

VI-2-11 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性に関する
説明書

VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある
下位クラス施設の耐震評価方針

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 耐震評価方針	4
3.1 耐震評価部位	4
3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点	4
3.1.2 接続部の観点	5
3.1.3 建物内施設の損傷，転倒，落下等の観点	5
3.1.4 屋外施設の損傷，転倒，落下等の観点	9
3.2 地震応答解析	13
3.3 設計用地震動又は地震力	13
3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ	13
3.5 許容限界	13
3.5.1 建物・構築物	13
3.5.2 機器・配管系	14
3.5.3 土木構造物	14
3.6 まとめ	14

1. 概要

本資料は、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設を設計する際に、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設」にて選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針を説明するものである。

2. 基本方針

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設は、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に基づき、以下「3. 耐震評価方針」に示すとおり、耐震評価部位、地震応答解析、設計用地震動又は地震力、荷重の種類及び荷重の組合せ並びに許容限界を定めて耐震評価を実施する。この耐震評価を実施するものとして、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設」にて選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設を、建物・構築物、機器・配管系及び土木構造物に分けて表 2-1 に示す。

表 2-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設 (1/2)

建物・構築物	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1号機タービン建物 ・ 1号機廃棄物処理建物 ・ 2号機排気筒モニタ室 ・ ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 ・ 原子炉ウェルシールドプラグ ・ 1号機排気筒 ・ サイトバンカ建物及びサイトバンカ建物（増築部）* ・ 1号機原子炉建物 ・ ディーゼル燃料貯蔵タンク室
機器・配管系	<ul style="list-style-type: none"> ・ 燃料プール冷却ポンプ室冷却機 ・ 原子炉浄化系補助熱交換器 ・ ガンマ線遮蔽壁 ・ 原子炉建物天井クレーン ・ 燃料取替機 ・ 制御棒貯蔵ハンガ ・ チャンネル着脱装置 ・ 耐火障壁 ・ 中央制御室天井設置設備 ・ チャンネル取扱ブーム ・ 循環水系配管 ・ タービン補機海水系配管 ・ 給水系配管 ・ タービンヒータドレン系配管 ・ タービン補機冷却系熱交換器 ・ 復水輸送系配管 ・ 復水系配管 ・ グランド蒸気排ガスフィルタ ・ 格納容器空気置換排風機 ・ 消火系配管 ・ 廃棄物処理建物排気処理装置 ・ 液体廃棄物処理系配管 ・ 床ドレン系配管 ・ 取水槽ガントリクレーン ・ 除じん機 ・ タービン補機海水ストレーナ

表 2-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設 (2/2)

<p>機器・配管系</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・主排気ダクト ・高光度航空障害灯管制器 ・建物開口部竜巻防護対策設備 ・循環水ポンプ渦防止板
<p>土木構造物</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・取水槽海水ポンプエリア防護対策設備 ・取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 ・1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版 ・免震重要棟遮蔽壁 ・復水貯蔵タンク遮蔽壁 ・仮設耐震構台 ・土留め工（親杭）

注記*：以下「サイトバンカ建物（増築部含む）」という。

3. 耐震評価方針

3.1 耐震評価部位

耐震評価部位については、対象設備の構造及び波及的影響の観点を考慮し、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社)日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1-1987」という。)及び工事計画での実績を参照した上で、耐震評価上厳しい箇所を選定する。

3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点

(1) 地盤の不等沈下による影響

不等沈下による影響は、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「4.1 不等沈下又は相対変位の観点」に示すように、不等沈下の観点で波及的影響を及ぼす下位クラス施設はない。

(2) 建物間の相対変位による影響

a. 1号機タービン建物

1号機タービン建物は、相対変位により制御室建物及び2号機タービン建物に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、1号機タービン建物の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に制御室建物及び2号機タービン建物に影響がないことを確認する。

b. 1号機廃棄物処理建物

1号機廃棄物処理建物は、相対変位により制御室建物及び2号機廃棄物処理建物に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、1号機廃棄物処理建物の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に制御室建物及び2号機廃棄物処理建物に影響がないことを確認する。

c. 2号機排気筒モニタ室

2号機排気筒モニタ室は、相対変位により2号機排気筒に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、2号機排気筒モニタ室の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に2号機排気筒に影響がないことを確認する。

d. ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備は、相対変位により2号機排気筒に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に2号機排気筒に影響がないことを確認する。

e. 仮設耐震構台

仮設耐震構台は、相対変位により2号機原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽等に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、仮設耐震構台の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に2号機原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽等に影響がないことを確認する。

3.1.2 接続部の観点

(1) 接続部における相互影響

a. 燃料プール冷却ポンプ室冷却機

原子炉補機冷却系配管に系統上接続されている下位クラス施設である燃料プール冷却ポンプ室冷却機の損傷により、上位クラス施設の原子炉補機冷却系配管の機能喪失の可能性が否定できない。このため、上位クラス施設の原子炉補機冷却系配管と系統上接続されている下位クラス施設の燃料プール冷却ポンプ室冷却機について、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

b. 原子炉浄化系補助熱交換器

原子炉補機冷却系配管に系統上接続されている下位クラス施設である原子炉浄化系補助熱交換器の損傷により、上位クラス施設の原子炉補機冷却系配管の機能喪失の可能性が否定できない。このため、上位クラス施設の原子炉補機冷却系配管と系統上接続されている下位クラス施設の原子炉浄化系補助熱交換器について、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

3.1.3 建物内施設の損傷、転倒、落下等の観点

(1) 施設の損傷、転倒、落下等による影響

a. ガンマ線遮蔽壁

ガンマ線遮蔽壁は、転倒により原子炉圧力容器に衝突し、原子炉圧力容器が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

b. 原子炉建物天井クレーン

原子炉建物天井クレーンは、本体及び吊荷の転倒又は落下により燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し、燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び吊具の評価を実施する。

c. 燃料取替機

燃料取替機は、本体及び吊荷の転倒又は落下により燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック

ク等に衝突し、燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び吊具の評価を実施する。

d. 制御棒貯蔵ハンガ

制御棒貯蔵ハンガは、転倒又は落下により燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し、燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

e. チャンネル着脱装置

チャンネル着脱装置は、転倒又は落下により燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し、燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

f. 耐火障壁

耐火障壁は、転倒により原子炉補機冷却系熱交換器、中央制御室送風機等に衝突し、原子炉補機冷却系熱交換器、中央制御室送風機等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

g. 原子炉ウェルシールドプラグ

原子炉ウェルシールドプラグは、落下により原子炉格納容器に衝突し、原子炉格納容器が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

h. 中央制御室天井設置設備

中央制御室天井設置設備は、落下により安全設備制御盤、原子炉制御盤等に衝突し、安全設備制御盤、原子炉制御盤等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

i. チャンネル取扱ブーム

チャンネル取扱ブームは、転倒又は落下により燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに衝突し、燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックが損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

j. 燃料プール冷却ポンプ室冷却機

燃料プール冷却ポンプ室冷却機は、転倒により原子炉補機冷却系配管に衝突し、原子炉補機冷却系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

k. 原子炉浄化系補助熱交換器

原子炉浄化系補助熱交換器は、転倒により原子炉補機冷却系配管に衝突し、原子炉補機冷却系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

l. 循環水系配管

循環水系配管は、転倒及び落下により復水器エリア防水壁及びタービン建物漏えい検知器に衝突し、復水器エリア防水壁及びタービン建物漏えい検知器が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

m. タービン補機海水系配管

タービン補機海水系配管は、落下により原子炉補機海水系配管（放水配管含む）及び復水器エリア防水壁に衝突し、原子炉補機海水系配管（放水配管含む）及び復水器エリア防水壁が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

n. 給水系配管

給水系配管は、落下により原子炉補機海水系配管に衝突し、原子炉補機海水系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

o. タービンヒータドレン系配管

タービンヒータドレン系配管は、落下により原子炉補機海水系配管に衝突し、原子炉補機海水系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

p. タービン補機冷却系熱交換器

タービン補機冷却系熱交換器は、転倒により原子炉補機海水系配管（放水配管）に衝突し、原子炉補機海水系配管（放水配管）が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

q. 復水輸送系配管

復水輸送系配管は、落下により非常用ガス処理系配管に衝突し、非常用ガス処理系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

r. 復水系配管

復水系配管は、落下により非常用ガス処理系配管に衝突し、非常用ガス処理系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

s. グランド蒸気排ガスフィルタ

グランド蒸気排ガスフィルタは、転倒により非常用ガス処理系配管、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備燃料配管等に衝突し、非常用ガス処理系配管、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備燃料配管等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

t. 格納容器空気置換排風機

格納容器空気置換排風機は、転倒により原子炉棟空調換気系入口隔離弁に衝突し、原子炉棟空調換気系入口隔離弁が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

u. 消火系配管

消火系配管は、落下により高圧炉心スプレイ補機海水系配管に衝突し、高圧炉心スプレイ補機海水系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

v. 廃棄物処理建物排気処理装置

廃棄物処理建物排気処理装置は、転倒により高圧原子炉代替注水ポンプ用電路に衝突し、高圧原子炉代替注水ポンプ用電路が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

w. 液体廃棄物処理系配管

液体廃棄物処理系配管は、落下により高圧炉心スプレイ補機海水系配管に衝突し、高圧炉心スプレイ補機海水系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

x. 床ドレン系配管

床ドレン系配管は、落下により高圧炉心スプレイ補機海水系配管に衝突し、高圧炉心

スプレイ補機海水系配管が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

3.1.4 屋外施設の損傷，転倒，落下等の観点

(1) 施設の損傷，転倒，落下等による影響

a. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備は，落下により原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管，取水槽水位計等に衝突し，原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管，取水槽水位計等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

b. 取水槽ガントリクレーン

取水槽ガントリクレーンは，転倒及び落下により原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管等に衝突し，原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び吊具の評価を実施する。

c. 1号機排気筒

1号機排気筒は，損傷及び転倒により原子炉補機海水ポンプ，2号機原子炉建物等に衝突し，原子炉補機海水ポンプ，2号機原子炉建物等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

d. 除じん機

除じん機は，損傷により原子炉補機海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機海水ポンプに衝突し，原子炉補機海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機海水ポンプが損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

e. 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備は，落下により原子炉補機海水系配管，高圧炉心スプレイ補機海水系配管等に衝突し，原子炉補機海水系配管，高圧炉心スプレイ補機海水系配管等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

f. タービン補機海水ストレーナ

タービン補機海水ストレーナは，転倒により循環水系配管（ポンプ出口～タービン建物外壁）に衝突し，循環水系配管（ポンプ出口～タービン建物外壁）が損傷する可能性

が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

g. サイトバンカ建物（増築部含む）

サイトバンカ建物（増築部含む）は、損傷及び転倒により防波壁に衝突し、防波壁が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

h. 1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版

1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版は、損傷及び落下により1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁に衝突し、1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

i. 1号機原子炉建物

1号機原子炉建物は、損傷及び転倒により制御室建物及び2号機廃棄物処理建物に衝突し、制御室建物及び2号機廃棄物処理建物が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

j. 1号機タービン建物

1号機タービン建物は、損傷及び転倒により制御室建物、2号機タービン建物等に衝突し、制御室建物、2号機タービン建物等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

k. 1号機廃棄物処理建物

1号機廃棄物処理建物は、損傷及び転倒により制御室建物及び2号機廃棄物処理建物に衝突し、制御室建物及び2号機廃棄物処理建物が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

1. 2号機排気筒モニタ室

2号機排気筒モニタ室は、損傷及び転倒により2号機排気筒に衝突し、2号機排気筒が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

m. ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備は、転倒及び落下により2号機排気筒、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等に衝突し、2号機排気筒、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

n. 主排気ダクト

主排気ダクトは、転倒及び落下により2号機排気筒に衝突し、2号機排気筒が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

o. 免震重要棟遮蔽壁

免震重要棟遮蔽壁は、転倒により緊急時対策所に衝突し、緊急時対策所が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

p. 復水貯蔵タンク遮蔽壁

復水貯蔵タンク遮蔽壁は、転倒によりB-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽に衝突し、B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

q. 高光度航空障害灯管制器

高光度航空障害灯管制器は、転倒により排気筒（非常用ガス処理系用）に衝突し、排気筒（非常用ガス処理系用）が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、支持部の評価を実施する。

r. タービン補機海水系配管

タービン補機海水系配管は、落下により原子炉補機海水系配管（放水配管）に衝突し、原子炉補機海水系配管（放水配管）が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、配管系及び支持部の評価を実施する。

s. 建物開口部竜巻防護対策設備

建物開口部竜巻防護対策設備は、比較的大型の鋼製構造物であり、地震により破損・脱落した場合、原子炉建物及び制御室建物等に波及的影響を及ぼすおそれが否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部

材及び支持部の評価を実施する。

t. 仮設耐震構台

仮設耐震構台は、比較的大型の鋼製構造物であり、損傷及び転倒により2号機原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

u. 土留め工（親杭）

土留め工（親杭）は、損傷及び転倒により2号機原子炉建物、2号機廃棄物処理建物等に衝突し、2号機原子炉建物、2号機廃棄物処理建物等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

v. ディーゼル燃料貯蔵タンク室

ディーゼル燃料貯蔵タンク室は、損傷により非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料貯蔵タンク、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）等に衝突し、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料貯蔵タンク、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

w. 循環水ポンプ渦防止板

循環水ポンプ渦防止板は、損傷により原子炉補機海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機海水ポンプに衝突し、原子炉補機海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機海水ポンプが損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

なお、防波壁（西端部）周辺斜面、防波壁（東端部）周辺斜面、2号機南側切取斜面、2号機西側切取斜面、緊急時対策所周辺斜面、ガスタービン発電機建物周辺斜面、2号機南側盛土斜面及び緊急時対策所敷地下斜面については、基準地震動 S_s に対して斜面の崩壊のおそれがないことを確認している。

また、補助消火水槽、放水槽及び浄化槽については、上位クラス施設に対して保守的な条件となるよう、構造物全体を埋戻土とした評価を実施する。同様に、2号機放水路、3号機放水路、1号機取水管及び施設護岸による波及的影響を踏まえて、上位クラス施設である防波壁の評価を実施する。

3.2 地震応答解析

地震応答解析については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.2 地震応答解析」に基づき、下位クラス施設に適用する方法として、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の建物・構築物、機器・配管系又は屋外重要土木構造物それぞれの地震応答解析の方針に従い実施する。

3.3 設計用地震動又は地震力

設計用地震動又は地震力については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.3 設計用地震動又は地震力」に基づき、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力として、基準地震動 S_s を適用する。

3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ

荷重の種類及び荷重の組合せについては、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.4 荷重の種類及び荷重の組合せ」に基づき、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設の運転状態において下位クラス施設に発生する荷重として、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」の設計基準対象施設又は常設重大事故等対処施設の荷重の組合せを適用し、上位クラス施設が設計基準対象施設のうち耐震重要度分類のSクラスに属する施設（以下「Sクラス施設」という。）の場合は運転状態Ⅰ～Ⅳとして、重大事故等対象施設のうち常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備及び常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）並びにこれらが設置される常設重大事故等対処施設（以下「重要SA施設」という。）の場合は運転状態Ⅴとして発生する荷重を設定する。また、屋外に設置されている施設については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」の風荷重及び積雪荷重の組合せの考え方に基づき設定する。

3.5 許容限界

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の評価に用いる許容限界については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態において、下位クラス施設が波及的影響を及ぼすおそれがないよう、また、上位クラス施設の機能に影響がないよう、以下、建物・構築物、機器・配管系及び土木構造物に分けて設定する。

3.5.1 建物・構築物

建物・構築物については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、距離、許容応力度、せん断ひずみ及び層間変形角を許容限界とする。

許容応力度においては「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会、1999改定）」に基づき、許容応力度を設定する。せん断ひずみにおいては、「J E A G 4 6 0 1-1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを許容限界として設定する。層間変形角においては、「建築基準法及び同施行令」に基づく評価基準

値を許容限界として設定する。

なお、建物・構築物のうちディーゼル燃料貯蔵タンク室については、圧縮縁コンクリート限界ひずみ及びせん断耐力を許容限界とし、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。）に基づき設定する。

3.5.2 機器・配管系

機器・配管系については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、下位クラス施設が破断延性限界に十分な余裕を有していることに相当する許容限界として、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す許容応力状態 IV_{AS} 及び V_{AS} の許容限界を設定する。

3.5.3 土木構造物

土木構造物については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、距離、構造部材の短期許容応力度、圧縮縁コンクリート限界ひずみ、降伏強度、全塑性モーメント、降伏曲げモーメント、終局曲げモーメント、限界水平支圧応力度、限界水平押し抜きせん断応力度、せん断耐力及びアンカー耐力等並びに基礎地盤の極限支持力度に対して妥当な安全余裕を考慮して設定する。

3.6 まとめ

以上を踏まえ、波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針を表3-1に示す。

評価の観点の欄については、VI-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」において設定した以下の4つの設計の観点のうち、当該施設に該当する項目を記載する。

- ①設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響
- ②耐震重要施設と下位のクラスの施設との接続部における相互影響
- ③建屋内における下位のクラスの施設の損傷、転倒及び落下等による耐震重要施設への影響
- ④建屋外における下位のクラスの施設の損傷、転倒及び落下等による耐震重要施設への影響

評価条件の欄については、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態を想定することから、上位クラス施設がSクラス施設等の場合は「DB」、重要SA施設の場合は「SA」と評価条件に明記する。また、荷重の種類及び荷重の組合せに用いている記号はVI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づく。

各施設の詳細な評価は、VI-2-11-2「波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性についての計算書」以降の各計算書に示す。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (1/17)

(建物・構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
1号機タービン建物	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	① 1号機タービン建物と制御室建物及び2号機タービン建物との離隔距離を適用する。 ④ 「J E A G 4 6 0 1 -1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。
					SA	
1号機廃棄物処理建物	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	① 1号機廃棄物処理建物と制御室建物及び2号機廃棄物処理建物との離隔距離を適用する。 ④ 「J E A G 4 6 0 1 -1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。
					SA	
2号機排気筒モニタ室	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	① 2号機排気筒モニタ室と2号機排気筒との離隔距離を適用する。 ④ 「J E A G 4 6 0 1 -1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。
					SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (2/17)

(建物・構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	①ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備と2号機排気筒との離隔距離を適用する。 ④「建築基準法及び同施行令」に基づく層間変形角の評価基準値を許容限界として設定する。
					SA	
原子炉ウェルシールドプラグ	③	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)」等に基づき, 許容応力度を設定する。
					SA	
1号機排気筒	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「建築基準法及び同施行令」に基づく層間変形角の評価基準値を許容限界として設定する。
					SA	
サイトバンカ建物 (増築部含む)	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「J E A G 4 6 0 1-1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (3/17)

(建物・構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
1号機原子炉建物	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「J E A G 4 6 0 1-1987」に基づく終局点に対応するせん断ひずみを適用する。
					SA	「建築基準法及び同施行令」に基づく層間変形角の評価基準値を許容限界として設定する。
ディーゼル燃料貯蔵タンク室	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「土木学会マニュアル 2005」に基づく圧縮縁コンクリート限界ひずみ及びせん断耐力を設定する。
					SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (4/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
燃料プール冷却ポンプ 室冷却機	②, ③	支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
原子炉浄化系補助熱交換器	②, ③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すクラス3容器及びクラス3支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
ガンマ線遮蔽壁	③	主要構造部材	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－((社)日本建築学会, 2005 改定)」に基づく許容応力度を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (5/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
原子炉建物天井 クレーン	③	主要構造部材 吊具	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	吊具については、「クレーン構造規格（平成 15 年 12 月 19 日厚生労働省告示 399 号）」に基づく許容荷重を適用する。
燃料取替機	③	主要構造部材 吊具	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	吊具については、「クレーン構造規格（平成 15 年 12 月 19 日厚生労働省告示 399 号）」に基づく許容荷重を適用する。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (6/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
制御棒貯蔵ハンガ	③	主要構造部材 支持部	S _s	D + P _D + M _D + S _s	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				D + P _{SAD} + M _{SAD} + S _s	SA	
チャンネル着脱装置	③	主要構造部材 支持部 吊具	S _s	D + P _D + M _D + S _s	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				D + P _{SAD} + M _{SAD} + S _s	SA	
耐火障壁	③	主要構造部材 支持部	S _s	D + P _D + M _D + S _s	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				D + P _{SAD} + M _{SAD} + S _s	SA	
中央制御室天井設置設備（中央制御室天井照明）	③	主要構造部材 支持部	S _s	D + P _D + M _D + S _s	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。 支持部については「各種合成構造設計指針・同解説（(社)日本建築学会, 2010 改定）」に基づく許容荷重を適用する。
				D + P _{SAD} + M _{SAD} + S _s	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (7/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
中央制御室天井設置設備 (排煙ダクト)	③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に 示すその他の支持構造物の許容応 力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$) を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
中央制御室天井設置設備 (防煙垂れ壁)	③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に 示すその他の支持構造物の許容応 力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$) を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
チャンネル取扱ブーム	③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に 示すその他の支持構造物の許容応 力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$) を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
循環水系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に 示すクラス3管及びクラス3支持 構造物の許容応力(許容応力状態 $IV_A S$) を適用する。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (8/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
タービン補機海水系配管	③, ④	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すクラス3管及び重大事故等クラス2管(クラス3管)並びにクラス3支持構造物及び重大事故等クラス2支持構造物の許容応力(許容応力状態 IV_{AS} 及び V_{AS})を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
給水系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すクラス3管及び重大事故等クラス2管(クラス3管)並びにクラス3支持構造物及び重大事故等クラス2支持構造物の許容応力(許容応力状態 IV_{AS} 及び V_{AS})を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (9/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
タービンヒータドレン系 配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すクラス3管及び重大事故 等クラス2管(クラス3管)並び にクラス3支持構造物及び重大 事故等クラス2支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
タービン補機冷却系熱交 換器	③	支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すその他の支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
復水輸送系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すクラス3管及び重大事故 等クラス2管(クラス3管)並び にクラス3支持構造物及び重大 事故等クラス2支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (10/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
復水系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すクラス3管及び重大事故 等クラス2管(クラス3管)並び にクラス3支持構造物及び重大 事故等クラス2支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
グラント蒸気排ガスフイ ルタ	③	支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すその他の支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
格納容器空気置換排風機	③	支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すその他の支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$)を 適用する。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (11/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
消火系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すクラス3管及び重大事故 等クラス2管(クラス3管)並び にクラス3支持構造物及び重大 事故等クラス2支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $V_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
廃棄物処理建物排気処理 装置	③	支持部	S s	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すその他の支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $V_A S$)を 適用する。
液体廃棄物処理系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すクラス3管及び重大事故 等クラス2管(クラス3管)並び にクラス3支持構造物及び重大 事故等クラス2支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $V_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (12/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
床ドレン系配管	③	配管系 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すクラス3管及び重大事故 等クラス2管(クラス3管)並び にクラス3支持構造物及び重大 事故等クラス2支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
取水槽ガントリ クレーン	④	主要構造部材 吊具	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」 に示すその他の支持構造物の許 容応力(許容応力状態 $IV_A S$ 及び $V_A S$)を適用する。 吊具については、「クレーン構造 規格(平成15年12月19日厚生 労働省告示399号)」に基づく許 容荷重を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (13/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
除じん機	④	主要構造部材 支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
タービン補機海水ストレーナ	④	支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S）を適用する。
主排気ダクト	④	主要構造部材 支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
高光度航空障害灯管制器	④	支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s + P_K + P_S$	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力（許容応力状態IV _A S及びV _A S）を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s + P_K + P_S$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (14/17)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
建物開口部竜巻防護対策 設備	④	主要構造部材 支持部	S _s	D + S _s + P _s	DB	「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 2005 改定)」に基づく許容応力度を適用する。 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社)日本建築学会, 2010 改定)」に基づくアンカー耐力を適用する。
					SA	
循環水ポンプ渦防止板	④	主要構造部材 支持部	S _s	D + P _D + M _D + S _s	DB	VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に示すその他の支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S及びV _A S)を適用する。
				D + P _{SAD} + M _{SAD} + S _s	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (15/17)

(土木構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
取水槽海水ポンプエリア 防護対策設備	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－((社)日本建築学会, 2005 改定)」に基づく短期許容応力度, 「各種合成構造設計指針・同解説((社)日本建築学会, 2010 改定)」に基づくアンカー耐力を適用する。
					SA	
取水槽循環水ポンプエリア 防護対策設備	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－((社)日本建築学会, 2005 改定)」に基づく短期許容応力度, 「各種合成構造設計指針・同解説((社)日本建築学会, 2010 改定)」に基づくアンカー耐力を適用する。
					SA	
1号機取水槽ピット部 及び1号機取水槽漸拡 ダクト部底版	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002 年制定)」に基づく引張強度, 「コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]((社)土木学会, 2013 年制定)」に基づくせん断強度を適用し, 地盤の支持性能については極限支持力度とする。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (16/17)

(土木構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
免震重要棟遮蔽壁	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	S A	遮蔽壁については「土木学会マニュアル 2005」に基づく圧縮縁コンクリート限界ひずみ及びせん断耐力、鋼管杭については「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成 14 年 3 月）」に基づく全塑性モーメント及び降伏強度、杭頭部については「杭基礎設計便覧（(社)日本道路協会, 2007 年）」に基づく降伏曲げモーメント、限界水平支圧応力度及び限界水平押し抜きせん断応力度を適用し、地盤の支持性能については極限支持力度とする。
復水貯蔵タンク遮蔽壁	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社)土木学会, 2002 年制定）」に基づく終局曲げモーメント及び短期許容応力度、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（(社)日本建築学会, 2005 改定）」等に基づく短期許容応力度及びアンカー耐力を適用し、地盤の支持性能については極限支持力度とする。
					S A	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (17/17)

(土木構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
仮設耐震構台	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	①仮設耐震構台と2号機原子炉建物, 第1ベントフィルタ格納槽,第1ベ ントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧 原子炉代替注水ポンプ格納槽との 離隔距離を適用する。 ④「道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 (平成14年3月)」,「道路橋示方 書・同解説 V耐震設計編(平成14 年3月)」等に基づく許容応力度を 適用し,地盤の支持性能については 極限支持力度とする。
					SA	
土留め工(親杭)	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造 編(平成14年3月)」に基づく短期許 容応力度を適用し,地盤の支持性能に ついては極限支持力度とする。
					SA	

VI-2-11-2 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性についての
計算書

VI-2-11-2-1 建物の耐震性についての計算書

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

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	1
2.1	位置	1
2.2	構造概要	2
2.3	評価方針	7
2.4	適用規格・基準等	9
3.	評価方法	10
3.1	評価対象部位及び評価方針	10
3.2	設計に用いる地震波	10
3.3	荷重及び荷重の組合せ	16
3.4	許容限界	17
3.5	解析方法	18
3.5.1	地震応答解析モデル	18
3.5.2	解析方法	26
3.5.3	建物・構築物の復元力特性	27
3.5.4	材料物性の不確かさ等	40
3.6	評価方法	42
3.6.1	構造物全体としての変形性能の評価方法	42
4.	評価結果	43
4.1	構造物全体としての変形性能の評価結果	43
4.1.1	層間変形角の評価結果	43
4.1.2	せん断ひずみの評価結果	44

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、1号機原子炉建物が制御室建物及び廃棄物処理建物に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、制御室建物及び廃棄物処理建物の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、1号機原子炉建物の構造物全体としての変形性能の評価を実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

1号機原子炉建物の設置位置を図2-1に示す。

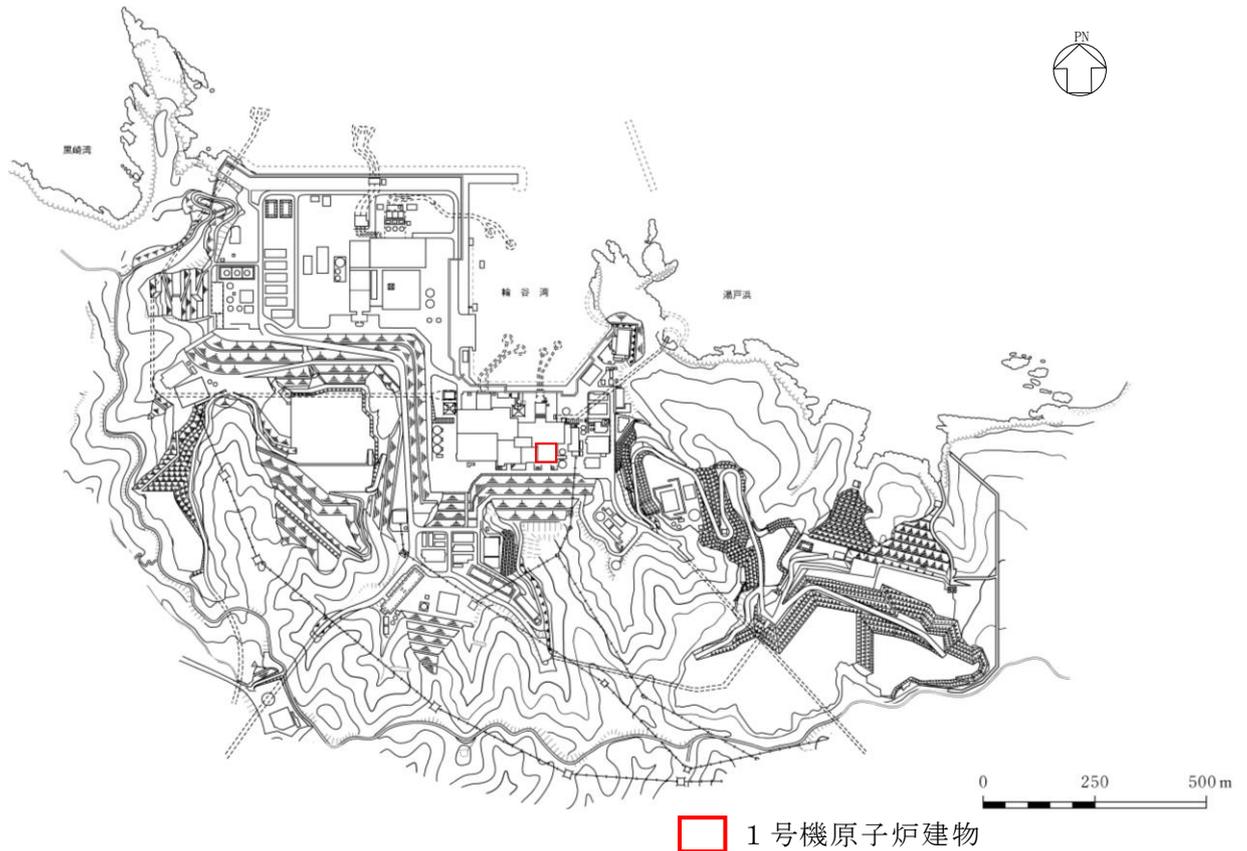


図2-1 1号機原子炉建物の設置位置

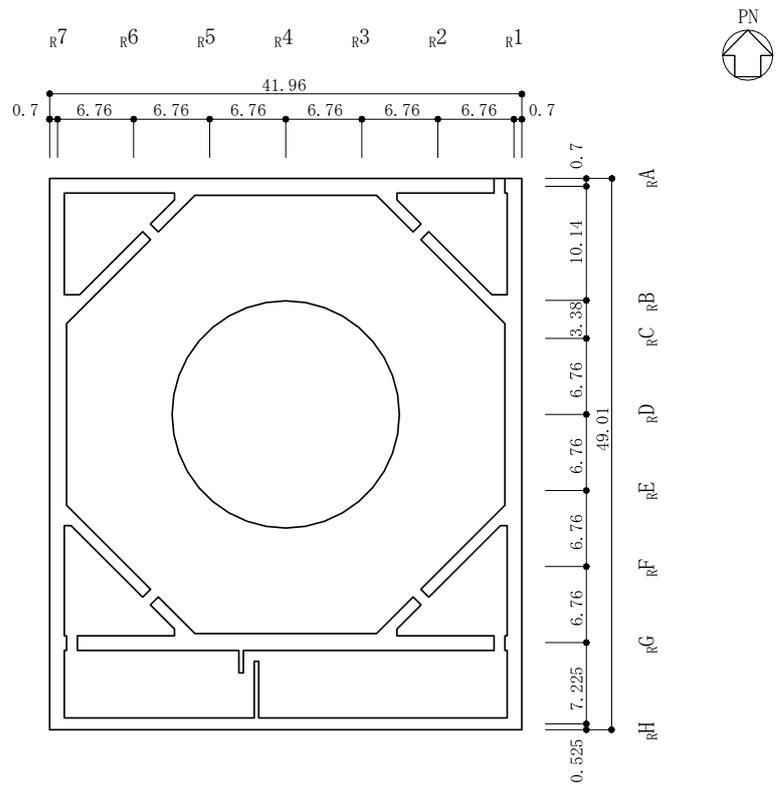
2.2 構造概要

1号機原子炉建物は、地上5階、地下1階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の建物である。1号機原子炉建物の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に示す。

1号機原子炉建物の平面は、49.01m*（NS）×41.96m*（EW）であり、基礎スラブ底面からの高さは59.7mである。

1号機原子炉建物の基礎は厚さ3.0mのべた基礎で、岩盤に直接設置している。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。



(単位:m)

図 2-2 1号機原子炉建物の概略平面図 (EL 3.1m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

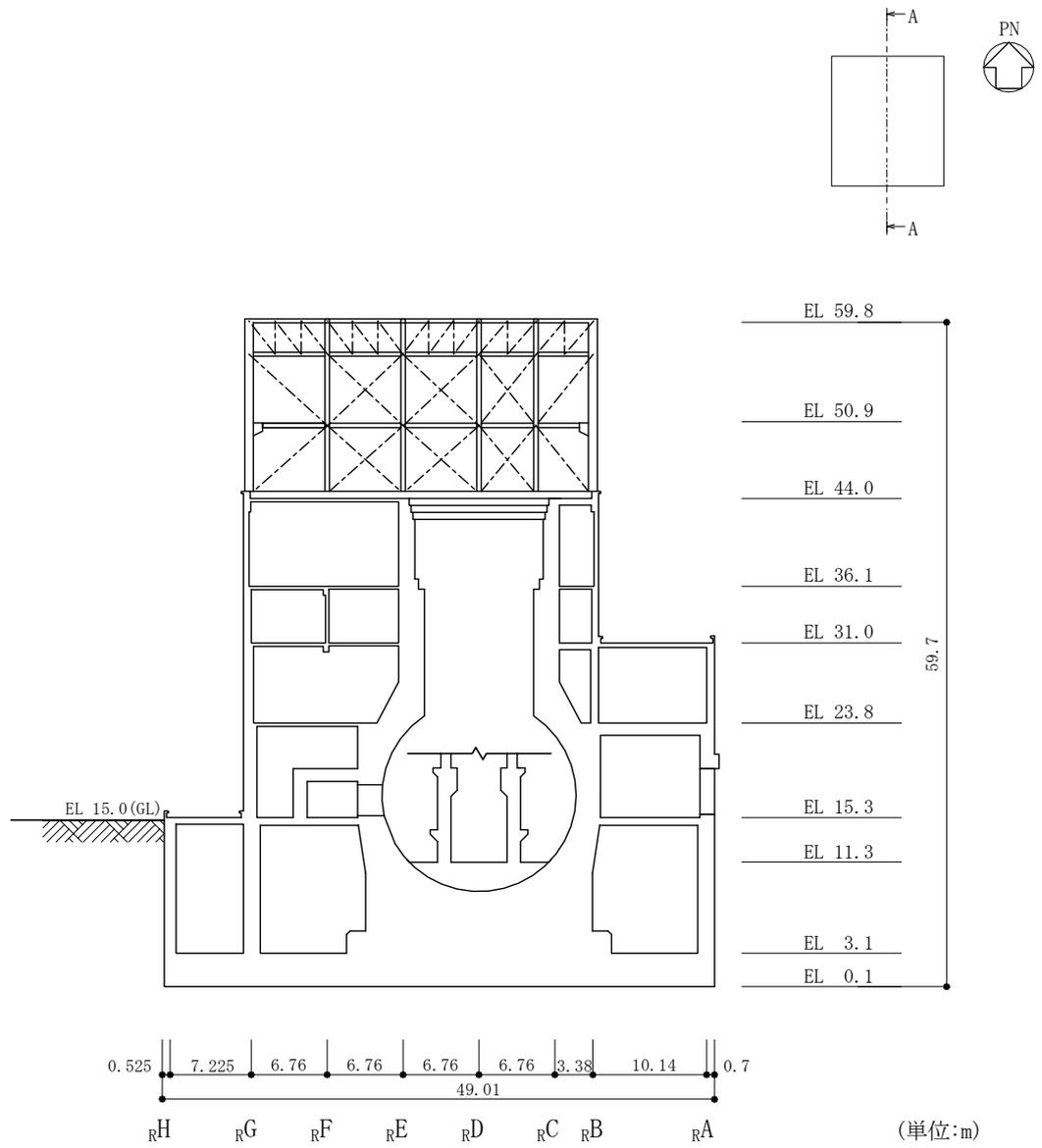


図 2-3(1) 1号機原子炉建物の概略断面図 (A-A断面, N S 方向)

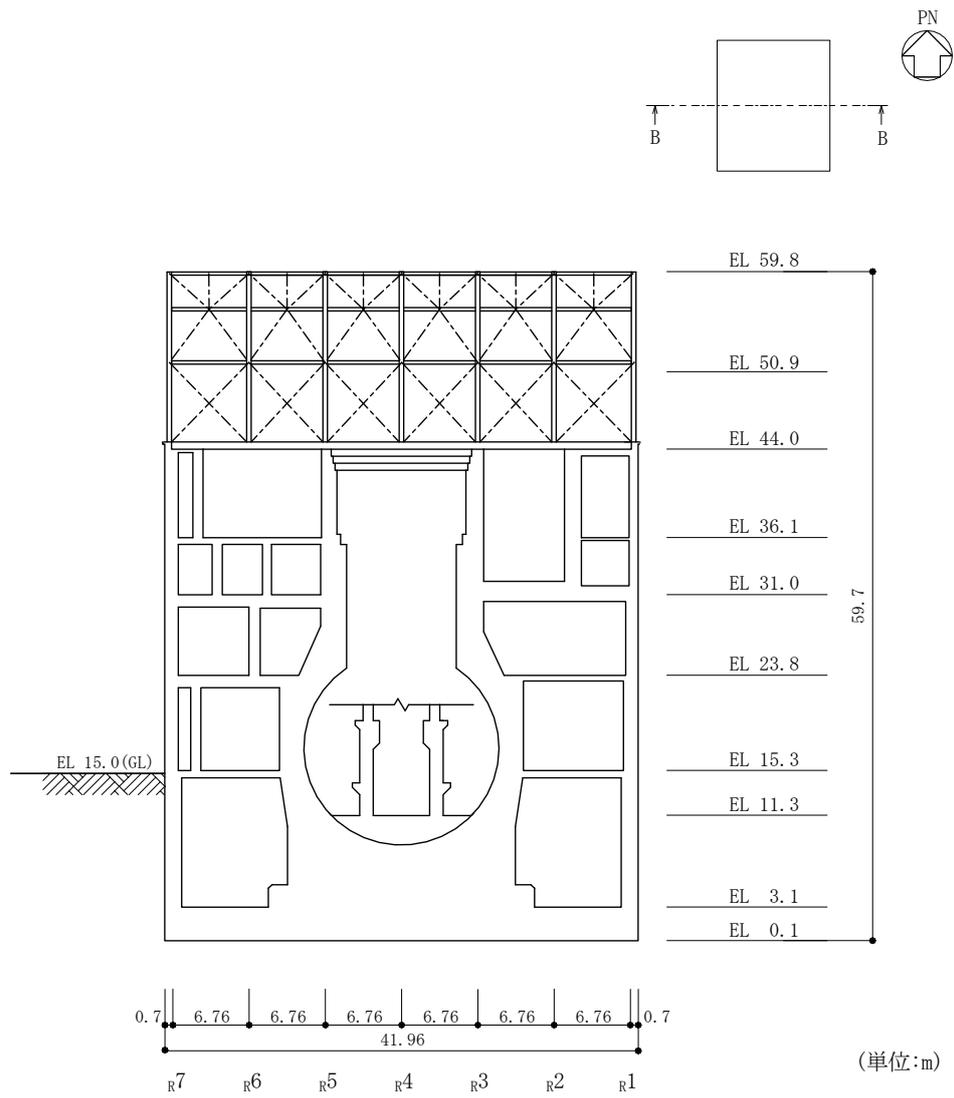


図 2-3(2) 1号機原子炉建物の概略断面図 (B-B断面, EW方向)

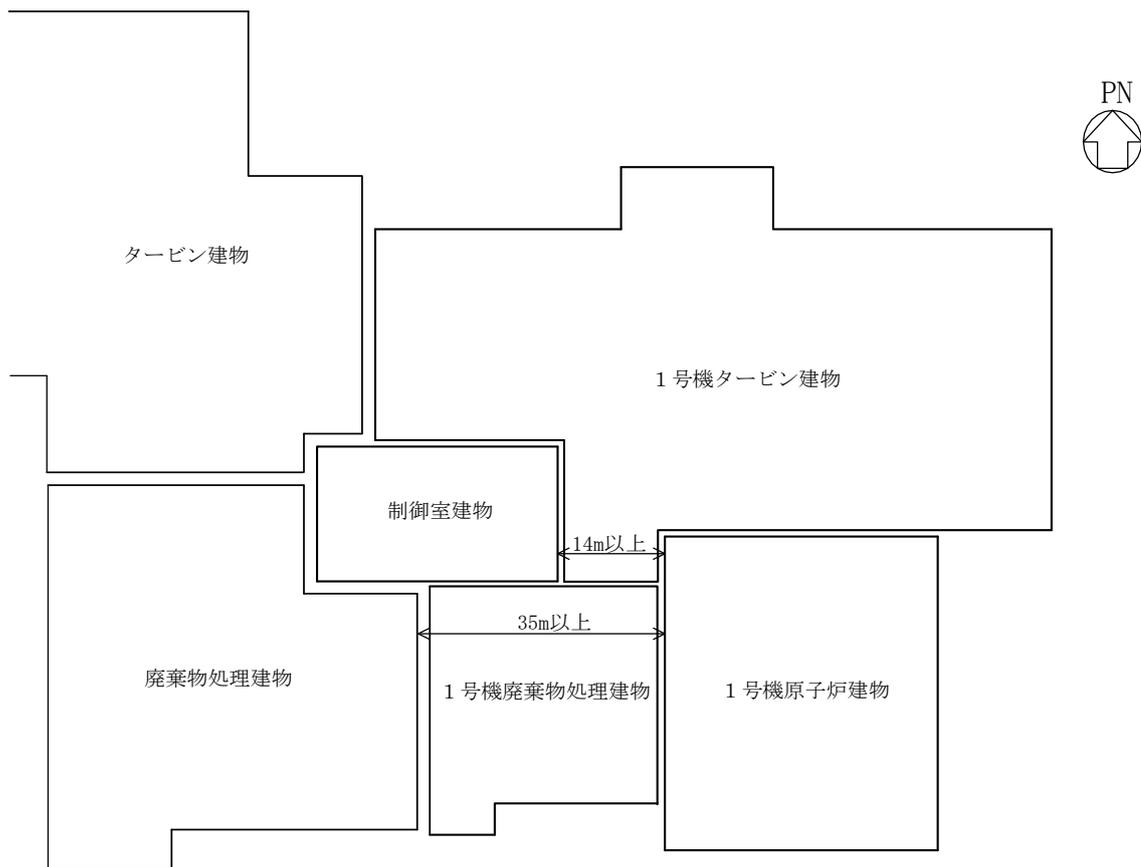


図 2-4 建物配置図

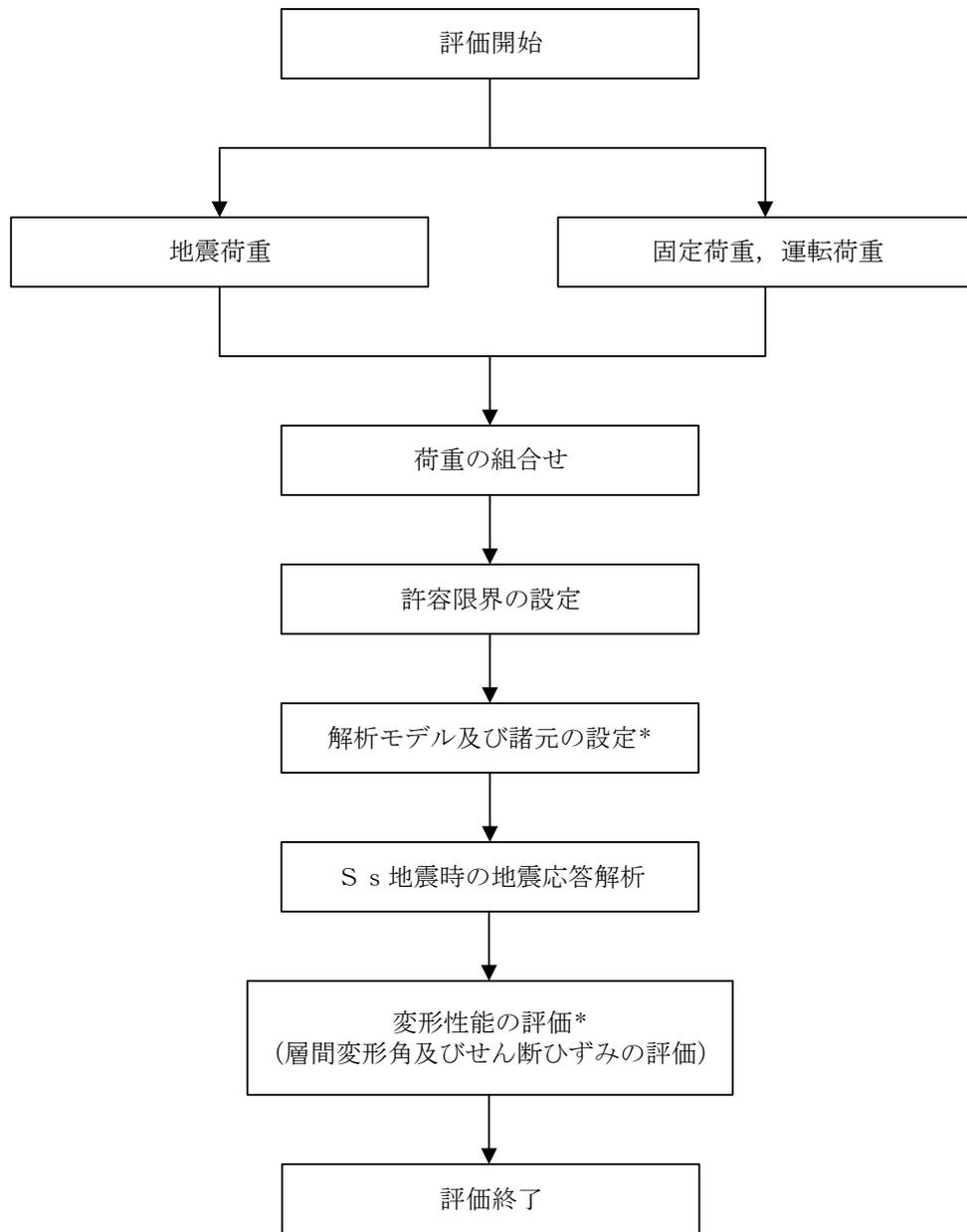
2.3 評価方針

1号機原子炉建物は、制御室建物及び廃棄物処理建物と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

1号機原子炉建物の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。1号機原子炉建物の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。なお、1号機原子炉建物は、制御室建物と14m以上、廃棄物処理建物と35m以上離れており、1号機原子炉建物が倒壊しない限り衝突・接触することはない。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、1号機原子炉建物では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図2-5に波及的影響の評価フローを示す。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 1号機原子炉建物の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

1号機原子炉建物の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

1号機原子炉建物の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

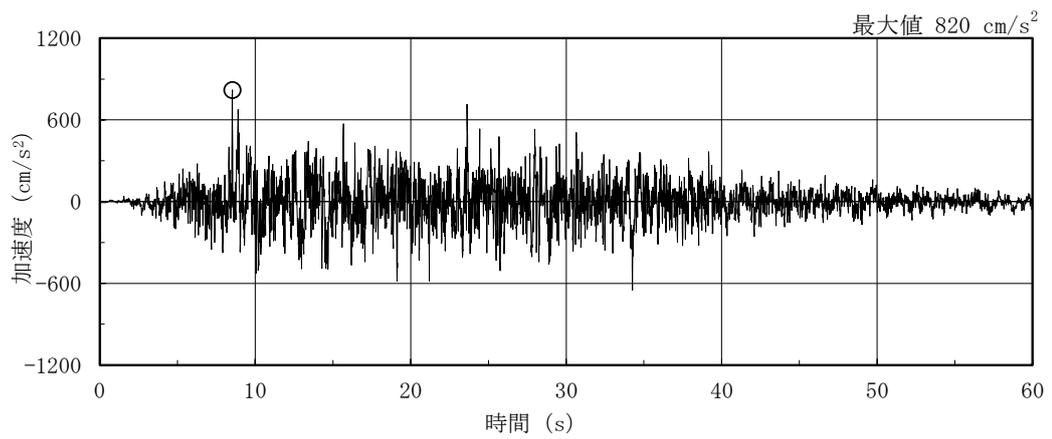
構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる鉄骨部の最大層間変形角及び耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）」及び「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社）日本電気協会」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

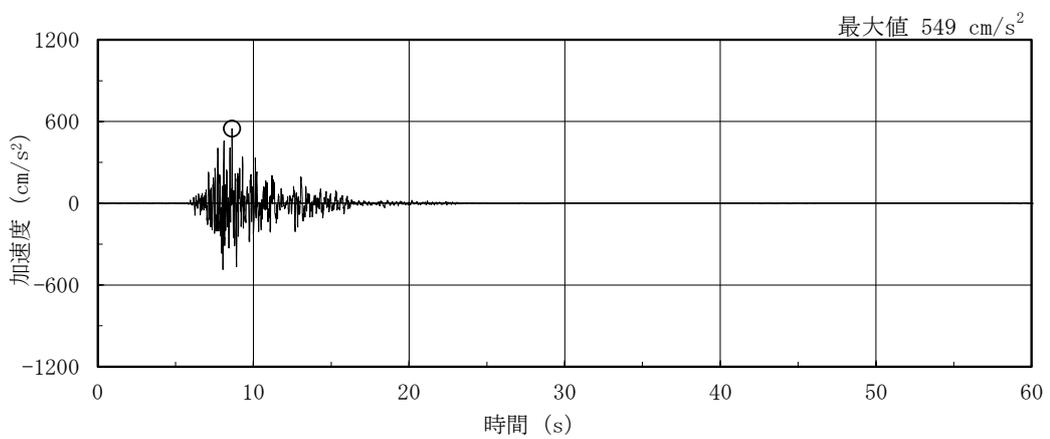
3.2 設計に用いる地震波

1号機原子炉建物の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である制御室建物及び廃棄物処理建物の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

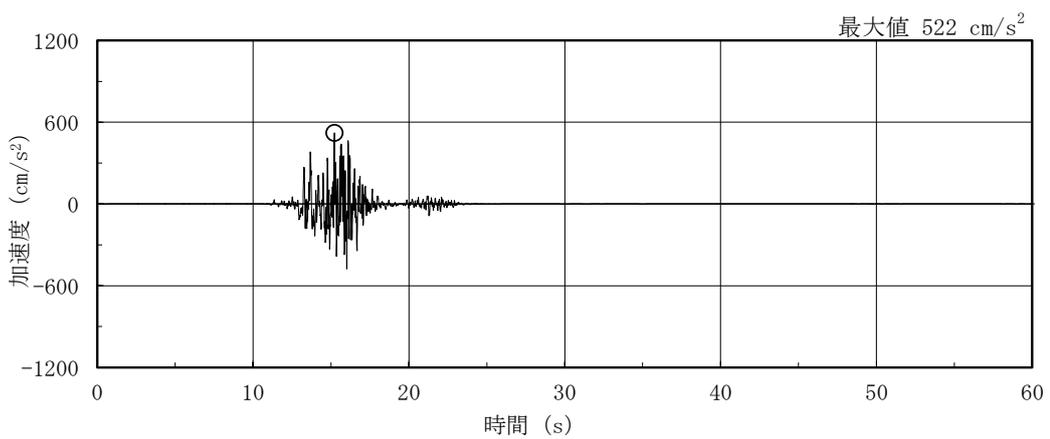
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-3に示す。



(a) S s - D

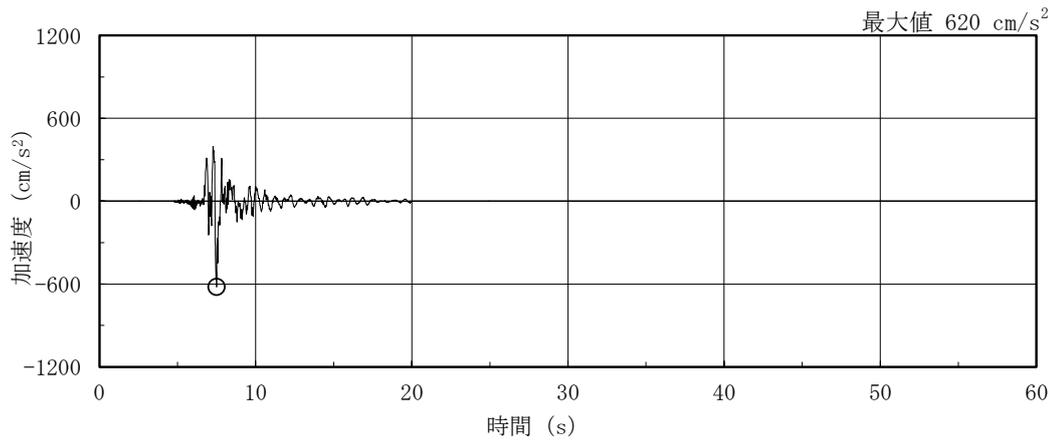


(b) S s - F 1

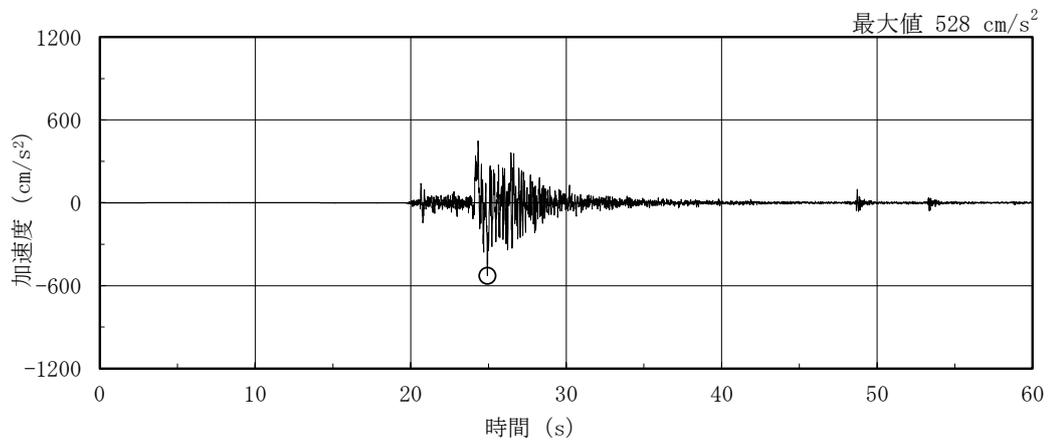


(c) S s - F 2

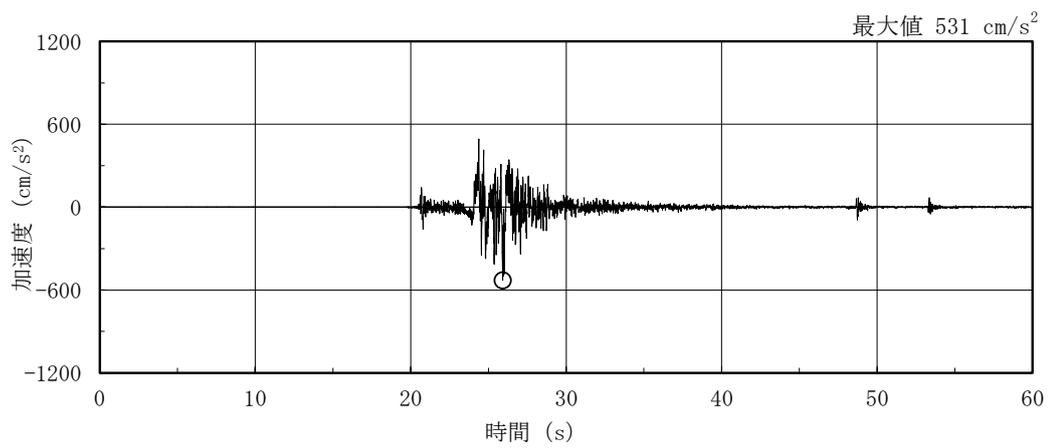
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

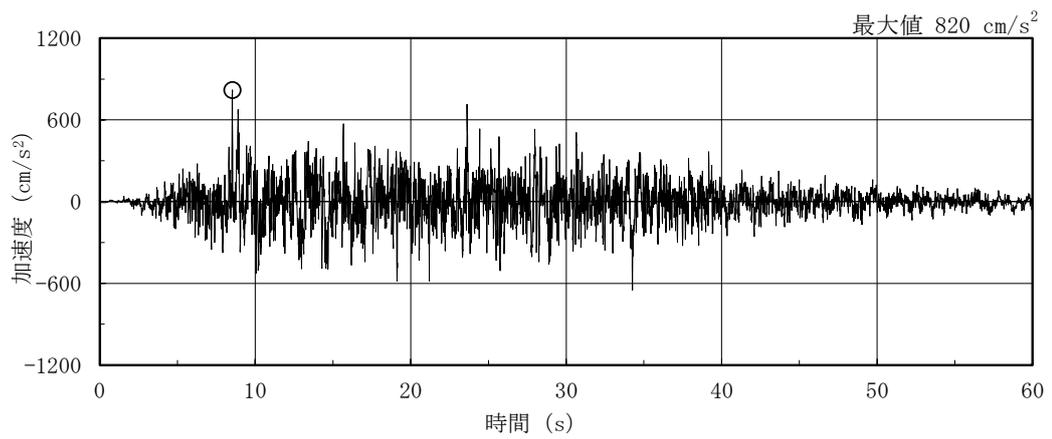


(e) S s - N 2 N S

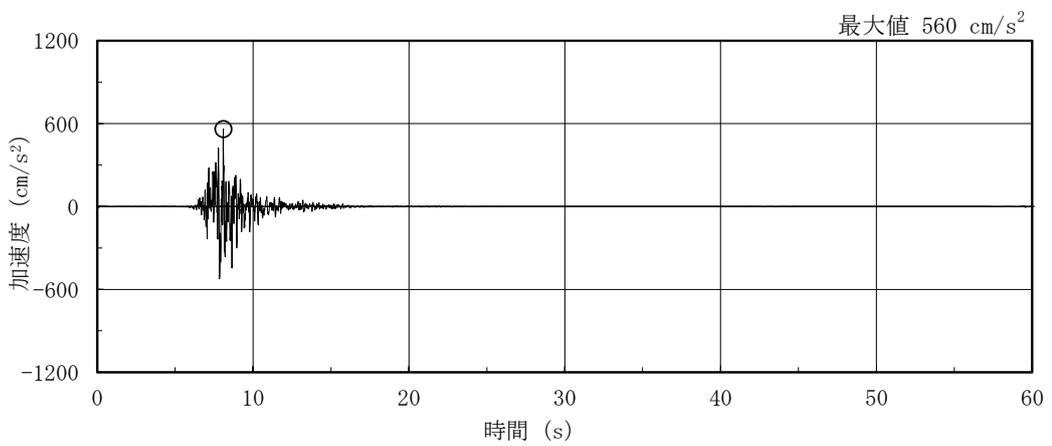


(f) S s - N 2 E W

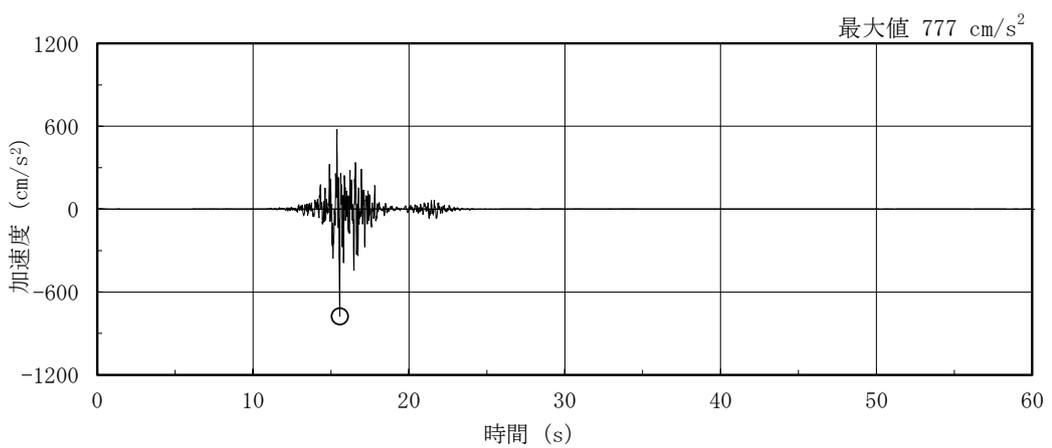
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

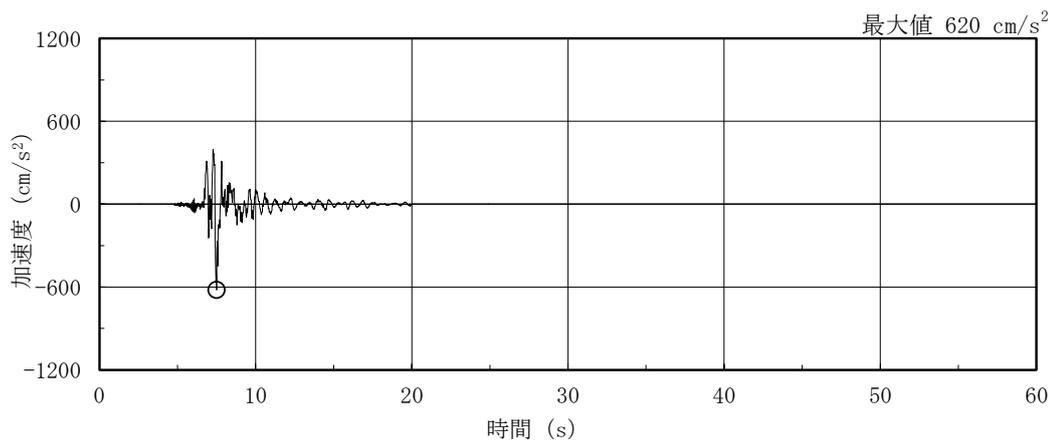


(b) S s - F 1

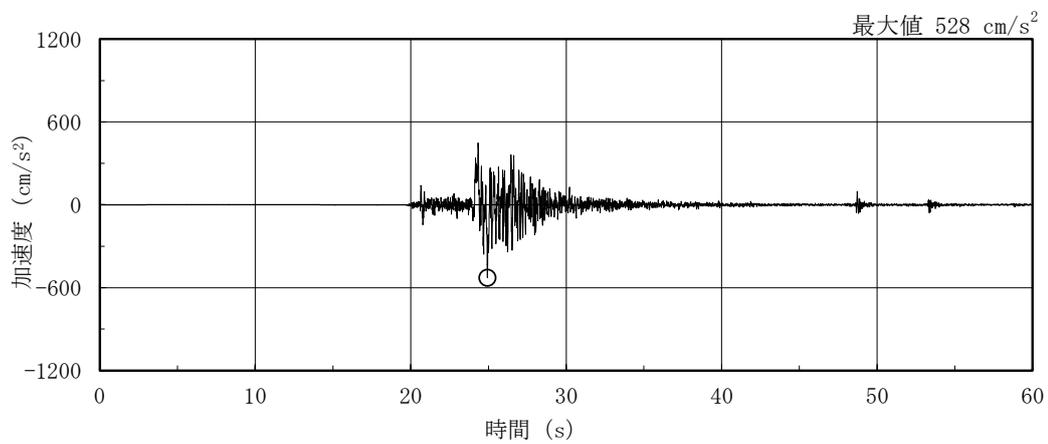


(c) S s - F 2

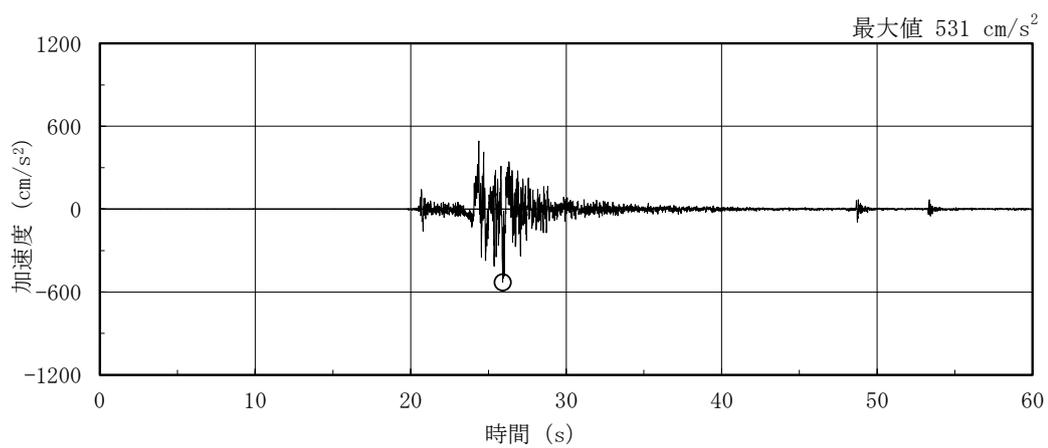
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(d) S s - N 1

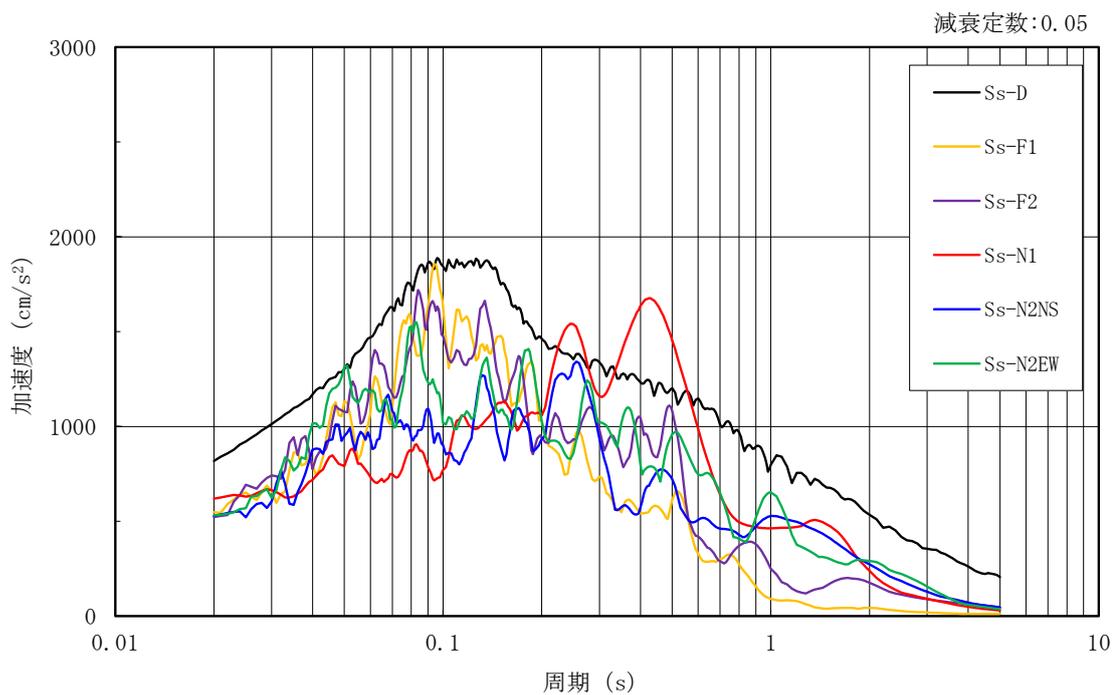


(e) S s - N 2 N S

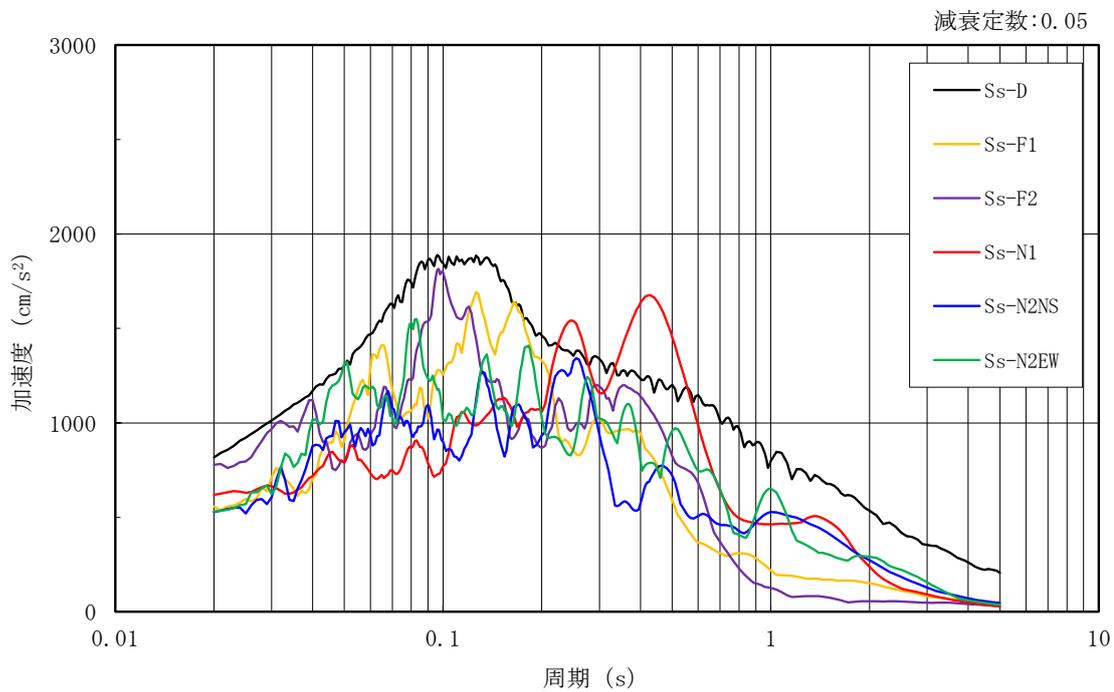


(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

1号機原子炉建物の制御室建物及び廃棄物処理建物に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2及び表3-3のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
制御室建物及び廃棄物処理建物に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	鉄骨部	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	層間変形角 1/120*
		耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}

注記*：「建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）」により設定。

表3-3 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
制御室建物及び廃棄物処理建物に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	鉄骨部	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	層間変形角 1/120*
		耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}

注記*：「建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）」により設定。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-4に示す。

表3-4 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/mm ²) (Fc=225 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.20×10 ⁴	9.18×10 ³	5	—
鉄骨： SS41 (SS400 相当)	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	2	EL 59.8m～ EL 44.0m

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、N S方向及びE W方向それぞれについて行っているが、E W方向においては、燃料プール壁による拘束効果を考慮して回転ばねを取り付けている。

地震応答解析モデルを図3-4に示す。

地震応答解析モデルは、基礎底面のロッキング地盤ばねに基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮したモデル及び誘発上下動を考慮したモデルによる地震応答解析に基づく接地率が適用範囲を満足しないこと、並びに基礎底面のロッキング地盤ばねを線形としたモデルによる地震応答解析に基づく基礎浮上りが生じないために必要な付着力が、建物基礎底面と地盤の間の付着力 0.40N/mm^2 を超えることから、地盤を3次元FEMを用いてモデル化した地盤-建物の一体モデルとし、基礎スラブは剛板と仮定した多点拘束を設定する。

地盤は、「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。）により、成層補正を行ったのち、等価な一様地盤としての物性値を定める。なお、基礎底面と地盤の各節点の間には付着力 0.40N/mm^2 を考慮したジョイント要素を設けることにより基礎の浮上りを評価する。基礎底面のジョイント要素のばね定数は、解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値とする。

入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面以深の地盤を1次元地盤としてモデル化し、一次元波動論に基づく評価により、EL-215mの入射波を算定する。算定したEL-215mの入射波を2次元地盤に入力して有限要素法による応答計算を行い、建物基礎底面での地盤応答を評価して入力地震動とする。ただし、地盤を3次元FEMでモデル化していることから、基礎底面レベルにおける地盤の応答が入力地震動と一致するように補正した地震動を、地盤モデル底面に入力する。地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表3-5に示す。表3-5に示す地盤物性値のうち、表層①-1については、地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値とする。

なお、2次元FEM地盤モデルの側面はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界を設けることにより、遠方地盤への波動の逸散を考慮する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-5に、2次元FEM地盤モデルを図3-6に、基礎底面位置（EL 0.1m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-7に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「SuperFLUSH」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

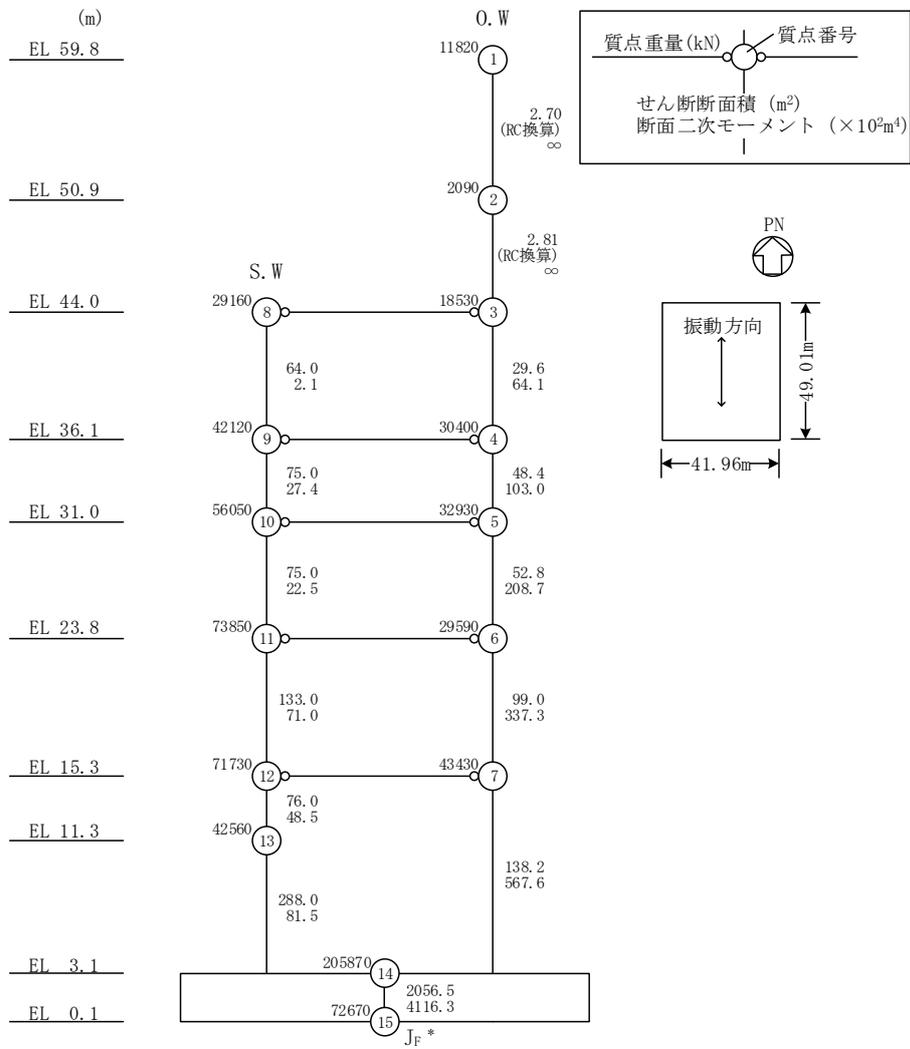
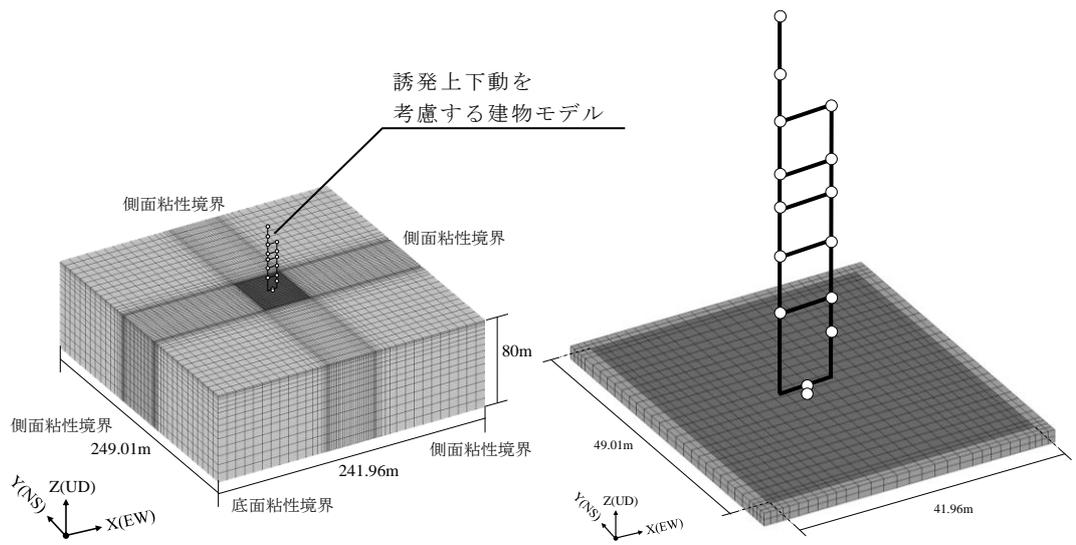
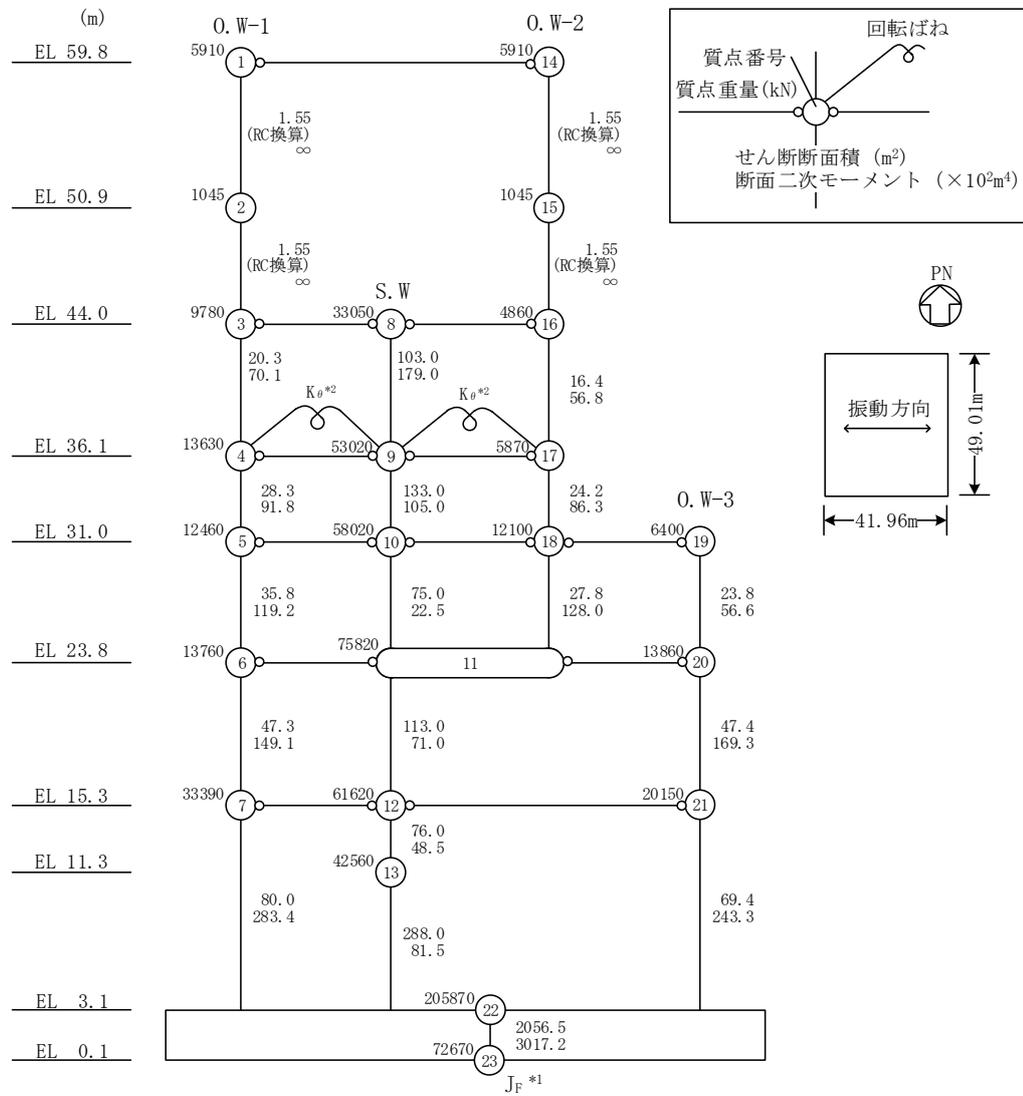
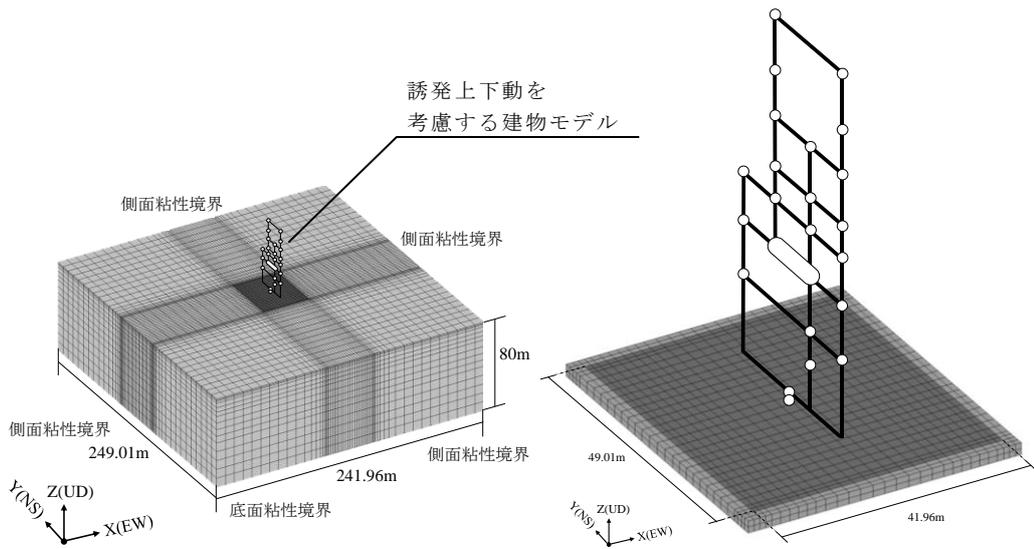


図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS方向)



注記*1 : 回転慣性重量 ($12.77 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)
 *2 : 燃料プール壁の回転ばね ($2.329 \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m/rad}$)

図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)

表 3-5 1号機原子炉建物の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

層番号	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
表層①-1	127*	422*	20.7	0.45	0.341*	8*
岩盤①-2	250	800	20.6	0.446	1.31	3
岩盤②	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
岩盤③	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
岩盤④	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
岩盤⑤	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
岩盤⑥	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値

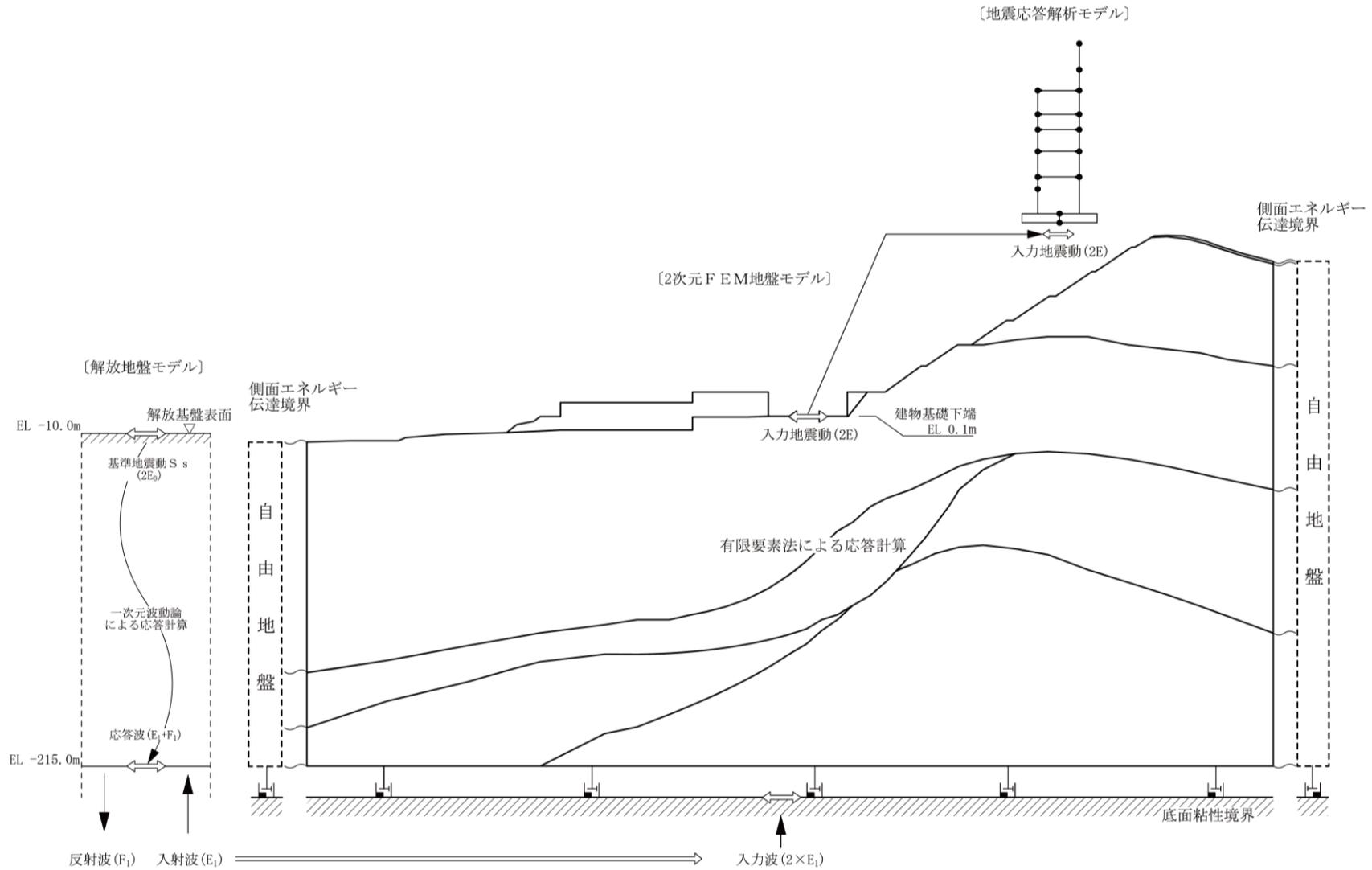
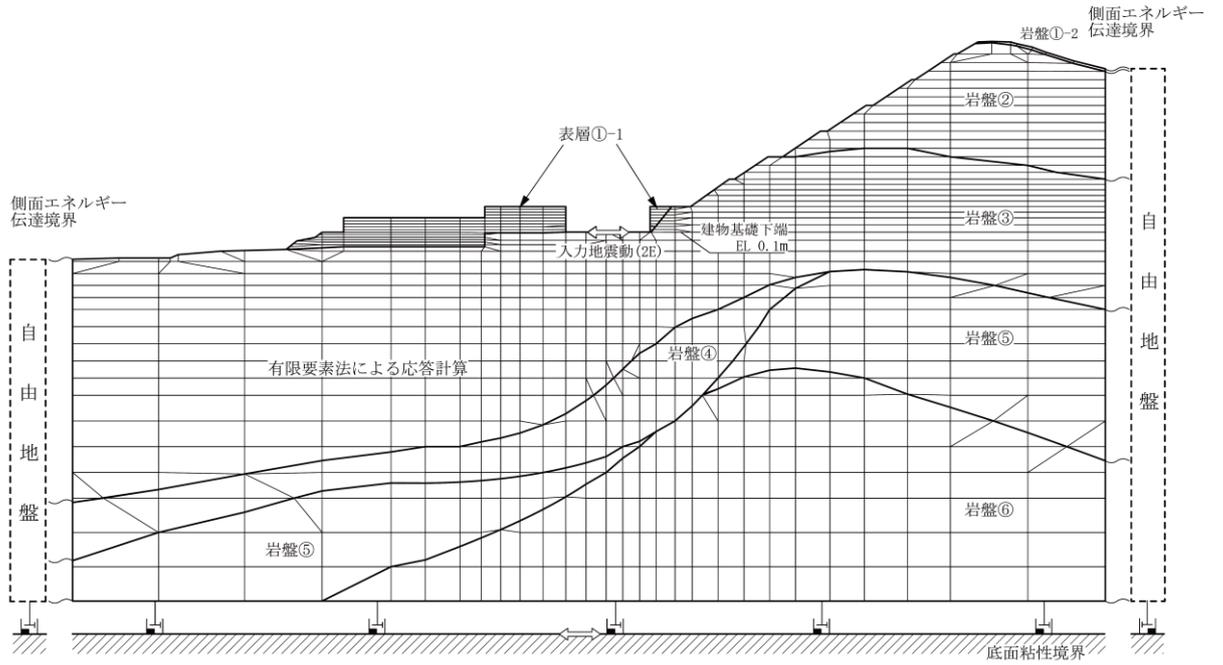
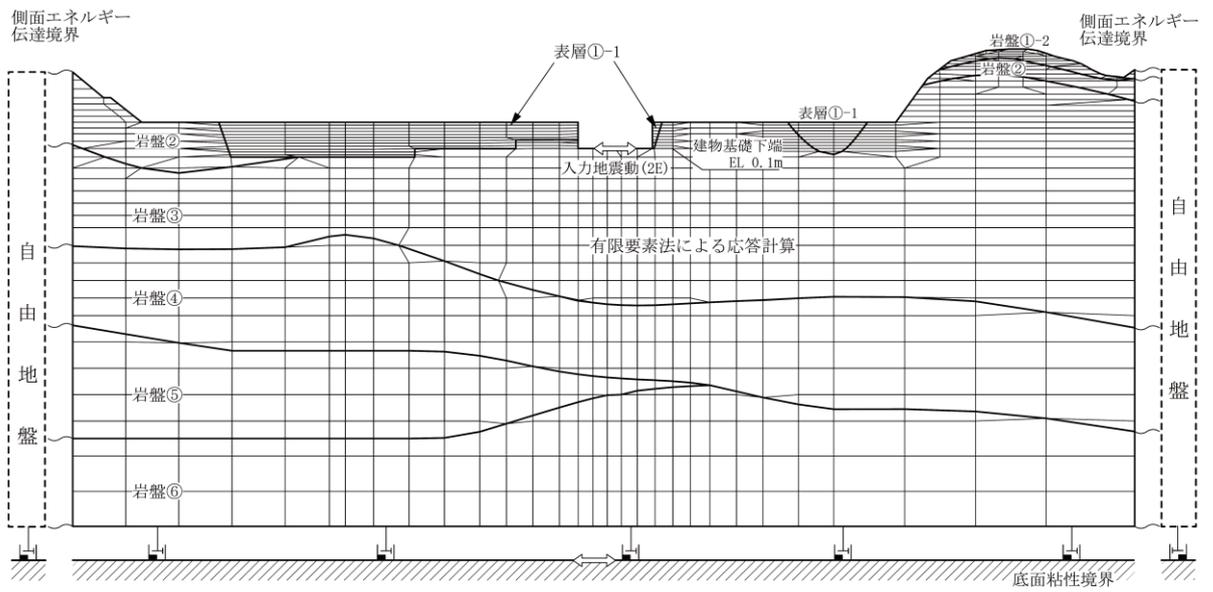


図 3-5 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図



(a) NS方向



(b) EW方向

図 3-6 2次元FEM地盤モデル

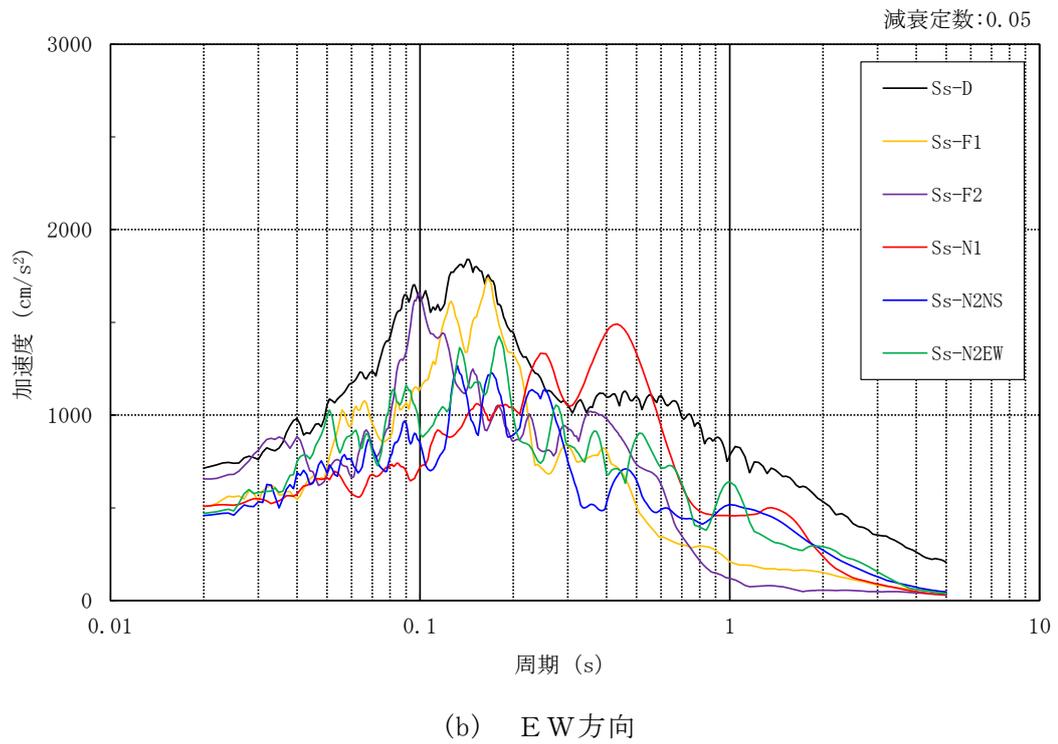
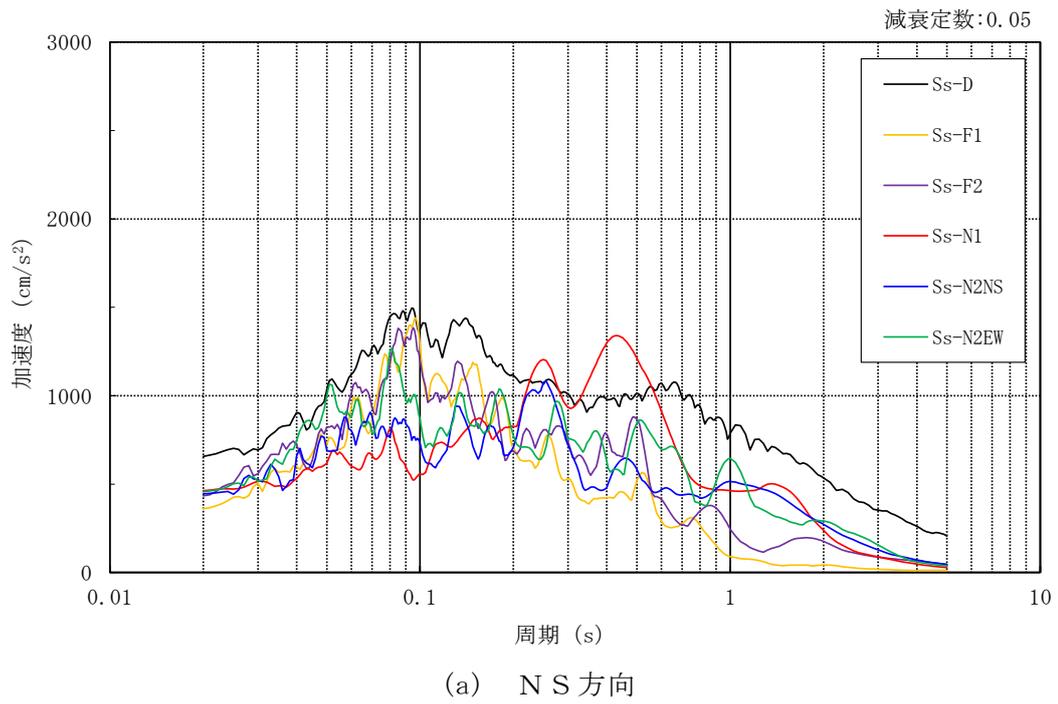


図 3-7 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , EL 0.1m)

3.5.2 解析方法

1号機原子炉建物の地震応答解析には、解析コード「NAPISOS」を用いる。

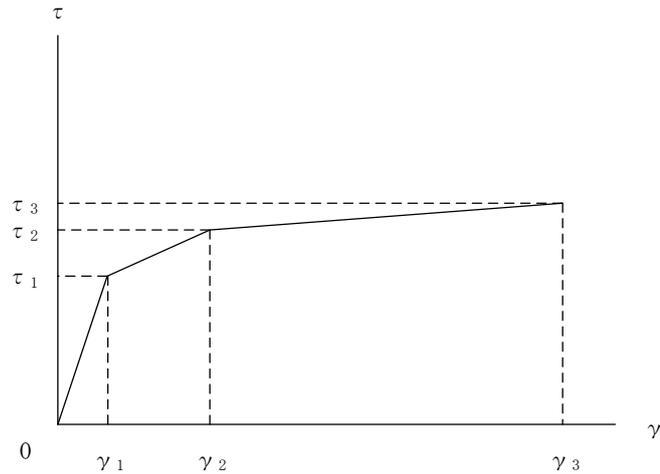
建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-8 に示す。

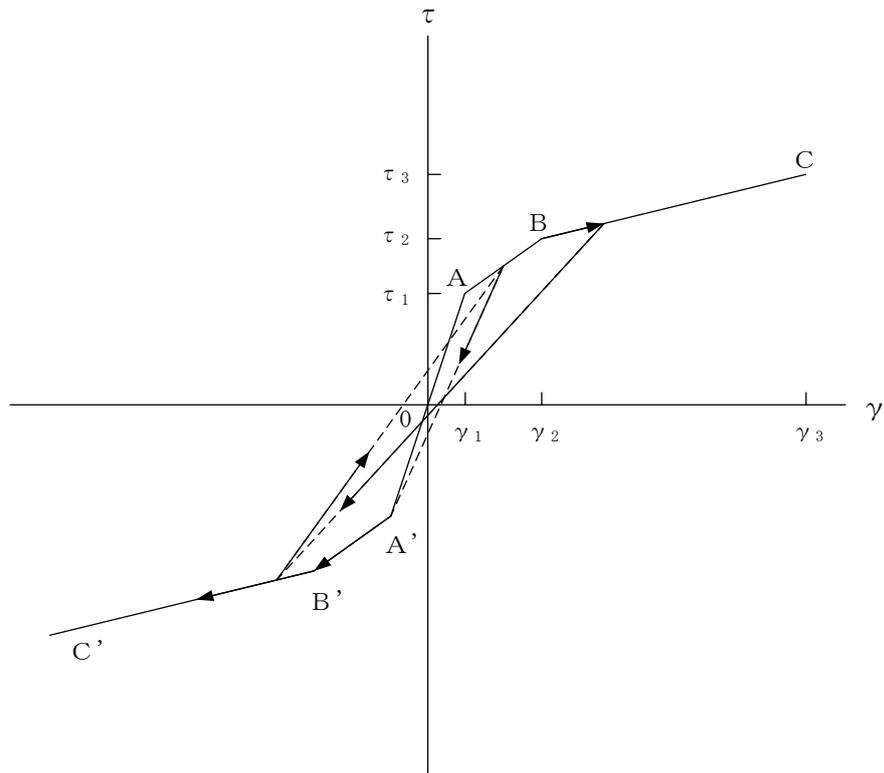


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-9 に示す。

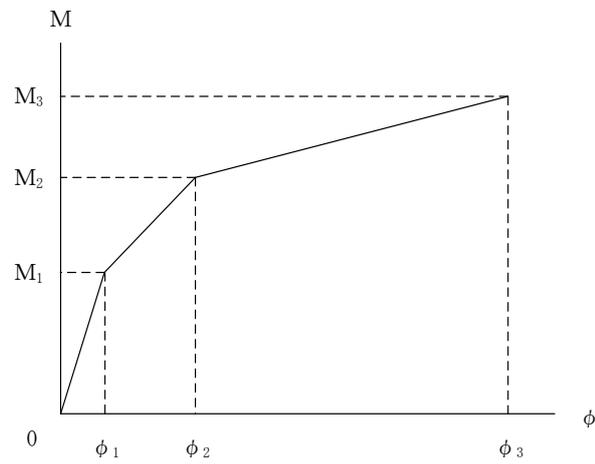


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-9 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-10 に示す。

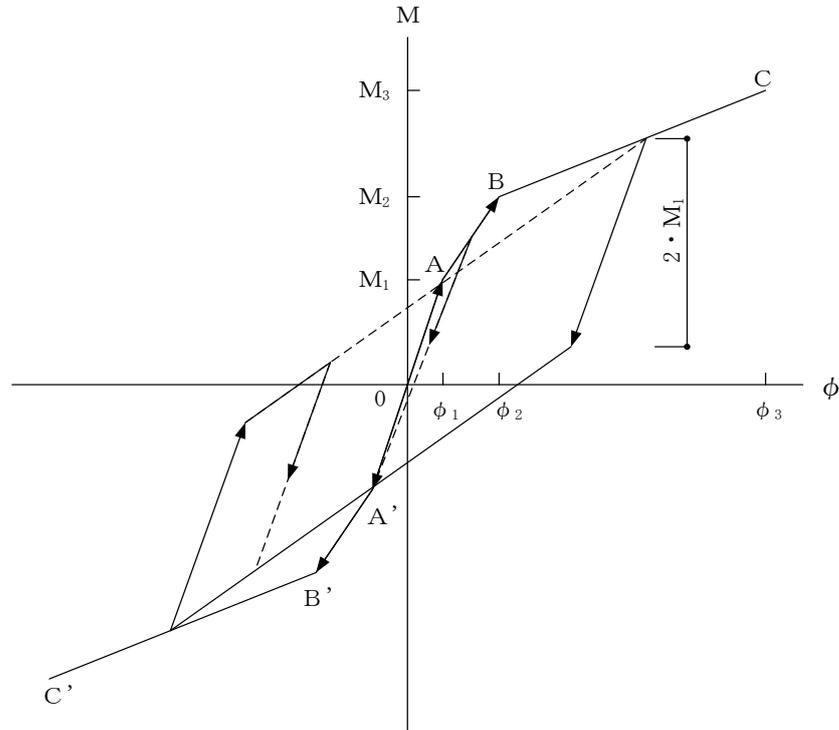


- M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント
- M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント
- M_3 : 終局点の曲げモーメント
- ϕ_1 : 第 1 折点の曲率
- ϕ_2 : 第 2 折点の曲率
- ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-11 に示す。

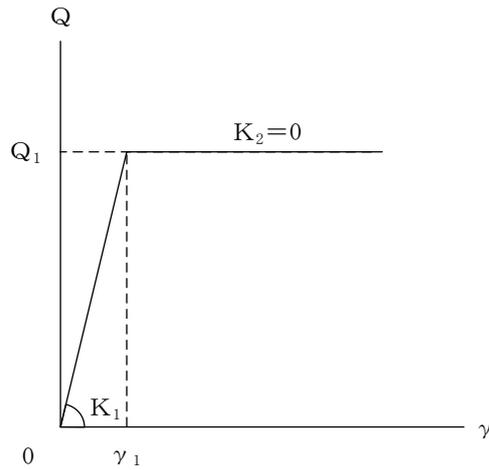


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を過ぎていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を過ぎていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-11 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) 鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係 ($Q-\gamma$ 関係)

鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係 ($Q-\gamma$ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, バイリニア型スケルトン曲線とする。鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係を図 3-12 に示す。



- Q_1 : 第 1 折点のせん断力
 γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
 K_1 : 第 1 せん断剛性
 K_2 : 第 2 せん断剛性

図 3-12 鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係

(6) 鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性

鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき，完全弾塑性型モデルとスリップ型モデルの混合型として設定する。鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-13 に示す。

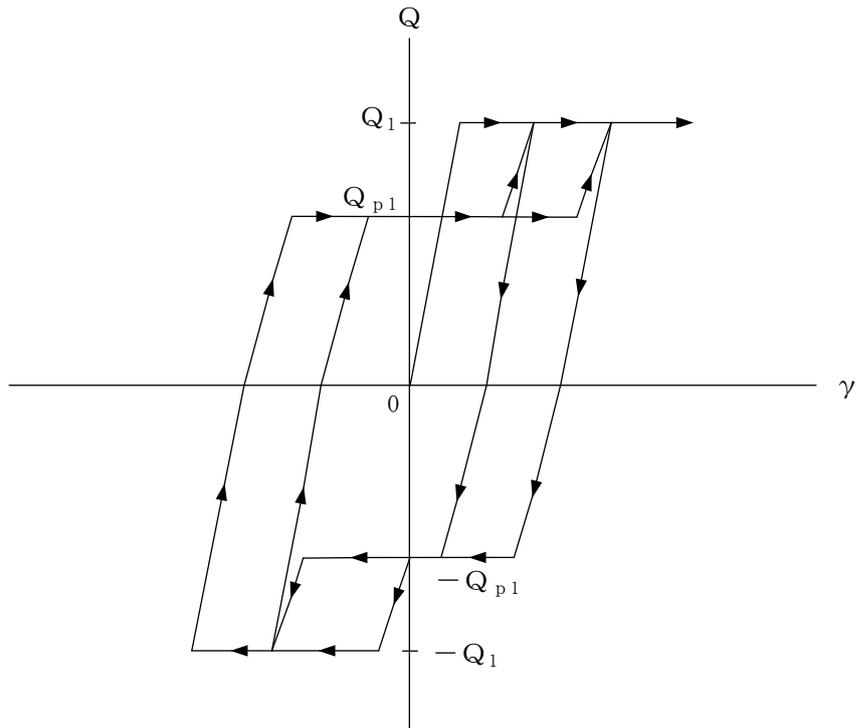


図 3-13 鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性

(7) スケルトン曲線の諸数値

1号機原子炉建物の各耐震壁及び鉄骨部について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 3-6～表 3-9 に示す。

表 3-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (N S 方向)

O. W

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
59.8~50.9	19.9	—	—	2.16	—	—
50.9~44.0	19.3	—	—	2.10	—	—
44.0~36.1	1.65	2.23	4.03	0.180	0.540	4.00
36.1~31.0	1.74	2.34	4.48	0.189	0.567	4.00
31.0~23.8	1.77	2.39	4.56	0.193	0.579	4.00
23.8~15.3	1.80	2.42	4.74	0.195	0.586	4.00
15.3~3.1	1.89	2.55	4.52	0.206	0.617	4.00

S. W

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
44.0~36.1	1.58	2.13	3.41	0.172	0.515	4.00
36.1~31.0	1.69	2.28	4.28	0.184	0.552	4.00
31.0~23.8	1.63	2.20	4.55	0.178	0.533	4.00
23.8~15.3	1.75	2.37	4.12	0.191	0.573	4.00
15.3~11.3	2.12	2.87	4.39	0.231	0.694	4.00
11.3~3.1	1.89	2.55	4.00	0.206	0.617	4.00

表 3-7(1) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W方向)

0. W-1

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
59.8~50.9	14.2	—	—	1.55	—	—
50.9~44.0	19.4	—	—	2.12	—	—
44.0~36.1	1.65	2.23	4.48	0.180	0.540	4.00
36.1~31.0	1.74	2.34	4.83	0.189	0.567	4.00
31.0~23.8	1.77	2.39	4.44	0.193	0.579	4.00
23.8~15.3	1.80	2.42	4.44	0.195	0.586	4.00
15.3~3.1	1.89	2.55	3.98	0.206	0.617	4.00

S. W

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
44.0~36.1	1.58	2.13	4.57	0.172	0.515	4.00
36.1~31.0	1.69	2.28	4.69	0.184	0.552	4.00
31.0~23.8	1.63	2.20	4.39	0.178	0.533	4.00
23.8~15.3	1.75	2.37	4.01	0.191	0.573	4.00
15.3~11.3	2.12	2.87	4.14	0.231	0.694	4.00
11.3~3.1	1.89	2.55	4.00	0.206	0.617	4.00

表 3-7(2) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW方向)

0. W-2

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
59.8~50.9	14.2	—	—	1.55	—	—
50.9~44.0	19.4	—	—	2.12	—	—
44.0~36.1	1.65	2.23	3.76	0.180	0.540	4.00
36.1~31.0	1.74	2.34	3.76	0.189	0.567	4.00
31.0~23.8	1.77	2.39	3.63	0.193	0.579	4.00

0. W-3

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
31.0~23.8	1.77	2.39	5.27	0.193	0.579	4.00
23.8~15.3	1.80	2.42	5.20	0.195	0.586	4.00
15.3~3.1	1.89	2.55	4.48	0.206	0.617	4.00

表 3-8 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (N S 方向)

O. W

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
44.0~36.1	0.915	1.82	2.36	6.48	61.2	1220
36.1~31.0	1.62	2.55	3.43	7.12	63.3	1270
31.0~23.8	2.56	6.11	8.43	5.56	50.7	1010
23.8~15.3	4.28	8.32	11.0	5.76	49.9	999
15.3~3.1	6.74	17.5	23.7	5.39	45.2	562

S. W

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
44.0~36.1	0.119	0.200	0.386	25.6	267	4710
36.1~31.0	0.826	1.65	2.44	13.7	140	2180
31.0~23.8	0.578	1.75	2.47	11.7	138	1600
23.8~15.3	1.68	3.65	5.00	10.7	107	1870
15.3~11.3	1.63	3.36	4.34	15.2	118	1380
11.3~3.1	2.34	5.14	6.88	13.1	122	1540

表 3-9(1) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

O. W-1

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
44.0~36.1	0.757	1.33	1.81	4.90	46.7	933
36.1~31.0	1.10	2.22	3.04	5.43	49.5	990
31.0~23.8	1.46	2.59	3.40	5.56	49.5	989
23.8~15.3	1.89	3.94	5.50	5.74	49.6	992
15.3~3.1	3.92	10.6	13.7	6.28	51.5	1030

S. W

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
44.0~36.1	1.85	2.58	4.52	4.69	50.5	943
36.1~31.0	1.78	2.50	4.51	7.68	74.7	1490
31.0~23.8	0.578	1.75	2.47	11.7	138	1600
23.8~15.3	1.68	3.65	5.00	10.7	107	1870
15.3~11.3	1.63	3.36	4.34	15.2	118	1380
11.3~3.1	2.34	5.14	6.88	13.1	122	1540

表 3-9(2) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

0. W-2

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
44.0~36.1	0.614	1.14	1.49	4.91	46.5	930
36.1~31.0	1.01	1.62	1.98	5.31	47.9	958
31.0~23.8	1.56	2.80	3.30	5.53	47.3	946

0. W-3

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
31.0~23.8	0.701	2.13	2.94	5.62	50.5	1010
23.8~15.3	2.16	4.35	6.21	5.78	50.2	1000
15.3~3.1	3.37	7.18	9.29	6.29	51.5	1030

3.5.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤物性の不確かさ検討にあたっては、S波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。なお、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-10に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値を表3-11に示す。

表3-10 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース2 (地盤物性 $+\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $+\sigma$ (+10%, +20%)*	
ケース3 (地盤物性 $-\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $-\sigma$ (-10%, -20%)*	
ケース4 (積雪)	設計基準強度	標準地盤	積雪荷重との 組合せを考慮

注記*：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤のS波速度 V_s の不確かさを設定する。

表 3-11 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値

層番号	地盤の S 波速度 V_s (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層①-1	127	153	102
岩盤①-2	250	300	200
岩盤②	900	1080	720
岩盤③	1600	1760	1440
岩盤④	1950	2145	1755
岩盤⑤	2000	2200	1800
岩盤⑥	2350	2585	2115

3.6 評価方法

1号機原子炉建物の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、層間変形角及び応答せん断ひずみを算定し、最大層間変形角及び最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

4.1.1 層間変形角の評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大層間変形角を表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1(工認モデル)の最大層間変形角は、1/233(0. W-2 軸, EL 59.8m ~ EL 50.9m, E W 方向, $S_s - D$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大層間変形角は、最大で 1/221 (0. W-1 軸, EL 59.8m~EL 50.9m, E W 方向, ケース 3, $S_s - D$) であり、いずれの場合においても許容限界 (1/120) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大層間変形角 (EL 59.8m~EL 44.0m)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容限界
N S	1/330 ($S_s - D$)	1/316 ($S_s - D$)	1/366 ($S_s - D$)	1/326 ($S_s - D$)	1/120
E W	1/233 ($S_s - D$)	1/250 ($S_s - D$)	1/221 ($S_s - D$)	1/247 ($S_s - D$)	1/120

注：() 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F 1$, $S_s - F 2$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2$ N S 及び $S_s - N 2$ E W に対して実施。

4.1.2 せん断ひずみの評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-2 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大応答せん断ひずみは、 0.77×10^{-3} (0. W 軸, EL 44.0m~EL 36.1m, NS 方向, $S_s - N2NS$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.84×10^{-3} (0. W 軸, EL 44.0m~EL 36.1m, NS 方向, ケース 4, $S_s - N2NS$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-2 建物の最大応答せん断ひずみ (EL 44.0m~EL 3.1m)

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容限界
NS	0.77 ($S_s - N2NS$)	0.77 ($S_s - D$)	0.63 ($S_s - D$)	0.84 ($S_s - N2NS$)	4.0
EW	0.67 ($S_s - N1$)	0.63 ($S_s - N1$)	0.72 ($S_s - N1$)	0.70 ($S_s - N1$)	4.0

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2NS$ 及び $S_s - N2EW$ に対して実施。

VI-2-11-2-1-2 1号機タービン建物の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	1
2.1	位置	1
2.2	構造概要	2
2.3	評価方針	9
2.4	適用規格・基準等	11
3.	評価方法	12
3.1	評価対象部位及び評価方針	12
3.2	設計に用いる地震波	12
3.3	荷重及び荷重の組合せ	18
3.4	許容限界	19
3.5	解析方法	21
3.5.1	地震応答解析モデル	21
3.5.2	解析方法	30
3.5.3	建物・構築物の復元力特性	31
3.5.4	地盤の回転ばねの復元力特性	42
3.5.5	材料物性の不確かさ等	43
3.6	評価方法	45
3.6.1	構造物全体としての変形性能の評価方法	45
3.6.2	相対変位による評価方法	45
4.	評価結果	46
4.1	構造物全体としての変形性能の評価結果	46
4.2	相対変位による評価結果	47

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、1号機タービン建物が制御室建物、タービン建物及び廃棄物処理建物に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、制御室建物、タービン建物及び廃棄物処理建物の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、1号機タービン建物の構造物全体としての変形性能の評価を、建物間の相対変位による影響では、制御室建物及びタービン建物への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

1号機タービン建物の設置位置を図2-1に示す。

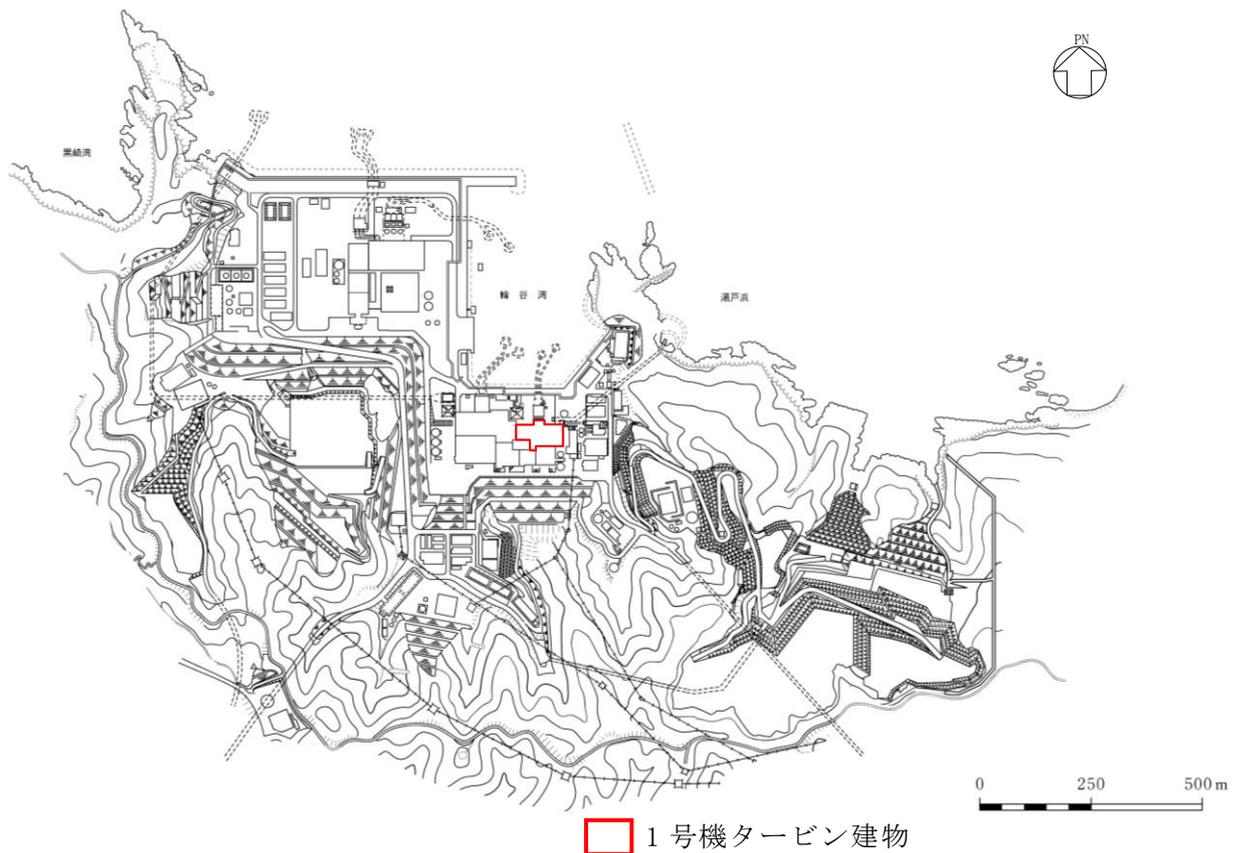


図2-1 1号機タービン建物の設置位置

2.2 構造概要

1号機タービン建物は、地上1階（一部地上2階）、地下2階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の建物であり、隣接する制御室建物及びタービン建物と構造的に分離している。1号機タービン建物の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に、1号機タービン建物と制御室建物のクリアランスを図2-5に、1号機タービン建物とタービン建物のクリアランスを図2-6に示す。

1号機タービン建物の平面は、64.75m（一部47.0m）*（NS）×104.0m*（EW）であり、基礎スラブ底面からの高さは34.0mである。

1号機タービン建物の基礎は厚さ1.7m～2.0mのべた基礎で、岩盤に直接設置している。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。

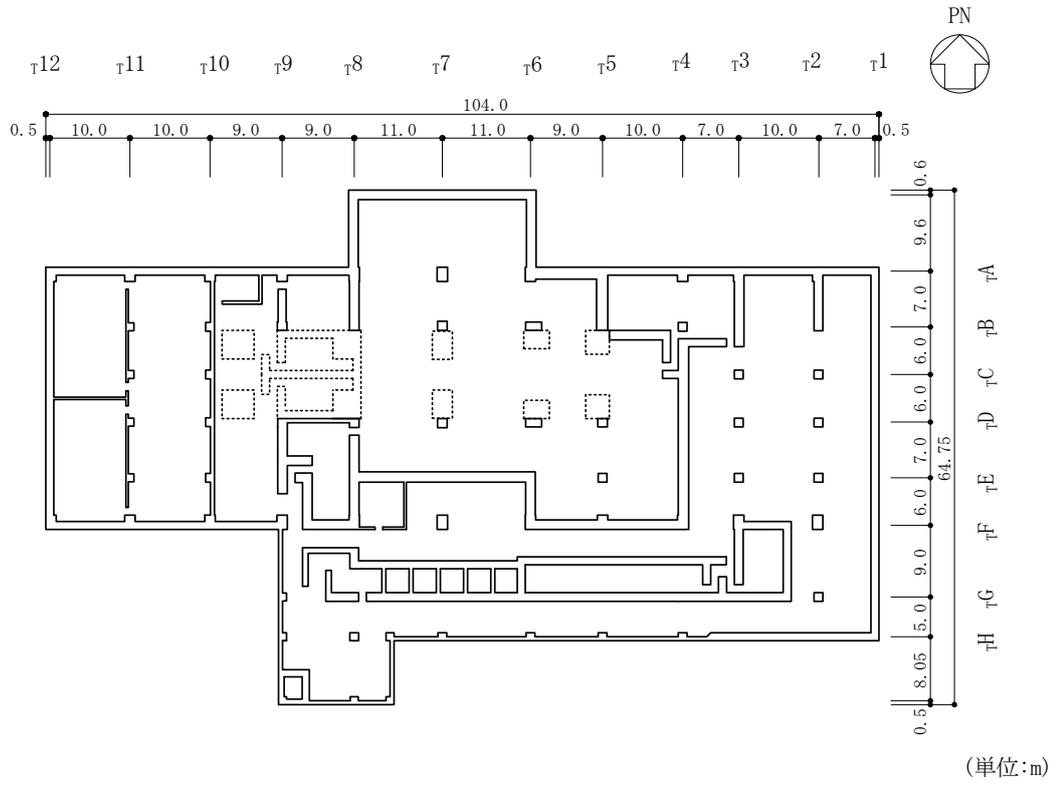


図 2-2 1号機タービン建物の概略平面図 (EL 1.8m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

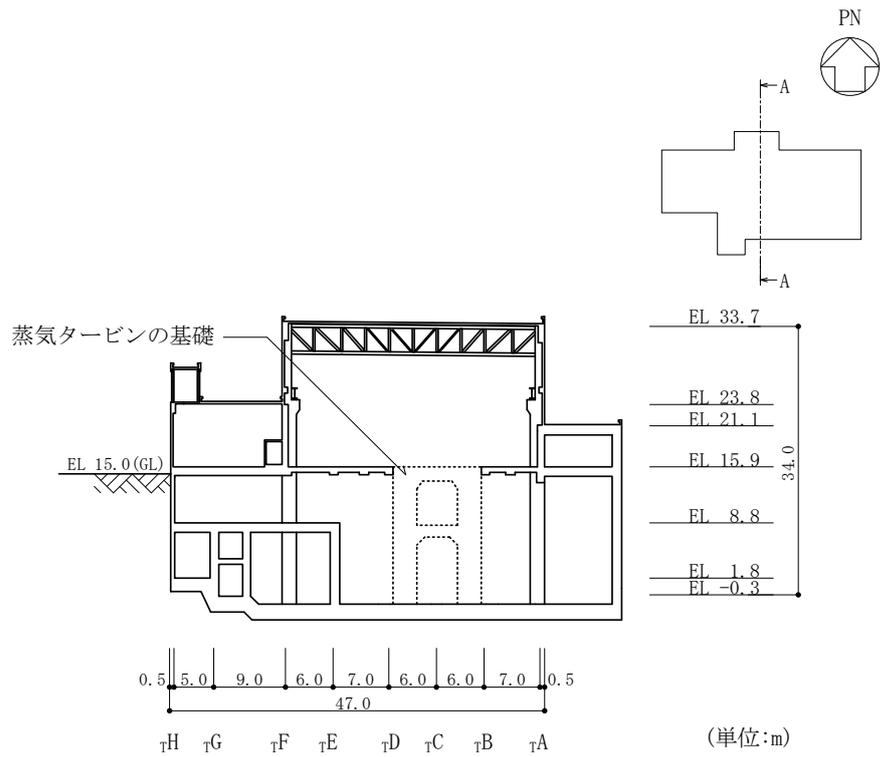


図 2-3(1) 1号機タービン建物の概略断面図 (A-A断面, N S方向)

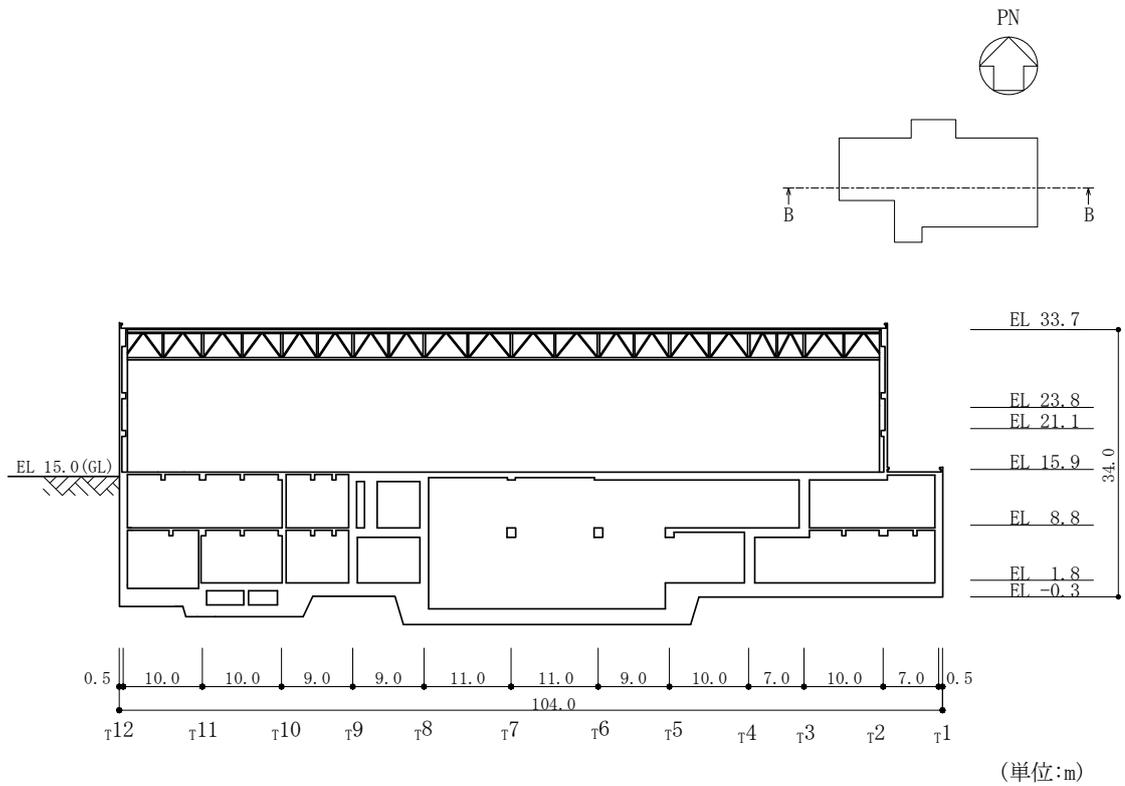


図 2-3(2) 1号機タービン建物の概略断面図 (B-B断面, E W方向)

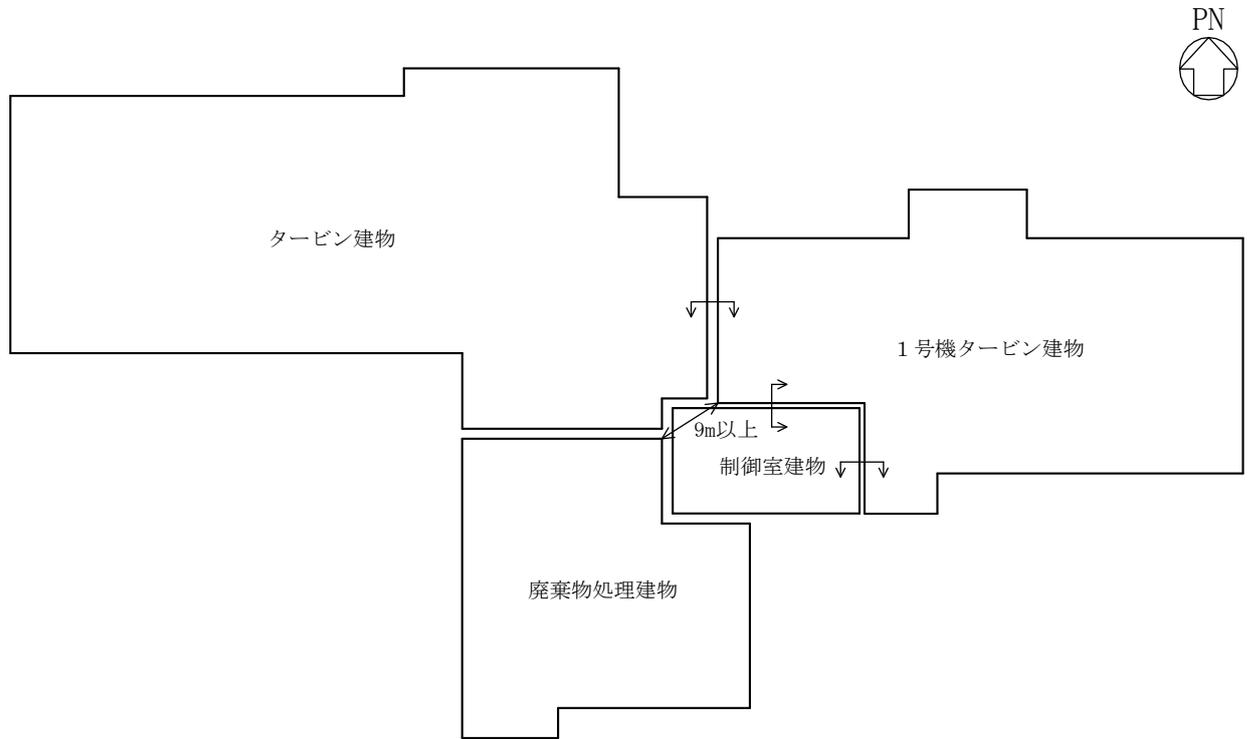


図 2-4 建物配置図

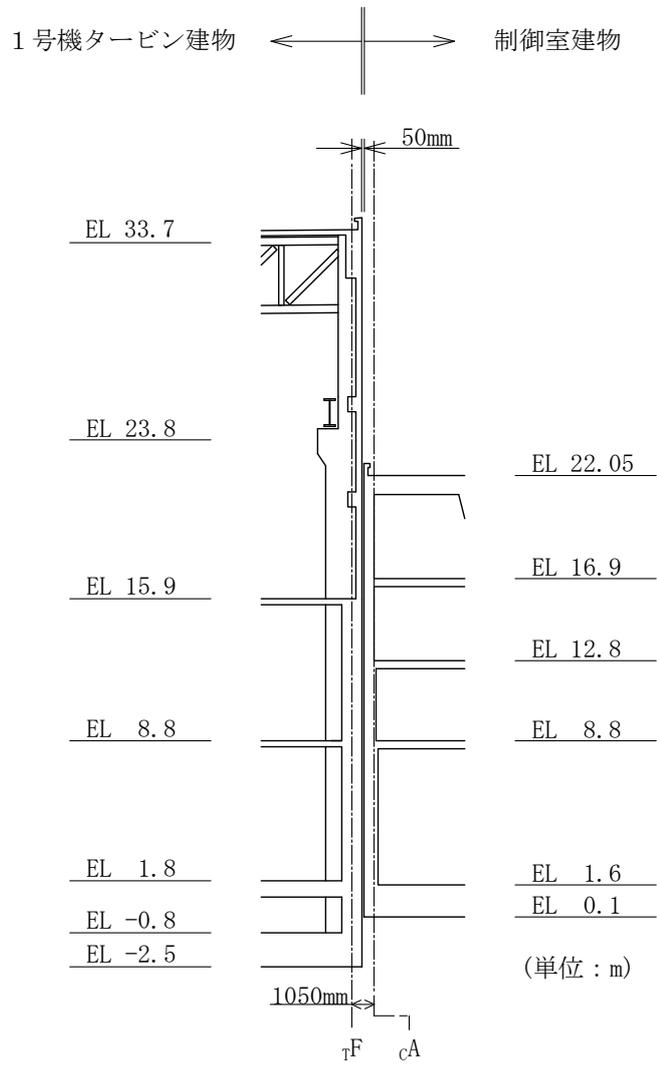


図 2-5(1) 1号機タービン建物と制御室建物のクリアランス
(NS方向)

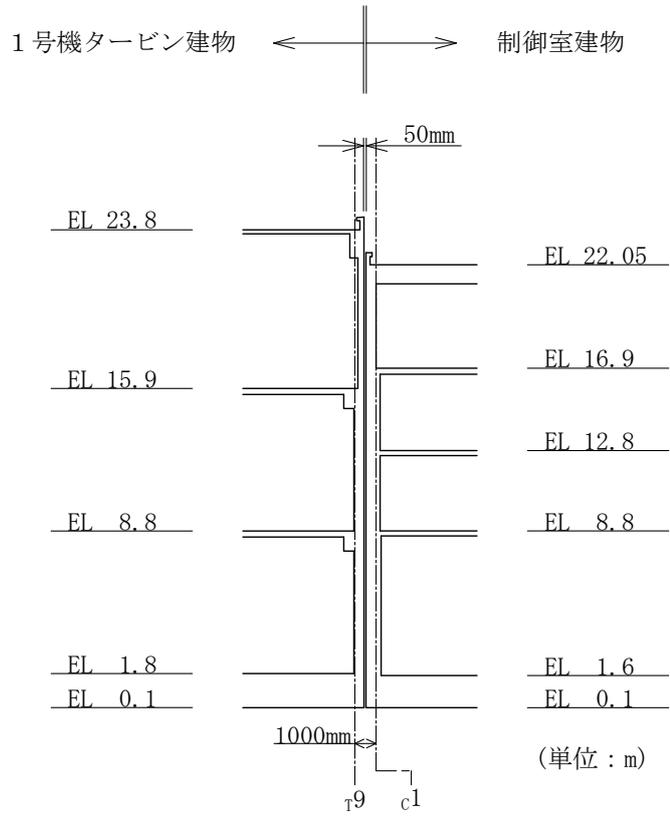


図 2-5(2) 1号機タービン建物と制御室建物のクリアランス (EW方向)

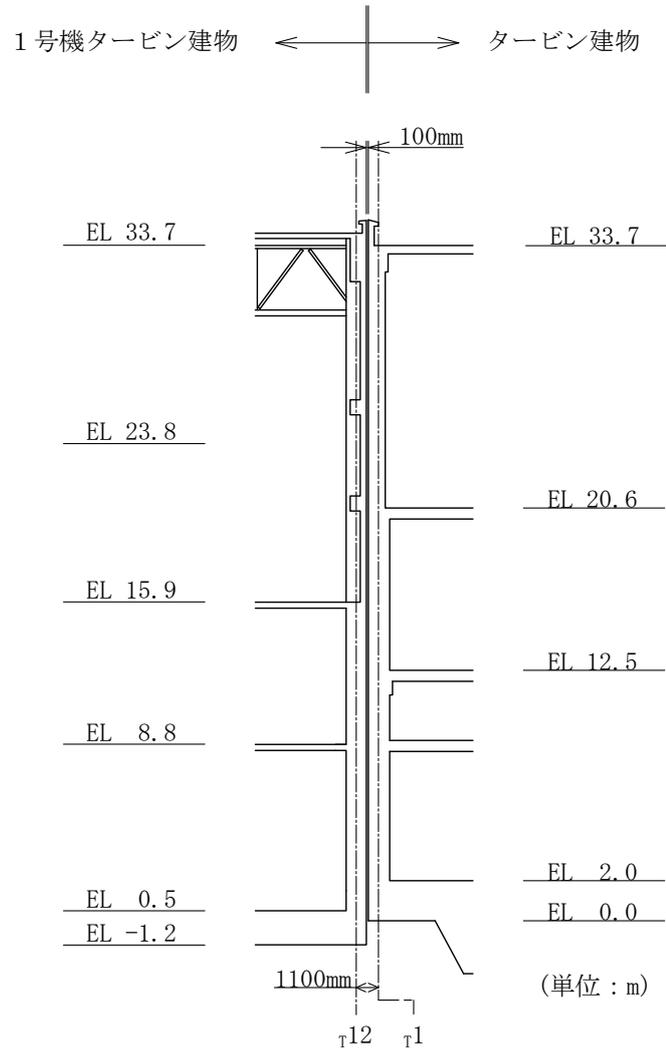


図 2-6 1号機タービン建物とタービン建物のクリアランス (E W方向)

