

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-025-17 改 02
提出年月日	2023年3月13日

サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書に
関する補足説明資料

2023年3月

中国電力株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増設部）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

今回提出範囲：

別紙1 地震応答解析における解析モデル及び手法

別紙1-1 サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルに考慮する付着力の設定について

別紙2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

別紙3 サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析結果

別紙4 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙5 サイトバンカ建物（増築部）の損傷及び転倒に関する検討

別紙5-1 転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

別紙6 地震応答解析における建物基礎底面の付着力の検討

別紙7 地震応答解析モデルの選定プロセス

別紙 1 地震応答解析における解析モデル及び手法

目 次

- 1. 概要…………… 別紙 1-1
- 2. 地震応答解析モデル及び手法…………… 別紙 1-2
 - 2.1 サイトバンカ建物（増築部）の構造について…………… 別紙 1-6

1. 概要

本資料は、サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデル及び手法を示すものである。

2. 地震応答解析モデル及び手法

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデル及び手法を表 2-1 に示す。また，地震応答解析モデルを図 2-1 に示す。

表 2-1 地震応答解析モデル及び手法

項目	内容	既工認*1	今回工認	備考
入力地震動の算定法		—	基礎下端に直接入力	—
解析コード		—	N U P P 4	—
建物のモデル化	モデル	—	・水平：多軸床剛多質点系モデル	—
	材料物性	—	RC規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数，ポアソン比 E=2.25×10 ⁴ N/mm ² ν=0.2	①
	剛性評価	—	耐震壁を考慮	—
	減衰定数	—	・水平方向：RC：5%	—
地盤のモデル化	底面ばね	—	振動アドミタンス理論に基づく近似法 ・水平方向：水平及び回転ばねを考慮	②
	側面ばね	—	・水平方向：考慮せず	—
非線形特性	耐震壁	—	・水平方向：考慮	②，③
	底面ばね	—	・水平方向：考慮せず*2	

注：既工認時は，地震応答解析を実施しておらず，静的地震力を考慮

注記*1：島根原子力発電所第1号機『工事計画認可申請書 IV添付書類 資料 2-2「建物の耐震性についての計算書」（平成11・04・12資第24号平成11年4月26日認可）』

*2：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（別紙1-1「サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルに考慮する付着力の設定について」を参照）を超えないことを確認することで非線形特性を考慮しない。（別紙6「地震応答解析における建物基礎底面の付着力」を参照）

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① コンクリートのヤング係数及びポアソン比は，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づく。
- ② 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」（（社）日本電気協会）に基づく。
- ③ 耐震壁の非線形特性の設定については別紙2「地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定」に示す。

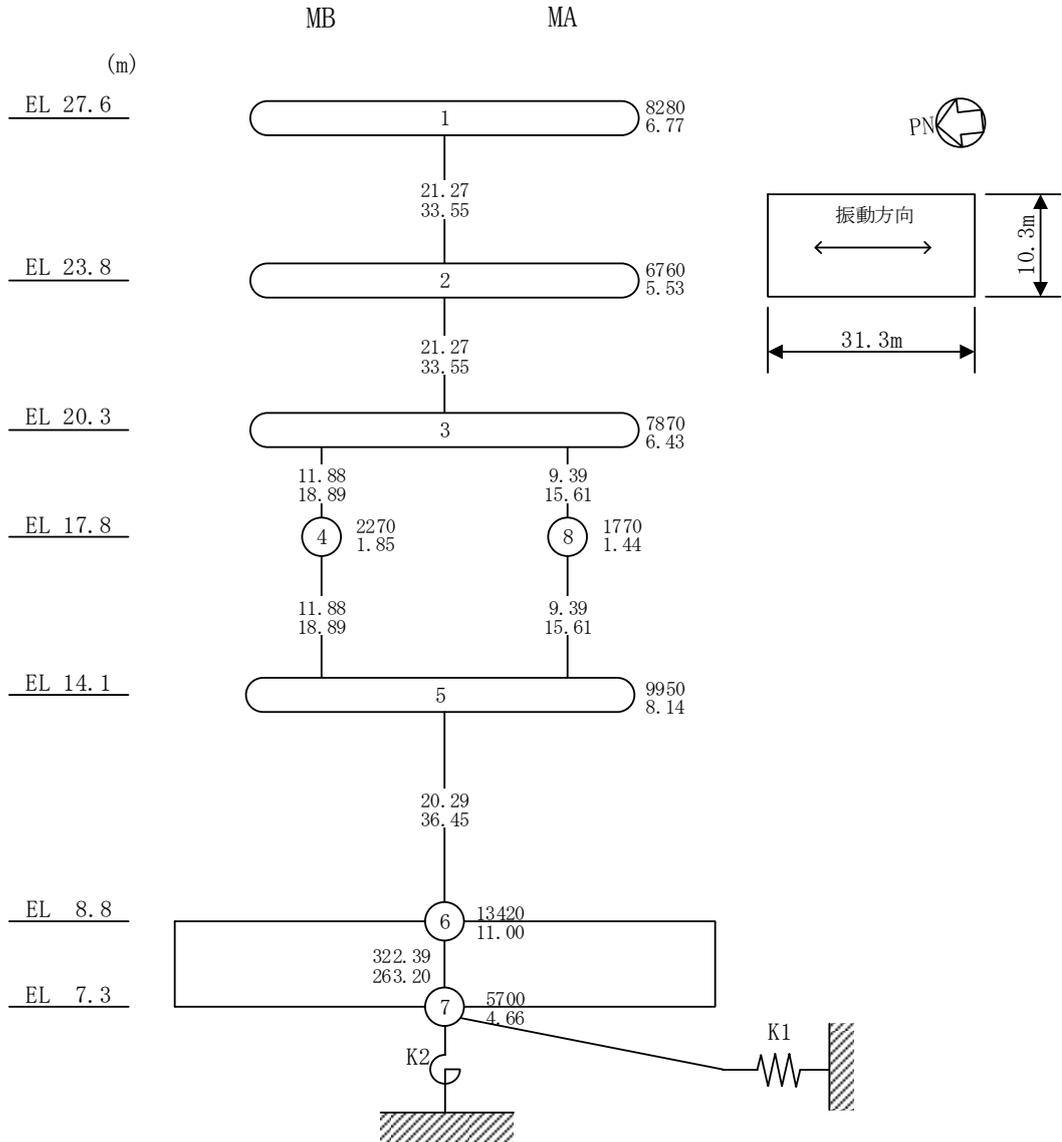
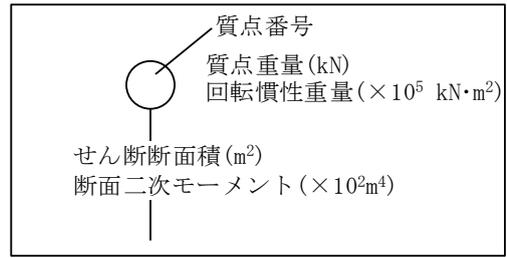


