

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-他-071 改 03
提出年月日	2022年5月20日

補足説明

〔 島根原子力発電所第2号機
工事計画認可申請（補正）に係る論点整理について 〕

2022年5月

中国電力株式会社

目次

NS2-補-023-10「建物の地震応答解析モデルについて（地震応答解析モデルにおける建物基礎底面の付着力）」

1. 概要	4
2. 検討方針及び地震応答解析モデルの選定	5
2.1 基礎浮上り評価法に関する既往の知見	5
2.2 地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）について	7
3. まとめ	10
4. 参考文献	10
別紙-1 付着力を考慮した3次元FEMモデルの適用性について	11
別紙-2 建物基礎底面の付着力に関する検討	26
別紙-3 付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討	65
添付資料-1 既工認実績における付着力試験方法との比較	86
添付資料-2 岩盤-レベルコンクリート間における付着力試験実施後の破断面について	95
添付資料-3 設定付着力に関する統計的な考察について	120
添付資料-4 既工認実績における設定付着力との比較	121
添付資料-5 試験地盤と建物直下地盤の同等性について	122
参考資料-1 島根原子力発電所敷地の地質・地質構造について	133
参考資料-2 建物直下地盤周囲の地盤状況について	139

NS2-補-020「工事計画に係る補足説明資料（安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書）」

資料 No. 2 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート

2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討	141
----------------------	-----

NS2-補-020「工事計画に係る補足説明資料（安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書）」

資料 No. 4 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

4-1 ブローアウトパネル関連設備の要求機能について	265
4-14 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	271
4-15 原子炉建物内の圧力解析について	274

4-16	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	278
4-17	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	281
4-18	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	282
4-19	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	306
4-21	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	325
NS2-補-011	「工事計画に係る補足説明資料（原子炉格納施設）」	
資料 No. 6	非常用ガス処理系吸込口の位置変更について	337
NS2-補-012	「工事計画に係る補足説明資料（その他発電用原子炉の附属施設のうち非常用電源設備）」	
資料 No. 6	高エネルギーアーク損傷（HEAF）対策に係る電気盤の設計について	347

1. 概要

島根原子力発電所の建設時の工事計画認可申請書（以下「既工認」という。）では、原子炉建物等の地震応答解析における基礎浮上り評価について、線形地震応答解析又は浮上り非線形地震応答解析を実施している。

今回の工事計画認可申請（以下「今回工認」という。）では、入力地震動の増大に伴い、基準地震動 S_s による検討においては、一部解析結果で浮上り非線形地震応答解析を適用できる接地率に満たないことから、個別に解析の妥当性を確認した上で採用する解析手法を選定する。

本資料は、低接地率となる場合の解析手法において、基礎浮上り評価法に関する既往の知見を整理した上で、建物基礎底面に考慮する付着力の設定及び今回工認で採用する建物の地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）の選定について説明するものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするもので、使用する計算機プログラムについても以下の資料に準ずる。

- ・ VI-2-2-5 「制御室建物の地震応答計算書」
- ・ VI-2-2-9 「廃棄物処理建物の地震応答計算書」
- ・ VI-2-11-2-1-1 「1号機原子炉建物の耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-11-2-1-3 「1号機廃棄物処理建物の耐震性についての計算書」

2. 検討方針及び地震応答解析モデルの選定

基礎浮上り評価法に関する既往の知見を整理し、低接地率となる解析結果について個別に解析の妥当性を確認する。これらを踏まえて採用する地震応答解析モデルについて検討を行う。

2.1 基礎浮上り評価法に関する既往の知見

島根原子力発電所第2号機（以下「島根2号機」という。）の地震応答解析にあたっては、建物形状に応じ、建物と地盤の相互作用を考慮することとしている。「原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）-1987」においては、建物と地盤の相互作用の影響を適切に考慮できるモデルとしてSRモデルや離散系モデル（FEMモデルを含む）が列举されている。また、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」においては、接地率に応じた地震応答解析手法の適用性が示されており、接地率 $\eta_{NL} < 65\%$ の場合は別途検討となっている（図2-1参照）。

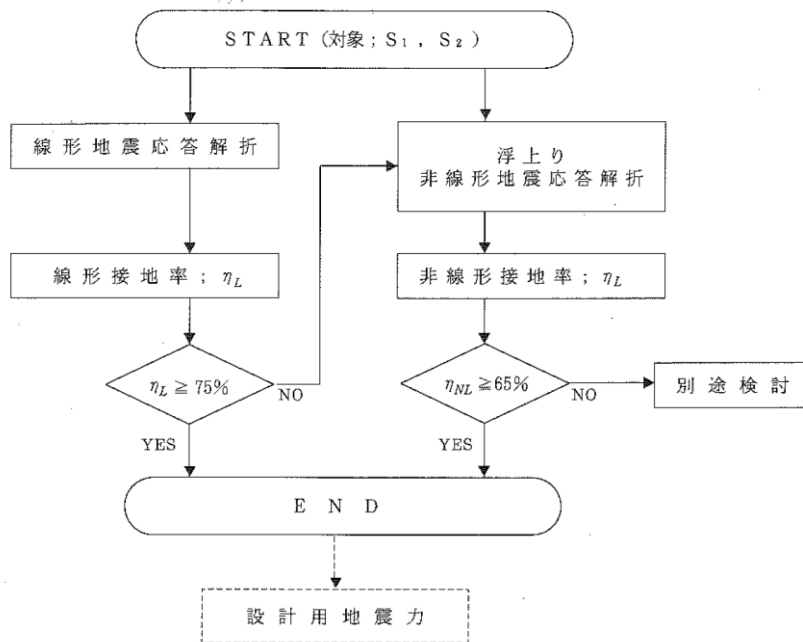


図2-1 基礎浮上り評価フロー

（「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」より抜粋）

参考として、接地率 $\eta_{NL} < 65\%$ となる場合の別途検討の手法として、「原子力発電所耐震設計技術規程J E A C 4 6 0 1（以下「J E A C 4 6 0 1」という。）-2008」では、誘発上下動を考慮したSRモデルや、特別な検討としてジョイント要素を用いた3次元FEMモデルが提案されている（図2-2参照）。

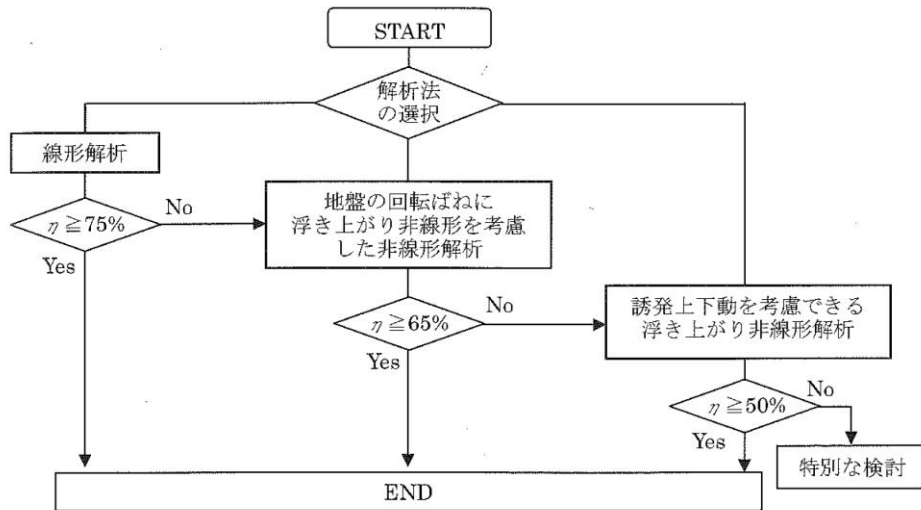


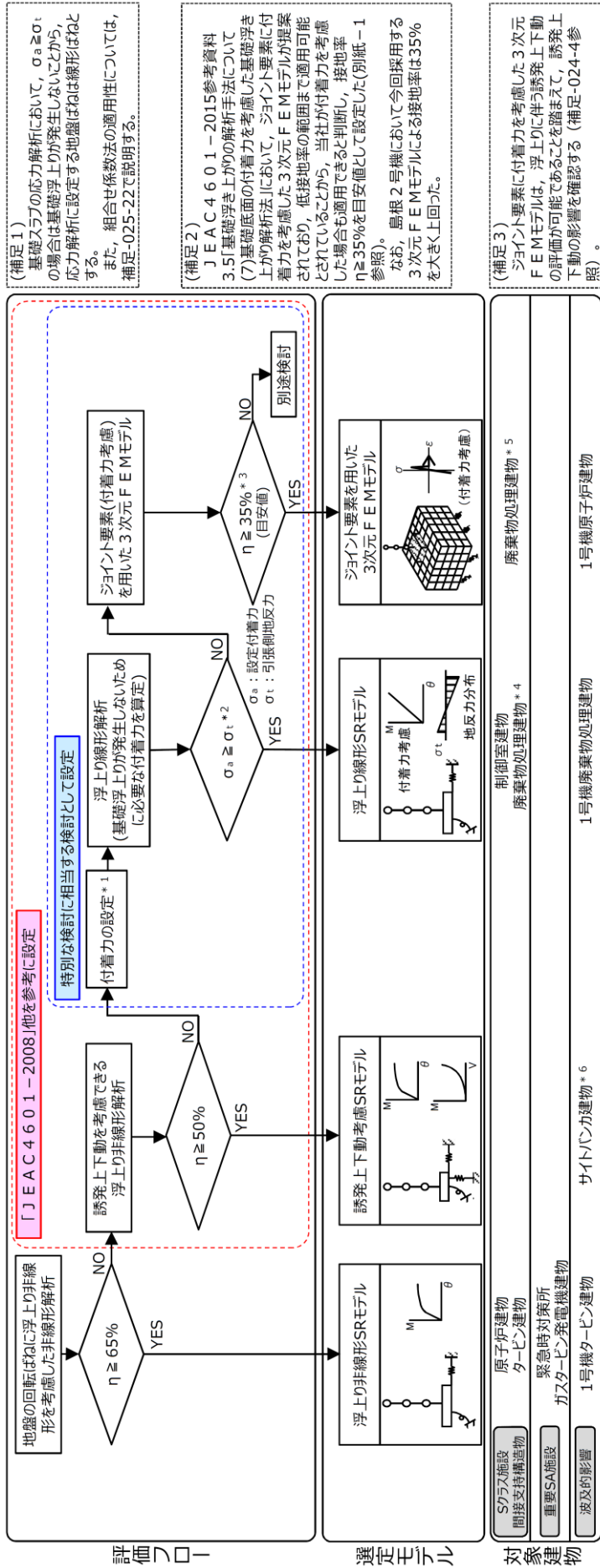
図 2-2 基礎浮上り評価フロー
 (「J E A C 4 6 0 1 -2008」より抜粋)

2.2 地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）について

(1) 基礎浮上り評価方針

島根2号機の建物・構築物は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に示される浮上り非線形地震応答解析により基準地震動 S_s に対して接地率を算定することを基本とする。接地率 $\eta < 65\%$ となる場合の別途検討は、「J E A C 4 6 0 1 -2008」及び「J E A C 4 6 0 1 -2015」の評価フローを参考とした。

上記を踏まえた島根2号機における各建物(重要SA施設及び波及的影響に係る施設を含む)の地震応答解析モデル(基礎浮上り評価法)の選定フローを図2-3に示す。



(補足1)
基礎スラブの応力解析において、 $\sigma_a \geq \sigma_t$ の場合は基礎浮上りが発生しないことから、応力解析に設定する地盤ばねは線形ばねとする。
また、組合せ係数法の適用性については、補足-025-22で説明する。

(補足2)
JEAC4601-2015参考資料3.5「基礎浮上りの解析手法」について(7)基礎底面の付着力を考慮した基礎浮上り解析において、ジョイント要素に付着力を考慮した3次元 FEMモデルが提案されており、接地地率の範囲まで適用可能とされていることから、当社が付着力を考慮した場合も適用できると判断し、接地率 $\eta \geq 35\%$ を目安値として設定した(別紙-1参照)。
なお、島根2号機において今回採用する3次元 FEMモデルによる接地率は35%を大きく上回った。

(補足3)
ジョイント要素に付着力を考慮した3次元 FEMモデルは、浮上りに伴う誘発上下動の評価が可能であることを踏まえて、誘発上下動の影響を確認する(補足-024-4参照)。

図 2-3 島根 2 号機における各建物の地震応答解析モデルの選定フロー

(2) 採用する地震応答解析モデルの選定

制御室建物、廃棄物処理建物、1号機原子炉建物及び1号機廃棄物処理建物は誘発上下動を考慮できる浮上り非線形解析において、接地率 $\eta < 50\%$ となることから、図2-3に示す「特別な検討に相当する検討」として、建物の基礎底面の付着力を考慮した地震応答解析等を行い、その適用性を確認した上で、採用する地震応答解析モデルを選定する。

建物の基礎底面と地盤間の付着力は、島根原子力発電所における付着力試験の結果（追加試験結果を含む）に基づき 0.40N/mm^2 とした。（別紙-2参照）

なお、図2-3のフローに基づき付着力を考慮する場合に採用した地震応答解析モデルについては、VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」の補足説明資料である補足-024-2「制御室建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」、VI-2-2-9「廃棄物処理建物の地震応答計算書」の補足説明資料である補足-024-4「廃棄物処理建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」、VI-2-11-2-1-1「1号機原子炉建物の耐震性についての計算書」の補足説明資料である補足-025-13「1号機原子炉建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」及びVI-2-11-2-1-3「1号機廃棄物処理建物の耐震性についての計算書」の補足説明資料である補足-025-15「1号機廃棄物処理建物についての計算書に関する補足説明資料」にて詳細を説明する。

(3) 建物基礎底面の付着力有無による建物応答への影響検討

建物基礎底面の付着力は、地震応答解析における解析精度の確保（接地率の改善）を目的として設定したものであり、建物基礎底面の付着力の考慮の有無による建物応答への影響を把握するため、図2-3において、付着力を考慮しない地震応答解析モデルを採用する建物のうち、建物・内包する施設の重要度及び接地率を踏まえ、原子炉建物を代表として、付着力を考慮しないモデルと付着力を考慮したモデルを用いた地震応答解析を行った。その結果、付着力により接地率は改善され、両モデルとも同等の応答値を示した。このことから付着力の考慮の有無による建物応答への影響は軽微であることを確認した（別紙-3参照）。

3. まとめ

建物の地震応答解析により低接地率となる場合の解析手法において、基礎浮上り評価法に関する既往の知見を整理した上で、建物基礎底面に考慮する付着力の設定(0.40N/mm²)及び今回工認で採用する建物の地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）の選定を行った。

検討の結果、島根2号機の今回工認で採用する建物・構築物の地震応答解析モデルは、表3-1のとおりとする。

表3-1 採用する地震応答解析モデル（基礎浮上り評価法）

採用する地震応答解析モデル (基礎浮上り評価法)	付着力の 考慮	建物	添付書類
SRモデル (浮上り非線形地震応答解析)	—	原子炉建物	VI-2-2-2
		タービン建物	VI-2-2-7
		緊急時対策所	VI-2-2-11
		ガスタービン発電機建物	VI-2-2-16
		1号機タービン建物	VI-2-11-2-1-2
誘発上下動考慮SRモデル (浮上り非線形地震応答解析)	—	サイトバンカ建物*2	VI-2-11-2-1-4
SRモデル (浮上り線形地震応答解析)	○*1	制御室建物	VI-2-2-5
		廃棄物処理建物*3	VI-2-2-9
		1号機廃棄物処理建物	VI-2-11-2-1-3
ジョイント要素を用いた 3次元FEMモデル	○	廃棄物処理建物*4	VI-2-2-9
		1号機原子炉建物	VI-2-11-2-1-1

注記*1：基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が付着力試験に基づき設定した値

(0.40N/mm²)を超えないことを確認する。

*2：接地率が65%以上となる場合はSRモデル（浮上り非線形地震応答解析）とする。

*3：弾性設計用地震動S_dに対する評価に用いる。

*4：基準地震動S_sに対する評価に用いる。

4. 参考文献

- (1) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1 -1987
- (2) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版
- (3) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程J E A C 4 6 0 1 -2008
- (4) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程J E A C 4 6 0 1 -2015

付着力を考慮した3次元FEMモデルの適用性について

1. 概要

廃棄物処理建物及び1号機原子炉建物の基準地震動 S_s に対する評価に用いる地震応答解析モデルは「J E A C 4 6 0 1 -2015」を参考に、ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルを採用している。本資料は、ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルが適用可能な接地率を35%以上としていることの妥当性を説明するものである。

2. 既往文献の整理

「J E A C 4 6 0 1 -2015」におけるジョイント要素を用いた3次元FEMモデルの適用性について、以下の通り整理した。

(1) ジョイント要素（付着力無視）を用いた3次元FEMモデルの適用範囲及び適用性

「J E A C 4 6 0 1 -2015 参考資料 3.5(3)」及び引用している既往論文⁽¹⁾によると、時間領域のグリーン関数法の地震応答解析結果との比較を行い、接地率 η が30%程度まで時間領域のグリーン関数法の結果と概ね一致するとされている。この結果を基に、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデルの適用範囲として接地率 $\eta \geq 35\%$ を提案している。

「J E A C 4 6 0 1 -2015 参考資料 3.5(3)」を補足1に示す。

既往論文の解析条件と、島根2号機において3次元FEMモデルを採用する廃棄物処理建物の解析条件の比較を表2-1に示す。基礎底面の付着力以外は、実際の建物の大きさや解析モデル規模も含めて、ほぼ同じ解析条件となっている。

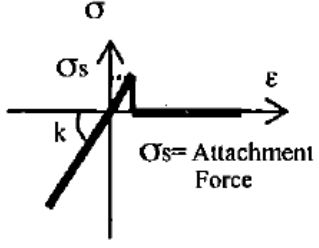
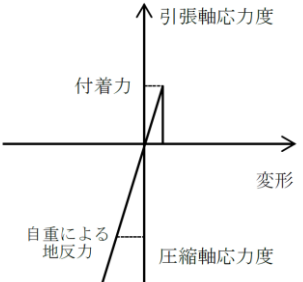
(2) ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルの適用性

「J E A C 4 6 0 1 -2015 参考資料 3.5(7)」及び引用している既往論文⁽¹⁾では、上記(1)のモデルをベースに更に現実に近い解析条件を設定した検討として、建物基礎底面の付着力を考慮した検討を実施し、最大加速度が900Galの地震波を入力した際に、基礎底面の付着力として 0.49N/mm^2 を考慮した時の接地率は約30~50%となっていることが示されている。既往論文における3次元FEMモデルを図2-1に、3次元FEMモデルの応答解析結果を図2-2に示す。

「J E A C 4 6 0 1 -2015 参考資料 3.5(7)」において、ジョイント要素に付着力を考慮した3次元FEMモデルは、付着力の考慮に加えて浮上りに伴う誘発上下動の評価が可能であり、低接地率の範囲まで適用可能とされている。「J E A C 4 6 0 1 -2015 参考資料 3.5(7)」を補足2に示す。

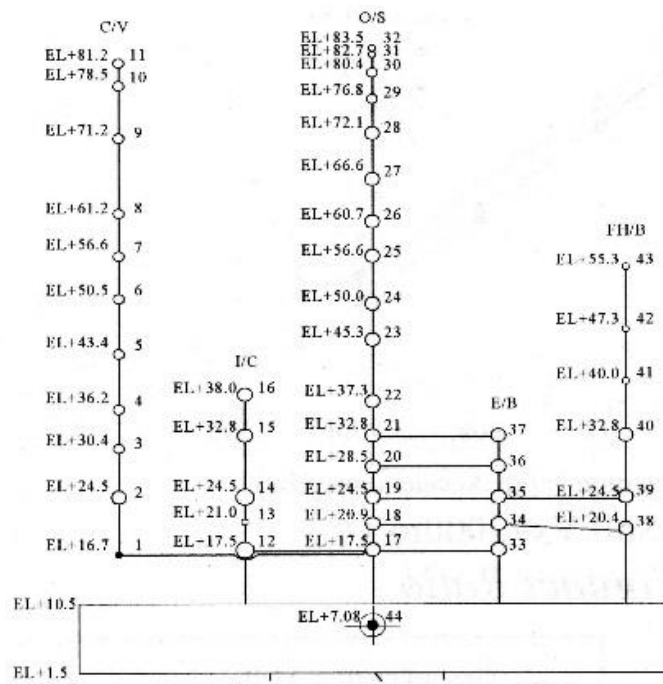
これは既往論文⁽¹⁾においてジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルによる接地率30%程度まで適用された事例であることから、ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルは接地率30%程度まで適用可能であることを示唆しているといえる。

表 2-1 3次元FEMモデルの既往論文との解析条件の比較

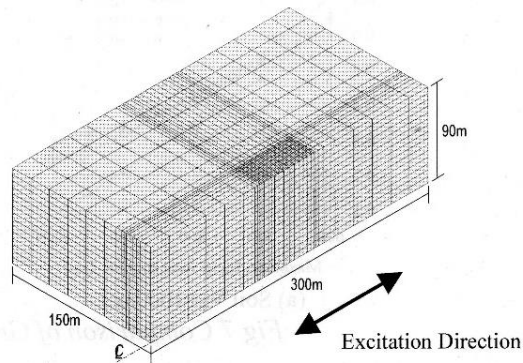
項目	既往論文	評価対象建物	
対象建物	PWR 原子炉建屋	BWR 2号機廃棄物処理建物	
建物モデル (減衰)	多軸多質点系モデル (ひずみエネルギー比例型)	単軸多質点系モデル (ひずみエネルギー比例型)	
地盤のせん断波速度	1,000m/s 及び 2,000m/s	約 1,660m/s (標準地盤の等価せん断波速度)	
基礎浮上り	ジョイント要素で考慮 	ジョイント要素で考慮 	
基礎幅	約 60m	N S : 53.07m E W : 53.64m	
地盤モデル化 範囲	水平	基礎幅の 5 倍	基礎幅の約 5 倍
	鉛直	基礎幅の 1.5 倍	基礎幅の約 1.5 倍
基礎底面の付着力	無視*1, 考慮*2 (0.49N/mm ² , 0.98N/mm ²)	考慮 (0.40N/mm ²)	

注記*1: 接地率の適用範囲に関する検討 (「2. (1)ジョイント要素(付着力無視)を用いた3次元FEMモデル」に対応)

*2: 現実に近い解析条件を設定した検討 (「2. (2)ジョイント要素(付着力考慮)を用いた3次元FEMモデル」に対応)

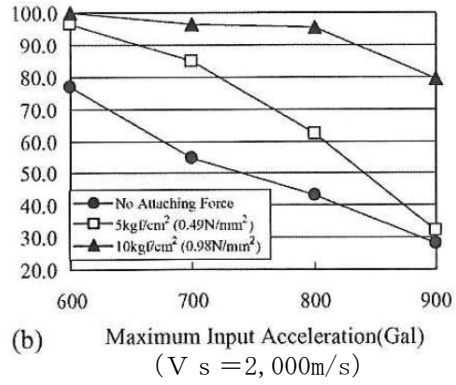
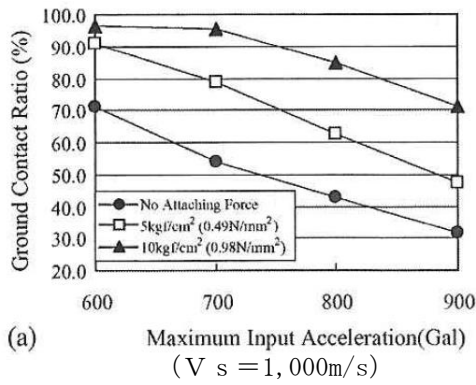


(a) 建物モデル

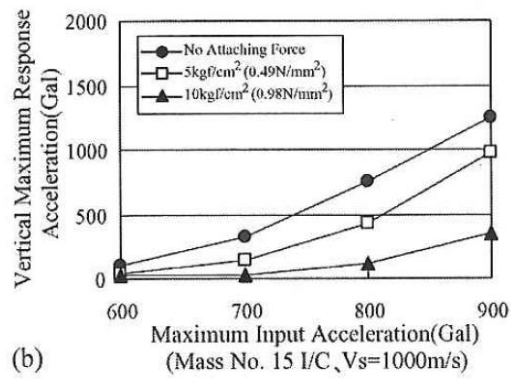
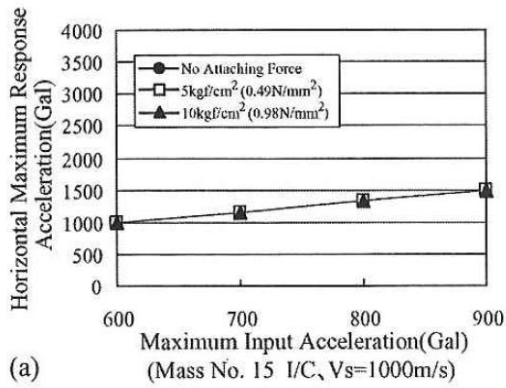


(b) 地盤モデル

図 2-1 既往論文における 3次元 FEMモデル



(1) 付着力の違いによる接地率の比較



(水平応答加速度)

(誘発上下動に伴う鉛直応答加速度)

(2) 付着力の違いによる最大応答加速度の比較

図 2-2 既往論文における 3 次元 FEM モデルの応答解析結果

3. 付着力を考慮した3次元FEMモデルの適用性に関する解析的検討について

3.1 検討方針

ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルを用いて入力地震動を係数倍した地震応答解析を行い、最小接地率、入力地震動の倍率、水平応答加速度及び誘発上下動に伴う鉛直応答加速度の関係が既往論文と同様の傾向になることを確認する。なお、検討においては廃棄物処理建物の地震応答解析モデルを用いる。

3.2 解析条件

地震応答解析モデルは図3-1に示す廃棄物処理建物の基本ケースのモデルとする。基礎形状が「NS方向：53.07m×EW方向：53.64m」であることから、基礎幅の小さいNS方向を代表して検討する。なお、基礎浮上り非線形性に与える付着力の影響を把握する事が目的である事から、建物の非線形性は考慮しない。

解析は、付着力を考慮しない場合（0N/mm²）と、付着力を考慮した場合（0.40N/mm²）の2ケース実施した。入力地震動は位相特性に偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動S_s-Dとし、一次元波動論に基づき、建物基礎底面レベル（EL 0.0m）での地盤応答を評価した地震動を用いる。本解析ではこの地震動を用いて、入力倍率を乗じた地震動を入力する。付着力を考慮しない条件で接地率が30%となる時の入力倍率を1.0倍として基準化し、接地率が100%となる0.5倍から、接地率が10%を下回る1.3倍まで0.1倍刻みで漸増させた。なお、接地率が概ね30%を下回る範囲（入力倍率1.1～1.3）については参考として解析を実施した。

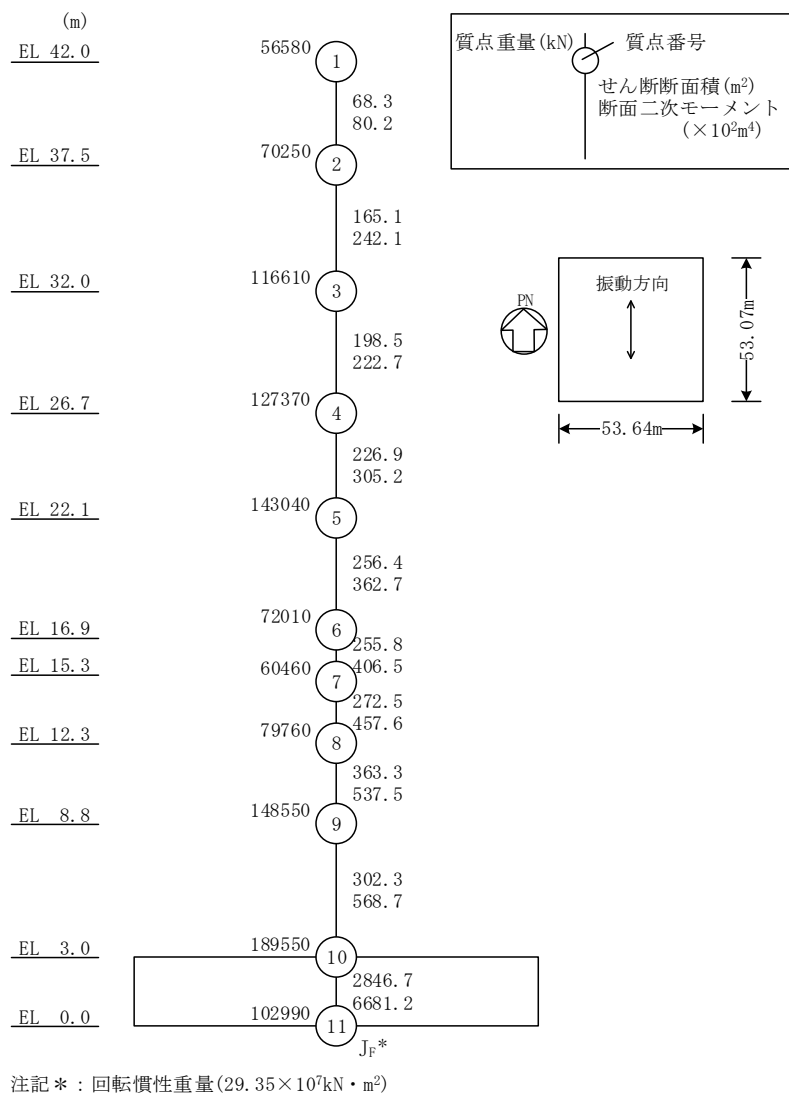
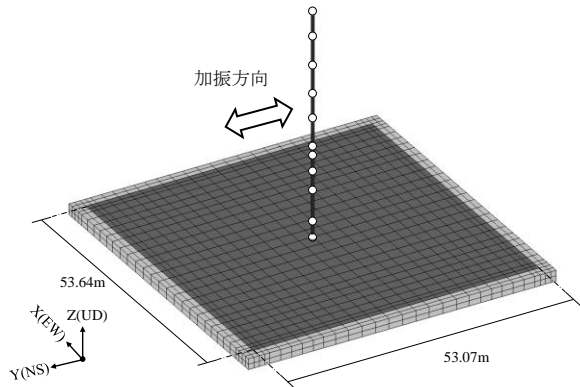
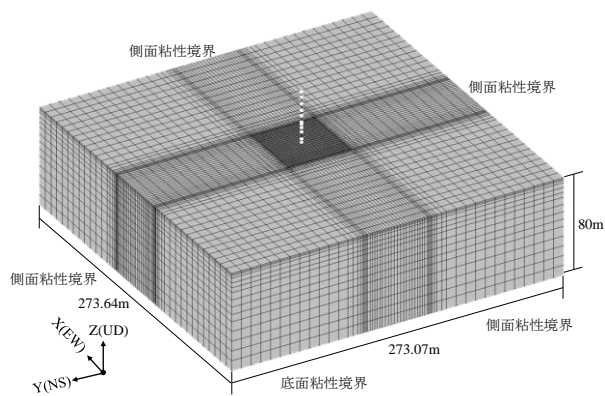


図 3-1 廃棄物処理建物の地震応答解析モデル

3.3 検討結果

付着力と最小接地率の関係を図 3-2 に示す。付着力を考慮しない場合と付着力を考慮する場合のいずれにおいても既往論文と同様の傾向を示しているとともに、接地率は入力地震動の大きさに応じて連続的に変化し、低接地率の領域においても特異な応答を生じていないことが確認できる。

付着力の有無による最大水平応答加速度への影響を図 3-3 に示す。最大水平応答加速度は付着力の有無によらずほぼ一致しており、既往論文と同様の傾向を示している。また、最大水平応答加速度は接地率に応じて連続的に変化し、低接地率の領域においても特異な応答を生じていないことが確認できる。

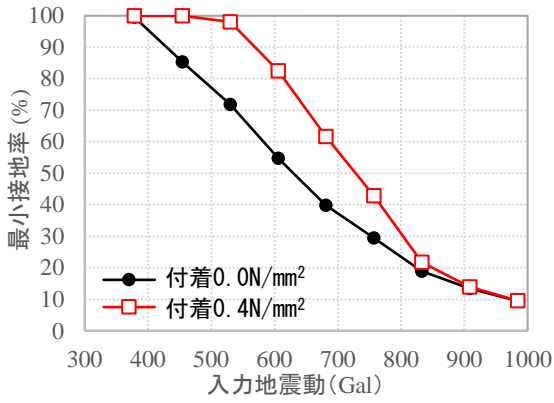
付着力の有無による誘発上下動に伴う最大鉛直応答加速度への影響を図 3-4 に示す。付着力の有無と誘発上下動に伴う最大鉛直応答加速度の関係は、既往論文と同様の傾向を示している。また、誘発上下動に伴う最大鉛直応答加速度は接地率に応じて連続的に変化し、低接地率の領域においても特異な応答を生じていないことが確認できる。

最大水平応答加速度は、入力倍率に応じて直線的に変化し、接地率が水平応答に与える影響は小さいが、鉛直応答は接地率が小さくなると、基礎浮き上がりの発生による誘発上下動に伴う最大鉛直応答加速度が急激に増大する傾向にある。

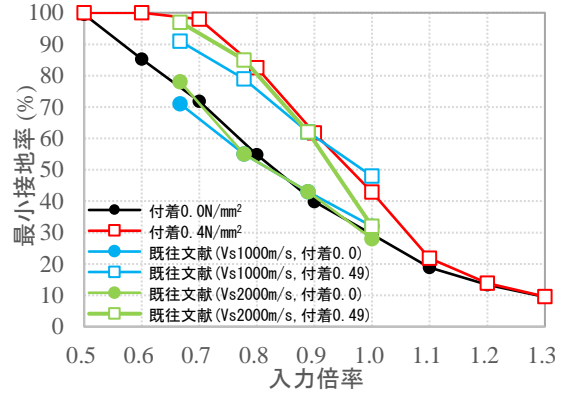
また、図 3-2(a) に示す接地率及び図 3-4(a) に示す誘発上下動に伴う最大鉛直応答加速度について、接地率 65%以上の範囲では誘発上下動の影響は小さく、65%を下回ると誘発上下動の影響が現れ、50%を下回ると誘発上下動が増大する傾向となっている。これは J E A C 4 6 0 1 - 2008 の基礎浮上り評価フローにおいて示されている各評価手法の適用範囲と整合している。

なお、既往論文と廃棄物処理建物は、表 2-1 に示すとおり、ほぼ同じ解析条件となっているが、建物形状、支持地盤、比較する質点位置等の相違点があることから、入力倍率及び応答加速度を基準化して比較し、その応答の傾向が同様であることを確認した。

以上の結果から、付着力を考慮した 3 次元 F E M モデルによる応答は低接地率の範囲まで緩やかに変化し、既往論文の 3 次元 F E M モデルによる応答とも同様の傾向を示すことを確認した。

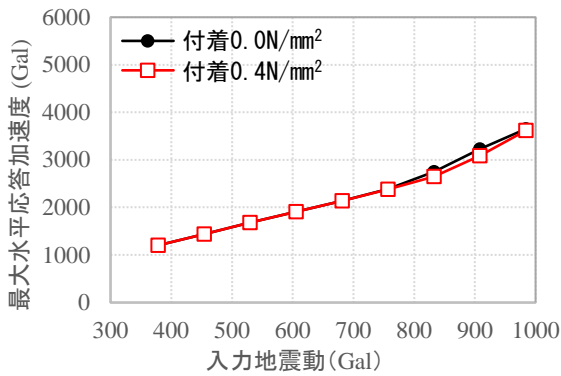


(a) 廃棄物処理建物

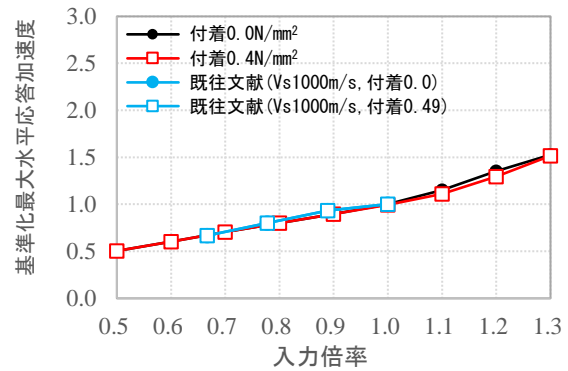


(b) 廃棄物処理建物と既往論文の比較

図 3-2 付着力の有無による接地率の比較



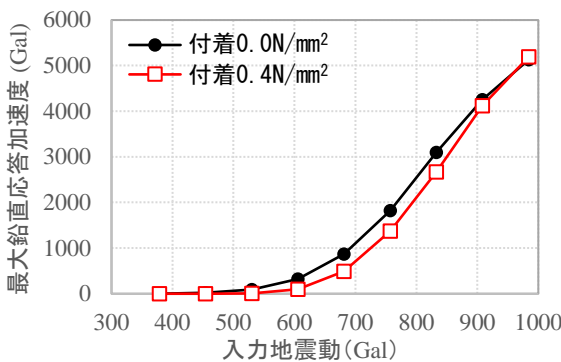
(a) 廃棄物処理建物



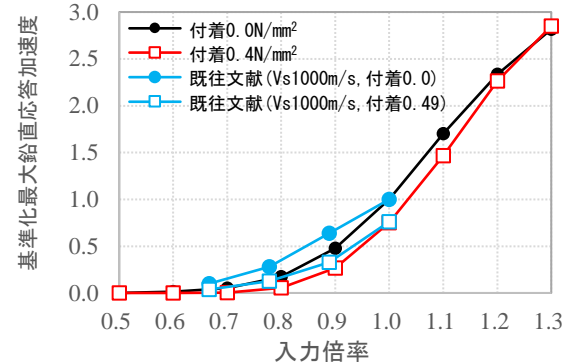
(b) 廃棄物処理建物と既往論文の比較

図 3-3 付着力の有無による最大水平応答加速度の比較

(廃棄物処理建物：質点 1, 既往論文モデル：質点 15)



(a) 廃棄物処理建物



(b) 廃棄物処理建物と既往論文の比較

図 3-4 付着力の有無による誘発上下動に伴う最大鉛直応答加速度の比較

(廃棄物処理建物：質点 1, 既往論文モデル：質点 15)

注：既往論文との比較における入力倍率について、廃棄物処理建物では、付着力を考慮しない場合の接地率が 30%となる時の入力地震動を 1.0 倍として基準化し、既往論文では、付着力を考慮しない場合の接地率が概ね 30%となる時の入力地震動 900Gal を 1.0 倍として基準化した。なお、図 3-3 及び図 3-4 の既往論文との比較において、既往論文には $V_s=1000\text{m/s}$ の結果のみ掲載されているため、 $V_s=1000\text{m/s}$ の結果と比較した。

4. 島根2号機における3次元FEMモデルの適用性について

島根2号機において採用した3次元FEMモデルは、既往論文における接地率の適用範囲に関する検討及び基礎底面に付着力を考慮した検討とほぼ同じ解析条件となっている。

「J E A C 4 6 0 1 - 2 0 1 5」において、ジョイント要素に付着力を考慮した3次元FEMモデルが提案されており、低接地率の範囲まで適用可能とされていることから、当社が付着力を考慮した場合も適用できると判断し、接地率 $\eta \geq 35\%$ を目安値として設定した。

また、廃棄物処理建物のジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルの解析結果について既往論文と比較検討した。

その結果、廃棄物処理建物のジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルの解析結果は既往論文で示された応答結果と同様の傾向を示していること及び低接地率となる領域においても特異な応答を生じていないことが確認でき、ジョイント要素（付着力考慮）を用いた3次元FEMモデルが適用可能な接地率を、付着力を考慮しない場合と同様に35%以上としていることの妥当性を確認した。

なお、島根2号機において今回採用する3次元FEMモデルによる接地率は35%を大きく上回る。

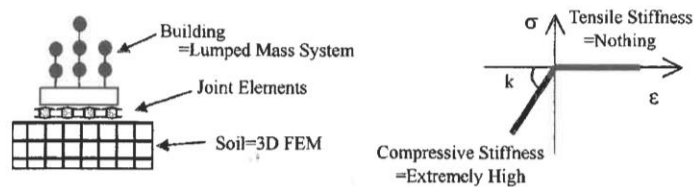
5. 参考文献

- (1) Nakamura, N. et al. : An estimation method for basemat uplift behavior of nuclear power plant buildings, Nuclear Engineering and Design, Vol.237, 2007.7, pp. 1275-1287

「J E A C 4 6 0 1 - 2015 参考資料 3.5(3) ジョイント要素を用いた 3次元 FEM地盤モデル」 (注: 1. (1)への引用箇所を下線で示す)

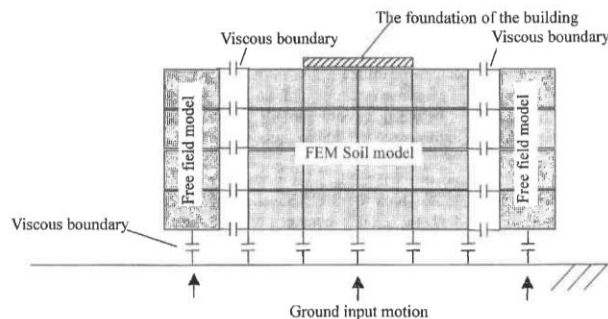
(3) ジョイント要素を用いた 3次元 FEM 地盤モデル (参 3.5-3)

参图 3.5-9~参图 3.5-11 に提案されたモデルの概要を示す。地盤は 3次元の FEM でモデル化し、建物は質点系でモデル化している。基礎底面と地盤との間に引張りを負担しないジョイント要素を用いることにより、浮き上がり进行评估している。また、参图 3.5-10 に示すように、時間領域での解析であるため、地盤の各境界には粘性ダンパを設けている。

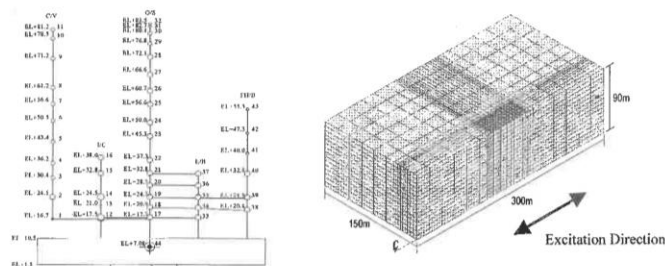


(a) 提案モデルの概念 (b) ジョイント要素の概念

参图 3.5-9 提案された 3次元 FEM モデルの概念 (参 3.5-3)

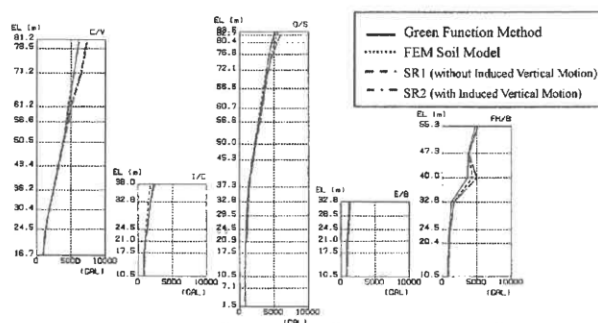


参图 3.5-10 地盤モデルの境界条件 (参 3.5-3)



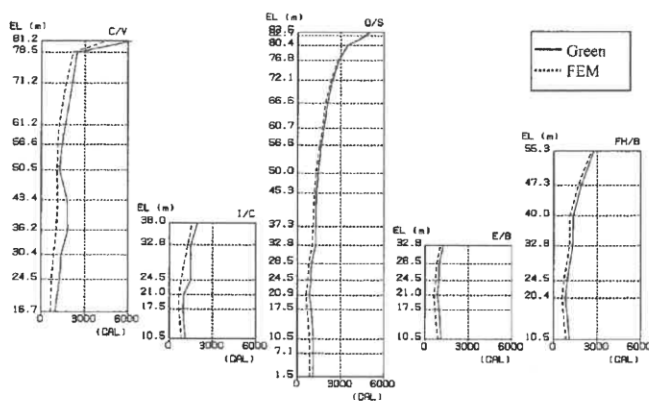
参图 3.5-11 建物と地盤の 3次元モデル (参 3.5-3)

参図 3.5-12 に接地率が 30%程度の場合について、時間領域のグリーン関数法、3次元 FEM モデル、従来モデル（誘発上下動を考慮しない地盤の回転ばねに浮き上がり非線形を考慮したモデルで図中では SR1 と標記）、誘発上下動考慮の SR モデル（図中では SR2 と標記）の水平応答加速度を比較して示している。4 つの手法による応答結果はよく対応している。



参図 3.5-12 各解析法による水平応答加速度の比較 ($\eta=30\%$)

参図 3.5-13 に接地率が 30%程度の場合について、時間領域のグリーン関数法と 3次元 FEM モデルの鉛直応答加速度（誘発上下動）を比較している。両者はよく対応している。

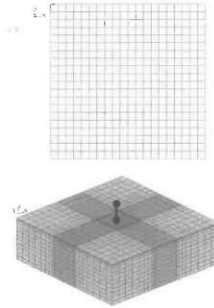


参図 3.5-13 グリーン関数法と 3次元 FEM モデルによる鉛直応答加速度（誘発上下動）の比較 ($\eta=30\%$)

ジョイント要素を用いた 3次元 FEM モデルの応答結果は、接地率 η が 30%程度まで時間領域のグリーン関数法の結果と概ね一致する。この結果をもとに文献（参 3.5-3）ではジョイント要素を用いた 3次元 FEM モデルの適用範囲として $\eta \geq 35\%$ を提案している。

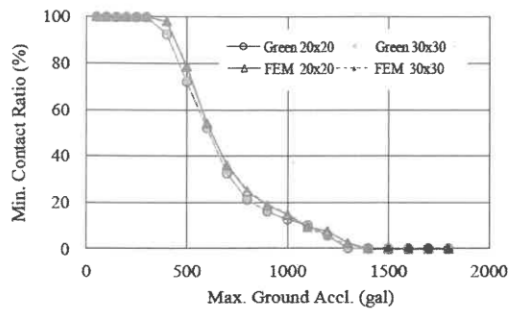
最新の研究では、低接地率時 ($\eta \leq 35\%$) における 3 次元 FEM モデルの妥当性について検討されている。硬質岩盤上に立つ原子炉建屋を模擬した基礎-上部建物の 1 質点系モデルを対象として、グリーン関数法および地盤の 3 次元 FEM モデルによる地震応答解析が行われ、両者の応答性状を比較することで低接地率時の 3 次元 FEM モデルの適用範囲が検討されている (参 3.5.4)。

グリーン関数法及び 3 次元 FEM モデルともに、参図 3.5-14 のように基礎部のメッシュ分割を均等 20 分割及び 30 分割とした 2 つを解析ケースとしている (検討結果において、Green20×20 : グリーン関数法で 20 分割, Green30×30 : グリーン関数法で 30 分割, FEM20×20 : FEM モデルで 20 分割, FEM30×30 : FEM モデルで 30 分割と記載)。

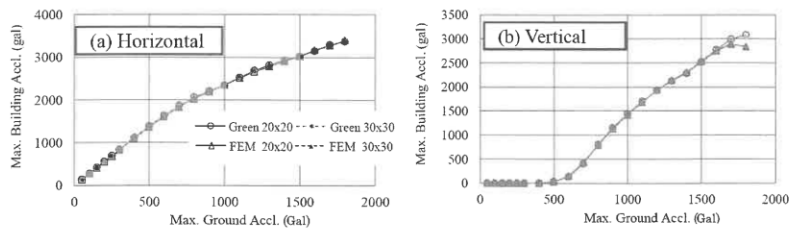


参図 3.5-14 検討モデル図 (20 分割の例 上 : 基礎部拡大, 下 : 全体鳥瞰図)

参図 3.5-15~参図 3.5-17 に各応答の結果を比較して示している。参図 3.5-16 の鉛直応答 (入力 1700Gal 以降) にやや差異が現れるものの、3 次元 FEM モデルのそれぞれの応答結果は、時間領域のグリーン関数法の結果と概ね対応している。この結果をもとに文献 (参 3.5-4) では、低接地率時 ($\eta \leq 35\%$) において完全に剥離 ($\eta = 0\%$) する場合を除き、3 次元 FEM モデルとグリーン関数法の両者の応答が良く対応することを示している。



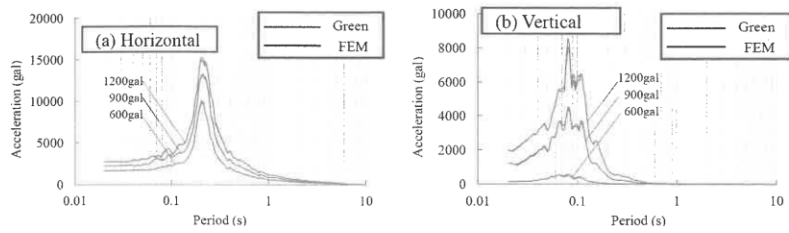
参图 3.5-15 最小接地率と地表最大加速度の比較



水平応答

鉛直応答

参图 3.5-16 入力加速度と建物最大応答加速度



水平応答

鉛直応答

参图 3.5-17 建物加速度応答スペクトル ($h=5\%$)

(20×20 分割: $\eta=55\%$ (600Gal 入力), 15% (900Gal 入力), 5% (1200Gal 入力) の比較)

「J E A C 4 6 0 1 - 2015 参考資料 3.5(7) 基礎底面の付着力を考慮した
基礎浮き上がり解析法」 (注: 1. (2)への引用箇所を下線で示す)

(7) 基礎底面の付着力を考慮した基礎浮き上がり解析法

基礎底面と地盤間の付着力を考慮した基礎浮き上がり解析法として、現在以下の方法が提案されている。

- ①付着力をジョイント要素で考慮した3次元 FEM 地盤モデルによる方法 (参 3.5-3)
- ②付着力を離散化した地盤ばねに考慮した方法 (参 3.5-8)
- ③付着力を SR モデルの回転地盤ばねに考慮した方法 (参 3.5-9)

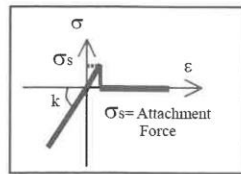
基礎底面の付着力はいずれの方法においても浮き上がりに対する引張抵抗としてモデル化されているが、地盤のモデル化方法や基礎浮き上がりの考慮方法などは各方法にそれぞれの特徴があり、浮き上がりを考慮した非線形地震応答解析としての適用範囲も異なっている。

①の方法は、地盤を3次元 FEM でモデル化し、基礎地盤間の剥離・滑り現象や付着力の影響をジョイント要素で考慮する方法である(本参考資料(3)参照)。②の方法は、地盤をウィングラ型の離散化ばねでモデル化し、剥離現象や付着力の影響を離散化ばねに考慮する方法である(本参考資料(6)参照)。③の方法は、地盤を集約した地盤ばね(水平ばね、回転ばね)でモデル化し、剥離現象や付着力の影響を基礎底面の回転地盤ばねに考慮した方法である。

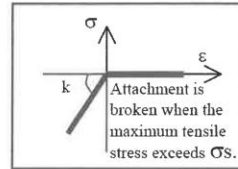
①、②の方法は付着力の考慮に加えて浮き上がりに伴う誘発上下動の評価が可能であり、これらの解析法は低接地率の範囲まで適用可能である。③の方法は浮き上がりに伴う誘発上下動が考慮されていないため、その適用範囲は誘発上下動の影響が大きくない範囲(目安として接地率 65%以上)と考えられる。

これらの解析法の中では、①の方法が基礎浮き上がり現象や付着力の影響を最も詳細にモデル化した方法と考えられ、これまでの検討例も多い。以下に、この解析法による PWR 型原子炉建屋を対象とした付着力の影響に関する解析例を示す。

参図 3.5-35 は、付着力を考慮したジョイント要素の特性を示している。付着力を超える引張応力が作用した以後は付着力が失われるモデルとなっている。参図 3.5-36 は付着力の違いによる接地率の比較を示し、参図 3.5-37 は付着力による最大応答値(水平加速度、鉛直加速度)の影響について示している。付着力は接地率や浮き上がりに伴う鉛直方向加速度(誘発上下動)に大きく影響するが、水平応答への影響は小さいことが示されている。

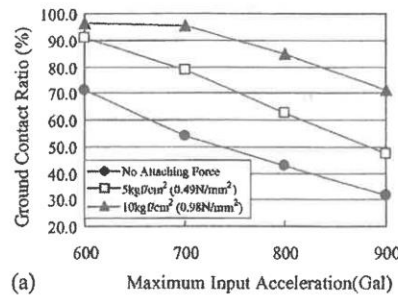


(a) 付着力が切れる前の特性



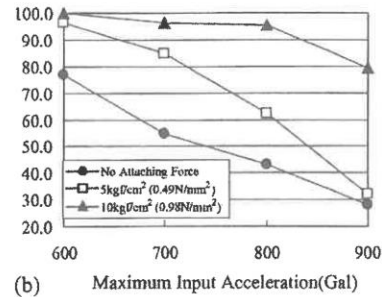
(b) 付着力が切れた後の特性

参図 3.5-35 付着力を考慮したジョイント要素 (参 3.5-3)



(a)

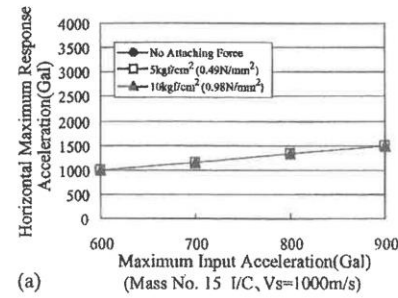
(a) $V_s=1000\text{m/s}$ 地盤



(b)

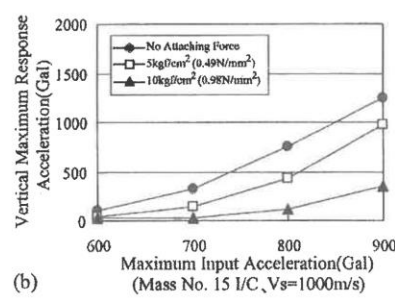
(b) $V_s=2000\text{m/s}$ 地盤

参図 3.5-36 付着力の違いによる接地率の比較 (参 3.5-3)



(a)

(a) 水平加速度



(b)

(b) 鉛直加速度

参図 3.5-37 付着力の違いによる最大応答値の比較 (参 3.5-3)

建物基礎底面の付着力に関する検討

1. 概要

本資料は、建物・構築物の地震応答解析モデルの基礎底面に設定した付着力に関して、その設定の妥当性について説明する。

2. 検討方針

地震応答解析に考慮する付着力について、既往の知見及び島根原子力発電所で実施した付着力試験の結果を踏まえて設定する。

3. 「JNES報告書」による付着力に関する研究

建物基礎と地盤間の付着力に関しては系統だった研究はあまり行われておらず、知見も限られる状況の中、「(独)原子力安全基盤機構の報告書⁽¹⁾」(以下「JNES報告書」という。)では付着力について試験及び解析的検討が実施され、次の知見が得られたとされている。

- ・直接引張による付着力試験結果を用いたシミュレーション解析により、面的な広がりをもつ試験体の基礎浮上り挙動をよく再現できた。(付着力を $1\text{N}/\text{mm}^2$ として、引張塑性を考慮した付着特性を用いて有限要素法解析した結果、中規模試験とほぼ等しい最大荷重が得られた。)
- ・基礎浮上り評価においては、実際の発電所サイトの岩盤やレベルコンクリートの状況から付着力を推定するあるいは試験等で付着力を確認することによって、基礎浮上り評価に付着力を考慮することが可能と考えられる。

注記：「JNES報告書」からの引用箇所を下線で示す。

これらの知見の島根原子力発電所への適用性の確認と、「JNES報告書」の試験方法を参考とした試験計画の策定を目的として、「JNES報告書」の研究内容を確認した。

以下に「JNES報告書」の概要を示す。

3.1 研究概要

既往の原子炉施設は、図 3-1 に示すように岩盤に直接支持されており、表層土を掘削した後、岩盤上に直接コンクリートを打設するのが一般的である。この場合コンクリートと岩盤の境界面には付着力が生じていると予想され、地震時の基礎浮上り挙動に影響を与えると考えられる。しかし、付着力に関しては系統だった研究は少なく、知見が十分ではないことから、建物基礎-岩盤間の付着力把握試験及び解析を実施し、実際の原子炉施設において付着力が基礎浮上り性状に与える影響を検討するための基礎データを取得することを目的として、本検討が実施された。

