本資料のうち，枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所　工事計画審査資料	
資料番号	補足-340-8 改 8
提出年月日	平成 30 年 4 月 27 日

工事計画に係る補足説明資料

耐震性に関する説明書のうち

補足-340-8

【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】

平成 30 年 4 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 （提出年月日）	改定内容
改 0	H30.2.5	補足-348　改 0 として提出 ・1.1 章，1.4.1 章，1.4.4～1.4.7 章を提出
改 1	H30.2.15	補足-348　改 1 として提出 ・1.5 章を新規作成し，改 0 に追加
改 2	H30.2.19	補足-348　改 2 として提出 ・改 1 のうち，1.1 章，1.4.4～1.4.7 章を修正
改 0	H30.3.7	資料番号を修正　補足-340-8 改 0 ・「1.4.　屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方」のうち，1.4.3 章，1.4.8～1.4.10 章，1.4.12 章を新規作成し，追加
改 1	H30.3.26	・P.3～5 に補足説明資料と添付書類との関連を記載 ・1.4.1 章，1.4.4 章～1.4.7 章を修正 ・4 章を新規作成し，追加
改 2	H30.4.6	・1.4.2 章，1.4.11 章，1.4.17 章を新規作成し，追加 ・4 章を修正 ・12 章を新規作成し，追加
改 3	H30.4.9	・1.3 章，2 章を新規作成し，追加 ・4.4 章を修正
改 4	H30.4.9	・1.2 章，8 章，11 章を新規作成し，追加
改 5	H30.4.12	・10 章を新規作成し，追加
改 6	H30.4.13	・1.4.13 章，1.4.14 章，1.4.15 章，1.4.16 章，1.4.18 章を新規作成し，追加 ・1.5 章，1.6 章を新規作成し，追加 ・5 章，6 章，7 章，9 章，14 章，16 章，17 章を新規作成し，追加
改 7	H30.4.23	・10 章，11 章，17 章を修正 ・3 章，13 章，15 章，18 章を新規作成し，追加
改 8	H30.4.27	・既提出分を一式取り纏めて，再提出

目　次

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

1.　共通事項

1.1　対象設備[改 7 H30.4.23]

1.2　屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容[改 4 H30.4.9]

1.3　安全係数[改 3 H30.4.9]

1.4　屋外重要土木構造部の耐震評価における断面選定の考え方

1.4.1　方針[改 3 H30.4.9]

1.4.2　取水構造物の断面選定の考え方[改 3 H30.4.9]

1.4.3　屋外二重管の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.4　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.5　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.6　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.7　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方[改 1 H30.3.26]

1.4.8　代替淡水貯槽の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.9　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.10　常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.11　格納容器圧力逃がし装置用カルバートの断面選定の考え方[改 3 H30.4.9]

1.4.12　緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方[改 0 H30.3.8]

1.4.13　緊急用海水取水管の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.14　ＳＡ用海水ピットの断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.15　海水引込み管の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.16　ＳＡ用海水ピット取水塔の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.4.17　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方[改 3 H30.4.9]

1.4.18　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]

1.5　地盤物性のばらつきの考慮方法[改 6 H30.4.16]

1.6　許容応力度法における許容限界について[改 6 H30.4.16]

2.　取水構造物の耐震安全性評価[改 3 H30.4.9]

3.　屋外二重管の耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

4.　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価[改 3 H30.4.9]

5.　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価[改 6 H30.4.16]

6.　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価[改 6 H30.4.16]

7.　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価[改 6 H30.4.16]

8.　代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 4 H30.4.9]

9.　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 6 H30.4.16]

10.　常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

11.　格納容器圧力逃がし装置用カルバートの耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

12.　緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 3 H30.4.9]

13.　緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

14.　ＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価[改 6 H30.4.16]

15.　海水引込み管の耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

16.　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改 6 H30.4.16]

17.　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

18.　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 7 H30.4.23]

本補足説明資料は，耐震性に関する説明書のうち屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての内容を補足するものである。本補足説明資料と添付書類との関連を以下に示す。

補足説明資料と添付書類との関連

工事計画に係る補足説明資料 耐震性に関する説明書のうち 補足-340-8 【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】			該当添付書類
1. 共 通 事 項	1.1　対象設備		共通事項
	1.2　屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容		共通事項
	1.3　安全係数		共通事項
	1.4 屋外重要土木構造部の耐震評価における断面選定の考え方	1.4.1　方針	共通事項
		1.4.2　取水構造物の断面選定の考え方	V-2-2-6　取水構造物の地震応答計算書
		1.4.3　屋外二重管	V-2-2-8　屋外二重管の地震応答計算書
		1.4.4　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備	V-2-2-21-1　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の地震応答計算書
		1.4.5　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）	V-2-2-21-3　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の地震応答計算書
		1.4.6　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）	V-2-2-21-4　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の地震応答計算書
		1.4.7　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）	V-2-2-21-2　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の地震応答計算書
		1.4.8　代替淡水貯槽	V-2-2-27　代替淡水貯槽の地震応答計算書
		1.4.9　常設低圧代替注水系ポンプ室	V-2-2-25　常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書
		1.4.10　常設低圧代替注水系配管カルバート	V-2-2-29　常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答計算書
		1.4.11　格納容器圧力逃がし装置用カルバート	V-2-2-19　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答計算書
		1.4.12　緊急用海水ポンプピット	V-2-2-33　緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書
		1.4.13　緊急用海水取水管	V-2-10-4-5　緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
		1.4.14　ＳＡ用海水ピット	V-2-2-31　ＳＡ用海水ピットの地震応答計算書
		1.4.15　海水引込み管	V-2-10-4-3　海水引込み管の耐震性についての計算書
		1.4.16　ＳＡ用海水ピット取水塔	V-2-10-4-2　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書
		1.4.17　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎	V-2-2-11　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書
		1.4.18　可搬型設備用軽油タンク基礎	V-2-2-23　可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書

	1.5　地盤物性・材料物性のばらつきの考慮方法	共通事項
2.	取水構造物の耐震安全性評価	V-2-2-6　取水構造物の地震応答計算書 V-2-2-7　取水構造物の耐震性についての計算書
3.	屋外二重管の耐震安全性評価	V-2-2-8　屋外二重管の地震応答計算書 V-2-2-9　屋外二重管の耐震性についての計算書
4.	常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価	V-2-2-21-1　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の地震応答計算書 V-2-2-22-1　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震性についての計算書
5.	常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価	V-2-2-21-3　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の地震応答計算書 V-2-2-22-3　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震性についての計算書
6.	常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価	V-2-2-21-4　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の地震応答計算書 V-2-2-22-4　常設代常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震性についての計算書
7.	常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価	V-2-2-21-2　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の地震応答計算書 V-2-2-22-2　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震性についての計算書
8.	代替淡水貯槽の耐震安全性評価	V-2-2-27　代替淡水貯槽の地震応答計算書 V-2-2-28　代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
9.	常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価	V-2-2-25　常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書 V-2-2-26　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震性についての計算書
10.	常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-29　常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答計算書 V-2-2-30　常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震性についての計算書
11.	格納容器圧力逃がし装置用カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-19　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答計算書 V-2-2-20　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震性についての計算書
12.	緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価	V-2-2-33　緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書 V-2-2-34　緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書

13.　緊急用海水取水管の耐震安全性評価	Ⅴ-2-10-4-5　緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
14.　ＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価	Ⅴ-2-2-31　ＳＡ用海水ピットの地震応答計算書 Ⅴ-2-2-32　ＳＡ用海水ピットの耐震性についての計算書
15.　海水引込み管の耐震安全性評価	Ⅴ-2-10-4-3　海水引込み管の耐震性についての計算書
16.　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価	Ⅴ-2-10-4-2　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書
17.　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価	Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書 Ⅴ-2-2-12　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書
18.　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価	Ⅴ-2-2-23　可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書 Ⅴ-2-2-24　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震性についての計算書

1.　共通事項

1.1　対象設備

耐震安全性評価の対象とする屋外重要土木構造物は，Ｓクラスの機器・配管の間接支持構造物若しくは非常時における海水の通水機能・貯水機能を求められる取水構造物，屋外二重管，貯留堰，常設代替高圧電源装置置場及び常設代替高圧電源装置用カルバートである。

また，同様に耐震安全性評価の対象とする「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備」及び「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設」に該当する土木構造物である代替淡水貯槽，常設低圧代替注水系ポンプ室，常設低圧代替注水系配管カルバート，格納容器圧力逃がし装置用カルバート，緊急用海水ポンプピット，緊急用海水取水管，ＳＡ用海水ピット，海水引込み管，ＳＡ用海水ピット取水塔，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎，可搬型設備用軽油タンク基礎についても記載する。

なお，防潮堤及び貯留堰については，津波防護施設としての耐震安全性評価を別途実施する。

これらの屋外重要土木構造物等の位置図を図 1.1－1 に示す。

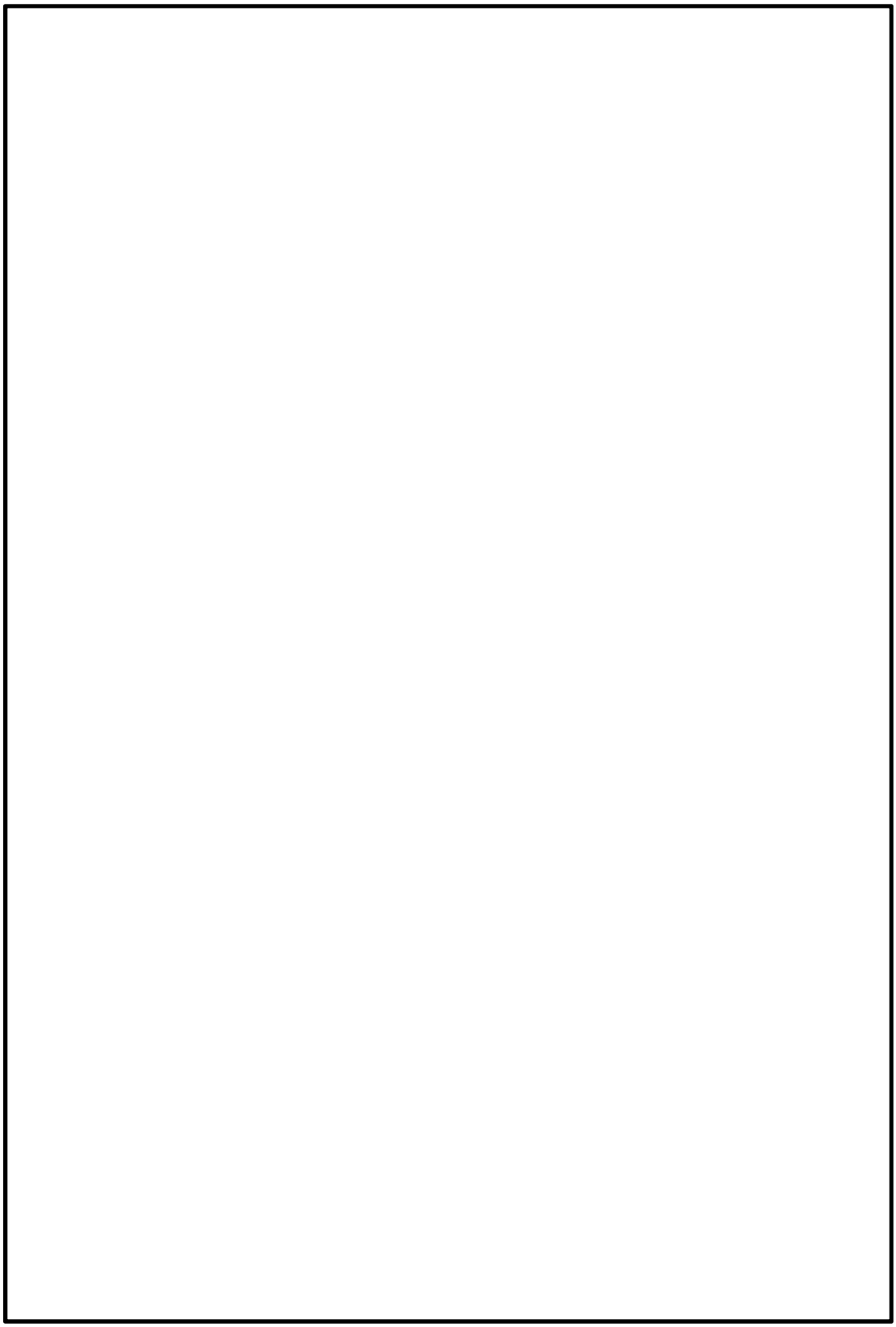


図 1.1－1　屋外重要土木構造物等位置図

1.2　屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価内容

屋外重要土木構造物は，Ｓクラスの機器・配管の間接支持構造物又は非常用取水設備であることを考慮し，その要求性能については，想定する地震動に対して次のように設定する。

① 支持性能：Ｓクラスの機器・配管を間接支持する構造物について，機器・配管の各機能を安全に支持できること。
② 通水性能：非常用取水設備のうち，通水断面を有する構造物について，通水機能を保持できること。
③ 貯水性能：非常用取水設備について，著しい漏水がなく，所要の海水を貯留できること。
④ 止水性能：津波防護施設，浸水防止設備を間接支持する構造物について，止水機能を有すること。

上記性能維持については，必ずしも同一の評価基準を満足することで確認できるものではないことから，以下のとおり，要求性能毎に条件を整理し，基本となる評価内容及び要求性能を踏まえた追加検討内容について定める。

なお，屋外重要土木構造物の要求性能と要求性能に対する耐震評価は，以下の基本設計方針に基づく。

・資料Ⅴ-2-1-1　耐震設計の基本方針
・資料Ⅴ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針
・資料Ⅴ-2-1-6　地震応答解析の基本方針
・資料Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針

1.2.1　支持性能

支持性能については，屋外重要土木構造物が間接支持する機器・配管による耐荷性能を維持できることと同義であることから，構造物が終局状態に至らないことを目標性能とする。したがって，屋外重要土木構造物の耐震安全性評価においては，構造部材の曲げ及びせん断について，終局状態に至らないこと（曲げについては全塑性モーメント又は許容応力度，せん断についてはせん断耐力又は許容応力度を許容限界とする。なお，全塑性モーメント及びせん断耐力の許容限界に対しては妥当な安全余裕を考慮する。）を確認する。

ただし，構造物が間接支持する機器・配管の機能維持のための与条件（変位や傾斜）がある場合は，当該項目について別途検討を行う。

1.2.2　通水性能

通水性能については，屋外重要土木構造物の構造部材が損傷した場合でも，所定の水量を確保できるだけの通水断面が保持されればよいため，「1.2.1　支持性能」と同様に，構造物が終局状態に至らないことを目標性能とする。

1.2.3　貯水性能及び止水性能

貯水性能及び止水性能について，鉄筋コンクリート部材においては，構造部材を貫通するような顕著なひび割れが生じていない状態であれば，構造部材からの漏水は無いと判断できることから，断面が降伏に至らないことを目標性能とする。鋼材においては，構造部材が破断していない状態であれば，構造部材からの漏水は無いと判断できることから，構造部材が終局状態に至らないことを目標性能とする。また，構造部材のせん断については，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すことから，せん断耐力に至るまでは部材を貫通するような顕著なひび割れは発生しないと判断し，終局状態に至らないことを目標性能とする。

1.2.4　屋外重要土木構造物の耐震安全性に関する整理

上述のとおり，屋外重要土木構造物の耐震安全性評価については，構造部材の曲げについては全塑性モーメント又は許容応力度，せん断についてはせん断耐力又は許容応力度を許容限界とすることを基本（全塑性モーメント及びせん断耐力の許容限界に対しては妥当な安全余裕を持たせる。）とし，各設備の要求性能（支持性能，通水性能，貯水性能及び止水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加することとする。なお，新設屋外重要土木構造物は，許容応力度法による評価を実施する。

表 1.2－1 に，屋外重要土木構造物の要求性能及び目標性能の整理表を示す。また，表 1.2－2 に屋外重要土木構造物の要求性能一覧を示す。

表 1.2－1　屋外重要土木構造物の要求性能及び目標性能の整理表

		屋外重要土木構造物に求められる性能		
		①支持性能	②通水性能	③，④貯水性能及び止水性能
要求性能		Ｓクラスの機器・配管を安全に指示できる	海水の通水断面を閉塞しない	漏水が無く，止水性を保持できる
目標性能		＜鉄筋コンクリート部材及び鋼材＞ ・構造物が終局状態に至らない ・機器・配管の制約条件を満足する	＜鉄筋コンクリート部材及び鋼材＞ ・構造物が終局状態に至らない	＜鉄筋コンクリート部材＞ ・鉄筋が降伏しない ＜鋼材＞ ・鋼材が終局状態に至らない
設定理由		機器・配管の支持性能は，耐荷性能を維持することと同義であり，構造物が終局状態に至らないことを目標性能とする。ただし，支持するＳクラスの機器・配管の機能維持のための与条件がある場合は，別途確認を行う。	構造物が終局状態に至った場合でも，直ちに通水断面の閉塞に繋がる事象には至らないが，保守的に①と同様に，終局状態に至らないことを目標性能とする。	鉄筋コンクリート部材においては，断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力以下であれば，漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから，鉄筋が降伏しないこと及び発生せん断力がせん断耐力以下であることを目標性能とする。 鋼材においては，構造部材が破断していない状態であれば，漏水は無いと判断できることから，①と同様に終局状態に至らないことを目標性能とする。
許容限界		終局耐力（全塑性モーメント）以下	同左	降伏耐力以下
主な照査結果・許容限界	曲げ	＜鉄筋コンクリート部材＞ 発生曲率＜限界曲率*1，*2 ＜鋼材＞ 発生曲率＜限界曲率*1，*2	同左	＜鉄筋コンクリート部材＞ 鉄筋の引張応力＜鉄筋の降伏強度 ＜鋼材＞ 発生曲率＜限界曲率*1，*2
	せん断	＜鉄筋コンクリート部材及び鋼材＞ 発生せん断力＜せん断耐力※1	同左	同左

注記　＊1　許容限界として設定する全塑性モーメント（限界曲率）及びせん断耐力は，各種係数を見込むことで安全余裕を考慮する。

＊2　限界曲率：全塑性モーメントに相当する曲率

表 1.2－2　屋外重要土木構造物の要求性能一覧

構造物名称	要求性能		
	① 支持性能	② 通水性能	③，④ 貯水性能及び 止水性能
取水構造物	○	○	○
屋外二重管*1	○	－	－
常設代替高圧電源装置置場場及び西側淡水貯水設備*1	○	－	○
常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）*1	○	－	－
常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）*1	○	－	－
常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）*1	○	－	－
代替淡水貯槽*1	○	－	○
常設低圧代替注水系ポンプ室*1	○	－	－
常設低圧代替注水系配管カルバート*1	○	－	－
格納容器圧力逃がし装置用カルバート*1	○	－	－
緊急用海水ポンプピット*1	○	－	○
緊急用海水取水管*1	－	○	－
ＳＡ用海水ピット*1	○	－	○
海水引込み管*1	－	○	－
ＳＡ用海水ピット取水塔*1	－	○	－
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎*1	○	－	－
可搬型設備用軽油タンク基礎*1	○	－	－

注記　＊１　許容応力度による評価を実施する。

1.3　安全係数

屋外重要土木構造物のうち取水構造物の耐震評価にあたっては，鉄筋コンクリート部材及び鋼管杭の曲げ照査は全塑性モーメント（具体的には，全塑性モーメントに相当する曲率での変形性能照査を実施する。），せん断照査はせん断耐力を許容限界とした終局状態を想定した評価を実施する。また，その他の屋外重要土木構造物については，構造部材の曲げ照査及びせん断照査は許容応力度を許容限界として評価を実施する。

曲げ照査について全塑性モーメントを用いる耐震安全性評価及び，せん断照査についてせん断耐力を用いる耐震安全性評価では，当該許容限界値に対して妥当な安全余裕を確保するため，構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。

安全係数は，材料係数，部材係数，荷重係数，構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を図 1.3－1 に示す。

安全係数の設定については，屋外重要土木構造物の構造的な特徴を踏まえ，その適用性を判断した上で参考とする規格・基準類を表 1.3－1 のとおり選定した。

表 1.3－2 に，鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断照査に用いる安全係数とその設定の考え方を示す。また，表 1.3－3 に，鋼管杭の曲げ及びせん断照査に用いる安全係数とその設定の考え方を示す。

安全係数については，各規格・基準類で，必ずしも一定の値が定められているわけではないことから，屋外重要土木構造物の特徴，耐震評価における解析手法及び物性値の設定根拠等を考慮し，表 1.3－2 及び表 1.3－3 に示すとおり設定する。

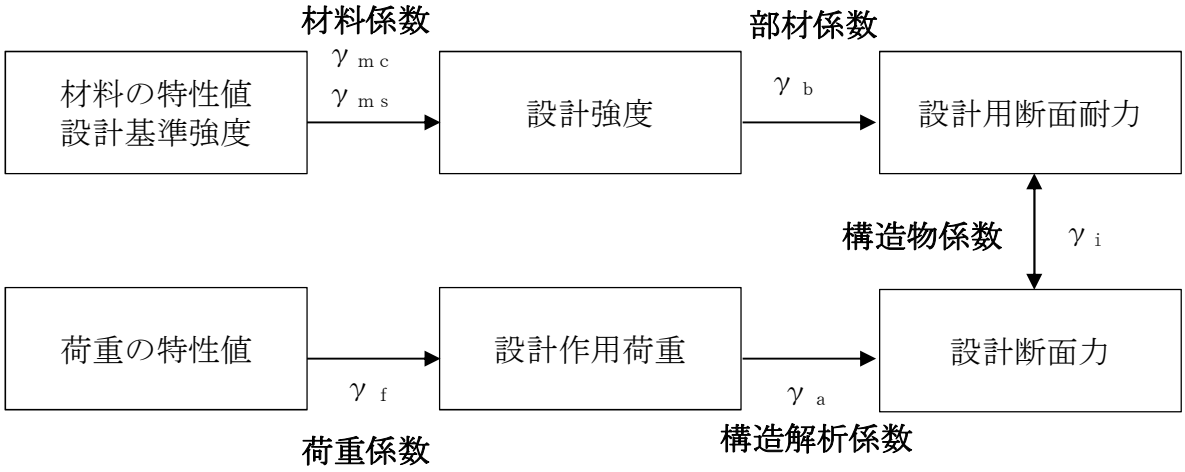


図 1.3－1　安全係数の考え方

表 1.3－1　安全係数の設定において参考とした規格・基準類とその適用性

参考とした規格・基準	規格・基準の適用範囲・対象構造物	適用性	部材毎の参照先	
			RC 部材	鋼管杭
①コンクリート標準示方書 ［構造性能照査編］ （（社）土木学会，2002 年制定）*1	一般のコンクリート構造物及びプレストレスコンクリート及び鋼コンクリート合成構造（設計基準強度 80N/㎟以下）	土木系コンクリート構造物の設計から維持管理に至るまで幅広く活用されているとともに，工認実績のある規格・基準であることから適用性は高いと判断。	○	
②原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計性能照査指針・マニュアル （（社）土木学会，2005 年）	原子力発電所屋外重要土木構造物 （①Ｓクラスの機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物または①と同等の耐震安全性が要求される鉄筋コンクリート構造物）	原子力発電所屋外重要土木構造物に特化した規格・基準であり，屋外重要土木構造物の特徴（埋設されたＲＣ構造）を十分に考慮されたものであることから適用性は高いと判断。	○	△ （参考）
③鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計 （鉄道総合研究所，2012 年）	鉄道の橋梁，高架橋，橋台，擁壁，特殊な条件下のトンネル等の鉄道構造物	対象とする構造物（例えば開削トンネル（ボックスカルバート等））の構造上の特徴が，屋外重要土木構造物と比較的類似していることから適用性は高いと判断。	○	
④鋼・合成構造標準示方書 ［耐震設計編］ （（社）土木学会，2008 年制定）	一般の鋼構造物，合成桁，及び合成梁	一般の鋼構造物の設計から維持管理に至るまで幅広く活用されていることから，鋼管杭に対して適用性は高いと判断。		○

注記　＊１：耐震設計にかかわる工認審査ガイド（原子力規制委員会，2013）において適用実績のある耐震設計に関連した規格及び基準

表 1.3－2（1）　鉄筋コンクリート部材の耐震評価における安全計数の考え方（せん断照査）

安全計数		係数の概要・設定に至る背景	考慮の方法	各種規格・基準に基づく標準定期な値*1			屋外重要土木構造物の耐震評価で採用した値及び設定の考え方	
				①*2	②*3	③*4		
材料係数	γ_{mc}	・耐力評価に用いる材料の設計用値の評価 ・物性のばらつきや供試体と構造物中との材料特性の差異，材料特性の経時的変化を考慮	・コンクリートの設計圧縮強度を当該値で除する	1.3	1.3	1.3	1.3	文献に基づく標準的な値を設定。
	γ_{ms}		・鉄筋の降伏強度を当該値で除する	1.0	1.0	1.0	1.0	文献に基づく標準的な値を設定。
部材係数	γ_{bc}	・設計用断面耐力の評価 ・部材耐力の計算上の不確実性，部材寸法のばらつきの影響，部材の重要度を考慮	・コンクリートが分担するせん断耐力を当該値で除する	1.3	1.3	1.1～1.3	1.3	文献に基づく標準的な値を設定。
	γ_{bs}		・せん断補強筋が分担するせん断耐力を当該値で除する	1.1	1.1		1.1	文献に基づく標準的な値を設定。
荷重係数	γ_{f}	・設計荷重評価 ・荷重の変動，荷重の算定方法の不確実性，設計耐用期間中の荷重の変化，荷重特性が限界状態に及ぼす影響，環境作用の変動等を考慮	・永久荷重，変動荷重，偶発荷重（地震荷重）の特性値に当該荷重を乗じる	1.0～1.2 （偶発荷重は 1.0）	1.0	1.0	1.0	偶発荷重については，文献に基づく標準的な値を設定。永久荷重については，ＦＥＭ解析の適用により評価精度は高いことから，1.0 に設定。変動荷重は，設計上見込んでいない。
構造解析係数	γ_{a}	・断面力の評価 ・断面力算定時の構造解析の不確実性等を考慮	・発生断面力に当該値を乗じる	1.0	1.05～	1.0	1.05	保守的に文献②に基づき 1.05 に設定。
構造物係数	γ_{i}	・構造物の総合的な安全性評価 ・構造物の重要度，限界状態に達したときの社会的影響を考慮	・発生断面力に当該値を乗じる	1.0～1.2	1.0	1.0	1.0	構造物の重要度及び限界状態に達したときの社会的影響については，屋外重要土木構造物として基準地震動Ｓ$_s$による地震力を適用することで十分に考慮されているとして 1.0 として設定。

注記　＊1：規格・基準①，③における曲げ照査は，材料係数を見込んだ設計強度から設計用断面耐力にて照査する手法であるのに対し，規格・基準②は変形量による照査手法を標準としている。

＊2：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊3：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）

＊4：鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計（鉄道総合研究所，2012 年）

表 1.3－2（2）　鉄筋コンクリート部材の耐震評価における安全係数の考え方（変形による曲げ照査）

安全計数		係数の概要・設定に至る背景	考慮の方法	各種規格・基準に基づく標準定期な値*1			屋外重要土木構造物の耐震評価で採用した値及び設定の考え方	
				①*2	②*3	③*4		
材料係数	γ_{mc}	・耐力評価に用いる材料の設計用値の評価 ・物性のばらつきや供試体と構造物中との材料特性の差異，材料特性の経時的変化を考慮	・コンクリートの設計圧縮強度を当該値で除する	1.3	1.0	1.3	1.0	地震応答解析による変形量（全塑性モーメントに相当する曲率）を許容限界値とすることから照査手法に整合する②に基づき設定。
	γ_{ms}		・鉄筋の降伏強度を当該値で除する	1.0	1.0	1.0	1.0	文献に基づく標準的な値を設定。
部材係数	γ_{b}	・設計用断面耐力の評価 ・部材耐力の計算上の不確実性，部材寸法のばらつきの影響，部材の重要度を考慮	・曲げに対する限界値を当該値で除する	1.1	1.0	1.0～1.15	1.0	限界層間変形角の設定にあたっては，保守的な配慮が行われていることから，文献②に基づき 1.0 に設定。
荷重係数	γ_{f}	・設計荷重評価 ・荷重の変動，荷重の算定方法の不確実性，設計耐用期間中の荷重の変化，荷重特性が限界状態に及ぼす影響，環境作用の変動等を考慮	・永久荷重，変動荷重，偶発荷重（地震荷重）の特性値に当該荷重を乗じる	1.0～1.2 （偶発荷重は 1.0）	1.0	1.0	1.0	偶発荷重については，文献に基づく標準的な値を設定。永久荷重については，ＦＥＭ解析の適用により評価精度は高いことから，1.0 に設定。変動荷重は，設計上見込んでいない。
構造解析係数	γ_{a}	・断面力の評価 ・断面力算定時の構造解析の不確実性等を考慮	・発生断面力に当該値を乗じる	1.0	1.2	1.0	1.2	保守的に文献②に基づき 1.2 に設定。
構造物係数	γ_{i}	・構造物の総合的な安全性評価 ・構造物の重要度，限界状態に達したときの社会的影響を考慮	・発生断面力に当該値を乗じる	1.0～1.2	1.0	1.0	1.0	構造物の重要度及び限界状態に達したときの社会的影響については，屋外重要土木構造物として基準地震動Ｓ$_s$による地震力を適用することで十分に考慮されているとして 1.0 として設定。

注記　＊1：規格・基準①，③における曲げ照査は，材料係数を見込んだ設計強度から設計用断面耐力にて照査する手法であるのに対し，規格・基準②は変形量による照査手法を標準としている。

＊2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年）

＊3：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）

＊4：鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計（鉄道総合研究所，2012 年）

表 1.3－3　鋼管杭の耐震評価における安全係数の考え方（曲げ照査及びせん断照査）

安全係数		係数の概要・設定に至る背景	考慮の方法	各種規格・基準に基づく標準的な値		屋外重要土木構造物の耐震評価で採用した値及び設定の考え方	
				②*1（RC 構造を対象とした基準につき参考扱い）	④*2		
材料係数	γ_m	・耐力評価に用いる材料の設計用値の評価 ・物性のばらつきや供試体と構造物中との材料特性の差異，材料特性の経時的変化を考慮	・鋼材の降伏強度を当該値で除する	1.0	1.0*3	1.0*4	文献に基づく標準的な値を設定
部材係数	γ_b	・設計用断面耐力の評価 ・部材耐力の計算上の不確実性，部材寸法のバラツキの影響，部材の重要度を考慮	・各種限界値を当該値で除する	1.1（せん断） 1.0（曲げ）	1.1*3	1.1*4	文献に基づく標準的な値を設定
荷重係数	γ_f	・設計荷重評価 ・荷重の変動，荷重の算定方法の不確実性，設計耐用期間中の荷重の変化，荷重特性が限界状態に及ぼす影響，環境作用の変動等を考慮	・永久荷重，変動荷重，偶発荷重（地震荷重）の特性値に当該荷重を乗じる	1.0	1.0*3	1.0*4	文献に基づく標準的な値を設定
構造解析係数	γ_a	・断面力の評価 ・断面力算定時の構造解析の不確実性を考慮	・発生断面力に当該値を乗じる	1.05（せん断） 1.20（曲げ）	1.05*3	1.05*4	鋼材に対応した規格・基準である文献④に基づき 1.05 に設定
構造物係数	γ_i	・構造物の総合的な安全性評価 ・構造物の重要度，限界状態に達したときの社会的影響を考慮	・発生断面力に当該値を乗じる	1.0	1.0*3	1.0*4	文献に基づく標準的な値を設定

注記　＊1：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）
＊2：鋼・合成構造標準示方書（（社）土木学会，2008 年制定）
＊3：④の規格・基準においては，安全係数を曲げ照査及びせん断照査で区別していない。
＊4：曲げ照査及びせん断照査共通の安全係数として設定する。

1.4　屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方

1.4.1　方針

屋外重要土木構造物の評価対象断面については，構造物の形状，配置，荷重条件及び地質構造等を考慮し，耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

評価対象断面の選定の流れについて以下に示す。

①　耐震評価候補断面の整理

以下の観点にて，耐震評価候補断面を整理する。

・間接支持される機器・配管系の有無及び設置位置
・構造的特徴（部材厚，内空断面，断面急変部，構造物間の連結部等）
・周辺状況（上載荷重，地盤条件変化部，隣接する構造物）
・地震力の特性（地質構造）
・機器・構造物への加速度応答及び変位応答算出位置（加速度応答及び変位応答特性）

②　評価対象断面の選定

①にて整理した耐震評価候補断面に対して，間接支持される機器・配管系の有無，構造的特徴，周辺状況及び地震力の特性等が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から，耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として絞込む。

また，長尺な構造物である屋外二重管，常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部），緊急用海水取水管及び海水引込み管については，地震力の特性（地質構造）を確認するため１次元地震応答解析を行い，評価対象断面の絞込みを行う。

更に，各条件（構造的特徴，周辺状況等）を組合せた断面を作成し，保守的な条件設定により評価を実施する場合がある。

なお，機器・配管系の加速度応答及び変位応答の観点から，評価対象以外の断面について地震応答解析を実施する場合がある。

1.4.2　取水構造物の断面選定の考え方

図 1.4.2－1 に取水構造物の平面配置図を示す。また，図 1.4.2－2 に取水構造物の平面図及び縦断図を，図 1.4.2－3 に取水構造物の断面図を示す。

図 1.4.2－4 に上載構造物概略位置図を示す。取水構造物は，Ｓクラス設備である残留熱除去系海水系ポンプ，非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ（以下「非常用海水ポンプ」という。），取水路点検用開口部浸水防止蓋，海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁，潮位計，取水ピット水位計等の間接支持機能を有する。

取水構造物は，延長約 57 m，幅約 43 m，高さ約 12 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。取水方向に対して複数の断面形状を示すが，構造的には多連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

取水路である 8 連のボックスカルバート区間においては，頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在する。図 1.4.2－5 に取水路の開口位置を示す。

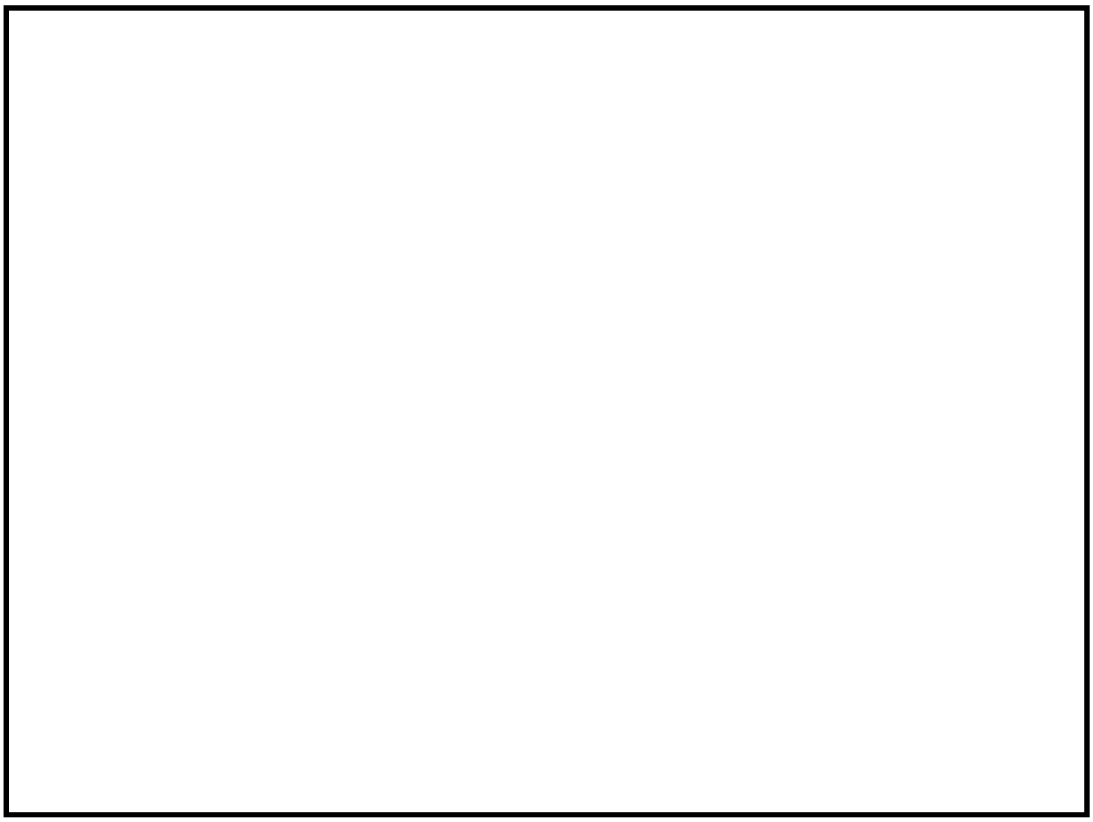


図 1.4.2－1（1）　取水構造物の平面配置図（全体平面図）

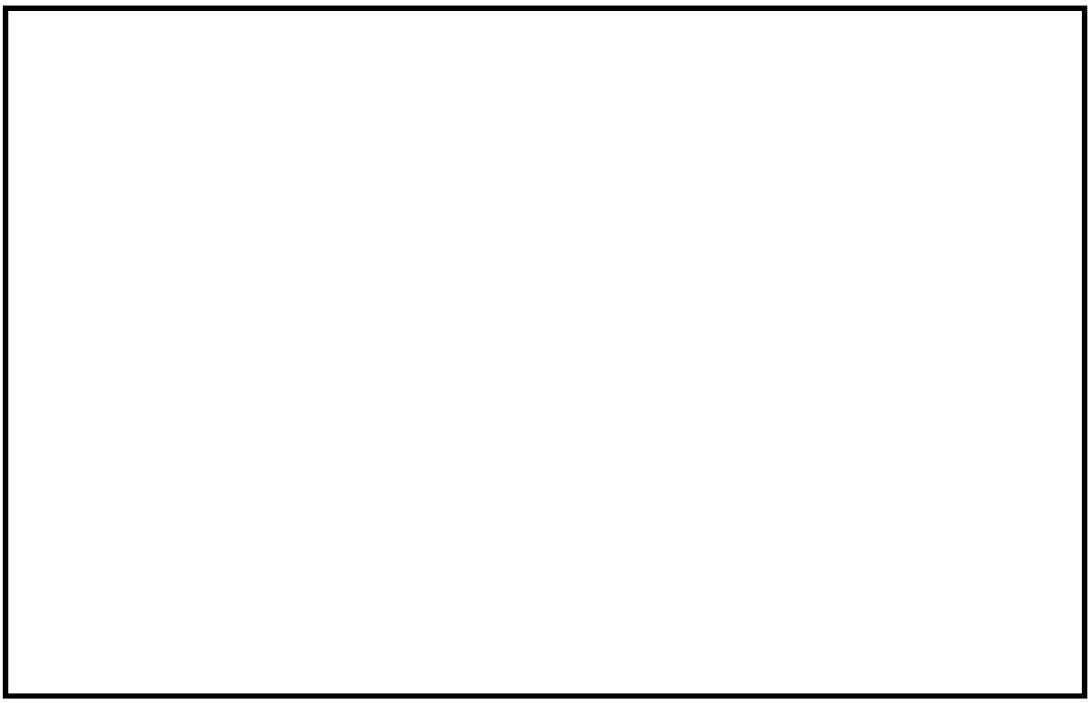


図 1.4.2－1（2）　取水構造物の平面配置図（拡大図）

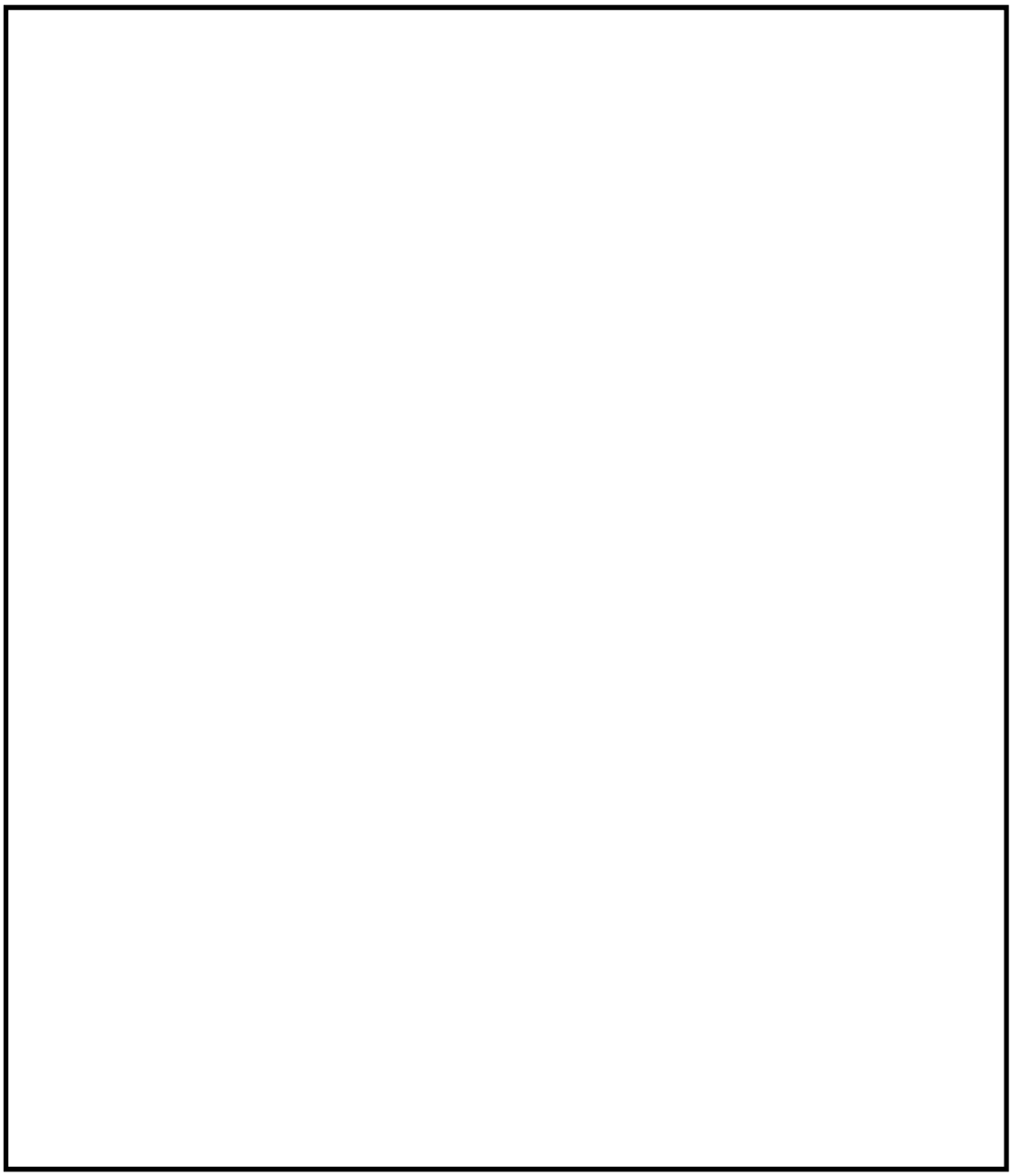


図 1.4.2－2　取水構造物の平面図及び縦断図

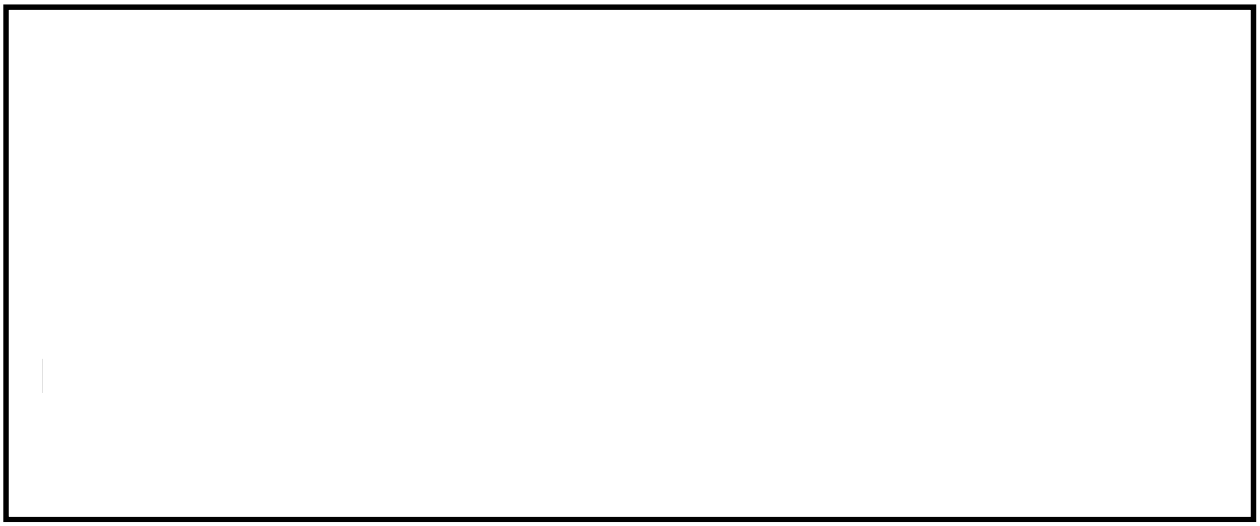


図 1.4.2－3（1）　取水構造物の断面図（取水ピット）

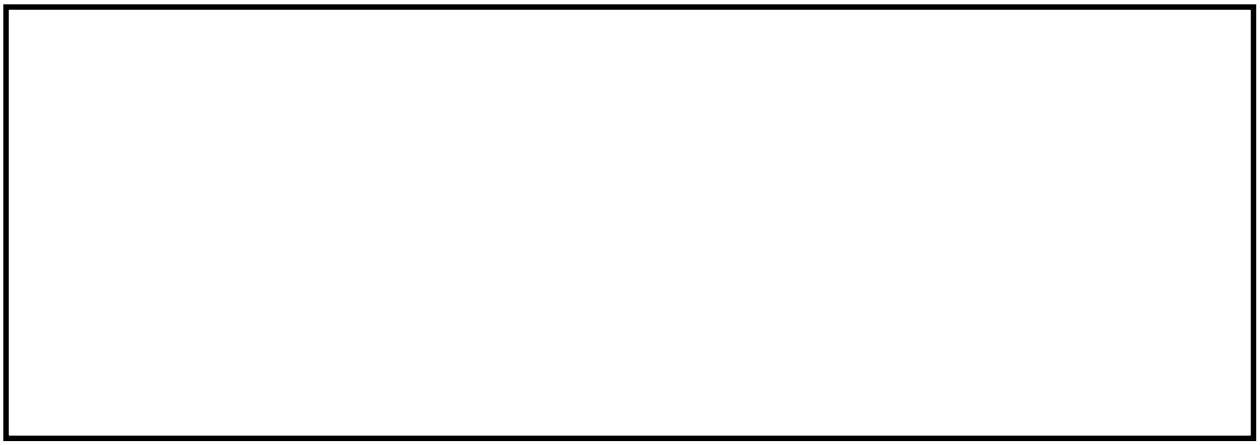


図 1.4.2－3（2）　取水構造物の断面図（取水路）

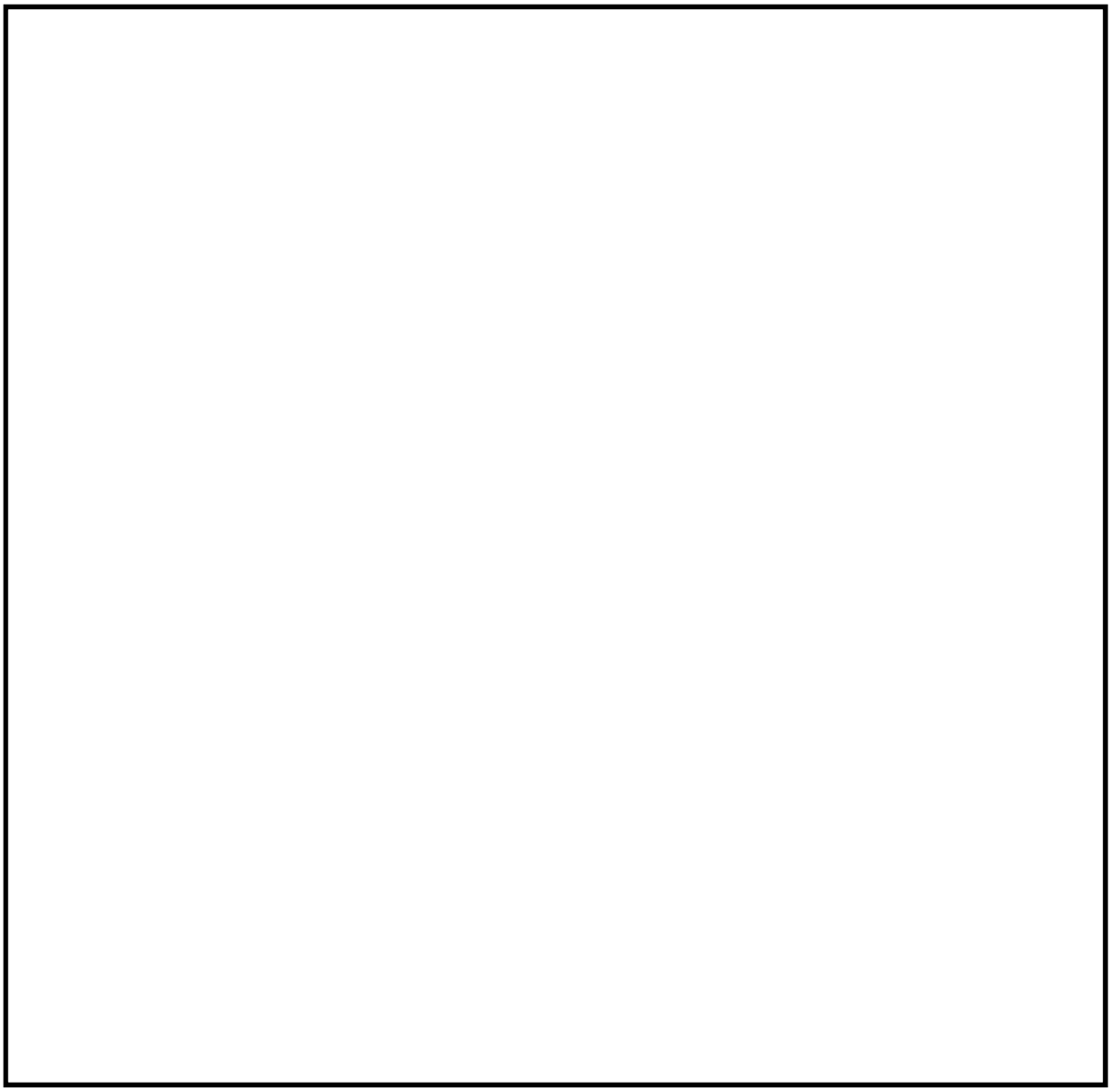


図 1.4.2－4　上載構造物概略位置図

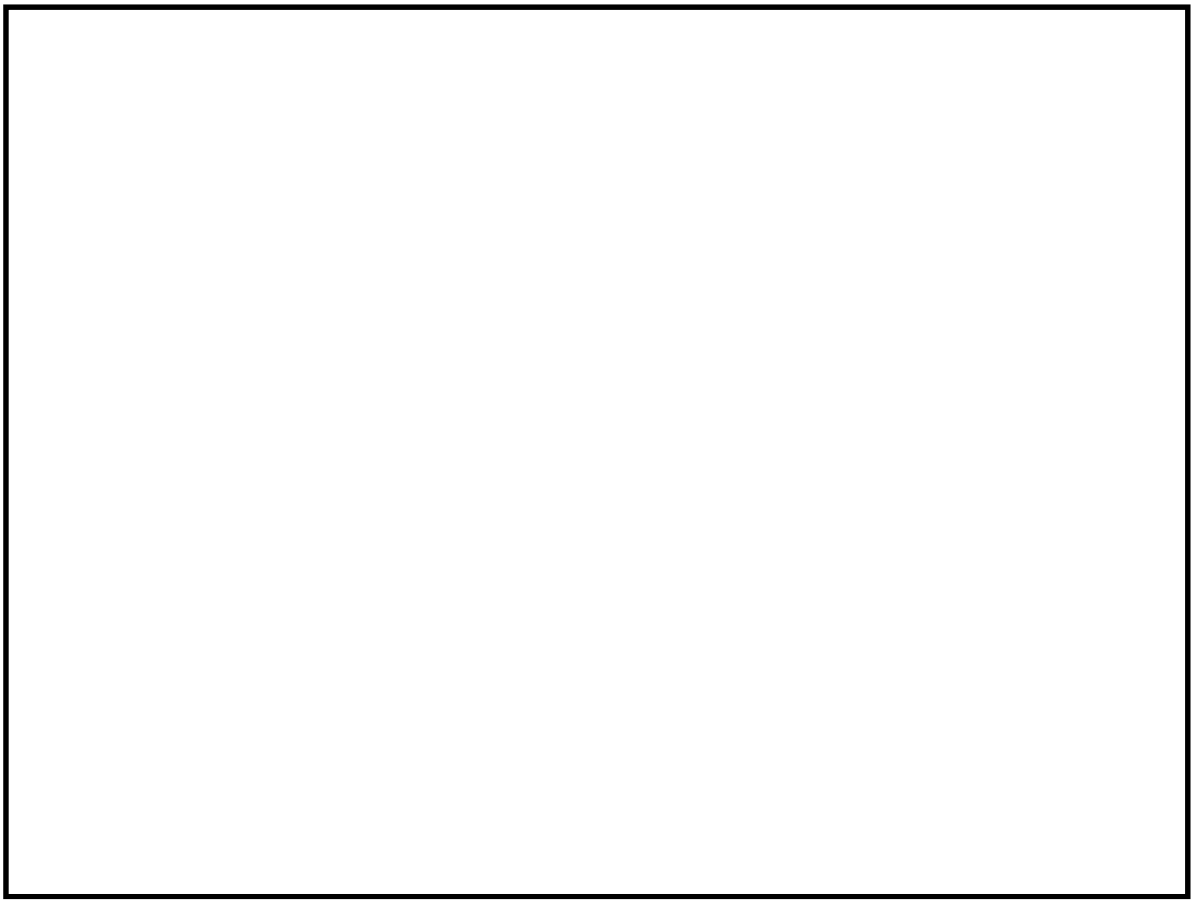


図 1.4.2－5　取水路区間の開口位置

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①断面評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。取水構造物においては，縦断方向（通水方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸断面方向となる。一方，横断方向（通水方向に対し直交する方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから弱軸断面方向となる。評価対象断面の方向の選定を表 1.4.2－1 に示す。

以上のことから，取水構造物の耐震性評価では，構造の安定性に対し支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。主要構造区分と耐震評価候補断面位置を図 1.4.2－6 に，取水構造物の周辺地質構造を図 1.4.2－7 に示す。各耐震評価候補断面図の特徴を表 1.4.2－2 に示す。

表 1.4.2－1　取水構造物の評価対象断面の方向の選定

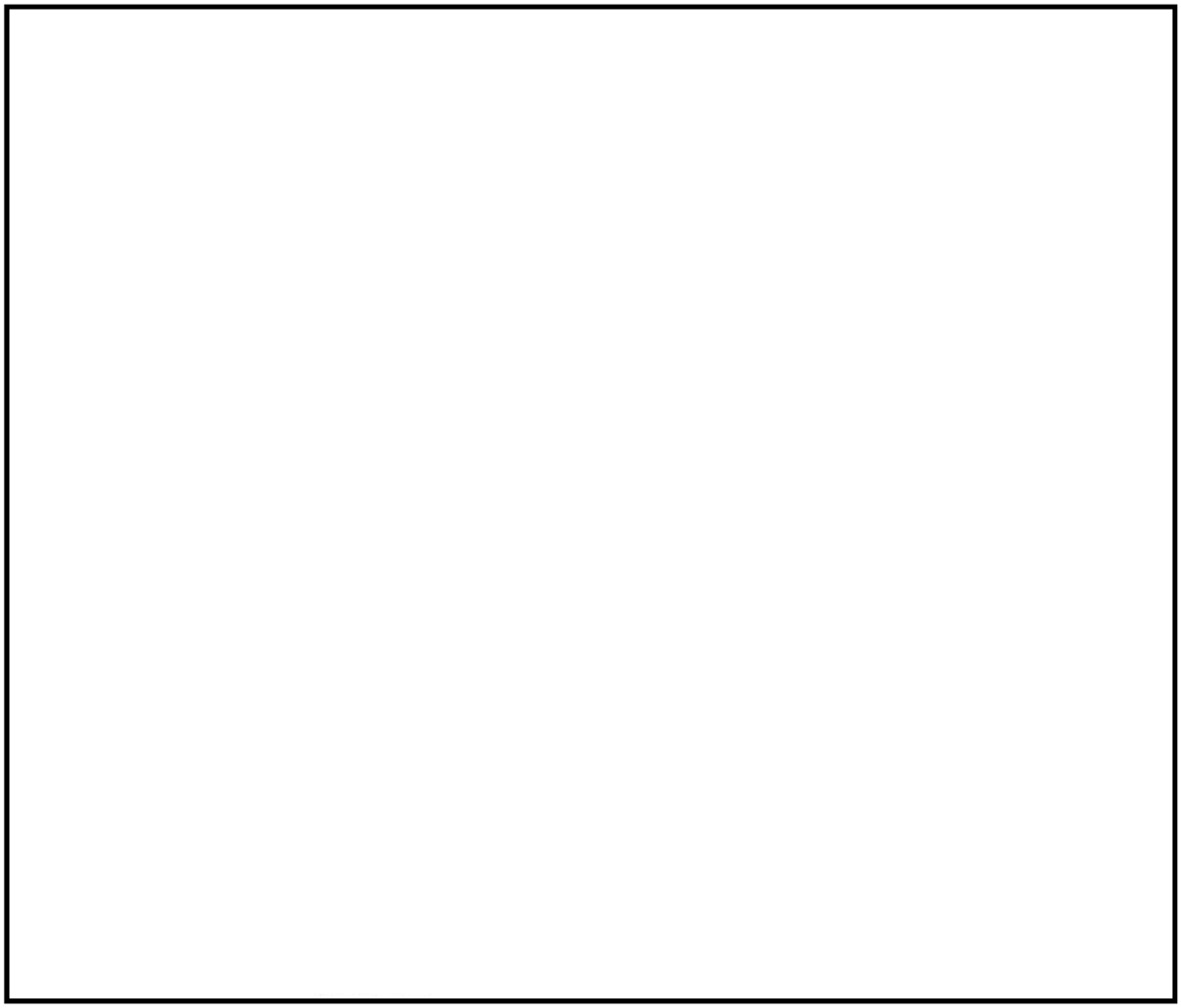
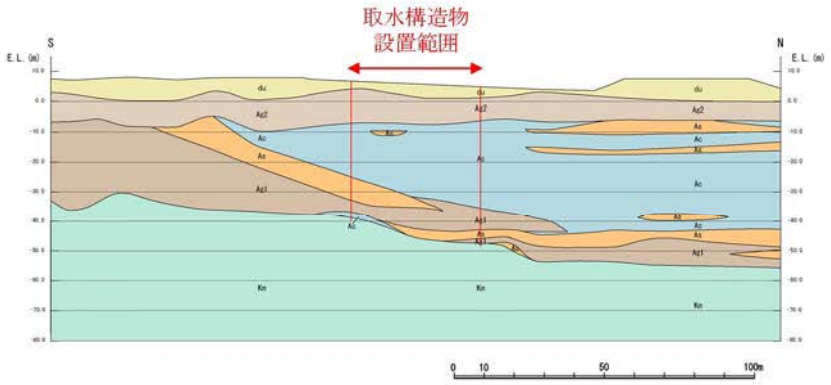


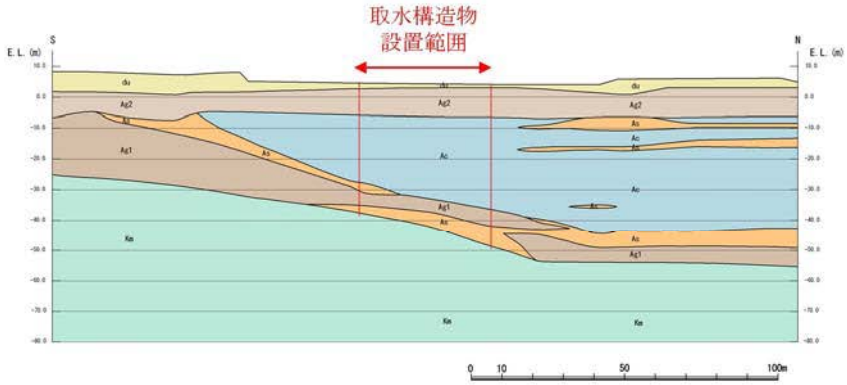
図 1.4.2－6　主要構造区分と耐震評価候補断面位置



Ａ－Ａ断面図（横断面）

Ａ－Ａ断面の平面位置図

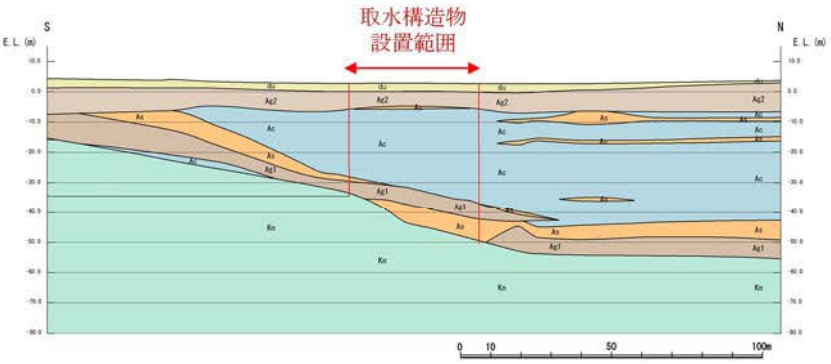
（断面⑤－⑤に対応）



Ｂ－Ｂ断面図（横断面）

Ｂ－Ｂ断面の平面位置図

（断面④－④に対応）

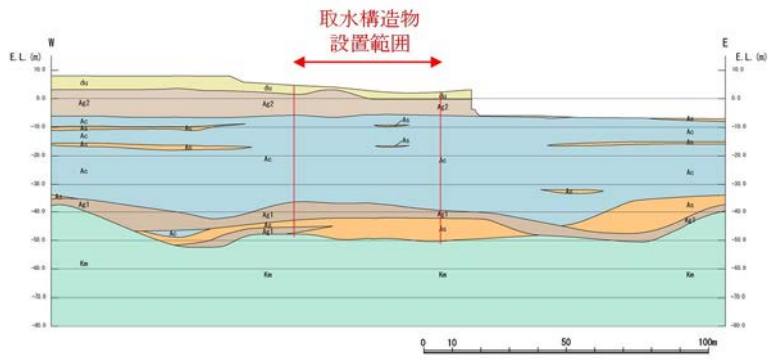


Ｃ－Ｃ断面図（横断面）

Ｃ－Ｃ断面の平面位置図

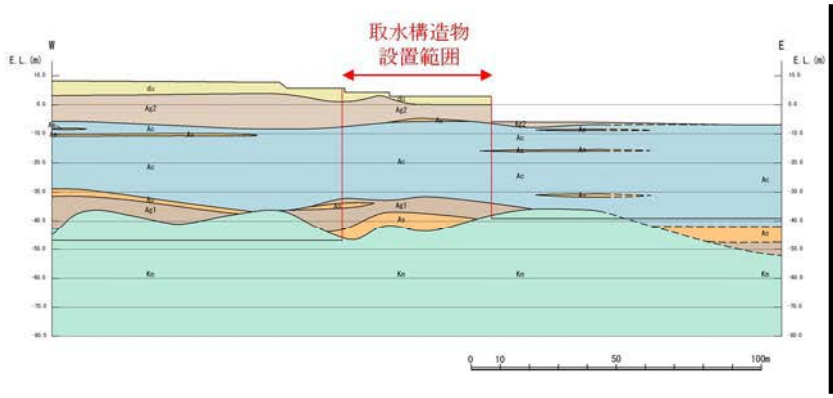
（断面①－①，断面②－②，断面③－③に対応）

図 1.4.2－7（1）　取水構造物の周辺地質構造（横断面）



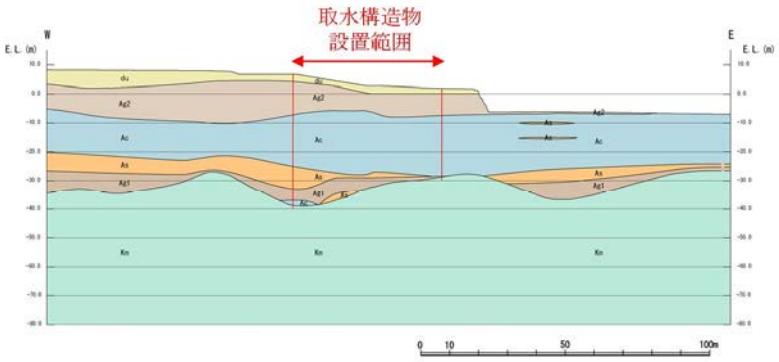
Ａ－Ａ断面図（縦断面）

Ａ－Ａ断面の平面位置図



Ｂ－Ｂ断面図（縦断面）

Ｂ－Ｂ断面の平面位置図



Ｃ－Ｃ断面図（縦断面）

Ｃ－Ｃ断面の平面位置図

（断面⑥－⑥に対応）

図 1.4.2－7（2）　取水構造物の周辺地質構造（縦断面）

表 1.4.2－2　取水構造物　耐震評価候補断面の特徴

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	
					名称	概算重量 (ton)
南北	①－①	間接支持 通水 貯水	・弱軸断面方向 ・頂版に規則的な開口が存在 ・8 連のボックスカルバート	・岩盤上面が傾斜 ・図 1.4.2－7（1）のＣ－Ｃ断面参照 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・潮位計 ・スクリーン	56.1
	②－②	通水 貯水	・弱軸断面方向 ・8 連と 10 連ボックスカルバートの境界部	・岩盤上面が傾斜 ・図 1.4.2－7（1）のＣ－Ｃ断面参照 ・構造物両側に防潮堤（鋼製防護壁）の地中連壁基礎を設置 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・止水機構	127.4
	③－③	間接支持 通水 貯水	・弱軸断面方向 ・10 連のボックスカルバート	・岩盤上面が傾斜 ・図 1.4.2－7（1）のＣ－Ｃ断面参照 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・取水路点検用開口部浸水防止蓋 ・取水ピット水位計 ・竜巻及び PP 防護設備	192.2
	④－④	間接支持 通水 貯水	・弱軸断面方向 ・5 連のボックスカルバート ・非常用海水ポンプ設置位置 ・ポンプ設置位置（頂版）に開口が存在	・岩盤上面が傾斜 ・図 1.4.2－7（1）のＢ－Ｂ断面参照 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・非常用海水ポンプ等 ・海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁 ・取水ピット空気抜き配管逆止弁 ・竜巻及び PP 防護設備	1410.5
	⑤－⑤	間接支持	・弱軸断面方向 ・U 字型形状 ・埋込深さが浅い	・岩盤上面が傾斜 ・図 1.4.2－7（1）のＡ－Ａ断面参照 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・非常用海水配管及びストレーナ ・竜巻及び PP 防護設備	336.0
東西	⑥－⑥	同上	・強軸断面方向 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の効果が見込める	・岩盤及び第四紀層が概ね水平成層に分布 ・図 1.4.2－7（2）を参照	同上	同上

①－①断面は 8 連のボックスカルバートである。岩盤上面が傾斜している。Ｓクラス設備である潮位計が設置されている。また，頂版には規則的に開口部が設けられている。

②－②断面は取水路における 8 連と 10 連ボックスカルバートの境界部である。岩盤上面が傾斜している。防潮堤（鋼製防護壁）との間に設置する止水機構の自重を受ける区間である。本区間の両側には防潮堤（鋼製防護壁）の地中連壁基礎が設置される。

③－③断面は 10 連のボックスカルバートである。岩盤上面が傾斜している。Ｓクラス設備である取水路点検用開口部浸水防止蓋，取水ピット水位計が設置されている。

④－④断面は 5 連のボックスカルバートである。岩盤上面が傾斜している。Ｓクラス設備である非常用海水ポンプ，海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁が設置されている。また，大型ポンプの設置に伴い，頂版に開口が存在している。

⑤－⑤断面はＳクラス設備である非常用海水配管及びストレーナが設置されている U 字の形状である。岩盤上面が傾斜している。

①－①断面～⑤－⑤断面には，岩盤上に沖積の礫層，砂層，粘土層及び砂丘砂層が概ね同一の地質層序にて堆積しており，いずれの断面でも概ね類似した周辺地質構造となる。
また，①－①断面～⑤－⑤断面における構造物側方地盤に対し，全断面同一の改良範囲にて地盤改良を計画している。

⑥－⑥断面は縦断方向の断面であり，取水路区間と取水ピット区間に分かれている。
取水構造物の縦断方向は，岩盤上面の傾斜方向とほぼ直角を成しており，断面を設定する位置によって，岩盤上面の標高が変化するが，岩盤及び第四紀層は概ね水平成層に分布している。

取水構造物が間接支持する設備や周辺の地質構造も考慮し，耐震安全上最も厳しくなる断面を選定し基準地震動S_sによる耐震評価を実施する。

(2)　評価対象断面の選定

①－①断面は，8 連のボックスカルバートであり，取水路における他区間（10 連のボックスカルバート）と比較すると相対的に内空の大きい区間である。また，図 1.4.2－5 に示すような頂版部の開口により頂版部の剛性が低減し，Ｓクラス設備である潮位計が設置される側壁等の耐震裕度が小さくなると想定されることから，①－①断面を評価対象断面とする。

②－②断面は，図 1.4.2－8 に示すように，両側に設置される防潮堤（鋼製防護壁）の地中連壁基礎よる変形抑制効果を考慮することで耐震裕度が見込めるため，評価対象断面として採用しない。

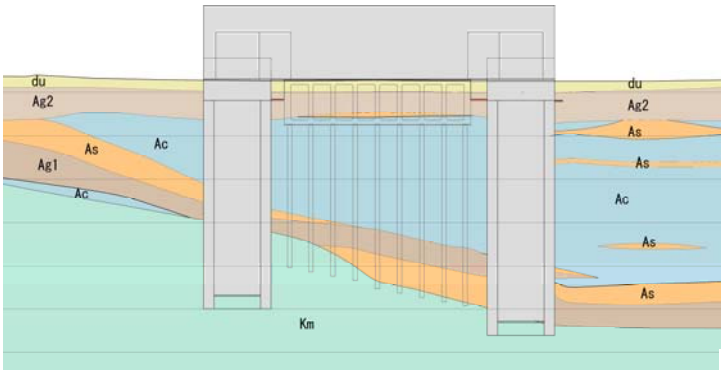


図 1.4.2－8　防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁

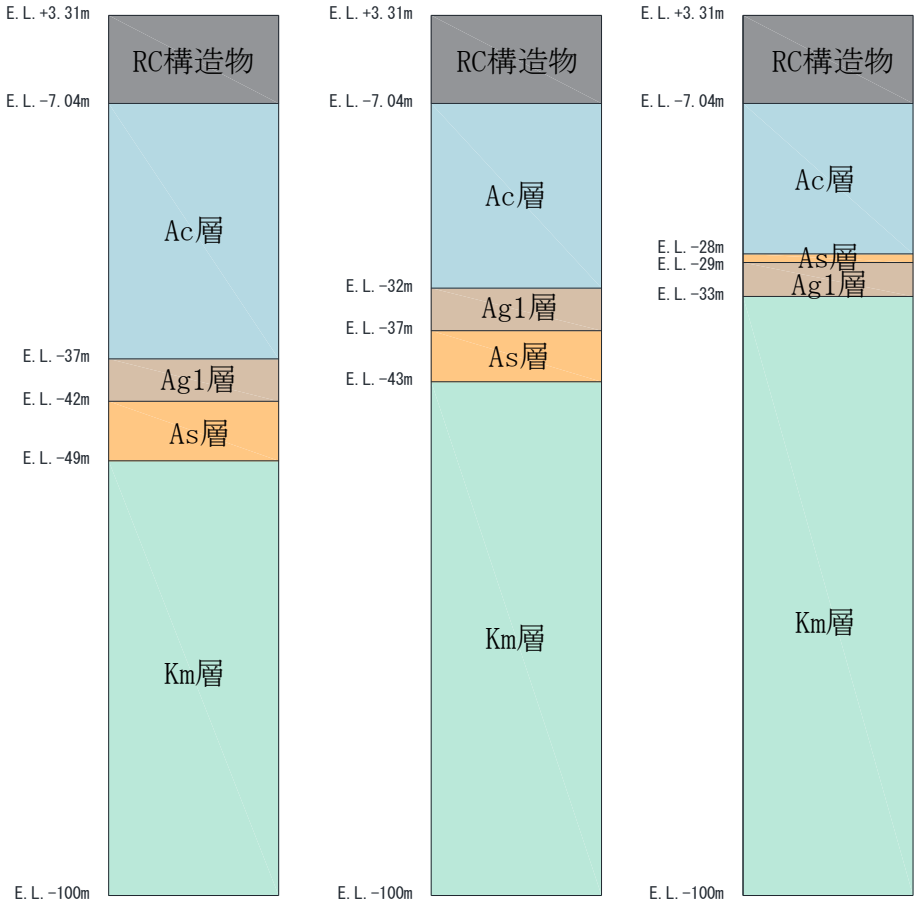
③－③断面は，10 連のボックスカルバートであり，取水路における他区間（8 連のボックスカルバート形状）と比較すると相対的に内空の小さい区間である。したがって，他の断面と比較し耐震裕度が見込めるため，評価対象断面としない。

④－④断面は，5 連のボックスカルバートであり，取水構造物において内空が最も大きい区間である。また，Ｓクラス設備である非常用海水ポンプが設置されている断面であり，上載荷重が大きく，さらに頂版部にはポンプ設置に伴う開口が存在する。したがって，他の断面と比較し，耐震裕度が小さくなると想定されることから，④－④断面を評価対象断面とする。

⑤－⑤断面は，非常用海水配管及びストレーナが設置されている断面であり，Ｓクラス設備の間接支持機能を有する。また，他の断面と比較して埋込深さが浅いことから地震時土圧等の荷重が小さく設定される。したがって，他の断面と比較して耐震裕度が見込めるため，⑤－⑤断面は評価対象断面としない。

⑥－⑥断面は，縦断方向の断面であり，耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できるため強軸断面方向となる。一方，横断方向は，耐震評価上，変形抑制効果を考慮できる壁部材が少なく，耐震評価上の弱軸断面方向となる。したがって，⑥－⑥断面は評価対象断面としない。

ただし，機器・配管系への加速度応答の観点から⑥－⑥断面について地震応答解析を実施する。⑥－⑥断面は，岩盤上面の傾斜方向とほぼ直角を成しており，断面を設定する位置によって，岩盤上面の標高が変化する。⑥－⑥断面の地質断面については，図 1.4.2－7（2）に示すＡ－Ａ～Ｃ－Ｃの計 3 断面において構造物設置位置の中央にて作成した 1 次元地盤モデルによる地震応答解析を実施し，その結果を踏まえて決定する。Ａ－Ａ～Ｃ－Ｃの計 3 断面に対応した 1 次元地盤モデルを図 1.4.2－9 に示す。



（Ａ－Ａ断面）　　（Ｂ－Ｂ断面）　　（Ｃ－Ｃ断面）

図 1.4.2－9　縦断面選定用の 1 次元地盤モデル

(3) 断面選定結果

a. 取水構造物の耐震性評価対象断面

評価対象断面の選定結果を表 1.4.2－3 に示す。また，評価対象として選定した断面を図 1.4.2－10 に示す。取水構造物の耐震性評価は①－①断面及び④－④断面にて実施する。

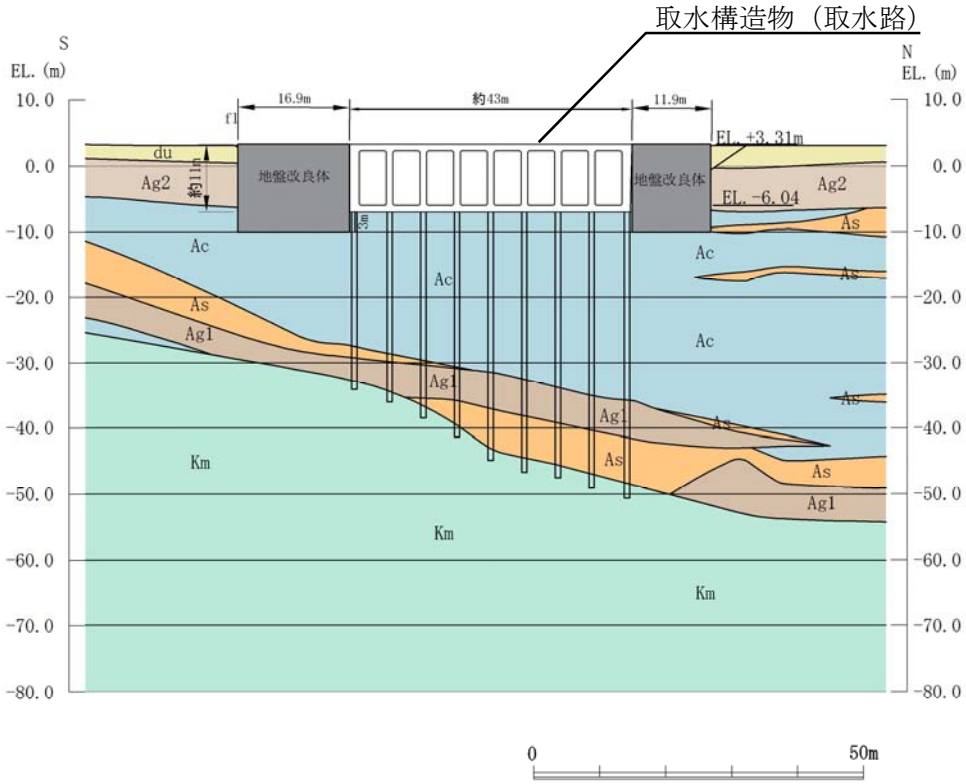
b. 機器・配管系への加速度応答評価対象断面

機器・配管系への加速度応答を算定するため，「a. 取水構造物の耐震性評価対象断面」に加え，縦断方向の断面である⑥－⑥断面の地震応答解析を実施する。⑥－⑥断面の地層構成については，図 1.4.2－11 に示す 1 次元地震応答解析結果（地表面の加速度応答スペクトル）を考慮し決定した。

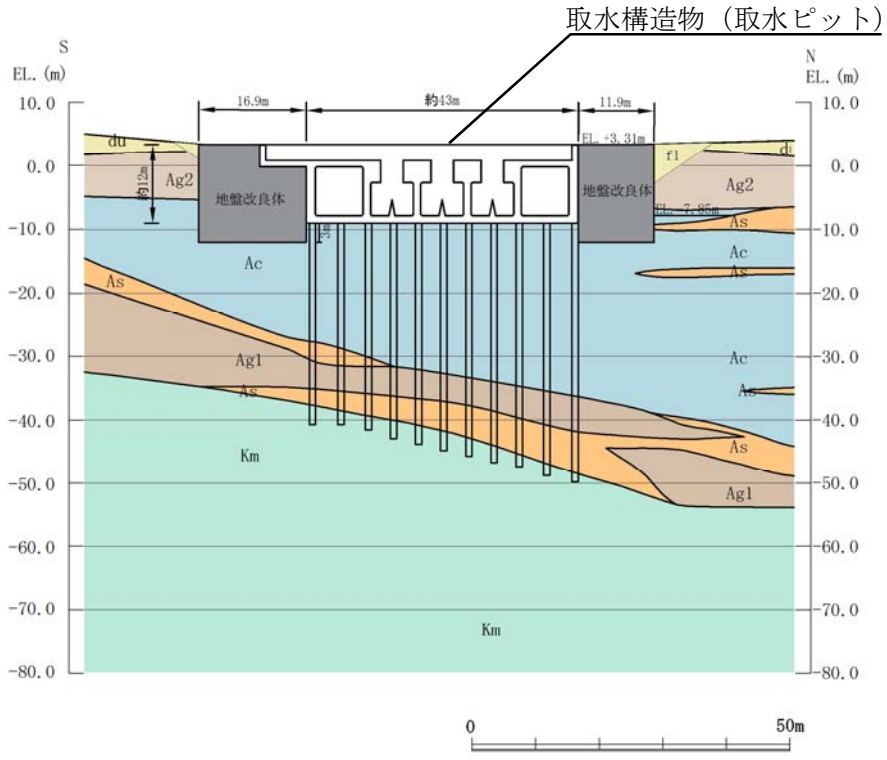
Ａ－Ａ～Ｃ－Ｃの計 3 断面において構造物設置位置の中央にて作成した 1 次元地盤モデルによる地震応答解析の結果，地表面の加速度応答スペクトルに有意な差が無いことを確認した。よって，岩盤傾斜部のうち，平均的な中央部の地質断面であるＢ－Ｂを採用する。⑥－⑥断面を図 1.4.2－12 に示す。

表 1.4.2－3　取水構造物　評価対象断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備		既工認	今回工認	選定理由
					名称	概算重量(ton)			
南北	①－①	間接支持 通水 貯水	・弱軸断面方向 ・頂版に規則的な開口が存在 ・8 連のボックスカルバート	・岩盤上面が傾斜 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・潮位計 ・スクリーン	56.1	○ (質点系モデル)	○	他の断面と比較し，構造的に側壁の耐震裕度が小さいと想定されることから，評価対象断面に選定する。
	②－②	通水 貯水	・弱軸断面方向 ・8 連と 10 連ボックスカルバートの境界部	・岩盤上面が傾斜 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画 ・構造物両側に防潮堤（鋼製防護壁）の地中連壁基礎を設置	・止水機構	127.4		－	構造物両側に設置される防潮堤（鋼製防護壁）の地中連壁基礎による変形抑制効果等を考慮することで耐震裕度が見込めるため，評価対象断面としない。
	③－③	間接支持 通水 貯水	・弱軸断面方向 ・10 連のボックスカルバート	・岩盤上面が傾斜 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・取水路点検用開口部浸水防止蓋 ・取水ピット水位計 ・竜巻及び PP 防護設備	192.2		－	①－①断面と比較し，内空も小さく，耐震裕度が見込めることから評価対象断面としない。
	④－④	間接支持 通水 貯水	・弱軸断面方向 ・5 連のボックスカルバート ・非常用海水ポンプ設置位置 ・ポンプ設置位置（頂版）に開口が存在	・岩盤上面が傾斜 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・非常用海水ポンプ等 ・海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁 ・取水ピット空気抜き配管逆止弁 ・竜巻及び PP 防護設備	1410.5		○	他の断面と比較し，構造的，荷重条件的に耐震裕度が小さいと想定されることから，評価対象断面に選定する。
	⑤－⑤	間接支持	・弱軸断面方向 ・U 字型形状 ・埋込深さが浅い	・岩盤上面が傾斜 ・構造物の側方は地盤改良を行う計画	・非常用海水配管及びストレーナ ・竜巻及び PP 防護設備	336.0		－	他の断面と比較し，荷重条件的に耐震裕度が見込めるため，評価対象断面としない。
東西	⑥－⑥	同上	・強軸断面方向 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の効果が見込める	・岩盤及び第四紀層が概ね水平成層に分布	同上	同上		－	強軸断面方向であることから評価対象断面としないが，機器・配管系への加速度応答の観点より，地震応答解析の実施対象断面とする。



①－①断面図（取水路）



④－④断面図（取水ピット）

図 1.4.2－10　取水構造物の評価対象断面図

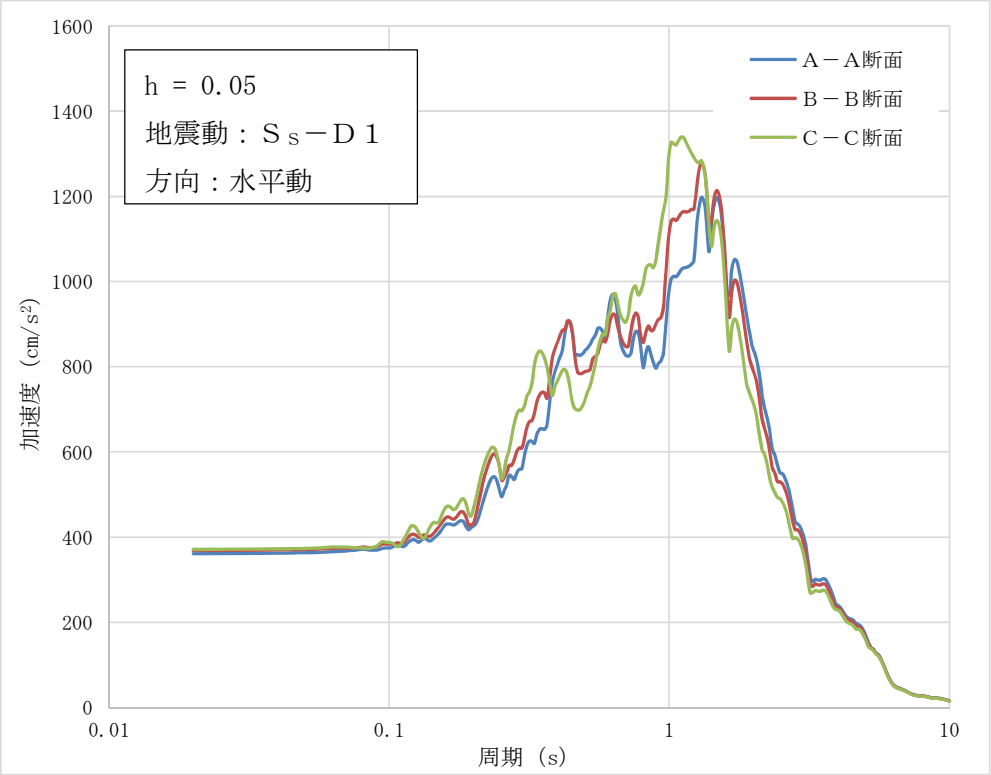
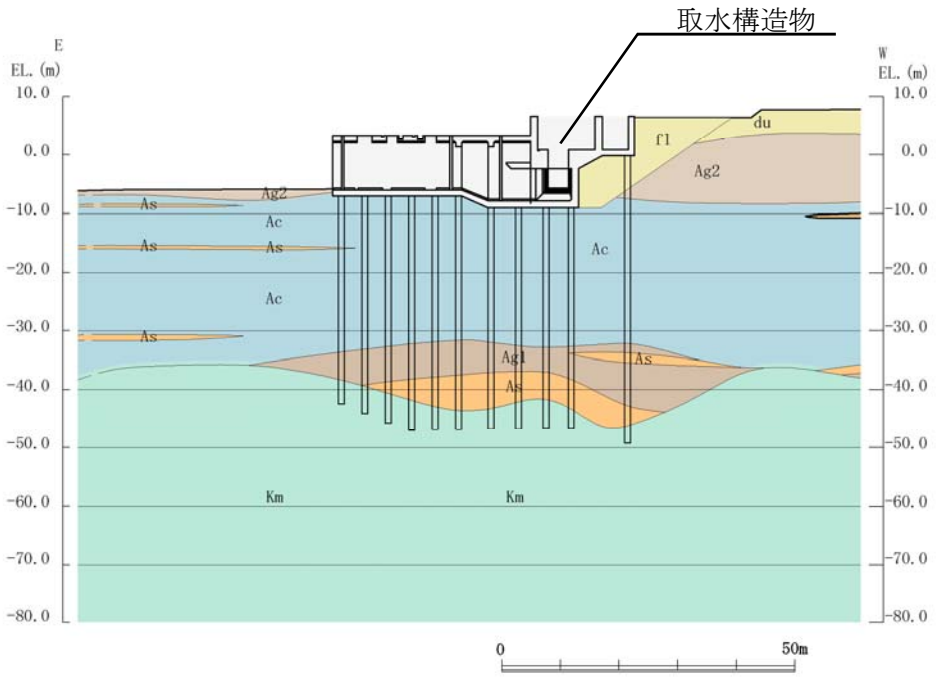


図 1.4.2－11　1 次元地震応答解析結果



⑥－⑥断面図

図 1.4.2－11　取水構造物の評価対象断面図（縦断面）

1.4.3　屋外二重管の断面選定の考え方

屋外二重管は，Ｓクラス機器である残留熱除去系海水系配管，非常用ディーゼル発電機用海水系配管等の間接支持機能を有する延長約 215 m，内径 2.0 m 及び 1.8 m の 2 本の鋼管の地中構造物であり，杭基礎又は地盤改良体を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。杭基礎部は，水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を結合したラーメン構造である。なお原子炉建屋から排気筒付近の可とう管までは他構造物（原子炉建屋，排気筒，主排気筒ダクト基礎など）と近接しており，杭基礎の施工が出来ないことから，屋外二重管直下に地盤改良体を造成する。

屋外二重管の平面図を図 1.4.3－1 に，構造形式別の横断面図を図 1.4.3－2 に示す。

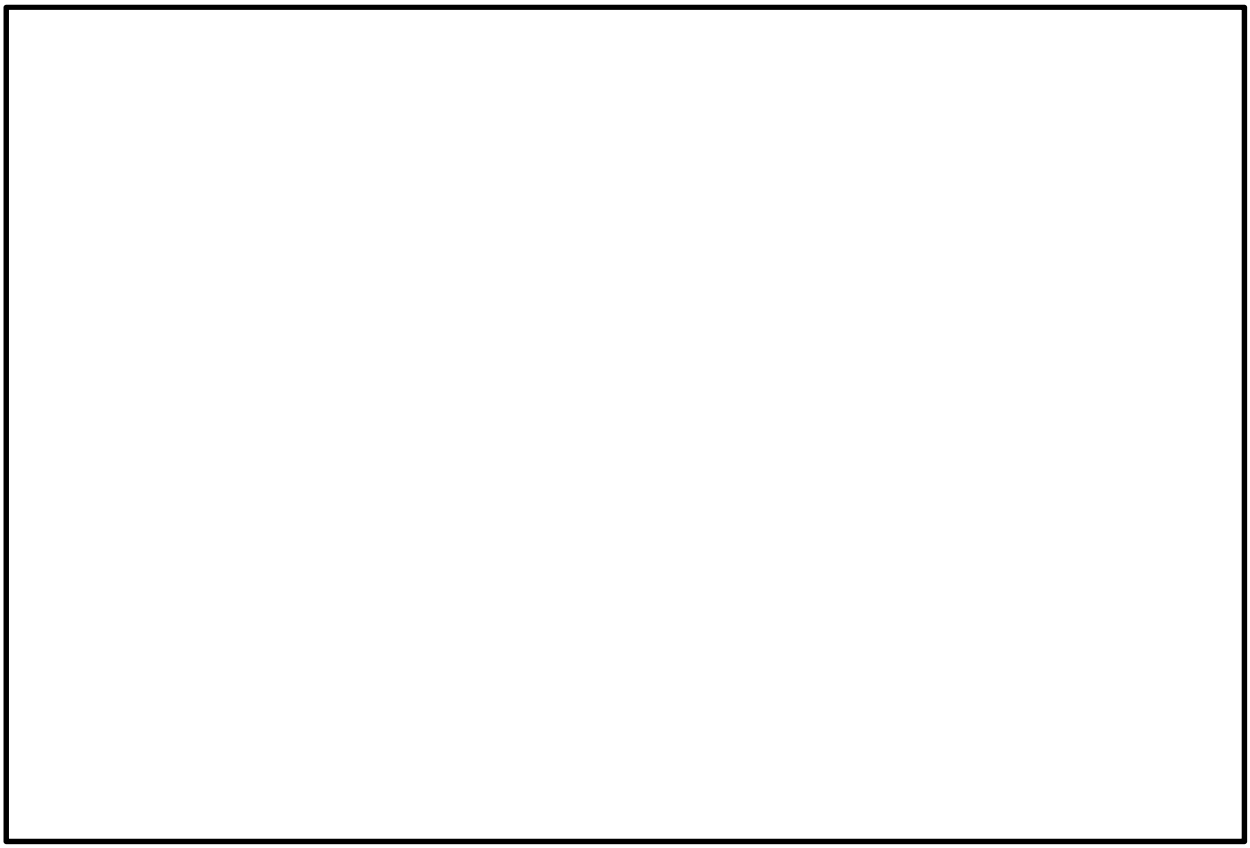
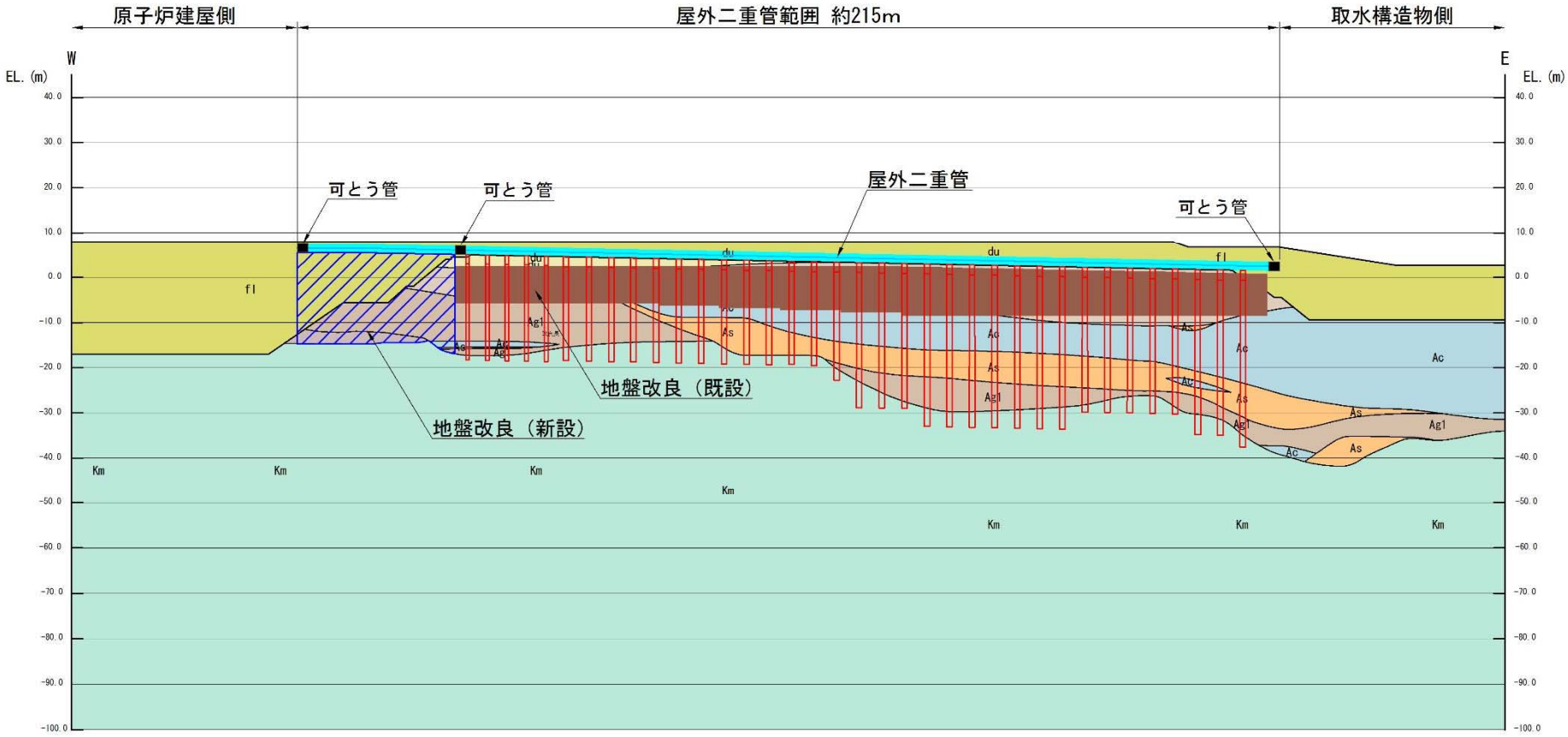
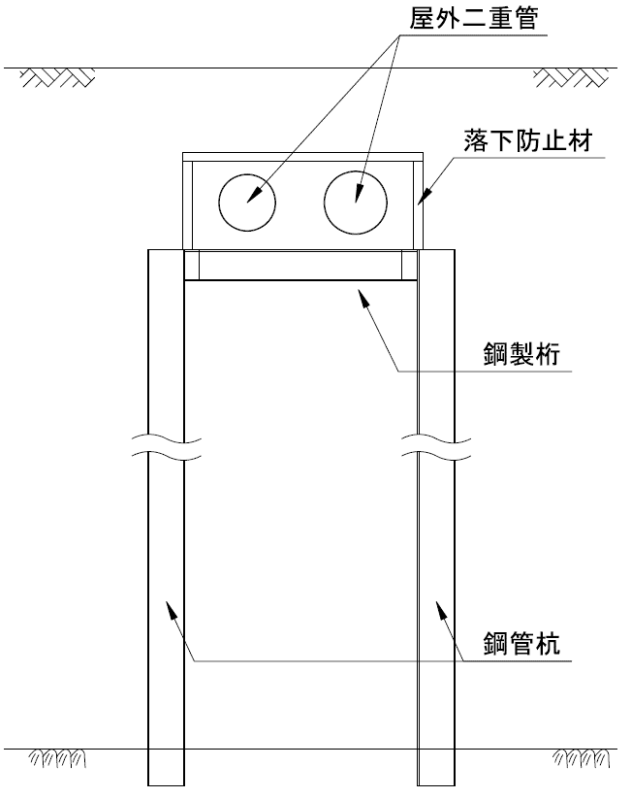


図 1.4.3－1　屋外二重管の平面図

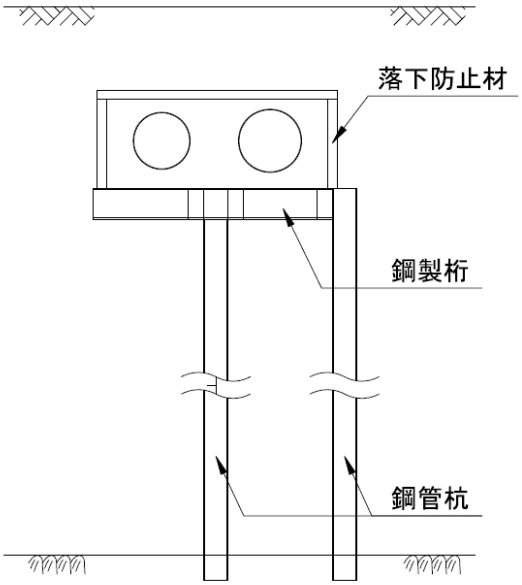


Ａ－Ａ断面

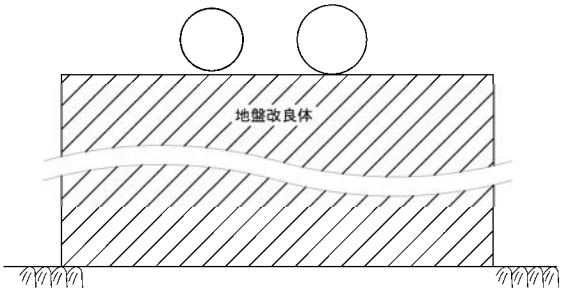
図 1.4.3－2（1）　屋外二重管の縦断面図



Ｂ－Ｂ断面（杭基礎部）



Ｃ－Ｃ断面（杭基礎部）



Ｃ－Ｃ断面（地盤改良部）

図 1.4.3－2（2）　屋外二重管の横断面図

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針①耐震評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

屋外二重管基礎では間接支持するＳクラス設備が一様に設置されているため，機器・配管の設置位置による影響は考慮する必要はない。

屋外二重管基礎設置区間における縦断方向は，延長約 215 m 間で二重管基礎構造形式が異なり，杭基礎部と地盤改良部が存在する。

屋外二重管基礎設置区間における横断方向の耐震評価候補断面は，屋外二重管の地質縦断図より岩盤上面の標高及び鋼管杭打設可能区間に着目し，区間Ⅰ（岩盤上面の標高が EL.－20 m～EL.－40 m で比較的低い範囲），区間Ⅱ（岩盤上面の標高が EL.－15 m～EL.－20 m で比較的高い範囲），区間Ⅲ（岩盤上面の標高が EL.－15 m 付近でほぼ水平の範囲）に分類し，全区間で基礎の構造的特徴及び周辺地質を踏まえて 6 つの候補断面を挙げる。

耐震評価候補断面を表 1.4.3－1 及び図 1.4.3－3 に示す。

表 1.4.3－1　耐震評価候補断面の特徴

区間	候補断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
Ⅰ	①	間接支持	・横断方向断面である。 ・２本の鋼管杭頭部を結ぶ鋼製桁で二重管を支持する。 ・門型ラーメン構造である。	・岩盤上面の標高が全区間で最も低く，区間Ⅰで粘性土層の層厚が最も厚い。	屋外二重管
	②			・区間Ⅰで砂質土層の層厚が最も厚い。	
	③			・区間Ⅰで岩盤上面の標高が最も高い。	
Ⅱ	③	間接支持	・横断方向断面である。 ・２本の鋼管杭頭部を結ぶ鋼製桁で二重管を支持する。 ・既設構造物との干渉を避けるため，鋼管杭を二重管の間に打設する。	・区間Ⅱで粘性土層の層厚が最も厚い。	屋外二重管
	④			・区間Ⅱで岩盤上面の標高が最も低い。	
	⑤			・岩盤上面の標高が浅く，粘性土がない。	
	⑥			・区間Ⅱで岩盤上面の標高が最も低く，砂質土層の層厚が最も厚い。	
Ⅲ	⑥	間接支持	・横断方向断面である。 ・地盤改良体で二重管を支持する。	・区間Ⅲは岩盤上面の標高が EL.－15 m 付近でほぼ水平であり，地盤改良を実施する。 ・区間Ⅱと区間Ⅲの境界部である。	屋外二重管
―	―	間接支持	・縦断方向断面である。	・上面標高が変化する岩盤に支持する。	屋外二重管

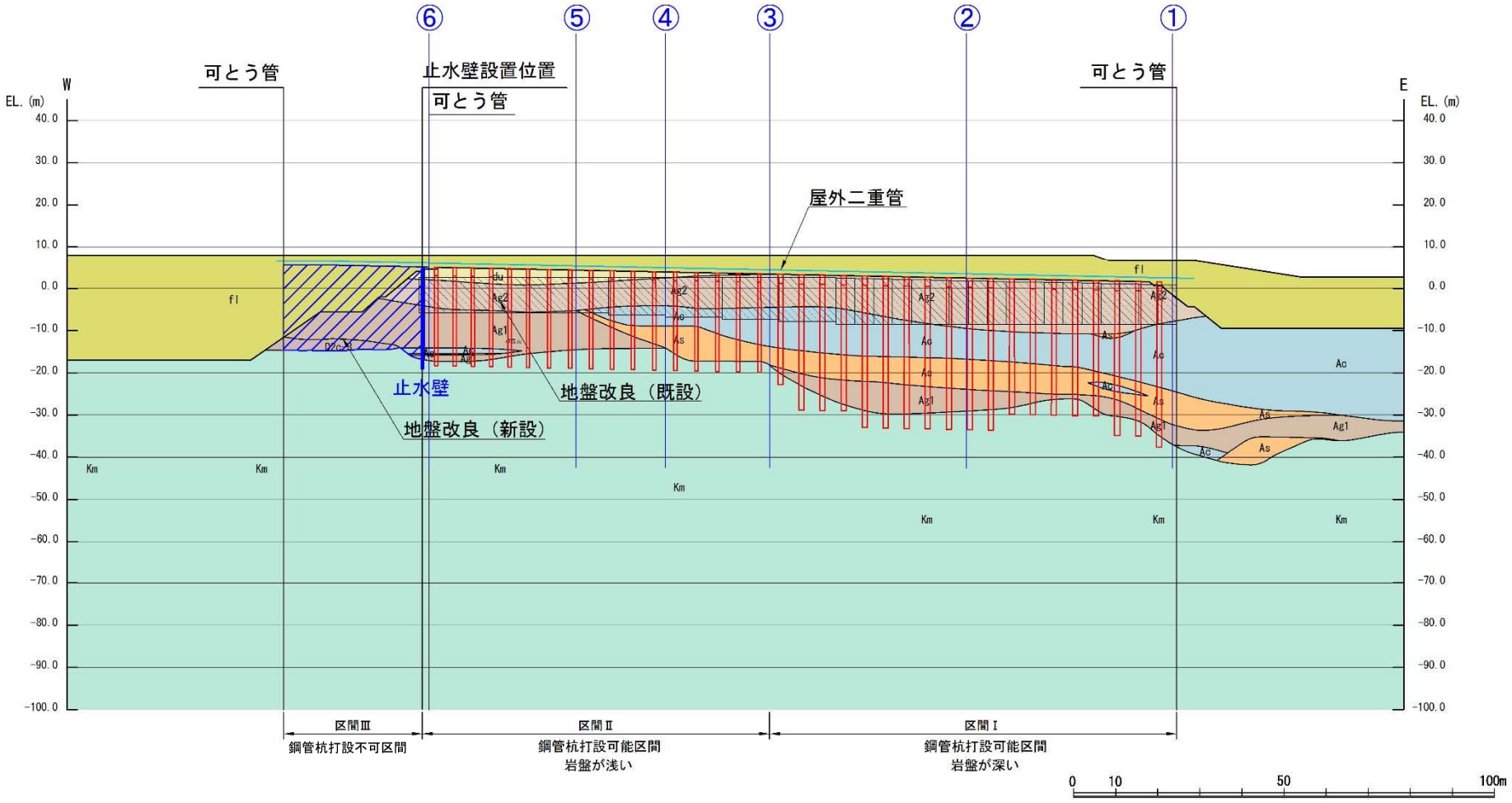


図 1.4.3－1　評価候補断面の縦断図

断面①は区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて，岩盤上面の標高が最も低く非液状化層である粘土層（Ａｃ層）が厚い位置であり，取水構造物側に設置してある可とう管位置の断面である。

断面②は区間Ⅰに位置し，岩盤上面の標高がEL.－30 ｍ付近で比較的低く，液状化検討対象層（ｆ ｌ層，ｄｕ層，Ａｇ２層，Ａｓ層，Ａｇ１層）が厚い断面である。

断面③は区間Ⅰと区間Ⅱの境界に位置し，岩盤上面の標高がEL.－18 ｍ付近で比較的高い断面である。

断面④は区間Ⅱに位置し，岩盤上面の標高がEL.－15 ｍ付近であり，二重管が設置されている範囲で最も高い断面である。

断面⑤は区間Ⅱにおいて既設構造物と干渉する区間に位置し，岩盤上面の標高がEL.－15ｍ付近であり，粘土層（Ａｃ層）が存在しない断面である。

断面⑥は，鋼管杭打設区間である区間Ⅱと地盤改良区間である区間Ⅲの境界に位置し，岩盤上面の標高はEL.－18 ｍ付近であり，液状化検討対象層が厚い断面である。また，可とう管の設置位置の断面である。

(2)　評価対象断面の選定

横断方向の各耐震評価候補断面位置において１次元有効応力解析を実施し，屋外二重管位置での最大水平変位と最大水平加速度を確認する。評価に使用する地震波は，全周期帯にわたって加速度応答スペクトルが大きいＳ$_s$－Ｄ１波を代表波として用いる。

表 1.4.3-2 に構造形式が異なる各区間の１次元有効応力解析結果を示す。なお，区間Ⅲについては，岩盤以浅の地盤改良を考慮した結果である。

区間Ⅰについては，最大水平変位が最大となるのは断面③であるが候補断面間で有意な差異はなく，最大水平加速度が最大となっているのは断面①であり，他の候補断面の加速度より 1.6 倍程度大きくなっている。よって，区間Ⅰでは断面①を評価対象断面として選定する。

区間Ⅱについては，最大水平変位及び最大水平加速度とも断面⑥が最大となっていることから，断面⑥を評価対象断面として選定する。

区間Ⅲについては岩盤上面の標高が EL.－15 m とほぼ水平であり，岩盤以浅は二重管まで地盤改良を実施することから，止水壁内側となる区間Ⅲの断面はすべて同様の断面となる。しかし，基礎形式が異なる区間Ⅱと区間Ⅲの境界部に設置している可とう管への影響を考慮するため，区間Ⅲの断面は境界部の断面⑥とし，区間Ⅱの断面⑥に対して鋼管杭基礎ではなく地盤改良をモデル化した断面とする。

上記に加えて縦断方向について，基礎構造形式や地質構造に差異があることから，縦断方向断面であるＡ－Ａ断面についても評価断面とする。

表 1.4.3－2（1）　１次元地震応答解析結果(区間Ⅰ)

断面	最大水平変位（二重管位置）＊ (mm)	最大水平加速度（二重管位置） (cm/s^2)
①	334（Ｓｓ－Ｄ１）	401（Ｓｓ－Ｄ１）
②	321（Ｓｓ－Ｄ１）	182（Ｓｓ－Ｄ１）
③	341（Ｓｓ－Ｄ１）	246（Ｓｓ－Ｄ１）

注記　＊：岩盤上端を基準とした値

表 1.4.3－2（2）　１次元地震応答解析結果(区間Ⅱ)

断面	最大水平変位（二重管位置）＊ (mm)	最大水平加速度（二重管位置） (cm/s^2)
③	341（Ｓｓ－Ｄ１）	246（Ｓｓ－Ｄ１）
④	372（Ｓｓ－Ｄ１）	308（Ｓｓ－Ｄ１）
⑤	516（Ｓｓ－Ｄ１）	387（Ｓｓ－Ｄ１）
⑥	565（Ｓｓ－Ｄ１）	453（Ｓｓ－Ｄ１）

注記　＊：岩盤上端を基準とした値

表 1.4.3－2（3）　１次元地震応答解析結果(区間Ⅲ)

断面	最大水平変位（二重管位置）＊ (mm)	最大水平加速度（二重管位置） (cm/s^2)
⑥	75（Ｓｓ－Ｄ１）	558（Ｓｓ－Ｄ１）

注記　＊：岩盤上端を基準とした値

(3)　断面選定結果

(2)より選定した屋外二重管基礎における選定結果評価対象断面を表 1.4.3－3 に，評価対象断面図を図 1.4.3－4 に示す。

屋外二重管縦断方向の断面であるＡ－Ａ断面は，基礎構造は地盤改良体と杭基礎である。縦断方向に複数配置された杭基礎は，それぞれ独立して挙動する構造となっており，横断方向の基礎形状はラーメン構造となっている。原子炉建屋と海水ポンプ室の中間付近から海水ポンプ室側に向かって岩盤が深くなる傾向にある。

屋外二重管横断方向の断面であり区間Ⅰに位置するＢ－Ｂ断面（断面①）は，屋外二重管横断方向の断面であり，基礎形式はラーメン構造の鋼管杭基礎となっている。海水ポンプ室側で岩盤が最も深い位置の断面である。

屋外二重管横断方向の断面であるＣ－Ｃ断面（断面⑥）は，区間Ⅱにおいて基礎形式はラーメン構造の鋼管杭基礎，区間Ⅲにおいては地盤改良体を介して岩盤に支持する構造となっている。原子炉建屋側は岩盤が浅く，概ね一様の深さとなっている。

表 1.4.3－3　屋外二重管基礎における耐震評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	既工認評価断面	今回工認評価断面	選定結果
区間－ Ａ－Ａ	間接支持	・縦断方向断面である。 ・連続する単杭構造及び地盤改良を介して二重管を支持する。	・深さが変化する岩盤に支持する。	屋外二重管	－	○ （基準地震動 S_s）	縦断方向について，基礎構造形式や地質構造に差異があることから選定する。
区間Ⅰ Ｂ－Ｂ （杭基礎部）	間接支持	・横断方向断面である。 ・2 本の鋼管杭頭部を結ぶ鋼製桁で支持する。	・岩盤に支持する。 ・岩盤が深い位置である。	屋外二重管	－	○ （基準地震動 S_s）	岩盤が深い区間Ⅰで１次元地震応答解析結果の水平加速度が大きくなるため選定する。
区間Ⅱ Ｃ－Ｃ （杭基礎部）	間接支持	・横断方向断面である。 ・2 本の鋼管杭頭部を結ぶ鋼製桁で支持する。	・岩盤に支持する。 ・岩盤が浅い位置である。	屋外二重管	－	○ （基準地震動 S_s）	岩盤が浅い区間Ⅱで１次元地震応答解析結果の水平変位及び水平加速度が大きくなるため選定する。
区間Ⅲ Ｃ－Ｃ （地盤改良部）	間接支持	・横断方向断面 ・地盤改良体で二重管を支持する。	・地盤改良体を介して岩盤に支持する	屋外二重管	－	○ （基準地震動 S_s）	区間Ⅰ及び区間Ⅱと基礎構造に差異があり，両区間の境界部に設置してある可とう管への影響を考慮するため選定する。

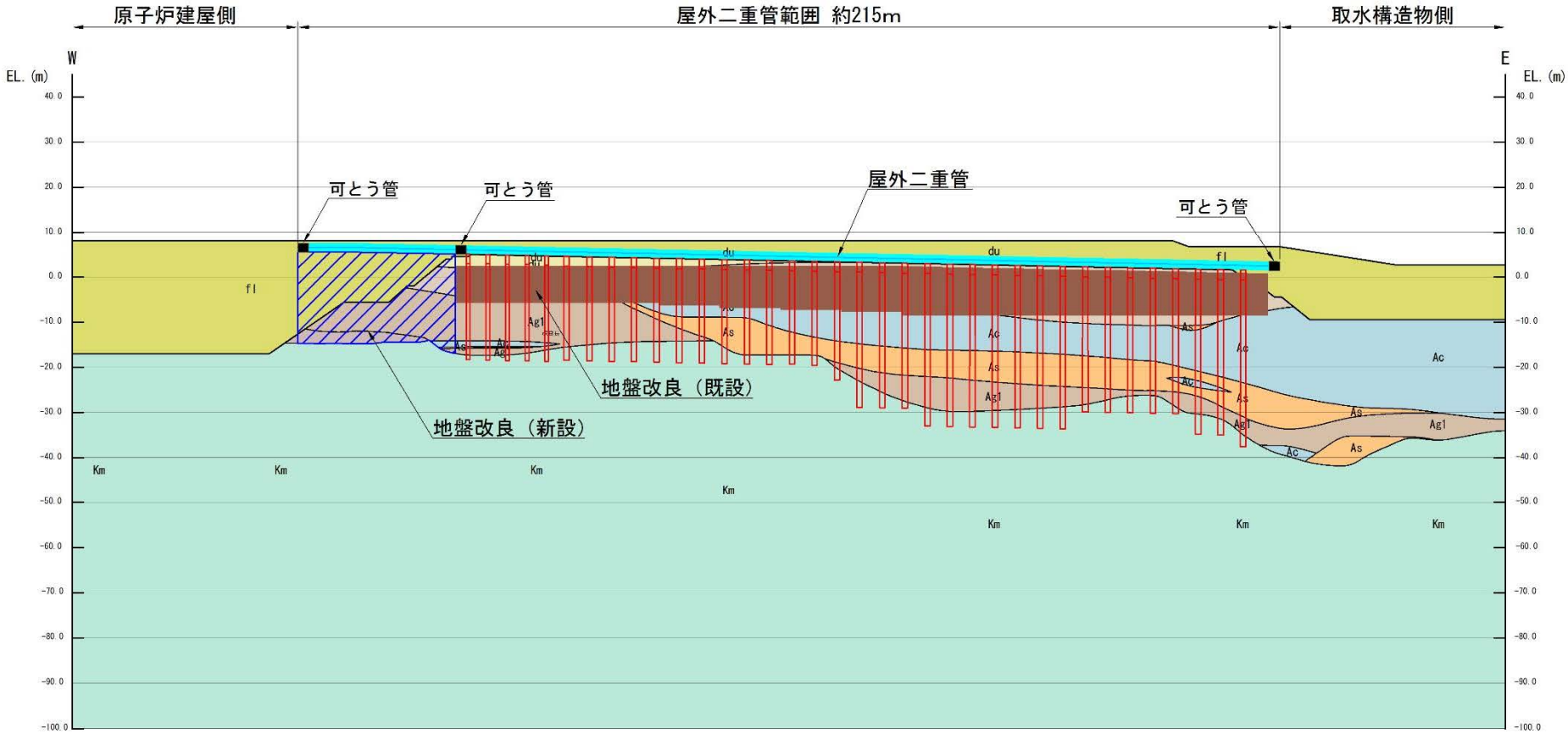


図 1.4.3－4（1）　屋外二重管の縦断面図（Ａ－Ａ断面）

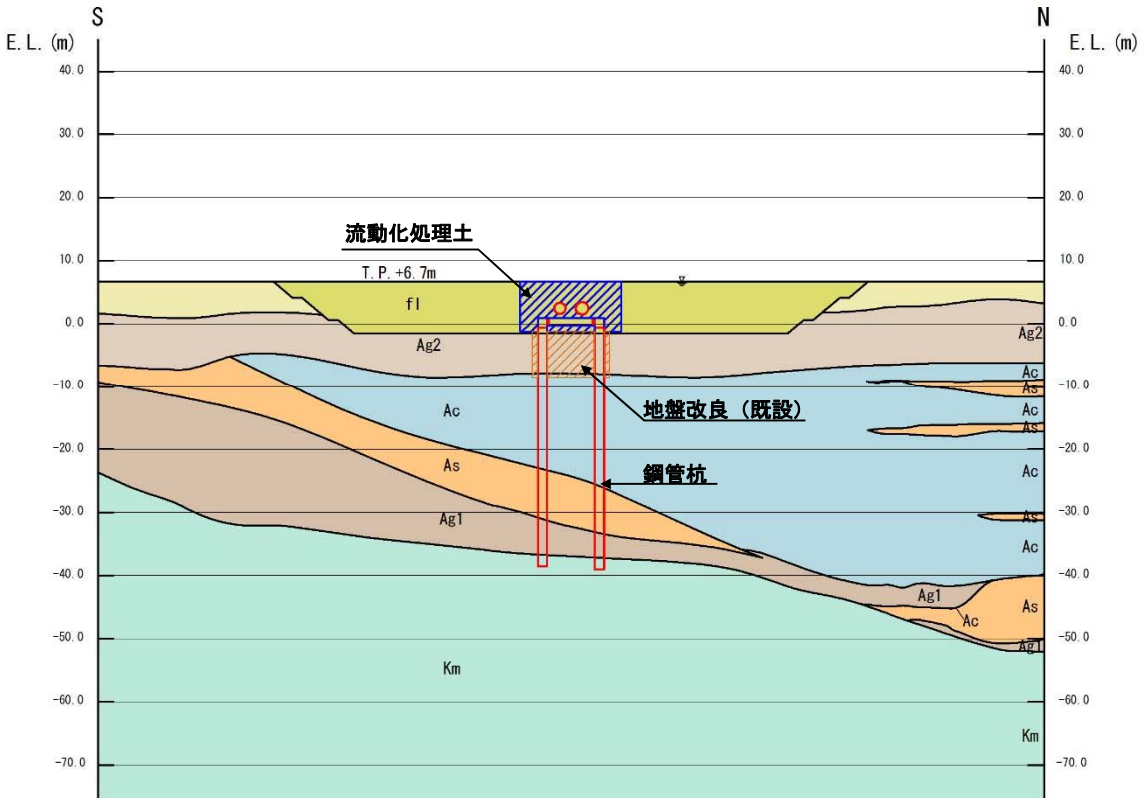


図 1.4.3－4（2）　屋外二重管の横断面図（Ｂ－Ｂ断面）（区間Ⅰ　断面①）

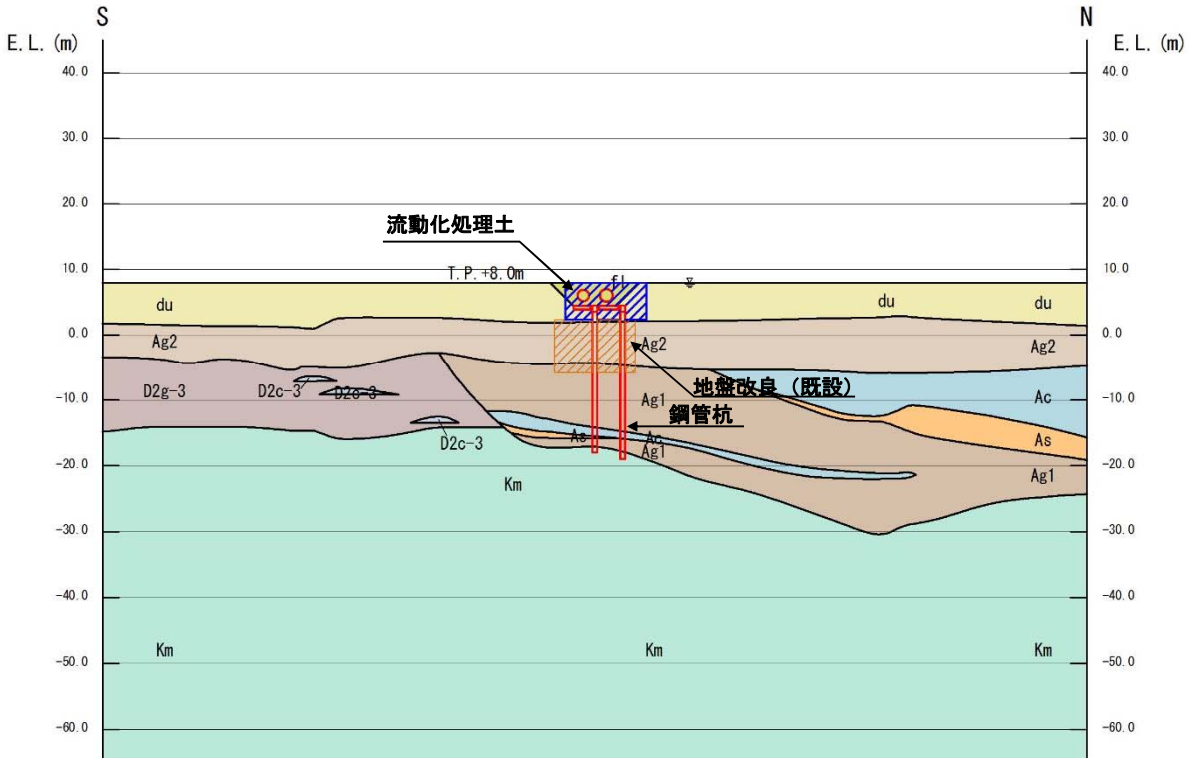


図 1.4.3－4（3）　屋外二重管の横断面図（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎部）（区間Ⅱ　断面⑥）

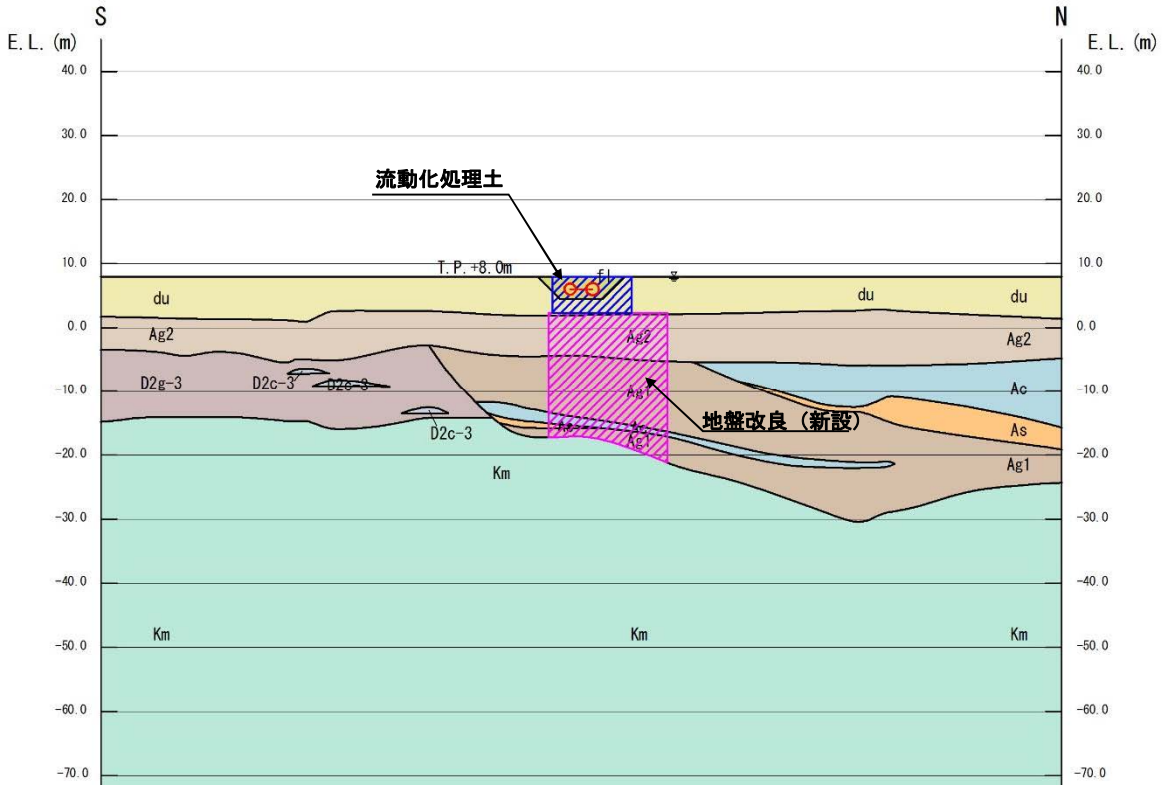


図 1.4.3－4（4）　屋外二重管の横断面図（Ｃ－Ｃ断面・地盤改良部）（区間Ⅲ　断面⑥）

1.4.4　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方

図 1.4.4－1 及び図 1.4.4－2 に，常設代替高圧電源装置置場（以下，「電源装置置場」という。）の平面図配置図及び電源装置置場に設置される設備の概略位置図を示す。また，図 1.4.4－3 及び図 1.4.4－4 に電源装置置場の断面図及び地質断面図を示す。

電源装置置場は，常設代替高圧電源装置，軽油貯蔵タンク及び水密扉等の間接支持機能を有する。また，電源装置置場下部（EL.－21.0 m）を西側淡水貯水設備として使用する。

電源装置置場は，東西方向 56.5 m，南北方向 46.0 m，高さ 47.0 m の鉄筋コンクリート構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。東西方向に対して複数の断面形状を示すが，構造的には多層多連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

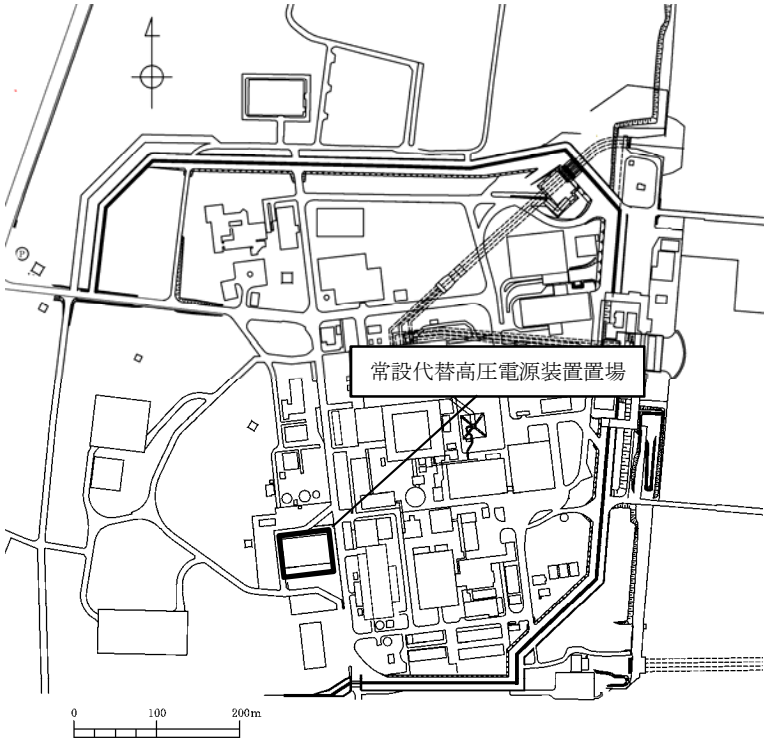


図 1.4.4－1（1）　電源装置置場の平面配置図（全体平面図）

図 1.4.4－1（2）　電源装置置場の平面配置図（拡大図）

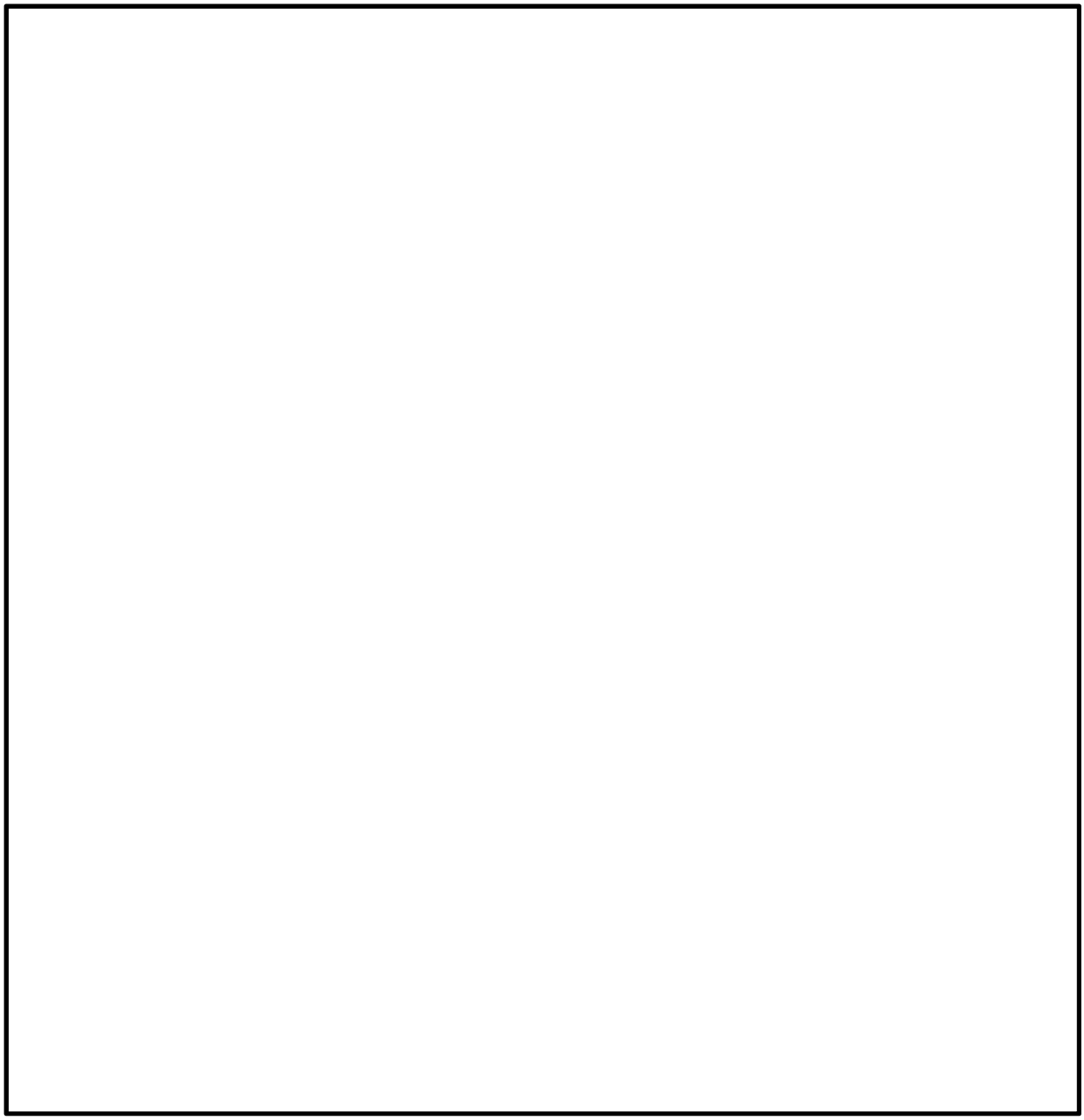


図 1.4.4－2（1）　電源装置置場の設備概略位置図
（EL.＋11.0 m，常設代替高圧電源装置及び水密扉）

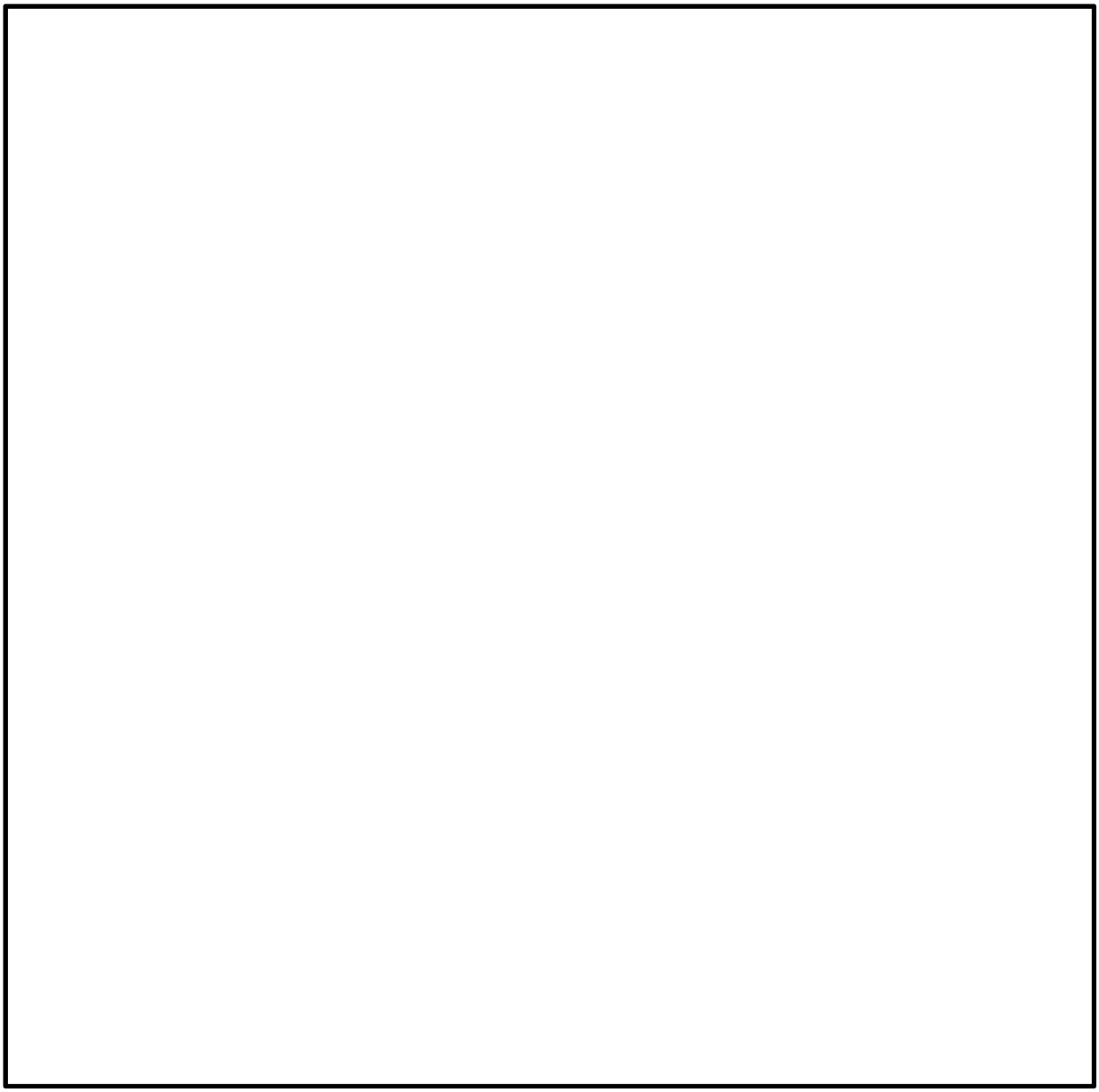


図 1.4.4－2 (2)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL.＋2.0 m, 軽油貯蔵タンク)

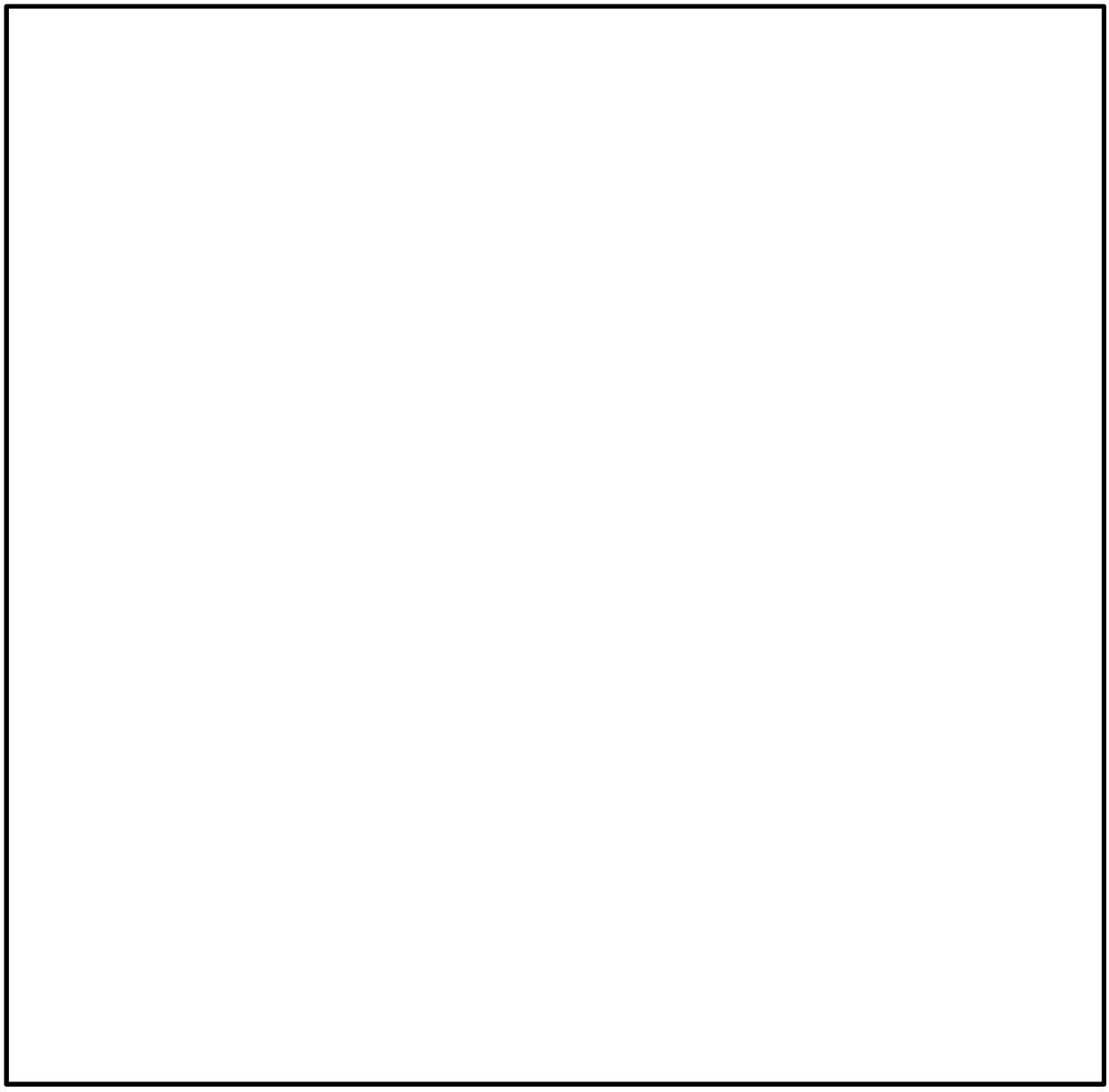


図 1.4.4－2 (3)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL.－21.0 m, 西側淡水貯水設備)

図 1.4.4－3（1）　電源装置置場の断面図（東西方向①－①断面）

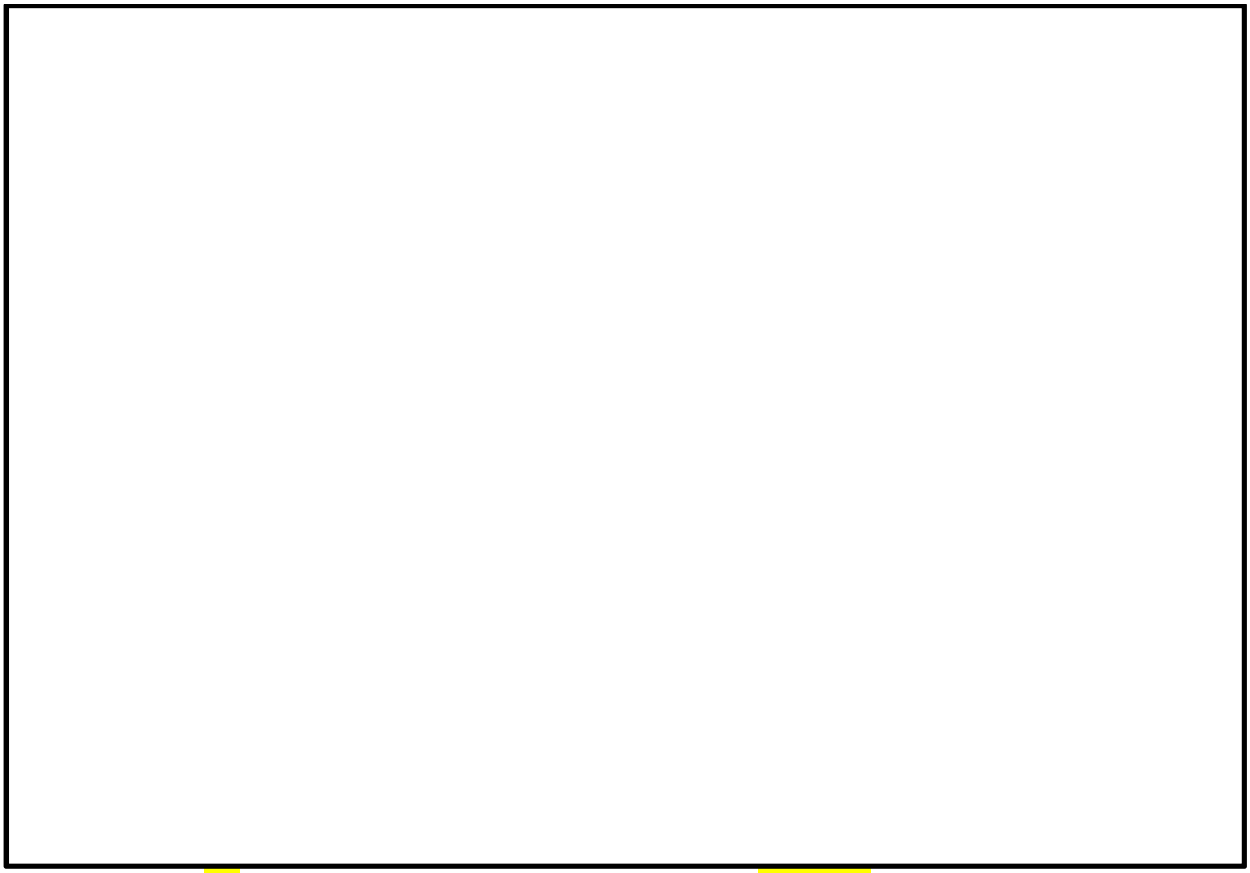


図 1.4.4－3（2）　電源装置置場の断面図（東西方向②－②断面）

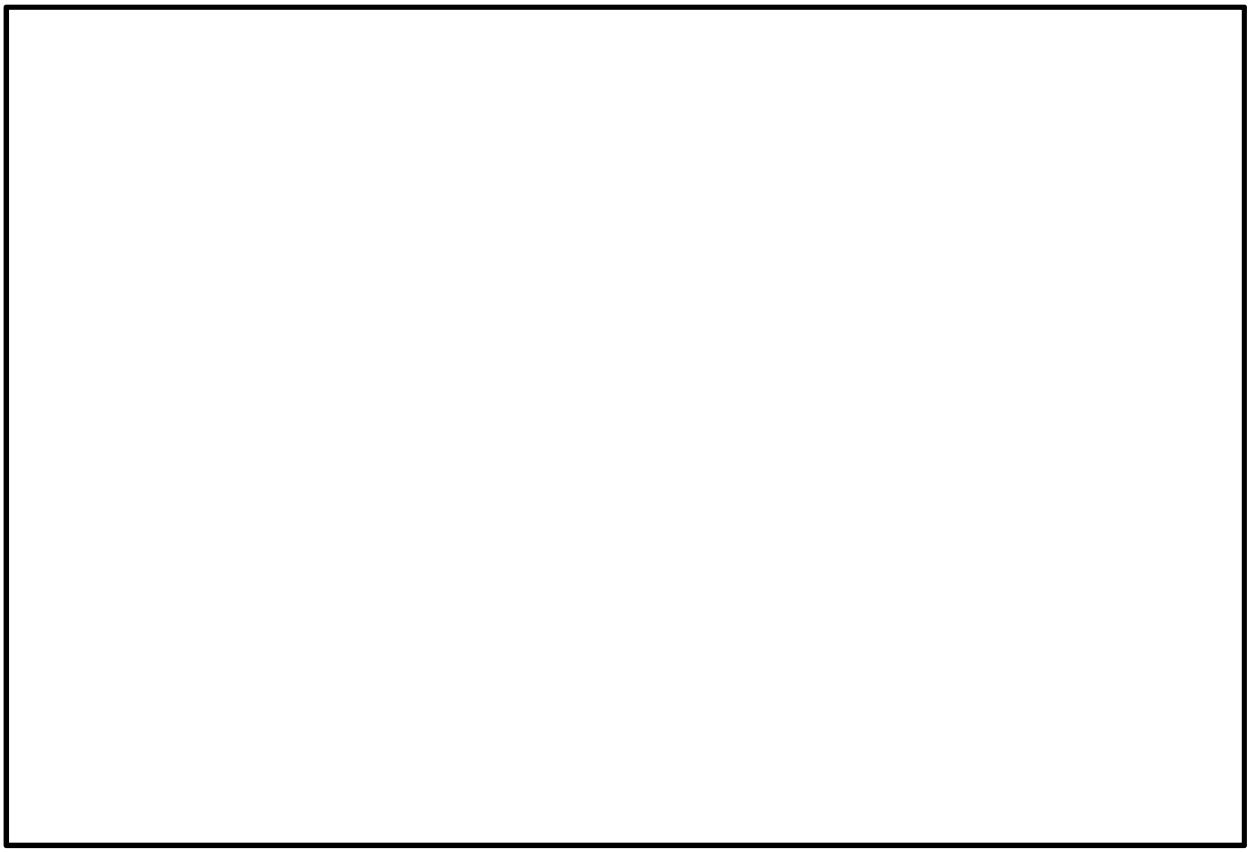


図 1.4.4－3（3）　電源装置置場の断面図（東西方向③－③断面）

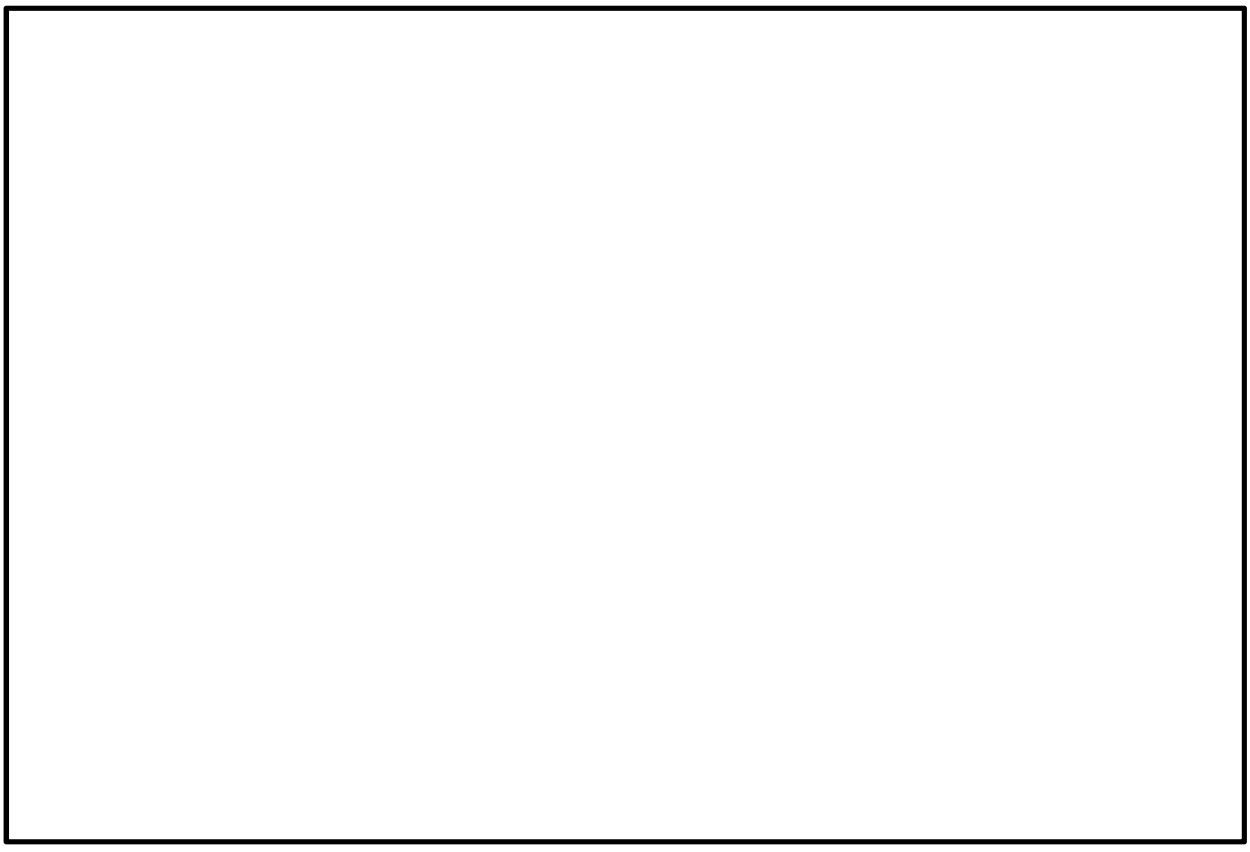


図 1.4.4－3（4）　電源装置置場の断面図（東西方向④－④断面）

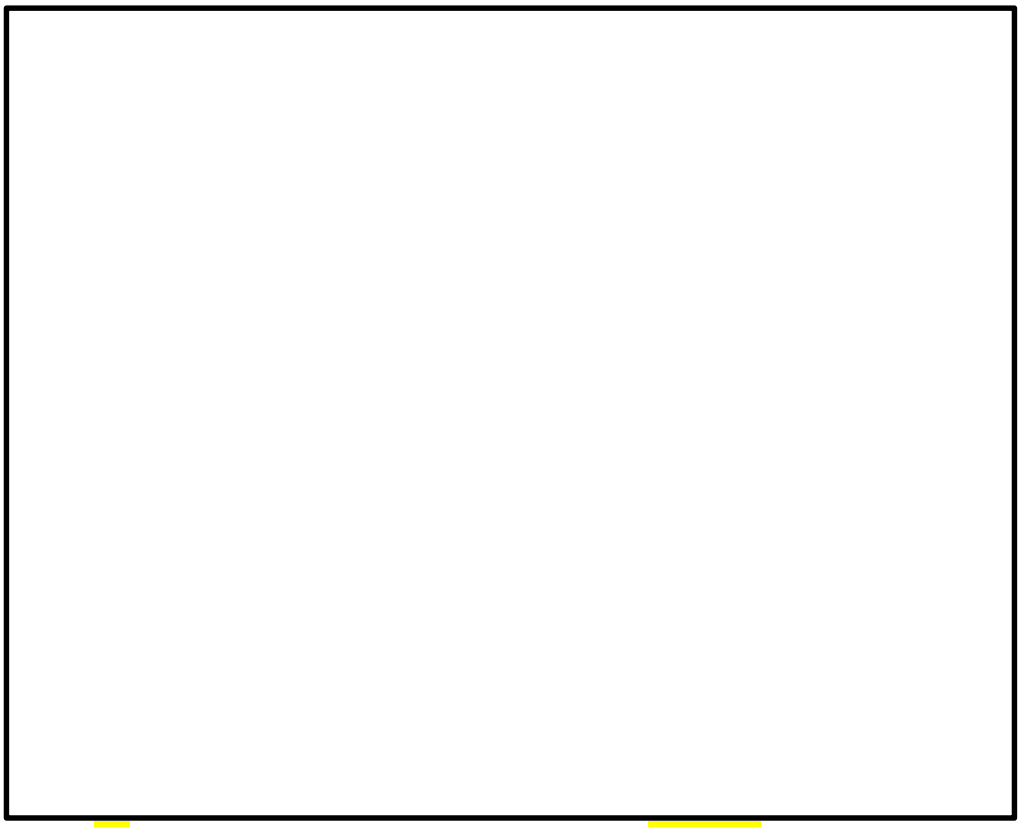


図 1.4.4－3（5）　電源装置置場の断面図（南北方向⑤－⑤断面）

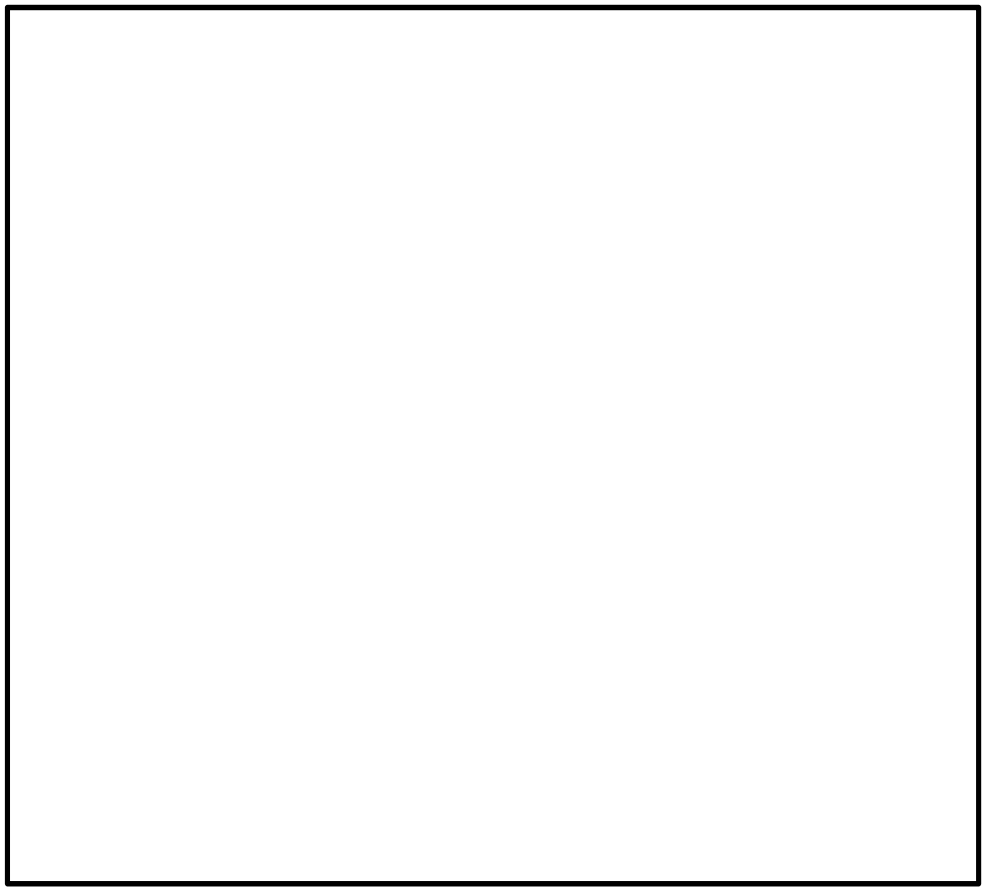


図 1.4.4－3（6）　電源装置置場の断面図（南北方向⑥－⑥断面）

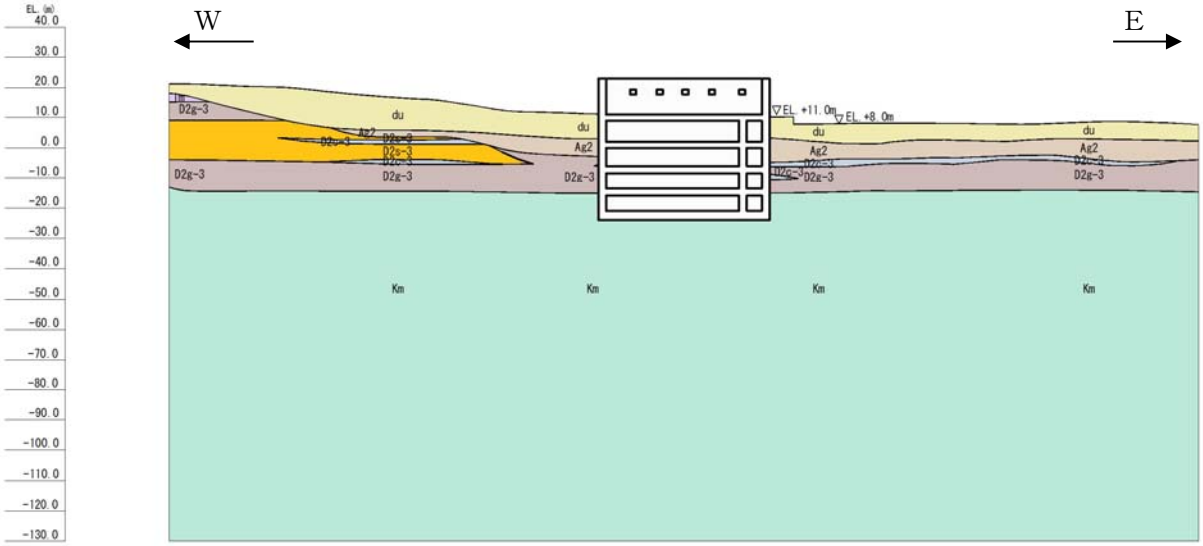


図 1.4.4－4（1）　電源装置置場の地質断面図（東西方向断面）

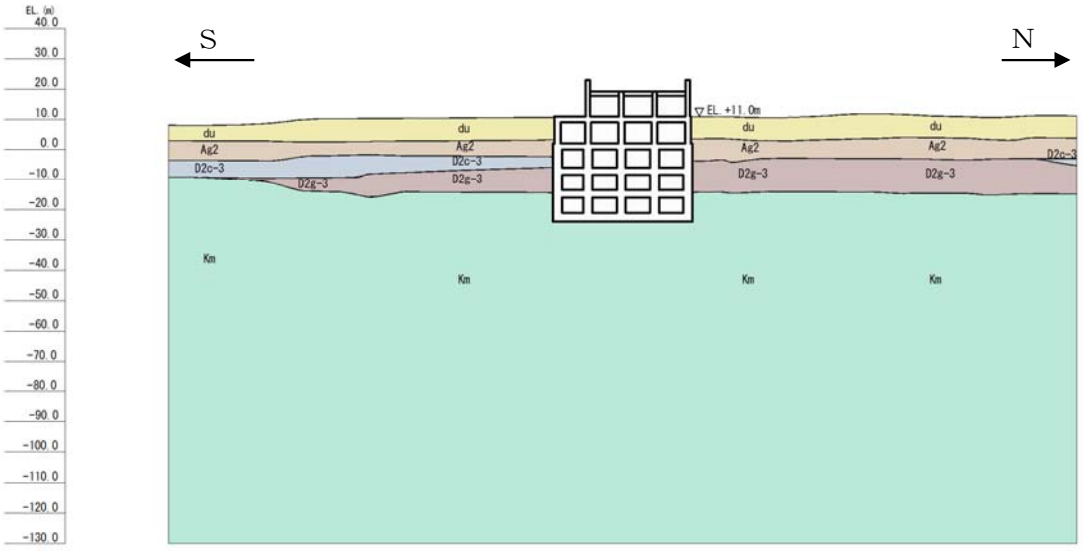


図 1.4.4－4（2）　電源装置置場の地質断面図（南北方向断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①耐震評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。耐震評価候補断面の特徴を表1.4.4－1に示す。

表1.4.4－1　電源装置置場　耐震評価候補断面の特徴

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
東西	①－①	間接支持	・強軸断面方向 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる ・地上には構造部材が存在しない	・岩盤及び第四紀層が概ね水平成層に分布	・軽油貯蔵タンク
	②－②	同上	・強軸断面方向 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる	同上	・常設代替高圧電源装置 ・水密扉
	③－③	同上	同上	同上	同上
	④－④	同上	同上	同上	同上
南北	⑤－⑤	同上	・弱軸断面方向 ・多層多連のボックスカルバート形状	同上	・常設代替高圧電源装置 ・軽油貯蔵タンク
	⑥－⑥	同上	・弱軸断面方向 ・多層多連のボックスカルバート形状 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる	同上	・軽油貯蔵タンク

①－①断面は，東西方向の断面であり，EL.＋2.0 mに軽油貯蔵タンクが設置されている。また，EL.－21.0 mに西側淡水貯水設備がある。地上部には構造部材が存在せず，地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接支持されている。

②－②断面は，東西方向の断面であり，EL.＋11.0 mに常設代替高圧電源装置及び水密扉が設置されている。また，EL.－21.0 mに西側淡水貯水設備がある。構造物は，十分な支持性能を有する岩盤に直接支持されている。

③－③断面及び④－④断面の特徴は，②－②断面と同様である。

⑤－⑤断面は，多層多連のボックスカルバート形状となっており，EL.＋11.0 mに常設代替高圧電源装置が，EL.＋2.0 mに軽油貯蔵タンクが設置されている。また，EL.－21.0

m に西側淡水貯水設備がある。構造物は，十分な支持性能を有する岩盤に直接支持されている。

⑥－⑥断面は，多層多連のボックスカルバート形状となっており，EL.＋2.0 m に軽油貯蔵タンクが設置されている。また，EL.－21.0 m に西側淡水貯水設備がある。構造物は，十分な支持性能を有する岩盤に直接支持されている。

(2)　評価対象断面の選定

①－①断面は，東西方向の断面であり，耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮することができるため，強軸断面方向となる。さらに，①－①断面は，地上部に構造部材が存在しないことから，②－②断面，③－③断面及び④－④断面と比較して慣性力の影響が小さい。また，常設代替高圧電源装置が設置されないことから，⑤－⑤断面と比較して荷重が小さい。したがって，構造や荷重の条件から，他断面と比較して耐震裕度が見込めるため，①－①断面は評価対象断面としない。

②－②断面，③－③断面及び④－④断面は東西方向の断面であり，耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮することができるため，強軸断面方向となる。また，軽油貯蔵タンクが設置されないことから，⑤－⑤断面と比較して荷重が小さく，水密扉については常設代替高圧電源装置と比較して荷重が小さい。したがって，構造や荷重の条件から，他断面と比較して耐震裕度が見込めるため，②－②断面，③－③断面及び④－④断面は評価対象断面としない。

⑤－⑤断面は，南北方向の断面であり，多層多連のボックスカルバート状のラーメン構造である。東西方向断面である①－①断面，②－②断面，③－③断面及び④－④断面と比較して耐震評価上，変形抑制効果を考慮できる壁部材が少なく，耐震評価上の弱軸断面方向となる。また，常設代替高圧電源装置及び軽油貯蔵タンクが設置される。

⑥－⑥断面は，⑤－⑤断面と同様に多層多連のボックスカルバート状のラーメン構造であるが，周囲を側壁及び隔壁に囲われており，これらを耐震評価上の耐震壁として変形抑制効果を考慮することができる。また，常設代替高圧電源装置が設置されないことから，⑤－⑤断面と比較して荷重が小さい。したがって，構造や荷重の条件から，⑤－⑤断面と比較して耐震裕度が見込めるため，⑥－⑥断面は評価対象断面としない。

(3)　断面選定結果

(2)より，構造物の耐震設計における評価対象断面は南北方向の⑤－⑤断面とし，この断面について地震応答解析及び耐震評価を実施する。評価対象断面の選定結果を表 1.4.4－2 に，評価対象断面を図 1.4.4－5 に示す。

ただし，機器・配管系への加速度応答算出の観点から，強軸断面方向である東西方向の断面として電源装置置場横幅範囲の側壁及び隔壁の剛性を考慮した等価剛性断面について，地震応答解析を実施する。機器・配管系への加速度応答抽出断面を図 1.4.4－6 に示す。

表 1.4.4－3 に耐震設計及び機器・配管系への加速度応答抽出に使用する断面の整理を示す。

表1.4.4－2　電源装置置場　評価対象断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	既工認 評価断面	今回工認 評価断面	選定結果
東西	①－①	間接支持	・強軸断面方向 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる ・地上には構造部材が存在しない	・岩盤及び第四紀層が概ね水平成層に分布	・軽油貯蔵タンク	－	－	強軸断面方向であるため評価対象断面としない
	②－②	同上	・強軸断面方向 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる	同上	・常設代替高圧電源装置 ・水密扉	－	－	同上
	③－③	同上	同上	同上	同上	－	－	同上
	④－④	同上	同上	同上	同上	－	－	同上
南北	⑤－⑤	同上	・弱軸断面方向 ・多層多連のボックスカルバート形状	同上	・常設代替高圧電源装置 ・軽油貯蔵タンク	－	○	弱軸断面方向であることから評価対象断面に選定
	⑥－⑥	同上	・弱軸断面方向 ・多層多連のボックスカルバート形状 ・耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる	同上	・軽油貯蔵タンク	－	－	弱軸断面方向であるが，⑤－⑤断面と比較して耐震壁の変形抑制効果を考慮できるため評価対象断面としない

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略

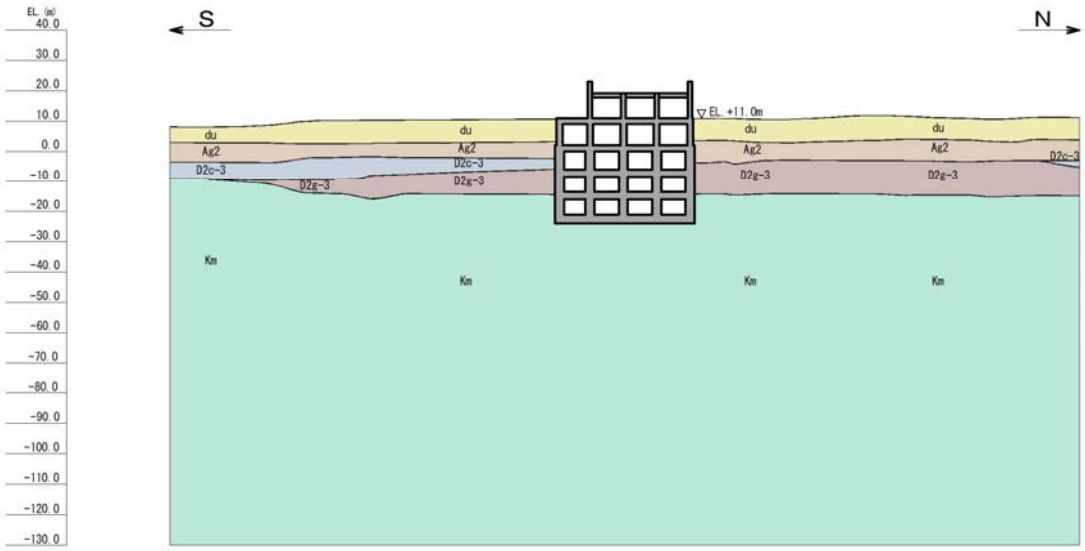
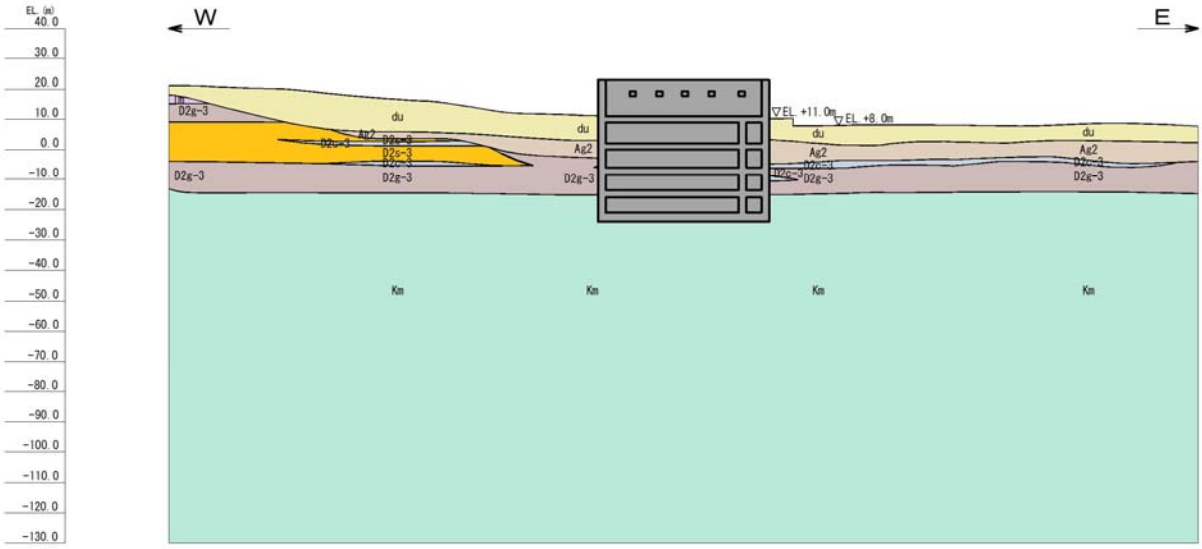


図 1.4.4－5　電源装置置場の評価対象断面（南北方向⑤－⑤断面）



＊　：構造物モデルは奥行方向の側壁等を 1 断面に集約した等価剛性断面として設定

図 1.4.4－6　機器・配管系への加速度応答抽出断面（東西方向断面）

表 1.4.4－3　耐震設計及び機器・配管系への加速度応答抽出に使用する断面の整理

断面条件	電源装置置場の耐震設計 （V-2-2-22-1　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震性についての計算書）	機器・配管系への加速度応答抽出 （V-2-2-21-1　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の地震応答計算書）
南北方向⑤－⑤断面	○	○
東西方向断面	－	○

1.4.5　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方

図 1.4.5－1 及び図 1.4.5－2 に常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）（以下，「トンネル」という。）の平面配置図及び断面図を示す。

トンネルは，軽油移送配管，水配管及び電気ケーブルを間接支持する鉄筋コンクリート構造物であり，延長約 140 m である。トンネルの形状は全長にわたり内径 4.6 m，覆工 1.2 m の円形断面となっており，延長方向に対して約 5～10 m 間隔に分割して施工する。構造物は十分な支持性能を有する岩盤内に設置する。

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①耐震評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

トンネルは間接支持する設備が縦断方向に一様に設置されているため，機器・配管の設置位置による影響は考慮する必要はない。また，横断断面形状及び配筋も縦断方向に一様であるため，構造・配筋の変化による影響を考慮する必要はない。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.5－1 に示す。

前述の通り，トンネルは全線にわたり一定間隔でブロック割されており，縦断方向の応力は区画毎に解放される。また，縦断方向のブロック毎の相対変位に対しては，岩盤に設置されているため小さい。したがって，評価対象断面としてはトンネル横断方向とする。

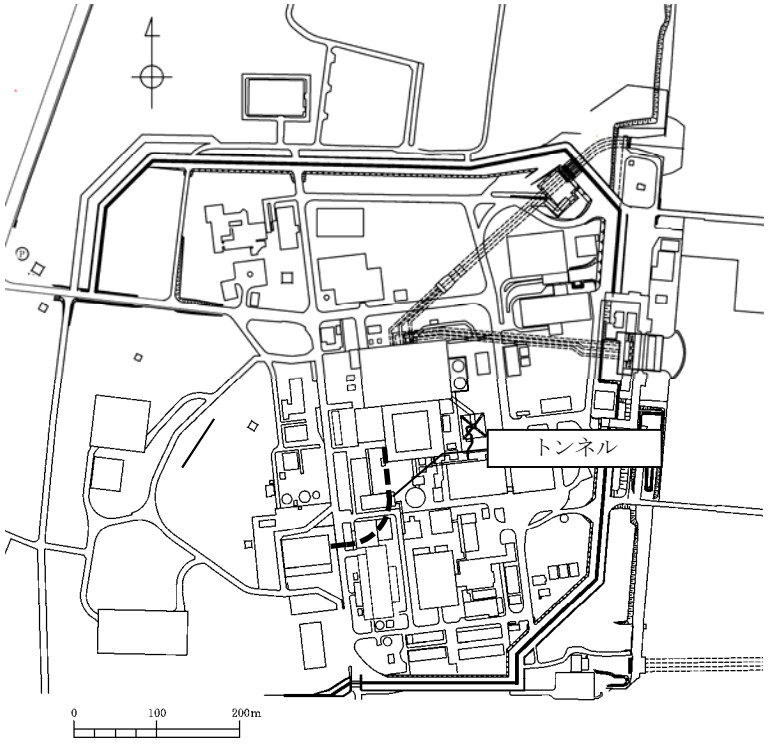


図 1.4.5－1（1）　トンネル　平面配置図（全体平面図）

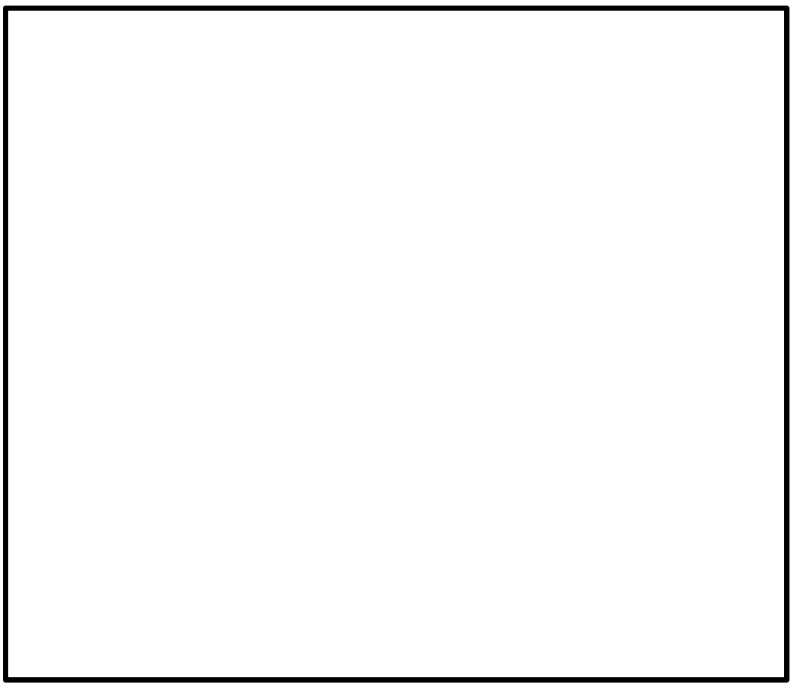


図 1.4.5－1（2）　トンネル　平面配置図（拡大図）

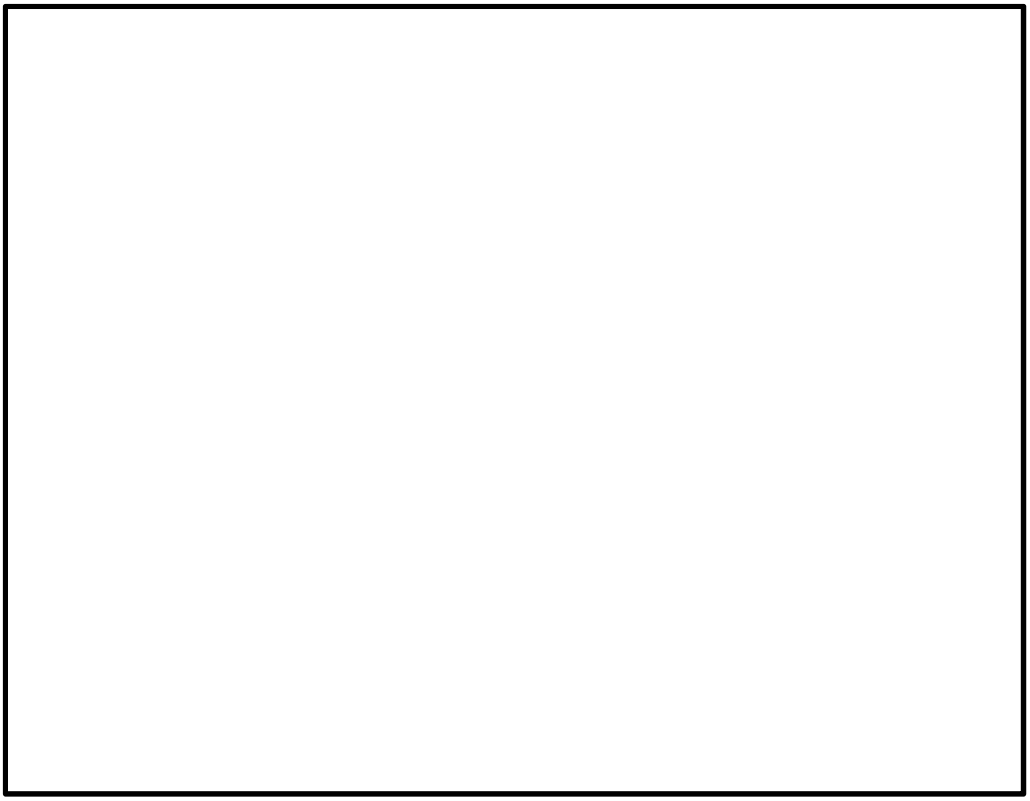


図 1.4.5－2　トンネル　標準断面図（①－①断面）

トンネルの構造及び機器配置は縦断方向に対して同一であるが，周辺地質状況は断面位置によって異なる。地震時においては，トンネルの土被り深さ及び周辺の地質状況の影響が支配的であると考えられることから，トンネル縦断断面の複数地点にて基準地震動Ｓ$_s$による１次元地震応答解析を実施し，その結果に基づいて評価断面を選定する。

トンネルの縦断断面及び耐震評価候補断面位置を図 1.4.5－3 に示す。トンネルの深さは始点（L1 地点）が最も浅く，終点（L3 地点）位置が最も深くなっている。トンネルの縦断勾配は L1 地点から止水壁位置（L2 地点）近傍まで 4.1%であり， L2 地点近傍から L3 位置まで 0.4%である。周辺地盤は，水平成層に近い状態で分布しており，終点付近には埋戻土が分布している。

以下に，耐震評価候補断面（１次元地震応答解析の実施位置）の特徴を述べる。

トンネル始点である L1 地点は，トンネル区間においてトンネルの深さが最も浅い位置である。

止水壁位置である L2 地点は，トンネルの縦断勾配の変化点近傍である。L1 地点と比べてトンネルの深さが深く，トンネル終点である L3 地点と比べて埋戻土の層厚が薄い位置である。

トンネル終点である L3 地点は，トンネルの深さが最も深く，埋戻土の層厚が最も厚い位置である。

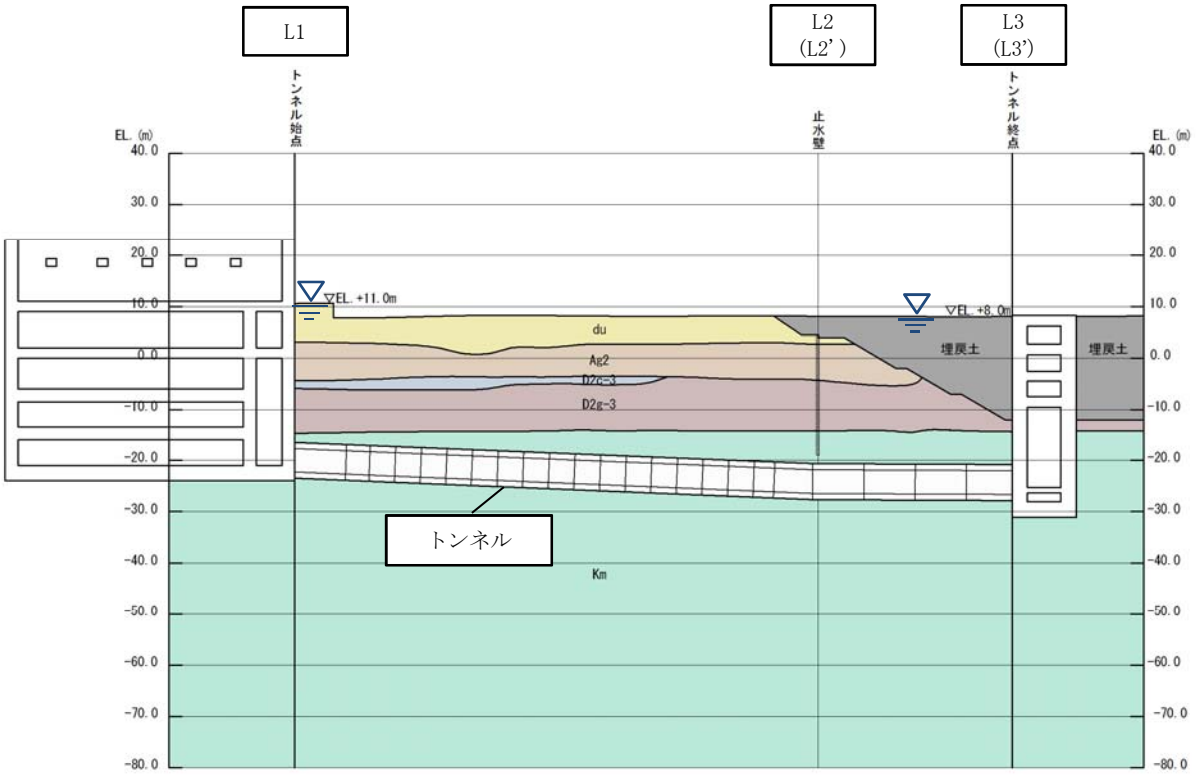


図 1.4.5－3　トンネル　耐震評価候補断面位置

表 1.4.5－1　トンネル　耐震評価候補断面の特徴

地点	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
トンネル始点 L1	間接支持	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが浅い	・岩盤及び第四紀層がほぼ水平成層に分布	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル
止水壁位置 L2	同上	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが深い	・岩盤及び第四紀層がほぼ水平成層に分布 ・埋戻土の層厚が薄い	同上
トンネル終点 L3	同上	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが最も深い	・埋戻土の層厚が最も厚い	同上

(2)　評価対象断面の選定

各耐震評価候補断面位置において１次元地震応答解析を実施し，トンネル覆工軸線の上端と下端の相対変位とトンネル中心位置の加速度を確認する。評価に使用する地震波は，全周期帯にわたって加速度応答スペクトルが大きいＳ$_s$－Ｄ１を代表波として用いる。

表 1.4.5－2 に１次元地震応答解析結果を，図 1.4.5－4 に１次元地震応答解析モデルを示す。

L1 地点と L2 地点の結果を比較すると，トンネル深さが深い L2 地点の方が相対変位及び加速度は大きくなる傾向にある。一方，L2 地点と L3 地点の結果を比較すると，埋戻土の層厚が薄い L2 地点の方が相対変位及び加速度は大きくなる傾向にある。

これらのことから，トンネル位置が深くなるとトンネルの耐震評価が厳しくなる傾向になることが考えられる。同様に，埋戻土の層厚が薄くなるとトンネルの耐震評価が厳しくなる傾向になることが考えられる。

そこで，L2 地点の地層構成において，トンネル位置を最も深い位置に設定した１次元地震応答解析モデル（L2’モデル）と，L3 地点における埋戻土の層厚を最も薄くした１次元地震応答解析モデル（L3’モデル）を作成して１次元地震応答解析を実施した結果，L3’モデルにおける最大相対変位及び最大加速度が最大となった。

表 1.4.5－2　1次元地震応答解析結果（S_s－D1）

地点	トンネル上端標高* EL.（m）	トンネル中心標高 EL.（m）	トンネル下端標高* EL.（m）	トンネル上端と下端の最大相対変位（mm）	トンネル中心の最大加速度（cm/s²）
トンネル始点 L1	－17.1	－20.0	－22.9	4.06	328
止水壁位置　L2	－21.2	－24.1	－27.0	4.86	334
トンネル終点 L3	－21.4	－24.3	－27.2	3.56	314
止水壁位置　L2’	－21.4	－24.3	－27.2	4.87	336
トンネル終点 L3’	－21.4	－24.3	－27.2	5.02	348

注記　＊：トンネル覆工軸線における値

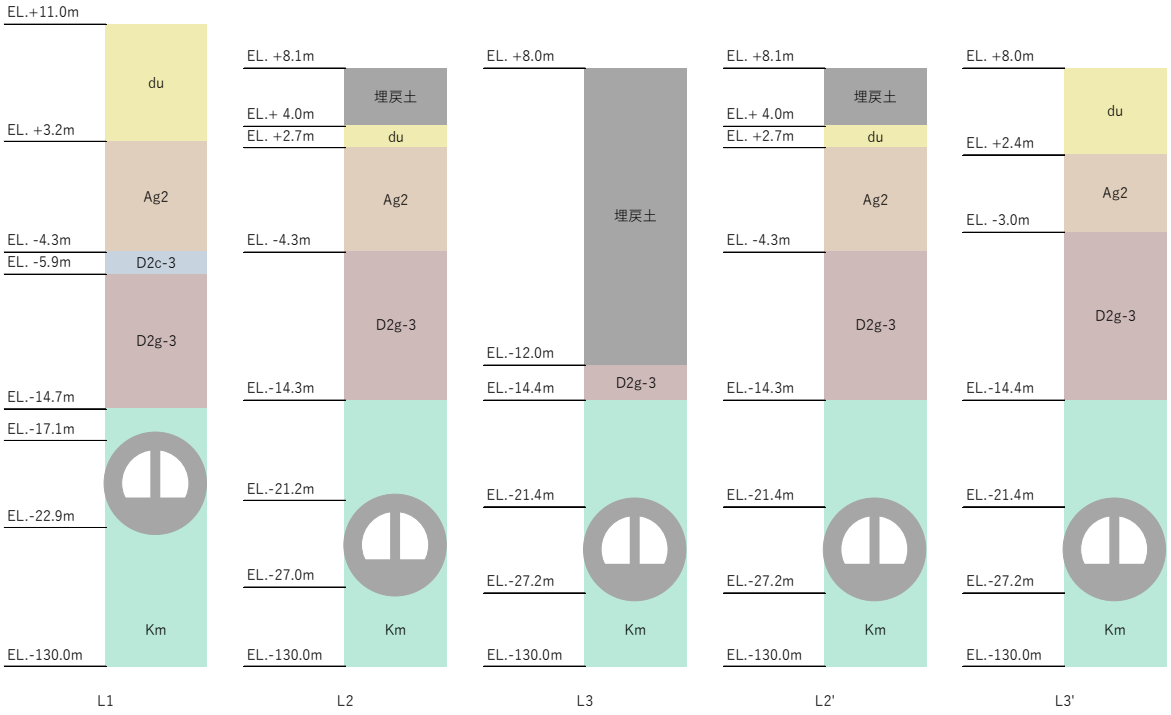


図 1.4.5－4　1次元地震応答解析モデル

(3)　断面選定結果

(2)より，1次元地震応答解析結果の最大相対変位及び最大加速度が最も大きいL3’モデルを評価対象とする。評価対象断面の選定結果を表 1.4.5－3 に，評価対象断面図を図 1.4.5－5 に示す。

表1.4.5－3　トンネル　評価対象断面の選定結果

地点	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	既工認評価断面	今回工認評価断面	選定結果
トンネル始点 L1	間接支持	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが浅い	・岩盤及び第四紀層がほぼ水平成層に分布	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル	－	－	１次元地震応答解析結果により，評価対象断面としない
止水壁位置 L2	同上	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが深い	・岩盤及び第四紀層がほぼ水平成層に分布 ・埋戻土の層厚が薄い	同上	－	－	同上
トンネル終点 L3	同上	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが最も深い	・埋戻土の層厚が最も厚い	同上	－	－	同上
止水壁位置 L2’	同上	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが最も深い	・岩盤及び第四紀層がほぼ水平成層に分布 ・埋戻土の層厚が薄い	同上	－	－	同上
トンネル終点 L3’	同上	・内径 4.6 m，覆工厚 1.2 m の円形トンネル ・トンネル深さが最も深い	・岩盤及び第四紀層がほぼ水平成層に分布	同上	－	○	１次元地震応答解析結果により，評価対象断面とする

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略

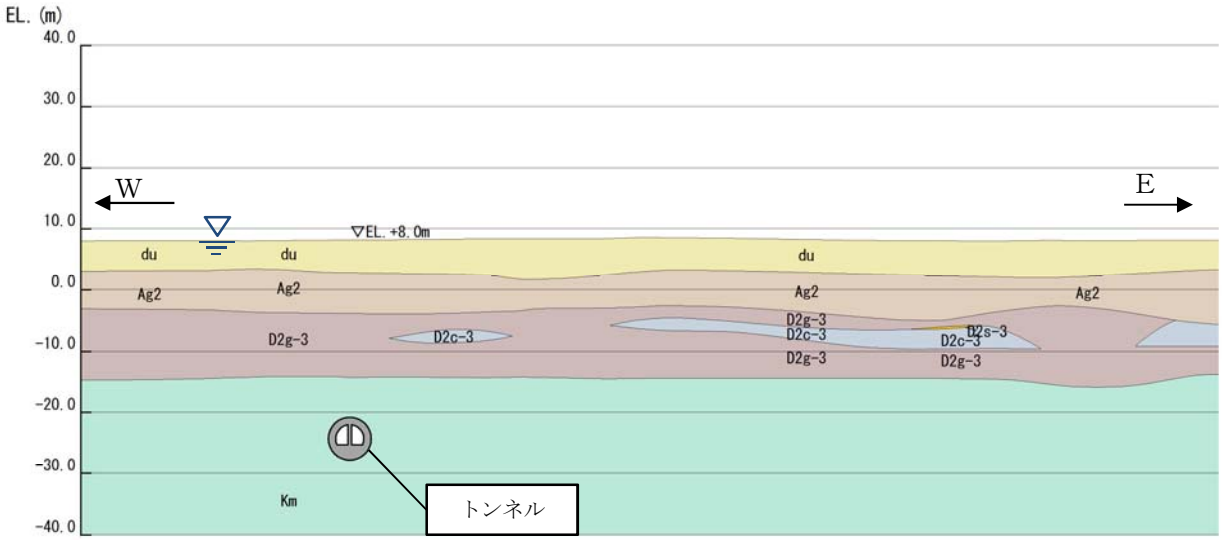


図 1.4.5－5　トンネルの評価対象断面図（L3’）

1.4.6　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方

図 1.4.6－1 に常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）（以下，「立坑」という。）の平面配置図を示す。また，図 1.4.6－2，図 1.4.6－3 及び図 1.4.6－4 に立坑の平面図及び断面図を，図 1.4.6－5 に立坑の地質断面図を示す。

立坑は，軽油移送配管，水配管及び電気ケーブルの間接支持機能を有する。

立坑は，南北方向 12.5 m，東西方向 16.5 m，高さ 39.3 m の鉄筋コンクリート構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