図 2-1(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

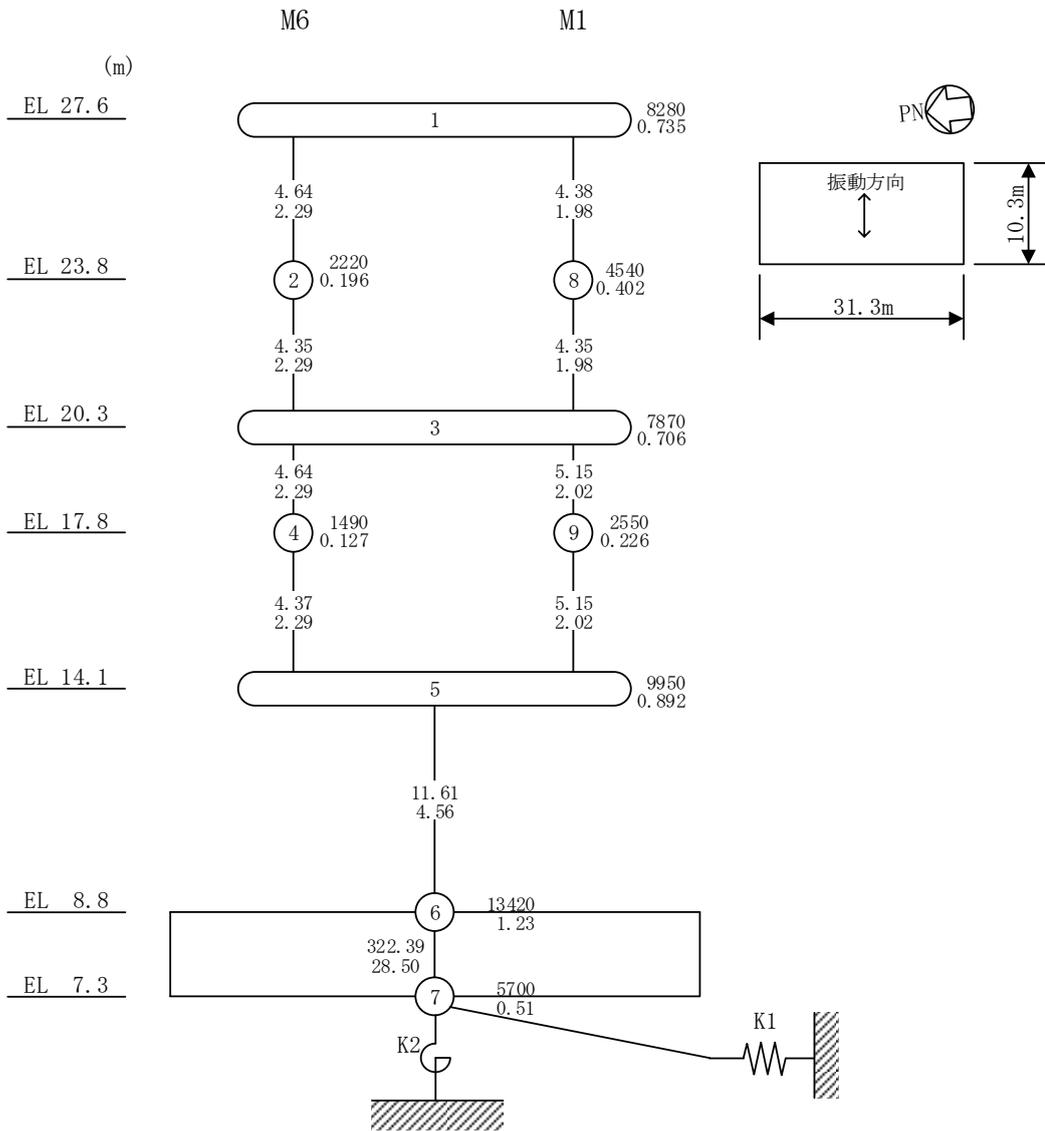
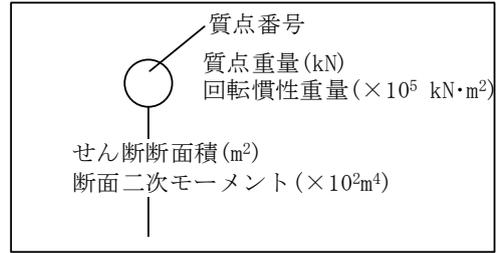


図 2-1 (2) 地震応答解析モデル (EW方向)

2.1 サイトバンカ建物（増築部）の構造について

サイトバンカ建物（増築部）の基礎は、厚さ 1.5m のべた基礎で、岩盤に直接設置している。サイトバンカ建物（増築部）の概略断面図を図 2-2 に、サイトバンカ建物とサイトバンカ建物（増築部）のクリアランスを図 2-3 に示す。