図 3-1 に示すように岩盤と基礎との間にはレベルコンクリートが打設されるため、接合面としては、岩盤とレベルコンクリート間 (図 3-1 の①)、及びレベルコンクリートと基礎コンクリート間 (図 3-1 の②) が存在する。本検討では、①を模擬した 10cm×10cm の接合面での付着力を検討する要素試験体による直接引張試験及び曲げ引張試験と、①、②を模擬した 150cm×150 cm の接合面で付着力を検討する中規模試験体による静的引き上げ実験及び 3 次元 FEM 解析を用いた解析的検討が行われた。

検討の結果、3次元FEM解析に設定する付着力の材料特性値としては、要素試験体による直接引張試験結果が適切と考えられるとしている。

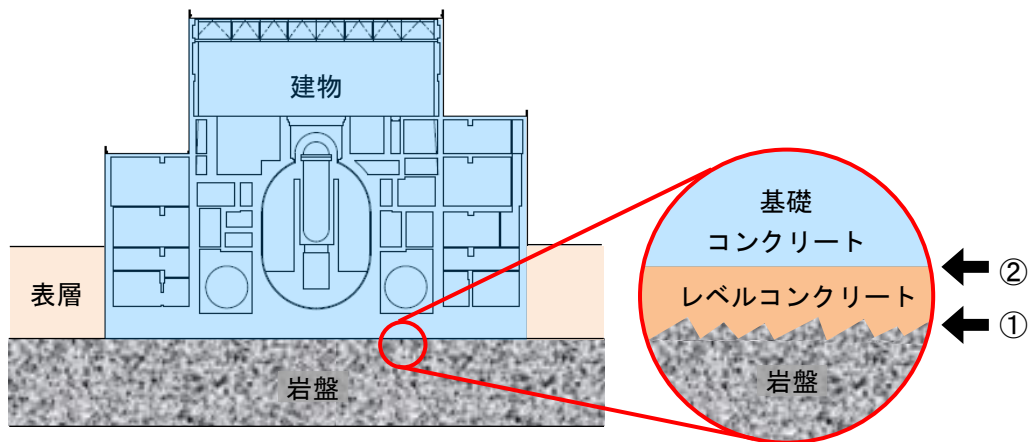


図 3-1 原子炉施設の建物基礎と岩盤

3.2 要素試験

3.2.1 実験因子と水準

要素試験の実験因子と水準を表 3-1 に示す。岩盤種類は硬岩として花崗岩，軟岩として凝灰岩，硬岩と軟岩の間間的な一軸圧縮強度レベルとして砂岩としている。岩盤の表面は自然破断面としている。レベルコンクリートの強度は，代表的なレベルコンクリート（推定強度 180kg/cm²）と同程度と考えられる呼び強度 15N/mm²としている。

表 3-1 実験因子と水準

実験因子	水準
岩盤の種類	①花崗岩（圧縮強度 150N/mm ² 程度） ②砂 岩（圧縮強度 100N/mm ² 程度） ③凝灰岩（圧縮強度 20N/mm ² 程度）
岩盤の表面粗さ	平滑面（自然破断面：凹凸 10～20mm 程度）
コンクリート強度	呼び強度 15N/mm ²

3.2.2 試験方法

(1) 岩盤の物性

岩盤の物性は，一軸圧縮強度（JGS 2 5 2 1-2000），圧裂引張強度（JGS 2 5 5 1-2000），及び超音波伝播速度（JGS 2 1 1 0-1998）を測定している。

(2) コンクリートの物性

コンクリートの物性は，材齢 28 日及び直接引張試験材齢における圧縮強度と割裂引張強度を測定している。

(3) 直接引張試験

試験体寸法は 60cm×10cm×20cm とした。高さ 10cm の岩盤の上部にコンクリートを厚さ 10cm で打設し，湿布養生を行ったとしている。

試験体は 1 種類の岩盤に対して 6 体作製し，1 試験体について 2 箇所実施している。試験体にはあらかじめ下部の岩盤に達するまでの切れ込みをコンクリートカッターで入れたとしている。加力箇所上面には 10cm×10cm の鋼製治具をエポキシ樹脂で接着したとしている。加力は図 3-2 に示す方法で行い，岩盤とコンクリートの界面が剥離破壊するまでの荷重を測定している。直接引張試験による付着力 F_t は，下式より算定している。

$$F_t = \frac{P}{A}$$

ここで， F_t : 付着力 (N/mm²)

P : 最大荷重 (N)

A : 破断面積 (mm²)

別 2-3

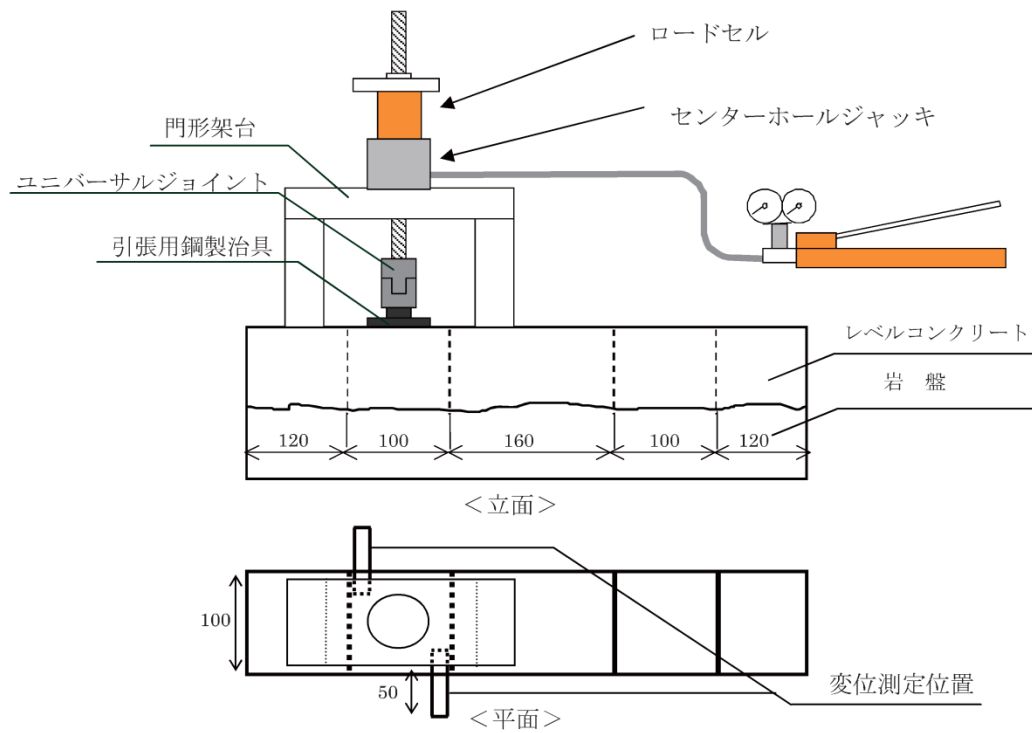


図 3-2 直接引張試験方法

(4) 曲げ試験

試験体寸法は長さ 40cm×幅 10cm×高さ 10cm としている。長さ 20cm の岩盤を縦に設置し、その上部にレベルコンクリートを厚さ 20cm で打設して湿布養生を行ったとしている。加力は図 3-3 に示す方法で行い、界面が剥離破壊するまでの荷重を測定している。曲げ試験による付着力 F_b は、下式より算定している。

$$F_b = \frac{P L}{B H^2}$$

- ここで、 F_b : 付着力 (N/mm^2)
P : 最大荷重 (N)
L : 支点間距離 (300mm)
B : 破断面幅 (mm)
H : 破断面高さ (mm)

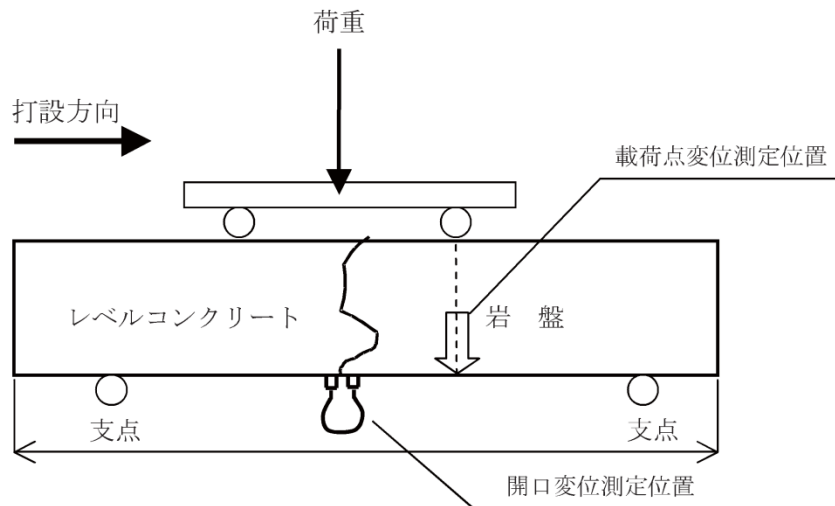
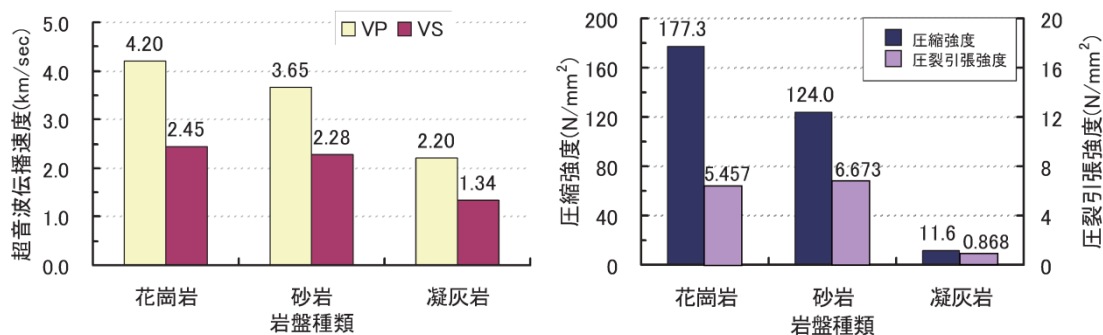


図 3-3 曲げ引張試験方法

3.2.3 実験結果

(1) 岩盤の物性

岩盤の超音波伝播速度測定結果及び圧縮強度と圧裂引張強度試験結果を図3-4に示す。



(a) 超音波伝播速度

(b) 強度試験

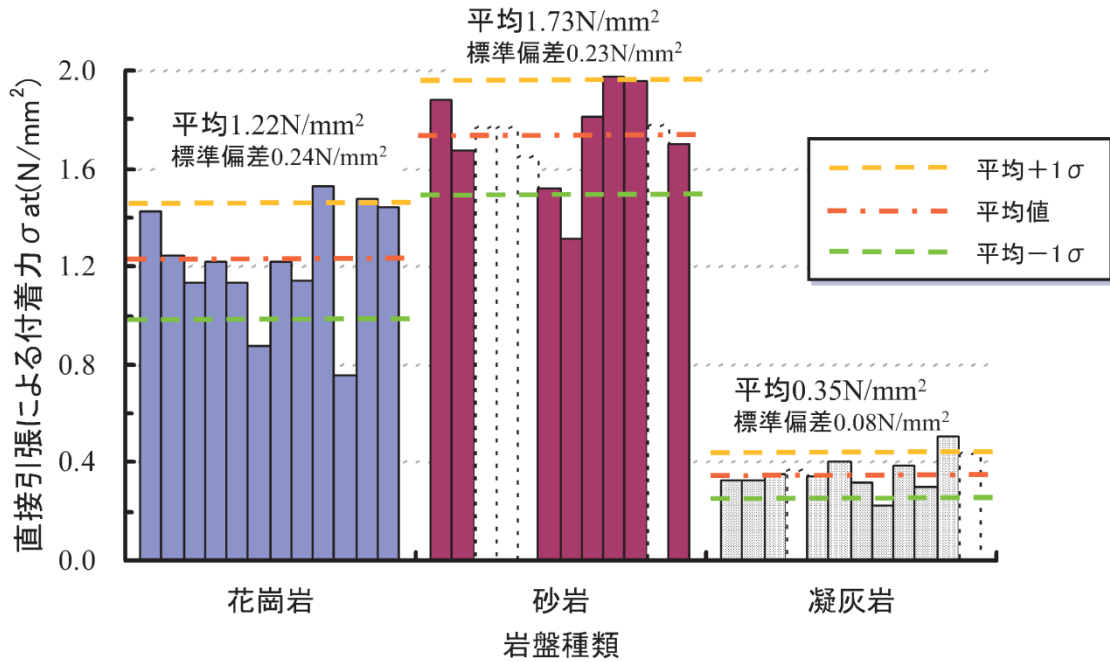
図3-4 岩盤の試験結果

(2) コンクリートの物性

レベルコンクリートの圧縮強度は、材齢28日では平均21.9N/mm²、直接引張試験と曲げ試験を実施した材齢30日では平均24.7N/mm²であったとしている。また、割裂引張強度は材齢28日では平均2.25N/mm²、材齢30日では平均2.38N/mm²であり、圧縮強度の約1/10であったとしている。

(3) 直接引張試験

図 3-5 に直接引張試験結果を示す。界面で破壊しなかった結果は点線で示している。付着力の平均値は、砂岩 (1.73N/mm²) > 花崗岩 (1.22N/mm²) > 凝灰岩 (0.35N/mm²) となった。岩盤の圧裂引張強度は、砂岩 (6.7N/mm²) > 花崗岩 (5.5N/mm²) > 凝灰岩 (0.9N/mm²) の順となっており、付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向となったとしている。



※破線のデータは、岩盤がスリットから斜めに破壊した値を示す。(平均値からは除外)

図 3-5 直接引張試験による付着力

(4) 曲げ試験

図 3-6 に曲げ試験結果を示す。付着力の平均値は、砂岩 (1.98N/mm^2) > 花崗岩 (1.86N/mm^2) > 凝灰岩 (1.04N/mm^2) となったとしている。付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向にあり、これは直接引張試験の場合と同様であるとしている。

直接引張試験による付着力に対する曲げ試験による付着力の比は、花崗岩では 1.5, 砂岩では 1.15, 凝灰岩では 3.0 となったとしている。コンクリートでは一般的に曲げ強度は引張強度の 1.2 倍～3 倍程度とされており、今回の試験結果は概ね同じ程度であったとしている。

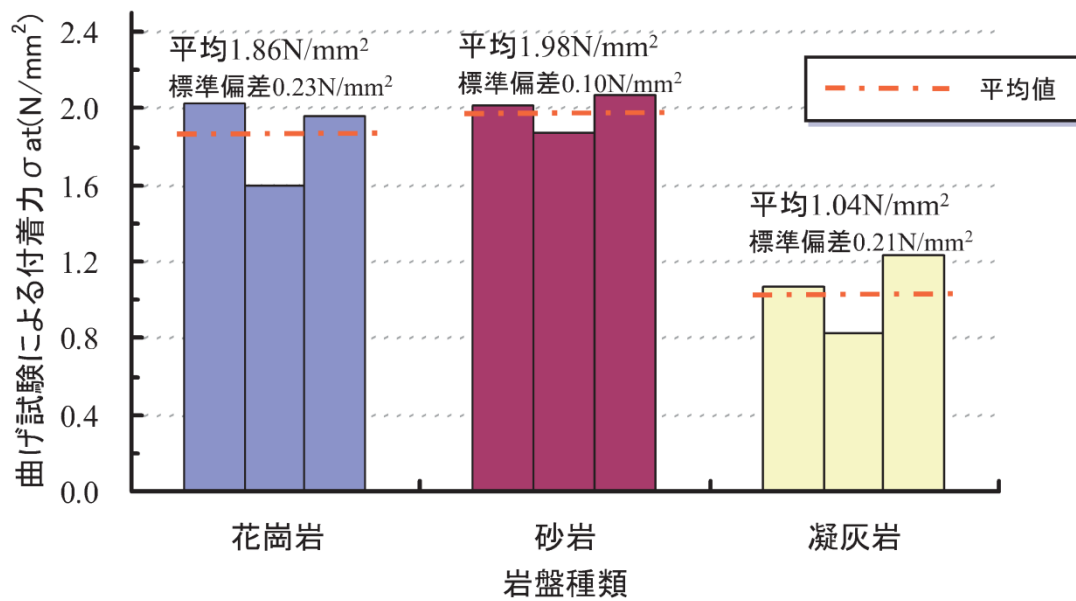


図 3-6 曲げ試験による付着力

3.3 中規模試験

3.3.1 実験因子と水準

中規模試験シリーズの実験変数を表 3-2 に示す。岩盤とレベルコンクリート間を対象とした RC シリーズでは、岩盤を花崗岩とし、その表面は粗面と平滑面の 2 種類の自然破砕面としている。粗面及び平滑面の最大凹凸差は、それぞれ、80mm 程度と 20mm 程度としている。また、レベルコンクリートと基礎コンクリート間を対象とした CB シリーズでは、実施工の状況を考慮し、レベルコンクリートの表面を木ごて仕上げとし、レイタンスの除去等の処理を施さない状態で接合面に基礎コンクリートを打設したとしている。試験体は各試験シリーズにつき 3 体としている。岩盤は「3.2 要素試験」と同一種類の花崗岩を使用している。

表 3-2 中規模試験体シリーズ

試験シリーズ	下層材	上層材	下層材表面
RC-N	花崗岩 (圧縮強度 150N/mm ² 程度)	レベルコンクリート (呼び強度 15N/mm ²)	粗面 (凹凸 80mm 程度)
RC-F	花崗岩 (圧縮強度 150N/mm ² 程度)	レベルコンクリート (呼び強度 15N/mm ²)	平滑面 (凹凸 20mm 程度)
CB	レベルコンクリート (呼び強度 15N/mm ²)	基礎コンクリート (呼び強度 30N/mm ²)	木ごて仕上げ

3.3.2 試験方法

RC シリーズの形状・寸法を図 3-7 に示す。接合面の寸法は、1.5m×1.5m であり、接合面は、岩盤下面から 400mm～480mm 程度の高さに位置している。CB シリーズ試験体では、下層材と上層材の厚さを 400mm とし、他の形状寸法は RC シリーズと同一としている。

図 3-8 に加力方法を示す。下層材の 3 辺を PC 鋼棒により反力床に固定し、基礎浮上り時における付着力の応力勾配を模擬するため、上層材の偏心位置に引張力を载荷したとしている。

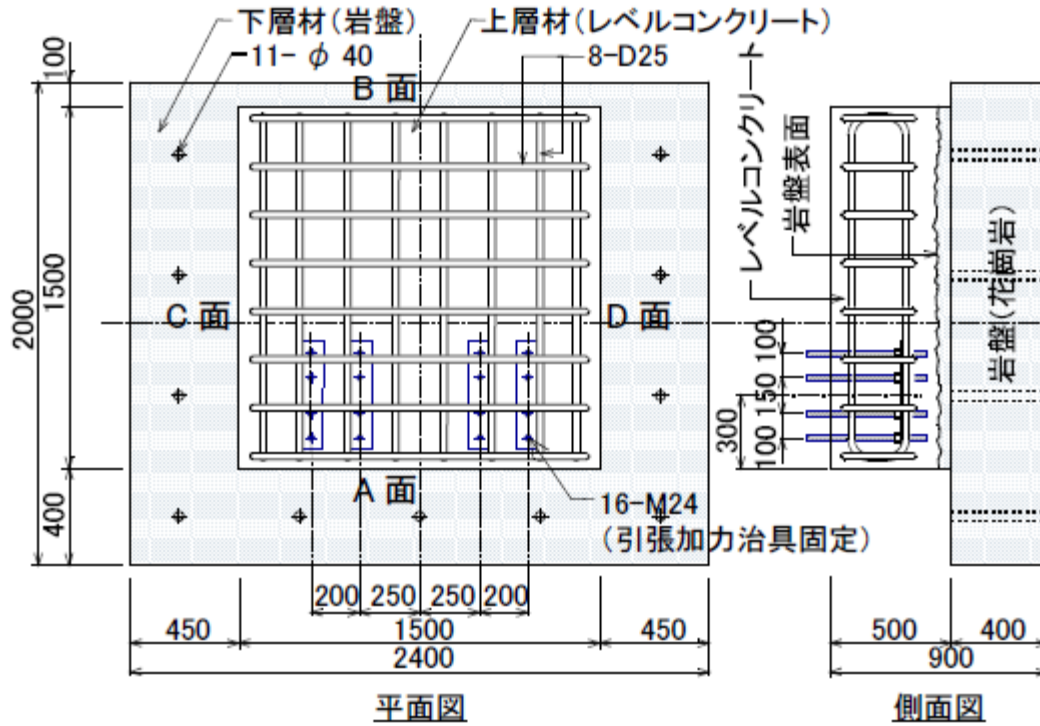


図 3-7 試験体形状・寸法 (RCシリーズ)

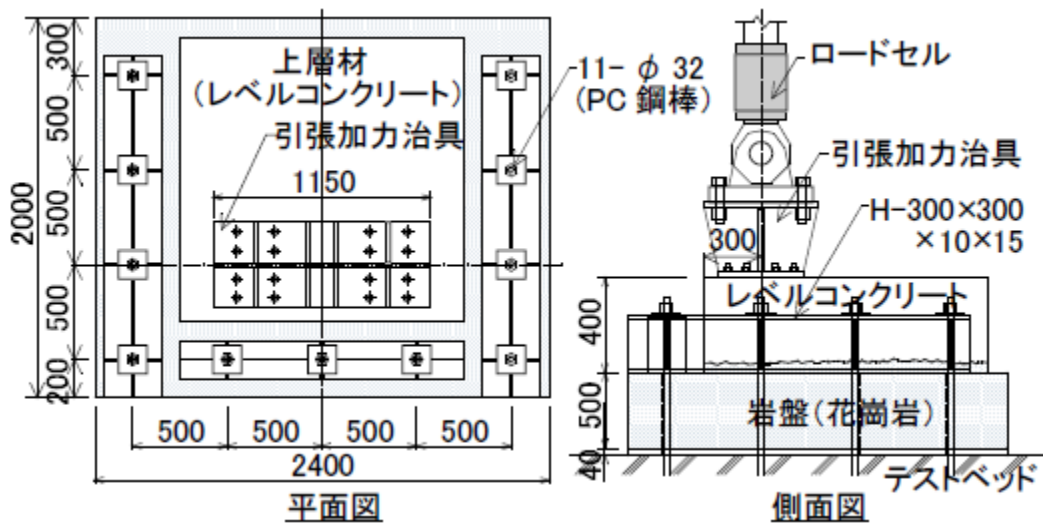


図 3-8 加力方法

3.3.3 実験結果

各試験シリーズのコンクリートの強度試験結果を表3-3に示す。

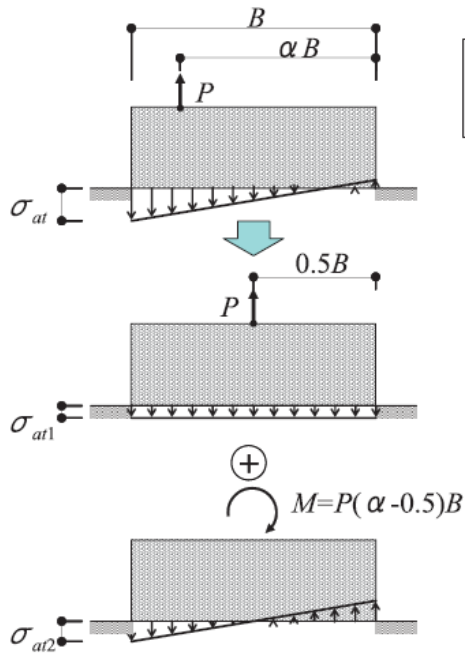
表3-3 コンクリートの強度試験結果

試験シリーズ	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
RC-N	レベルコンクリート	19.5	1.96	2.26×10 ⁴
RC-F	レベルコンクリート	20.7	1.89	2.28×10 ⁴
CB	レベルコンクリート	20.5	2.19	2.27×10 ⁴
	基礎コンクリート	33.6	2.68	2.84×10 ⁴

実験結果の一覧を表3-4に示す。最大荷重は上層材と加力治具の重量を差し引いた値としている。また、付着力は、偏心引き上げ荷重に対して接合面の付着応力分布を線形と仮定して力のつり合いより評価した値であるとしている(図3-9)。こうした評価方法による付着力は、花崗岩とレベルコンクリート間で花崗岩表面の粗度によらず、0.5N/mm²程度となり、また、レベルコンクリートと基礎コンクリート間で0.6N/mm²程度となったとしている。

表3-4 実験結果

試験体	最大荷重 (kN)	付着力 (N/mm ²)	平均付着力 (N/mm ²)
RC-N1	360.9	0.45	0.53
RC-N2	462.9	0.58	
RC-N3	447.1	0.56	
RC-F1	437.0	0.54	0.54
RC-F2	442.8	0.55	
RC-F3	415.5	0.52	
CB-W1	550.8	0.69	0.63
CB-W2	404.3	0.50	
CB-W3	572.3	0.71	



- 線形付着応力分布の仮定
- レベルコン・加力治具重量補正

$$P = P_{\max} - W_D$$

P_{\max} : 最大荷重

W_D : レベルコン・
加力治具重量

$$\sigma_{at} = \sigma_{at1} + \sigma_{at2} = (3\alpha - 1) \frac{2P}{B^2}$$

$$\sigma_{at1} = \frac{P}{B^2}$$

$$\sigma_{at2} = \frac{M}{Z} = \frac{6P(\alpha - 0.5)}{B^2}$$

図 3-9 中規模試験による付着力評価方法

3.4 中規模試験体を対象とした3次元FEM解析

3.4.1 解析概要

花崗岩とレベルコンクリートの付着力は、直接引張試験では平均値が 1.2N/mm^2 程度であり、偏心引き上げ荷重に対して付着応力に線形分布を仮定した場合の中規模試験結果は 0.5N/mm^2 程度となったとしている。両者による付着力の評価結果の差を検討するため、RCシリーズ試験体を対象に、接合面の付着特性をジョイント要素でモデル化した3次元FEM解析を実施している。

図3-10に解析モデルを示す。対称性を考慮し、試験体の半分を解析モデルとしている。

花崗岩とレベルコンクリートはソリッド要素、両者の界面はジョイント要素でモデル化したとしている。花崗岩とレベルコンクリートは弾性体とし、弾性定数は表3-5に示す材料試験結果を用いたとしている。また、ジョイント要素は、図3-11に示すように相対変位が 0.002mm までは付着力を保持するものとし、この付着力は直接引張試験結果を参考に 1N/mm^2 としたとしている。

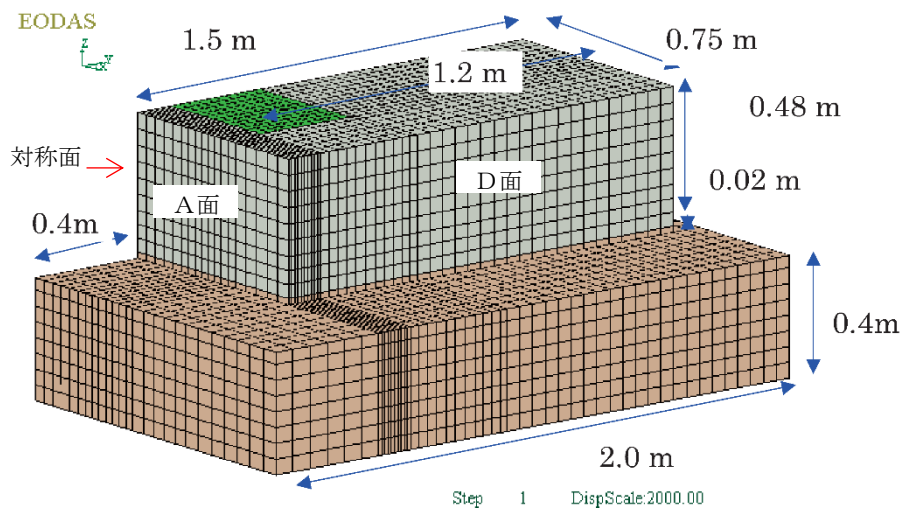


図3-10 解析モデル（「JNES報告書」記載図に一部加筆）

表3-5 弾性定数

材料	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
レベルコンクリート	2.3×10^4	0.18
花崗岩	4.45×10^4	0.24

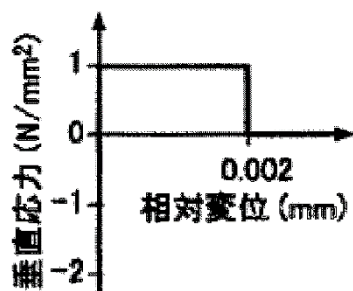


図 3-11 ジョイント要素の特性

3.4.2 解析結果

解析の結果、引き上げ荷重が 448kN で接合前面面に剥離が生じ、最大荷重に達したとしている。RC シリーズ試験体の最大荷重は 361kN～463kN (表 3-4) であり、最大荷重の解析結果は中規模試験結果と概ね良好に対応したとしている。

最大荷重時のジョイント要素の、対称面 ($x=0\text{m}$) と D 面 ($X=0.75\text{m}$)、及び加力治具近傍の $X=0.25\text{m}$ での垂直応力分布を図 3-12 に示す。

レベルコンクリート側面 (D 面) におけるジョイント要素の垂直応力分布はほぼ線形と見なせるものの、中心軸近傍では、加力点側の端面 (A 面) に大きな垂直応力が生じる非線形分布を呈している。

中規模試験と直接引張試験による付着力の評価結果の差は、接合面の付着応力分布の評価方法に起因していると考えられ、付着力の材料特性値としては、直接引張試験による値がより適切と考えられるとしている。

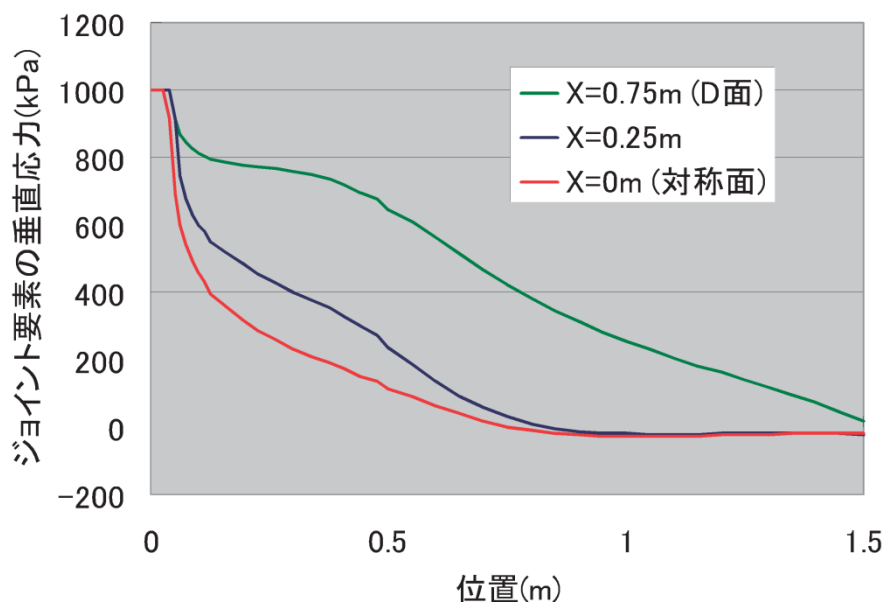


図 3-12 ジョイント要素の垂直応力分布 (断面)

3.5 まとめ

「JNES 報告書」の知見の島根原子力発電所への適用性の確認と、「JNES 報告書」の試験方法を参考とした4章の試験計画の策定を目的として、「JNES 報告書」の研究内容を確認した。

確認の結果、「JNES 報告書」で対象としている岩盤は実機と同程度の硬岩であり、レベルコンクリートは一般的な強度のものを用いていることから、その知見は島根原子力発電所において適用することが可能と考えられる。

また、4章の試験計画の策定にあたっては、「JNES 報告書」の知見を踏まえた考察を行った。

「JNES 報告書」では以下の知見が得られたとされている。

- ・面的な広がりをもつ中規模試験体の試験及びそのシミュレーション解析結果から、基礎浮上り挙動時の建物―地盤間の接合面の付着応力分布（図 3-12）は、基礎浮上りが生じている側の端面に大きな垂直応力が生じる非線形分布（引上げ側の端部で集中的に大きくなっている）となる。
- ・付着力として設定する値として、接合面を 100mm×100mm とした直接引張による付着力試験結果を用いることで基礎浮上り挙動をよく再現できた。
（試験体加力断面の大きさ 10cm×10cm の試験体を作製して、直接引張試験を行う。）
（界面に設けたジョイント要素は、付着力を引張試験で得られている値を参考に 1N/mm²（1MPa）とした。）
（岩盤とレベルコンクリートとの界面をジョイント要素でモデル化し、有限要素法により中規模試験体の解析を実施した結果、付着力を 1N/mm² と設定した場合に、最大引き上げ荷重の試験結果と解析結果が良好に一致した。）

注記：「JNES 報告書」からの引用箇所を下線で示す。

これに対し、以下の考察を行い、4章の試験計画を策定した。

- ・実際の建物・構築物は面的な広がりをもつことから、基礎浮上り挙動時の建物―地盤間の接合面の付着応力分布は、中規模試験体と同様に、基礎浮上りが生じている側の端面に大きな垂直応力が生じる非線形分布となると考えられる。
- ・基礎浮上り挙動の接合面の応力状態は、各要素レベルでは上向きの引張応力に対し付着力が抵抗する状態となることから、解析においては、接合面の各要素レベルに設定する付着力の値は単純引張の応力状態での試験結果に基づく必要があると考えられる。
- ・単純引張の応力状態を試験体で再現するにあたっては、試験体のスケールが大きいとせん断や曲げが生じやすく、また、スケールが小さいと粗骨材等の影響を受け試験結果が安定しないことから、試験体形状を適切に設定しなければならないと考えられる。
「JNES 報告書」の直接引張試験の結果は、中規模試験体の基礎浮上り挙動をよく再現できていることから、直接引張試験体の接合面（100mm×100mm 程度）は単純引張の応力状態を測定するにあたり、適切なスケールであると考えられる。

4. 付着力試験

「JNES 報告書」の結果を踏まえて、実際の建物・構築物の建物―地盤間に設定する付着力として、直接引張試験結果を用いることとする。よって、島根原子力発電所の地震応答解析モデルに設定する付着力の値を求めるため、発電所サイトの岩を用いた付着力試験を実施した。付着力試験方法の策定にあたっては、強度試験の項目・試験内容及び接合面の形状（スケール）について、「JNES 報告書」を参考とした。付着力試験方法の策定概要を図 4-1 に示す。

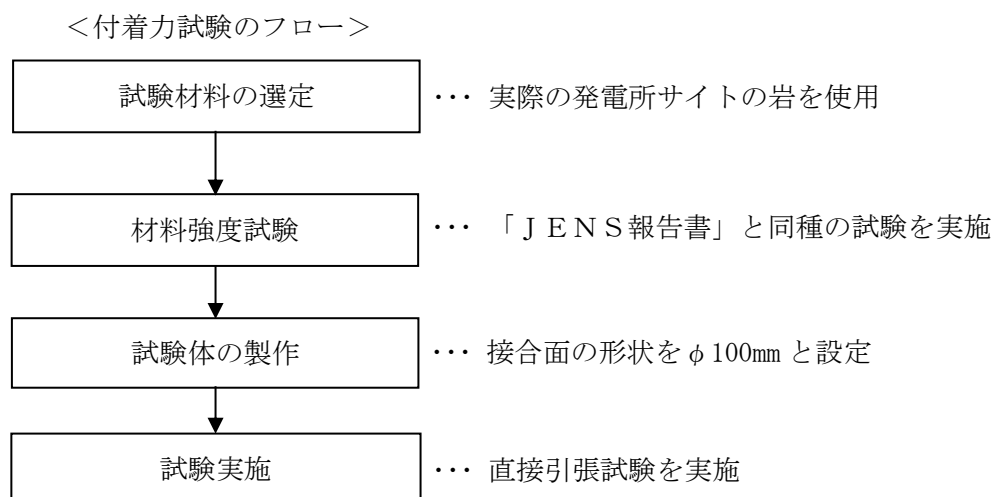


図 4-1 付着力試験方法の策定概要

4.1 試験概要

建物の建設にあたっては、施工精度確保の観点から岩盤上にコンクリート（レベルコンクリート）を打設し基礎底面を平坦にした後、基礎コンクリートの打設を行っている。

そこで、建物基礎底面と地盤（岩盤）間に生じる付着力を把握するため、岩盤―レベルコンクリート間、及びレベルコンクリート―基礎コンクリート間を模擬した試験体を用いて付着力試験を行った。なお、岩盤―レベルコンクリート間の付着力試験は、敷地の岩盤状況の影響を考慮するため敷地内の岩盤上で実施する。

地震応答解析に用いる付着力はこれらの試験結果に基づき設定する。

4.2 岩盤―レベルコンクリート間の付着力試験

4.2.1 使用材料の概要

(1) 岩盤の種類

島根原子力発電所の耐震上重要な建物が設置されている岩盤（以下「建物直下地盤」という。）と同種の岩を用いることとし、付着力試験に用いた岩盤の種類を表 4-1 に示す。いずれも岩盤の表面は自然面とした。

敷地の地質水平断面図を図 4-2 に、地質鉛直断面図を図 4-3 に示す。

建物直下地盤は主に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層から構成されている。

表 4-1 岩盤の種類

No.	岩盤種類	岩盤表面の状態	試験(付着力試験種別)
①	黒色頁岩	自然面：比較的平滑	現地試験*
②	凝灰岩	自然面：凹凸数 mm 程度	現地試験*

注記*：敷地内の岩盤に直接コンクリートを打設

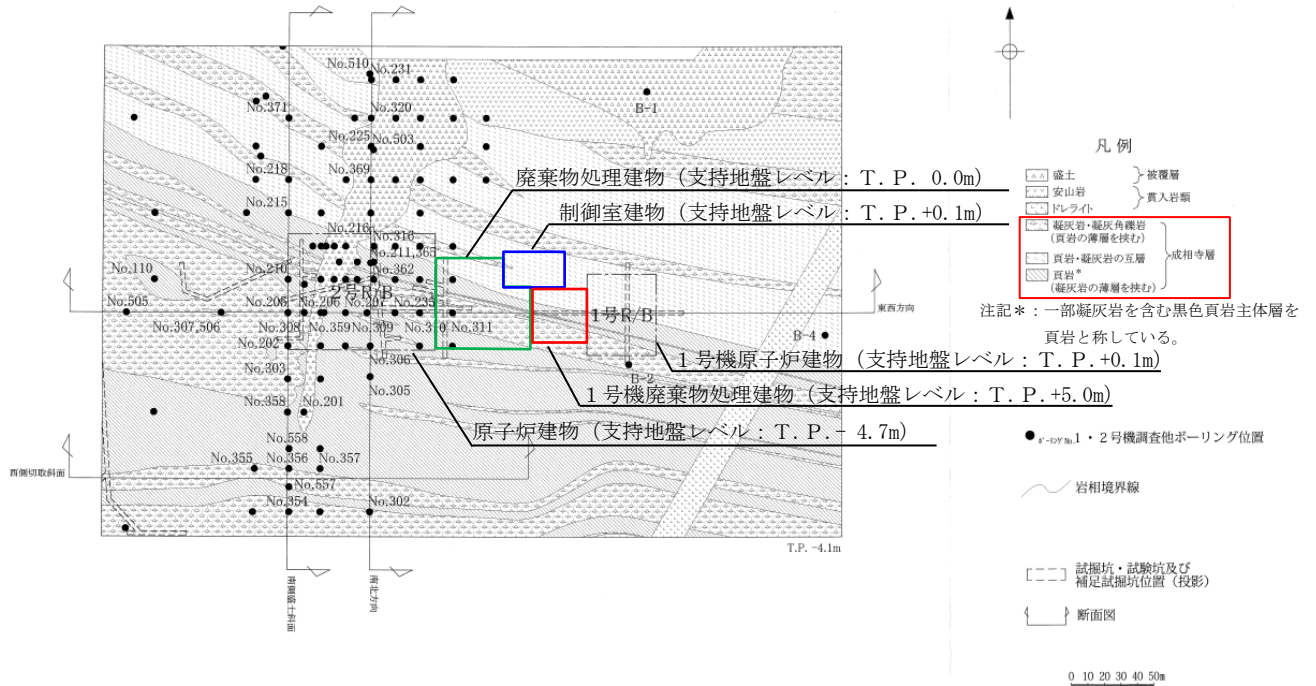
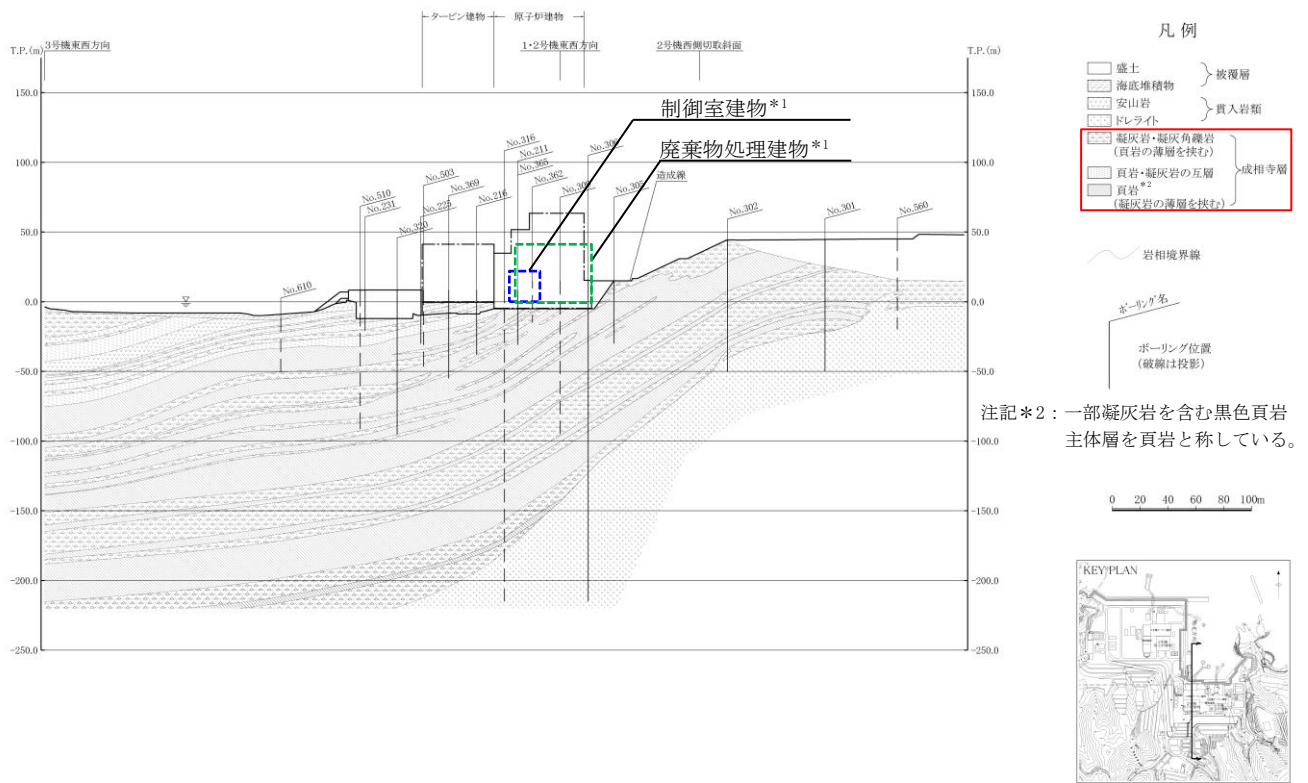
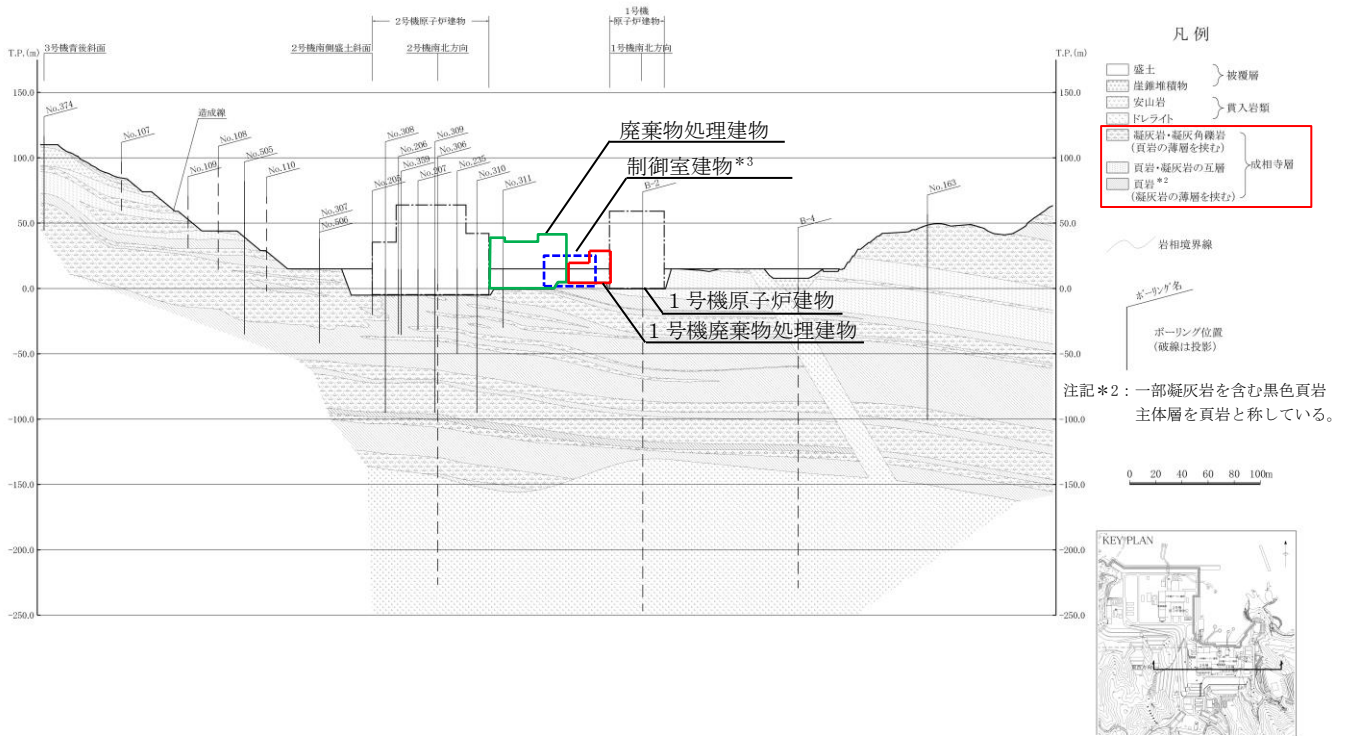


図 4-2 地質水平断面図 (2号機)



注記*1：制御室建物，廃棄物処理建物位置を投影

図 4-3(1) 地質鉛直断面図（南北方向）（2号機）



注記*3：制御室建物位置を投影

図 4-3(2) 地質鉛直断面図（東西方向）（2号機）

(2) レベルコンクリートの強度

レベルコンクリートの強度は、 $18\text{N}/\text{mm}^2$ とした。

4.2.2 岩盤及びレベルコンクリートの強度試験

(1) 岩盤の強度試験

岩盤の強度試験として、地盤工学会の「地盤工学関係規格・基準⁽²⁾」に基づき、圧縮強度、圧裂引張強度の測定を行った。

(2) コンクリートの強度試験

コンクリートの強度試験として、付着力試験材齢における圧縮強度（J I S A 1 1 0 8）と割裂引張強度（J I S A 1 1 1 3）の測定を行った。

4.2.3 付着力試験

試験は、建物直下地盤と同等な岩盤を対象に、敷地内の岩盤（黒色頁岩及び凝灰岩）上に $\phi 100\text{mm}$ 、高さ約 100mm のコンクリートを直接打設した。試験位置を図4-4に、試験位置付近の地質断面図（水平、鉛直）を図4-5に、試験体の概要を図4-6に、岩盤の状況を図4-7に示す。図4-5は、敷地地盤の傾斜から試験位置の地質を推定したものであり、図4-7のスケッチ図と比較的整合していることが分かる。

試験体は試験材齢前に型枠を脱型し、上部の引張治具をロードセルに接続し、岩盤とコンクリート境界面が剥離破壊する際の最大荷重を測定した。

付着力試験装置の概要を図4-8に示す。既工認実績における付着力試験方法との比較を添付資料-1に示す。

付着力 F_t は下式により算出した。

$$F_t = \frac{P}{A}$$

ここで、 F_t : 付着力 (N/mm^2)

P : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (mm^2)

標本数は、「J N E S 報告書」と同様に1岩種あたり12個とし、全部で24個の試験体を用いて付着力試験を実施した。なお、標本数の妥当性について、他の原位置試験における標本数を確認すると、土木学会指針⁽³⁾に規定されている原位置における岩盤試験の標本数は、3ないし4個以上*とされており、地盤工学会の「岩盤の原位置一軸引張り試験方法（J G S 3 5 5 1 - 2020）」においても3個以上とされていることから、これらと比べても十分な標本数といえる。

注記*：土木学会指針に規定された試験の標本数（原位置岩盤の平板載荷試験：3個以上、原位置岩盤のせん断試験：4個以上、岩盤の孔内載荷試験：3点以上）

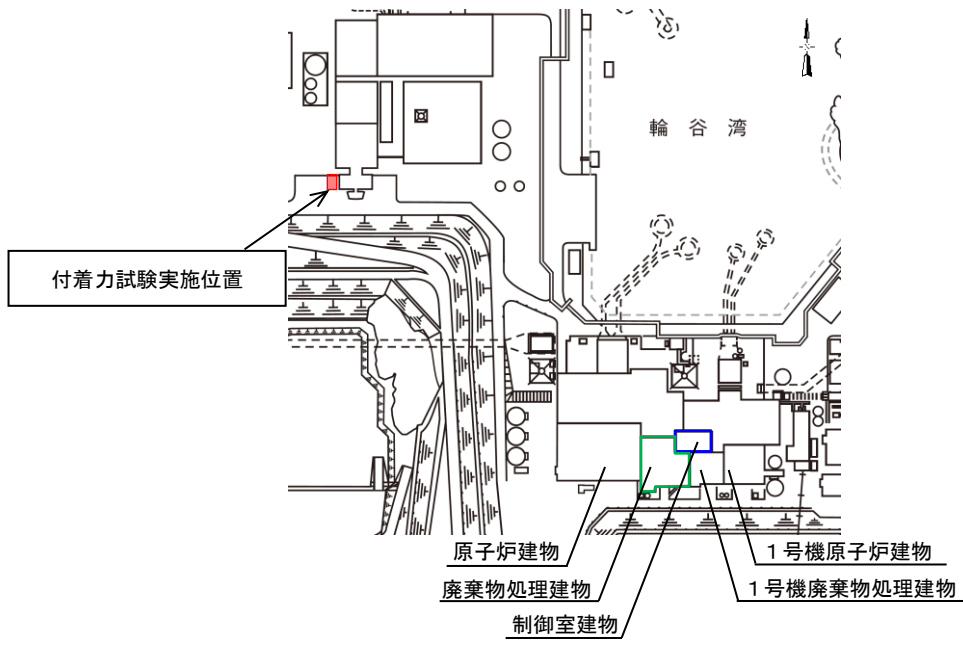


図 4-4 試験位置

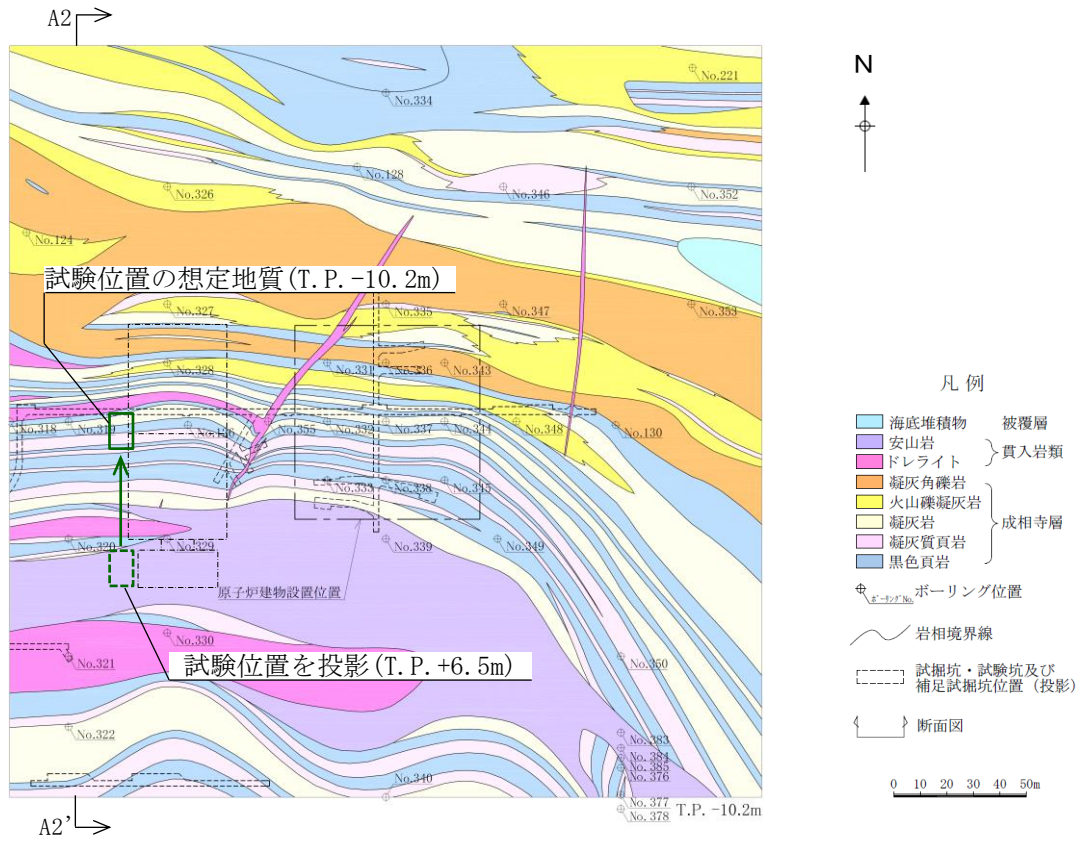


図 4-5(1) 試験位置付近の水平地質断面図 (T.P. -10.2m)