2.3 評価方針

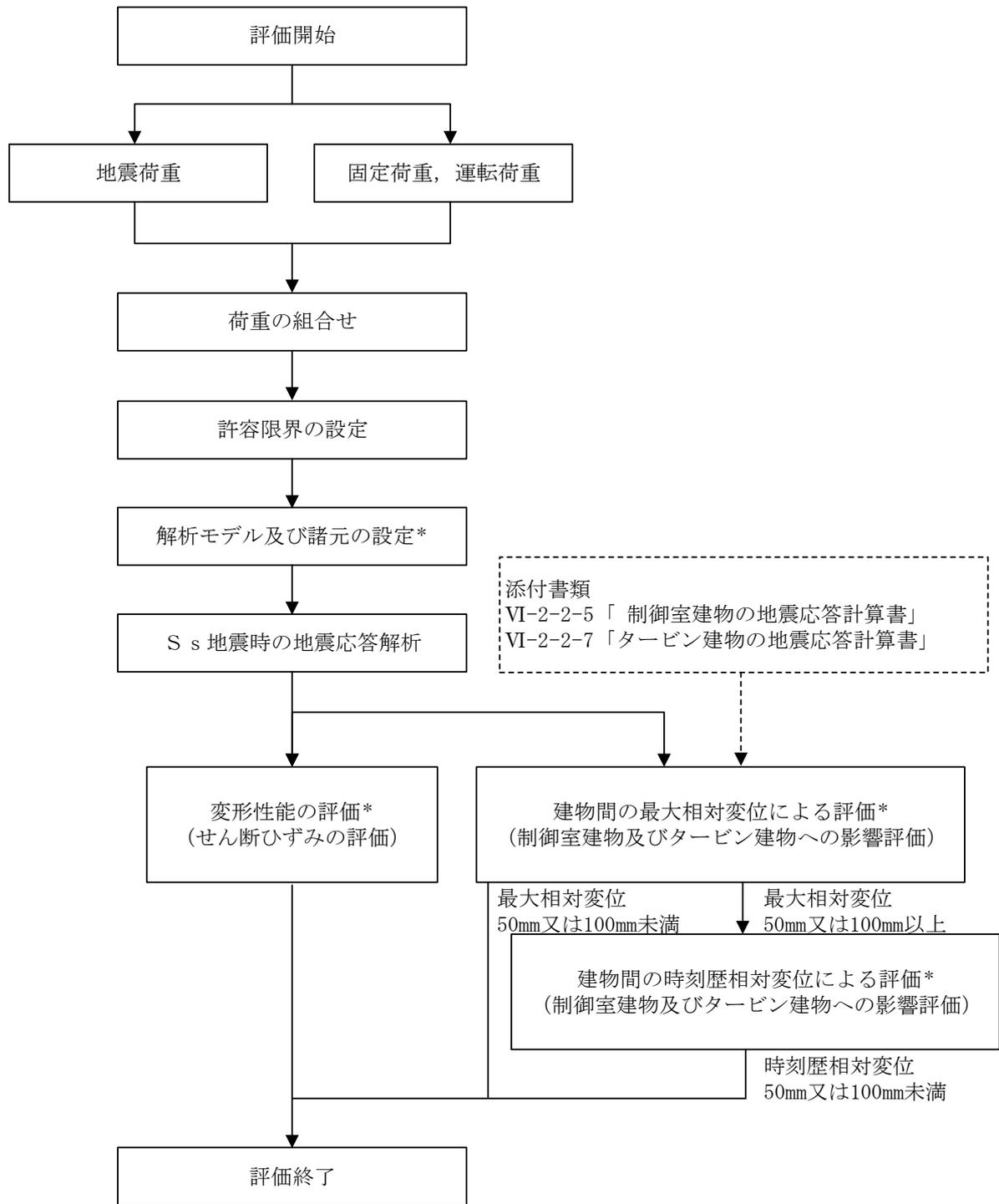
1号機タービン建物は、制御室建物、タービン建物及び廃棄物処理建物と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

1号機タービン建物の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。1号機タービン建物の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。建物間の相対変位による影響では、制御室建物及びタービン建物との相対変位による評価を行うことで、制御室建物及びタービン建物への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、1号機タービン建物の最大応答変位に加えて、VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」及びVI-2-2-7「タービン建物の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。1号機タービン建物は廃棄物処理建物と9m以上離れており、1号機タービン建物が倒壊しない限り衝突・接触することはない。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、1号機タービン建物は、その配置上、制御室建物と接触する可能性が高いN-S方向及びE-W方向並びにタービン建物と接触する可能性が高いE-W方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、1号機タービン建物では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図2-7に波及的影響の評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-7 1号機タービン建物の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

1号機タービン建物の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

1号機タービン建物の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社）日本電気協会」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

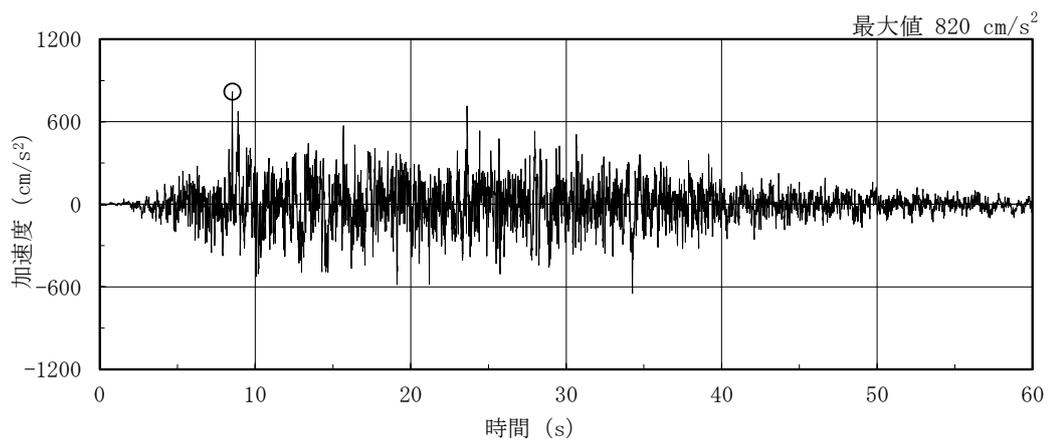
制御室建物及びタービン建物との相対変位による評価では、1号機タービン建物とそれぞれの建物の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建物間のクリアランスの大小関係により、隣接する制御室建物及びタービン建物への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、1号機タービン建物とそれぞれの建物の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

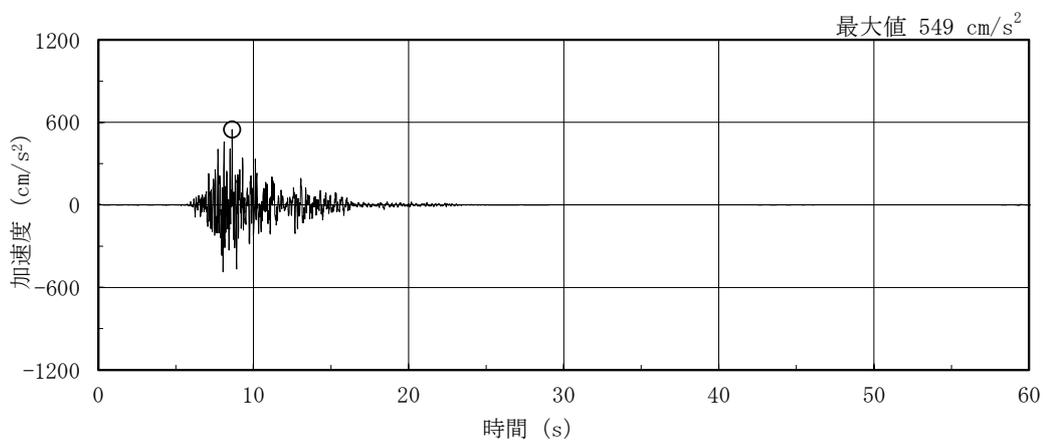
3.2 設計に用いる地震波

1号機タービン建物の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である制御室建物、タービン建物及び廃棄物処理建物の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

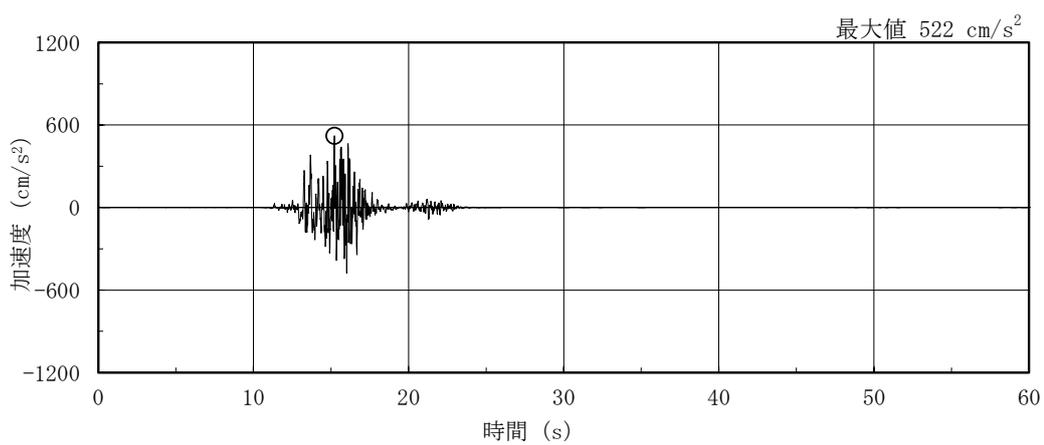
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-3に示す。



(a) S s - D

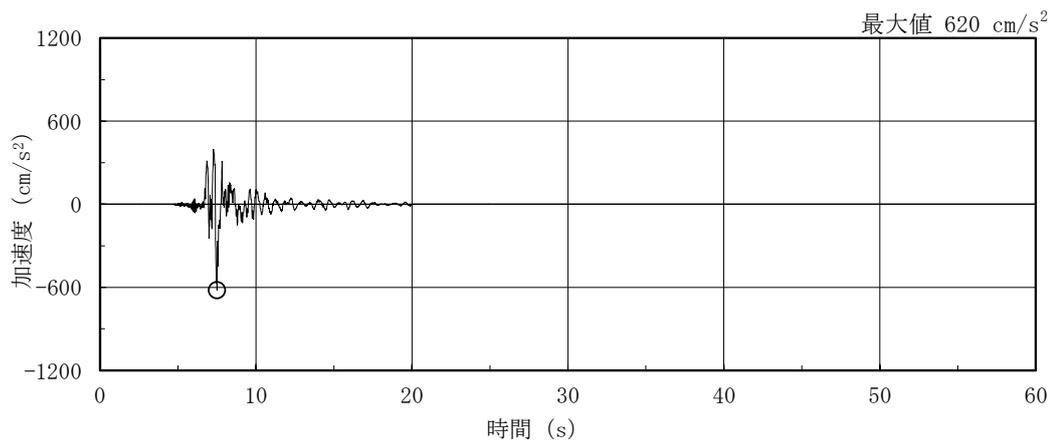


(b) S s - F 1

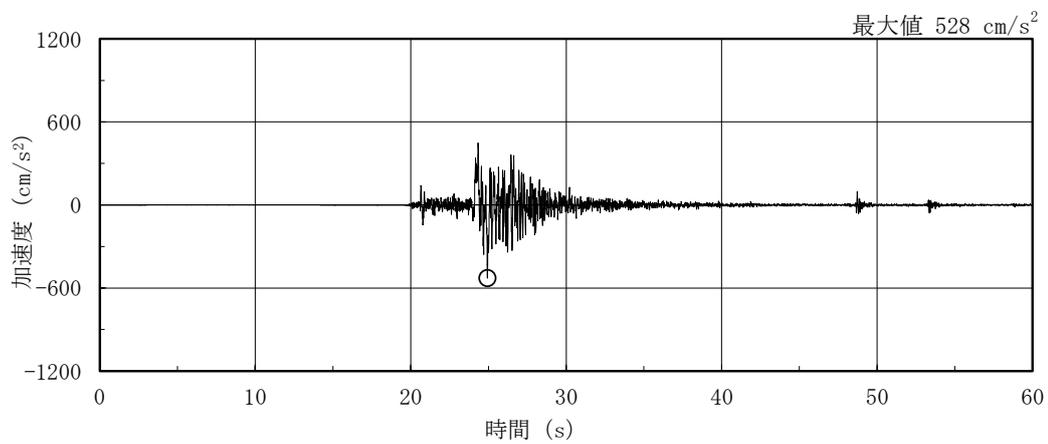


(c) S s - F 2

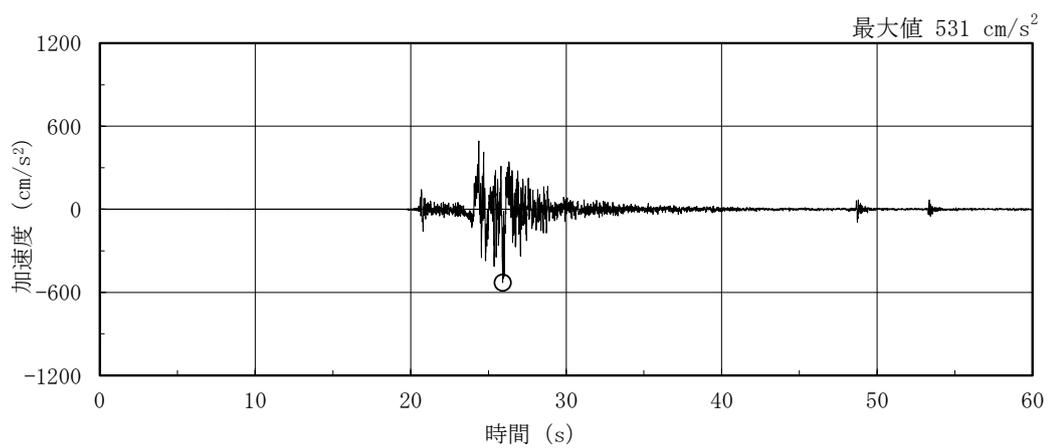
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

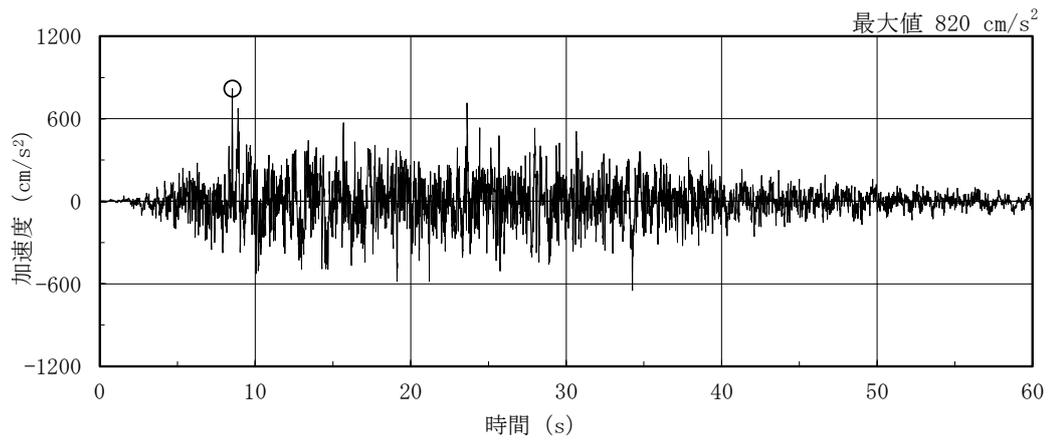


(e) S s - N 2 N S

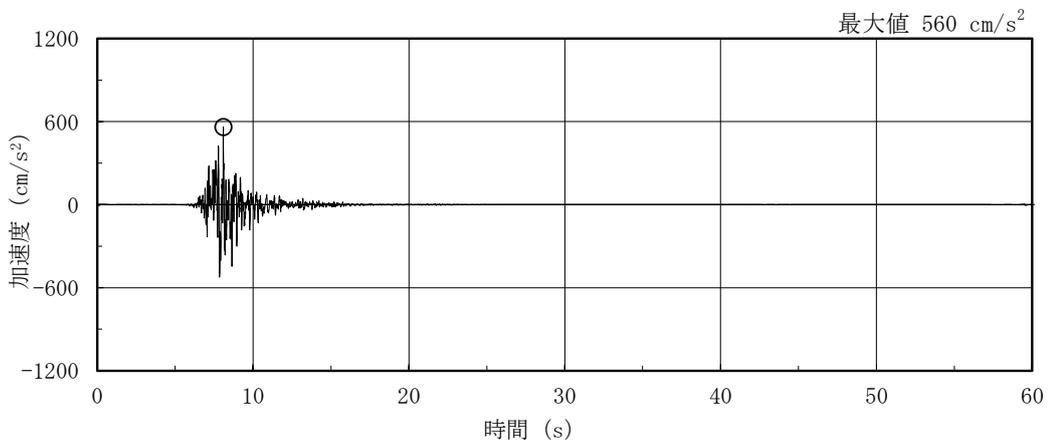


(f) S s - N 2 E W

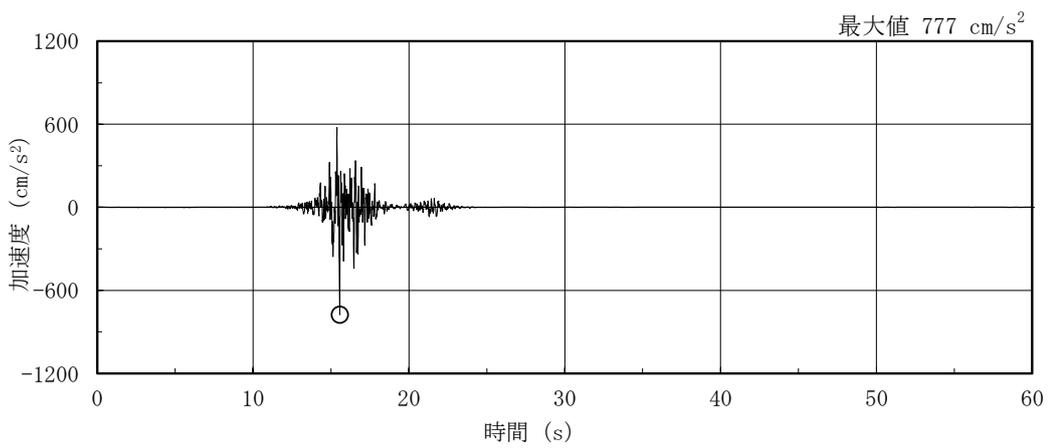
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

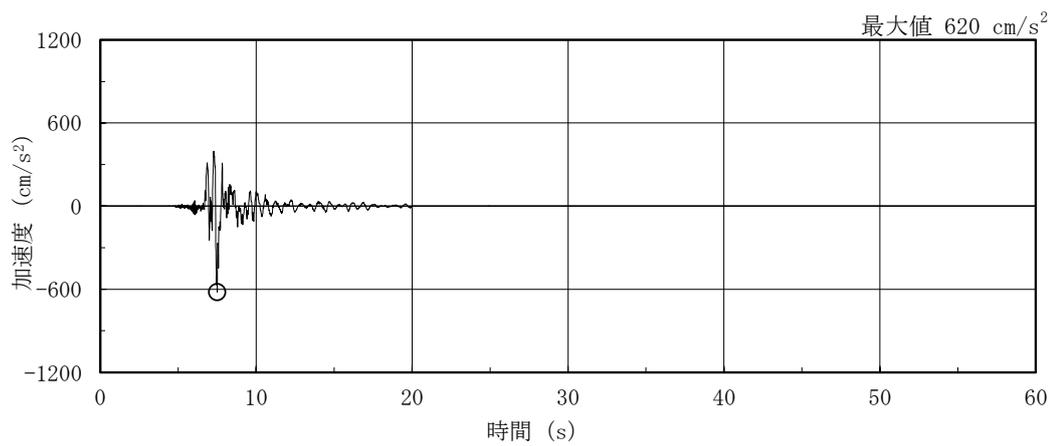


(b) S s - F 1

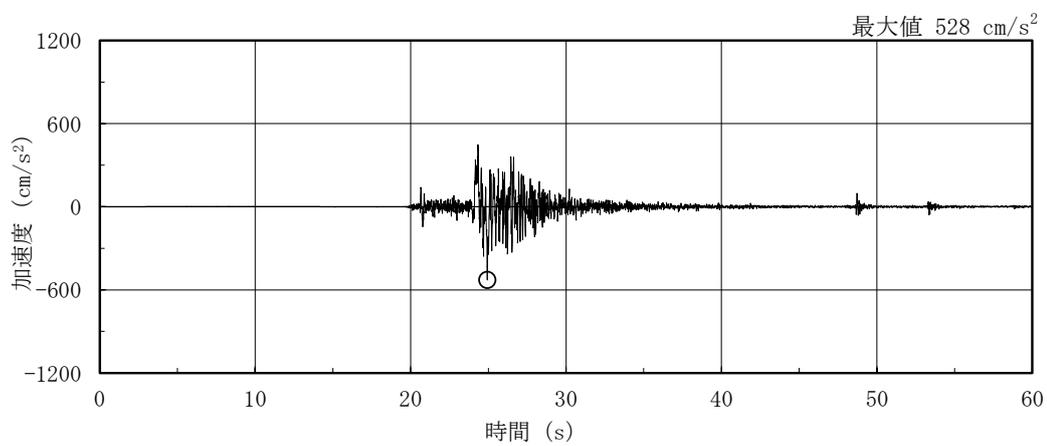


(c) S s - F 2

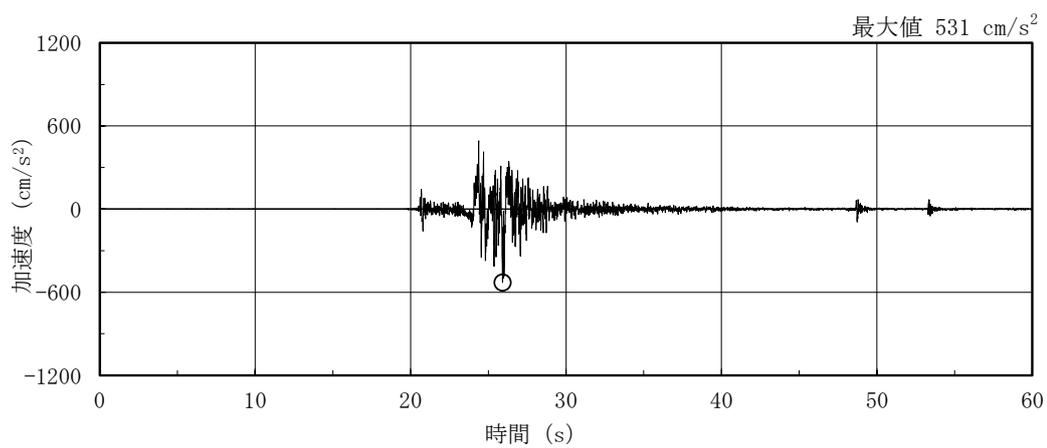
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(d) S s - N 1



(e) S s - N 2 N S



(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)

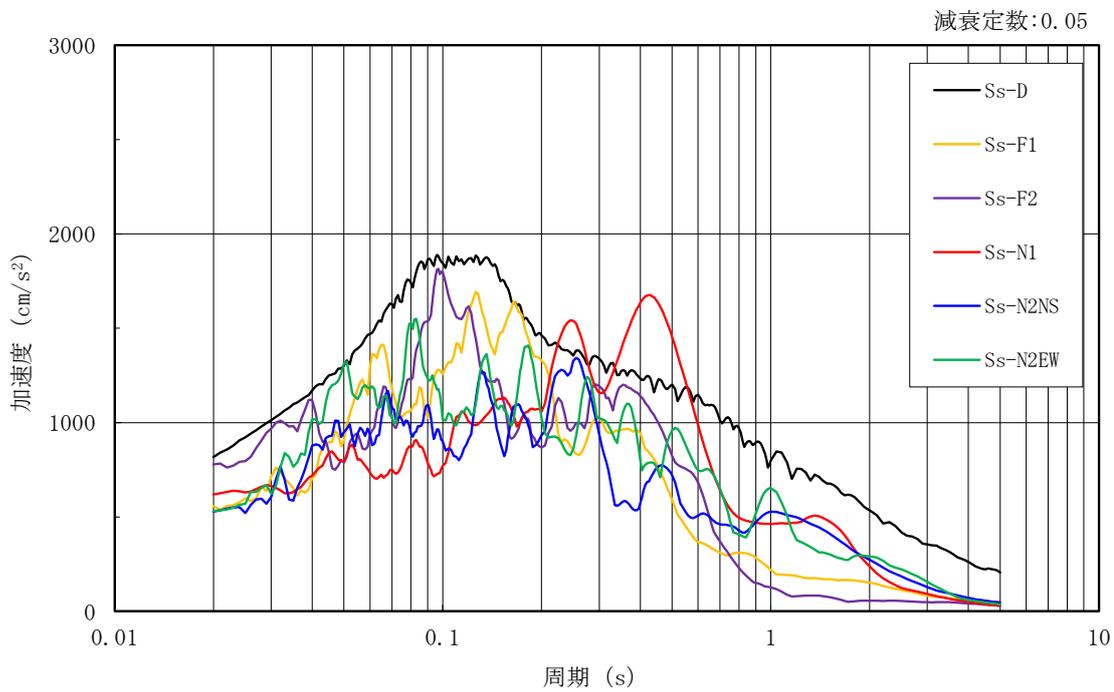
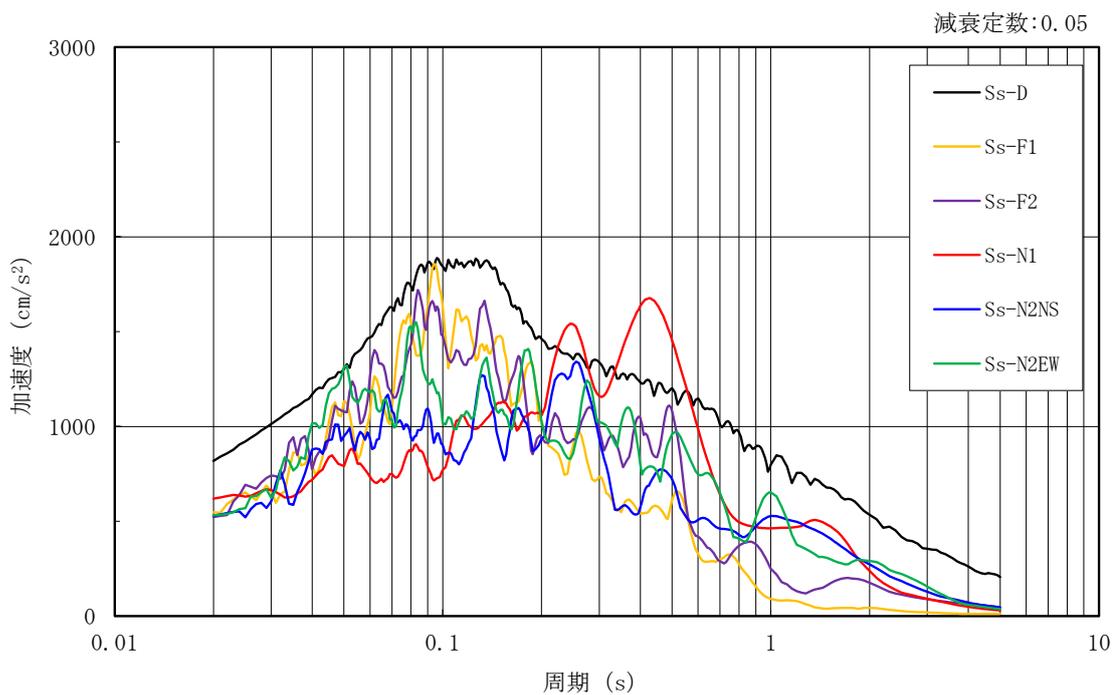


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

1号機タービン建物の制御室建物，タービン建物及び廃棄物処理建物に対する波及的影響の評価における許容限界は，VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき，表3-2及び表3-3のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界

(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
制御室建物，タービン建物及び廃棄物処理建物に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		1号機タービン建物及び制御室建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 50mm
		1号機タービン建物及びタービン建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 100mm

注記*：最大相対変位が許容限界を超過する場合には，1号機タービン建物とそれぞれの建物の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

表 3-3 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
制御室建物、タービン建物及び廃棄物処理建物の波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		1号機タービン建物及び制御室建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 50mm
		1号機タービン建物及びタービン建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 100mm

注記*：最大相対変位が許容限界を超過する場合には、1号機タービン建物とそれぞれの建物の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-4に示す。

表3-4 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/mm ²) (Fc=225 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.20×10 ⁴	9.18×10 ³	5	—

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、N S方向及びE W方向それぞれについて行っている。

地震応答解析モデルを図 3-4 に示す。

基礎底面の地盤ばねについては、「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。）により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤ばねの定数化の概要を図 3-5 に、地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-5 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「A D M I T H F」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面以深の地盤を 1 次元地盤としてモデル化し、一次元波動論に基づく評価により、EL-215m の入射波を算定する。算定した EL-215m の入射波を建物位置での地盤をモデル化した 1 次元地盤に入力して一次元波動論に基づく評価を行い、建物基礎底面での地盤応答を評価して入力地震動とする。地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 3-6 に示す。表 3-6 に示す地盤物性値のうち、表層①-1 については、地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値とする。また、建物基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図 3-6 に、1 次元地盤モデルを図 3-7 に、基礎底面位置（EL-0.3m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-8 に示す。入力地震動の算定には、解析コード「S H A K E」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

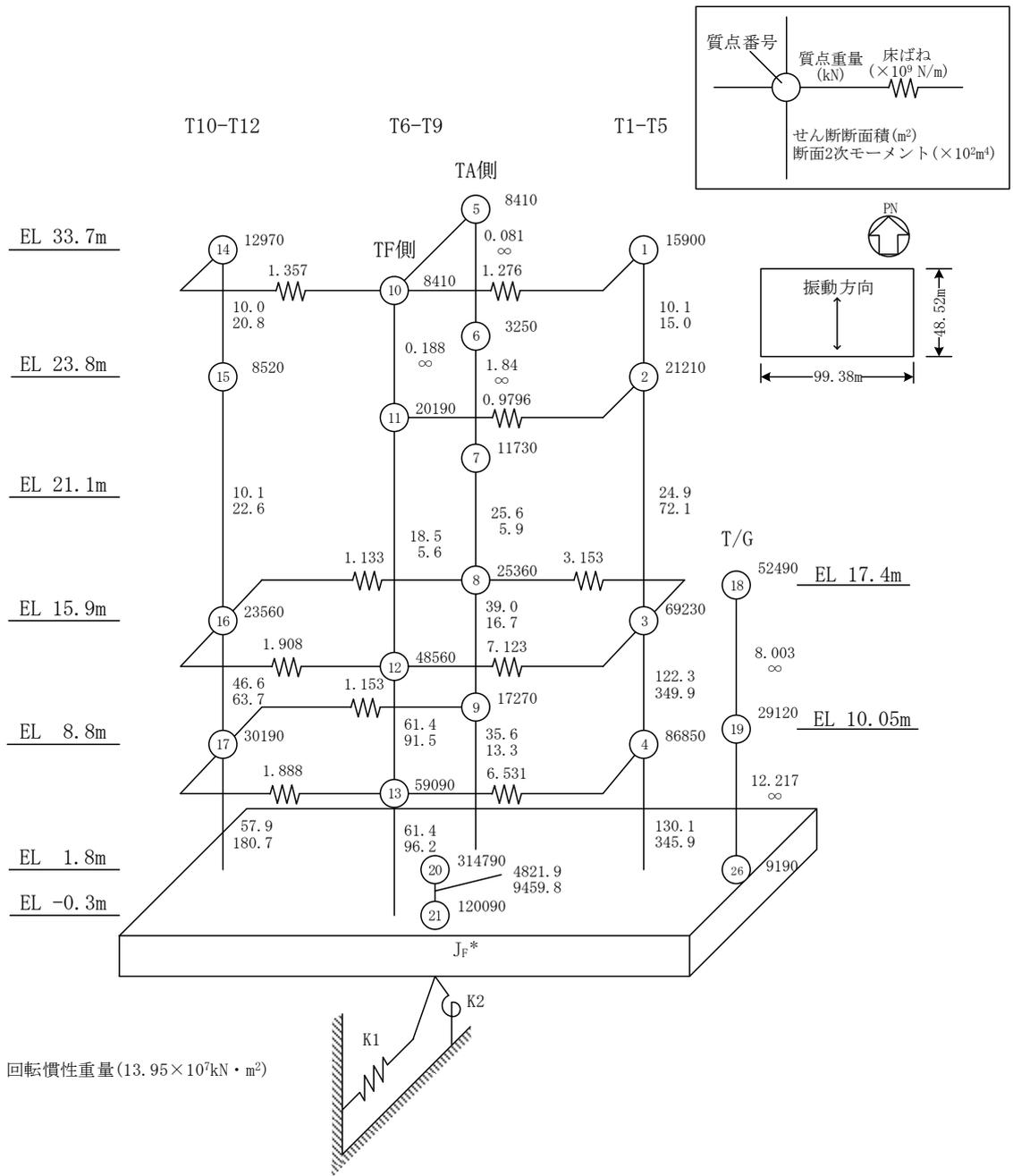


図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

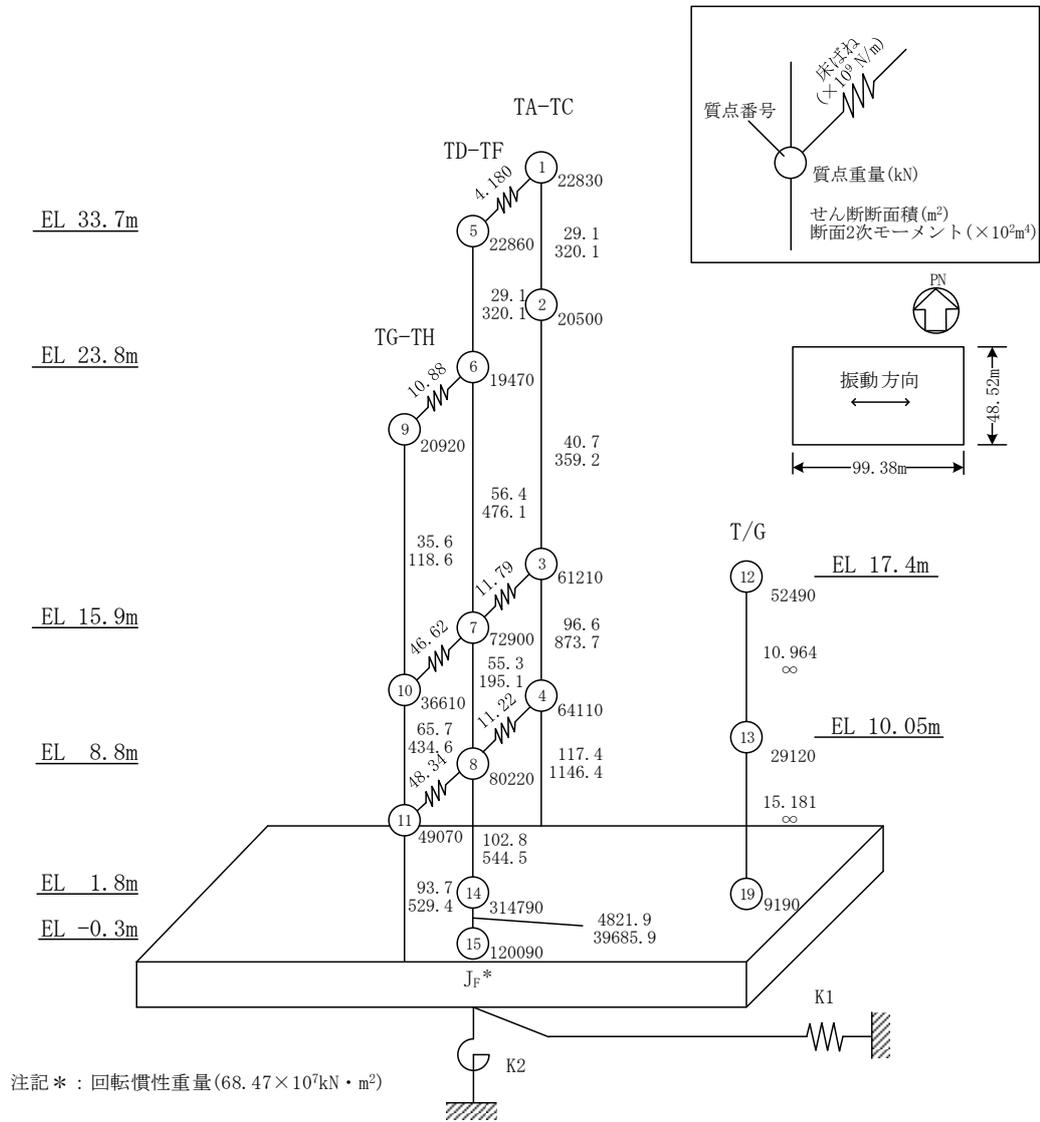
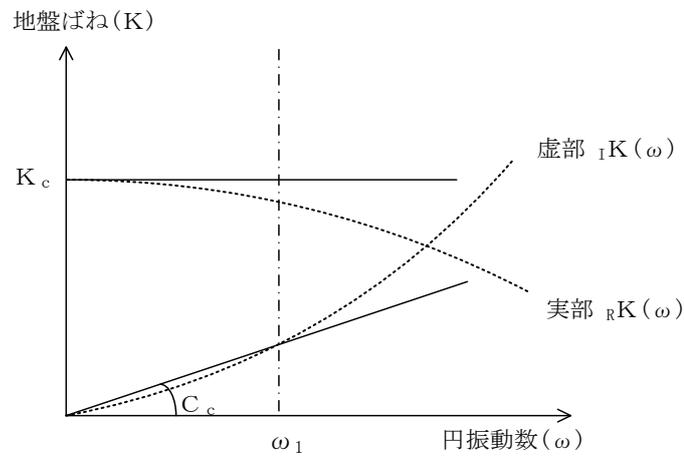


図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)



ばね定数 : 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数 : 地盤—建物連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-5 地盤ばねの定数化の概要

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数

(a) NS 方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	1.30×10^9 (kN/m)	1.85×10^7 (kN・s/m)
K2	底面・回転	9.51×10^{11} (kN・m/rad)	2.71×10^9 (kN・m・s/rad)

(b) EW 方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	1.23×10^9 (kN/m)	1.60×10^7 (kN・s/m)
K2	底面・回転	2.67×10^{12} (kN・m/rad)	1.54×10^{10} (kN・m・s/rad)

表 3-6 1号機タービン建物の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

層番号	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
表層①-1	127*	422*	20.7	0.45	0.341*	8*
岩盤③	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
岩盤④	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
岩盤⑤	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
岩盤⑥	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値

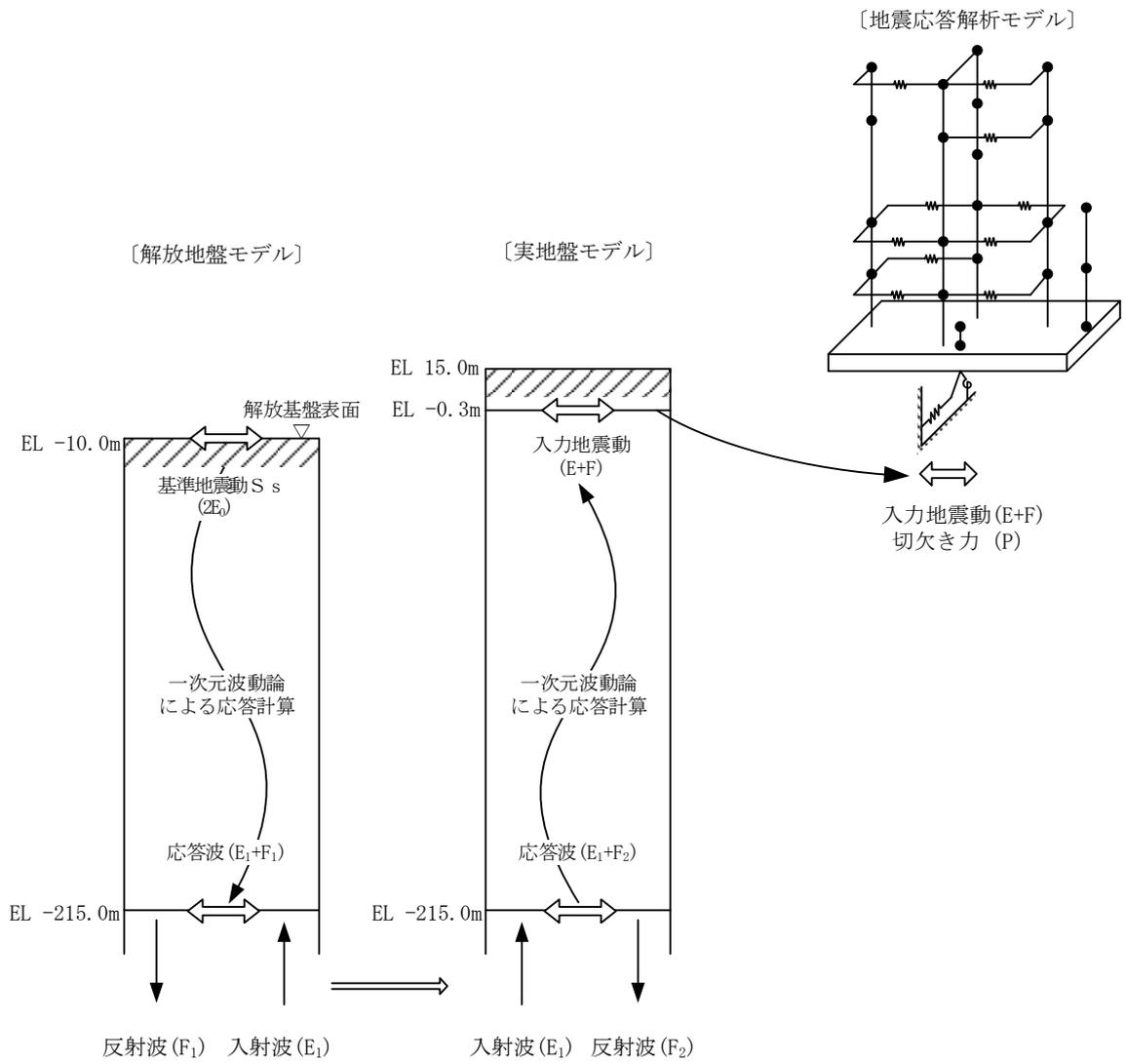


図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

[解放地盤モデル]

[実地盤モデル]

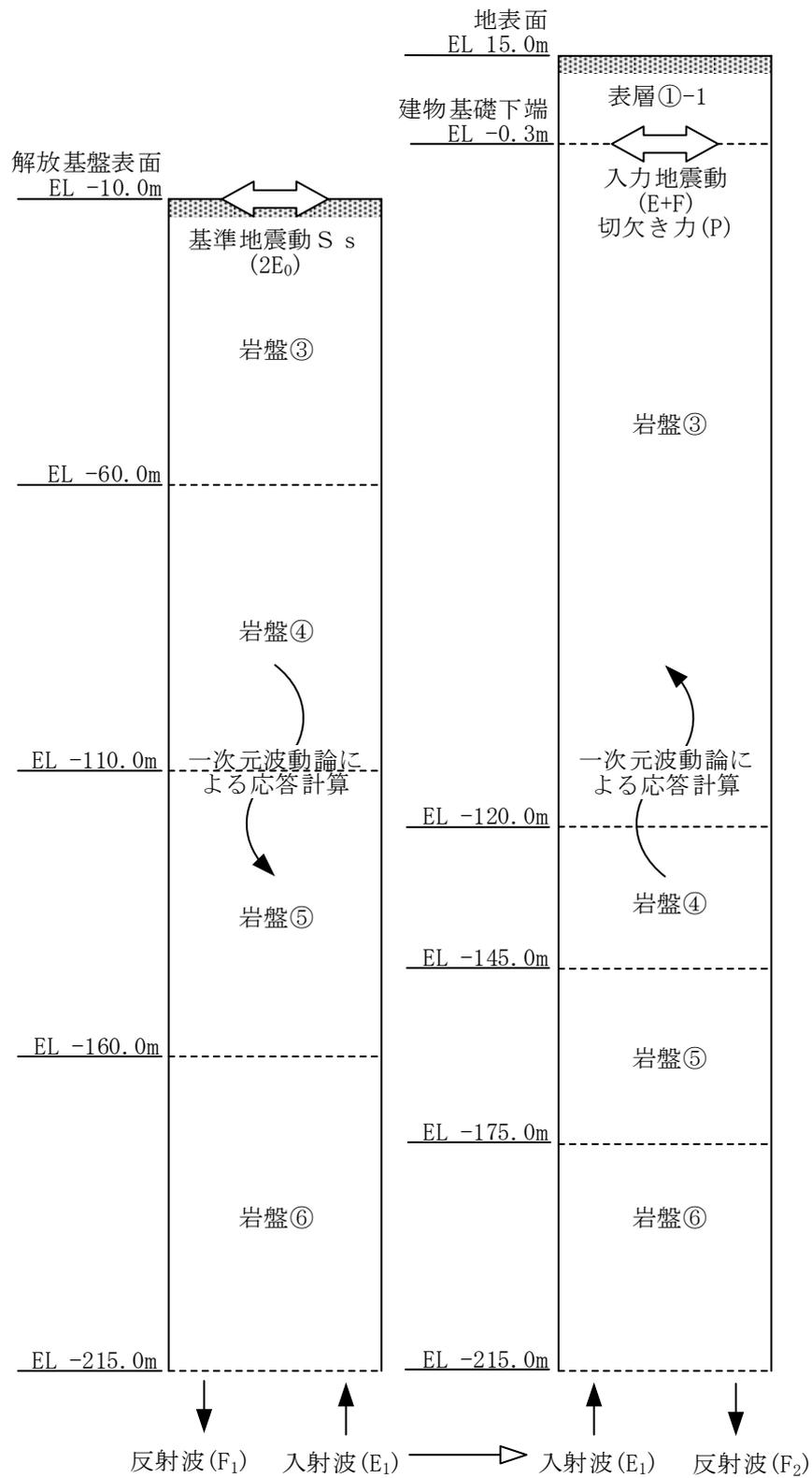
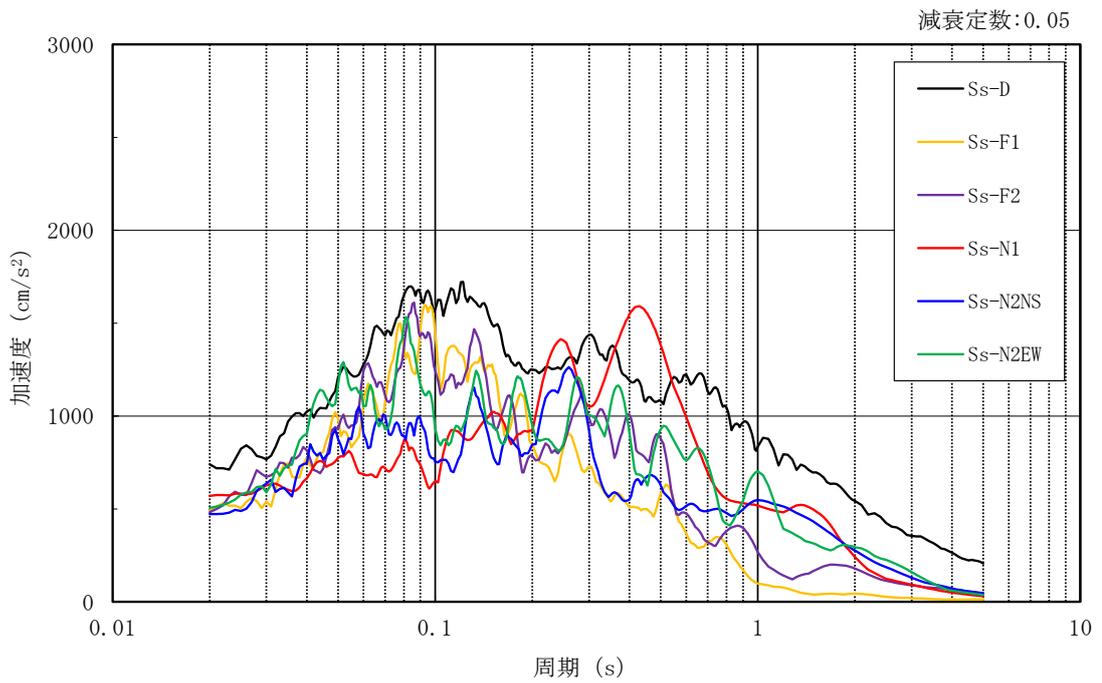
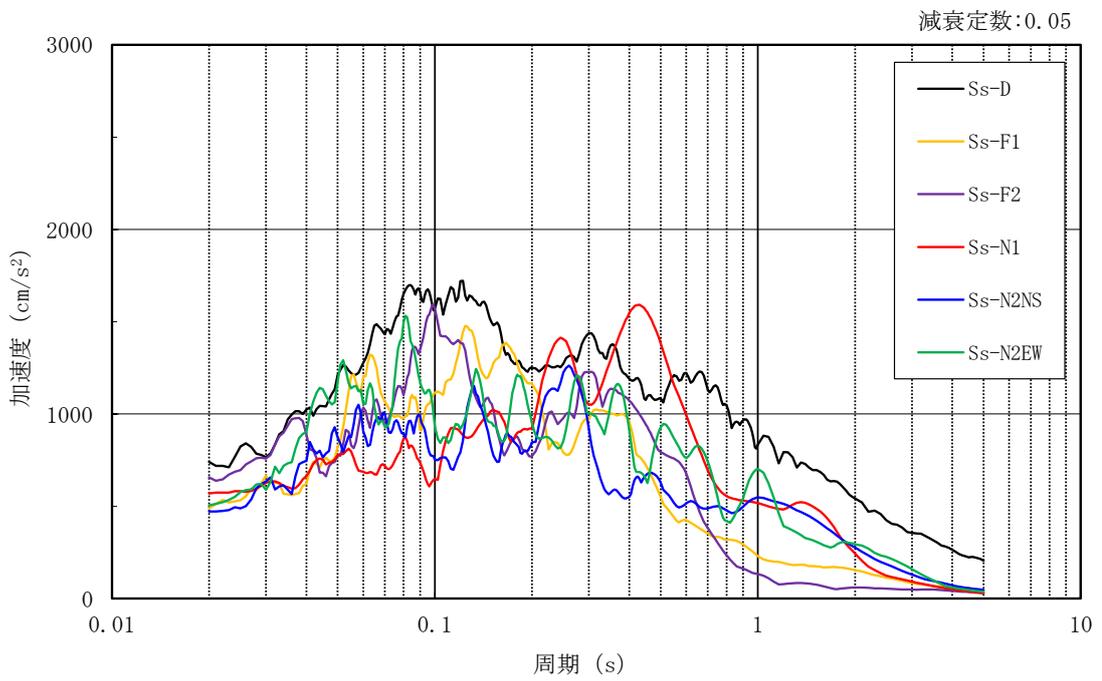


図 3-7 1次元地盤モデル



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-8 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , EL-0.3m)

3.5.2 解析方法

1号機タービン建物の地震応答解析には、解析コード「NUPP 4」を用いる。

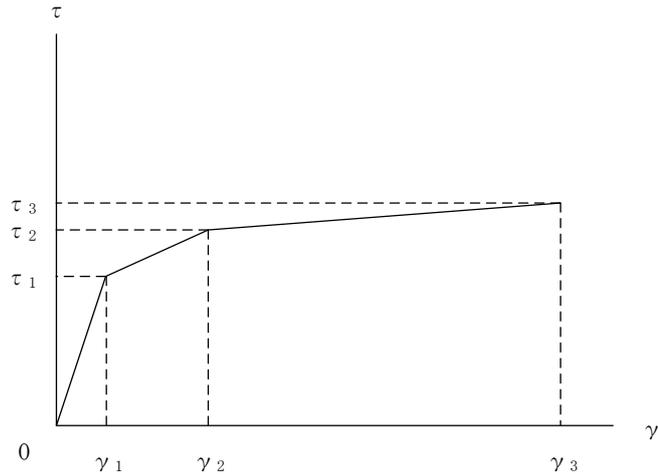
建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-9 に示す。

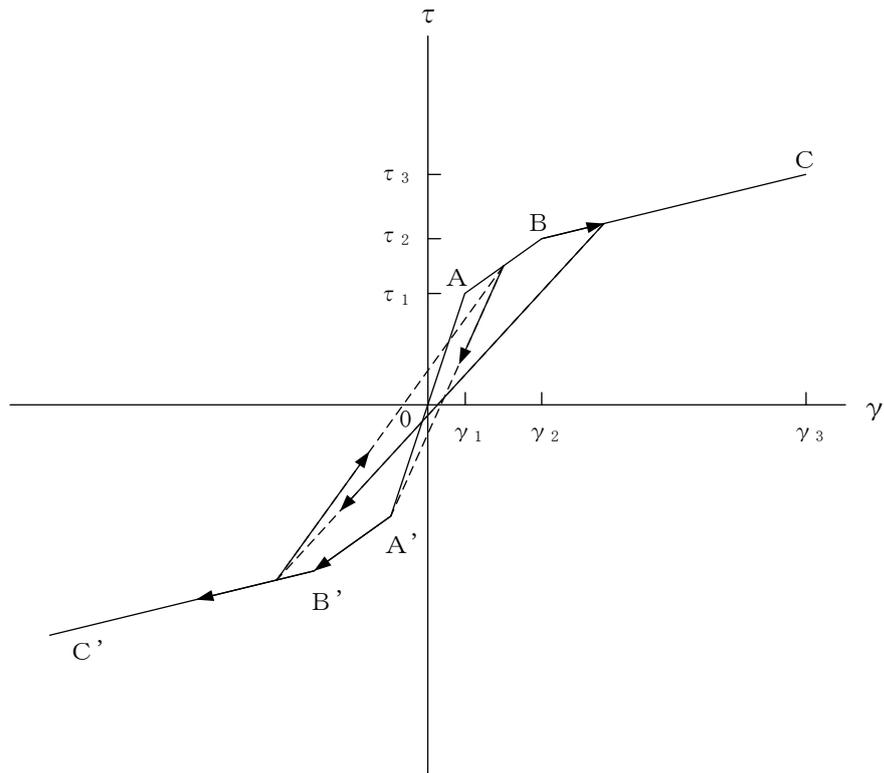


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-9 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-10 に示す。

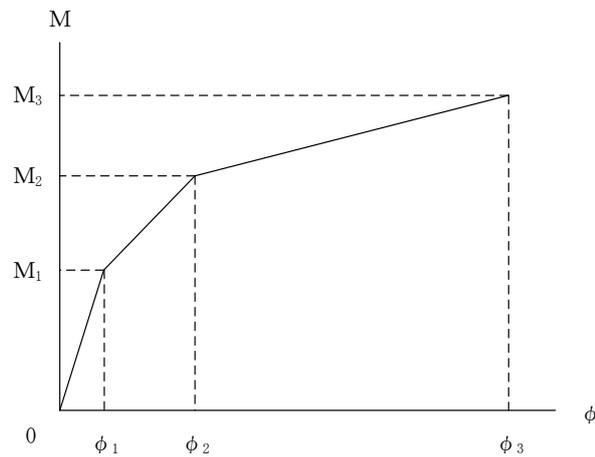


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-10 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-11 に示す。

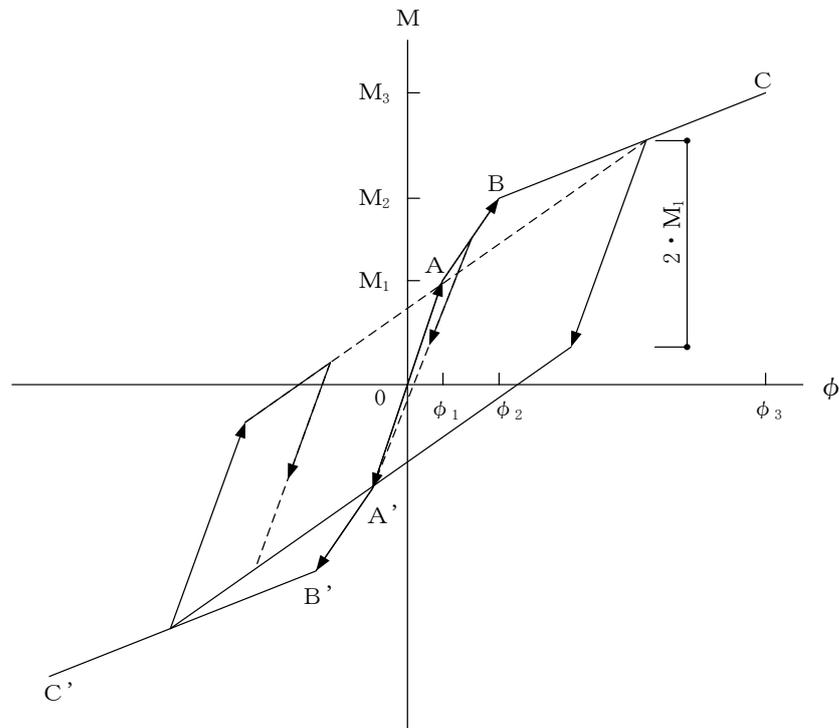


- M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント
 M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント
 M_3 : 終局点の曲げモーメント
 ϕ_1 : 第 1 折点の曲率
 ϕ_2 : 第 2 折点の曲率
 ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-11 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-12 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を過ぎていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を過ぎていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-12 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

1号機タービン建物の各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表3-7～表3-10に示す。

表 3-7(1) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

T1-T5

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.7~23.8	1.65	2.23	4.14	0.180	0.540	4.00
23.8~15.9	1.68	2.27	4.22	0.183	0.550	4.00
15.9~8.8	1.63	2.20	3.15	0.177	0.532	4.00
8.8~1.8	1.73	2.34	3.72	0.189	0.566	4.00

T6-T9(TA側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.7~23.8	—*					
23.8~21.1	—*					
21.1~15.9	1.62	2.18	3.53	0.176	0.529	4.00
15.9~8.8	1.70	2.30	3.20	0.185	0.556	4.00
8.8~1.8	1.78	2.40	2.98	0.194	0.581	4.00

T6-T9(TF側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.7~23.8	—*					
23.8~15.9	1.61	2.17	3.86	0.175	0.526	4.00
15.9~8.8	1.66	2.25	4.23	0.181	0.544	4.00
8.8~1.8	1.82	2.46	4.11	0.199	0.596	4.00

注記* : 線形部材

表 3-7(2) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

T10-T12

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.7~23.8	1.63	2.19	4.14	0.177	0.531	4.00
23.8~15.9	1.74	2.35	3.99	0.190	0.569	4.00
15.9~8.8	1.68	2.26	3.80	0.183	0.548	4.00
8.8~1.8	1.78	2.40	3.99	0.193	0.580	4.00

表 3-8 セン断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W方向)

TA-TC

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.7~23.8	1.97	2.66	4.65	0.215	0.645	4.00
23.8~15.9	2.06	2.78	4.61	0.224	0.671	4.00
15.9~8.8	1.83	2.46	4.41	0.199	0.596	4.00
8.8~1.8	1.85	2.50	4.39	0.201	0.604	4.00

TD-TF

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.7~23.8	1.98	2.68	4.66	0.216	0.648	4.00
23.8~15.9	1.98	2.67	4.48	0.216	0.647	4.00
15.9~8.8	1.90	2.57	4.39	0.207	0.622	4.00
8.8~1.8	1.97	2.66	4.49	0.215	0.644	4.00

TG-TH

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
23.8~15.9	1.84	2.48	4.47	0.200	0.601	4.00
15.9~8.8	1.80	2.43	4.43	0.196	0.588	4.00
8.8~1.8	1.92	2.59	4.50	0.209	0.626	4.00

表 3-9(1) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (NS 方向)

T1-T5

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.7~23.8	0.203	0.328	0.425	6.16	62.0	1240
23.8~15.9	0.620	0.801	1.08	3.90	41.4	829
15.9~8.8	3.15	3.59	4.93	4.08	41.9	838
8.8~1.8	2.76	3.47	4.85	3.62	40.1	802

T6-T9 (TA側)

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.7~23.8	—*					
23.8~21.1	—*					
21.1~15.9	0.183	0.272	0.344	14.1	179	3570
15.9~8.8	0.376	0.601	0.855	10.2	112	2250
8.8~1.8	0.296	0.447	0.636	10.1	111	2220

T6-T9 (TF側)

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.7~23.8	—*					
23.8~15.9	0.110	0.208	0.356	8.87	101	2020
15.9~8.8	0.904	1.27	1.92	4.48	52.6	1050
8.8~1.8	1.20	2.05	3.13	5.65	58.8	1180

注記* : 線形部材

表 3-9(2) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (N S 方向)

T10-T12

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.7~23.8	0.254	0.357	0.457	5.56	57.6	1150
23.8~15.9	0.322	0.476	0.587	6.47	59.3	1190
15.9~8.8	0.741	0.993	1.36	5.28	57.5	1150
8.8~1.8	2.75	3.03	3.54	6.92	59.0	1180

表 3-10 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

TA-TC

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.7~23.8	2.01	3.25	4.24	2.86	22.4	448
23.8~15.9	2.41	4.56	5.98	3.04	23.5	375
15.9~8.8	4.16	8.52	12.6	2.16	21.5	195
8.8~1.8	5.92	9.66	13.7	2.34	21.2	387

TD-TF

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.7~23.8	2.03	3.28	4.27	2.88	22.4	449
23.8~15.9	2.68	4.60	6.08	2.55	22.2	445
15.9~8.8	1.53	2.43	3.35	3.55	34.1	663
8.8~1.8	4.03	6.60	9.06	3.35	28.1	423

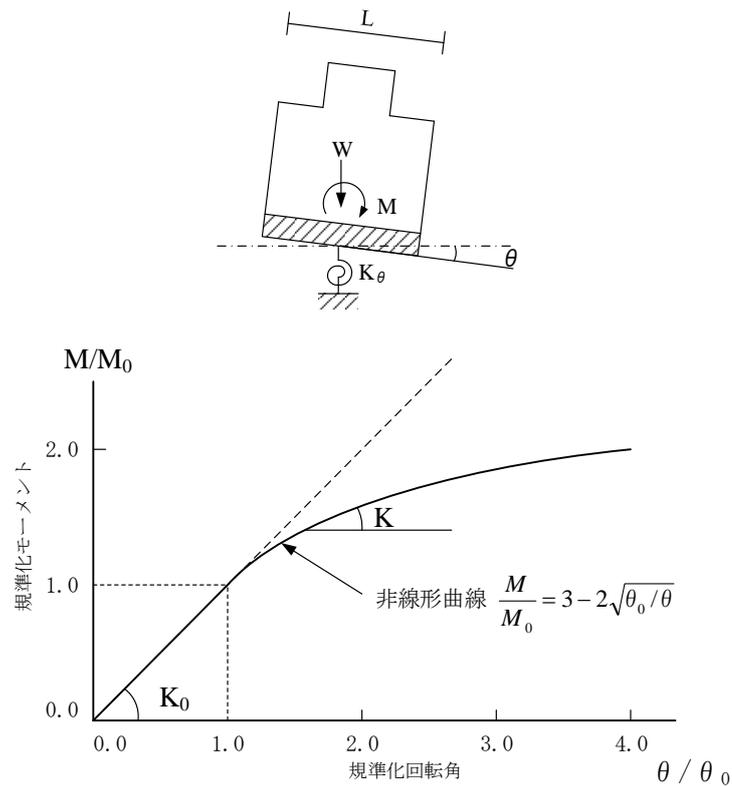
TG-TH

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
23.8~15.9	0.897	1.91	2.88	3.43	32.8	445
15.9~8.8	2.86	3.19	4.27	2.99	27.6	553
8.8~1.8	3.96	5.44	7.42	3.39	29.4	446

3.5.4 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき，浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤の回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-13 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は，図 3-13 の曲線で表され，減衰係数は，回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



M : 転倒モーメント

M_0 : 浮上り限界転倒モーメント ($=W \cdot L / 6$)

θ : 回転角

θ_0 : 浮上り限界回転角

K_0 : 地盤の回転ばね定数 (浮上り前)

K : 地盤の回転ばね定数 (浮上り後)

W : 建物総重量

L : 建物基礎幅

図 3-13 地盤の回転ばねの曲げモーメントー回転角関係

3.5.5 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤物性の不確かさ検討にあたっては、S波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。なお、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-11に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値を表3-12に示す。

表3-11 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース2 (地盤物性 $+\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $+\sigma$ (+10%, +20%)*	
ケース3 (地盤物性 $-\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $-\sigma$ (-10%, -20%)*	
ケース4 (積雪)	設計基準強度	標準地盤	積雪荷重との 組合せを考慮

注記*：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤のS波速度 V_s の不確かさを設定する。

表 3-12 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値

層番号	地盤の S 波速度 V_s (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層①-1	127	153	102
岩盤③	1600	1760	1440
岩盤④	1950	2145	1755
岩盤⑤	2000	2200	1800
岩盤⑥	2350	2585	2115

3.6 評価方法

1号機タービン建物の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算定し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.6.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示す1号機タービン建物の地震応答解析モデルによる解析結果とVI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」及びVI-2-2-7「タービン建物の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算定し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算定する際の基準点は、各建物の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算定する。

さらに、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建物の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大応答せん断ひずみは、 1.54×10^{-3} (T10-T12 軸, EL 23.8m~EL 15.9m, NS 方向, S_s-D) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 1.73×10^{-3} (T10-T12 軸, EL 23.8m~EL 15.9m, NS 方向, ケース 2, S_s-D) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容限界
NS	1.54 (S_s-D)	1.73 (S_s-D)	1.36 (S_s-D)	1.63 (S_s-D)	4.0
EW	0.33 (S_s-D)	0.36 (S_s-D)	0.29 (S_s-F2)	0.34 (S_s-D)	4.0

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D , S_s-F1 , S_s-F2 , S_s-N1 , S_s-N2 NS 及び S_s-N2 EW に対して実施。

4.2 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する 1 号機タービン建物及び制御室建物間の NS 方向の最大相対変位を表 4-2 に示す。また、各建物の最大応答変位とクリアランスを図 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大相対変位は、EL 22.05m で 23.41mm ($S_s - D$) である。

材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一のレベルで、24.48mm (ケース 2, $S_s - D$) であり、許容限界 (50mm) を超えないことを確認した。

表 4-2 1 号機タービン建物と制御室建物の最大相対変位
(NS 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

1 号機タービン建物		制御室建物		ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容 限界
質点 番号	EL (m)	質点 番号	EL (m)					
*	22.05	①	22.05	23.41 ($S_s - D$)	24.48 ($S_s - D$)	21.15 ($S_s - D$)	24.19 ($S_s - D$)	50

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2NS$ 及び $S_s - N2EW$ に対して実施。

注記* : 制御室建物の質点① (EL 22.05m) の応答変位に加算する 1 号機タービン建物の応答変位は、1 号機タービン建物の上下質点間 (EL 23.8m~EL 15.9m) で線形補間して算定。

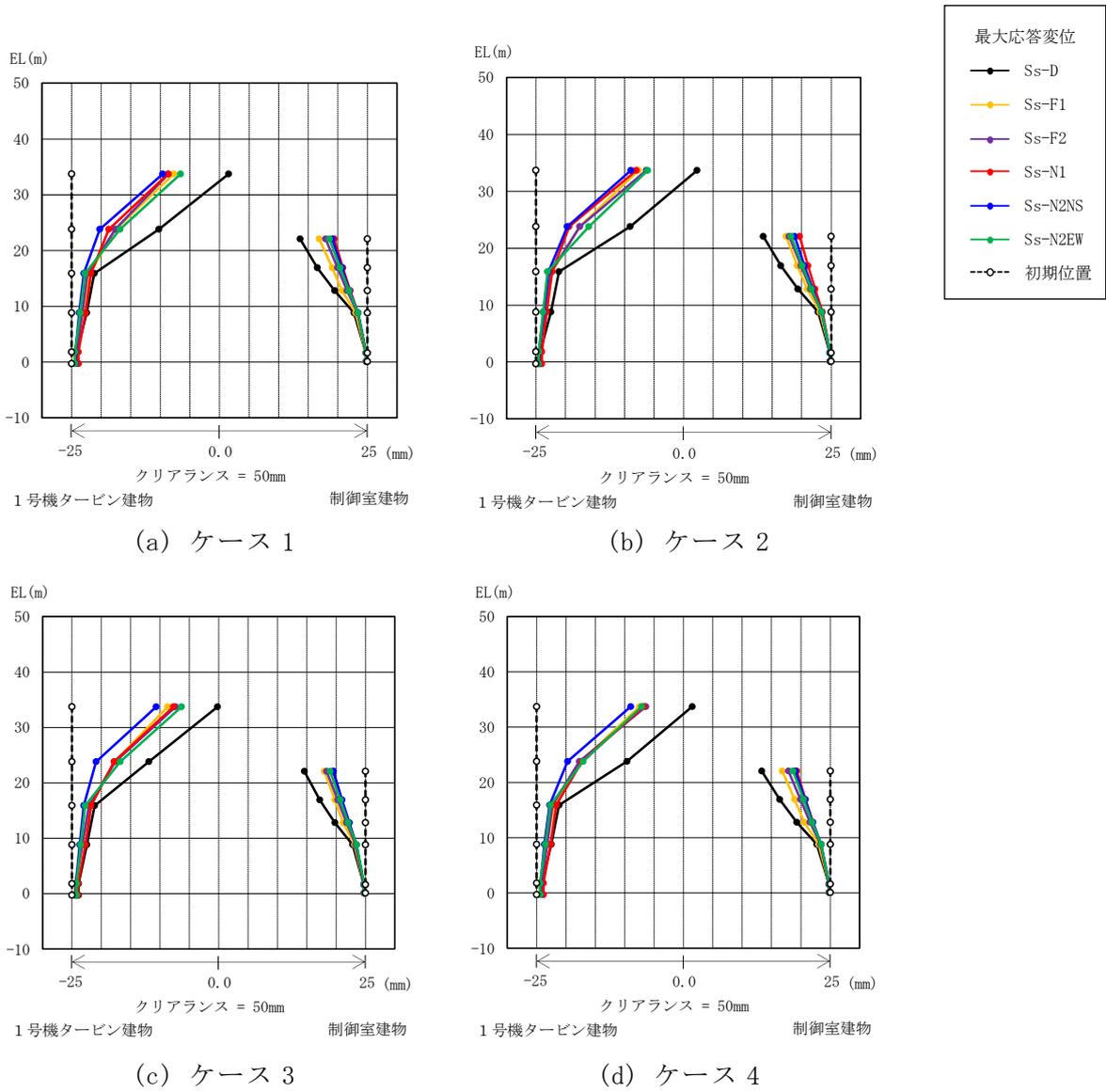


図 4-1 1号機タービン建物と制御室建物の最大応答変位とクリアランス
(NS方向)

基準地震動 S_s に対する 1 号機タービン建物及び制御室建物間の E W 方向の最大相対変位を表 4-3 に示す。また、各建物の最大応答変位とクリアランスを図 4-2 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大相対変位は、EL 22.05m で 15.34mm ($S_s - D$) である。

材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一のレベルで、15.51mm (ケース 4, $S_s - D$) であり、許容限界 (50mm) を超えないことを確認した。

表 4-3 1 号機タービン建物と制御室建物の最大相対変位
(E W 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

1 号機タービン建物		制御室建物		ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容 限界
質点 番号	EL (m)	質点 番号	EL (m)					
*	22.05	①	22.05	15.34 ($S_s - D$)	15.43 ($S_s - D$)	14.60 ($S_s - D$)	15.51 ($S_s - D$)	50

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F 1$, $S_s - F 2$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2 N S$ 及び $S_s - N 2 E W$ に対して実施。

注記* : 制御室建物の質点① (EL 22.05m) の応答変位に加算する 1 号機タービン建物の応答変位は、1 号機タービン建物の上下質点間 (EL 23.8m~EL 15.9m) で線形補間して算定。

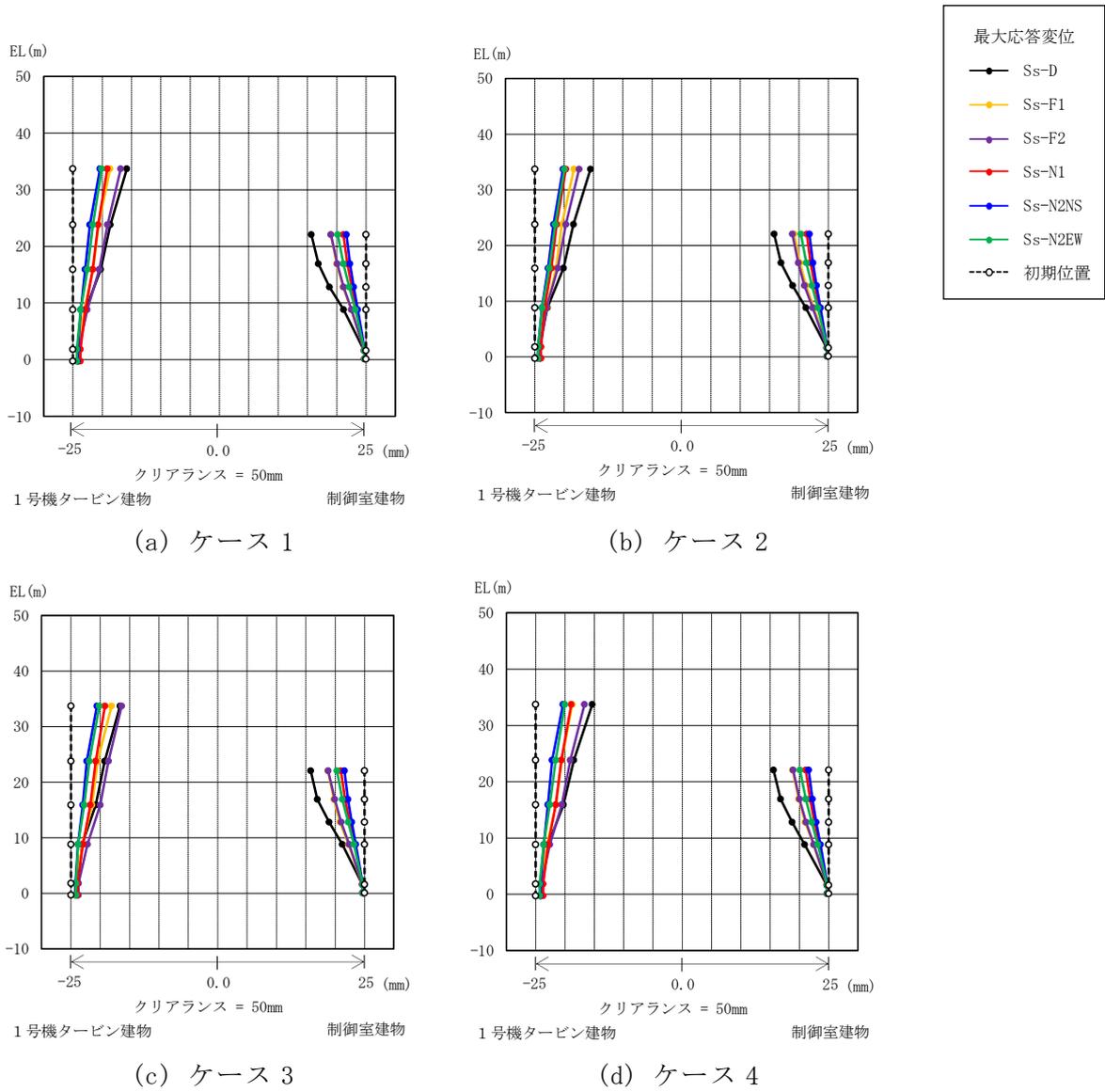


図 4-2 1号機タービン建物と制御室建物の最大応答変位とクリアランス (E W方向)

基準地震動 S_s に対する 1 号機タービン建物及びタービン建物間の EW 方向の最大相対変位を表 4-4 に示す。また、各建物の最大応答変位とクリアランスを図 4-3 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大相対変位は、EL 33.7m で 23.20mm ($S_s - D$) である。

材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一のレベルで、23.90mm (ケース 4, $S_s - D$) であり、許容限界 (100mm) を超えないことを確認した。

表 4-4 1 号機タービン建物とタービン建物の最大相対変位
(EW 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

1 号機タービン建物		タービン建物		ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容 限界
質点 番号	EL (m)	質点 番号	EL (m)					
①, ⑤	33.7	*	33.7	23.20 ($S_s - D$)	22.51 ($S_s - D$)	23.04 ($S_s - D$)	23.90 ($S_s - D$)	100

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2NS$ 及び $S_s - N2EW$ に対して実施。

注記* : 1 号機タービン建物の質点①及び⑤ (EL 33.7m) の応答変位に加算するタービン建物の応答変位は、タービン建物の上下質点間 (EL 41.6m~EL 30.55m) で線形補間して算定。

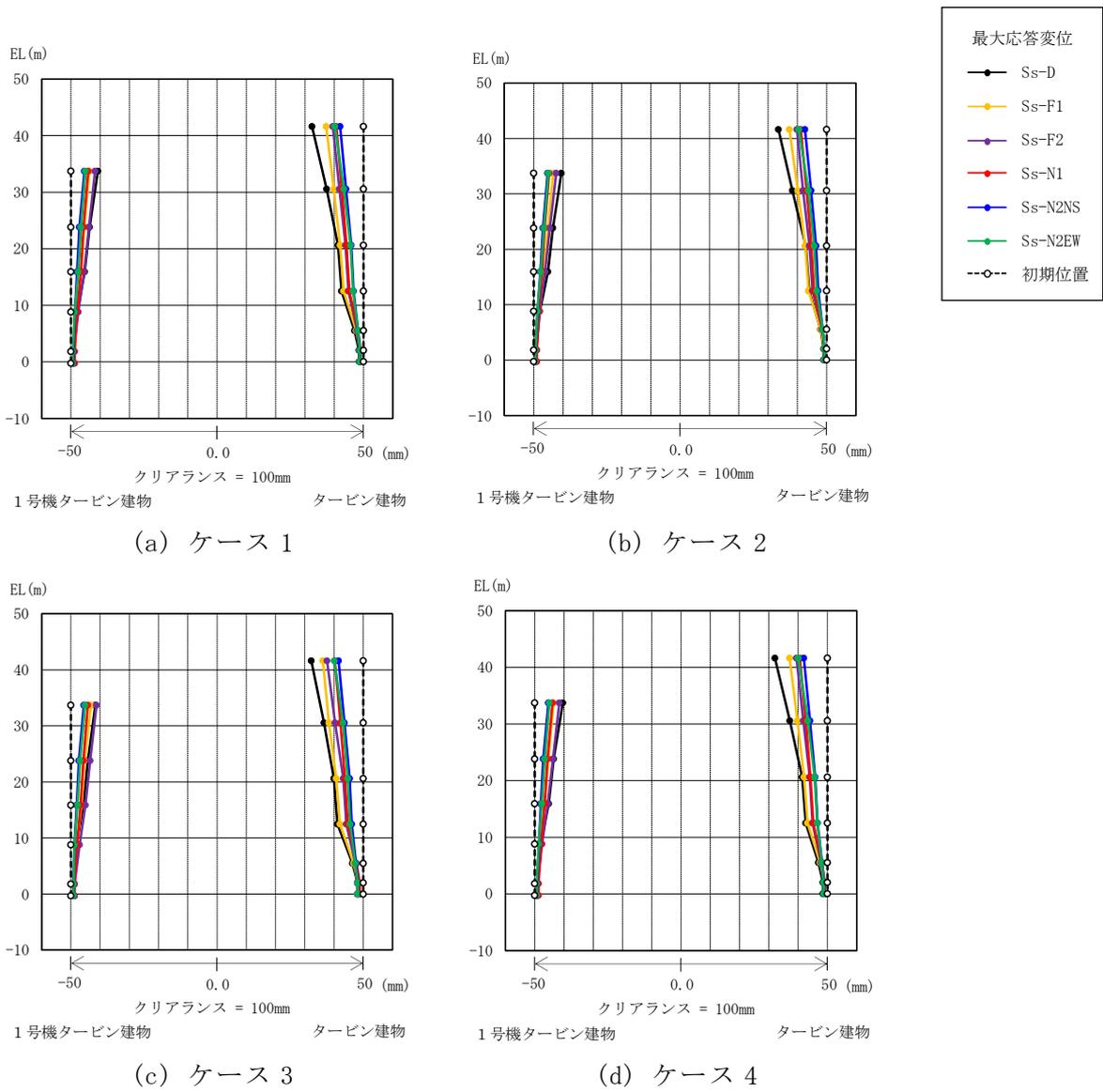


図 4-3 1号機タービン建物とタービン建物の最大応答変位とクリアランス
(EW方向)

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

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 評価方法	10
3.1 評価対象部位及び評価方針	10
3.2 設計に用いる地震波	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	16
3.4 許容限界	17
3.5 解析方法	19
3.5.1 地震応答解析モデル	19
3.5.2 解析方法	28
3.5.3 建物・構築物の復元力特性	29
3.5.4 材料物性の不確かさ等	36
3.6 評価方法	38
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	38
3.6.2 相対変位による評価方法	38
4. 評価結果	39
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	39
4.2 相対変位による評価結果	40

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、1号機廃棄物処理建物が制御室建物及び廃棄物処理建物に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、制御室建物及び廃棄物処理建物の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、1号機廃棄物処理建物の構造物全体としての変形性能の評価を、建物間の相対変位による影響では、制御室建物及び廃棄物処理建物への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

1号機廃棄物処理建物の設置位置を図2-1に示す。

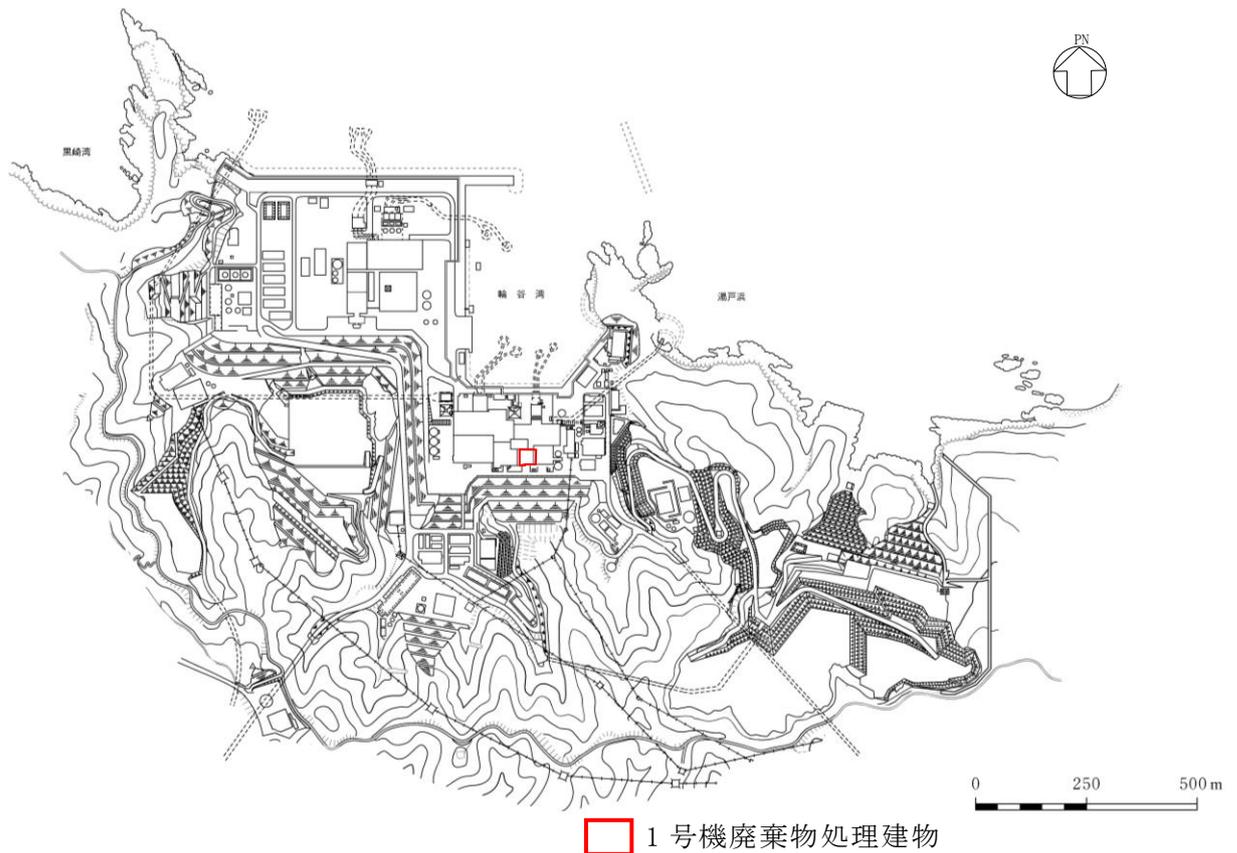


図2-1 1号機廃棄物処理建物の設置位置

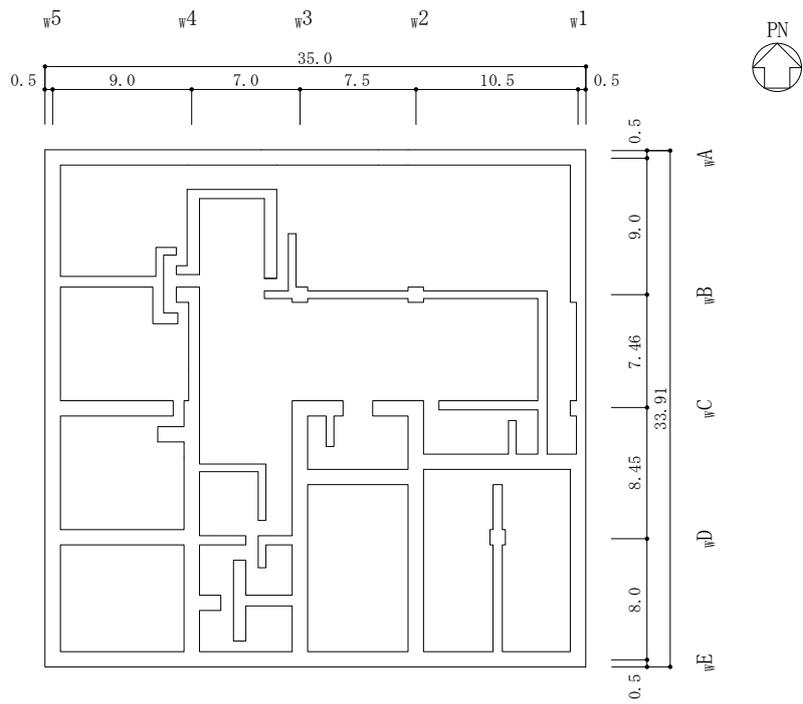
2.2 構造概要

1号機廃棄物処理建物は、地上3階、地下1階建の鉄筋コンクリート造の建物であり、隣接する制御室建物及び廃棄物処理建物と構造的に分離している。1号機廃棄物処理建物の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に、1号機廃棄物処理建物と制御室建物のクリアランスを図2-5に、1号機廃棄物処理建物と廃棄物処理建物のクリアランスを図2-6に示す。

1号機廃棄物処理建物の平面は、33.91m* (NS) × 35.0m* (EW) であり、基礎スラブ底面からの高さは24.0mである。

1号機廃棄物処理建物の基礎は厚さ1.5mのべた基礎で、岩盤に直接設置している。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。



(単位:m)

図 2-2 1号機廃棄物処理建物の概略平面図 (EL 6.5m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

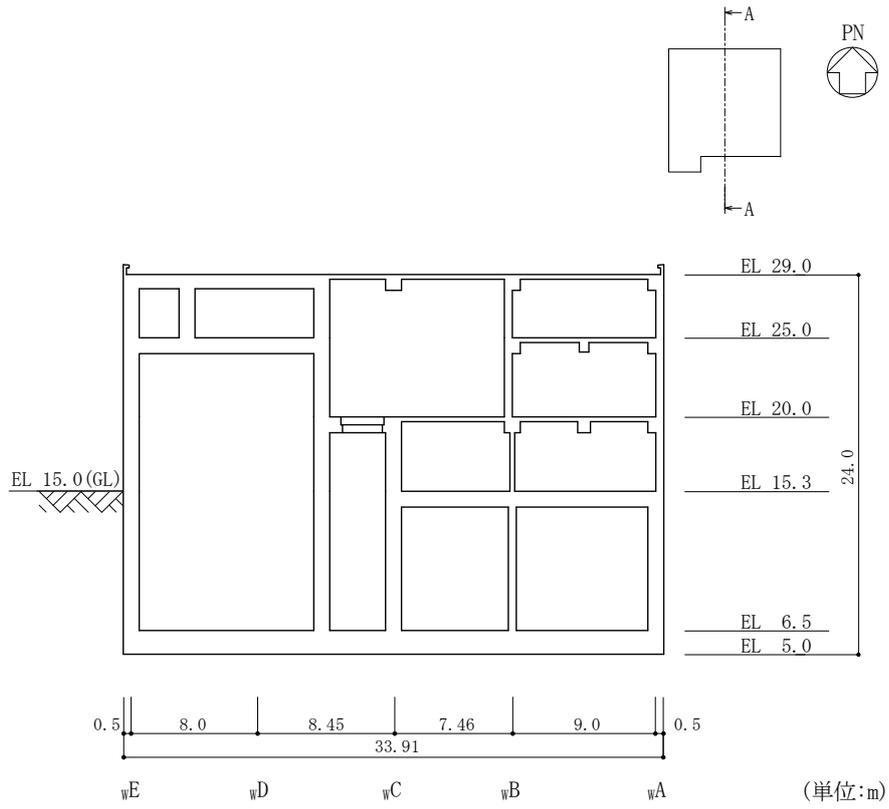


図 2-3(1) 1号機廃棄物処理建物の概略断面図 (A-A断面, N S 方向)

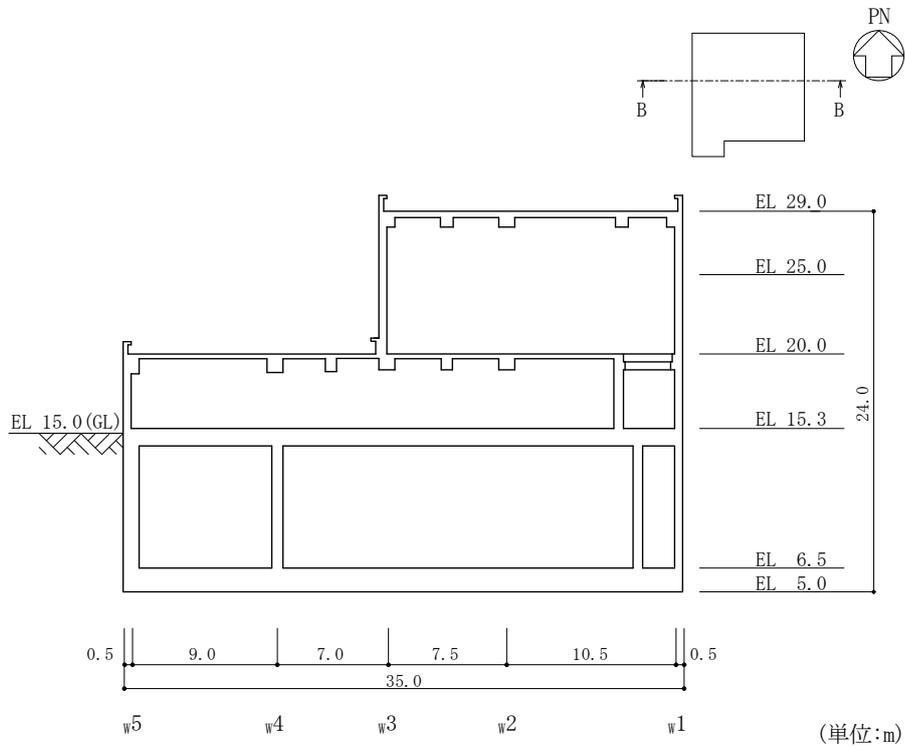


図 2-3(2) 1号機廃棄物処理建物の概略断面図 (B-B断面, E W 方向)

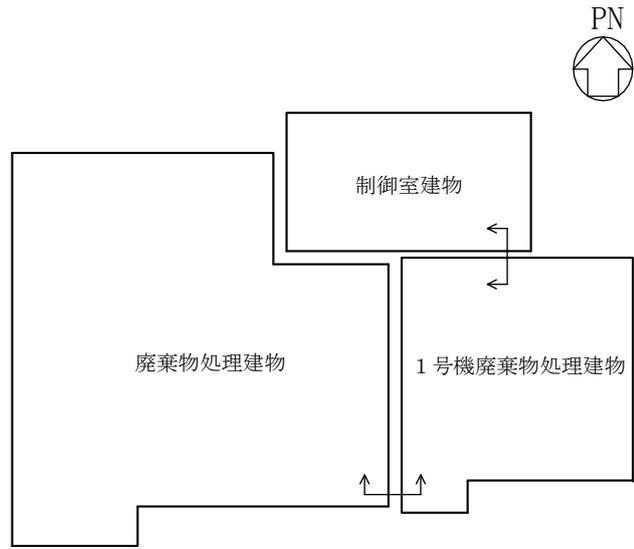


図 2-4 建物配置図

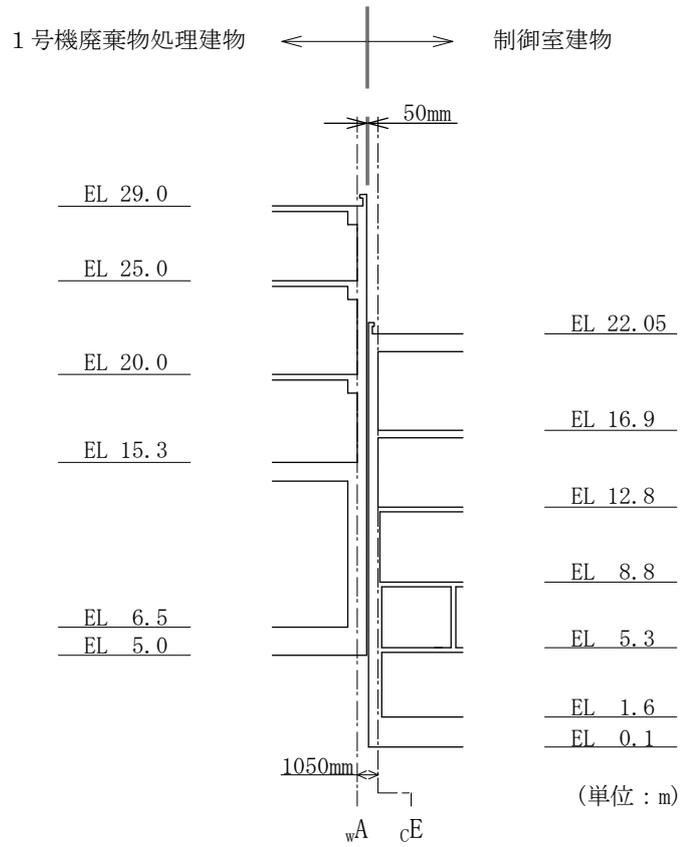


図 2-5 1号機廃棄物処理建物と制御室建物のクリアランス

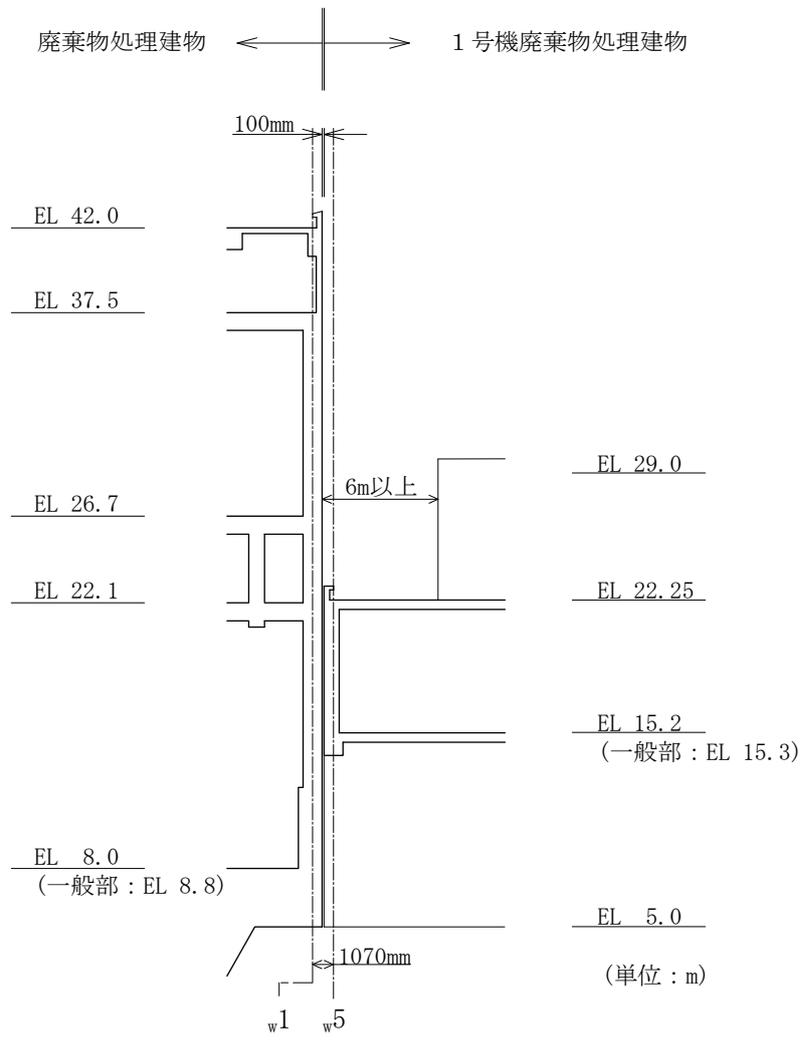


図 2-6 1号機廃棄物処理建物と廃棄物処理建物のクリアランス

2.3 評価方針

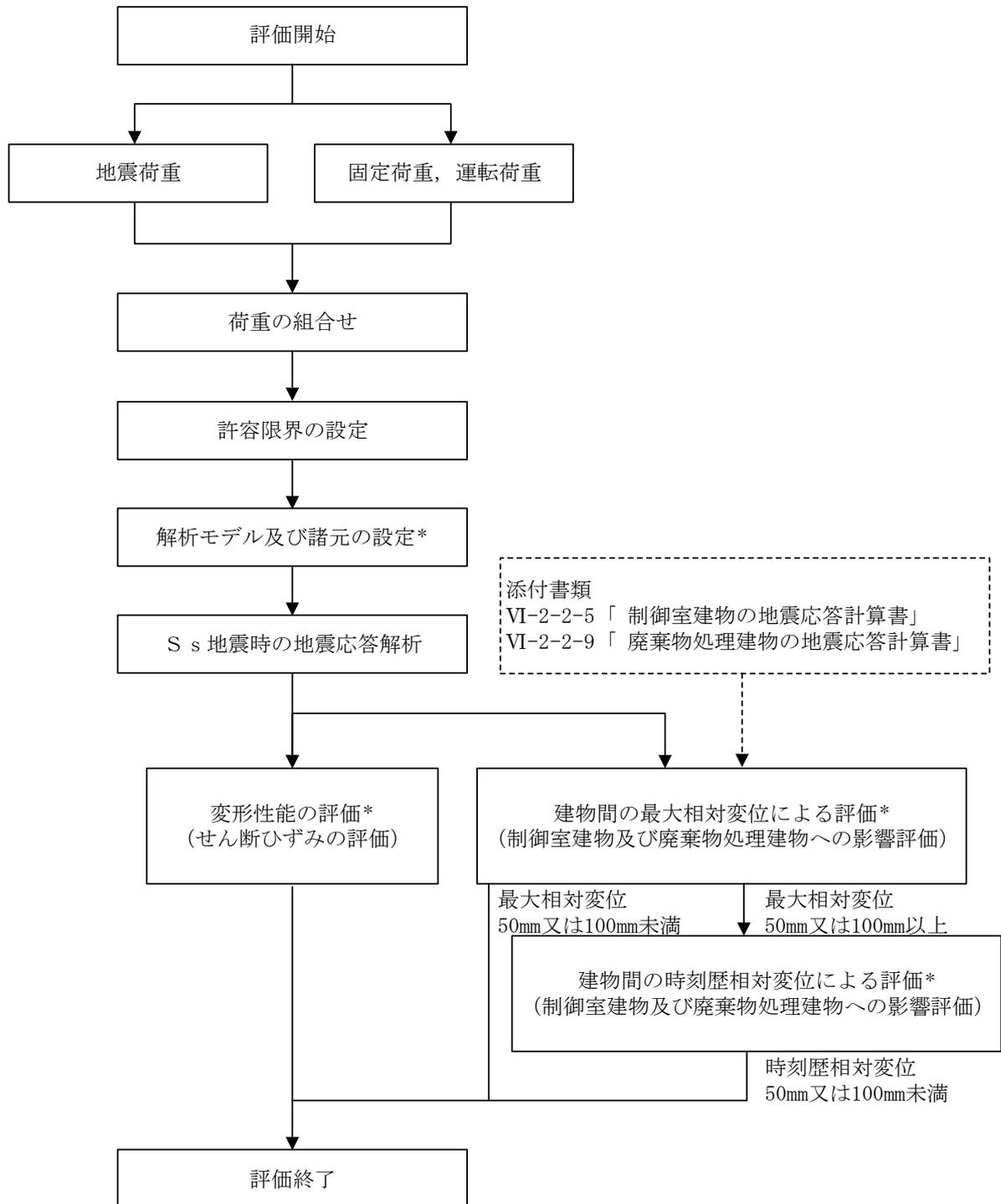
1号機廃棄物処理建物は、制御室建物及び廃棄物処理建物と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

1号機廃棄物処理建物の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。1号機廃棄物処理建物の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。建物間の相対変位による影響では、制御室建物及び廃棄物処理建物との相対変位による評価を行うことで、制御室建物及び廃棄物処理建物への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、1号機廃棄物処理建物の最大応答変位に加えて、VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」及びVI-2-2-9「廃棄物処理建物の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、1号機廃棄物処理建物は、その配置上、制御室建物と接触する可能性が高いNS方向及び廃棄物処理建物と接触する可能性が高いEW方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、1号機廃棄物処理建物では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図2-7に波及的影響の評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-7 1号機廃棄物処理建物の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

1号機廃棄物処理建物の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

1号機廃棄物処理建物の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社）日本電気協会」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

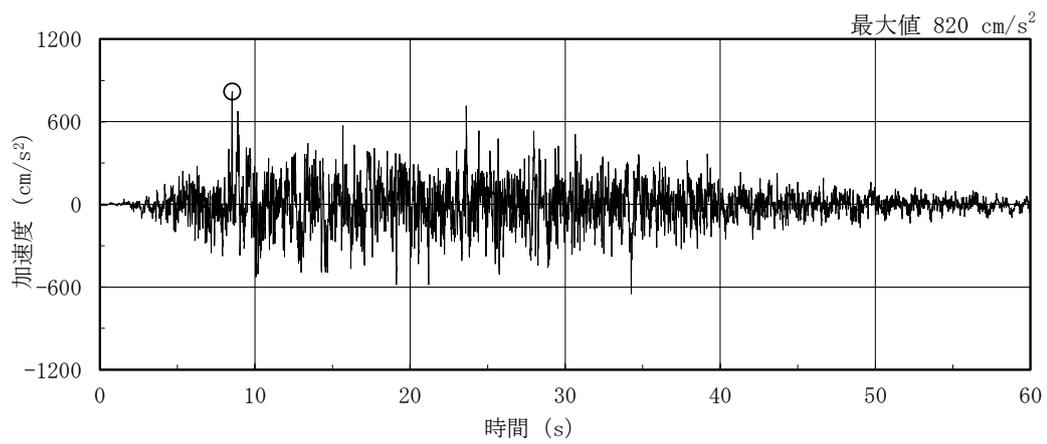
制御室建物及び廃棄物処理建物との相対変位による評価では、1号機廃棄物処理建物とそれぞれの建物の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建物間のクリアランスの大小関係により、隣接する制御室建物及び廃棄物処理建物への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、1号機廃棄物処理建物とそれぞれの建物の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

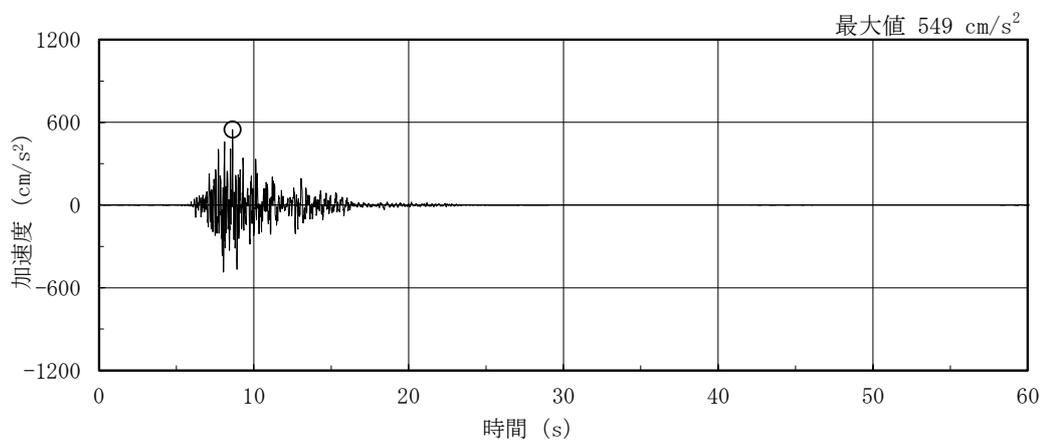
3.2 設計に用いる地震波

1号機廃棄物処理建物の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である制御室建物及び廃棄物処理建物の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

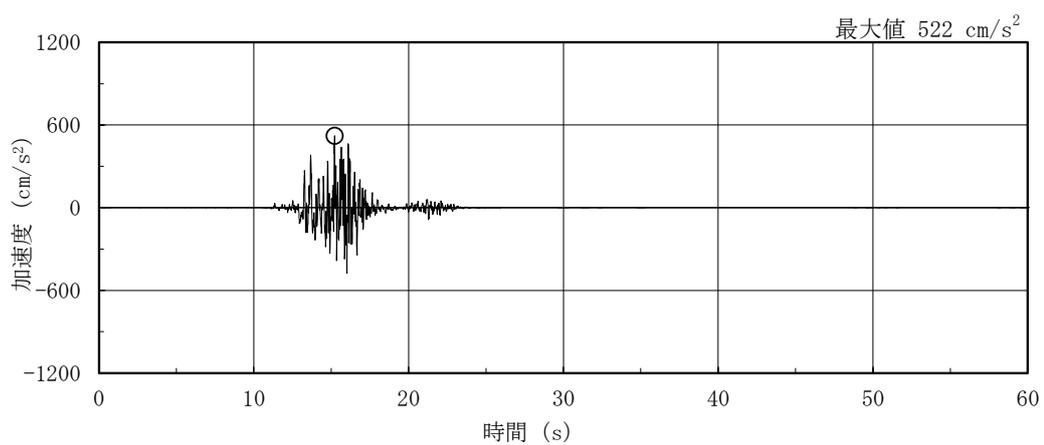
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-3に示す。



(a) S s - D

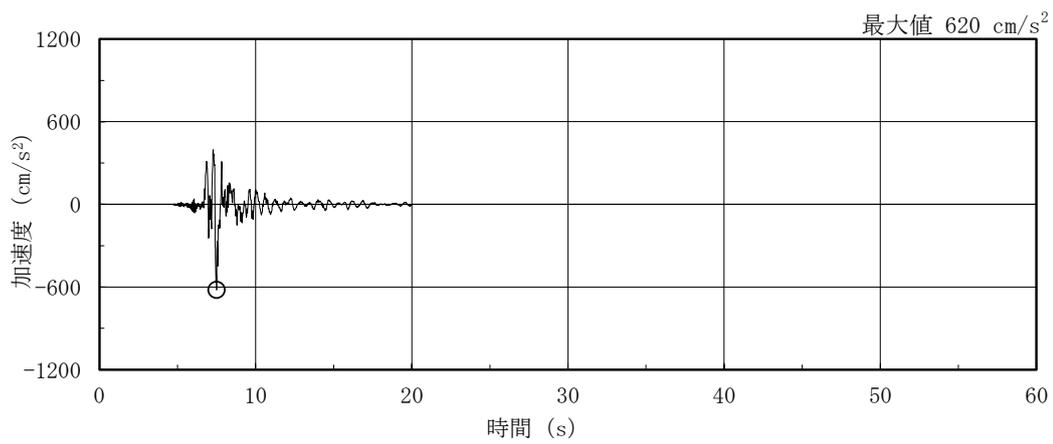


(b) S s - F 1

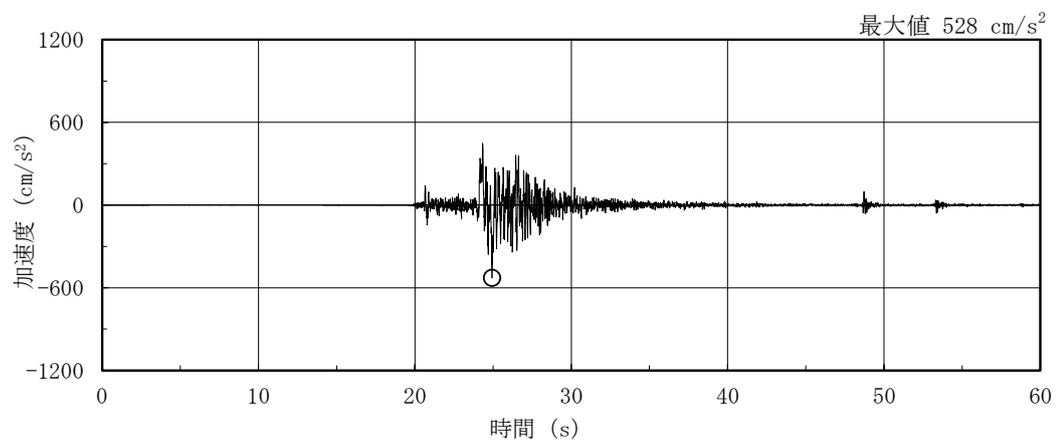


(c) S s - F 2

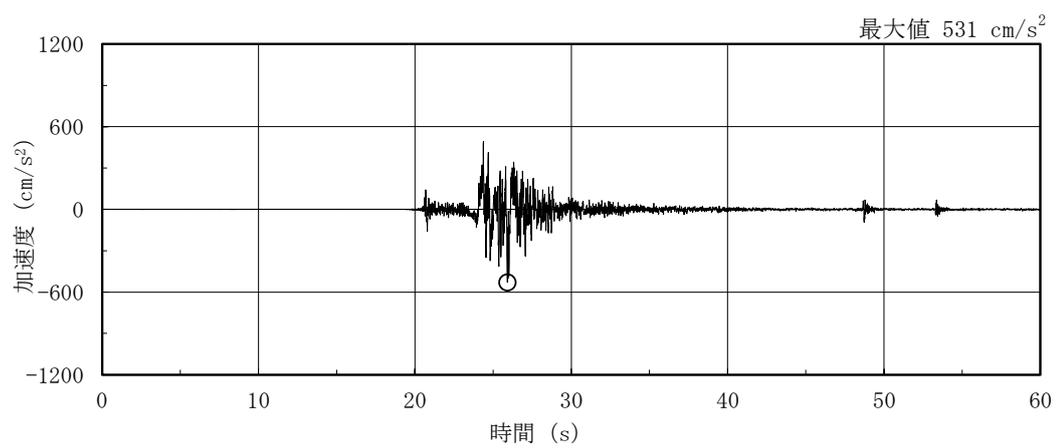
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

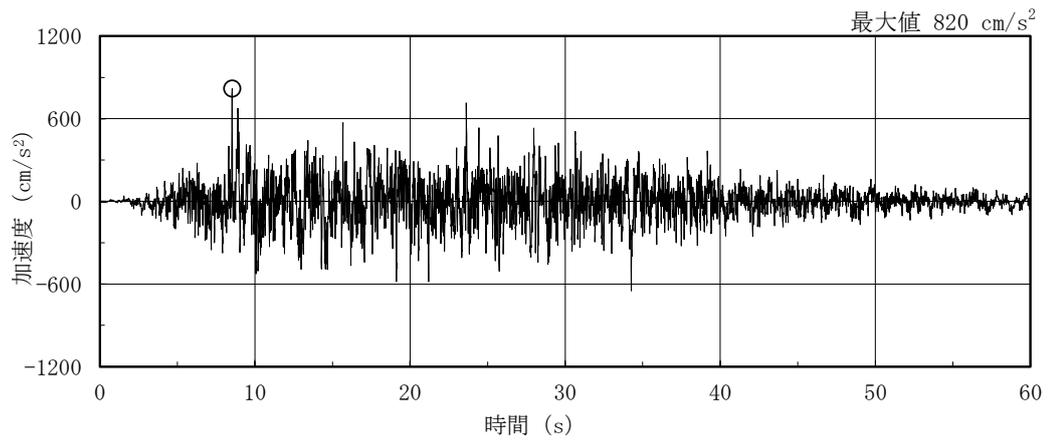


(e) S s - N 2 N S

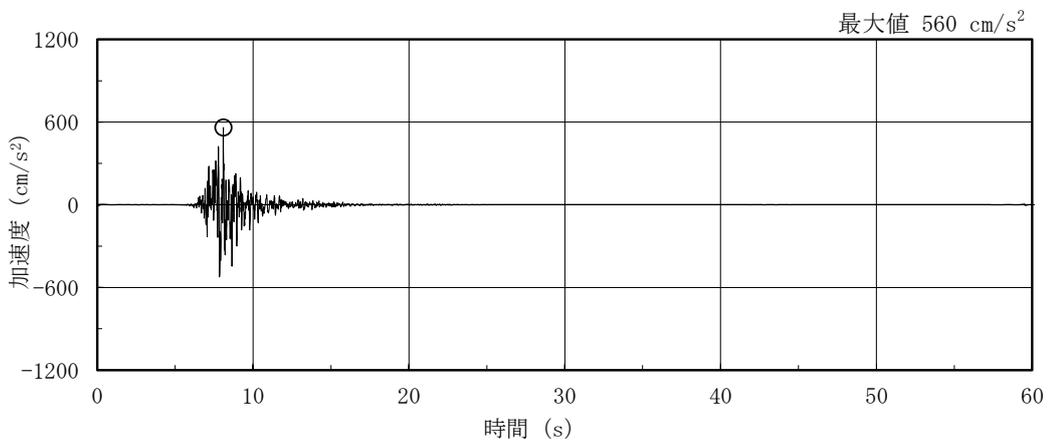


(f) S s - N 2 E W

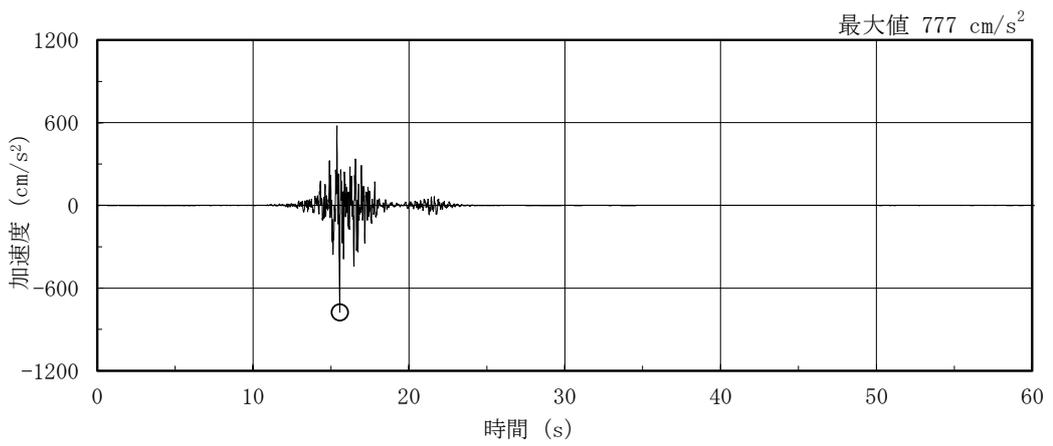
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

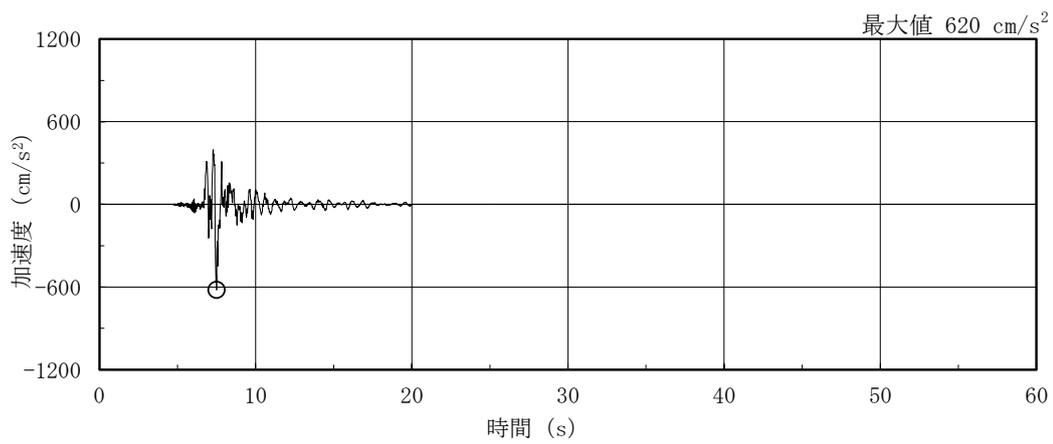


(b) S s - F 1

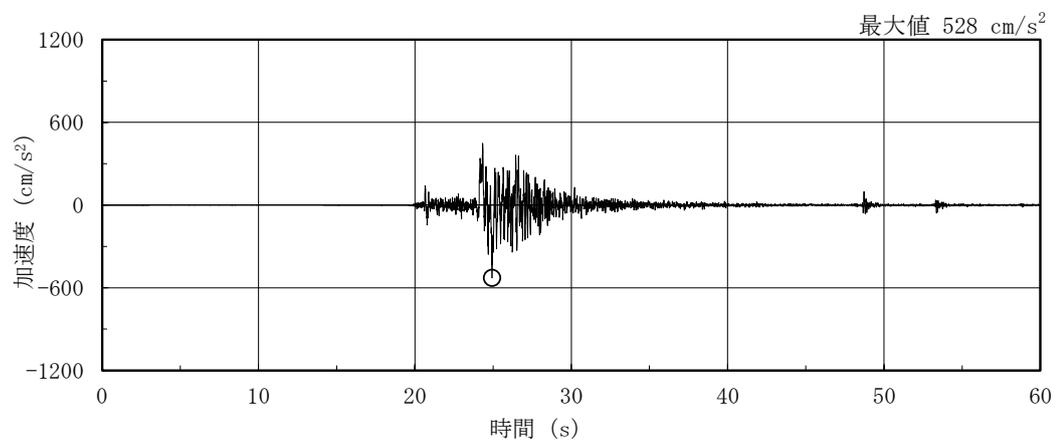


(c) S s - F 2

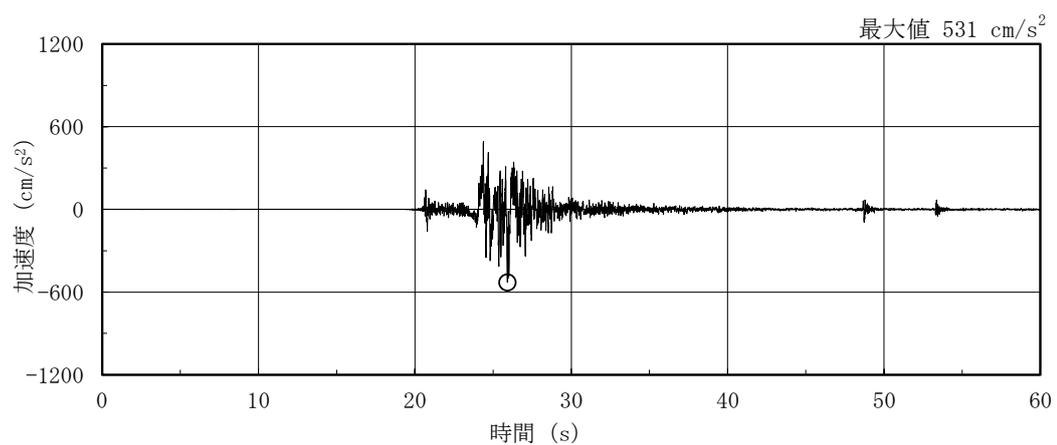
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1

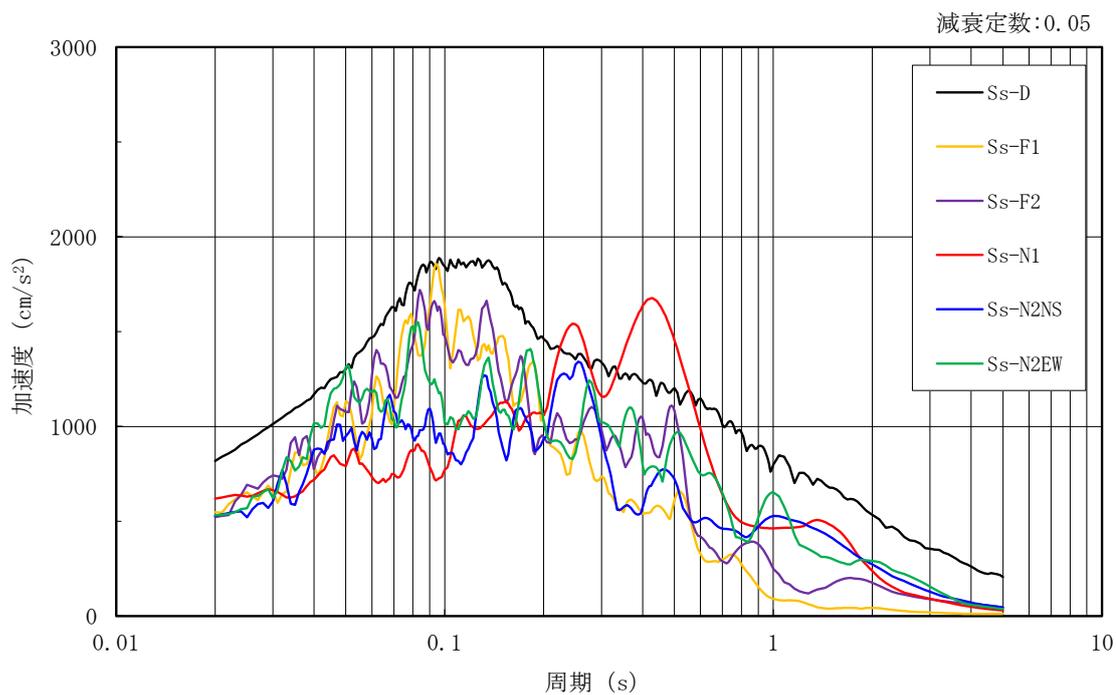


(e) S s - N 2 N S

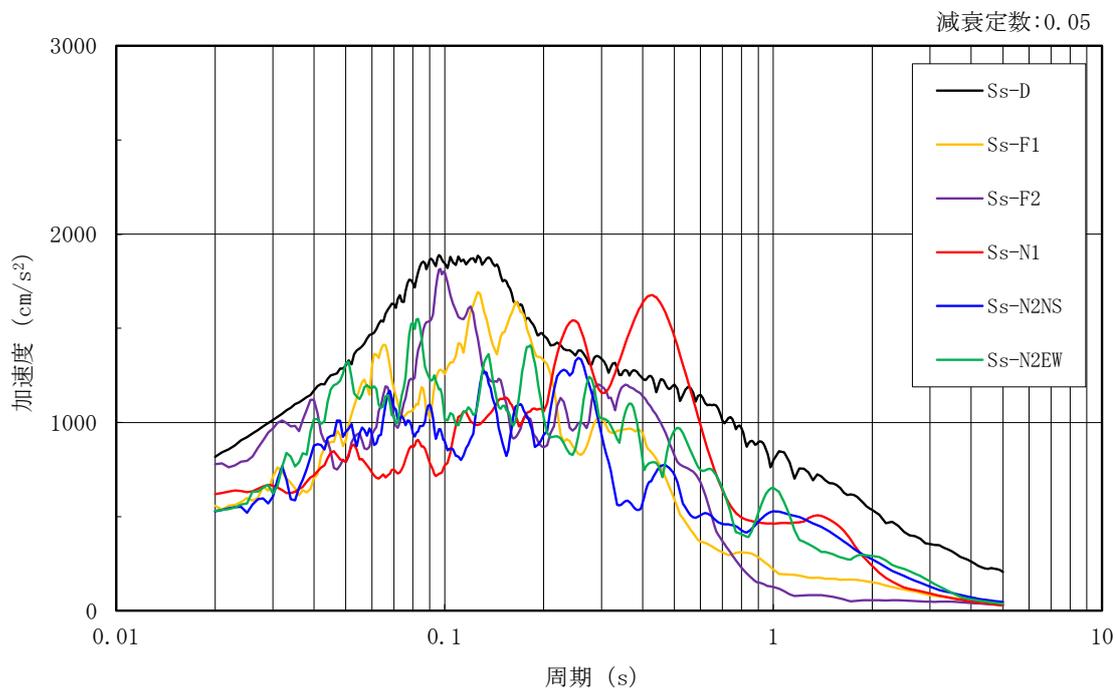


(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

1号機廃棄物処理建物の制御室建物及び廃棄物処理建物に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2及び表3-3のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
制御室建物及び廃棄物処理建物に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		1号機廃棄物処理建物及び制御室建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 50mm
		1号機廃棄物処理建物及び廃棄物処理建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 100mm

注記*：最大相対変位が許容限界を超過する場合には、1号機廃棄物処理建物とそれぞれの建物の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

表 3-3 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
制御室建物及び廃棄物処理建物に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		1号機廃棄物処理建物及び制御室建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 50mm
		1号機廃棄物処理建物及び廃棄物処理建物	建物間の最大相対変位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*	相対変位 100mm

注記*：最大相対変位が許容限界を超過する場合には、1号機廃棄物処理建物とそれぞれの建物の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-4に示す。

表3-4 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/mm ²) (Fc=225 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.20×10 ⁴	9.18×10 ³	5	—

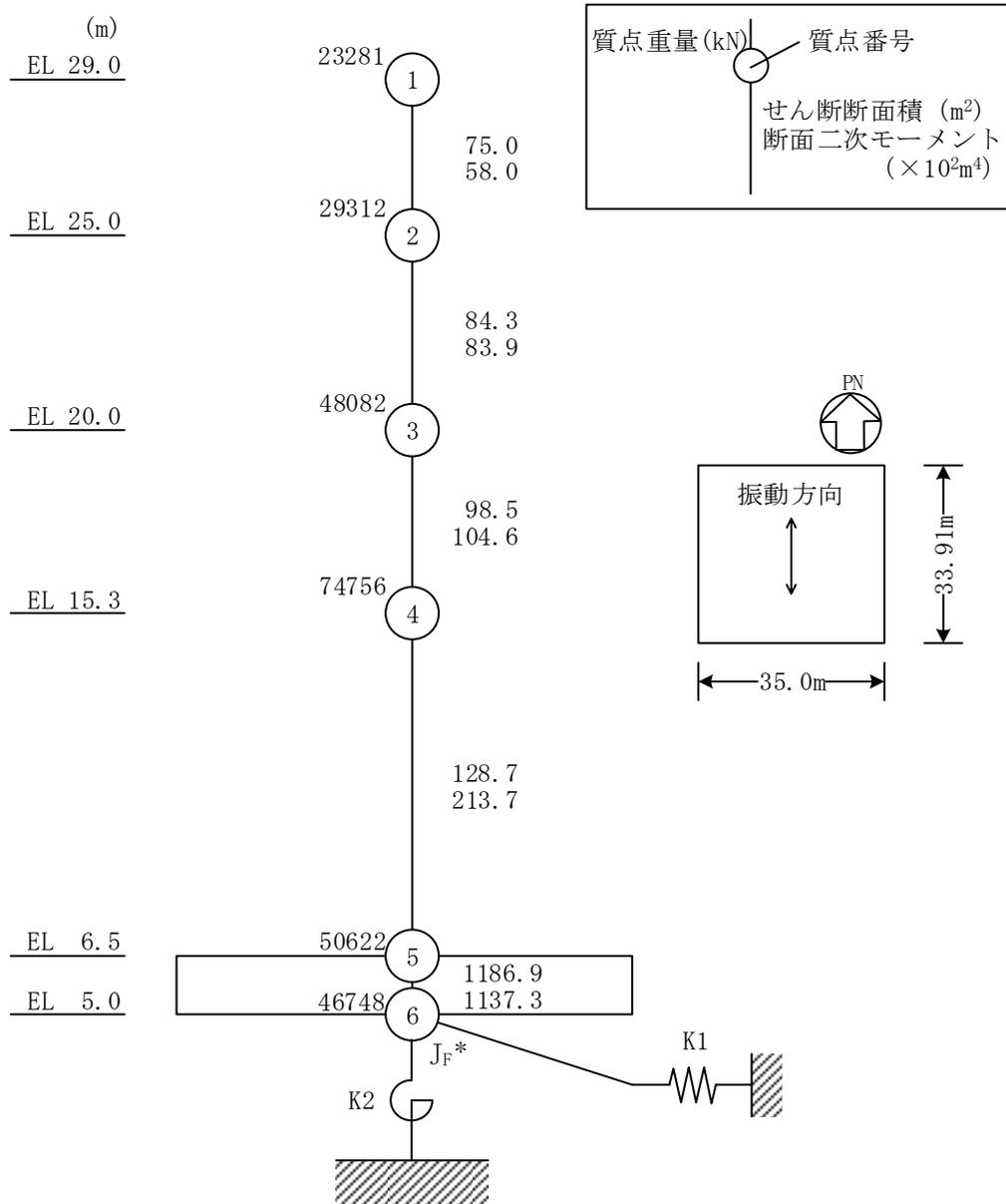
地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、N S方向及びE W方向それぞれについて行っている。

地震応答解析モデルを図 3-4 に示す。

基礎底面の地盤ばねについては、「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。）により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねに基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮したモデル及び誘発上下動を考慮したモデルによる地震応答解析に基づく接地率が適用範囲を満足しないことから、基礎底面のロッキング地盤ばねには、建物基礎底面と地盤の間の付着力 0.40N/mm^2 を考慮し、線形とする。地盤ばねの定数化の概要を図 3-5 に、地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-5 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「A D M I T H F」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

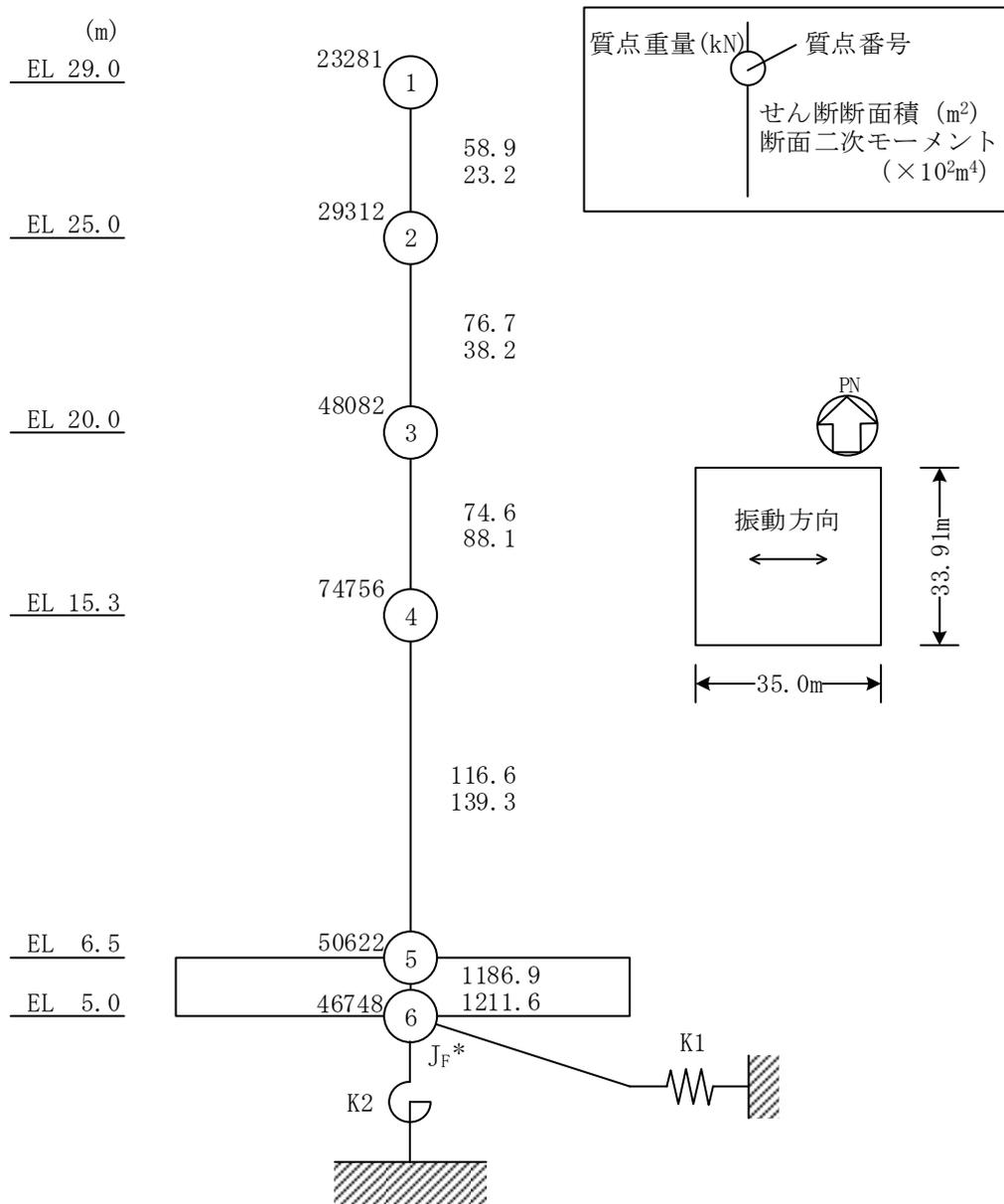
入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面以深の地盤を 1 次元地盤としてモデル化し、一次元波動論に基づく評価により、EL-215m の入射波を算定する。算定した EL-215m の入射波を建物位置での地盤をモデル化した 1 次元地盤に入力して一次元波動論に基づく評価を行い、建物基礎底面での地盤応答を評価して入力地震動とする。地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 3-6 に示す。表 3-6 に示す地盤物性値のうち、表層①-1 については、地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値とする。また、建物基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図 3-6 に、1 次元地盤モデルを図 3-7 に、基礎底面位置（EL 5.0m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-8 に示す。入力地震動の算定には、解析コード「S H A K E」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



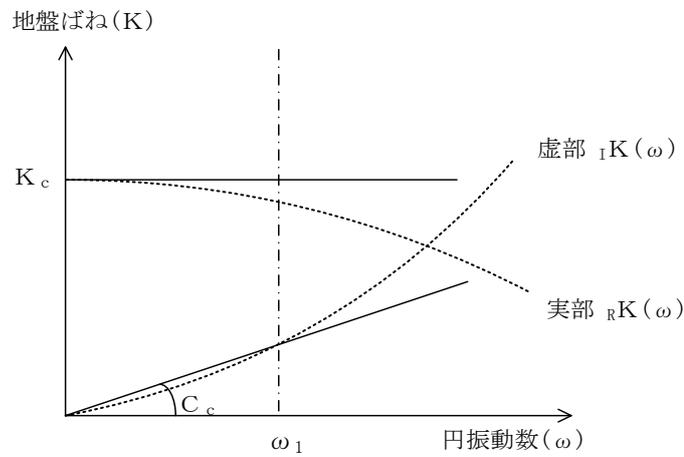
注記* : 回転慣性重量 (28.31 × 10⁶ kN · m²)

図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)



注記* : 回転慣性重量 ($30.02 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$)

図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)



ばね定数 : 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数 : 地盤-建物連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-5 地盤ばねの定数化の概要

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数

(a) NS 方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	5.99×10^8 (kN/m)	3.90×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	1.84×10^{11} (kN・m/rad)	1.77×10^8 (kN・m・s/rad)

(b) EW 方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	5.98×10^8 (kN/m)	3.87×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	1.92×10^{11} (kN・m/rad)	1.70×10^8 (kN・m・s/rad)

表 3-6 1号機廃棄物処理建物の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

層番号	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
表層①-1	127*	422*	20.7	0.45	0.341*	8*
岩盤③	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
岩盤④	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
岩盤⑤	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
岩盤⑥	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値

