

大型廃棄物保管庫建屋（現状）のSs900による 耐震評価結果と補強検討について

2023年 4月18日

TEPCO

東京電力ホールディングス株式会社

1. 大型廃棄物保管庫建屋の耐震評価について

- 大型廃棄物保管庫はBクラス建屋として認可を受けて、建設中である。
- 令和3年9月に示された新耐震方針を踏まえた考慮すべき地震動は以下の通り。
- 本資料では、大型廃棄物保管庫のSs900に対する波及的影響の評価結果について示す。

大型廃棄物保管庫耐震評価の考え方（地震動の設定）

設備名称	耐震クラス	動的地震力		静的地震力	確認用地震動 (波及的影響、 間接支持機能)	説明
		機能維持	弾性範囲 (共振時のみ)			
(使用済吸着塔)	S	Ss900	Sd450	水平：3.6Ci (0.72G) 鉛直：1.2Cv (0.24G)	—	・実力としてSクラス地震動により保管状態の吸着塔本体が破損し、内包水や吸着材が漏えいしないことを確認する。
建屋（屋根）	C	—	—	水平：1.0Ci (0.2G) 鉛直：—	Ss900	・Ss900で使用済吸着塔に波及的影響は与えないが、建屋の遮蔽機能は維持できない。建屋遮蔽がないものとして線量評価を実施した結果、公衆被ばく線量は、50 μ Sv以下となるため、Cクラスの地震力を適用する。
建屋（壁）						
建屋（柱、梁）						
建屋（基礎（壇））						
クレーン	C	—	—	水平：1.2Ci (0.24G) 鉛直：—	Sd450	・施設・設備の特徴を考慮するとSs900に対する使用済吸着塔への波及的影響は低いため、確認用地震動はSd450とする。
使用済吸着塔架台	S	Ss900	Sd450	水平：3.6Ci (0.72G) 鉛直：1.2Cv (0.24G)	—	・使用済吸着塔の直接支持構造物
換気設備	C	—	—	水平：1.2Ci (0.24G) 鉛直：—	—	・認可済
非常用ベント口						
電源・計装設備						

2. 地震応答解析の検討方針

- Ss900による波及的影響評価を実施するに当たっては、大型廃棄物保管庫の応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて実施する。
- 評価に当たっては、使用済吸着塔への波及的影響を考慮する。
- 地震応答解析は、水平2方向及び鉛直方向への地震力を同時に入力（以下、「3方向同時入力」という）する。
- 検討に用いる地震動は、第27回特定原子力施設監視・評価検討会「東京電力福島第一原子力発電所の外部事象に対する防護の検討について」（平成26年10月3日）にて示した検討用地震動とする。
- また、検討用地震動①については、水平方向の地震動に方向性がないことから、3方向同時入力による検討を行うため、P5以降に示す方法にて作成した模擬地震波を用いる。

3. 評価項目とクライテリア (Ss900)

変更なし

4

- 各部位に対する評価の考え方を整理した結果を以下に示す。

許容限界と考え方

部位	性能目標	事象	想定される事象	評価方針	許容限界	
大型 廃棄物 保管庫	建屋 (柱、梁)	—	全体崩落	・ 架構全体が許容限界を超えて傾き、防護対象施設・設備へ落下する。	・ 最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認する。	層間変形角 1/30 ^{※1}
			全体崩落	・ 架構が崩壊機構を構成し、架構全体が倒れることにより、架構全体が防護対象施設・設備へ崩落する。	・ 架構の崩壊機構が構成されないことを確認する。	崩壊機構が構成されないこと

※1: 「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針 ((財) 日本建築防災協会) 」を参考に許容限界を設定している。
なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

4. 検討に用いる地震動の概要 (1/2)

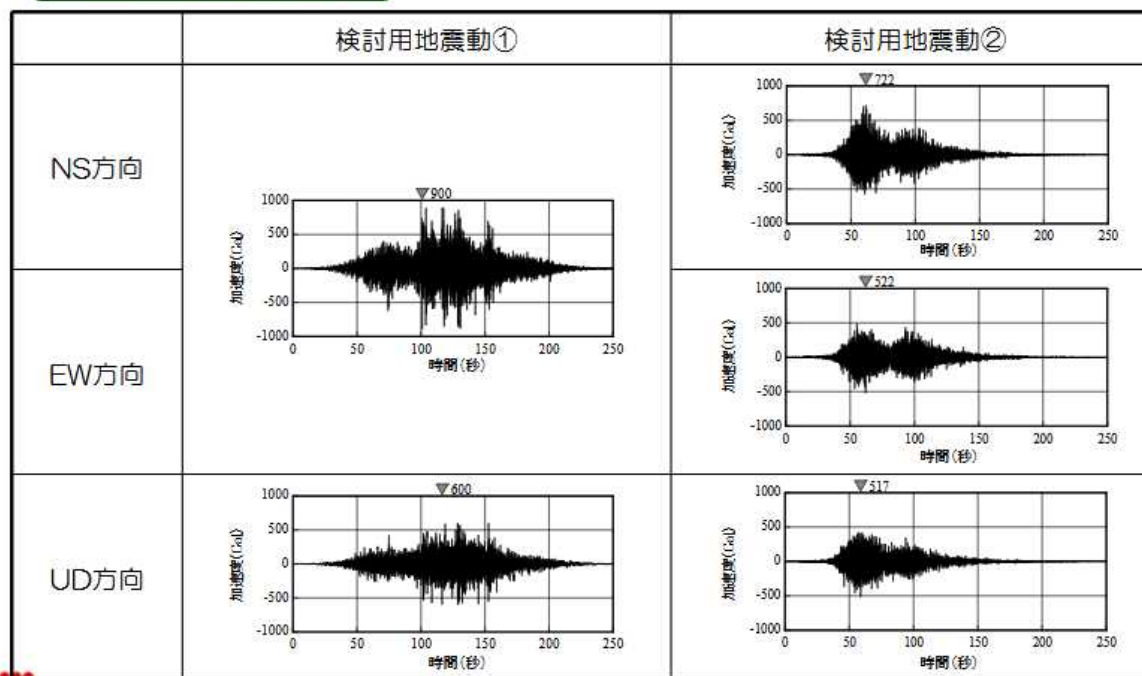
変更なし

5

- 本検討に用いる地震動は、第27回特定原子力施設監視・評価検討会にてご説明した、検討用地震動（以下「Ss900」という）とする。
- Ss900は以下の二つの地震動からなる。

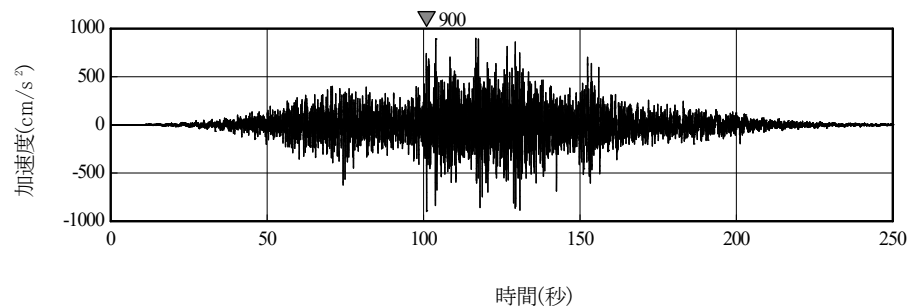
4. 1 検討用地震動の評価（検討用地震動）

加速度時刻歴波形

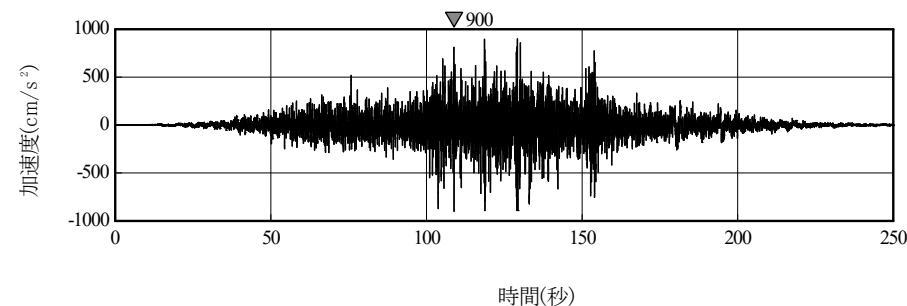


4. 検討に用いる地震動の概要(2/2)

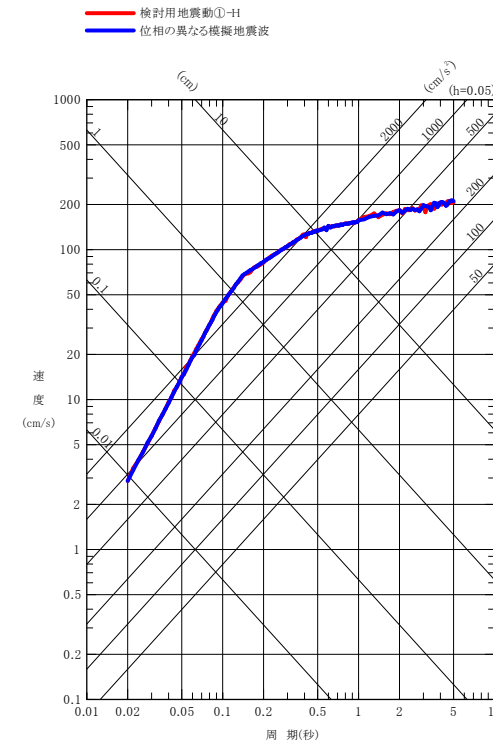
- 水平2方向の影響評価を実施するに当たっては、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力を行う。
- 影響評価に当たっては、全く同じ地震動が同時に水平2方向に入力されることは現実的に考えにくいことから、検討用地震動①を作成した方法と同一の方法で、目標とする応答スペクトルに適合する位相の異なる模擬地震波を利用する。
- なお、検討用地震動①-Hの位相が、2011年東北地方太平洋沖地震において福島第一原子力発電所敷地内の地震観測記録のNS方向の位相を基に作成していることから、模擬地震波はそれと直交するEW方向の位相を基に作成する。



検討用地震動①-Hの加速度時刻歴波形

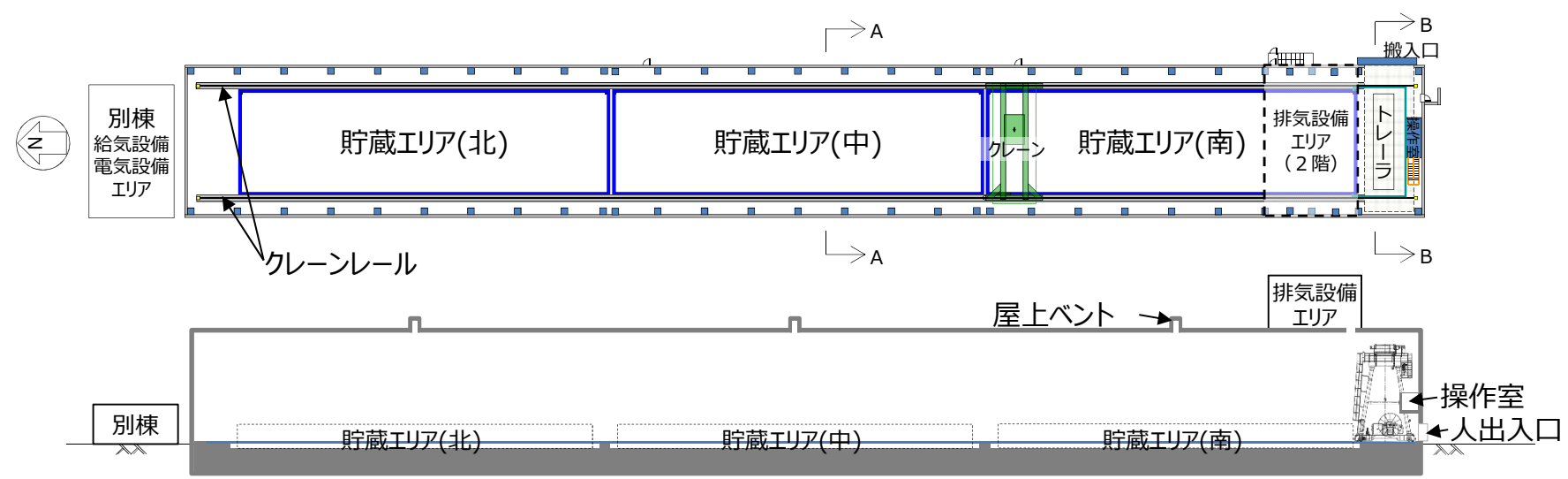


位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

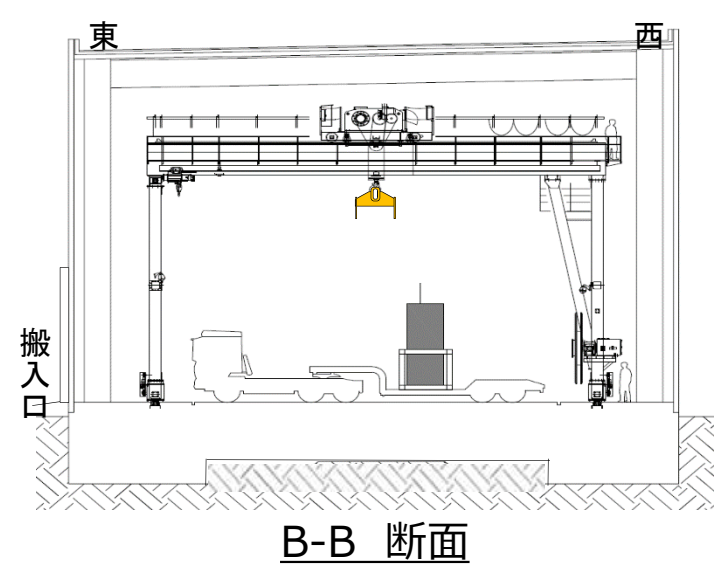
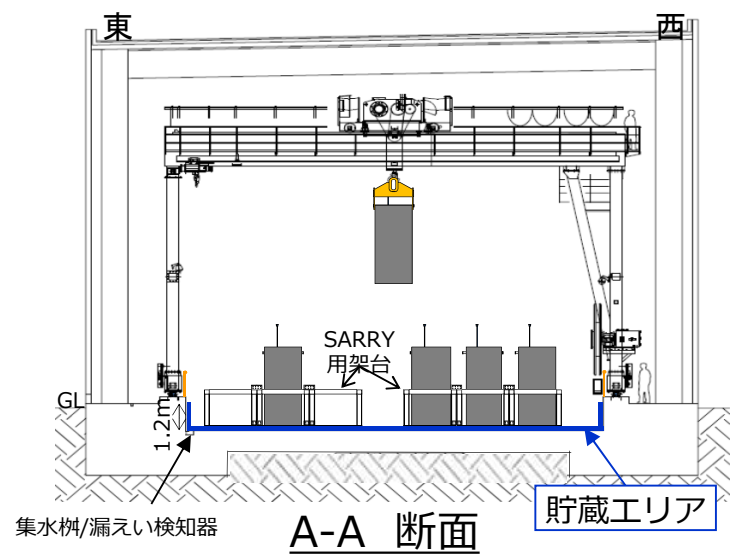