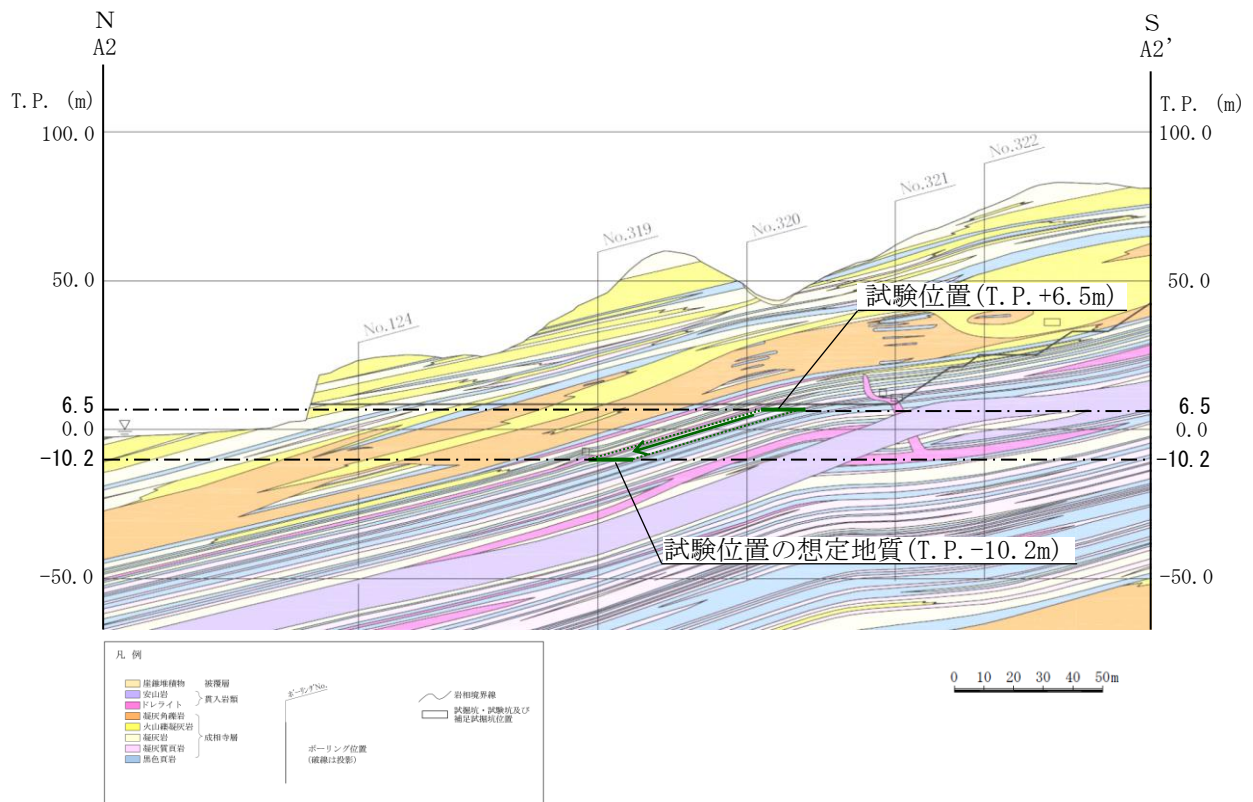


図 4-5(2) 試験位置付近の鉛直地質断面図 (A2-A2' 断面)

4.2.4 試験結果

(1) 岩盤の強度

試験に用いた岩盤の圧縮強度及び圧裂引張強度の試験結果を表 4-2 に示す。

表 4-2 岩盤の物性試験結果*

岩盤種類	圧縮強度 (N/mm ²)	圧裂引張強度 (N/mm ²)
黒色頁岩	47.6	7.14
凝灰岩	49.1	9.36

注記* : 試験体 6 本の平均値

(2) コンクリートの強度

試験に用いたコンクリートの圧縮強度及び割裂引張強度を表 4-3 に示す。

表 4-3 コンクリートの物性試験結果*

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
7	26.5	2.52

注記* : 試験体 6 本の平均値

(3) 付着力

付着力試験の結果を表 4-4, 図 4-9 に示す。

建物直下地盤は主に黒色頁岩と凝灰岩で構成されていることを踏まえ、岩盤全体として評価した付着力の平均値は 0.98N/mm² (標準偏差 : 0.30N/mm²) となった。

なお、個々の岩盤における付着力の平均値は、黒色頁岩 0.81N/mm² (標準偏差 : 0.26N/mm²) , 凝灰岩 1.15N/mm² (標準偏差 : 0.24N/mm²) であった。

表 4-4 付着力試験の結果 (岩盤-レベルコンクリート)

試験体の種類	平均値 (N/mm ²)	
岩盤-レベルコンクリート	0.98	
黒色頁岩-レベルコンクリート		0.81
凝灰岩-レベルコンクリート		1.15

岩盤－レベルコンクリート間における付着力試験実施後の破断面の状況を、添付資料－2に示す。

なお、凝灰岩－レベルコンクリート間の付着力は、「JNES報告書」に比べて大きな値となっている（島根：1.15N/mm²、「JNES報告書」：0.35N/mm²）が、「JNES報告書」では、「直接引張試験による付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向となった。」と報告されていることを踏まえ、付着力と圧裂引張強度に関係性があると判断し、両者の圧裂引張強度を比較すると、島根が「JNES報告書」に比べて約11倍大きな値（島根：9.36N/mm²、「JNES報告書」：0.868N/mm²）となっていることから、この差は凝灰岩自体の物性（圧裂引張強度）の違いによることが一因であるといえる。

また、「JNES報告書」によると、試験に用いている岩盤の種類は、軟岩サイトの代表例として凝灰岩を、硬岩サイトの代表例として花崗岩を取り上げており、両者の付着力を比較すると、硬岩である花崗岩の付着力が大きいことが示されている（花崗岩：平均1.22N/mm²、凝灰岩：平均0.35N/mm²）。

よって、付着力は岩種や強度により差が生じるものであるといえるが、今回の試験は原位置で直接引張試験を行っていることから妥当なものといえる。

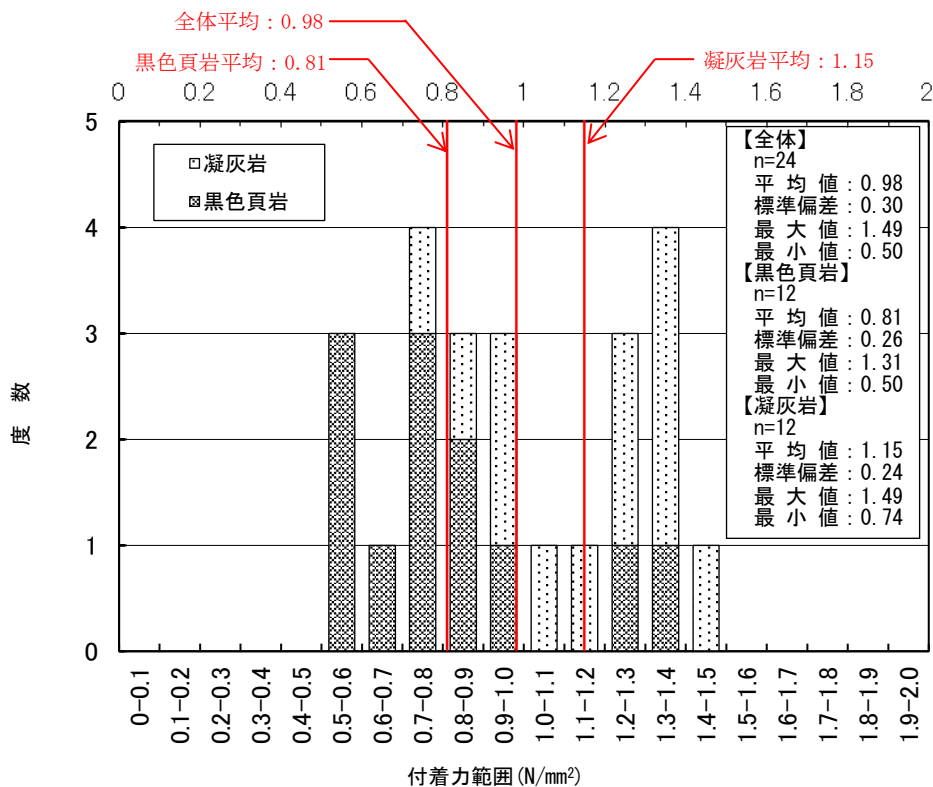


図4-9 付着力試験の結果（岩盤－レベルコンクリート）

4.3 レベルコンクリートー基礎コンクリート間の付着力試験

4.3.1 レベルコンクリート及び基礎コンクリートの強度

レベルコンクリートの強度は 18N/mm^2 とし、基礎コンクリートの強度は 21N/mm^2 とした。

4.3.2 コンクリートの強度試験

コンクリートの強度試験として、付着力試験材齢における圧縮強度（J I S A 1 1 0 8）と割裂引張強度（J I S A 1 1 1 3）の測定を行った。

4.3.3 付着力試験

試験体は、高さ約 100mm に打設したレベルコンクリートを 7 日間養生した後に、高さ約 100mm の基礎コンクリートを打設し、 $\phi 100\text{mm} \times$ 高さ 200mm の試験体を作製し、さらに 7 日間養生した後に試験を実施した。レベルコンクリートの接合面の状態は木ごて押えとした。

付着力は、岩盤ーレベルコンクリート間の付着試験と同様に、コンクリート相互の境界面が剥離破壊する際の最大荷重を測定し算出した。試験体及び付着力試験方法の概要を図 4-10 に示す。

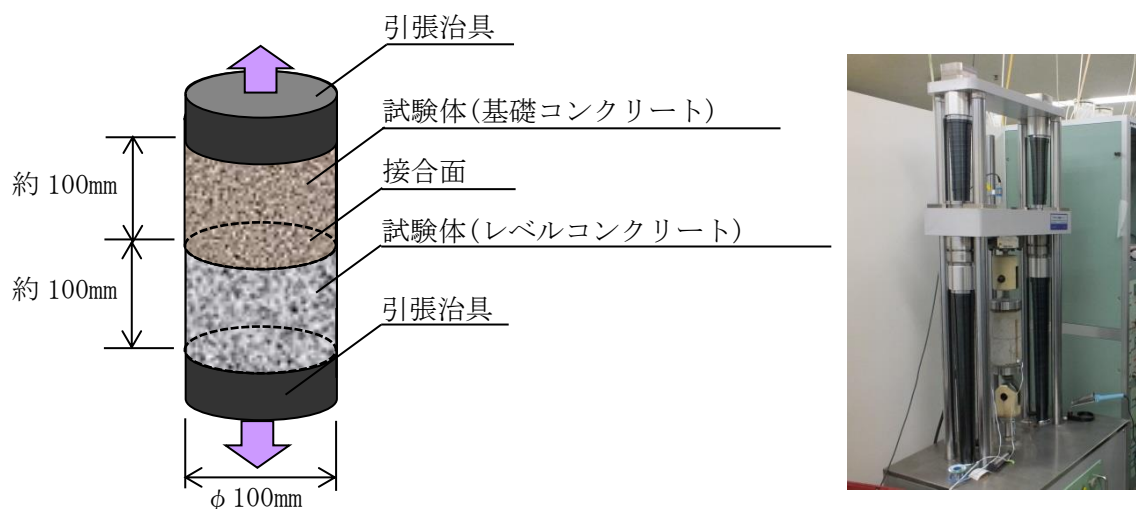


図 4-10 試験体及び付着力試験方法の概要（室内試験）

4.3.4 試験結果

(1) コンクリートの強度

コンクリートの圧縮強度及び割裂引張強度の試験結果を表4-5に示す。

表4-5 コンクリートの物性試験*

種類	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
レベルコンクリート(F c 18)	14	33.3	3.04
基礎コンクリート(F c 21)	7	27.2	2.79

注記* : 試験体3本の平均値

(2) 付着力

付着力試験の結果を図4-11に示す。

付着力の平均値は、1.61N/mm² (標準偏差 : 0.12N/mm²) であった。

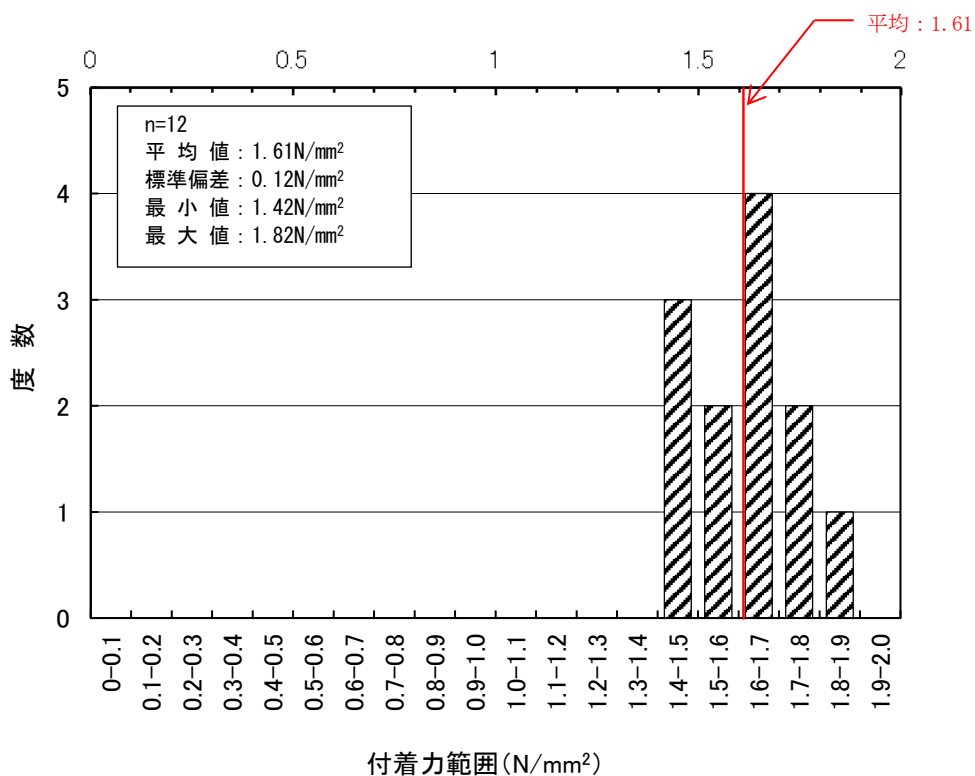


図4-11 付着力試験の結果
(レベルコンクリート-基礎コンクリート)

5. 地震応答解析に用いる付着力の設定

「岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験」及び「レベルコンクリート－基礎コンクリート間の付着力試験」の結果並びに設定付着力を表5-1に示す。「岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験」の付着力の方が小さいことから、「岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験」の付着力試験結果より、地震応答解析に用いる付着力を設定する。

表5-1に示すとおり、地震応答解析に用いる付着力は、2種の岩種のうち平均値の小さい黒色頁岩の平均値 0.81N/mm^2 に対して2倍の安全率を考慮し 0.40N/mm^2 を採用した。

表5-1 付着力試験の結果及び設定付着力

試験	試験体の種類	平均値 (N/mm^2)	設定付着力 (N/mm^2)
原位置 試験*1	岩盤－レベルコンクリート		0.40*2
	黒色頁岩－レベルコンクリート	0.81	
	凝灰岩－レベルコンクリート	1.15	
室内 試験	レベルコンクリート－基礎コンクリート	1.61	

注記*1：直接引張試験

*2：各試験のうち、平均値の小さい黒色頁岩の平均値に対して2倍の安全率を考慮

ここで、設定付着力 0.40N/mm^2 について、定量的な評価を行い、その保守性を確認する。

表5-1に示すとおり、「岩盤－レベルコンクリート」の付着力の平均値は 0.98N/mm^2 となっている。また、岩種別の平均値では、黒色頁岩は 0.81N/mm^2 、凝灰岩は 1.15N/mm^2 となっており、黒色頁岩は凝灰岩より付着力の平均値が小さくなっている。

岩盤物性を用いる解析では一般に試験結果の平均値を用いるが、今回実施した付着力試験では、物性値のばらつき、原位置試験の不確実性を踏まえて、平均値をそのまま用いるのではなく、保守性を考慮し、平均値に対して2倍の安全率を考慮した。

なお、安全率については、一般的な地盤に関する安全率として、基礎地盤の許容支持力度の例を挙げると、短期許容支持力度は極限支持力度に対して1.5倍の安全率を考慮している。一方で、建物基礎底面と地盤の付着力を考慮した設計においては、適用例も少ないことからデータの信頼性を鑑みて、十分な保守性を確保している。

また、建物直下地盤は主に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層から構成されているが、実際の建物直下地盤における黒色頁岩と凝灰岩の構成割合を定量的に確認できないこと、建物毎でその構成割合が異なることを踏まえ、付着力の設定には、岩盤全体の平均値ではなく、保守的に値の小さい黒色頁岩のみ建物直下地盤を構成するものと見なして黒色頁岩の平均値 0.81N/mm^2 に2倍の安全率を考慮した 0.40N/mm^2 を採用した。なお、設定した付着力は、試験結果の最低値 0.50N/mm^2 を下回る値となっている。

次に、設定した付着力について、統計的な観点も含めた考察を行う。岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験結果のヒストグラムを図5-1に、岩盤－レベルコンクリート間の付着力試験結果と設定付着力の関係を図5-2に示す。

設定付着力 (0.40N/mm^2) は、平均値の小さい黒色頁岩の平均値 (0.81N/mm^2) に対して -1.58σ に相当する。参考として、凝灰岩の平均値 (1.15N/mm^2) に対して -3.13σ 、黒色頁岩と凝灰岩を合わせた全体の平均値 (0.98N/mm^2) に対して -1.93σ となる (添付資料-3 参照)。

なお、設定した付着力は、既工認実績と比較しても試験結果に対して十分な保守性を考慮した値である (添付資料-4 参照)。

以上より、地震応答解析に用いる付着力 0.40N/mm^2 は十分に保守的な値である。

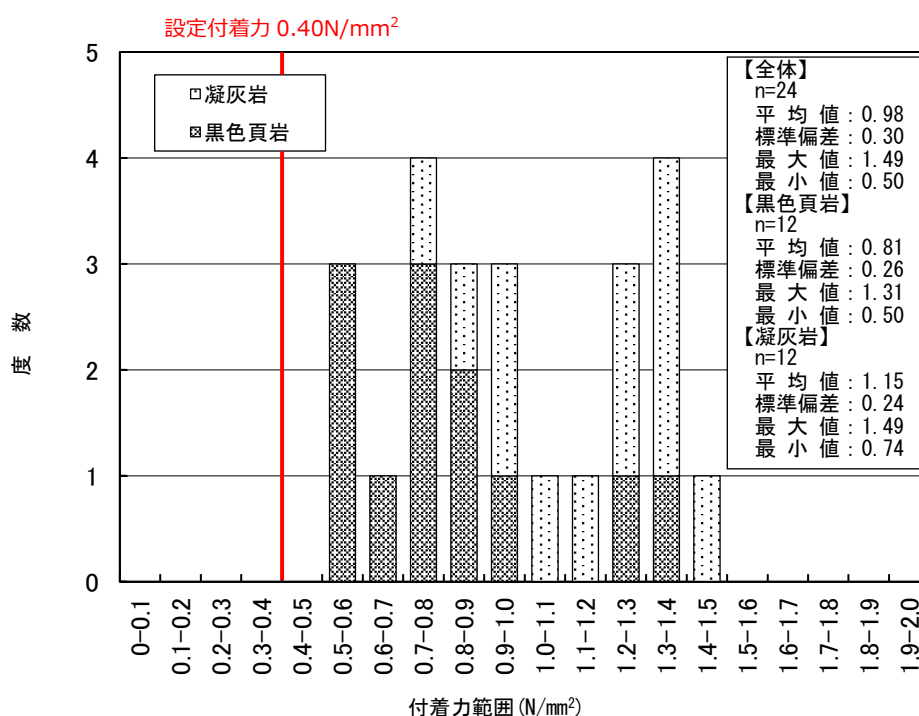


図 5-1 付着力試験の結果 (ヒストグラム)
(黒色頁岩, 凝灰岩)

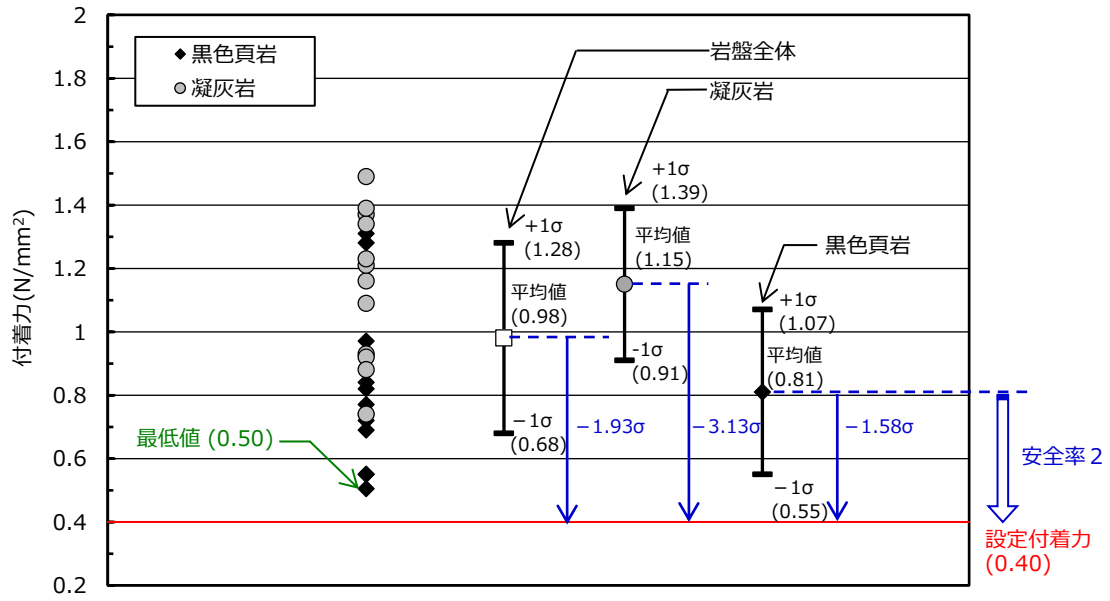


図 5-2 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験の結果と設定付着力の関係

6. 適用性の確認

付着力について、島根原子力発電所の建物・構築物への適用性を以下のとおり検討した。

6.1 材料条件

6.1.1 岩盤

建物直下地盤及び試験地盤における岩盤物性を表 6-1 に示す。

物性値を比較すると建物直下地盤と試験地盤はほぼ同等と見なせることから、地盤の差異による試験結果への影響はない。

両者の比較の詳細を添付資料-5 に示す。

表 6-1 建物直下地盤及び試験地盤における岩盤物性

	建物直下地盤*2	試験地盤
岩種	主に黒色頁岩，凝灰岩及びこれらの互層から構成される	黒色頁岩，凝灰岩
岩の状態	岩盤分類：大部分が C _H 級及び C _M 級*1	亀裂，風化等がないことを目視で確認
弾性波速度 (建物直下地盤：P S 検層 試験地盤：超音波速度測定)	黒色頁岩 縦波：約 4.4km/s 横波：約 2.1km/s 凝灰岩 縦波：約 4.2km/s 横波：約 2.0km/s	黒色頁岩 縦波：約 3.8km/s 横波：約 2.3km/s 凝灰岩 縦波：約 2.9km/s 横波：約 1.5km/s
圧裂引張強度	黒色頁岩：8.82N/mm ² 凝灰岩：9.03N/mm ²	黒色頁岩：7.14N/mm ² 凝灰岩：9.36N/mm ²

注記*1：電研式岩盤分類（田中治雄 土木技術者のための地質学入門，1966）による。

C_H級：造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが，岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱などに汚染せられ，節理あるいは亀裂間の粘着力はわずかに減少しており，ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば，少し濁った音を出す。

C_M級：造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており，岩質も多少軟らかくなっている。節理あるいは亀裂間の粘着力は多少減少しており，ハンマーの普通程度の打撃によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば，多少濁った音を出す。

*2：島根 2 号炉原子炉建物位置のボーリング孔から採取した試料による試験。

（島根原子力発電所原子炉設置変更許可申請書（令和 3 年 9 月 15 日許可））

6.1.2 レベルコンクリート

レベルコンクリートの強度は、「JNES 報告書」を参考に、代表的なレベルコンクリート（推定強度 $180\text{kg}/\text{cm}^2$ ）と同程度の呼び強度 $18\text{N}/\text{mm}^2$ としたことから、レベルコンクリート強度による試験結果への影響はない。

6.1.3 基礎コンクリート

基礎コンクリートの強度は、試験においては $21\text{N}/\text{mm}^2$ 、実機においては $23.5\text{N}/\text{mm}^2$ （ただし制御室建物は $22.1\text{N}/\text{mm}^2$ ）であり、試験と実機は同程度であることから、基礎コンクリート強度による試験結果への影響はない。

6.2 試験体

6.2.1 岩盤－レベルコンクリート間

試験体形状については、接合面寸法は $\phi 100\text{mm}$ とし、表面形状は黒色頁岩、凝灰岩共に凹凸 10mm 程度とした。

これは、「3. JNES 報告書による付着力試験に関する研究」の「3.2 要素試験」の直接引張試験とほぼ同一の接合面寸法としている。

一方、表面形状は「JNES 報告書」に比べて平滑であるが、「3.3 中規模試験」によると、表面粗度によらず同程度の付着力が得られている。

以上より、試験体による影響はない。

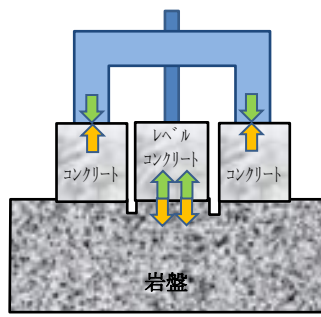
6.2.2 レベルコンクリート－基礎コンクリート間

接合面寸法は、 $\phi 100\text{mm}$ とした。表面形状はレベルコンクリートの標準的な仕上げである木ごて仕上げとした。

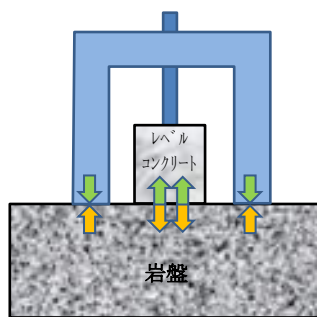
これは、「3. JNES 報告書による付着力試験に関する研究」の「3.2 要素試験」の直接引張試験とほぼ同一の接合面寸法及び表面形状であることから試験体による影響はない。

6.2.3 試験方法の違いについて

「JNES 報告書」による直接引張試験及び本章の付着力試験（直接引張試験及び室内試験）の試験方法の違いを図 6-1 に示す。各試験方法は反力の取り方は異なるが、接合面はほぼ同一形状であり、接合面の応力状態も同一である。また、付着力に対して、コンクリート及び岩盤の引張強度及び圧縮強度は十分に大きいことから、基本的には接合面以外での破壊は生じない。以上より、それぞれの試験から求まる付着力について、試験方法の違いによる影響はない。



(A) 「J N E S 報告書」による
直接引張試験



(B) 直接引張試験



(C) 室内試験

図 6-1 試験方法の違い

7. 設計用付着力としての信頼性、保守性及び地盤のばらつきを踏まえた網羅性・代表性について

5. 及び6.1のとおり、建物基礎底面の付着力として設定した値に十分な保守性・妥当性があると判断しているが、試験地盤と建物直下地盤が離れており、建物直下地盤近傍での直接的な付着力試験データが得られていないため、設計に用いる付着力について、信頼性、保守性及び地盤のばらつきを踏まえた網羅性・代表性に対する説明性を向上させる観点から、1, 2号機建物近傍において追加試験を実施した。

7.1 試験場所の選定

1, 2号機エリアを対象に、耐震上重要な建物が設置されている岩盤と同様な岩盤とした。また、追加試験の目的、3号機エリアで実施した試験(以下「前回試験」という。)条件を踏まえて、以下の岩相、岩級が確認される場所を選定した。追加試験位置を図7-1に、試験位置付近の地質断面図(水平、鉛直)を図7-2に、岩盤の状況を図7-3に示す。

- ・岩相：黒色頁岩
- ・岩級：CH級

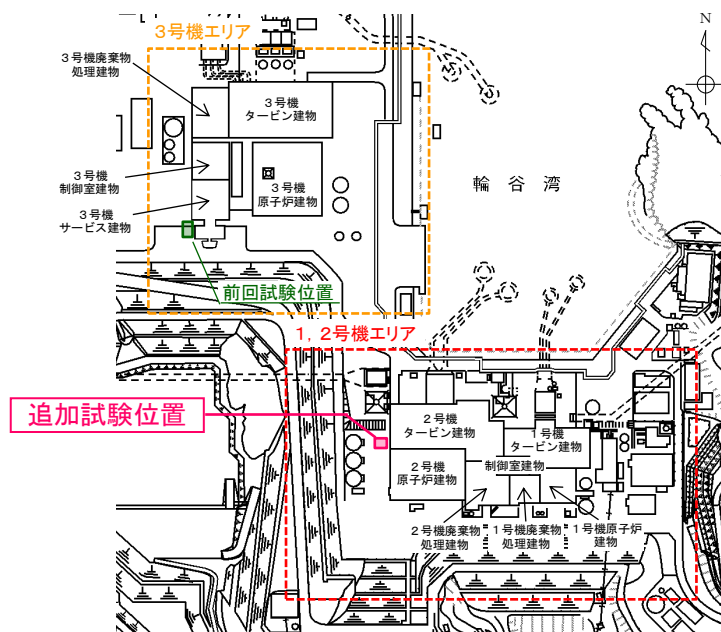


図7-1 追加試験位置

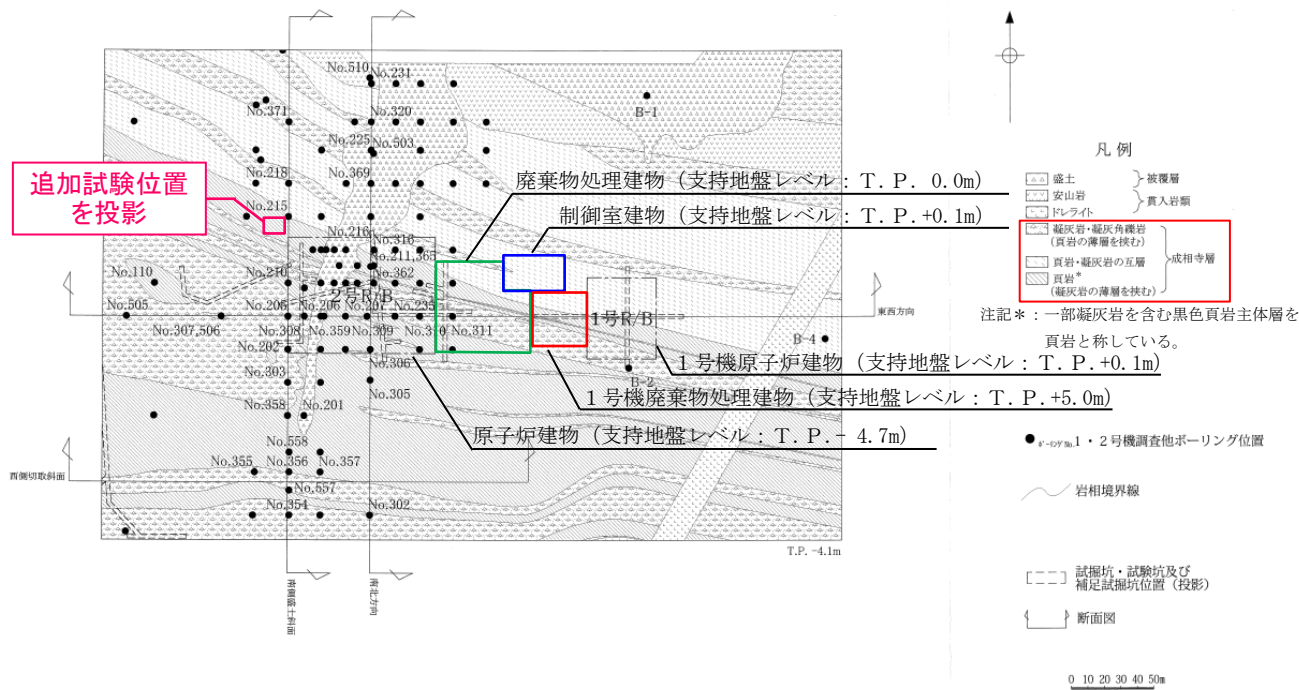
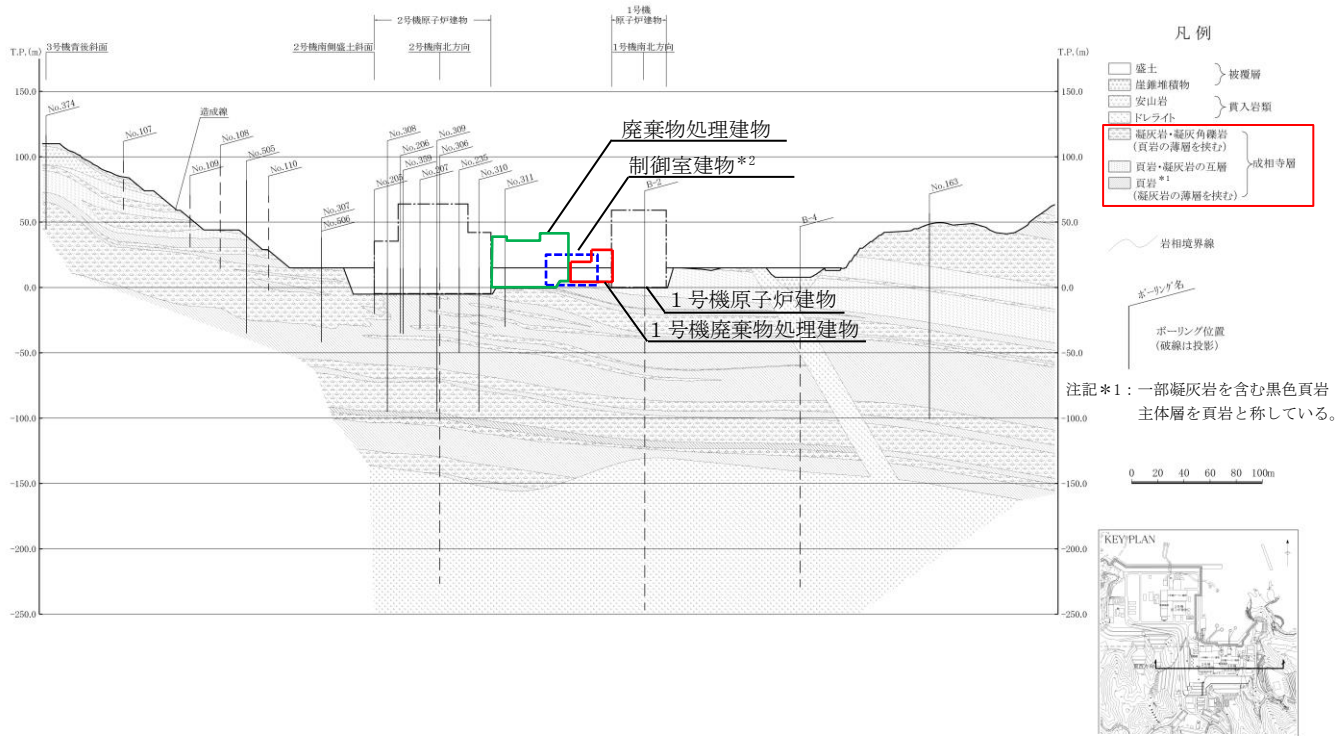


図 7-2(1) 地質水平断面図



注記*2: 制御室建物位置を投影

図 7-2(2) 地質鉛直断面図 (東西方向)

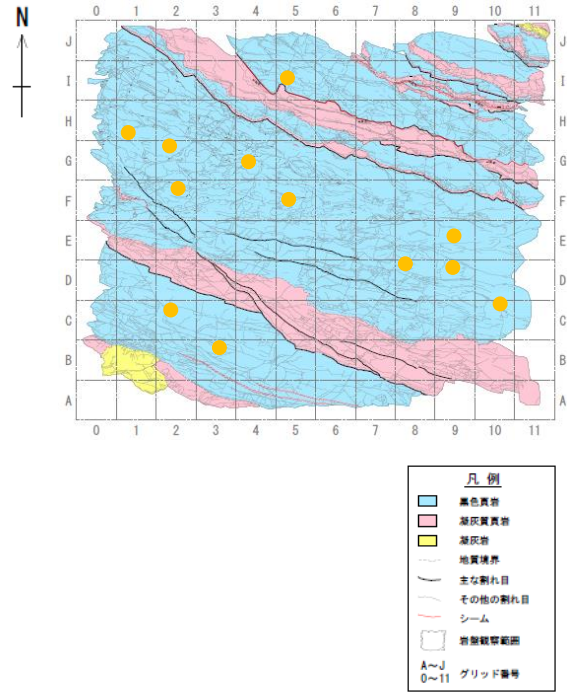
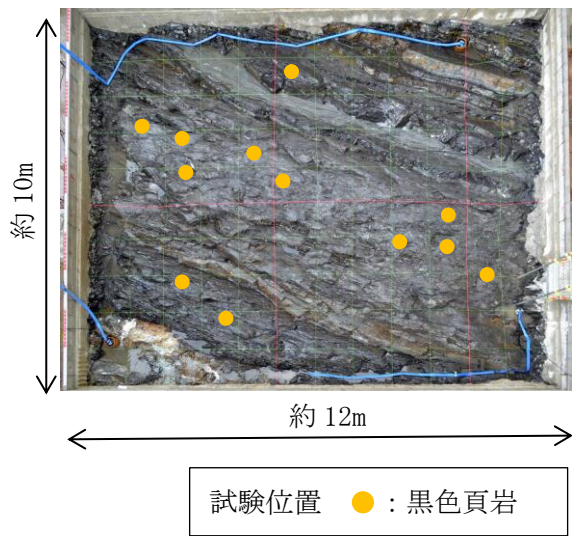


図 7-3 岩盤の状況 (直接引張試験)

7.2 追加付着力試験

7.2.1 試験方法

試験方法は、前回試験と同様の試験方法(原位置試験(直接引張試験))である。
(4.2を参照)

7.2.2 試験結果

(1) コンクリートの強度

コンクリートの圧縮強度及び割裂引張強度の試験結果を表7-1に示す。

表7-1 コンクリートの物性試験*

種類	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
レベルコンクリート(F c 18)	7	24.1	2.35

注記* : 試験体6本の平均値

(2) 付着力

付着力試験の結果を図7-4に示す。

付着力の平均値は、0.97N/mm² (標準偏差 : 0.23N/mm²) であった。

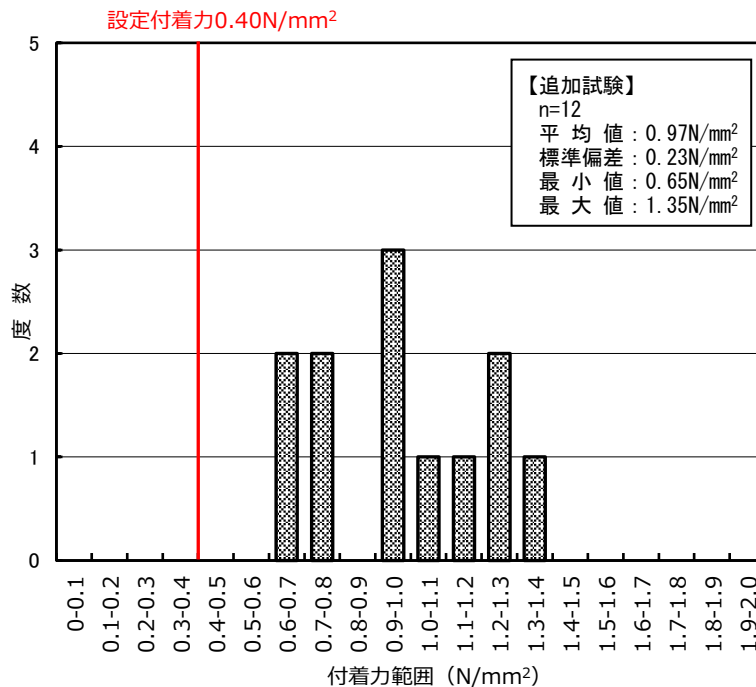


図7-4 付着力試験の結果 (岩盤-レベルコンクリート)

7.3 追加試験結果を踏まえた設計用付着力の妥当性について

追回試験結果と前回試験結果を合わせた試験結果のヒストグラムを図7-5に、追加試験結果と前回試験結果の比較(黒色頁岩)を図7-6に示す。

平均値は、追加試験結果(0.97N/mm²)が前回試験結果(0.81N/mm²)を上回り、最低値も追加試験結果(0.65N/mm²)が前回試験結果(0.50N/mm²)を上回った。一方最大値は、追加試験結果(1.35N/mm²)と前回試験結果(1.31N/mm²)は同程度であった。また、追加試験結果と前回試験結果を合わせた全体の平均値は0.89N/mm²(標準偏差:0.26N/mm²)であった。

比較の結果、追加試験結果は前回試験結果と同等以上の値であったことから、設計用付着力として設定した値(0.40N/mm²)は、追加試験結果を踏まえても十分な保守性を有しており妥当であると判断した。

なお、両者の標準偏差を比較すると、前回試験は0.26N/mm²、今回試験は0.23N/mm²であり、ばらつきは同程度であった。また、設計用付着力(0.40N/mm²)は、追加試験結果の平均値(0.97N/mm²)に対して-2.48σ、追加試験結果と前回試験結果を合わせた全体の平均値(0.89N/mm²)に対して-1.88σに相当する。

以上より、地震応答解析に用いる付着力0.40N/mm²は十分に保守的な値である。

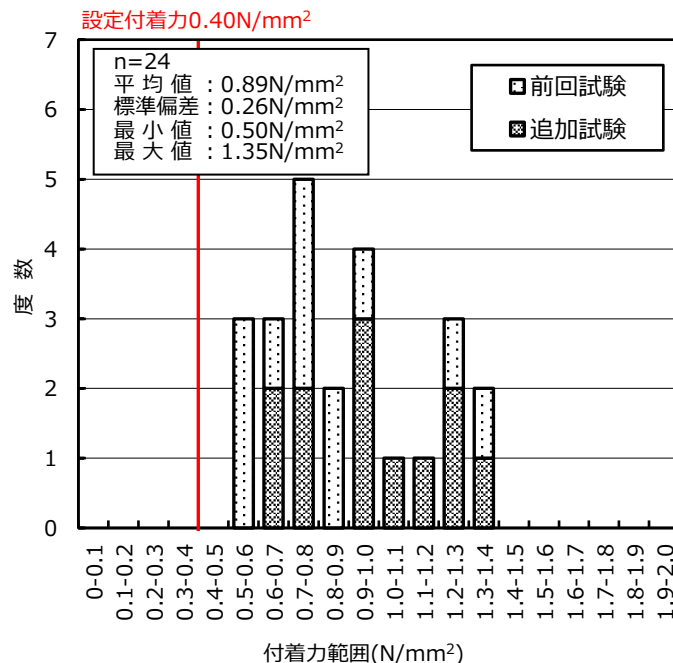


図7-5 付着力試験の結果(ヒストグラム)
(黒色頁岩)

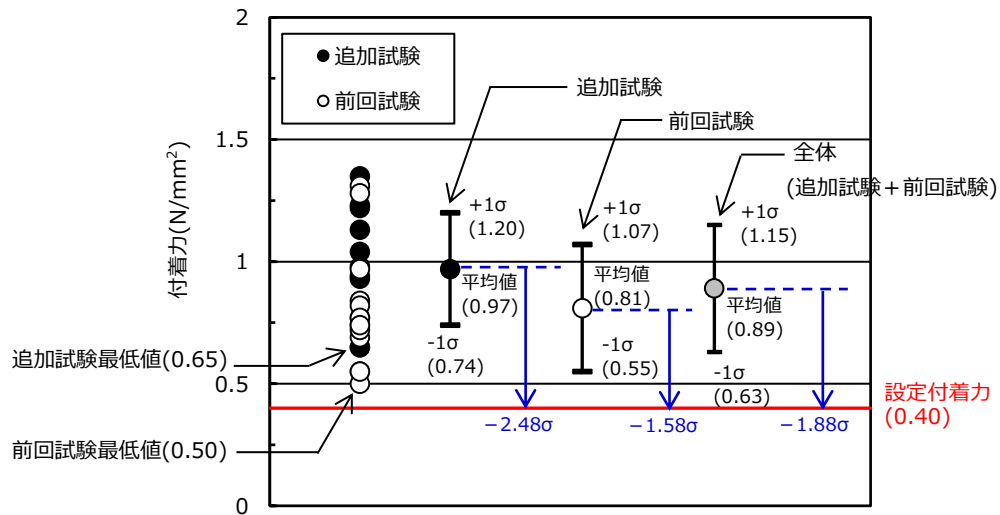


図 7-6 追加試験結果と前回試験結果の比較 (黒色頁岩)

8. 参考文献

- (1) 独立行政法人 原子力安全基盤機構：平成 18 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 原子力施設の非線形地盤・構造物相互作用試験及び基準整備 基礎浮上り評価手法の調査に関する報告書，2007
- (2) 地盤工学会：地盤工学関係 規格・基準
J G S 2 5 2 1 -2009 岩石の一軸圧縮試験方法
J G S 2 5 5 1 -2009 圧裂による岩石の引張り強さ試験方法
- (3) 土木学会：原位置岩盤試験法の指針，2000

付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討

1. 概要

1.1 検討概要

島根2号機の建物の地震応答解析には、SRモデル、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル及び基礎固定モデルを用いている。今回工認で採用する地震応答解析モデルにおける付着力の考慮の有無を表1-1に示す。

付着力試験結果を踏まえ、建物の基礎底面と地盤間には付着力が存在すると考えられることから、今回、ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル及びSRモデル（浮上り線形地震応答解析）では付着力を考慮することとした。一方で、SRモデル（浮上り非線形地震応答解析）については、既工認でも実績のある手法として、付着力を考慮していない。また、基礎固定モデルについては、建物と地盤の相互作用を考慮していない。

以上を踏まえ、付着力を考慮していないSRモデル（浮上り非線形地震応答解析）について、付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討を行う。

検討は、建物の重要度、内包する施設の重要度及び接地率を踏まえ代表建物の選定を行う。表1-2に付着力を考慮していないSRモデル（浮上り非線形地震応答解析）を用いる建物の重要度、内包する施設の重要度及び接地率の比較を示す。建物の重要度及び内包する施設の重要度が高く、接地率が小さい原子炉建物を代表として、今回工認で採用する地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）と、今回工認モデルに基礎底面の付着力を考慮したモデル（以下「付着力考慮モデル」という。）を用いた地震応答解析を行い、解析結果の比較を行う。

表 1-1 地震応答解析モデルにおける付着力の考慮の有無

採用する地震応答解析モデル (基礎浮上り評価法)	建物名	付着力の 考慮
ジョイント要素を用いた 3次元FEMモデル	廃棄物処理建物* ¹ , 1号機原子炉建物	考慮する
SRモデル (浮上り線形地震応答解析)	制御室建物, 廃棄物処理建物* ² , 1号機廃棄物 処理建物	考慮する* ³
SRモデル (浮上り非線形地震応答解析)	原子炉建物, タービン建物, ガスタービン発電 機建物, 緊急時対策所, 1号機タービン建物	考慮 しない
誘発上下動考慮SRモデル (浮上り非線形地震応答解析)	サイトバンカ建物* ⁴	考慮 しない
基礎固定モデル	サイトバンカ建物(増築部), 排気筒モニタ室, 燃料移送ポンプエリア竜巻防護対策設備	—

注記*1: 基準地震動 S_s に対する評価に用いる。

*2: 弾性設計用地震動 S_d に対する評価に用いる。

*3: 基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が付着力試験に基づき設定した値(0.40N/mm²)を超えないことを確認する。

*4: 接地率が65%以上となる場合はSRモデル(浮上り非線形地震応答解析)とする。

表 1-2 付着力を考慮していないSRモデル（浮上り非線形地震応答解析）を用いる建物の重要度、内包する施設の重要度及び接地率の比較

建物名	建物の重要度*1, 2	内包する施設の重要度*1, 2	最小接地率*3, 4	
			NS方向	EW方向
原子炉建物	S	S	68.9% (S _s -D)	82.3% (S _s -D)
	常設/緩和	常設耐震/防止, 常設/緩和, 常設/防止 (DB拡張)		
タービン建物	B (S _s)	S	92.3% (S _s -N1)	100%
	- (S _s)	常設/緩和, 常設/防止 (DB拡張)		
緊急時対策所	C	C	86.3% (S _s -D)	70.5% (S _s -D)
	- (S _s)	常設耐震/防止, 常設/緩和		
ガスタービン 発電機建物	-	-	85.5% (S _s -D)	83.0% (S _s -D)
	- (S _s)	常設耐震/防止, 常設/緩和		
1号機	-	-	100%	100%
タービン建物*5	-	-		
サイトバンカ 建物*5	B	B	88.3% (S _s -D)	64.3% (S _s -F1)
	-	-		

注記*1：上段は設計基準対象施設，下段は重大事故等対処施設を示す。

*2：重大事故等対処施設の種類

- ・常設耐震/防止：常設耐震重要重大事故防止設備
- ・常設/緩和：常設重大事故緩和設備
- ・常設/防止 (DB拡張)：常設重大事故防止設備 (設計基準拡張)

*3：最小接地率は基準地震動S_sにより算定したものであり，()内は，最小接地率となる地震動を示す。

*4：各建物の最小接地率は下記図書に基づく。

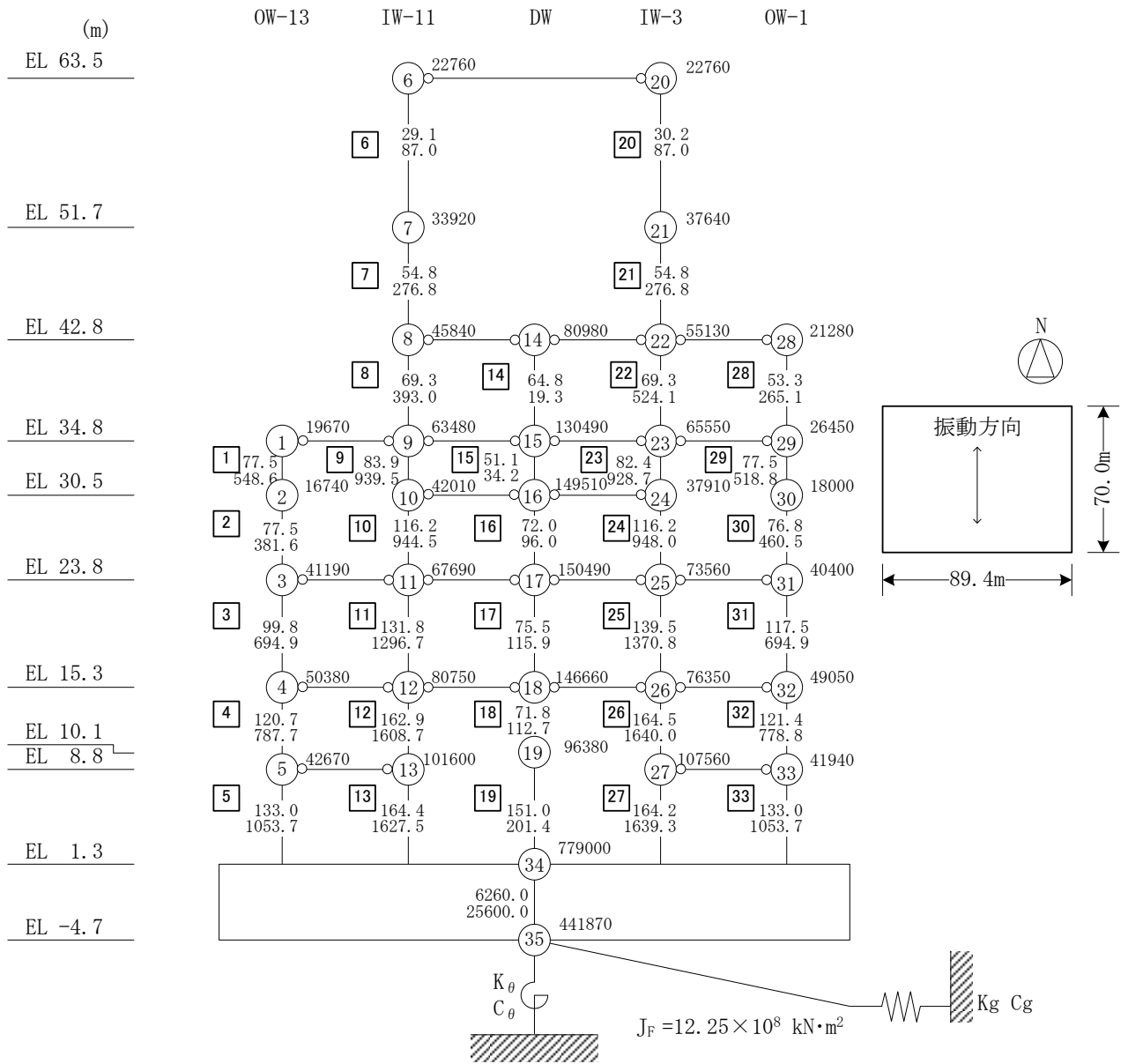
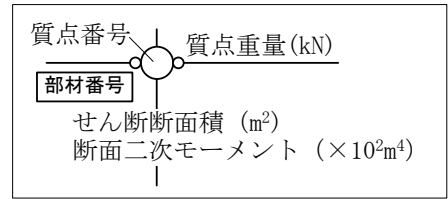
- ・VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書
- ・VI-2-2-7 タービン建物の地震応答計算書
- ・VI-2-2-11 緊急時対策所の地震応答計算書
- ・VI-2-2-16 ガスタービン発電機建物の地震応答計算書
- ・補足-025-14 1号機タービン建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
- ・補足-025-16 サイトバンカ建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

*5：波及的影響の設計対象とする下位クラス施設を示す。

2. 解析モデル

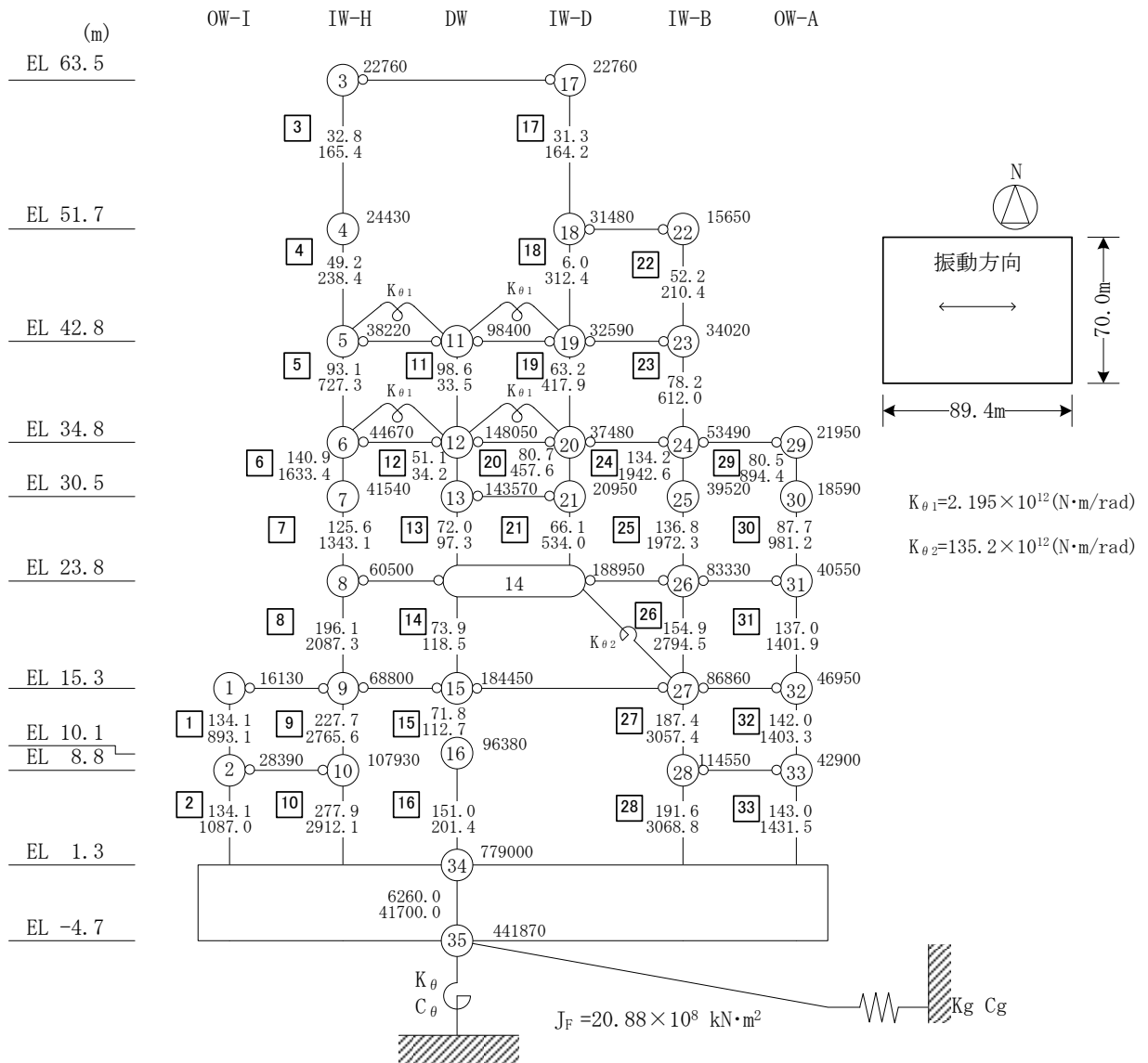
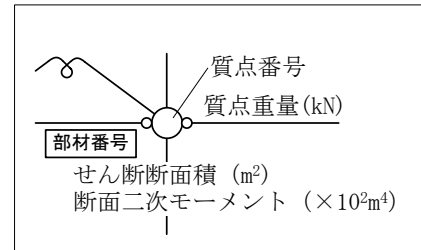
2.1 今回工認モデル