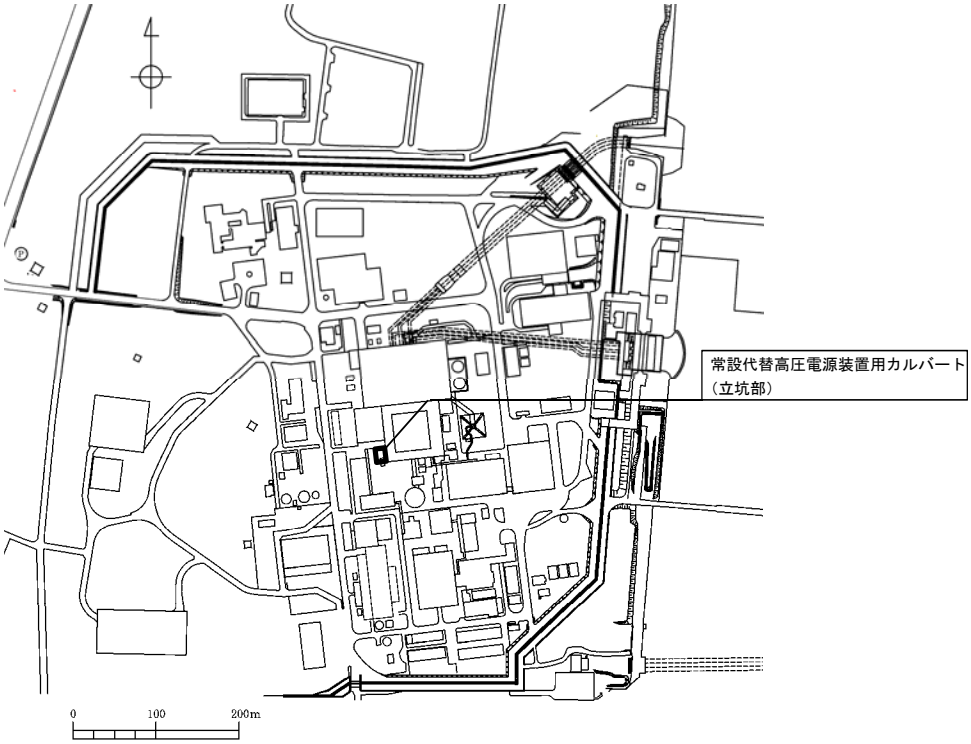


図 1.4.6－1（1）　立坑の平面配置図（全体平面図）

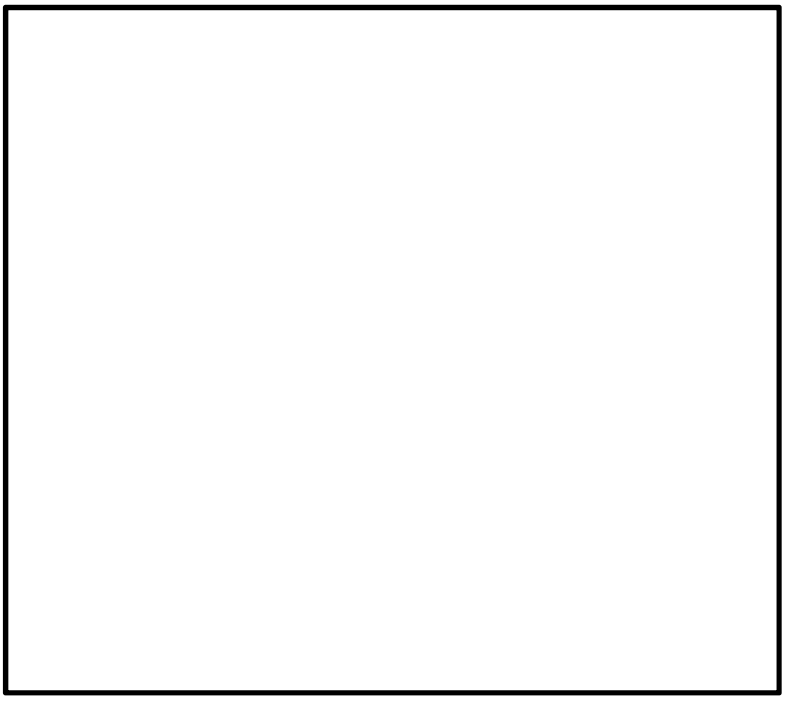


図 1.4.6－1（2）　立坑の平面配置図（拡大図）

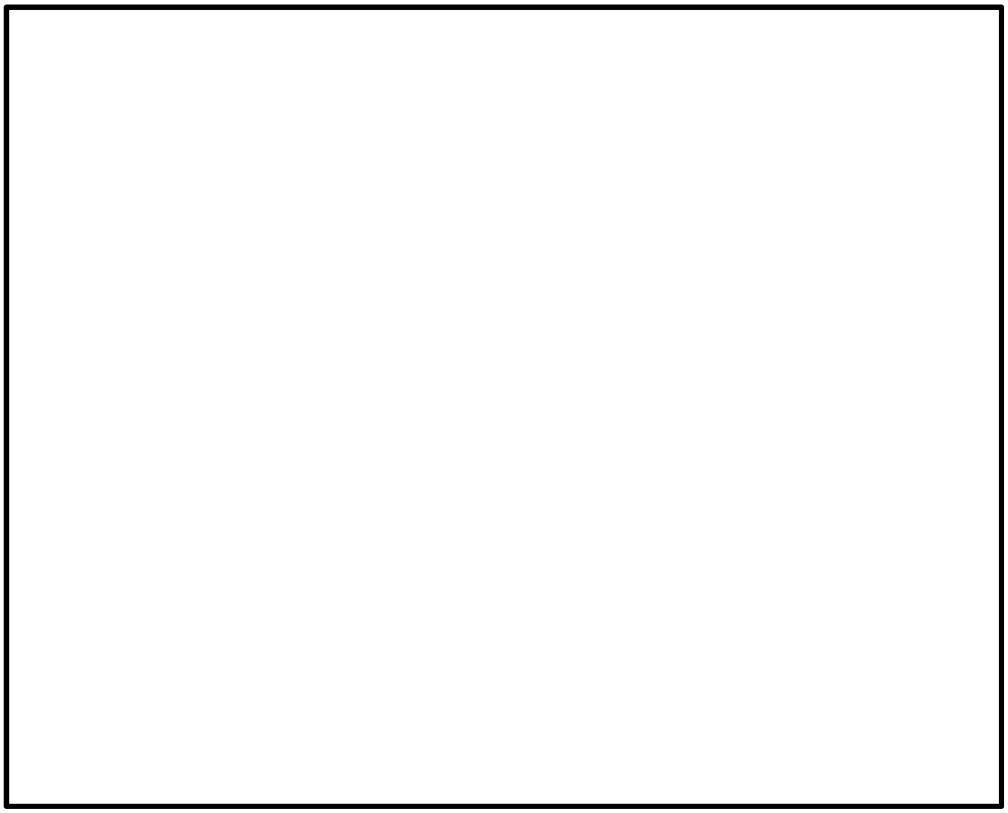


図 1.4.6－2　立坑の平面図

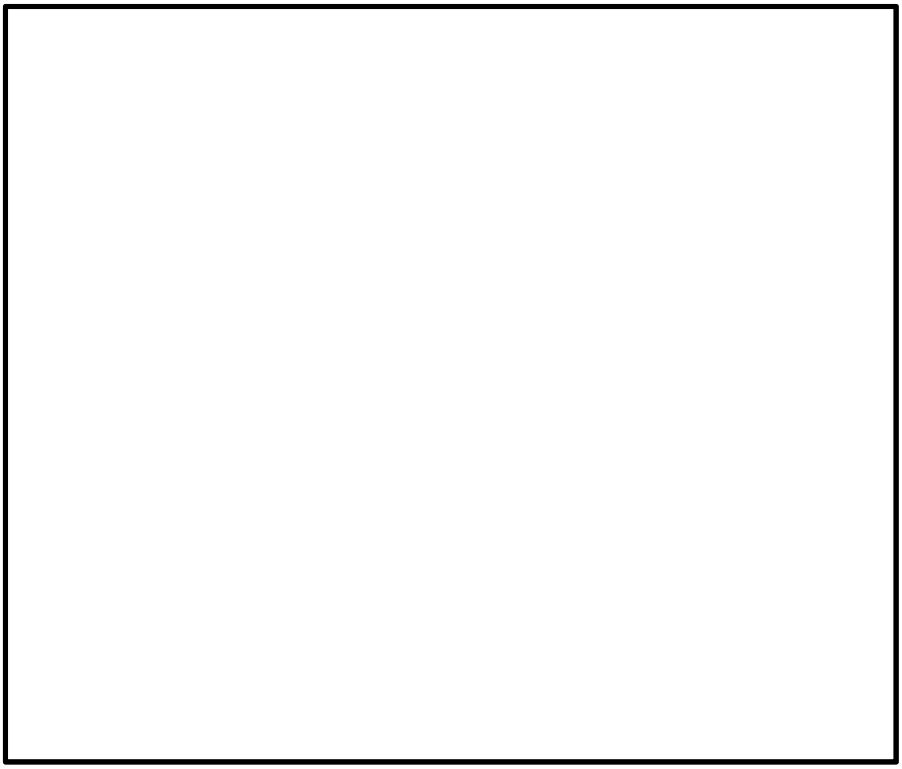


図 1.4.6－3（1）　立坑の断面図（南北方向　①―①断面）

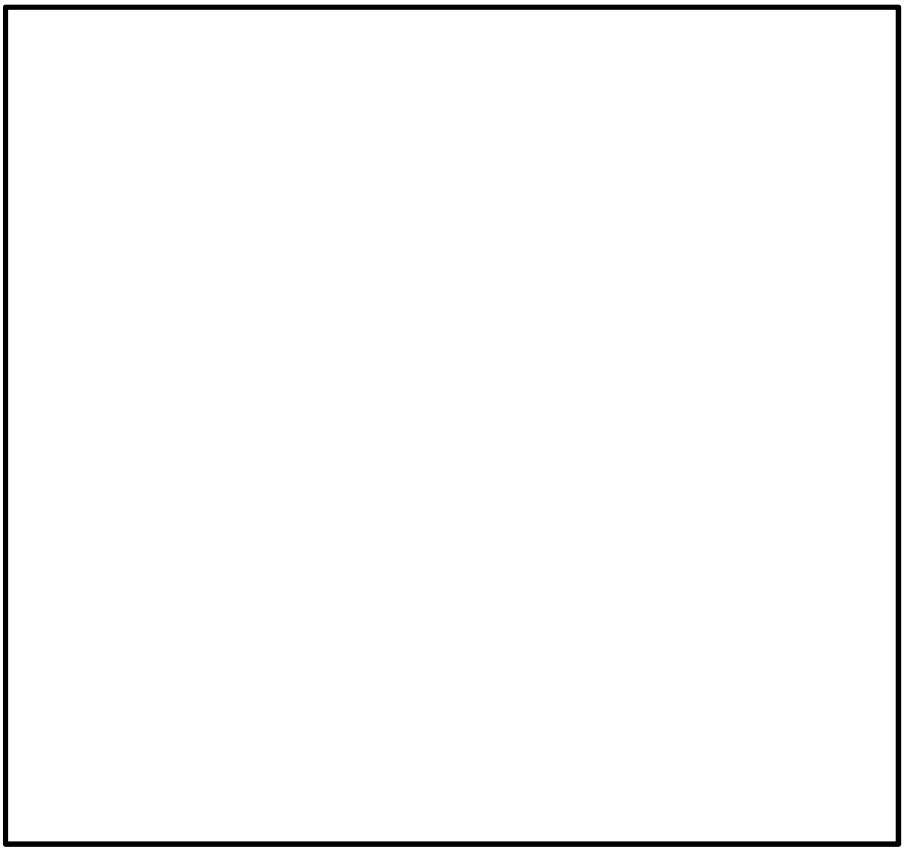


図 1.4.6－3（2）　立坑の断面図（南北方向　②－②断面）

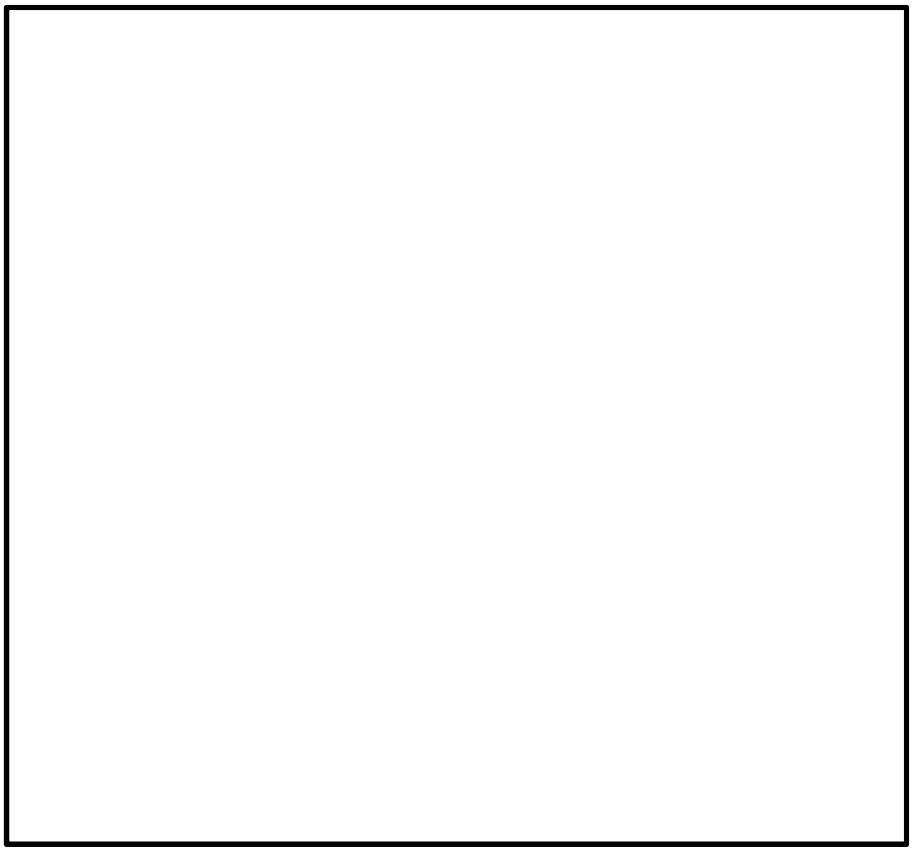


図 1.4.6－3（3）　立坑の断面図（南北方向　③－③断面）

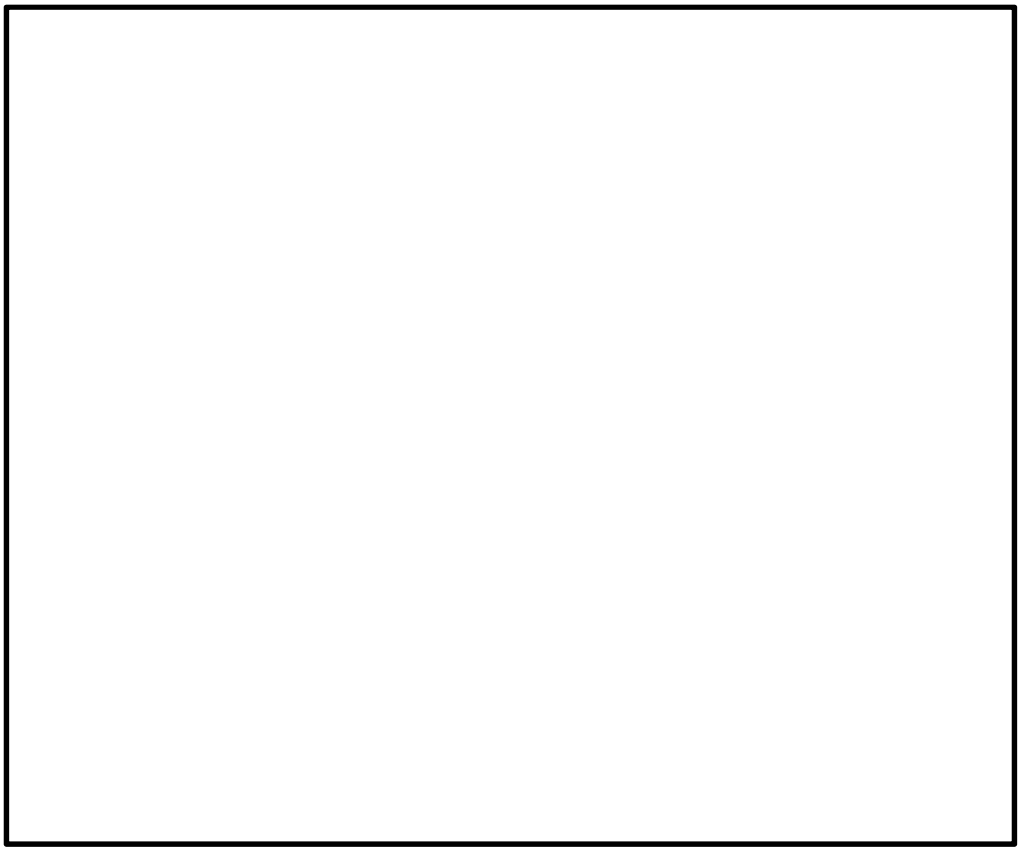


図 1.4.6－3（4）　立坑の断面図（南北方向　④－④断面）

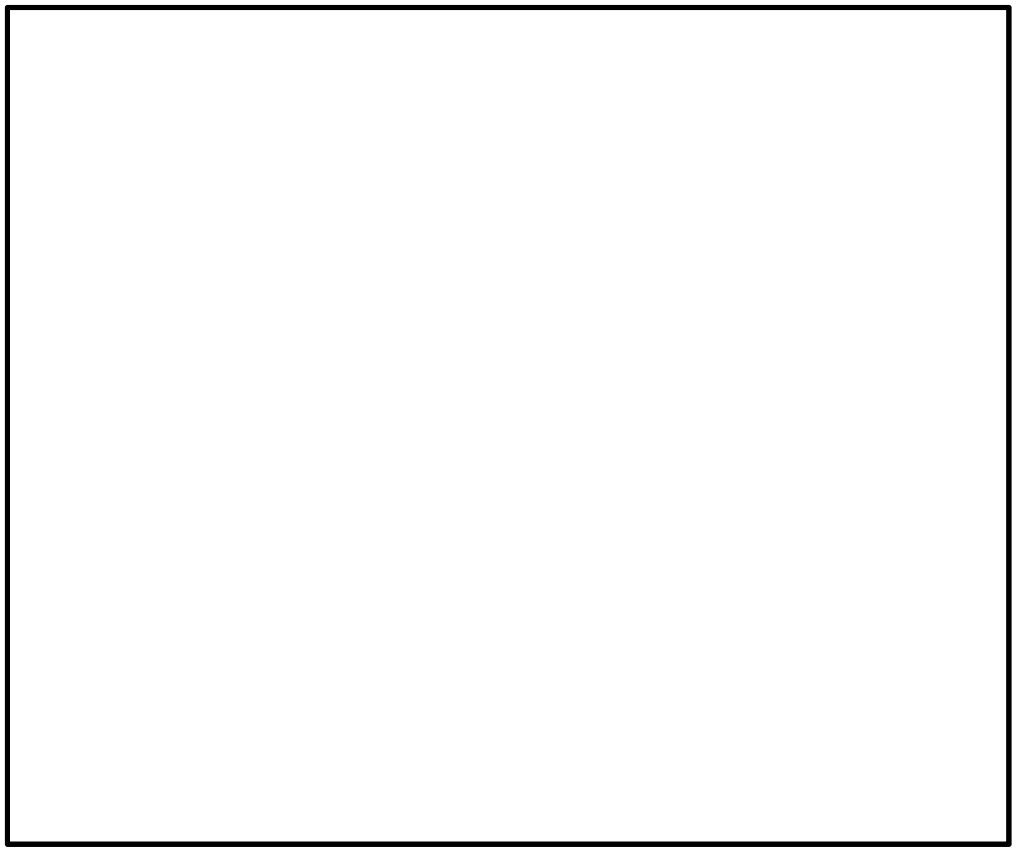


図 1.4.6－3（5）　立坑の断面図（南北方向　⑤－⑤断面）

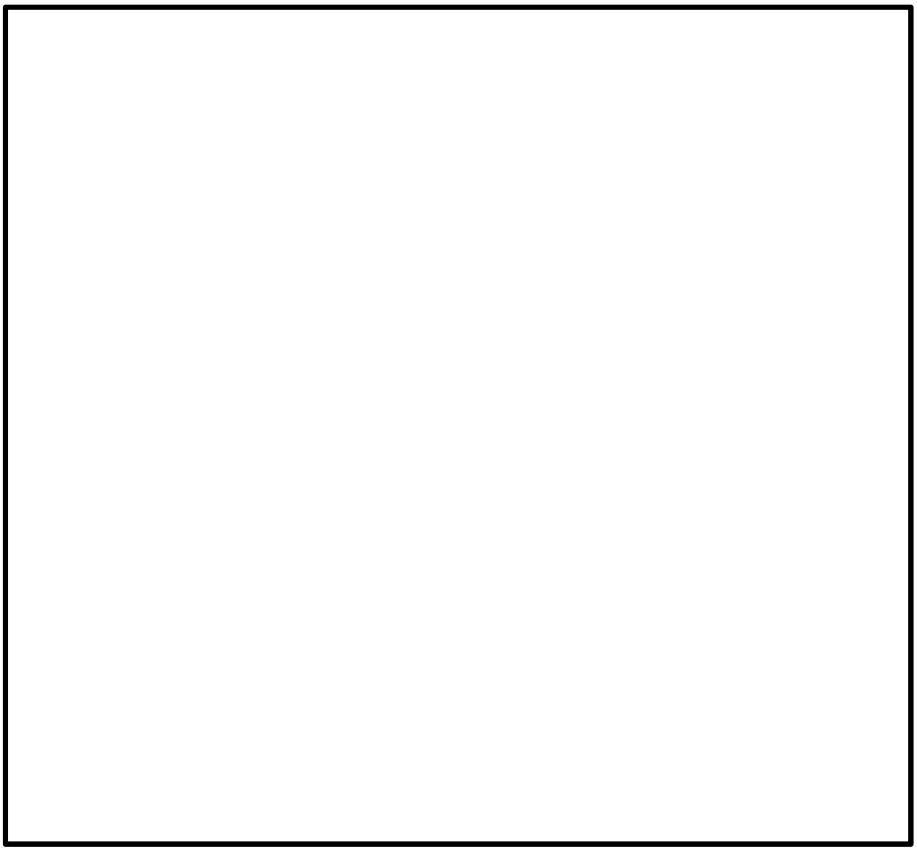


図 1.4.6－4（1）　立坑の断面図（東西方向　⑥－⑥断面）

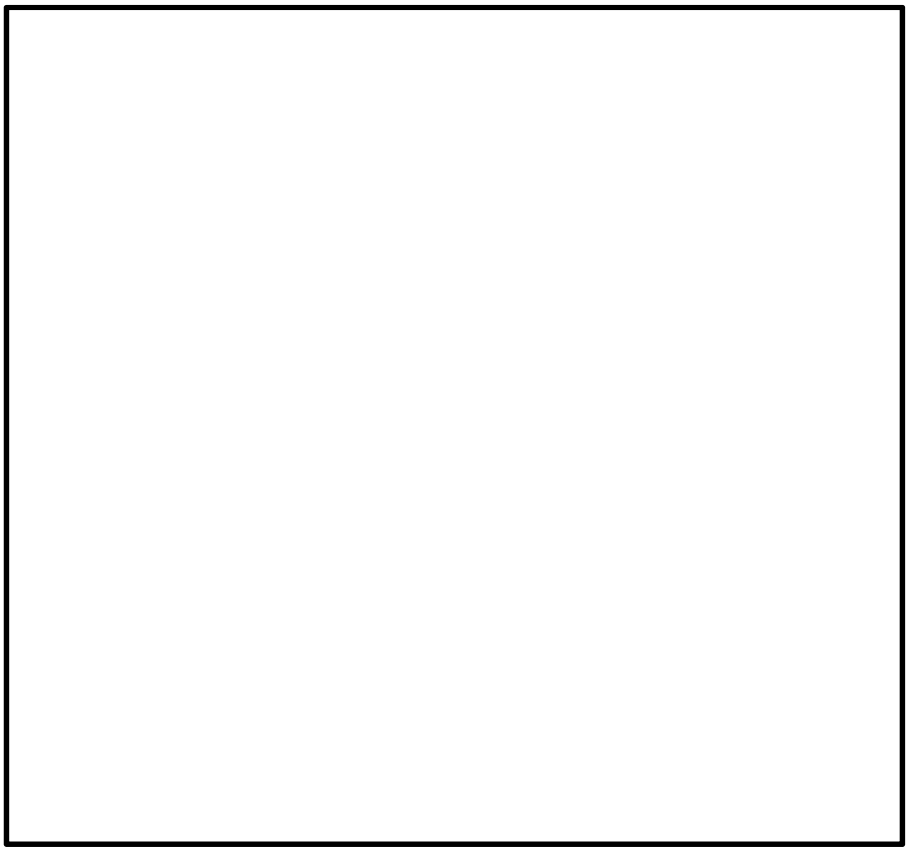


図 1.4.6－4（2）　立坑の断面図（東西方向　⑦－⑦断面）

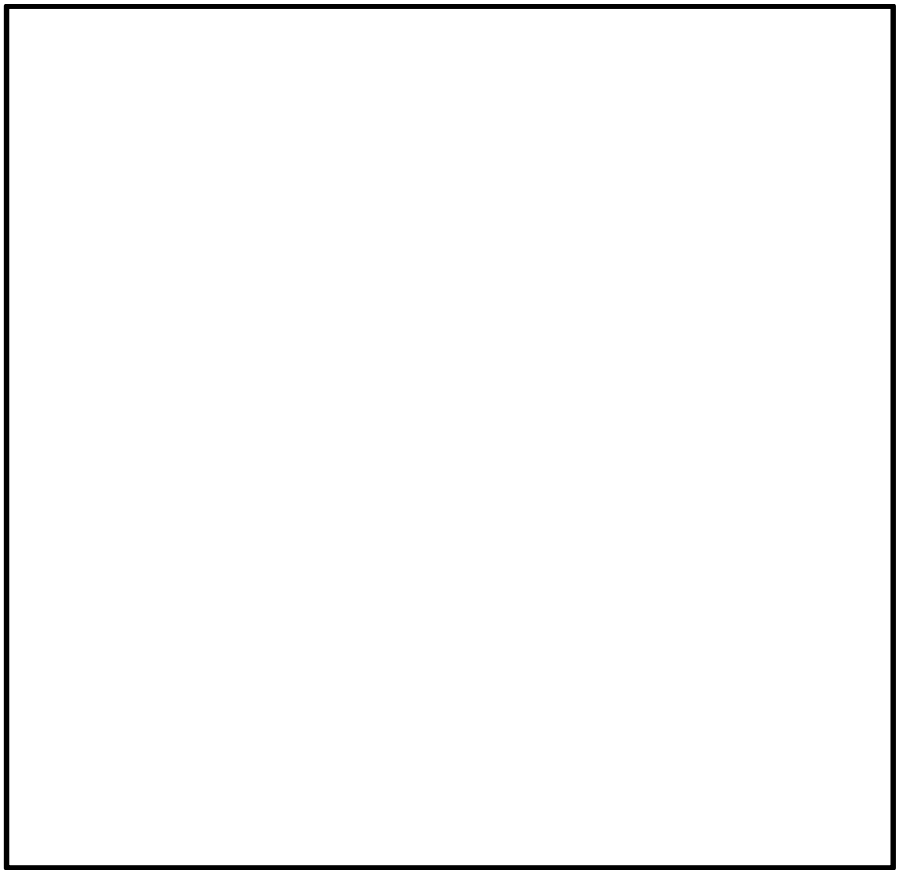


図 1.4.6－4（3）　立坑の断面図（東西方向　⑧－⑧断面）

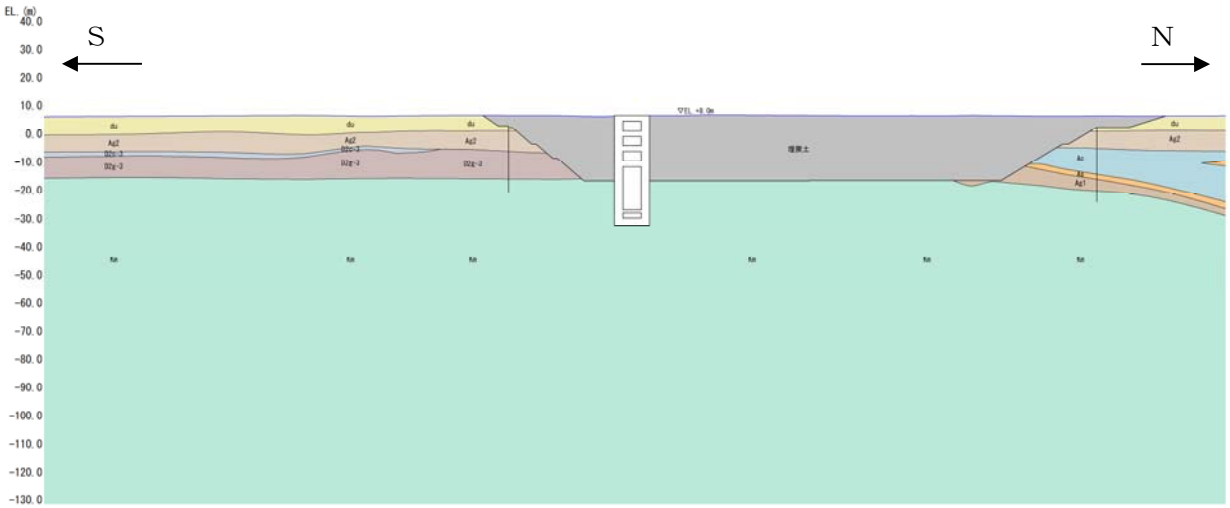


図 1.4.6－5（1）　立坑の地質断面図（南北方向断面）

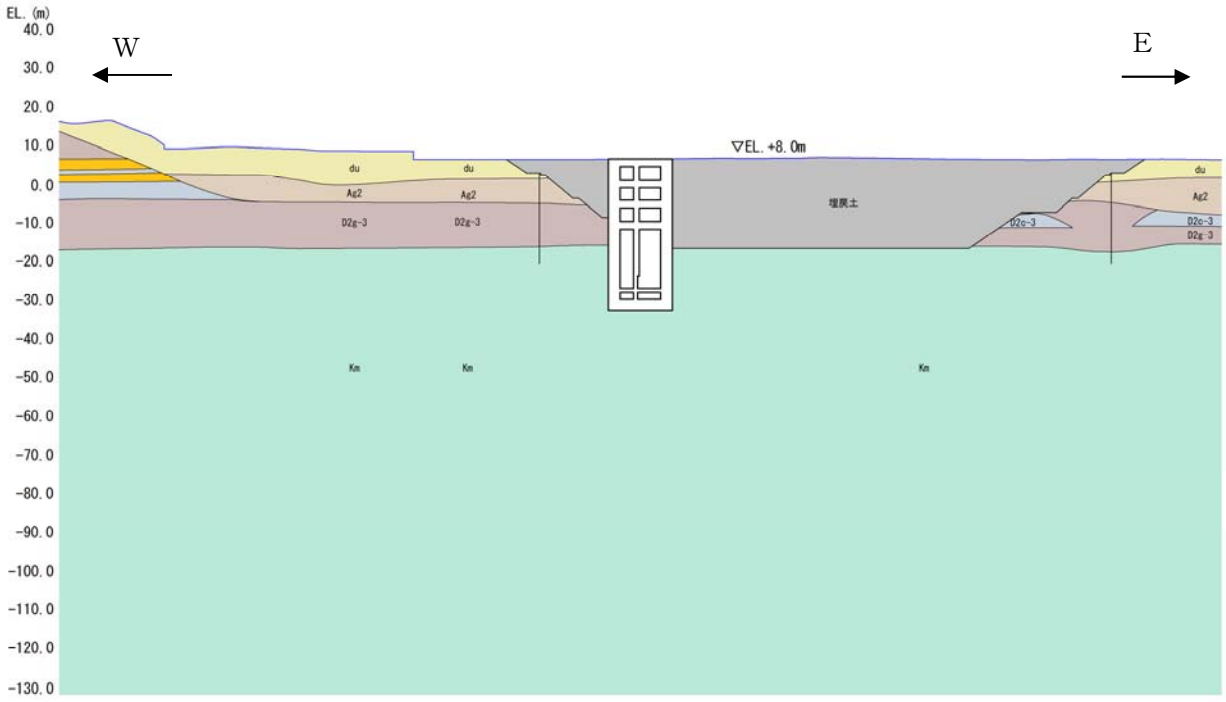


図 1.4.6－5（2）　立坑の地質断面図（東西方向断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①耐震評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。耐震評価候補断面の特徴を表1.4.6－1に示す。

表1.4.6－1　立坑　耐震評価候補断面の特徴

方向	断面	要求性能	構造的特徴	間接支持する設備
南北	①－①	間接支持	・壁位置の断面 ・開口部がない	－
	②－②	同上	・開口部がある ・耐震評価上，側壁（①－①断面及び③－③断面）の変形抑制効果が考慮できる	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル
	③－③	同上	・壁位置の断面 ・開口部がある	－
	④－④	同上	・開口部がある ・耐震評価上，側壁（③－③断面及び⑤－⑤断面）の変形抑制効果が考慮できる	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル
	⑤－⑤	同上	・壁位置の断面 ・開口部がある	－
東西	⑥－⑥	同上	・壁位置の断面 ・開口部がある	－
	⑦－⑦	同上	・開口部がある ・耐震評価上，側壁（⑥－⑥断面及び⑧－⑧断面）の変形抑制効果が考慮できる	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル
	⑧－⑧	同上	・壁位置の断面 ・開口部がある	－

①－①断面，②－②断面，③－③断面，④－④断面及び⑤－⑤断面は南北方向の断面である。

①－①断面は，壁位置の断面である。

②－②断面は，壁位置の①－①断面及び③－③断面に挟まれた多層のボックスカルバート状の断面である。①－①断面及び③－③断面の耐震壁としての変形抑制効果を考慮することができる。

③－③断面は，壁位置の断面である。

④－④断面は，壁位置の③－③断面及び⑤－⑤断面に挟まれた多層のボックスカルバート状の断面である。③－③断面及び⑤－⑤断面の耐震壁としての変形抑制効果を考慮することができる。

⑤－⑤断面は，壁位置の断面である。常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）との接続箇所に開口部がある。

⑥－⑥断面，⑦－⑦断面及び⑧－⑧断面は東西方向の断面である。

⑥－⑥断面は，壁位置の断面である。常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）との接続箇所に開口部がある。

⑦－⑦断面は，壁位置の⑥－⑥断面及び⑧－⑧断面に挟まれた多層のボックスカルバート状の断面である。⑥－⑥断面及び⑧－⑧断面の耐震壁としての変形抑制効果を考慮することができる。

⑧－⑧断面は，壁位置の断面である。常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）との接続箇所に開口部がある。

(2)　評価対象断面の選定

立坑は矩形立坑であり，立坑幅は 12.5 m（南北方向），16.5 m（東西方向）の箱形構造物であることから，耐震評価上，側壁及び中壁の変形抑制効果を考慮することができる。

立坑は，強軸及び弱軸の区別が線状構造物のように明確でないことから，評価対象断面としては南北方向断面及び東西方向断面をいずれも対象とする。

立坑の南北方向については，①－①断面の側壁，③－③断面の中壁及び⑤－⑤断面の側壁を耐震壁として考慮することができる。したがって，②－②断面及び④－④断面に，①－①断面，③－③断面及び⑤－⑤断面の耐震壁としての変形抑制効果を考慮した等価剛性断面について耐震評価を行う。

立坑の東西方向については，⑥－⑥断面の側壁及び⑧－⑧断面の側壁を耐震壁としての変形抑制効果を考慮することができる。したがって，⑦－⑦断面に，⑥－⑥断面及び⑧－⑧断面の耐震壁としての変形抑制効果を考慮した等価剛性断面について耐震評価を行う。

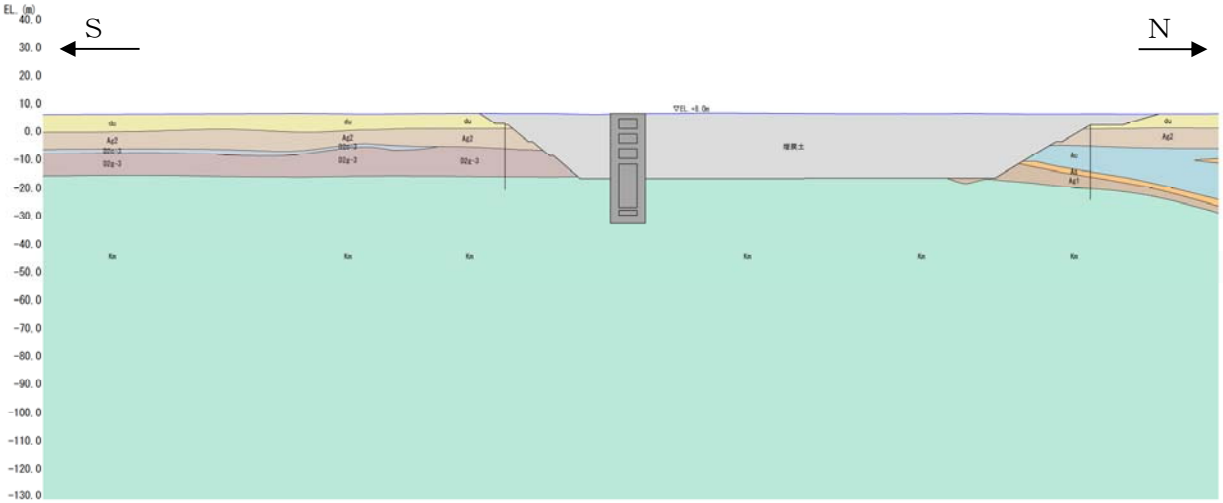
(3)　断面選定結果

(2)より，南北方向及び東西方向ともに，1 断面に集約した等価剛性断面を評価対象断面とする。評価対象断面の選定結果を表 1.4.6－2 に，評価対象断面を図 1.4.6－6 に示す。

表1.4.6－2　立坑　評価対象断面の選定結果

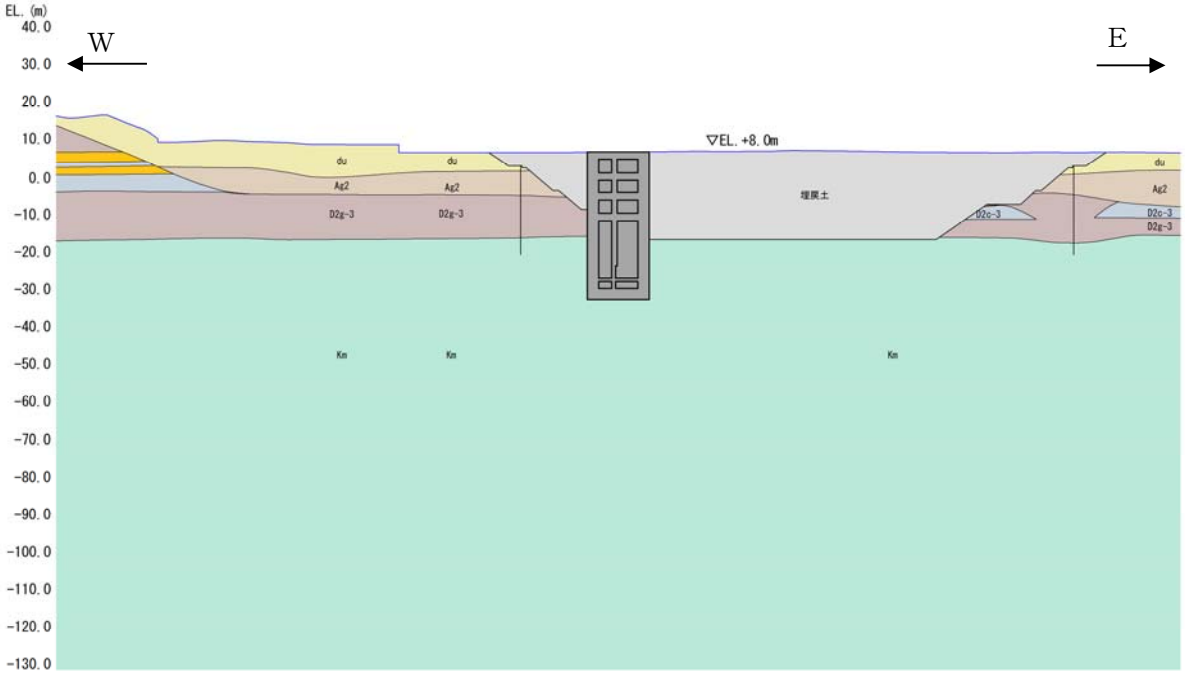
方向	断面	要求性能	構造的特徴	間接支持する設備	既工認 評価断面	今回工認 評価断面	選定結果
南北	①－① ～ ⑤－⑤	間接支持	・耐震評価上，側壁及び中壁の変形抑制効果を考慮	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル	－	○	①－①断面～⑤－⑤断面を1断面に集約した等価剛性断面として考える
東西	⑥－⑥ ～ ⑧－⑧	同上	・耐震評価上，側壁の変形抑制効果を考慮	同上	－	○	⑥－⑥断面～⑧－⑧断面を1断面に集約した等価剛性断面として考える

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略



＊　：構造物モデルは奥行方向の側壁等を１断面に集約した等価剛性断面として設定

図 1.4.6－6（1）　立坑の評価対象断面（南北方向断面）



＊　：構造物モデルは奥行方向の側壁等を１断面に集約した等価剛性断面として設定

図 1.4.6－6（2）　立坑の評価対象断面（東西方向断面）

1.4.7　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方

図 1.4.7－1 に常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）（以下，「カルバート」という。）の平面配置図を示す。また，図 1.4.7－2 及び図 1.4.7－3 にカルバートの平面図及び断面図を，図 1.4.7－4 にカルバートの地質断面図を示す。

カルバートは，軽油移送配管，水配管及び電気ケーブルの間接支持機能を有する。

カルバートは，軽油移送配管を支持するカルバート（以下，「軽油カルバート」という。）と水配管及び電気ケーブルを支持するカルバート（以下，「水電気カルバート」という。）の 2 つの構造物に大別される。軽油カルバートは 1 層 1 連カルバート状の鉄筋コンクリート構造物であり，延長 5.0 m，幅 5.5 m，高さ 7.5 m である。構造物は，杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

水電気カルバートは 1 層 3 連カルバート状の鉄筋コンクリート構造物であり，延長約 35 m，幅 13.9 m，高さ 6.7 m である。構造物は，杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

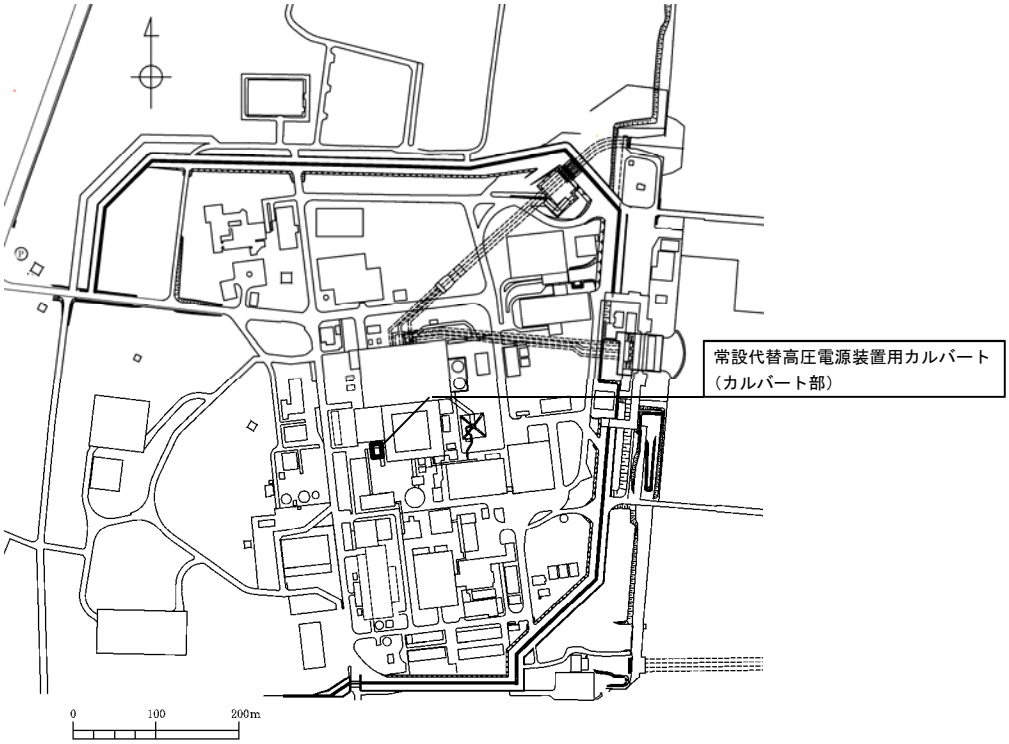


図 1.4.7－1（1）　カルバートの平面配置図（全体平面図）

図 1.4.7－1（2）　カルバートの平面配置図（拡大図）

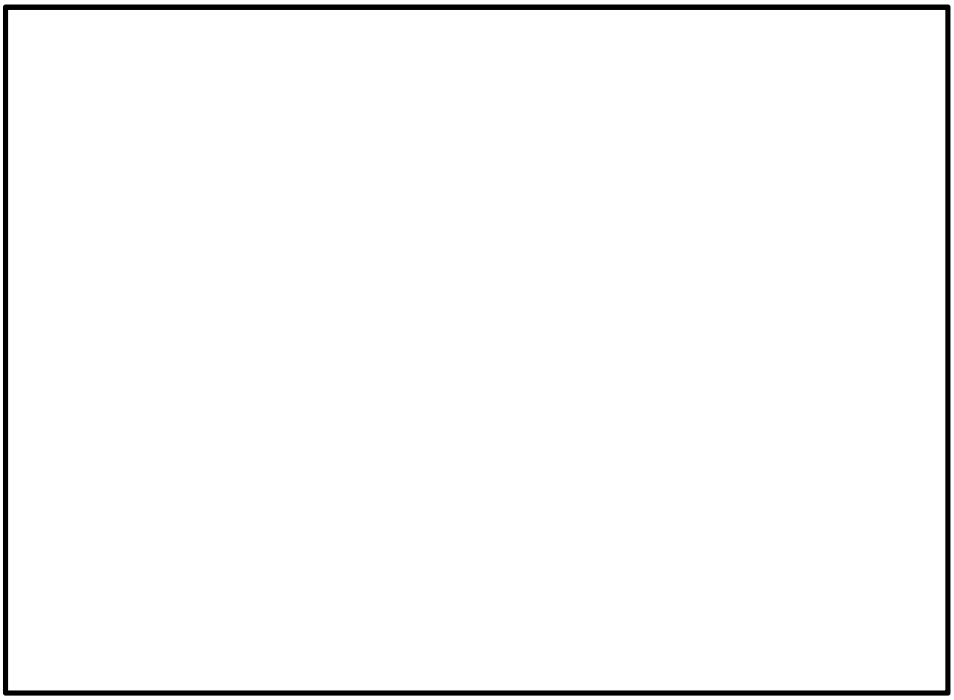


図 1.4.7－2　カルバートの平面図

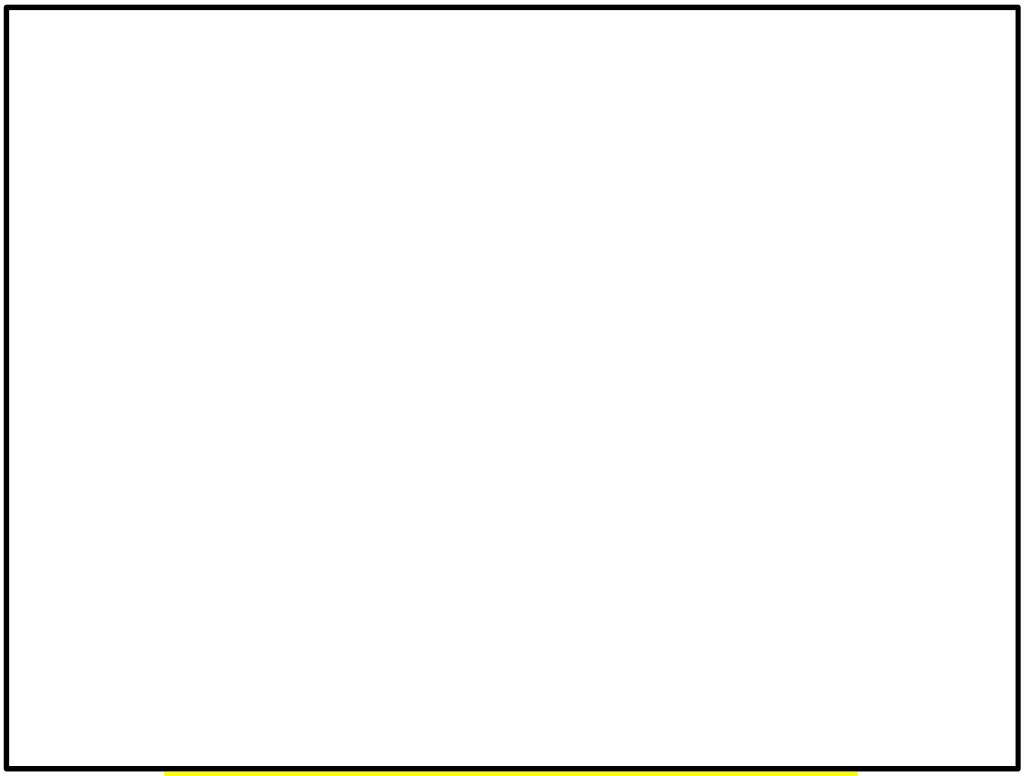


図 1.4.7－3（1）　カルバートの断面図（①―①断面）

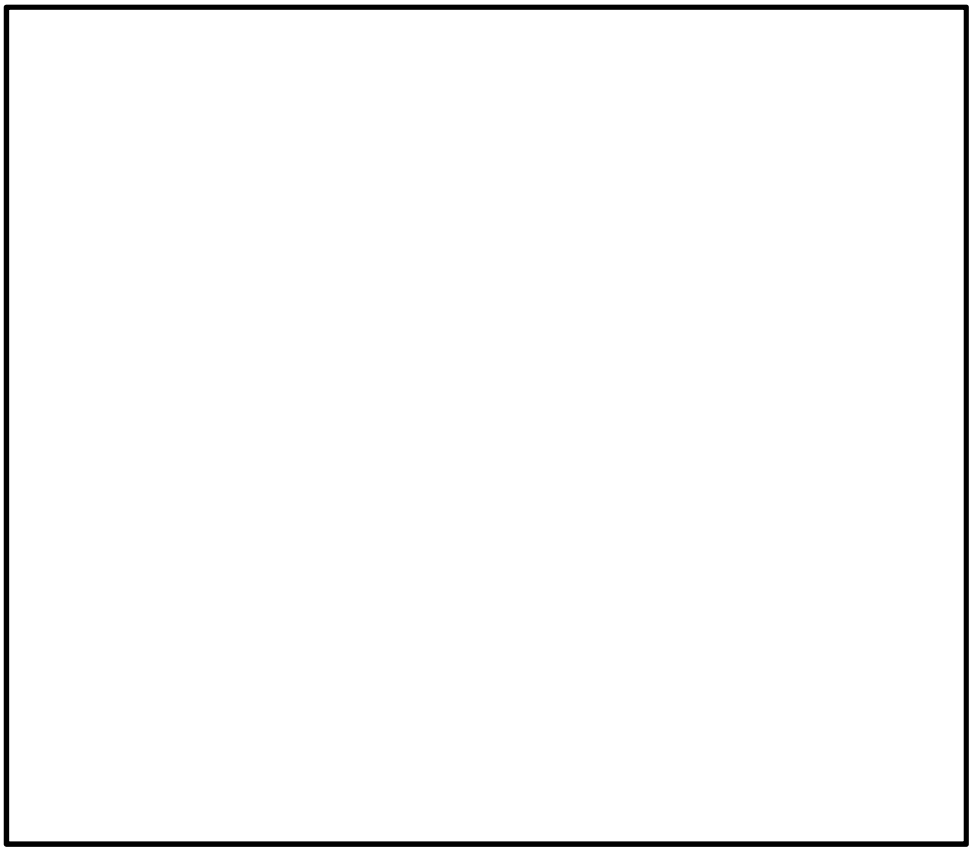


図 1.4.7－3（2）　カルバートの断面図（②－②断面）

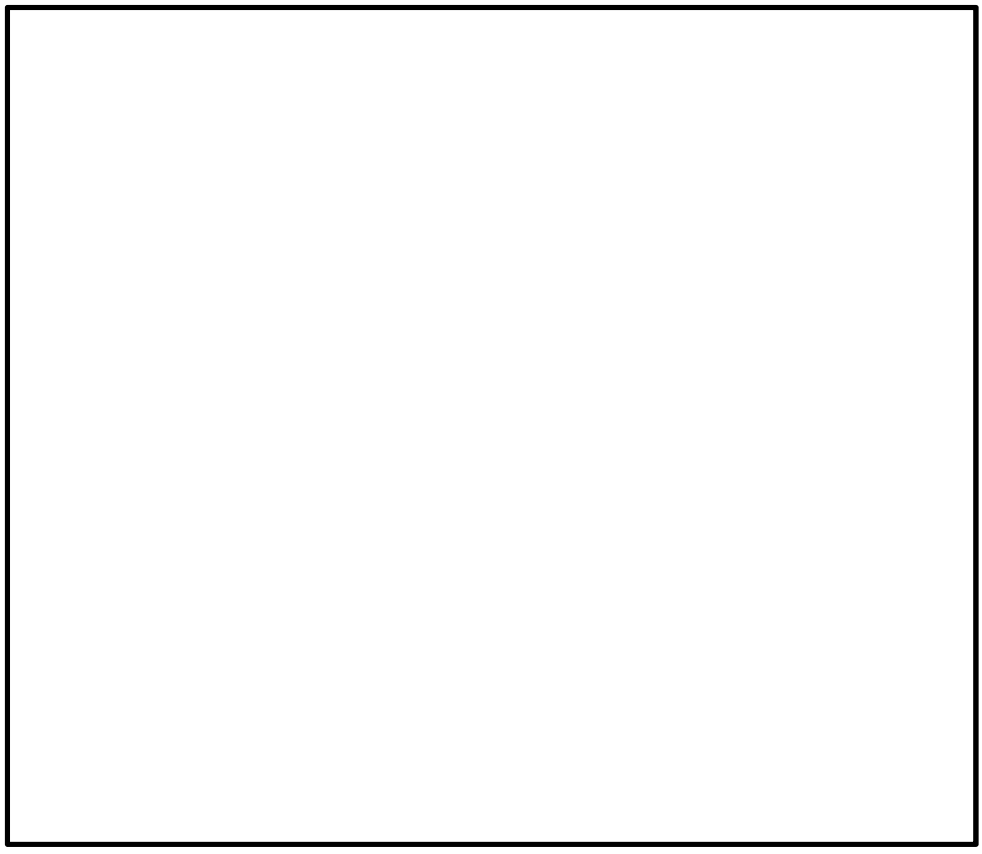


図 1.4.7－3（3）　カルバートの断面図（③－③断面）

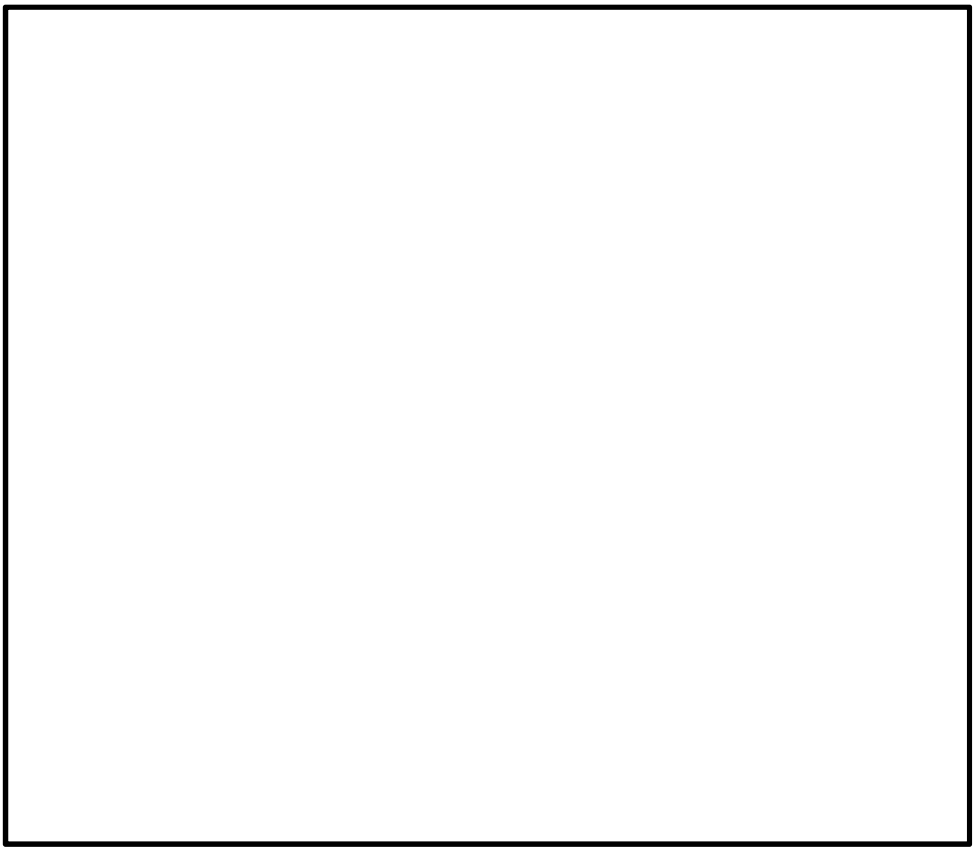


図 1.4.7－3（4）　カルバートの断面図（④－④断面）

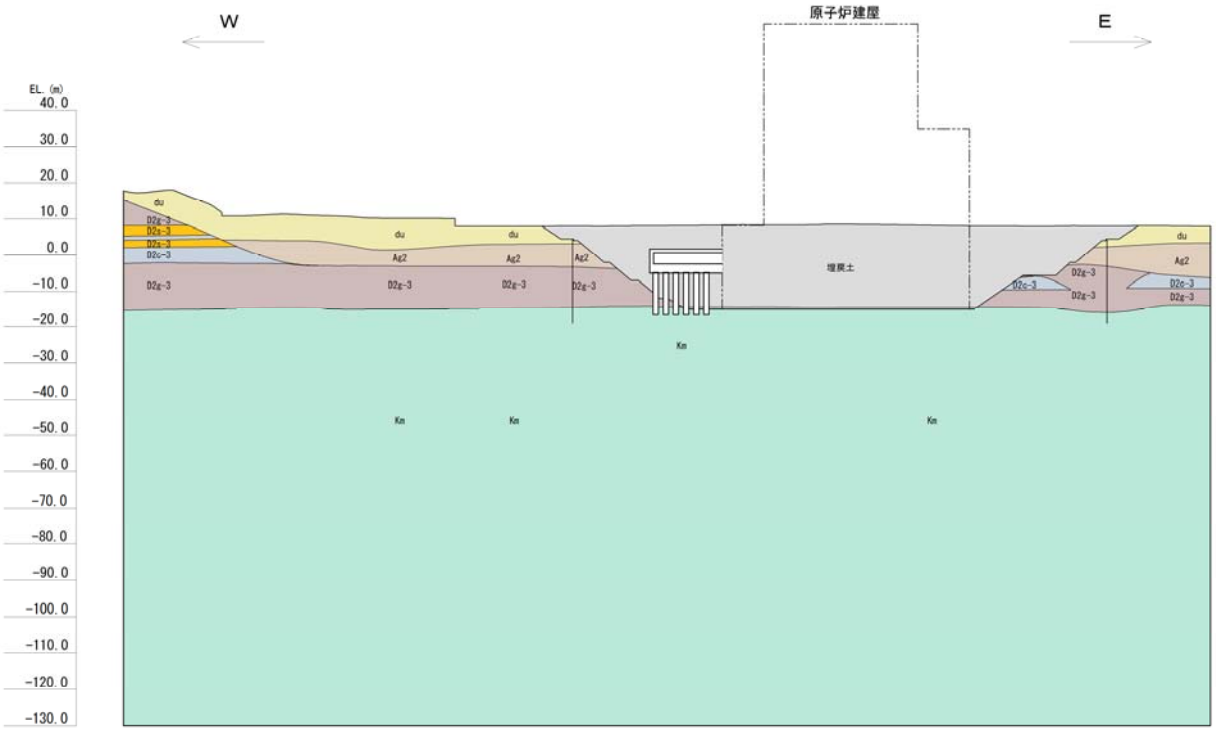


図 1.4.7－4（1）　カルバートの地質断面図（東西方向断面）

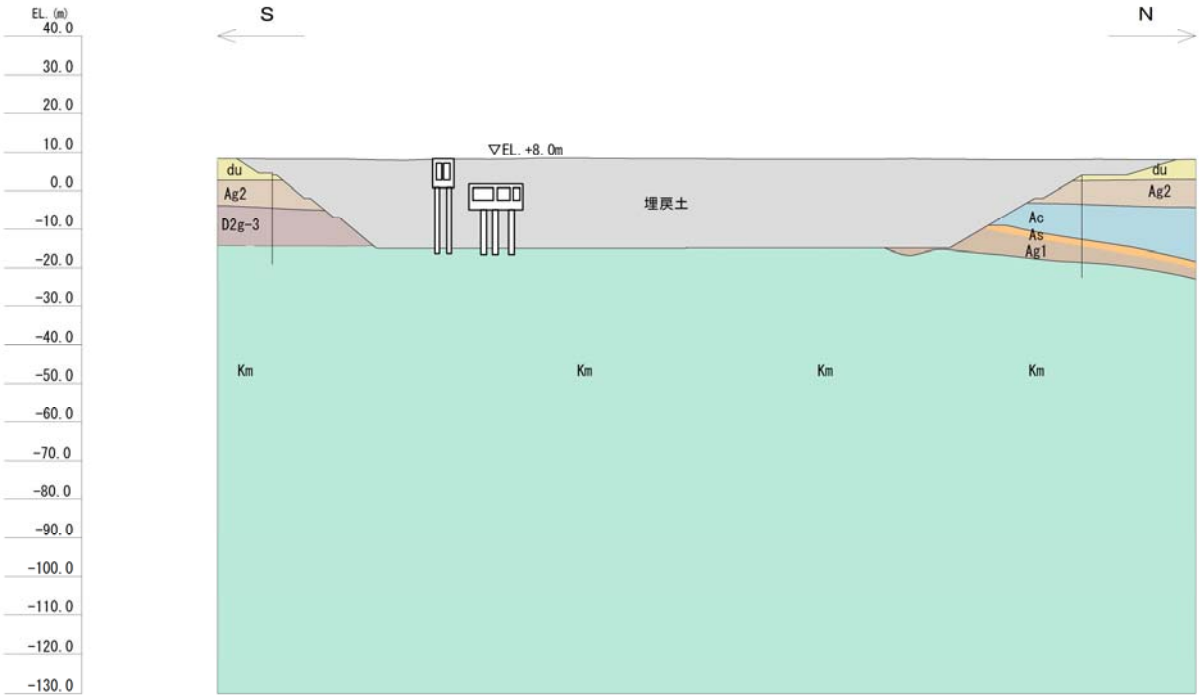


図 1.4.7－4（2）　カルバートの地質断面図（南北方向断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①耐震評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.7－1 に示す。

表 1.4.7－1　カルバート　耐震評価候補断面の特徴

方向	断面	要求性能	構造的特徴	間接支持する設備
南北	①－①	間接支持	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル
	②－②	同上	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・立坑が隣接	・水配管 ・電気ケーブル
	③－③	同上	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・立坑が隣接 ・耐震評価上，中壁の変形抑制効果を考慮できる	同上
	④－④	同上	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・立坑が隣接 ・中壁位置の断面	同上

カルバートの東西方向については，東側に堅固な原子炉建屋が存在し地震時の変形が拘束されることや，耐震評価上，変形抑制効果を考慮できる壁部材が多く存在することから強軸断面方向と考えられる。よって，弱軸断面方向である南北方向について整理を行った。

①－①断面は軽油移送配管及び水・電気配管を間接支持するカルバート 2 基が含まれる。杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に支持されている。

②－②断面は 3 連のボックスカルバート構造である。杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に支持されている。

③－③断面は南北方向に中壁が存在する断面であり，耐震評価上，中壁の変形抑制効果を考慮することができる断面である。杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に支持されている。

④－④断面は南北方向の中壁位置の断面であり，耐震評価上，側壁変形抑制する考慮することができる断面である。杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に支持されている。

(2)　評価対象断面の選定

①－①断面は，カルバートについて耐震評価上，変形抑制効果を考慮することができる壁部材から離れているため，①－①断面を評価対象断面とする。

また，この断面を選定することで，軽油カルバートの弱軸断面方向に対する耐震評価も同時に行うことができる。

②－②断面は南側に堅固な立坑が隣接することから，①－①断面と比較しカルバート構造の変形抑制効果を考慮できる。よって①－①断面と比較して耐震裕度が見込めるため，評価対象断面としない。

③－③断面及び④－④断面は南側に堅固な立坑が隣接すること，耐震評価上，カルバート構造の中壁及び側壁の変形抑制効果を考慮できることから，①－①断面と比較して耐震裕度が見込めるため，評価対象断面としない。

(3)　断面選定結果

(2)より，南北方向の①－①断面を評価対象断面とする。評価対象断面の選定結果を表1.4.7－2に，評価対象断面図を図1.4.7－5に示す。

表1.4.7－2　カルバート　評価対象断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	間接支持する設備	既工認評価断面	今回工認評価断面	選定結果
南北	①－①	間接支持	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置	・軽油移送配管 ・水配管 ・電気ケーブル	－	○	変形抑制効果を考慮できる壁部材から離れているため評価対象断面に選定
	②－②	同上	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・立坑が隣接	・水配管 ・電気ケーブル	－	－	弱軸断面方向であるが，①－①断面と比較して，隣接する立坑の変形抑制効果を考慮できるため評価対象断面としない
	③－③	同上	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・立坑が隣接 ・耐震評価上，中壁の変形抑制効果を考慮できる	同上	－	－	弱軸断面方向であるが，①－①断面と比較して，隣接する立坑の変形抑制効果を考慮できる。さらに，耐震壁の変形抑制効果も考慮できるため評価対象断面としない
	④－④	同上	・杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・立坑が隣接 ・中壁位置の断面	同上	－	－	同上

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略

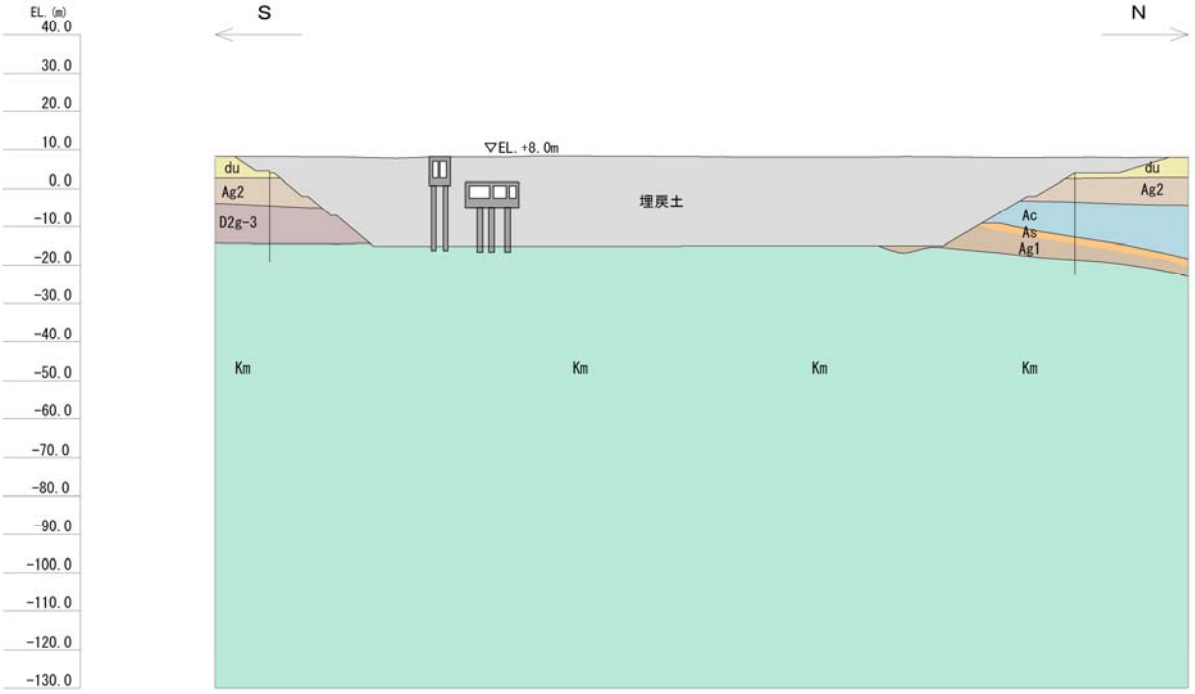


図 1.4.7－5　カルバートの評価対象断面（①－①断面）

1.4.8　代替淡水貯槽の断面選定の考え方

図 1.4.8－1 に代替淡水貯槽の平面配置図及び地質断面図を示す。また，図 1.4.8－2 及び図 1.4.8－3 に代替淡水貯槽の平面図及び断面図を示す。

代替淡水貯槽は，常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源の一つとして原子炉建屋の南側に設置する。

代替淡水貯槽は，内空 20.0 m，内空高さ 21.5 m の鉄筋コンクリート造の円筒形の地中構造物である。上部には，搬入出部を有している。

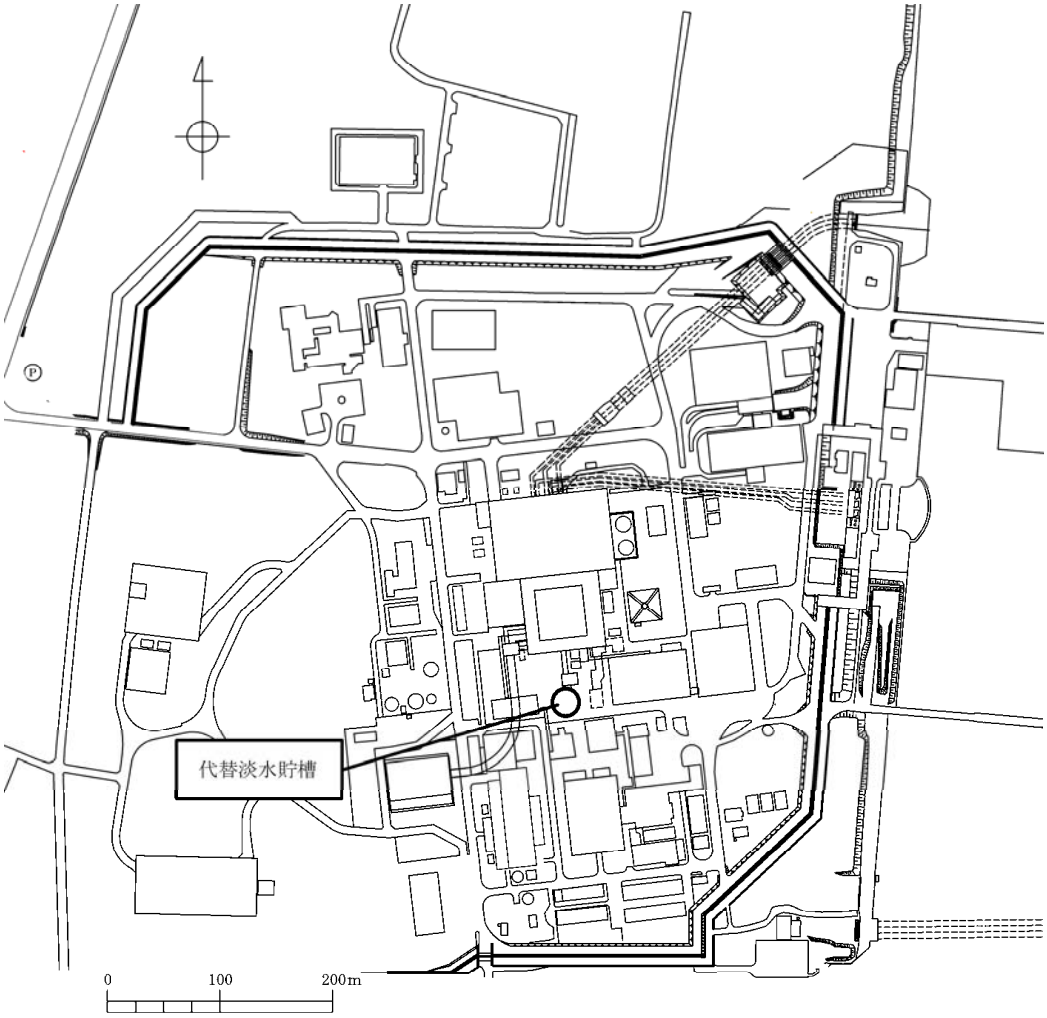


図 1.4.8－1（1）　代替淡水貯槽　平面配置図（全体平面図）

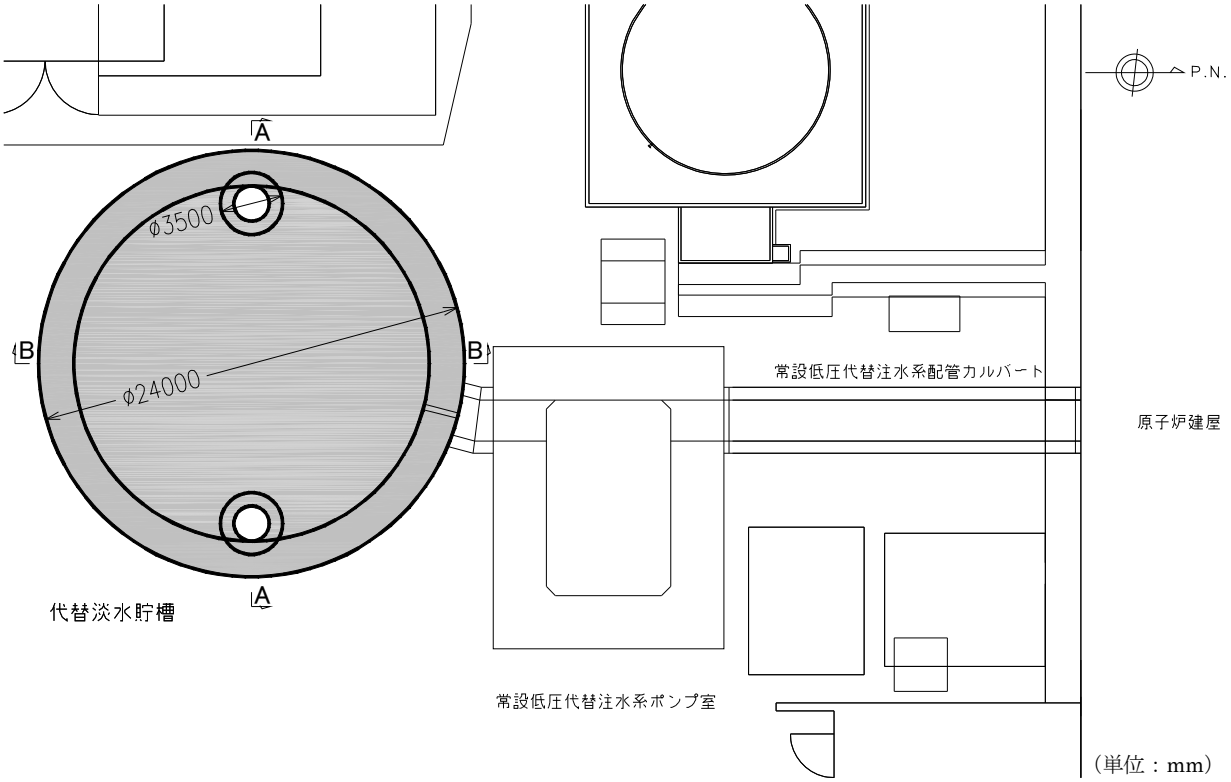


図 1.4.8－1（2）　代替淡水貯槽　平面配置図（拡大図）

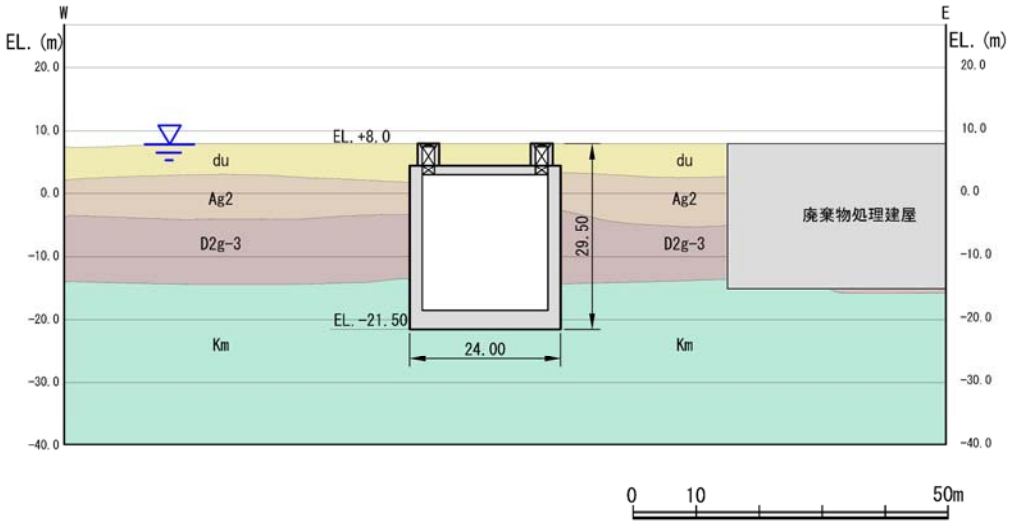


図 1.4.8－1（3）　代替淡水貯槽地質断面図（Ａ－Ａ断面）

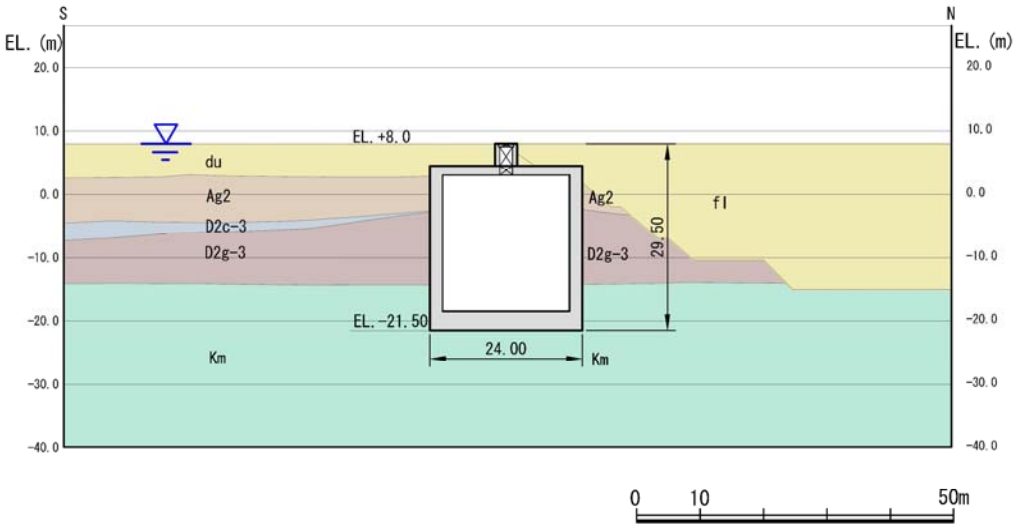


図 1.4.8－1（4）　代替淡水貯槽地質断面図（Ｂ－Ｂ断面）

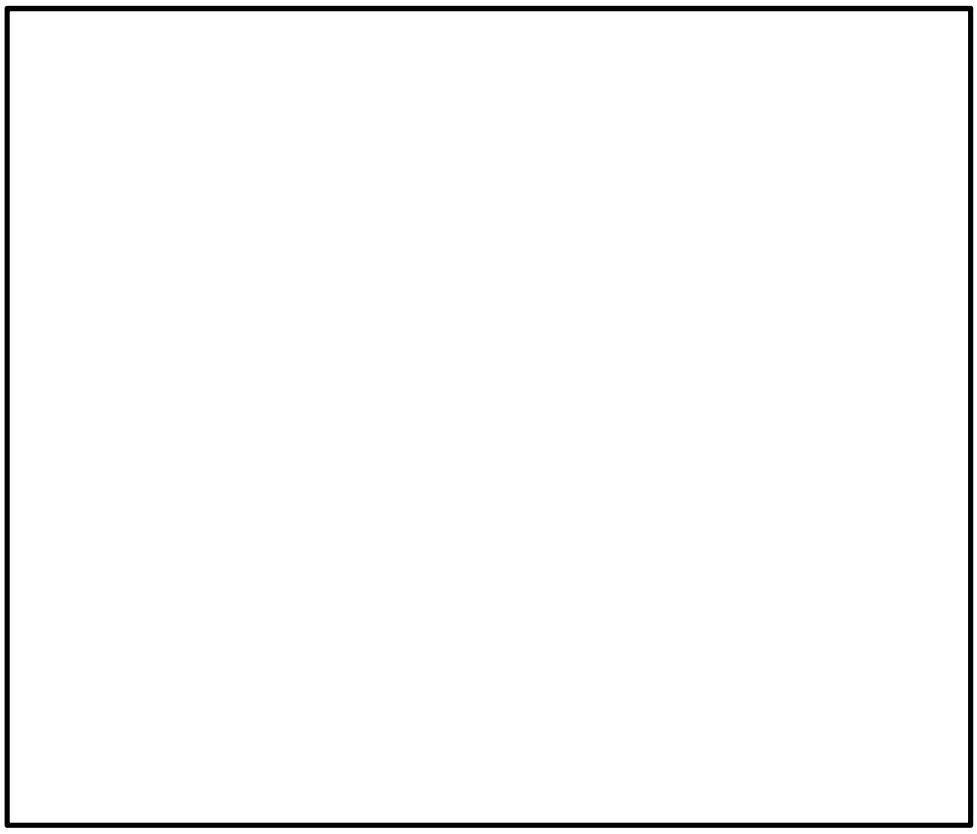


図 1.4.8－2　代替淡水貯槽　平面図

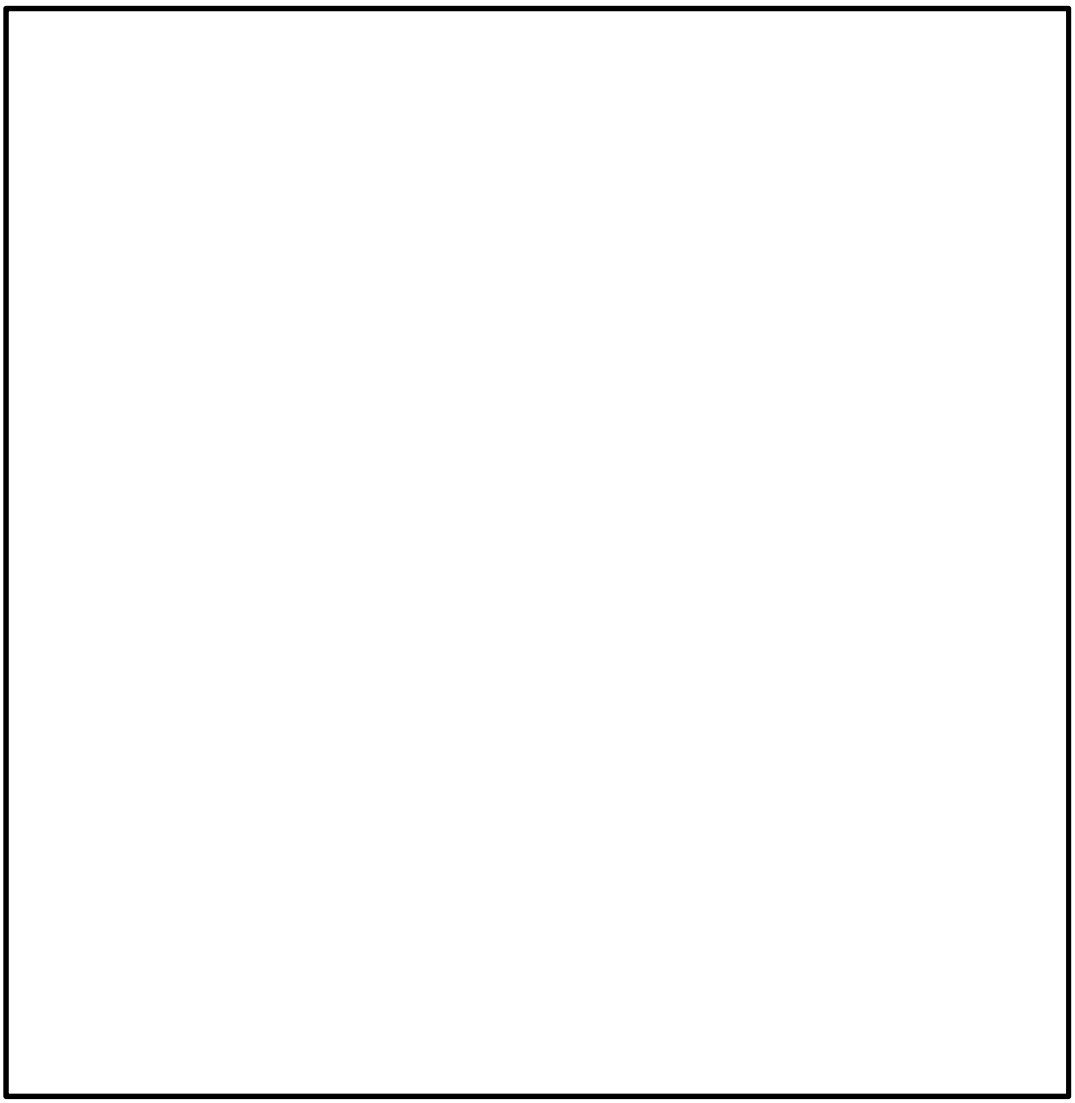


図 1.4.8－3（1）　代替淡水貯槽断面図（東西方向断面）

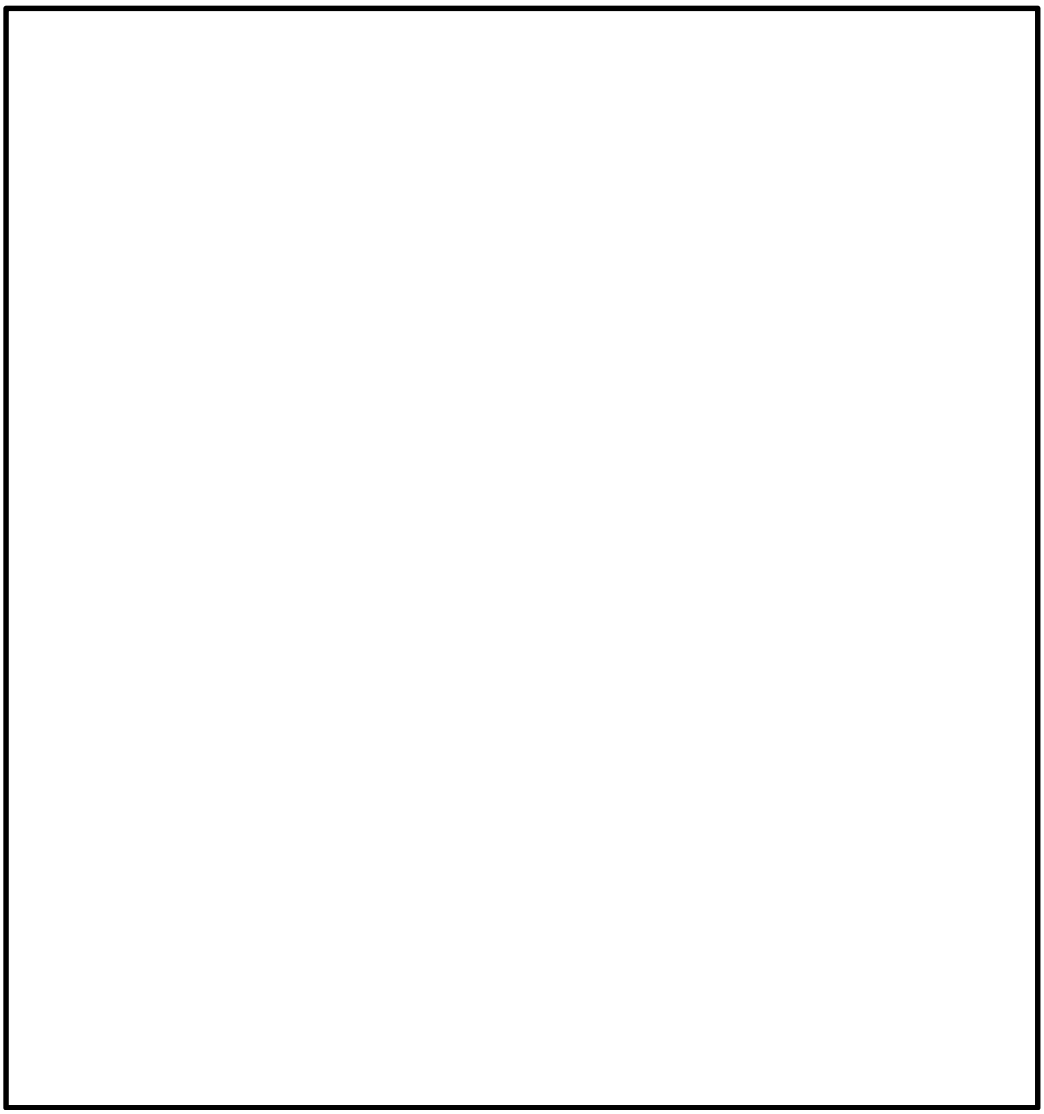


図 1.4.8－3（2）　代替淡水貯槽断面図（南北方向断面）

(1)　耐震評価対象断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

耐震評価断面の特徴を第 1.4.8－1 表に示す。

表 1.4.8－1　代替淡水貯槽耐震評価候補断面の特徴

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
東西方向断面	貯水 止水機能	円筒形の鉄筋コンクリート構造物 岩盤に直接支持する	岩盤及び第四紀層がおおむね水平成層に分布 東方に廃棄物処理建屋が存在する	なし
南北方向断面	貯水 止水機能	円筒形の鉄筋コンクリート構造物 岩盤に直接支持する	北方に原子力建屋建設時の埋戻し土が分布する	なし

(2)　耐震評価対象断面の選定

代替淡水貯槽は円筒形の構造物であるため，構造物形状としての強軸断面方向および弱軸断面方向はない。しかし，構造物の周辺地盤は東西方向と南北方向で相違があるため，東西方向と南北方向の両断面を評価対象断面として選定する。

なお，東西方向及び南北方向ともに，円筒構造物であること及び搬出入口の対称性を考え，代替淡水貯槽の断面位置は中心位置とする。周辺状況として，東側に廃棄部処理建屋が存在するが，保守的な設定として，廃棄物処理建屋部は埋戻土として耐震評価を行う。

(3)　断面選定結果

代替淡水貯槽の評価対象断面位置の選定結果を表 1.4.8－2 に，対象断面を図 1.4.8－4 に示す。

表 1.4.8－2　代替淡水貯槽　評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する設備	既工認評価断面	今回工認評価断面	選定結果
東西方向断面	貯水 止水機能	円筒形の鉄筋コンクリート構造物 岩盤に直接支持する	岩盤及び第四紀層がおおむね水平成層に分布 東方に廃棄物処理建屋が存在する	－	－	○	強軸断面方向及び弱軸断面方向を持たないが，周辺地盤に相違があるため，評価対象断面とする
南北方向断面	貯水 止水機能	円筒形の鉄筋コンクリート構造物 岩盤に直接支持する	北方に原子力建屋建設時の埋戻し土が分布する	－	－	○	強軸断面方向及び弱軸断面方向を持たないが，周辺地盤に相違があるため，評価対象断面とする

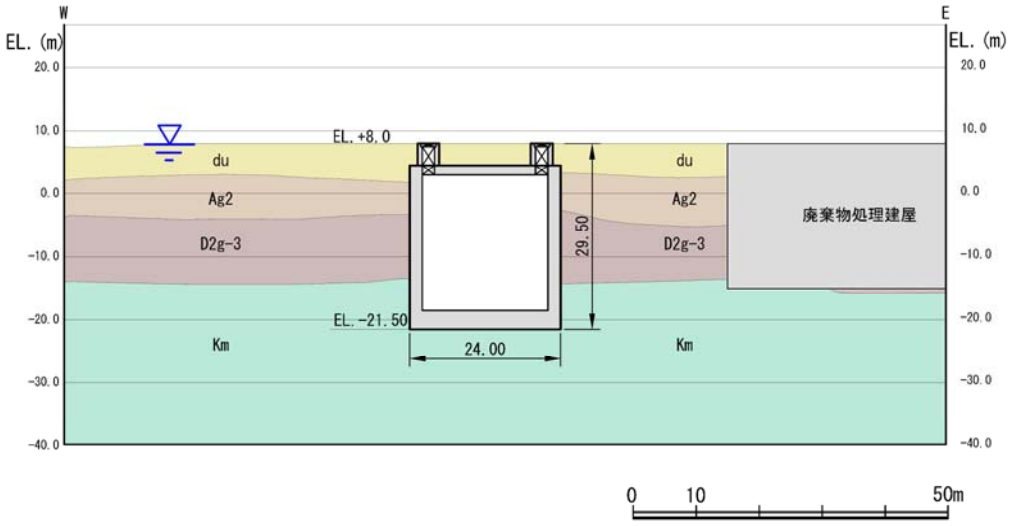


図 1.4.8－4（1）　代替淡水貯槽断面図（東西方向断面）

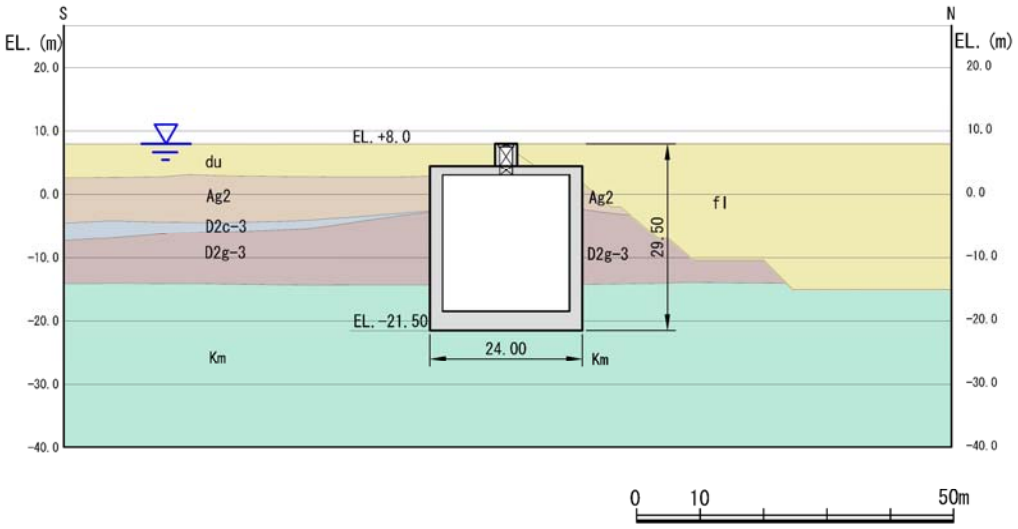


図 1.4.8－4（2）　代替淡水貯槽断面図（南北方向断面）

1.4.9　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方

図 1.4.9－1 に常設低圧代替注水系ポンプ室の平面配置図及び地質断面図を示す。また，図 1.4.9－2 及び図 1.4.9－3 に常設低圧代替注水系ポンプ室の平面図及び断面図を示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室は，常設低圧代替注水系の複数の淡水源に対応するため設置し，常設低圧代替注水系のポンプ及び配管の間接支持機能を有する。

常設低圧代替注水系ポンプ室は，東西方向 17.0 m，南北方向 13.0 m，高さ 29.5 m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造である。北側に位置する常設低圧代替注水系配管カルバートへ開口部で接続し，南側に位置する代替淡水貯槽へ接続するカルバートの張り出し部を有する。

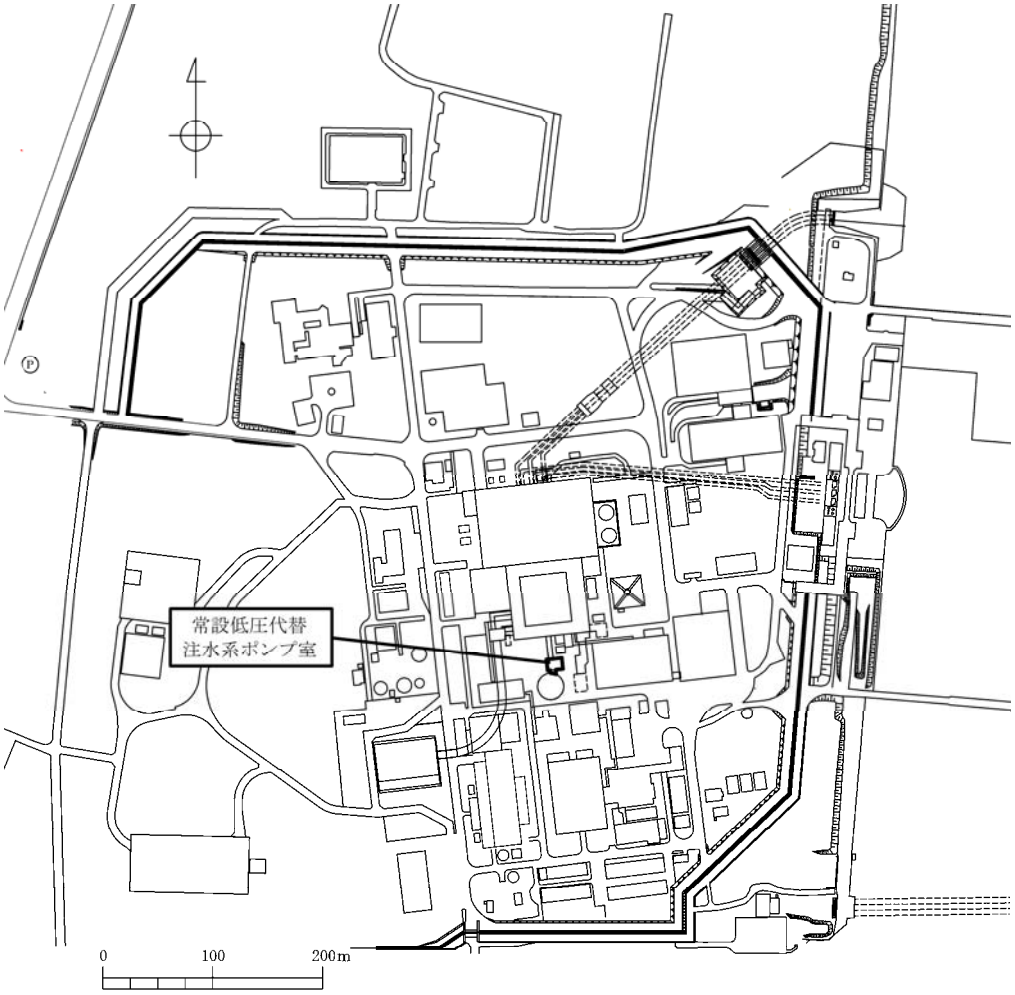


図 1.4.9－1（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室　平面配置図（全体平面図）

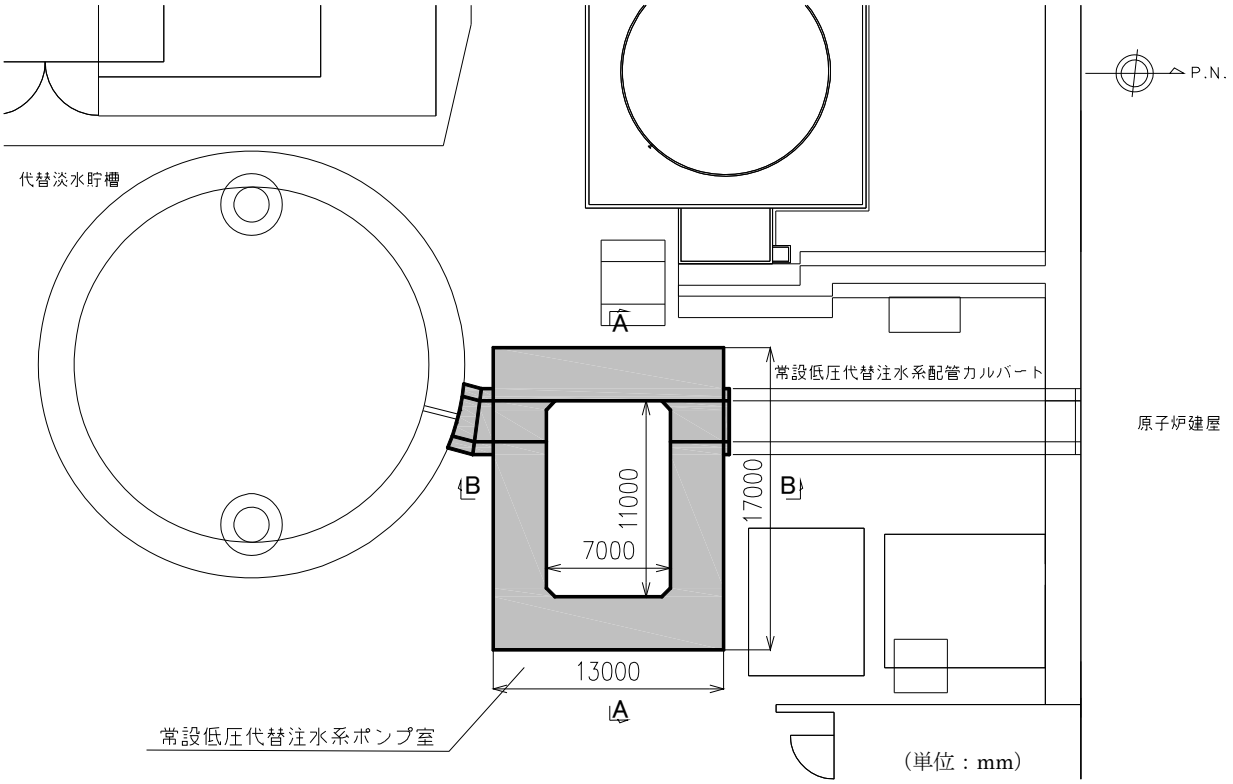


図 1.4.9－1（2）　常設低圧代替注水系ポンプ室　平面配置図（拡大図）

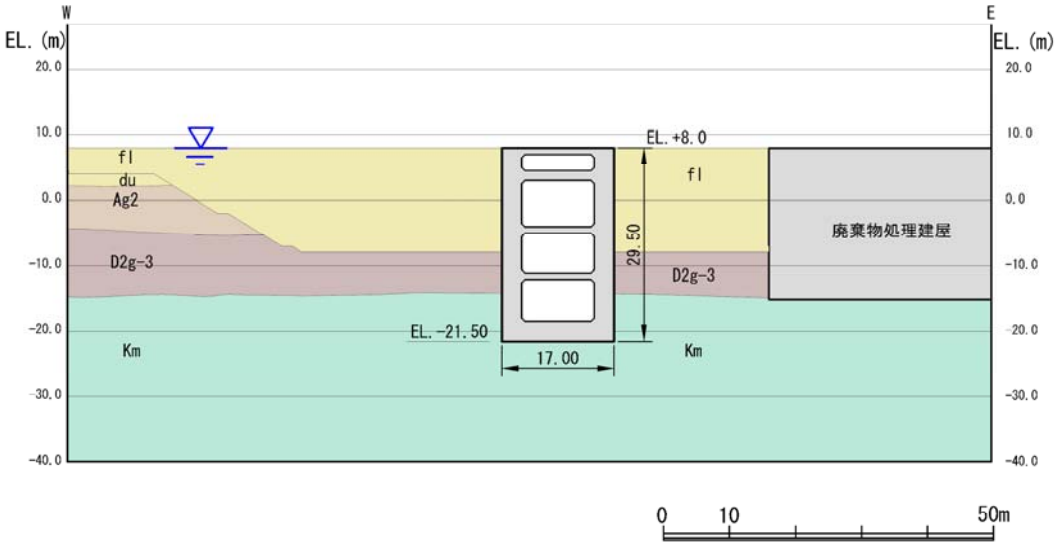


図 1.4.9－1（3）　常設低圧代替注水系ポンプ室地質断面図（Ａ－Ａ断面）

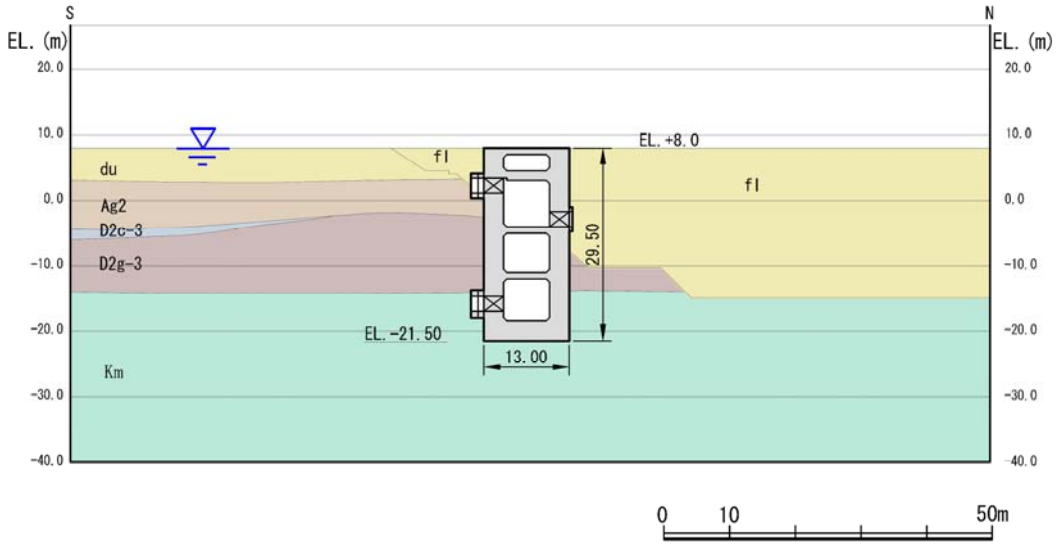


図 1.4.9－1（4）　常設低圧代替注水系ポンプ室地質断面図（Ｂ－Ｂ断面）

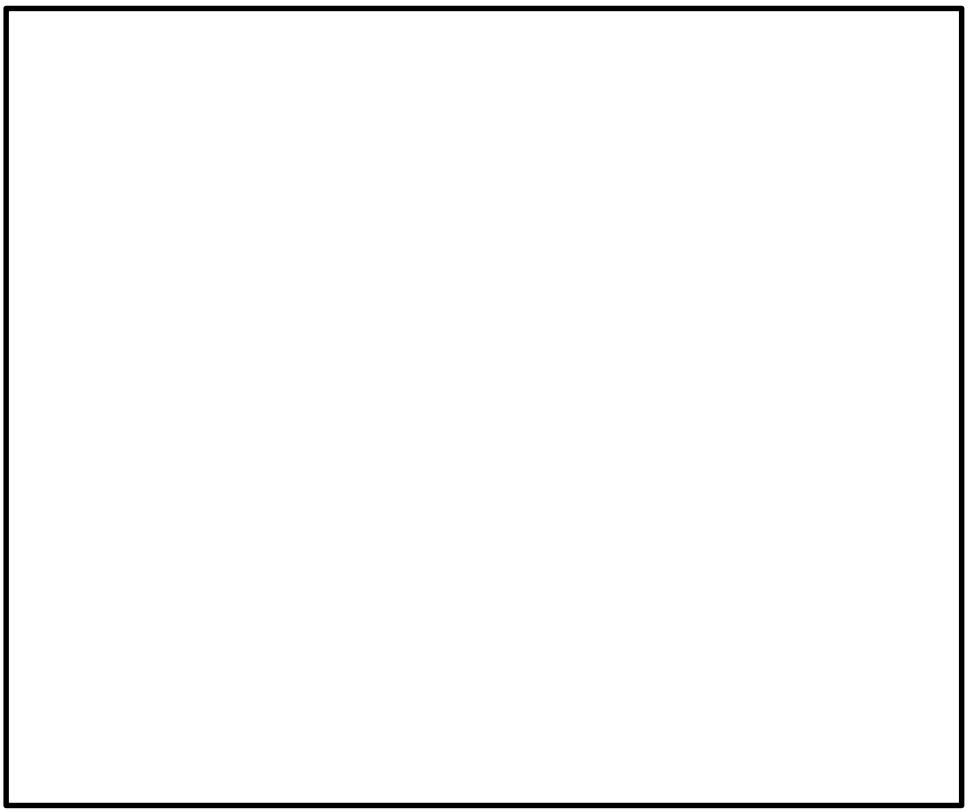


図 1.4.9－2　常設低圧代替注水系ポンプ室の平面図

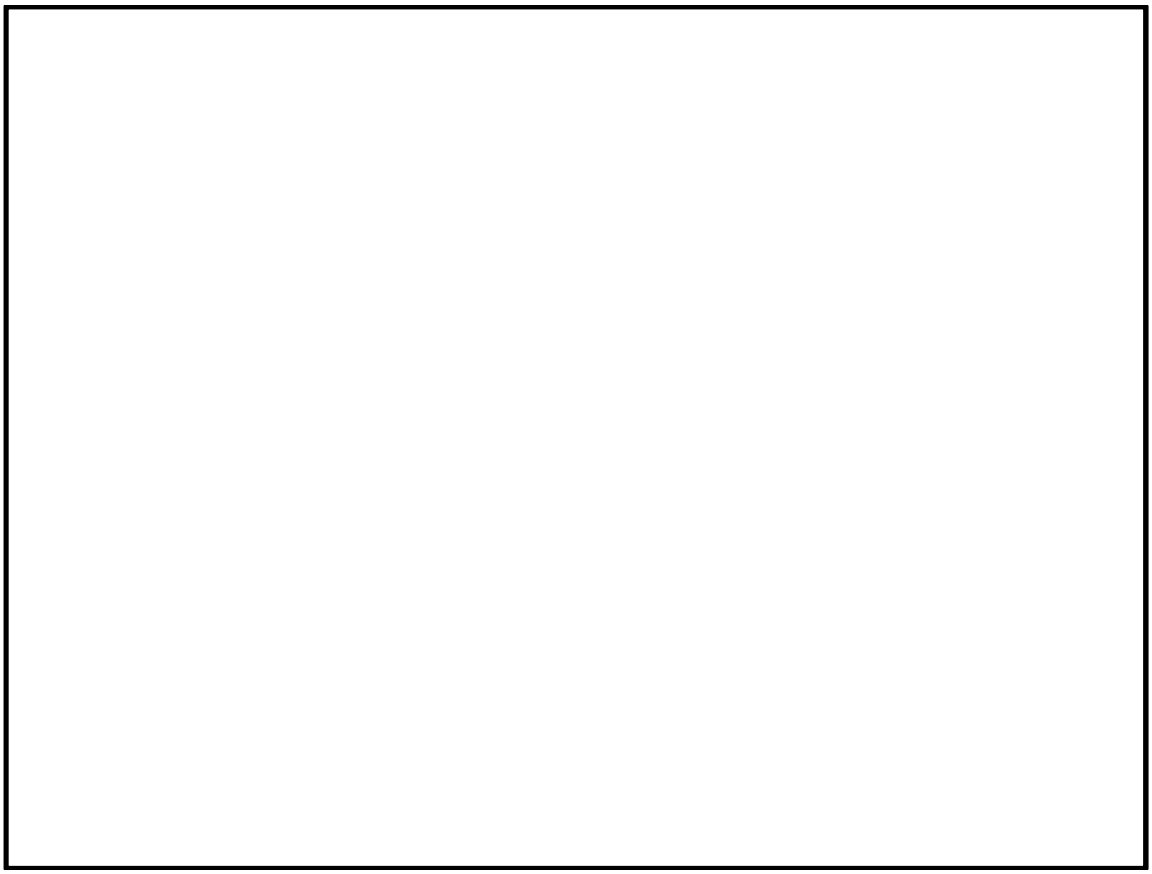


図 1.4.9－3（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（東西方向　①－①断面）

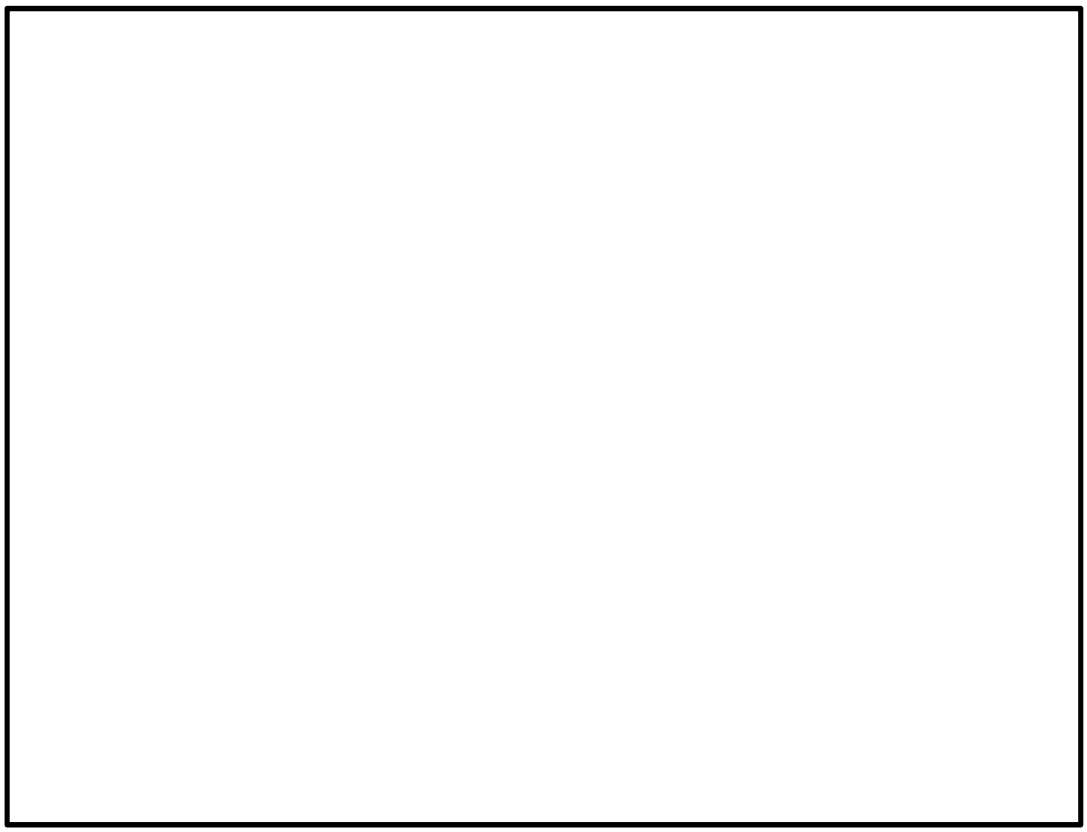


図 1.4.9－3（2）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（東西方向　②－②断面）

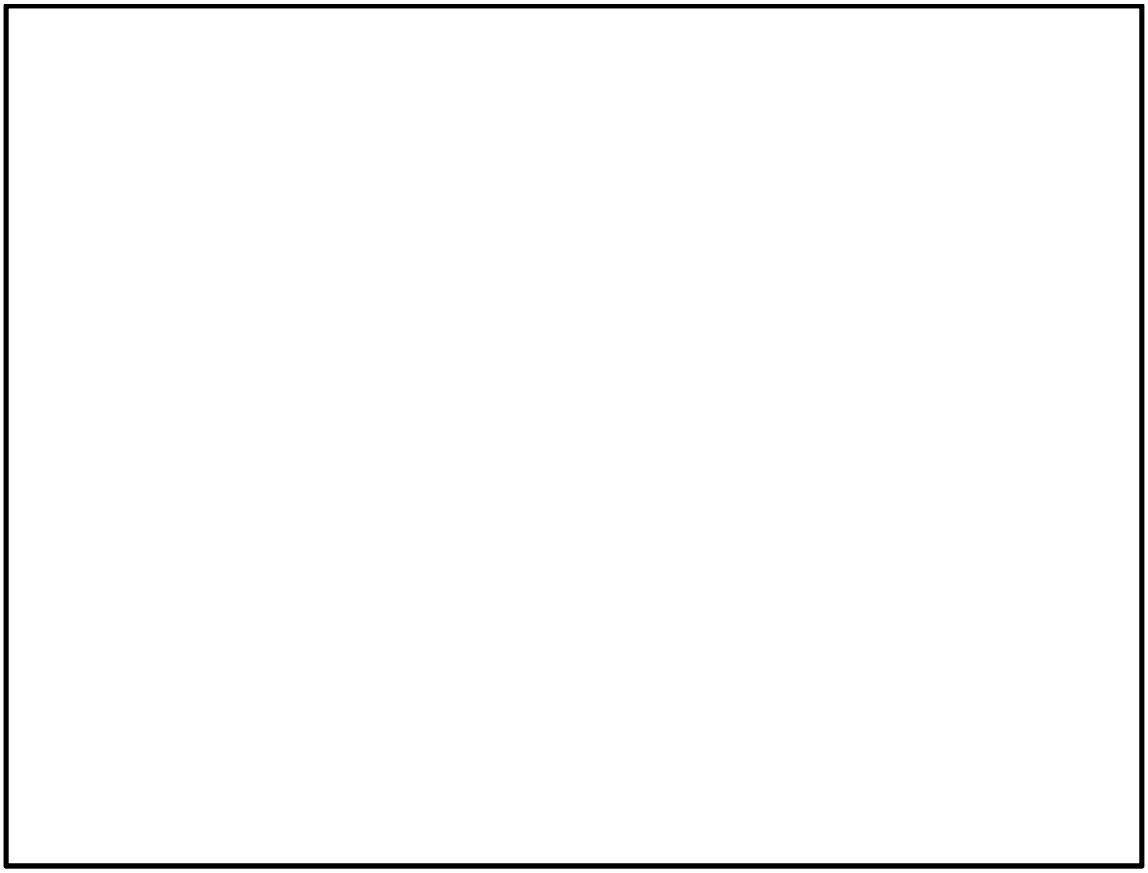


図 1.4.9－3（3）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（東西方向　③－③断面）

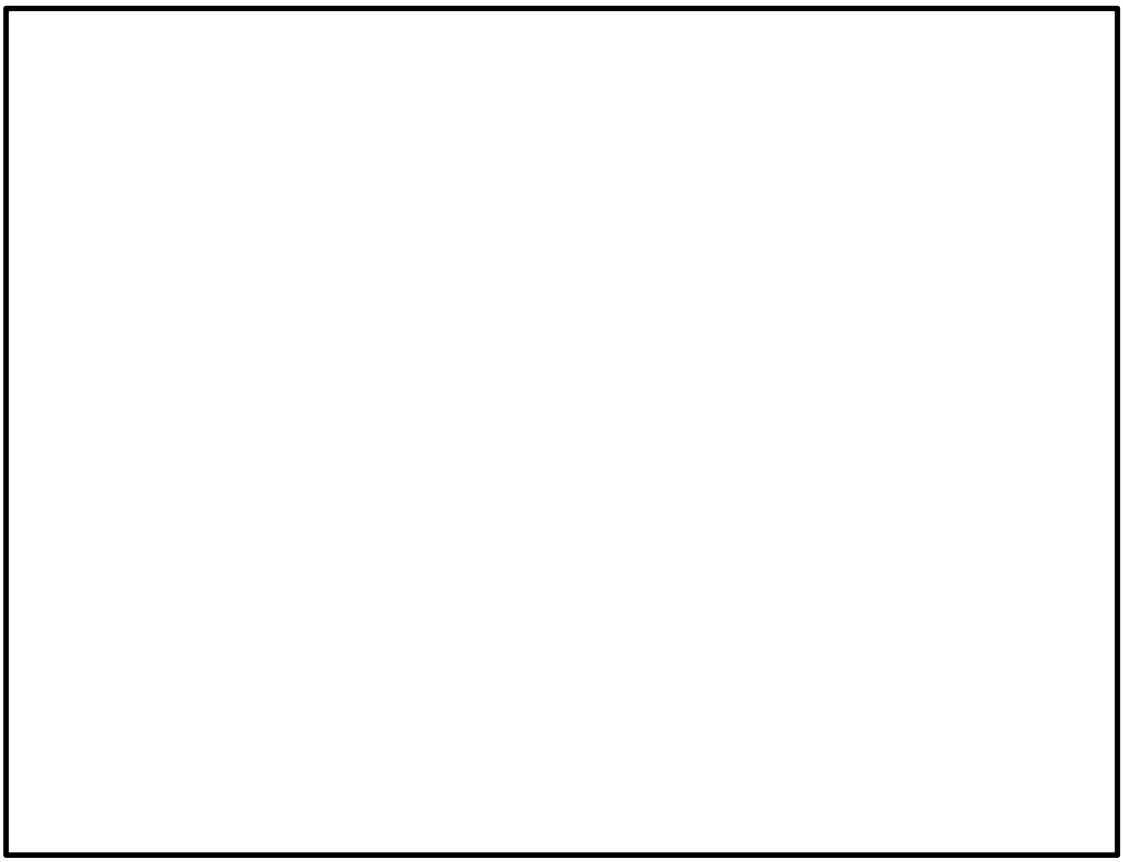


図 1.4.9－3（4）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（南北方向　④－④断面）

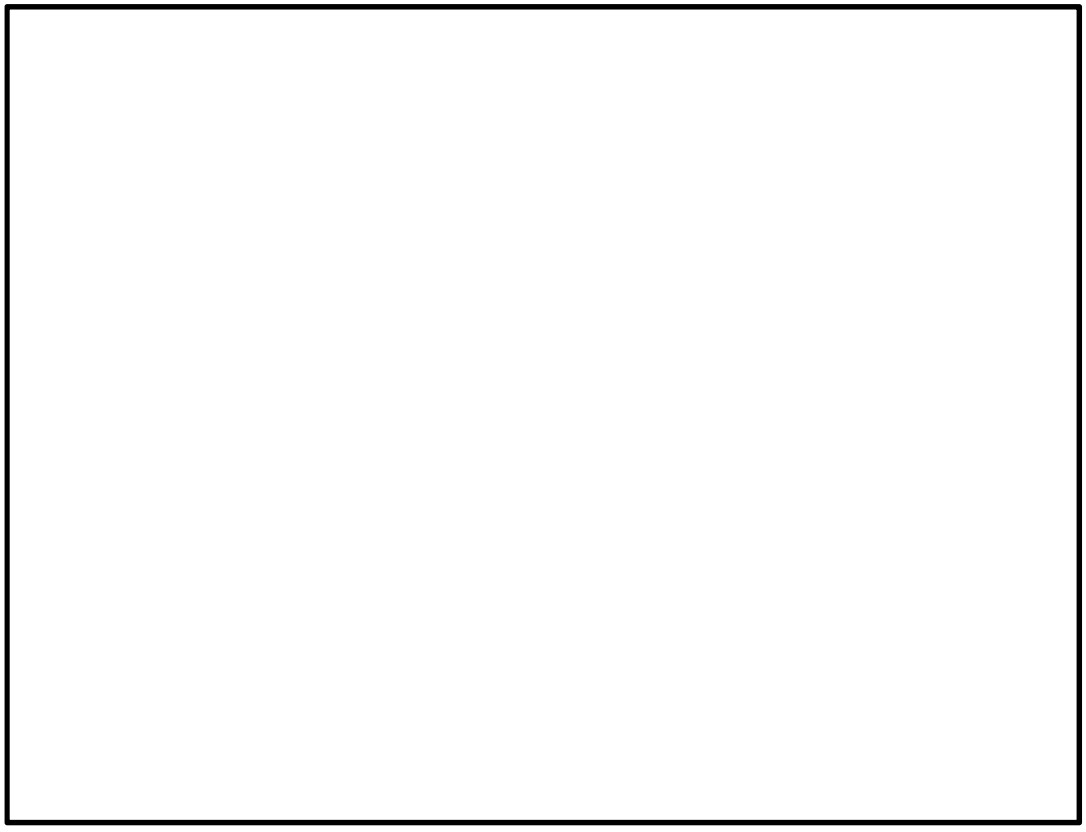


図 1.4.9－3（5）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（南北方向　⑤－⑤断面）

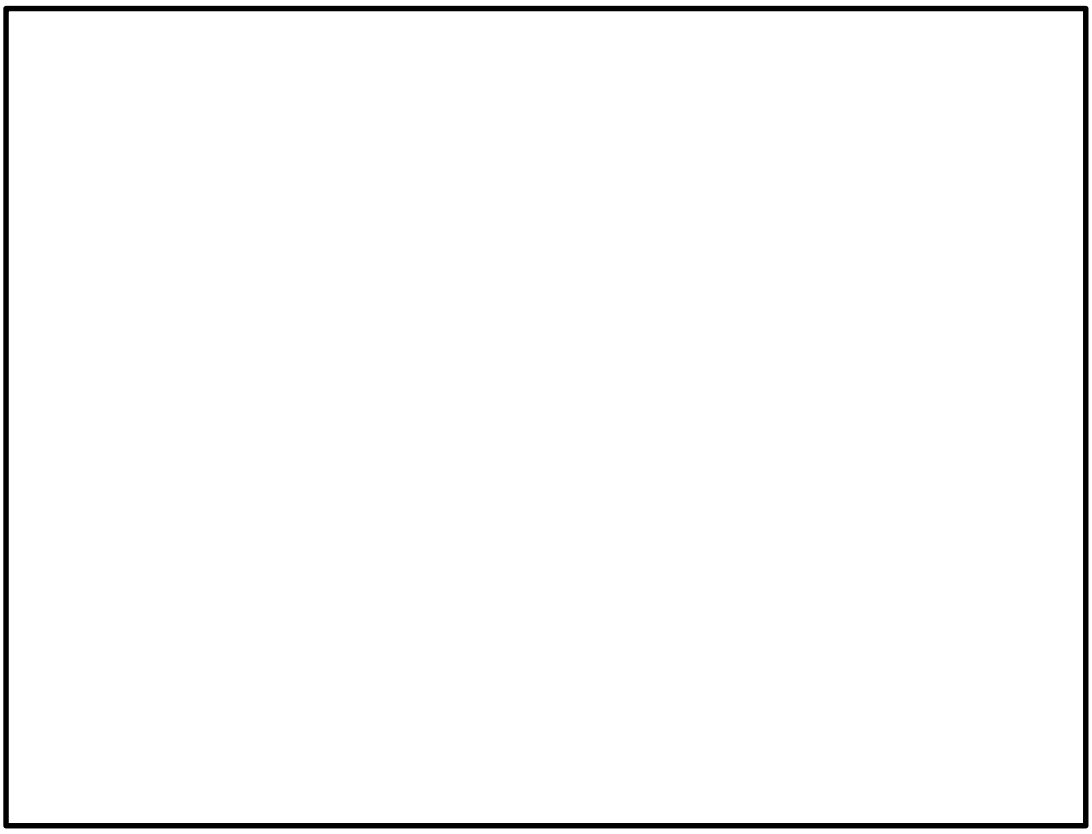


図 1.4.9－3（6）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（南北方向　⑥－⑥断面）

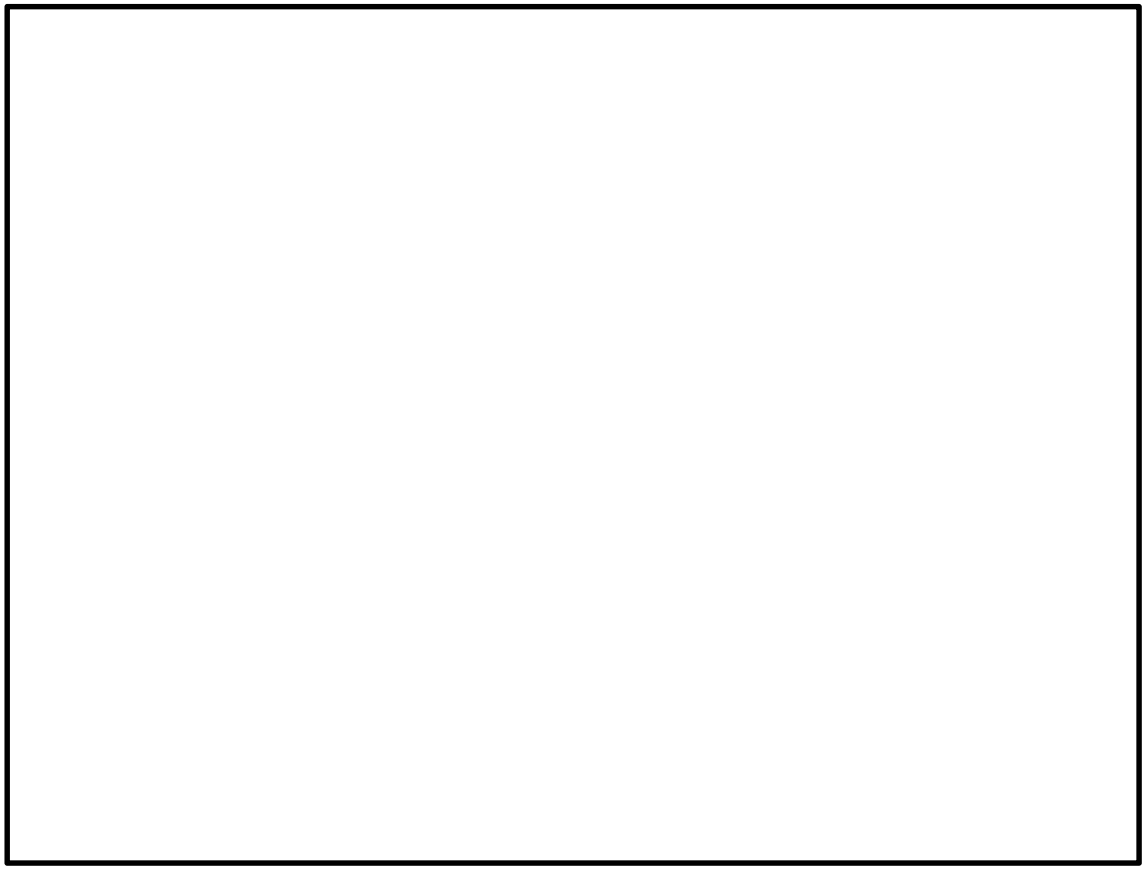


図 1.4.9－3（7）　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面図（南北方向　⑦－⑦断面）

(1)　耐震評価対象断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

耐震評価断面の特徴を表 1.4.9－1 に示す。

表 1.4.9－1　常設低圧代替注水系ポンプ室耐震評価候補断面の特徴

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
東西	①－①	間接支持	・壁位置の断面 ・壁面に開口が存在する	・岩盤上に埋戻し土が分布する ・東側に廃棄物処理建屋が隣接する	－
	②－②	同上	・多層のボックスカルバート状の断面 ・頂版及び中床版に開口が存在する	・同上	・常設低圧代替注水系ポンプ ・配管類
	③－③	同上	・壁位置の断面 ・壁面に開口が存在する	・同上	－
南北	④－④	同上	・壁位置の断面 ・壁面に開口が存在しない	・東側の岩盤上に埋戻し土が分布する	－
	⑤－⑤	同上	・多層のボックスカルバート状の断面 ・頂版及び中床版に開口が存在する ・南北側壁に開口が存在する	・同上	・配管類
	⑥－⑥	同上	・多層のボックスカルバート状の断面 ・頂版及び中床版に開口が存在する	・同上	・常設低圧代替注水系ポンプ ・配管類
	⑦－⑦	同上	・壁位置の断面 ・壁面に開口が存在しない	・同上	－

①－①断面，②－②断面及び③－③断面は東西方向の断面である。

①－①断面は，壁位置の断面であり，常設低圧代替注水系配管カルバートと接続するカルバート張出し部の開口（下端レベル;EL.－4.00 m）を有する。常設低圧代替注水系ポンプ室の東側には廃棄物処理建屋が位置している。

②－②断面は，多層のボックスカルバート状の断面であり，EL.－18.50 m のスラブ上にて常設低圧代替注水系ポンプを間接支持する。また，頂版および各中床版には常設低圧代替注水系ポンプを搬入出するための開口および各階へのアクセス用階段のための開口を有する。

③－③断面は，壁位置の断面であり，代替淡水貯槽と接続する 2 つのカルバート張出し部の開口（上段の開口下端レベル;EL.＋1.05 m，下段の開口下端レベル:EL.－17.08 m）を有する。

④－④断面，⑤－⑤断面，⑥－⑥断面及び⑦－⑦断面は南北方向の断面である。

④－④断面は，壁位置の断面である。

⑤－⑤断面は，多層のボックスカルバート状の断面であり，北側に１か所，南側に２か所のカルバート張出し部の開口を有する。北側壁は常設低圧代替注水系配管カルバートと接続する開口（下端レベル;EL.－4.00 m）で，南側壁は代替淡水貯槽と接続する開口（上段の開口下端レベル;EL.＋1.05 m，下段の開口下端レベル：EL.－17.08 m）である。

⑥－⑥断面は，多層のボックスカルバート状の断面であり，EL.－18.50 m のスラブ上にて常設低圧代替注水系ポンプを間接支持する。また，頂版及び各中床版には常設低圧代替注水系ポンプを搬入出するための開口および各階へのアクセス用階段のための開口を有する。

⑦－⑦断面は，壁位置の断面である。周辺状況として，東側に廃棄物処理建屋が隣接する。

(2) 評価対象断面の選定

常設低圧代替注水系ポンプ室は，鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，比較的単純な角筒形構造物である。常設低圧代替注水系ポンプ室の各層は 1 室構造であり，短辺と長辺の長さに大きな違いがなく，強軸断面方向と弱軸断面方向が明確ではないことから，評価対象断面としては東西方向断面及び南北方向断面をいずれも対象とする。

東西方向については，①－①断面及び③－③断面は，壁部であることから評価対象断面 としない。②－②断面は多層のボックスカルバート状の断面であるため，東西方向の内空幅における等価剛性断面を用いて多層のボックスカルバートとして耐震評価を行う。周辺状況として，東側に廃棄部処理建屋が存在するが，保守的な設定として，廃棄物処理建屋部は埋戻土として耐震評価を行う。

南北方向については，④－④断面及び⑦－⑦断面は，壁部であることから評価対象断面としない。よって耐震評価においては⑤－⑤断面及び⑥－⑥断面に基づき，多層のボックスカルバート状の断面としてモデル化し耐震評価を行う。⑤－⑤断面，⑥－⑥断面の主な構造部材の寸法は同じであるため，同一の多層のボックスカルバートとして耐震評価を行う。なお，カルバートの張出し部及び開口部は東西方向の内空幅内における等価剛性として評価する。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 1.4.9－2 に，評価対象断面を図 1.4.9－4 に示す。

表 1.4.9－2　常設低圧代替注水系ポンプ室における耐震評価対象断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する設備	既工認 評価断面	今回工認 評価断面	選定結果
東西	②－②	・間接支持	・多層のボックスカルバート状の断面	・岩盤に直接支持する	・常設低圧代替注水系ポンプ ・配管類	－	○	・強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないため，評価対象とする ・内空幅内の等価剛性とした多層のボックスカルバートとして評価する ・埋戻し土層が最大となる①－①断面の地質条件にて評価する
南北	⑤－⑤ ～ ⑥－⑥	・同上	・同上	・同上	・同上	－	○	・強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないため，評価対象とする ・内空幅内の等価剛性とした多層のボックスカルバートとして評価する

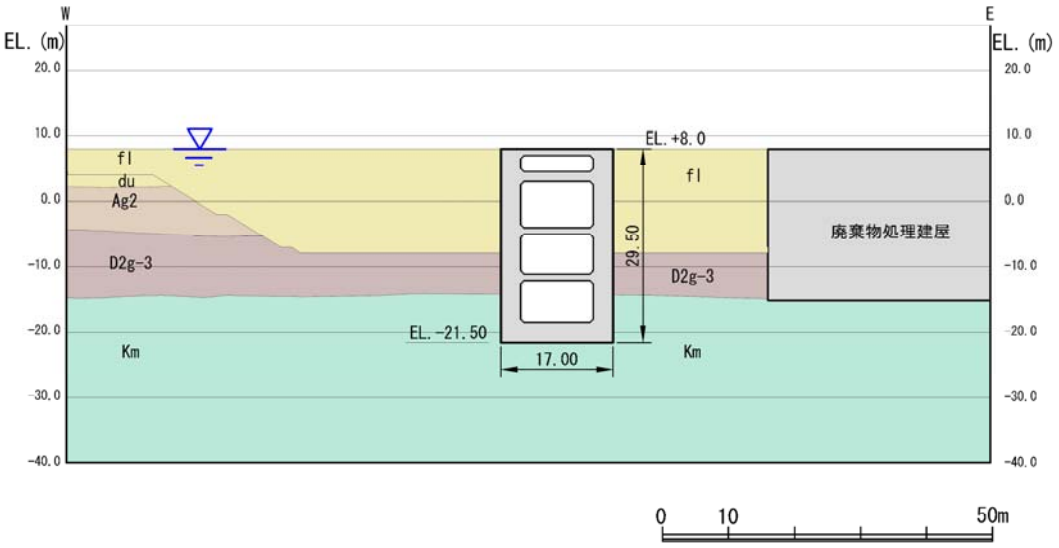


図 1.4.9－4（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室断面図（東西方向断面）

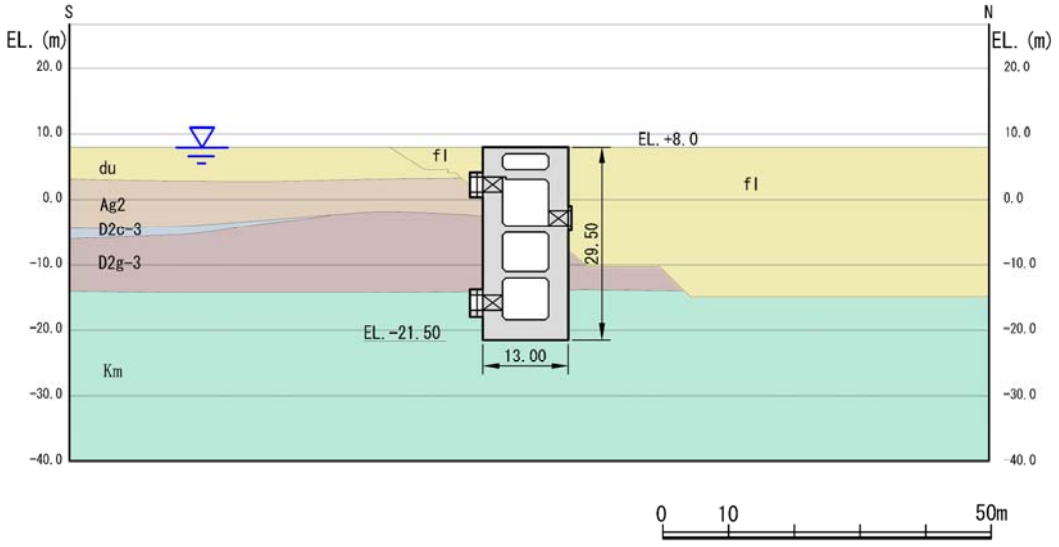


図 1.4.9－4（2）　常設低圧代替注水系ポンプ室断面図（南北方向断面）

1.4.10　常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方

図 1.4.10－1 に常設低圧代替注水系配管カルバートの平面配置図及び地質断面図を示す。また，図 1.4.10－2 及び図 1.4.10－3 に常設低圧代替注水系配管カルバートの平面図及び断面図を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートは原子炉建屋の南側に設置し常設低圧代替注水ポンプ室と原子炉建屋間をつなぐ常設低圧注水系配管等の間接支持機能を有する。

常設低圧代替注水系配管カルバートは，延長 19.5 m，内空及び内空高さ 2.3 m の一連のボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート造で，人工岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

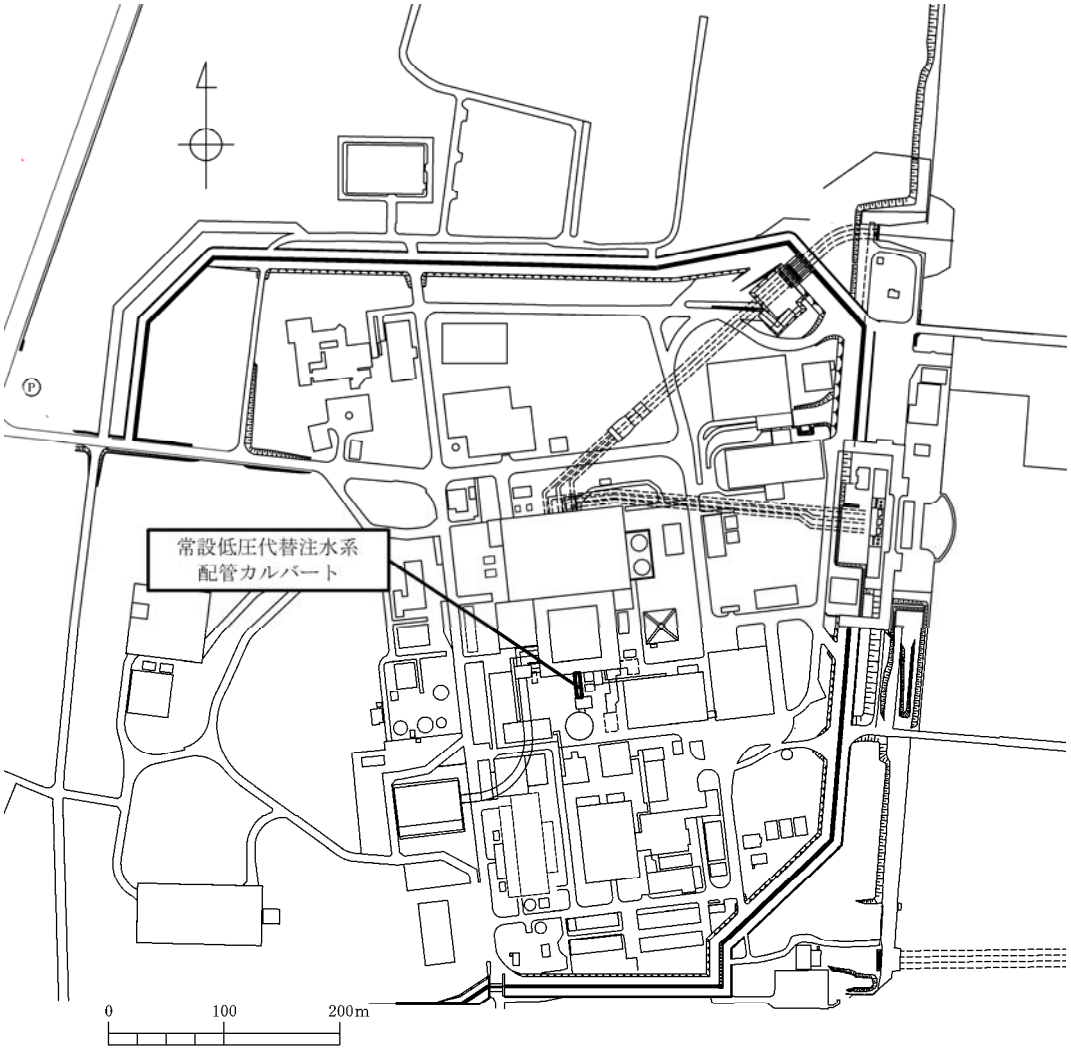


図 1.4.10－1（1）　常設代替注水配管カルバート　平面位置図（全体平面図）

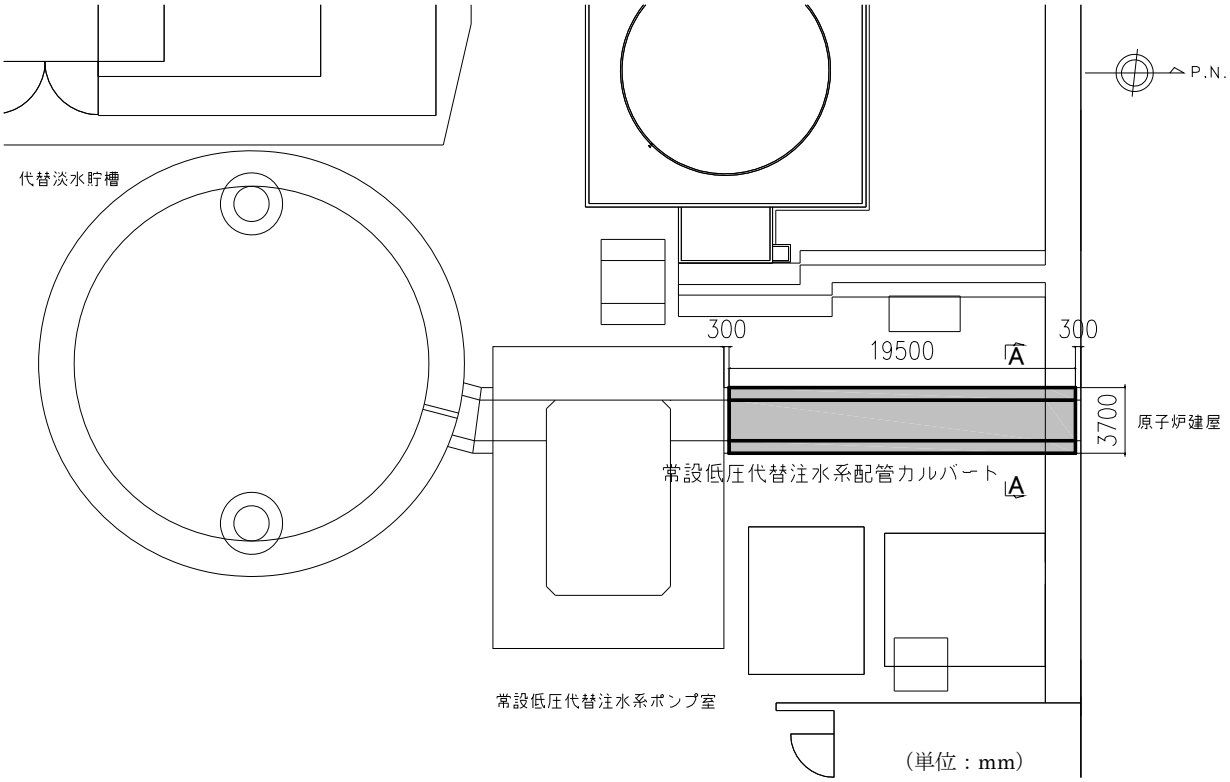


図 1.4.10－1（2）　常設代替注水配管カルバート　平面位置図（拡大図）

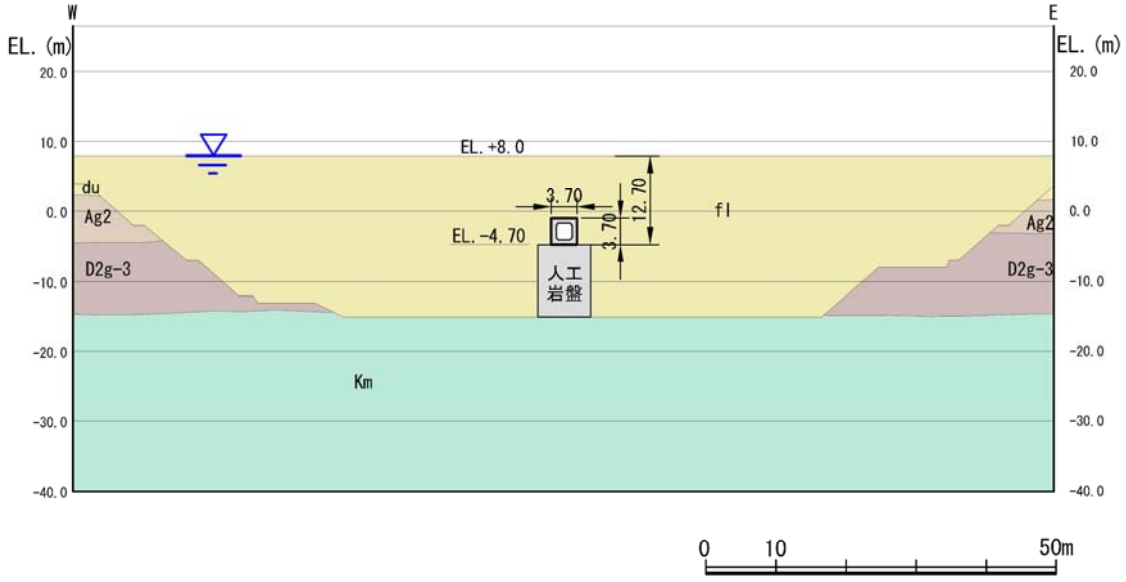


図 1.4.10－1（3）　常設低圧代替注水系配管カルバート地質断面図（Ａ－Ａ断面）

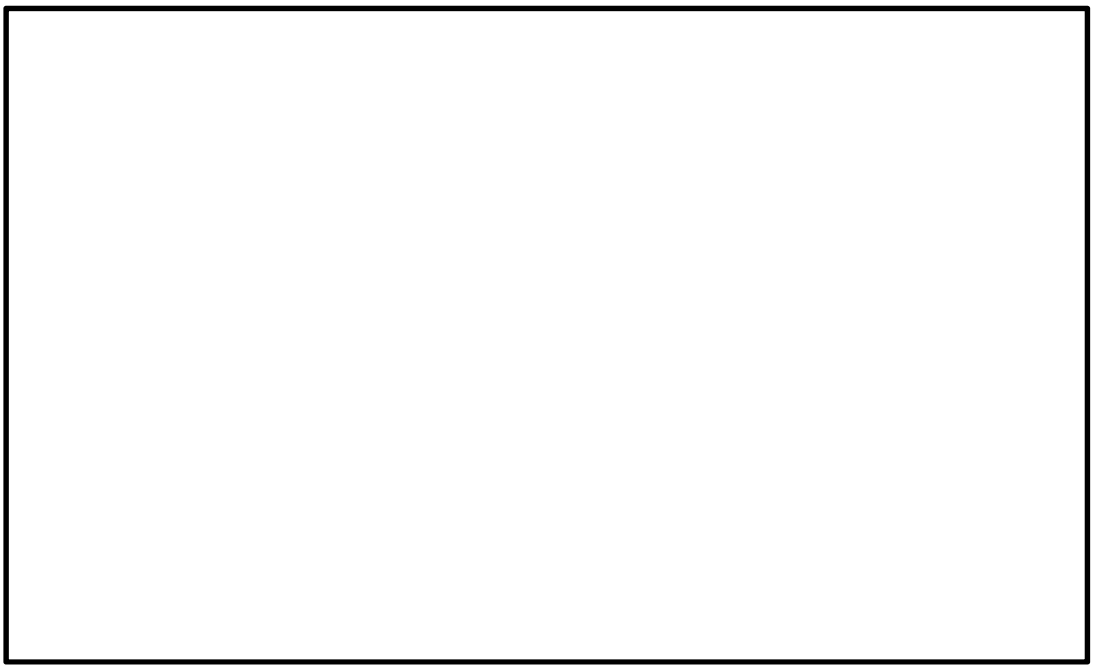


図 1.4.10－2　常設代替注水配管カルバート　平面図

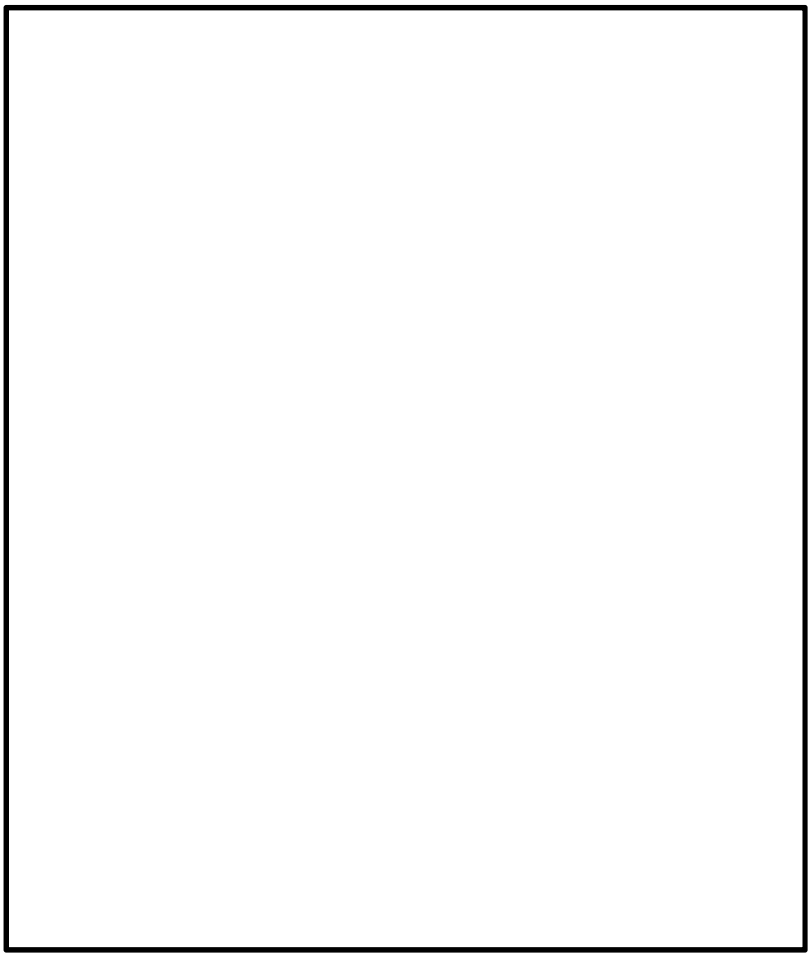


図 1.4.10－3　常設低圧代替注水系配管カルバート断面図（東西方向断面）

(1)　耐震評価対象断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

耐震評価断面の特徴を表 1.4.10－1 に示す。

表 1.4.10－1　常設低圧代替注水系配管カルバート耐震評価候補断面の特徴

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
東西方向断面	間接支持	・ボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート構造物 ・人工岩盤を介して岩盤に設置する	岩盤上面に埋戻し土が分布する	常設低圧注水系配管

常設低圧代替注水系配管カルバートは，鉄筋コンクリート造の単純な線状構造物であるため，軸方向（南北方向）が強軸断面方向，軸直角方向（東西方向）が弱軸断面方向になる。

(2)　耐震評価対象断面の選定

常設低圧代替注水系配管カルバートは，構造物の軸直角方向が弱軸断面方向となるため，軸直角方向を評価対象断面とする。内空寸法が全て一様であり，構造物の周辺は広い範囲にわたって埋戻土であるため，軸直角方向断面の場所による相違はない。したがって，耐震評価対象断面は，軸直角方向に対して１断面を選定する。

(3)　断面選定結果

常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震評価対象断面位置の選定結果を表 1.4.10－2 に，評価対象断面を図 1.4.10－4 に示す。

表 1.4.10－2　常設低圧代替注水系配管カルバート　耐震評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	既工認評価断面	今回工認評価断面	選定結果
東西方向断面	間接支持機能	・ボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート構造物 ・人工岩盤を介して岩盤に設置する	・岩盤上面に埋戻し土が分布する	常設低圧注水系配管	－	○	構造物の軸直角方向が弱軸断面方向になるため，軸直角方向を評価対象断面とする

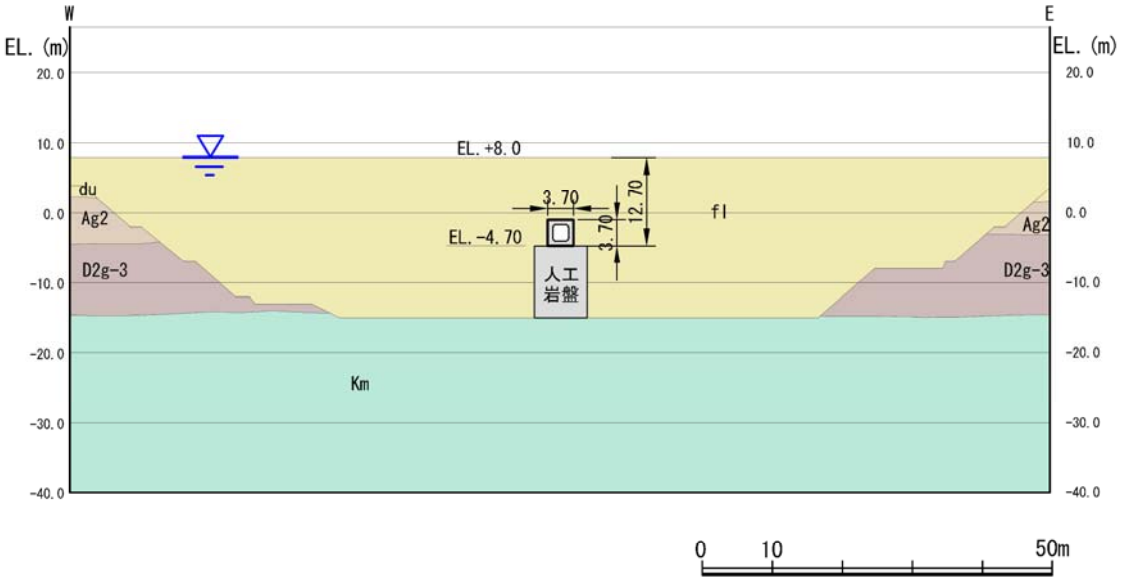


図 1.4.10－4　常設低圧代替注水系配管カルバート断面図（東西方向断面）

1.4.11　格納容器圧力逃がし装置用カルバートの断面選定の考え方

図 1.4.11－1 に格納容器圧力逃がし装置用カルバートの平面配置図を示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，格納容器圧力逃がし装置用配管を間接支持する鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，内空寸法で延長約 37 m，幅約 3 m～9 m（東西方向），高さ約 8 m であり，人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。格納容器圧力逃がし装置用配管の構造図を図 1.4.11－2 に示す。

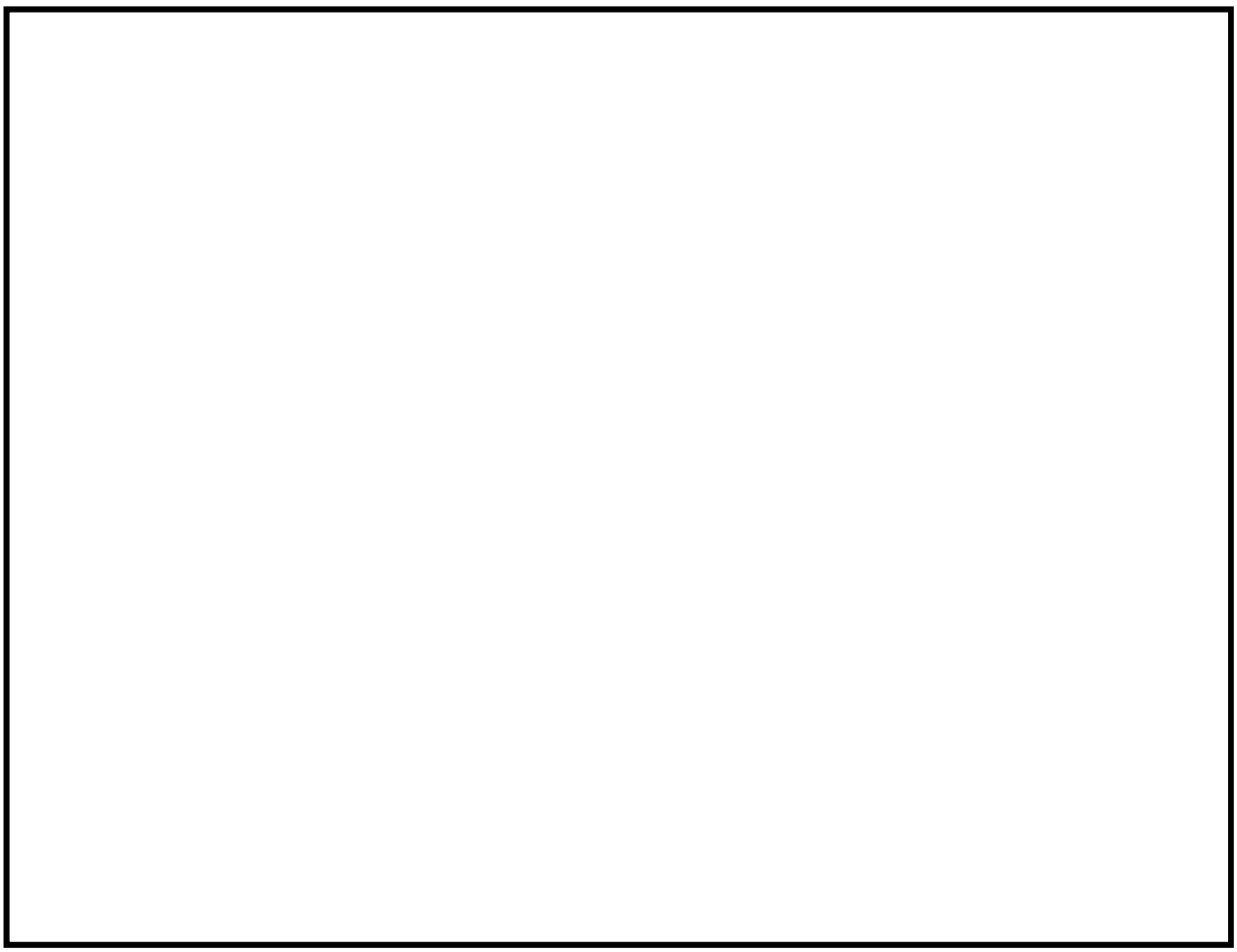


図 1.4.11－1　格納容器圧力逃がし装置用カルバートの平面配置図

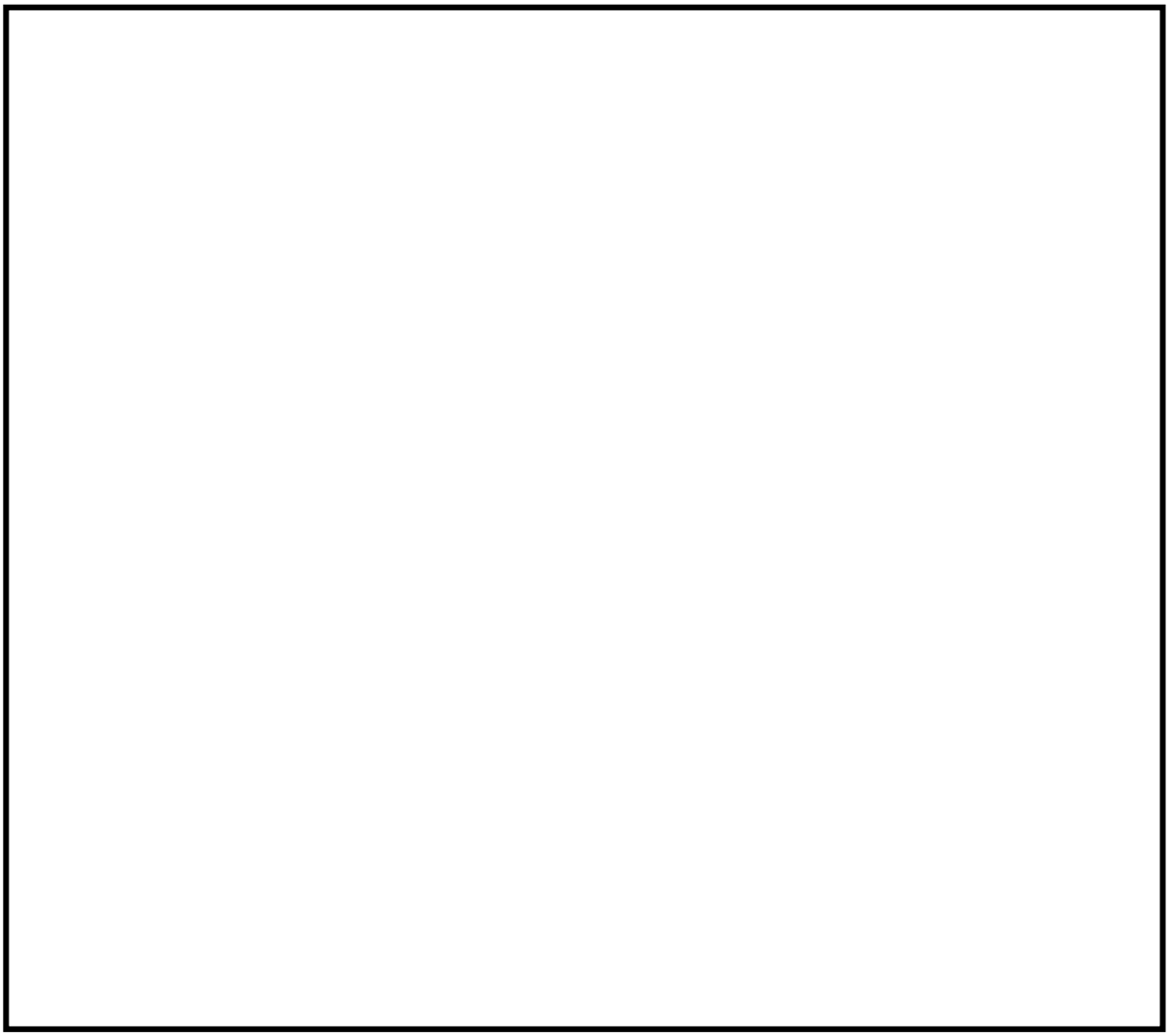


図 1.4.11－2　格納容器圧力逃がし装置用カルバートの構造図

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①断面評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。格納容器圧力逃がし装置用カルバートは，構造上の特徴としてA－A断面，B－B断面及びC－C断面の3つの構造区画が分かれる。

格納容器圧力逃がし装置用カルバートの縦断方向（南北方向）は，加振方向と平行に配置される躯体を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方，横断方向（東西方向）は加振方向と平行に躯体が配置されないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，格納容器圧力逃がし装置用カルバートの耐震評価候補断面は東西方向とする。耐震評価候補断面位置及び断面図を図1.4.11－3に示す。各耐震評価候補断面図の特徴を表1.4.11－1に示す。

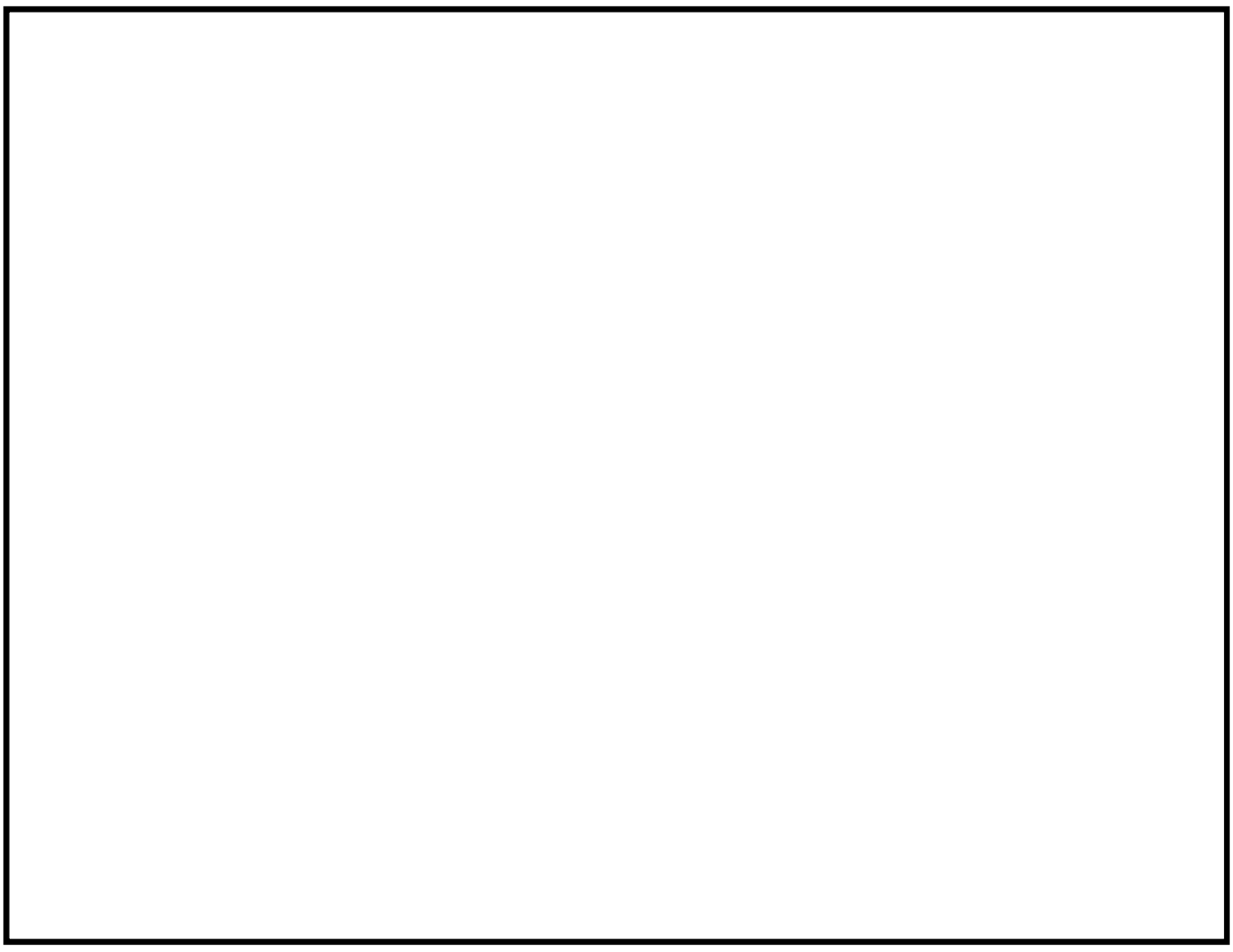


図1.4.11－3　耐震評価候補断面位置及び断面図

表 1.4.11－1　格納容器圧力逃がし装置用カルバート　耐震評価候補断面の特徴

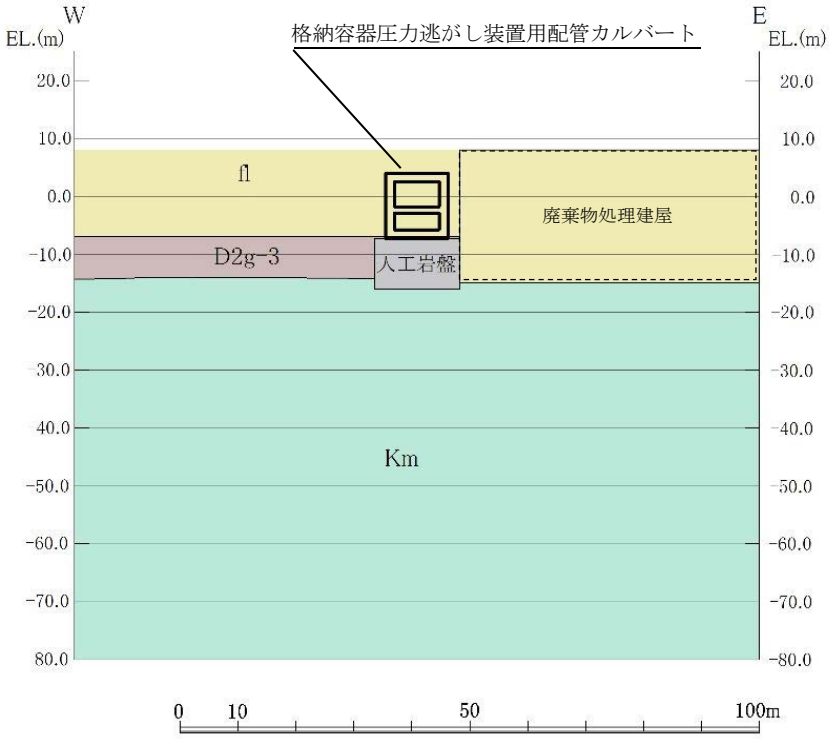
方向	要求性能	断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
東西	間接支持	Ａ－Ａ	・弱軸断面方向 ・地中に埋設しているボックスカルバート形状 ・構造物のほぼ中央部の一般部 ・一般部としては最も内径が大きい。 ・内径の大きさが変化する。	・人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 ・第四紀層のうち構造物西方は埋戻し土下部にＤ２ｇ－３層が分布する。 ・廃棄物処理建屋が隣接する。	格納容器圧力逃がし装置用配管
	間接支持	Ｂ－Ｂ	・弱軸断面方向 ・地中に埋設しているボックスカルバート形状 ・内径が比較的小さい。	・人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 ・構造物の東方は原子炉建屋建設に伴う掘削形状に埋戻し土が分布しており，その東方にはＤ２ｇ－３層，Ａｇ２層，ｄｕ層が分布する。	格納容器圧力逃がし装置用配管
	間接支持	Ｃ－Ｃ	・弱軸断面方向 ・地中に埋設しているボックスカルバート形状 ・内径が最も大きい。	・人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 ・構造物の東方は原子炉建屋建設に伴う掘削形状に埋戻し土が分布しており，その東方にはＤ２ｇ－３層，Ａｇ２層，ｄｕ層が分布する。 ・原子炉建屋が隣接する。	格納容器圧力逃がし装置用配管

Ａ－Ａ断面は地中に埋設しているボックスカルバート形状であり，構造物のほぼ中央部の一般部である。一般部としては最も内径が大きい区画である。人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，第四紀層のうち構造物西方は埋戻し土下部にＤ２ｇ－３層が分布する。また，廃棄物処理建屋が隣接している。

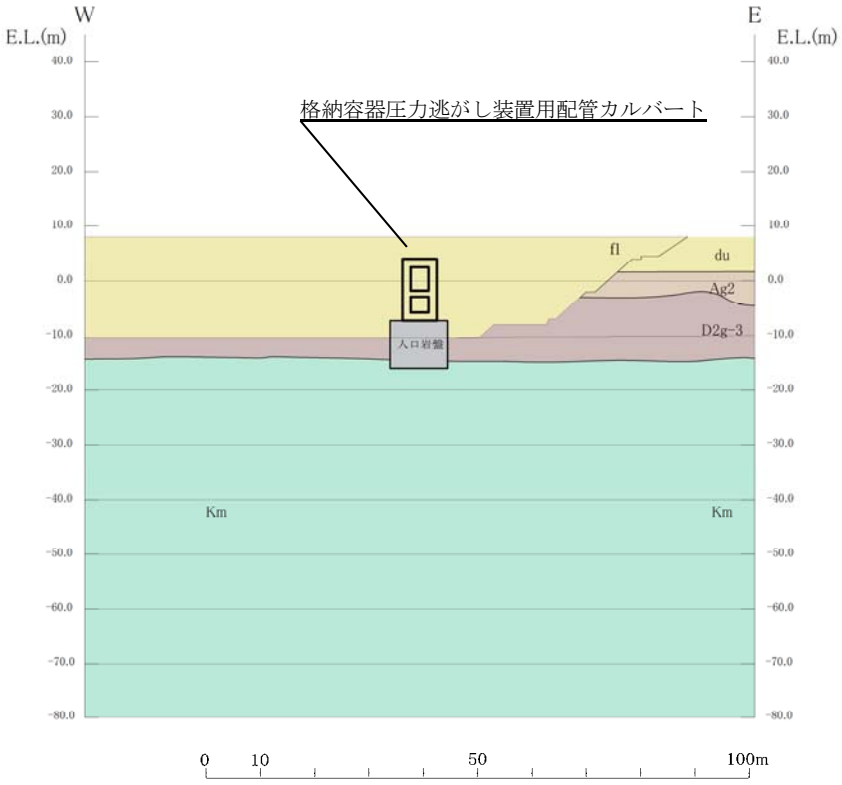
Ｂ－Ｂ断面は地中に埋設しているボックスカルバート形状であり，他の断面に比べると内径が比較的小さい区画である。人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，構造物の東方は原子炉建屋建設に伴う掘削形状に埋戻し土が分布しており，その東方にはＤ２ｇ－３層，Ａｇ２層，ｄｕ層が分布する。

Ｃ－Ｃ断面は地中に埋設しているボックスカルバート形状であり，構造物の中で最も内径が大きい区画である。人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，構造物の東方は原子炉建屋建設に伴う掘削形状に埋戻し土が分布しており，その東方にはＤ２ｇ－３層，Ａｇ２層，ｄｕ層が分布する。また，原子炉建屋が隣接している。

Ａ－Ａ断面～Ｃ－Ｃ断面の周辺地質の状況を図 1.4.11－4 に示す。

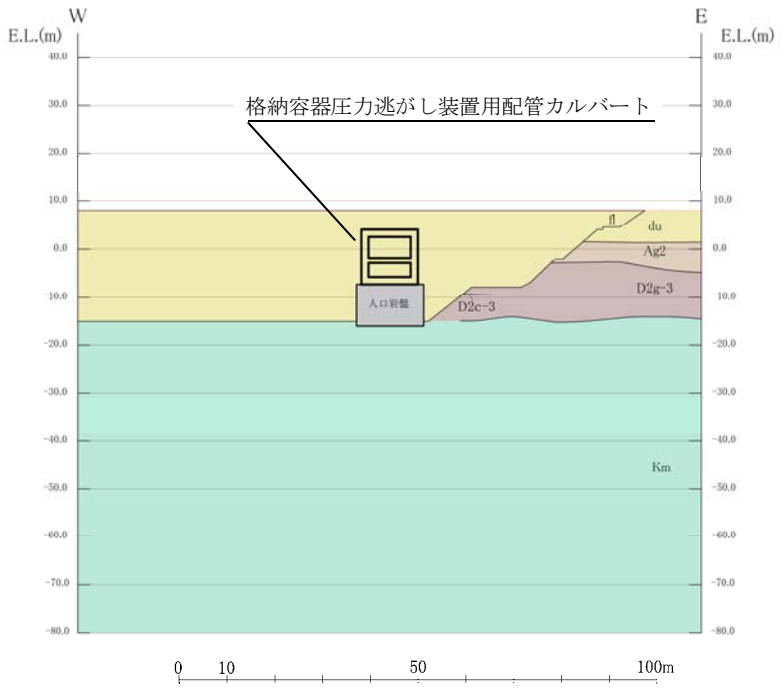


断面図（Ａ－Ａ断面）



断面図（Ｂ－Ｂ断面）

図 1.4.11－4　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの周辺地盤の状況（その１）



断面図（Ｃ－Ｃ断面）

図 1.4.11－4　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの周辺地盤の状況（その２）

(2)　評価対象断面の選定

Ａ－Ａ断面，Ｂ－Ｂ断面及びＣ－Ｃ断面の周辺の地質状況は第四紀層に埋戻し土及びＤ２ｇ－３層が分布するという観点で類似する条件である。

また，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震評価においては以下の検討を行う。

①　原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析
②　地盤物性のばらつきを考慮（+１σ）した解析
③　地盤物性のばらつきを考慮（−１σ）した解析
④　地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析
⑤　原地盤において非液状化の条件を仮定した解析
⑥　地盤物性のばらつきを考慮（+１σ）して非液状化の条件を仮定した解析

上記の通り，周辺地質構造については十分に網羅的な条件設定による検討を実施することから，主に構造的特徴を考慮して評価対象断面を選定する。

Ａ－Ａ断面は地中に埋設しているボックスカルバート形状であり，構造物のほぼ中央部の一般部である。内径の大きさが変化する構造急変部であり，一般部としては最も内径が大きい区画であることから，評価対象断面として採用する。また，東側に廃棄物処理建屋が隣接するが，保守的な設定として，廃棄物処理建屋は埋戻し土として評価を行う。

Ｂ－Ｂ断面は地中に埋設しているボックスカルバート形状であり，他の断面に比べると内径が比較的小さい区画であることから，評価対象断面としない。

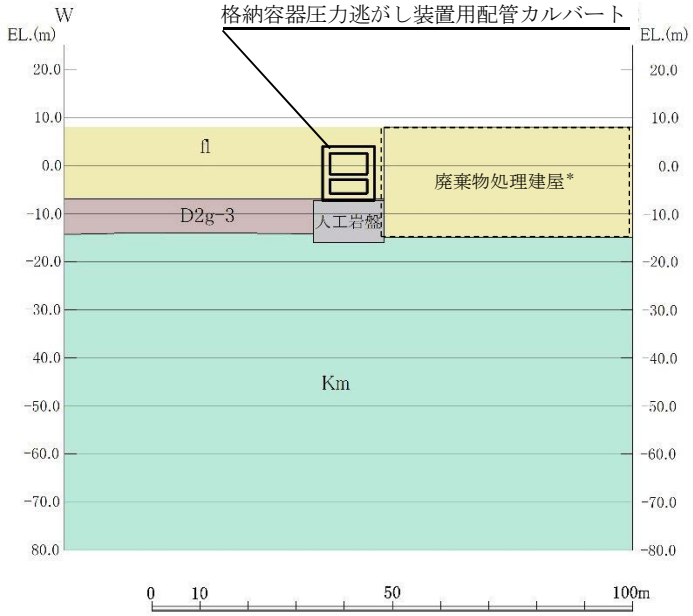
Ｃ－Ｃ断面は地中に埋設しているボックスカルバート形状であり，構造物の中で最も内径が大きい区画であるが，南北方向の加振方向に平行な側壁を耐震設計上見込むことが出来るため，評価対象断面としない。

(3)　断面選定結果

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの選定結果を表 1.4.11－2 に示す。また，評価対象断面位置を図 1.4.11－3 に，評価対象断面を図 1.4.11－5 に示す。

表 1.4.11－2　評価候補断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	今回工認	選定理由
東西	Ａ－Ａ	間接支持	・弱軸断面方向 ・地中に埋設しているボックスカルバート形状 ・構造物のほぼ中央部の一般部 ・一般部としては最も内径が大きい ・内径の大きさが変化する	・人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 ・第四紀層のうち構造物西方は埋戻し土下部にＤ２ｇ－３層が分布する。	格納容器圧力逃がし装置用配管	○	内径の大きさが変化する構造急変部であり，一般部としては最も内径が大きい区画であることから評価対象断面として採用する。
	Ｂ－Ｂ	間接支持	・弱軸断面方向 ・地中に埋設しているボックスカルバート形状 ・内径が比較的小さい	・人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 ・構造物の東方は原子炉建屋建設に伴う掘削形状に埋戻し土が分布しており，その東方にはＤ２ｇ－３層，Ａｇ２層，ｄｕ層が分布する。	格納容器圧力逃がし装置用配管	－	A－A 断面及びＣ－C 断面と比較して内径が小さいため耐震裕度が見込めることから，評価対象断面としない。
	Ｃ－Ｃ	間接支持	・弱軸断面方向 ・地中に埋設しているボックスカルバート形状 ・内径が最も大きい	・人口岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 ・原子炉建屋が隣接する。	格納容器圧力逃がし装置用配管	－	南北方向の加振方向に平行な側壁を耐震設計上見込むことが出来るため，評価対象断面としない。



＊　廃棄物処理建屋はモデル化しない

図 1.4.11－5　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート　断面図（A－A 断面）

1.4.12　緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方

図 1.4.12－1 に緊急用海水ポンプピットの平面配置図を，図 1.4.12－2 に地質断面図を示す。また，図 1.4.12－3，図 1.4.12－4 及び図 1.4.12－5 に緊急用海水ポンプピットの平面図及び断面図を示す。

緊急用海水ポンプピットは，非常用取水設備であり，緊急用海水ポンプ及び残留熱除去海水系配管の間接支持機能を有する。

緊急用海水ポンプピットは，東西方向 12.2 m，南北方向 11.6 m，高さ 36.0 m の鉄筋コンクリート構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。構造的には多層ボックスカルバート状のラーメン構造である。

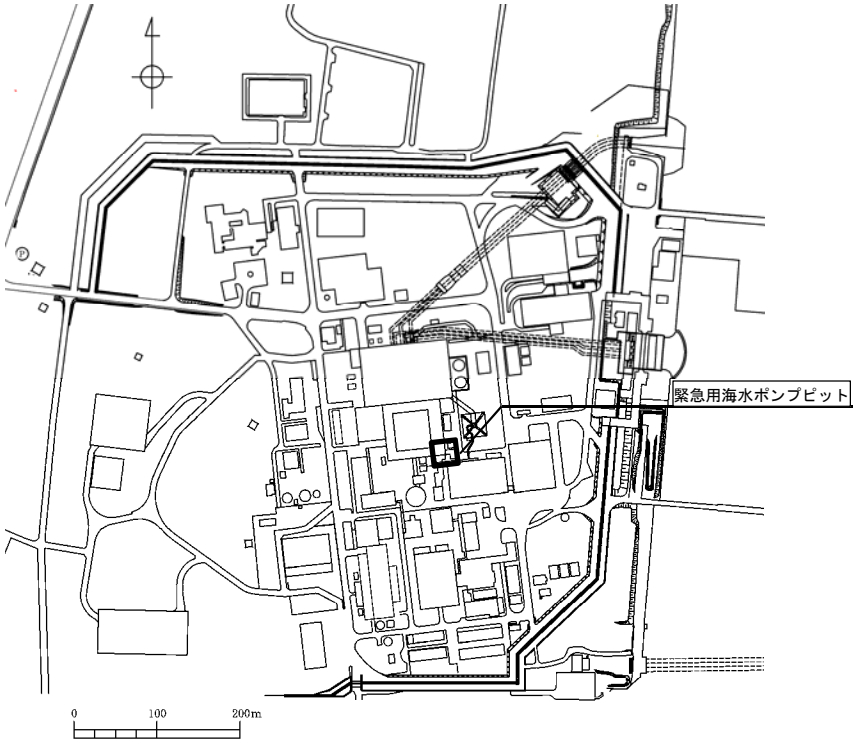


図 1.4.12－1（1）　緊急用海水ポンプピットの平面配置図（全体平面図）

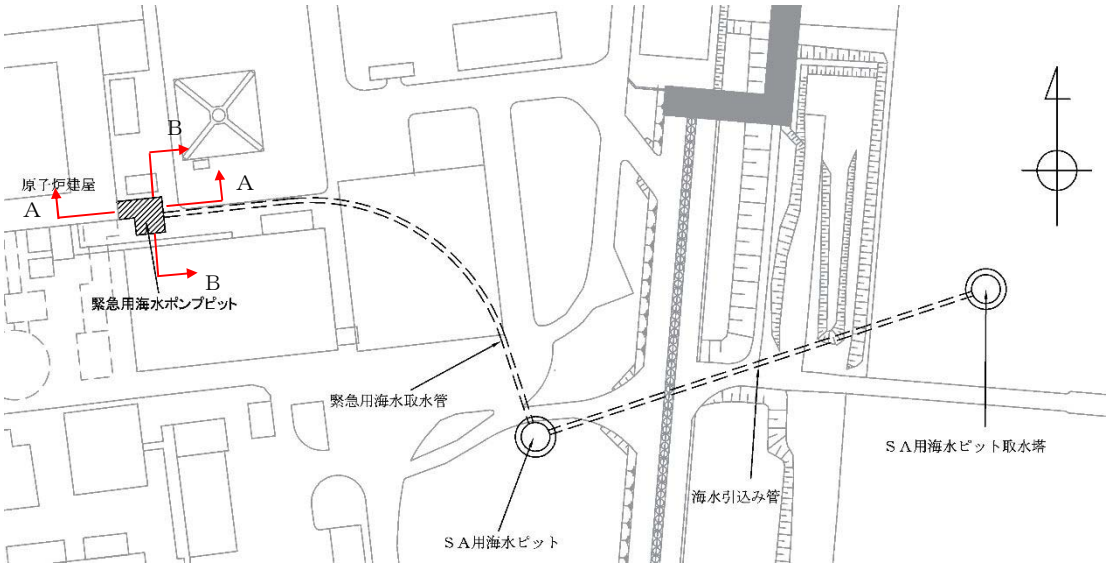


図 1.4.12－1（2）　緊急用海水ポンプピットの平面配置図（拡大図）

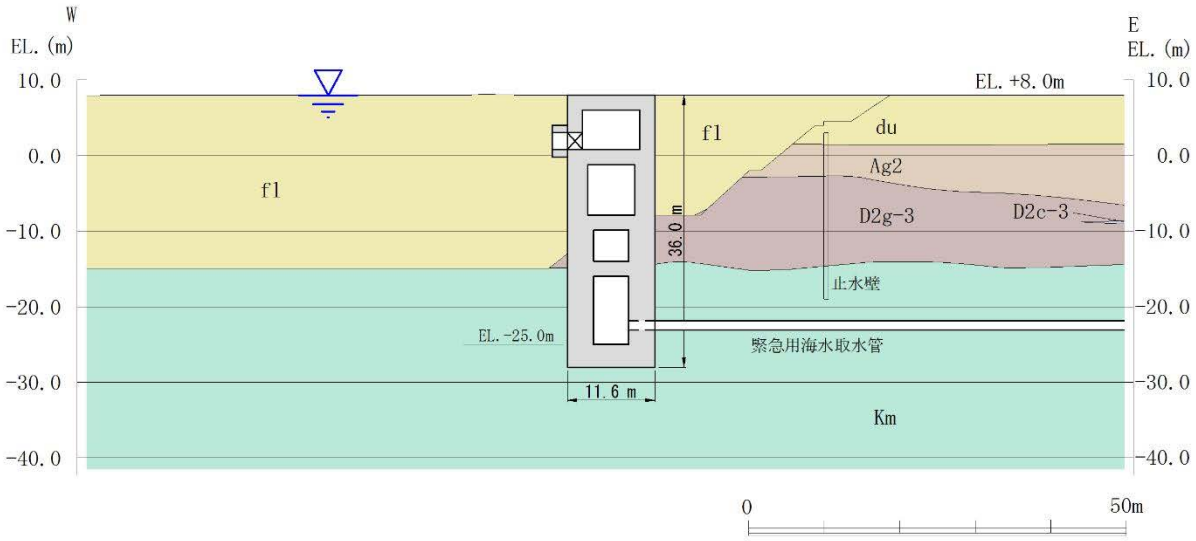


図 1.4.12－2（1）　地質断面図（東西方向　Ａ－Ａ断面）

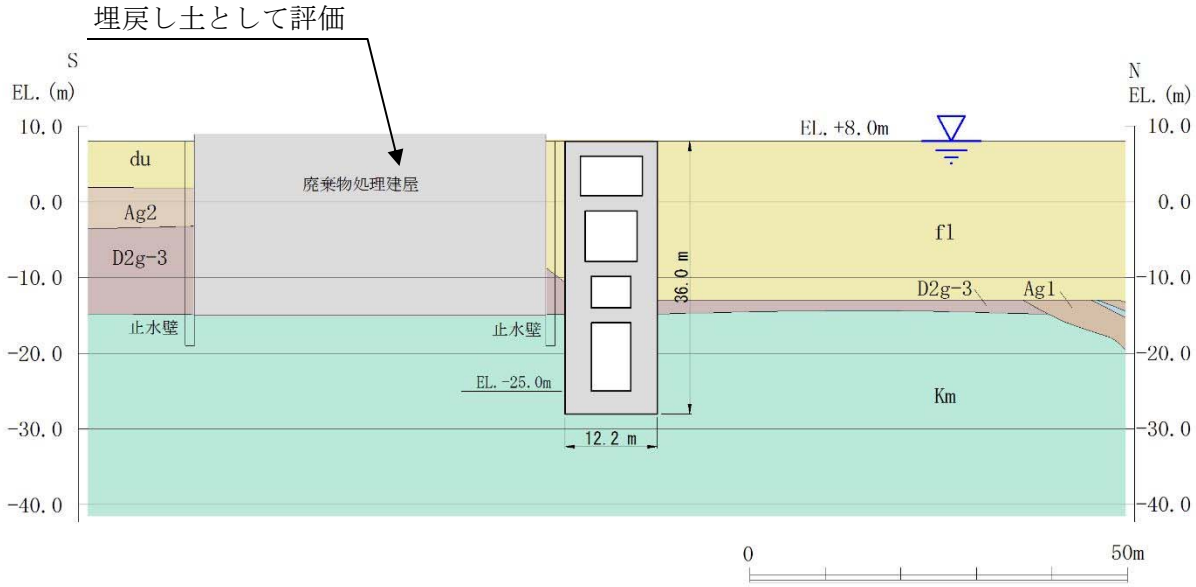


図 1.4.12－2（2）　地質断面図（南北方向　Ｂ－Ｂ断面）

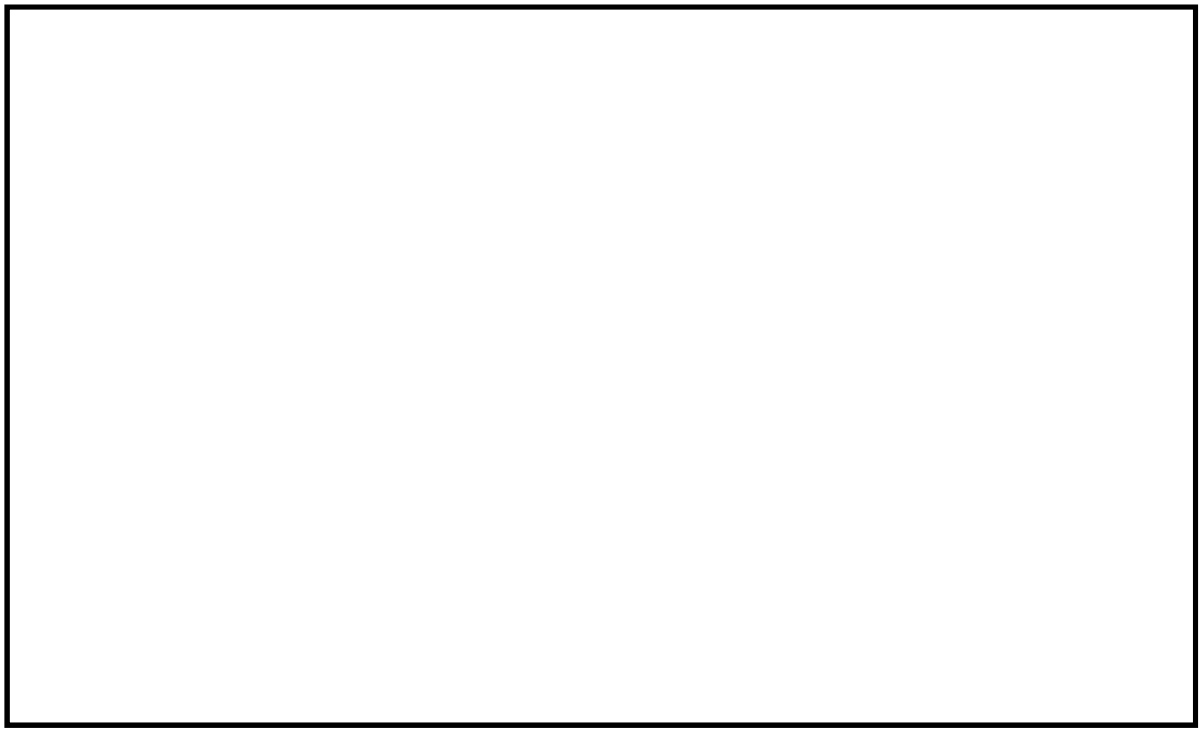


図 1.4.12－3　緊急用海水ポンプピットの平面図

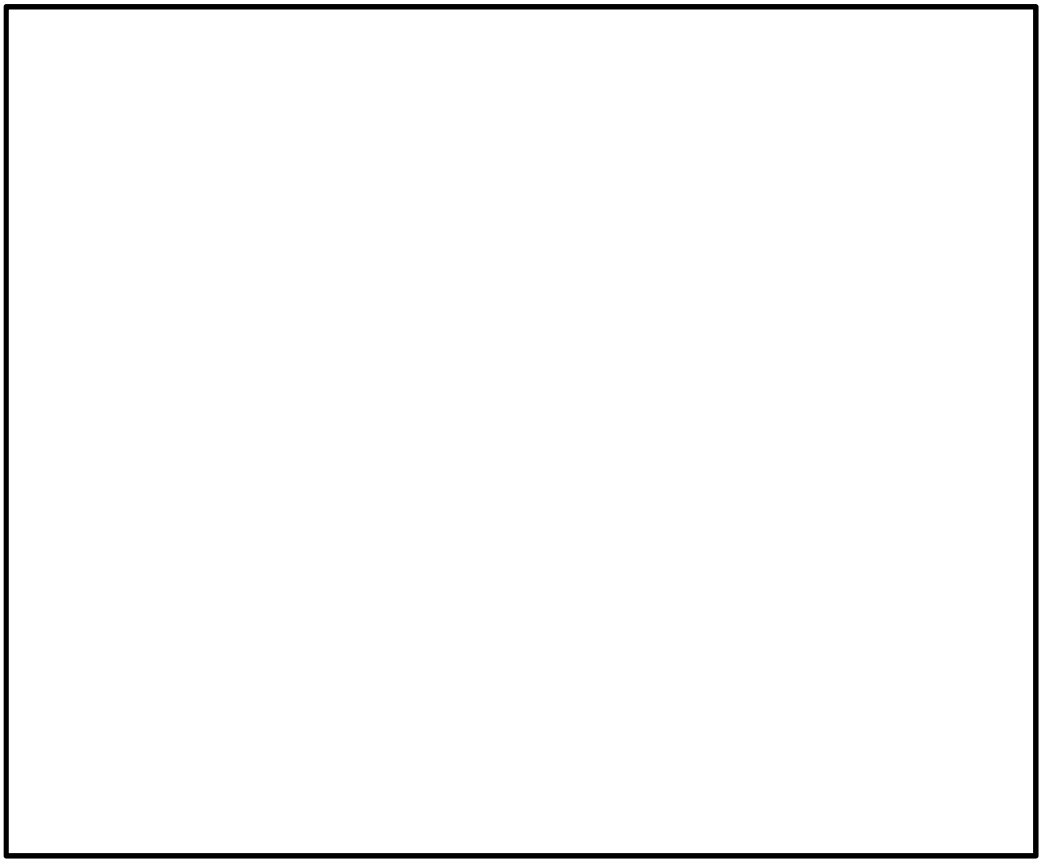


図 1.4.12－4（1）　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　①－①断面）

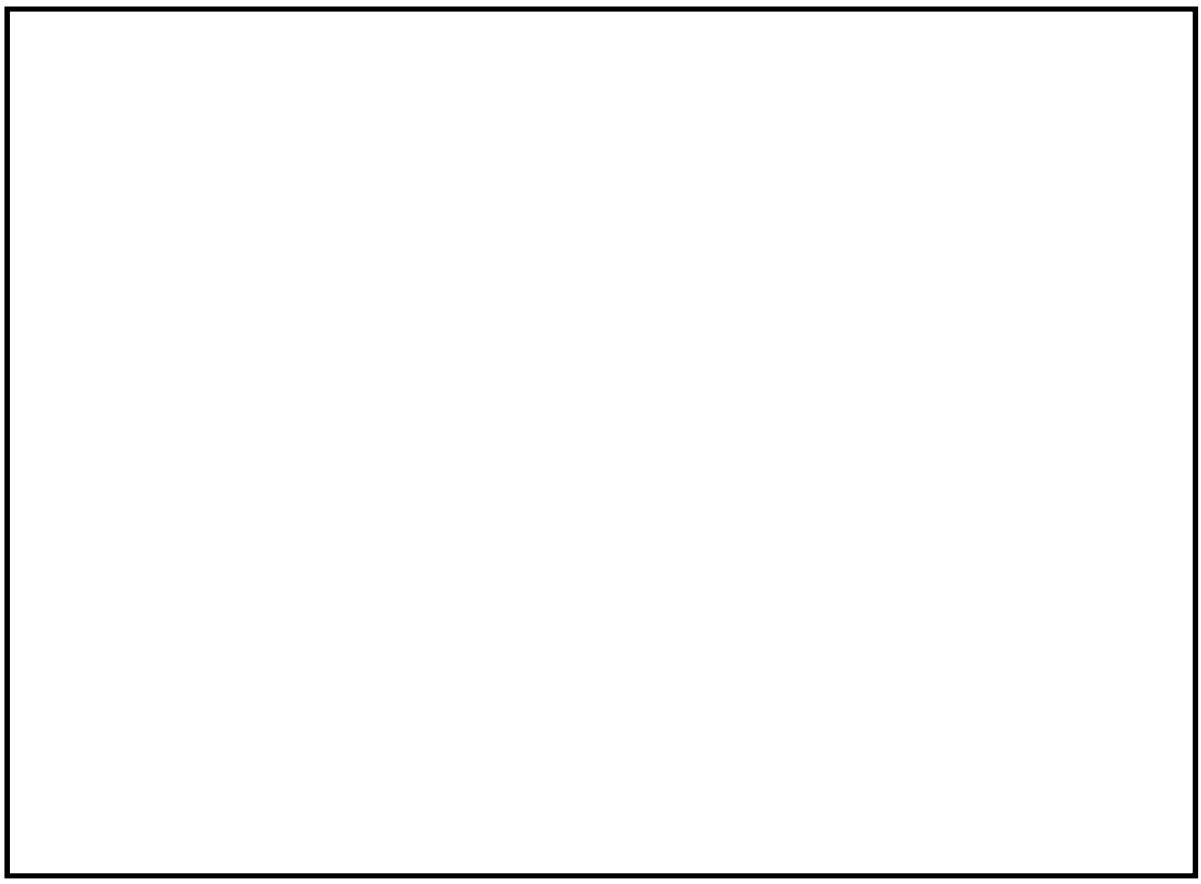


図 1.4.12－4 (2)　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　②－②断面）

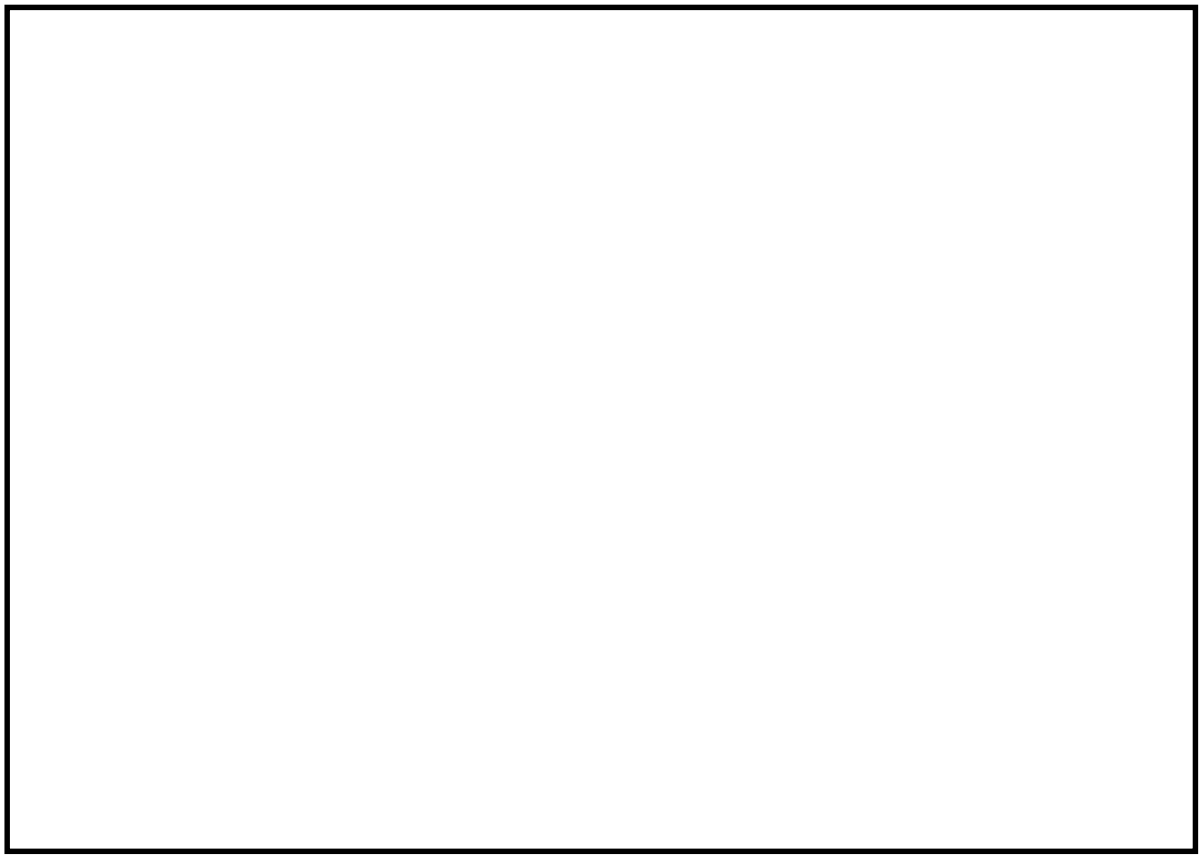


図 1.4.12－4 (3)　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　③－③断面）

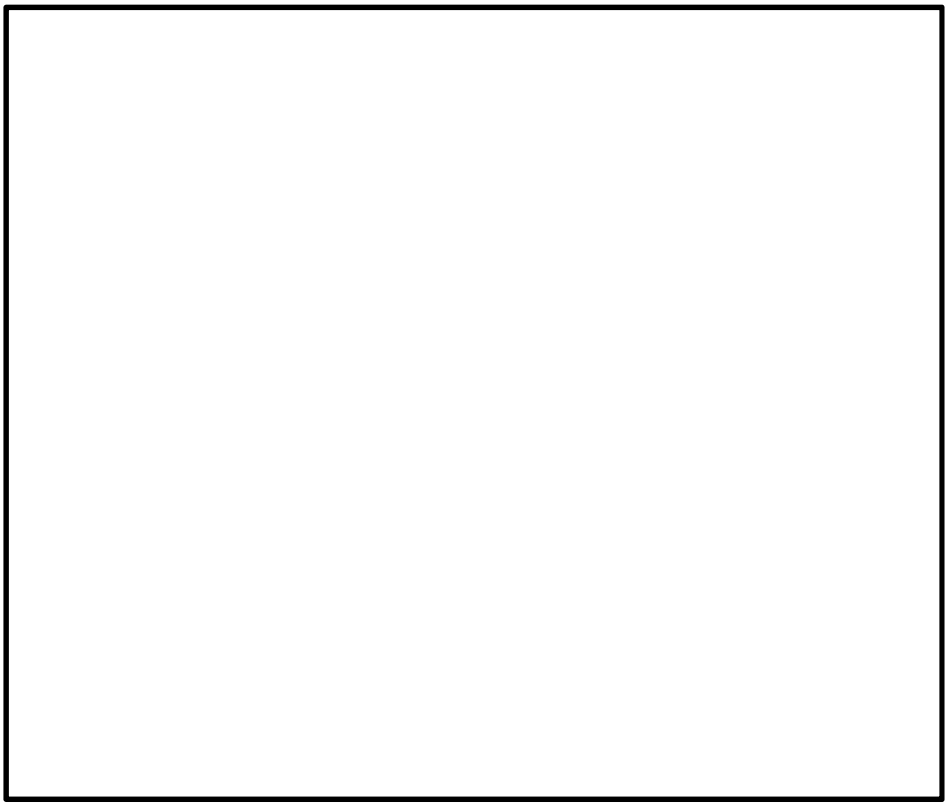


図 1.4.12－4（4）　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　④－④断面）

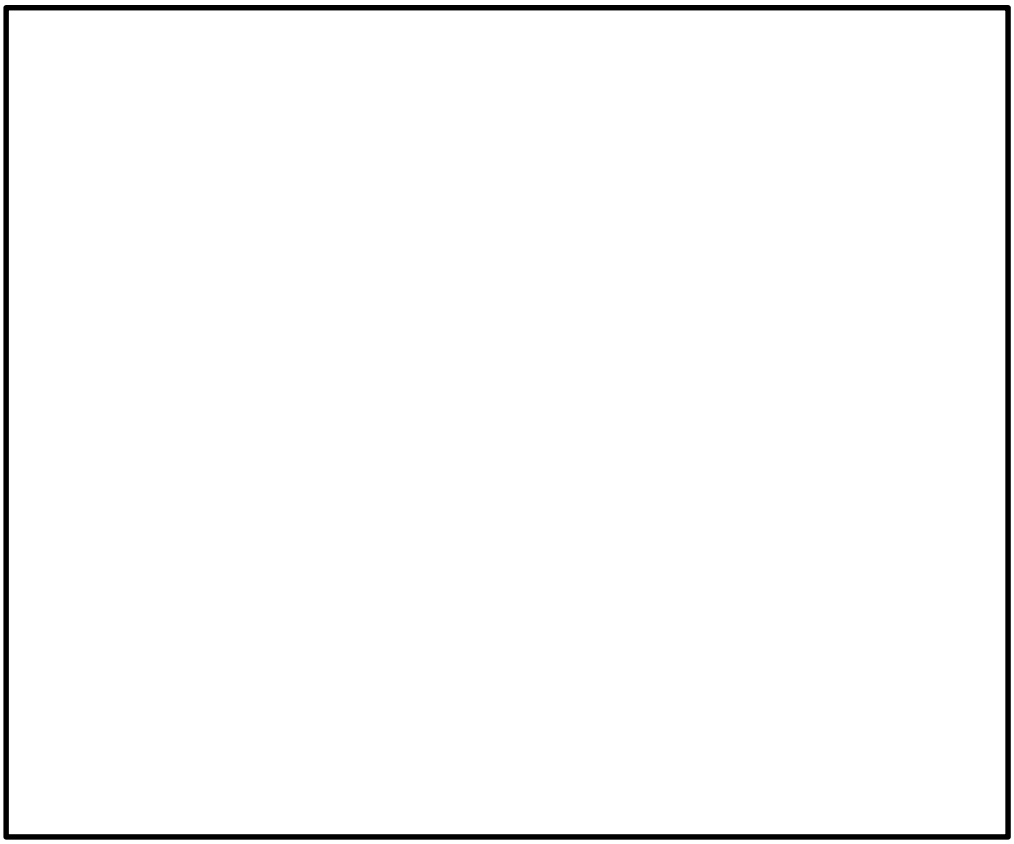


図 1.4.12－5（1）　緊急用海水ポンプピットの断面図（南北方向　⑤－⑤断面）

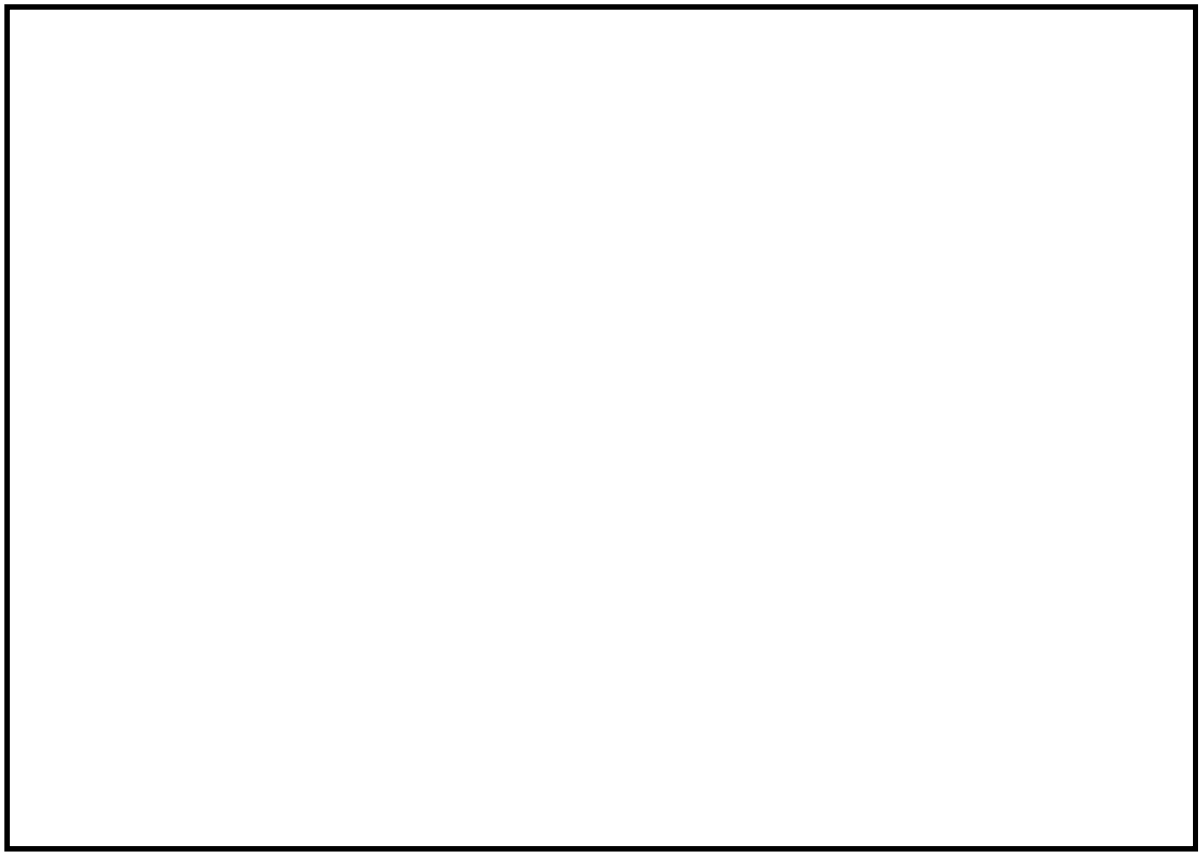


図 1.4.12－5（2）　緊急用海水ポンプピットの断面図（南北方向　⑥－⑥断面）

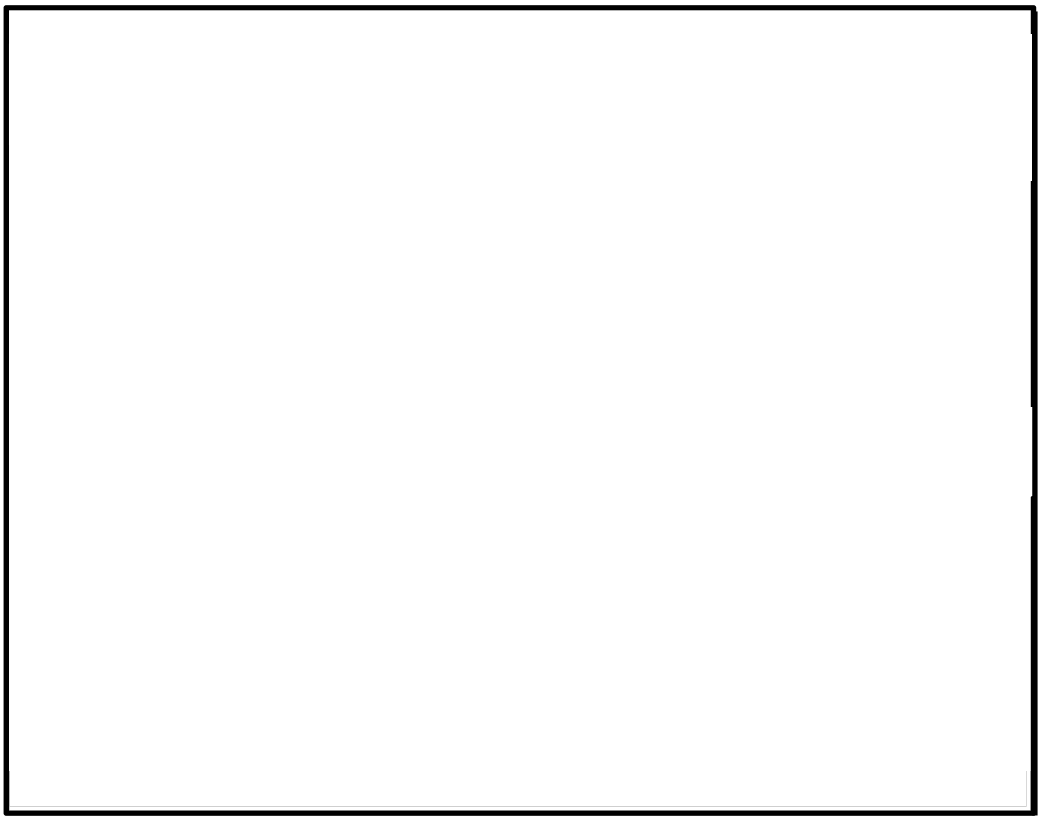


図 1.4.12－5（3）　緊急用海水ポンプピットの断面図（南北方向　⑦－⑦断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①耐震評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.12－1 に示す。