検討用地震動①の設計用応答スペクトル

5.1 大型廃棄物保管庫の建物概要(1)



* 図中のクレーン位置は作業休止時の係留位置を示す

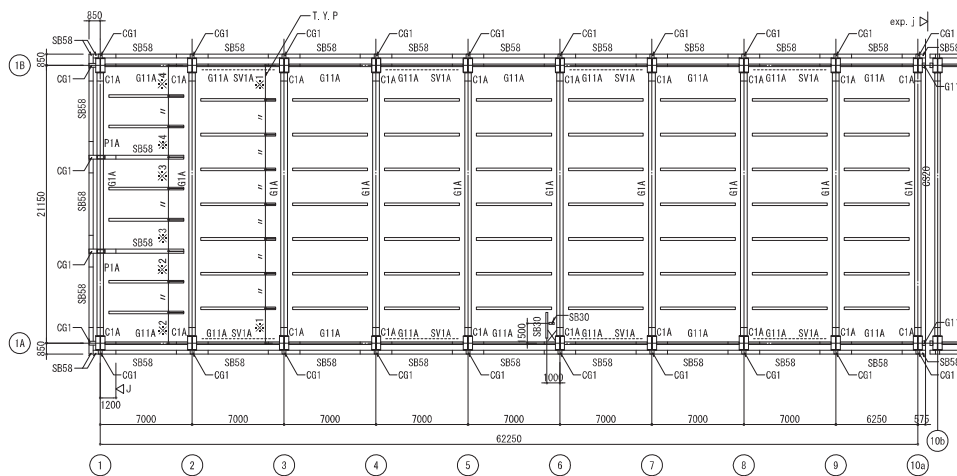


建屋概略図

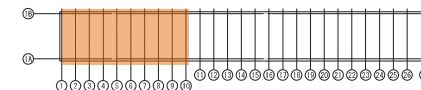
5.1 大型廃棄物保管庫の建物概要(2)

PN 

伏図

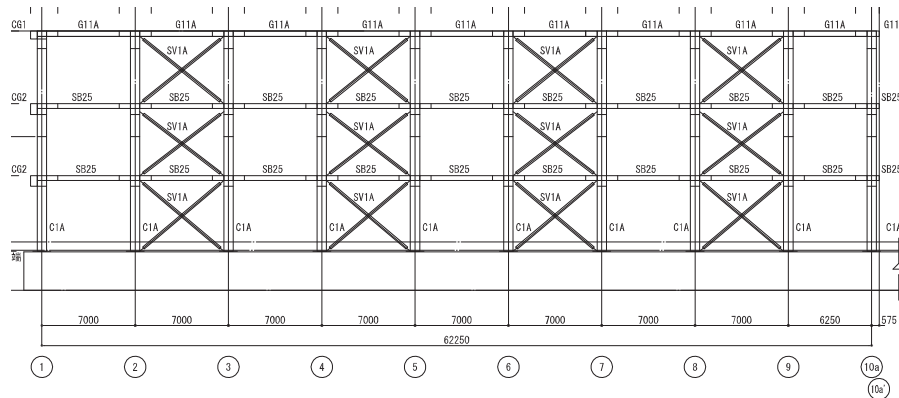


2階床梁伏図 (GL+16、450)

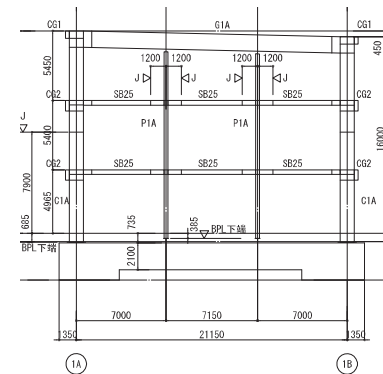


キープラン

軸組図



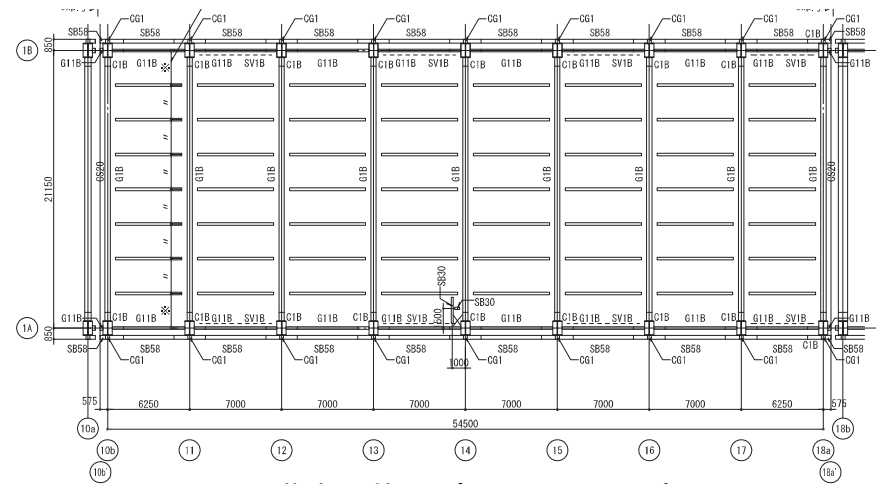
建屋概略図 (北棟)



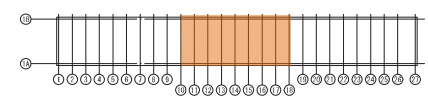
5.1 大型廃棄物保管庫の建物概要(3)



伏図

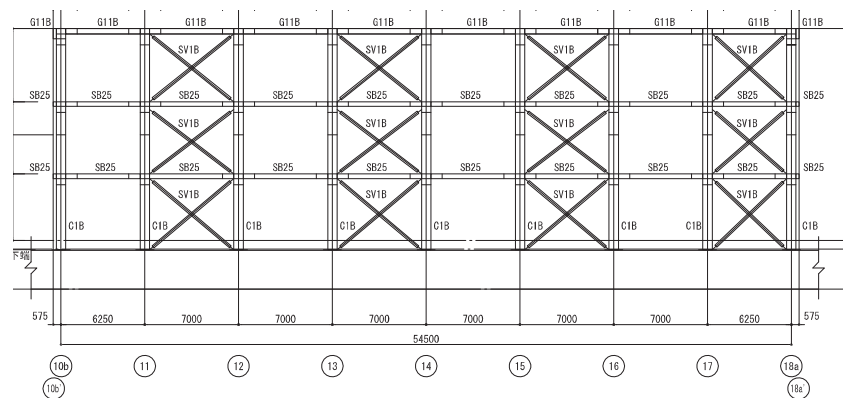


2階床梁伏図 (GL+16、450)

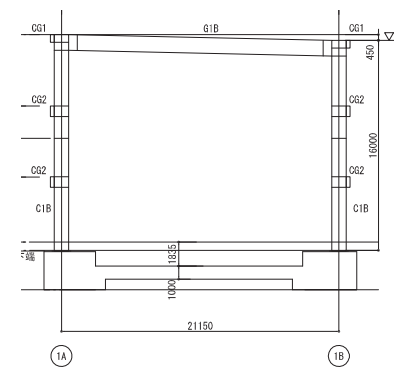


キープラン

軸組図



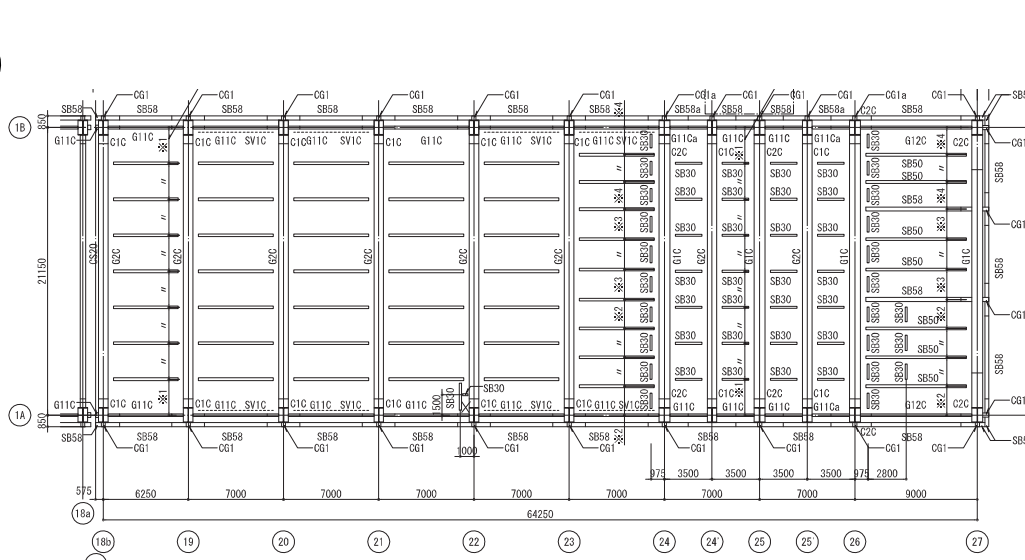
建屋概略図 (中央棟)



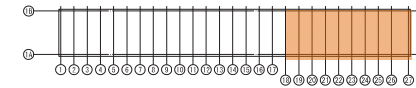
5.1 大型廃棄物保管庫の建物概要(4)

PN 

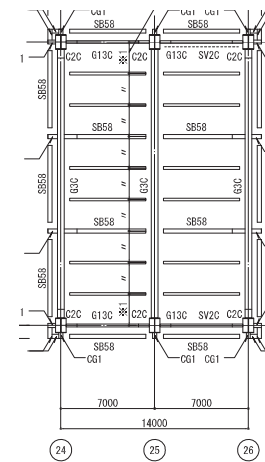
伏図



2階床梁伏図 (GL+16、450)

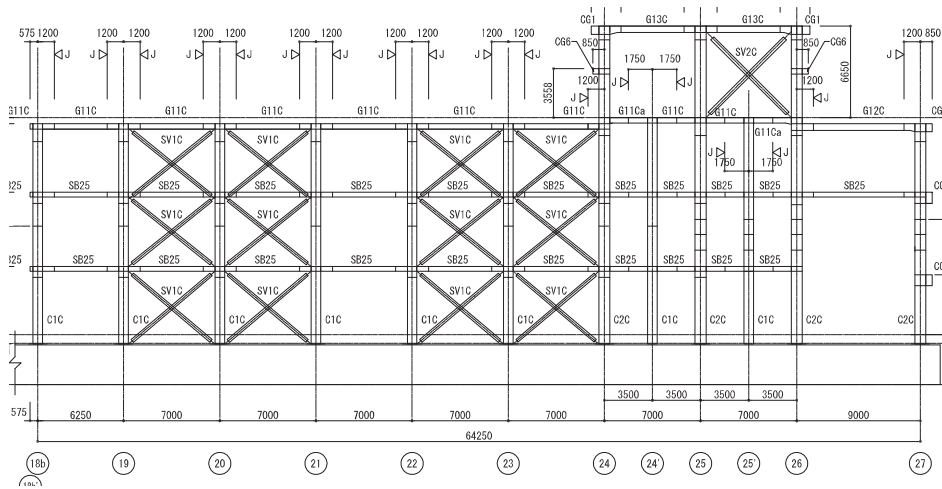


キープラン

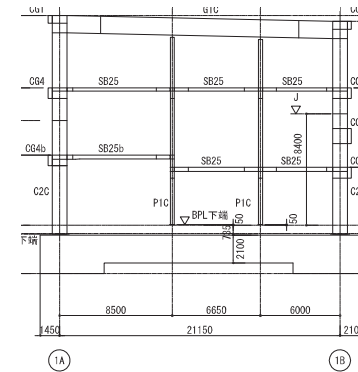


R階床梁伏図 (GL+23、100)

軸組図



建屋概略図 (南棟)



5.2 大型廃棄物保管庫の架構のモデル化

- 大型廃棄物保管庫をSs900で評価するに当たっては、3次元フレームモデルによる3方向同時入力にて地震応答解析を実施する。建物のモデル化の概要は以下の通り。
 - 建屋は3次元フレームモデルとし、柱、大梁、ブレース、小梁、間柱、及び屋根スラブをモデル化する。
 - 構成部材は、下表に示す非線形特性を考慮する。
 - 基礎は質点系に集約し、地盤との動的相互作用を考慮した地盤ばねを考慮する。
 - 建屋重量は、固定荷重(DL)、積載荷重(LL)、配管荷重(PL)を考慮し、外壁・屋根の支配面積に応じて柱・梁(小梁)の交点に集中質量として考慮する。

鋼製部材の非線形特性

種別	構成部材	モデル要素	備考
鉄骨部	ブレース	ロッド要素※1	引張耐力（引張側）及び座屈耐力低下（圧縮側）を考慮した修正若林モデル
	大梁	ビーム要素※2	端部に剛塑性ばね（全塑性モーメント）を考慮した非線形要素（バイリニア型）
	柱	ビーム要素	端部を剛塑性ばね（全塑性モーメント）として、曲げ及び軸力変動を考慮した非線形要素（バイリニア型）
	小梁	ビーム要素	線形要素
	間柱	ロッド要素	

※1 ロッド要素：軸剛性のみを持つ線材要素（トラス要素）

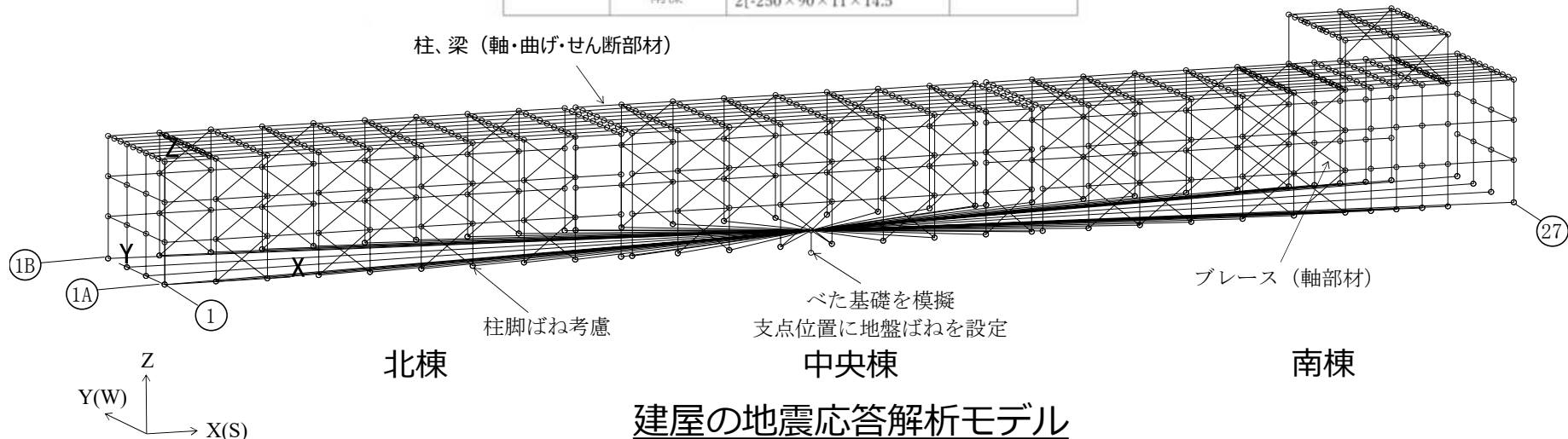
※2 ビーム要素：軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性を持つ線材要素

