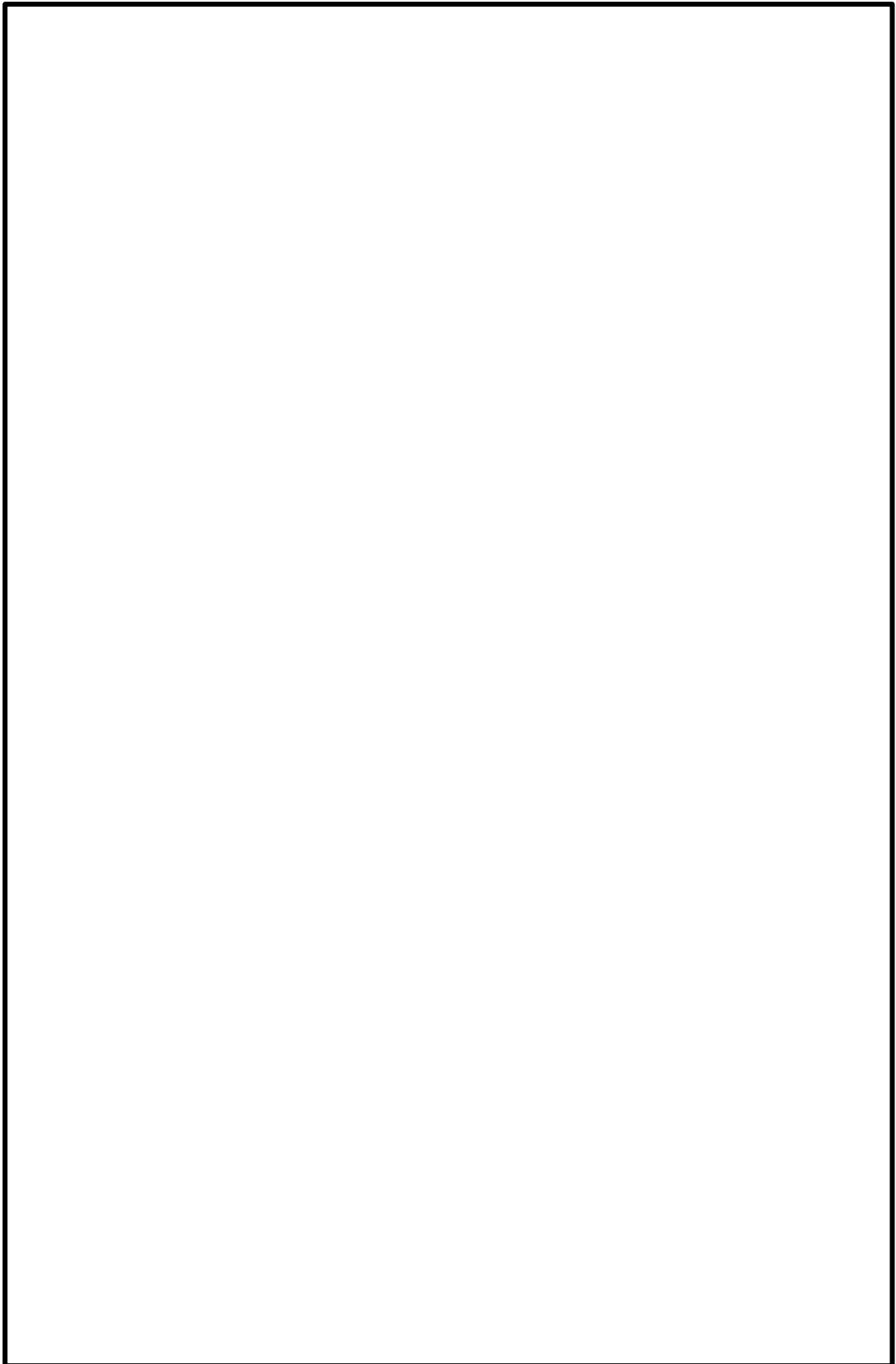


図4-2 地震波加振試験結果（2連ダンパ（閉）） 加速度応答スペクトルの比較

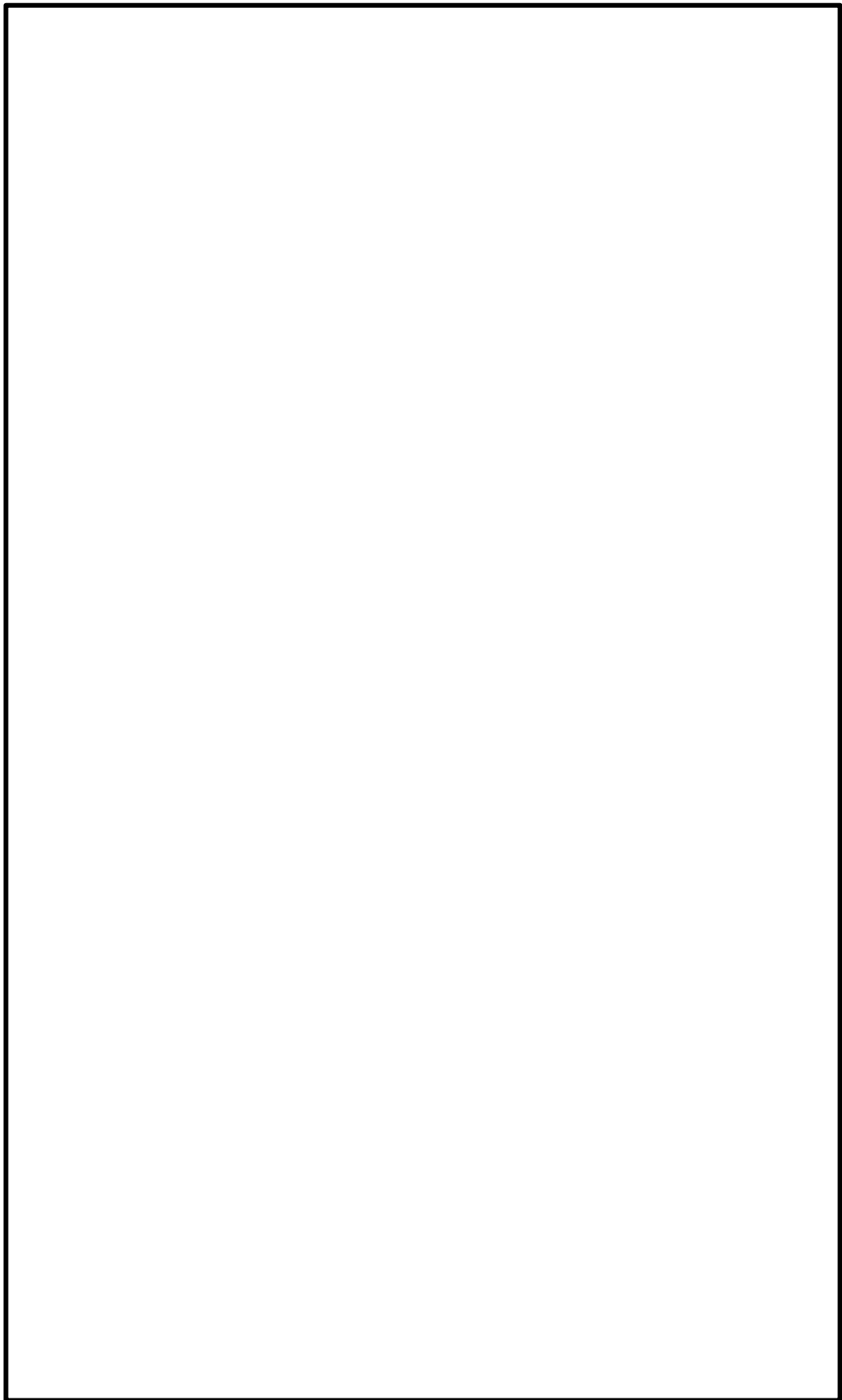


図4-3 地震波加振試験結果 (3連ダンパ (開)) 加速度応答スペクトルの比較

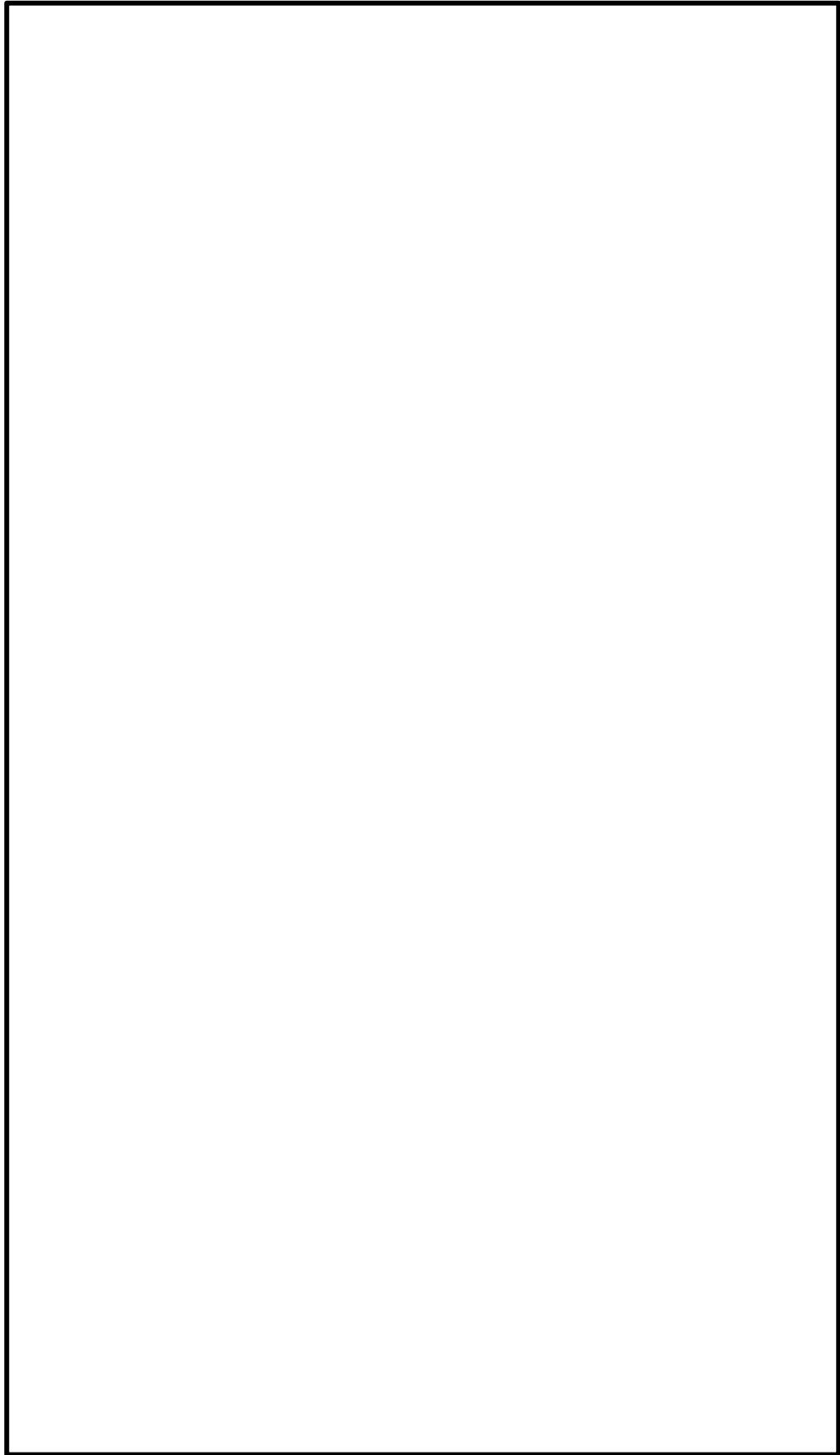


図4-4 地震波加振試験結果（3連ダンパ（閉）） 加速度応答スペクトルの比較

主要な加速度計測点として、2連ダンパについては第1羽根（弁体）中央リブ付根（記号：A21），3連ダンパについては第2羽根（弁体）中央リブ付根（記号：A24）の最大加速度と振動台（中央）（記号：A1）の最大加速度の関係を図4-5～図4-8に示す。加振方向以外の応答が小さく応答軸が明確であることが確認された。また、入力レベル0.50倍の3方向（X, Y, Z）同時の3軸加振試験結果からも単軸加振と3方向（X, Y, Z）同時の3次元加振試験での顕著な差がないことが確認された。本結果から、3次元加振試験と単軸加振試験は同等な試験方法であり、島根2号機BOP閉止装置の加振試験として、単軸で加振試験を実施することは妥当であることを確認した。