表 1.4.12－1 (1)　緊急用海水ポンプピット　耐震評価候補断面の特徴（東西方向断面）

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する設備
東西	①－①	・間接支持 ・通水	・壁位置の断面である。 ・開口が存在しない。	・岩盤に直接支持する。 ・西側に原子炉建屋が隣接する。	－
	②－②	同上	・多層のボックスカルバート状の断面である。 ・西側にカルバートの張出し部を有する。	・同上	・緊急用海水系配管 ・緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋
	③－③	同上	・多層のボックスカルバート状の断面である。 ・頂版に開口が存在する。 ・スラブに開口が存在する。 ・緊急用海水取水管との接続がある。	・岩盤に直接支持する。 ・隣接構造物はない。	・緊急用海水ポンプ ・緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋
	④－④	同上	・壁位置の断面である。 ・開口部が存在しない。	・同上	－

表 1.4.12－1（2）　緊急用海水ポンプピット　耐震評価候補断面の特徴（南北方向断面）

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する設備
南北	⑤－⑤	同上	・壁位置の断面である。 ・西側側壁にカルバート張出部の開口が存在する。	・岩盤に直接支持する。 ・南側に廃棄物処理建屋が隣接する。	－
	⑥－⑥	同上	・多層のボックスカルバート状の断面である。 ・頂版に開口部が存在する。 ・スラブに開口がある。	・同上	・緊急用海水ポンプ ・緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋
	⑦－⑦	同上	・壁位置の断面である。 ・緊急用海水取水管との接続がある	・同上	－

①－①断面，②－②断面，③－③断面及び④－④断面は東西方向の断面である。

①－①断面は，壁位置の断面である。周辺状況として，西側に原子炉建屋が隣接する。

②－②断面は，多層のボックスカルバート状の断面であり，西側側壁に緊急用海水系配管を間接支持するカルバートの張出し部があり，開口を有する。周辺状況として，西側に原子炉建屋が隣接する。

③－③断面は，多層のボックスカルバート状の断面であり，EL.＋0.80 mのスラブ上にて緊急用海水ポンプ等を間接支持する。EL.＋8.00 mに緊急用海水ポンプ点検用の開口を有する。EL.＋0.80 mのスラブに緊急用海水ポンプの取水管用の開口，EL.－7.85 m，EL.－14.00 mのスラブに通水用の開口を有する。また，東側側壁のEL.－22.50 mにて緊急用海水取水管との接続を有する。

④－④断面は，壁位置の断面である。

⑤－⑤断面，⑥－⑥断面及び⑦－⑦断面は南北方向の断面である。

⑤－⑤断面は，壁位置の断面であり，カルバート張出し部の開口を有する。周辺状況として，南側に廃棄物処理建屋が隣接する。

⑥－⑥断面は，多層のボックスカルバート状の断面であり，EL.＋0.80 mのスラブ上にて緊急用海水ポンプ等を間接支持する。EL.＋8.00 mに緊急用海水ポンプ点検用の開口を有する。EL.＋0.80 mのスラブに緊急用海水ポンプの取水管用の開口，EL.－7.85 m，EL.－14.00 mのスラブに通水用の開口を有する。周辺状況として，南側に廃棄物処理建屋が隣接する。

⑦－⑦断面は，壁位置の断面である。周辺状況として，南側に廃棄物処理建屋が隣接する。

(2)　評価対象断面の選定

緊急用海水ポンプピットは，鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，比較的単純な角筒形構造物である。緊急用海水ポンプピットの各層は１室構造であり，短辺と長辺の長さに大きな違いがなく，強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないことから，評価対象断面としては東西方向断面及び南北方向断面の二方向を対象とする。

東西方向については，①－①断面及び④－④断面は，壁部であることから評価対象断面としない。②－②断面及び③－③断面はいずれも多層のボックスカルバート状の断面であり，②－②断面，③－③断面の主な構造部材の寸法は同じであるため，②－②断面及び③－③断面に基づく多層のボックスカルバートとしてモデル化し，耐震評価を行う。なお，カルバートの張出し部及び開口部は南北方向の内空幅内における等価剛性として評価する。周辺状況においては，緊急用海水ポンプピットの西側は，②－②断面では原子炉建屋が隣接し，③－③断面では埋戻土が分布するため,保守的な設定として③－③断面の地質条件に基づきモデル化し，耐震評価を行う。

南北方向については，⑤－⑤断面及び⑦－⑦断面は，壁部であることから評価対象断面としない。よって耐震評価においては，⑥－⑥断面に基づき多層のボックスカルバート状の断面としてモデル化し耐震評価を行う。なお，東西方向の内空幅における開口等については等価剛性として評価する。周辺状況においては，南側に廃棄部処理建屋が隣接するが，保守的な設定として，廃棄物処理建屋部は埋戻し土として耐震評価を行う。

(3)　断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 1.4.12－2 に，評価対象断面を図 1.4.12－6 に示す。

表 1.4.12－2　緊急用海水ポンプピットにおける耐震評価対象断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺状況	間接支持する設備	既工認評価断面	今回工認評価断面	選定結果
東西	②－② ～ ③－③	・間接支持 ・通水	・多層のボックスカルバート状の断面である。 ・西側側壁にカルバートの張出し部を有する。	・岩盤に直接支持する。	・緊急用海水系配管 ・緊急用海水取水管 ・緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋 ・緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	－	○	・強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないため，評価対象とする ・内空幅内の等価剛性とした多層のボックスカルバートとして評価する ・③－③断面の地質条件にて評価する
南北	⑥－⑥	同上	・多層のボックスカルバート状の断面である。	同上	同上	－	○	・強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないため，評価対象とする ・内空幅内の等価剛性とした多層のボックスカルバートとして評価する

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略

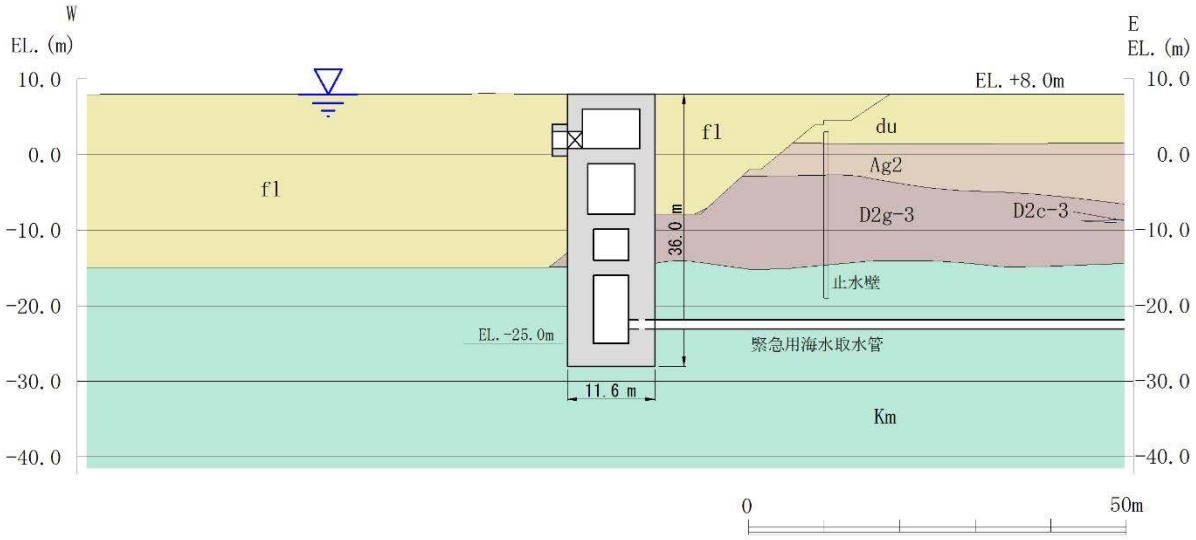


図 1.4.12－6（1）　緊急用海水ポンプピットの評価対象断面図（東西方向断面）

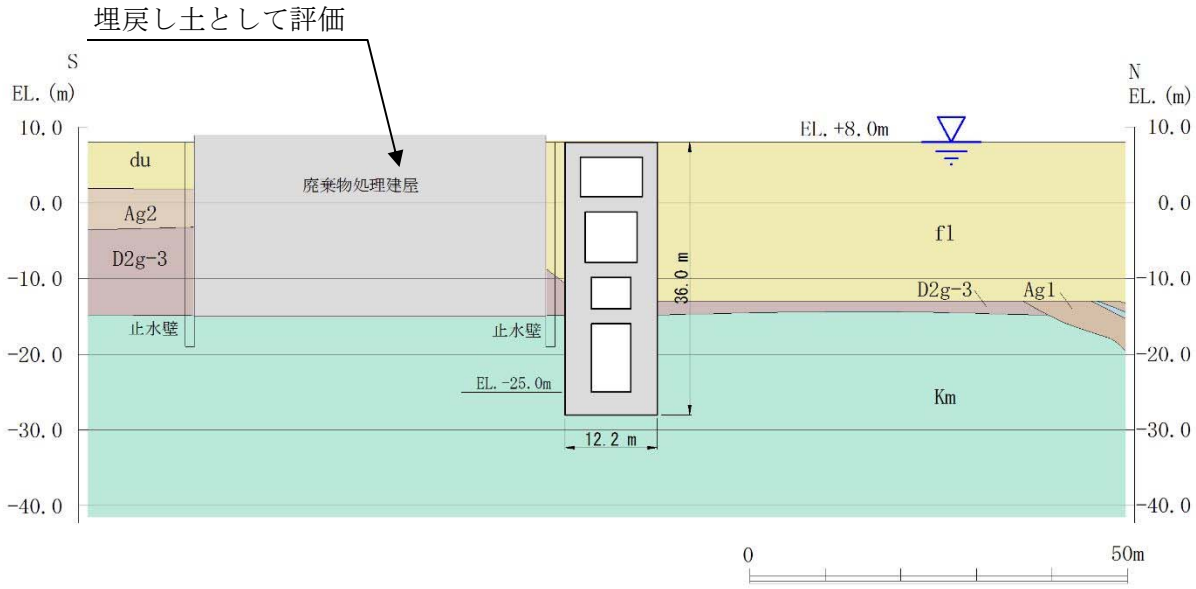


図 1.4.12－6（2）　緊急用海水ポンプピット評価対象断面図（南北方向断面）

1.4.13　緊急用海水取水管の断面選定の考え方

緊急用海水取水管は，海側からＳＡ用海水ピット取水塔，海水引込み管，ＳＡ用海水ピット，緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットで構成される非常用海水取水設備の１つであり，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

緊急用海水取水管は，延長約 168 m，内径約 1.2 m の鋼製の管路で，十分な支持性能を有する岩盤内に直接設置し，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと岩盤内で接続する。なお，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットとの接続部付近及び管路の中間 2 個所程度に可とう管を設置する。

緊急用海水取水管の平面位置図を図 1.4.13－1 に，断面図を図 1.4.13－2 に示す。

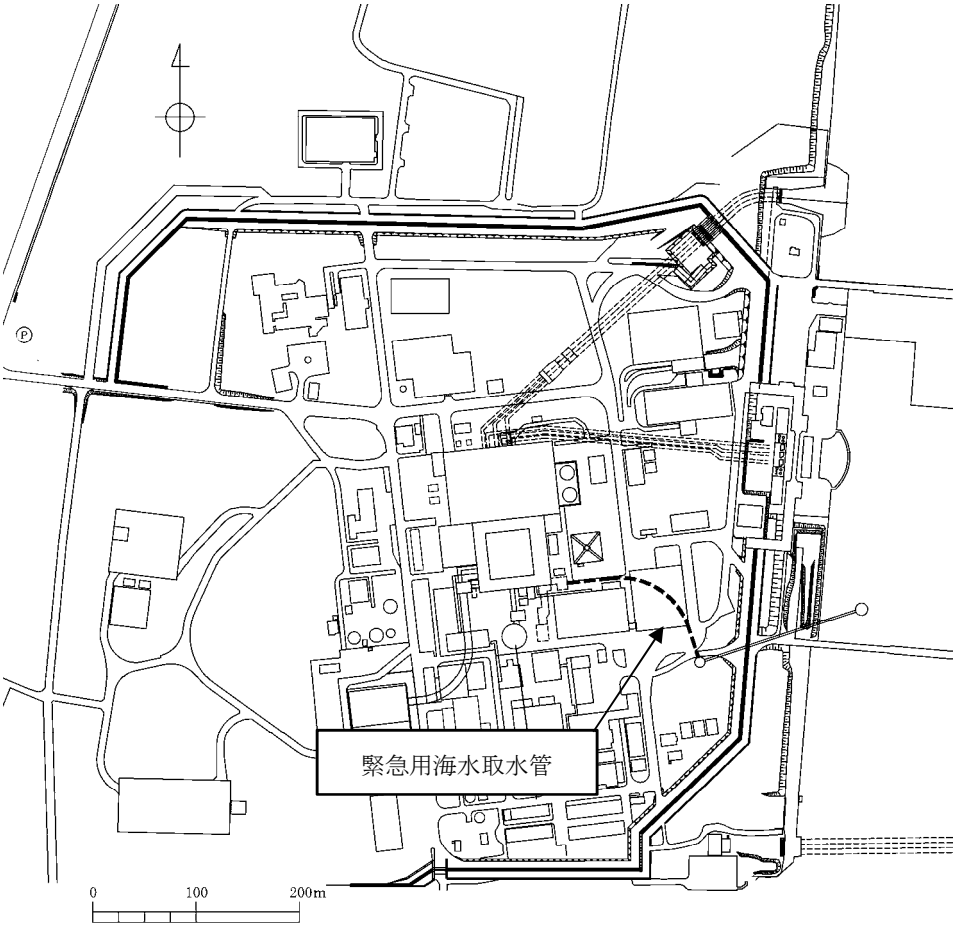


図 1.4.14－1（1）　緊急用海水取水管　平面位置図（全体図）

図 1.4.14－1（2）　緊急用海水取水管　平面位置図（拡大図）

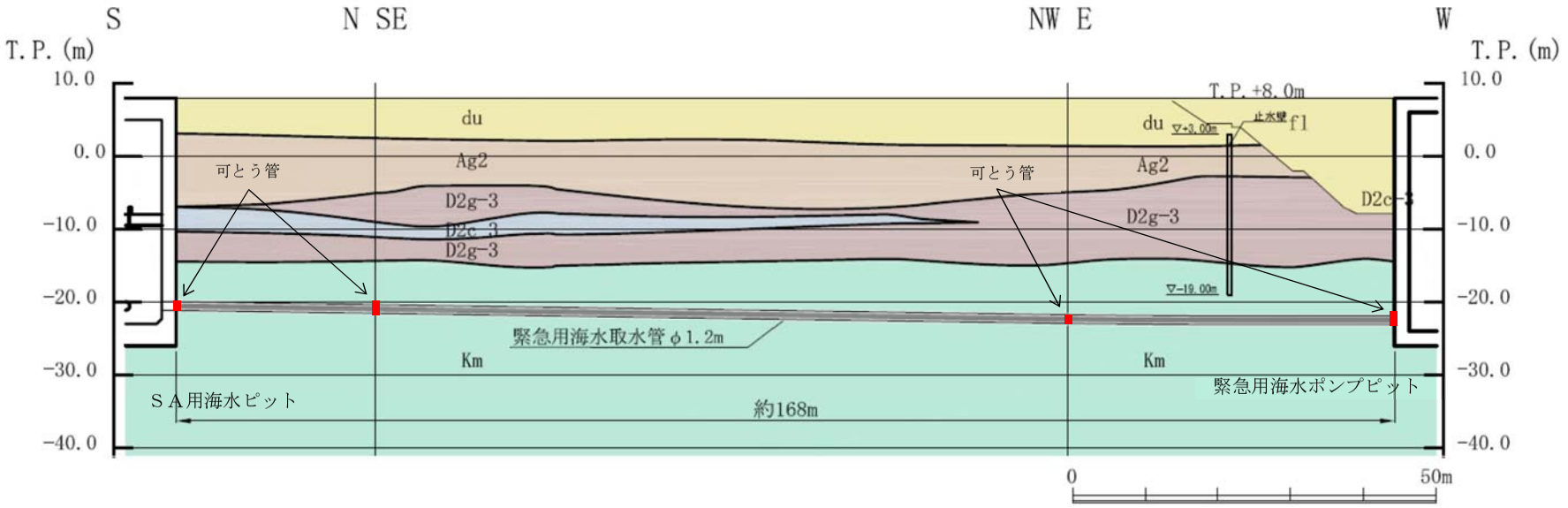


図 1.4.13－2（1）　緊急用海水取水管　断面図（Ａ－Ａ縦断面）

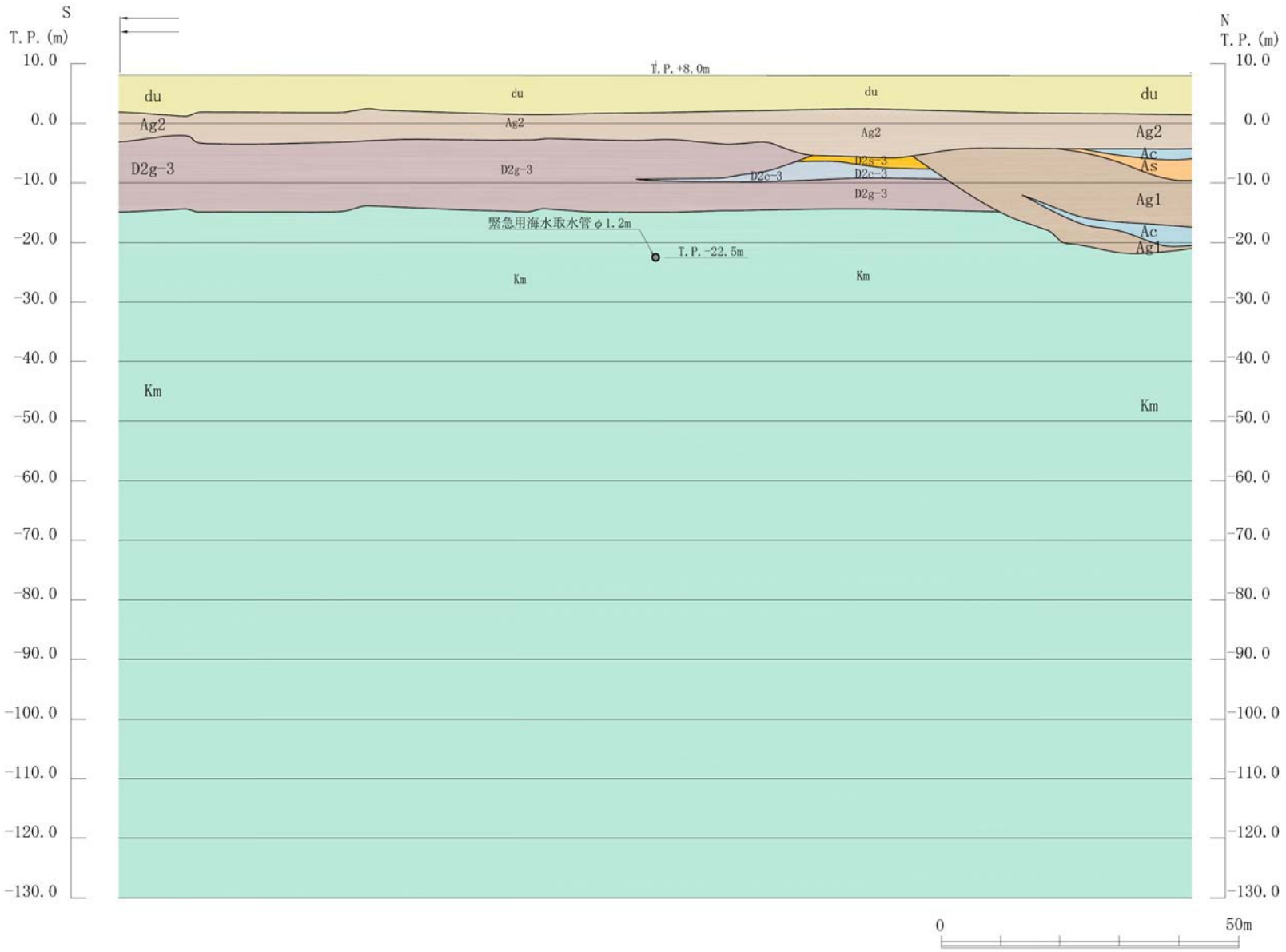


図 1.4.13－2（2）　緊急用海水取水管　断面図（Ｂ－Ｂ横断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

緊急用海水取水管の縦断面及び耐震候補断面位置図を図 1.4.13－3 に示す。

緊急用海水取水管の敷設区間において，第四紀層が岩盤上に 25　m 程度の厚さで概ね水平に堆積している。

緊急用海水取水管の設置深度はＳＡ用海水ピット側（①－①の断面）が最も浅く緊急用海水ポンプピット方向に対して深くなる。緊急用海水ポンプピット側の区間において管路勾配は水平となり，この区間で管路の設置深度は最大になるため，土被りは最も厚くなる。

したがって，管路の評価候補断面の検討としては，管の設置深度が最小で土被りが最も薄くなる①－①断面と，設置深度が最大で土被りが最も厚くなる②－②断面を抽出し，１次元地震応答解析を実施する。また，ＳＡ用海水ピット，緊急用海水ポンプピットとの接続部及び平面曲線の変化点には可とう管を設置する。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.13－1 に示す。

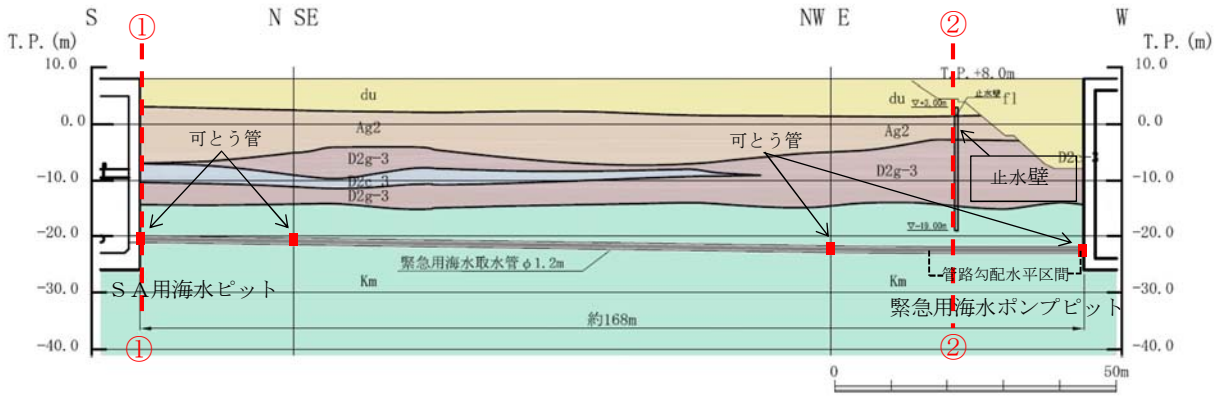


図 1.4.13－3　緊急用海水取水管の縦断面及び耐震候補断面位置図

表 1.4.13－1　緊急用海水取水管の耐震評価候補断面の特徴

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
①－①	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・ＳＡ用海水ピット位置で土被りが最も小さい。 ・可とう管の設置部付近である。	・第四紀層が岩盤上に25ｍ程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし
②－②	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・緊急用海水ポンプピット付近で土被りが最も大きい。 ・可とう管の設置部からの離隔が大きい。	・第四紀層が岩盤上に25ｍ程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし

(2)　評価対象断面の選定

耐震評価候補断面として選定した①－①断面と②－②断面の１次元地震応答解析のモデル図を図 1.4.13－4 に，確認結果を表 1.4.13－2 に示す。

緊急用海水取水管は岩盤内に直接設置されることから，管底に対する管頂の相対変位は微小であるが，①－①断面（ＳＡ用海水ピット位置）での値に比べ，②－②断面（緊急用海水ポンプピット付近）の方がやや大きい。また，せん断ひずみについても同様に②－②断面（緊急用海水ポンプピット付近）の方がやや大きい。したがって，相対変位及びせん断ひずみは土被りに応じて大きくなる。

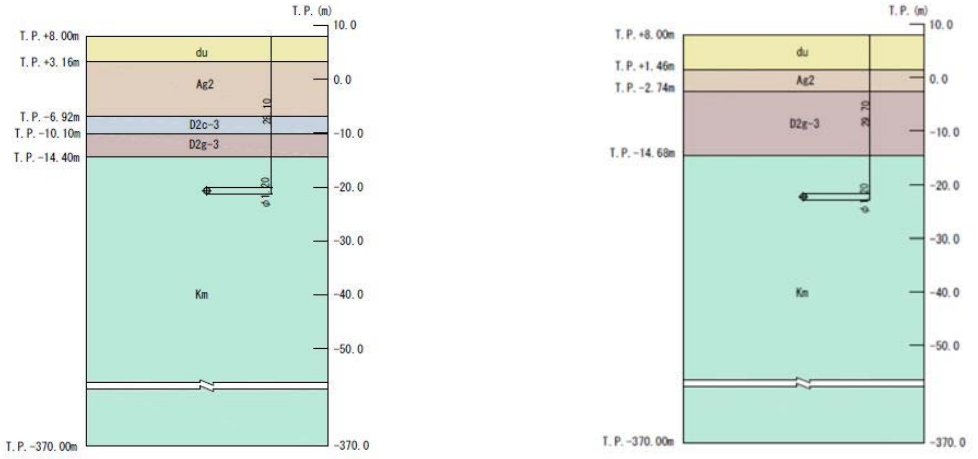
一方，最大加速度については，①－①断面（ＳＡ用海水ピット位置）が②－②断面（緊急用海水ポンプピット付近）をわずかに上回るものの，岩盤内に設置された管路は，地震時に概ね周囲の岩盤に拘束された微小変形の挙動を呈することから，加速度に伴う慣性力のわずかな差による影響は有意ではない。

また，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと緊急用海水取水管との接合部，ならびに平面曲線の変化点には，管への応力集中を回避する目的で可とう管を設置するため，可とう管の近傍では応力が解放される。一方，②－②断面（緊急用海水ポンプピット付近）は，可とう管設置部の中間付近であり可とう管からの離隔が大きいため発生応力が大きくなると考えられる。

以上のことから，土被りが最も厚く，可とう管から離れていて大きな応力が発生すると考えられる位置にあり，水平相対変位及せん断ひずみが大きい②－②断面（緊急用海水ポンプピット付近）が耐震評価上厳しくなると想定されるため，これを代表位置として選定し，基準地震動Ｓｓによる耐震評価を実施する。

なお，縦断面方向については，管路全長をモデル化した応答変位法により静的フレーム解析を実施して縦断面方向の曲げ応力と軸応力を求め，横断面方向応力と縦断面方向応力の曲げ応力との合成応力を算定して評価を行う。

① －①断面耐震評価候補地層モデル図　　②－②断面耐震評価候補地層モデル図



1.4.13－4　１次元地震応答解析のモデル図

表 1.4.13－2（1）　１次元地震応答解析による管頂底間の最大水平相対変位（mm）

解析位置	土被り	可とう管からの離隔	地震動			
			Ｓs－Ｄ1	Ｓs－21 管軸方向	Ｓs－21 管軸直交方向	Ｓs－31
①－①	28.1 m	0 m	0.81	0.60	0.43	0.78
②－②	29.7 m	約 22 m	1.04	0.70	0.47	1.16

注記　：着色枠は最大値

表 1.4.13－2（2）　１次元地震応答解析による管設置深度の最大せん断ひずみ（%）

解析位置	土被り	可とう管からの離隔	地震動			
			Ｓs－Ｄ1	Ｓs－21 管軸方向	Ｓs－21 管軸直交方向	Ｓs－31
①－①	28.1 m	0 m	0.063	0.046	0.033	0.063
②－②	29.7 m	約 22 m	0.081	0.056	0.037	0.092

注記　：着色枠は最大値

表 1.4.13－2（3）　１次元地震応答解析による管頂部の最大水平加速度（m/s^2）

解析位置	土被り	可とう管からの最小離隔	地震動			
			Ｓs－Ｄ1	Ｓs－21 管軸方向	Ｓs－21 管軸直交方向	Ｓs－31
①－①	28.1 m	0 m	3.30	3.79	3.04	4.39
②－②	29.7 m	約 22 m	3.66	3.27	3.40	3.36

注記　：着色枠は最大値

(3)　断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 1.4.13－3 に，図 1.4.13－5 に評価対象断面を示す。

表 1.4.13－3　緊急用海水取水管の耐震評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	耐震評価対象断面	選定結果
①－①	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・ＳＡ用海水ピット位置で土被りが最も小さい。 ・可とう管設置部付近である。	・第四紀層が岩盤上に25 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし	－	・管底に対する管頂の相対変位，せん断ひずみが②－②断面よりも小さいく土被りが最も小さい。 ・可とう管設置部からの離隔がないため，応力が解放される。 以上のことにより評価対象断面としない。
②－②	非常時の通水機能	・鋼製管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・緊急用海水ポンプピット付近で土被りが最も大きい。 ・可とう管設置部からの離隔が大きい。	・第四紀層が岩盤上に25 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし	○	・管底に対する管頂の相対変位，せん断ひずみが①－①断面よりも大きく土被りが最も大きい。 ・可とう管設置部からの離隔が大きいため，発生応力が大きくなると想定される。 以上のことにより，評価対象断面とする。

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略

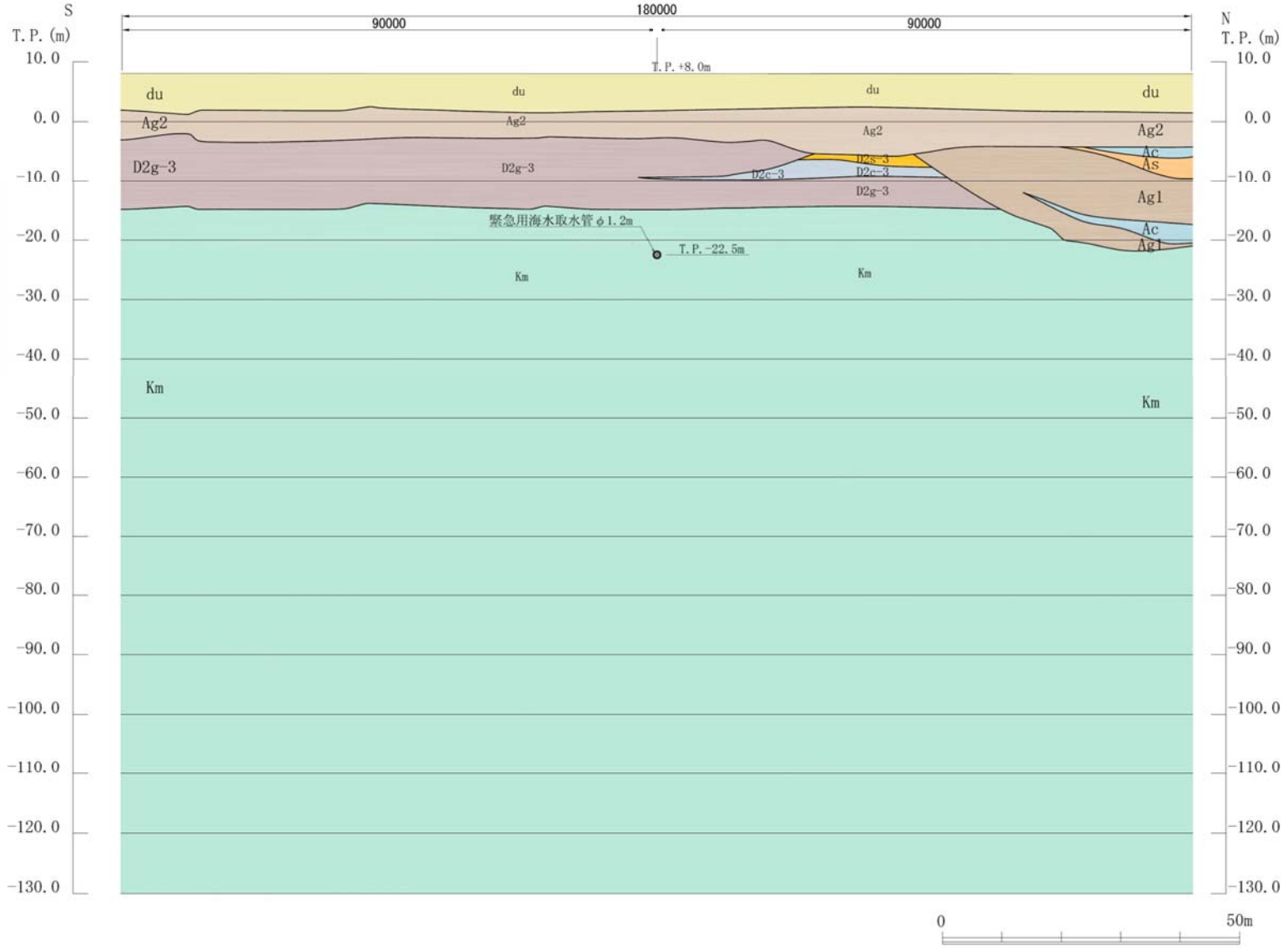


図 1.4.13－5　緊急用海水取水管の評価対象断面図（②－②断面）

1.4.14　ＳＡ用海水ピットの断面選定の考え方

ＳＡ用海水ピットは，海側からＳＡ用海水ピット取水塔，海水引込み管，ＳＡ用海水ピット，緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットで構成される非常用海水取水設備の１つであり，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

ＳＡ用海水ピットは，外径約 14 m，内径約 10 m，高さ約 34 m の鉄筋コンクリートの円筒状の地中構造物で，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

図 1.4.14－1，図 1.4.14－2 にＳＡ用海水ピットの平面位置図及び断面図を示す。また，図 1.4.14－3，図 1.4.14－4 に構造平面図及び構造断面図を示す。

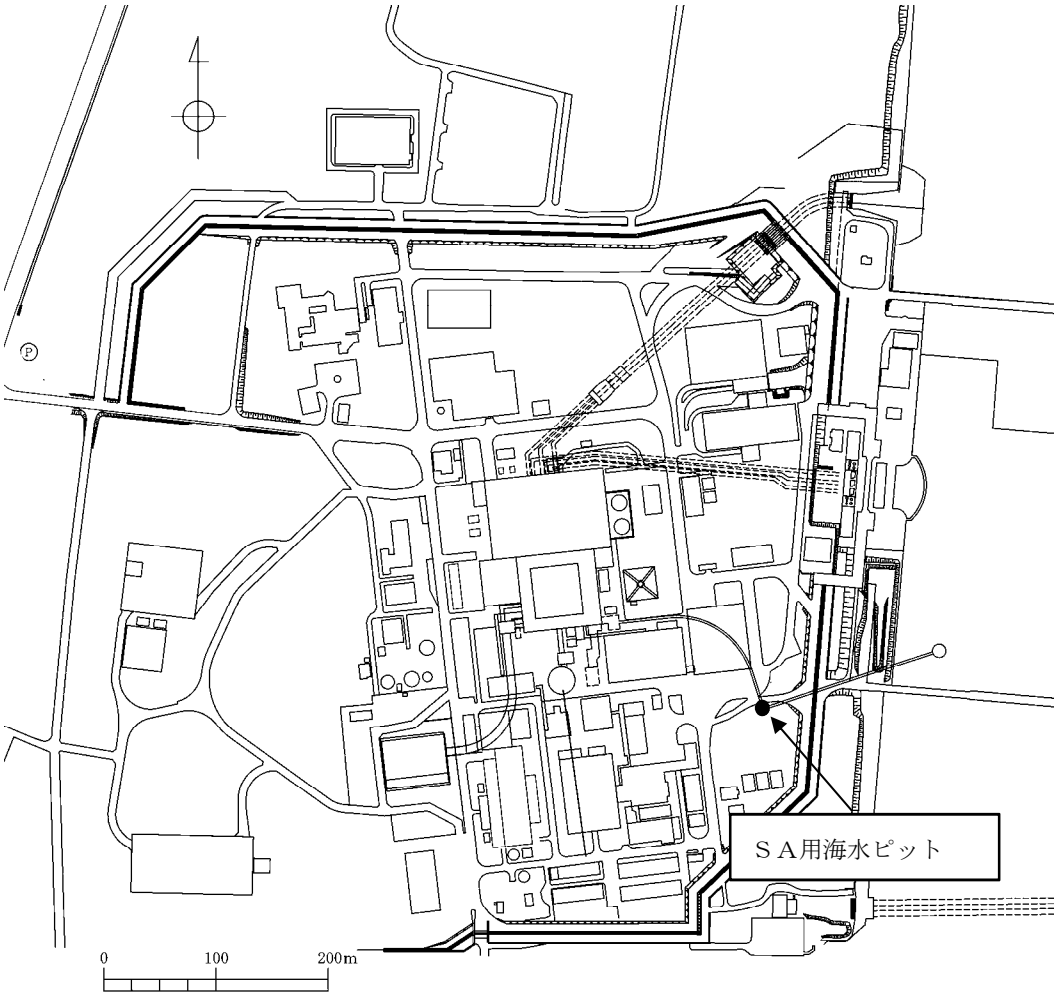


図 1.4.14－1（1）　　ＳＡ用海水ピット　平面位置図（全体図）

図 1.4.14－1（2）　ＳＡ用海水ピット　平面位置図（拡大図）

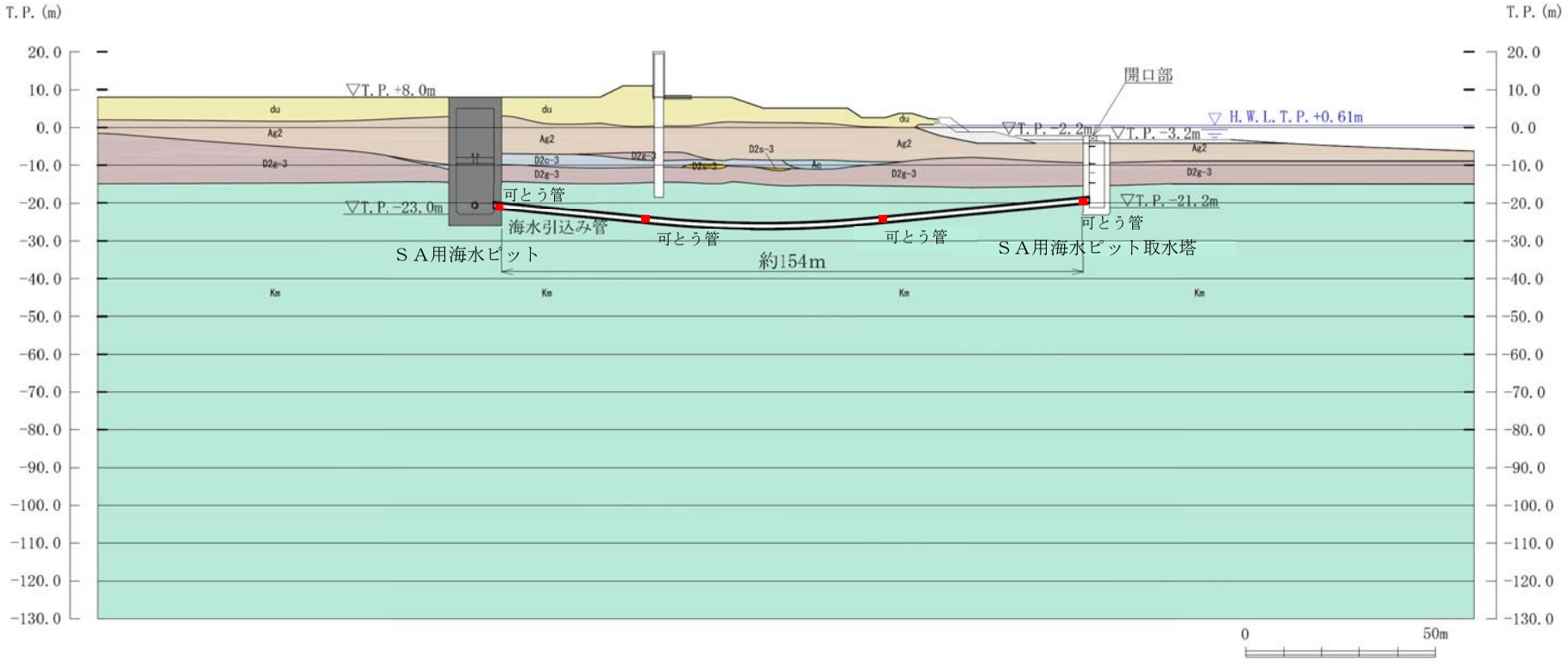


図 1.4.14－2（1）　ＳＡ用海水ピット　断面図（①－①断面）

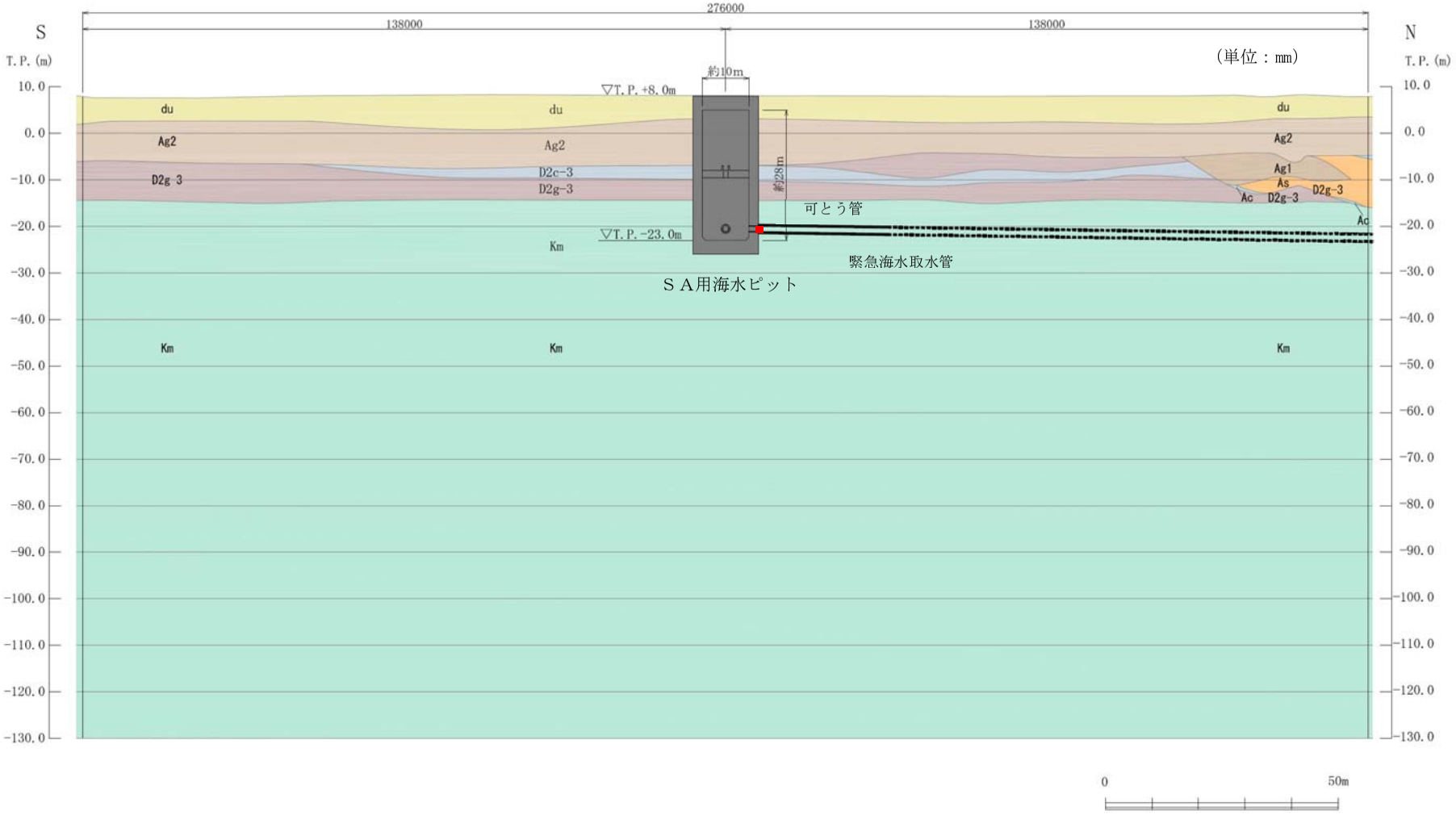


図 1.4.14－2（2）　ＳＡ用海水ピット　断面図（②－②断面）

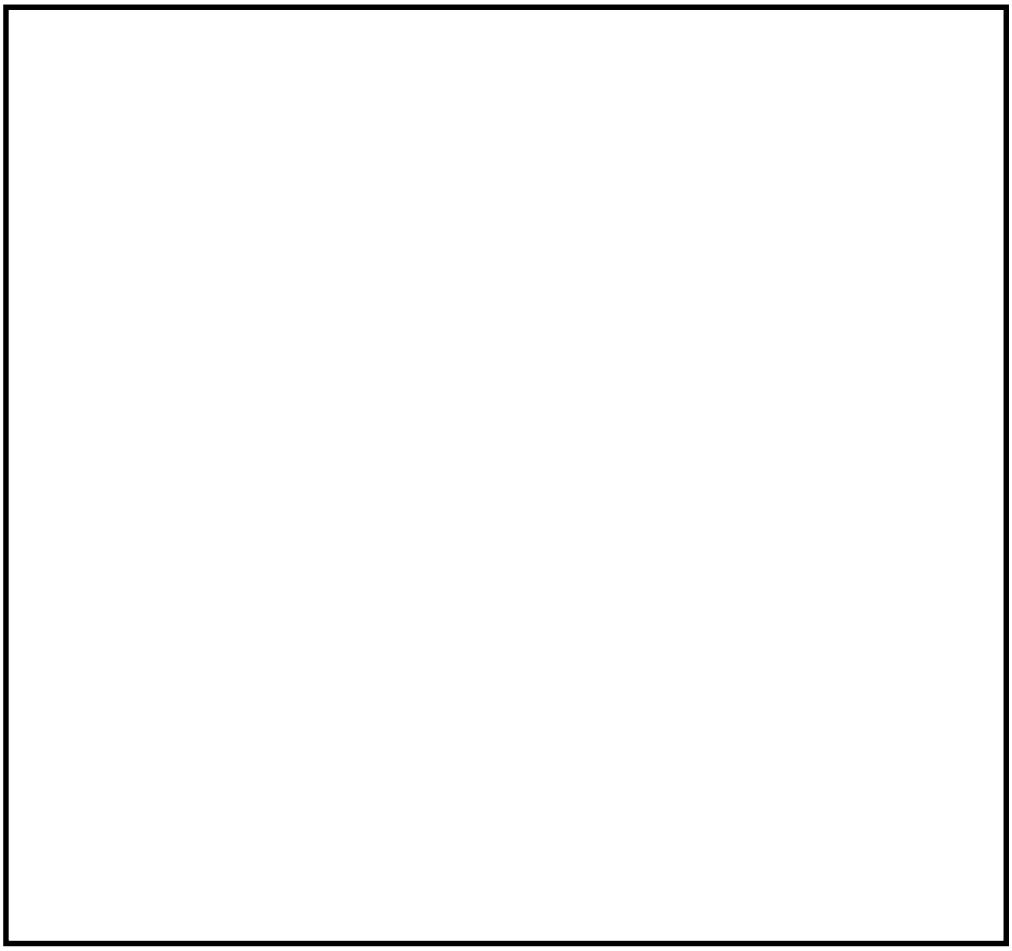


図 1.4.14－3　　ＳＡ用海水ピット　構造平面図

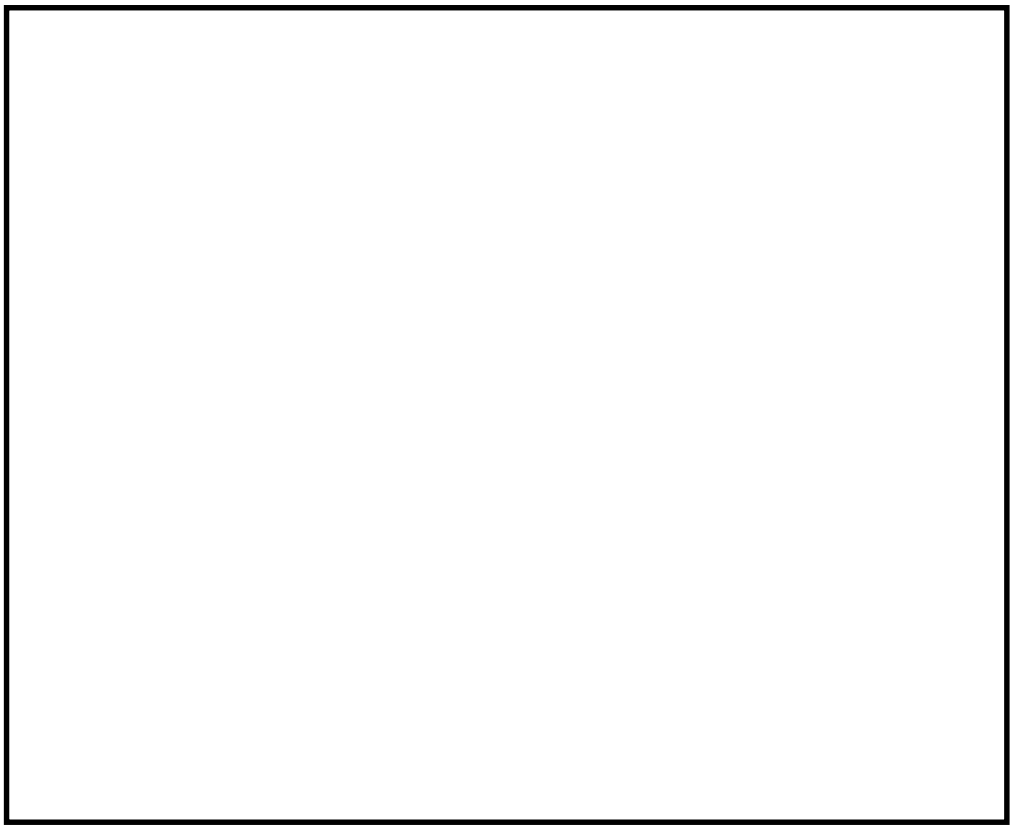


図 1.4.14－4　　ＳＡ用海水ピット　構造断面図

(1)　耐震評価候補断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

ＳＡ用海水ピットは，内径約 10 m，内空高さ約 28 m の円筒形の鉄筋コンクリートの地中構造物であり，明確な弱軸断面方向はない。

また，ＳＡ用海水ピットは，岩盤内で海水引込み管及び緊急用海水取水管が接続する構造で，双方の管路はＳＡ用海水ピットへ直交して接続される。

ＳＡ用海水ピット周辺においては，第四紀層が岩盤上に 20 m 程度の厚さで概ね水平に堆積している。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.14－1 に示す。

表 1.4.14－1　ＳＡ用海水ピットの耐震評価候補断面の特徴

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
①－①	非常時の通水機能 間接支持機能 （浸水防止蓋）	・円筒状の鉄筋コンクリートである。 ・海水引込み管が接続する。 ・海水引込み管の縦断面方向である。	・第四紀層が岩盤上に 20 m 程度の厚さで概ね水平に堆積する。	ＳＡ用海水ピット 浸水防止蓋
②－②	非常時の通水機能 間接支持機能 （浸水防止蓋）	・円筒状の鉄筋コンクリートである。 ・緊急用海水取水管が接続する。 ・緊急用海水取水管の縦断面方向である。	・第四紀層が岩盤上に 20 m 程度の厚さで概ね水平に堆積する。	ＳＡ用海水ピット 浸水防止蓋

(2)　評価対象断面の選定

ＳＡ用海水ピットは，海水引込み管，緊急用海水取水管が直交して接続される構造物である。

①－①断面は，海水引込み管に対する縦断面方向断面であり，概ね東西方向に近い方向となる。

②－②断面は，緊急用海水取水管に対する縦断面方向断面であり，概ね南北方向に近い方向となる。

ＳＡ用海水ピットは円筒状の地中構造物であり明確な弱軸断面方向がない。また，地質状況は直交する 2 方向で異なる。

以上のことから，ＳＡ用海水ピットの耐震評価においては，海水引込み管に対する縦断面方向断面①－①断面とそれに直交する横断面方向②－②断面の両方向について選定し，基準地震動S_sによる耐震評価を実施する。

(3)　断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 1.4.14－2 に，評価対象断面を図 1.4.14－3 に示す。

表 1.4.14－2　ＳＡ用海水ピットの耐震評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
①－①	非常時の通水機能 間接支持機能 （浸水防止蓋）	・円筒状の鉄筋コンクリート構造である。 ・海水引込み管が接続する。 ・海水引込み管の縦断面方向である。	・第四紀層が岩盤上に 20 m 程度の厚さで概ね水平に堆積する。	ＳＡ用海水ピット浸水防止蓋	○	・明確な弱軸断面方向はない。 ・地質状況は直交する２方向で異なる。 以上のことにより評価対象断面とする。
②－②	非常時の通水機能 間接支持機能 （浸水防止蓋）	・円筒状の鉄筋コンクリート構造である。 ・海水引込み管が接続する。 ・海水引込み管の縦断面方向である。	・第四紀層が岩盤上に 20 m 程度の厚さで概ね水平に堆積する。	ＳＡ用海水ピット浸水防止蓋	○	・明確な弱軸断面方向はない。 ・地質状況は直交する２方向で異なる。 以上のことにより評価対象断面とする。

○：震応答解析及び耐震評価を実施

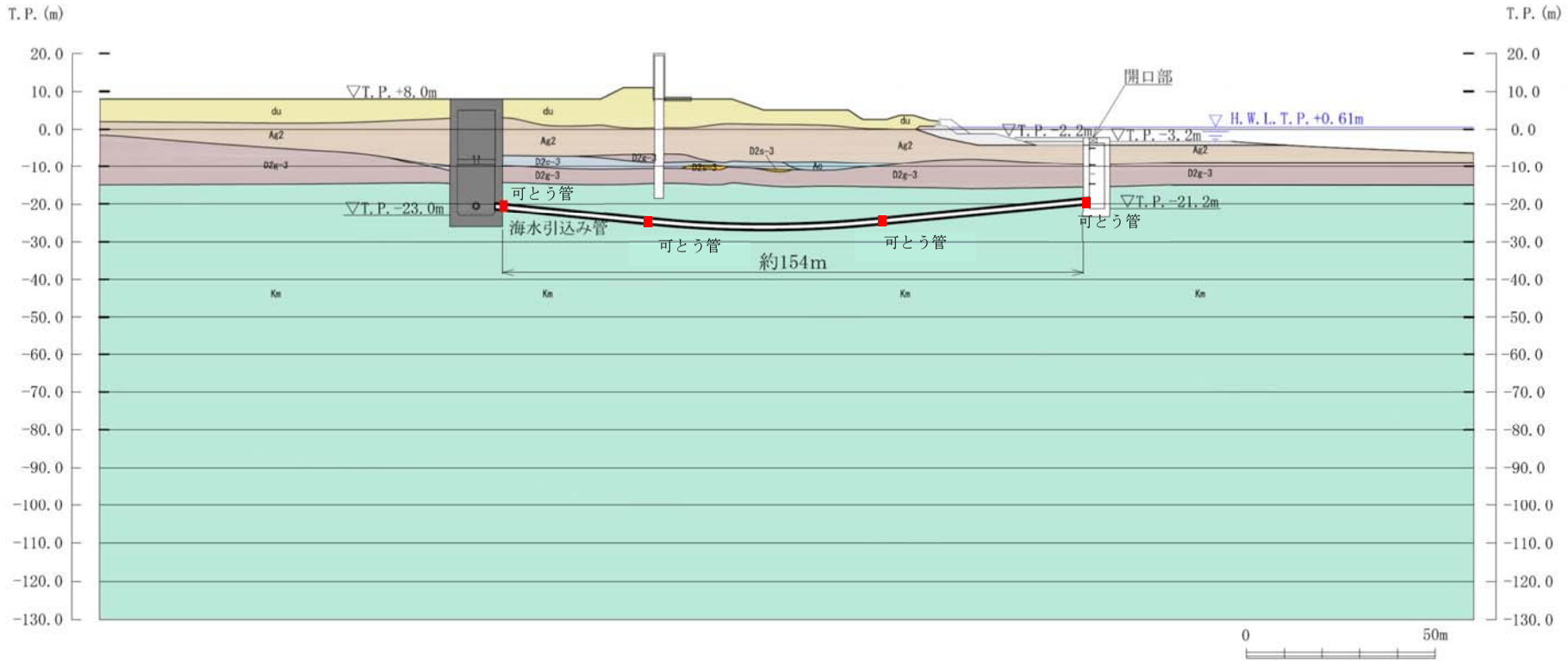


図 1.4.14－3(1)　　ＳＡ用海水ピット評価対象断面（①－①断面）

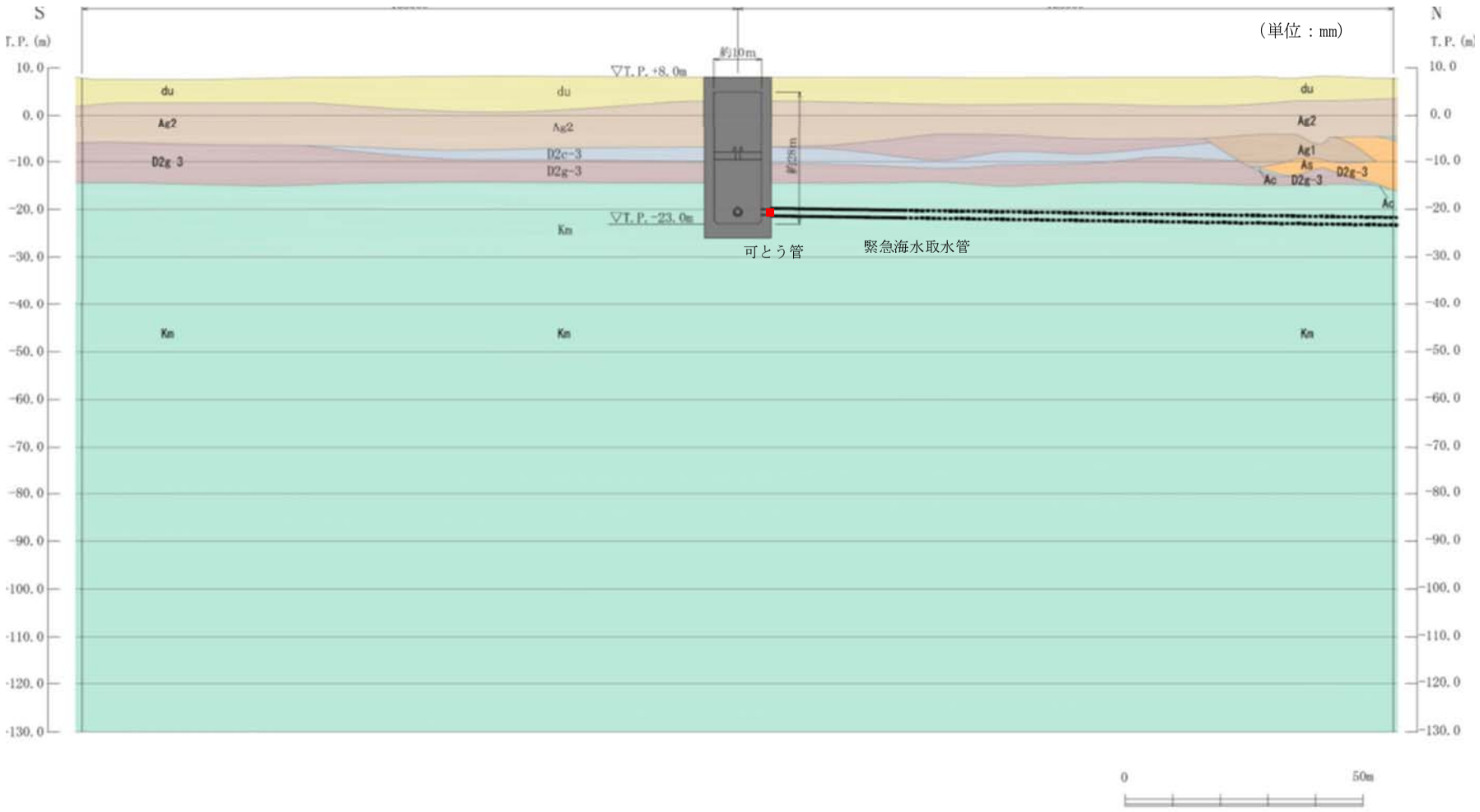


図 1.4.14－3(2)　ＳＡ用海水ピット評価対象断面（②－②断面）

1.4.15　海水引込み管の断面選定の考え方

海水引込み管は，海側からＳＡ用海水ピット取水塔，海水引込み管，ＳＡ用海水ピット，緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットで構成される非常用海水取水設備の１つであり，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

海水引込み管は，延長約 154 m，内径約 1.2 m の鋼製の管路で，岩盤内に直接設置し，ＳＡ用海水ピット取水塔及びＳＡ用海水ピットと岩盤内で接続する。なお，ＳＡ用海水ピット取水塔及びＳＡ用海水ピットとの接続部付近並びに管路の中間 2 個所程度に可とう管を設置する。図 1.4.15－1 及び図 1.4.15－2 に海水引込み管の平面位置図及び断面図を示す。

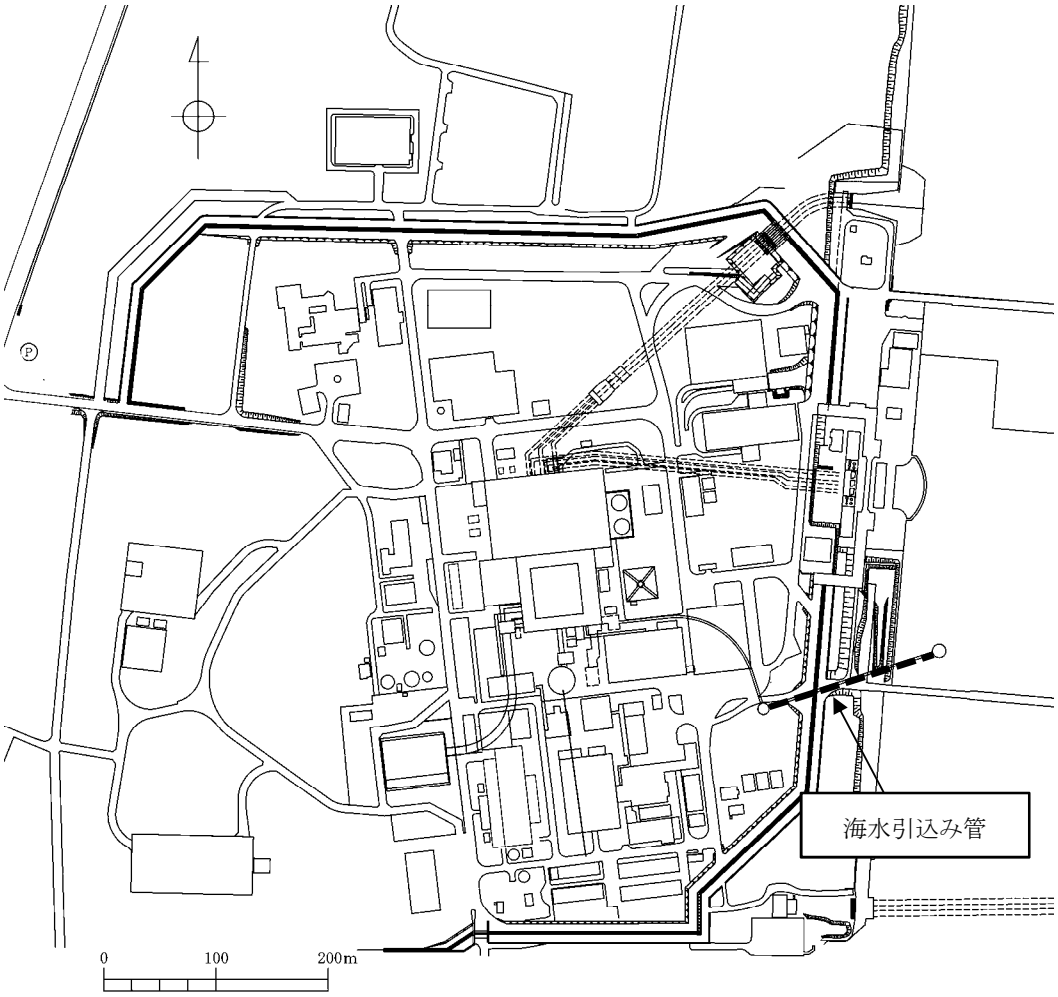


図 1.4.15－1（1）　海水引込み管　平面位置図（全体図）

図 1.4.15－1（2）　海水引込み管　平面位置図（拡大図）

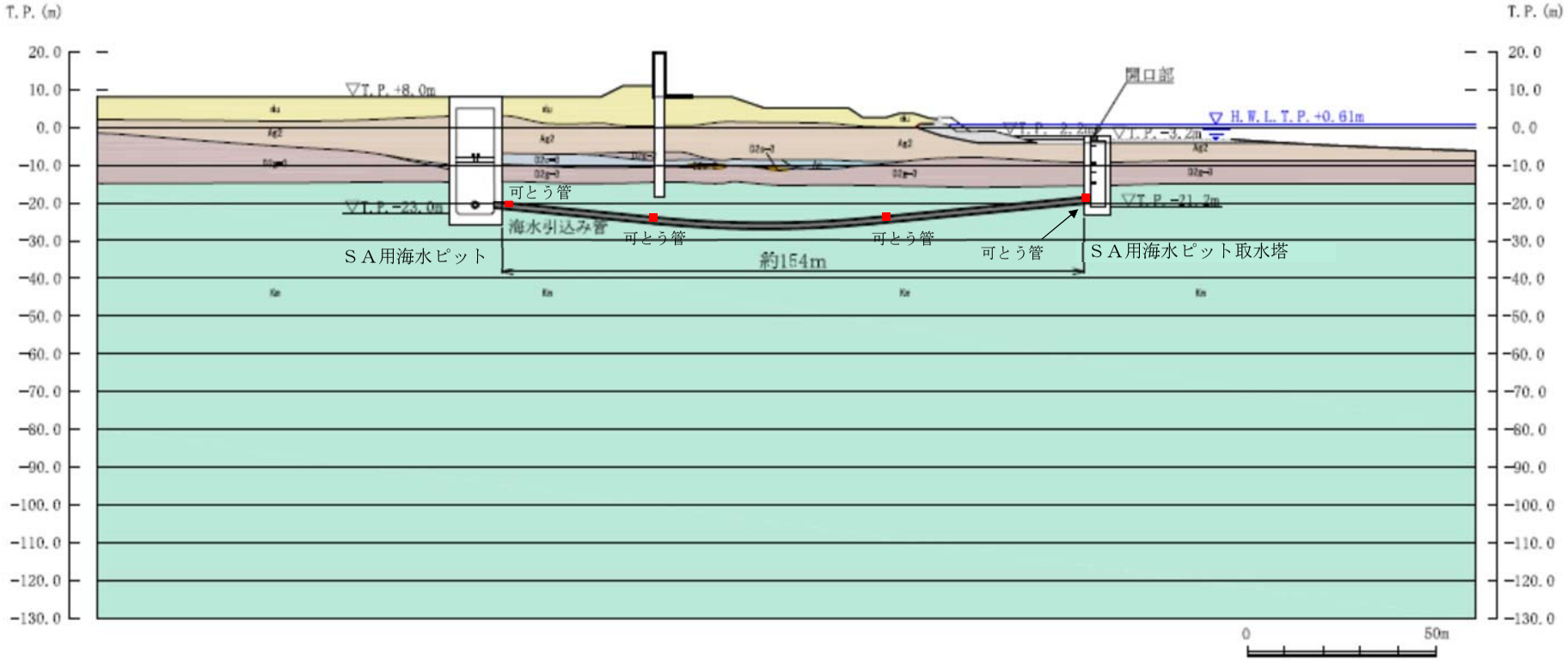


図 1.4.15－2（1）　海水引込み管　断面図（Ａ－Ａ縦断面）

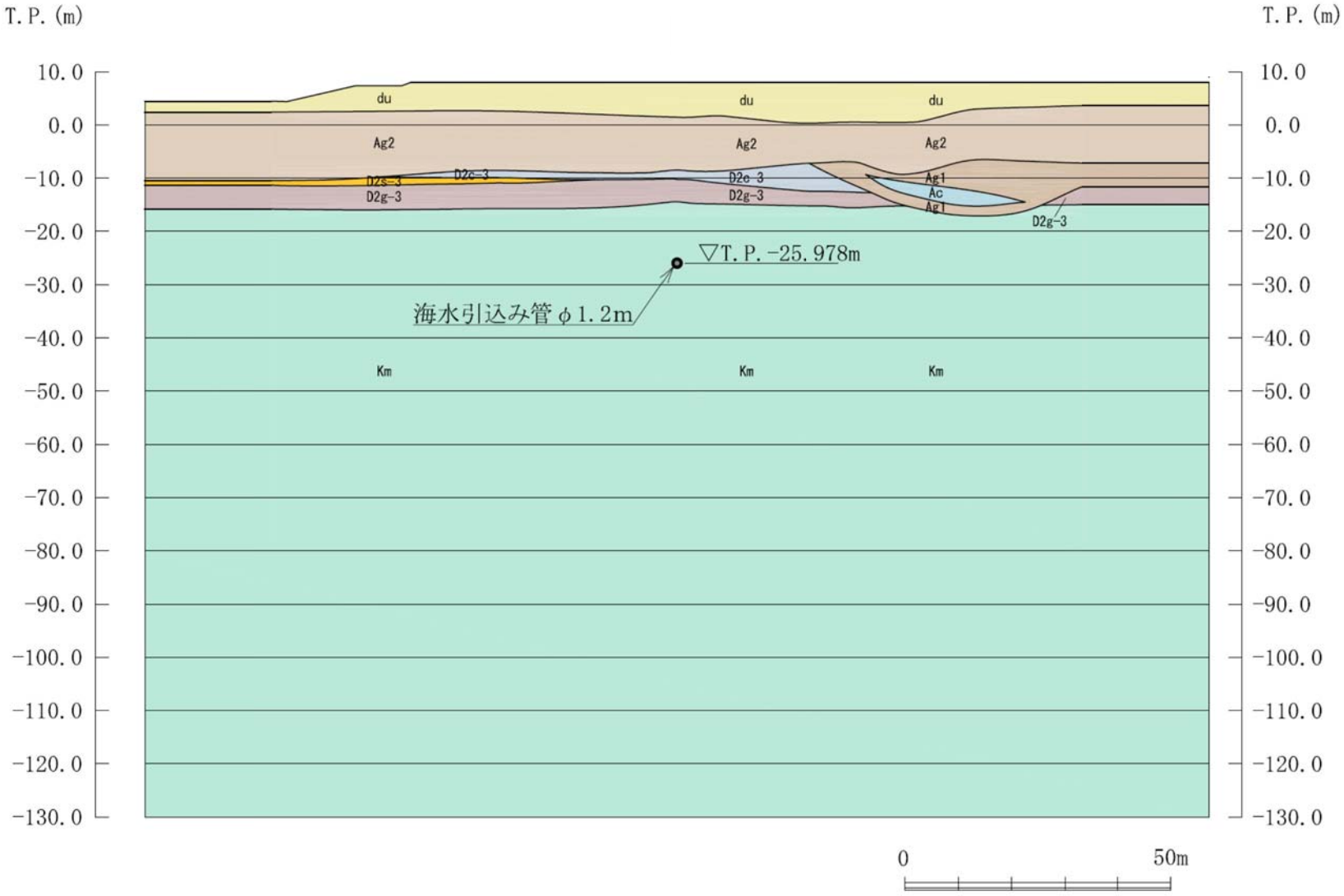


図 1.4.15－2（2）　海水引込み管　断面図（Ｂ－Ｂ横断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

海水引込み管の縦断面及び耐震候補断面位置図を図 1.4.15－3 に示す。

海水引込み管の敷設区間においては，第四紀層が岩盤上に 15～30 m 弱程度の厚さで概ね水平に分布している。

海水引込み管は，堤外側にあるＳＡ用海水ピット取水塔から鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の下を通過してから堤内側にあるＳＡ用海水ピットへ敷設する。ＳＡ用海水ピットから鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁区間については海へ向かって 9.825 %の下り勾配，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁からＳＡ用海水ピット取水塔区間については海へ向かって 9.611 %の上り勾配となり，ほぼ中央に最深部が存在する。したがって，管路の評価候補断面の検討としては，比較的土被りが厚くＳＡ用海水ピット近傍の①－①断面，管路最深部で土被りが最も大きい②－②断面，及び管路最浅部であり土被りが最も小さくＳＡ用海水ピット取水塔近傍の③－③断面を抽出し１次元地震応答解析を実施する。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.15－1 に示す。

表 1.4.15－1　海水引込み管の耐震評価候補断面の特徴

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
①－①	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・ＳＡ用海水ピット近傍で比較的土被りが大きい。 ・可とう管設置部付近である。	・第四紀層が岩盤上に20 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし
②－②	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・管路最深部で土被りが最も大きい。 ・可とう管設置部からの離隔が大きい。	・第四紀層が岩盤上に20 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし
③－③	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・ＳＡ用海水ピット取水塔近傍で比較的土被りが小さい。 ・管路の最浅部である。 ・可とう管設置部付近である。	・第四紀層が岩盤上に15 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし

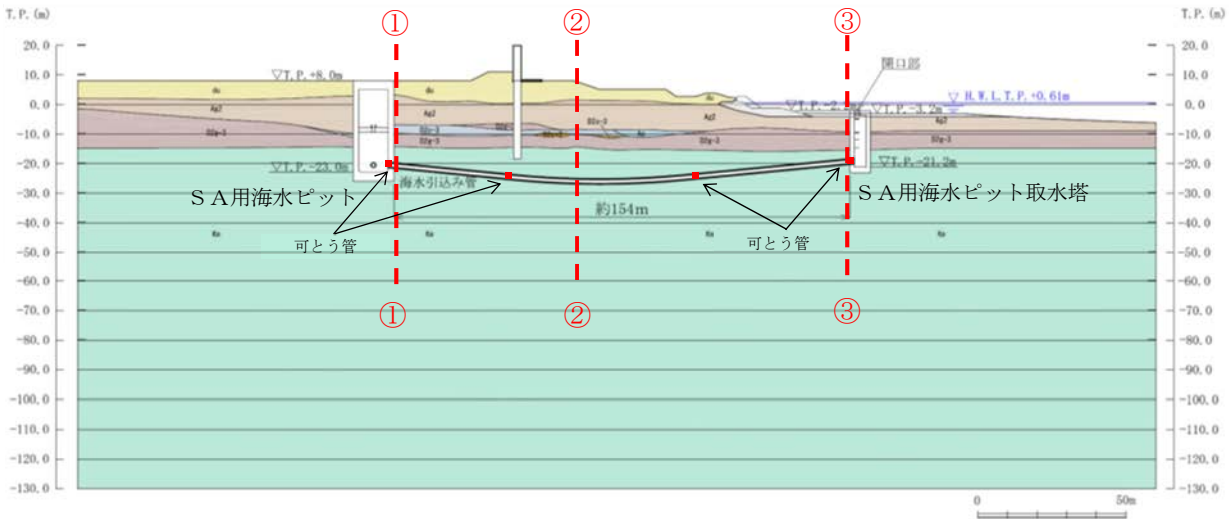


図 1.4.15－3　海水引込み管の縦断面及び耐震候補断面位置図

(2)　評価対象断面の選定

耐震評価候補断面として選定した①－①断面，②－②断面及び③－③断面の１次元地震応答解析のモデル図を図 1.4.15－4 に，確認結果を表 1.4.15－2 に示す。

海水引込み管は岩盤に直接設置することから，管底に対する管頂の相対変位は 0.8 ㎜程度，管頂部の最大加速度については 4 m/s^2 前後で場所によらず概ね同程度である。また，管設置深度の最大せん断ひずみは 0.06 %程度と微小であり，場所によらずほぼ同程度である。

一方，ＳＡ用海水ピット及びＳＡ用海水ピット取水塔と海水引込み管との接合部並びに縦断勾配の変化点には，可とう管を設置することから，可とう管の近傍では応力が解放される。

以上のことから，土被り，設置深度ともに最大であり，可とう管からの離隔が大きいので発生応力が大きくなると考えられる②－②断面が耐震評価上最も厳しくなると考えられることから，代表位置として選定し，基準地震動Ｓ$_s$による耐震評価を実施する。

なお，縦断面方向については，管路全長をモデル化した応答変位法により静的フレーム解析を実施して縦断面方向の曲げ応力と軸応力を求め，横断面方向応力と縦断面方向応力の曲げ応力との合成応力を算定して評価を行う。

①－①断面耐震評価候補地層モデル図　　②－②断面耐震評価候補地層モデル図　　③－③断面耐震評価候補地層モデル図

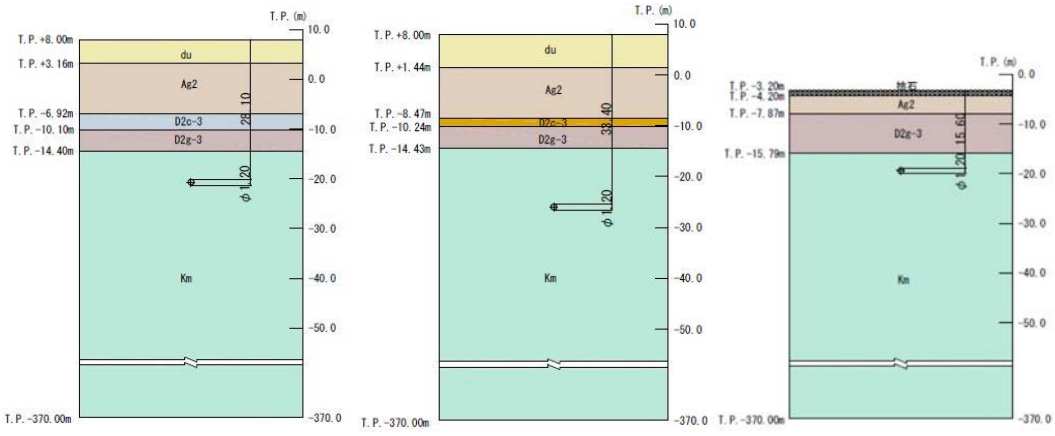


図 1.4.15－4　１次元地震応答解析のモデル図

表 1.4.15－2（1）　１次元地震応答解析による管底に対する管頂の最大相対変位（㎜）

解析位置	土被り	可とう管からの最小離隔	地震動			
			S_s－D1	S_s－21 管軸方向	S_s－21 管軸直交方向	S_s－31
①－①	28.1 m	0 m	0.81	0.60	0.43	0.78
②－②	33.4 m	約 21 m	0.80	0.68	0.50	0.76
③－③	15.6 m	0 m	0.70	0.64	0.39	0.68

注記　：着色枠は最大値

表 1.4.15－2（2）　１次元地震応答解析による管設置深度の最大せん断ひずみ（%）

解析位置	土被り	可とう管からの最小離隔	地震動			
			S_s－D1	S_s－21 管軸方向	S_s－21 管軸直交方向	S_s－31
①－①	28.1 m	0 m	0.063	0.046	0.033	0.063
②－②	33.4 m	約 21 m	0.063	0.054	0.040	0.062
③－③	15.6 m	0 m	0.053	0.050	0.032	0.052

注記　：着色枠は最大値

表 1.4.15－2（3）　１次元地震応答解析による管頂部の最大水平加速度（m/s^2）

解析位置	土被り	可とう管からの最小離隔	地震動			
			S_s－D1	S_s－21 管軸方向	S_s－21 管軸直交方向	S_s－31
①－①	28.1 m	0 m	3.30	3.79	3.04	4.39
②－②	33.4 m	約 21 m	3.12	4.05	2.79	4.24
③－③	15.6 m	0 m	4.35	4.12	2.49	4.80

注記　：着色枠は最大値

(1)　断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 1.4.15－3 に，図 1.4.15－5 に評価対象断面を示す。

表 1.4.15－3　海水引込み管の耐震評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	耐震評価対象断面	選定結果
①－①	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・ＳＡ用海水ピット近傍で比較的土被りが大きい。	・第四紀層が岩盤上に 20 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし	－	・１次元地震応答は 3 個所とも概ね同等であり有意な差はない。 ・可とう管設置部からの離隔がないため，応力が解放される。 以上のことにより，評価対象断面としない。
②－②	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・管路最深部で土被りが最も大きい。	・第四紀層が岩盤上に 20 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし	○	・土被りが最も厚く管の設置深度が最も深い。 ・１次元地震応答は 3 個所とも概ね同等であり有意な差はない。 ・可とう管設置部からの離隔があるため，発生応力が大きくなると想定される。 以上のことにより，評価対象断面とする。
③－③	非常時の通水機能	・鋼製の管路である。 ・岩盤内に設置する。 ・ＳＡ用海水ピット取水塔近傍で比較的土被りが小さい。 ・管路の最浅部である。	・第四紀層が岩盤上に 20 m程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし	－	・１次元地震応答は 3 個所とも概ね同等であり有意な差はない。 ・可とう管設置部からの離隔がないため，応力が解放される。 以上のことにより，評価対象断面としない。

○：耐震評価を実施　－：耐震評価を省略

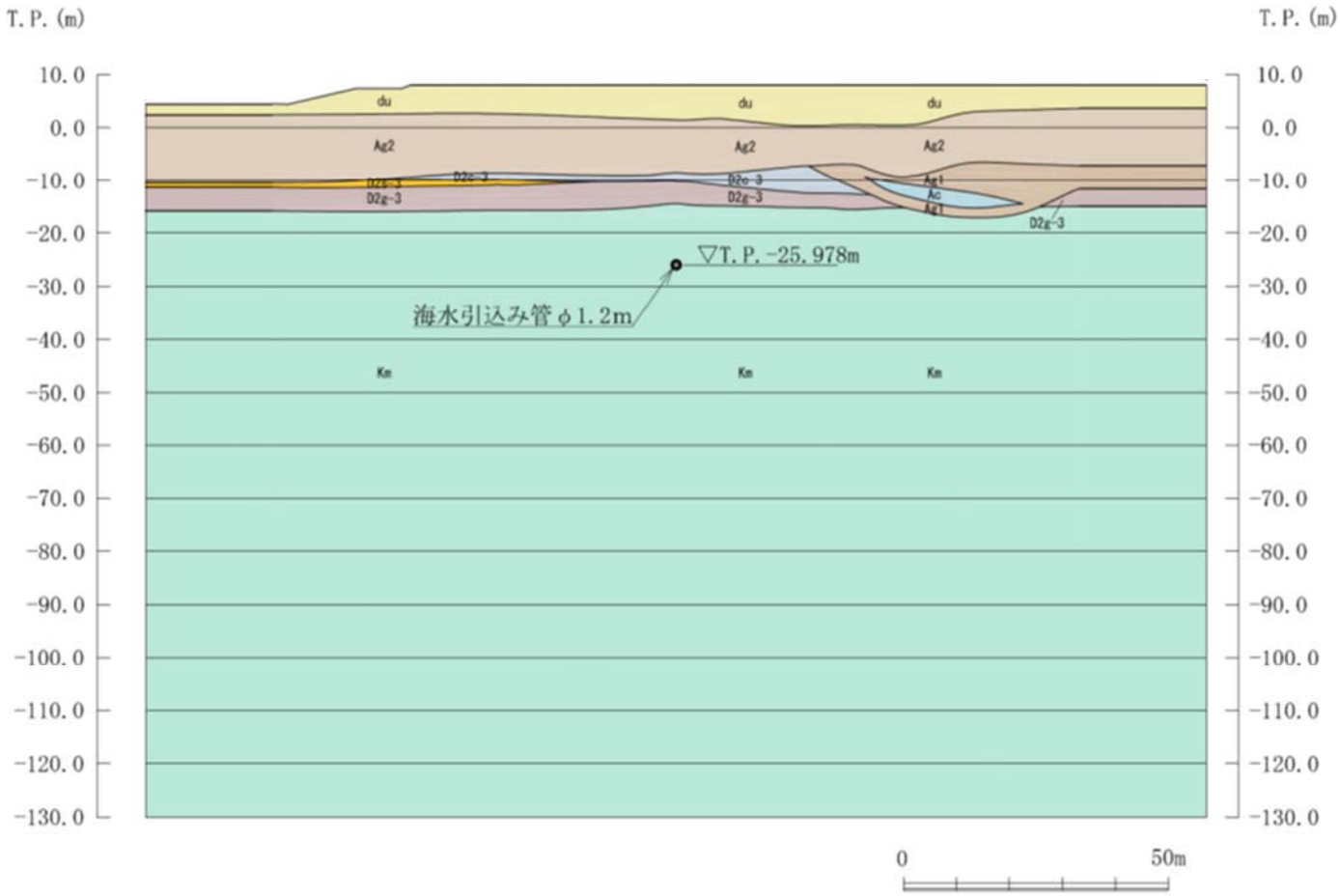


図 1.4.15－5　海水引込み管の評価対象断面図（②－②断面）

1.4.16　ＳＡ用海水ピット取水塔の断面選定の考え方

ＳＡ用海水ピット取水塔は，海側からＳＡ用海水ピット取水塔，海水引込み管，ＳＡ用海水ピット，緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットで構成される非常用海水取水設備の１つであり常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

ＳＡ用海水ピット取水塔は，内径約４ｍ，内空高さ約 18 ｍの鉄筋コンクリートの円筒状の地中構造物で，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

図 1.4.16－1 及び図 1.4.16－2 にＳＡ用海水ピット取水塔の平面位置図及び断面図を示す。また，図 1.4.16－3，図 1.4.16－4 に構造平面図及び構造断面図を示す。

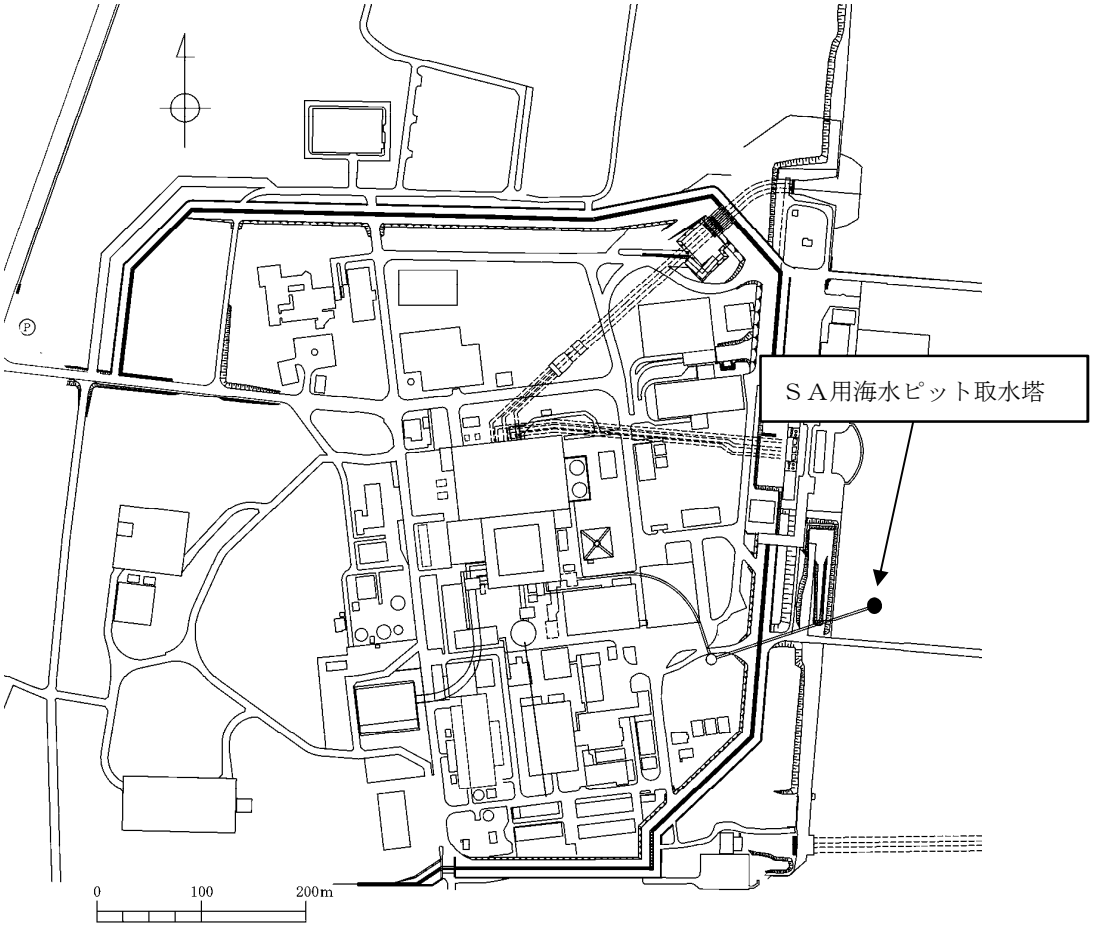


図 1.4.16－1（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔　平面位置図（全体図）

図 1.4.16－1（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔　平面位置図（拡大図）

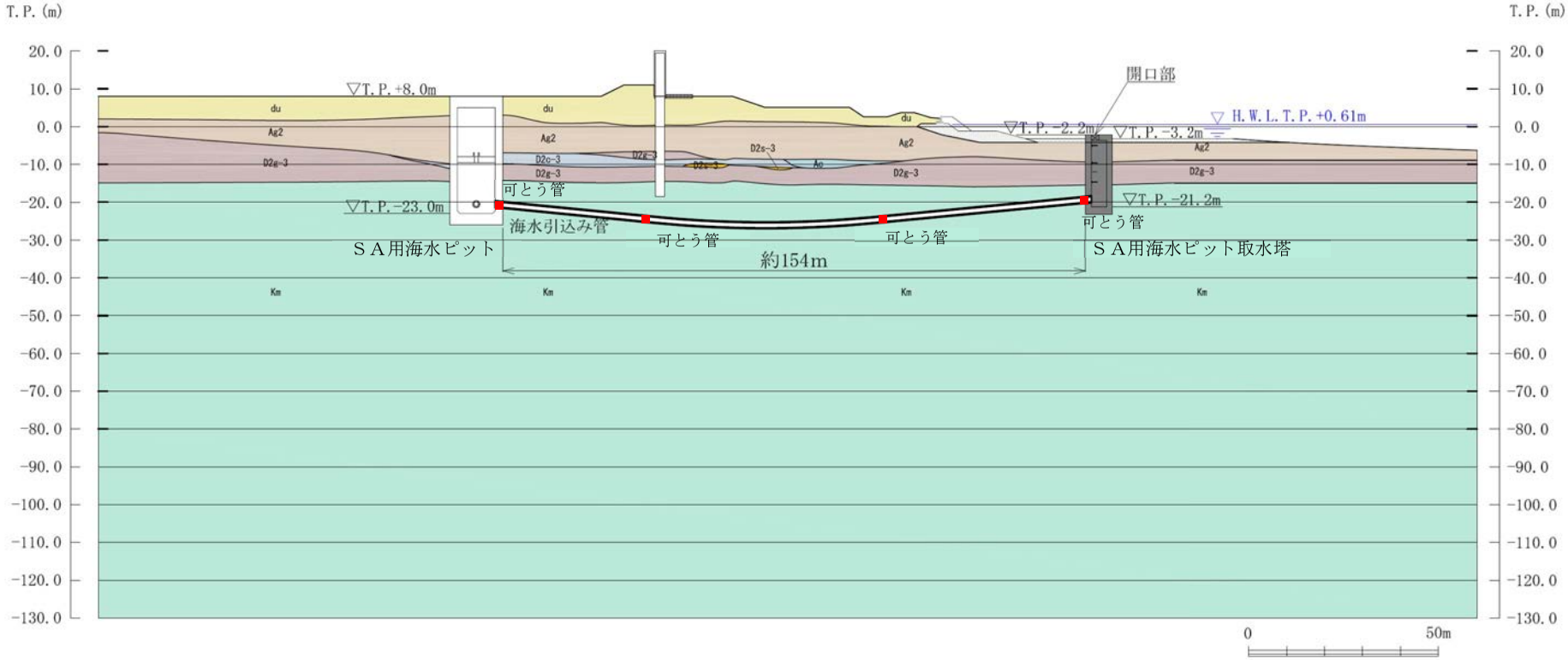


図 1.4.16－2（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔　断面図（①－①断面）

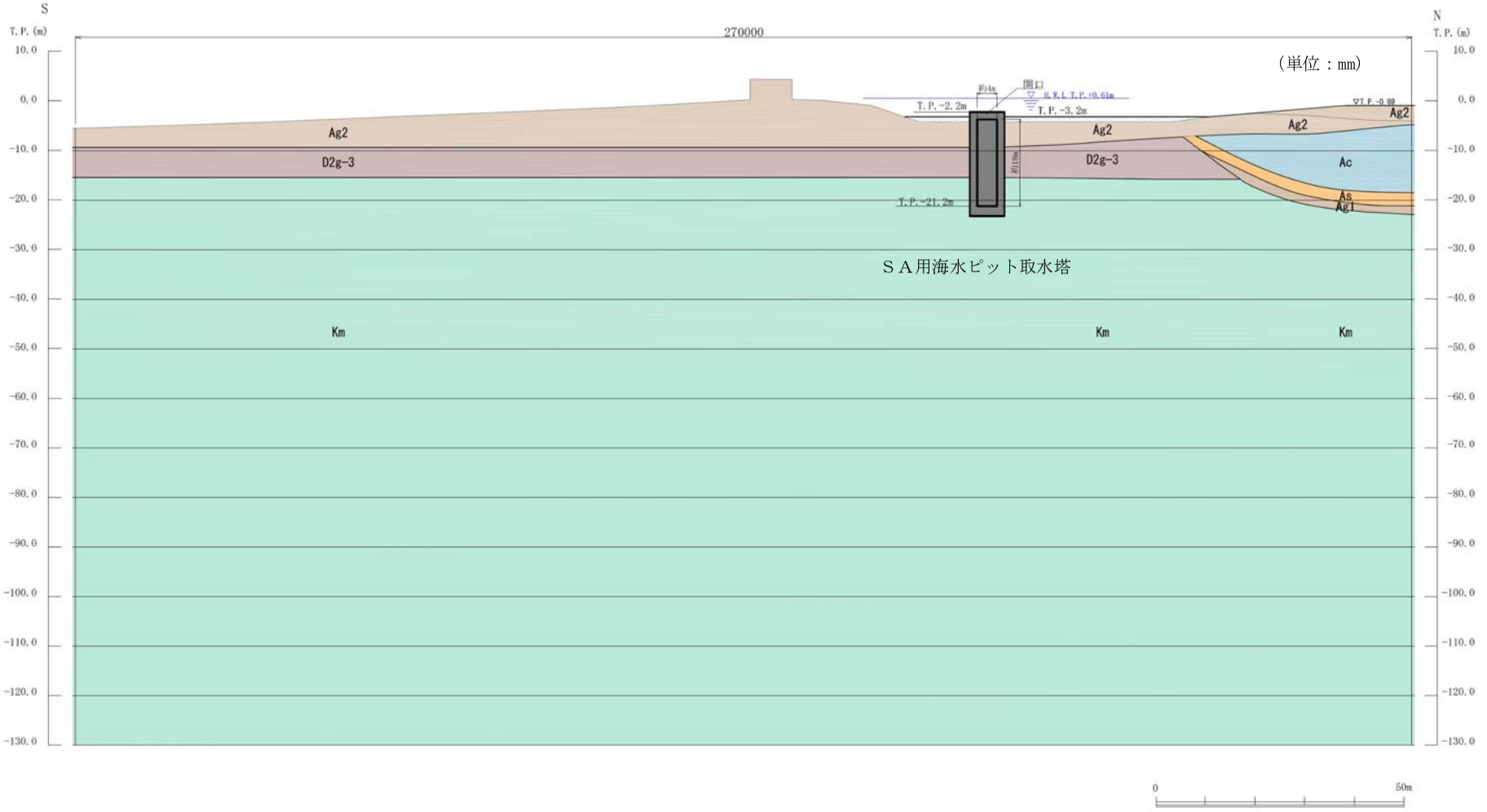


図 1.4.16－2（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔　断面図（②－②断面）

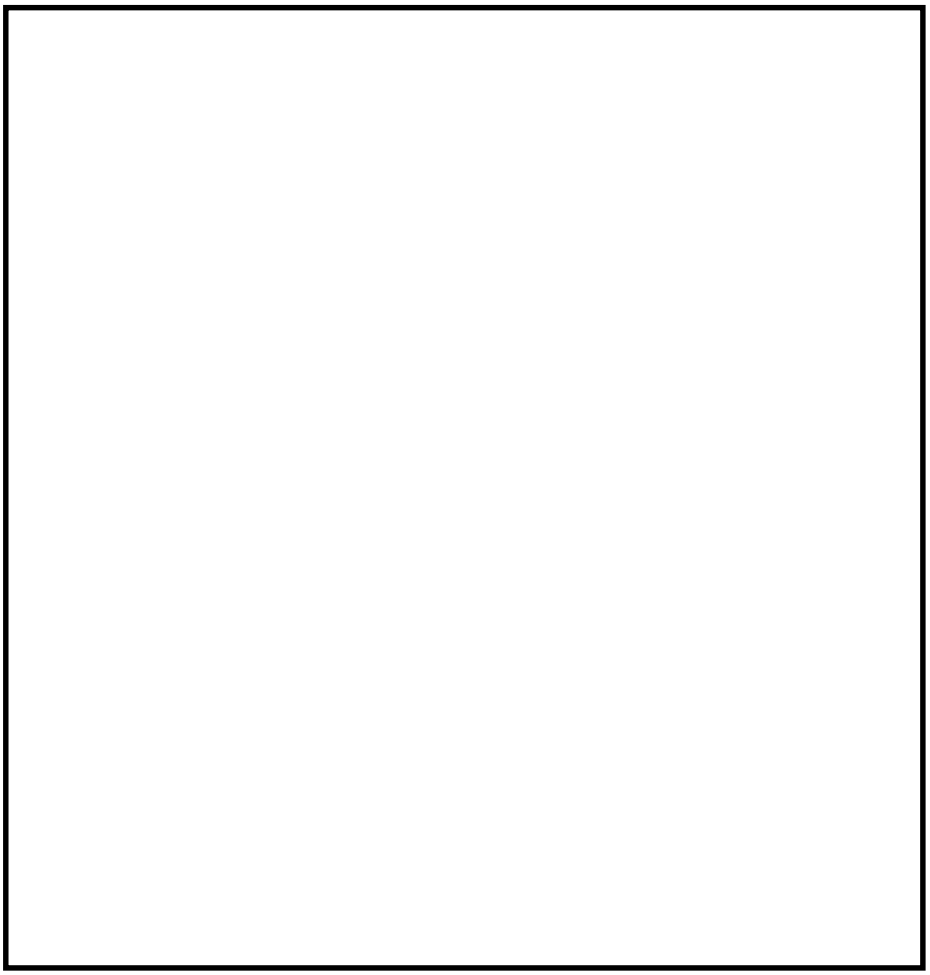


図 1.4.16－3　　ＳＡ用海水ピット取水塔　構造平面図

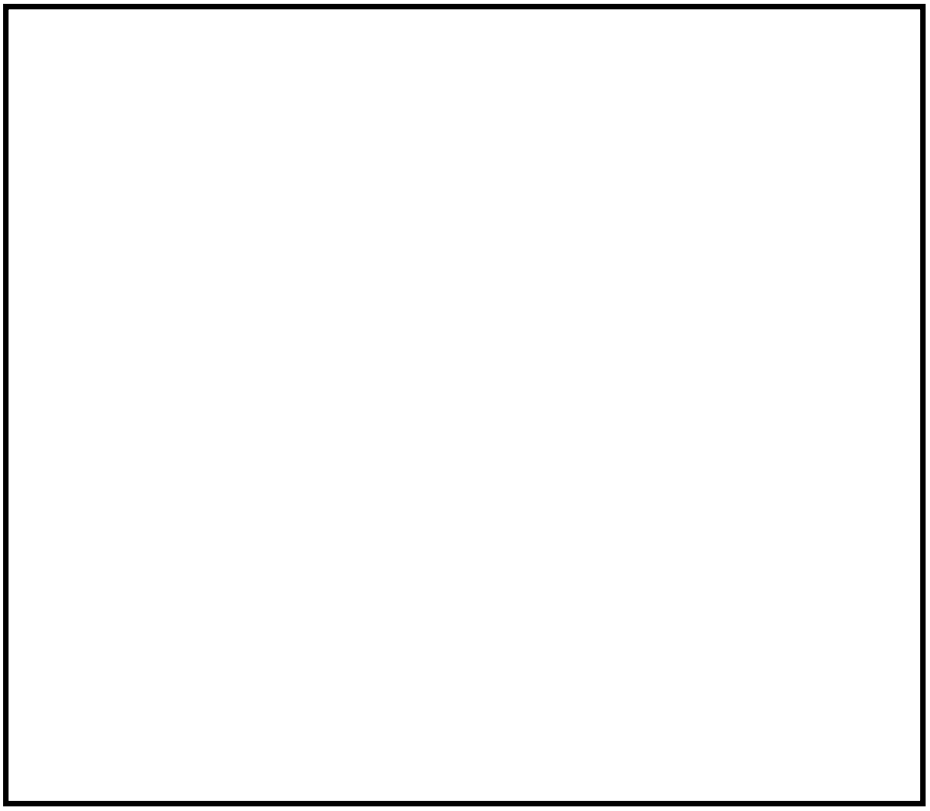


図 1.4.16－4　　ＳＡ用海水ピット取水塔　構造断面図

(1)　耐震評価候補断面の整理

1.4.1「方針①耐震評価断面候補の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。

ＳＡ用海水ピット取水塔は，非常用海水取水設備が設置されるエリアの最東端で東海港内に設置される内径約 4 m，内空高さ約 18 m の円筒形の鉄筋コンクリートの地中構造物で，明確な弱軸方向はない。

また，ＳＡ用海水ピット取水塔は，岩盤内で海水引込み管が接続する。

ＳＡ用海水ピット取水塔周辺においては，第四紀層が岩盤上に 15 m 程度の厚さで概ね水平に堆積している。

耐震評価候補断面の特徴を表 1.4.16－1 に示す。

表 1.4.16－1　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価候補断面の特徴

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
①－①	非常時の通水機能	・円筒状の鉄筋コンクリートである。 ・海水引込み管が接続する。 ・海水引込み管の縦断面方向である。	・第四紀層が岩盤上に 15 m 程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし
②－②	非常時の通水機能	・円筒状の鉄筋コンクリートである。 ・海水引込み管に直交する横断面方向である。	・第四紀層が岩盤上に 15 m 程度の厚さで概ね水平に堆積する。	なし

(2)　評価対象断面の選定

ＳＡ用海水ピット取水塔は，海水引込み管が接続される構造物である。

①－①断面は，海水引込み管に対する縦断面方向であり，概ね東西方向に近い方向となる。

②－②断面は，海水引込み管に直交する横断面方向であり，概ね南北方向に近い方向となる。

ＳＡ用海水ピット取水塔は円筒状の地中構造物であり明確な弱軸方向はない。また，地質状況は直交する 2 方向で異なる。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価においては，接続する海水引込み管の縦断面方向①－①断面とそれに直交する横断面方向②－②断面の両方向について選定し，基準地震動Ｓｓによる耐震評価を実施する。

(3)　断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 1.4.16－2 に，評価対象断面を図 1.4.16－5 に示す。

表 1.4.16－2　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価対象断面の選定結果

断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
①－①	非常時の通水機能	・円筒状の鉄筋コンクリートである。 ・海水引込み管が接続する。 ・海水引込み管の縦断面方向である。	・岩盤上に 15 m 程度の厚さの第四紀層が概ね水平に堆積する。	なし	○	・明確な弱軸断面方向はない。 ・地質状況は直交する 2 方向で異なる。 以上のことにより評価対象断面とする。
②－②	非常時の通水機能	・円筒状の鉄筋コンクリートである。 ・海水引込み管に直交する横断面方向である。	・岩盤上に 15 m 程度の厚さの第四紀層が概ね水平に堆積する。	なし	○	・明確な弱軸断面方向はない。 ・地質状況は直交する 2 方向で異なる。 以上のことにより評価対象断面とする。

○：耐震評価を実施

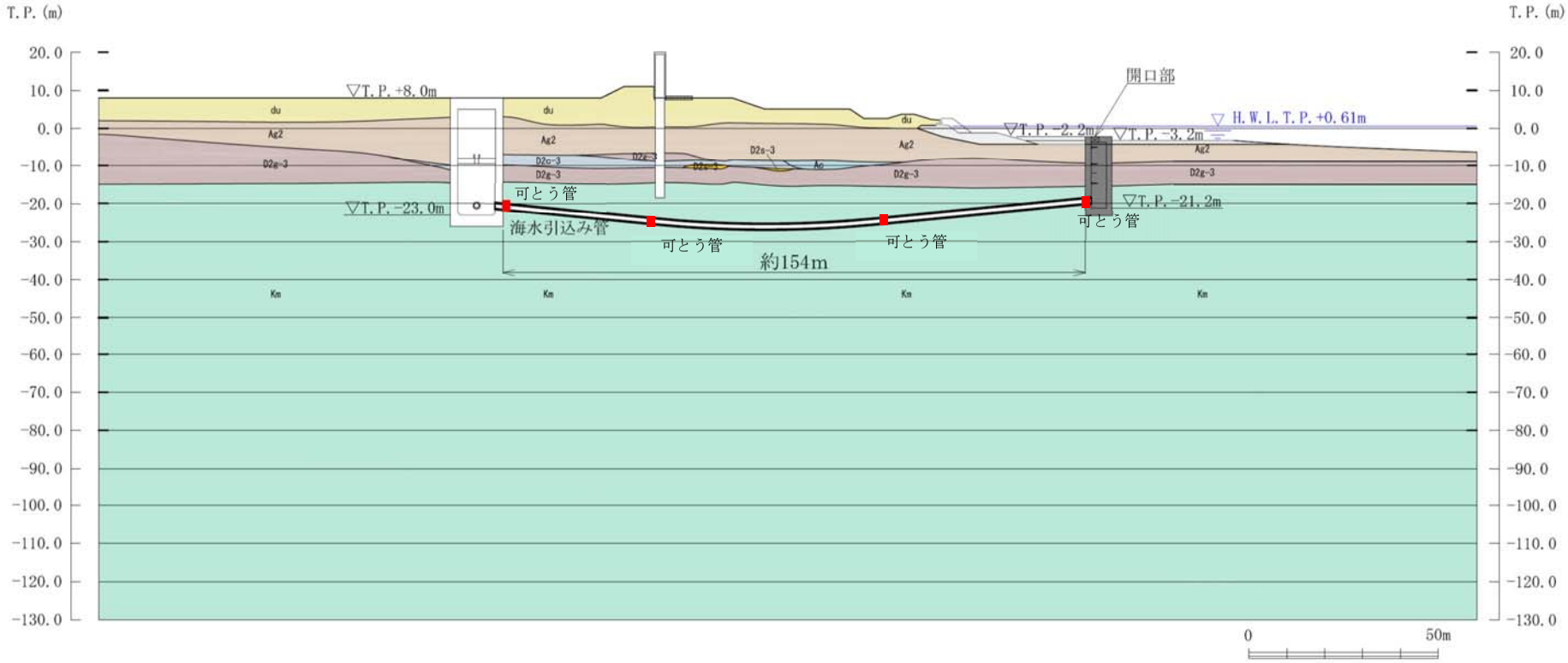


図 1.4.16－5（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔評価対象断面（①－①断面）

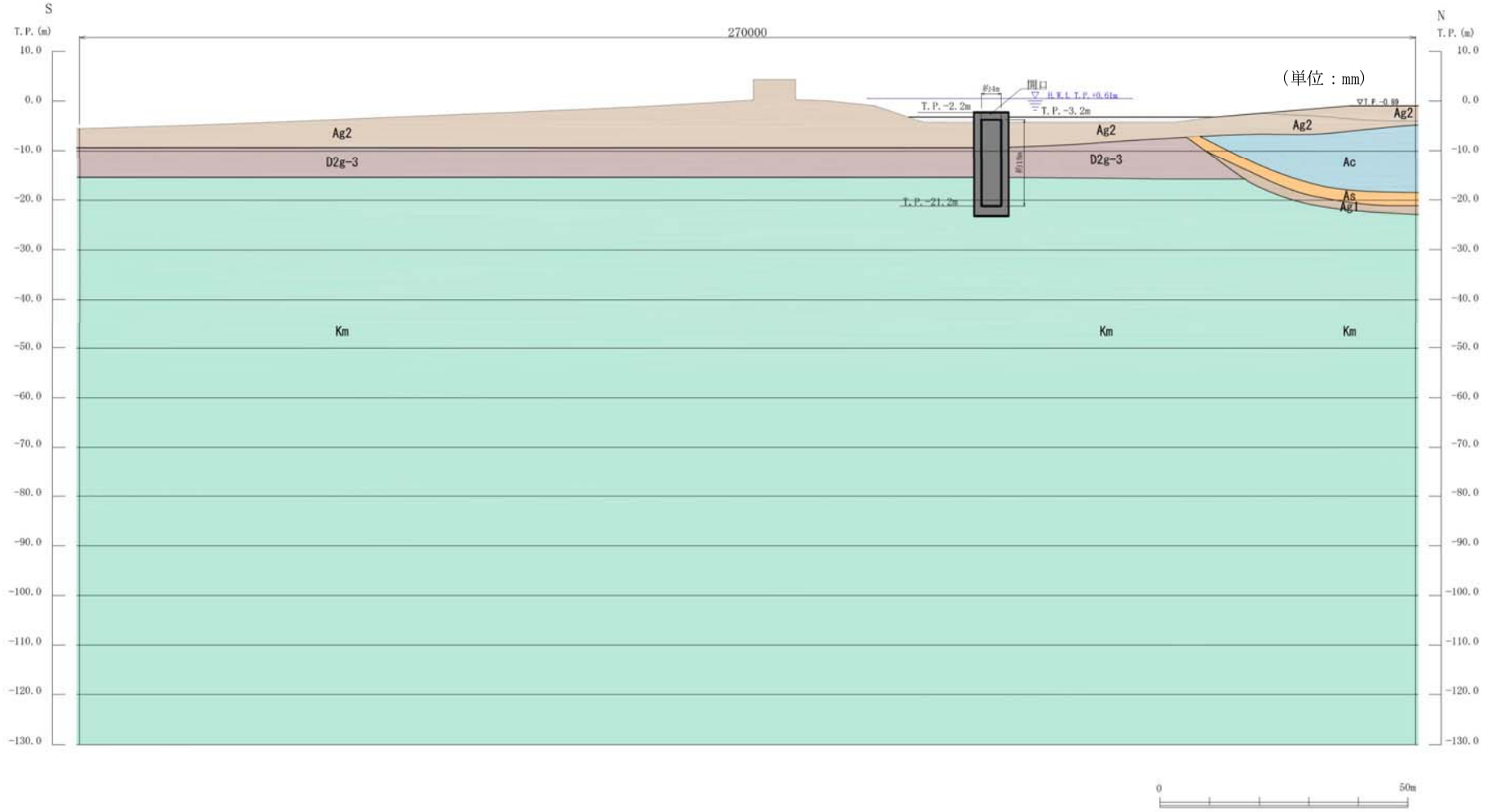


図 1.4.16－5（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔評価対象断面（②－②断面）

1.4.17　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方

図 1.4.17－1 に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面配置図を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，内空幅 9 m（タンク軸方向）×約 5 m（タンク横断方向），内空高さ約 6 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，タンク軸方向に 2 基併設されており，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面図を図 1.4.17－2 に，断面図を図 1.4.17－3 に示す。

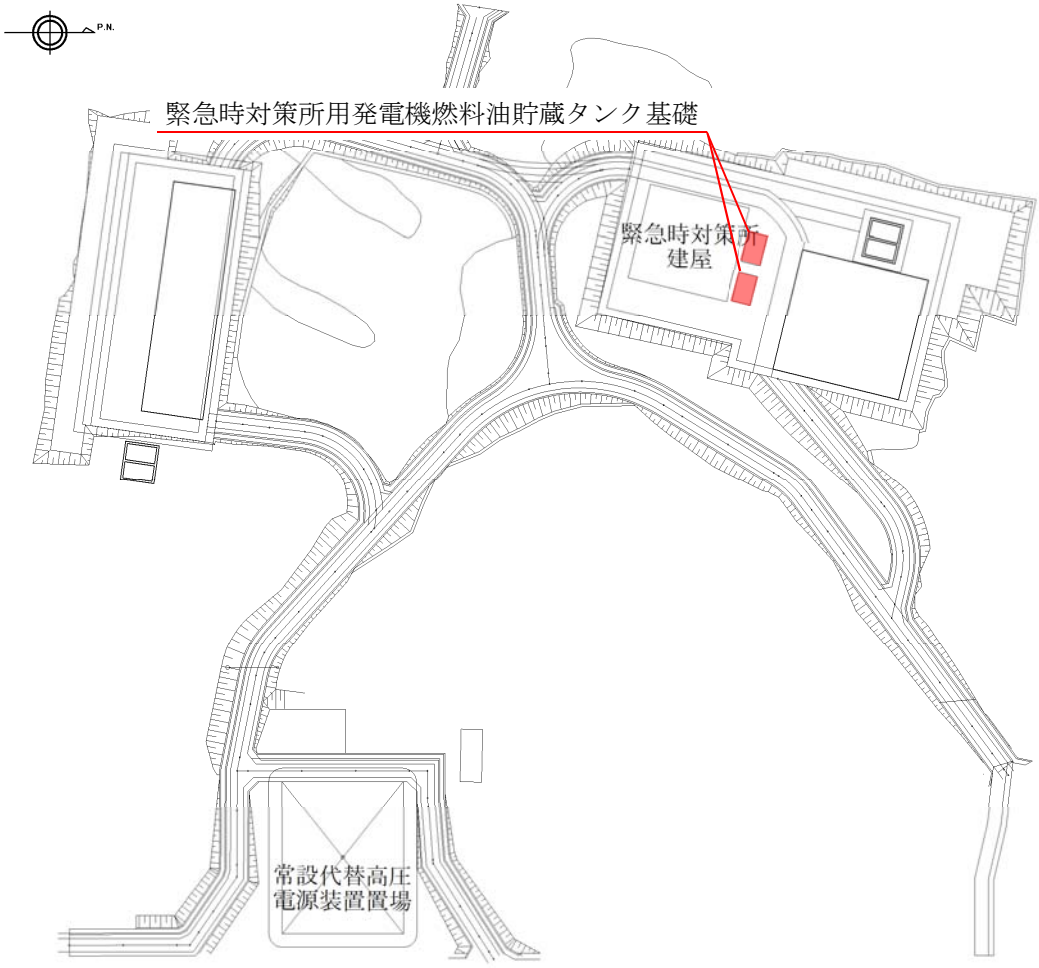


図 1.4.17－1　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の平面配置図

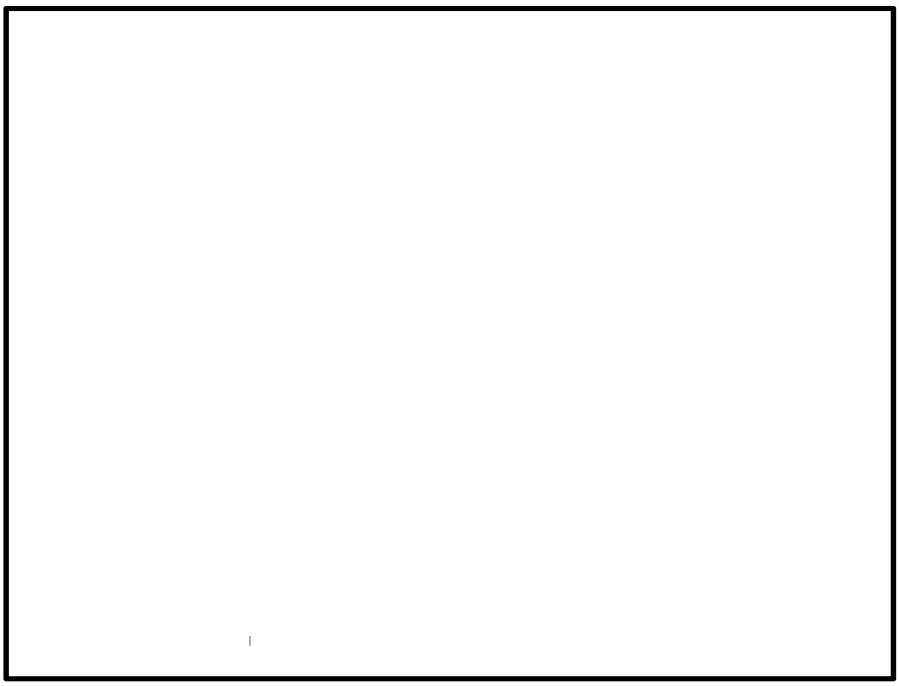


図 1.4.17－2　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎　平面図

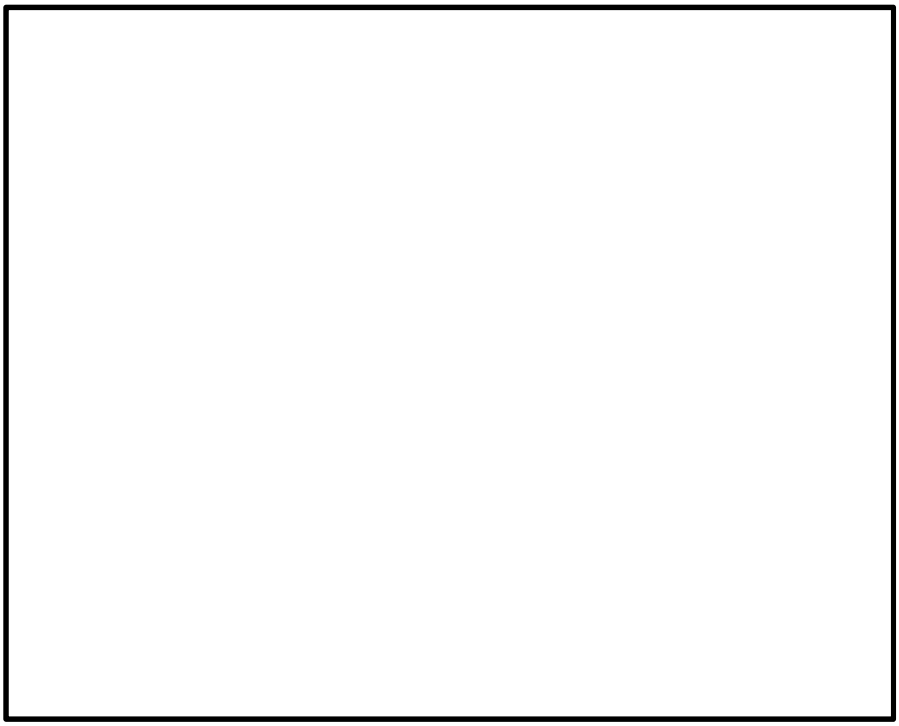


図 1.4.17－3　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎　断面図（A－A 断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①断面評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は縦断方向（タンク軸方向）にほぼ一様な断面の比較的単純な箱型構造物である。

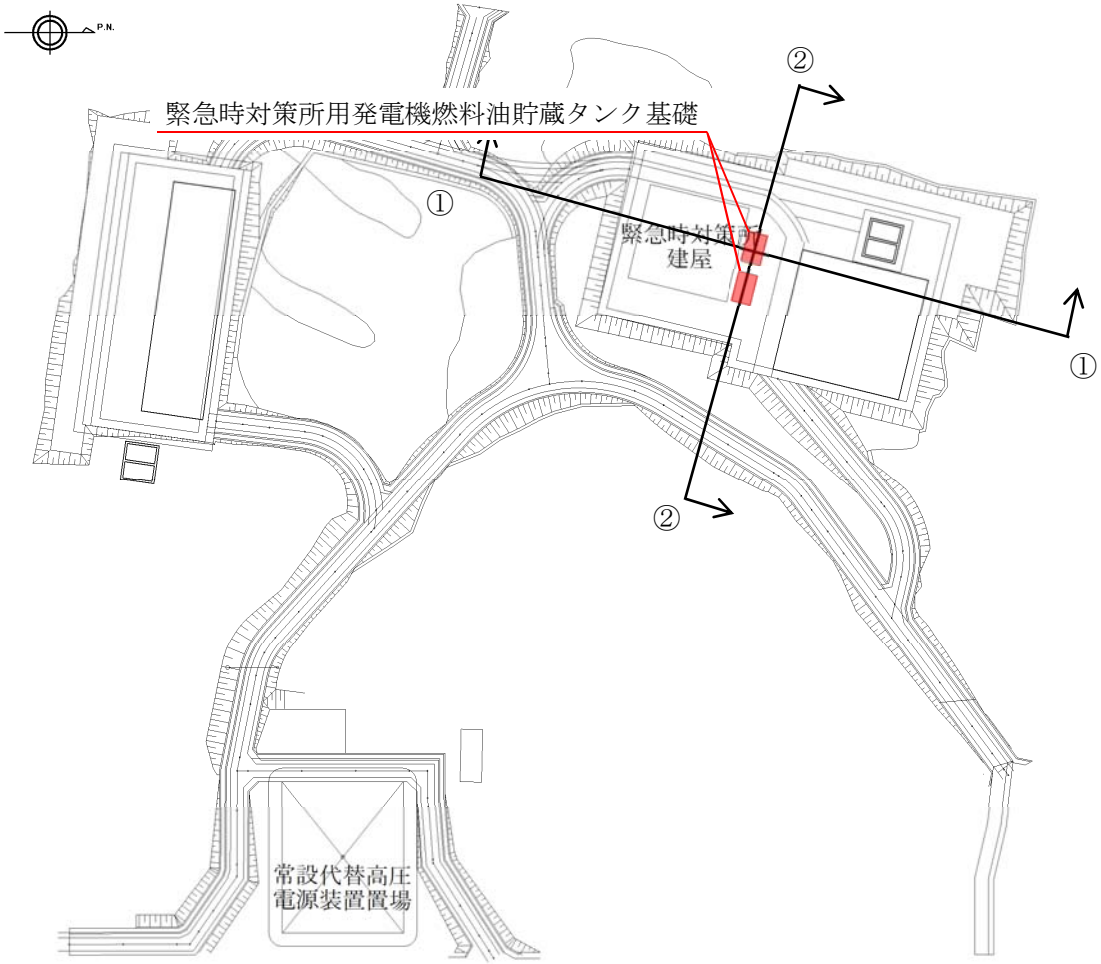
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の縦断方向は加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸断面方向となる。一方，横断断面方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）は，タンクを格納するため，側壁の離隔が大きく耐震設計上見込めないため，弱軸断面方向となる。

以上のことから，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価候補断面は横断方向とする。

(2)　評価対象断面の選定

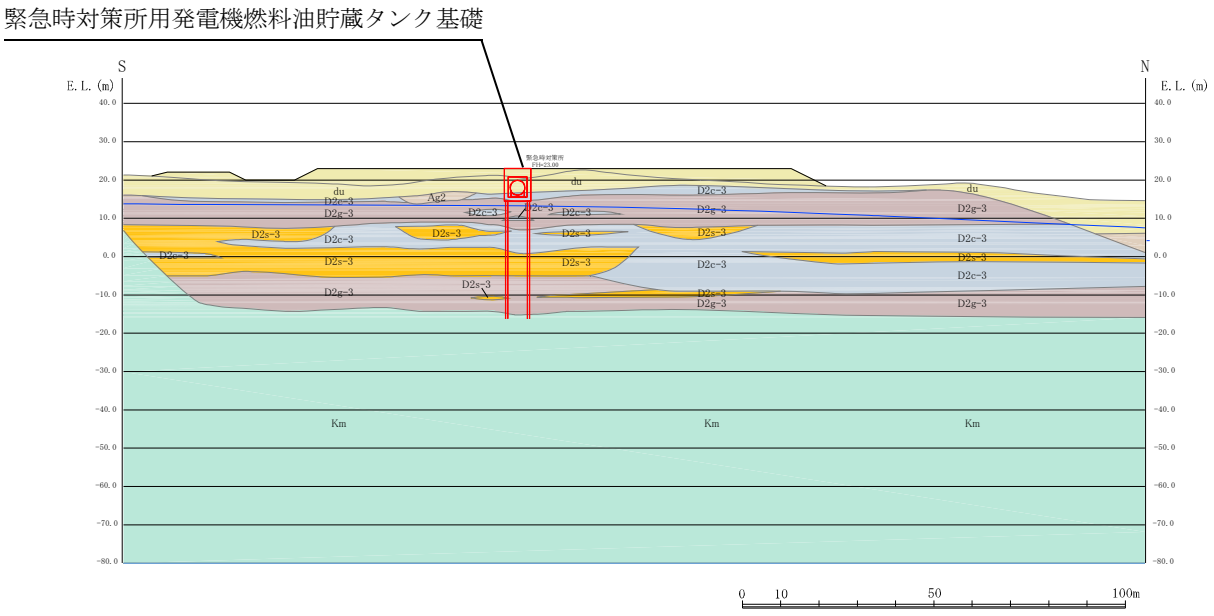
緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は縦断方向（タンク軸方向）にほぼ一様な断面の比較的単純な箱型構造物であるため，構造物の中心を通る横断方向を評価対象断面とする。耐震評価候補断面位置及び地質断面図を図 1.4.17－4 に示す。

2 基の緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は同様の構造形式である。図 1.4.17－4 の②－②断面より，耐震評価においては第四紀層の液状化検討層の厚さが比較的厚い西側の緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の弱軸断面方向の断面（①－①断面）を耐震評価断面とする。

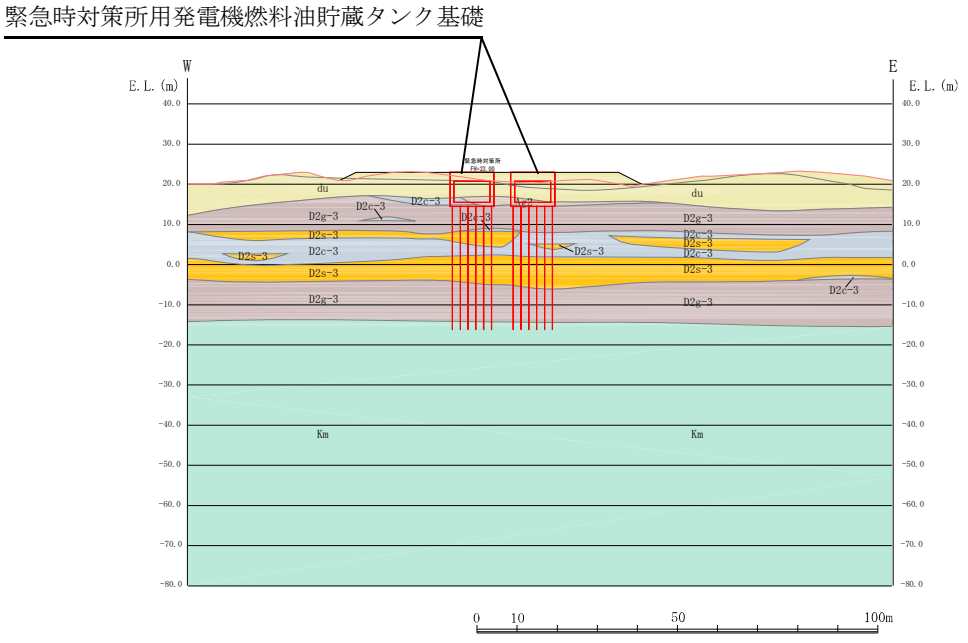


（平面図）

図 1.4.17－4（1）　耐震評価候補断面位置及び地質断面図（その１）



（①－①断面）



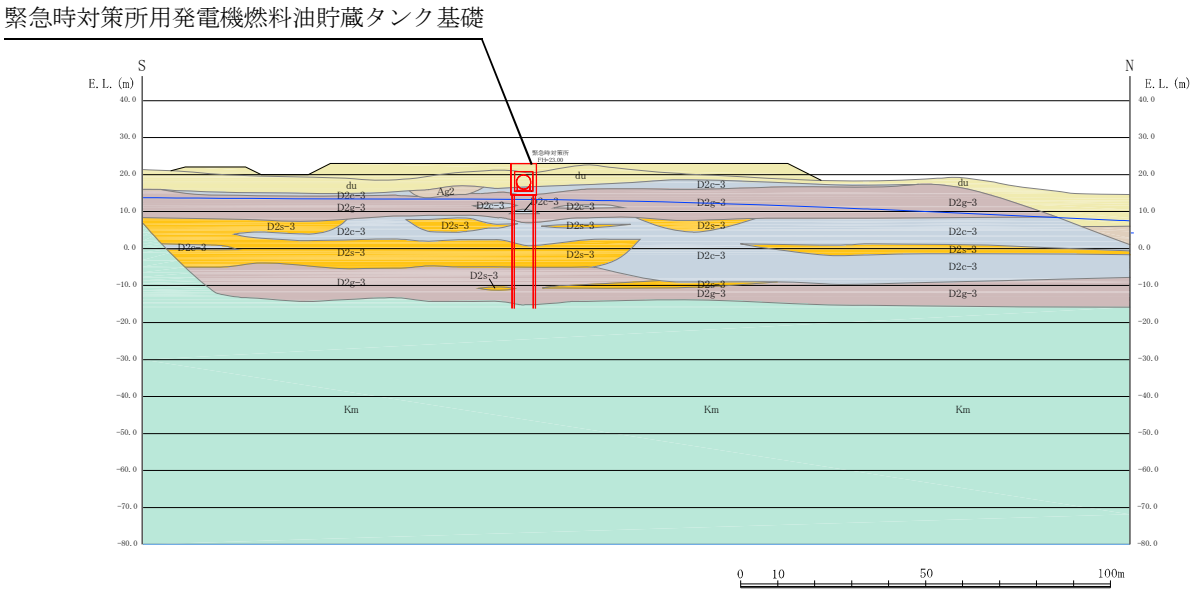
（②－②断面）

図 1.4.17－4（2）　耐震評価候補断面位置及び地質断面図（その２）

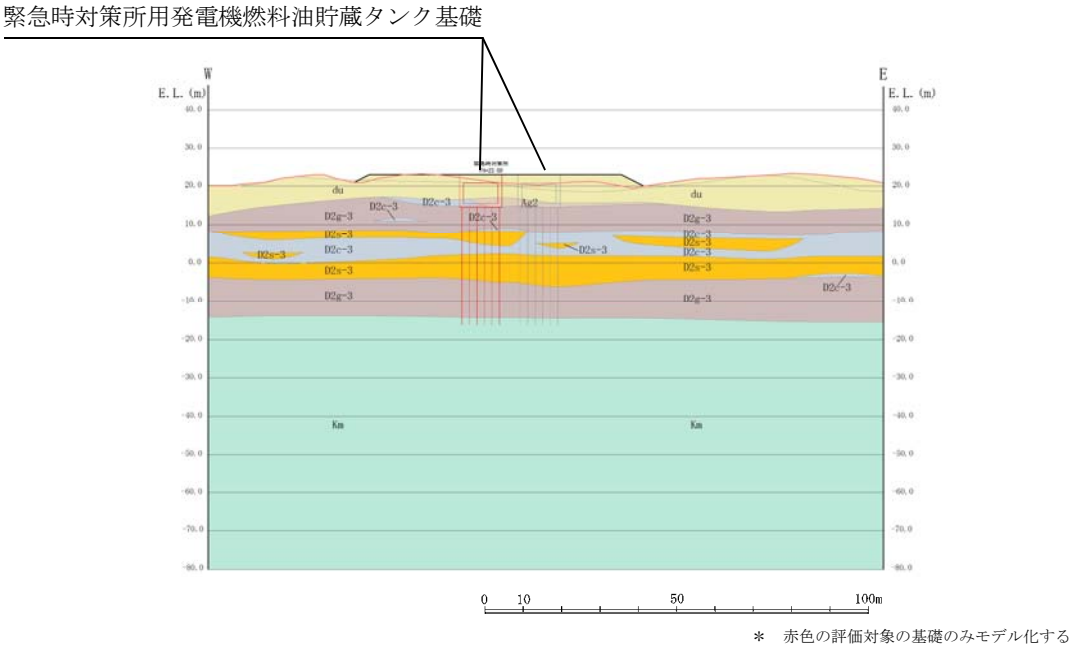
(3)　断面選定結果

評価対象断面を図 1.4.17－5 に示す。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性評価は①－①断面にて実施する。

ただし，機器・配管系への加速度及び変位の応答の観点から②－②断面について地震応答解析を実施する。解析モデルについては，2 基が併設していることによる影響は軽微であると考えられることから，液状化検討層の厚さが比較的厚い 1 基のみをモデル化した解析モデルを用いる。



(①－①断面)



＊　赤色の評価対象の基礎のみモデル化する

(②－②断面)

図 1.4.17－5　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価対象断面

表 1.4.17－1　耐震設計及び機器・配管系への加速度応答抽出に使用する断面の整理

断面条件	緊急時対策所用発電機燃料油 貯蔵タンク基礎の耐震設計 （V-2-2-12 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書）	機器・配管系への 加速度応答抽出 （V-2-2-11 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書）
①－①断面	○	○
②－②断面	―	○

1.4.18　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方

図 1.4.18－1 に可搬型設備用軽油タンク基礎の平面配置図を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎は，西側と南側に分散配置される可搬型設備保管場所に対応して，同様の構造形式*となる可搬型設備用軽油タンク基礎を 2 箇所に設置する。内空幅約 11 m（タンク軸方向）×約 13 m（タンク横断方向），内空高さ約 4 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，2 連のボックスで構成されており，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。可搬型設備用軽油タンク基礎の平面図を図 1.4.18－2 に，断面図を図 1.4.18－3 に示す。

注記　＊：杭長のみ異なる。

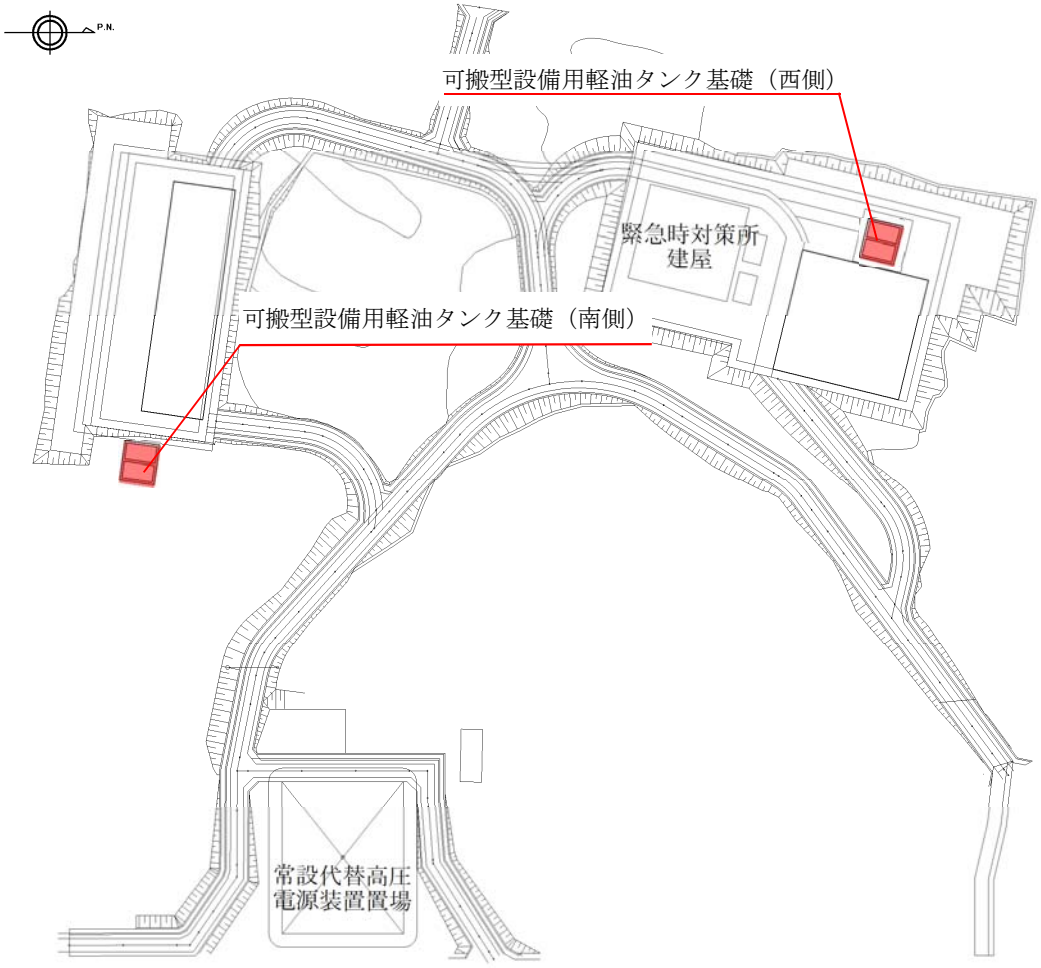


図 1.4.18－1　可搬型設備用軽油タンク基礎の平面配置図

図 1.4.18－2　可搬型設備用軽油タンク基礎　平面図

図 1.4.18－3　可搬型設備用軽油タンク基礎　断面図（A－A 断面）

(1)　耐震評価候補断面の整理

「1.4.1　方針　①断面評価候補断面の整理」に従い，耐震評価候補断面を整理する。可搬型設備用軽油タンク基礎は縦断方向（タンク軸方向）にほぼ一様な断面の比較的単純なボックスカルバート状の断面であり，縦断方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸方向断面となる。一方，横断方向（タンクの軸方向に対し直交する方向）は，タンクを格納するため，加振方向と平行に配置される構造部材が無いことから，弱軸方向断面となる。

耐震評価候補断面位置を図 1.4.18－4 に，断面図を図 1.4.18－5 に示す。各耐震評価候補断面図の特徴を表 1.4.18－1 に示す。

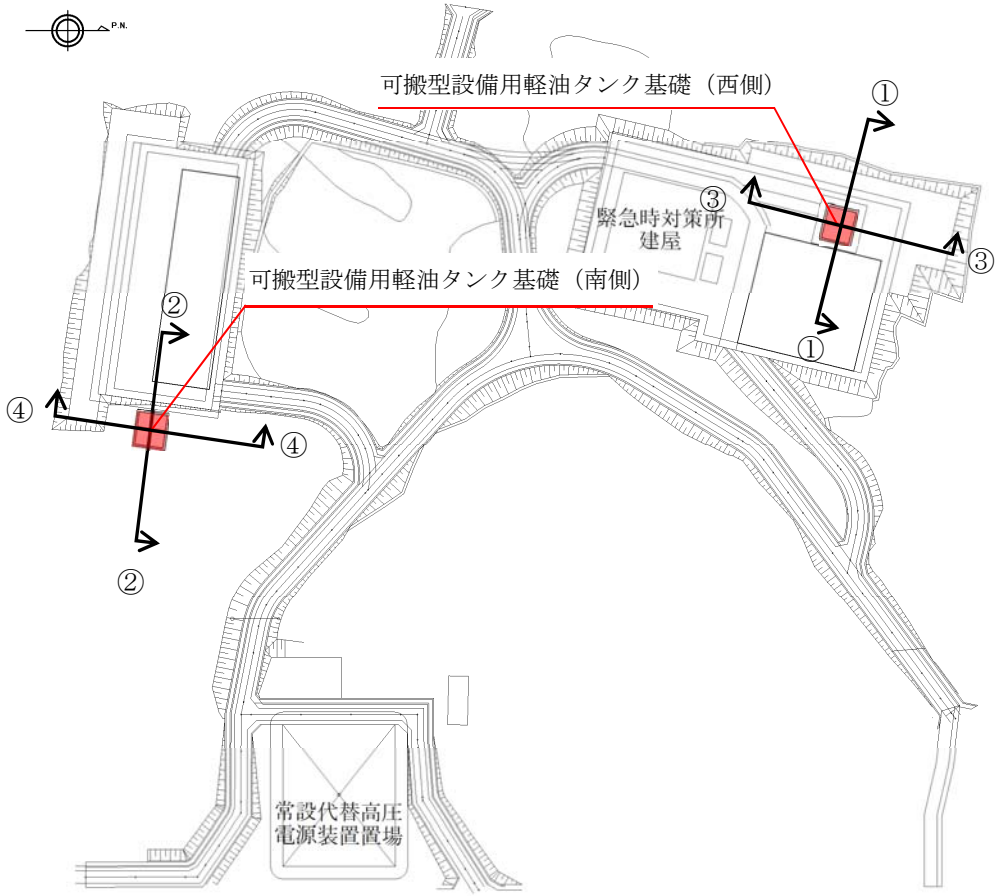
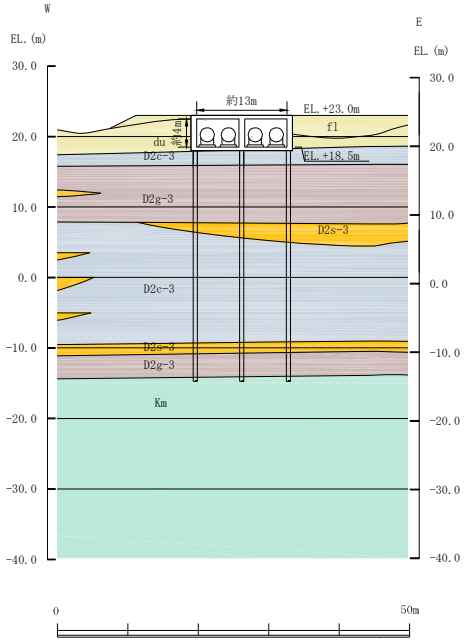
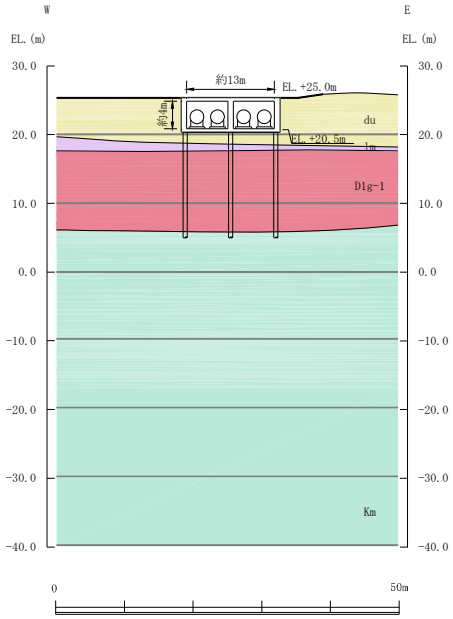


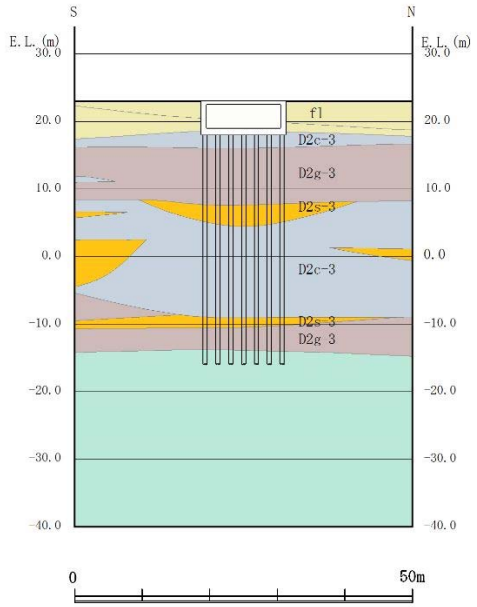
図 1.4.18－4　耐震評価候補断面位置図



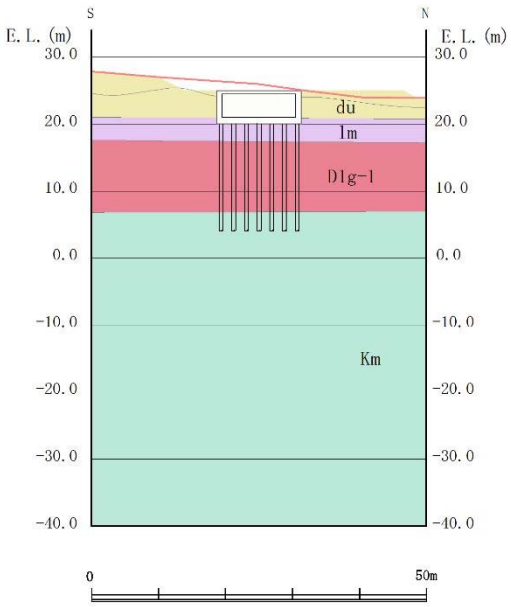
可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）
（①－①断面）



可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）
（②－②断面）



可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）
（③－③断面）



可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）
（④－④断面）

図 1.4.18－5　　耐震評価候補断面の断面図

表 1.4.18－1　可搬型設備用軽油タンク基礎　耐震評価候補断面の特徴

方向	要求性能	断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する構造物
東西	間接支持	①－①	・弱軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が厚く（約 40 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク
	間接支持	②－②	・弱軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が浅く（約 20 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク
南北	間接支持	③－③	・強軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が厚く（約 40 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク
	間接支持	④－④	・強軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が浅く（約 20 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク

①－①断面は，構造物は地中に埋設しており，一様な断面を有するボックスカルバート形状である。杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，第四紀層が厚く（約 40 m）堆積している。

②－②断面は，構造物は地中に埋設しており，一様な断面を有するボックスカルバート形状である。杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，第四紀層が浅く（約 20 m）堆積している。

③－③断面は，構造物は地中に埋設しており，一様な断面を有するボックスカルバート形状である。杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，第四紀層が厚く（約 40 m）堆積している。

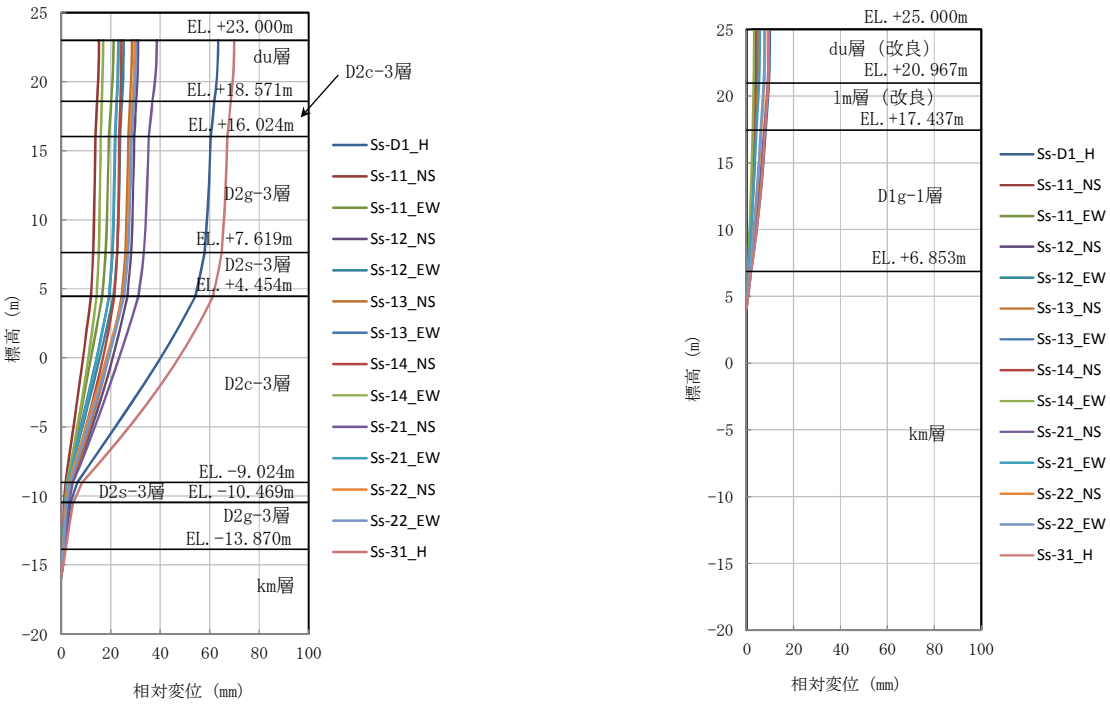
④－④断面は，構造物は地中に埋設しており，一様な断面を有するボックスカルバート形状である。杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置され，第四紀層が浅く（約 20 m）堆積している。

可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）と可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）にて 1 次元地震応答解析を行い応答の比較を行う。

(2)　評価対象断面の選定

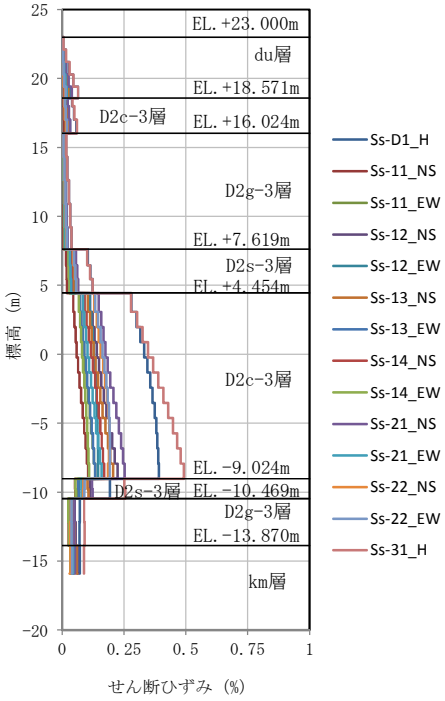
可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）及び可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）において実施した 1 次元地震応答解析結果の地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 1.4.18－6 に，最大せん断ひずみ発生時刻のひずみ分布を図 1.4.18－7 に，最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 1.4.18－8 に示す。なお，可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）にせん断剛性が低い lm 層が分布することで変位が大きくなるため，可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）の lm 層以浅については地盤改良（セメント改良）を実施する。

図 1.4.18－6 から図 1.4.18－8 の結果より，可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）の方が相対変位およびせん断ひずみが大きい。よって，可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）の弱軸断面方向である①－①断面を耐震評価の評価対象断面として採用する。

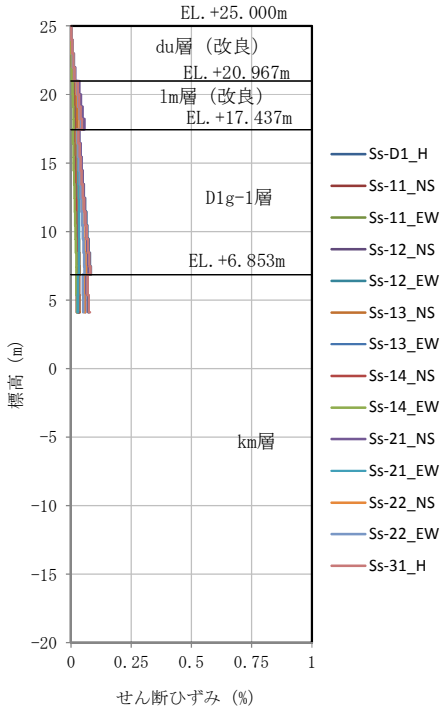


可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）　　可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）

図 1.4.18－6　地表面最大変位発生時刻の変位分布

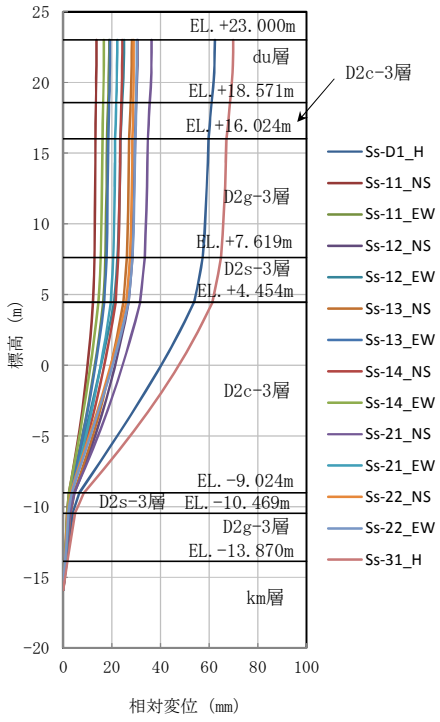


可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）

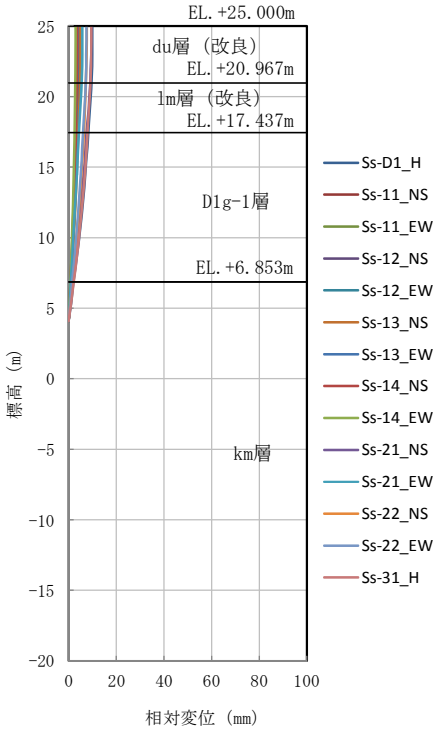


可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）

図 1.4.18－7　最大せん断ひずみ発生時刻のひずみ分布



可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）



可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）

図 1.4.18－8　最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

また，機器・配管系への加速度応答の観点から，可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）の強軸断面方向の③－③断面及び可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）の強軸断面方向の④－④断面において，1 次元地震応答解析を実施し評価対象断面を選定する。

可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）及び可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）の 1 次元地震応答解析における地表面最大加速度を表 1.4.18－2 に示す。地表面加速度を比較した結果，可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）の方が地表面加速度の最大値が大きくなるため，④－④断面を機器・配管系への加速度応答の観点の評価断面とする。

表 1.4.18－2　評価対象の地表面加速度

評価対象	地表面加速度の最大値（cm/s^2）
可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）	626.7（水平方向：S_s－２２）
可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）	646.5（水平方向：S_s－２１）

(3)　断面選定結果

(2) より，構造物の耐震設計における評価対象断面は可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）の弱軸断面方向である①－①断面とし，この断面について地震応答解析及び耐震評価を実施する。評価対象断面の選定結果を表 1.4.18－2 に，評価対象断面を図 1.4.18－9 に示す。

ただし，機器・配管系への加速度応答算出の観点から，可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）の強軸断面方向である④－④断面にて，機器・配管系への加速度応答抽出断面図を図 1.4.18－10 に示す。

表 1.4.18－3 に耐震設計及び機器・配管系への加速度応答抽出に使用する断面の整理を示す。

表 1.4.18－2　評価候補断面の選定結果

方向	断面	要求性能	構造的特徴	周辺地質	間接支持する施設	今回工認 評価断面	選定理由
東西	①－①	間接支持	・弱軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が厚く（約 40 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク	○	1 次元地震応答解析により得られる相対変位及びせん断ひずみが比較的大きいため，評価対象断面とする。
	②－②	間接支持	・弱軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が浅く（約 20 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク	－	1 次元応答解析により得られる相対変位及びせん断ひずみが比較的小さいため，評価対象断面としない。
南北	③－③	間接支持	・強軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が厚く（約 40 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク	－	強軸断面方向であるため，評価対象としない。
	④－④	間接支持	・強軸断面方向 ・地中に埋設 ・一様な断面を有するボックスカルバート形状	・杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 ・第四紀層が浅く（約 20 m）堆積	可搬型設備用軽油タンク	－	強軸断面方向であるため，評価対象断面としないが，機器・配管系への加速度応答の観点より，地震応答解析の実施対象断面とする。

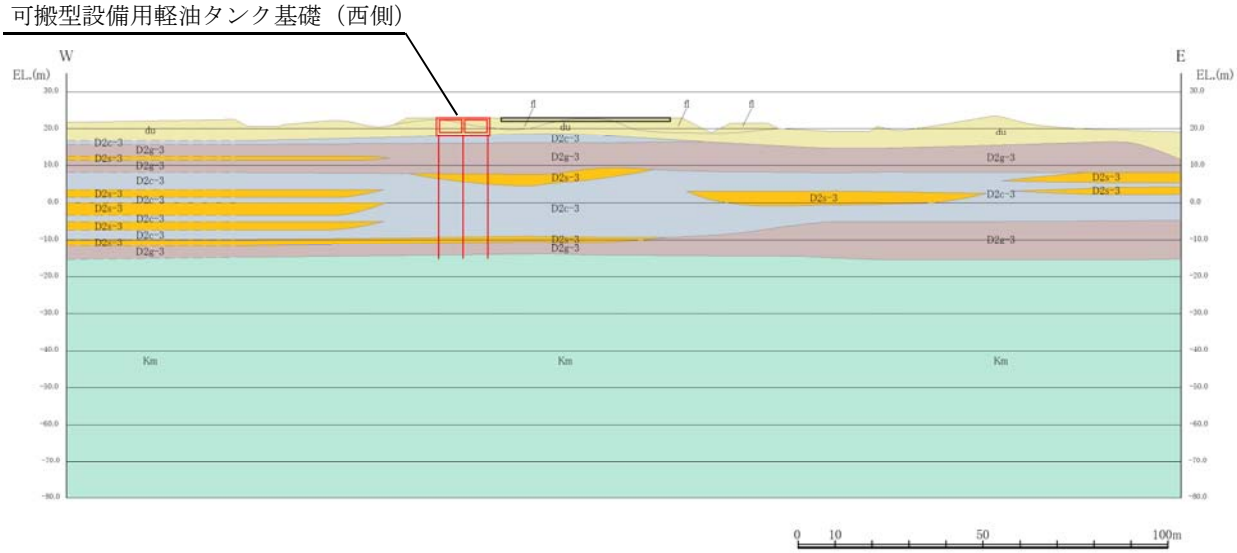


図 1.4.18－9　可搬型設備用軽油タンク基礎の評価対象断面図
（可搬型設備用軽油タンク基礎（西側）　①－①断面）

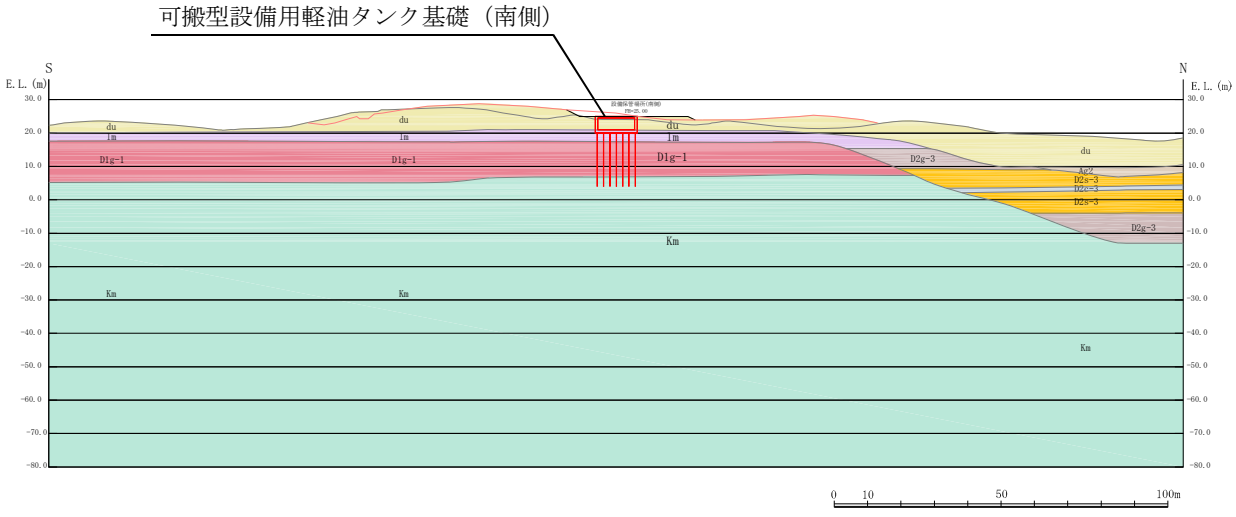


図 1.4.18－10　機器・配管系への加速度応答抽出断面図
（可搬型設備用軽油タンク基礎（南側）　④－④断面）

表 1.4.18－3　耐震設計及び機器・配管系への加速度応答抽出に使用する断面の整理

断面条件	可搬型設備用軽油タンク基礎の 耐震設計 （V-2-2-24 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書）	機器・配管系への 加速度応答抽出 （V-2-2-23 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答計算書）
①－①断面	○	○
④－④断面	―	○

1.5　地盤物性のばらつきの考慮方法について

東海第二発電所の屋外重要土木構造物（津波防護施設を含む）の耐震評価において，地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する場合は，有効応力解析を実施する。

本章では，屋外重要土木構造物の耐震評価における地盤物性のばらつきの考慮方法について記載する。

1.5.1　耐震評価における検討ケース

屋外重要土木構造物の耐震評価における検討ケースを以下に示す。

(1)　原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（①，②，③）

有効応力解析に用いる液状化強度特性は，敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。原地盤に基づく液状化強度特性は，試験データのばらつきを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いた「平均－1σ」について整理する。

原地盤に基づく液状化強度特性の詳細は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す。

また，地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースに加えて，第四紀層に対し，せん断波速度 Vs のばらつき（平均＋1σ，平均－1σ）を考慮したケースについても実施する。Vs のばらつきの設定方法の詳細は，「耐震性に関する説明書に係る補足説明資料　地盤の支持性能について」に示す。

(2)　地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース（④）

地中の屋外重要土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として，地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は，原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

豊浦標準砂に基づく液状化強度特性の詳細は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す。

(3)　原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース（⑤，⑥）

解析条件として液状化強度が小さく設定された場合は，地盤の変位が大きく算定されることになるため，特に屋外重要土木構造物の下部構造に対して保守的な解析条件となるが，地表面応答加速度はやや小さめに評価される場合がある。一方，液状化強度が大きく設定された場合は，地盤の変位が小さく算定されることになるが，地表面応答加速度が大きく評価されることになるため，特に屋外重要土木構造物の上部構造及び上載される機器・配管系に対して保守的な解析条件となる。

よって，上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として，地盤の非液状化の影響を考慮する場合は，原地盤において非液状化の条件を仮定した解析

を実施する。非液状化の条件の仮定は，有効応力解析にて液状化パラメータを非適用とすることにより設定する。これは，地盤の液状化強度が最も大きい場合に相当する。

また，原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケースに加えて，第四紀層に対し，せん断波速度 Vs のばらつき（平均＋1σ）を考慮したケースについても実施する。Vs のばらつきの設定方法の詳細は，「耐震性に関する説明書に係る補足説明資料　地盤の支持性能について」に示す。

以上の各検討ケースにおける液状化強度の関係を図 1.5－1 に，各検討ケースにおけるせん断波強度 Vs の関係を図 1.5－2 に示す。

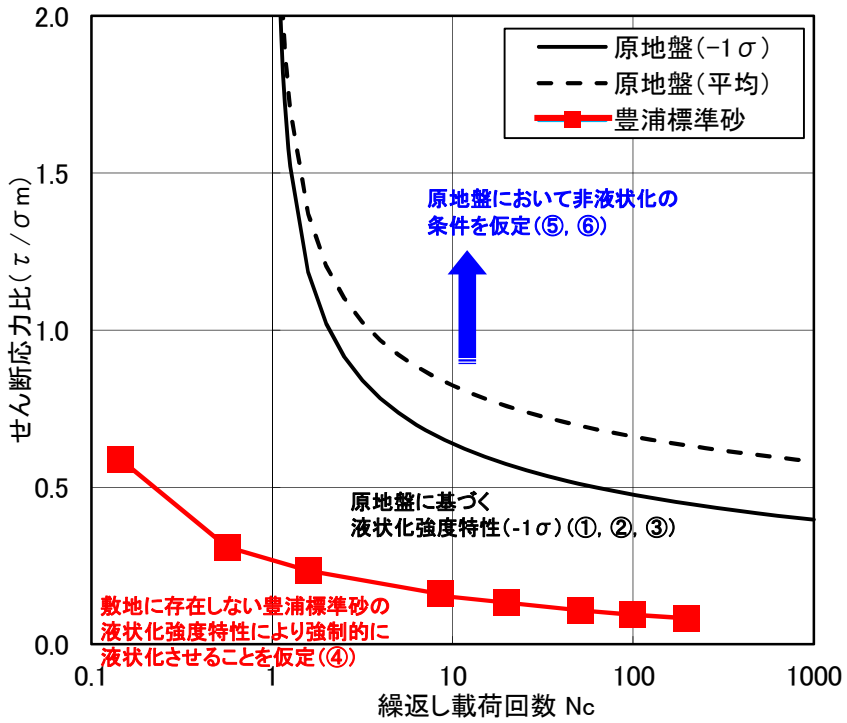


図 1.5－1　各検討ケースにおける液状化強度の関係

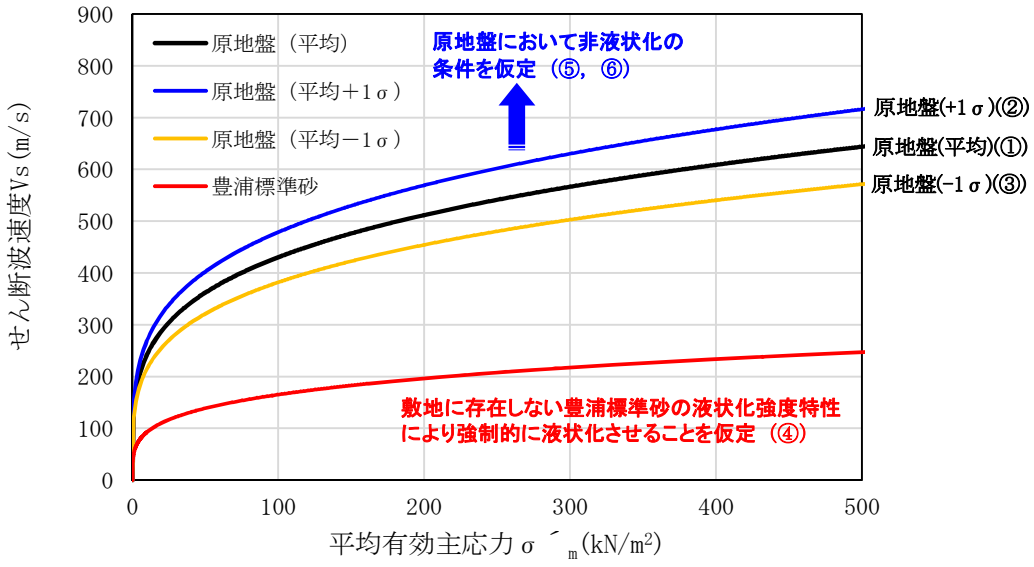


図 1.5－2　各検討ケースにおけるせん断波強度 Vs の関係

1.5.2　耐震評価における検討ケースの組合せについて

屋外重要土木構造物の耐震評価における検討ケースの組合せを図 1.5－3 に示す。

耐震評価においては，基準地震動Ｓ$_s$全波（８波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（４波）を加えた全１２波を用いて解析ケース①を実施する。

上記の解析ケース①において，構造物の安全率が最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②，③，④，⑤，⑥を実施し，解析ケース①も含めた全ての解析ケースに基づく耐震評価を実施する。最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造，下部構造）毎に 1 波選定する。また，異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は，上記ケースの中で，変位量が最も大きいケースにて行う。

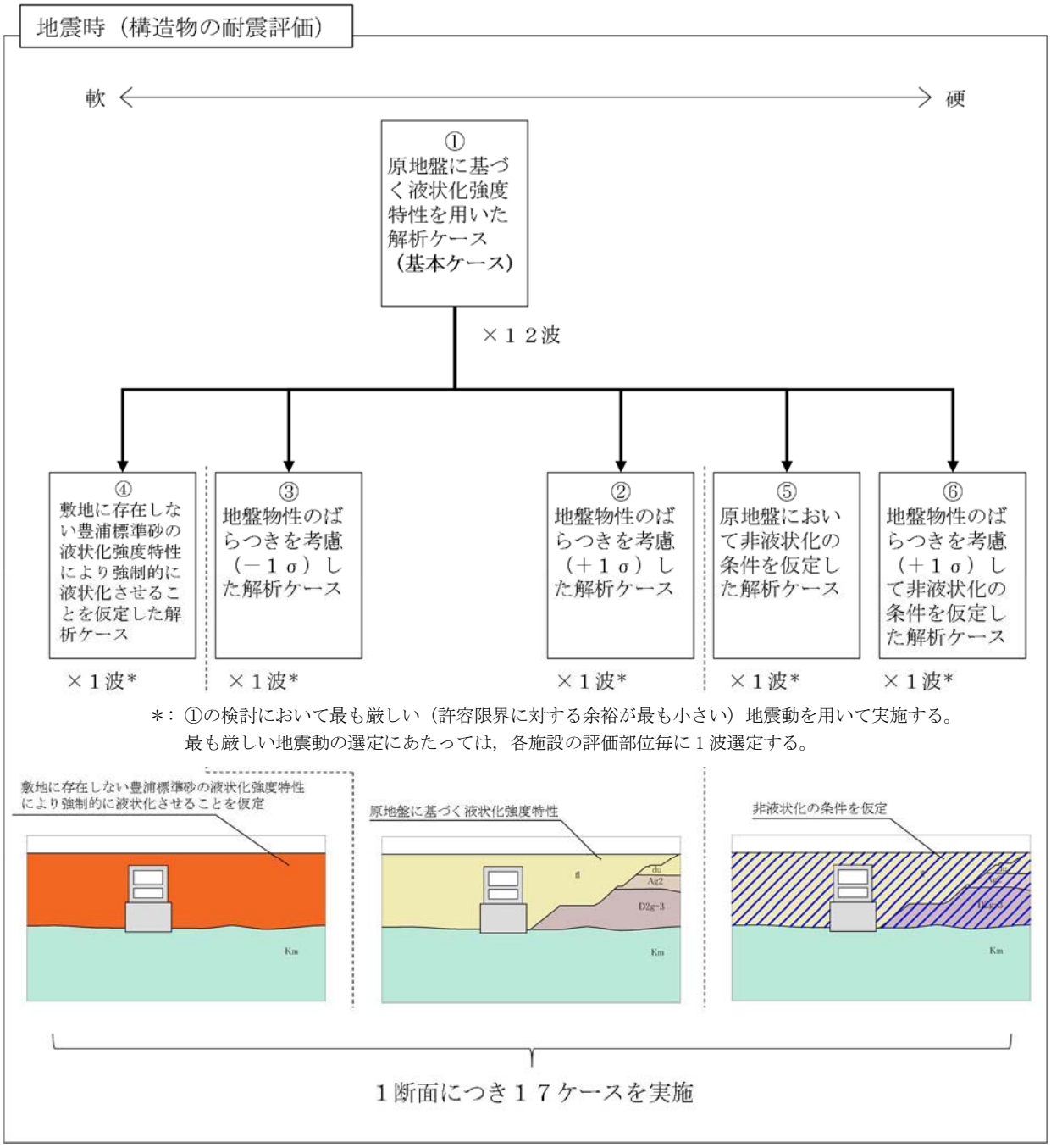


図 1.5－3　屋外重要土木構造物の耐震評価における検討ケース

上記より，屋外重要土木構造物の耐震評価にあたっては，地盤物性の観点において，想定される地盤物性のばらつき（せん断波速度 Vs のばらつき）を十分包絡する保守的な検討となっている。

また，同様な理由から，耐震評価における断面選定の観点において，屋外重要土木構造物の形状，基礎地盤の支持条件が同一であれば，第四紀層の各地層構成の軽微な差異は耐震評価結果に有意な影響を及ぼさない保守的な検討となっている。

1.5.2　機器・配管系に対する加速度応答算定のための検討ケース

屋外重要土木構造物に上載される機器・配管系に対する加速度応答の算定では，上載される機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として，基準地震動Ｓ$_s$全波（８波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（４波）を加えた全１２波を用いて解析ケース①を実施する。

上記の解析ケース⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動１波を用いて，解析ケース④，⑥を実施し，解析ケース①も含めた全ての解析ケースに基づく加速度応答を算定する。

機器・配管系に対する加速度応答算定のための検討ケースを図 1.5－4 に示す。

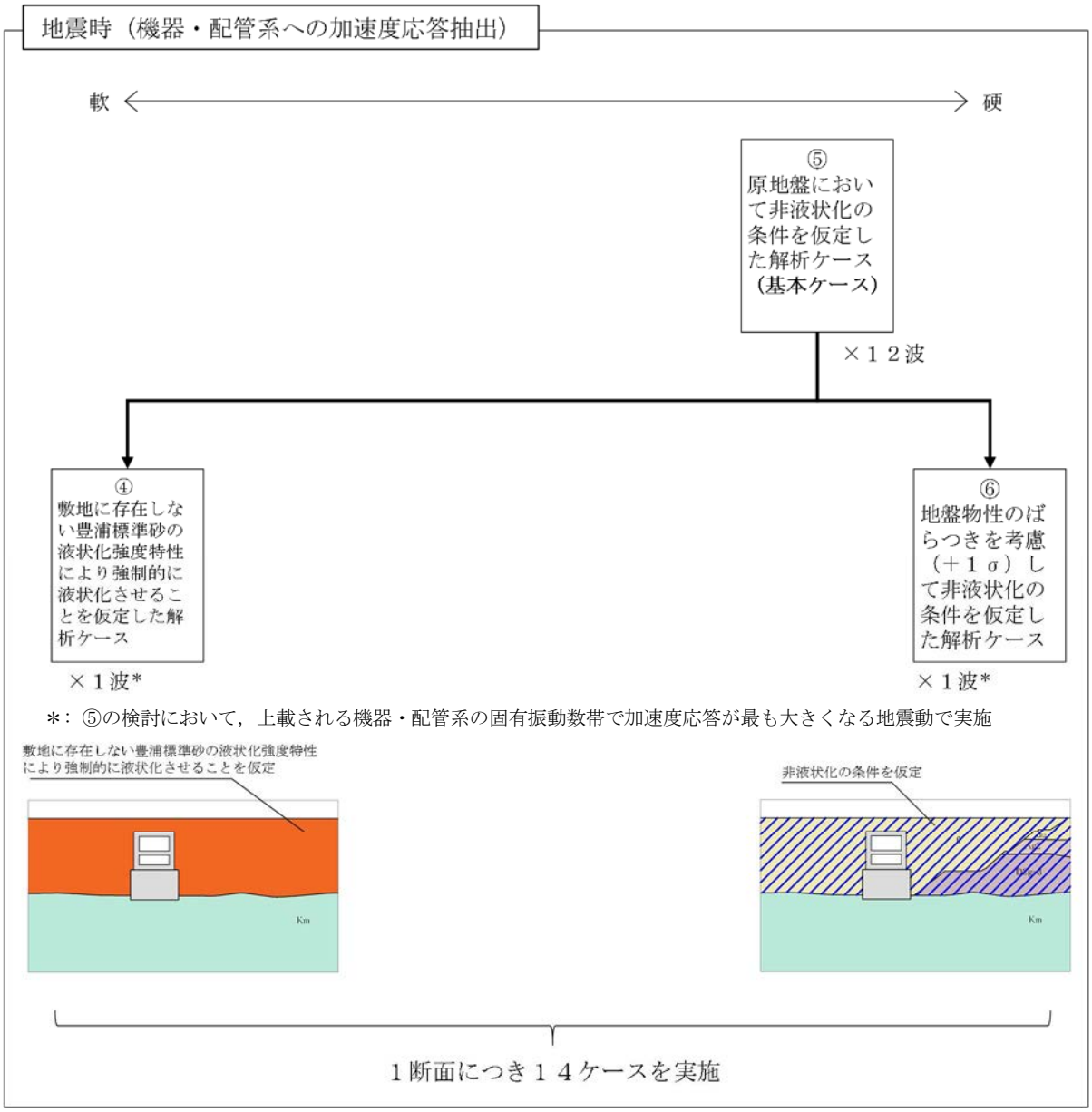


図 1.5－4　機器・配管系に対する加速度応答算定のための検討ケース

上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動の選定の考え方について

追而

1.5.3　耐震設計における検討ケースのまとめ

屋外重要土木構造物の耐震設計における検討ケースを表 1.5-1 に，屋外重要土木構造物に上載される機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケースを表 1.5-2 に示す。

表 1.5-1 屋外重要土木構造物の耐震設計における検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>①
原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）</td><td>②
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース</td><td>③
地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース</td><td>④
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース</td><td>⑤
原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース</td><td>⑥
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="12">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓs－Ｄ１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td><td rowspan="12">1 以上</td><td rowspan="12">1 以上</td><td rowspan="12">1 以上</td><td rowspan="12">1 以上</td><td rowspan="12">1 以上</td></tr>
<tr><td>（＋－）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－－）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１２</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１３</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１４</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２２</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓs－３１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>12</td><td>1 以上</td><td>1 以上</td><td>1 以上</td><td>1 以上</td><td>1 以上</td></tr>
</table>

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。
最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位毎に 1 波選定する。

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は，上記ケースの中で，変位量が最も大きいケースにて行う。

表 1.5-2 屋外重要土木構造物に上載される機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D1	（＋＋）	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		（＋－）		1	
		（－＋）		1	
		（－－）		1	
	S_s－11	（＋＋）		1	
	S_s－12	（＋＋）		1	
	S_s－13	（＋＋）		1	
	S_s－14	（＋＋）		1	
	S_s－21	（＋＋）		1	
	S_s－22	（＋＋）		1	
	S_s－31	（＋＋）		1	
		（－＋）		1	
計			1	12	1

1.6　許容応力度法における許容限界について

屋外重要土木構造物の許容応力度法による耐震設計にあたり，部材に適用する許容応力度及び短期許容応力度は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（(社) 土木学会，2002 年制定)」に基づき設定することを基本とする。「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)」において対象部材に直接適用できる値が無い場合は，「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)」に基づき設定する。また，「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)」においても対象部材に直接適用できる値が無い場合は，その他の規格・基準等を検討し，適切に設定する。

表 1.6－1 に各部材の許容応力度，短期許容応力度及び適用する規格・基準類を示す。

表 1.6－1　各部材の許容応力度，短期許容応力度及び適用する規格・基準類

部材(材料)	規格	項目	許容応力度 (N/mm2)	割増し係数	短期許容応力度 (N/mm^2)	適用する規格，基準類
コンクリート	設計基準強度 f'ck＝40 N/mm^2	許容曲げ圧縮応力度	14	1.5	21	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)
		許容せん断応力度	0.55	1.5	0.825	
		許容押抜きせん断応力度	1.1	1.5	1.65	
		許容支圧応力度	12	1.5	18	
		許容せん断応力度(耐震壁)	0.9*1	1.5	1.35	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―(日本建築学会，1999年)
	設計基準強度 f'ck＝30 N/mm^2	許容曲げ圧縮応力度	11	1.5	16.5	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)
		許容せん断応力度	0.5	1.5	0.75	
	設計基準強度 f'ck＝24 N/mm^2	許容曲げ圧縮応力度	9	1.5	13.5	
		許容せん断応力度	0.45	1.5	0.675	
鉄筋	SD490	許容引張応力度	290	1.5	435	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24年3月)
		許容引張応力度(せん断補強筋)	200	1.5	300	
	SD390	許容引張応力度	206	1.5	309	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)
		許容引張り応力度(せん断補強筋)	206	1.5	309	
	SD345	許容引張応力度	196	1.5	294	
		許容引張り応力度(せん断補強筋)	196	1.5	294	
鋼材	SM570	許容引張応力度	240	1.5	360	水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編)-付解説-[第5回改訂版]((社)電力土木技術協会)
		許容せん断応力度	135	1.5	202.5	
	SM570	許容引張応力度	255	1.5	382.5	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)
		許容せん断応力度	145	1.5	217.5	
	SM490Y	許容引張応力度	210	1.5	315	
		許容せん断応力度	120	1.5	180	
	SM490	許容引張応力度	185	1.5	277.5	
		許容せん断応力度	105	1.5	157.5	
	SKK490	許容引張応力度	185	1.5	277.5	
		許容せん断応力度	105	1.5	157.5	
	SKY490	許容引張応力度	185	1.5	277.5	
		許容せん断応力度	105	1.5	157.5	
	SM400	許容引張応力度	140	1.5	210	
		許容せん断応力度	80	1.5	120	
	SS400	許容引張応力度	140	1.5	210	
		許容せん断応力度	80	1.5	120	

注記　＊1：「Fc×(1/30) かつ 0.5＋Fc×(1/100)　以下」より算出(Fc：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2))

2.　取水構造物の耐震安全性評価

2.1　評価方法

取水構造物は，Ｓクラス設備である非常用海水ポンプ，取水路点検用開口部浸水防止蓋，海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁，潮位計，取水ピット水位計等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また，取水構造物は非常用取水設備であり，通水性能及び貯水性能が要求される。取水構造物について基準地震動Ｓ$_s$による耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が許容限界を超えないことを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，地震応答解析に基づく最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

2.2　評価条件

2.2.1　適用基準

取水構造物の耐震評価にあたっては，原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会），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）等に準拠するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については，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」という。）を参考とする。また，鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界については，乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定　ＪＥＡＧ４６１６－2009（(社) 日本電気協会），鋼・合成構造標準示方書［耐震設計編］（(社) 土木学会，2008 年制定）を参考とする。

表 2.2－1 に参考とする主な基準を示す。

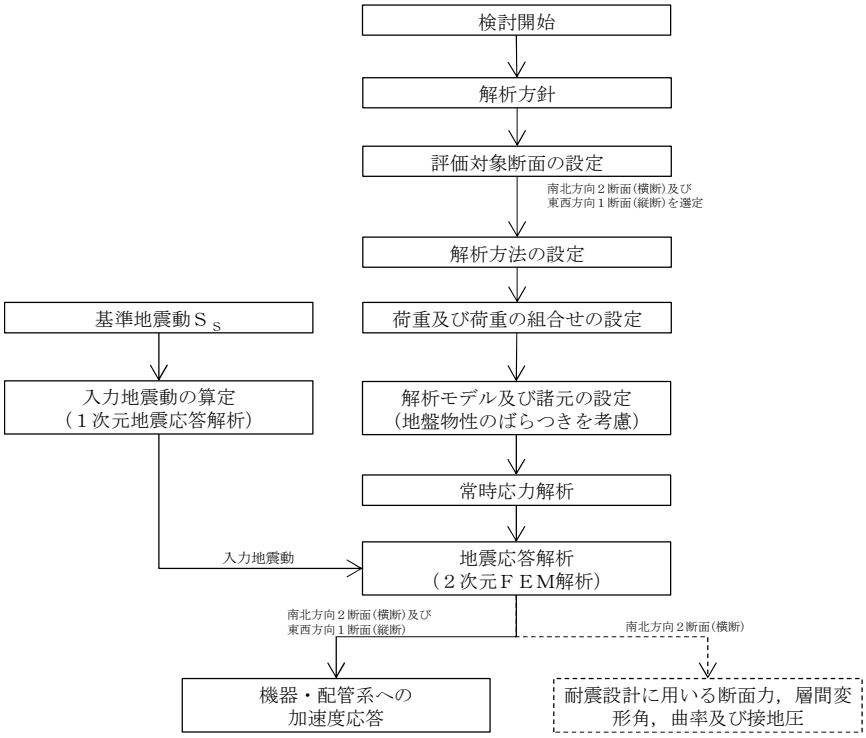
表 2.2－1　参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・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（2005 年） ・ＪＥＡＧ４６１６－2009 ・鋼・合成構造標準示方書［耐震設計編］（2008 年制定）	・曲げに対する照査は，全塑性モーメントに相当する限界曲率を設定した上で，発生曲率が限界曲率*を下回ることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力*を下回ることを確認する。
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

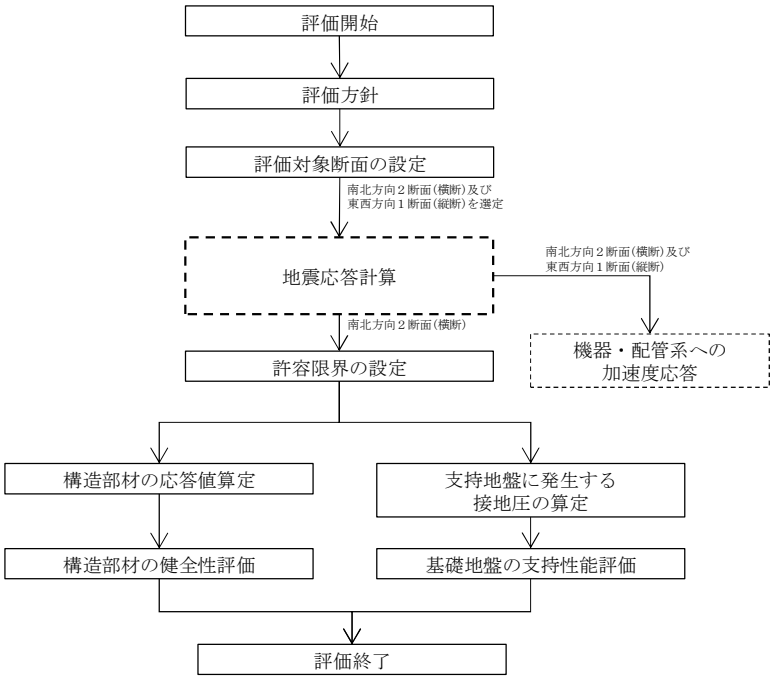
注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。

2.2.2　耐震安全性評価フロー

図 2.2－1 に取水構造物の耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 2.2－1　取水構造物の耐震安全性評価フロー

2.2.3　評価対象断面の方向

取水構造物の位置を図 2.2－2 に示す。

取水構造物は，延長約 57 m，幅約 43 m，高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。取水構造物においては，縦断方向（通水方向）は，加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸断面方向となる。一方，横断方向（通水方向に対し直交する方向）は，通水機能を確保するため，加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2.2－2 に示す。

以上のことから，取水構造物の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

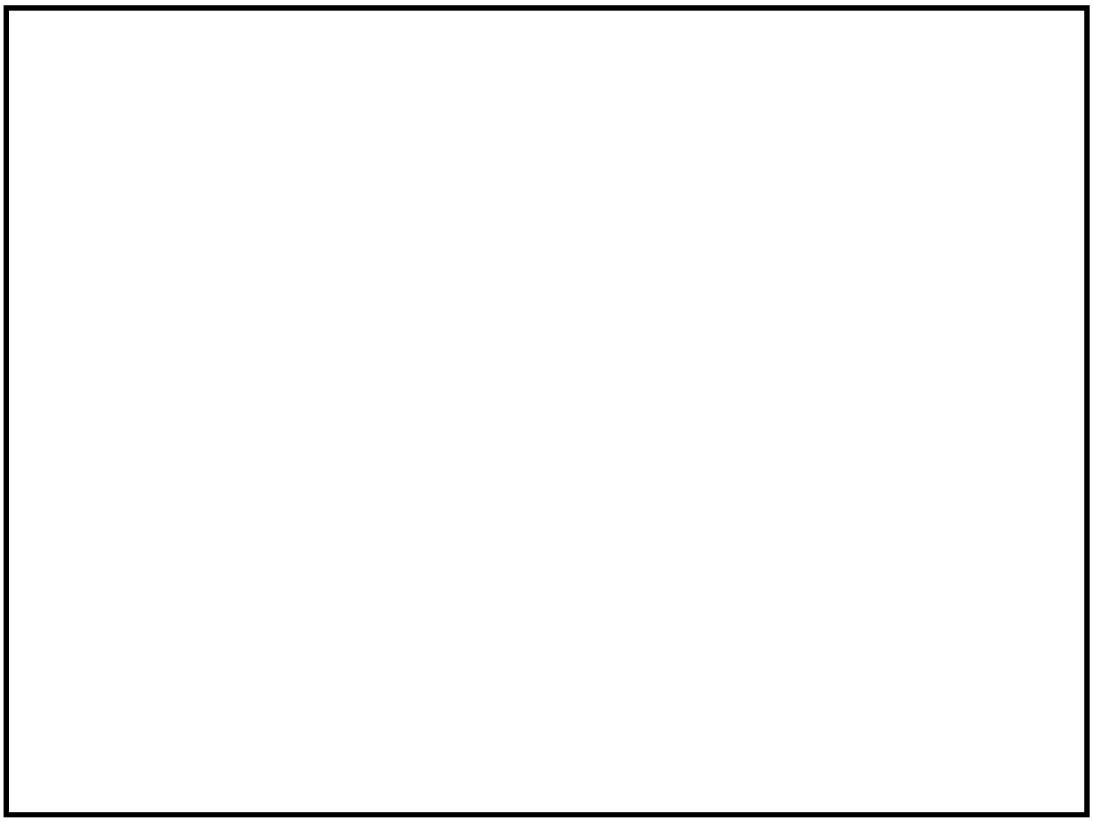


図 2.2－2（1）　取水構造物の平面配置図（全体平面図）

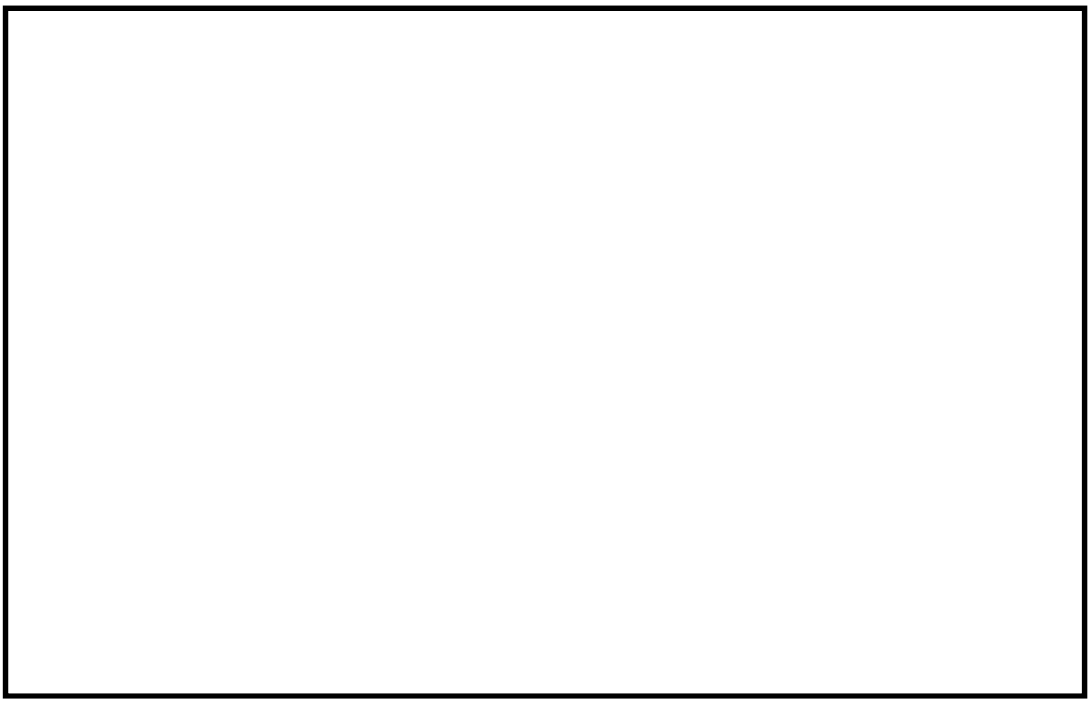


図 2.2－2（2）　取水構造物の平面配置図（拡大図）

表 2.2－2　取水構造物の評価対象断面の方向の選定

2.2.4　評価対象断面の選定

図 2.2－3 に取水構造物の平面図及び縦断図を，図 2.2－4 に取水構造物の断面図を示す。

取水構造物は，延長約 57 m，幅約 43 m，高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。取水方向に対して複数の断面形状を示すが，構造的には多連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

評価対象断面は，「1.4.2　取水構造物の断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物の内空寸法や上載荷重等の観点で比較的耐震裕度が小さく，構造的にも弱軸断面方向となる①－①断面及び④－④断面を代表として耐震評価を実施する。