5.3 地震応答解析モデル諸元 (建屋)

- 建屋総重量 : 921880kN
- 材料特性 (鉄骨造部分) ・ヤング係数 : $E=2.05 \times 10^8 \text{kN/m}^2$ 、 $G=7.90 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $\nu=0.3$
- 材料特性 (鉄筋コンクリート造部) ・ヤング係数 : $E=2.27 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $G=9.45 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ 、 $\nu=0.2$ ・材質 : Fc24

鉄骨部材リスト

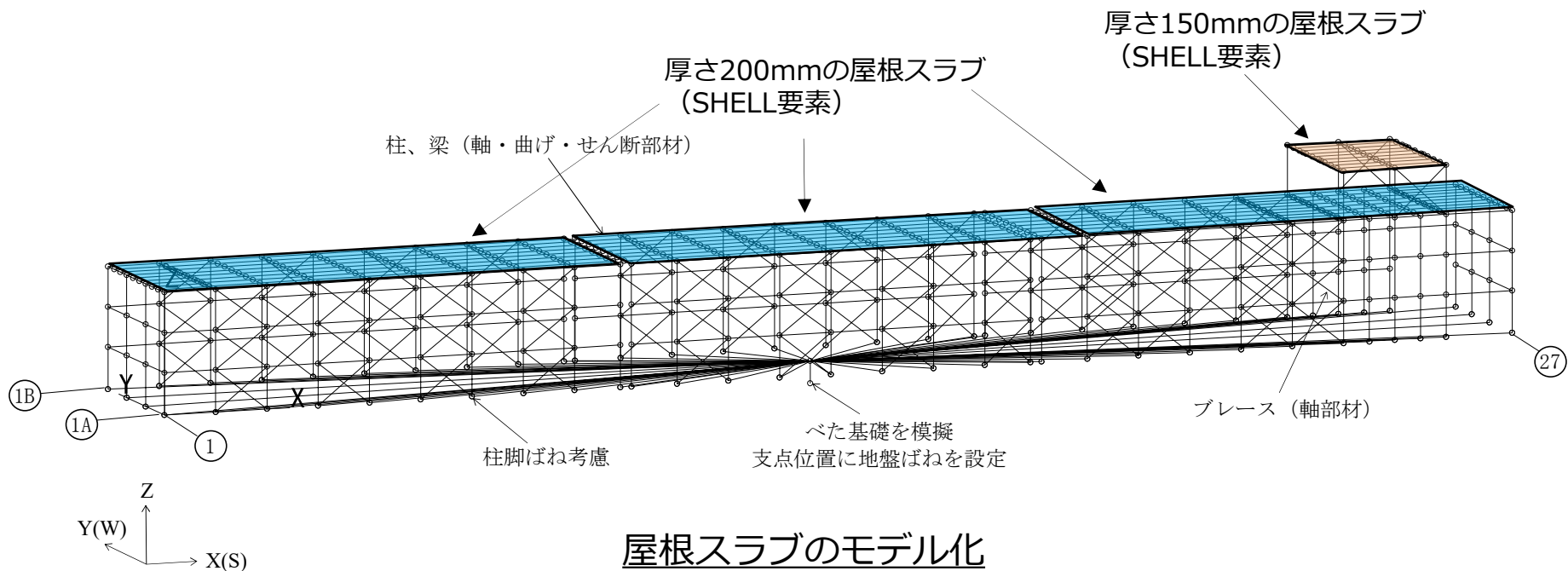
部材	部位	部材サイズ	材質
柱	北棟	BH-1100×700×28×40	SN490B
	中央棟	BH-1100×700×28×36	
	南棟	BH-1100×700×28×40	
		BH-1100×800×28×40	
大梁	北棟	BH-1300×500×25×36	SN490B
	中央棟	BH-1200×400×22×40	
	南棟	BH-1300×800×28×40	
		BH-1300×700×25×40	
ブレース	北棟	2[-200×90×8×13.5]	SS400
	中央棟	2[-150×75×9×12.5]	
	南棟	2[-250×90×11×14.5]	



建屋の地震応答解析モデル

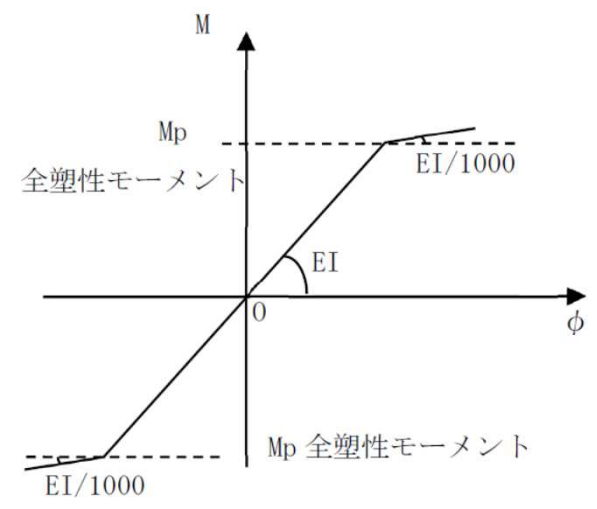
5.4 屋根のモデル化

- 屋根スラブは、RCスラブであることから、シェル要素でモデル化する。
- モデル化諸元
 - ・要素 : SHELL要素
 - ・材料特性 : RC造 (Fc24)
 - ・ヤング係数 : $E=2.27 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $G=9.45 \times 10^6 \text{kN/m}^2$

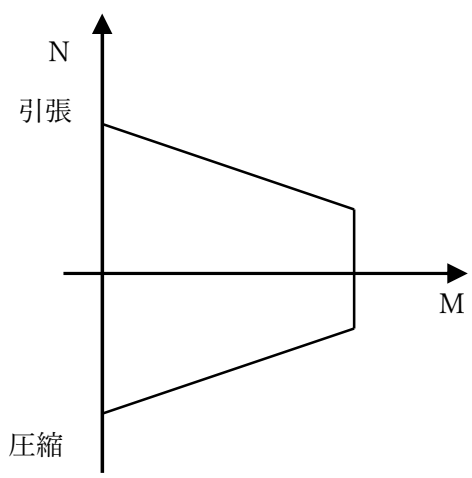


5.5 架構の非線形特性

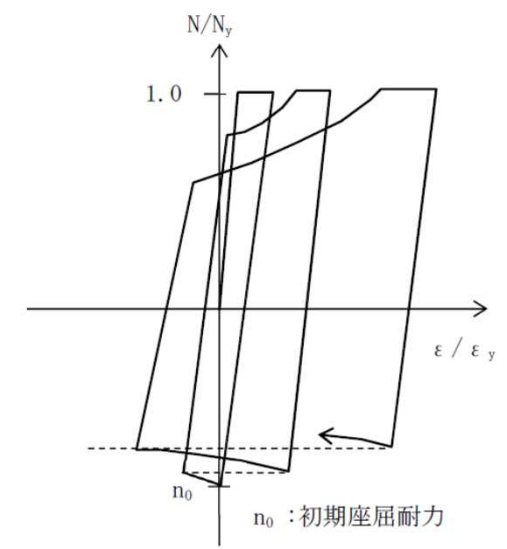
■ 各構成要素の非線形特性を以下に示す。



a) 梁・柱のM-φ特性



b) 柱のN-M曲線

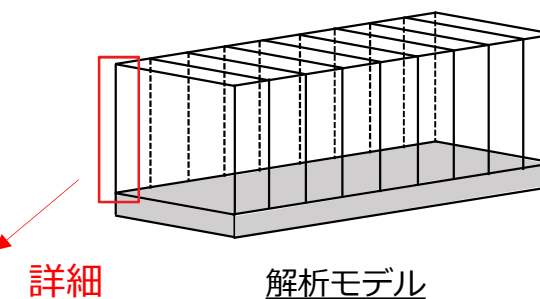
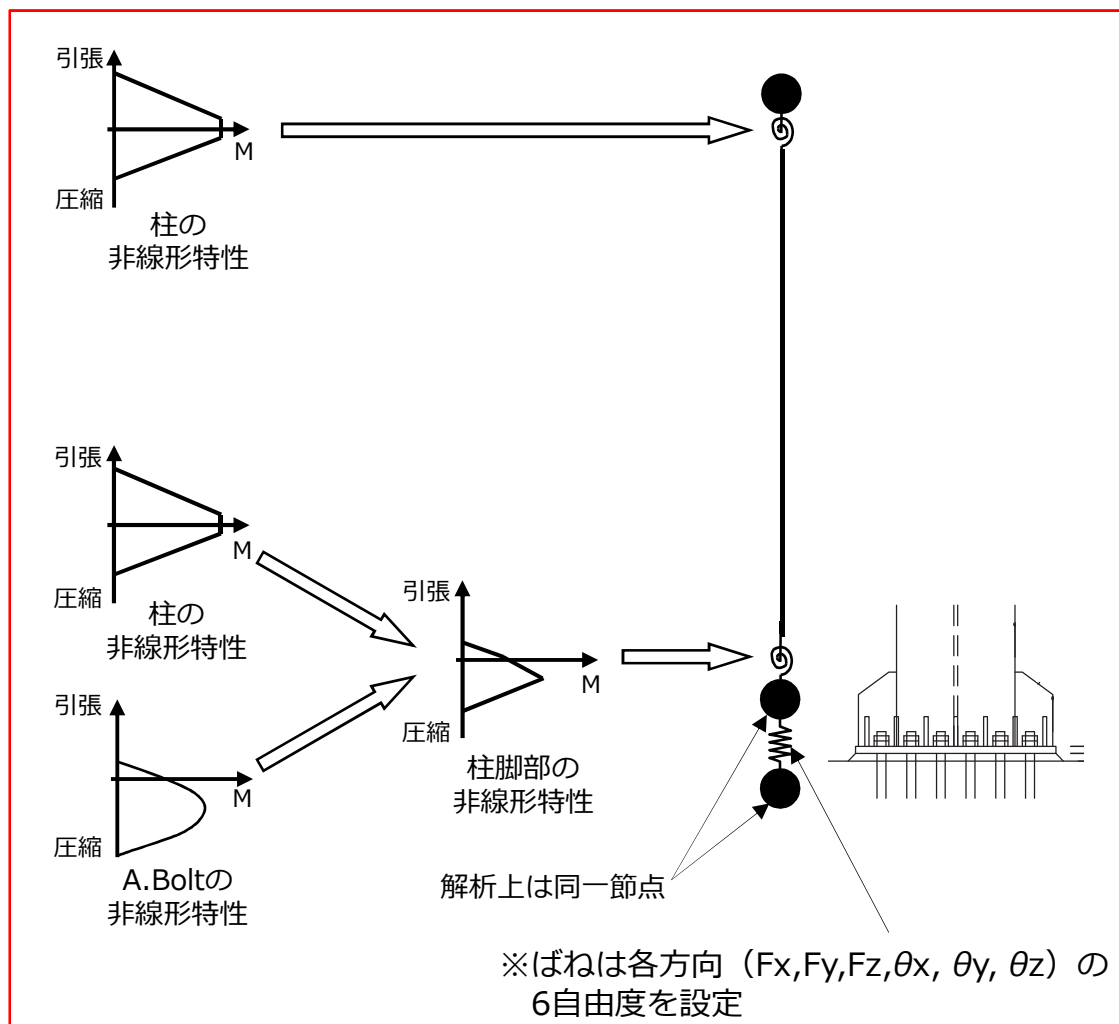


c) ブレースの復元力特性 (修正若林モデル)

構成部材の非線形特性

5.6 柱脚部のモデル化(2)

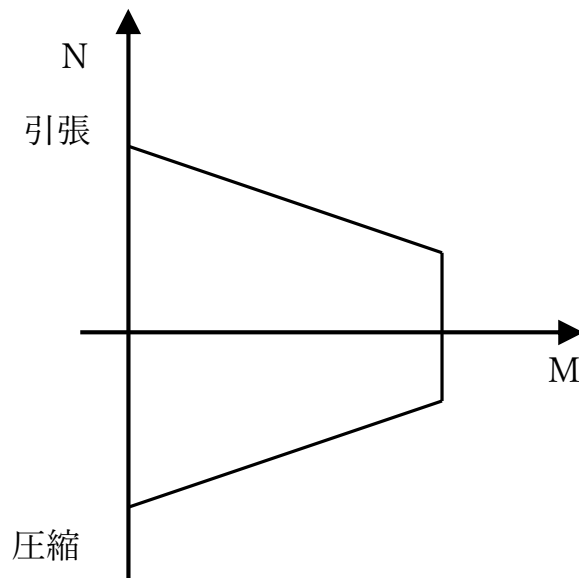
- 柱材は線材でモデル化し、端部に剛塑性ばね（全塑性モーメント）として、曲げ、及び軸力変動を考慮した非線形要素（バイリニア）とする。



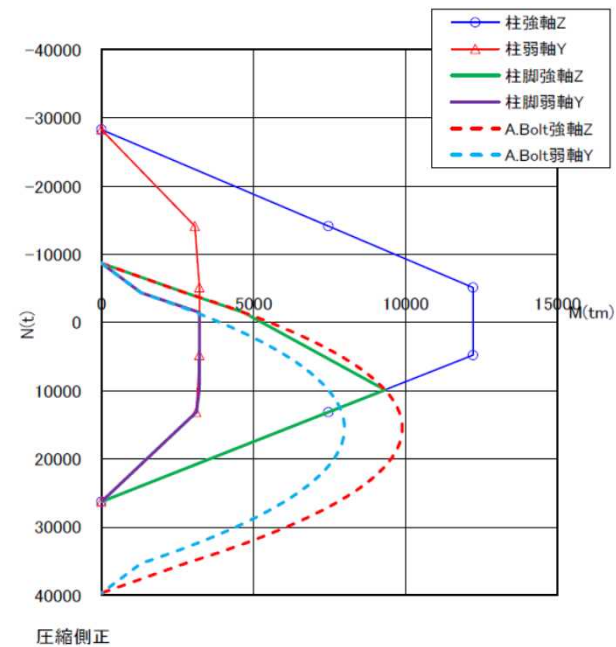
5.6 柱脚部のモデル化(3)

モデル化の概要

- 柱脚部の非線形特性は、柱のM-Nスケルトン曲線と露出柱脚（アンカーボルト）のM-Nスケルトン曲線の最小値取りしたM-Nスケルトン曲線とする。



a) 柱のN-M曲線



b) 柱脚部の部材とアンカーボルト
の非線形特性を最小値取りしたN-M曲線

5.7 地盤モデル

等価地盤モデル (Ss900-1)