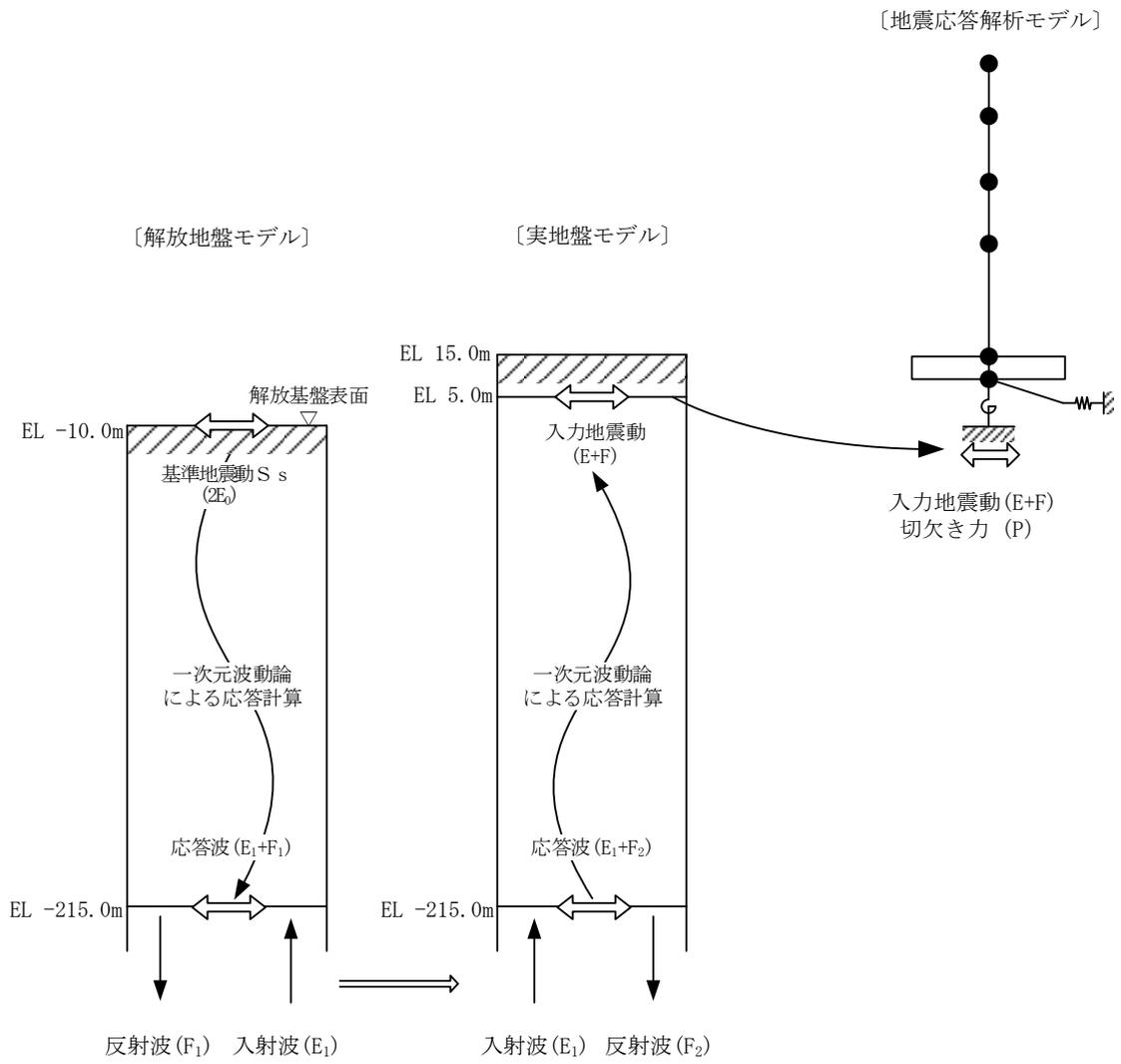


図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

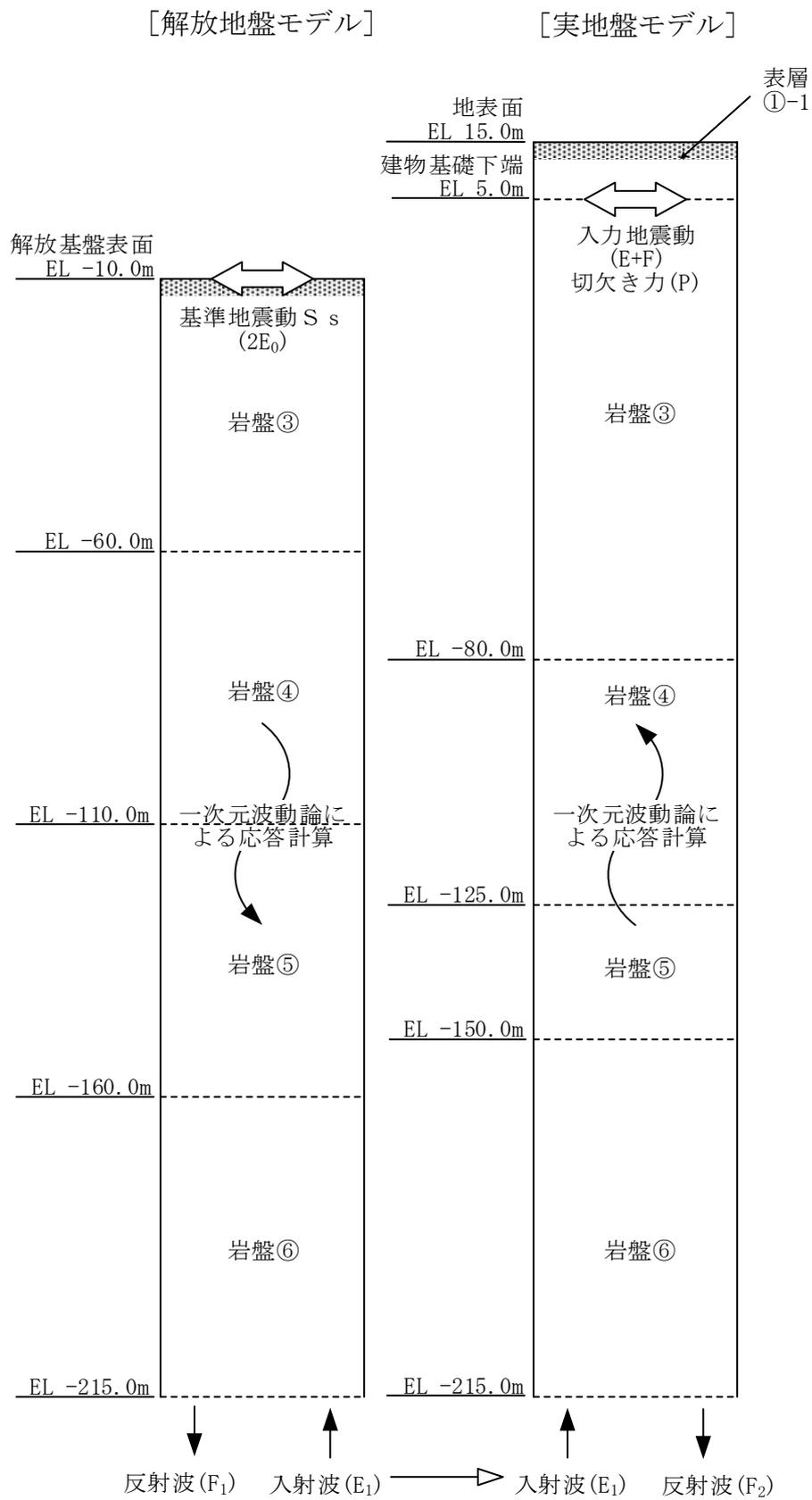


図 3-7 1次元地盤モデル

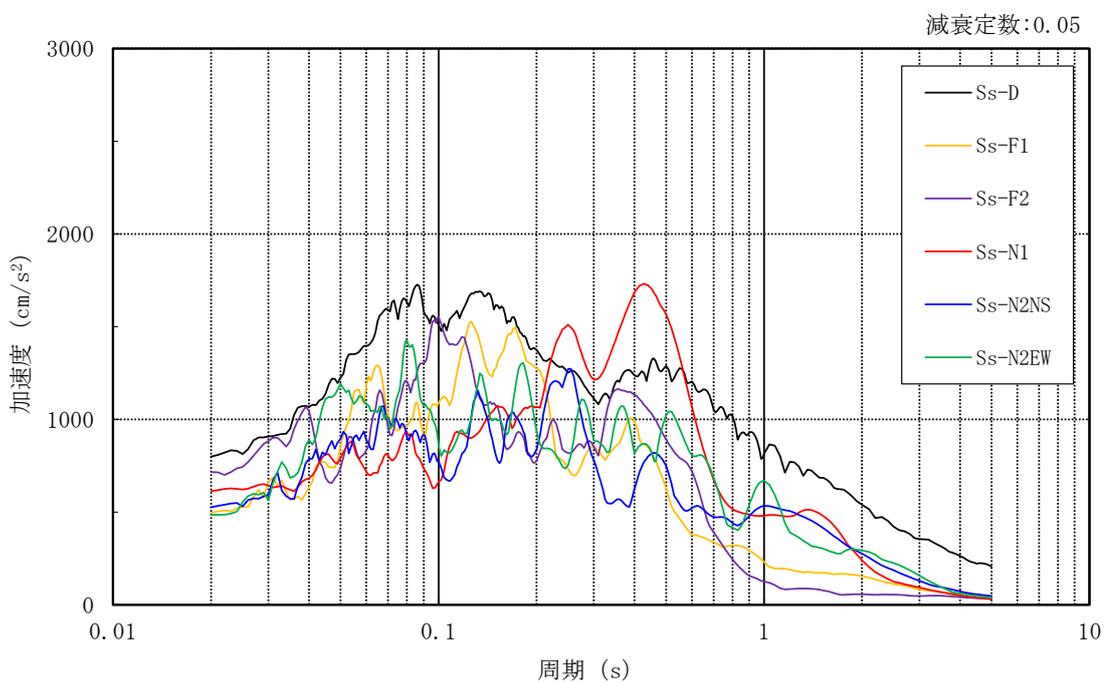
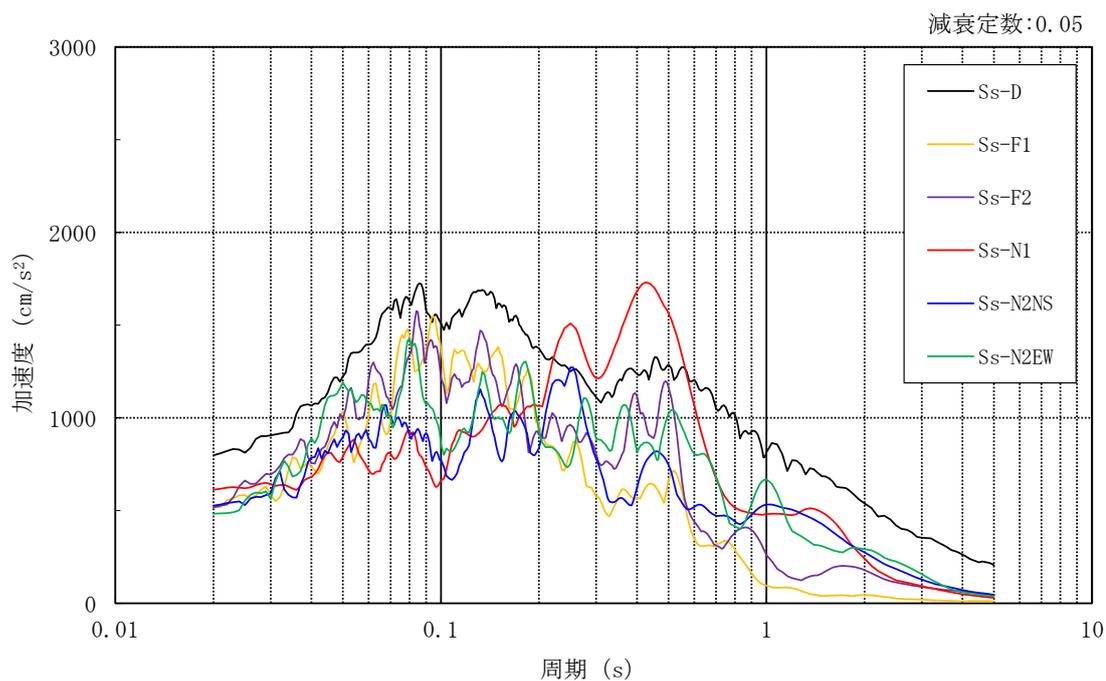


図 3-8 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , EL 5.0m)

3.5.2 解析方法

1号機廃棄物処理建物の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。

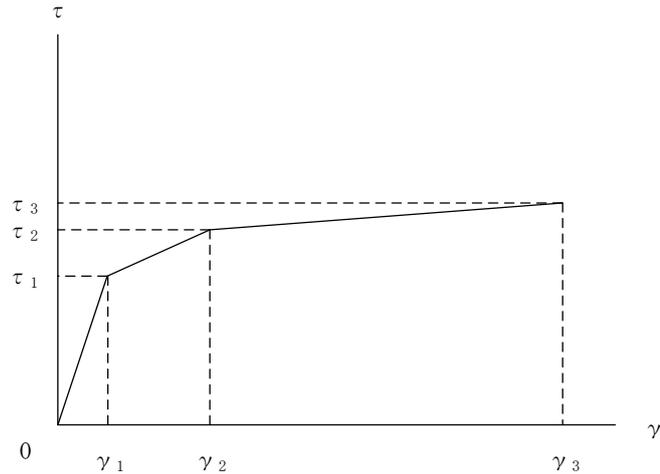
建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-9 に示す。

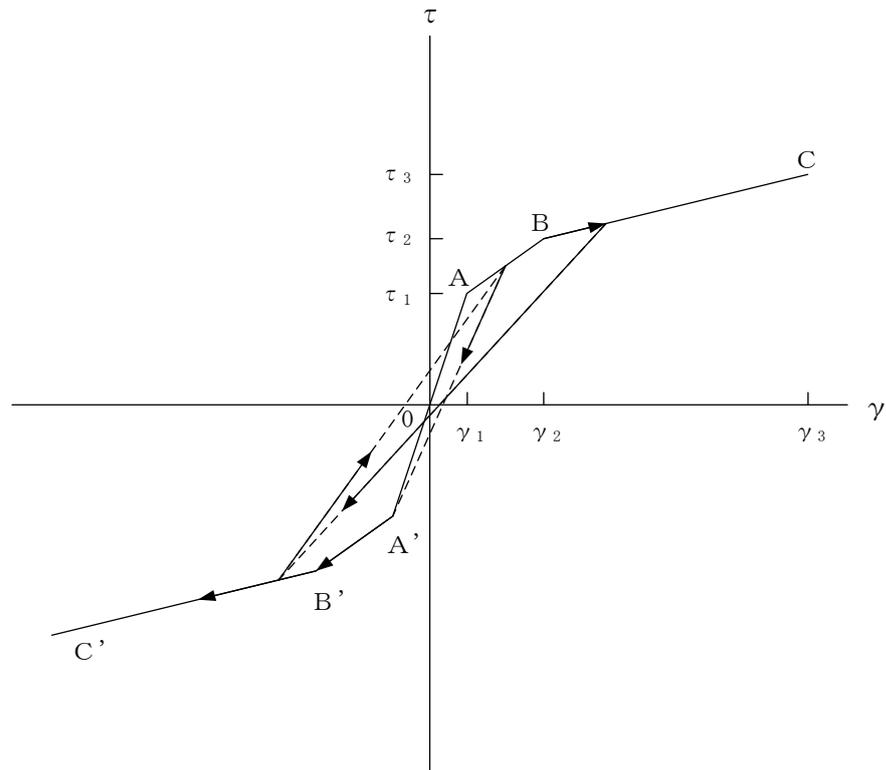


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-9 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-10 に示す。

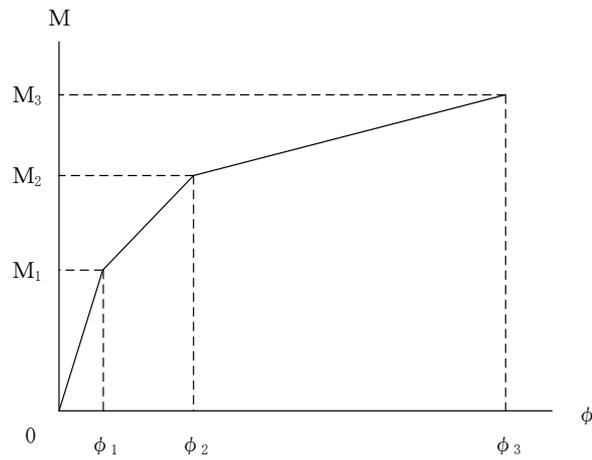


- 0-A 間 : 弾性範囲
- A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- B-C 間 : 負側最大点指向
- 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- 安定ループは面積を持たない。

図 3-10 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-11 に示す。

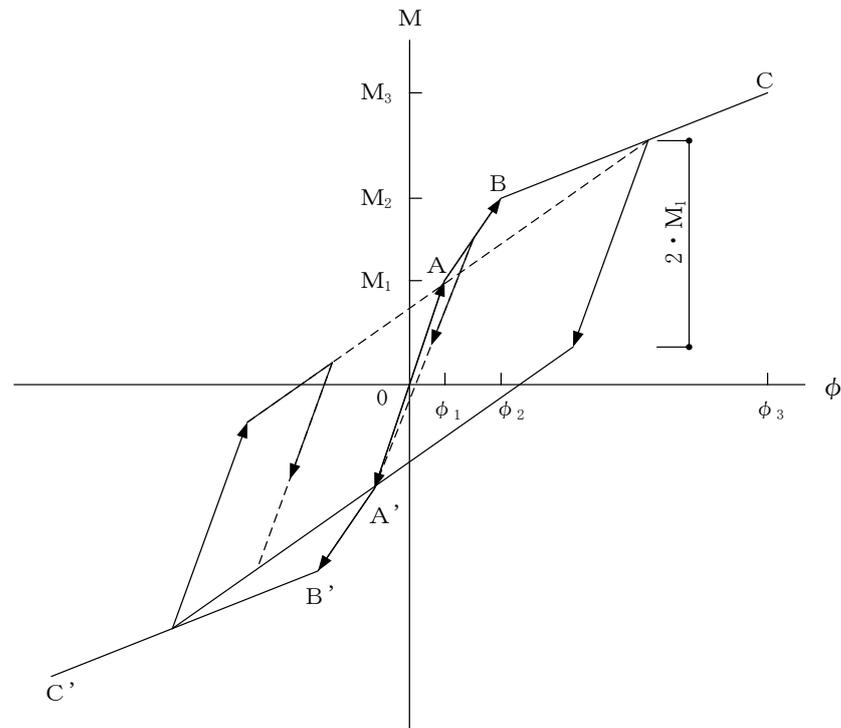


- M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント
 M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント
 M_3 : 終局点の曲げモーメント
 ϕ_1 : 第 1 折点の曲率
 ϕ_2 : 第 2 折点の曲率
 ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-11 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-12 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を超えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を超えていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-12 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

1号機廃棄物処理建物の各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表3-7～表3-10に示す。

表 3-7 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (N S 方向)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.0~25.0	1.34	1.81	3.74	0.146	0.508	4.00
25.0~20.0	1.36	1.84	3.59	0.149	0.533	4.00
20.0~15.3	1.76	2.37	4.24	0.191	0.563	4.00
15.3~6.5	1.75	2.36	3.77	0.191	0.581	4.00

表 3-8 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W 方向)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.0~25.0	1.44	1.94	3.95	0.157	0.506	4.00
25.0~20.0	1.63	2.21	4.09	0.178	0.533	4.00
20.0~15.3	1.81	2.44	4.36	0.197	0.563	4.00
15.3~6.5	2.03	2.75	4.36	0.222	0.581	4.00

表 3-9 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (N S 方向)

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
29.0~25.0	0.769	0.852	1.23	6.01	70.7	1410
25.0~20.0	1.08	1.20	1.65	5.86	63.9	1280
20.0~15.3	1.47	1.76	2.30	6.36	73.2	1470
15.3~6.5	2.73	3.03	3.78	5.80	67.8	1350

表 3-10 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

EL (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
29.0~25.0	0.412	0.500	0.731	8.05	87.3	1750
25.0~20.0	0.598	0.760	1.09	7.10	90.6	1810
20.0~15.3	1.10	1.35	1.78	5.67	64.2	1280
15.3~6.5	2.10	2.50	3.23	6.83	68.5	1360

3.5.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤物性の不確かさ検討にあたっては、S波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。なお、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-11に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値を表3-12に示す。

表3-11 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース2 (地盤物性 $+\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $+\sigma$ (+10%, +20%)*	
ケース3 (地盤物性 $-\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $-\sigma$ (-10%, -20%)*	
ケース4 (積雪)	設計基準強度	標準地盤	積雪荷重との 組合せを考慮

注記*：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤のS波速度 V_s の不確かさを設定する。

表 3-12 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値

層番号	地盤の S 波速度 V_s (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層①-1	127	153	102
岩盤③	1600	1760	1440
岩盤④	1950	2145	1755
岩盤⑤	2000	2200	1800
岩盤⑥	2350	2585	2115

3.6 評価方法

1号機廃棄物処理建物の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算定し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.6.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示す1号機廃棄物処理建物の地震応答解析モデルによる解析結果とVI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」及びVI-2-2-9「廃棄物処理建物の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算定し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算定する際の基準点は、各建物の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算定する。

さらに、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建物の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大応答せん断ひずみは、 0.19×10^{-3} (EL 20.0m ~ EL 15.3m, EW方向, $S_s - D$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.19×10^{-3} (EL 20.0m ~ EL 15.3m, EW方向, ケース 2, $S_s - D$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容限界
N S	0.18 ($S_s - D$)	0.18 ($S_s - D$)	0.18 ($S_s - D$)	0.19 ($S_s - D$)	4.0
E W	0.19 ($S_s - D$)	4.0			

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F 1$, $S_s - F 2$, $S_s - N 1$, $S_s - N 2$ NS 及び $S_s - N 2$ EW に対して実施。

4.2 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する 1 号機廃棄物処理建物及び制御室建物間の最大相対変位を表 4-2 に示す。また、各建物の最大応答変位とクリアランスを図 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大相対変位は、EL 22.05m で 16.99mm ($S_s - D$) である。

材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一のレベルで、17.58mm (ケース 4, $S_s - D$) であり、許容限界 (50mm) を超えないことを確認した。

表 4-2 1 号機廃棄物処理建物と制御室建物の最大相対変位
(NS 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

1 号機廃棄物 処理建物		制御室建物		ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容 限界
質点 番号	EL (m)	質点 番号	EL (m)					
*	22.05	①	22.05	16.99 ($S_s - D$)	17.15 ($S_s - D$)	15.97 ($S_s - D$)	17.58 ($S_s - D$)	50

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2NS$ 及び $S_s - N2EW$ に対して実施。

注記* : 制御室建物の質点① (EL 22.05m) の応答変位に加算する 1 号機廃棄物処理建物の応答変位は、1 号機廃棄物処理建物の上下質点間 (EL 25.0m~EL 20.0m) で線形補間して算定。

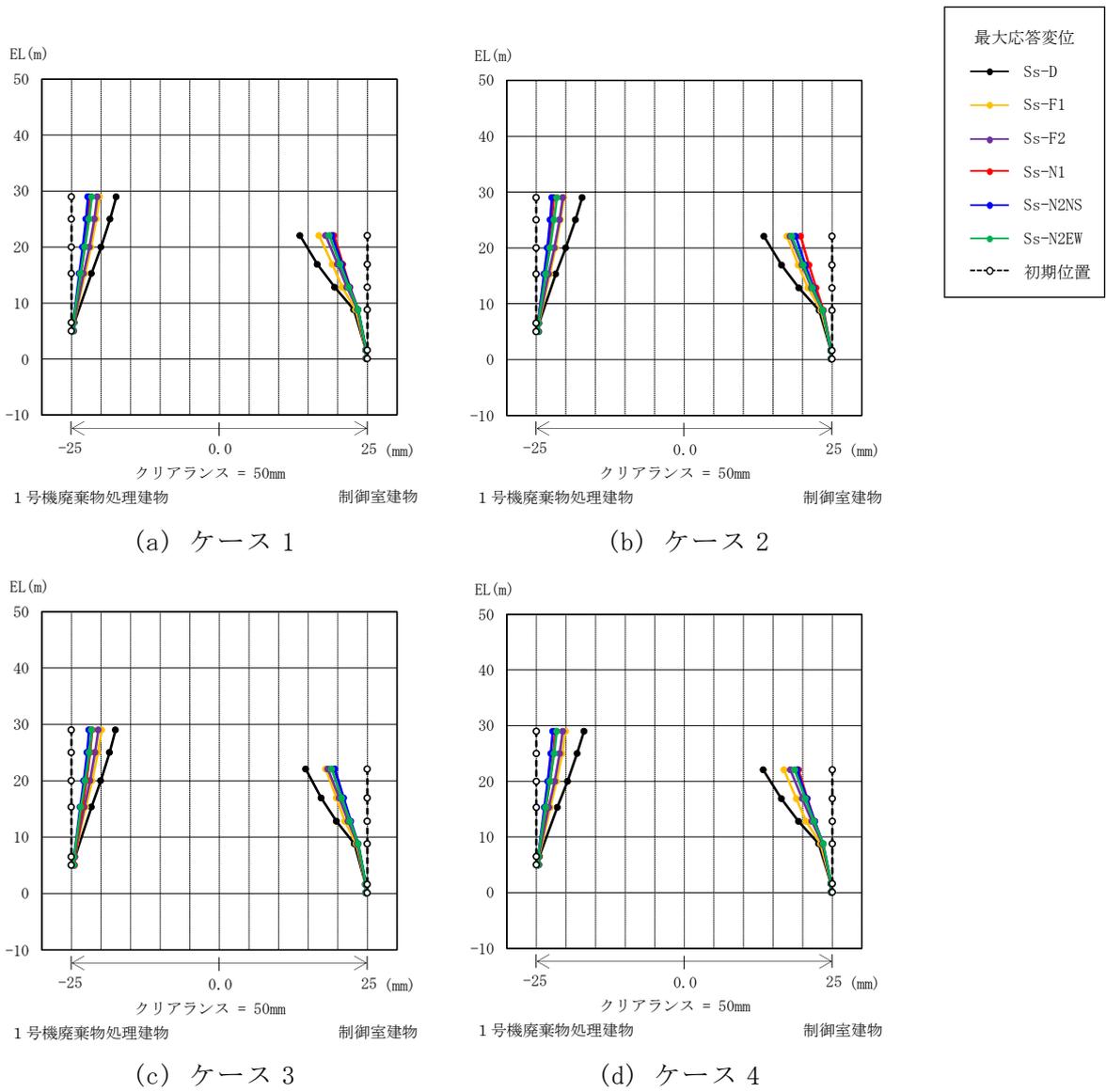


図 4-1 1号機廃棄物処理建物と制御室建物の最大応答変位とクリアランス (NS 方向)

基準地震動 S_s に対する 1 号機廃棄物処理建物及び廃棄物処理建物間の最大相対変位を表 4-3 に示す。また、各建物の最大応答変位とクリアランスを図 4-2 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大相対変位は、EL 22.25m で 21.02mm ($S_s - D$) である。

材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一のレベルで、21.34mm (ケース 4, $S_s - D$) であり、許容限界 (100mm) を超えないことを確認した。

なお、1 号機廃棄物処理建物と廃棄物処理建物間の EL 22.25m から上部においては、クリアランスが十分に大きいため (6m 以上)、評価対象外としている。

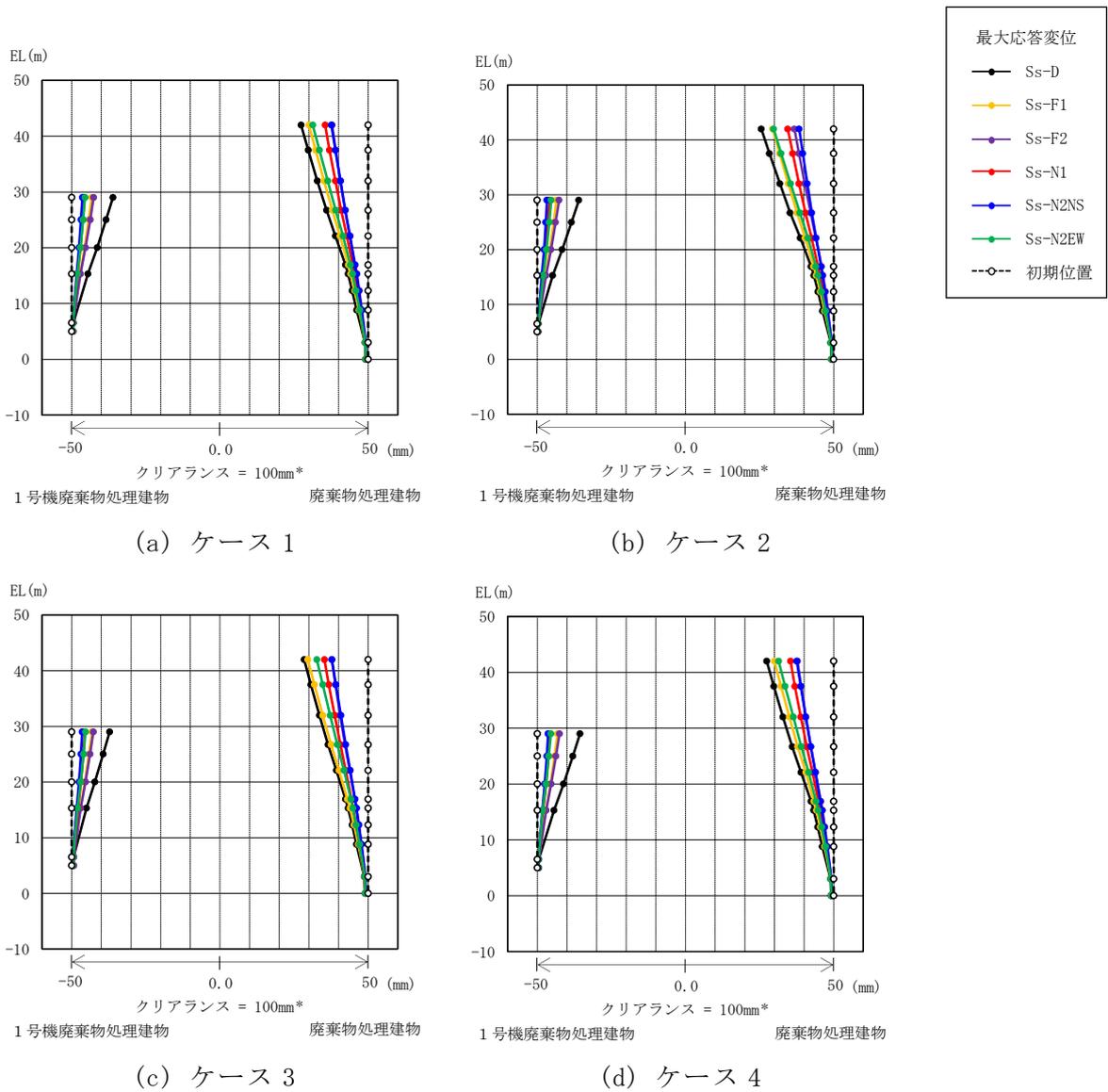
表 4-3 1 号機廃棄物処理建物と廃棄物処理建物の最大相対変位
(EW 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

1 号機廃棄物 処理建物		廃棄物 処理建物		ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容 限界
質点 番号	EL (m)	質点 番号	EL (m)					
*	22.25	*	22.25	21.02 ($S_s - D$)	21.16 ($S_s - D$)	19.86 ($S_s - D$)	21.34 ($S_s - D$)	100

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2NS$ 及び $S_s - N2EW$ に対して実施。

注記* : 1 号機廃棄物処理建物の応答変位は上下質点間 (EL 25.0m~EL 20.0m) で線形補間して算定。また、廃棄物処理建物の応答変位は上下質点間 (EL 26.7m~EL 22.1m) で線形補間して算定。



注記* : EL 22.25m から上部のクリアランスは 6m 以上。

図 4-2 1号機廃棄物処理建物と廃棄物処理建物の最大応答変位とクリアランス (E W方向)

VI-2-11-2-1-4 サイトバンク建物の耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	6
2.4 適用規格・基準等	8
3. 評価方法	9
3.1 評価対象部位及び評価方針	9
3.2 設計に用いる地震波	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ	15
3.4 許容限界	16
3.5 解析方法	17
3.5.1 地震応答解析モデル	17
3.5.2 解析方法	24
3.5.3 建物・構築物の復元力特性	25
3.5.4 地盤の回転ばねの復元力特性	38
3.5.5 誘発上下動を考慮する場合の基礎浮上り評価法	39
3.5.6 材料物性の不確かさ	41
3.6 評価方法	43
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	43
4. 評価結果	44
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	44

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、サイトバンカ建物が防波壁に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、防波壁の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、サイトバンカ建物の構造物全体としての変形性能の評価を実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

サイトバンカ建物の設置位置を図2-1に示す。

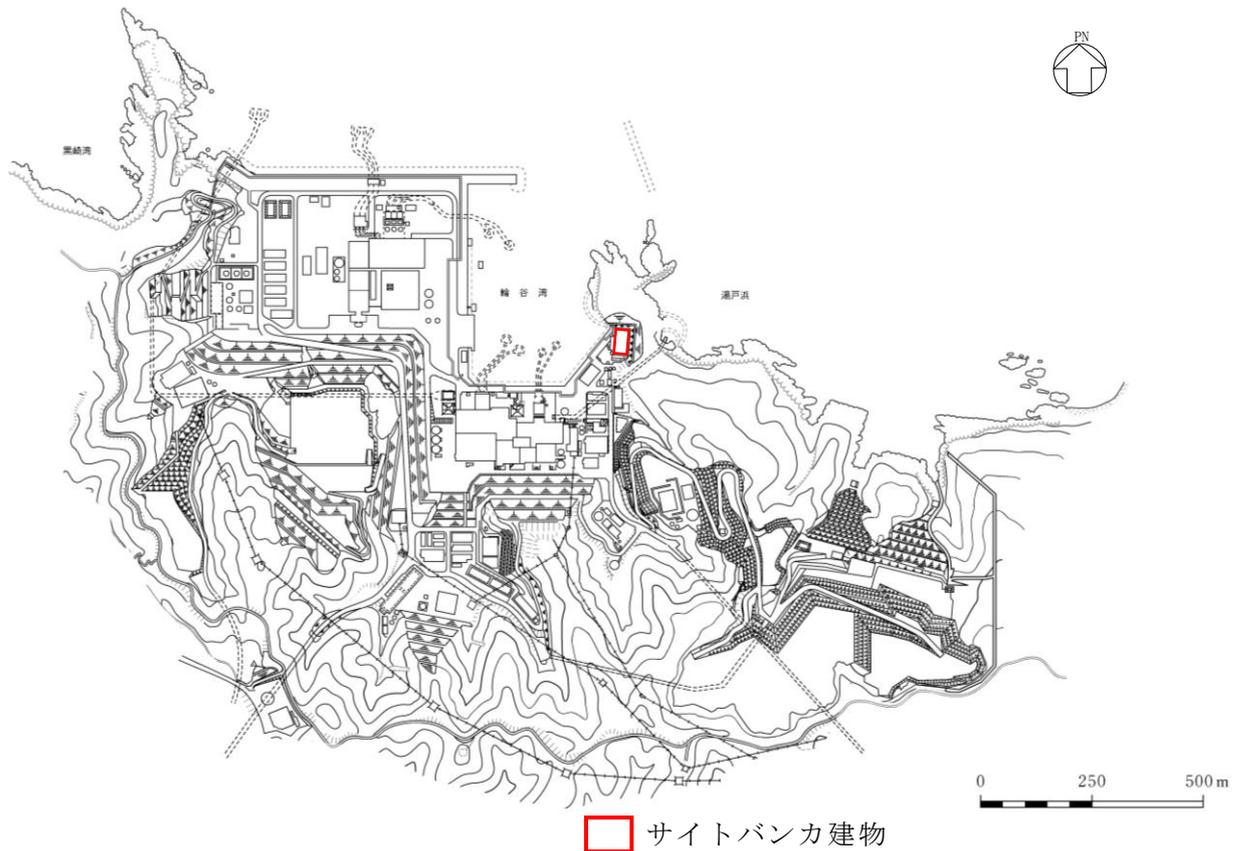


図2-1 サイトバンカ建物の設置位置

2.2 構造概要

サイトバンカ建物は、3階建の鉄筋コンクリート造の建物である。サイトバンカ建物の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に示す。

サイトバンカ建物の平面は、60.0m*（NS）×30.0m*（EW）であり、基礎スラブ底面からの高さは29.975mである。

サイトバンカ建物の基礎は厚さ1.5m～2.5mのべた基礎で、岩盤に直接設置している。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。

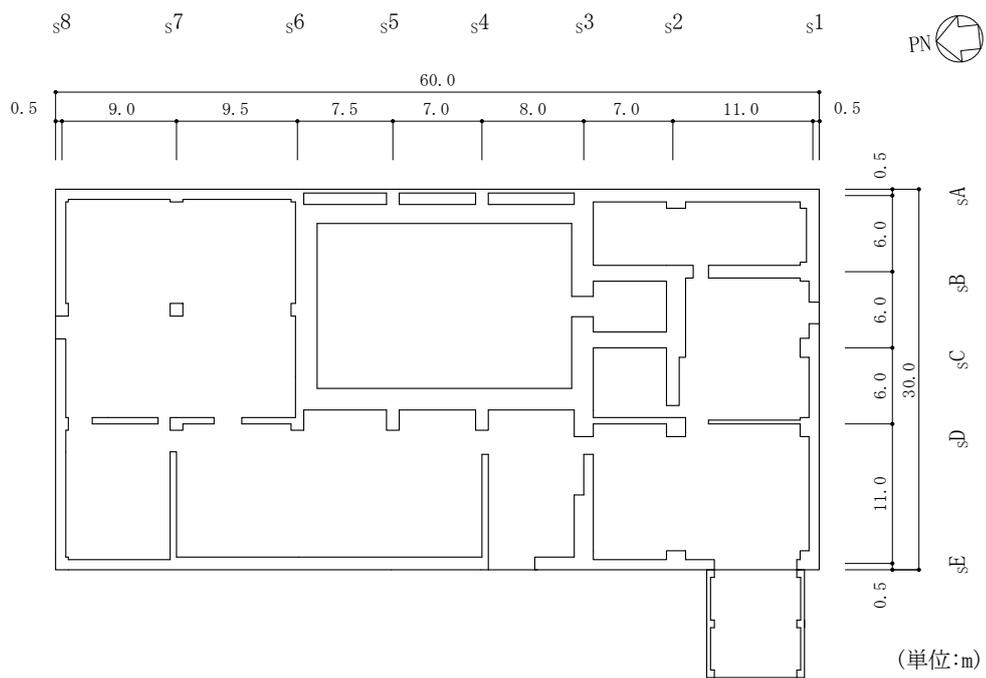


図 2-2 サイトバンカ建物の概略平面図 (EL 8.8m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

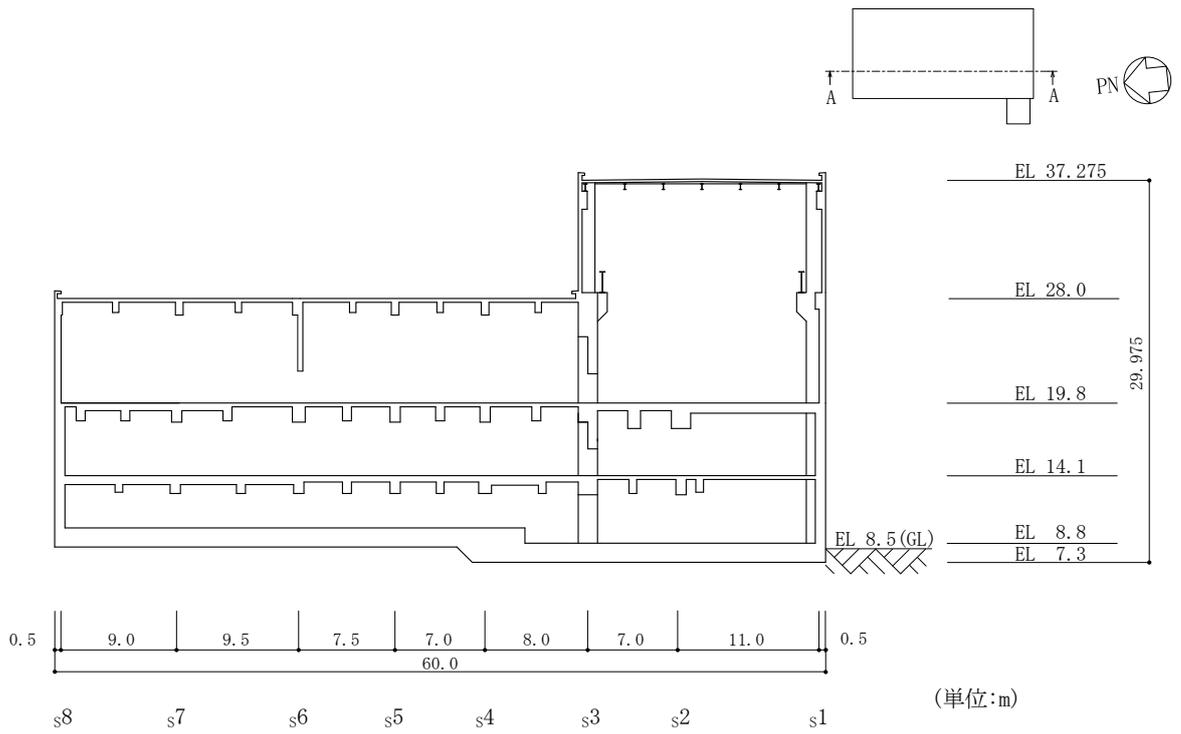


図 2-3(1) サイトバンカ建物の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)

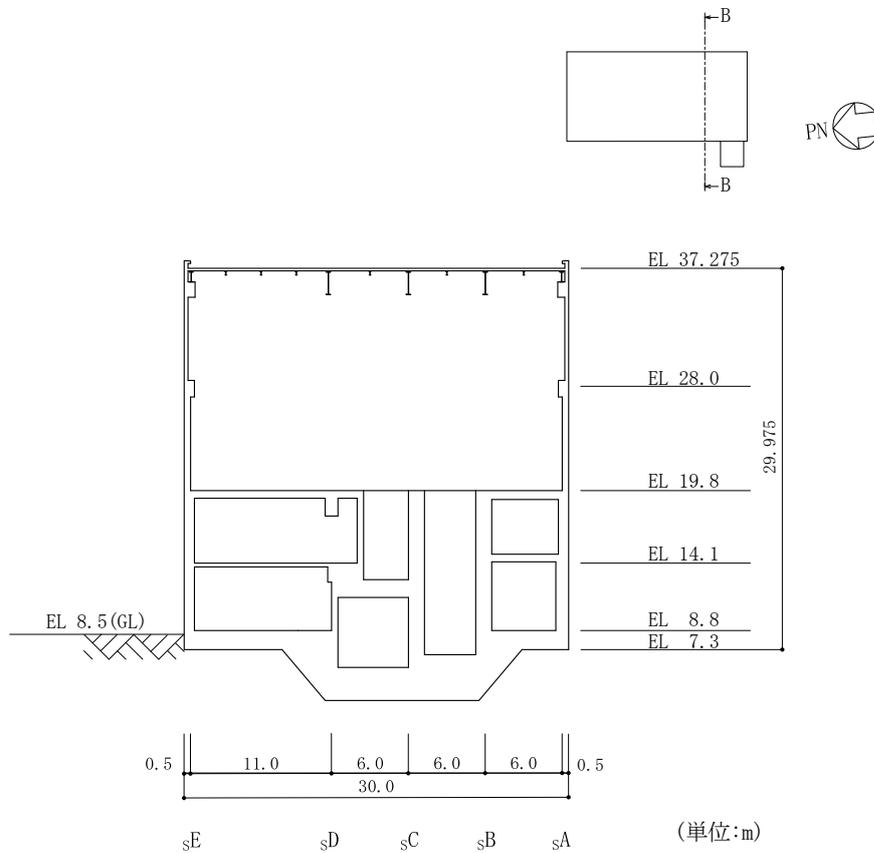


図 2-3(2) サイトバンカ建物の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

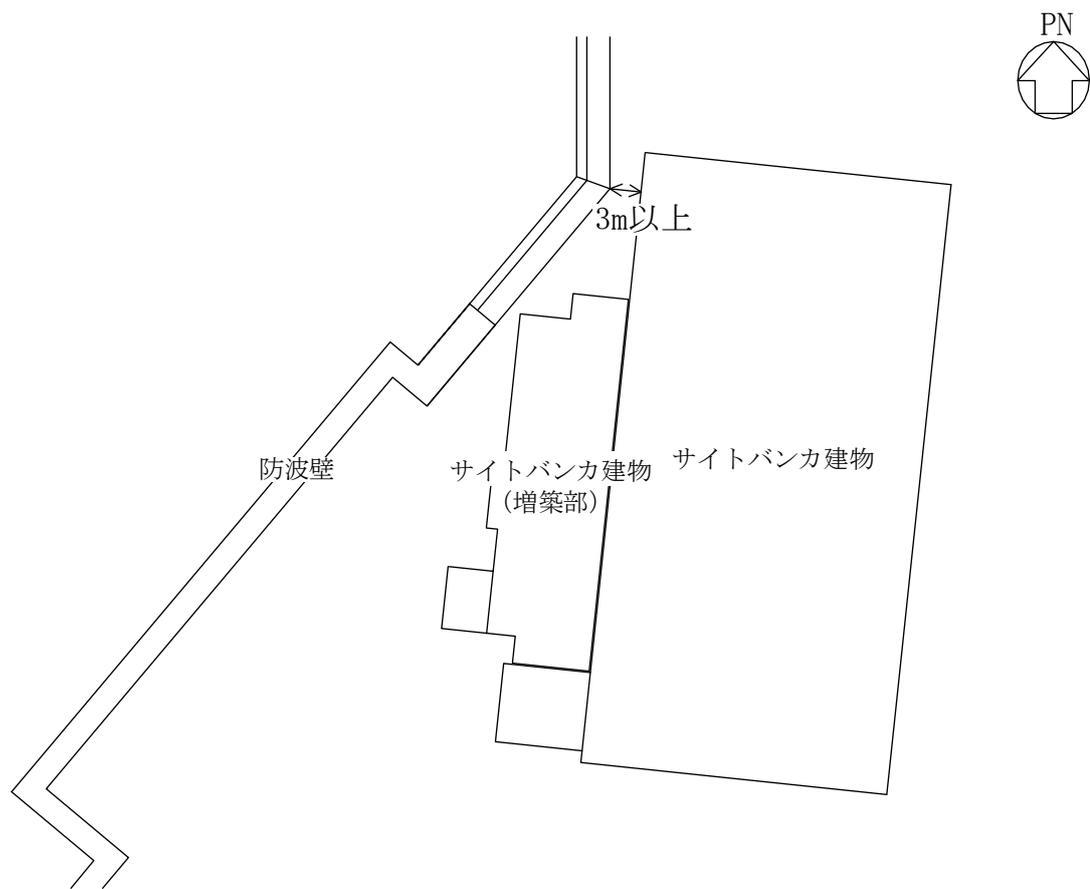


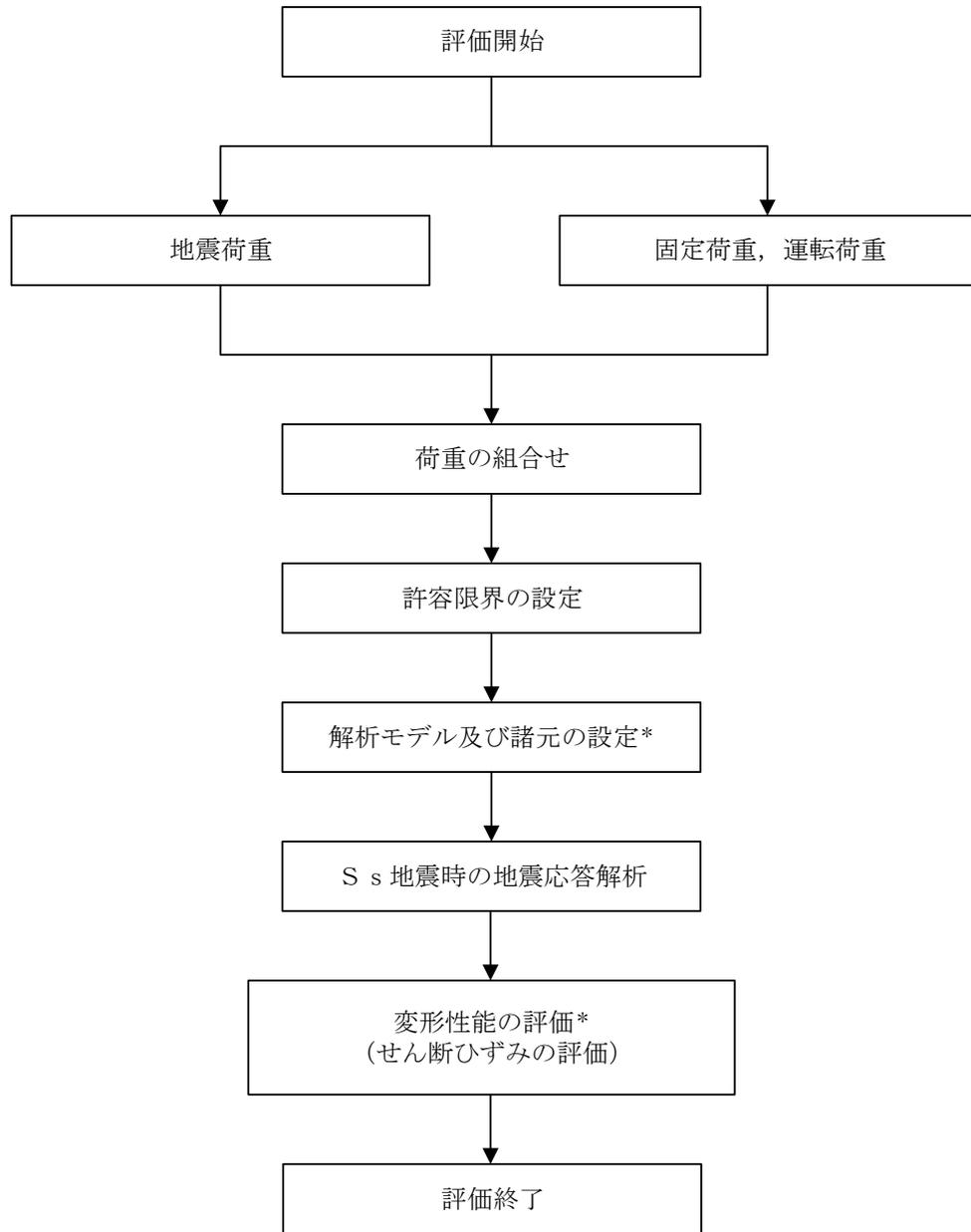
図 2-4 建物配置図

2.3 評価方針

サイトバンカ建物は、防波壁と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価を行う。

サイトバンカ建物の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。サイトバンカ建物の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。サイトバンカ建物は、防波壁と 3m 以上離れており、サイトバンカ建物が倒壊しない限り衝突・接触することはない。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 に波及的影響の評価フローを示す。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 サイトバンカ建物の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

サイトバンカ建物の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

サイトバンカ建物の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

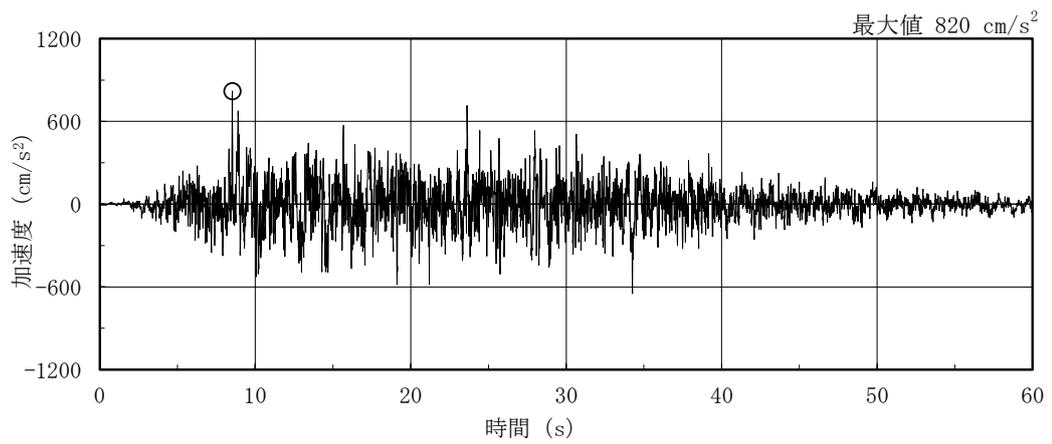
構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

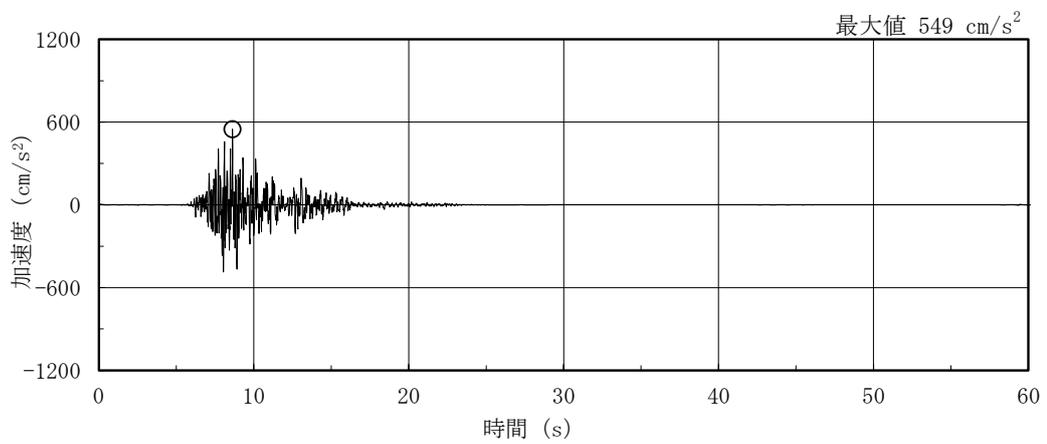
3.2 設計に用いる地震波

サイトバンカ建物の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である防波壁の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

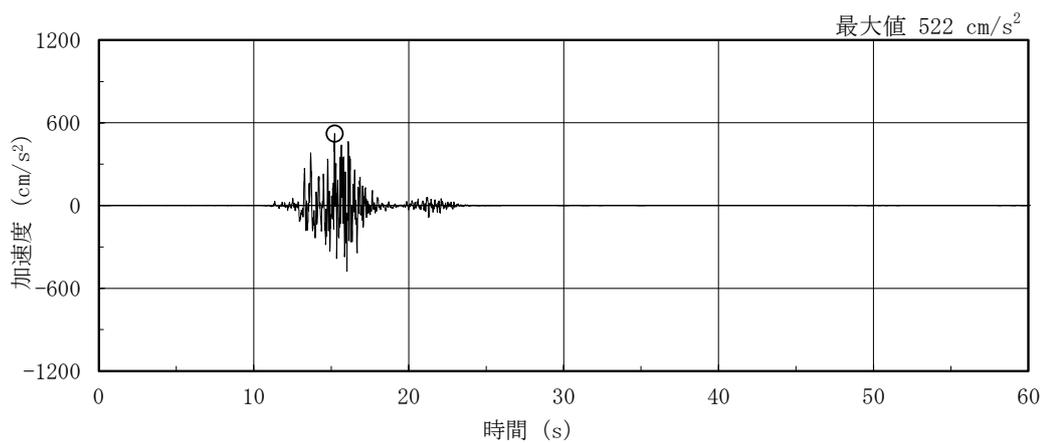
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 3-1～図 3-3 に示す。



(a) S s - D

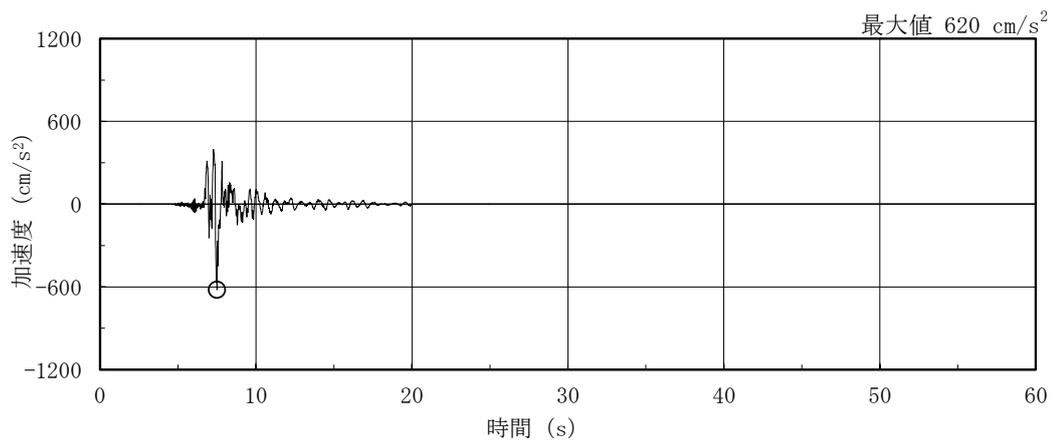


(b) S s - F 1

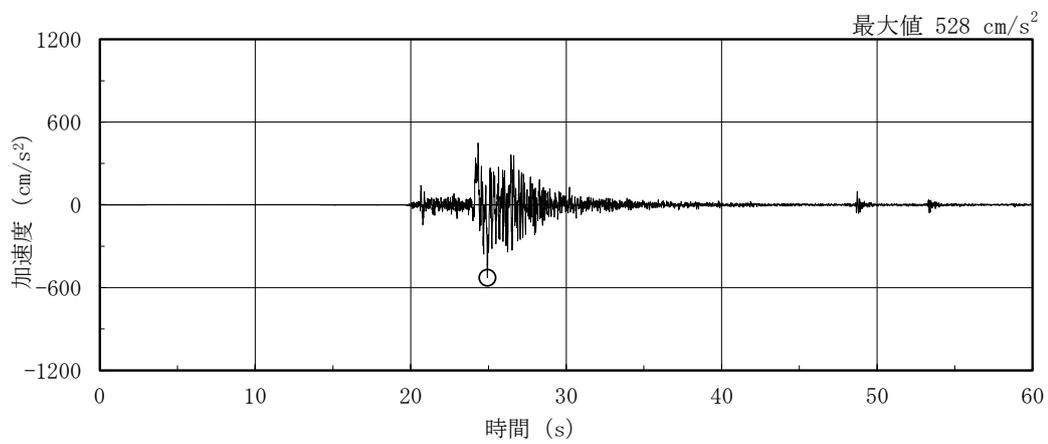


(c) S s - F 2

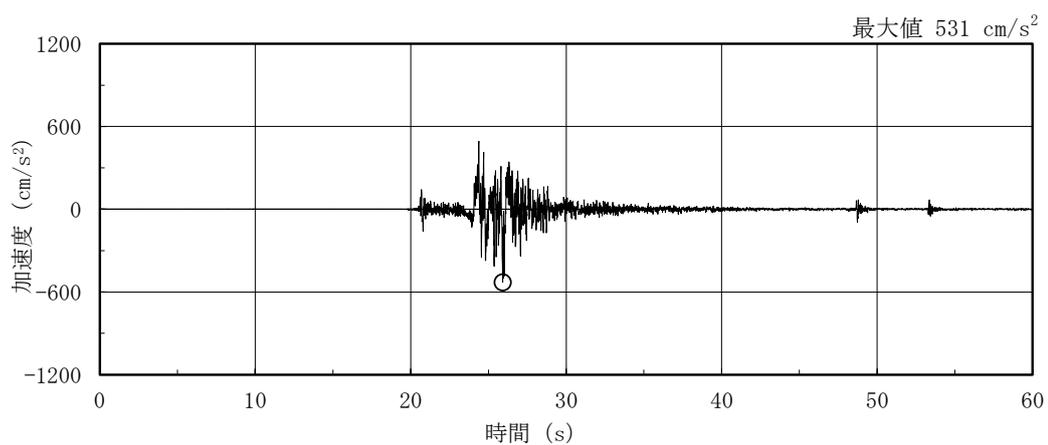
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

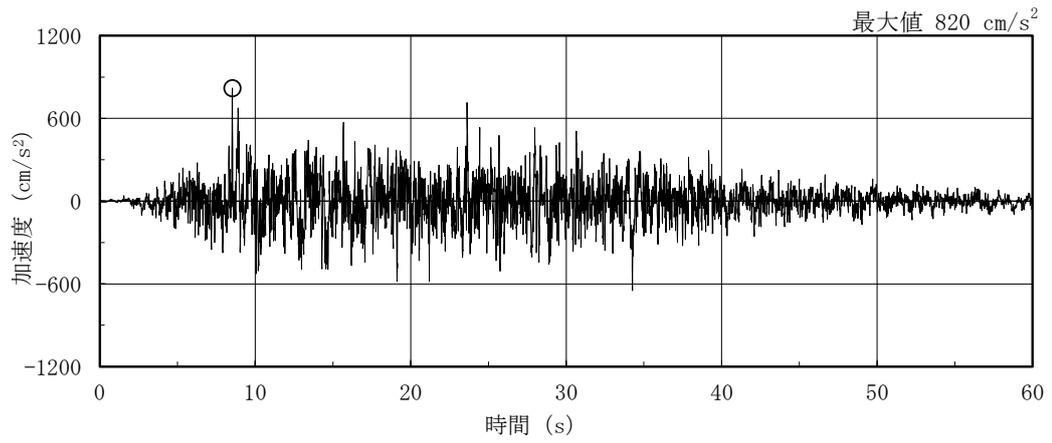


(e) S s - N 2 N S

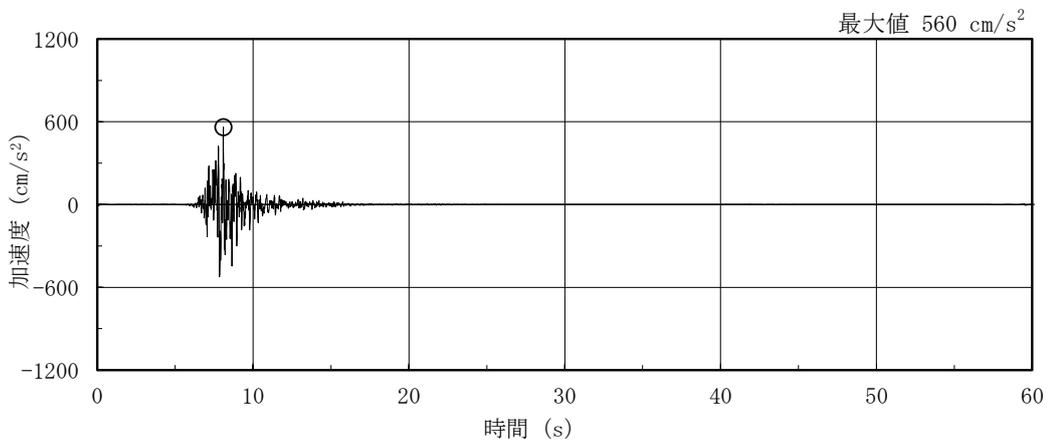


(f) S s - N 2 E W

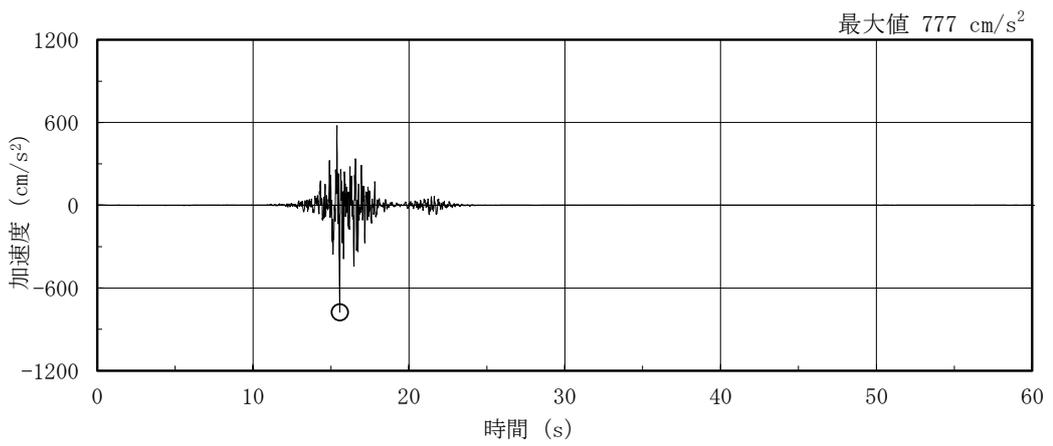
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

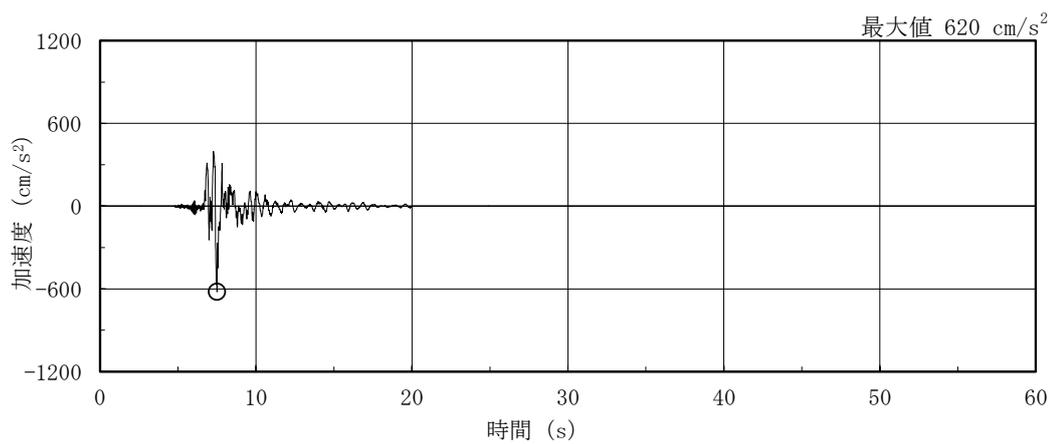


(b) S s - F 1

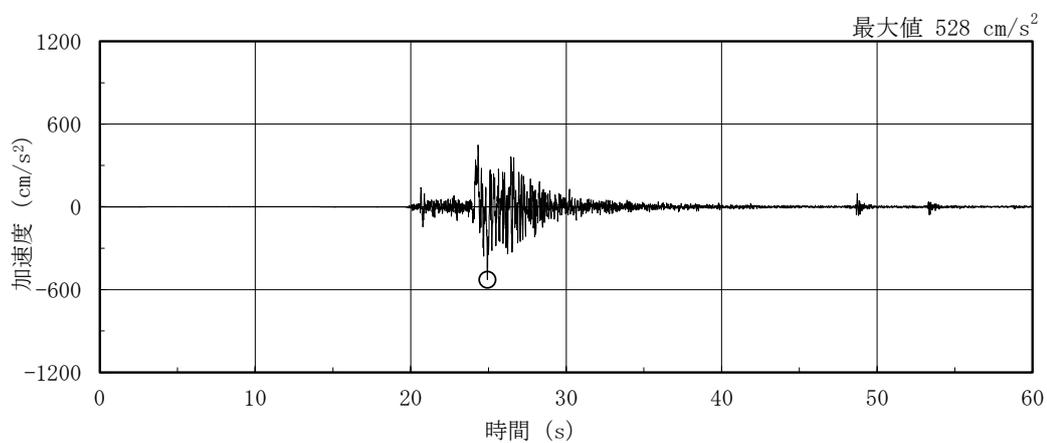


(c) S s - F 2

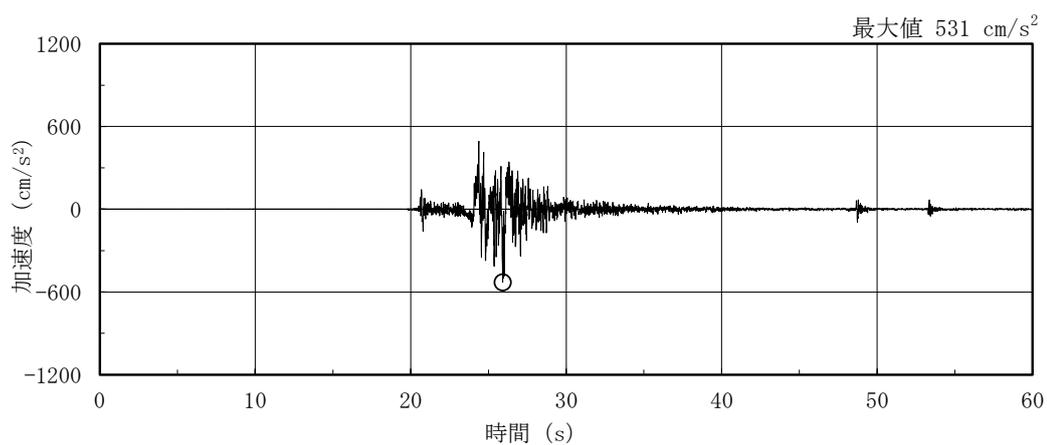
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1



(e) S s - N 2 N S



(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)

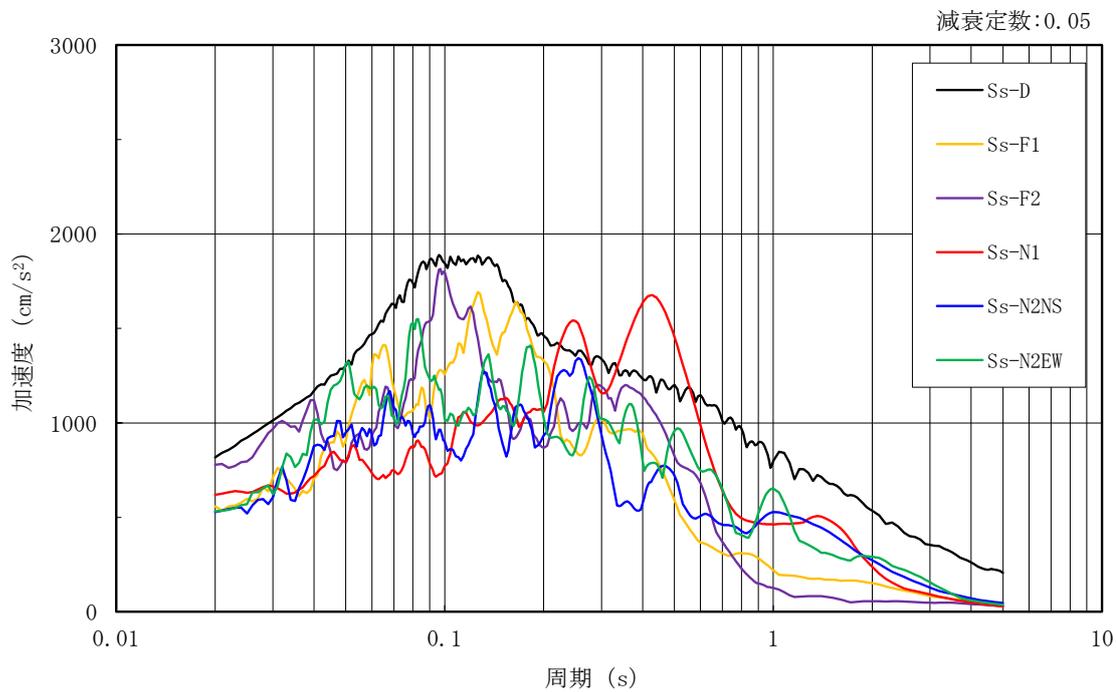
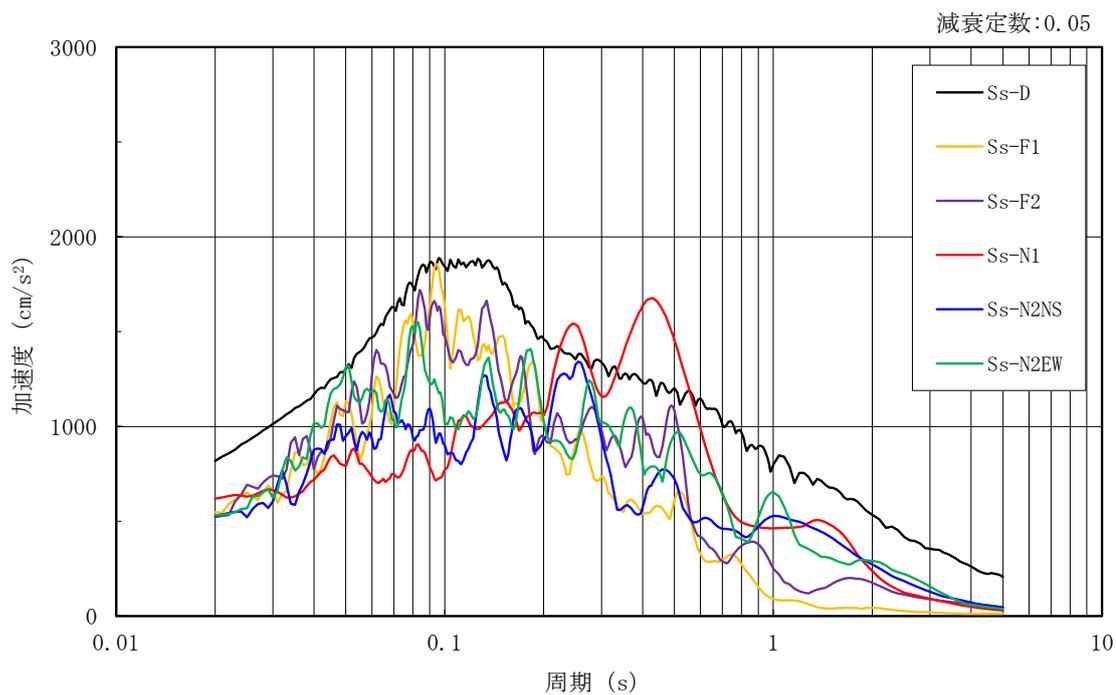


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

サイトバンカ建物の防波壁に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
防波壁に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-3に示す。

表 3-3 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc = 23.5 (N/mm ²) (Fc = 240 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.25×10 ⁴	9.38×10 ³	5	—

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、N S方向及びE W方向それぞれについて行っている。

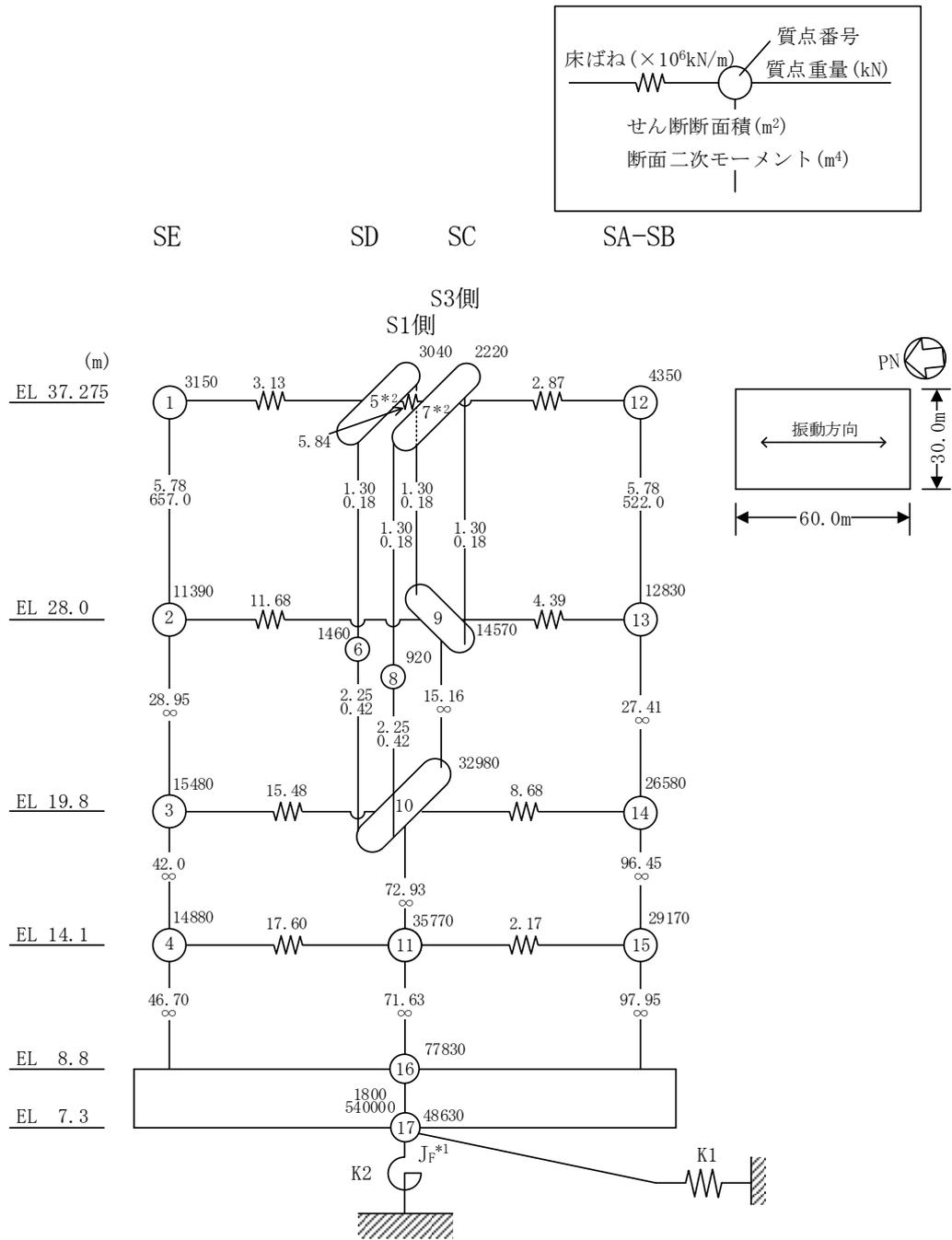
地震応答解析モデルを図3-4に示す。なお、図3-5に示す誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルについては、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008（（社）日本電気協会）」（以下「J E A C 4 6 0 1 -2008」という。）を参考に、水平加振により励起される上下応答を評価するために、耐震壁の軸剛性を考慮した質点系モデルである鉛直方向モデル及び接地率に応じて変化する回転・鉛直連成ばね K_{VR} についても考慮している。

基礎底面の地盤ばねについては、「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。）により、振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤ばねの定数化の概要を図3-6に、地盤ばね定数及び減衰係数を表3-4及び表3-5に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMI THF」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、誘発上下動を考慮する場合の鉛直方向モデルの基礎底面地盤ばねについては、スウェイ及びロッキングばね定数の評価法と同様、振動アドミタンス理論に基づき求めた鉛直ばねを、近似法により定数化して用いる。

入力地震動は、「3.1 評価対象部位及び評価方針」に示す基準地震動 S_s を基礎底面レベルに直接入力する。なお、基準地震動 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ に関しては、サイトバンカ建物の配置に応じて方位を補正した波形を用いる。

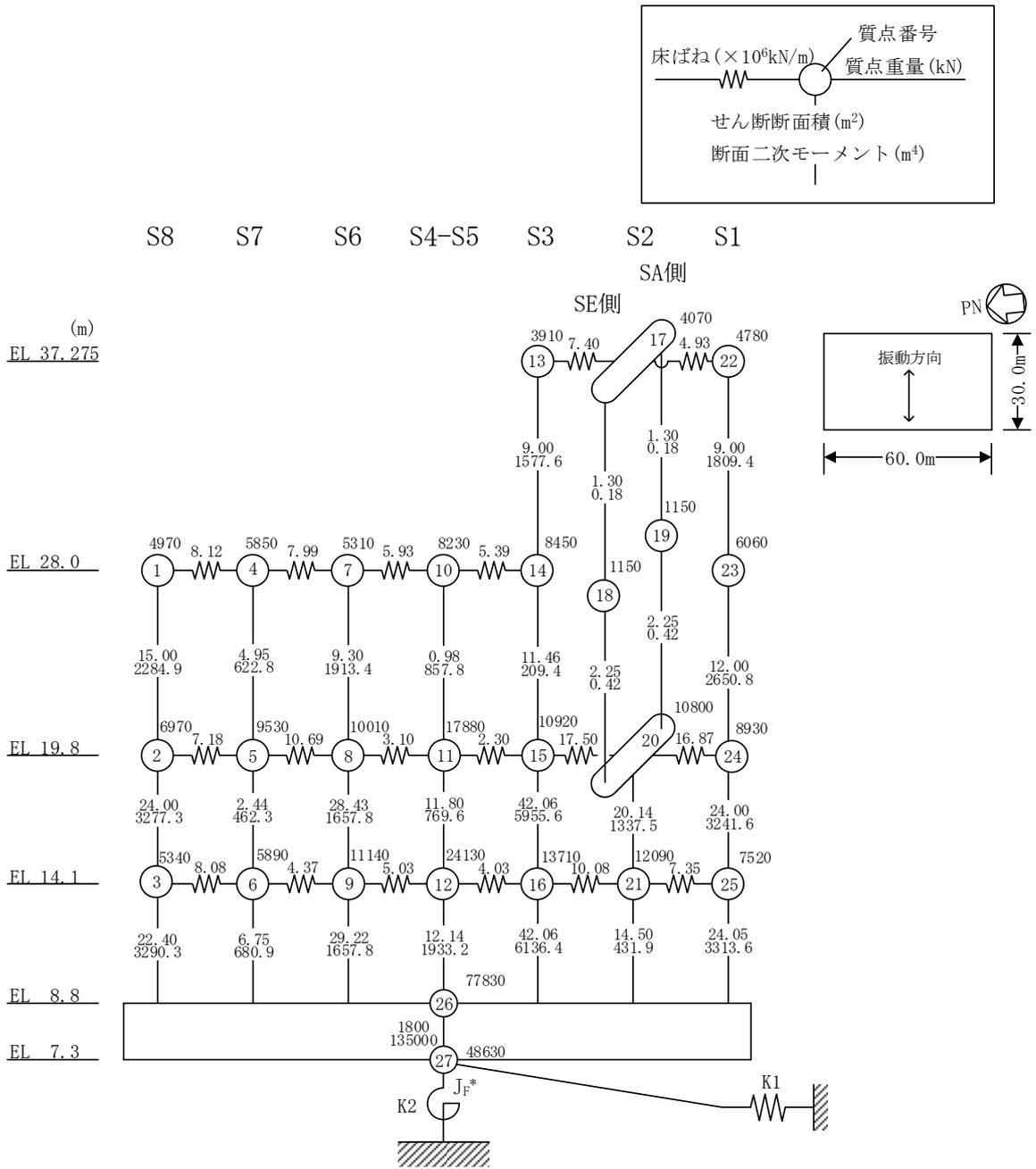
地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-7に示す。



注記*1 : 回転慣性重量 ($97.29 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)

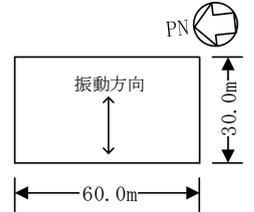
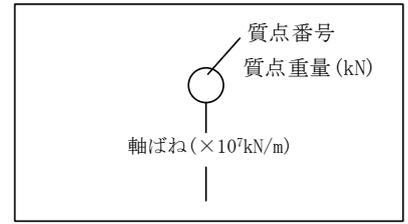
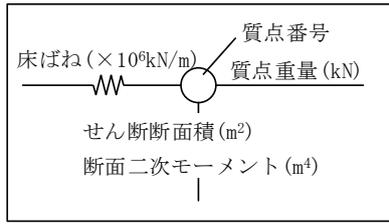
*2 : せん断面積 (0.83m^2), 断面二次モーメント (0.35m^4)

図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)



注記* : 回転慣性重量 ($25.29 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)

図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)



S8 S7 S6 S4-S5 S3 S2 S1

SA側

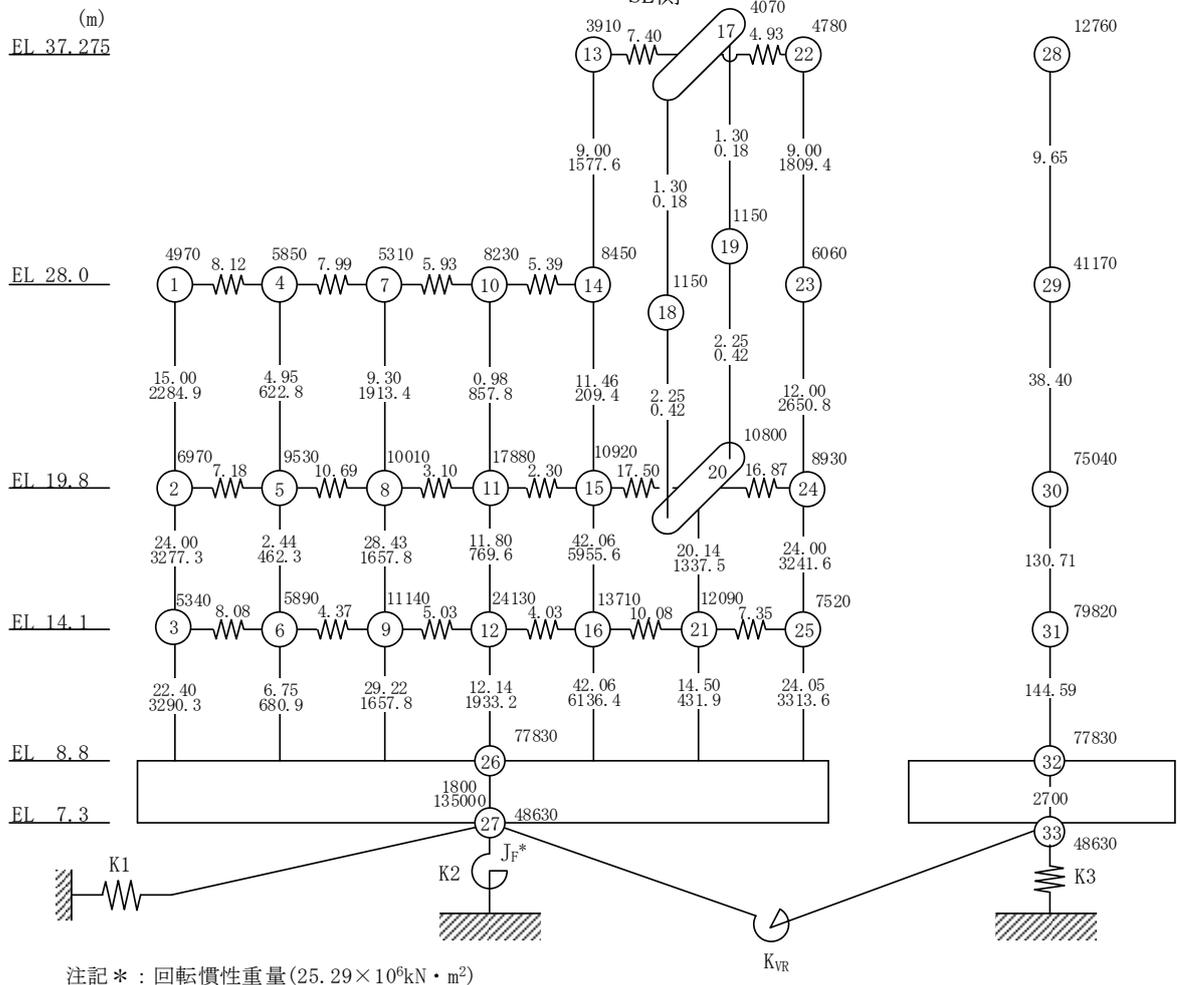
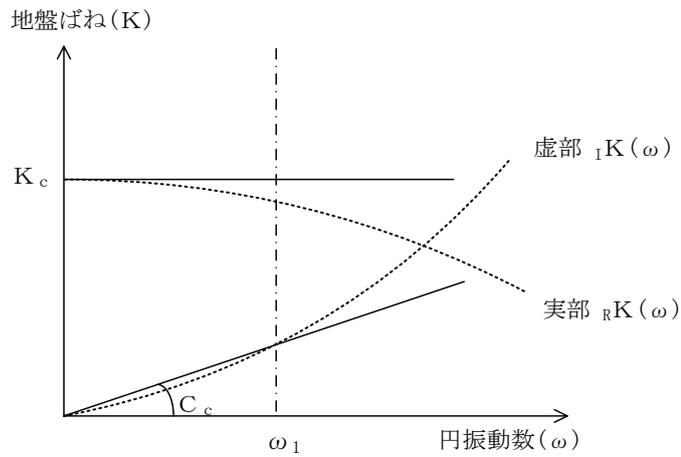


図 3-5 地震応答解析モデル (EW方向)
(誘発上下動を考慮する場合)

S2 補 VI-2-11-2-1-4 R1



ばね定数 : 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数 : 地盤-建物連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-6 地盤ばねの定数化の概要

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数 (水平方向)

(a) NS 方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	7.05×10^8 (kN/m)	5.72×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	5.90×10^{11} (kN・m/rad)	1.57×10^9 (kN・m・s/rad)

(b) EW 方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	7.49×10^8 (kN/m)	6.49×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	2.18×10^{11} (kN・m/rad)	1.97×10^8 (kN・m・s/rad)

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数 (誘発上下動を考慮する場合の鉛直方向)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K3	底面・鉛直	9.46×10^8 (kN/m)	1.22×10^7 (kN・s/m)

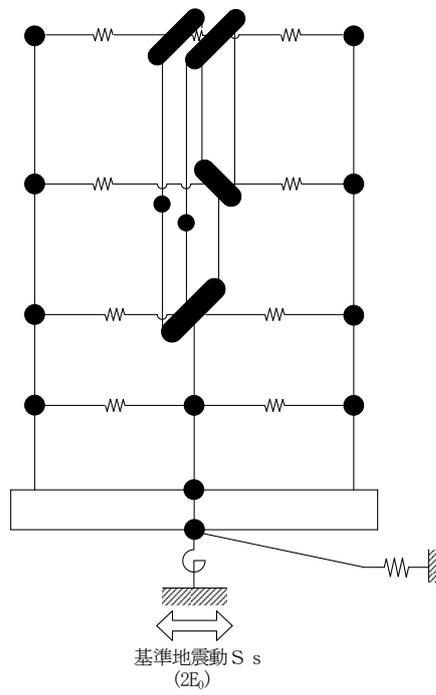


図 3-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

3.5.2 解析方法

サイトバンク建物の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。

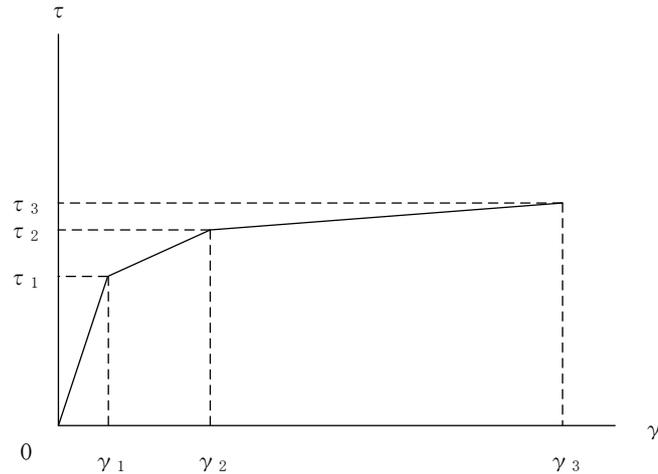
建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-8 に示す。



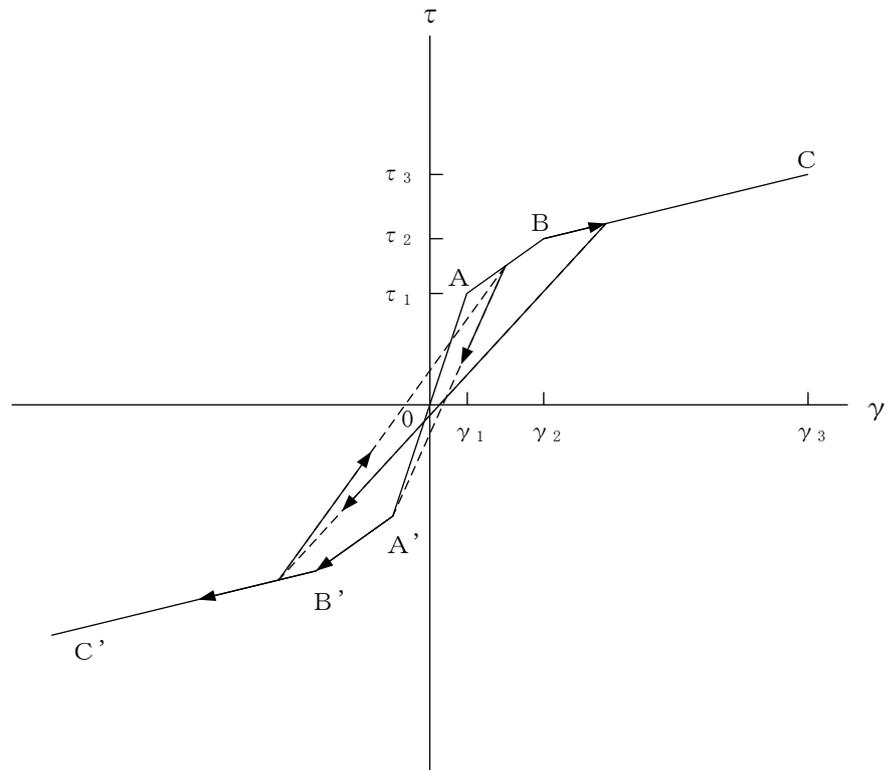
- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度*
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

注記*：フランジ壁を有しない内壁又は壁厚が薄くフランジ壁の剛性を評価できない外壁を主体とした平面形状であることから「保有水平耐力の計算方法（平成 19 年 5 月 18 日国交省告示 594 号第四）」に基づき算出

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-9 に示す。

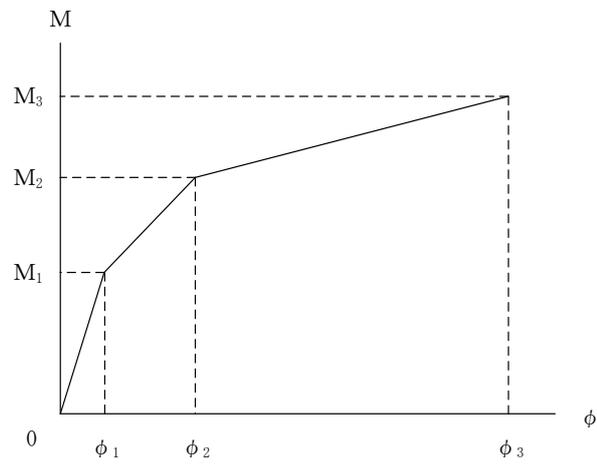


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-9 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-10 に示す。

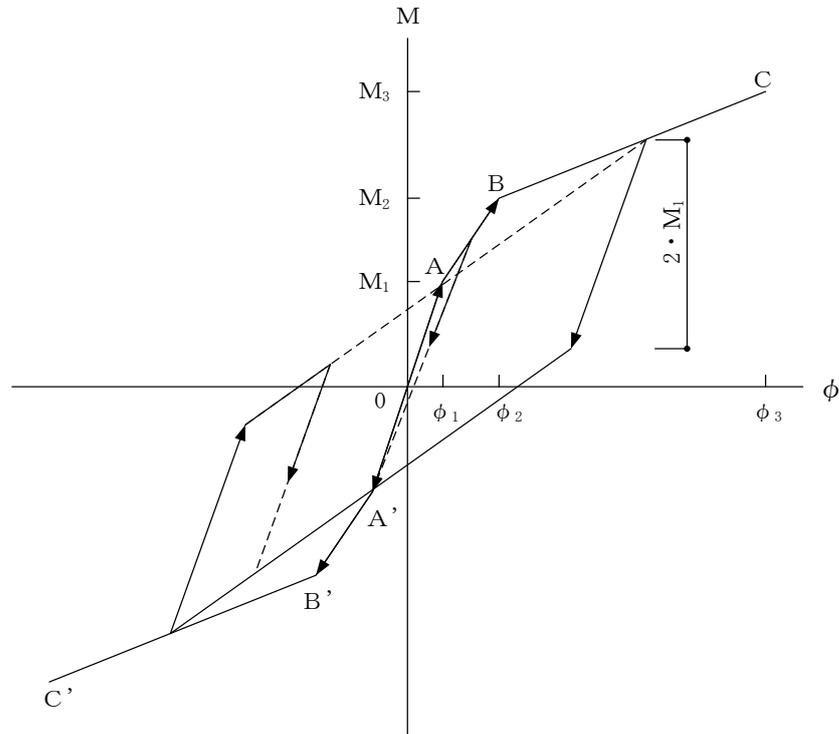


- M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント
 M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント
 M_3 : 終局点の曲げモーメント
 ϕ_1 : 第 1 折点の曲率
 ϕ_2 : 第 2 折点の曲率
 ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-11 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を過ぎていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を過ぎていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-11 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

サイトバンク建物の各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 3-6～表 3-8 に示す。

表 3-6(1) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

SE

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	1.69	2.29	3.74	0.181	0.542	4.00
28.0~19.8	1.71	2.31	3.87	0.182	0.546	4.00
19.8~14.1	1.79	2.41	2.64	0.190	0.571	4.00
14.1~8.8	1.90	2.56	2.92	0.202	0.607	4.00

SD(S1側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	—*					
28.0~19.8	—*					

SC(S1側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	—*					
28.0~19.8	—*					

SD(S3側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	—*					

注記* : 線形部材

表 3-6(2) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

SC (S3側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	—*					

SC-SD (S3側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
28.0~19.8	1.72	2.33	4.09	0.184	0.567	4.00

SC-SD

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
19.8~14.1	1.61	2.17	2.91	0.171	0.566	4.00
14.1~8.8	1.80	2.42	2.67	0.191	0.617	4.00

SA-SB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	1.64	2.21	3.87	0.175	0.525	4.00
28.0~19.8	1.65	2.23	3.88	0.176	0.535	4.00
19.8~14.1	1.68	2.27	3.04	0.179	0.538	4.00
14.1~8.8	1.75	2.37	3.02	0.187	0.562	4.00

注記* : 線形部材

表 3-7(1) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W 方向)

S8

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
28.0~19.8	1.66	2.25	3.89	0.177	0.532	4.00
19.8~14.1	1.75	2.36	3.68	0.186	0.559	4.00
14.1~8.8	1.86	2.51	3.74	0.198	0.594	4.00

S7

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
28.0~19.8	1.81	2.45	3.90	0.193	0.580	4.00
19.8~14.1	—*					
14.1~8.8	2.39	3.22	4.15	0.255	0.764	4.00

S6

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
28.0~19.8	1.73	2.34	4.21	0.184	0.553	4.00
19.8~14.1	1.67	2.25	3.38	0.178	0.543	4.00
14.1~8.8	1.72	2.32	3.07	0.183	0.576	4.00

S4-S5

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
28.0~19.8	—*					
19.8~14.1	—*					
14.1~8.8	1.07	1.44	1.77	0.114	0.767	4.00

注記* : 線形部材

表 3-7(2) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W方向)

S3

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	1.69	2.28	4.17	0.180	0.539	4.00
28.0~19.8	1.52	2.06	2.12	0.162	0.567	4.00
19.8~14.1	1.77	2.39	3.11	0.189	0.565	4.00
14.1~8.8	1.88	2.54	3.19	0.200	0.601	4.00

S2(SA側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	—*					
28.0~19.8	—*					

S2(SE側)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	—*					
28.0~19.8	—*					

S2

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
19.8~14.1	1.52	2.05	2.96	0.162	0.559	4.00
14.1~8.8	1.96	2.65	3.19	0.209	0.628	4.00

注記* : 線形部材

表 3-7(3) せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W方向)

S1

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
37.275~28.0	1.72	2.32	4.21	0.183	0.549	4.00
28.0~19.8	1.80	2.43	3.70	0.192	0.575	4.00
19.8~14.1	1.84	2.49	3.19	0.196	0.589	4.00
14.1~8.8	1.95	2.64	3.27	0.208	0.624	4.00

表 3-8(1) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

S8

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
28.0~19.8	3.35	7.02	10.2	6.52	68.4	1370
19.8~14.1	5.26	9.44	13.1	7.13	69.3	1390
14.1~8.8	5.74	10.0	13.6	7.75	70.3	1410

S7

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
28.0~19.8	1.45	2.91	3.58	10.4	104	2080
19.8~14.1	—*					
14.1~8.8	1.89	4.22	5.63	12.4	93.9	1880

S6

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
28.0~19.8	2.89	6.74	9.48	6.71	70.5	1410
19.8~14.1	3.83	6.16	8.38	10.3	108	2170
14.1~8.8	4.25	7.24	9.55	11.4	115	2290

S4-S5

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
28.0~19.8	—*					
19.8~14.1	—*					
14.1~8.8	3.19	5.65	7.49	7.33	68.3	1360

注記* : 線形部材

表 3-8(2) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

S3

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
37.275~28.0	2.43	5.92	8.70	6.84	69.8	1400
28.0~19.8	0.627	1.50	1.87	13.3	174	3490
19.8~14.1	8.86	13.4	19.7	6.61	68.3	1370
14.1~8.8	10.2	16.1	22.5	7.40	70.4	1410

S2 (SA側)

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
37.275~28.0	—*					
28.0~19.8	—*					

S2 (SE側)

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
37.275~28.0	—*					
28.0~19.8	—*					

S2

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
19.8~14.1	2.92	6.07	8.67	9.71	105	2100
14.1~8.8	1.62	3.45	4.72	16.7	164	3280

注記* : 線形部材

表 3-8(3) 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

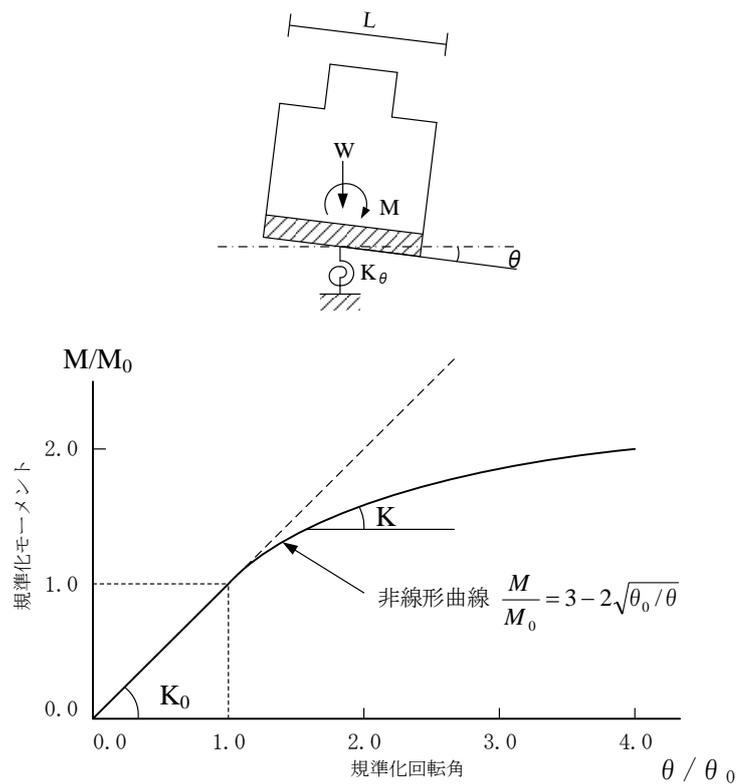
S1

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
37.275~28.0	2.87	6.55	9.33	7.05	69.1	1380
28.0~19.8	4.50	8.45	11.6	7.55	68.0	1360
19.8~14.1	4.87	8.34	12.2	6.67	66.4	1330
14.1~8.8	5.46	9.34	13.6	7.33	67.6	1350

3.5.4 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき，浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤の回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-12 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は，図 3-12 の曲線で表され，減衰係数は，回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



M : 転倒モーメント

M_0 : 浮上り限界転倒モーメント ($=W \cdot L / 6$)

θ : 回転角

θ_0 : 浮上り限界回転角

K_0 : 地盤の回転ばね定数 (浮上り前)

K : 地盤の回転ばね定数 (浮上り後)

W : 建物総重量

L : 建物基礎幅

図 3-12 地盤の回転ばねの曲げモーメントー回転角関係

3.5.5 誘発上下動を考慮する場合の基礎浮上り評価法

誘発上下動を考慮した地震応答解析モデルでは、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づく基礎の浮上り非線形性を考慮できる水平ばね K_{HH} 及び回転ばね K_{RR} に加えて、「J E A C 4 6 0 1-2008」を参考に、接地率 η_t に応じて時々刻々と変化する鉛直ばね K_{VV} 及び回転・鉛直連成ばね K_{VR} を考慮している。

図 3-13 に誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図を、表 3-9 に基礎が浮上った場合の基礎底面につく地盤ばねの剛性と減衰の評価式を示す。

$$\begin{Bmatrix} P \\ N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & 0 & 0 \\ 0 & K_{VV} & K_{VR} \\ 0 & K_{VR} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ w_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

ここで、P：水平方向慣性力
 N：鉛直方向慣性力
 M：転倒モーメント
 K_{HH} , K_{VV} , K_{RR}
 : 水平, 鉛直, 回転ばねの対角項
 K_{VR} : 回転・鉛直連成ばね
 u_0 , w_0 , θ : 基礎底面中心の各変位
 及び回転角

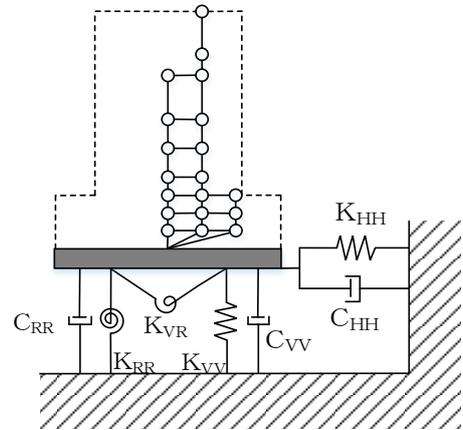


図 3-13 誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図

表 3-9 誘発上下動考慮モデルの基礎浮上り時の地盤ばねの剛性と減衰

	剛性	減衰係数
鉛直ばね	$K_{VV} = \eta_t^\beta \cdot K_{V0}$	$C_{VV} = C_{V0} \cdot \eta_t^{\frac{\alpha}{2}}$
回転・鉛直 連成ばね	$K_{VR} = \frac{1 - \eta_t}{2} L \cdot K_{VV}$	$C_{VR} = 0$
回転ばね	$K_{RR} = \frac{M - K_{VR} \cdot w_0}{\theta}$	$C_{RR} = C_{R0} \cdot \eta_t^{\frac{\alpha}{2}}$
<p>M : 転倒モーメント w_0 : 基礎スラブ中心の鉛直変位 θ_0 : 浮上り限界回転角 L : 建物基礎幅 K_{V0}: 線形域の鉛直ばね剛性 β : 0.46 α : 地反力分布に応じた値 (三角形分布 6.0) C_{V0}: 線形域の鉛直ばねの減衰係数 C_{R0}: 線形域の回転ばねの減衰係数</p>		

$$\eta_t = \left(\frac{\theta_0}{\theta} \right)^{\frac{2}{\alpha-2}}$$

θ : 回転角

3.5.6 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤物性の不確かさ検討にあたっては、S波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。なお、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-10に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値を表3-11に示す。

表3-10 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース2 (地盤物性 $+\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $+\sigma$ (+10%)*	
ケース3 (地盤物性 $-\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $-\sigma$ (-10%)*	

注記*：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤のS波速度 V_s の不確かさを設定する。

表 3-11 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値

支持地盤	地盤の S 波速度 V_s (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
	1600	1760	1440

3.6 評価方法

サイトバンカ建物の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算定し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大応答せん断ひずみは、 1.00×10^{-3} (S4-S5 軸, EL 14.1m~EL 8.8m, EW方向, S_s-D) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 1.01×10^{-3} (S4-S5 軸, EL 14.1m~EL 8.8m, EW方向, ケース 2, S_s-D) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	許容限界
N S	0.77 (S_s-D)	0.79 (S_s-D)	0.88 (S_s-D)	4.0
E W	1.00 (S_s-D)	1.01 (S_s-D)	0.99 (S_s-D)	4.0

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D , S_s-F1 , S_s-F2 , S_s-N1 , S_s-N2 NS 及び S_s-N2 EW に対して実施。

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

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 評価方法	10
3.1 評価対象部位及び評価方針	10
3.2 設計に用いる地震波	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	16
3.4 許容限界	17
3.5 解析方法	18
3.5.1 地震応答解析モデル	18
3.5.2 解析方法	24
3.5.3 建物・構築物の復元力特性	25
3.5.4 材料物性の不確かさ等	34
3.6 評価方法	36
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	36
4. 評価結果	37
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	37

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、サイトバンカ建物（増築部）が防波壁に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、防波壁の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、サイトバンカ建物（増築部）の構造物全体としての変形性能の評価を実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

サイトバンカ建物（増築部）の設置位置を図2-1に示す。

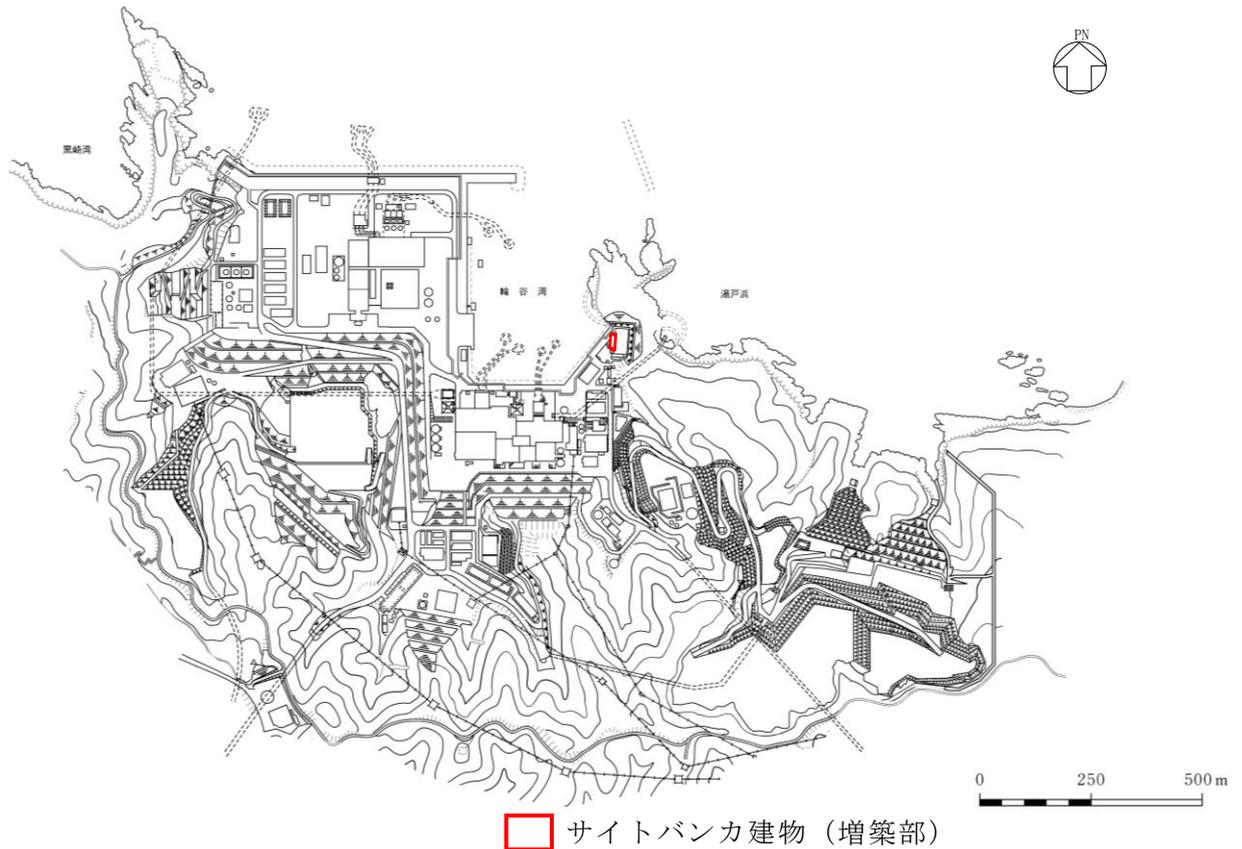


図2-1 サイトバンカ建物（増築部）の設置位置

2.2 構造概要

サイトバンカ建物（増築部）は、4階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の建物である。サイトバンカ建物（増築部）の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に示す。

サイトバンカ建物（増築部）の平面は、 31.3m^* （NS） $\times 10.3\text{m}^*$ （EW）であり、基礎スラブ底面からの高さは25.9mである。

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。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。

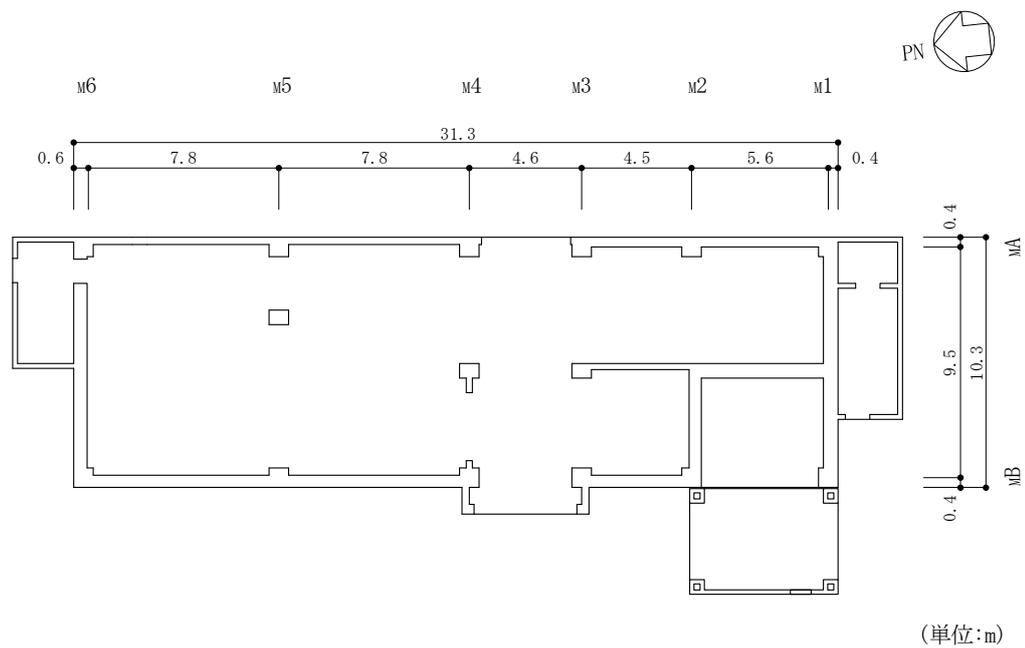


図 2-2 サイトバンカ建物（増築部）の概略平面図（EL 8.8m*）

注記*：「EL」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。

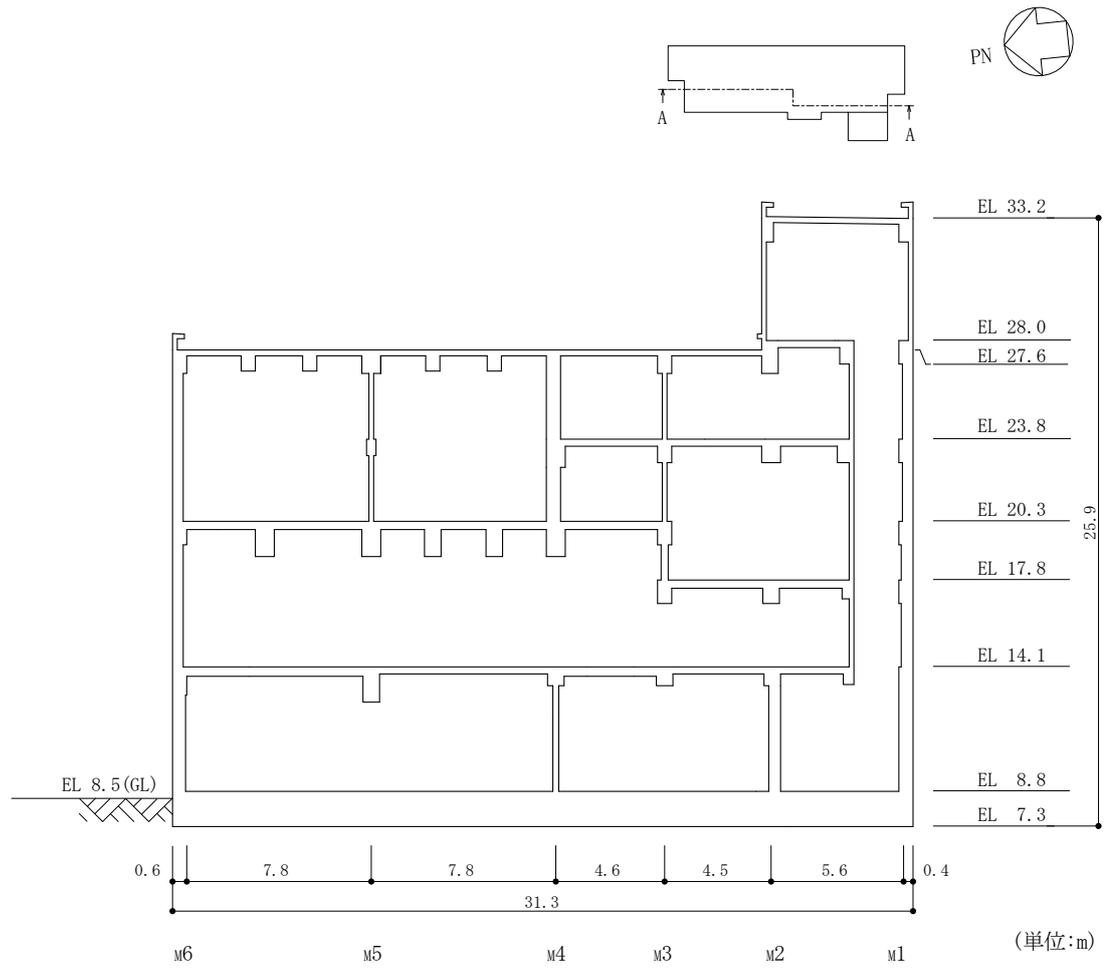


図 2-3(1) サイトバンカ建物 (増築部) の概略断面図 (A-A断面, NS方向)

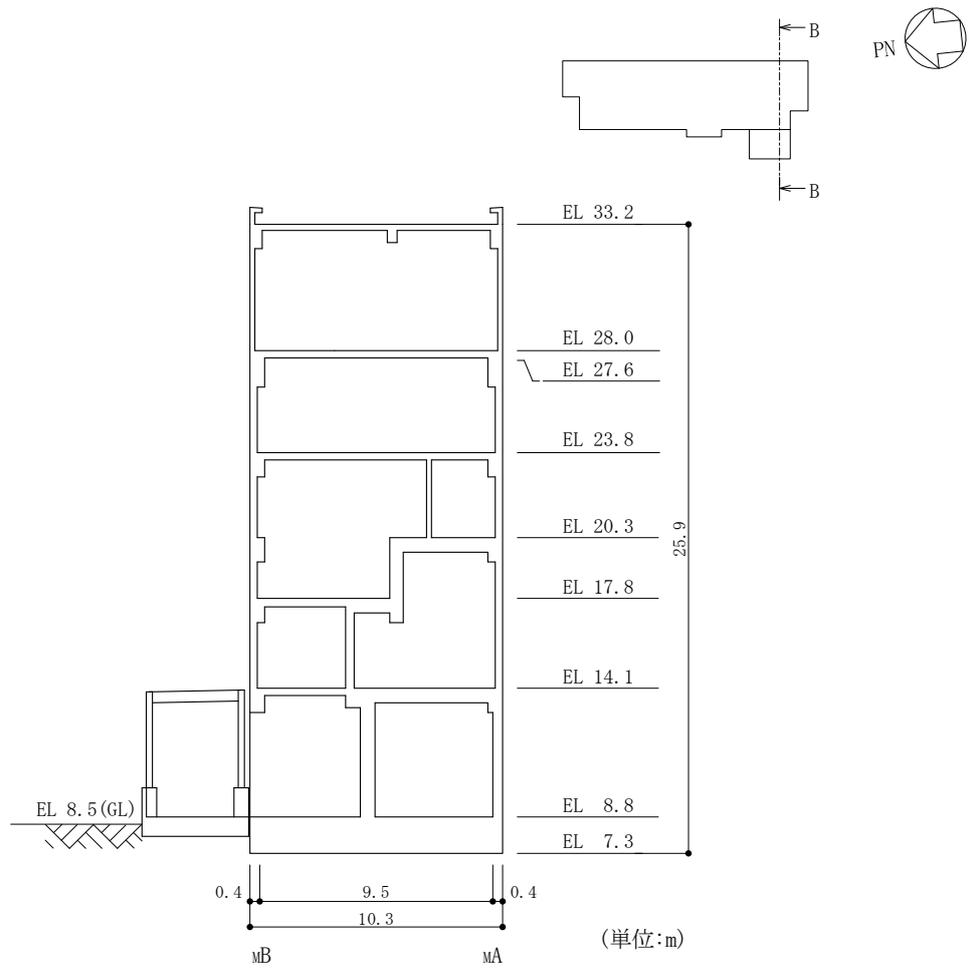


図 2-3(2) サイトバンカ建物 (増築部) の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

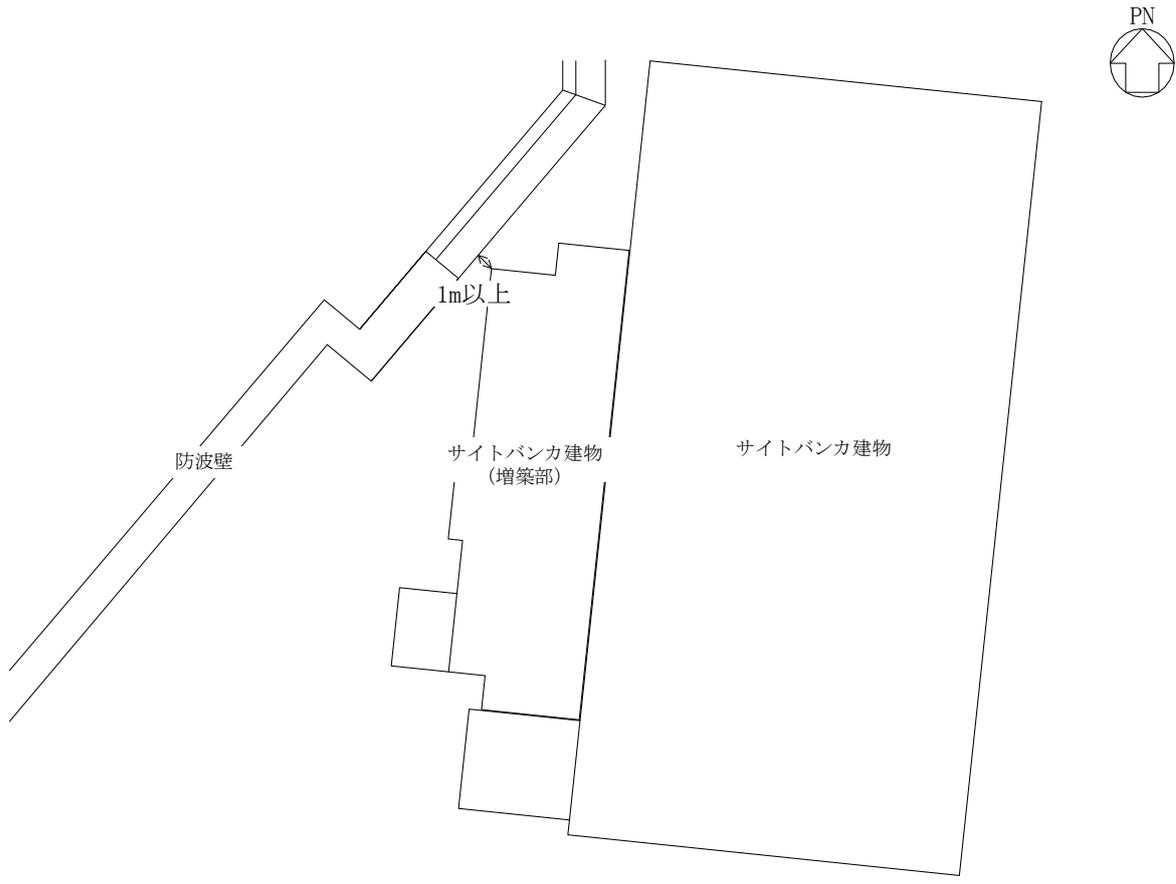


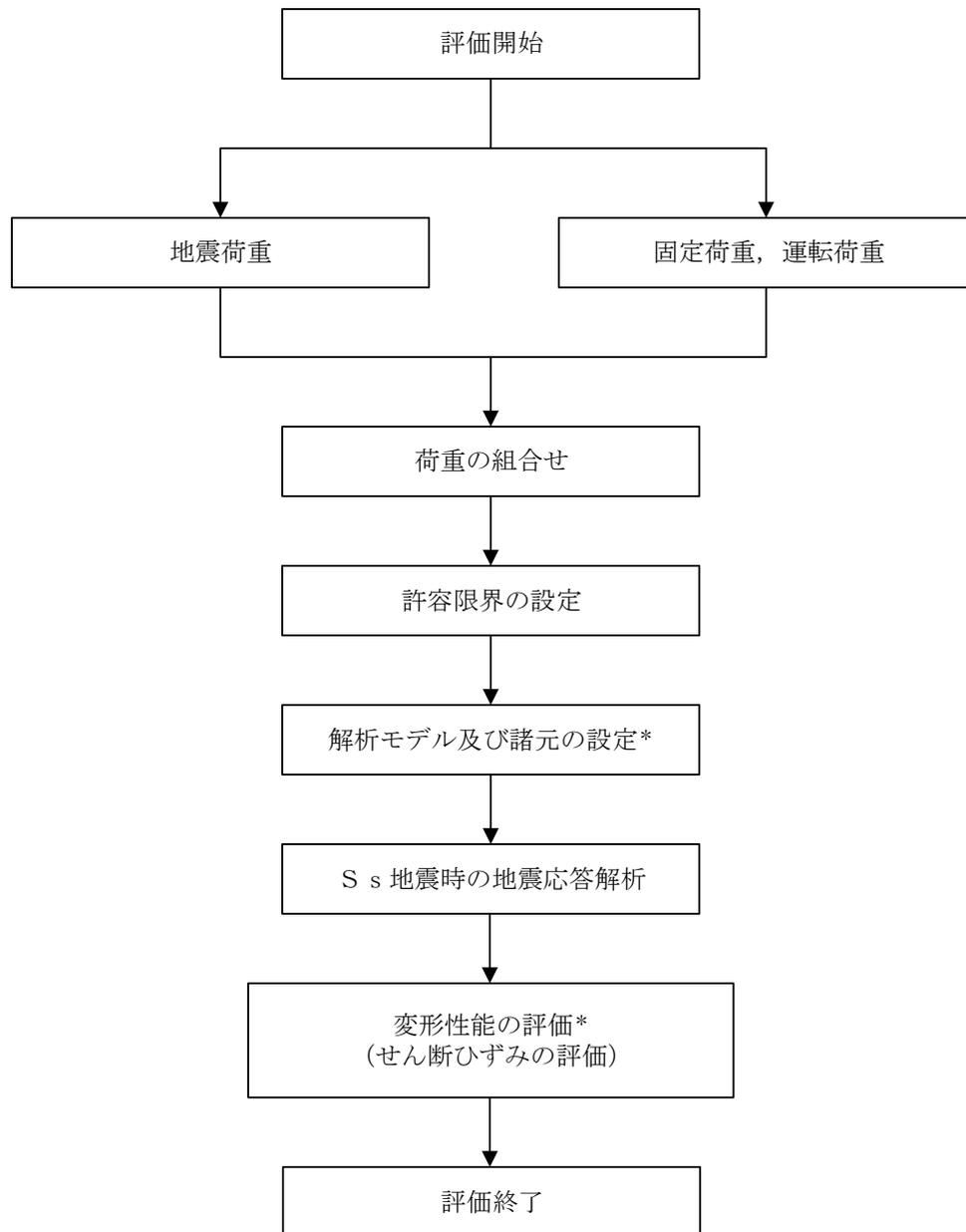
図 2-4 建物配置図

2.3 評価方針

サイトバンカ建物（増築部）は、防波壁と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価を行う。

サイトバンカ建物（増築部）の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。サイトバンカ建物（増築部）は、防波壁と 1m 以上離れており、サイトバンカ建物（増築部）が倒壊しない限り衝突・接触することはない。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 に波及的影響の評価フローを示す。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 サイトバンカ建物 (増築部) の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984（（社）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（（社）日本電気協会）
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，1999 改定）
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005 改定）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

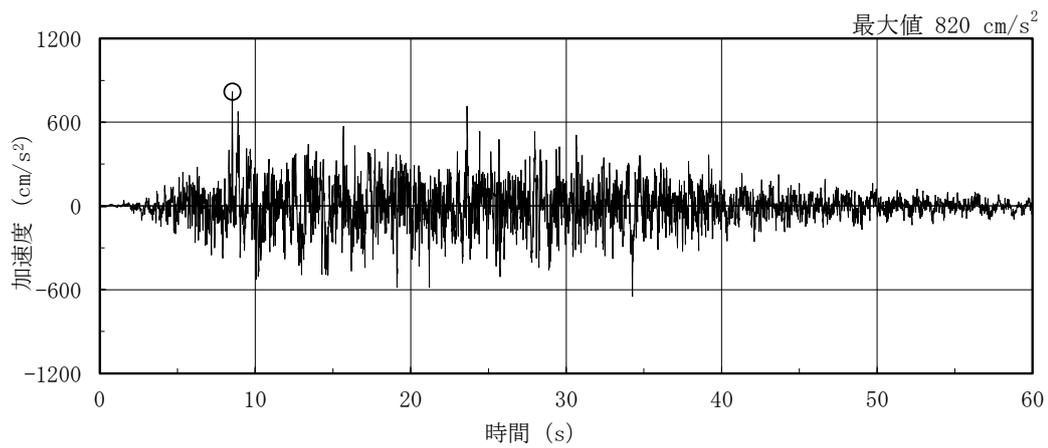
構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社）日本電気協会」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

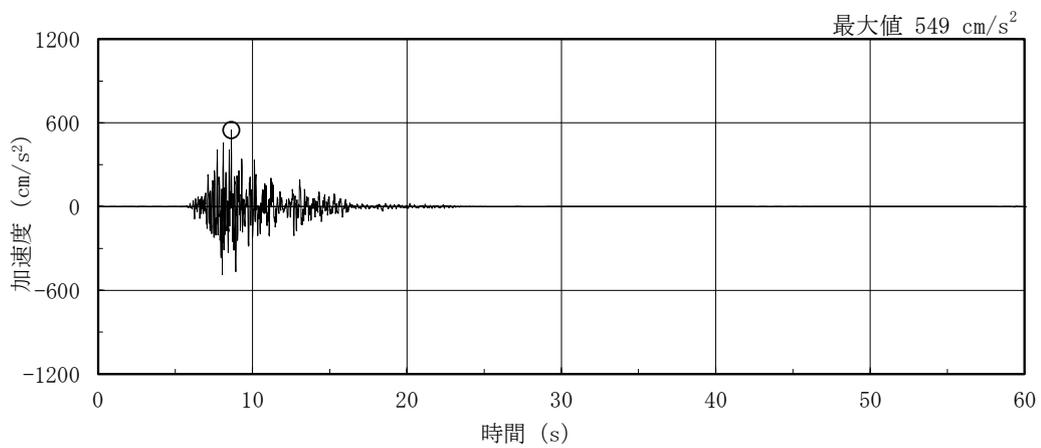
3.2 設計に用いる地震波

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である防波壁の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動S_s及び弾性設計用地震動S_dの策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動S_sを用いることとする。

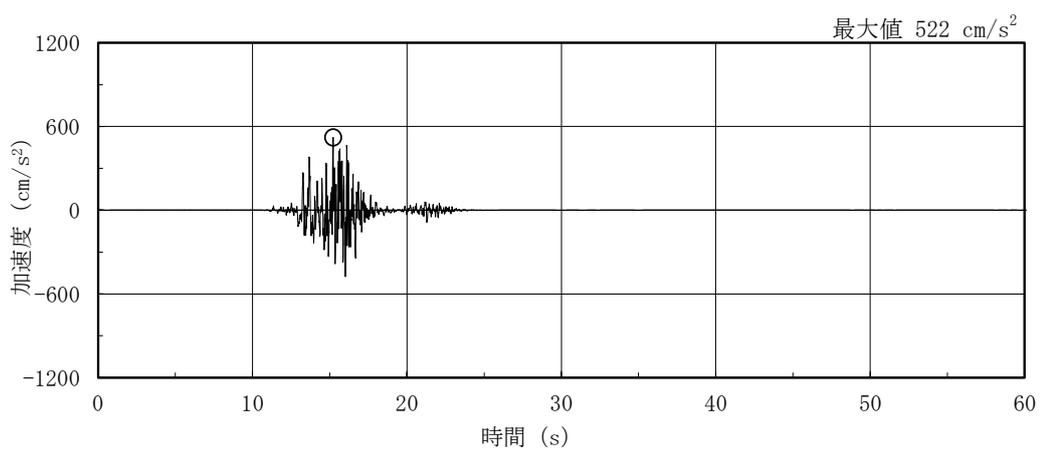
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-3に示す。



(a) S s - D

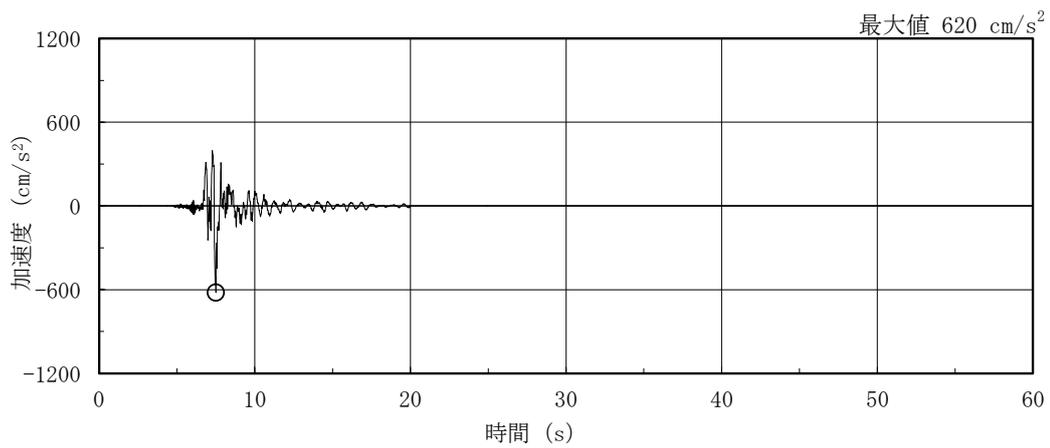


(b) S s - F 1

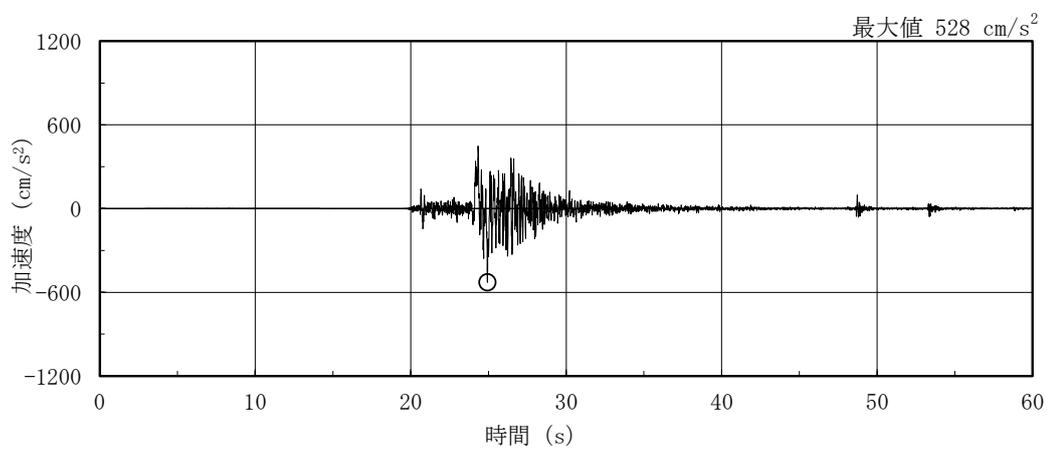


(c) S s - F 2

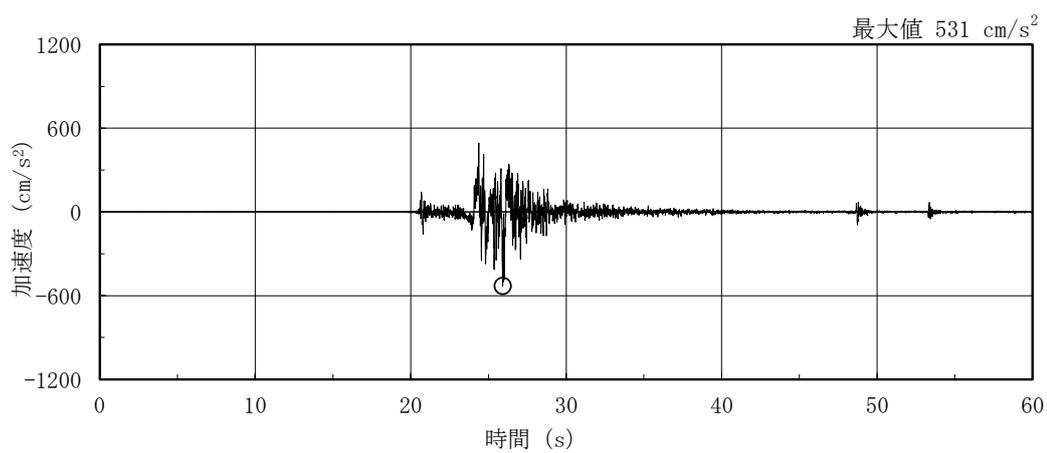
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