なお，構造的に強軸断面方向である⑥－⑥断面についても，設備の床応答算定の観点から地震応答解析を実施する。

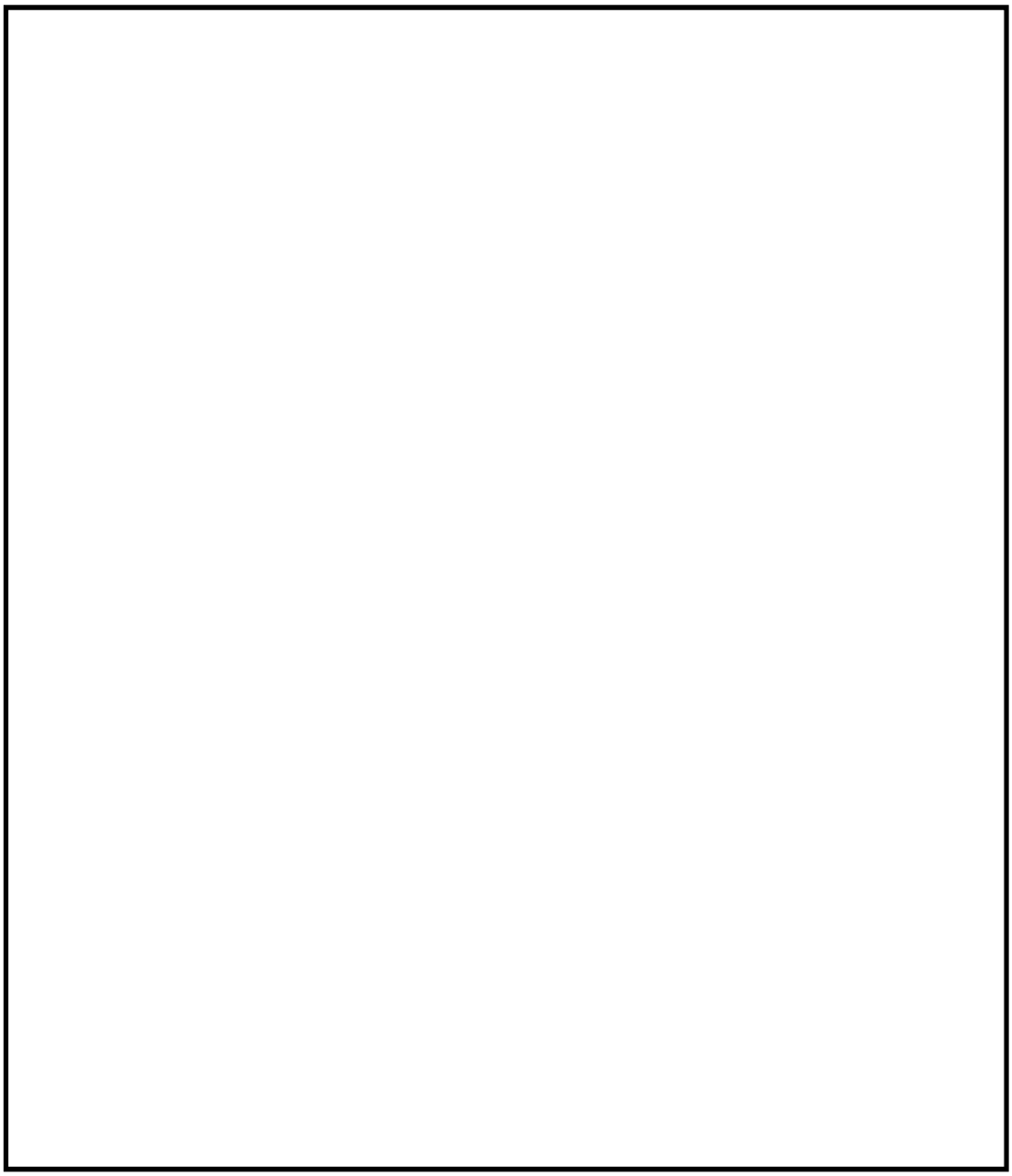


図 2.2－3　取水構造物の平面図及び縦断図

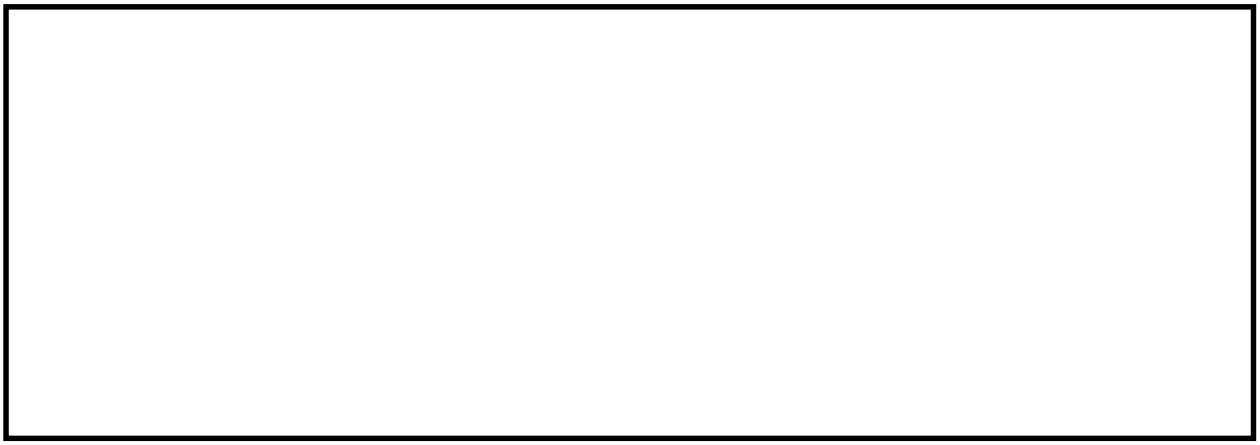


図 2.2－4（1）　取水構造物の断面図（①－①断面）

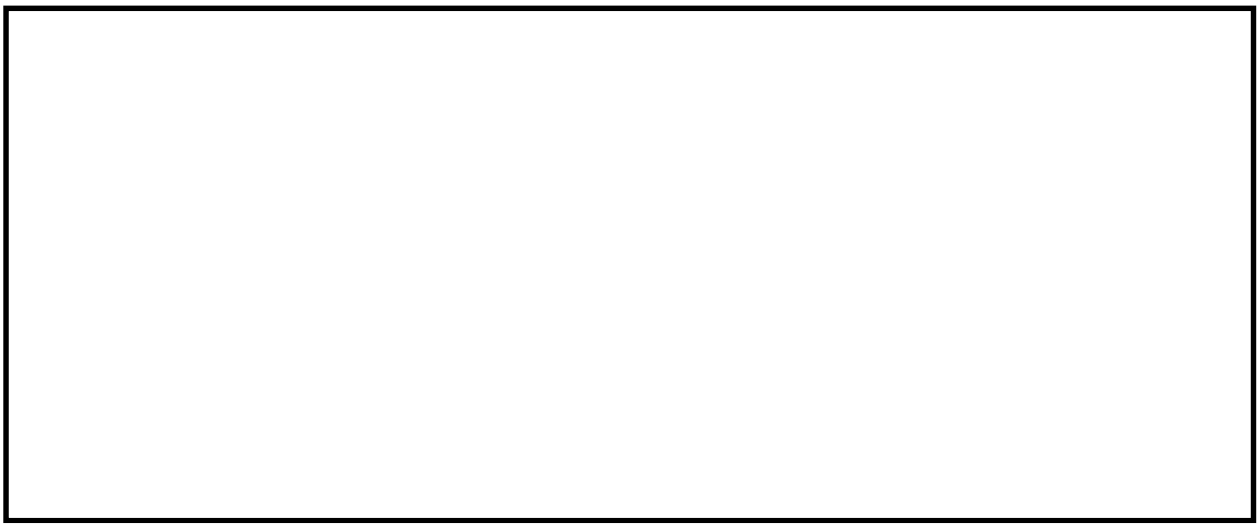


図 2.2－4（2）　取水構造物の断面図（④－④断面）

2.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表2.2－3に，材料物性値を表2.2－4に示す。

地盤の諸定数は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表2.2－5に示す。

表2.2－3　使用材料

諸元	
鉄筋	SD30（SD295相当）
コンクリート	設計基準強度　20.6 N/mm^2
鋼管杭	STK41（STK400相当）

表2.2－4　材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24	2.59×10^4	0.2
鋼管杭	77	2.00×10^5	0.3

表 2.2－5（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 2.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 2.2－5 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)			密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5	～	10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5	～	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5	～	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5	～	7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5	～	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5	～	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5	～	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5	～	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5	～	2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5	～	1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5	～	0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5	～	-0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5	～	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5	～	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	～	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	～	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5	～	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	～	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5	～	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5	～	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11	～	-9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13	～	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	～	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	～	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	～	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	～	-19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	～	-21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	～	-23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27	～	-25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29	～	-27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31	～	-29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33	～	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	～	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	～	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	～	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	～	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	～	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45	～	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47	～	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49	～	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51	～	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	～	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55	～	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	～	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	～	-57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	～	-59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63	～	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65	～	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67	～	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69	～	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71	～	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	～	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75	～	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77	～	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79	～	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81	～	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85	～	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90	～	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95	～	-90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101	～	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108	～	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115	～	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122	～	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130	～	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

2.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

2.2.7　地震応答解析手法

取水構造物の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとするが，非線形特性についてはコンクリートの M-φ関係を適切にモデル化する。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」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，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 2.2－5 に示す。

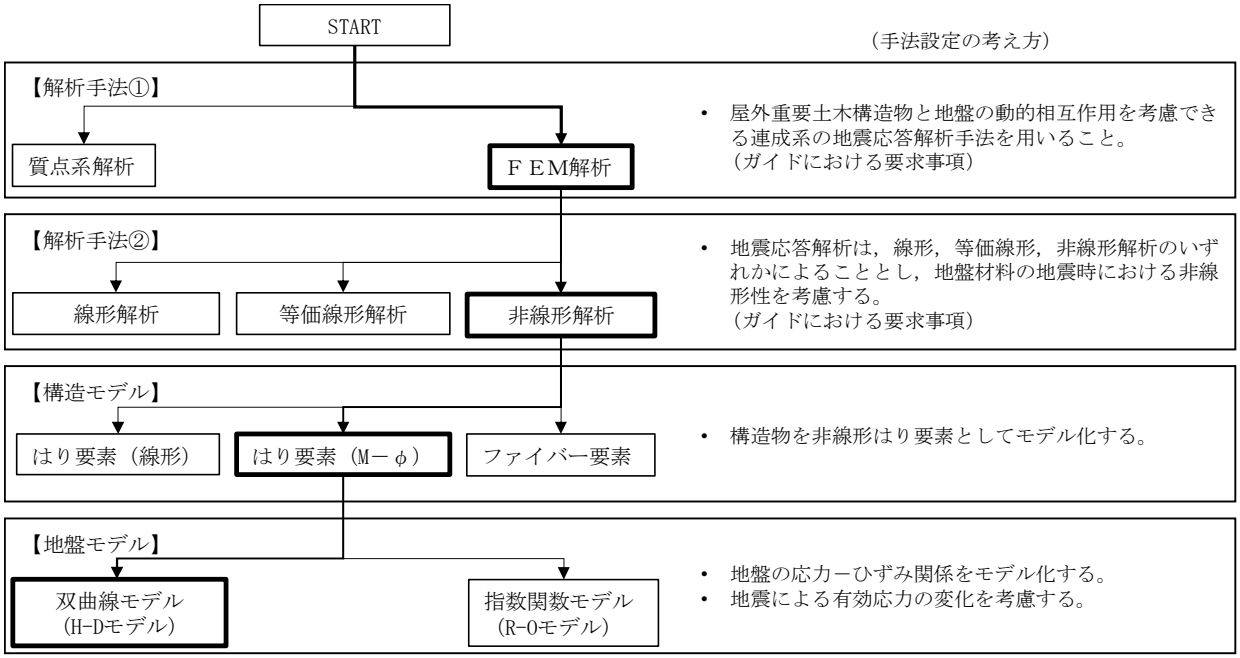


図 2.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

(1)　双曲線モデル（H-D モデル）の選定について

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には，これら２つの特徴を表現できるモデル

を採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には，双曲線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき，かつ，上限値を有効応力の関数とすることができる。一方，指数関数モデル（R-O モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

2.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 2.2－6 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

取水構造物周辺の地質断面図を図 2.2－7 に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 4 または 5 分割以上になるように要素高さを設定している（ただし，要素高さが 1m 以下となる場合は 1m としている)。構造物の要素分割は，過度に粗くすると，地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため，要素長さを部材の断面厚さの 2 倍以下になるように設定するよう土木学会マニュアルには記載しているが，構造物のモデル化については 1 倍程度以下になるように設定している。

取水構造物の地震応答解析モデルを図 2.2－8 に示す。

なお，①－①断面と④―④断面は近接しており，周辺地質構造も概ね同じであることから，これらの地震応答解析モデルにおいては，④―④断面の地層構成を共通で使用する。

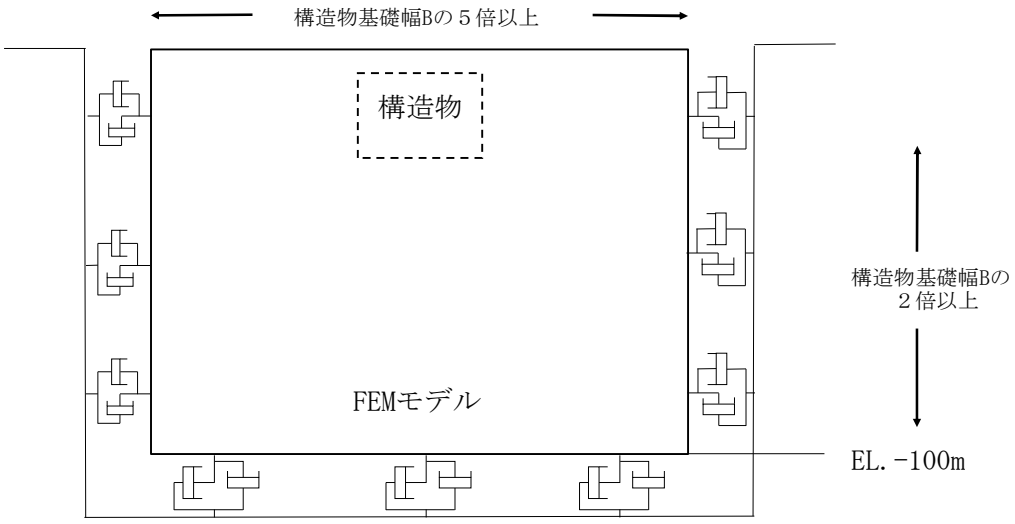


図 2.2－6　モデル範囲の考え方

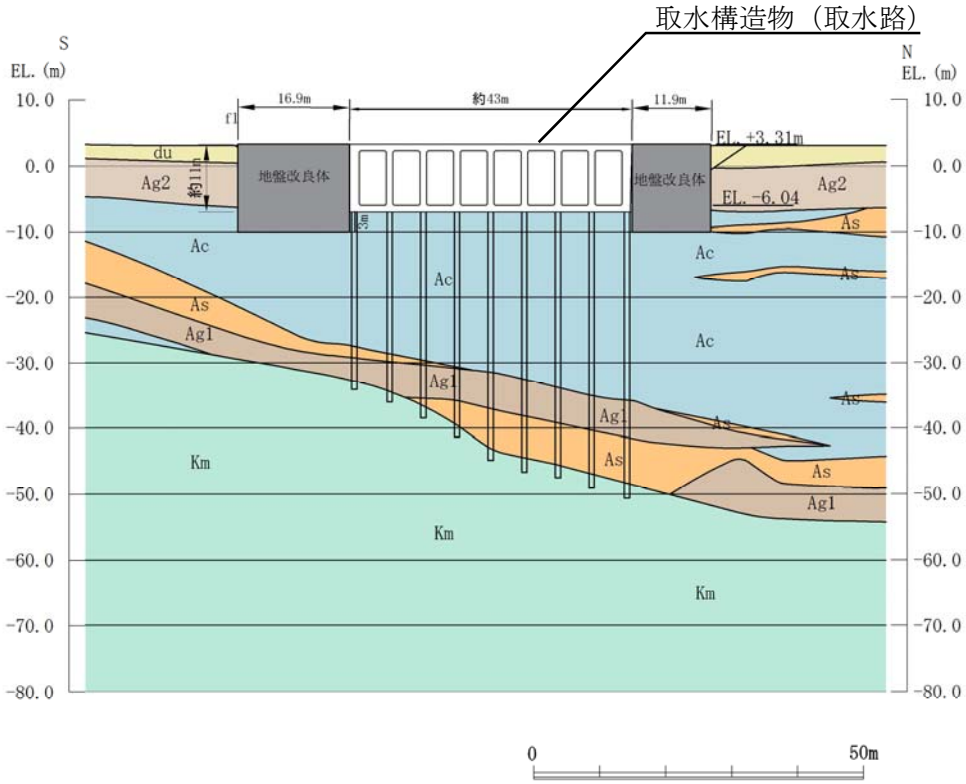


図 2.2－7（1）　地質断面図（①－①断面）

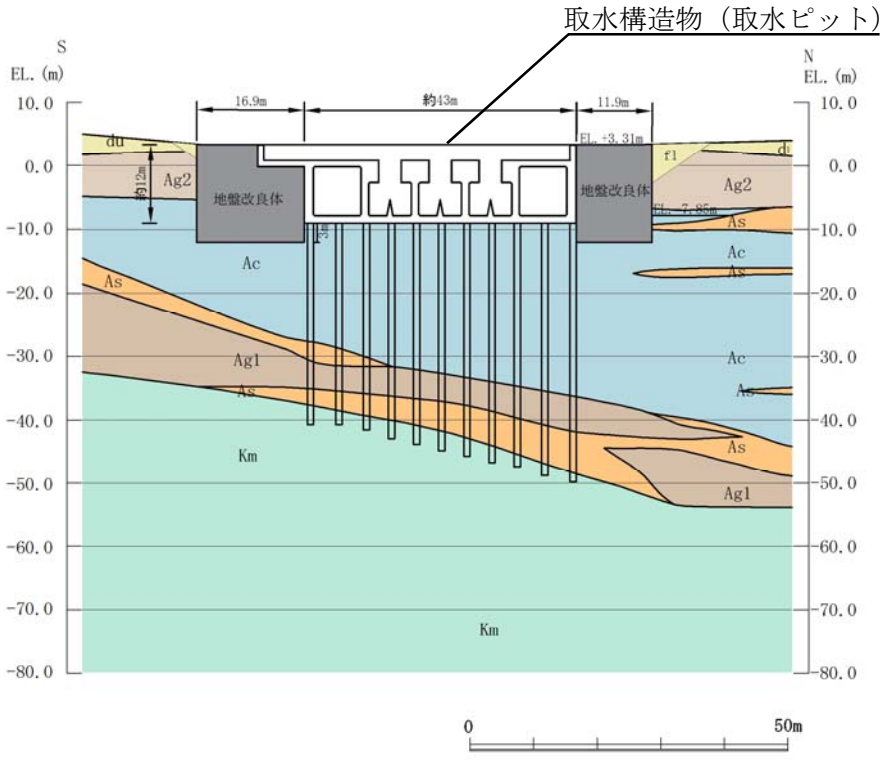


図 2.2－7（2）　地質断面図（④－④断面）

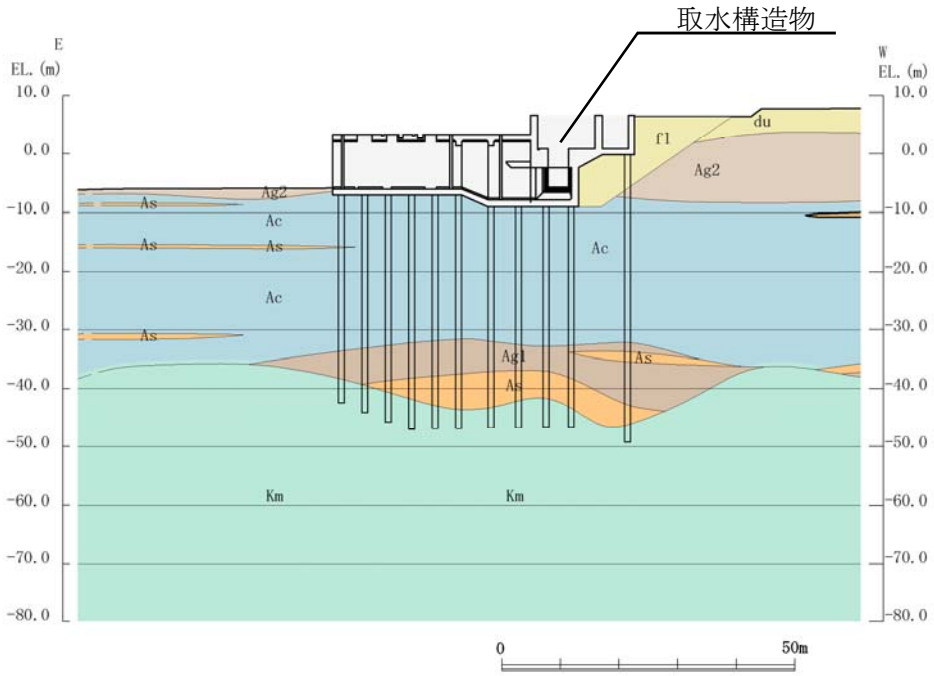


図 2.2－7（3）　地質断面図（⑥－⑥断面）

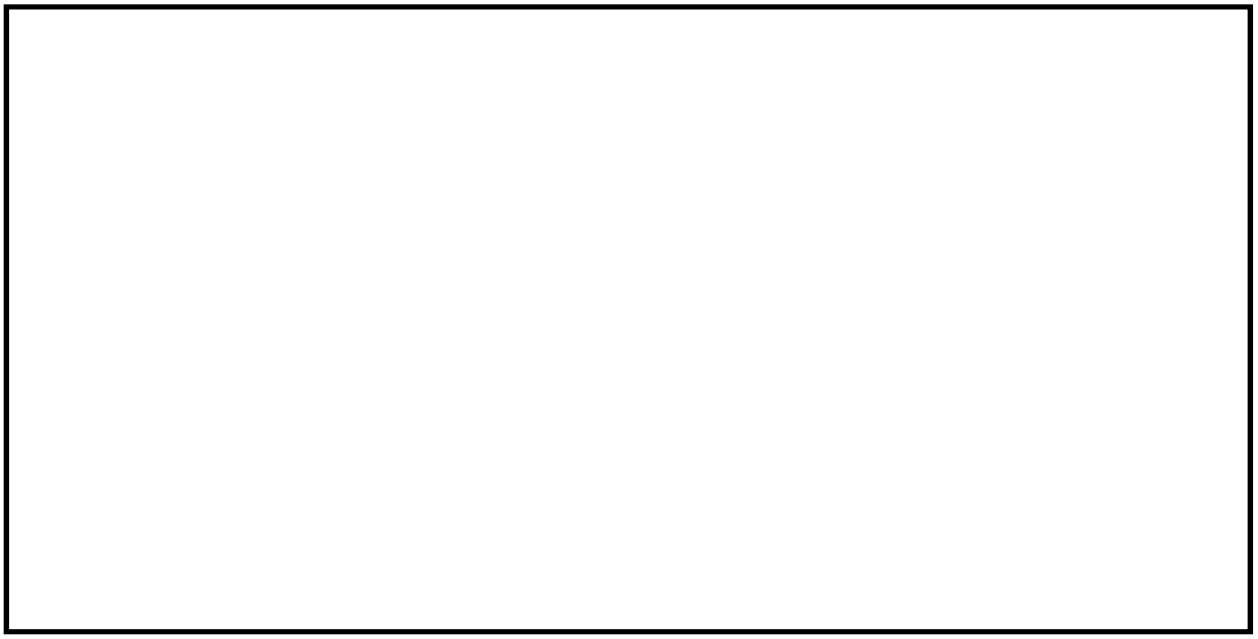


図 2.2－8（1）　取水構造物の地震応答解析モデル（①－①断面）

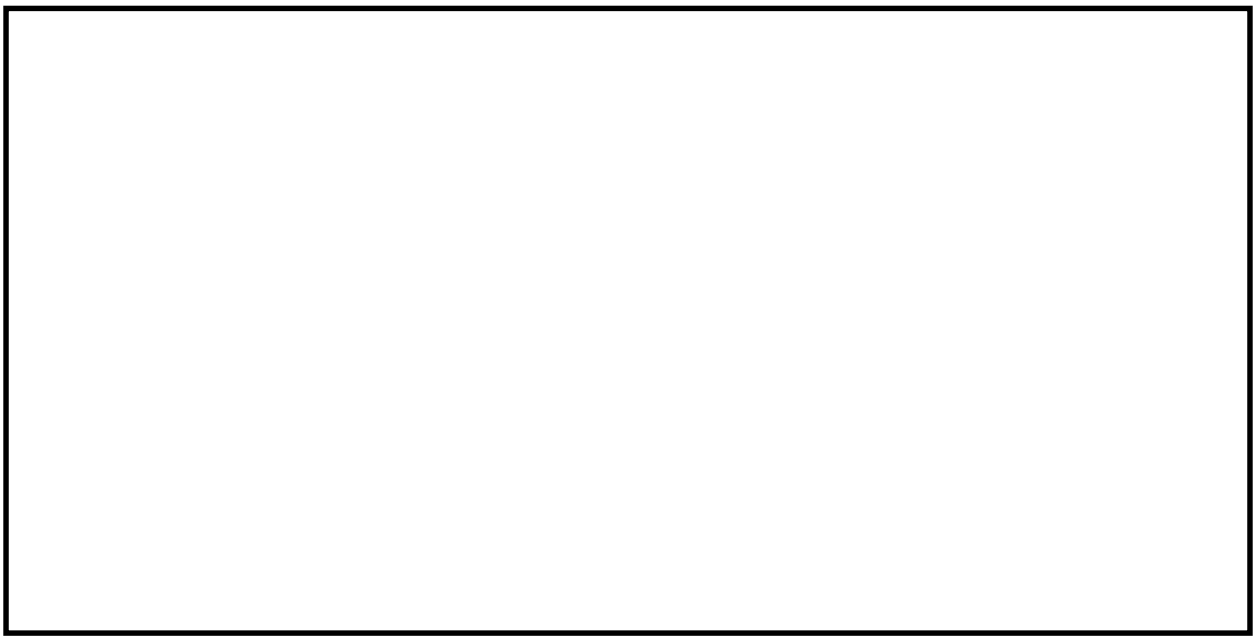


図 2.2－8（2）　取水構造物の地震応答解析モデル（④－④断面）

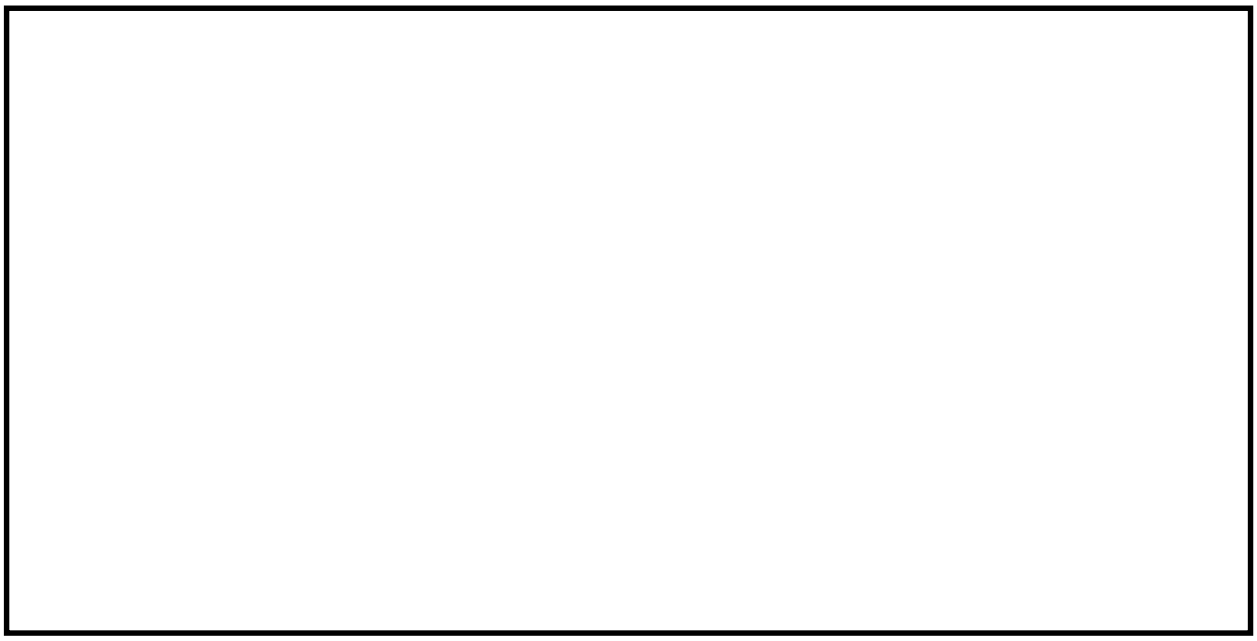


図 2.2－8（3）　取水構造物の地震応答解析モデル（⑥－⑥断面）

(2)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c，ϕ は周辺地盤の c，ϕ とする。（表 2.2－6 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表 2.2－6　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c （N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	fl 層	0	37.3	－
	du 層	0	37.3	－
	Ag2 層	0	37.4	－
	As 層	0.012	41.0	－
	Ac 層	0.025	29.1	－
	Ag1 層	0	37.4	－
新第三系	Km 層	c ＝0.358－0.00603・ z	ϕ ＝23.2＋0.0990・ z	－

z ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 2.2－7 の通り設定する。図 2.2－9 にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 2.2－7　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s （kN/m^3）	圧縮剛性 k_n （kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

：ジョイント要素

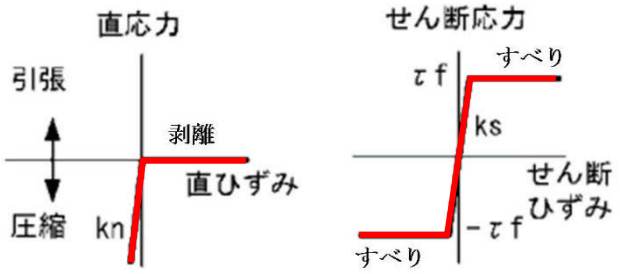


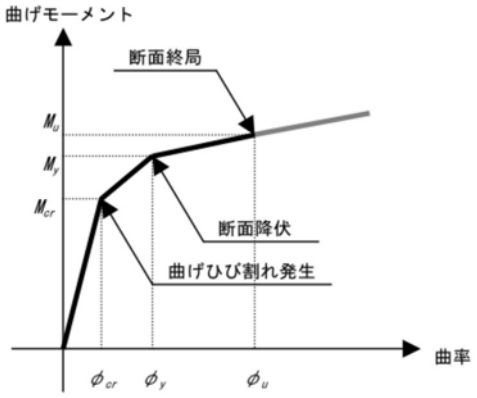
図 2.2－9　ジョイント要素設定の考え方

(4)　材料特性の設定

①－①断面及び④－④断面について，鉄筋コンクリート部材及び鋼管杭は非線形はり要素を用いてモデル化する。コンクリート及び鉄筋について，それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性は「コンクリート標準示方書」に準拠し設定する。

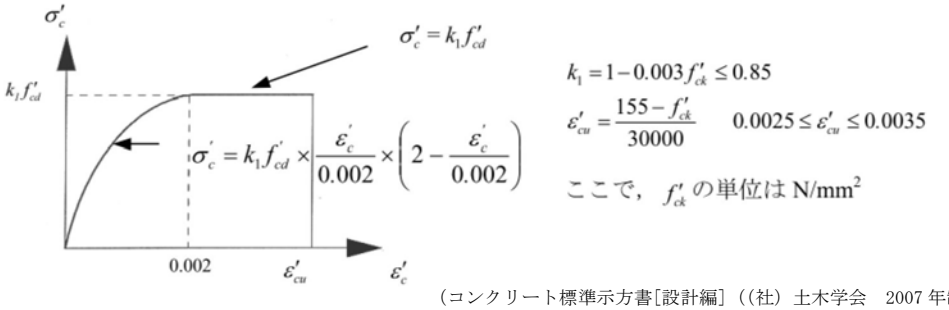
部材の非線形特性は以下のとおりである。

図 2.2－10（土木学会マニュアル）に，鉄筋コンクリート部材における M-φ関係のトリリニアモデルを示す。また，コンクリート及び鉄筋の非線形特性を図 2.2－11 及び図 2.2－12 に示す。



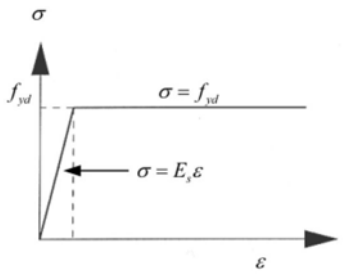
（原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（(社) 土木学会　2005 年）より引用）

図 2.2－10　M-φ関係のトリリニアモデル（鉄筋コンクリート部材）



（コンクリート標準示方書[設計編]（(社) 土木学会　2007 年制定）より引用）

図 2.2－11　コンクリートの応力－ひずみ曲線



（コンクリート標準示方書[設計編]（(社) 土木学会　2007 年制定）より引用）

図 2.2－12　鉄筋の応力－ひずみ曲線

図 2.2－13 に，鋼管杭における M-φ関係のバイリニアモデルを示す。また，鋼材の非線形特性を図 2.2－14 に示す。

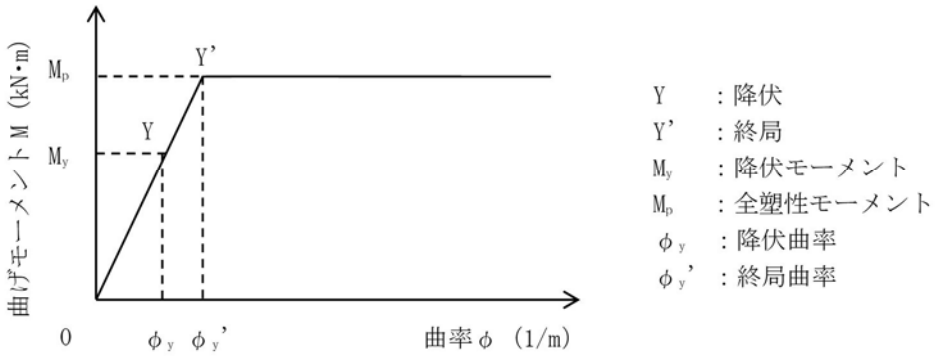


図 2.2－13　M-φ関係のバイリニアモデル（鋼管杭）

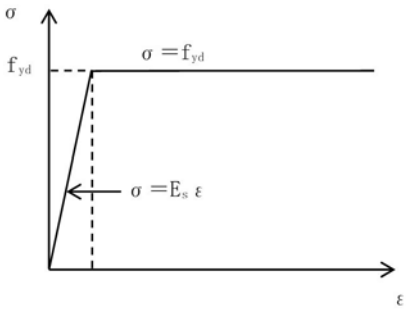


図 2.2－14　鋼材の応力－ひずみ関係

⑥－⑥断面について，鉄筋コンクリート部材は線形はり要素，耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。鋼管杭は①－①断面及び④－④断面と同様に，非線形はり要素を用いてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

2.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。材料ごとに減衰を設定するために要素剛性比例型としている。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数
h　：各材料の減衰定数

減衰定数について，非線形特性を考慮するコンクリート及び鋼材，ひずみ依存特性を考慮する地盤は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートは5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987記載）とする。

図2.2－15にRayleigh減衰の設定フローを，表2.2－8に固有値解析結果を示す。

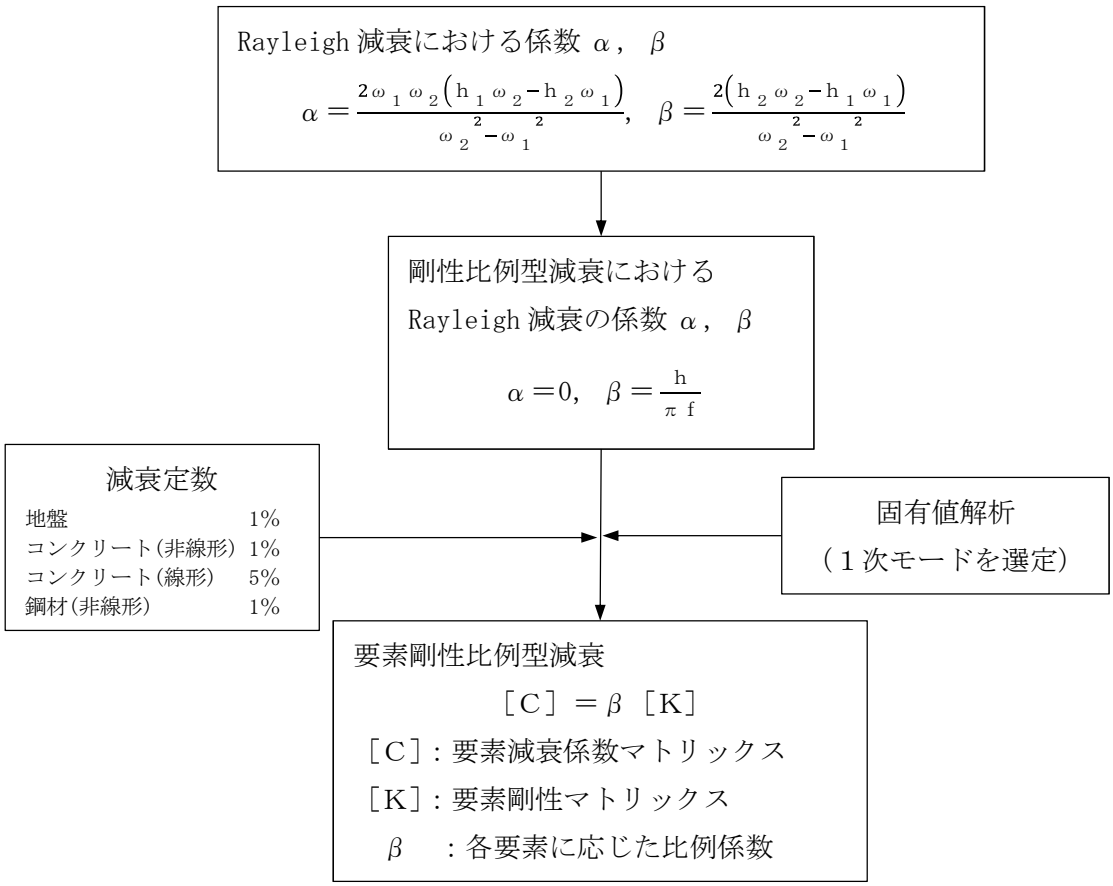


図 2.2－15　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 2.2－8　固有値解析結果（追而）

2.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は,通常運転時の荷重(永久荷重)及び地震荷重を抽出し,それぞれを組合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管からの反力による荷重が含まれるものとする。

風荷重及び風荷重以外の変動荷重（温度荷重）については，発電所の立地特性や取水構造物が地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，取水構造物は，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 2.2－9 に示す。

地震時に取水構造物に作用する機器・配管からの反力については，機器・配管を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 2.2－9　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて,対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	○	・竜巻及び PP 防護設備の荷重を考慮
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮
変動荷重		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
		風荷重	－	・地中に埋設された構造物であるため，考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様 ・地震時動水圧を付加質量により考慮

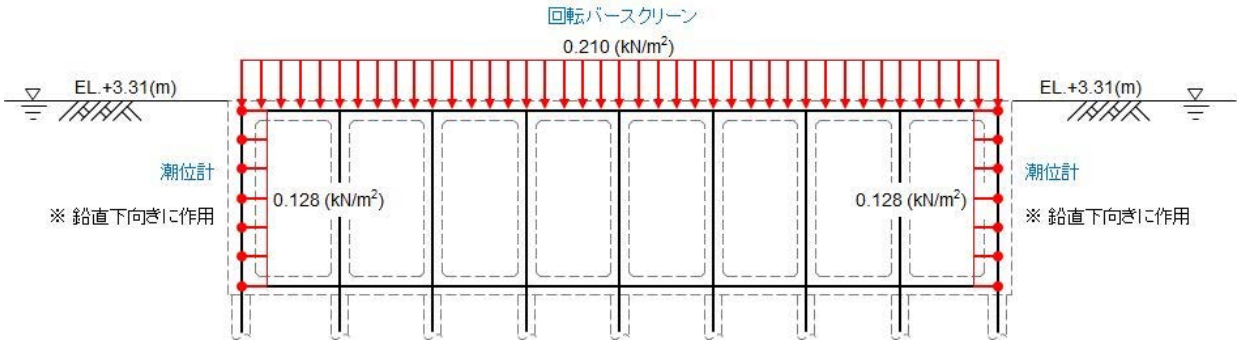
(1)　機器・配管荷重

a.　①－①断面（取水路）

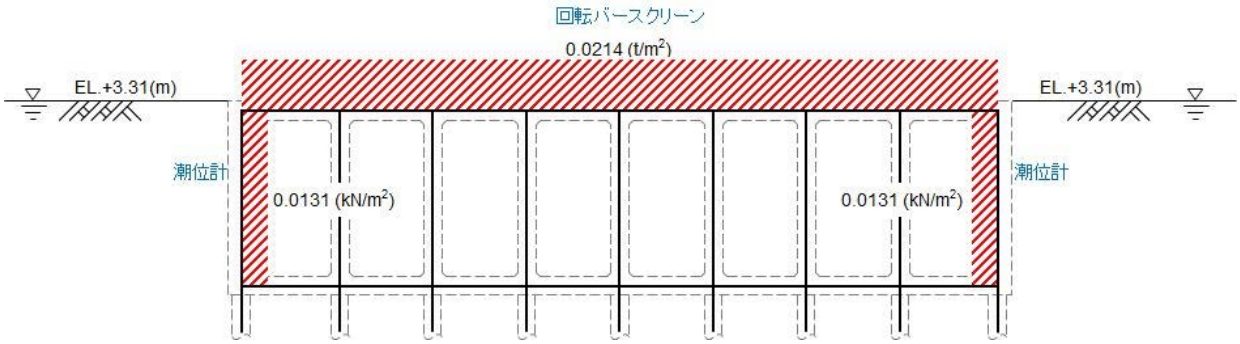
図 2.2－16 に①－①断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

左右の側壁には潮位計を，頂版には 3 つのスクリーン（固定スクリーン，トラベリングスクリーン，回転バースクリーン）のうち，最も重い回転バースクリーンを考慮する。



（常時）



（地震時）

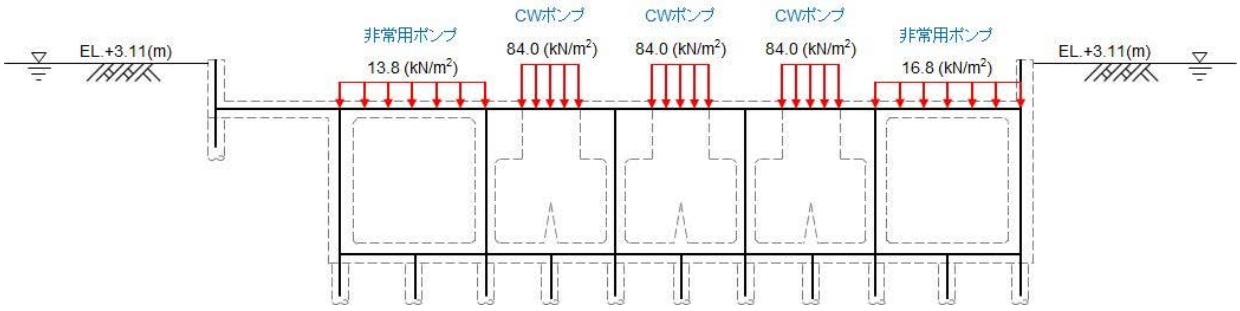
図 2.2－16　機器・配管荷重図（①－①断面）

b.　④－④断面（取水ピット）

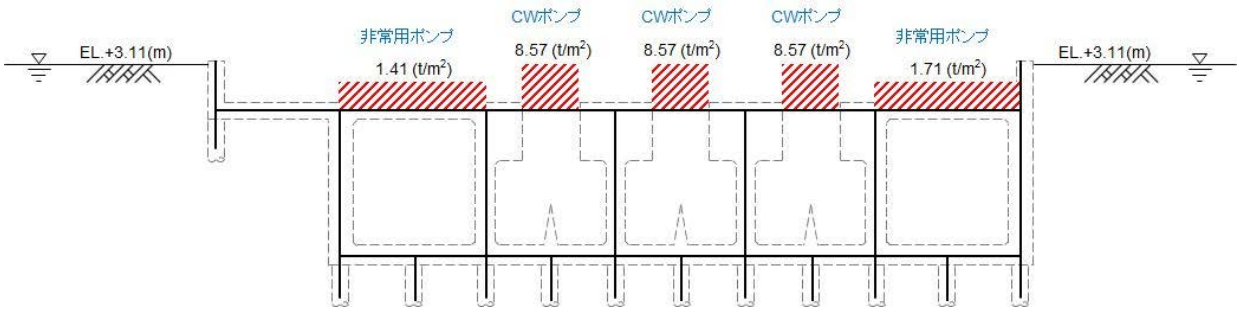
図 2.2－17 に④－④断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

頂版には非常用海水ポンプ及びＣＷポンプを考慮する。



（常時）



（地震時）

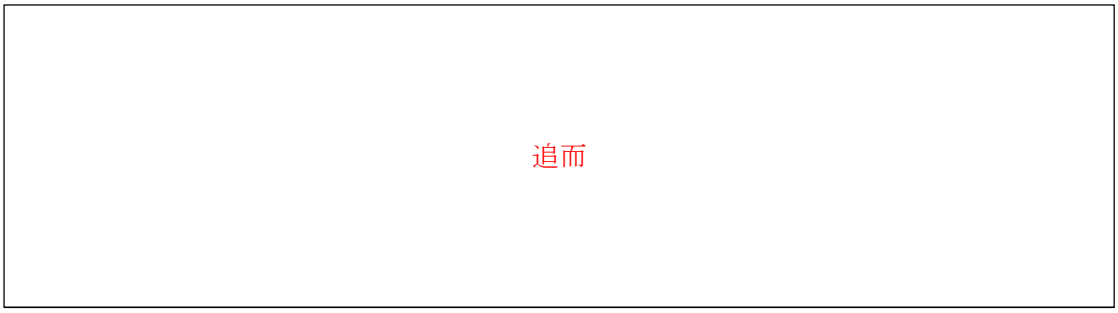
図 2.2－17　機器・配管荷重図（④－④断面）

c.　⑥－⑥断面（縦断図）

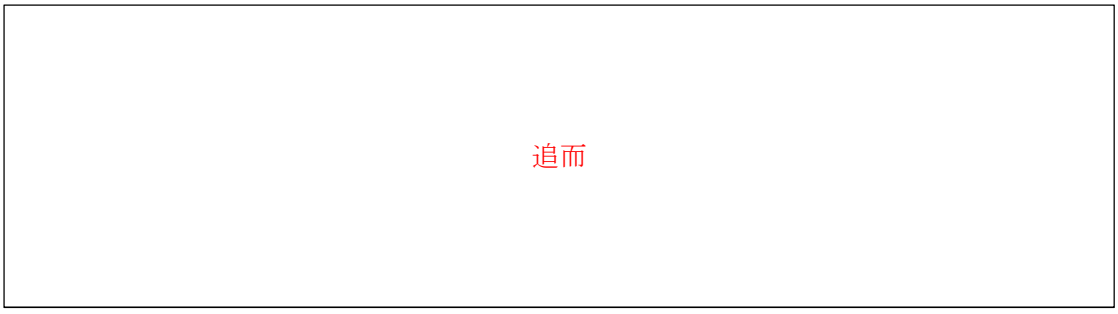
図 2.2－18 に⑥－⑥断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

頂版には，比較的大きな荷重となる設備として，非常用海水ポンプ，止水機構，スクリーン（回転バースクリーン，トラベリングスクリーン）を考慮する。



（常時）



（地震時）

図 2.2－18　機器・配管荷重図（⑥－⑥断面）

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00g/cm^3 を考慮する。

(3)　内水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である E.L.+0.61　m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は海水の密度として，1.03g/cm^3 を考慮する。

a.　①－①断面（取水路）

図 2.2－19 に，①－①断面における内水圧図を示す。

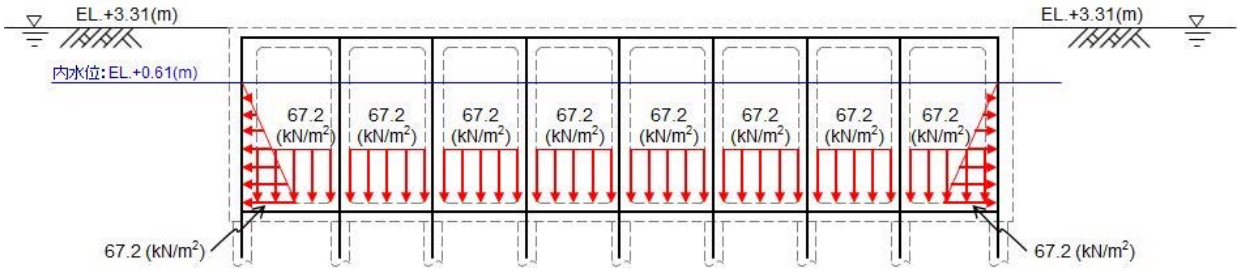


図 2.2－19　内水圧図（①－①断面）

b.　④－④断面（取水ピット）

図 2.2－20 に，①－①断面における内水圧図を示す。

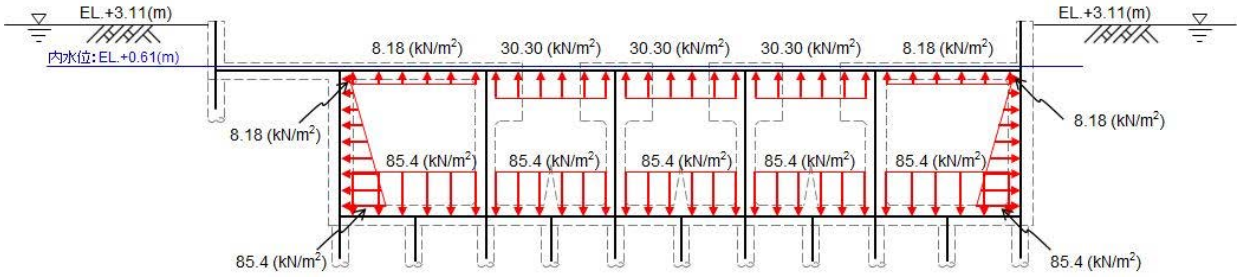


図 2.2－20　内水圧図（④－④断面）

c.　⑥－⑥断面（縦断面）

図 2.2－21 に，⑥－⑥断面における内水圧図を示す。

追而

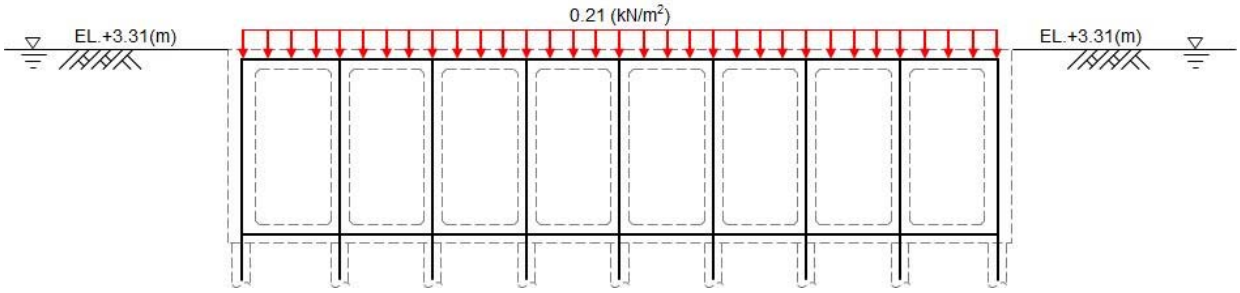
図 2.2－21　内水圧図（⑥－⑥断面）

(4)　雪荷重

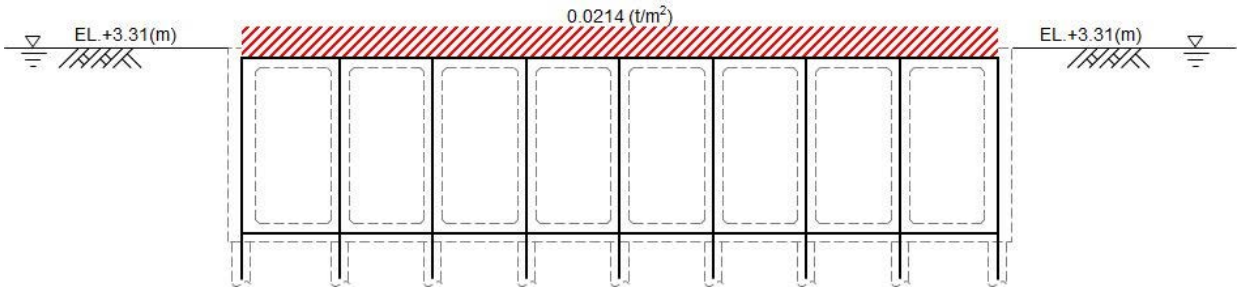
雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1cm あたりの荷重を 20N/m^2/cm として，積雪量は 30cm としていることから，積雪荷重は 600N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21kN/m^2 を考慮する。

a.　①－①断面（取水路）

図 2.2－22 に，①－①断面における雪荷重図を示す。



（常時）

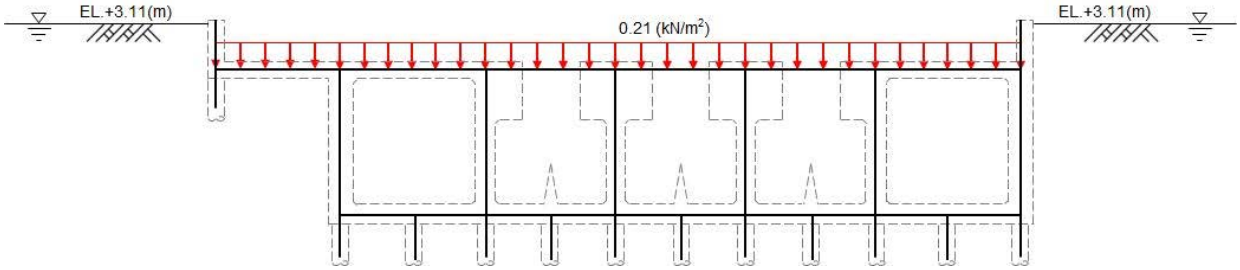


（地震時）

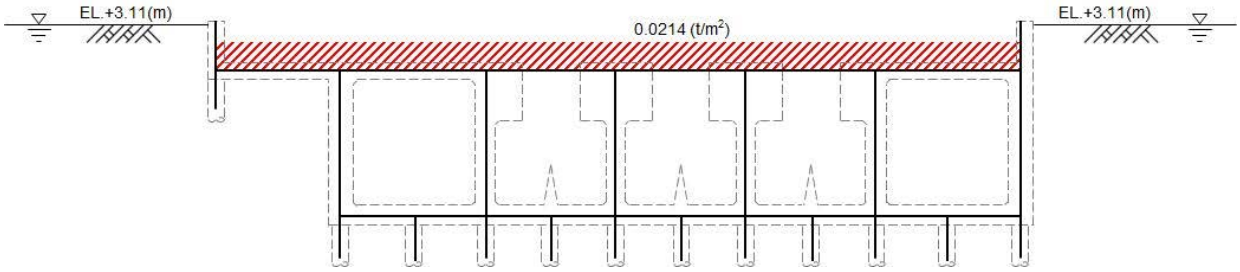
図 2.2－22　雪荷重図（①－①断面）

b.　④－④断面（取水ピット）

図 2.2－23 に，④－④断面における雪荷重図を示す。



（常時）

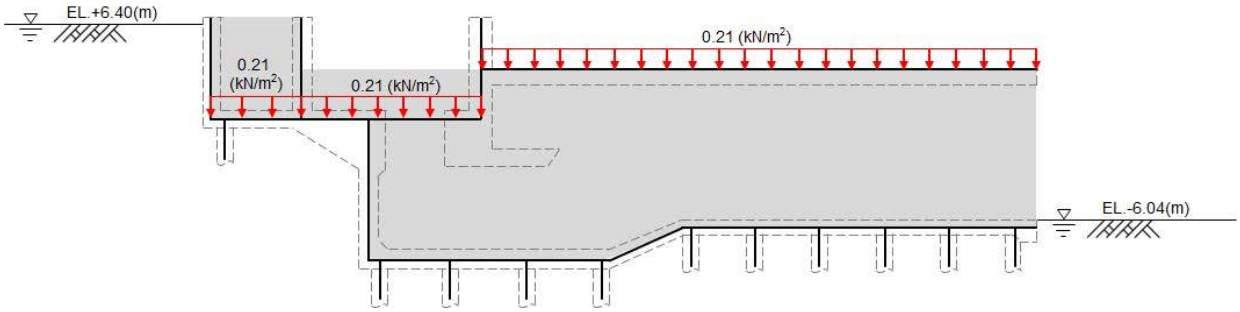


（地震時）

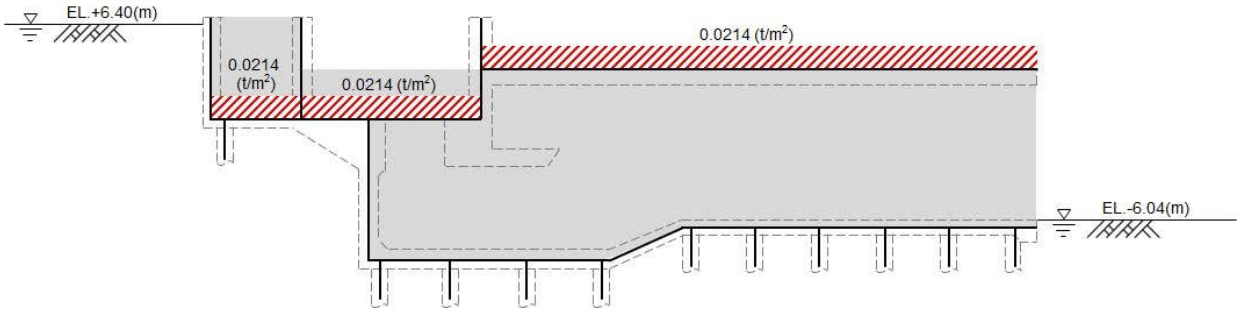
図 2.2－23　雪荷重図（④－④断面）

b.　④－④断面（取水ピット）

図 2.2－24 に，⑥－⑥断面における雪荷重図を示す。



（常時）



（地震時）

図 2.2－24　雪荷重図（⑥－⑥断面）

(5)　動水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である E.L.+0.61　m を水面とした動水圧を付加質量として設定し，地震時の影響を考慮する。設定の際は海水の密度として，1.03g/cm^3 を考慮する。

a.　①－①断面（取水路）

図 2.2－25 に，①－①断面における動水圧図を示す。

①－①断面には自由水面が存在するため，Westergaard 式による動水圧を設定する。

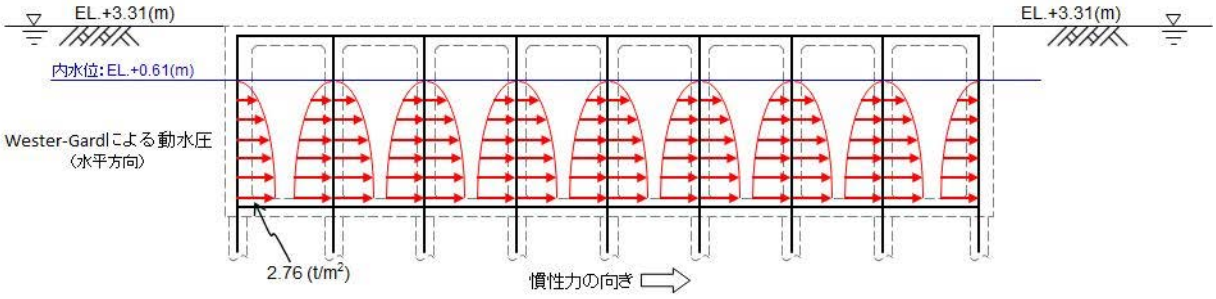


図 2.2－25（1）　水平動による動水圧図（①－①断面）

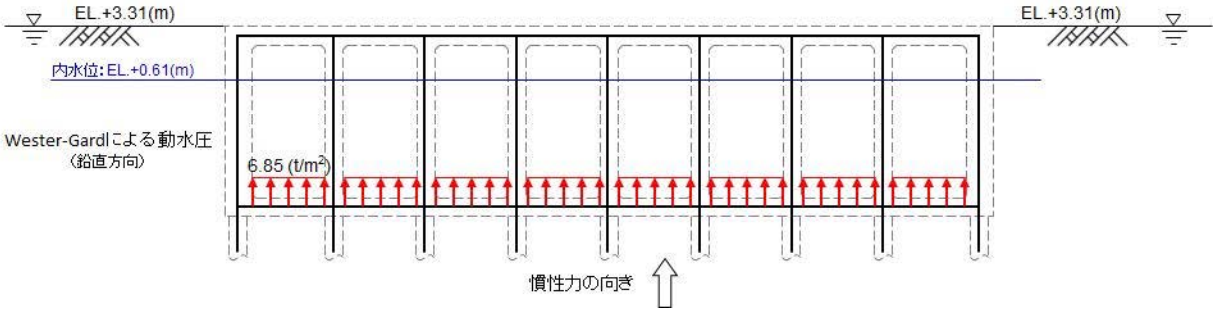


図 2.2－25（2）　鉛直動による動水圧図（①－①断面）

b.　④－④断面（取水ピット）

図 2.2－26 に，④－④断面における動水圧図を示す。

④－④断面は満水状態で自由水面が存在しないため，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

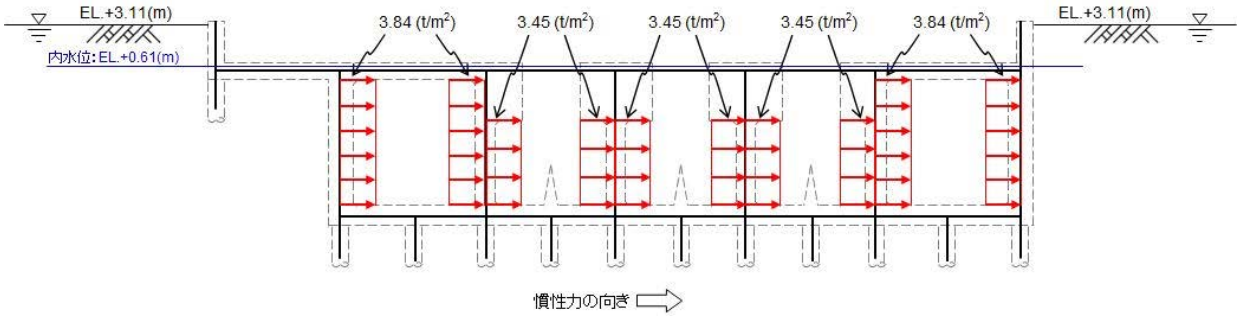


図 2.2－26（1）　水平動による動水圧図（④－④断面）

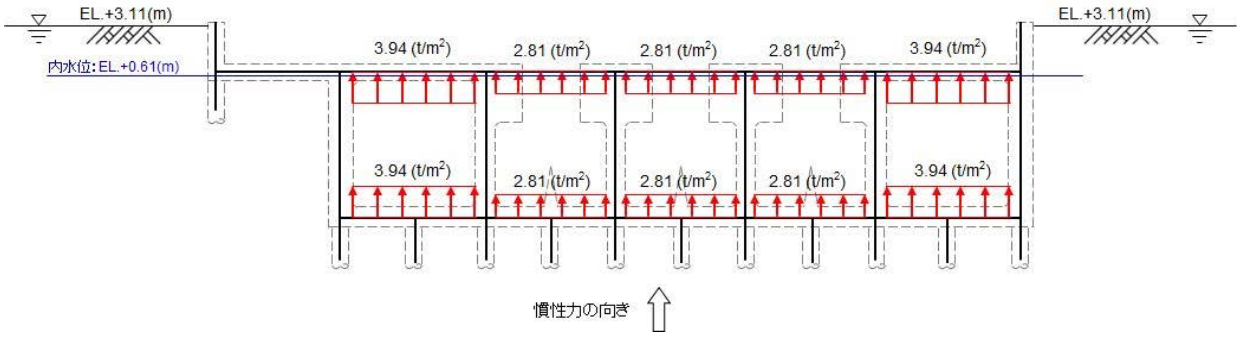


図 2.2－26（2）　鉛直動による動水圧図（④－④断面）

c.　⑥－⑥断面（縦断面）

図 2.2－27 に，⑥－⑥断面における動水圧図を示す。

⑥－⑥断面は取水ピットと取水路にまたがる縦断面であるが，取水路については，海に開放されており，かつ自由水面が存在する区間であることから動水圧は考慮しない。一方で，取水ピットは満水状態であり，かつ側壁には水平動による動水圧が作用すると考えられるため，これを考慮する。

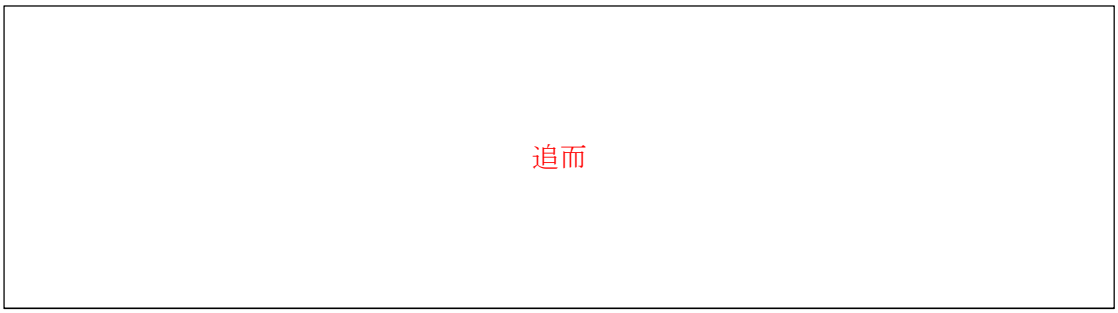


図 2.2－27（1）　水平動による動水圧図（⑥－⑥断面）

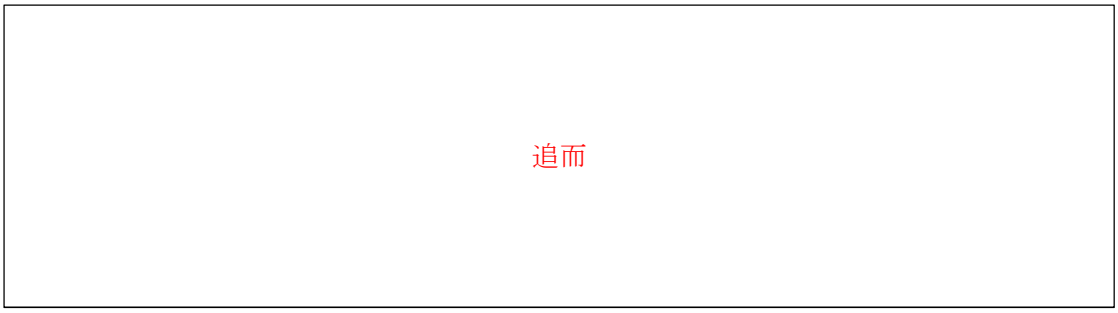


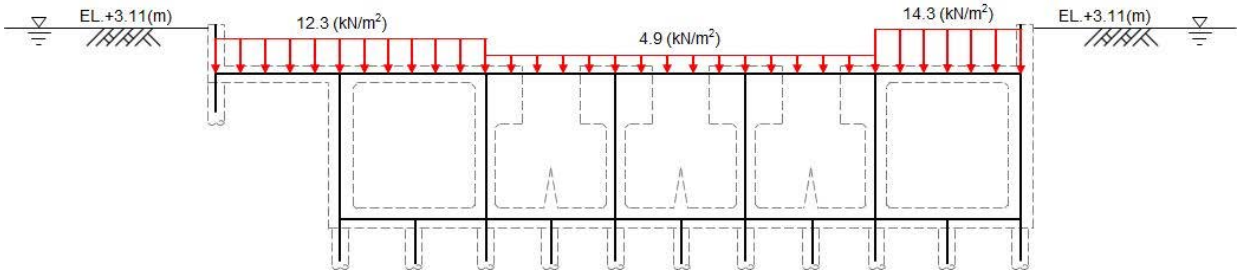
図 2.2－27（2）　鉛直動による動水圧図（⑥－⑥断面）

(6)　竜巻及び PP 防護設備

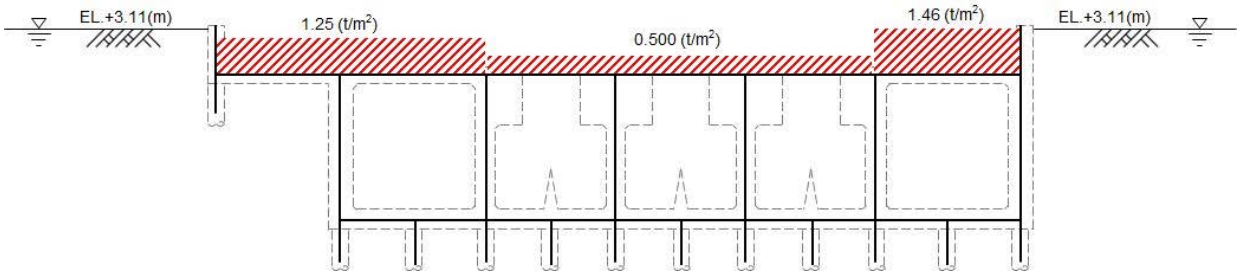
竜巻及び PP 防護設備の荷重は解析の単位奥行き(1m)あたりの荷重および付加質量として考慮する。

a.　④－④断面（取水ピット）

図 2.2－28 に，④－④断面における竜巻及び PP 防護設備の荷重図を示す。



（常時）

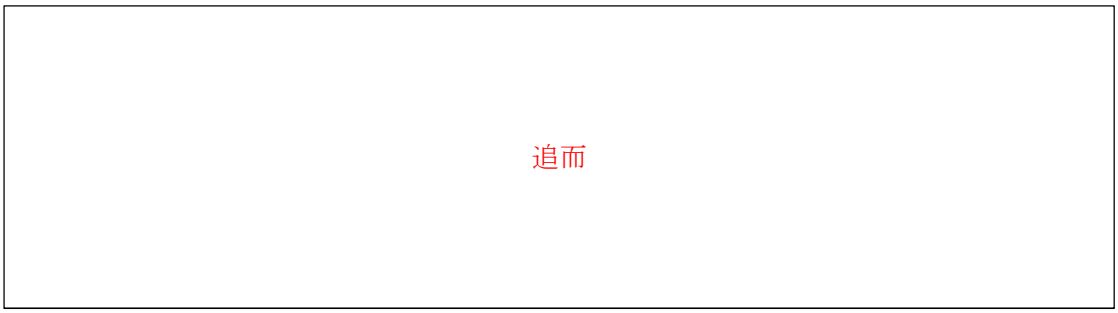


（地震時）

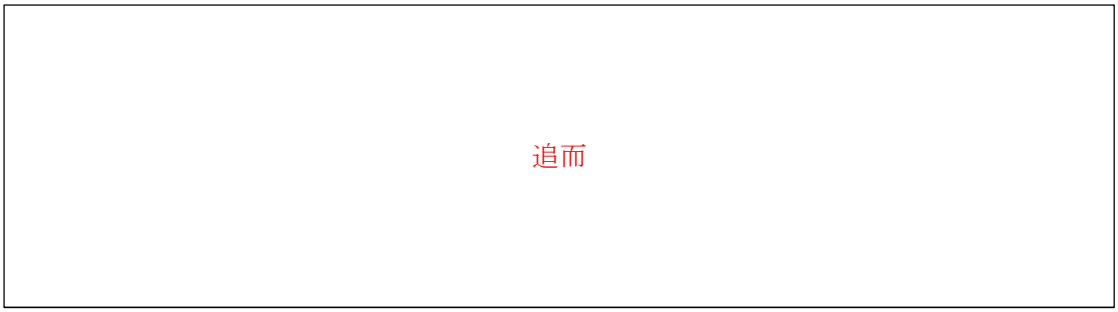
図 2.2－28　竜巻及び PP 防護設備の荷重図（④－④断面）

b.　⑥－⑥断面（縦断図）

図 2.2－29 に，⑥－⑥断面における竜巻及び PP 防護設備の荷重図を示す。



（常時）



（地震時）

図 2.2－29　竜巻及び PP 防護設備の荷重図（⑥－⑥断面）

2.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

取水構造物の耐震設計における検討ケースを表 2.2－10 に示す。

表 2.2－10　取水構造物の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(＋1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(－1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(＋1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S_s－D1	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－11	(＋＋)	1					
	S_s－12	(＋＋)	1					
	S_s－13	(＋＋)	1					
	S_s－14	(＋＋)	1					
	S_s－21	(＋＋)	1					
	S_s－22	(＋＋)	1					
	S_s－31	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 2.2－11 に示す。

表 2.2－11　機器・配管への加速度応答の抽出における検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>④
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース</td><td>⑤
原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース</td><td>⑥
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="13">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ss－D1</td><td>（＋＋）</td><td rowspan="13">2

⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波1波と変位量が最も大きくなる地震波1波の計2波分で実施</td><td>1</td><td rowspan="13">2

⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波1波と変位量が最も大きくなる地震波1波の計2波分で実施</td></tr>
<tr><td>（＋－）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－－）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ss－11</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ss－12</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ss－13</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ss－14</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ss－21</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ss－22</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ss－31</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>2</td><td>12</td><td>2</td></tr>
</table>

2.3　評価内容

2.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 2.3－1 に入力地震動算定の概念図を，図 2.3－2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

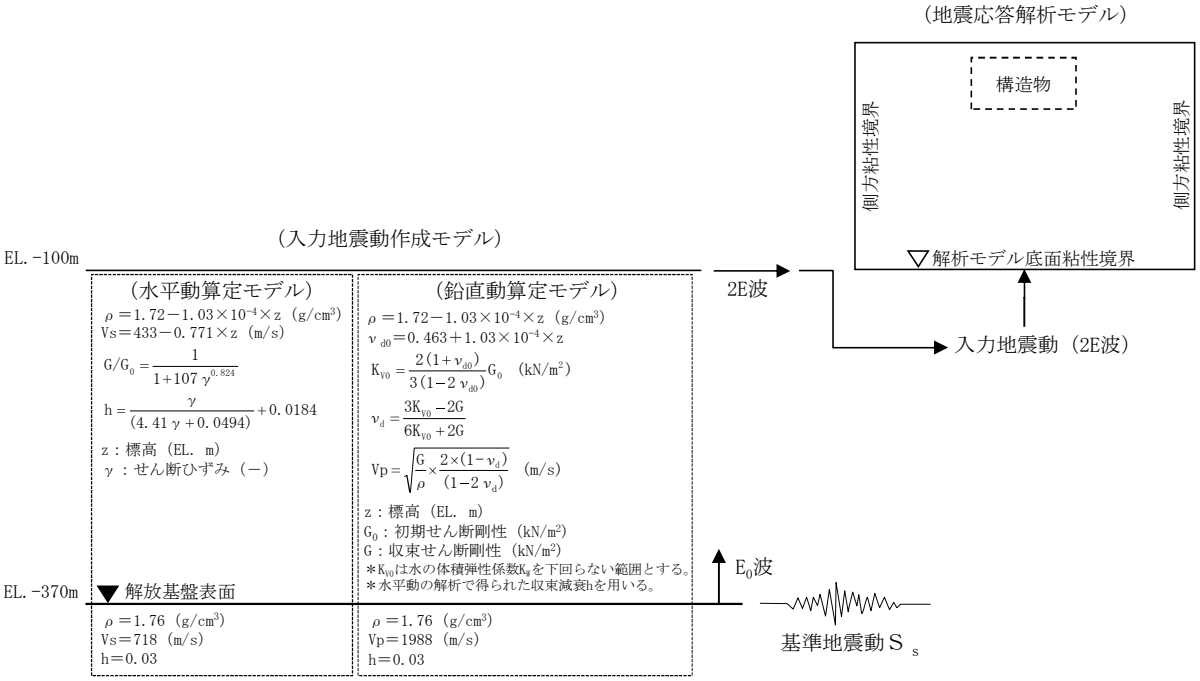
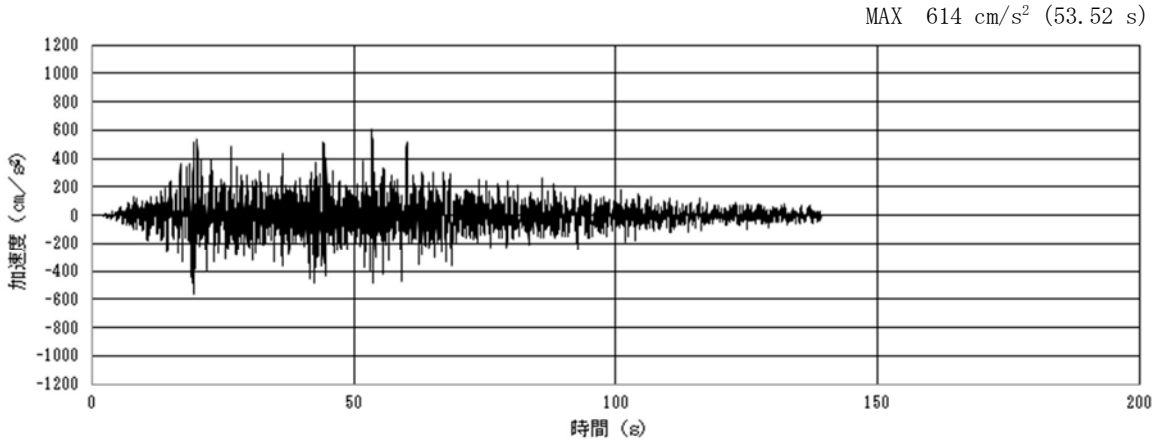
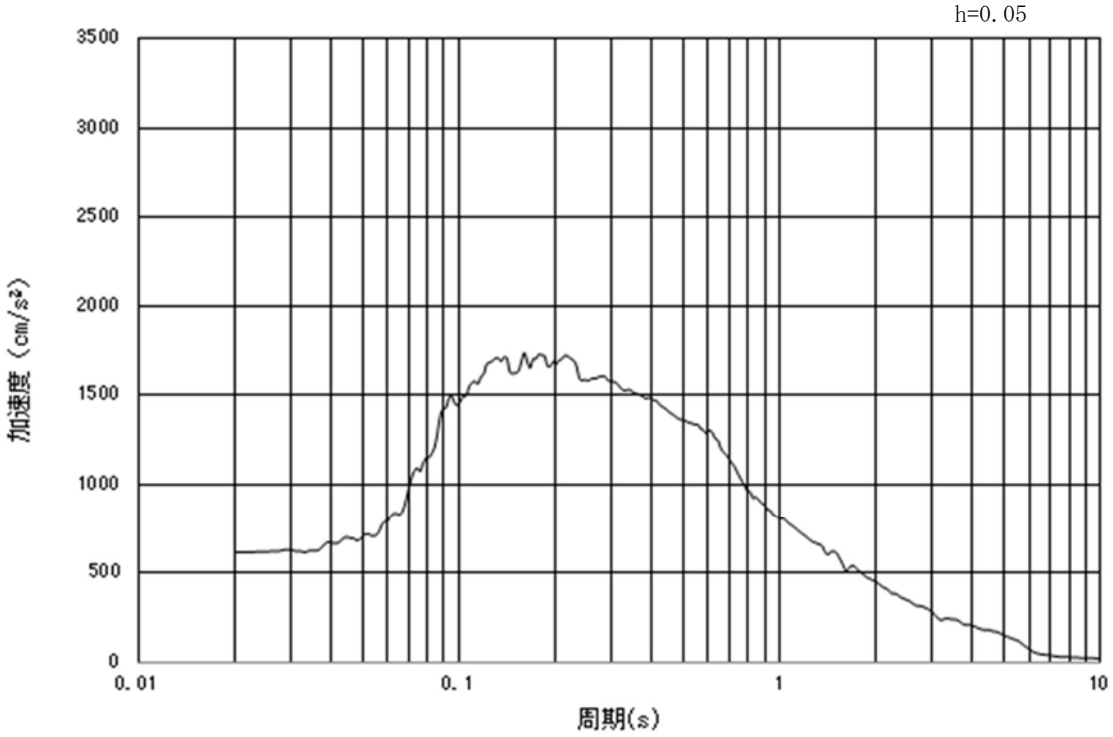


図 2.3－1　入力地震動算出の概念図

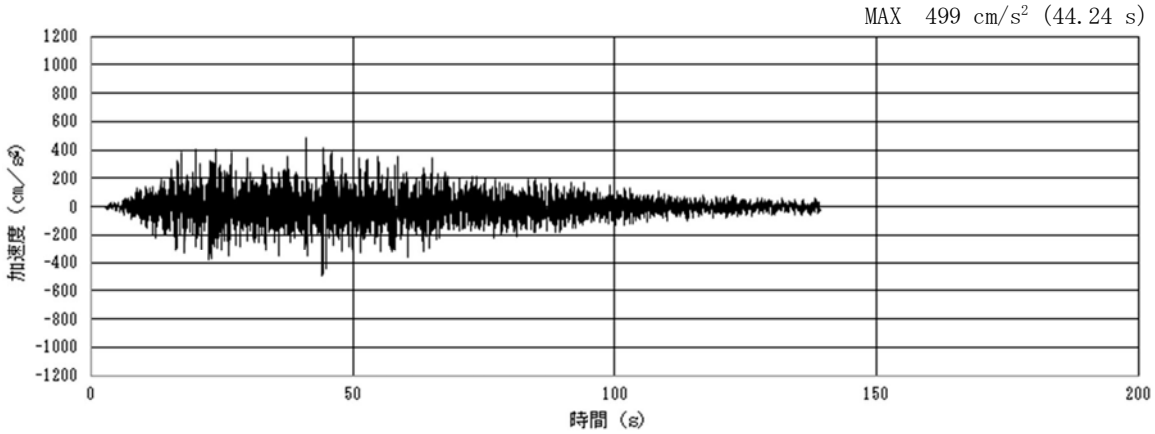


(a) 加速度時刻歴波形

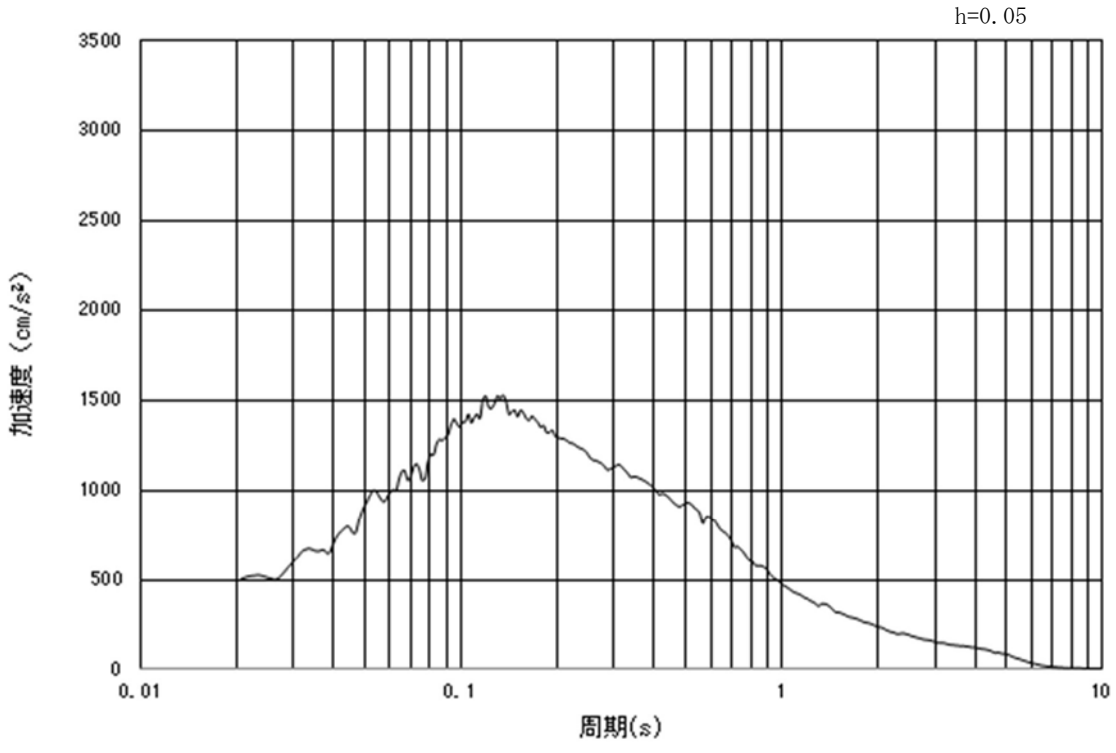


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (1)　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
（水平方向：S_s－D1）

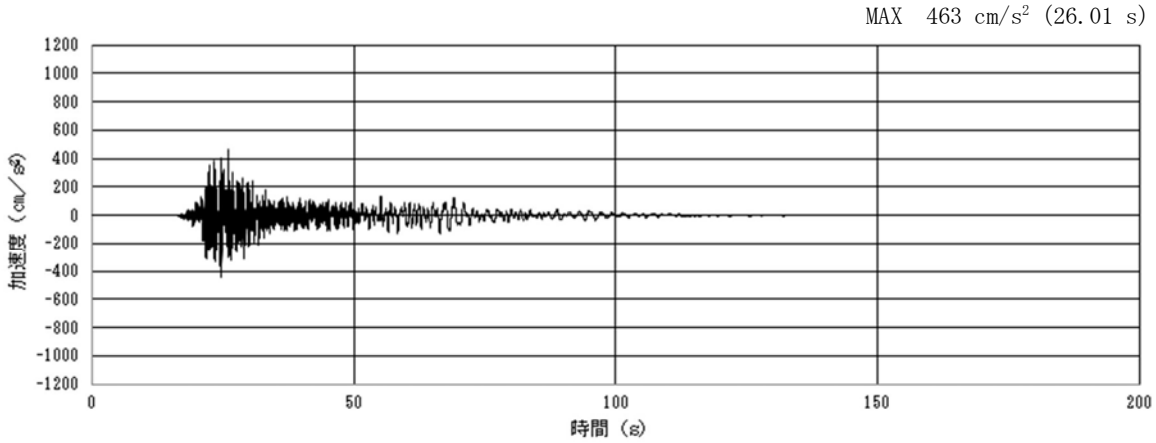


(a) 加速度時刻歴波形

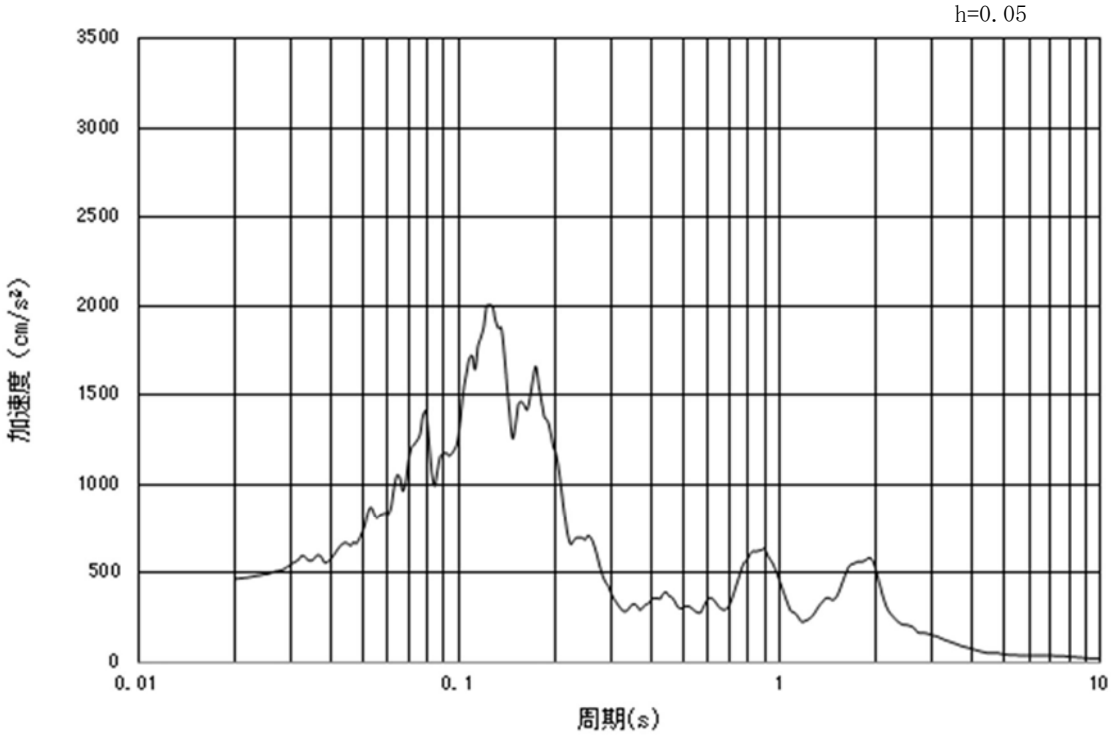


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (2)　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
（鉛直方向：S_s－D1）

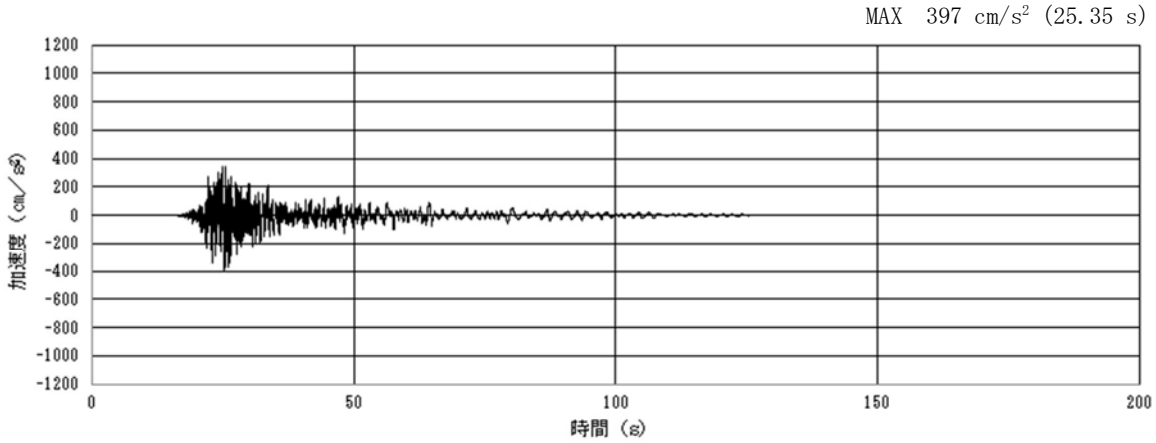


（a）加速度時刻歴波形

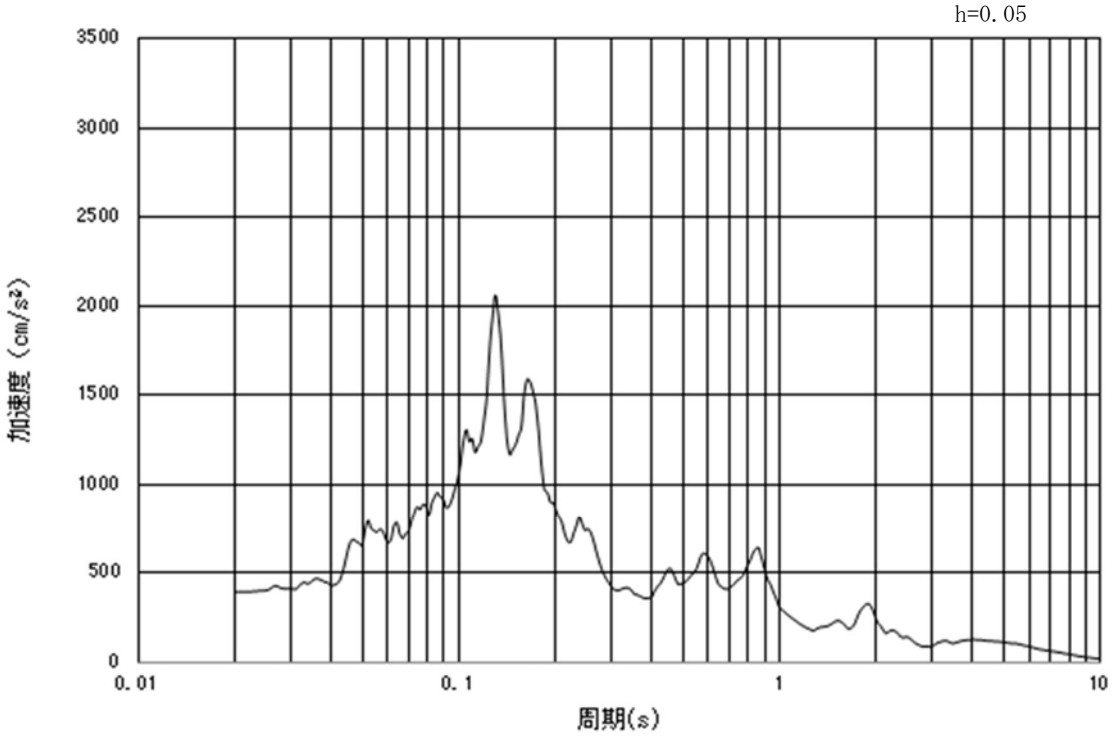


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（3）　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
（水平方向：S_s－11　NS 成分）

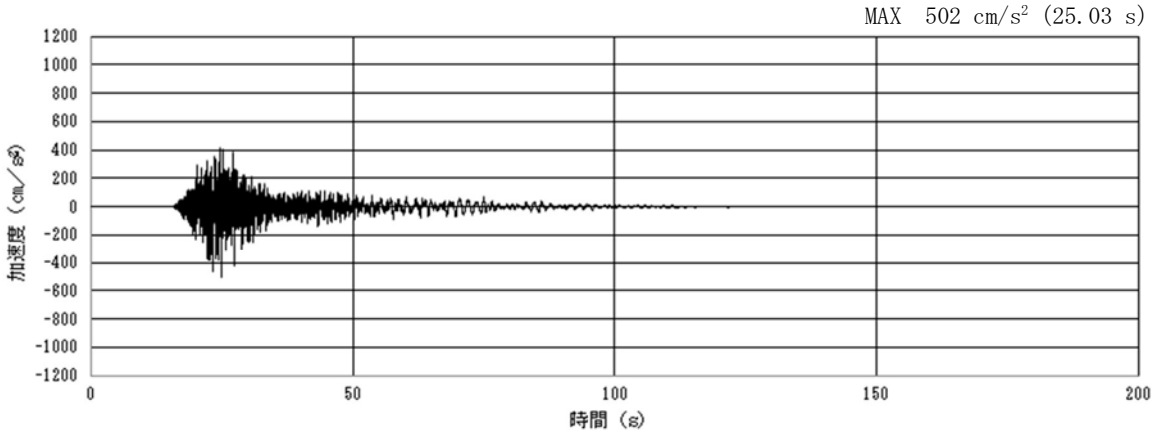


（a）加速度時刻歴波形

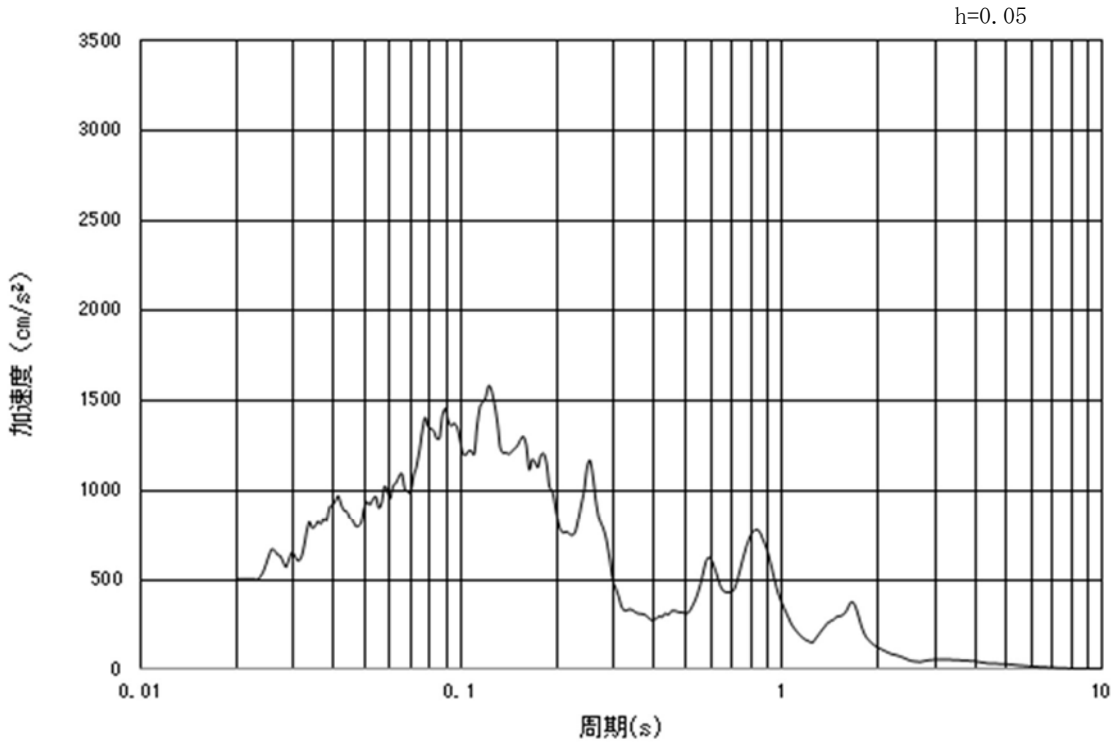


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－11　EW 成分）

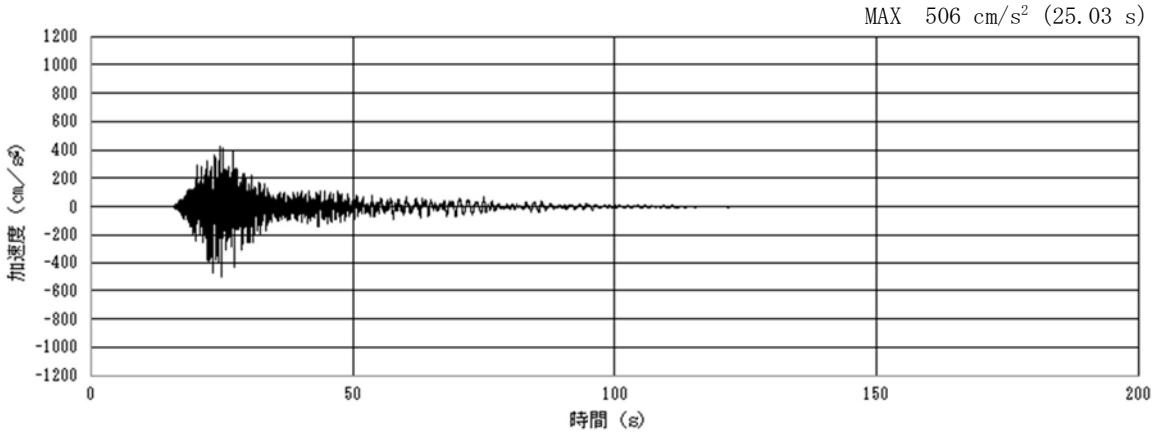


(a) 加速度時刻歴波形

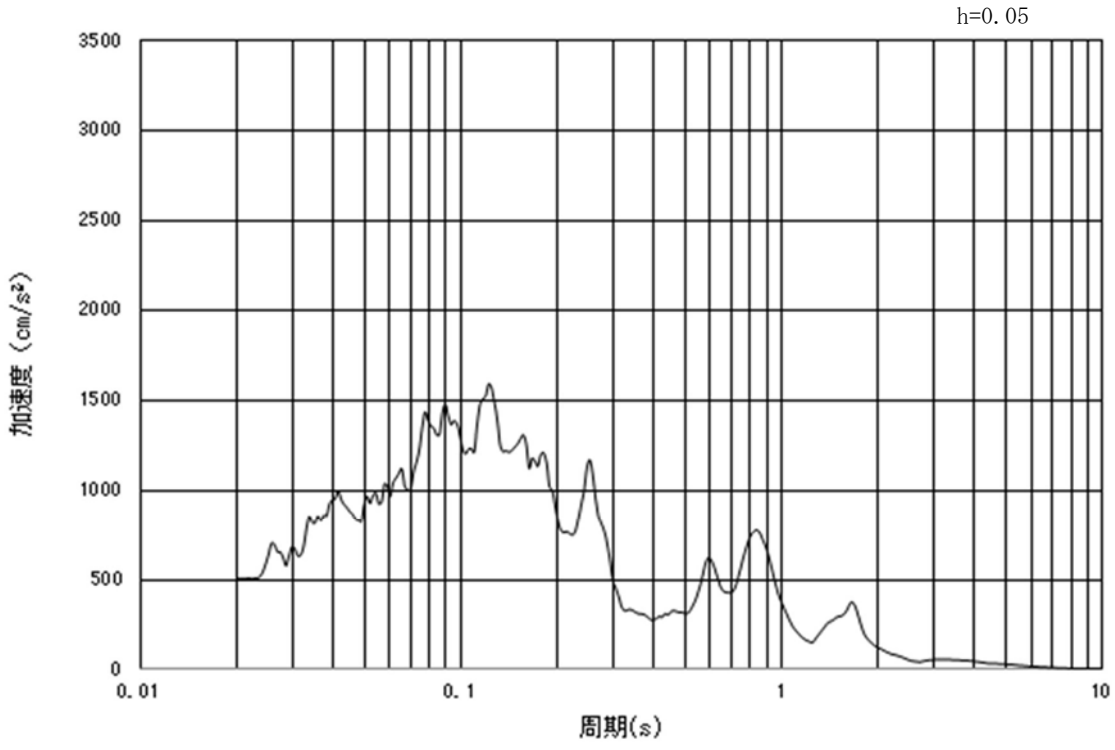


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (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
（鉛直方向：S_s－11　UD 成分（NS 方向））

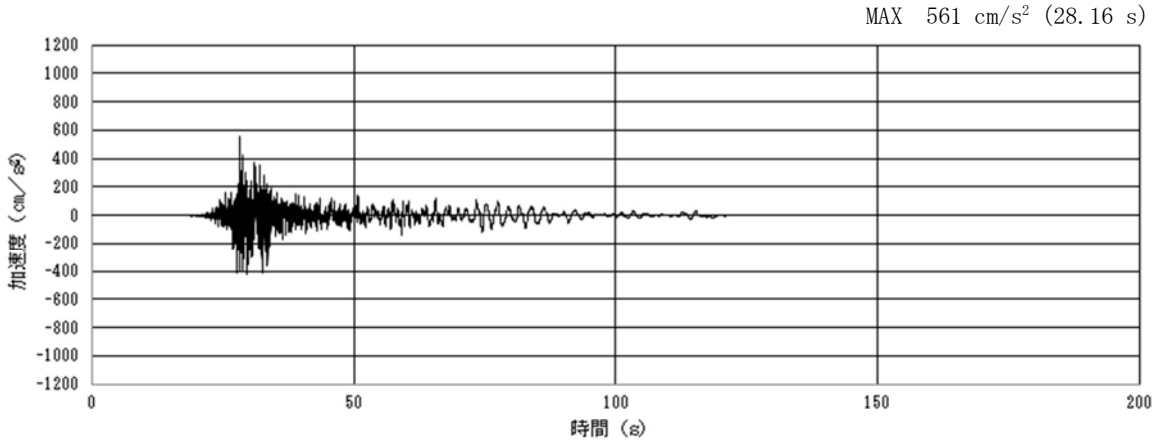


(a) 加速度時刻歴波形

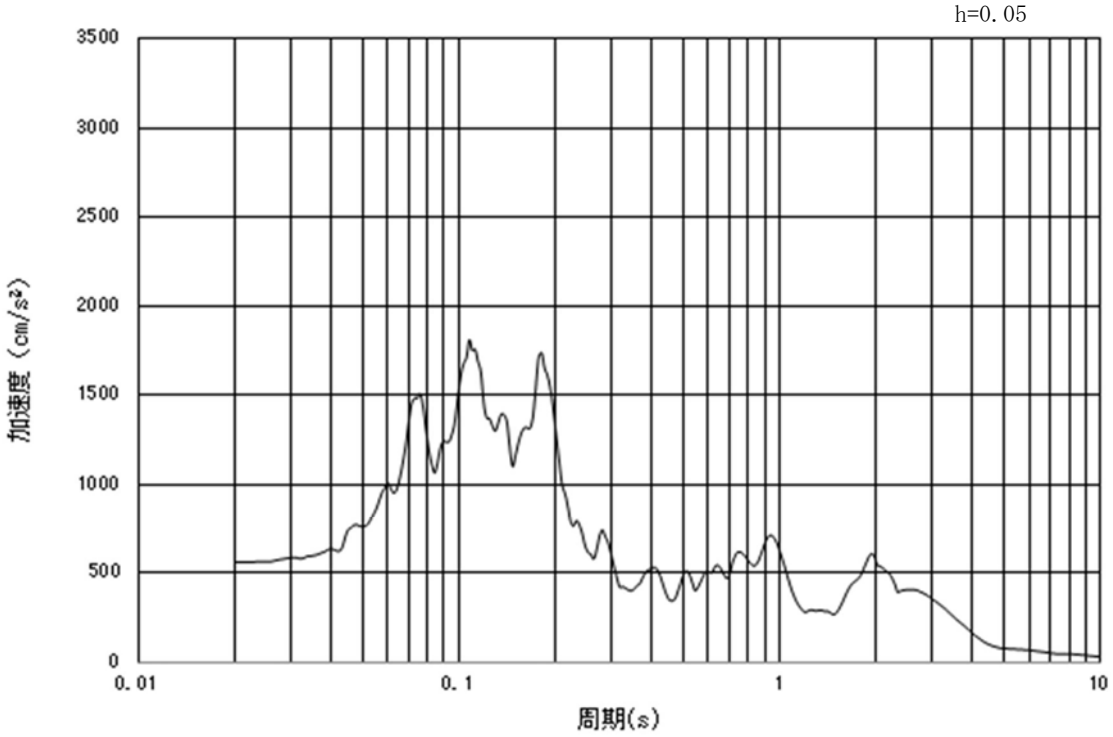


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (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
(鉛直方向：S_s－11　UD 成分 (EW 方向))

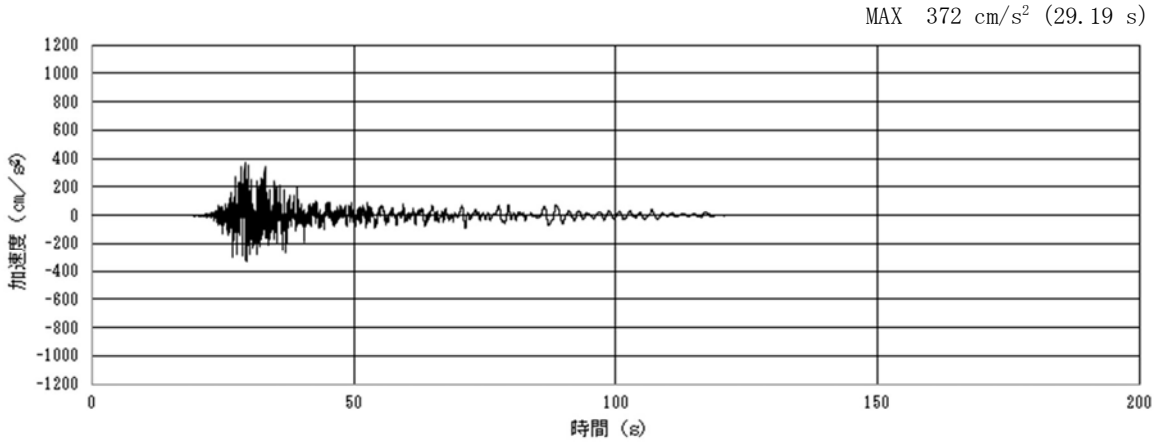


（a）加速度時刻歴波形

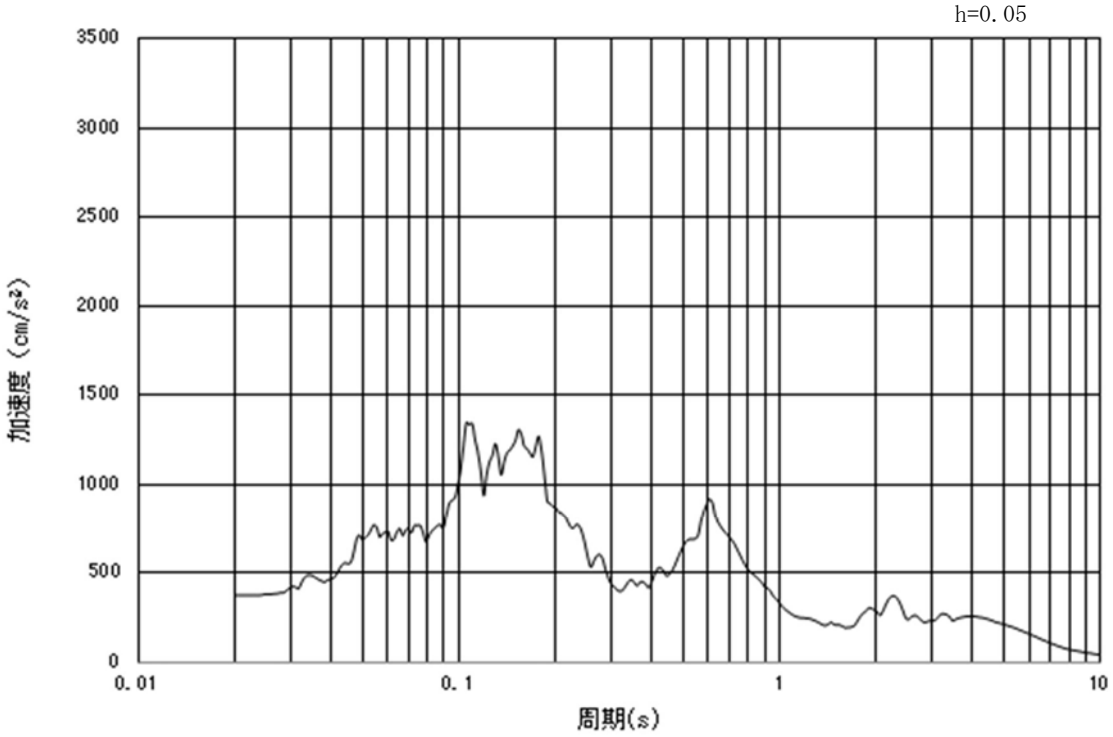


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－12　NS 成分）

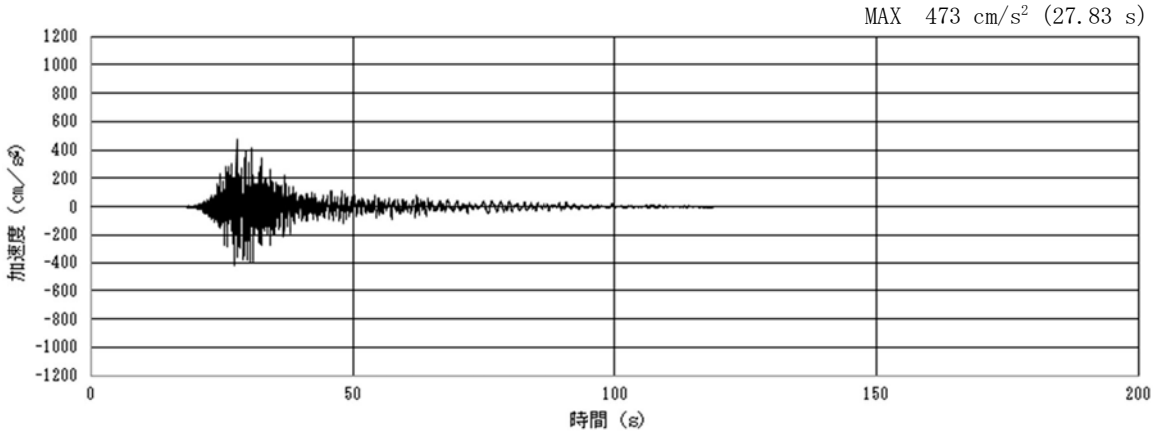


（a）加速度時刻歴波形

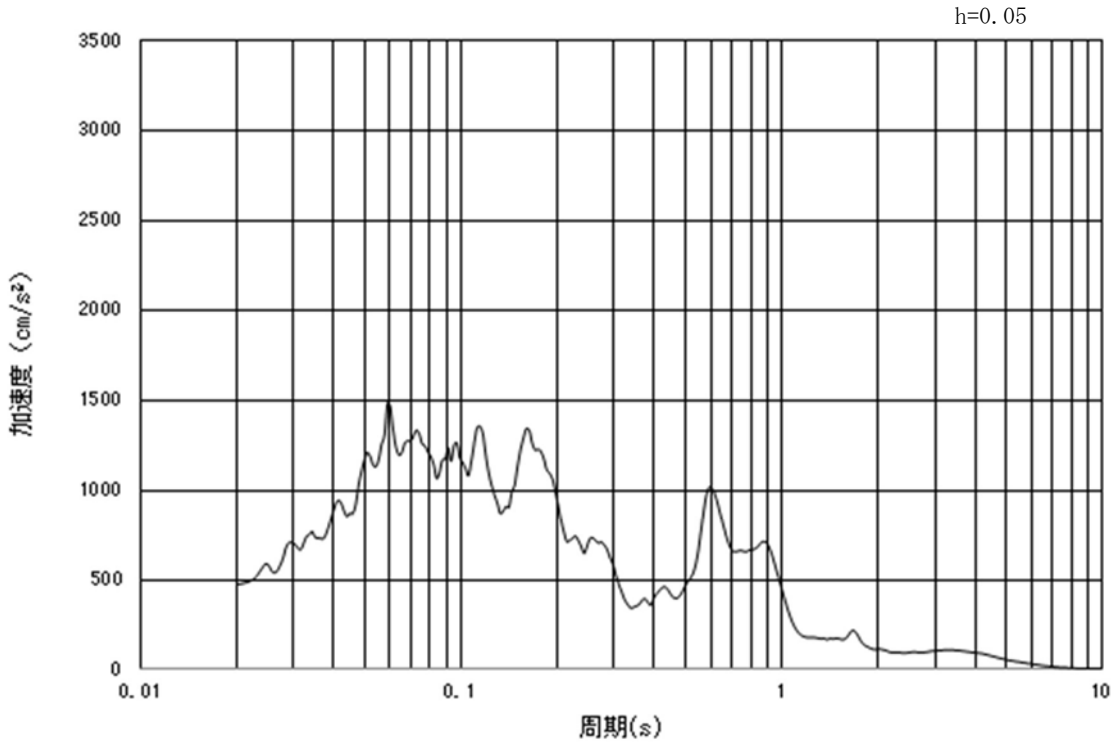


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－12　EW 成分）

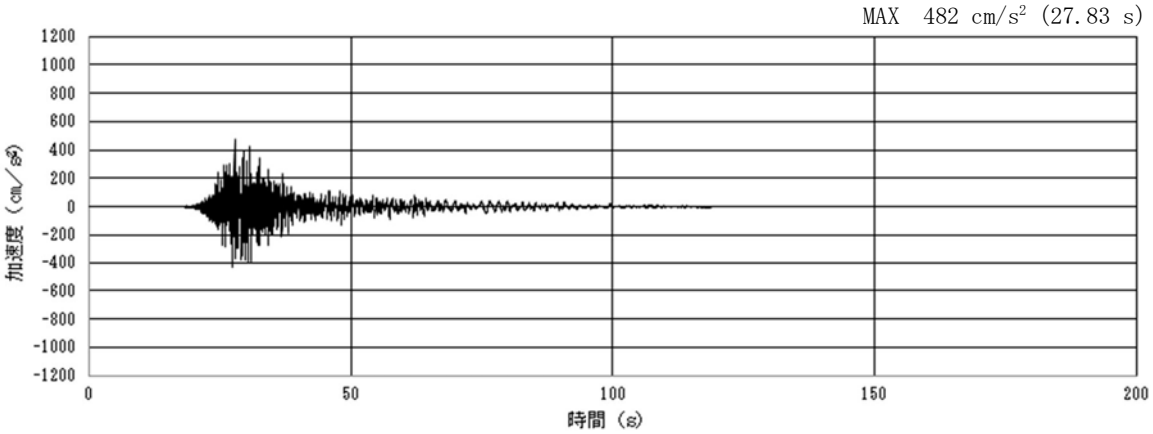


（a）加速度時刻歴波形

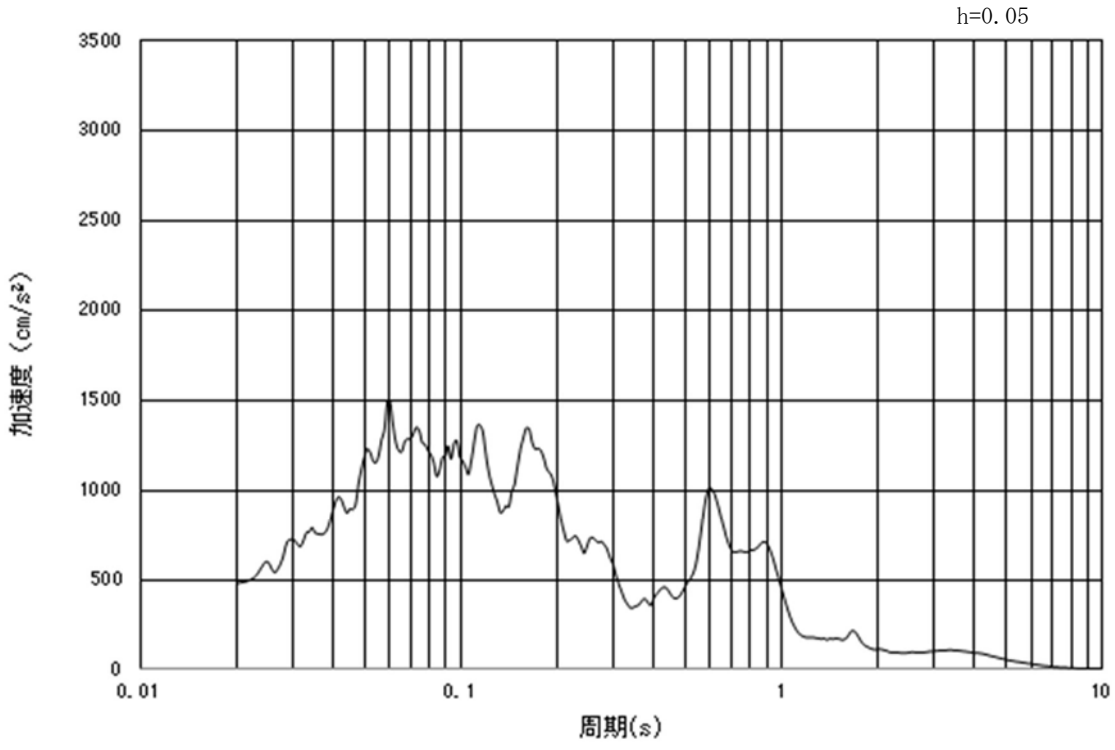


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（鉛直方向：S_s－12　UD 成分（NS 方向））

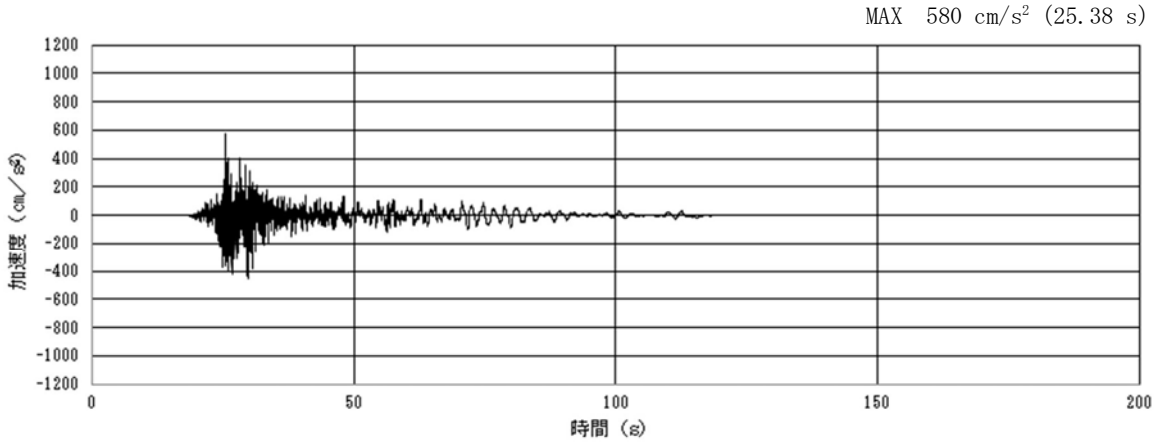


（a）加速度時刻歴波形

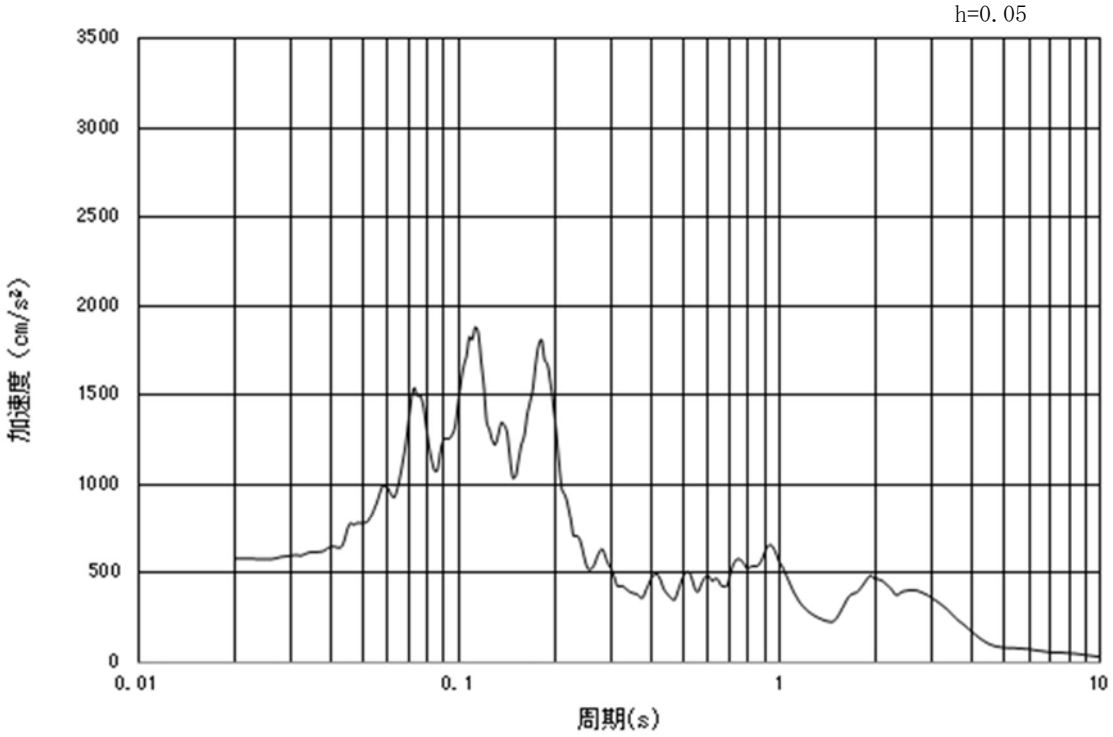


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（鉛直方向：S_s－12　UD 成分（EW 方向））

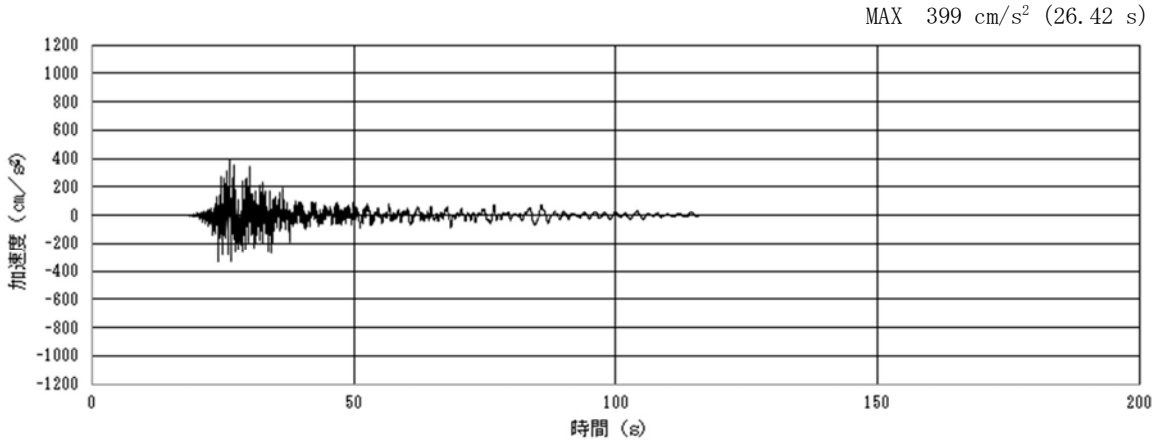


（a）加速度時刻歴波形

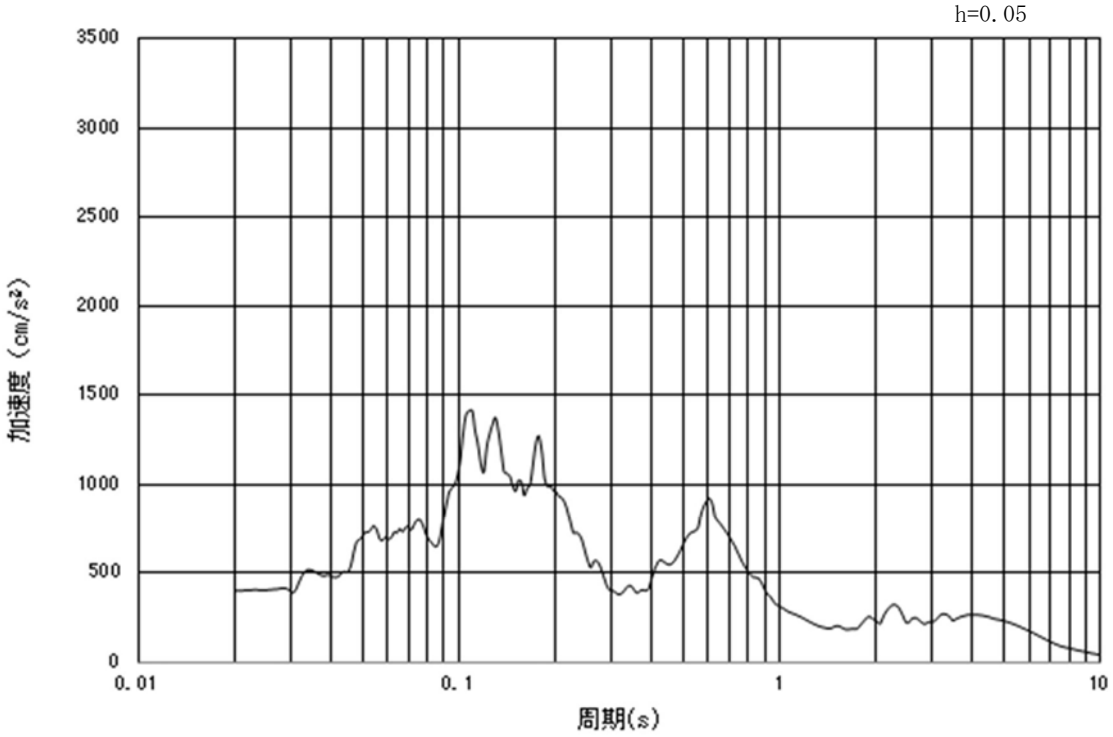


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－13　NS 成分）

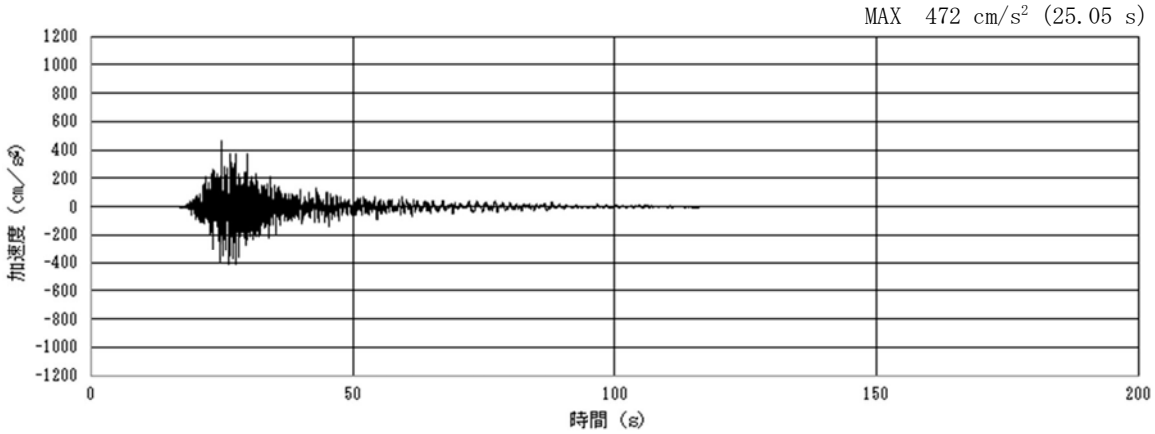


（a）加速度時刻歴波形

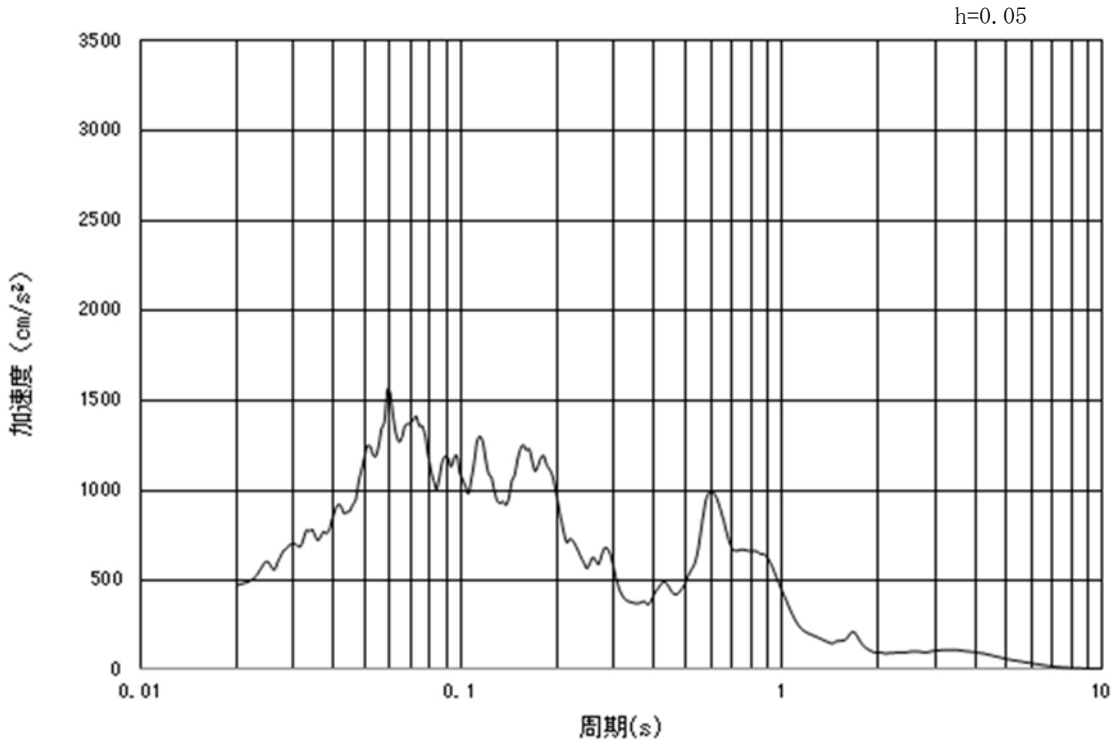


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－13　EW 成分）

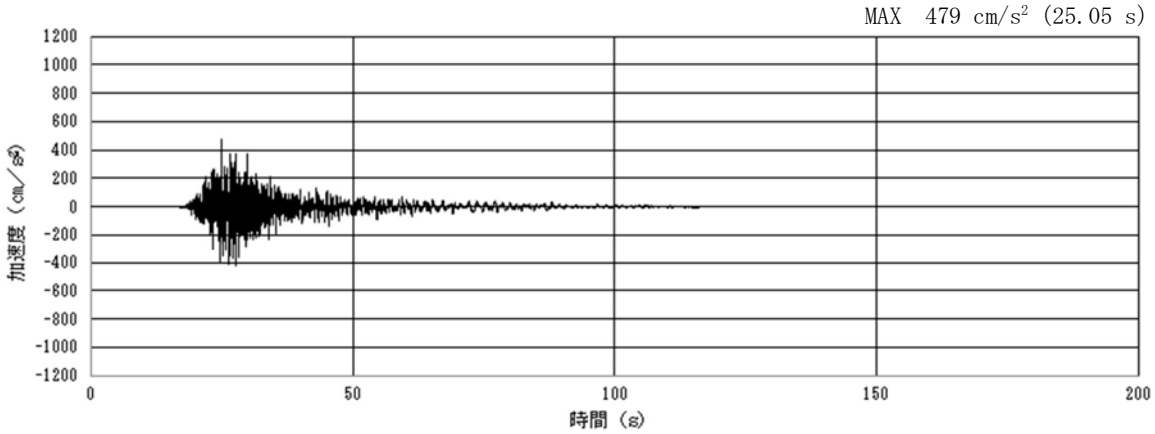


(a) 加速度時刻歴波形

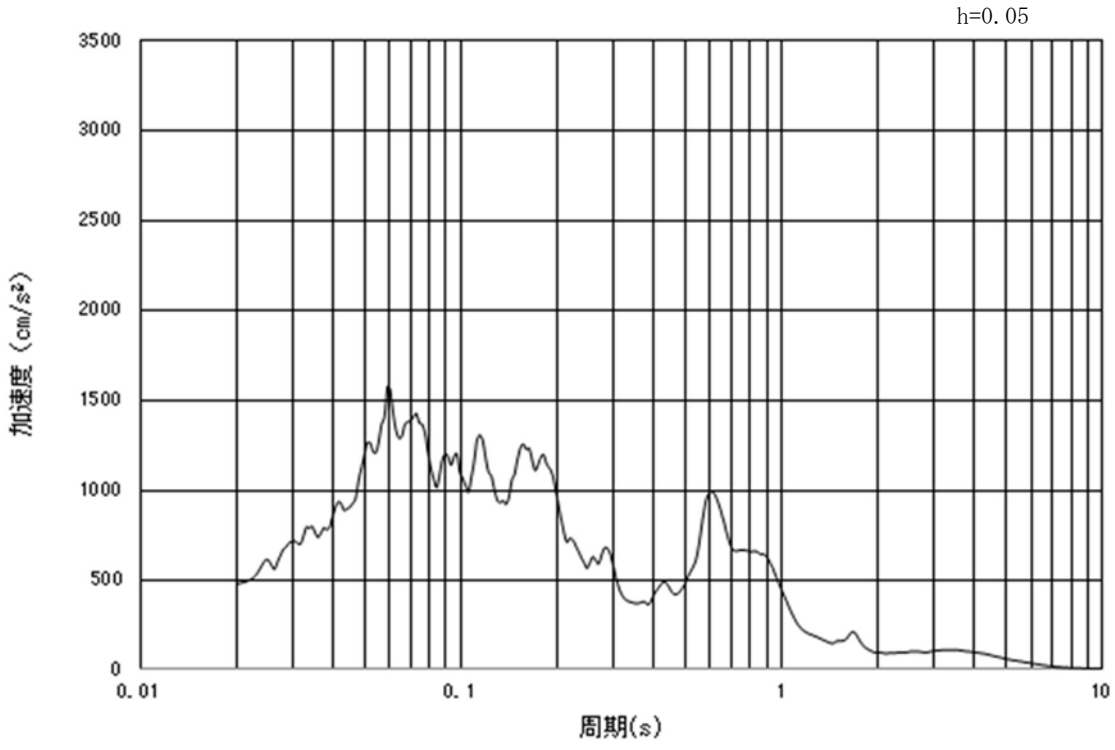


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (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
(鉛直方向：S_s－13　UD 成分 (NS 方向))

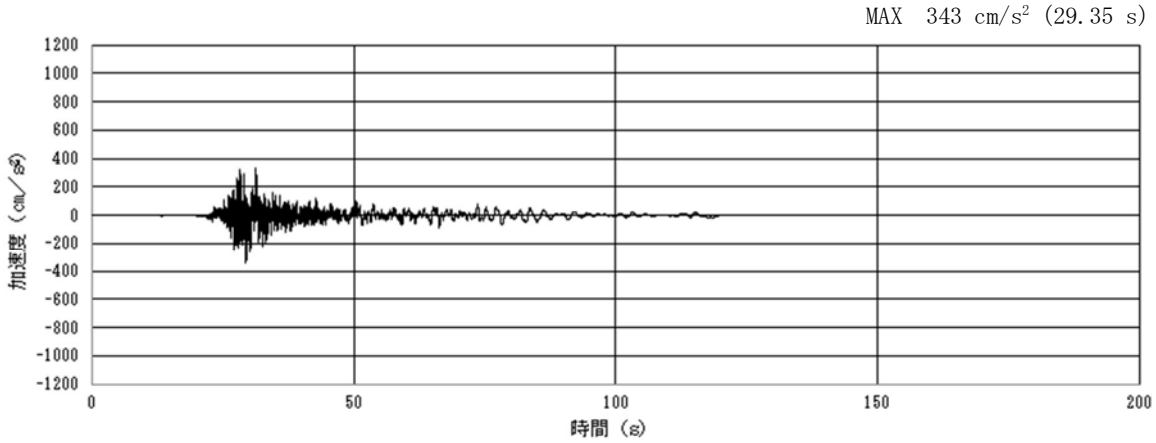


(a) 加速度時刻歴波形

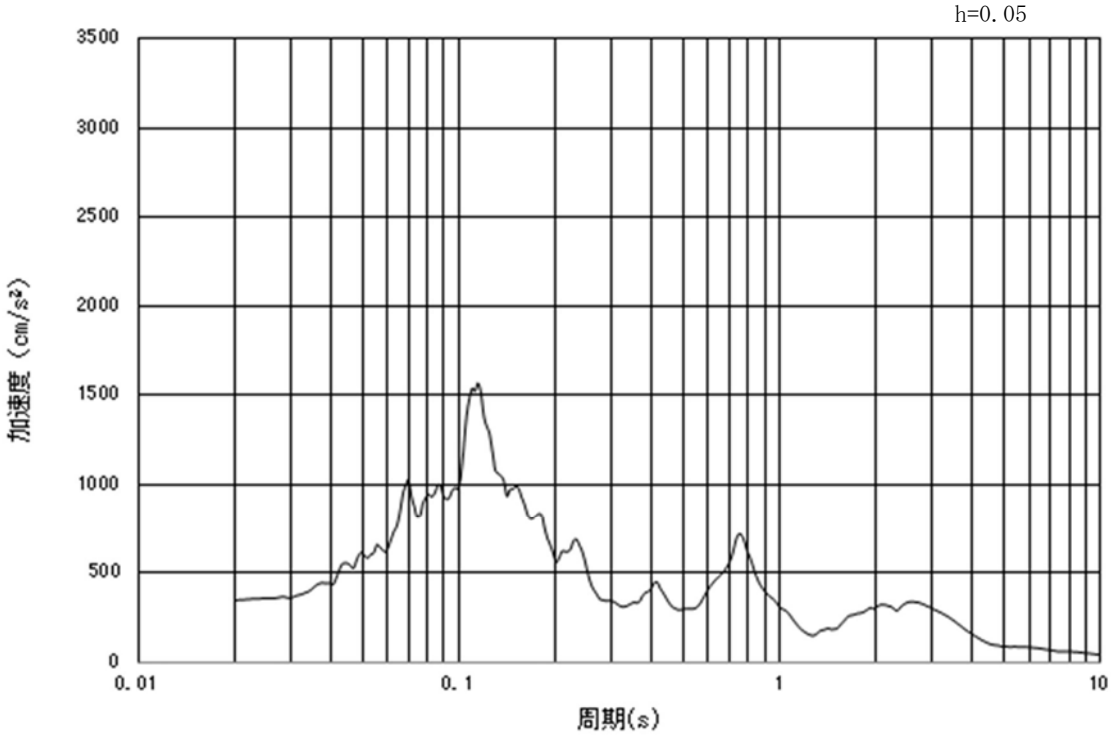


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (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
(鉛直方向：S_s－13　UD 成分 (EW 方向))

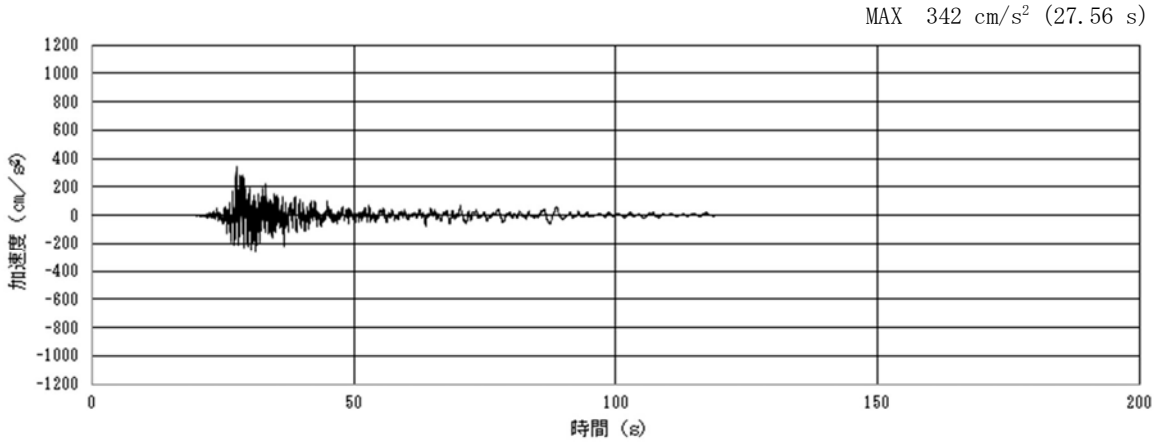


（a）加速度時刻歴波形

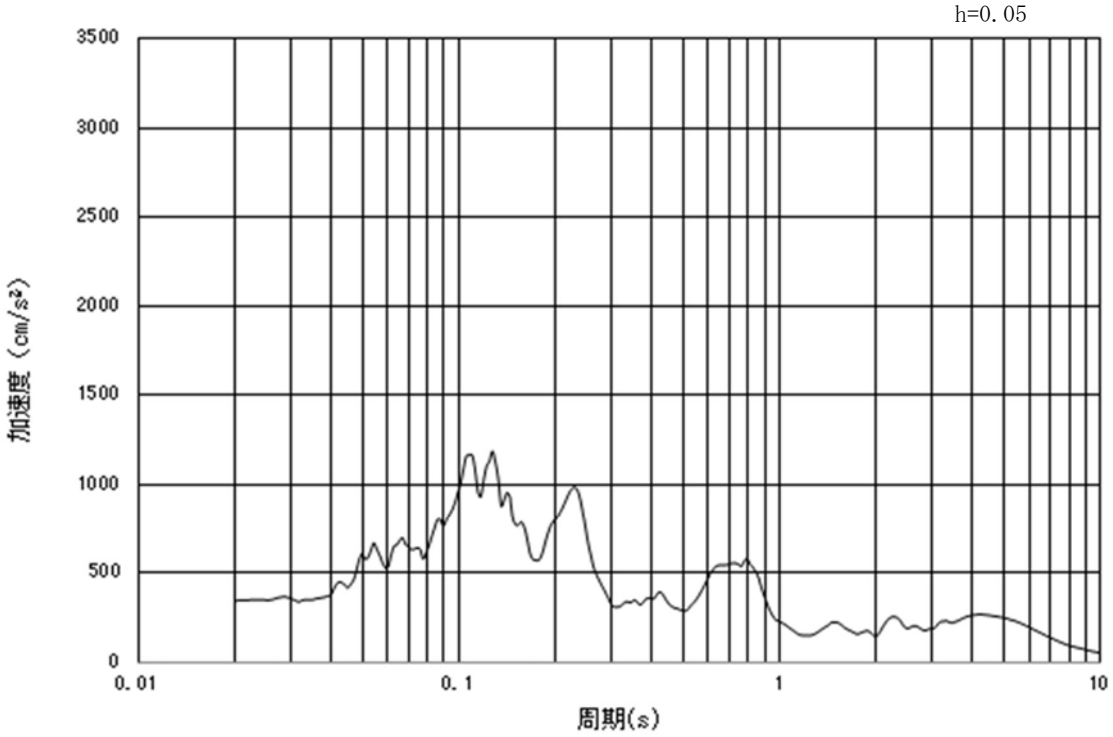


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－14　NS 成分）

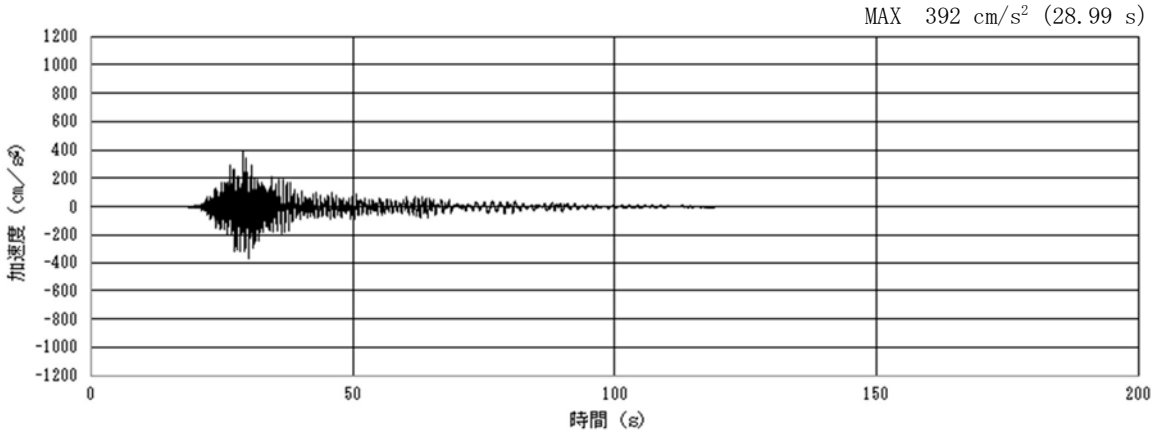


（a）加速度時刻歴波形

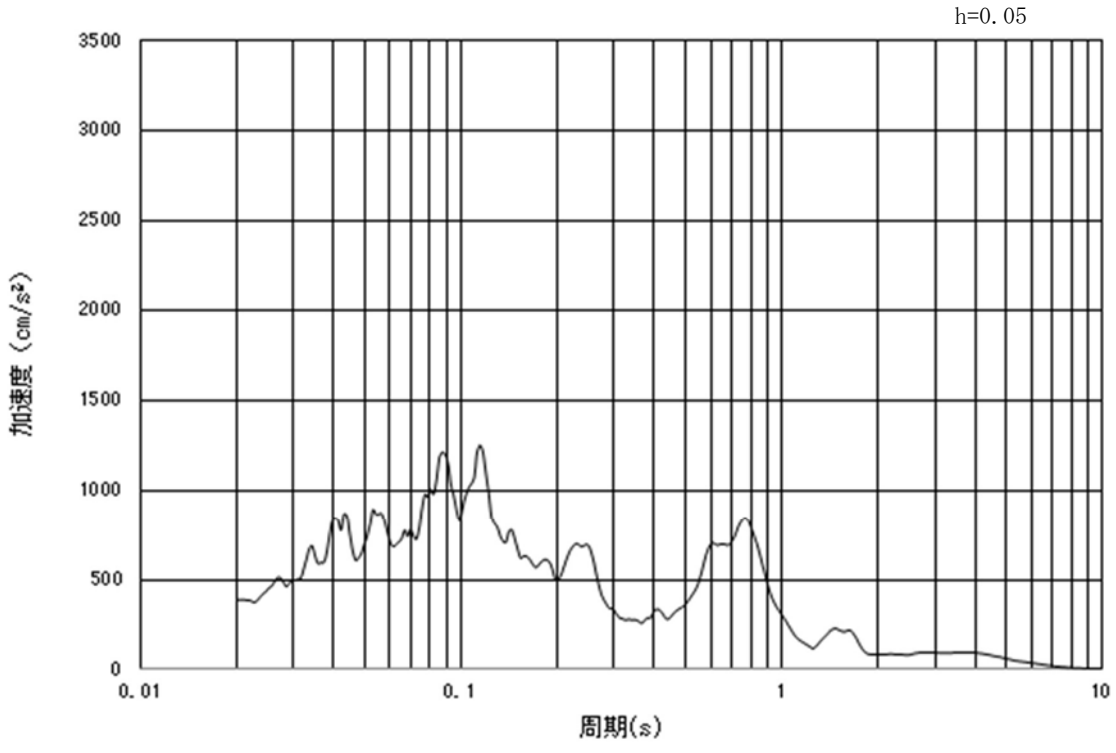


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－14　EW 成分）

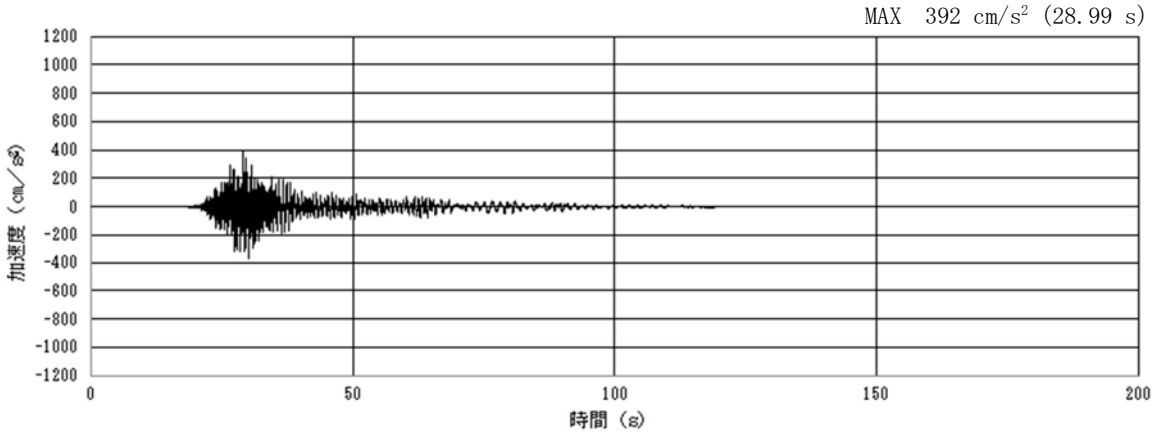


（a）加速度時刻歴波形

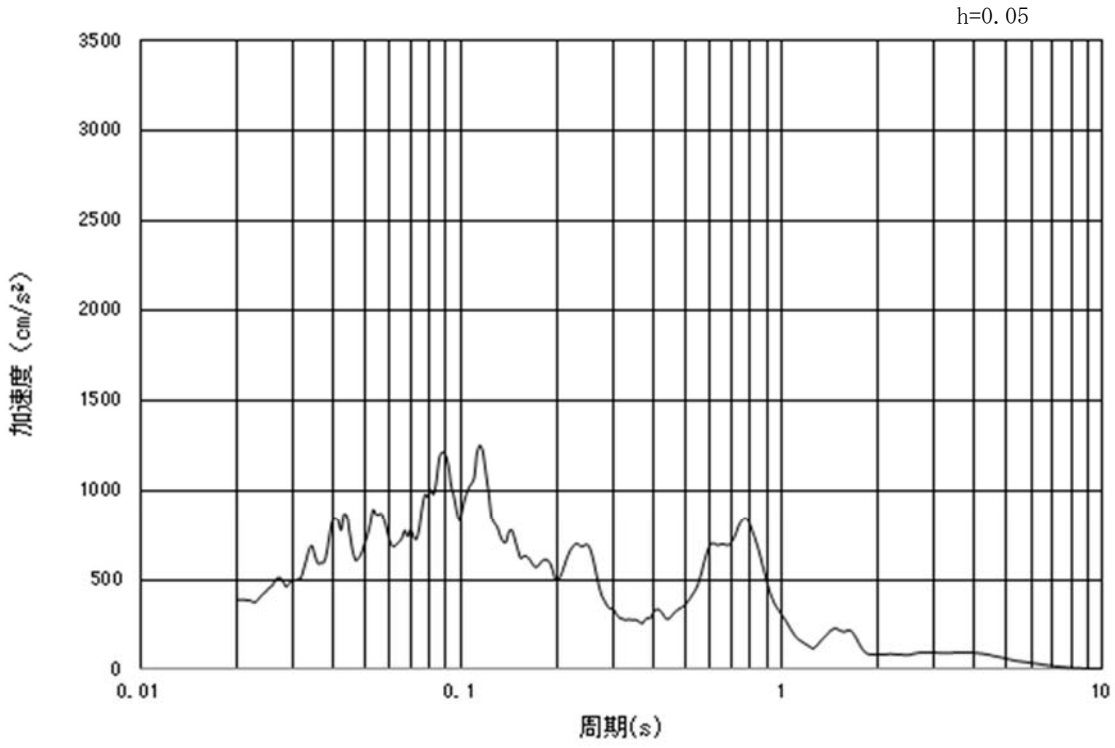


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（鉛直方向：S_s－14　UD 成分（NS 方向））

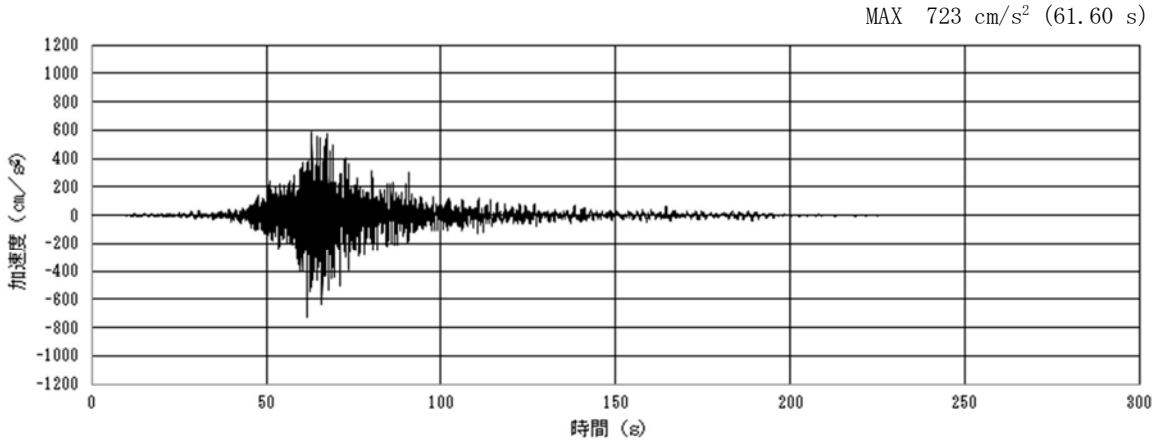


(a) 加速度時刻歴波形

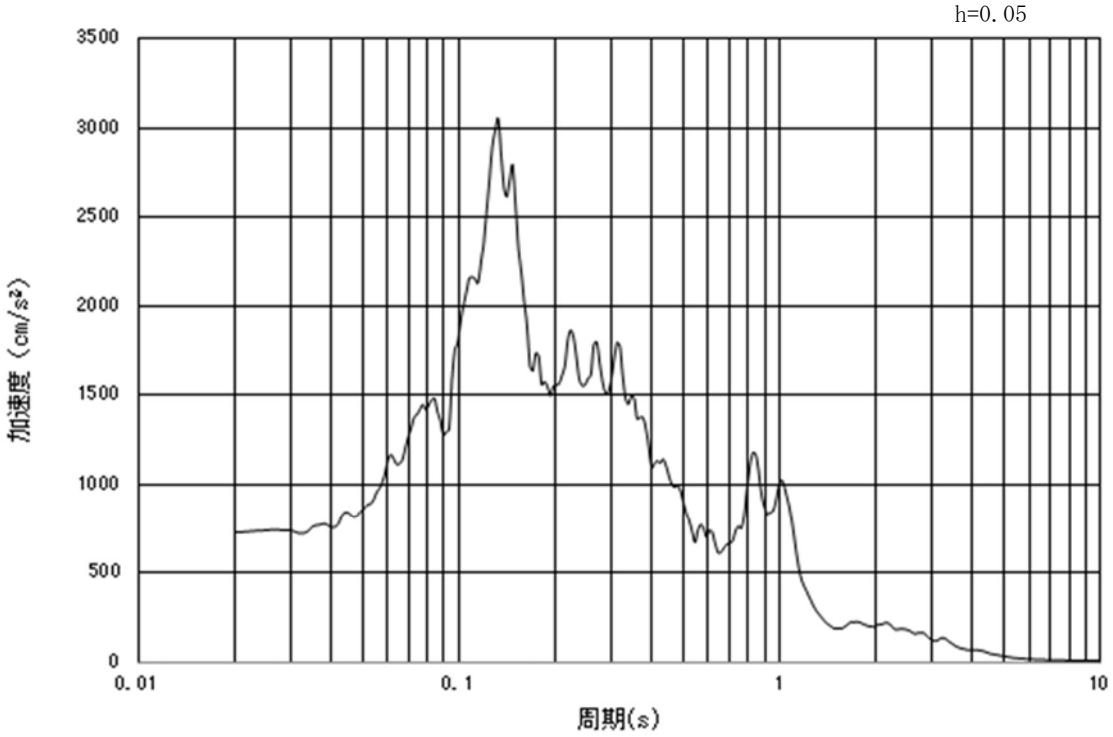


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (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
(鉛直方向：S_s－14　UD 成分 (EW 方向))

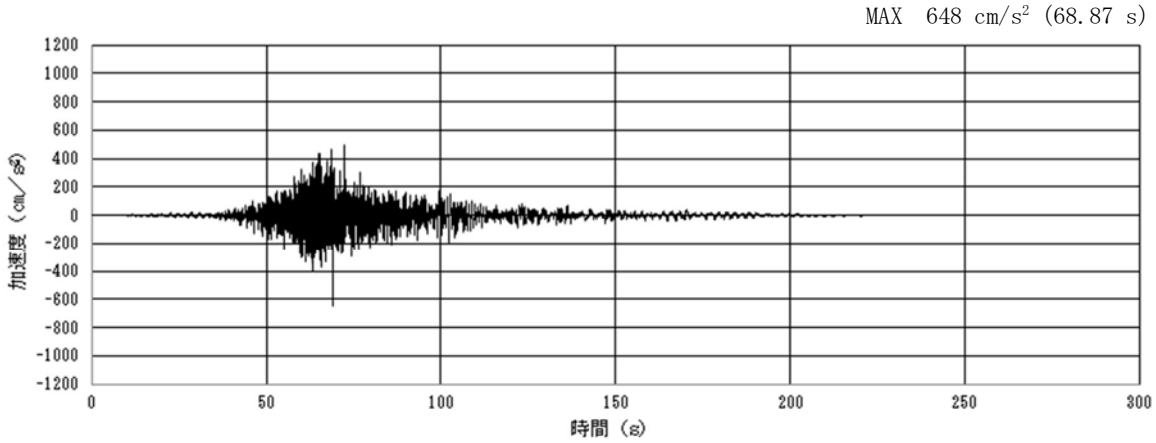


（a）加速度時刻歴波形

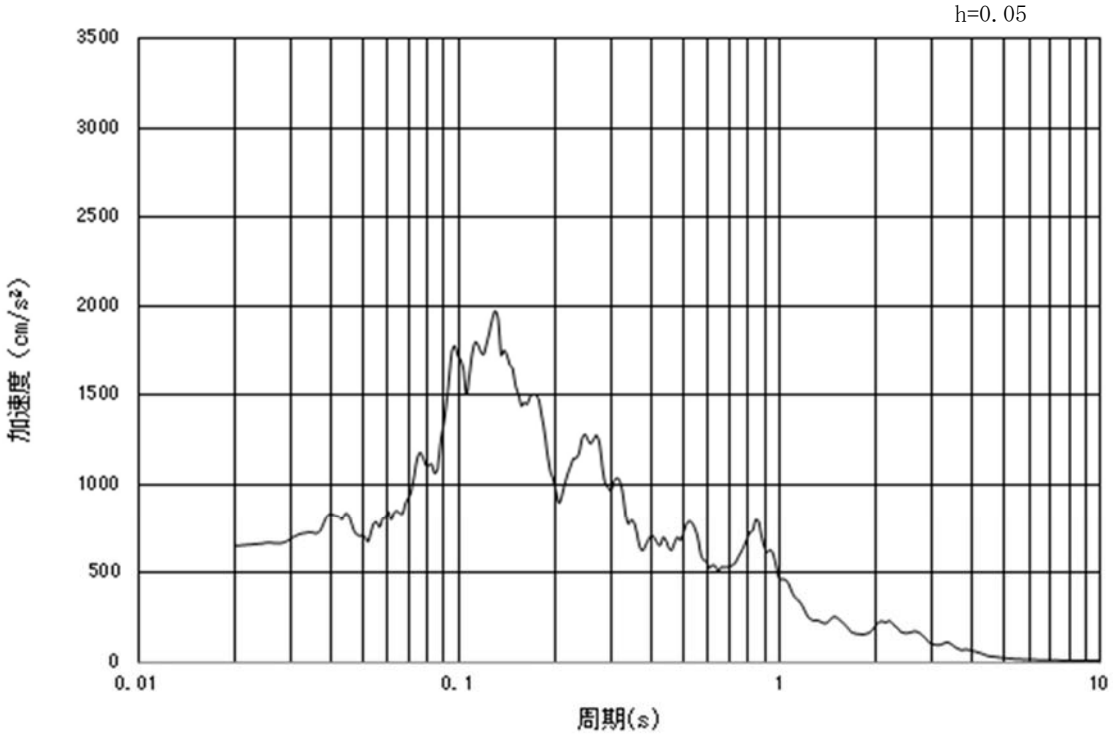


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（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
（水平方向：S_s－21　NS 成分）

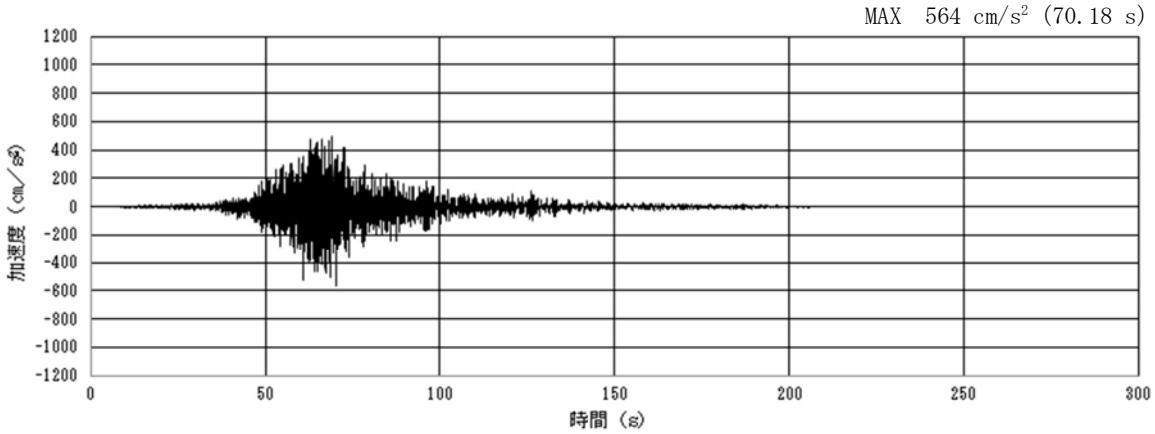


（a）加速度時刻歴波形

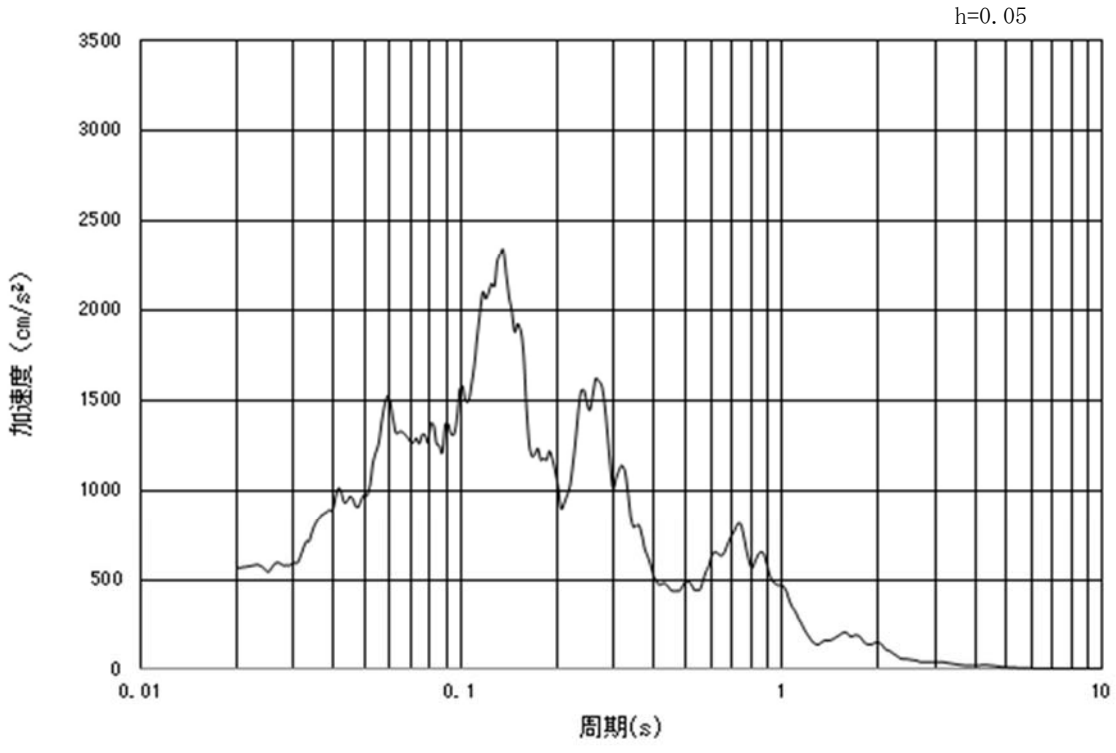


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（20）　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
（水平方向：S_s－21　EW 成分）

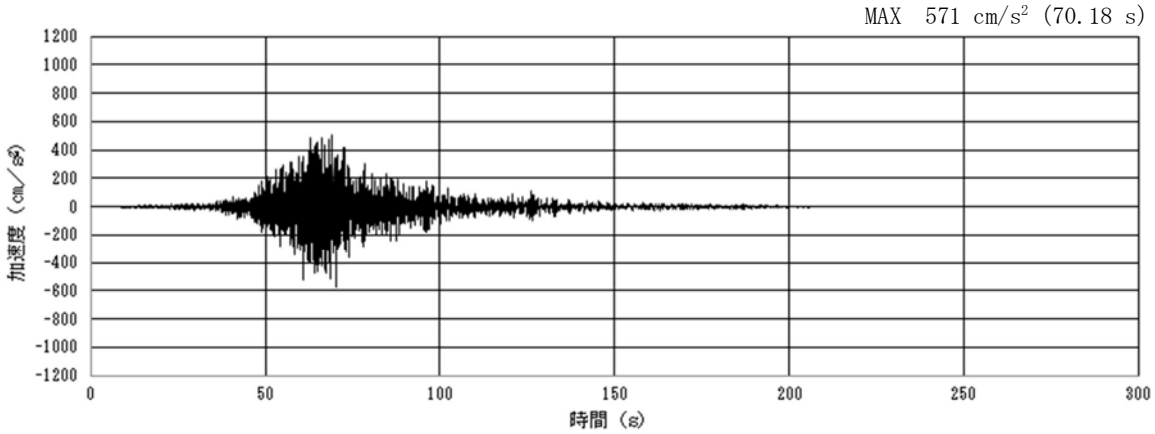


（a）加速度時刻歴波形

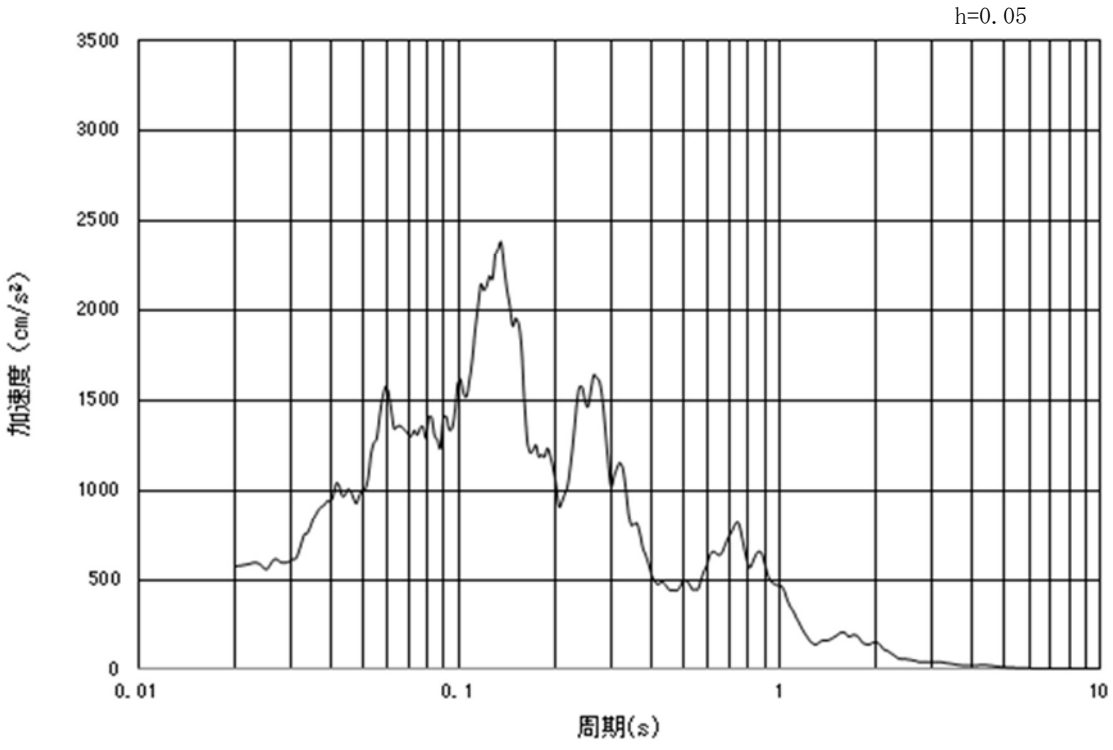


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（21）　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
（鉛直方向：S_s－21　UD 成分（NS 方向））

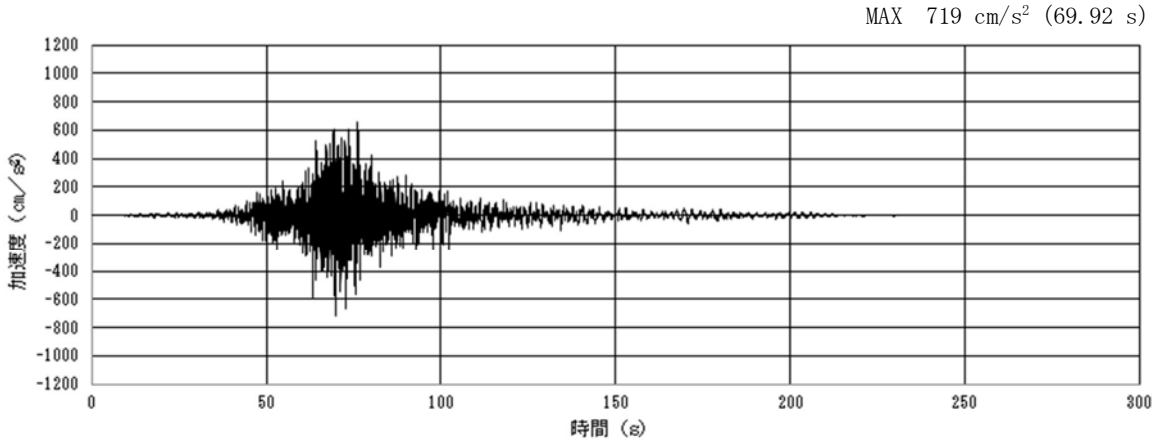


(a) 加速度時刻歴波形

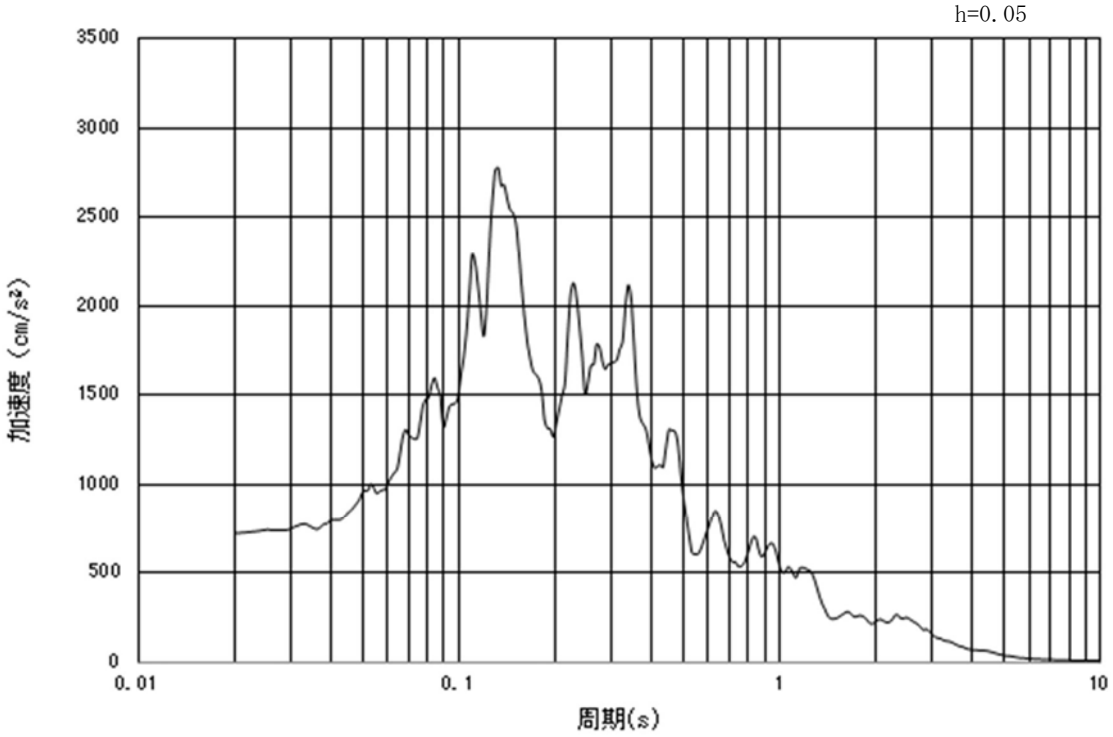


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (22)　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
(鉛直方向：S_s－21　UD 成分 (EW 方向))

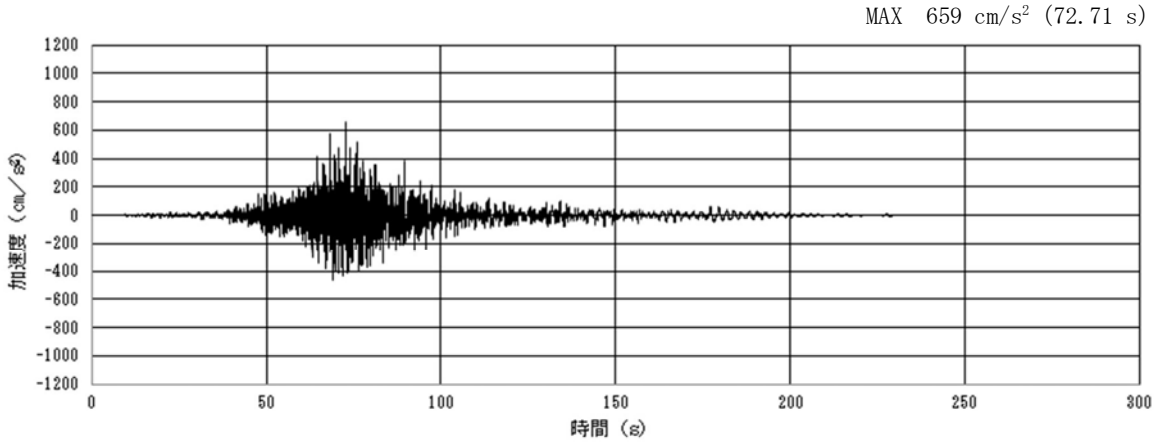


（a）加速度時刻歴波形

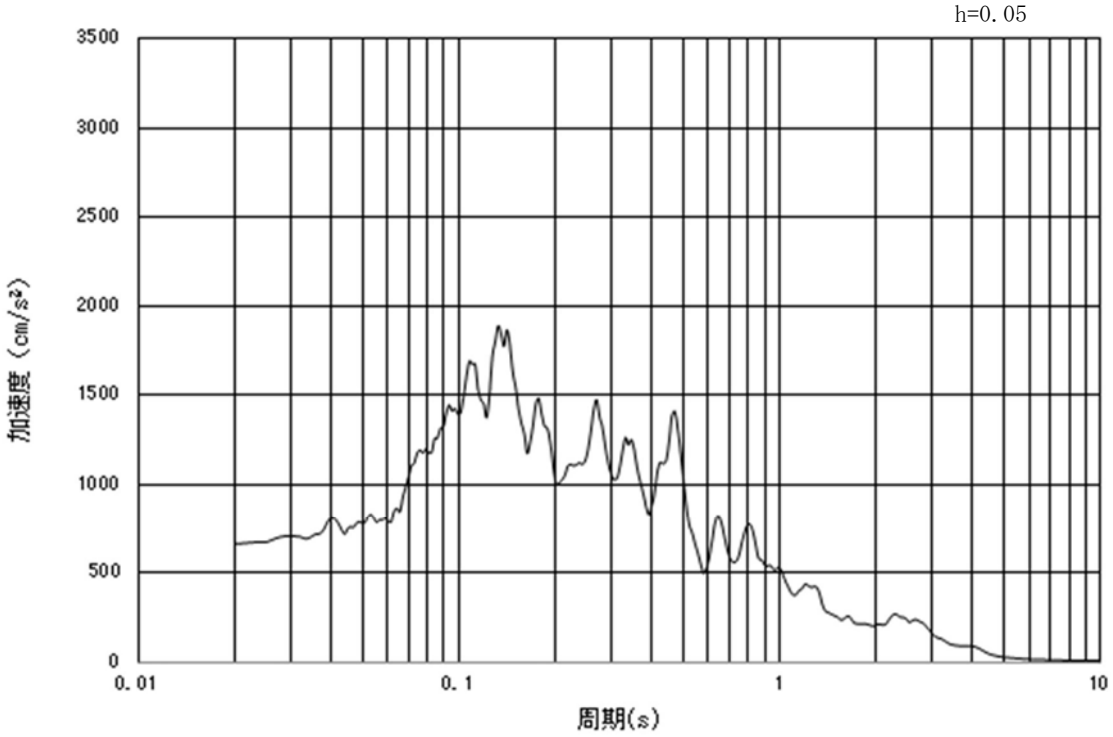


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（23）　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
（水平方向：S_s－22　NS 成分）

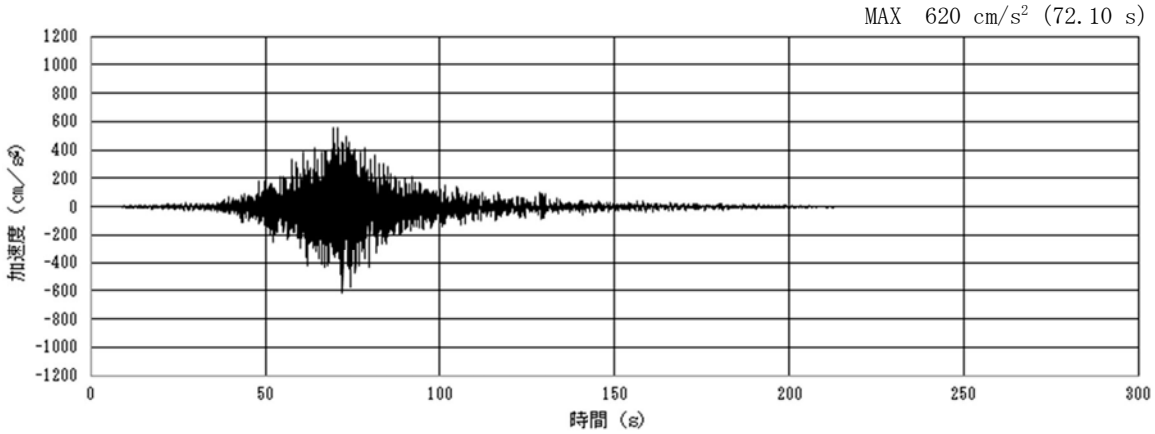


（a）加速度時刻歴波形

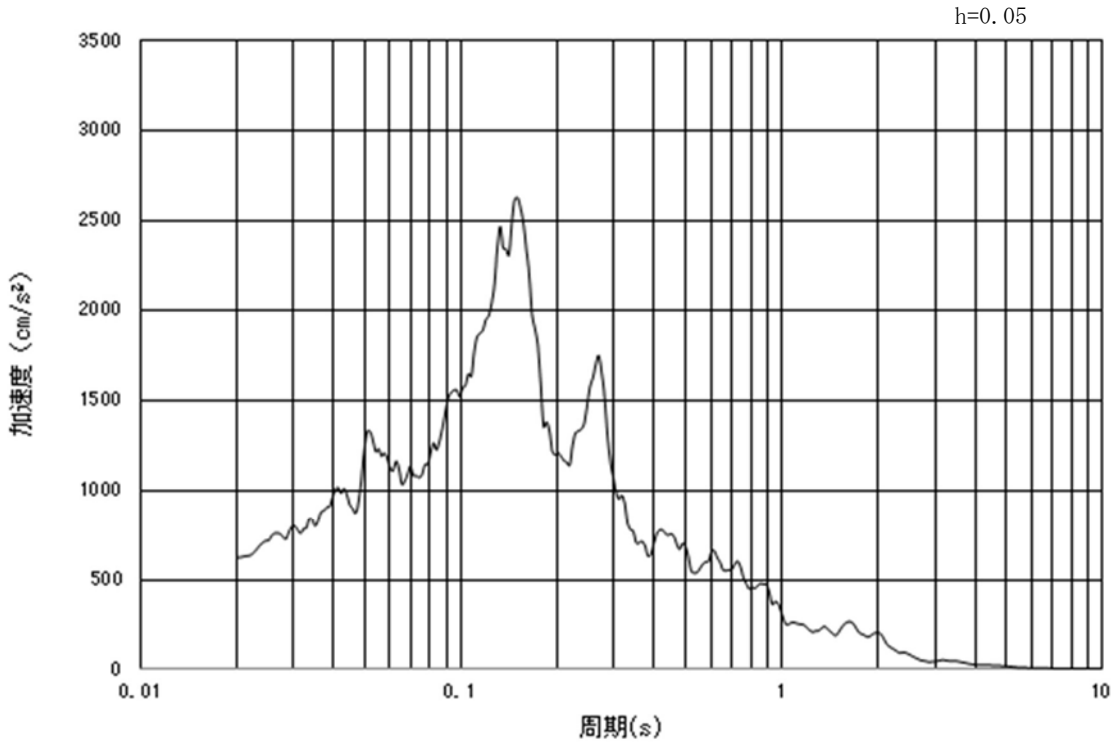


（b）加速度応答スペクトル

図 2.3－2（24）　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
（水平方向：S_s－22　EW 成分）

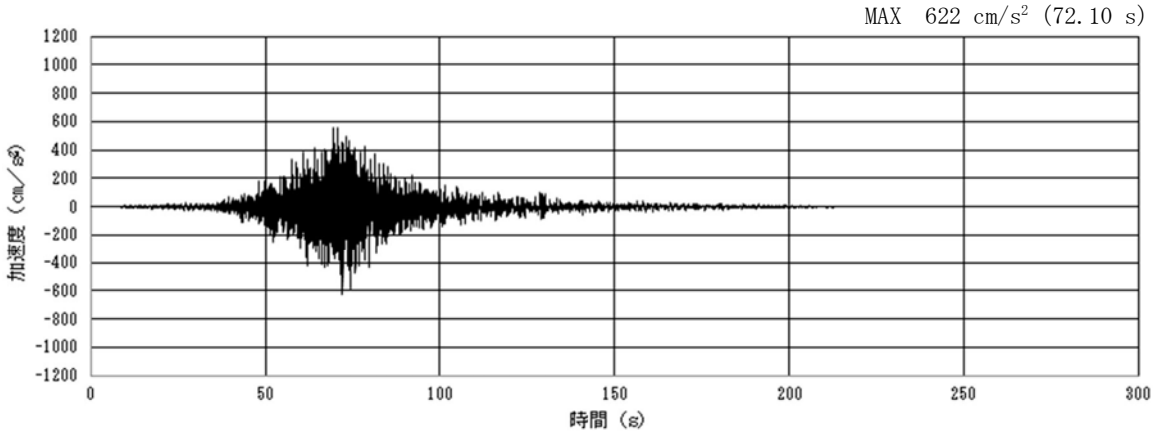


(a) 加速度時刻歴波形

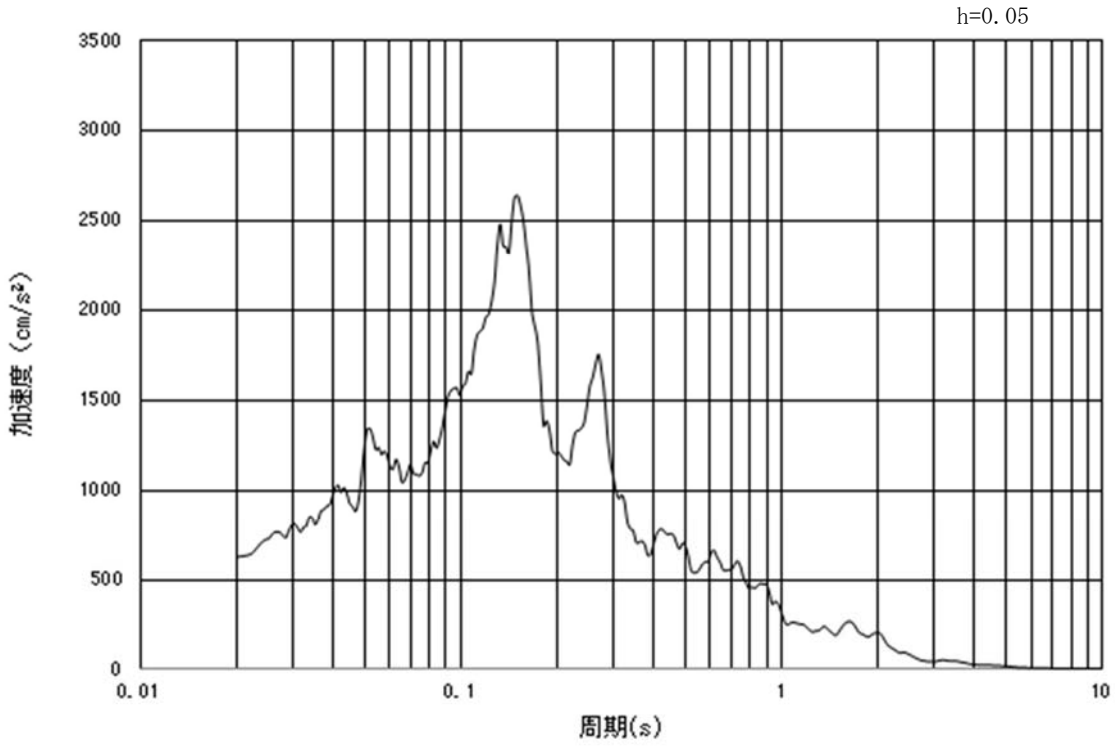


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (25)　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
(鉛直方向：S_s－22　UD 成分 (NS 方向))

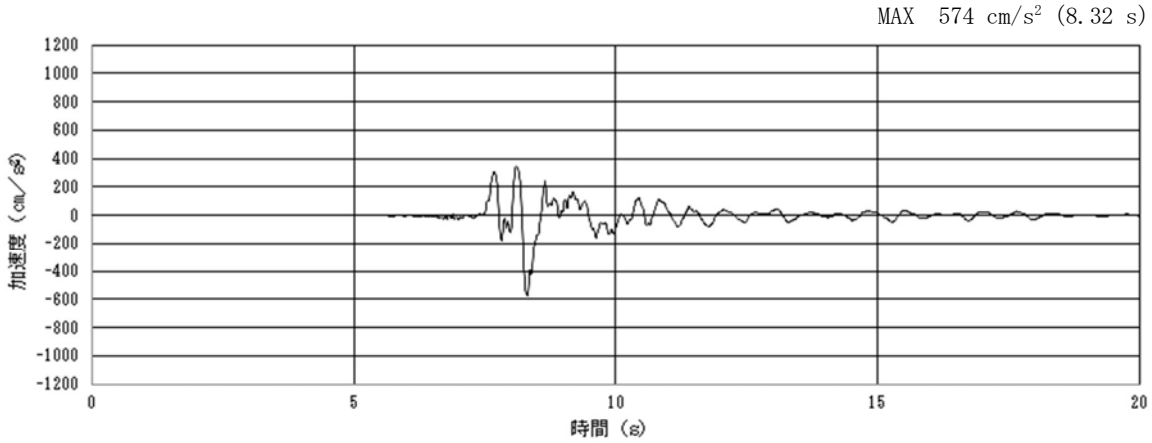


(a) 加速度時刻歴波形

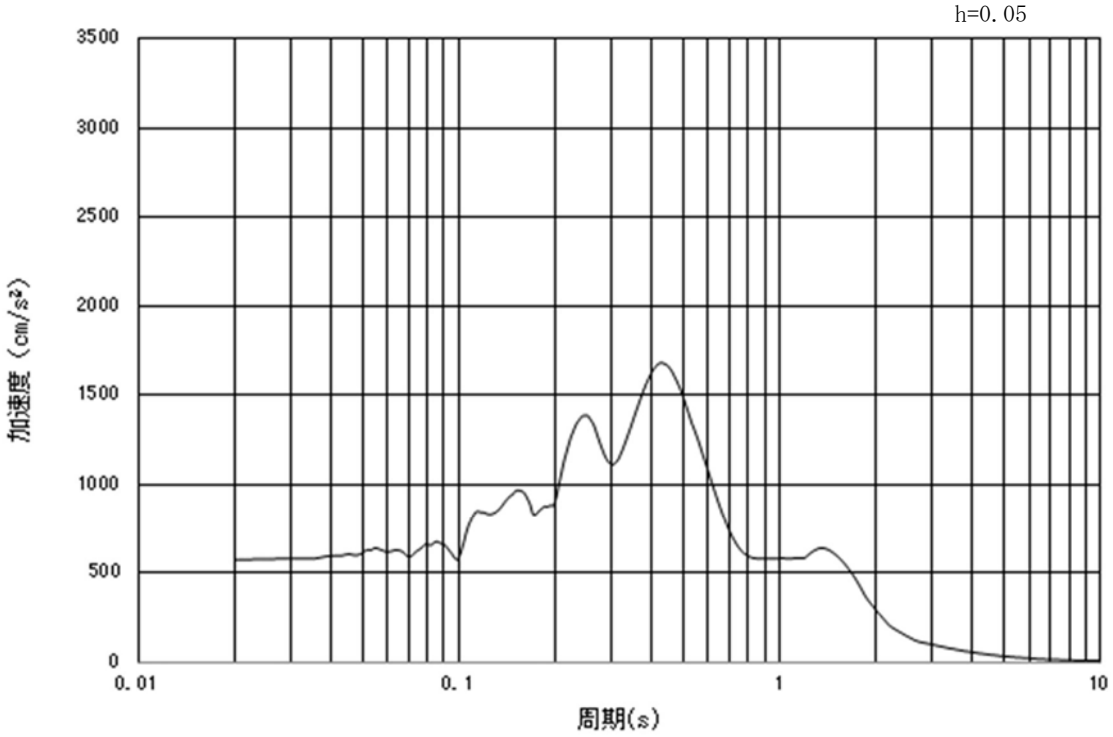


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (26)　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
(鉛直方向：S_s－22　UD 成分 (EW 方向))

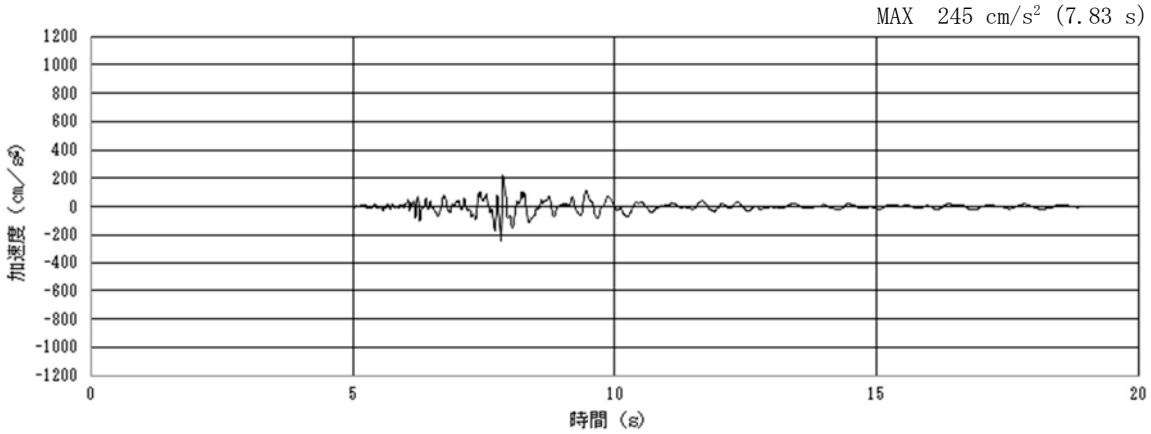


(a) 加速度時刻歴波形

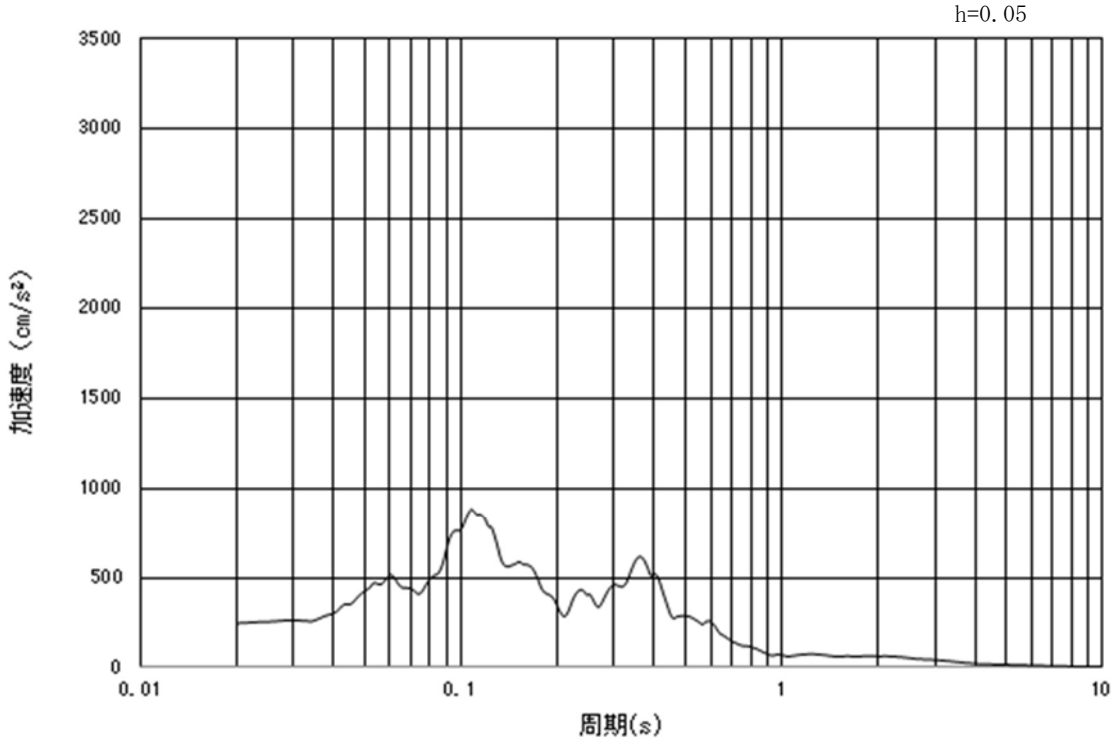


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2 (27)　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
（水平方向：S_s－31）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3－2（28）　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
（鉛直方向：S_s－31）

2.3.2　許容限界の設定

(1)　曲げに対する許容限界

a.　鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の曲げに対する照査は，全塑性モーメントを許容限界とする。具体的には，全塑性モーメント相当として，土木学会マニュアルに基づき，圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する曲率（以下，「限界曲率」という。）を許容限界とし，照査用曲率が限界曲率を下回ることを確認する。図 2.3－3 に限界曲率と全塑性モーメントの関係を示す。

土木学会マニュアルでは，曲げ系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされている。

圧縮縁コンクリートひずみが 1%の状態は，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

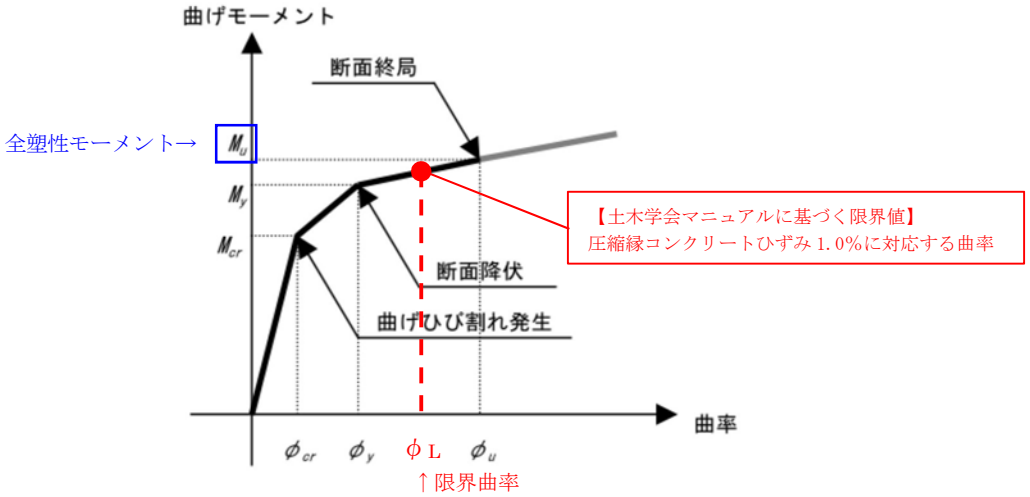


図 2.3－3　限界曲率と全塑性モーメントの関係

鉄筋コンクリート部材の曲げ照査に用いる照査用曲率は，地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_L} \leq 1.0$$

γ_i＝構造物係数（＝1.0）

ϕ_L＝鉄筋コンクリート部材の限界曲率（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応）

$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$

γ_a＝構造解析係数（＝1.2）

ϕ＝応答計算による最大曲率

b.　鋼管杭

鋼管杭の曲げに対する照査は，全塑性モーメントを許容限界とする。具体的には，全塑性モーメント相当として，乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定　ＪＥＡＧ４６１６－2009（(社) 日本電気協会）及び鋼・合成構造標準示方書［耐震設計編］((社) 土木学会，2008 年制定）に基づき，鋼管杭の終局曲率を許容限界とし，照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認する。

鋼管杭の曲げ照査に用いる照査用曲率は，地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_u} \leq 1.0$$

γ_i＝構造物係数（＝1.0）

$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$

γ_a＝構造解析係数（＝1.05）

ϕ＝応答計算による最大曲率

杭体の終局曲率ϕ_uは下記式より算出する。

$$\phi_u(N) = \varepsilon_{max} / [r \cdot \{1+\sin(\pi N/2N_y)\}] / \gamma_b \qquad (N<0：引張，N>0：圧縮)$$

ここに，

ε_{max} :局部座屈発生時ひずみ

$$\varepsilon_{max} = 0.22t/r$$

ここに，t：腐食しろを除いた鋼材の厚さ

r：杭の半径

N :発生軸力

N_y :鋼材降伏時の軸力

$$N_y = 2\pi r t \sigma_y$$

ここに，σ_y:鋼材の降伏点応力

γ_b :部材係数（＝1.1）

(2) せん断に対する許容限界

a. 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づき，(a) 棒部材式及び(b) ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とする。

(a) 棒部材式

$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$

ここで，V_{cd} コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし，$f_{vcd} > 0.72$ (N/mm^2) となる場合は $f_{vcd} = 0.72$ (N/mm^2)

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$ 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 $\beta_p = 1.5$

$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0)$ ただし，$\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0)$ ただし，$\beta_n > 0$ となる場合は $\beta_n = 0$

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

f_{cd}’ :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_{ck}’ を材料係数 γ_{mc} (＝1.3) で除したもの

$p_v = A_s(b_w/d)$:引張鉄筋比

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

$M_0 = N_d$’ ・D/6 :M_d に対する引張縁において，軸方向力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）

D :断面高さ

a/d :せん断スパン比

γ_{bc} :部材係数（＝1.3）

$V_{vcd}= \{A_w f_{wyd}(\sin\alpha+\cos\alpha)/s\}\ z/\gamma_{bs}$

A_w :区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} :せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms}（1.0）で除したもので，400N/mm^2 以下とする。ただし，コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は，800N/mm^2 以下とする。

α :せん断補強筋と部材軸のなす角

s :せん断補強筋の配置間隔

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。

γ_{bs} :部材係数（＝1.1）

(b) ディープビーム式

$V_{ydd}=V_{cdd}+V_{sdd}$

ここで，V_{cdd} :コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} :せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd}=\beta_d\cdot\beta_p\cdot\beta_a\cdot f_{dd}\cdot b_w\cdot d/\gamma_{bc}$$