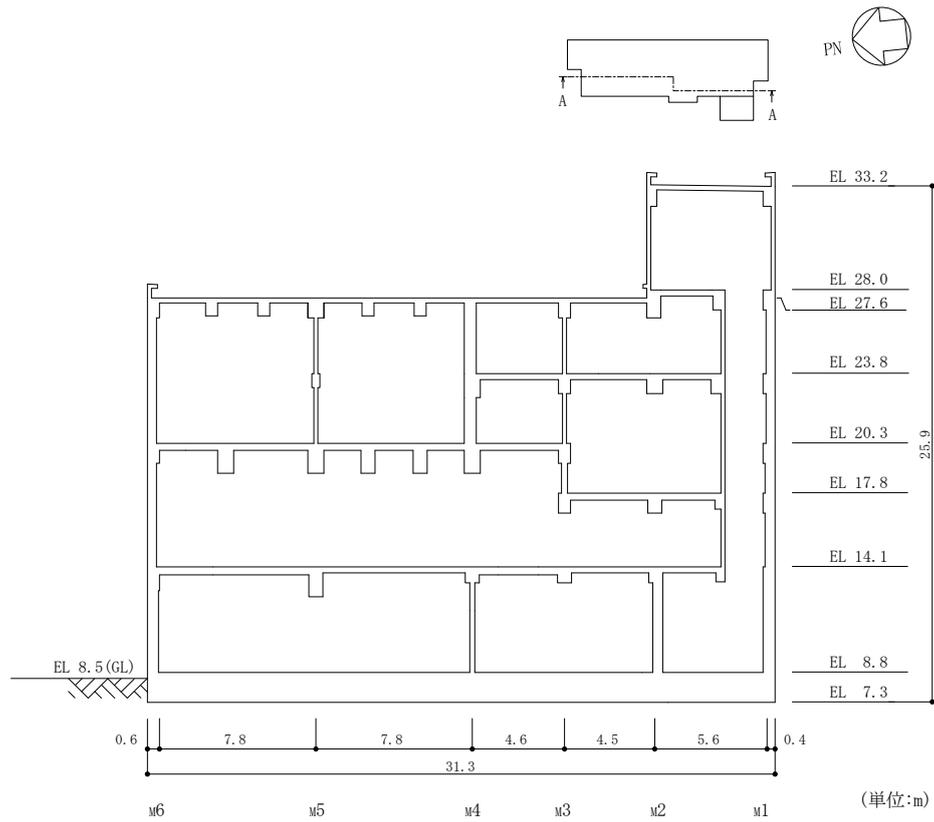


図 2-2(1) サイトバンカ建物（増築部）の概略断面図（A-A断面，NS方向）

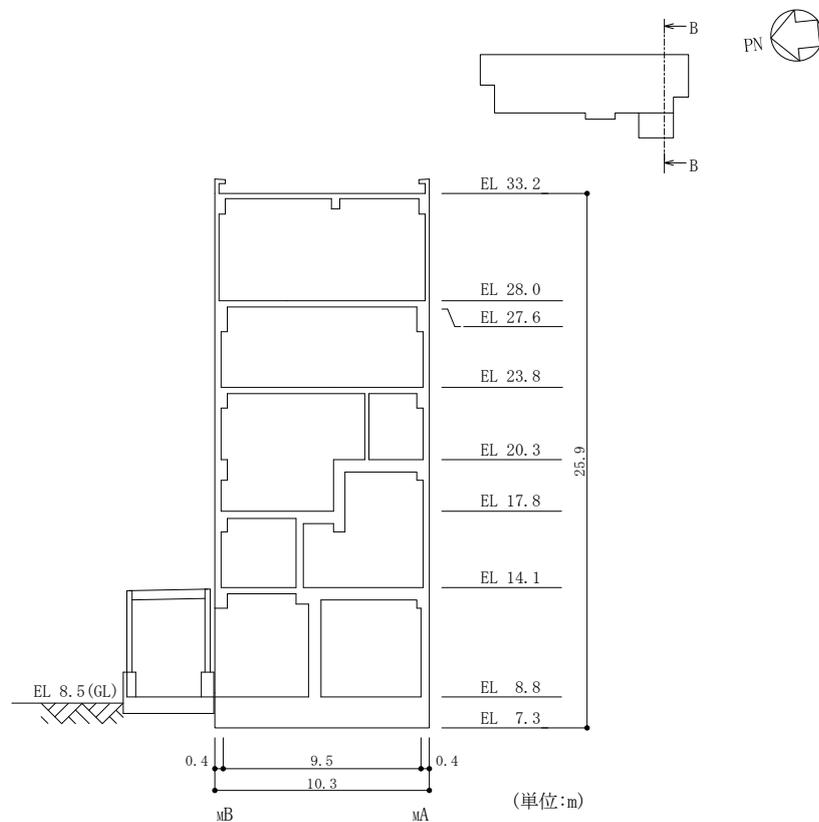


図 2-2(2) サイトバンカ建物（増築部）の概略断面図（B-B断面，EW方向）

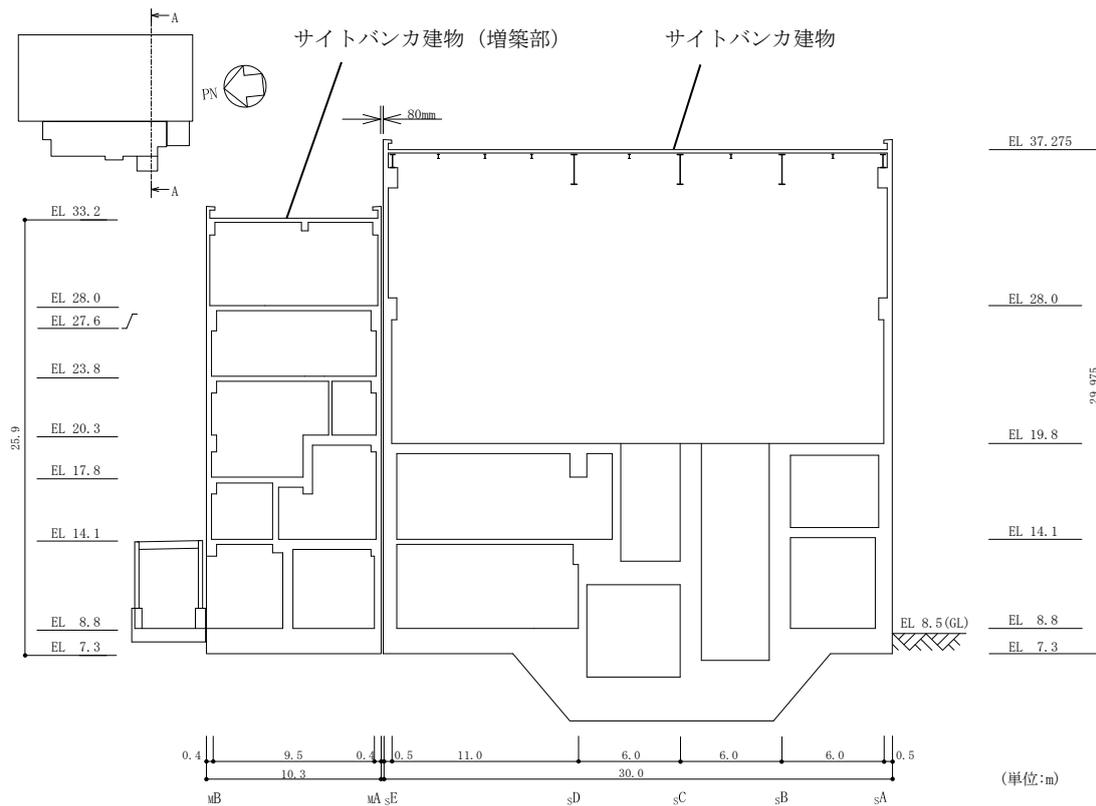


図 2-3 サイトバンカ建物とサイトバンカ建物 (増築部) のクリアランス (EW方向)

別紙 1-1 サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルに考慮する付着力の設定について

目 次

1. 概要……………別紙 1-1-1
2. サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤について……………別紙 1-1-2
3. サイトバンカ建物（増築部）の付着力の設定について……………別紙 1-1-4

1. 概要

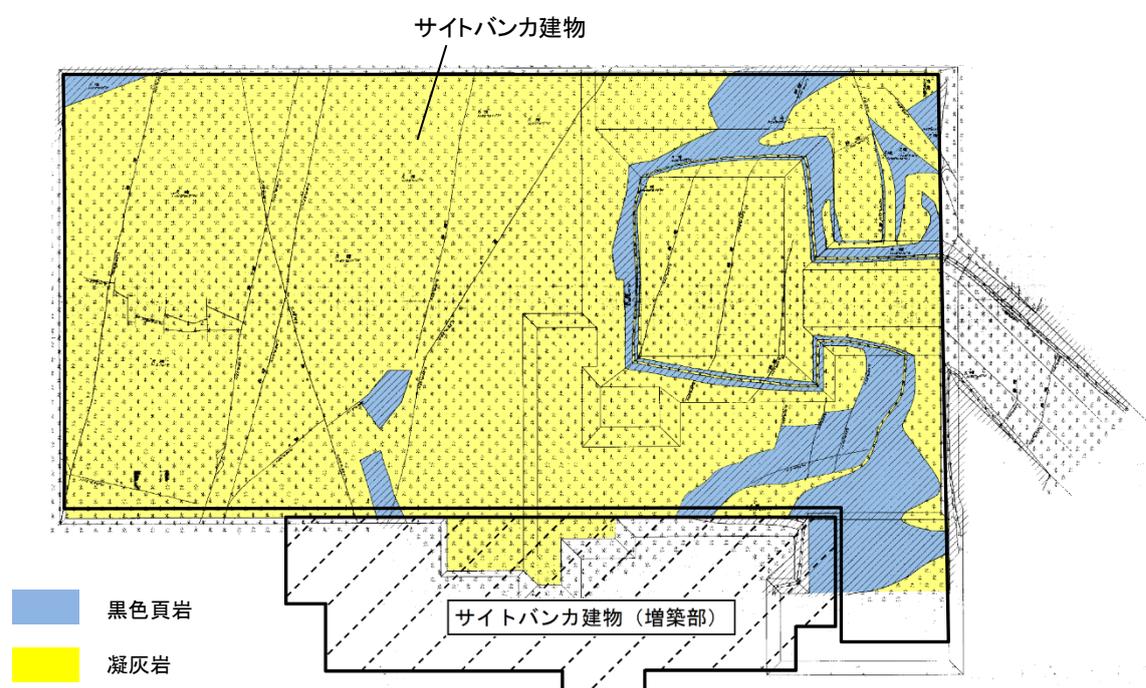
本資料は、サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルに考慮する付着力の設定について説明するものである。

2. サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤について

サイトバンカ建物（増築部）周辺の地質断面図を図 2-1 に示す。サイトバンカ建物（増築部）に隣接するサイトバンカ建物の支持地盤の 9 割以上は凝灰岩となっていることから、地盤の連続性を踏まえると、サイトバンカ（増築部）の支持地盤も凝灰岩が支配的であると考えられる。

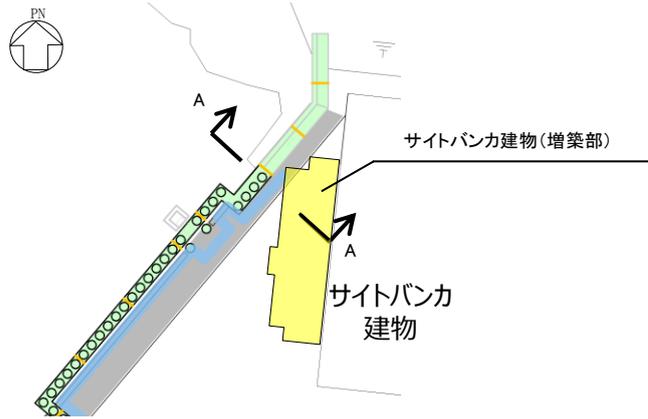
また、A-A 断面におけるサイトバンカ建物（増築部）の支持地盤はCH級の凝灰岩となっている。

以上から、サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤はCH級の凝灰岩が支配的であると判断した。