今回工認モデルは、SRモデル（浮上り非線形地震応答解析）とし、地震応答解析モデルを図2-1及び図2-2に示す。



地盤ばね	ばね定数	減衰係数
基礎底面水平ばね (Kg, Cg)	1.55×10^{12} (N/m)	2.23×10^{10} (N·s/m)
基礎底面回転ばね (Kθ, Cθ)	2.13×10^{15} (N·m/rad)	4.32×10^{12} (N·m·s/rad)

図 2-1 原子炉建物の地震応答解析モデル (NS 方向)



地盤ばね	ばね定数	減衰係数
基礎底面水平ばね (K_g, C_g)	$1.51 \times 10^{12} \text{ (N/m)}$	$2.13 \times 10^{10} \text{ (N}\cdot\text{s/m)}$
基礎底面回転ばね (K_{θ}, C_{θ})	$3.02 \times 10^{15} \text{ (N}\cdot\text{m/rad)}$	$9.01 \times 10^{12} \text{ (N}\cdot\text{m}\cdot\text{s/rad)}$

図 2-2 原子炉建物の地震応答解析モデル (EW方向)

2.2 付着力考慮モデル

付着力考慮モデルは、今回工認モデルを基本とし、田中ほか⁽¹⁾に基づき、基礎底面と地盤間における付着力を考慮した基礎浮上り特性によるSRモデルとする。

付着力を考慮した基礎浮上り特性について、基礎下の転倒モーメントMと回転角 θ の関係を図2-3に示す。なお、付着力は島根原子力発電所における付着力試験結果に基づき設定した 0.40N/mm^2 （別紙-2参照）を用いた。

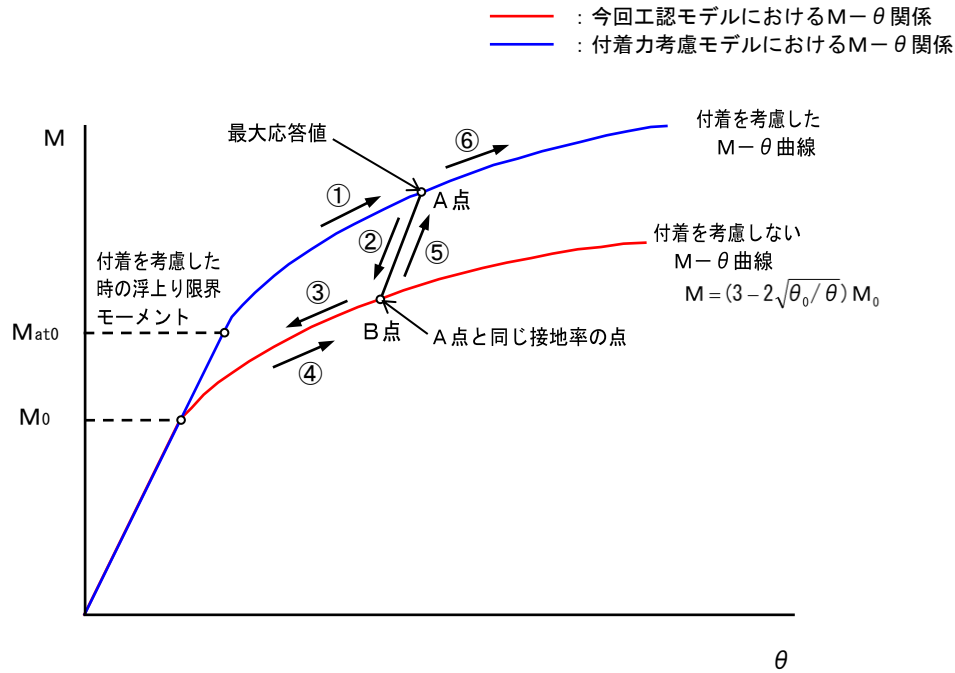


図2-3 基礎下の転倒モーメントMと回転角 θ の関係

3. 検討用地震動

検討に用いる地震動は、最小接地率となった基準地震動 $S_s - D$ とする。

4. 地震応答解析結果

4.1 最大応答加速度

最大応答加速度を表4-1及び表4-2に示す。

表 4-1 原子炉建物の最大応答加速度 (NS方向)

質点 番号	最大応答加速度 (m/s ²)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	10.2	10.2	1.00
2	10.1	10.2	0.990
3	8.71	8.58	1.02
4	8.61	8.61	1.00
5	8.02	8.02	1.00
6	24.0	24.1	0.996
7	16.6	16.8	0.988
8	12.4	12.5	0.992
9	10.2	10.2	1.00
10	9.39	9.39	1.00
11	8.71	8.58	1.02
12	8.61	8.61	1.00
13	8.02	8.02	1.00
14	12.4	12.5	0.992
15	10.2	10.2	1.00
16	9.39	9.39	1.00
17	8.71	8.58	1.02
18	8.61	8.61	1.00
19	9.93	9.37	1.06
20	24.0	24.1	0.996
21	17.4	17.6	0.989
22	12.4	12.5	0.992
23	10.2	10.2	1.00
24	9.39	9.39	1.00
25	8.71	8.58	1.02
26	8.61	8.61	1.00
27	8.06	8.06	1.00
28	12.4	12.5	0.992
29	10.2	10.2	1.00
30	10.2	10.1	1.01
31	8.71	8.58	1.02
32	8.61	8.61	1.00
33	8.06	8.06	1.00
34	6.91	6.91	1.00
35	6.76	6.76	1.00

表 4-2 原子炉建物の最大応答加速度（E W方向）

質点 番号	最大応答加速度 (m/s ²)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	8.39	8.39	1.00
2	8.26	8.26	1.00
3	26.9	27.0	0.996
4	17.9	17.9	1.00
5	13.7	13.7	1.00
6	11.3	11.3	1.00
7	12.6	12.2	1.03
8	8.61	8.67	0.993
9	8.39	8.39	1.00
10	8.26	8.26	1.00
11	13.7	13.7	1.00
12	11.3	11.3	1.00
13	11.7	11.6	1.01
14	8.61	8.67	0.993
15	8.39	8.39	1.00
16	9.42	9.42	1.00
17	26.9	27.0	0.996
18	17.2	17.2	1.00
19	13.7	13.7	1.00
20	11.3	11.3	1.00
21	11.7	11.6	1.01
22	17.2	17.2	1.00
23	13.7	13.7	1.00
24	11.3	11.3	1.00
25	11.1	10.4	1.07
26	8.61	8.67	0.993
27	8.39	8.39	1.00
28	8.44	8.44	1.00
29	11.3	11.3	1.00
30	10.0	10.8	0.926
31	8.61	8.67	0.993
32	8.39	8.39	1.00
33	8.44	8.44	1.00
34	7.65	7.65	1.00
35	7.52	7.52	1.00

4.2 最大応答せん断ひずみ

最大応答せん断ひずみを表 4-3 及び表 4-4 に示す。

表 4-3 原子炉建物の最大応答せん断ひずみ (NS方向)

部材 番号	最大応答せん断ひずみ (γ) ($\times 10^{-3}$)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	0.289	0.280	1.03
2	0.357	0.349	1.02
3	0.355	0.356	0.997
4	0.370	0.364	1.02
5	0.434	0.406	1.07
6	0.281	0.268	1.05
7	0.307	0.293	1.05
8	0.335	0.324	1.03
9	0.330	0.316	1.04
10	0.327	0.324	1.01
11	0.353	0.355	0.994
12	0.368	0.363	1.01
13	0.432	0.405	1.07
14	0.115	0.115	1.00
15	0.148	0.139	1.06
16	0.155	0.156	0.994
17	0.215	0.218	0.986
18	0.659	0.609	1.08
19	0.201	0.197	1.02
20	0.253	0.235	1.08
21	0.360	0.361	0.997
22	0.337	0.327	1.03
23	0.330	0.316	1.04
24	0.327	0.324	1.01
25	0.353	0.355	0.994
26	0.355	0.355	1.00
27	0.446	0.413	1.08
28	0.341	0.330	1.03
29	0.266	0.259	1.03
30	0.344	0.337	1.02
31	0.344	0.346	0.994
32	0.351	0.350	1.00
33	0.445	0.413	1.08

表 4-4 原子炉建物の最大応答せん断ひずみ (EW方向)

部材 番号	最大応答せん断ひずみ(γ) ($\times 10^{-3}$)		比率 (付着力考慮モデル/今回工認モデル)
	付着力考慮モデル	今回工認モデル	
1	0.322	0.324	0.994
2	0.226	0.226	1.00
3	0.284	0.293	0.969
4	0.374	0.368	1.02
5	0.187	0.186	1.01
6	0.181	0.181	1.00
7	0.392	0.389	1.01
8	0.484	0.477	1.01
9	0.309	0.312	0.990
10	0.221	0.221	1.00
11	0.0818	0.0818	1.00
12	0.0644	0.0648	0.994
13	0.257	0.255	1.01
14	0.353	0.347	1.02
15	0.288	0.287	1.00
16	0.160	0.163	0.982
17	0.231	0.234	0.987
18	0.431	0.433	0.995
19	0.169	0.168	1.01
20	0.173	0.172	1.01
21	0.389	0.387	1.01
22	0.455	0.458	0.993
23	0.202	0.201	1.00
24	0.252	0.262	0.962
25	0.361	0.351	1.03
26	0.487	0.481	1.01
27	0.219	0.218	1.00
28	0.299	0.303	0.987
29	0.315	0.325	0.969
30	0.322	0.315	1.02
31	0.488	0.481	1.01
32	0.219	0.218	1.00
33	0.298	0.303	0.983

4.3 床応答スペクトル

床応答スペクトル（ $h = 1\%$ 及び $h = 5\%$ ）の比較を図4-1～図4-16に示す。

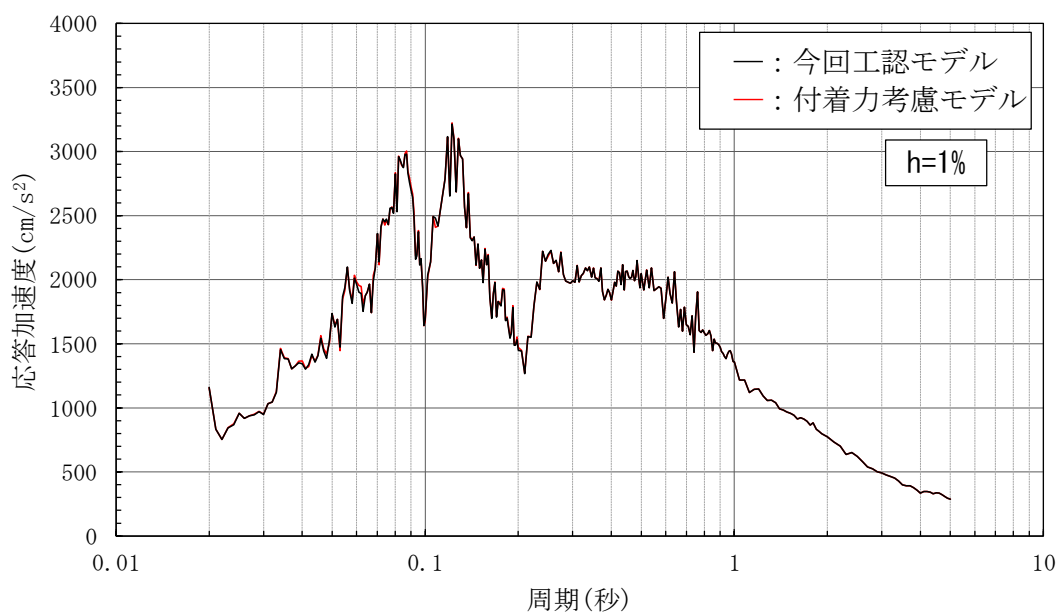


図4-1 床応答スペクトル ($h=1\%$) の比較
(NS方向 EL 1.3m (質点番号 34))

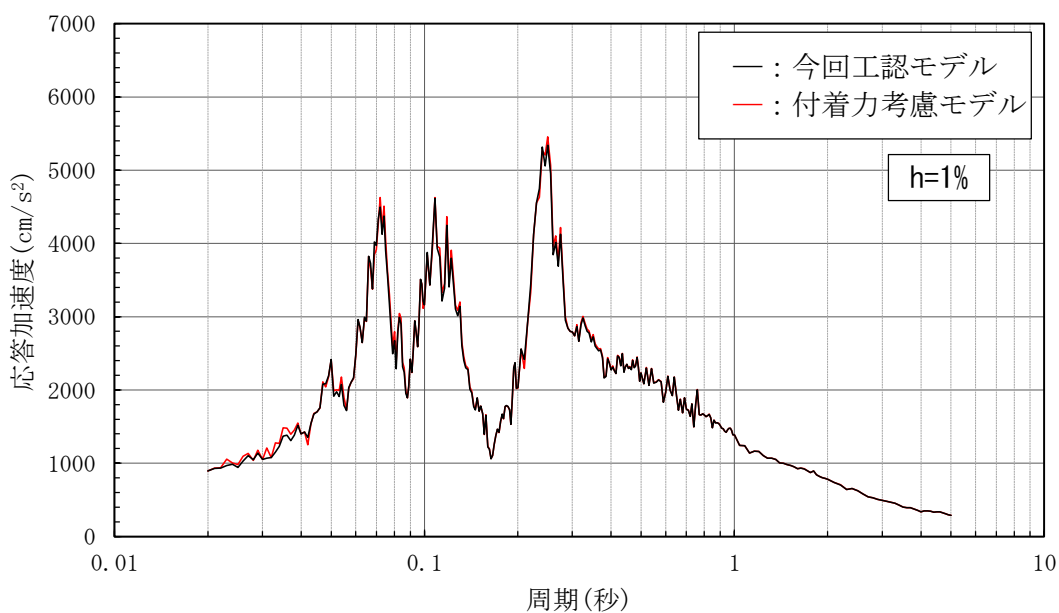


図4-2 床応答スペクトル ($h=1\%$) の比較
(NS方向 EL 15.3m (質点番号 4))

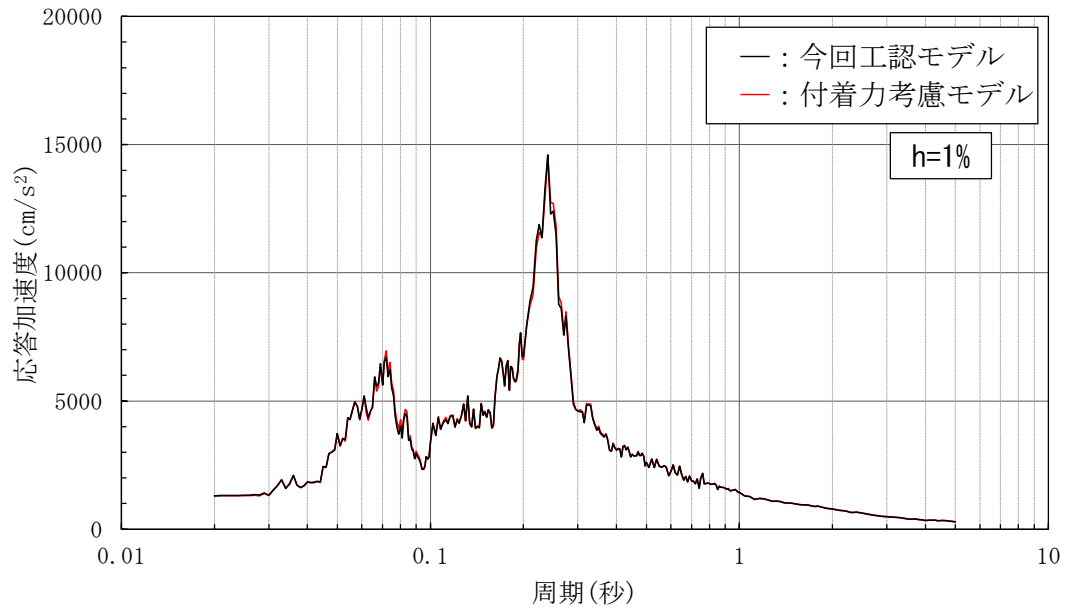


図 4-3 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(NS方向 E L 42.8m (質点番号 8))

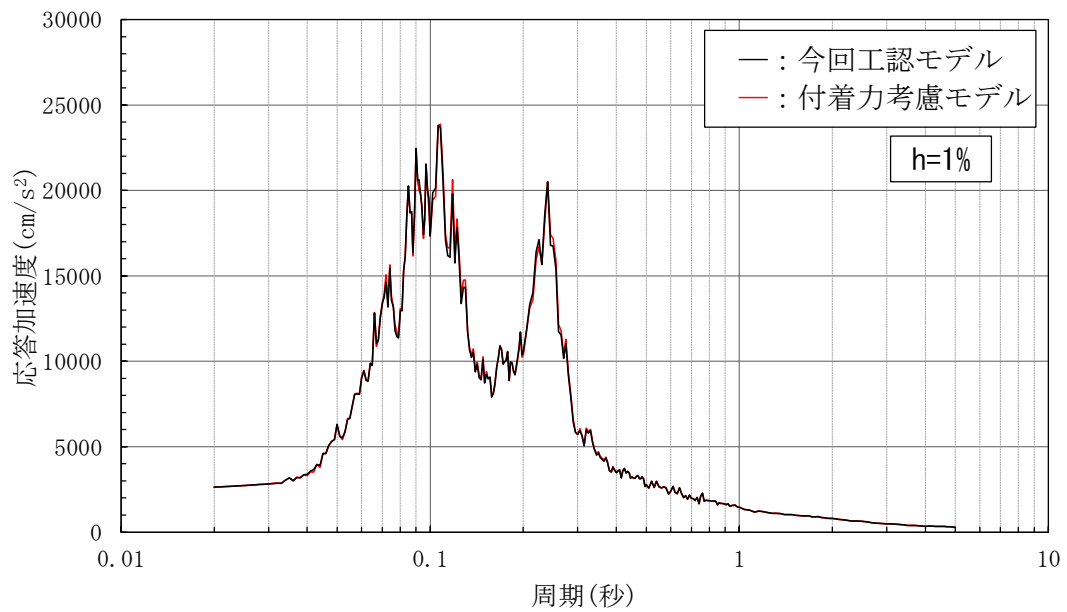


図 4-4 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(NS方向 E L 63.5m (質点番号 6))

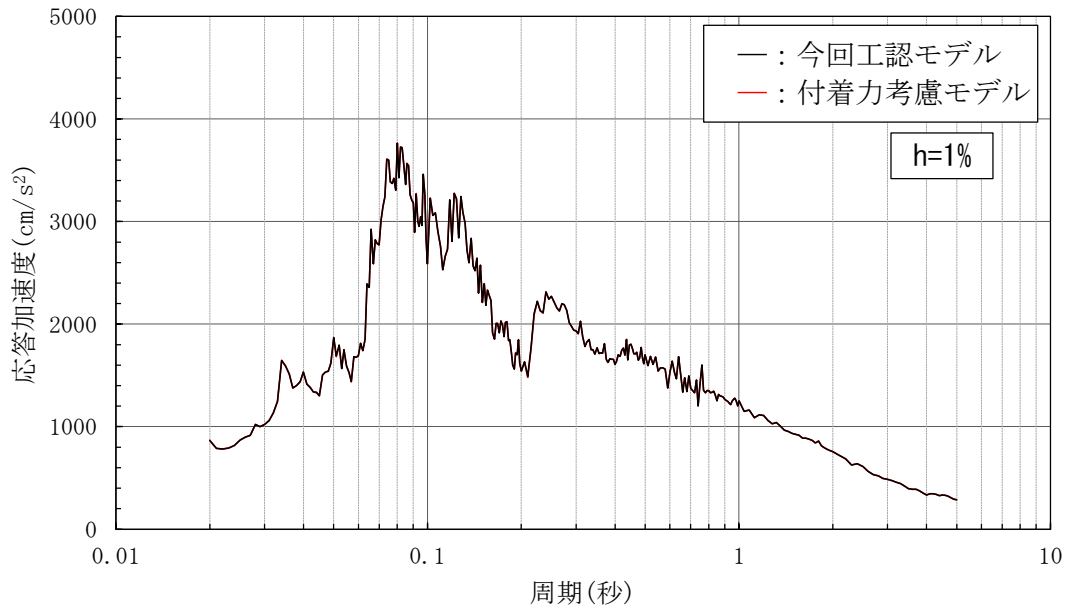


図 4-5 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(EW方向 E L 1.3m (質点番号 34))

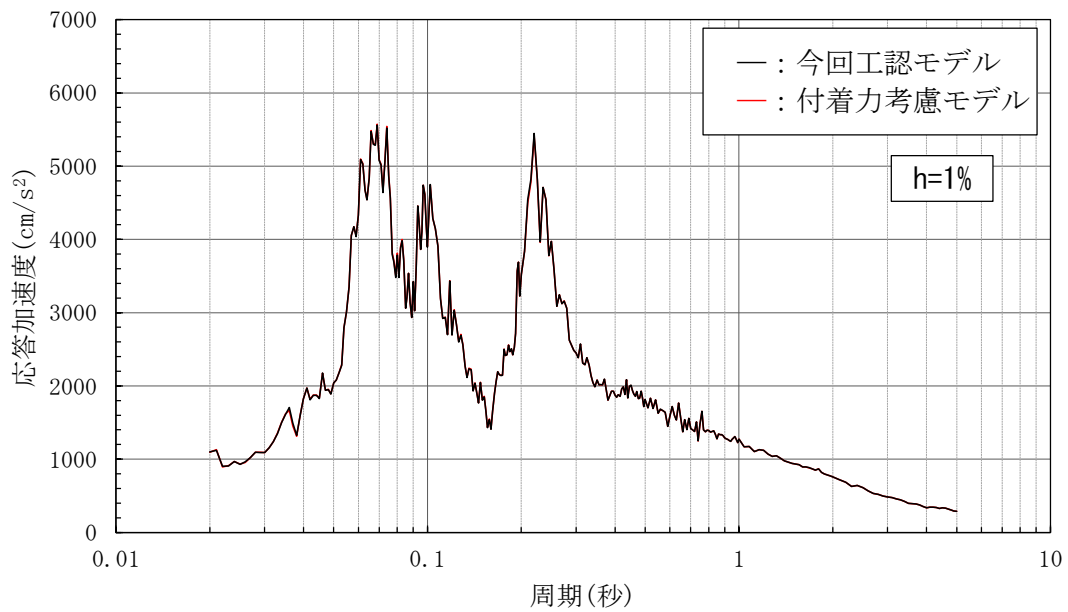


図 4-6 床応答スペクトル (h=1%) の比較
(EW方向 E L 15.3m (質点番号 1))

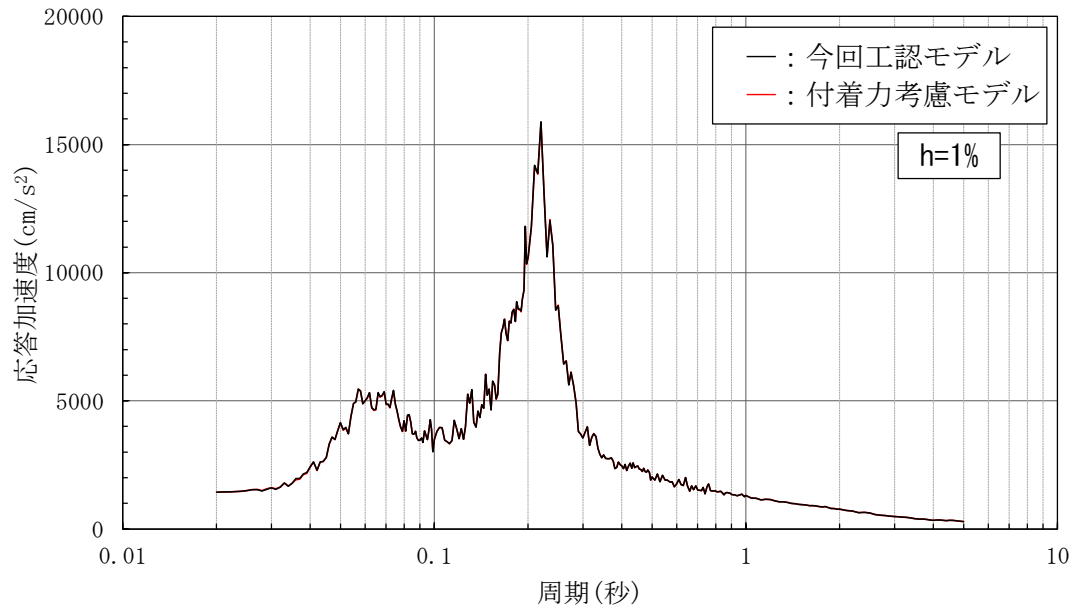


図4-7 床応答スペクトル (h=1%) の比較
 (EW方向 E L 42.8m (質点番号5))

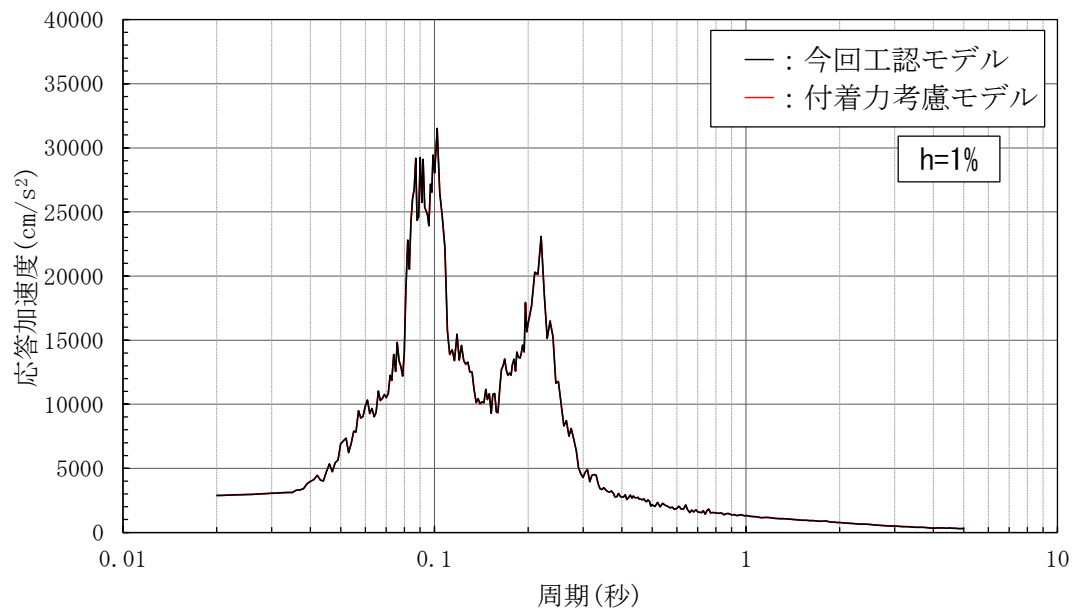


図4-8 床応答スペクトル (h=1%) の比較
 (EW方向 E L 63.5m (質点番号3))

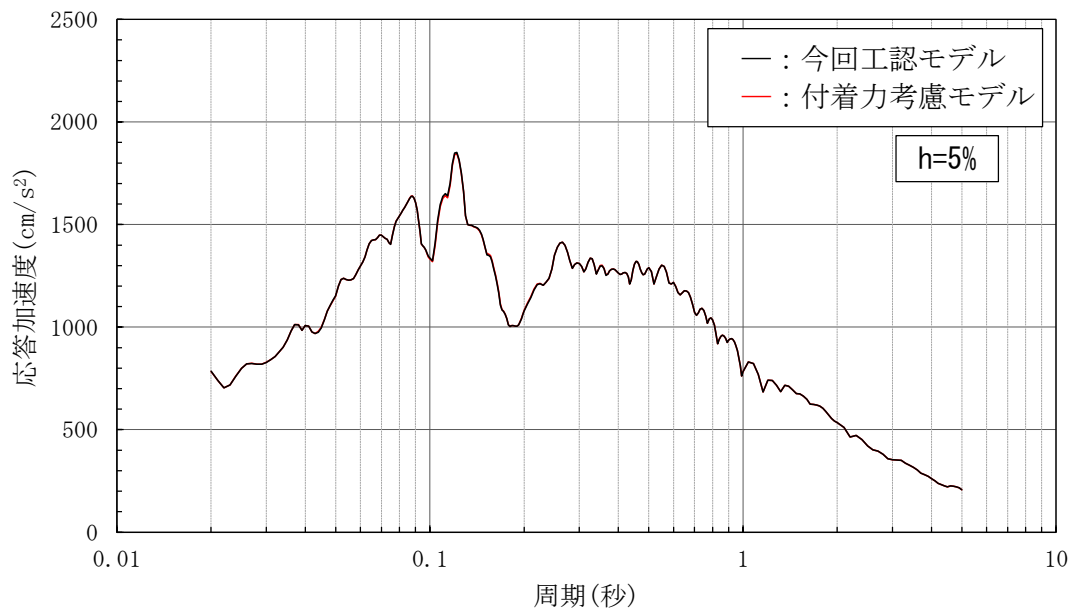


図 4-9 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 EL 1.3m (質点番号 34))

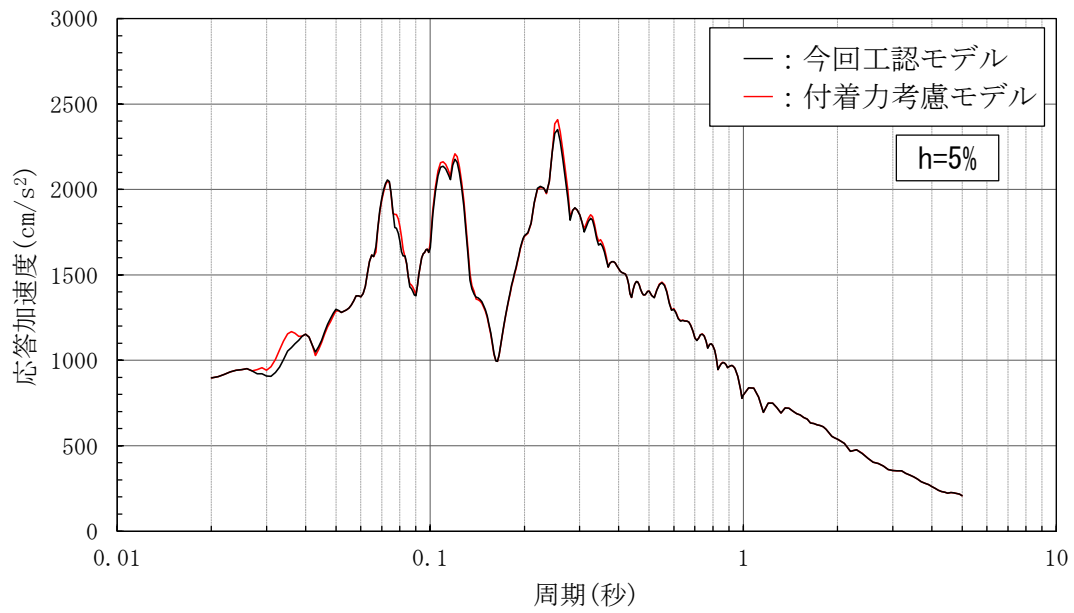


図 4-10 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 EL 15.3m (質点番号 4))

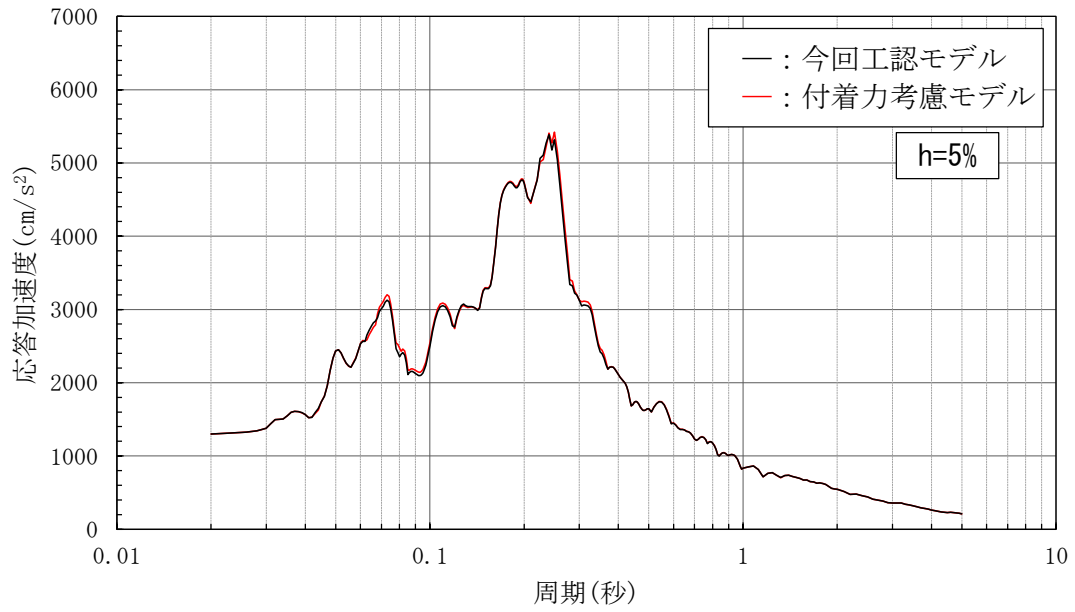


図 4-11 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 E L 42.8m (質点番号 8))

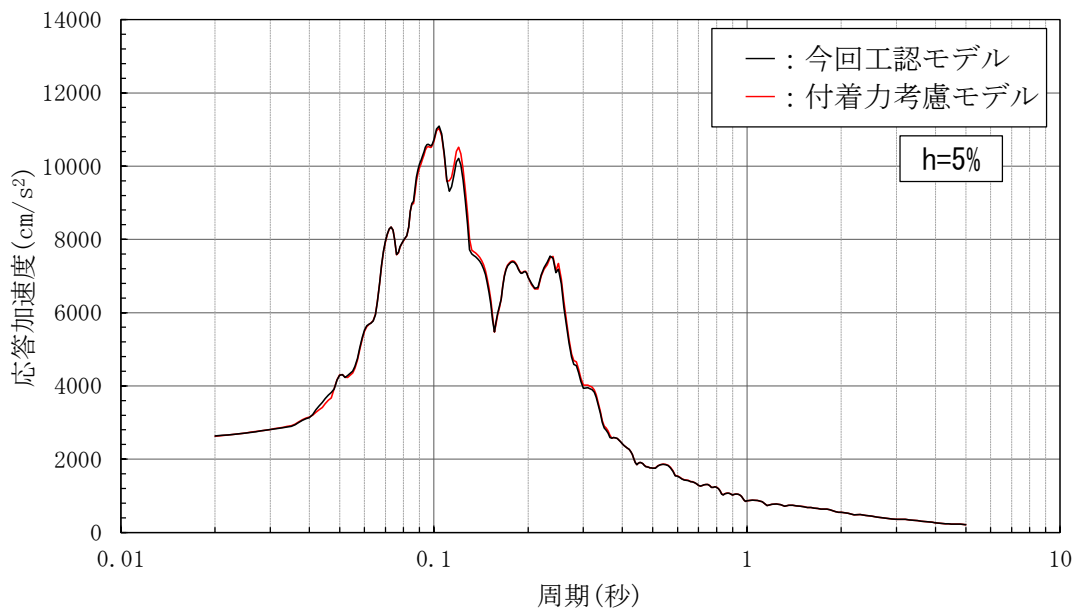


図 4-12 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(NS方向 E L 63.5m (質点番号 6))

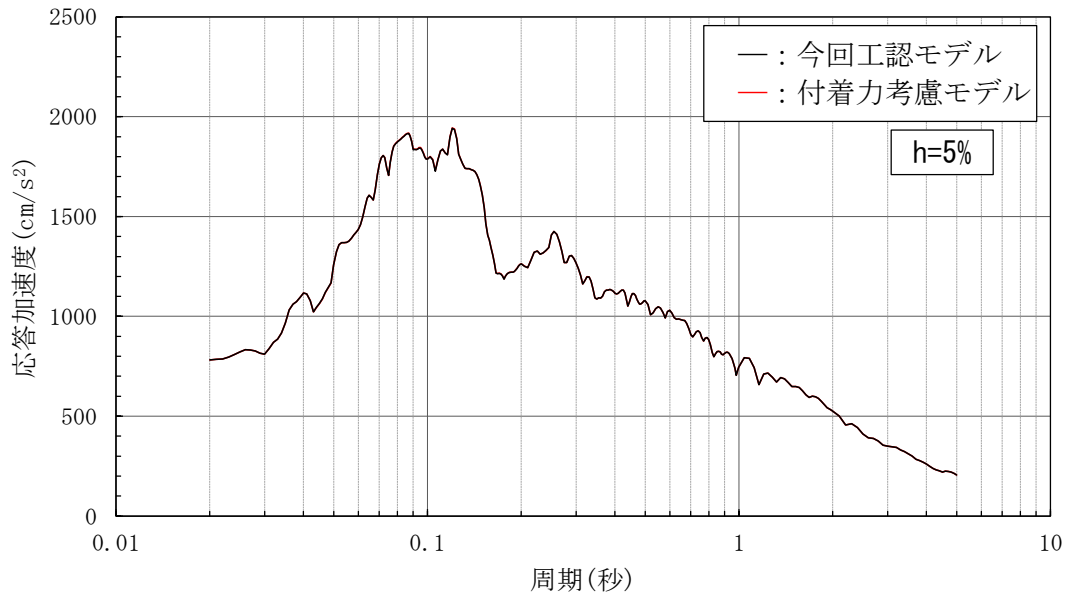


図 4-13 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 E L 1.3m (質点番号 34))

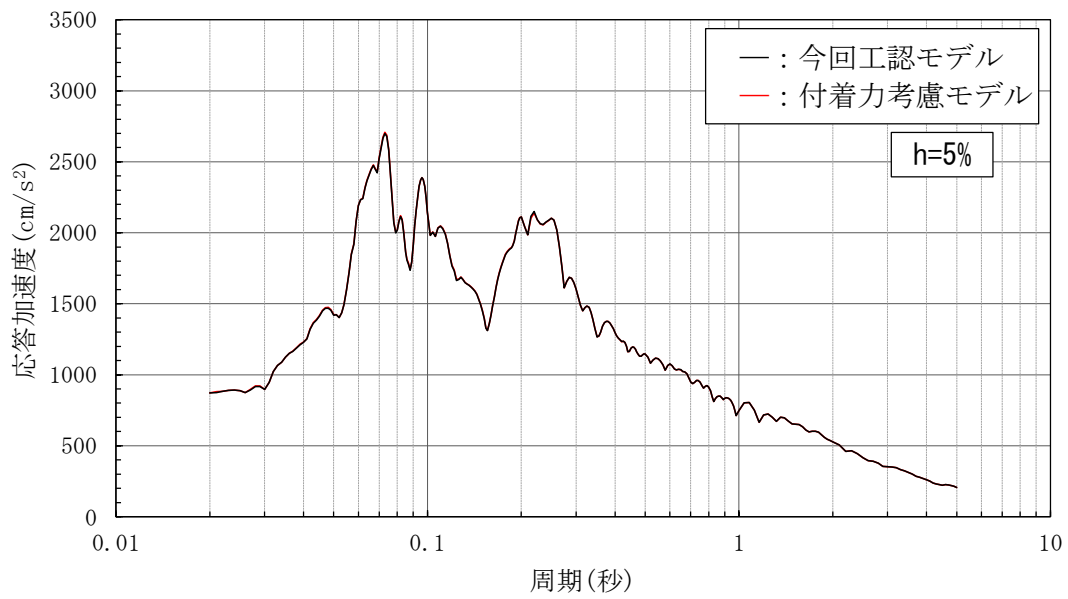


図 4-14 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 E L 15.3m (質点番号 1))

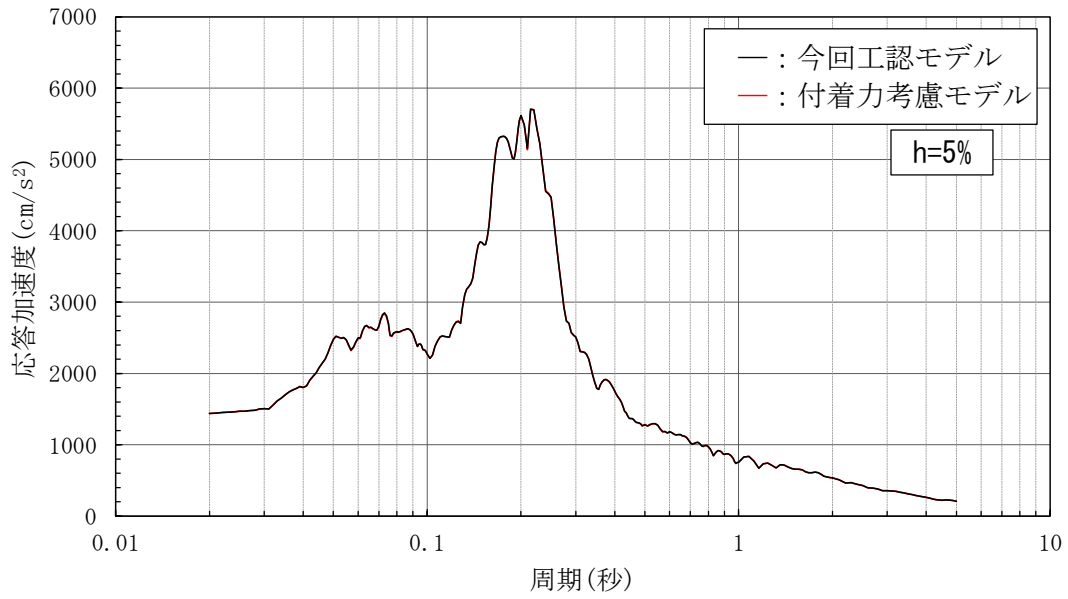


図 4-15 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 E L 42.8m (質点番号 5))

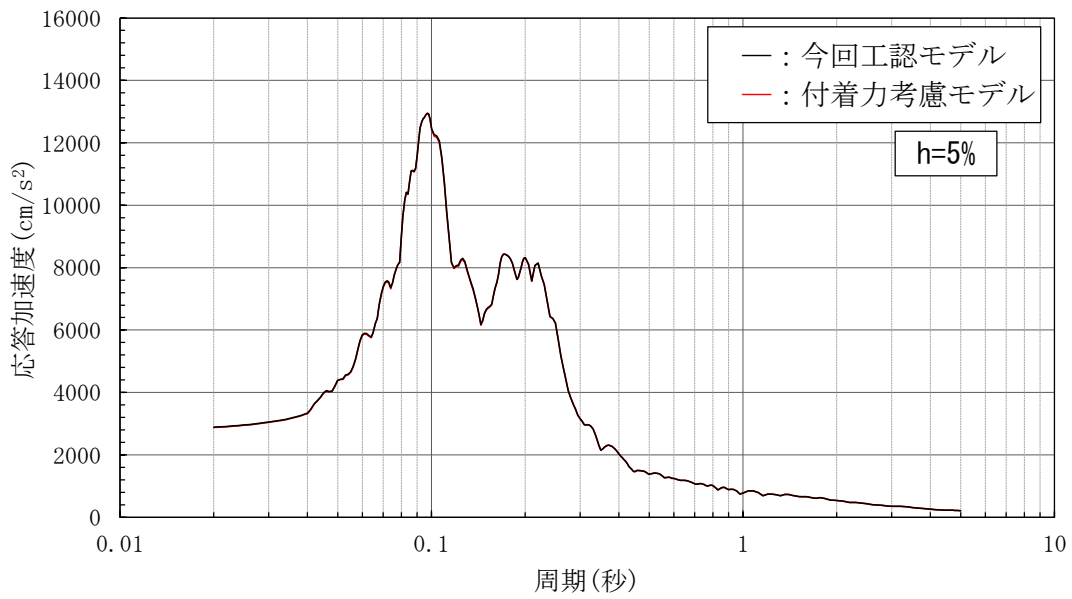


図 4-16 床応答スペクトル (h=5%) の比較
(EW方向 E L 63.5m (質点番号 3))

4.4 接地率の比較

接地率の比較を表 4-5 に示す。

表 4-5 接地率の比較

地震応答解析モデル	接地率 η (%)	
	N S 方向	E W 方向
今回工認モデル	68.9	82.3
付着力考慮モデル	100	100

5. 付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討結果

原子炉建物を対象とし、今回工認モデルと付着力考慮モデルを用いた地震応答解析を行った結果、付着力により接地率は改善され、両モデルとも同等の応答値を示した。このことから、付着力の考慮の有無による建物応答（水平方向）への影響は軽微である。

6. 参考文献

- (1) 田中英朗ほか：基礎底面の付着力を考慮した基礎浮き上がり解析法，日本建築学会学術講演梗概集（中国），2008年9月，pp.1069-1070

既工認実績における付着力試験方法との比較

島根サイトと既工認実績における付着力試験方法を表1に示す。なお、参考に「JNES報告書」及び地盤工学会の「岩盤の原位置一軸引張り試験方法（JGS 3551-2020）」の試験方法も同表に示す。

表1 島根サイトと既工認実績における付着力試験方法の比較

サイト	試験体形状	接合面の凹凸の状態	レベルコンクリート		対象岩種等	標本数	
			圧縮強度(N/mm ²)	養生日数			
島根	直円柱 ^① (φ10 cm)	10mm 程度 ^②	18 ^③	7日 ^④	黒色頁岩, 凝灰岩	24 ^⑤ (1岩種当り12)	
既工認実績	高浜	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	27日	流紋岩	27
	大飯	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	28日	石英閃緑岩	19
	美浜	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	28日	花崗岩	15(現地)+25(室内)
	川内*1	直四角柱 (150 cm×150 cm)	木ごて仕上げ	15 30	62~68日 31~37日	レベルコンクリート 基礎コンクリート	3
参考	JNES 報告書	直四角柱 (10 cm×10 cm)	10~20mm 程度	15	28日	花崗岩, 砂岩, 凝灰岩	36(1岩種当り12)
		直四角柱 (150 cm×150 cm)	粗面(80mm 程度) 平滑面(20mm 程度)	15	28日	花崗岩	6(1水準当り3)
	地盤 工学会*3	直円筒, 直円柱, 直四角柱 (100~1000mm)	規定なし	規定なし	規定なし	軟岩から硬岩まで を対象	3以上

《既工認実績と異なる方法を採用した理由》

① コンクリートの充填性を考慮し試験体形状を直円柱とした。なお、地盤工学会の試験方法では直円柱も採用されている。

② 「JNES報告書」によると、「岩盤表面の凹凸状況の差が接合面の剥離性状にほとんど影響を及ぼしていないことが認められた。」とあることから、接合面の凹凸による付着力への影響は軽微であると考え10mm程度に設定した。

③ 市中生コンプラントで調達可能で最も低いF_c=18N/mm²とした。

④ 養生期間を短縮するため、早強コンクリート(調合材齢7日)を採用した。

⑤ 標本数は、土木学会指針に規定されている原位置における岩盤試験では、3ないし4個以上*2、地盤工学会の「岩盤の原位置一軸引張り試験方法（JGS 3551-2020）」では3個以上とされているが、試験結果を用いる施設の重要性及び圧縮試験と比較して結果のばらつきが大きいことを踏まえて、「JNES報告書」を参考に1岩種当り12個とし十分な標本数を確保した。

注：他サイトの情報等に係る記載内容については、公開資料を基に当社の責任において記載したものです。

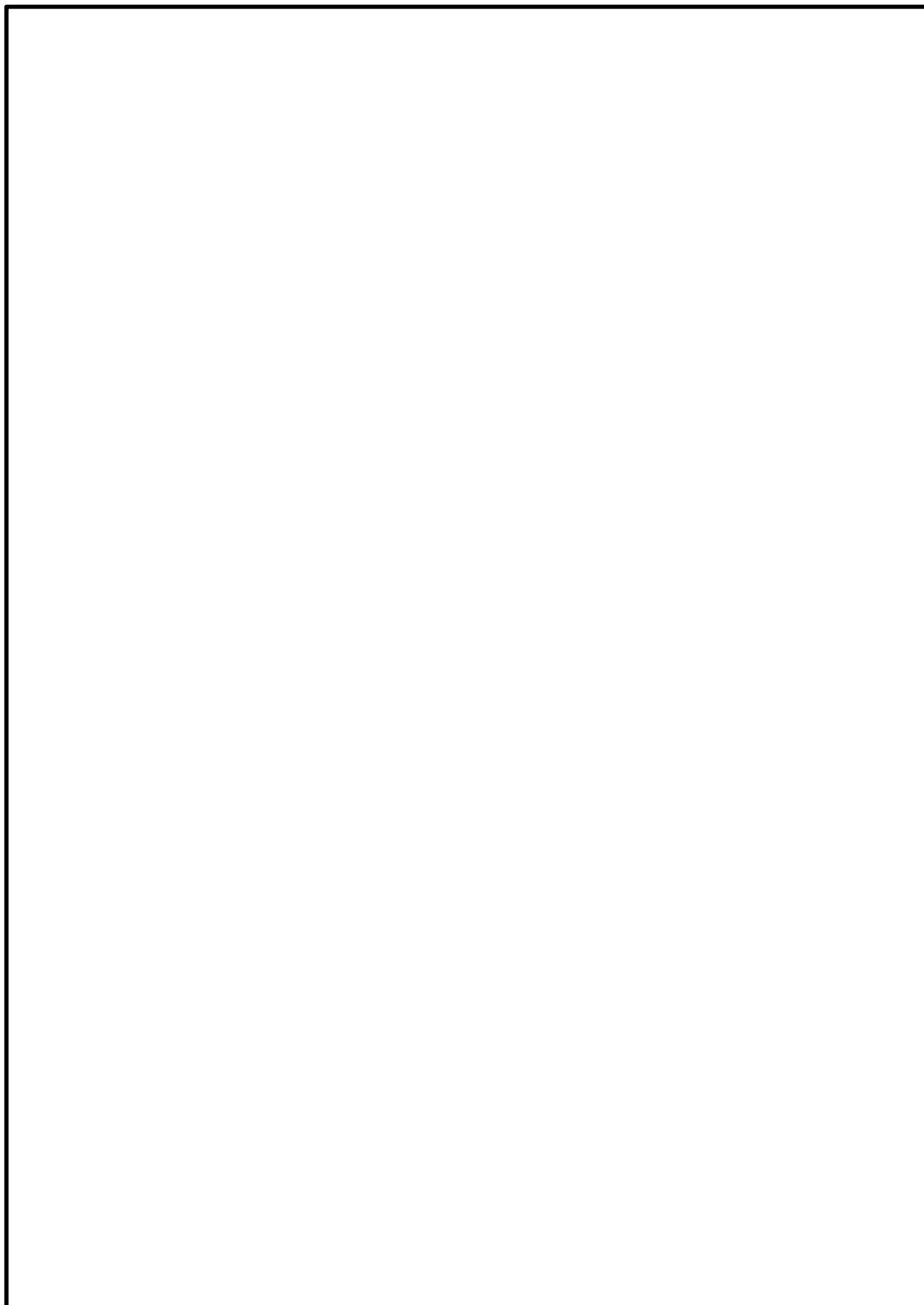
注記*1：「JNES報告書」のレベルコンクリートと基礎コンクリート間の付着力試験結果を用いている。

*2：土木学会指針に規定された試験の標本数（原位置岩盤の平板載荷試験：3個以上、原位置岩盤のせん断試験：4個以上、岩盤の孔内載荷試験：3点以上）

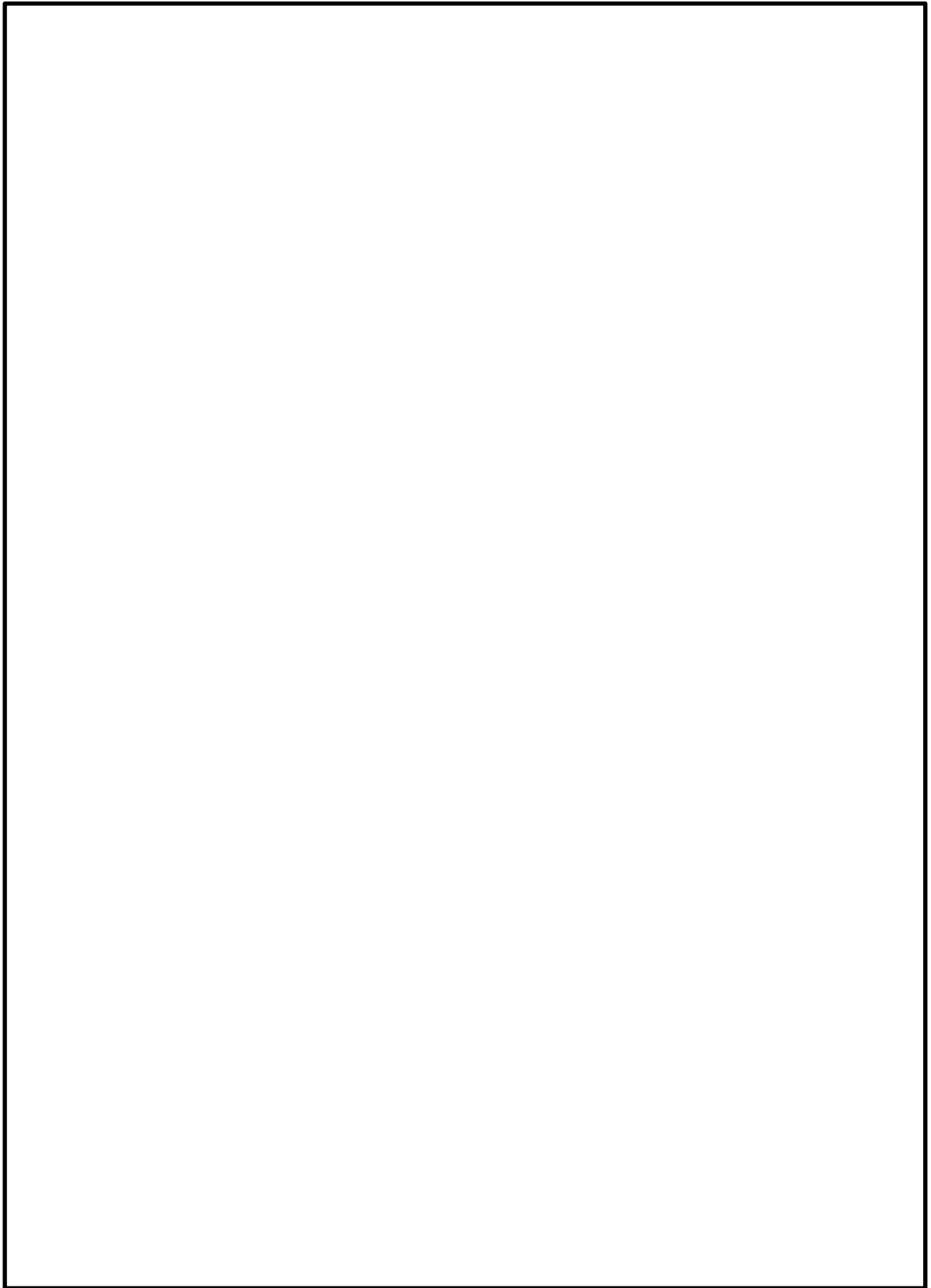
*3：地盤工学会の「岩盤の原位置一軸引張り試験方法（JGS 3551-2020）」について補足1に示す。