標高 T.P. (m)	層厚 (m)	地質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期 せん断波速度 V_{s0} (m/s)	初期 せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/s)	縦波速度 V_p (m/s)	減衰定数 h (%)
23.05 ~ 15.40	7.65	改良地盤	17.8	0.260	360 [※]	235000	0.95	223000	350	620	3
15.40 ~ -74.436	89.836	泥岩	17.0	0.459	470	383000	0.66	253000	380	1390	3
-74.436 ~ -100.436	26.0		17.4	0.447	530	498000	0.64	319000	420	1370	4
-100.436 ~ -182.436	82.0		17.4	0.443	580	597000	0.68	406000	480	1500	4
-182.436 ~ -197.436	15.0		17.6	0.410	750	1010000	0.78	788000	660	1700	3
-197.436 ~	—	解放基盤	17.6	0.410	750	1010000	—	1010000	750	1920	—

注：剛性低下率及び減衰定数は、Ss-1H及びSs-1Pによる等価線形解析結果の最小値とする。

※20210705「大型廃棄物保管庫の揚重設備及び架台設置に係る実施計画の変更について（第11回面談）」に記載の方法により、初期せん断波速度を設定している。

5.8 地震応答解析と解析ケース

地震応答解析方法

- 解析は、弾塑性時刻歴応答解析とする。また、時間刻みは0.001秒とする。
- 建屋の減衰は $h=0.02$ とし、建屋一次固有振動数に対して剛性比例型減衰を与える。
- 解析プログラムは、「DYNA 2E Version7.2.56」とする。
- 入力地震動は、建屋方向のN→Sを+方向、E→Wを+方向、鉛直上向きを+方向として解析を行う。

解析ケース

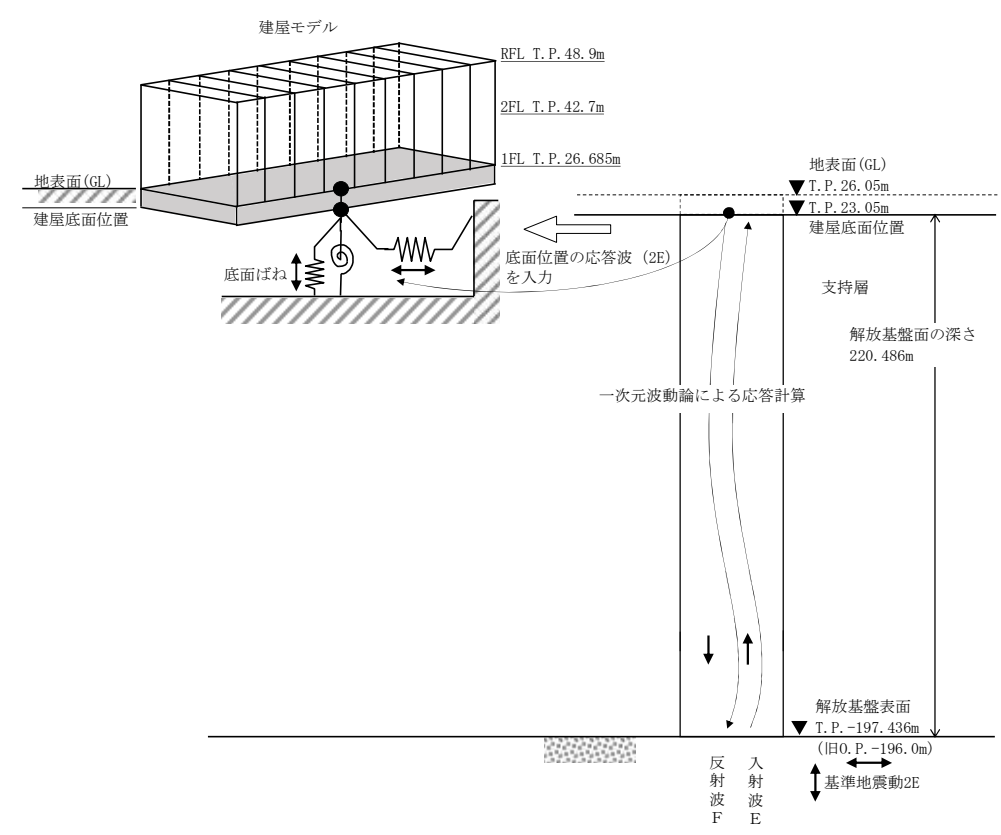
- 基準地震動Ss900-1の、3方向同時入力解析を行う。

解析ケース (Ss900-1)

地震動	地震動の入力方向	入力方向	継続時間 (s)
Ss900-1 (基本ケース)	3方向同時入力	NS+EW+UD	250.01

5.9 地震応答解析の概要

- 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を下図に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義されるSs900に対する地盤の応答として評価する。



入力地震動の概要図

5.10 Ss900に対する評価結果

- 大型廃棄物保管庫の各棟における層間変形角及び崩壊機構の有無を下表に示す。
- 北棟、南棟では許容限界を満たすものの、中央棟では崩壊機構を形成することから、Ss900では倒壊することを否定できない結果となった。

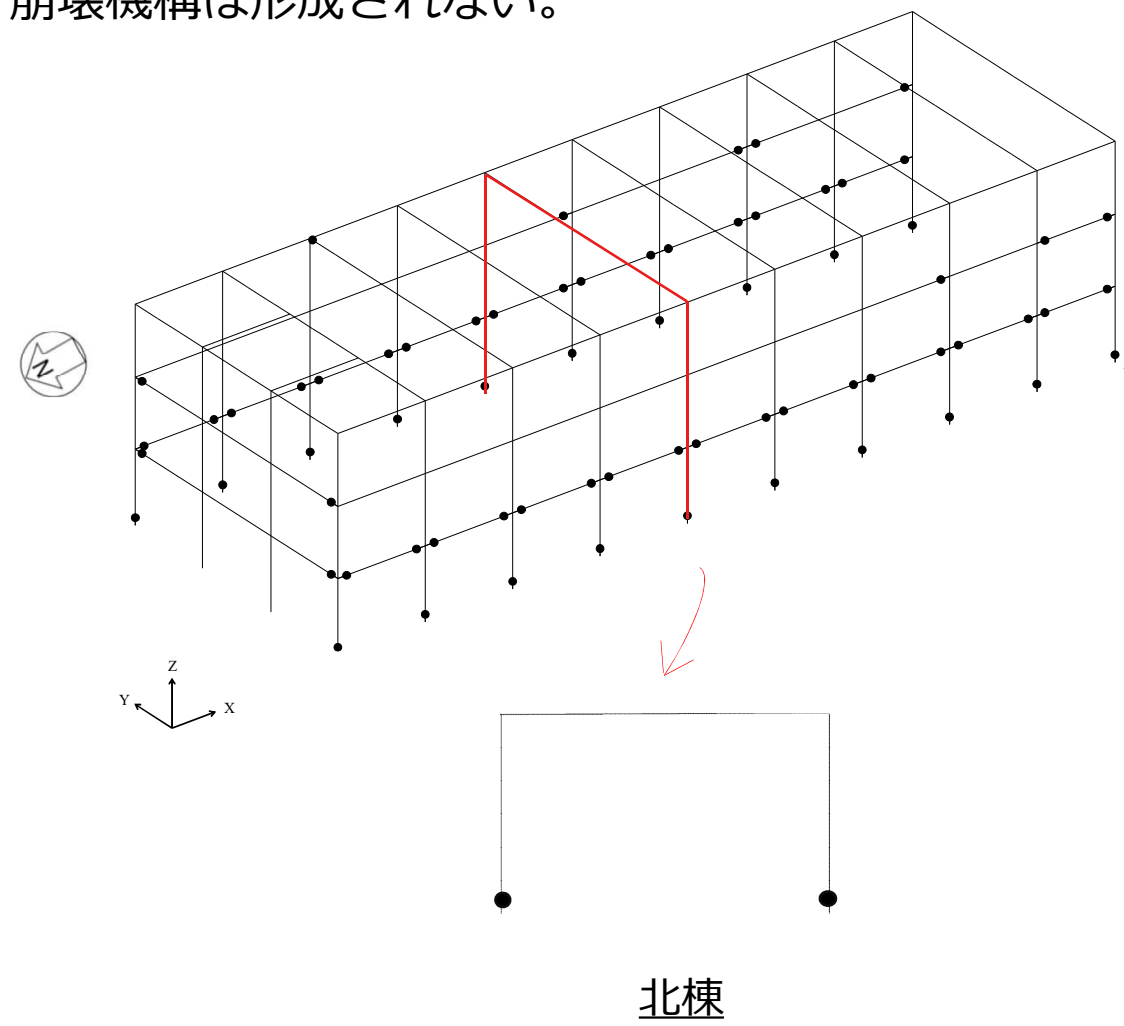
	許容限界	評価結果	判定結果
北棟	層間変形角1/30※ ¹	NS方向：1/78 EW方向：1/57	OK
	崩壊機構が形成されないこと※ ²	形成しない	
中央棟	層間変形角1/30	NS方向：1/72 EW方向：1/57	NG
	崩壊機構が形成されないこと	形成する	
南棟	層間変形角1/30	NS方向：1/84 EW方向：1/65	OK
	崩壊機構が形成されないこと	形成しない	

※¹：「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破としているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

※²：フレームの全ての部材に塑性ヒンジ（地震力により部材断面全てが降伏し曲げ剛性を失い、ヒンジ（蝶番）のように回転する部分）ができると、それ以上水平力が増えないまま、変形のみが増え続け崩壊へと至る状態（崩壊機構）が形成される。

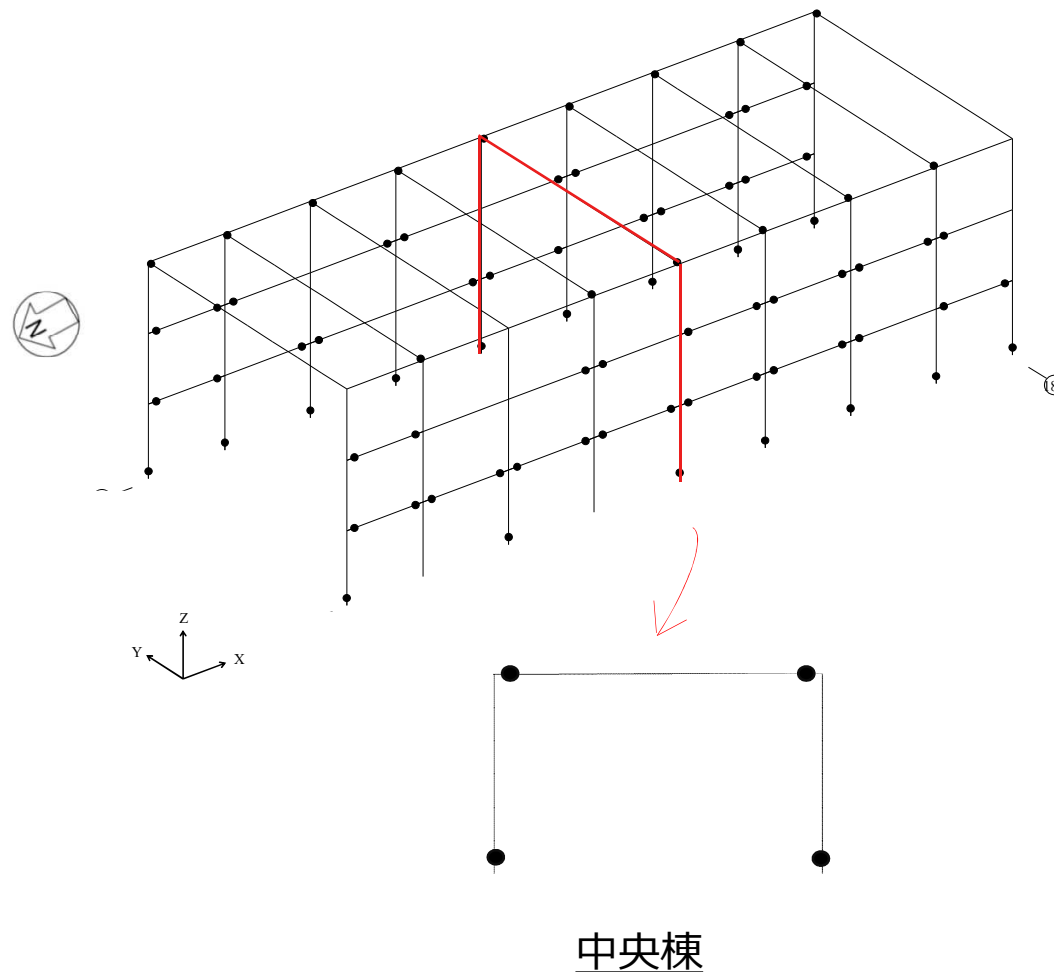
5.11 架構の評価結果（北棟、崩壊機構）

- 鉄骨フレームの塑性ヒンジ図を示す。図中の●は塑性ヒンジを示す。
- 柱脚部に塑性ヒンジが形成されているものの架構として不安定な状態にはならず、崩壊機構は形成されない。



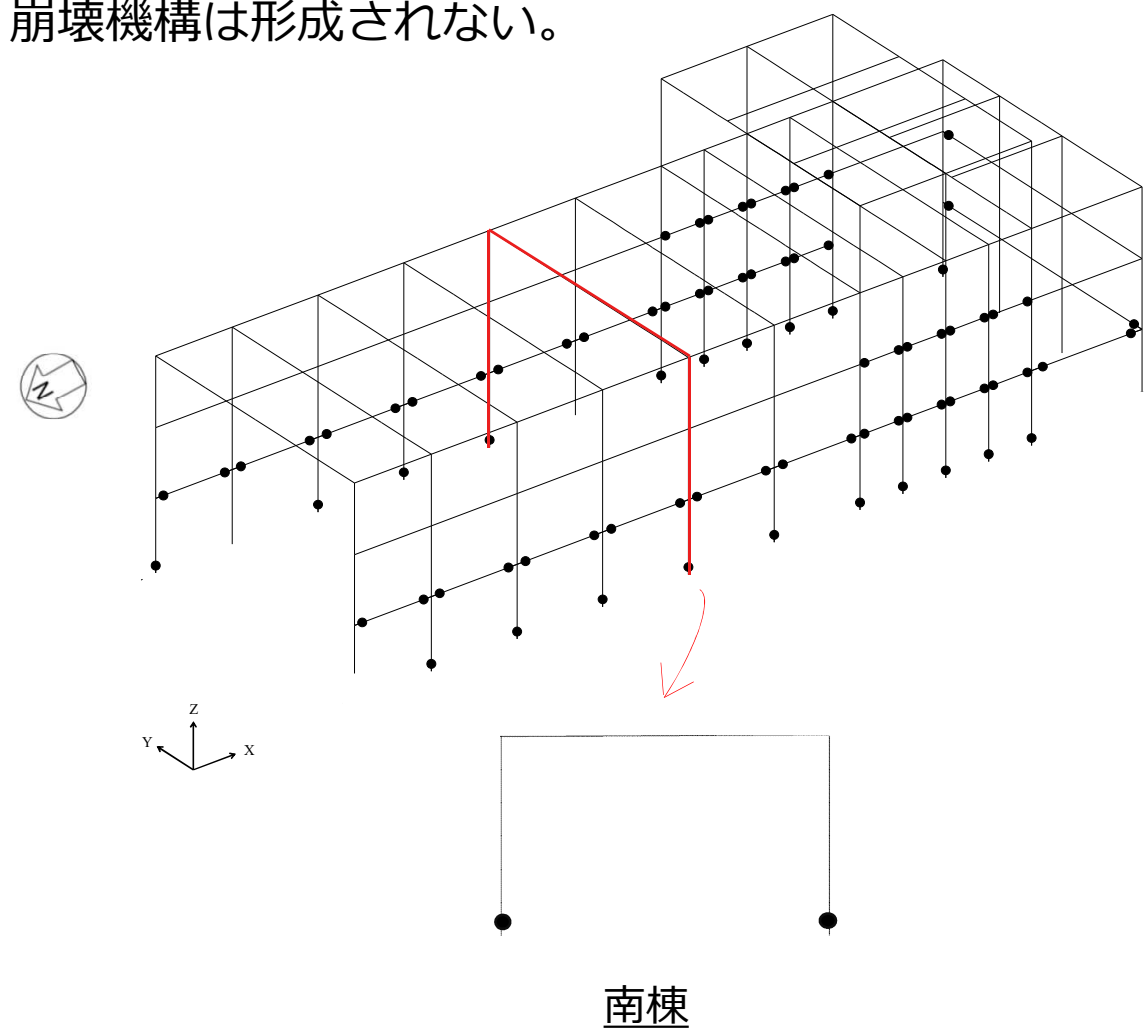
5.11 架構の評価結果（中央棟、崩壊機構）

- 鉄骨フレームの塑性ヒンジ図を示す。図中の●は塑性ヒンジを示す。
- 柱脚部に塑性ヒンジが形成され、かつ大梁端部にも塑性ヒンジが形成されていることから、架構として不安定な状態になり、崩壊機構が形成される。