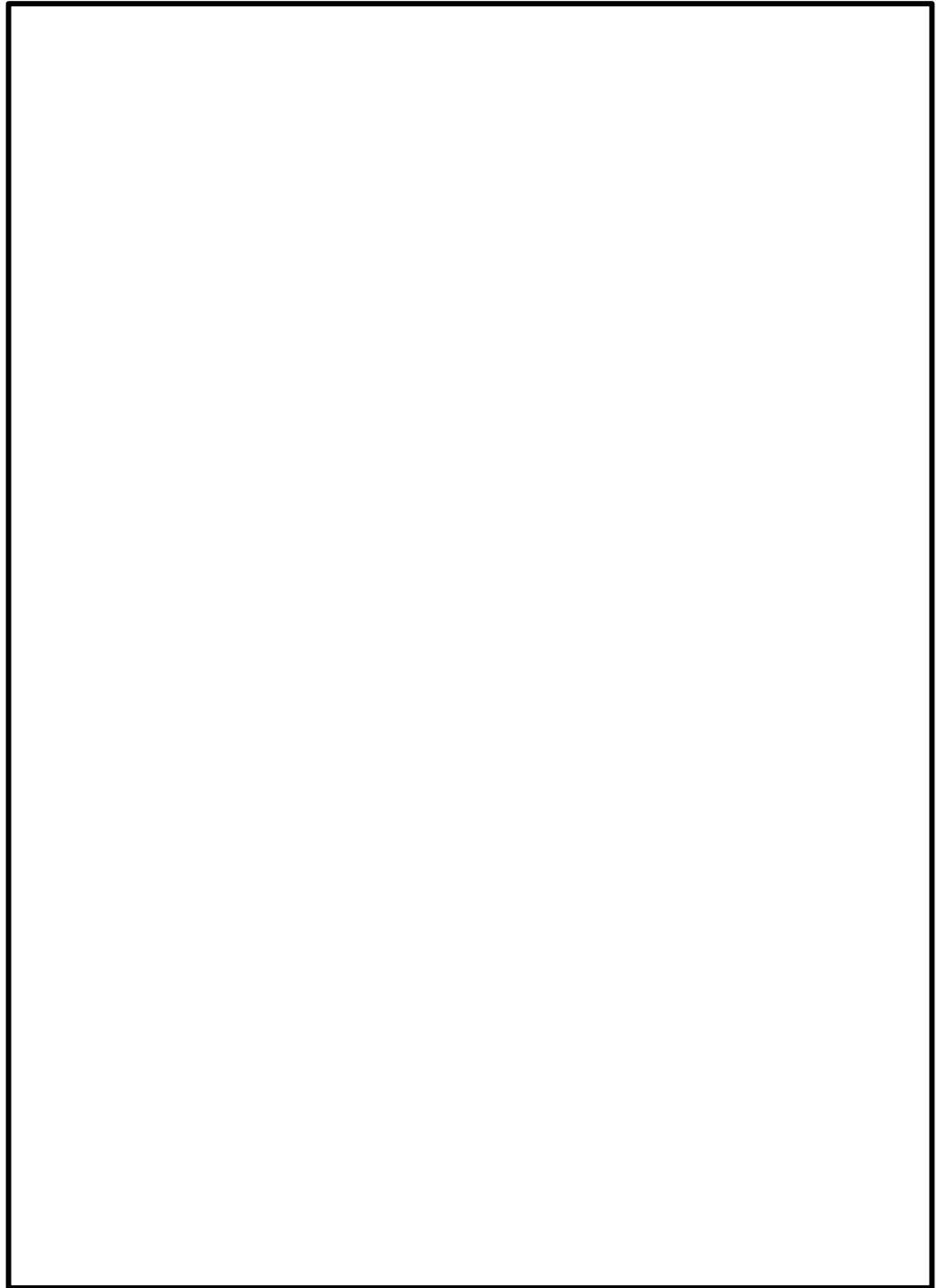


図4-5 2連ダンパ（開）地震波加振時の代表点最大加速度

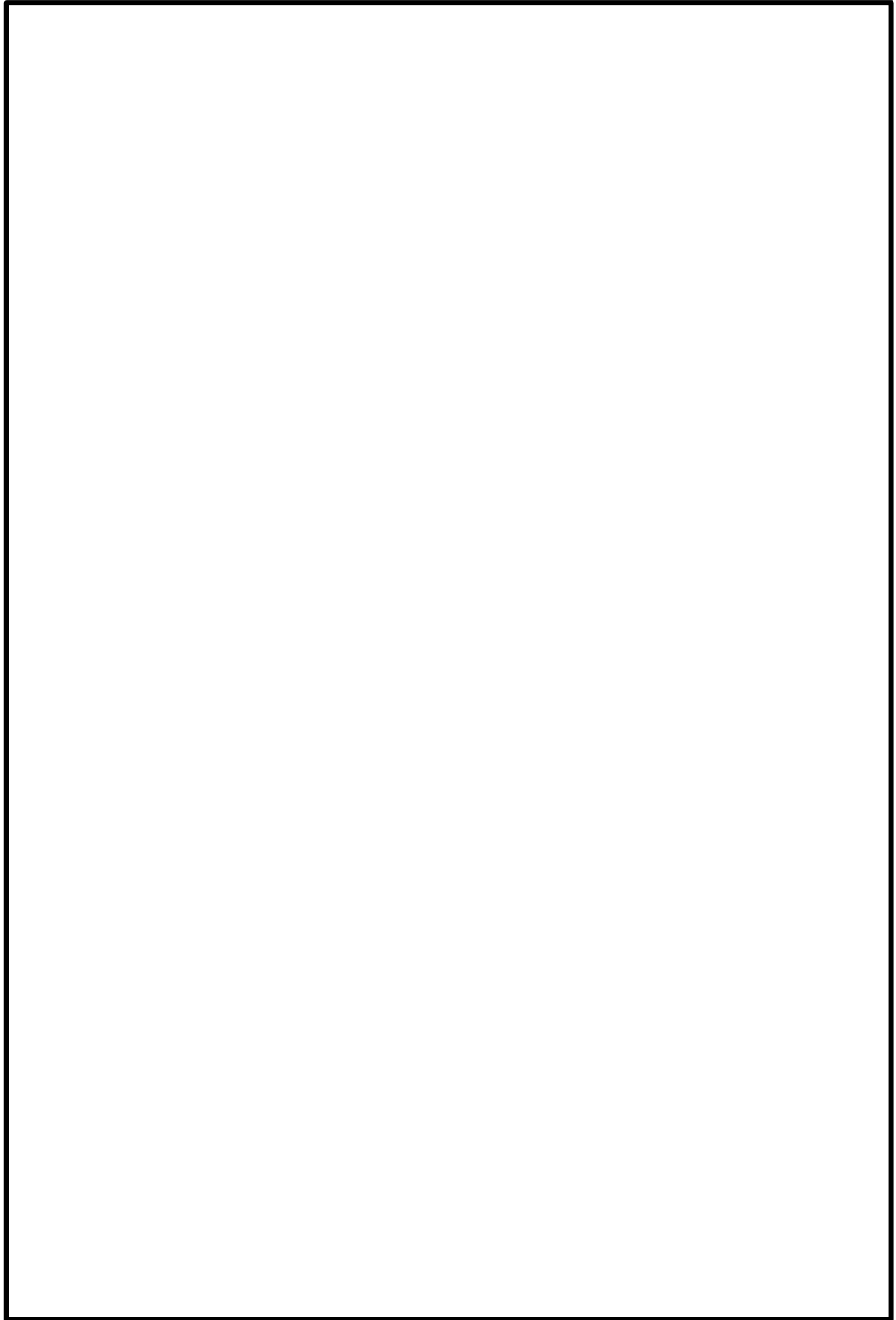


図4-6 2連ダンパ（閉）地震波加振時の代表点最大加速度

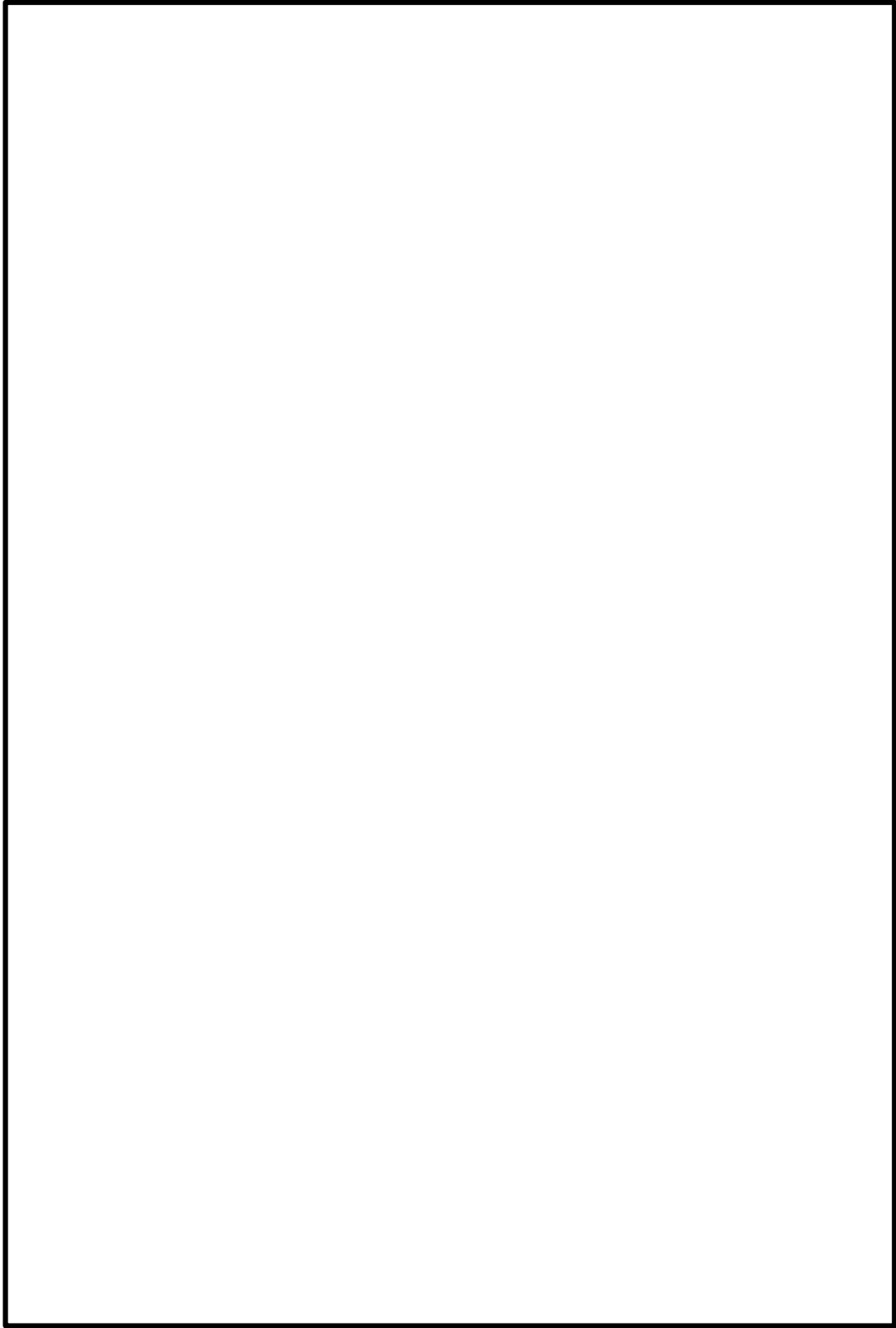


図4-7 3連ダンパ（開）地震波加振時の代表点最大加速度

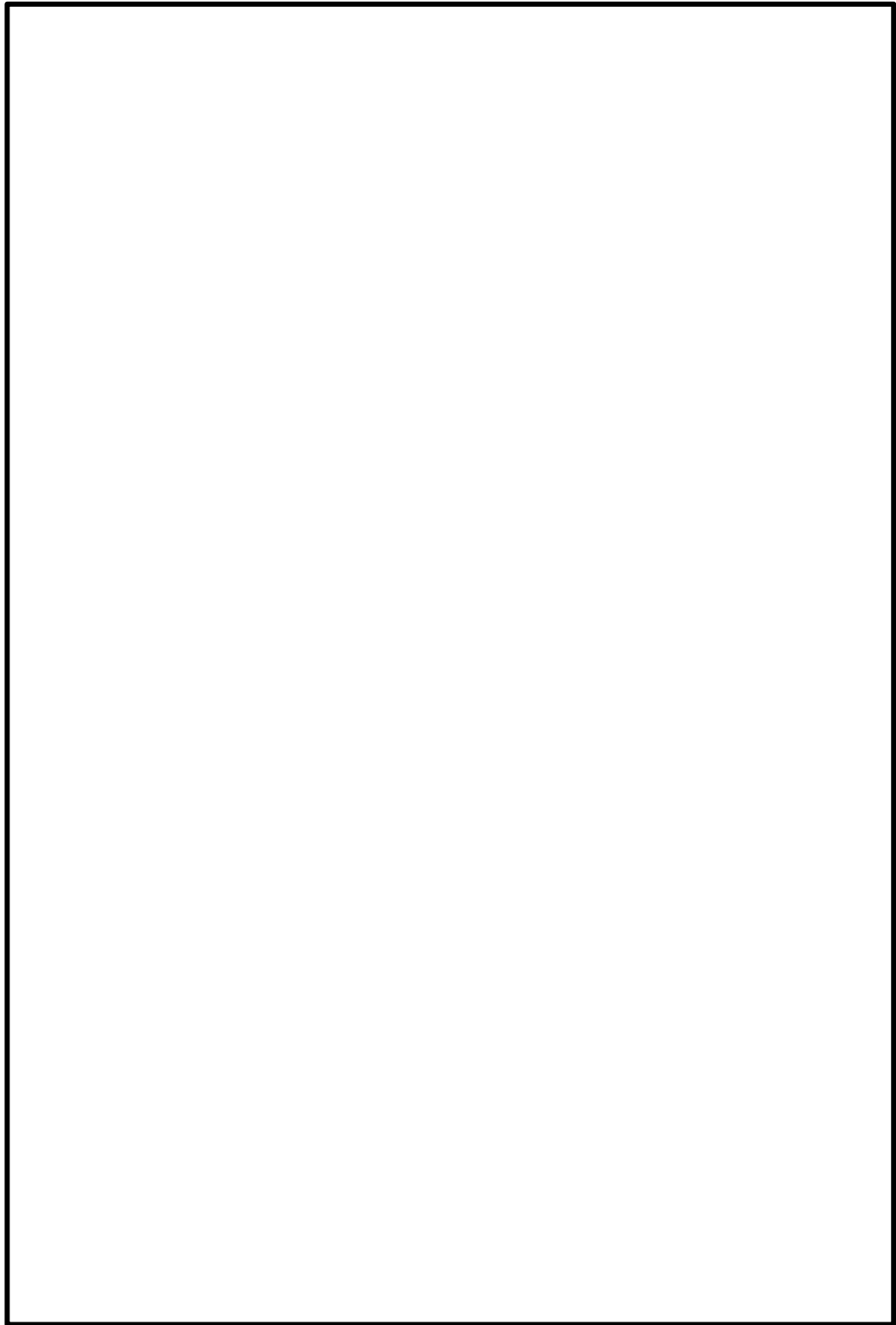


図4-8 3連ダンパ（閉）地震波加振時の代表点最大加速度

5. 健全性確認結果

5.1 気密性能試験結果

気密性能試験の初期状態及び加振後については表5-1に示す。加振後の漏えい量も十分に小さく、原子炉建物燃料取替階のブローアウトパネル部に適用し、既設原子炉建物のインリーク量を考慮した場合でも、原子炉建物としての気密性能（負圧）は十分に確保できることを確認した。ここで、漏えい量についてはダンパ1台毎に確認しており \square $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$ 未満～ \square $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$ とばらつきがあるが、加振後の漏えい量は加振前の漏えい量と比較して増加あるいは減少しているもの（例：ダンパ2Bでは、加振倍率1.0倍及び羽根開状態で加振した場合の漏えい量が増加していたが、加振倍率 α 倍及び羽根開状態で加振した場合の漏えい量は減少していた。）が混在しており、一定の傾向は確認できない事から、漏えい量のばらつきは加振に起因するものではなく、加振前又は気密性能試験前に行う開閉動作によって、パッキンの圧着状態が変わるために発生したものとする。なお、許容漏えい量（ \square $\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$ ）に対して非常に少ない範囲でのばらつきであり問題はないと考える。シール方法の概要については図5-1に示す。