$f_{dd}= 0.19\sqrt{f'_{cd}}$

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

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

$$\beta_a=\frac{5}{1+(a/d)^2}$$

$\gamma_{bc}=$ ：部材係数（＝1.3）

$V_{sdd}=\phi\cdot V_{sd}$

$\phi=-0.17+0.3a/d+0.33/p_{wb}$　　ただし，$0\leq\phi\leq1$

p_{wb} ：せん断補強鉄筋比（%）

また，分布荷重を受ける部材のせん断耐力については，図 2.3－4 に示す等価せん断スパンの考え方に基づき，せん断耐力を算定する。

(c)　等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて，支承全面あるいははり・柱前面から曲げモーメントが発生する位置（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において，等価せん断スパンを以下のように設定する。

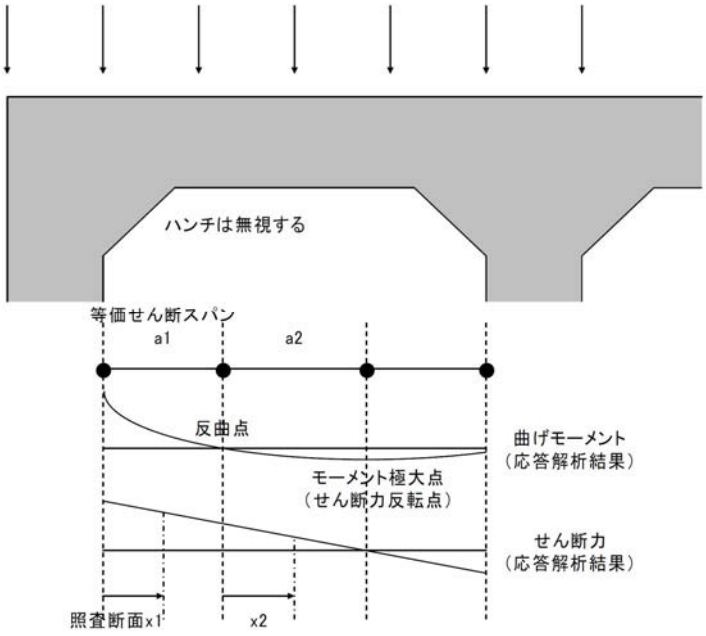
イ．　区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が存在する場合は，以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。

第 1 等価せん断スパン(a1)：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第 2 等価せん断スパン(a2)：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

ロ．　区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が無い場合は，以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン(a)：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離



（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 2.3－4　等価せん断スパンの設定方法

土木学会マニュアルでは，コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数β_aを考慮している。これは，地中に埋設されたラーメン構造で，分布荷重が卓越，スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では，せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ，より合理的なせん断耐力を与えるよう，コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また，土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては，表 2.3－1 に示すとおり，複数の安全係数（部材係数，構造解析係数）が見込まれていることから，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

図 2.3－1　せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

b.　鋼管杭

鋼管杭のせん断に対する許容限界は，乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定　ＪＥＡＧ４６１６－2009（(社) 日本電気協会）及び鋼・合成構造標準示方書［耐震設計編］(（社）土木学会，2008 年制定）に基づき，以下の式で求まるせん断耐力とする。

鋼管杭のせん断照査に用いる照査用せん断力は，地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{Q_d}{Q_u} \leq 1.0$$

γ_i＝構造物係数（＝1.0）

$Q_d = \gamma_a \cdot Q$

γ_a＝構造解析係数（＝1.05）

Q＝応答計算による最大せん断力

杭体のせん断耐力 Q_u は下記式より算定する。

$Q_u = A_e \cdot f_s / \kappa / \gamma_b$

ここに，　A_e　：腐食代を除いた杭の断面積

f_s　：鋼材の短期許容せん断応力度

κ　：せん断応力度の分布係数で 2.0 とする。

γ_b　：部材係数（＝1.1）

(3)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し，極限支持力に基づき設定する。

取水構造物の基礎形式は，打込み工法による杭基礎であることから，極限支持力については，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 24 年 3 月）の杭基礎（打ち込み工法）の設計に基づき，以下の通り設定する。

$$R_u = P_u + U\Sigma L_i f_i$$

R_u ： 地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

P_u ： 杭先端における極限支持力（kN）

$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

A_t：鋼管杭の先端純断面積（m^2）

A_i：鋼管杭の先端閉塞面積（m^2）

A ：鋼管杭の先端面積（m^2）

U ： 杭の周長（m）

L_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

2.4　評価結果（追而）

2.5　まとめ（追而）

3.　屋外二重管基礎の耐震安全性評価

目　次

3.　屋外二重管の耐震安全性評価 1
3.1　評価方法 1
3.2　評価条件 1
3.2.1　適用規格 1
3.2.2　耐震安全性評価フロー 2
3.2.3　評価対象断面の方向 3
3.2.4　評価対象断面の選定 4
3.2.5　使用材料及び材料定数 12
3.2.6　地下水位 16
3.2.7　地震応答解析手法 16
3.2.8　解析モデルの設定 18
3.2.9　減衰特性 33
3.2.10　荷重の組合せ 35
3.2.11　地震応答解析の検討ケース 37
3.3　評価内容 39
3.3.1　入力地震動の設定 39
3.3.2　許容限界の設定 72
3.4　評価結果 76
3.4.1　地震応答解析結果 76
3.4.2　耐震評価結果（追而） 99
3.5　まとめ（追而） 115

3.1　評価方法

屋外二重管基礎は，耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。この屋外二重管基礎の耐震評価は，基準地震動Ｓ$_s$による耐震安全性評価として，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。

構造部材の健全性評価については，地震応答解析に基づく杭基礎部の部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。また，地盤改良体については，地震応答解析より求められる発生せん断力に対して想定すべり線上の応力状態を考慮したすべり評価を実施し，安定性を確認する。基礎地盤の支持性能評価については，地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

3.2　評価条件

3.2.1　適用規格

屋外二重管基礎の耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）及び，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 24 年 3 月）を適用する。

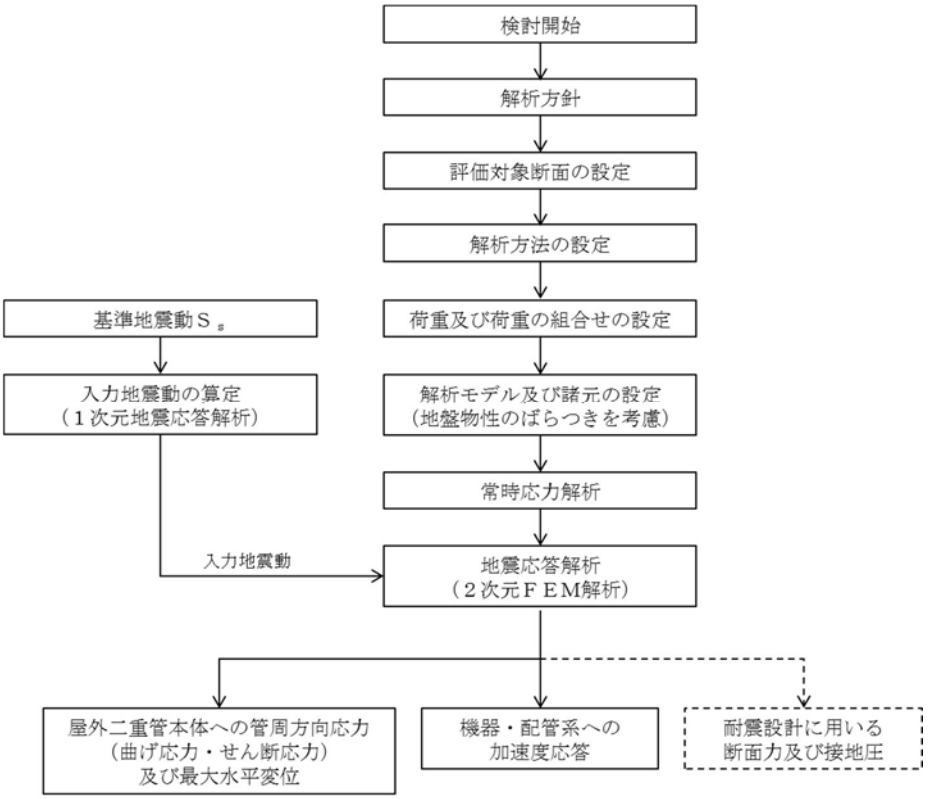
適用する主な規格，基準類を表 3.2－1 に示す。

表 3.2－1　適用する主な規格，基準類

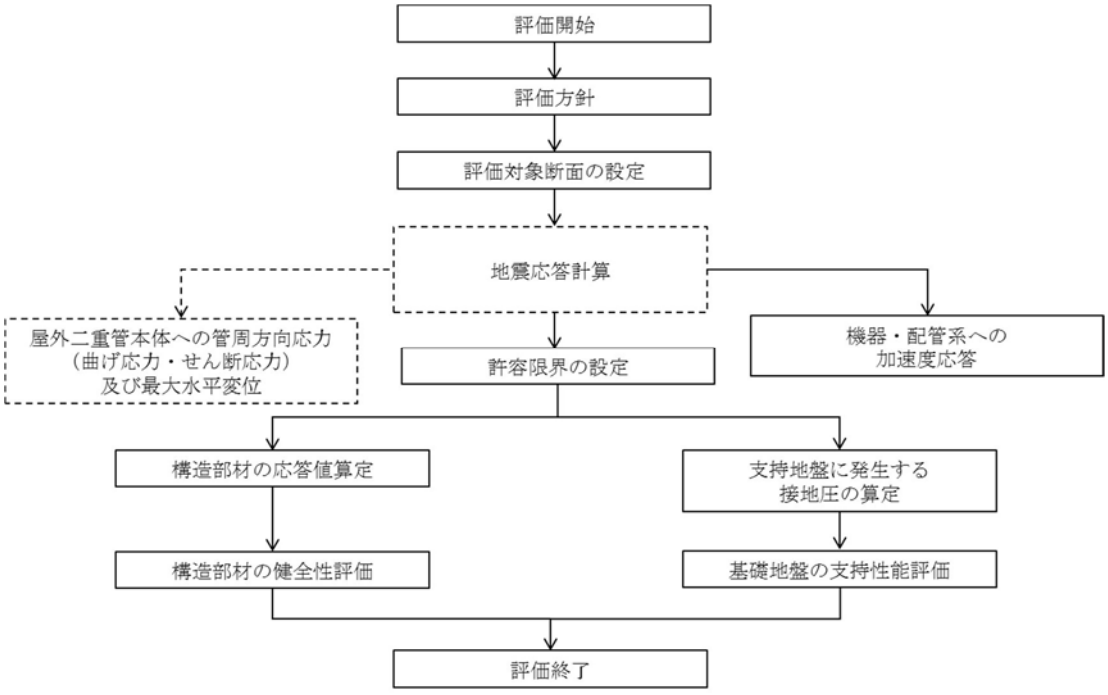
項目	適用する主な規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	－
荷重及び荷重の組合せ	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震の影響の組合せについて，最も不利となる条件を考慮して検討する。
許容限界	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・曲げ及びせん断に対する照査は，発生応力が短期許容応力度以下であることを確認する。 ・すべりに対する照査は，すべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析である。

3.2.2　耐震安全性評価フロー

図 3.2－1 に屋屋外二重管の地震応答計算及び屋外二重管基礎の耐震性能評価の評価フローを示す。



(a)　地震応答計算



(b)　耐震性能評価

図 3.2－1　屋外二重管の地震応答計算及び屋外二重管基礎の耐震性能評価の評価フロー

3.2.3　評価対象断面の方向

屋外二重管の位置を図 3.2－2 に示す。

屋外二重管は，Ｓクラス機器である残留熱除去系海水系配管(ＲＨＲＳ)，非常用ディーゼル発電機用海水系配管（ＤＧＳＷ）等の間接支持機能を有する延長約 215 m，内径 2.0 m 及び 1.8 m の 2 本の鋼管の地中構造物である。屋外二重管基礎は，屋外二重管の直下に配置した鋼製桁と剛結した鋼管杭を介して支持岩盤に支持するラーメン構造の杭基礎部及び，屋外二重管下を岩盤相当の地盤に置換した地盤改良部で構成する。

杭基礎部の鋼管杭は，強軸と弱軸が明確でなく，横断方向と縦断方向で地質断面に差異があるため，直交する横断方向と縦断方向の両方向を評価対象断面の方向とする。

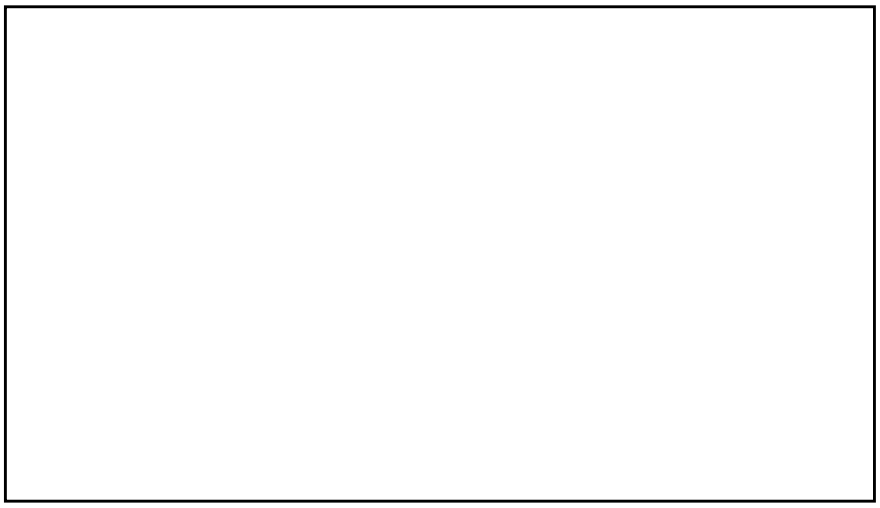


図 3.2－2　屋外二重管の位置図

3.2.4　評価対象断面の選定

屋外二重管基礎の平面図を図 3.2－3 に，断面図を図 3.2－4 に示す。

屋外二重管基礎の杭基礎部は，水平方向の鋼製桁と鉛直方向の鋼管杭を剛結したラーメン構造であり，鋼製桁上に設置された屋外二重管本体を，鋼管杭を介して十分な支持機能を有する岩盤に支持させる。地盤改良部は，屋外二重管本体を岩盤相当の地盤に置換した地盤改良体で支持する構造である。

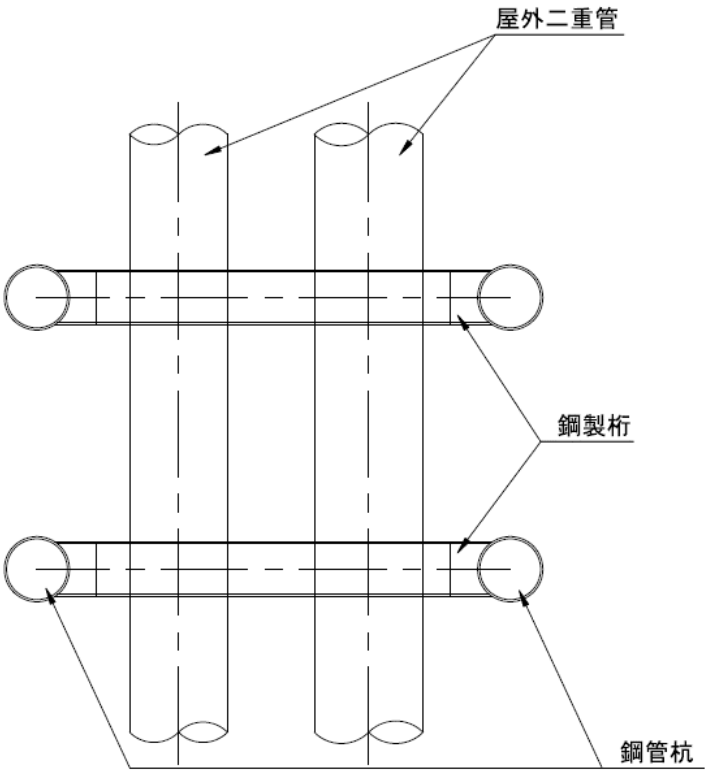
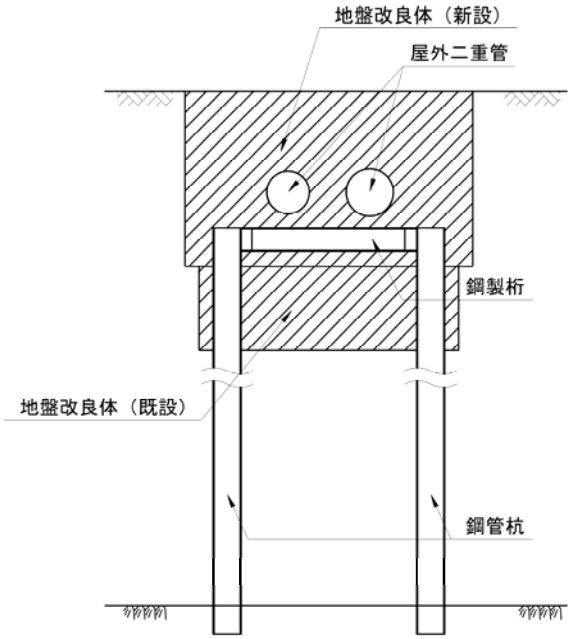
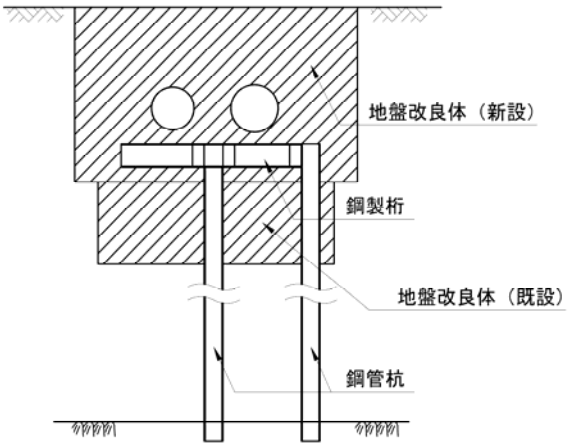


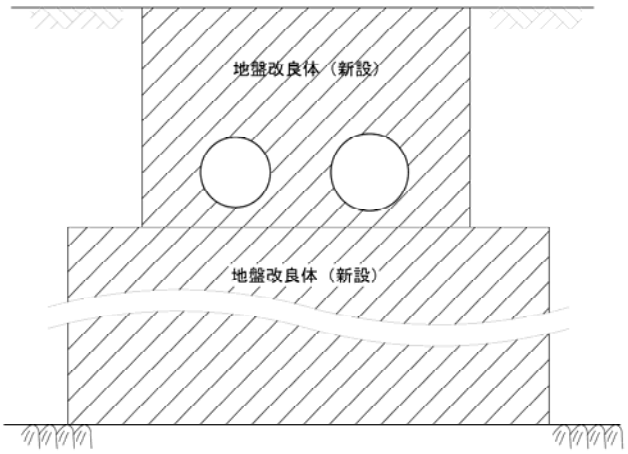
図 3.2－3　屋外二重管基礎の平面図



Ｂ－Ｂ断面（杭基礎部）



Ｃ－Ｃ断面（杭基礎部）



Ｃ－Ｃ断面（地盤改良部）

図 3.2―4　屋外二重管基礎の断面図

評価対象断面は，「1.4.3　屋外二重管基礎の断面選定の考え方」で記載したとおり，基礎構造物の構造的特徴や周辺の状況も考慮して，杭基礎部は図 3.2－5 に示すＡ－Ａ断面，Ｂ－Ｂ断面及びＣ－Ｃ断面を，地盤改良部はＣ－Ｃ断面を代表として耐震評価を実施する。

屋外二重管基礎の評価対象断面として選定した断面位置を図 3.2－5 に，評価対象断面を図 3.2－6 に示す。

図 3.2－5　屋外二重管の評価対象断面位置図

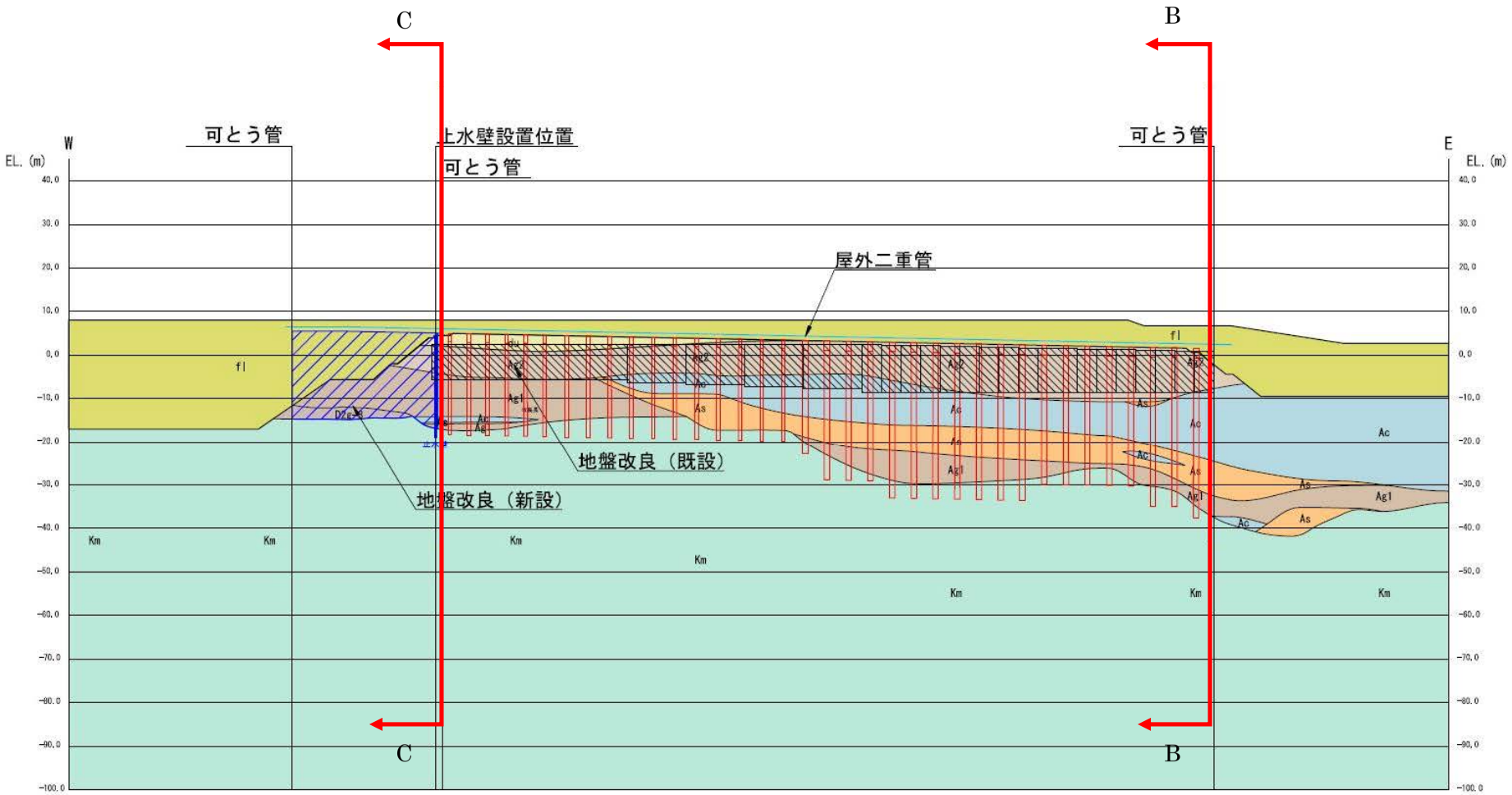


図 3.2－6（1）　屋外二重管の評価対象断面図（Ａ－Ａ断面）

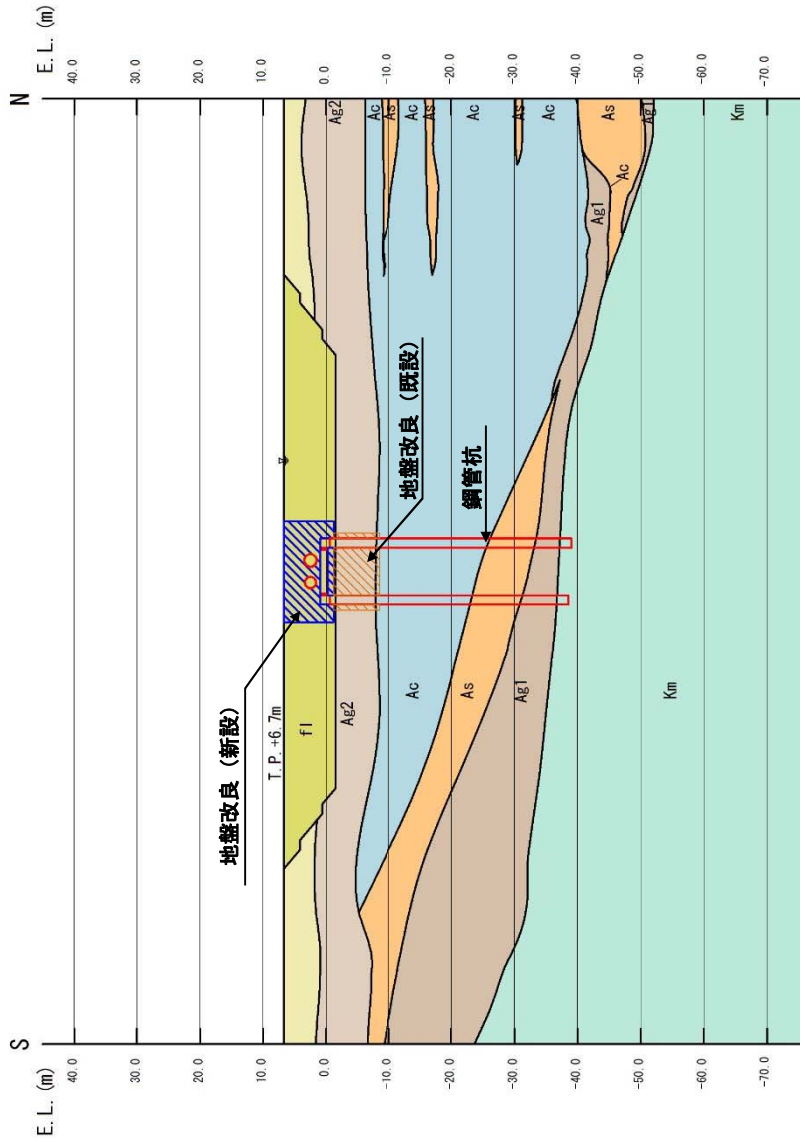


図 3.2－6（2）　屋外二重管の評価対象断面図（B－B断面）

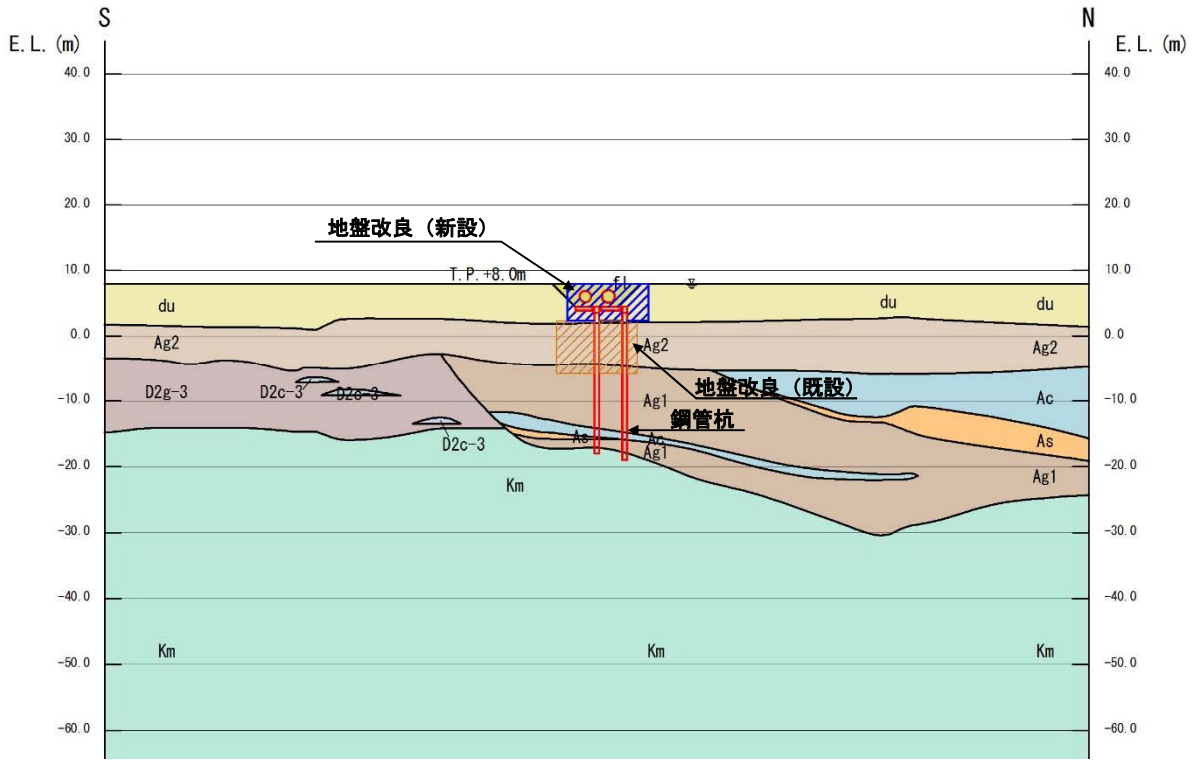


図 3.2－6（3）　屋外二重管の評価対象断面図（Ｃ－Ｃ断面・杭基礎部）

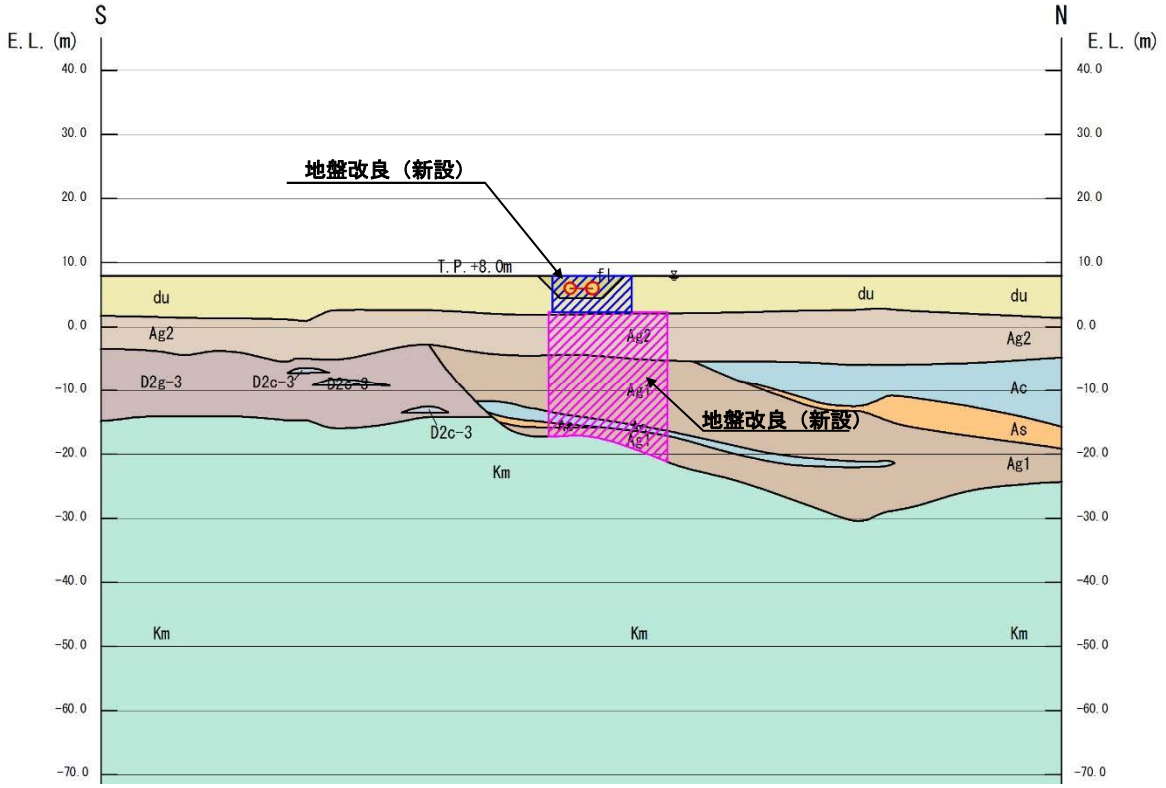


図 3.2－6（4）　屋外二重管の評価対象断面図（Ｃ－Ｃ断面・地盤改良部）

3.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，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 24 年 3 月）に基づいて設定する。構造物の使用材料を表 3.2－2 に，材料物性値を表 3.2－3 に示す。

地盤及び地盤改良体の諸元は，Ⅴ-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。地盤物性値を表 3.2－4 に，地盤改良体の物性値を表 3.2-5 に示す。

表 3.2－2　使用材料

使用箇所	材料	諸元
屋外二重管	鋼管	SM400 相当（SM41B）
鋼製桁	鋼板	SM570
鋼管杭	鋼管杭	SM570

表 3.2－3　材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼管	77.0	2.00×10^5	0.3
鋼板			
鋼管杭			

表 3.2－4（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3.2－4（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10^{-4}・z
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づきz（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.2－4（3）　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 νCD	粘着力 CCD (kN/m2)	内部摩擦角 φCD (°)	せん断波速度Vs (m/s)	基準初期せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m2)	拘束圧依存係数 mG,mK	最大履歴減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 νd	疎密波速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.2－5　地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（≦8.5N/mm²の場合）	一軸圧縮強度（>8.5N/mm²の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times Vs^2$ $Vs = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u：一軸圧縮強度 (kgf/cm²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.000537}$ γ：せん断ひずみ（－）	$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.001560}$ γ：せん断ひずみ（－）
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152\dfrac{\gamma/0.000537}{1+\gamma/0.000537}$ γ：せん断ひずみ（－）	$h = 0.178\dfrac{\gamma/0.001560}{1+\gamma/0.001560}$ γ：せん断ひずみ（－）
強度特性	粘着力 C (N/mm²)	$C = q_u / 2$ q_u：一軸圧縮強度 (N/mm²)	

3.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.2.7　地震応答解析手法

屋外二重管の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2－7 に示す。

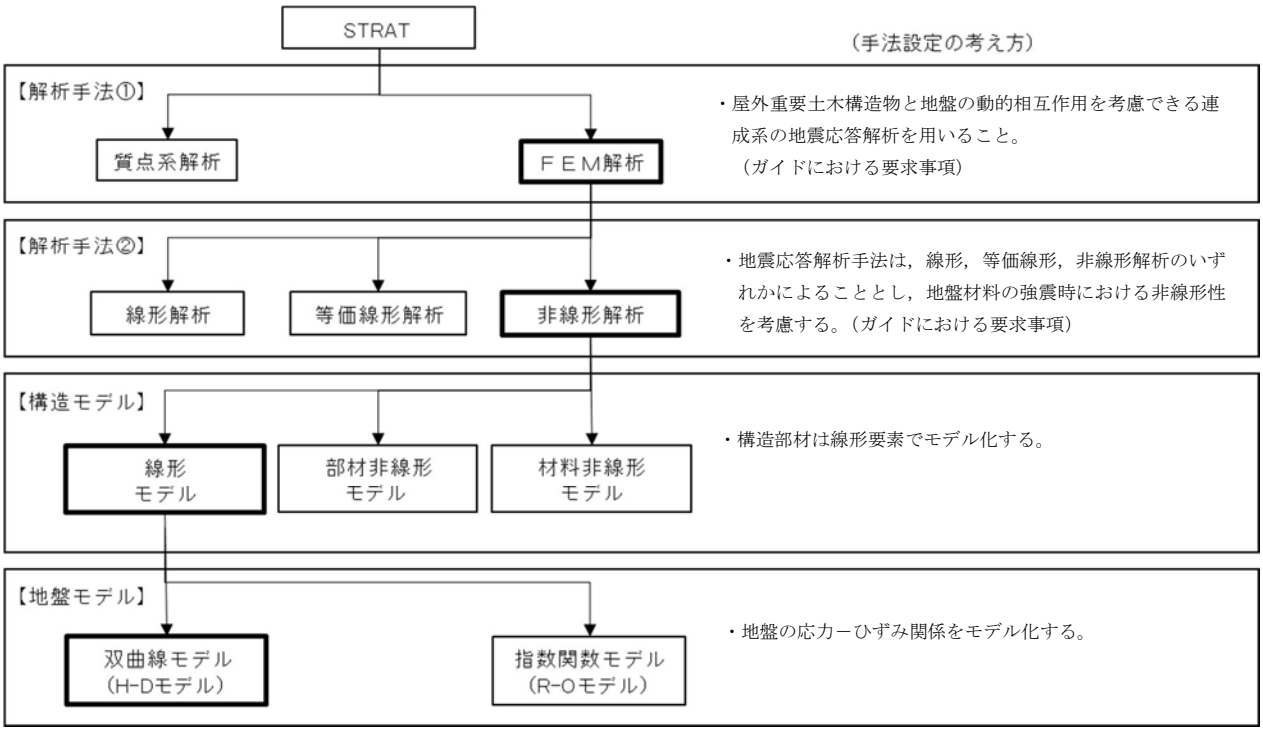


図 3.2－7　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次のとおりである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 3.2－8 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5，又は 4 分割以上になるように要素高さを設定している。

屋外二重管周辺の地質断面図を図 3.2－9 に，地震応答解析モデルを図 3.2－10 に示す。なお，縦断方向断面における原子炉建屋及び海水ポンプ室は埋戻土としてモデル化する。

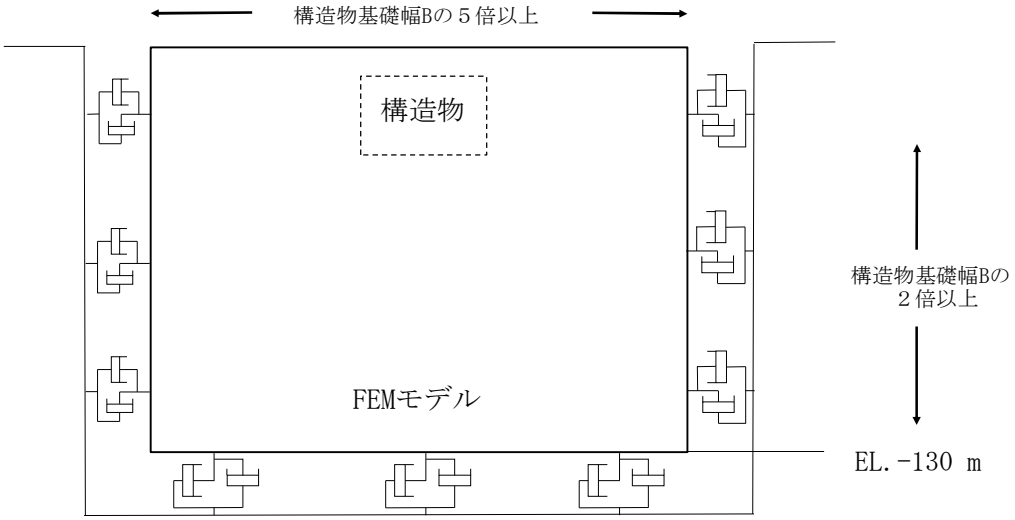


図 3.2－8　モデル範囲の考え方

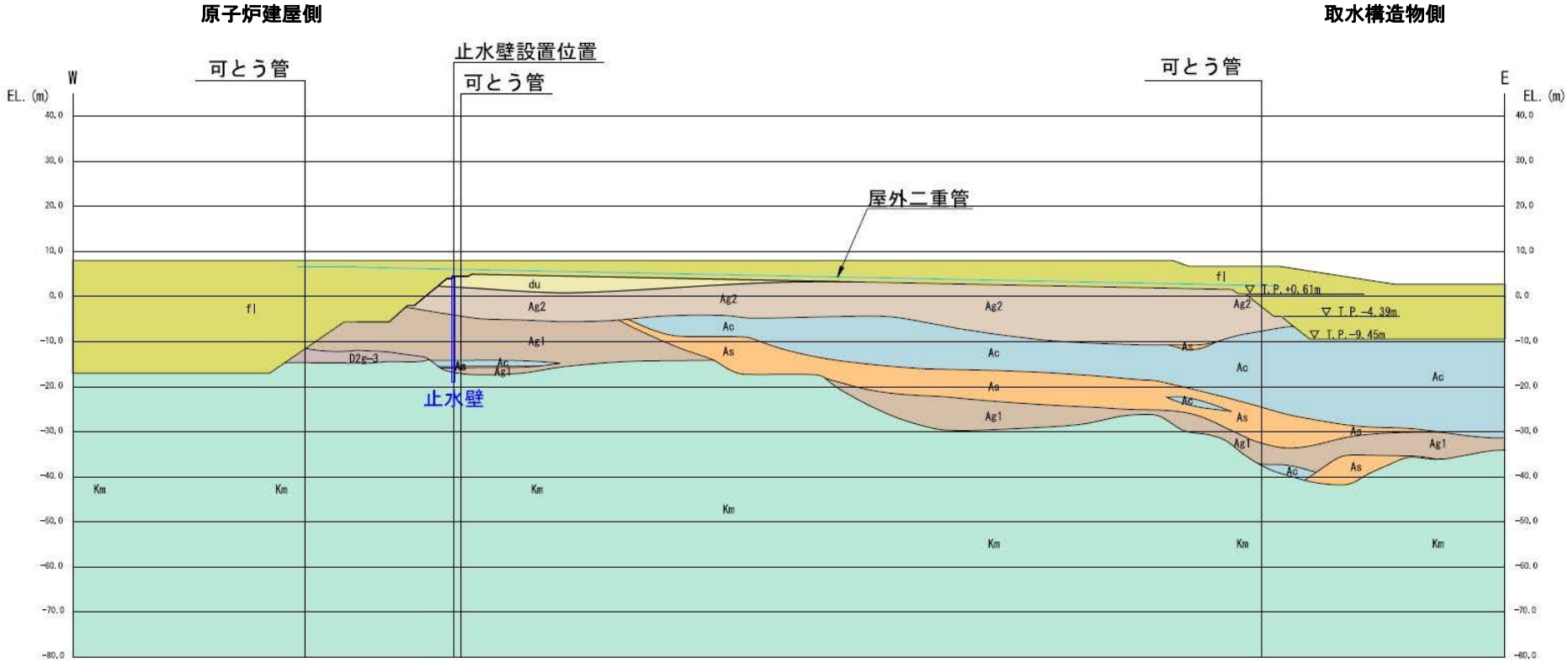


図 3.2－9（1）　地質断面図（Ａ－Ａ断面）

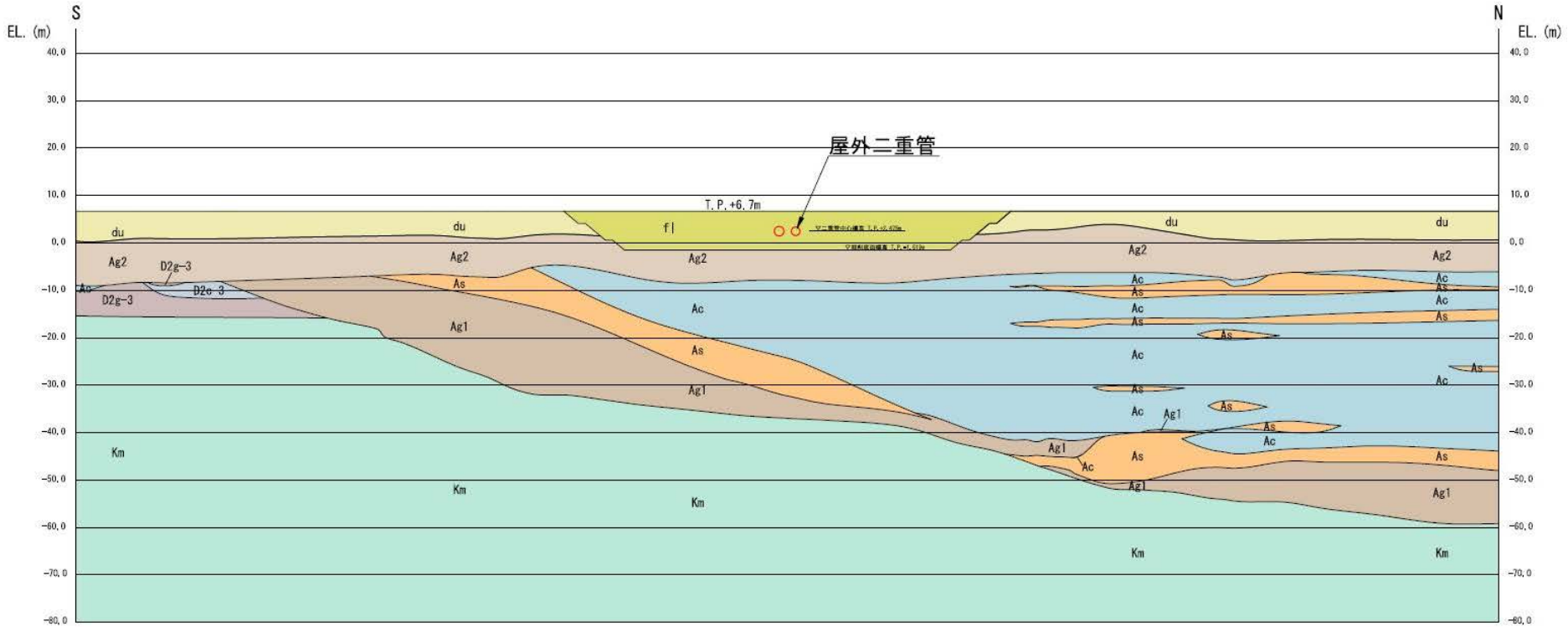


図 3.2－9（2）　地質断面図（Ｂ－Ｂ断面）

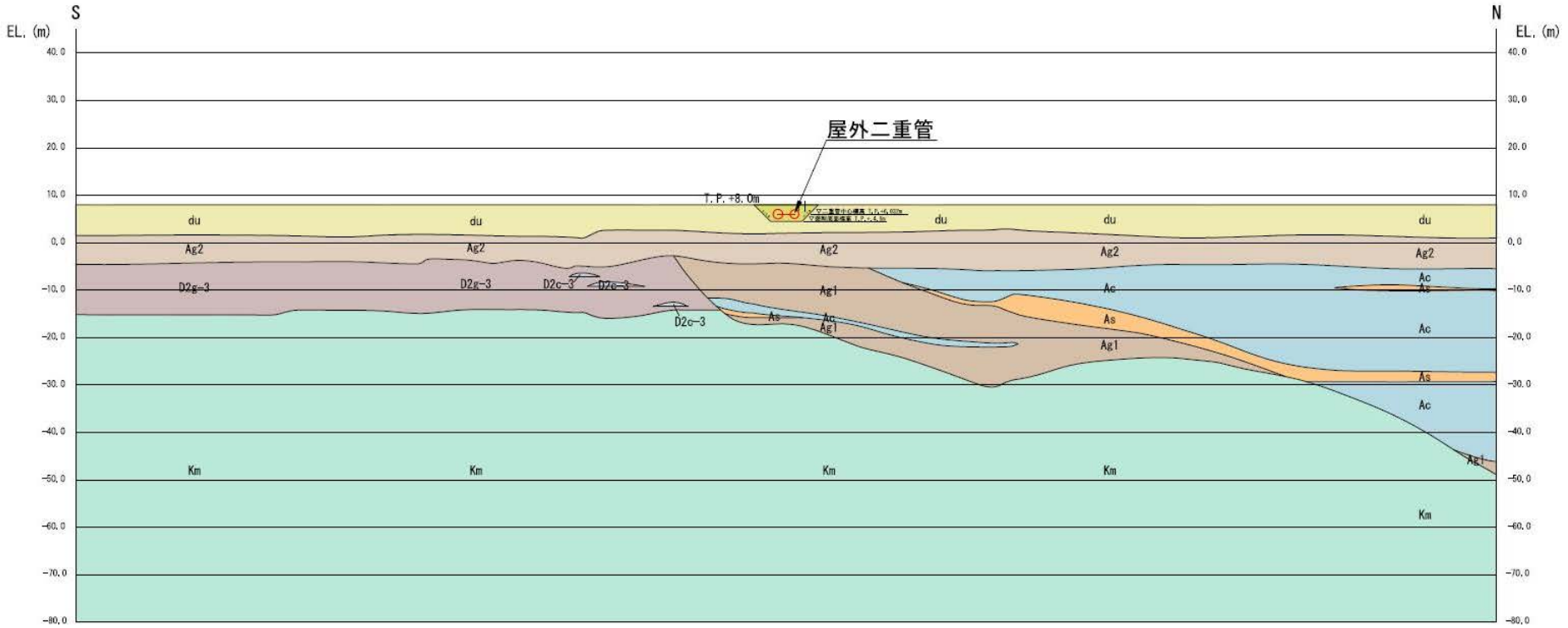


図 3.2－9（3）　地質断面図（Ｃ－Ｃ断面）

図 3.2－10（1）　屋外二重管の地震応答解析モデル（Ａ－Ａ断面・追而）

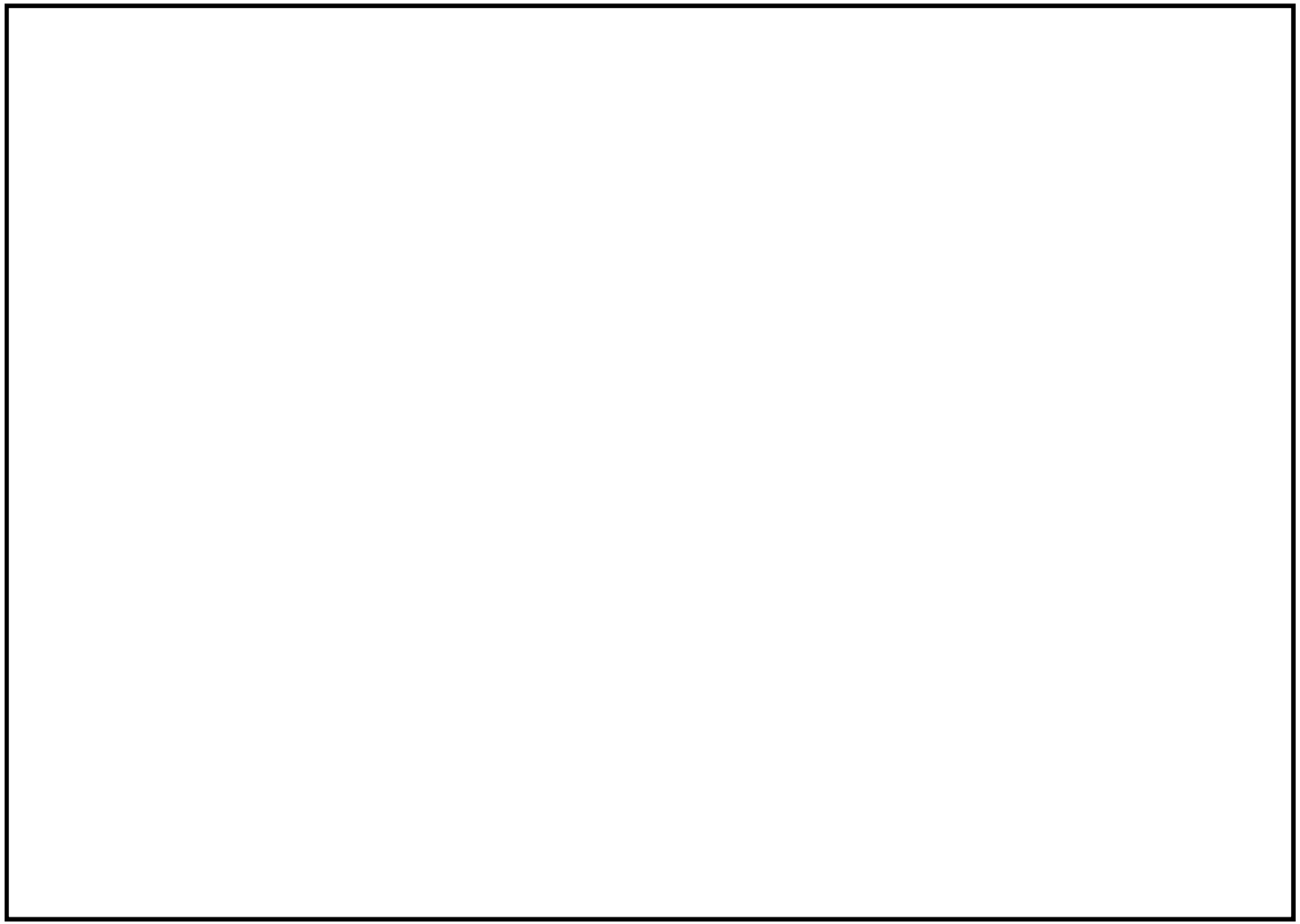


図 3.2－10（2）　屋外二重管の地震応答解析モデル（Ｂ－Ｂ断面）

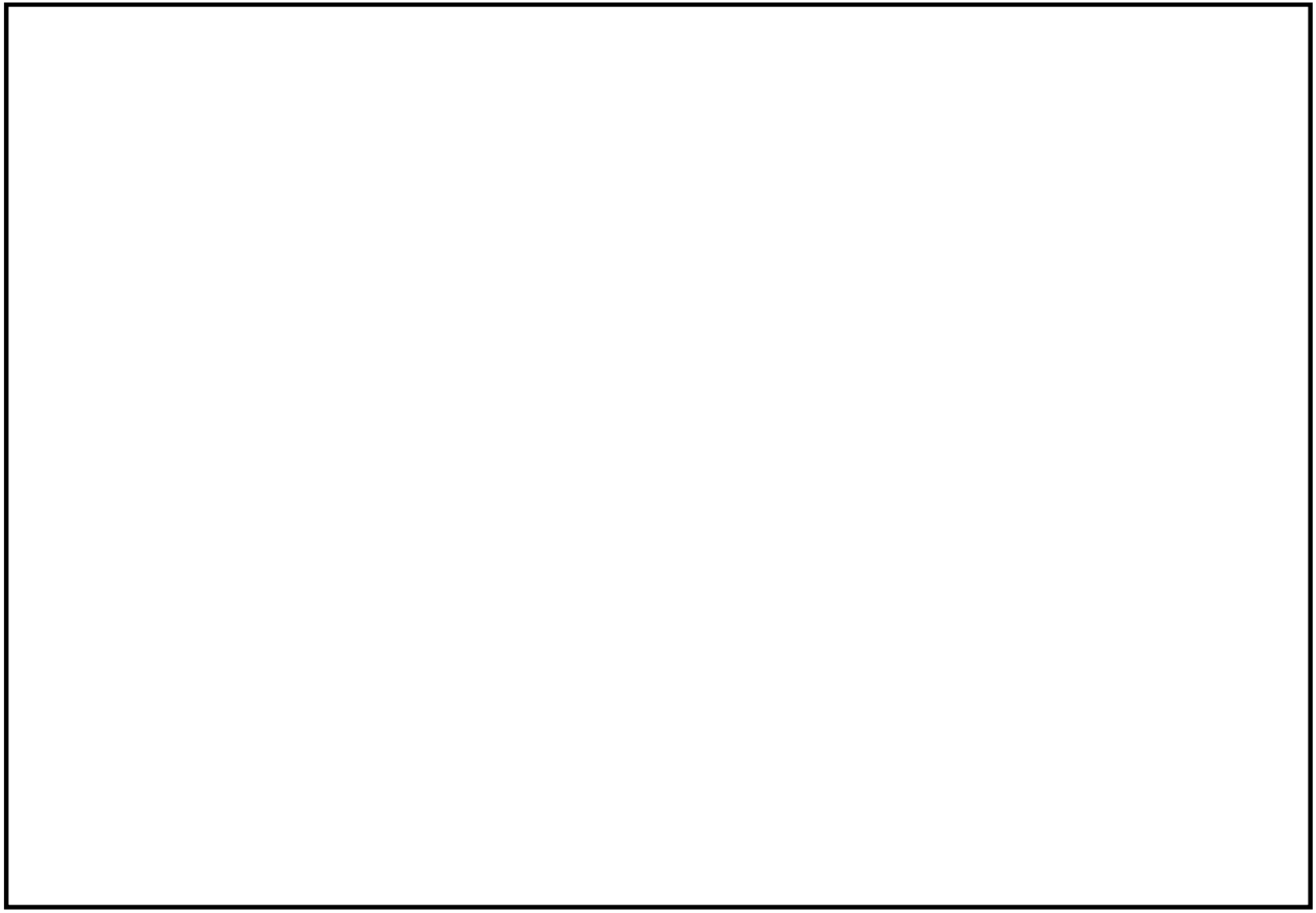


図 3.2－10（3）　屋外二重管の地震応答解析モデル（Ｃ－Ｃ断面：杭基礎部）

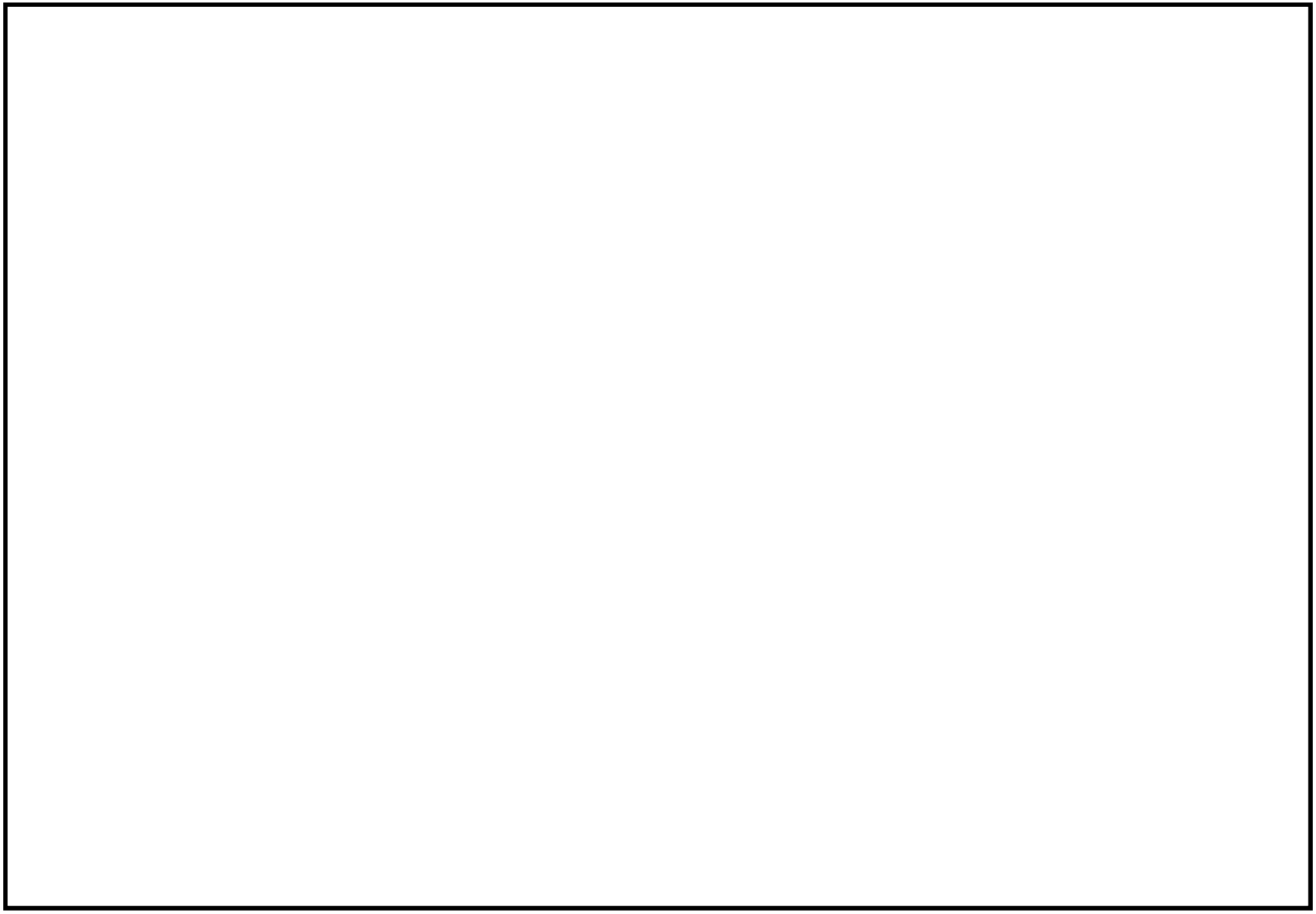


図 3.2－10（4）　屋外二重管の地震応答解析モデル（Ｃ－Ｃ断面：地盤改良部）

(2)　構造物のモデル化

屋外二重管基礎の鋼製桁及び鋼管杭は，部材軸線における線形はり要素としてモデル化する。地盤と鋼製桁及び地盤と改良体の境界面にはジョイント要素を配置し，地盤と鋼管杭を地盤バネで接続する。また，屋外二重管本体に発生する応力を評価するため，二重管横断方向の評価対象断面では管体を線形はり要素でモデル化する。

モデル化の概要図を図 3.2－11 に示す。

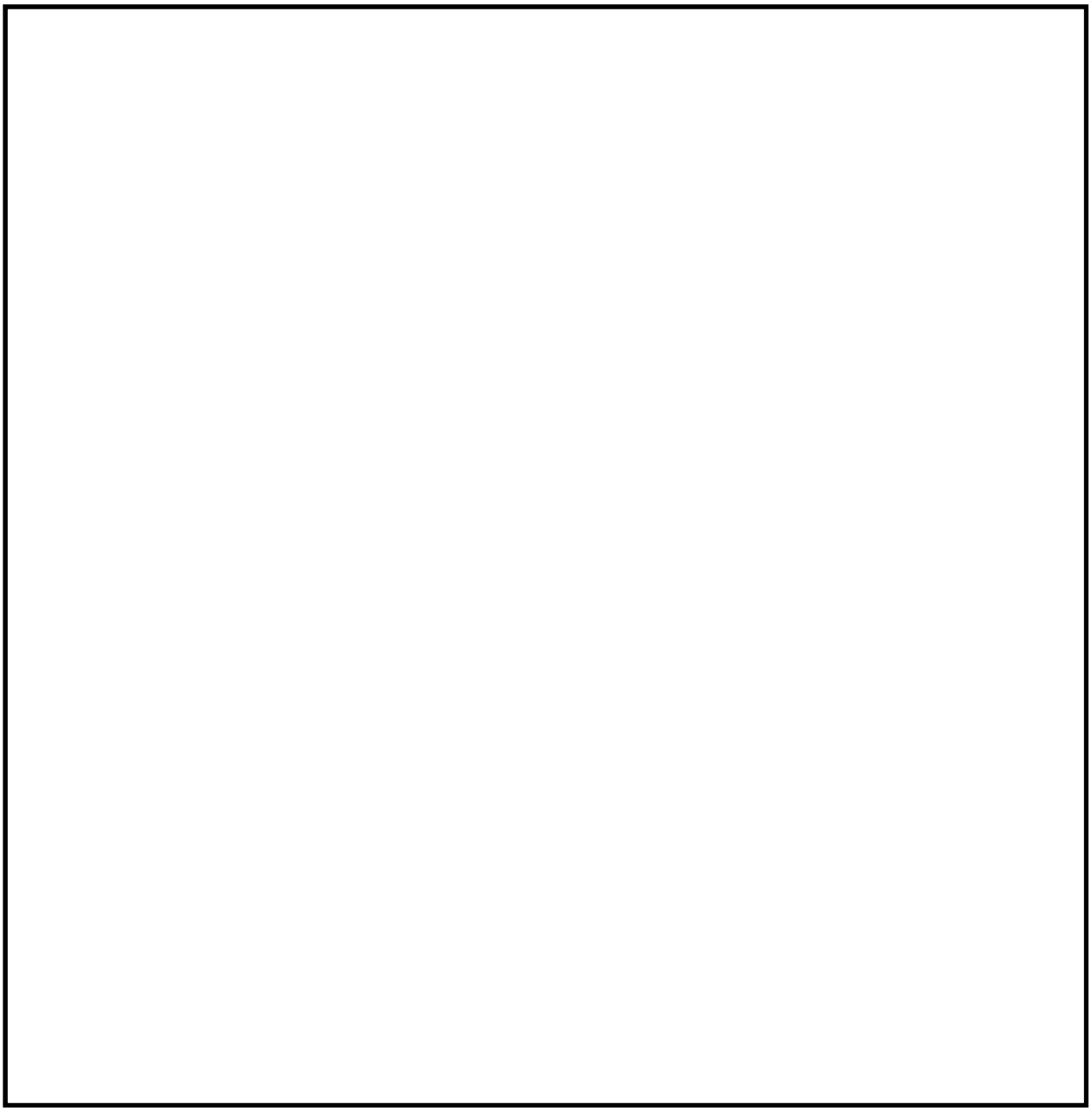


図 3.2－11　屋外二重管基礎のモデル概要図

(3) ジョイント要素の設定

地盤と構造物及び地盤と改良体の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物，地盤と改良体の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，法線方向及び接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向は，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。ｃ，ϕは周辺地盤のｃ，ϕとする。(表3.2－6参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

ｃ　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表3.2－6　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ (N/mm²)	内部摩擦角ϕ (度)	備考
第四紀層	fl層	0	37.3	－
	du層	0	37.3	－
	Ac層	0.025	29.1	－
	As層	0	41.0	－
	Ag１層	0	37.4	－
	Ag２層	0	37.4	－
	D２g-３層	0	44.4	－
	D２c-３層	0.026	35.6	－
新第三系	Km層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	ϕ＝23.2＋0.0990・ｚ	－
地盤改良体		1/2 q_u	0	－

ｚ：標高 (m)

q_u：一軸圧縮強さ (N/mm²)

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3.2－7 のとおり設定する。ジョイント要素の設定位置を図 3.2－12 に，ジョイント要素設定の考え方を図 3.2－13 に示す。

表 3.2－7　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（Ａ－Ａ断面・追而）

図 3.2－12　ジョイント要素の設定位置

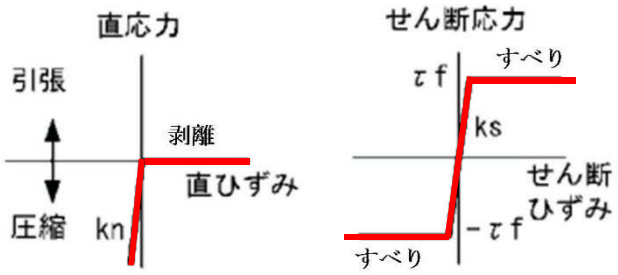


図 3.2－13　ジョイント要素設定の考え方

(4)　杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の相互作用における３次元効果を２次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向では，地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。ｃ，φは周辺地盤のｃ，φとする。(表 3.2－8 参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　　：せん断強度

ｃ　　：粘着力

φ　　：内部摩擦角

表 3.2－8　周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ (N/mm²)	内部摩擦角φ (度)	備考
	Ac 層	0.025	29.1	－
	As 層	0	41.0	－
	Ag１層	0	37.4	－
	Ag２層	0	37.4	－
	D２g-３層	0	44.4	－
	D２c-３層	0.026	35.6	－
新第三系	Km 層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	φ＝23.2＋0.0990・ｚ	－
地盤改良体		1/2 q_u	0	－

ｚ：標高 (m)

q_u：一軸圧縮強さ (N/mm²)

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 3.2－9 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

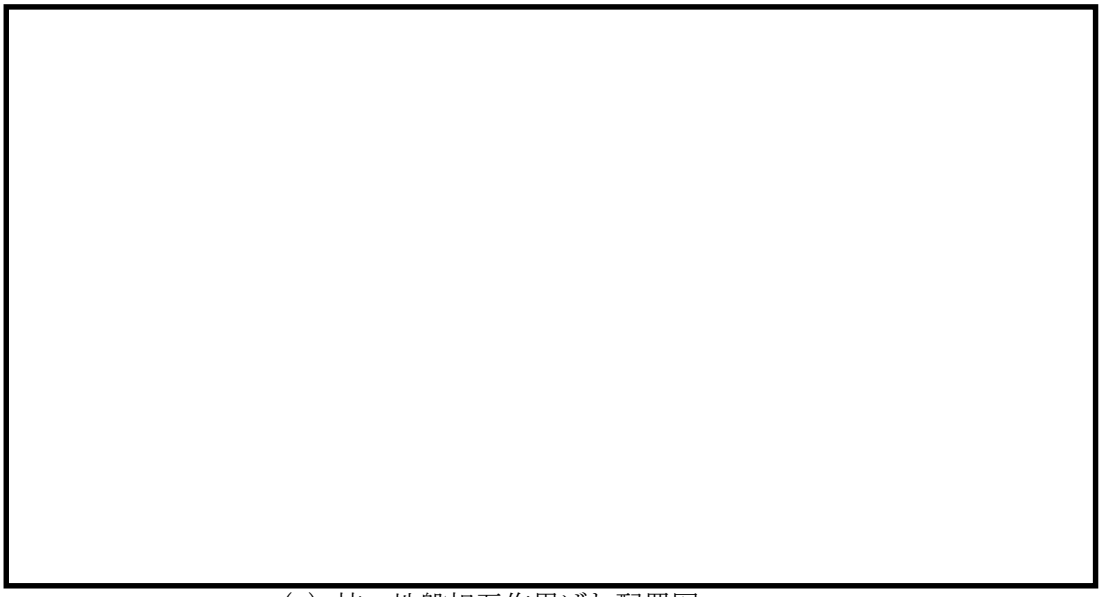
図 3.2－14 に杭－地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

注記　＊：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

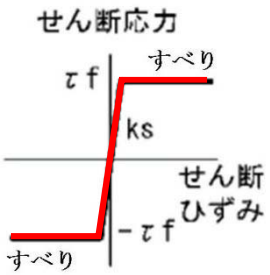
表 3.2－9　杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

（Ａ－Ａ断面・追而）



(a) 杭－地盤相互作用ばね配置図



(b) 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3.2－14　杭－地盤相互作用ばね設定の考え方

(5)　杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 3.2－10 のとおり設定する。図 3.2－15 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 3.2－10　杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^{6}

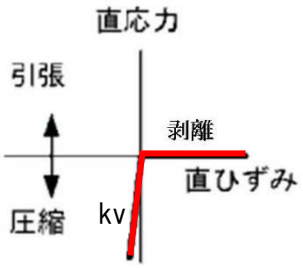


図 3.2－15　杭下端ジョイントばね設定の考え方

3.2.9　減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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 減衰にて与える。なお，Rayleigh 減衰は，$\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では，時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから，Rayleigh 減衰の係数α，βの両方を用いると，質量比例項の減衰α[M]の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方,有効応力解析における低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰では,地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い，１次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う１次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，１次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し，地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで,

［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

係数α，βは，以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f　　：固有値解析により求められた１次固有振動数

h　　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は１％（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため,解析上の安定のためになるべく小さい値として１％を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は３％（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図 3.2－16 に Rayleigh 減衰の設定フローを，表 3.2－11 に固有値解析結果を示す。

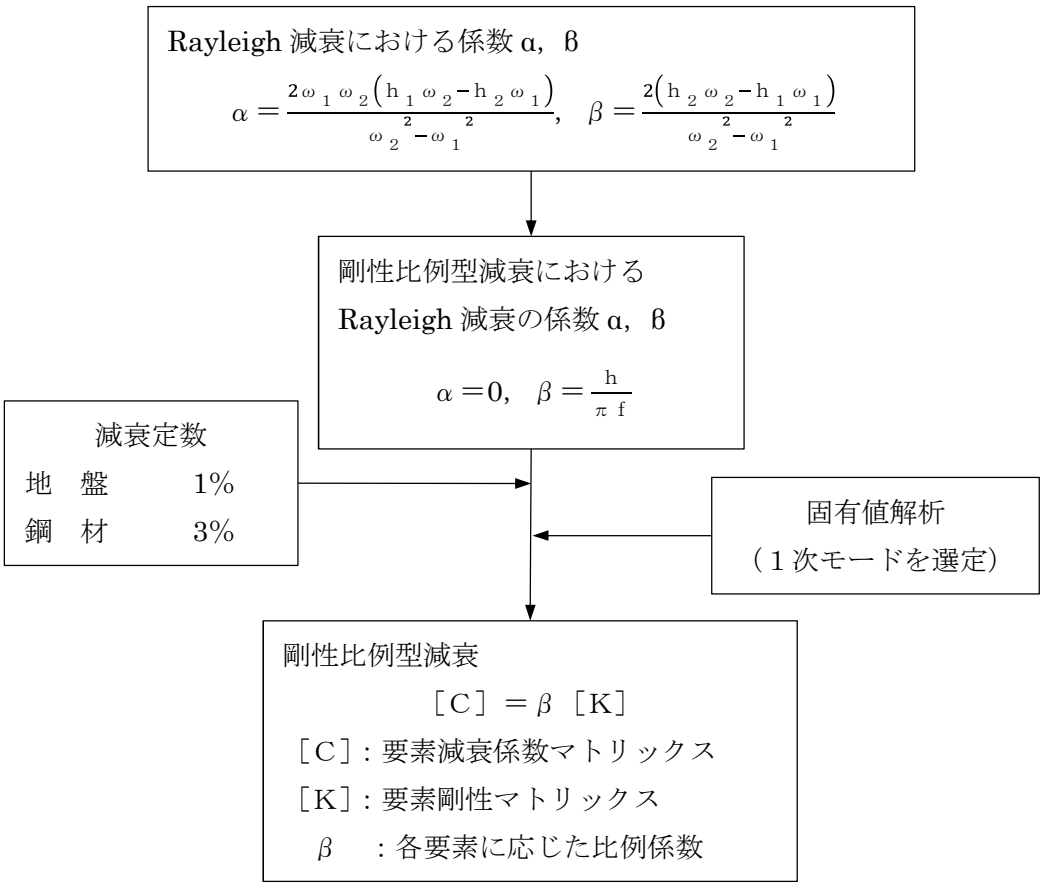


図 3.2－16　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.2－11（1）　固有値解析結果（A断面・追而）

表 3.2－11（2）　固有値解析結果（B断面・追而）

表 3.2－11（3）　固有値解析結果（C断面（杭基礎）・追而）

表 3.2－11（4）　固有値解析結果（C断面（地盤改良）・追而）

3.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重（積雪荷重，風荷重，温度荷重）については，発電所の立地特性や屋外二重管が地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，屋外二重管は，地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 3.2－12 に示す。

地震時に屋外二重管基礎に作用する機器・配管荷重については，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 3.2－12　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・水の単位体積重量を考慮する。
	内水圧		－	・内水がないことから，考慮しない。
変動荷重		積雪荷重 風荷重 温度荷重	－	・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振をする。 ・躯体，機器・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・内水がないことから，考慮しない。

(1)　機器・配管荷重

機器・配管荷重は，屋外二重管の外管に付加質量として考慮する。付加質量は，外管の密度に含める。外管の密度を表 3.2－13 に示す。

表 3.2－13　外管密度（付加質量を含む）

外管径（mm）	外管密度（g/cm^3）
φ1800	13.99
φ2000	14.18

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，水の密度として 1.00 g/cm^3 を考慮する。

3.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

屋外二重管の耐震設計における検討ケースを表 3.2－14 に示す。

表 3.2－14　屋外二重管の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1					
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。
最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造及び下部構造）毎に１波選定する。

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.2－15 に示す。

表 3.2－15　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(＋－)		1	
		(－＋)		1	
		(－－)		1	
	S_s－１１	(＋＋)		1	
	S_s－１２	(＋＋)		1	
	S_s－１３	(＋＋)		1	
	S_s－１４	(＋＋)		1	
	S_s－２１	(＋＋)		1	
	S_s－２２	(＋＋)		1	
	S_s－３１	(＋＋)		1	
		(－＋)		1	
計			1	12	1

3.3　評価内容

3.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.3－1 に，管軸方向の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図 3.3－2 に，管軸直角方向の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図 3.3－3 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」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，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には，南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価対象断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

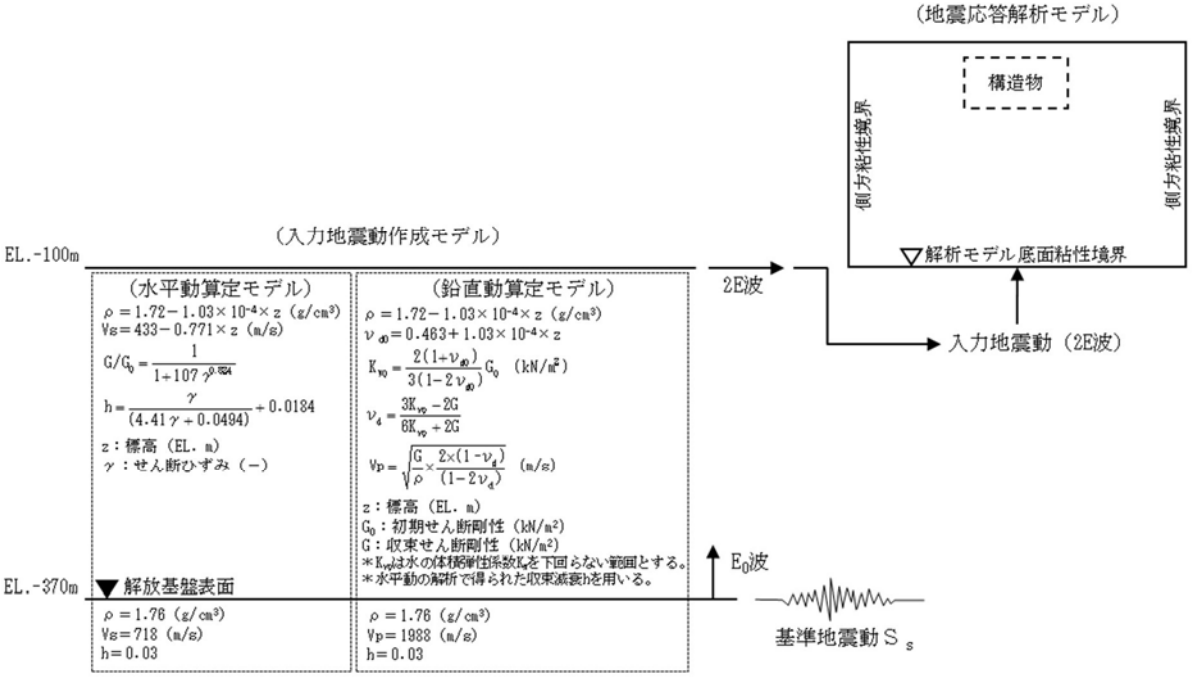
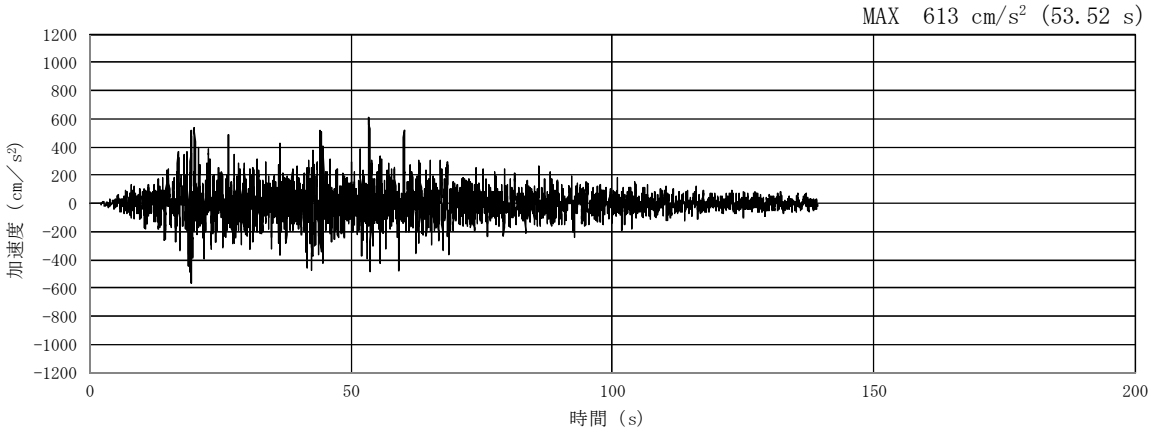
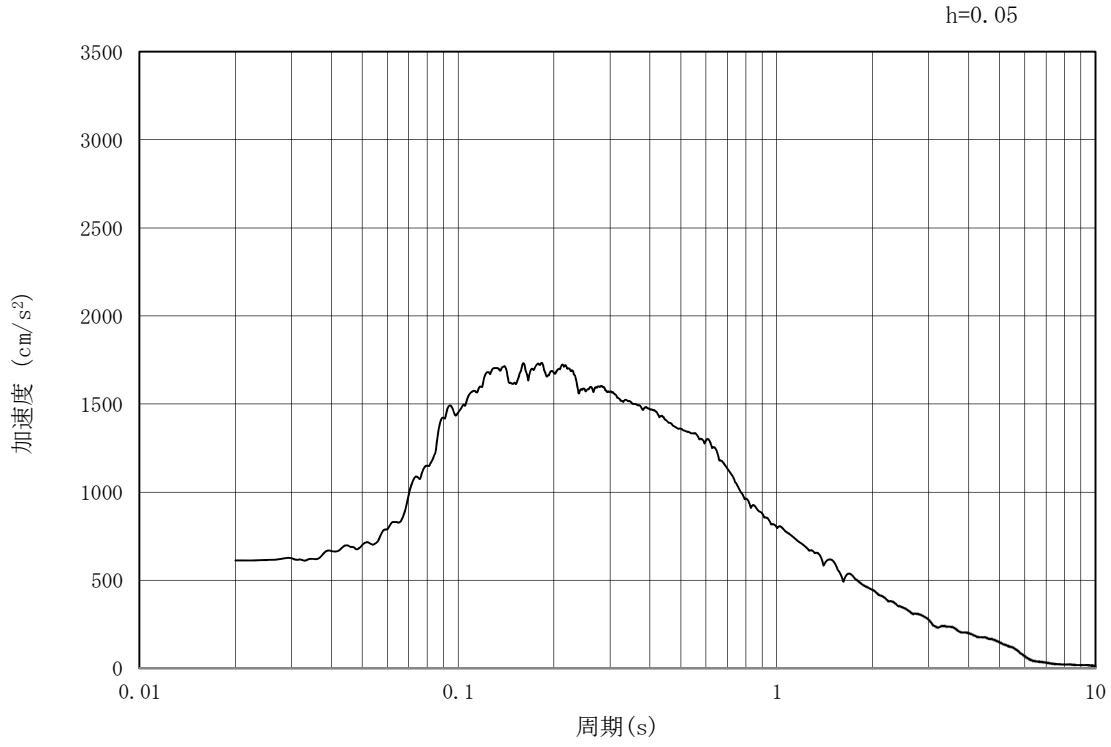


図 3.3－1　入力地震動算定の概念図

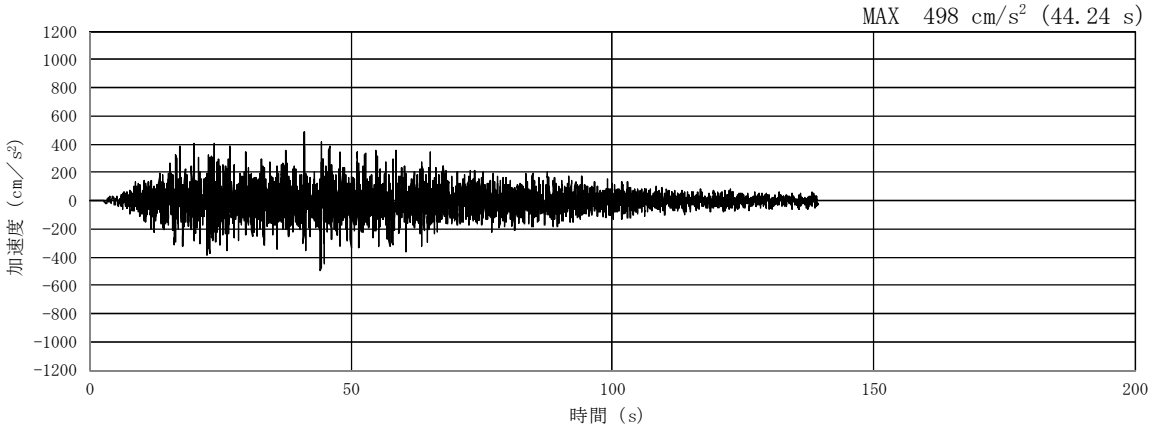


(a)　加速度時刻歴波形

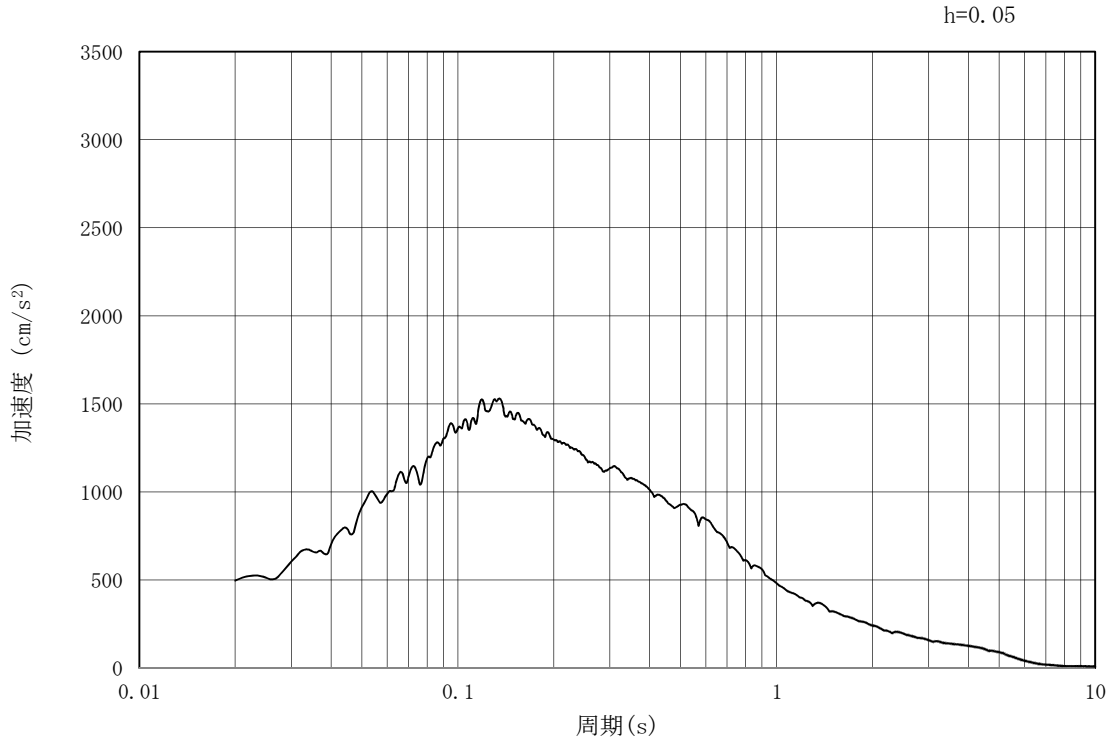


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2（1）　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

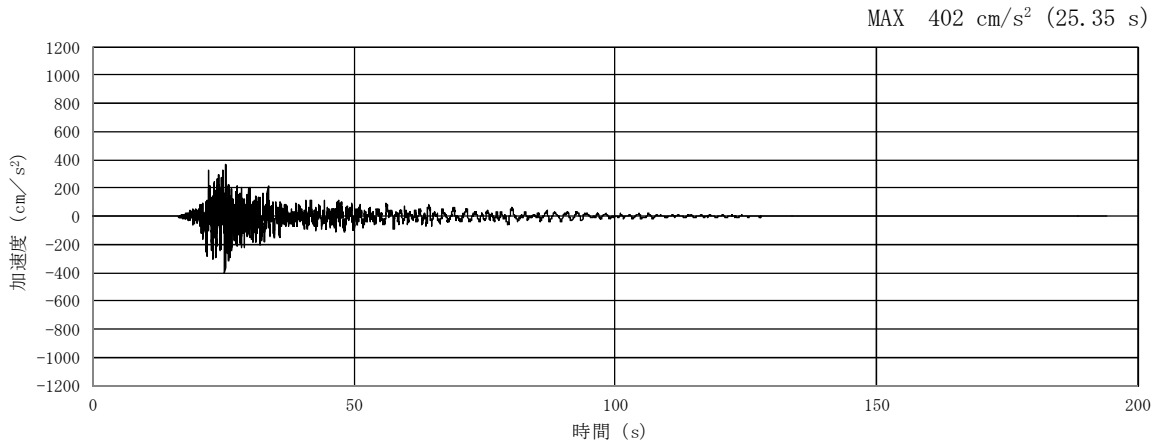


(a)　加速度時刻歴波形

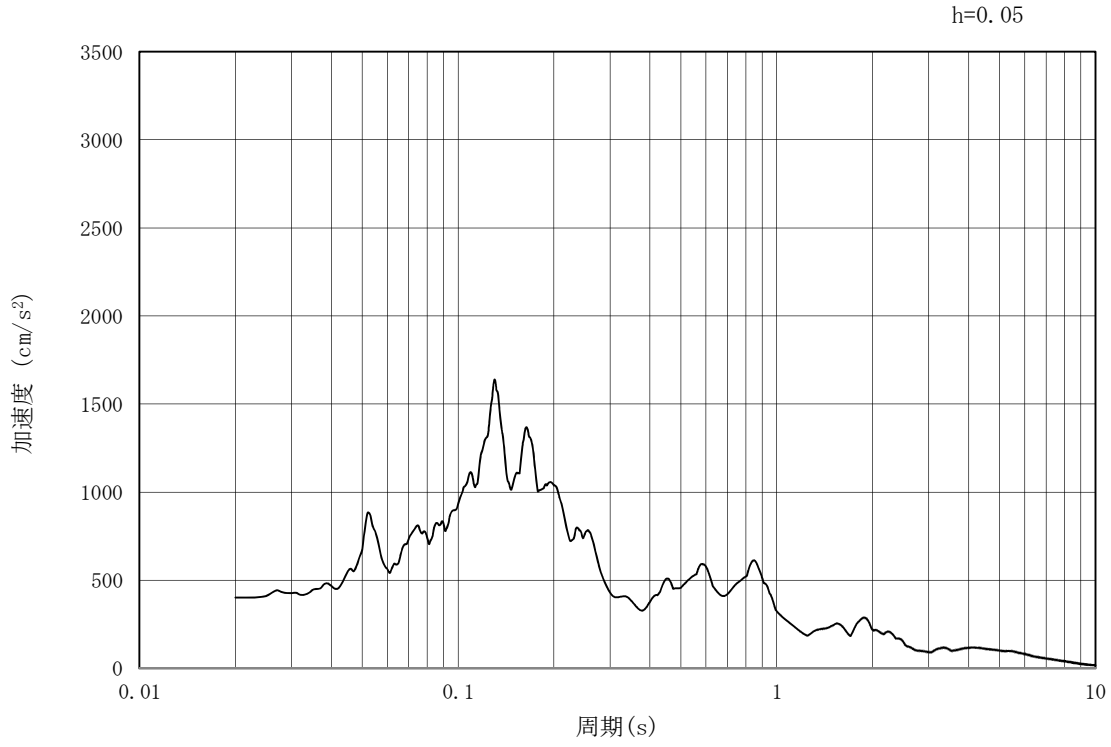


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 図 (2)　管軸方向の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
（鉛直方向：S_s－Ｄ１）

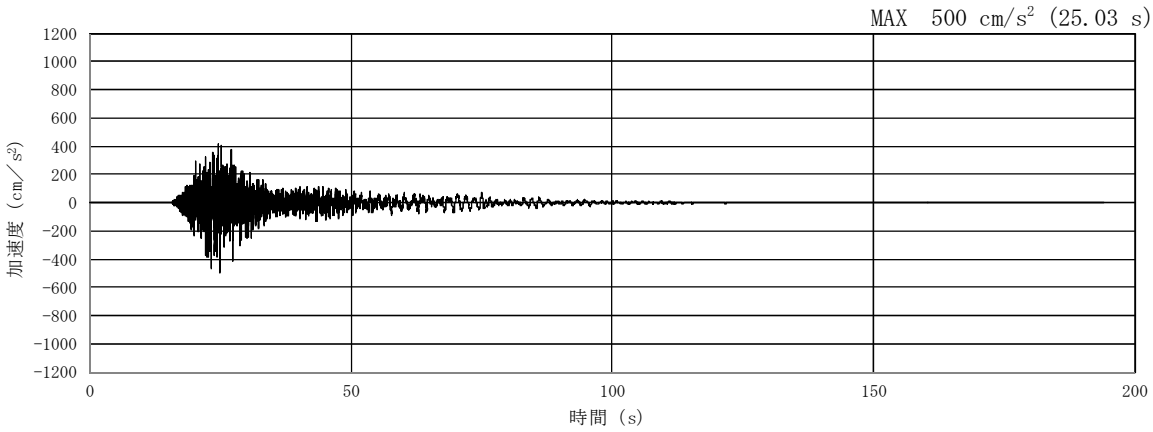


(a)　加速度時刻歴波形

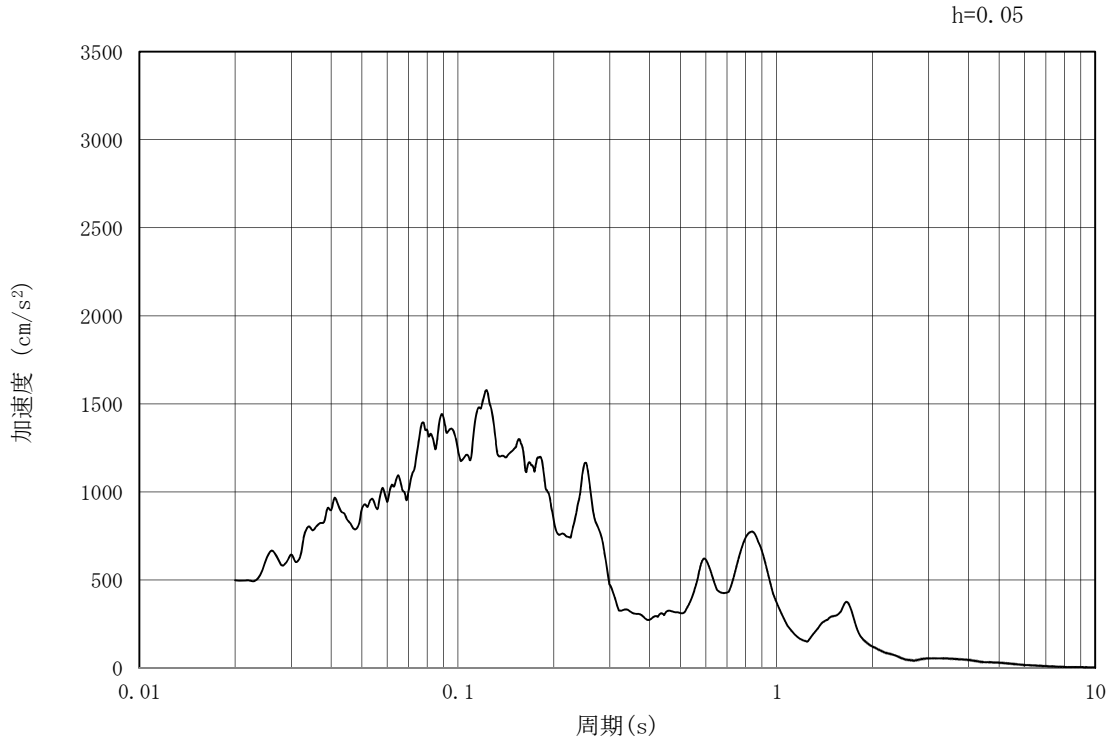


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (3)　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

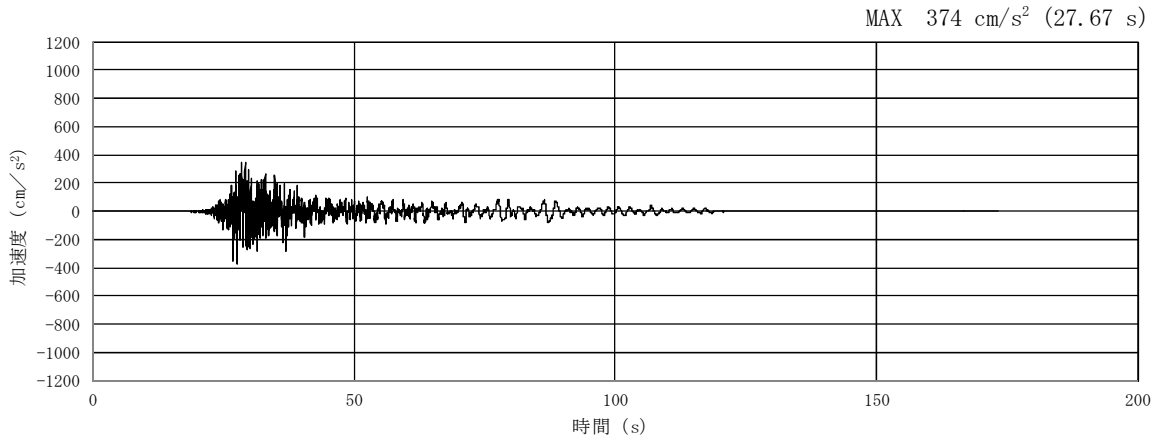


(a)　加速度時刻歴波形

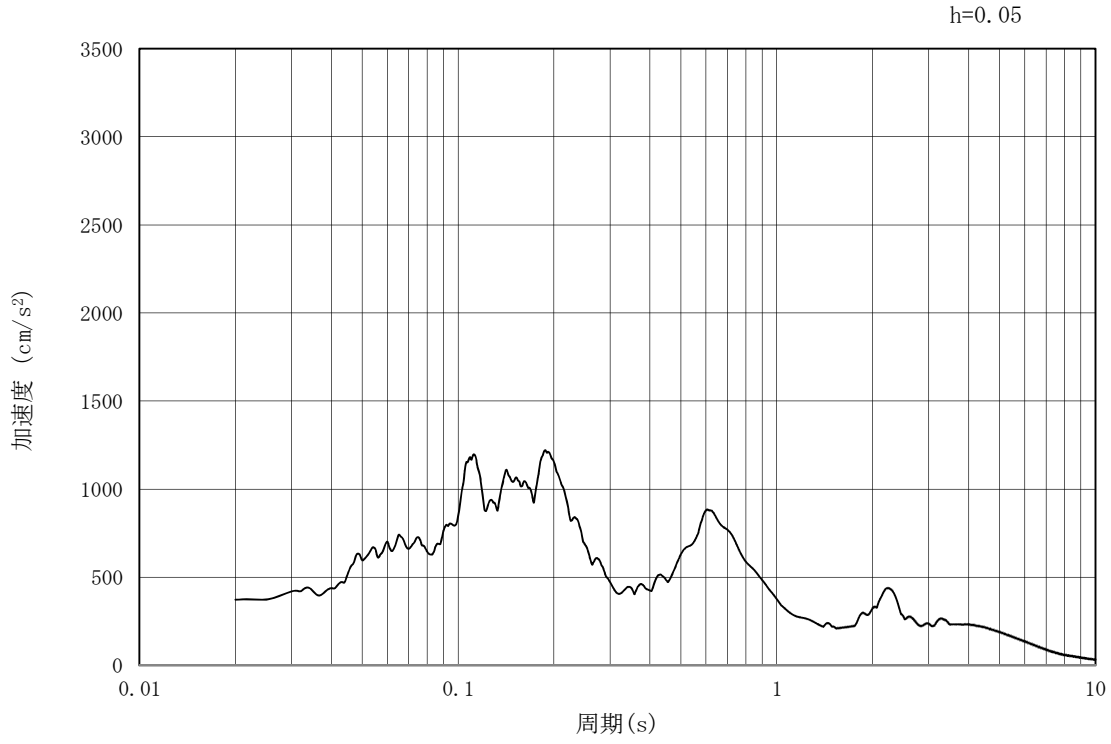


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2（4）　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

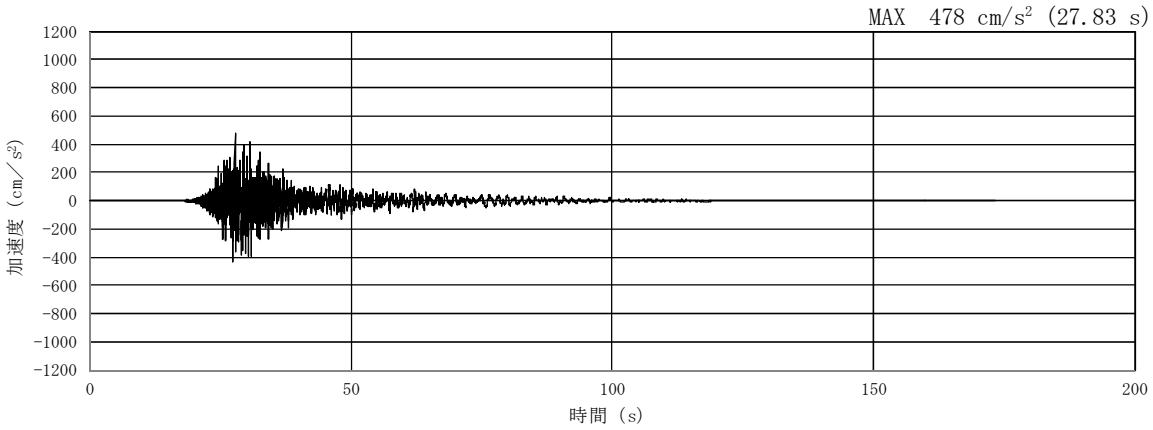


(a)　加速度時刻歴波形

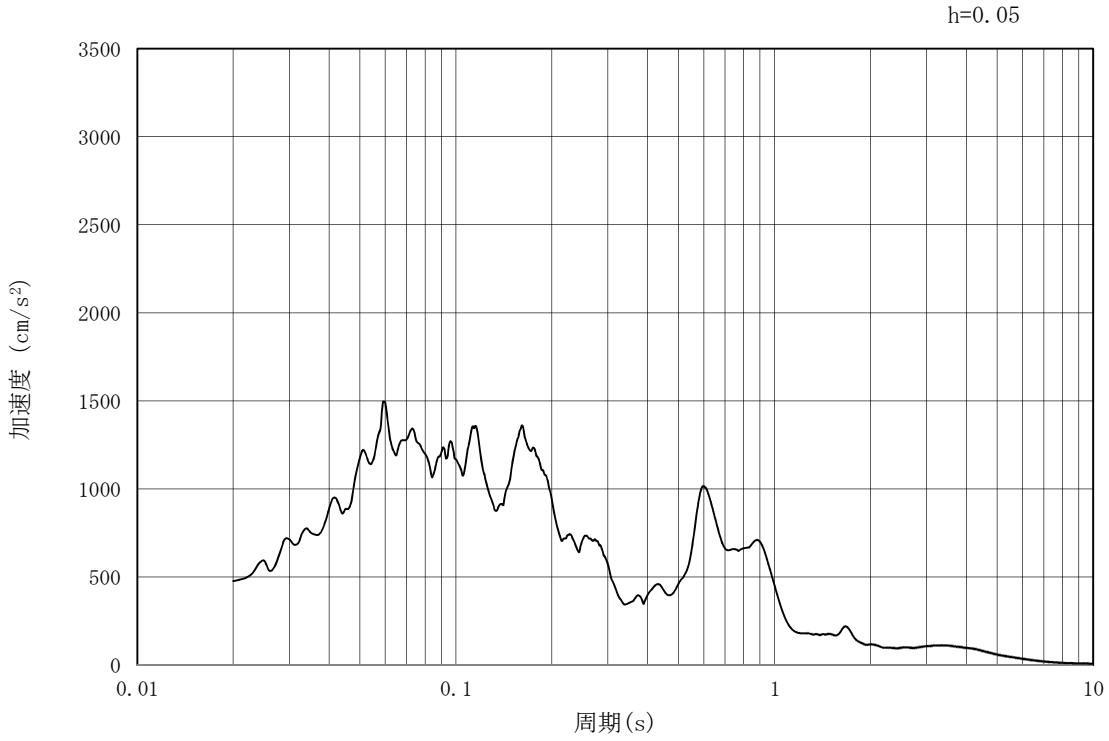


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (5)　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

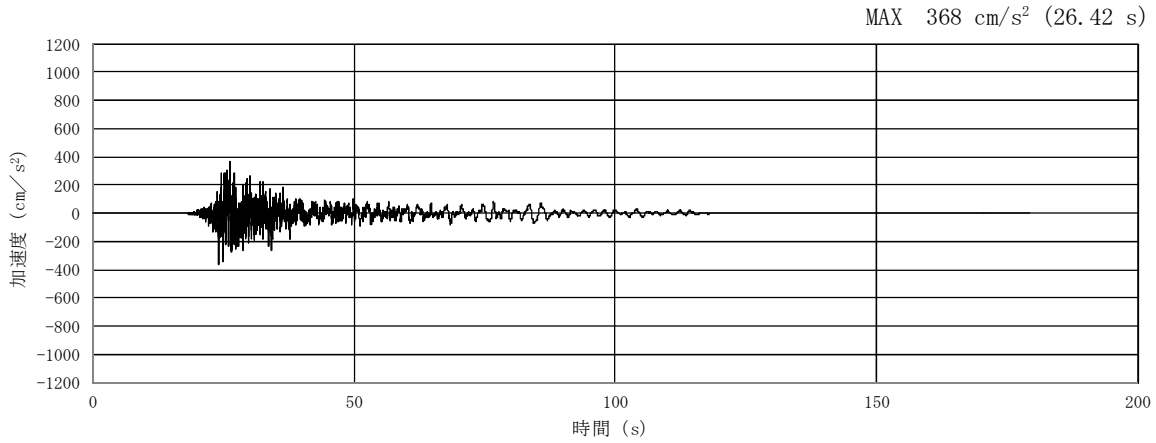


(a)　加速度時刻歴波形

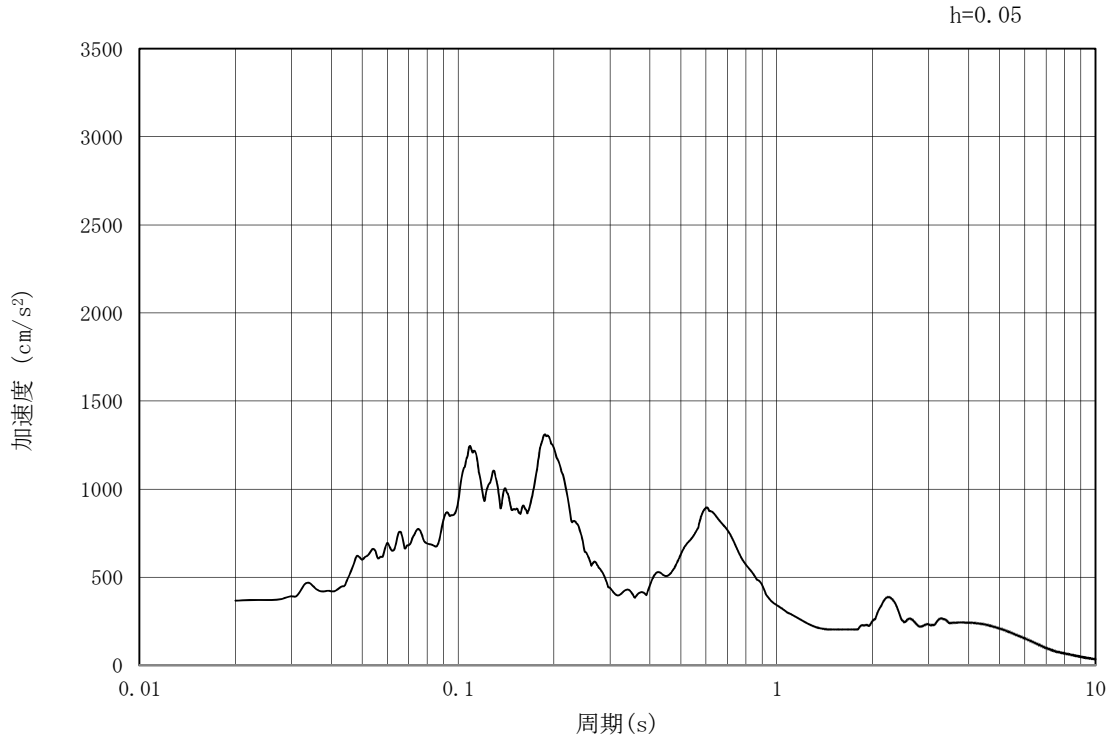


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (6)　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

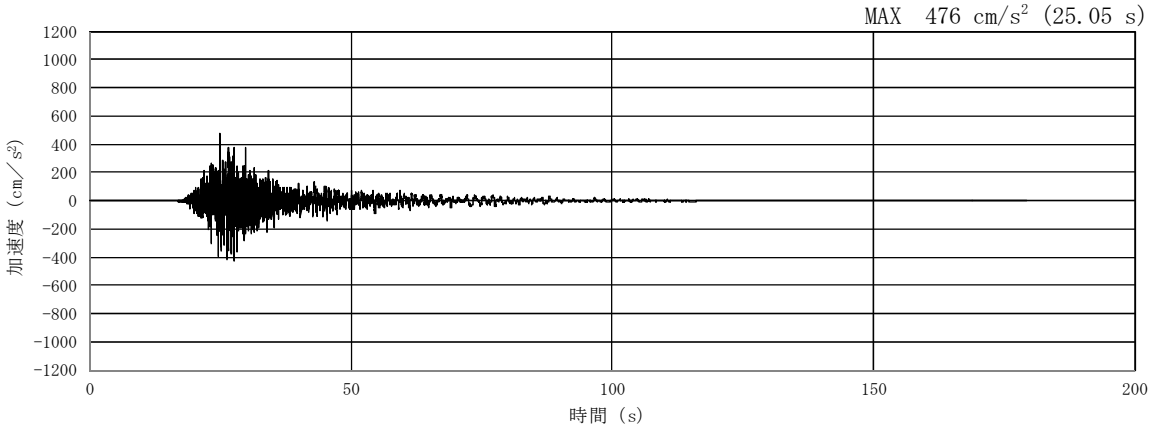


(a)　加速度時刻歴波形

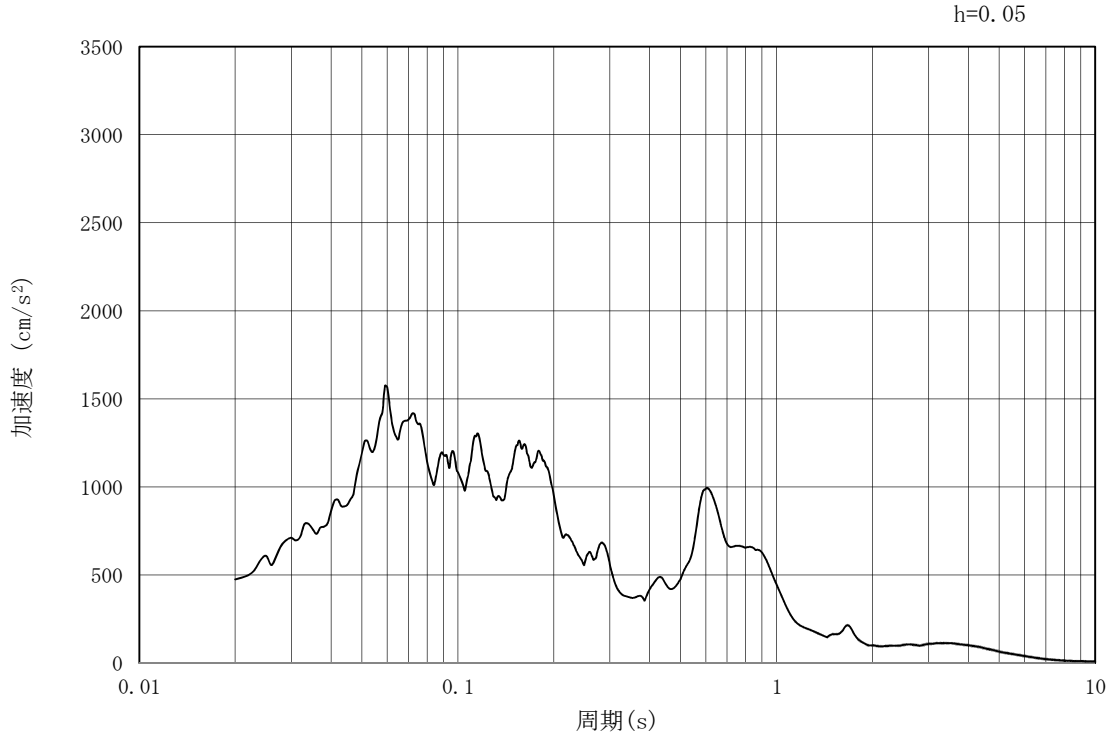


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (7)　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

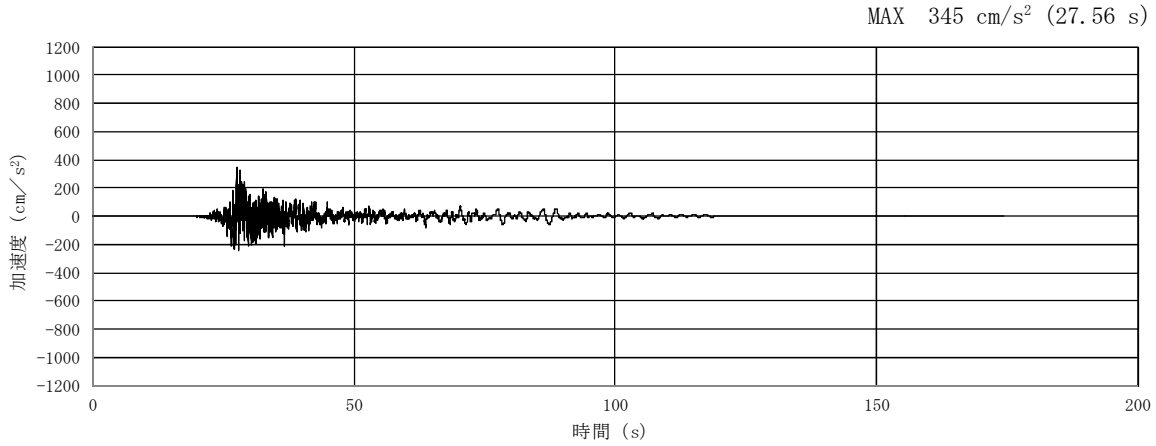


(a)　加速度時刻歴波形

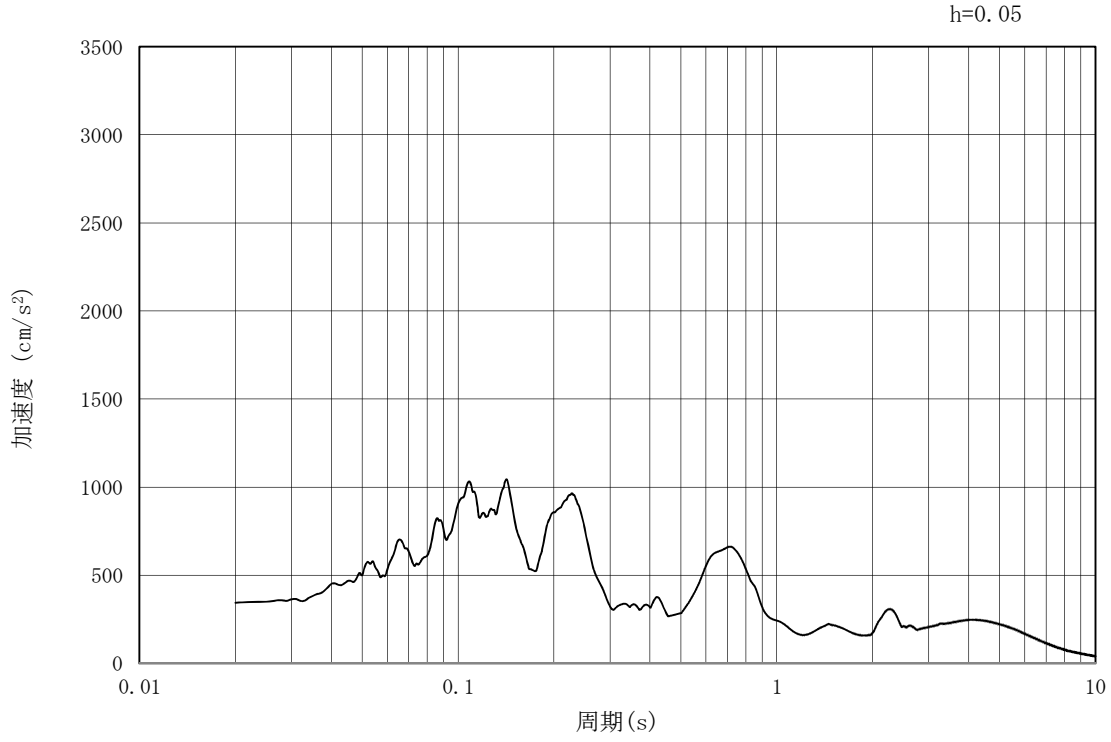


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (8)　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

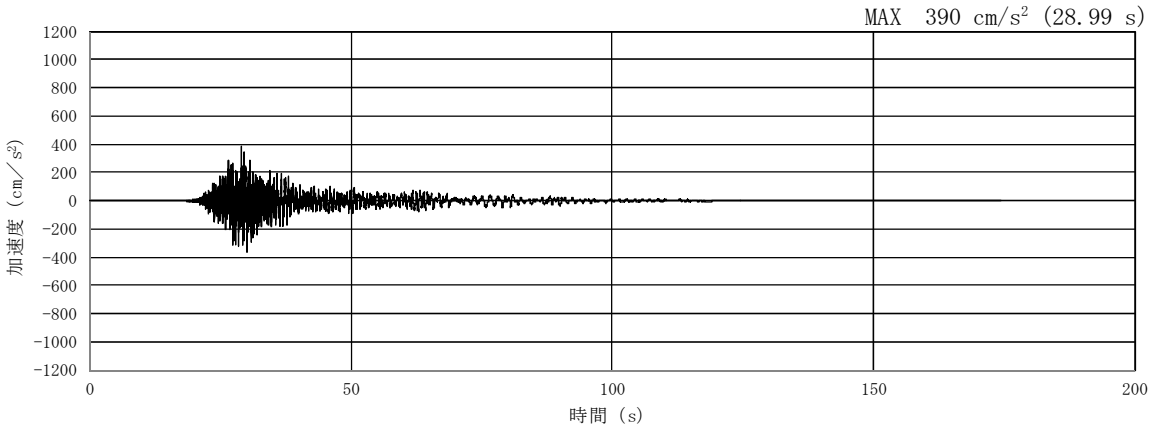


(a)　加速度時刻歴波形

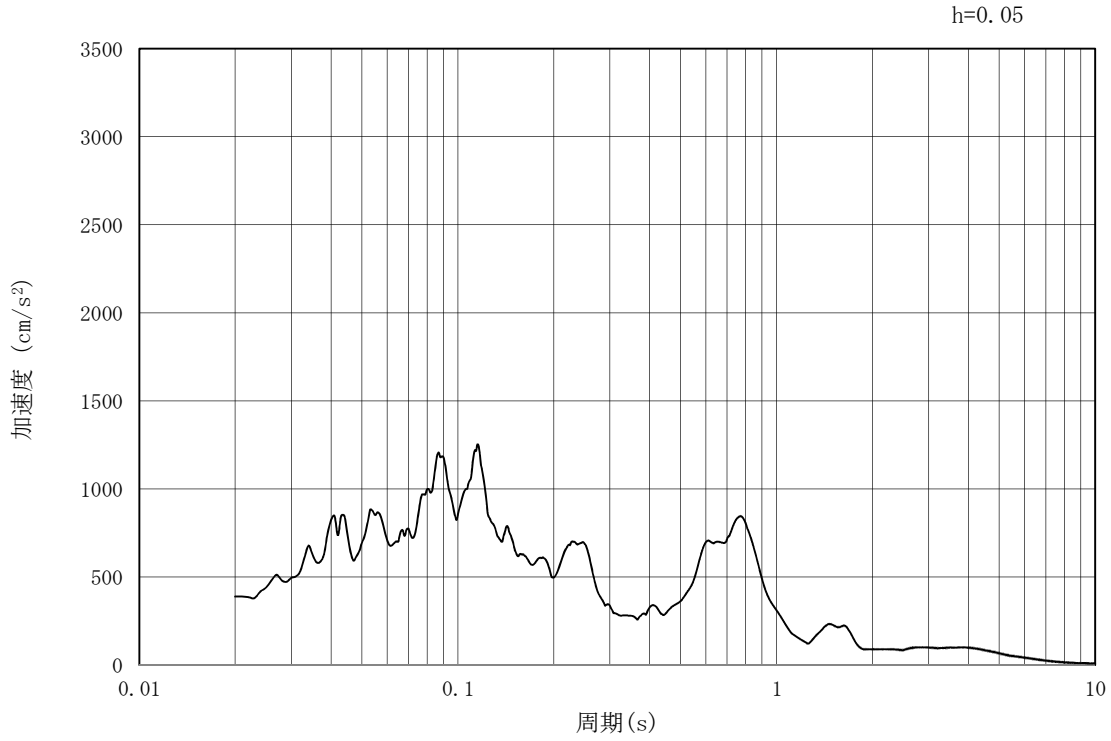


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (9)　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

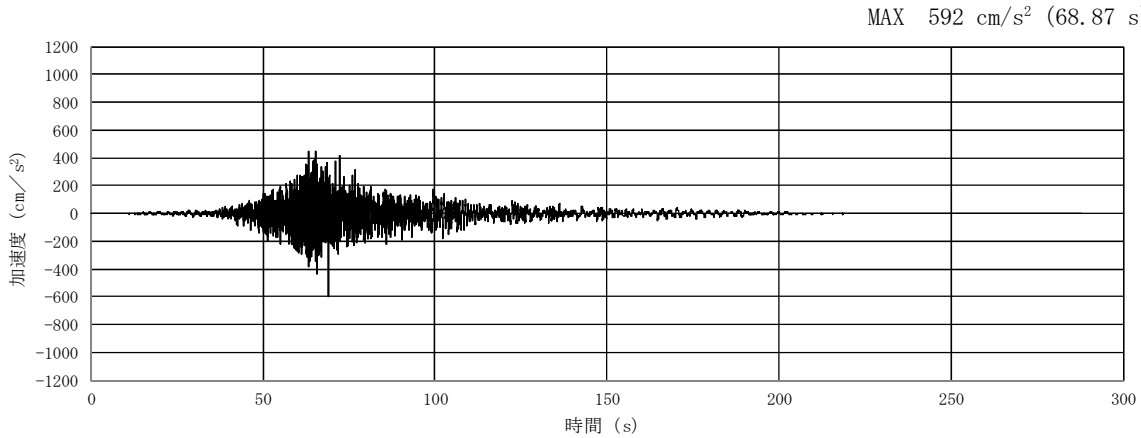


(a)　加速度時刻歴波形

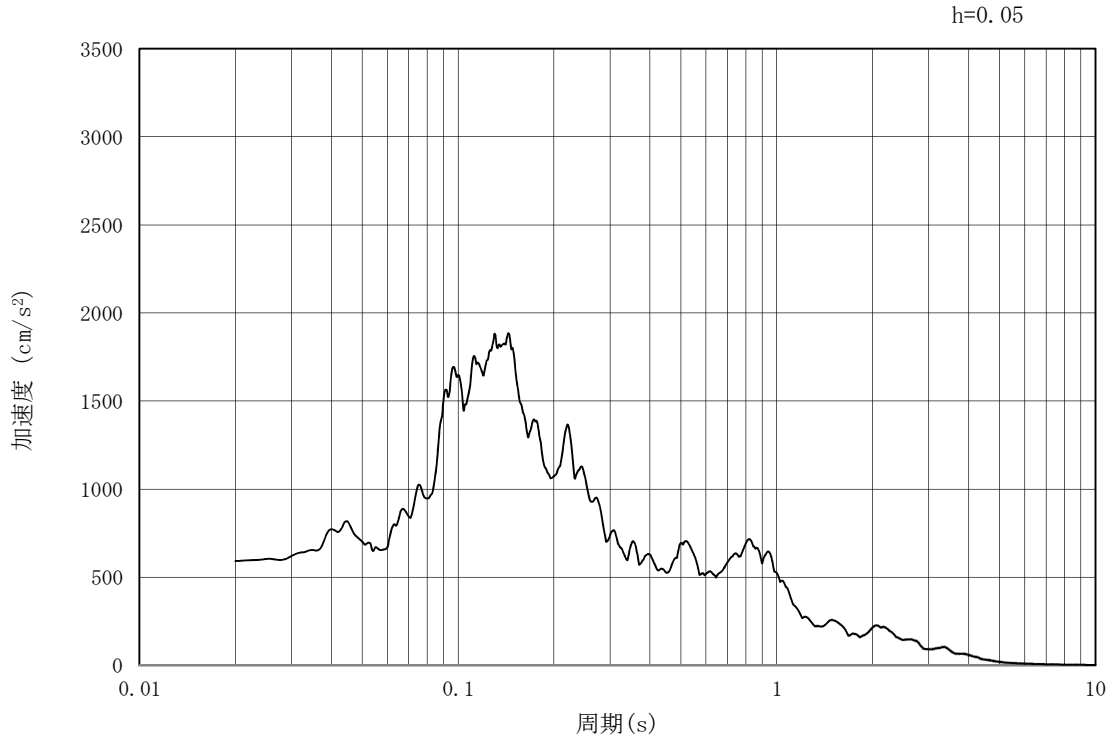


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2（10）　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

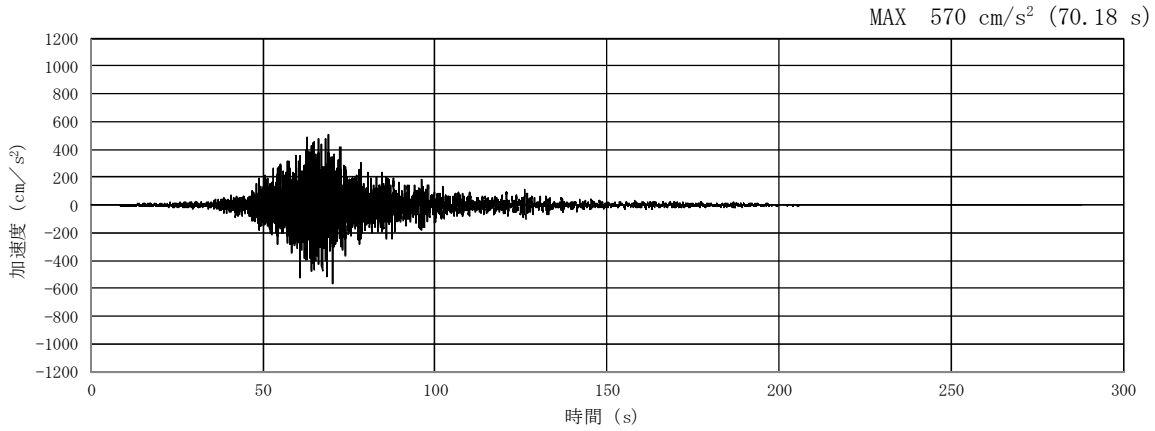


(a)　加速度時刻歴波形

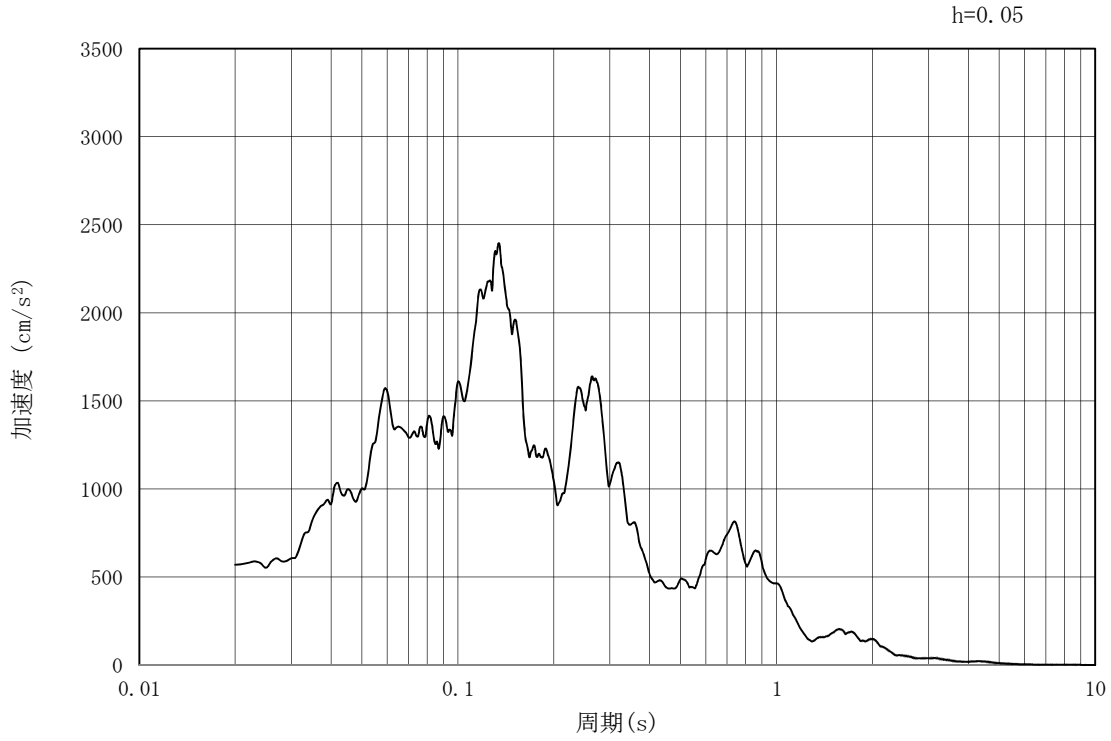


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2（11）　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

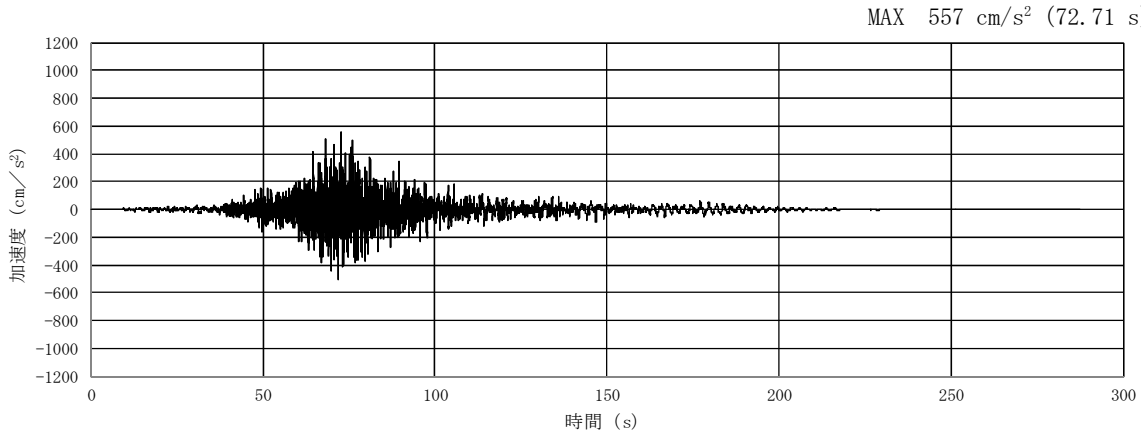


(a)　加速度時刻歴波形

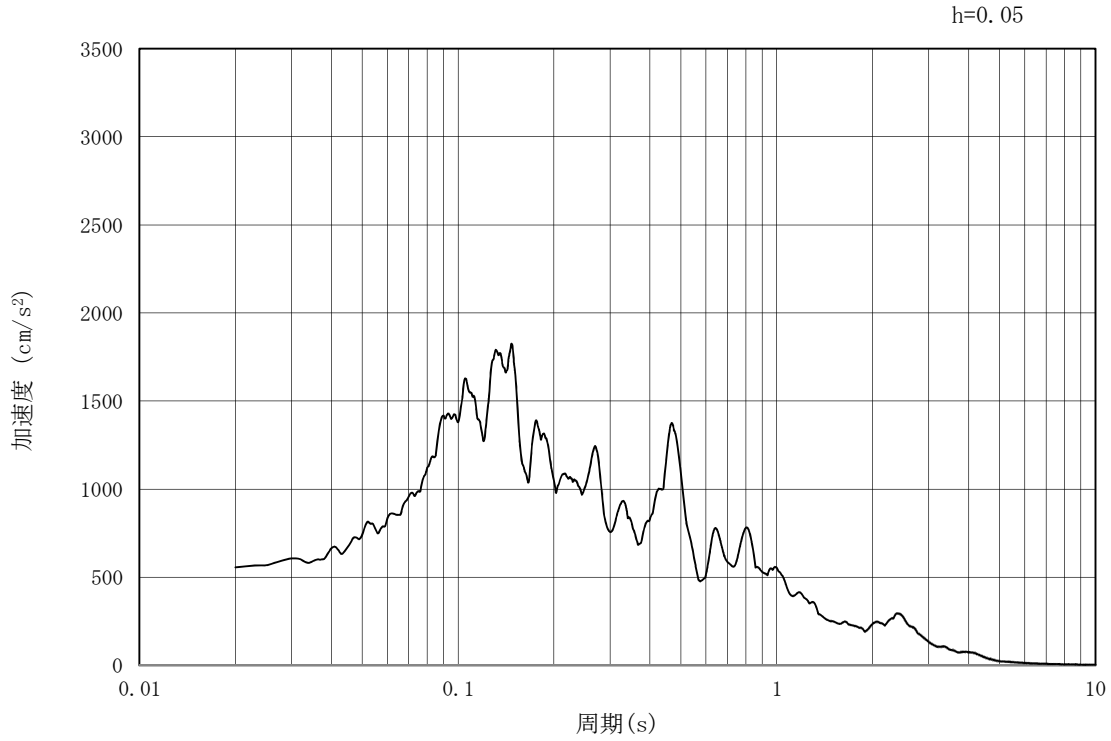


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (12)　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

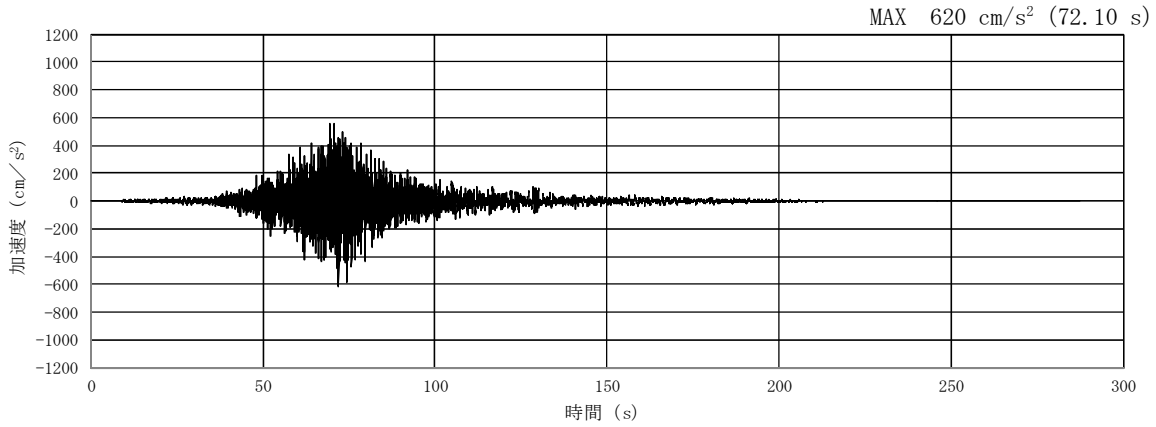


(a)　加速度時刻歴波形

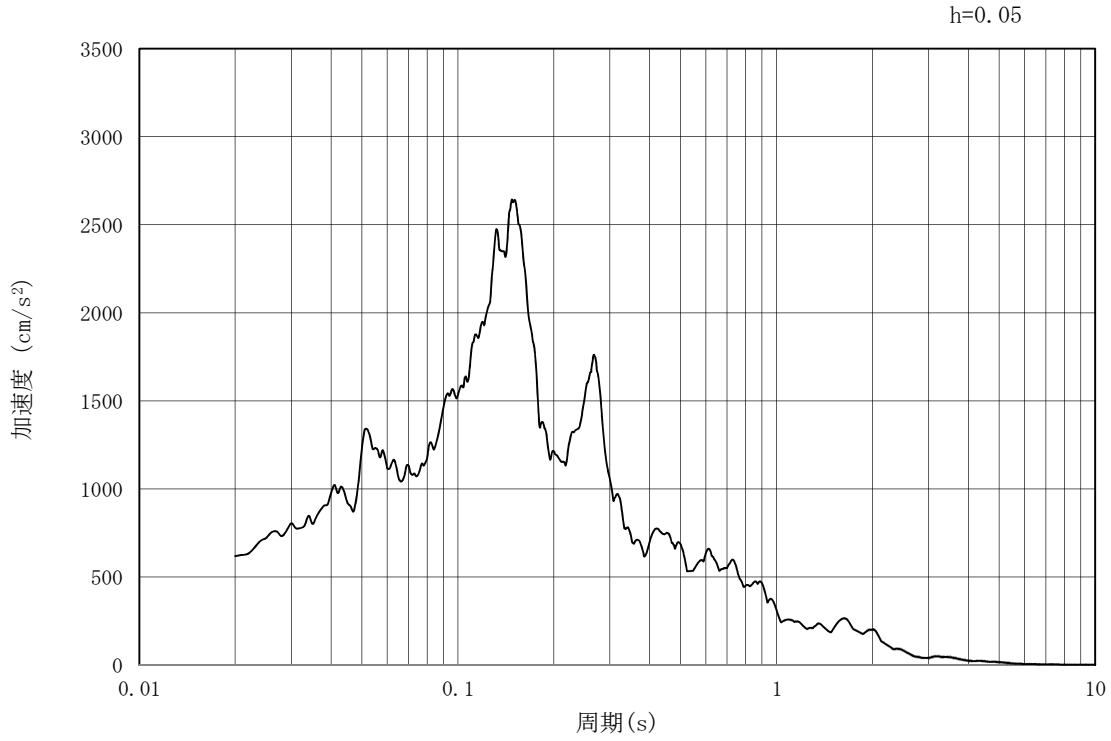


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (13)　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

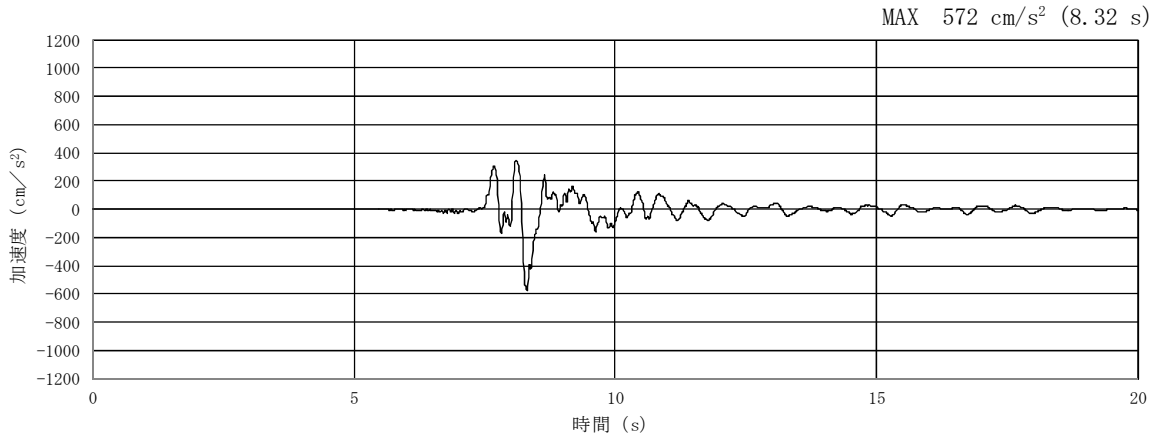


(a)　加速度時刻歴波形

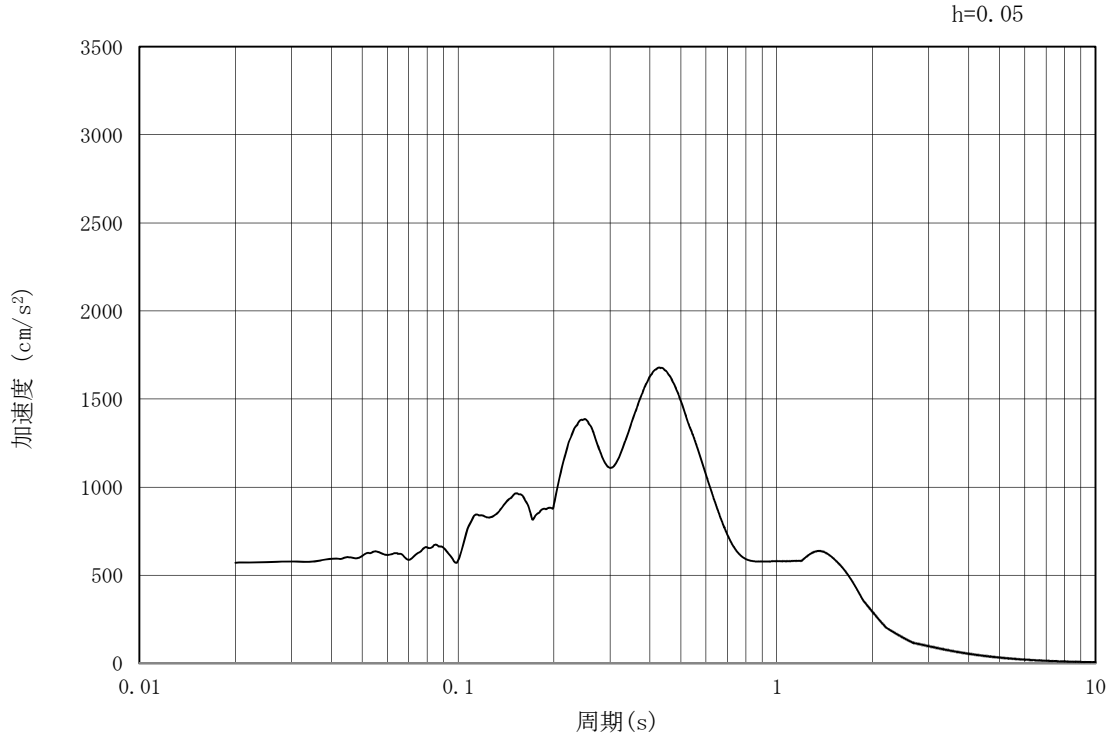


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (14)　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

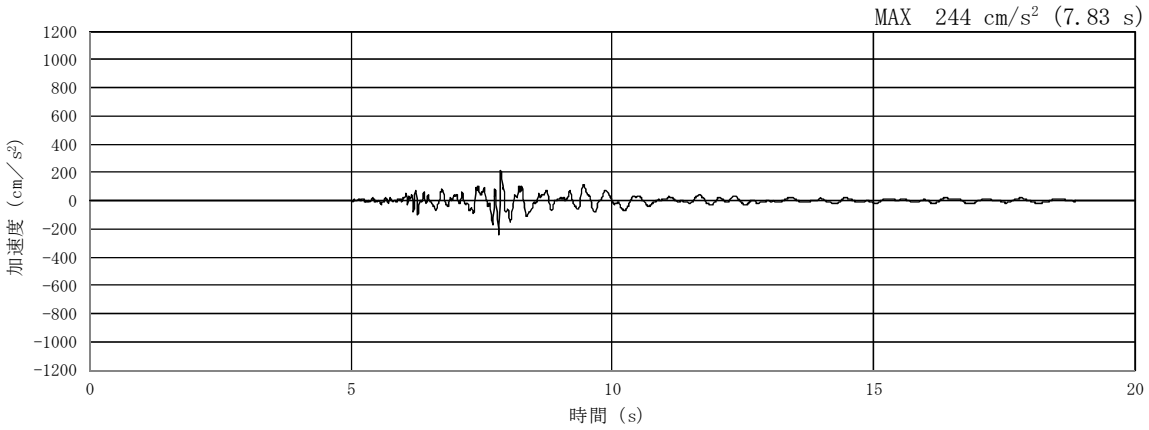


(a)　加速度時刻歴波形

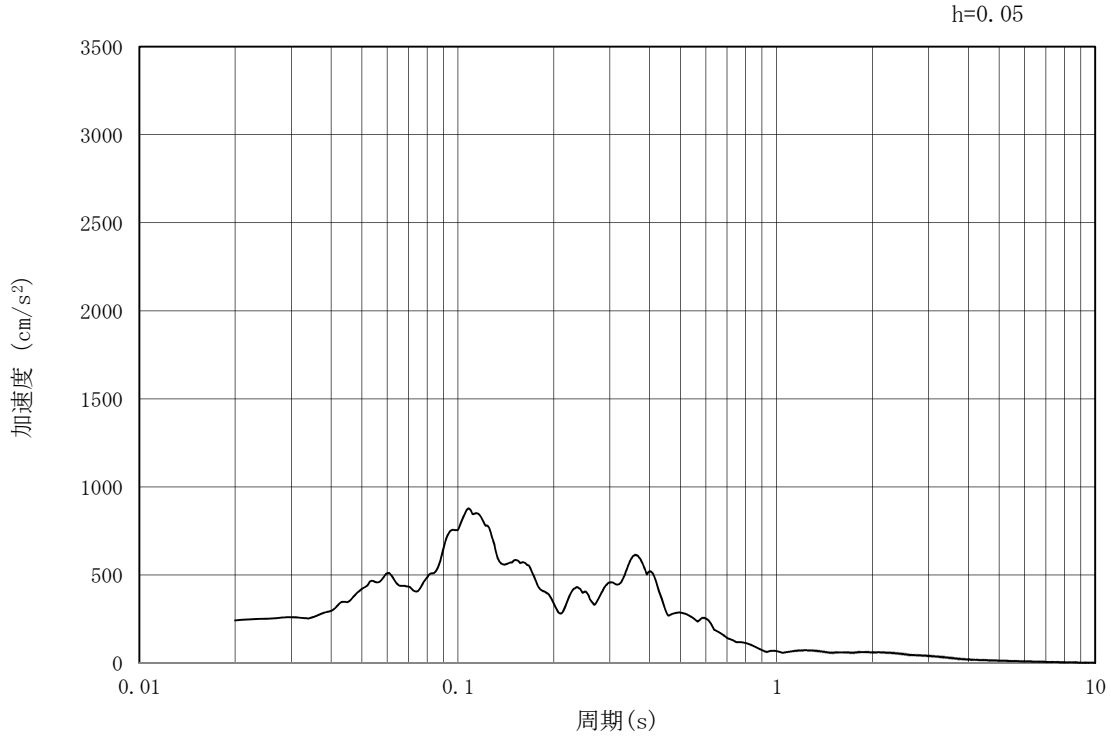


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2 (15)　管軸方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

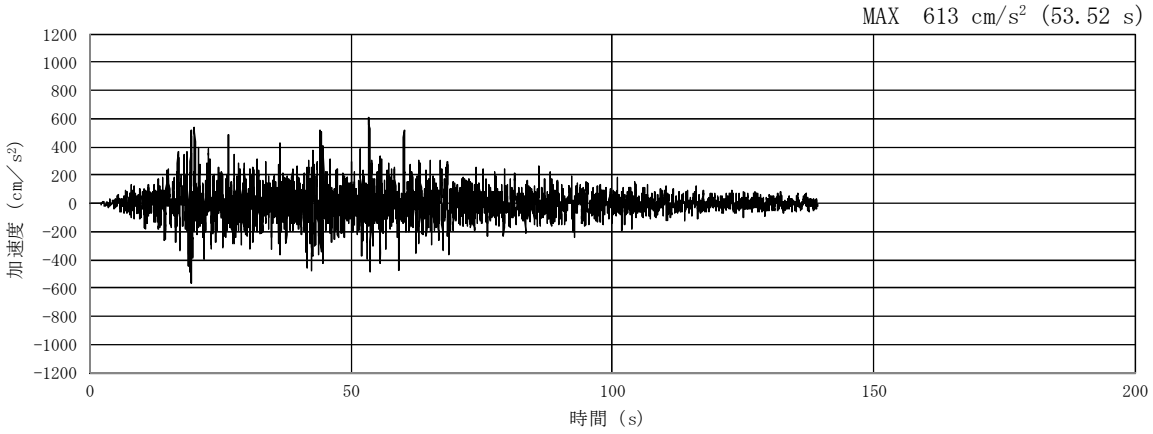


(a)　加速度時刻歴波形

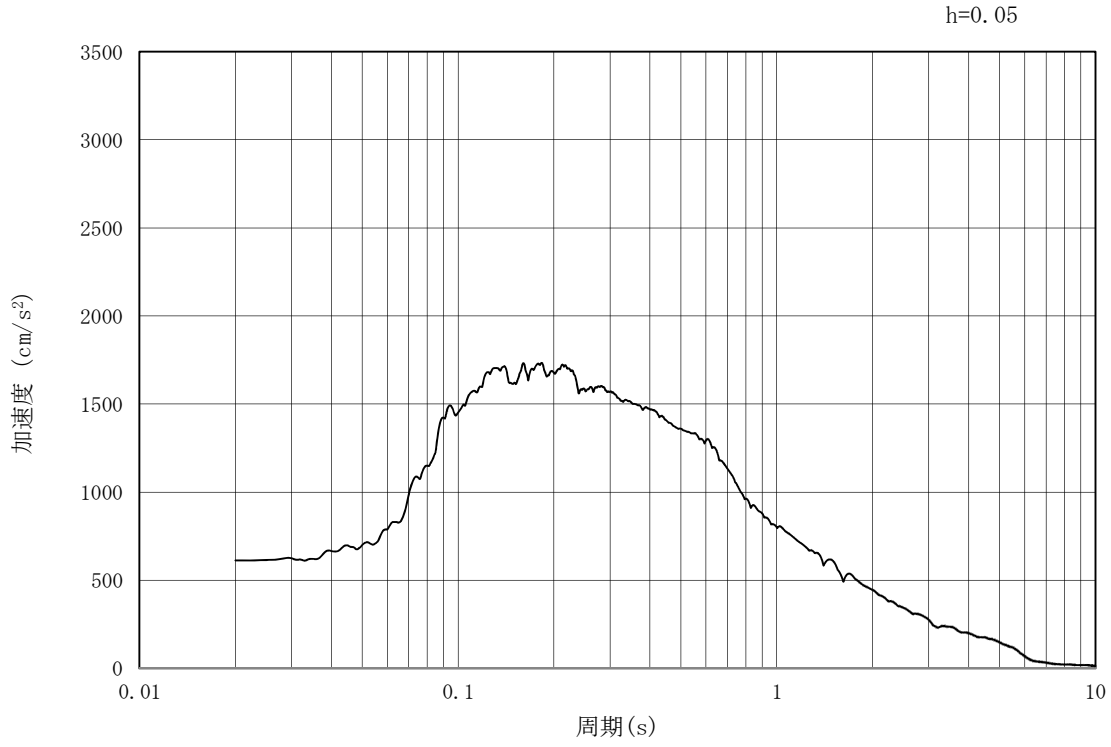


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－2（16）　管軸方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

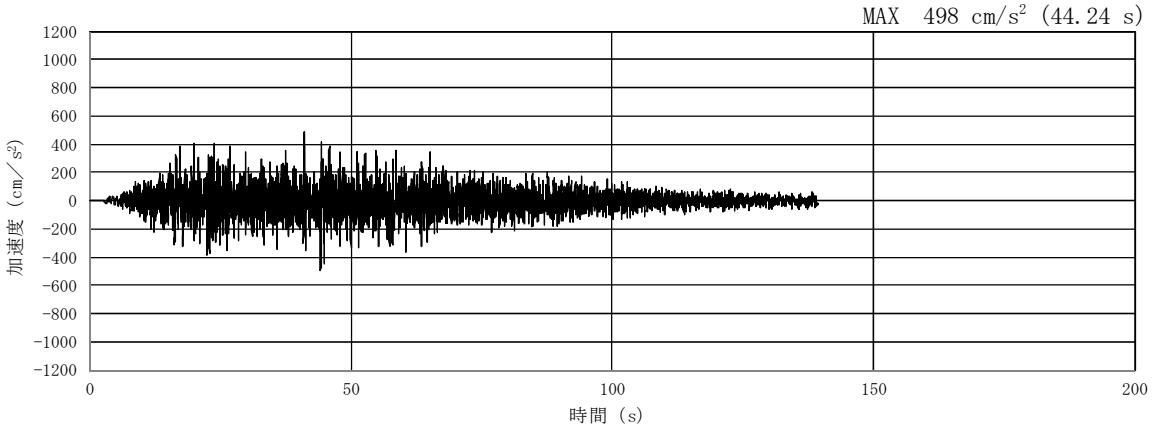


(a)　加速度時刻歴波形

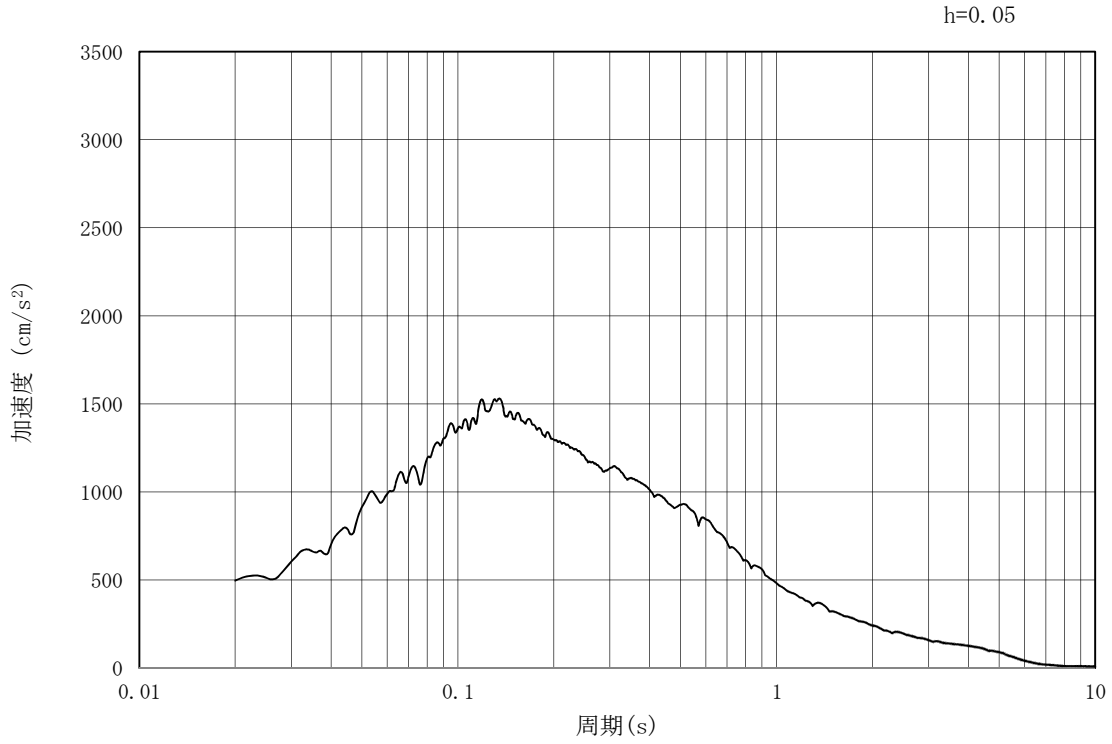


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (1)　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

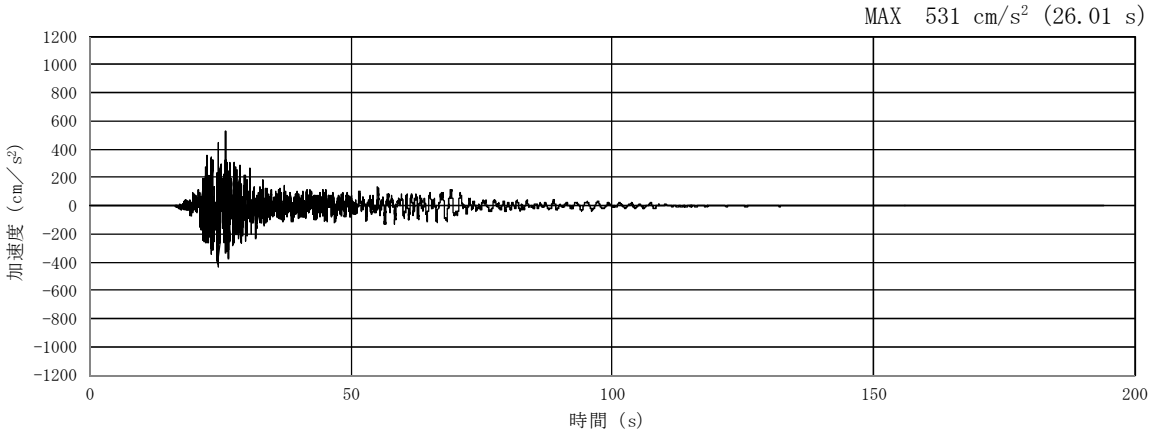


(a)　加速度時刻歴波形

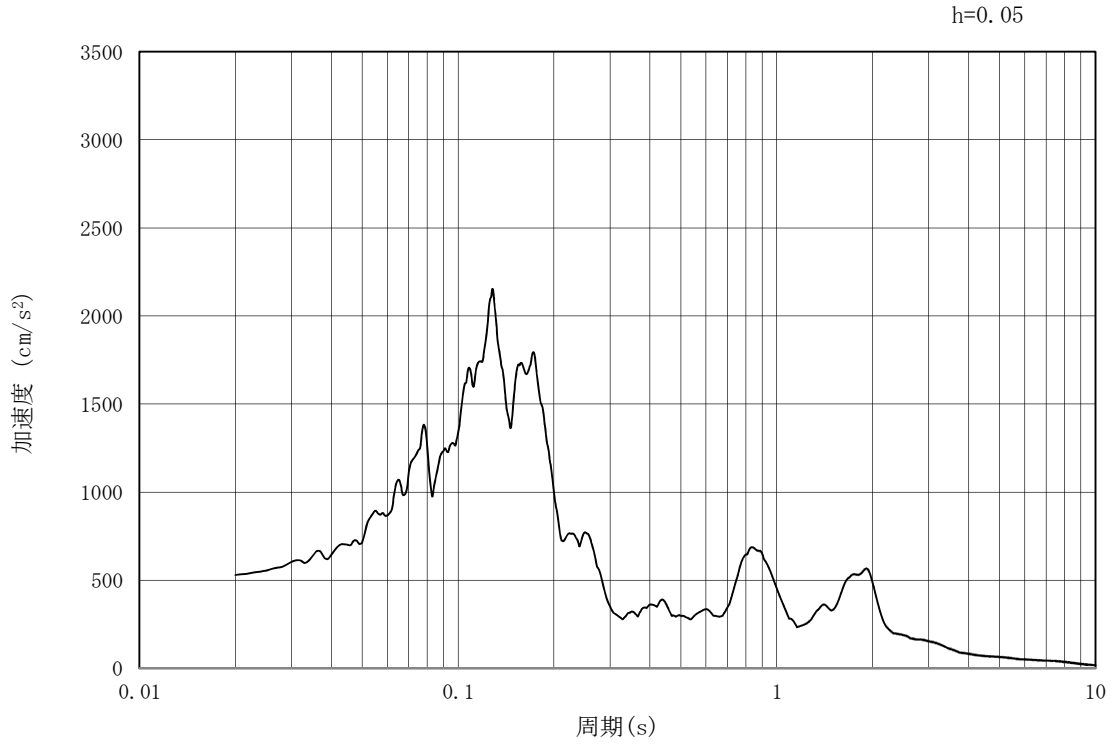


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3（2）　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

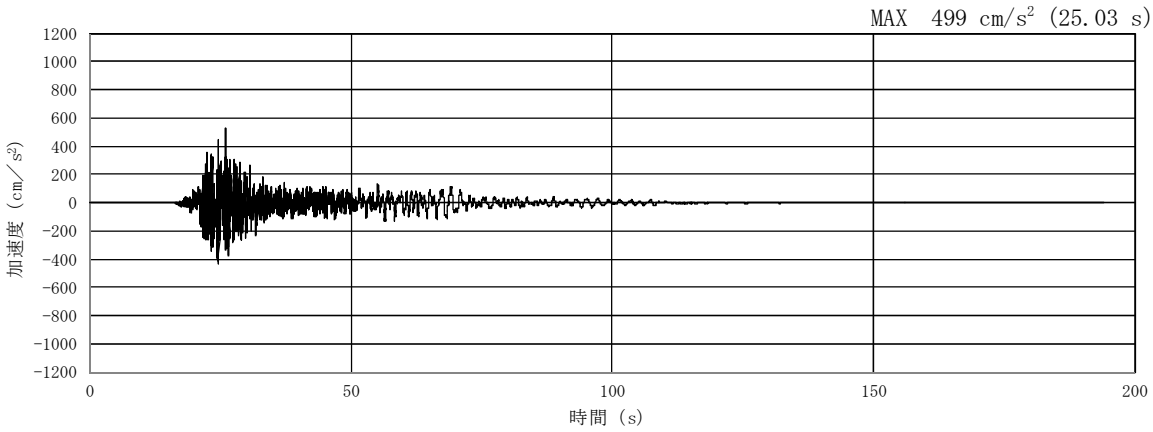


(a)　加速度時刻歴波形

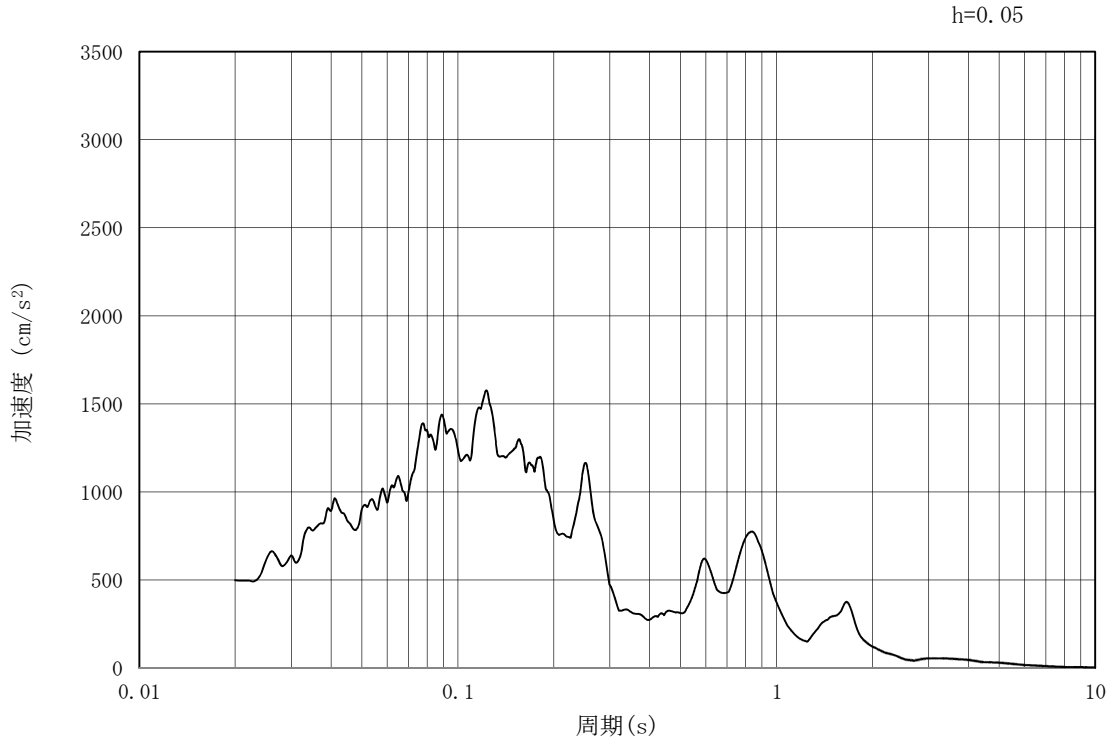


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (3)　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

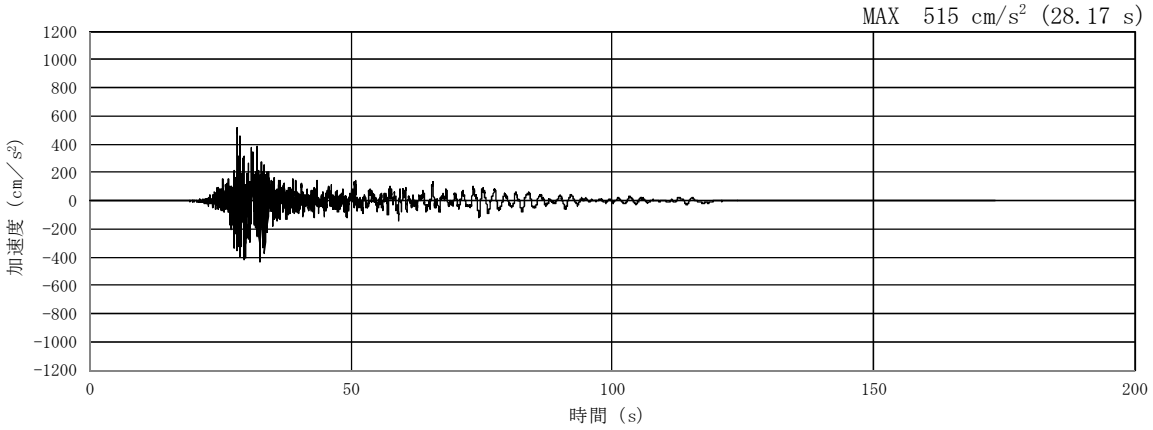


(a)　加速度時刻歴波形

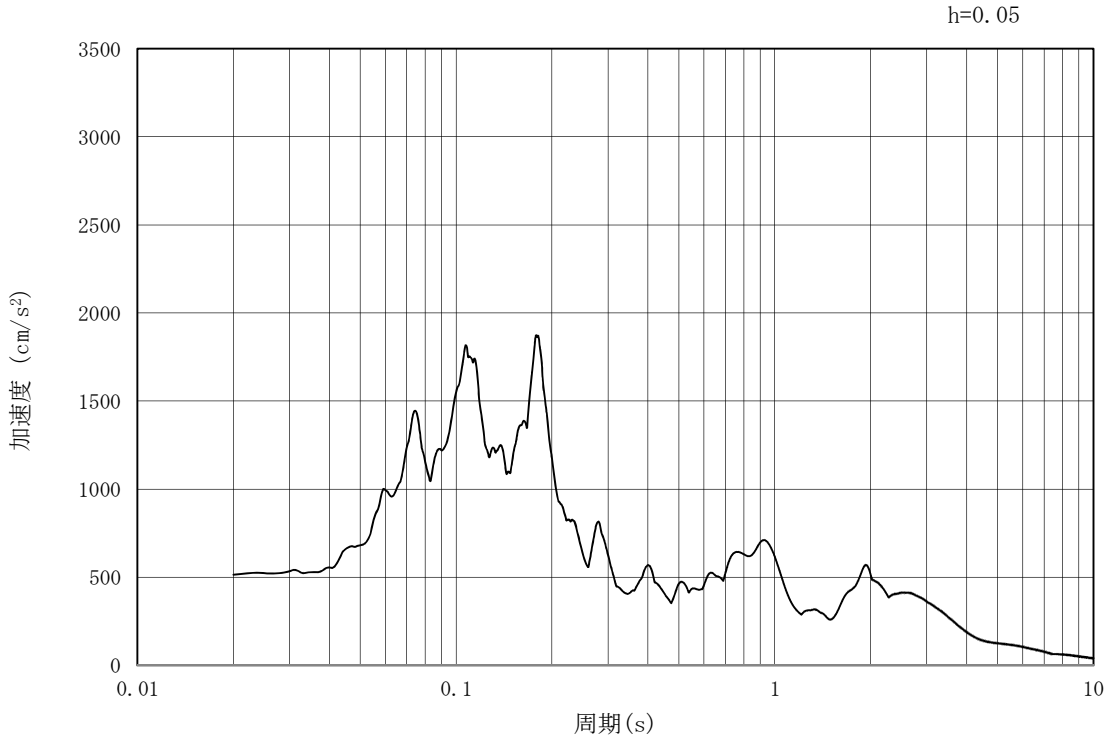


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (4)　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

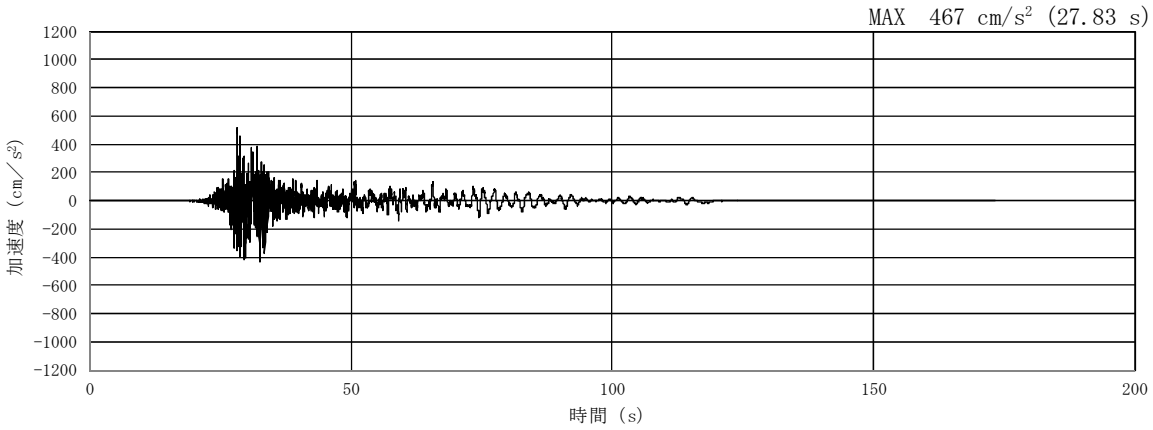


(a)　加速度時刻歴波形

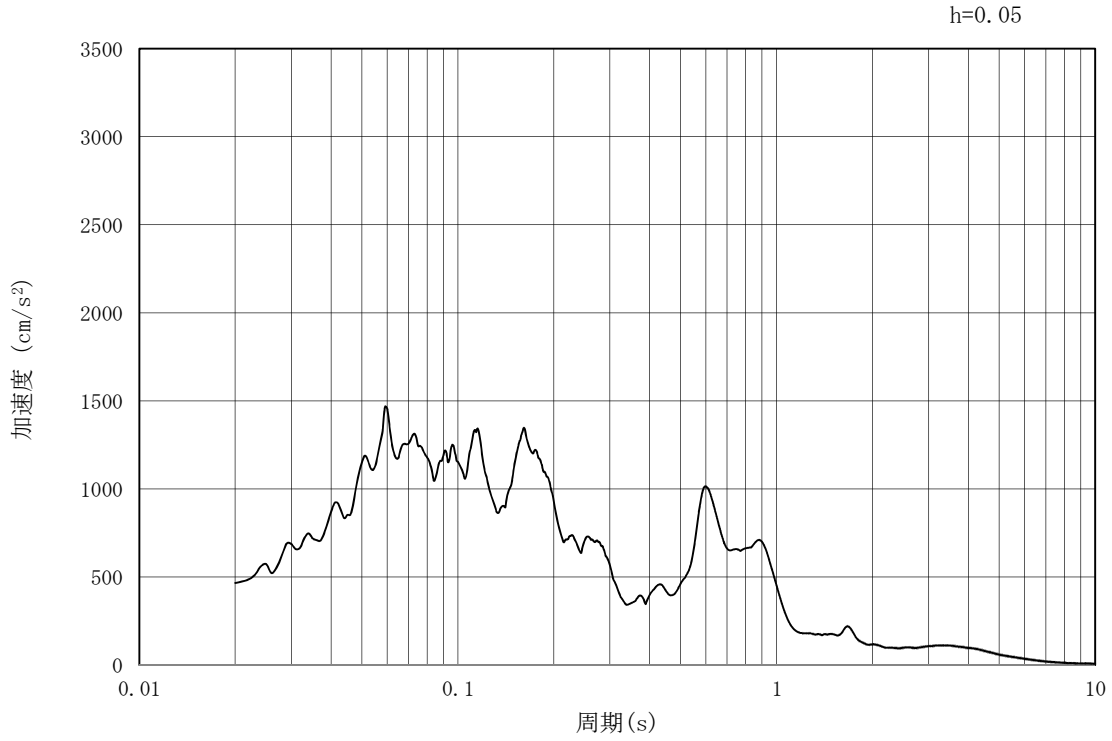


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (5)　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

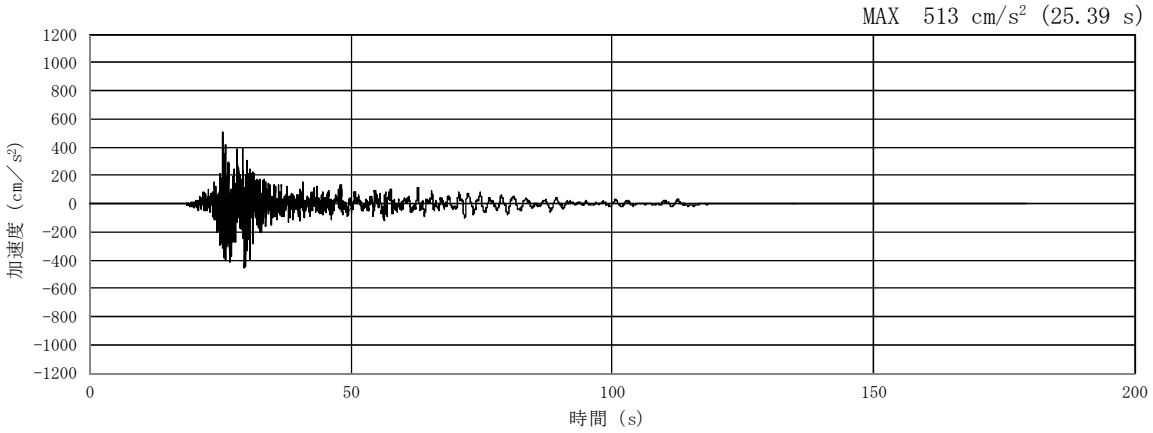


(a)　加速度時刻歴波形

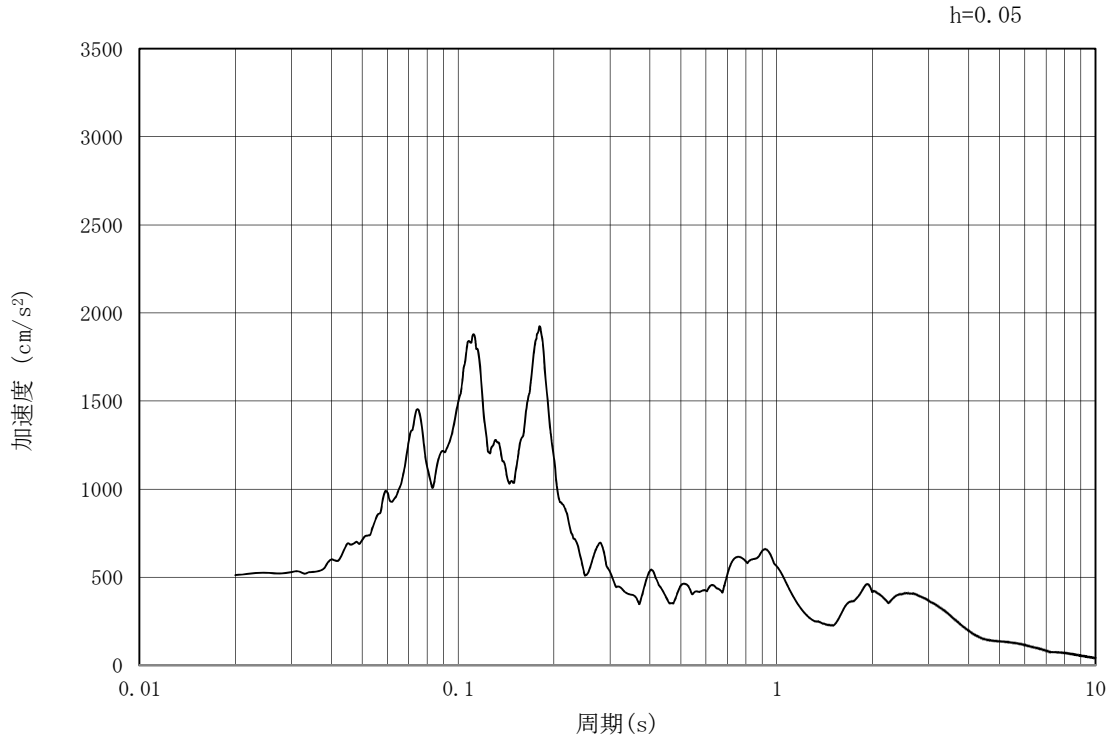


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3（6）　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

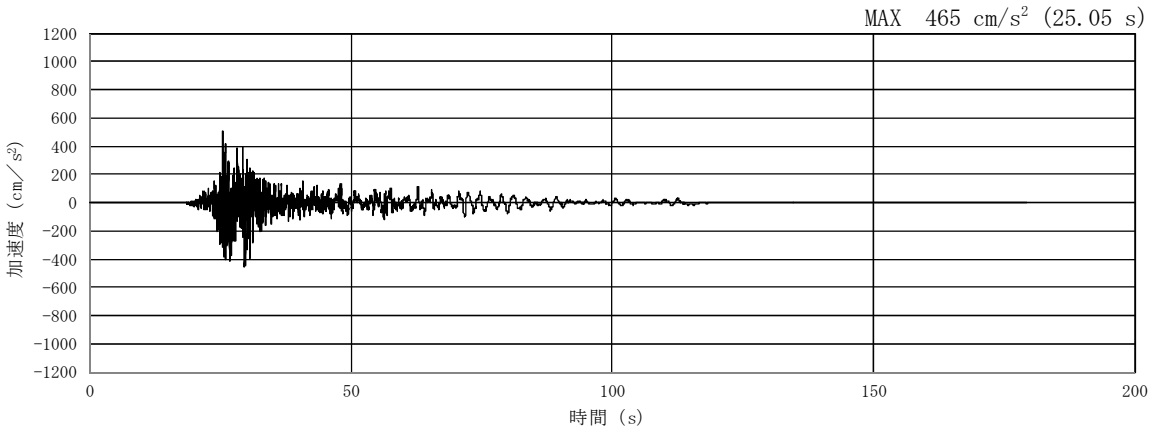


(a)　加速度時刻歴波形

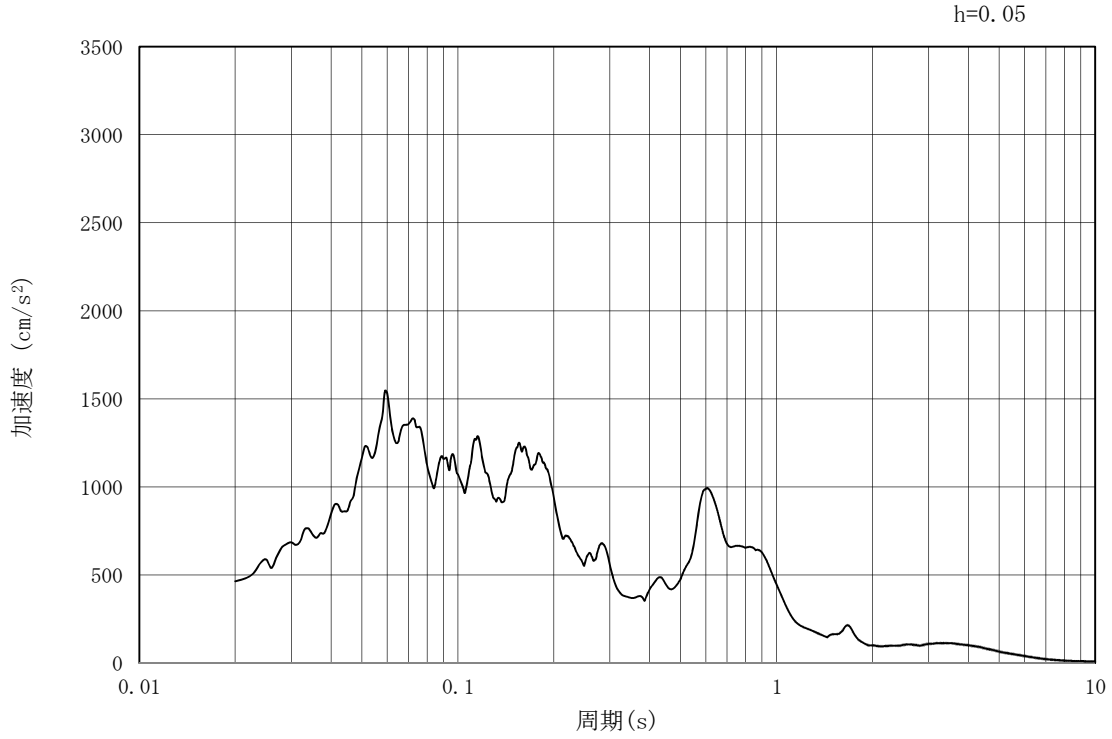


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (7)　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

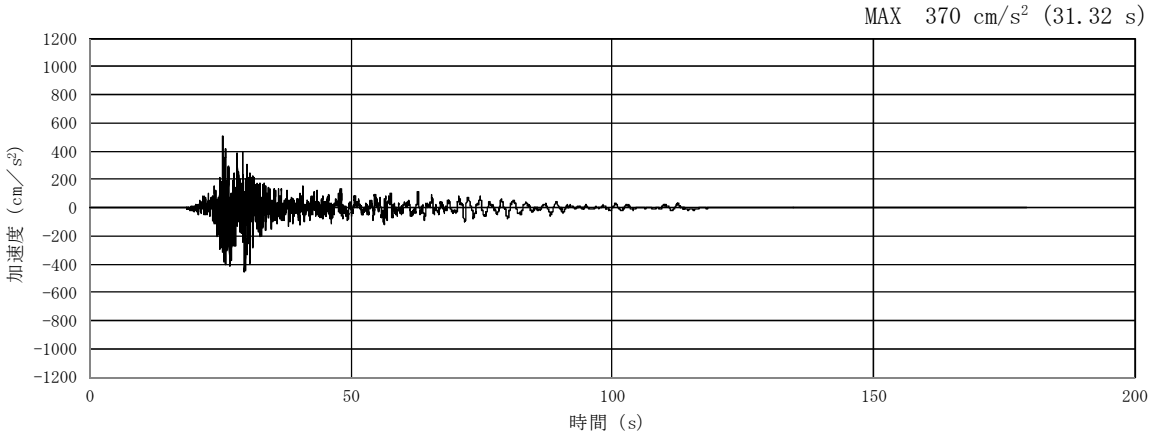


(a)　加速度時刻歴波形

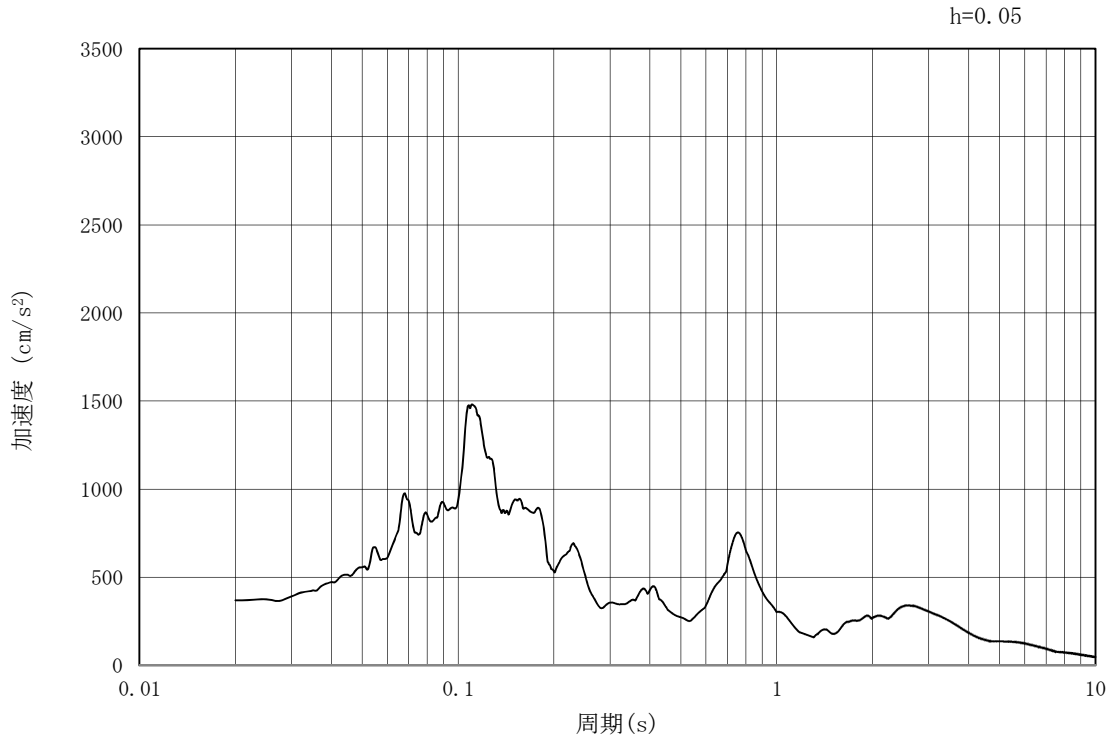


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (8)　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

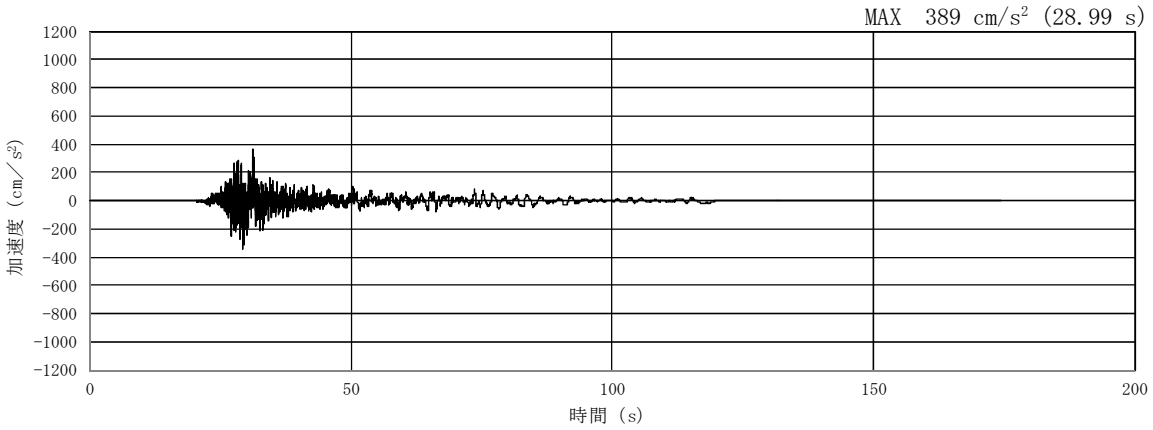


(a)　加速度時刻歴波形

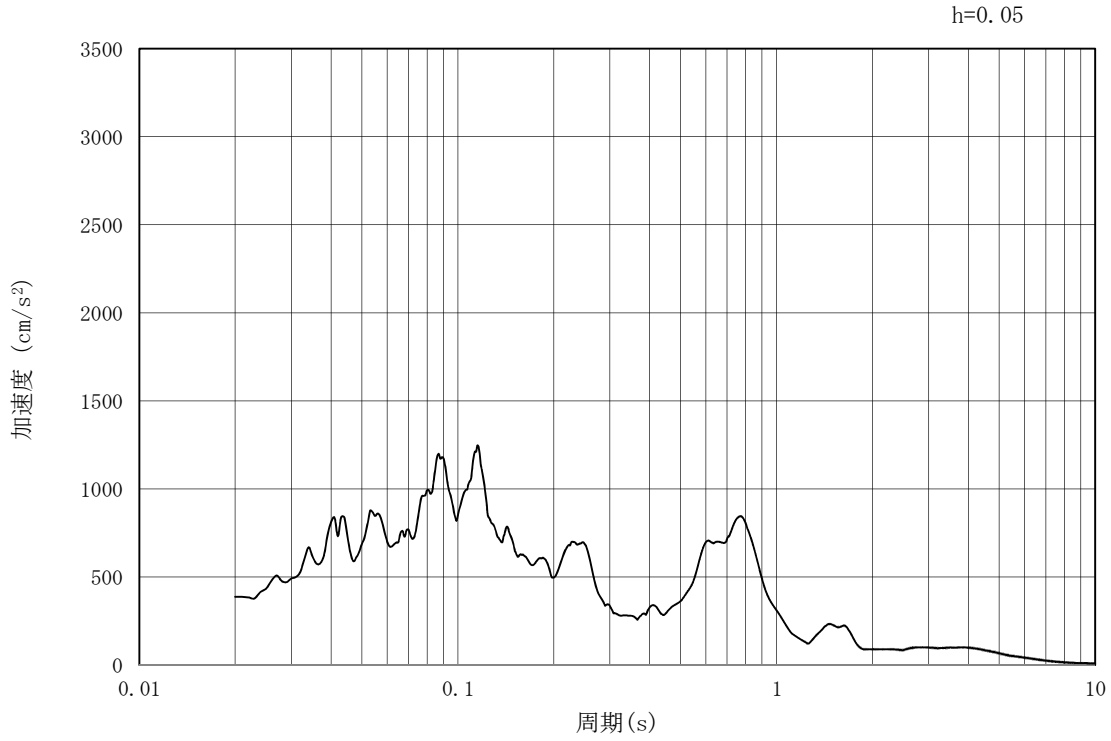


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3（9）　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

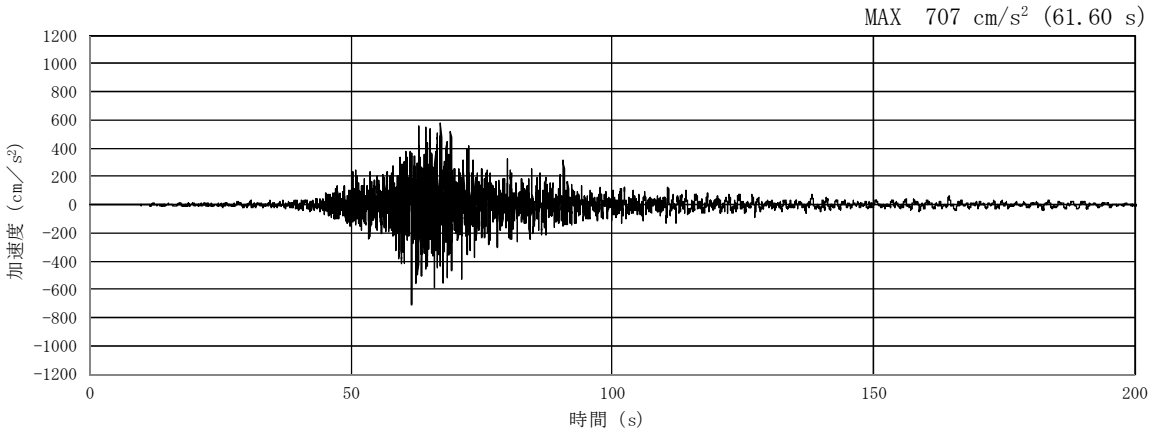


(a)　加速度時刻歴波形

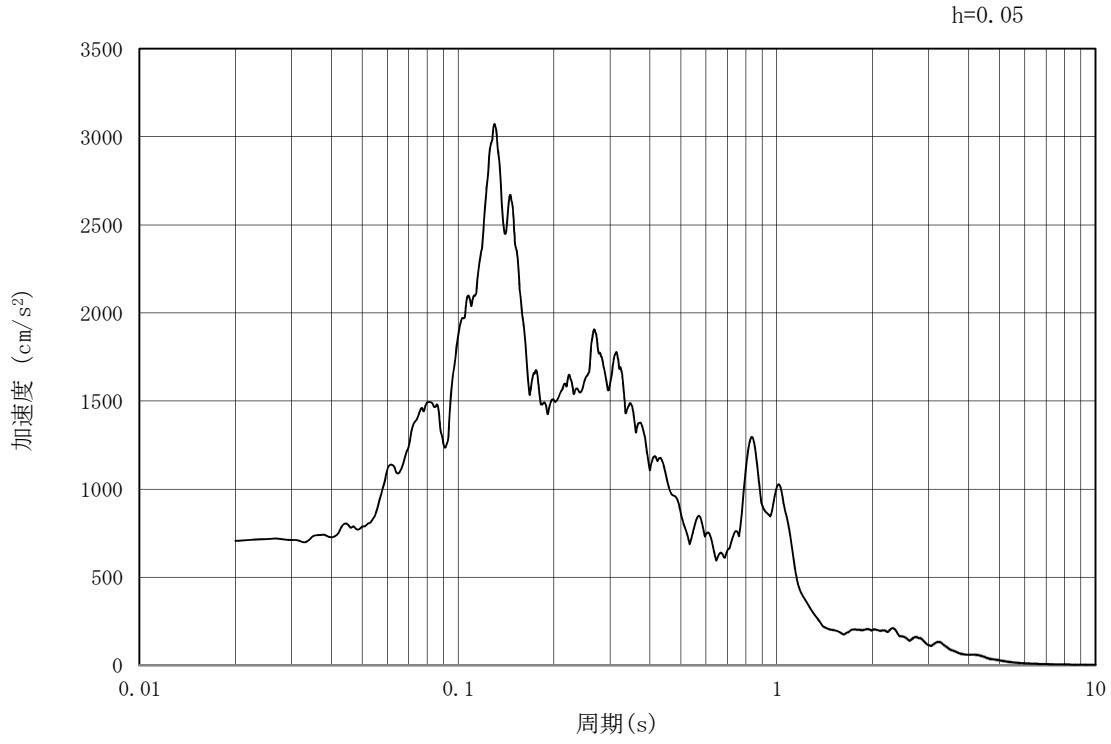


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3（10）　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

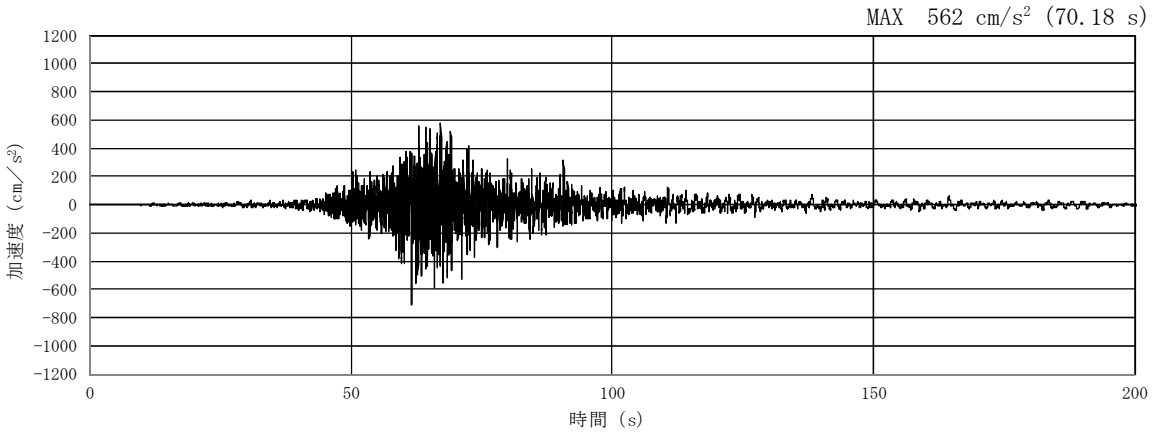


(a)　加速度時刻歴波形

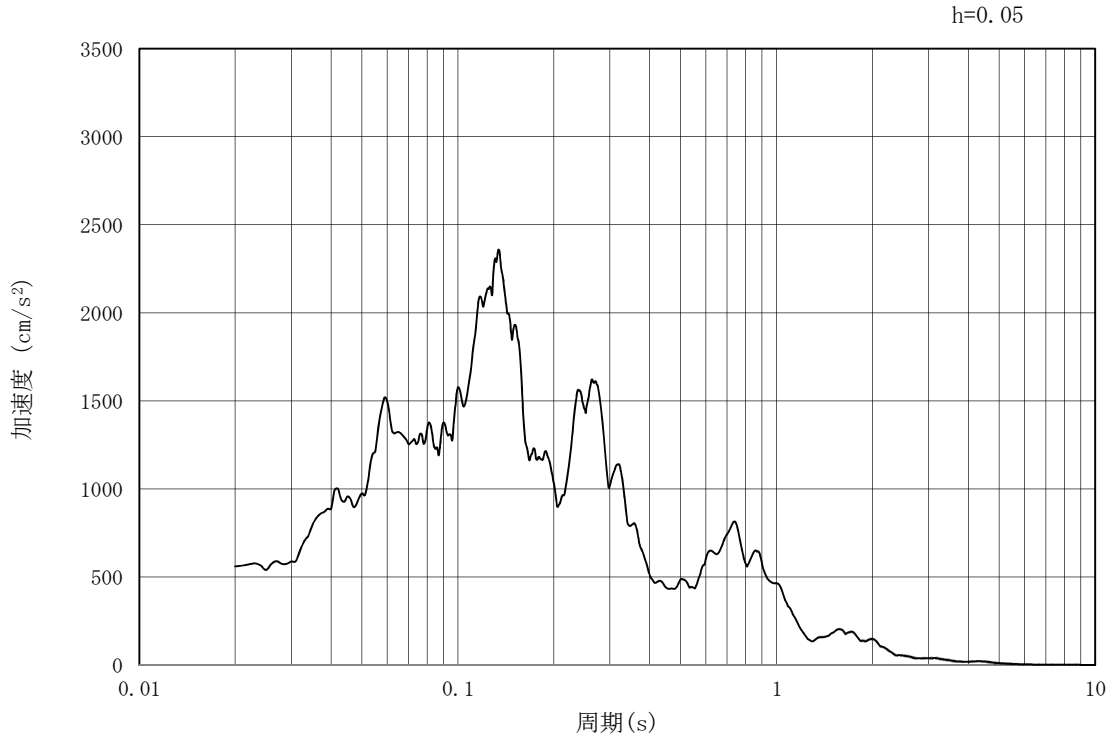


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (11)　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

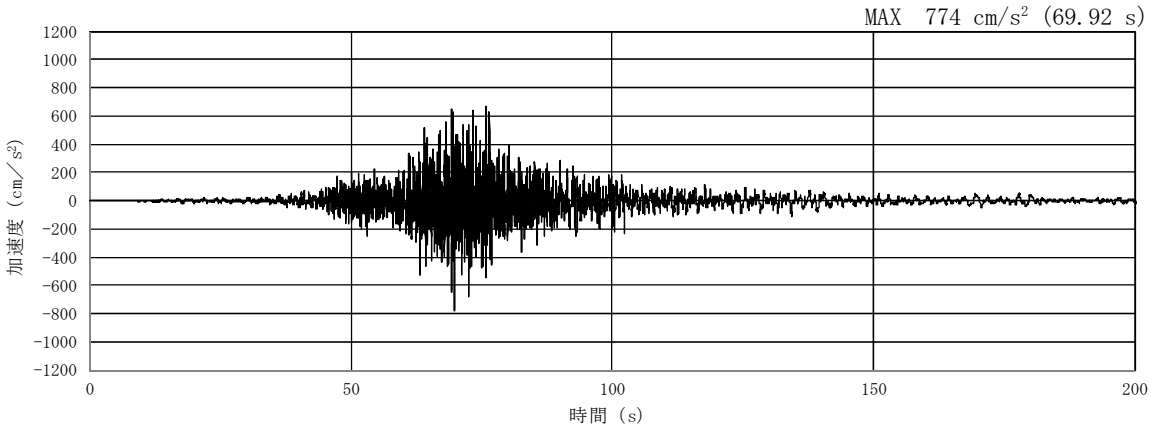


(a)　加速度時刻歴波形

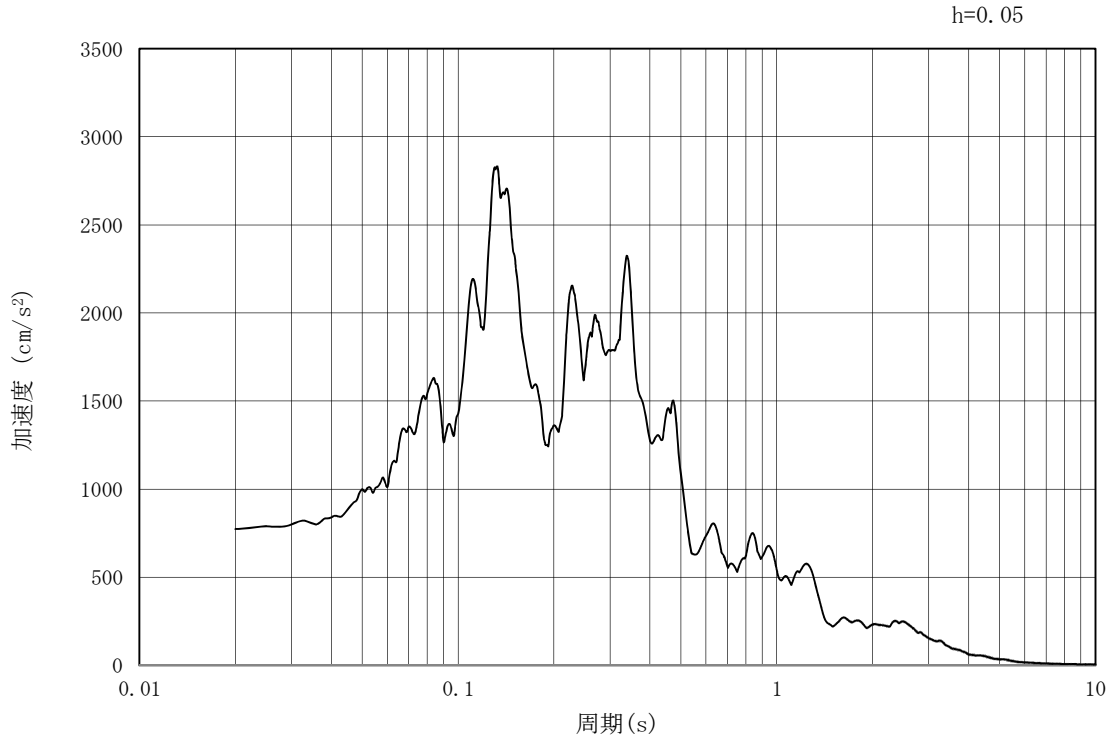


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (12)　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