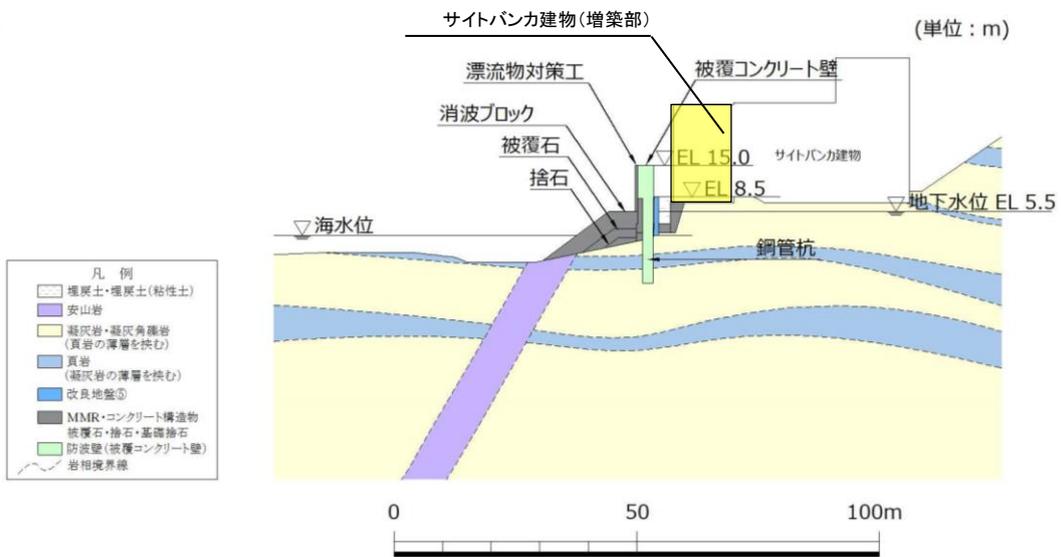


水平地質断面図

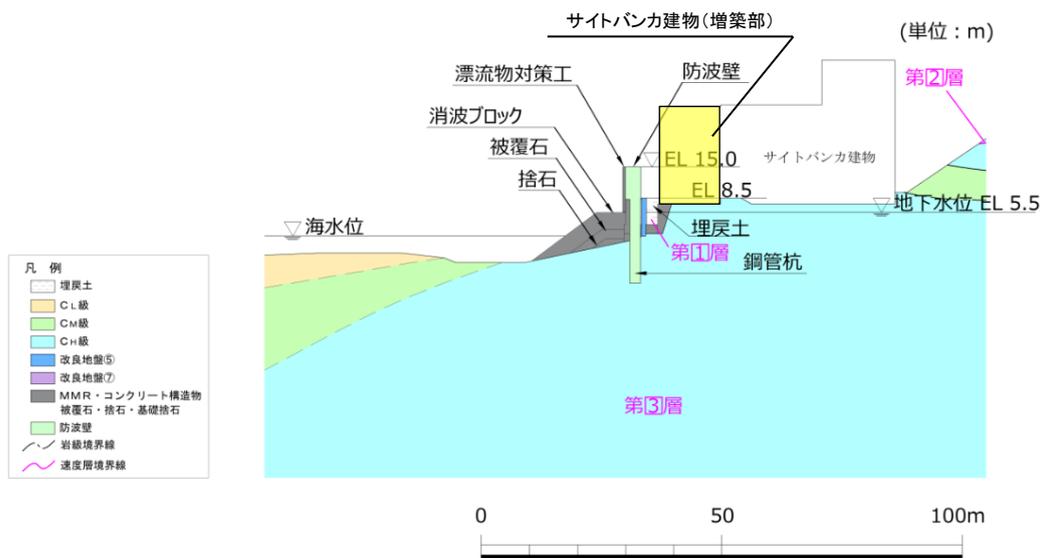
図 2-1(1) サイトバンカ建物（増築部）周辺の地質断面図



KEY PLAN



A-A 地質断面図 (岩相区分)



A-A 地質断面図 (岩級区分)

図 2-1(2) サイトバンカ建物 (増築部) 周辺の地質断面図

3. サイトバンカ建物（増築部）の付着力の設定について

補足説明資料「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）」に示すとおり、島根原子力発電所2号機において、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、3号エリアで実施した付着力試験における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 を採用している。3号エリア及び2号エリアで実施した付着力試験結果を図3-1及び図3-2に示す。

サイトバンカ建物（増築部）については、上位クラス設備を設置しない下位クラス施設であることを踏まえ、以下のとおり付着力を設定する。

サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤については「2. サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤について」に示すとおり、凝灰岩が支配的であることを確認していることから、3号エリアで実施した付着力試験結果のうち、保守的に値の小さい黒色頁岩の平均値 0.81N/mm^2 を付着力として採用する。

なお、採用した付着力 0.81N/mm^2 は、3号エリアで実施した付着力試験における凝灰岩の平均値 1.15N/mm^2 に対して十分保守的であることを確認している。また、2号エリアで実施した追加試験結果は3号エリアで実施した付着力試験結果と比較して同等以上の値となっており、サイトバンカ建物（増築部）に近い2号エリアで実施した追加試験における黒色頁岩の平均値 0.97N/mm^2 に対して十分保守的であることを確認している。

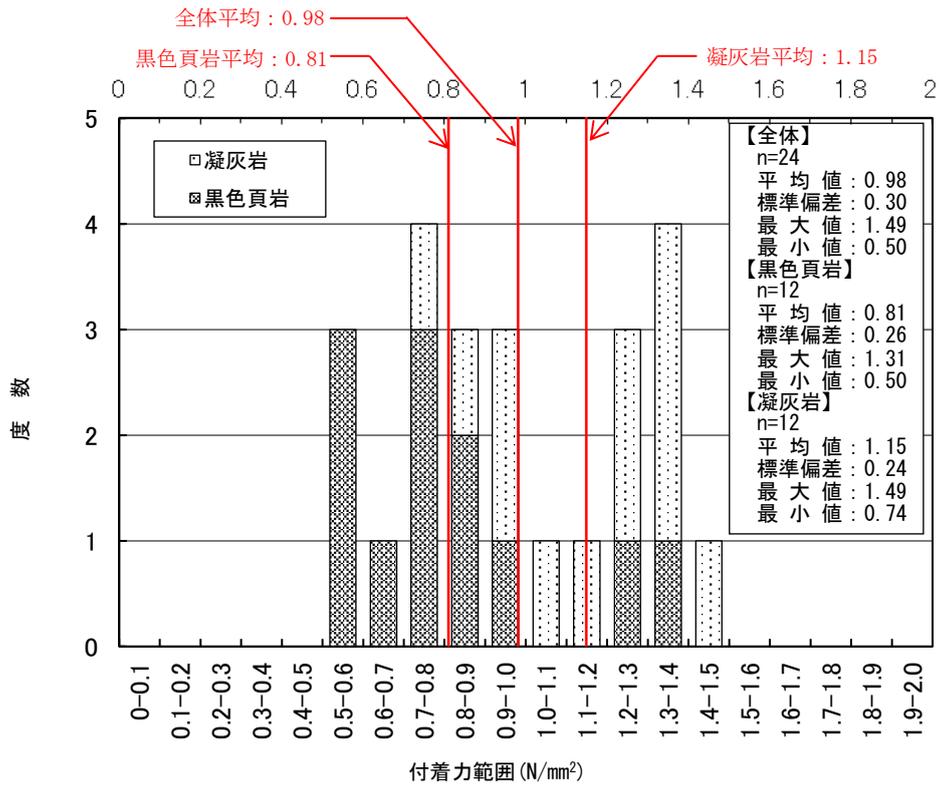


図 3-1 付着力試験結果 (3号エリア) [黑色頁岩, 凝灰岩]