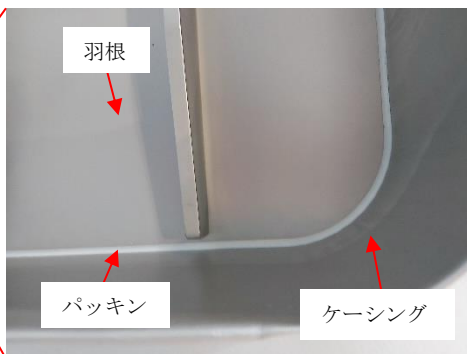
表5-1 加振後の気密性能試験

試験対象	加振倍率	加振時の羽根開閉状態	ダンパ*2	通気量@63Pa ($\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{m}^2$)	加振による通気量の増減	備考
2連ダンパ 事前確認	—	—	2A		—	加振前に羽根を閉止して試験
			2B		—	
2連ダンパ	1.0倍	開	2A		変化なし	加振後に羽根を閉止し試験
			2B		通気量増加	
		閉	2A		変化なし	羽根閉止状態での加振後に試験
			2B		通気量増加	
	α 倍*1	開	2A		通気量増加	加振後に羽根を閉止し試験
			2B		通気量減少	
		閉	2A		変化なし	羽根閉止状態での加振後に試験
			2B		通気量増加	
3連ダンパ 事前確認	—	—	3A		—	加振前に羽根を閉止して試験
			3B		—	
			3C		—	
3連ダンパ	1.0倍	開	3A		変化なし	加振後に羽根を閉止し試験
			3B	通気量増加		
			3C	通気量増加		
		閉	3A	変化なし	羽根閉止状態での加振後に試験	
			3B	通気量減少		
			3C	通気量増加		
	α 倍*1	開	3A	変化なし	加振後に羽根を閉止し試験	
			3B	変化なし		
			3C	通気量増加		
		閉	3A	変化なし	羽根閉止状態での加振後に試験	
			3B	通気量減少		
			3C	通気量増加		

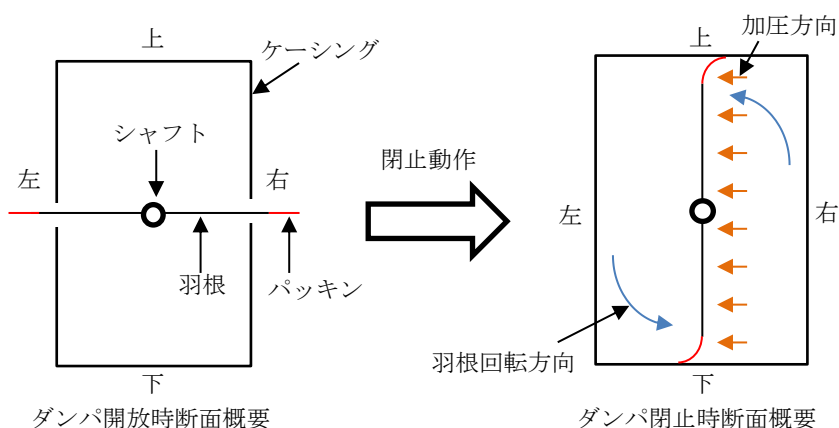
注記*1：入力倍率(α)については、模擬地震波の入力レベル1.0倍の振動台応答の実績から、X(NS)=1.15倍、Y(EW)=1.20倍、Z(UD)=1.25倍
 *2：ダンパ1台毎に漏えい量を確認しているため、表中は2連ダンパは2A/2B、3連ダンパは3A/3B/3Cとダンパ1台毎の表記とする。
 *3：流量計の検出限界未満の漏えい量