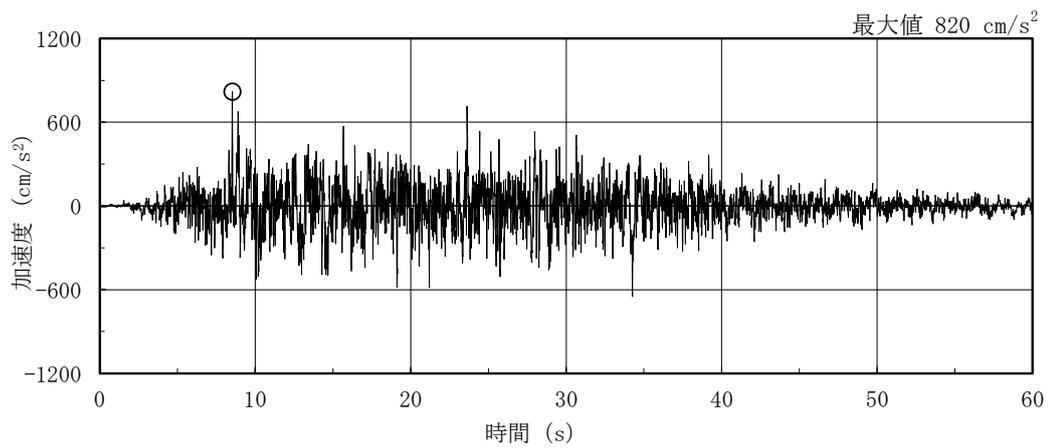


(e) S s - N 2 N S

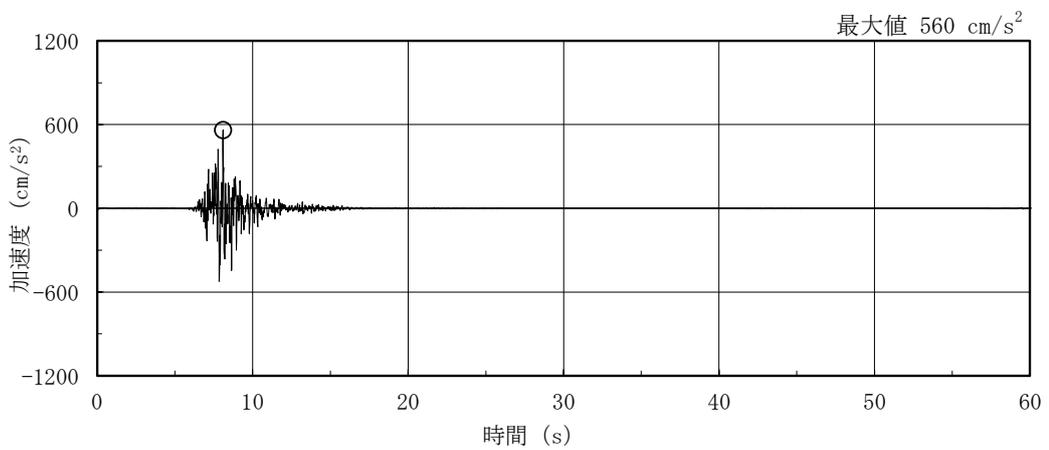


(f) S s - N 2 E W

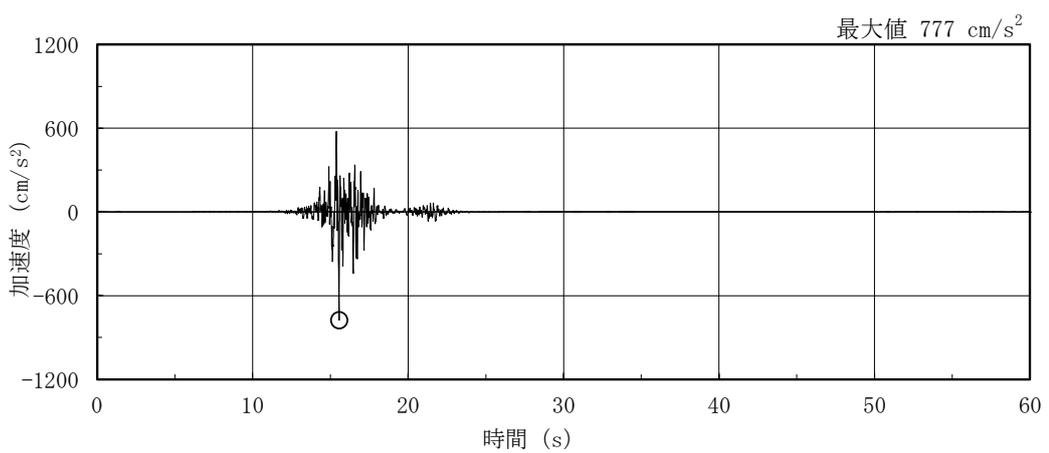
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

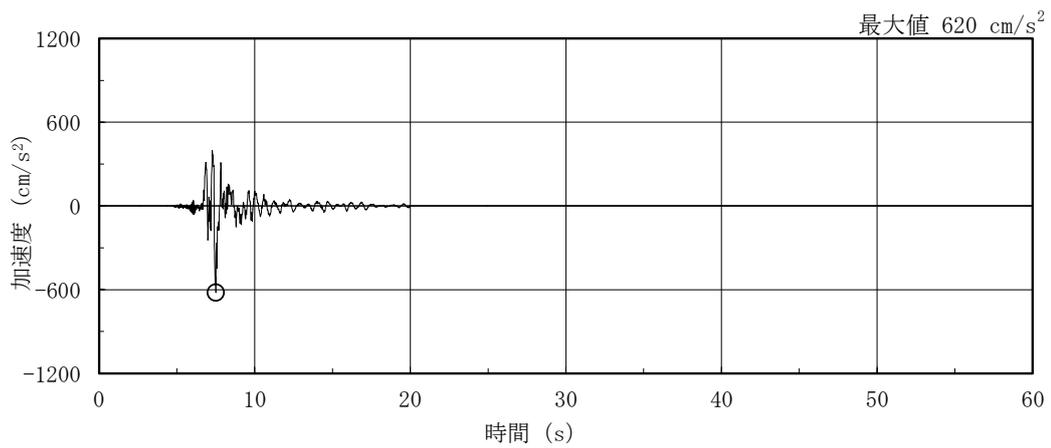


(b) S s - F 1

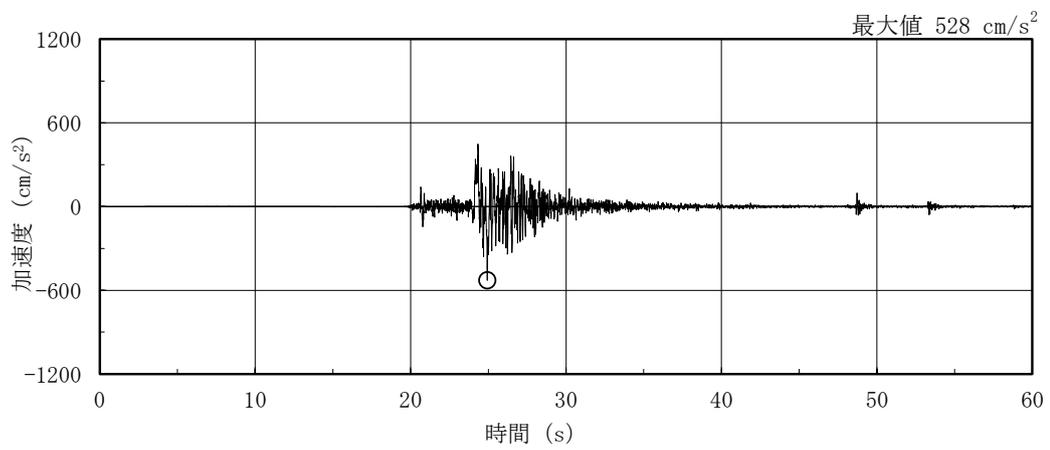


(c) S s - F 2

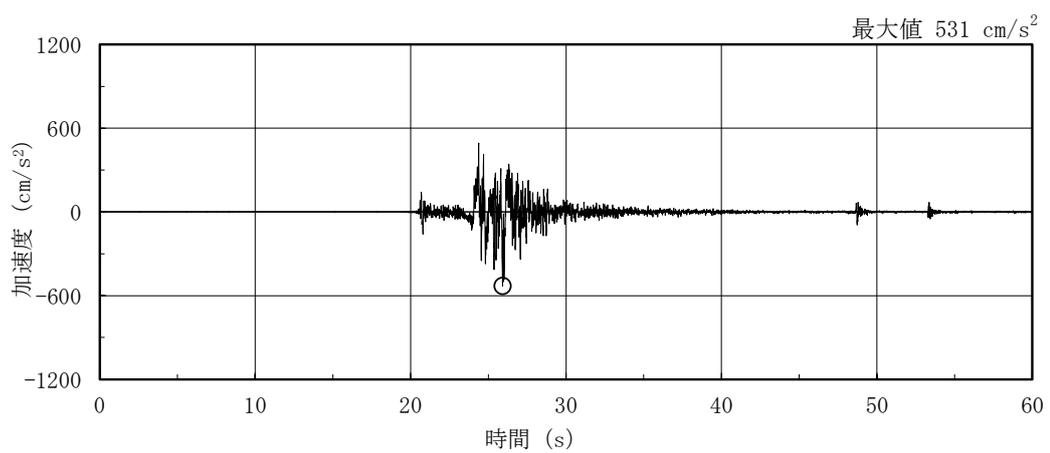
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1

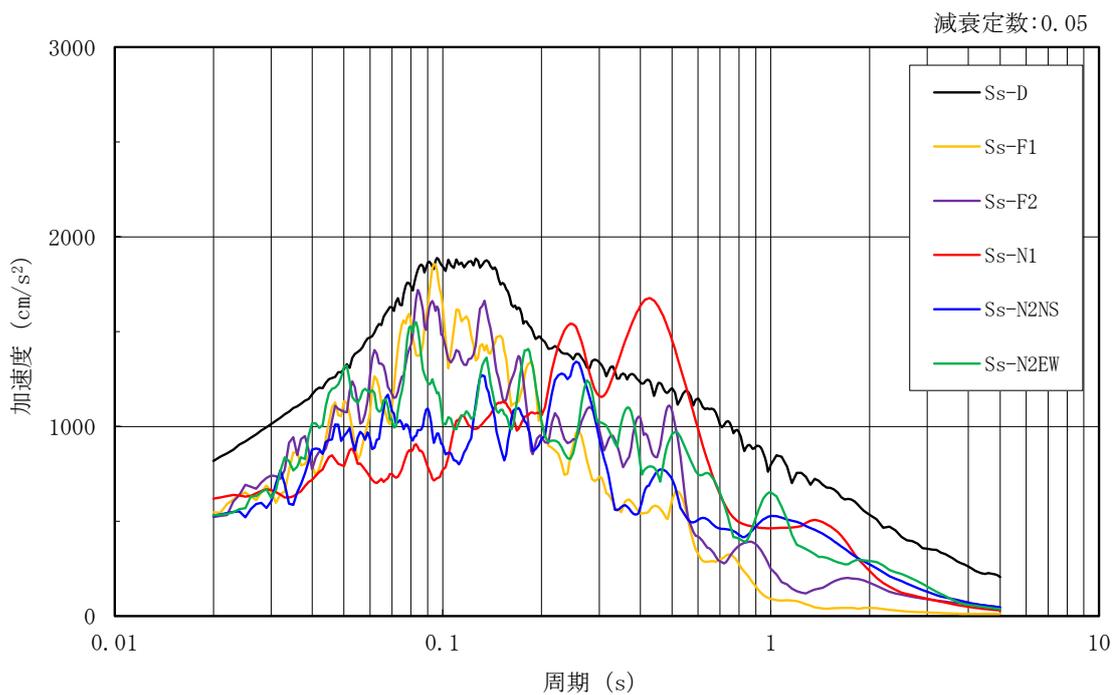


(e) S s - N 2 N S

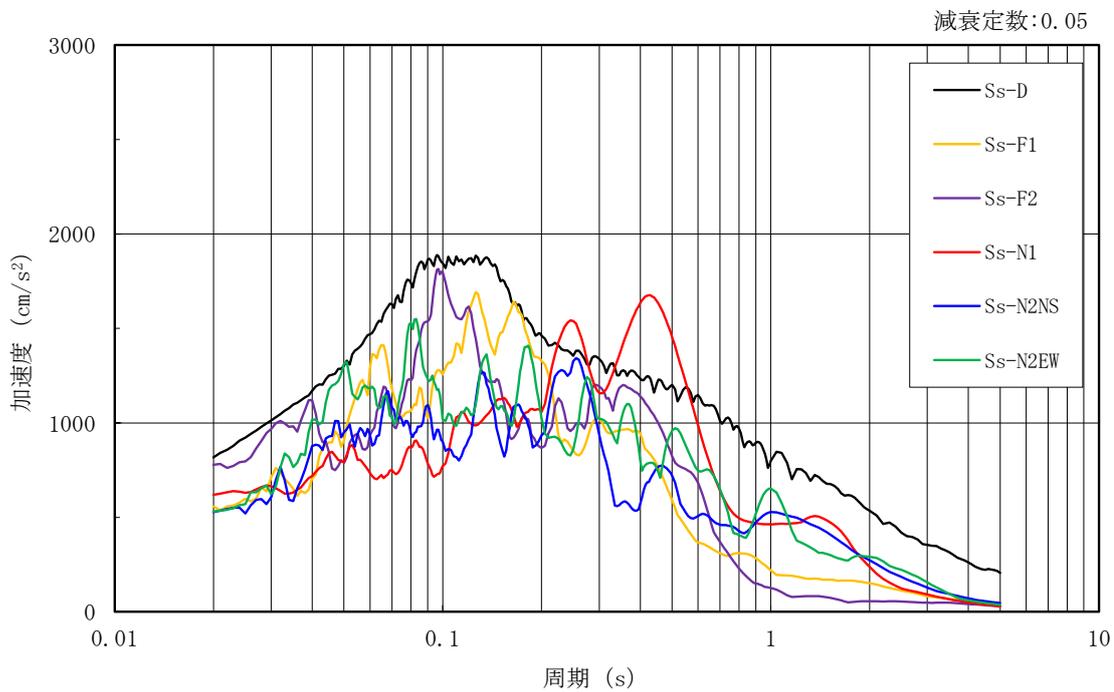


(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

サイトバンカ建物（増築部）の防波壁に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
防波壁に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-3に示す。

表3-3 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=23.5 (N/mm ²) (Fc=240 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD345	2.25×10 ⁴	9.38×10 ³	5	—

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、N S方向及びE W方向それぞれについて行っている。

地震応答解析モデルを図3-4に示す。

基礎底面の地盤ばねについては、「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。）により、振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねに基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮したモデルによる接地率が適用範囲を満足しないことから、基礎底面のロッキング地盤ばねは、建物基礎底面と地盤の間の付着力 0.68N/mm^2 を考慮し、線形とする。地盤ばねの定数化の概要を図3-5に、地盤ばね定数及び減衰係数を表3-4に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

入力地震動は、「3.1 評価対象部位及び評価方針」に示す基準地震動 S_s を基礎底面レベルに直接入力する。なお、基準地震動 $S_s - F_1$ 及び $S_s - F_2$ に関しては、サイトバンカ建物（増築部）の配置に応じて方位を補正した波形を用いる。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-6に示す。

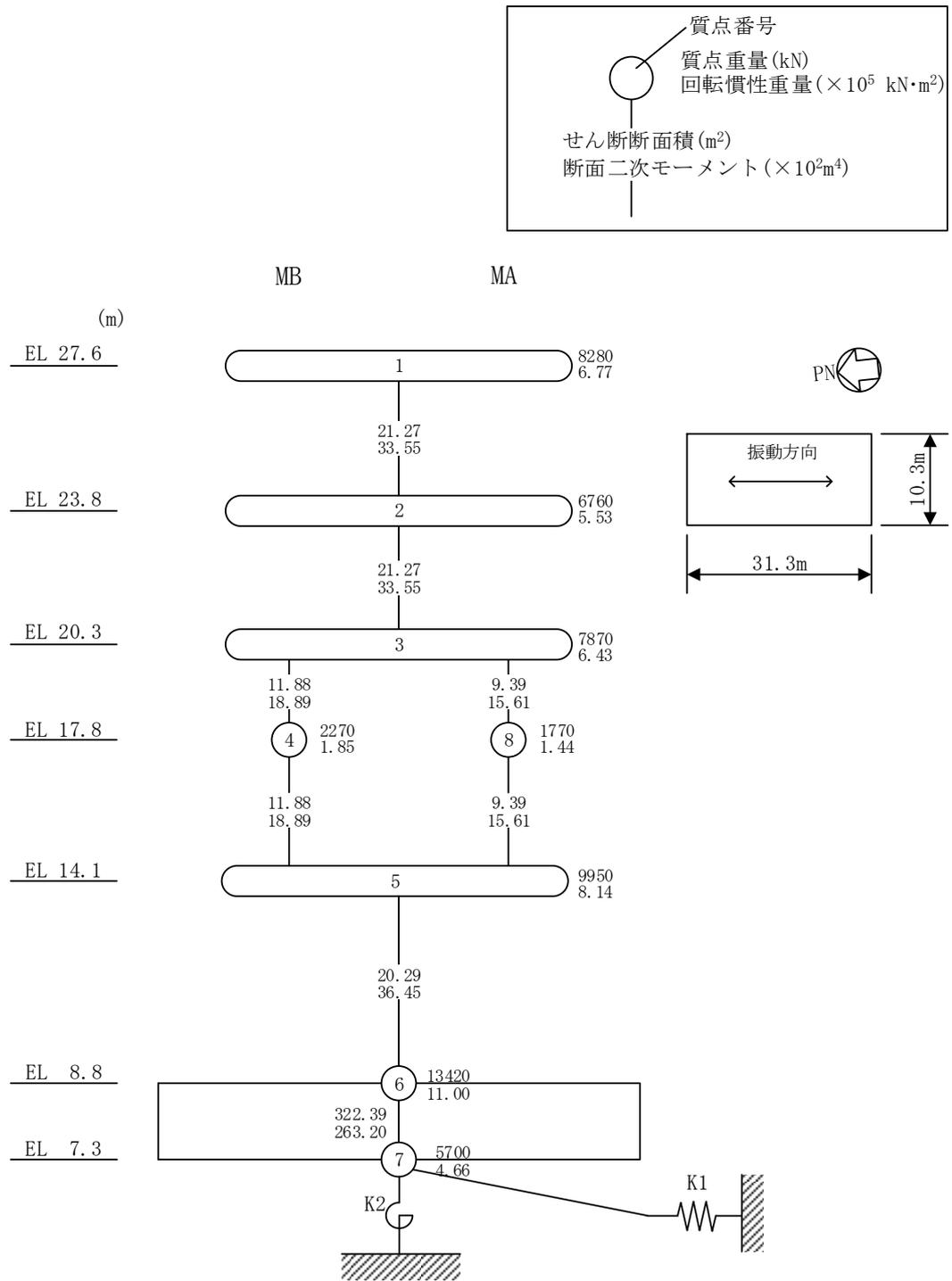


図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

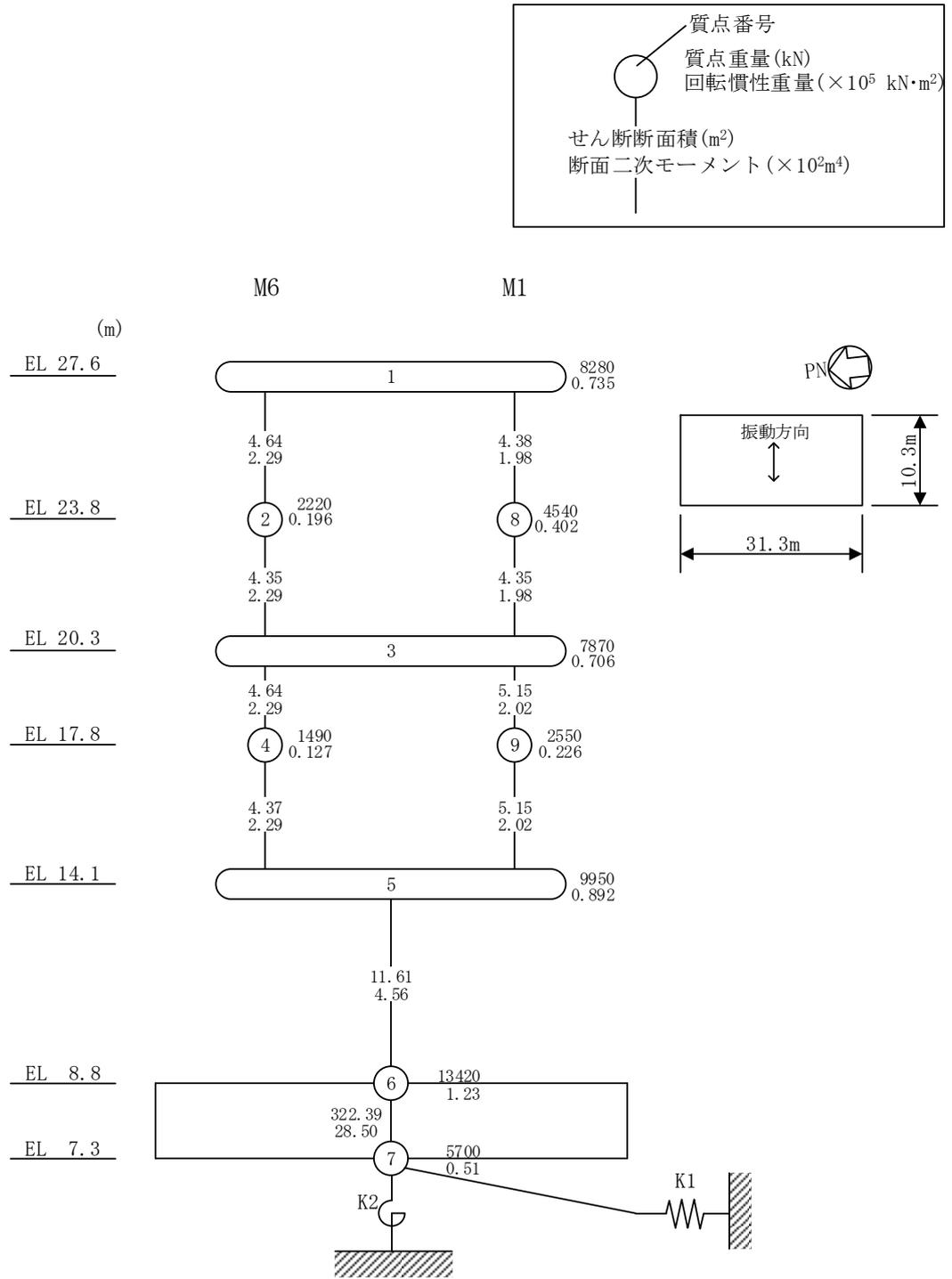
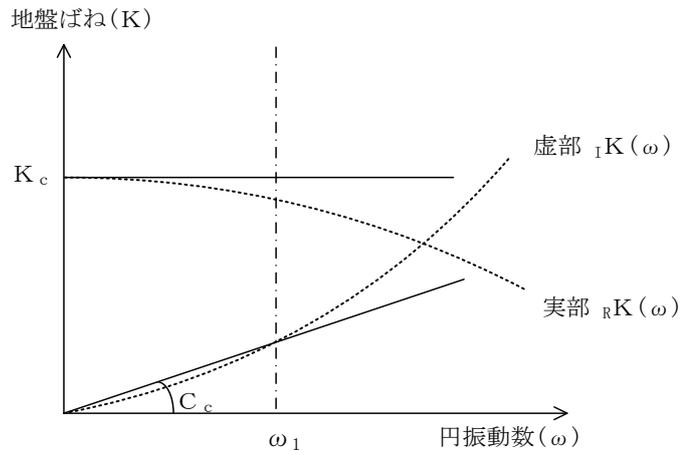


図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)



ばね定数 : 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数 : 地盤-建物連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-5 地盤ばねの定数化の概要

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数

(a) NS 方向

ばね番号	地盤ばね成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	3.05×10^8 (kN/m)	1.06×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	6.33×10^{10} (kN・m/rad)	2.69×10^7 (kN・m・s/rad)

(b) EW 方向

ばね番号	地盤ばね成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	3.32×10^8 (kN/m)	1.26×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	1.24×10^{10} (kN・m/rad)	3.58×10^5 (kN・m・s/rad)

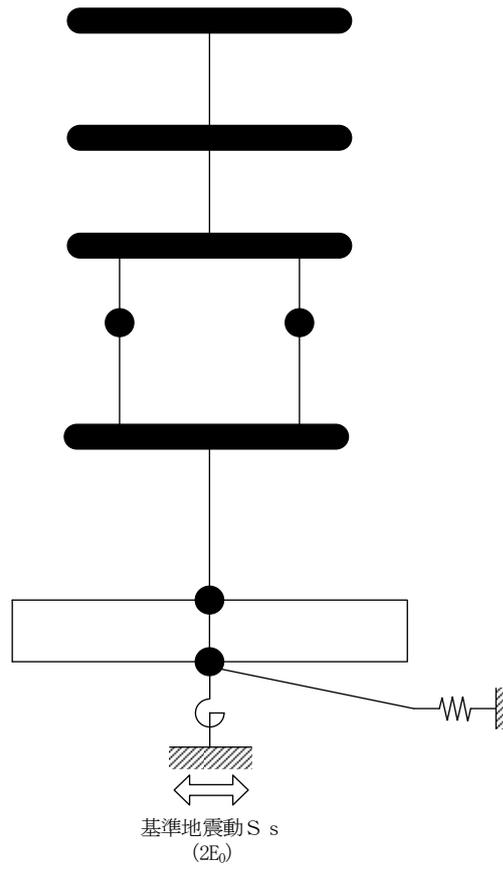


図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

3.5.2 解析方法

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。

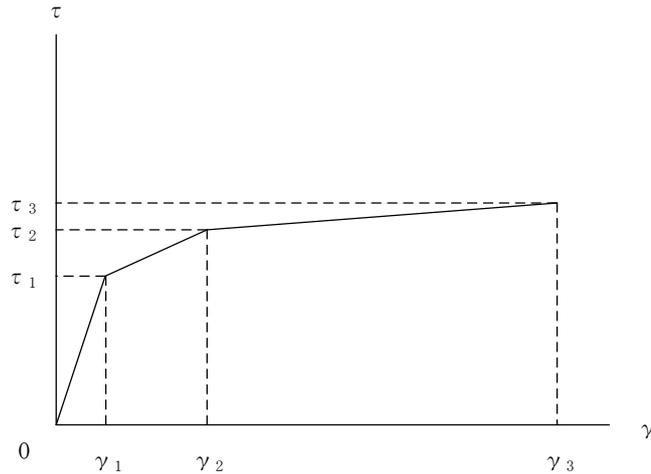
建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-7 に示す。

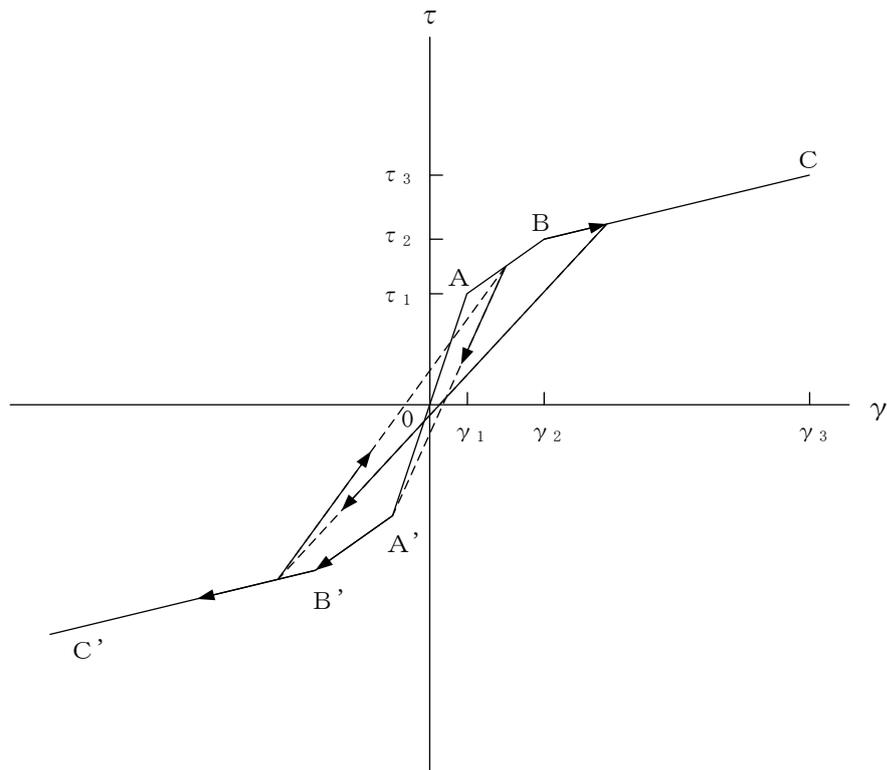


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-8 に示す。

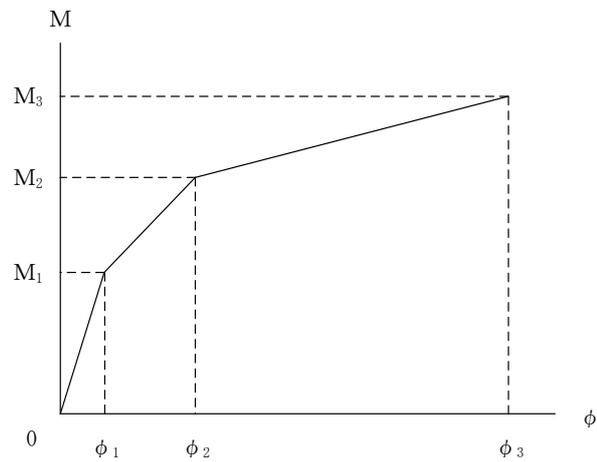


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-9 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

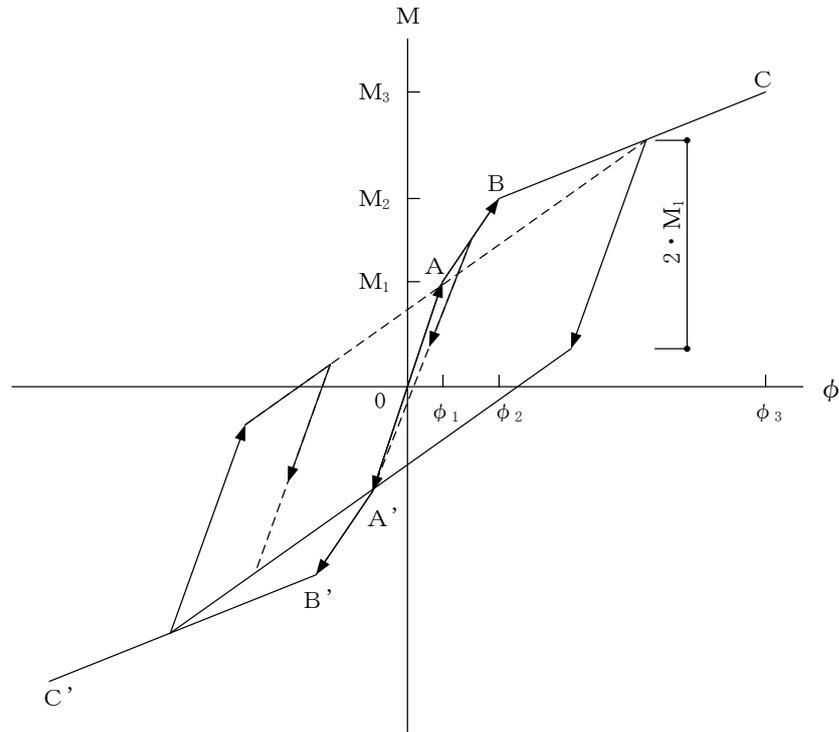
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-10 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を越えていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

サイトバンク建物（増築部）の各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 3-5～表 3-8 に示す。

表 3-5 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

MA-MB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
27.6~23.8	1.68	2.26	4.71	0.179	0.536	4.00
23.8~20.3	1.77	2.39	4.75	0.189	0.567	4.00

MB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
20.3~17.8	1.86	2.51	4.83	0.198	0.595	4.00
17.8~14.1	1.92	2.59	4.71	0.205	0.615	4.00

MA

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
20.3~17.8	1.87	2.52	4.80	0.199	0.598	4.00
17.8~14.1	1.93	2.60	4.66	0.206	0.617	4.00

MA-MB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
14.1~8.8	2.03	2.74	4.59	0.216	0.639	4.00

表 3-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W方向)

M6

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
27.6~23.8	1.64	2.21	4.32	0.175	0.525	4.00
23.8~20.3	1.64	2.22	3.78	0.175	0.546	4.00
20.3~17.8	1.80	2.43	4.23	0.192	0.576	4.00
17.8~14.1	1.78	2.40	3.86	0.189	0.592	4.00

M1

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
27.6~23.8	1.64	2.21	4.21	0.174	0.546	4.00
23.8~20.3	1.76	2.38	4.07	0.188	0.586	4.00
20.3~17.8	1.89	2.55	4.34	0.201	0.604	4.00
17.8~14.1	1.96	2.65	3.94	0.209	0.628	4.00

M1-M6

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
14.1~8.8	1.91	2.58	4.35	0.204	0.629	4.00

表 3-7 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (N S 方向)

MA-MB

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
27.6~23.8	4.75	6.63	9.19	6.30	62.9	1260
23.8~20.3	5.23	7.45	10.1	6.93	64.1	1280

MB

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
20.3~17.8	3.19	5.41	7.13	7.50	66.3	1330
17.8~14.1	3.37	5.71	7.48	7.93	67.0	1340

MA

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
20.3~17.8	2.79	4.76	6.13	7.94	66.8	1340
17.8~14.1	2.95	5.02	6.41	8.39	67.6	1350

MA-MB

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
14.1~8.8	6.53	11.9	15.0	7.97	66.8	1340

表 3-8 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

M6

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
27.6~23.8	0.893	1.20	1.43	17.3	182	3650
23.8~20.3	0.945	1.24	1.39	18.3	183	3670
20.3~17.8	1.05	1.50	1.82	20.5	188	3750
17.8~14.1	1.10	1.51	1.75	21.3	188	3760

M1

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
27.6~23.8	0.906	0.984	1.14	20.3	186	3700
23.8~20.3	1.02	1.13	1.29	22.9	190	3770
20.3~17.8	1.12	1.63	1.96	24.7	195	3910
17.8~14.1	1.20	1.73	2.07	26.4	198	3950

M1-M6

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
14.1~8.8	2.37	3.65	4.57	23.1	195	3890

3.5.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤物性の不確かさ検討にあたっては、S波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。なお、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-9に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値を表3-10に示す。

表3-9 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース2 (地盤物性 $+\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $+\sigma$ (+10%)*	
ケース3 (地盤物性 $-\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $-\sigma$ (-10%)*	
ケース4 (積雪)	設計基準強度	標準地盤	積雪荷重との 組合せを考慮

注記*：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤のS波速度 V_s の不確かさを設定する。

表 3-10 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値

支持地盤	地盤の S 波速度 V_s (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
	1600	1760	1440

3.6 評価方法

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価は，基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い，以下のとおり評価する。

なお，以下の評価には，材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は，質点系モデルによる地震応答解析を行い，応答せん断ひずみを算定し，最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大応答せん断ひずみは、 0.60×10^{-3} (EL 14.1m ~ EL 8.8m, EW 方向, $S_s - D$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.65×10^{-3} (EL 14.1m ~ EL 8.8m, EW 方向, ケース 2, $S_s - D$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	許容限界
NS	0.50 ($S_s - D$)	0.52 ($S_s - D$)	0.46 ($S_s - D$)	0.48 ($S_s - D$)	4.0
EW	0.60 ($S_s - D$)	0.65 ($S_s - D$)	0.60 ($S_s - D$)	0.64 ($S_s - D$)	4.0

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2$ NS 及び $S_s - N2$ EW に対して実施。

VI-2-11-2-1-6 排気筒モニタ室の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 評価方法	10
3.1 評価対象部位及び評価方針	10
3.2 設計に用いる地震波	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	16
3.4 許容限界	17
3.5 解析方法	18
3.5.1 地震応答解析モデル	18
3.5.2 解析方法	24
3.5.3 建物・構築物の復元力特性	25
3.5.4 材料物性の不確かさ等	31
3.6 評価方法	32
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	32
3.6.2 相対変位による評価方法	32
4. 評価結果	33
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	33
4.2 相対変位による評価結果	34

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、排気筒モニタ室が排気筒に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、排気筒の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、排気筒モニタ室の構造物全体としての変形性能の評価を、建物・構築物間の相対変位による影響では、排気筒への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

排気筒モニタ室の設置位置を図2-1に示す。

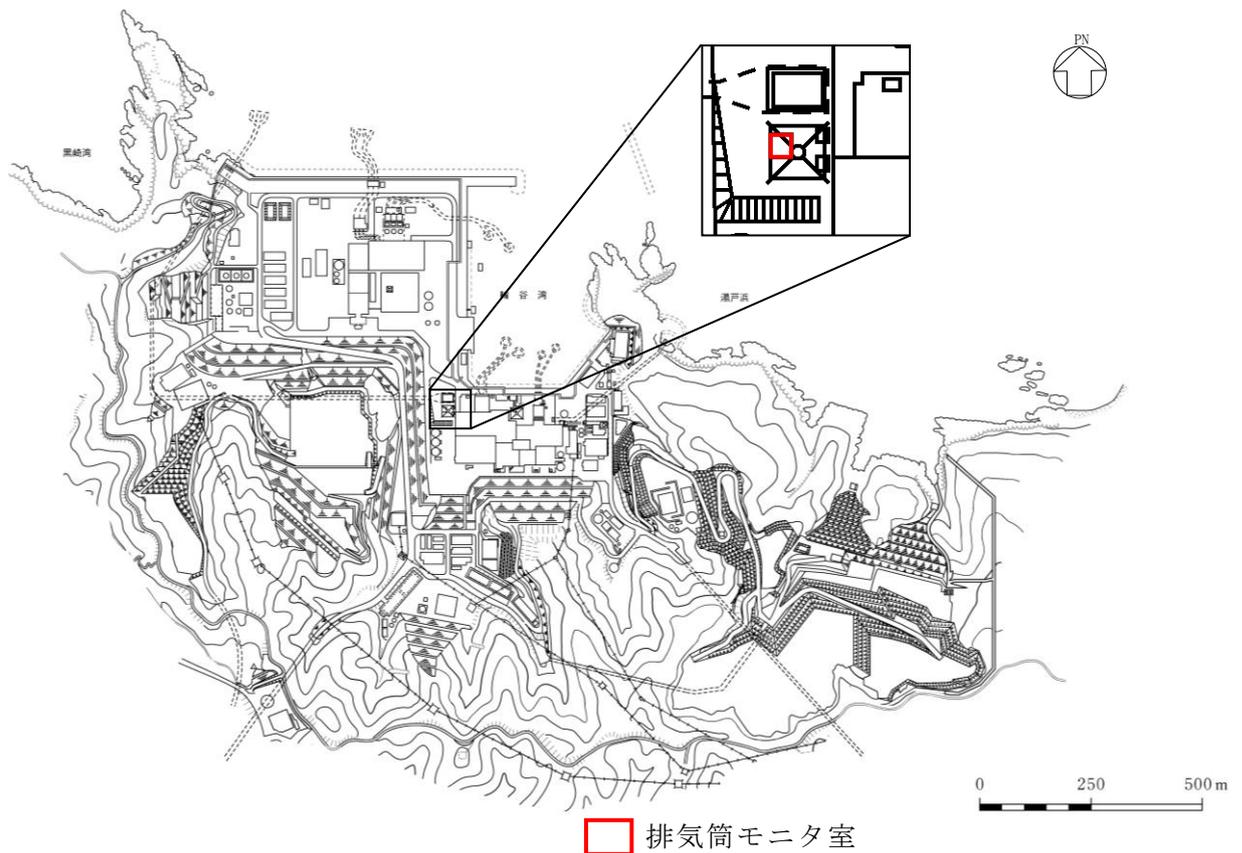


図2-1 排気筒モニタ室の設置位置

2.2 構造概要

排気筒モニタ室は、1階建の鉄筋コンクリート造の建物である。排気筒モニタ室の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に、排気筒モニタ室と排気筒のクリアランスを図2-5に示す。

排気筒モニタ室の平面は、11.55m*（NS）×11.5m*（EW）であり、1階床面からの高さは3.45mである。

排気筒モニタ室の基礎は排気筒の基礎（筒身基礎及びディーゼル燃料貯蔵タンク室の側壁）と一体構造である。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。

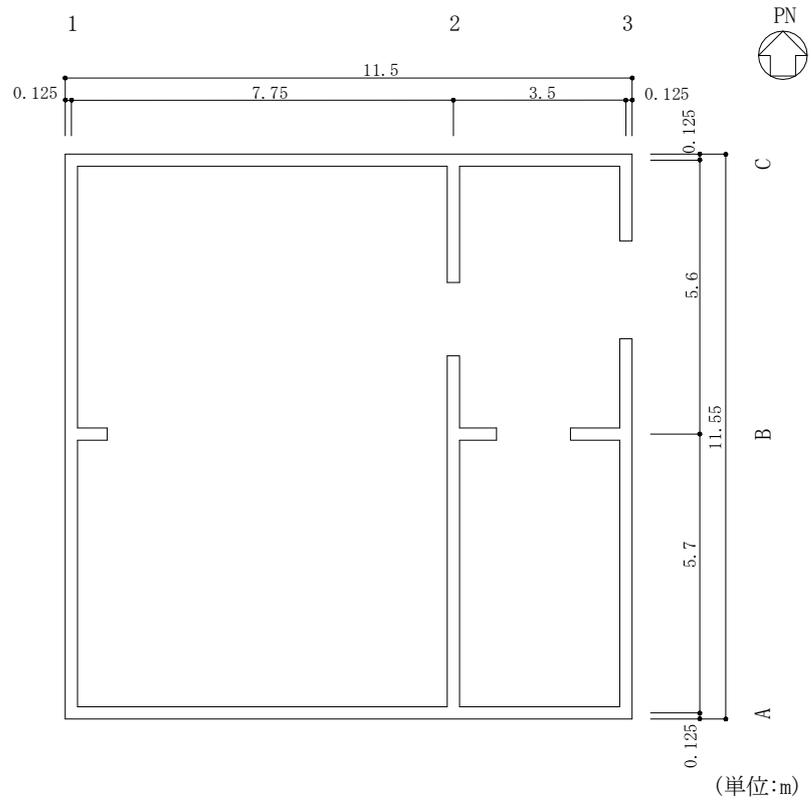


図 2-2 排気筒モニタ室の概略平面図 (EL 8.8m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

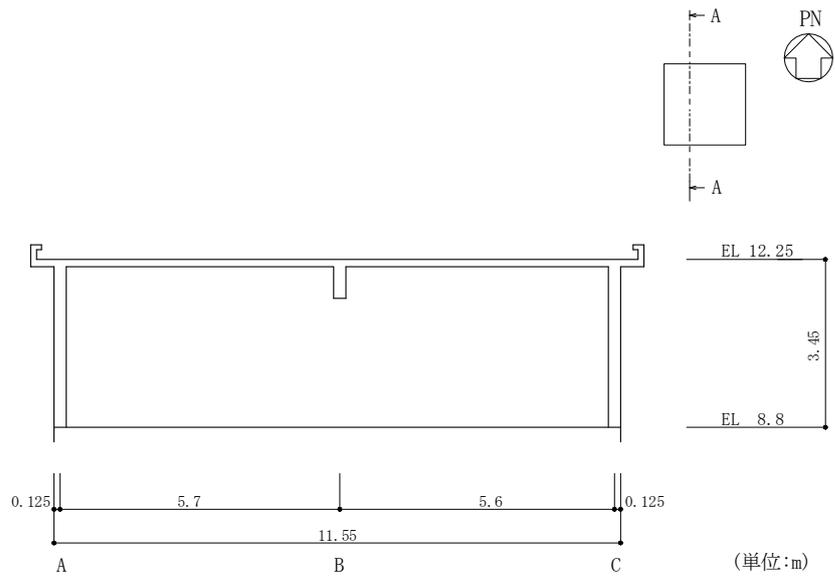


図 2-3(1) 排気筒モニタ室の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)

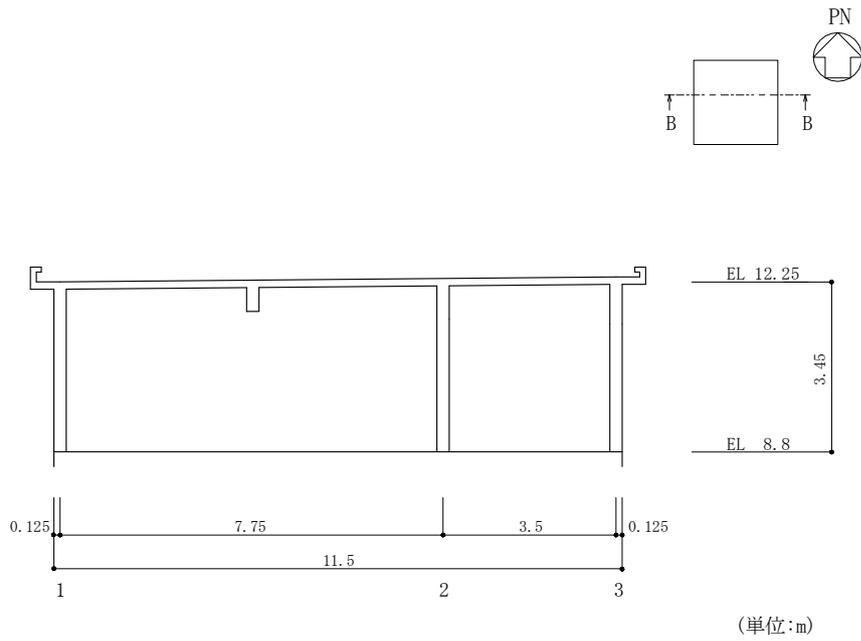


図 2-3(2) 排気筒モニタ室の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

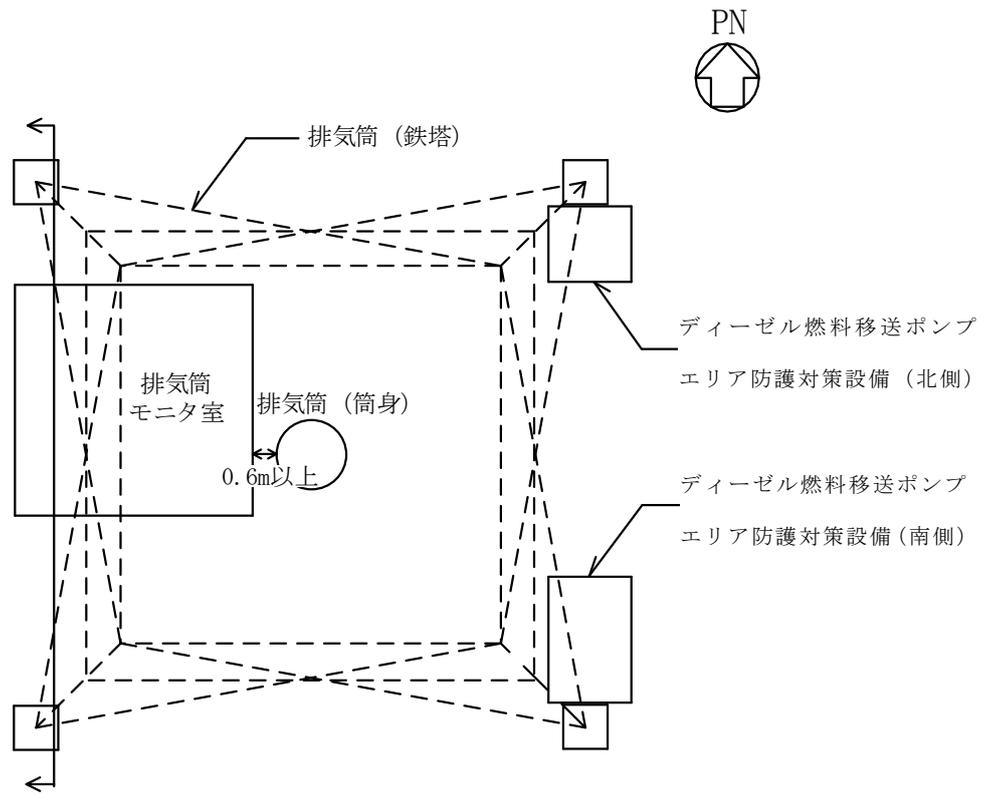


図 2-4 建物配置図

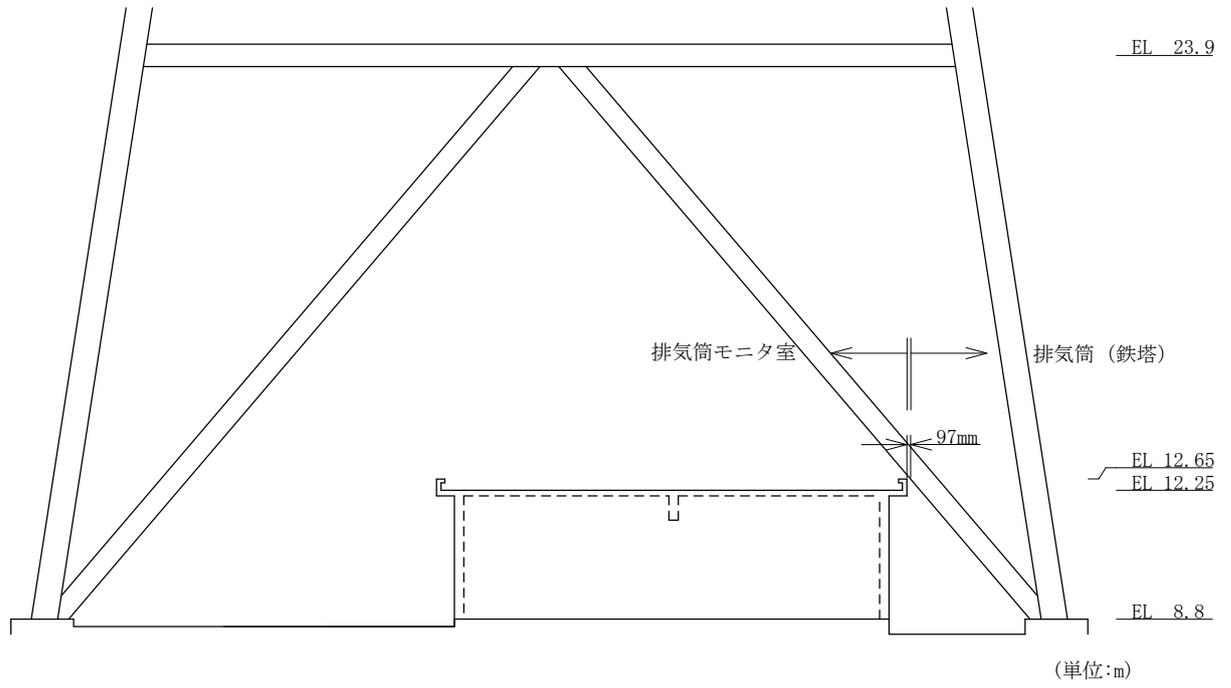


図 2-5 排気筒モニタ室と排気筒 (鉄塔) のクリアランス
(NS 方向)

2.3 評価方針

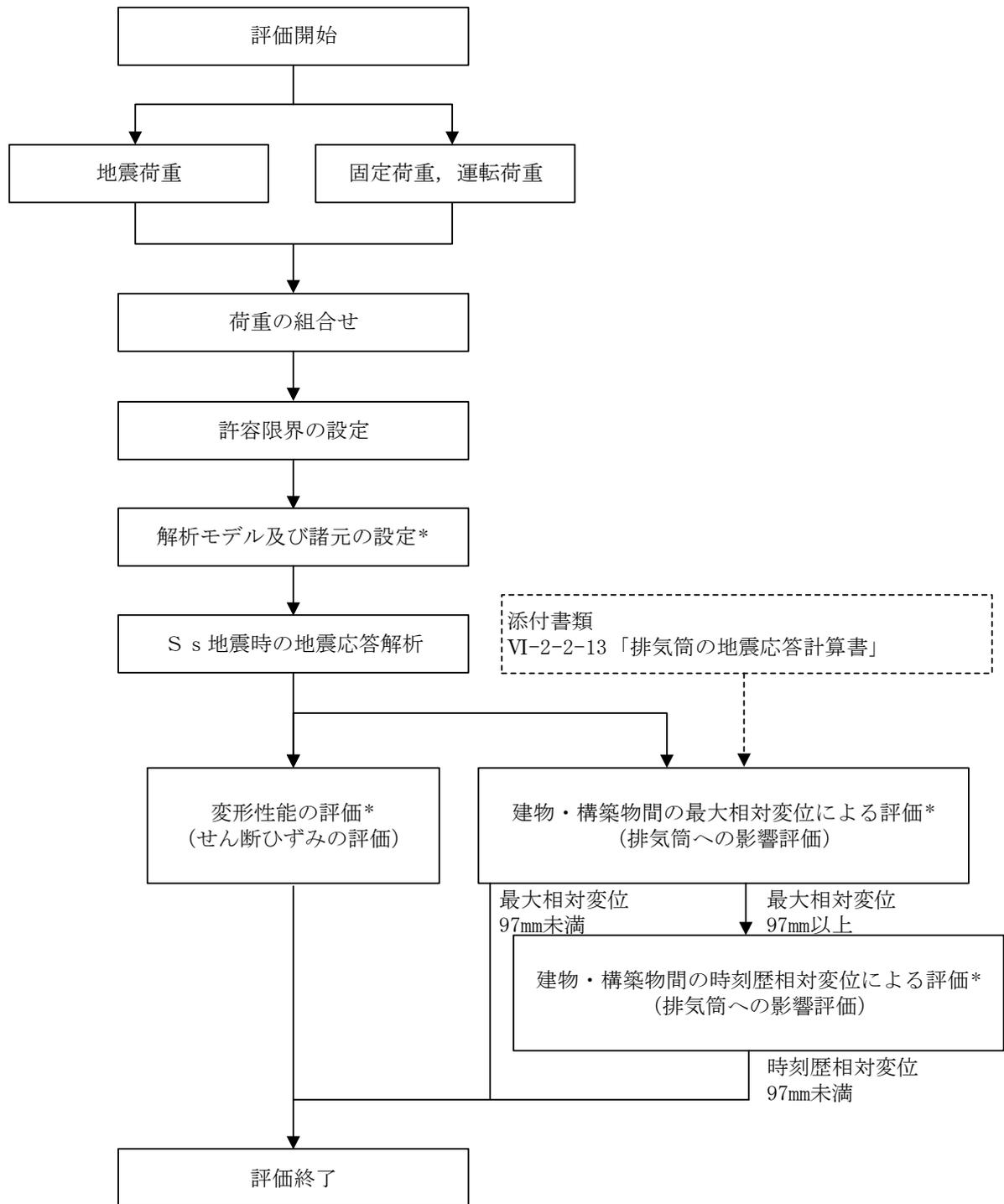
排気筒モニタ室は、排気筒と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

排気筒モニタ室の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。排気筒モニタ室の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。建物・構築物間の相対変位による影響では、排気筒（鉄塔）との相対変位による評価を行うことで、排気筒への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、排気筒モニタ室の最大応答変位に加えて、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、排気筒モニタ室は、排気筒（筒身）と 0.6m 以上離れており、排気筒モニタ室が倒壊しない限り衝突・接触することはない。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、排気筒モニタ室では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図 2-6 に波及的影響の評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-6 排気筒モニタ室の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

排気筒モニタ室の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

排気筒モニタ室の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社）日本電気協会」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

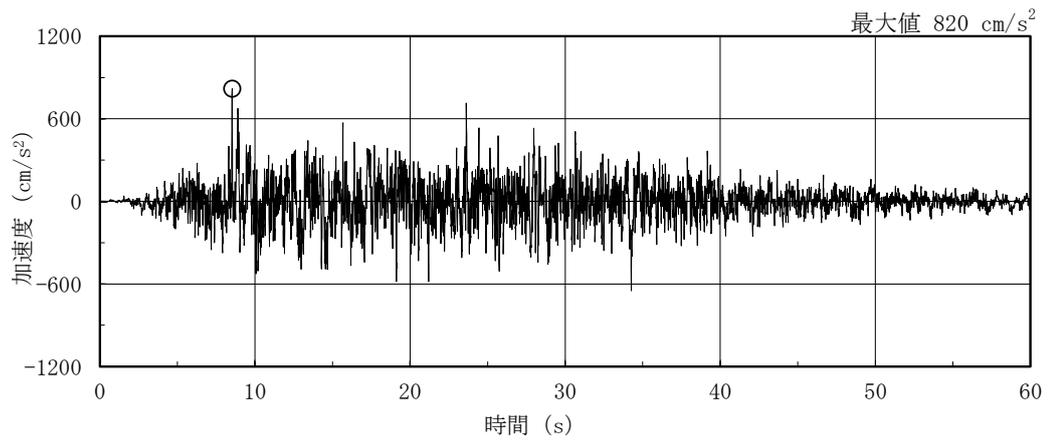
排気筒との相対変位による評価では、排気筒モニタ室と排気筒の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建物・構築物間のクリアランスの大小関係により、隣接する排気筒への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、排気筒モニタ室と排気筒の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

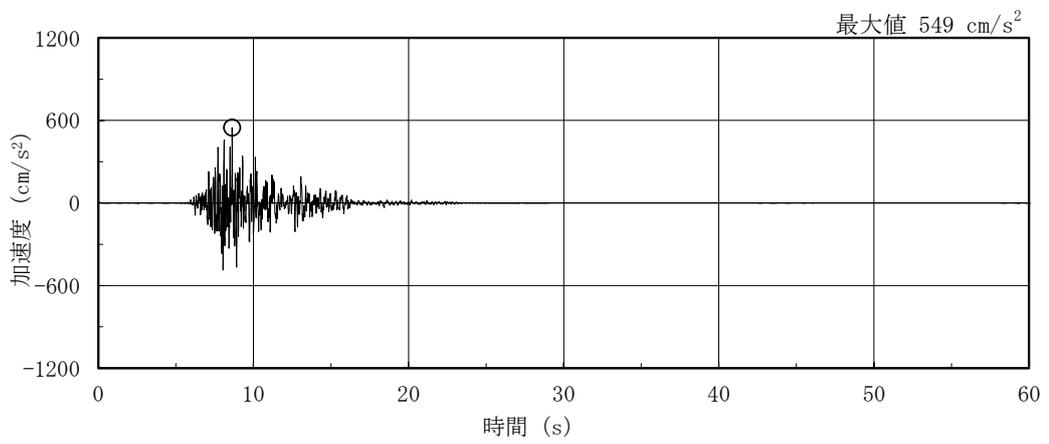
3.2 設計に用いる地震波

排気筒モニタ室の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である排気筒の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

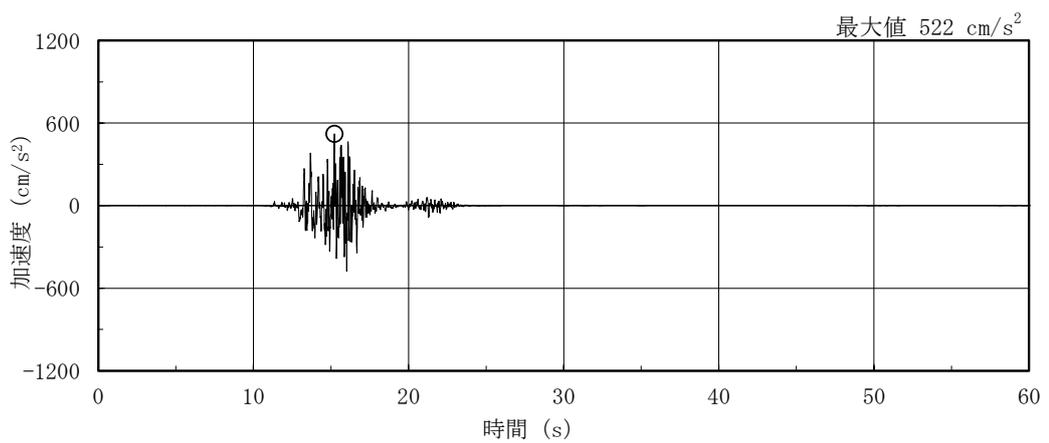
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-3に示す。



(a) S s - D

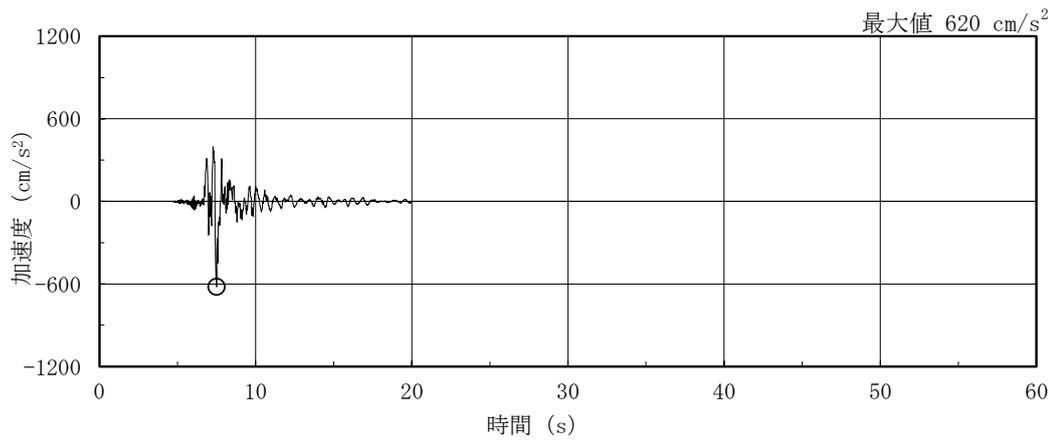


(b) S s - F 1

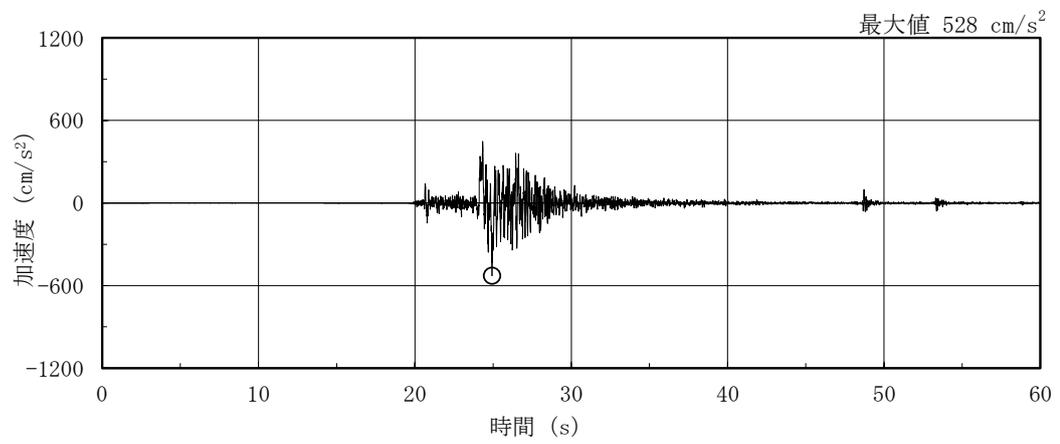


(c) S s - F 2

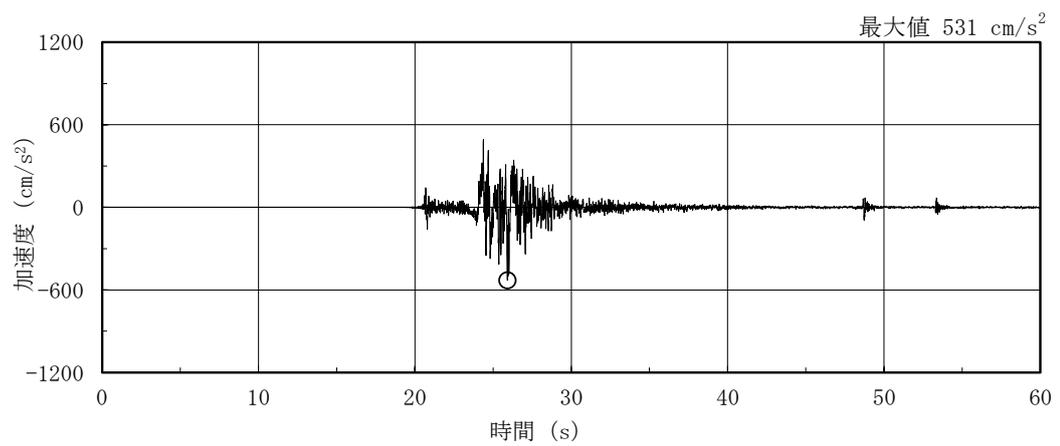
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

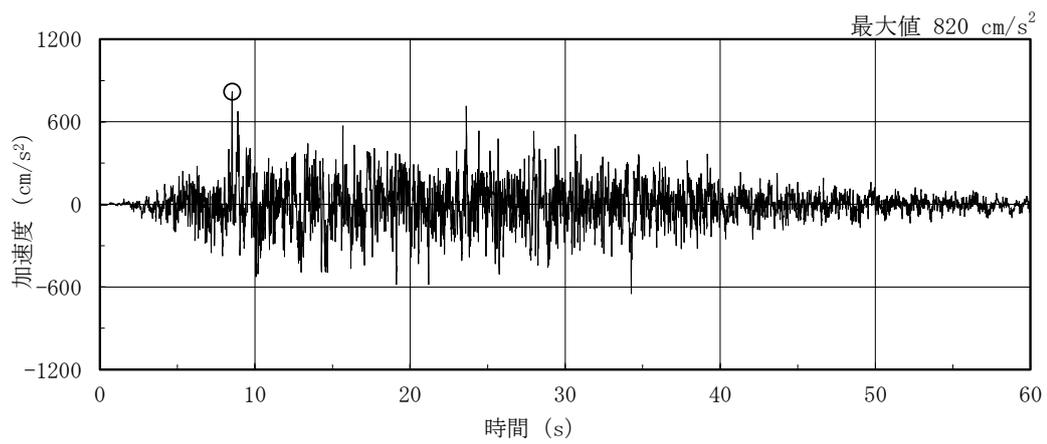


(e) S s - N 2 N S

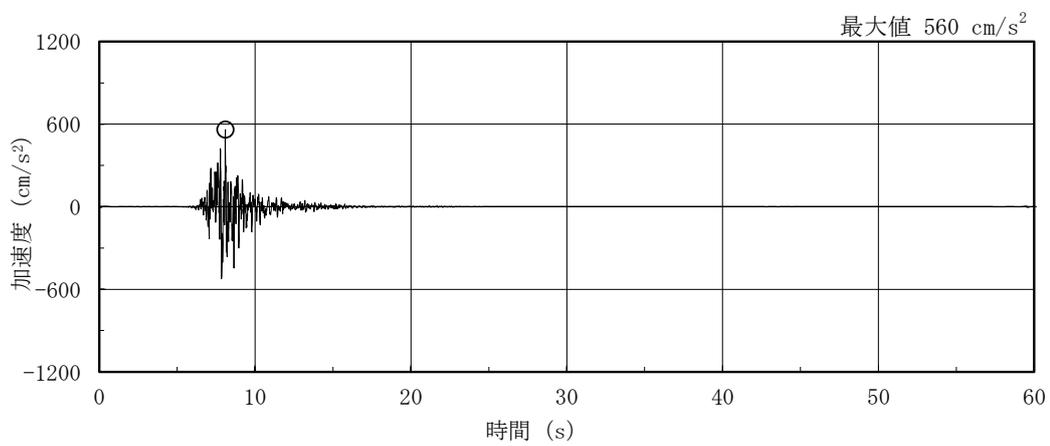


(f) S s - N 2 E W

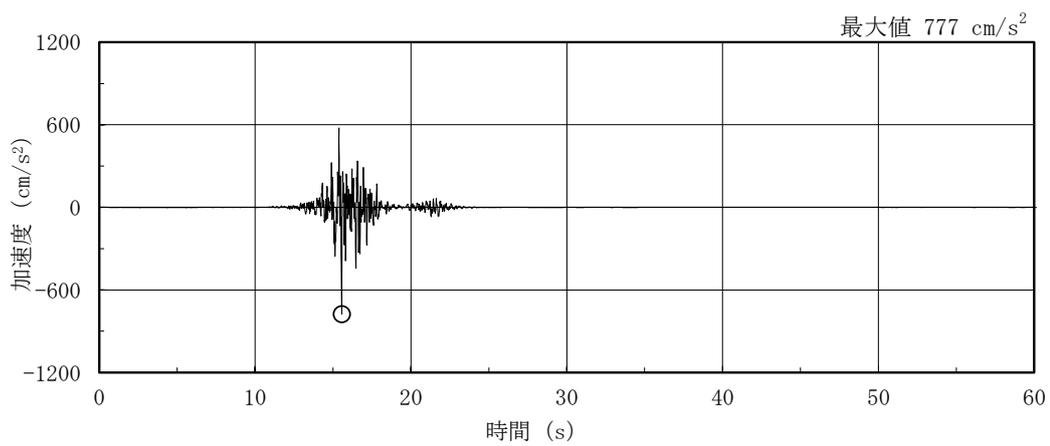
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

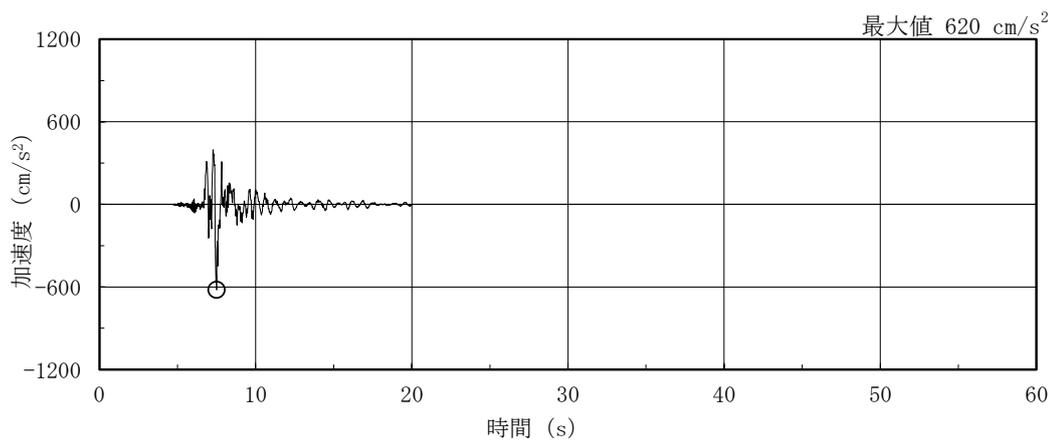


(b) S s - F 1

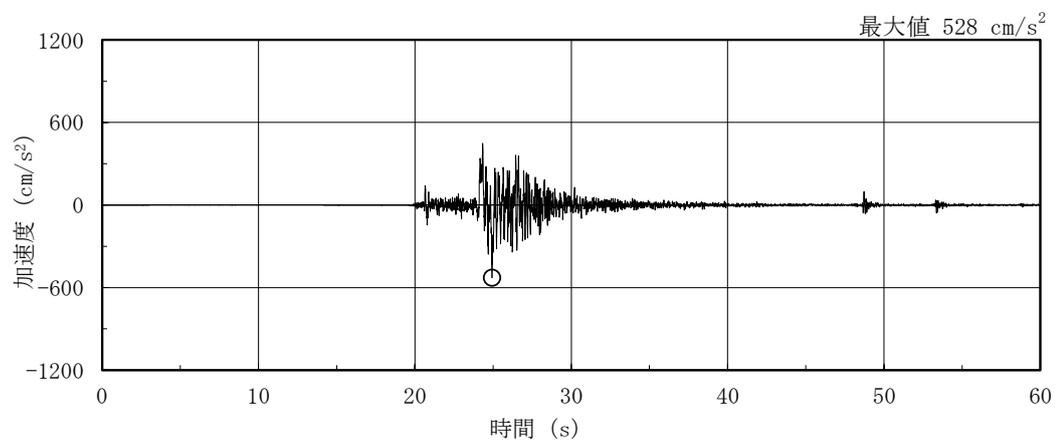


(c) S s - F 2

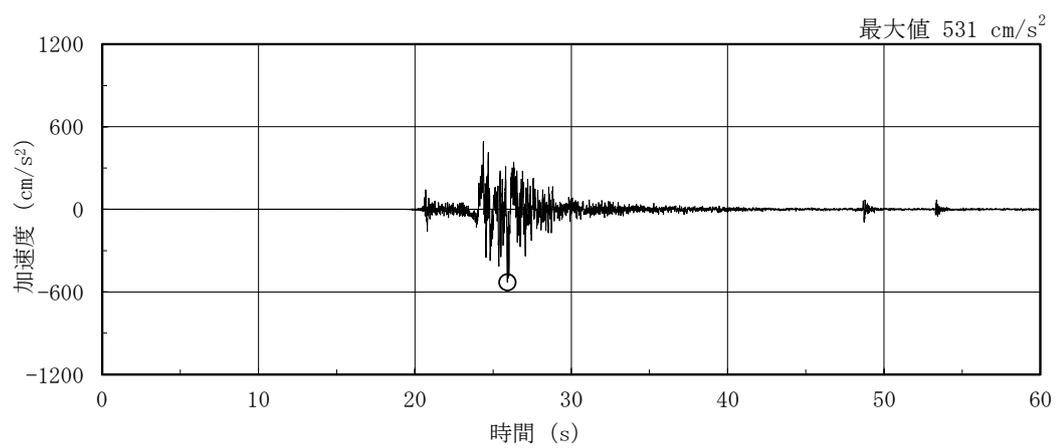
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1

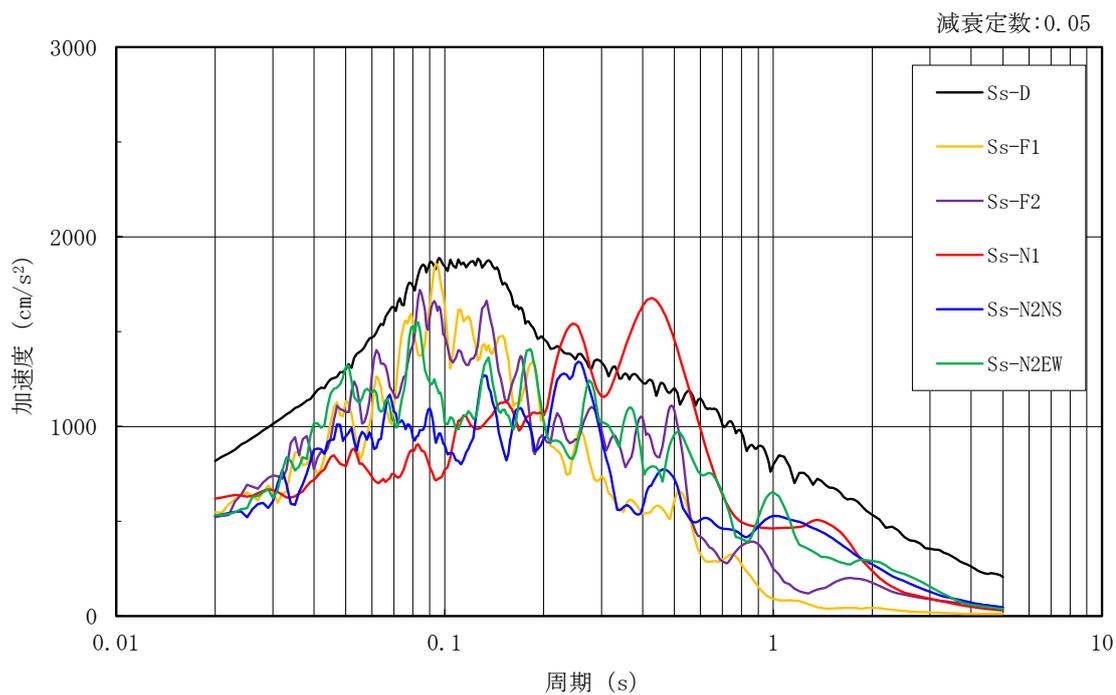


(e) S s - N 2 N S

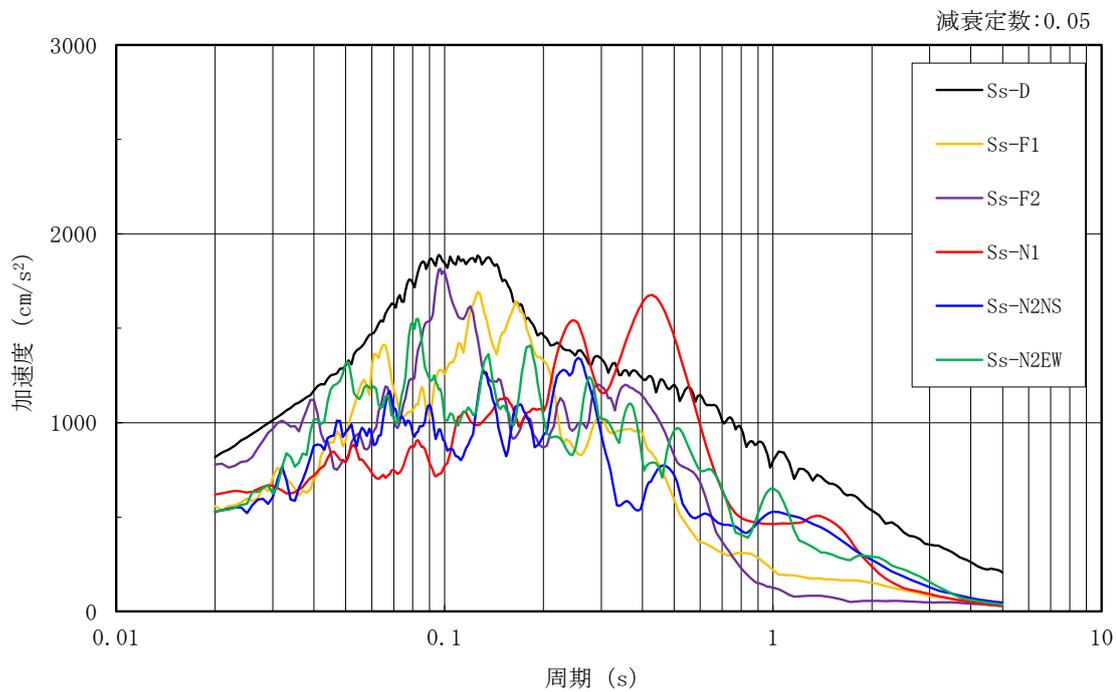


(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

排気筒モニタ室の排気筒に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2及び表3-3のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
排気筒に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		排気筒モニタ室及び排気筒(鉄塔)	建物・構築物間の最大相対変位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*	相対変位 97mm

注記*：最大相対変位が許容限界を超過する場合には、排気筒モニタ室と排気筒の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

表3-3 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
排気筒に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		排気筒モニタ室及び排気筒(鉄塔)	建物・構築物間の最大相対変位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*	相対変位 97mm

注記*：最大相対変位が許容限界を超過する場合には、排気筒モニタ室と排気筒の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-4に示す。

表3-4 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=20.6 (N/mm ²) (Fc=210 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.15×10 ⁴	8.98×10 ³	5	—

地震応答解析モデルは、排気筒モニタ室が排気筒の基礎に設置されていることから1階床面（EL 8.8m）を固定し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、NS方向及びEW方向それぞれについて行っている。

地震応答解析モデルを図3-4に示す。

入力地震動は、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」で算定した基準地震動 S_s による排気筒（筒身）の基礎上端位置の応答を用いることとし、排気筒モニタ室の1階床面レベルに直接入力する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-5に、排気筒モニタ室への入力地震動とする排気筒（筒身）の基礎上端位置における加速度応答スペクトルを図3-6に示す。

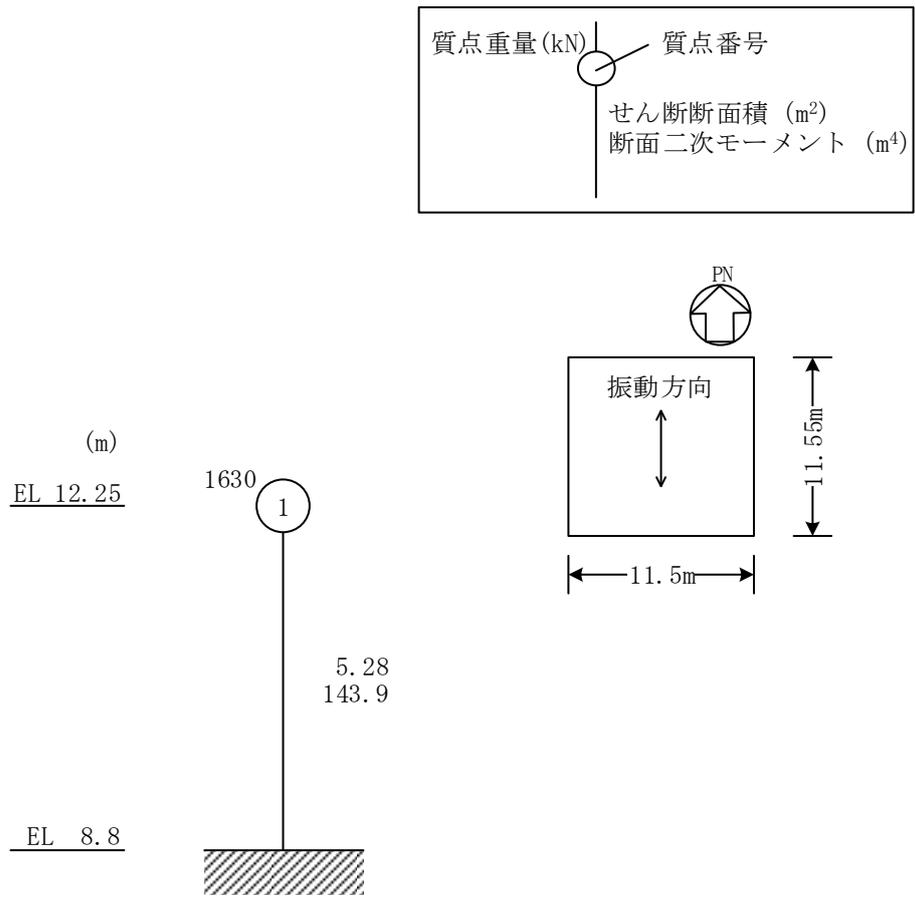


図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

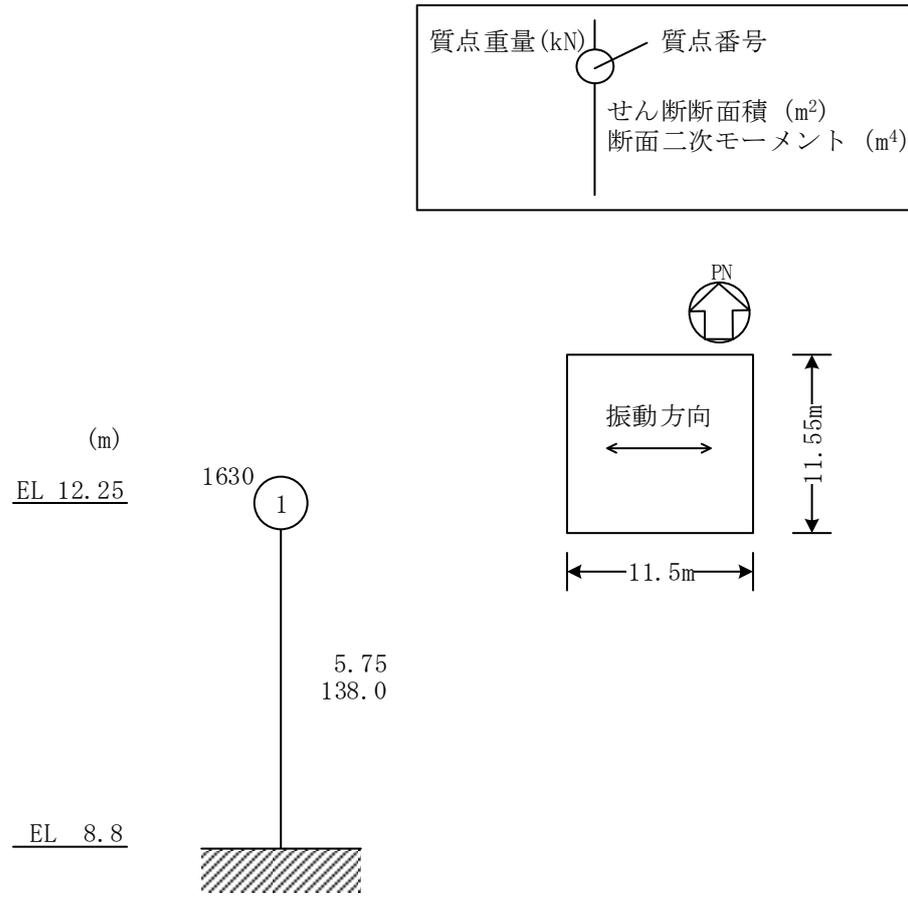
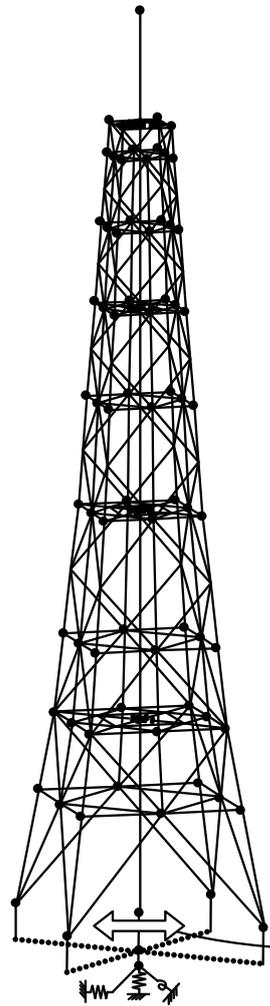
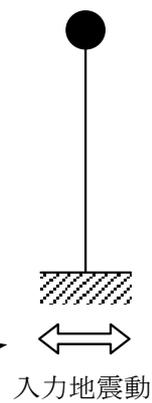


図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)

[排気筒の地震応答解析モデル]



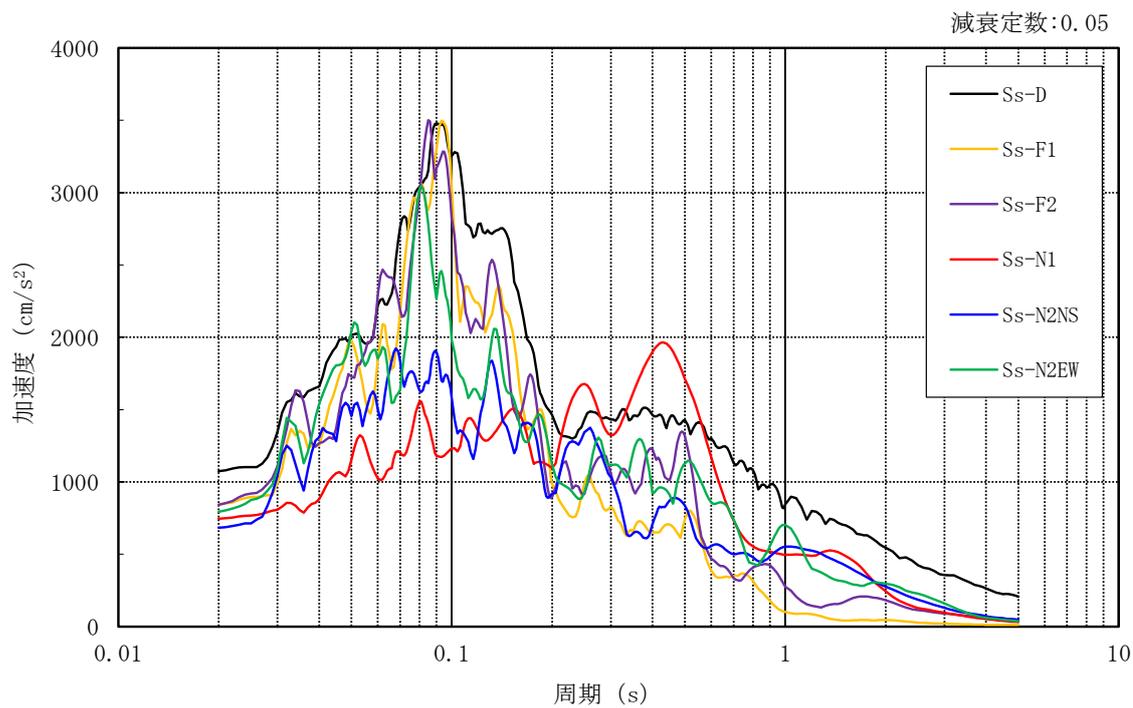
[排気筒モニタ室の地震応答解析モデル]



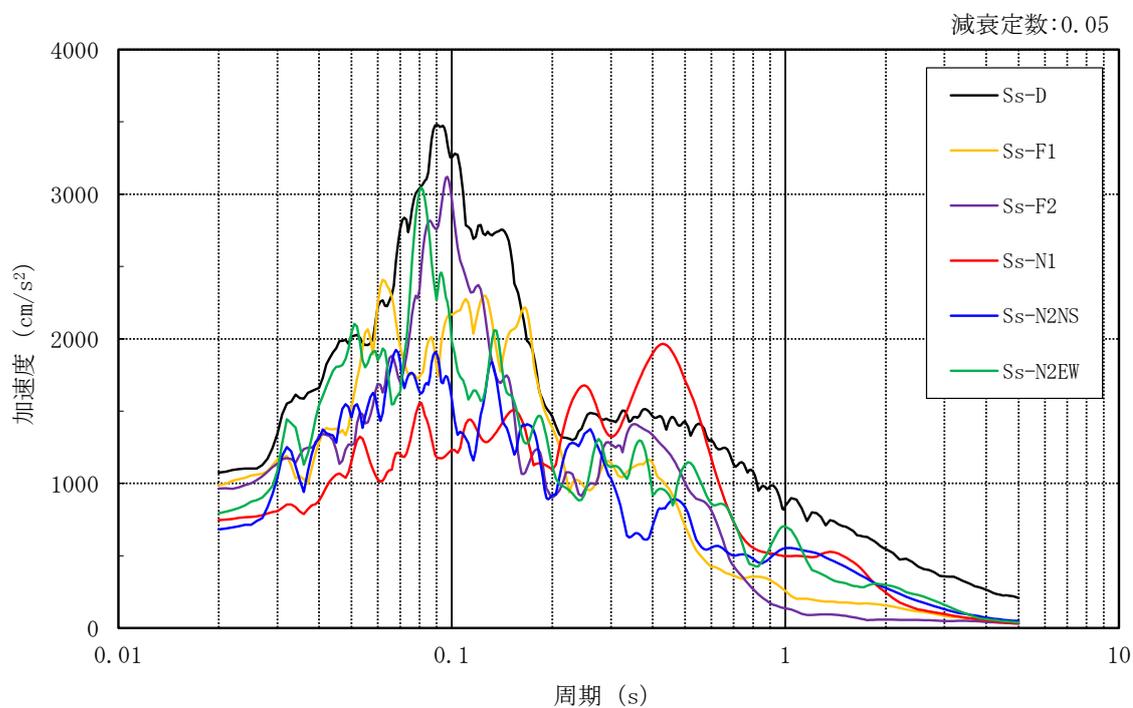
入力地震動

排気筒（筒身）の基礎上端位置における
基準地震動 S_s の時刻歴応答加速度

図 3-5 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-6 入力地震動の加速度応答スペクトル（基準地震動 S_s ，排気筒（筒身）基礎上）

3.5.2 解析方法

排気筒モニタ室の地震応答解析には，解析コード「NUPP4」を用いる。

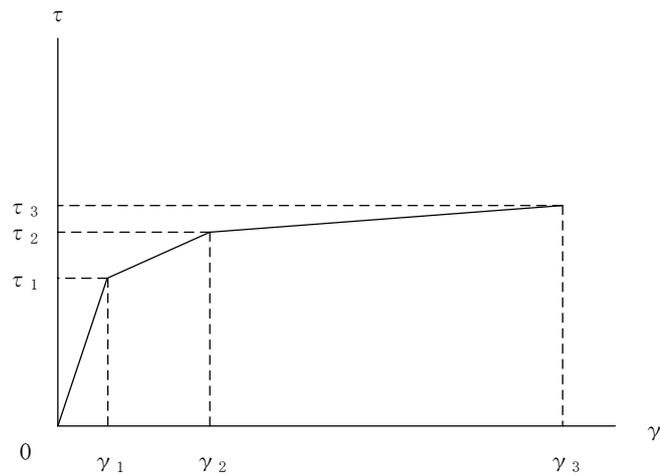
建物・構築物の地震応答解析は，VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

なお，地震応答解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「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。）に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-7 に示す。

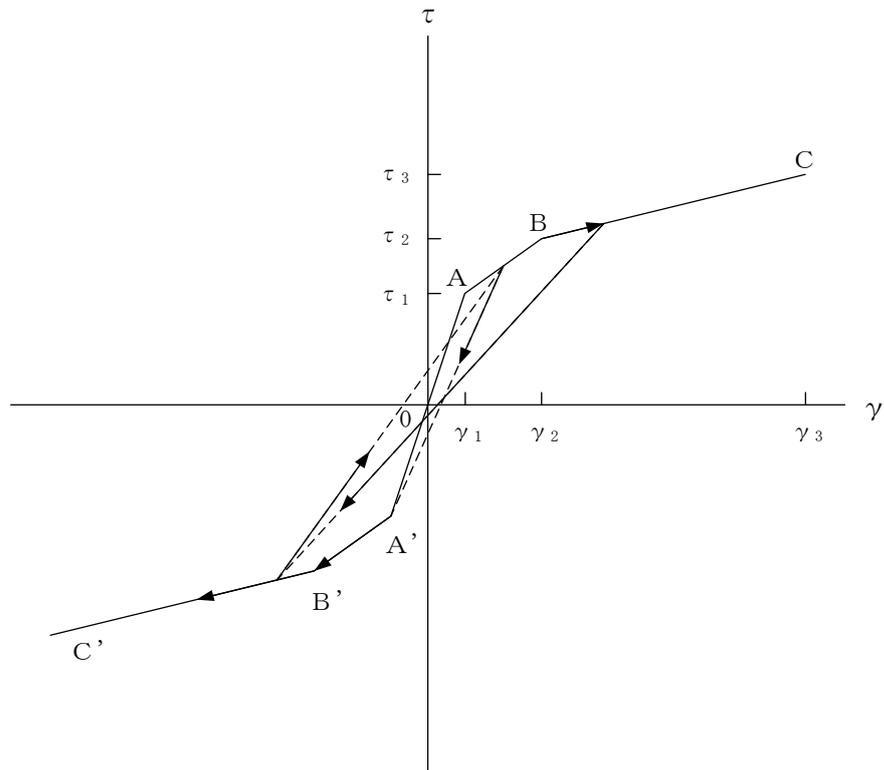


- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-8 に示す。

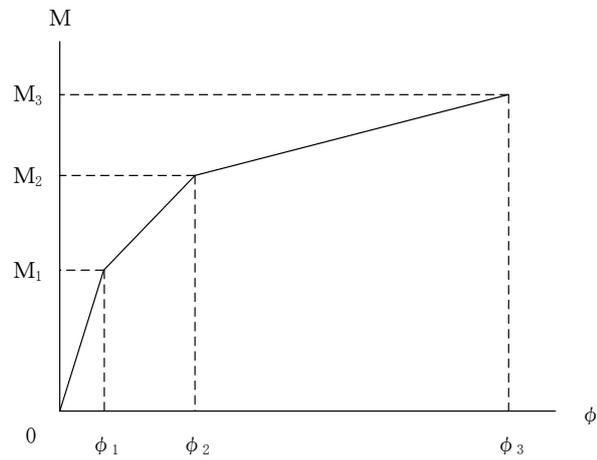


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-9 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

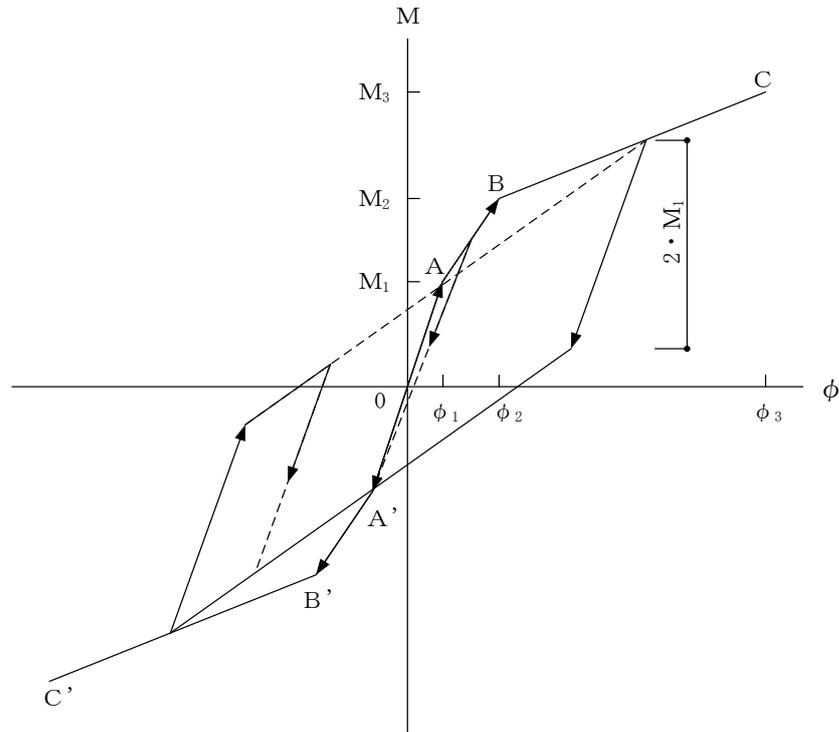
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-10 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を過ぎていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を過ぎていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

排気筒モニタ室の各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 3-5～表 3-8 に示す。

表 3-5 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (N S 方向)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
12.25~8.8	1.48	2.00	4.19	0.165	0.495	4.00

表 3-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W 方向)

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
12.25~8.8	1.48	2.00	4.19	0.165	0.495	4.00

表 3-7 曲げスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係) (N S 方向)

EL (m)	M_1 ($\times 10^5$ kN·m)	M_2 ($\times 10^5$ kN·m)	M_3 ($\times 10^5$ kN·m)	ϕ_1 ($\times 10^{-6}$ /m)	ϕ_2 ($\times 10^{-6}$ /m)	ϕ_3 ($\times 10^{-6}$ /m)
12.25~8.8	0.472	0.631	0.833	15.2	166	3320

表 3-8 曲げスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係) (E W 方向)

EL (m)	M_1 ($\times 10^5$ kN·m)	M_2 ($\times 10^5$ kN·m)	M_3 ($\times 10^5$ kN·m)	ϕ_1 ($\times 10^{-6}$ /m)	ϕ_2 ($\times 10^{-6}$ /m)	ϕ_3 ($\times 10^{-6}$ /m)
12.25~8.8	0.454	0.628	0.849	15.3	167	3350

3.5.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、排気筒の基礎に設置された建物であることから基礎固定モデルとしており地盤ばねの変動はなく、また、地盤物性のばらつきに伴う排気筒基礎からの入力地震動による影響は小さいため、考慮しない。また、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 3-9 に示す。

表 3-9 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース 1 (工認モデル)	設計基準強度	—	基本ケース
ケース 2 (積雪)	設計基準強度	—	積雪荷重との 組合せを考慮

3.6 評価方法

排気筒モニタ室の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算定し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.6.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示す排気筒モニタ室の地震応答解析モデルによる解析結果と VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算定し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算定する際の基準点は、排気筒の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算定する。

さらに、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建物・構築物の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

なお、排気筒モニタ室は1階床面 (EL 8.8m) を固定したモデルのため、地盤物性の不確かさを考慮していないことから、地震応答解析ケースはケース 1 (工認モデル) 及びケース 2 (積雪) の 2 ケースである。一方、排気筒では地盤物性の不確かさ及び制震装置 (粘性ダンパ) の不確かさを考慮しており、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」において地震応答解析ケースを 5 ケースとしている。このため、相対変位による評価について、排気筒モニタ室のケース 1 は排気筒の全 5 ケースと、排気筒モニタ室のケース 2 は排気筒のケース 1 (工認モデル) との相対変位を評価する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) の最大応答せん断ひずみは、 0.04×10^{-3} (NS 方向, $S_s - D$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.04×10^{-3} (NS 方向, ケース 2, $S_s - D$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	許容限界
NS	0.04 ($S_s - D$)	0.04 ($S_s - D$)	4.0
EW	0.04 ($S_s - D$)	0.04 ($S_s - D$)	4.0

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$, $S_s - N1$, $S_s - N2$ NS 及び $S_s - N2$ EW に対して実施。

4.2 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する建物・構築物間の最大相対変位を表 4-2 に示す。また、各建物・構築物の最大応答変位とクリアランスを図 4-1 に示す。

その結果、材料物性の不確かさを考慮した場合も含め、最大相対変位は、EL 12.25m で 4.29mm ($S_s - D$) であり、許容限界 (97mm) を超えないことを確認した。

表 4-2 排気筒モニタ室と排気筒（鉄塔）の最大相対変位
（NS 方向，絶対値和）

（単位：mm）

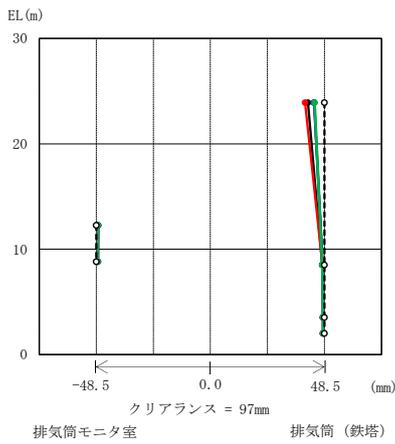
排気筒モニタ室		排気筒 （鉄塔）		ケース 1*1 （工認モデル）					ケース 2*1	許容 限界
質点 番号	EL （m）	質点 番号	EL （m）	ケース 1*2 （工認モデル）	ケース 2*2 （地盤物性 + σ ）	ケース 3*2 （地盤物性 - σ ）	ケース 4*2 （減衰係数上限）	ケース 5*2 （減衰係数下限）	ケース 1*2 （工認モデル）	
①	12.25	*3	12.25	3.54 （S s - D）	3.19 （S s - D）	4.29 （S s - D）	3.52 （S s - D）	3.60 （S s - D）	3.54 （S s - D）	97

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は，基準地震動 S s - D，S s - F 1，S s - F 2，S s - N 1，S s - N 2 NS 及び S s - N 2 EW に対して実施。

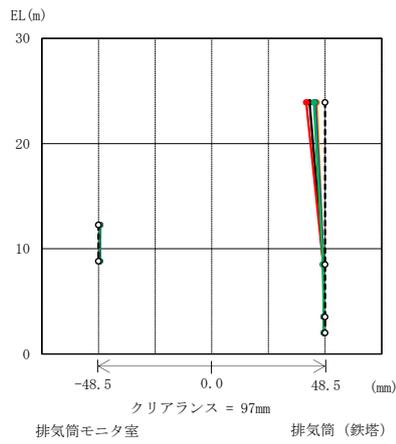
注記*1：排気筒モニタ室の地震応答解析ケースを示す。

*2：排気筒の地震応答解析ケースを示す。

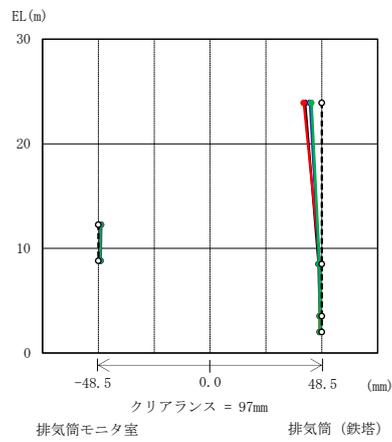
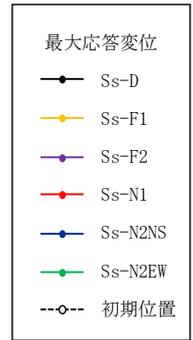
*3：排気筒モニタ室の質点①（EL 12.25m）の応答変位に加算する排気筒の応答変位は，排気筒（鉄塔）の上下質点間（EL 23.9m～EL 8.5m）で線形補間して算定。



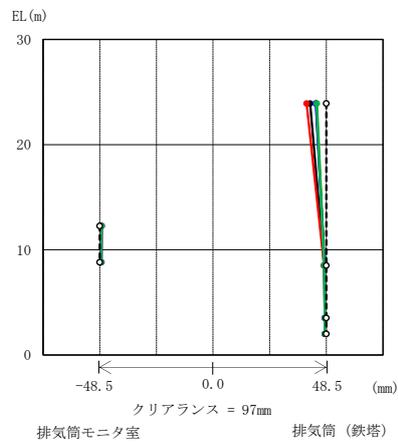
(a) ケース 1*1 及びケース 1*2



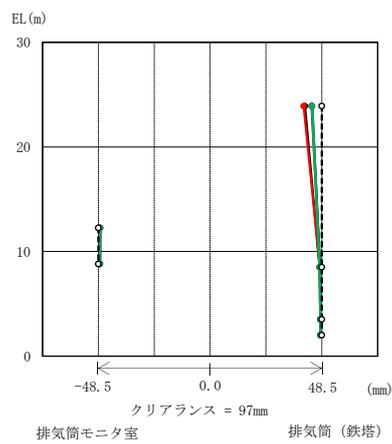
(b) ケース 1*1 及びケース 2*2



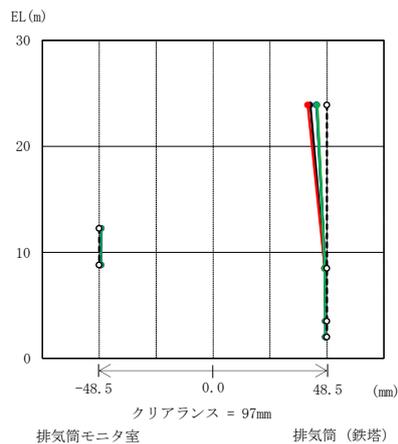
(c) ケース 1*1 及びケース 3*2



(d) ケース 1*1 及びケース 4*2



(e) ケース 1*1 及びケース 5*2



(f) ケース 2*1 及びケース 1*2

注記*1：排気筒モニタ室の地震応答解析ケースを示す。

*2：排気筒の地震応答解析ケースを示す。

図 4-1 排気筒モニタ室と排気筒（鉄塔）の最大応答変位とクリアランス（NS方向）

VI-2-11-2-2 1号機排気筒の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 評価方法	8
3.1 評価対象部位及び評価方針	8
3.2 設計に用いる地震波	8
3.3 荷重及び荷重の組合せ	17
3.4 許容限界	18
3.5 解析方法	19
3.5.1 地震応答解析モデル	19
3.5.2 解析方法	33
3.5.3 材料物性の不確かさ	34
3.6 評価方法	36
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	36
4. 評価結果	37
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	37

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、1号機排気筒が原子炉補機海水ポンプ、原子炉建物等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、原子炉補機海水ポンプ、原子炉建物等の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、1号機排気筒の構造物全体としての変形性能の評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

1号機排気筒の設置位置を図2-1に示す。

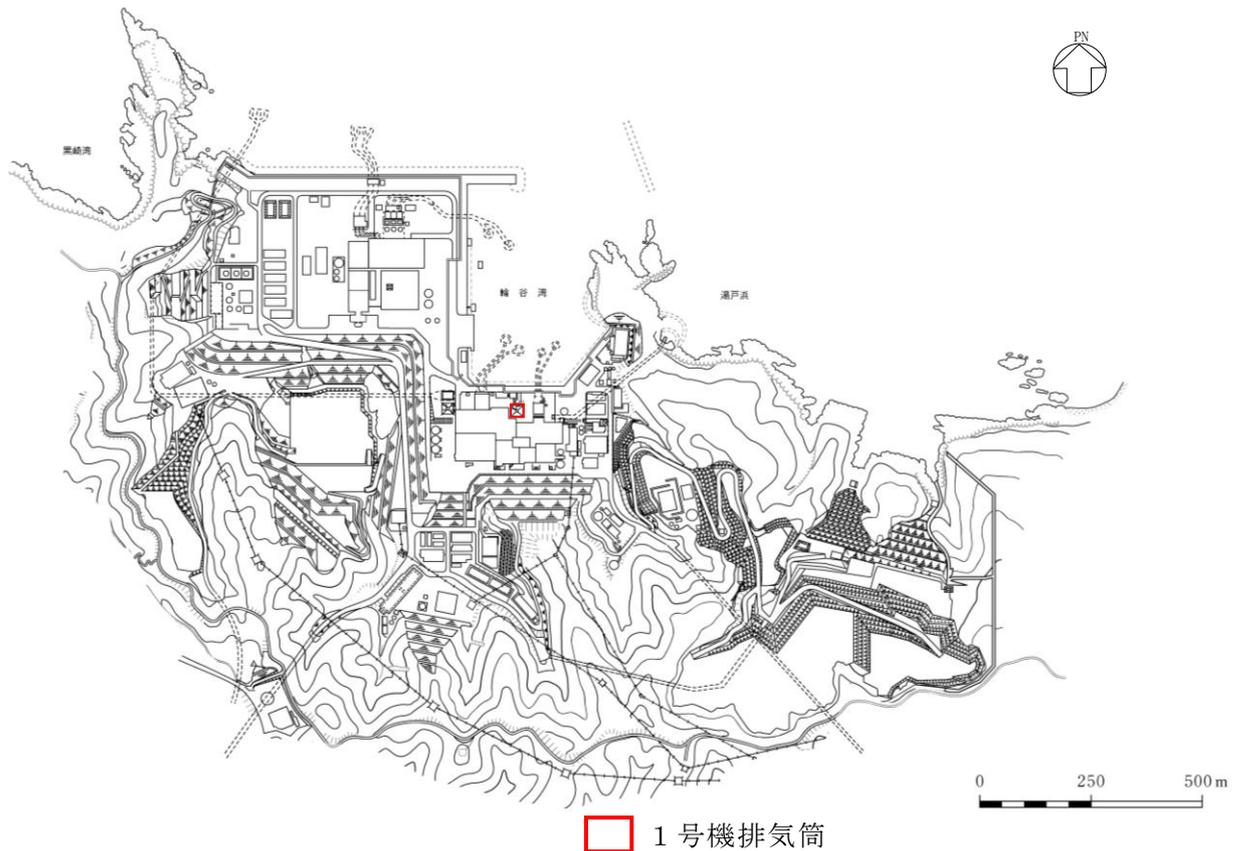


図2-1 1号機排気筒の設置位置

2.2 構造概要

1号機排気筒は、地盤からの高さ120mである内径2.8mの鋼板製筒身を鋼管四角形鉄塔で支えた鋼製鉄塔支持型排気筒である。

1号機排気筒の基礎は鉄筋コンクリート造であり、岩盤に直接設置している。

筒身は支持点位置(EL 37.5m, EL 59.5m, EL 89.5m及びEL 113.5m*)にて鉄塔と接合されている。

1号機排気筒の概要図を図2-2に、配置図を図2-3に示す。

構造概要

構造形状	鋼製鉄塔支持型
排気筒高さ	筒身 120.0m (EL 128.5m)
鉄塔高さ	105.0m (EL 113.5m)
鉄塔幅	頂部 6.0m 根開き 26.0m
筒身支持点位置	EL 37.5m, EL 59.5m, EL 89.5m, EL 113.5m
基礎	鉄筋コンクリート造

注記* : 「EL」は東京湾平均海面(T.P.)を基準としたレベルを示す。

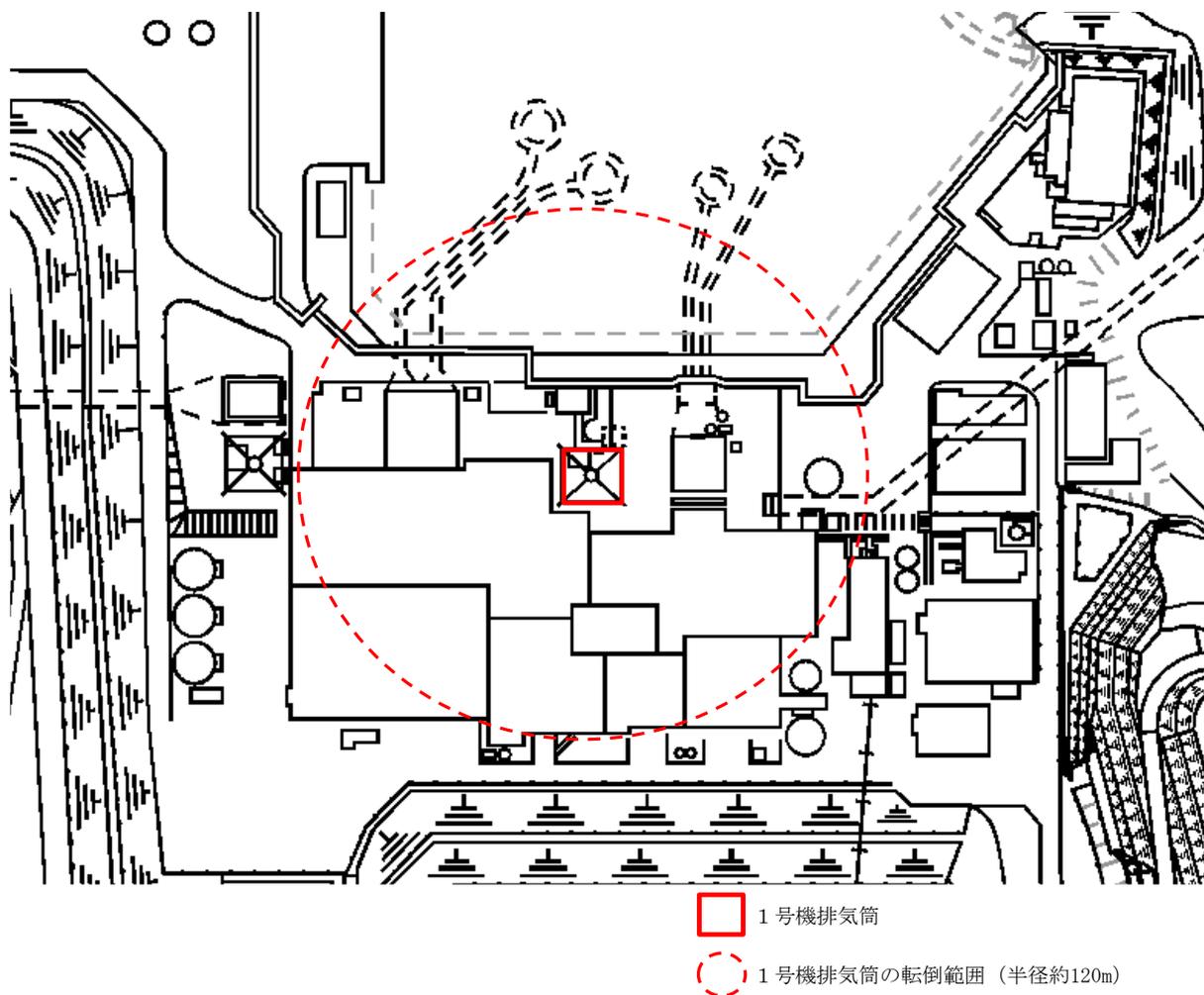


図 2-3 1号機排気筒の配置図

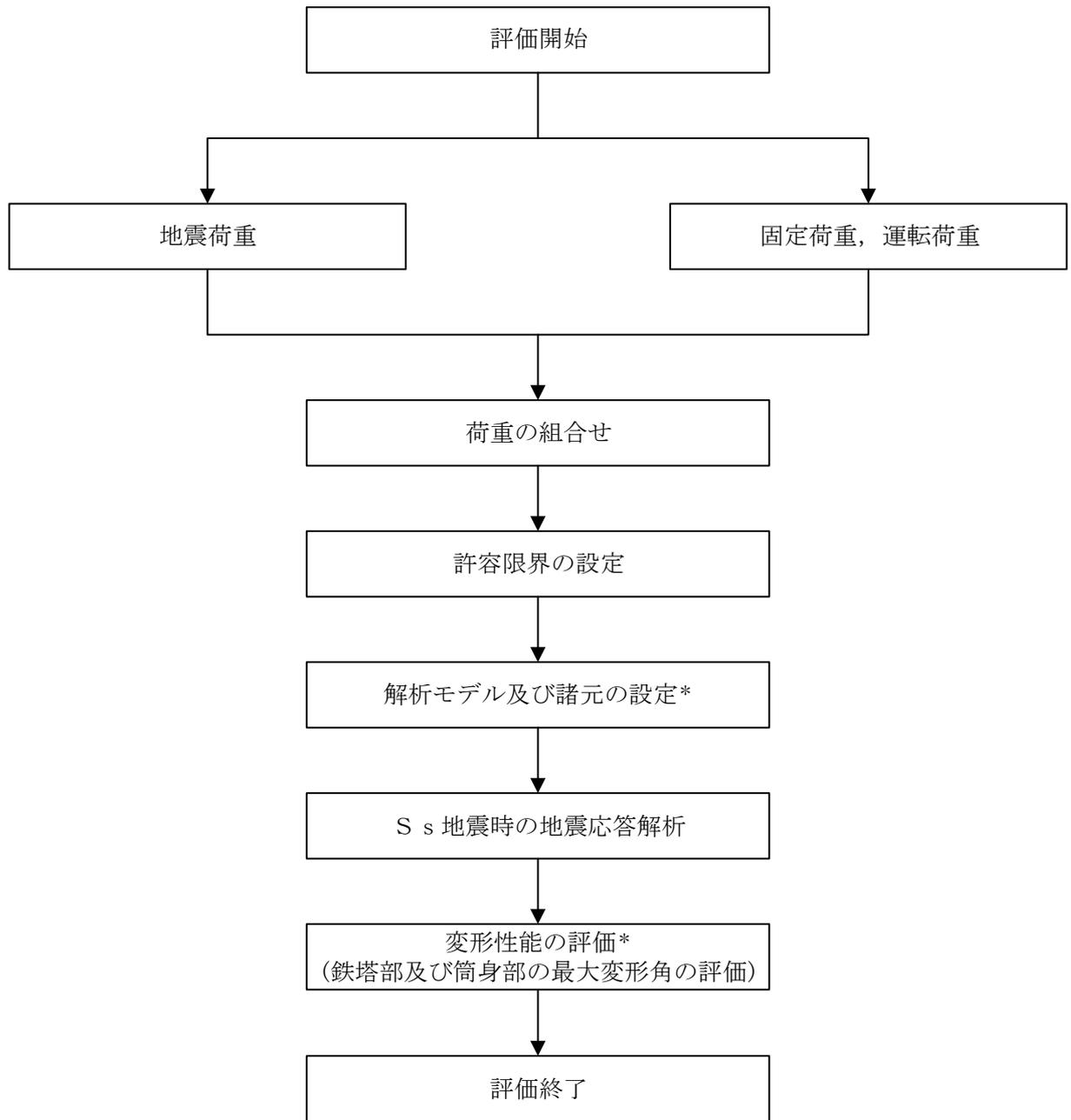
2.3 評価方針

1号機排気筒は、原子炉補機海水ポンプ、原子炉建物等と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

1号機排気筒の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。1号機排気筒の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、1号機排気筒では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図2-4に1号機排気筒の波及的影響の評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-4 1号機排気筒の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

1号機排気筒の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)
- ・煙突構造設計施工指針 ((財) 日本建築センター, 1982 年版)
- ・煙突構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2007 制定)
- ・塔状鋼構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 1980 制定)
- ・鋼構造座屈設計指針 ((社) 日本建築学会, 1996 改定)
- ・容器構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

1号機排気筒の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

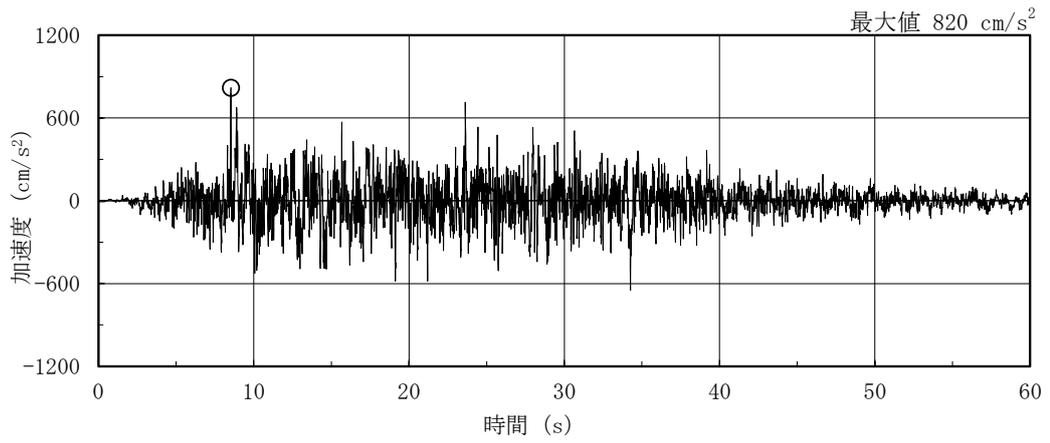
構造物全体としての変形性能の評価では、立体架構モデルを用いた地震応答解析結果により求められる鉄塔部及び筒身部の頂部変位に基づく最大変形角が、「建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

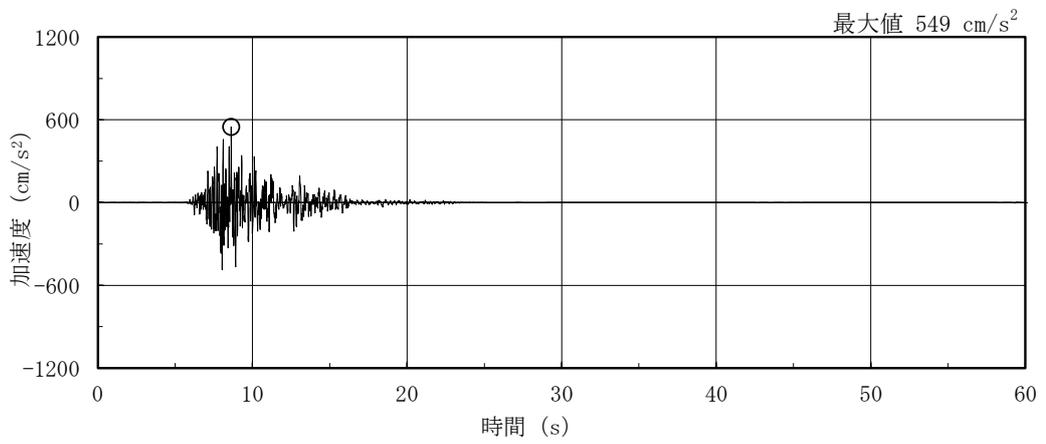
3.2 設計に用いる地震波

1号機排気筒の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である原子炉補機海水ポンプ、原子炉建物等の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動S_s及び弾性設計用地震動S_dの策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動S_sを用いることとする。

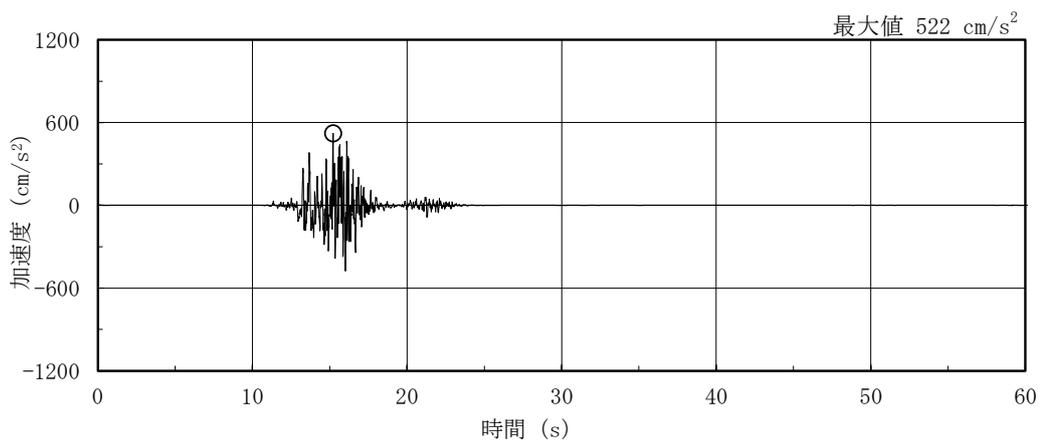
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-4に示す。



(a) S s - D

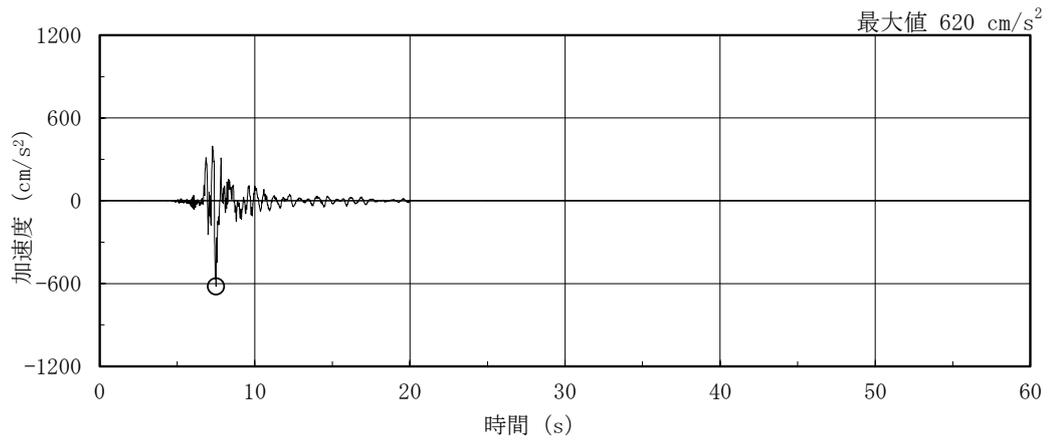


(b) S s - F 1

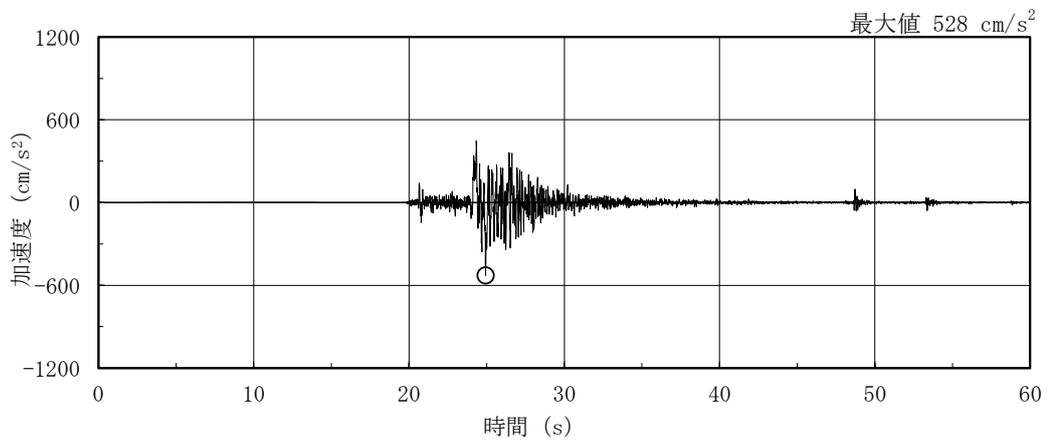


(c) S s - F 2

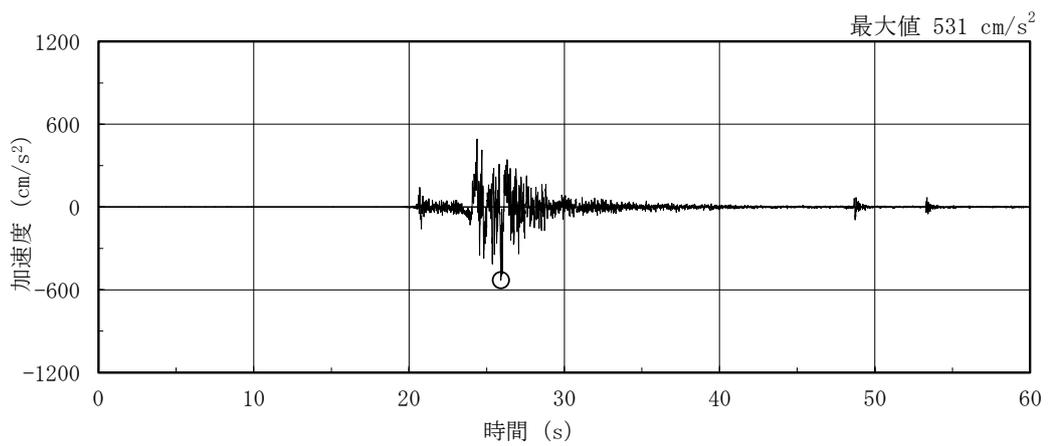
图 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, N S 方向)



(d) S s - N 1

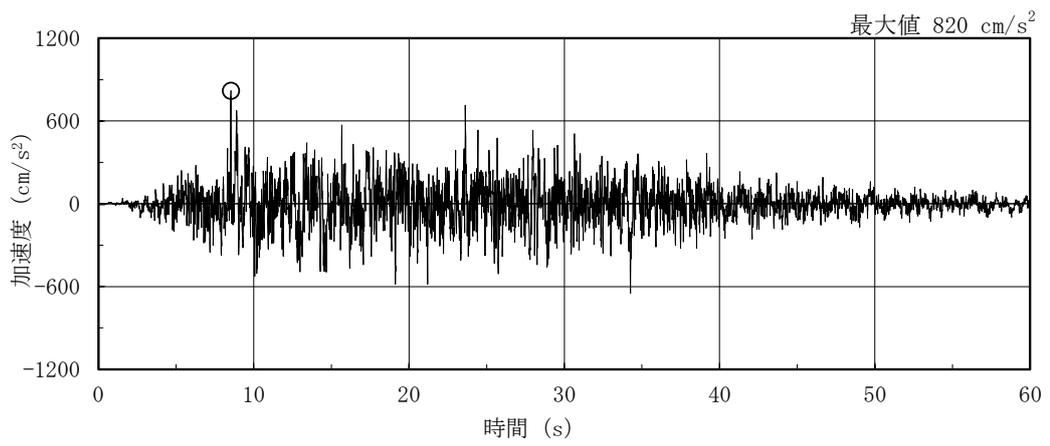


(e) S s - N 2 N S

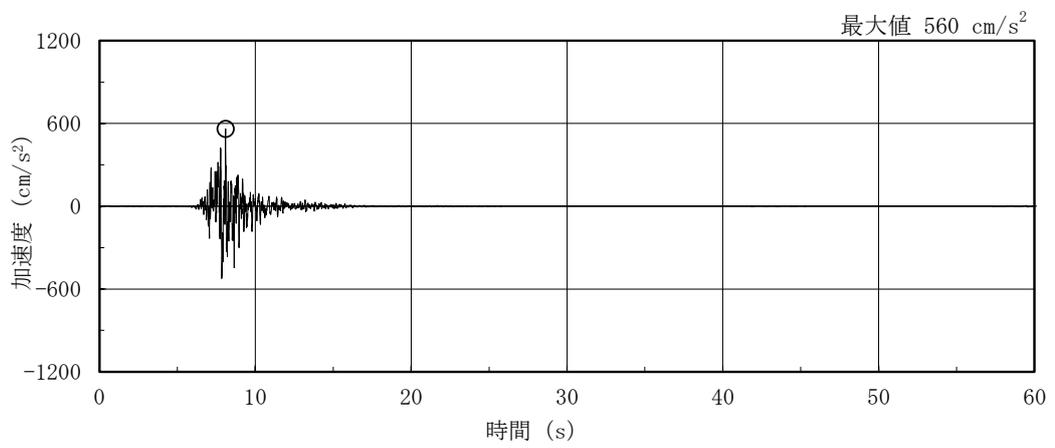


(f) S s - N 2 E W

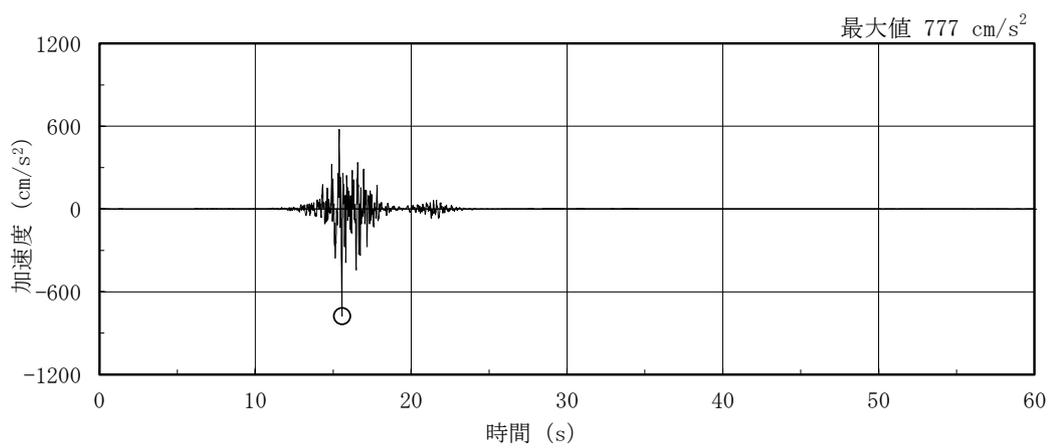
图 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

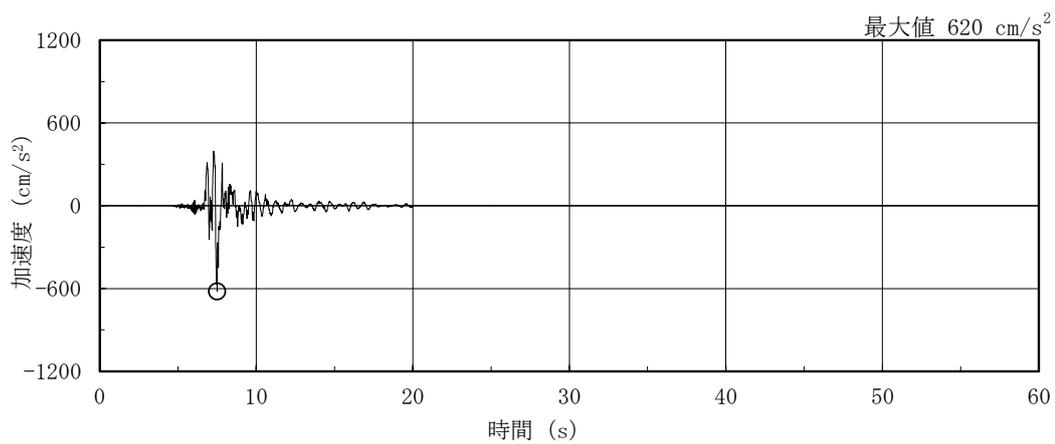


(b) S s - F 1

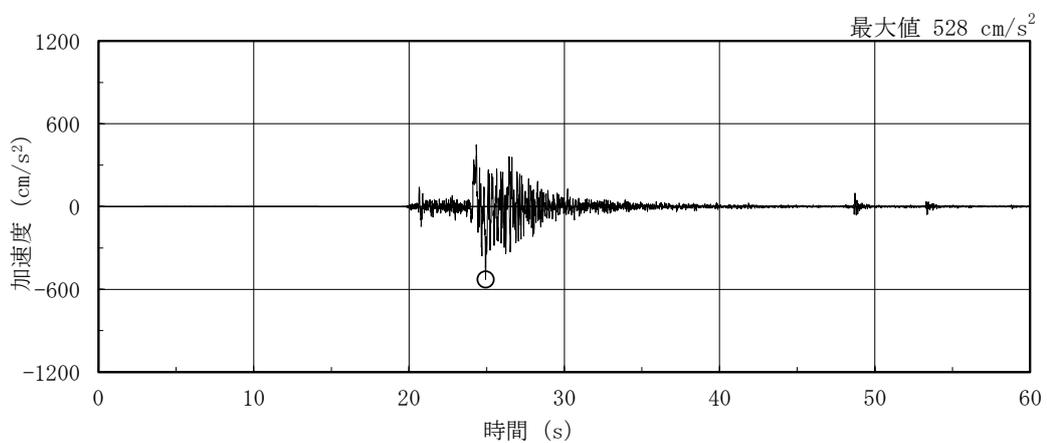


(c) S s - F 2

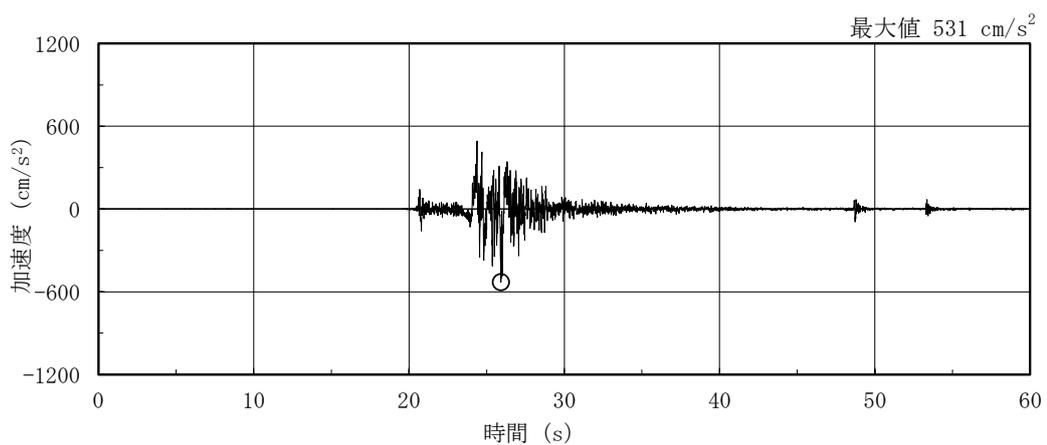
图 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1