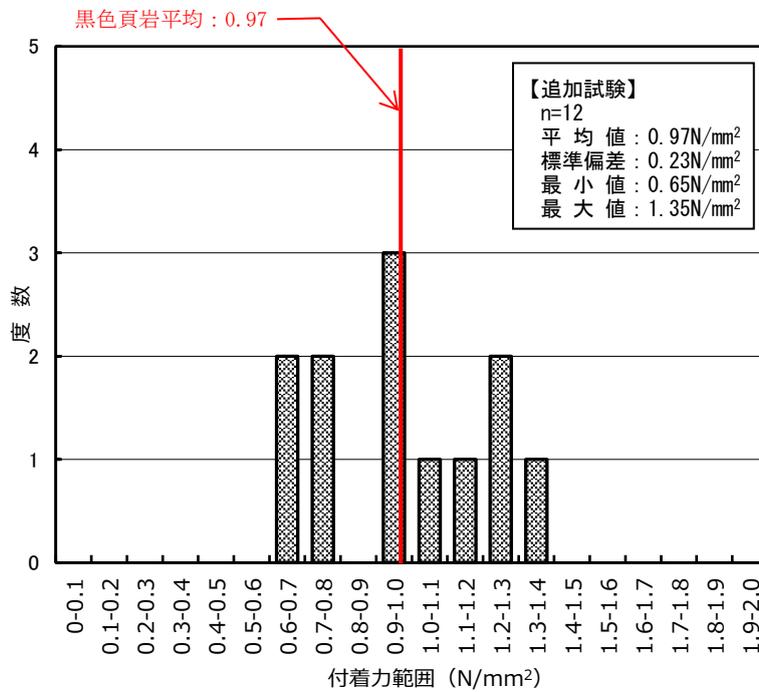


図 3-2 追加試験結果 (2号エリア) [黑色頁岩]

別紙5 サイトバンカ建物（増築部）の損傷及び転倒に
関する検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 評価方針	別紙 5-2
2.1 損傷に対する評価	別紙 5-2
2.2 転倒に対する評価	別紙 5-2
3. 評価結果	別紙 5-4
3.1 損傷に対する評価結果	別紙 5-4
3.2 転倒に対する評価結果	別紙 5-4
4. まとめ	別紙 5-5

別紙 5-1 転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

1. 概要

サイトバンカ建物（増築部）については雑個体廃棄物処理設備を収容する施設であり、上位クラス施設である防波壁に近接していることから、VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書」において、地震による構造物全体としての変形性能の評価（以下「損傷に対する評価」という。）により、防波壁に対する波及的影響を評価している。

本資料は、損傷に対する評価に加えて、サイトバンカ建物（増築部）が基準地震動 S_s に対して転倒しないことをエネルギー収支の観点から確認（以下「転倒に対する評価」という。）し、防波壁に波及的影響を及ぼさないことを補足的に説明するものである。

図1-1にサイトバンカ建物（増築部）と防波壁の位置関係を示した建物配置図を示す。

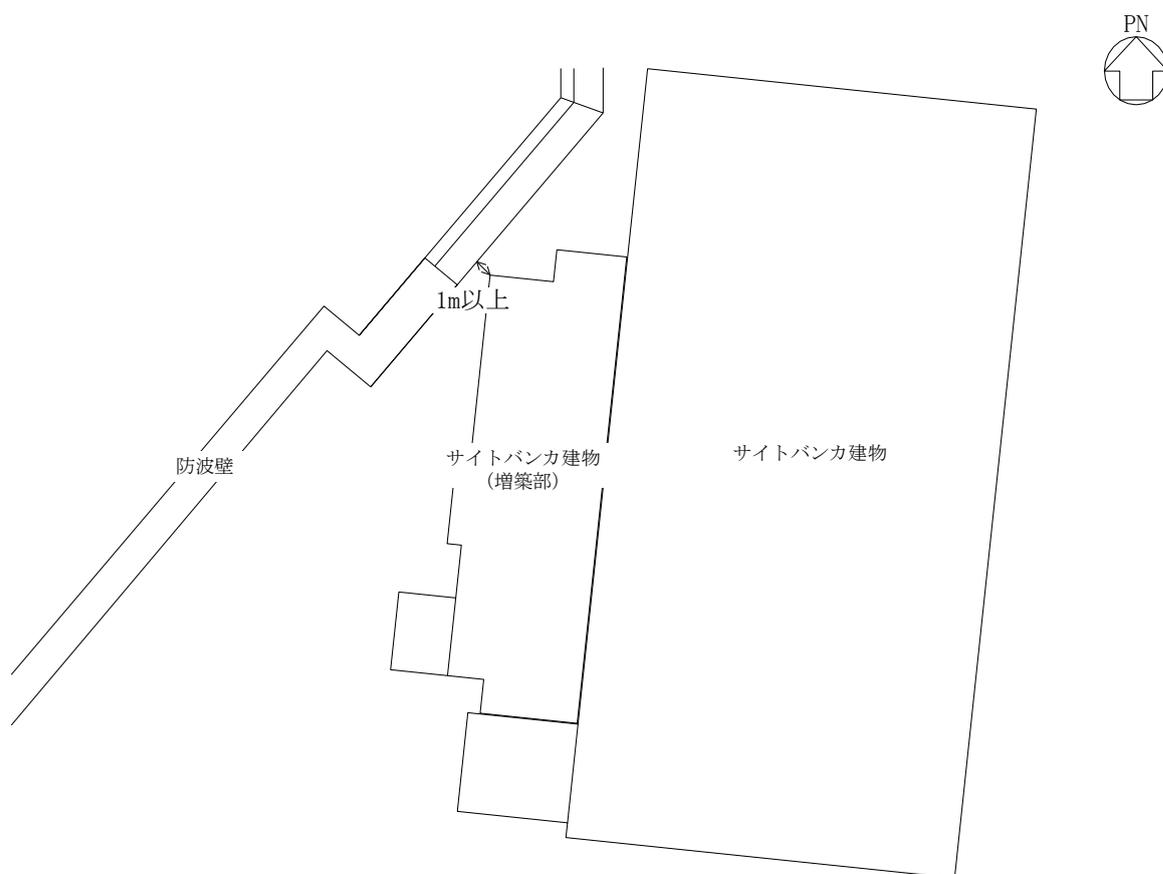


図 1-1 建物配置図

2. 評価方針

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響評価は、建物形状及び防波壁との位置関係を踏まえ、損傷及び転倒に対する評価を行う。また、上記評価においては、材料物性の不確かさを考慮する。

2.1 損傷に対する評価

地震応答解析により建物上部構造が損傷しないことを確認する。具体的には耐震壁の最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界である 4.0×10^{-3} を超えないことを確認する。

2.2 転倒に対する評価

「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」を参考に、地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から建物が転倒により防波壁に衝突しないことを確認する。具体的には図 2-1 に示す状態(i)及び状態(ii)を想定し、状態(i)の運動エネルギー < 状態(ii)の位置エネルギーとなることを確認する。なお、評価は短辺方向のEW方向に対して行う。

許容限界は、建物が転倒により防波壁に衝突しないことであり、転倒に対する評価にエネルギー収支を用いることが物理的に明快であること、また、1次モード（全質点が同一方向に動く）で変形を評価しており評価として保守的であることを踏まえ、本評価手法を採用することとする。なお、本手法の適用性及び妥当性については別紙 5-1「転倒に対する評価の適用性及び妥当性について」に示す。

- 状態(i)の運動エネルギー：建物直立時の初速として保守的に基準地震動 S_s の速度応答スペクトルの最大値を入力した運動エネルギー
- 状態(ii)の位置エネルギー：建物が防波壁に衝突する角度（ 17.4° ）に到達するのに必要な位置エネルギー（建物が防波壁に衝突する位置まで建物重心が上昇する）

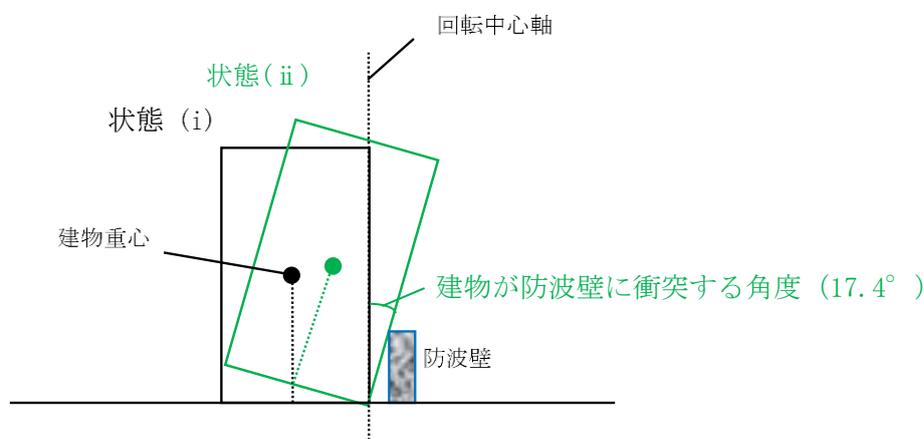


図 2-1 サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価の概念図

状態(i)及び状態(ii)のエネルギーは以下のとおり算定する。基準地震動S_sの速度応答スペクトルを図2-2に示す。

$$\text{状態(i)の運動エネルギー (J)} : \frac{1}{2} \cdot m \cdot V_{\text{max}}^2$$

$$\text{状態(ii)の位置エネルギー (J)} : m \cdot g \cdot \Delta H$$

ここで、

m : 建物の質量 (kg)