5.11 架構の評価結果（南棟、崩壊機構）

- 鉄骨フレームの塑性ヒンジ図を示す。図中の●は塑性ヒンジを示す。
- 柱脚部に塑性ヒンジが形成されているものの架構として不安定な状態にはならず、崩壊機構は形成されない。



5.12 ブレースの評価結果（破断寿命評価方法）

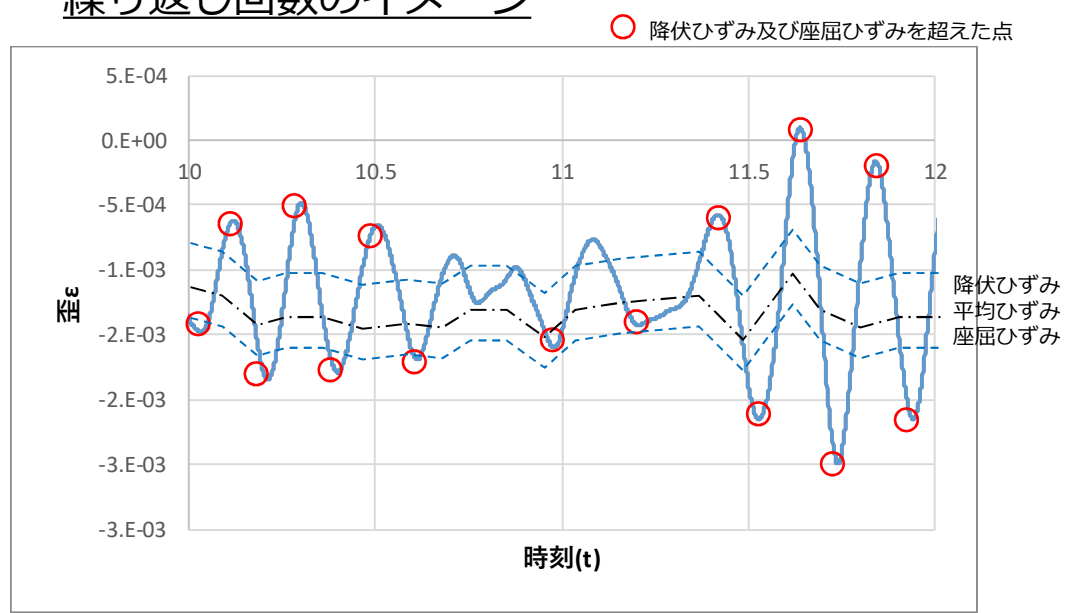
- 最大累積塑性変形倍率がブレース部で最大となり、39.933と大きいことから、念のため、破断寿命評価を実施し、部材が破断しないことを確認する。
- 対象部材に対して、応答解析より求まる最大等価軸ひずみ（設定歪振幅）を算定する。
- 対象部材の最大等価軸ひずみに対応する鋼材の破断寿命を中込ほか^{※1}より算出し、これを評価基準とする。
- 対象部材の軸ひずみ時刻歴波形より、降伏ひずみ及び座屈ひずみを超え、勾配の正負が切り替わる全点（波形のピーク）を数え上げ、それを繰り返し回数とする。

※1 中込他、繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第469号、127-136、1995年3月

設定歪振幅と破断寿命^{※1}

設定歪振幅	亀裂発生寿命	破断寿命
10.00%	3	1.8×10
7.00%	1.0×10	3.9×10
5.00%	2.6×10	6.7×10
3.50%	3.5×10	1.02×10 ²
2.00%	1.70×10 ²	2.99×10 ²
1.00%	4.40×10 ²	9.66×10 ²
0.90%	8.00×10 ²	1.29×10 ³
0.70%	1.45×10 ³	2.76×10 ³
0.50%	3.00×10 ³	5.77×10 ³
0.30%	1.90×10 ⁴	3.29×10 ⁴
0.22%	6.30×10 ⁴	8.64×10 ⁴
0.17%	8.50×10 ⁵	1.19×10 ⁶

繰返し回数のイメージ



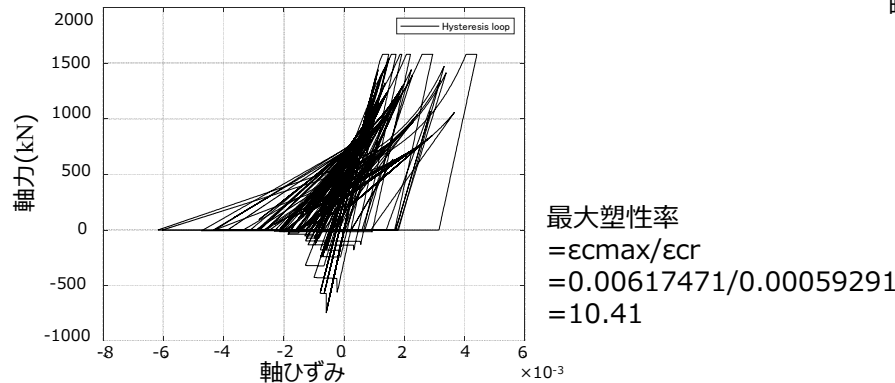
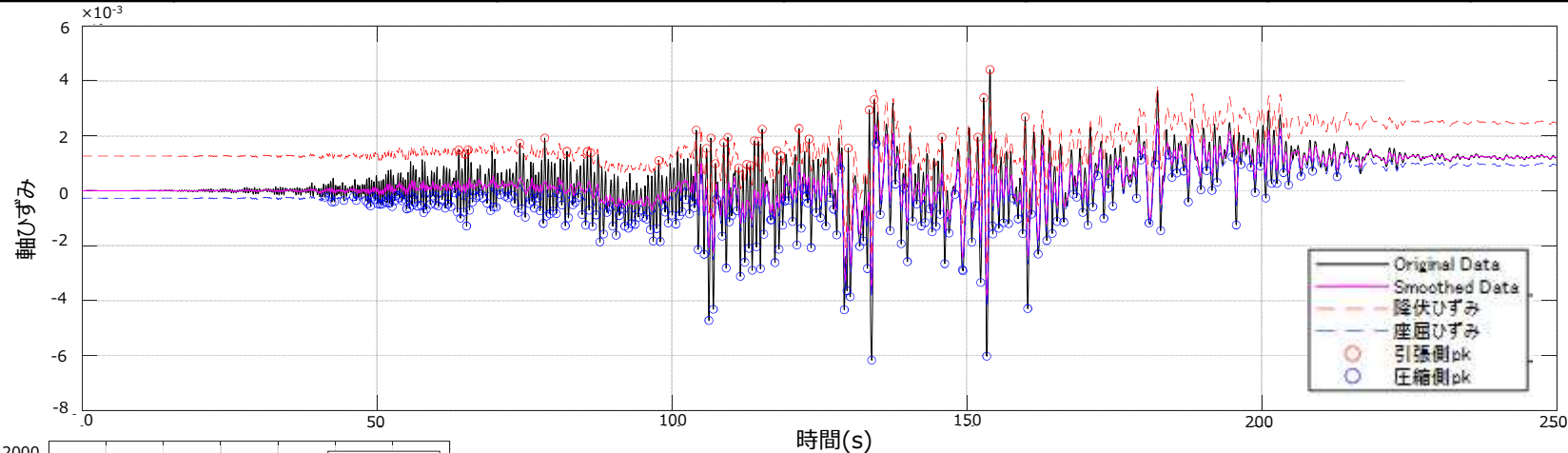
5.13 ブレースの評価結果

■ ブレースの破断寿命に対する繰り返し回数の算定を示す。

- *1：対象部材の軸ひずみ時刻歴波形をカウントする。
- *2：最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文献より算定する（参考表）。破断寿命は、参考表の設定ひずみより求める。

断面検討結果

部位	部材形状 (mm)	最大等価ひずみ ϵ_{max} ($\times 10^{-2}$)	応答による 繰返し回数n1	評価基準 (破断寿命) Np	n1/Np	判定
ブレース	2[-150×75×9×12.5]	0.932	310	1185	0.27	O.K.



設定歪幅と疲労寿命 (実験 I)

設定歪振幅	亀裂発生寿命	破断寿命
10.00%	3	1.8×10
7.00%	1.0×10	3.9×10
5.00%	2.6×10	6.7×10
3.50%	3.5×10	1.02×10^2
2.00%	1.70×10^2	2.99×10^2
1.00%	4.40×10^2	9.66×10^2
0.90%	8.00×10^2	1.29×10^3
0.70%	1.45×10^3	2.76×10^3

6.1 補強方針について

- 評価結果を踏まえて、許容限界を超過する中央棟に加えて、裕度が少ない北棟及び南棟も補強する方針とする。
- 許容限界は、Ss900に対して吸着塔への波及影響を及ぼさないこととし、下表に示すとおりとする（変更なし）。
- ただし、崩壊機構に影響する塑性ヒンジの数を減らす方針とする。

許容限界と考え方

部位	性能目標	事象	想定される事象	評価方針	許容限界	
大型廃棄物保管庫	建屋 (柱、梁)	—	全体崩落	・ 架構全体が許容限界を超えて傾き、防護対象施設・設備へ落下する。	・ 最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認する。	層間変形角 1/30 ^{*1}
				・ 架構が崩壊機構を構成し、架構全体が倒れることにより、架構全体が防護対象施設・設備へ崩落する。	・ 架構の崩壊機構が構成されないことを確認する。	崩壊機構が構成されないこと

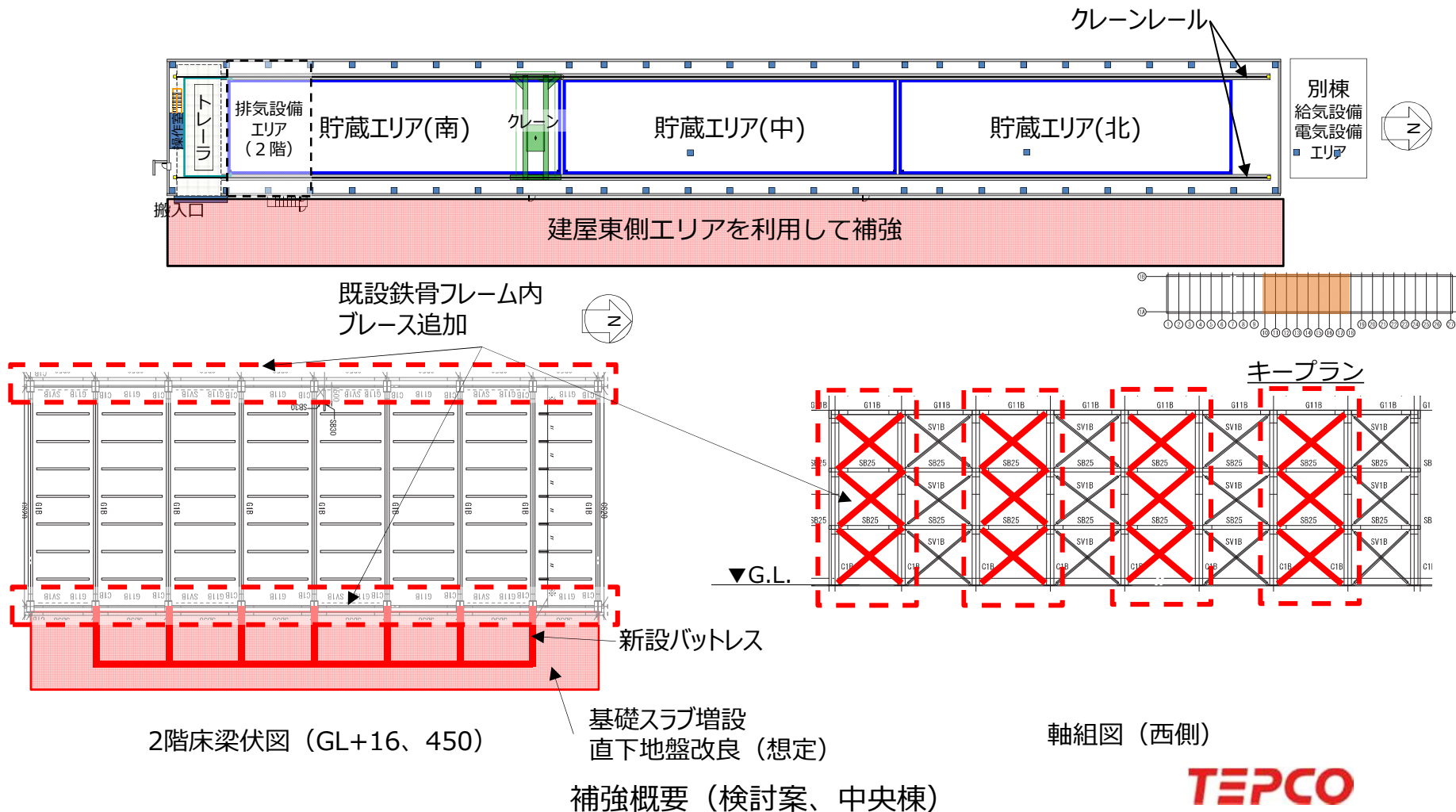
※1: 「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。
 なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

6.2 補強検討概要(1)