(ダンパ閉止時断面概要の「左」からみた写真)



羽根の淵に取り付けられたパッキン（シリコンタイプ）が、羽根を閉めることでケーシングに押し付けられる構造。パッキンは柔軟性があり、閉止の都度、同じようにはケーシングに圧着されず、漏えい量にばらつきはあるものの、許容漏れ量に比べれば非常に小さく問題はない。



左：建物屋内側
右：建物屋外側（加圧側）

羽根の回転により閉止してシールするため、上下のパッキンでケーシングへの押し付けられ方が対称関係となるが、左右は全面開口の構造であり、上下どちらかのみに圧力が加わることはなく、ダンパの加圧側の全面に均一に圧力が加わるため、気密性に影響はない。

図5-1 シール方法の概要

<原子炉建物としての負圧達成について>

今回の BOP 閉止装置（ダンパ）単体での気密性能試験結果から、本装置を原子炉建物燃料取替階のブローアウトパネル部に設置した場合の原子炉建物の負圧達成可否について評価した結果、非常用ガス処理系定格容量（4400m³/h/台）は、推定インリーク量 m³/h を十分に上回るため、非常用ガス処理系にて 63Pa 以上の負圧達成可能である。

- ・既設原子炉建物原子炉棟の推定インリーク量：約 2035m³/h（63Pa 時の漏えい量）
- ・BOP 閉止装置（ダンパ）の合計台数：48 台
- ・BOP 閉止装置（ダンパ）48 台設置時の推定インリーク量：
 m²×48 台× m³/h・m²≒ m³/h（63Pa 時の漏えい量）
- ・非常用ガス処理系定格容量：4400m³/h/台（63Pa 時の通気量）
- ・BOP 閉止装置設置を含めた原子炉建物原子炉棟の推定漏えい量：2035m³/h + m³/h = m³/h（63Pa 時の漏えい量） < 4400m³/h/台（63Pa 時の通気量）（非常用ガス処理系定格容量）

仮に気密性能試験上の判定基準としている許容漏えい量 から漏えいした場合を想定しても、 m²×48 台× m³/h・m²≒ m³/h（63Pa 時の漏えい量）となり、原子炉建物原子炉棟の推定漏えい量 2035m³/h と足し合わせても m³/h であり、非常用ガス処理系定格風量 4400m³/h/台（63Pa 時の通気量）を大きく下回っており、原子炉建物原子炉棟は負圧に保たれることから余裕のある許容漏えい量を設定している。

5.2 動作試験結果

動作試験の結果を表5-2、表5-3に示す。操作箱のスイッチで全閉操作・全開操作を行い、リミットスイッチにて羽根が全閉位置・全開位置で問題なく自動停止することを確認した。

表5-2 加振後の動作試験（開閉動作）

試験対象	加振倍率	開閉状態	試験結果		判定
			手動操作	電動操作	
事前確認	—	開放→閉止 閉止→開放	異常なし	異常なし	合格
2連ダンパ	1.0倍	開放→閉止	異常なし	異常なし	合格
		閉止→開放	異常なし	異常なし	合格
	α 倍*	開放→閉止	異常なし	異常なし	合格
		閉止→開放	異常なし	異常なし	合格
事前確認	—	開放→閉止 閉止→開放	異常なし	異常なし	合格
3連ダンパ	1.0倍	開放→閉止	異常なし	異常なし	合格
		閉止→開放	異常なし	異常なし	合格
	α 倍*	開放→閉止	異常なし	異常なし	合格
		閉止→開放	異常なし	異常なし	合格

注記*：入力倍率（ α ）については、模擬地震波の入力レベル1.0倍の振動台応答の実績から、X(NS)=1.15倍、Y(EW)=1.20倍、Z(UD)=1.25倍

表5-3 加振後の動作試験（動作時間および電流値）

試験対象	加振倍率	開閉状態	電動操作（参考値）*2	
			時間（秒）	電流値（A）
事前確認	—	開放→閉止	45.53	0.7
2連ダンパ	1.0倍	開放→閉止	45.36	0.7
		閉止→開放	45.28	0.7
	α 倍*1	開放→閉止	45.30	0.7
		閉止→開放	45.36	0.7
事前確認	—	開放→閉止	47.21	0.7
3連ダンパ	1.0倍	開放→閉止	46.96	0.7
		閉止→開放	47.19	0.7
	α 倍*1	開放→閉止	47.05	0.7
		閉止→開放	46.96	0.7

注記*1：入力倍率（ α ）については、模擬地震波の入力レベル1.0倍の振動台応答の実績から、X(NS)=1.15倍、Y(EW)=1.20倍、Z(UD)=1.25倍

注記*2：動作試験時の動作時間および電流値は、動作不具合が発生した場合に原因特定するための参考情報として取得した。

5.3 外観目視点検結果

実施した加振試験後の点検結果を表5-4に示す。基準地震動 S_s を包絡する加振でも設備に損傷はなく、ひずみ測定による有意なひずみも確認されなかったことから、健全であることを確認した。

表 5-4 BOP 閉止装置加振試験後の外観点検結果

試験条件		外観目視点検結果			
加振条件	開閉状態	羽根 (パッキン含む)	シャフト	ケーシング	その他
S_s 包絡波	開	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし
	閉	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし

ブローアウトパネル関連設備の先行電力との差異について

1. 概要

ブローアウトパネル（以下「BOP」という。）関連設備の先行電力との差異について説明する。

2. BOP 関連設備の構成比較

BOP 関連設備の構成比較について表 2-1 に示す。

表 2-1 BOP 関連設備の構成比較

東海第二	柏崎 7 号	女川 2 号	島根 2 号	差異の有無
原子炉建屋外側 BOP	燃料取替床 BOP	原子炉建屋 BOP	原子炉建物燃料取替階 BOP	無
—	主蒸気配管トンネル室 BOP	—	原子炉建物主蒸気管トンネル室 BOP	有
BOP 閉止装置	燃料取替床 BOP 閉止装置	原子炉建屋 BOP 閉止装置	原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置	無
BOP 強制開放装置（自主対策設備）	燃料取替床 BOP 強制開放装置（自主対策設備）	—	原子炉建物燃料取替階 BOP 強制開放装置（自主対策設備）*	有

注記 *：重大事故等時に静的触媒式水素処理装置，格納容器フィルタベント系により原子炉建物内の水素濃度が低下しなかった場合に，強制的に開放する設備（「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」第 68 条「原子炉建屋等の水素爆発を防止するための設備」）である。

2.1 差異箇所の詳細について














柏崎刈羽 7 号機及び島根 2 号機には主蒸気管トンネル室に BOP が設置されているが，東海第二及び女川 2 号機には設置されていない。東海第二と女川 2 号機では，主蒸気管破断事故時に発生する蒸気を全て原子炉建物から屋外へ通ずる BOP により，原子炉建物外へ逃がす設計としているが，柏崎刈羽 7 号機と島根 2 号機は原子炉建物燃料取替階から屋外へ通ずる BOP に加えて主蒸気管トンネル室からタービン建物等へ通ずる BOP により，主蒸気管破断事故時に発生する蒸気を原子炉建物外へ逃がす設計としていることから，相違しているものである。