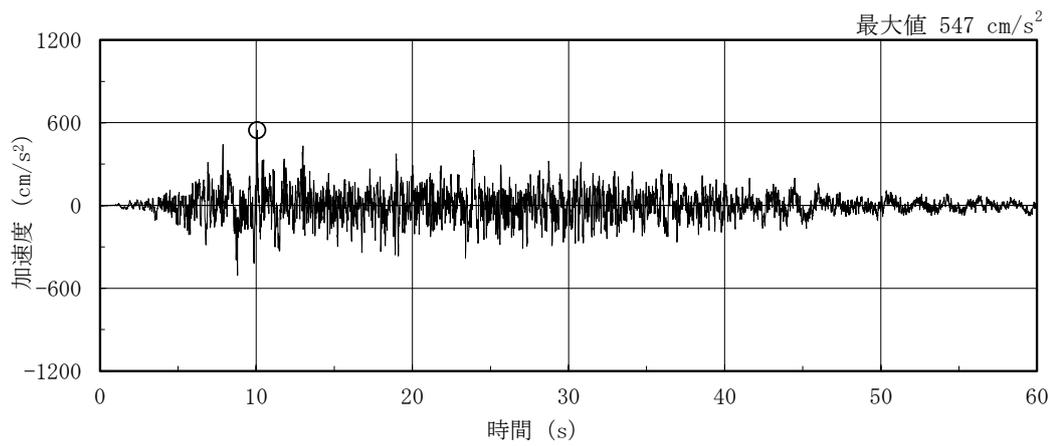


(e) S s - N 2 N S

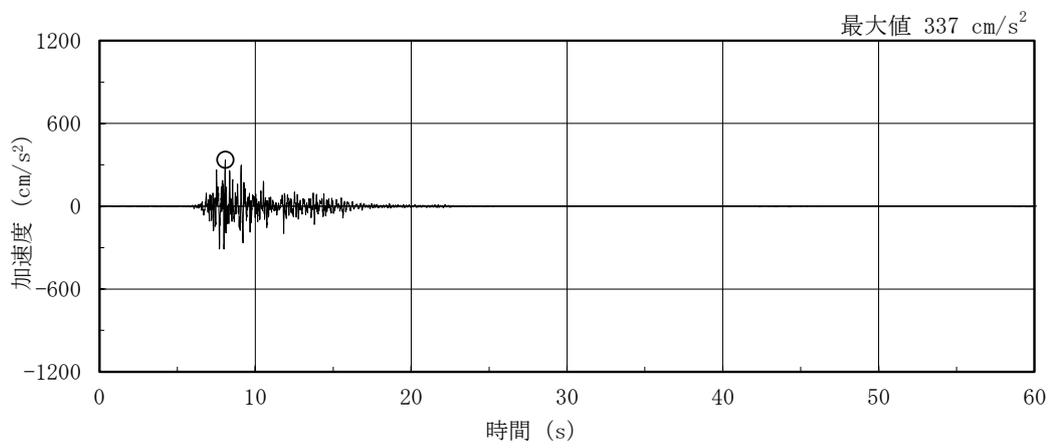


(f) S s - N 2 E W

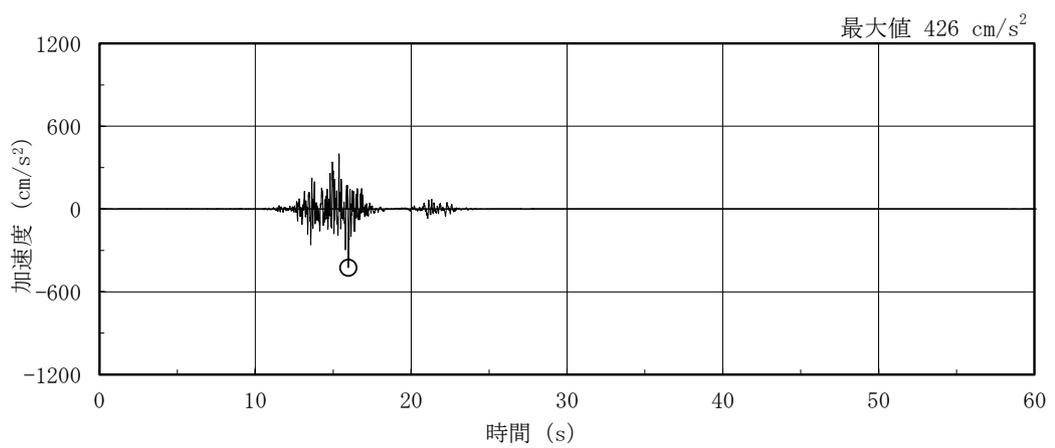
图 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(a) S s - D

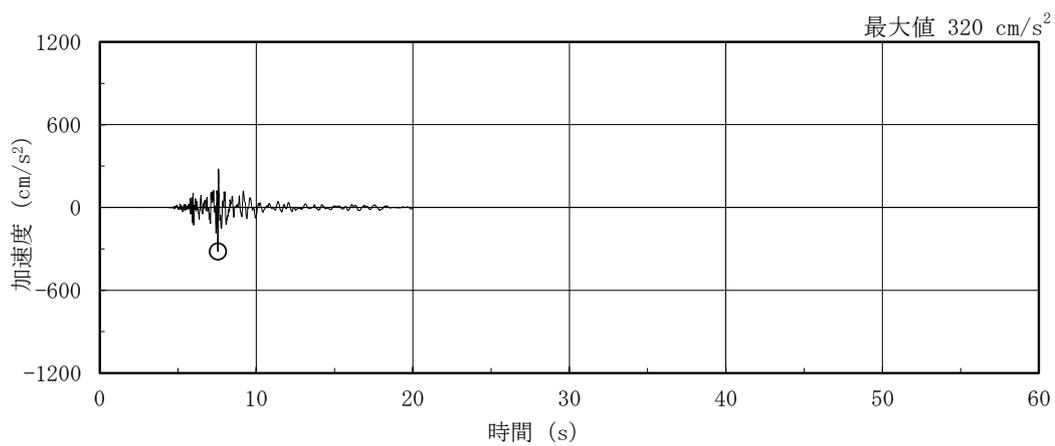


(b) S s - F 1

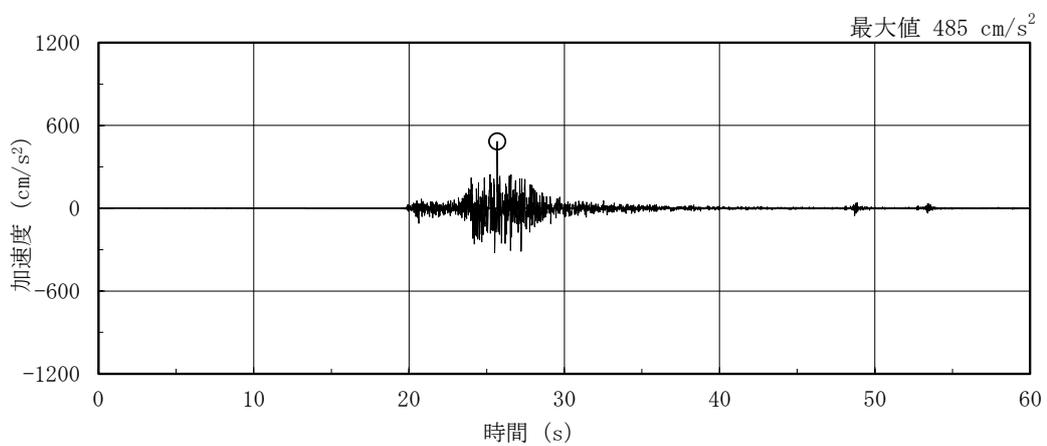


(c) S s - F 2

图 3-3(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 鉛直方向)

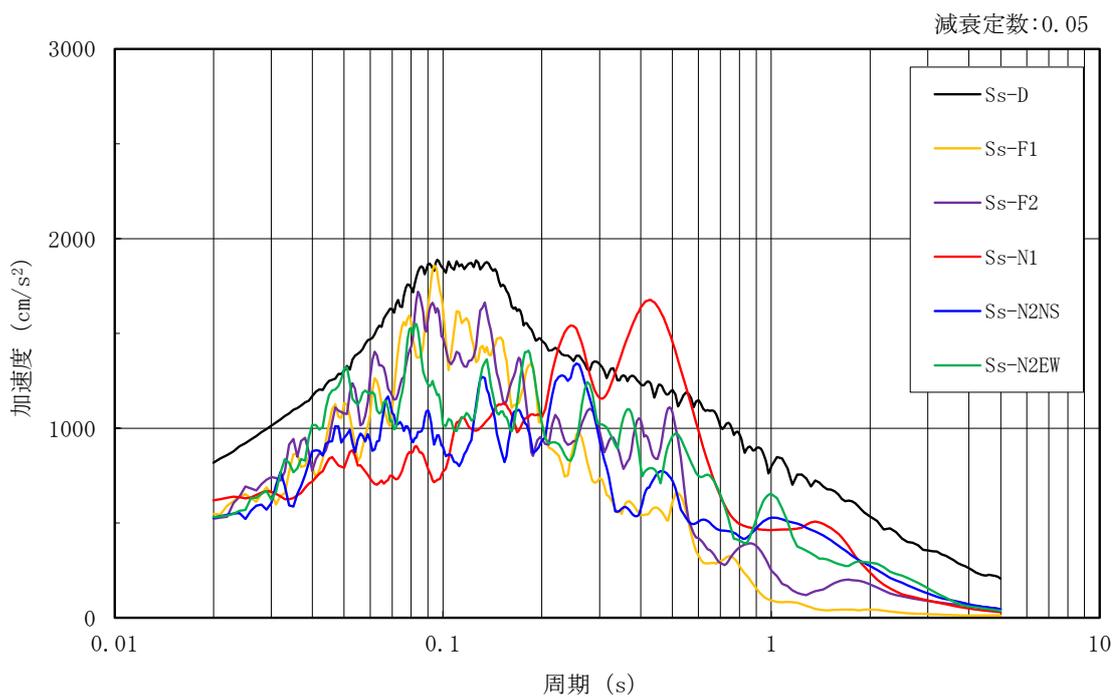


(d) S s - N 1

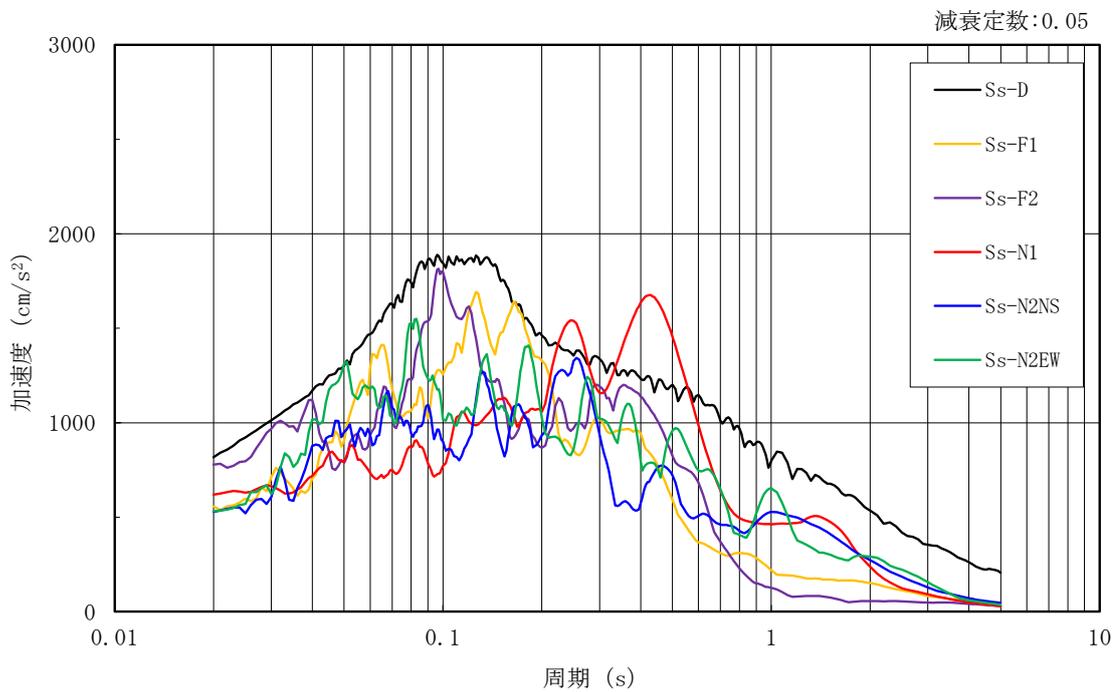


(e) S s - N 2

图 3-3(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , 鉛直方向)

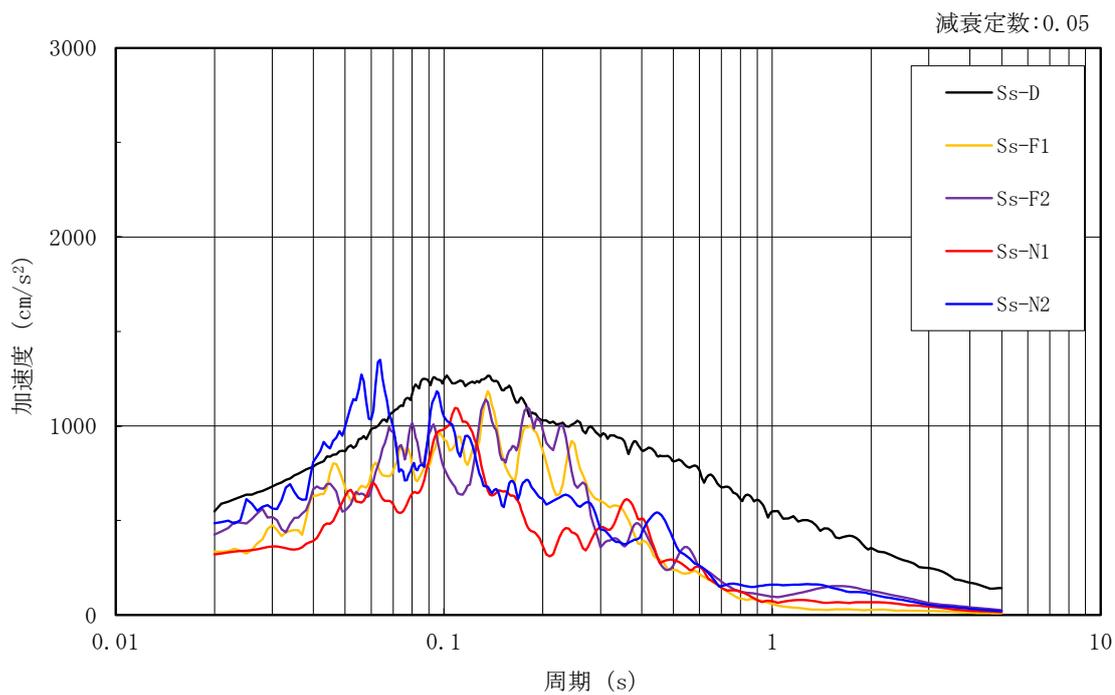


(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-4(1) 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)



(c) 鉛直方向

図 3-4(2) 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

1号機排気筒の原子炉補機海水ポンプ，原子炉建物等に対する波及的影響の評価における許容限界は，VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき，表3-2及び表3-3のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉補機海水ポンプ，原子炉建物等に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	鉄塔部及び筒身部	最大変形角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を超えないことを確認	1/120*

注記*：「建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）」により設定。

表3-3 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉補機海水ポンプ，原子炉建物等に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	鉄塔部及び筒身部	最大変形角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を超えないことを確認	1/120*

注記*：「建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）」により設定。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-4に示す。

表 3-4 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/mm ²) (Fc=225 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.20×10 ⁴	9.18×10 ³	5	基礎
鋼材： SS41 (SS400 相当) STK41 (STK400 相当)	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	2	鉄塔
鋼材： SM41 (SM400 相当)	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	1	筒身

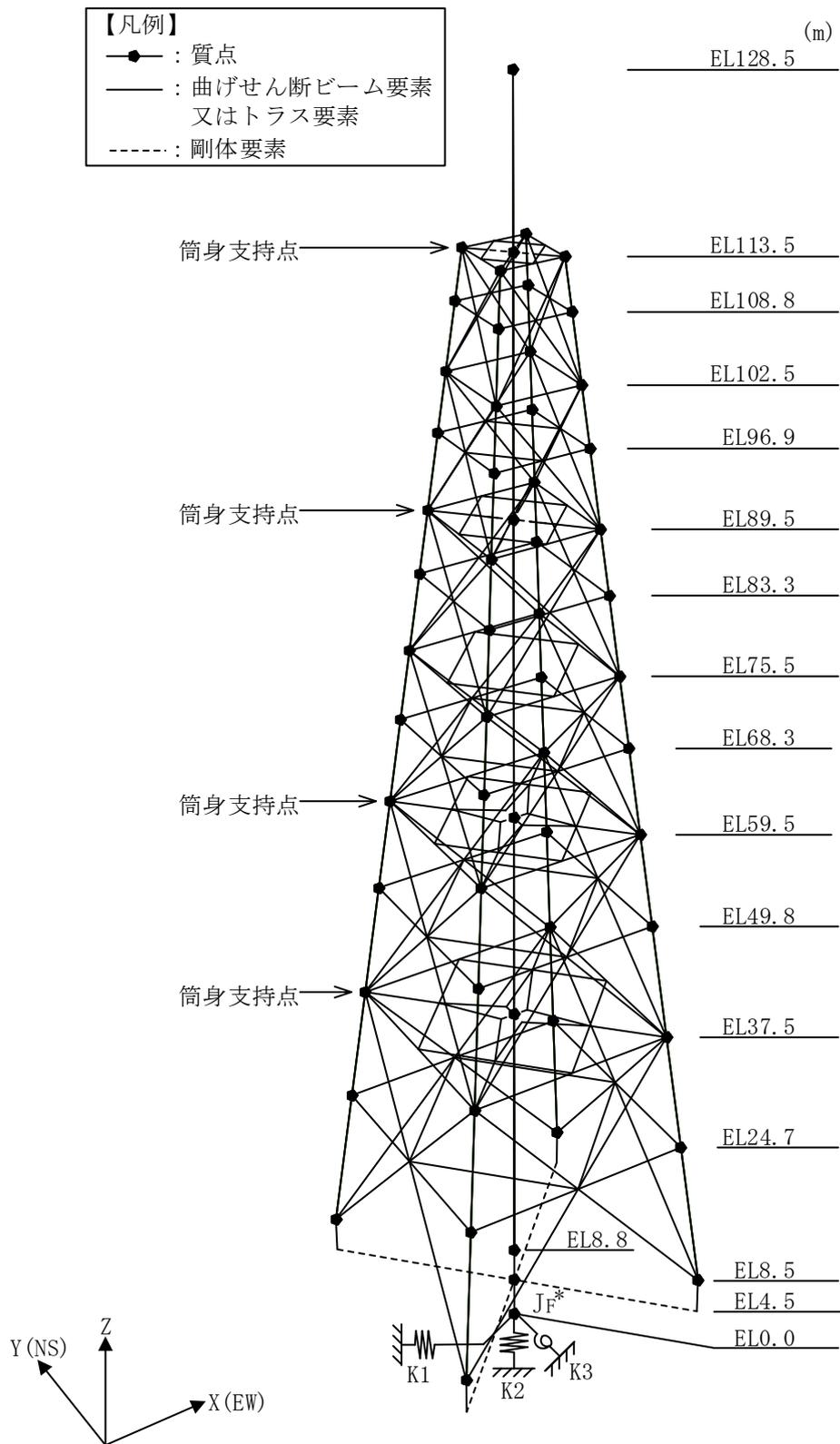
地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、構造物－地盤連成の立体架構モデルとする。1号機排気筒の地震応答解析モデルを図3-5に、部材諸元一覧を表3-5～表3-10に示す。

地震応答解析は、時刻歴応答解析により行う。なお、減衰は剛性比例型減衰（1号機排気筒の水平方向1次固有振動数に対し、筒身は1%、鉄塔は2%、基礎は5%と設定）として評価する。

基礎底面の地盤ばねについては、「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）」により、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイ、ロッキング及び鉛直の地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。地盤ばねの定数化の概要を図3-6に、地盤ばね定数及び減衰係数を表3-11に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「A D M I T H F」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面以深の地盤を1次元地盤としてモデル化し、1次元波動論に基づく評価により、EL-215mの入射波を算定する。算定したEL-215mの入射波を1号機排気筒位置での地盤をモデル化した1次元地盤に入力して1次元波動論に基づく評価を行い、1号機排気筒基礎底面での地盤応答を評価して入力地震動とする。地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表3-12に示す。表3-12に示す地盤物性値のうち、表層①-1については、地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値とする。また、1号機排気筒基礎底面レベルにおけるせん断力及び軸力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-7に、1次元地盤モデルを図3-8に、基礎底面位置（EL 0.0m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-9に示す。入力地震動の算定には、解析コード「S H A K E」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



注記* : 回転慣性重量 ($9.976 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)

図 3-5 地震応答解析モデル

表 3-5 筒身部モデル諸元 (断面諸元)

高さ EL (m)	断面形状 (mm)	断面性能			
		断面積 A ($\times 10^3 \text{ mm}^2$)	せん断 断面積 $A_{sx, y}$ ($\times 10^3 \text{ mm}^2$)	断面二次 モーメント $I_{x, y}$ ($\times 10^9 \text{ mm}^4$)	ねじり 定数 J ($\times 10^9 \text{ mm}^4$)
128.5 ~ 8.8	$\phi 2,816 \times 8.0$	71.0	35.5	70.0	139.1
21.3 ~ 13.8	$\phi 2,820 \times 10.0$	88.0	44.0	87.0	174.3
128.5 ~ 8.8	$\phi 2,824 \times 12.0^*$	106.0	53.0	105.0	209.6
128.5 ~ 8.8	$\phi 2,828 \times 14.0^*$	124.0	62.0	123.0	245.0

注記* : 筒身支持点の上下区間の断面形状を示す。

表 3-6 筒身部モデル諸元 (質点重量)

高さ EL (m)	質点重量 (kN)
128.5	40.0
113.5	310.0
89.5	250.0
59.5	260.0
37.5	200.0
8.8	460.0

表 3-7 鉄塔部モデル諸元 (断面諸元)

部材	高さ EL (m)	使用部材 (mm)	断面性能			
			断面積 A (mm ²)	せん断 断面積 A _{Sx, y} (mm ²)	断面二次 モーメント I _{x, y} (×10 ⁶ mm ⁴)	ねじり 定数 J (×10 ⁶ mm ⁴)
主柱材	113.5 ~ 102.5	φ 267.4 × 6.6	5408	2704	46.0	92.0
	102.5 ~ 89.5	φ 355.6 × 6.4	7021	3511	107.1	214.0
	89.5 ~ 75.5	φ 508.0 × 7.9	12410	6205	388.1	776.0
	75.5 ~ 59.5	φ 609.6 × 9.5	17910	8955	806.4	1612.0
	59.5 ~ 37.5	φ 711.2 × 12.7	27870	13935	1700.0	3399.0
	37.5 ~ 8.5	φ 812.8 × 16.0	40050	20025	3180.0	6357.0
斜材	113.5 ~ 89.5	φ 216.3 × 5.8	3836	—	—	—
	89.5 ~ 75.5	φ 267.4 × 6.6	5408	—	—	—
	75.5 ~ 59.5	φ 318.5 × 6.9	6755	—	—	—
	59.5 ~ 37.5	φ 406.4 × 7.9	9890	—	—	—
	37.5 ~ 8.5	φ 508.0 × 9.5	14880	—	—	—
水平材	113.5	H-500 × 200 × 10 × 16*	11080	6400	460.4	0.7021
				5000	21.4	
	108.8	φ 165.2 × 4.5	2272	1136	7.3	14.7
	102.5 ~ 83.3	φ 216.3 × 5.8	3836	1918	21.3	42.5
	75.5 ~ 68.3	φ 267.4 × 6.6	5408	2704	46.0	92.0
	59.5	φ 355.6 × 6.4	7021	3511	107.1	214.0
	49.8	φ 406.4 × 7.9	9890	4945	196.4	392.6
	37.5	φ 508.0 × 9.5	14880	7440	462.3	924.3
24.7	φ 457.2 × 6.4	9064	4532	230.3	460.5	

注記* : H形鋼のせん断断面積及び断面二次モーメントは上段が A_{Sx} 及び I_x, 下段が A_{Sy} 及び I_y を示す。

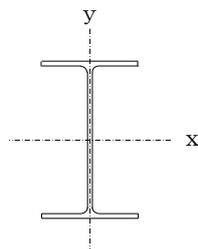


表 3-8 鉄塔部モデル諸元 (質点重量)

高さ EL (m)	質点重量* (kN)
113.5	60.0
108.8	35.2
102.5	46.0
96.9	56.0
89.5	83.2
83.3	75.2
75.5	111.2
68.3	138.0
59.5	233.2
49.8	278.0
37.5	453.2
24.7	473.2
8.5	206.0

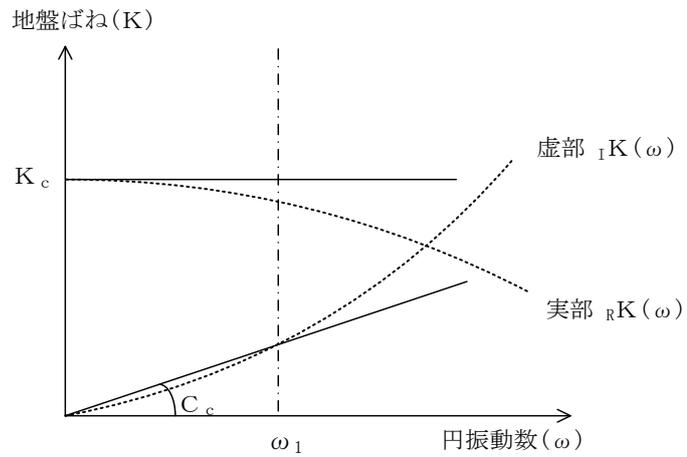
注記* : 各高さの総重量を示す。

表 3-9 基礎部モデル諸元 (断面諸元)

高さ EL (m)	断面形状 (m)	断面性能			
		断面積 A (m ²)	せん断 断面積 A _{Sx, y} (m ²)	断面二次 モーメント I _{x, y} (m ⁴)	ねじり 定数 J (m ⁴)
8.8 ~ 4.5 (筒身部)	6.0×6.0	36.00	30.00	108.00	182.20
8.5 ~ 4.5 (鉄塔部)	4.0×4.0	16.00	13.33	21.33	35.99
4.5 ~ 0.0 (地中梁部)	—	516.0	430.0	59320	35430

表 3-10 基礎部モデル諸元 (質点重量)

高さ EL (m)	質点重量 (kN)
8.8	1760.0
8.5	2980.0
4.5	66420.0
0.0	27330.0



ばね定数 : 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数 : 地盤-建物連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-6 地盤ばねの定数化の概要

表 3-11 地盤ばね定数と減衰係数

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・水平	4.44×10^8 (kN/m)	2.17×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・鉛直	6.00×10^8 (kN/m)	3.99×10^6 (kN・s/m)
K3	底面・回転	8.05×10^{10} (kN・m/rad)	2.75×10^5 (kN・m・s/rad)

表 3-12 1号機排気筒の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

層番号	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
表層①-1	127*	422*	20.7	0.45	0.341*	8*
岩盤③	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
岩盤④	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
岩盤⑤	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
岩盤⑥	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：地震動レベル及び試験結果に基づく埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価物性値

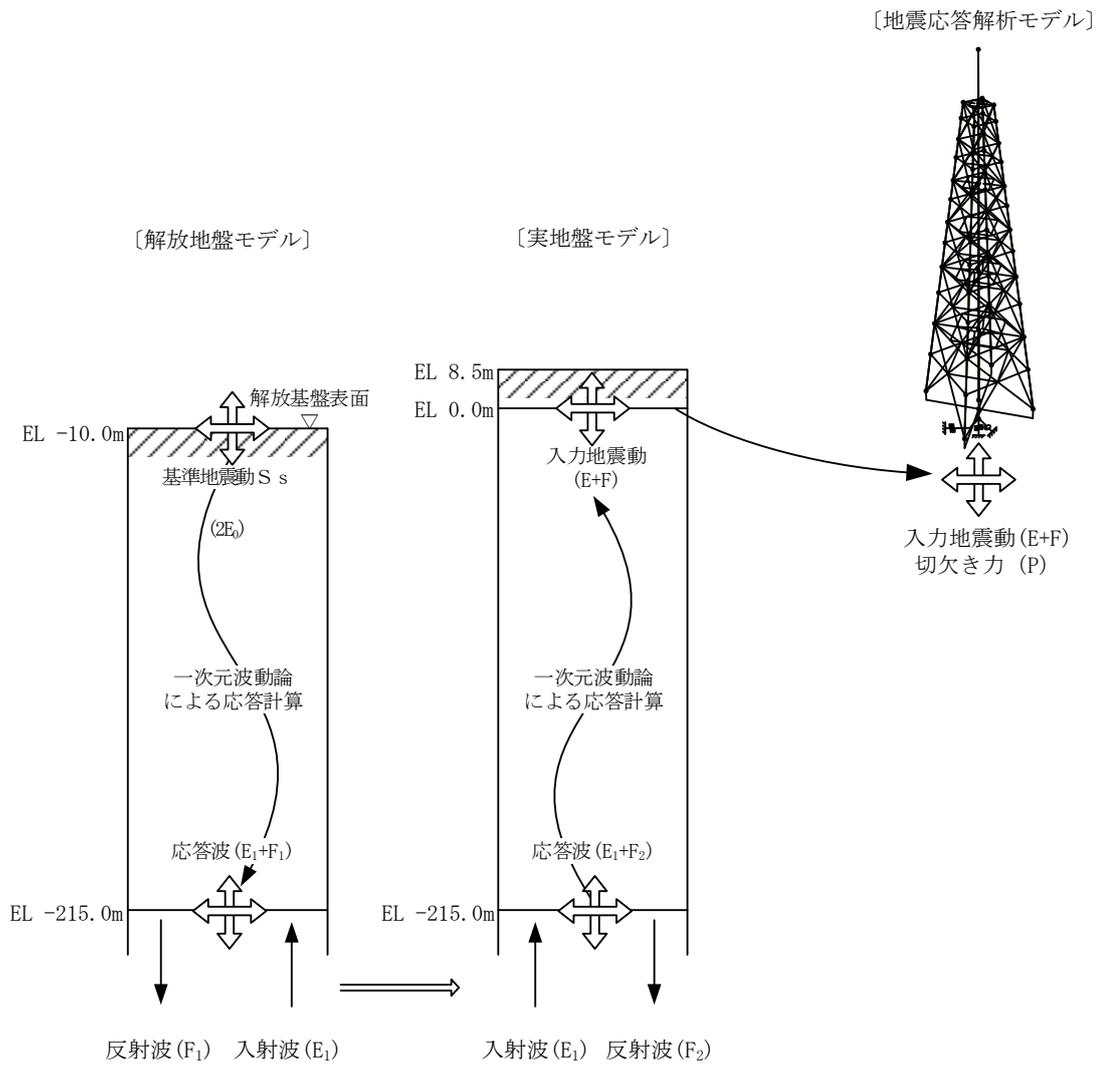


図 3-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

[解放地盤モデル]

[実地盤モデル]

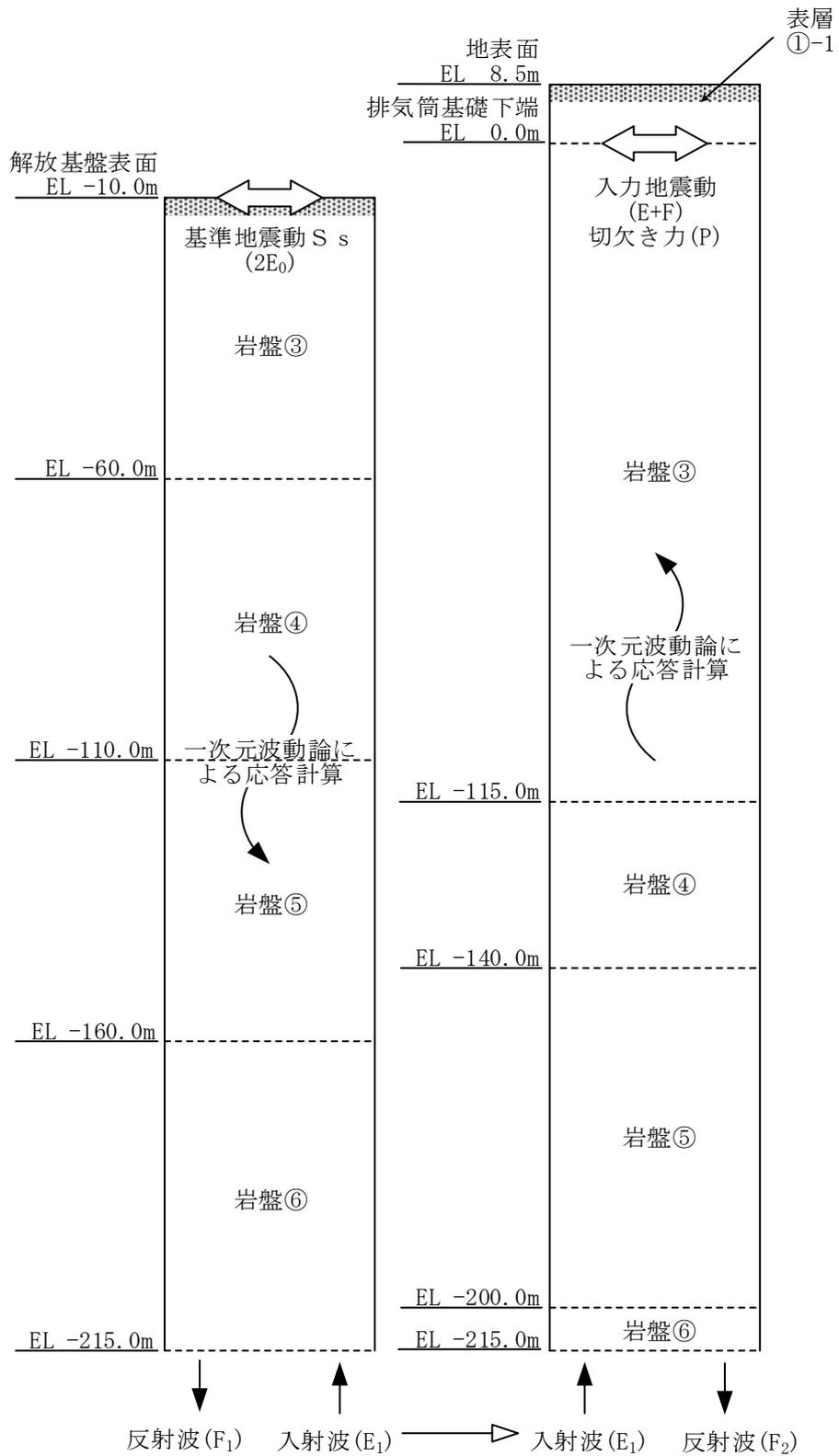


図 3-8(1) 1次元地盤モデル (水平方向)

[解放地盤モデル]

[実地盤モデル]

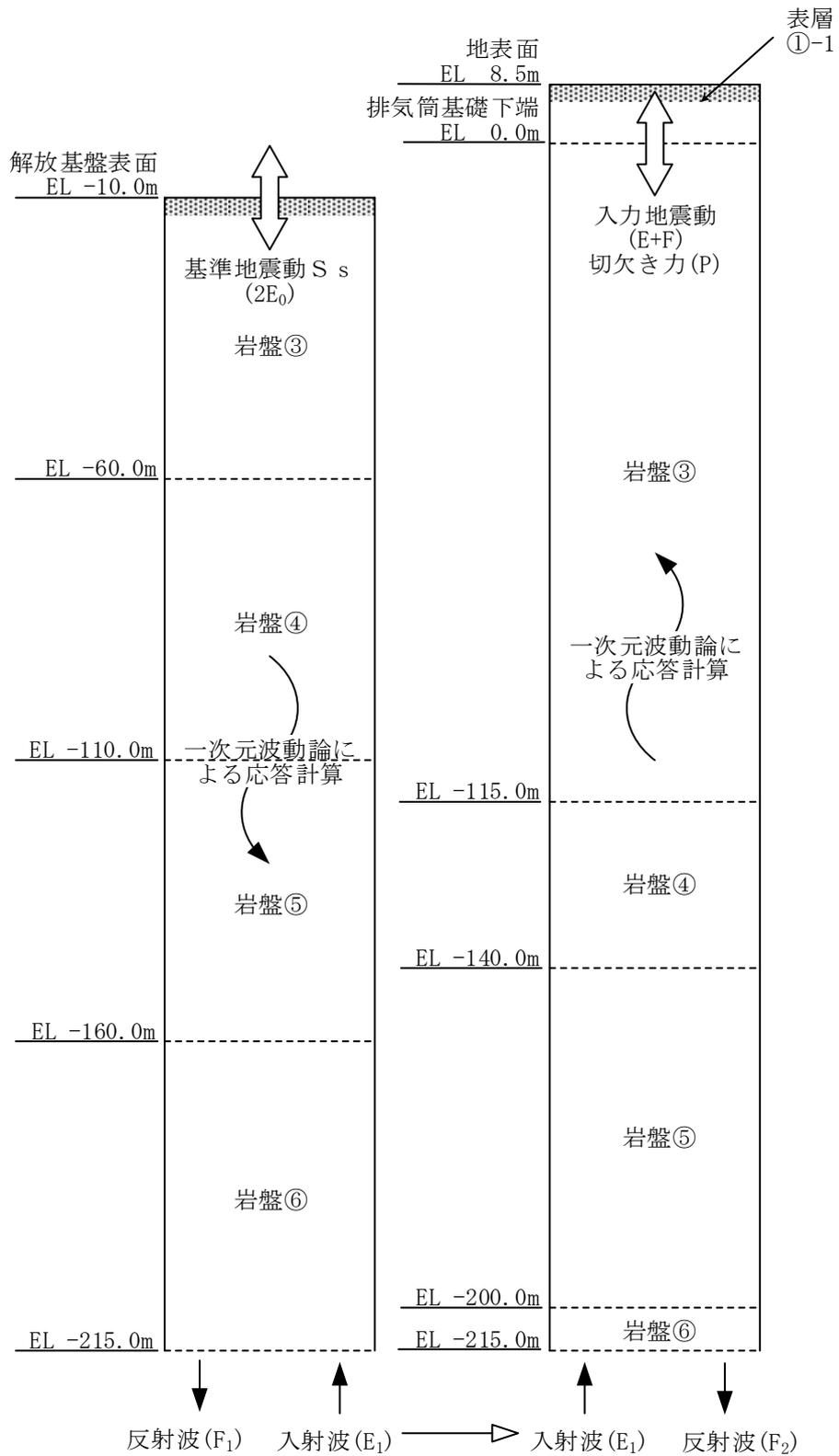
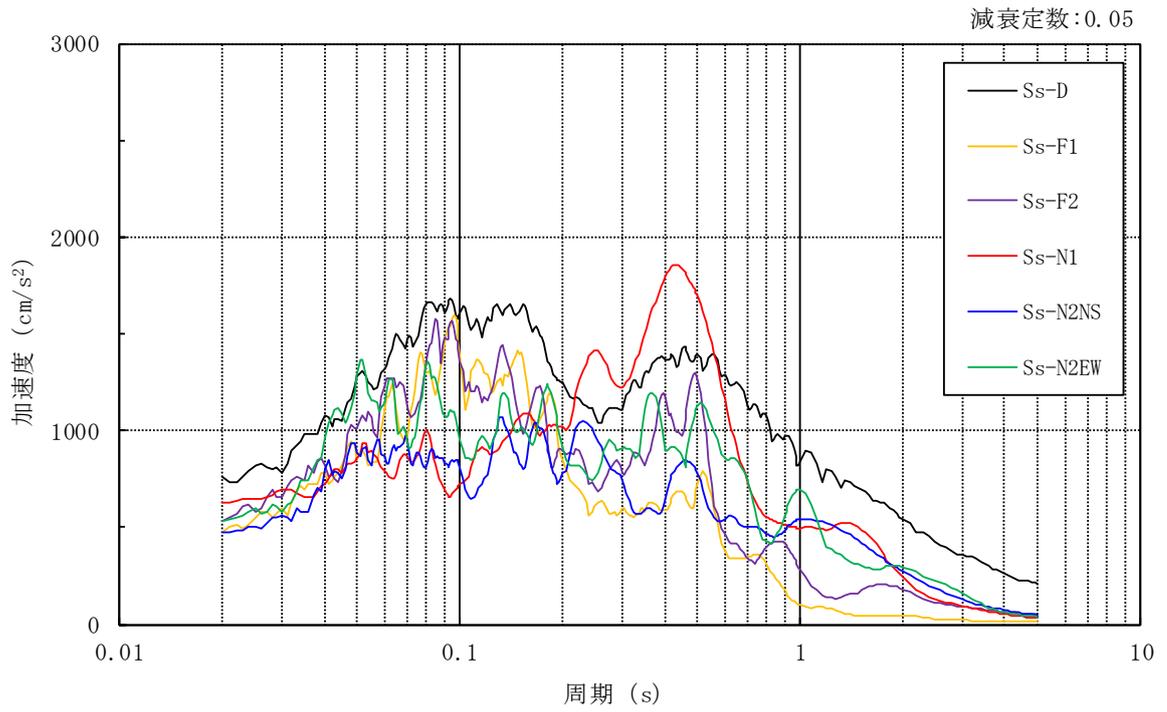
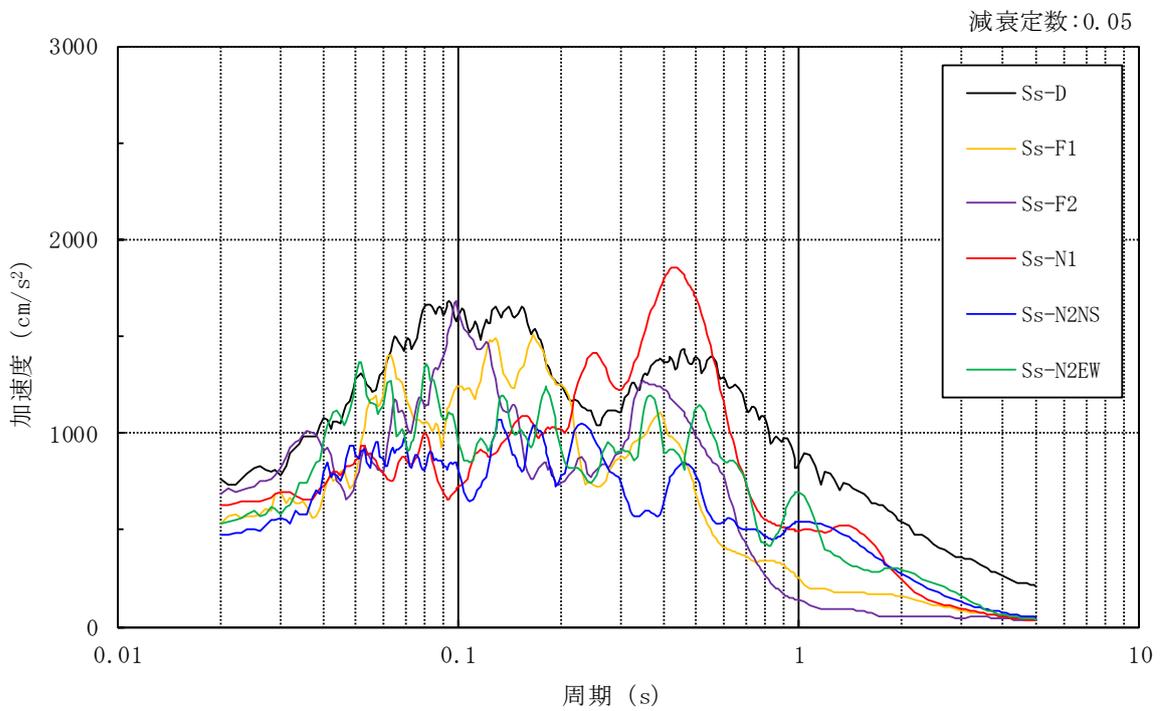


図 3-8(2) 1次元地盤モデル (鉛直方向)



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-9(1) 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s, EL 0.0m)

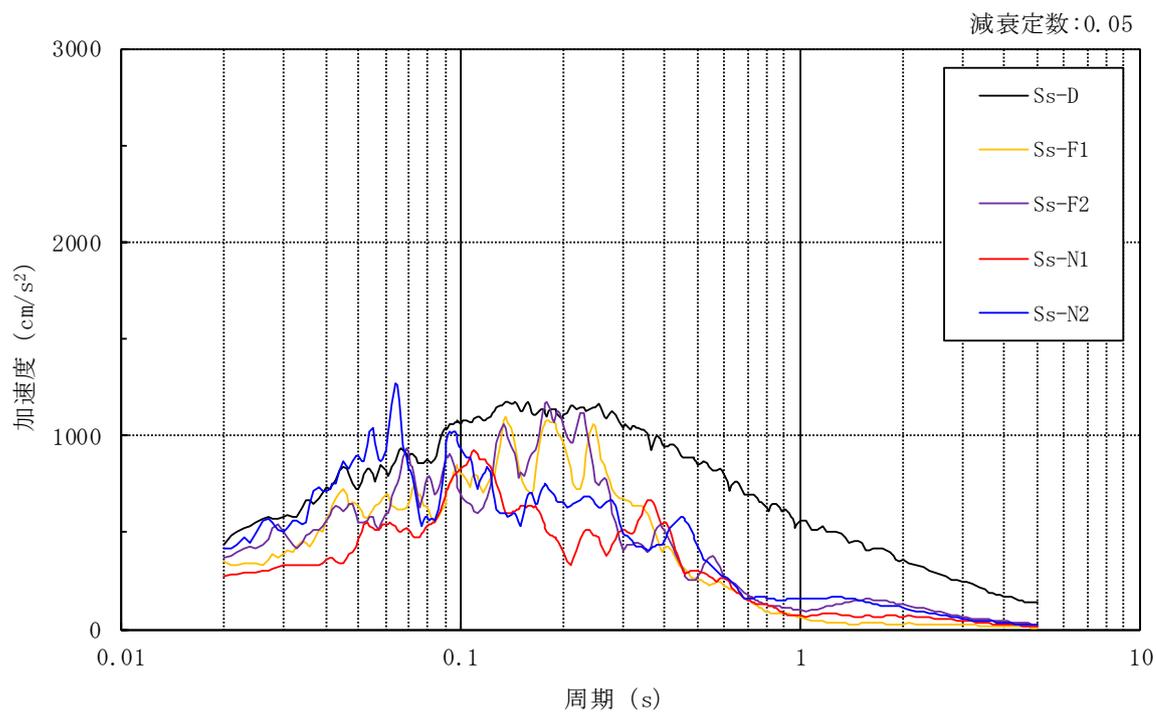


図 3-9(2) 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s, EL 0.0m)

3.5.2 解析方法

1号機排気筒の地震応答解析には、解析コード「f a p p a s e」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

基準地震動 $S_s - D$ 及び $S_s - N 1$ については、2方向（水平1方向（ 0° 方向又は 45° 方向）及び鉛直方向）の同時入力とする。また、基準地震動 $S_s - F 1$ 、 $S_s - F 2$ 及び $S_s - N 2$ については、3方向（水平2方向及び鉛直方向）の同時入力とする。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、1号機排気筒応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

地盤物性の不確かさについては、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤物性の不確かさ検討にあたっては、S波速度及びP波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-13に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値を表3-14に示す。

表3-13 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース2 (地盤物性 $+\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $+\sigma$ (+10%, +20%)*	
ケース3 (地盤物性 $-\sigma$)	設計基準強度	標準地盤 $-\sigma$ (-10%, -20%)*	

注記*：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤のS波速度 V_s 及びP波速度 V_p の不確かさを設定する。

表 3-14 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性値

(a) S波速度

層番号	地盤のS波速度 V_s (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層①-1	127	153	102
岩盤③	1600	1760	1440
岩盤④	1950	2145	1755
岩盤⑤	2000	2200	1800
岩盤⑥	2350	2585	2115

(b) P波速度

層番号	地盤のP波速度 V_p (m/s)		
	基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層①-1	422	506	338
岩盤③	3600	3960	3240
岩盤④	4000	4400	3600
岩盤⑤	4050	4455	3645
岩盤⑥	4950	5445	4455

3.6 評価方法

1号機排気筒の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における立体架構モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価では、立体架構モデルによる地震応答解析を行い、鉄塔部及び筒身部の頂部変位より最大変形角を算定し、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する 1 号機排気筒の最大変形角を表 4-1 に示す。

その結果，ケース 1（工認モデル）の最大変形角は，鉄塔部で $1/370$ （ $S_s - D$ ），筒身部で $1/308$ （ $S_s - D$ ）である。また，材料物性の不確かさを考慮した場合の最大変形角は，鉄塔部で $1/355$ （ケース 3， $S_s - D$ ），筒身部で $1/293$ （ケース 3， $S_s - D$ ）であり，いずれの場合においても許容限界（ $1/120$ ）を超えないことを確認した。

表 4-1 1 号機排気筒の最大変形角

項目 \ ケース	鉄塔部			筒身部			許容 限界
	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	ケース 3	
高さ* ¹ (m)	105.0	105.0	105.0	119.7	119.7	119.7	—
水平 応答変位 (mm)	283.4	276.3	295.4	388.5	378.9	407.7	—
最大* ² 変形角	$1/370$ ($S_s - D$)	$1/380$ ($S_s - D$)	$1/355$ ($S_s - D$)	$1/308$ ($S_s - D$)	$1/315$ ($S_s - D$)	$1/293$ ($S_s - D$)	$1/120$

注記*1：鉄塔部は EL 8.5m からの高さ，筒身部は EL 8.8m からの高さを示す。

*2：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は，基準地震動 $S_s - D$ ， $S_s - F 1$ ， $S_s - F 2$ ， $S_s - N 1$ 及び $S_s - N 2$ に対して実施。

VI-2-11-2-3 免震重要棟遮蔽壁の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	8
3. 耐震評価	9
3.1 評価対象断面	9
3.2 解析方法	10
3.2.1 地盤物性のばらつき	10
3.2.2 減衰定数	11
3.2.3 地震応答解析の解析ケースの選定	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	13
3.3.1 荷重	13
3.3.2 荷重の組合せ	13
3.4 入力地震動	14
3.5 解析モデル及び諸元	27
3.5.1 解析モデル	27
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	29
3.5.3 地盤の物性値	29
3.5.4 地下水位	30
3.6 許容限界	31
3.6.1 構造部材の健全性に対する許容限界	31
3.6.2 基礎地盤の健全性に対する許容限界	37
3.7 評価方法	38
4. 耐震評価結果	39
4.1 構造部材の健全性に対する評価結果	39
4.1.1 遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）	39
4.1.2 鋼管杭	43
4.1.3 杭頭部	47
4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	48

1. 概要

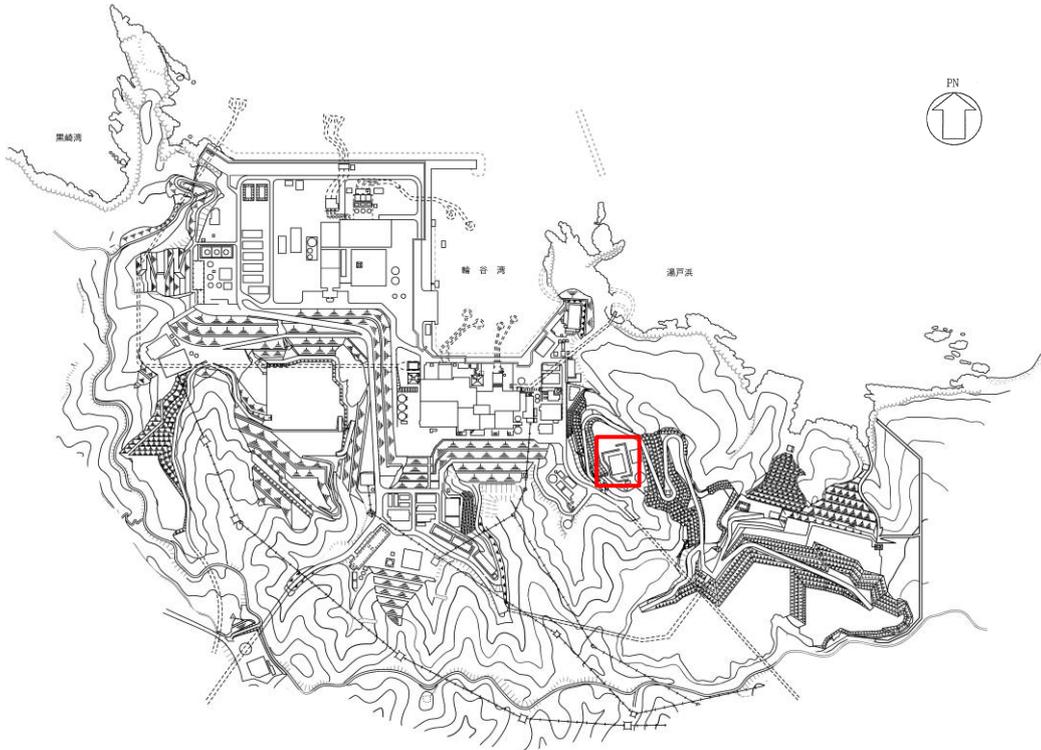
本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、免震重要棟遮蔽壁が、上位クラス施設である緊急時対策所に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

波及的影響の評価として、上位クラス施設の機能が保持されることを基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、免震重要棟遮蔽壁が十分な構造強度を有することを確認する。

2. 基本方針

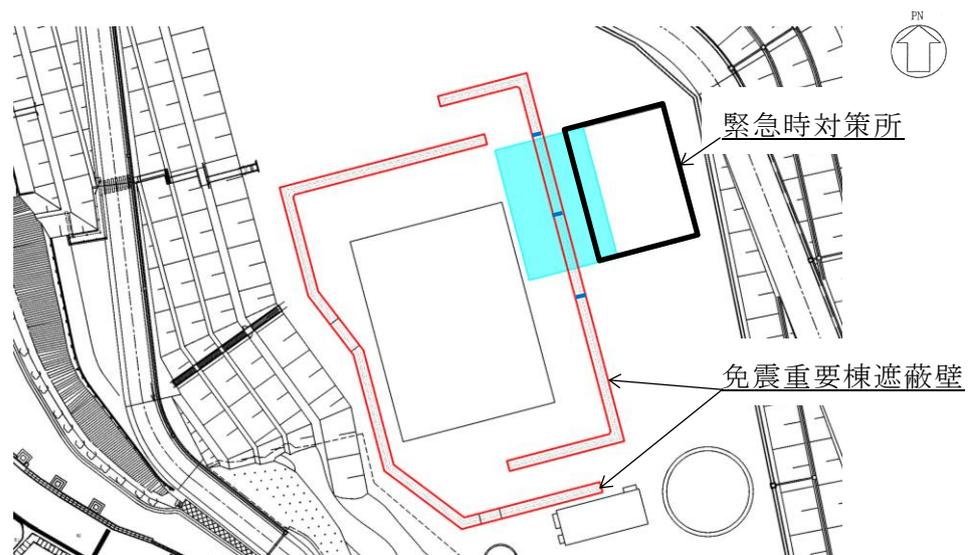
2.1 位置

免震重要棟遮蔽壁の設置位置を図 2-1 に、波及的影響範囲を図 2-2 に示す。



免震重要棟遮蔽壁

図 2-1 免震重要棟遮蔽壁の設置位置



: 免震重要棟遮蔽壁の波及的影響範囲 (約 10m)

: 構造目地

図 2-2 免震重要棟遮蔽壁の波及的影響範囲

2.2 構造概要

免震重要棟遮蔽壁の平面図を図 2-3 に、断面図を図 2-4 に、概略配筋図を図 2-5 に示す。

免震重要棟遮蔽壁は、鉄筋コンクリート造の杭基礎（鋼管杭）構造であり、幅 0.5～2.4m、高さ 10.3m の鉄筋コンクリート造の壁部と、直径 1.2m、長さ 6m の鋼管杭の地下部により構成される。

また、免震重要棟遮蔽壁は、鋼管杭を介して、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

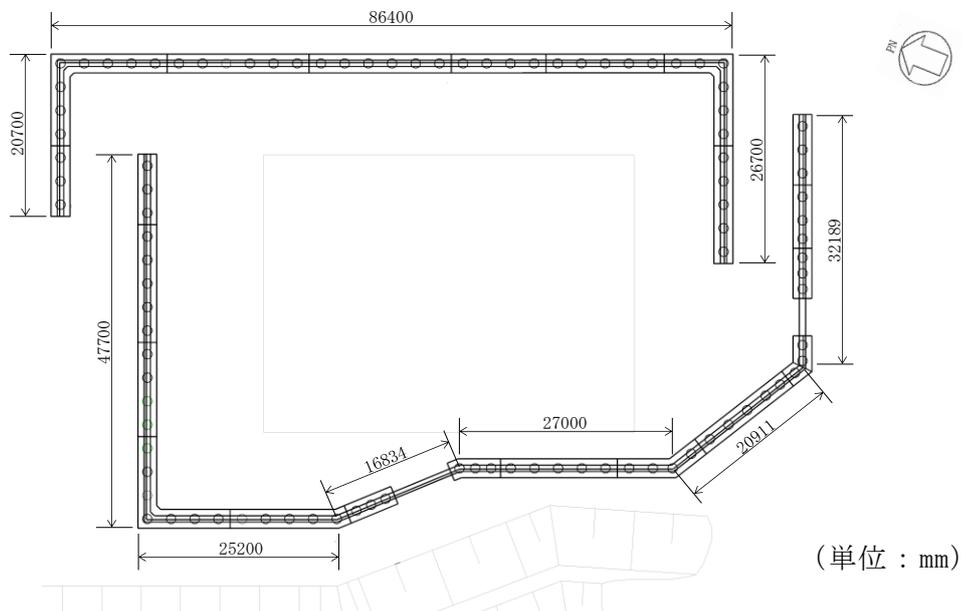


図 2-3 免震重要棟遮蔽壁の概要図（平面図）

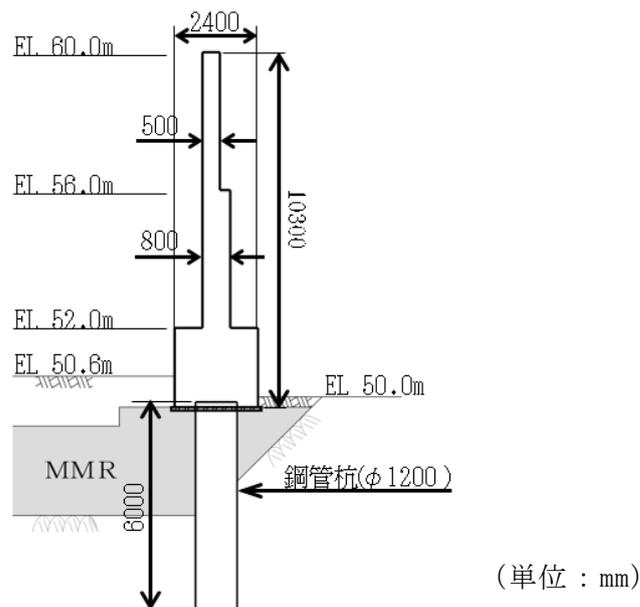


図 2-4 免震重要棟遮蔽壁の概要図（断面図）

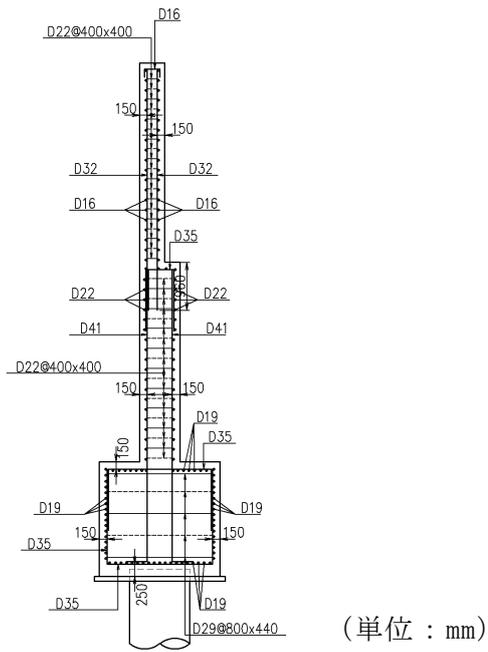
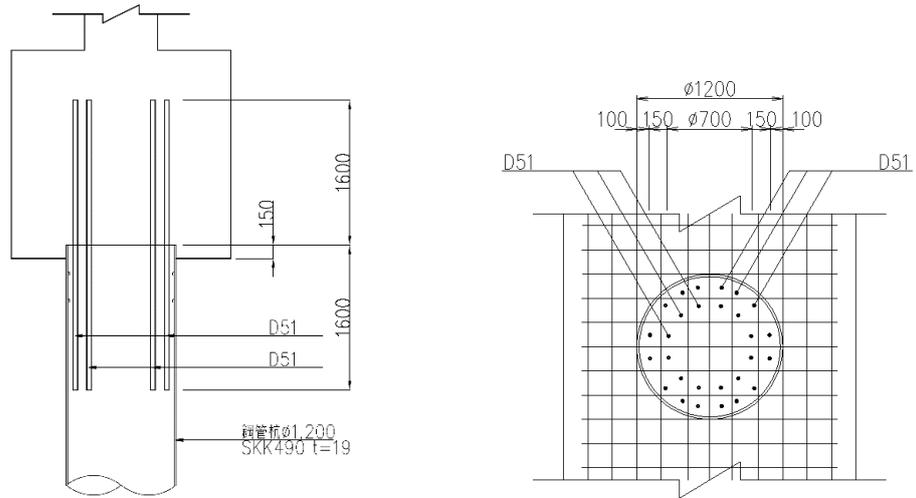


図 2-5(1) 免震重要棟遮蔽壁の概略配筋図



(断面図)

(平面図)

(単位: mm)

図 2-5(2) 免震重要棟遮蔽壁の概略配筋図 (杭頭補強筋)

2.3 評価方針

図 2-6 に免震重要棟遮蔽壁の波及的影響の評価フローを示す。

免震重要棟遮蔽壁の波及的影響評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表 2-1 の免震重要棟遮蔽壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の照査用ひずみ、照査用曲げモーメント、照査用支圧応力度及び曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。せん断破壊に対しては照査用せん断力、照査用押抜きせん断応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認する。

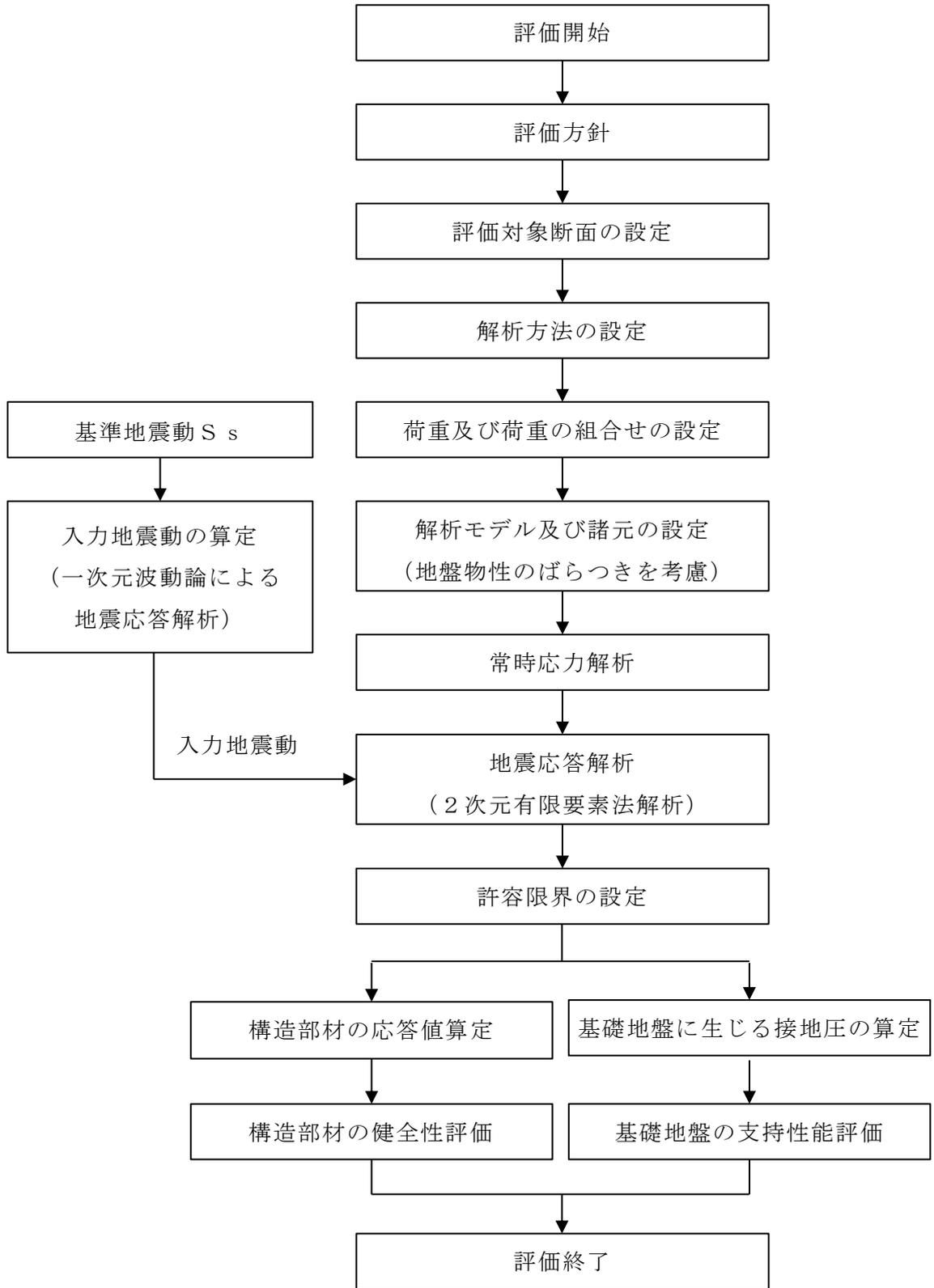


図 2-6 免震重要棟遮蔽壁の波及的影響の評価フロー

表 2-1 免震重要棟遮蔽壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	遮蔽壁	照査用ひずみ及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	圧縮縁コンクリートひずみ*
				せん断力	せん断耐力*
		鋼管杭	曲げモーメント及びせん断応力度が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	全塑性モーメント
				せん断力	降伏強度
		杭頭部	照査用支圧応力度，照査用押抜きせん断応力度及び照査用曲げモーメントが許容限界を下回ることを確認	支圧応力度	許容支圧応力度*
				押抜きせん断応力度	許容押抜きせん断応力度*
	曲げモーメント			降伏曲げモーメント*	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界を下回ることを確認	接地圧	極限支持力度*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 2005 年)
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・杭基礎設計便覧 ((社) 日本道路協会, 2007 年)
- ・建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事 ((社) 日本建築学会, 2013 年)

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面位置図を図3-1に示す。免震重要棟遮蔽壁のうち、波及的影響を及ぼす恐れのある範囲から、評価対象断面を選定する。

評価対象断面は、免震重要棟遮蔽壁の弱軸方向である、免震重要棟遮蔽壁の直交断面を選定する。

免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面図を図3-2に示す。

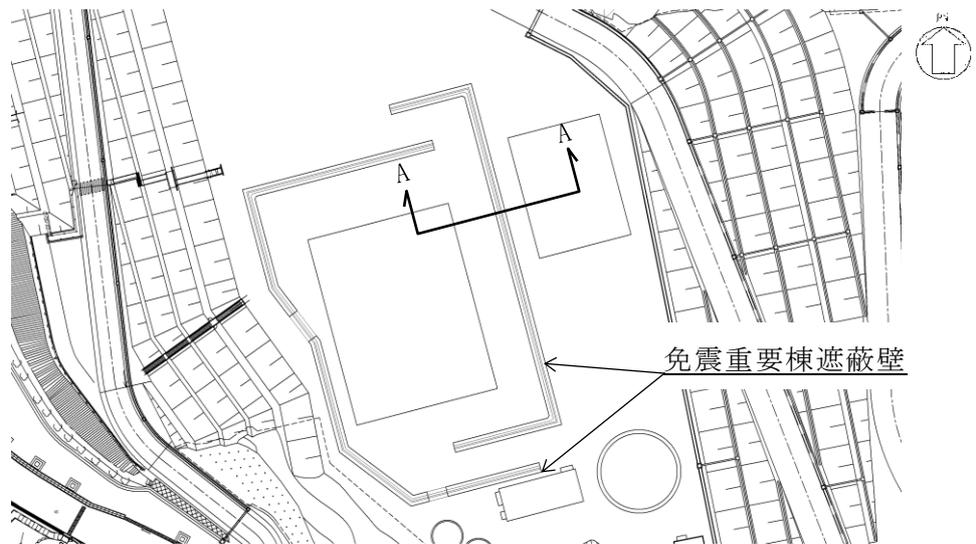


図3-1 免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面位置図

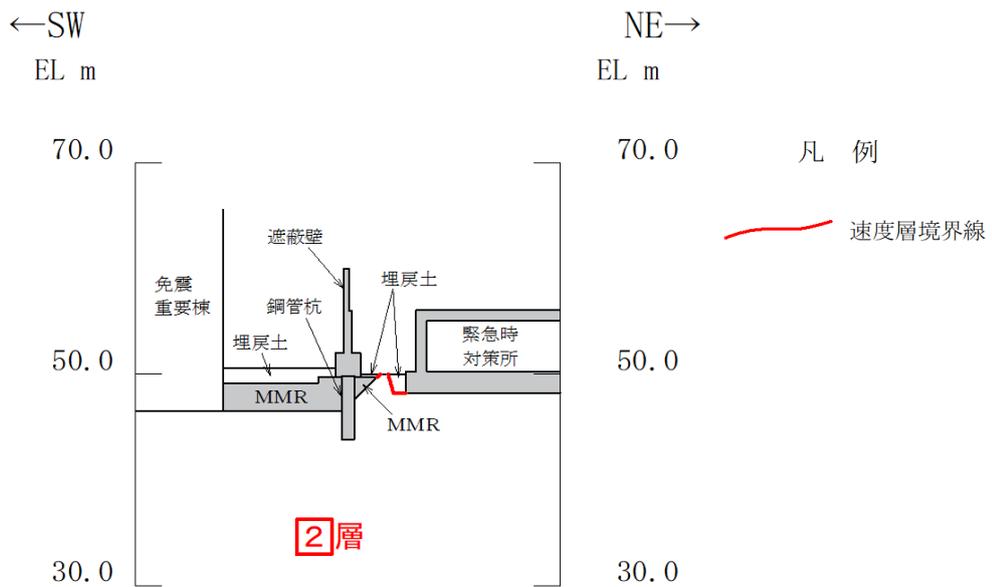


図3-2 評価対象断面図 (A-A断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。免震重要棟遮蔽壁周辺の地下水位が免震重要棟遮蔽壁下端より低いことから、解析手法は全応力解析とする。

地震応答解析には、解析コード「TDA P III」を使用する。

なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地盤物性のばらつき

図3-2に示すとおり、免震重要棟遮蔽壁の周辺には、主として岩盤が分布しており、この岩盤のせん断変形が地震時に免震重要棟遮蔽壁の応答に影響を与えることと判断されることから、この地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表3-1に示す。

せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②～③を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表3-1 解析ケース（免震重要棟遮蔽壁）

解析ケース	埋戻土	岩盤
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値	平均値 + 1σ
ケース③	平均値	平均値 - 1σ

3.2.2 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。固有値解析結果に基づき設定した α 、 β を表 3-2 に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

表 3-2 Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定結果

解析ケース	α	β
ケース① (基本ケース)	2.638	2.527×10^{-4}
ケース②	2.924	2.480×10^{-4}
ケース③	1.941	3.829×10^{-4}

3.2.3 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、遮蔽壁及び鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。

表 3-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、遮蔽壁及び鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
$S_s - N 2$ (EW)	++*	○		
	-+*	○		

注記* : 地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 荷重

免震重要棟遮蔽壁の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重，機器・配管荷重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として，発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については，松江市建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については，設計基準風速を 30m/s とし，建築基準法に基づき算定する。

(4) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表3-4に示す。

表3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図3-3に入力地震動算定の概念図を、図3-4～図3-15に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

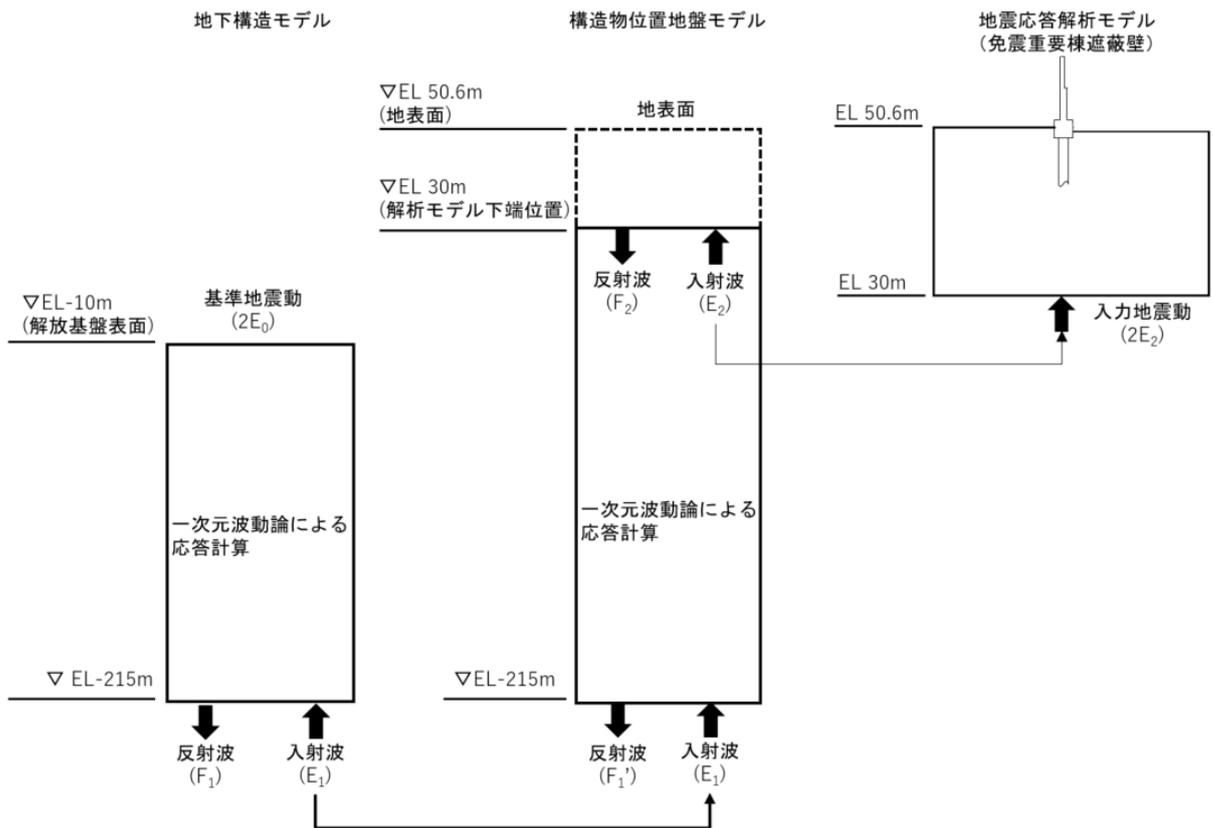
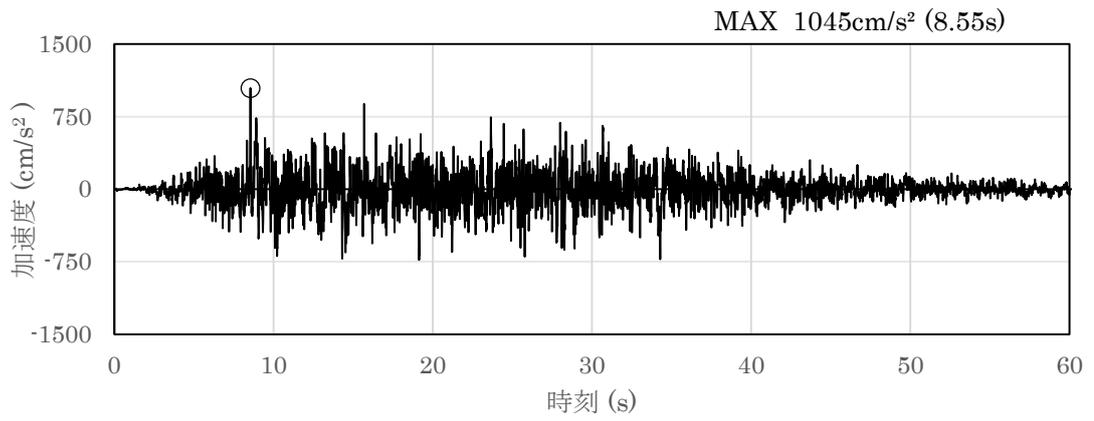
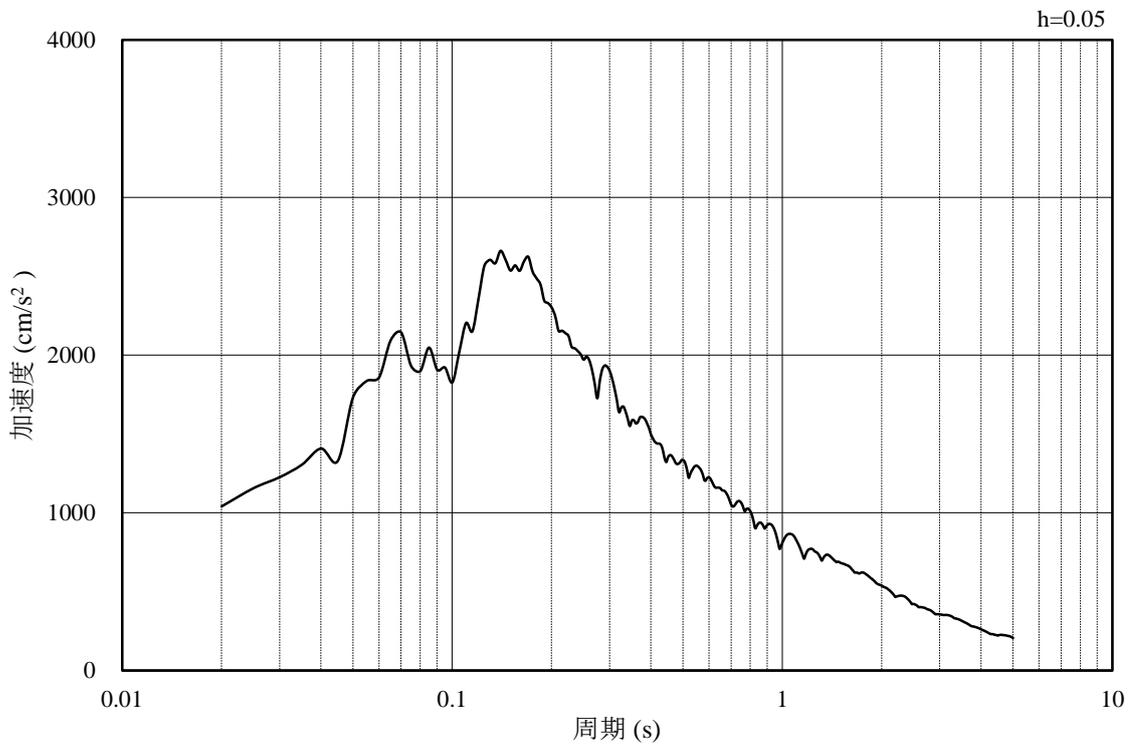


図3-3 入力地震動算定の概念図

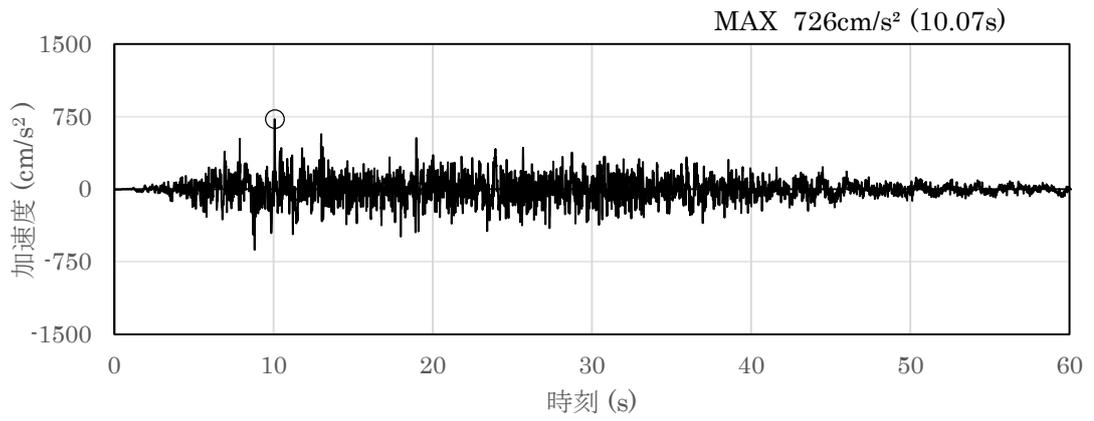


(a) 加速度時刻歴波形

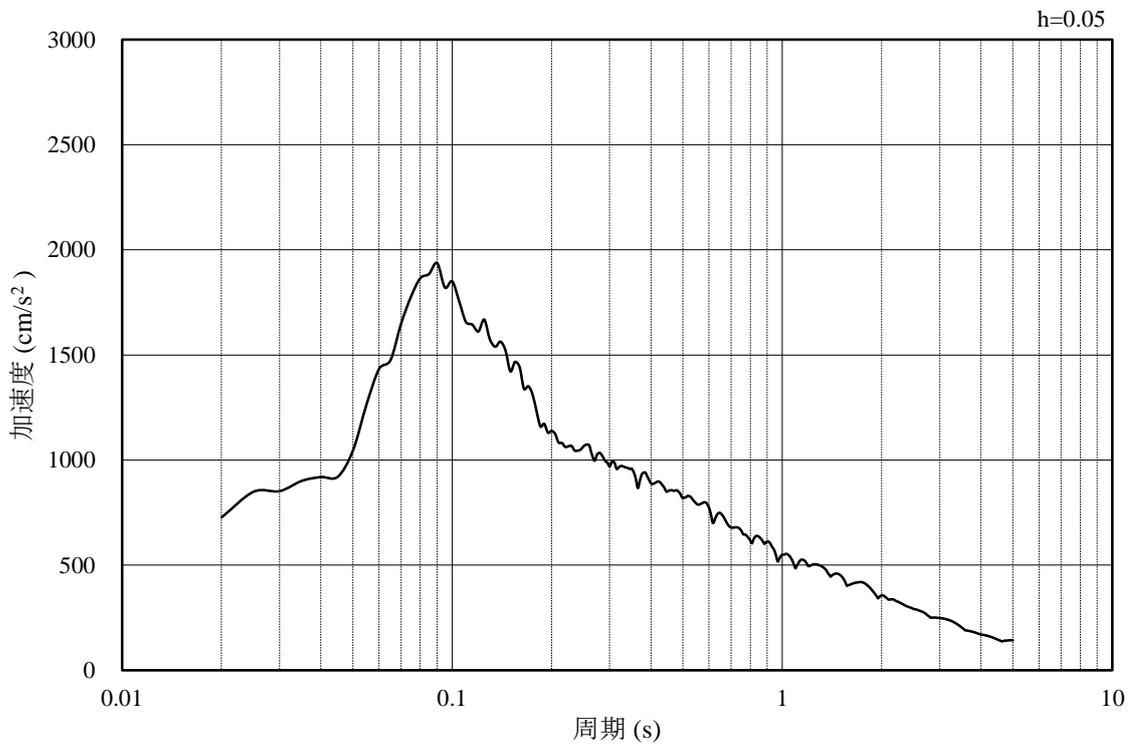


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

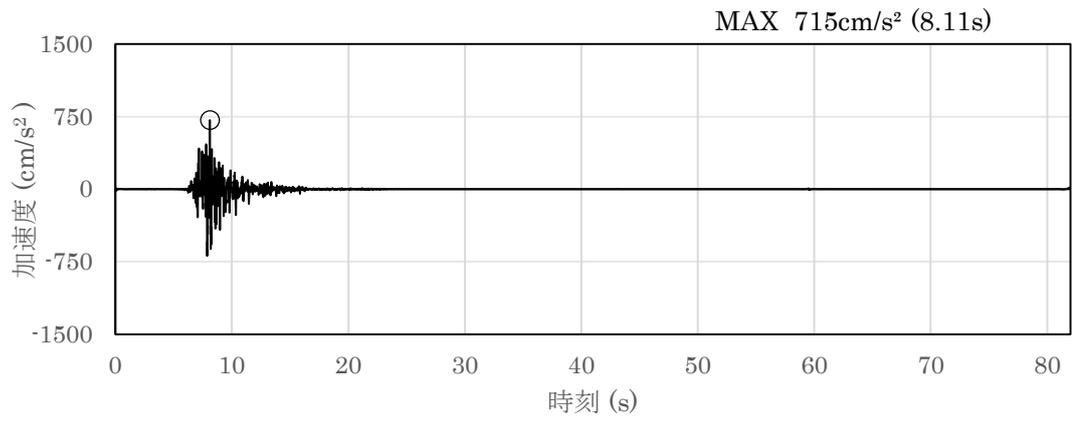


(a) 加速度時刻歴波形

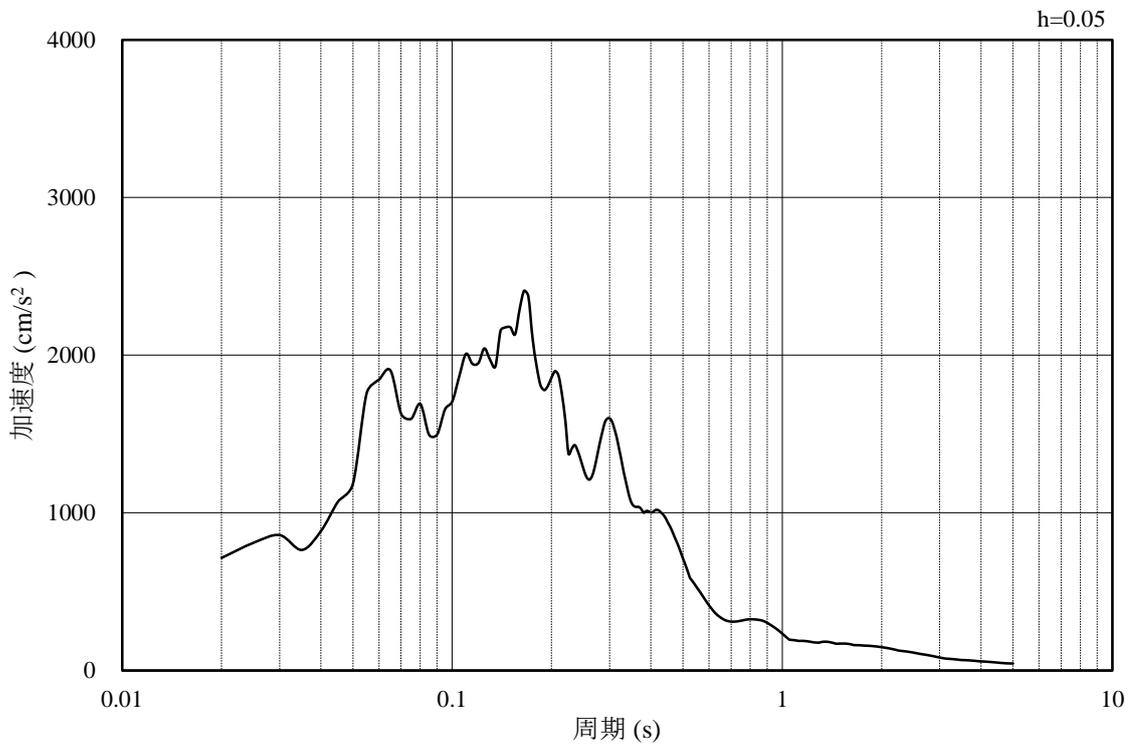


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

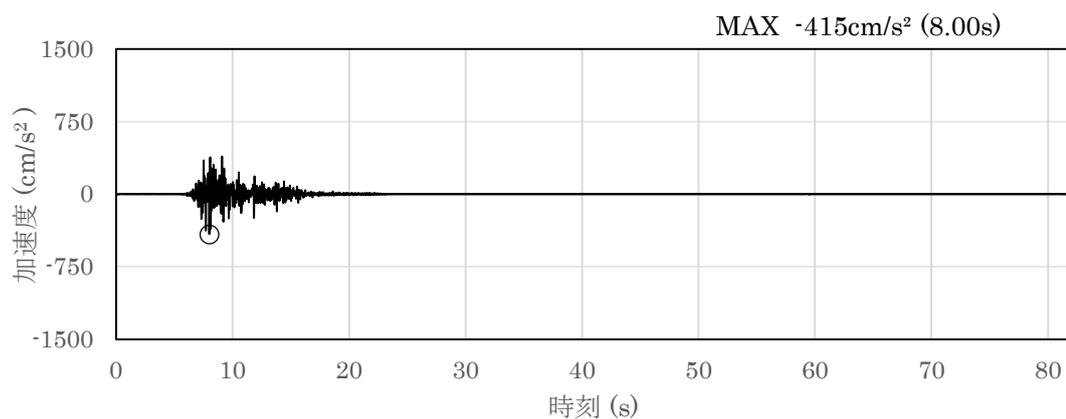


(a) 加速度時刻歴波形

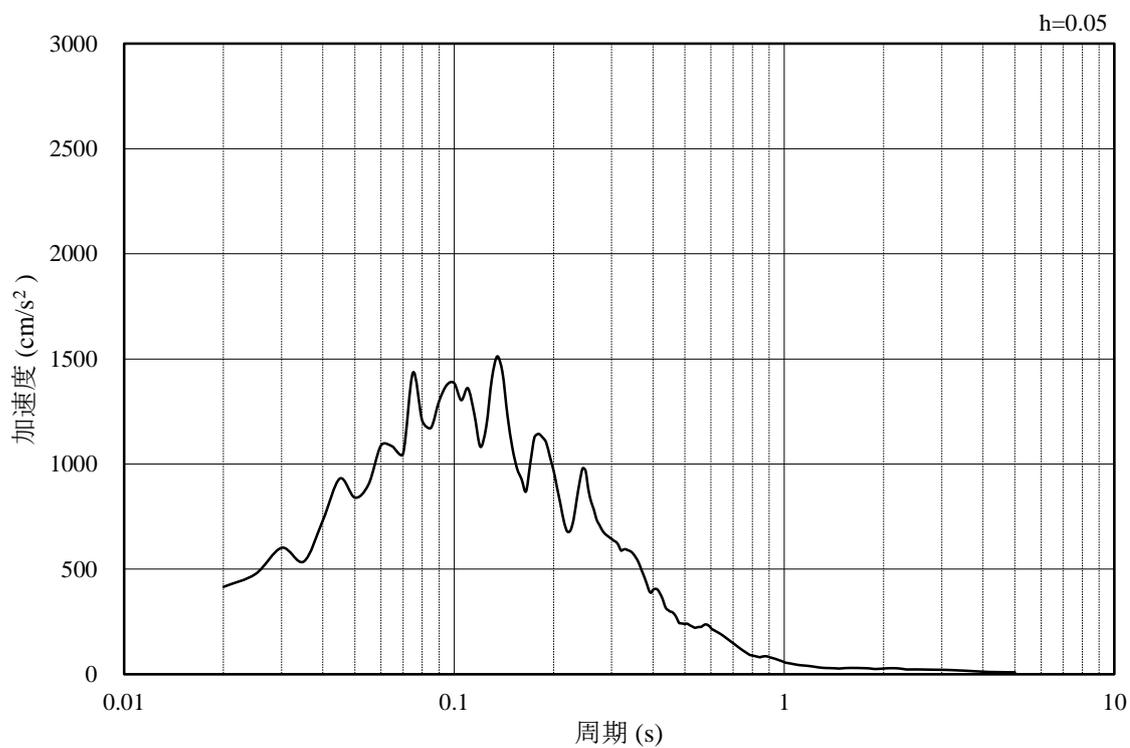


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

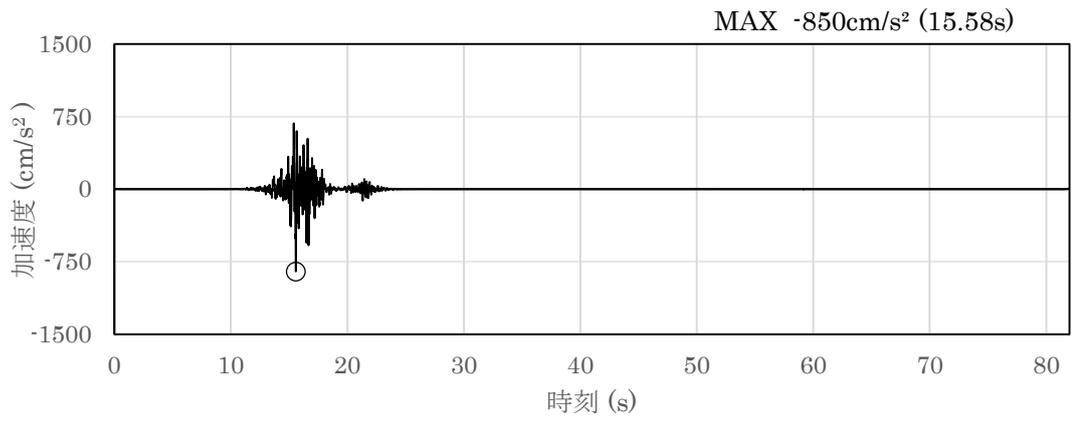


(a) 加速度時刻歴波形

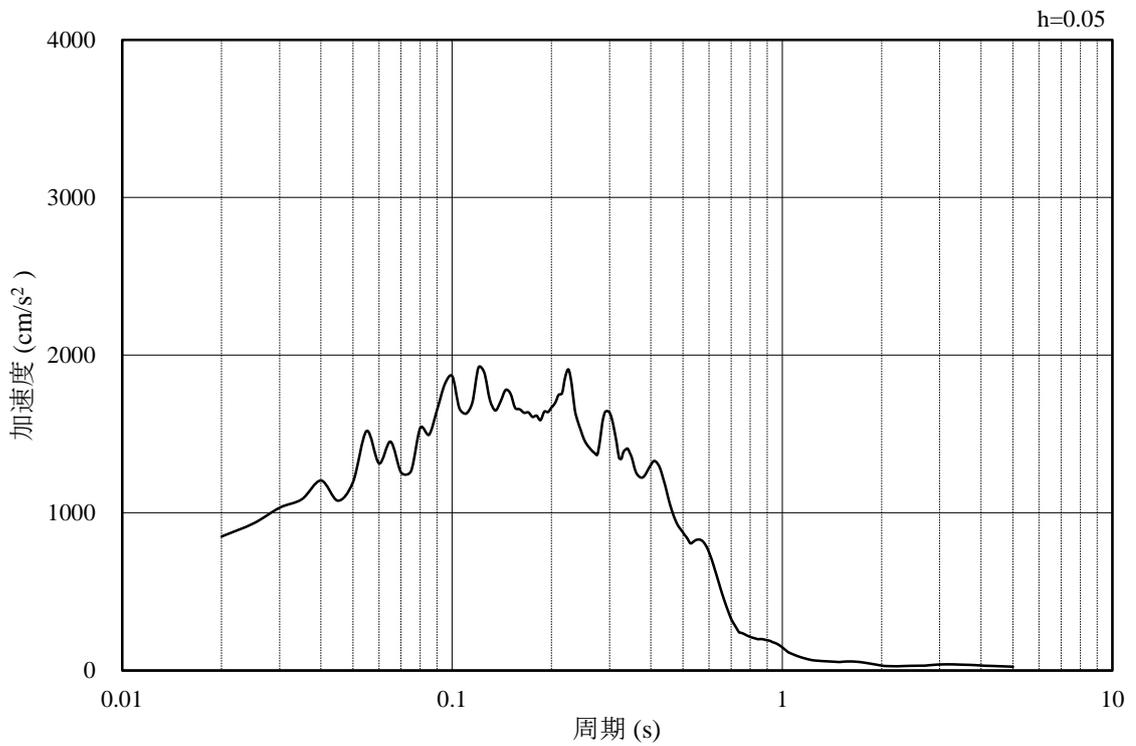


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

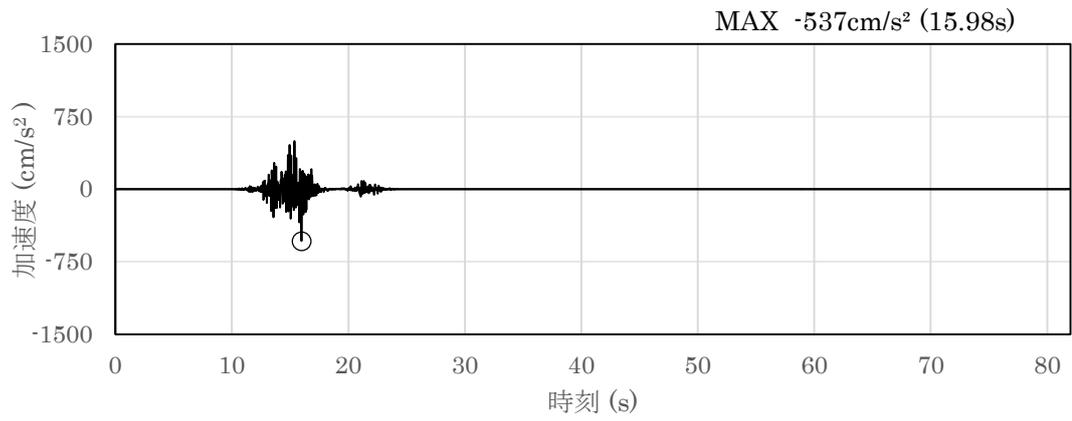


(a) 加速度時刻歴波形

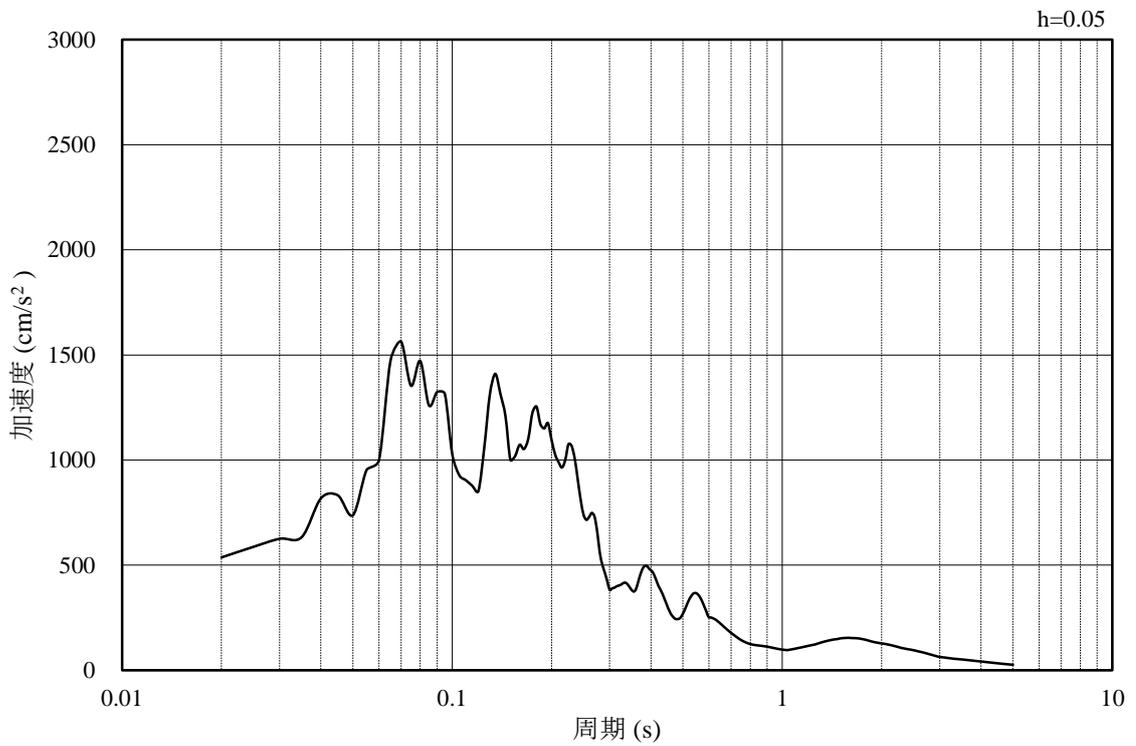


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 2)

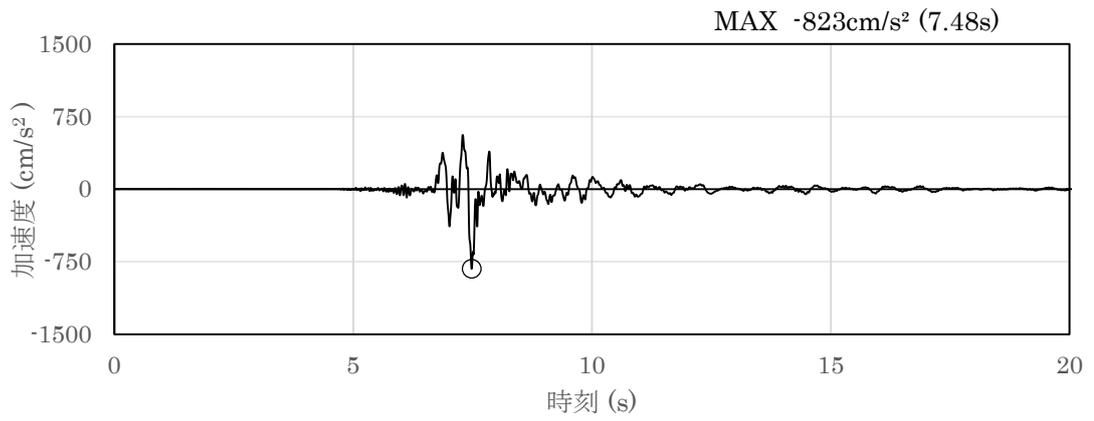


(a) 加速度時刻歴波形

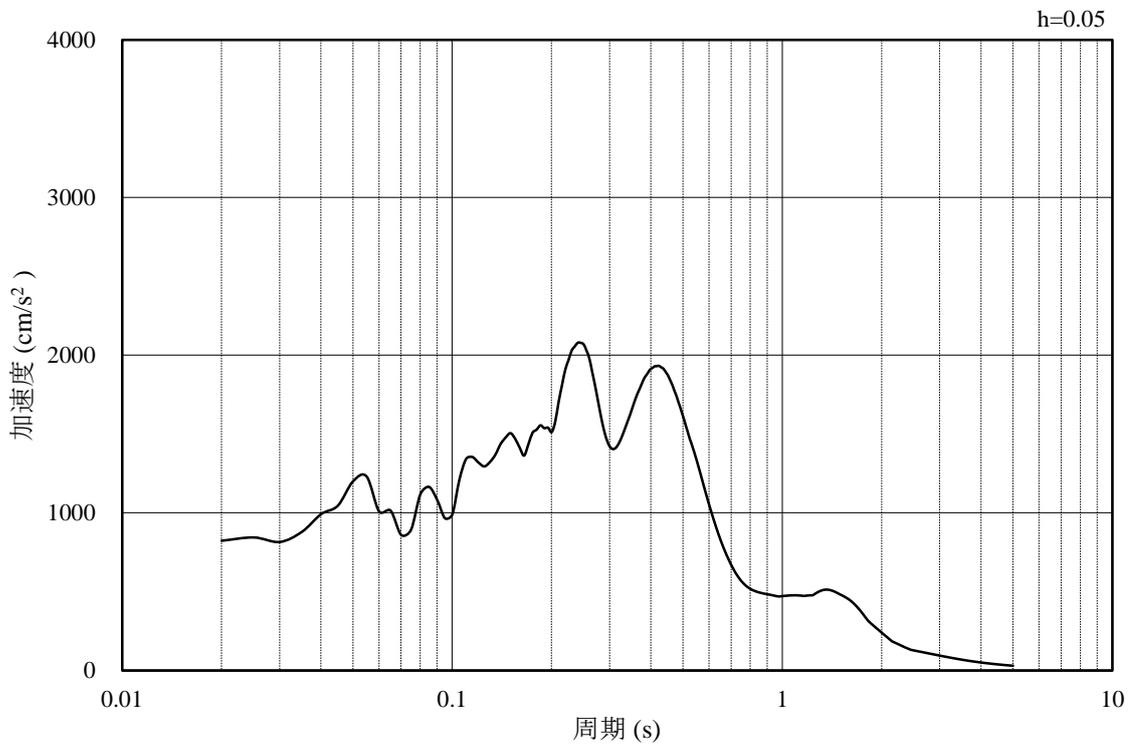


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

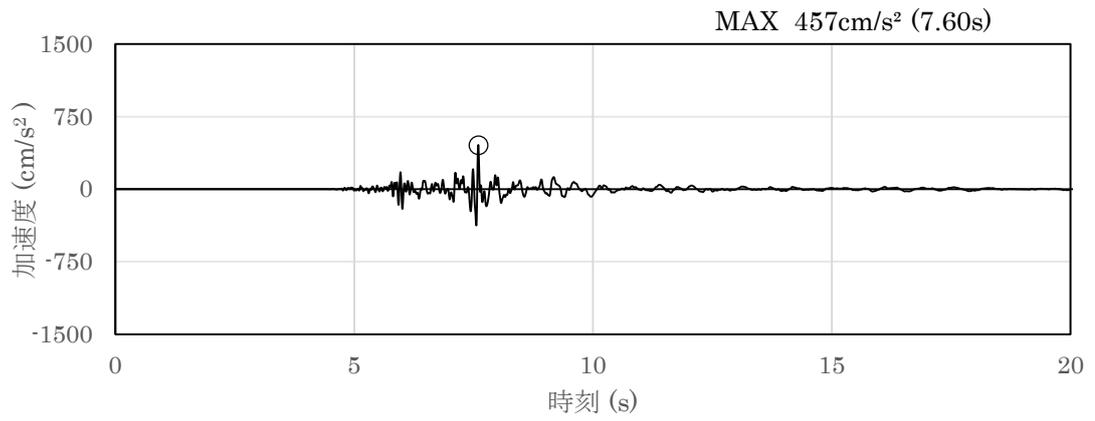


(a) 加速度時刻歴波形

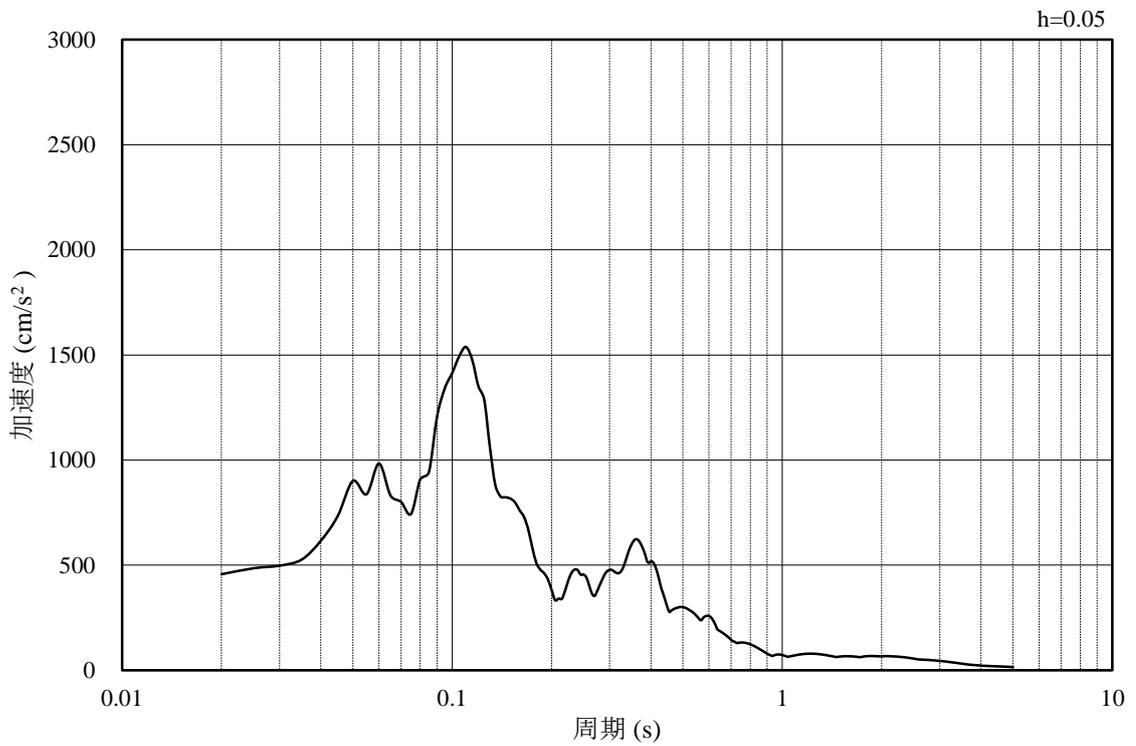


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

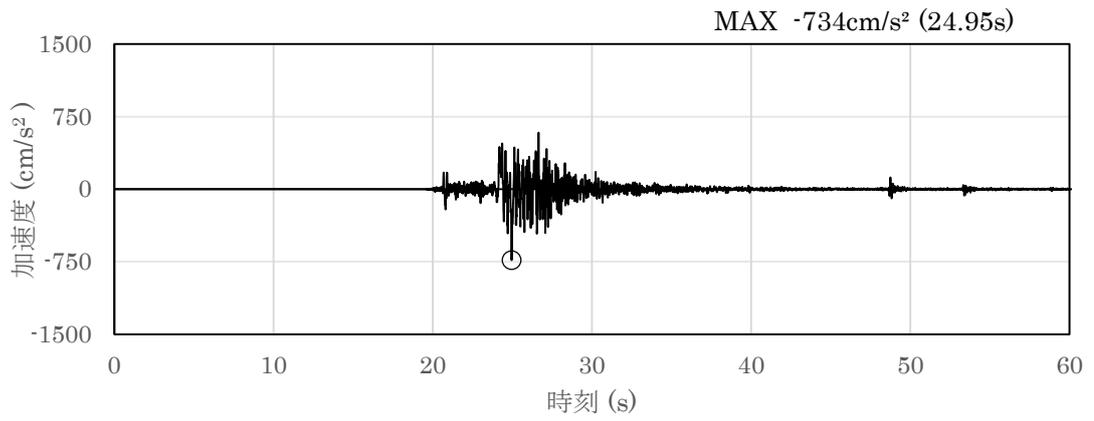


(a) 加速度時刻歴波形

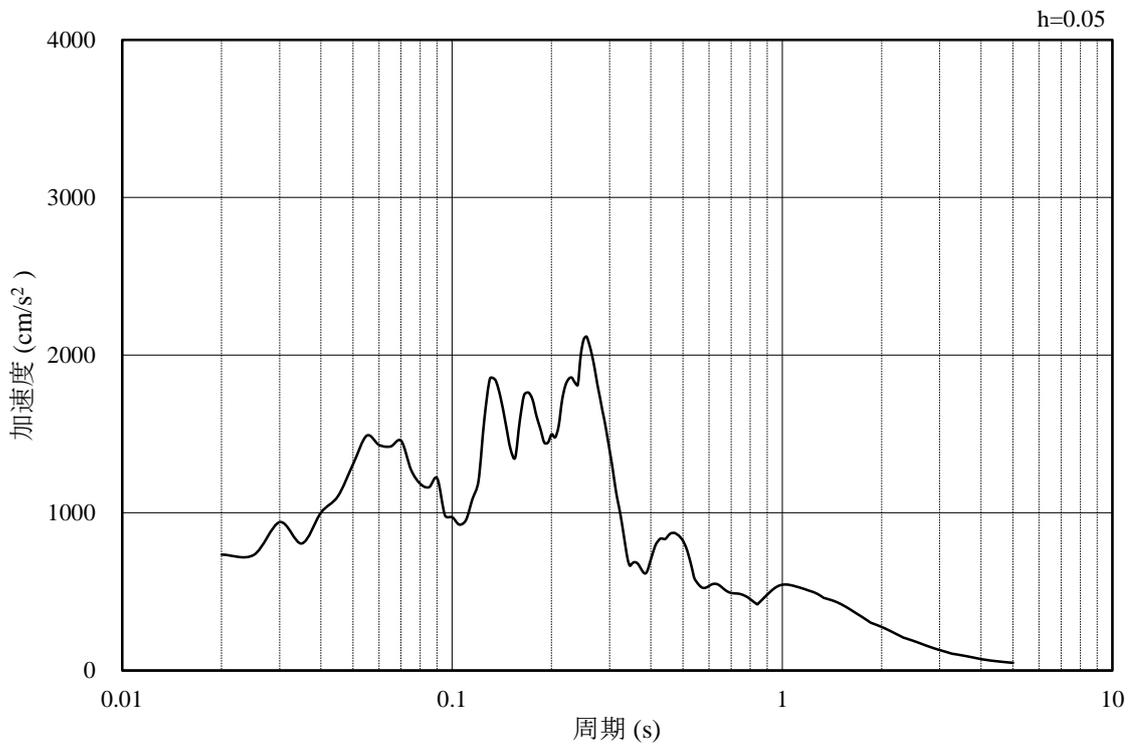


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

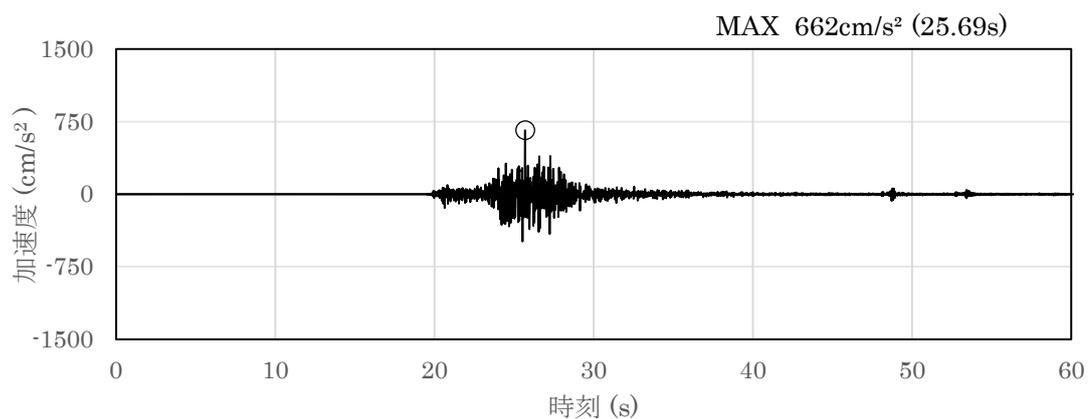


(a) 加速度時刻歴波形

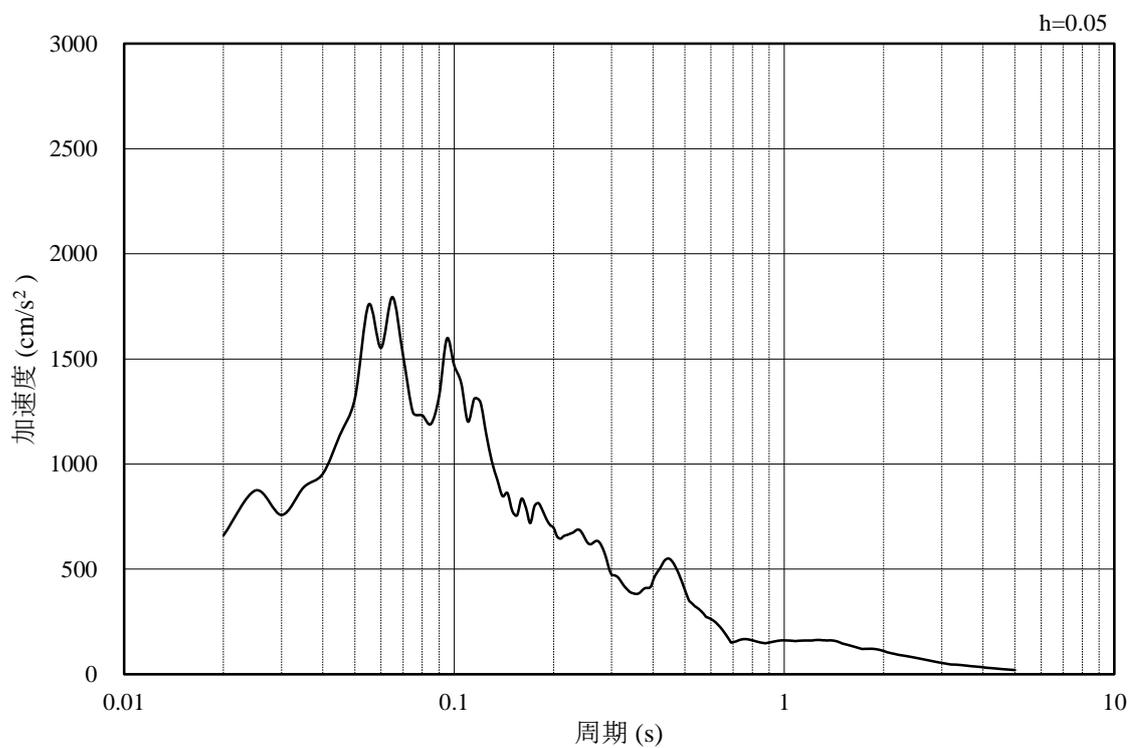


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂，NS方向)

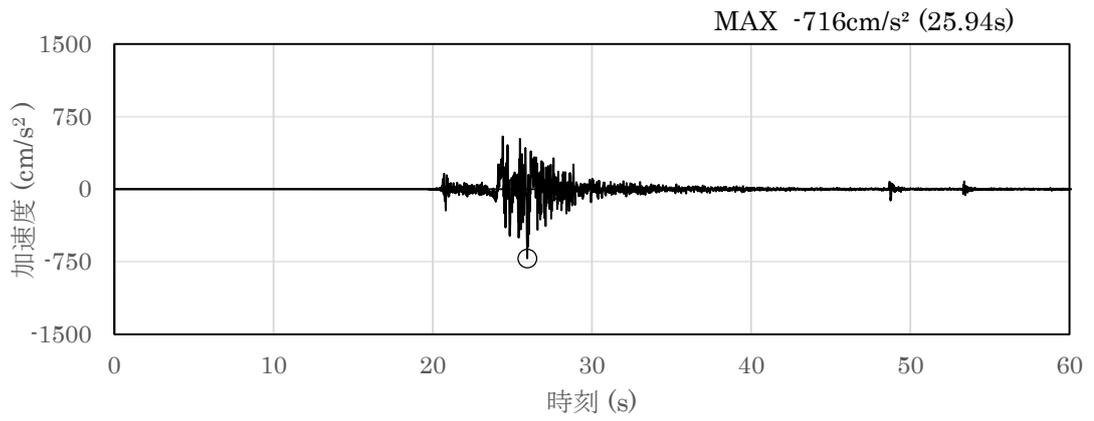


(a) 加速度時刻歴波形

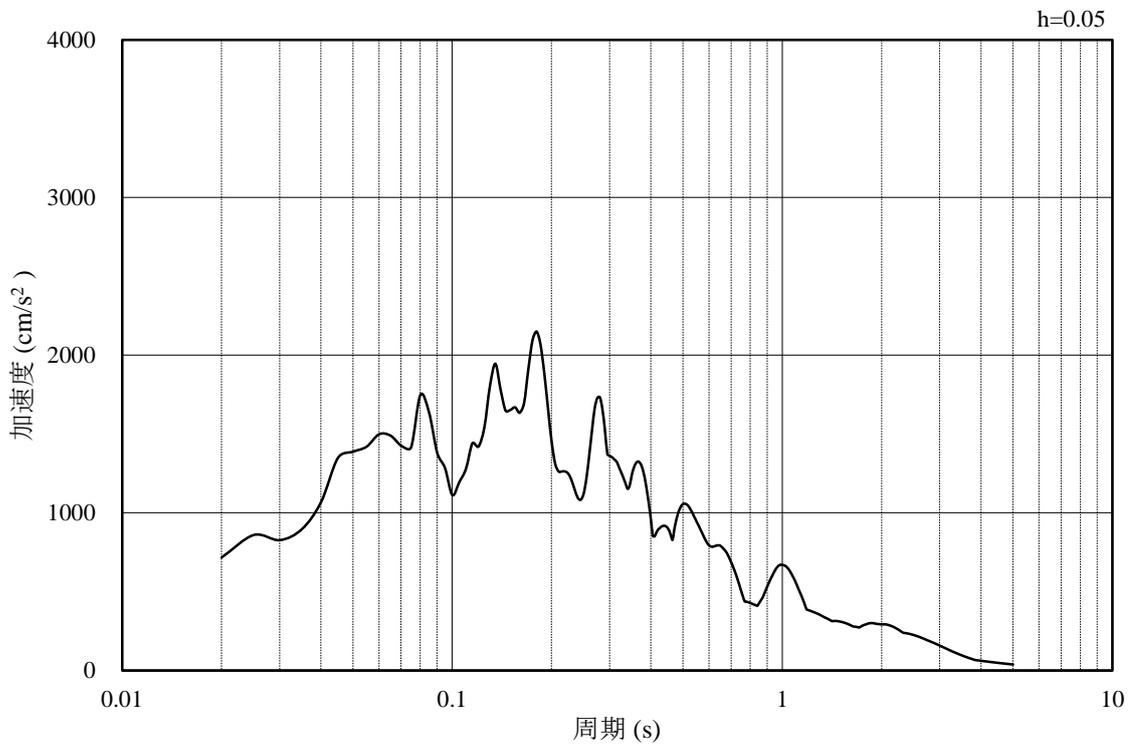


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2, NS 方向)

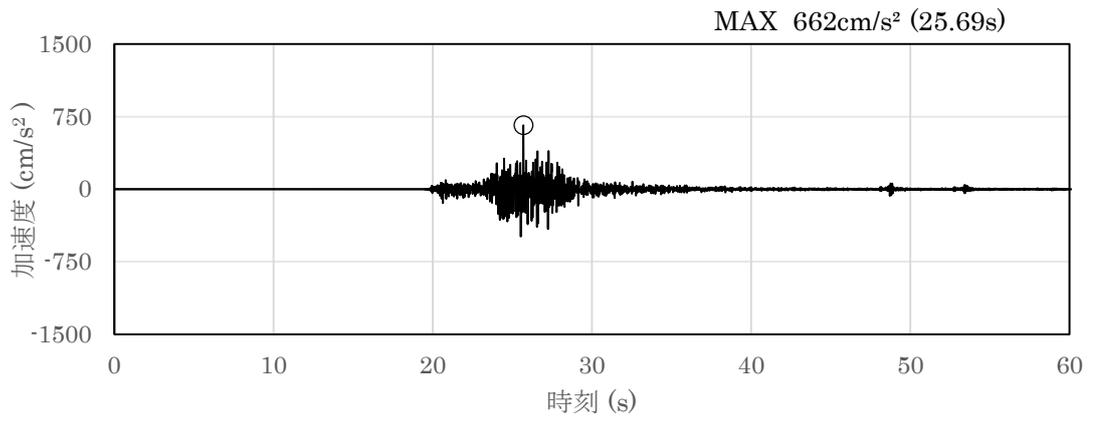


(a) 加速度時刻歴波形

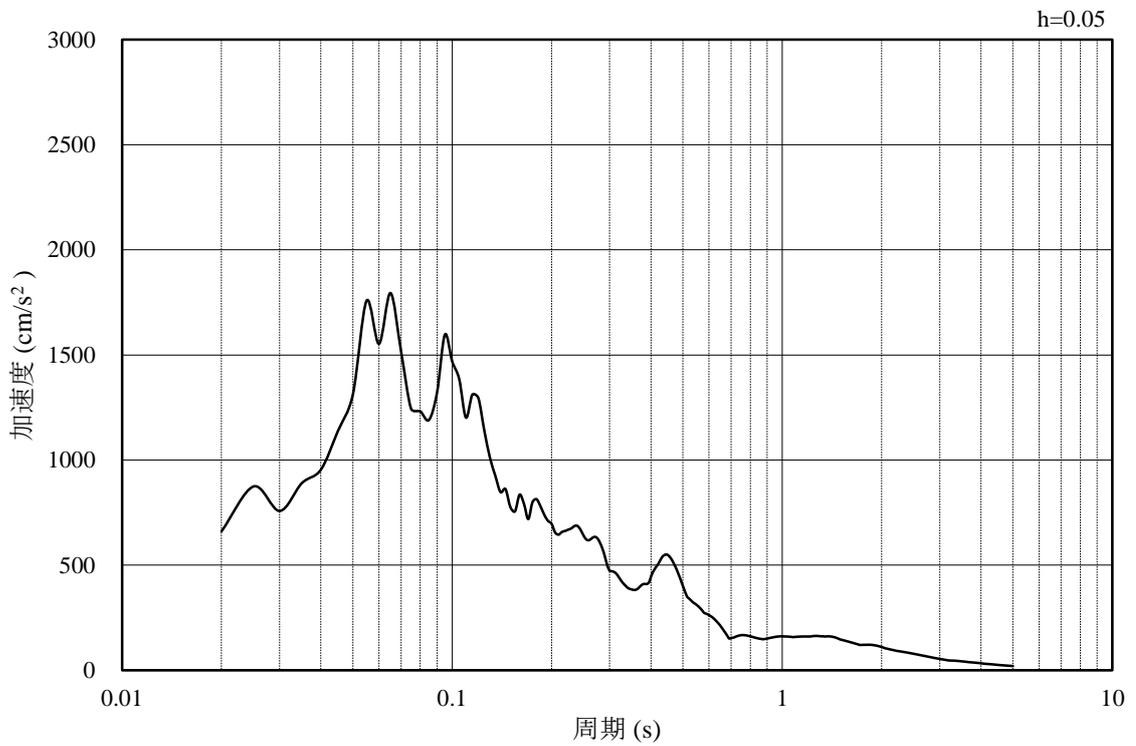


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2, EW方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2, EW方向)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

免震重要棟遮蔽壁の地震応答解析モデルを図 3-16 に示す。

(1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

解析領域の側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

構造部材のうち、遮蔽壁については非線形はり要素及び線形はり要素、鋼管杭については線形はり要素によりモデル化する。機器・配管荷重は解析モデルに付加重量として与えることで考慮する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は、地盤の非線形性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。なお、MMRは周辺岩盤と同様とし、線形の平面ひずみ要素としてモデル化する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「地盤と構造物」の接合面における接触、剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

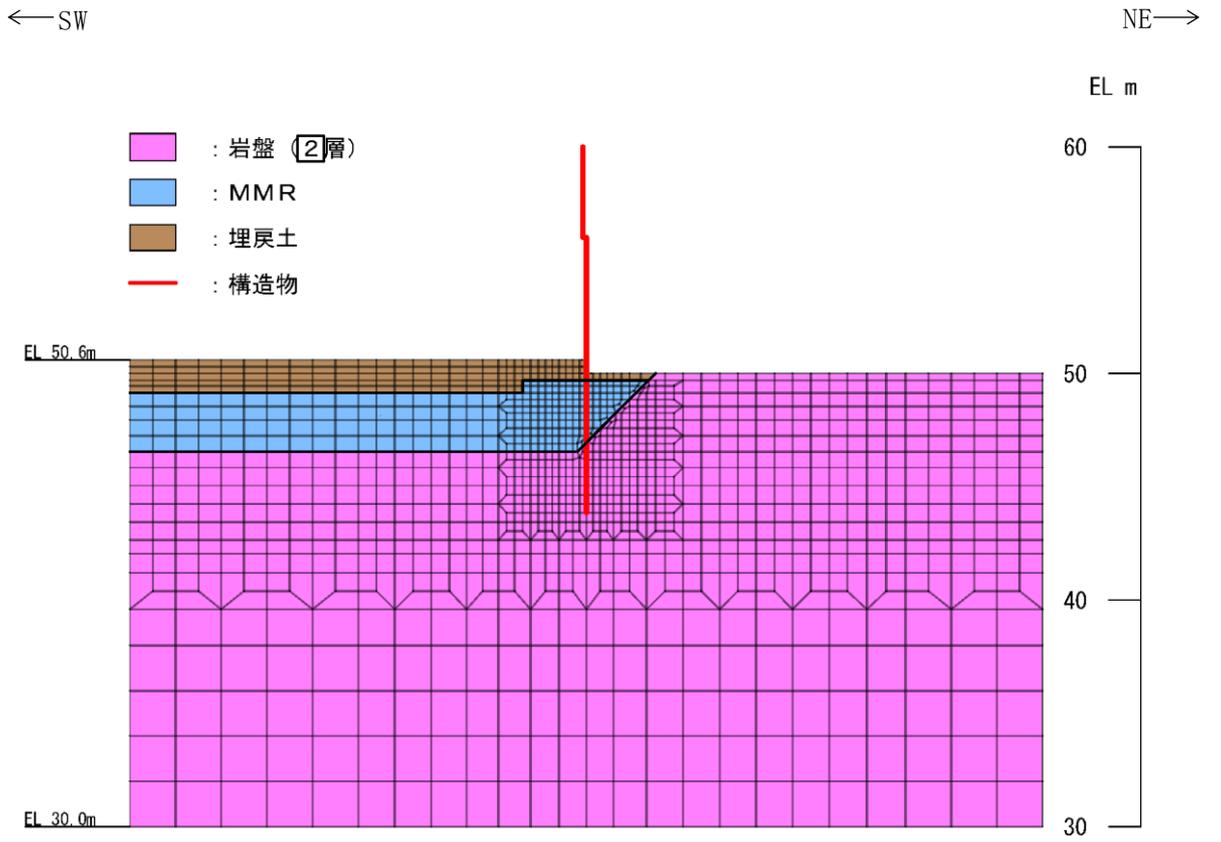


図 3-16 免震重要棟遮蔽壁の地震応答解析モデル

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-5 に、材料の物性値を表 3-6 に示す。

表 3-5 使用材料

材料		仕様
構造物 (鉄筋コンクリート)	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
MMR		設計基準強度 18.0N/mm ²
鋼管杭		SKK490

表 3-6 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.80×10 ⁴	24.0	0.2
MMR	2.20×10 ⁴	22.6	0.2
鋼管杭 (SKK490)	2.00×10 ⁵	77.0	0.3

3.5.3 地盤の物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.5.4 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表3-7に示す。

なお、免震重要棟遮蔽壁については、地下水位が構造物基礎下端より十分低い
ため、地下水を考慮しない。

表3-7 設計地下水位

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)	備考
免震重要棟遮蔽壁	A-A断面	地下水位が構造物基礎下端より十分低い ため考慮しない。	3次元浸透流解析による 自然水位：EL 23.0m

3.6 許容限界

免震重要棟遮蔽壁の緊急時対策所に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき設定する。

3.6.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 遮蔽壁

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ軸力に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。）に基づき、圧縮縁コンクリート限界ひずみ1.0%とする。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表3-8に示す。

表3-8 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	圧縮縁コンクリート限界ひずみ	1.0% (10000 μ)

b. せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（遮蔽壁）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアル2005に基づきせん断耐力とする。せん断耐力は、土木学会マニュアル2005に基づき棒部材式とする。

棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$ ただし、 $f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる場合は

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$ (d [m]) ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$\beta_n = 1 + 2 M_o / M_{u d}$ ($N'_d \geq 0$)

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$= 1 + 4 M_o / M_{u d}$ ($N'_d < 0$)

$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ ただし、 $\beta_a < 1.0$ となる場合は $\beta_a = 1.0$

(本検討では保守的に $\beta_a = 1.0$ とする。)

ここで、

$f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ 除したもの

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_o : M_d に対する引張縁において、軸力方向によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント) $M_o = N'_d \cdot D / 6$

$M_{u d}$: 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$$V_{s d} = \{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z / \gamma_{b s}$$

ここで,

- A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
- $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは 800N/mm^2 以下とする。
- α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
- s : せん断補強鉄筋の配置間隔
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。
- $\gamma_{b s}$: 部材係数

(2) 鋼管杭

鋼管杭の断面照査は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」及び「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，曲げ・軸力に対する断面照査（全塑性モーメントに対する評価）及びせん断に対する断面照査（降伏強度に対する評価）を行う。

a. 曲げ・軸力に対する断面照査（全塑性モーメントに対する評価）

鋼管杭の曲げ・軸力に対する断面照査は，全塑性モーメント M_p を算定し，鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下となることを確認する。

$$M_p = M_{p0} \cos(\alpha\pi/2)$$

ここで，

M_p ：全塑性モーメント（kN・m）

M_{p0} ：軸力がない場合の全塑性モーメント（kN・m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

α ：モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N の比

$$\alpha = N/N_0$$

N_0 ：モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p ：塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \{1 - (1 - t/r)^3\}$$

σ_y ：鋼管杭の降伏点強度（kN/m²）

N ：軸力（kN）

A ：鋼管杭の断面積（m²）

t ：鋼管杭の板厚（m）

r ：鋼管杭の半径（m）

b. せん断に対する断面照査

鋼管杭のせん断に対する断面照査は，鋼管杭のせん断応力度が，降伏強度以下となることを確認する。なお，鋼管杭のせん断応力度は，鋼管杭内部が中詰めコンクリートで充填されているため，鋼管杭の全断面積を有効断面積として算定する。

(3) 杭頭部

a. 水平力に対する照査

杭頭部の許容限界は、「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，2007年）」に基づき，水平力に対する照査を行う。

鋼管杭の水平力に対する照査は，図3-17に示す水平方向の支圧応力度 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力度 τ_h が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/(h'(2L+D+2h'))$$

ここに，

σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平方向の支圧応力度 (N/mm²)

τ_h : 杭頭結合部に発生する水平方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm)

L : 杭の埋込長 (mm)

h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (mm)

<p>4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査</p> <p>a. 方法Aの場合</p> $\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{bc} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 5})$ <p>b. 方法Bの場合</p> $\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{bc} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 6})$ <p>5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査</p> $\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6. 7})$

図3-17 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，2007年）」より引用に一部加筆)

b. 曲げモーメントに対する照査

鋼管杭の杭頭部の曲げモーメントに対する照査は、杭頭部に発生する曲げモーメントが、仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

3.6.2 基礎地盤の健全性に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 3-9 に示す。

表 3-9 免震重要棟遮蔽壁の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _L 級岩盤	3.9

3.7 評価方法

免震重要棟遮蔽壁の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.6 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

構造強度を有することの確認については，鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において，地震応答解析により算定した圧縮縁コンクリートひずみ及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

4.1.1 遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）

遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-1 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 4-2 に示す。また、曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースのひずみの時刻歴波形及び発生位置を図 4-1 に、せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図を図 4-2 に示す。

免震重要棟遮蔽壁の照査用ひずみ及び照査用せん断力が、許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

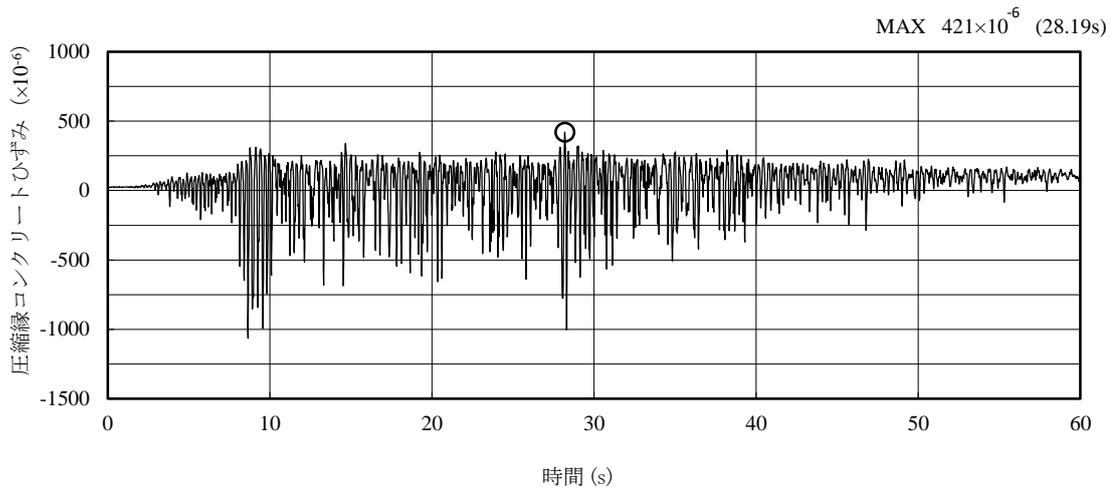
解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
			$\varepsilon_d(\mu)$	$\varepsilon_R(\mu)$	
①	S _s -D	++	506	10000	0.06
		-+	471	10000	0.05
		+ -	491	10000	0.05
		--	458	10000	0.05
	S _s -F 1	++	389	10000	0.04
	S _s -F 2	++	374	10000	0.04
	S _s -N 1	++	484	10000	0.05
		-+	413	10000	0.05
	S _s -N 2 (NS)	++	425	10000	0.05
		-+	419	10000	0.05
	S _s -N 2 (EW)	++	402	10000	0.05
		-+	334	10000	0.04
②	S _s -N 1	++	473	10000	0.05
③	S _s -N 1	++	489	10000	0.05