- 補強検討は、
 - ①補強部材を全てに取り付ける場合 (Case1)
 - ②南側の鉄骨階段部分のみ補強部材を取り付けない場合 (Case2)について検討を実施した。
- 使用する地震波、地震応答解析の方法は、先に実施した補強前の検討と同じである。

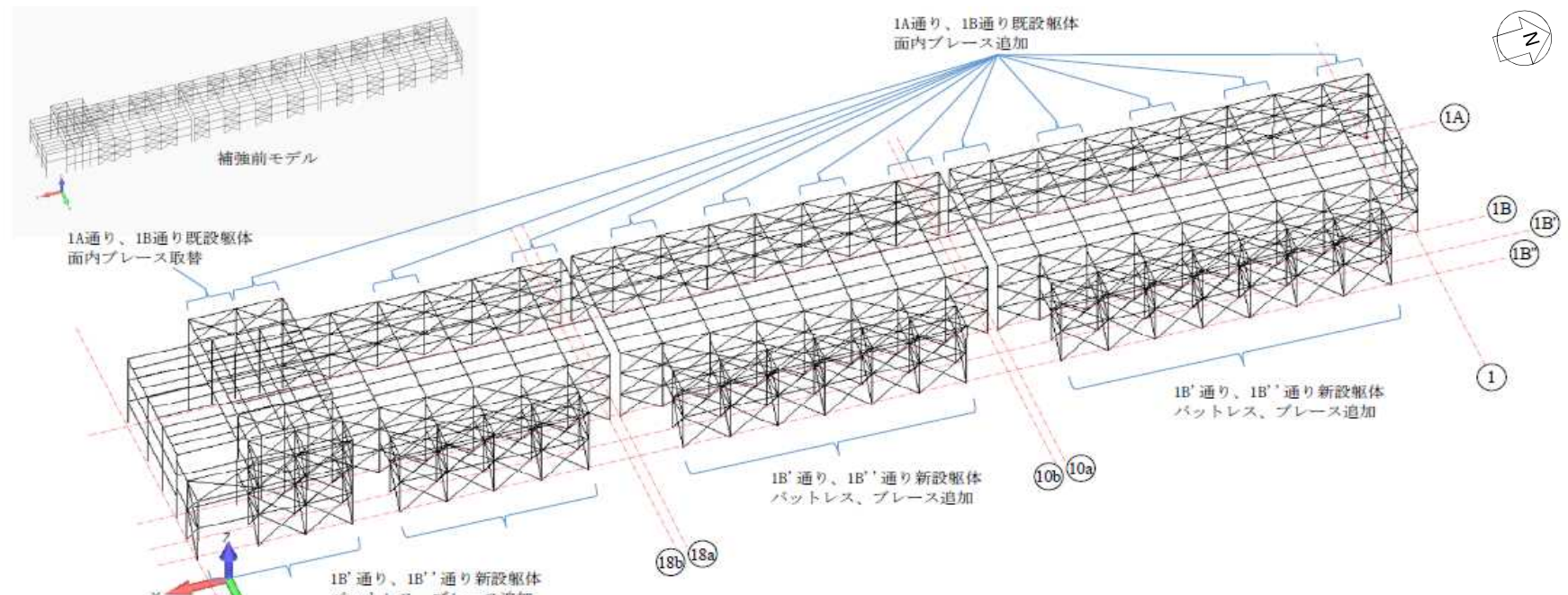
6.2 補強検討概要(2)

- 補強範囲、補強内容の一例を以下に示す。
- なお、実際に施工可能かなどを引き続き検討しており、補強方法や補強範囲などは設計進捗にあわせて見直していく。



6.3 Case1の地震応答解析モデル（上屋）

- Case1は、北棟、中央棟、南棟の東側全てにバットレスを設け、既存部分についてはブレースの追加等を実施する。
- この際、南棟は一部既存の階段が干渉する箇所があり、ここについては階段を撤去する。



既設部材断面、材質

部材	部位	部材サイズ	材質
柱	北棟	BH-1100×700×28×40	SN490B
	中央棟	BH-1100×700×28×36	
	南棟	BH-1100×700×28×40	
大梁	北棟	BH-1300×500×25×36	SN490B
	中央棟	BH-1200×400×22×40	
	南棟	BH-1300×800×28×40	
		BH-1300×700×25×40	
ブレース	北棟	2[-200×90×8×13.5	SS400
	中央棟	2[-150×75×9×12.5	
	南棟	2[-250×90×11×14.5	

新設部材断面（材質は柱、梁はSN490B、それ以外はSS400とする）

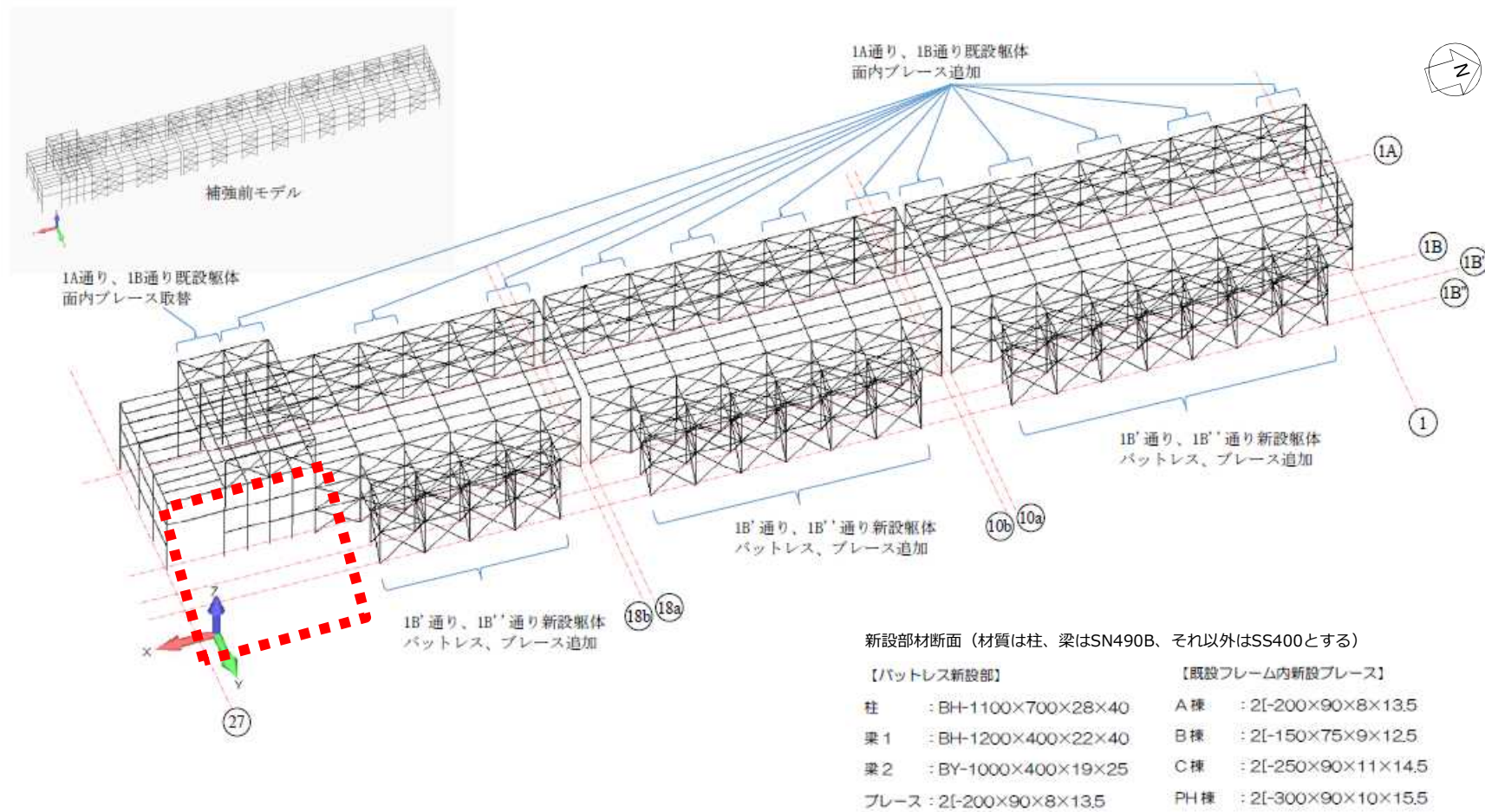
【バットレス新設部】		【既設フレーム内新設ブレース】	
柱	: BH-1100×700×28×40	A棟	: 2[-200×90×8×13.5
梁 1	: BH-1200×400×22×40	B棟	: 2[-150×75×9×12.5
梁 2	: BY-1000×400×19×25	C棟	: 2[-250×90×11×14.5
ブレース	: 2[-200×90×8×13.5	PH棟	: 2[-300×90×10×15.5

※今後の設計進捗にあわせて変更となる可能性がある。



6.4 Case2の地震応答解析モデル（上屋）

- Case2は、北棟、中央棟は変わらずバットレスを全体に設けるが、南棟は、一部既存階段に干渉する部分について、バットレスを設置しない。



※今後の設計進捗にあわせて変更となる可能性がある。

6.5 評価結果

- 下表に示すとおり、Case1、Case2ともに最大層間変形角は許容限界以内であり、また、崩壊機構が構成されないことを確認した。
- 引き続き検討を行い、最終的な補強案について決定する予定である。

	Case1	Case2
北棟	NS : 1/343 EW : 1/115	NS : 1/341 EW : 1/113
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない
中央棟	NS : 1/184 EW : 1/121	NS : 1/180 EW : 1/116
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない
南棟	NS : 1/125 EW : 1/113	NS : 1/95 EW : 1/88
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない

7.1 補強部材の配置の合理化

- 長期的な運用を踏まえて、建屋の層間変形角が1/75程度となるよう補強を実施することを目標とする。
- Case2でも、1/75を十分下回っている部分があることから、補強の合理化の検討を実施する。

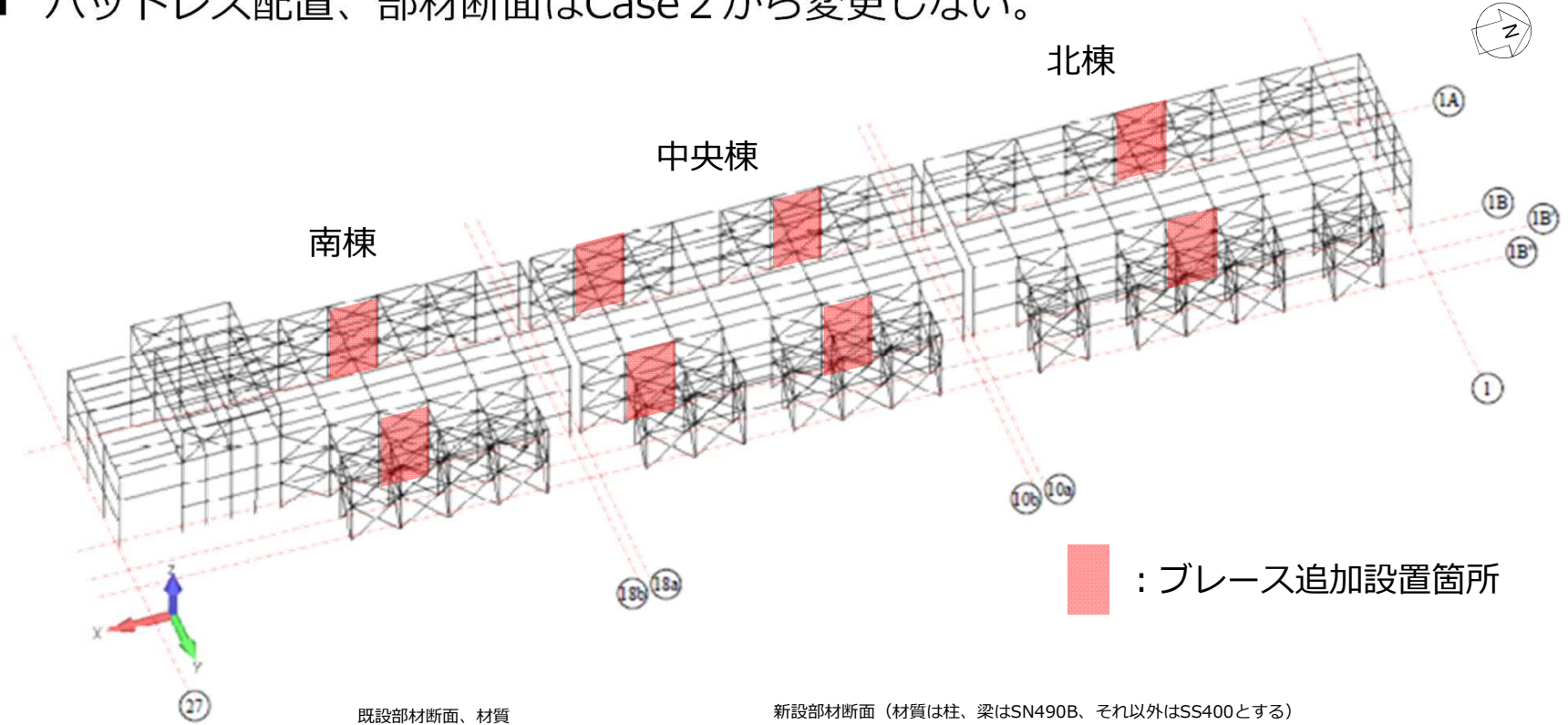
補強の合理化 (Case3)



	Case1	Case2
北棟	NS : 1/343 EW : 1/115	NS : 1/341 EW : 1/113
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない
中央棟	NS : 1/184 EW : 1/121	NS : 1/180 EW : 1/116
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない
南棟	NS : 1/125 EW : 1/113	NS : 1/95 EW : 1/88
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない

7.2 Case3の地震応答解析モデル（上屋）

- Case2では、NS方向の層間変形角は十分に余裕があることから、NS方向の補強ブレース配置を見直す。（Case3）
- バットレス配置、部材断面はCase 2 から変更しない。



: ブレース追加設置箇所

既設部材断面、材質

部材	部位	部材サイズ	材質
柱	北棟	BH-1100×700×28×40	SN490B
	中央棟	BH-1100×700×28×36	
	南棟	BH-1100×700×28×40 BH-1100×800×28×40	
大梁	北棟	BH-1300×500×25×36	SN490B
	中央棟	BH-1200×400×22×40	
	南棟	BH-1300×800×28×40	
		BH-1300×700×25×40	
ブレース	北棟	2[-200×90×8×13.5	SS400
	中央棟	2[-150×75×9×12.5	
	南棟	2[-250×90×11×14.5	

新設部材断面（材質は柱、梁はSN490B、それ以外はSS400とする）

【バットレス新設部】	【既設フレーム内新設ブレース】
柱 : BH-1100×700×28×40	A棟 : 2[-200×90×8×13.5
梁 1 : BH-1200×400×22×40	B棟 : 2[-150×75×9×12.5
梁 2 : BY-1000×400×19×25	C棟 : 2[-250×90×11×14.5
ブレース : 2[-200×90×8×13.5	PH棟 : 2[-300×90×10×15.5