(補足 1)

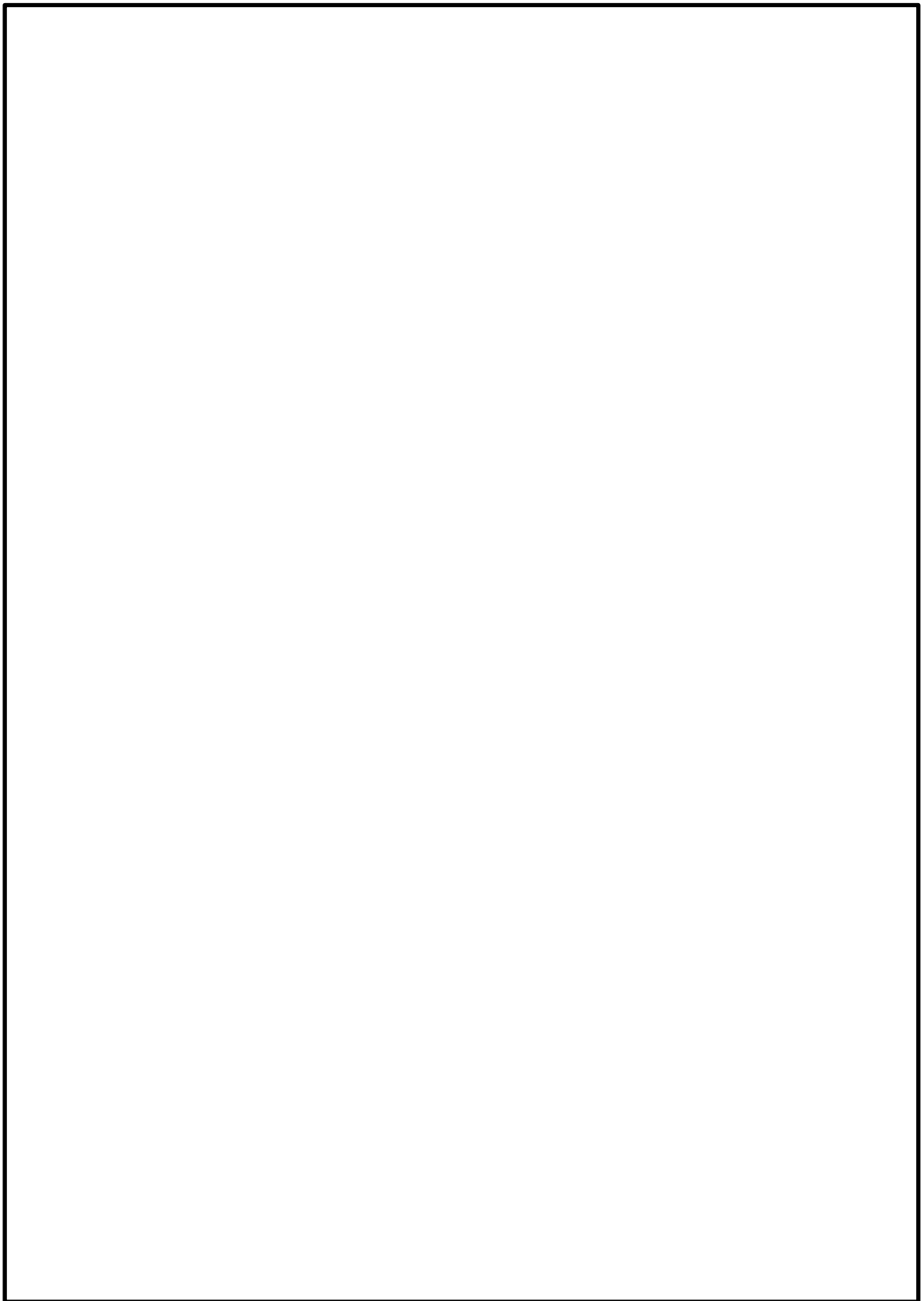
地盤工学会の試験方法「岩盤の原位置一軸引張り試験方法 (J G S 3 5 5 1 -2020)」
について



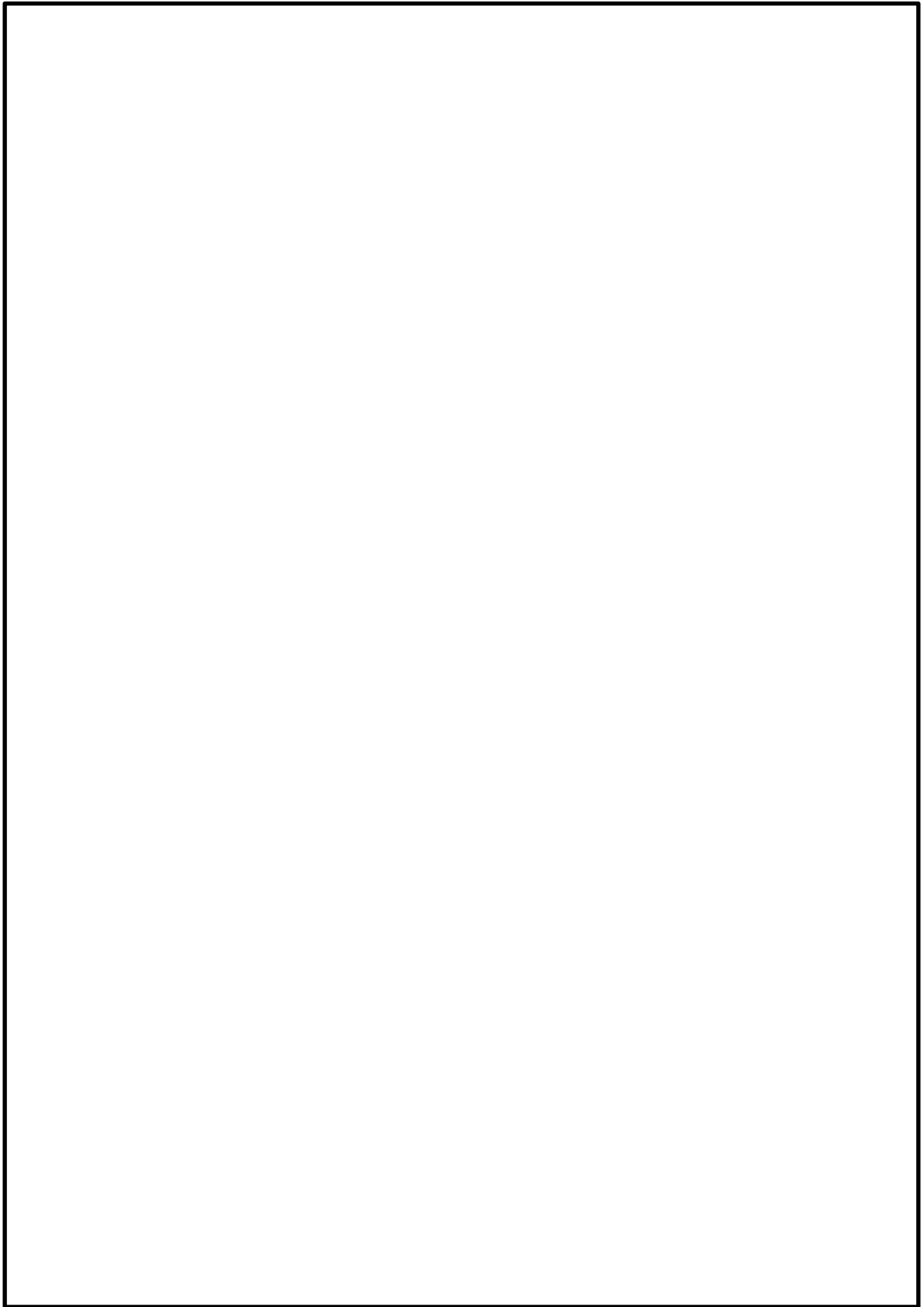
添 1-2



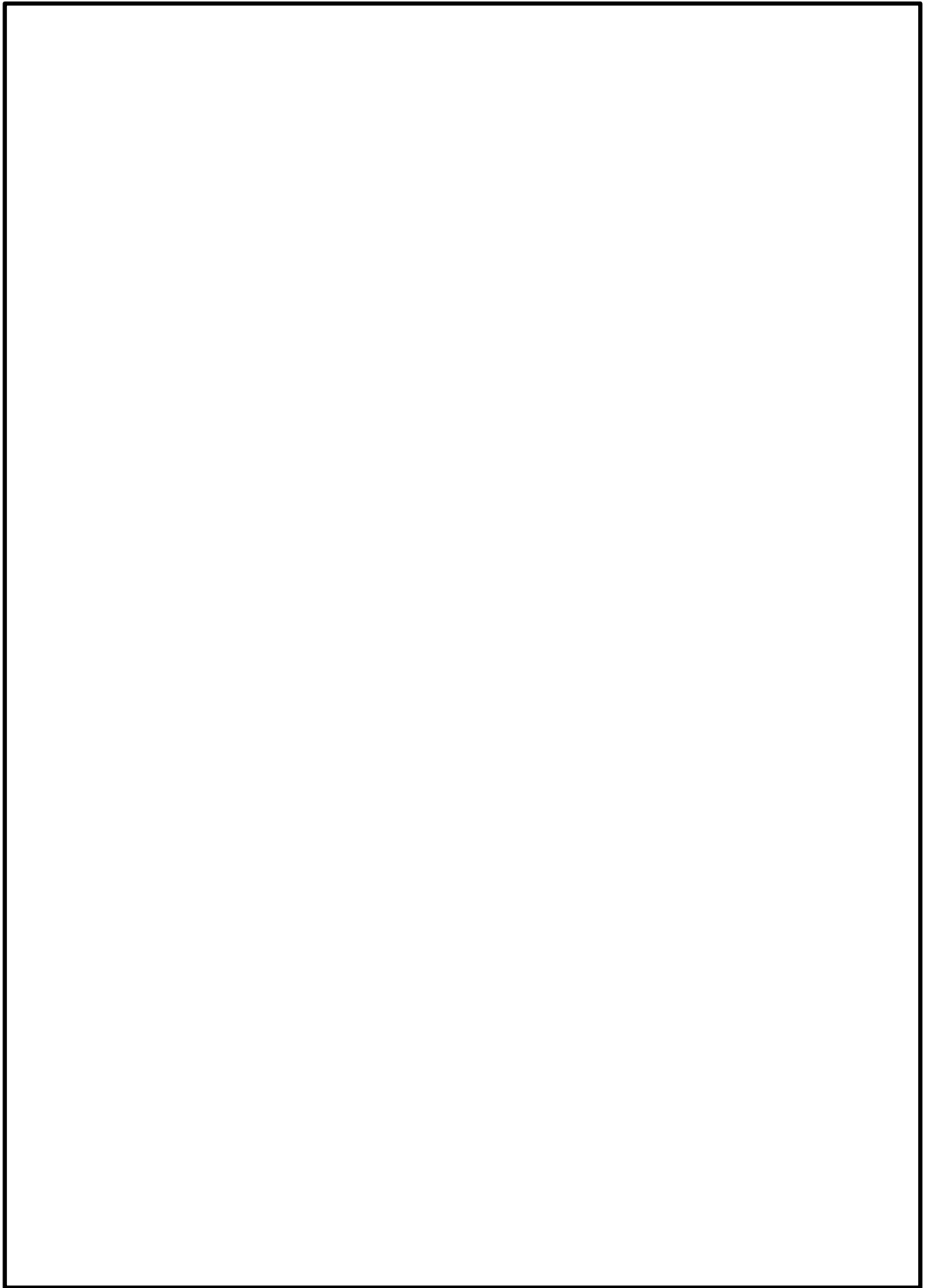
添 1-3



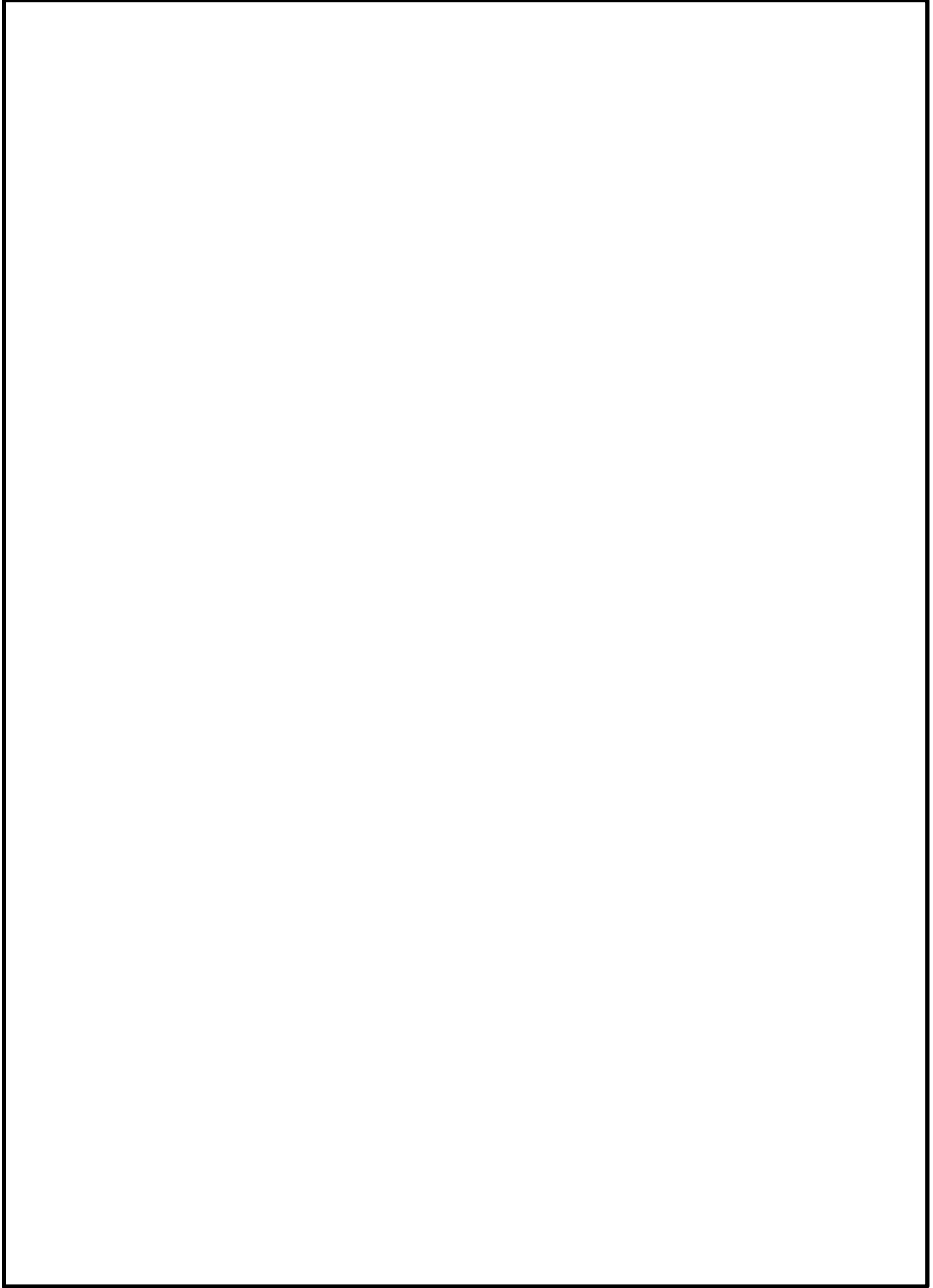
添 1-4

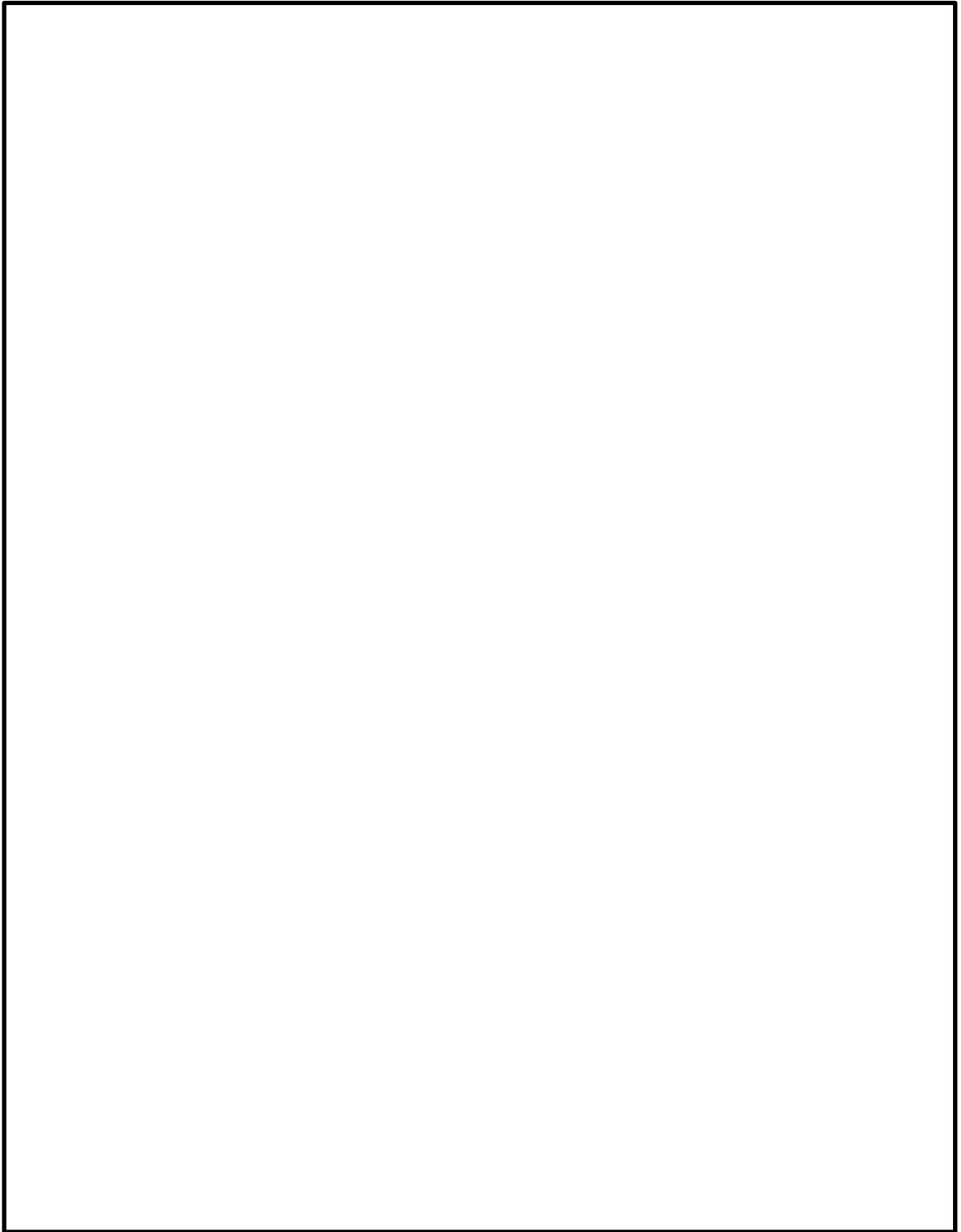


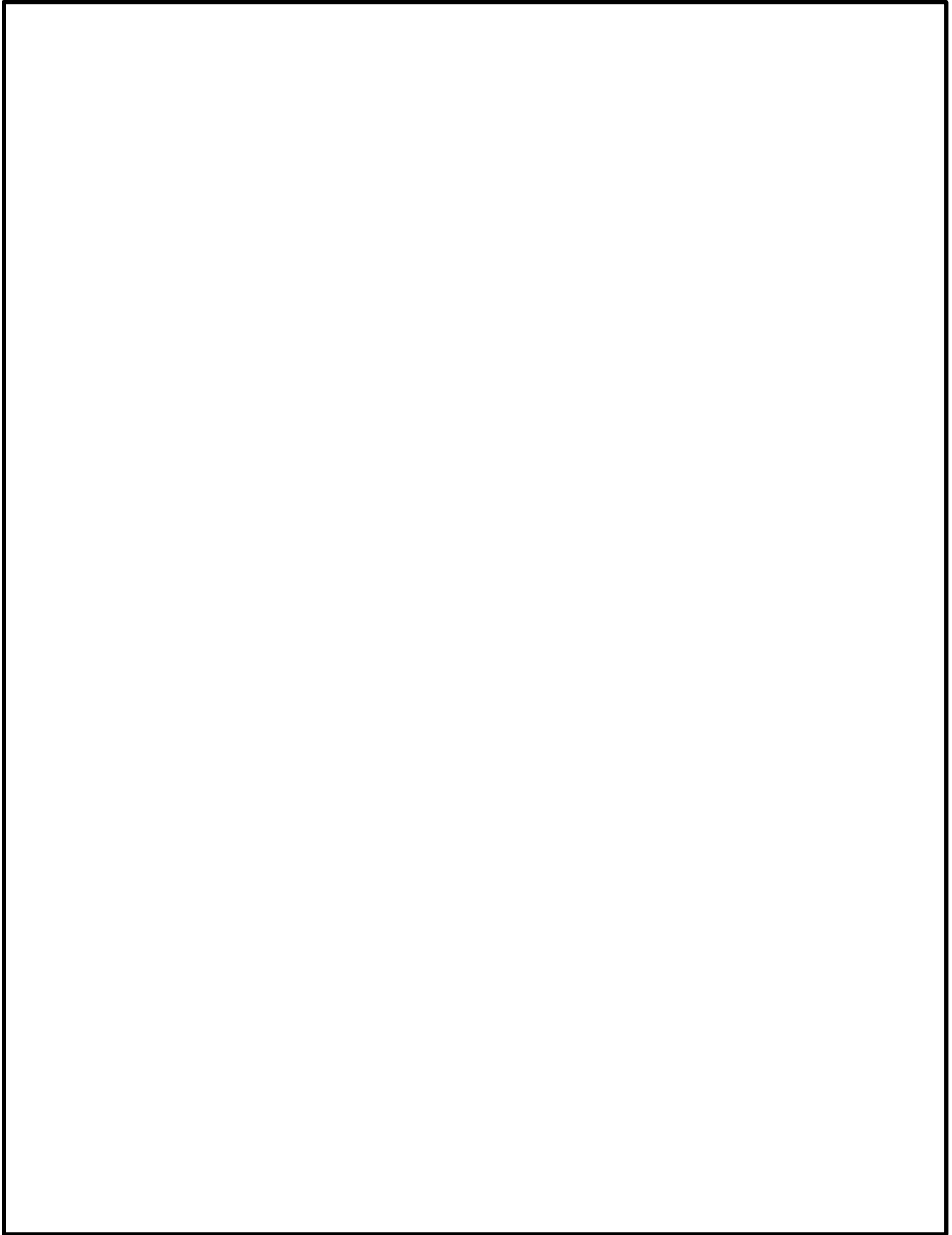
添 1-5



添 1-6







岩盤-レベルコンクリート間における付着力試験実施後の破断面について

1. 概要

岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験実施後の破断面の写真及びスケッチ図に基づき考察を行う。

2. 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験実施後の破断面の状況

図2-1, 図2-2に黒色頁岩-レベルコンクリート間及び凝灰岩-レベルコンクリート間における付着力試験後の破断面の状況（写真及びスケッチ図）を示す。

岩種に関わらず、岩盤面には薄いコンクリートの層が広く付着しているが、破断位置はいずれも岩盤とレベルコンクリートの境界面であったことから、試験値は岩盤とレベルコンクリート間の付着力を示しているといえる。

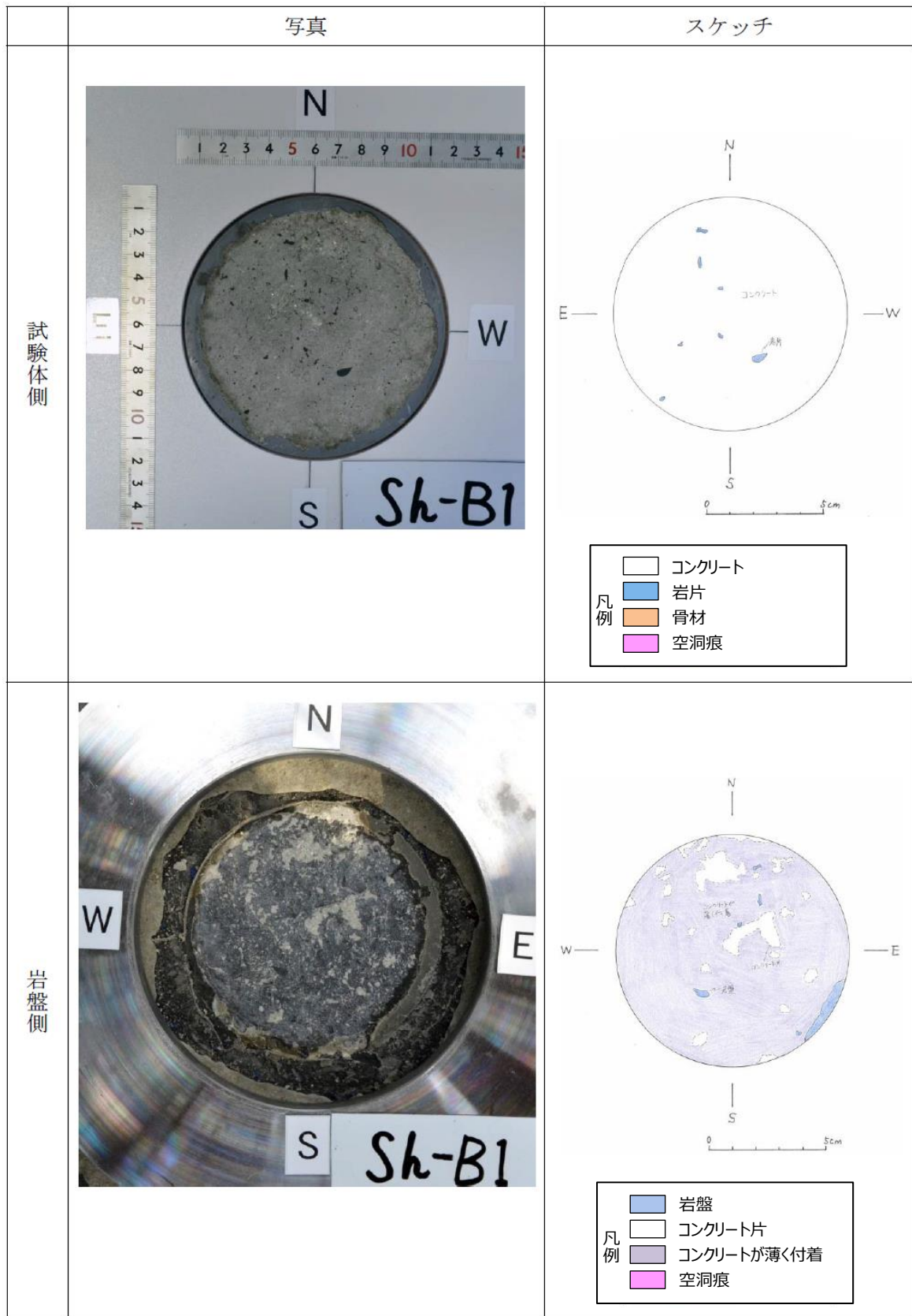


図 2-1 (1) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

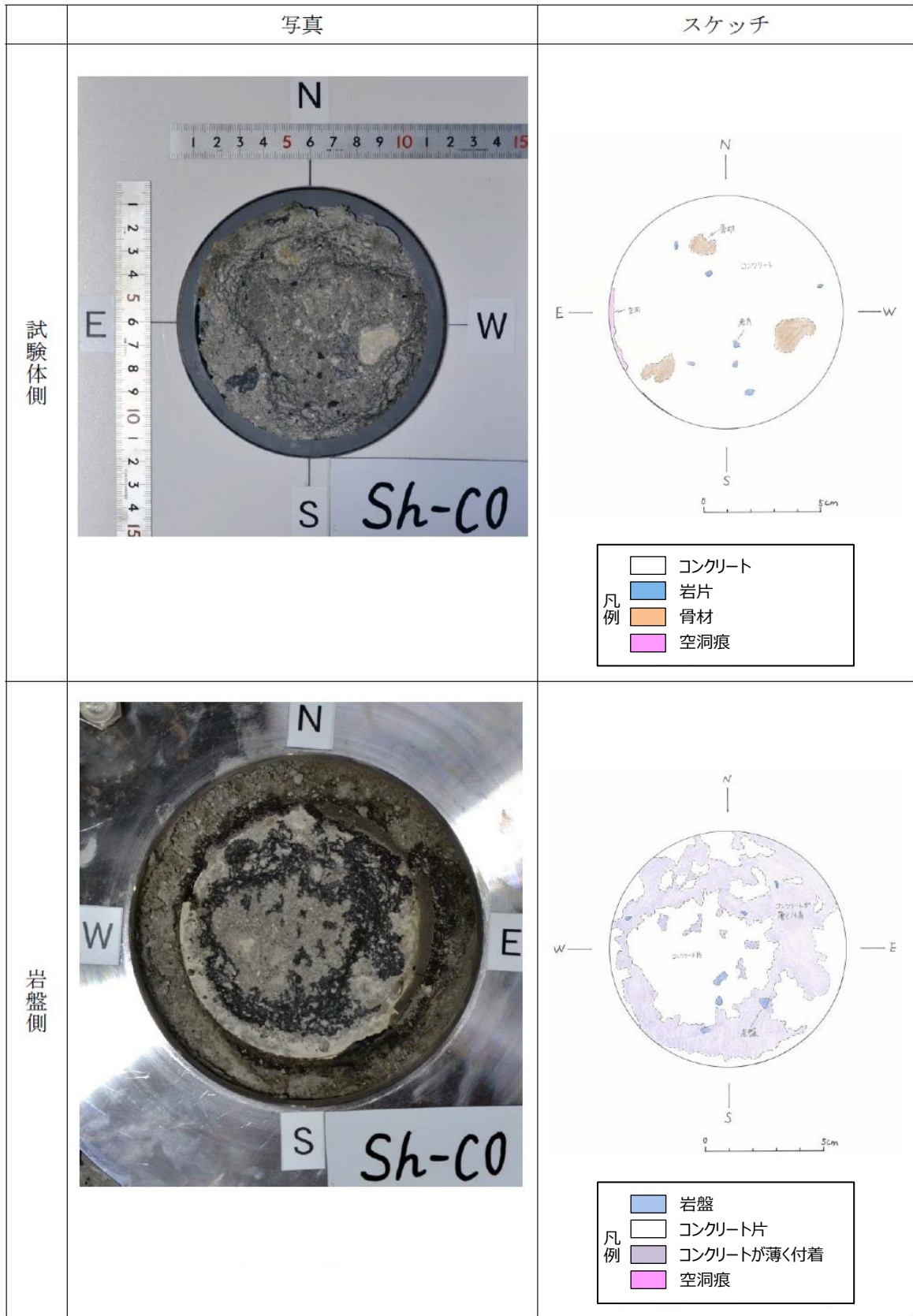


図 2-1 (2) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

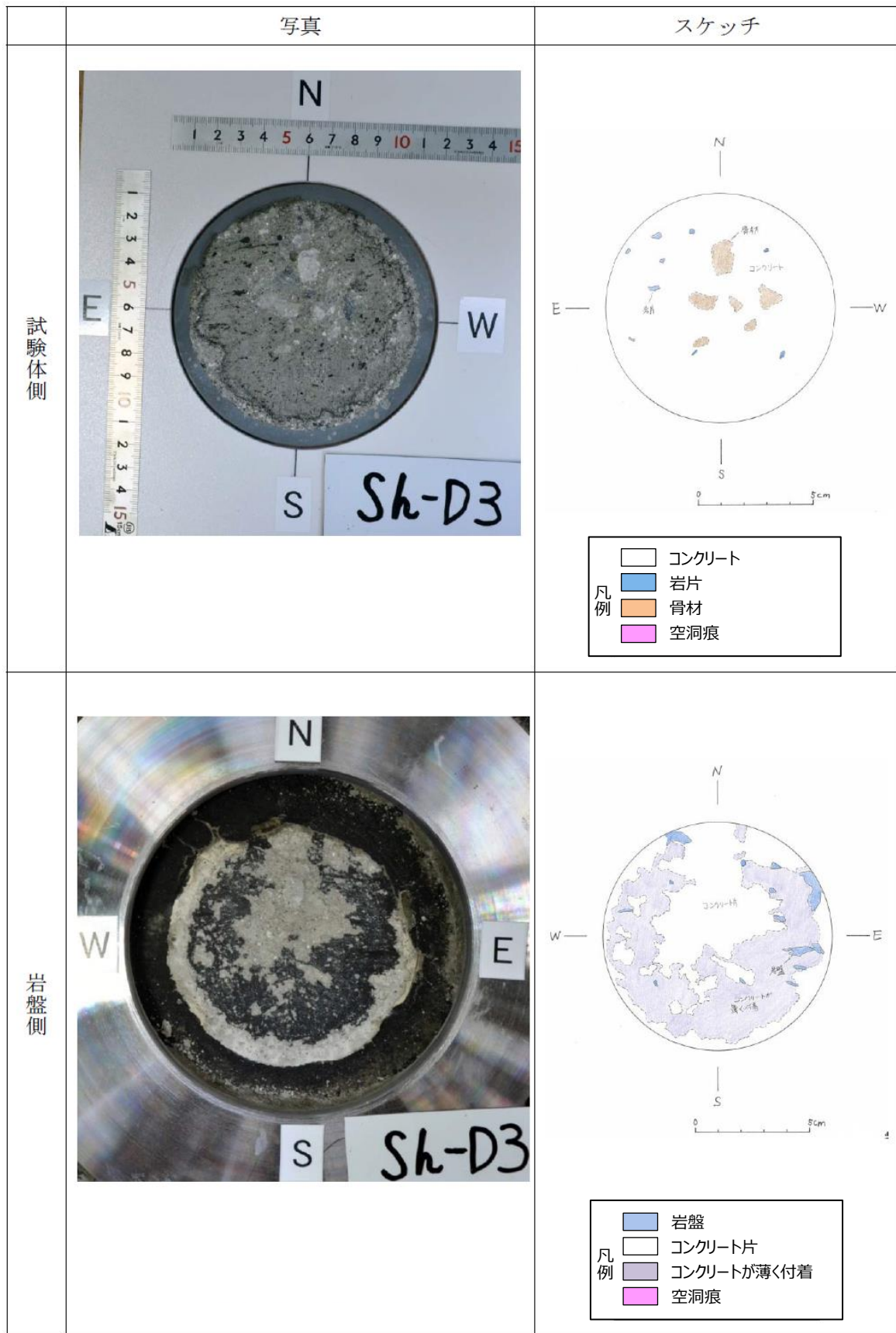


図 2-1 (3) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

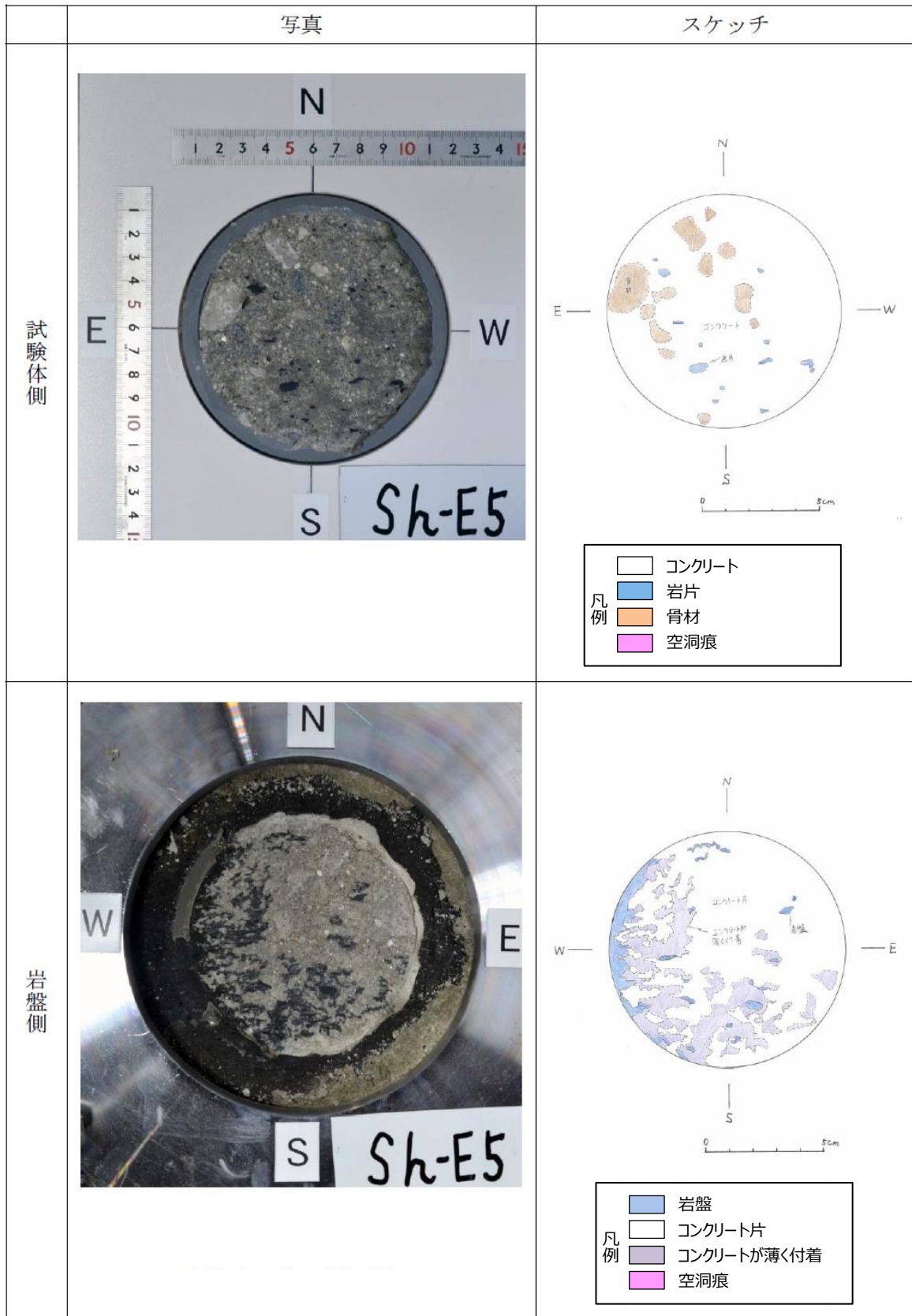


図 2-1 (4) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

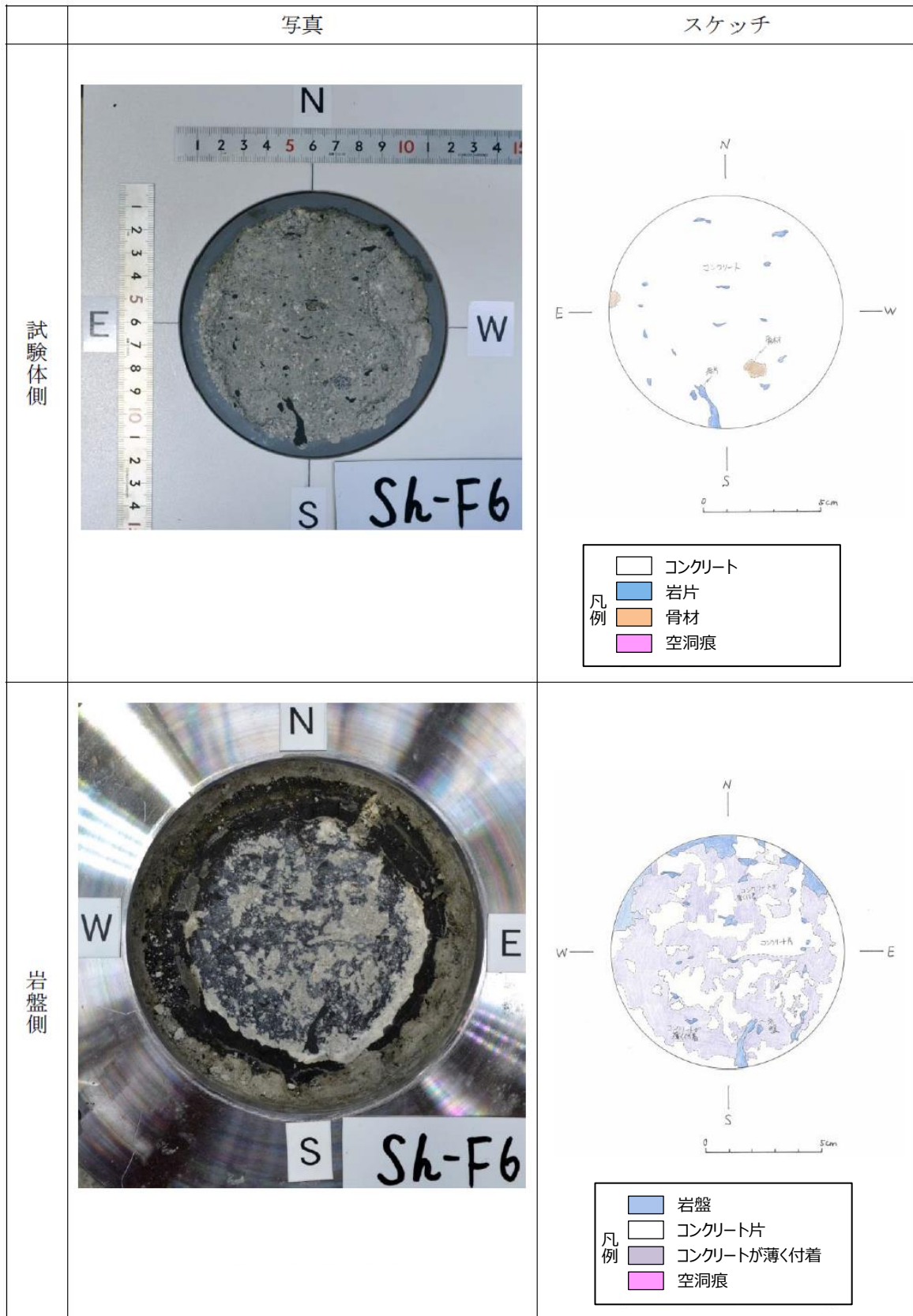


図 2-1 (5) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

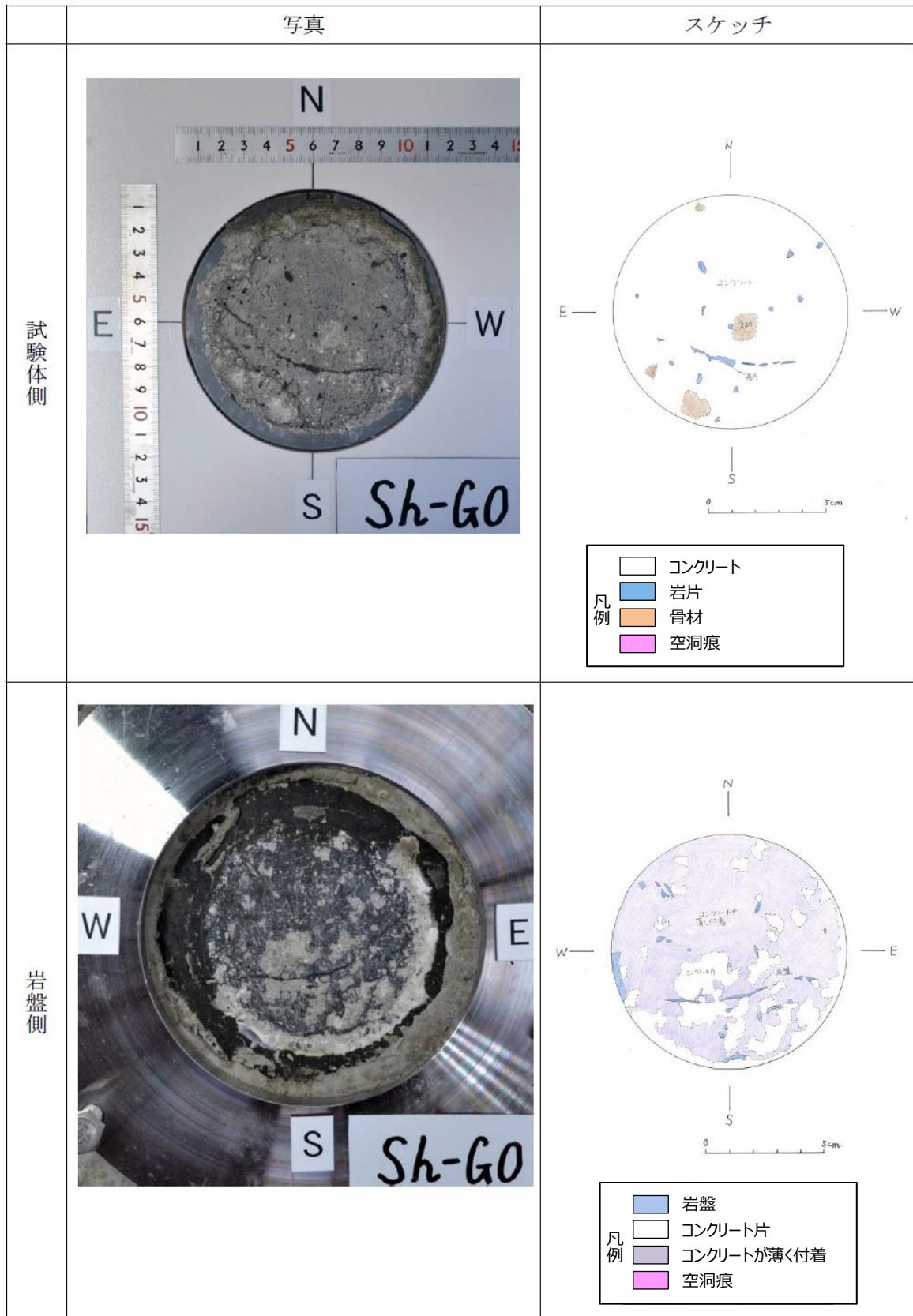


図 2-1 (6) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-1 (7) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> コンクリート 岩片 骨材 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 岩盤 コンクリート片 コンクリートが薄く付着 空洞痕

図 2-1 (8) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-1 (9) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

図 2-1 (10) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

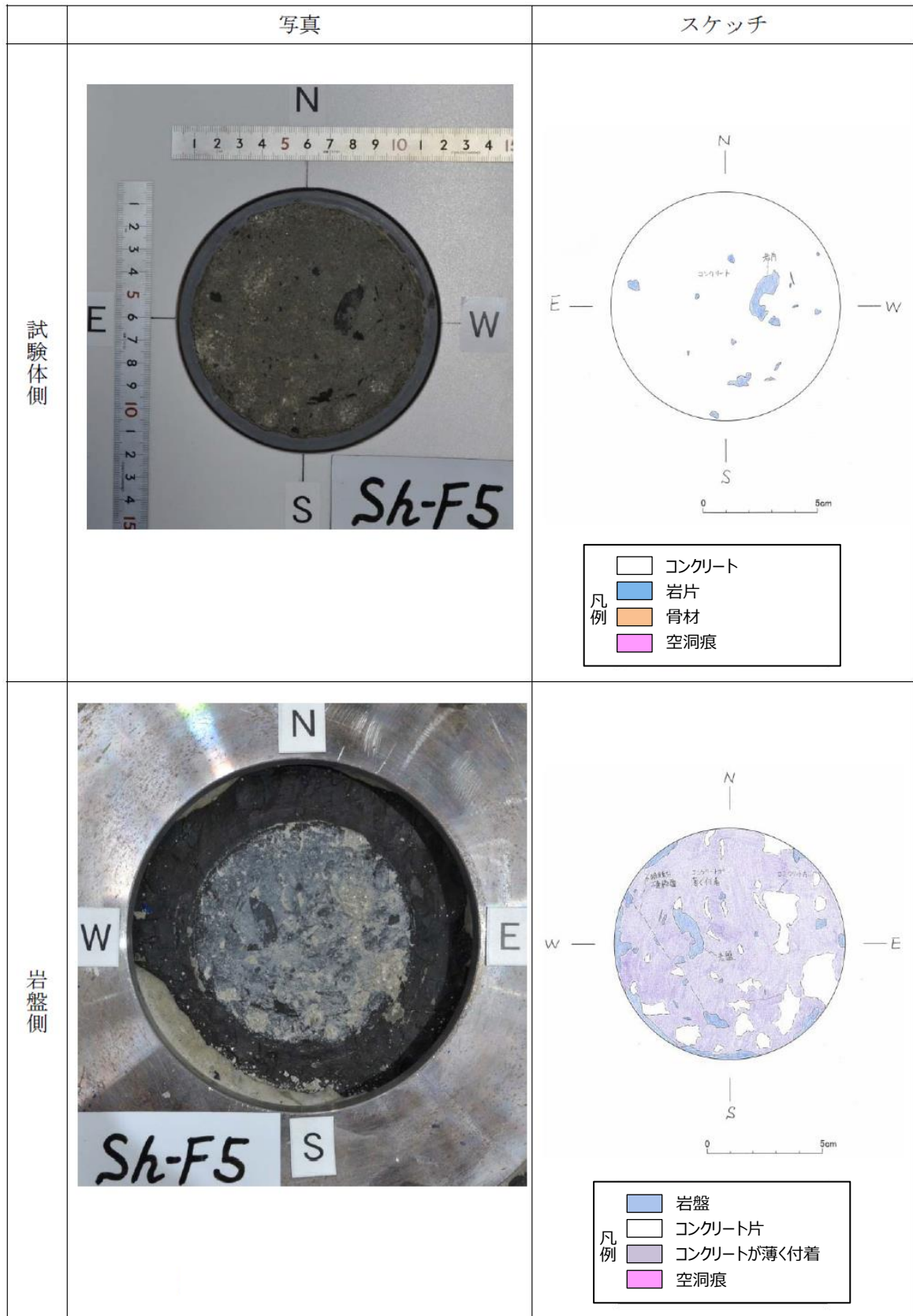


図 2-1 (11) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

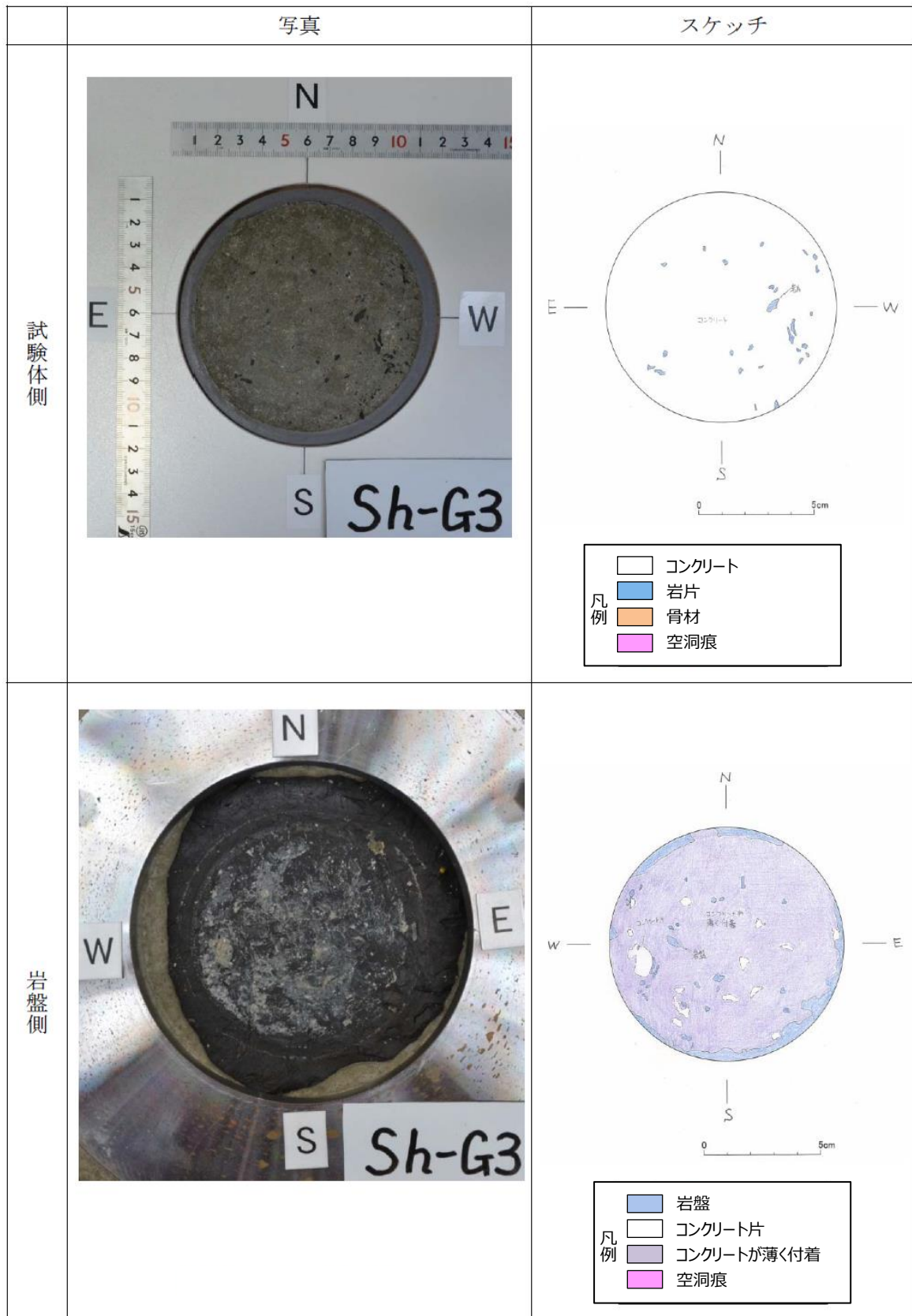


図 2-1 (12) 付着力試験後の破断面の状況
(黒色頁岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

図 2-2 (1) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く付着 ■ 空洞痕

図 2-2 (2) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> □ コンクリート ■ 岩片 ■ 骨材 ■ 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 岩盤 □ コンクリート片 ■ コンクリートが薄く附着 ■ 空洞痕

図 2-2 (3) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-2 (4) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