また，島根 2 号機の原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置は，屋内に設置されており，原子炉建物燃料取替階 BOP の開放状態によらず閉止動作が可能な設計のため，東海第二および柏崎刈羽 7 号機と同じ目的での強制開放装置は設置していない。

3. 原子炉建物燃料取替階 BOP の詳細設計に関する比較

先行電力で設置されている原子炉建屋 BOP 等と島根 2 号機で設置する原子炉建物燃料取替階 BOP の設備詳細比較を表 3-1 に示す。

表 3-1 原子炉建物燃料取替階 BOP の詳細設備比較

項目	東海第二	柏崎 7 号	女川 2 号	島根 2 号	差異の有無
パネル枚数				2 枚	有
設計差圧				6.9kPa	有
材料				SS400, SUS304	有
作動方式				クリップ式 個数：16 個 (幅約 140 mm ／パネル) 材質：SUS304 幅：約 140 mm 厚さ：約  mm	有
すべり台, 車輪	無	すべり台	車輪	すべり台	有
コーキング 有無	パネル 4 辺を シール材によ りコーキング	パネル上部及 び左右に水切 り板を設置 し、その周辺 3 辺をコーキ ング	パネル上下部 及び左右に水 切り板を設置 し、コーキン グはしない	パネル上下部 及び左右に水 切り板を設置 し、コーキン グはしない。	有

3.1 差異箇所の詳細について

(1) パネル枚数及び設計差圧について

パネルの枚数及び設計差圧については、主蒸気管破断事故等が発生した際に、原子炉格納容器の外側に作用する圧力が設計外圧以下となるよう、プラント毎に設定しているため、相違しているものである。

(2) 作動方式について

□では□としているが、島根2号機では□及び□と同様にクリップ式としている。

クリップの個数については、弾性設計用地震動による地震力や設計差圧を考慮してクリップを左右対称に上部□個（幅約140mm）、下部□個（幅約140mm）としている。

クリップ材質については□では材質を□としているが、耐食性の向上を目的として島根2号機では□と同様にSUS304としている。

(3) すべり台、車輪について

パネルと躯体の摩擦力を低減させるため、柏崎刈羽7号機と同様にパネル及び躯体にステンレス製のすべり台を設置している。

(4) コーキングについて

パネル周囲と躯体との隙間の雨水浸入の防止処置について東海第二及び柏崎刈羽7号機では、シール材によるコーキングとしているが、島根2号機ではコーキングに変えて女川2号機と同様に水切り板を設置することとしている。なお、水切り板はパネルと躯体とを接着等でつなぐものではなく、開放時、付着や摩擦による抗力は発生せずパネルの開放挙動に影響するものではない。また、パネルと枠との隙間には気密性を確保するためパッキンを設置しているが、パッキンは枠側にのみ接着固定されるため、開放時、付着や摩擦による抗力は発生せずパネルの開放挙動への影響はない。

4. クリップ引張試験に関する比較

先行電力で実施されているクリップ引張試験等と島根2号機で実施しているクリップ引張試験の比較を表4-1に示す。

表4-1 クリップ引張試験等の比較

項目	東海第二	柏崎7号	女川2号*	島根2号	差異の有無
試験方法	オートグラフ試験機 変位制御（引張速度1mm/min） []変位： 変位計にて測定 ひずみ：ひずみゲージにて測定	オートグラフ試験機 変位制御（引張速度2mm/min） []変位： 変位計にて測定 ひずみ：ひずみゲージにて測定	定速型万能試験機 変位制御（載荷速度5mm/min） []変位：変位計にて測定	オートグラフ試験機 変位制御（引張速度2mm/min） クリップ変位： 変位計にて測定	有
試験体数	30体	幅約75mm:3体 幅約37.5mm:3体	15体	30体	有

注記*：女川2号機は、[]

4.1 差異箇所の詳細について

(1) 試験方法について

[]であるため曲げ試験を実施しているが、島根2号機は[]と[]と同じクリップ式であるため引張試験を実施している。

(2) 試験体数について

試験体数は島根2号機では、ばらつきを考慮して30体としている。

5. 原子炉建物燃料取替階 BOP の試験に関する比較

先行電力で実施されている BOP の開放確認試験と島根 2 号機で実施した原子炉建物燃料取替階 BOP の開放確認試験に関する比較を表 5-1 に示す。

表 5-1 原子炉建物燃料取替階 BOP の開放確認試験比較

項目	東海第二	柏崎 7 号	女川 2 号	島根 2 号	差異の有無
試験装置	油圧ジャッキ 4 体にて加力	油圧ジャッキ 4 体にて加力	油圧ジャッキ 4 体にて加力	油圧ジャッキ 4 体にて加力	無
試験回数	2 回	3 回	3 回	3 回	有
試験体数	3 体	3 体	3 体	3 体	無
試験用パネル	実機に設置されているパネルのうち、最大の物と同一	実機と同一	実機と同一	実機と同一	有
動作確認	目視にて開放を確認	目視にて開放を確認	目視にて開放を確認	目視にて開放を確認	無

5.1 差異箇所の詳細について

(1) 試験回数について

東海第二では、開放試験の 1 回とその再現性を確認するための 1 回の合計 2 回としている。島根 2 号機では柏崎刈羽 7 号機及び女川 2 号機と同様に 3 回の試験を実施している。

(2) 試験用パネルについて

東海第二では、実機に設置されているパネルサイズが数種類あり、そのうちの最大のものを採用しているのに対して、島根 2 号機ではパネルサイズが 1 種類であることから実機と同一としている。

6. 原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の設計に関する比較

先行電力で設置されている BOP 閉止装置と島根 2 号機で設置する原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の設計比較を表 6-1 に示す。

表 6-1 原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の設備設計比較

項目	東海第二	柏崎 7 号	女川 2 号	島根 2 号	差異の有無
方式	スライド扉方式		扉方式	ダンパ方式	有
設置場所	屋外		屋内	屋内	有
閉維持機構	門			ウォームギアによるセルフロック	有
作動方式	電動 (手動)			電動 (手動)	無
手動操作方式	ワイヤー	クランクハンドル	レンチ	ハンドル	有

6.1 差異箇所の詳細について

(1) 方式及び設置場所について

東海第二及び柏崎 7 号機では屋外にスライド扉方式の BOP 閉止装置を設置するが、島根 2 号機は女川 2 号機と同様に原子炉建物原子炉棟内の BOP への蒸气流路上に設置する。設置にあたっては、BOP の開放機能へ悪影響を及ぼさないよう、蒸气流路の確保に対する考慮に加え、欧州の原子力発電所 (EPR) にて原子炉格納容器のバウンダリに使用されているダンパをベースとしたダンパ方式の BOP 閉止装置とした。

EPR では LOCA 等の事故時においてダンパを開放させることに対し、BOP 閉止装置は SA 時にダンパを閉止させるため開閉動作方向に相違はあるものの、事故時環境において動作機能を期待しているという共通点から、当該ダンパを BOP 閉止装置設計のベースとすることは妥当と考えており、BOP 閉止装置として、島根 2 号機における事故時環境にて閉止動作及び気密性能が維持されるよう設計している。島根 2 号機の原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の概要を図 6-1 に示す。