7.3 評価結果（層間変形角）

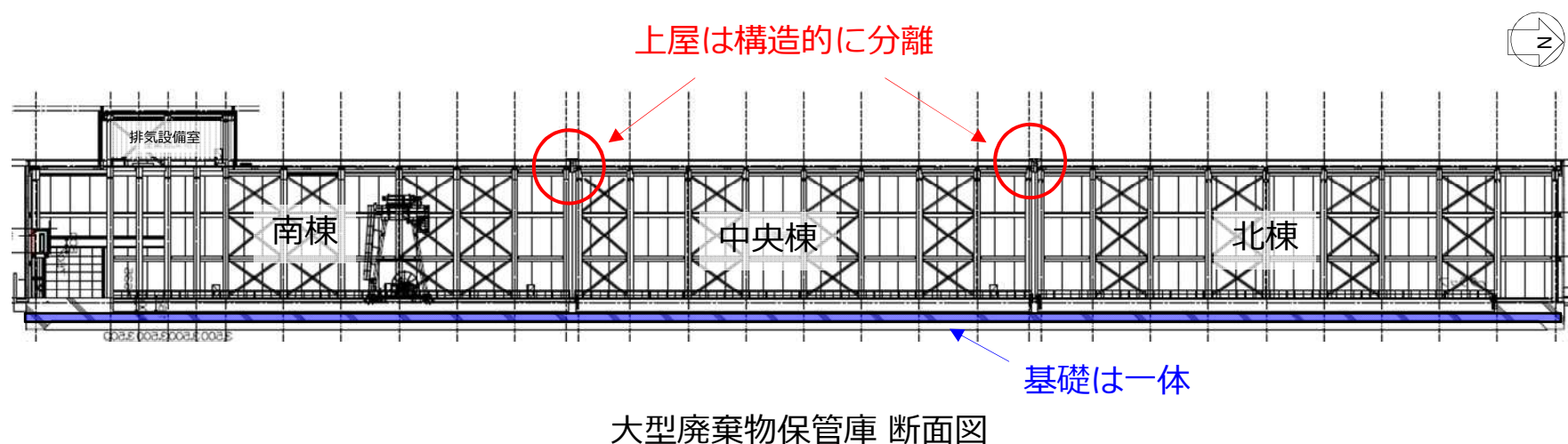
※以下の数字は暫定値であり、今後の設計進捗にあわせて変更となる可能性がある。

- 下表に示すとおり、Case3でも最大層間変形角は許容限界以内であり、また、崩壊機構を構成しないことを確認した。

	Case2	Case3
北棟	NS : 1/341 EW : 1/113	NS : 1/81 EW : 1/114
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない
中央棟	NS : 1/180 EW : 1/116	NS : 1/97 EW : 1/109
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない
南棟	NS : 1/95 EW : 1/88	NS : 1/80 EW : 1/93
	崩壊機構は構成されない	崩壊機構は構成されない

8.1 棟同士の接触による波及影響の確認

- 各棟は、基礎スラブは一体であるが、上屋は構造的に分離している。
- 地震時に上屋がそれぞれ異なる挙動を示し、場合によっては棟同士が接触する可能性がある。
- このため、棟同士の接触の有無について、確認を実施する。



8.2 棟同士の接触による波及影響の検討方法

- 各棟の変形が最大と考えられる境界部の柱の頂部が接触するかどうか評価を実施する。
- 各棟の間隔は下表の通りである。

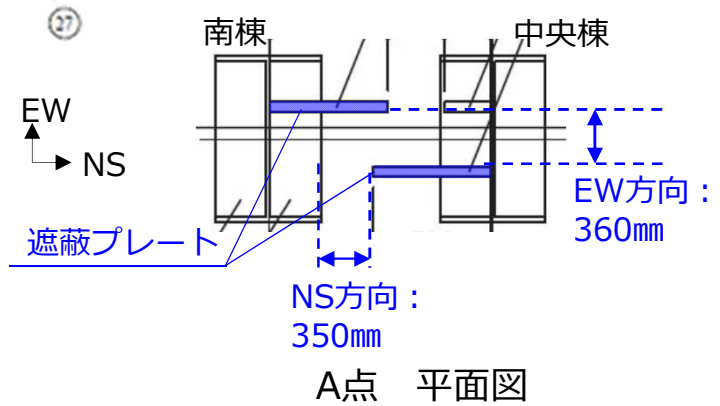
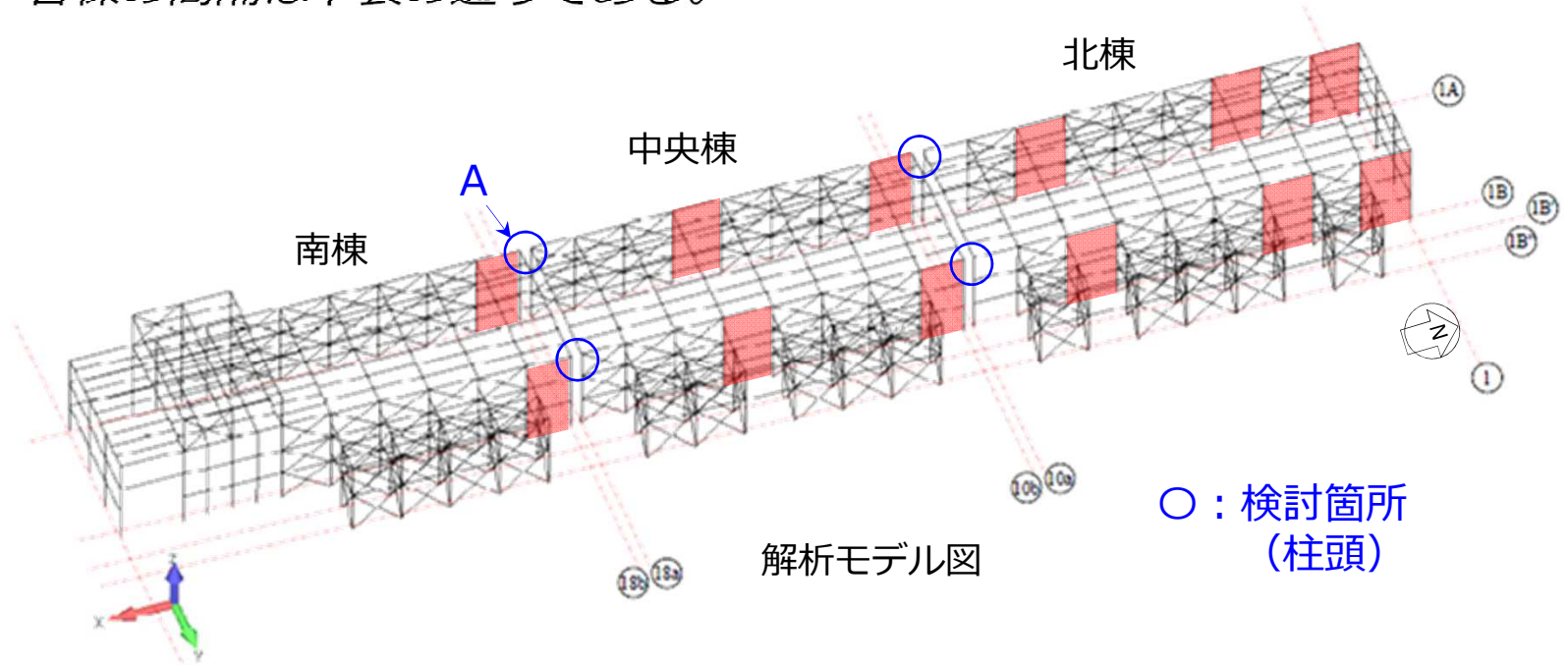


表 通常時の各棟の間隔

NS方向	EW方向
350mm	360mm

8.3 棟同士の接触による波及的影響の検討方法

- 柱頂部における変位の時刻歴から柱頂部の間隔の最小値を算定する。
- 算定の結果、一番最小となる柱の頂部の間隔は200mm以上あることから、棟同士が接触することはない。

向かい合う柱頂部の時刻歴変位より
柱頂部の地震時の最小間隔を算出する

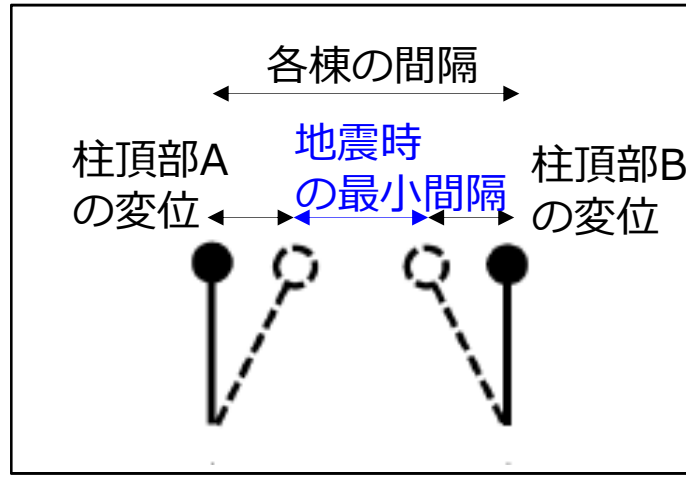
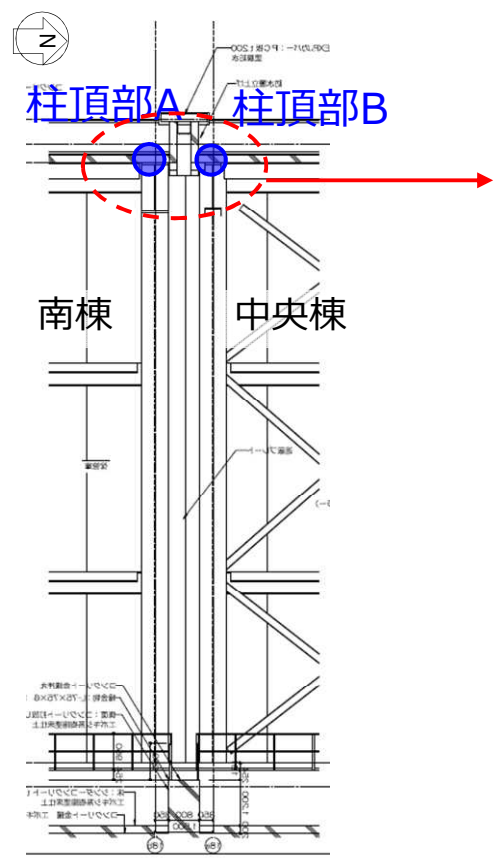


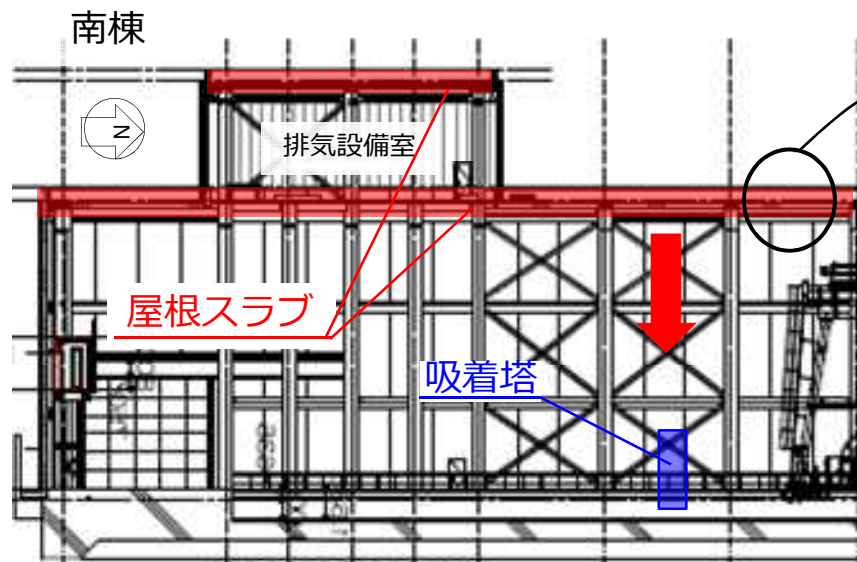
表 地震時の最小間隔

NS方向	EW方向
236mm	265mm

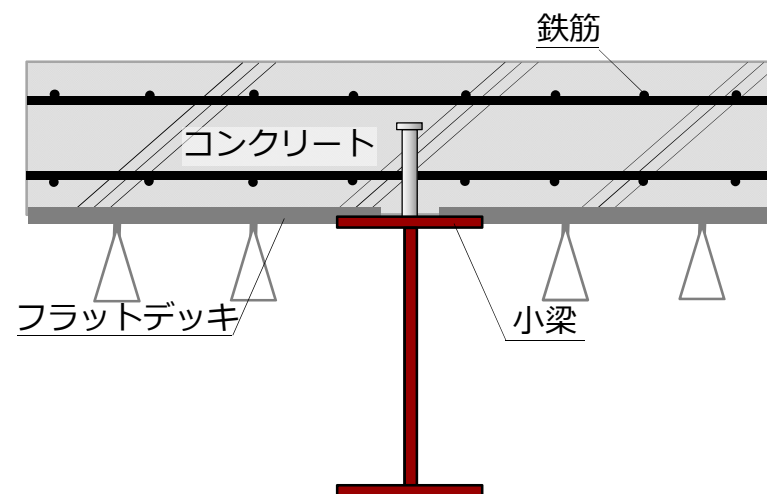
※以下の数字は暫定値であり、今後の設計進捗にあわせて変更となる可能性がある。

9.1 屋根スラブによる波及的影響の検討

- 屋根スラブによる吸着塔への波及的影響を検討する。
- 屋根スラブは、下図に示すようにフラットデッキ、鉄筋コンクリートから構成され、梁（大梁または小梁）に支持されている。