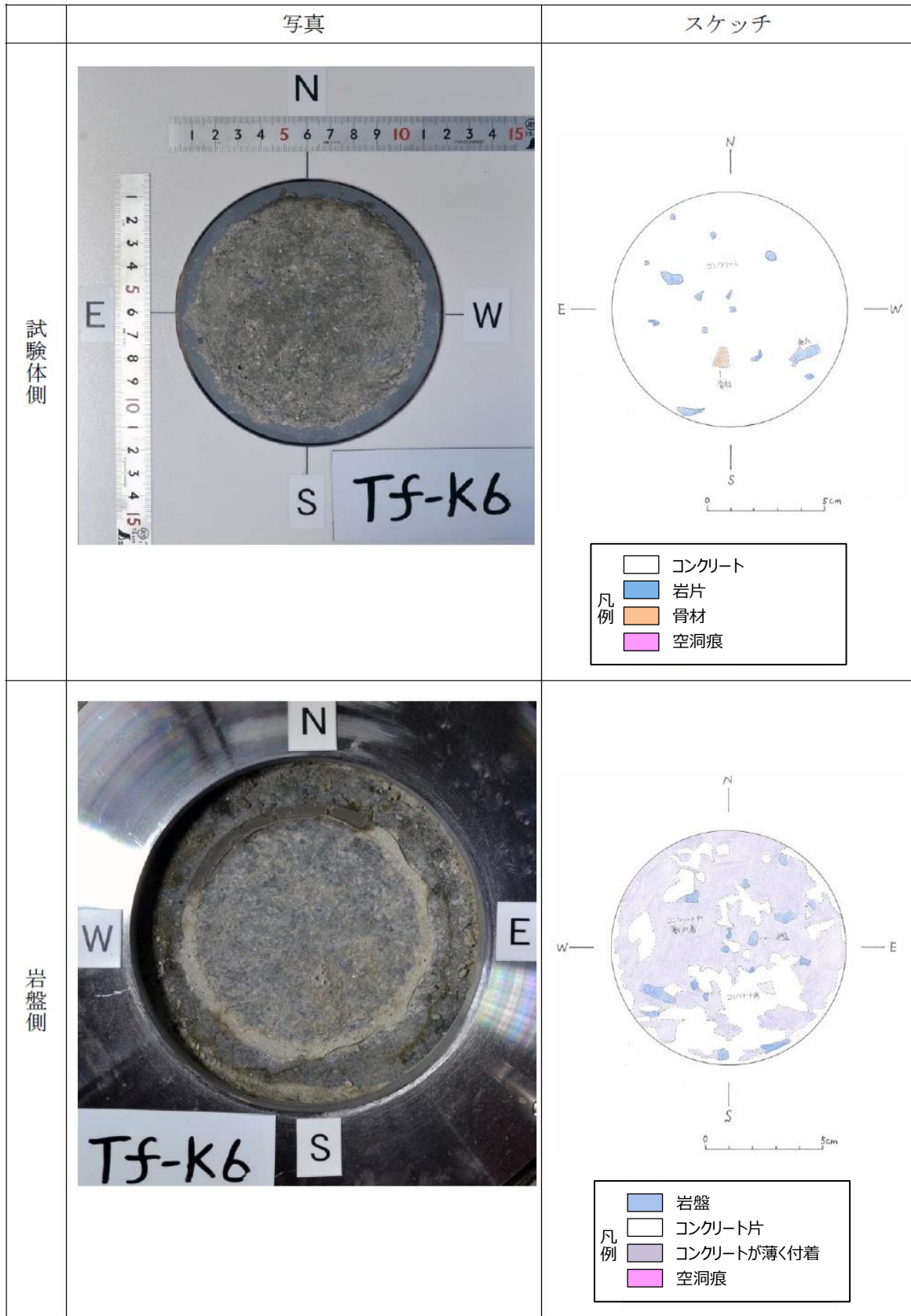


図 2-2 (5) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

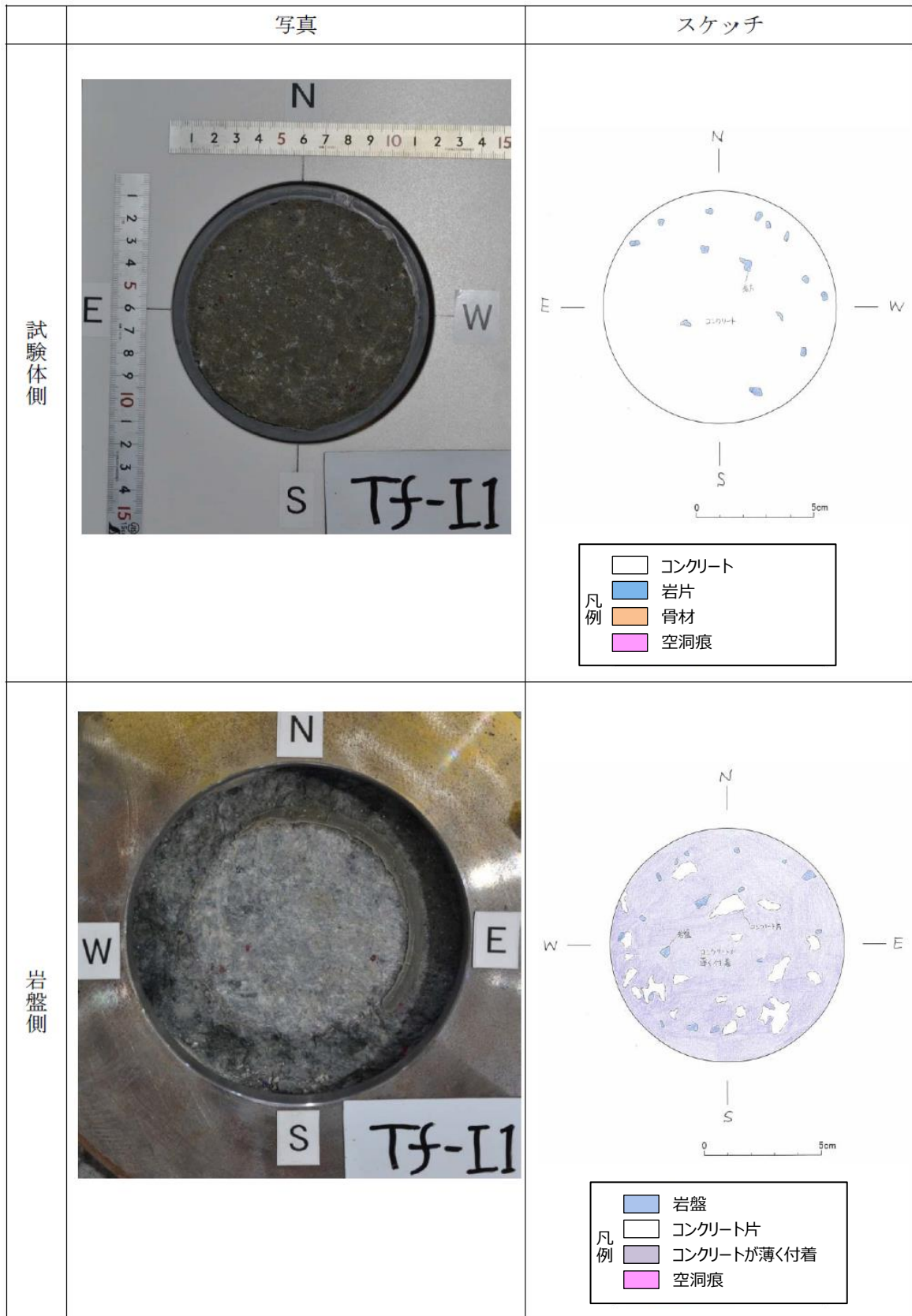


図 2-2 (6) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-2 (7) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-2 (8) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-2 (9) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		
岩盤側		

図 2-2 (10) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

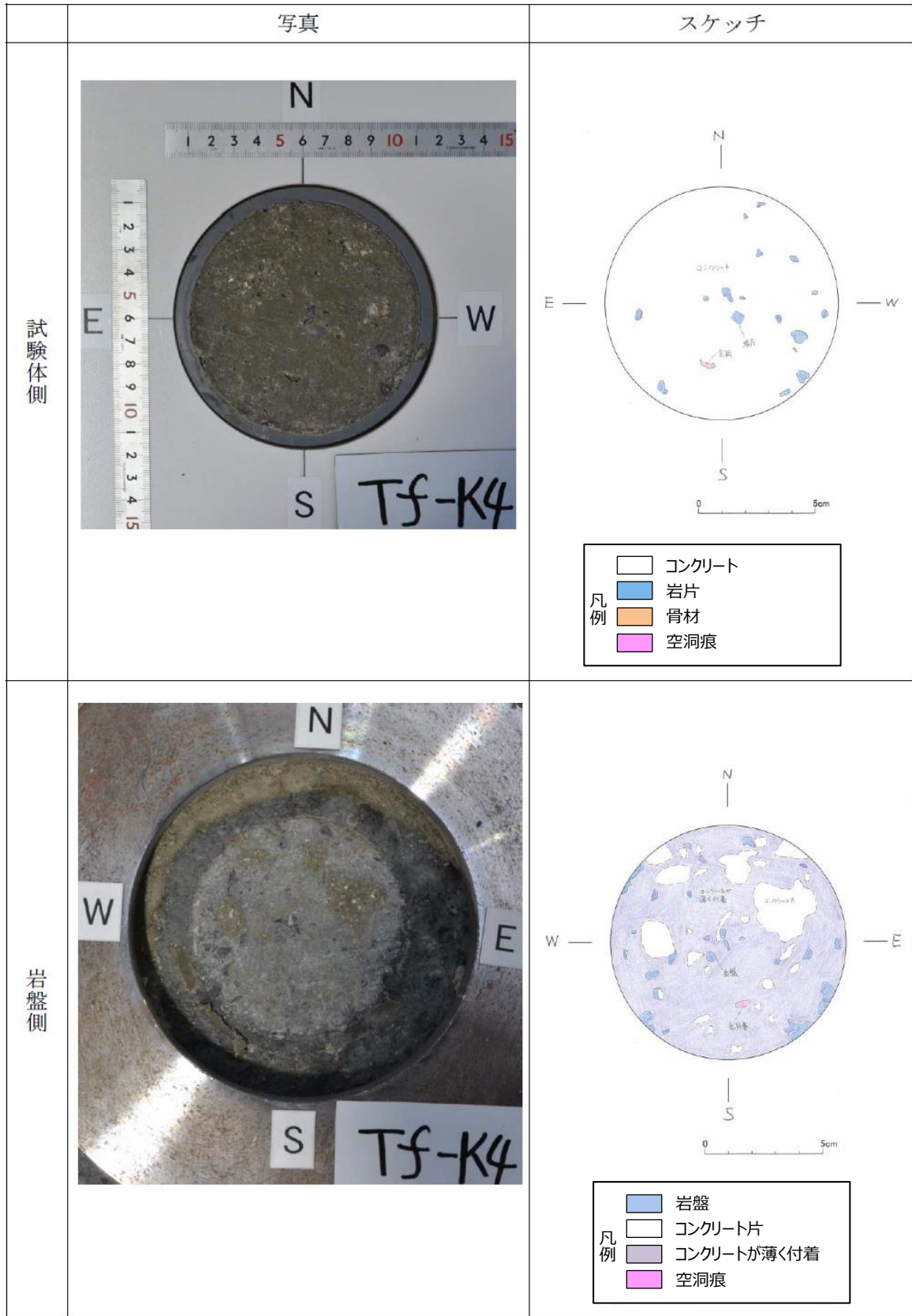


図 2-2 (11) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

	写真	スケッチ
試験体側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> コンクリート 岩片 骨材 空洞痕
岩盤側		<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 岩盤 コンクリート片 コンクリートが薄く付着 空洞痕

図 2-2 (12) 付着力試験後の破断面の状況
(凝灰岩-レベルコンクリート)

設定付着力に関する統計的な考察について

1. 概要

今回設定した付着力について統計的な観点も含めた考察を行う。

2. 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験結果と設定付着力の関係

図2-1に岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験結果と設定付着力の関係を示す。

設定付着力 (0.40N/mm^2) は、平均値の小さい黒色頁岩の平均値 (0.81N/mm^2) に対して -1.58σ に相当する。参考として、凝灰岩の平均値 (1.15N/mm^2) に対して -3.13σ ，黒色頁岩と凝灰岩を合わせた全体の平均値 (0.98N/mm^2) に対して -1.93σ となる。

なお、試験結果のばらつきについて、岩種毎に評価した場合は試験によるものであるが、岩盤全体として評価した場合には試験によるものと岩種の違いによるものが含まれている。

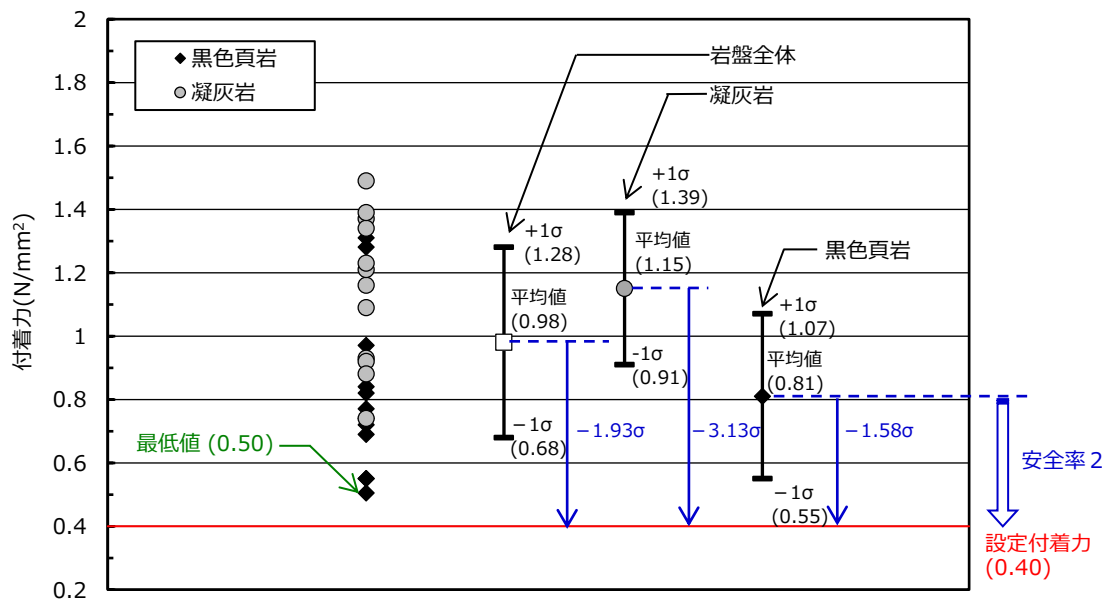


図 2-1 岩盤-レベルコンクリート間の付着力試験の結果と設定付着力の関係

既工認実績における設定付着力との比較

島根サイトと既工認実績における設定付着力の比較を表1に示す。

島根サイトの建物直下地盤は主に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層から構成されており、実際の建物直下地盤における黒色頁岩と凝灰岩の構成割合を定量的に確認できないこと、建物毎でその構成割合が異なることから、付着力の設定には、岩盤全体の平均値(0.98N/mm²)ではなく、保守的に値の小さい黒色頁岩の平均値(0.81N/mm²)に基づき設定した。また、物性値のばらつき、原位置試験の不確実性を踏まえて、平均値をそのまま用いるのではなく、保守性を考慮し、平均値に2倍の安全率を考慮し、かつ試験結果の最低値を下回るよう設定した。

よって、島根サイトの設定付着力は、岩盤全体の平均値(0.98N/mm²)に対して2.5倍程度、岩種毎に見れば2.0~2.9倍の余裕があることから、既工認実績と比較しても試験結果に対して十分な保守性を考慮した値である。

なお、安全率については、一般的な地盤に関する安全率として、基礎地盤の許容支持力度の例を挙げると、短期許容支持力度は極限支持力度に対して1.5倍の安全率を考慮している。一方で、建物基礎底面と地盤の付着力を考慮した設計においては、適用例も少ないことからデータの信頼性を鑑みて、十分な保守性を確保している。

表1 島根サイトと既工認実績における設定付着力の比較

サイト	建物	採用する地震 応答解析モデル (基礎浮上り評価法)	付着力の設定					
			試験の 平均値 (N/mm ²)	試験の 最小値 (N/mm ²)	設定 付着力 (N/mm ²)	安全率*4	保守性の考え方等	
島根	廃棄物処理建物	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル*1	0.98 (全体) 1.15 (凝灰岩)	0.50	0.40	2.5 (全体) 2.9 (凝灰岩) 2.0 (黒色頁岩)	2種の岩種のうち平均値の小さい黒色頁岩の平均値に対して2倍の安全率を考慮するとともに最小値0.50を下回るよう設定	
	制御室建物	SRモデル*2 (浮上り線形地震応答解析)	0.81 (黒色頁岩)					
既工認実績	高浜	中間建屋	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル*1	0.92	0.55	0.3	3.1	平均値に対して十分な余裕を考慮するとともに最小値0.55を下回るよう設定
	大飯	制御建屋	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル*1	0.71	0.44	0.3	2.4	平均値に対して十分な余裕を考慮するとともに最小値0.44を下回るよう設定
	美浜	原子炉建屋	ジョイント要素を用いた3次元FEMモデル*1	0.91	0.57	—	—	補足説明資料において工認ケースとの比較ケース(側面回転ばね非考慮モデル)に平均値(0.91N/mm ²)を設定*3
	川内	ディーゼル建屋, 主蒸気管室建屋	基礎固定モデル*2	0.63	0.50	0.18 (必要付着力)	—	「JNES報告書」のレベルコンクリートと基礎コンクリート間の試験結果の平均値(0.6N/mm ²)と比較

注：他サイトの情報に係る記載内容については、公開資料を基に当社の責任において記載したものです。

注記*1：ジョイント要素に付着力を考慮。

*2：基礎浮上りが発生しないために必要な付着力が設定付着力を超えないことを確認。

*3：工認ケースにおいては、付着力を考慮していない。

*4：試験の平均値/設定付着力により算定。

試験地盤と建物直下地盤の同等性について

1. 概要

試験地盤は、建物直下地盤から離れているため、両者の同等性を確認し試験地盤における付着力試験結果を基に設定した付着力を建物直下地盤に適用することの妥当性を以下に示す。

2. 検討方法

試験地盤と建物直下地盤の同等性について、地質・地質構造の観点から比較を行う。また、参考に岩盤物性の観点からも比較を行う。

試験地盤と建物直下地盤の同等性確認の流れを図2-1に示す。

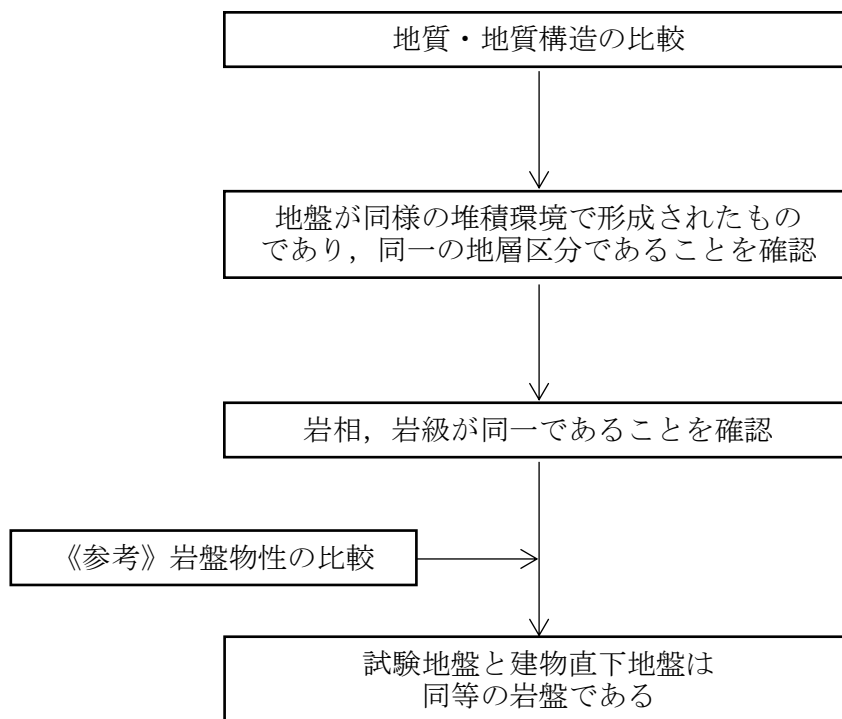


図2-1 試験地盤と建物直下地盤の同等性確認の流れ

3. 試験地盤と建物直下地盤の地質・地質構造の比較

3.1 敷地地盤について

敷地地盤における地質断面図を図3-1に示す。また、2号機エリア（1号機エリア含む）及び3号機エリアの地質・地質構造を参考資料-1に示す。

敷地地盤は、新第三紀中新世の堆積岩類から成る成相寺層と貫入岩類から構成されており、2号機及び3号機原子炉建物基礎地盤周辺は北に向かって約10～30°傾斜している。

これまでのボーリング調査の結果、成相寺層中において、連続性の高い堆積層（フローユニット）が、2号機エリア（1号機エリア含む）から3号機エリアまで連続していることを確認しており、試験地盤及び建物直下地盤を構成する地質は、いずれもこの連続性の高い堆積層の上位に位置し、同一の「下部頁岩部層」に区分される。

このことから、試験地盤及び建物直下地盤の地質は、同様の堆積環境で形成されたものであり、岩相及び岩種が同一であれば、両者の岩盤は同等であると判断する。

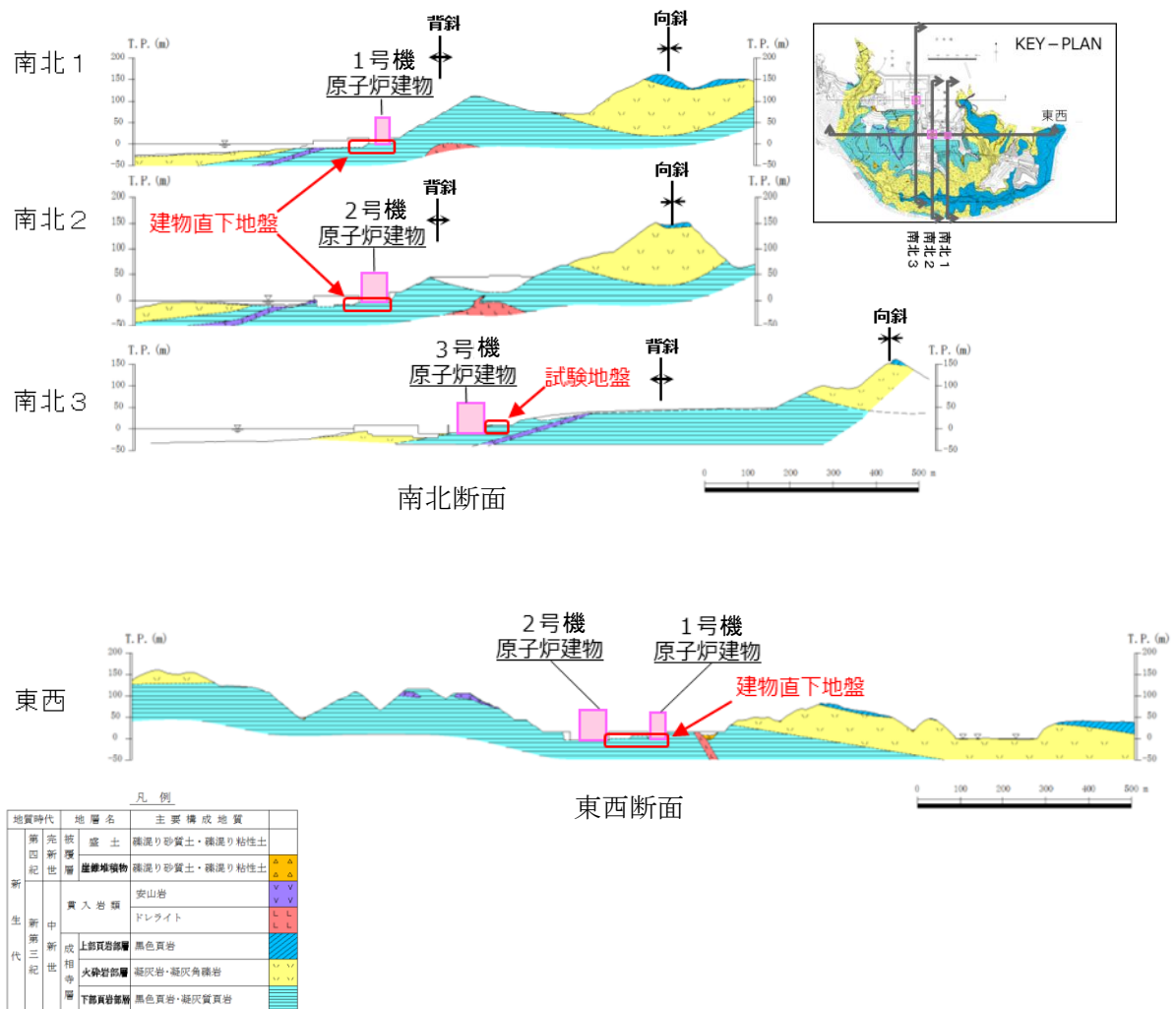


図3-1 敷地地盤における地質断面図

3.2 試験地盤と建物直下地盤の岩相及び岩級について

試験地盤と建物直下地盤の岩相及び岩級の比較を行う。

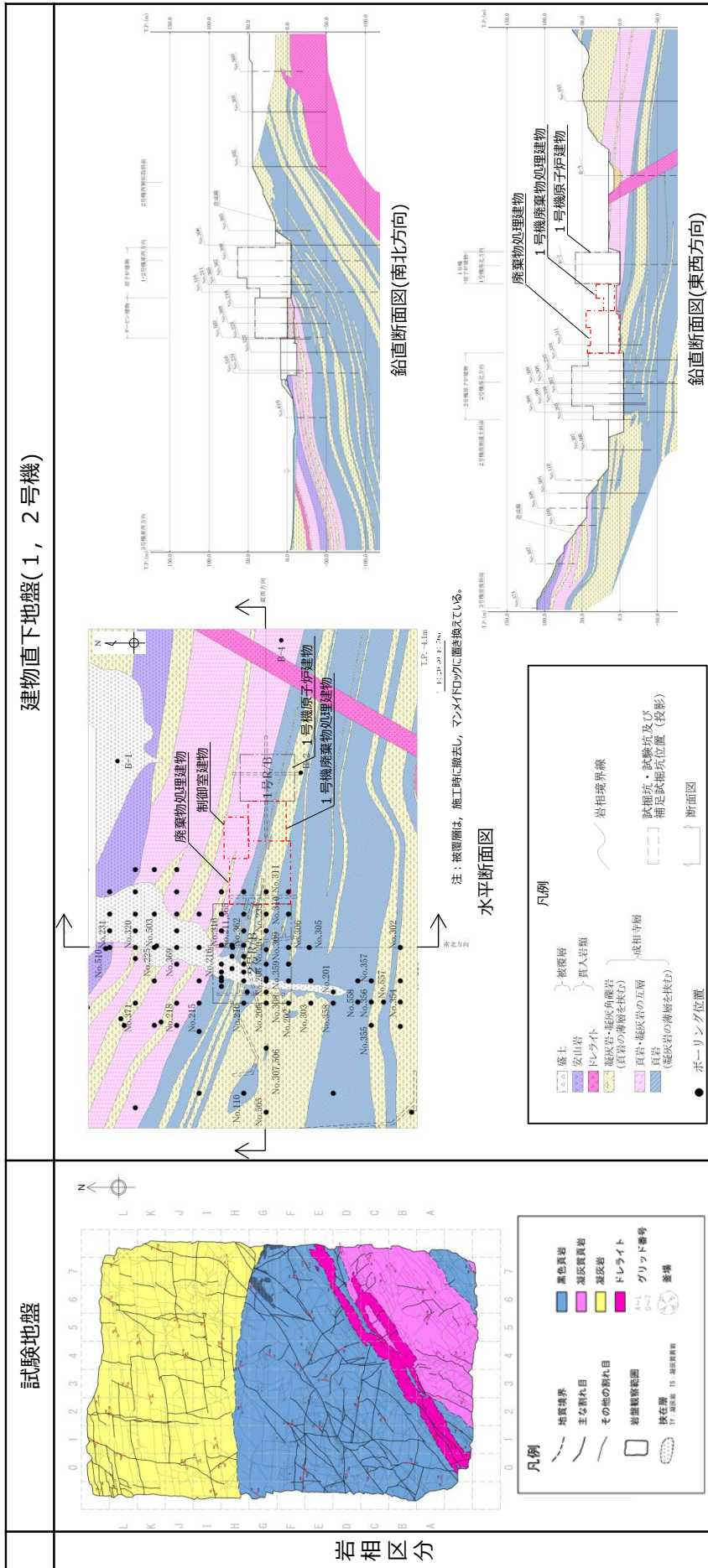
(1) 岩相の比較

試験地盤と建物直下地盤における岩相の比較を図 3-2 に示す。

試験地盤は黒色頁岩及び凝灰岩で構成されており、建物直下地盤は試験地盤と同様に黒色頁岩、凝灰岩及びこれらの互層が広く分布している。

また、試験地盤が局所的であるため、試験地盤を含む建物直下地盤（3号機）及び原子炉建物南側に隣接する原子炉建物南側地盤における岩相区分の比較を行う。図 3-3 にそれぞれの地盤における岩相区分及び位置関係を示す。

いずれの地盤においても主に黒色頁岩及び凝灰岩から構成されている。



試験地盤と建物直下地盤の岩相区分の対応

試験体	試験地盤	建物直下地盤(1, 2号機)
凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩・凝灰角礫岩 (頁岩の薄層を挟む)
黑色頁岩	黑色頁岩	頁岩
凝灰質頁岩	凝灰質頁岩	頁岩・凝灰岩の互層

図 3-2 試験地盤と建物直下地盤における岩相の比較

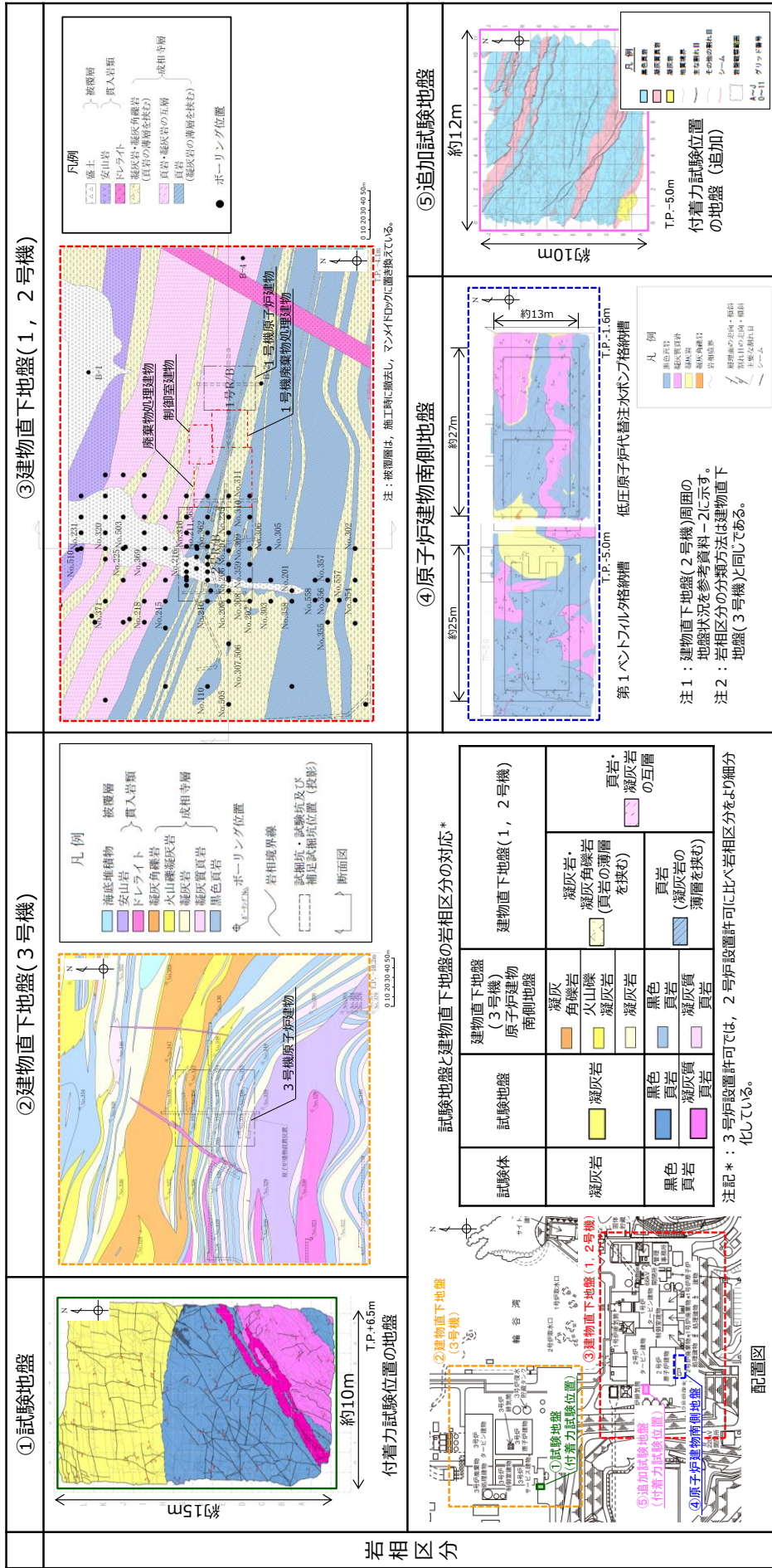


図 3-3 試験地盤と建物直下地盤における岩相区分の比較及び位置関係

(2) 岩級の比較

試験地盤と建物直下地盤における岩級区分の比較を図 3-4 に示す。

試験地盤における岩級は主に CH 級であり、建物直下地盤における岩級は試験地盤と同様に主に CH 級である。

また、試験地盤が局所的であるため、試験地盤を含む建物直下地盤（3 号機）及び原子炉建物南側に隣接する原子炉建物南側地盤における岩級区分の比較を行う。図 3-5 にそれぞれの地盤における岩級区分及び位置関係を示す。

いずれの地盤においても岩級は主に CH 級である。

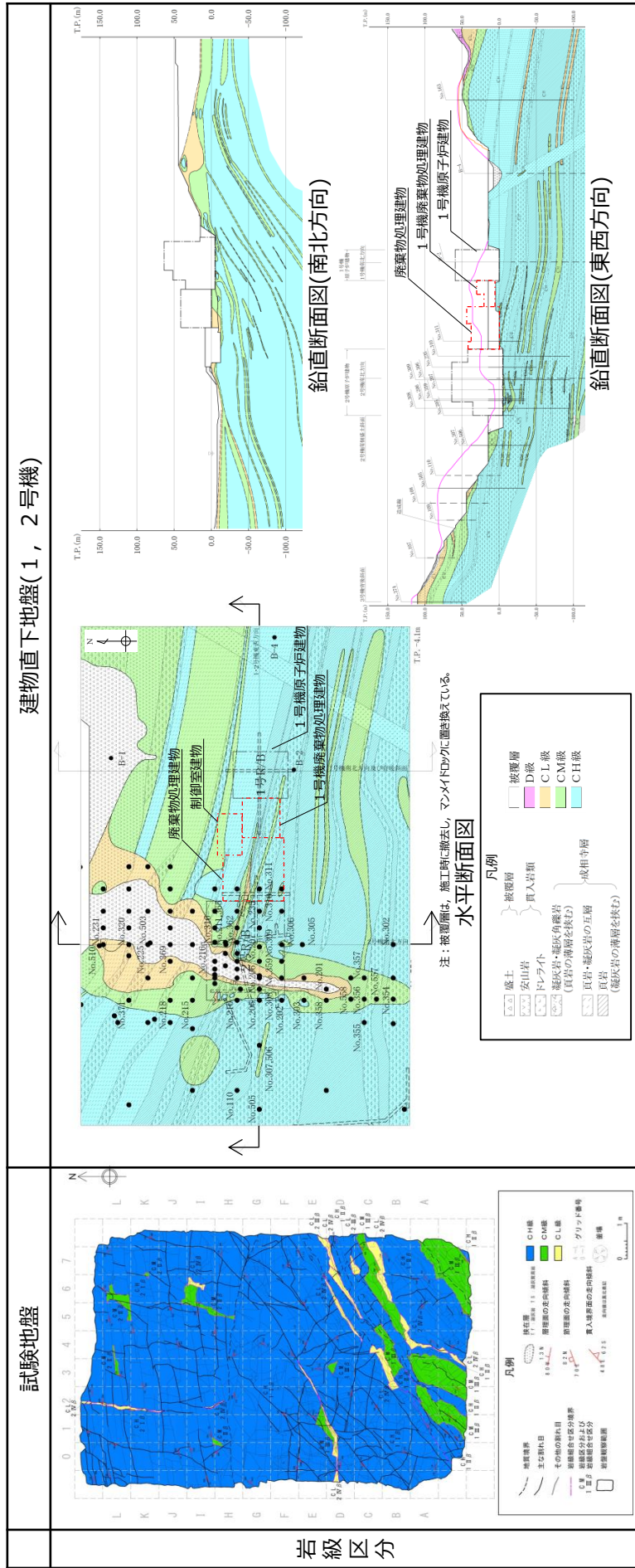


図3-4 試験地盤と建物直下地盤における岩級の比較

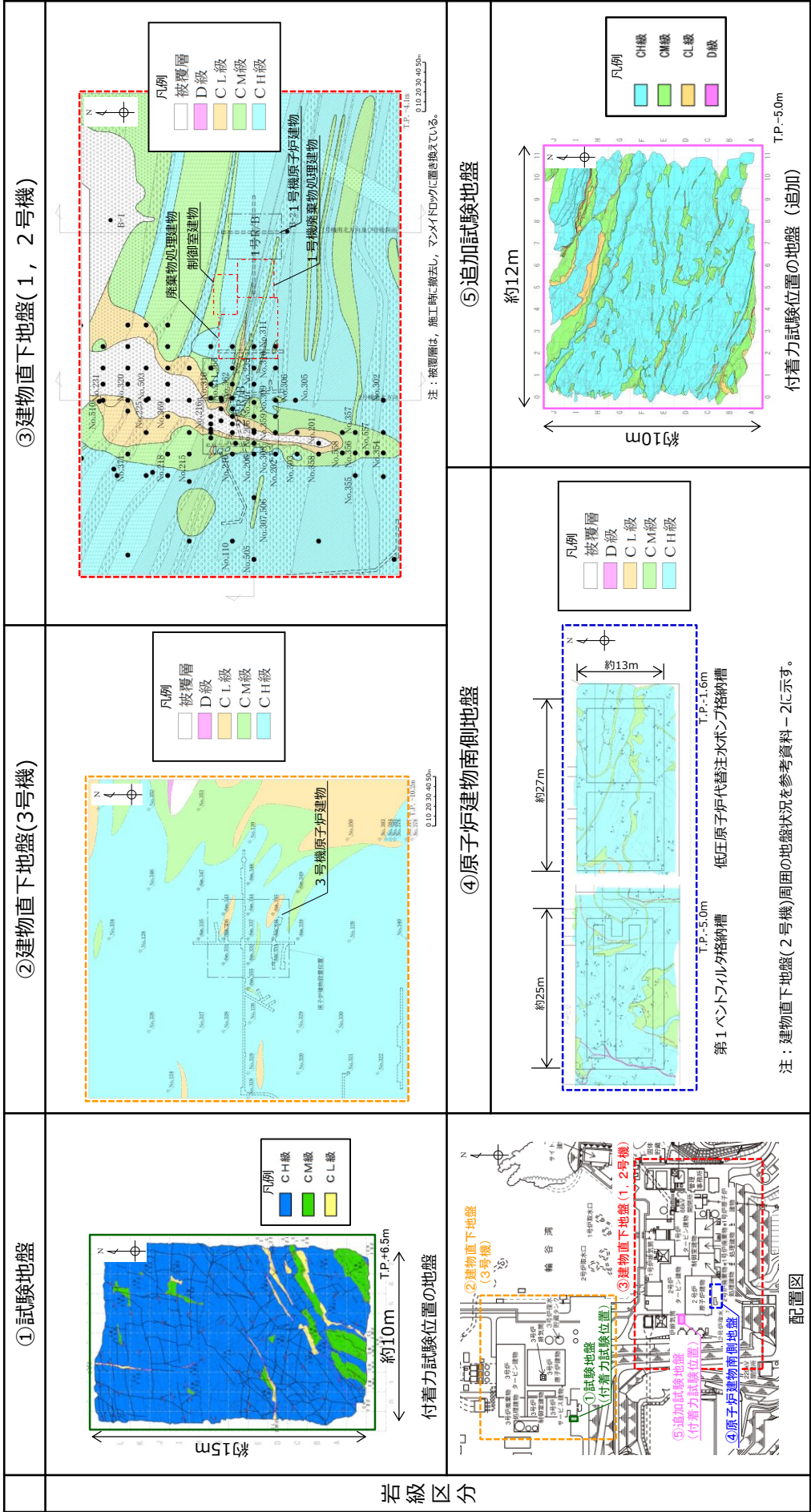


図 3-5 試験地盤と建物直下地盤における岩級区分の比較及び位置関係

4. 試験地盤と建物直下地盤の岩盤物性値の比較

参考として、試験地盤と建物直下地盤（2号機）の岩盤物性値の比較を行う。

岩盤物性値については、「JNES報告書」によると、「直接引張試験による付着力は岩盤の圧裂引張強度の順と同じ傾向となった。^{*1}」とされていることから、付着力は岩盤の圧裂引張強度と関係性があると判断し、ここでは試験地盤と建物直下地盤（2号機）における圧裂引張強度^{*2}の比較を行う。併せて3号機原子炉建物直下地盤における圧裂引張強度^{*3}も示す。

図4-1に試験地盤及び建物直下地盤（2号機及び3号機）における圧裂引張強度の比較を示す。

黒色頁岩、凝灰岩とも試験地盤の圧裂引張強度の平均値は、建物直下地盤（2号機）の圧裂引張強度の平均値と同程度であり、試験地盤の個々の圧裂引張強度も建物直下地盤（2号機）の $\pm 1\sigma$ の範囲内に概ね収まっていることから、試験地盤と建物直下地盤（2号機）は同等の岩盤である。また、3号機建物直下地盤の値とも同程度であることを確認した。

注記*1：「JNES報告書」では、岩盤物性試験として、一軸圧縮強度、圧裂引張強度、超音波伝播速度を計測しており、このうち圧裂引張強度の順と付着力の順が同じ傾向（砂岩 > 花崗岩 > 凝灰岩）となったことが示されている。

*2：島根2号炉原子炉建物位置のボーリング孔から採取した試料による試験
（島根原子力発電所原子炉設置許可変更申請書（令和3年9月15日許可））

*3：島根3号炉原子炉建物位置のボーリング孔から採取した試料による試験
（島根原子力発電所原子炉設置許可変更申請書（平成17年4月26日許可））

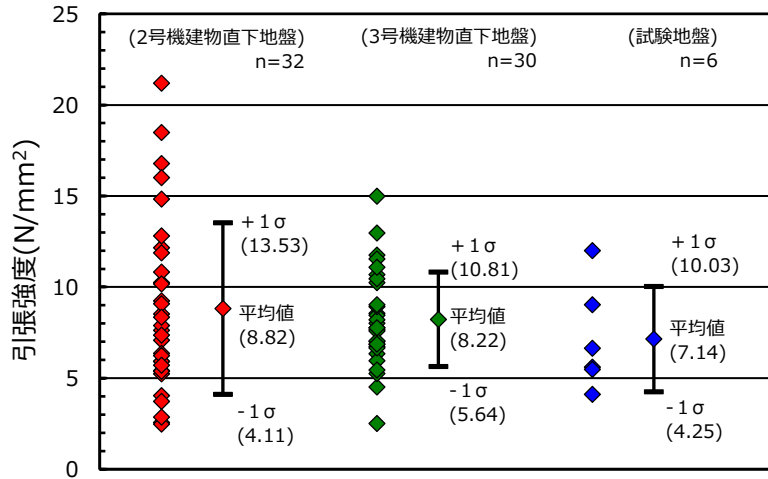


図 4-1 (1) 試験地盤及び建物直下地盤 (2号機及び3号機) における岩盤の圧裂引張強度の比較 (黒色頁岩)

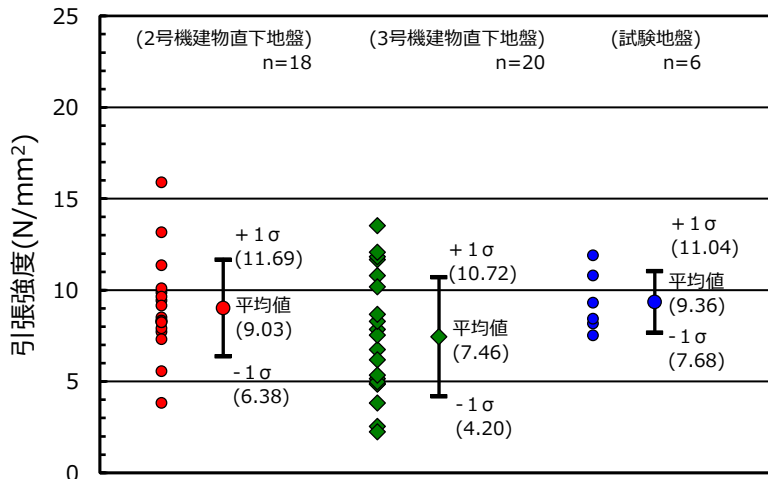


図 4-1 (2) 試験地盤及び建物直下地盤 (2号機及び3号機) における岩盤の圧裂引張強度の比較 (凝灰岩)

5. まとめ

試験地盤と建物直下地盤の同等性を地質・地質構造の観点から確認した。

試験地盤と建物直下地盤の地質が同様の堆積環境で形成されたものであり、同一の地層区分であることを確認した。

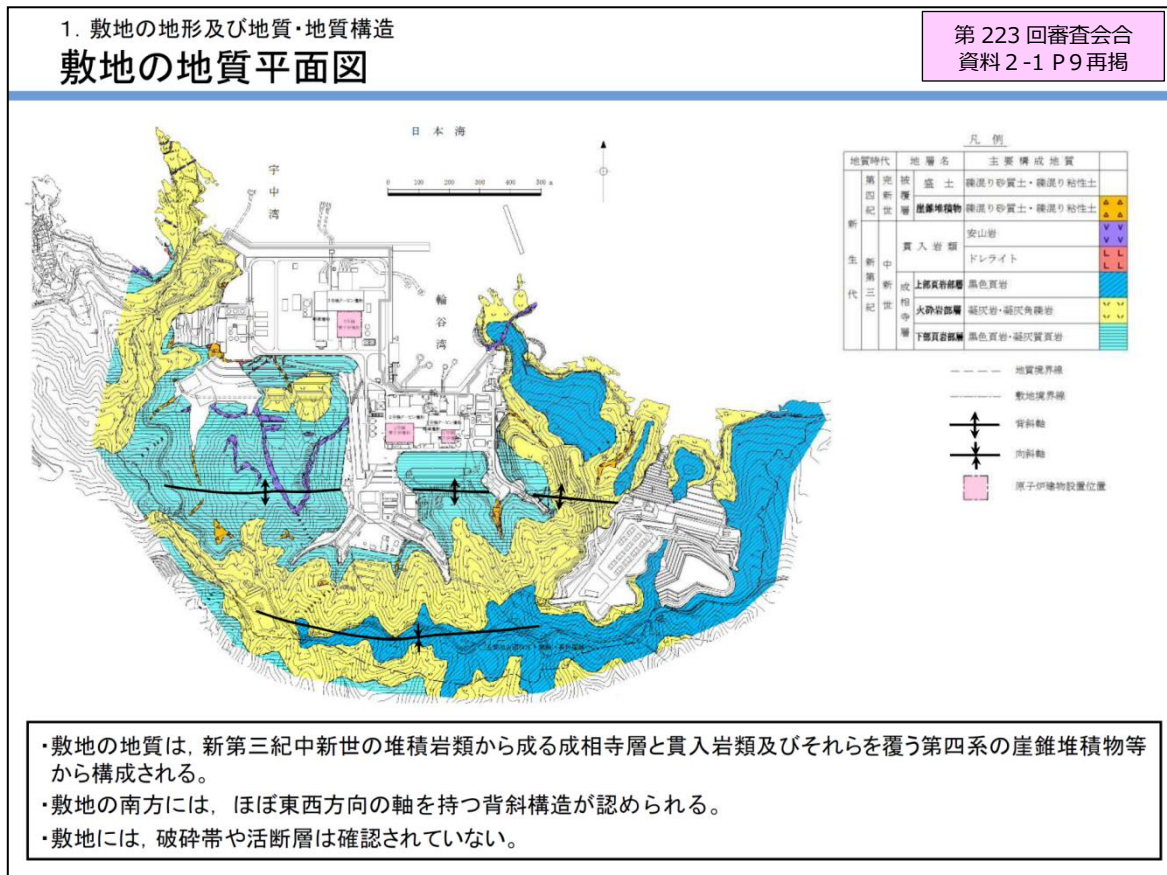
試験地盤と建物直下地盤の岩相は主に黒色頁岩及び凝灰岩で構成されていること、及び岩級はCH級であり、岩相及び岩級が同一であることを確認した。

また、参考として、試験地盤と建物直下地盤の岩盤物性値（圧裂引張強度）を比較し、同程度であることを確認した。

以上より、試験地盤と建物直下地盤は同等のものであり、試験地盤における付着力試験結果を基に設定した付着力を建物直下地盤に適用することは妥当であると判断する。

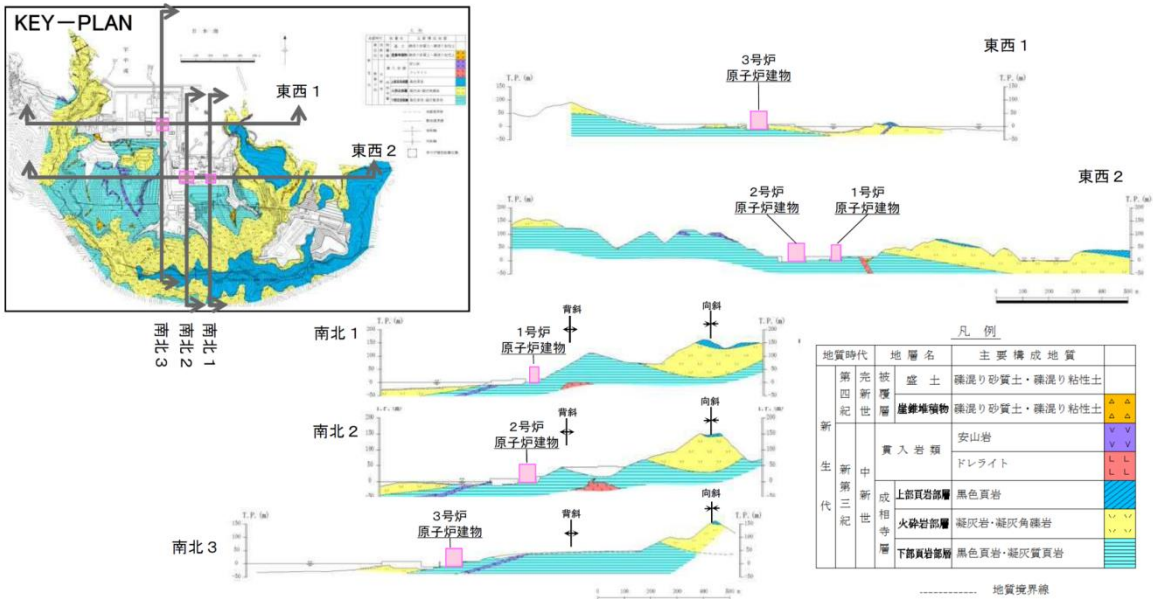
島根原子力発電所 敷地の地質・地質構造について
(第 223 回審査会合資料再掲)

以下に、島根原子力発電所の2号機エリア（1号機エリア含む）及び3号機エリアの地質・地質構造を示す（第 223 回審査会合、資料 2-1 の再掲）。



1. 敷地の地形及び地質・地質構造
敷地の地質断面図

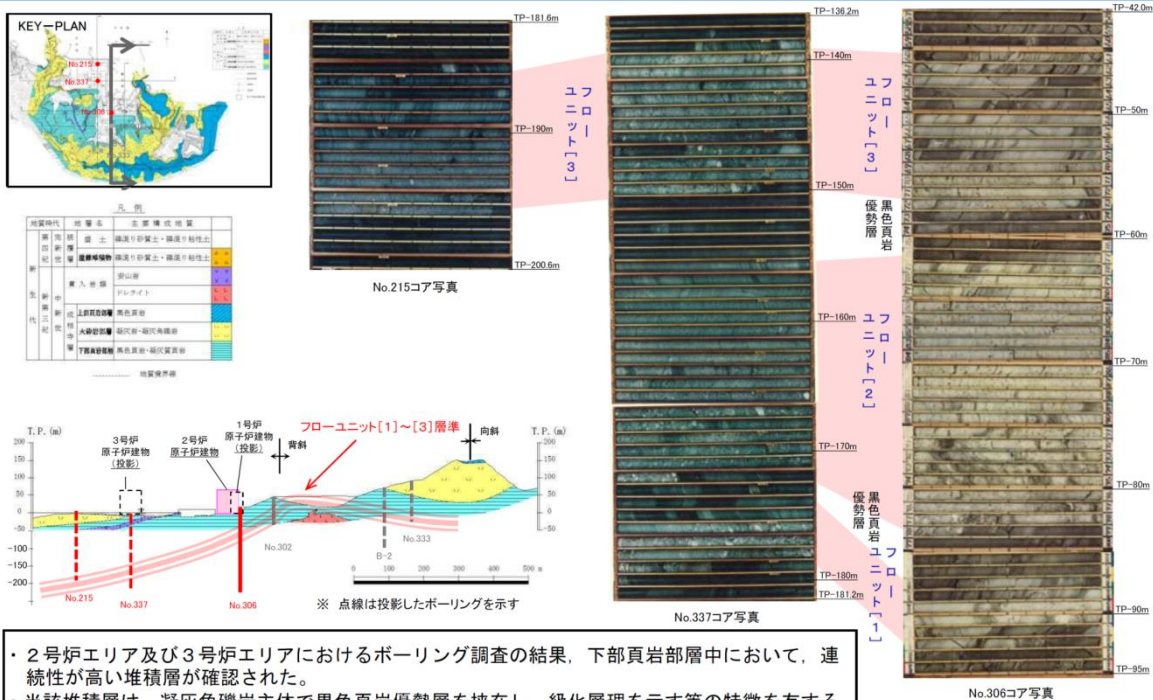
第 223 回審査会合
資料 2-1 P10 再掲



- ・敷地に分布する成相寺層は、下位より下部頁岩部層、火砕岩部層、上部頁岩部層の3つの部層に区別される。
- ・1～3号炉原子炉建物基礎地盤においては、主として黒色頁岩、凝灰質頁岩より成る「下部頁岩部層」が広く分布する。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造
敷地に分布する鍵層①

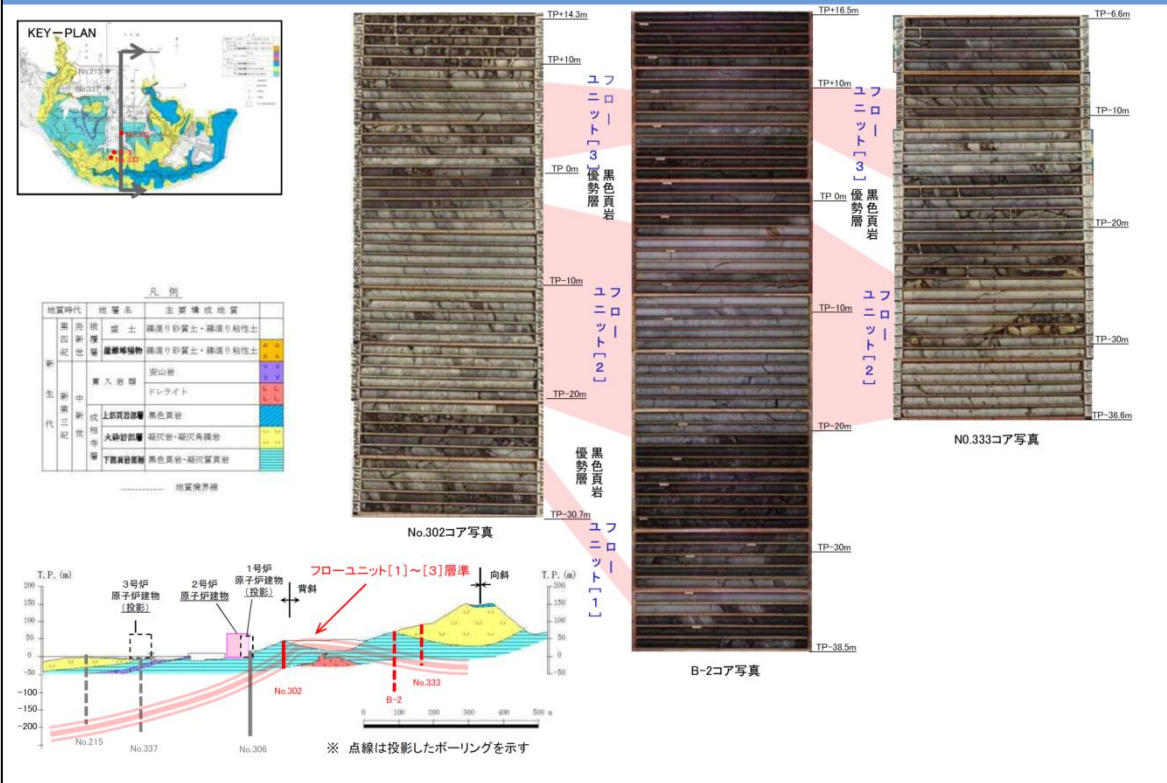
第 223 回審査会合
資料 2-1 P11 再掲



- ・2号炉エリア及び3号炉エリアにおけるボーリング調査の結果、下部頁岩部層中において、連続性が高い堆積層が確認された。
- ・当該堆積層は、凝灰角礫岩主体で黒色頁岩優勢層を挟み、級化層理を示す等の特徴を有することから、水中火砕流により堆積したものと考えており、フローユニットと呼称している。
- ・当該フローユニットは、地層の対比がし易いため、敷地の地質構造把握において鍵層となる。