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

表 4-2 せん断破壊に対する最大照査値

解析ケース	地震動		照査用 せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S _s -D	++	89	444	0.21
		-+	178	755	0.24
		+ -	85	440	0.20
		--	171	759	0.23
	S _s -F 1	++	77	442	0.18
	S _s -F 2	++	146	760	0.20
	S _s -N 1	++	177	754	0.24
		-+	147	756	0.20
	S _s -N 2 (NS)	++	144	758	0.19
		-+	86	443	0.20
	S _s -N 2 (EW)	++	86	443	0.20
		-+	121	767	0.16
②	S _s -N 1	++	176	756	0.24
③	S _s -N 1	++	179	756	0.24

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$



(圧縮を正で示す。)

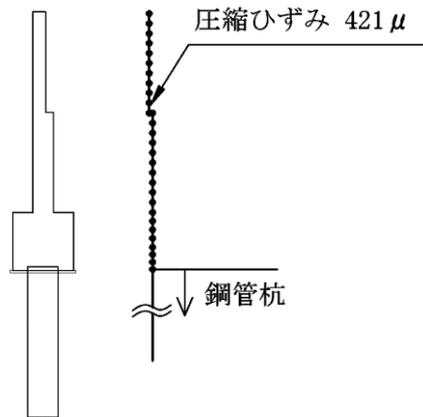
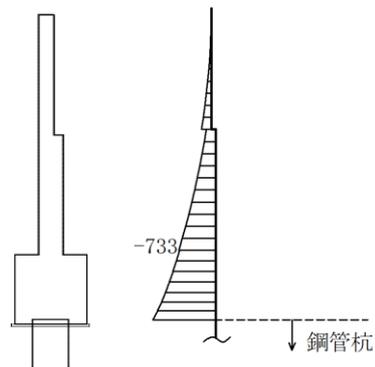
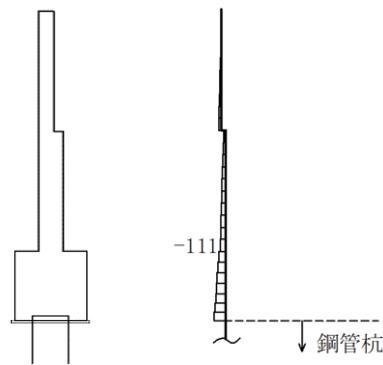


図 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースのひずみの時刻歴波形及び発生位置 (解析ケース①, S s - D (++))



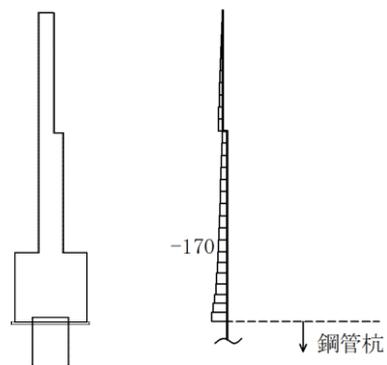
数値：評価位置における断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：評価位置における断面力

(c) せん断力 (kN)

図 4-2 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(解析ケース③, S_s-N1 (++) , t=7.56s)

4.1.2 鋼管杭

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-3 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 4-4 に示す。また、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値最大時の断面力図を図 4-3 及び図 4-4 に示す。

鋼管杭の曲げモーメント及びせん断応力度が、許容限界以下であることを確認した。

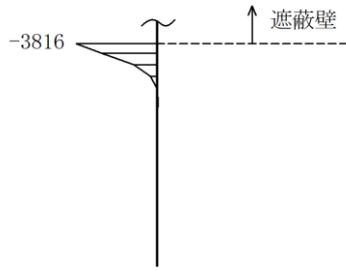
表 4-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

解析ケース	地震動		曲げ	全塑性	照査値 M/M_p
			モーメント*	モーメント*	
			M (kN・m)	M_p (kN・m)	
①	$S_s - D$	++	3105	7884	0.40
		-+	3703	7883	0.47
		+ -	2985	7880	0.38
		--	3561	7879	0.46
	$S_s - F 1$	++	2405	7881	0.31
	$S_s - F 2$	++	2897	7881	0.37
	$S_s - N 1$	++	3778	7885	0.48
		-+	3205	7885	0.41
	$S_s - N 2$ (NS)	++	2920	7881	0.38
		-+	2903	7883	0.37
	$S_s - N 2$ (EW)	++	2839	7881	0.37
		-+	2336	7880	0.30
②	$S_s - N 1$	++	3756	7884	0.48
③	$S_s - N 1$	++	3816	7884	0.49

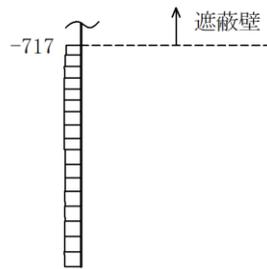
注記*：曲げモーメント及び全塑性モーメントは杭 1 本当りの数値を示す。

表 4-4 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値

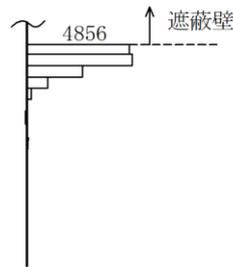
解析ケース	地震動		せん断応力度 τ (N/mm ²)	降伏強度 τ_s (N/mm ²)	照査値 τ / τ_s
①	S _s -D	++	61	181	0.34
		-+	73	181	0.41
		+-	59	181	0.33
		--	70	181	0.39
	S _s -F 1	++	47	181	0.26
	S _s -F 2	++	57	181	0.32
	S _s -N 1	++	74	181	0.41
		-+	63	181	0.35
	S _s -N 2 (NS)	++	57	181	0.32
		-+	57	181	0.32
	S _s -N 2 (EW)	++	56	181	0.31
		-+	46	181	0.26
②	S _s -N 1	++	74	181	0.41
③	S _s -N 1	++	75	181	0.42



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m/本)

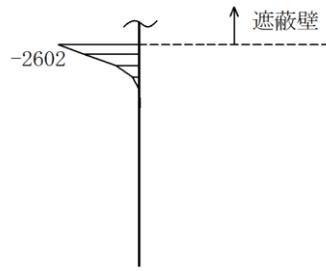


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN/本) (+ : 引張, - : 圧縮)

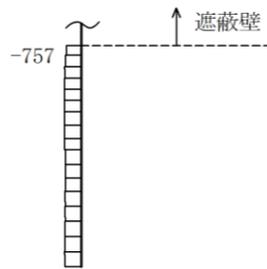


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN/本)

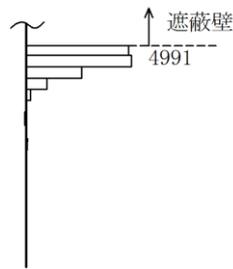
図 4-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (解析ケース③, S_s-N1 (++) , t=7.56s)



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m/本)



数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN/本) (+：引張，-：圧縮)



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN/本)

図 4-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , t = 7.56s)

4.1.3 杭頭部

杭頭部の水平方向の支圧応力度に対する最大照査値を表 4-5 に、水平方向の押抜きせん断応力度に対する最大照査値を表 4-6 に、仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントに対する最大照査値を表 4-7 に示す。

杭頭部の照査用支圧応力度、照査用押抜きせん断応力度及び照査用曲げモーメントが、許容限界を下回ることを確認した。

表 4-5 水平方向の支圧応力度に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	水平力 H* (kN/本)	照査用支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値
①	S s - D (-+)	1,004	5.58	13.5	0.42

注記*：水平力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

表 4-6 水平方向の押抜きせん断応力度に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	水平力 H* (kN/本)	照査用押抜き せん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容押抜き せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値
①	S s - D (-+)	1,004	0.62	1.0	0.62

注記*：水平力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

表 4-7 仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントに対する最大照査値

解析 ケース	地震動	照査用曲げ モーメント* (kN・m/本)	照査用軸力* (kN/本)	降伏曲げ モーメント (kN・m/本)	照査値
①	S s - N 1 (++)	3,938	572	6,622	0.60

注記*：発生断面力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 4-8 に示す。

免震重要棟遮蔽壁の基礎地盤に発生する最大接地圧が許容限界を下回ることを確認した。

表 4-8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_U (N/mm ²)	R_d/R_U
①	S _s -D	++	0.85	3.9	0.22
		-+	0.84	3.9	0.22
		+-	0.82	3.9	0.22
		--	0.83	3.9	0.22
	S _s -F 1	++	0.80	3.9	0.21
	S _s -F 2	++	0.82	3.9	0.22
	S _s -N 1	++	0.81	3.9	0.21
		-+	0.81	3.9	0.21
	S _s -N 2 (NS)	++	0.83	3.9	0.22
		-+	0.84	3.9	0.22
	S _s -N 2 (EW)	++	0.85	3.9	0.22
		-+	0.83	3.9	0.22
②	S _s -N 1	++	0.80	3.9	0.21
③	S _s -N 1	++	0.82	3.9	0.22

VI-2-11-2-4 1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要と補強概要	3
2.2.1	構造概要	3
2.2.2	補強概要	6
2.3	評価部材	10
2.4	評価方針	11
2.5	適用規格・基準等	13
3.	耐震評価	14
3.1	評価対象断面	14
3.2	解析方法	16
3.2.1	構造部材	16
3.2.2	地盤	19
3.2.3	減衰定数	20
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	21
3.3	荷重及び荷重の組合せ	23
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	23
3.3.2	荷重	23
3.3.3	荷重の組合せ	24
3.4	入力地震動	25
3.4.1	A-A断面	25
3.5	解析モデル及び諸元	38
3.5.1	解析モデル	38
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	40
3.5.3	地盤の物性値	41
3.5.4	地下水位	41
3.6	許容限界	42
3.6.1	漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性に対する許容限界	42
3.6.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	42
3.7	評価方法	43
4.	耐震評価結果	44
4.1	漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性に対する評価結果	44
4.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	45

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版が、上位クラスである1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

波及的影響の評価として、構造部材の健全性評価を実施することにより、1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版が十分な構造強度を有することを確認する。図1-1に1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版の位置図を示す。

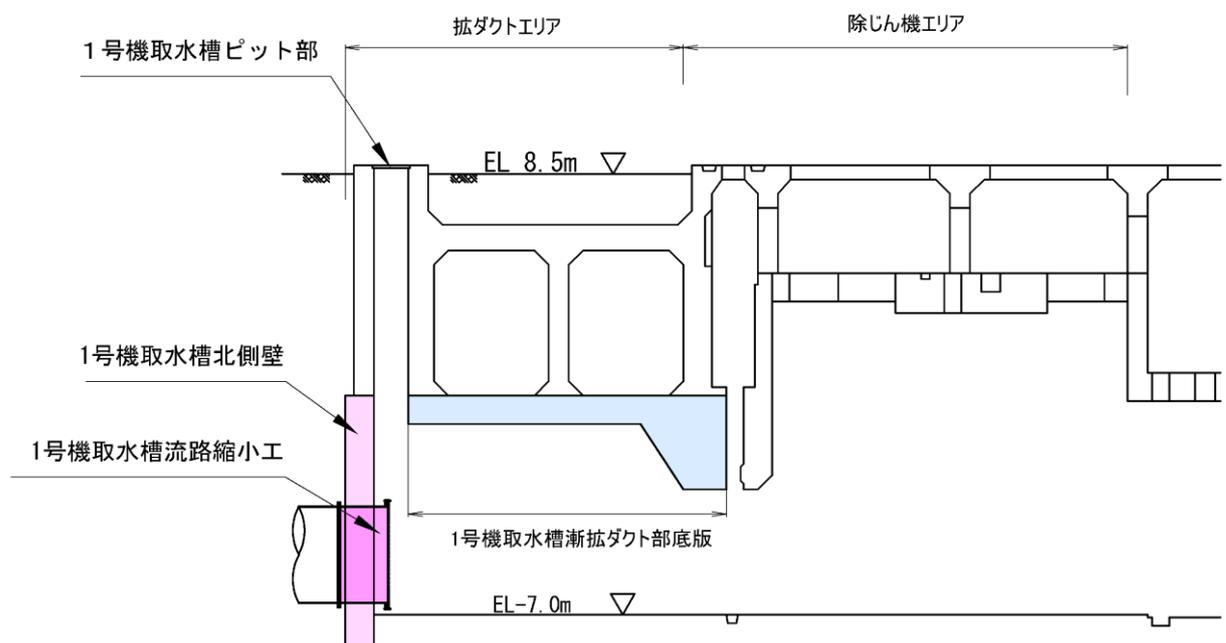


図1-1 各部材位置図

2. 基本方針

2.1 位置

1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版が配置される，1号機取水槽の位置図を図2-1に示す。

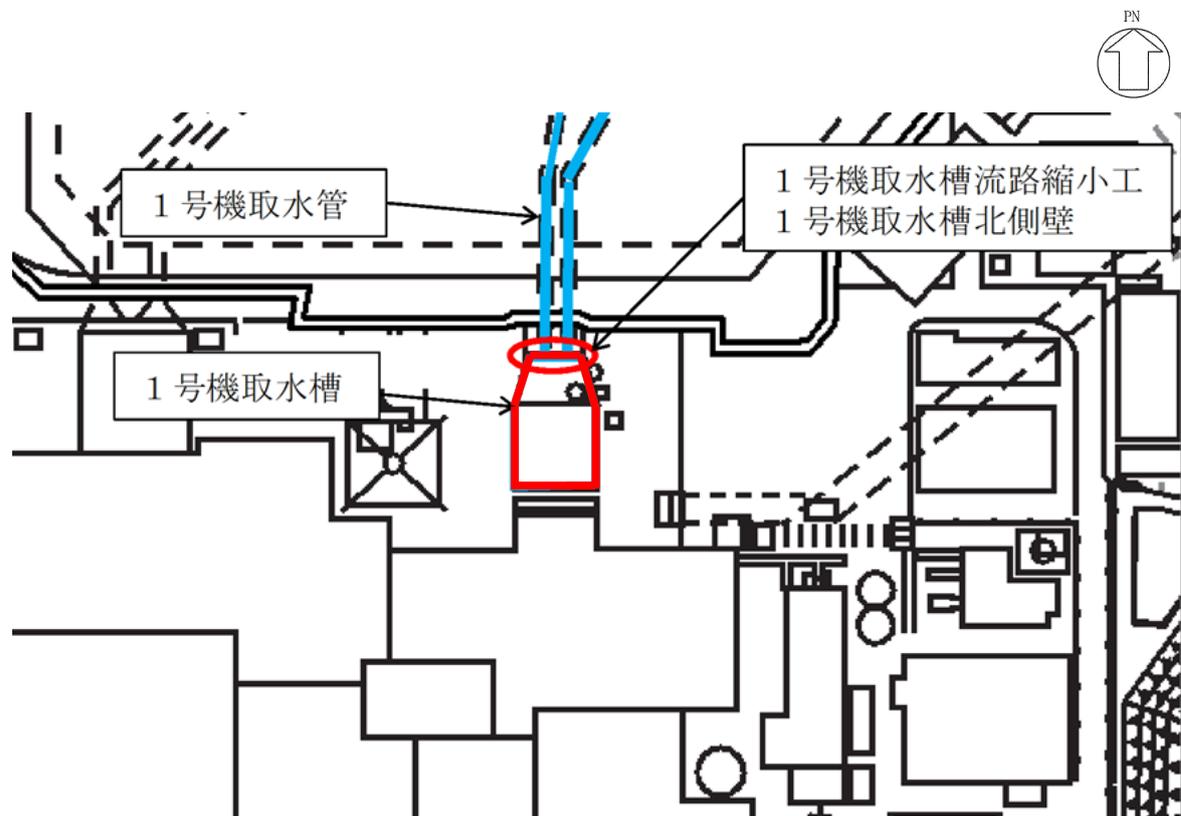


図2-1 1号機取水槽 位置図

2.2 構造概要と補強概要

2.2.1 構造概要

1号機取水槽の平面図を図2-2に、断面図を図2-3及び図2-4に示す。

1号機取水槽は、地下2階構造となっており、上部は除じん機エリア、海水ポンプエリア、ストレーナエリアの3エリアに分かれている。漸拡ダクトエリアを含む下部は水路となっており、除じん機エリアの下部は6連のボックスカルバート構造、海水ポンプエリアの下部は3連のボックスカルバート構造となっている。

1号機取水槽は、図2-5に示すようにSクラス施設である津波防護施設に分類される1号機取水槽流路縮小工（以下「流路縮小工」という。）の間接支持構造物である北側壁を含む構造物である。

1号機取水槽は、直接又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有するC_M級又はC_H級岩盤に支持される。

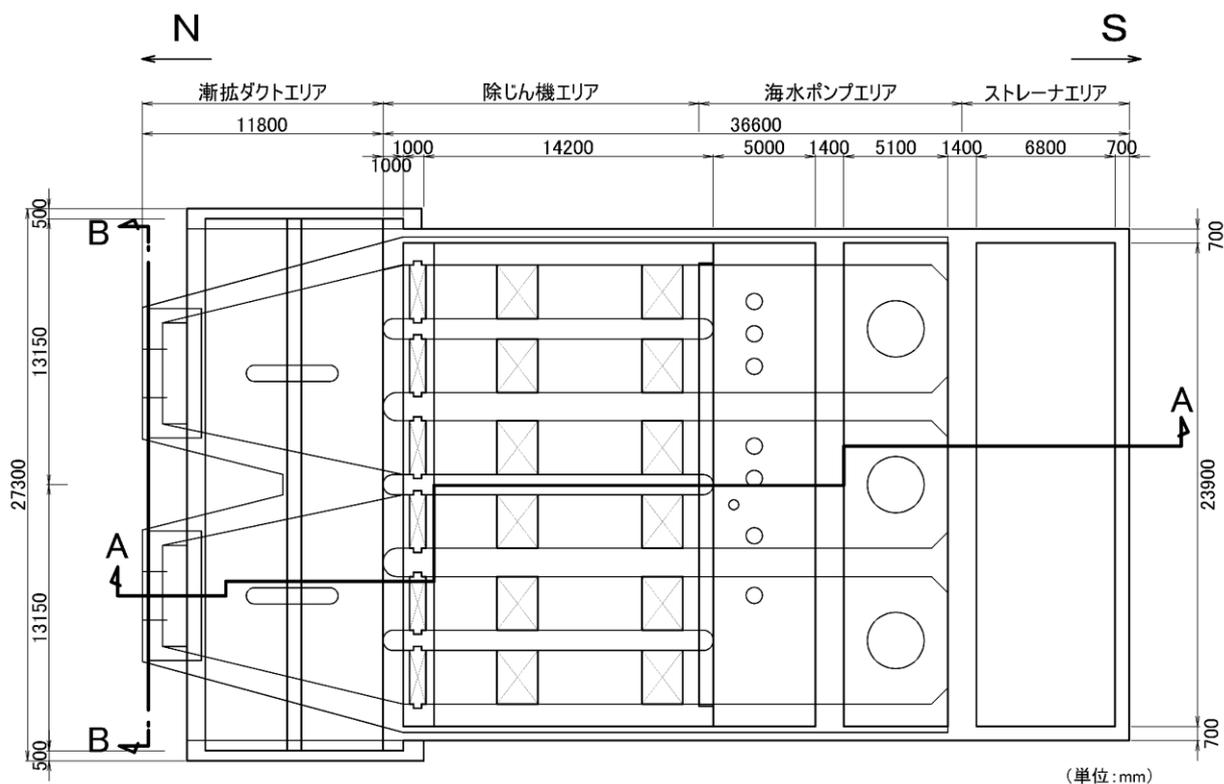


図2-2 1号機取水槽 平面図

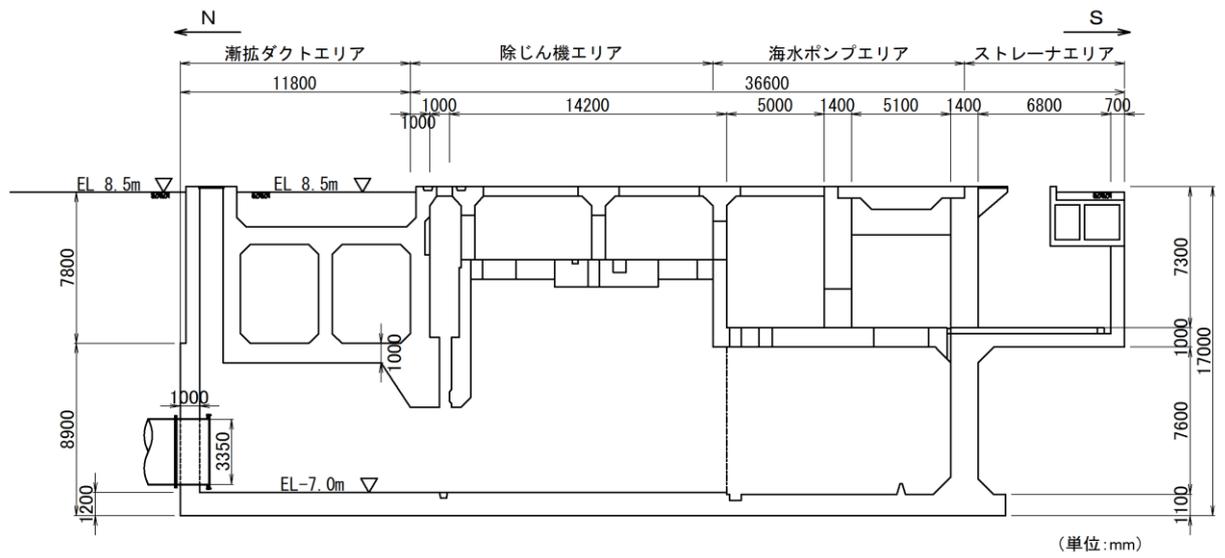


図 2-3 1号機取水槽 断面図(A-A断面)

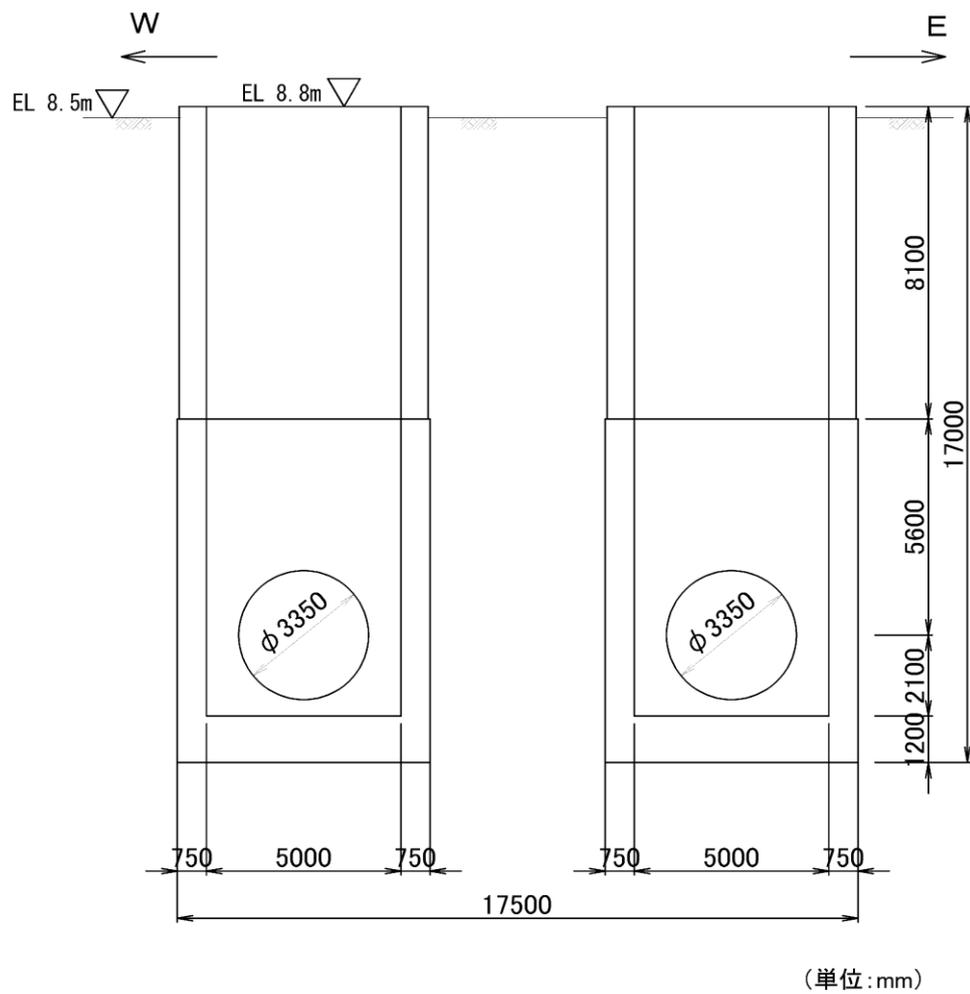


図 2-4 1号機取水槽 断面図(B-B断面)

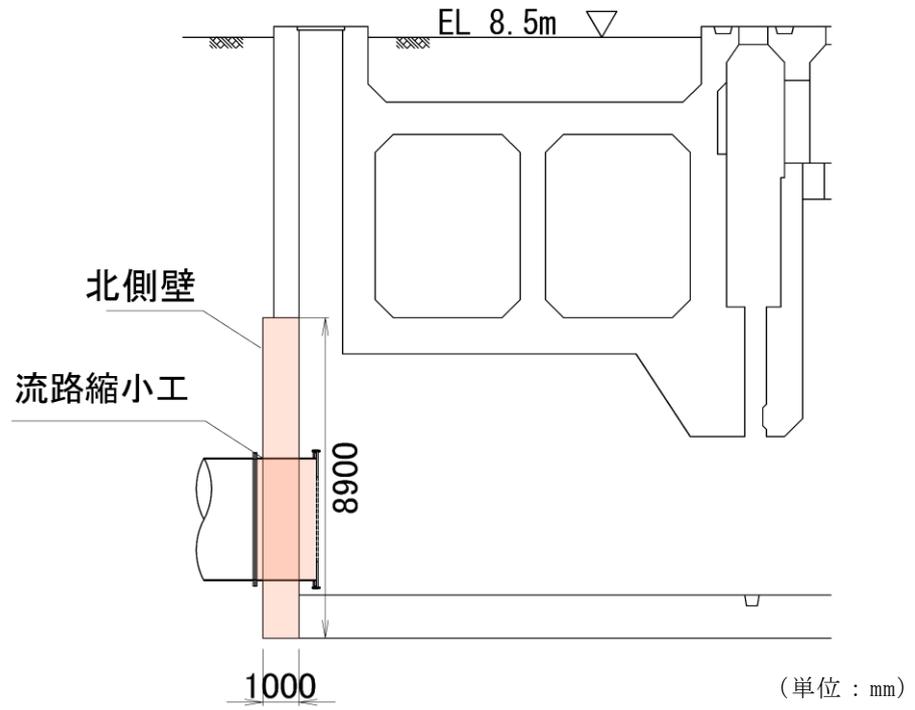


図 2-5 1号機取水槽流路縮小工及び北側壁位置図

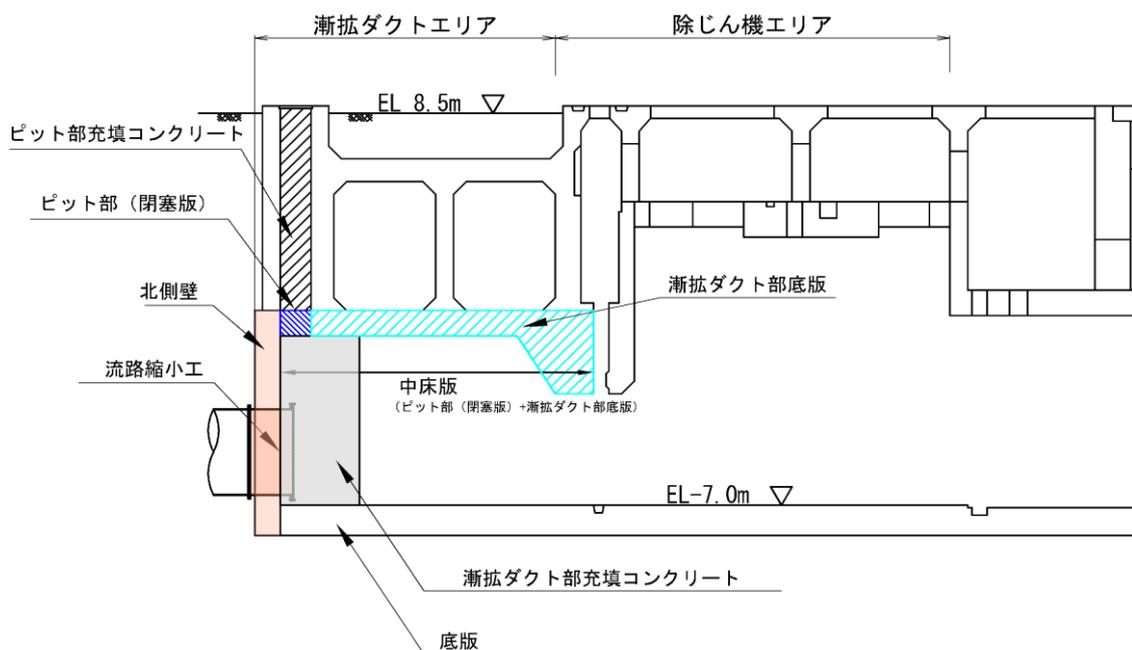
2.2.2 補強概要

流路縮小工の間接支持構造物である1号機取水槽北側壁は、設計当時の基準地震動 S_s の増大により、取水槽の耐震性を確保するため、後施工せん断補強工法（ポストヘッドバー工法、以下「PHb工法」という。）によるせん断補強を実施する。

1号機取水槽北側壁の波及的影響を及ぼすおそれのある部材（中床版、底版、及び東西側壁）の補強を目的に漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。漸拡ダクト部充填コンクリートには流路縮小工の内径と同じ開口を設け、取水機能を確保する。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートに設置した流路縮小工の内径と同じ開口については、評価上考慮しないものの保守的に開口補強筋を設置する。

また、1号機取水槽ピット部については下部に閉塞版を設置したのちに、コンクリートを充填し、閉塞する。

補強工事を踏まえた、部材名称を図2-6に示す。補強工事の一覧表を表2-1に示す。また、補強工事の詳細図面を図2-8～図2-11に示す。



注：ピット部閉塞版と漸拡ダクト部底版を合わせて、以下「中床版」という。

図2-6 漸拡ダクト部部材名一覧断面図

表 2-1 補強工事一覧表

部材名	部材位置* ¹	補強工事概要
北側壁	①	PHb
漸拡ダクト部	②	充填コンクリート打設* ²
ピット部	③	充填コンクリート打設
ピット部（閉塞版）	④	ピット部閉塞版コンクリート設置

注記*1：部材位置図については図 2-7 に示す。

*2：充填コンクリート内部には流路縮小工と同じ開口を設置

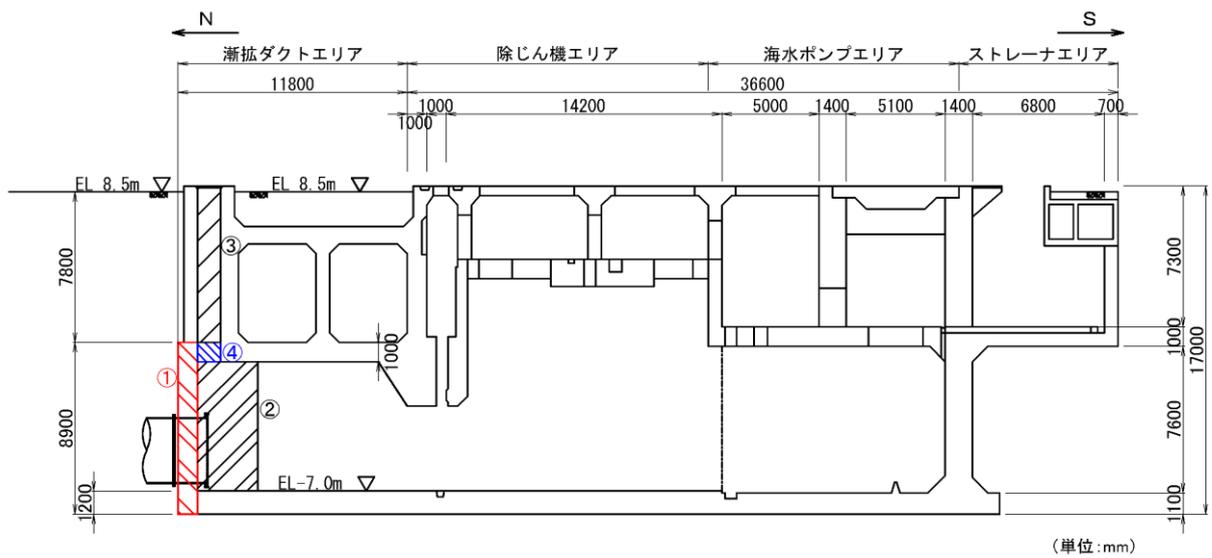


図 2-7 補強工事实施部材位置

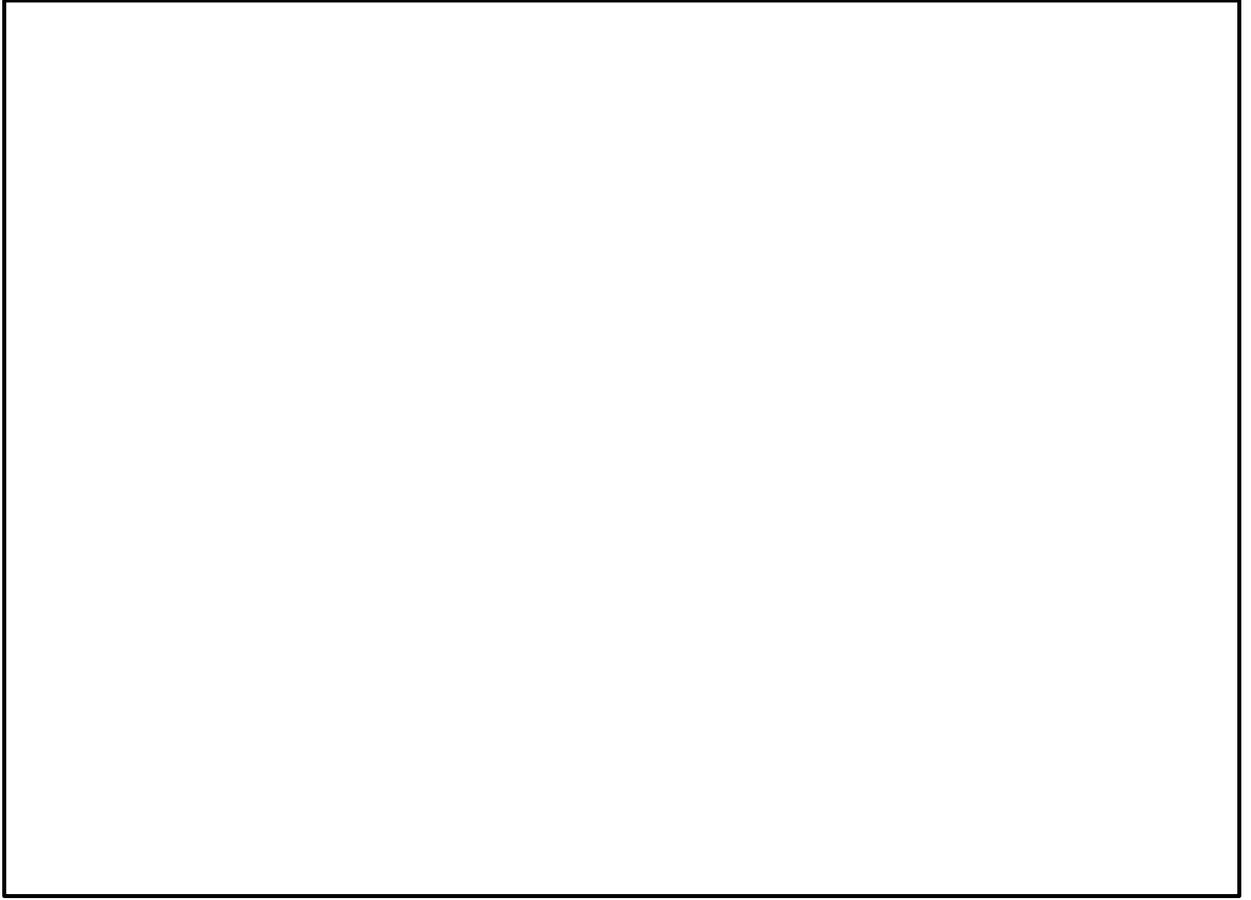


図 2-8 補強工事实施後平面図

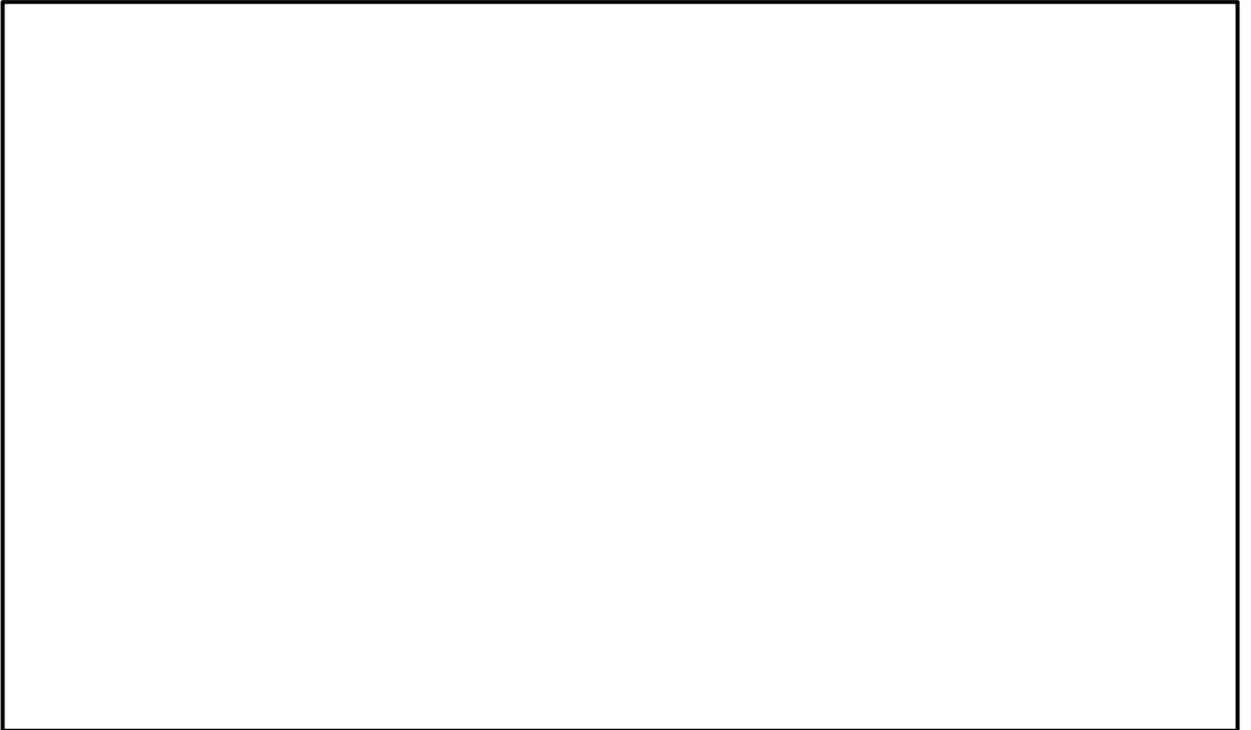


図 2-9 補強工事实施後 A - A 断面図

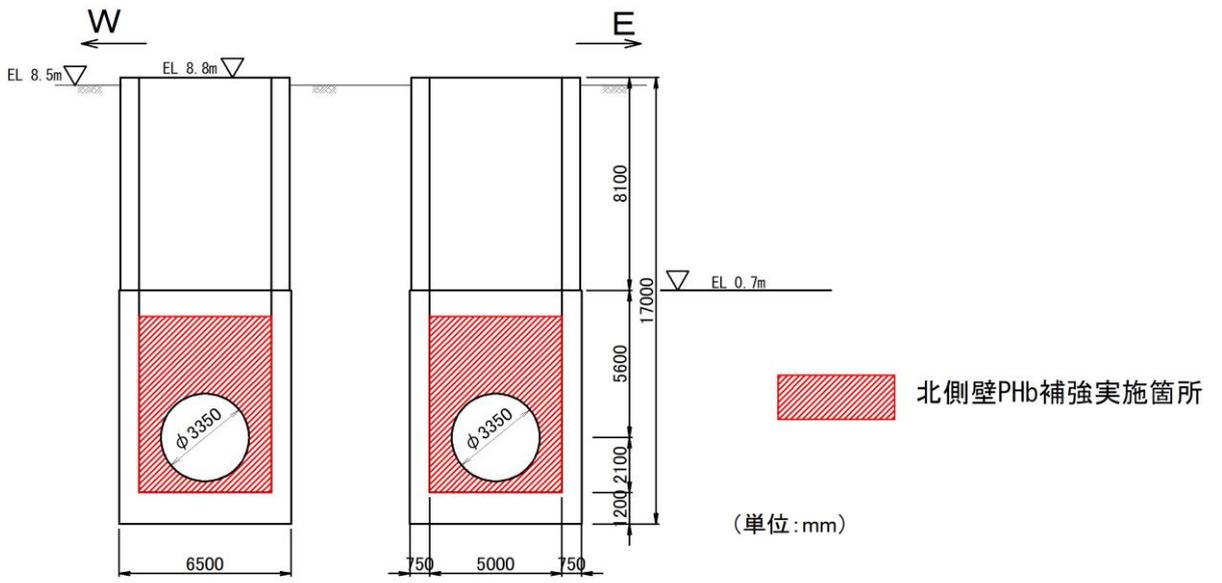


图 2-10 補強工事实施後 B - B 断面図

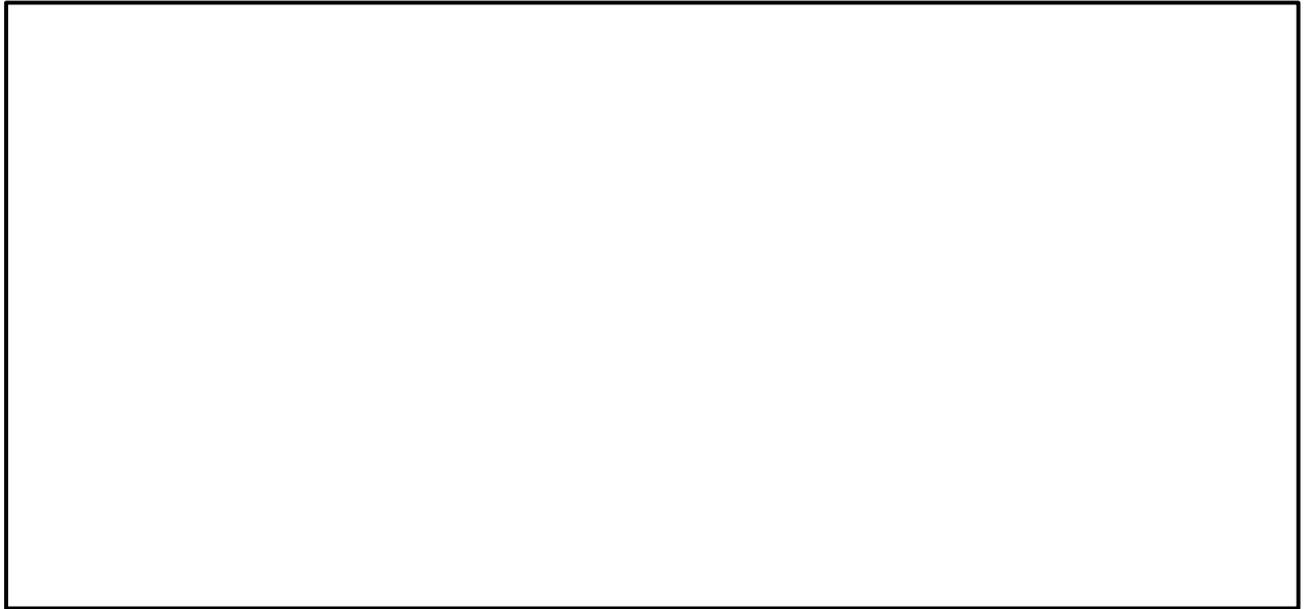


图 2-11 補強工事实施後 C - C 断面図

2.3 評価部材

1号機取水槽の中で、上位クラスの1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁に波及的影響を及ぼすおそれのある部材の選定は以下の①、②の観点に基づいて行う。

- ① 損傷した部材が流路縮小工に接触することの防止
- ② 北側壁が接続する部材の健全性確保

上記①の観点より、波及的影響を考慮するエリアは図2-6に示す漸拡ダクトエリアであるが、ピット部についてはピット部（閉塞版）を設置したのち、充填コンクリートを打設することにより、中床版より上部の部材については、損傷した部材が流路縮小工と接触することが考えられないため、波及的影響を及ぼすおそれのある部材としては選定しない。

また、側壁及び中床版については漸拡ダクト部充填コンクリートを打設することから、損傷した部材が流路縮小工と接触することが考えられないため、波及的影響を及ぼすおそれのある部材としては選定しない。

上記①の観点から選定される波及的影響を及ぼすおそれのある部材は漸拡ダクト部充填コンクリートである。

上記②の観点より、北側壁と接続する部材（東西側壁、中床版、底版及び漸拡ダクト部充填コンクリート）が対象となるが、北側壁の大部分が漸拡ダクト部充填コンクリートと接しているため、上記②の観点として選定される波及的影響を及ぼすおそれのある部材は漸拡ダクト部充填コンクリートである。

以上のことから、波及的影響を及ぼすおそれのある部材として漸拡ダクト部充填コンクリートを選定する。

2.4 評価方針

1号機取水槽の波及影響対象部材の耐震評価フローを図2-12に示す。

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価としては、局所安全係数に対する照査を実施する。表2-2に評価項目を示す。

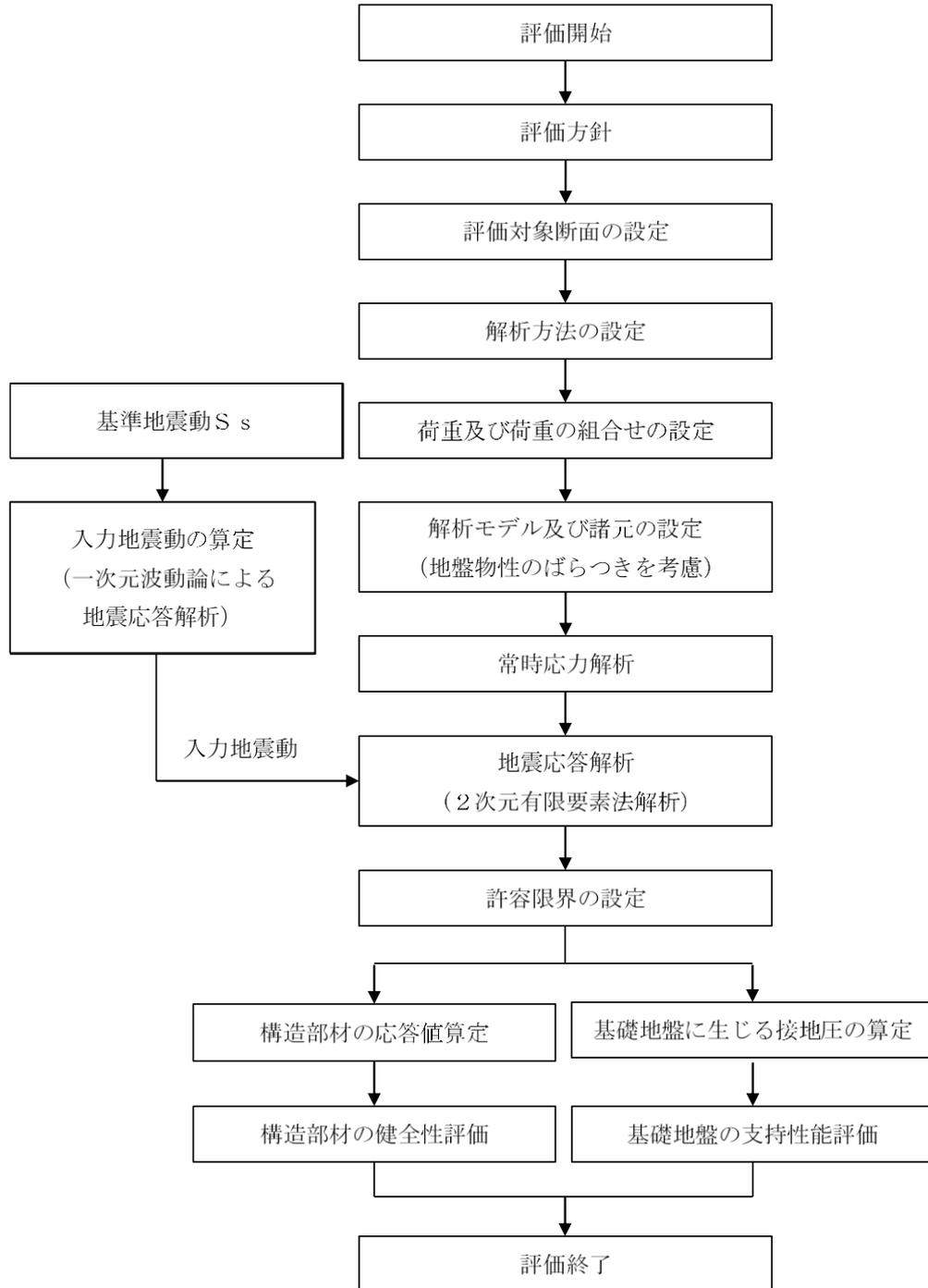


図2-12 1号機取水槽 地震応答解析フロー

表 2-2 漸拡ダクト部充填コンクリート 評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	漸拡ダクト部充填コンクリート	局所安全係数が 1.0 を上回ることを確認	せん断力	せん断強度
				引張力	引張強度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力度*	

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）
- ・コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]（（社）土木学会，2013年制定）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

波及影響対象部材の評価対象断面位置図を図3-1に示す。

波及影響対象部材の耐震設計における評価対象断面は、図3-1のA-A断面とする。評価対象地質断面図を図3-2に示す。

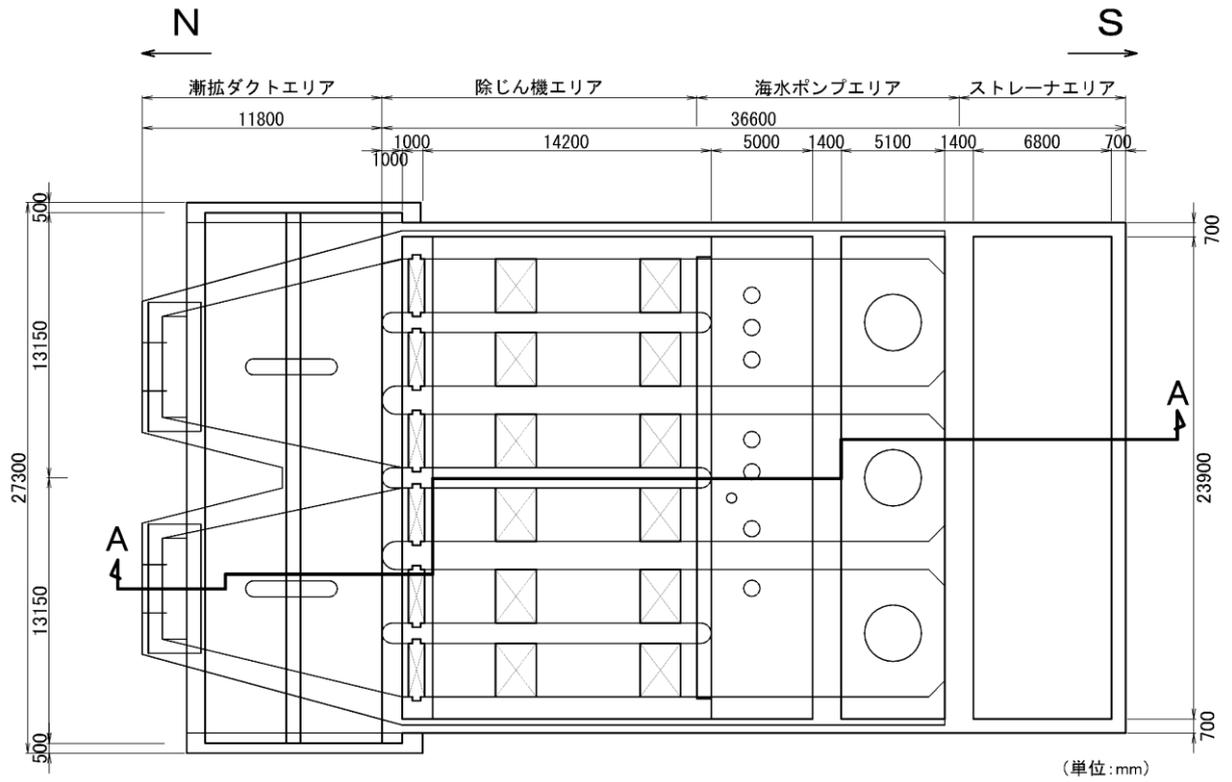


図3-1 1号機取水槽 評価対象断面位置図

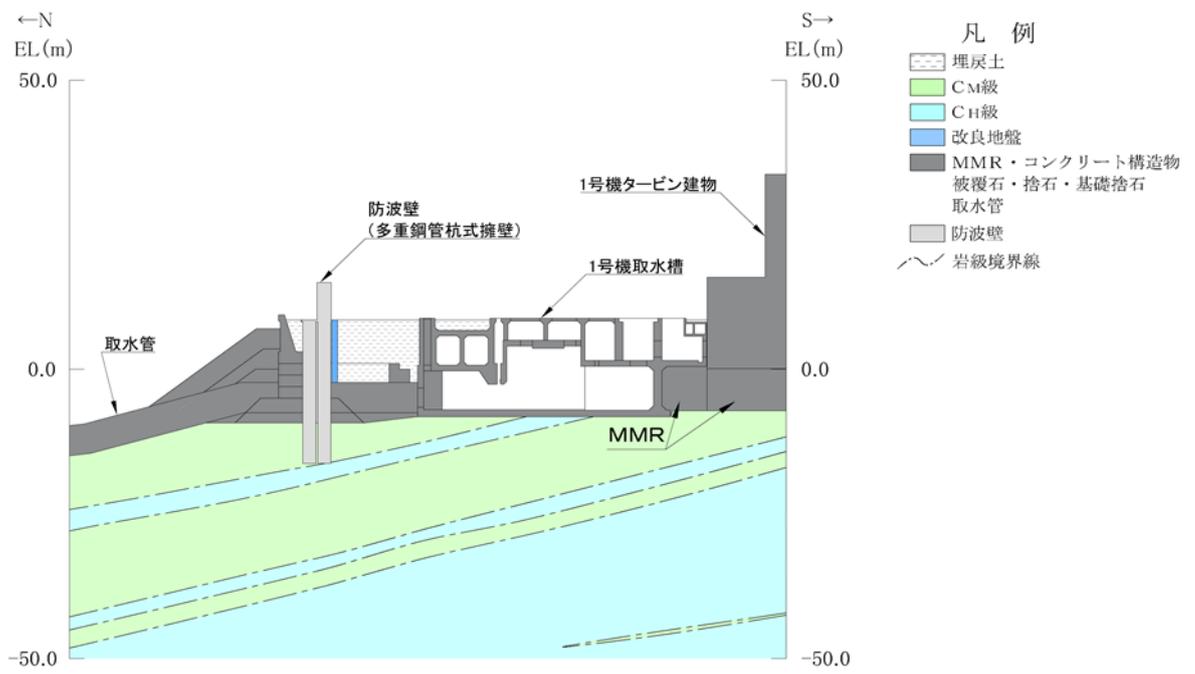


図 3-2 1号機取水槽 評価対象地質断面図 (A-A断面位置)

3.2 解析方法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。

1 号機取水槽周辺には、地下水位以深の液状化対象層が存在し、施設が液状化対象層と接することから、解析方法は有効応力解析とする。また、液状化しない場合の影響を確認するため、全応力解析も実施する。

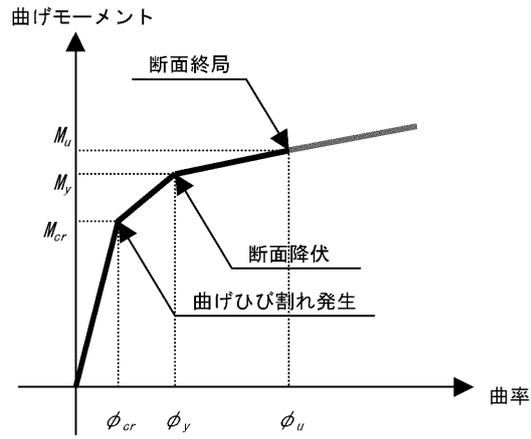
構造部材については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化し、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析の解析コードについては、有効応力解析及び全応力解析で「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 構造部材

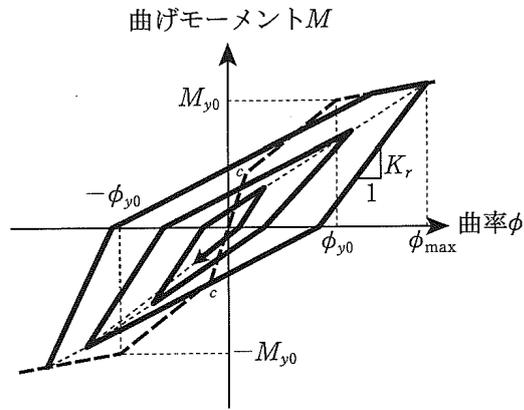
地震応答解析に用いる構造モデルとしては、1 号機取水槽北側壁については非線形はり要素、その他の部材は線形はり要素でモデル化し、漸拡ダクト部充填コンクリート及びピット部充填コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、漸拡ダクト部以外の妻壁については平面応力要素でモデル化する。

なお、非線形はり要素については、図 3-3 に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、図 3-4 に示すとおり修正武田モデルを適用し、図 3-5 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。図 3-6 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。



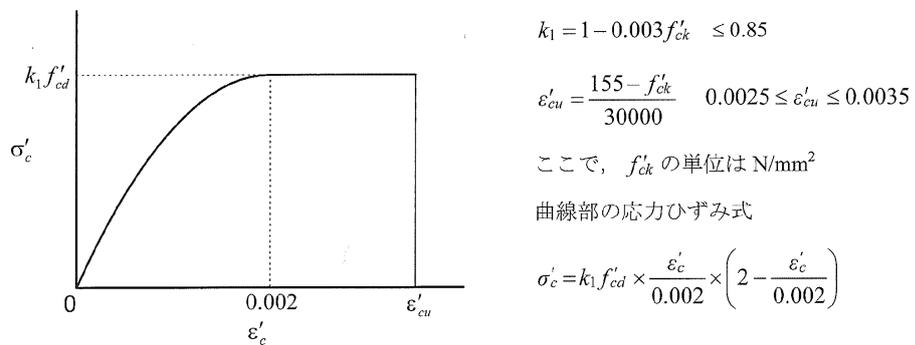
(「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 2005年)」より引用)

図 3-3 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係



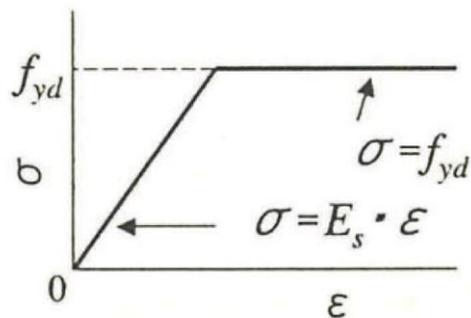
(「道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14年 3月)」より引用)

図 3-4 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)



(「コンクリート標準示方書[構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」より引用)

図 3-5 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(「コンクリート標準示方書[構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」より引用)

図 3-6 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

3.2.2 地盤

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

1号機取水槽は、直接又はMMRを介して十分な支持性能を有するC_M級又はC_H級岩盤に設置され、側面に埋戻土が分布し、主たる荷重は埋戻土の土圧となることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

解析ケースについては、せん断弾性係数の平均値を基本ケース（表 3-1 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値±1.0×標準偏差（ σ ）のケース（表 3-1 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 解析ケース（A-A断面）

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断 弾性係数)
ケース① (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値
ケース②	有効応力解析	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	平均値	平均値
ケース⑤	全応力解析	平均値 + 1 σ	平均値

3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は，粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰 ($\alpha = 0$, $\beta = 0.002$) とする。

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては，基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し，基本ケース（表3-2に示すケース①）を実施する。基本ケースにおいて，局所安全係数による照査及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目で照査値が最も厳しくなる地震動を用いて，表3-2に示す解析ケース②～⑤を実施する。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース	有効応力解析			全応力解析	
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
基本ケース	平均値	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値	平均値 + 1σ
地震動 (位相)	++*	○			
	-+*	○			
	+--*	○			
	--*	○			
	++*	○			
	-+*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			

基準地震動 S s (6 波) に位相反転を考慮した地震動 (6 波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、局所安全係数による照査及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目で照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②～⑤を実施する。

注記* : 地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重、機器・配管荷重及び流路縮小工荷重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、水圧、土圧及び積雪荷重 P_s を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則(平成17年3月31日、松江市規則第234号)」により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P + S _s

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_s : 地震荷重(基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び解析コード「microSHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

3.4.1 A-A断面

図3-7に入力地震動算定の概念図を、図3-8～図3-19に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

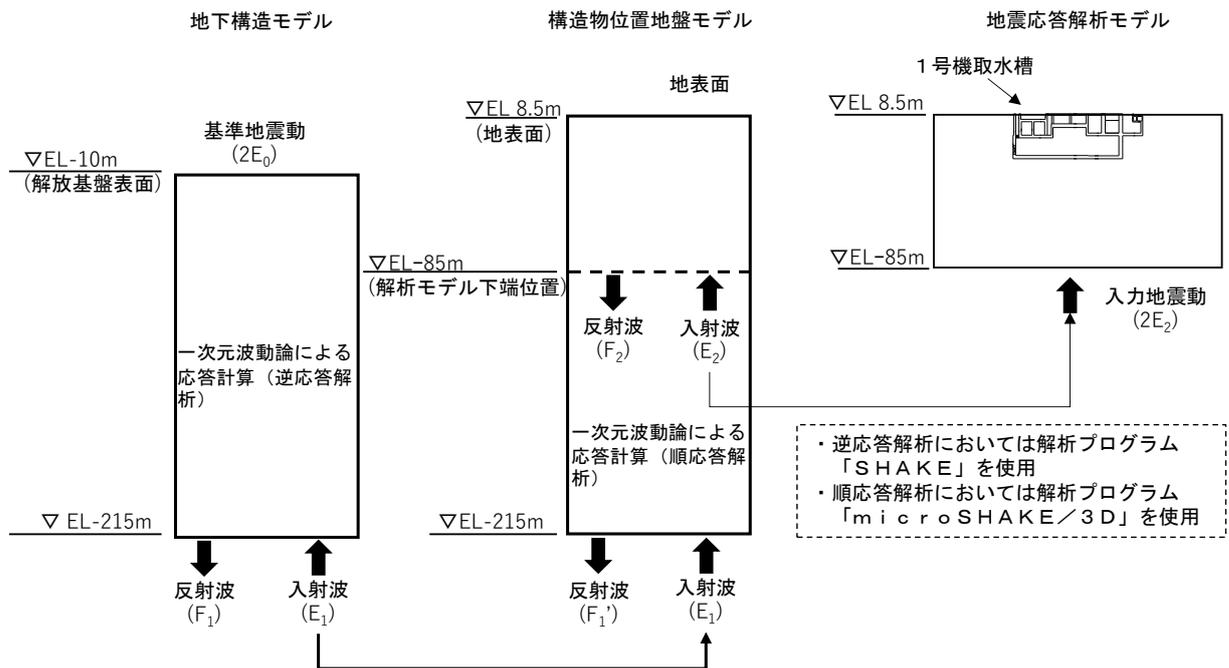
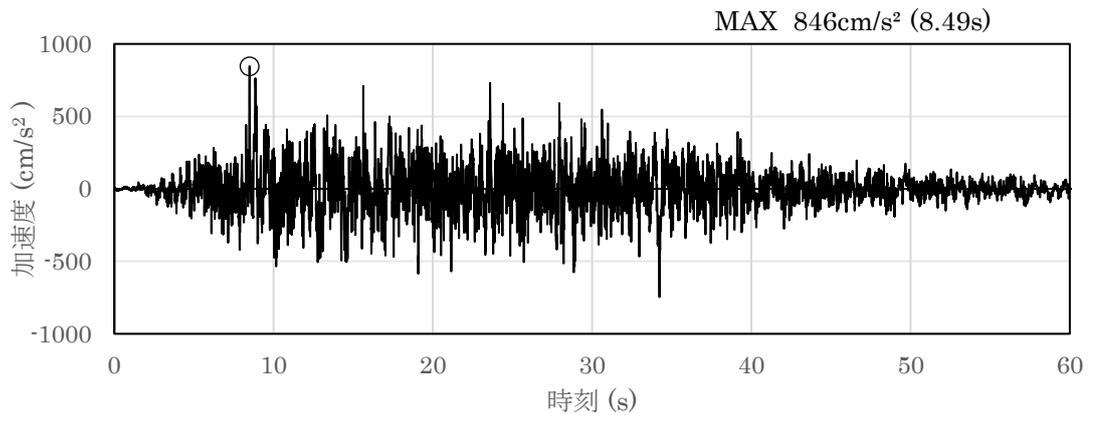
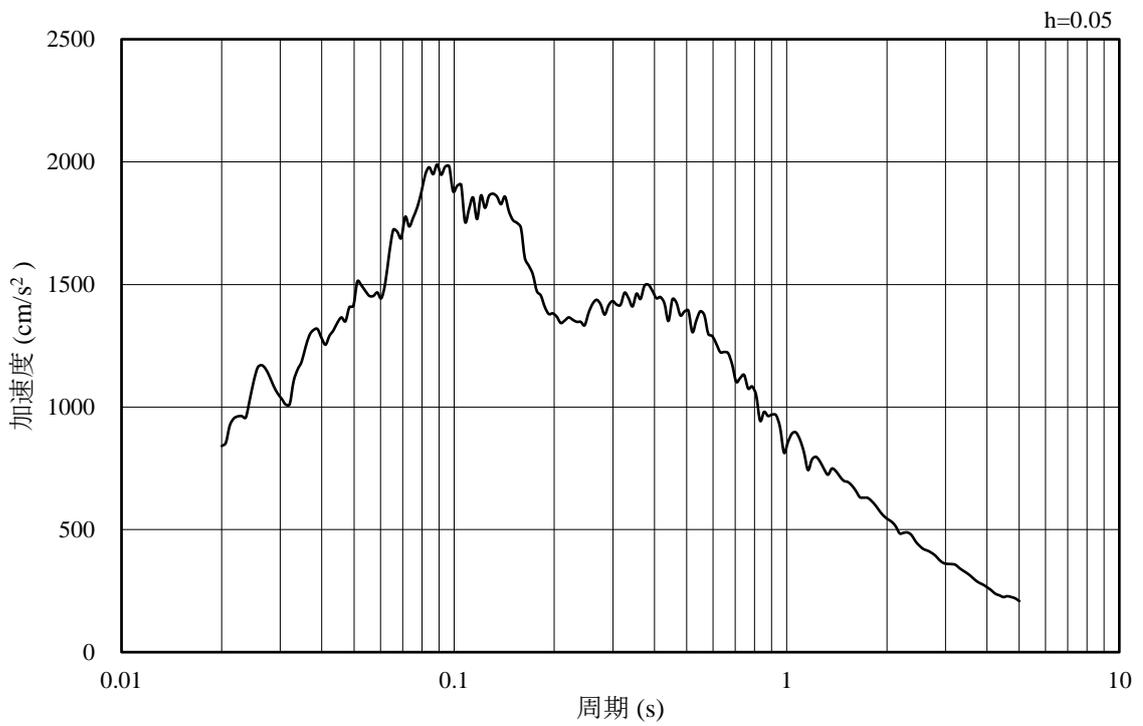


図3-7 入力地震動算定の概念図

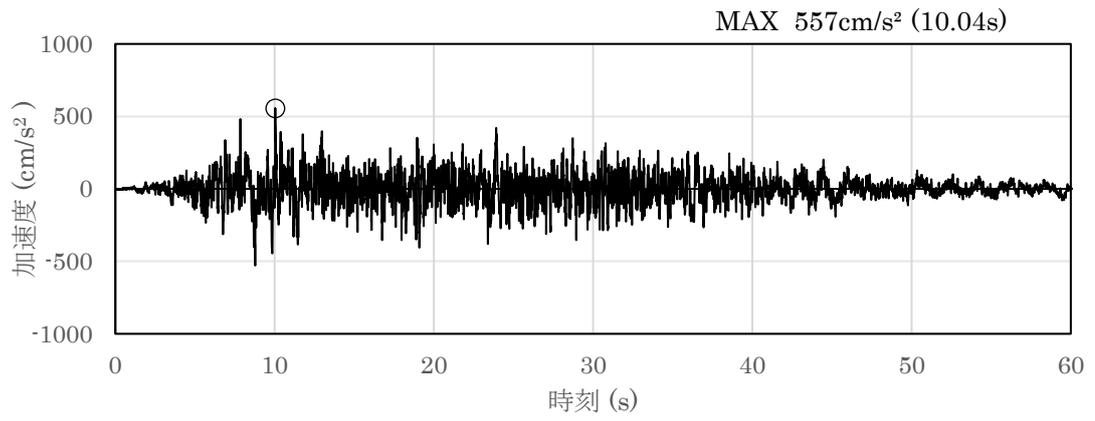


(a) 加速度時刻歴波形

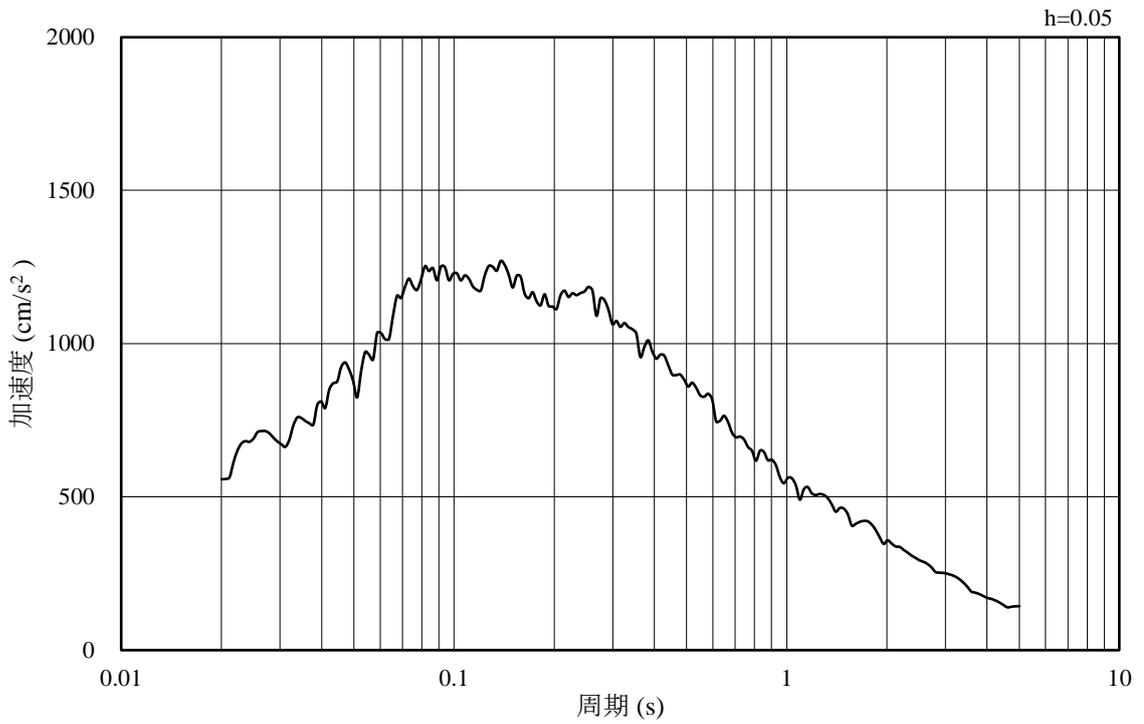


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

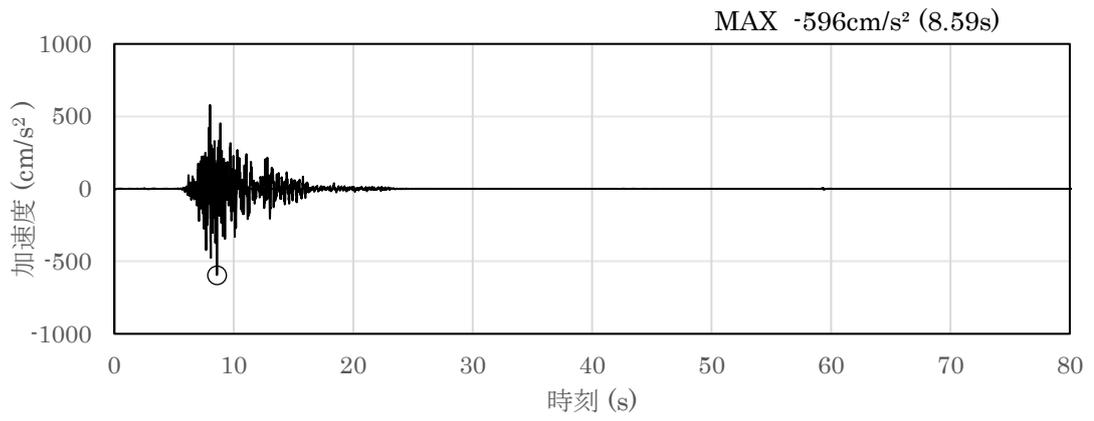


(a) 加速度時刻歴波形

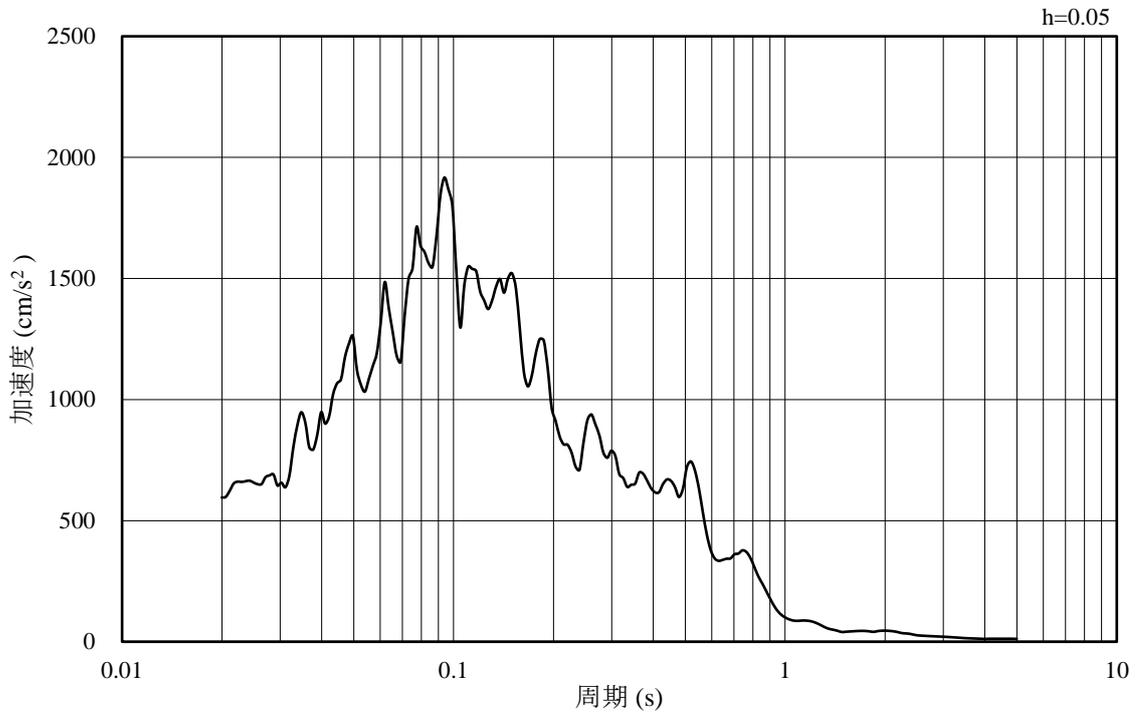


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

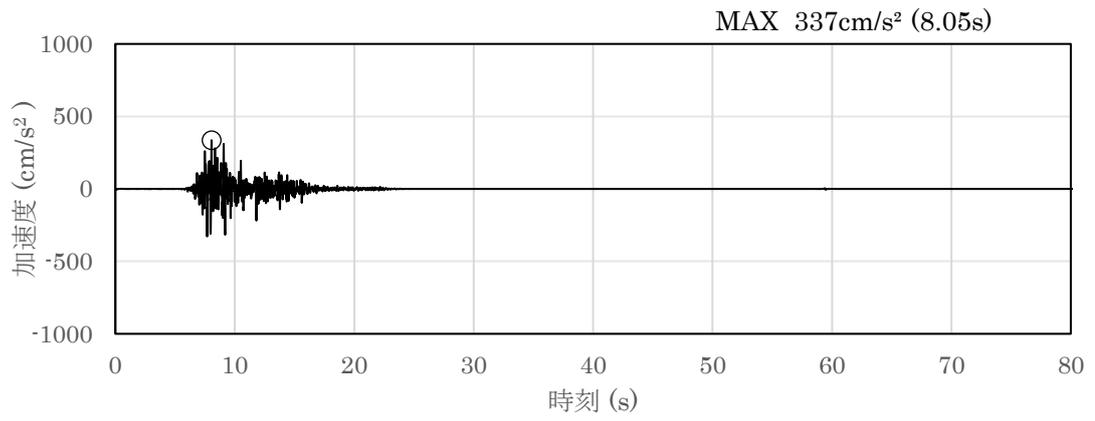


(a) 加速度時刻歴波形

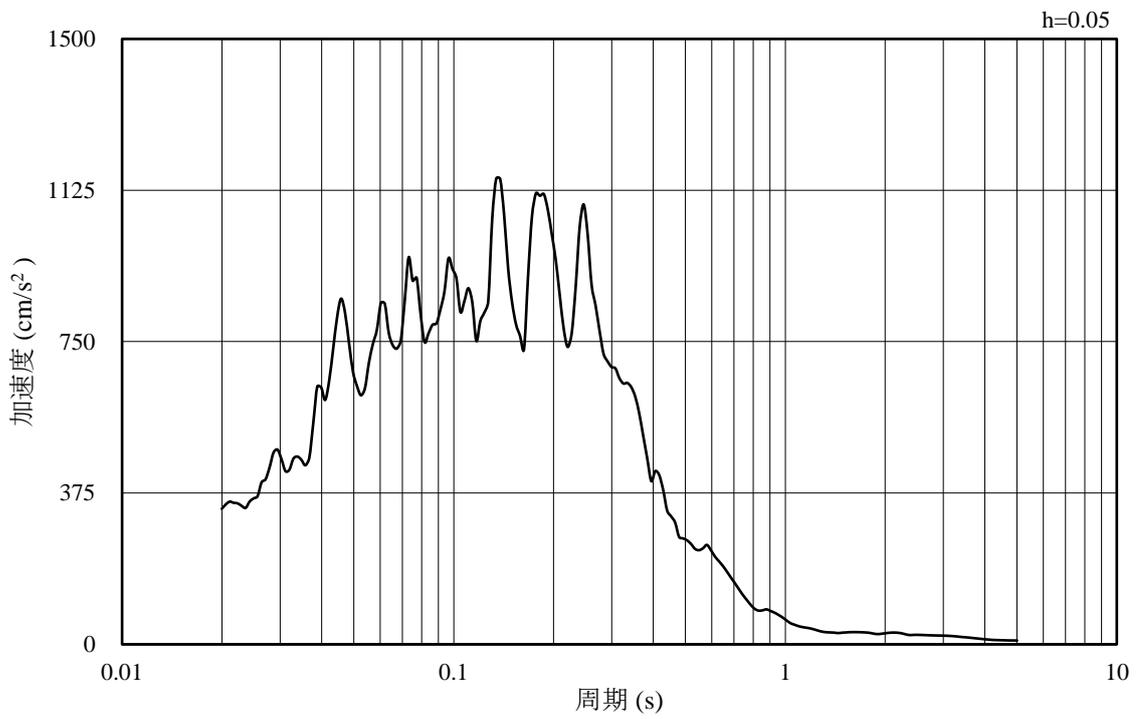


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1)

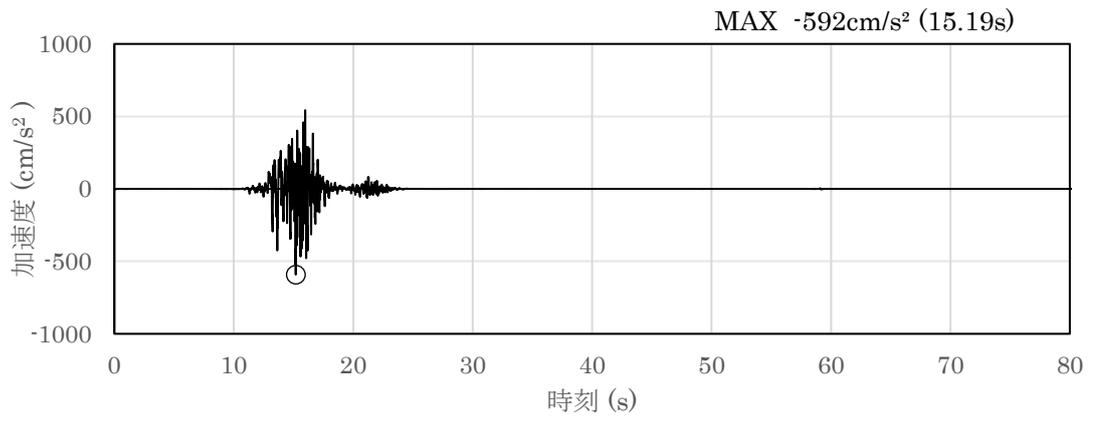


(a) 加速度時刻歴波形

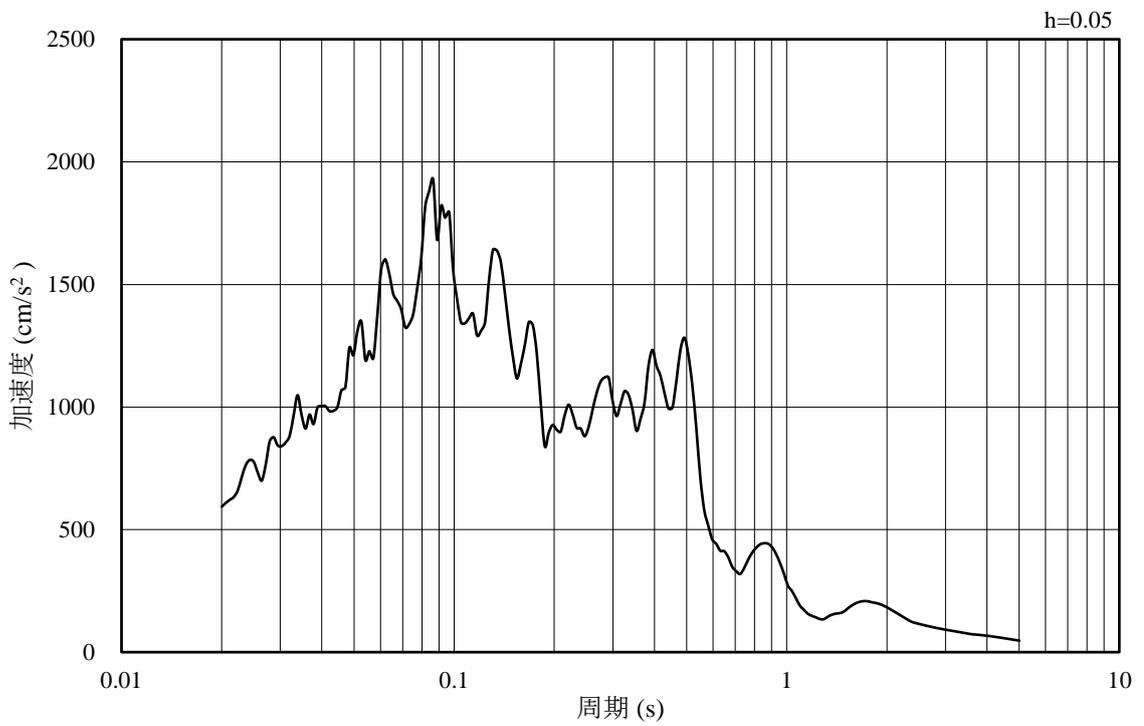


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

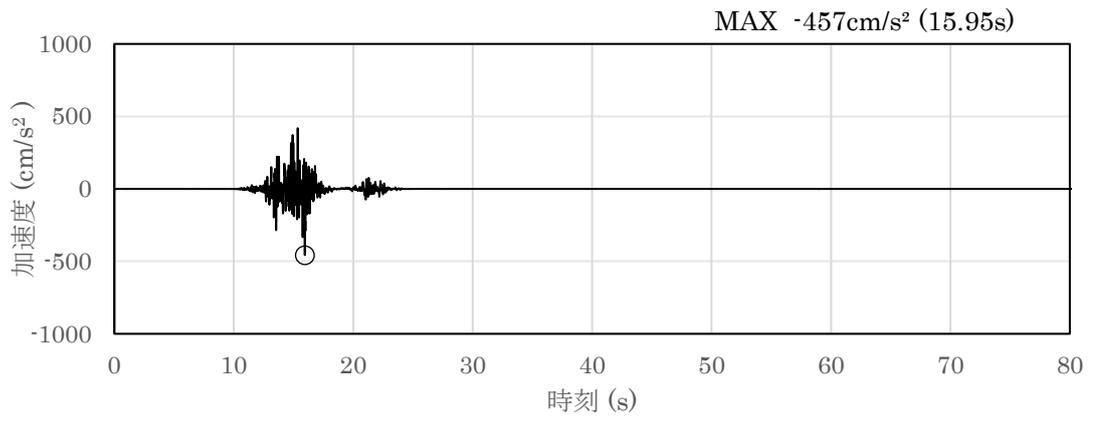


(a) 加速度時刻歴波形

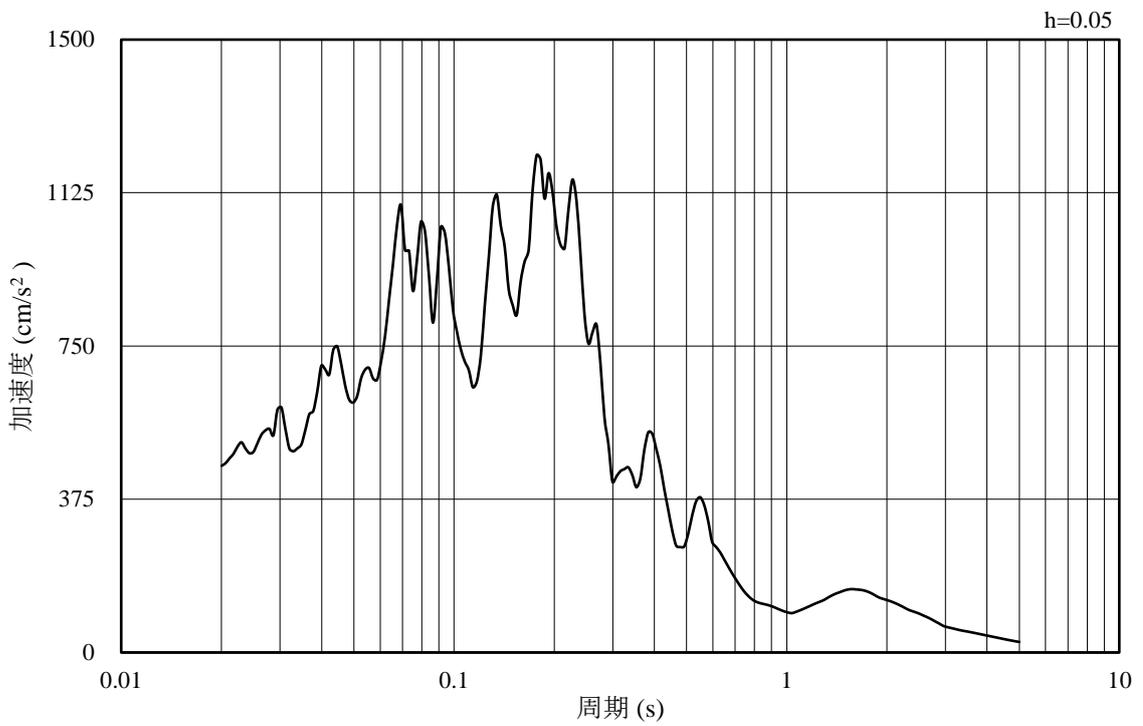


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

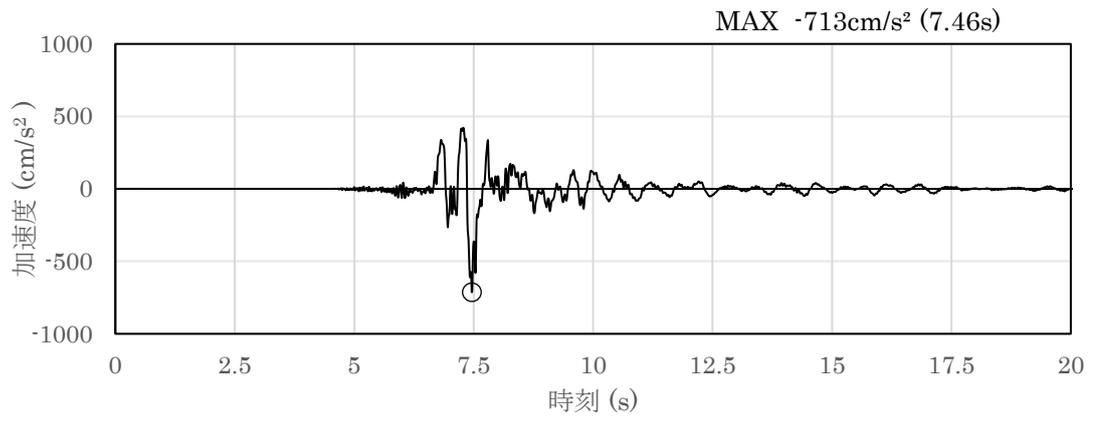


(a) 加速度時刻歴波形

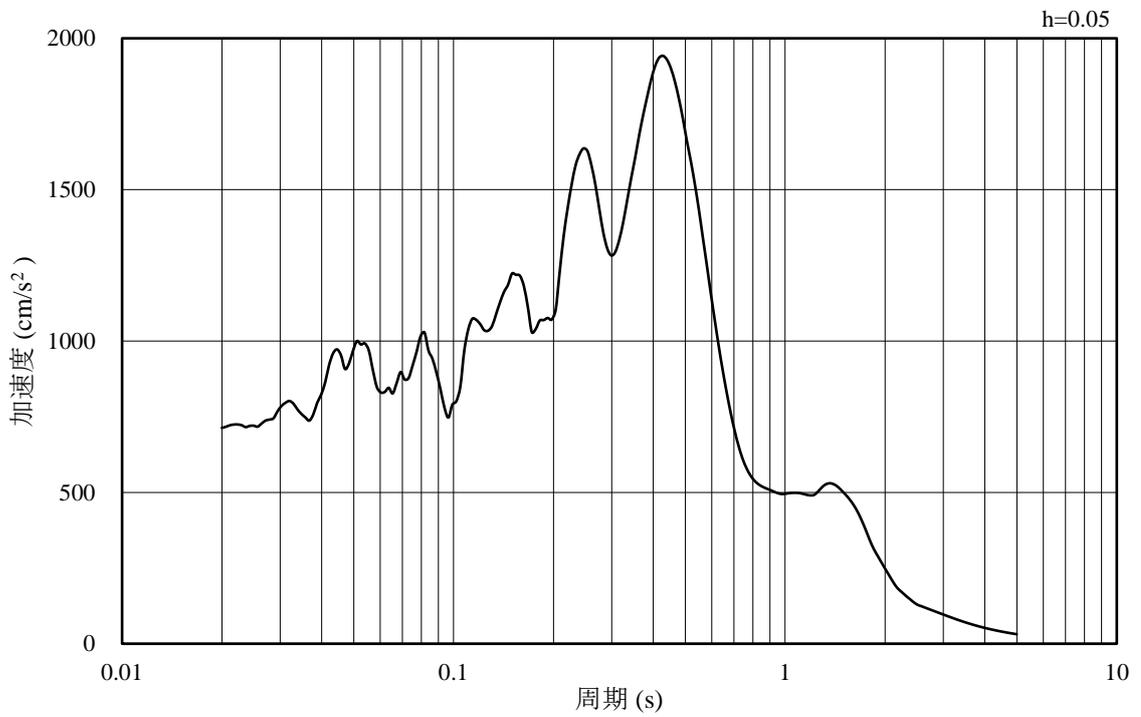


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

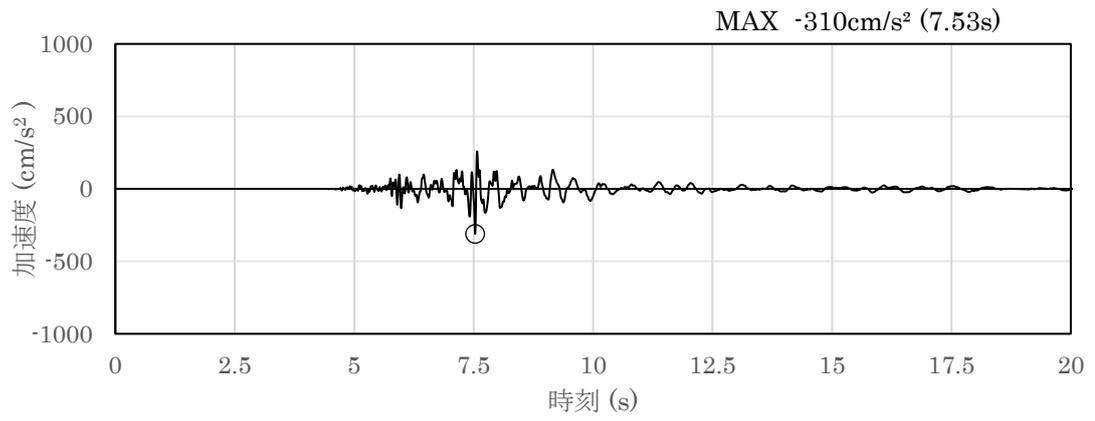


(a) 加速度時刻歴波形

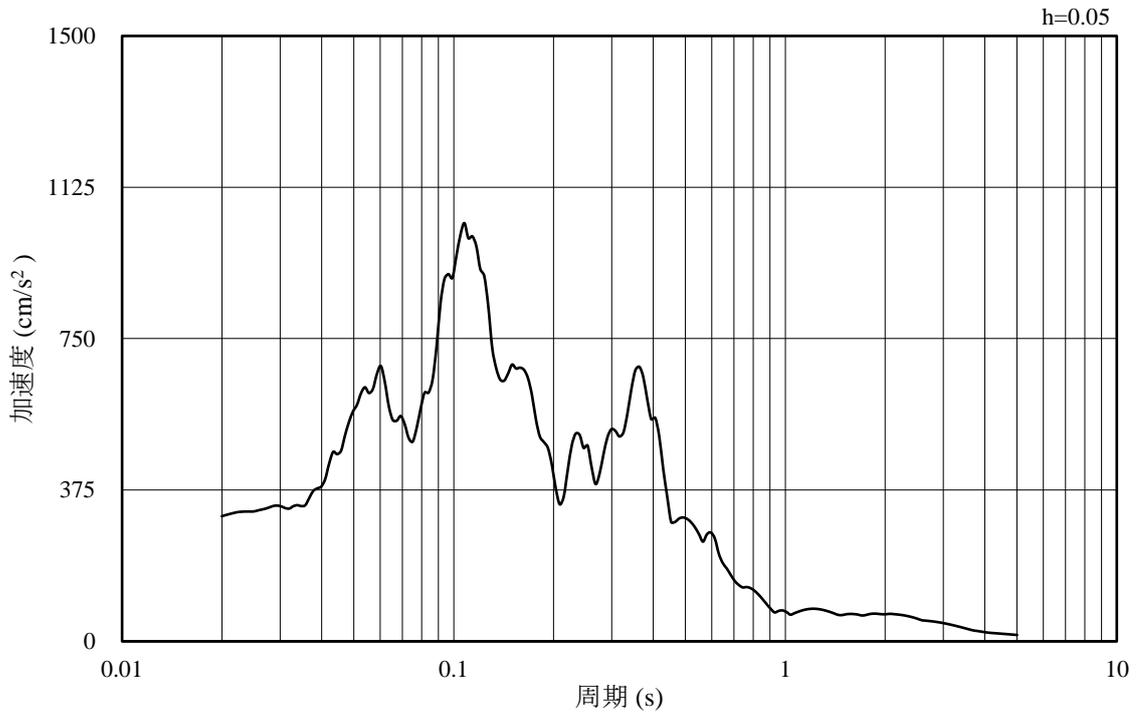


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

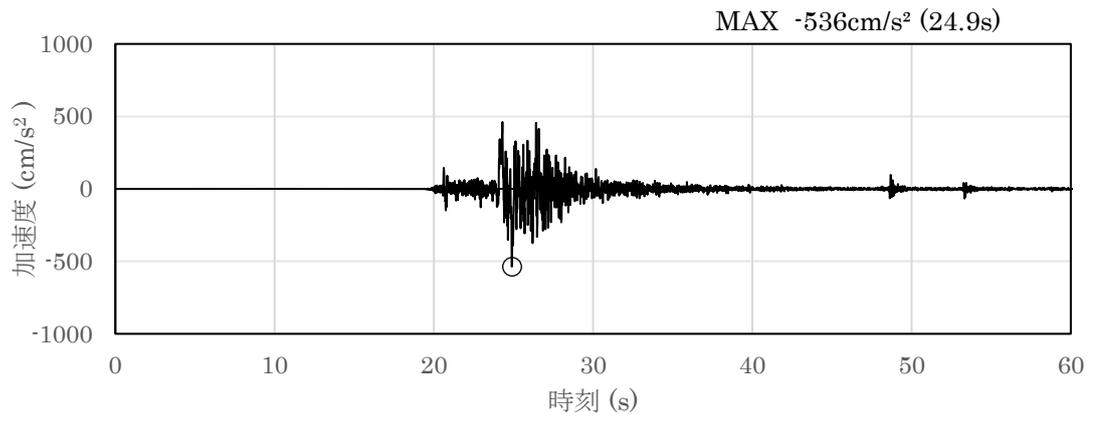


(a) 加速度時刻歴波形

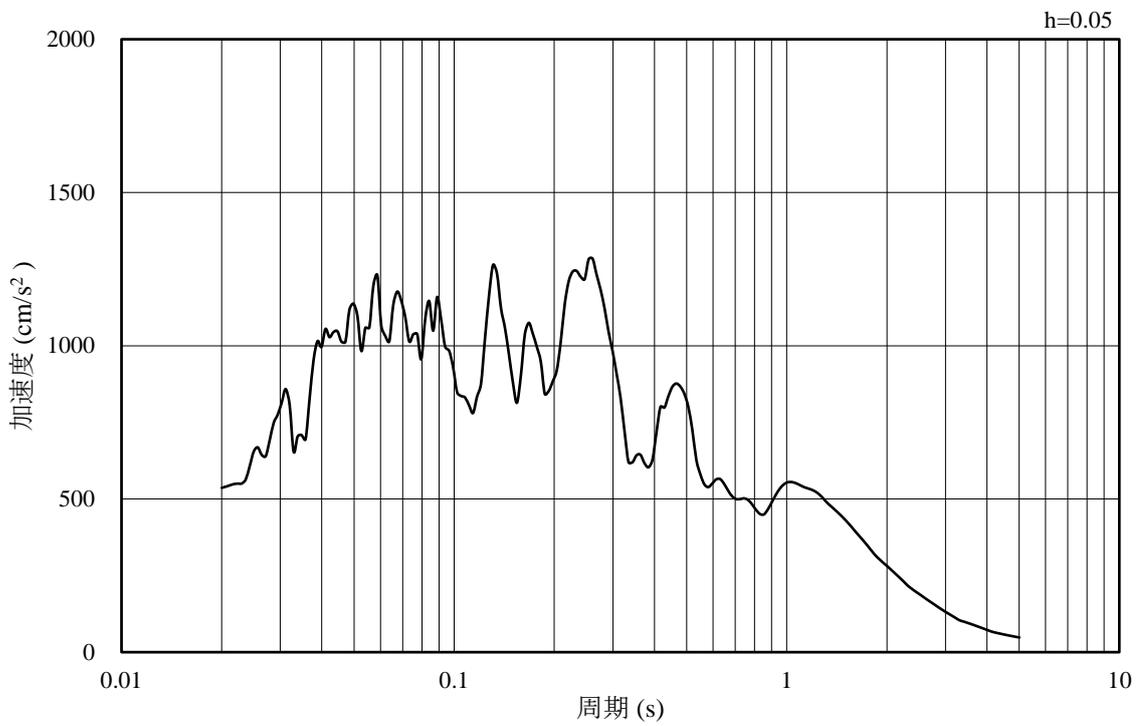


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分 : S s - N 1)

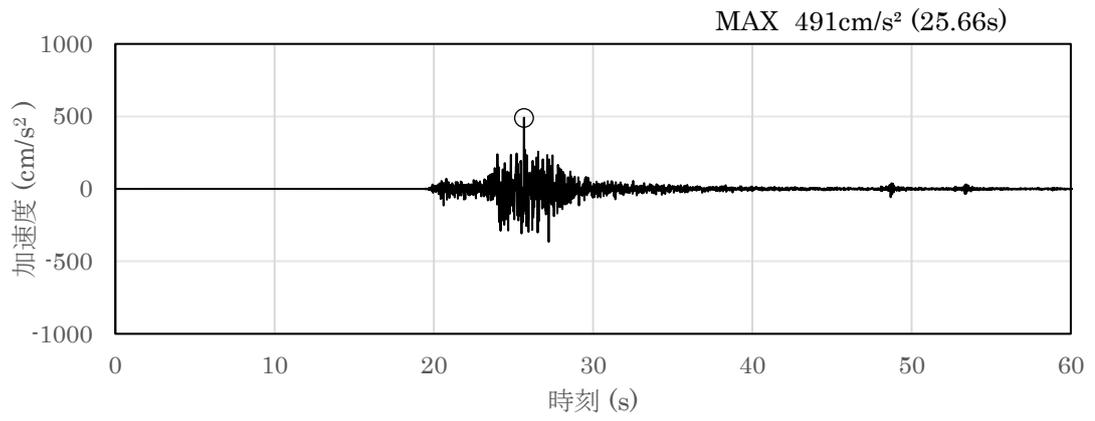


(a) 加速度時刻歴波形

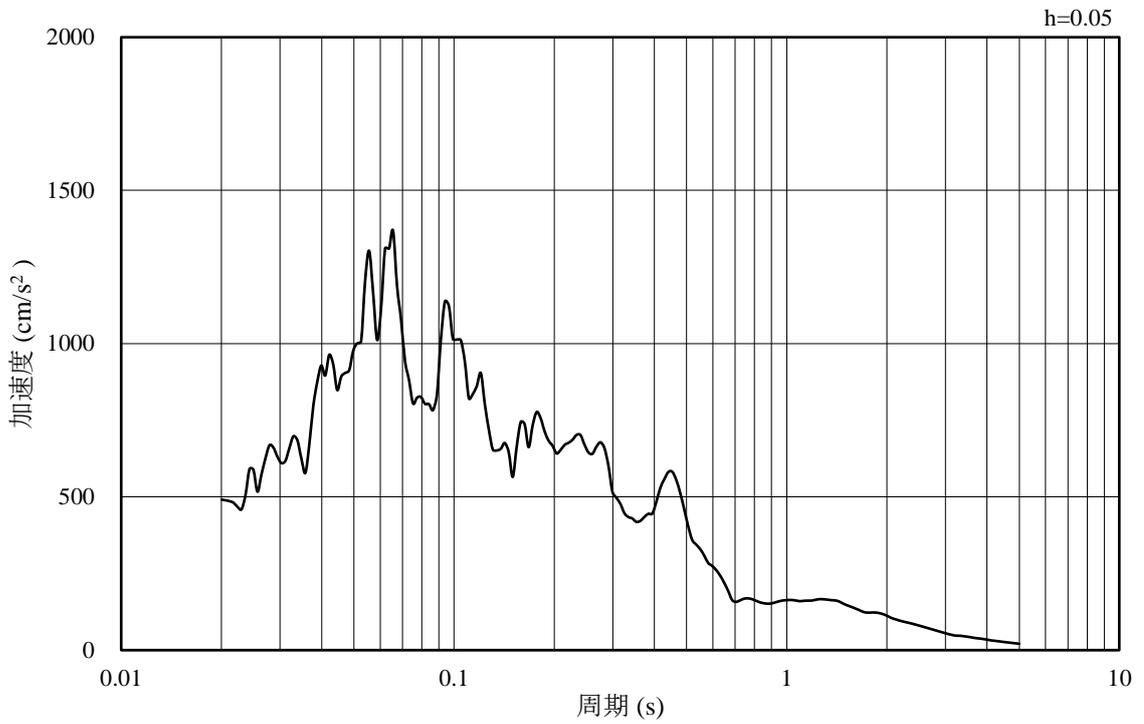


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S))

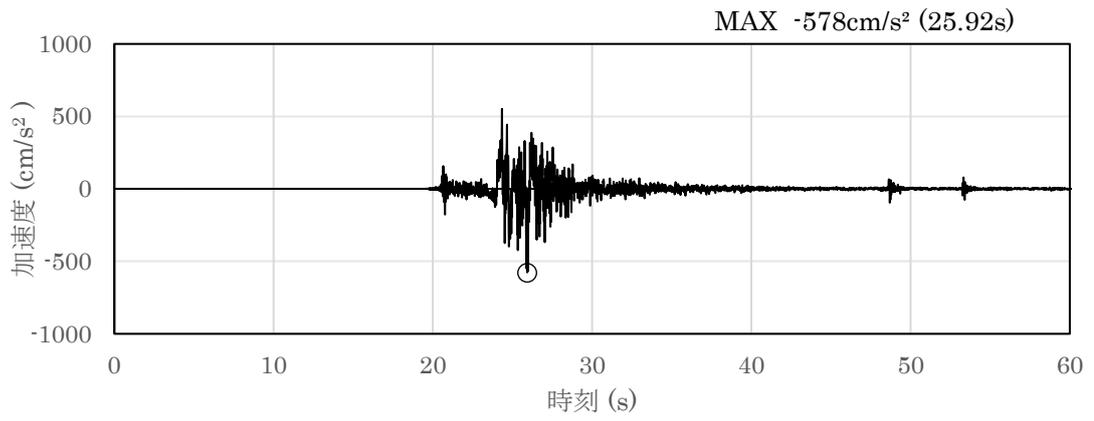


(a) 加速度時刻歴波形

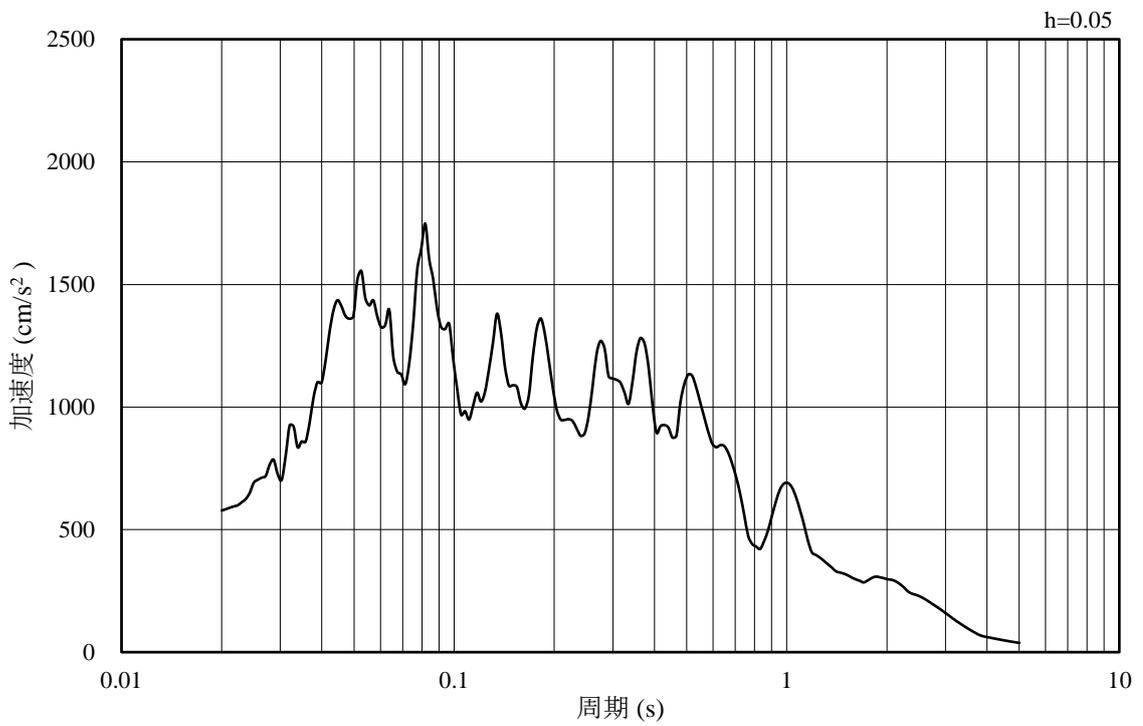


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

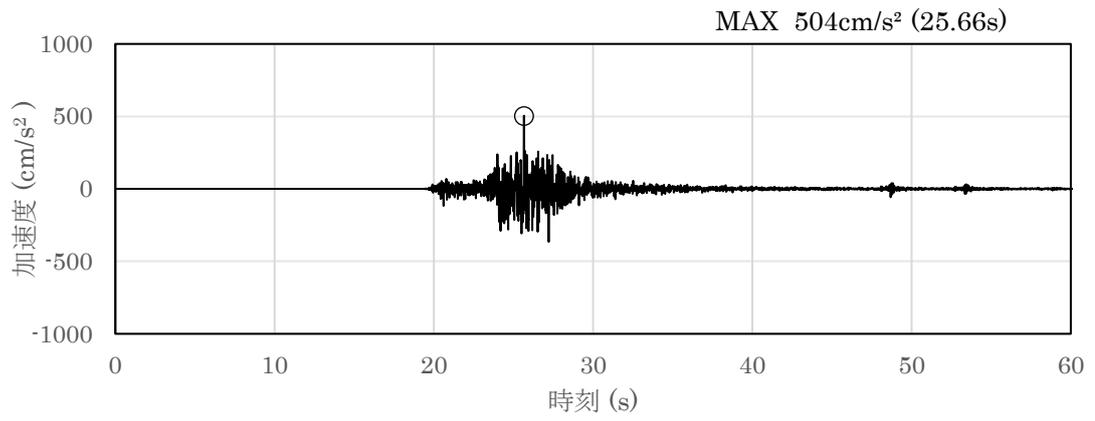


(a) 加速度時刻歴波形

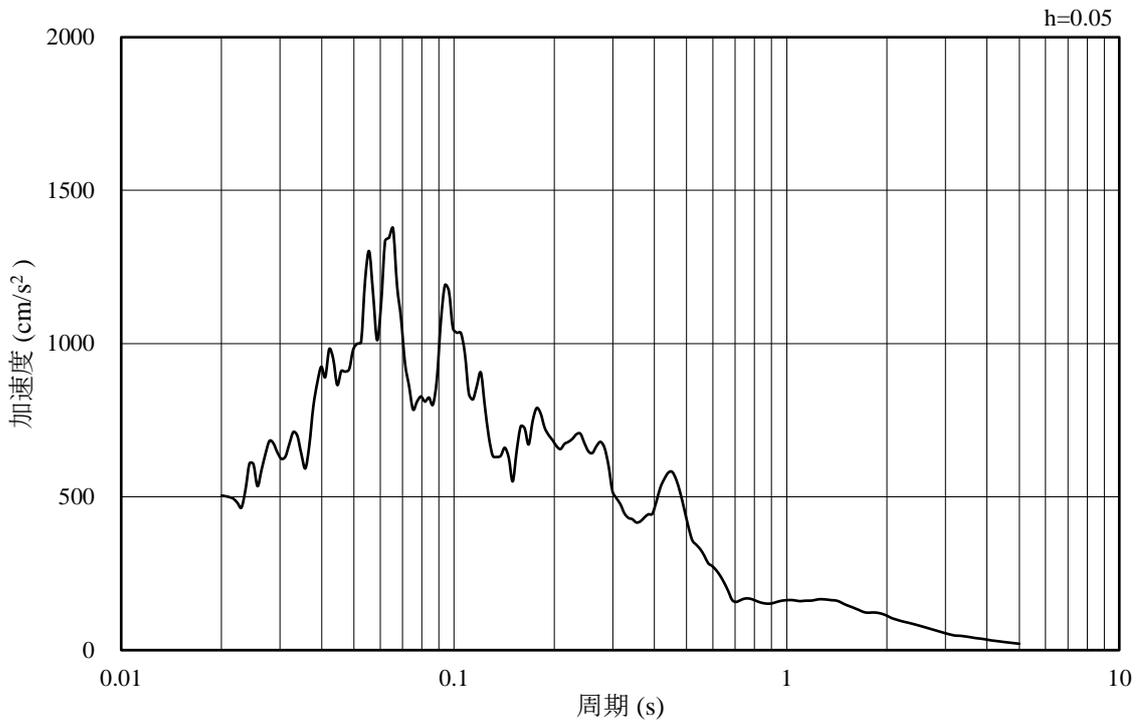


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2 (EW))

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

1号機取水槽の地震応答解析モデル図を図3-20に示す。

(1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

解析領域の側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート部材は、線形はり要素、非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。充填コンクリート部材については線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

(5) 隣接構造物のモデル化

A-A断面の解析モデル範囲において隣接構造物となるタービン建物は、等価剛性として線形の平面ひずみ要素としてモデル化する。また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、線形はり要素でモデル化する。

(6) MMRのモデル化

MMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

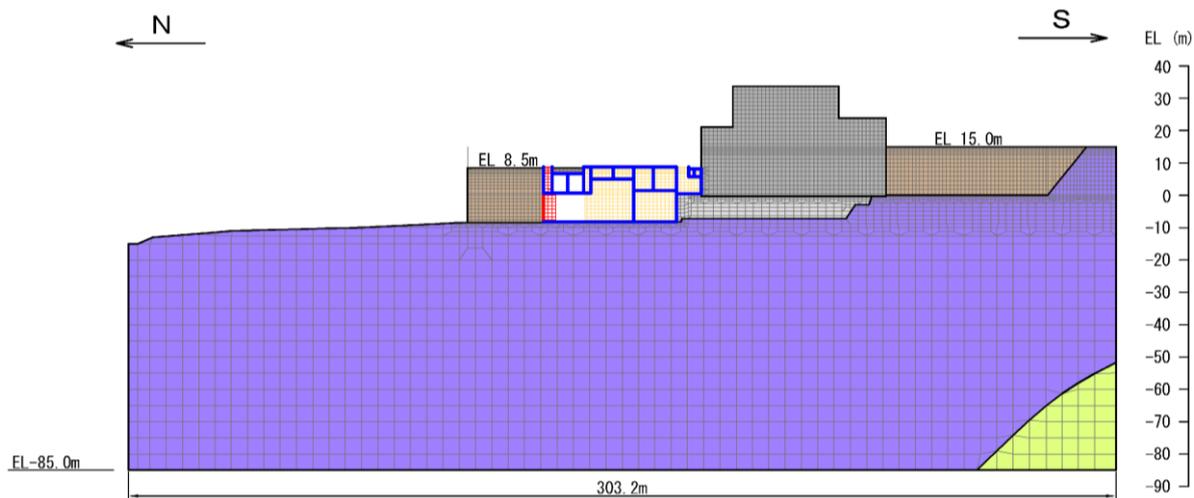
(7) ジョイント要素の設定

地震時の「地盤と構造物」及び「構造物とMMR」の接合面における接触、剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

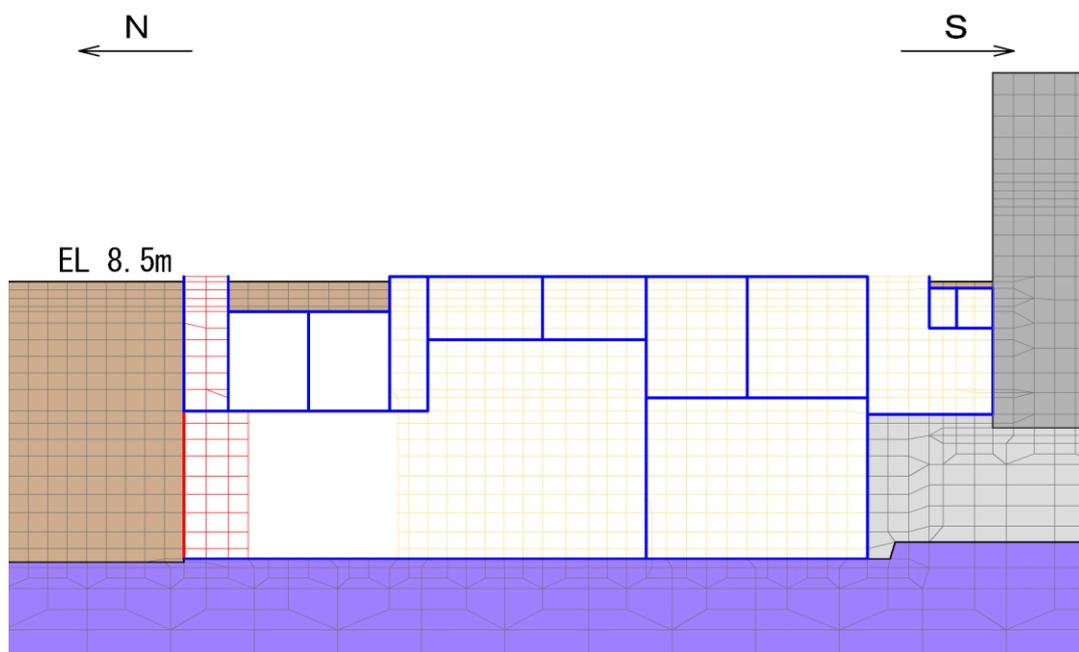
(8) 水位条件

1号機取水槽の内水位は、EL 0.58mとする。

- | | | | | | |
|---|-----------|---|------------------|---|-----------|
|  | : 岩盤 (③層) |  | : 埋戻土 |  | : 非線形はり要素 |
|  | : 岩盤 (④層) |  | : MMR |  | : 線形はり要素 |
|  | : 隣接構造物 |  | : 構造物 (妻壁) | | |
| | |  | : 構造物 (充填コンクリート) | | |



(全体図)



(拡大図)

図 3-20 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 20.6N/mm ²
	充填コンクリート	設計基準強度 21.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
MMR		設計基準強度 18.0N/mm ²

表 3-5 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.33×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
構造物 (漸拡ダクト部 充填コンクリート) * ³	2.33×10 ⁴	24.0* ¹	
構造物 (ピット部 充填コンクリート) * ³	2.33×10 ⁴	24.0* ¹	
MMR	2.20×10 ⁴	22.6* ²	

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*3：ヤング係数については設計基準強度 20.6N/mm²の鉄筋コンクリート構造物と同様の値を設定し、単位体積重量については鉄筋コンクリートの重量を設定する。

3.5.3 地盤の物性値

地盤については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.5.4 地下水位

設計地下水位は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 3-6 に示す。

表 3-6 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
1号機取水槽	A-A断面	3.0

3.6 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.6.1 漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性に対する許容限界

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価としては、局所安全係数に対する照査を実施する。局所安全係数に対する照査は各要素において、全時刻で実施する。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートには開口補強筋を設置するが、保守的に無筋コンクリートとして評価を行う。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：表 3-7 に示すせん断強度又は引張強度

S：発生せん断応力又は発生引張応力

表 3-7 漸拡ダクト部充填コンクリートの許容限界

	評価項目	算定式	許容限界
漸拡ダクト部 充填コンクリート $f'_{ck} = 20.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	4.12
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.72

3.6.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 3-8 に示す。

表 3-8 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級	9.8

3.7 評価方法

漸拡ダクト部充填コンクリートの耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用
応答値が，「3.6 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性に対する評価結果

漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊及び引張破壊に対して、すべての解析ケースにおける局所安全係数の最小値を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 及び表 4-2 より漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断及び引張破壊に対する局所安全係数は 1.0 を上回っており、漸拡ダクト部充填コンクリートは健全であることを確認した。

表 4-1 漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全 係数 f _s
①	S _s -D (--)	1.79	4.12	2.30

表 4-2 漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全 係数 f _s
①	S _s -D (-+)	0.74	1.72	2.32

4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 4-3 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-3 に示す。ここで、最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 4-3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S s - D (+-)	2.26	9.8	0.24

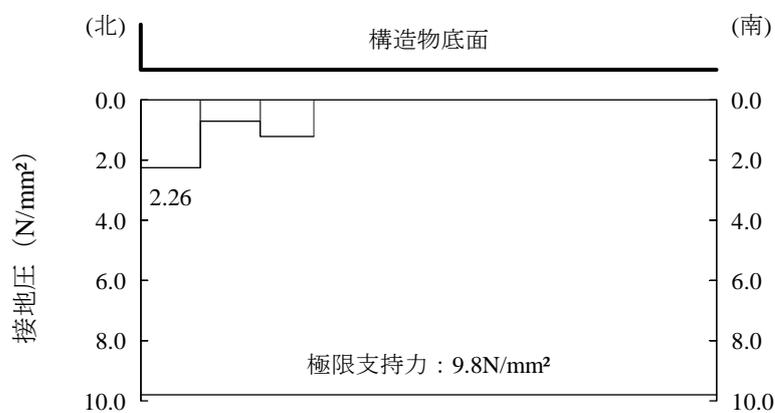


図 4-3 最大接地圧分布図 (解析ケース①, S s - D (+-))

VI-2-11-2-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の
耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造の概要	4
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	8
3. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））	9
3.1 固有振動数及び設計用地震力	9
3.1.1 固有振動数の算出方法	9
3.1.2 固有振動数の計算条件	11
3.1.3 固有振動数の算出結果	12
3.1.4 設計用地震力	13
3.2 耐震評価方法	14
3.2.1 記号の説明	14
3.2.2 評価対象部位	17
3.2.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.2.4 許容限界	20
3.2.5 評価方法	22
3.2.6 評価条件	32
4. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））	35
4.1 固有振動数及び設計用地震力	35
4.1.1 固有振動数の算出方法	35
4.1.2 固有振動数の計算条件	37
4.1.3 固有振動数の算出結果	38
4.1.4 設計用地震力	39
4.2 耐震評価方法	40
4.2.1 記号の説明	40
4.2.2 評価対象部位	43
4.2.3 荷重及び荷重の組合せ	44
4.2.4 許容限界	46
4.2.5 評価方法	48
4.2.6 評価条件	58
5. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）	61
5.1 固有振動数及び設計用地震力	61

5.1.1	固有振動数の算出方法	61
5.1.2	固有振動数の計算条件	63
5.1.3	固有振動数の算出結果	64
5.1.4	設計用地震力	65
5.2	耐震評価方法	66
5.2.1	記号の説明	66
5.2.2	評価対象部位	69
5.2.3	荷重及び荷重の組合せ	70
5.2.4	許容限界	72
5.2.5	評価方法	74
5.2.6	評価条件	84
6.	評価結果	87

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、取水槽海水ポンプエリア防護対策設備が原子炉補機海水ポンプ、原子炉補機海水系配管、取水槽水位計等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、原子炉補機海水ポンプ、原子炉補機海水系配管、取水槽水位計等の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷による影響では、取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の構造部材の健全性評価を実施する。構造部材の健全性評価にあたっては、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」を基に算定した荷重を評価式に代入すること及びフレーム計算に入力することにより確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の位置図を図 2-1 に示す。

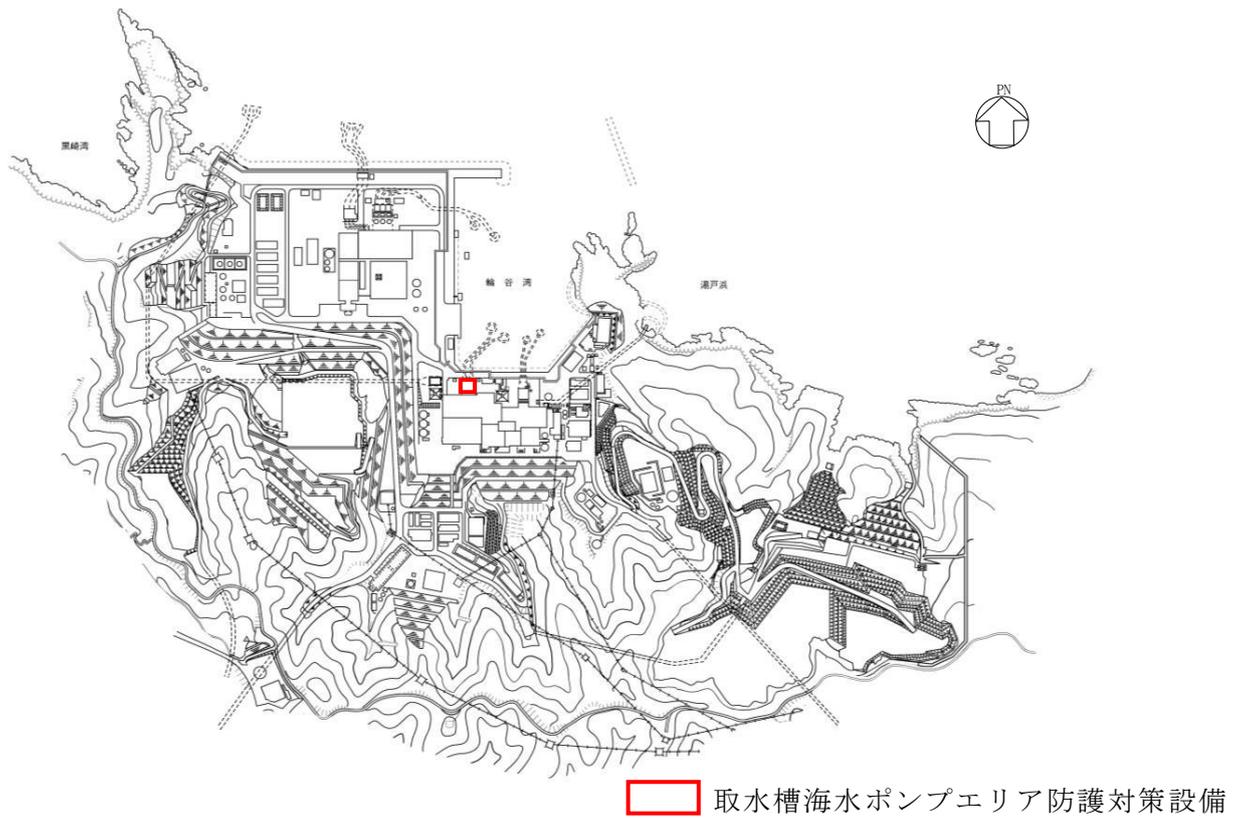
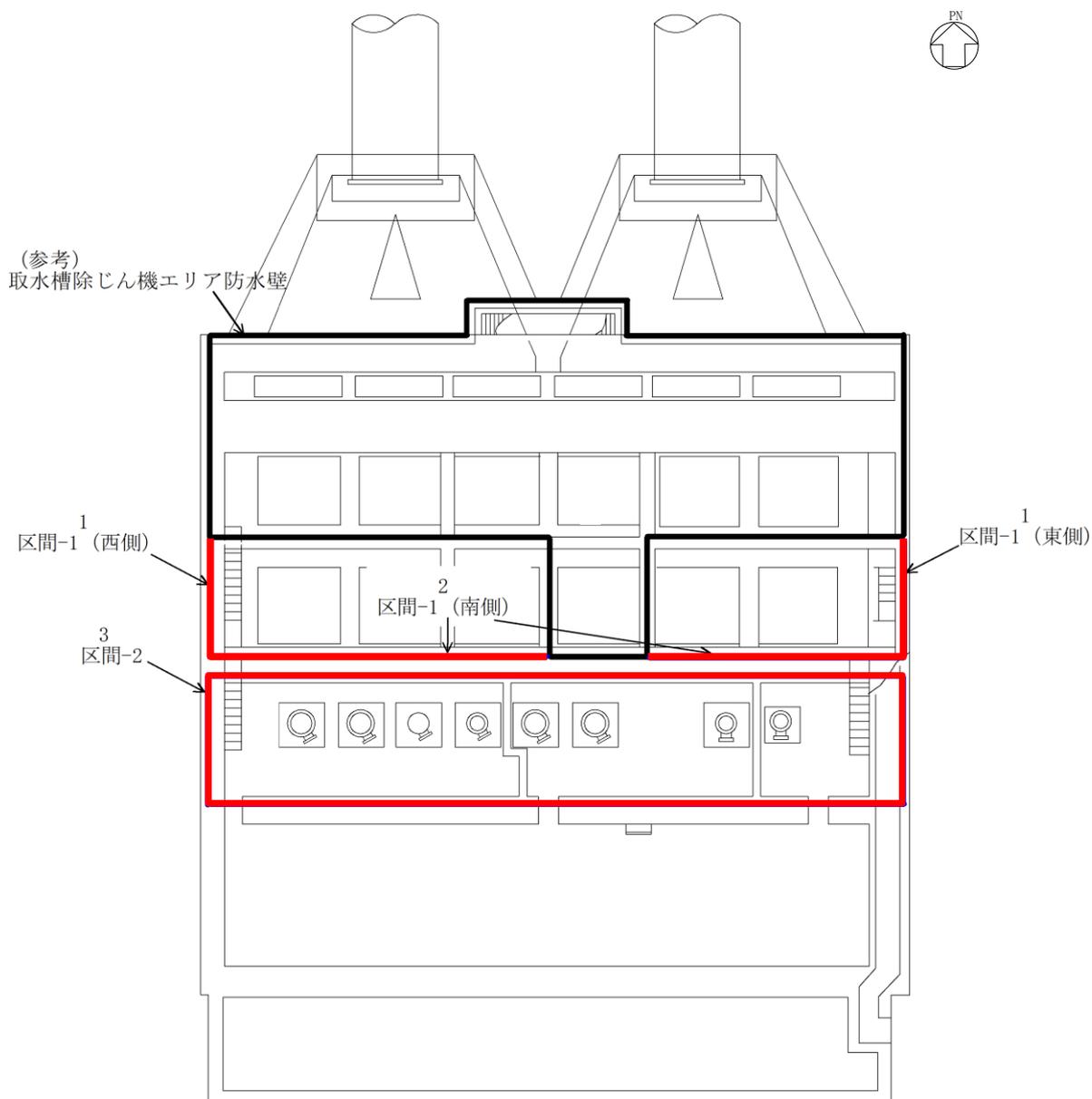


図 2-1(1) 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備 位置図



1	取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））
2	取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））
3	取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）

図 2-1(2) 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備 位置図（詳細図）

2.2 構造の概要

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備は、鋼板、はり、柱、架構、ベースプレート及びアンカーボルトから構成され、取水槽にアンカーボルトで固定する構造とする。

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の構造の概要を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の構造の概要（区間-1（東，西側））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
はり、柱で補強した鋼板をベースプレートを介して取水槽にアンカーボルトにて固定する。	鋼板、はり、柱、ベースプレート、アンカーボルトにより構成する。	<p>正面図</p> <p>断面図</p>

表 2-1(2) 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の構造の概要（区間-1（南側））

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
はり，柱で補強した鋼板をベースプレートを通して取水槽にアンカーボルトにて固定する。	鋼板，はり，柱，ベースプレート，アンカーボルトにより構成する。	<p>正面図</p> <p>断面図</p>

表 2-1(3) 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の構造の概要 (区間-2)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>はり、柱で補強した鋼板及び架構をベースプレートを通じて取水槽にアンカーボルトにて固定する。</p>	<p>鋼板、はり、柱、架構、ベースプレート、アンカーボルトにより構成する。</p>	<p>平面図</p> <p>断面図 (A-A 断面)</p> <p>断面図 (B-B 断面, 架構非表示)</p>

2.3 評価方針

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造の概要」に示す取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の構造を踏まえ、第3章～第5章の各章の「評価対象部位」にて設定する評価対象部位について、「固有振動数及び設計用地震力」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界以下であることを、「3.2 耐震評価方法」「4.2 耐震評価方法」「5.2 耐震評価方法」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価フローを図2-2に示す。

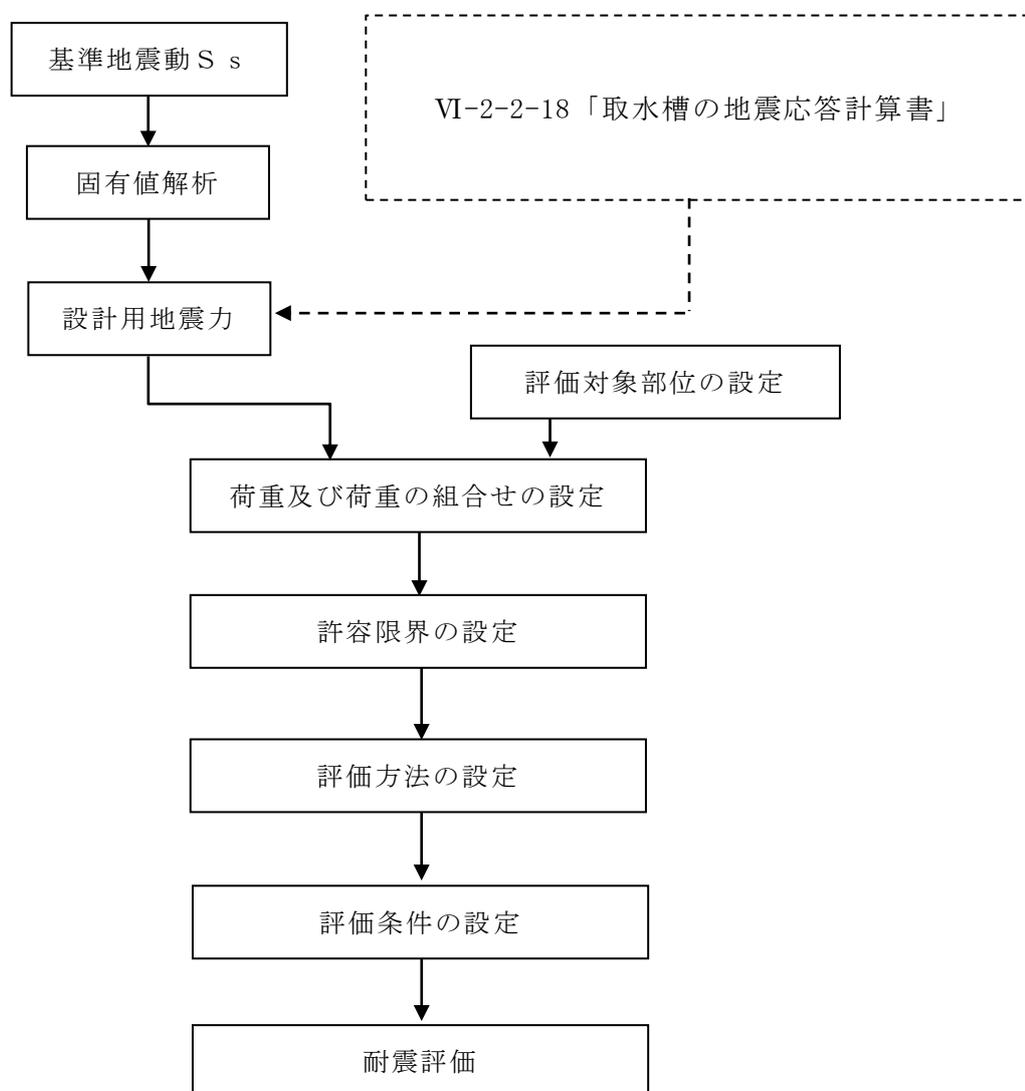


図2-2 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・ 日本産業規格（J I S）
- ・ 構造力学公式集（（社）土木学会）

3. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））

3.1 固有振動数及び設計用地震力

3.1.1 固有振動数の算出方法

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））の構造に応じて解析モデルを設定し，固有振動数を算出する。

(1) 解析モデルの設定

当該防護対策設備は，鋼板，はり及び柱の組合せにより剛な断面を有しているとともに，アンカーボルトにて躯体に固定する構造であることから，当該防護対策設備の鋼板を四辺固定の長方形板に，柱を片側固定-片側自由はりに，はりを両端ピンはりに単純化したモデルとし，モデル化に用いるはり長さは，柱及びはりの全長とする。図 3-1 に解析モデル図を示す。