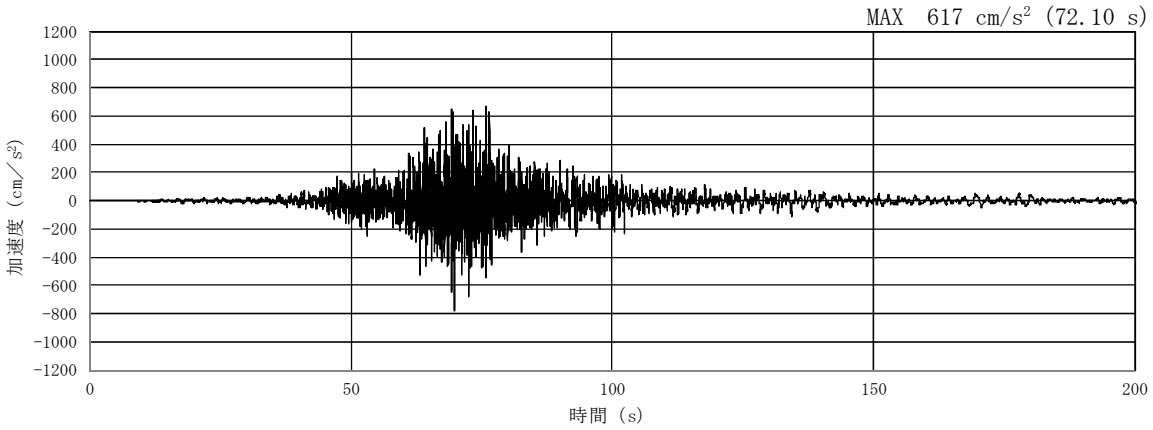


(a)　加速度時刻歴波形

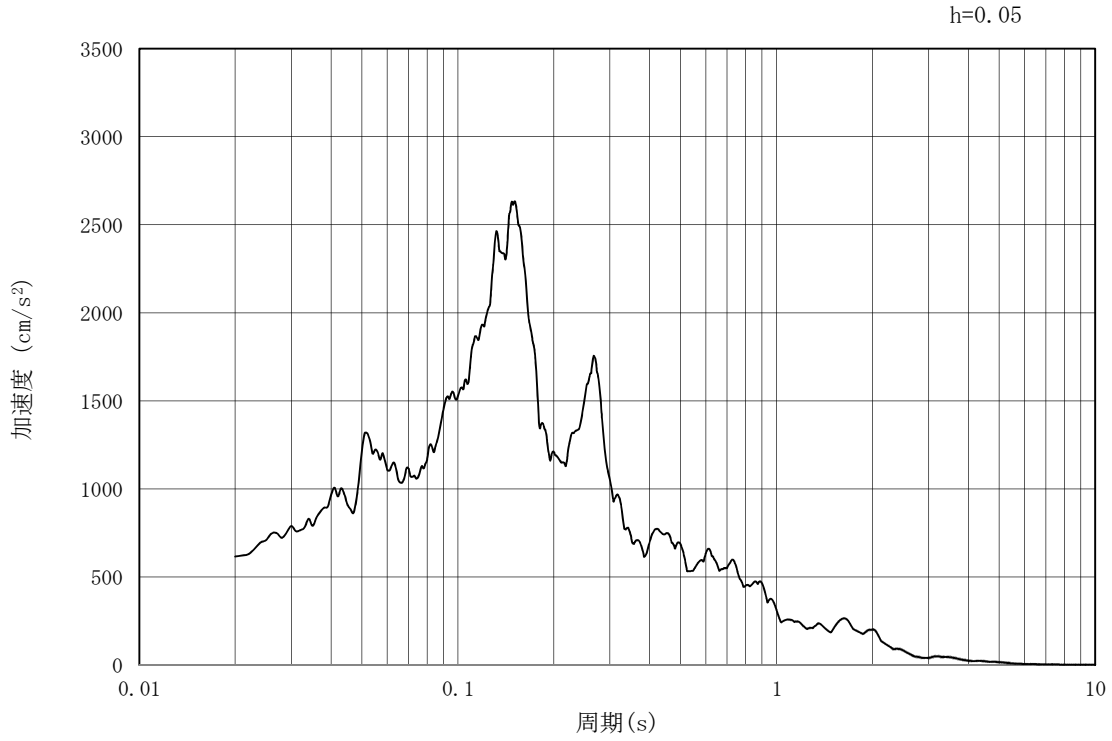


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3（13）　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

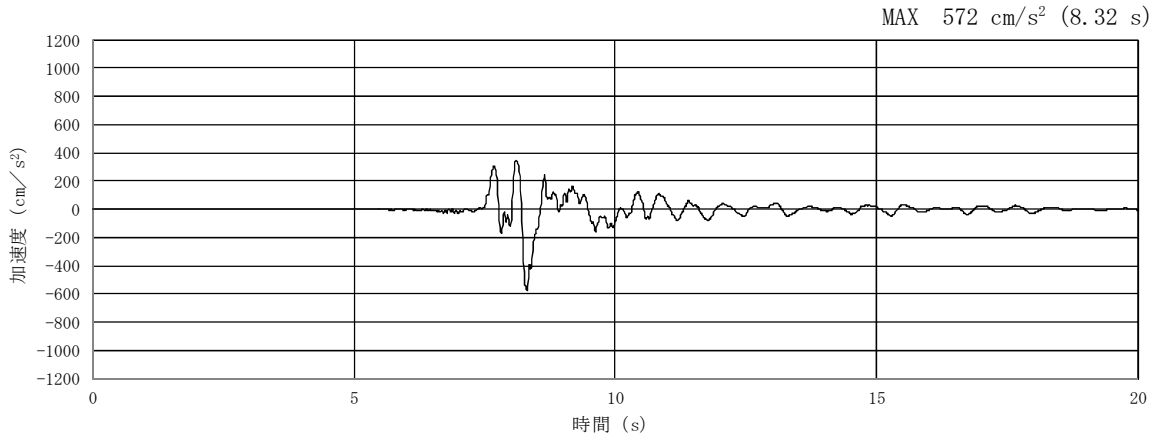


(a)　加速度時刻歴波形

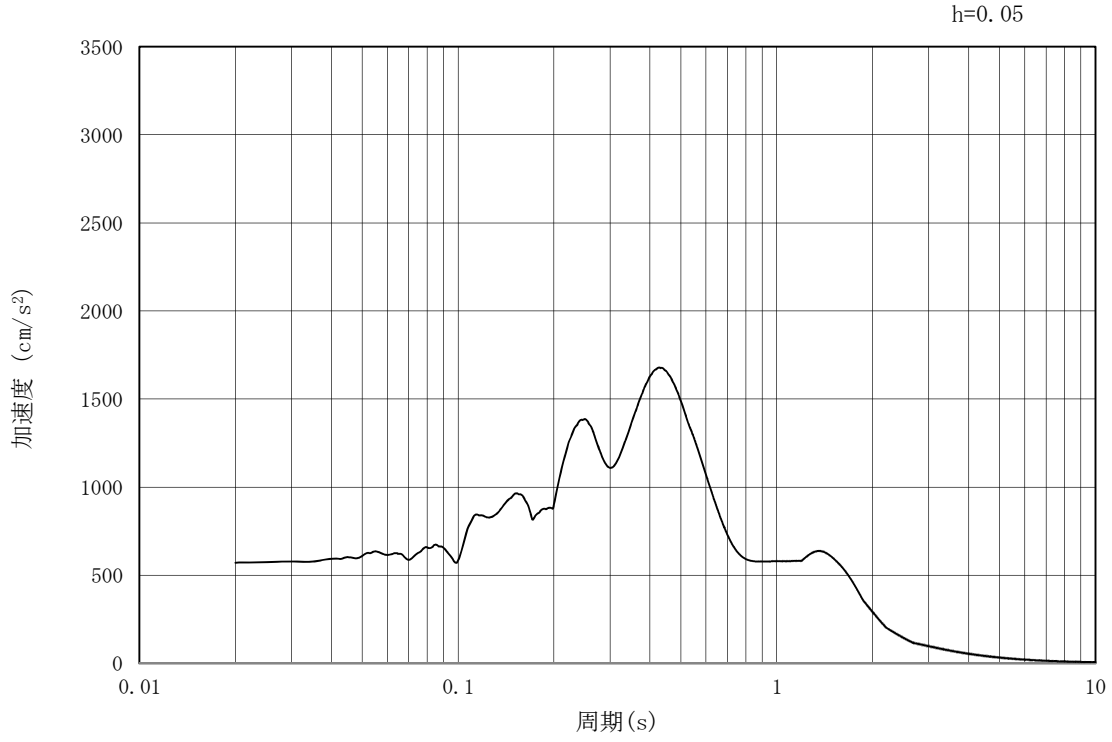


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (14)　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

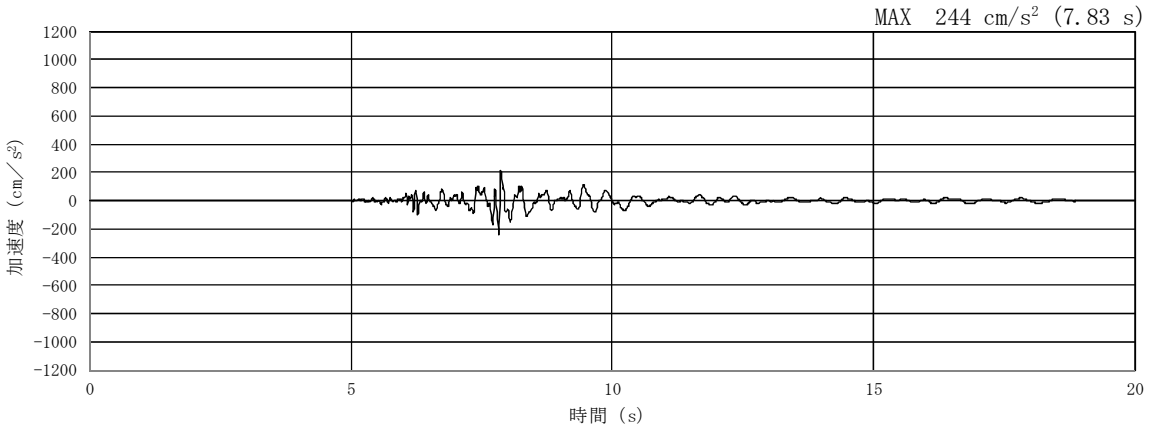


(a)　加速度時刻歴波形

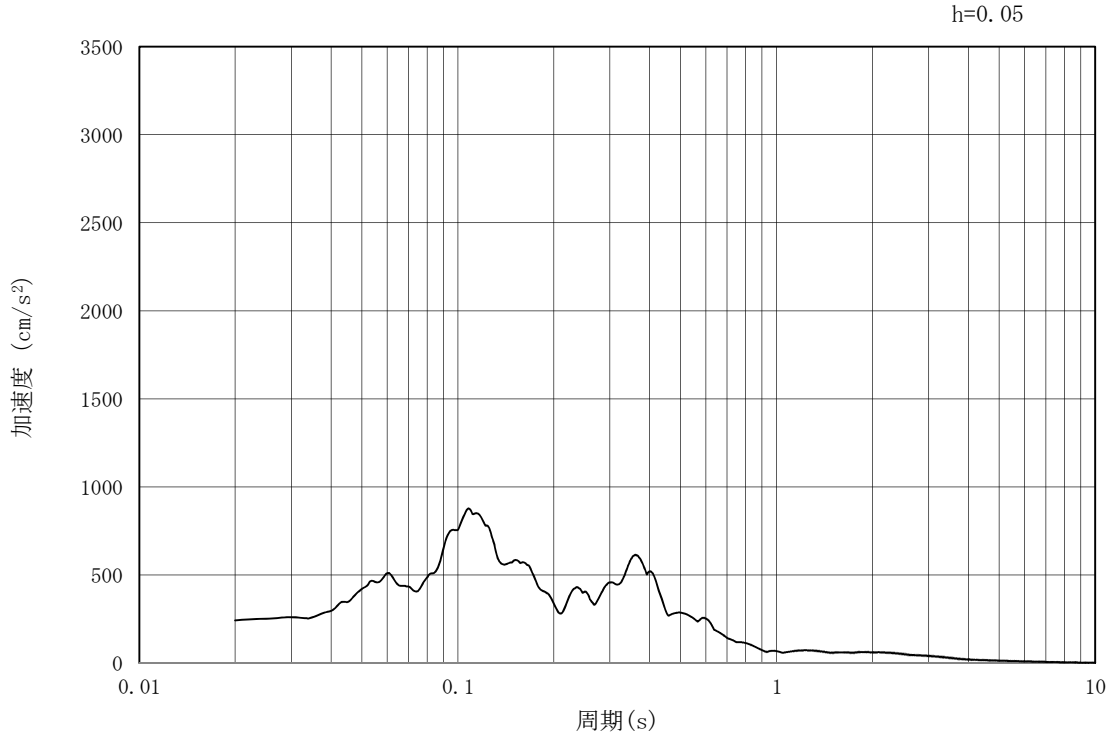


(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3 (15)　管軸直角方向の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a)　加速度時刻歴波形



(b)　加速度応答スペクトル

図 3.3－3（16）　管軸直角方向の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

3.3.2　許容限界の設定

(1)　構造部材に対する許容限界

a.　杭基礎の鋼製桁及び鋼管杭

屋外二重管基礎の構造部材となる杭基礎の鋼製桁及び鋼管杭は，許容応力度法による照査を基本とする。許容応力度については，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 24 年 3 月）に基づき，表 3.3-1 のとおり設定する。なお，表 3.3-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 3.3-1　許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm^2)
鋼製桁	SM570*	許容引張応力度，許容圧縮応力度 σ_{ca}	382.5
		許容せん断応力度 τ_a	217.5
鋼管杭	SM570*	許容引張応力度，許容圧縮応力度 σ_{ca}	382.5
		許容せん断応力度 τ_a	217.5

注記　＊：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 24 年 3 月）

b.　地盤改良体

地盤改良体の健全性に係る許容限界は，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）に基づき，表 3.3-2 のとおり，すべり安全率 1.2 とする。

表 3.3-2　地盤改良体の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2

(2)　基礎地盤の支持力に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については，構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。屋外二重管の基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，以下のように算定する。

a.　杭基礎部

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，Ⅴ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，極限支持力を設定する。なお，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

$$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i$$

ここで，

R_u ：　地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：　杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

注記　＊：q_uはKm層の非排水せん断強度×2

A ：　杭先端面積（m^2）

U ：　杭の周長（m）

L_i ：　周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：　周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

b． 地盤改良部

地盤改良部における接地圧に対する許容限界は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで，

q_d ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）

c ：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2）

注記 ＊：c は，Km 層の非排水せん断強度

γ_1 ：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2 ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3）

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β ：表 3.3－3 に示す基礎底面の形状係数

D ：基礎幅（m）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

N_c，N_q，N_γ：図 3.3－4 に示す支持力係数

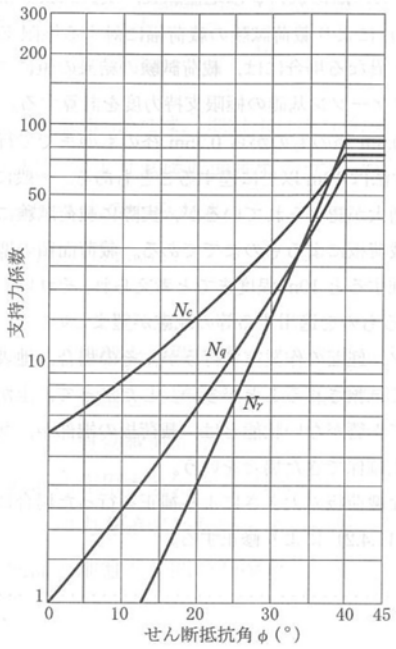
表 3.3－3 基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）

ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

「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 24 年 3 月）」より」



「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 24 年 3 月)」より」

図 3.3－4　支持力係数を求めるグラフ

3.4　評価結果

3.4.1　地震応答解析結果

屋外二重管基礎のうち杭基礎部の基準地震動Ｓｓによる断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 3.4－1～図 3.4－3 に示す。本図は，鋼管杭及び鋼製桁の曲げ応力及びせん断応力が最大となる時刻の断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 3.4－4～図 3.4－7 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 3.4－8～図 3.4－11 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（1）　A断面の地震時断面力（S_s－D１〔H＋，V＋〕）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（2）　A断面の地震時断面力（S_s－D１〔H＋，V－〕）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（3）　A断面の地震時断面力（S_s－D１〔H－，V＋〕）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（4）　A断面の地震時断面力（S_s－D１〔H－，V－〕）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（5）　A断面の地震時断面力（S_s－１１）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（6）　A断面の地震時断面力（S_s－１２）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（7）　A断面の地震時断面力（S_s－１３）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（8）　A断面の地震時断面力（S_s－１４）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（9）　A断面の地震時断面力（S_s－２１）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（10）　A断面の地震時断面力（S_s－２２）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（11）　A断面の地震時断面力（S_s－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

追而

曲げモーメント分布図　　軸力分布図

(a)　曲げ応力最大時刻（t=●●.●●s）

(b)　せん断応力最大時刻（t=●●.●●s）

図 3.4－1（12）　A断面の地震時断面力（S_s－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 3.4－2（1）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－2（2）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 3.4－2（3）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 3.4－2（4）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 3.4－2（5）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１）

図 3.4－2（6）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２）

図 3.4－2（7）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３）

図 3.4－2（8）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４）

図 3.4－2（9）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１）

図 3.4－2（10）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２）

図 3.4－2（11）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－2（12）　Ｂ断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 3.4－3（1）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－D１〔H＋，V＋〕）

図 3.4－3（2）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－D１〔H＋，V－〕）

図 3.4－3（3）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－D１〔H－，V＋〕）

図 3.4－3（4）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－D１〔H－，V－〕）

図 3.4－3（5）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－１１）

図 3.4－3（6）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－１２）

図 3.4－3（7）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－１３）

図 3.4－3（8）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－１４）

図 3.4－3（9）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－２１）

図 3.4－3（10）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－２２）

図 3.4－3（11）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－３１〔H＋，V＋〕）

図 3.4－3（12）　C断面（杭基礎部）の地震時断面力（S_s－３１〔H－，V＋〕）

追而

図 3.4－4（1）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－4（2）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 3.4－4（3）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 3.4－4（4）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 3.4－4（5）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 3.4－4（6）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 3.4－4（7）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 3.4－4（8）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 3.4－4（9）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 3.4－4（10）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 3.4－4（11）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－4（12）　A断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 3.4－5（1）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－5（2）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H＋, V－〕）

図 3.4－5（3）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H－, V＋〕）

図 3.4－5（4）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H－, V－〕）

図 3.4－5（5）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－１１）

図 3.4－5（6）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－１２）

図 3.4－5（7）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－１３）

図 3.4－5（8）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－１４）

図 3.4－5（9）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－２１）

図 3.4－5（10）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－２２）

図 3.4－5（11）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－5（12）　B断面の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔H－, V＋〕）

追而

図 3.4－6（1）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－6（2）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H＋, V－〕）

図 3.4－6（3）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H－, V＋〕）

図 3.4－6（4）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H－, V－〕）

図 3.4－6（5）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１１）

図 3.4－6（6）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１２）

図 3.4－6（7）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１３）

図 3.4－6（8）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１４）

図 3.4－6（9）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－２１）

図 3.4－6（10）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－２２）

図 3.4－6（11）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－6（12）　C断面（杭基礎部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔H－, V＋〕）

追而

図 3.4－7（1）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－7（2）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H＋, V－〕）

図 3.4－7（3）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H－, V＋〕）

図 3.4－7（4）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－D１〔H－, V－〕）

図 3.4－7（5）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１１）

図 3.4－7（6）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１２）

図 3.4－7（7）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１３）

図 3.4－7（8）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－１４）

図 3.4－7（9）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－２１）

図 3.4－7（10）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－２２）

図 3.4－7（11）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－7（12）　C断面（地盤改良部）の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔H－, V＋〕）

追而

図 3.4－8（1）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－8（2）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１〔H＋, V－〕）

図 3.4－8（3）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１〔H－, V＋〕）

図 3.4－8（4）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－D１〔H－, V－〕）

図 3.4－8（5）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－１１）

図 3.4－8（6）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－１２）

図 3.4－8（7）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－１３）

図 3.4－8（8）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－１４）

図 3.4－8（9）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－２１）

図 3.4－8（10）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－２２）

図 3.4－8（11）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－３１〔H＋, V＋〕）

図 3.4－8（12）　A断面の過剰間隙水圧比分布（S_s－３１〔H－, V＋〕）

追而

図 3.4－9（1）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－9（2）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 3.4－9（3）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 3.4－9（4）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 3.4－9（5）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 3.4－9（6）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 3.4－9（7）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 3.4－9（8）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 3.4－9（9）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 3.4－9（10）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 3.4－9（11）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－9（12）　Ｂ断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 3.4－10（1）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－10（2）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 3.4－10（3）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 3.4－10（4）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 3.4－10（5）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 3.4－10（6）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 3.4－10（7）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 3.4－10（8）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 3.4－10（9）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 3.4－10（10）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 3.4－10（11）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－10（12）　Ｃ断面（杭基礎部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 3.4－11（1）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－11（2）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 3.4－11（3）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 3.4－11（4）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 3.4－11（5）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 3.4－11（6）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 3.4－11（7）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 3.4－11（8）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 3.4－11（9）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 3.4－11（10）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 3.4－11（11）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 3.4－11（12）　Ｃ断面（地盤改良部）の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

3.4.2　耐震評価結果（追而）

(1)　鋼管杭及び鋼製桁の評価結果

a.　曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表3.4－1に，曲げに対する照査結果を表3.4－2に示す。鋼管杭及び鋼製桁に対して許容応力度法による照査を行った結果，曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 3.4－1　鋼管杭及び鋼製桁（SM570）の断面諸元

構造物	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
鋼管杭				
鋼製桁				

追而

表 3.4－2（1）　曲げに対する安全率（A断面）

地盤	地震動	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋	鋼管杭					
	S_s－D１＋－	鋼管杭					
	S_s－D１－＋	鋼管杭					
	S_s－D１－－	鋼管杭					
	S_s－１１	鋼管杭					
	S_s－１２	鋼管杭					
	S_s－１３	鋼管杭					
	S_s－１４	鋼管杭					
	S_s－２１	鋼管杭					
	S_s－２２	鋼管杭					
	S_s－３１＋＋	鋼管杭					
	S_s－３１－＋	鋼管杭					

追而

表 3.4－2（2）　曲げに対する安全率（B断面）

地盤	地震動	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－D１＋－	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－D１－＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－D１－－	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１１	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１２	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１３	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１４	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					

追而

表 3.4－2（3）　曲げに対する安全率（B断面）

地盤	地震動	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－２１	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－２２	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－３１＋＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－３１－＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					

追而

表 3.4－2（4）　曲げに対する安全率（C断面・杭基礎部）

地盤	地震動	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－D１＋－	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－D１－＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－D１－－	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１１	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１２	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１３	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－１４	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					

追而

表 3.4－2（5）　曲げに対する安全率（C断面・杭基礎部）

地盤	地震動	検討対象	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－２１	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－２２	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－３１＋＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					
	S_s－３１－＋	鋼製桁					
		鋼管杭（左）					
		鋼管杭（右）					

追而

b.　せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 3.4－1 に，せん断に対する照査結果を表 3.4－3 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

追而

表 3.4－3（1）　せん断に対する安全率（A断面）

地盤	地震動		検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋		鋼管杭				
	S_s－D１＋－		鋼管杭				
	S_s－D１－＋		鋼管杭				
	S_s－D１－－		鋼管杭				
	S_s－１１		鋼管杭				
	S_s－１２		鋼管杭				
	S_s－１３		鋼管杭				
	S_s－１４		鋼管杭				
	S_s－２１		鋼管杭				
	S_s－２２		鋼管杭				
	S_s－３１＋＋		鋼管杭				
	S_s－３１－＋		鋼管杭				

追而

表 3.4－3（2）　せん断に対する安全率（Ｂ断面）

地盤	地震動	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－Ｄ１＋＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－Ｄ１＋－	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－Ｄ１－＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－Ｄ１－－	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１１	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１２	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１３	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１４	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				

追而

表 3.4－3（3）　せん断に対する安全率（Ｂ断面）

地盤	地震動	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－２１	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－２２	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－３１＋＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－３１－＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				

追而

表 3.4－3（4）　せん断に対する安全率（C断面・杭基礎部）

地盤	地震動	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－D１＋－	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－D１－＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－D１－－	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１１	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１２	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１３	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－１４	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				

追而

表 3.4－3（5）　せん断に対する安全率（C断面・杭基礎部）

地盤	地震動	検討対象	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－２１	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－２２	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－３１＋＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				
	S_s－３１－＋	鋼製桁				
		鋼管杭（左）				
		鋼管杭（右）				

追而

(2)　地盤改良体の評価結果

屋外二重管を支持する地盤改良体に対するすべり評価結果を表 3.4－4 に示す。地盤改良体に対してすべり安全率による照査を行った結果，最小すべり安全率が必要安全率を確保することを確認した。なお，最小すべり安全率は，想定したすべり線のうち，各地震動において最小となる値を示している。

表 3.4－4　地盤改良体のすべりに対する安全率（C断面・地盤改良部）

地盤	地震動	すべり安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋		
	S_s－D１＋－		
	S_s－D１－＋		
	S_s－D１－－		
	S_s－１１		
	S_s－１２		
	S_s－１３		
	S_s－１４		
	S_s－２１		
	S_s－２２		
	S_s－３１＋＋		
	S_s－３１－＋		

追而

(3)　基礎地盤の支持力に対する評価結果

a.　杭基礎部

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 3.4－5 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果，接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 3.4－5（1）　極限支持力に対する安全率（A断面）

地盤	地震動	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力 (kN/m^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋				
	S_s－D１＋－				
	S_s－D１－＋				
	S_s－D１－－				
	S_s－１１				
	S_s－１２				
	S_s－１３				
	S_s－１４				
	S_s－２１				
	S_s－２２				
	S_s－３１＋＋				
	S_s－３１－＋				

追而

表 3.4－5（2）　極限支持力に対する安全率（B断面）

地盤	地震動	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力 (kN/m^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋				
	S_s－D１＋－				
	S_s－D１－＋				
	S_s－D１－－				
	S_s－１１				
	S_s－１２				
	S_s－１３				
	S_s－１４				
	S_s－２１				
	S_s－２２				
	S_s－３１＋＋				
	S_s－３１－＋				

表 3.4－5（3）　極限支持力に対する安全率（C断面・杭基礎部）

地盤	地震動	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力 (kN/m^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋				
	S_s－D１＋－				
	S_s－D１－＋				
	S_s－D１－－				
	S_s－１１				
	S_s－１２				
	S_s－１３				
	S_s－１４				
	S_s－２１				
	S_s－２２				
	S_s－３１＋＋				
	S_s－３１－＋				

追而

b.　地盤改良部

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 3.4－6 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果，接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 3.4－6　極限支持力に対する安全率（C断面・地盤改良部）

地盤	地震動	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力 (kN/m^2)	安全率	判定
平均剛性	S_s－D１＋＋				
	S_s－D１＋－				
	S_s－D１－＋				
	S_s－D１－－				
	S_s－１１				
	S_s－１２				
	S_s－１３				
	S_s－１４				
	S_s－２１				
	S_s－２２				
	S_s－３１＋＋				
	S_s－３１－＋				

3.5　まとめ（追而）

4.　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の耐震安全性評価

4.1　評価方法

常設代替高圧電源装置置場（以下，「電源装置置場」という。）は，軽油貯蔵タンク等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また，EL.－21.0 m 階は西側淡水貯水設備として使用する。電源装置置場について基準地震動Ｓ$_s$による耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力度又は発生せん断力が許容限界を超えないことを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，地震応答解析に基づく最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.2　評価条件

4.2.1　適用基準

電源装置置場の耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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）等に準拠するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）を参考とする。

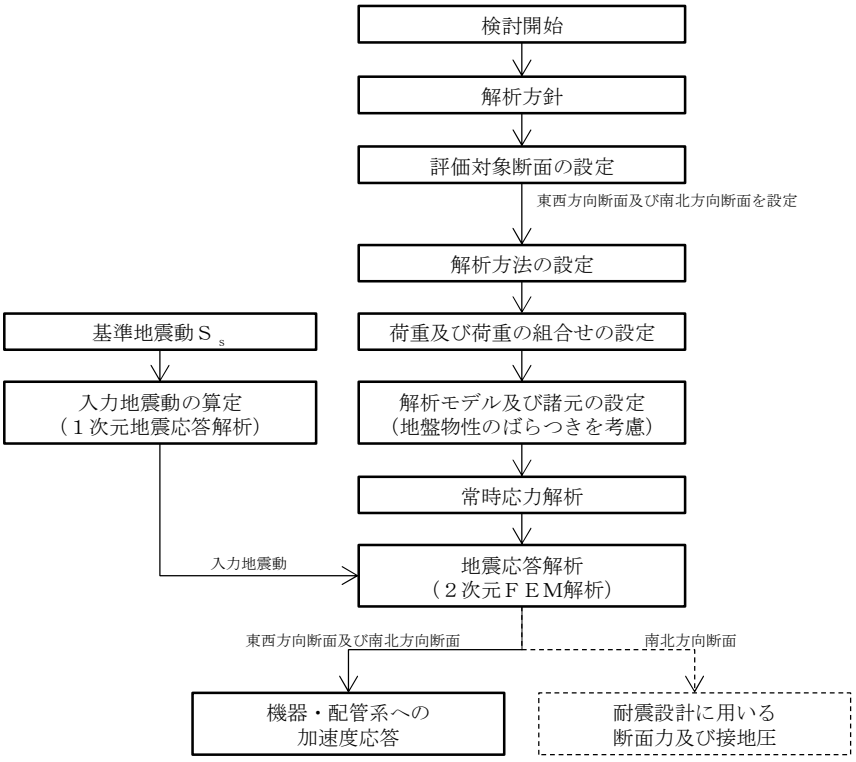
表 4.2－1 に参考とする主な基準を示す。

表 4.2－1　参考とする主な基準等

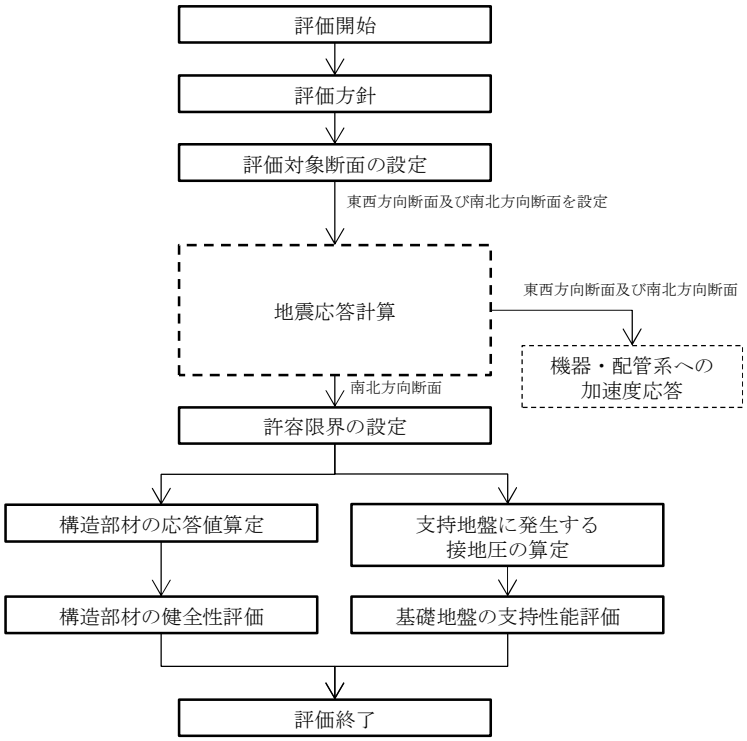
項目	参考とする主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	―
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

4.2.2　耐震安全性評価フロー

図 4.2－1 に電源装置置場の耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 4.2－1　電源装置置場の耐震安全性評価フロー

4.2.3　評価対象断面の方向

電源装置置場の位置を図 4.2－2 及び図 4.2－3 に示す。

電源装置置場は，延長 56.5 m の鉄筋コンクリート造である。表 4.2－2 に示すとおり，電源装置置場の東西方向は，側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸断面方向となる。一方，南北方向は，耐震設計上見込める構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，電源装置置場の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である南北方向を評価対象断面の方向とする。

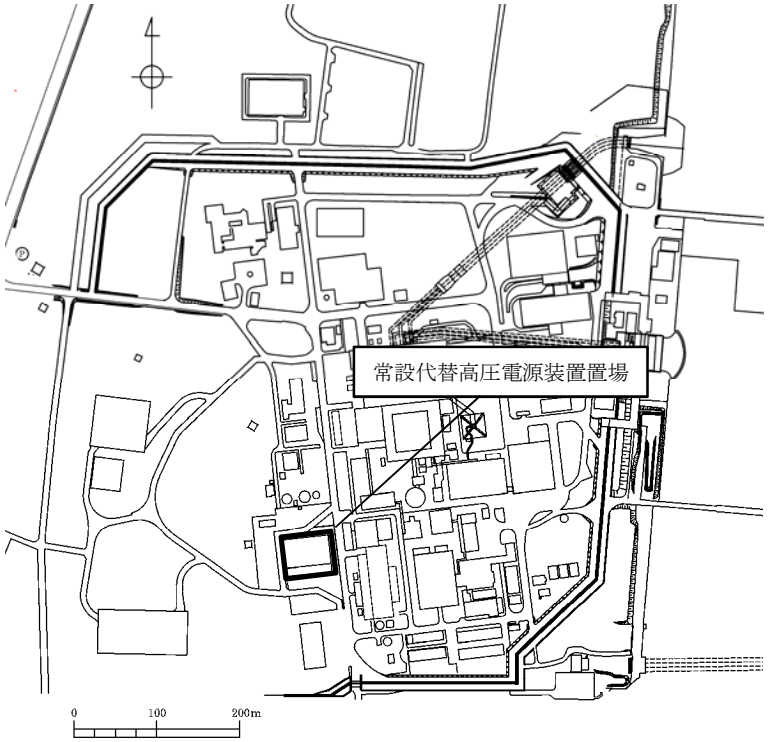
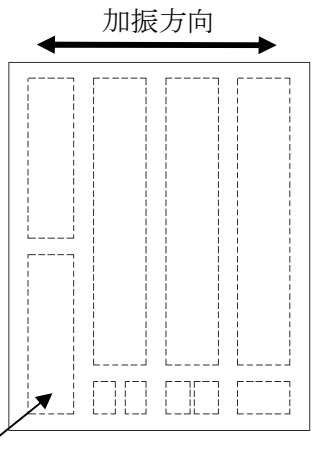
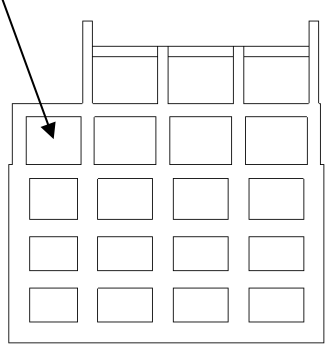
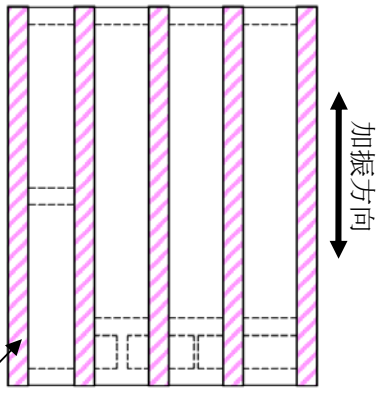
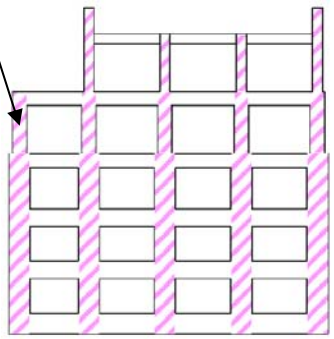


図 4.2－2　電源装置置場の位置図（全体平面図）

図 4.2－3　電源装置置場の位置図（拡大図）

表 4.2－2　電源装置置場の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
電源装置置場	  ⇒弱軸断面方向	 加振方向平行な耐震評価上，側壁及び隔壁の変形抑制効果を考慮できる  ⇒強軸断面方向

4.2.4　評価対象断面の選定

図 4.2－4 及び図 4.2－5 に電源装置置場の平面図及び断面図を示す。

電源装置置場は，延長 56.5m の鉄筋コンクリート造である。東西方向に対して複数の断面形状を示すが，基本的には多層多連ボックスカルバート状のラーメン構造にて構成されている。

評価対象断面は，「1.4.4　常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の断面選定の考え方」で記載したとおり，常設代替高圧電源装置，軽油貯蔵タンク及び西側淡水貯水設備が上載しており，地震荷重による影響が大きく，構造的にも弱軸断面方向となる⑤－⑤断面を代表として耐震評価を実施する。なお，①－①断面，②－②断面，③－③断面及び④－④断面に側壁及び隔壁の耐震壁として効果を見込んだ 1 断面（東西方向断面）についても，設備の床応答算出の観点から地震応答解析を実施する。

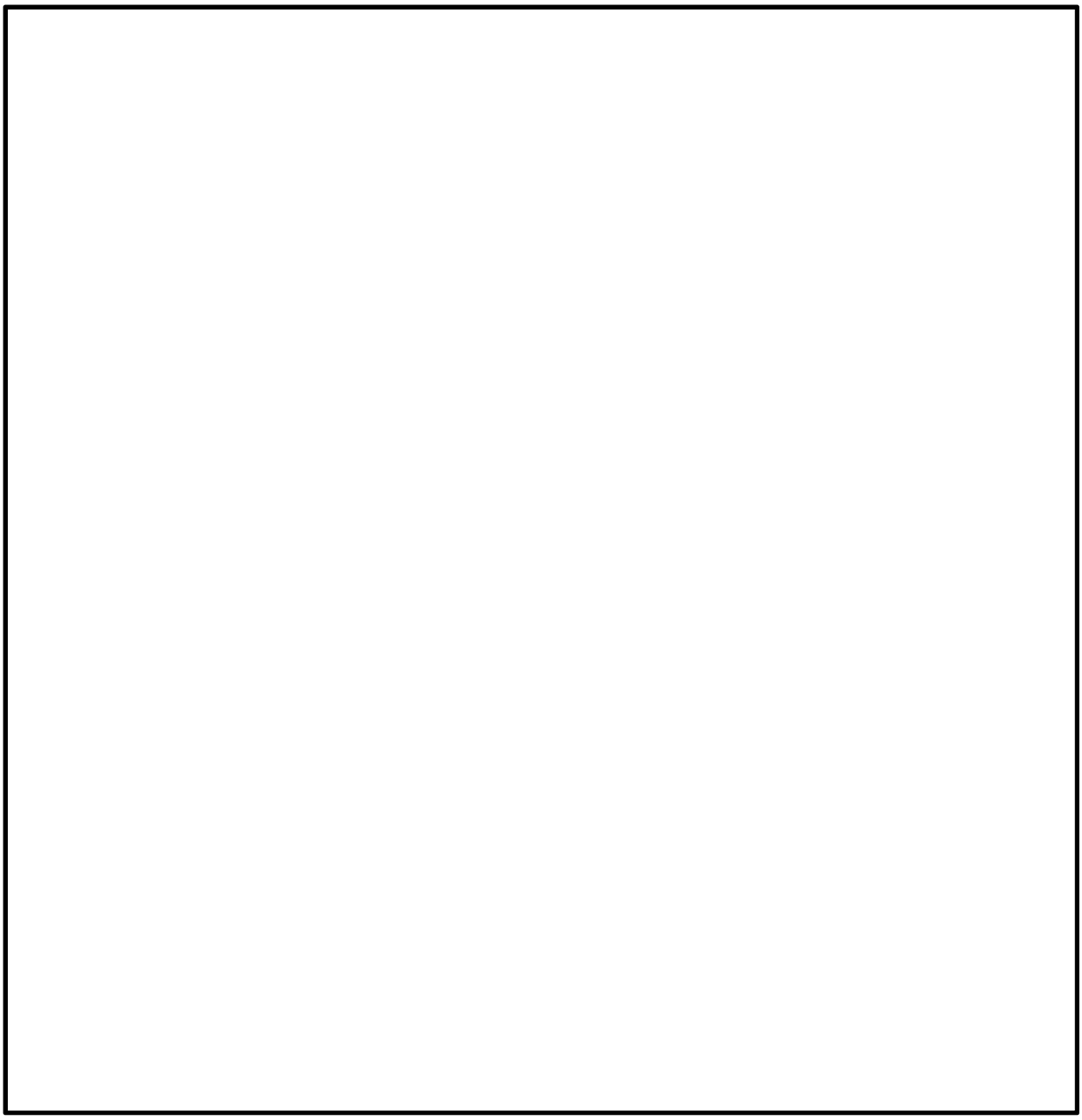


図 4.2－4 (1)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL. ＋11.0 m, 常設代替高圧電源装置及び水密扉)

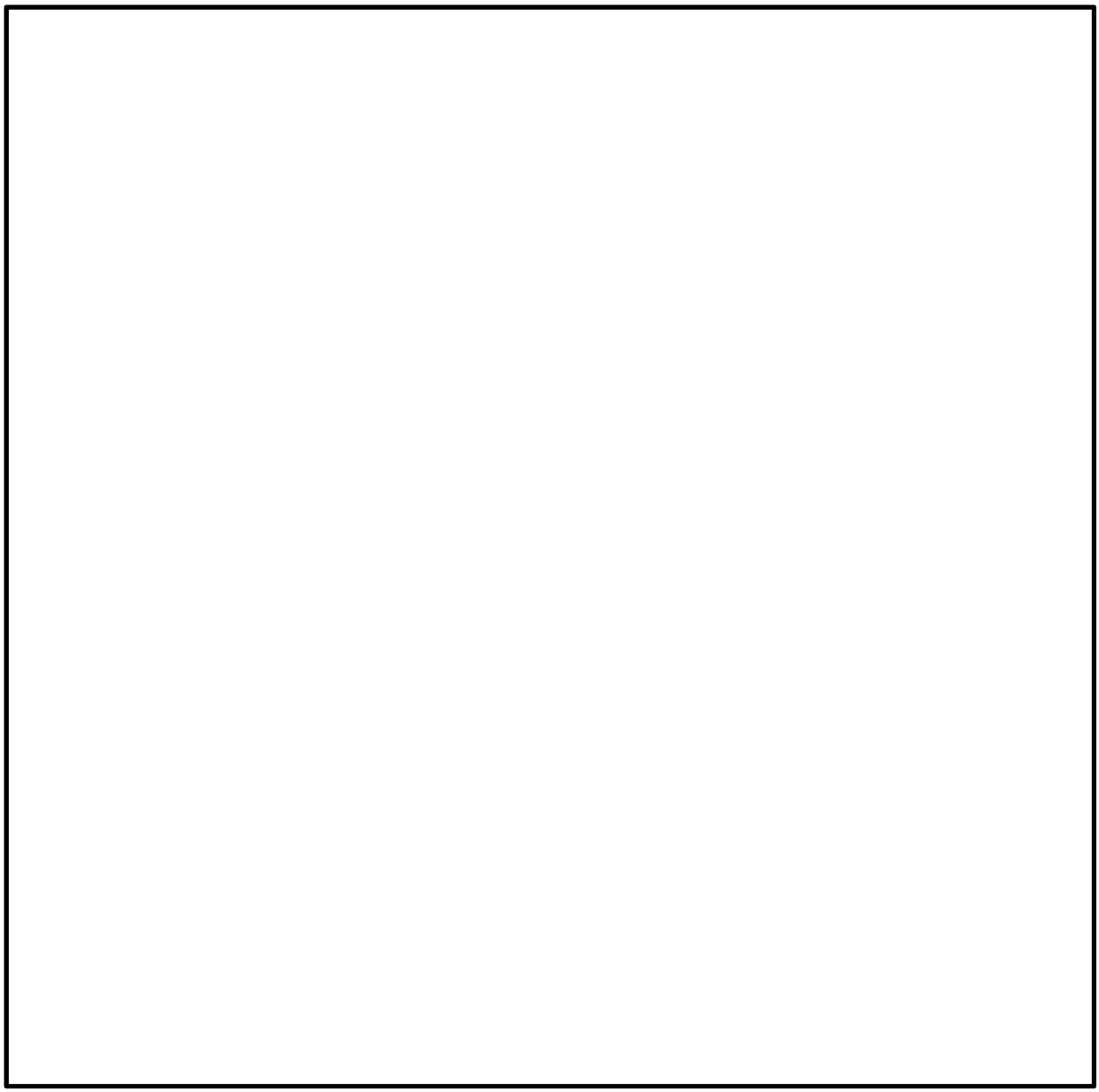


図 4.2－4 (2)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL.＋2.0 m, 軽油貯蔵タンク)

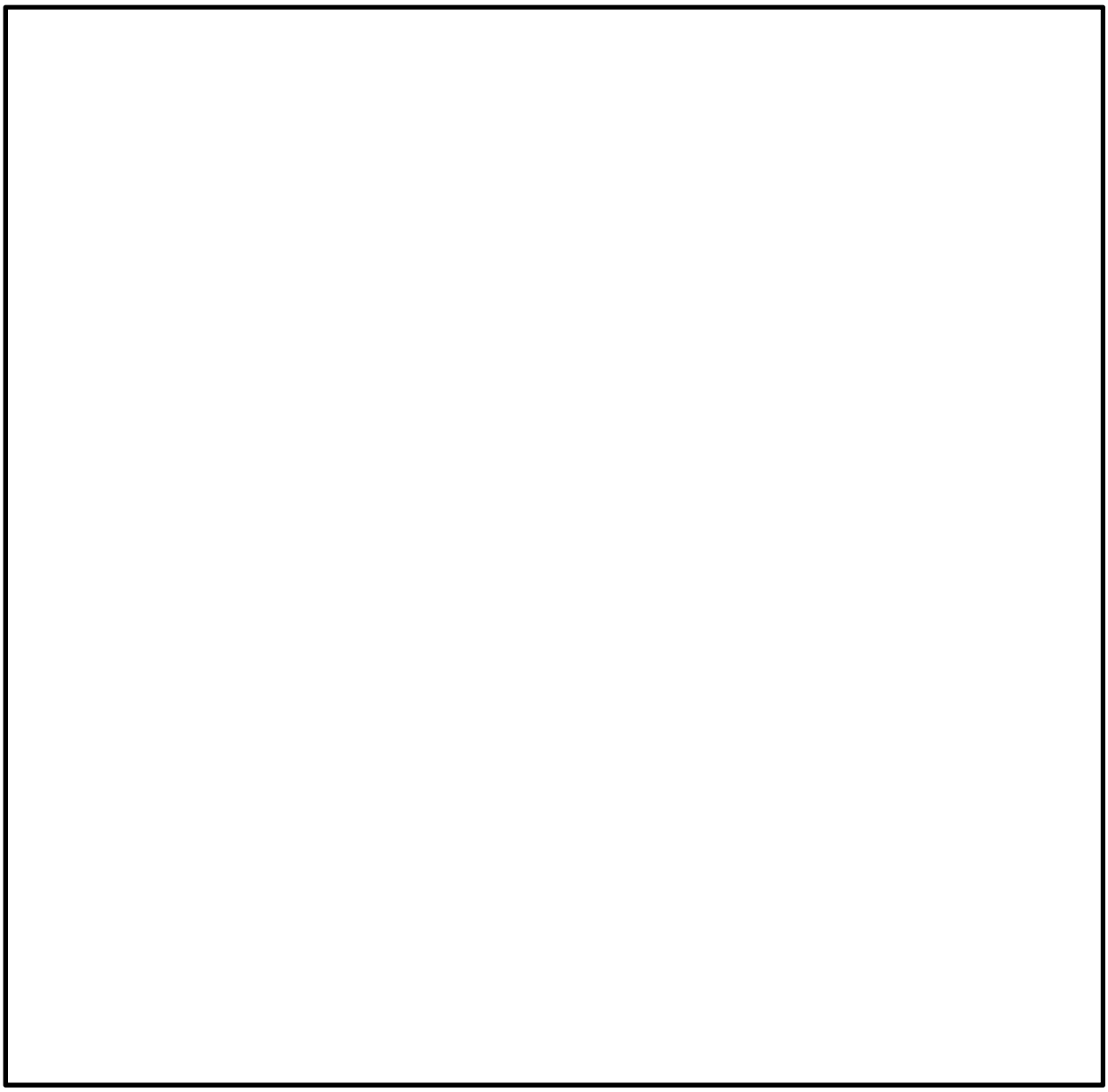


図 4.2－4 (3)　電源装置置場の設備概略位置図
(EL.－21.0 m, 西側淡水貯水設備)

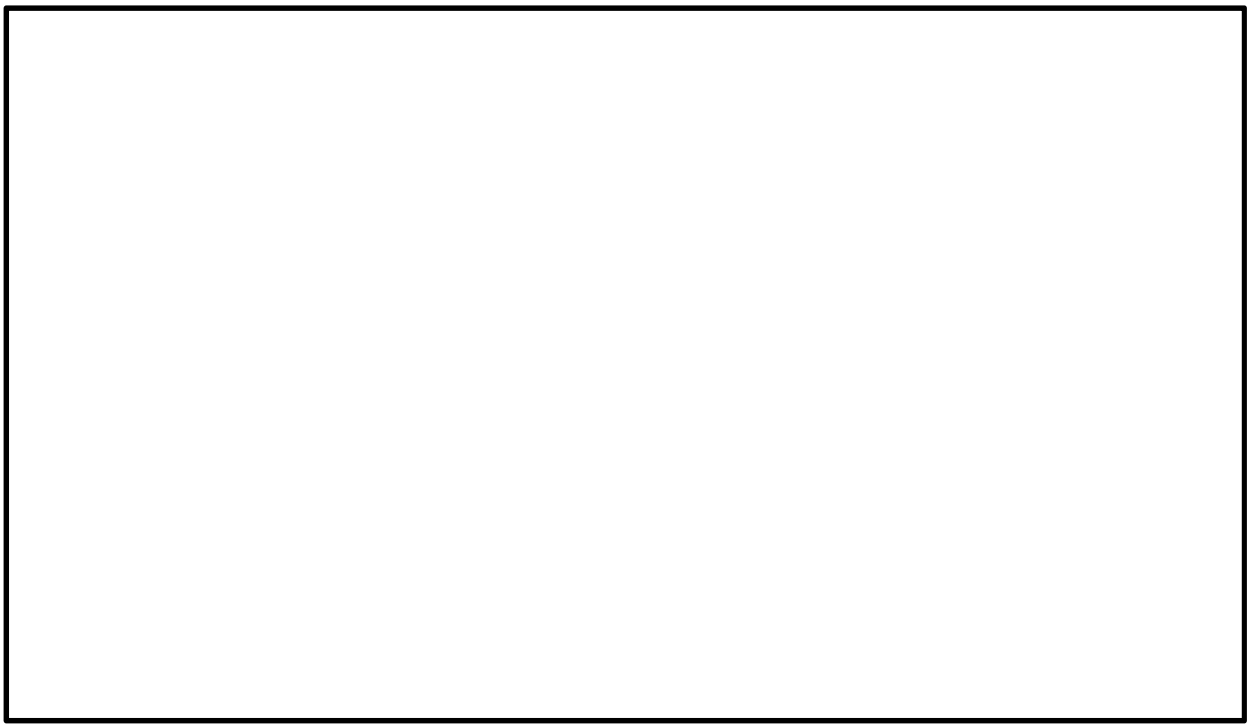


図 4.2－5（1）　電源装置置場の断面図（①－①断面）

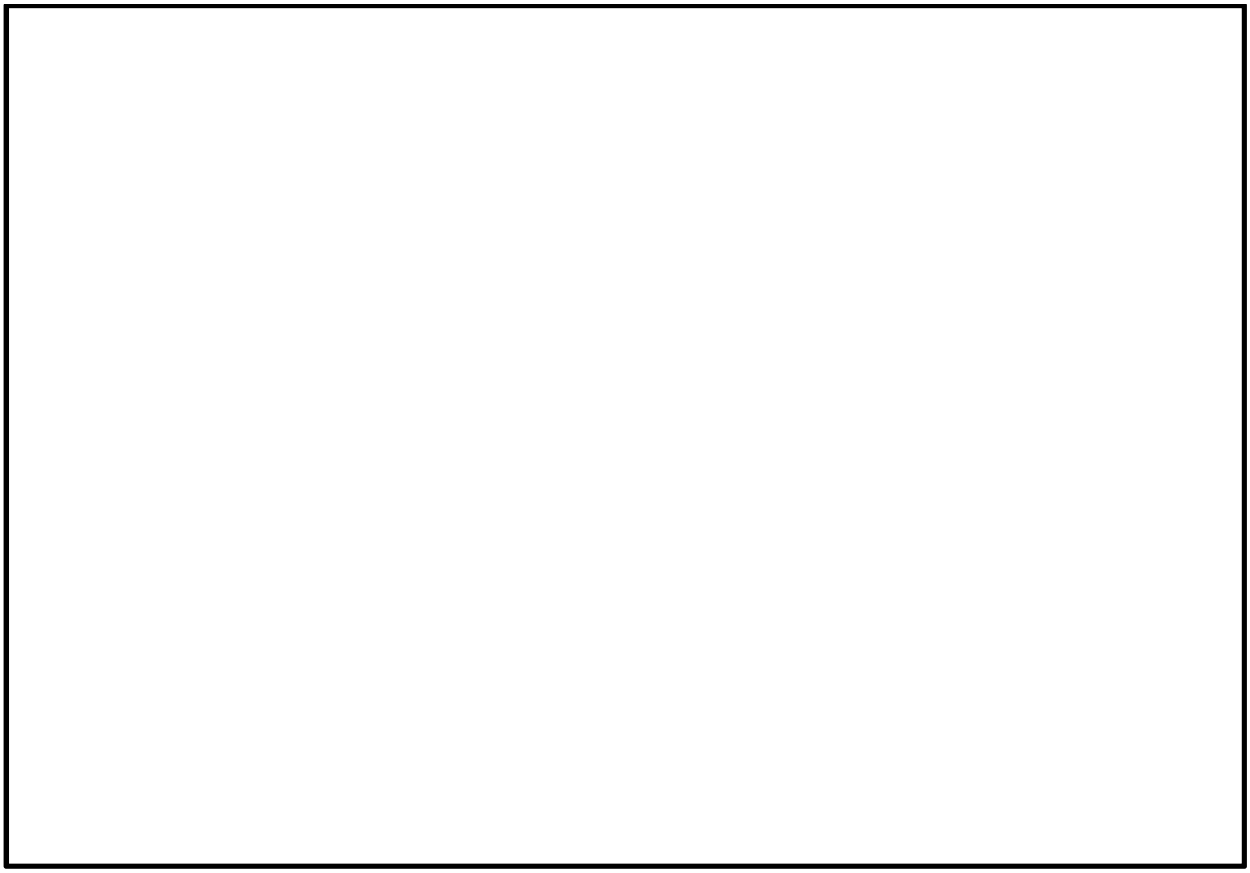


図 4.2－5（2）　電源装置置場の断面図（②－②断面）

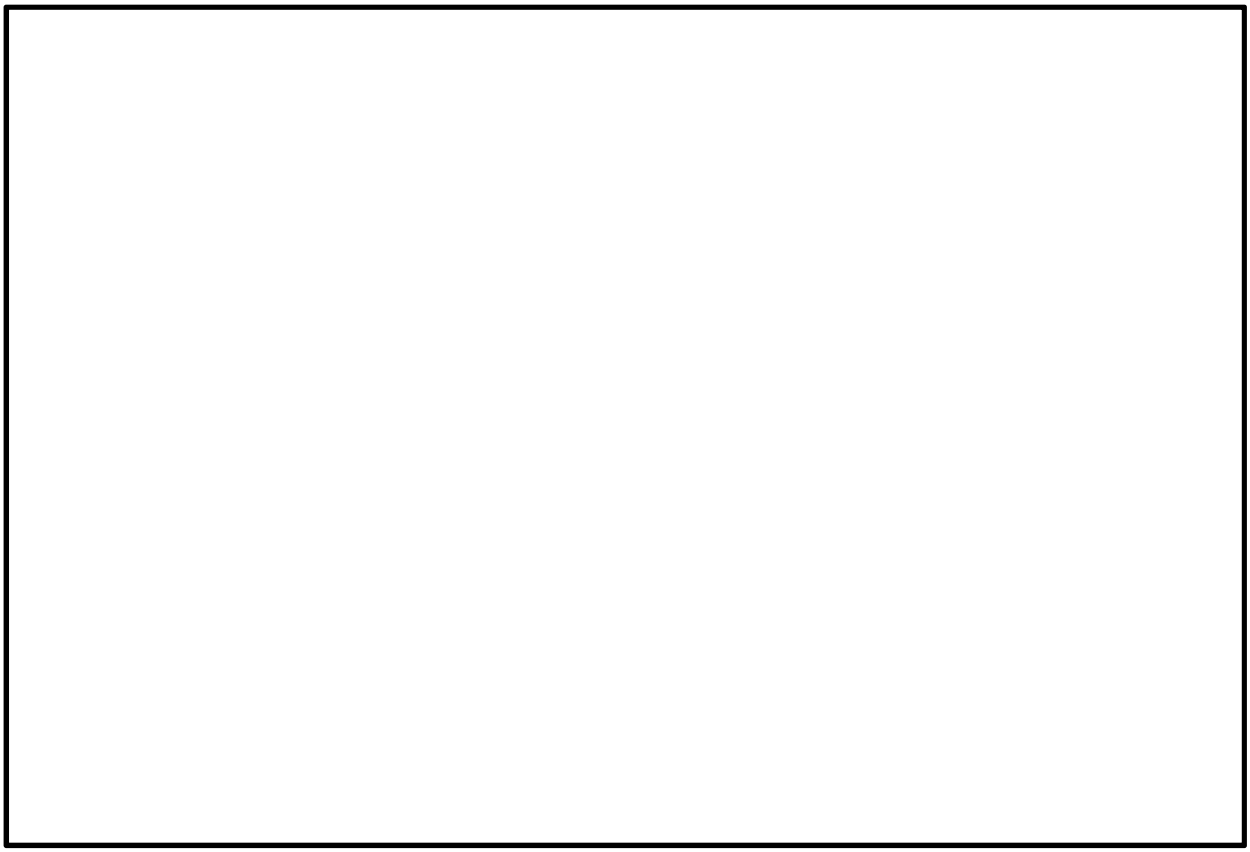


図 4.2－5（3）　電源装置置場の断面図（③－③断面）

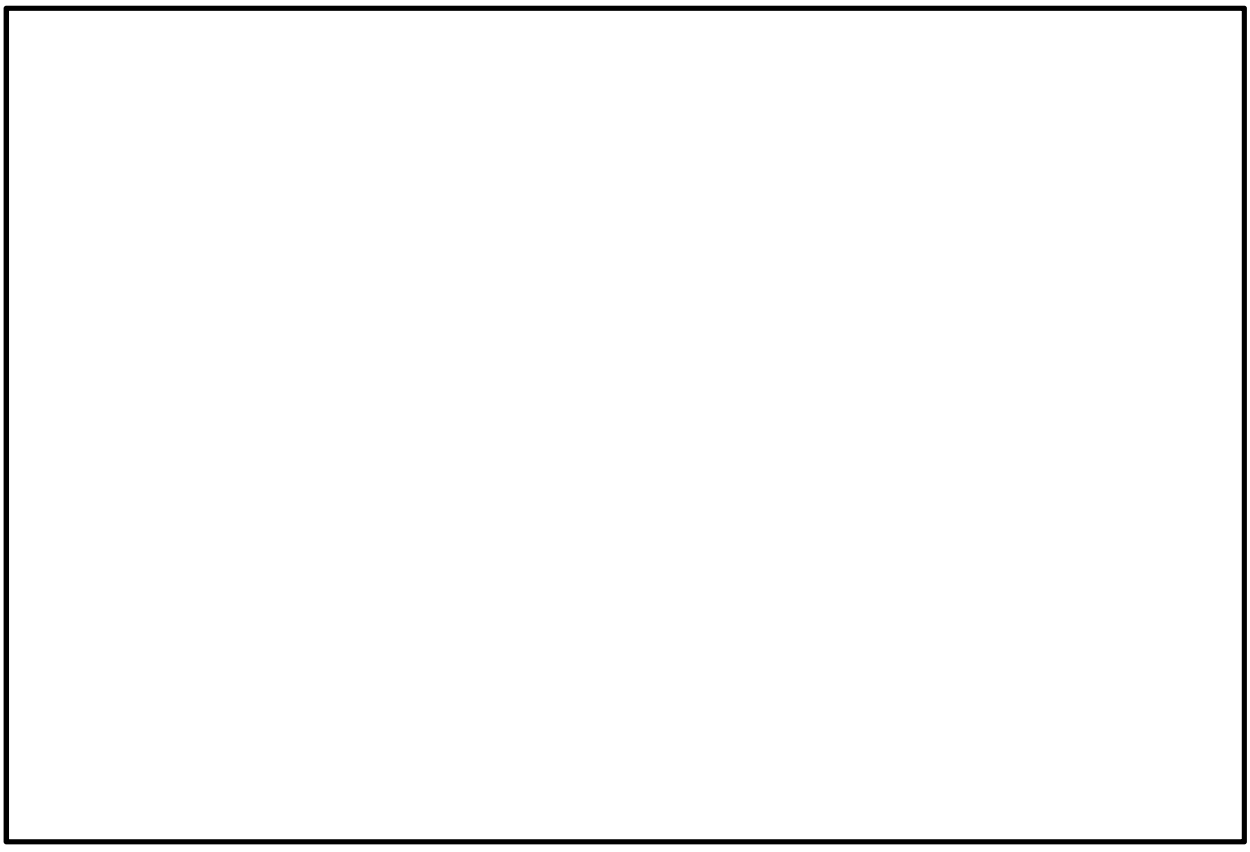


図 4.2－5（4）　電源装置置場の断面図（④－④断面）

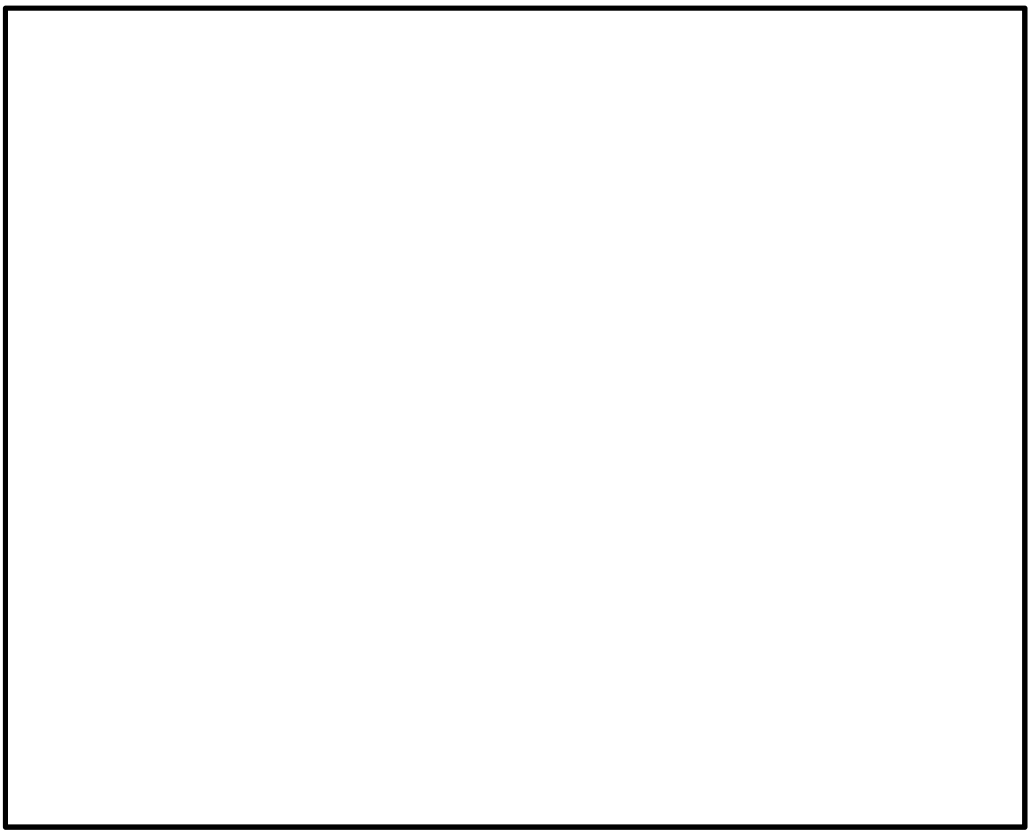


図 4.2－5（5）　電源装置置場の断面図（⑤－⑤断面）

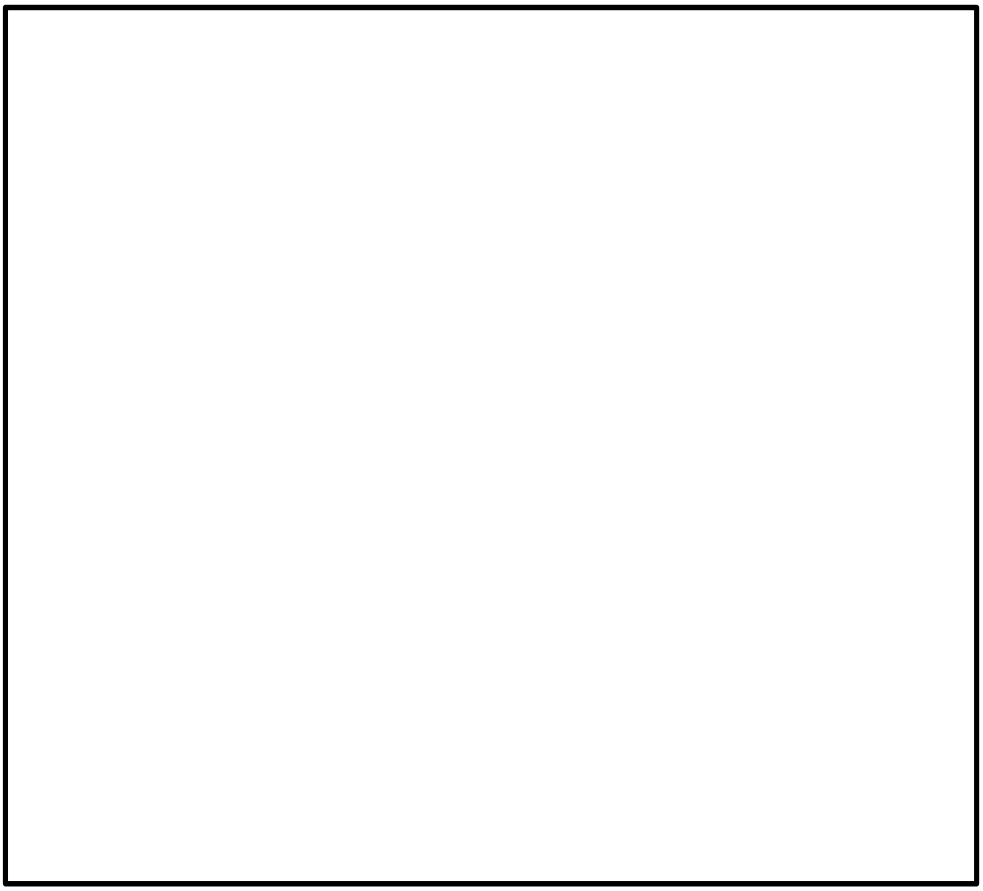


図 4.2－5（6）　電源装置置場の断面図（⑥－⑥断面）

4.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 4.2－3 に，材料物性値を表 4.2－4 に示す。

地盤の諸定数は，Ⅴ-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。なお，地盤については，液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 4.2－5 に示す。

表 4.2－3　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD390，SD490

表 4.2－4　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

表 4.2－5(1)　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 4.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 4.2－5 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)			密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5	～	10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5	～	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5	～	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5	～	7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5	～	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5	～	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5	～	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5	～	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5	～	2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5	～	1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5	～	0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5	～	-0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5	～	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5	～	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	～	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	～	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5	～	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	～	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5	～	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5	～	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11	～	-9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13	～	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	～	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	～	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	～	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	～	-19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	～	-21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	～	-23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27	～	-25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29	～	-27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31	～	-29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33	～	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	～	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	～	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	～	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	～	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	～	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45	～	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47	～	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49	～	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51	～	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	～	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55	～	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	～	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	～	-57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	～	-59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63	～	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65	～	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67	～	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69	～	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71	～	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	～	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75	～	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77	～	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79	～	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81	～	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85	～	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90	～	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95	～	-90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101	～	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108	～	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115	～	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122	～	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130	～	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

4.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4.2.7　地震応答解析手法

電源装置置場の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」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，付録24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 4.2－6 に示す。

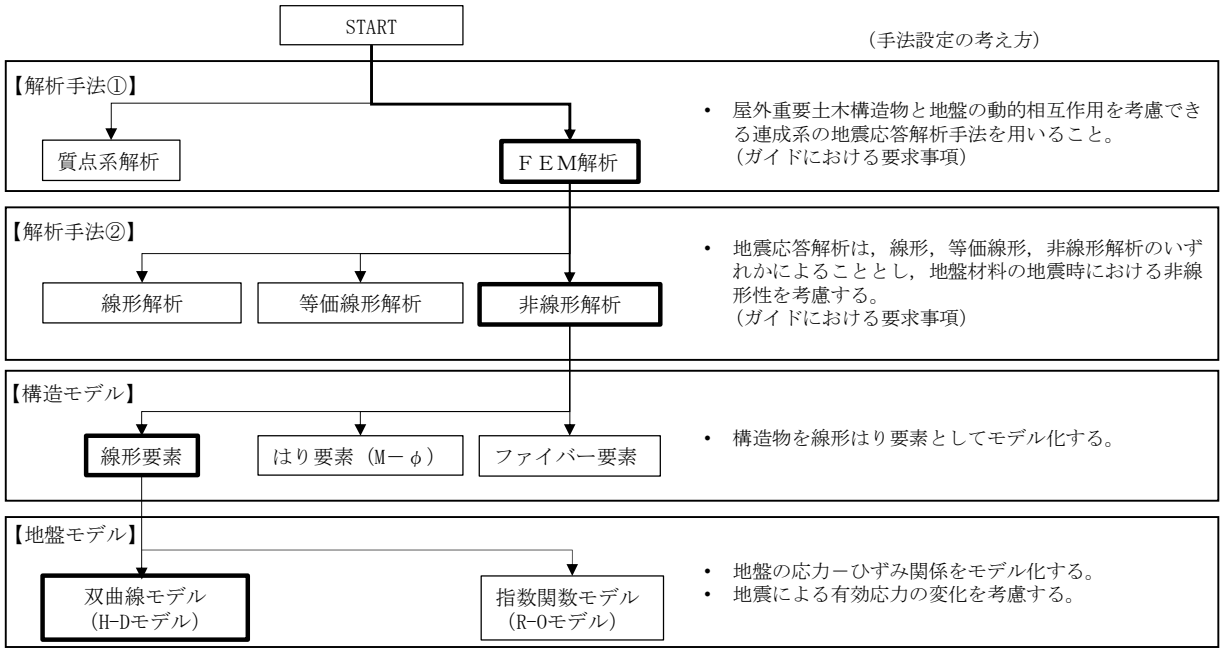


図 4.2－6　地震応答解析手法の選定フロー

(1)　双曲線モデル（H-D モデル）の選定について

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には，これら２つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には，双曲線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき，かつ，上限値を有効応力の関数とすることができる。一方，指数関数モデル（R-O モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

4.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 4.2－7 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

電源装置置場周辺の地質断面図を図 4.2－8 に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については，土木学会マニュアルに基づき設定する。地盤については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 4 または 5 分割以上になるように要素高さを設定している（ただし，要素高さが 1m 以下となる場合は 1m としている）。構造物の要素分割は，過度に粗くすると，地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため，要素長さを部材の断面厚さの 2.0 倍以下になるように設定するよう土木学会マニュアルには記載しているが，構造物のモデル化については 1 倍程度以下になるように設定している。

電源装置置場の地震応答解析モデルを図 4.2－9 に示す。

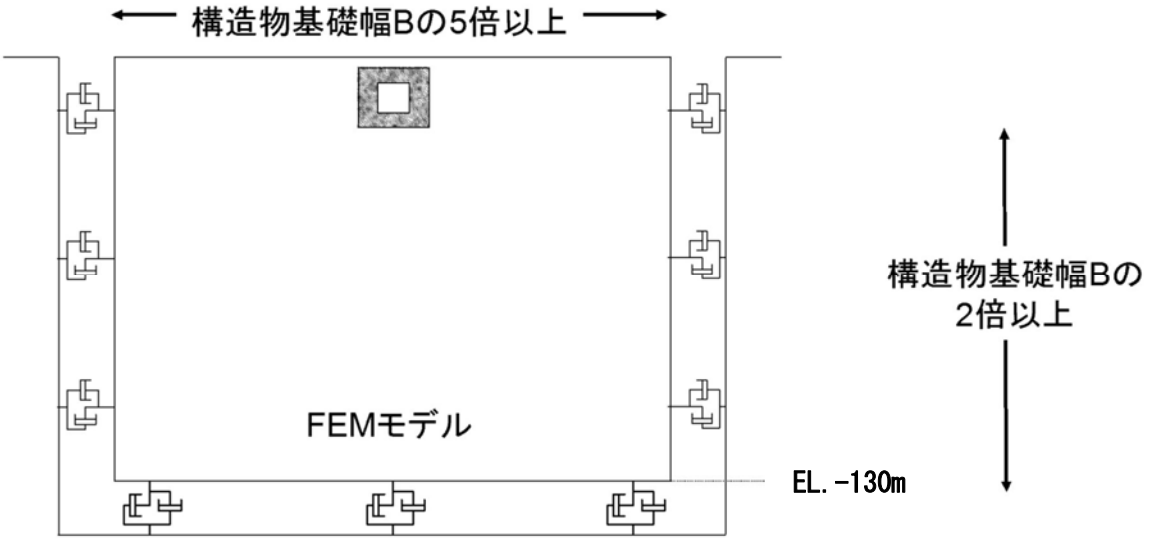


図 4.2－7　モデル範囲の考え方

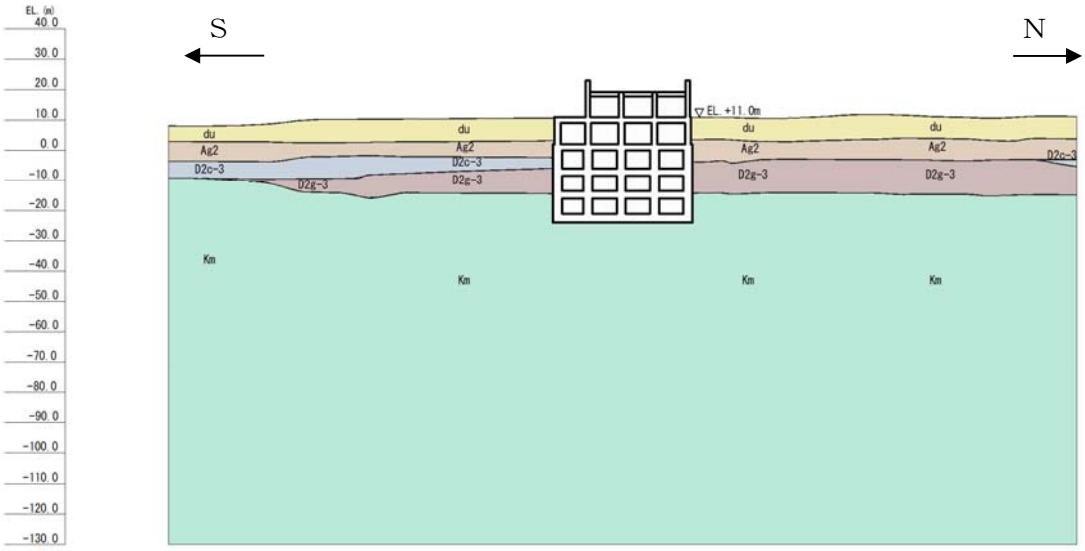


図 4.2－8（1）　地質断面図（南北方向⑤－⑤断面）

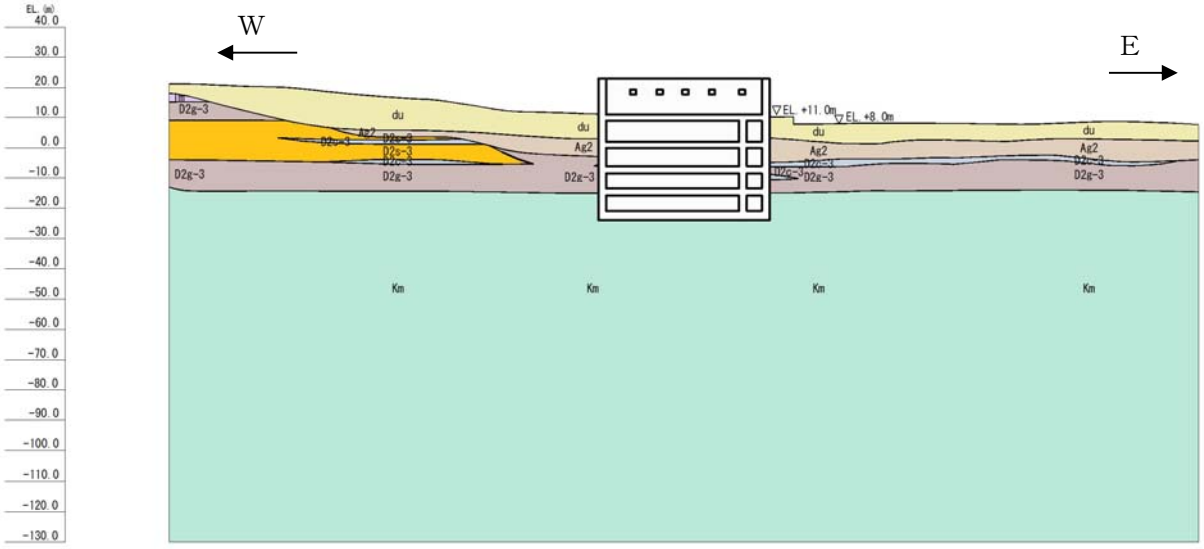


図 4.2－8（2）　地質断面図（東西方向断面）

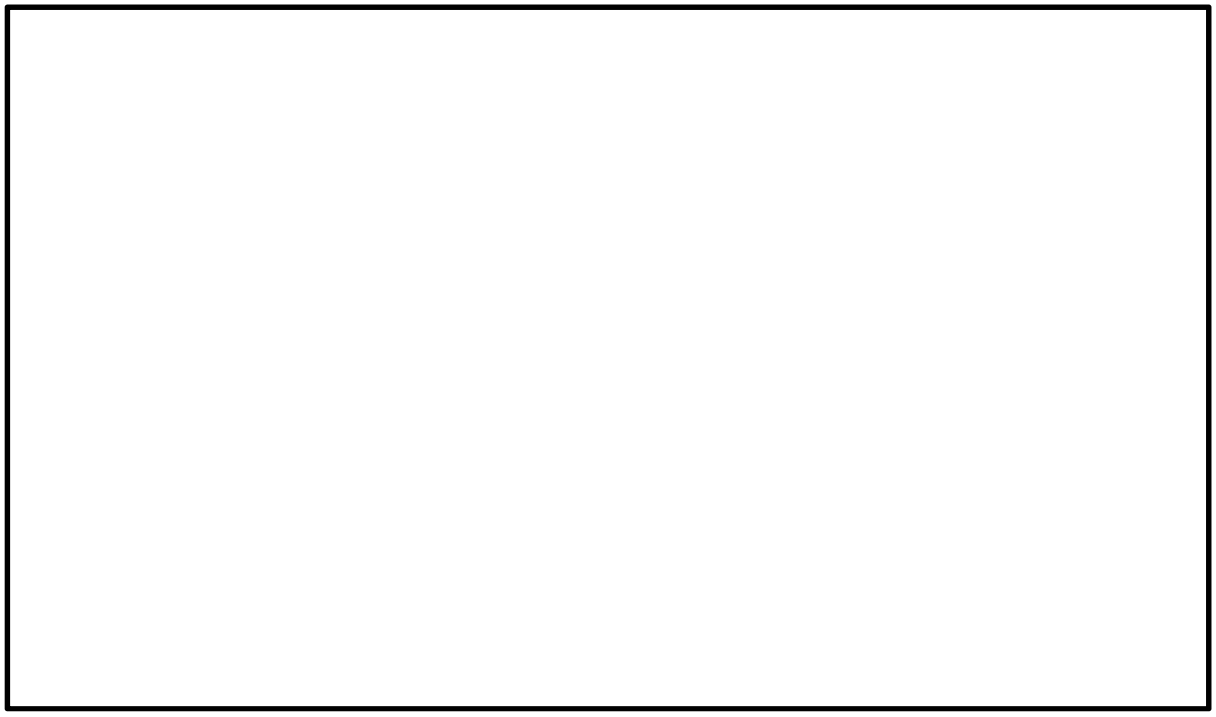


図 4.2－9（1）　電源装置置場の地震応答解析モデル（南北方向⑤－⑤断面）

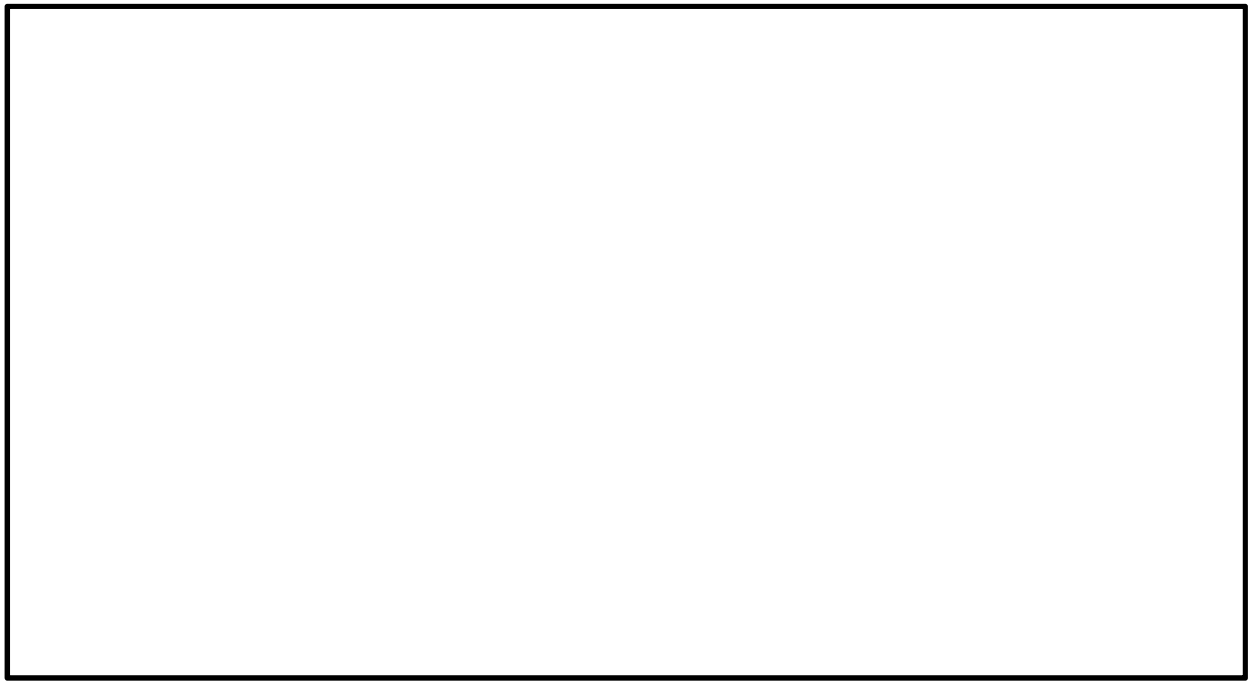


図 4.2－9（2）　電源装置置場の地震応答解析モデル（東西方向断面）

(2)　ジョイント要素の設定

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表4.2－6参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：付着力

ϕ　：内部摩擦角

表4.2－6　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	du層	0	37.3	－
	Ag2層	0	37.4	－
	D2c-3層	0.026	35.6	－
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－

z：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表4.2－7のとおり設定する。図4.2－10にジョイント要素設定の考え方を示す。

表4.2－7　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s (kN/m^3)	圧縮剛性k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（南北方向⑤－⑤断面）　　（東西方向断面）

：ジョイント要素

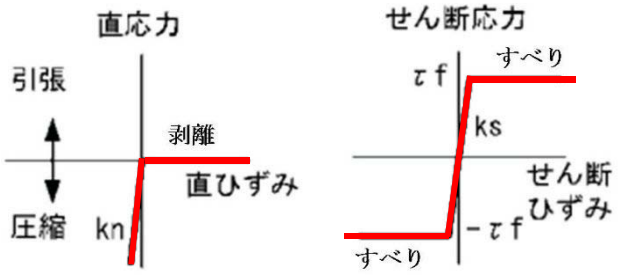


図 4.2－10　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

南北方向⑤－⑤断面については，鉄筋コンクリートの部材は線形はり要素を用いてモデル化する。

東西方向断面については，鉄筋コンクリートのスラブ部材等は線形はり要素を用いてモデル化し，耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

構造部材は，線形はり要素によりモデル化する。

4.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。材料ごとに減衰を設定するために要素剛性比例型としている。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数
h　：各材料の減衰定数

減衰定数については，コンクリート5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987記載），地盤1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。

図4.2－11にRayleigh減衰の設定フローを，表4.2－8に固有値解析結果を示す。

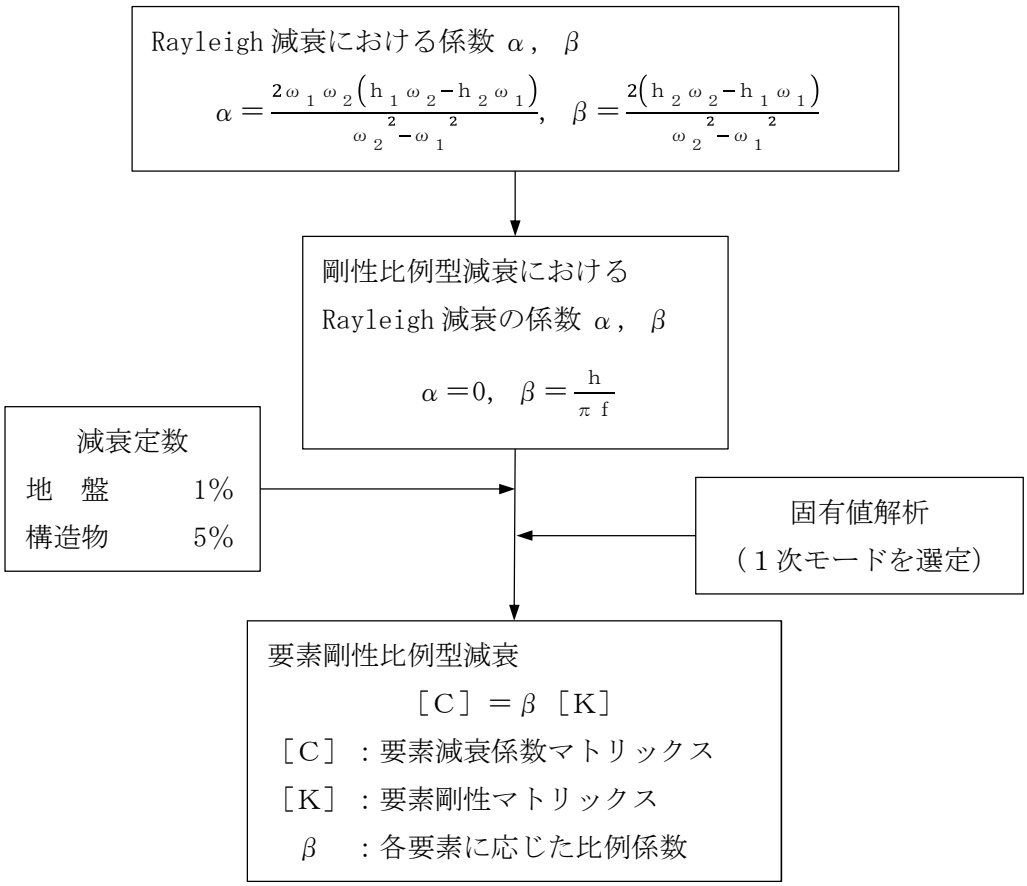


図 4.2－11　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 4.2－8　固有値解析結果（追而）

4.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管からの反力による荷重が含まれるものとする。

風荷重以外の変動荷重（温度荷重）については，発電所の立地特性を考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組み合せる荷重としては除外した。

なお，電源装置置場は，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 4.2－9 に示す。

地震時に電源装置置場に作用する機器・配管からの反力については，機器・配管を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 4.2－9　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・貯水槽の水位に応じた静水圧として考慮 ・淡水の密度を考慮
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		風荷重	○	・風荷重を考慮*
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様

＊：　風荷重の影響は最も厳しい照査結果の地震波に対して別途検討する。

(1)　機器・配管荷重

a.　南北方向⑤－⑤断面

図 4.2－12 に⑤－⑤断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。

EL. ＋11.0 m レベルには，常設代替高圧電源装置及びシンダーコンクリート荷重として 17.13 t/m を考慮する。

地下 1F の区画 1 の床面については，単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重 4.00 t/m を考慮する。

地下 1F の区画 2 及び区画 3 の床面については，単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重及び仕切壁の質量としてそれぞれ 3.50 t/m^2 及び 3.92 t/m^2 を考慮する。

地下 1F の区画 4 には軽油貯蔵タンクが設置される。軽油貯蔵タンク及び中詰砂については，鉛直動による単位奥行き当たり質量として床面に 10.46 t/m^2 を，水平動による単位奥行き当たり質量として左右の壁に 5.98 t/m^2 ずつを作用させる。

地下 3F の床面については，単位奥行き当たりで最も重い機器・配管荷重として 0.10 t/m を考慮する。

その他，配管等が設置される壁及び天井については，単位奥行き当たりの配管荷重を作用させる。

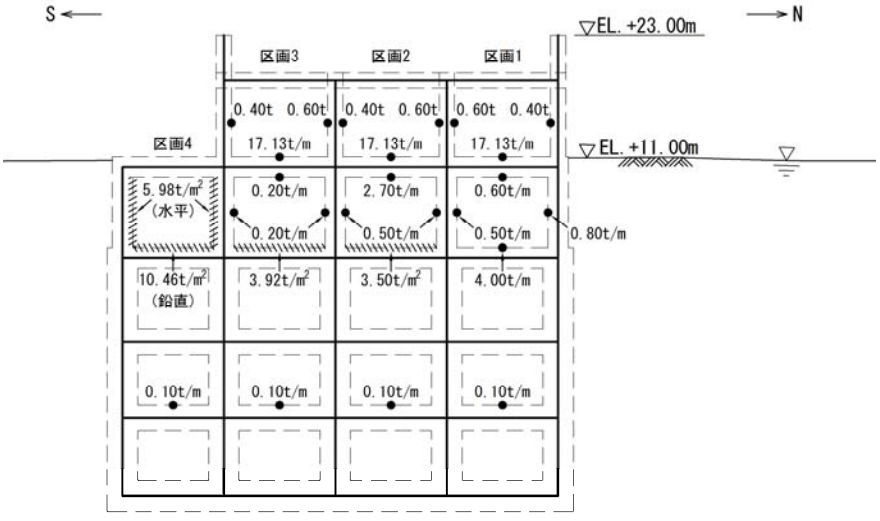


図 4.2－12　機器・配管荷重図（南北方向⑤－⑤断面）

b.　東西方向断面

図 4.2－13 に東西方向断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。

EL.＋11.0 m レベルには，常設代替高圧電源装置，シンダーコンクリート荷重及び全機器・配管荷重として 0.66 t/m^2 を考慮する。

地下 1F の床面については，単位奥行き当たりの軽油貯蔵タンク，仕切壁及び全機器・配管荷重として 2.20 t/m^2 を考慮する。

最下階の床面については，単位奥行き当たりの全機器・配管荷重として 0.35 t/m を考慮する。

縦穴の壁については，単位奥行き当たりの仕切壁及び全機器・配管荷重を考慮する。

その他，配管等が設置される壁及び天井については，単位奥行き当たりの配管荷重を作用させる。

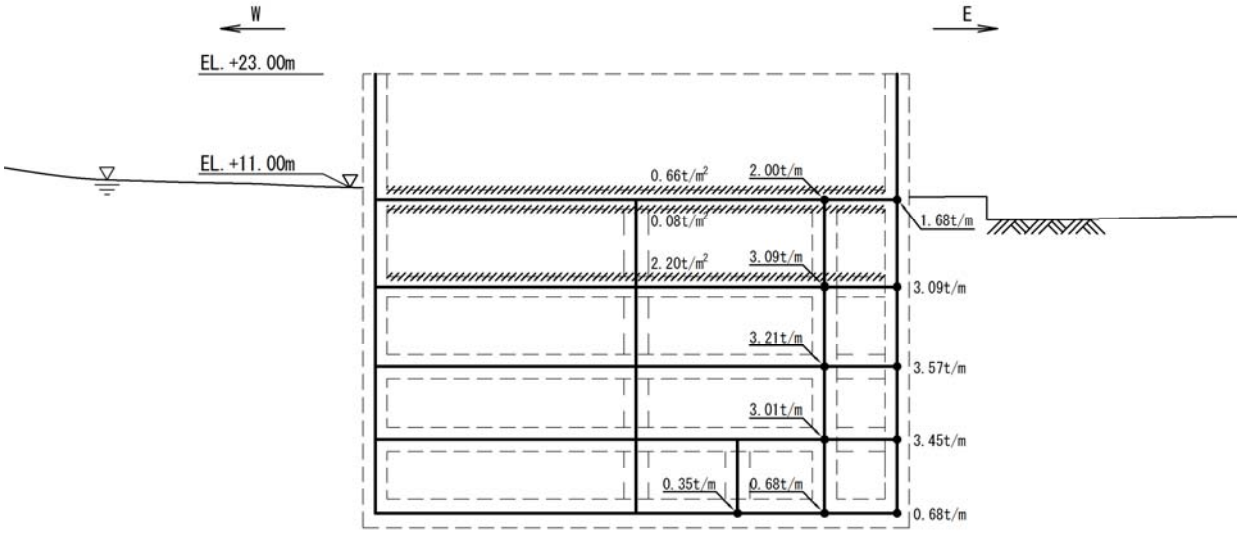


図 4.2－13　機器・配管荷重図（東西方向断面）

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm^3 を考慮する。

(3)　内水圧

電源装置置場の最下階には西側淡水貯水設備が設置されるため，EL.－16.00 m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は淡水の密度として，1.00 g/cm^3 を考慮する。

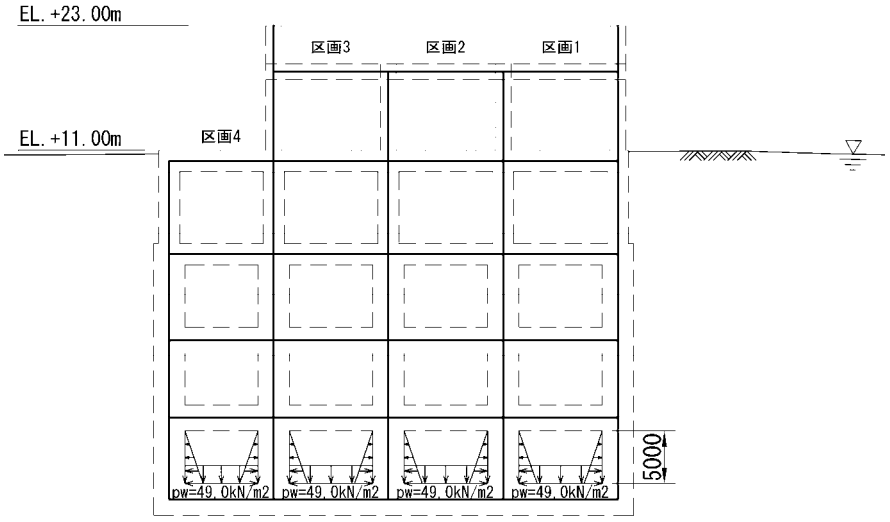


図 4.2－14（1）　内水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

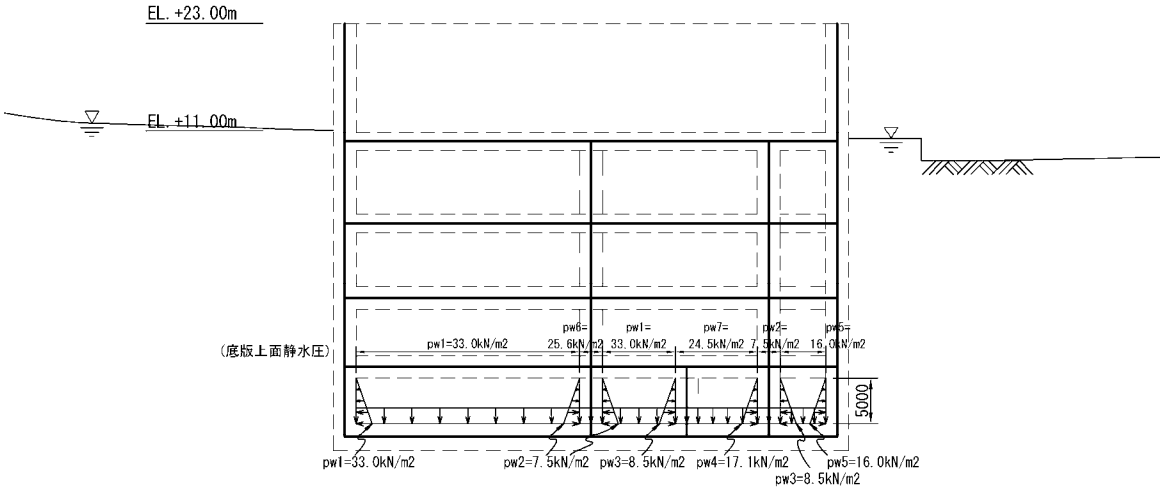


図 4.2－14（2）　内水圧図（東西方向断面）

(4)　雪荷重

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m^2/cm として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

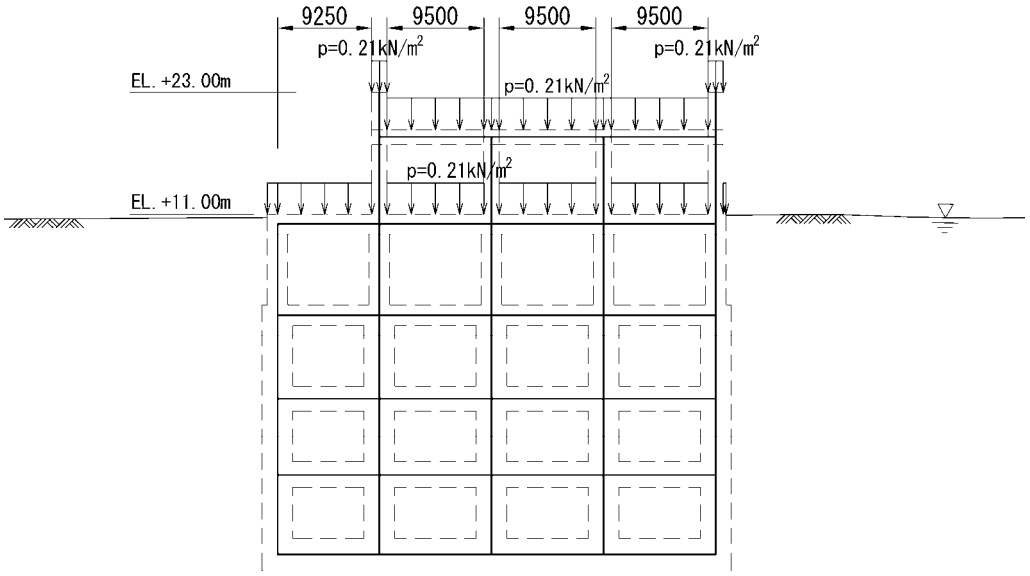


図 4.2－15（1）　雪荷重図（南北方向⑤－⑤断面）

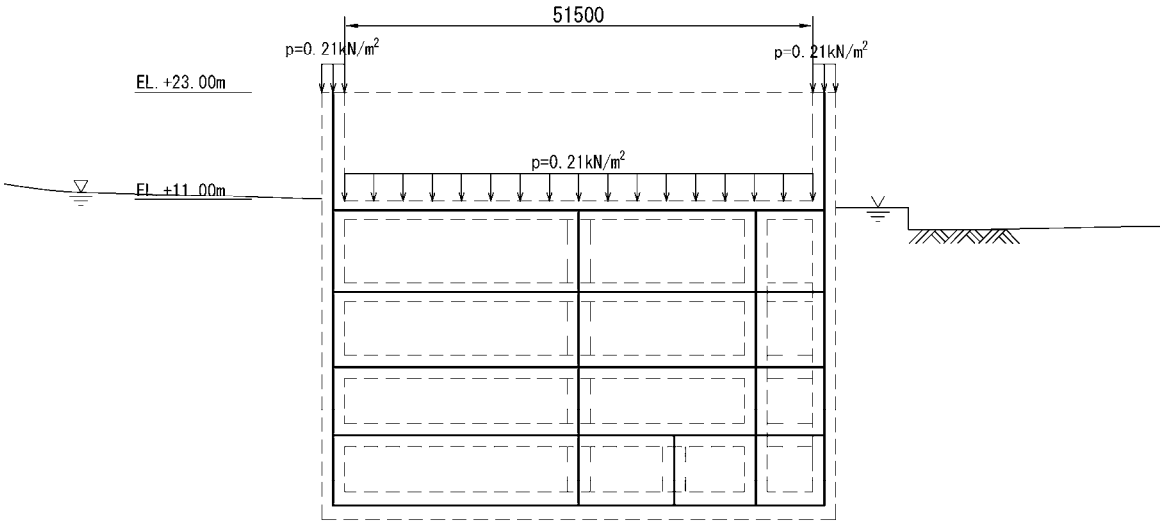


図 4.2－15（2）　雪荷重図（東西方向断面）

(5)　動水圧

電源装置置場の最下階には西側淡水貯水設備が設置されるため，EL.-16.00 m を水面とした動水圧を付加質量として設定し，地震時の影響を考慮する。設定の際は淡水の密度として，1.00 g/cm³を考慮する。

なお，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下のスラブに半分ずつ等しく作用させるものとする。

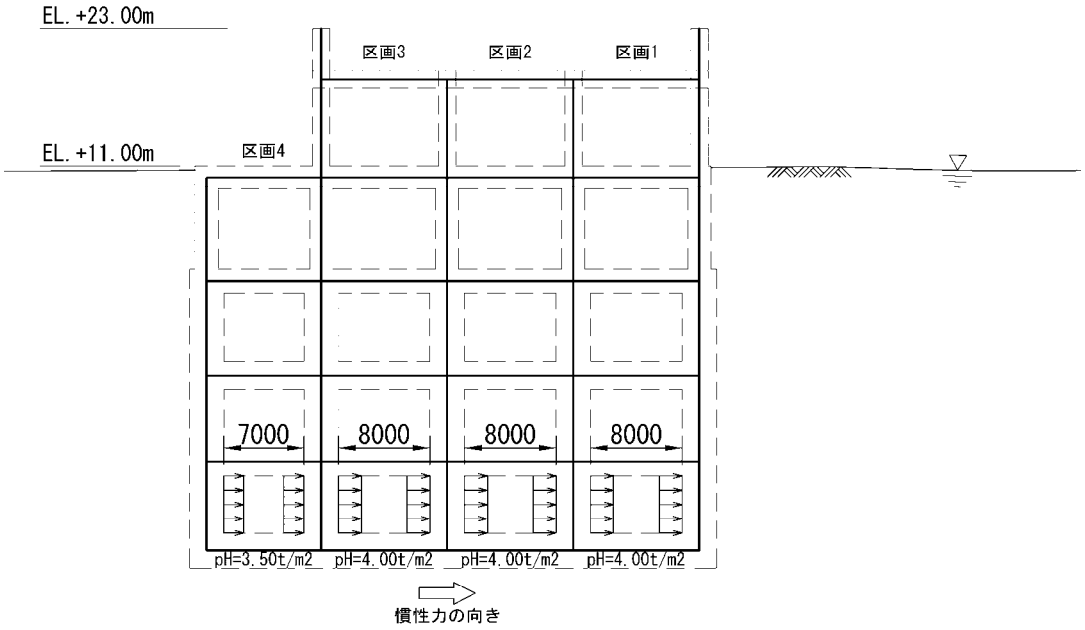


図 4.2－16（1）　水平動による動水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

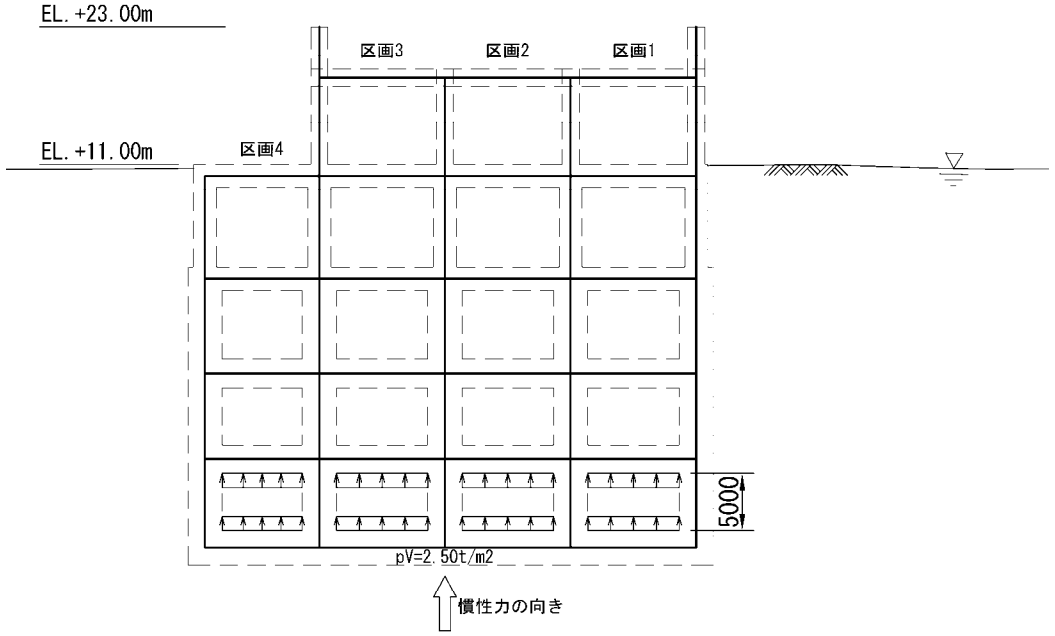


図 4.2－16（2）　鉛直動による動水圧図（南北方向⑤－⑤断面）

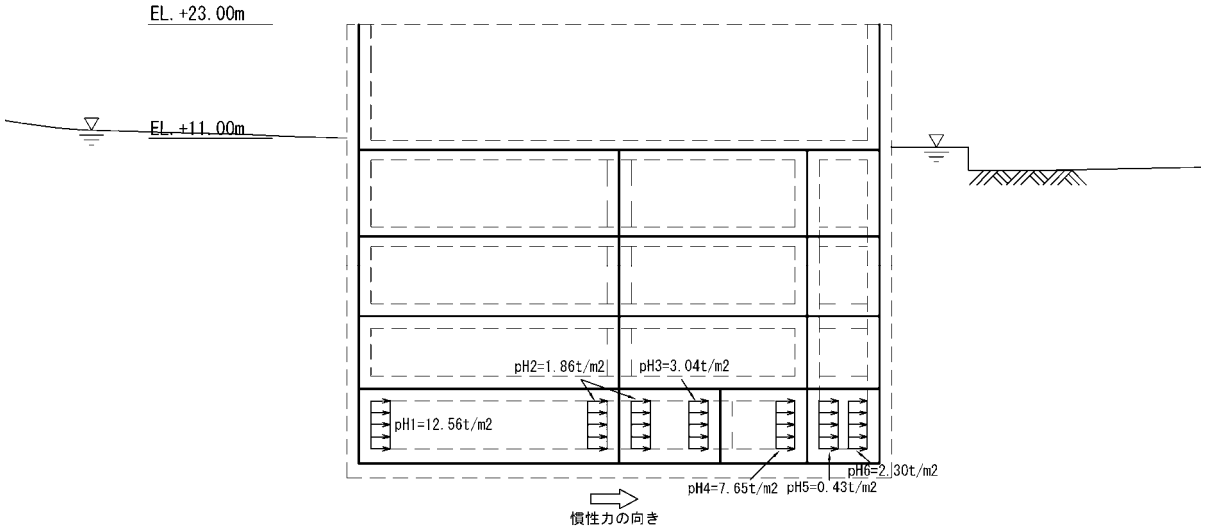


図 4.2－16（3）　水平動による動水圧図（東西方向断面）

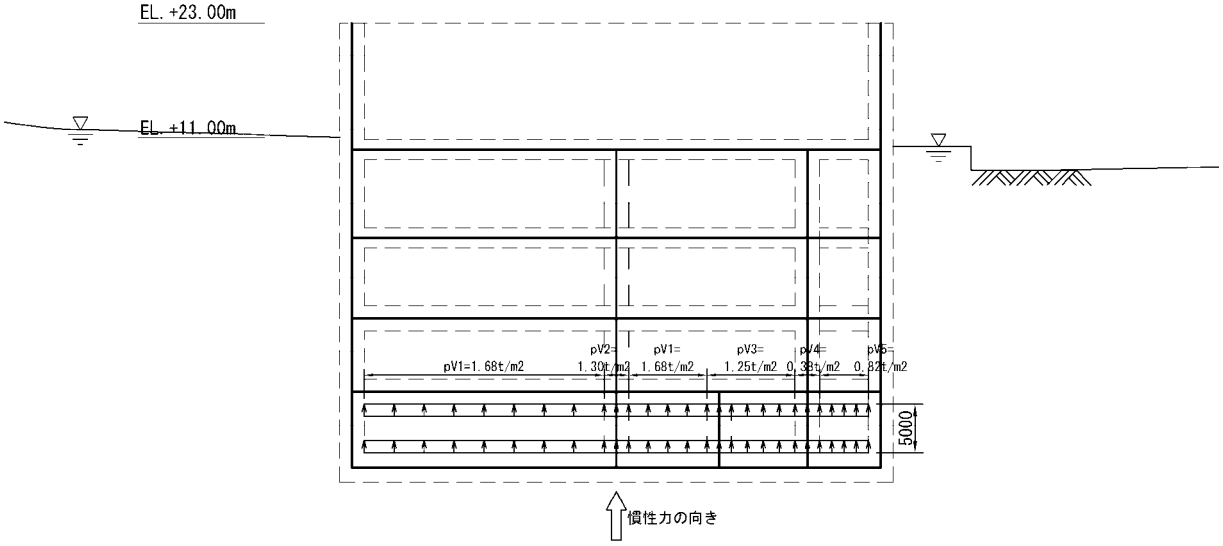


図 4.2－16（4）　鉛直動による動水圧図（東西方向断面）

4.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

電源装置置場の耐震設計における検討ケースを表 4.2－10 に示す。

表 4.2－10　電源装置置場の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 4.2－11 に示す。

表 4.2－11　機器・配管への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	（＋＋）	2 ⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波１波と変位量が最も大きくなる地震波１波の計２波分で実施	1	2 ⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波１波と変位量が最も大きくなる地震波１波の計２波分で実施
		（＋－）		1	
		（－＋）		1	
		（－－）		1	
	S_s－１１	（＋＋）		1	
	S_s－１２	（＋＋）		1	
	S_s－１３	（＋＋）		1	
	S_s－１４	（＋＋）		1	
	S_s－２１	（＋＋）		1	
	S_s－２２	（＋＋）		1	
	S_s－３１	（＋＋）		1	
		（－＋）		1	
計			2	12	2

4.3　評価内容

4.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 4.3－1 に入力地震動算定の概念図を，図 4.3－2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

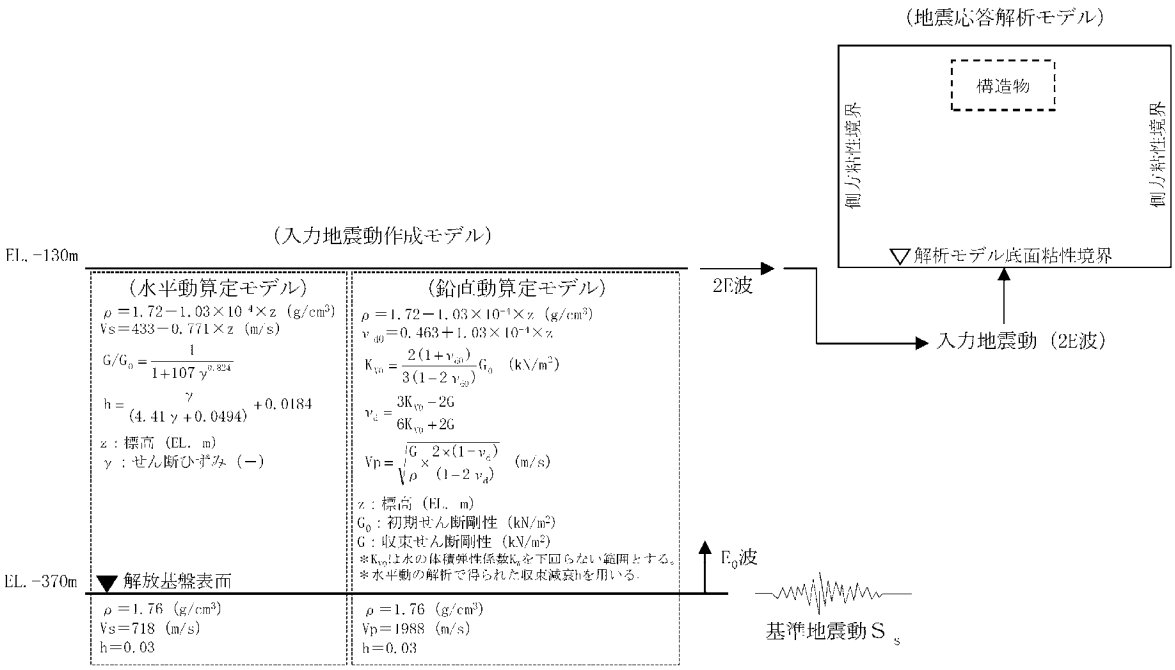
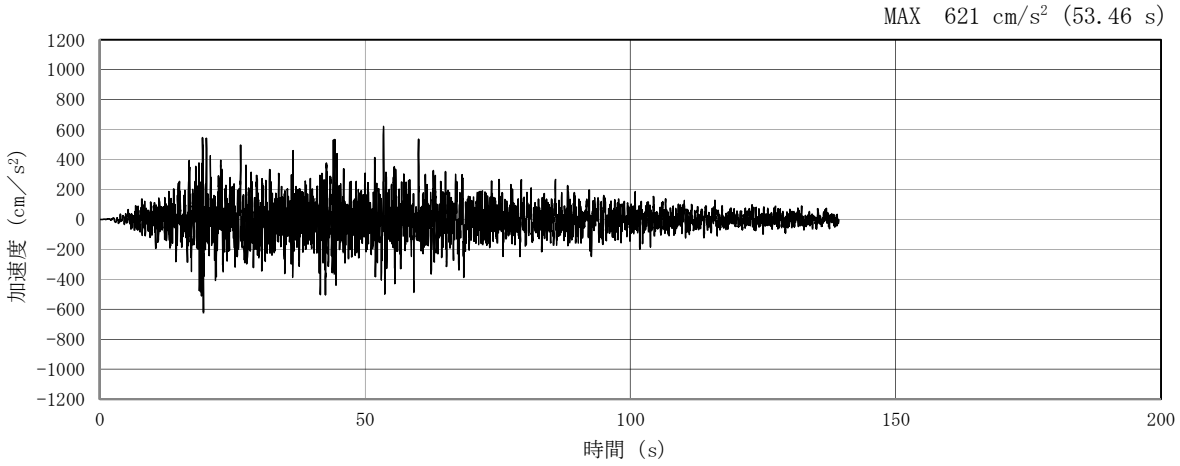
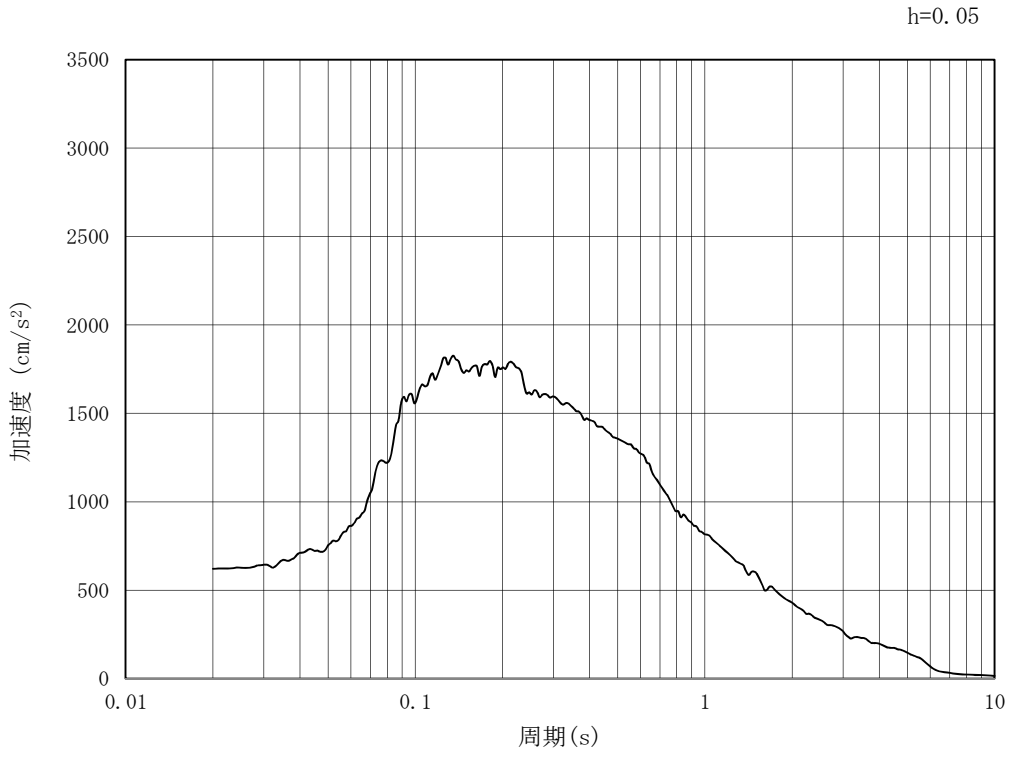


図 4.3－1　入力地震動算定の概念図

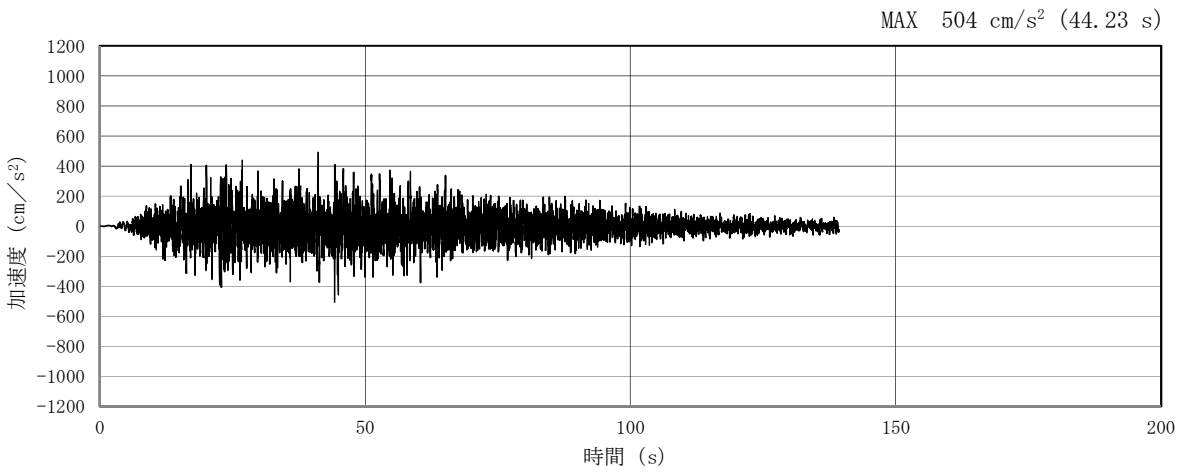


（a）加速度時刻歴波形

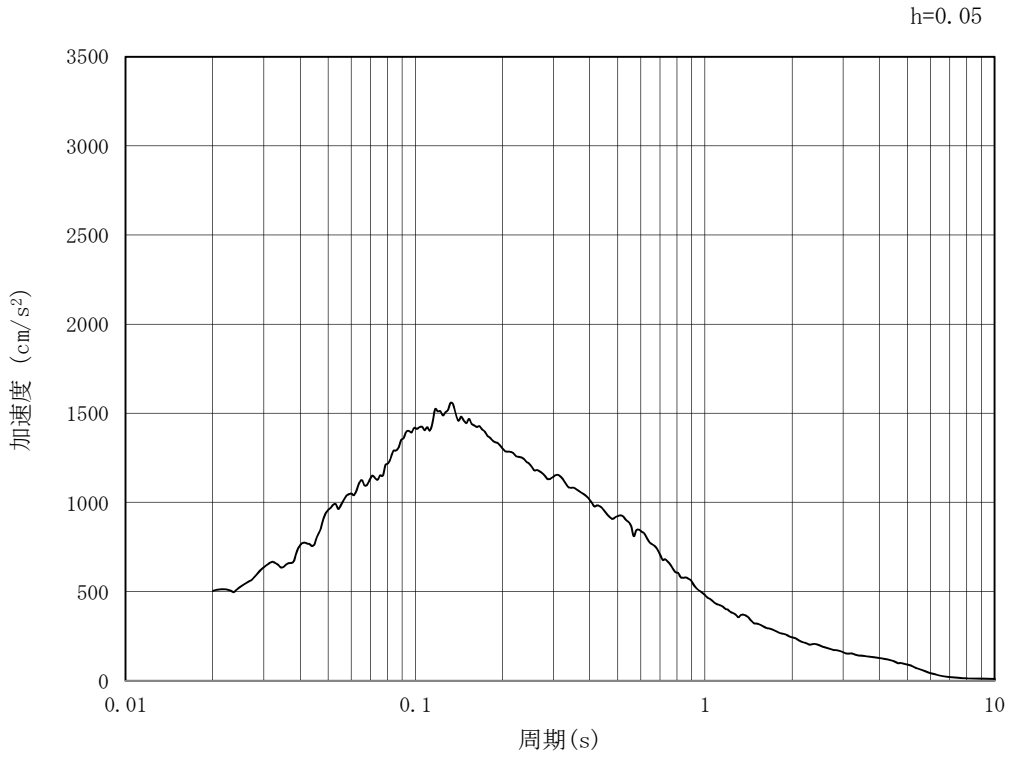


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（1）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

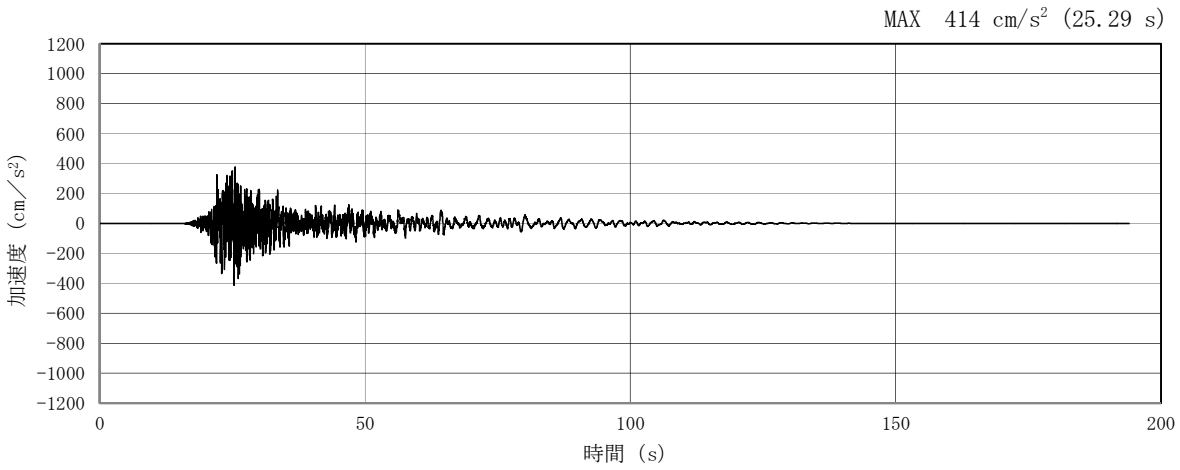


(a) 加速度時刻歴波形

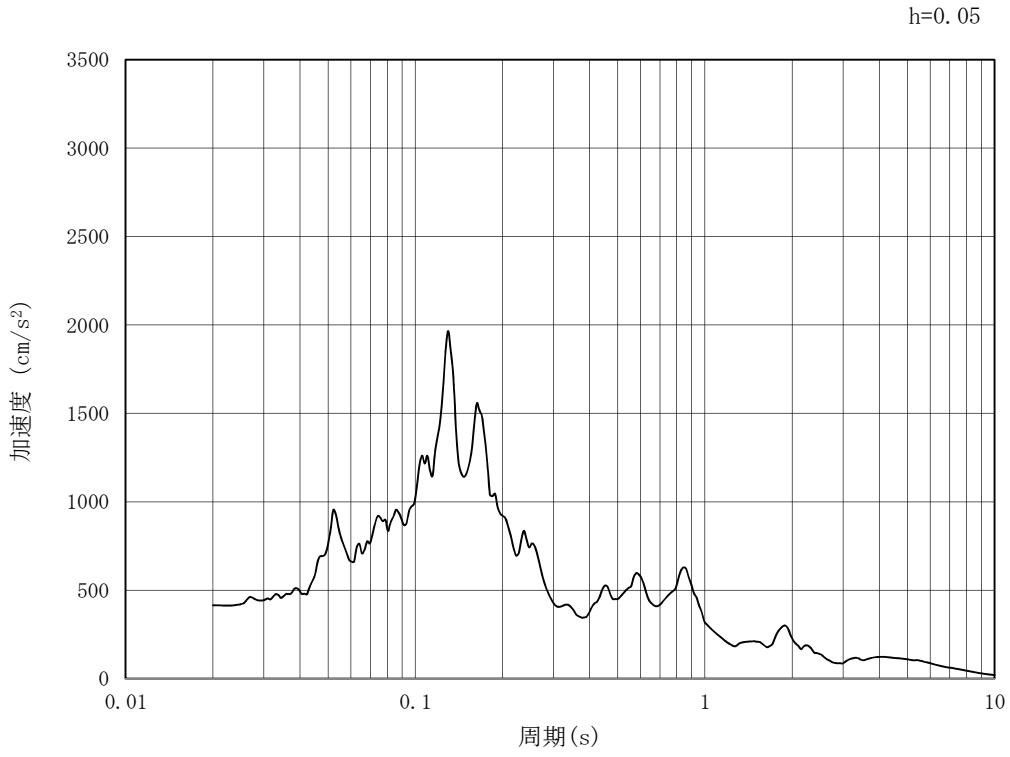


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (2)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

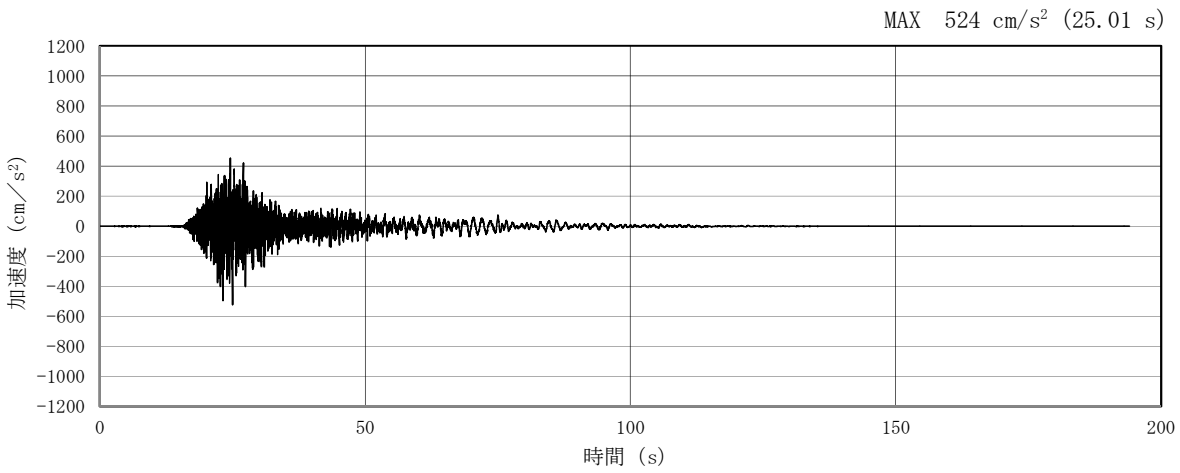


(a) 加速度時刻歴波形

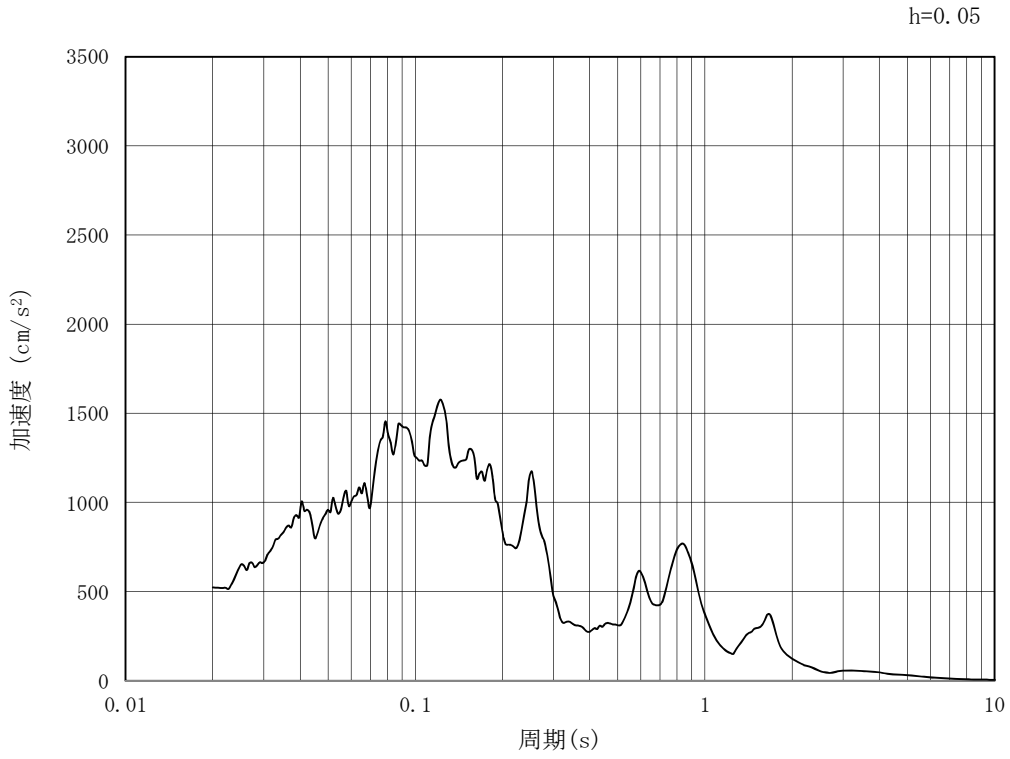


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (3)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

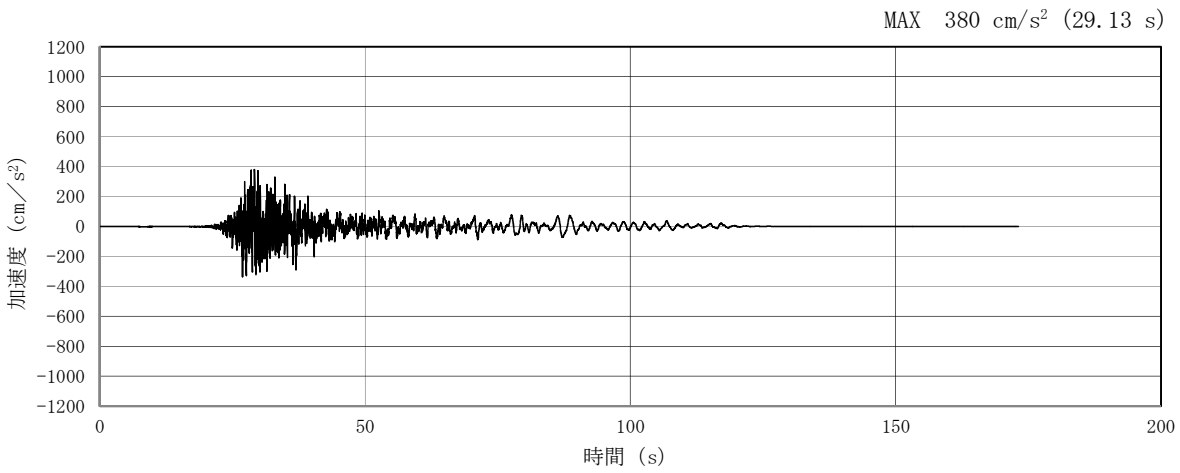


（a）加速度時刻歴波形

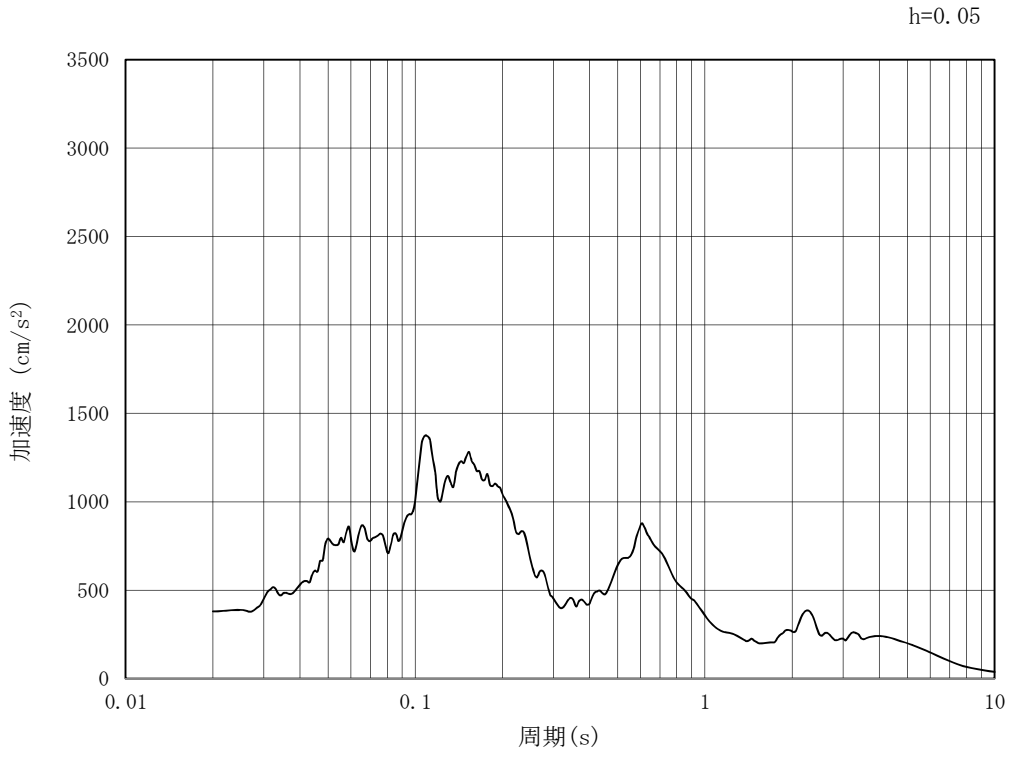


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（4）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

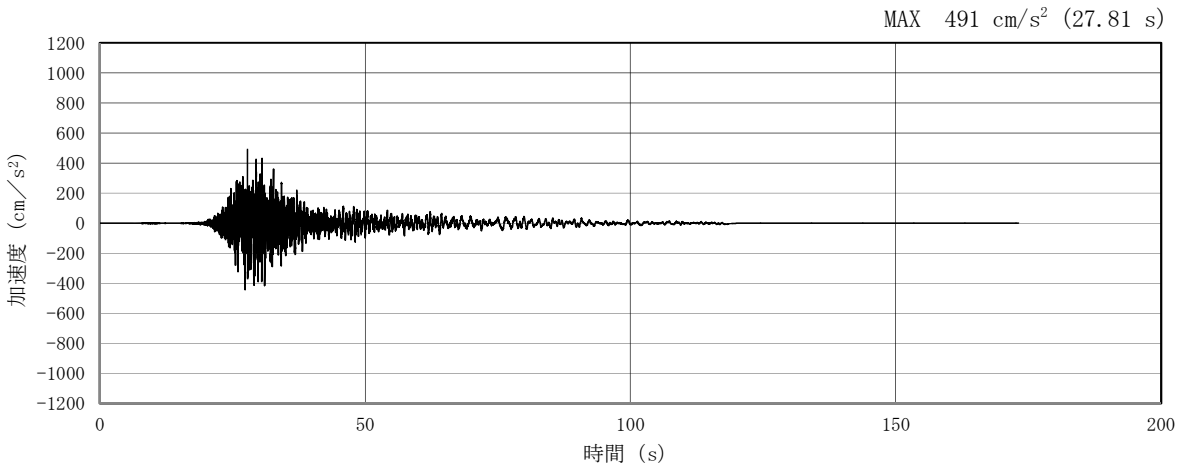


（a）加速度時刻歴波形

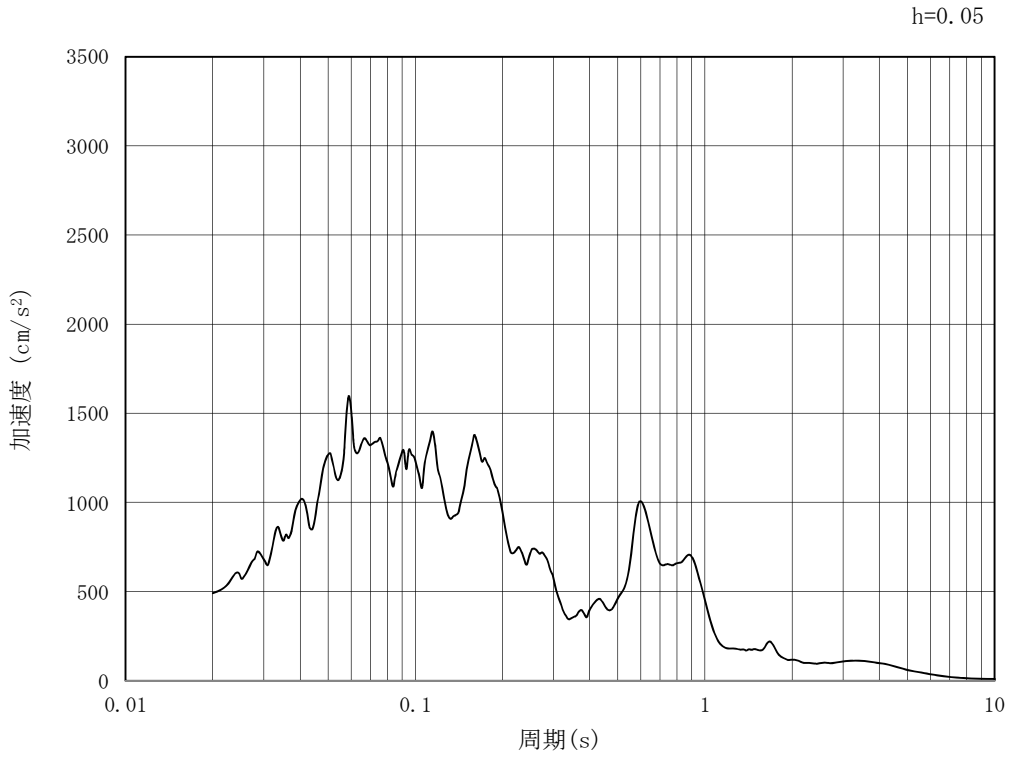


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（5）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

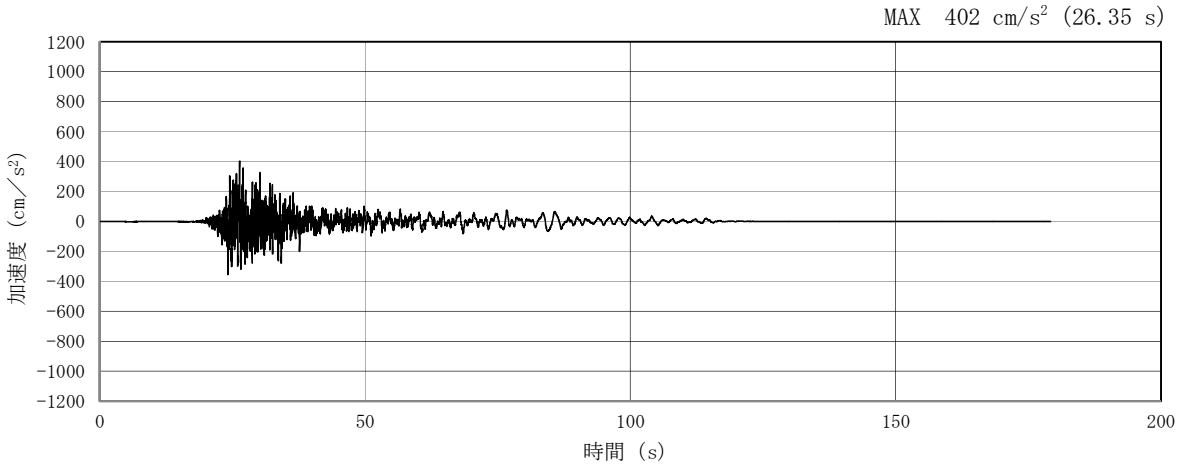


（a）加速度時刻歴波形

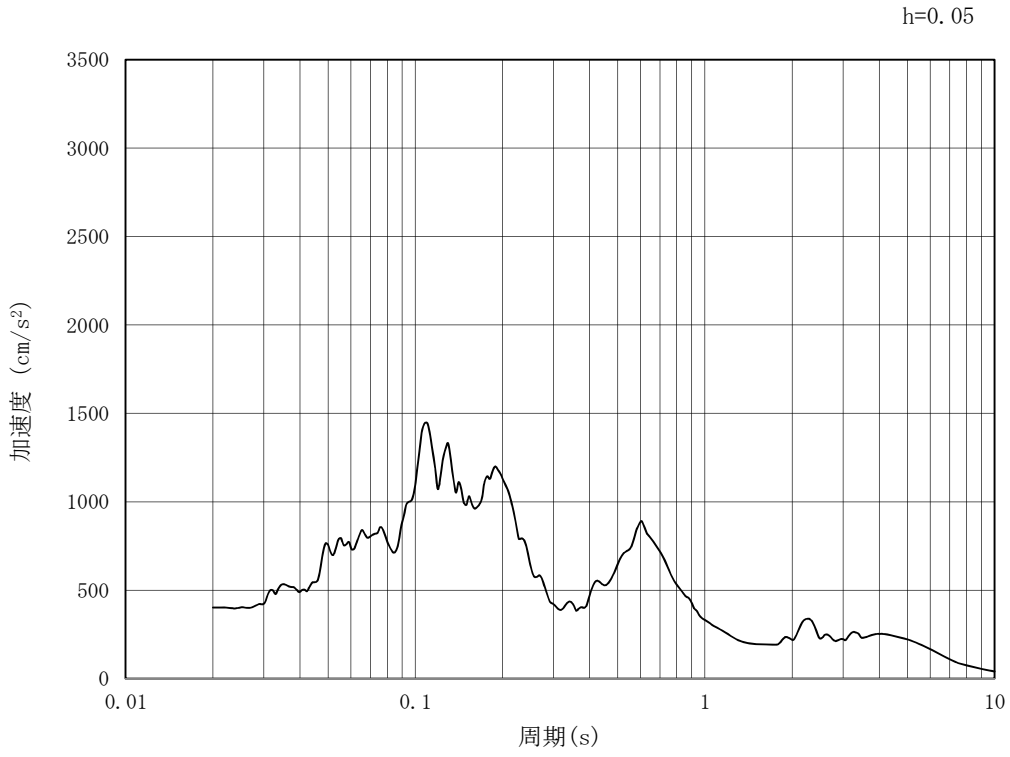


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（6）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

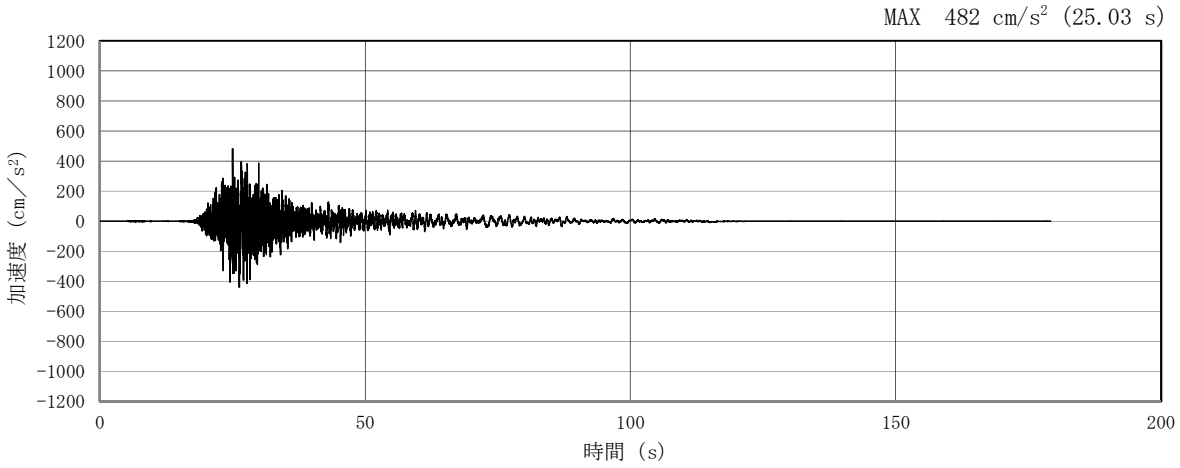


（a）加速度時刻歴波形

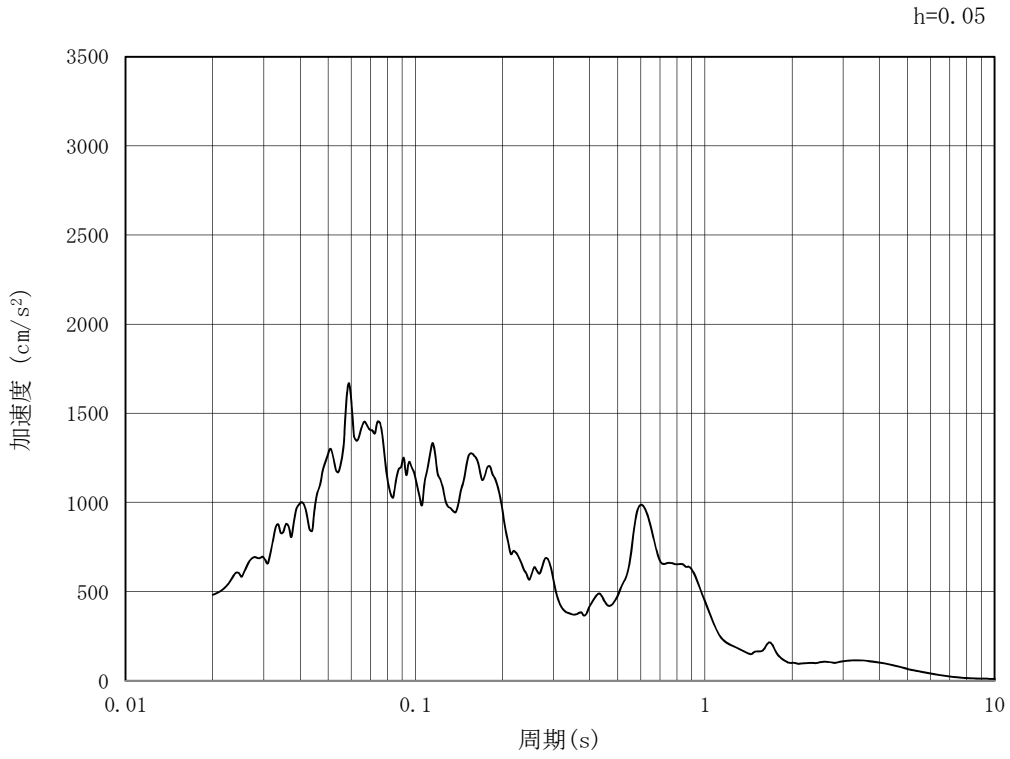


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（7）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

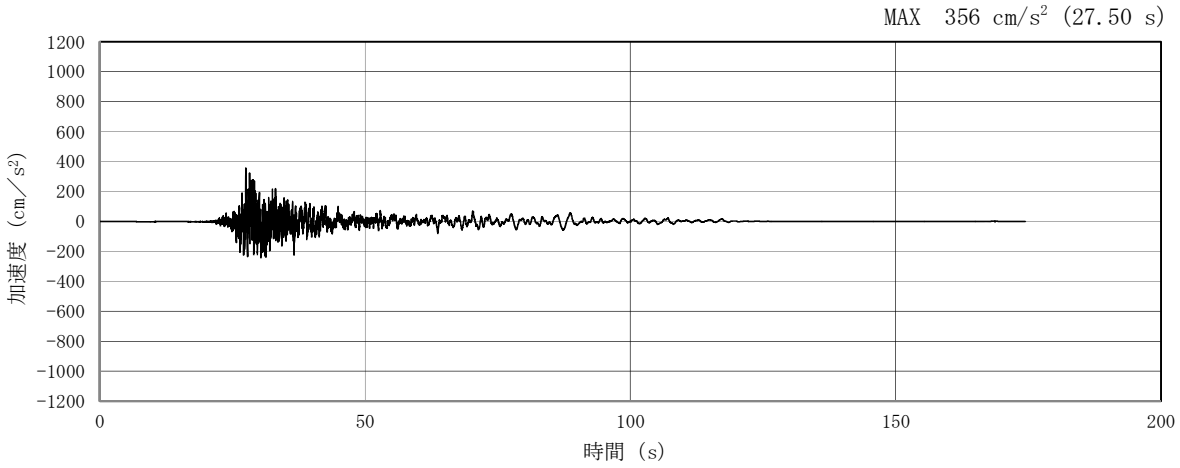


(a) 加速度時刻歴波形

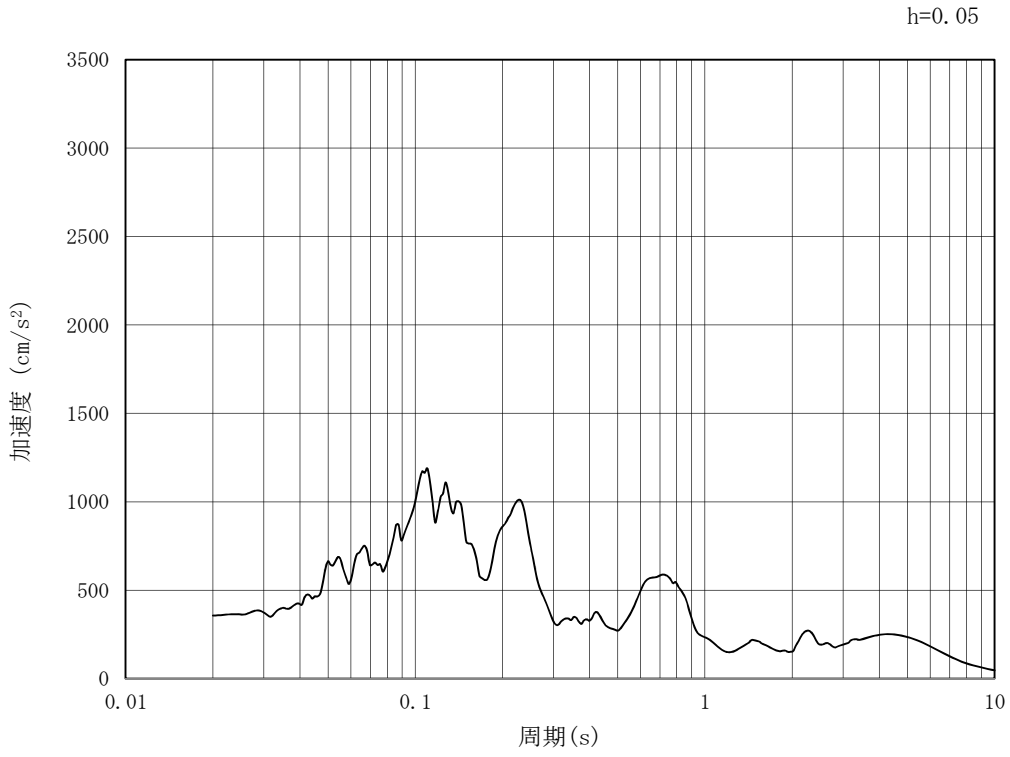


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (8)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

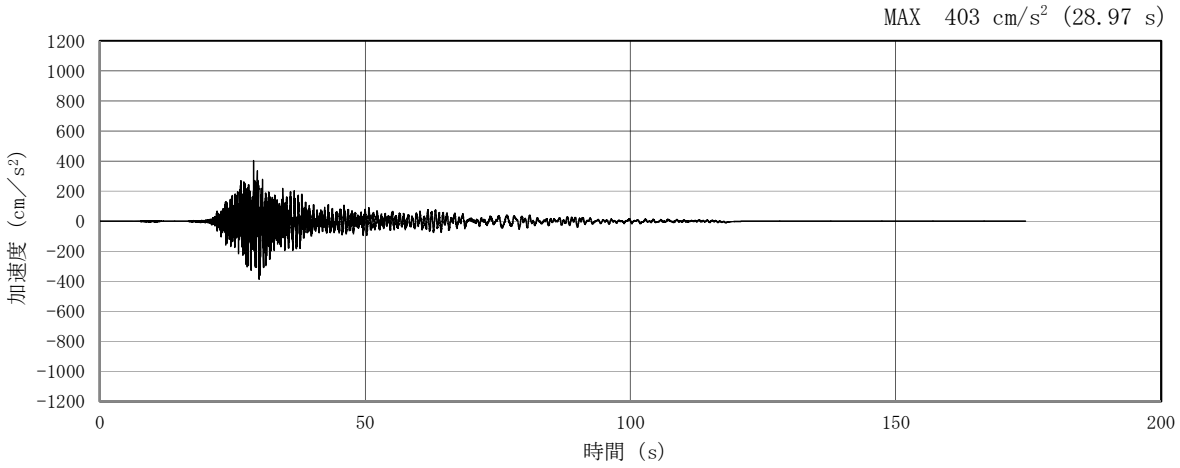


（a）加速度時刻歴波形

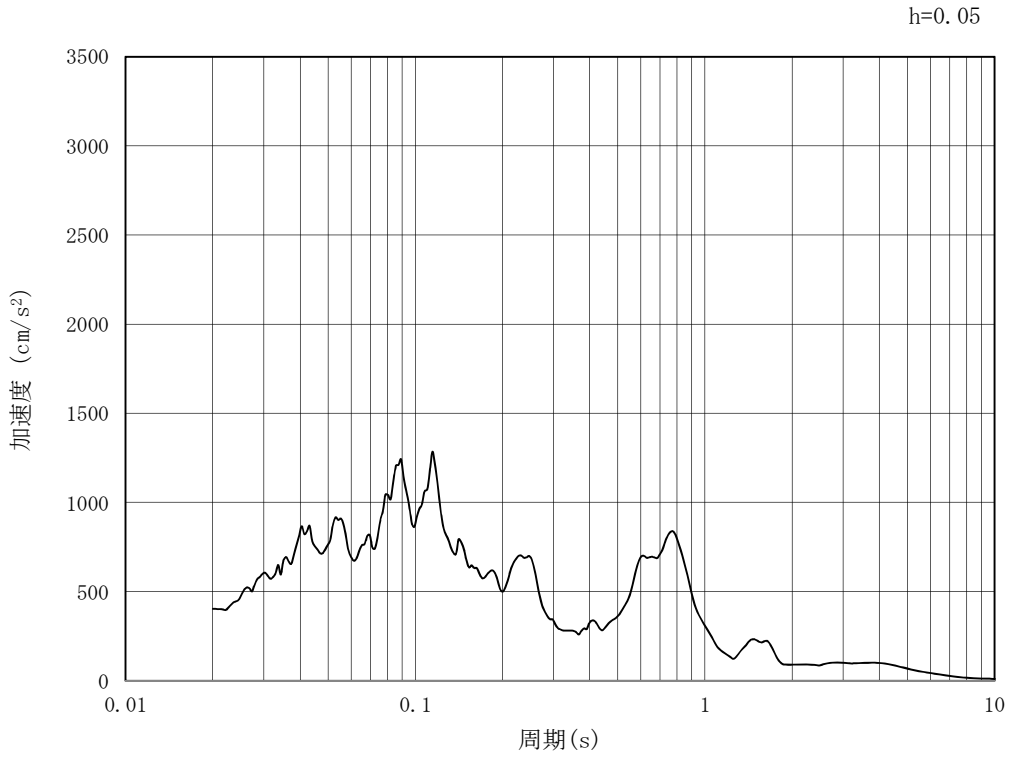


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（9）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

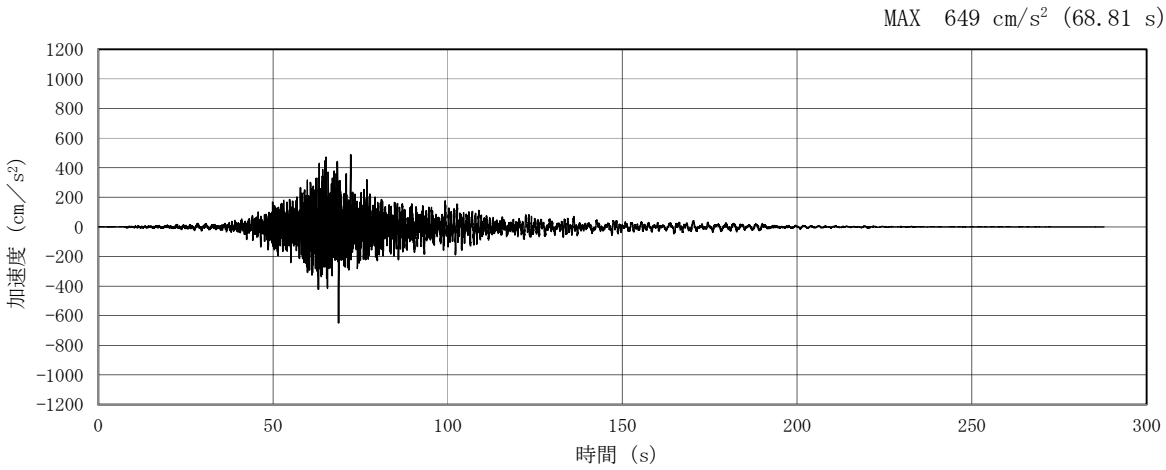


(a) 加速度時刻歴波形

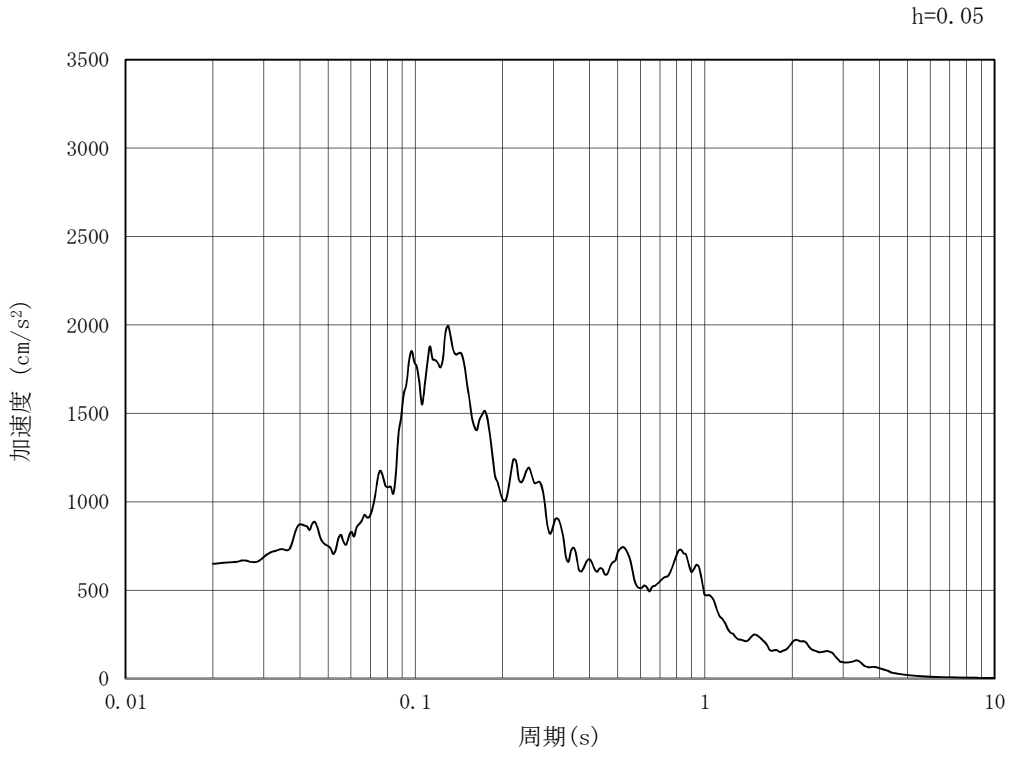


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (10)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

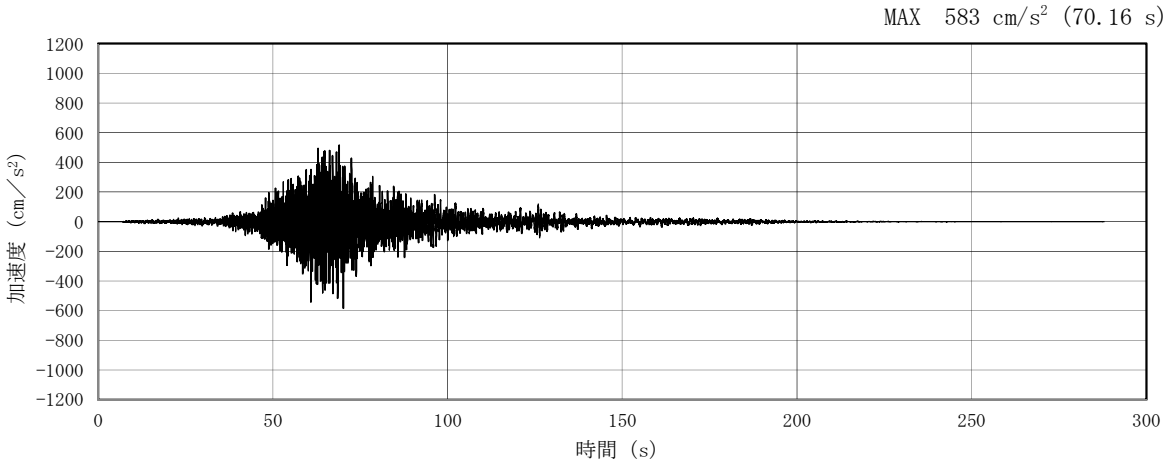


(a) 加速度時刻歴波形

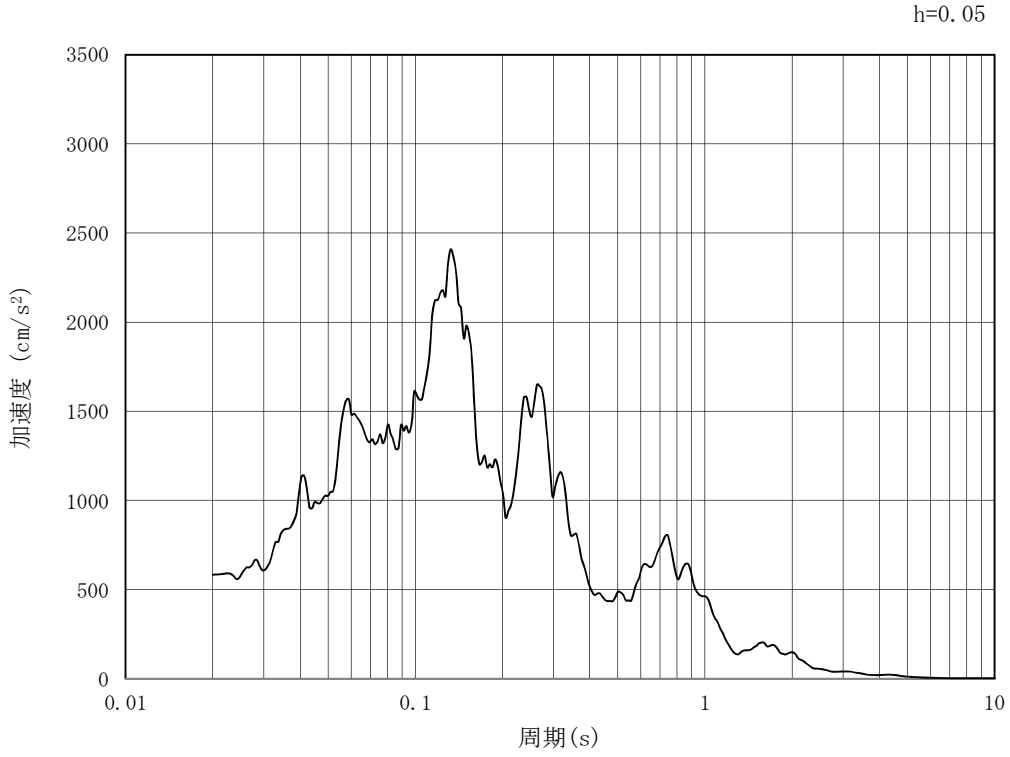


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (11)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

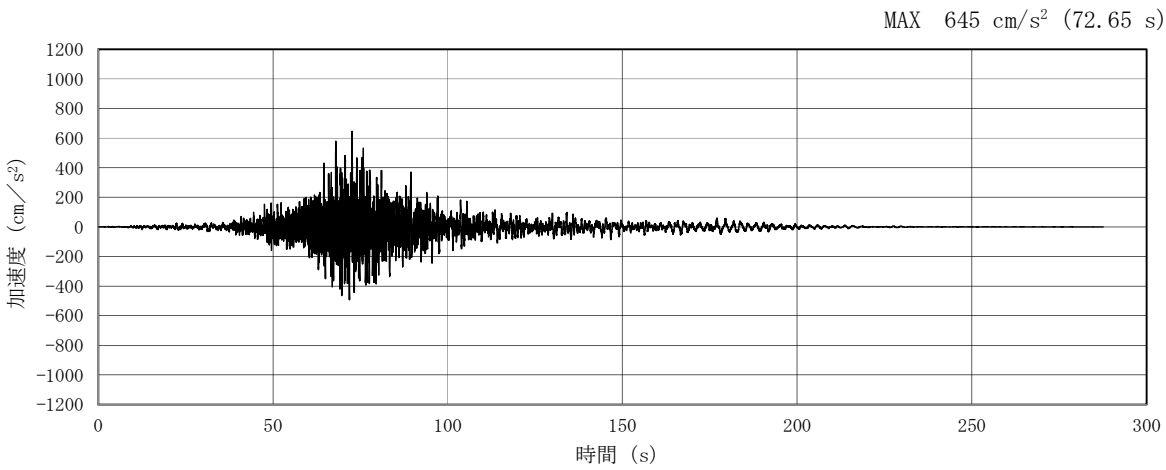


(a) 加速度時刻歴波形

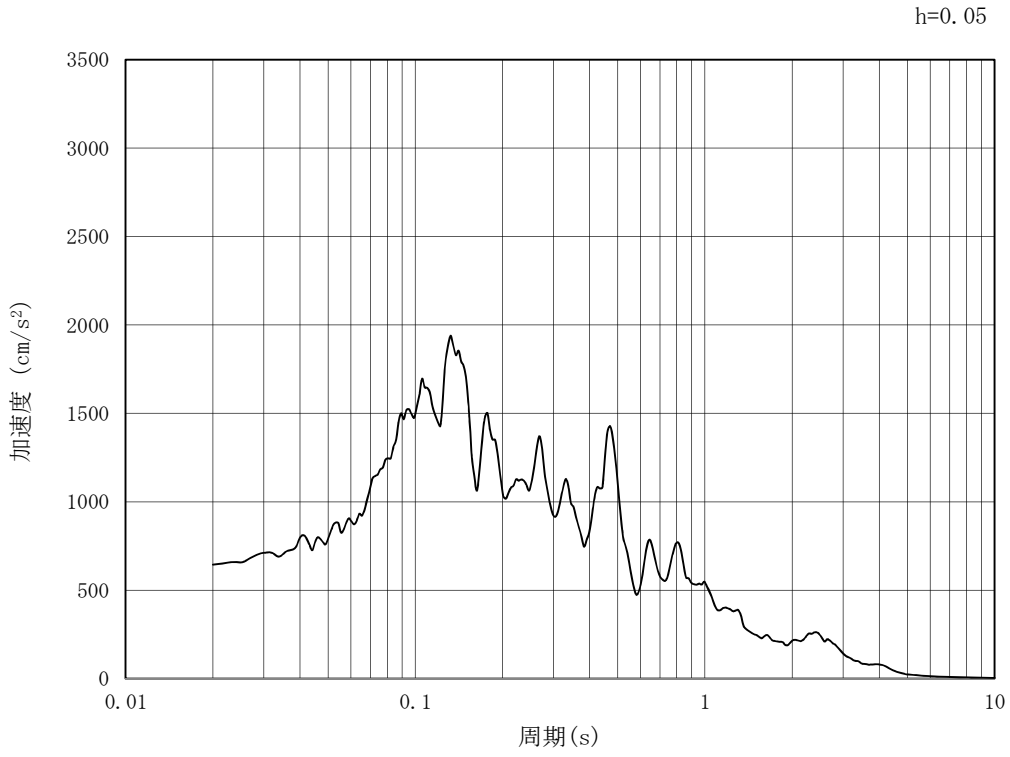


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (12)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

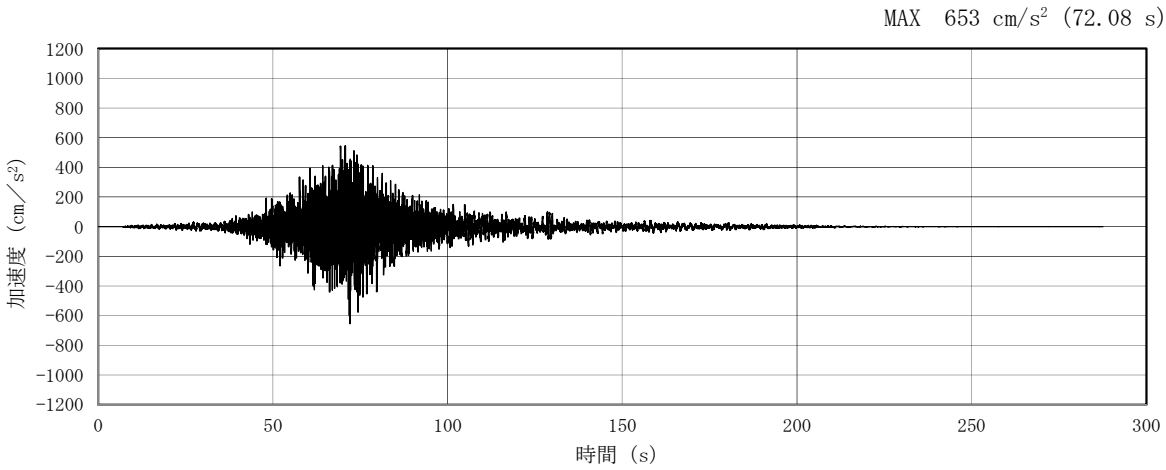


(a) 加速度時刻歴波形

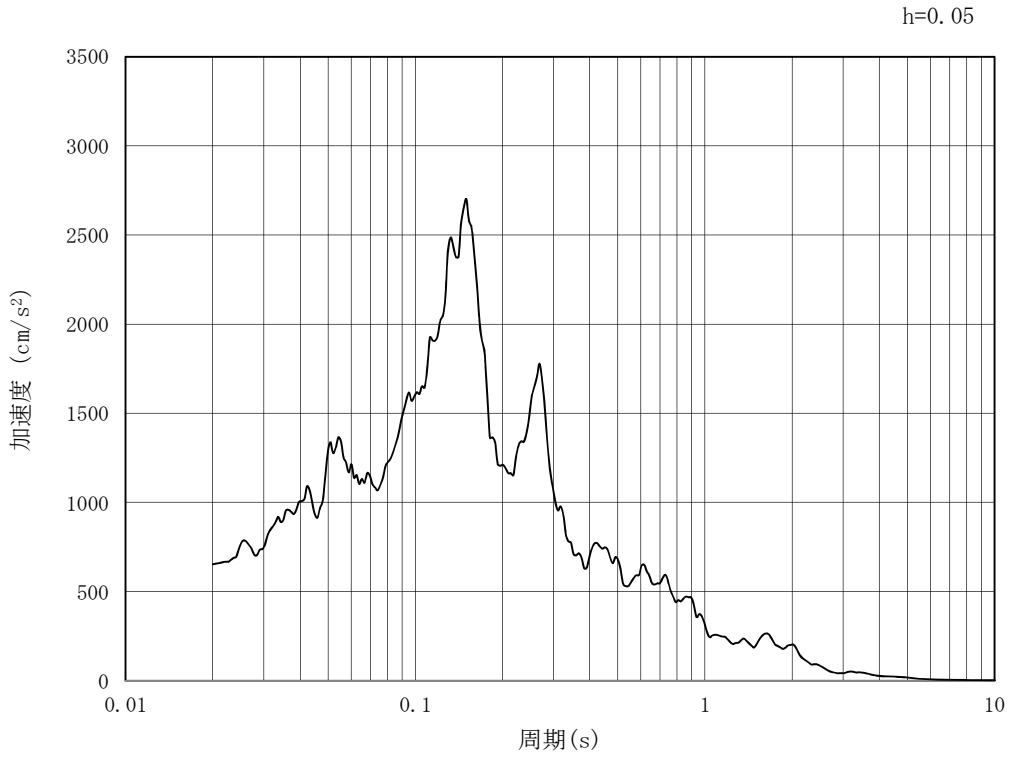


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (13)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

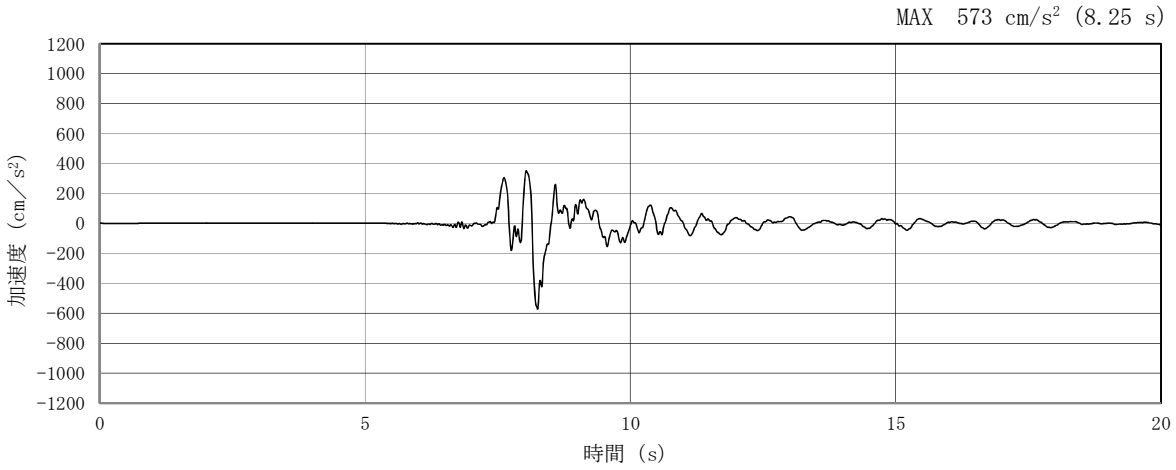


(a) 加速度時刻歴波形

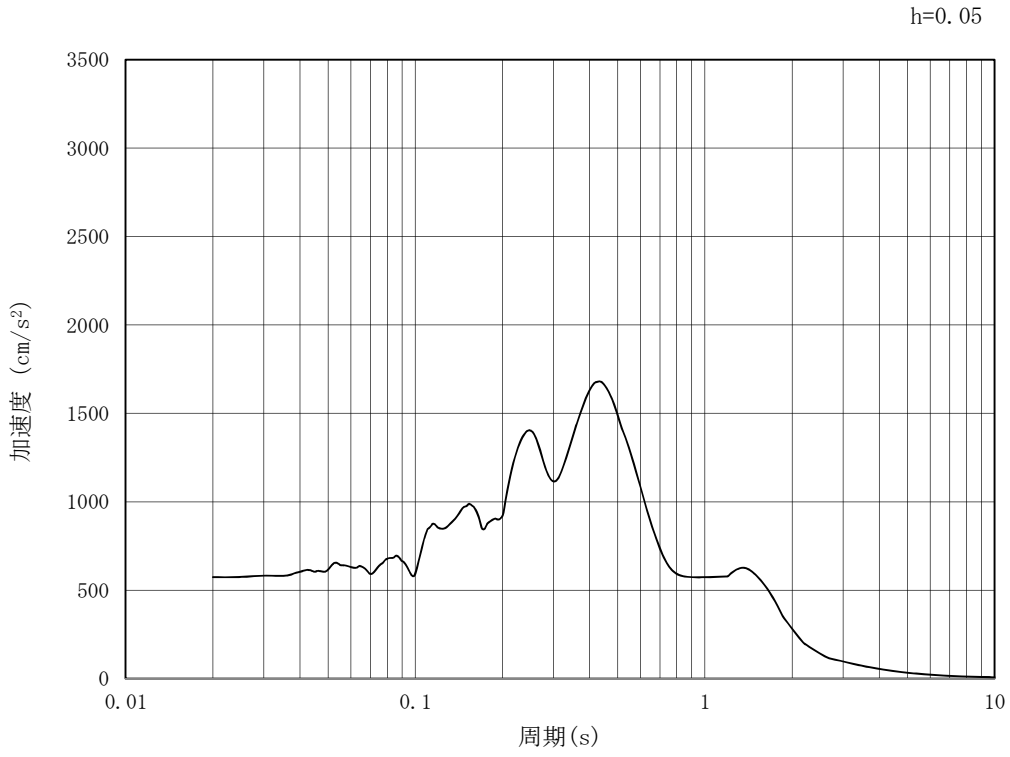


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (14)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

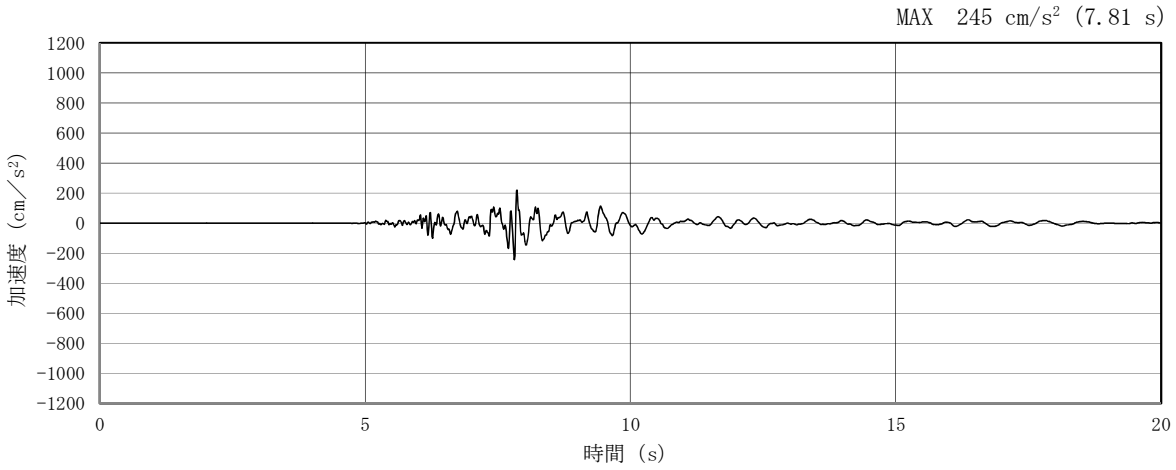


（a）加速度時刻歴波形

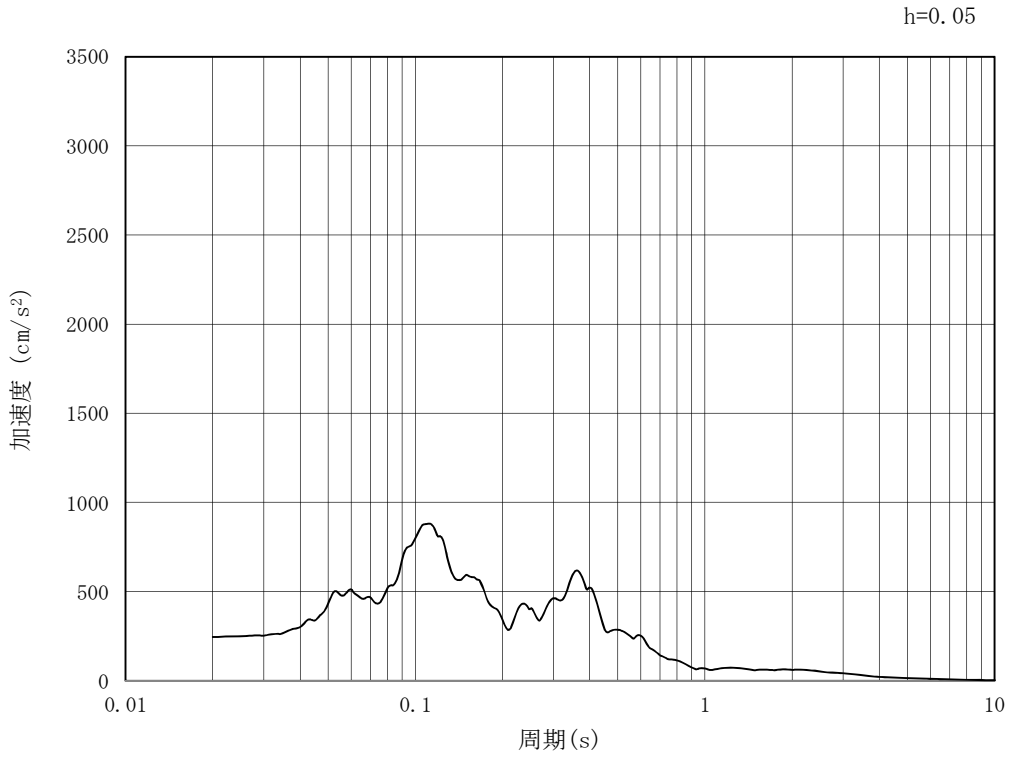


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（15）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

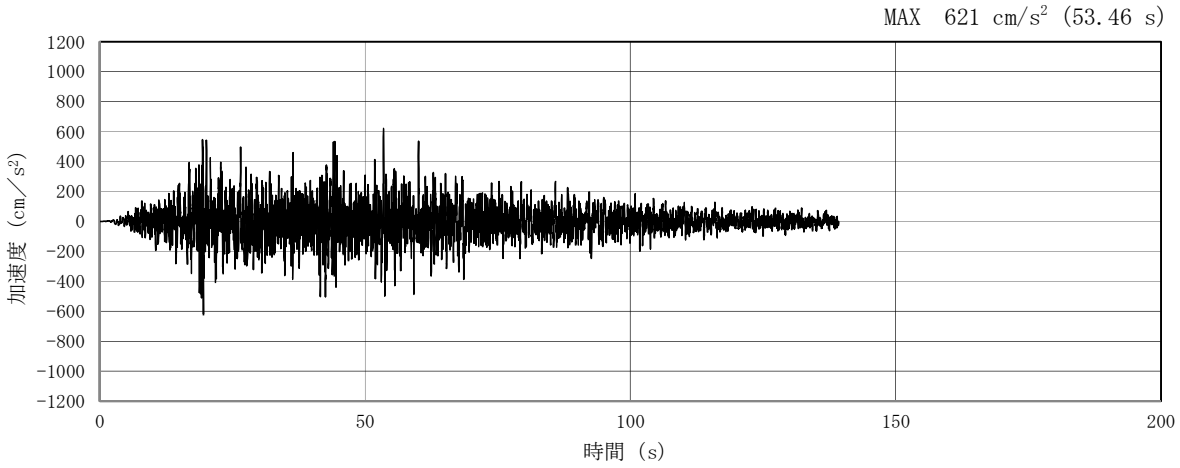


(a) 加速度時刻歴波形

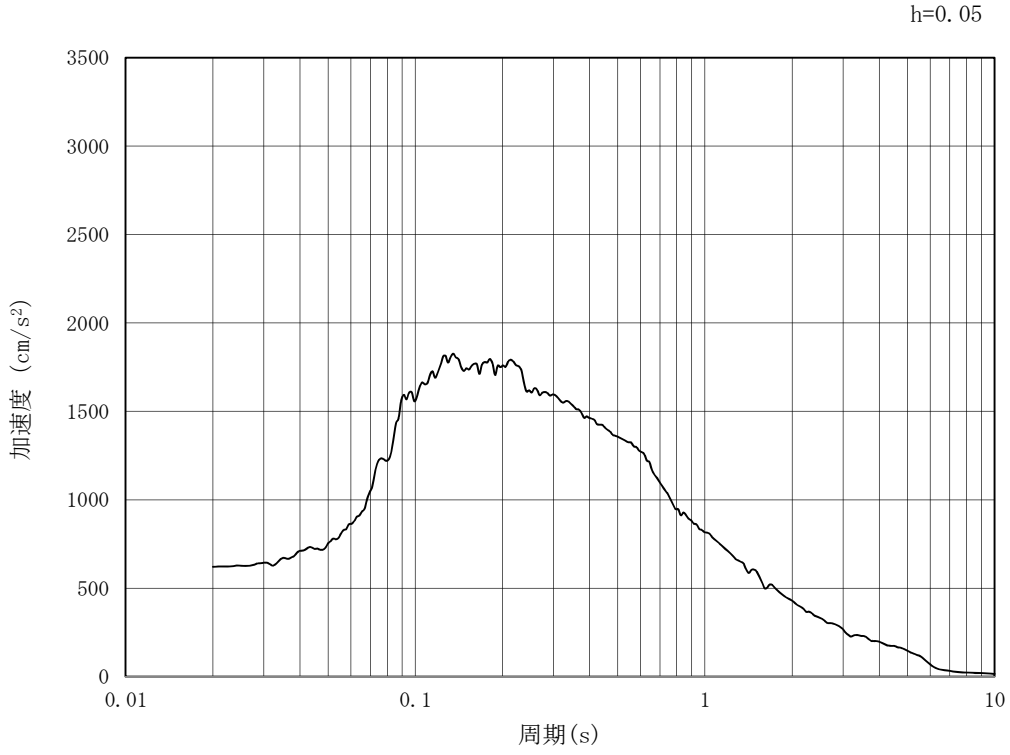


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (16)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

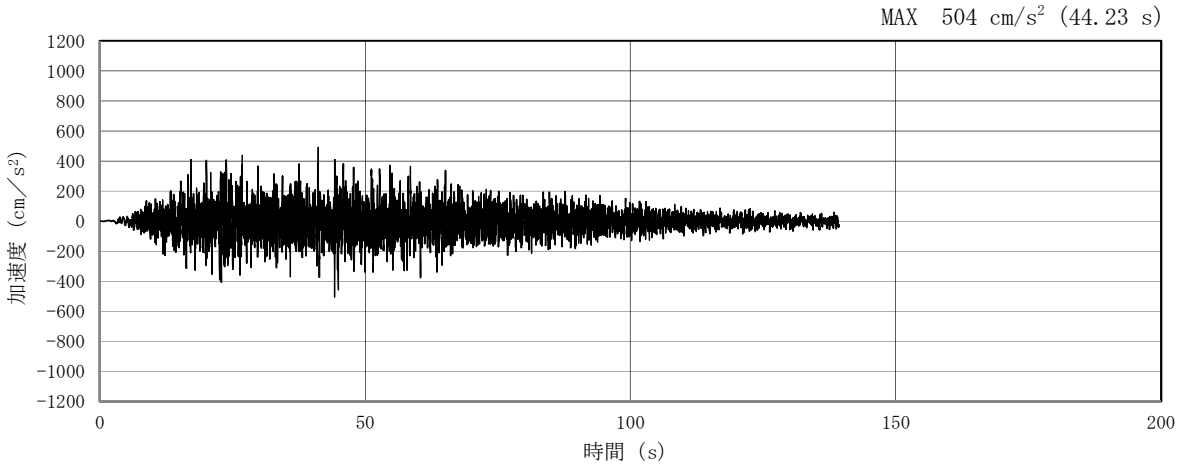


（a）加速度時刻歴波形

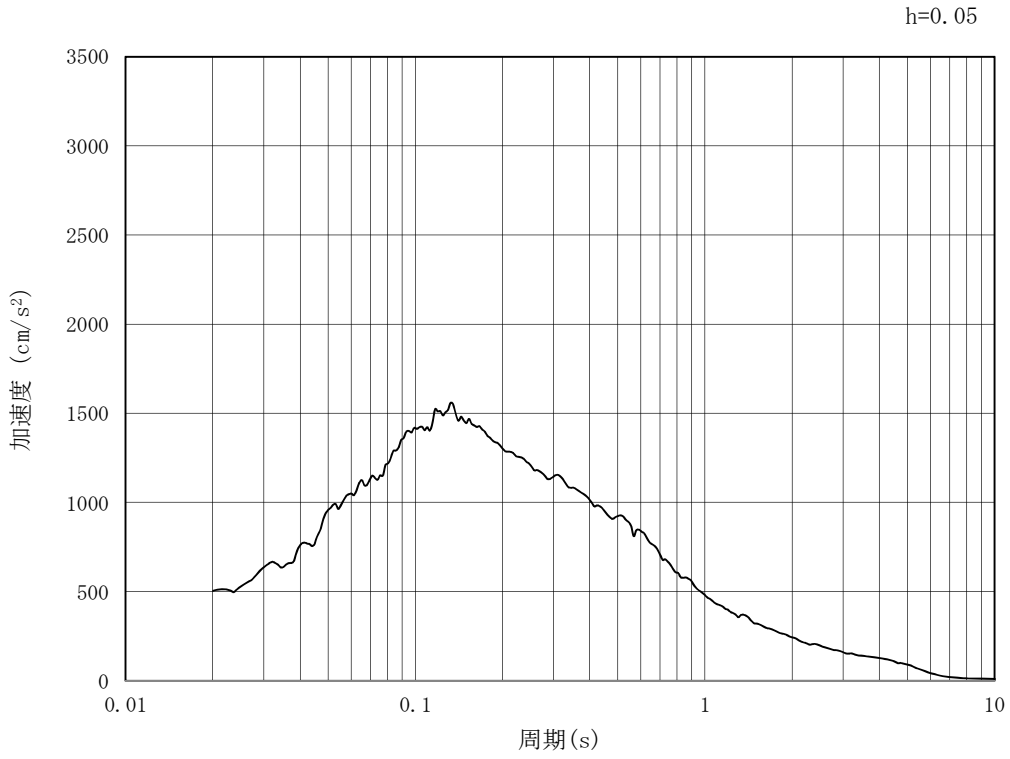


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（17）　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

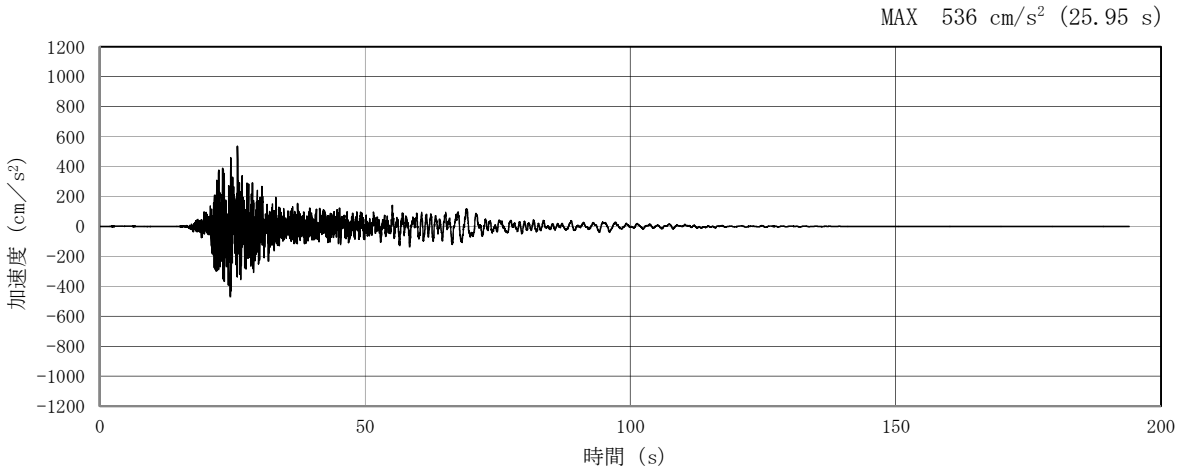


(a) 加速度時刻歴波形

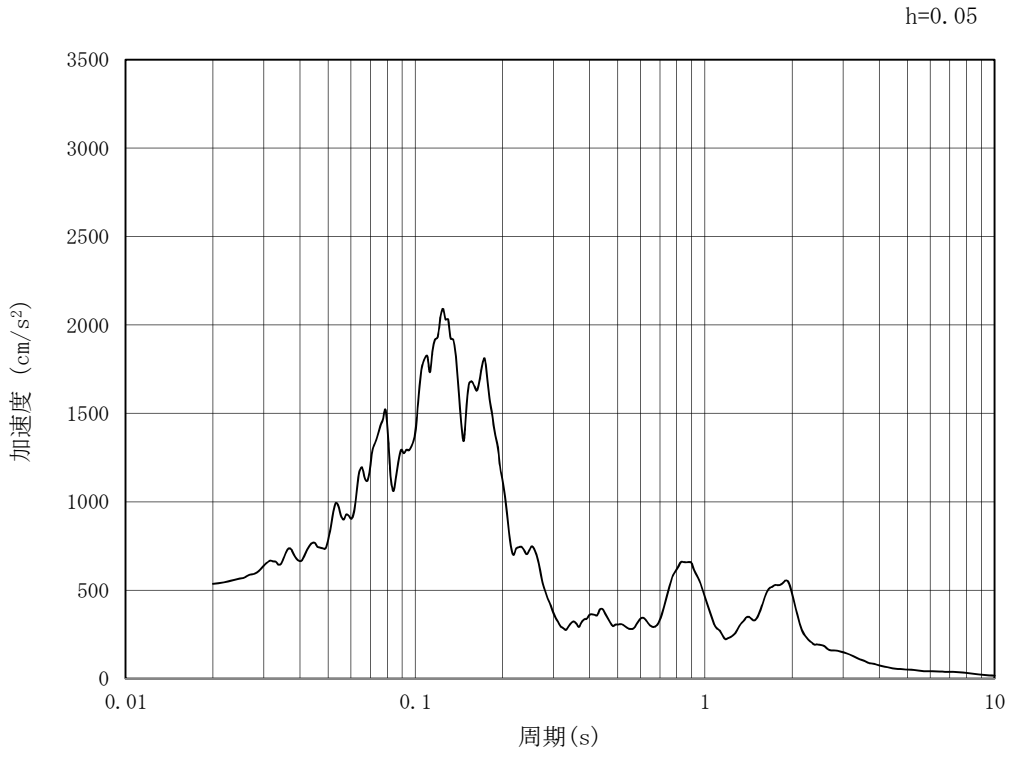


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (18)　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

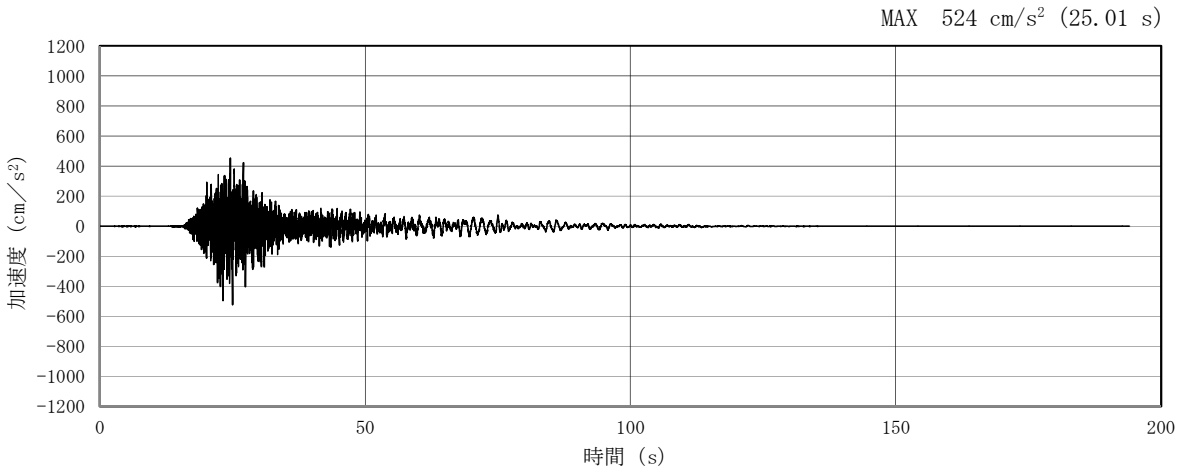


（a）加速度時刻歴波形

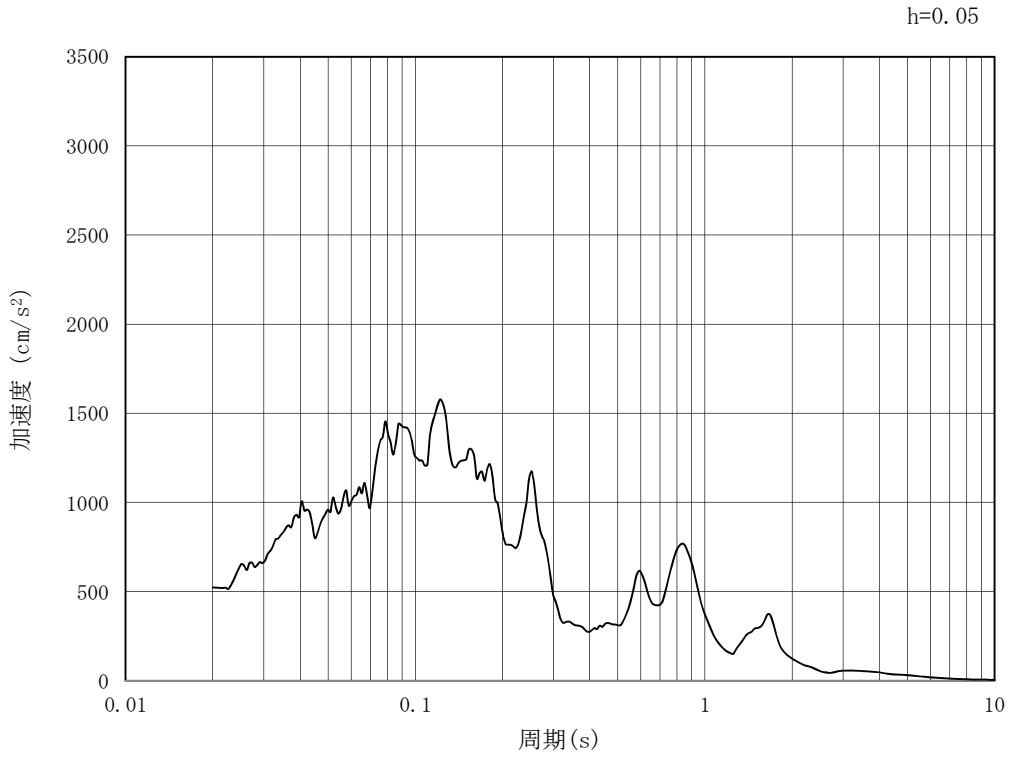


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（19）　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