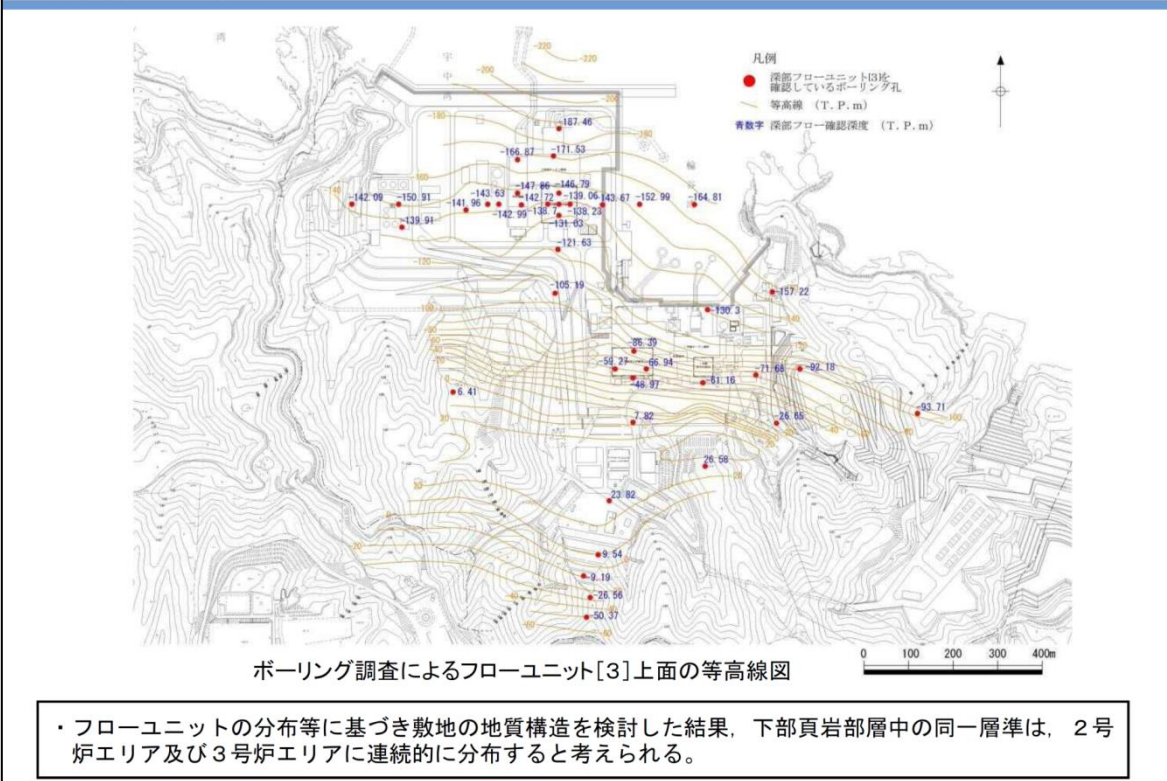
1. 敷地の地形及び地質・地質構造
敷地に分布する鍵層②

第223回審査会合
資料2-1 P12 再掲



1. 敷地の地形及び地質・地質構造
鍵層の連続性

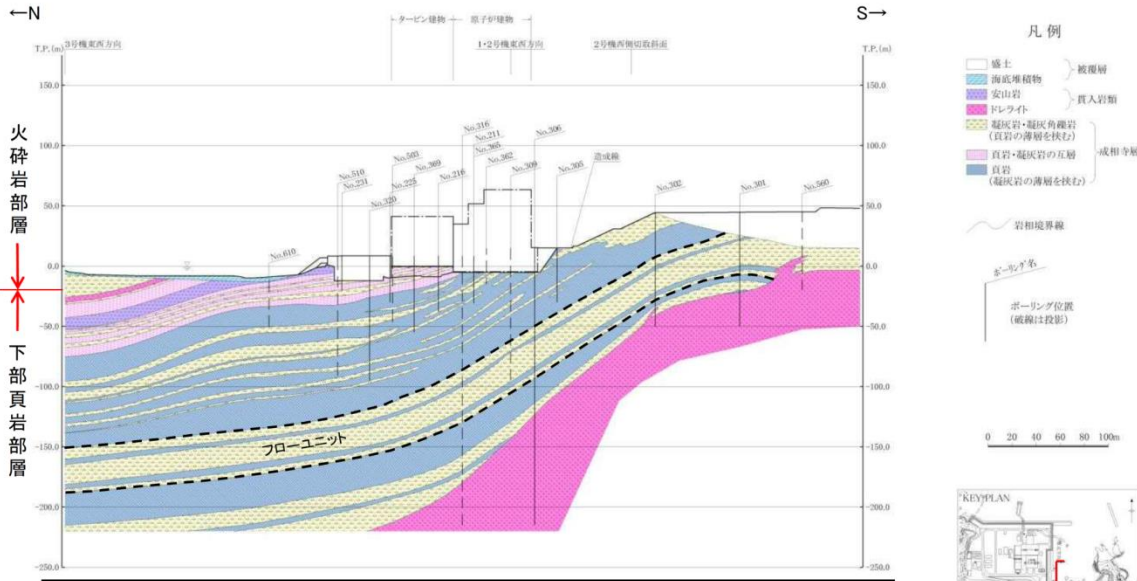
第223回審査会合
資料2-1 P13 再掲



1. 敷地の地形及び地質・地質構造

地質鉛直断面図(2号炉原子炉建物基礎地盤)

第 223 回審査会合
資料 2-1 P15 再掲



- ・2号炉原子炉建物基礎地盤には、主として下部頁岩部層、貫入岩類が分布する。
- ・下部頁岩部層は、頁岩(黒色頁岩及び凝灰質頁岩)を主体とし、凝灰岩及び凝灰角礫岩並びにこれらの互層から構成される。
- ・成相寺層の構造は、概ね西北西-東南東の走向を示し、北へ向かって約10° ~ 30° 傾斜している。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造

地質水平断面図(1・2号炉原子炉建物基礎地盤)

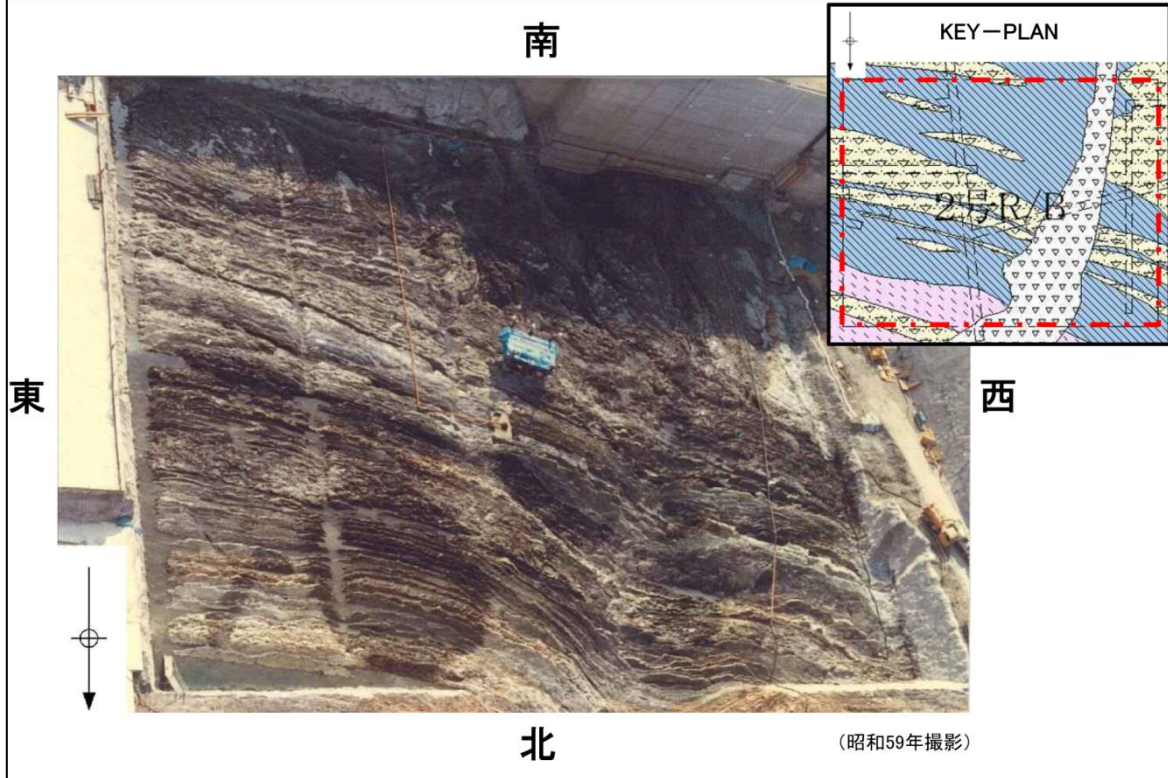
第 223 回審査会合
資料 2-1 P17 再掲



- ・成相寺層の構造は、概ね西北西-東南東の走向を示す。

底面付近写真(2号炉原子炉建物基礎地盤)

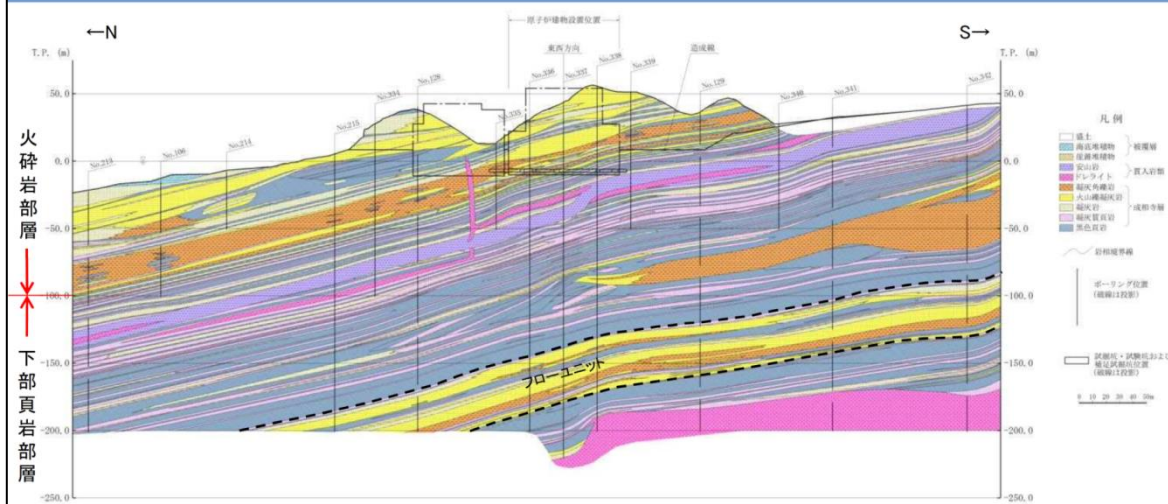
第223回審査会合
資料2-1 P18再掲



(昭和59年撮影)

地質鉛直断面図(3号炉原子炉建物基礎地盤)

第223回審査会合
資料2-1 P20再掲



- ・3号炉原子炉建物基礎地盤には、成相寺層(下部頁岩部層、火砕岩部層)及び貫入岩類が分布する。
- ・下部頁岩部層は、頁岩(黒色頁岩及び凝灰質頁岩)を主体とし、凝灰岩、火山礫凝灰岩及び凝灰角礫岩並びにこれらの互層から構成される。
- ・火砕岩部層は、主として凝灰岩、火山礫凝灰岩及び凝灰角礫岩から構成される。
- ・成相寺層の構造は、ほぼ東西方向の走向を示し、北へ向かって約10°～20°緩く傾斜している。

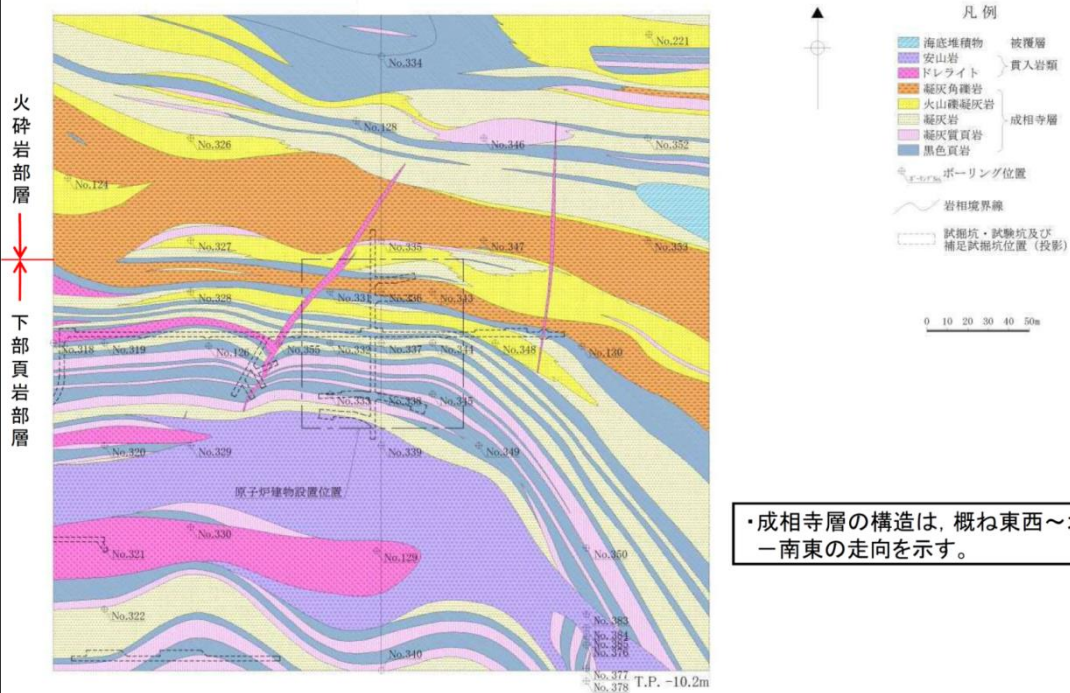
※BTV解析結果は補足説明資料「BTV解析による見掛けの傾斜(3号炉南北断面)」参照

注：3号炉の地質断面図では、2号炉の地質断面図で互層として区分していた地質を細分している。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造

地質水平断面図(3号炉原子炉建物基礎地盤)

第 223 回審査会合
資料 2-1 P21 再掲



注：3号炉の地質断面図では、2号炉の地質断面図で互層として区分していた地質を細分している。

1. 敷地の地形及び地質・地質構造

底面付近写真(3号炉原子炉建物基礎地盤)

第 223 回審査会合
資料 2-1 P22 再掲



建物直下地盤周囲の地盤状況について

建物直下地盤周囲の地盤状況として、原子炉建物南側に隣接した土木構造物（第1 ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽）の設置地盤における岩相区分及び岩級区分を図1に示す。

建物直下地盤周囲における岩相は黒色頁岩（一部凝灰質頁岩）及び凝灰岩が確認され、岩級は主にCH級であることから、試験地盤は建物直下地盤と同等の地盤である。

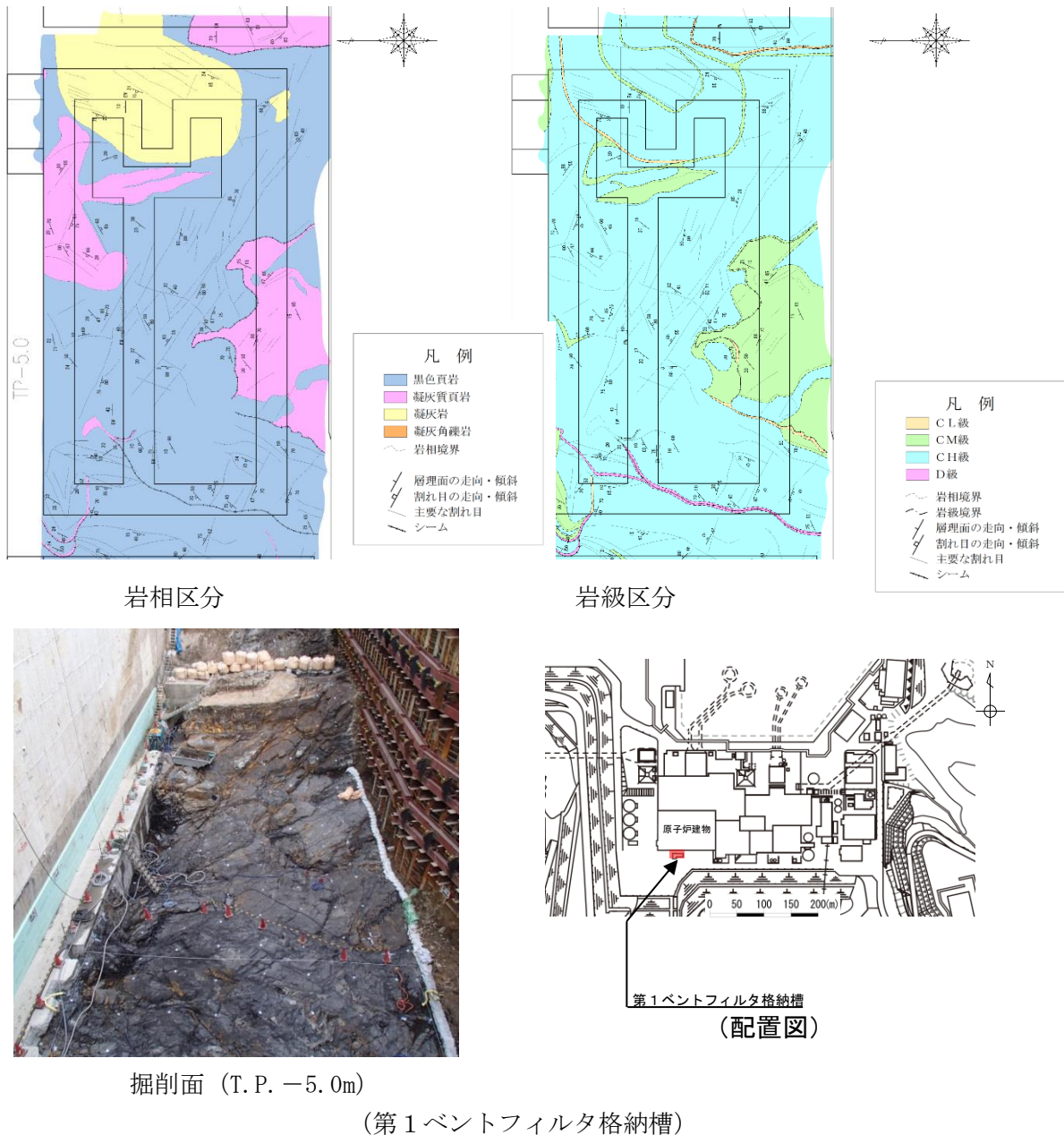
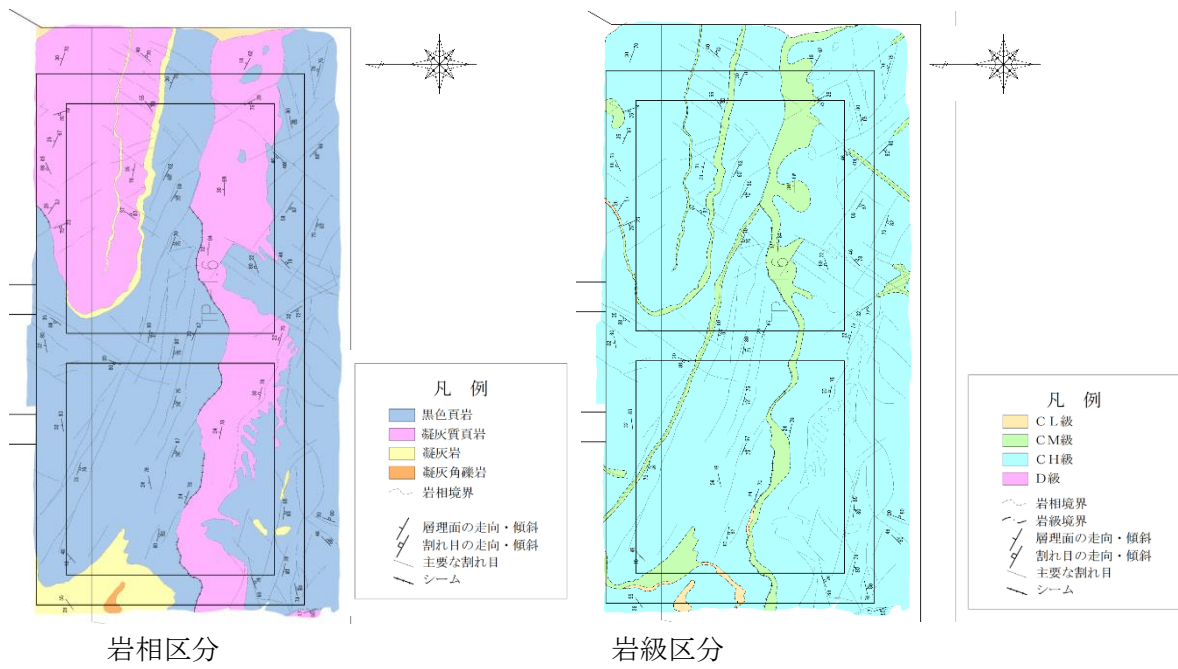


図1 (1) 原子炉建物南側に隣接する土木構造物の設置地盤における岩相区分及び岩級区分

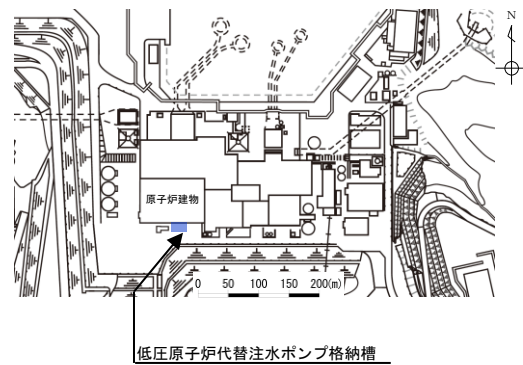


岩相区分

岩級区分



掘削面 (T.P. -1.6m)



(配置図)

注：岩相区分及び岩級区分と方位を合わせるため、
写真を180°回転させている。

(低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽)

図1 (2) 原子炉建物南側に隣接する土木構造物の設置地盤における
岩相区分及び岩級区分

2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討

2.7.1 基本方針

対象斜面は、基準地震動 S_s による地震力に対して、抑止杭を設置することで斜面の崩壊を防止できる設計とする。

抑止杭について、代表断面における抑止杭の耐震評価及び斜面の安定性評価を実施する。

抑止杭を施工する対象斜面（図 2.7.1-2 参照）は、敷地造成工事に伴って頂部の切り取りを行っており、表 2.7.1-1 に示すとおり、代表断面（①-①'，②-②' 断面）において平均強度により、すべり安全率 1.0 を上回ることを確認している。

①-①' 断面において、地盤物性のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差 (σ) ）を考慮したすべり安全率が 0.90 と評価基準値を下回ること、及び②-②' 断面において、地盤物性のばらつきを考慮したすべり安全率が 1.06 と裕度が小さいことから、地震による斜面崩壊の防止措置を講ずるため、抑止杭を設置することとした。

表 2.7.1-1 抑止杭を施工する対象斜面のすべり安全率（抑止杭なし）

基準地震動 S_s	すべり安全率（平均強度）	
	①-①' 断面	②-②' 断面
S_s-D	1.08 (0.90) 【54,360 kN/m】	1.24 (1.06) 【47,020 kN/m】
S_s-N_1	1.25	1.58
S_s-N_2	1.32	1.57

抑止杭の設計については 2.7.2 で説明する。

また、抑止杭の耐震評価については 2.7.3 で説明し、抑止杭を反映した地震時の斜面の安定性評価については 2.7.4 で説明する。

対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フローを図 2.7.1-1 に示す。必要抑止力の算定に用いる目標安全率は、評価基準値であるすべり安全率 1.0 に対し、一定程度の裕度を見込んで 1.2 を目標とする。

また、「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）」によると、代表的な抑止杭として、鋼管杭，P H C 杭，深礎杭等があり，それぞれ以下の特徴があるとされている。

- ・鋼管杭：比較的小口径で取り扱いやすい。鋼管単独での耐力が十分でない場合，鋼管の中にH型鋼，鋼管等を挿入し，中をモルタル，コンクリート等で充填する合成杭が用いられる例も多い。
- ・P H C 杭：曲げ耐力が小さく，小規模な抑止工に適している。
- ・深礎杭：比較的大口径で，抑止力が大きい。滑動推力が大きく，鋼管杭では計画安全率の確保が難しい場合や，地盤条件の関係で大口径ボーリングによる掘削が困難な場合に用いられる。

これらの特徴及び当該斜面の地質状況を踏まえ，以下の理由から，抑止杭のうち『深礎杭』を採用することとした。

- ・表 2.7.1-1 において評価基準値を下回るすべり等は，すべり土塊が大きいいため，せん断力（起動力）が大きい。よって，抑止力の大きな工法を選定する必要がある。
- ・大口径であることから，孔壁観察によりシームを直接観察することが可能であり，確実な施工ができる。

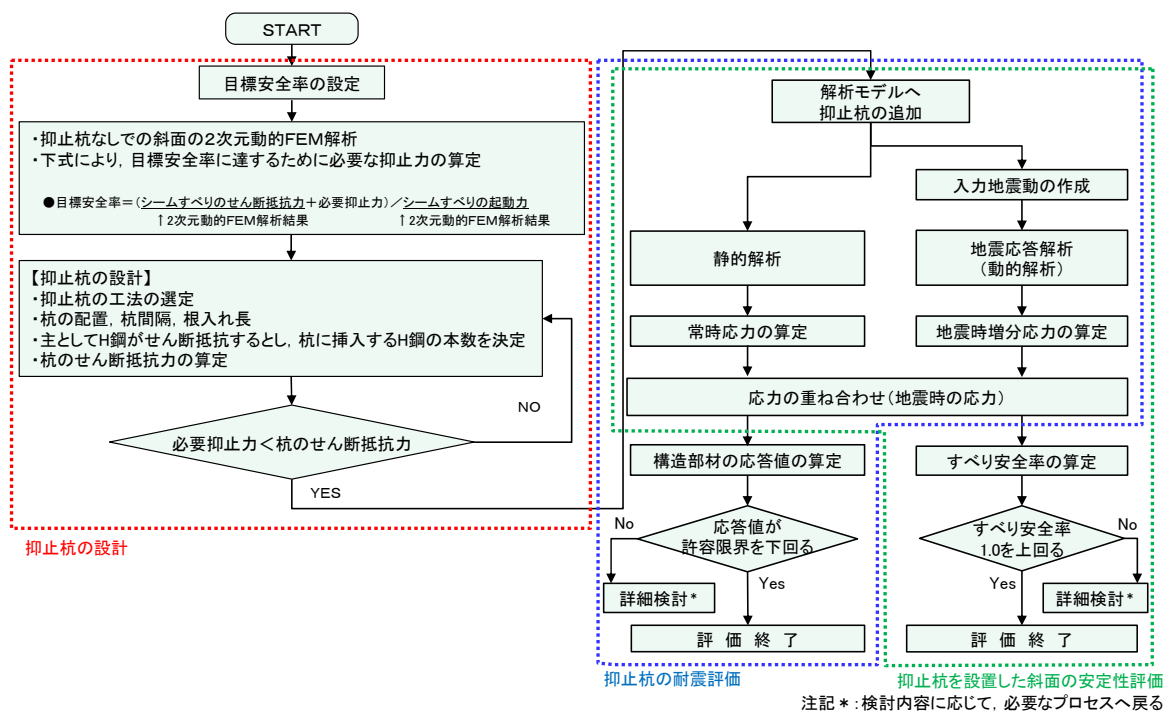


図 2.7.1-1 対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フロー

抑止杭を設置した斜面の位置図を図 2.7.1-2 に示す。

抑止杭は、深礎杭の中に H 鋼を建込んでおり、シームのすべりを抑止するため、シームのすべり方向（シームの最急勾配方向は北傾斜のため北方向となる）に対して直交するように縦列に配置している。（シームの分布は図 2.7.2-2 参照）

抑止杭の構造概要図を図 2.7.1-3 に示す。抑止杭は H 鋼、コンクリート、帯鉄筋及び軸方向鉄筋で構成され、シームを通るすべりに伴うせん断力に対して、H 鋼、コンクリート及び帯鉄筋が負担し、曲げモーメントにより生じる圧縮力及び引張力に対して、それぞれコンクリート及び軸方向鉄筋が負担する設計とする。

区間 I については、設置（変更）許可審査において、斜面高さが相対的に高い（安定性が低い）範囲に集中的に 7 本の抑止杭を配置していたが、区間 I 両端における杭がない範囲のすべりを抑止すること、及び更に余裕を持った設計とすることを目的に、抑止杭を 5 本追加配置した。

なお、追加配置する東側の 2 本の抑止杭については、既設構造物（ダクトトンネル）との干渉を避けるため、杭中心間隔 17.5m で設置する。

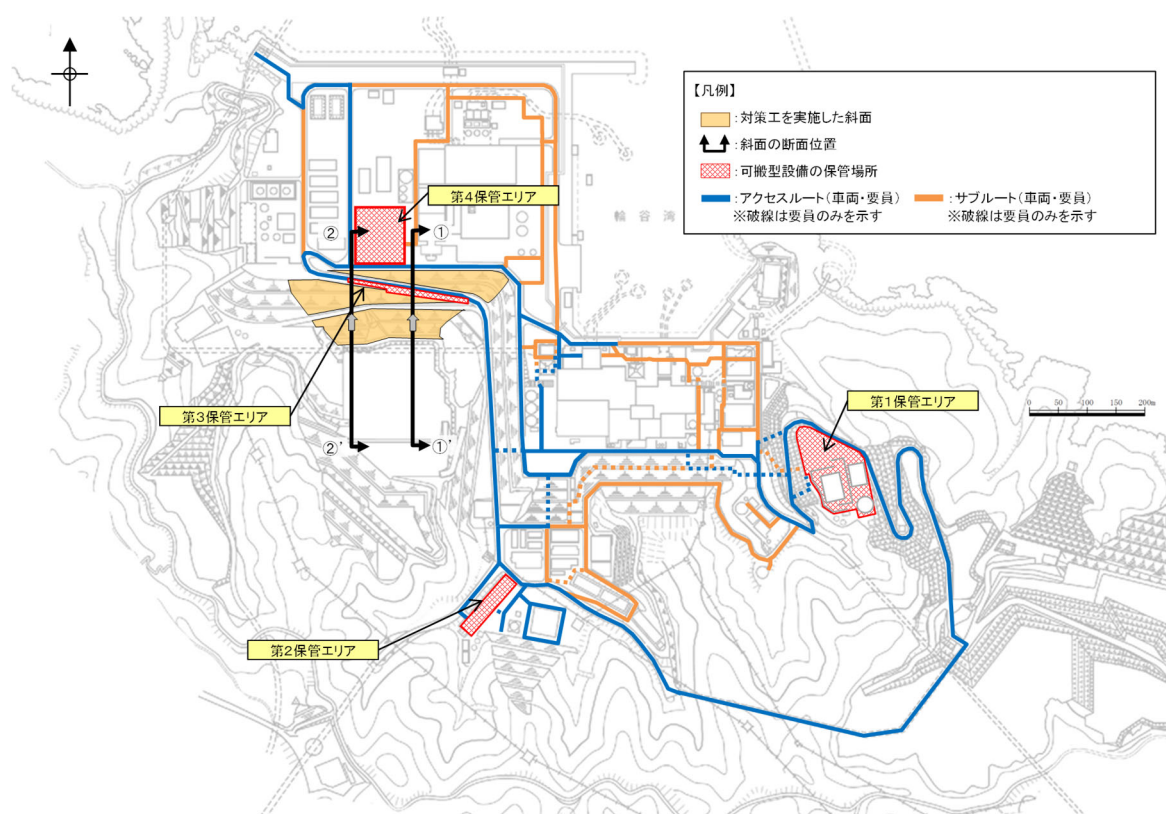
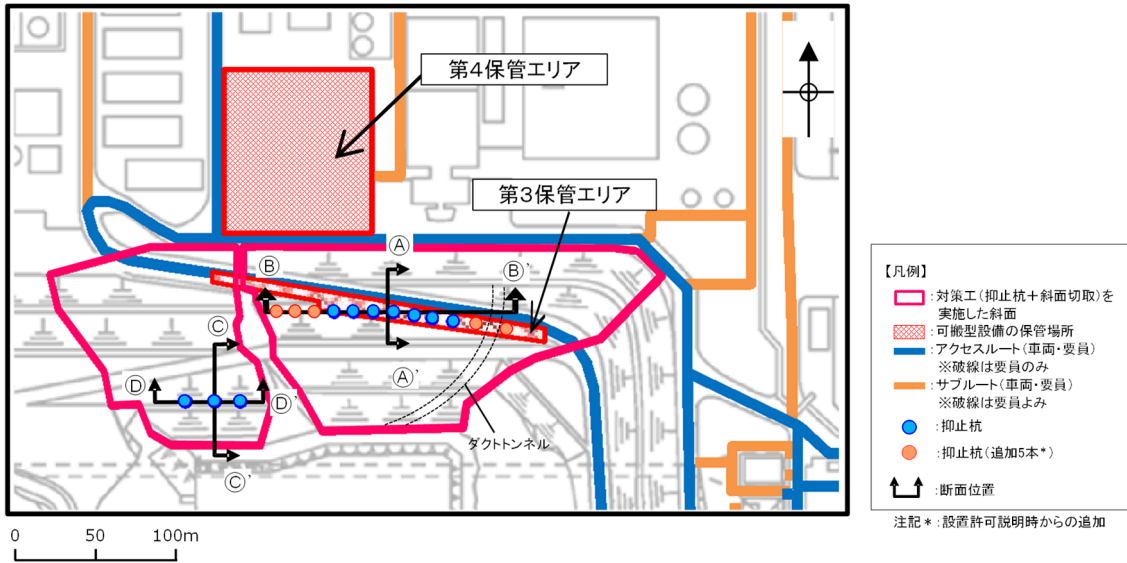
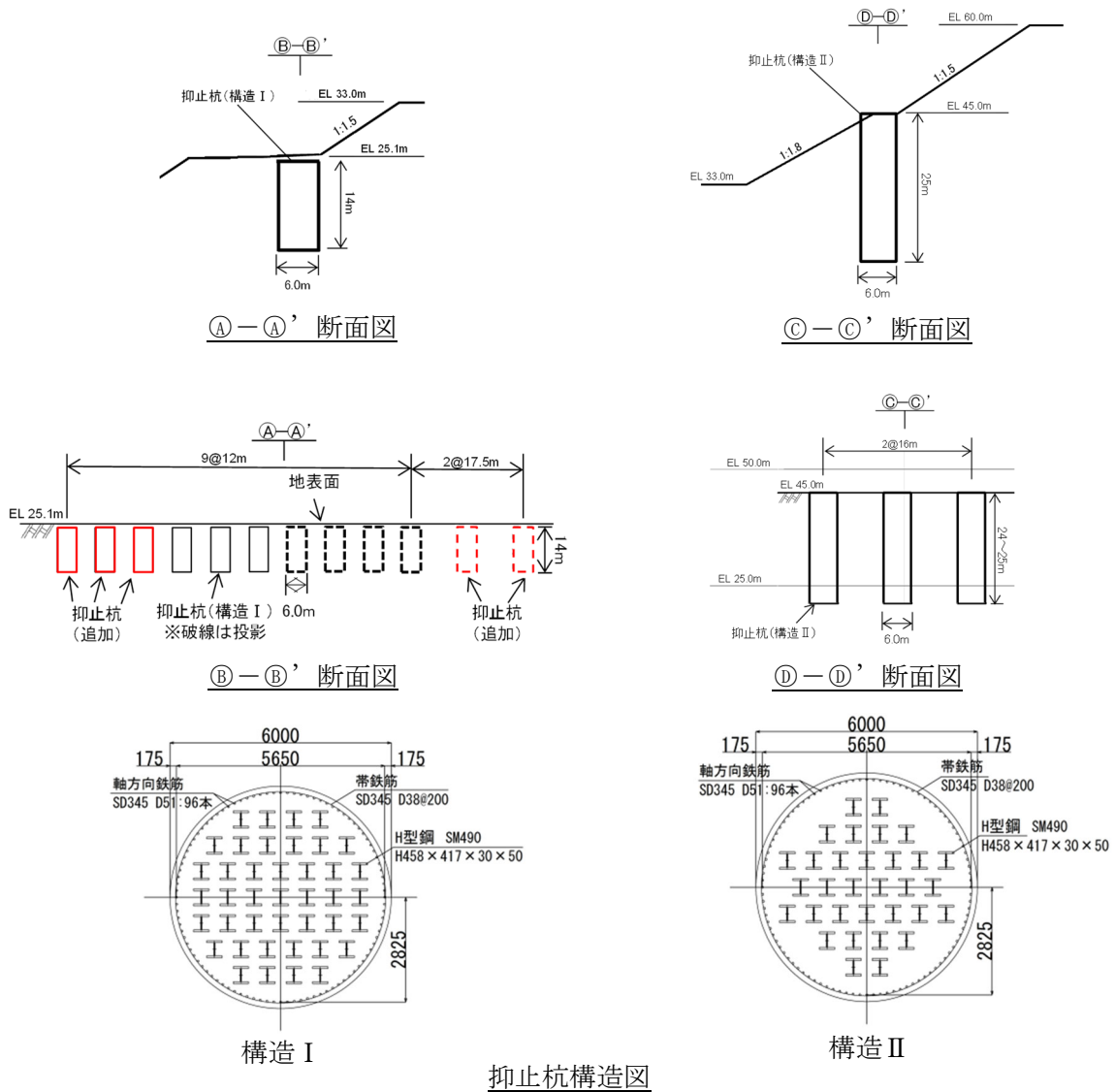


図 2.7.1-2 対策工（抑止杭）を実施した対象斜面位置図



抑止杭配置平面図



抑止杭構造図

図 2.7.1-3 抑止杭概要図

2.7.2 抑止杭の設計

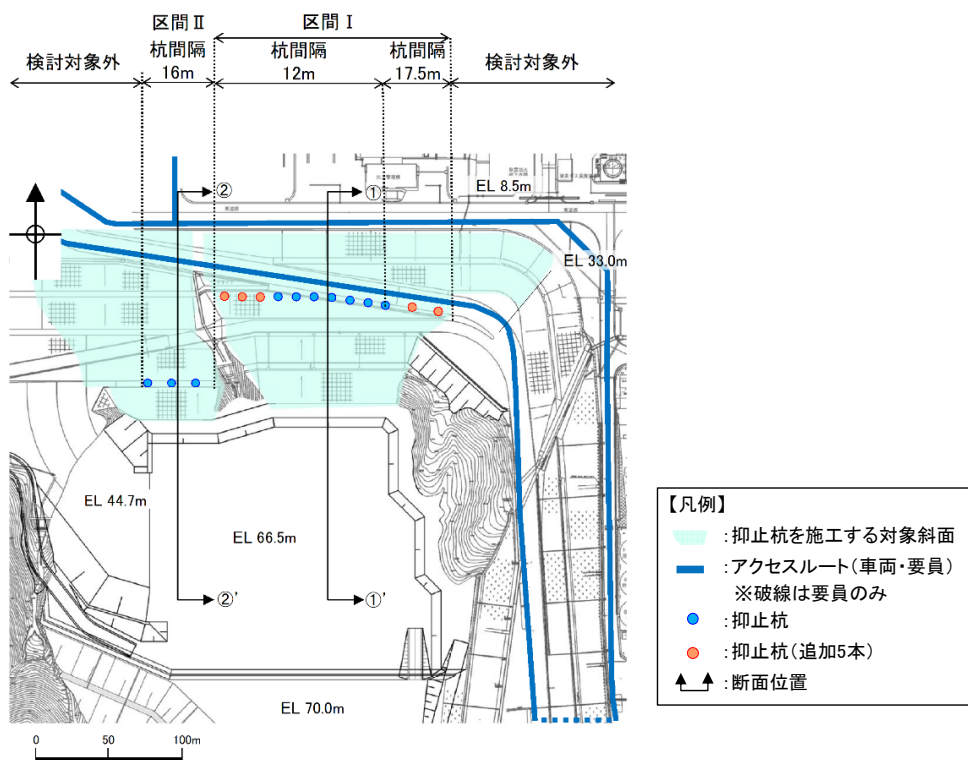
(1) 評価対象斜面の選定

【評価対象斜面の選定】

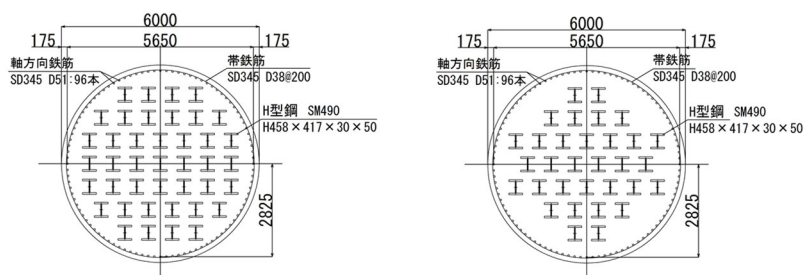
評価対象斜面について、構造物の配置、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を選定する。

まず、構造物の配置の観点から、図 2.7.2-1 に示すとおり、対象斜面は以下の2つの区間に分けられる。それぞれの区間は、抑止杭の効果を期待する範囲とし、それ以外は斜面高さが低いことから除外している。

- ・ 区間Ⅰ：抑止杭の構造Ⅰが12本配置されている山体。12本のうち西側から10本は12m間隔、東側の2本は17.5m間隔で配置されている。
- ・ 区間Ⅱ：抑止杭の構造Ⅱが16m間隔で3本配置されている山体。



平面図



抑止杭構造図（構造Ⅰ）

抑止杭構造図（構造Ⅱ）

図 2.7.2-1 抑止杭の配置パターン図

次に、地形及び地質・地質構造の観点から、区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図を図2.7.2-2に、当該断面図を用いてそれぞれの地形及び地質・地質構造を比較した結果を表2.7.2-1に示す。

比較検討の結果、各区間において地形及び地質・地質構造が異なるため、両者を評価対象斜面に選定した。

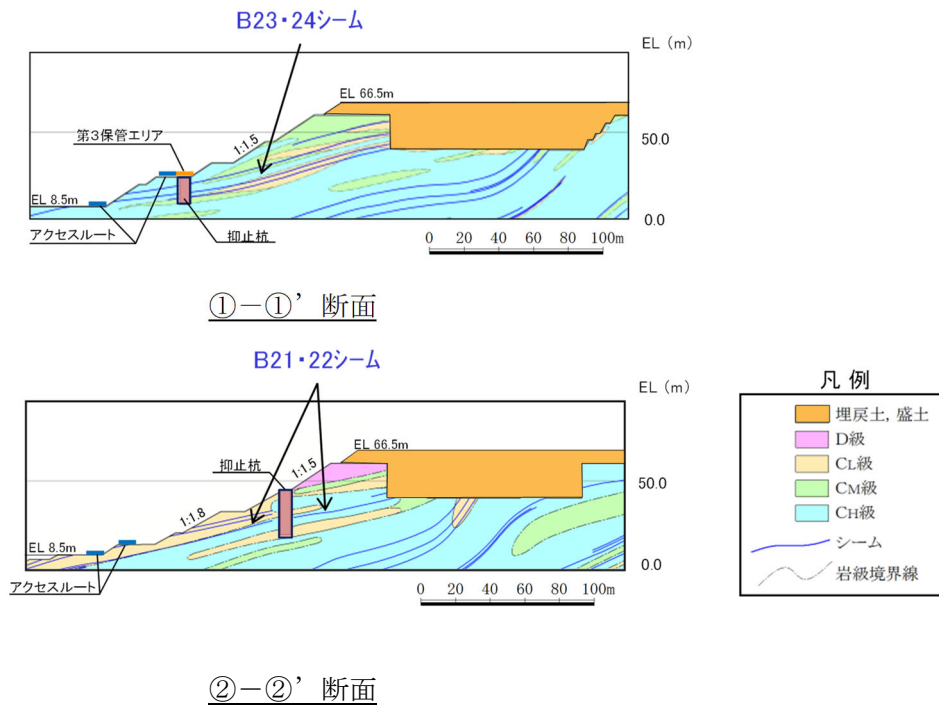


図 2.7.2-2 区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図

表 2.7.2-1 各区間における地形及び地質・地質構造の比較結果

区間	地形		地質・地質構造	
	斜面高さ (m)	切取勾配	岩級	シームの分布
区間Ⅰ (①-①' 断面)	58	1:1.5	C _M ～C _H 級主体	B23・24シーム等が連続して分布。
区間Ⅱ (②-②' 断面)	58	1:1.5 下部は 1:1.8	C _M ～C _H 級主体, 頂部にD級が分布	B21・22シーム等が連続して分布。

【評価断面の設定】

評価対象斜面に選定した区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる断面位置を評価断面に設定する。

区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図を図2.7.2-3に、地質鉛直断面図を図2.7.2-4に、シーム分布図を図2.7.2-5に示す。

抑止杭の評価断面については、各区間において地質が東西方向に概ね一様であることを踏まえ、斜面高さが高くなる各区間の中央位置において、最急勾配となる方向に①-①'断面及び②-②'断面を設定した。

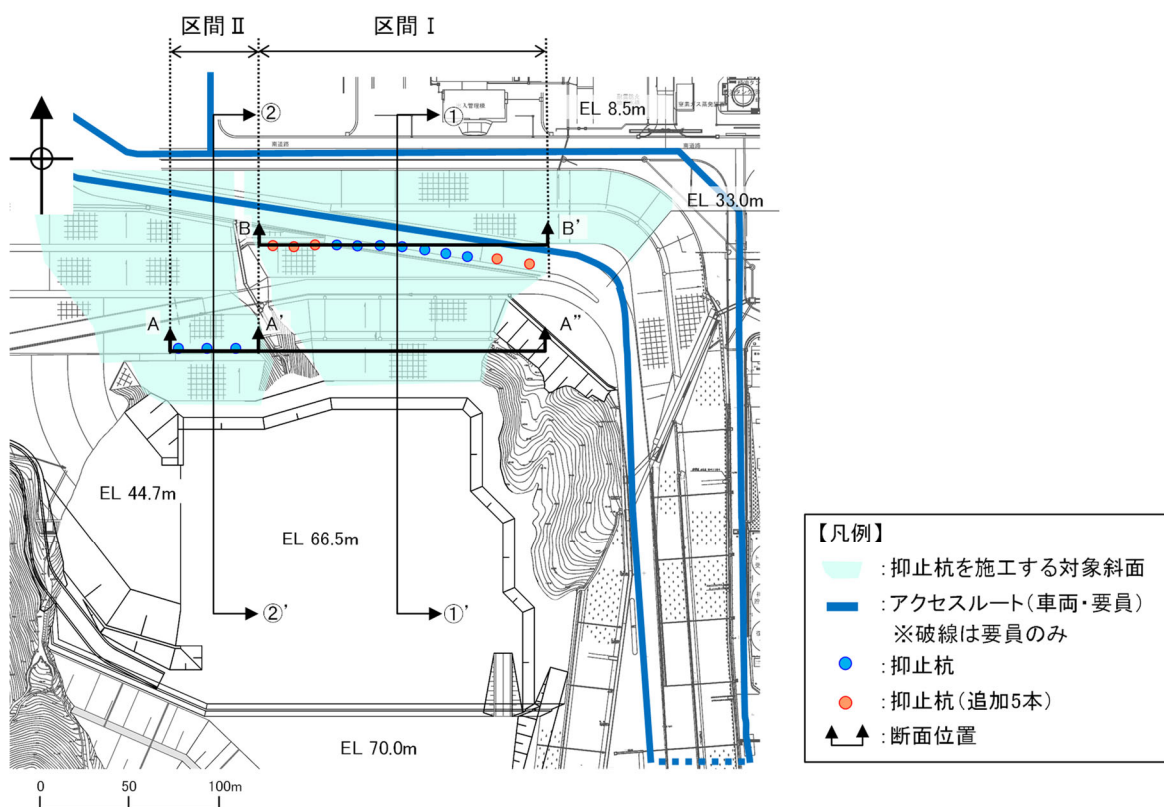
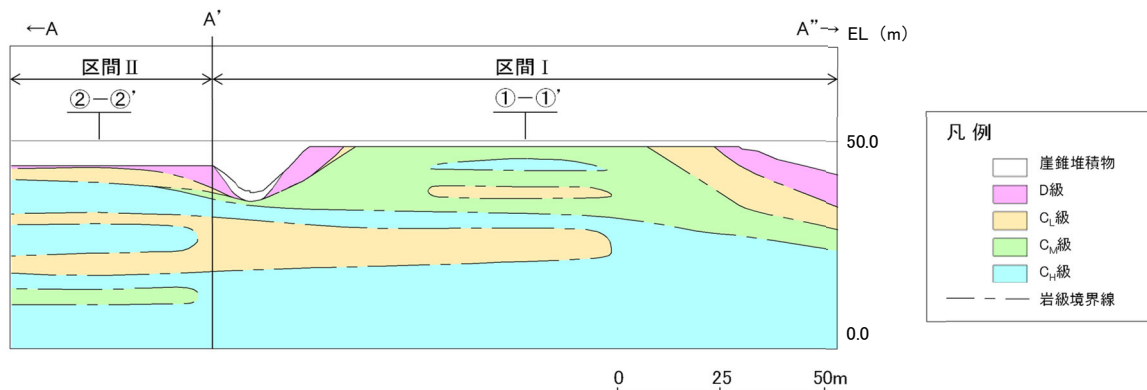
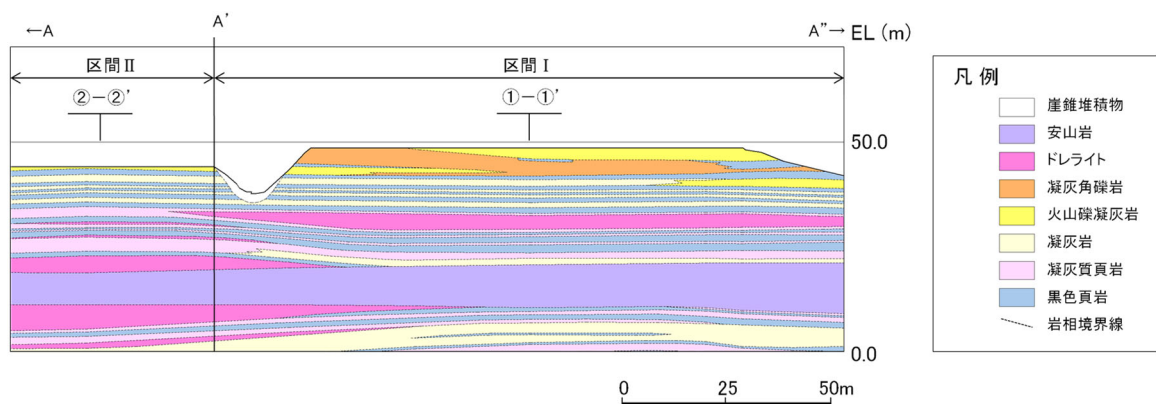


図 2.7.2-3 区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図



岩級鉛直断面図



岩相鉛直断面図

図 2.7.2-4 区間 I 及び区間 II の地質鉛直断面図

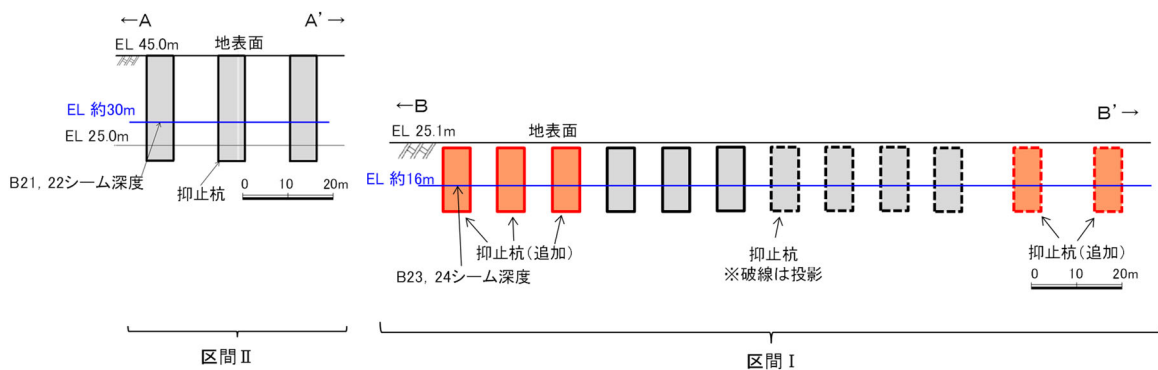


図 2.7.2-5 区間 I 及び区間 II のシーム分布図

(2) 抑止杭の平面配置の考え方

抑止杭配置平面図を図 2.7.2-6 に示す。

抑止杭の平面配置の考え方は、移動層が $C_M \sim C_H$ 級の堅硬な岩盤であることから、図 2.7.2-7 に示すとおり、シームすべりを 3 次元的な剛体のすべり土塊の移動と捉え、安定性が確保されない範囲を検討対象のすべり土塊に設定し、すべり土塊全体を必要本数の杭で抑止するというものであり、すべり方向に対し直交方向に単列配置する。