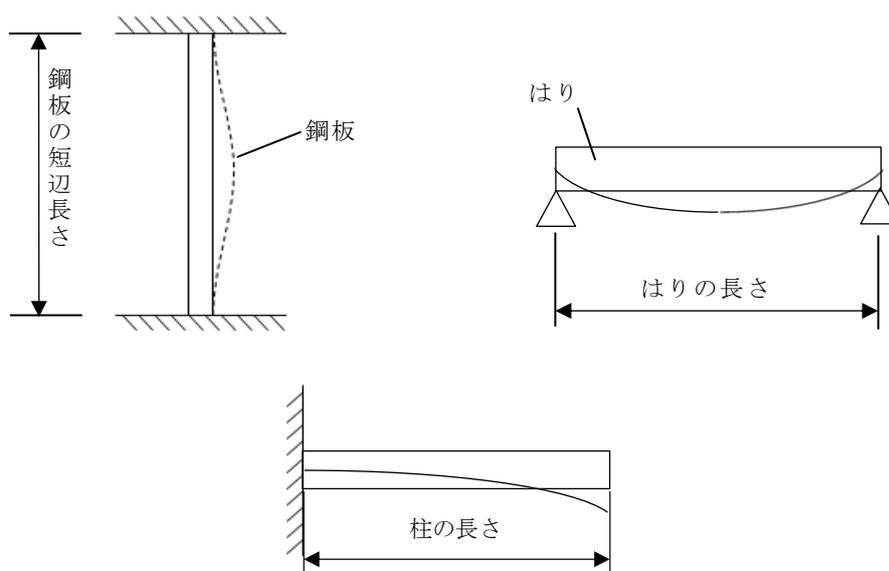


図 3-1 固有値解析モデル

(2) 記号の説明

当該防護対策設備の固有振動数算出に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防護対策設備の 1 次固有振動数
λ	—	定数
h	m	モデル化に用いる鋼板の厚さ
a	m	モデル化に用いる鋼板の短辺長さ
E	N/m ²	ヤング係数
ν	—	ポアソン比
ρ	kg/m ³	材料の密度
L	mm	モデル化に用いる架構の長さ
I	m ⁴	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

(3) 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「構造力学公式集（（社）土木学会）」（以下「構造力学公式集」という。）に基づき以下の式より算出する。

- a. 四辺固定の長方形板モデル（鋼板をモデル化）

$$f = \frac{\lambda \pi h}{4a^2} \sqrt{\frac{E}{3(1-\nu^2)\rho}}$$

- b. 片側固定-片側自由はりモデル（柱をモデル化）

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

- c. 両端ピンはりモデル（はりをモデル化）

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

3.1.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 3-2 に示す。

表 3-2(1) 固有振動数の計算条件 (鋼板)

項目	記号	単位	数値
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	2.73
モデル化に用いる鋼板の長さ	a	m	1.5
モデル化に用いる鋼板の厚さ	h	m	0.009
ポアソン比	ν	—	0.3
材料の密度	ρ	kg/m ³	7.85×10 ³

表 3-2(2) 固有振動数の計算条件 (柱及びはり)

項目	記号	単位	数値	
			柱	はり
モデル化に用いる柱及びはりの長さ	L	m	2.0	1.5
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	1.8751	—
断面二次モーメント	I	m ⁴	4,720×10 ⁻⁸	37×10 ⁻⁸
質量分布	m	kg/m	226.38	83.41

3.1.3 固有振動数の算出結果

固有振動数の算出結果を表 3-3 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造であることを確認した。

表 3-3 固有振動数

名称	対象部位	固有振動数(Hz)
取水槽海水ポンプエリア 防護対策設備 (区間-1(東, 西側))	鋼板	26.53
	柱	28.92
	はり	21.00

3.1.4 設計用地震力

基準地震動 S_s による設計用地震力は、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された当該防護対策設備設置床の最大応答加速度から設計震度を設定する。

当該防護対策設備の設計震度を表 3-4 に示す。

表 3-4 設計震度

構造物	設置場所	基準地震動 S_s の 設計震度	
		水平 k_H	鉛直 k_V
取水槽	海水ポンプエリア	1.8	0.9

3.2 耐震評価方法

当該防護対策設備の原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管，取水槽水位計等に対する波及的影響の評価はVI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2 構造の概要」に示す防護対策設備の構造を踏まえ，「3.2.2 評価対象部位」にて設定する評価部位において，「3.1 固有振動数及び設計用地震力」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを，「3.2.5 評価方法」に示す方法にて確認する。

3.2.1 記号の説明

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））の評価に用いる記号を表3-5に示す。

表3-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））の耐震評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	防護対策設備の自重
w	kN/m ²	風圧力
S_{s1}	kN	鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
w_{ss1}	kN/m ²	鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重
B_1	m	支柱間隔
H_1	m	鋼板の高さ
σ_{b1}	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度
M_{max1}	kN・m	鋼板に生じる最大曲げモーメント
Z_1	mm ³	鋼板の断面係数
$B_{1'}$	m	鋼板の荷重載荷幅
L_1	m	鋼板の部材長
τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度
S_{max1}	kN	鋼板に生じる最大せん断力
h_1	mm	鋼板のせん断負担幅
t_1	mm	鋼板の厚さ
S_{s2}	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重

表 3-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））の耐震評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
V_2	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重
w_{ss2}	kN/m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重
W_2	kN	柱に作用する風荷重
L_2	m	柱全長
W_{ss2}	kN	柱に作用する水平方向の荷重
σ_{b2}	N/mm ²	柱に生じる曲げ応力度
M_{max2}	kN・m	柱の最大曲げモーメント
Z_2	cm ³	柱の断面係数
L_{22}	m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重を集中荷重にした時の作用位置
σ_{c2}	N/mm ²	柱に生じる圧縮応力度
V_{max2}	kN	柱の最大鉛直荷重
A_2	cm ²	柱の断面積
τ_2	N/mm ²	柱に生じるせん断応力度
S_{max2}	kN	柱に生じる最大せん断力
A_2'	cm ²	柱のせん断断面積
S_{s3}	kN	はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
w_{ss3}	kN/m ²	はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重
A	m ²	防護対策設備の面積
σ_{b3}	N/mm ²	はりに生じる曲げ応力度
M_{max3}	kN・m	はりの最大曲げモーメント
Z_3	mm ³	はりの断面係数
B_3	m	はりの荷重載荷幅
L_3	m	はりの部材長
τ_3	N/mm ²	はりに生じるせん断応力度
S_{max3}	kN	はりの最大せん断力
h_3	mm	はりのせん断負担幅
t_3	mm	はりの厚さ
σ_{b4}	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度
M_{max4}	kN・m	ベースプレート引張側の最大曲げモーメント
Z_4	mm ³	ベースプレートの断面係数
L_4	m	柱とアンカーボルト間の長さ

表 3-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（東，西側））の耐震評価に用いる記号（3/3）

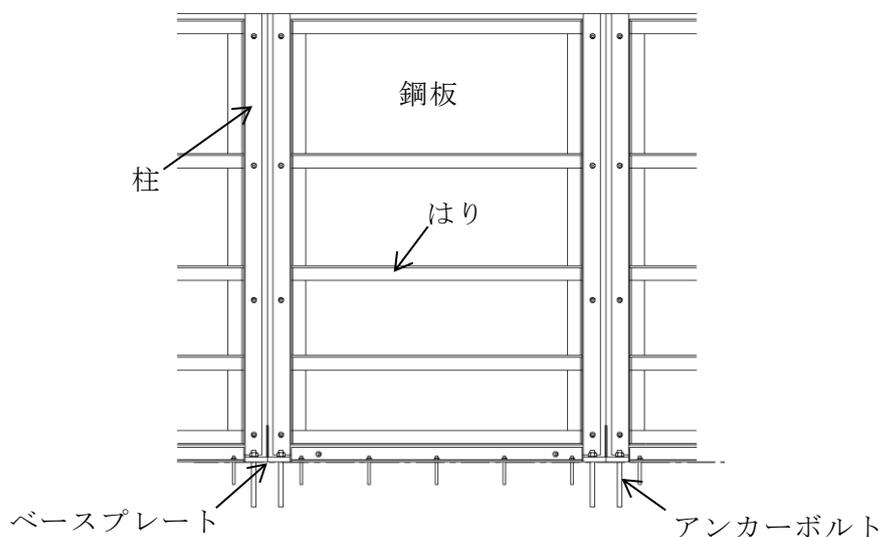
記号	単位	定義
τ_4	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じるせん断応力度
S_{max4}	N	ベースプレート引張側の最大せん断力
t_4	mm	ベースプレートの厚さ
B_4	m	部材断面有効幅
$\sigma_{b4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度
$M_{max4'}$	N・mm/mm	ベースプレート押込側の最大曲げモーメント
M_{x4}	—	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数
W_4	N/mm ²	コンクリートの曲げ圧縮応力度
L_{x4}	mm	ベースプレートの版の短辺長
$\tau_{4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じるせん断応力度
$S_{max4'}$	N	ベースプレート押込側の最大せん断力
A_4	mm ²	押込側ベースプレートの断面積
T_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
T_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力
N	本	柱に取り付くアンカーボルトの総本数
x_i	m	偏心距離
$\sum n \cdot x_i^2$	m ²	2 次モーメントの合計値
Q_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
Q_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力
f_t	N/mm ²	短期許容引張応力度
f_b	N/mm ²	短期許容曲げ応力度
f_c	N/mm ²	短期許容圧縮応力度

3.2.2 評価対象部位

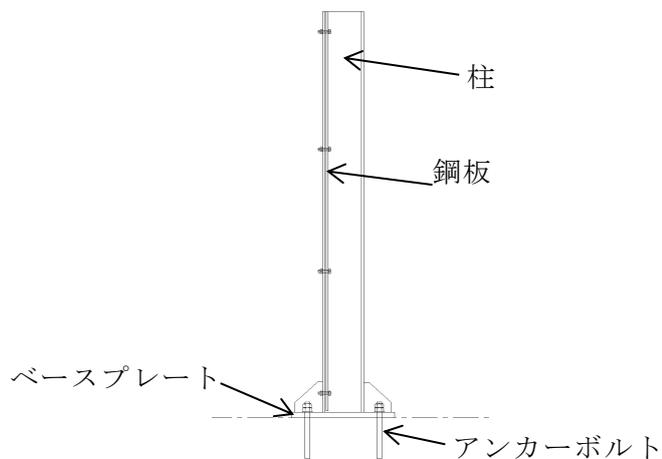
当該防護対策設備の評価対象部位は「2.2 構造の概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

基準地震動 S_s による地震動により当該防護対策設備に生じる慣性力及び風荷重は鋼板、はり、柱及びベースプレートに伝わり、ベースプレートを固定するアンカーボルトを介して取水槽躯体に伝達されることから、評価対象部位を鋼板、はり、柱、ベースプレート及びアンカーボルトとする。

評価対象部位を図 3-2 に示す。



正面図



断面図

図 3-2 評価対象部位

3.2.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

当該防護対策設備の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + W + S_s$$

G : 固定荷重 (kN)

W : 風荷重 (kN)

S_s : 地震荷重 (kN)

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として当該防護対策設備の自重を考慮する。自重は「3.2.6 評価条件」に示す。

b. 風荷重 (W)

風速 30m/s 時の風荷重を考慮する。風荷重は、評価対象部位周辺の風圧力に当該部分の風の受圧面積を乗じた次式により算出する。風荷重の算定に用いる風圧力を表 3-6 に示す。

$$W = w \cdot A$$

W : 風荷重 (kN)

w : 風圧力 (kN/m²)

A : 風の受圧面積 (m²)

表 3-6 風圧力

風圧力 w (kN/m ²)	1.71
-------------------------------	------

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3.1.4 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて、次式により算定する。

$$S_s = G \cdot k$$

S_s : 地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

3.2.4 許容限界

許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

当該防護対策設備を構成する鋼板，柱，はり，ベースプレート及びアンカーボルトの使用材料を表3-7に示す。

表3-7 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SS400	PL-9
柱	SS400	H-200×200×8×12
はり	SS400	L-65×65×8
ベースプレート	SS400	PL-28
アンカーボルト	SUS304	M20

(2) 許容限界

a. 鋼板，柱，はり，ベースプレート

鋼板，柱，はり，ベースプレートの許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改定）」（以下「S規準」という。）を踏まえて表3-8の値とする。

表3-8 鋼板，柱，はり，ベースプレートの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
	引張	圧縮*	曲げ*	せん断
SS400	235	235	235	135

注記*：座屈による許容値の低減は不要。割増係数は1.5とした。

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）を踏まえて表3-9の値とする。

なお，アンカーボルトが引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，評価部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 3-9 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN)	
	引張	せん断
SUS304 (M20)	41	34

3.2.5 評価方法

当該防護対策設備を構成する鋼板、柱、はり、ベースプレート及びアンカーボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼板

鋼板に生じる応力は、鋼板を単純支持のはりとして次式により算出し、鋼板の短期許容応力度以下であることを確認する。鋼板に作用する荷重の例を図 3-3 に示す。

a. 鋼板に作用する基準地震動 S_s による地震荷重 S_{s1}

$$S_{s1} = G \cdot k_H$$

S_{s1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

b. 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 w_{ss1}

$$w_{ss1} = S_{s1} / (B_1 \cdot H_1) + w$$

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

S_{s1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

B_1 : 支柱間隔 (m)

H_1 : 鋼板の高さ (m)

w : 風圧力 (kN/m²)

c. 鋼板に生じる曲げ応力度 σ_{b1}

$$\sigma_{b1} = (M_{\max1} \cdot 10^6) / Z_1$$

$$M_{\max1} = w_{ss1} \cdot B_{1'} \cdot L_1^2 / 8$$

σ_{b1} : 鋼板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max1}$: 鋼板に生じる最大曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼板の断面係数 (mm³)

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

$B_{1'}$: 鋼板の荷重載荷幅 (m)

L_1 : 鋼板の部材長 (m)

d. 鋼板に生じるせん断応力度 τ_1

$$\tau_1 = (S_{\max1} \cdot 10^3) / (h_1 \cdot t_1)$$

$$S_{\max1} = w_{ss1} \cdot B_{1'} \cdot L_1 / 2$$

τ_1 : 鋼板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max1}$: 鋼板の最大せん断力 (kN)

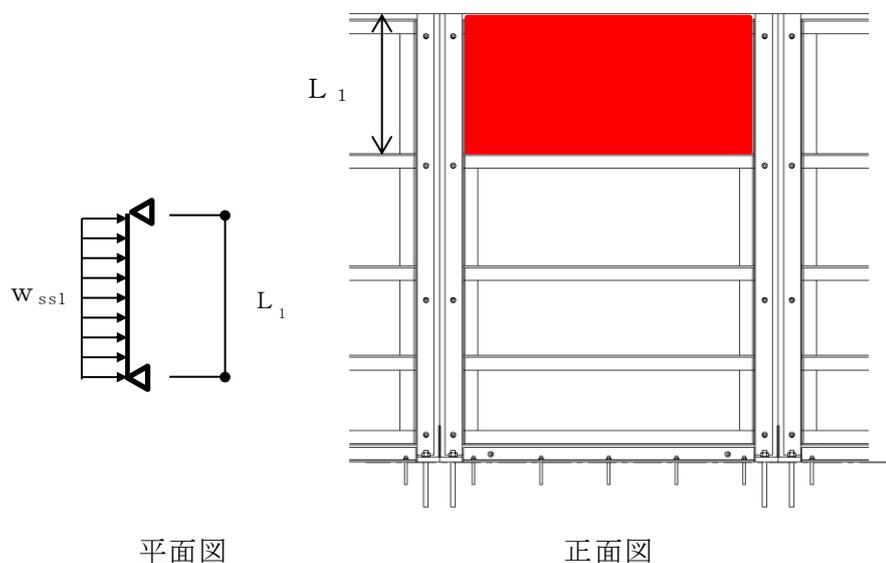
h_1 : 鋼板のせん断負担幅 (mm)

t_1 : 鋼板の厚さ (mm)

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

$B_{1'}$: 鋼板の荷重載荷幅 (m)

L_1 : 鋼板の部材長 (m)



平面図

正面図

図 3-3 鋼板に作用する荷重の例

(2) 柱

柱に生じる応力は、床面を固定端とする片持ちはりとして次式により算出し、柱の短期許容応力度以下であることを確認する。

柱に作用する荷重の例を図 3-4 に示す。

a. 柱に作用する基準地震動 S_s による地震荷重

$$S_{s2} = G \cdot k_H$$

$$V_2 = G \cdot k_v$$

S_{s2} : 柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

V_2 : 柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN)

k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

b. 柱に作用する単位長さあたりの等分布荷重 w_{ss2}

$$w_{ss2} = (S_{s2} + W_2) / L_2$$

w_{ss2} : 柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m)

S_{s2} : 柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

W_2 : 柱に作用する風荷重 (kN)

L_2 : 柱全長 (m)

c. 柱に作用する水平荷重 W_{ss2}

$$W_{ss2} = S_{s2} + W_2$$

W_{ss2} : 柱に作用する水平方向の荷重 (kN)

S_{s2} : 柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

W_2 : 柱に作用する風荷重 (kN)

d. 柱に生じる曲げ応力度 σ_{b2}

$$\sigma_{b2} = (M_{\max 2} \cdot 10^6) / (Z_2 \cdot 10^3)$$

$$M_{\max 2} = w_{ss2} \cdot L_2 \cdot L_{22}$$

σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max 2}$: 柱の最大曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : 柱の断面係数 (cm³)

w_{ss2} : 柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 柱全長 (m)

L_{22} : 柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重を集中荷重にした時の作用位置 (m)

e. 柱に生じる圧縮応力度 σ_{c2}

$$\sigma_{c2} = (V_{\max 2} \cdot 10^3) / (A_2 \cdot 10^2)$$

$$V_{\max 2} = V_2 + G$$

σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

$V_{\max 2}$: 柱の最大鉛直荷重 (kN)

A_2 : 柱の断面積 (cm²)

V_2 : 柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

f. 柱に生じるせん断応力度 τ_2

$$\tau_2 = (S_{\max 2} \cdot 10^3) / (A_2' \cdot 10^2)$$

$$S_{\max 2} = W_{ss2}$$

τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 2}$: 柱に生じる最大せん断力 (kN)

A_2' : 柱のせん断断面積 (cm²)

W_{ss2} : 柱に作用する水平方向の荷重 (kN)

柱に生じる曲げ応力度とせん断応力度及び圧縮応力度から，組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度と圧縮応力度

$$\sigma_{b2}/f_b + \sigma_{c2}/f_c \leq 1$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- f_b : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- f_c : 短期許容圧縮応力度 (N/mm²)

② 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b2}^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

③ 曲げ応力度，圧縮応力度，せん断応力度（慣性力上向きの場合）

$$\sqrt{(\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

④ 曲げ応力度，圧縮応力度，せん断応力度（慣性力が下向きの場合）

$$\sqrt{(\sigma_{b2} - \sigma_c)^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

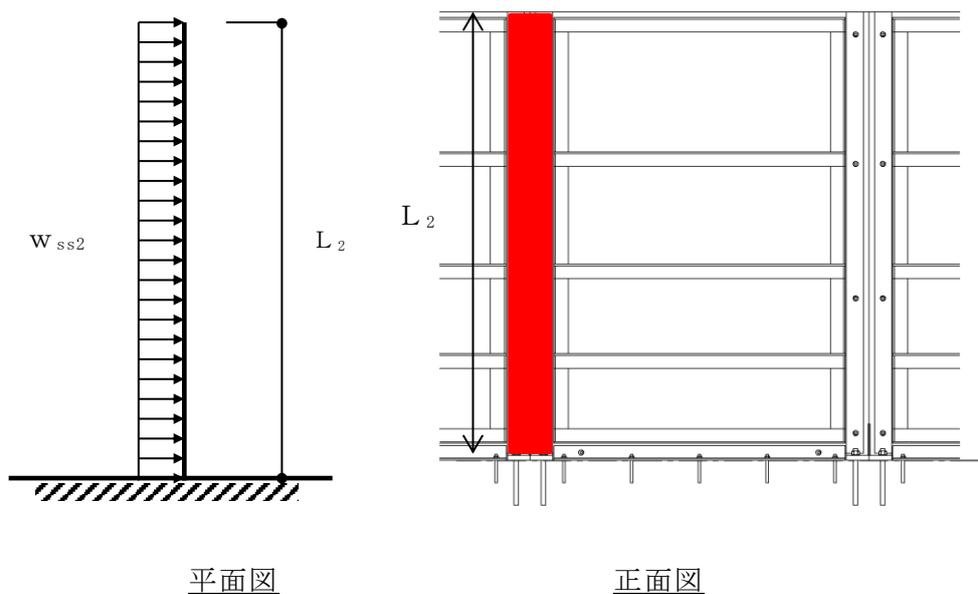


図 3-4 柱に作用する荷重の例

(3) はり

はりに生じる応力は、はりを単純支持のはりとして次式により算出し、はりの短期許容応力度以下であることを確認する。はりに作用する荷重の例を図 3-5 に示す。

- a. はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 S_{s3}

$$S_{s3} = G \cdot k_H$$

S_{s3} : はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- b. はりに作用する単位面積あたりの等分布荷重 w_{ss3}

$$w_{ss3} = S_{s3} / A + w$$

w_{ss3} : はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

S_{s3} : はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

A : 防護対策設備の面積 (m²)

w : 風圧力 (kN/m²)

c. はりに生じる曲げ応力度 σ_{b3}

$$\sigma_{b3} = (M_{\max3} \cdot 10^6) / Z_3$$

$$M_{\max3} = w_{ss3} \cdot B_3 \cdot L_3^2 / 8$$

σ_{b3} : はりに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max3}$: はりの最大曲げモーメント (kN・m)

Z_3 : はりの断面係数 (mm³)

w_{ss3} : はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

B_3 : はりの荷重載荷幅 (m)

L_3 : はりの部材長 (m)

d. はりに生じるせん断応力度 τ_3

$$\tau_3 = (S_{\max3} \cdot 10^3) / (h_3 \cdot t_3)$$

$$S_{\max3} = w_{ss3} \cdot B_3 \cdot L_3 / 2$$

τ_3 : はりに生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max3}$: はりの最大せん断力 (kN)

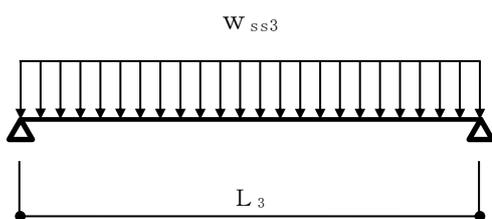
h_3 : はりのせん断負担幅 (mm)

t_3 : はりの厚さ (mm)

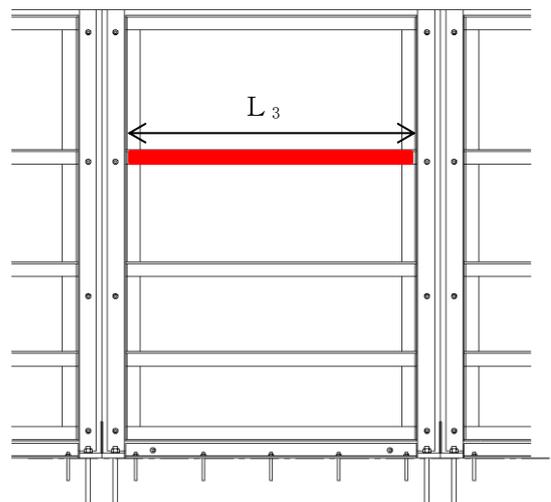
w_{ss3} : はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

B_3 : はりの荷重載荷幅 (m)

L_3 : はりの部材長 (m)



平面図



正面図

図 3-5 はりに作用する荷重の例

(4) ベースプレート

ベースプレートに生じる応力は、ベースプレートを片持ち梁として次式により算出し、ベースプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。ベースプレートに作用する荷重の例を図 3-6 に示す。

a. ベースプレートに生じる曲げ応力度（引張側） σ_{b4}

$$\sigma_{b4} = (M_{\max4} \cdot 10^6) / Z_4$$

$$M_{\max4} = T_5 \cdot L_4$$

σ_{b4} : ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max4}$: ベースプレート引張側の最大曲げモーメント (kN・m)

Z_4 : ベースプレートの断面係数 (mm³)

T_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

L_4 : 柱とアンカーボルト間の長さ (m)

b. ベースプレートに生じるせん断応力度（引張側） τ_4

$$\tau_4 = S_{\max4} / (t_4 \cdot B_4 \cdot 10^3)$$

$$S_{\max4} = T_5 \cdot 10^3$$

τ_4 : ベースプレート引張側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max4}$: ベースプレート引張側の最大せん断力 (N)

t_4 : ベースプレートの厚さ (mm)

B_4 : 部材断面有効幅 (m)

T_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

ベースプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S 規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b4}^2 + 3\tau_4^2} \leq ft$$

σ_{b4} : ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_4 : ベースプレート引張側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

c. ベースプレートに生じる曲げ応力度（押込側） $\sigma_{b4'}$

$$\sigma_{b4'} = (6 \cdot M_{\max4'}) / t_4^2$$

$$M_{\max4'} = M_{x4} \cdot W_4 \cdot L_{x4}^2$$

$\sigma_{b4'}$: ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max4'}$: ベースプレート押込側の最大曲げモーメント (N・mm/mm)

t_4 : ベースプレートの厚さ (mm)

M_{x4} : 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数

W_4 : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

L_{x4} : ベースプレートの版の短辺長 (mm)

d. ベースプレートに生じるせん断応力度（押込側） $\tau_{4'}$

$$\tau_{4'} = S_{\max4'} / (t_4 \cdot B_4 \cdot 10^3)$$

$$S_{\max4'} = W_4 \cdot A_4$$

$\tau_{4'}$: ベースプレート押込側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max4'}$: ベースプレート押込側の最大せん断力 (N)

t_4 : ベースプレートの厚さ (mm)

B_4 : 部材断面有効幅 (m)

W_4 : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

A_4 : 押込側ベースプレートの断面積 (mm²)

ベースプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b4'}^2 + 3\tau_{4'}^2} \leq ft$$

$\sigma_{b4'}$: ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$\tau_{4'}$: ベースプレート押込側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

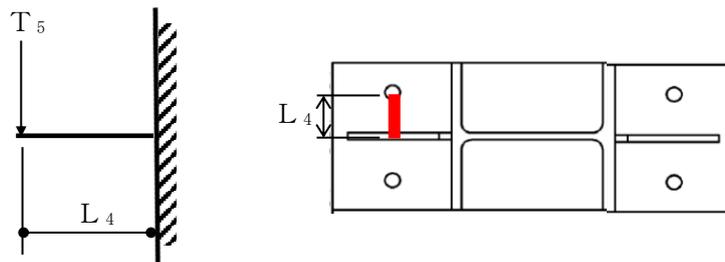


図 3-6 ベースプレートに作用する荷重の例

(5) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力又はせん断力を「各種合成構造設計指針」に基づき算定し，アンカーボルトの許容限界を下回ることを確認する。アンカーボルトに生じる荷重の例を図 3-7 に示す。

$$(T_5 / T_a)^2 + (Q_5 / Q_a)^2 \leq 1$$

$$T_5 = V_{\max 2} / N + M_{\max 2} \cdot x_i / \sum n \cdot x_i^2$$

$$T_5 / T_a \leq 1.0$$

$V_{\max 2}$: 柱の最大鉛直荷重 (kN)

N : 柱に取り付くアンカーボルトの総本数 (本)

$M_{\max 2}$: 柱の最大曲げモーメント (kN・m)

x_i : 偏心距離 (m)

$\sum n \cdot x_i^2$: 2 次モーメントの合計値 (m²)

T_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_5 = S_{\max 2} / N$$

$$Q_5 / Q_a \leq 1.0$$

$S_{\max 2}$: 柱に生じる最大せん断力 (kN)

Q_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

Q_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

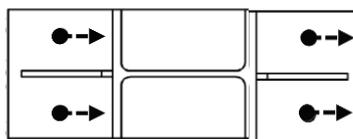


図 3-7 アンカーボルトに生じる荷重の例

3.2.6 評価条件

「3.2.5 評価方法」に用いる入力値を表3-10に示す。

表3-10 耐震評価に用いる入力値(1/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度	1.8
	k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度	0.9
	G	kN	防護対策設備の自重	4.5
	w	kN/m ²	風圧力	1.71
鋼板	S_{s1}	kN	鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	8.1
	w_{ss1}	kN/m ²	鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重	4.41
	B_1	m	支柱間隔	1.5
	H_1	m	鋼板の高さ	2.0
	σ_{b1}	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度	14.81
	M_{max1}	kN・m	鋼板に生じる最大曲げモーメント	0.2
	Z_1	mm ³	鋼板の断面係数	1.35×10^4
	$B_{1'}$	m	鋼板の荷重載荷幅	1.0
	L_1	m	鋼板の部材長	0.6
	τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度	0.15
	S_{max1}	kN	鋼板に生じる最大せん断力	1.32
	h_1	mm	鋼板のせん断負担幅	1000
	t_1	mm	鋼板の厚さ	9.0
柱	S_{s2}	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	8.1
	V_2	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重	4.05
	w_{ss2}	kN/m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重	6.62
	W_2	kN	柱に作用する風荷重	5.14
	L_2	m	柱全長	2.0
	W_{ss2}	kN	柱に作用する水平方向の荷重	13.24
	σ_{b2}	N/mm ²	柱に生じる曲げ応力度	28.1

表 3-10 耐震評価に用いる入力値 (2/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
柱	$M_{\max 2}$	kN・m	柱の最大曲げモーメント	13.24
	Z_2	cm ³	柱の断面係数	472
	L_{22}	m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重を集中荷重にした時の作用位置	1.0
	σ_{c2}	N/mm ²	柱に生じる圧縮応力度	1.4
	$V_{\max 2}$	kN	柱の最大鉛直荷重	8.55
	A_2	cm ²	柱の断面積	63.5
	τ_2	N/mm ²	柱に生じるせん断応力度	9.41
	$S_{\max 2}$	kN	柱に生じる最大せん断力	13.24
	$A_{2'}$	cm ²	柱のせん断断面積	14.08
はり	S_{s3}	kN	はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	8.1
	w_{ss3}	kN/ m ²	はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重	4.41
	A	m ²	防護対策設備の面積	3.0
	σ_{b3}	N/mm ²	はりに生じる曲げ応力度	64.07
	$M_{\max 3}$	kN・m	はりの最大曲げモーメント	0.51
	Z_3	mm ³	はりの断面係数	7960
	B_3	m	はりの荷重載荷幅	0.55
	L_3	m	はりの部材長	1.3
	τ_3	N/mm ²	はりに生じるせん断応力度	0.32
	$S_{\max 3}$	kN	はりの最大せん断力	1.58
	h_3	mm	はりのせん断負担幅	550
t_3	mm	はりの厚さ	9	
ベースプレート	σ_{b4}	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度	86.76
	$M_{\max 4}$	kN・m	ベースプレート引張側の最大曲げモーメント	1.18
	Z_4	mm ³	ベースプレートの断面係数	1.36×10^4
	L_4	m	柱とアンカーボルト間の長さ	0.056
	τ_4	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じるせん断応力度	6.45
	$S_{\max 4}$	N	ベースプレート引張側の最大せん断力	21130
	t_4	mm	ベースプレートの厚さ	25
B_4	m	部材断面有効幅	0.131	

表 3-10 耐震評価に用いる入力値 (3/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
ベースプレート	$\sigma_{b4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度	106.96
	$M_{max4'}$	N・mm/mm	ベースプレート押込側の最大曲げモーメント	11142
	M_{x4}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.399
	W_4	N/mm ²	コンクリートの曲げ圧縮応力度	3.03
	L_{x4}	mm	ベースプレートの版の短辺長	96
	$\tau_{4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じるせん断応力度	13.32
	$S_{max4'}$	N	ベースプレート押込側の最大せん断力	43632
	A_4	mm ²	押込側ベースプレートの断面積	14400
アンカーボルト	T_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	21.13
	T_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	41
	N	本	柱に取り付くアンカーボルトの総本数	4
	x_i	m	偏心距離	0.175
	$\sum n \cdot x_i^2$	m ²	2 次モーメントの合計値	0.122
	Q_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	3.31
	Q_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	34

4. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））

4.1 固有振動数及び設計用地震力

4.1.1 固有振動数の算出方法

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））の構造に応じて解析モデルを設定し，固有振動数を算出する。

(1) 解析モデルの設定

当該防護対策設備は，鋼板，はり及び柱の組合せにより剛な断面を有しているとともに，アンカーボルトにて躯体に固定する構造であることから，当該防護対策設備の鋼板を四辺固定の長方形板に，柱を片側固定-片側自由はりに，はりを両端ピンはりに単純化したモデルとし，モデル化に用いるはり長さは，柱及びはりの全長とする。図 4-1 に解析モデル図を示す。

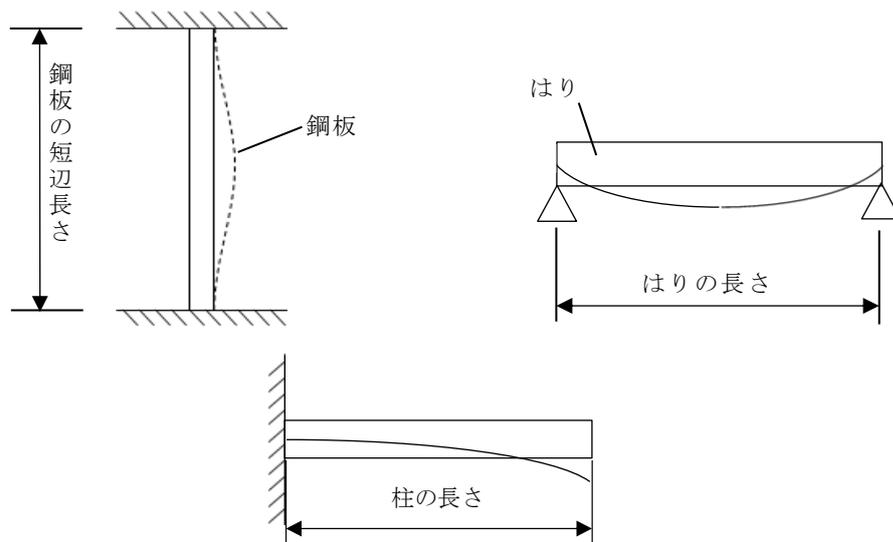


図 4-1 固有値解析モデル

(2) 記号の説明

当該防護対策設備の固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防護対策設備の 1 次固有振動数
λ	—	定数
h	m	モデル化に用いる鋼板の厚さ
a	m	モデル化に用いる鋼板の短辺長さ
E	N/m ²	ヤング係数
ν	—	ポアソン比
ρ	kg/m ³	材料の密度
L	m	モデル化に用いる架構の長さ
I	m ⁴	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

(3) 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「構造力学公式集」に基づき以下の式より算出する。

- a. 四辺固定の長方形板モデル（鋼板をモデル化）

$$f = \frac{\lambda \pi h}{4a^2} \sqrt{\frac{E}{3(1-\nu^2)\rho}}$$

- b. 片側固定-片側自由はりモデル（柱をモデル化）

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

- c. 両端ピンはりモデル（はりをモデル化）

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

4.1.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 4-2 に示す。

表 4-2(1) 固有振動数の計算条件 (鋼板)

項目	記号	単位	数値
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	2.73
モデル化に用いる鋼板の長さ	a	m	1.5
モデル化に用いる鋼板の厚さ	h	m	0.009
ポアソン比	ν	—	0.3
材料の密度	ρ	kg/m ³	7.85×10 ³

表 4-2(2) 固有振動数の計算条件 (柱及びはり)

項目	記号	単位	数値	
			柱	はり
モデル化に用いる柱及びはりの長さ	L	m	2.0	1.5
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	1.8751	—
断面二次モーメント	I	m ⁴	4,720×10 ⁻⁸	36.8×10 ⁻⁸
質量分布	m	kg/m	219.75	80.56

4.1.3 固有振動数の算出結果

固有振動数の算出結果を表 4-3 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造であることを確認した。

表 4-3 固有振動数

名称	対象部位	固有振動数(Hz)
取水槽海水ポンプエリア 防護対策設備 (区間-1(南側))	鋼板	26.53
	柱	29.36
	はり	21.36

4.1.4 設計用地震力

基準地震動 S_s による設計用地震力は、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された当該防護対策設備設置床の最大応答加速度から設計震度を設定する。

当該防護対策設備の設計震度を表 4-4 に示す。

表 4-4 設計震度

構造物	設置場所	基準地震動 S_s の設計震度	
		水平 k_H	鉛直 k_V
取水槽	海水ポンプエリア	1.8	0.9

4.2 耐震評価方法

当該防護対策設備の原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管，取水槽水位計等に対する波及的影響の評価はVI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2 構造の概要」に示す防護対策設備の構造を踏まえ，「4.2.2 評価対象部位」にて設定する評価部位において，「4.1 固有振動数及び設計用地震力」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを，「4.2.5 評価方法」に示す方法にて確認する。

4.2.1 記号の説明

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））の評価に用いる記号を表4-5に示す。

表4-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））の耐震評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	防護対策設備の自重
w	kN/m ²	風圧力
S_{s1}	kN	鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
w_{ss1}	kN/m ²	鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重
B_1	m	支柱間隔
H_1	m	鋼板の高さ
σ_{b1}	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度
M_{max1}	kN・m	鋼板に生じる最大曲げモーメント
Z_1	mm ³	鋼板の断面係数
$B_{1'}$	m	鋼板の荷重載荷幅
L_1	m	鋼板の部材長
τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度
S_{max1}	kN	鋼板に生じる最大せん断力
h_1	mm	鋼板のせん断負担幅
t_1	mm	鋼板の厚さ
S_{s2}	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重

表 4-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））の耐震評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
V_2	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重
w_{ss2}	kN/m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重
W_2	kN	柱に作用する風荷重
L_2	m	柱全長
W_{ss2}	kN	柱に作用する水平方向の荷重
σ_{b2}	N/mm ²	柱に生じる曲げ応力度
M_{max2}	kN・m	柱の最大曲げモーメント
Z_2	cm ³	柱の断面係数
L_{22}	m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重を集中荷重にした時の作用位置
σ_{c2}	N/mm ²	柱に生じる圧縮応力度
V_{max2}	kN	柱の最大鉛直荷重
A_2	cm ²	柱の断面積
τ_2	N/mm ²	柱に生じるせん断応力度
S_{max2}	kN	柱に生じる最大せん断力
A_2'	cm ²	柱のせん断断面積
S_{s3}	kN	はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
w_{ss3}	kN/m ²	はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重
A	m ²	防護対策設備の面積
σ_{b3}	N/mm ²	はりに生じる曲げ応力度
M_{max3}	kN・m	はりの最大曲げモーメント
Z_3	mm ³	はりの断面係数
B_3	m	はりの荷重載荷幅
L_3	m	はりの部材長
τ_3	N/mm ²	はりに生じるせん断応力度
S_{max3}	kN	はりの最大せん断力
h_3	mm	はりのせん断負担幅
t_3	mm	はりの厚さ
σ_{b4}	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度
M_{max4}	kN・m	ベースプレート引張側の最大曲げモーメント
Z_4	mm ³	ベースプレートの断面係数
L_4	m	柱とアンカーボルト間の長さ

表 4-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-1（南側））の耐震評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
τ_4	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じるせん断応力度
S_{max4}	N	ベースプレート引張側の最大せん断力
t_4	mm	ベースプレートの厚さ
B_4	m	部材断面有効幅
$\sigma_{b4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度
$M_{max4'}$	N・mm/mm	ベースプレート押込側の最大曲げモーメント
M_{x4}	—	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数
W_4	N/mm ²	コンクリートの曲げ圧縮応力度
L_{x4}	mm	ベースプレートの版の短辺長
$\tau_{4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じるせん断応力度
$S_{max4'}$	N	ベースプレート押込側の最大せん断力
A_4	mm ²	押込側ベースプレートの断面積
T_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
T_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力
N	本	柱に取り付くアンカーボルトの総本数
x_i	m	偏心距離
$\sum n \cdot x_i^2$	m ²	2 次モーメントの合計値
Q_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
Q_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力
f_t	N/mm ²	短期許容引張応力度
f_b	N/mm ²	短期許容曲げ応力度
f_c	N/mm ²	短期許容圧縮応力度

4.2.2 評価対象部位

当該防護対策設備の評価対象部位は「2.2 構造の概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

基準地震動 S_s による地震動により当該防護対策設備に生じる慣性力及び風荷重は鋼板、はり、柱及びベースプレートに伝わり、ベースプレートを固定するアンカーボルトを介して取水槽躯体に伝達されることから、評価対象部位を鋼板、はり、柱、ベースプレート及びアンカーボルトとする。

評価対象部位を図 4-2 に示す。

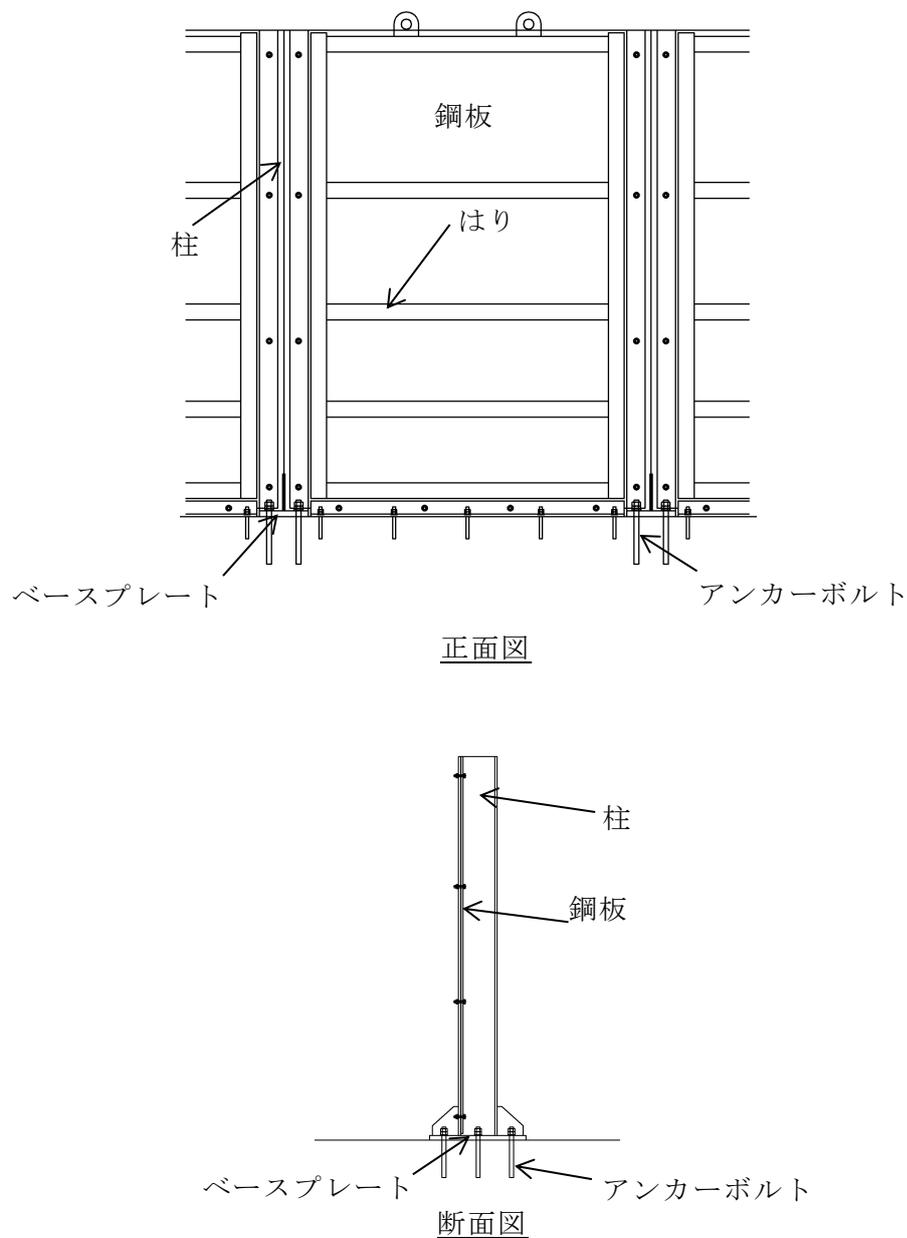


図 4-2 評価対象部位

4.2.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

当該防護対策設備の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + W + S_s$$

G : 固定荷重 (kN)

W : 風荷重 (kN)

S_s : 地震荷重 (kN)

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として当該防護対策設備の自重を考慮する。自重は「4.2.6 評価条件」に示す。

b. 風荷重 (W)

風速 30m/s 時の風荷重を考慮する。風荷重は、評価対象部位周辺の風圧力に当該部分の風の受圧面積を乗じた次式により算出する。風荷重の算定に用いる風圧力を表 4-6 に示す。

$$W = w \cdot A$$

W : 風荷重 (kN)

w : 風圧力 (kN/m²)

A : 風の受圧面積 (m²)

表 4-6 風圧力

風圧力 w (kN/m ²)	1.71
-------------------------------	------

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は，基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「4.1.4 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて，次式により算定する。

$$S_s = G \cdot k$$

S_s : 地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

4.2.4 許容限界

許容限界は，VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

当該防護対策設備を構成する鋼板，柱，はり，ベースプレート及びアンカーボルトの使用材料を表4-7に示す。

表4-7 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SS400	PL-9
柱	SS400	H-200×200×8×12
はり	SS400	L-65×65×8
ベースプレート	SS400	PL-28
アンカーボルト	SUS304	M20

(2) 許容限界

a. 鋼板，柱，はり，ベースプレート

鋼板，柱，はり，ベースプレートの許容応力度は，「S規準」を踏まえて表4-8の値とする。

表4-8 鋼板，柱，はり，ベースプレートの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
	引張	圧縮*	曲げ*	せん断
SS400	235	235	235	135

注記*：座屈による許容値の低減は不要。割増係数は1.5とした。

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえて表 4-9 の値とする。

なお、アンカーボルトが引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、評価部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 4-9 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN)	
	引張	せん断
SUS304 (M20)	63	8

4.2.5 評価方法

当該防護対策設備を構成する鋼板、柱、はり、ベースプレート及びアンカーボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼板

鋼板に生じる応力は、鋼板を単純支持のはりとして次式により算出し、鋼板の短期許容応力度以下であることを確認する。鋼板に作用する荷重の例を図4-3に示す。

- a. 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 S_{s1}

$$S_{s1} = G \cdot k_H$$

S_{s1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- b. 鋼板に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 w_{ss1}

$$w_{ss1} = S_{s1} / (B_1 \cdot H_1) + w$$

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

S_{s1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

B_1 : 支柱間隔 (m)

H_1 : 鋼板の高さ (m)

w : 風圧力 (kN/m²)

c. 鋼板に生じる曲げ応力度 σ_{b1}

$$\sigma_{b1} = (M_{\max1} \cdot 10^6) / Z_1$$

$$M_{\max1} = w_{ss1} \cdot B_{1'} \cdot L_1^2 / 8$$

σ_{b1} : 鋼板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max1}$: 鋼板に生じる最大曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼板の断面係数 (mm³)

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

$B_{1'}$: 鋼板の荷重載荷幅 (m)

L_1 : 鋼板の部材長 (m)

d. 鋼板に生じるせん断応力度 τ_1

$$\tau_1 = (S_{\max1} \cdot 10^3) / (h_1 \cdot t_1)$$

$$S_{\max1} = w_{ss1} \cdot B_{1'} \cdot L_1 / 2$$

τ_1 : 鋼板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max1}$: 鋼板に生じる最大せん断力 (kN)

h_1 : 鋼板のせん断負担幅 (mm)

t_1 : 鋼板の厚さ (mm)

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

$B_{1'}$: 鋼板の荷重載荷幅 (m)

L_1 : 鋼板の部材長 (m)

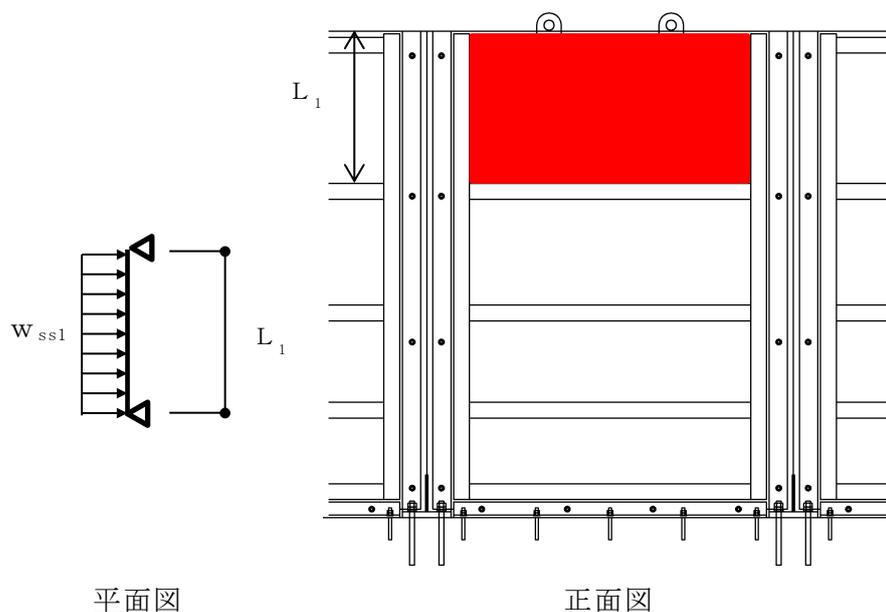


図 4-3 鋼板に作用する荷重の例

(2) 柱

柱に生じる応力は、床面を固定端とする片持ちはりとして次式により算出し、柱の短期許容応力度以下であることを確認する。

柱に作用する荷重の例を図 4-4 に示す。

a. 柱に作用する基準地震動 S_s による地震荷重

$$S_{s2} = G \cdot k_H$$

$$V_2 = G \cdot k_v$$

S_{s2} : 柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

V_2 : 柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN)

k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

b. 柱に作用する単位長さあたりの等分布荷重 w_{ss2}

$$w_{ss2} = (S_{s2} + W_2) / L_2$$

w_{ss2} : 柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m)

S_{s2} : 柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

W_2 : 柱に作用する風荷重 (kN)

L_2 : 柱全長 (m)

c. 柱に作用する水平方向の荷重 W_{ss2}

$$W_{ss2} = S_{s2} + W_2$$

W_{ss2} : 柱に作用する水平方向の荷重 (kN)

S_{s2} : 柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

W_2 : 柱に作用する風荷重 (kN)

d. 柱に生じる曲げ応力度 σ_{b2}

$$\sigma_{b2} = (M_{\max 2} \cdot 10^6) / (Z_2 \cdot 10^3)$$

$$M_{\max 2} = w_{ss2} \cdot L_2 \cdot L_{22}$$

σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max 2}$: 柱の最大曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : 柱の断面係数 (cm³)

w_{ss2} : 柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 柱全長 (m)

L_{22} : 柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重を集中荷重にした時の作用位置 (m)

e. 柱に生じる圧縮応力度 σ_{c2}

$$\sigma_{c2} = (V_{\max 2} \cdot 10^3) / (A_2 \cdot 10^2)$$

$$V_{\max 2} = V_2 + G$$

σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

$V_{\max 2}$: 柱の最大鉛直荷重 (kN)

A_2 : 柱の断面積 (cm²)

V_2 : 柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

f. 柱に生じるせん断応力度 τ_2

$$\tau_2 = (S_{\max 2} \cdot 10^3) / (A_2' \cdot 10^2)$$

$$S_{\max 2} = W_{ss2}$$

τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 2}$: 柱に生じる最大せん断力 (kN)

A_2' : 柱のせん断断面積 (cm²)

W_{ss2} : 柱に作用する水平方向の荷重 (kN)

柱に生じる曲げ応力度とせん断応力度及び圧縮応力度から，組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度と圧縮応力度

$$\sigma_{b2}/f_b + \sigma_{c2}/f_c \leq 1$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- f_b : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- f_c : 短期許容圧縮応力度 (N/mm²)

② 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b2}^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

③ 曲げ応力度，圧縮応力度，せん断応力度（慣性力上向きの場合）

$$\sqrt{(\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

④ 曲げ応力度，圧縮応力度，せん断応力度（慣性力が下向きの場合）

$$\sqrt{(\sigma_{b2} - \sigma_c)^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

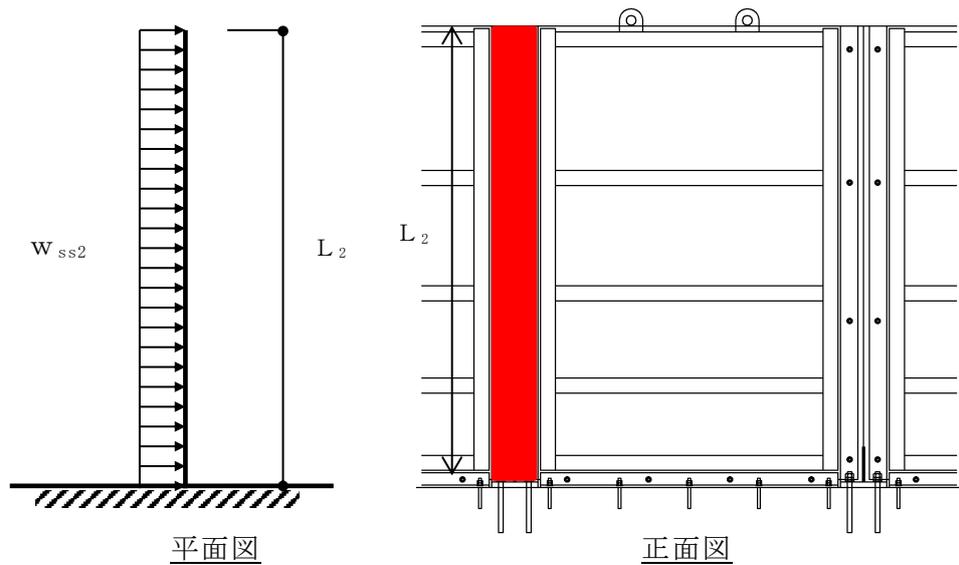


図 4-4 柱に作用する荷重の例

(3) はり

はりに生じる応力は、はりを単純支持のはりとして次式により算出し、はりの短期許容応力度以下であることを確認する。はりに作用する荷重の例を図 4-5 に示す。

a. はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 S_{s3}

$$S_{s3} = G \cdot k_H$$

S_{s3} : はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

G : 防護対策設備の自重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

b. はりに作用する単位長さあたりの等分布荷重 w_{ss3}

$$w_{ss3} = S_{s3} / A + w$$

w_{ss3} : はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

S_{s3} : はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN)

A : 防護対策設備の面積 (m²)

w : 風圧力 (kN/m²)

c. はりに生じる曲げ応力度 σ_{b3}

$$\sigma_{b3} = (M_{\max3} \cdot 10^6) / Z_3$$

$$M_{\max3} = w_{ss3} \cdot B_3 \cdot L_3^2 / 8$$

σ_{b3} : はりに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max3}$: はりの最大曲げモーメント (kN・m)

Z_3 : はりの断面係数 (mm³)

w_{ss3} : はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

B_3 : はりの荷重載荷幅 (m)

L_3 : はりの部材長 (m)

d. はりに生じるせん断応力度 τ_3

$$\tau_3 = (S_{\max3} \cdot 10^3) / (h_3 \cdot t_3)$$

$$S_{\max3} = w_{ss3} \cdot B_3 \cdot L_3 / 2$$

τ_3 : はりに生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max3}$: はりの最大せん断力 (kN)

h_3 : はりのせん断負担幅 (mm)

t_3 : はりの厚さ (mm)

w_{ss3} : はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

B_3 : はりの荷重載荷幅 (m)

L_3 : はりの部材長 (m)

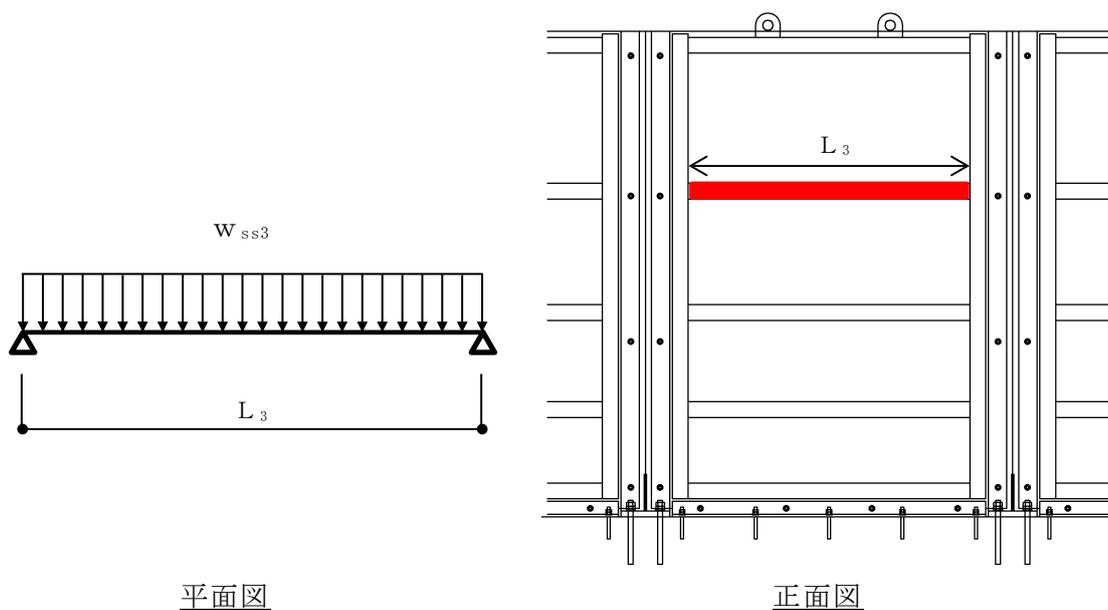


図 4-5 はりに作用する荷重の例

(4) ベースプレート

ベースプレートに生じる応力は、ベースプレートを片持ち梁として次式により算出し、ベースプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。ベースプレートに作用する荷重の例を図 4-6 に示す。

a. ベースプレートに生じる曲げ応力度（引張側） σ_{b4}

$$\sigma_{b4} = (M_{\max4} \cdot 10^6) / Z_4$$

$$M_{\max4} = T_5 \cdot L_4$$

σ_{b4} : ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max4}$: ベースプレート引張側の最大曲げモーメント (kN・m)

Z_4 : ベースプレートの断面係数 (mm³)

T_5 : アンカーボルト 1 本あたりの引張力 (kN)

L_4 : 柱とアンカーボルト間の長さ (m)

b. ベースプレートに生じるせん断応力度（引張側） τ_4

$$\tau_4 = S_{\max4} / (t_4 \cdot B_4 \cdot 10^3)$$

$$S_{\max4} = T_5 \cdot 10^3$$

τ_4 : ベースプレート引張側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max4}$: ベースプレート引張側の最大せん断力 (N)

t_4 : ベースプレートの厚さ (mm)

B_4 : 部材断面有効幅 (m)

T_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

ベースプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S 規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b4}^2 + 3\tau_4^2} \leq ft$$

σ_{b4} : ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_4 : ベースプレート引張側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

c. ベースプレートに生じる曲げ応力度（押込側） $\sigma_{b4'}$

$$\sigma_{b4'} = (6 \cdot M_{\max4'}) / t_4^2$$

$$M_{\max4'} = M_{x4} \cdot W_4 \cdot L_{x4}^2$$

$\sigma_{b4'}$: ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max4'}$: ベースプレート押込側の最大曲げモーメント (N・mm/mm)

t_4 : ベースプレートの厚さ (mm)

M_{x4} : 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数

W_4 : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

L_{x4} : ベースプレートの版の短辺長 (mm)

d. ベースプレートに生じるせん断応力度（押込側） $\tau_{4'}$

$$\tau_{4'} = S_{\max4'} / (t_4 \cdot B_4 \cdot 10^3)$$

$$S_{\max4'} = W_4 \cdot A_4$$

$\tau_{4'}$: ベースプレート押込側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max4'}$: ベースプレート押込側の最大せん断力 (N)

t_4 : ベースプレートの厚さ (mm)

B_4 : 部材断面有効幅 (m)

W_4 : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

A_4 : 押込側ベースプレートの断面積 (mm²)

ベースプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b4'}^2 + 3\tau_{4'}^2} \leq ft$$

$\sigma_{b4'}$: ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$\tau_{4'}$: ベースプレート押込側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

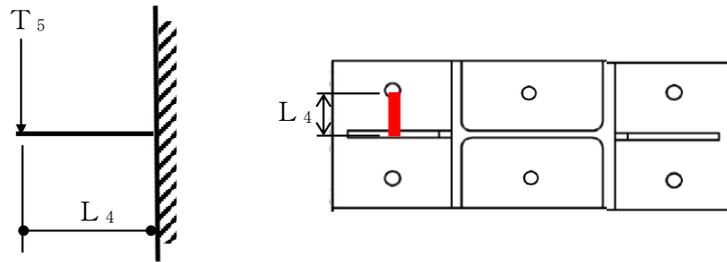


図 4-6 ベースプレートに作用する荷重の例

(5) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力又はせん断力を「各種合成構造設計指針」に基づき算定し，アンカーボルトの許容限界を下回ることを確認する。アンカーボルトに生じる荷重の例を図 4-7 に示す。

$$(T_5 / T_a)^2 + (Q_5 / Q_a)^2 \leq 1$$

$$T_5 = V_{\max 2} / N + M_{\max 2} \cdot x_i / \sum n \cdot x_i^2$$

$$T_5 / T_a \leq 1.0$$

$V_{\max 2}$: 柱の最大鉛直荷重 (kN)

N : 柱に取り付くアンカーボルトの総本数 (本)

$M_{\max 2}$: 柱の最大曲げモーメント (kN・m)

x_i : 偏心距離 (m)

$\sum n \cdot x_i^2$: 2 次モーメントの合計値 (m²)

T_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_5 = S_{\max 2} / N$$

$$Q_5 / Q_a \leq 1.0$$

$S_{\max 2}$: 柱に生じる最大せん断力 (kN)

Q_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

Q_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

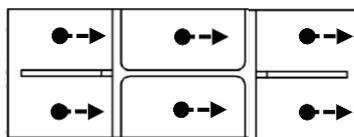


図 4-7 アンカーボルトに生じる荷重の例

4.2.6 評価条件

「4.2.5 評価方法」に用いる入力値を表4-10に示す。

表4-10 耐震評価に用いる入力値 (1/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度	1.8
	k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度	0.9
	G	kN	防護対策設備の自重	4.5
	w	kN/m ²	風圧力	1.71
鋼板	S_{s1}	kN	鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	8.1
	w_{ss1}	kN/m ²	鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重	4.41
	B_1	m	支柱間隔	1.5
	H_1	m	鋼板の高さ	2.0
	σ_{b1}	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度	14.81
	M_{max1}	kN・m	鋼板に生じる最大曲げモーメント	0.2
	Z_1	mm ³	鋼板の断面係数	1.35×10^4
	$B_{1'}$	m	鋼板の荷重載荷幅	1.0
	L_1	m	鋼板の部材長	0.6
	τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度	0.15
	S_{max1}	kN	鋼板に生じる最大せん断力	1.32
	h_1	mm	鋼板のせん断負担幅	1000
t_1	mm	鋼板の厚さ	9.0	
柱	S_{s2}	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	8.1
	V_2	kN	柱に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重	4.05
	w_{ss2}	kN/m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重	6.62
	W_2	kN	柱に作用する風荷重	5.14
	L_2	m	柱全長	2.0
	W_{ss2}	kN	柱に作用する水平方向の荷重	13.24
	σ_{b2}	N/mm ²	柱に生じる曲げ応力度	28.1
	M_{max2}	kN・m	柱の最大曲げモーメント	13.24

表 4-10 耐震評価に用いる入力値 (2/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
柱	Z_2	cm^3	柱の断面係数	472
	L_{22}	m	柱に作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重を集中荷重にした時の作用位置	1.0
	σ_{e2}	N/mm^2	柱に生じる圧縮応力度	1.4
	$V_{\max 2}$	kN	柱の最大鉛直荷重	8.55
	A_2	cm^2	柱の断面積	63.5
	τ_2	N/mm^2	柱に生じるせん断応力度	9.41
	$S_{\max 2}$	kN	柱に生じる最大せん断力	13.24
	$A_{2'}$	cm^2	柱のせん断断面積	14.08
はり	S_{s3}	kN	はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	8.1
	w_{ss3}	kN/m^2	はりに作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重	4.41
	A	m^2	防護対策設備の面積	3.0
	σ_{b3}	N/mm^2	はりに生じる曲げ応力度	64.07
	$M_{\max 3}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	はりの最大曲げモーメント	0.51
	Z_3	mm^3	はりの断面係数	7960
	B_3	m	はりの荷重載荷幅	0.55
	L_3	m	はりの部材長	1.3
	τ_3	N/mm^2	はりに生じるせん断応力度	0.32
	$S_{\max 3}$	kN	はりの最大せん断力	1.58
	h_3	mm	はりのせん断負担幅	550
	t_3	mm	はりの厚さ	9
ベースプレート	σ_{b4}	N/mm^2	ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度	85.59
	$M_{\max 4}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	ベースプレート引張側の最大曲げモーメント	1.01
	Z_4	mm^3	ベースプレートの断面係数	1.18×10^4
	L_4	m	柱とアンカーボルト間の長さ	0.04
	τ_4	N/mm^2	ベースプレート引張側に生じるせん断応力度	10.00
	$S_{\max 4}$	N	ベースプレート引張側の最大せん断力	25190
	t_4	mm	ベースプレートの厚さ	28
	B_4	m	部材断面有効幅	0.09
$\sigma_{b4'}$	N/mm^2	ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度	92.68	

表 4-10 耐震評価に用いる入力値 (3/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
ベースプレート	$M_{max4'}$	N・mm/mm	ベースプレート押込側の最大曲げモーメント	12110
	M_{x4}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.300
	W_4	N/mm ²	コンクリートの曲げ圧縮応力度	4.38
	L_{x4}	mm	ベースプレートの版の短辺長	96
	$\tau_{4'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じるせん断応力度	16.69
	$S_{max4'}$	N	ベースプレート押込側の最大せん断力	42048
	A_4	mm ²	押込側ベースプレートの断面積	9600
アンカーボルト	T_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	25.19
	T_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	63
	N	本	柱に取り付くアンカーボルトの総本数	6
	x_i	m	偏心距離	0.140
	$\sum n \cdot x_i^2$	m ²	2 次モーメントの合計値	0.078
	Q_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	2.21
	Q_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	8

5. 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）

5.1 固有振動数及び設計用地震力

5.1.1 固有振動数の算出方法

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

(1) 解析モデルの設定

当該防護対策設備は、鋼板、はり及び柱の組合せにより剛な断面を有しているとともに、アンカーボルトにて躯体に固定する構造であることから、当該防護対策設備の鋼板を四辺固定の長方形板に、柱を片側固定-片側自由はりに、はりを両端ピンはりに単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、柱及びはりの全長とする。図 5-1 に解析モデル図を示す。

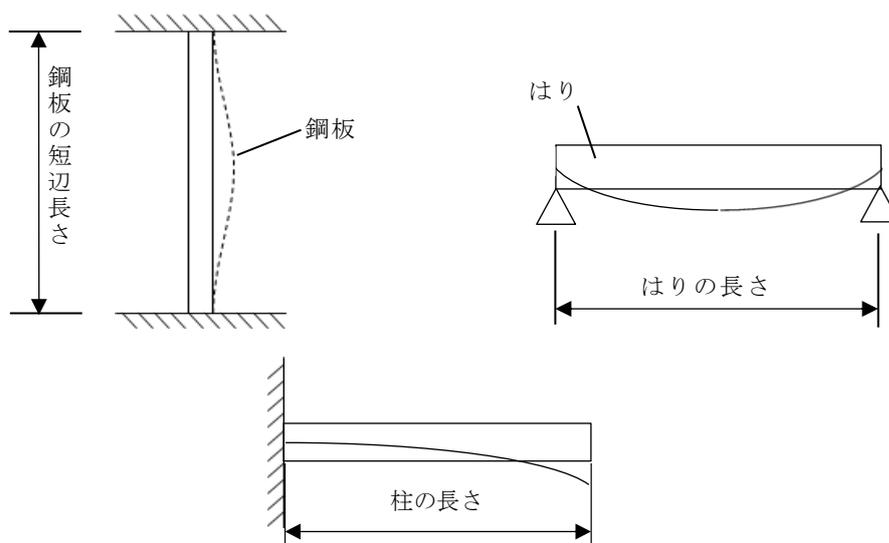


図 5-1 固有値解析モデル

(2) 記号の説明

当該防護対策設備の固有振動数算出に用いる記号を表 5-1 に示す。

表 5-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防護対策設備の 1 次固有振動数
λ	—	定数
h	m	モデル化に用いる鋼板の厚さ
a	m	モデル化に用いる鋼板の短辺長さ
E	N/m ²	ヤング係数
ν	—	ポアソン比
ρ	kg/m ³	材料の密度
L	mm	モデル化に用いる架構の長さ
I	m ⁴	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

(3) 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「構造力学公式集」に基づき以下の式より算出する。

- a. 四辺固定の長方形板モデル（鋼板をモデル化）

$$f = \frac{\lambda \pi h}{4a^2} \sqrt{\frac{E}{3(1-\nu^2)\rho}}$$

- b. 片側固定-片側自由はりモデル（柱をモデル化）

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

- c. 両端ピンはりモデル（はりをモデル化）

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

5.1.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 5-2 に示す。

表 5-2(1) 固有振動数の計算条件 (鋼板)

項目	記号	単位	数値
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	2.73
モデル化に用いる鋼板の長さ	a	m	1.14
モデル化に用いる鋼板の厚さ	h	m	0.012
ポアソン比	ν	—	0.3
材料の密度	ρ	kg/m ³	7.85×10 ³

表 5-2(2) 固有振動数の計算条件 (柱及びはり)

項目	記号	単位	数値	
			柱	はり
モデル化に用いる柱及びはりの長さ	L	m	2.0	0.79
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	1.8751	—
断面二次モーメント	I	m ⁴	39,800×10 ⁻⁸	29.4×10 ⁻⁸
質量分布	m	kg/m	915.09	425.43

5.1.3 固有振動数の算出結果

固有振動数の算出結果を表 5-3 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造であることを確認した。

表 5-3 固有振動数

扉名称	対象部位	固有振動数 (Hz)
取水槽海水ポンプエリア 防護対策設備 (区間-2)	鋼板	61.23
	柱	41.77
	はり	29.96

5.1.4 設計用地震力

基準地震動 S_s による設計用地震力は、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された当該防護対策設備設置床の最大応答加速度から設計震度を設定する。

当該防護対策設備の設計震度を表 5-4 に示す。

表 5-4 設計震度

構造物	設置場所	基準地震動 S_s の設計震度	
		水平 k_H	鉛直 k_V
取水槽	海水ポンプエリア	1.8	0.9

5.2 耐震評価方法

当該防護対策設備の原子炉補機海水ポンプ，原子炉補機海水系配管，取水槽水位計等に対する波及的影響の評価はVI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2 構造の概要」に示す防護対策設備の構造を踏まえ，「5.2.2 評価対象部位」にて設定する評価部位において，「5.1 固有振動数及び設計用地震力」で算定した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを，「5.2.5 評価方法」に示す方法にて確認する。

5.2.1 記号の説明

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）の評価に用いる記号を表5-5に示す。

表5-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）の耐震評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
G_1	kN/m^2	鋼板の単位面積あたりの自重
S_{s1}	kN/m^2	鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
w_{ss1}	kN/m^2	鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重
σ_{b1}	N/mm^2	鋼板に生じる曲げ応力度
$M_{\max1}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	鋼板に生じる最大曲げモーメント
Z_1	cm^3	鋼板の断面係数
L_1	m	鋼板の部材長
τ_1	N/mm^2	鋼板に生じるせん断応力度
$S_{\max1}$	kN	鋼板に生じる最大せん断力
A_1	m^2	鋼板の断面積
σ_{b2}	N/mm^2	柱に生じる最大曲げ応力度
$M_{\max2}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	柱の最大曲げモーメント
Z_2	cm^3	柱の断面係数
σ_{c2}	N/mm^2	柱に生じる圧縮応力度
$V_{\max2}$	kN	柱の最大鉛直荷重
A_2	cm^2	柱の断面積

表 5-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）の
耐震評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
τ_2	N/mm ²	柱に生じるせん断応力度
S_{max2}	kN	柱に生じる最大せん断力
$A_{2'}$	cm ²	柱のせん断断面積
S_{s3}	kN/m	はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
h_3	m	はりの荷重分担高さ
G_3	kN/m	はりの自重
w_{ss3}	kN/m	はりに作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重
σ_{b3}	N/mm ²	はりに生じる曲げ応力度
M_{max3}	kN・m	はりの最大曲げモーメント
Z_3	cm ³	はりの断面係数
L_3	m	はりの部材長
τ_3	N/mm ²	はりに生じるせん断応力度
S_{max3}	kN	はりの最大せん断力
A_3	cm ²	はりの断面積
S_{s4}	kN	架構に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重
G_4	kN	架構の固定荷重
σ_4	N/mm ²	架構に生じる曲げ応力度
M_{max4}	N・m	架構の最大曲げモーメント
Z_4	mm ³	架構の断面係数
L_4	mm	架構の支持スパン
σ_{b5}	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度
M_{max5}	kN・m	ベースプレート引張側の最大曲げモーメント
Z_5	mm ³	ベースプレートの断面係数
L_5	m	柱とアンカーボルト間の長さ
τ_5	N/mm ²	ベースプレート引張側に生じるせん断応力度
S_{max5}	N	ベースプレート引張側の最大せん断力
t_5	mm	ベースプレートの厚さ
B_5	m	部材断面有効幅
$\sigma_{b5'}$	N/mm ²	ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度
$M_{max5'}$	N・mm/mm	ベースプレート押込側の最大曲げモーメント
M_{x5}	—	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数

表 5-5 取水槽海水ポンプエリア防護対策設備（区間-2）の
耐震評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
W_5	N/mm^2	コンクリートの曲げ圧縮応力度
L_{x5}	mm	ベースプレートの版の短辺長
$\tau_{5'}$	N/mm^2	ベースプレート押込側に生じるせん断応力度
$S_{max5'}$	N/mm	ベースプレート押込側の最大せん断力
$M_{x5'}$	—	等分布荷重によるせん断応力算定用の係数
V_{max6}	kN	柱に発生する最大鉛直荷重
N	本	柱に取り付くアンカーボルトの総本数
M_{max6}	$kN \cdot m$	柱に発生する最大曲げモーメント
L_6	m	アンカーボルト距離
n_6	本	アンカーボルトの本数
T_6	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
Q_6	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
T_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力
Q_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力
f_t	N/mm^2	短期許容引張応力度
f_b	N/mm^2	短期許容曲げ応力度
f_c	N/mm^2	短期許容圧縮応力度

5.2.2 評価対象部位

当該防護対策設備の評価対象部位は「2.2 構造の概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

基準地震動 S_s による地震力により当該防護対策設備に生じる慣性力及び風荷重は鋼板、柱、はり、架構及びベースプレートに伝わり、ベースプレートを固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、評価対象部位を鋼板、はり、柱、架構、ベースプレート及びアンカーボルトとする。

評価対象部位を図 5-2 に示す。

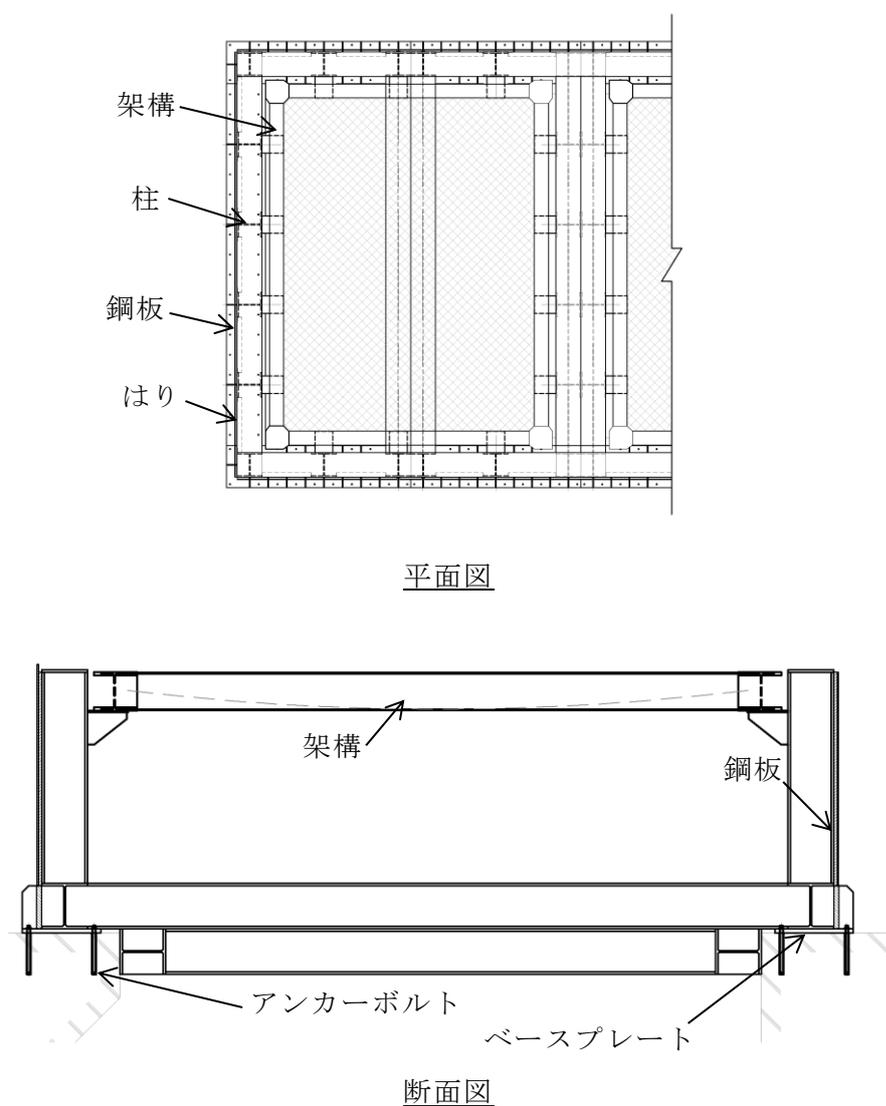


図 5-2 評価対象部位

5.2.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

当該防護対策設備の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + W + S_s + F$$

G : 固定荷重 (kN)

W : 風荷重 (kN)

S_s : 地震荷重 (kN)

F : 積雪荷重 (kN)

(取水槽海水ポンプエリア (区間-2) については、柱上部のブラケット部をモデル化し、竜巻防護ネット上の積雪荷重を考慮する。)

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として当該防護対策設備の自重を考慮する。自重は「5.2.6 評価条件」に示す。

b. 風荷重 (W)

風速 30m/s 時の風荷重を考慮する。風荷重は、評価対象部位周辺の風圧力に当該部分の風の受圧面積を乗じた次式により算出する。風荷重の算定に用いる風圧力を表 5-6 に示す。

$$W = w \cdot A$$

W : 風荷重 (kN)

w : 風圧力 (kN/m²)

A : 風の受圧面積 (m²)

表 5-6 風圧力

風圧力 w (kN/m ²)	1.71
-------------------------------	------

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「5.1.4 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて、次式により算定する。

$$S_s = G \cdot k$$

S_s : 地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

なお、水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位の評価は、水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして評価する。

d. 積雪荷重 (F)

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って考慮することとし、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0cm とする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則」により、積雪深 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

5.2.4 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

当該防護対策設備を構成する鋼板，柱，はり，架構，ベースプレート及びアンカーボルトの使用材料を表 5-7 に示す。

表 5-7 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SS400	PL-24
柱	SS400	H-350×350×12×19
はり	SS400	L-65×65×6
架構	SS400	H-294×200×8×12
ベースプレート	SS400	PL-32
アンカーボルト	SD295	D25

(2) 許容限界

a. 鋼板，柱，はり，架構，ベースプレート

鋼板，柱，はり，架構，ベースプレートの許容応力度は、「S 規準」を踏まえて表 5-8 の値とする。

表 5-8 鋼板，柱，はり，架構，ベースプレートの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
	引張	圧縮*	曲げ*	せん断
SS400	235	235	235	135

注記*：座屈による許容値の低減は不要。割増係数は 1.5 とした。

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえて表 5-9 の値とする。

なお、アンカーボルトが引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、評価部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 5-9 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN)	
	引張	せん断
SD295 (D25)	67	35

5.2.5 評価方法

当該防護対策設備を構成する鋼板、はり、柱、架構、ベースプレート及びアンカーボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼板

鋼板に生じる応力は、鋼板を単純支持のはりとして次式により算出し、鋼板の短期許容応力度以下であることを確認する。鋼板に作用する荷重の例を図 5-3 に示す。

a. 鋼板に作用する基準地震動 S_s による地震荷重 S_{s1}

$$S_{s1} = G_1 \cdot k_H$$

S_{s1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN/m²)

G_1 : 鋼板の単位面積あたりの自重 (kN/m²)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

b. 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 w_{ss1}

$$w_{ss1} = S_{s1} + w$$

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

S_{s1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN/m²)

w : 風圧力 (kN/m²)

c. 鋼板に生じる曲げ応力度 σ_{b1}

$$\sigma_{b1} = (M_{\max1} \cdot 10^6) / (Z_1 \cdot 10^3)$$

$$M_{\max1} = w_{ss1} \cdot L_1^2 / 8$$

σ_{b1} : 鋼板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max1}$: 鋼板に生じる最大曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼板の断面係数 (cm³)

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

L_1 : 鋼板の部材長 (m)

d. 鋼板に生じるせん断応力度 τ_1

$$\tau_1 = (S_{\max 1} \cdot 10^3) / (A_1 \cdot 10^6)$$

$$S_{\max 1} = w_{ss1} \cdot L_1 / 2$$

τ_1 : 鋼板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 1}$: 鋼板の最大せん断力 (kN)

A_1 : 鋼板の断面積 (m²)

w_{ss1} : 鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

L_1 : 鋼板の部材長 (m)

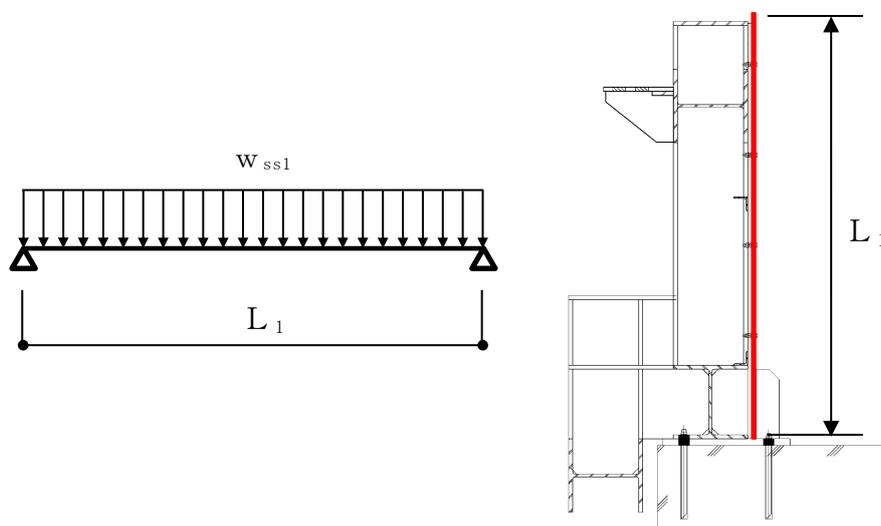


図 5-3 鋼板に作用する荷重の例

(2) 柱

柱に生じる応力は、フレーム解析 (FRAME (面内)) により算出し、柱の短期許容応力度以下であることを確認する。

柱に作用する荷重の例を図 5-4 に示す。

a. 柱に生じる曲げ応力度 σ_{b2}

$$\sigma_{b2} = (M_{\max 2} \cdot 10^6) / (Z_2 \cdot 10^3)$$

σ_{b2} : 柱に生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max 2}$: 柱の最大曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : 柱の断面係数 (cm³)

b. 柱に生じる圧縮応力度 σ_{c2}

$$\sigma_{c2} = (V_{\max 2} \cdot 10^3) / (A_2 \cdot 10^2)$$

σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

$V_{\max 2}$: 柱の最大鉛直荷重 (kN)

A_2 : 柱の断面積 (cm²)

c. 柱に生じるせん断応力度 τ_2

$$\tau_2 = (S_{\max 2} \cdot 10^3) / (A_{2'} \cdot 10^2)$$

τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 2}$: 柱に生じる最大せん断力 (kN)

$A_{2'}$: 柱のせん断断面積 (cm²)

柱に生じる曲げ応力度とせん断応力度及び圧縮応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度と圧縮応力度

$$\sigma_{b2}/fb + \sigma_{c2}/fc \leq 1$$

σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

f_c : 短期許容圧縮応力度 (N/mm²)

② 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b2}^2 + 3\tau_2^2} \leq ft$$

σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

③ 曲げ応力度，圧縮応力度，せん断応力度（慣性力上向きの場合）

$$\sqrt{(\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

④ 曲げ応力度，圧縮応力度，せん断応力度（慣性力が下向きの場合）

$$\sqrt{(\sigma_{b2} - \sigma_c)^2 + 3\tau_2^2} \leq f_t$$

- σ_{b2} : 柱に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- σ_{c2} : 柱に生じる圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_2 : 柱に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

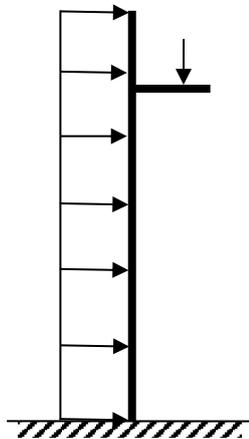


図 5-4 柱に作用する荷重の例

(3) はり

はりに生じる応力は，はりを単純支持のはりとして次式により算出し，はりの短期許容応力度以下であることを確認する。はりに作用する荷重の例を図 5-5 に示す。

- a. はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 S_{s3}

$$S_{s3} = (G_1 \cdot h_3 + G_3) \cdot k_H$$

S_{s3} : はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN/m)

G_1 : 鋼板の単位面積あたりの自重 (kN/m²)

h_3 : はりの荷重分担高さ (m)

G_3 : はりの自重 (kN/m)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- b. はりに作用する単位長さあたりの等分布荷重 w_{ss3}

$$w_{ss3} = S_{s3} + w \cdot h_3$$

w_{ss3} : はりに作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m)

S_{s3} : はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重 (kN/m)

w : 風圧力 (kN/m²)

h_3 : はりの荷重分担高さ (m)

- c. はりに生じる曲げ応力度 σ_{b3}

$$\sigma_{b3} = (M_{\max3} \cdot 10^6) / (Z_3 \cdot 10^3)$$

$$M_{\max3} = w_{ss3} \cdot L_3^2 / 8$$

σ_{b3} : はりに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max3}$: はりの最大曲げモーメント (kN・m)

Z_3 : はりの断面係数 (cm³)

w_{ss3} : はりに作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m)

L_3 : はりの部材長 (m)

d. はりに生じるせん断応力度 τ_3

$$\tau_3 = (S_{\max 3} \cdot 10^3) / (A_3 \cdot 10^2)$$

$$S_{\max 3} = w_{ss3} \cdot L_3 / 2$$

τ_3 : はりに生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 3}$: はりの最大せん断力 (kN)

A_3 : はりの断面積 (cm²)

w_{ss3} : はりに作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重 (kN/m²)

L_3 : はりの部材長 (m)

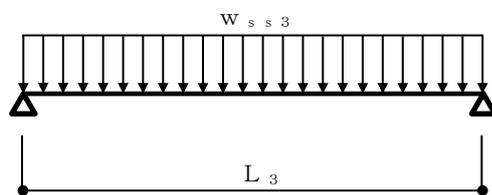


図 5-5 はりに作用する荷重の例

(4) 架構

架構に生じる応力は、架構を単純支持のはりとして次式により算出し、架構の短期許容応力度以下であることを確認する。架構に作用する荷重の例を図 5-6 に示す。

a. 架構に作用する基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_{s4}

$$S_{s4} = G_4 \cdot k_H$$

S_{s4} : 架構に作用する基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)

G_4 : 架構の固定荷重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

b. 架構に生じる曲げ応力度 σ_4

$$\sigma_4 = (M_{\max 4} \cdot 10^{-3}) / Z_4$$

$$M_{\max 4} = (S_{s4} \cdot L_4 \cdot 10^{-3}) / 4$$

σ_4 : 架構に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max 4}$: 架構の最大曲げモーメント (kN・m)

Z_4 : 架構の断面係数 (mm³)

S_{s4} : 架構に作用する基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)

L_4 : 架構の支持スパン (mm)

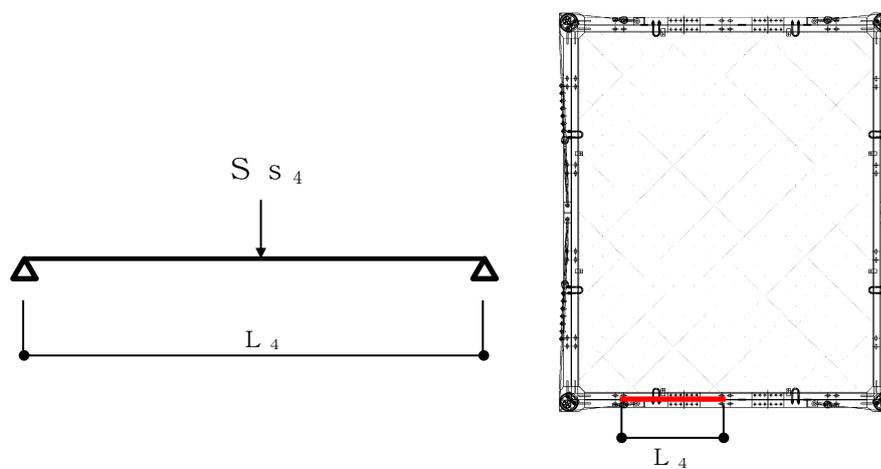


図 5-6 架構に作用する荷重の例

(5) ベースプレート

ベースプレートに生じる応力は、ベースプレートを片持ち梁として次式により算出し、ベースプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。ベースプレートに作用する荷重の例を図 5-7 に示す。

a. ベースプレートに生じる曲げ応力度 (引張側) σ_{b5}

$$\sigma_{b5} = (M_{\max 5} \cdot 10^3) / Z_5$$

$$M_{\max 5} = T_6 \cdot L_5 \cdot 10^3$$

σ_{b5} : ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max 5}$: ベースプレート引張側の最大曲げモーメント (N・m)

Z_5 : ベースプレートの断面係数 (mm³)

T_6 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

L_5 : 柱とアンカーボルト間の長さ (m)

b. ベースプレートに生じるせん断応力度（引張側） τ_5

$$\tau_5 = S_{\max 5} / (t_5 \cdot B_5 \cdot 10^3)$$

$$S_{\max 5} = T_6 \cdot 10^3$$

τ_5 : ベースプレート引張側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 5}$: ベースプレート引張側の最大せん断力 (N)

t_5 : ベースプレートの厚さ (mm)

B_5 : 部材断面有効幅 (m)

T_6 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

ベースプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S 規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b5}^2 + 3\tau_5^2} \leq f_t$$

σ_{b5} : ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_5 : ベースプレート引張側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

c. ベースプレートに生じる曲げ応力度（押込側） σ_{b5}'

$$\sigma_{b5}' = (6 \cdot M_{\max 5}') / t_5^2$$

$$M_{\max 5}' = M_{x5} \cdot W_5 \cdot L_{x5}^2$$

σ_{b5}' : ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{\max 5}'$: ベースプレート押込側の最大曲げモーメント (N・mm/mm)

t_5 : ベースプレートの厚さ (mm)

M_{x5} : 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数

W_5 : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

L_{x5} : ベースプレートの版の短辺長 (mm)

d. ベースプレートに生じるせん断応力度（押込側） $\tau_{5'}$

$$\tau_{5'} = S_{\max 5'} / t_5$$

$$S_{\max 5'} = M_{x 5'} \cdot W_5 \cdot L_{x 5}$$

$\tau_{5'}$: ベースプレート押込側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$S_{\max 5'}$: ベースプレート押込側の最大せん断力 (N/mm)

t_5 : ベースプレートの厚さ (mm)

$M_{x 5'}$: 等分布荷重によるせん断応力算定用の係数

W_5 : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$L_{x 5}$: ベースプレートの版の短辺長 (mm)

ベースプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

① 曲げ応力度とせん断応力度

$$\sqrt{\sigma_{b5'}^2 + 3\tau_{5'}^2} \leq f_t$$

$\sigma_{b5'}$: ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

$\tau_{5'}$: ベースプレート押込側に生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_t : 短期許容引張応力度 (N/mm²)

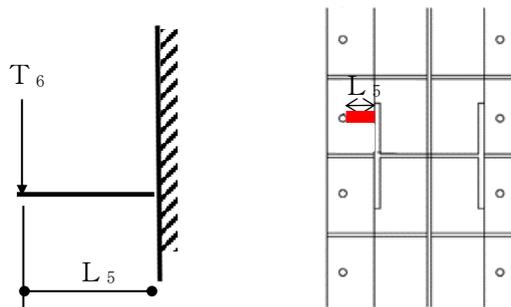


図 5-7 ベースプレートに作用する荷重の例

(6) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力又はせん断力を「各種合成構造設計指針」に基づき算定し、アンカーボルトの許容限界を下回ることを確認する。アンカーボルトに作用する荷重の例を図 5-8 に示す。

$$(T_6 / T_a)^2 + (Q_6 / Q_a)^2 \leq 1$$

$$T_6 = V_{\max 6} / N - M_{\max 6} / (L_6 \cdot n_6)$$

$$T_6 / T_a \leq 1.0$$

$V_{\max 6}$: 柱に発生する最大鉛直荷重 (kN)

N : 柱に取り付くアンカーボルトの総本数 (本)

$M_{\max 6}$: 柱に発生する最大曲げモーメント (kN・m)

L_6 : アンカーボルト距離 (m)

n_6 : アンカーボルトの本数 (本)

T_6 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_6 = S_{\max 2} / N$$

$$Q_6 / Q_a \leq 1.0$$

$S_{\max 2}$: 柱に発生する最大せん断力 (kN)

Q_6 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

Q_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

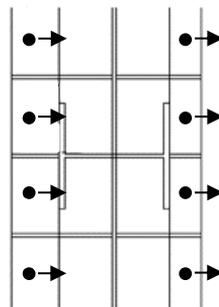


図 5-8 アンカーボルトに生じる荷重の例

5.2.6 評価条件

「5.2.5 評価方法」に用いる入力値を表5-10に示す。

表5-10 耐震評価に用いる入力値 (1/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度	1.8
鋼板	G_1	kN/m^2	鋼板の単位面積あたりの自重	2.772
	S_{s1}	kN/m^2	鋼板に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	4.99
	w_{ss1}	kN/m^2	鋼板に作用する単位面積あたりの水平方向の等分布荷重	6.7
	σ_{b1}	N/mm^2	鋼板に生じる曲げ応力度	11.4
	M_{max1}	$kN \cdot m$	鋼板に生じる最大曲げモーメント	1.09
	Z_1	cm^3	鋼板の断面係数	96
	L_1	m	鋼板の部材長	1.14
	τ_1	N/mm^2	鋼板に生じるせん断応力度	0.16
	S_{max1}	kN	鋼板に生じる最大せん断力	3.82
	A_1	m^2	鋼板の断面積	0.024
柱	σ_{b2}	N/mm^2	柱に生じる最大曲げ応力度	24.0
	M_{max2}	$kN \cdot m$	柱の最大曲げモーメント	54.71
	Z_2	cm^3	柱の断面係数	2280
	σ_{c2}	N/mm^2	柱に生じる圧縮応力度	2.2
	V_{max2}	kN	柱の最大鉛直荷重	37.77
	A_2	cm^2	柱の断面積	171.9
	τ_2	N/mm^2	柱に生じるせん断応力度	10.52
	S_{max2}	kN	柱に生じる最大せん断力	39.38
$A_{2'}$	cm^2	柱のせん断断面積	37.44	
はり	S_{s3}	kN/m	はりに作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	2.74
	h_3	m	はりの荷重分担高さ	0.53
	G_3	kN/m	はりの自重	5.80×10^{-2}
	w_{ss3}	kN/m	はりに作用する単位長さあたりの水平方向の等分布荷重	3.65
	σ_{b3}	N/mm^2	はりに生じる曲げ応力度	44.7
	M_{max3}	$kN \cdot m$	はりの最大曲げモーメント	0.28

表 5-10 耐震評価に用いる入力値 (2/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
はり	Z_3	cm^3	はりの断面係数	6.26
	L_3	m	はりの部材長	0.79
	τ_3	N/mm^2	はりに生じるせん断応力度	4.1
	$S_{\max 3}$	kN	はりの最大せん断力	1.44
	A_3	cm^2	はりの断面積	3.54
架構	S_{s4}	kN	架構に作用する基準地震動 S_s による水平方向の設計地震荷重	3.76
	G_4	kN	架構の固定荷重	2.089
	σ_4	N/mm^2	架構に生じる曲げ応力度	8.19
	$M_{\max 4}$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	架構の最大曲げモーメント	1.31
	Z_4	mm^3	架構の断面係数	1.60×10^5
	L_4	mm	架構の支持スパン	1390
ベースプレート	σ_{b5}	N/mm^2	ベースプレート引張側に生じる曲げ応力度	147.8
	$M_{\max 5}$	$\text{N} \cdot \text{m}$	ベースプレート引張側の最大曲げモーメント	2527
	Z_5	mm^3	ベースプレートの断面係数	17.1×10^3
	L_5	m	柱とアンカーボルト間の長さ	0.05
	τ_5	N/mm^2	ベースプレート引張側に生じるせん断応力度	15.8
	$S_{\max 5}$	N	ベースプレート引張側の最大せん断力	50540
	t_5	mm	ベースプレートの厚さ	32
	B_5	m	部材断面有効幅	0.1
	$\sigma_{b5'}$	N/mm^2	ベースプレート押込側に生じる曲げ応力度	91.5
	$M_{\max 5'}$	$\text{N} \cdot \text{mm}/\text{mm}$	ベースプレート押込側の最大曲げモーメント	15624
	M_{x5}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.217
	W_5	N/mm^2	コンクリートの曲げ圧縮応力度	3.20
	L_{x5}	mm	ベースプレートの版の短辺長	150
$\tau_{5'}$	N/mm^2	ベースプレート押込側に生じるせん断応力度	10.9	

表 5-10 耐震評価に用いる入力値 (3/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
ベースプレート	$S_{max5'}$	N/mm	ベースプレート押込側の最大せん断力	350
	$M_{x5'}$	—	等分布荷重によるせん断応力算定用の係数	0.73
アンカーボルト	T_6	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	50.54
	T_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	67
	V_{max6}	kN	柱に発生する最大鉛直荷重	1.98
	N	本	柱に取り付くアンカーボルトの総本数	5
	M_{max6}	kN・m	柱に発生する最大曲げモーメント	50.94
	L_6	m	アンカーボルト距離	0.5
	n_6	本	アンカーボルトの本数	2
	Q_6	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	7.88
	Q_a	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	35

6. 評価結果

取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の耐震評価結果を表6-1～表6-3に示す。当該防護対策設備の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、当該防護対策設備が構造健全性を有することを確認した。

表6-1 耐震計算結果

(取水槽海水ポンプエリア防護対策設備 (区間-1 (東, 西側))

評価部材		発生応力度 又は荷重		許容限界値		発生応力度 / 許容限界値	
鋼板	SS400	曲げ	15	N/mm ²	235	N/mm ²	0.07
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
柱	SS400	曲げ	29	N/mm ²	235	N/mm ²	0.13
		圧縮	2	N/mm ²	235	N/mm ²	0.01
		せん断	10	N/mm ²	135	N/mm ²	0.08
		組合せ (曲げ+圧縮)	-	-	-	-	0.13
		組合せ (曲げ+せん断)	33	N/mm ²	235	N/mm ²	0.15
		組合せ (曲げ+せん断+ 圧縮) (上向き)	34	N/mm ²	235	N/mm ²	0.15
		組合せ (曲げ+せん断+ 圧縮) (下向き)	33	N/mm ²	235	N/mm ²	0.15
はり	SS400	曲げ	65	N/mm ²	235	N/mm ²	0.28
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
ベースプレート	SS400	曲げ (引張側)	87	N/mm ²	235	N/mm ²	0.38
		せん断 (引張側)	7	N/mm ²	135	N/mm ²	0.06
		組合せ (曲げ+せん断) (引張側)	88	N/mm ²	235	N/mm ²	0.38
		曲げ (押込側)	107	N/mm ²	235	N/mm ²	0.46
		せん断 (押込側)	14	N/mm ²	135	N/mm ²	0.11
		組合せ (曲げ+せん断) (押込側)	110	N/mm ²	235	N/mm ²	0.47
アンカー ボルト	SUS304	せん断	4	kN	34	kN	0.12
		引張	22	kN	41	kN	0.54
		組合せ (せん断+引張)	-	-	-	-	0.28

表 6-2 耐震計算結果

(取水槽海水ポンプエリア防護対策設備 (区間-1 (南側)))

評価部材		発生応力度 又は荷重		許容限界値		発生応力度 / 許容限界値	
鋼板	SS400	曲げ	15	N/mm ²	235	N/mm ²	0.07
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
柱	SS400	曲げ	29	N/mm ²	235	N/mm ²	0.13
		圧縮	2	N/mm ²	235	N/mm ²	0.01
		せん断	10	N/mm ²	135	N/mm ²	0.08
		組合せ (曲げ+圧縮)	-	-	-	-	0.13
		組合せ (曲げ+せん断)	33	N/mm ²	235	N/mm ²	0.15
		組合せ (曲げ+せん断+ 圧縮) (上向き)	34	N/mm ²	235	N/mm ²	0.15
		組合せ (曲げ+せん断+ 圧縮) (下向き)	33	N/mm ²	235	N/mm ²	0.15
はり	SS400	曲げ	65	N/mm ²	235	N/mm ²	0.28
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
ベースプレート	SS400	曲げ (引張側)	86	N/mm ²	235	N/mm ²	0.37
		せん断 (引張側)	10	N/mm ²	135	N/mm ²	0.08
		組合せ (曲げ+せん断) (引張側)	88	N/mm ²	235	N/mm ²	0.38
		曲げ (押込側)	93	N/mm ²	235	N/mm ²	0.40
		せん断 (押込側)	17	N/mm ²	135	N/mm ²	0.13
		組合せ (曲げ+せん断) (押込側)	98	N/mm ²	235	N/mm ²	0.42
アンカー ボルト	SUS304	せん断	3	kN	8	kN	0.38
		引張	26	kN	63	kN	0.42
		組合せ (せん断+引張)	-	-	-	-	0.24

表 6-3 耐震計算結果
(取水槽海水ポンプエリア防護対策設備 (区間-2))

評価部材		発生応力度 又は荷重		許容限界値		発生応力度 / 許容限界値	
鋼板	SS400	曲げ	12	N/mm ²	235	N/mm ²	0.06
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
柱	SS400	曲げ	24	N/mm ²	235	N/mm ²	0.11
		圧縮	3	N/mm ²	235	N/mm ²	0.02
		せん断	11	N/mm ²	135	N/mm ²	0.09
		組合せ (曲げ+圧縮)	-	-	-	-	0.12
		組合せ (曲げ+せん断)	31	N/mm ²	235	N/mm ²	0.14
		組合せ (曲げ+せん断+ 軸力) (上向き)	32	N/mm ²	235	N/mm ²	0.14
		組合せ (曲げ+せん断+ 軸力) (下向き)	29	N/mm ²	235	N/mm ²	0.13
はり	SS400	曲げ	45	N/mm ²	235	N/mm ²	0.20
		せん断	5	N/mm ²	135	N/mm ²	0.04
架構	SS400	曲げ	9	N/mm ²	235	N/mm ²	0.04
ベースブ レート	SS400	曲げ (引張側)	148	N/mm ²	235	N/mm ²	0.63
		せん断 (引張側)	16	N/mm ²	135	N/mm ²	0.12
		組合せ (曲げ+せん断) (引張側)	151	N/mm ²	235	N/mm ²	0.65
		曲げ (押込側)	92	N/mm ²	235	N/mm ²	0.40
		せん断 (押込側)	11	N/mm ²	135	N/mm ²	0.09
		組合せ (曲げ+せん断) (押込側)	94	N/mm ²	235	N/mm ²	0.40
アンカー ボルト	SD295	せん断	8	kN	35	kN	0.23
		引張	51	kN	67	kN	0.77
		組合せ (せん断+引張)	-	-	-	-	0.61

VI-2-11-2-6 竜巻防護対策設備の耐震性についての計算書

VI-2-11-2-6-1 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の
耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	9
2.4 適用規格・基準等	11
3. 評価方法	12
3.1 評価対象部位及び評価方針	12
3.2 設計に用いる地震波	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.4 許容限界	19
3.5 解析方法	20
3.5.1 地震応答解析モデル	20
3.5.2 解析方法	29
3.5.3 材料物性の不確かさ	30
3.6 評価方法	31
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	31
3.6.2 相対変位による評価方法	31
4. 評価結果	32
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	32
4.2 相対変位による評価結果	33

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備が排気筒、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、排気筒、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の構造物全体としての変形性能の評価を、建物・構築物間の相対変位による影響では、排気筒への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の設置位置を図 2-1 に示す。

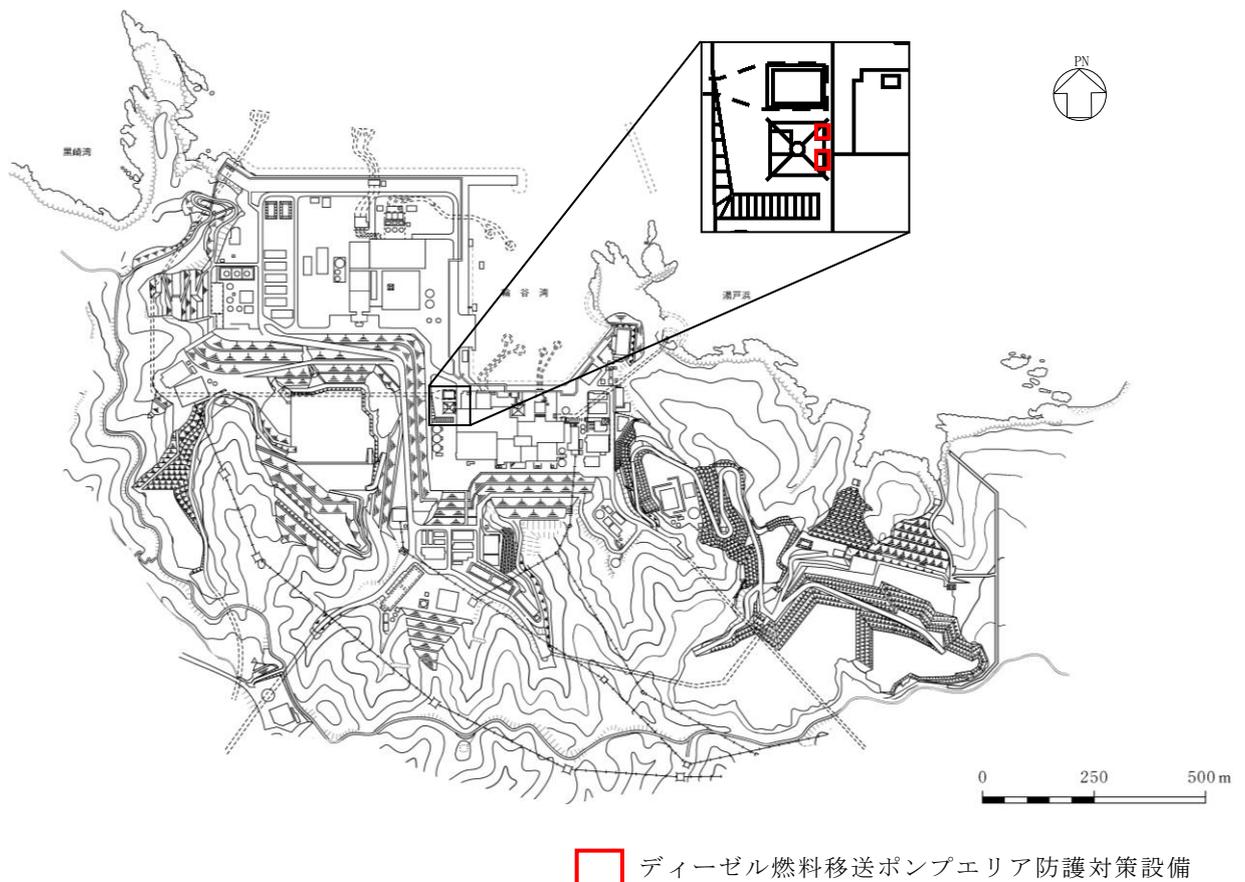


図 2-1 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の設置位置

2.2 構造概要

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備は、鉄骨フレーム及び鋼板から構成される鉄骨造の建物である。ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の概略平面図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の概略平面図を図 2-4 に、概略断面図を図 2-5 に示す。また、建物配置図を図 2-6 に、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備と排気筒のクリアランスを図 2-7 に示す。

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の平面は、 3.636m^* （NS） $\times 3.961\text{m}^*$ （EW）であり、高さは 2.1m である。また、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の平面は、 6.036m^* （NS） $\times 3.961\text{m}^*$ （EW）であり、高さは 2.1m である。

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備は排気筒の基礎に設置している。

注記*：建物寸法は鋼板外面寸法とする。

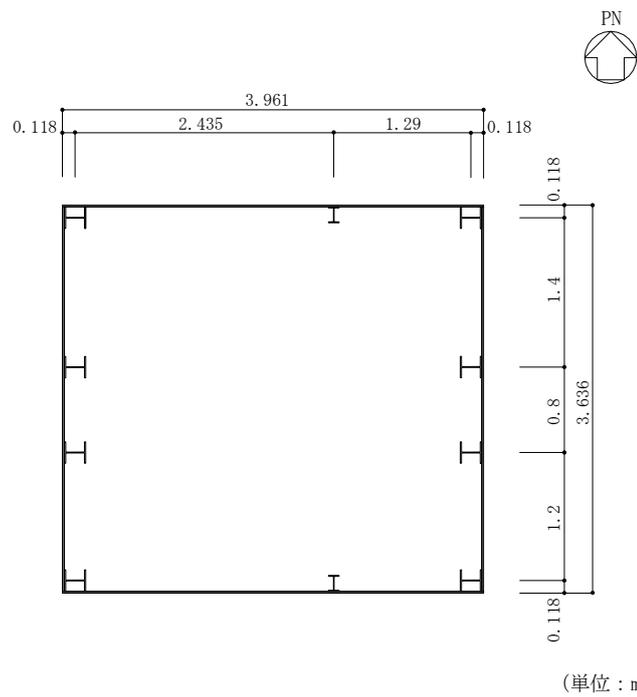


図 2-2 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の概略平面図（EL 8.7m*）

注記*：「EL」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。

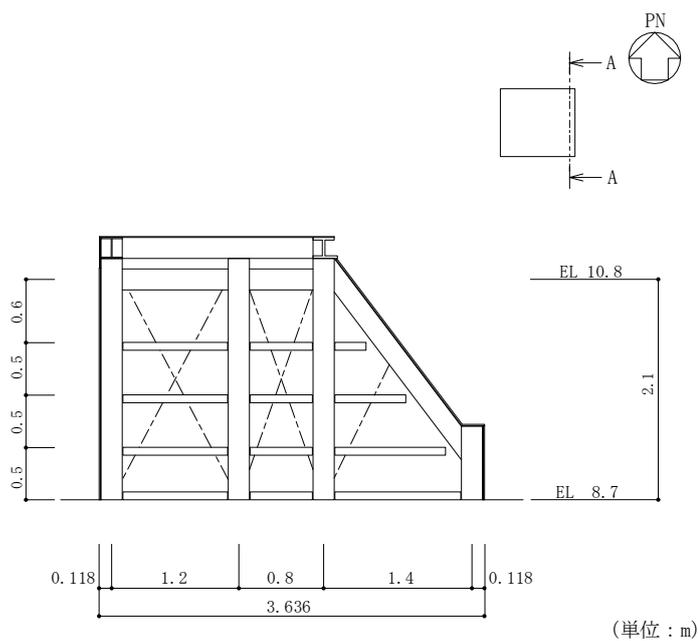


図 2-3(1) ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の概略断面図
（A-A 断面，NS 方向）

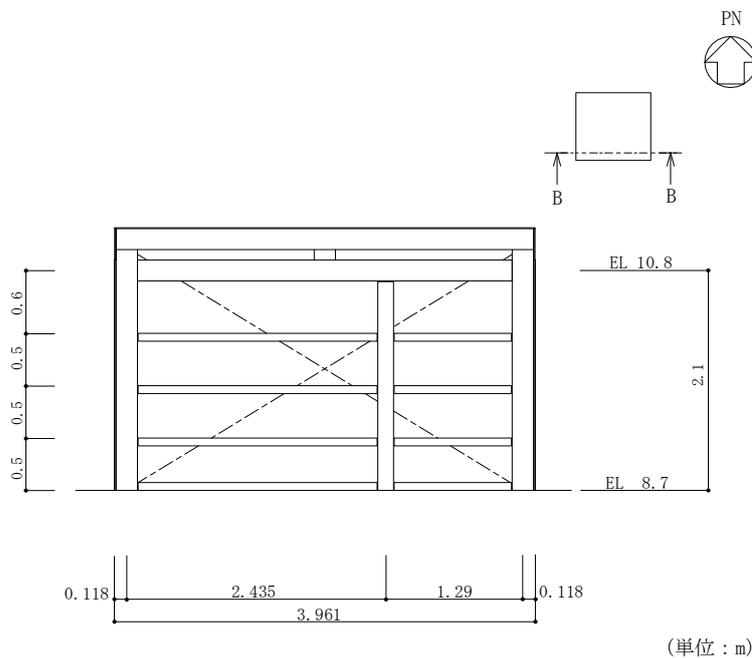


図 2-3(2) ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の概略断面図
（B-B 断面，EW 方向）

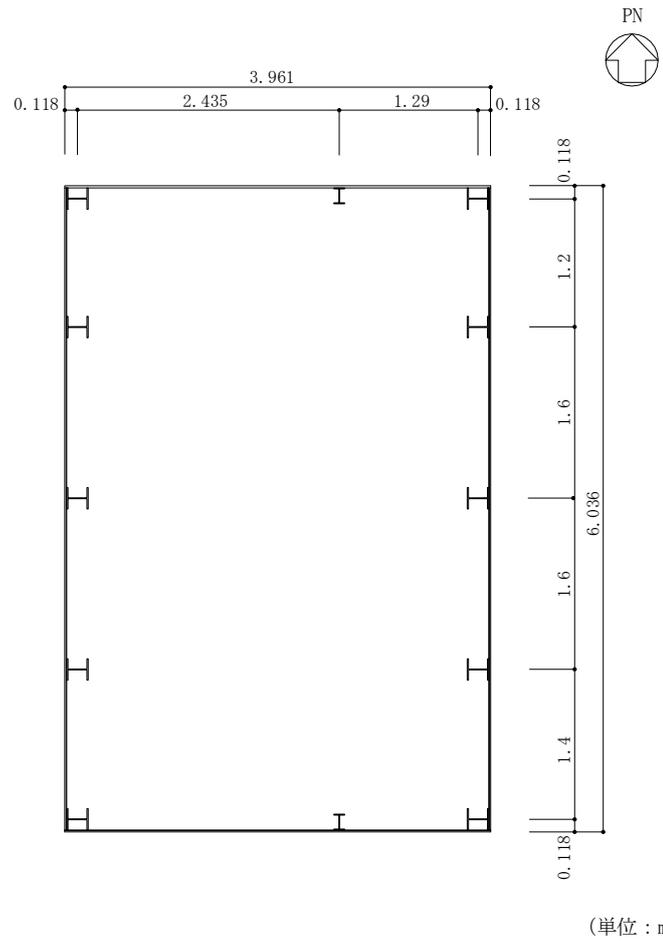
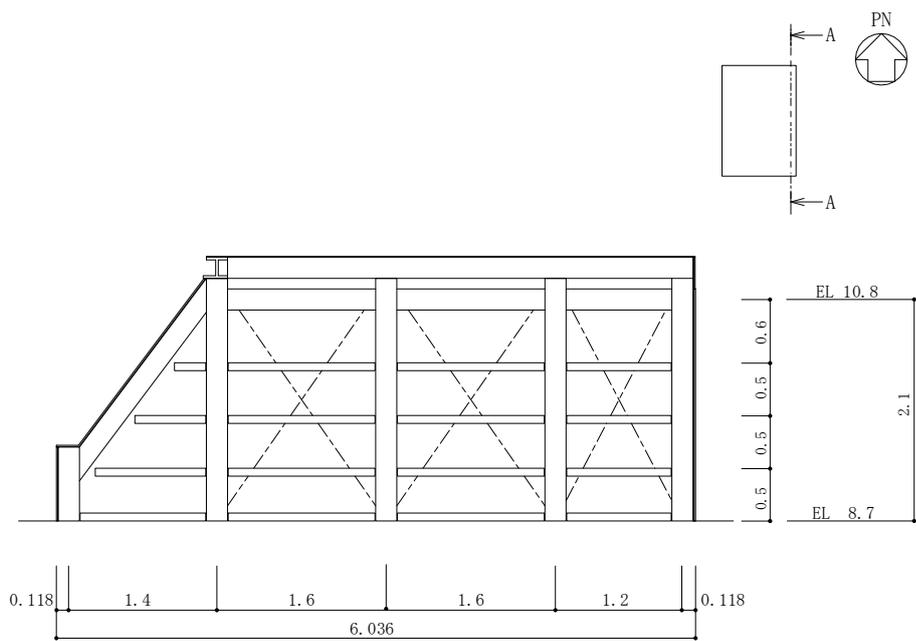
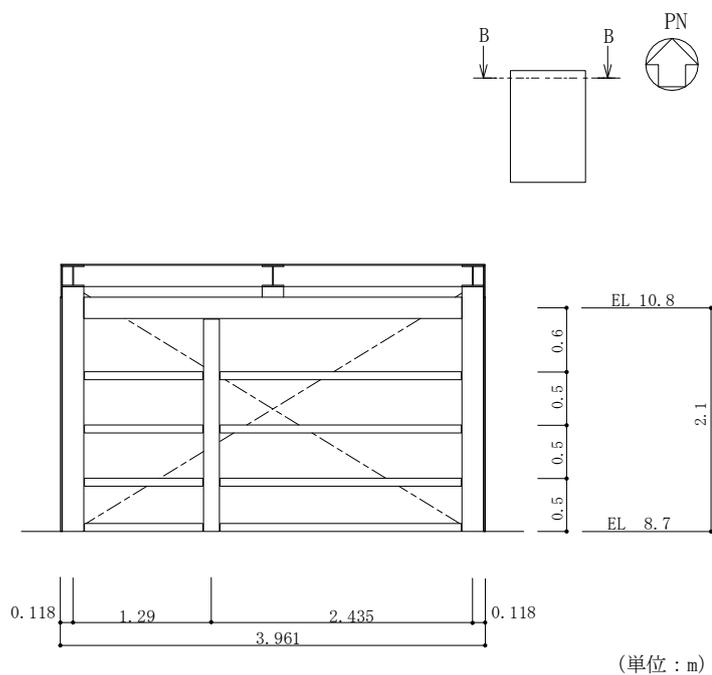


図 2-4 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の概略平面図（EL 8.7m）



(単位 : m)

図 2-5(1) ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側) の概略断面図
(A-A断面, NS方向)



(単位 : m)

図 2-5(2) ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側) の概略断面図
(B-B断面, EW方向)

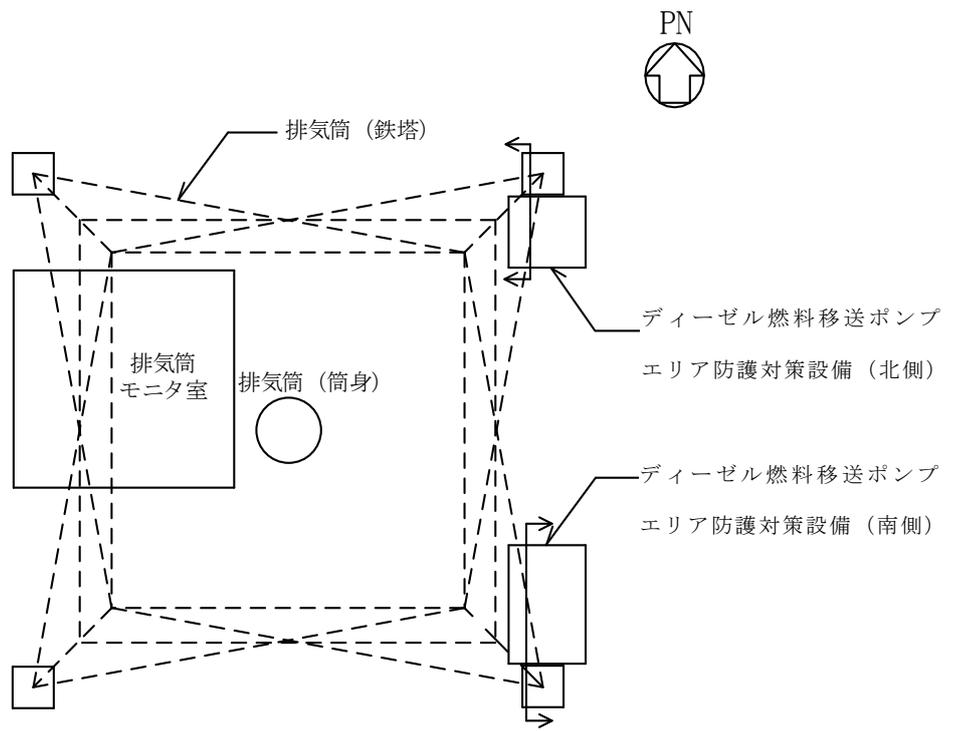


図 2-6 建物配置図

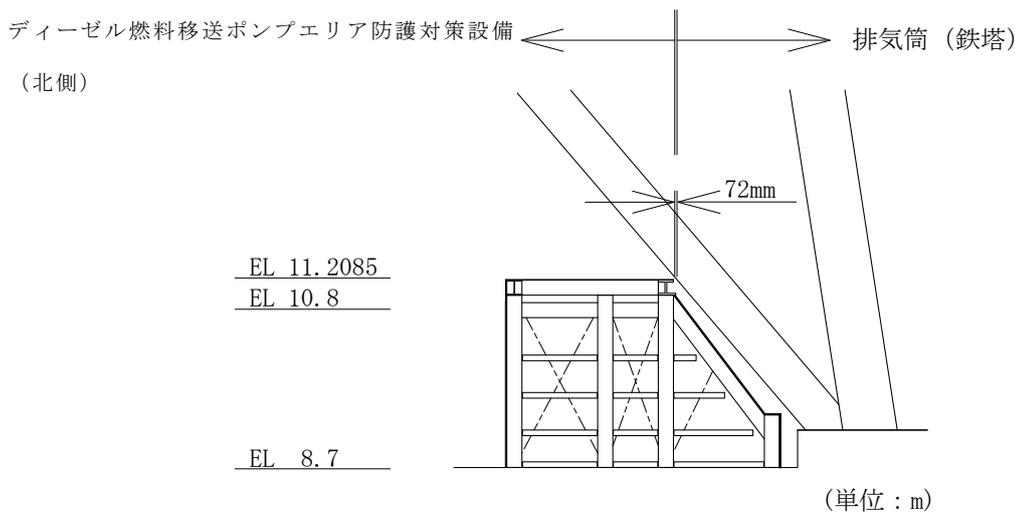


図 2-7(1) ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (北側) と排気筒のクリアランス (NS 方向)

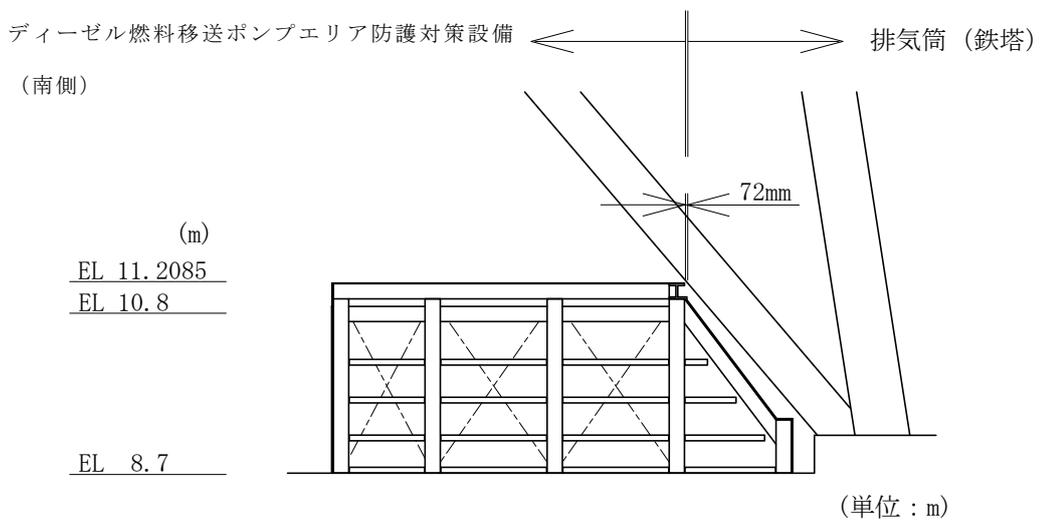


図 2-7(2) ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側) と排気筒のクリアランス (NS 方向)

2.3 評価方針

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備は、排気筒、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。建物・構築物間の相対変位による影響では、排気筒（鉄塔）との相対変位による評価を行うことで、排気筒への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の最大応答変位に加えて、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。

なお、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備が倒壊しない限り、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等に衝突・接触することはない。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図 2-8 に波及的影響の評価フローを示す。

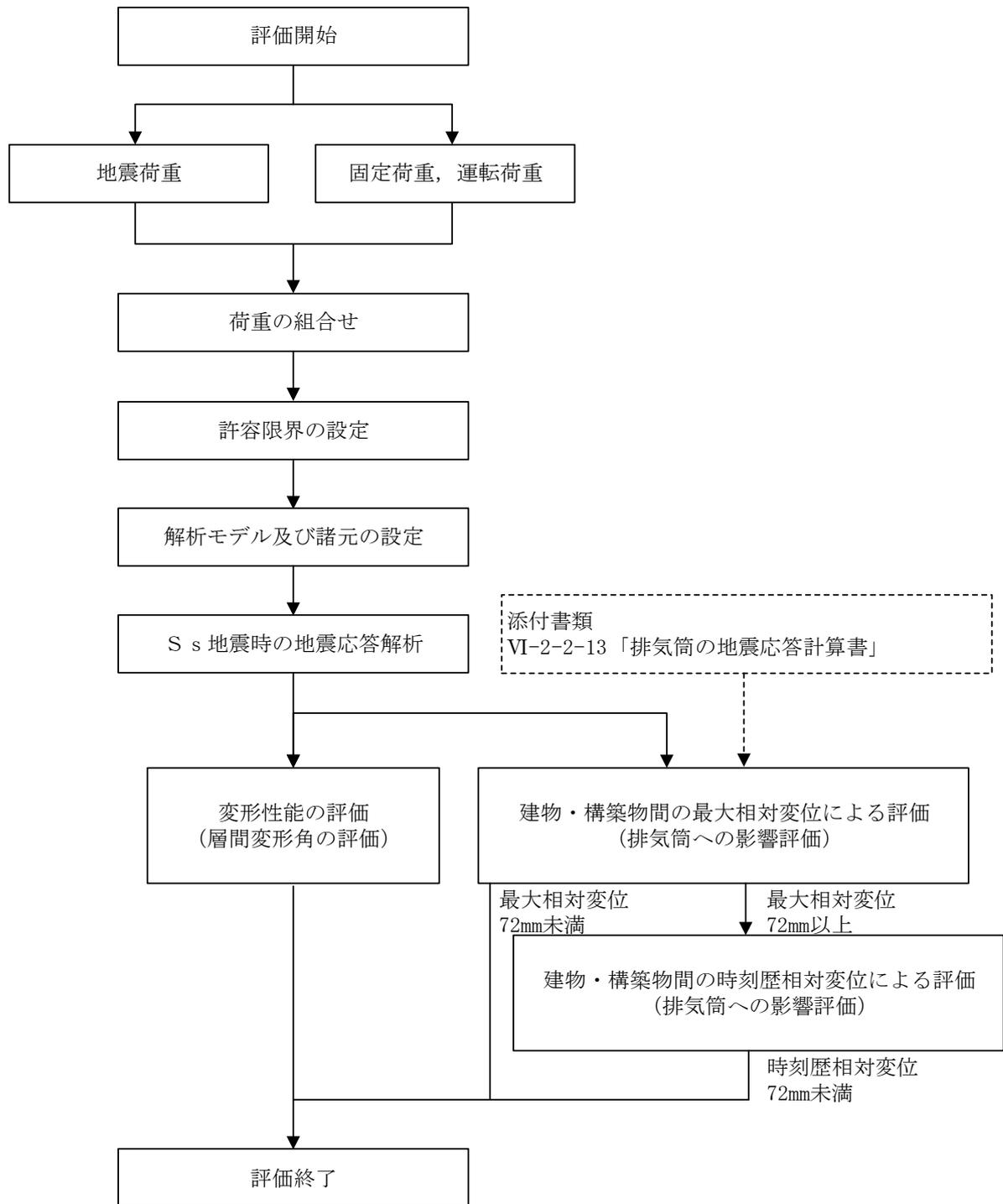


図 2-8 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

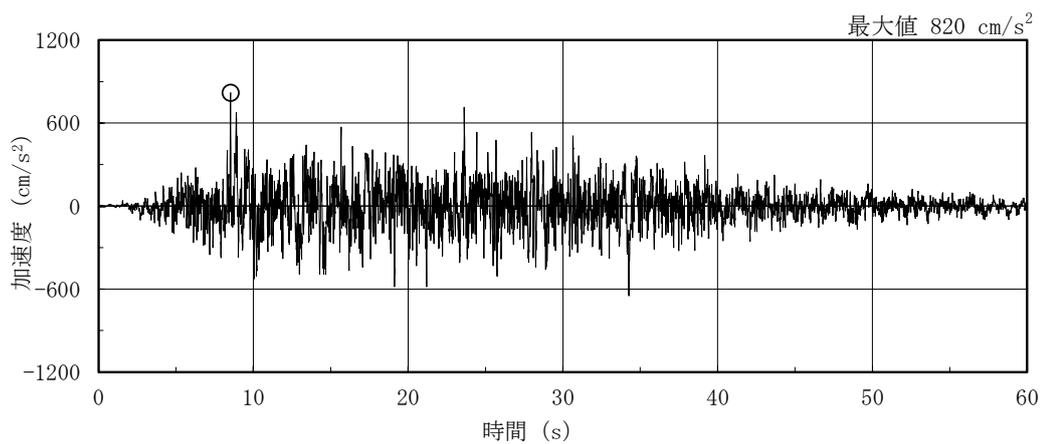
構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる鉄骨フレームの最大層間変形角が、「建築基準法施行令第 82 条の 2（層間変形角）」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

排気筒との相対変位による評価では、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備と排気筒の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建物・構築物間のクリアランスの大小関係により、隣接する排気筒への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備と排気筒の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

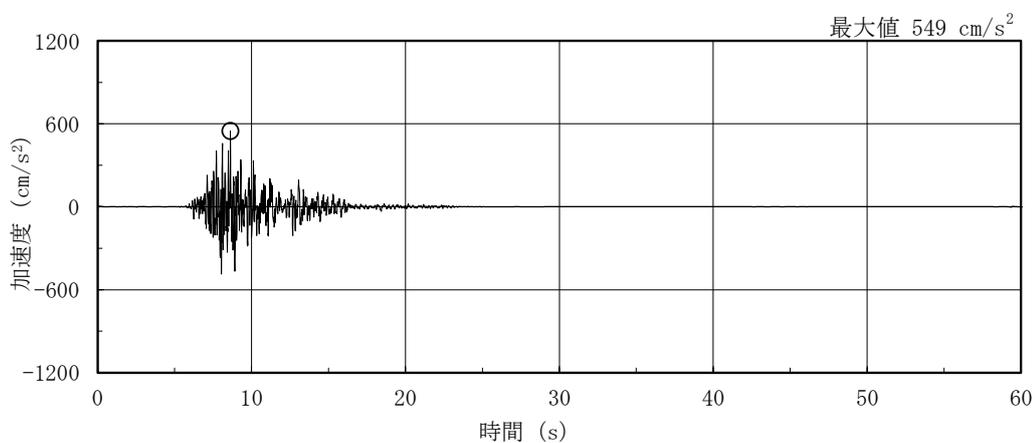
3.2 設計に用いる地震波

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である排気筒、非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等の評価に適用した VI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

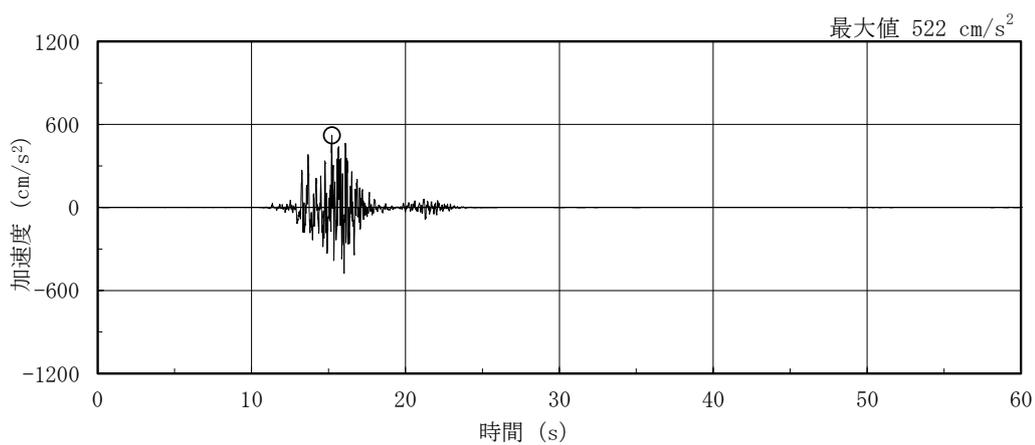
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 3-1～図 3-3 に示す。



(a) S s - D

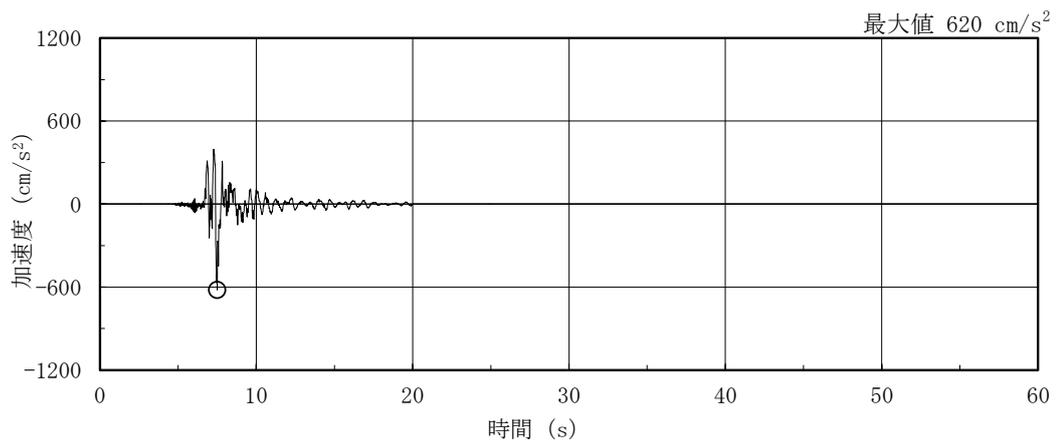


(b) S s - F 1

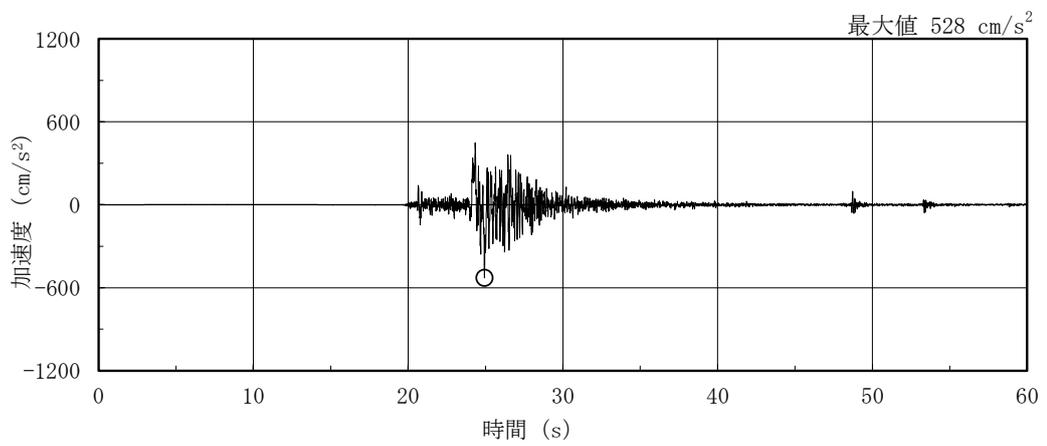


(c) S s - F 2

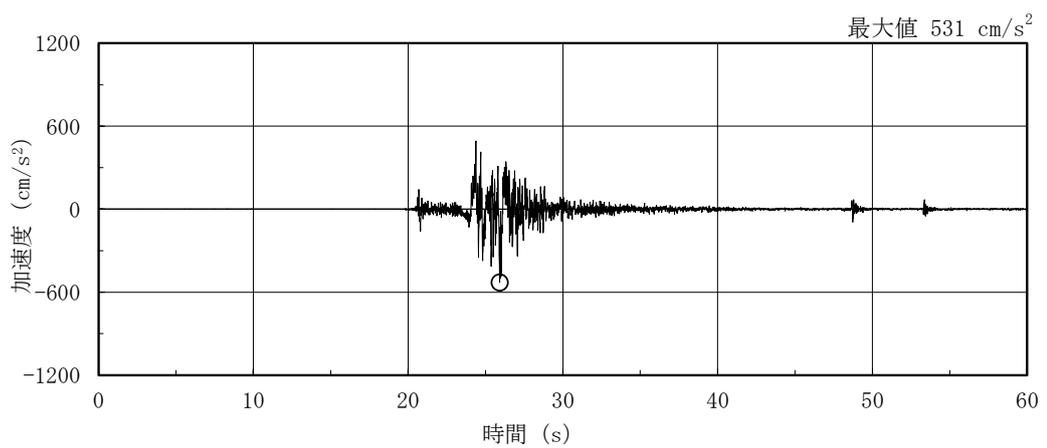
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