V_{max} : 基準地震動S_sの速度応答スペクトルの最大値 (170 (cm/s))

g : 重力加速度 (m/s²)

ΔH : 防波壁に衝突する位置まで建物重心が上昇する高さ (1.124 (m))

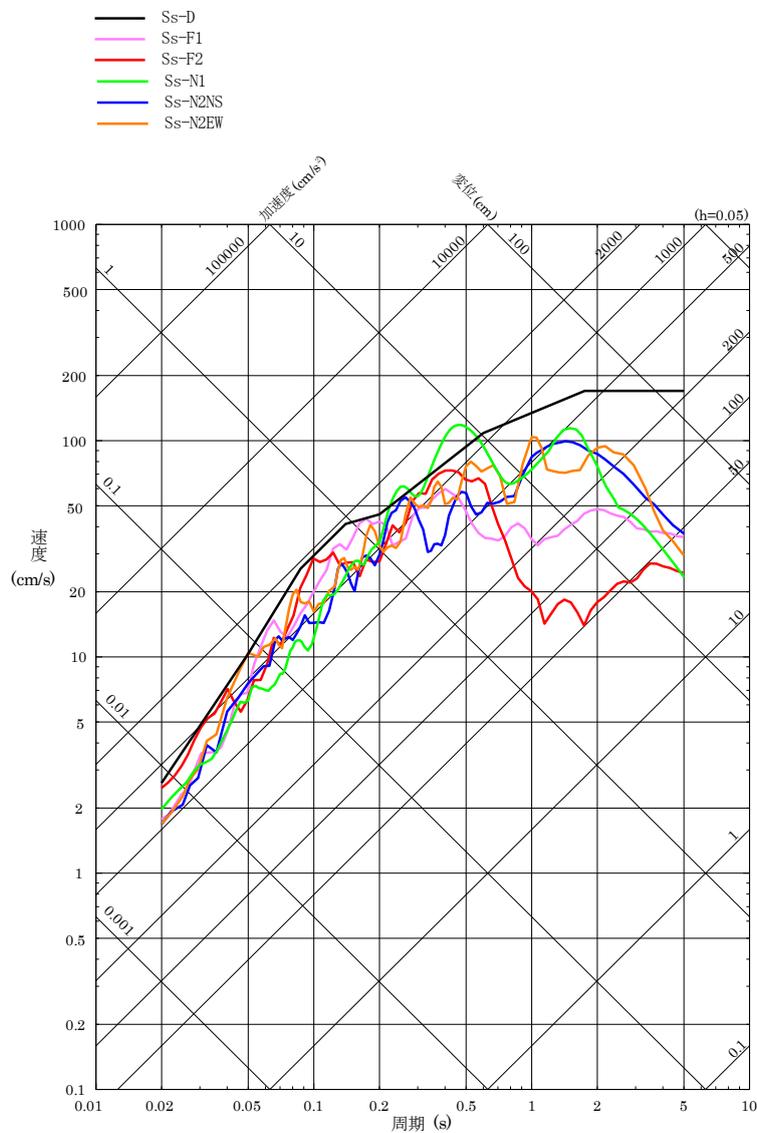


図2-2 基準地震動S_sの速度応答スペクトル

3. 評価結果

サイトバンカ建物（増築部）の損傷及び転倒に対する評価結果を示す。

3.1 損傷に対する評価結果

基準地震動 S_s に対する地震応答解析から算定した建物の最大応答せん断ひずみを表 3-1 に示す。建物の最大応答せん断ひずみが 4.0×10^{-3} 以下となることから、建物が損傷しないことを確認した。

(追而) 表 3-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

方向	最大応答 せん断ひずみ	許容限界
N S		4.0
E W		4.0

注: () 内は応答が最大となる地震動及びケースを示す。

3.2 転倒に対する評価結果

状態(i)及び状態(ii)におけるエネルギーの比較を表 3-2 に示す。地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から検討した結果、状態(i)における運動エネルギーが状態(ii)における位置エネルギーより小さくなることから、建物が転倒により防波壁に衝突しないことを確認した。

表 3-2 状態(i)及び状態(ii)におけるエネルギーの比較

(単位: $\times 10^7$ (J))

方向	状態(i)の 運動エネルギー	状態(ii)の 位置エネルギー
E W	0.825	6.30

4. まとめ

サイトバンカ建物（増築部）が基準地震動 S_s に対して損傷及び転倒しないことを確認し、防波壁に波及的影響を及ぼさないことを確認した。

別紙 5-1 転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

目 次

1. 概要	別紙 5-1-1
2. エネルギー収支による転倒に対する評価の適用性及び妥当性について	別紙 5-1-2
2.1 支持地盤に対する適用性の確認	別紙 5-1-2
2.2 ロッキング応答に対する確認	別紙 5-1-3
2.3 浮上りに対する安全裕度の確認	別紙 5-1-5
3. 付着力を考慮した浮上り及び地盤の支持性能の確認について	別紙 5-1-6
3.1 付着力を考慮した浮上りの検討	別紙 5-1-6
3.2 地盤の支持性能の検討	別紙 5-1-6
4. まとめ	別紙 5-1-7

1. 概要

サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価については、「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」（以下「ABWR DCD」という。）及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」（以下「ESBWR DCD」という。）を参考に、地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から建物が転倒により防波壁に衝突しないことを確認している。

本資料は、エネルギー収支による転倒に対する評価の適用性及び妥当性、並びに付着力を考慮した浮上り及び地盤の支持性能について説明するものである。

2. エネルギー収支による転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

「ABWR DCD」及び「ESBWR DCD」ではエネルギー収支による転倒に関して同じ評価手法が示されている。以下、サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価に本手法を適用することの適用性及び妥当性を示す。

2.1 支持地盤に対する適用性の確認

「ESBWR DCD」の標準設計における地盤条件を図 2-1 に示す。ここでは、中程度の硬さの地盤を $V_s = 800\text{m/s}$ 、硬岩地盤を $V_s = 1700\text{m/s}$ と設定して転倒に対する評価を検討している。

また、「ESBWR DCD」の North Anna Site における地盤条件を図 2-2 に示す。North Anna Site の RB/FB Complex において、せん断波速度 $V_s = 1297 \sim 1946\text{m/s}$ の範囲で適用されている。

サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤のせん断波速度は $V_s = 1600\text{m/s}$ であり、支持地盤の観点では、「ESBWR DCD」の適用範囲内であること及び適用実績もあることから、「ESBWR DCD」におけるエネルギー収支による転倒に対する評価の適用性を確認した。

**[Table 3A.3-1
Generic Site Properties for SSI Analysis]**

	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Hard</i>	<i>Fixed Base</i>
<i>Shear wave velocity (m/s)⁽¹⁾</i>	300	800	1700	>1700
<i>Mass density (kg/m³)</i>	2000	2200	2500	<i>Not Applicable</i>
<i>Poisson's ratio⁽²⁾</i>	0.478	0.40	0.35	<i>Not Applicable</i>
<i>Material damping (%)⁽¹⁾</i>	5	4	3	<i>Not Applicable</i>

SI to U.S. Customary units conversion (SI units are the controlling units and U.S. Customary units are for reference only): 25.4 mm = 1 in, 1 kg = 2.205 lbm

(1) The shear wave velocity and material damping specified above are used as strain compatible values.

(2) The maximum ground water table is 0.61 m (2 ft) below grade. The effect of ground water on SSI analysis is considered in the selected values for the Poisson's ratio, resulting in the P-wave velocity no less than the minimum P-wave velocity of water (1460 m/sec).