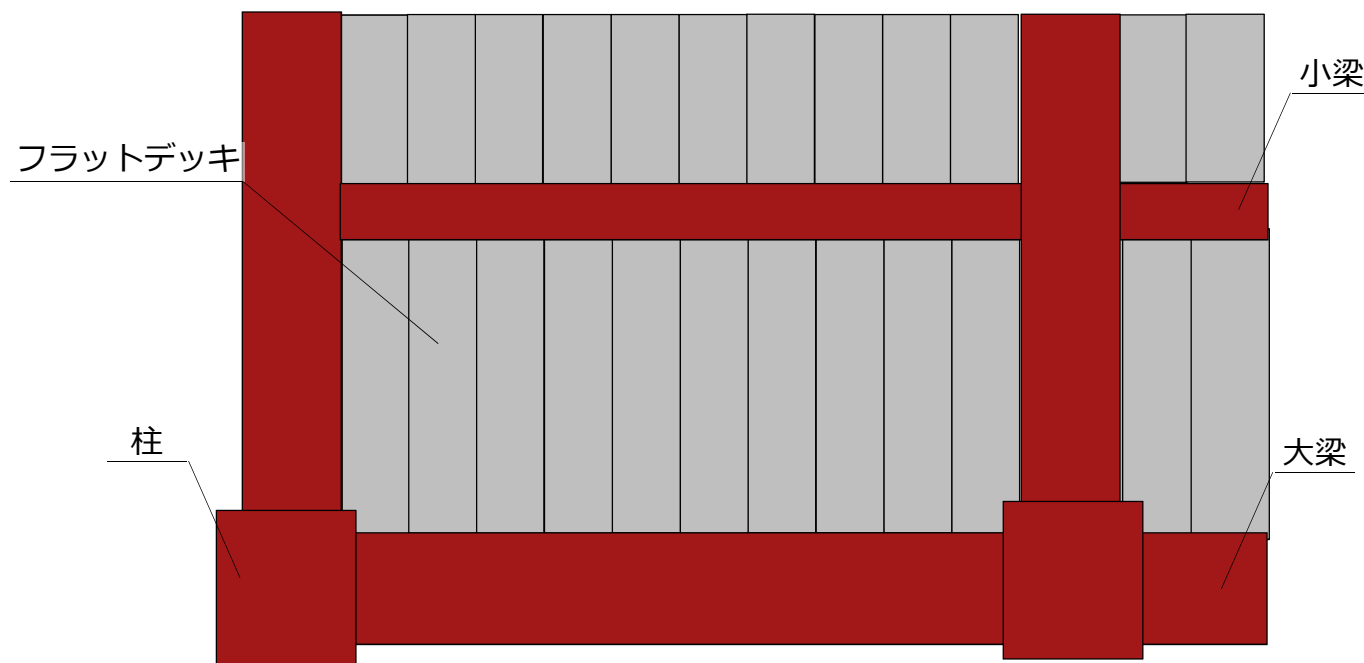
大型廃棄物保管庫 断面図



屋根スラブ断面図

9.2 屋根スラブによる波及的影響の検討結果

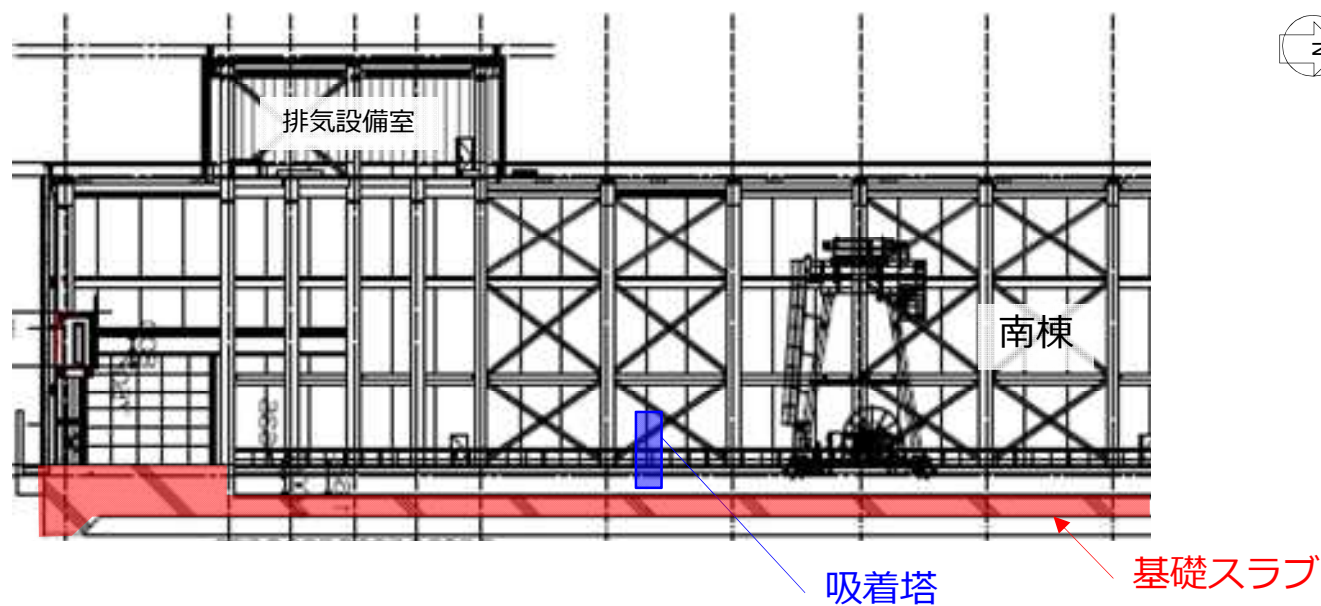
- フラットデッキが屋根面に敷き詰められ、建屋が倒壊しないことから、フラットデッキはなくなる。
- このため、仮に屋根スラブにひびが入ったとしても、フラットデッキがあることから、屋根スラブからの吸着塔への波及的影響は生じない。



屋根のイメージ図
(下から見た図)

10.1 基礎スラブの検討

- 基礎スラブは吸着塔を間接支持することから、Ss900による検討を実施する。



大型廃棄物保管庫 断面図

10.2 基礎スラブによる間接支持機能の評価項目

- 基礎スラブを対象とした弾塑性解析を実施して、間接支持機能を確保できるか評価を実施する。

許容限界と考え方

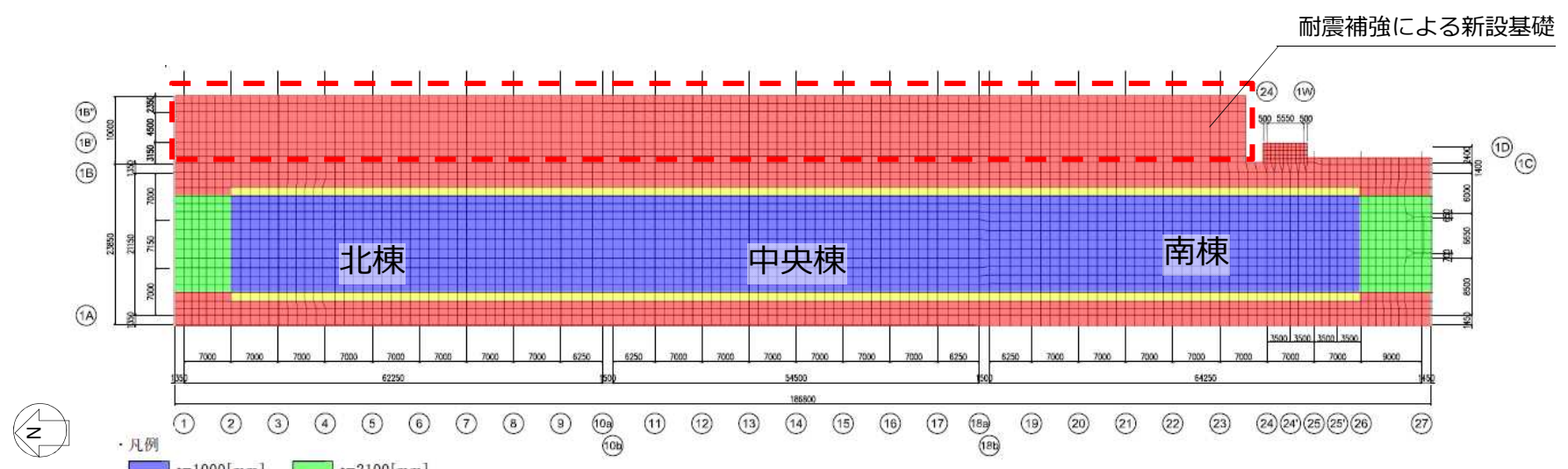
部位		性能目標	事象	想定される事象	評価方針	許容限界
大型廃棄物保管庫	基礎	間接支持機能維持	架台が固定できない	・許容限界を超える応力により、ひび割れ等が生じ、架台の支持機能を有しなくなる。	・部材に生じる応力及びひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	【ひずみ※1】 コンクリート 3.0×10^{-3} (圧縮) 鉄筋 5.0×10^{-3} 【面外せん断力※2】 短期許容せん断力

※1:CCV規格に基づく。

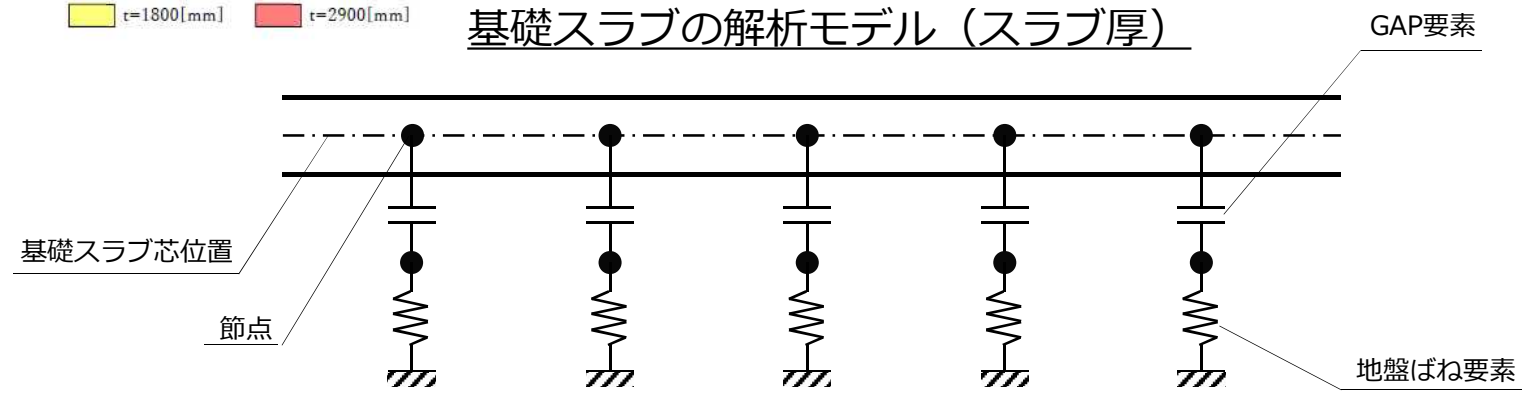
※2:RC-N規準に基づく。

10.3 基礎スラブの解析モデル

- 基礎スラブのモデル化はシェル要素を用い、厚さ方向の芯位置でモデル化する。
- 地震力が大きいことも踏まえて、基礎の浮き上がりを考慮してGAP要素を取り付ける。



基礎スラブの解析モデル (スラブ厚)



基礎スラブに取り付く地盤ばね模式図

10.4 基礎スラブの材料特性 (1/2)

■使用材料の物性値を下表に示す。

コンクリートの材料特性

設計基準強度 Fc[N/mm ²]	ヤング係数 E[N/mm ²]	せん断弾性係数 G[N/mm ²]	ポアソン比 ν[-]
24.0	2.27×10 ⁴	9.45×10 ³	0.2

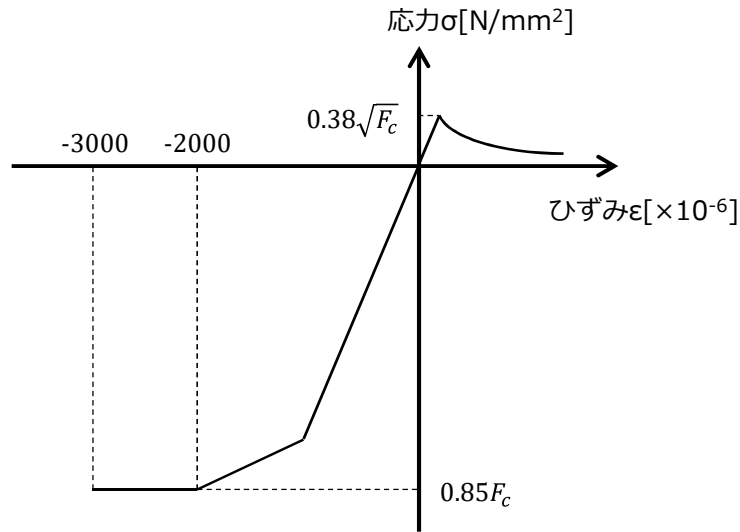
鉄筋※の材料特性

降伏強度 σ _y [N/mm ²]	ヤング係数 E[N/mm ²]	ポアソン比 ν[-]
390	2.05×10 ⁵	0.3

※) 使用材料 : SD390
鉄筋径 : D29

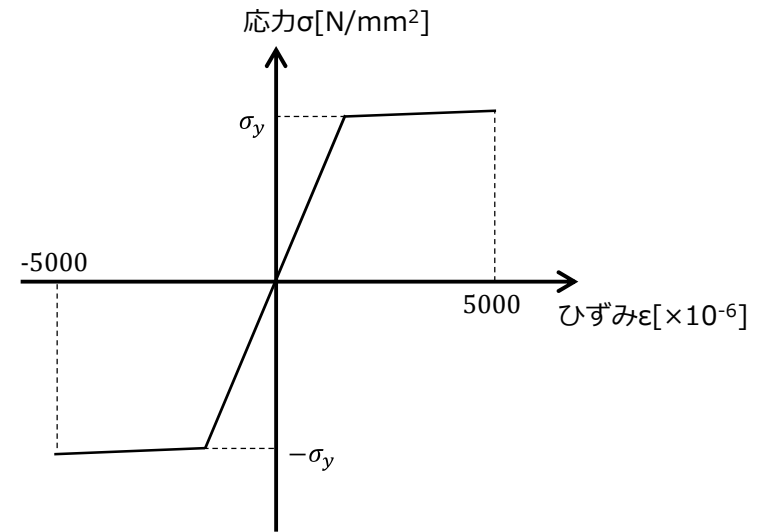
10.4 基礎スラブの材料特性 (2/2)

- 使用材料の材料構成則は以下の通りである。



コンクリートの材料構成則

	項目	設定
引張側	引張強度	$0.38\sqrt{F_c}^{*1)}$
	ひび割れ発生後の引張軟化曲線	岡村・出雲モデル ^{*2)} に準拠し設定
圧縮側	圧縮強度	$-0.85F_c^{*3)}$
	コンクリート構成則	fib-Model Code ^{*4)} に準拠し設定
	終局圧縮ひずみ	$-3000[\mu]^{*3)}$



鉄筋の材料構成則

	項目	設定
引張 (圧縮)側	鉄筋の構成則	バイリニア型 ^{*3)}
	終局ひずみ	$\pm 5000[\mu]^{*3)}$

*1)鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)、日本建築学会、1999
 *2)出雲淳一、島弘、岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル、コンクリート工学、Vol.25、No.9、1987.9
 *3)コンクリート製原子炉格納容器規格(2014)、日本機械学会、2014
 *4)fib Model Code for Concrete Structures (2010)、Federation internationale du beton、2013

10.5 基礎スラブによる間接支持機能の検討結果

- コンクリートのひずみ、鉄筋のひずみ及び面外せん断力は許容限界以内であり、基礎スラブの吸着塔の間接支持機能は確保できる見込みである。

基礎スラブの評価結果

	許容値	評価結果（最大値）	判定結果
コンクリートひずみ	3000 μ	567 μ	OK
鉄筋ひずみ	5000 μ	1464 μ	OK
面外せん断力	コンクリート短期許容応力	検定比：0.81	OK

※上記の数字は暫定値であり、今後の設計進捗にあわせて変更となる可能性がある。