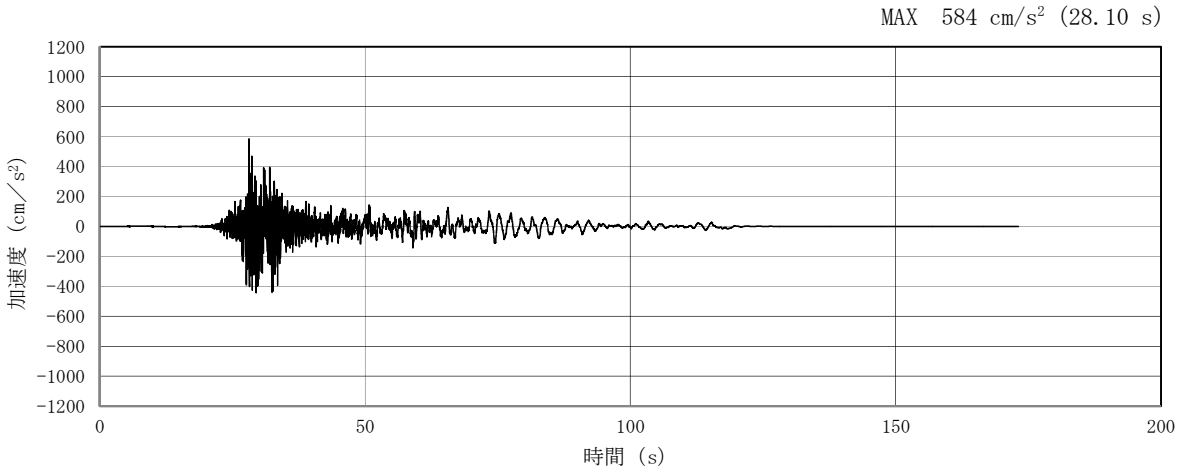


（a）加速度時刻歴波形

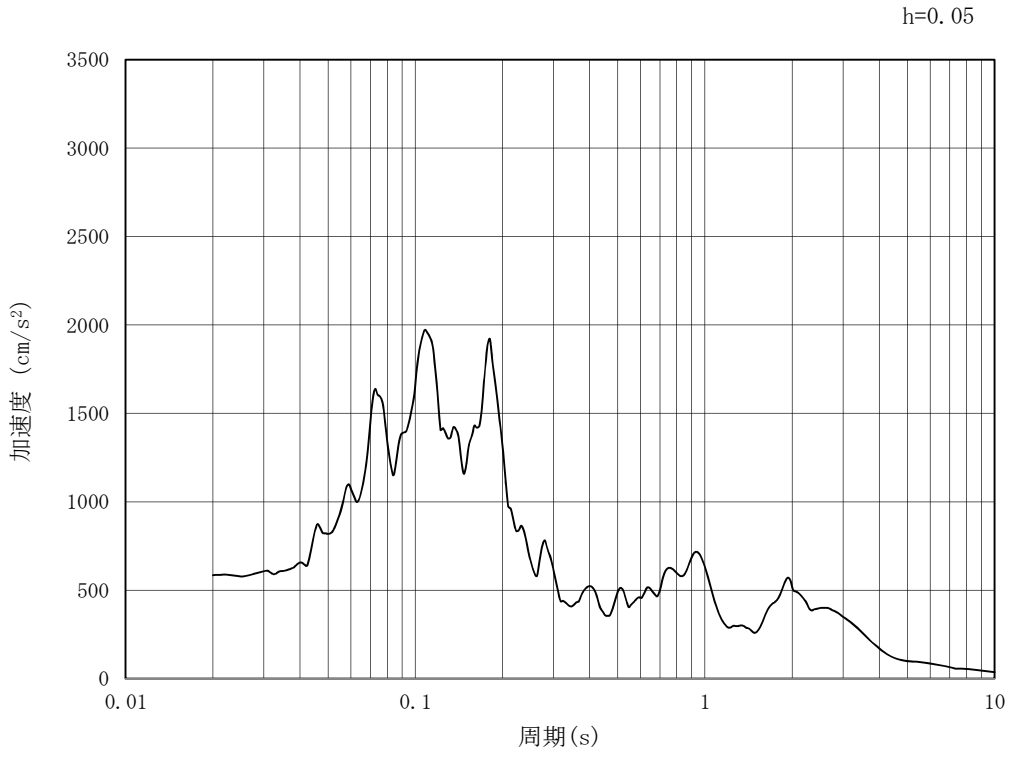


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（20）　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

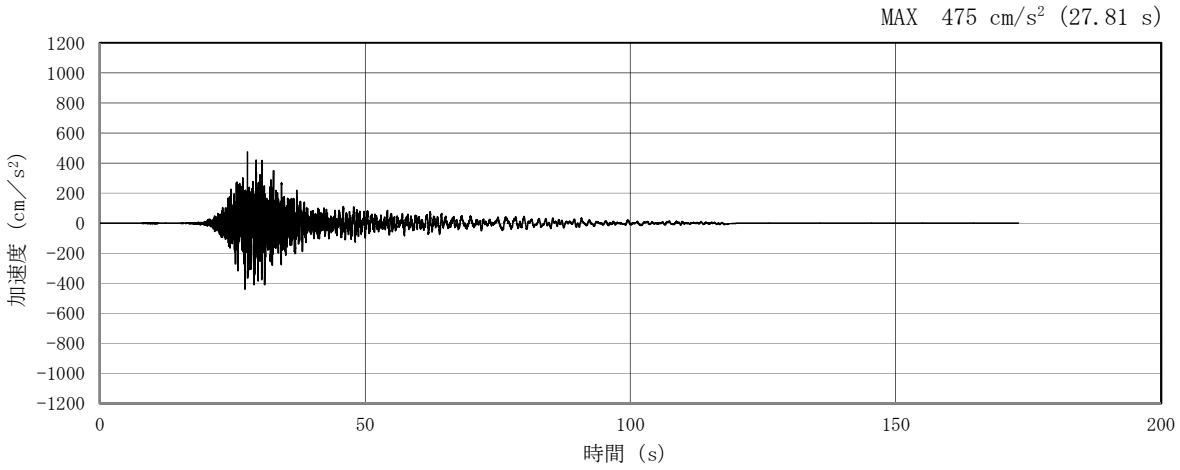


(a) 加速度時刻歴波形

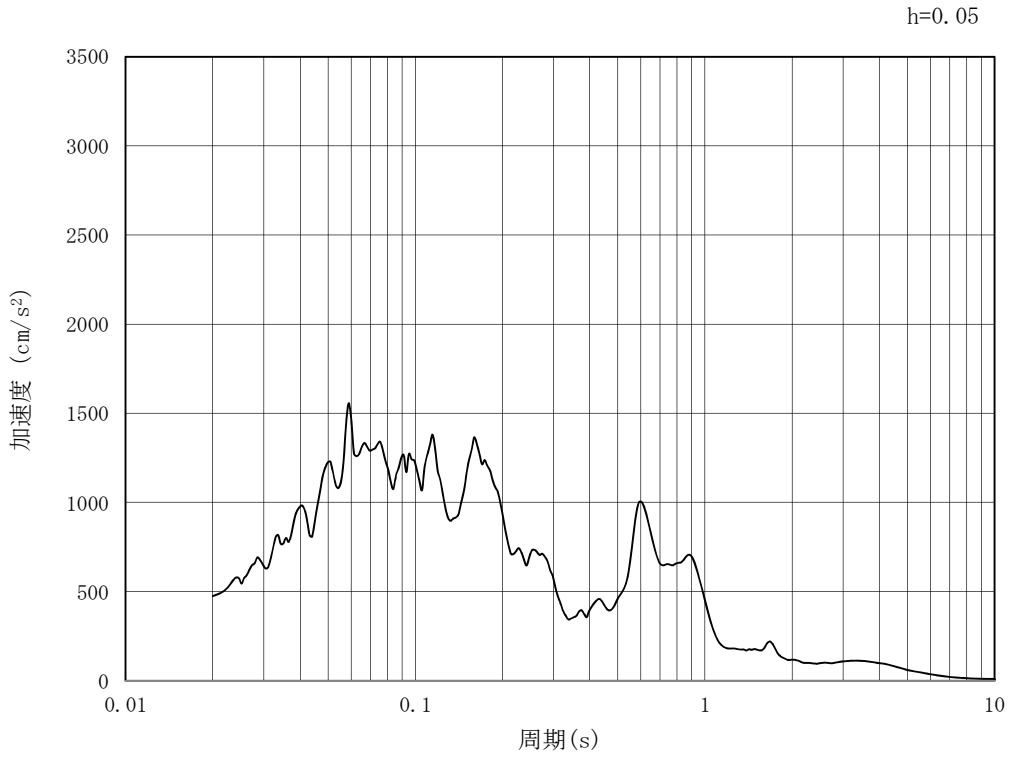


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (21)　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

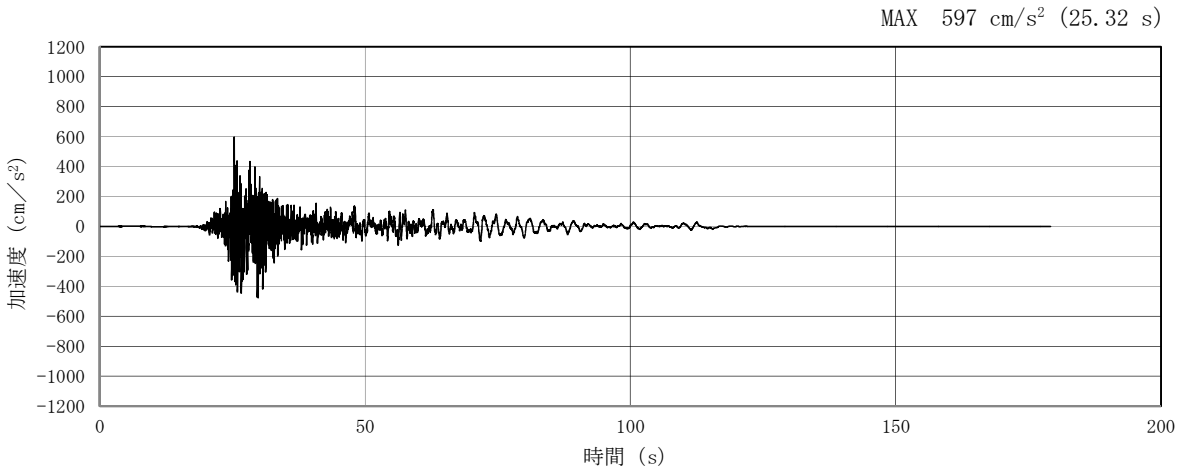


（a）加速度時刻歴波形

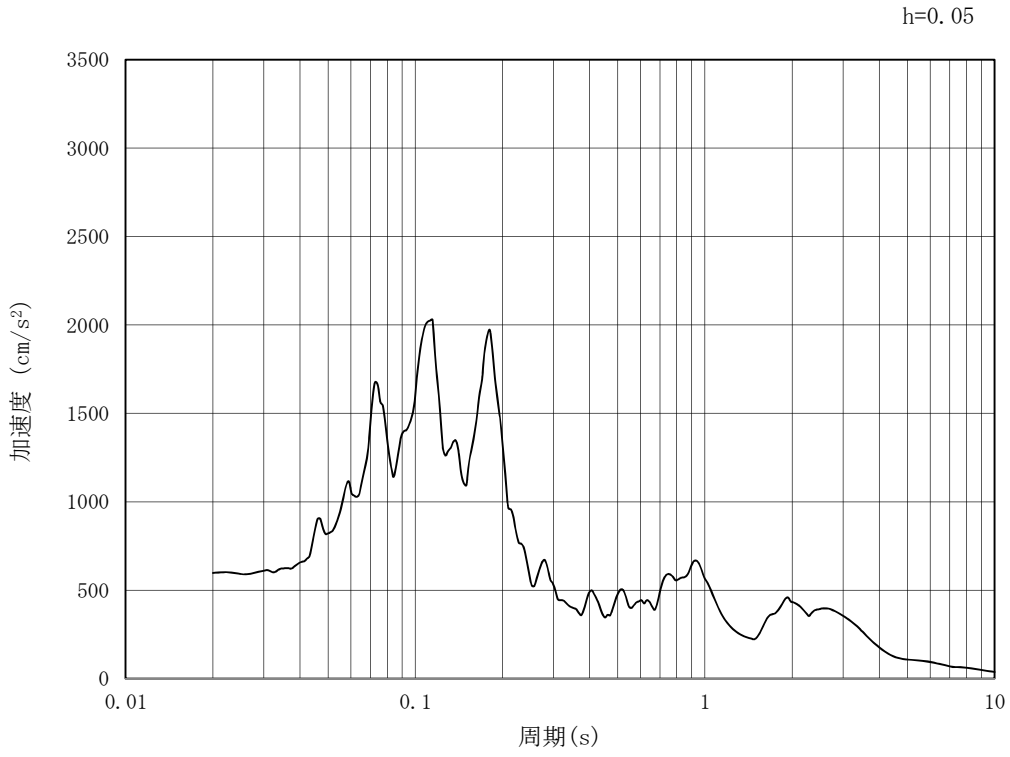


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（22）　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

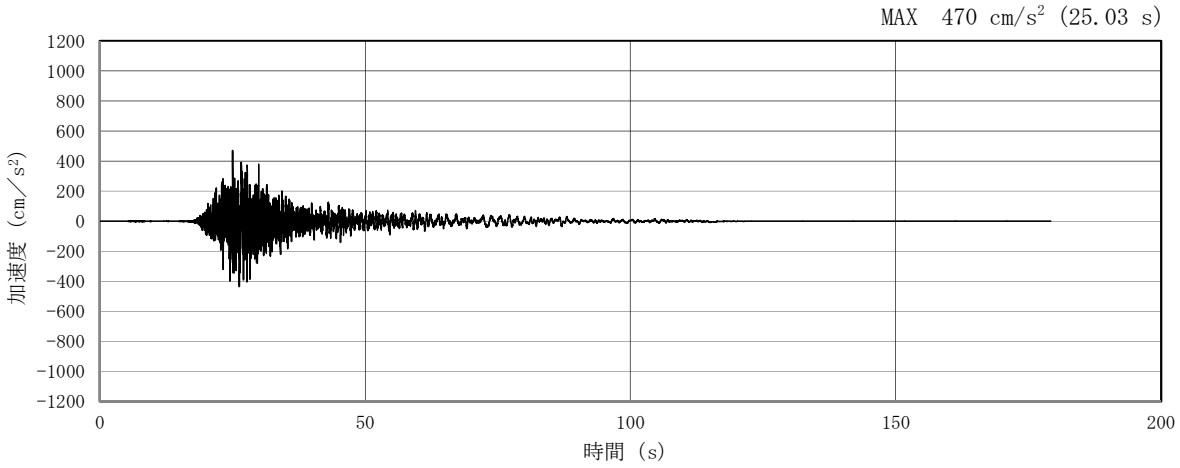


(a) 加速度時刻歴波形

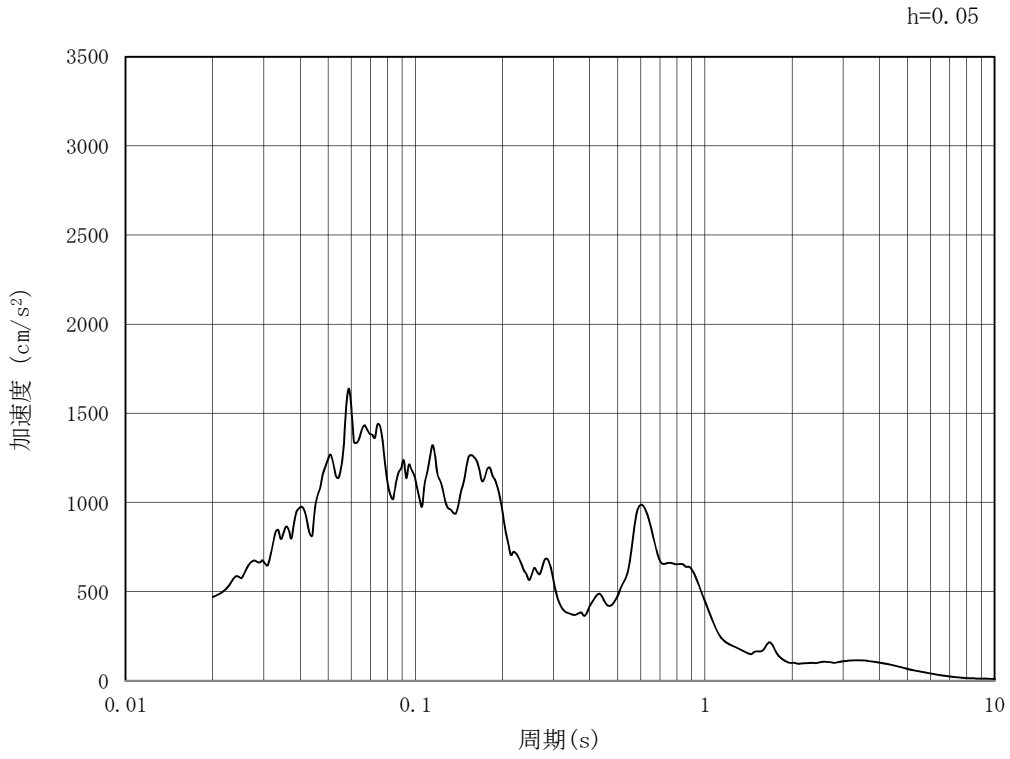


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (23)　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

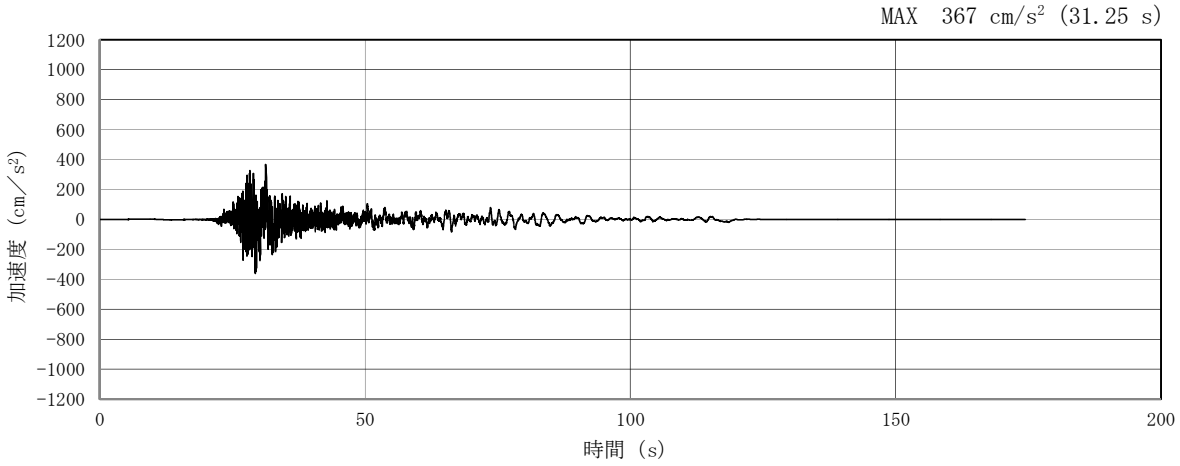


（a）加速度時刻歴波形

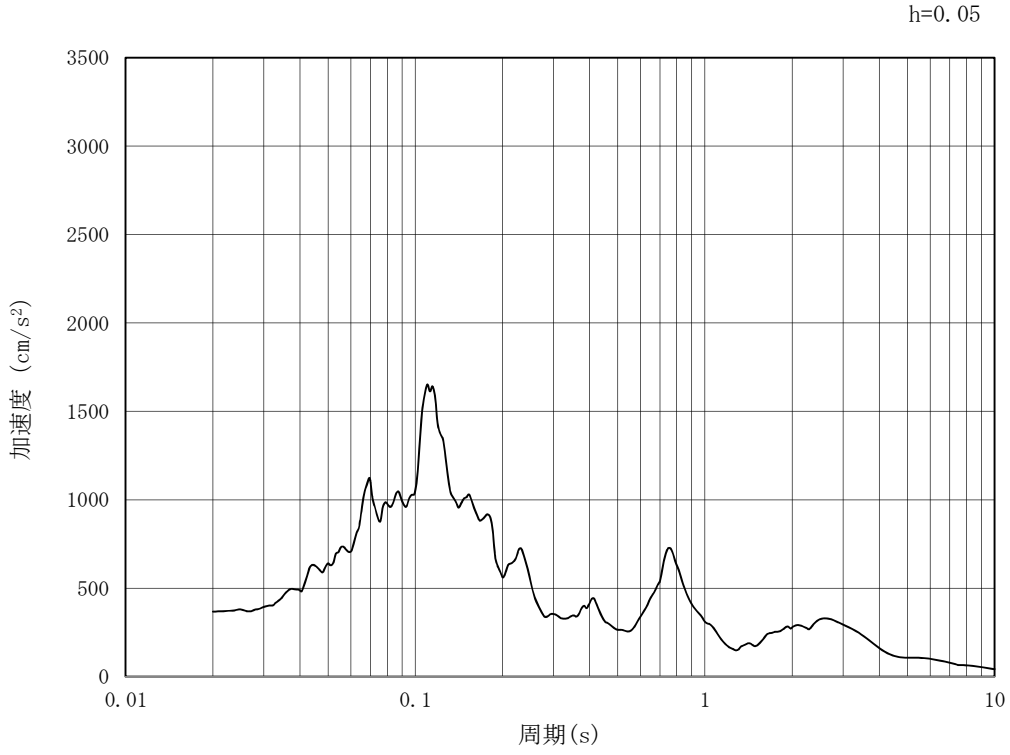


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（24）　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

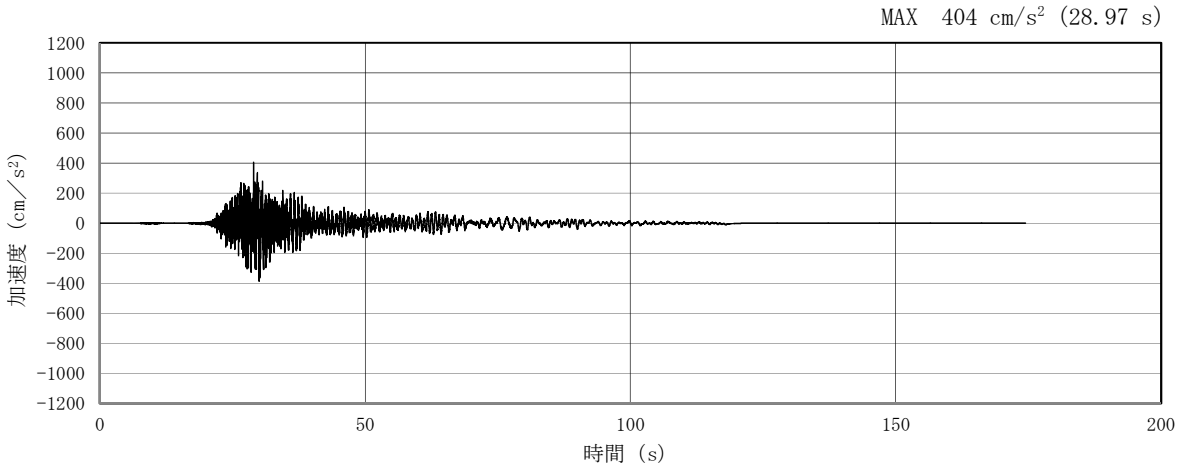


（a）加速度時刻歴波形

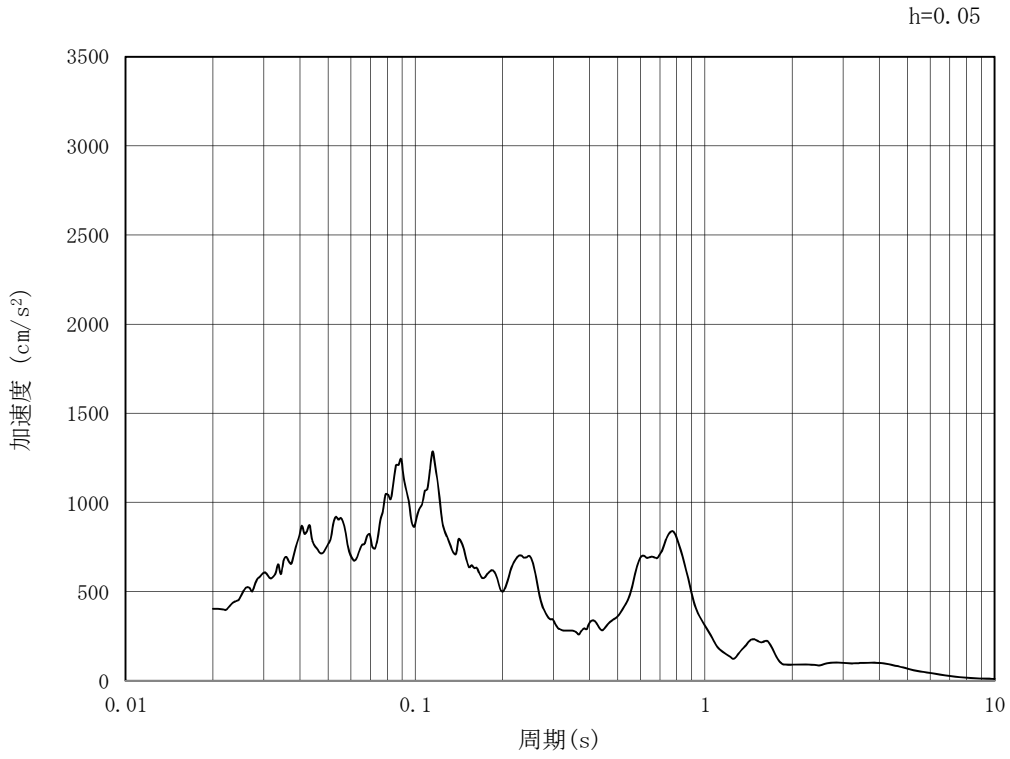


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（25）　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

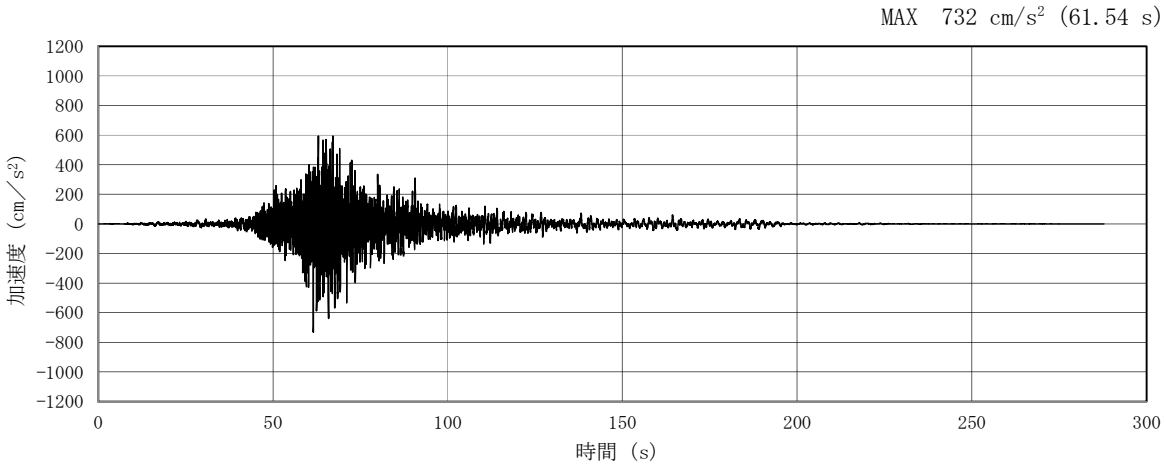


(a) 加速度時刻歴波形

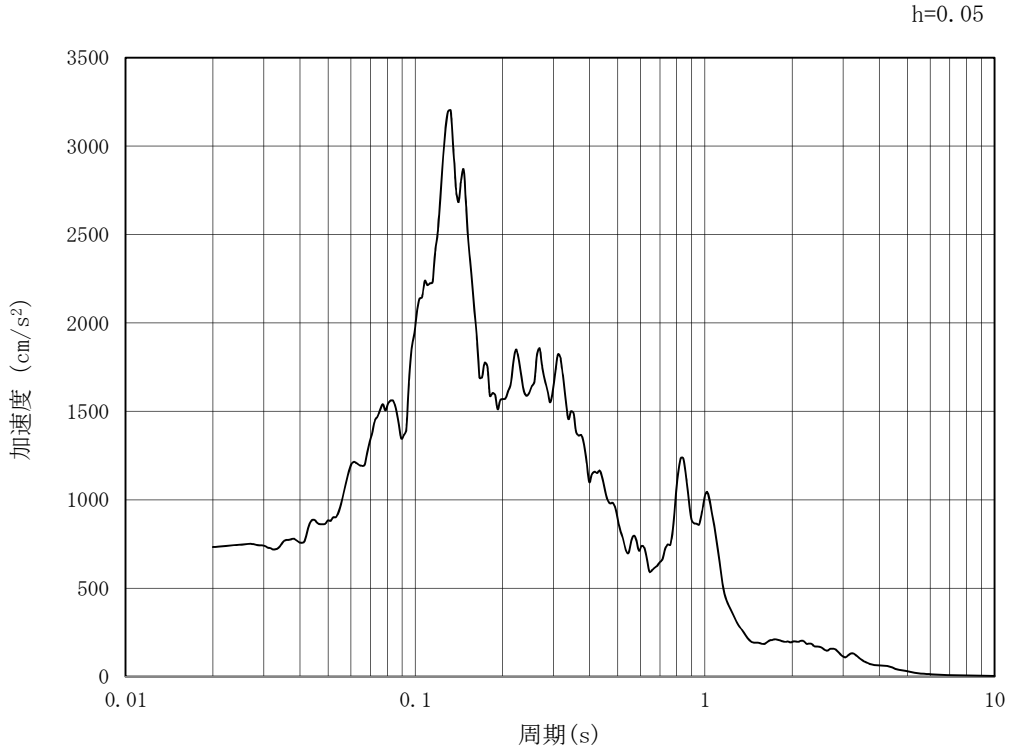


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (26)　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

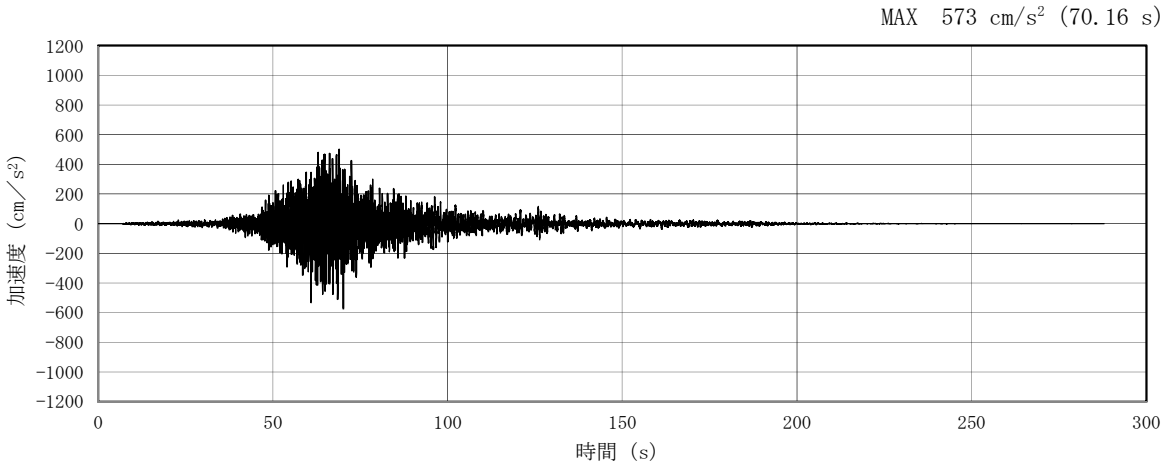


（a）加速度時刻歴波形

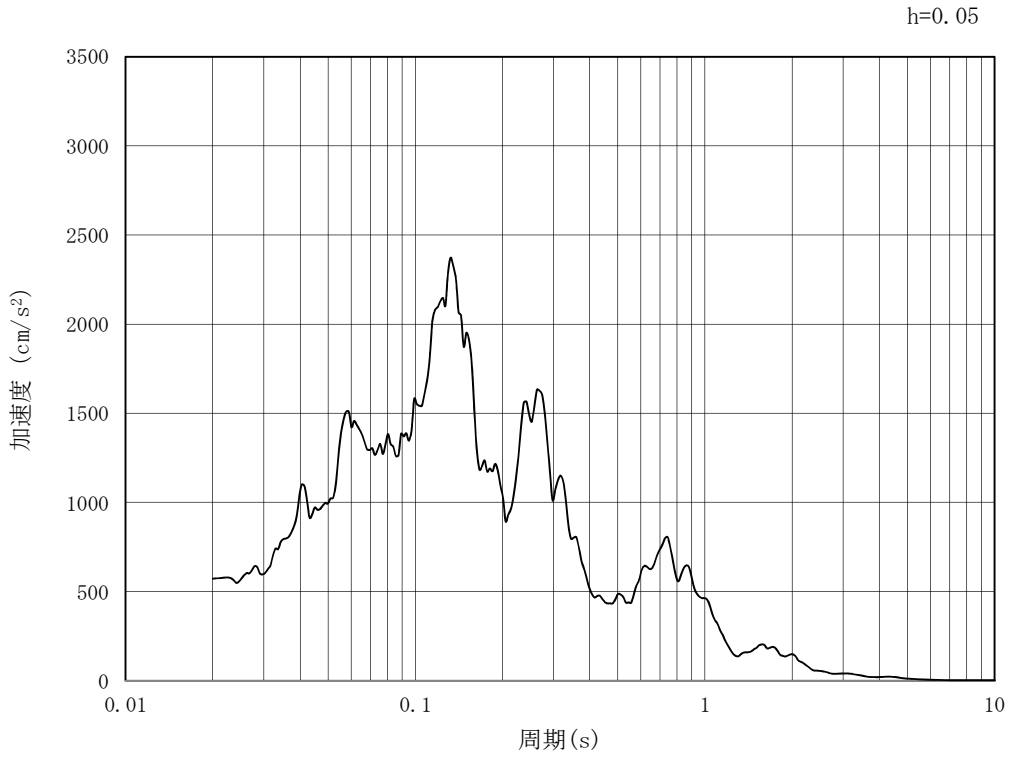


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（27）　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

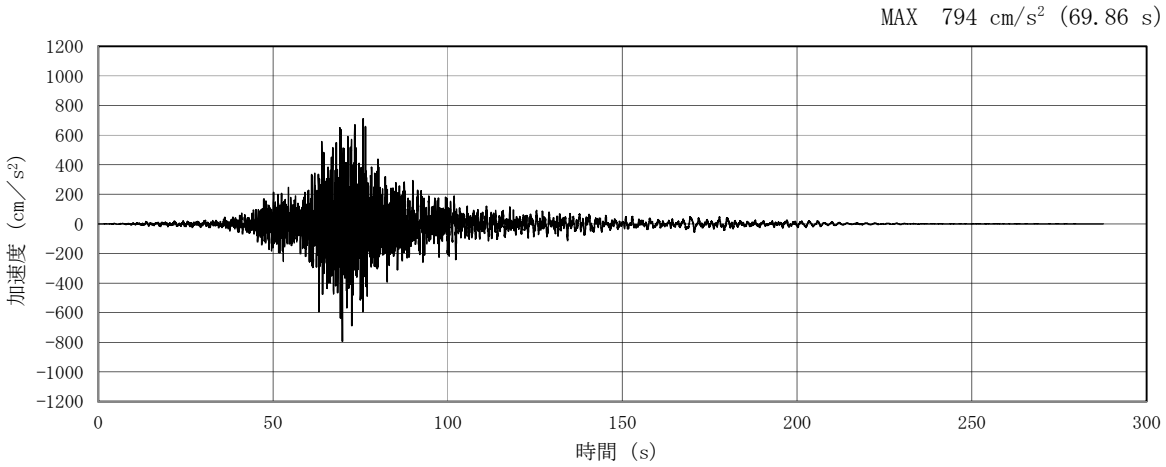


(a) 加速度時刻歴波形

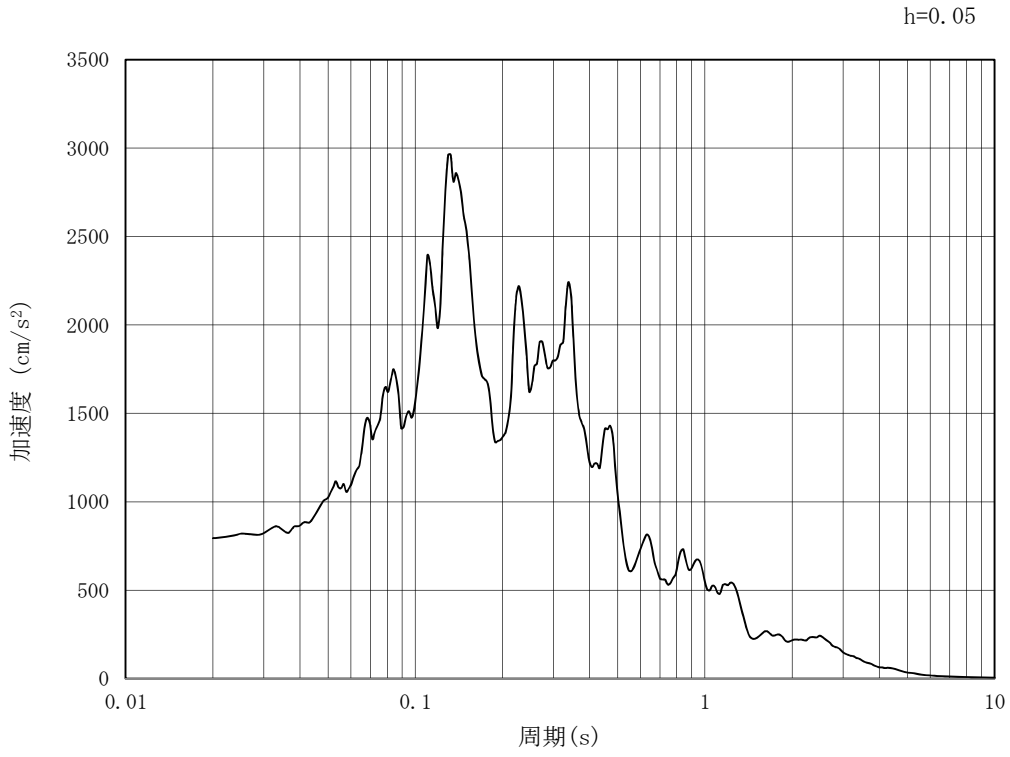


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (28)　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

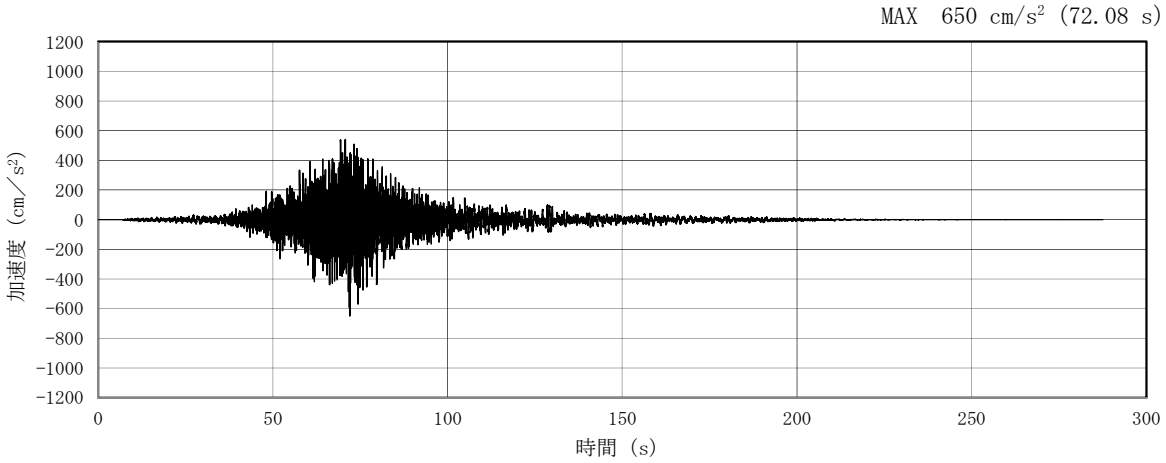


（a）加速度時刻歴波形

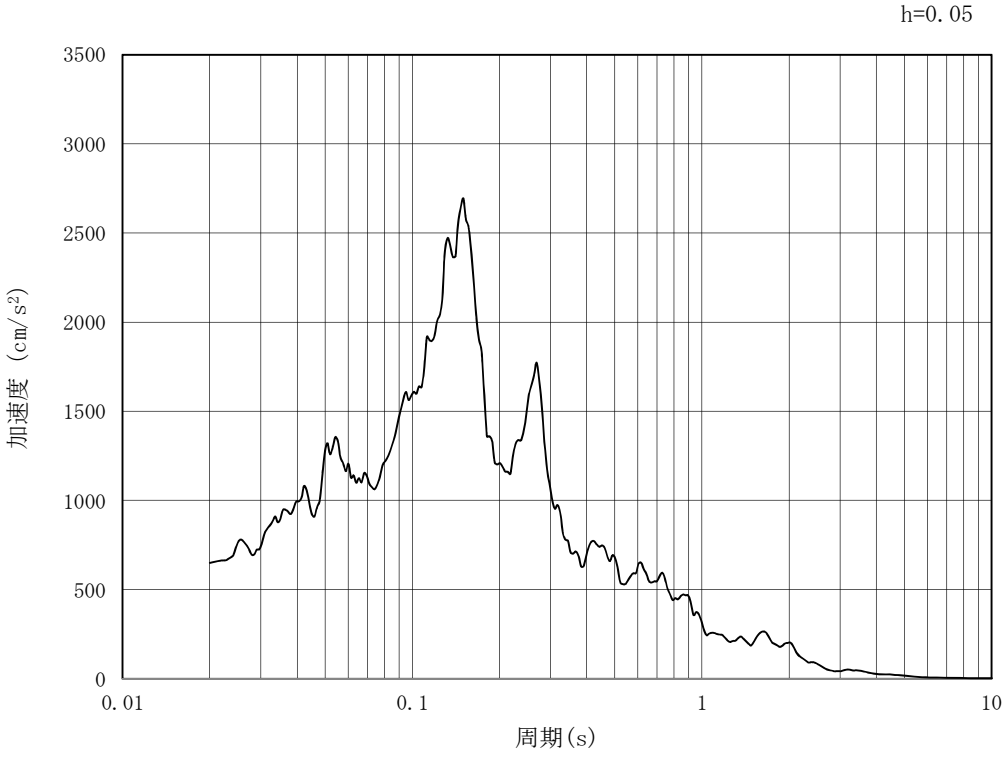


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（29）　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

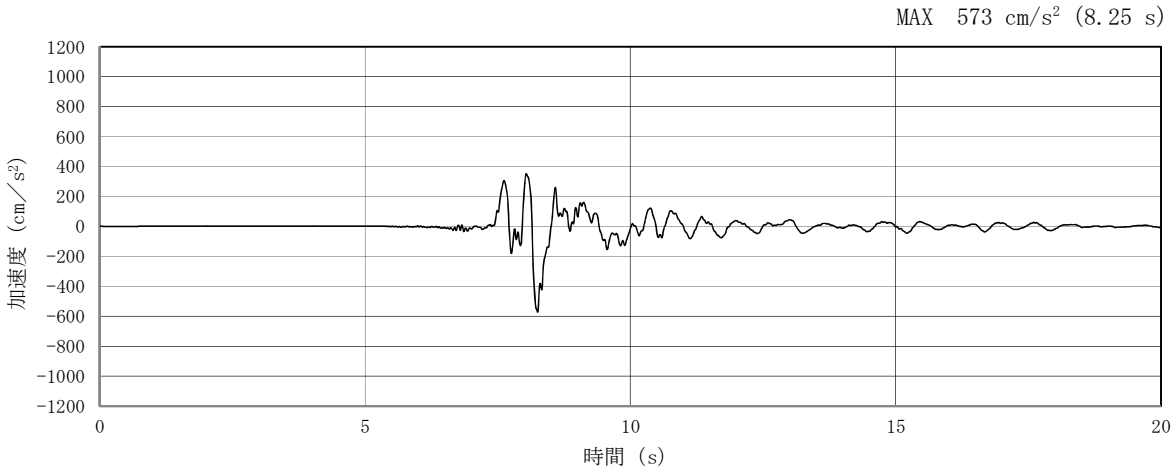


（a）加速度時刻歴波形

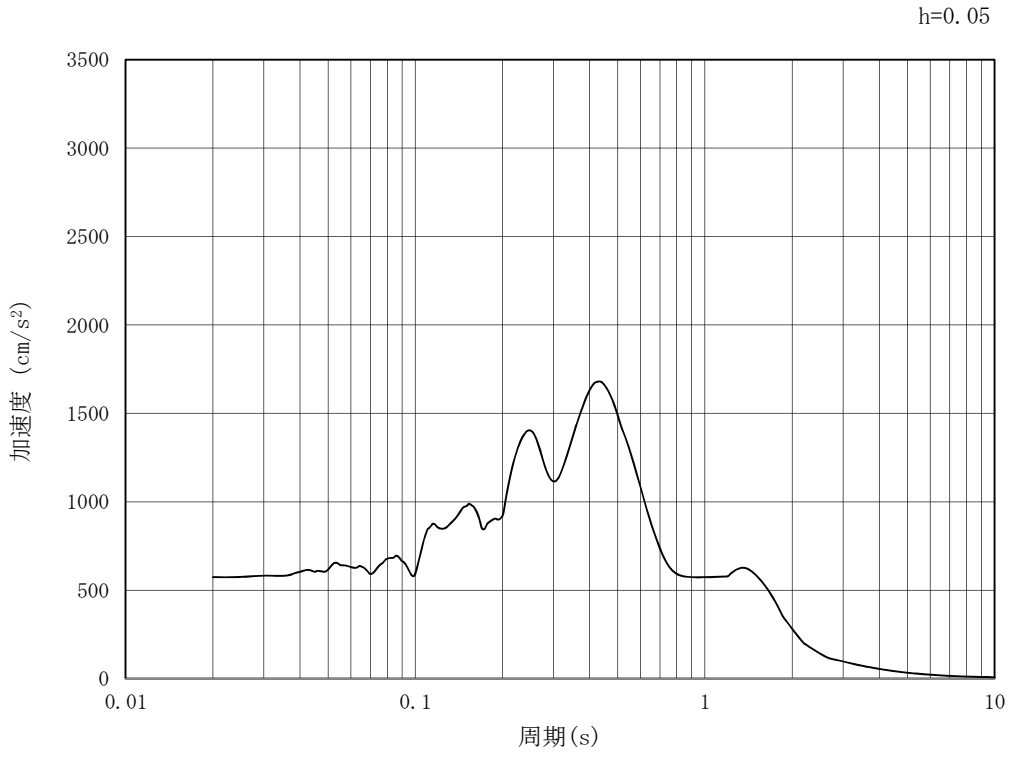


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（30）　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

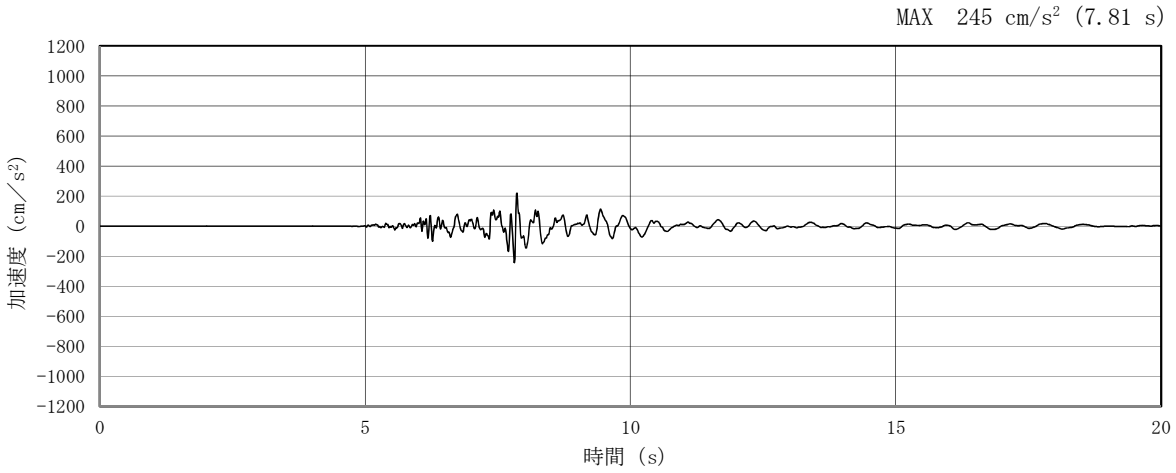


（a）加速度時刻歴波形

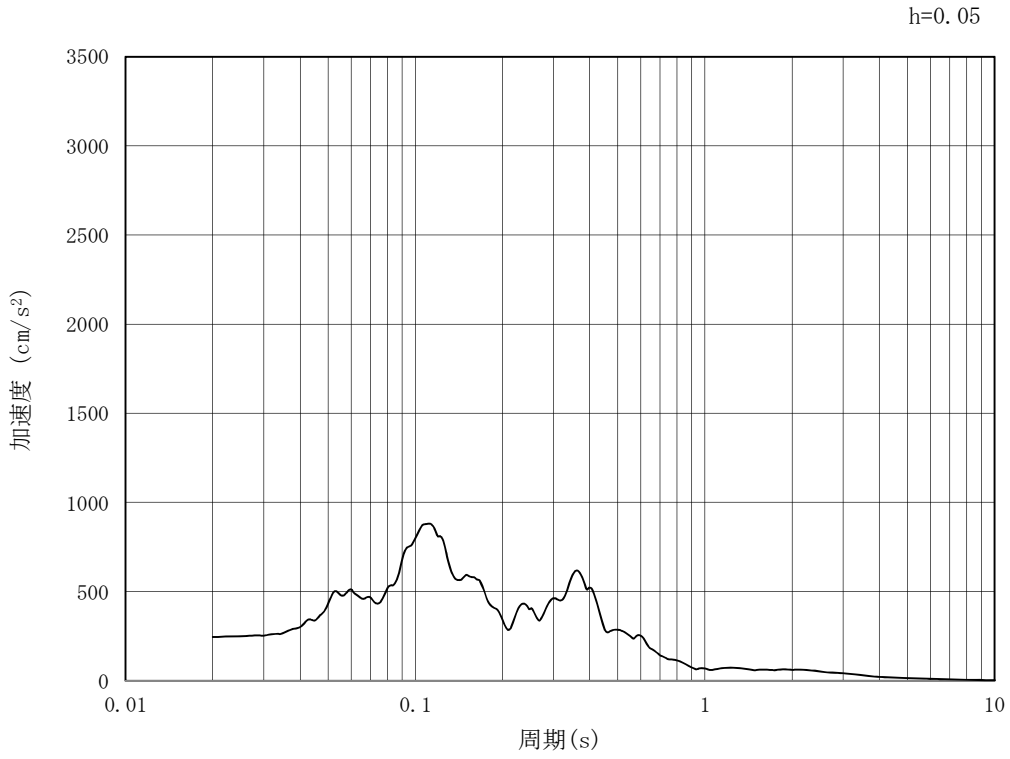


（b）加速度応答スペクトル

図 4.3－2（31）　南北方向⑤－⑤断面の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（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3－2 (32)　南北方向⑤－⑤断面の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（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

4.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

電源装置置場の構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「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 24 年 3 月）」に基づき，表 4.3－1 のとおり設定する。

表 4.3－1　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート (f'_{ck}=40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*
鉄筋(SD490)	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）	435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）	300
鉄筋(SD390)	許容引張応力度 σ_{sa}	309

注記　＊：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 4.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については，構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

電源装置置場の基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，電源装置置場の基礎地盤を構成する新第三系 Km 層の極限支持力度を用いる。極限支持力度については，「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 24 年 3 月）」のケーソン基礎の設計に基づき，以下の通り設定する。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 4.3－3 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 4.3－3 に示す支持力係数

表 4.3－3　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

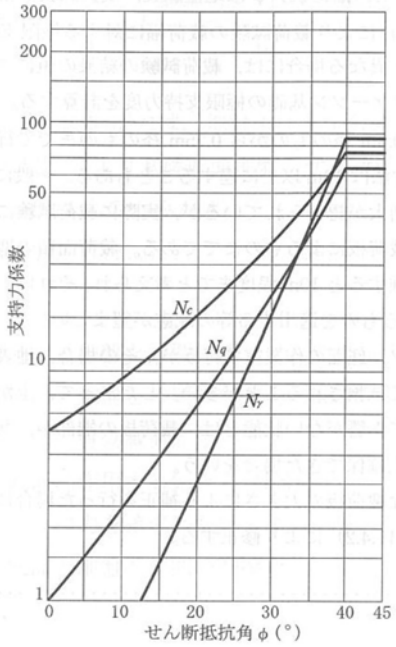


図 4.3－3　支持力係数を求めるグラフ

電源装置置場における許容限界を表 4.3－4 に示す。

表 4.3－4　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

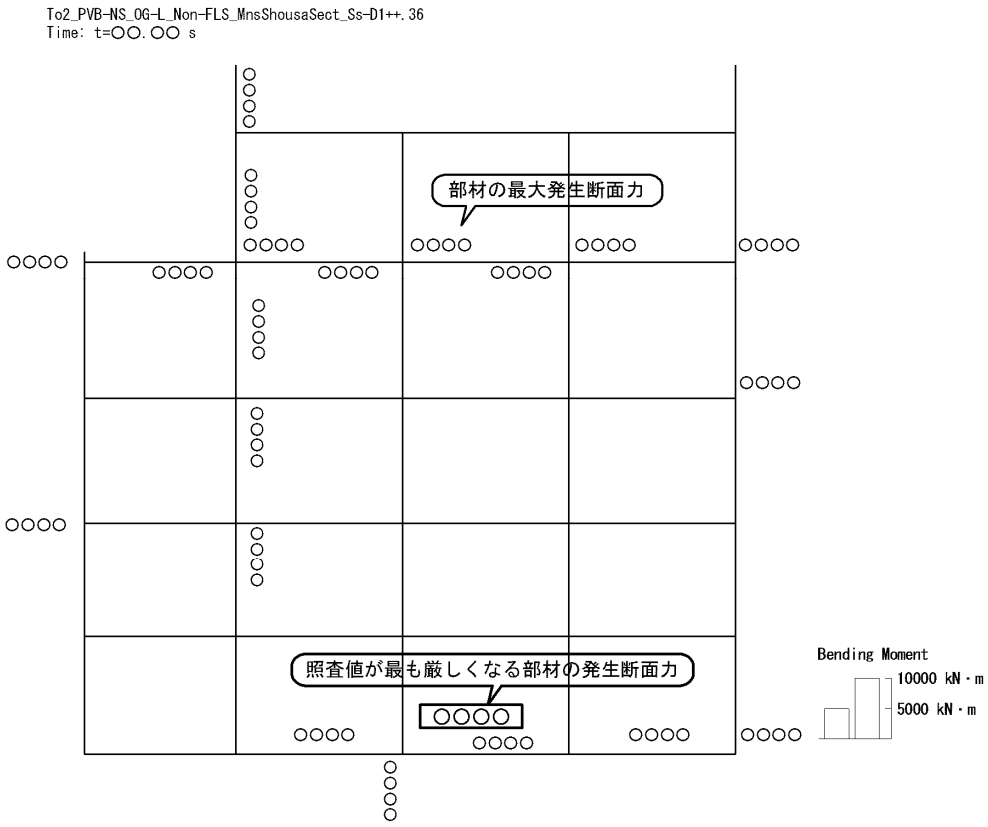
4.4 評価結果

4.4.1 地震応答解析結果

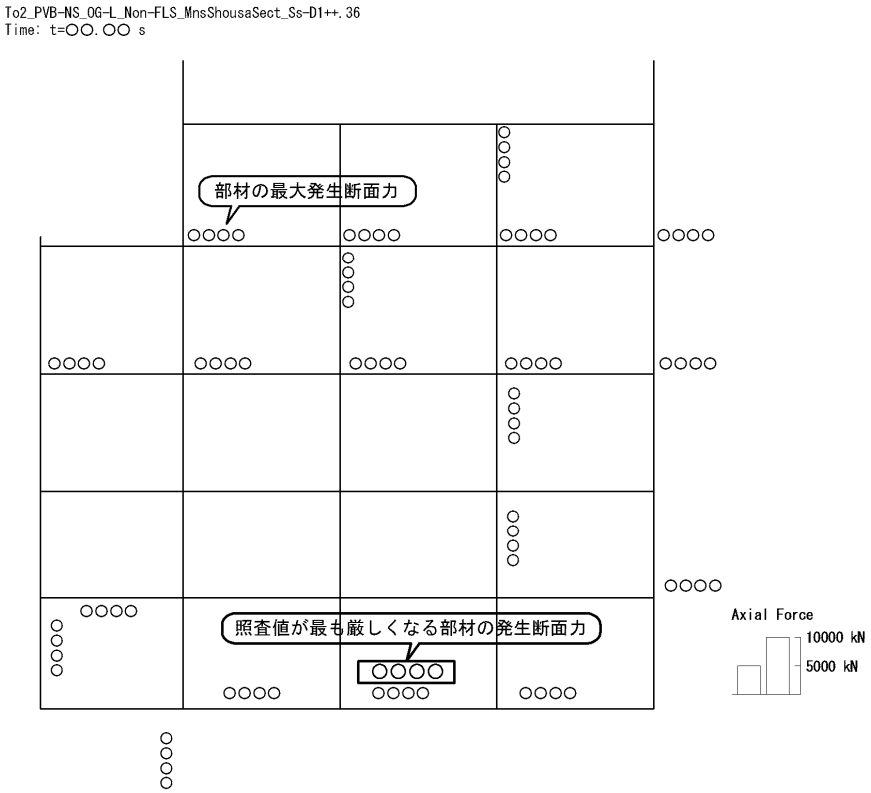
電源装置置場の南北方向⑤－⑤断面の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 4.4－1 に示す。本図は構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻においての断面力を示したものである。

また，電源装置置場の南北方向⑤－⑤断面及び東西方向断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 4.4－2 及び図 4.4－3 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 4.4－4 及び図 4.4－5 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而



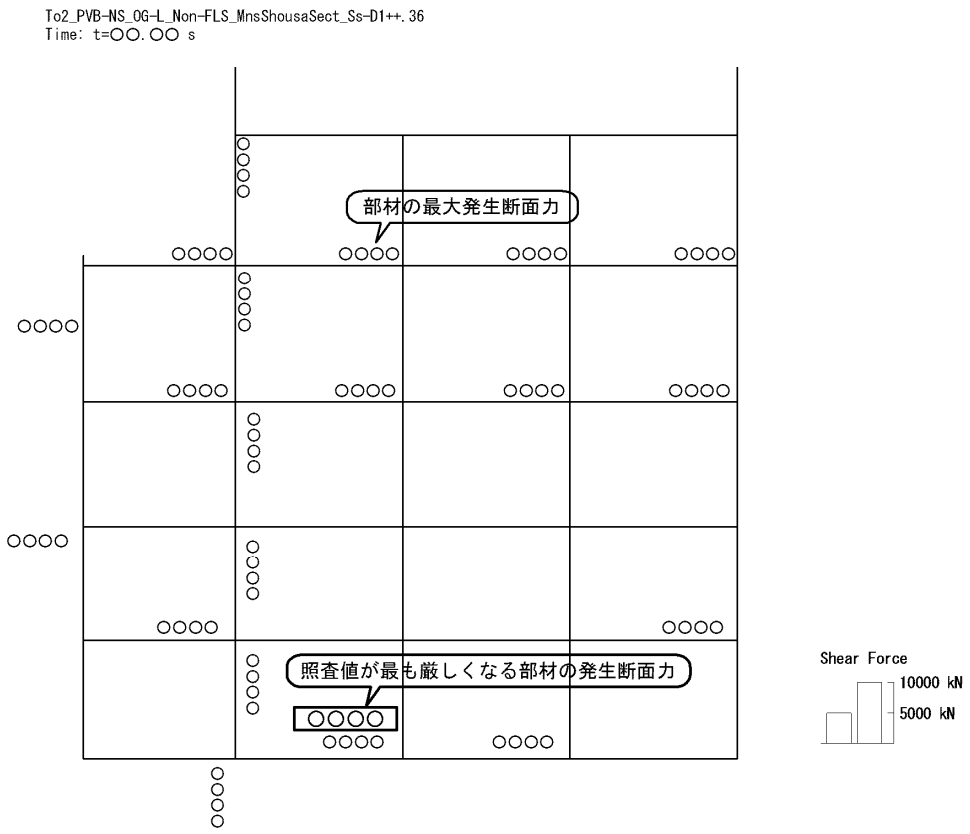
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

追而



せん断力（kN）

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力に太枠表示

図 4.4－1（1）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（2）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（3）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（4）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（5）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（6）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（7）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（8）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（9）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，ｔ＝○○.○○s）

追而

図 4.4－1（10）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（11）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 4.4－1（12）　南北方向⑤－⑤断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

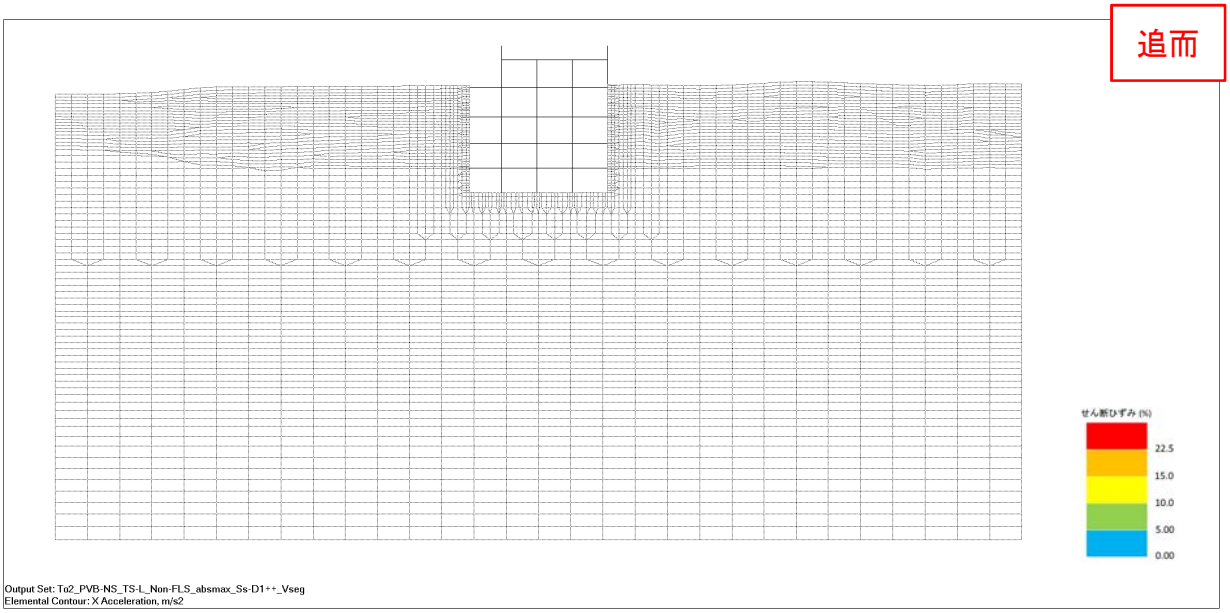


図 4.4－2（1）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－2（2）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ－〕）

図 4.4－2（3）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

図 4.4－2（4）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ－〕）

図 4.4－2（5）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 4.4－2（6）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 4.4－2（7）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 4.4－2（8）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 4.4－2（9）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 4.4－2（10）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 4.4－2（11）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－2（12）　南北方向⑤－⑤断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

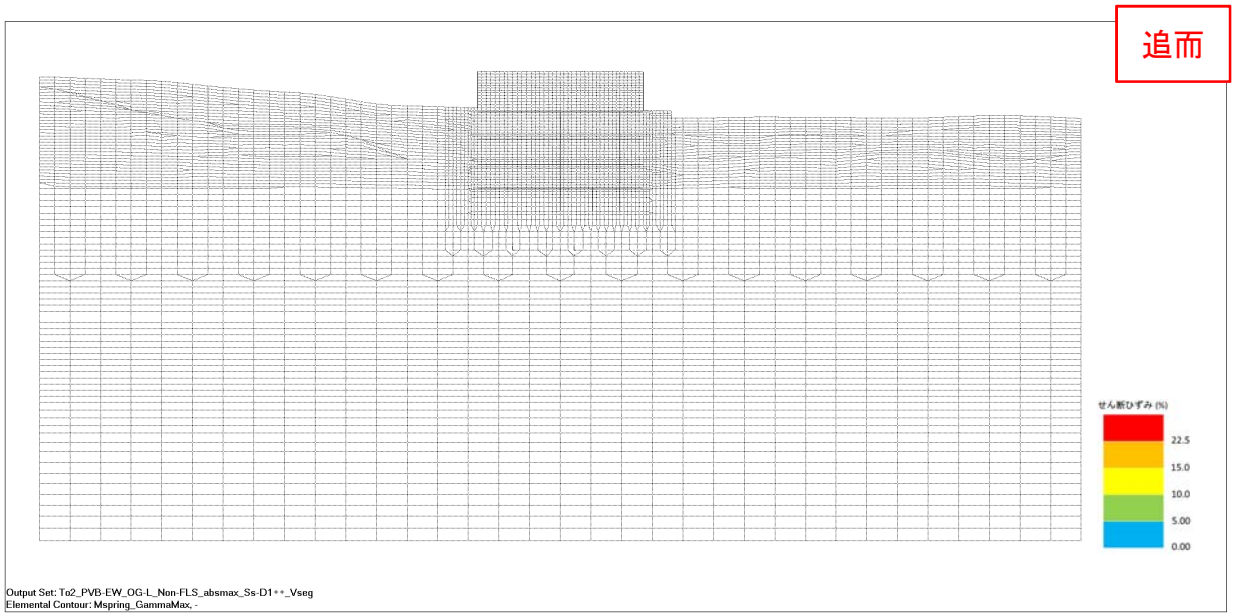


図 4.4－3（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－3（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ－〕）

図 4.4－3（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

図 4.4－3（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ－〕）

図 4.4－3（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 4.4－3（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 4.4－3（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 4.4－3（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 4.4－3（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 4.4－3（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 4.4－3（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－3（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

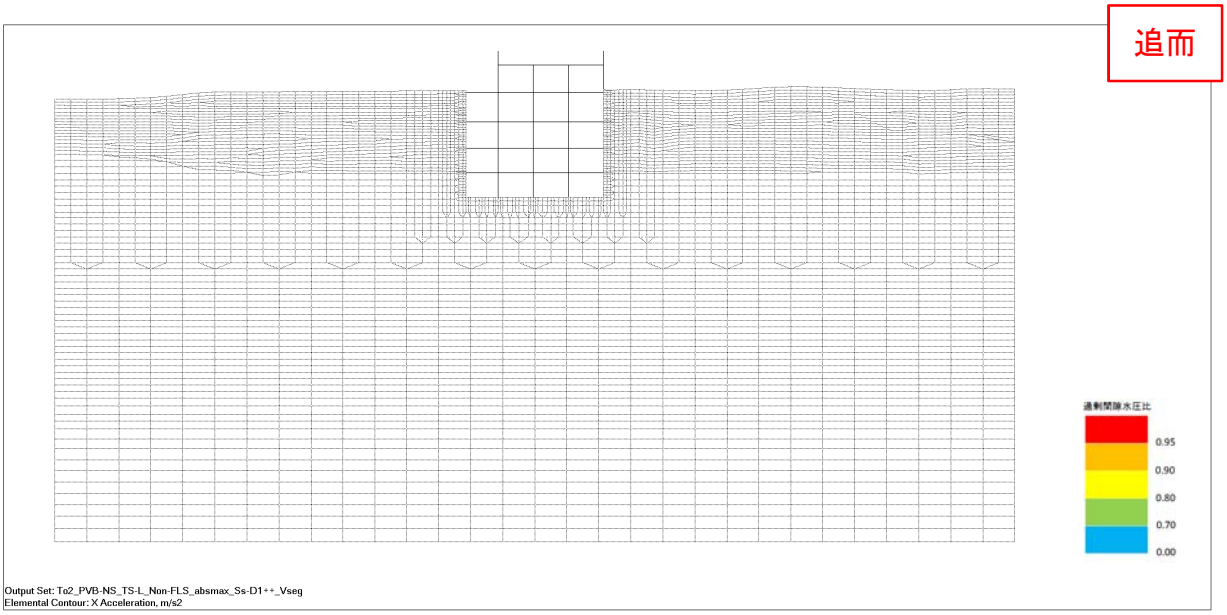


図 4.4－4（1）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－4（2）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ－〕）

図 4.4－4（3）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

図 4.4－4（4）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ－〕）

図 4.4－4（5）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 4.4－4（6）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 4.4－4（7）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 4.4－4（8）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 4.4－4（9）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 4.4－4（10）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 4.4－4（11）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－4（12）　南北方向⑤－⑤断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

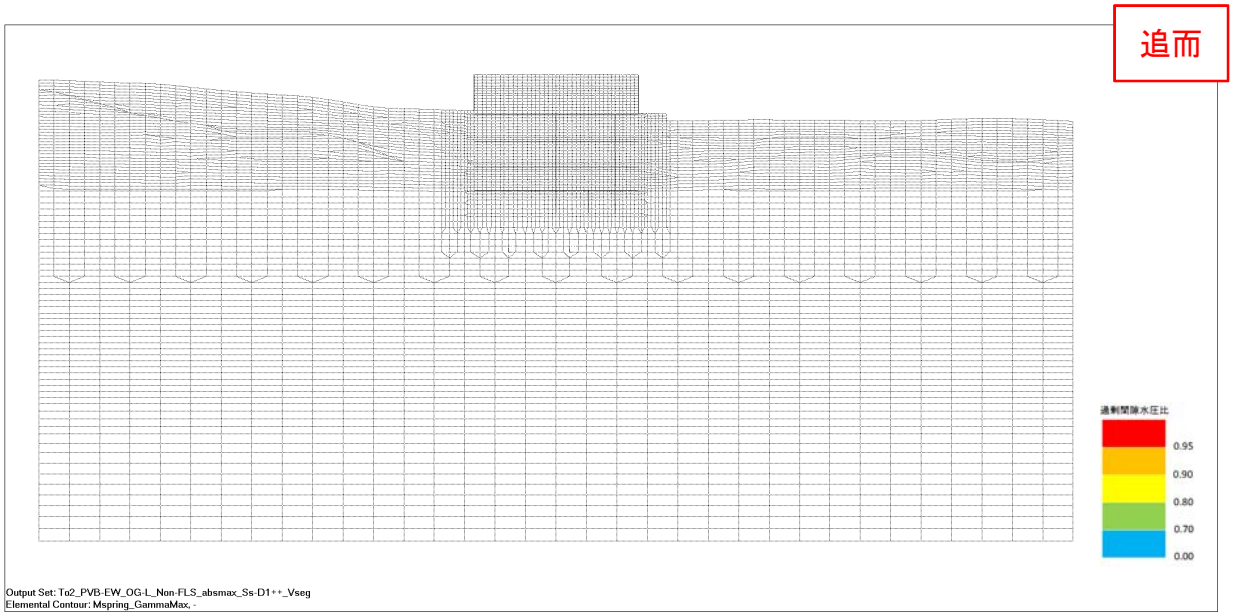


図 4.4－5（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－5（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋,Ｖ－〕）

図 4.4－5（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

図 4.4－5（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－,Ｖ－〕）

図 4.4－5（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 4.4－5（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 4.4－5（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 4.4－5（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 4.4－5（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 4.4－5（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 4.4－5（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋,Ｖ＋〕）

図 4.4－5（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－,Ｖ＋〕）

4.4.2　⑤－⑤断面の耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表 4.4－1 及び表 4.4－2 に曲げに対する照査結果を示す。

電源装置置場における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，電源装置置場の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 4.4－6 に概略配筋図を，表 4.4－3 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

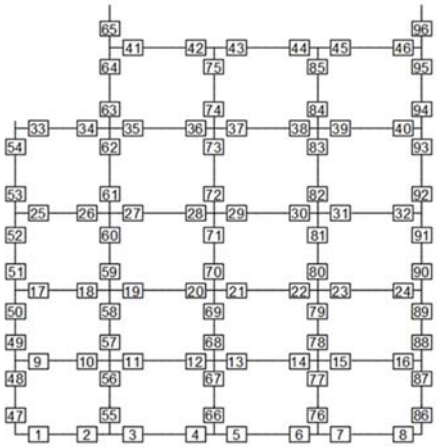
追而

表 4.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋,V＋	底版	4			
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－D１	H＋,V－	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

表示例
（下図における番号）

※1　評価位置は下図に示す



追而

表 4.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－D１	H－,V－	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

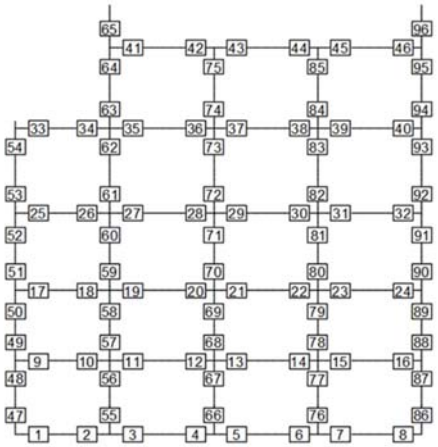
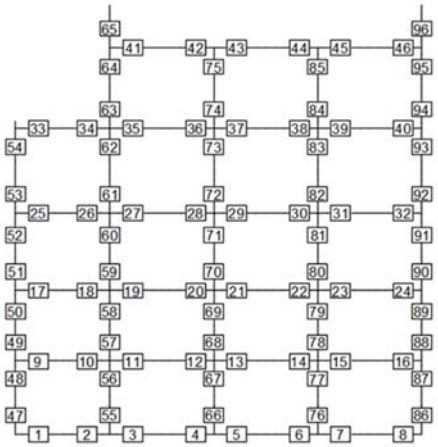


表 4.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－１２	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す



追而

表 4.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１３	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－１４	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

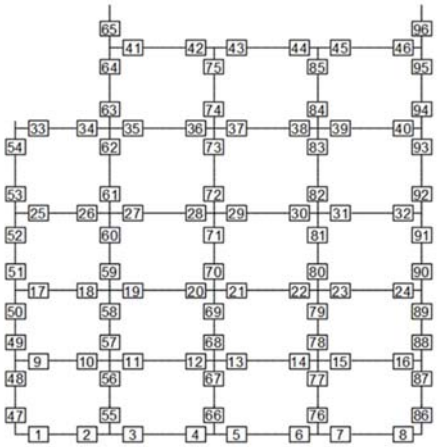


表 4.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－２１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－２２	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

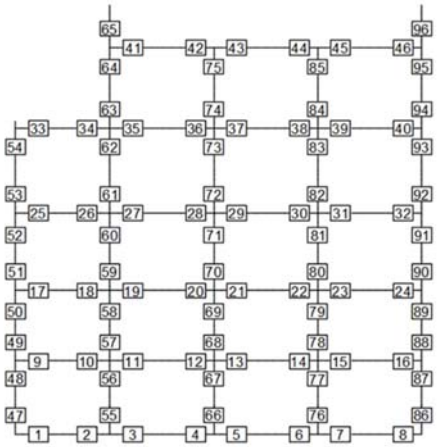
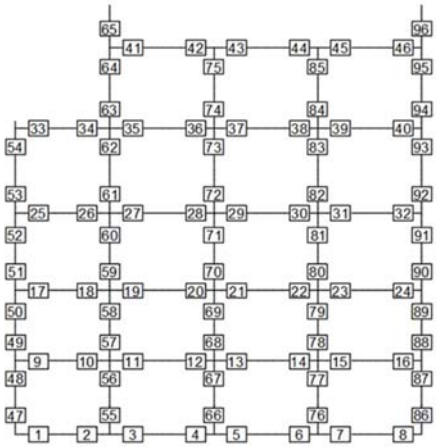


表 4.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－３１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－３１	H－,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

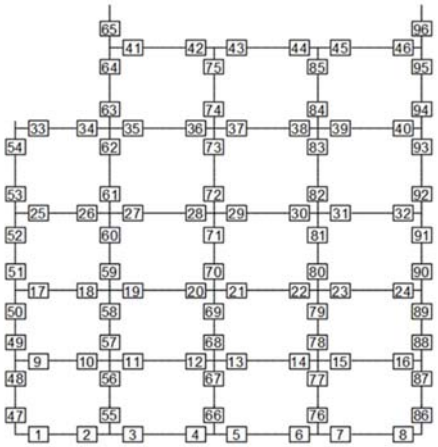


追而

表 4.4－2（1）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－D１	H＋,V－	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

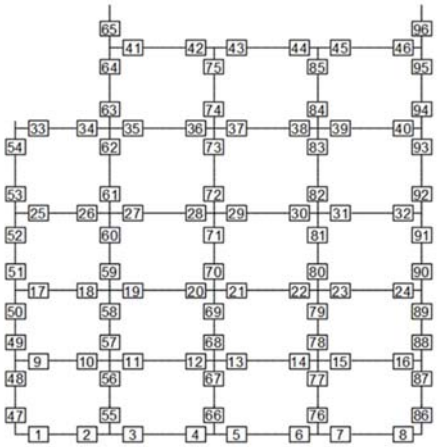


追而

表 4.4－2（2）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－D１	H－,V－	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す



追而

表 4.4－2（3）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－１２	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

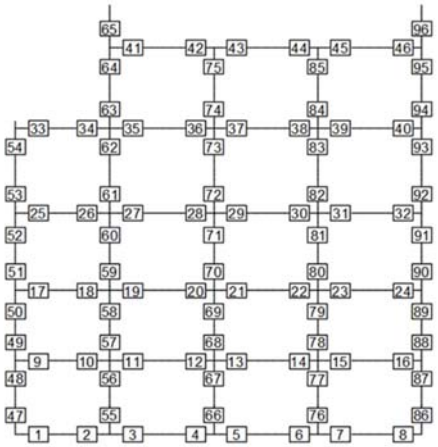


表 4.4－2（4）　鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１３	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－１４	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

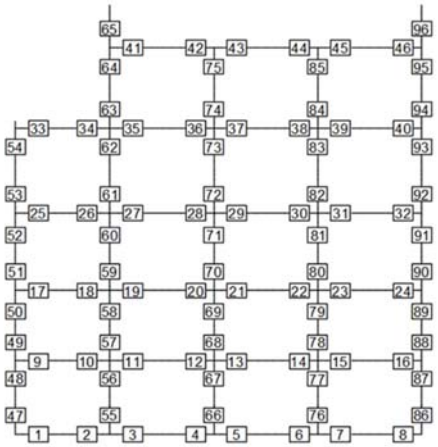
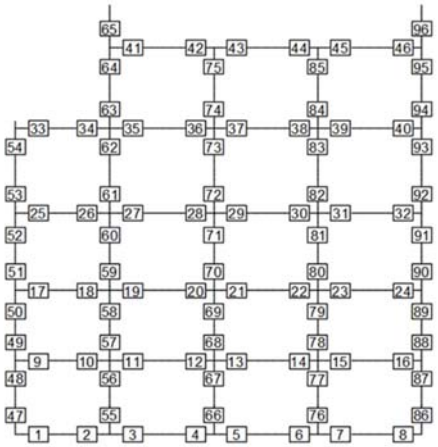


表 4.4－2（5）　鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－２１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－２２	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す

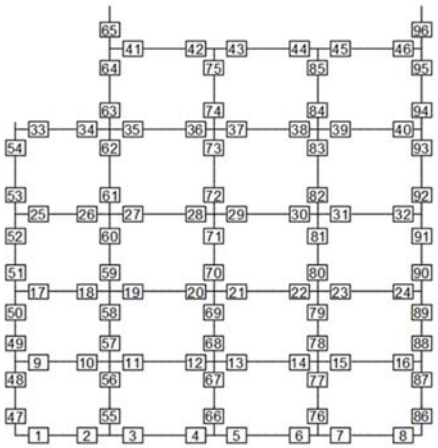


追而

表 4.4－2（6）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－３１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－３１	H－,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す



追而

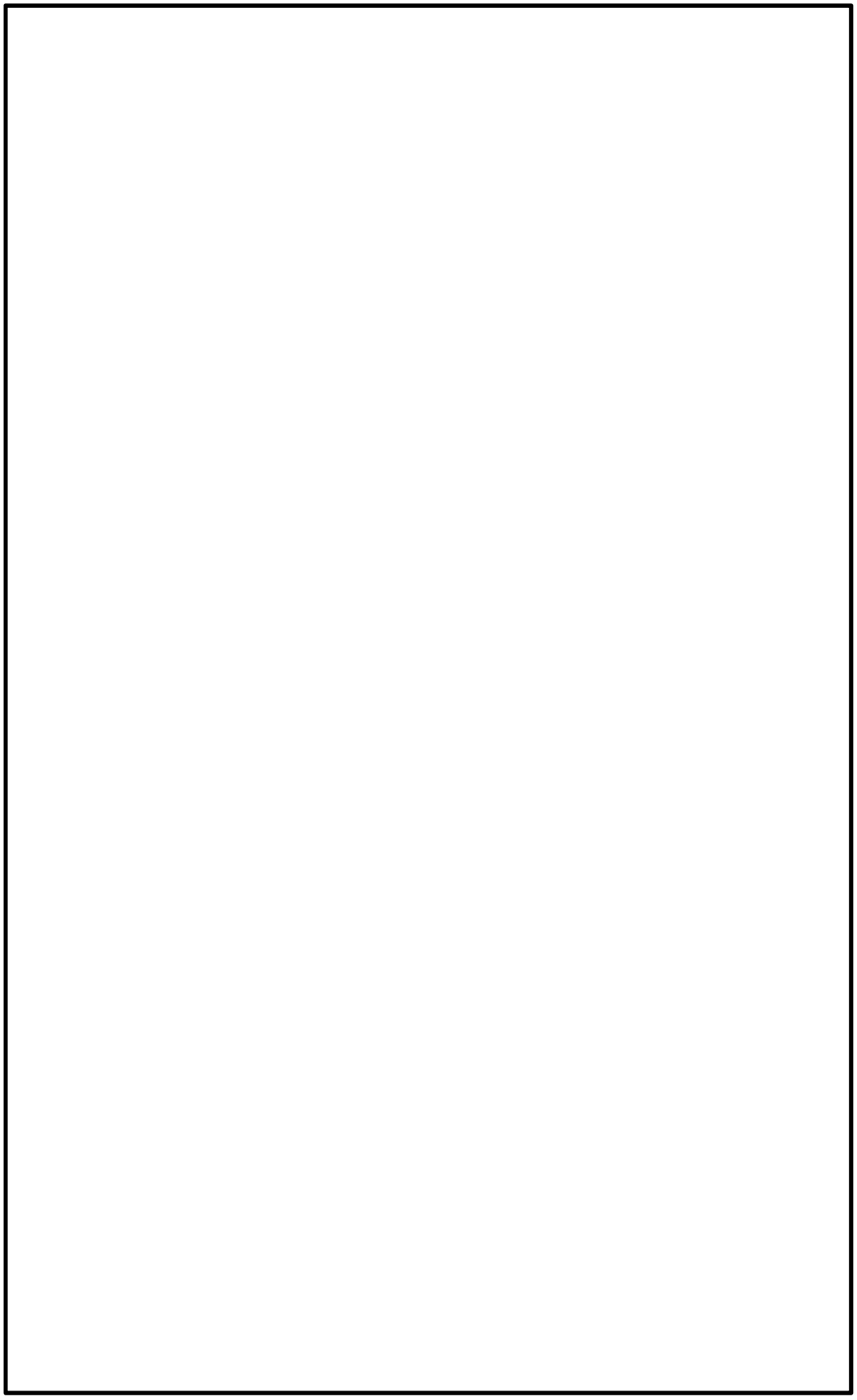
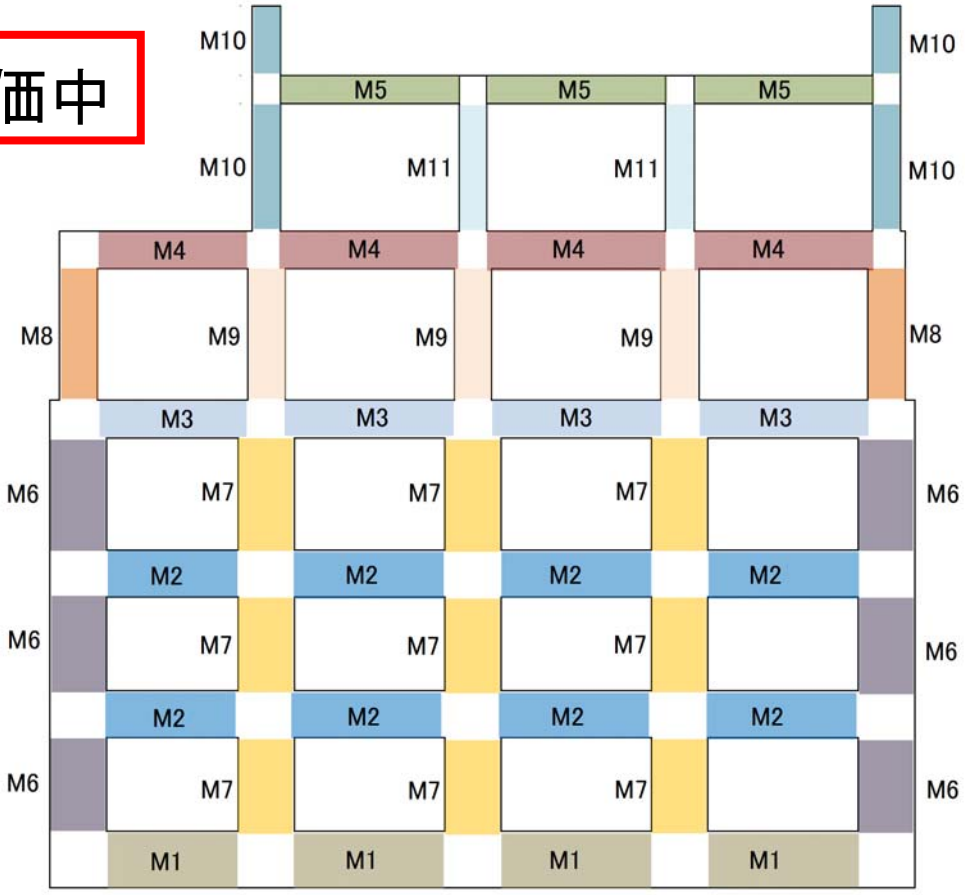


図 4.4－6　概略配筋図

追而

表 4.4－3　断面諸元一覧表（曲げに対する評価）

評価中



(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 4.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

電源装置置場における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又はコンクリートの負担するせん断力（V_c）と，斜め引張鉄筋の負担するせん断力（V_s）を合わせた許容せん断力（V_a）が，発生せん断力（V）以上であることを確認した。（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）なお，発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，電源装置置場の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

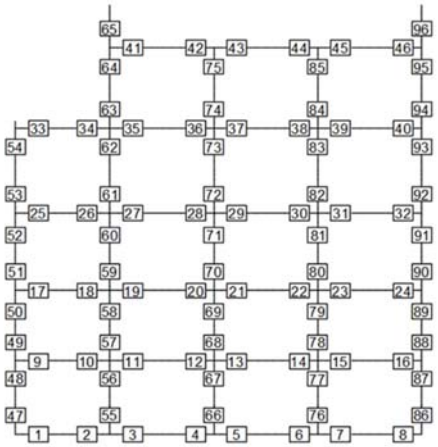
図 4.4－7 に概略配筋図を，表 4.4－5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 4.4－4（1）　せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－D１	H＋,V－	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す。

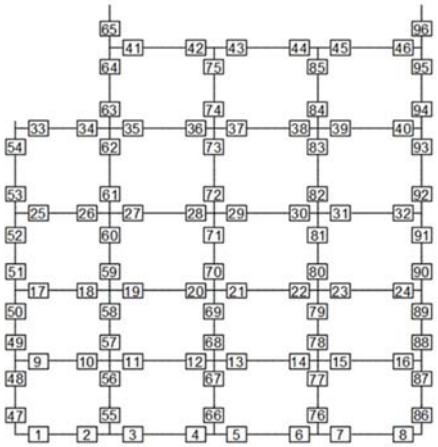


追而

表4.4－4（2）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力(kN)	短期許容せん断力(kN)	照査値
S_s－D１	H－,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－D１	H－,V－	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す。

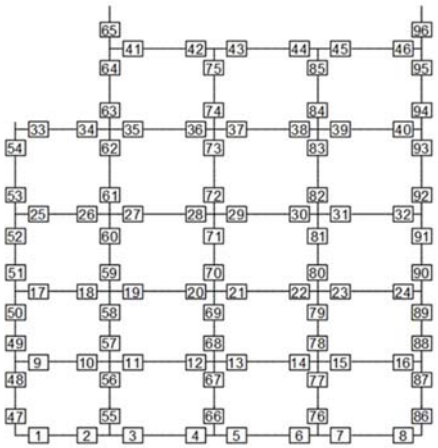


追而

表4.4－4（3）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力(kN)	短期許容せん断力(kN)	照査値
S_s－１１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－１２	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す。



追而

表4.4－4（4）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力(kN)	短期許容せん断力(kN)	照査値
Ｓｓ－１３	H+,V+	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
Ｓｓ－１４	H+,V+	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す。

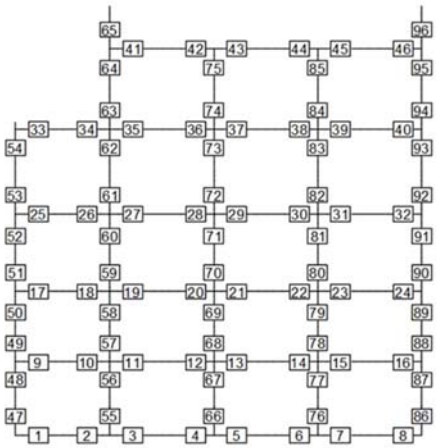
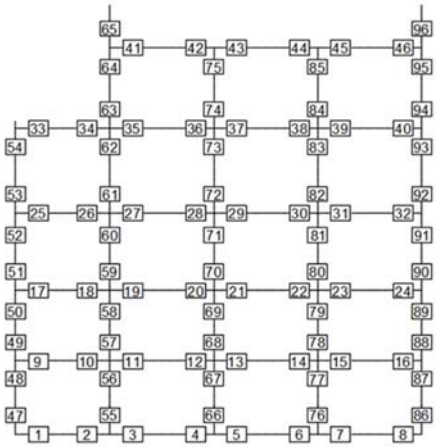


表4.4－4（5）　せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力(kN)	短期許容せん断力(kN)	照査値
Ｓｓ－２１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
Ｓｓ－２２	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す。

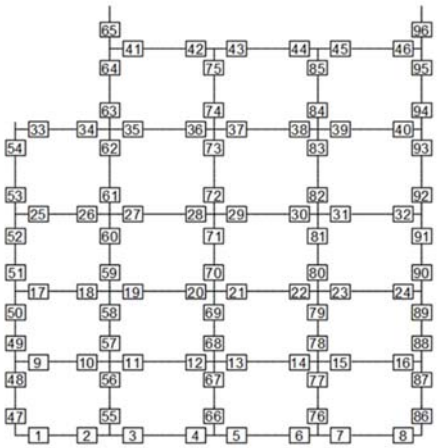


追而

表4.4－4（6）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力(kN)	短期許容せん断力(kN)	照査値
S_s－３１	H＋,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				
S_s－３１	H－,V＋	底版				
		B2F,B3Fスラブ				
		B1Fスラブ				
		地上スラブ				
		地上梁				
		地中側壁（下部）				
		地中隔壁（下部）				
		地中側壁（上部）				
		地中隔壁（上部）				
		地上側壁				
		地上隔壁				

※1　評価位置は下図に示す。



追而

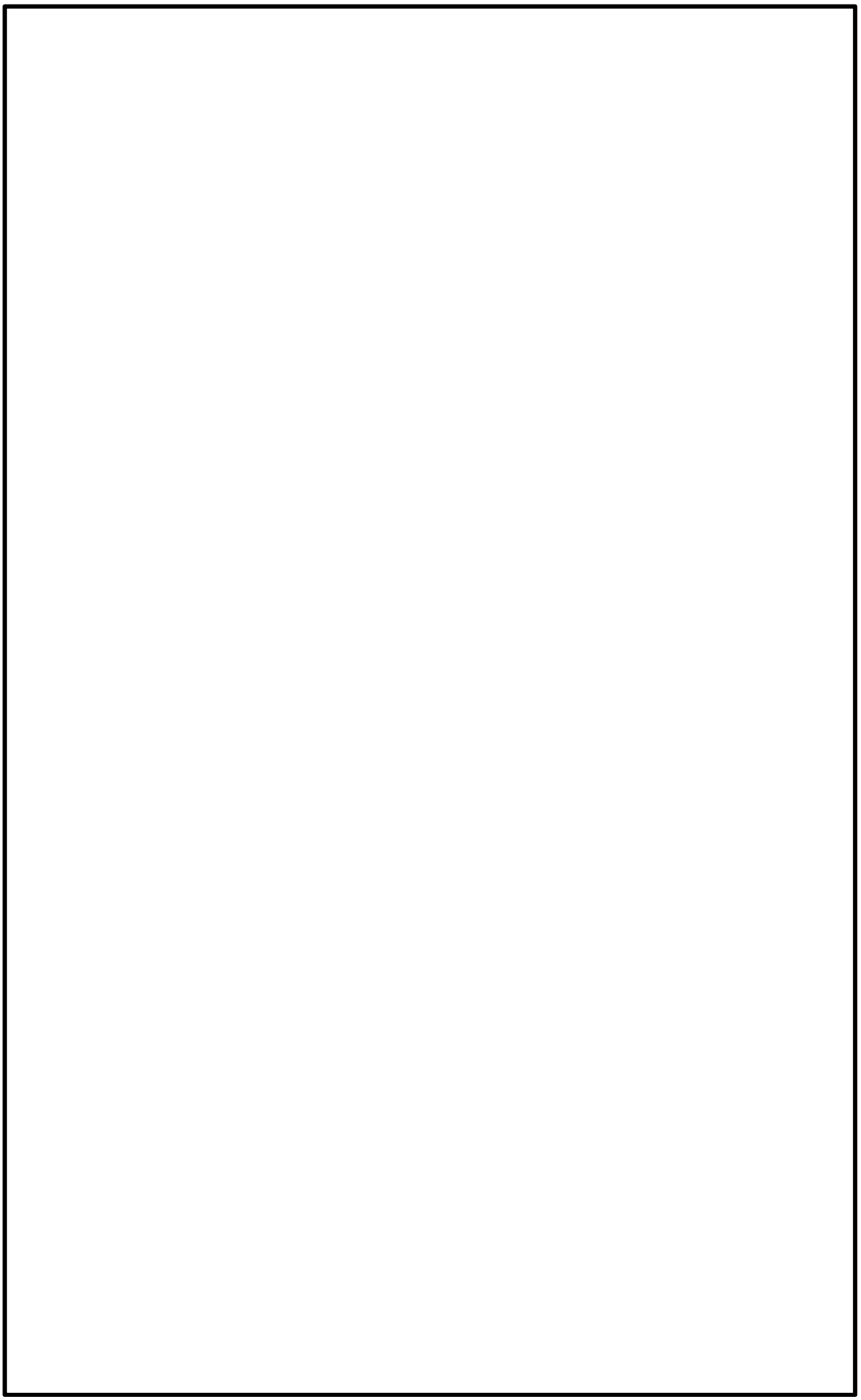


図 4.4－7　概略配筋図

追而

表 4.4－5　断面諸元一覧表（せん断に対する評価）

評価中

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

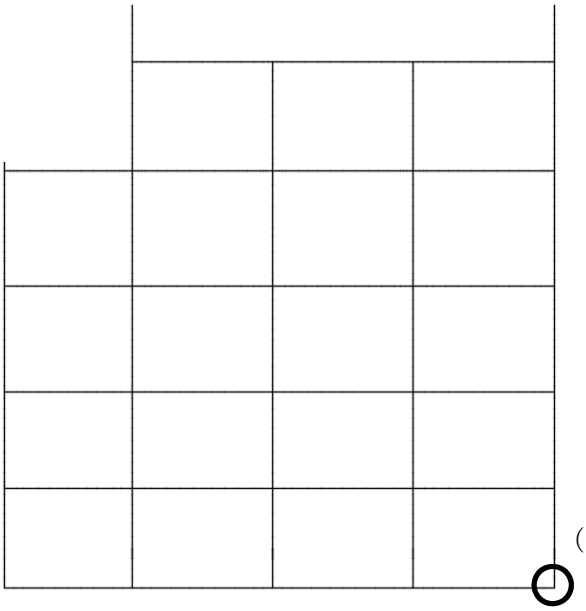
表 4.4－6 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 4.4－8 に最大接地圧分布図を示す。

電源装置置場の最大接地圧は，Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度　△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，電源装置置場の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 4.4－6　基礎地盤の支持性能評価結果

基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	照査値
Ｓ$_s$－Ｄ１	H＋,V＋	○○	△△	
Ｓ$_s$－Ｄ１	H＋,V－			
Ｓ$_s$－Ｄ１	H－,V＋			
Ｓ$_s$－Ｄ１	H－,V－			
Ｓ$_s$－１１	H＋,V＋			
Ｓ$_s$－１２	H＋,V＋			
Ｓ$_s$－１３	H＋,V＋			
Ｓ$_s$－１４	H＋,V＋			
Ｓ$_s$－２１	H＋,V＋			
Ｓ$_s$－２２	H＋,V＋			
Ｓ$_s$－３１	H＋,V＋			



表示例

最大接地圧
発生位置
（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

追而

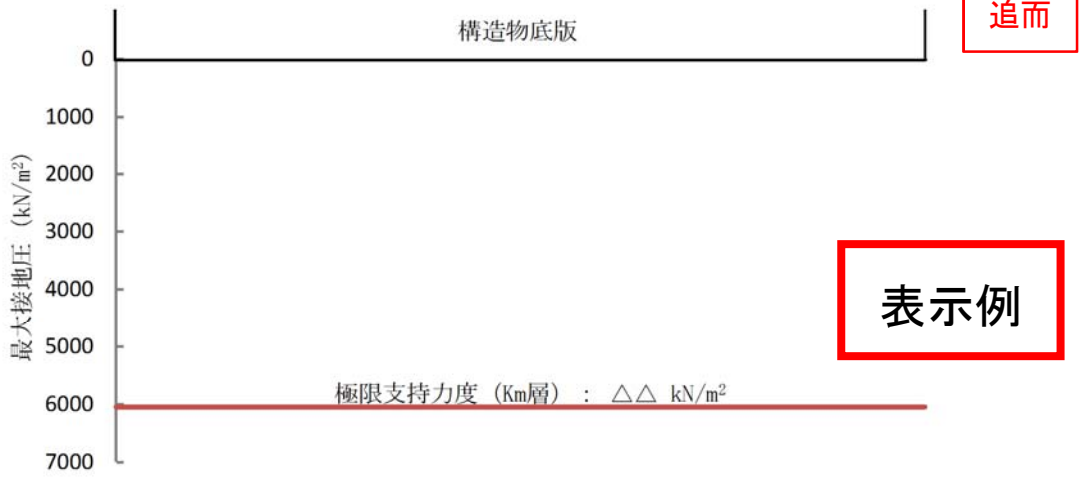


図 4.4－8（1）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 4.4－8（2）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 4.4－8（3）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 4.4－8（4）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 4.4－8（5）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－１１）

図 4.4－8（6）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－１２）

図 4.4－8（7）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－１３）

図 4.4－8（8）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－１４）

図 4.4－8（9）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－２１）

図 4.4－8（10）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－２２）

図 4.4－8（11）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－３１〔H＋,V＋〕）

図 4.4－8（12）　最大接地圧分布図（Ｓ ｓ－３１〔H－,V＋〕）

4.5　まとめ（追而）

5.　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価

目次

5. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価 ····· 5－1
5.1 評価方法 ····· 5－2
5.2 評価条件 ····· 5－2
5.2.1 適用基準 ····· 5－2
5.2.2 耐震安全性評価フロー ····· 5－3
5.2.3 評価対象断面の方向 ····· 5－4
5.2.4 評価対象断面の選定 ····· 5－6
5.2.5 使用材料及び材料定数 ····· 5－8
5.2.6 地下水位 ····· 5－11
5.2.7 地震応答解析手法 ····· 5－11
5.2.8 解析モデルの設定 ····· 5－12
5.2.9 減衰定数 ····· 5－16
5.2.10 荷重の組合せ ····· 5－18
5.2.11 地震応答解析の検討ケース ····· 5－20
5.3 評価内容 ····· 5－22
5.3.1 入力地震動の設定 ····· 5－22
5.3.2 許容限界の設定 ····· 5－39
5.4 評価結果 ····· 5－44
5.4.1 地震応答解析結果 ····· 5－44
5.4.2 トンネルの耐震評価結果 ····· 5－49
5.5 まとめ（追而） ····· 5－59

5.1　評価方法

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）（以下，「トンネル」という。）は，耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。トンネルについて基準地震動S_sによる耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力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，地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

5.2　評価条件

5.2.1　適用基準

トンネルの耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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）を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）を適用する。

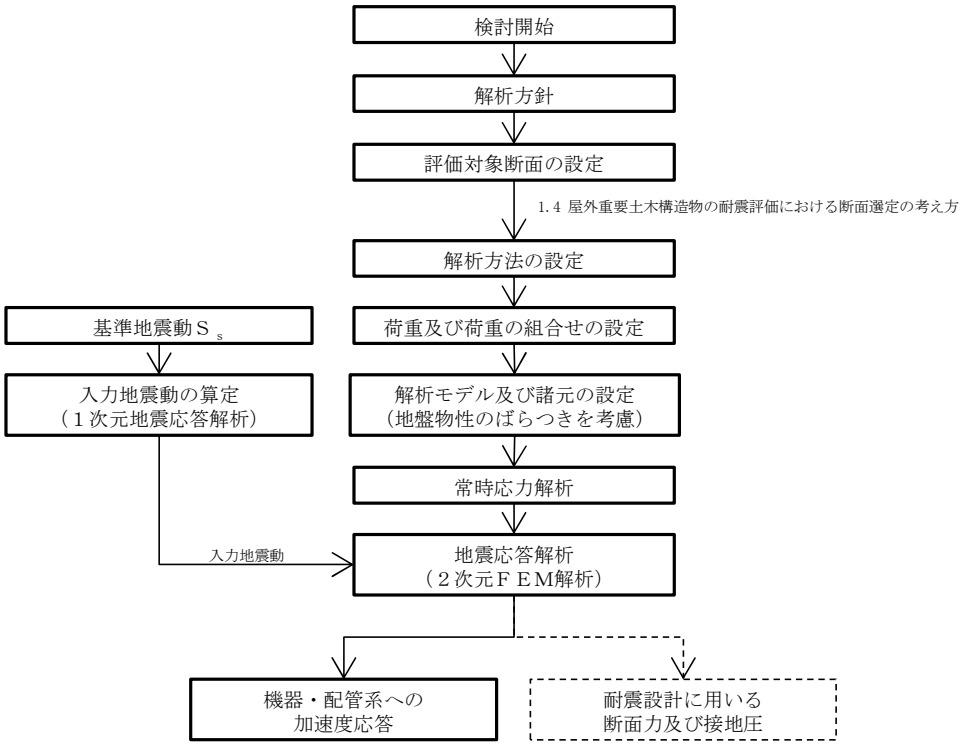
表 5.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 5.2－1　適用する規格，基準類

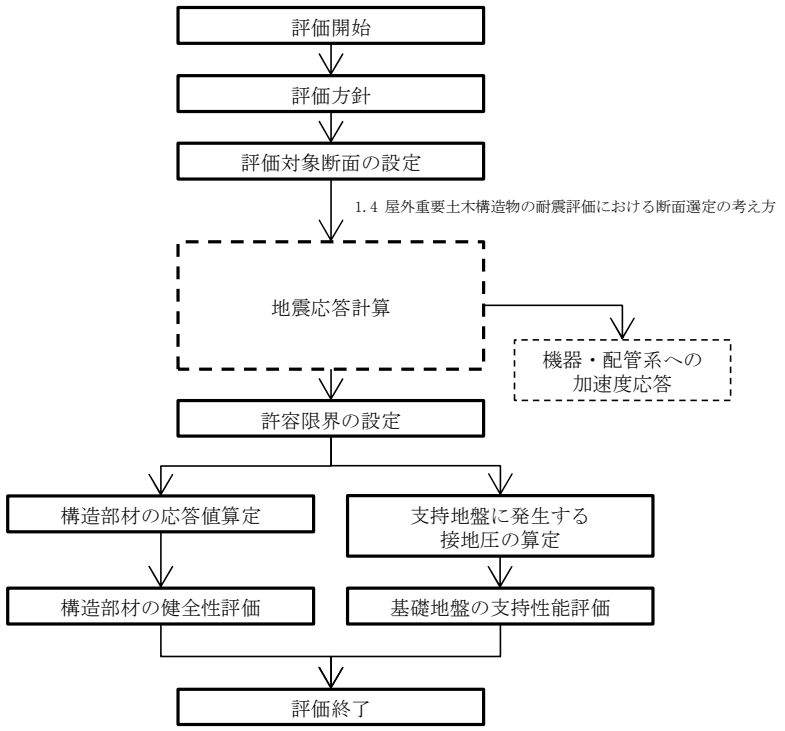
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	－
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法を用いた２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

5.2.2　耐震安全性評価フロー

図 5.2－1 にトンネルの耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 5.2－1　トンネルの耐震安全性評価フロー

5.2.3　評価対象断面の方向

トンネルの位置を図 5.2－2 及び図 5.2－3 に示す。

トンネルは，延長約 140 m の鉄筋コンクリート造である。表 5.2－2 に示すとおり，トンネルの縦断方向は，トンネル覆工及び隔壁を耐震設計上見込むことができるため，強軸断面方向となる。一方，横断方向は，耐震設計上見込める構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。なお，トンネルは全線にわたり一定区間でブロック割し，施工されている。そのため，トンネル縦断方向の応力は区間毎に解放されると考えられる。また，縦断方向の変位に対しては，岩盤に設置されているためブロック毎の相対変位が小さいと考えられる。

以上のことから，トンネルの耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

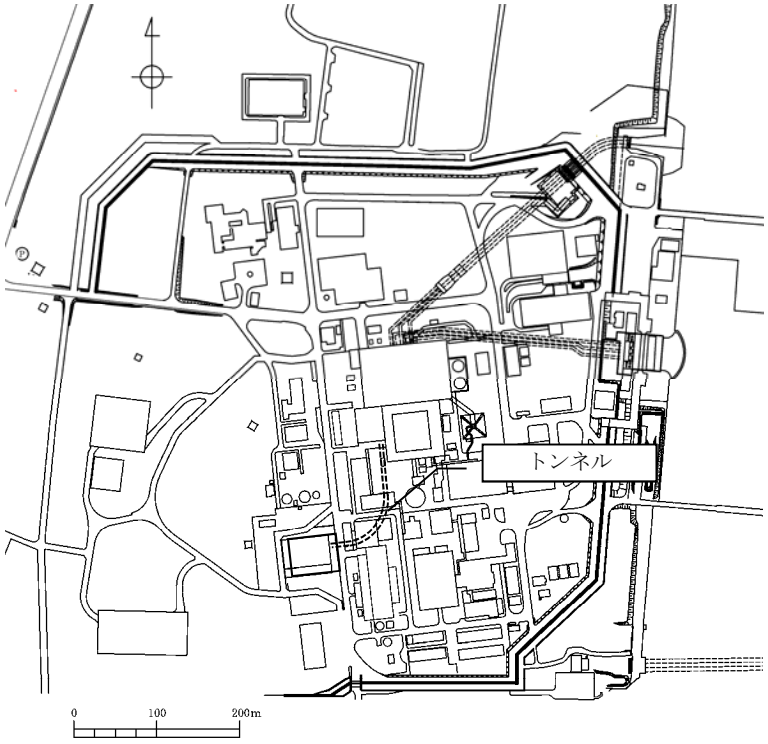


図 5.2－2　トンネルの位置図（全体平面図）

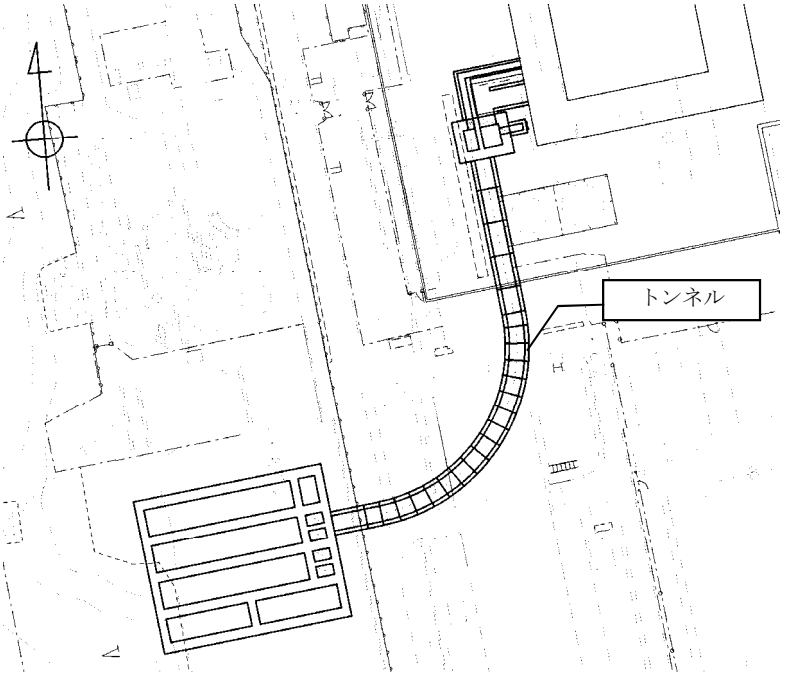
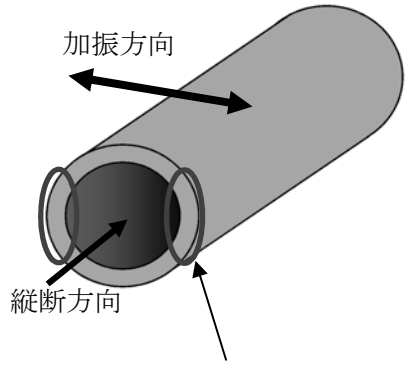
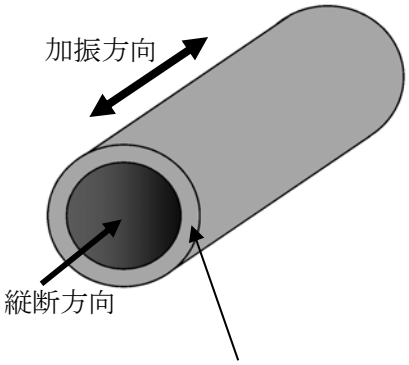


図 5.2－3　トンネルの位置図（拡大図）

表 5.2－2　トンネルの評価対象断面の方向の選定

	横断方向の加振	縦断方向の加振
トンネル	 加振方向に平行な壁部材が少ない ⇒弱軸断面方向	 トンネル覆工が加振方向に抵抗する ⇒強軸断面方向

5.2.4　評価対象断面の選定

図 5.2－4 及び図 5.2－5 にトンネルの縦断図及び標準断面図を示す。

トンネルは，延長約 140 m の鉄筋コンクリート造である。内径 4.6 m，覆工 1.2 m であり縦断方向に対して一様な断面形状を示す。また，間接支持する設備が縦断方向に一様に設置されている。

評価対象断面は，「1.4.5　常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方」で記載したとおり，L3 地点における埋戻土の層厚を最も薄くした L3’ 断面を代表として耐震評価を実施する。

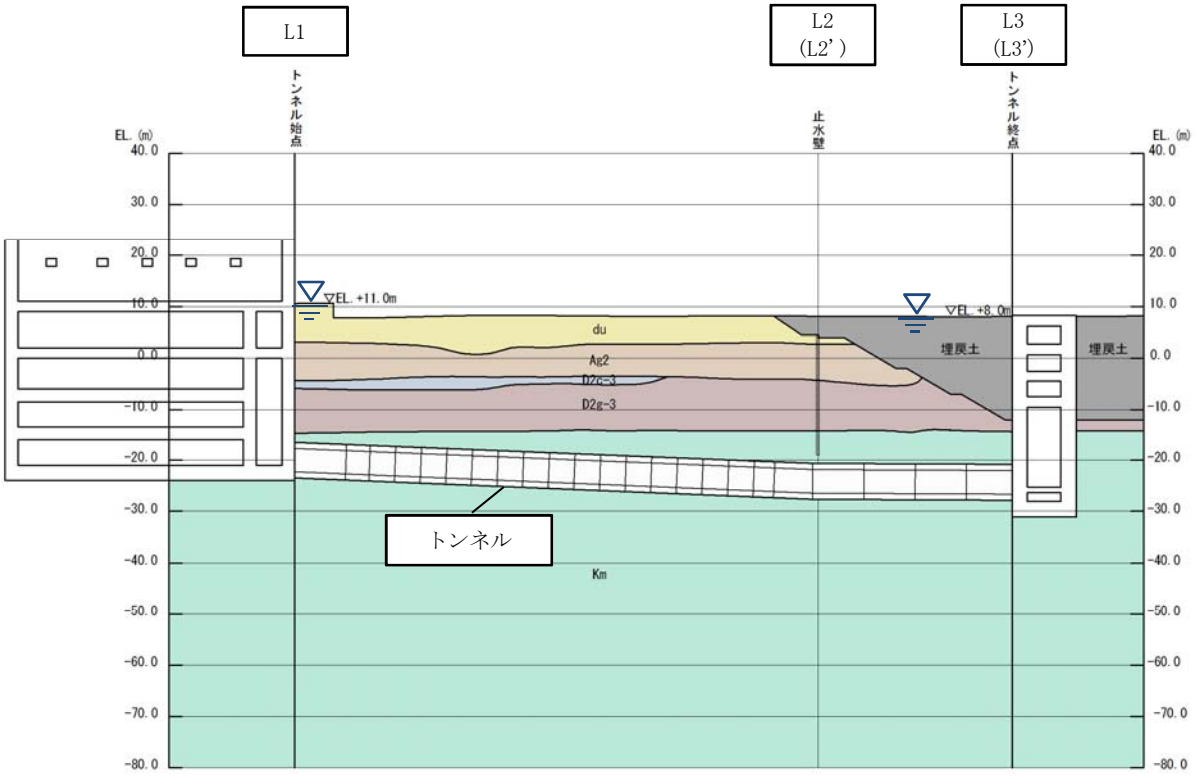


図 5.2－4　トンネルの縦断図

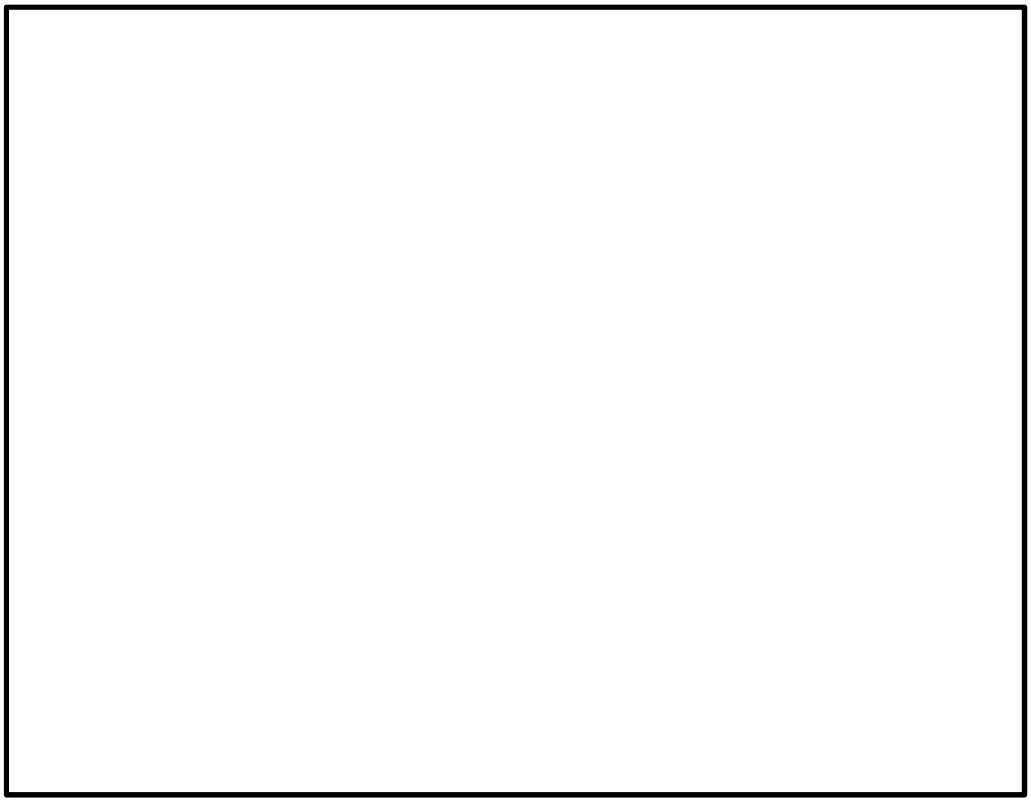


図 5.2－5　トンネルの標準断面図

5.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 5.2－3 に，材料物性値を表 5.2－4 に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，せん断ひずみの変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 5.2－5 に示す。

表 5.2－3　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　30 N/mm^2
鉄筋	SD345，SD490

表 5.2－4　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	2.8×10^4	0.2

表 5.2－5（1）　地盤の解析用物性値一覧

パラメータ				原地盤							
				埋戻土	第四系						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)
変形特性	静ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25
	動ポアソン比	ν_d	—	0.493 (0.385)	0.493 (0.385)	0.491 (0.286)	0.484	0.483 (0.483)	0.465	0.462 (0.462)	0.474 (0.382)
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233

表 5.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧

パラメータ				原地盤				
				第四系				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
変形特性	静ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	動ポアソン比	ν_d	—	0.486	0.488	0.494 (0.494)	0.487	$0.463+1.03\times10^{-4}\cdot z$
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	

z：標高（m）

表 5.2－5 (3)　地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

5.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

5.2.7　地震応答解析手法

トンネルの地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法解析を用いて，基準地震動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て行う。部材については，はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。また，地盤については，Ramberg-Osgood モデルを適用し，せん断ひずみの変化に応じたせん断剛性及び減衰定数の非線形性を考慮し，地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」を使用し，過剰間隙水圧の上昇のない岩盤内にトンネルが設置されるため，全応力解析を適用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 5.2－6 に示す。

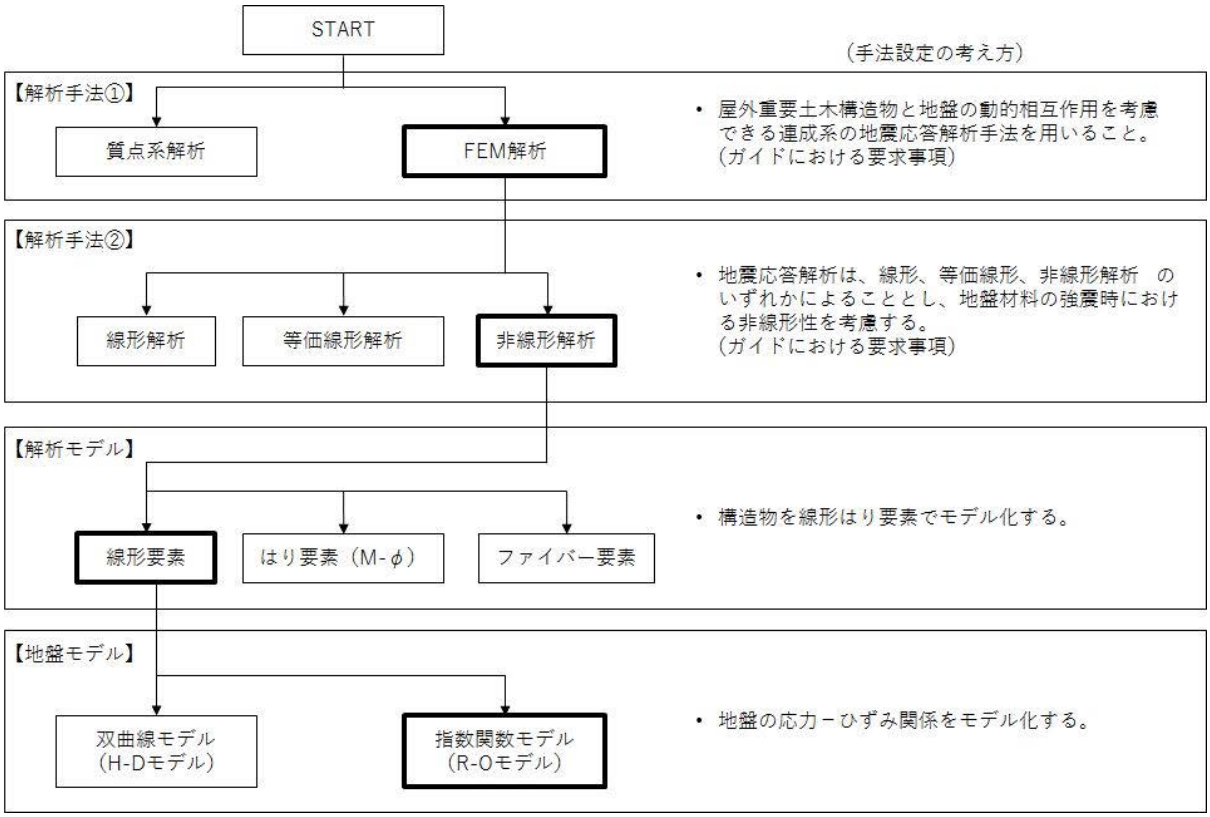


図 5.2－6　地震応答解析手法の選定フロー

5.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を適用し，図 5.2－7 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

トンネル周辺の地質断面図を図 5.2－8 図に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 4 又は 5 分割以上になるように要素高さを設定している。

トンネルの地震応答解析モデルを図 5.2-9 図に示す。

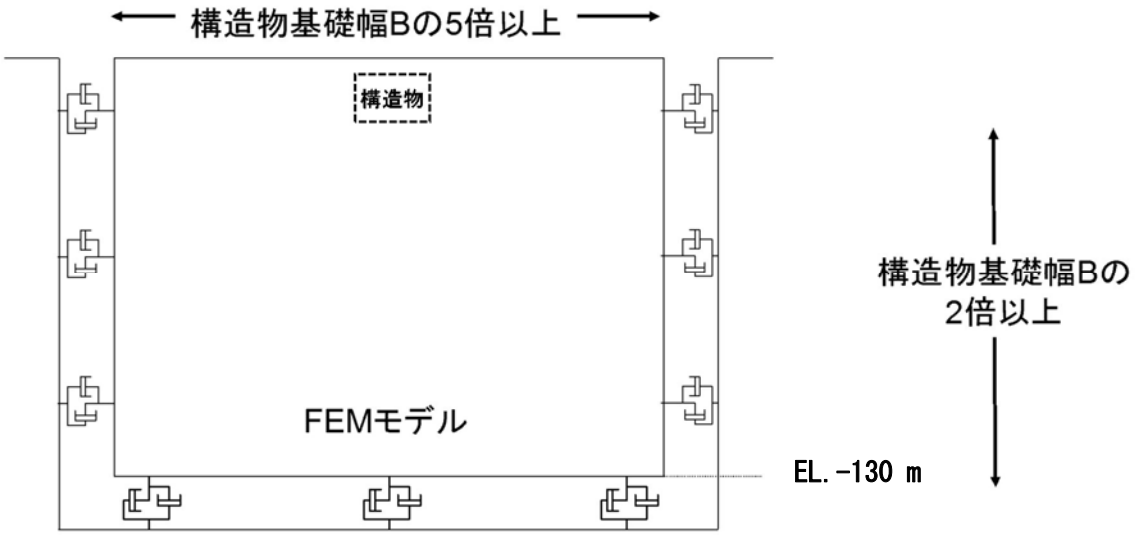


図 5.2－7　モデル範囲の考え方

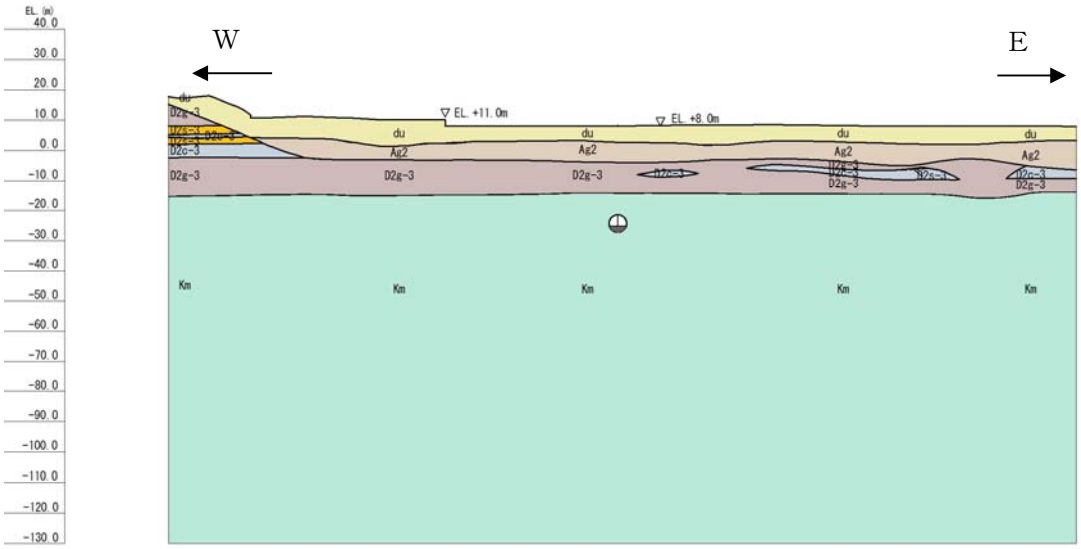


図 5.2－8　地質断面図

図 5.2-9　トンネルの地震応答解析モデル

(2) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表5.2－6参照）

なお，全応力解析を実施するため，粘着力はKm層のCUU条件の粘着力，内部摩擦角はゼロとする。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表5.2－6　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
新第三系	Km層	c＝0.837－0.00346・z	0	－

z：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表5.2－7のとおり設定する。図5.2－10にジョイント要素設定の考え方を示す。

表5.2－7　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s（kN/m^3）	圧縮剛性k_n（kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

：ジョイント要素

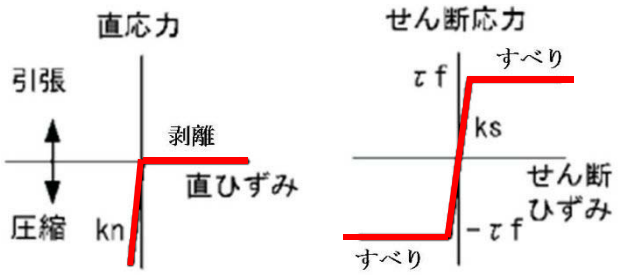


図 5.2－10　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

鉄筋コンクリートの部材は線形はり要素を用いてモデル化する。なお，インバートは平面ひずみ要素を用いてモデル化する。

地盤要素は，せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存特性を表現できる R-O モデルとする。

5.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数
h　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図5.2－11にRayleigh減衰の設定フローを，表5.2－8に固有値解析結果を示す。

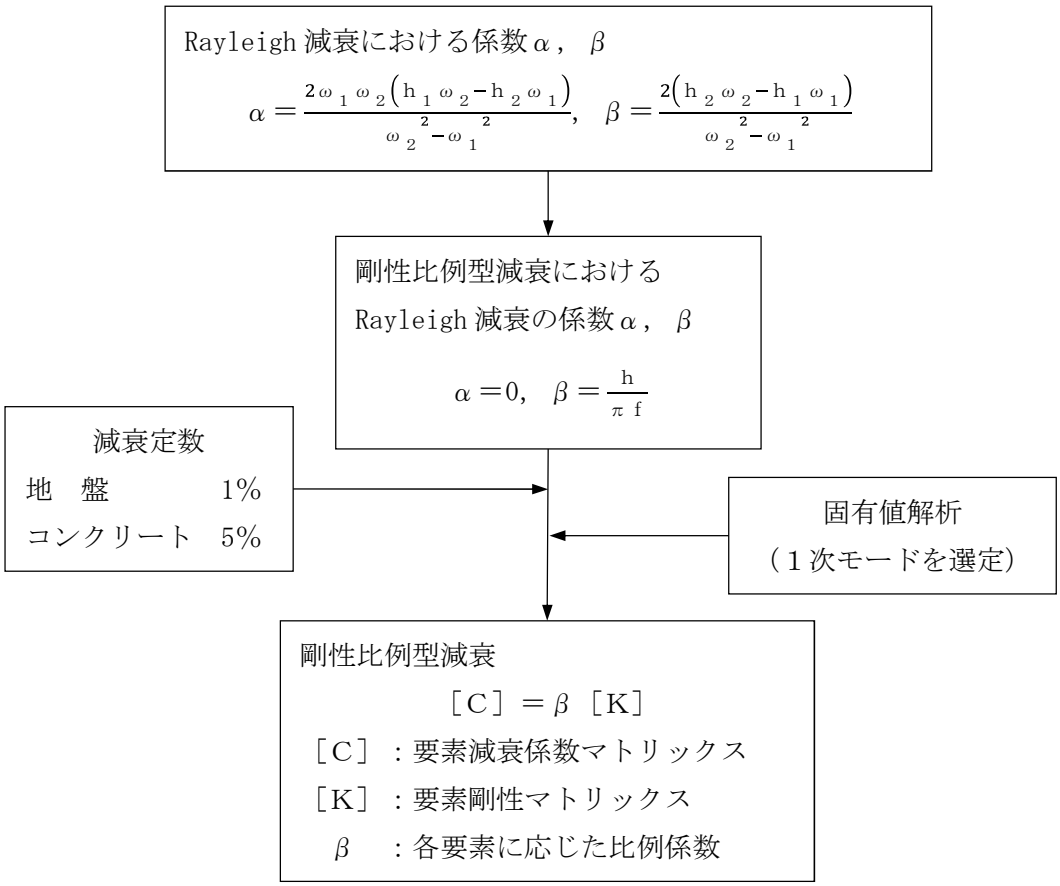


図 5.2－11　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 5.2－8　固有値解析結果（追而）

5.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお，トンネルは，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 5.2－9 に示す。

地震時にトンネルに作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 5.2－9　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・内水がないことから，考慮しない
変動荷重		雪荷重	－	・構造物は地中に埋設されることから，考慮しない
		風荷重	－	・構造物は地中に埋設されることから，考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・内水がないことから，考慮しない

(1)　機器・配管荷重

図 5.2－12 にトンネルにおける機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き（1 m）あたりの付加質量として考慮する。

インバート上面については，単位奥行き当たりの配管・設備質量として 0.45 t/m^2 を考慮し，配管質量として 0.20 t/m を考慮する。

隔壁には，単位奥行き当たりのダクト・消火配管，電線管及びトレイ質量として 1.70 t/m を隔壁中央に考慮する。

覆工には，単位奥行き当たりの電線管質量として 0.15 t/m 及び 0.10 t/m を覆工中央に考慮する。

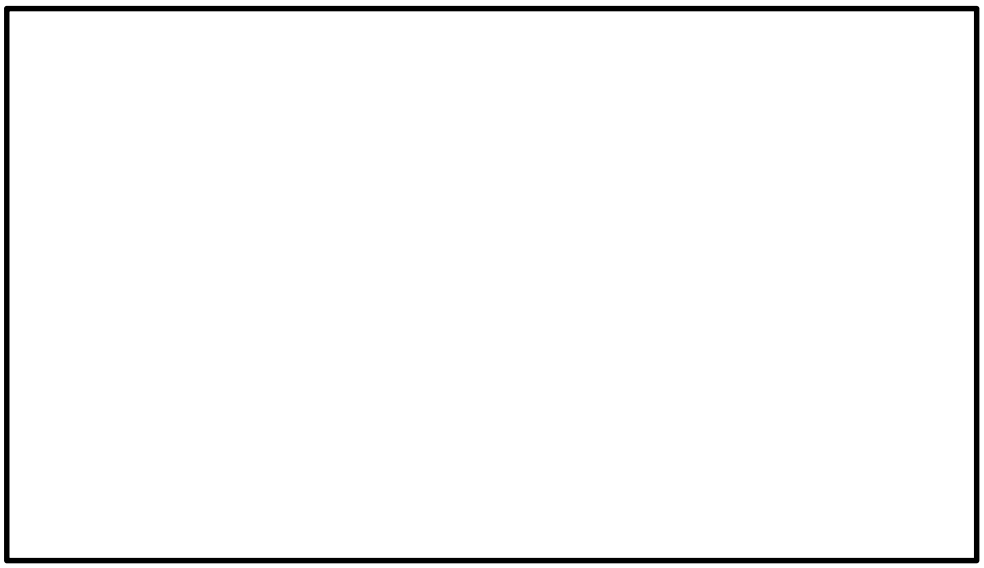


図 5.2－12　機器・配管荷重図

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。なお，全応力解析を実施するため，地下水密度 1.00 g/cm^3 を考慮した地盤の飽和密度を定義することで，トンネルに作用する外水圧は土被り荷重として考慮される。

5.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

電源装置置場の耐震設計における検討ケースを表 5.2－10 に示す。

表 5.2－10　電源装置置場の耐震設計における検討ケース

<table>
<tr><th colspan="3">検討ケース</th><th>①
原地盤の物性値を用いた解析ケース(基本ケース)</th><th>②
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース</th><th>③
地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース</th></tr>
<tr><td rowspan="12">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓs－Ｄ１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td><td rowspan="12">1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施</td><td rowspan="12">1</td></tr>
<tr><td>(＋－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１３</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１４</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓs－３１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>12</td><td>1</td><td>1</td></tr>
</table>

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 5.2－11 に示す。

表 5.2－11　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

<table>
<tr><th colspan="3">検討ケース</th><th>①
原地盤の物性値を用いた解析ケース(基本ケース)</th><th>②
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース</th><th>③
地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース</th></tr>
<tr><td rowspan="12">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓs－Ｄ１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td><td rowspan="12">1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施</td><td rowspan="12">1</td></tr>
<tr><td>(＋－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１３</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１４</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓs－３１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>12</td><td>1</td><td>1</td></tr>
</table>

5.3　評価内容

5.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 5.3－1 に入力地震動算定の概念図を，図 5.3－2 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「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

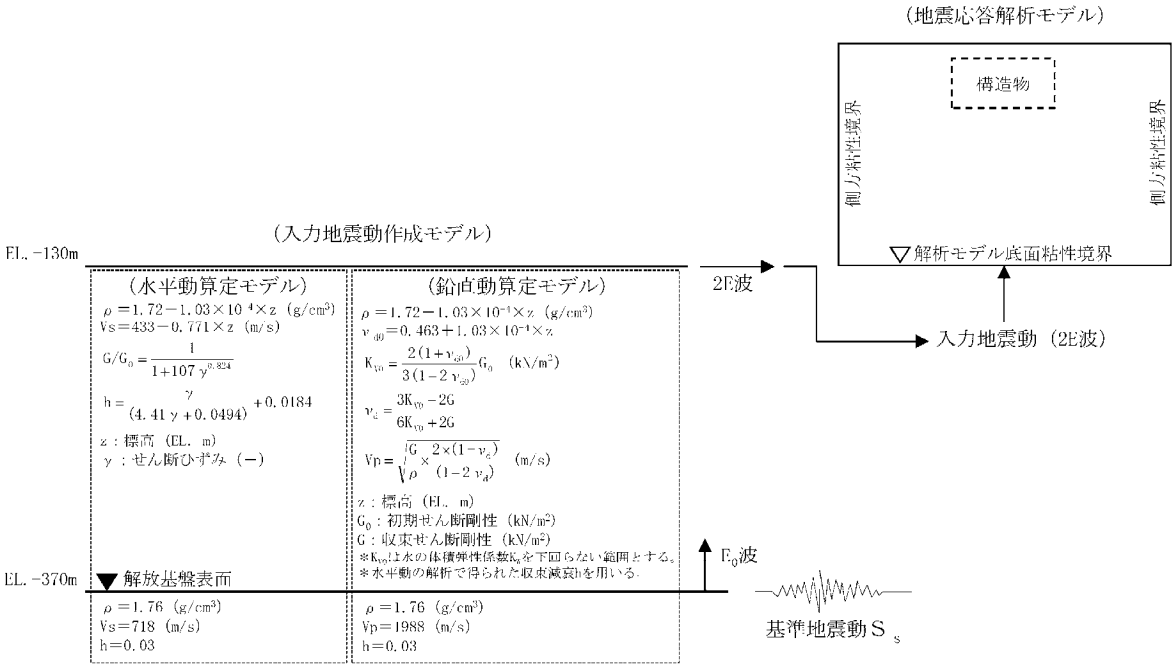
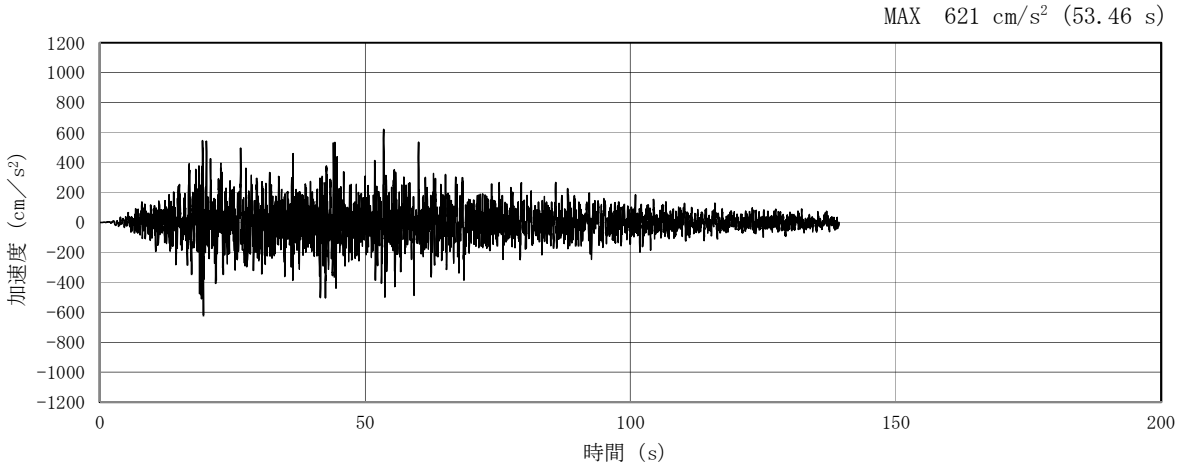
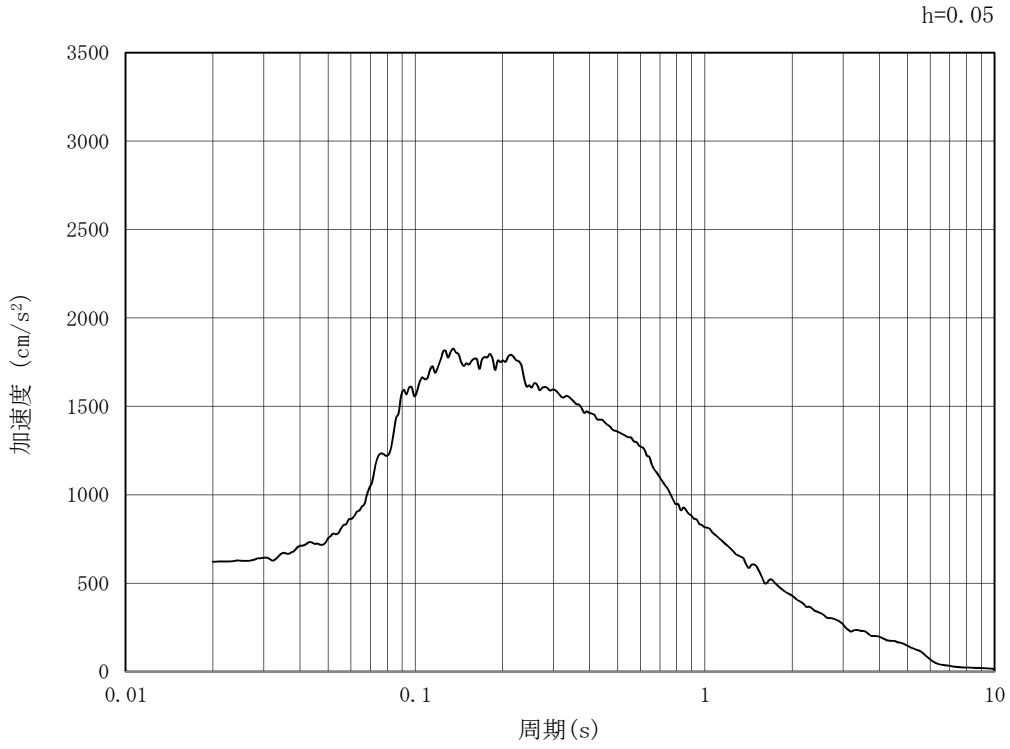


図 5.3－1　入力地震動算定の概念図

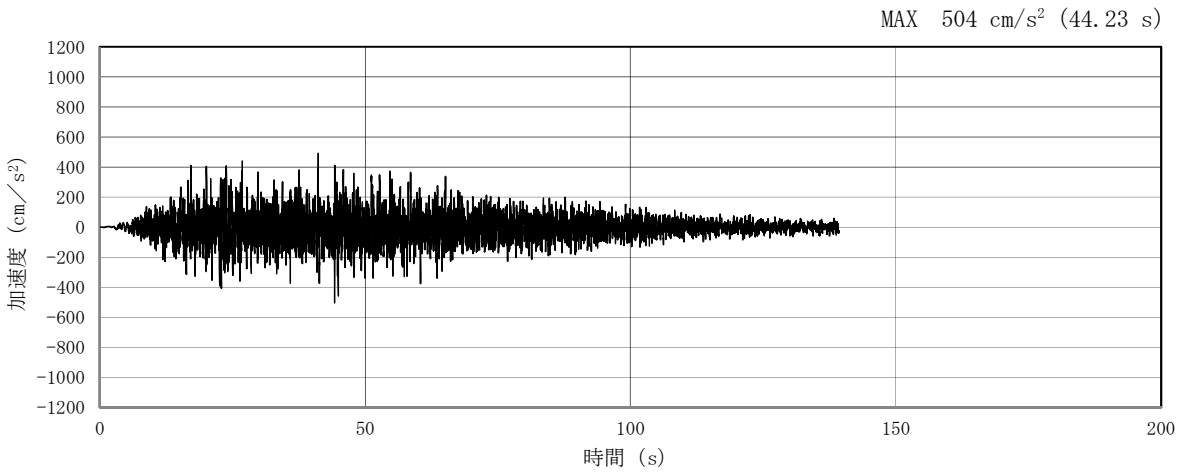


(a) 加速度時刻歴波形

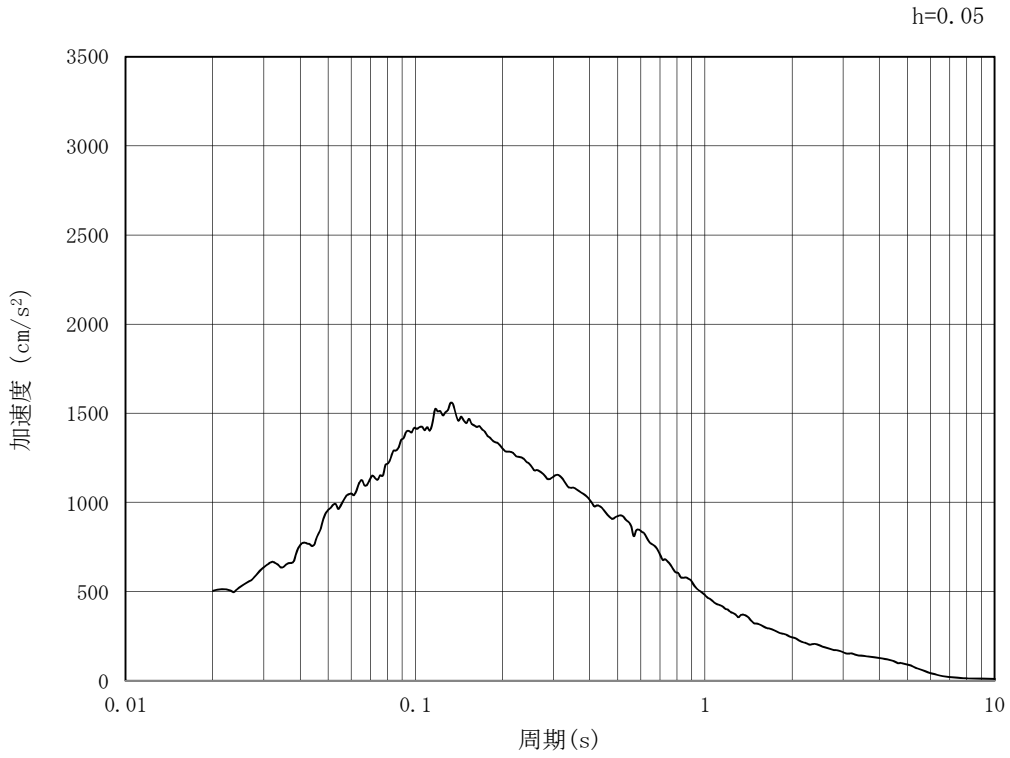


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (1)　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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

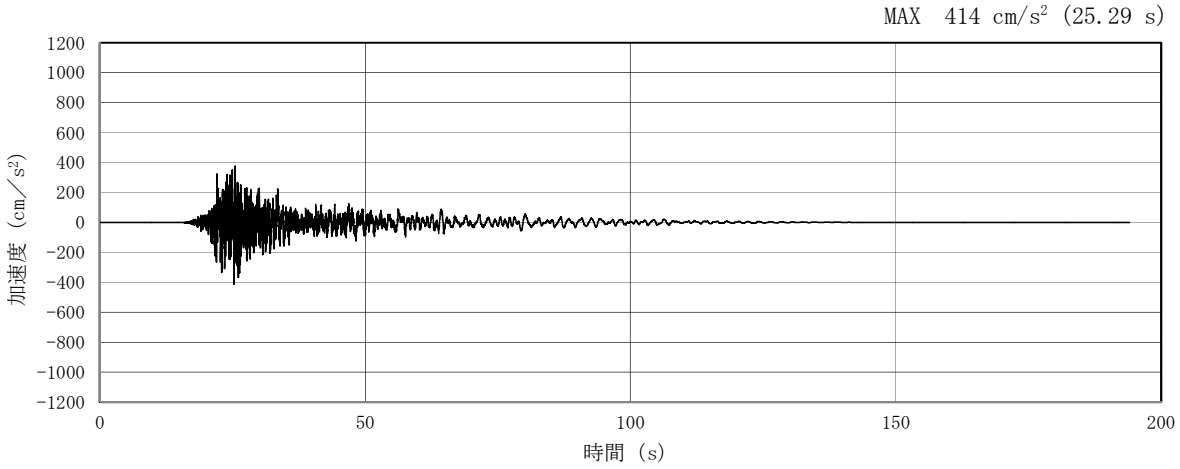


(a) 加速度時刻歴波形

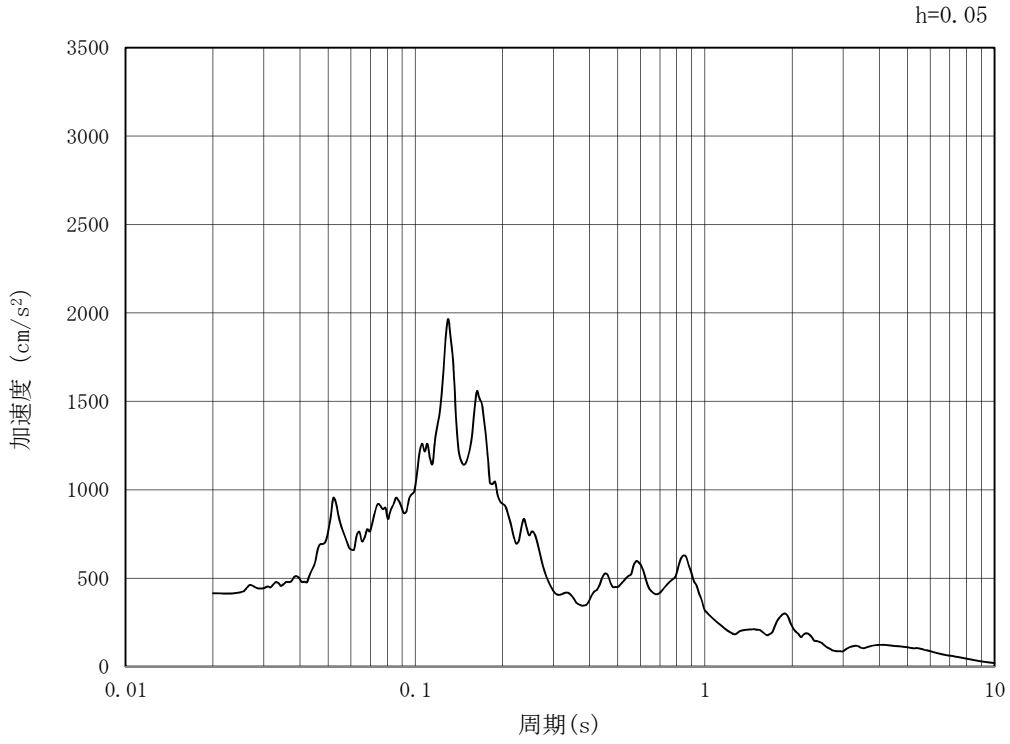


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (2)　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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

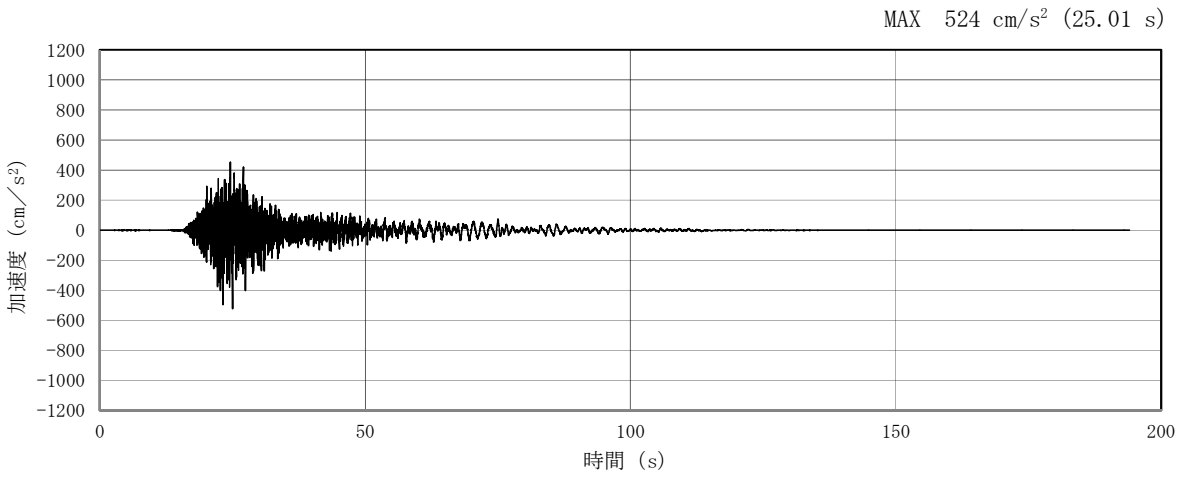


(a) 加速度時刻歴波形

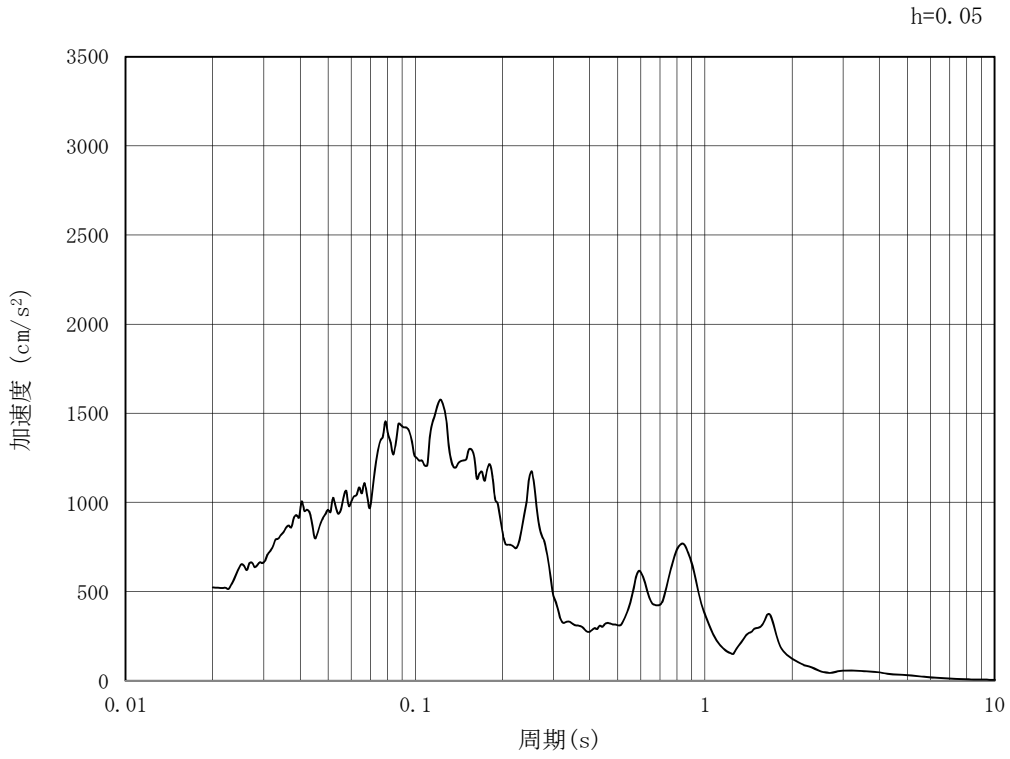


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (3)　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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

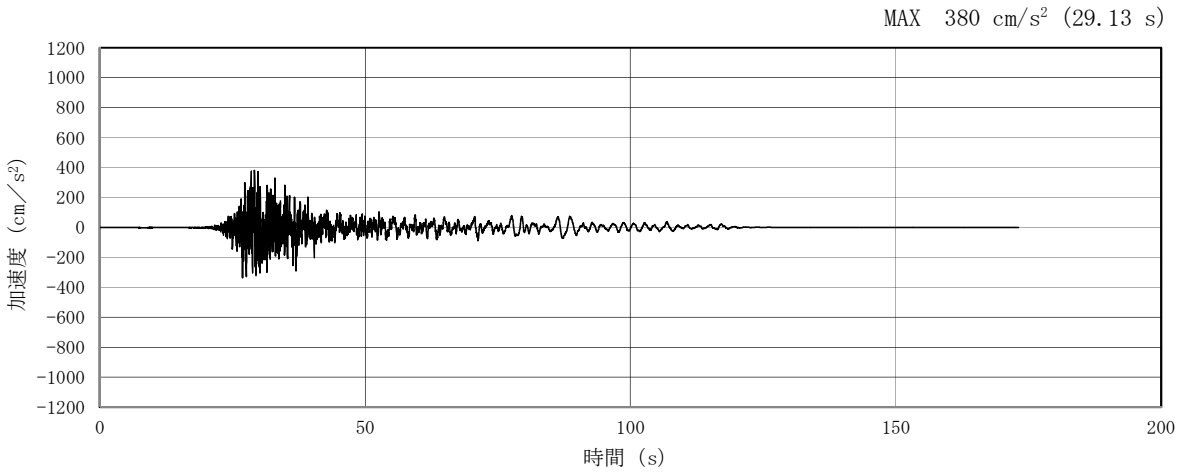


(a) 加速度時刻歴波形

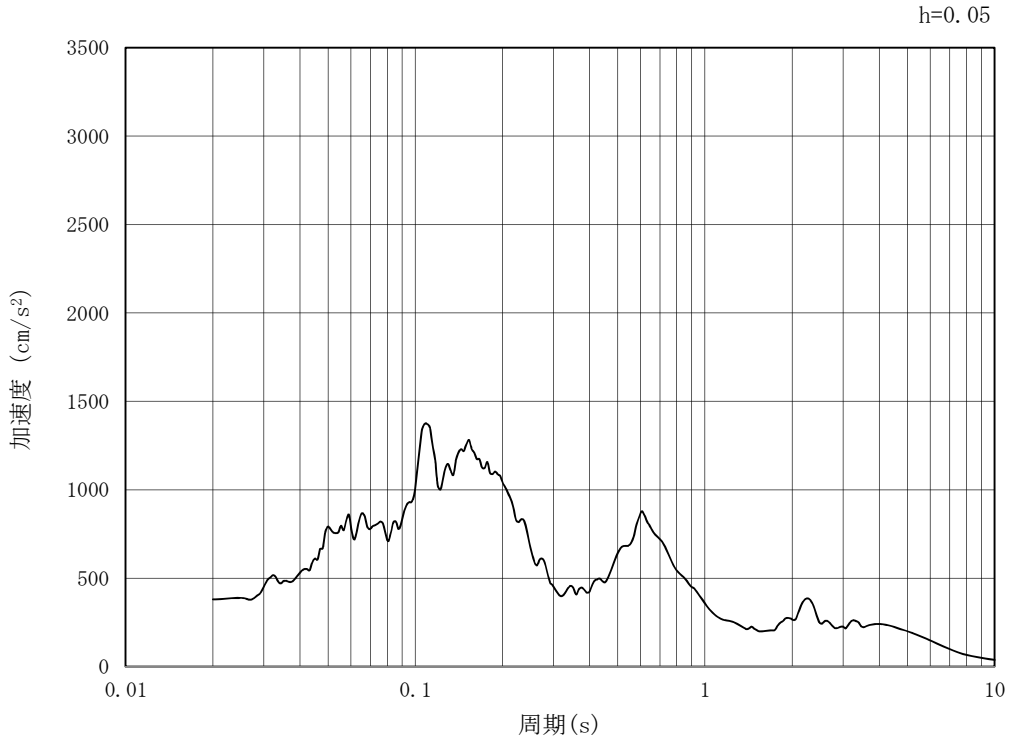


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

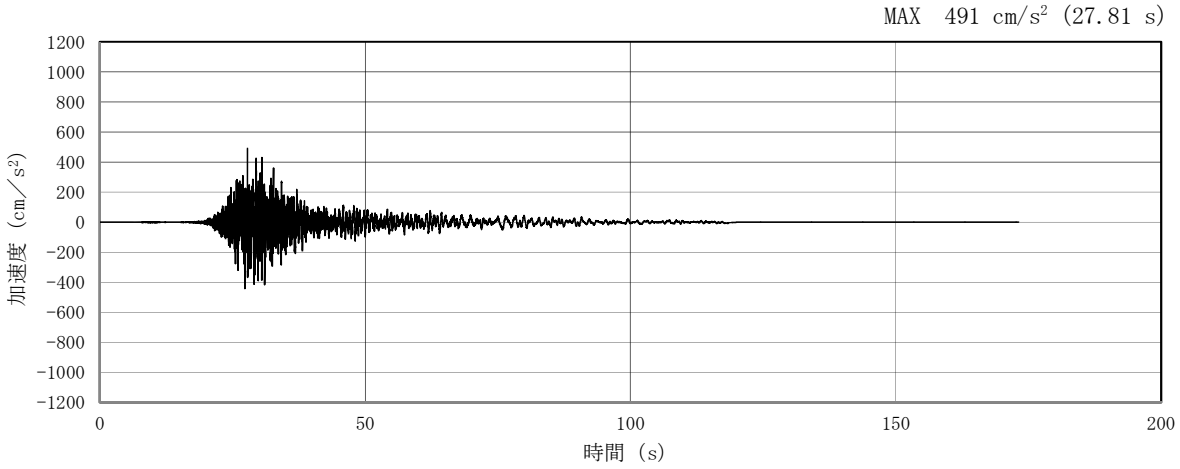


(a) 加速度時刻歴波形

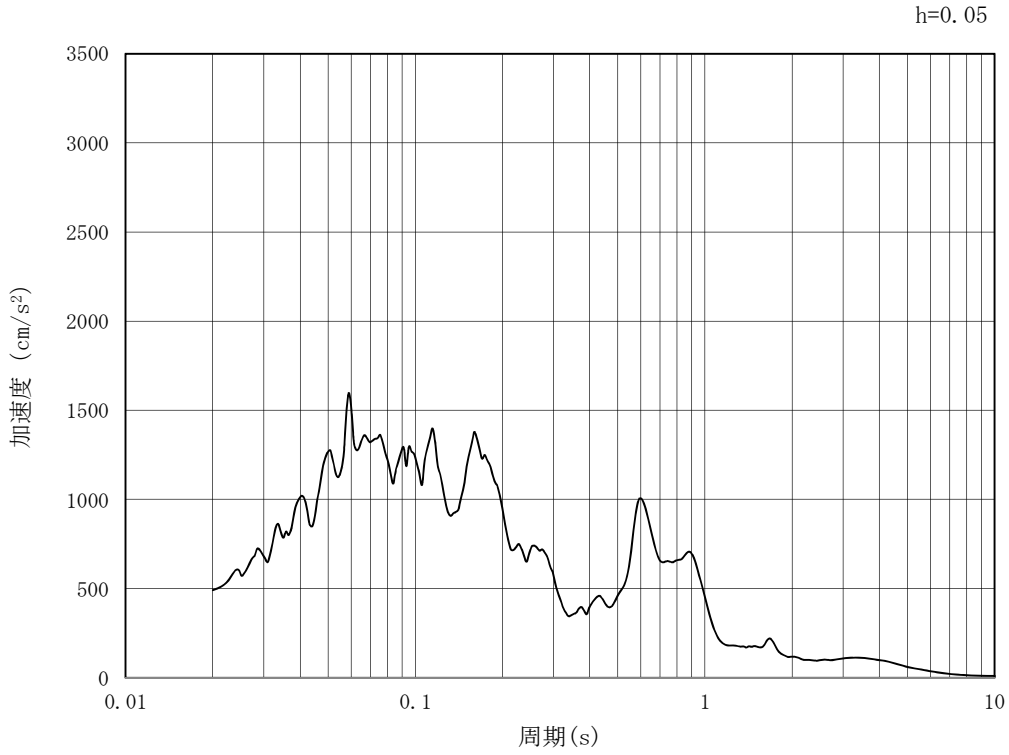


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

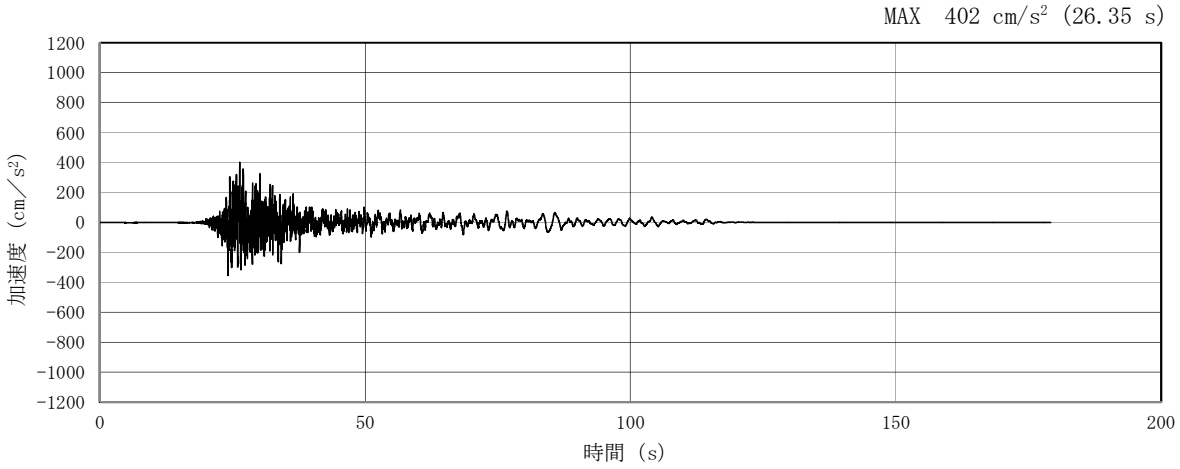


(a) 加速度時刻歴波形

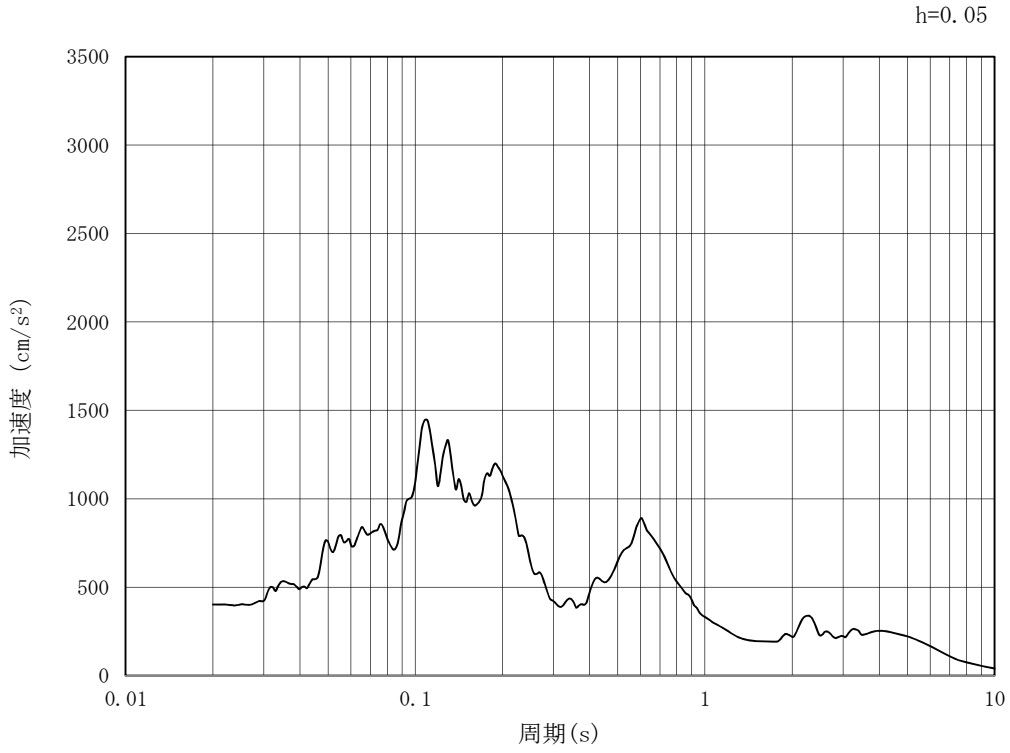


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

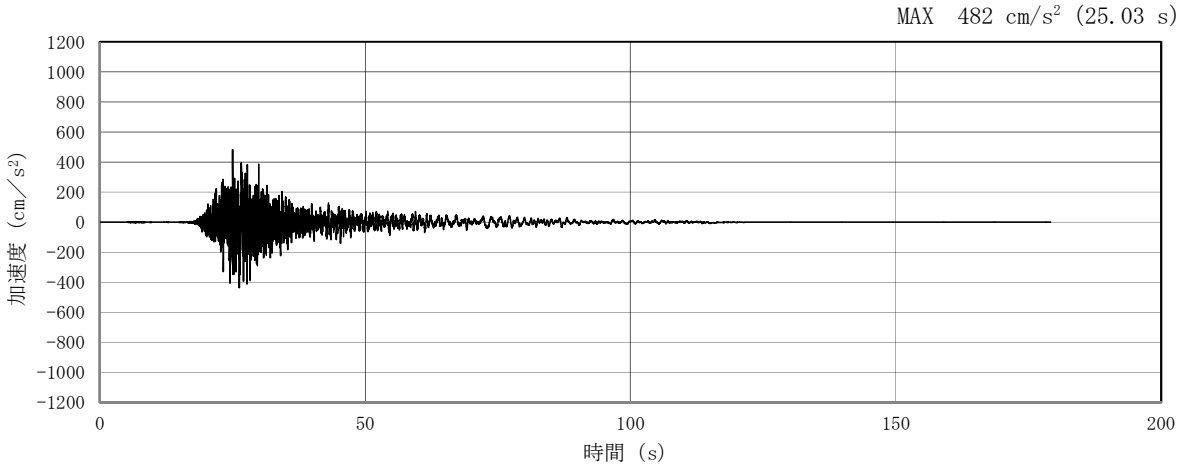


(a) 加速度時刻歴波形

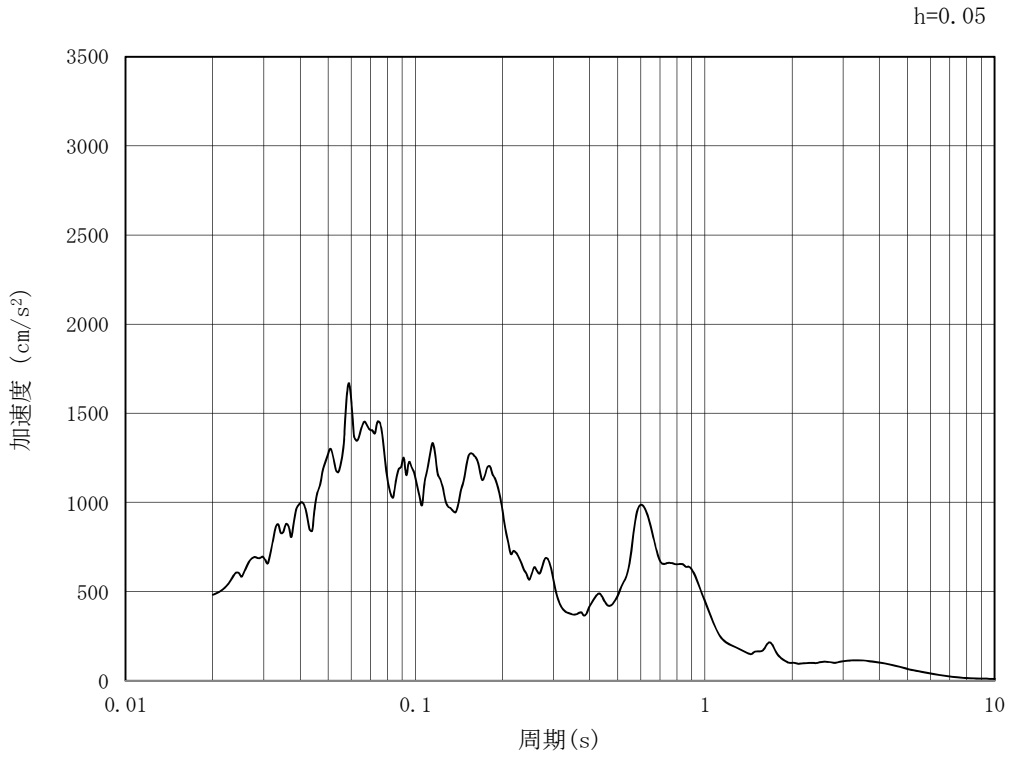


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

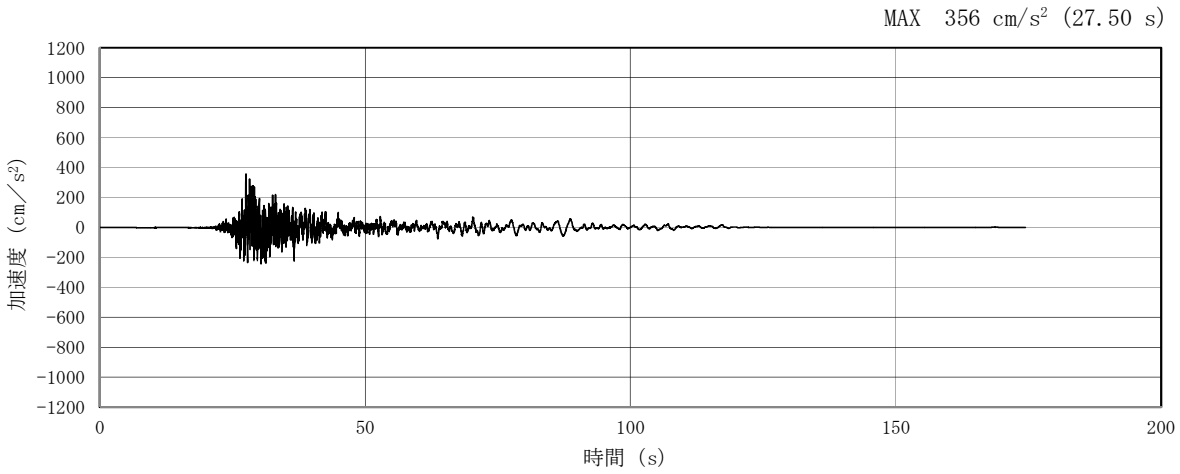


(a) 加速度時刻歴波形

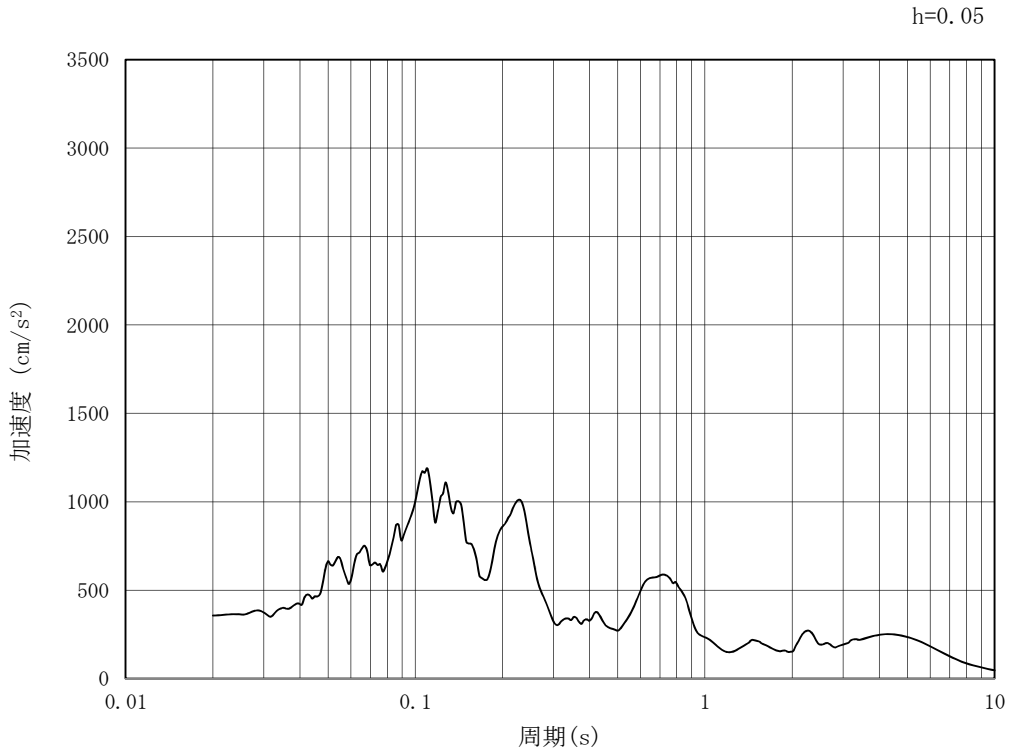


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

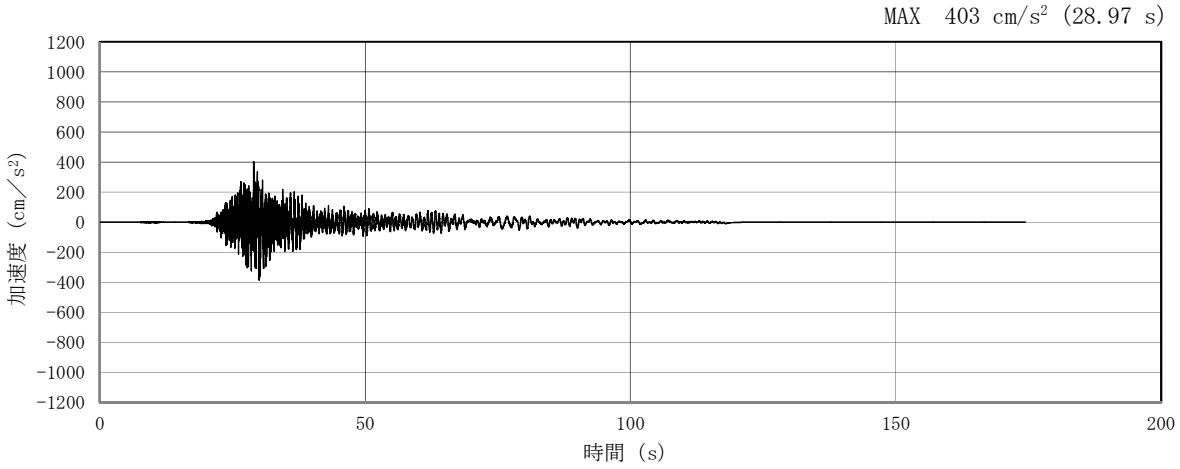


(a) 加速度時刻歴波形

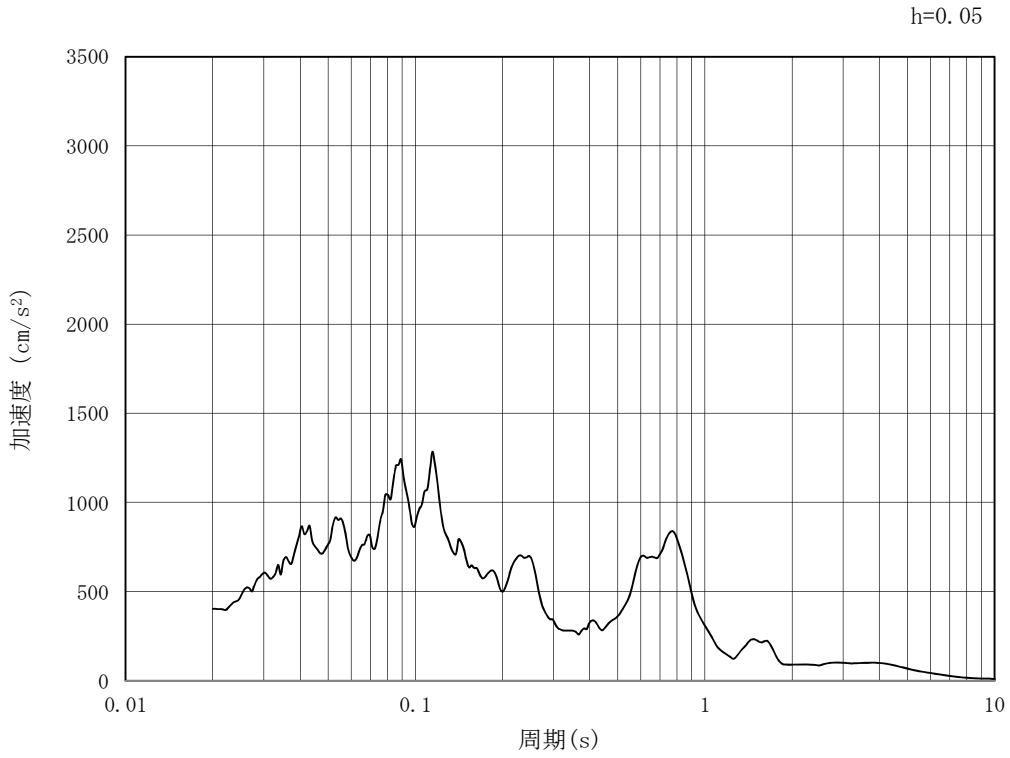


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

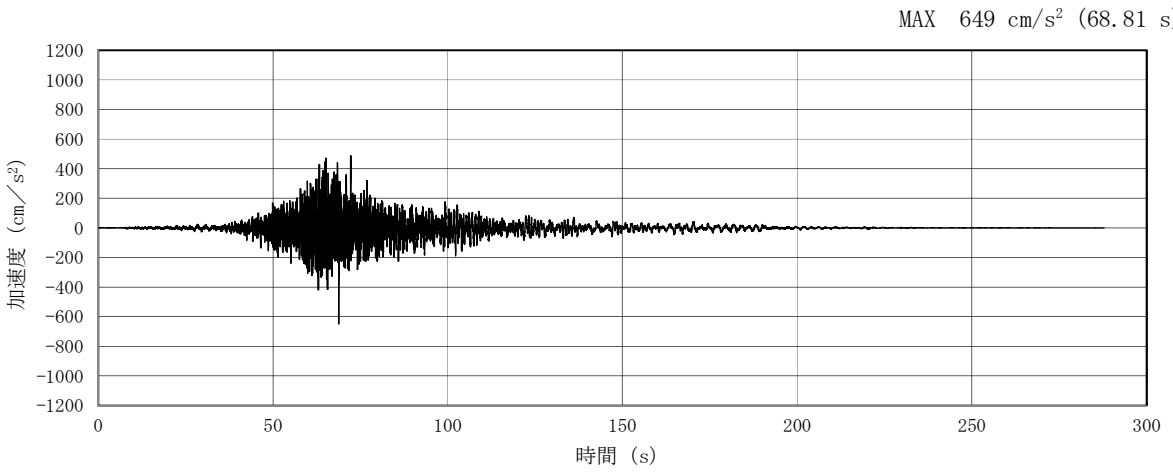


(a) 加速度時刻歴波形

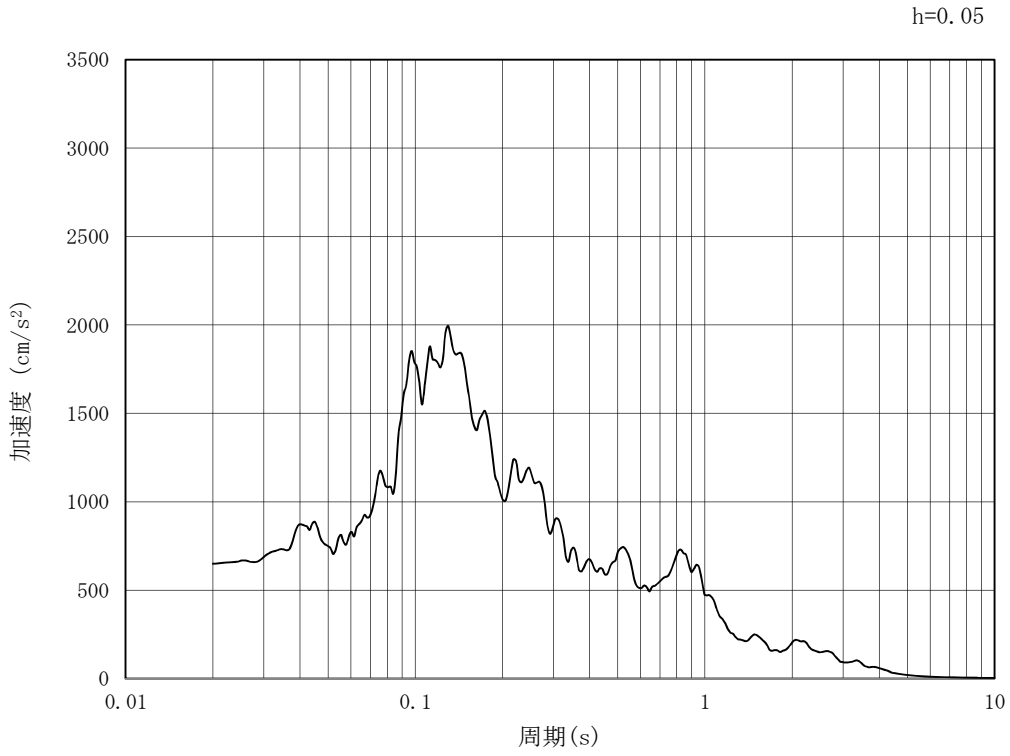


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

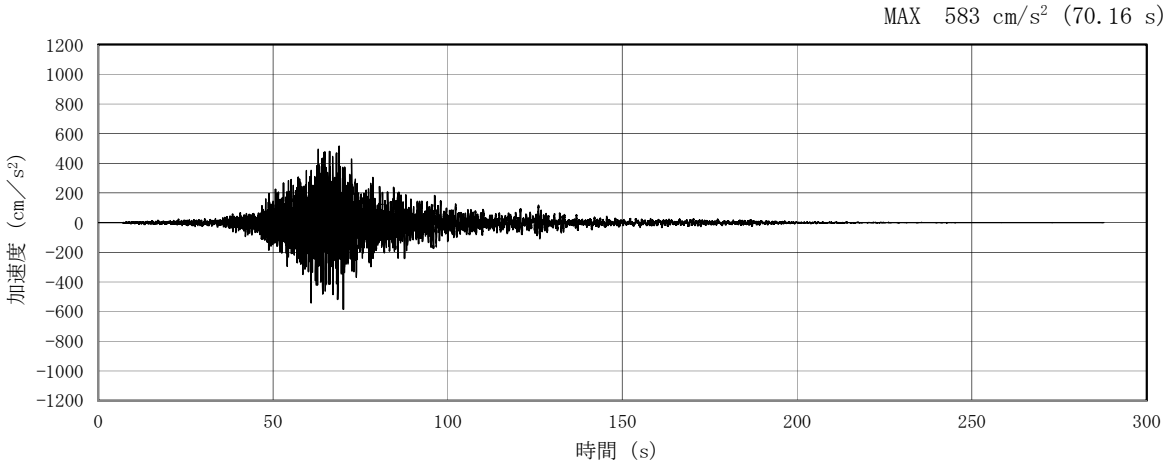


(a) 加速度時刻歴波形

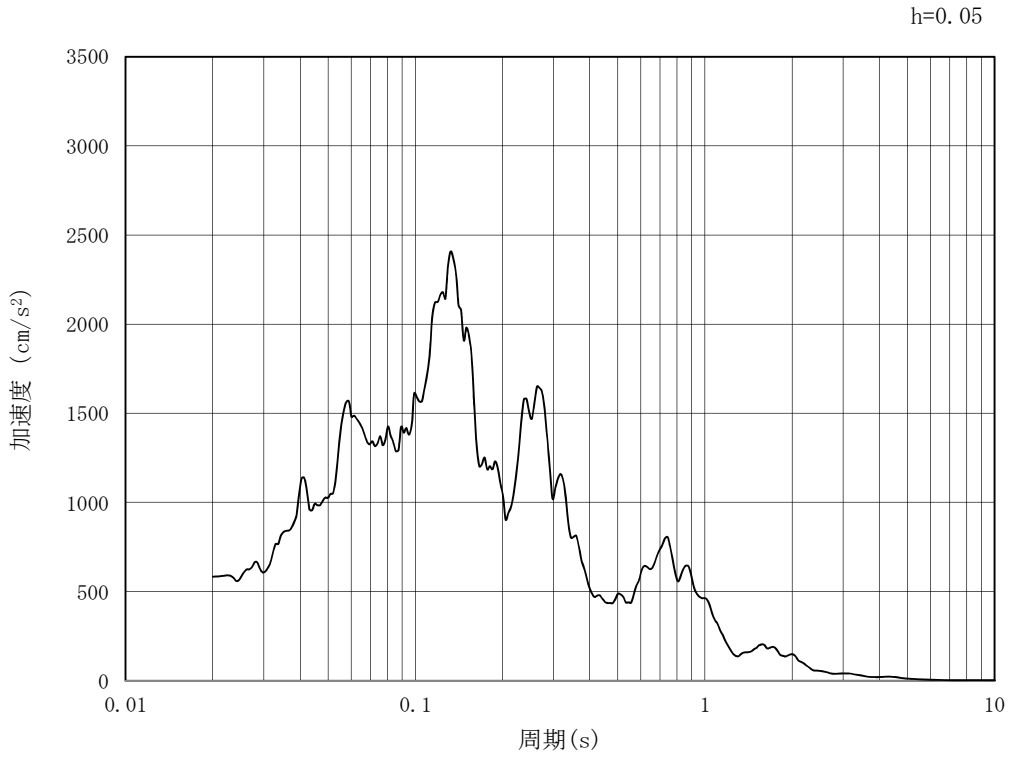


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

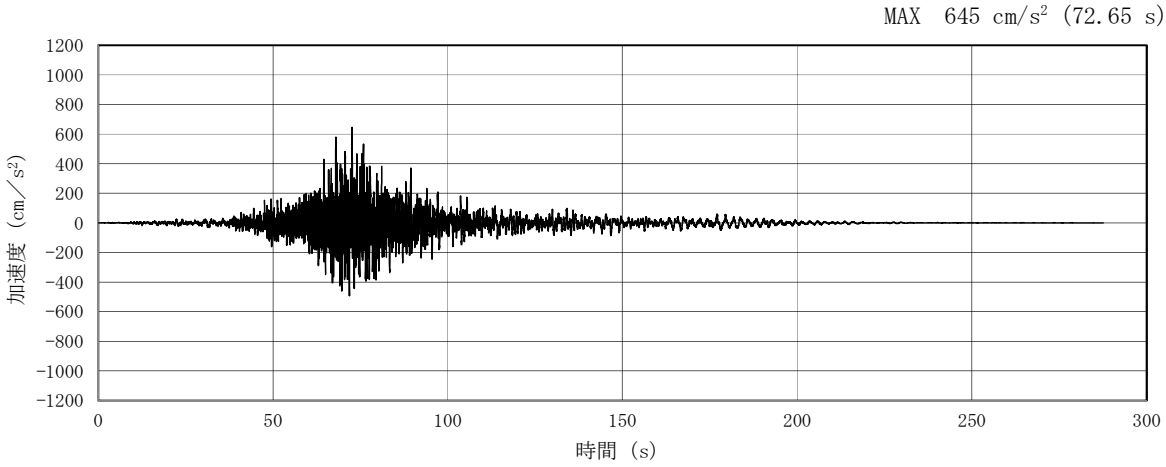


(a) 加速度時刻歴波形

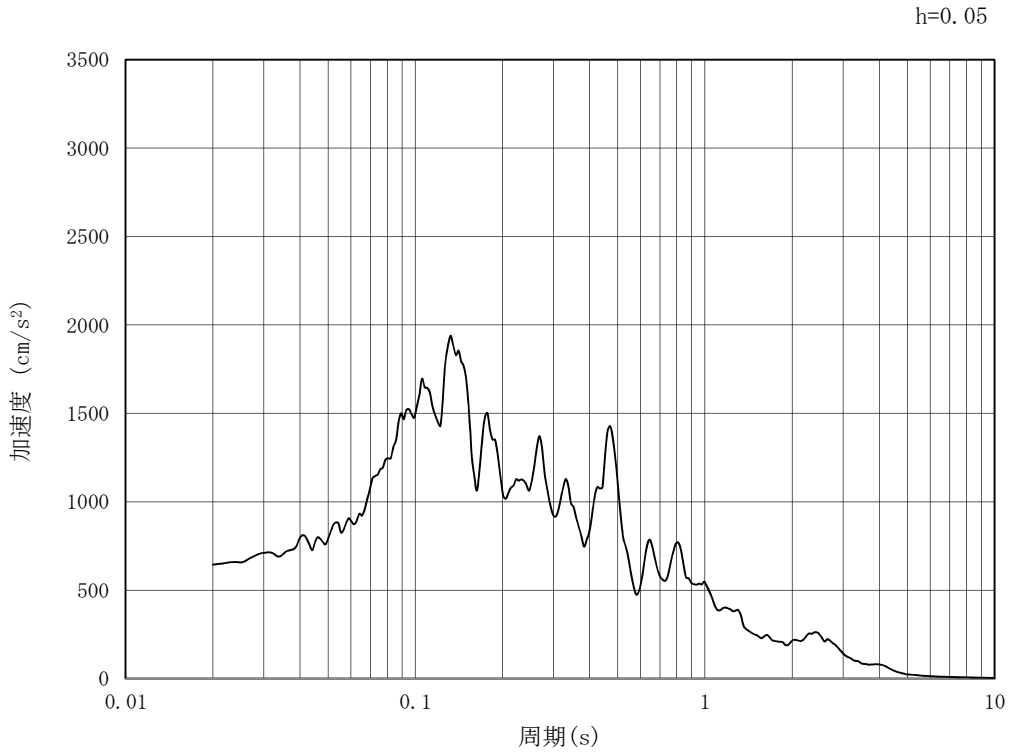


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

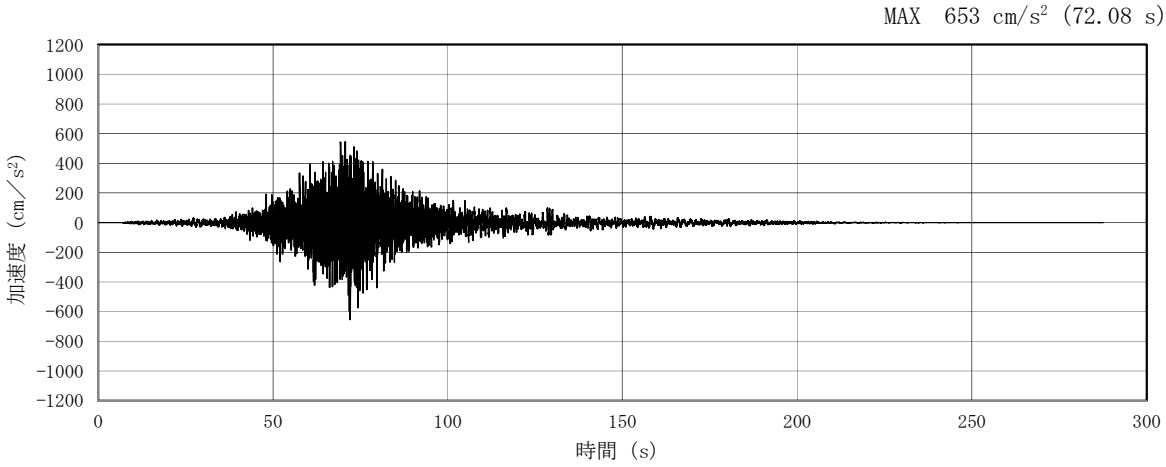


(a) 加速度時刻歴波形

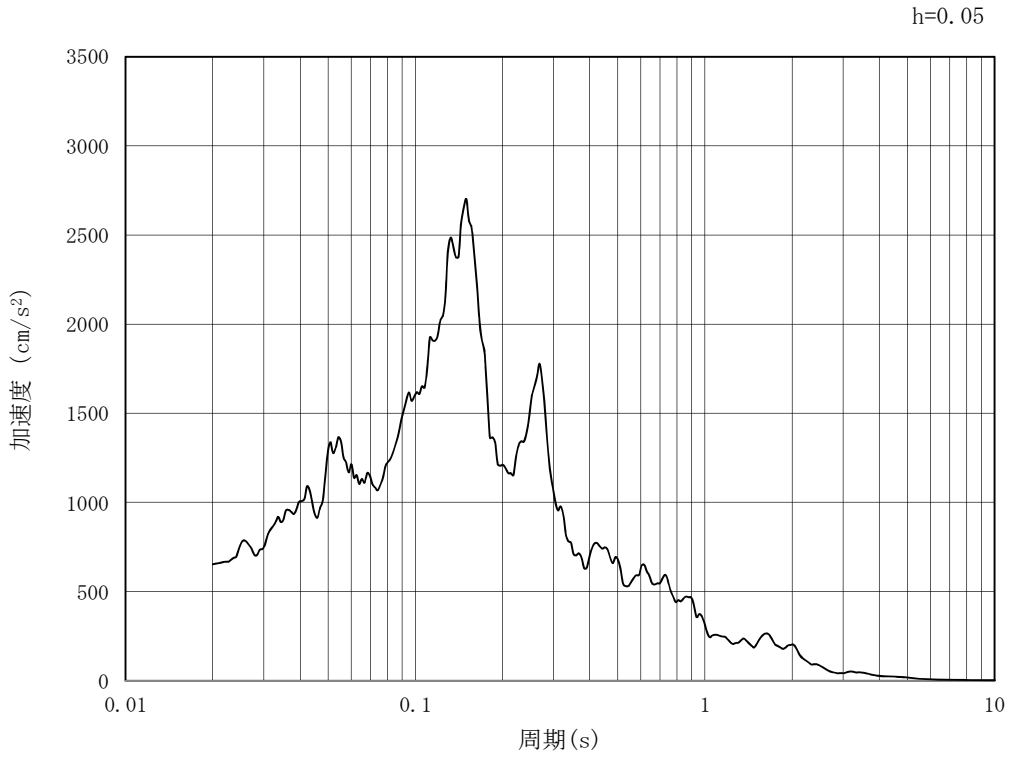


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

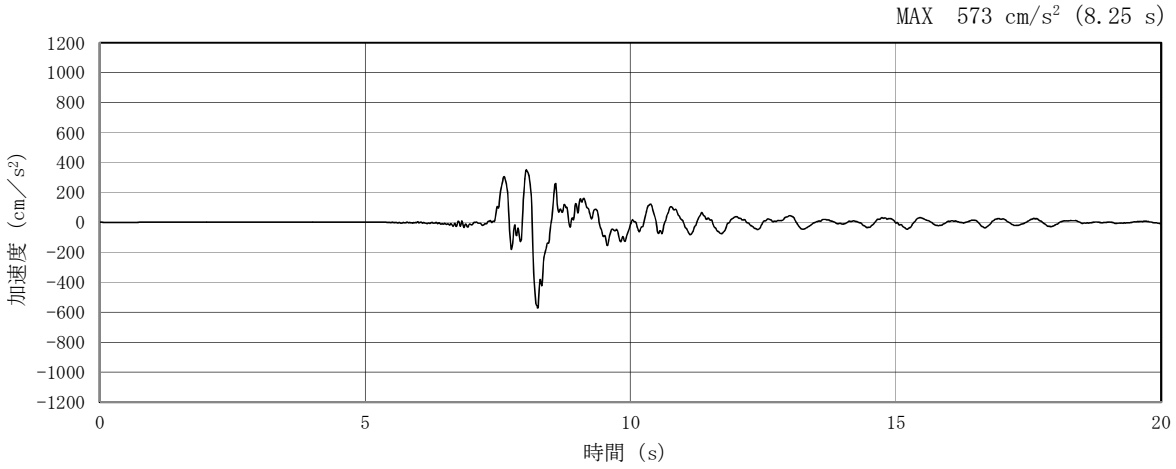


(a) 加速度時刻歴波形

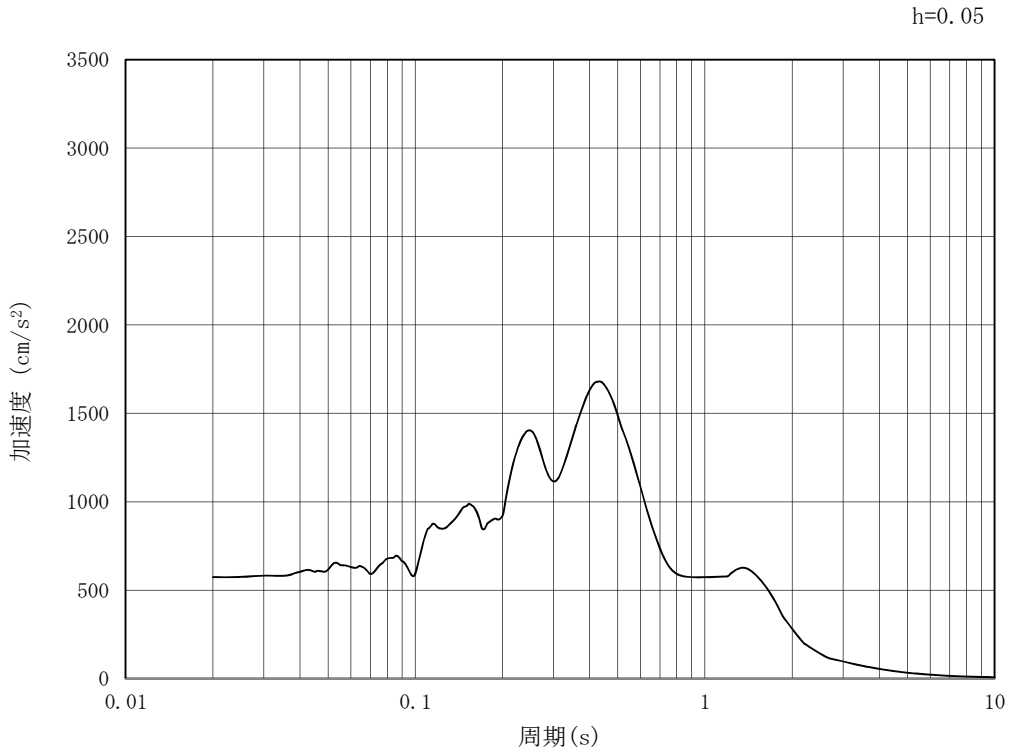


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

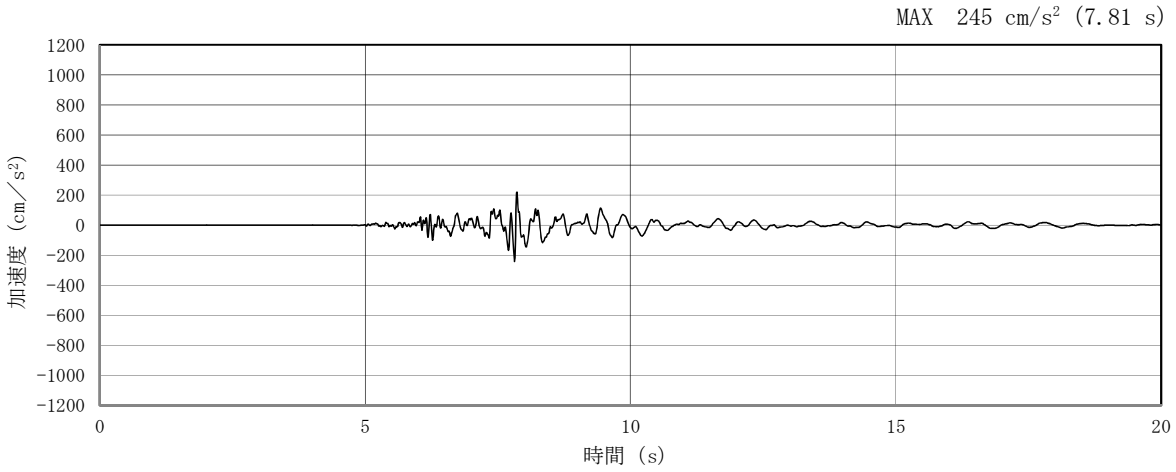


(a) 加速度時刻歴波形

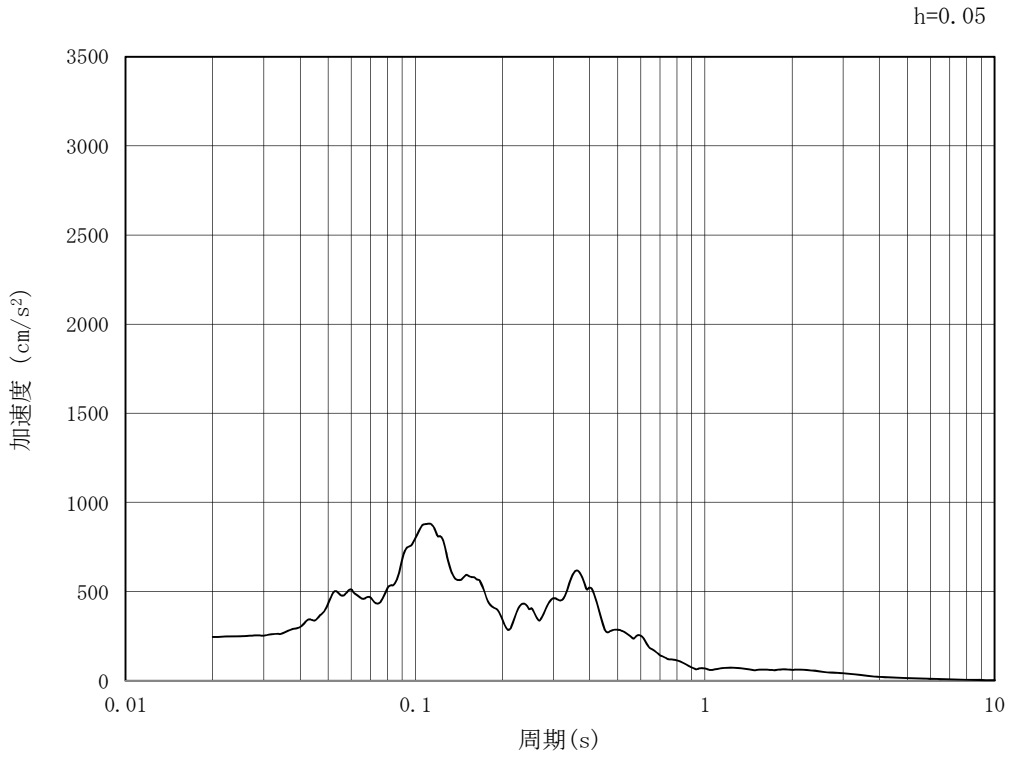


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3－2 (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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