図 2-1 標準設計における地盤条件（「ESBWR DCD」より抜粋，一部加筆）

Table 3A.3-2
North Anna Site-specific Properties for SSI Analysis

	RB/FB Complex			Control Building		
	(BE)	(UB)	(LB)	(BE)	(UB)	(LB)
Low strain shear modulus (kg/m ²)	G 6.70E+08	1.5G 1.00E+09	G/1.5 4.47E+08	G 4.97E+08	1.5G 7.46E+08	G/1.5 3.31E+08
Shear wave velocity (m/s)	1589	1946	1297	1369	1677	1118
Mass density (kg/m ³)	2606	2606	2606	2606	2606	2606
Poisson's ratio	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
Material damping (%)	2	2	2	2	2	2

SI to U.S. Customary units conversion (SI units are the controlling units and U.S. Customary units are for reference only): 25.4 mm = 1 in, 1 kg = 2.205 lbm

Note: The rock properties are provided for three conditions, G, 1.5G, & G/1.5, which are considered as best-estimate (BE), upper bound (UB) and lower bound (LB) cases.

図 2-2 North Anna Site における地盤条件（「ESBWR DCD」 Appendix より抜粋，一部加筆）

2.2 ロッキング応答に対する確認

「ABWR DCD」のエネルギー収支による転倒に対する評価方法を図 2-3 に示す。「ABWR DCD」では、転倒評価における建物についてはロッキング周期が長いことから、建物は剛体とみなして評価してよいとしている。

なお、表 2-1 にサイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルの固有値を示しており、ロッキング周期に比べて短周期において一次固有周期が卓越していることを確認している。

以上より、サイトバンカ建物を剛体とみなしてエネルギー収支による転倒に対する評価を行うことの妥当性を確認した。

(追而) 表 2-1 サイトバンカ建物（増築部）の固有値（EW 方向）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1				
2				

3.7.2.14 Determination of Seismic Category I Structure Overturning Moments

Seismic loads are dynamic in nature. The method of calculating seismic loads with dynamic analysis and then treating them as static loads to evaluate the overturning of structures and foundation failures while treating the foundation materials as linear elastic is conservative. Overturning of the structure, assuming no soil slip failure occurs, can be caused only by the center of gravity of the structure moving far enough horizontally to cause instability.

Furthermore, when the combined effect of earthquake ground motion and structural response is strong enough, the structure undergoes a rocking motion pivoting about either edge of the base. When the amplitude of rocking motion becomes so large that the center of structural mass reaches a position right above either edge of the base, the structure becomes unstable and may tip over. The mechanism of the rocking motion is like an inverted pendulum and its natural period is long compared with the linear, elastic structural response. Thus, with regard to overturning, the structure is treated as a rigid body.

The maximum kinetic energy can be conservatively estimated to be:

$$E_s = \frac{1}{2} \sum_i m_i [(v_H)_i^2 + (v_V)_i^2] \quad (3.7-9)$$

where $(v_H)_i$ and $(v_V)_i$ are the maximum values of the total lateral velocity and total vertical velocity, respectively, of mass m_i .

Values for $(v_H)_i$ and $(v_V)_i$ are computed as follows:

$$(v_H)_i^2 = (v_x)_i^2 + (v_H)_g^2 \quad (3.7-10)$$

$$(v_V)_i^2 = (v_z)_i^2 + (v_V)_g^2 \quad (3.7-11)$$

where $(v_H)_g$ and $(v_V)_g$ are the peak horizontal and vertical ground velocity, respectively, and $(v_x)_i$ and $(v_z)_i$ are the maximum values of the relative lateral and vertical velocity of mass m_i .

Letting m_o be total mass of the structure and base mat, the energy required to overturn the structure is equal to

$$E_o = m_o gh + W_p - W_b \quad (3.7-12)$$

where h is the height to which the center of mass of the structure must be lifted to reach the overturning position, g is the gravity constant, and W_p and W_b are the energy components caused by the effect of embedment and buoyance, respectively. Because the structure may not be a symmetrical one, the value of h is computed with respect to the edge that is nearer to the center of mass. The structure is defined as stable against overturning when the ratio E_o to E_s is no less than 1.1 for the SSE in combination with other appropriate loads.

図2-3 エネルギー収支による転倒に対する評価方法（「ABWR DCD」より抜粋，一部加筆）

2.3 浮上りに対する安全裕度の確認

表 2-2 に示すとおり、建物重心の最大浮上り高さは 0.147m と小さく、防波壁衝突時の建物重心の浮上り高さに対する検定値は 0.14 と十分な安全裕度が確保されていることを確認した。また、運動エネルギーの算定に用いる速度は保守的に速度応答スペクトルの最大値としている。

なお、建物自体の健全性は、VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書」において、浮上り線形 SR モデルによる地震応答解析により、許容限界に対して十分な安全裕度を有していることを確認している。

表 2-2 重心の浮上り高さの比較

(単位：m)

方向	建物重心の最大浮上り高さ	防波壁衝突時の建物重心の浮上り高さ	検定値
EW	0.147	1.124	0.14

3. 付着力を考慮した浮上り及び地盤の支持性能の確認について

エネルギー収支による転倒に対する評価においては、建物が浮き上がり、地盤の接地面積が小さくなることを前提としている。

ここでは、地盤の支持性能の確認を目的として、サイトバンカ建物（増築部）の基準地震動 S_s に対する地震応答解析において、付着力を考慮した場合の建物の浮上り及び地盤の支持性能に関する検討を行う。本検討は実機に近い状態での挙動を確認するため、付着力を考慮することとし、考慮する付着力は付着力試験結果における付着力の小さい黒色頁岩の平均値 (0.81N/mm^2) とした。なお、サイトバンカ建物（増築部）の接地地盤における岩種は凝灰岩（平均値 (1.15N/mm^2)) が支配的であり、十分な保守性を考慮した設定となっている。

3.1 付着力を考慮した浮上りの検討

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析結果において、転倒モーメントに対して基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の算定結果を表 3-1 に示す。必要付着力の最大値は（追而） N/mm^2 （追而） $S_s - D$, EW方向, ケース 2）となり、黒色頁岩の平均付着力の 0.81N/mm^2 を下回ることから基礎浮上りが発生しないことを確認した。

なお、サイトバンカ建物（増築部）は基礎スラブ厚が 1.5m と比較的厚い構造となっており、基礎スラブの耐震性に与える影響が大きい基礎浮上りが発生しないことから、基礎スラブ及び建物の損傷は発生しないと判断出来る。

（追而）表 3-1 必要付着力

検討ケース	σ_{at}^* (N/mm^2)
$S_s - D$, ケース 2	

3.2 地盤の支持性能の検討

3.1 において基礎浮上りが発生しないことを確認したことから、 S_s 地震時の最大接地圧が、地盤の許容限界を超えないことを確認する。材料物性の不確かさを考慮した地震時の最大接地圧が（追而） $\times 10^3\text{kN/m}^2$ （追而） $S_s - D$, EW方向, ケース 2）であり、岩盤の極限支持力度 ($9.8 \times 10^3\text{kN/m}^2$) を超えないことから、地盤の支持性能に問題がないことを確認した。

S_s 地震時の最大接地圧を表 3-2 に示す。

（追而）表 3-2 S_s 地震時の最大接地圧

検討ケース	EW方向
	$S_s - D$, ケース 2
転倒モーメント M ($\times 10^5\text{kN} \cdot \text{m}$)	
最大接地圧 ($\times 10^3\text{kN/m}^2$)	

4. まとめ

転倒に対する評価では、「支持地盤に対する適用性の確認」及び「建物のロッキング応答に対する確認」を踏まえ、「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」を参考に、エネルギー収支による転倒に対する評価により、上位クラス施設である防波壁に衝突しないことを確認した。

「浮上りに対する安全裕度の確認」において、エネルギー収支による転倒に対する評価における建物重心の最大浮上り高さは0.147mと小さく、検定値は0.14と十分な安全裕度が確保されていることを確認した。なお、本手法は建物の浮上りに伴うロッキング応答が卓越することを前提とした手法であることから、建物内に上位クラス設備を設置していない下位クラス施設による波及的影響の検討であることを踏まえて適用した。