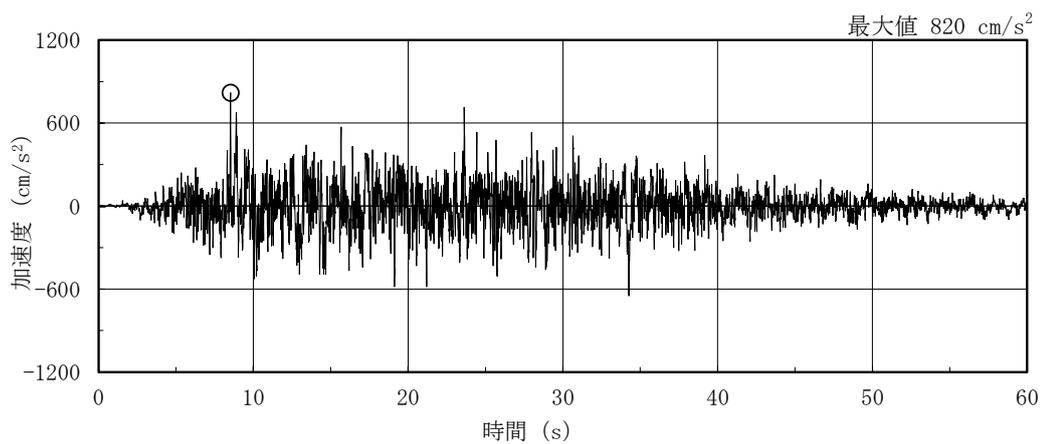


(e) S s - N 2 N S

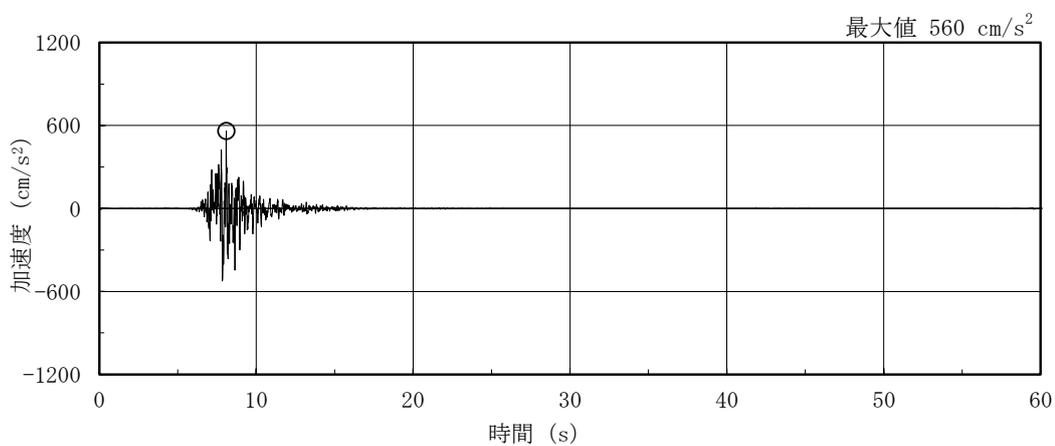


(f) S s - N 2 E W

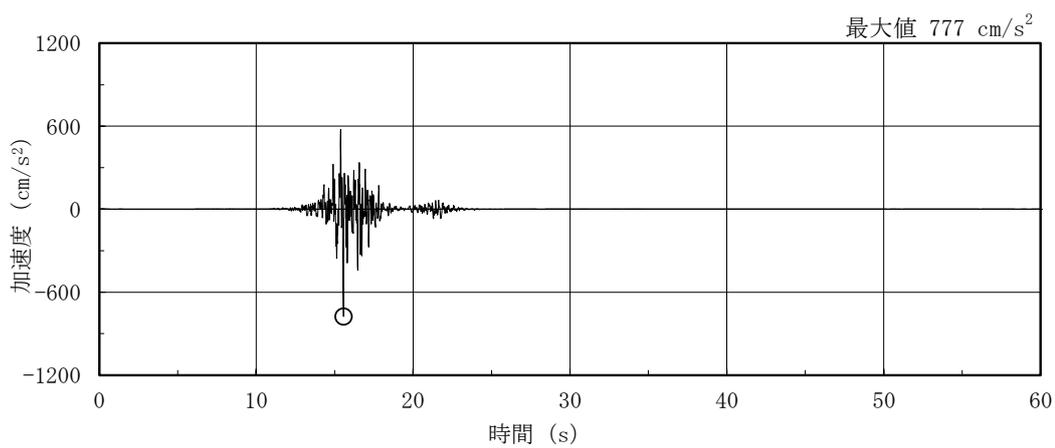
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

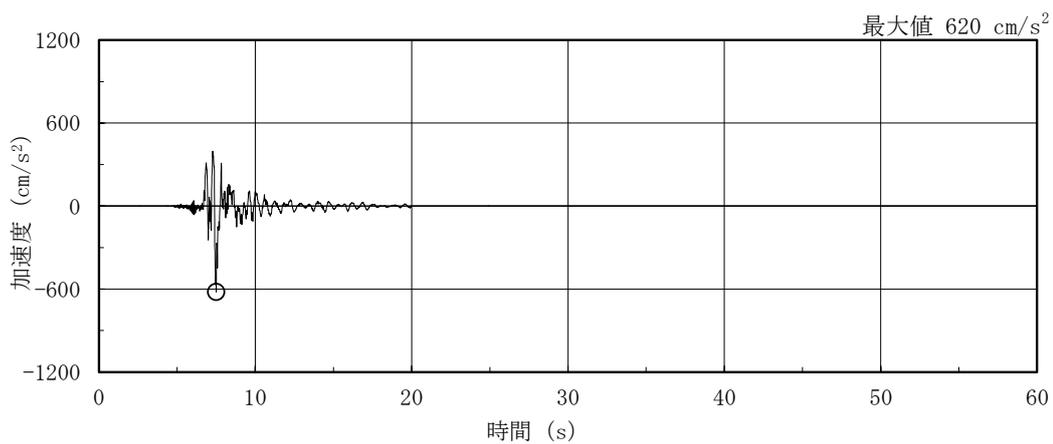


(b) S s - F 1

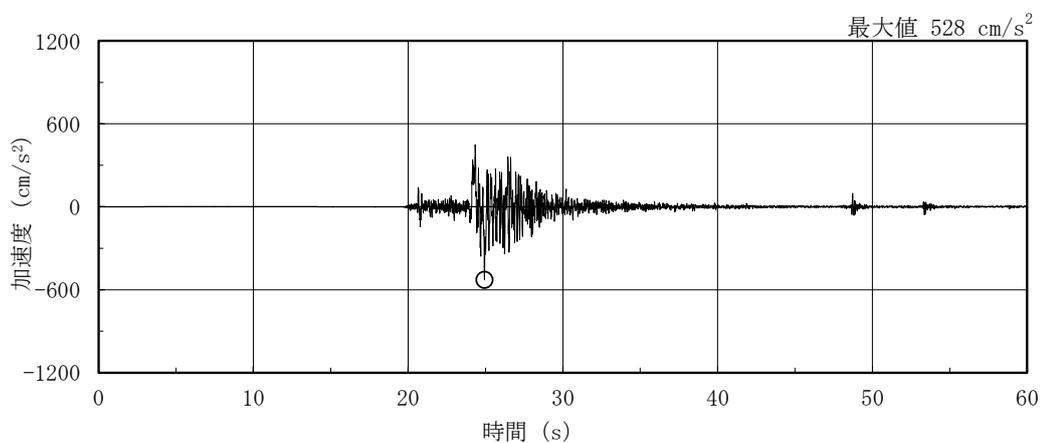


(c) S s - F 2

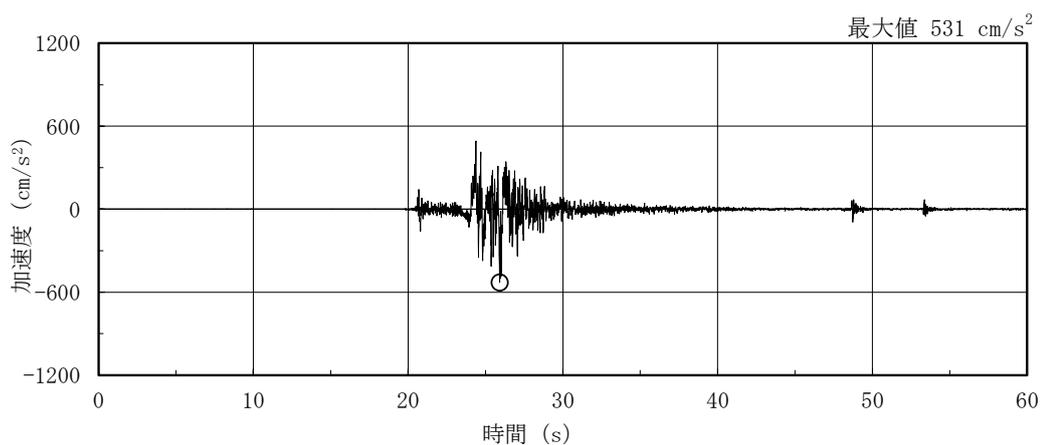
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1



(e) S s - N 2 N S



(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)

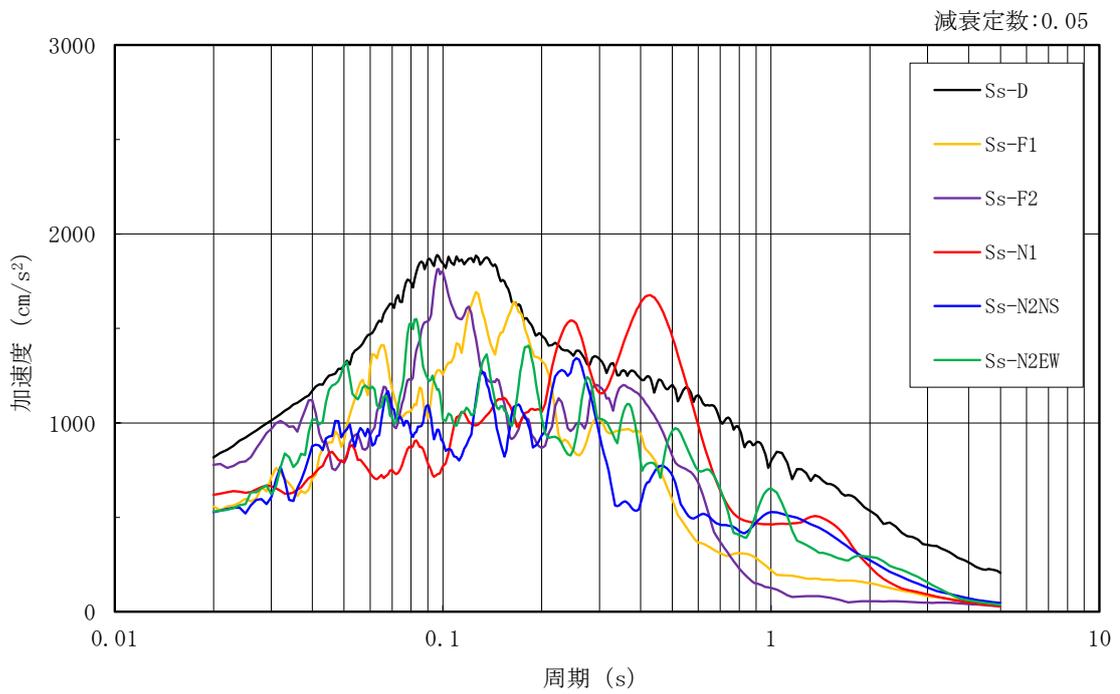
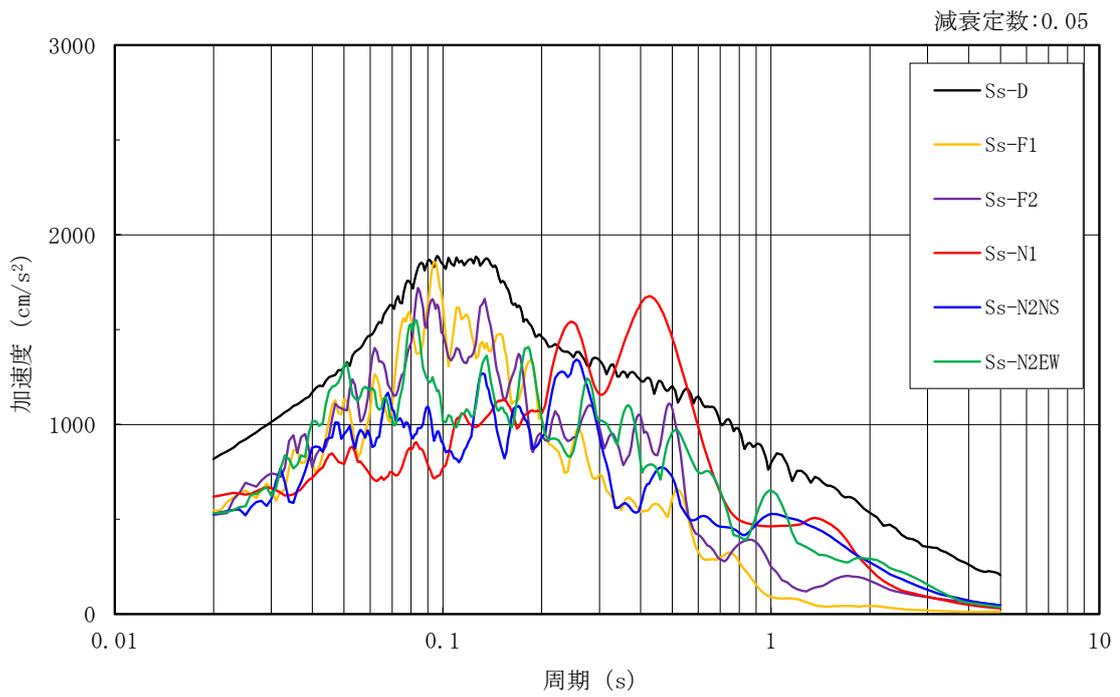


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の排気筒，非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等に対する波及的影響の評価における許容限界は，VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき，表 3-2 及び表 3-3 のとおり設定する。

表 3-2 波及的影響の評価における許容限界

(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
排気筒，非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	鉄骨フレーム	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	層間変形角 1/120 ^{*1}
		ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備及び排気筒（鉄塔）	建物・構築物間の最大相対変位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 ^{*2}	相対変位 72mm

注記*1：「建築基準法施行令第 82 条の 2（層間変形角）」により設定。

*2：最大相対変位が許容限界を超過する場合には，ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備と排気筒の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

表 3-3 波及的影響の評価における許容限界

(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
排気筒，非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ等に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	鉄骨フレーム	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	層間変形角 1/120 ^{*1}
		ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備及び排気筒（鉄塔）	建物・構築物間の最大相対変位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 ^{*2}	相対変位 72mm

注記*1：「建築基準法施行令第 82 条の 2（層間変形角）」により設定。

*2：最大相対変位が許容限界を超過する場合には，ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備と排気筒の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-4に示す。

表3-4 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄骨： SS400	2.05×10^5	7.90×10^4	2	—

地震応答解析モデルは、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）及びディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）が排気筒の基礎に設置されていることから、建物柱脚レベル（EL 8.7m）を固定し、2次元フレームモデルにより算定した等価せん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、NS方向及びEW方向それぞれについて行っている。

地震応答解析モデルを図3-4及び図3-5に示す。

入力地震動は、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」で算定した基準地震動 S_s による排気筒（鉄塔）の基礎上端位置の応答を用いることとし、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の柱脚レベルに直接入力する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-6に、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備への入力地震動とする排気筒（鉄塔）の基礎上端位置における加速度応答スペクトルを図3-7及び図3-8に示す。

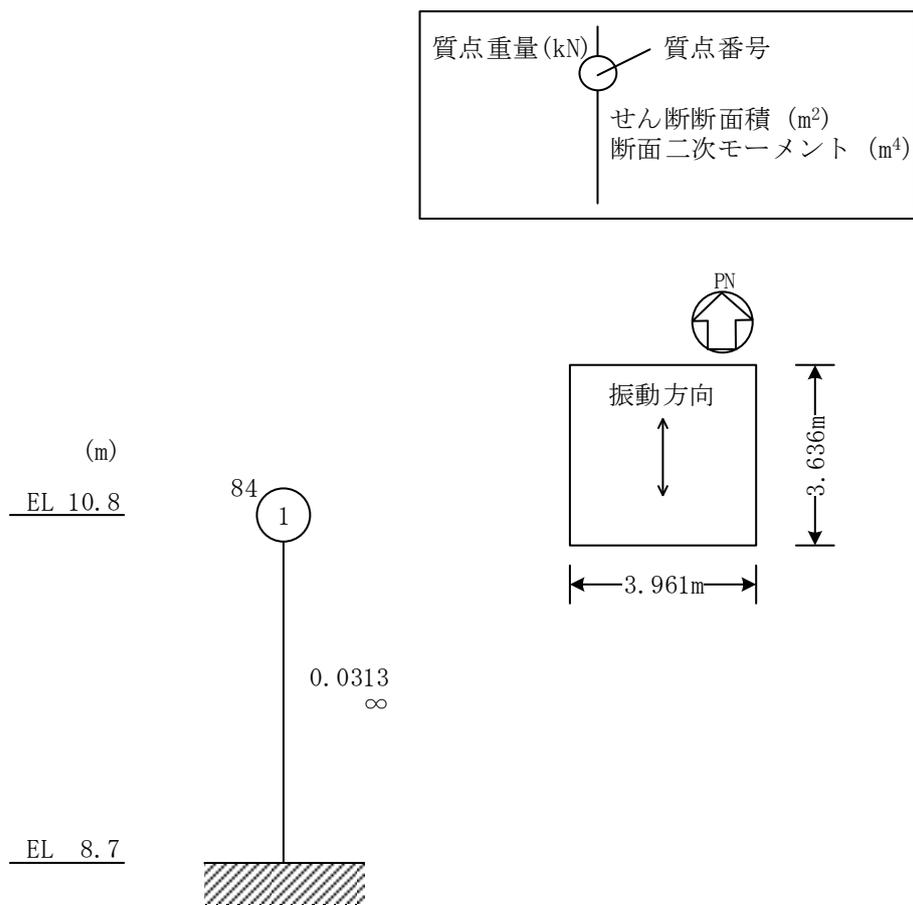


図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (北側)

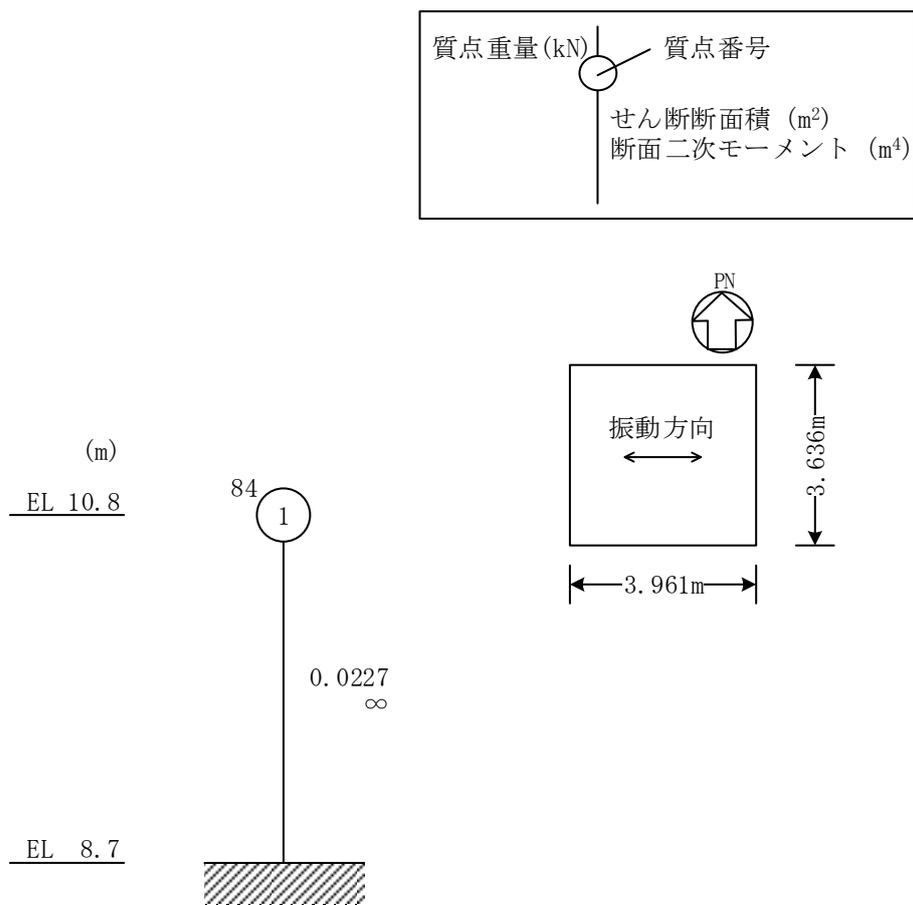


図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (北側)

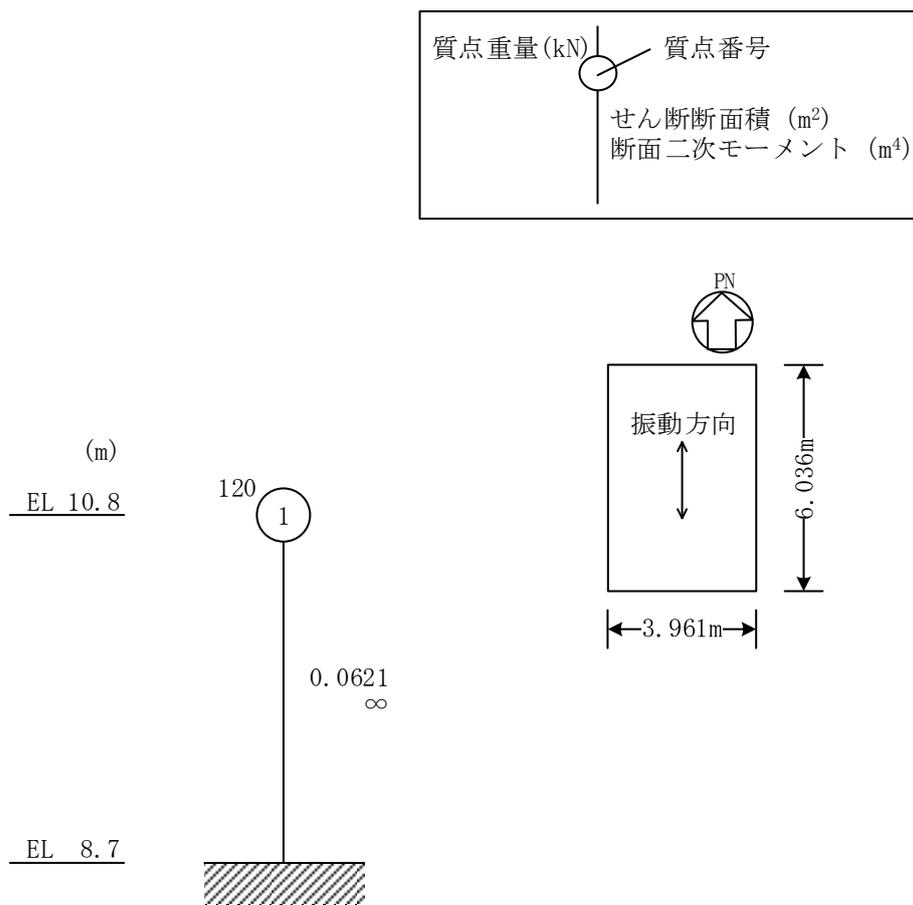


図 3-5(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側)

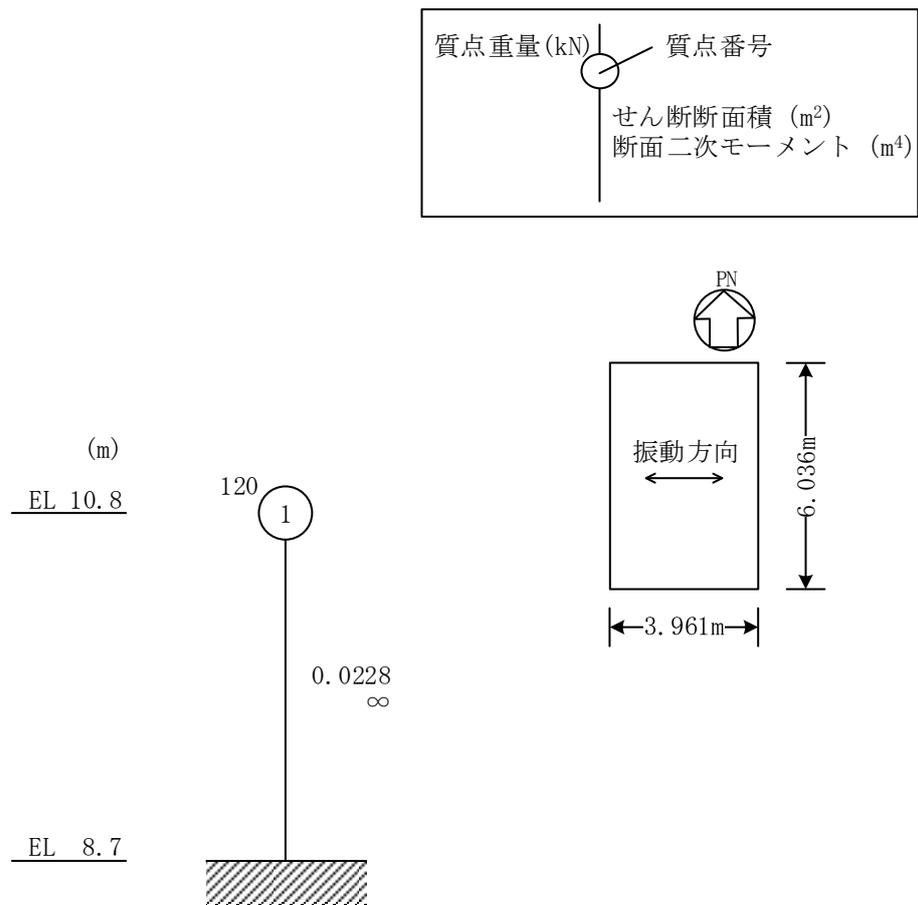
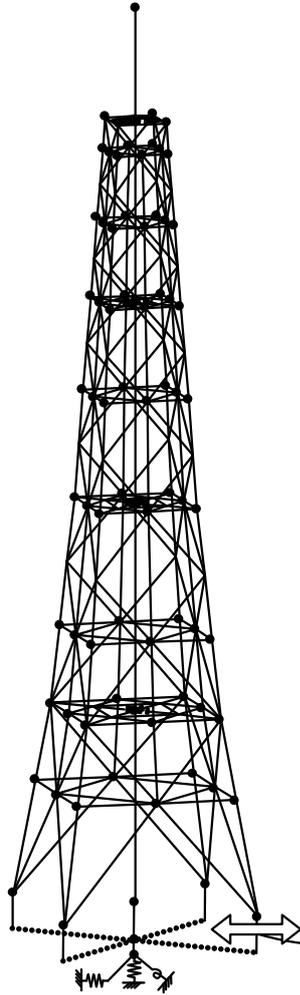
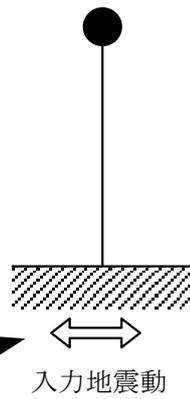


図 3-5(2) 地震応答解析モデル (EW方向)
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側)

[排気筒の地震応答解析モデル]

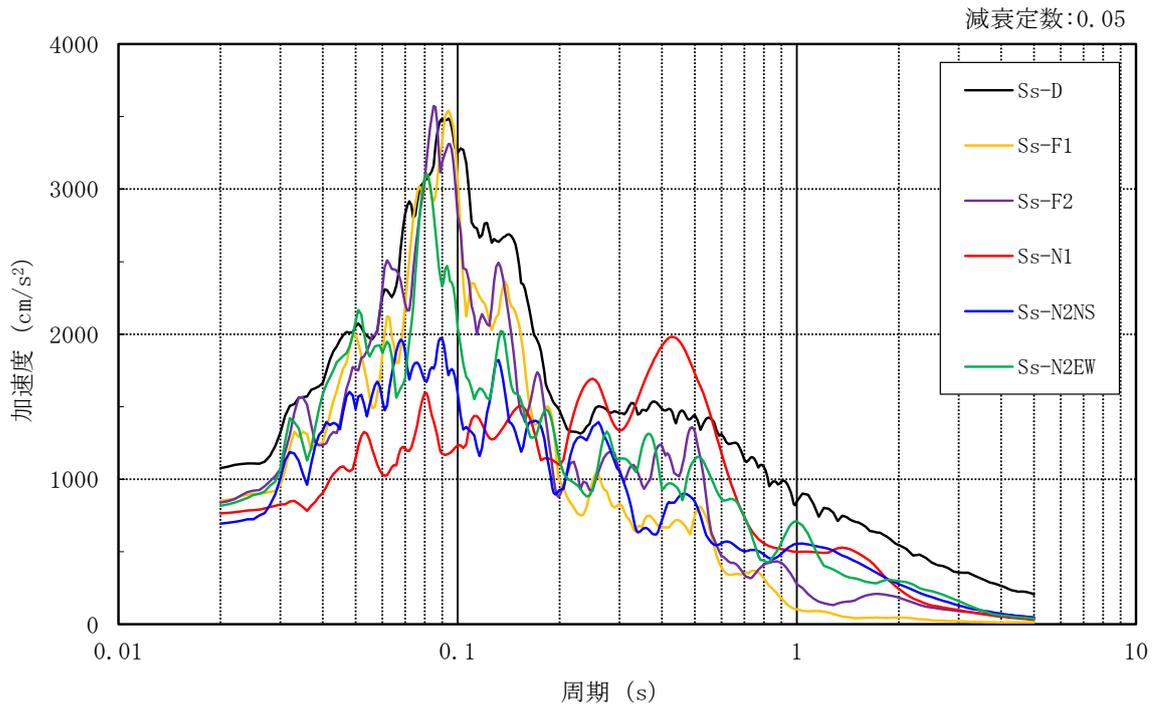


[ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備
の地震応答解析モデル]

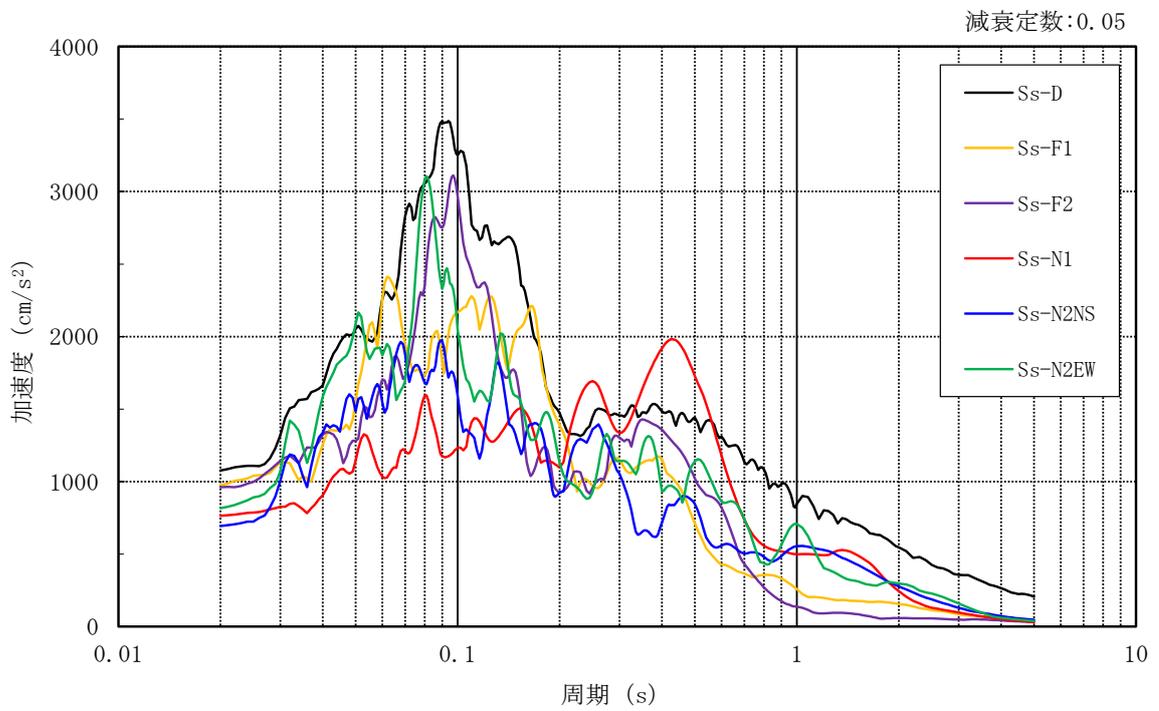


排気筒（鉄塔）の基礎上端位置における
基準地震動 S_s の時刻歴応答加速度

図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

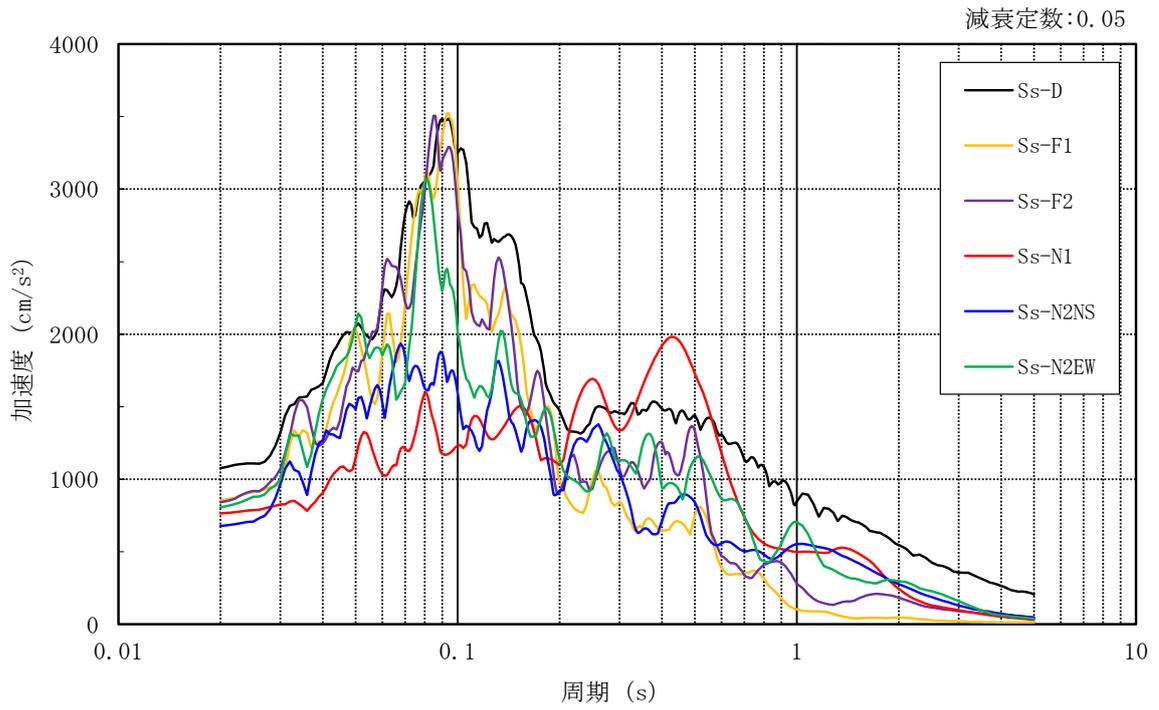


(a) N S 方向

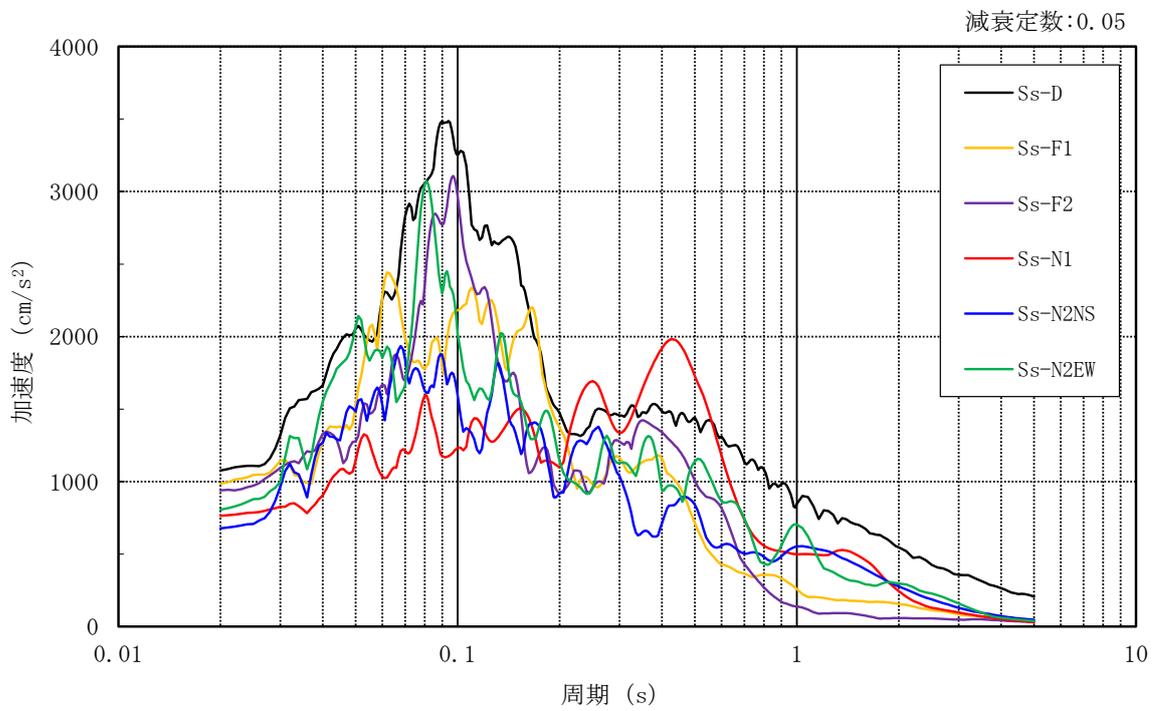


(b) E W 方向

図 3-7 入力地震動の加速度応答スペクトル（基準地震動 S_s ，排気筒（鉄塔）基礎上）
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-8 入力地震動の加速度応答スペクトル（基準地震動 S_s ，排気筒（鉄塔）基礎上）
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）

3.5.2 解析方法

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、排気筒の基礎に設置された建物であることから基礎固定モデルとしており地盤ばねの変動はなく、また、地盤物性のばらつきに伴う排気筒基礎からの入力地震動による影響は小さいため、考慮しない。

地震応答解析ケースを表 3-5 に示す。

表 3-5 地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース 1 (工認モデル)	—*	—	基本ケース

注記*：鉄骨フレーム及び鋼板から構成される鉄骨造の建物であるため、等価せん断剛性を考慮する。

3.6 評価方法

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、層間変形角を算定し、最大層間変形角が許容限界を超えないことを確認する。

3.6.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示すディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の地震応答解析モデルによる解析結果とVI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算定し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算定する際の基準点は、排気筒の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算定する。

さらに、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建物・構築物の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

なお、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備は建物柱脚レベル (EL 8.7m) を固定したモデルのため、地盤物性の不確かさを考慮していないことから、地震応答解析ケースはケース 1 (工認モデル) の 1 ケースである。一方、排気筒では地盤物性の不確かさ及び制震装置(粘性ダンパ)の不確かさを考慮しており、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」において地震応答解析ケースを 5 ケースとしている。このため、相対変位による評価について、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備のケース 1 は排気筒の全 5 ケースとの相対変位を評価する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の基準地震動 S_s に対する建物の最大層間変形角を表 4-1 に示す。

その結果、最大層間変形角は、 $1/18102$ （EW方向， $S_s - D$ ）であり、許容限界（ $1/120$ ）を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大層間変形角
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	許容限界
NS	$1/26863$ ($S_s - D$)	$1/120$
EW	$1/18102$ ($S_s - D$)	$1/120$

注：（ ）内は応答が最大となる地震動を示す。

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の基準地震動 S_s に対する建物の最大層間変形角を表 4-2 に示す。

その結果、最大層間変形角は、 $1/13270$ （EW方向， $S_s - D$ ）であり、許容限界（ $1/120$ ）を超えないことを確認した。

表 4-2 建物の最大層間変形角
ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	許容限界
NS	$1/37686$ ($S_s - D$)	$1/120$
EW	$1/13270$ ($S_s - D$)	$1/120$

注：（ ）内は応答が最大となる地震動を示す。

4.2 相対変位による評価結果

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の基準地震動 S_s に対する建物・構築物間の最大相対変位を表 4-3 に示す。また、各建物・構築物の最大応答変位とクリアランスを図 4-1 に示す。

その結果、最大相対変位は、EL 10.8m で 4.07mm ($S_s - D$) であり、許容限界 (72mm) を超えないことを確認した。

表 4-3 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）と排気筒（鉄塔）の最大相対変位
（NS方向，絶対値和）

（単位：mm）

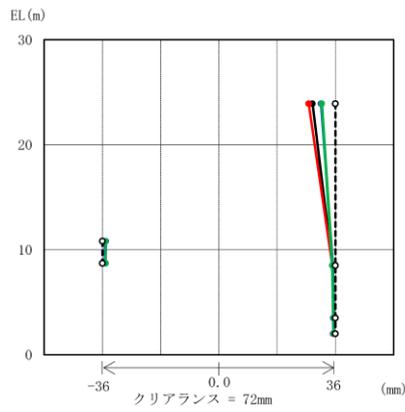
ディーゼル燃料移送ポンプ エリア防護対策設備 （北側）		排気筒 （鉄塔）		ケース 1*1 （工認モデル）					許容 限界
質点 番号	EL （m）	質点 番号	EL （m）	ケース 1*2 （工認モデル）	ケース 2*2 （地盤物性+ σ ）	ケース 3*2 （地盤物性- σ ）	ケース 4*2 （減衰係数上限）	ケース 5*2 （減衰係数下限）	
①	10.8	*3	10.8	3.21 （S s - N 1）	2.98 （S s - N 1）	4.07 （S s - D）	3.26 （S s - N 1）	3.12 （S s - D）	72

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は，基準地震動 S s - D，S s - F 1，S s - F 2，S s - N 1，S s - N 2 NS 及び S s - N 2 EW に対して実施。

注記*1：ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の地震応答解析ケースを示す。

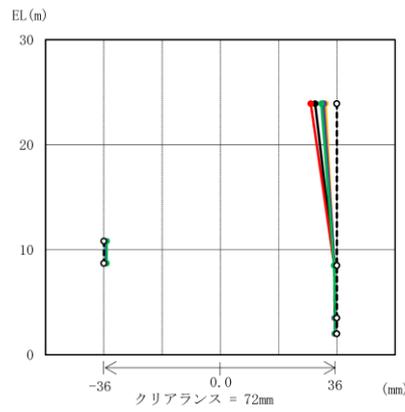
*2：排気筒の地震応答解析ケースを示す。

*3：ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（北側）の質点①（EL 10.8m）の応答変位に加算する排気筒の応答変位は，排気筒（鉄塔）の上下質点間（EL 23.9m～EL 8.5m）で線形補間して算定。



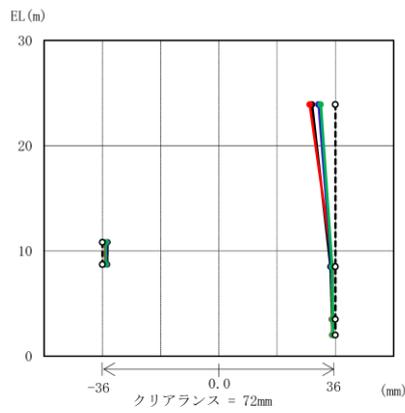
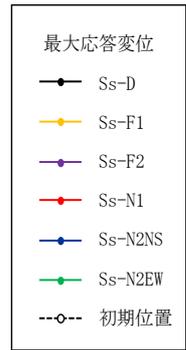
ディーゼル燃料移送ポンプエリア 排気筒 (鉄塔)
防護対策設備 (北側)

(a) ケース 1*¹ 及びケース 1*²



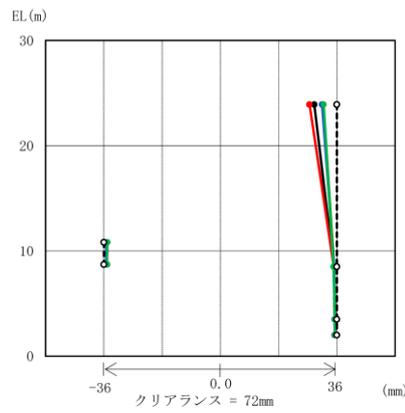
ディーゼル燃料移送ポンプエリア 排気筒 (鉄塔)
防護対策設備 (北側)

(b) ケース 1*¹ 及びケース 2*²



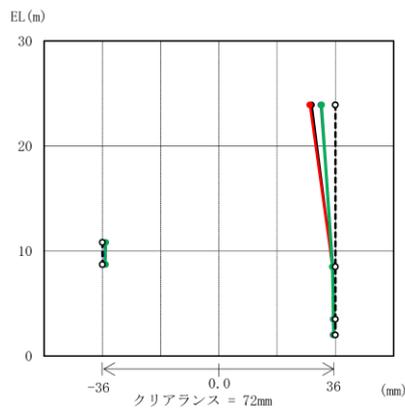
ディーゼル燃料移送ポンプエリア 排気筒 (鉄塔)
防護対策設備 (北側)

(c) ケース 1*¹ 及びケース 3*²



ディーゼル燃料移送ポンプエリア 排気筒 (鉄塔)
防護対策設備 (北側)

(d) ケース 1*¹ 及びケース 4*²



ディーゼル燃料移送ポンプエリア 排気筒 (鉄塔)
防護対策設備 (北側)

(e) ケース 1*¹ 及びケース 5*²

注記*1:ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備(北側)の地震応答解析ケースを示す。

*2:排気筒の地震応答解析ケースを示す。

図4-1 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備(北側)と排気筒(鉄塔)の最大応答変位とクリアランス(NS方向)

ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の基準地震動 S_s に対する建物・構築物間の最大相対変位を表 4-4 に示す。また、各建物・構築物の最大応答変位とクリアランスを図 4-2 に示す。

その結果、最大相対変位は、EL 10.8m で 4.05mm ($S_s - D$) であり、許容限界 (72mm) を超えないことを確認した。

表 4-4 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）と排気筒（鉄塔）の最大相対変位
（NS方向，絶対値和）

（単位：mm）

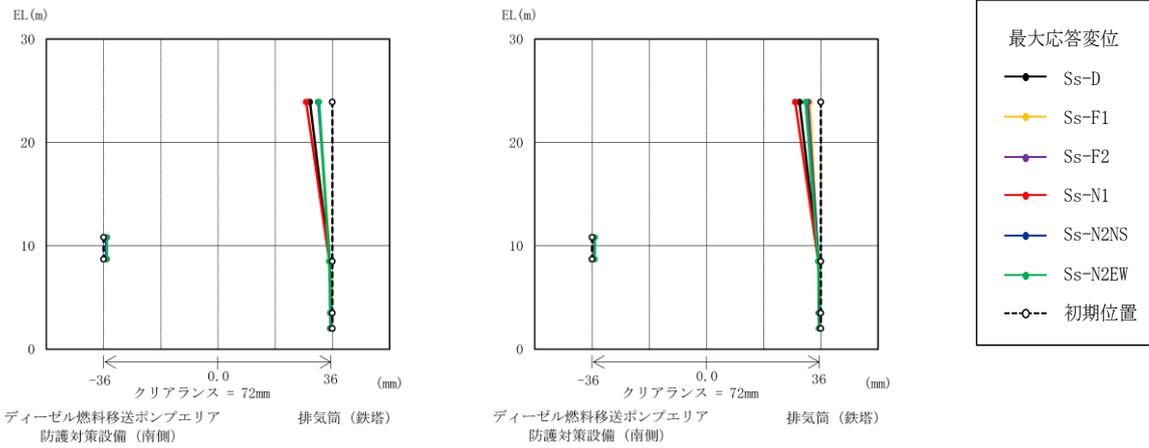
ディーゼル燃料移送ポンプ エリア防護対策設備 （南側）		排気筒 （鉄塔）		ケース 1*1 （工認モデル）					許容 限界
質点 番号	EL （m）	質点 番号	EL （m）	ケース 1*2 （工認モデル）	ケース 2*2 （地盤物性+ σ ）	ケース 3*2 （地盤物性- σ ）	ケース 4*2 （減衰係数上限）	ケース 5*2 （減衰係数下限）	
①	10.8	*3	10.8	3.19 （S s - N 1）	2.96 （S s - N 1）	4.05 （S s - D）	3.24 （S s - N 1）	3.11 （S s - N 1）	72

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は，基準地震動 S s - D，S s - F 1，S s - F 2，S s - N 1，S s - N 2 NS 及び S s - N 2 EW に対して実施。

注記*1：ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の地震応答解析ケースを示す。

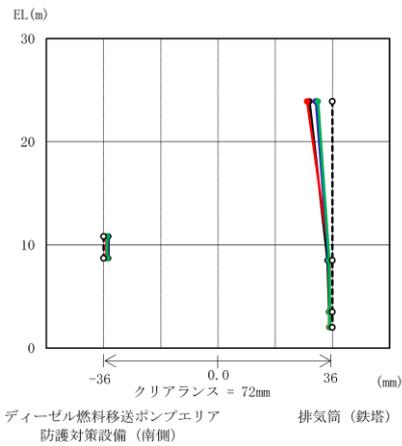
*2：排気筒の地震応答解析ケースを示す。

*3：ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備（南側）の質点①（EL 10.8m）の応答変位に加算する排気筒の応答変位は，排気筒（鉄塔）の上下質点間（EL 23.9m～EL 8.5m）で線形補間して算定。

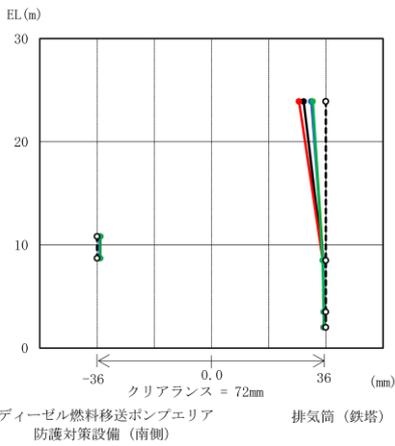


(a) ケース 1*¹ 及び ケース 1*²

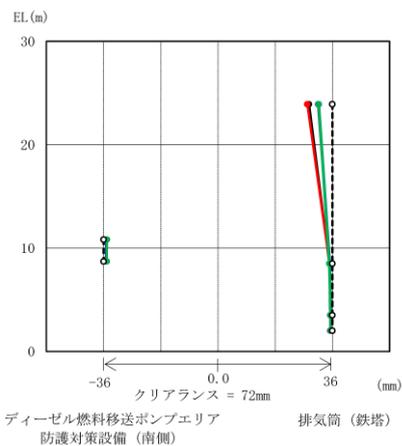
(b) ケース 1*¹ 及び ケース 2*²



(c) ケース 1*¹ 及び ケース 3*²



(d) ケース 1*¹ 及び ケース 4*²



(e) ケース 1*¹ 及び ケース 5*²

注記*1: ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側) の地震応答解析ケースを示す。

*2: 排気筒の地震応答解析ケースを示す。

図 4-2 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備 (南側) と排気筒 (鉄塔) の最大応答変位とクリアランス (NS 方向)

VI-2-11-2-6-2 建物開口部竜巻防護対策設備の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	5
2.3 評価方針	9
2.4 適用規格・基準等	10
2.5 記号の説明	11
2.6 計算精度と数値の丸め方	14
3. 評価部位	15
4. 応力評価及び構造強度評価	16
4.1 応力評価及び構造強度評価方法	16
4.2 荷重の組合せ及び許容応力	17
4.2.1 荷重の組合せ	17
4.2.2 使用材料の許容応力	17
4.3 解析モデル	18
4.3.1 竜巻防護ネット対策設備	18
4.3.2 竜巻防護鋼板対策設備	19
4.4 固有周期	20
4.4.1 竜巻防護ネット対策設備	20
4.4.2 竜巻防護鋼板対策設備	20
4.5 設計用地震力	21
4.6 応力の計算方法	22
4.6.1 竜巻防護ネット対策設備	22
4.6.2 竜巻防護鋼板対策設備	24
4.7 計算条件	26
4.8 応力の評価	26
4.8.1 フレームの応力評価	26
4.8.2 アンカーボルトの評価	28
5. 評価結果	30

1. 概要

本計算書は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、建物開口部竜巻防護対策設備が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、原子炉建物及び制御室建物等の上位クラス施設に対して、建物開口部竜巻防護対策設備の損傷及び脱落による波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

建物開口部竜巻防護対策設備は、原子炉建物及び廃棄物処理建物に設置する。建物開口部竜巻防護対策設備は、竜巻防護ネット対策設備と竜巻防護鋼板対策設備に分類される。本資料では図 2-1 に示す建物開口部竜巻防護対策設備のうち、構造強度評価の評価部位であるフレームとアンカーボルトの裕度が最も厳しい竜巻防護ネット対策設備(2RB-BOP2, 3)及び竜巻防護鋼板対策設備(2RB-BOP1)を代表として、耐震性について示す。なお、その他の竜巻防護ネット対策設備の評価結果については「【竜巻防護ネット対策設備についての計算結果】 1.4.3 代表機器の選定結果及び全機器の評価結果」にて示す。

対象とした設備は原子炉建物及び廃棄物処理建物上部に設置されているため、地震により破損・脱落した場合、原子炉建物及び制御室建物等の上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

建物開口部竜巻防護対策設備の一覧を表 2-1 に、設置位置を図 2-1 に示す。

表 2-1 建物開口部竜巻防護対策設備一覧

据付場所及び 床面高さ (m)	設備 No.	タイプ
原子炉建物 EL 23.8*	2RB-AG1, 3, 4	竜巻防護ネット対策設備 (壁付けタイプ)
原子炉建物 EL 23.8*	2RB-AG2	竜巻防護ネット対策設備 (壁付けタイプ)
原子炉建物 EL 23.8*	2RB-AG5	竜巻防護ネット対策設備 (壁付けタイプ)
原子炉建物 EL 34.8*	2RB-3	竜巻防護ネット対策設備 (壁付けタイプ)
原子炉建物 EL 37.2*	2RB-M4	竜巻防護ネット対策設備 (壁付けタイプ)
原子炉建物 EL 51.7*	2RB-BOP1	竜巻防護鋼板対策設備
原子炉建物 EL 51.7*	2RB-BOP2, 3	竜巻防護ネット対策設備 (張出しタイプ)
廃棄物処理建物 EL 26.7*	2RwB-AG1	竜巻防護ネット対策設備 (壁付けタイプ)

注記*：基準床レベルを示す。

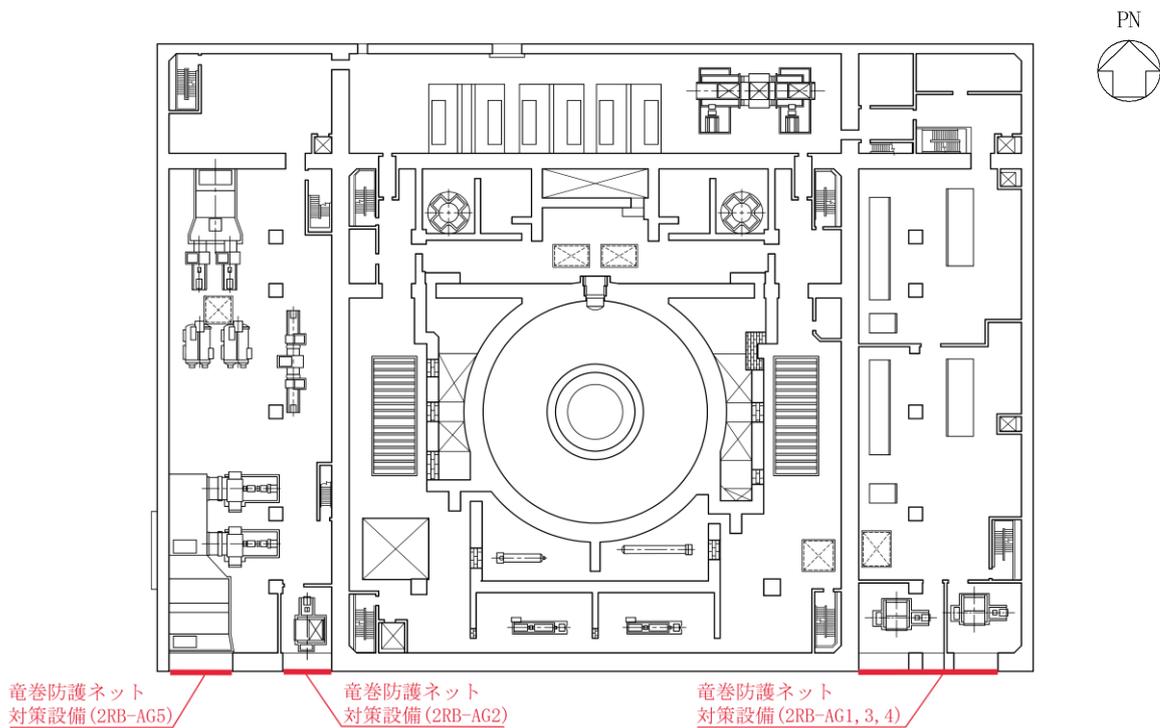


図 2-1(1) 建物開口部竜巻防護対策設備の設置位置図
(原子炉建物, EL 23.8m)

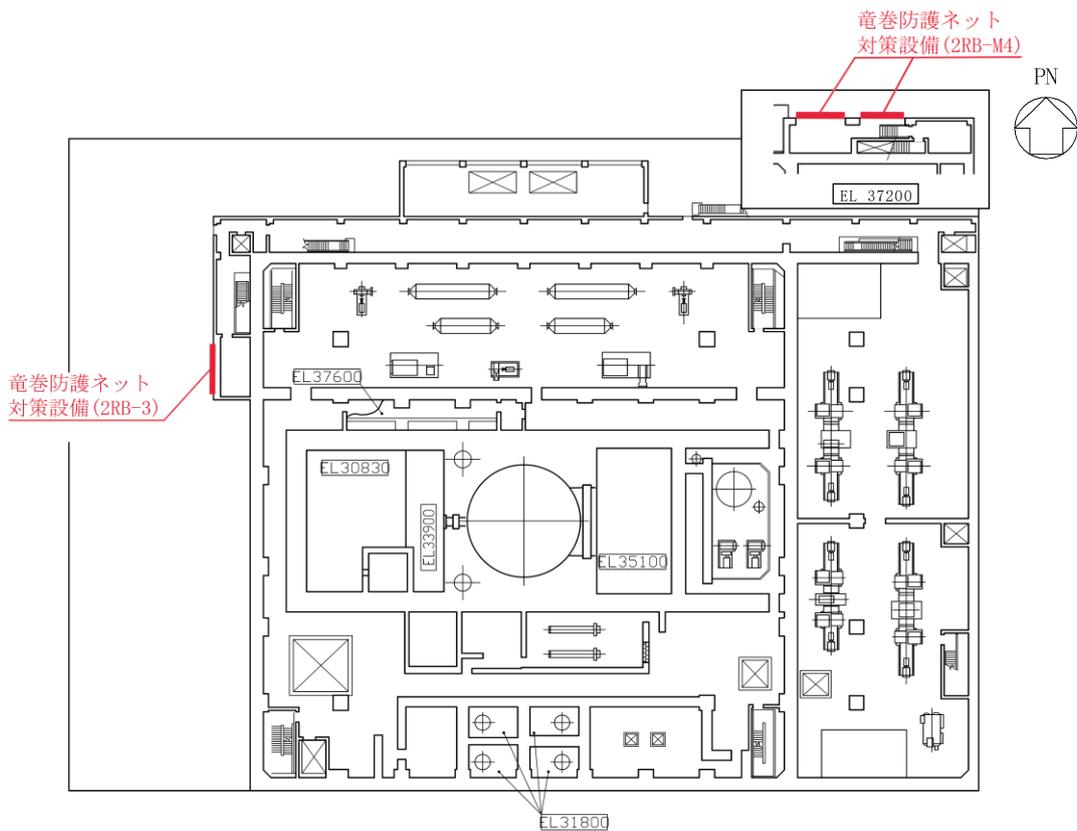


図 2-1(2) 建物開口部竜巻防護対策設備の設置位置図
(原子炉建物, EL 34.8m)

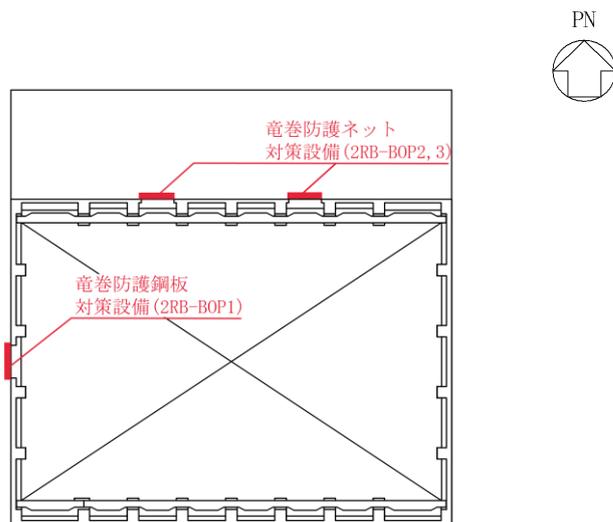


図 2-1(3) 建物開口部竜巻防護対策設備の設置位置図
(原子炉建物, EL 51.7m)

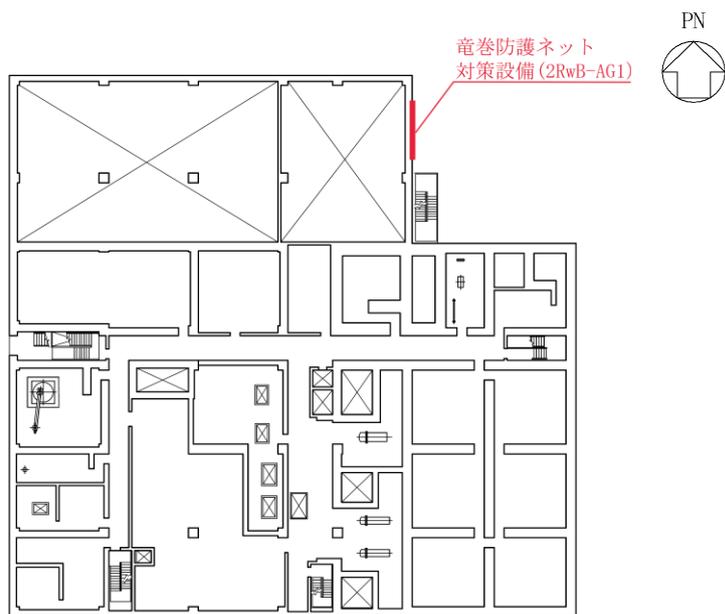


図 2-1(4) 建物開口部竜巻防護対策設備の設置位置図
(廃棄物処理建物, EL 26.7m)

2.2 構造計画

竜巻防護ネット対策設備及び竜巻防護鋼板対策設備の構造計画を表 2-2 及び表 2-3 に示す。

表 2-2(1) 構造計画 (竜巻防護ネット対策設備, 張出しタイプ)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
アンカーボルトにより建物躯体である床及び壁に固定される。	竜巻防護ネットが取り付けられた鉄骨フレーム	<p> C1, B2 :H-600×300×14×25 B1 :H-600×200×11×17 B3 :H-400×200×8×13 </p> <p>(単位 : mm)</p>

表 2-2(2) 構造計画 (竜巻防護ネット対策設備, 壁付けタイプ)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
アンカーボルトにより建物躯体である壁に固定される。	竜巻防護ネットが取り付けられた鉄骨フレーム	<p> : 評価部位 アンカーボルト (接着系) (C-C断面) 竜巻防護ネット C1, B1 : H-1000×300×19×32 C2, B2 : H-800×300×16×32 フレーム (鉄骨架構) (A-A断面) 建物開口部 (B-B断面) (単位: mm) </p>

表 2-3 構造計画（竜巻防護鋼板対策設備）

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
アンカーボルトにより建物躯体である壁に固定される。	竜巻防護鋼板が取り付けられた鉄骨フレーム	<p>□ : 評価部位</p> <p>アンカーボルト (接着系)</p> <p>フレーム (鉄骨架構)</p> <p>C1 : H-800×300×14×26</p> <p>竜巻防護鋼板</p> <p>建物開口部</p> <p>(B-B断面)</p> <p>(A-A断面)</p> <p>(単位 : mm)</p>

2.3 評価方針

建物開口部竜巻防護対策設備の応力評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す建物開口部竜巻防護対策設備の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4. 応力評価及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

建物開口部竜巻防護対策設備の耐震評価フローを図2-2に示す。

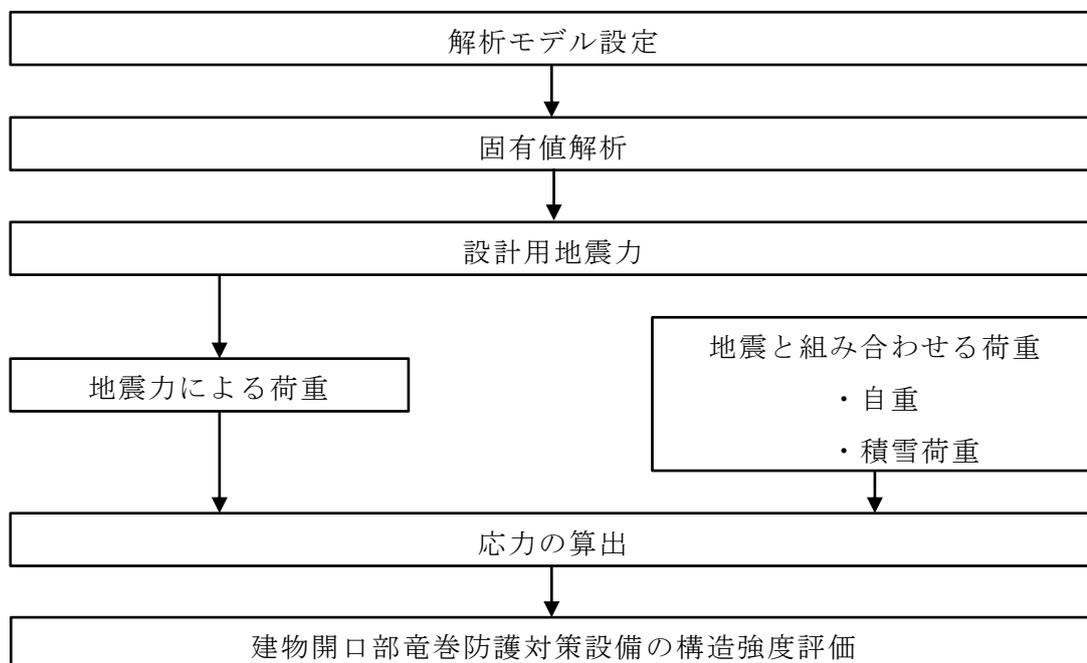


図2-2 建物開口部竜巻防護対策設備の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 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 ((社) 日本電気協会)
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)
- ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 2010 年改定)
- ・構造力学公式集 ((社) 土木学会)
- ・日本産業規格 (J I S)

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
s_{ca}	アンカーボルトの断面積	mm^2
A	フレームの断面積	mm^2
A_0	アンカーボルト頭部の支圧面積	mm^2
A_c	引張力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	mm^2
A_{qc}	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	mm^2
A_{sy}	フレームのせん断断面積 (y 軸方向)	mm^2
A_{sz}	フレームのせん断断面積 (z 軸方向)	mm^2
C_{HX}	X 方向設計震度 (絶対座標系)	—
C_{HY}	Y 方向設計震度 (絶対座標系)	—
C_V	鉛直方向設計震度 (絶対座標系)	—
D	アンカーボルトの頭部直径	mm
d	アンカーボルトの径	mm
E	縦弾性係数	MPa
F	鋼材の許容応力を決定する場合の基準値	MPa
F_c	コンクリートの設計基準強度	MPa
f	1 次固有振動数	Hz
f_b	フレームの許容曲げ応力	MPa
f_c	フレームの許容圧縮応力	MPa
f_s	フレームの許容せん断応力	MPa
f_t	フレームの許容引張応力	MPa
f_n	アンカーボルト引張時の頭部支圧応力度に対するコンクリートの支圧強度	MPa
i	断面二次半径	mm
I	フレームの断面二次モーメント	mm^4
l	フレームの長さ	mm
l_k	座屈長さ	mm
L_{ce}	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	mm
L_e	アンカーボルトの有効埋込み長さ	mm
M_e	弾性横座屈モーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_{y1}	降伏モーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_x	フレームの曲げモーメント (x 軸周り)	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_y	フレームの曲げモーメント (y 軸周り)	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_z	フレームの曲げモーメント (z 軸周り)	$\text{N}\cdot\text{mm}$

記号	記号の説明	単位
m	質量分布	kg/m
w	評価用荷重	N/m
n	フレームと壁及び床の取付部 1 箇所当たりのアンカーボルトの本数	—
X, Y, Z	絶対（節点）座標軸	—
x, y, z	局所（要素）座標軸	—
Z_y	フレームの断面係数（y 軸周り）	mm ³
Z_z	フレームの断面係数（z 軸周り）	mm ³
Λ	フレームの限界細長比	—
λ	フレームの有効細長比	—
λ_b	降伏モーメントに対する曲げ材の基準化細長比	—
$e \lambda_b$	弾性限界細長比	—
$p \lambda_b$	塑性限界細長比	—
ν_c	圧縮座屈に対する安全率	—
ν_b	曲げ座屈に対する安全率	—
π	円周率	—
N_c	フレームの軸力（圧縮）	N
N_t	フレームの軸力（引張り）	N
R_x	ベースプレート部の荷重（x 軸方向）	N
R_y	ベースプレート部の荷重（y 軸方向）	N
R_z	ベースプレート部の荷重（z 軸方向）	N
p	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	N
p_a	アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	N
p_{a1}	アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張応力	N
p_{a2}	定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張応力	N
p_{a3}	アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張応力	N
q	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	N
q_a	アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力	N
q_{a1}	アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力	N

記号	記号の説明	単位
q_{a2}	定着した躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力	N
q_{a3}	定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力	N
Q_y	フレームのせん断力 (y 軸方向)	N
Q_z	フレームのせん断力 (z 軸方向)	N
ϕ_1	低減係数 長期 : 2/3 短期 : 1.0	—
ϕ_2	低減係数 長期 : 1/3 短期 : 2/3	—
ϕ_3	低減係数 長期 : 1/3 短期 : 2/3	—
α_n	へりあき及びアンカーボルトピッチによる付着強度の低減係数 (n = 1, 2, 3)	—
c_n	へりあき及びアンカーボルトピッチの 1/2 (n = 1, 2, 3)	mm
$c\sigma_{qa}$	コンクリートの支圧強度	MPa
$c\sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	MPa
$s\sigma_{pa}$	アンカーボルトの引張強度	MPa
$s\sigma_{qa}$	アンカーボルトのせん断強度	MPa
σ_{by}	フレームに生じる曲げ応力 (y 軸周り)	MPa
σ_{bz}	フレームに生じる曲げ応力 (z 軸周り)	MPa
σ_c	フレームに生じる圧縮応力	MPa
σ_t	フレームに生じる引張応力	MPa
τ_a	へりあき及びアンカーボルトのピッチを考慮したアンカーボルトの引張力に対する付着力	MPa
τ_{bavg}	アンカーボルトの基本平均付着強度	MPa
τ_y	フレームに生じるせん断応力 (y 軸方向)	MPa
τ_z	フレームに生じるせん断応力 (z 軸方向)	MPa

2.6 計算精度と数値の丸め方

表示する数値の丸め方は表 2-4 に示すとおりとする。

表 2-4 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
質量	kg	—	—	整数位 ^{*1}
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は，小数点以下第 1 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときはべき数表示とする。

3. 評価部位

建物開口部竜巻防護対策設備の耐震評価は、建物開口部竜巻防護対策設備が脱落することにより波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から、「4.1 応力評価及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなるフレーム及びアンカーボルトについて実施する。なお、建物開口部竜巻防護対策設備は、構造物として十分な剛性を有しており、支持構造物であるフレーム及びアンカーボルトが健全であれば脱落による損傷を防止できるため、フレーム及びアンカーボルトを評価対象とする。建物開口部竜巻防護対策設備の耐震評価部位については、表 2-2 及び表 2-3 の概略構造図に示す。

4. 応力評価及び構造強度評価

4.1 応力評価及び構造強度評価方法

- (1) 建物開口部竜巻防護対策設備のフレームは、アンカーボルトにより建物躯体である床及び壁に固定されるものとする。
- (2) 建物開口部竜巻防護対策設備の応力評価には、はり要素を用いたフレームモデルにより行う。
- (3) 建物開口部竜巻防護対策設備の質量には、フレーム自身の質量のほか、竜巻防護ネット、竜巻防護鋼板の質量を考慮する。
- (4) 地震力は、建物開口部竜巻防護対策設備に対して水平方向及び鉛直方向に作用するものとし、組合せ係数法を用いて設定する。
- (5) 地震力は、固有値解析結果を踏まえて設定するものとする。
- (6) 積雪による荷重は、評価対象設備に対して鉛直方向に作用するものとする。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ

建物開口部竜巻防護対策設備の荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

名称	荷重の組合せ
建物開口部竜巻防護対策設備	$D + S_s + P_s$

D : 自重

S_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

4.2.2 使用材料の許容応力

フレーム及びアンカーボルトの許容応力を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用材料の許容応力*¹

(単位 : MPa)

評価部材	材料	材料強度		
		引張り	圧縮 曲げ	せん断
フレーム	SN490B (厚さ ≤ 40mm)	325	325* ²	187
アンカーボルト (頭付き)	アルミキルド鋼	235	235* ²	135
アンカーボルト (接着系)	SS400	235	235* ²	135

注記*1 : 鋼構造設計規準 ―許容応力度設計法― ((社) 日本建築学会, 2005 改定) 及び日本産業規格 (J I S) による。

*2 : 上限値であり, 座屈長さ等を勘案して設定する。

4.3.2 竜巻防護鋼板対策設備

竜巻防護鋼板対策設備の解析モデルを図 4-2 に、解析モデルの概要を以下に示す。

- (1) 解析モデルは、フレームを単純はりとしてモデル化する。
- (2) 拘束条件は、フレームと原子炉建物壁面をアンカーボルトで固定する。なお、固定箇所はピン接合とする。

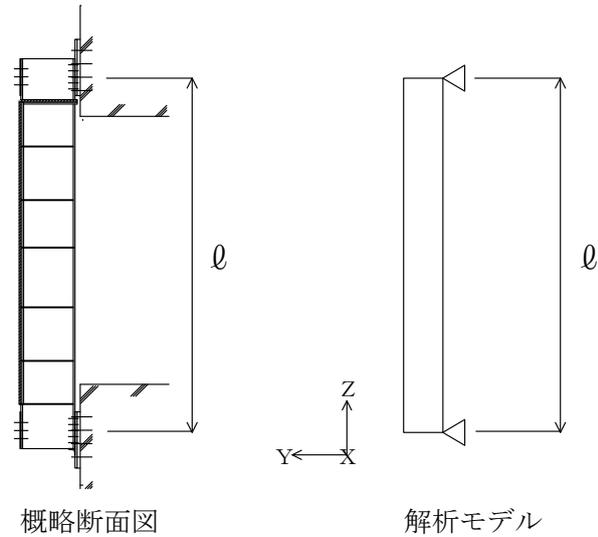


図 4-2 竜巻防護鋼板対策設備の解析モデル

4.4 固有周期

4.4.1 竜巻防護ネット対策設備

竜巻防護ネット対策設備の固有周期は、「4.3.1 竜巻防護ネット対策設備」で示した解析モデルを用いて、解析コード「KANSAS2」を使用し算出する。固有値解析の結果を表4-3に示す。固有周期は、0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表4-3 固有値解析結果（竜巻防護ネット対策設備）

方向	固有周期 (s)	刺激係数		
		水平方向		鉛直方向 Z方向 (UD方向)
		X方向 (EW方向)	Y方向 (NS方向)	
X方向 (EW方向)	0.0363	5.043	0.000	0.000
Z方向 (UD方向)	0.0329	0.000	0.011	1.761
Y方向 (NS方向)	0.0295	0.000	-1.457	-0.378

4.4.2 竜巻防護鋼板対策設備

竜巻防護鋼板対策設備の固有周期は、「4.3.2 竜巻防護鋼板対策設備」で示した解析モデルを用いて、「土木学会構造力学公式集」に基づき下式より算出する。

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi l} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

固有値解析の結果を表4-4に示す。固有周期は、0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表4-4 固有値解析結果（竜巻防護鋼板対策設備）

方向	固有周期 (s)
X方向 (NS方向)	0.0324
Y方向 (EW方向)	0.0156

4.5 設計用地震力

「基準地震動 S s」による地震力は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

建物開口部竜巻防護対策設備は剛構造であることから、建物の地震応答解析に基づいて算定された最大応答加速度又はこれを上回る設計震度を設定する。設計用地震力を表 4-5 及び表 4-6 に示す。

表 4-5 設計用地震力（竜巻防護ネット対策設備）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S s		
	水平方向		鉛直方向 Z 方向 (UD 方向)	水平方向		鉛直方向 Z 方向 (UD 方向) 設計震度
	X 方向 (EW 方向)	Y 方向 (NS 方向)		X 方向 (EW 方向) 設計震度	Y 方向 (NS 方向) 設計震度	
原子炉建物 EL 52.4 (EL 51.7*1)	0.0363	0.0295	0.0329	$C_{HX} =$ 7.02*2	$C_{HY} =$ 5.54*2	$C_V =$ 7.43*2

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度 II（基準地震動 S s）又はこれを上回る設計震度

表 4-6 設計用地震力（竜巻防護鋼板対策設備）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S s		
	水平方向		鉛直方向 Z 方向 (UD 方向)	水平方向		鉛直方向 Z 方向 (UD 方向) 設計震度
	X 方向 (NS 方向)	Y 方向 (EW 方向)		X 方向 (NS 方向) 設計震度	Y 方向 (EW 方向) 設計震度	
原子炉建物 EL 51.9 (EL 51.7*1)	0.0324	0.0156	—*2	$C_{HX} =$ 4.43*3	$C_{HY} =$ 9.54*3	$C_V =$ 2.66*3

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：0.05 秒以下

*3：設計用震度 II（基準地震動 S s）又はこれを上回る設計震度

4.6 応力の計算方法

4.6.1 竜巻防護ネット対策設備

(1) フレームの応力

フレームの応力は、解析による計算で得られる各要素端での軸力 N_t 、 N_c 、せん断力 Q_y 、 Q_z 及び曲げモーメント M_y 、 M_z により各応力を次のように求める。

a. 引張応力又は圧縮応力

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A}, \quad \sigma_c = \frac{N_c}{A}$$

b. せん断応力

$$\tau_y = \frac{Q_y}{A_{s_y}}, \quad \tau_z = \frac{Q_z}{A_{s_z}}$$

c. 曲げ応力

$$\sigma_{b_y} = \frac{M_y}{Z_y}, \quad \sigma_{b_z} = \frac{M_z}{Z_z}$$

d. 組合せ応力

(a) 圧縮又は引張り＋曲げ

$$\max \left(\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{b_y} + \sigma_{b_z}}{f_b}, \frac{\sigma_{b_y} + \sigma_{b_z} + \sigma_t}{f_t} \right)$$

(b) 圧縮又は引張り＋曲げ＋せん断

$$\max \left(\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b_y} + \sigma_{b_z})^2 + 3\tau_y^2}, \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b_y} + \sigma_{b_z})^2 + 3\tau_z^2} \right)$$

引張軸力の場合は σ_c を σ_t とする。

注：添字 y 、 z は要素に与えられた座標軸（ y ：弱軸方向、 z ：強軸方向）

(2) アンカーボルトの荷重

アンカーボルトの荷重は、解析による計算で得られるベースプレート部の各要素端に生じる荷重 R_x 、 R_y 、 R_z により各荷重を次のように求める。

a. 引張荷重

$$p = R_x / n$$

b. せん断荷重

$$q = \sqrt{R_y^2 + R_z^2} / n$$

注：添字 x 、 y 、 z は要素に与えられた座標軸（ x ：引張方向、 y 及び z ：せん断方向）

4.6.2 竜巻防護鋼板対策設備

(1) フレームの荷重及び応力

フレームの荷重及び応力は、単純はりとして下式により求める。

a. せん断荷重

$$Q_y = \frac{w \cdot C_{HX} \cdot \ell}{2}, \quad Q_z = \frac{w \cdot C_{HY} \cdot \ell}{2}$$

b. 曲げモーメント

$$M_y = \frac{w \cdot C_{HY} \cdot \ell^2}{8}, \quad M_z = \frac{w \cdot C_{HX} \cdot \ell^2}{8}$$

c. せん断応力

$$\tau_y = \frac{Q_y}{A_{s y}}, \quad \tau_z = \frac{Q_z}{A_{s z}}$$

d. 曲げ応力

$$\sigma_{b y} = \frac{M_y}{Z_y}, \quad \sigma_{b z} = \frac{M_z}{Z_z}$$

e. 組合せ応力

(a) 曲げ+せん断

$$\max \left(\sqrt{(\sigma_{b y} + \sigma_{b z})^2 + 3 \tau_y^2}, \quad \sqrt{(\sigma_{b y} + \sigma_{b z})^2 + 3 \tau_z^2} \right)$$

注：添字 y, z は要素に与えられた座標軸（ y ：弱軸方向， z ：強軸方向）

(2) アンカーボルトの荷重

アンカーボルトの荷重は、はりモデルを用いて計算した引張荷重及びせん断荷重により、次のように求める。

a. 引張荷重

$$R_x = \frac{w \cdot C_{HY} \cdot \ell}{2}$$

$$p = R_x / n$$

b. せん断荷重

$$R_y = \frac{w \cdot C_{HX} \cdot \ell}{2}$$

$$R_z = \frac{w \cdot C_V \cdot \ell}{2}$$

$$q = \sqrt{R_y^2 + R_z^2} / n$$

注：添字 x, y, z は要素に与えられた座標軸（x：引張方向, y 及び z：せん断方向）

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【竜巻防護ネット対策設備の耐震性についての計算結果】及び【竜巻防護鋼板対策設備の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 フレームの応力評価

4.6.1(1)項及び4.6.2(1)項で求めた各応力が許容応力以下であること。ただし、組合せ応力は f_t 以下、又は、応力比の場合は1以下であることを確認する。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$
許容圧縮応力 f_c	$\lambda \leq \Lambda$ のとき $\left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} \frac{F}{\nu_c} \cdot 1.5$ $\lambda > \Lambda$ のとき $\frac{0.277}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \cdot F \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5$
許容曲げ応力 f_b	$\lambda_b \leq_p \lambda_b$ のとき $\frac{F}{\nu_b} \cdot 1.5$ $_p \lambda_b < \lambda_b \leq_e \lambda_b$ のとき $\left\{ 1 - 0.4 \frac{\lambda_b - _p \lambda_b}{_e \lambda_b - _p \lambda_b} \right\} \frac{F}{\nu_b} \cdot 1.5$ $_e \lambda_b < \lambda_b$ のとき $\frac{1}{\lambda_b^2} \cdot \frac{F}{2.17} \cdot 1.5$

ここで,

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i}$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}}$$

$$\nu_c = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

$$\nu_b = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda_b}{e \lambda_b} \right)^2$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{M_{y1}}{M_e}}$$

$$p \lambda_b = 0.3$$

$$e \lambda_b = \frac{1}{\sqrt{0.6}}$$

4.8.2 アンカーボルトの評価

4.6.1(2)項及び4.6.2(2)項で求めたアンカーボルトの引張荷重 p 及びせん断荷重 q が許容値以下であること。また、引張応力比とせん断応力比の二乗和が1以下であることを確認する。

(1) 頭付きタイプ

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張力 p_a	$\min [p_{a1}, p_{a2}]$
許容せん断力 q_a	$\min [q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}]$
組合せ	$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1$

ただし、

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここで、

低減係数 ϕ_1 、 ϕ_2 は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」より、以下の表のとおり。

	ϕ_1	ϕ_2
短期荷重用	1.0	2/3

頭付きアンカーボルトの許容引張時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度以下となるようにする。

$$\frac{p_a}{A_0} \leq f_n$$

短期許容せん断力を確保するためのアンカーボルトの有効埋込み長さ L_e は以下の式を満たすように算定するものとする。

$$s \sigma_{pa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

$$A_c = \pi \cdot L_e (L_e + D)$$

(2) 接着系タイプ

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張力 p_a	$\min [p_{a1}, p_{a3}]$
許容せん断力 q_a	$\min [q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}]$
組合せ	$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1$

ただし、

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d \cdot L_{ce}$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここで、

低減係数 ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」より、以下の表のとおり。

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5 \left(\frac{c_n}{L_e} \right) + 0.5 \quad (n=1, 2, 3)$$

なお、 $(c_n/L_e) \geq 1.0$ の場合は、 $(c_n/L_e) = 1.0$ 、 $L_e \geq 10d$ の場合は、 $L_e = 10d$ とする。

ボルトの基本平均付着強度 τ_{bavg} は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」より、カプセル方式・有機系の $10\sqrt{F_c/21}$ とする。

短期許容せん断力を確保するためのアンカーボルトの有効埋込み長さ L_e は以下の式を満たすように算定するものとする。

$$L_e \geq \frac{s \cdot \sigma_{pa} \cdot d}{4 \cdot \tau_a}$$

5. 評価結果

建物開口部竜巻防護対策設備の設計条件及び評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることにより波及的影響を及ぼさないことを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【竜巻防護ネット対策設備の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設及び重大事故等対処設備

1.1 設計条件

機器名称	据付場所及び 床面高さ (m)	基準地震動 S_s		
		X方向 (EW方向) 設計震度	Y方向 (NS方向) 設計震度	鉛直方向 (UD方向) 設計震度
竜巻防護ネット 対策設備	原子炉建物 EL52.4 (EL51.7*)	$C_{HX}=7.02$	$C_{HY}=5.54$	$C_V=7.43$

注記*：基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

部材	材質	E (MPa)	F (MPa)	p_a (N)	q_a (N)
H-600×300×14×25	SN490B	2.05×10^5	325	—	—
H-600×200×11×17	SN490B	2.05×10^5	325	—	—
H-400×200×8×13	SN490B	2.05×10^5	325	—	—
φ22 (頭付き)	アルミキルド鋼	2.05×10^5	235	6.021×10^4	6.252×10^4
M20 (接着系)	SS400	2.05×10^5	235	4.110×10^4	4.030×10^4

部材	m^* (kg/m)	A (mm ²)	Z_y (mm ³)	Z_z (mm ³)	$A_{s y}$ (mm ²)	$A_{s z}$ (mm ²)
H-600×300×14×25	231.7	2.285×10^4	4.820×10^6	7.510×10^5	1.500×10^4	7.700×10^3
H-600×200×11×17	133.0	1.317×10^4	2.520×10^6	2.270×10^5	6.800×10^3	6.226×10^3
H-400×200×8×13	83.6	8.337×10^3	1.170×10^6	1.740×10^5	5.200×10^3	2.992×10^3

注記*：フレームの他，リブプレート等の重量を含む。

部材	d (mm)	$s c a$ (mm ²)	n
φ22 (頭付き)	22	380.1	18
M20 (接着系)	20	245.0	16

1.3 計算数値

1.3.1 フレームの荷重

(単位：N)

部材	N_t	N_c	Q_y	Q_z
H-600×300×14×25	4.366×10^5	5.443×10^5	7.690×10^4	4.723×10^4
H-600×200×11×17	3.398×10^5	3.398×10^5	6.648×10^4	8.317×10^4
H-400×200×8×13	7.230×10^5	7.231×10^5	2.249×10^3	1.742×10^3

注：添字 y, z は要素に与えられた座標軸 (Q_y ：弱軸方向, Q_z ：強軸方向)

1.3.2 フレームのモーメント (単位：N・mm)

部材	M_y	M_z
H-600×300×14×25	1.103×10^8	3.337×10^7
H-600×200×11×17	1.140×10^8	2.626×10^7
H-400×200×8×13	7.083×10^6	9.142×10^6

注：添字 y, z は要素に与えられた座標軸 (M_y ：強軸周り, M_z ：弱軸周り)

1.3.3 アンカーボルトの荷重 (単位：N)

部材	R_x	R_y	R_z
$\phi 22$ (頭付き)	6.278×10^5	6.284×10^4	1.266×10^5
M20 (接着系)	5.832×10^5	1.072×10^5	5.580×10^4

注：添字 x, y, z は要素に与えられた座標軸 (R_x ：引張方向, R_y 及び R_z ：せん断方向)

1.3.4 アンカーボルトに作用する力 (単位：N)

部材	p	q
$\phi 22$ (頭付き)	3.488×10^4	7.853×10^3
M20 (接着系)	3.645×10^4	7.554×10^3

1.4 結論

1.4.1 固有周期 (単位 : s)

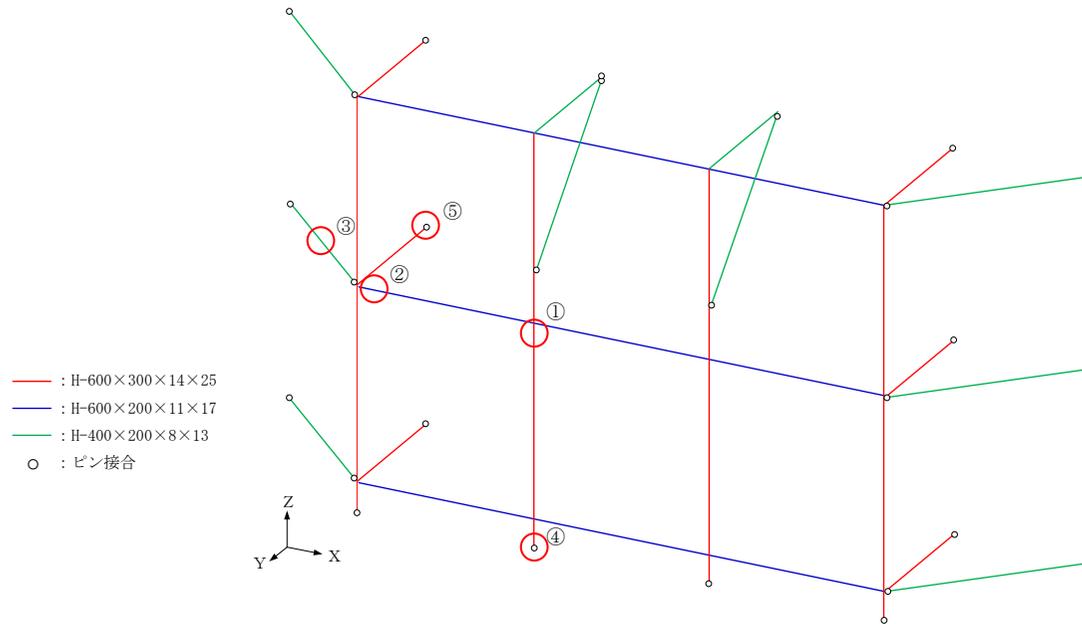
方向	固有周期
X方向 (E W方向)	0.0363
Z方向 (U D方向)	0.0329
Y方向 (N S方向)	0.0295

1.4.2 応力

項目	部材	部位	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度
フレーム	H-600×300×14×25	①	引張り	20	325	0.07
			圧縮	24	273	0.09
			せん断	7	187	0.04
			曲げ	45	325	0.14
			組合せ（圧縮又は引張り＋曲げ）	—	—	0.32
			組合せ（圧縮又は引張り＋曲げ＋せん断）	—	—	0.29
	H-600×200×11×17	②	引張り	26	325	0.08
			圧縮	26	211	0.13
			せん断	14	187	0.08
			曲げ	116	325	0.36
			組合せ（圧縮又は引張り＋曲げ）	—	—	0.69
			組合せ（圧縮又は引張り＋曲げ＋せん断）	—	—	0.59
	H-400×200×8×13	③	引張り	87	325	0.27
			圧縮	87	211	0.42
			せん断	1	187	0.01
			曲げ	53	325	0.17
			組合せ（圧縮又は引張り＋曲げ）	—	—	0.63
			組合せ（圧縮又は引張り＋曲げ＋せん断）	—	—	0.46

項目	部材	部位	応力	算出応力 (N)	許容応力 (N)	裕度
アンカー ボルト	φ22 (頭付き)	④	引張り	3.488×10^4	6.021×10^4	0.58
			せん断	7.853×10^3	6.252×10^4	0.13
			組合せ (引張り+せん断)	—	—	0.36
	M20 (接着系)	⑤	引張り	3.645×10^4	4.110×10^4	0.89
			せん断	7.554×10^3	4.030×10^4	0.19
			組合せ (引張り+せん断)	—	—	0.83

すべて許容応力以下である。



各部位ごとの最大応力発生部位

1.4.3 代表機器の選定結果及び全機器の評価結果

機器名称	据付場所及び 床面高さ (m)	対象	応力	算出応力 (N)	許容応力 (N)	裕度	代表
竜巻防護ネット対策設備 (2RB-AG1, 3, 4)	原子炉建物 EL 23.8*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.12	
		アンカーボルト	引張り	1.482×10^4	3.686×10^4	0.41	
竜巻防護ネット対策設備 (2RB-AG2)	原子炉建物 EL 23.8*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.11	
		アンカーボルト	引張り	1.392×10^4	3.686×10^4	0.38	
竜巻防護ネット対策設備 (2RB-AG5)	原子炉建物 EL 23.8*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.13	
		アンカーボルト	引張り	1.989×10^4	3.686×10^4	0.54	
竜巻防護ネット対策設備 (2RB-3)	原子炉建物 EL 34.8*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.11	
		アンカーボルト	引張り	1.363×10^4	3.686×10^4	0.37	
竜巻防護ネット対策設備 (2RB-M4)	原子炉建物 EL 37.2*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.12	
		アンカーボルト	引張り	1.026×10^4	3.686×10^4	0.28	
竜巻防護ネット対策設備 (2RB-BOP2, 3)	原子炉建物 EL 51.7*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.69	○
		アンカーボルト	引張り	3.645×10^4	4.110×10^4	0.89	○
竜巻防護ネット対策設備 (2RwB-AG1)	廃棄物処理建物 EL 26.7*	フレーム	組合せ (圧縮又は引張り+曲げ)	—	—	0.06	
		アンカーボルト	引張り	4.430×10^3	3.898×10^4	0.12	

すべて許容応力以下である。

注記*：基準床レベルを示す。

【竜巻防護鋼板対策設備の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設及び重大事故等対処設備

1.1 設計条件

機器名称	据付場所及び 床面高さ (m)	基準地震動 S_s		
		X方向 (NS方向) 設計震度	Y方向 (EW方向) 設計震度	鉛直方向 (UD方向) 設計震度
竜巻防護鋼板 対策設備	原子炉建物 EL 51.9 (EL 51.7*)	$C_{HX} = 4.43$	$C_{HY} = 9.54$	$C_V = 2.66$

注記*：基準床レベルを示す。

38

1.2 機器要目

部材	材質	E (MPa)	F (MPa)	p_a (N)	q_a (N)
H-800×300×14×26	SN490B	2.050×10^5	325	—	—
M20 (接着系)	SS400	2.050×10^5	235	3.488×10^4	4.030×10^4

部材	m^* (kg/m)	\varnothing (mm)	A (mm ²)	Z_y (mm ³)	Z_z (mm ³)	A_{s_y} (mm ²)	A_{s_z} (mm ²)
H-800×300×14×26	758.3	5280	2.635×10^4	7.160×10^6	7.810×10^5	1.560×10^4	1.047×10^4

注記*：フレームの他、リブプレート及び竜巻防護鋼板等の重量を含む。

部材	d (mm)	s c a (mm ²)	n
M20 (接着系)	20	245.0	9

1.3 計算数値

1.3.1 フレームの荷重 (単位：N)

部材	Q_y	Q_z
H-800×300×14×26	3.538×10^4	1.904×10^5

注：添字 y, z は要素に与えられた座標軸 (Q_y ：弱軸方向, Q_z ：強軸方向)

39

1.3.2 フレームのモーメント (単位：N・mm)

部材	M_y	M_z
H-800×300×14×26	2.513×10^8	4.670×10^7

注：添字 y, z は要素に与えられた座標軸 (M_y ：強軸周り, M_z ：弱軸周り)

1.3.3 アンカーボルトの荷重 (単位：N)

部材	R_x	R_y	R_z
M20 (接着系)	1.904×10^5	3.538×10^4	4.118×10^4

注：添字 x, y, z は要素に与えられた座標軸 (R_x ：引張方向, R_y 及び R_z ：せん断方向)

1.3.4 アンカーボルトに作用する力 (単位：N)

部材	p	q
M20 (接着系)	2.116×10^4	6.032×10^3

1.4 結論

1.4.1 固有周期 (単位：s)

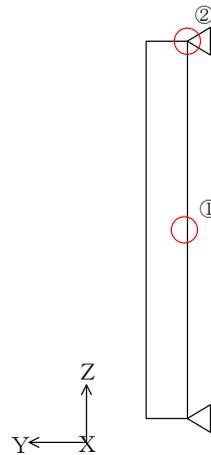
方向	固有周期
X方向 (N S方向)	0.0324
Y方向 (E W方向)	0.0156

1.4.2 応力

項目	部材	部位	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度
フレーム	H-800×300×14×26	①	せん断	19	187	0.11
			曲げ	60	325	0.19
			組合せ (曲げ+せん断)	—	—	0.32

項目	部材	部位	応力	算出応力 (N)	許容応力 (N)	裕度
アンカー ボルト	M20 (接着系)	②	引張り	2.116×10^4	3.488×10^4	0.61
			せん断	6.032×10^3	4.030×10^4	0.15
			組合せ (引張り+せん断)	—	—	0.40

すべて許容応力以下である。



各部位ごとの最大応力発生部位

VI-2-11-2-6-3 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の
耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造の概要	3
2.3	評価方針	6
2.4	適用規格・基準等	7
3.	耐震評価	8
3.1	固有振動数の算出方法	8
3.1.1	解析モデルの設定	8
3.1.2	記号の説明	9
3.1.3	固有振動数の算出方法	9
3.2	固有振動数の計算条件	10
3.3	固有振動数の算出結果	10
3.4	設計用地震力	11
3.5	耐震評価方法	12
3.5.1	記号の説明	12
3.5.2	評価対象部位	14
3.5.3	荷重及び荷重の組合せ	15
3.5.4	許容限界	16
3.5.5	評価方法	18
3.5.6	評価条件	23
4.	評価結果	25

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備が原子炉補機海水系配管、高圧炉心スプレイ補機海水系配管等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価として、原子炉補機海水系配管、高圧炉心スプレイ補機海水系配管等の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷による影響では、取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の構造部材の健全性評価を実施する。構造部材の健全性評価にあたっては、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」を基に算定した荷重を評価式に代入することにより確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の位置図を図 2-1 に示す。

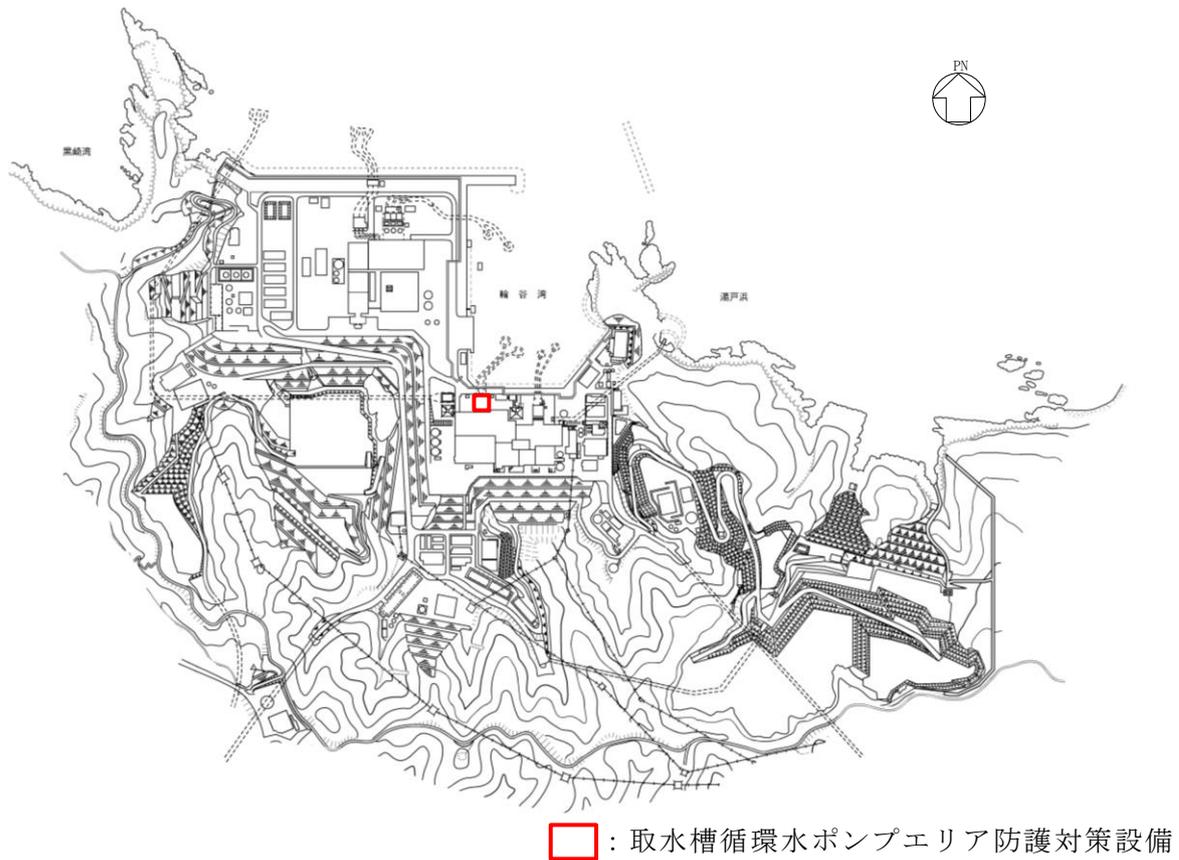


図 2-1 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 位置図

2.2 構造の概要

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3 に示す。

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備は，鋼板，架構，ベースプレート及びアンカーボルトから構成され，取水槽躯体にアンカーボルトで固定する構造とする。

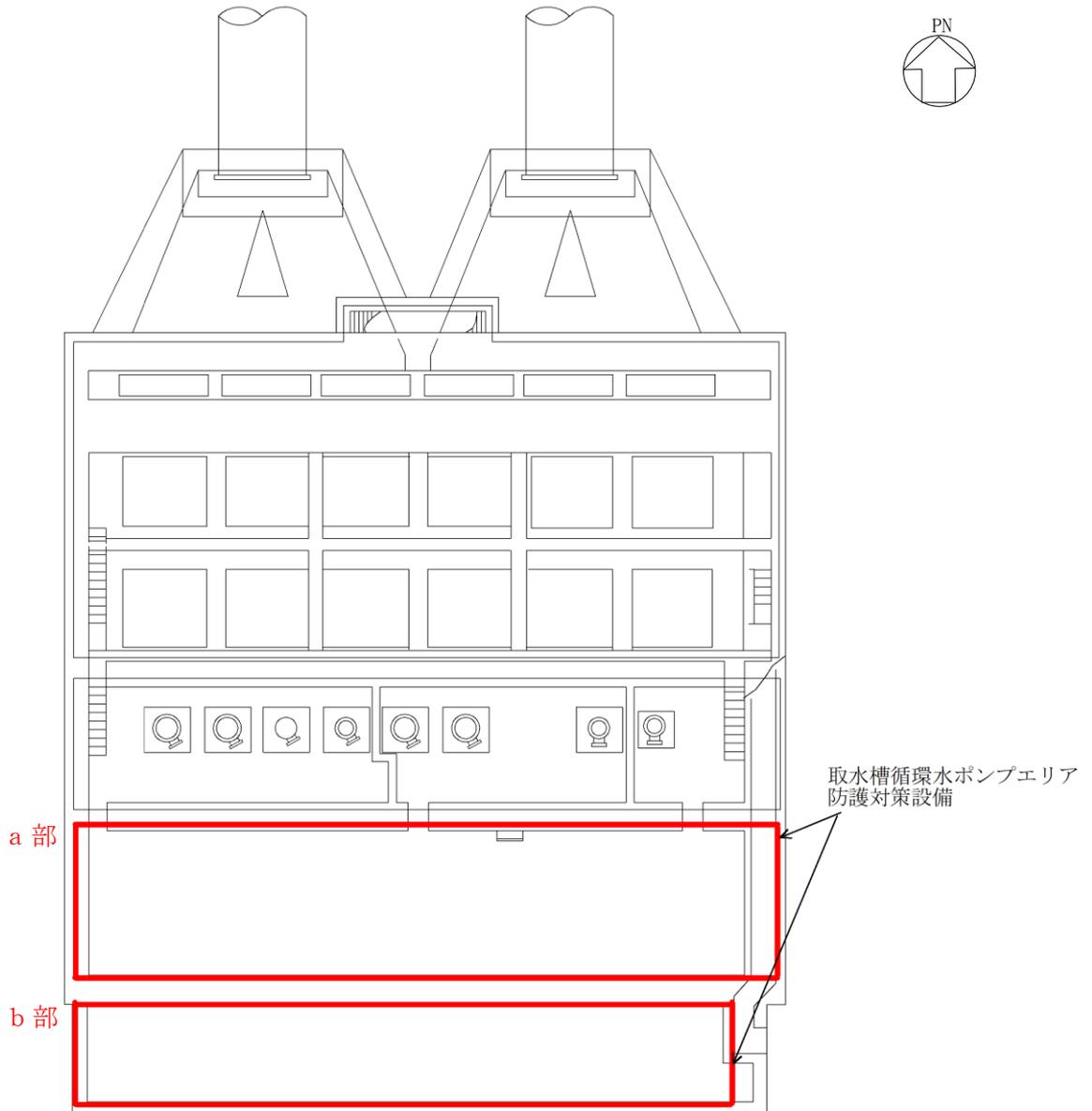


図 2-2(1) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 平面図

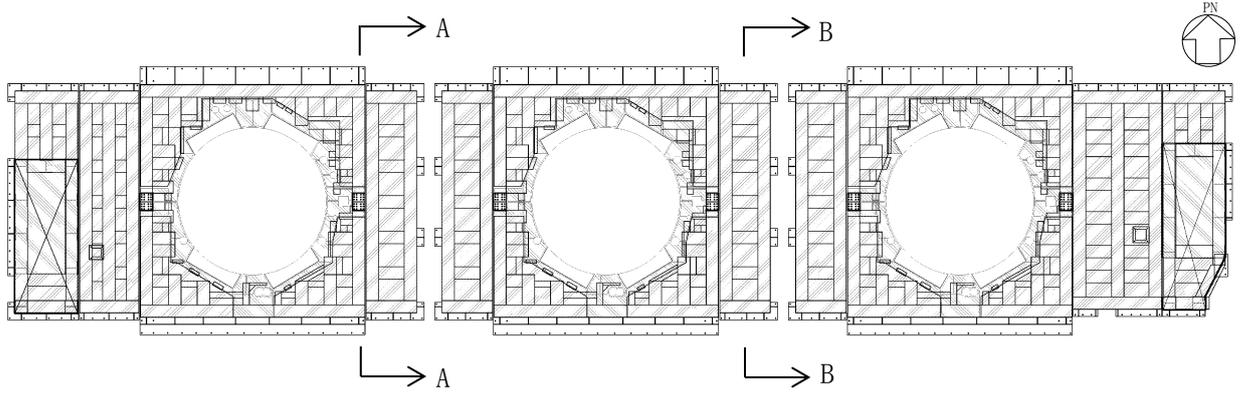


図 2-2(2) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 平面図 (a 部詳細図)

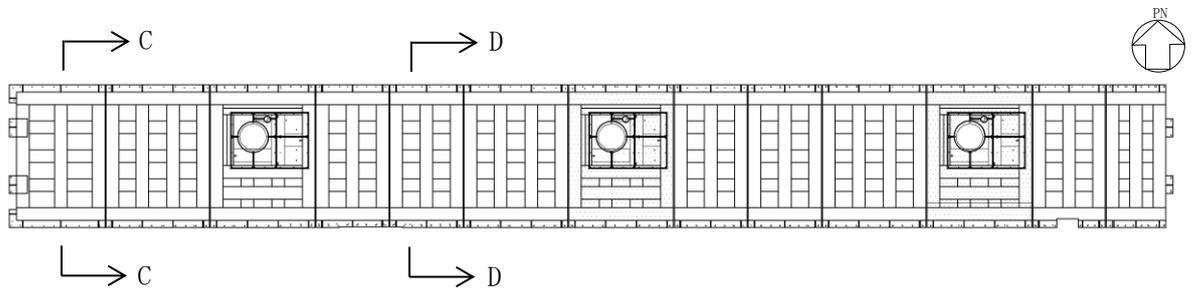


図 2-2(3) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 平面図 (b 部詳細図)

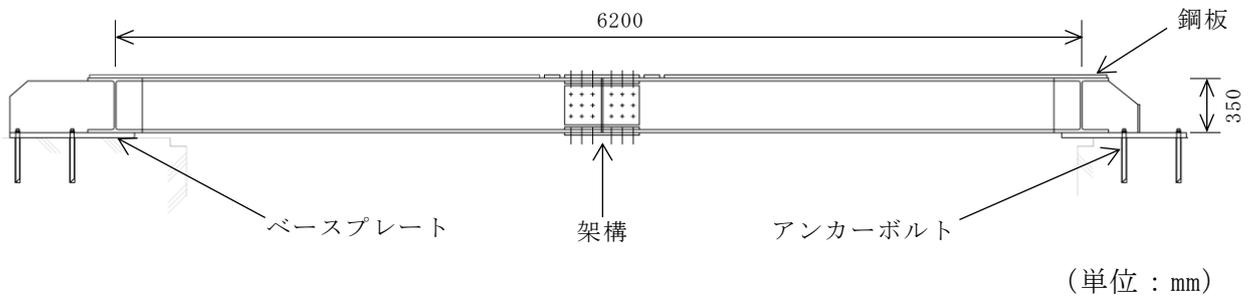


図 2-3 (1) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 断面図 (A-A 断面)

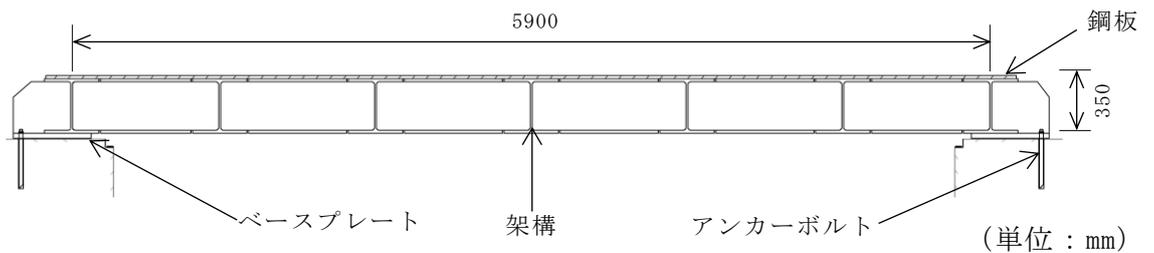


図 2-3 (2) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 断面図 (B-B 断面)

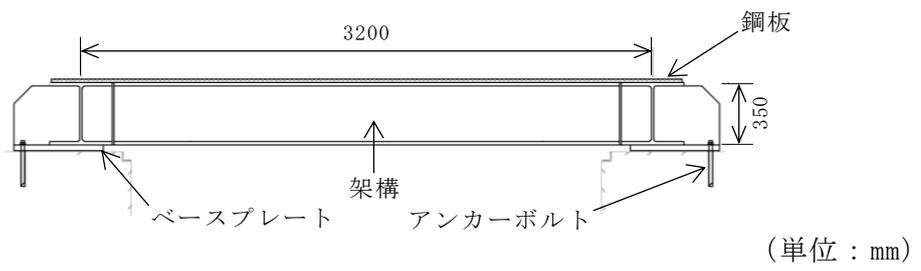


図 2-3 (3) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 断面図 (C-C 断面)

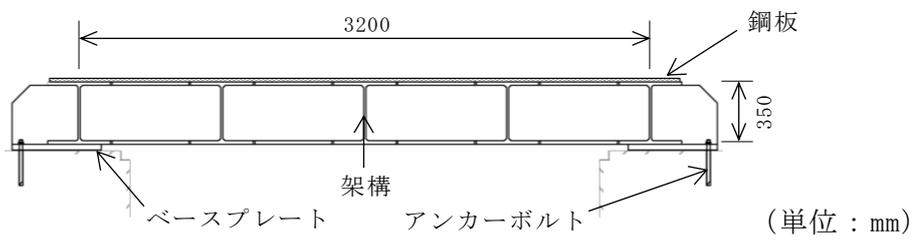


図 2-3 (4) 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 断面図 (D-D 断面)

2.3 評価方針

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造の概要」に示す取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の構造を踏まえ、「3.5.2 評価対象部位」にて設定する評価対象部位について、「3.3 固有振動数の算出結果」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界以下であることを、「3.5 耐震評価方法」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「4. 評価結果」にて確認する。

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価フローを図 2-4 に示す。

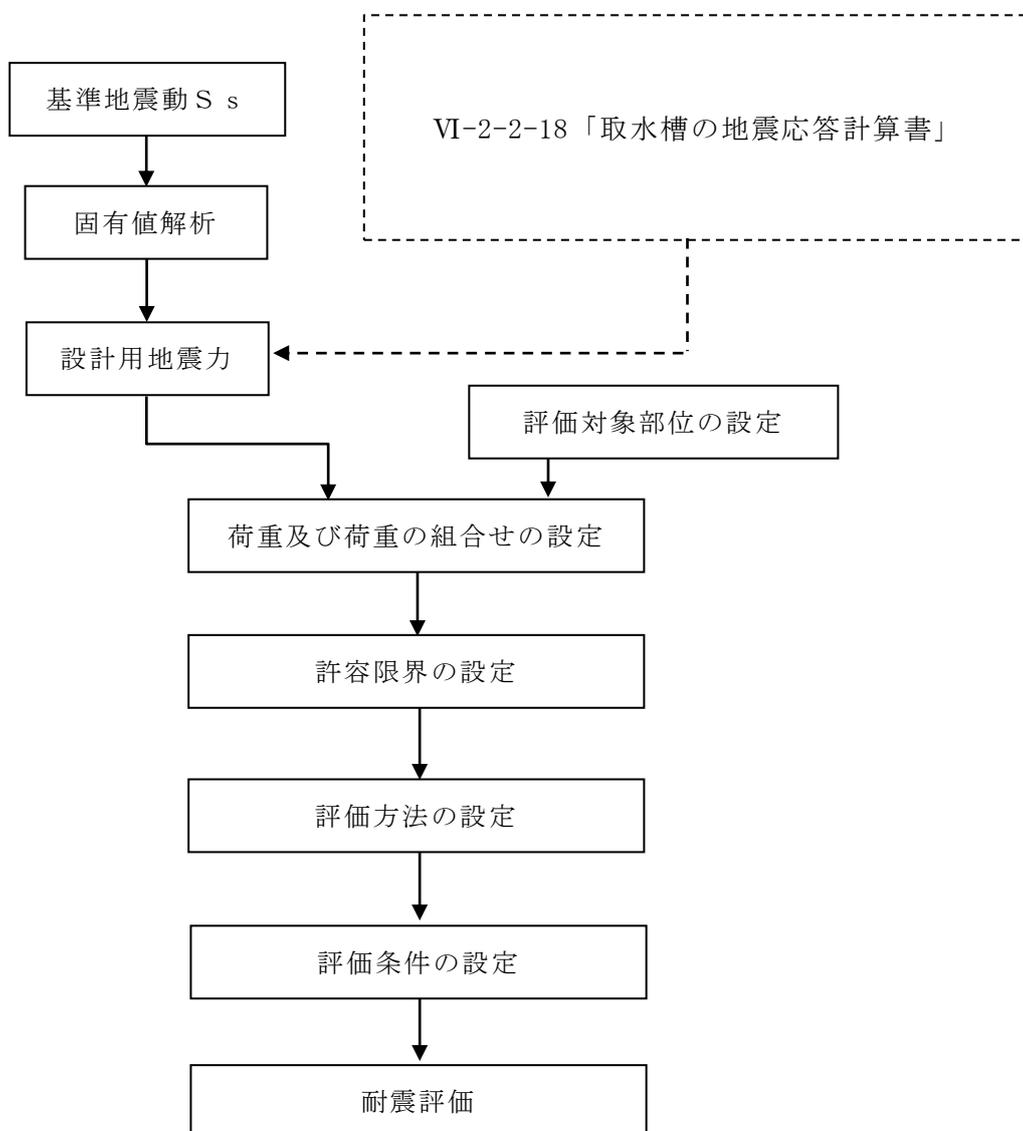


図 2-4 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 鋼構造設計規準-許容応力度設計法-（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・ 日本産業規格（J I S）
- ・ 構造力学公式集（（社）土木学会）

3. 耐震評価

3.1 固有振動数の算出方法

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

3.1.1 解析モデルの設定

当該防護対策設備は、鋼板、架構及びベースプレートの組合せにより剛な断面を有しているとともに、アンカーボルトにて取水槽躯体に固定する構造であることから、当該防護対策設備の鋼板を四辺固定の長方形板に、架構を両端固定はり単に単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、架構の全長とする。図3-1に解析モデル図を示す。

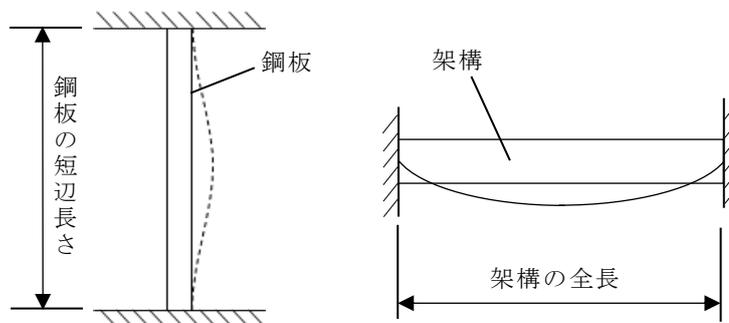


図 3-1 解析モデル図

3.1.2 記号の説明

当該防護対策設備の固有振動数算出に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防護対策設備の 1 次固有振動数
λ	—	定数
h	m	モデル化に用いる鋼板の厚さ
a	m	モデル化に用いる鋼板の短辺長さ
E	N/m ²	ヤング係数
ν	—	ポアソン比
ρ	kg/m ³	材料の密度
L	mm	モデル化に用いる架構の長さ
I	m ⁴	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

3.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「構造力学公式集（（社）土木学会）」に基づき以下の式より算出する。

- a. 四辺固定の長方形板モデル（鋼板をモデル化）

$$f = \frac{\lambda \pi h}{4a^2} \sqrt{\frac{E}{3(1 - \nu^2) \rho}}$$

- b. 両端固定はりモデル（架構をモデル化）

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

3.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 3-2 に示す。

表 3-2(1) 固有振動数の計算条件 (鋼板)

項目	記号	単位	数値
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹
定数	λ	—	2.480
モデル化に用いる鋼板の長さ	a	m	2.360
モデル化に用いる鋼板の厚さ	h	m	0.024
ポアソン比	ν	—	0.3
材料の密度	ρ	kg/m ³	7.85×10 ³

表 3-2(2) 固有振動数の計算条件 (架構)

項目	記号	単位	数値
モデル化に用いる架構の長さ	L	m	6.3
定数	λ	—	4.73
ヤング係数	E	N/m ²	2.05×10 ¹¹
断面二次モーメント	I	m ⁴	39.8×10 ⁻⁵
質量分布	m	kg/m	745.41

3.3 固有振動数の算出結果

固有振動数の算出結果を表 3-3 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であり、剛構造であることを確認した。

表 3-3 固有振動数

防護対策設備名称	対象部位	固有振動数 (Hz)
取水槽循環水ポンプエリア 防護対策設備	鋼板	25.96
	架構	29.68

3.4 設計用地震力

基準地震動 S_s による設計用地震力は、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」に基づき設定する。

地震応答解析に基づいて算定された当該防護対策設備設置床の最大応答加速度から設計震度を設定する。

当該防護対策設備の設計震度を表 3-4 に示す。

表 3-4 設計震度

構造物	設置場所	基準地震動 S_s の設計震度	
		水平 k_H	鉛直 k_V
取水槽	循環水ポンプエリア	1.8	0.9

3.5 耐震評価方法

当該防護対策設備の原子炉補機海水系配管，高圧炉心スプレイ補機海水系配管等に対する波及的影響の評価はVI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき，「2.2 構造の概要」に示す防護対策設備の構造を踏まえ，「3.5.2 評価対象部位」にて設定する評価部位において，「3.3 固有振動数の算出結果」で算定した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを，「3.5 耐震評価方法」に示す方法にて確認する。

3.5.1 記号の説明

当該防護対策設備の波及的影響の評価に用いる記号を表3-5に示す。

表3-5 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
V_{ss1}	kN/m	鋼板に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重
G_1	kN/m	鋼板の固定荷重
F_1	kN/m	鋼板が負担する積雪荷重
V_1	kN/m	鋼板に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重
σ_1	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度
M_1	kN・m	鋼板に生じる曲げモーメント
Z_1	cm ³	鋼板の断面係数
L_1	m	鋼板の支持スパン
τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度
Q_1	kN	鋼板のせん断力
A_{s1}	m ²	鋼板のせん断断面積
V_{ss2}	kN/m	架構に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重
G_2	kN/m	架構の固定荷重
$G_{2'}$	kN/m	架構が負担する鋼板の固定荷重
F_2	kN/m	架構が負担する積雪荷重
V_2	kN/m	架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重
σ_2	N/mm ²	架構に生じる曲げ応力度
M_2	kN・m	架構に生じる曲げモーメント
Z_2	cm ³	架構の断面係数
L_2	m	架構の支持スパン

表 3-5 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の波及的影響の評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
τ_2	N/mm ²	架構に生じるせん断応力度
Q_2	kN	架構のせん断力
A_{S2}	cm ²	架構のせん断断面積
σ_{b3}	N/mm ²	ベースプレートに生じる曲げ応力度
M_3	N・m	ベースプレートの最大曲げモーメント
Z_3	cm ³	ベースプレートの断面係数
P_3	N	アンカーボルト 1 本当たりの引張力
L_3	m	リブプレートとアンカーボルト間の長さ
τ_3	N/mm ²	ベースプレートに生じるせん断応力度
S_3	N	ベースプレートに生じるせん断力
t_3	mm	ベースプレートの厚さ
B_3	m	部材断面有効幅
T_{d4}	kN	アンカーボルト 1 本当たりの引張力
T_a	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力
Q_{d4}	kN	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力
Q_a	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力
V_4	kN	架構等の固定荷重
n_4	本	架構に取り付くアンカーボルトの本数
T_4	kN	架構に発生する曲げモーメントによりアンカーボルト 1 本当たりに生じる引張力
Q_4	kN	アンカーボルトのせん断力

3.5.2 評価対象部位

当該防護対策設備の評価対象部位は「2.2 構造の概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

基準地震動 S_s による地震動により当該防護対策設備に生じる慣性力及び積雪荷重は鋼板、架構及びベースプレートに伝わり、ベースプレートを固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、評価対象部位を鋼板、架構、ベースプレート及びアンカーボルトとする。

評価対象部位を図 3-2 に示す。

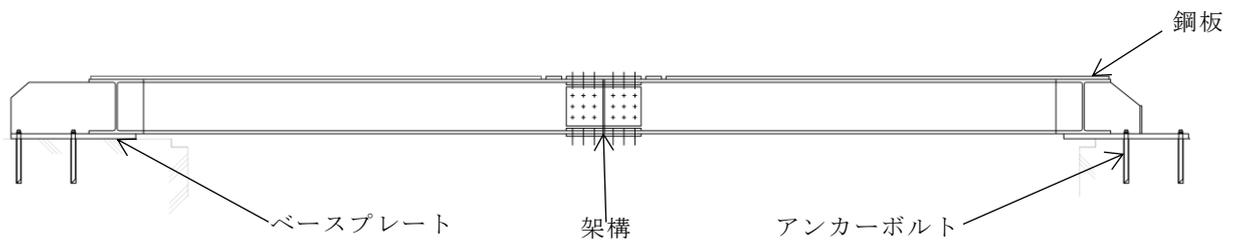


図 3-2 評価対象部位

3.5.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

当該防護対策設備の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + S_s + F$$

G : 固定荷重 (kN)

S_s : 地震荷重 (kN)

F : 積雪荷重 (kN)

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として当該防護対策設備の自重を考慮する。自重は「3.5.6 評価条件」に示す。

b. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3.4 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて、次式により算定する。

$$S_s = G \cdot k$$

S_s : 地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

c. 積雪荷重 (F)

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って考慮することとし、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪深1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.5.4 許容限界

許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

当該防護対策設備を構成する鋼板，架構，ベースプレート及びアンカーボルトの使用材料を表 3-6 に示す。

表 3-6 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SS400	PL-20
架構	SS400	H-350×350×12×19
ベースプレート	SS400	PL-32
アンカーボルト	SD345	D25

(2) 許容限界

a. 鋼板，架構及びベースプレート

鋼板，架構及びベースプレートの許容応力度は、「鋼構造設計規準-許容応力度設計法-（（社）日本建築学会，2005年改定）」を踏まえて表 3-7 の値とする。

表 3-7 鋼板，架構及びベースプレートの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ*	せん断
SS400	235	135

注記*：座屈による許容値の低減は不要。割増係数は 1.5 とした。

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」を踏まえて表3-8の値とする。

なお，アンカーボルトが引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，評価部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 3-8 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN)	
	引張	せん断
SD345 (D25)	94.3	60.7

3.5.5 評価方法

当該防護対策設備を構成する鋼板、架構、ベースプレート及びアンカーボルトに発生する応力又は応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼板

鋼板に生じる応力は、鋼板を単純支持のはりとして次式により算出し、鋼板の短期許容応力度以下であることを確認する。鋼板に作用する荷重の例を図 3-3 に示す。

a. 鋼板に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 V_{ss1}

$$V_{ss1} = (G_1 + F_1) \cdot k_v$$

V_{ss1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN/m)

G_1 : 鋼板の固定荷重 (kN/m)

F_1 : 鋼板が負担する積雪荷重 (kN/m)

k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

b. 鋼板に作用する鉛直荷重 V_1

$$V_1 = V_{ss1} + G_1 + F_1$$

V_1 : 鋼板に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

V_{ss1} : 鋼板に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN/m)

G_1 : 鋼板の固定荷重 (kN/m)

F_1 : 鋼板が負担する積雪荷重 (kN/m)

c. 鋼板に生じる曲げ応力度 σ_1

$$\sigma_1 = (M_1 \cdot 10^6) / (Z_1 \cdot 10^3)$$

$$M_1 = V_1 \cdot L_1^2 / 8$$

σ_1 : 鋼板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_1 : 鋼板に生じる曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼板の断面係数 (cm³)

V_1 : 鋼板に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_1 : 鋼板の支持スパン (m)

d. 鋼板に生じるせん断応力度

$$\tau_1 = (Q_1 \cdot 10^3) / (A_{s1} \cdot 10^6)$$

$$Q_1 = V_1 \cdot L_1 / 2$$

τ_1 : 鋼板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_1 : 鋼板のせん断力 (kN)

A_{s1} : 鋼板のせん断断面積 (m²)

V_1 : 鋼板に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_1 : 鋼板の支持スパン (m)

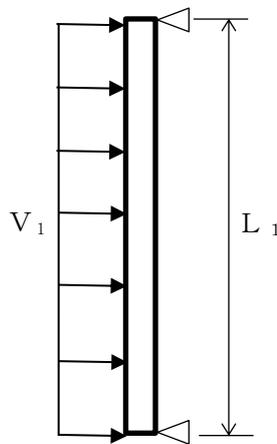


図 3-3 鋼板に作用する荷重の例

(2) 架構

架構に生じる応力は、架構を単純支持のはりとして次式により算出し、架構の短期許容応力度以下であることを確認する。架構に作用する荷重の例を図 3-4 に示す。

a. 架構に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 V_{ss2}

$$V_{ss2} = (G_2 + G_2' + F_2) \cdot k_v$$

V_{ss2} : 架構に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN/m)

G_2 : 架構の固定荷重 (kN/m)

G_2' : 架構が負担する鋼板の固定荷重 (kN/m)

F_2 : 架構が負担する積雪荷重 (kN/m)

k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

b. 架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 V_2

$$V_2 = V_{ss2} + G_2 + G_2' + F_2$$

- V_2 : 架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 V_{ss2} : 架構に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重 (kN/m)
 G_2 : 架構の固定荷重 (kN/m)
 G_2' : 架構が負担する鋼板の固定荷重 (kN/m)
 F_2 : 架構が負担する積雪荷重 (kN/m)

c. 架構に生じる曲げ応力度 σ_2

$$\sigma_2 = (M_2 \cdot 10^6) / (Z_2 \cdot 10^3)$$

$$M_2 = V_2 \cdot L_2^2 / 8$$

- σ_2 : 架構に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
 M_2 : 架構に生じる曲げモーメント (kN・m)
 Z_2 : 架構の断面係数 (cm³)
 V_2 : 架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 L_2 : 架構の支持スパン (m)

d. 架構に生じるせん断応力度 τ_2

$$\tau_2 = (Q_2 \cdot 10^3) / (A_{S2} \cdot 10^6)$$

$$Q_2 = V_2 \cdot L_2 / 2$$

- τ_2 : 架構に生じるせん断応力度 (N/mm²)
 Q_2 : 架構のせん断力 (kN)
 A_{S2} : 架構のせん断断面積 (cm²)
 V_2 : 架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 L_2 : 架構の支持スパン (m)

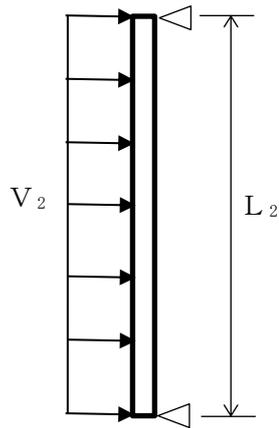


図 3-4 架構に作用する荷重の例

(3) ベースプレート

ベースプレートに生じる応力は、ベースプレートを片持ち梁として次式により算出し、ベースプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。ベースプレートに作用する荷重の例を図 3-5 に示す。

a. ベースプレートに生じる曲げ応力度 σ_{b3}

$$\sigma_{b3} = M_{\max 3} / Z_3$$

$$M_3 = P_3 \cdot L_3$$

σ_{b3} : ベースプレートに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_3 : ベースプレートに生じる最大曲げモーメント (N・m)

Z_3 : ベースプレートの断面係数 (cm³)

P_3 : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (N)

L_3 : リブプレートとアンカーボルト間の長さ (m)

b. ベースプレートに生じるせん断応力度 τ_3

$$\tau_3 = S_3 / (t_3 \cdot B_3 \cdot 10^3)$$

$$S_3 = P_3$$

τ_3 : ベースプレートに生じるせん断応力度 (N/mm²)

S_3 : ベースプレートに生じるせん断力 (N)

t_3 : ベースプレートの厚さ (mm)

B_3 : 部材断面有効幅 (m)

P_3 : アンカーボルト 1 本当たりの引張力 (N)

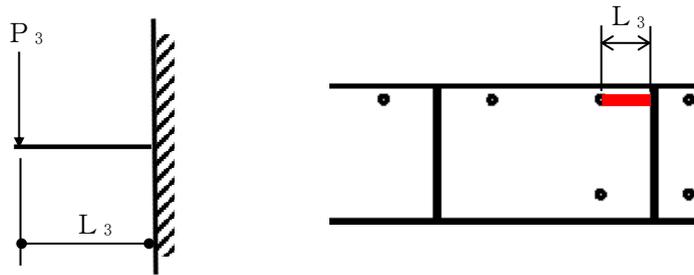


図 3-5 ベースプレートに作用する荷重の例

(4) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力又はせん断力を「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定し、アンカーボルトの許容荷重を下回ることを確認する。アンカーボルトに作用する荷重の例を図 3-6 に示す。

$$(T_{d4}/T_a)^2 + (Q_{d4}/Q_a)^2 \leq 1$$

$$T_{d4} = V_4 / n_4 - T_4$$

$$T_{d4}/T_a \leq 1.0$$

T_{d4} : アンカーボルト 1 本あたりの引張力 (kN)

V_4 : 架構等の固定荷重 (kN/m)

n_4 : 架構に取り付くアンカーボルトの本数 (本)

T_4 : 架構に発生する曲げモーメントによりアンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_{d4} = Q_4 / n_4$$

$$Q_{d4}/Q_a \leq 1.0$$

Q_4 : アンカーボルトのせん断力 (kN)

Q_{d4} : アンカーボルト 1 本あたりのせん断力 (kN)

Q_a : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

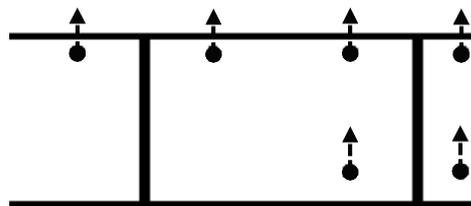


図 3-6 アンカーボルトに作用する荷重の例

3.5.6 評価条件

「3.5.5 評価方法」に用いる入力値を表3-9に示す。

表3-9 耐震評価に用いる入力値(1/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度	0.9
鋼板	V_{ss1}	kN/m	鋼板に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重	3.19
	G_1	kN/m	鋼板の固定荷重	1.54
	F_1	kN/m	鋼板が負担する積雪荷重	2.00
	V_1	kN/m	鋼板に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重	6.73
	σ_1	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度	5.4
	M_1	kN・m	鋼板に生じる曲げモーメント	0.36
	Z_1	cm ³	鋼板の断面係数	67
	L_1	m	鋼板の支持スパン	0.65
	τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度	0.11
	Q_1	kN	鋼板のせん断力	2.19
	A_{s1}	m ²	鋼板のせん断断面積	0.02
架構	V_{ss2}	kN/m	架構に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重	9.42
	G_2	kN/m	架構の固定荷重	3.83
	$G_{2'}$	kN/m	架構が負担する鋼板及びベースプレートの固定荷重	3.48
	F_2	kN/m	架構が負担する積雪荷重	3.16
	V_2	kN/m	架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重	19.89
	σ_2	N/mm ²	架構に生じる曲げ応力度	43.3
	M_2	kN・m	架構に生じる曲げモーメント	98.68
	Z_2	cm ³	架構の断面係数	2280
	L_2	m	架構の支持スパン	6.3
	τ_2	N/mm ²	架構に生じるせん断応力度	16.74
	Q_2	kN	架構のせん断力	62.65
A_{s2}	cm ²	架構のせん断断面積	37.44	

表 3-9 耐震評価に用いる入力値(2/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
ベースプレート	σ_{b3}	N/mm ²	ベースプレートに生じる曲げ応力度	73.0
	M_3	N・m	ベースプレートに生じる最大曲げモーメント	3036
	Z_3	cm ³	ベースプレートの断面係数	41.6
	P_3	N	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	15650
	L_3	m	リブプレートとアンカーボルト間の長さ	0.194
	τ_3	N/mm ²	ベースプレートに生じるせん断応力度	2.0
	S_{max3}	N	ベースプレートに生じるせん断力	15650
	t_3	mm	ベースプレートの厚さ	32
	B_3	m	部材断面有効幅	0.244
アンカーボルト	T_{d4}	kN	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	15.65
	V_4	kN	架構等の固定荷重	97.28
	n_4	本	架構に取り付くアンカーボルトの本数	12
	T_4	kN	架構に発生する曲げモーメントによりアンカーボルト 1 本当たりに生じる引張力	23.75
	T_a	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	94.3
	Q_{d4}	kN	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	13.62
	Q_4	kN	アンカーボルトのせん断力	92.19
	Q_a	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	60.7

4. 評価結果

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の耐震評価結果を表 4-1 に示す。当該防護対策設備の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、当該防護対策設備が構造健全性を有することを確認した。

表 4-1 耐震評価結果

評価部材		発生応力度 又は荷重		許容限界値		発生応力度 / 許容限界値	
鋼板	SS400	曲げ	6	N/mm ²	235	N/mm ²	0.03
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
架構	SS400	曲げ	44	N/mm ²	235	N/mm ²	0.19
		せん断	17	N/mm ²	135	N/mm ²	0.13
ベースプレート	SS400	曲げ	73	N/mm ²	235	N/mm ²	0.32
		せん断	2	N/mm ²	135	N/mm ²	0.02
		組合せ (曲げ, せん断)	74	N/mm ²	235	N/mm ²	0.32
アンカー ボルト	SD345	せん断	14	kN	60.7	kN	0.24
		引張	16	kN	94.3	kN	0.17
		組合せ (せん断+引張)	—	—	—	—	0.08