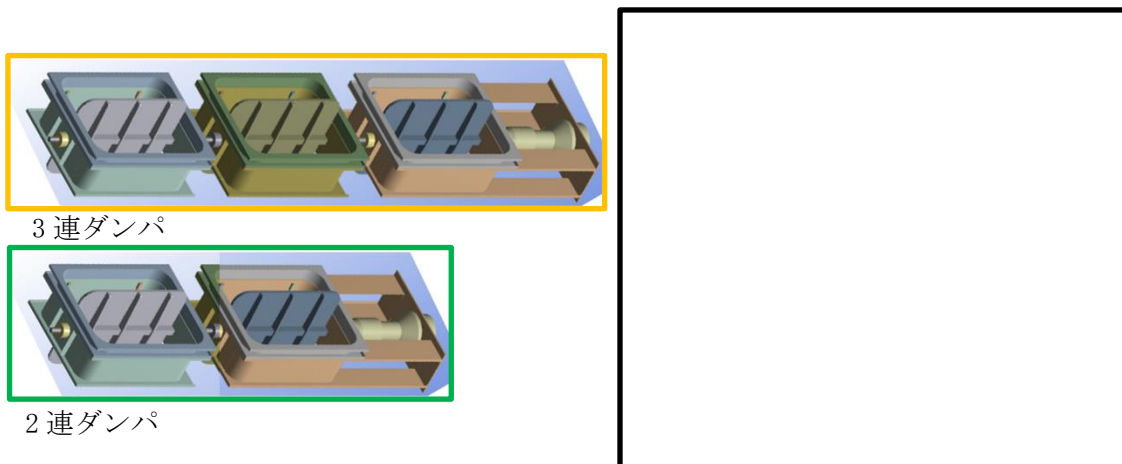


図 6-1 原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の概要図

(2) 閉維持機構について

先行電力では、BOP 閉止装置を閉止後に扉に対して門を挿入することにより、閉状態を維持する設計としている。一方で、島根2号機の原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置は、駆動機構にあるウォームギアによりセルフロックがかかる設計となっている。構造の概要を図6-2に示す。

島根2号機の基準地震動 S_s 相当による加振試験の際も、このセルフロックによって加振中にダンパが開方向へ動くことなく、閉維持されていたことを目視で確認している。

ウォームギアの構造について

ネジ型の歯があるウォームが回転することで、かみ合っているウォームホイールが従動する仕組み。

逆にウォームホイールから駆動させてウォームを従動させることは、摩擦の関係により出来ない構造となる（セルフロック）。

島根2号のBOP閉止装置の場合、ウォームが電動又は手動により回転させる軸で、ウォームホイール側がダンパの軸となる。このため、地震等でダンパへ開方向の力が加わったとしてもセルフロックにより開放しない。

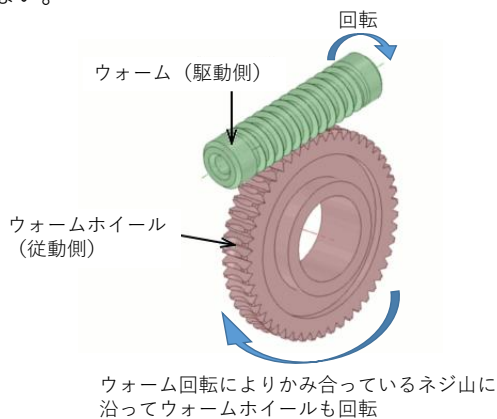


図1 ウォームギア通常動作

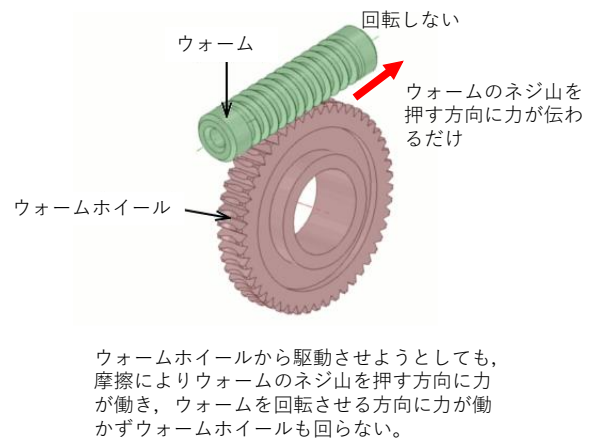


図2 セルフロック状態

図6-2 ウォームギアによるセルフロックの概要

(3) 手動操作方式について

東海第二ではBOP 閉止装置近傍にアクセスが難しいことからワイヤーを用いた遠隔操作による手動操作方式としているが、島根2号機は柏崎7号機及び女川2号機と同様に、BOP 閉止装置の近傍へアクセスし、アクチュエータ（以下「駆動部」という。）に設置されたハンドルにて操作する手動操作方式としている。BOP 閉止装置のハンドル設置箇所を図6-3に示す。

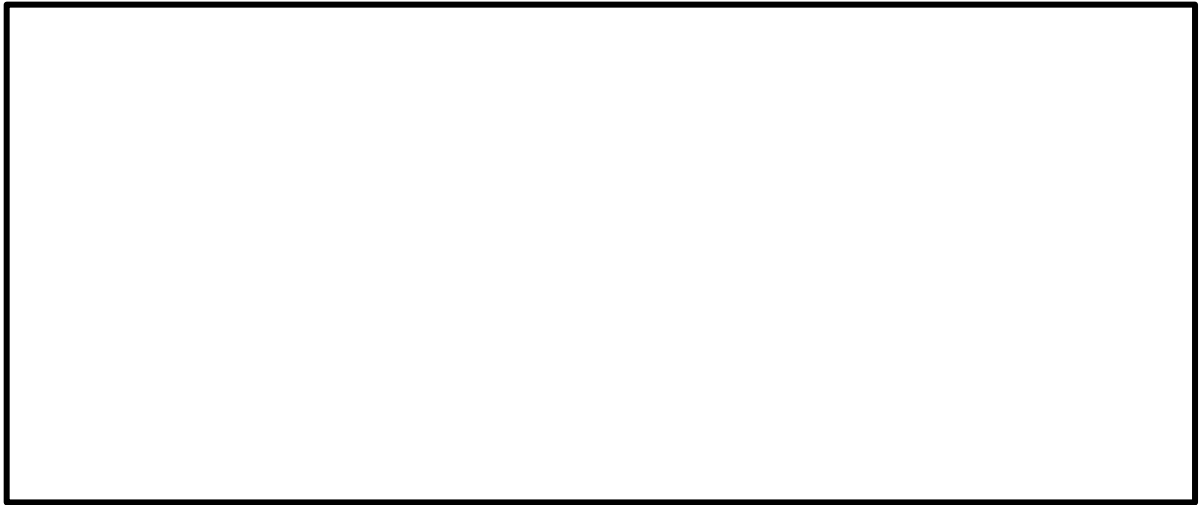


図 6-3 BOP 閉止装置のハンドルの設置位置

ハンドルを使用した手動による閉止操作時間は駆動部 1 つあたり約 2 分/人で実施可能な設計としている。オペフロ BOP1 箇所あたりに取り付けられる BOP 閉止装置のハンドルは 10 個（2 連ダンパ 6 台及び 3 連ダンパ 4 台の駆動部毎に設置）であることから、想定される手動操作時間は約 20 分/人となる。

BOP 閉止装置の手動による閉止操作は、現場へのアクセス 1 時間を含め、オペフロ BOP1 箇所あたり緊急時対策要員 2 名で 2 時間以内に対応することとしており、オペフロ BOP 1 箇所あたりの閉操作に約 20 分/人を要しても問題ない。

オペフロ BOP1 箇所あたりの BOP 閉止装置手動操作による閉止時間を図 6-4 に示す。

必要な要員と作業項目		経過時間 (分)												備考			
		20	40	60	80	100	120	140	180	200	220	240	260				
手順の項目	要員(数)	120分 原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル部の閉止完了 (1箇所あたり)															
原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル部の閉止手順 (現場での原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル部の閉止)	緊急時対策要員	2	移動													▽	原子炉建物燃料取替階ブローアウトパネル閉止装置操作

図 6-4 オペフロ BOP1 箇所あたりの BOP 閉止装置手動操作による閉止時間

7. 原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の加振試験・気密性能試験に関する比較

先行電力で実施されている BOP 閉止装置の加振試験及び気密性能試験と島根 2 号機で実施した原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の加振試験及び気密性能試験に関する比較を表 7-1 に示す。