また、「付着力を考慮した浮上りの検討」及び「地盤の支持性能の検討」において、実機に近い条件として、付着力（黒色頁岩の平均値（ 0.81N/mm^2 ））を考慮した検討を行い、基礎浮上りが発生しないこと及び最大接地圧が岩盤の極限支持力度を超えないことを確認し、上位クラス施設である防波壁に衝突しないことを確認した。

別紙 6 地震応答解析における建物基礎底面の付着力の検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 検討方針	別紙 6-2
3. 必要付着力の算定	別紙 6-3
3.1 算定方法	別紙 6-3
3.2 算定結果	別紙 6-4

1. 概要

本資料は、サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析における建物基礎底面の付着力について説明するものである。

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析では、建物の基礎底面と地盤間の付着力を考慮し、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（(社)日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）に示される浮上り線形地震応答解析を実施している。本資料では、基礎浮上りが発生しないために必要な付着力（以下「必要付着力」という。）が、付着力試験に基づき設定した値（別紙 1-1「サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルに考慮する付着力の設定について」を参照）を超えないことを確認する。

2. 検討方針

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルは、別紙 7「地震応答解析モデルの選定プロセス」において、浮上り非線形 S R モデルによる解析結果が適用範囲を満足せず、EW 方向については接地率が 7.4% となることから、別途検討を行うこととし、浮上り線形 S R モデル（付着力考慮モデル）を採用する。

本検討では、浮上り線形 S R モデル（付着力考慮モデル）の適用性の確認として、基準地震動 S_s による地震応答解析結果の最大転倒モーメントと浮上り限界転倒モーメントより必要付着力を算定し、付着力試験に基づき設定した値（0.81N/mm²）を超えないことを確認する。

3. 必要付着力の算定

3.1 算定方法

地震応答解析結果の最大転倒モーメントが浮上り限界転倒モーメントを上回るときに、基礎浮上りが発生する。

浮上り限界転倒モーメントは、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」より以下の式で表される。

$$M_0 = \frac{W \cdot L}{6} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ここで、

M_0 : 浮上り限界転倒モーメント (kN・m)

W : 建物総重量 (kN)

L : 建物基礎幅 (m)

水平地震力による必要付着力は以下のとおりである。

$$M - M_0 = \frac{\sigma_{a t} \cdot A \cdot L}{6} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\sigma_{a t} = (M - M_0) \cdot \frac{6}{A \cdot L} \text{ (kN/m}^2\text{)} = \frac{6 \cdot (M - M_0)}{1000 \cdot A \cdot L} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここで、

M : 転倒モーメント (kN・m)*

$\sigma_{a t}$: 単位面積当たりの付着力 (kN/m²)

A : 基礎底面積 (m²)

注記* : 転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

3.2 算定結果

追而

別紙 7 地震応答解析モデルの選定プロセス

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 地震応答解析モデルの選定プロセス	別紙 7-2
2.1 基準地震動 S_s の評価に用いる地震応答解析モデルの選定	別紙 7-4

1. 概要

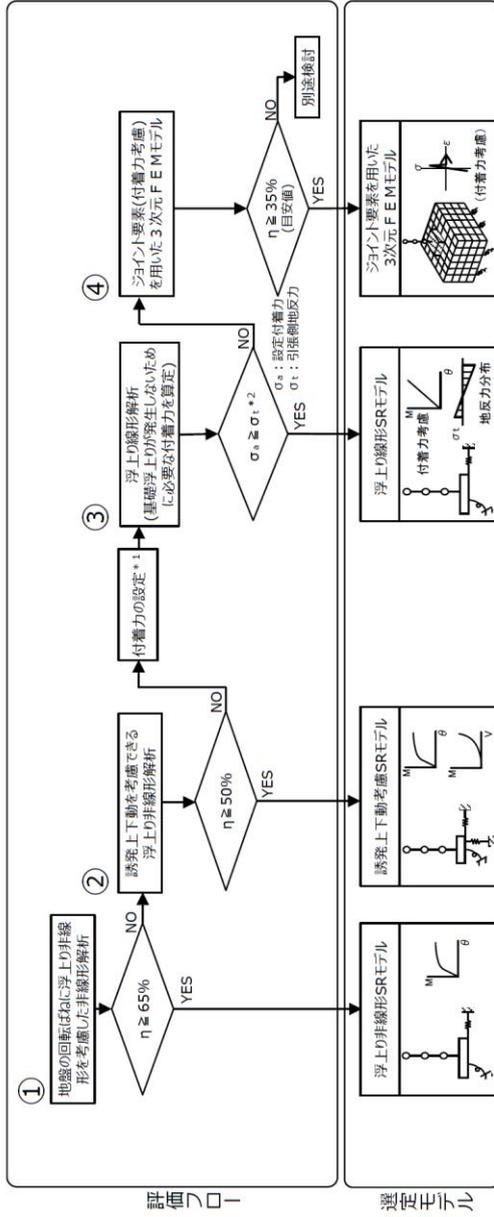
サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析は、基準地震動 S_s に対して浮上り線形 S R モデル（付着力考慮）により評価を行っている。本資料では、地震応答解析モデルを選定したプロセスについて説明する。

2. 地震応答解析モデルの選定プロセス

島根2号機の建物・構築物（波及的影響に係る施設を含む）の地震応答解析モデルは、「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し、「NS2-補-023-10 建物の地震応答解析モデル（地震応答解析モデルにおける建物基礎底面の付着力）」に示す島根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に基づき選定している。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を図2-1に示す。

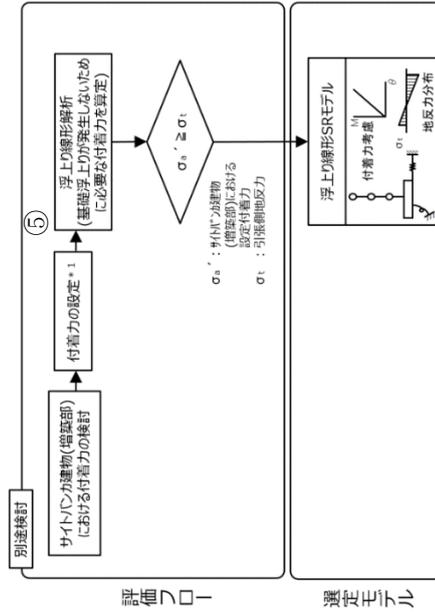
選定の結果、サイトバンカ建物（増築部）は別途検討に該当する地震応答解析モデルを選定している。サイトバンカ建物（増築部）の別途検討フローを図2-2に示す。

なお、地震動や方向による地震応答解析モデルの使い分けはせず同一モデルを用いる方針とする。



注記*1: 設定付着力 $\sigma_0 = 0.40 \text{ N/mm}^2$
 *2: 組合せ係数法により鉛直方向地震力を組み合わせた場合も考慮する。

図2-1 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



注記*1: 設定付着力 $\sigma_0' = 0.81 \text{ N/mm}^2$ (付着力の設定は別紙1-1「サイトンカ建物(増築部)の地震応答解析モデルに考慮する付着力の設定について」に示す。)

図2-2 サイトンカ建物(増築部)の別途検討フロー

2.1 基準地震動 S s の評価に用いる地震応答解析モデルの選定

サイトバンカ建物（増築部）の基準地震動 S s の評価に用いる地震応答解析モデルについて、図 2-1 のフローに基づき、接地率が小さくなる傾向にある基準地震動 S s -D で代表して検討した結果を表 2-1 に示す。図 2-1 に示す①のモデルによる解析結果が適用範囲を満足せず、EW方向については、接地率が 7.4%となり、②～④のモデルによる解析においても適用範囲を満足しないことが明らかであると判断し、図 2-1 の別途検討を行うこととした。別途検討においては、図 2-2 のフローに従い検討を行った結果、図 2-1 の③と同様な手法となる⑤の浮上り線形 S Rモデル（付着力考慮）を採用した。

なお、⑤による検討結果は別紙 6「地震応答解析における建物基礎底面の付着力の検討」に示す。

表 2-1 ①のモデルでの基準地震動 S s に対する検討結果

方向	基準地震動 S s -D
	① 浮上り非線形 S Rモデル
	接地率(%)
NS	23.9
EW	7.4