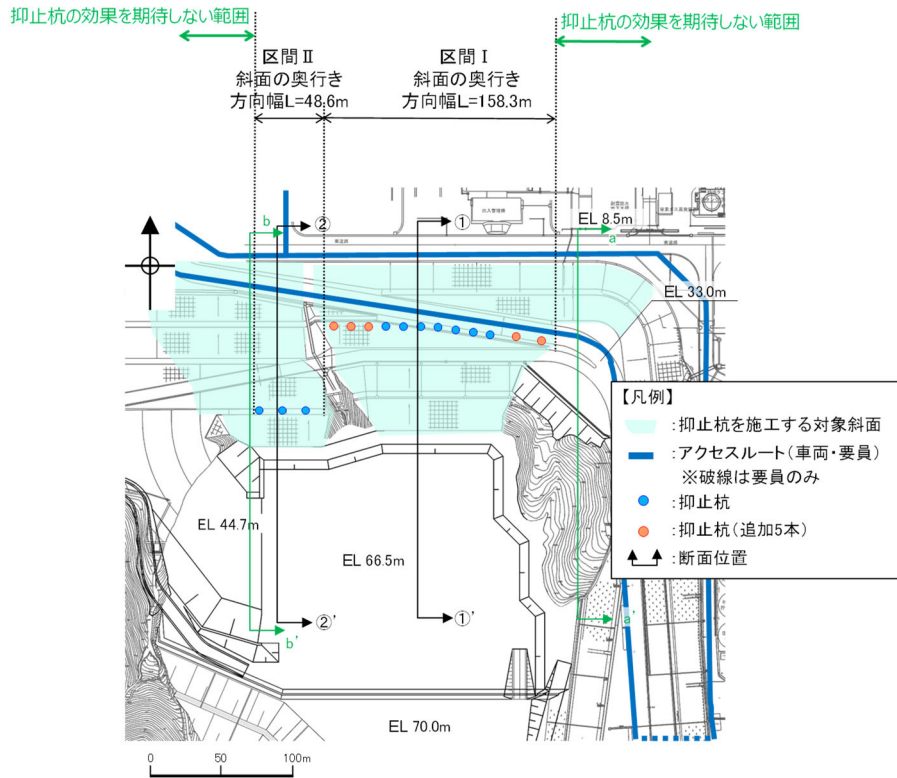


図 2.7.2-6 抑止杭配置平面図

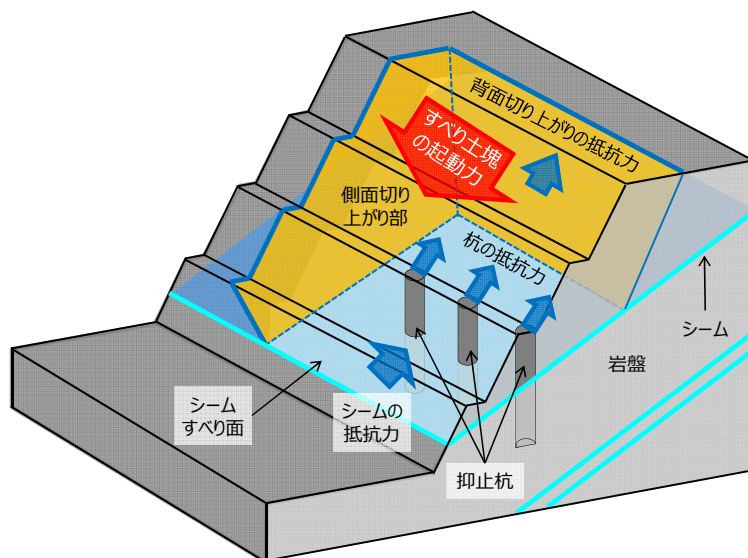


図 2.7.2-7 シームすべり土塊全体を杭で抑止するイメージ図

区間Ⅰ及び区間Ⅱは、それぞれ異なる配置で杭の平面配置を設定していることから、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性の有無を検討した。

【区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性】

敷地造成工事による切取前の空中写真と現地形との比較を図2.7.2-8に示す。

区間Ⅰ及び区間Ⅱは谷で分かれており、異なる山体であったことが確認できる。このことから、区間Ⅰ及び区間Ⅱは「2.7.2(4)根入れ深さの考え方」にあるように、異なるすべり形態となっている。

現状の杭配置で、すべり形態の異なるそれぞれのすべりの安定性が確保されるように配置していることから、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性はないと評価した。

なお、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置が異なる理由は以下のとおりである。

- ・ 図2.7.2-8及び図2.7.2-9に示すとおり、区間Ⅰの山体は区間Ⅱの山体よりも北側にせり出た山体であり、区間Ⅰは区間Ⅱに比べて切取量が多く、D級及びC_L級岩盤が切り取られている。
- ・ 上記の点から、区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて切取後の岩級分布が異なっており、区間ⅠはC_M級及びC_H級で構成されるのに対し、区間Ⅱは表層にD級及びC_L級が分布するようになっている。
- ・ 区間Ⅱは、図2.7.2-10に示す表層のC_L級を切り上げるすべりを抑止するため、区間Ⅰより上方に抑止杭を配置している。

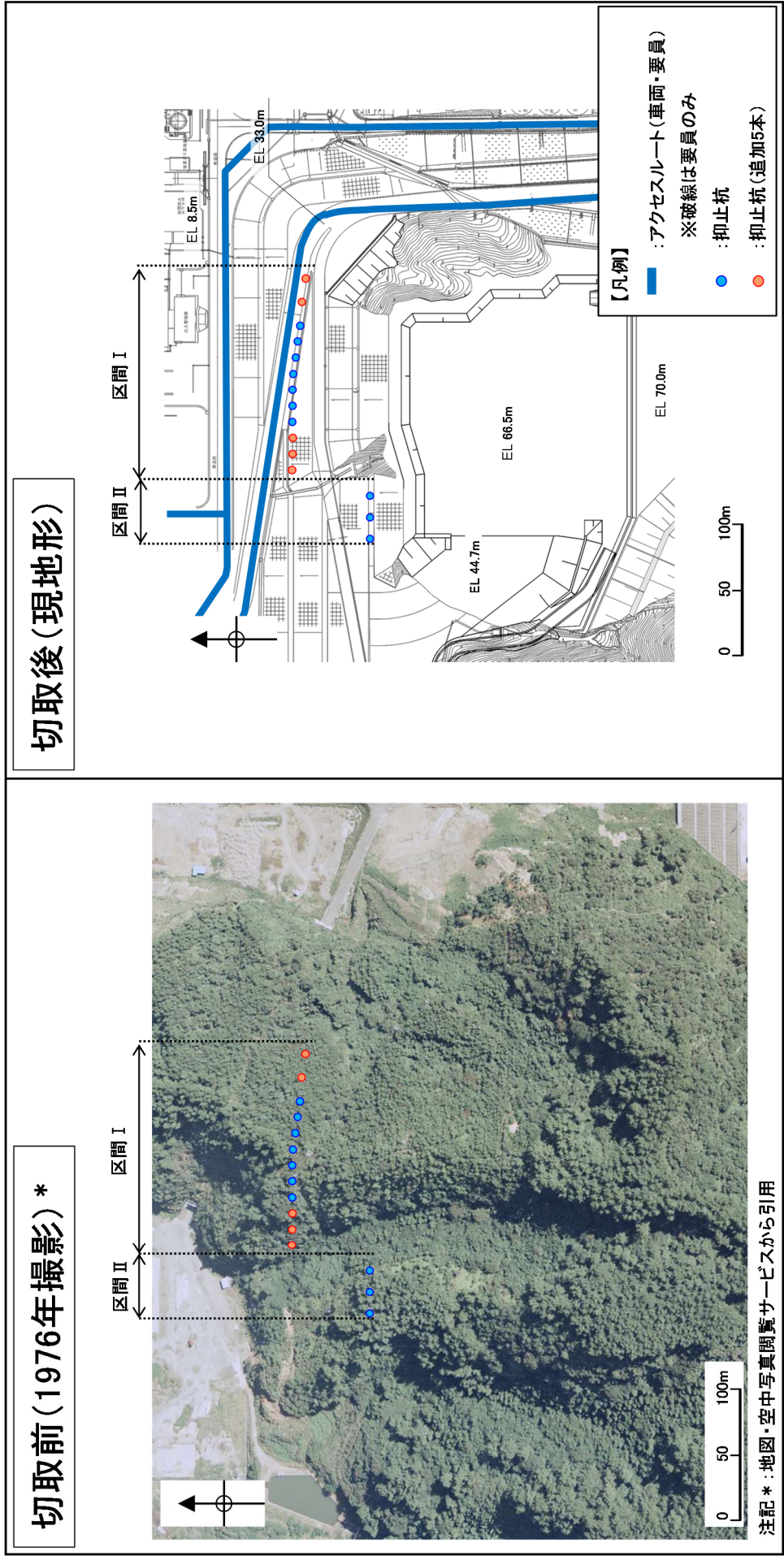
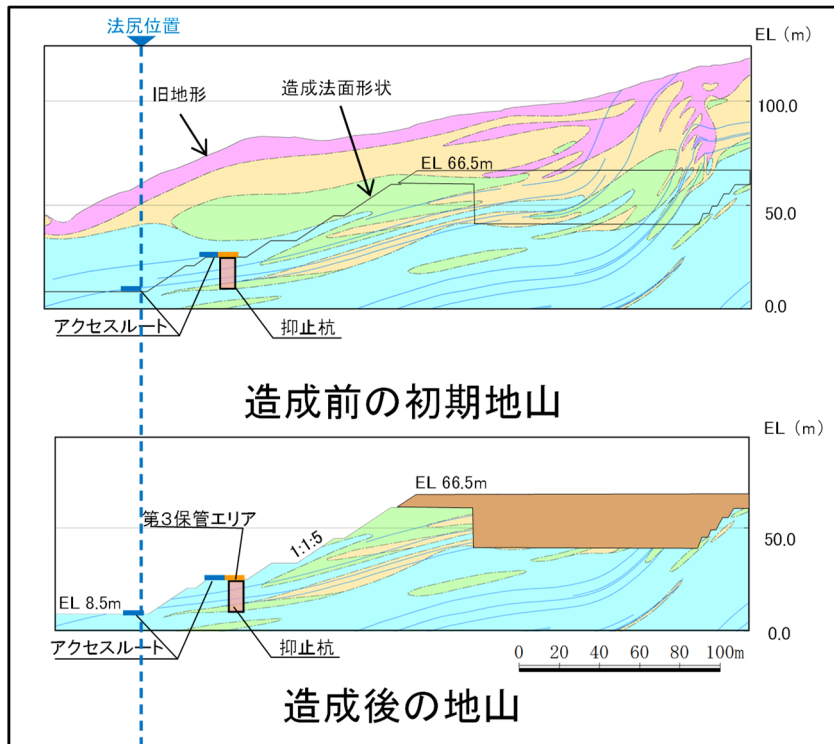
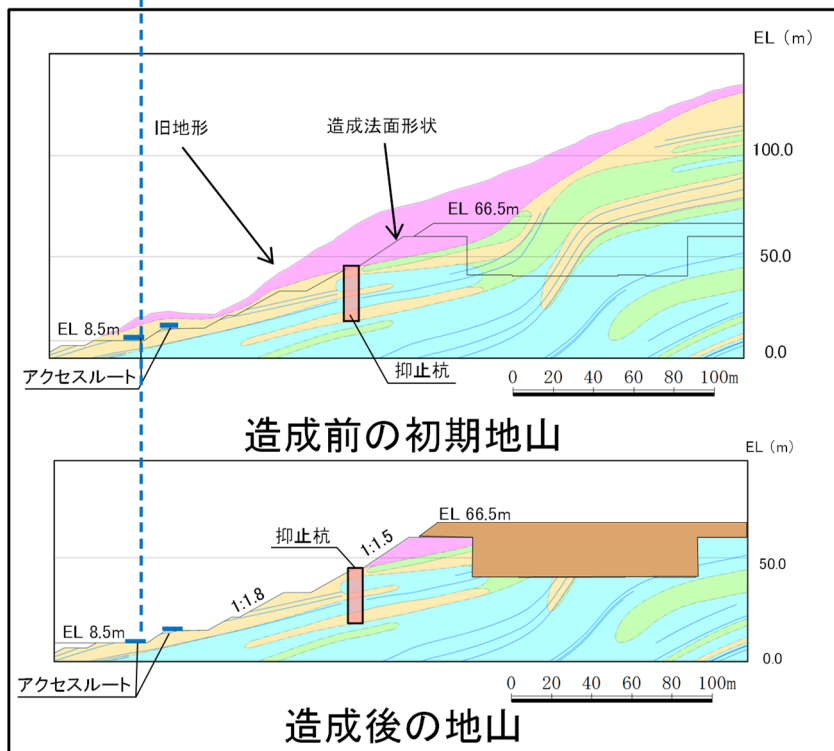


図 2.7.2-8 空中写真と現地形との比較

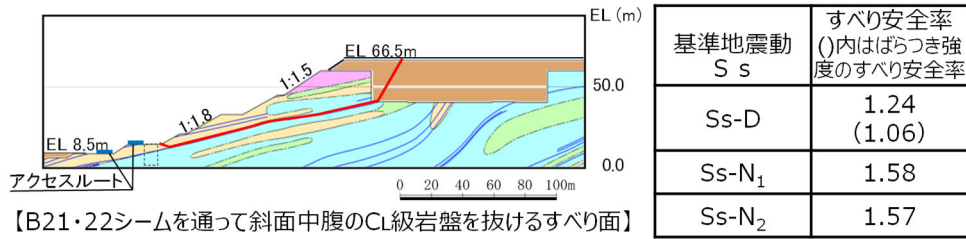


①-①' 断面(区間 I)

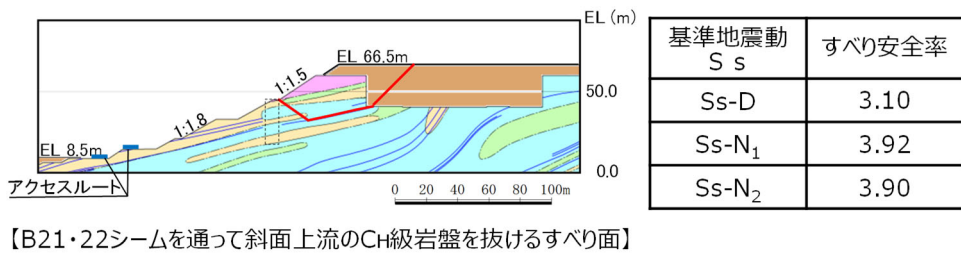


②-②' 断面(区間 II)

図 2.7.2-9 初期地山を含む地質断面図



⇒当該すべりに対する裕度が小さいため、区間Ⅰと同様のアクセスルート沿いへの杭配置は不可。



⇒当該すべりに対する裕度が大きいため、斜面小段に杭を配置した。

【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	: シーム	: すべり面	

図 2.7.2-10 表層のC_L級を切り上げるすべり (区間Ⅱ)

【抑止杭の効果を期待しない範囲の安定性確認】

「抑止杭の効果を期待しない範囲」の安定性を確認するため、「抑止杭の効果を期待しない範囲」のうち、区間Ⅰより東側において、風化帯が最も厚くなる尾根部を通り、シーム及び切取斜面の最急勾配となるすべり方向に a - a' 断面を、区間Ⅱより西側において、斜面高さが高くなり、シーム及び切取斜面の最急勾配となるすべり方向に b - b' 断面を設定した。

a - a' 断面及び b - b' 断面は、図 2.7.2-11 に示すとおり、斜面高さが区間Ⅰ及びⅡ（①-①' 断面及び②-②' 断面）に比べて相対的に低く、シームすべりの土塊量が有意に小さいことから、安定性が高いと考えられる。

a - a' 断面及び b - b' 断面において、図 2.7.2-12 のとおり解析モデル図を作成し、2次元動的 FEM 解析を実施した結果、図 2.7.2-13 のとおり、評価基準値 1.0 に対し余裕を有することから、抑止杭は不要とした。

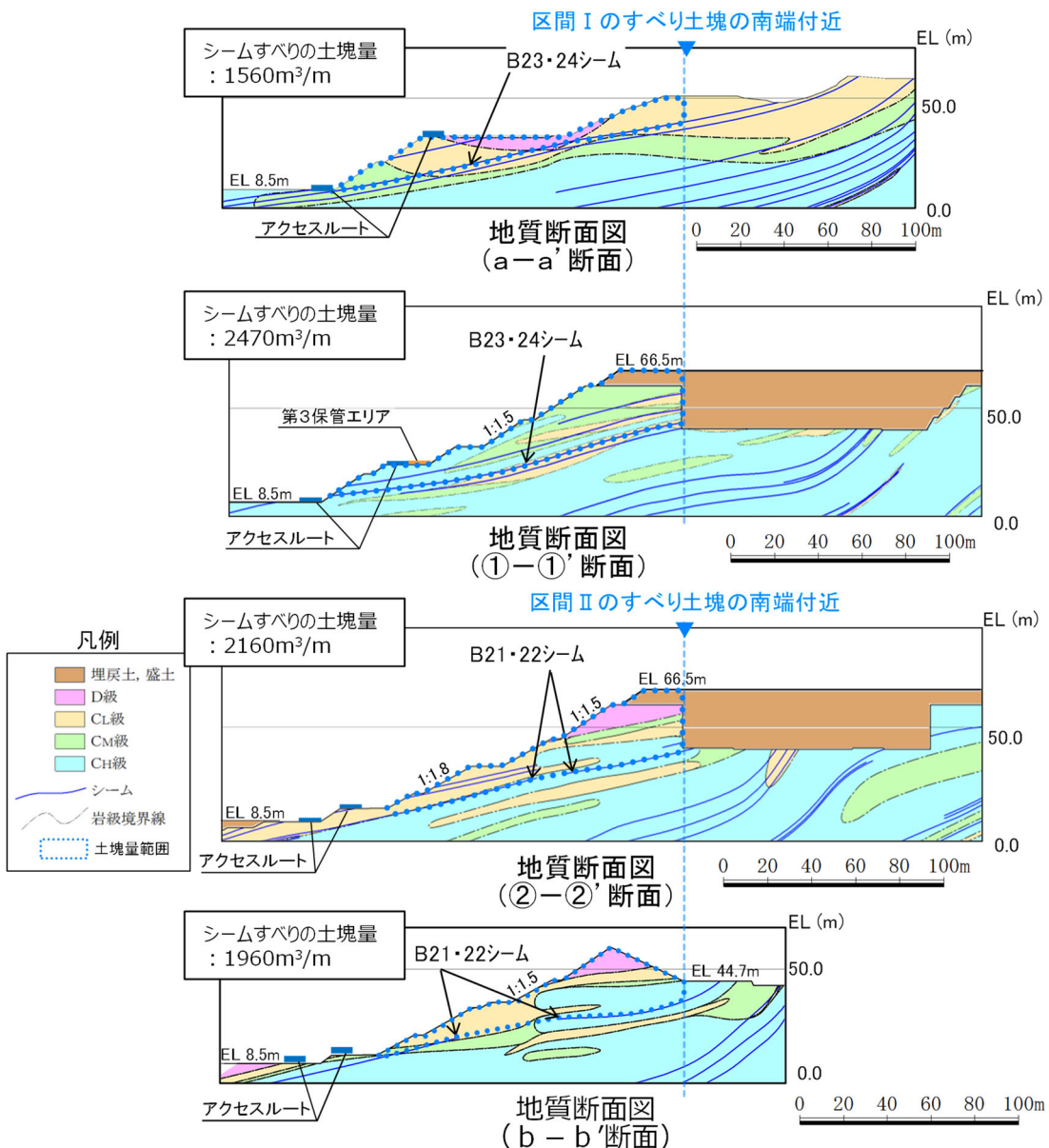


図 2.7.2-11 すべり土塊量の比較

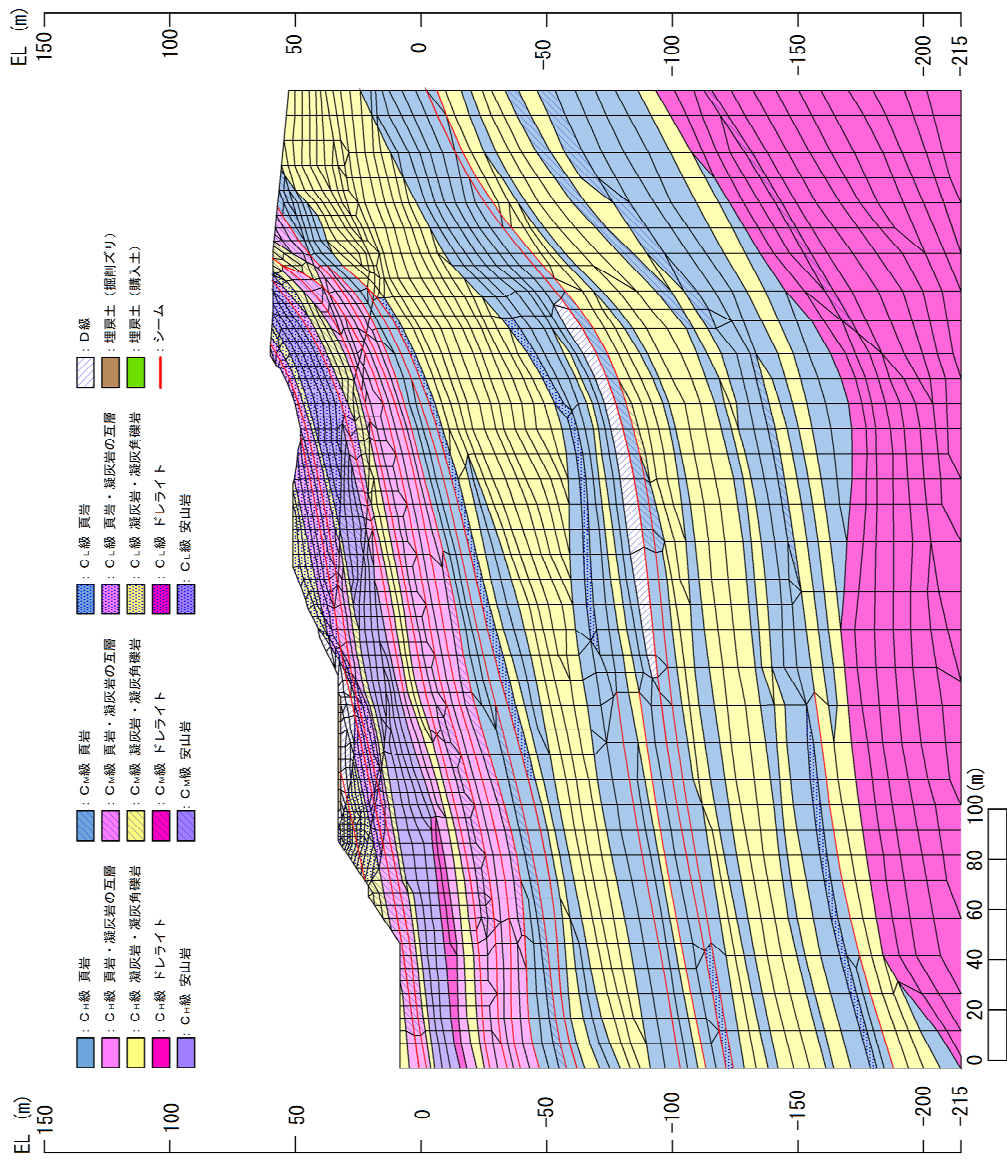


図 2.7.2-12(1) 解析モデル図 (a-a' 断面)

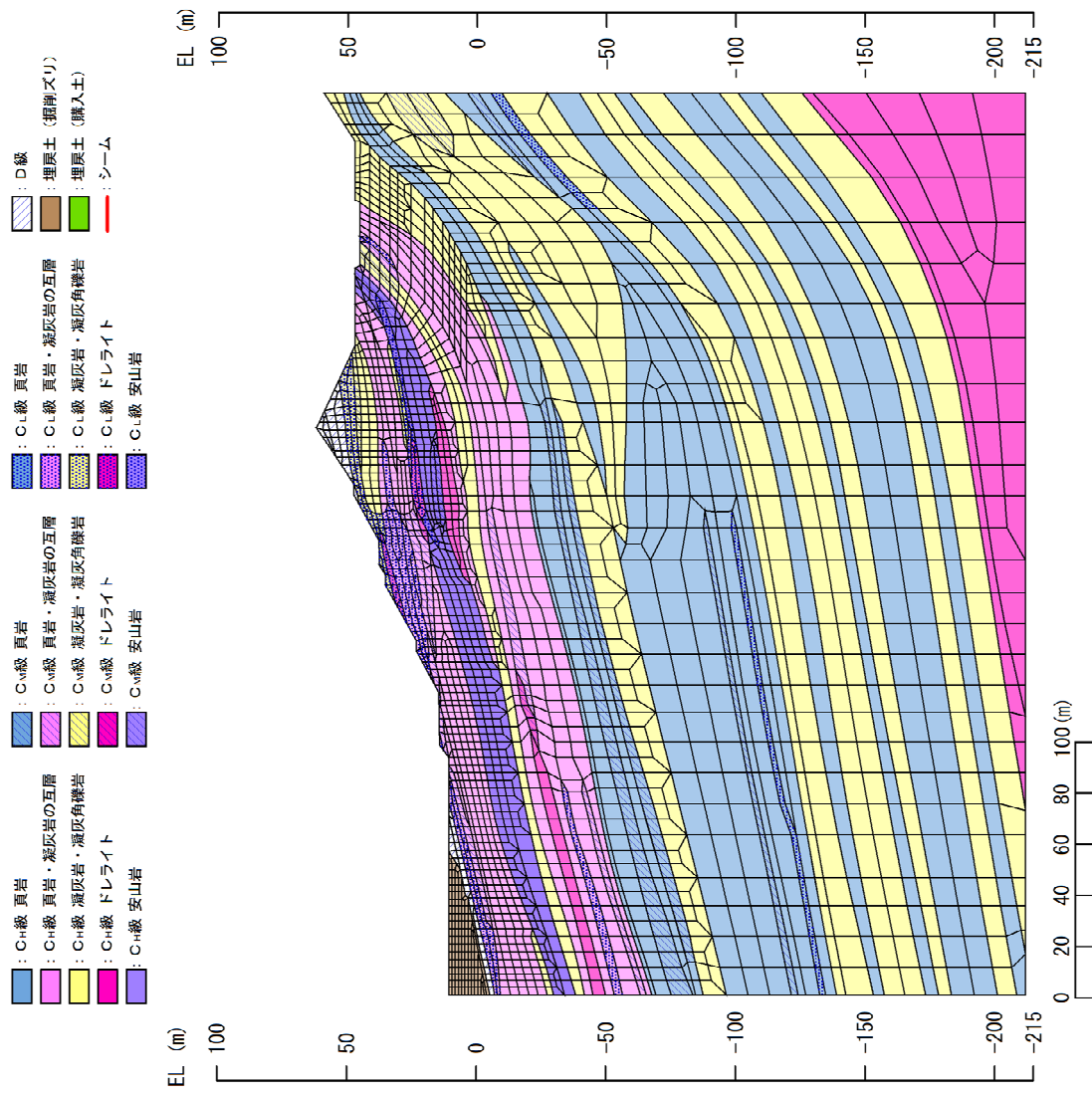
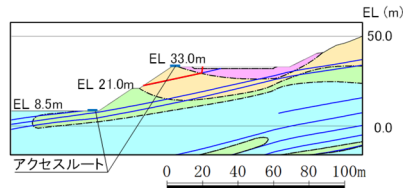
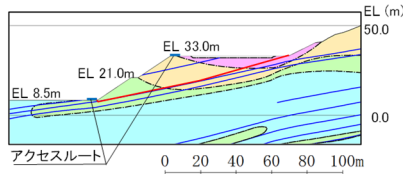


図 2.7.2-12(2) 解析モデル図 (b-b' 断面)



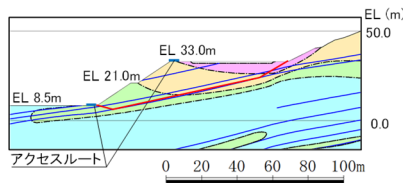
【D級岩盤及びB28シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	2.27
Ss-N ₁	2.06
Ss-N ₂	2.63



【D級岩盤及びB23・24シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	2.09
Ss-N ₁	1.81 (1.49)
Ss-N ₂	2.23



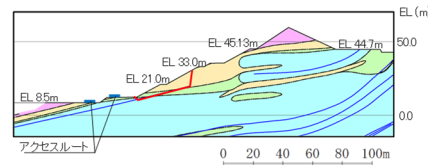
【D級岩盤及びB21シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	2.34
Ss-N ₁	2.11
Ss-N ₂	2.53

【凡例】

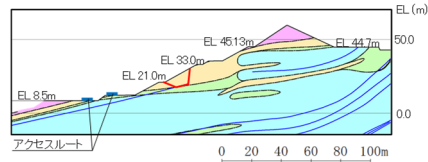
- : C+級 岩盤
- : C_v級 岩盤
- : C_l級 岩盤
- : D級 岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面

図 2.7.2-13(1) 評価結果 (a-a' 断面)



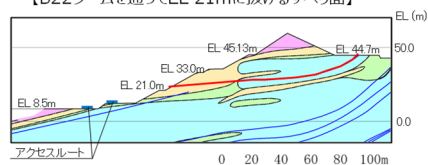
【B22シームを通過してアクセスルートに抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	3.92
Ss-N ₁	4.19
Ss-N ₂	4.60



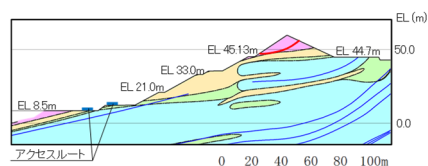
【B22シームを通過してEL 21mに抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	3.73
Ss-N ₁	4.40
Ss-N ₂	4.52



【B21シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率 (内はばつぎ強度のすべり安全率)
Ss-D	1.47 (1.34)
Ss-N ₁	1.87
Ss-N ₂	2.22



【簡便法で設定したD級岩盤を通るすべり線】

【凡例】

- : C+級 岩盤
- : C_v級 岩盤
- : C_l級 岩盤
- : D級 岩盤
- : シーム
- : すべり面

図 2.7.2-13(2) 評価結果 (b-b' 断面)

(3) 抑止杭の断面配置の考え方

杭の断面配置は、表 2.7.2-2 に示す文献を参考に、以下を満足する位置に設定した。

- ① すべり面の勾配が緩やかな位置
- ② 杭より下流の移動層のすべりが発生しない位置
- ③ 移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が発生しない位置

②、③に係る杭の断面配置の妥当性確認結果は「2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価」の中で示す。

表 2.7.2-2 抑止杭の断面配置の考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献		参考文献の記載内容を踏まえた抑止杭の配置の考え方
	記載内容	文献	
杭の断面配置	杭の設置位置は、原則として、すべり面の勾配が緩やかなところで、杭より下流の移動層の有効抵抗力が十分期待できる位置とし、かつ移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が起こらないところとする。	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)	・杭の断面配置は、以下を満足する位置とする。 ①すべり面の勾配が緩やかな位置 ②杭より下流の移動層のすべりが発生しない位置 ⇒動的解析により確認する。 ③移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が発生しない位置 ⇒動的解析により確認する。

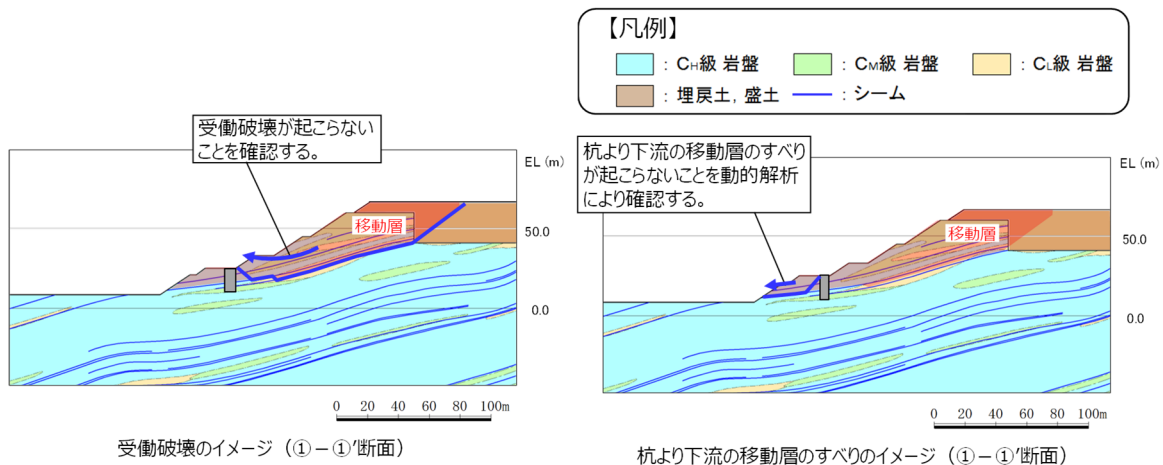


図 2.7.2-14 受働破壊及び杭より下流の移動層のすべりのイメージ

(4) 根入れ深さの考え方

杭の根入れを検討するにあたり、抑止杭設置前の斜面において、すべり安定性評価を実施し、移動層・不動層を特定する。

すべり安定性評価の結果を踏まえ、評価基準値であるすべり安全率 1.0 を下回るすべり面が形成するすべり土塊のうち、最大となる土塊を移動層とし、それより下層を不動層とする。

①-①' 断面における各すべり面のすべり安全率を図 2.7.2-15 に示す。

抑止杭設置前の斜面において、①-①' 断面のすべり安定性評価を実施した結果、すべり安全率 1.0 を下回るすべり面は以下のとおり。

(a) B23・24 シームを通過して法尻に抜けるすべり面

(b) B21・22シームを通過して法尻近傍のC₁級岩盤内でB23・B24シームに飛び移り法尻に抜けるすべり面

上記の (a) 及び (b) のすべり面のうち、すべり土塊が最大となる土塊を移動層、それより下層を不動層とした。(図 2.7.2-16 参照)

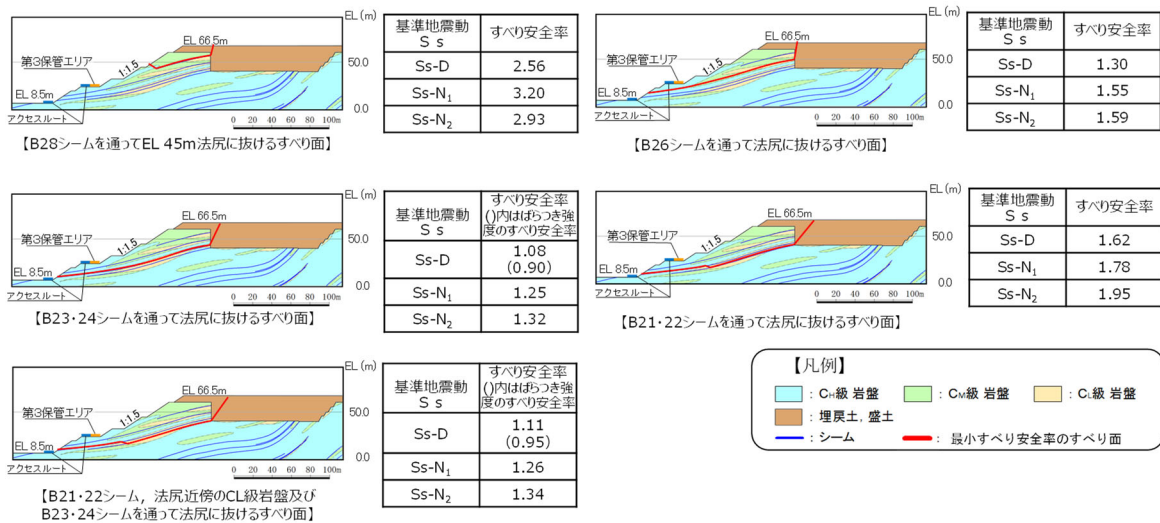


図 2.7.2-15 ①-①' 断面の評価結果

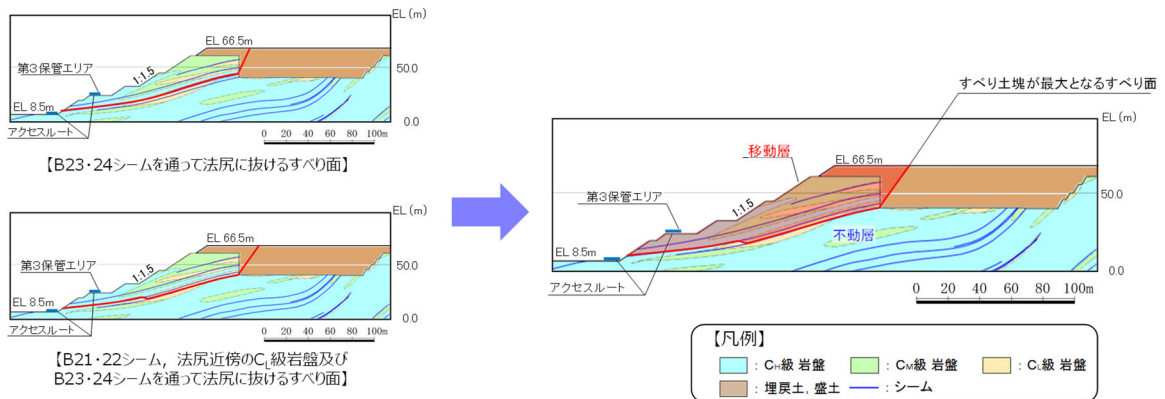


図 2.7.2-16 ①-①' 断面の移動層・不動層

②-②' 断面における各すべり面のすべり安全率を図 2.7.2-17 に示す。

抑止杭設置前の斜面において、②-②' 断面のすべり安定性評価を実施した結果、いずれのすべり面も評価基準値であるすべり安全率 1.0 を上回ることを確認したものの、「B21・22 シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面」は裕度が小さいことから、当該すべり面が形成するすべり土塊を移動層、それより下層を不動層とした。(図 2.7.2-18 参照)

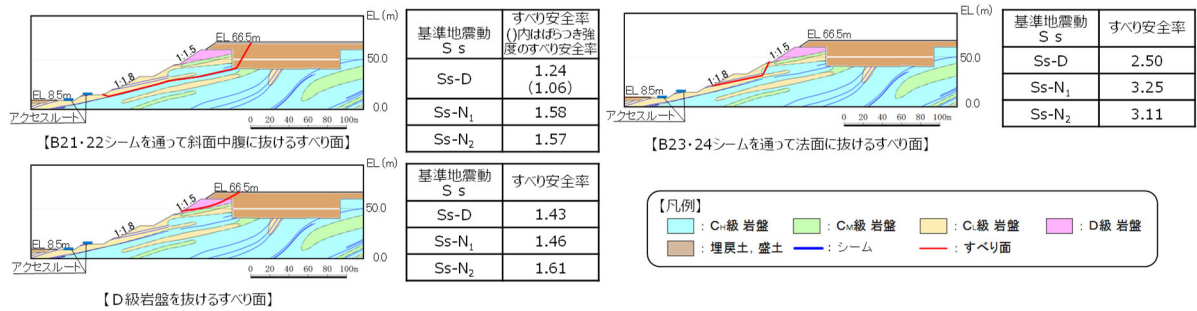


図 2.7.2-17 ②-②' 断面の評価結果

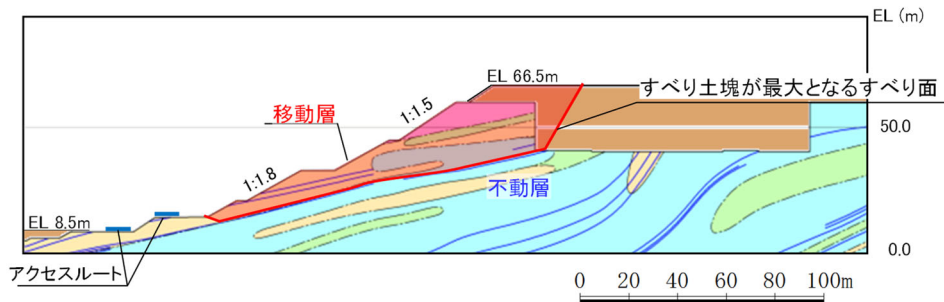


図 2.7.2-18 ②-②' 断面の移動層・不動層

杭の根入れ深さは、特定された不動層に十分根入れされるよう、表 2.7.2-3 に示す文献を参考に設定した。根入れ部が新第三紀中新世の頁岩・凝灰岩主体の岩盤であるため、図 2.7.2-19 のとおり全長の 1/3 以上、根入れを行う。動的解析の応力状態により、不動層における杭周辺の岩盤が健全であることを「2.7.4 (11) 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果」において確認する。

表 2.7.2-3 杭の根入れ深さの考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献		参考文献の記載内容を踏まえた抑止杭の配置の考え方
	記載内容	文献	
杭の根入れ深さ	<ul style="list-style-type: none"> 根入れ部が結晶片岩、砂岩、花崗岩、安山岩等で堅硬な岩盤の場合には杭の全長の 1/4 程度、第三紀の泥岩や凝灰岩の場合には杭の全長の 1/3 程度、根入れ部の不動層のN値が50以上のときは杭の全長の 1/3 以上とする。 	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)	根入れ部が新第三紀中新世の頁岩・凝灰岩主体の岩盤であるため、全長の 1/3 以上、根入れを行う。 ⇒動的解析の応力状態により、不動層における杭周辺の岩盤が健全であることを確認する。

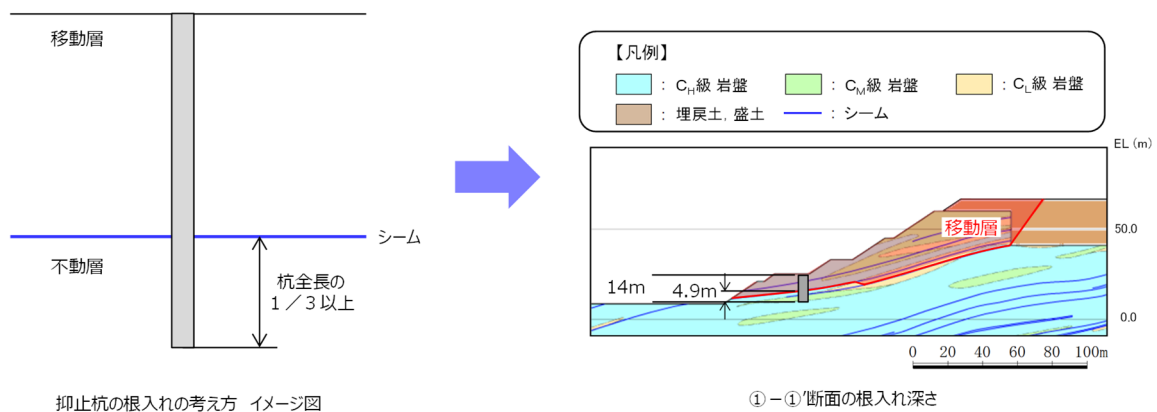


図 2.7.2-19 根入れ深さの考え方

(5) 杭間隔の考え方

杭の間隔については、表 2.7.2-4 に示す文献調査を踏まえ、杭間が岩盤であることから、文献①～④及び岩盤中の深礎杭に係る一般産業施設の施工事例を参考に、必要抑止力を満足するよう、図 2.7.2-20 のとおり杭直径の 2D 程度に設定した。文献②、文献③及び文献④の概要を図 2.7.2-21～図 2.7.2-23 にそれぞれ示す。

抑止杭周辺地盤は C_M ～ C_H 級主体の堅硬な岩盤であるため、シームすべりの側面抵抗が十分に期待できることから、杭間を抜けるすべりは発生しないと考えられるが、掘削による緩みに起因する杭間を抜けるすべりを防止するため、杭間の岩盤を緩ませないよう対策を行っている。（「2.7.2(6) 【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】」参照）

また、以下の検討を行い、杭間隔の妥当性を確認した。

一般産業施設の施工事例について、杭間隔及び S_s 規模の地震による被災事例に着目して確認した結果、 S_s 規模の事例がないことから、文献①～④を踏まえ、杭間隔の妥当性を確認するため杭間の岩盤の中抜けを想定した 3次元 FEM 解析を実施した。（「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」参照）

また、中抜け現象の発生に係る判定基準について、文献④を踏まえて整理し、2次元 FEM 解析及び 3次元 FEM 解析において判定を行った。

その結果、区間Ⅰ、区間Ⅱともに、判定基準を満足しており、中抜け現象は起こらないと評価する。（2.7.6(6)参照）

表 2.7.2-4 杭間隔の考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献			参考文献の記載内容を踏まえた杭間隔の考え方
	記載内容	対象	文献	
杭の間隔	<ul style="list-style-type: none"> 杭間隔が基礎径の2倍程度未満となると、支持地盤が掘削時の影響により隣接基礎の周面を緩め、地盤抵抗の減少や斜面の不安定化のおそれがあるため、最小中心間隔は基礎径の2倍程度とするのがよいとしている。 	岩盤（支持層）の深礎基礎	文献①：斜面上の深礎基礎設計施工便覧（公益社団法人日本道路協会，2012年）	杭間隔を杭直径の2D程度とする。杭間隔の妥当性を確認するため、杭間の岩盤の中抜けを想定した3次元FEM解析を実施する。中抜け現象の発生に係る判定基準（6）参照に基づき、中抜け現象の発生の有無を評価する。
	<ul style="list-style-type: none"> 標準杭間隔として、移動層の厚さ20m以上では杭の間隔は4m以下を目安とする。 上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応を目安とすることができる。 	土質もしくは岩石で構成される移動層中の杭工	文献②：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）	
	<ul style="list-style-type: none"> 風化まさ土地帯の抑止杭を対象とし、大型一面せん断機による模型実験により、杭間隔と中抜け現象及び杭の負担荷重の相関性について考察した。 杭間隔を変えて実験を行った結果、8D以上になると中抜けしやすくなることが分かったため、適切な杭間隔として8D以下が一つの目安になることが分かった。 中抜け現象は、移動層と不動層の層境の移動層底部の土塊が杭間をトコロテン状にすべり抜け、地表面付近の土塊も一体にすべり抜けようとし、手前にせり出す際の亀裂の発生により、崩壊している現象と考えられる。 	土質で構成される移動層中の杭	文献③：斜面崩壊抑止杭に関する模型実験（技術研究所報 No. 19, 佐藤工業(株), 1993年）	
	<ul style="list-style-type: none"> 砂質地盤の斜面に設置された抑止杭を対象とした模型実験により、地盤の移動状態、アーチ効果と杭配置との関係を検討している。 一般に、並列杭前面にはアーチ効果が期待でき、上流側からの作用応力が杭体に集中し、杭間における作用応力が小さくなる。 引張領域に配置された抑止杭でも、杭間隔が8D未満であれば、中抜け現象に対する抑止になることが分かった。 	砂地盤の斜面に設置された杭	文献④：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察（足立ほか，1988年）	

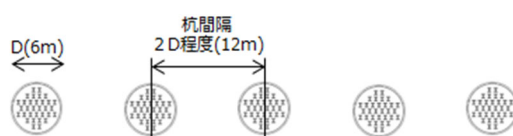


図 2.7.2-20 ①-①' 断面の杭間隔等（イメージ図）

6.2.17 標準杭間隔³³⁾

標準杭間隔として次の数値を目安とする。

移動層の厚さ (m)	杭の間隔 (m)
～ 1.0	2.0以下
1.0 ～ 2.0	3.0以下
2.0以上	4.0以下

杭の間隔は単列、千鳥配列共に地すべりの上流又は下流から見た投影間隔を意味し、その距離は杭の芯間距離とする (図34 参照)。

上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。

これらの数値は経験や実験結果にもとづいて定められたものであり、削孔による地盤のゆるみや乱れの影響が重複せず、したがって土塊の中抜けを起こさず、杭に所定の地すべり力が作用するための条件の目安として用いることができる。

なお、杭の施工上孔壁間の距離は約1m以上を確保する必要があるので杭間隔の決定にあたってはこの点を考慮する必要がある。設計計算上孔壁間の距離が約1m未満となる場合には杭配列を千鳥配列とする。

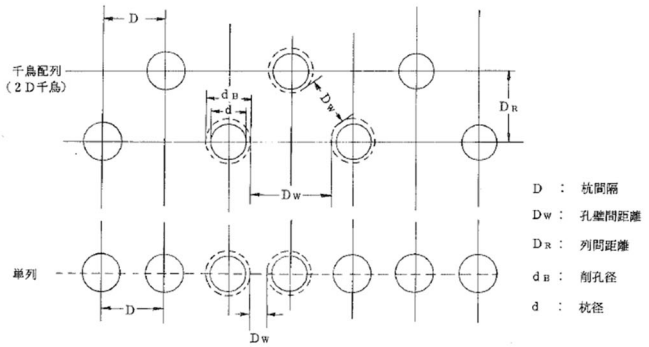
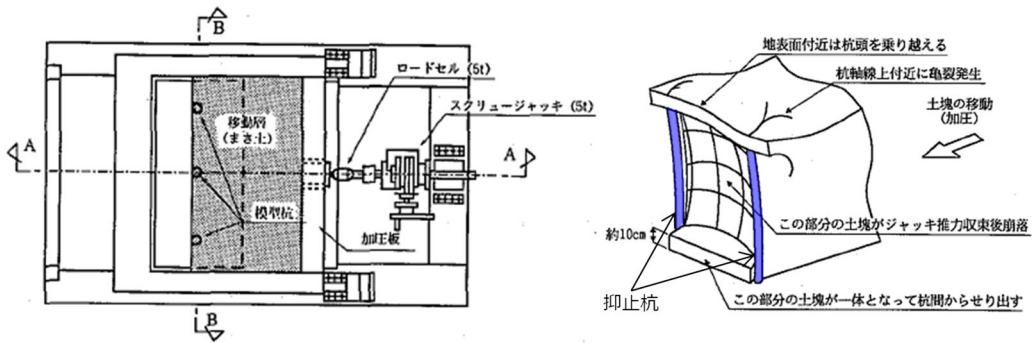


図34 杭間隔および杭の配列³³⁾

文献②を抜粋, 加筆

図 2.7.2-21 文献②の概要



平面図
実験装置概要
(文献③より抜粋)

実験結果イメージ図 (杭間からの土の中抜け状況)
(文献③より抜粋, 一部加筆)

図 2.7.2-22 文献③の概要

(6) 中抜け現象の発生に係る判定基準の設定

【文献④の詳細内容】

文献④で実施された実験は図 2.7.2-23 に示すとおり、抑止杭を設置した砂質地盤を想定した地盤模型を約 90° 回転させ、模型の底部が一様に降下する降下床によって流動を表現し、地すべり抑止杭の抑止機構を実験的に調べたものである。

杭間隔、杭形等を変化させ、地盤の流動を観察することにより以下のような知見を得た。

・杭周辺の地盤の移動

図 2.7.2-24 に実験装置の杭と標点の位置関係、図 2.7.2-25 に実験結果の一例を示す。 $\Delta x / \Delta \delta$ が 0.6 以下である点は、杭体及び杭間のアーチ効果によって流動を阻止されている点であるとされており、標点番号 9, 15 の動きに着目すると、この標点あたりが遷移領域と考えられることから、図 2.7.2-24 のようなアーチの位置が推定できるとされている。

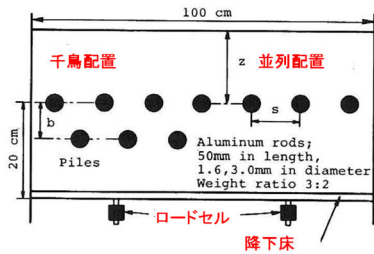


図 2.7.2-23 実験装置概要

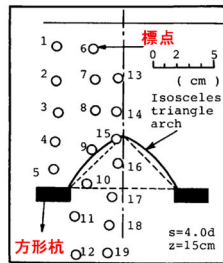


図 2.7.2-24 実験装置の杭と標点の位置関係

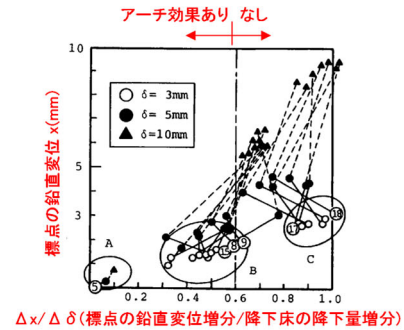


図 2.7.2-25 実験結果の一例 (標点の鉛直変位と降下床の降下量の関係)

・中抜け現象に対するアーチ効果が発揮されるメカニズム

上記の整理結果も含め、図 2.7.2-26 のとおりアーチ効果のメカニズムについて考察されている。杭間の粒子 A, B, C, D に着目すると、降下床の降下とともに粒子 D は降下床と同様の降下をし、粒子 B, C も D に引きずられ下方に移動するが、粒子 A は、ある程度降下するとアーチ状の粒子の列が杭の存在によって結びつき、斜線で示した部分の荷重が杭体に作用するとされている。

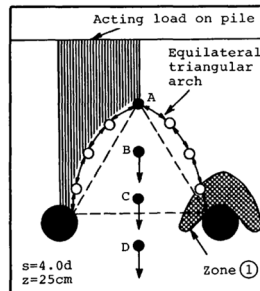


Fig. 6 アーチ効果

図 2.7.2-26 アーチ効果のメカニズム

円形杭と方形杭を比較すると、一般に円形杭は形状からアーチ効果の支持点となる足場になる場所（図 2.7.2-27 の領域 C）が不安定であるため、アーチ効果は発揮されにくいですが、円形杭であっても、杭周辺の変形を止めればアーチ効果による抑止効果は大きくなるとされている。

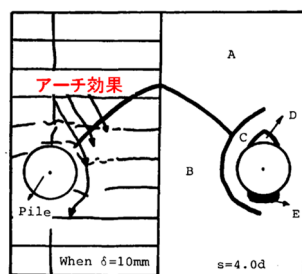


Fig.7 並列円形杭周辺における地盤の移動と分割領域

図 2.7.2-27 並列円形杭周辺における地盤の移動

・杭間隔のアーチ効果への影響

図 2.7.2-28 の並列杭の中心の杭に作用する荷重 H と降下床の降下量 δ の関係から以下のことが読み取れるとされている。

- (a) H は $\delta = 3 \sim 5\text{mm}$ 時に最大荷重を取り、以後徐々に減少することから、始めはアーチ効果により荷重による作用応力が杭帯に集中するが、降下量が 5mm を超えるとアーチは徐々に切れ始め、杭体に作用する荷重は減少することが分かる。
- (b) δ が 10mm を超えると単杭と $s=8D$ の挙動は同じになる。これより、杭間隔が 8D 以上になるとアーチ効果が発揮されないことが分かる。

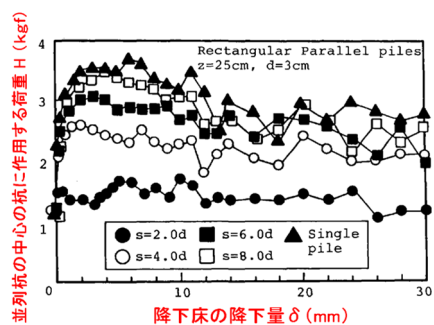


Fig.9 並列杭の中心に作用する荷重と降下床の降下量との関係

図 2.7.2-28 杭に作用する荷重と降下床の降下量の関係

【中抜け現象の発生に係る判定基準】

以上の文献④の詳細内容を踏まえた、第3保管エリア近傍斜面抑止杭における中抜け現象の発生に係る判定基準を表 2.7.2-5 のとおり整理した。

表 2.7.2-5 文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準

文献④の内容	判定基準
<ul style="list-style-type: none"> ・ 8D以上ではアーチ効果は見られず、中抜け現象が発生する。 	①杭間隔が8D未満であることを確認する。
<ul style="list-style-type: none"> ・ アーチ効果の有無は降下床の降下量により変化する。ある程度の降下量まではアーチ効果を発現するが、それ以上ではアーチは徐々に切れ始め、中抜け現象が発生する。 ・ アーチ効果の支持部が不安定な場合、アーチ効果は発揮されにくい。 ・ 杭周辺の流動領域の変形を止めれば、抑止効果は大きくなる。 	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。 ③図 2.7.2-29 に示す杭間部、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強度及びせん断強度に達した要素が発生していないことを確認する。

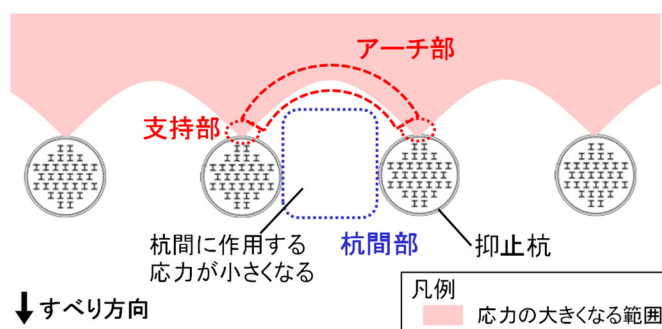


図 2.7.2-29 岩盤の局所安全係数分布図において確認する範囲

【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】

「道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)(社)日本道路協会, 2002年3月)」及び「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)」によると、深礎基礎の施工時には、発破作業を原則として避けることとされている。

また、「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)」によると、発破掘削は岩盤を効率よく掘削することができる反面、地山を緩めやすく、機械掘削は地山の緩みが小さいとされている。

これらを踏まえ、島根サイトの深礎杭の掘削では、 $C_M \sim C_H$ 級の堅硬な岩盤に対し、地山を緩めやすい発破掘削を避け、緩みの小さい『機械掘削』を採用している。図2.7.2-30～図2.7.2-32に島根サイトの深礎杭の掘削面及び掘削状況の写真を示す。



図 2.7.2-30 島根サイトの深礎杭 掘削面の写真 (南側)



図 2.7.2-31 掘削状況写真



図 2.7.2-32 掘削面の近接写真