表 7-1 原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の加振試験・気密性能試験比較

項目	東海第二 柏崎 7 号	女川 2 号	島根 2 号	差異の 有無
試験装置	3 次元振動台 (兵庫耐震工学研究センター)	3 次元振動台 (清水建設株式会社 技術研究所 先端耐震防災研究棟)	3 次元振動台 (鹿島建設株式会社 技術研究所 西調布実験場)	有
加振波	①BOP 閉止装置設置高さより上方の床応答 ②建屋影響等のばらつきを包絡	①最大加速度は BOP 閉止装置と同程度の設置高さ, 床応答スペクトルは BOP 閉止装置設置高さより上方の床応答 ②建屋影響評価等のばらつきを包絡	①BOP 閉止装置設置高さより上方の床応答 ②建物影響評価等のばらつきを包絡	有
振動特性把握試験	実施	実施	実施	無
加振試験方法 (開状態)	【3 次元加振】 ①扉開状態加振後に扉閉動作 ②扉閉状態で気密性能試験 ③扉開動作・閉動作	【3 次元加振】 ①扉開状態加振後に扉閉動作 ②扉閉状態で気密性能試験 ③扉開動作・閉動作	【単軸加振】 ①羽根開状態加振後に羽根閉動作 ②羽根閉状態で気密性能試験 ③羽根開動作・閉動作	有
加振試験方法 (閉状態)	【3 次元加振】 ①扉閉状態加振 ②気密性能試験 ③扉開動作・閉動作	【3 次元加振】 ①扉閉状態加振 ②気密性能試験 ③扉開動作・閉動作	【単軸加振】 ①羽根閉状態加振 ②気密性能試験 ③羽根開動作・閉動作	有
加速度測定箇所	①振動台 ②支持架台 ③扉 ④駆動装置	①振動台 ②支持架台 ③扉 ④駆動装置	①振動台 ②支持架台 ③ダンパ ④駆動装置	無
ひずみ測定箇所	①プッシュローラ ②レール ③チェーン ④門周辺	—	①ダンパケーシング ②羽根 ③ダンパ連結継手	有

項目	東海第二 柏崎7号	女川2号	島根2号	差異の 有無
加振後の 作動確認 (電動)	・扉の開閉, 門の引抜/挿入を確認 ・電動機の電流値, 扉及び門の動作時間を測定	・扉の開閉, 門の引抜/挿入を確認 ・電動機の電流値, 扉及び門の動作時間を測定	・ダンパの開閉を確認 ・電動機の電流値, ダンパ動作時間を測定	有
加振後の 作動確認 (手動)	・扉の開閉, 門の引抜/挿入を確認	・扉の開閉, 門の引抜/挿入を確認	・ダンパの開閉を確認	有
加振後の 気密性能 試験方法	・ASTM E283-4 に準じた装置を用いる。 ・排風機により試験容器内の空気を排出することにより試験体前後に圧力差を生じさせ, 試験体のシール部から試験容器へ流入する通気量を測定する。	・ASTM E283-4 に準じた装置を用いる。 ・排風機により試験容器内の空気を排出することにより試験体前後に圧力差を生じさせ, 試験体のシール部から試験容器へ流入する通気量を測定する。	・ASTM E283-4 に準じた装置を用いる。 ・送風機により設置架台とダンパ間の空間を加圧することによりダンパ前後に圧力差を生じさせ, ダンパのシール部から漏えいする通気量を測定する。	有

7.1 差異箇所の詳細について

(1) 試験装置について

島根2号機は試験体重量等を考慮した結果, 先行電力と異なる鹿島建設株式会社 技術研究所 西調布実験場の試験装置を用いて加振試験を実施している。

(2) 加振波について

東海第二, 柏崎7号機及び島根2号機はBOP閉止装置の設置高さより上方の床応答を目標として設定している。女川2号機のBOP閉止装置は設置高さより上方の床応答を目標とした場合, 振動台性能の制約から加振試験が不可能であったことから, 支持架台の応答増幅を考慮して設計用震度を超えるように加振波を設定している。

(3) 加振試験方法について

東海第二, 柏崎7号機及び女川2号機は, 3方向(X, Y, Z)同時の3次元加振試験を実施している。島根2号機は, 目標とする加振レベルが高いこと及び試験装置の加振限界から3方向(X, Y, Z)各方向の単軸加振試験を実施している。BOP閉止装置の機能確認試験結果に示すとおり, 島根2号機のBOP閉止装置は剛構造であり, かつ応答軸が明確であることから, 3次元加振試験と単軸加振試験は同等な試験方法である。

(4) ひずみ測定箇所について

6.1 項で先述のとおり、BOP 閉止装置の方式が異なり、島根 2 号機の原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の構造上、ひずみの発生が考えられる位置にひずみゲージを設置している。

(5) 加振後の作動確認について

6.1 項で先述のとおり、島根 2 号機は原子炉建物燃料取替階 BOP 閉止装置の閉維持機構に門を用いていないため、ダンパの作動確認に関するもののみとなる。

(6) 加振後の気密性能試験方法について

先行電力の排風機によって試験装置内を負圧とする方法と異なり、島根 2 号機は「J I S A 1516 (建具の気密性試験方法)」に示されている試験構成が加圧式であることに倣い、試験装置内を送風機によって加圧する方法を採用している。なお、図 7-1 に示すとおり、当該試験は試験体前後に発生させた圧力差による漏えい量を測定するものであり、試験体に対して加圧する方向 (現場取付状態で屋外から屋内方向) 及び試験圧力を試験体前後の差圧で管理することに先行電力との相違はなく、試験結果の妥当性に影響を与えるものではない。

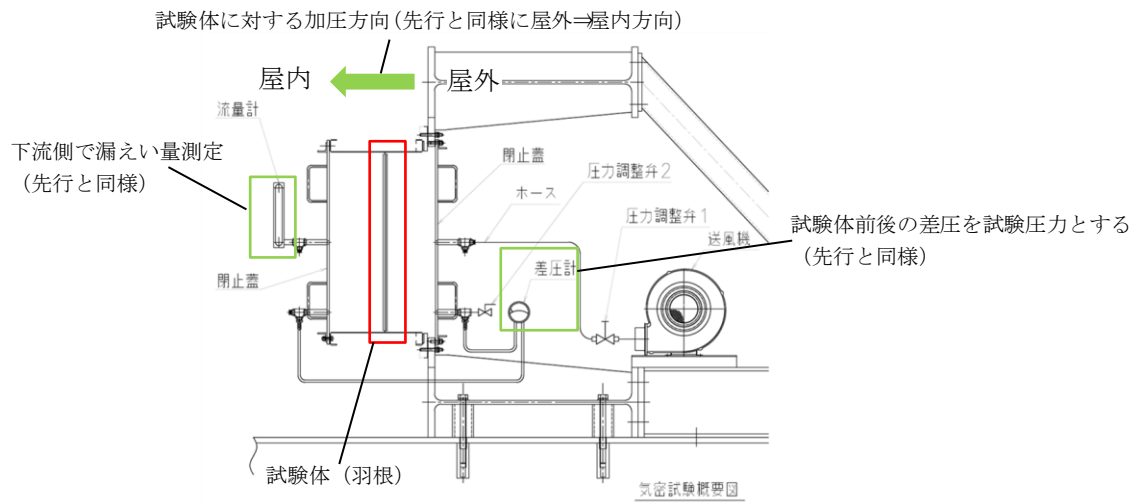


図 7-1 気密性能試験装置図

8. 原子炉建物燃料取替階 BOP 強制開放装置（自主対策設備）に関する比較

先行電力で実施されている BOP 強制開放装置と島根 2 号機で設置されている原子炉建物燃料取替階 BOP 強制開放装置に関する比較を表 8-1 に示す。

表 8-1 強制開放装置の仕様比較

項目	東海第二	柏崎 7 号	女川 2 号	島根 2 号	差異の有無
作動方式	油圧	電動駆動	—	手動	有
設置場所	屋内	屋外	—	屋外	有

8.1 差異箇所の詳細について

(1) 作動方式について

島根 2 号機は、全交流動力電源喪失時に操作ができ、かつ、通常時の誤動作防止を考慮し、レバースロック及びワイヤーロープ等の開放治具を用いた手動方式による設計としている。

なお、本装置は、重大事故等対処設備である静的触媒式水素処理装置及び格納容器ベントにより水素の処理又は排出を行っても原子炉建物内の水素濃度が低下しない場合に、オペフロ BOP を開放し、原子炉建物内の水素を排出することを目的として設置している。

(2) 設置場所について

島根 2 号機の開放治具は、通常時は原子炉建物屋外外壁の保管箱に収納する設計としている。