5.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

トンネルの構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「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 24 年 3 月）」に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 5.3－1 のとおり設定する。

表 5.3－1　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}=30N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16.5
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.75*3
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）	435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）	300
鉄筋(SD345)*1	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 5.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m2）

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m2）

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m2）ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m2）ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：

表 5.3－3 に示す基礎底面の形状係数

D　　：基礎幅

D_f　　：基礎の有効根入れ深さ

N_c, N_q, N_γ ：図 5.3－3 に示す支持力係数

表 5.3－3　基礎底面の形状係数

形状係数＼基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

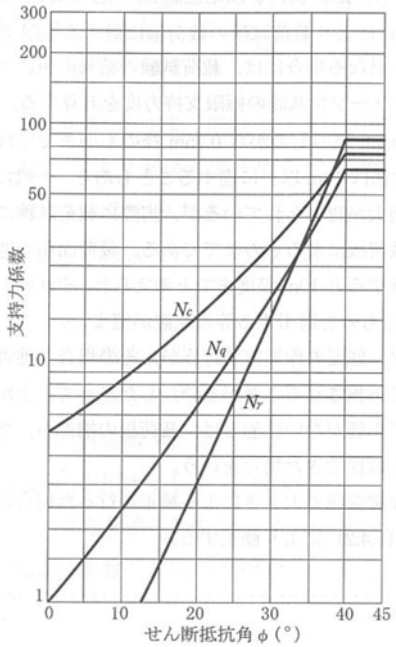


図 5.3－3　支持力係数を求めるグラフ

トンネルにおける許容限界を表 5.3－4 に示す。

表 5.3－4　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

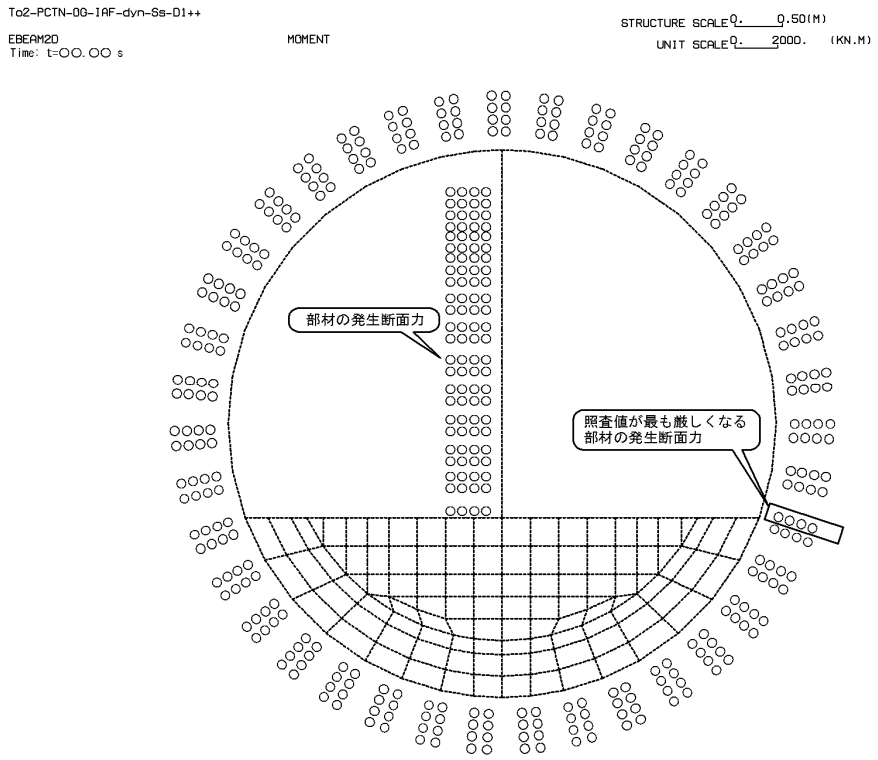
5.4　評価結果

5.4.1　地震応答解析結果

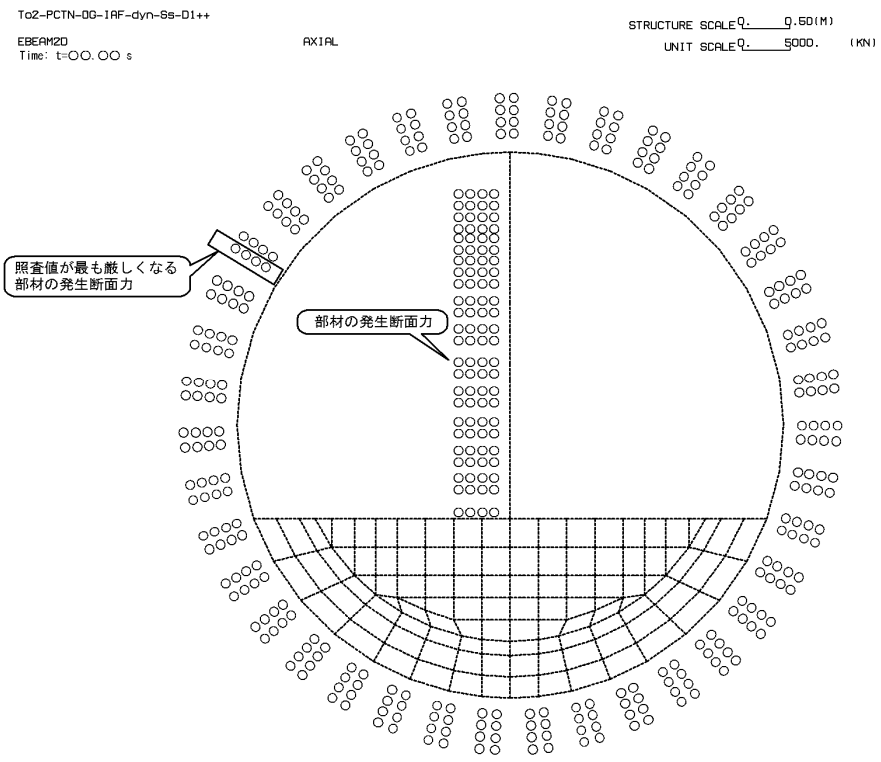
トンネルの基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.4－1 図に示す。本図は構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻においての断面力を示したものである。

また，トンネルにおいて，最大せん断ひずみ分布図を図 5.4－2 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而



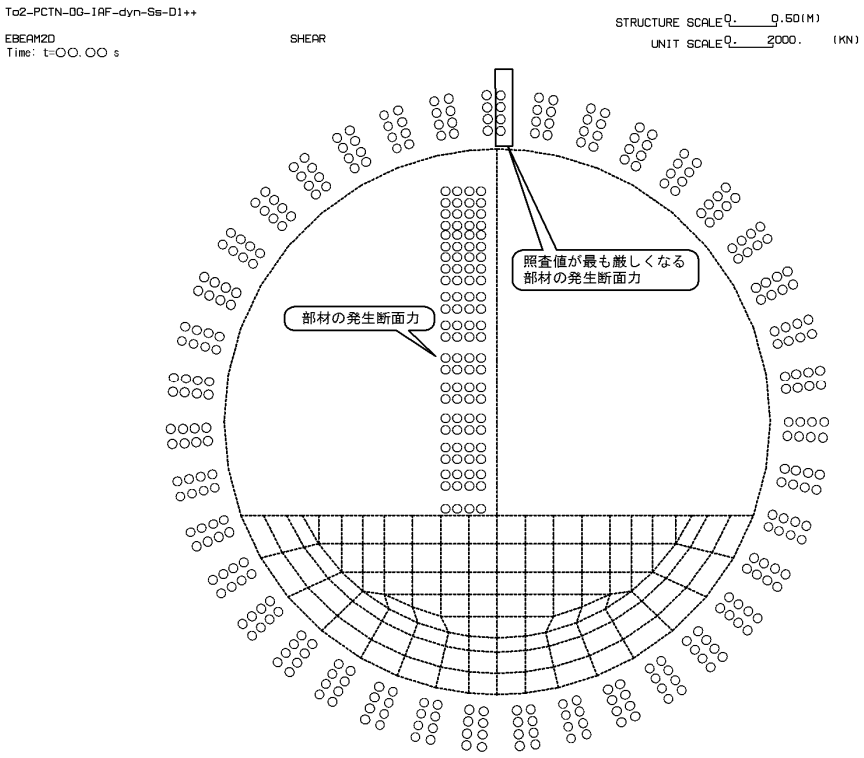
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

追而



せん断力（kN）

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力に太枠表示

図 5.4－1（1）　トンネルの地震時断面力（S_s－Ｄ１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（2）　トンネルの地震時断面力（S_s－Ｄ１〔H＋,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（3）　トンネルの地震時断面力（S_s－Ｄ１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（4）　トンネルの地震時断面力（S_s－Ｄ１〔H－,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（5）　トンネルの地震時断面力（S_s－１１，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（6）　トンネルの地震時断面力（S_s－１２，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（7）　トンネルの地震時断面力（S_s－１３，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（8）　トンネルの地震時断面力（S_s－１４，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（9）　トンネルの地震時断面力（S_s－２１，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（10）　トンネルの地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，ｔ＝○○.○○s）

追而

図 5.4－1（11）　トンネルの地震時断面力（Ｓｓ－３１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 5.4－1（12）　トンネルの地震時断面力（Ｓｓ－３１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

追而

図 5.4－2（1）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 5.4－2（2）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 5.4－2（3）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 5.4－2（4）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 5.4－2（5）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 5.4－2（6）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 5.4－2（7）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 5.4－2（8）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 5.4－2（9）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$―２１）

図 5.4－2（10）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 5.4－2（11）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－３１〔H＋,V＋〕）

図 5.4－2（12）　トンネルの最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－３１〔H－,V＋〕）

5.4.2　トンネルの耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表 5.4－1 及び表 5.4－2 に曲げに対する照査結果を示す。

トンネルにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，トンネルの構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 5.4－3 に概略配筋図を，表 5.4－3 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

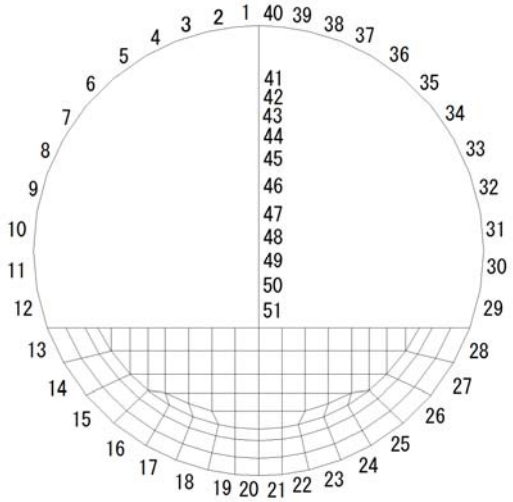
表 5.4－1　コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置		圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋,V＋	覆工	28			
		隔壁				
S_s－D１	H＋,V－	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H－,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H－,V－	覆工				
		隔壁				
S_s－１１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１２	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１３	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１４	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－２１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－２２	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－３１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－３１	H－,V＋	覆工				
		隔壁				

表示例
（下図における番号）

＊　：評価位置は下図に示す

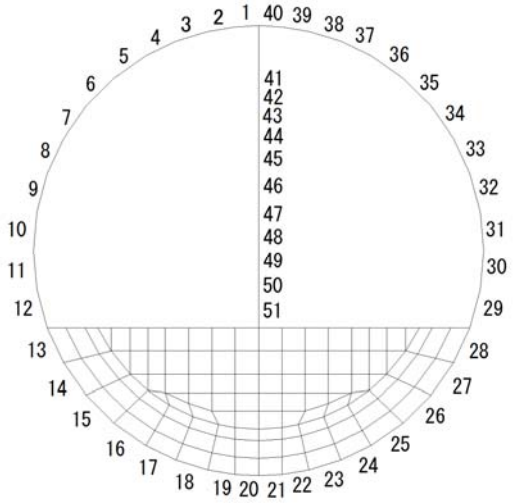


追而

表 5.4－2　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置		引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H＋,V－	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H－,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H－,V－	覆工				
		隔壁				
S_s－１１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１２	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１３	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１４	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－２１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－２２	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－３１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－３１	H－,V＋	覆工				
		隔壁				

＊　：評価位置は下図に示す



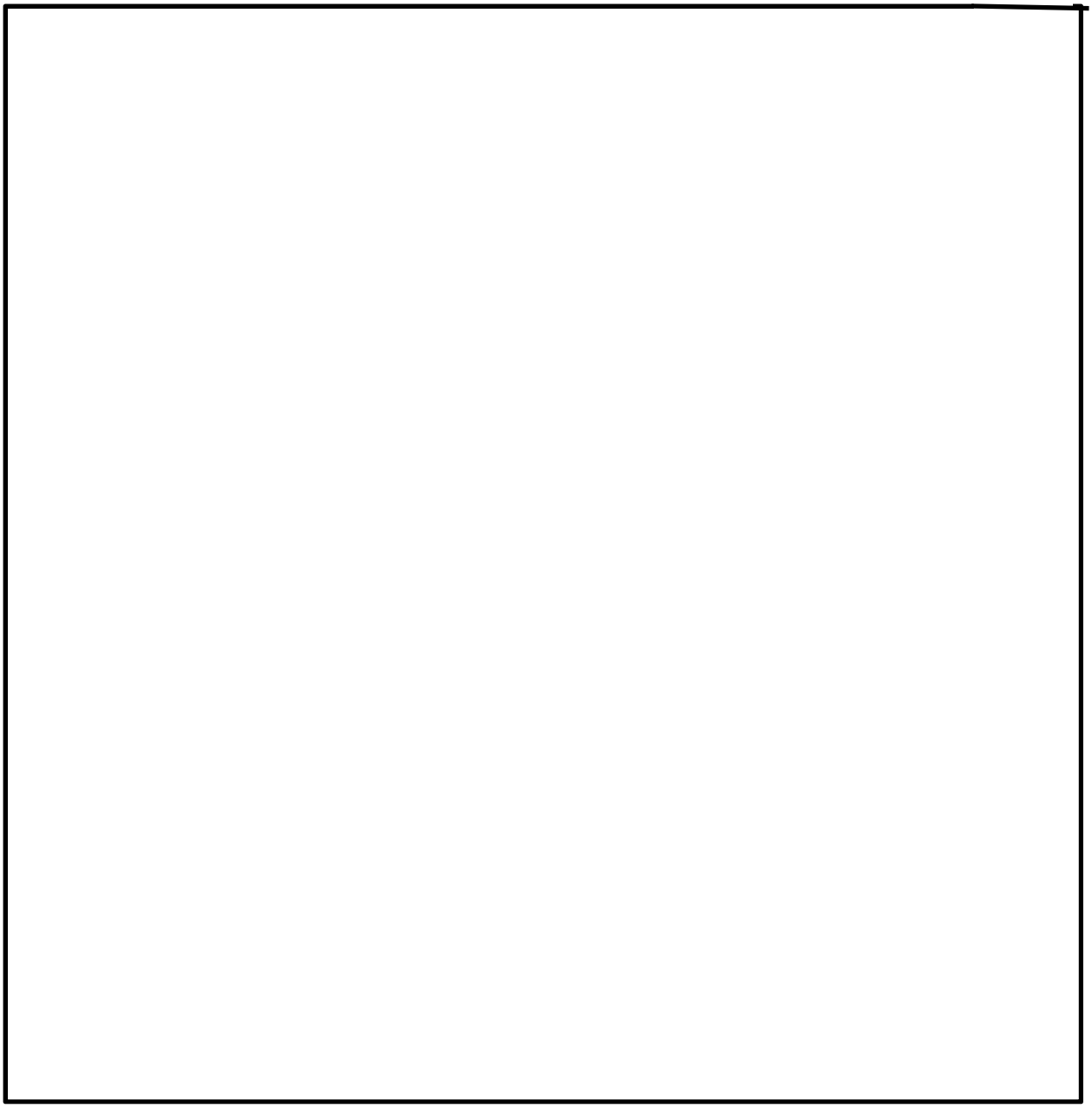


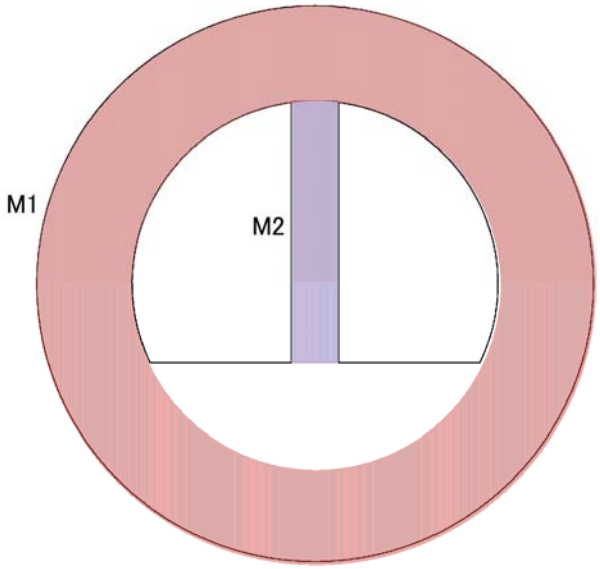
図 5.4－3　概略配筋図

評価中

追而

表 5.4－3　断面諸元一覧表（曲げに対する評価）

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋(外側・上側)					主鉄筋(内側・下側)				
		部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm^2)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm^2)
覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD490	25	1	150	33.780	SD490	29	1	150	42.827
隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD490	25	1	150	33.780	SD490	25	1	150	33.780



評価中

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 5.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

トンネルにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下又はコンクリートの負担するせん断力（V_c）と，斜め引張鉄筋の負担するせん断力（V_s）を合わせた許容せん断力（V_a）が，発生せん断力（V）以上であることを確認した。（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）なお，発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，トンネルの構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

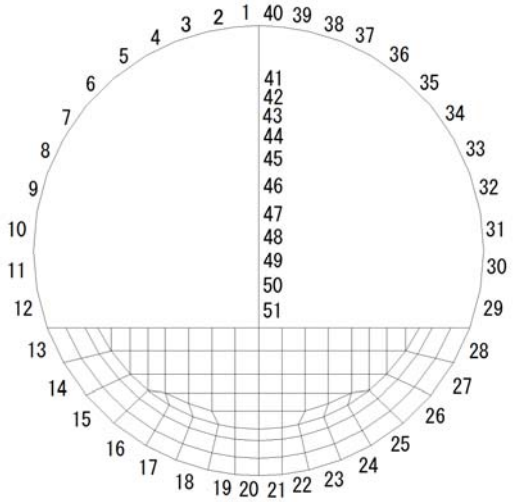
図 5.4－4 に概略配筋図を，表 5.4－5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 5.4－4　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置		発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H＋,V－	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H－,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－D１	H－,V－	覆工				
		隔壁				
S_s－１１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１２	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１３	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－１４	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－２１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－２２	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－３１	H＋,V＋	覆工				
		隔壁				
S_s－３１	H－,V＋	覆工				
		隔壁				

＊　：評価位置は下図に示す。



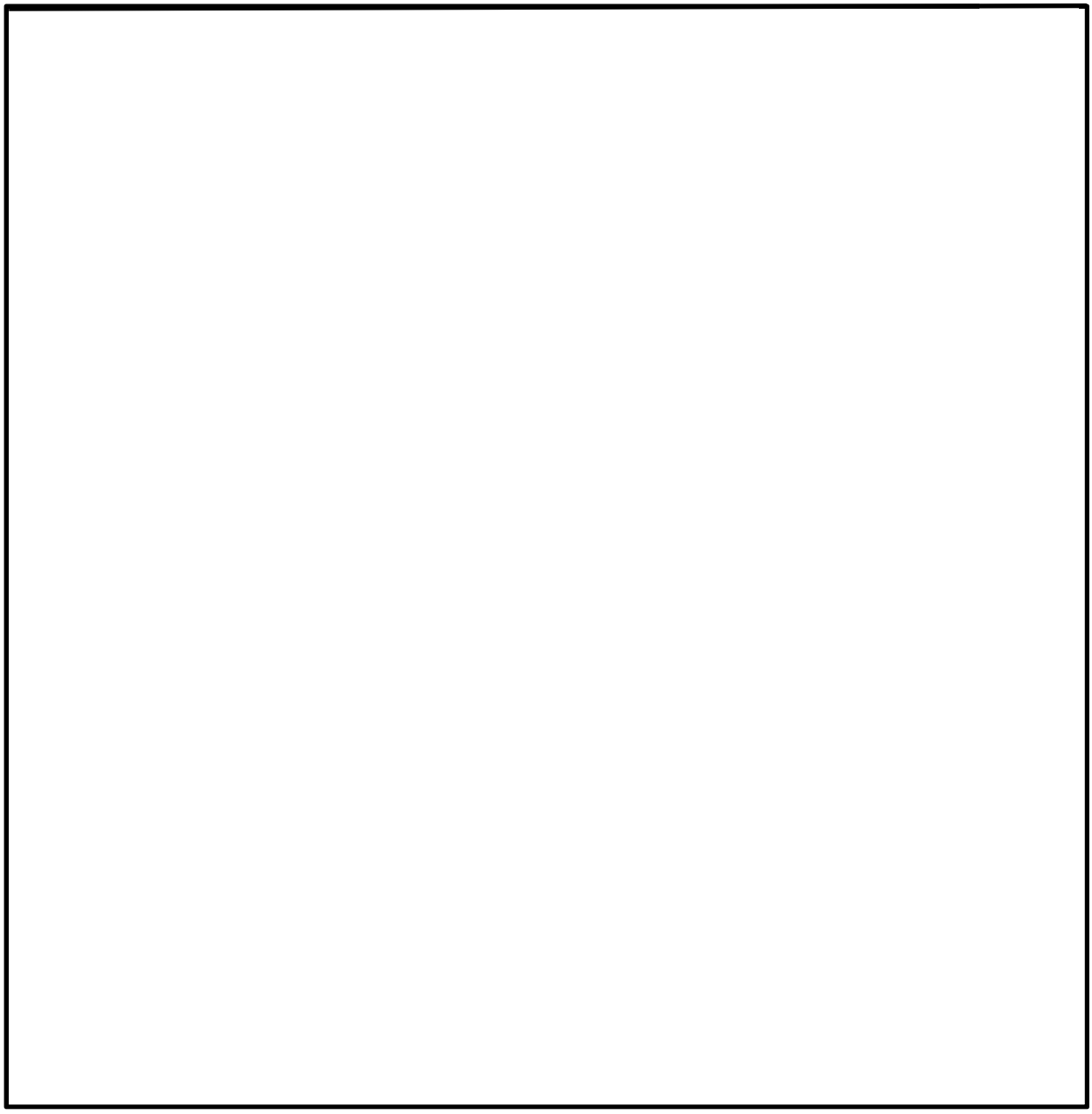


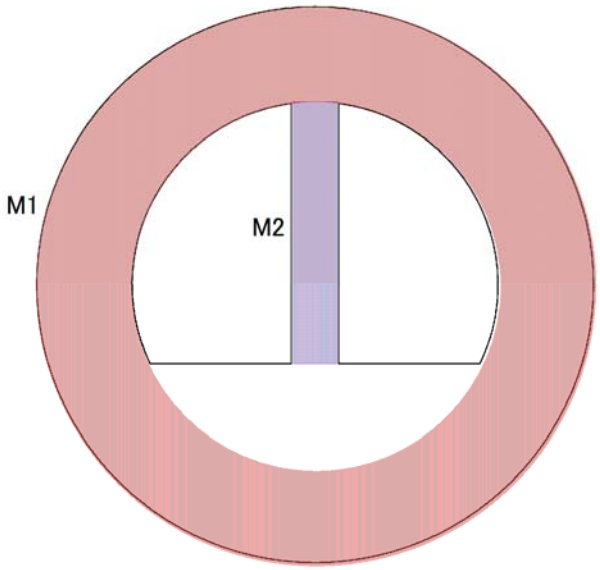
図 5.4－4　概略配筋図

評価中

追而

表 5.4－5　断面諸元一覧表（せん断に対する評価）

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm^2)
覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD345	22	300	300	12.903
隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD345	13	300	200	4.223



評価中

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

追而

表 5.4－6 に基礎地盤の支持性能照査結果を，図 5.4－5 に接地圧分布図を示す。

トンネルの最大接地圧は，Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕で○○　kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，トンネルの基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 5.4－6　基礎地盤の支持性能照査結果

図 5.4－5（1）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 5.4－5（2）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 5.4－5（3）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 5.4－5（4）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 5.4－5（5）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 5.4－5（6）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 5.4－5（7）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 5.4－5（8）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 5.4－5（9）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 5.4－5（10）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 5.4－5（11）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 5.4－5（11）　接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

5.5　まとめ（追而）

6.　常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価

目次

6. 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の耐震安全性評価 ····· 6－1
6.1 評価方法 ····· 6－2
6.2 評価条件 ····· 6－2
6.2.1 適用基準 ····· 6－2
6.2.2 耐震安全性評価フロー ····· 6－3
6.2.3 評価対象断面の方向 ····· 6－4
6.2.4 評価対象断面の選定 ····· 6－7
6.2.5 使用材料及び材料定数 ····· 6－9
6.2.6 地下水位 ····· 6－13
6.2.7 地震応答解析手法 ····· 6－13
6.2.8 解析モデルの設定 ····· 6－15
6.2.9 減衰定数 ····· 6－20
6.2.10 荷重の組合せ ····· 6－22
6.2.11 地震応答解析の検討ケース ····· 6－26
6.3 評価内容 ····· 6－28
6.3.1 水平断面の評価方法 ····· 6－28
6.3.2 頂版・床版の評価方法 ····· 6－31
6.3.3 入力地震動の設定 ····· 6－32
6.3.4 許容限界の設定 ····· 6－65
6.4 評価結果 ····· 6－70
6.4.1 地震応答解析結果 ····· 6－70
6.4.2 南北方向の耐震評価結果 ····· 6－82
6.4.3 東西方向の耐震評価結果 ····· 6－107
6.5 まとめ（追而） ····· 6－132

6.1 評価方法

常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）（以下，「立坑」という。）は，耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる構造物である。立坑について基準地震動S_sによる耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力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，地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

6.2 評価条件

6.2.1 適用基準

立坑の耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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）等を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）を適用する。

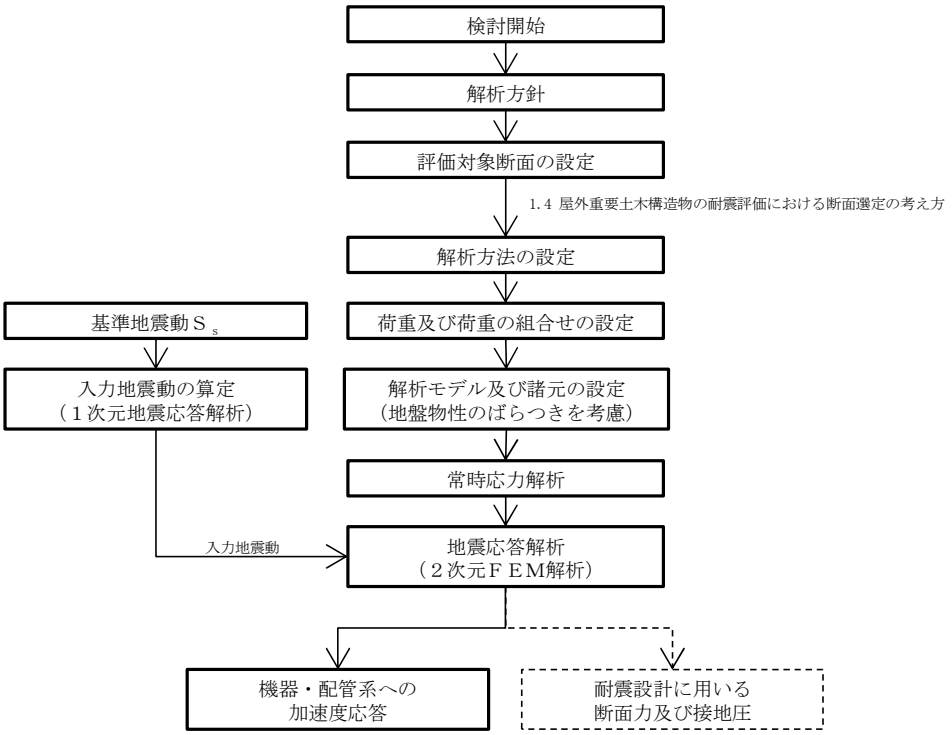
表 6.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.2－1　適用する規格，基準類

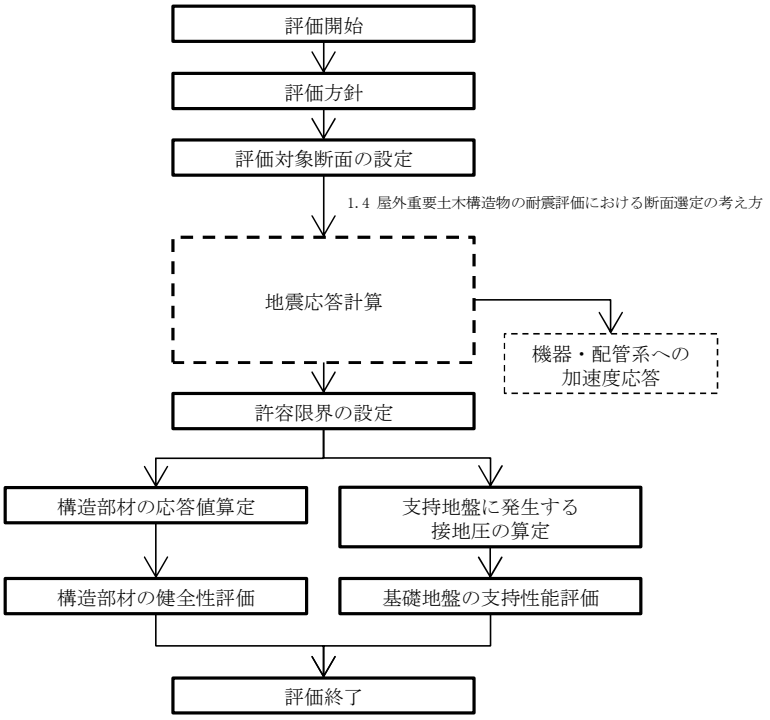
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

6.2.2　耐震安全性評価フロー

図 6.2－1 に立坑の耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 6.2－1　立坑の耐震安全性評価フロー

6.2.3　評価対象断面の方向

立坑の位置を図 6.2－2 に示す。

立坑は幅 12.5 m（南北方向），16.5 m（東西方向）の箱形構造物であることから，加振方向の側壁または中壁を耐震壁として考慮することができる。よって，強軸断面方向・弱軸断面方向の区別が明確でない構造物であるため，評価対象断面は立坑南北方向及び東西方向の二方向とする。

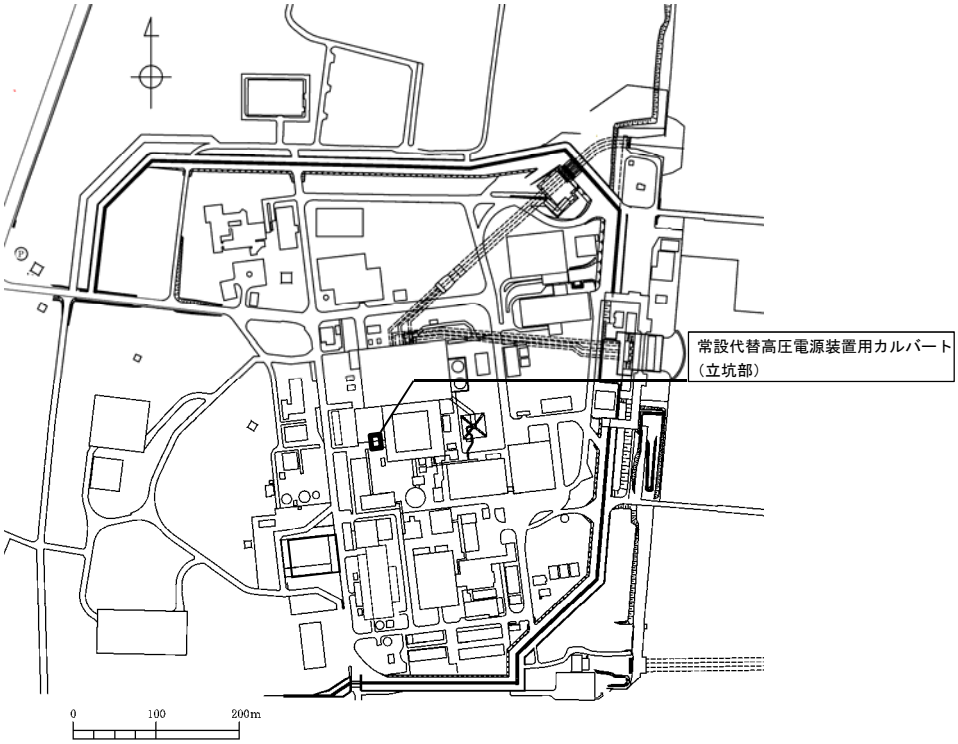


図 6.2－2（1）　立坑の平面配置図（全体平面図）

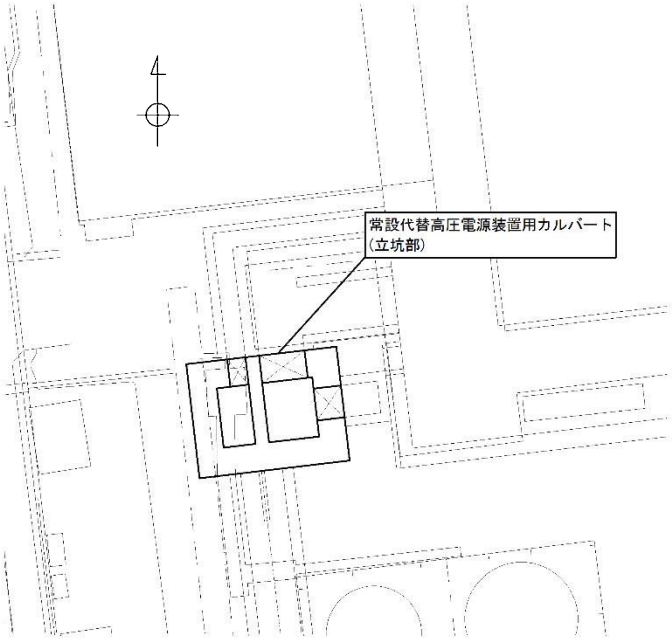
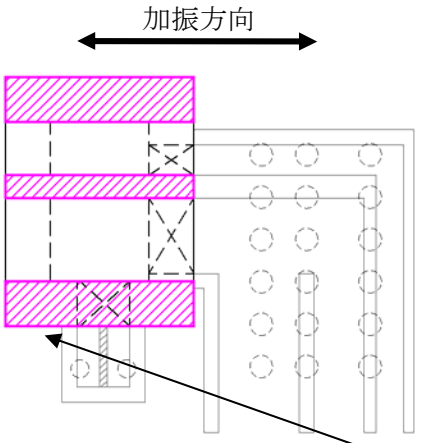
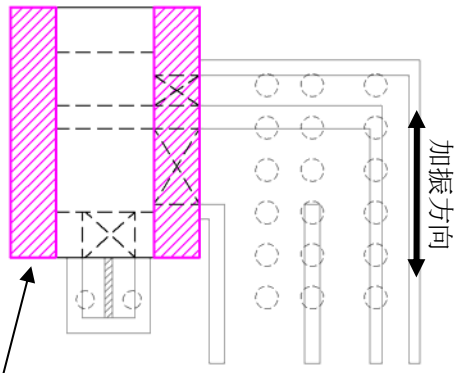
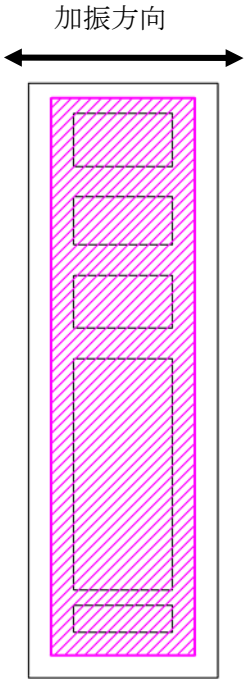
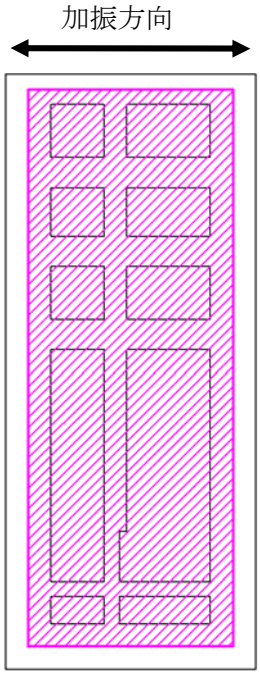


図 6.2－2（2）　立坑の平面配置図（拡大図）

表 6.2－2　立坑の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
立坑	  加振方向平行な側壁及び中壁を耐震設計上見込むことが出来る  ⇒評価対象断面	 ⇒評価対象断面

6.2.4　評価対象断面の選定

図 6.2－3 及び図 6.2－4 に立坑の平面図及び断面図を示す。

立坑は，電気ケーブル，軽油移送配管及び水配管を支持する 4 層 2 連カルバート状の鉄筋コンクリート構造物であり，南北方向 12.5 m，東西方向 16.5 m，高さ約 39.3 m である。

また，奥行方向に耐震壁が存在する，もしくは存在しない断面が存在することから，解析奥行を立坑奥行とし，部材モデル化に際し加振方向の側壁を耐震壁（平面ひずみ要素），加振直交方向の側壁及び底版を線形はり要素とし，開口の影響を適切に考慮することで立坑奥行方向を集約し 1 断面としてモデル化する。

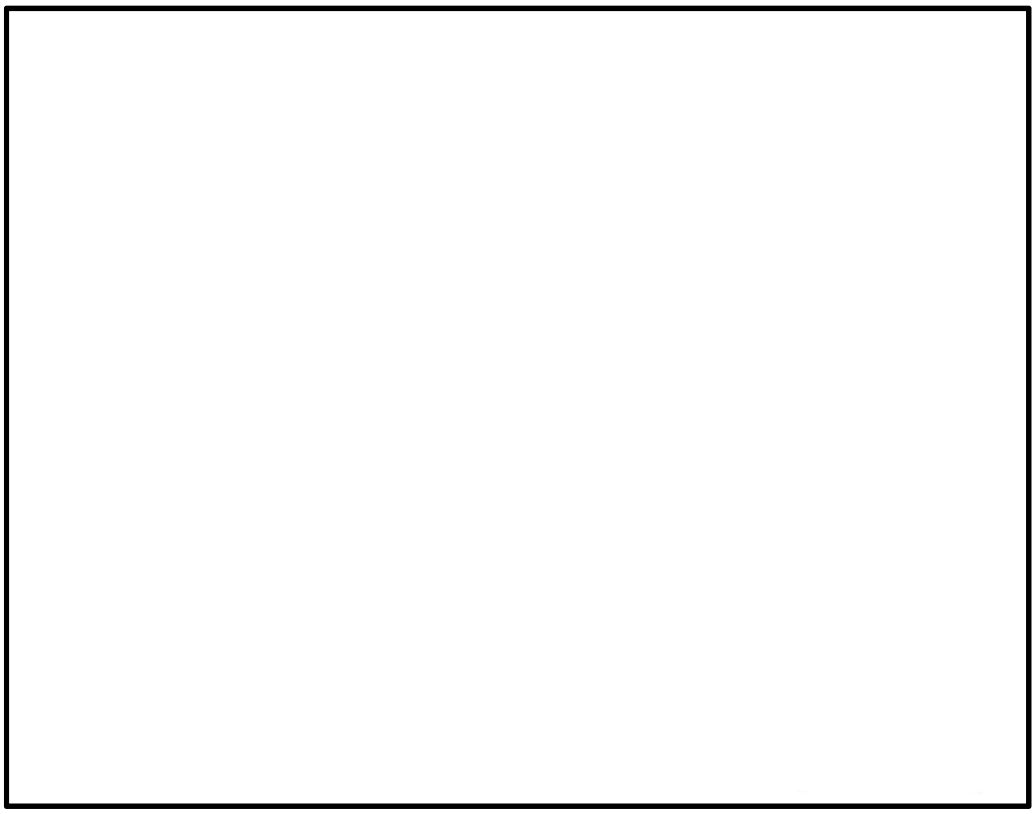


図 6.2－3　立坑の平面図

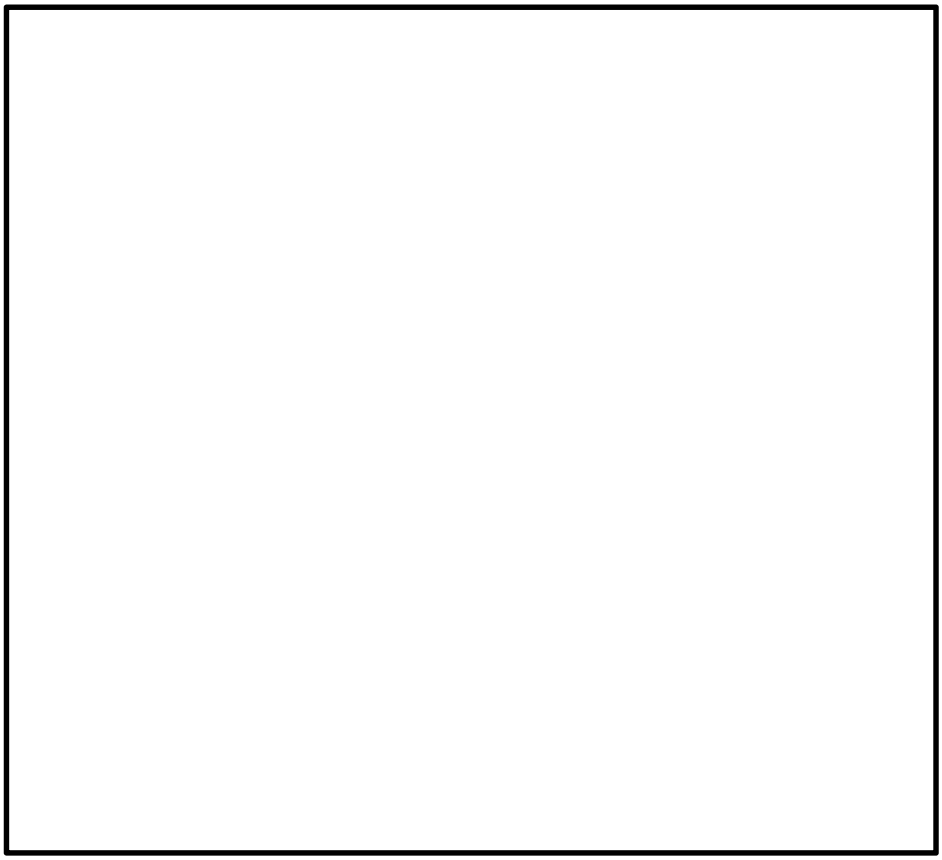


図 6.2－4（1）　立坑の断面図（南北方向 ①－①断面）

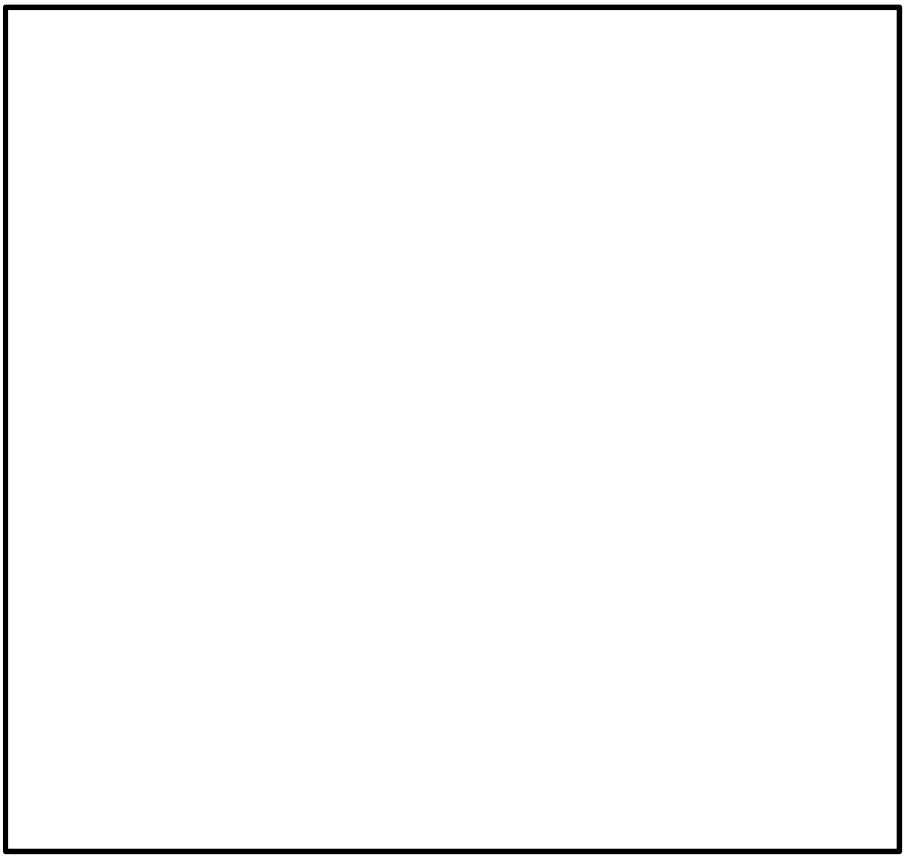


図 6.2－4（2）　立坑の断面図（東西方向 ②－②断面）

6.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 6.2－3 に，材料物性値を表 6.2－4 に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ－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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 6.2－5 に示す。

表 6.2－3　使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD345，SD490

表 6.2－4　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

表 6.2－5（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤						
				埋戻土	第四系（液状化対象層）					
				fl	du	Ag1	Ag2	As	D2s-3	D2g-3
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	2.01 (1.89)	1.74 (-)	1.92 (-)	2.15 (2.11)
	間隙比	e	-	0.75	0.75	0.67	0.67	1.2	0.79	0.43
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	―	0.26	0.26	0.25	0.25	0.26	0.19	0.26
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	814 (814)	497 (299)	378 (-)	966 (-)	1167 (1167)
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	392073 (392073)	278087 (167137)	143284 (-)	650611 (-)	1362035 (1362035)
	最大履歴減衰率	h_{max}	―	0.220	0.220	0.221	0.233	0.216	0.192	0.130
強度特性	粘着力	C_{CD}	kN/m^2	0	0	0	0	0.012	0.01	0
	内部摩擦角	φ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	37.4	41	35.8	44.4
液状化特性	変相角	φ_p	―	34.8	34.8	34.9	34.9	38.3	33.4	41.4
	液状化パラメータ	S_1	―	0.047	0.047	0.029	0.028	0.046	0.048	0.03
		w_1	―	6.5	6.5	51.6	56.5	6.9	17.6	45.2
		p_1	―	1.26	1.26	12	9	1	4.8	8
		p_2	―	0.8	0.8	0.6	0.6	0.75	0.96	0.6
		c_1	―	2.00	2.00	3.35	3.40	2.27	3.15	3.82

表 6.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤		
				第四系（非液状化層）		新第三系
				Ac	D2c-3	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65 (-)	1.77 (-)	1.72-1.03×10-4・z (-)
	間隙比	e	-	1.59	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	―	0.1	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480 (-)	696 (-)	動的変形特性に基づき、Z(標高)毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829 (-)	285223 (-)	
	最大履歴減衰率	h_{max}	―	0.200	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	kN/m^2	0.025	0.026	0.177-0.00603・z
	内部摩擦角	φ_{CD}	度	29.1	35.6	23.2+0.0990・z°
液状化特性	変相角	φ_p	―	-	-	-
	液状化パラメータ	S_1	―	-	-	-
		w_1	―	-	-	-
		p_1	―	-	-	-
		p_2	―	-	-	-
		c_1	―	-	-	-

z：標高（m）

表 6.2－5 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)			密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5	～	10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5	～	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5	～	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5	～	7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5	～	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5	～	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5	～	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5	～	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5	～	2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5	～	1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5	～	0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5	～	-0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5	～	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5	～	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	～	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	～	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5	～	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	～	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5	～	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5	～	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11	～	-9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13	～	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	～	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	～	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	～	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	～	-19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	～	-21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	～	-23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27	～	-25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29	～	-27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31	～	-29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33	～	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	～	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	～	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	～	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	～	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	～	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45	～	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47	～	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49	～	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51	～	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	～	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55	～	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	～	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	～	-57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	～	-59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63	～	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65	～	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67	～	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69	～	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71	～	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	～	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75	～	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77	～	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79	～	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81	～	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85	～	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90	～	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95	～	-90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101	～	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108	～	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115	～	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122	～	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130	～	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 6.2－5（4）　地盤の解析用物性値一覧（地盤改良）

パラメータ				地盤改良
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	2.18 (2)
	間隙比	e	-	0.75
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	1 (1)
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	822662 (756184)
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.152
強度特性	粘着力	C_{CD}	kN/m^2	0.66
	内部摩擦角	φ_{CD}	度	41.2
液状化特性	変相角	φ_p	－	-
	液状化パラメータ	S_1	－	-
		w_1	－	-
		p_1	－	-
		p_2	－	-
		c_1	－	-

6.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

6.2.7　地震応答解析手法

立坑の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP　Ver.7.3.0_2」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，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 6.2－5 に示す。

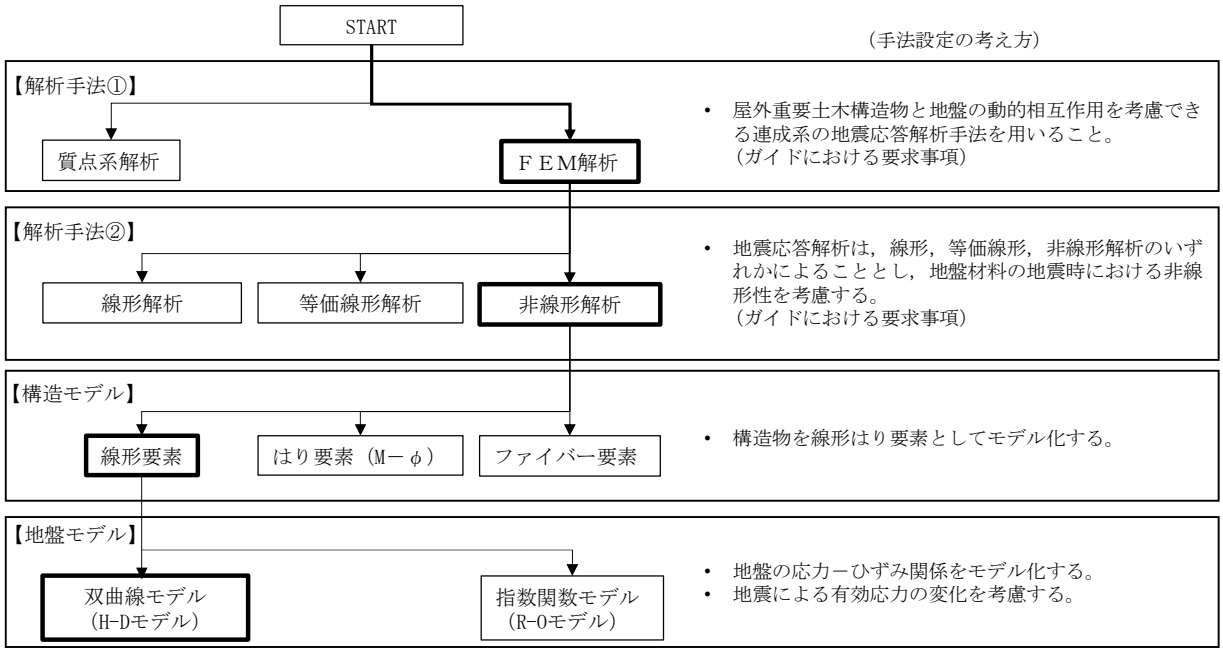


図 6.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線

に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

6.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を適用し，図 6.2－6 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

立坑周辺の地質断面図を図 6.2－7 に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 4 又は 5 分割以上になるように要素高さを設定している

立坑の地震応答解析モデルを図 6.2－8 に示す。

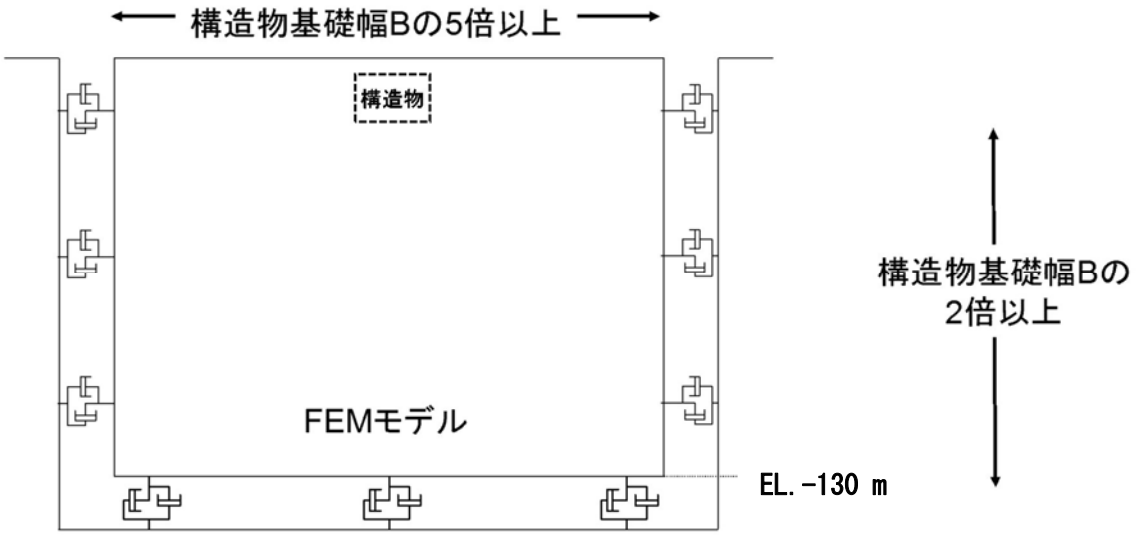


図 6.2－6　モデル範囲の考え方

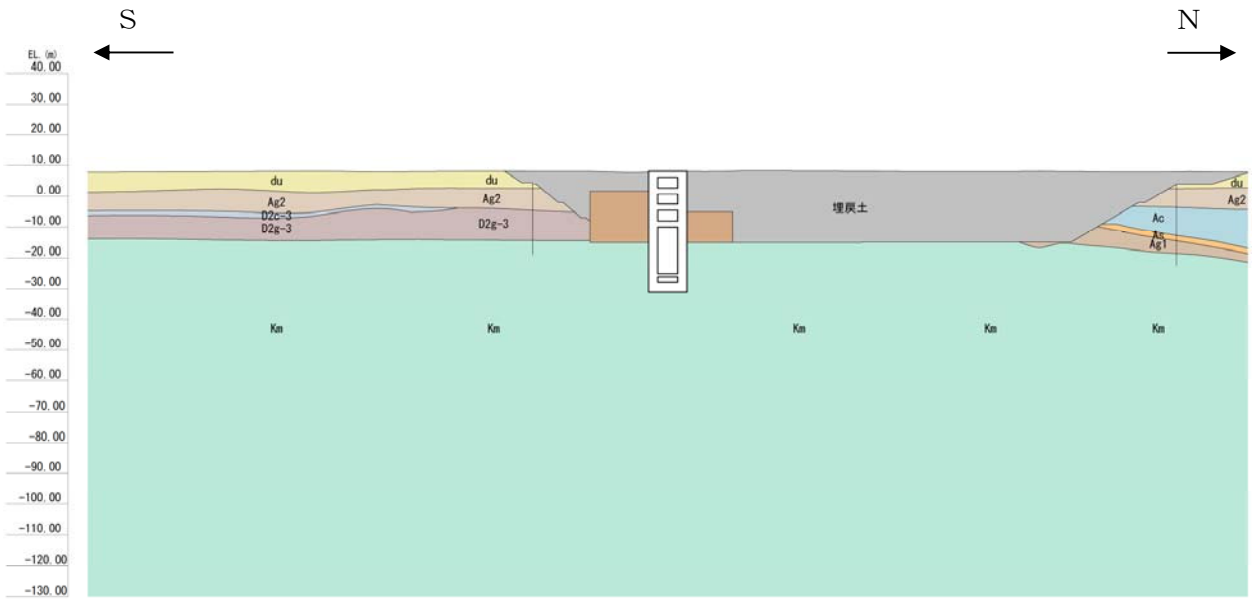


図 6.2－7（1）　地質断面図（南北方向断面）

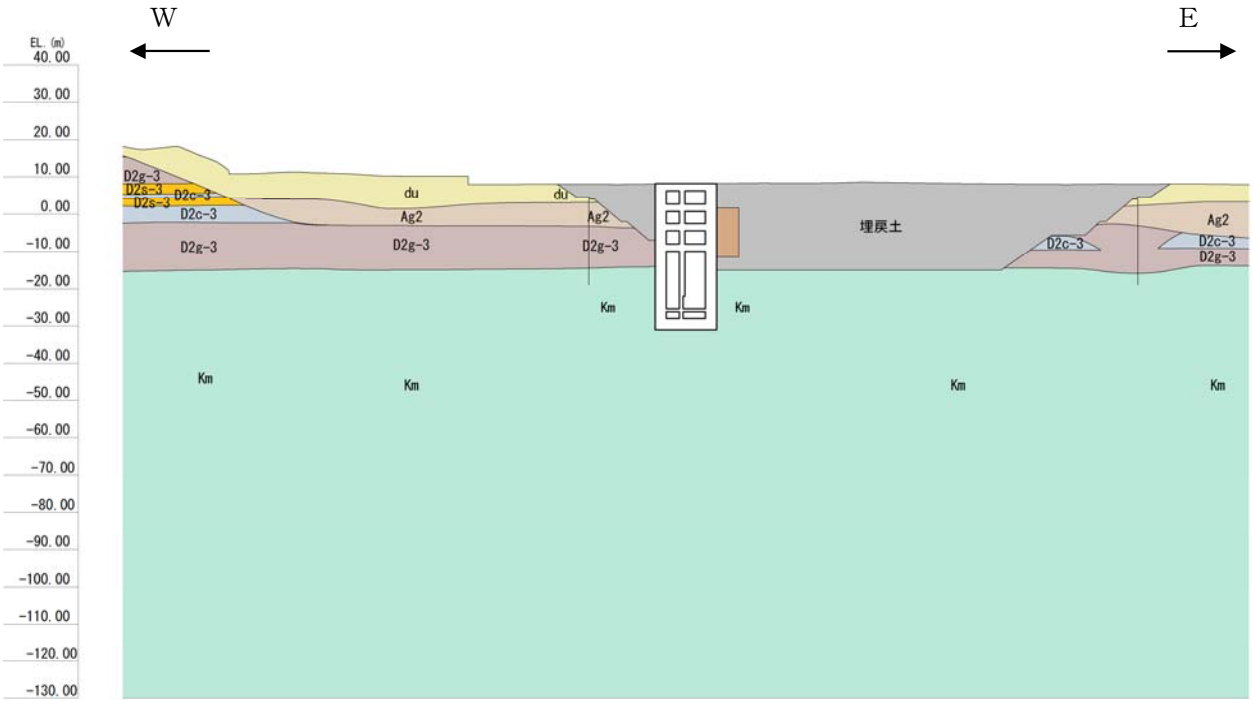


図 6.2－7（2）　地質断面図（東西方向断面）

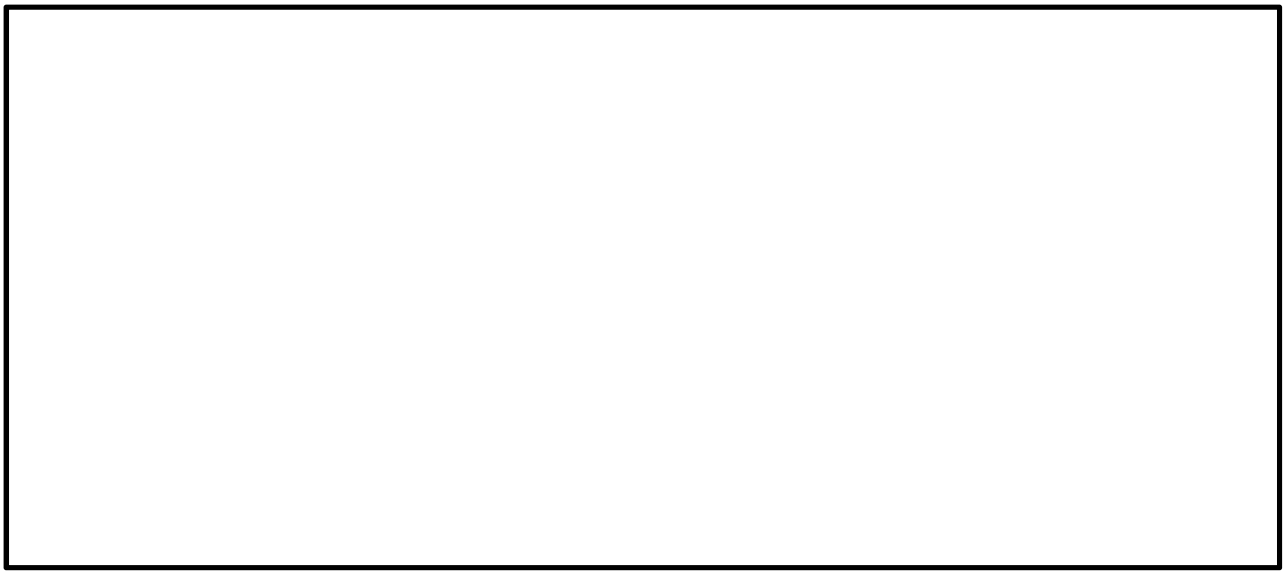


図 6.2－8（1）　立坑の地震応答解析モデル（南北方向断面）

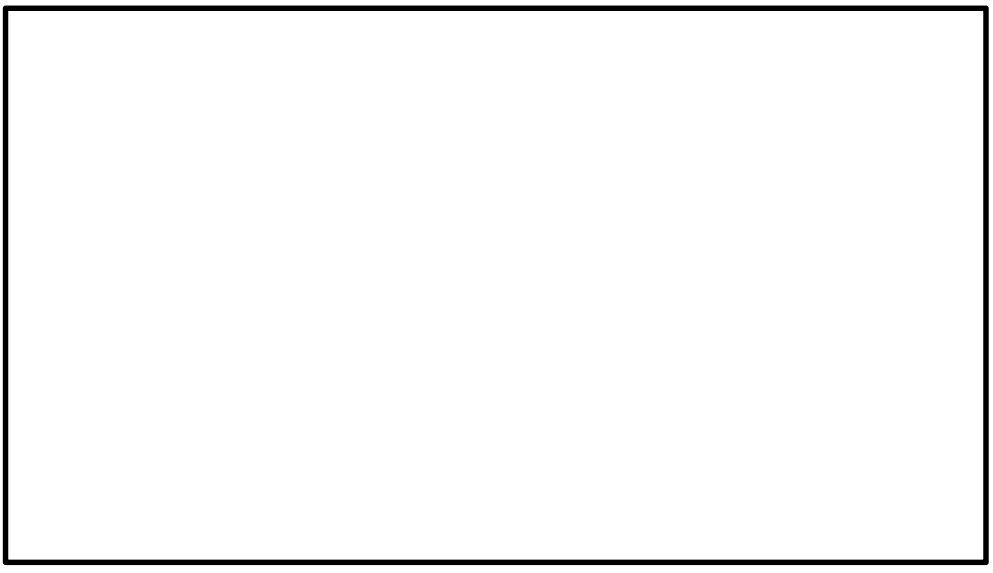


図 6.2－8（2）　立坑の地震応答解析モデル（東西方向断面）

(2) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表6.2－6参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表6.2－6　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	埋戻土層	0	37.3	－
	du層	0	37.3	－
	D2g－3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－
地盤改良体		0.5	0	－

Z：標高(m)

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表6.2－7のとおり設定する。図6.2－9にジョイント要素設定の考え方を示す。

表6.2－7　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s (kN/m^3)	圧縮剛性k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

：ジョイント要素

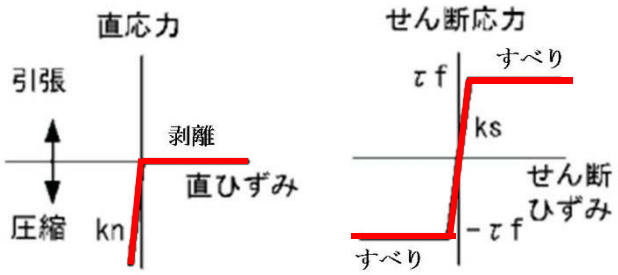


図 6.2－9　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

南北方向断面については，加振直交方向の側壁，底版を線形はり要素を用いてモデル化する。耐震壁の効果を見込む側壁及び中壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。

東西方向断面については，立坑と隣接する軽油カルバートをモデル化しているが，立坑については加振直交方向の側壁，底版を線形はり要素を用いてモデル化する。耐震壁の効果を見込む側壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。

軽油カルバートについては，頂版，底版，妻壁及び鋼管杭を線形はり要素を用いてモデル化する。耐震壁の効果を見込む側壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

6.2.9 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f	：	固有値解析により求められた１次固有振動数
h	：	各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図6.2－10にRayleigh減衰の設定フローを，表6.2－8に固有値解析結果を示す。

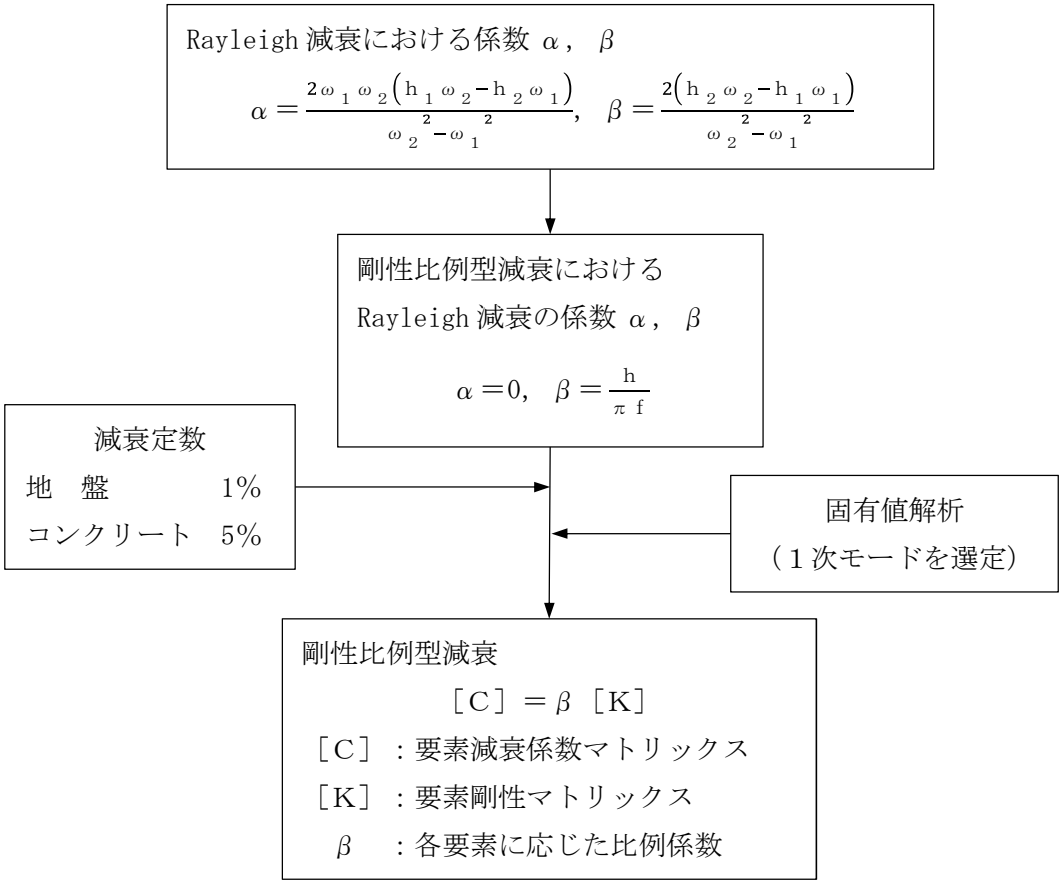


図 6.2－10　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 6.2－8　固有値解析結果（追而）

6.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお，立坑は，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 6.2－9 に示す。

地震時に立坑に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 6.2－9　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・恒常的に内水が存在しないことから，考慮しない
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		風荷重	－	・躯体が地中にあることから，風荷重を考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・恒常的に内水が存在しないことから，考慮しない

(1)　機器・配管荷重（追而）

a.　南北方向断面

図 6.2－11（1）　機器・配管荷重図（南北断面）

b.　東西方向断面（追而）

図 6.2－12（2）　機器・配管荷重図（東西方向断面）

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm^{3}を考慮する。

(3)　雪荷重

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m^2/cm として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

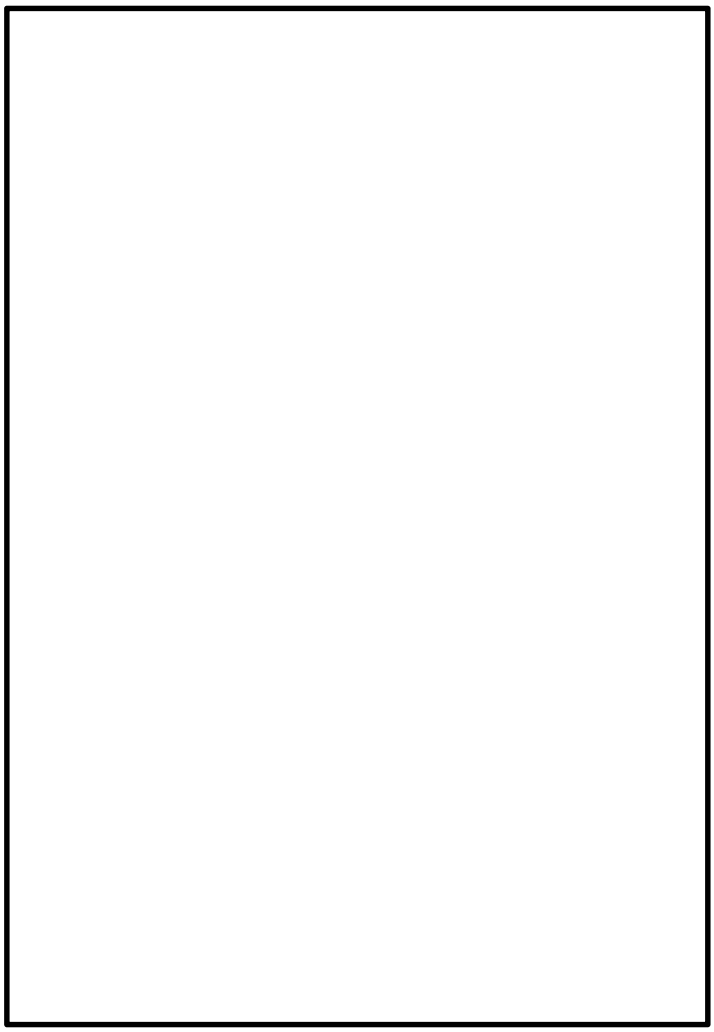


図 6.2－12（1）　雪荷重図（南北方向断面）

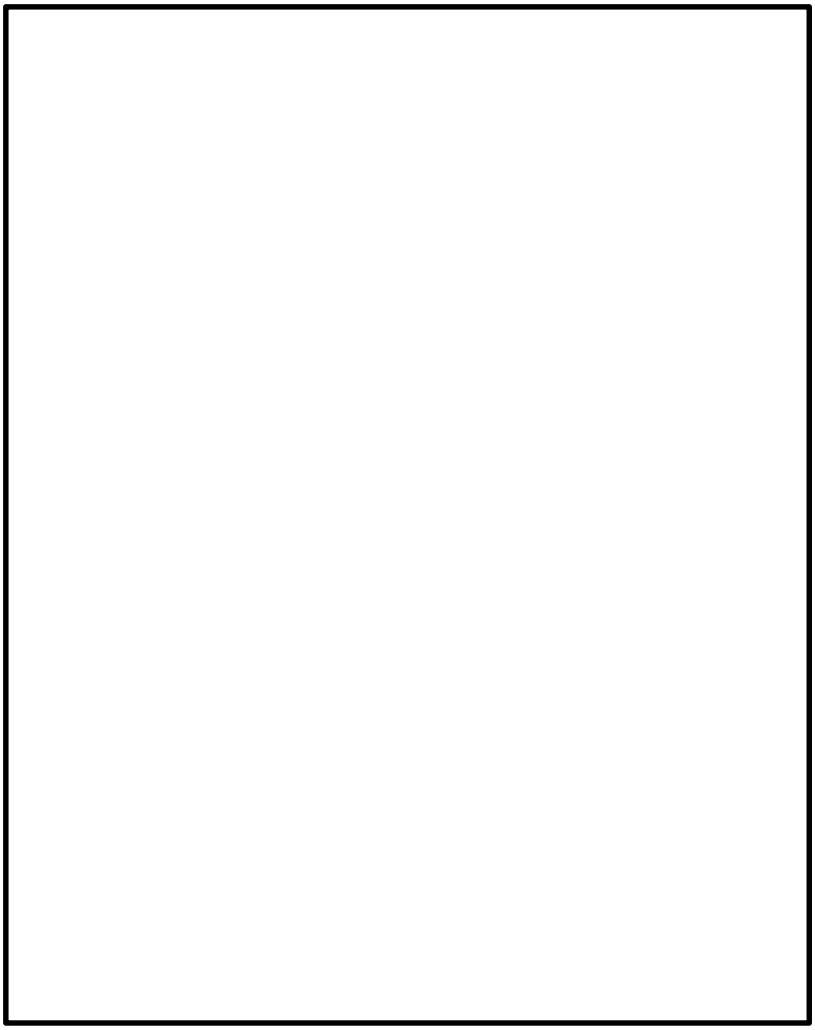


図 6.2－12（2）　雪荷重図（東西方向断面）

6.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

立坑の耐震設計における検討ケースを表 6.2－10 に示す。

表 6.2－10　立坑の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 6.2－11 に示す。

表 6.2－11　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>④
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース</td><td>⑤
原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース</td><td>⑥
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="13">地震波(位相)</td><td rowspan="4">S_s－D1</td><td>(＋＋)</td><td rowspan="13">1

⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。</td><td>1</td><td rowspan="13">1

⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。</td></tr>
<tr><td>(＋－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>S_s－11</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>S_s－12</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>S_s－13</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>S_s－14</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>S_s－21</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>S_s－22</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">S_s－31</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>1</td><td>12</td><td>1</td></tr>
</table>

6.3　評価内容

6.3.1　水平断面の評価方法

図 6.3－1 に立坑構造図を示す。立坑には頂版及び中床版が存在し，地震時においては加振直交方向の側壁を支持するはり部材として機能する。しかし本立坑における頂版及び中床版についてはその平面積に対し機器・配管系及び搬入口等開口の占める割合が大きく，２次元動的解析においては頂版・中床版の剛性を考慮していない。閉鎖した立坑側壁の形状効果にて地震時土圧に対し抵抗する構造としている。

この場合，鉛直方向延長（39.3 m）に対し立坑南北及び東西方向幅（それぞれ 12.5 m，16.5 m）と水平方向延長の方が短く，水平方向が主方向になると考えられる。

図 6.3－2 に水平断面解析モデル概念図を示す。

水平方向の設計にあたっては，側壁を直交壁に単純支持されるシェル要素としてモデル化し，面外方向に２次元動的解析より得られる地震時荷重を作用させ，発生する断面力に対し必要な水平方向鉄筋を配置する。

地震時荷重としては，２次元動的解析より得られる側壁はり要素に隣接する地盤要素の水平直応力（σ'_x）と間隙水要素の発生応力（Δu）の和（全時刻絶対値最大）及び静水圧を考慮する。

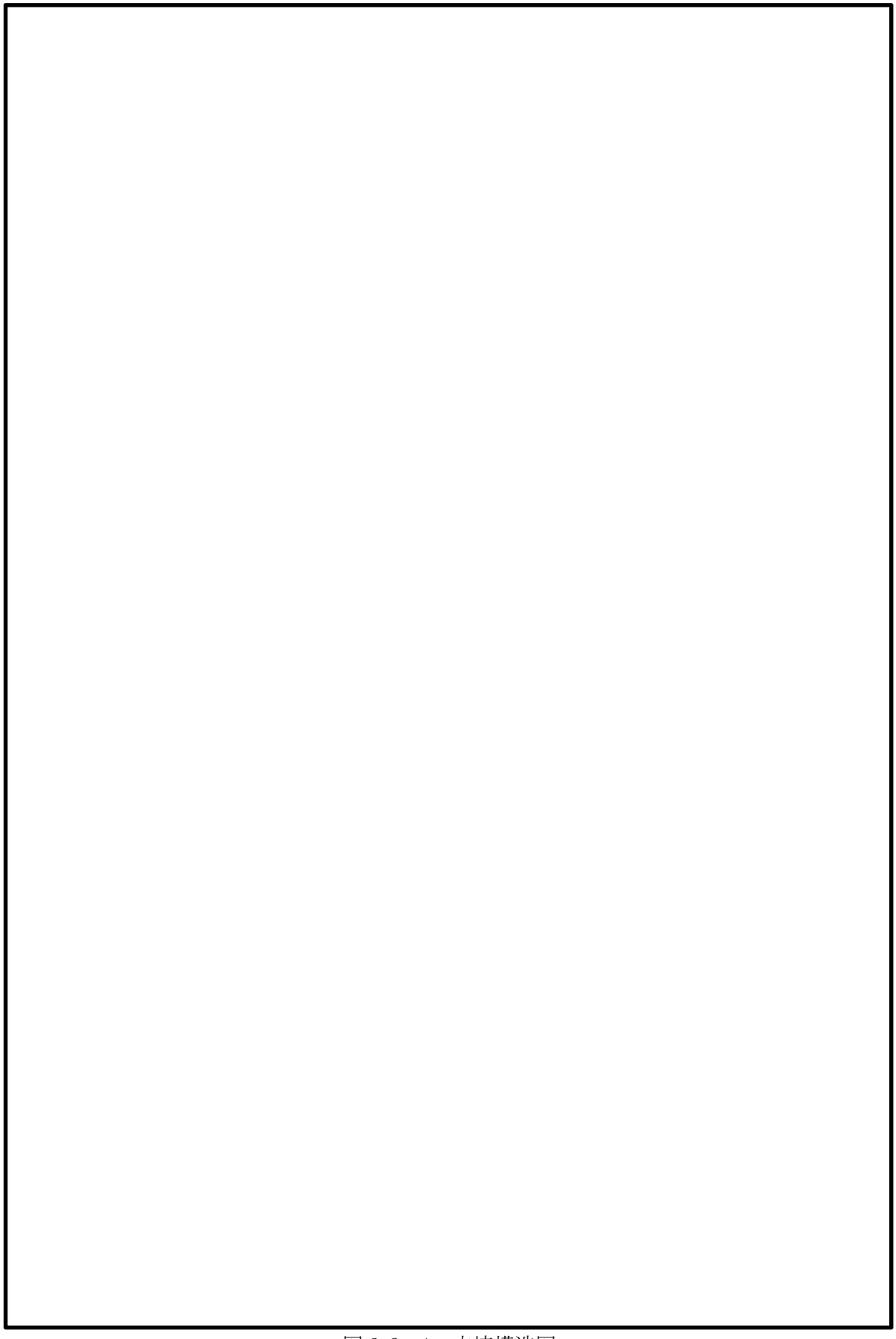


図 6.3－1　立坑構造図

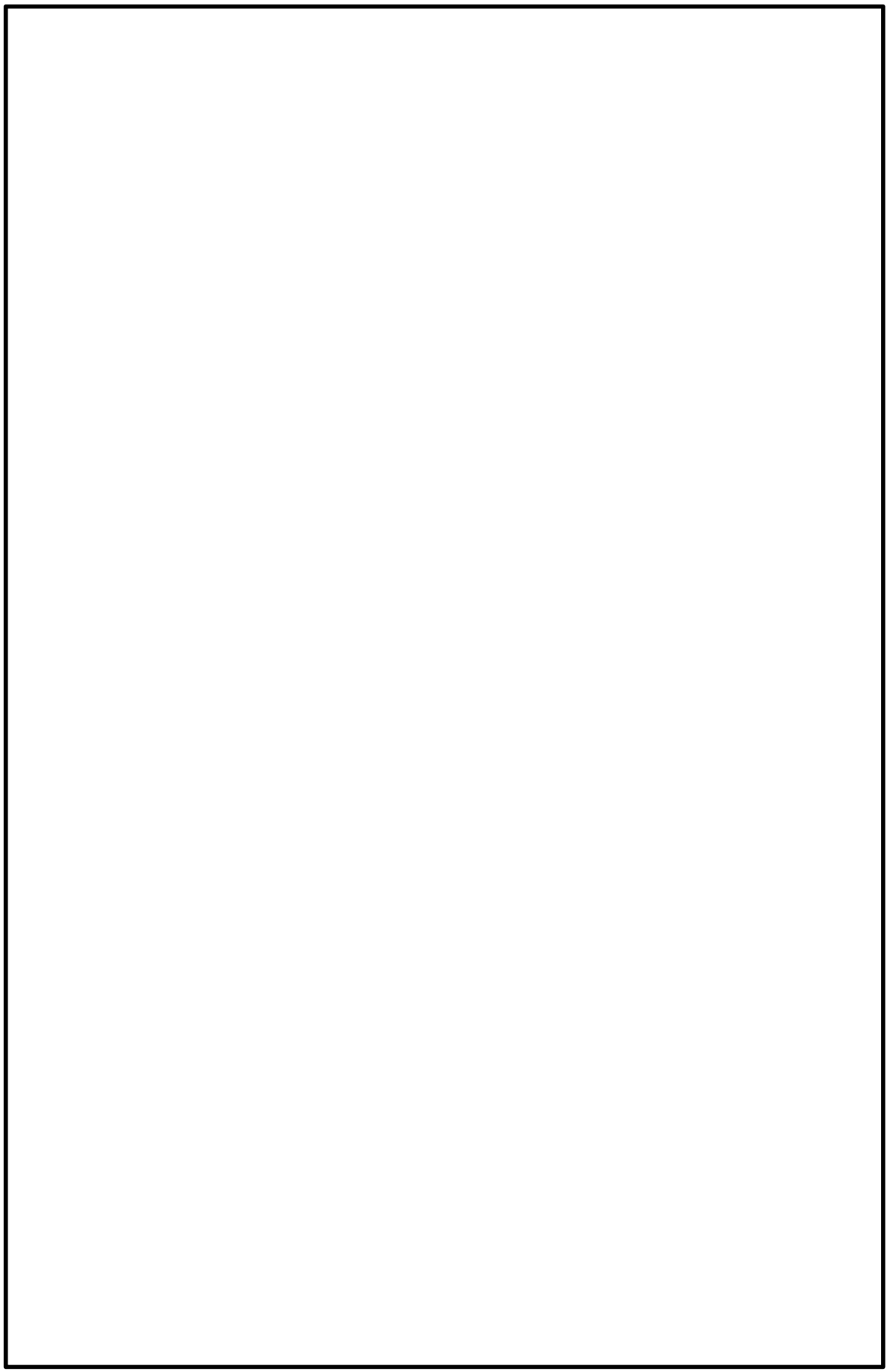


図 6.3－2　水平断面解析モデル概念図

6.3.2　頂版・床版の評価方法

図 6.3－3 に頂版及び中床版の平面図を示す。頂版，中床版についてはその平面積に占める開口面積の比率が大きいこから，２次元動的解析においてその剛性を考慮していない。

頂版及び中床版の設計については，開口形状を模擬したシェル要素にてモデル化し，接続する側壁及び中壁中心において単純支持とする。頂版及び中床版単独の固有値が不明であることから，２次元動的解析において頂版及び中床版位置における鉛直加速度応答スペクトルを算定し，基準地震動Ｓ$_s$全ケースに対し全周期帯で最大となる応答加速度を抽出し，それを重力加速度で除することで鉛直設計震度とし，面外方向に自重による地震時荷重を考慮し，その荷重に必要な鉄筋を配置する。

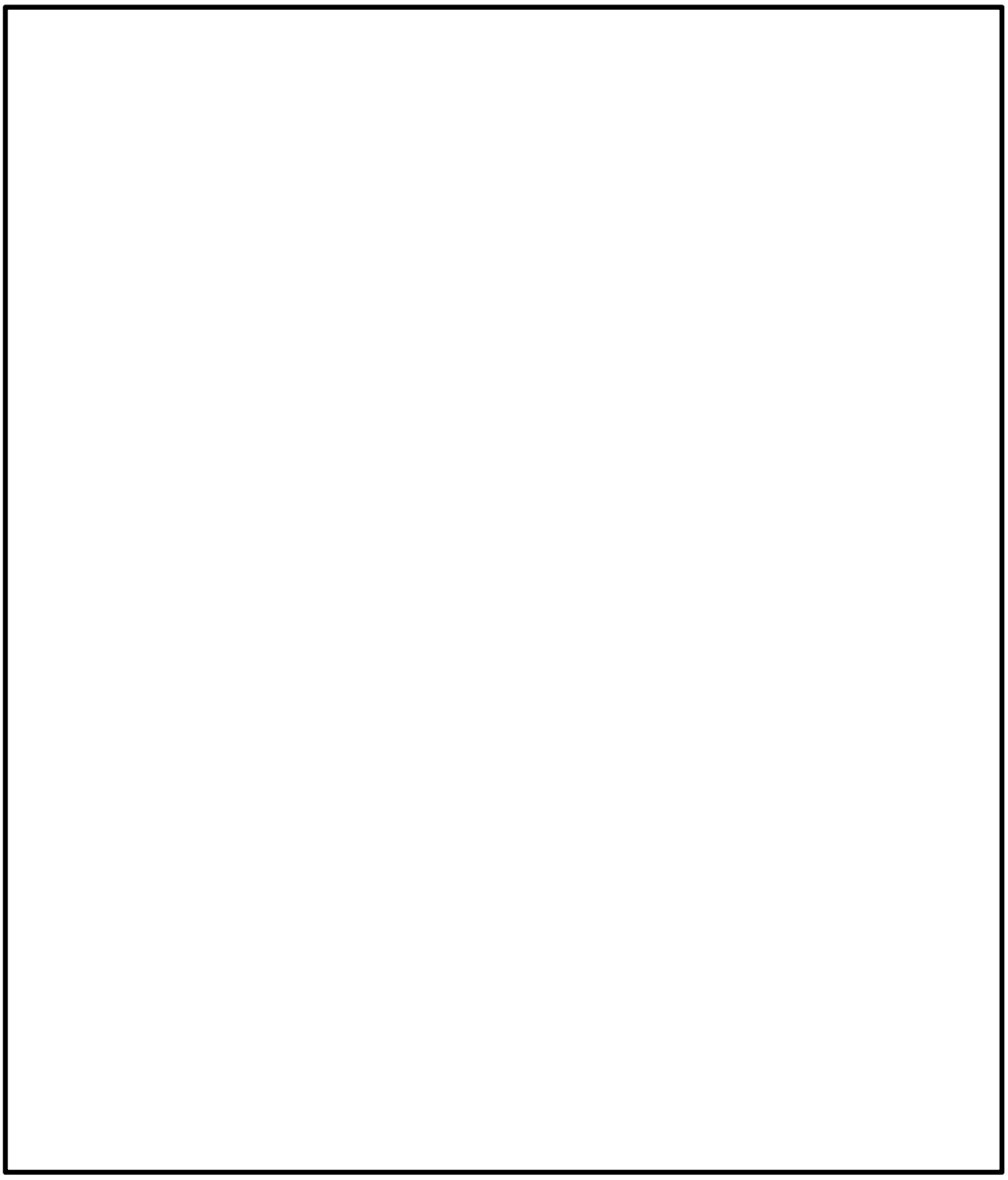


図 6.3－3　頂版及び中床版平面図

6.3.3　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 6.3－4 に入力地震動算定の概念図を，図 6.3－5 及び図 6.3－6 に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

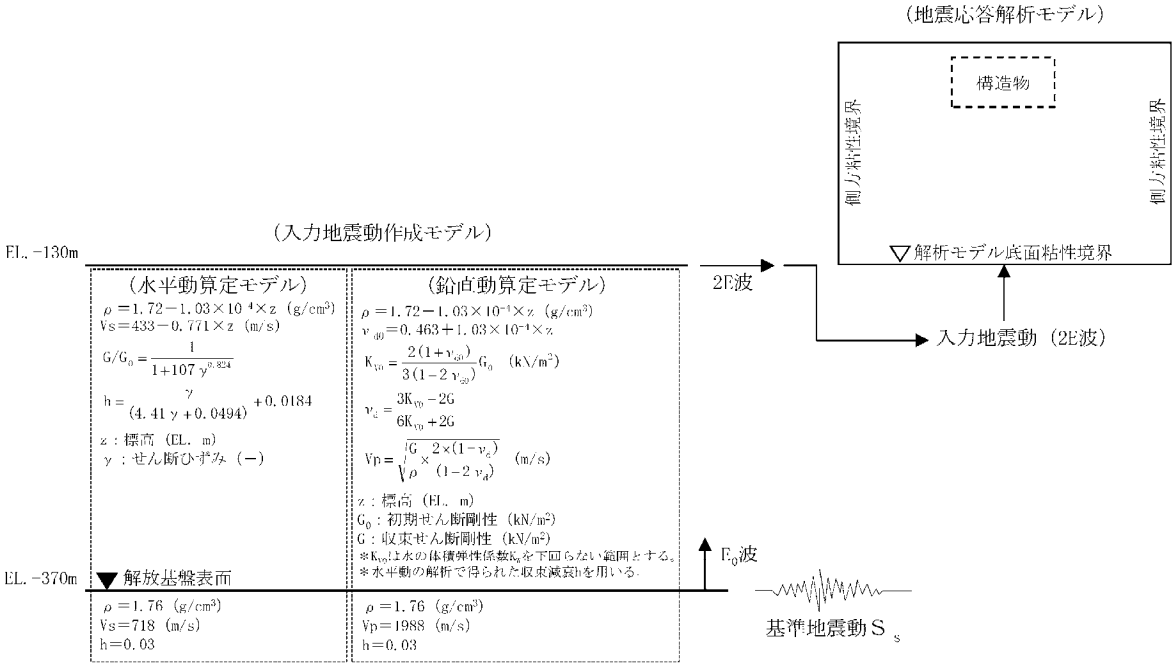
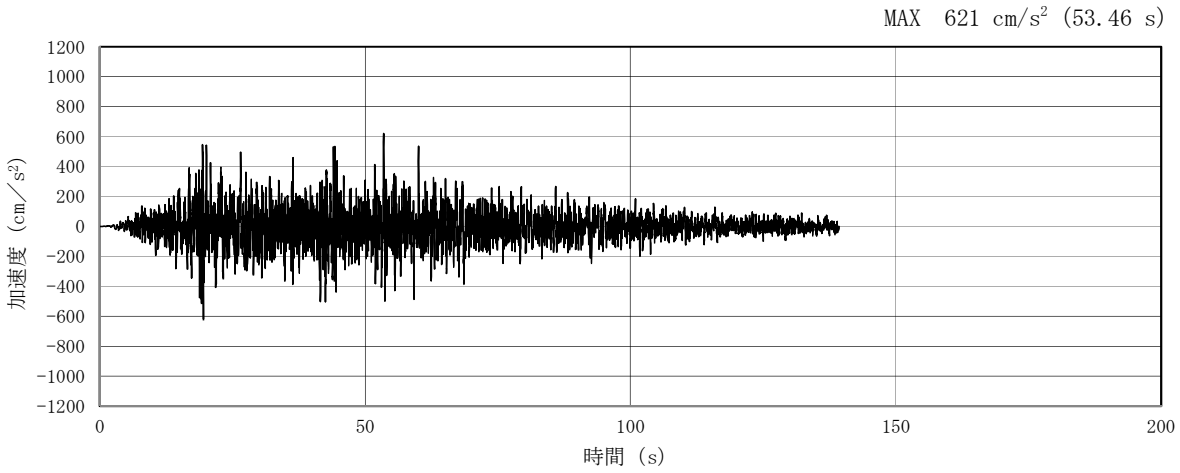
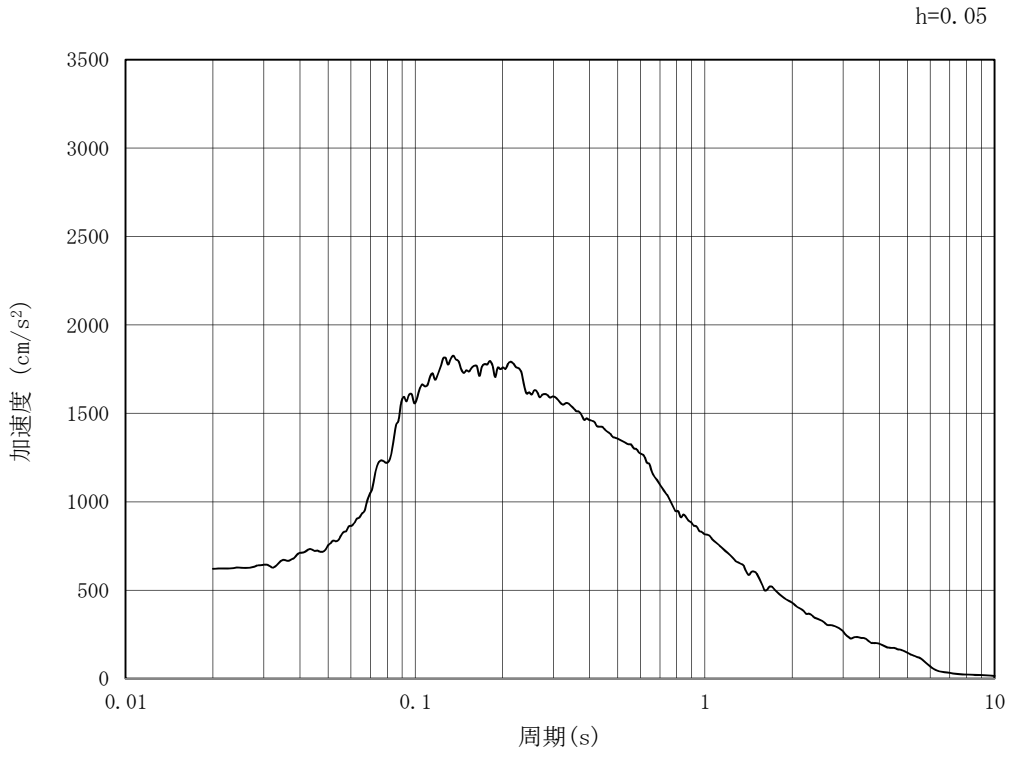


図 6.3－4　入力地震動算定の概念図

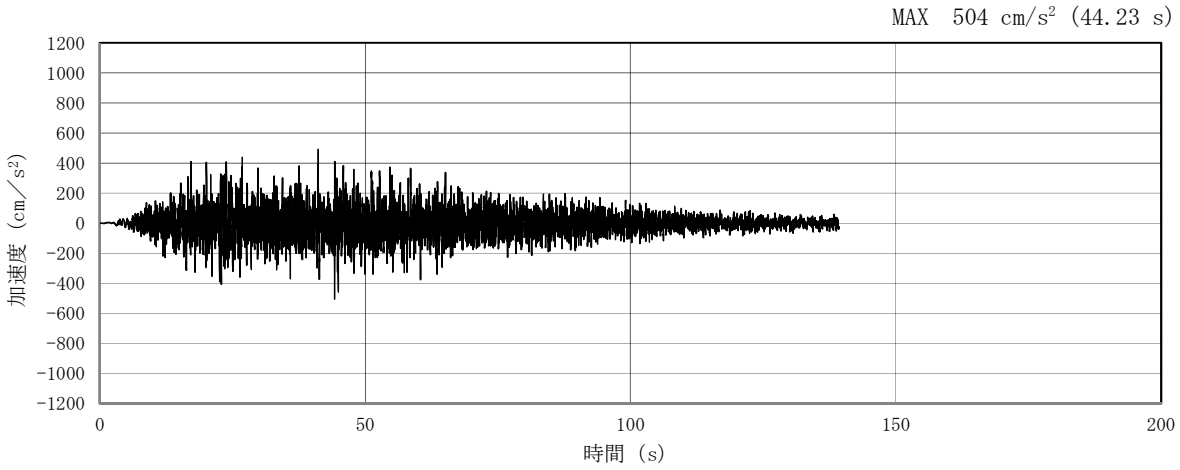


（a）加速度時刻歴波形

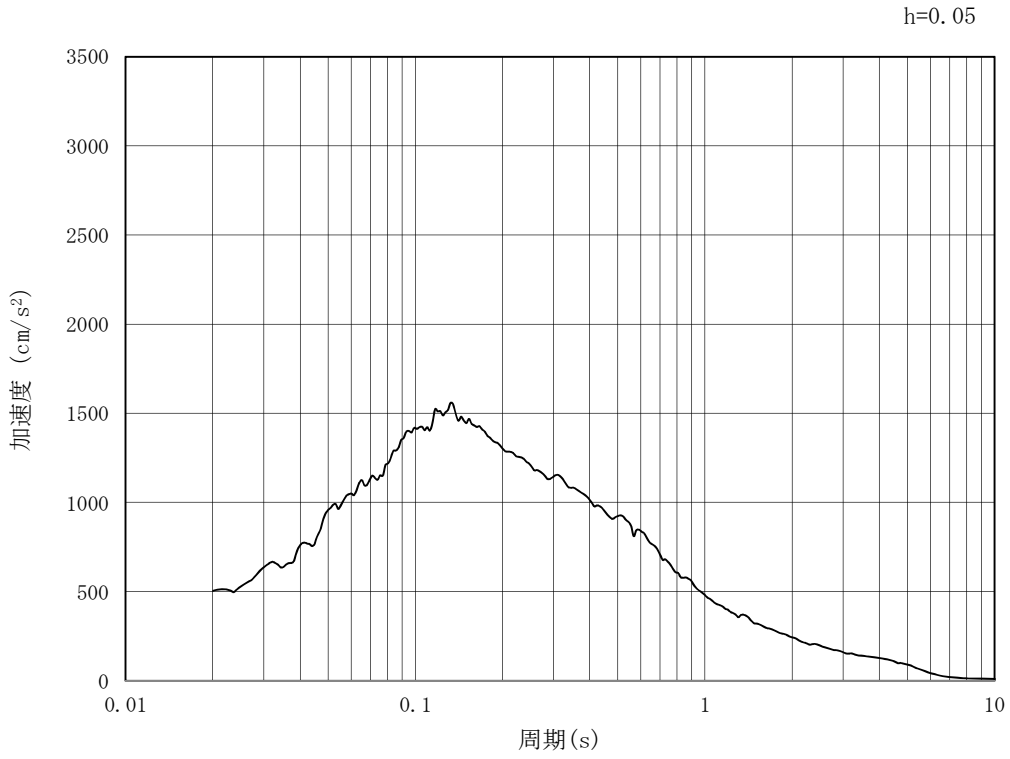


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（1）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

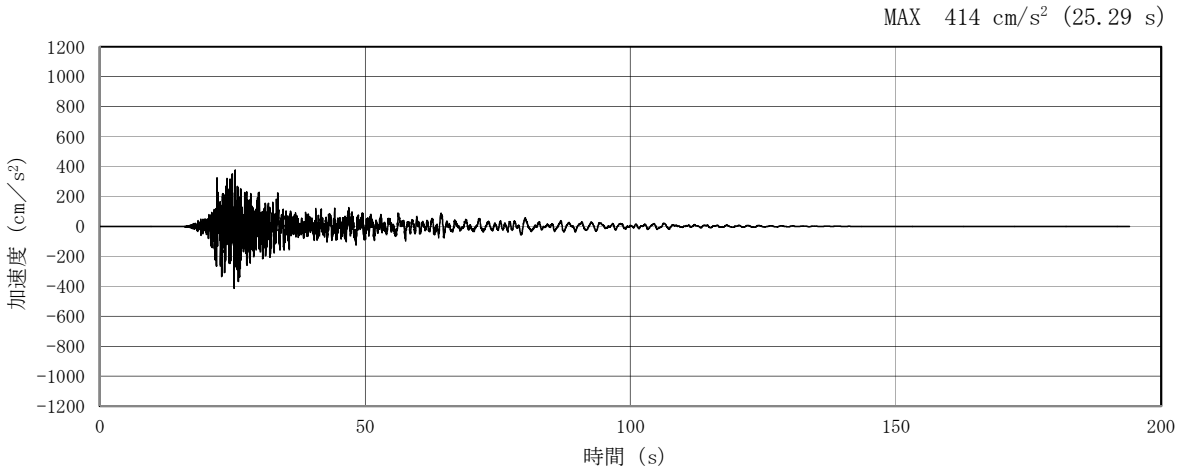


(a) 加速度時刻歴波形

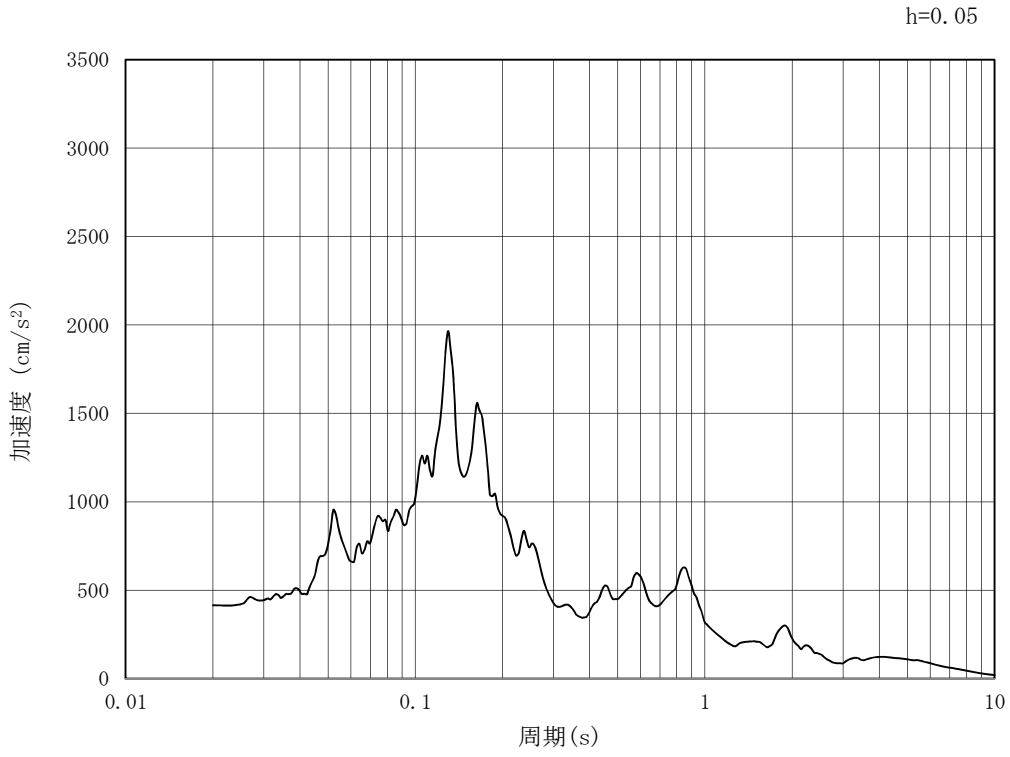


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (2)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

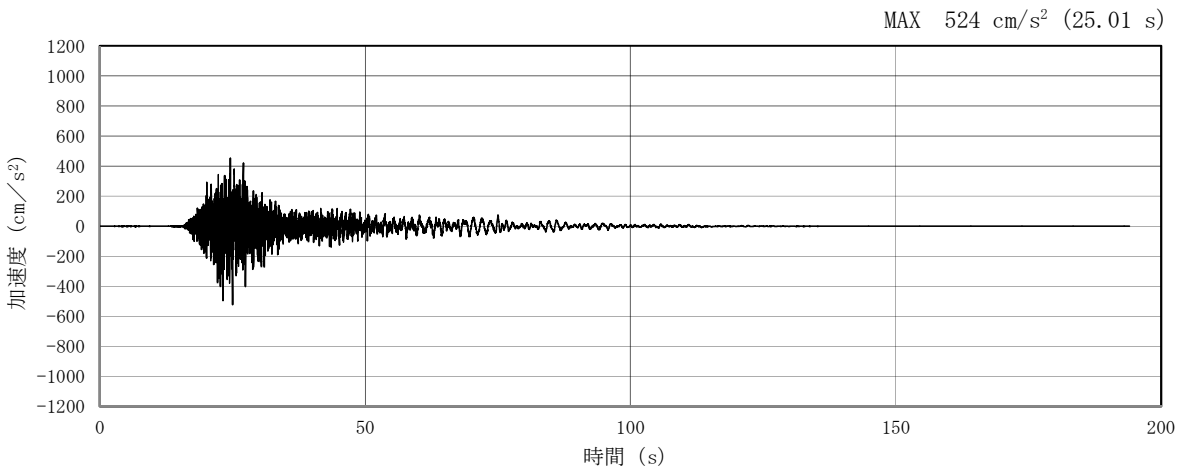


（a）加速度時刻歴波形

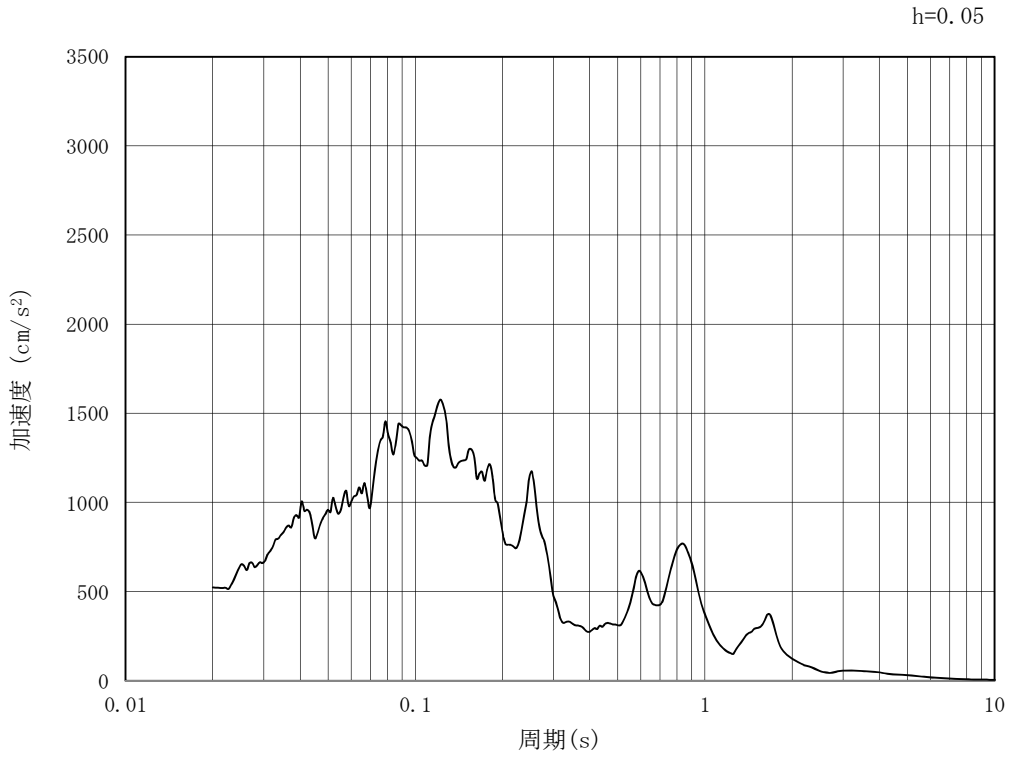


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（3）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

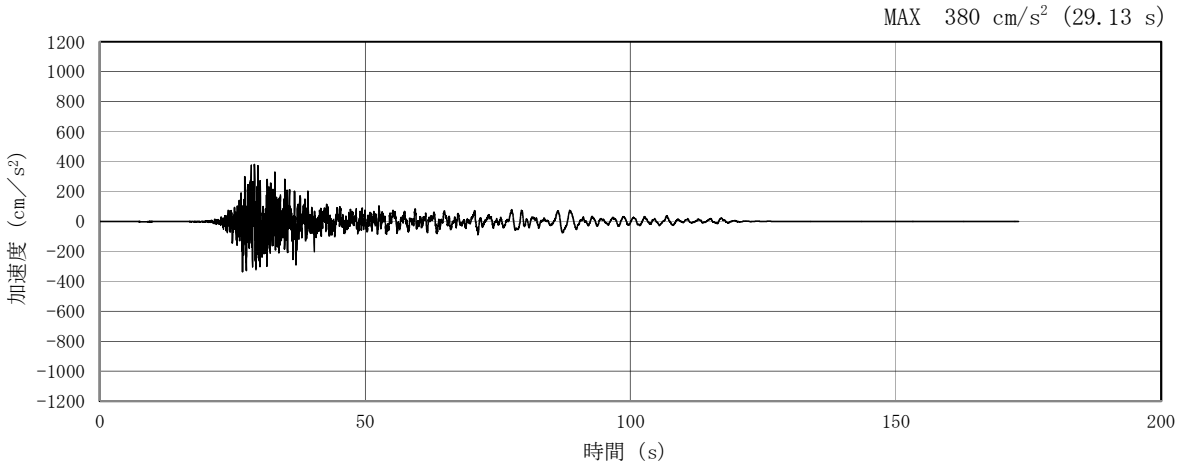


(a) 加速度時刻歴波形

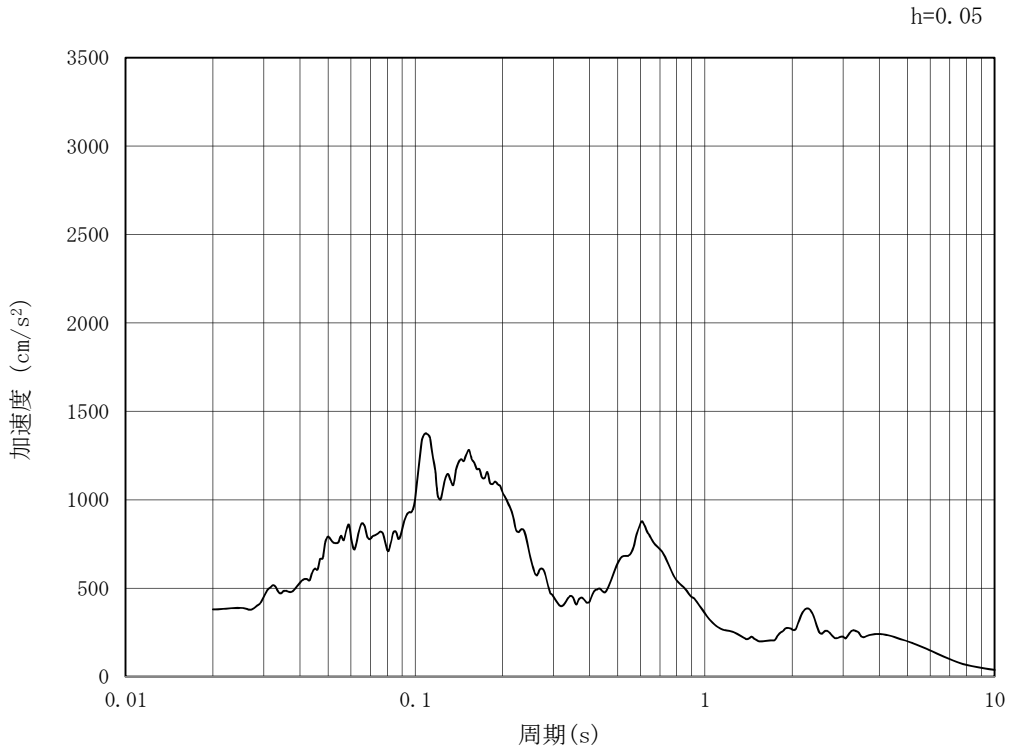


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (4)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

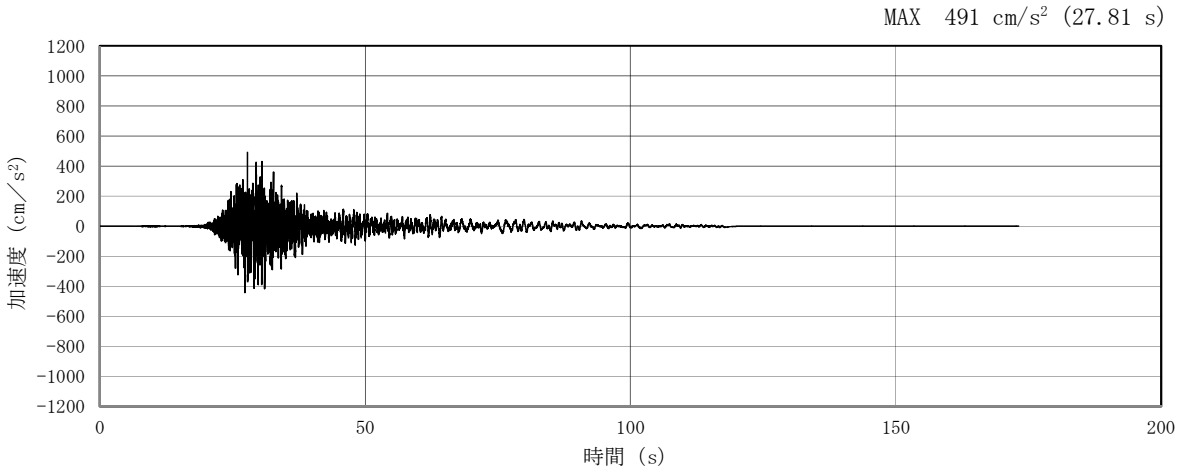


（a）加速度時刻歴波形

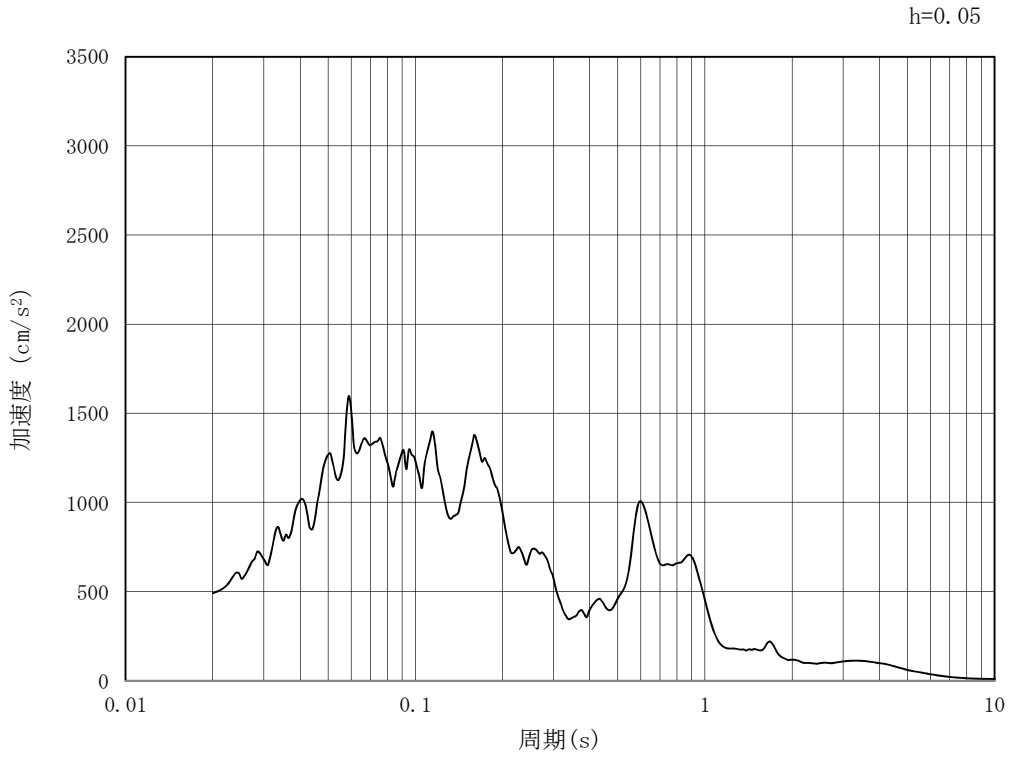


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（5）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

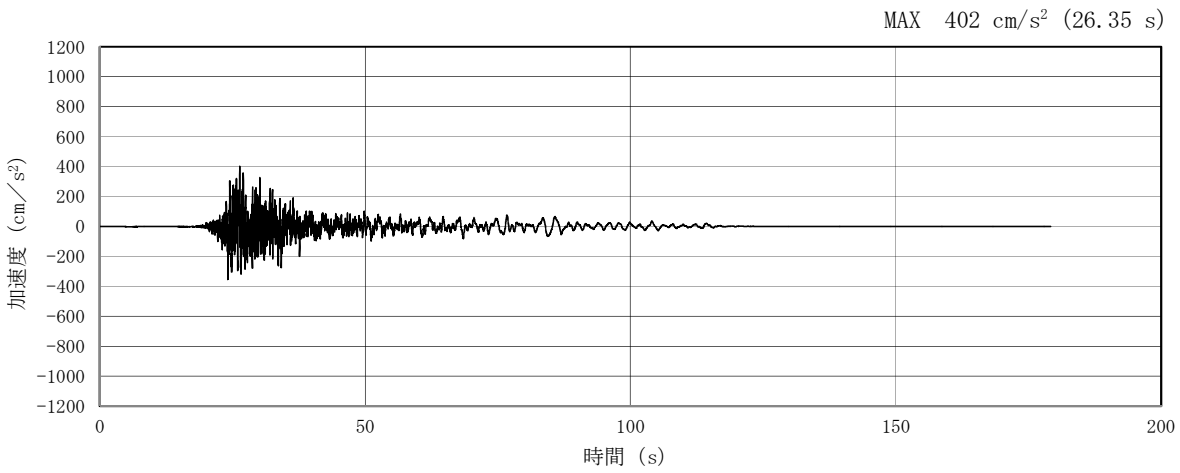


（a）加速度時刻歴波形

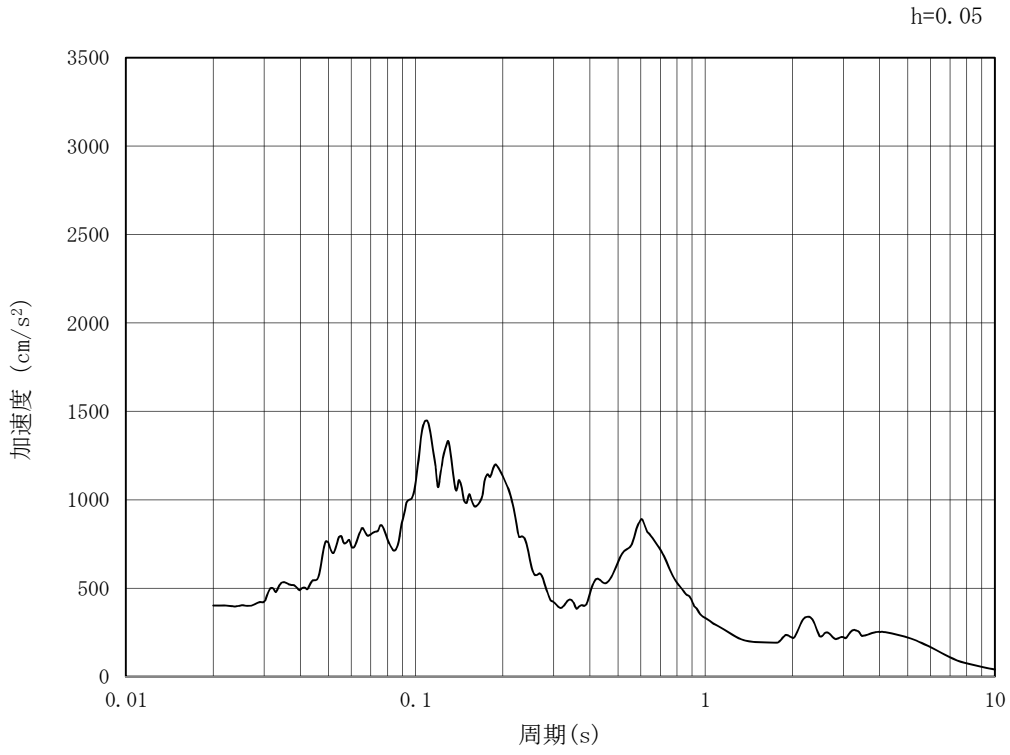


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（6）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

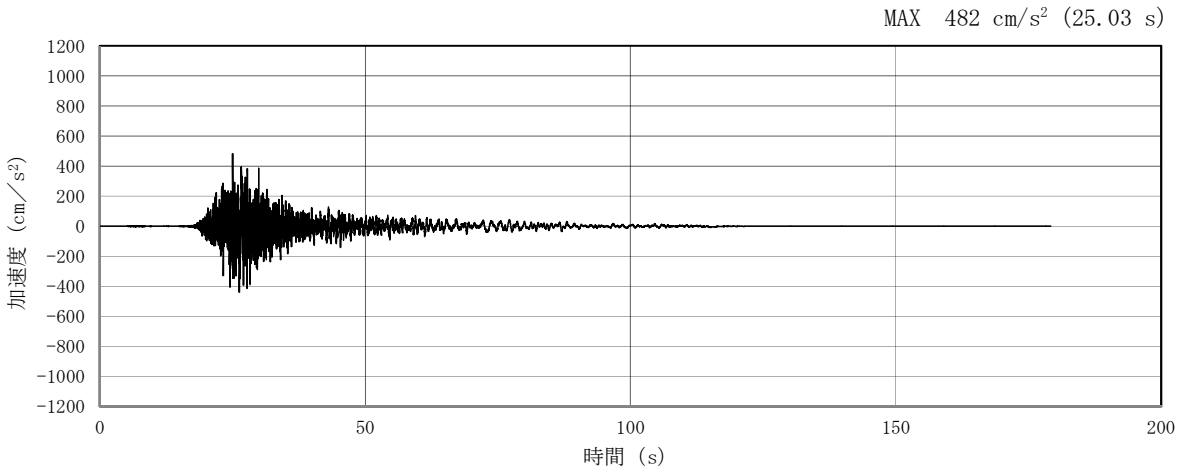


（a）加速度時刻歴波形

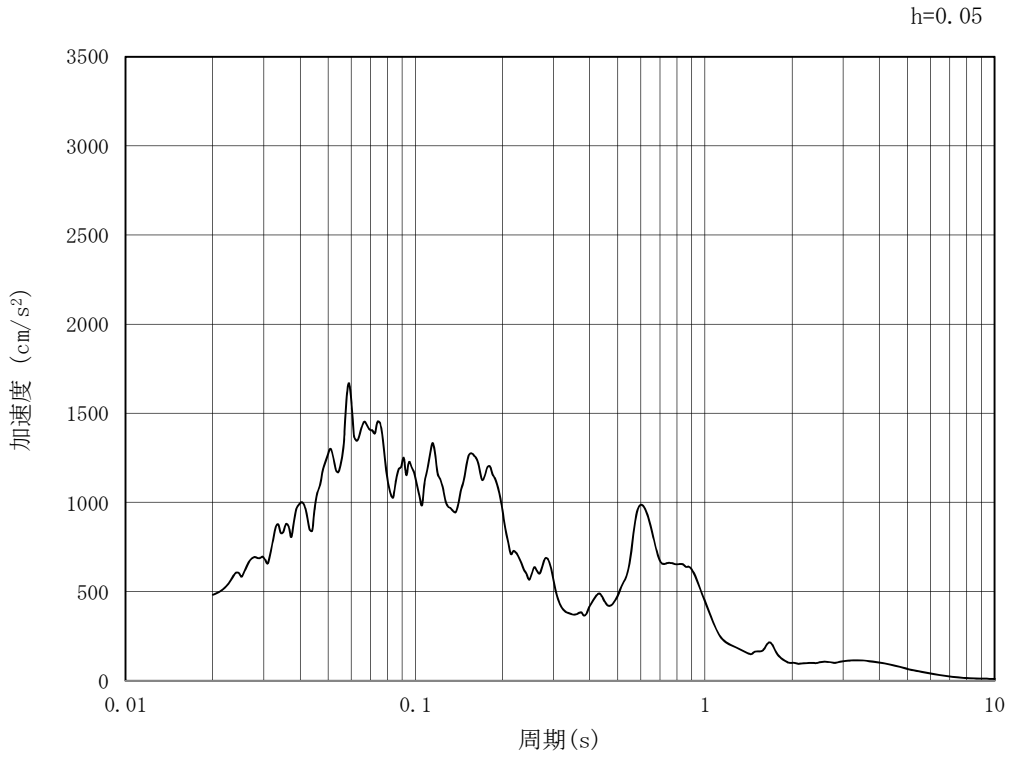


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（7）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

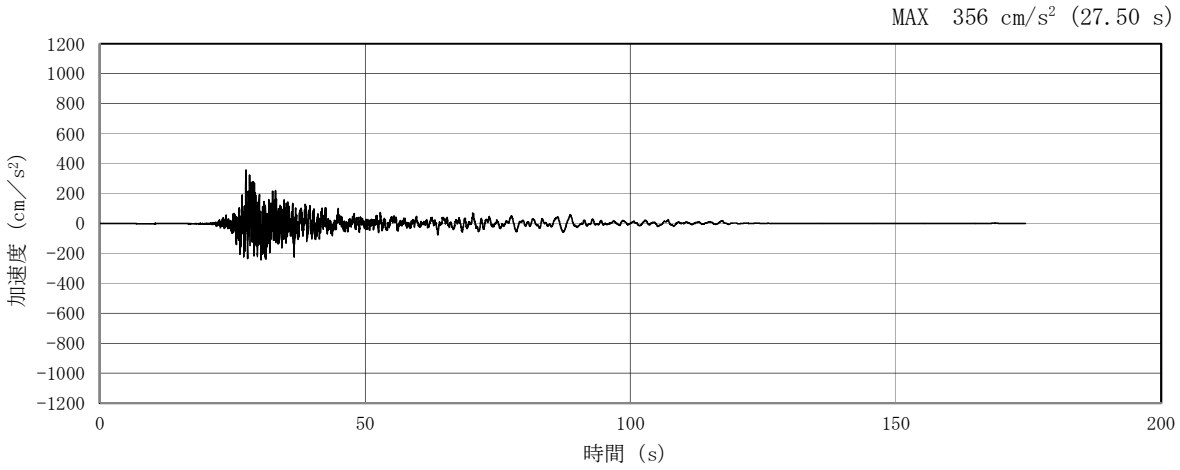


(a) 加速度時刻歴波形

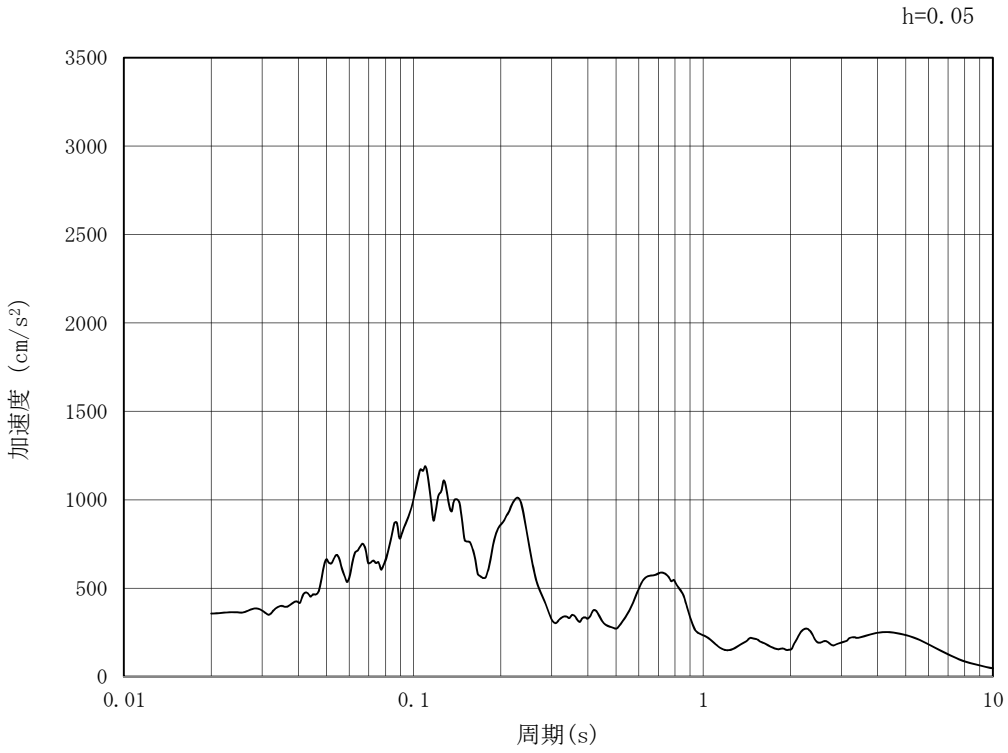


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (8)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

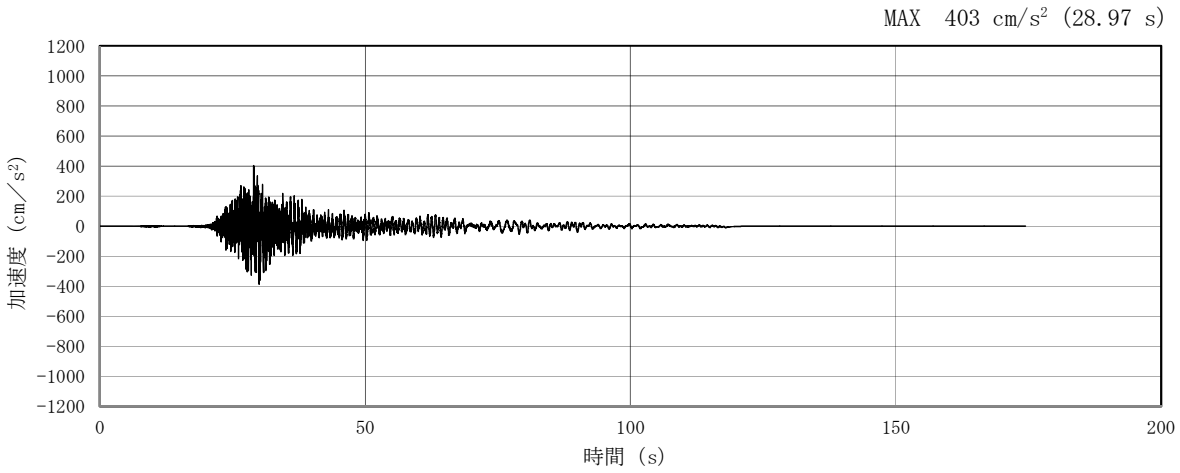


（a）加速度時刻歴波形

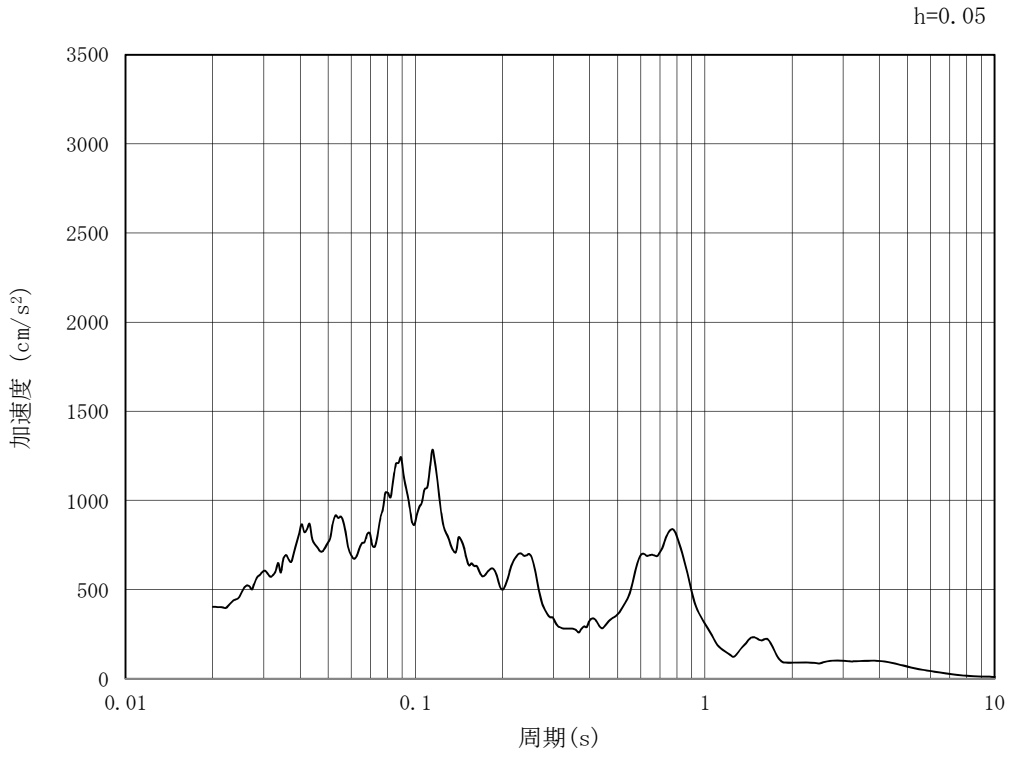


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（9）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

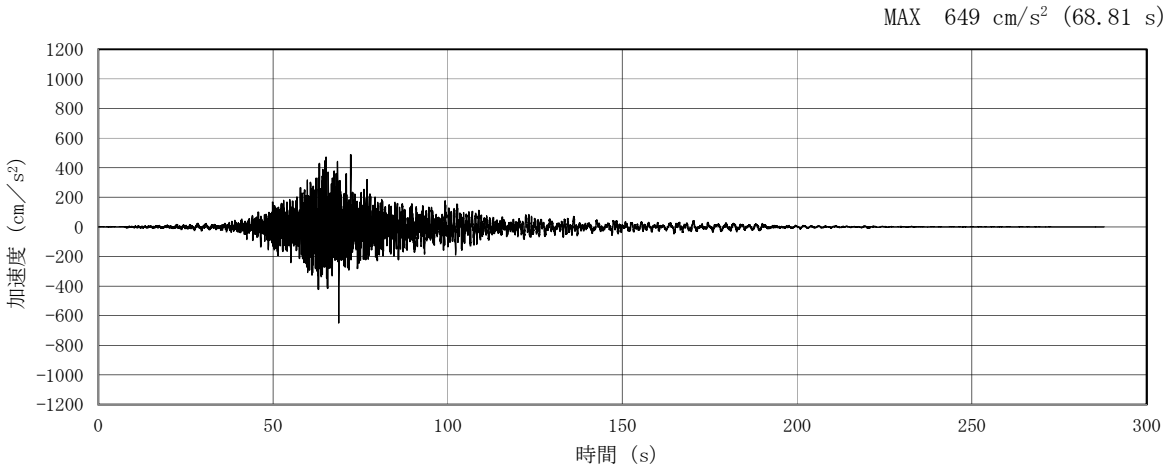


(a) 加速度時刻歴波形

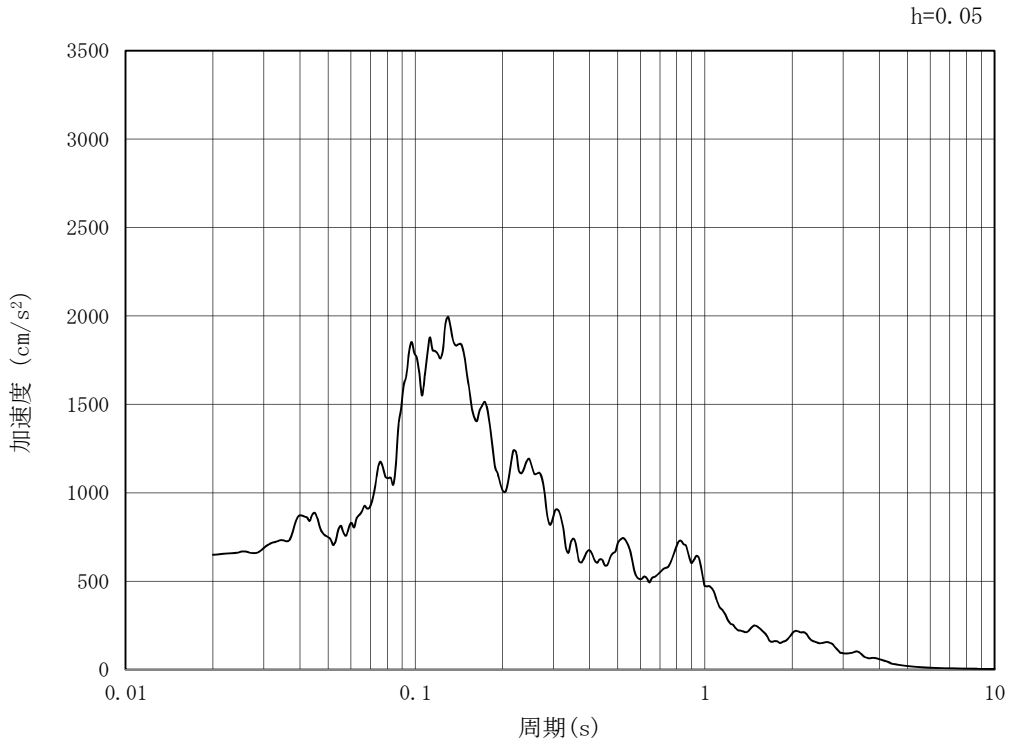


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (10)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

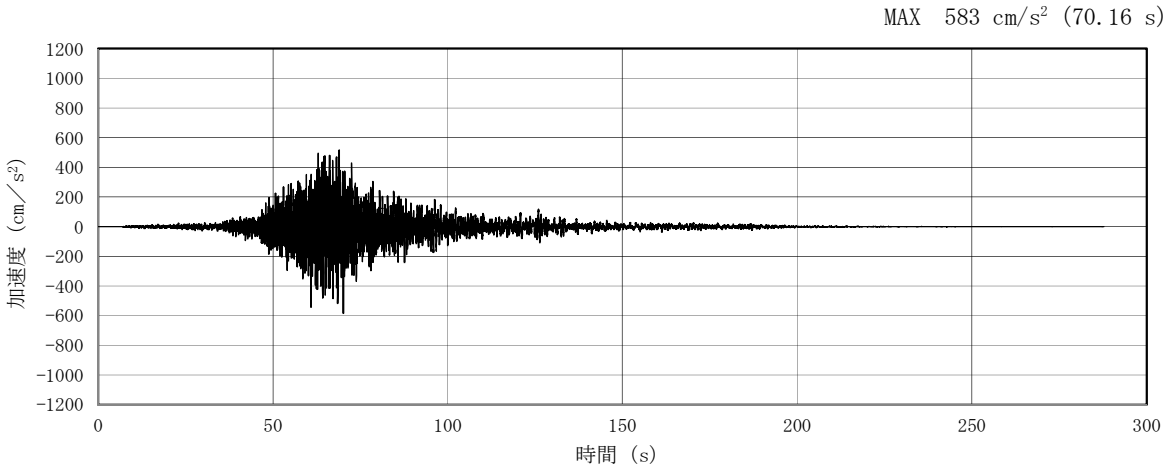


（a）加速度時刻歴波形

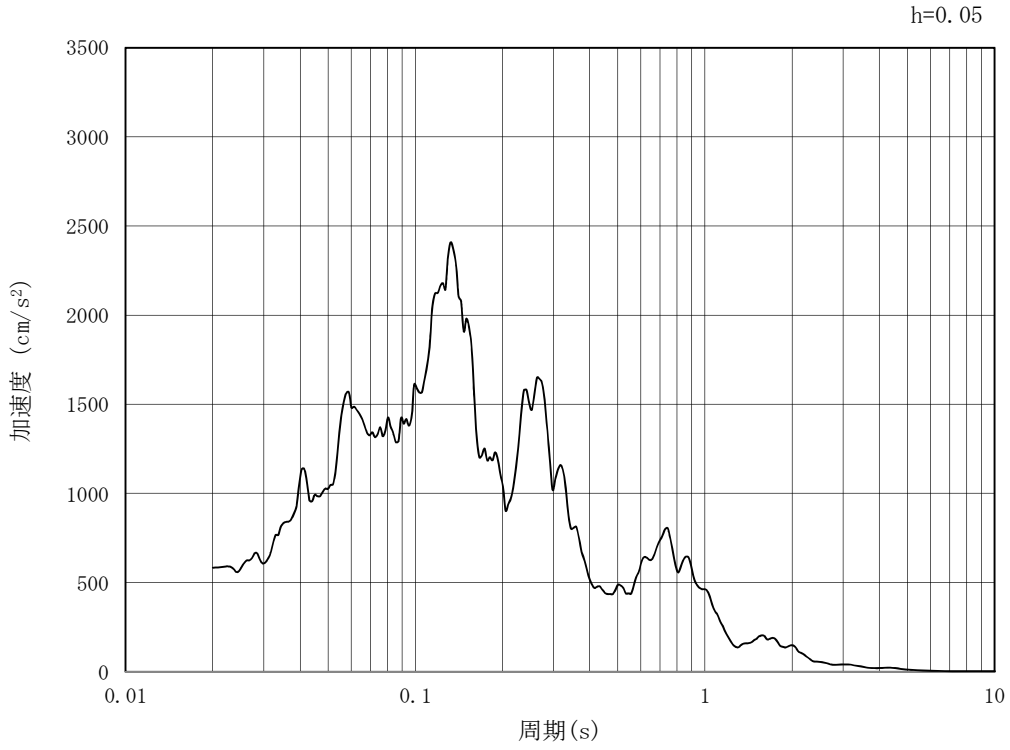


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（11）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

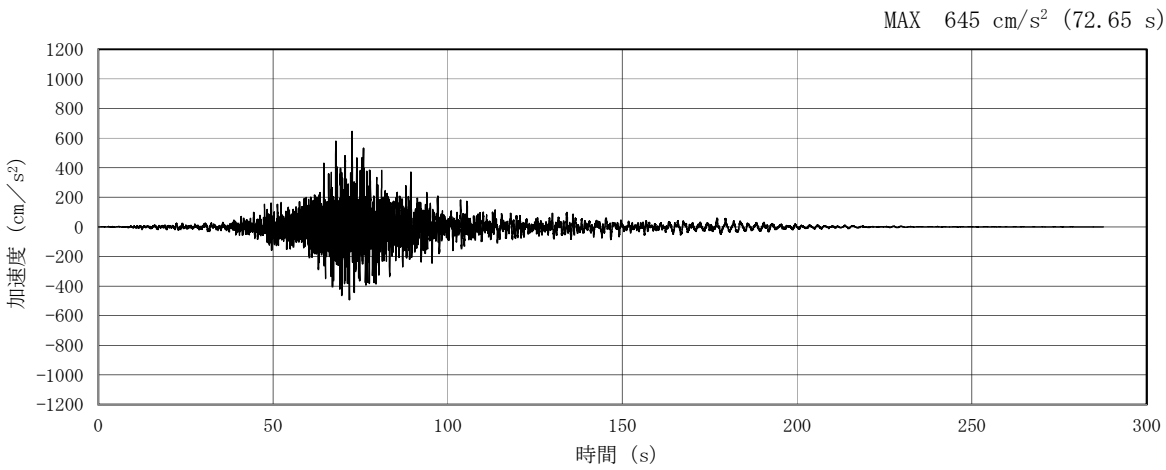


(a) 加速度時刻歴波形

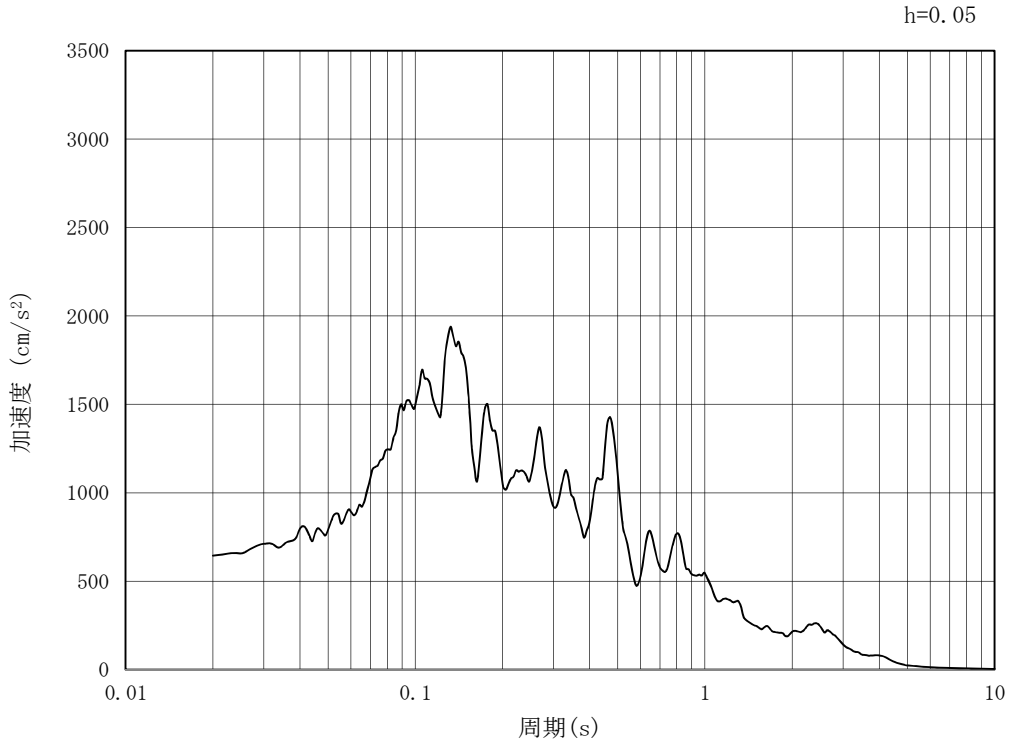


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (12)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

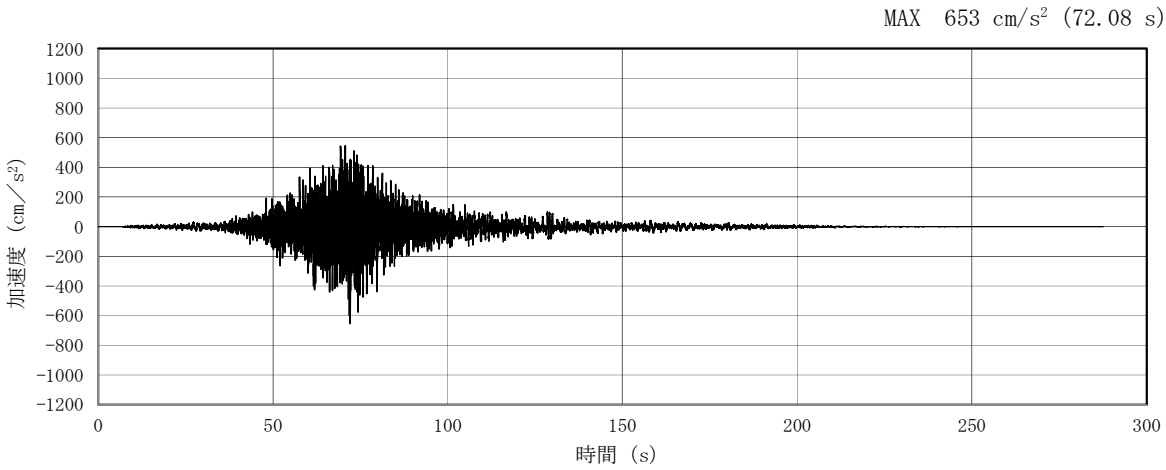


(a) 加速度時刻歴波形

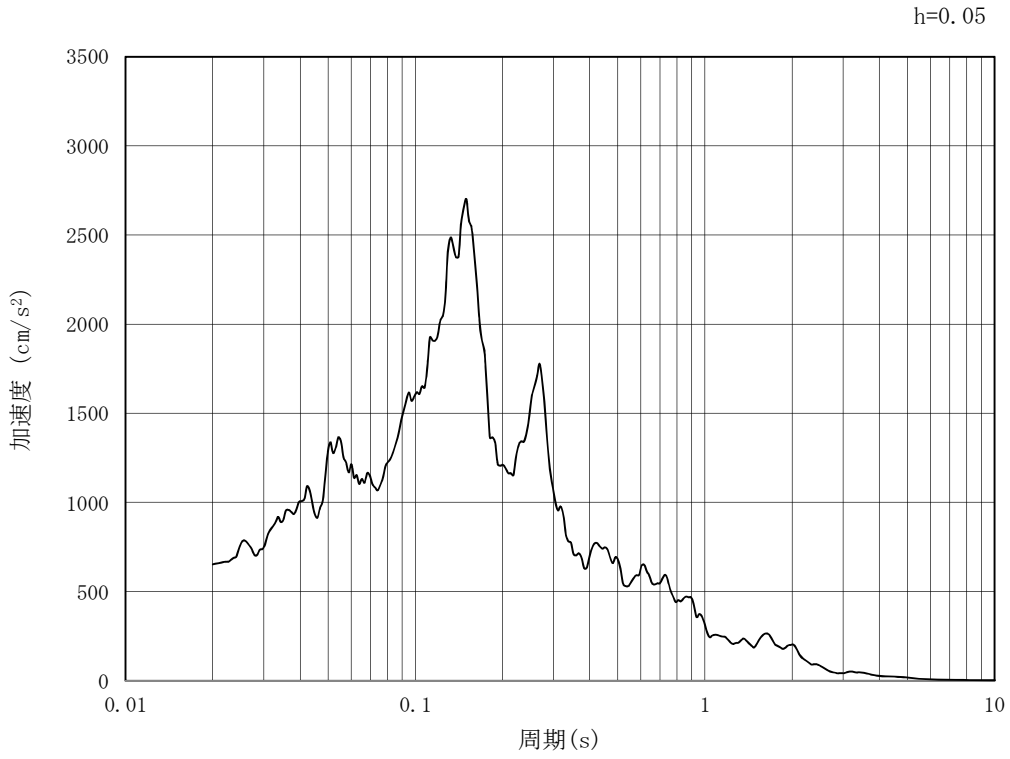


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (13)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

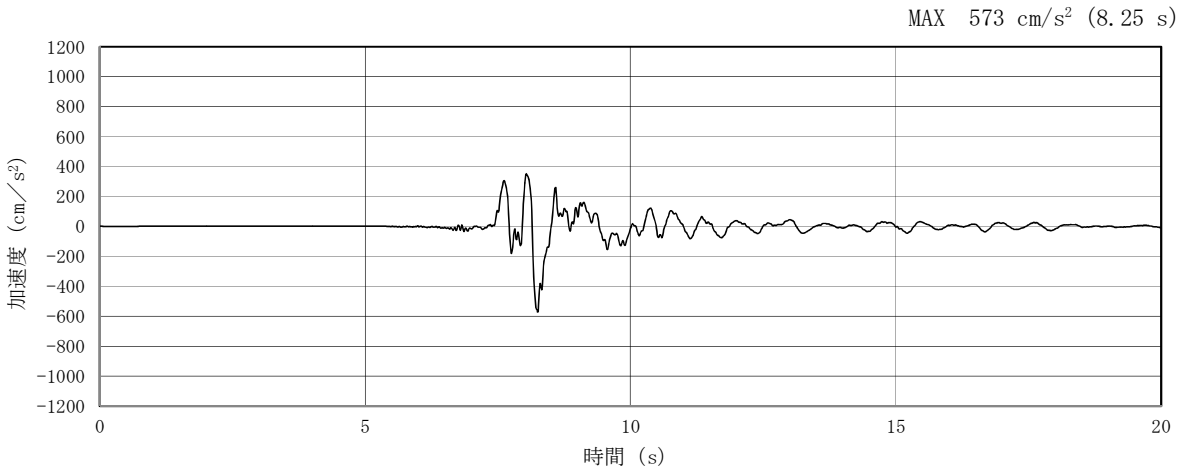


(a) 加速度時刻歴波形

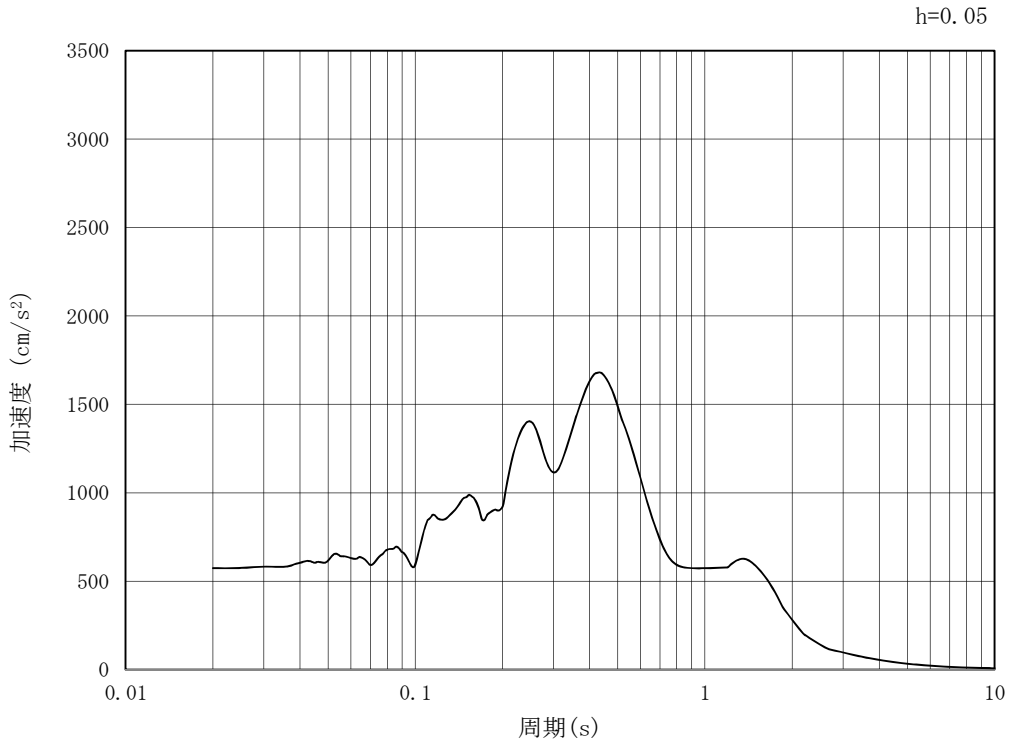


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (14)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

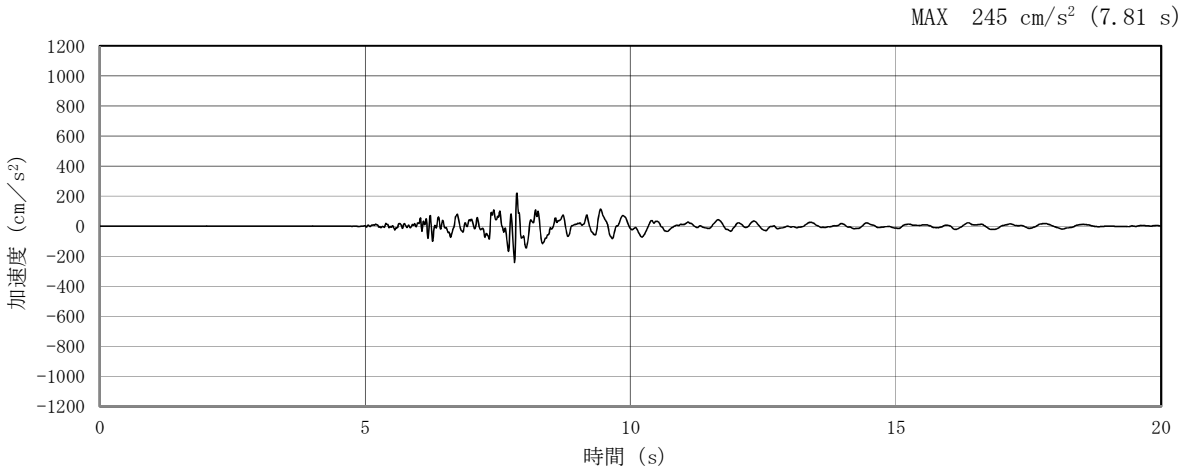


（a）加速度時刻歴波形

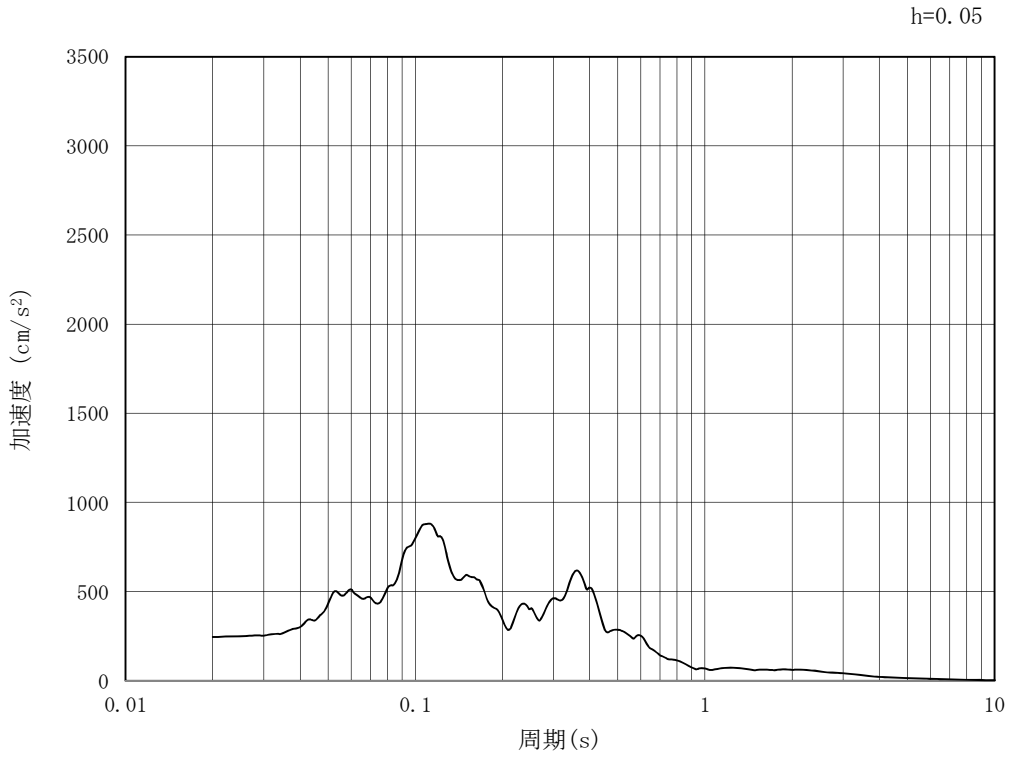


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－5（15）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

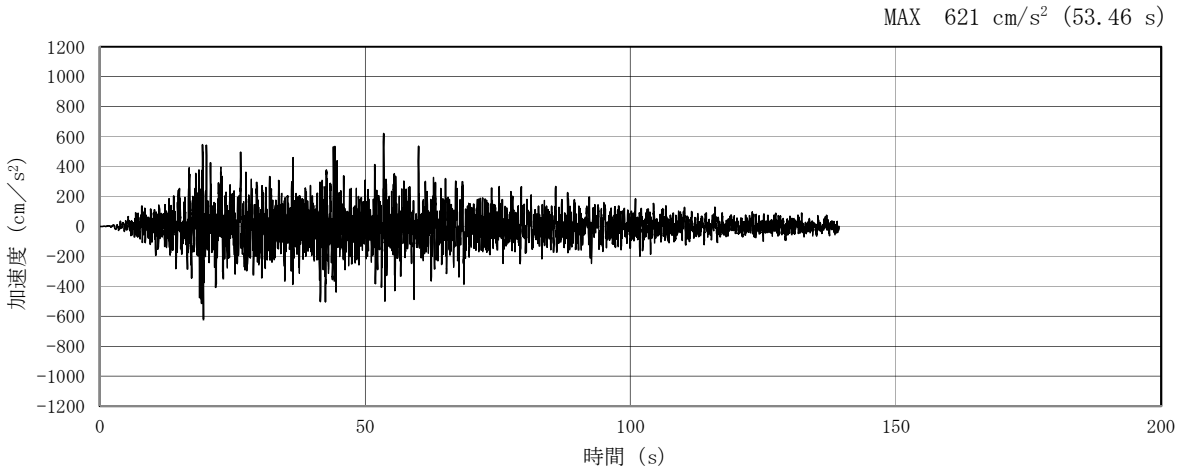


(a) 加速度時刻歴波形

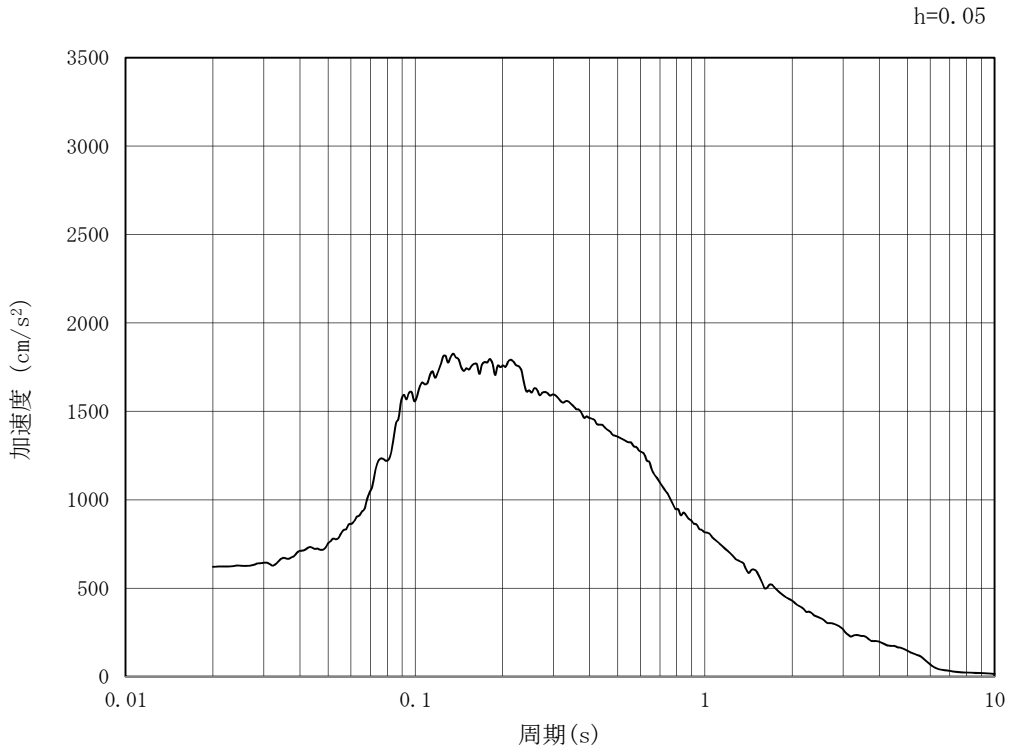


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－5 (16)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

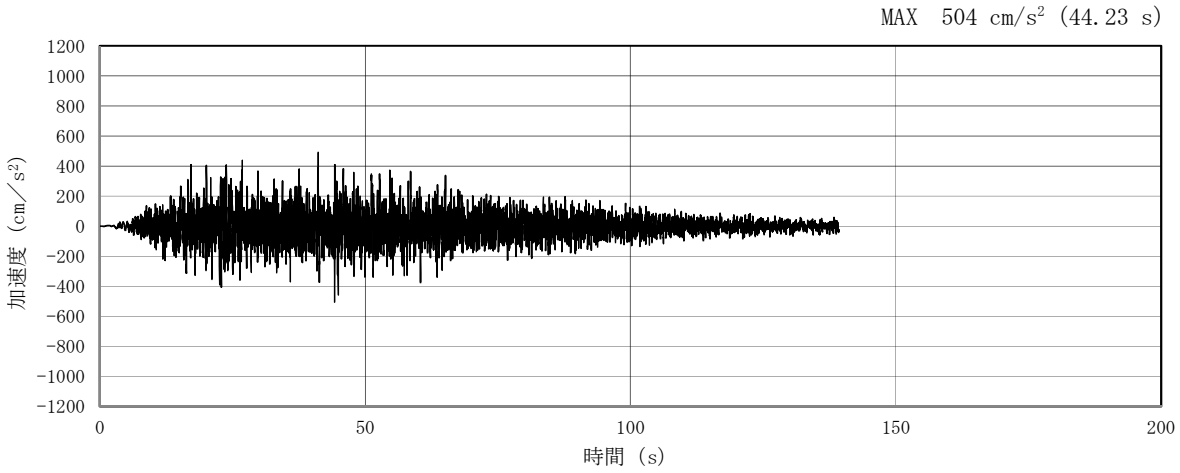


（a）加速度時刻歴波形

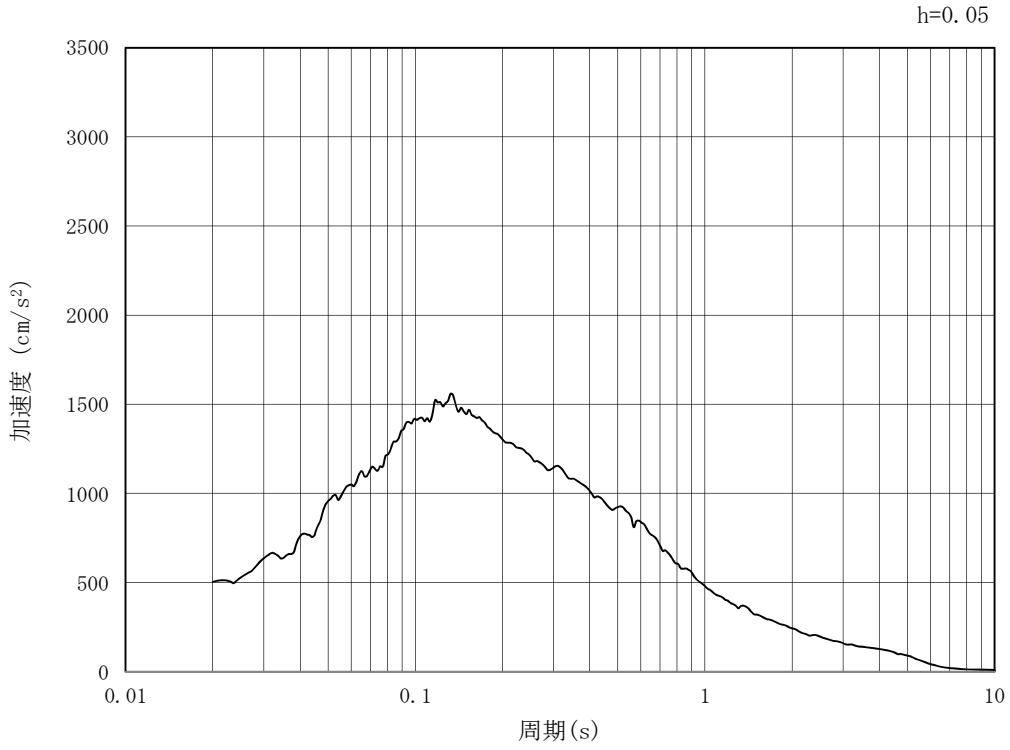


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（1）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

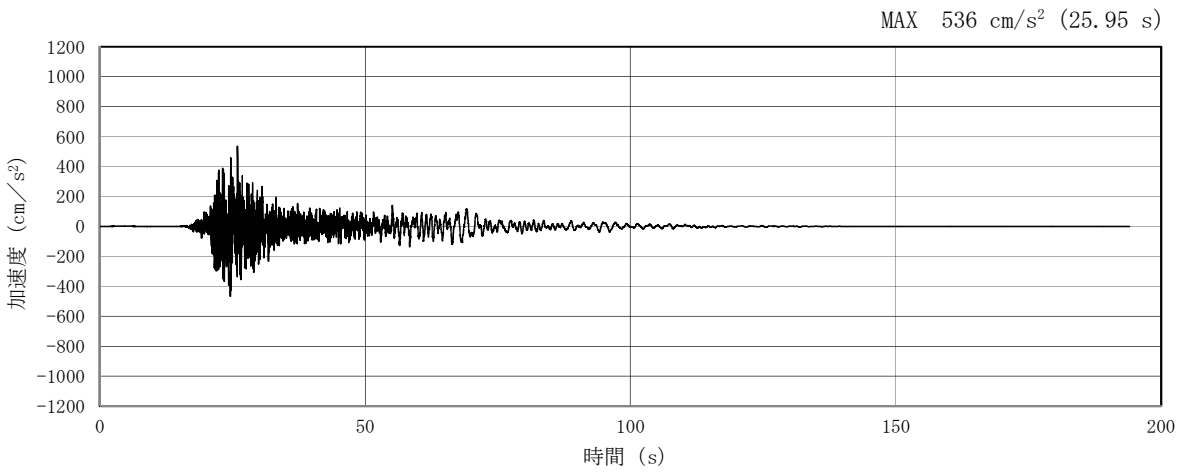


(a) 加速度時刻歴波形

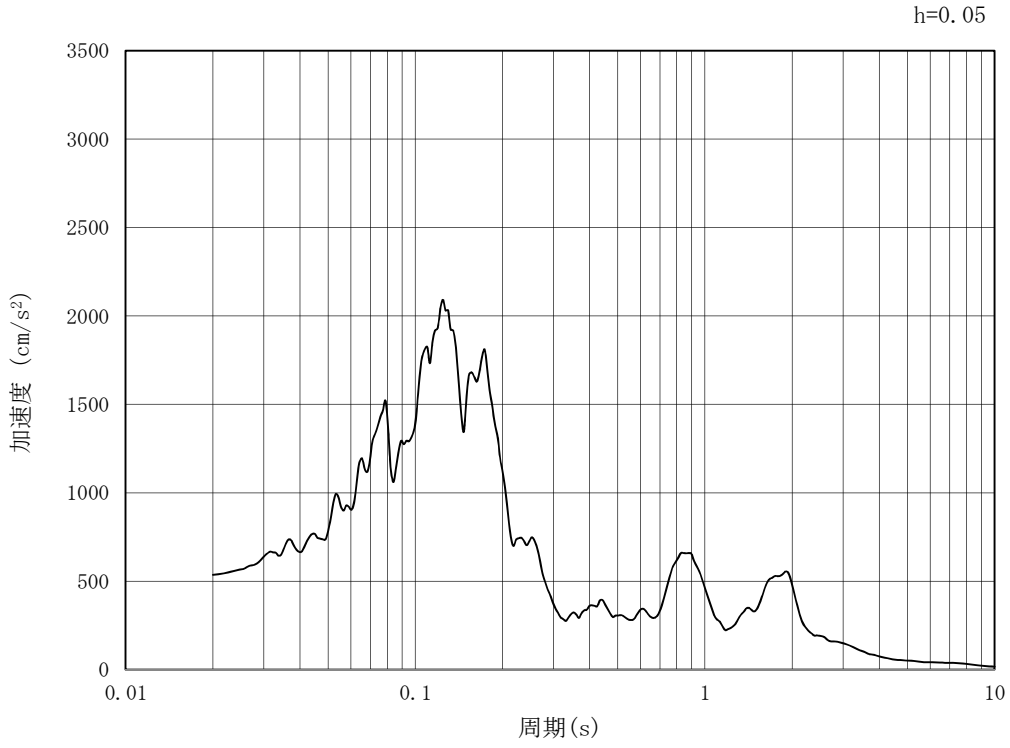


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (2)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

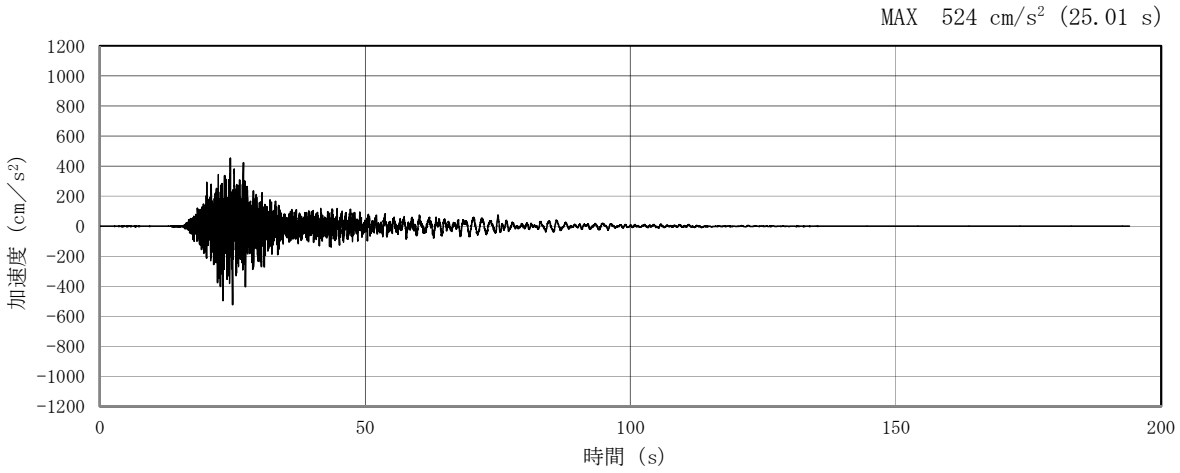


（a）加速度時刻歴波形

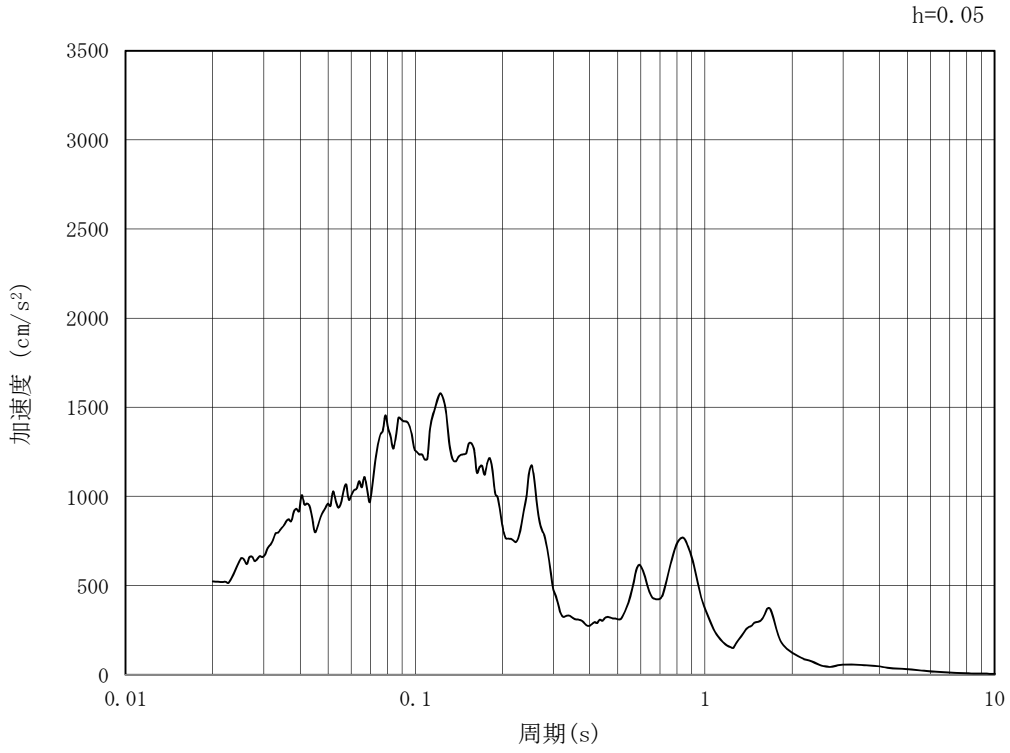


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（3）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

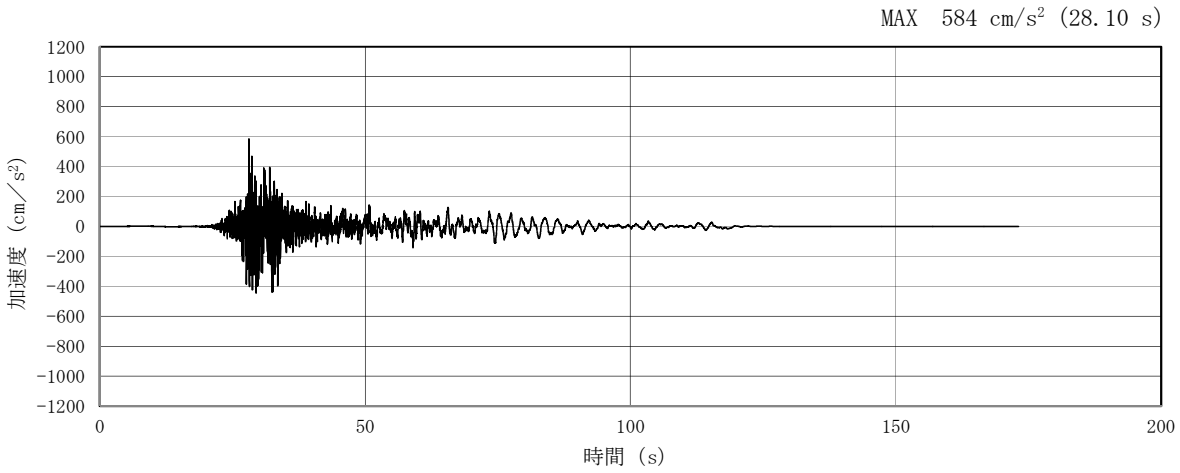


(a) 加速度時刻歴波形

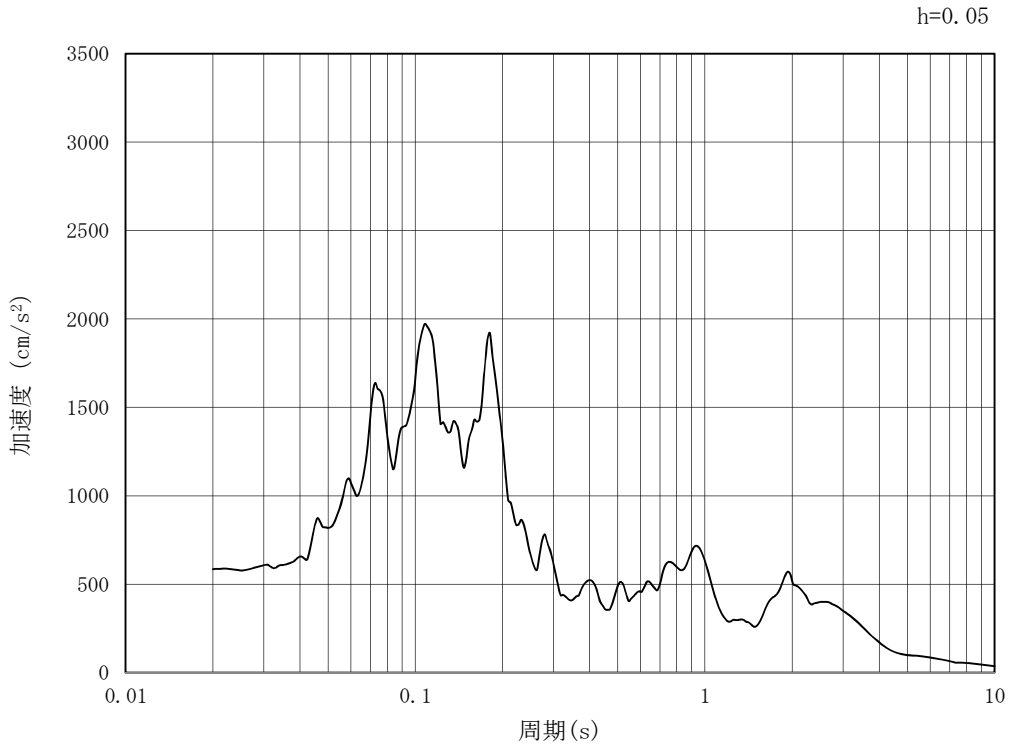


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (4)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

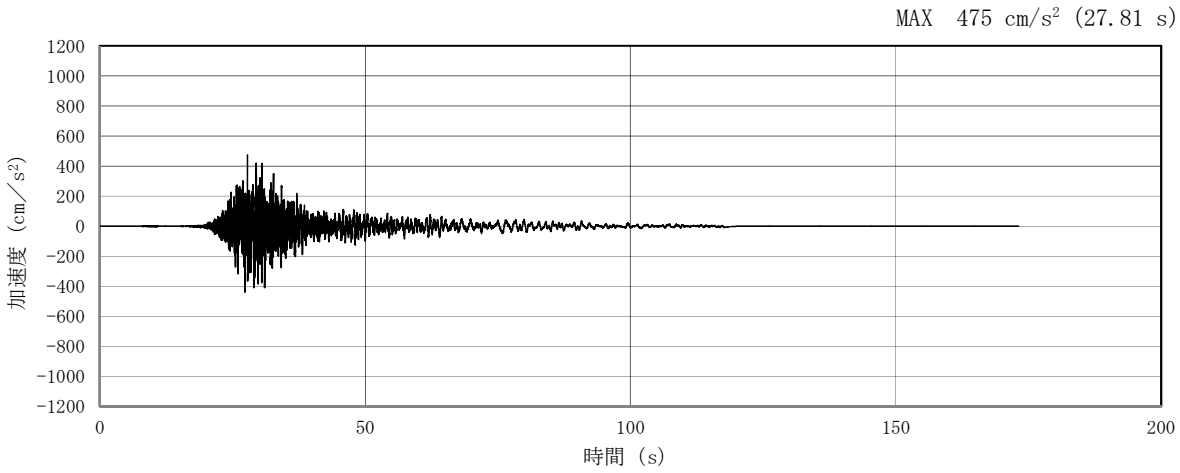


（a）加速度時刻歴波形

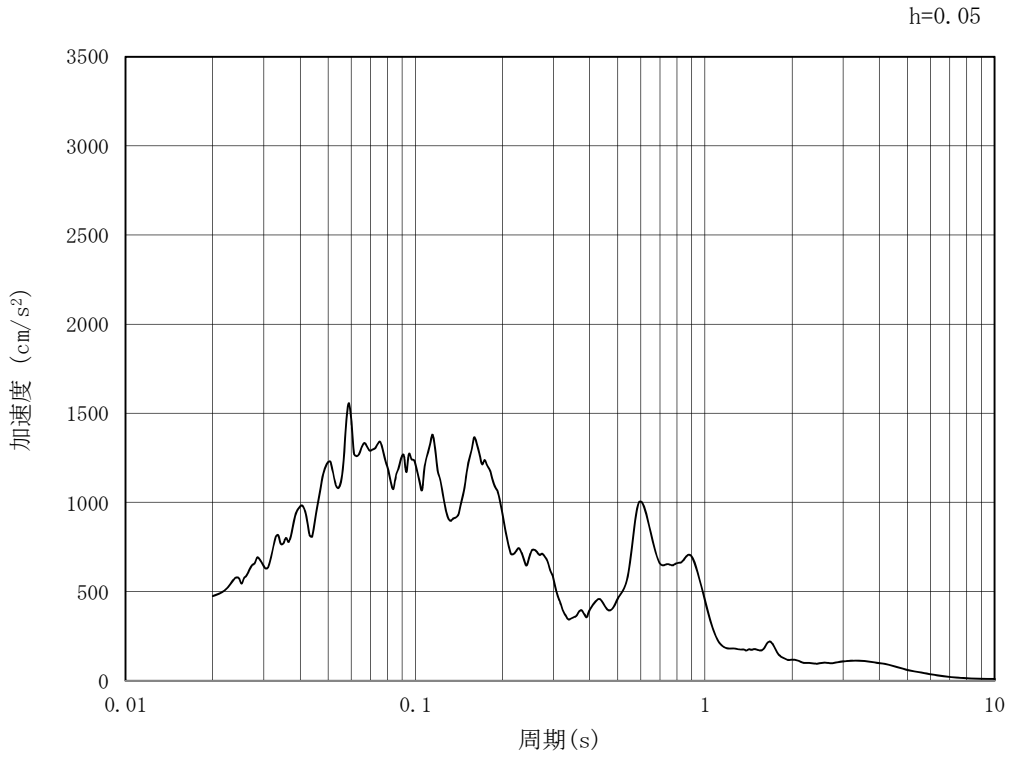


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（5）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

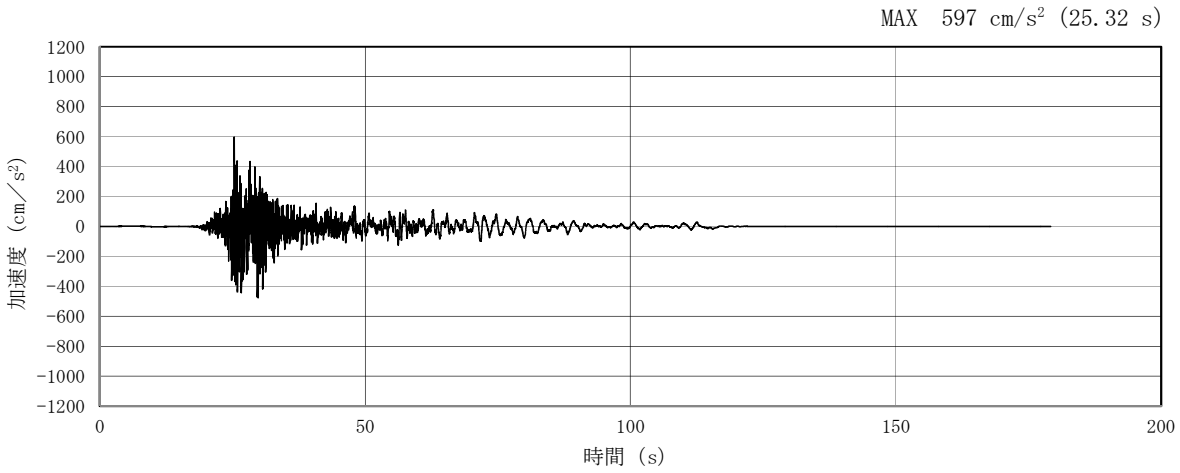


（a）加速度時刻歴波形

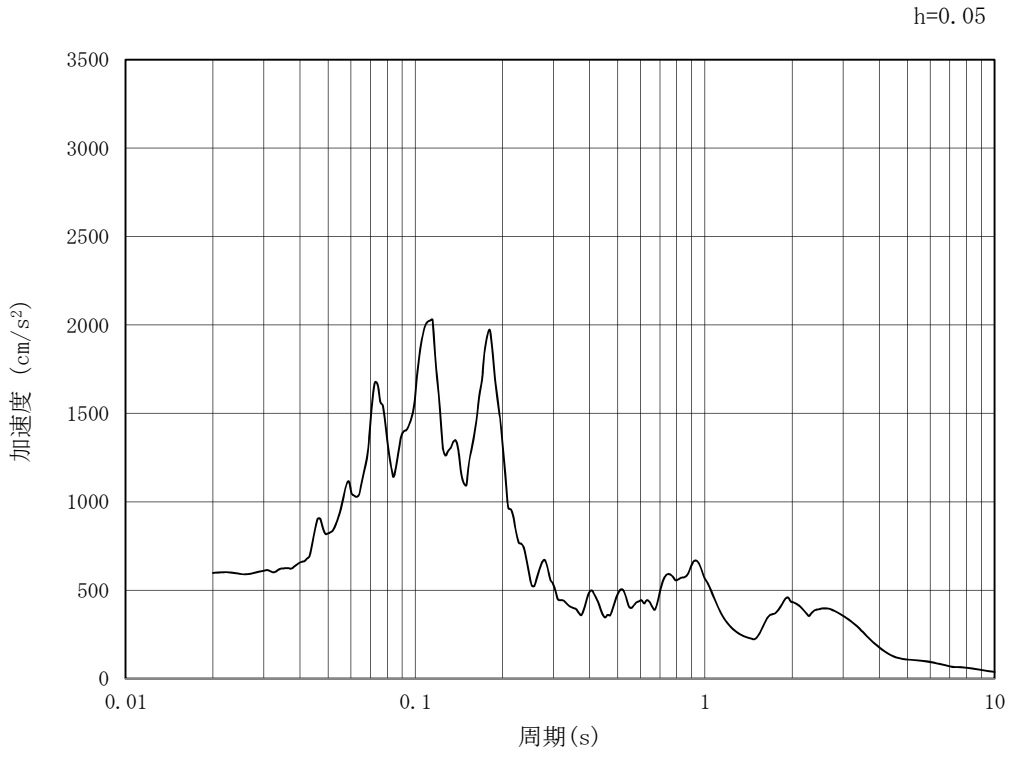


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（6）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

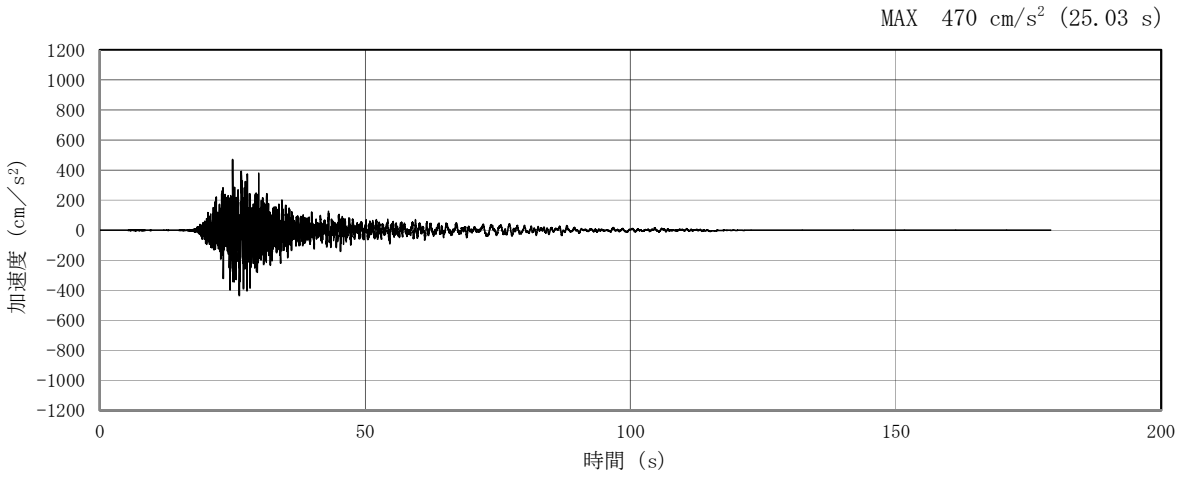


(a) 加速度時刻歴波形

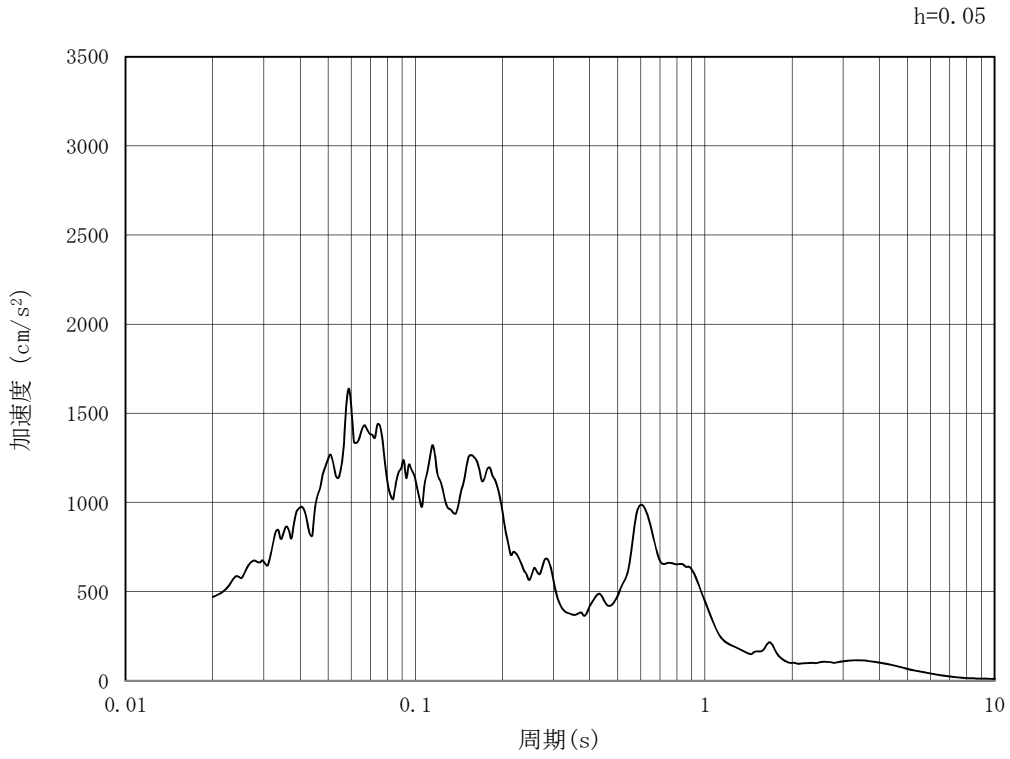


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (7)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

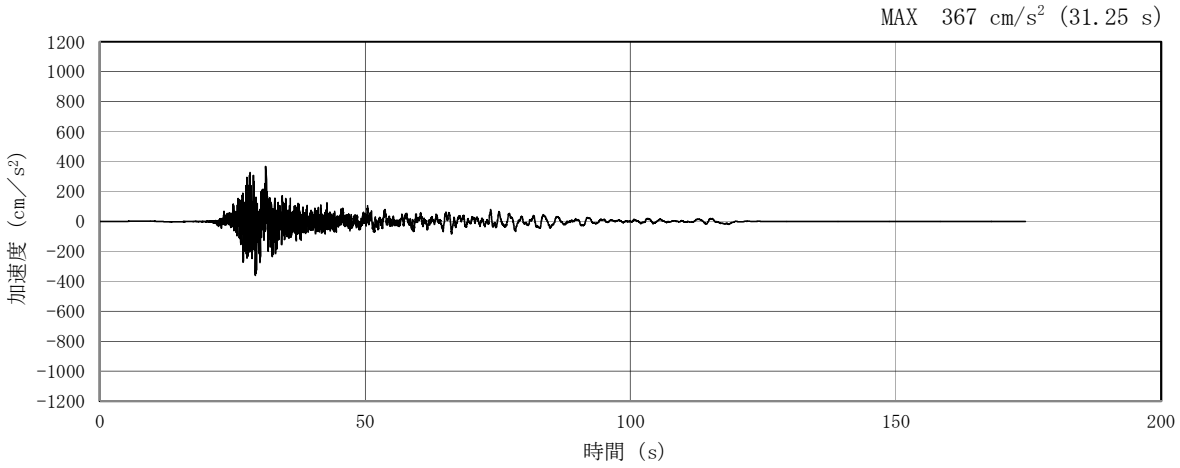


（a）加速度時刻歴波形

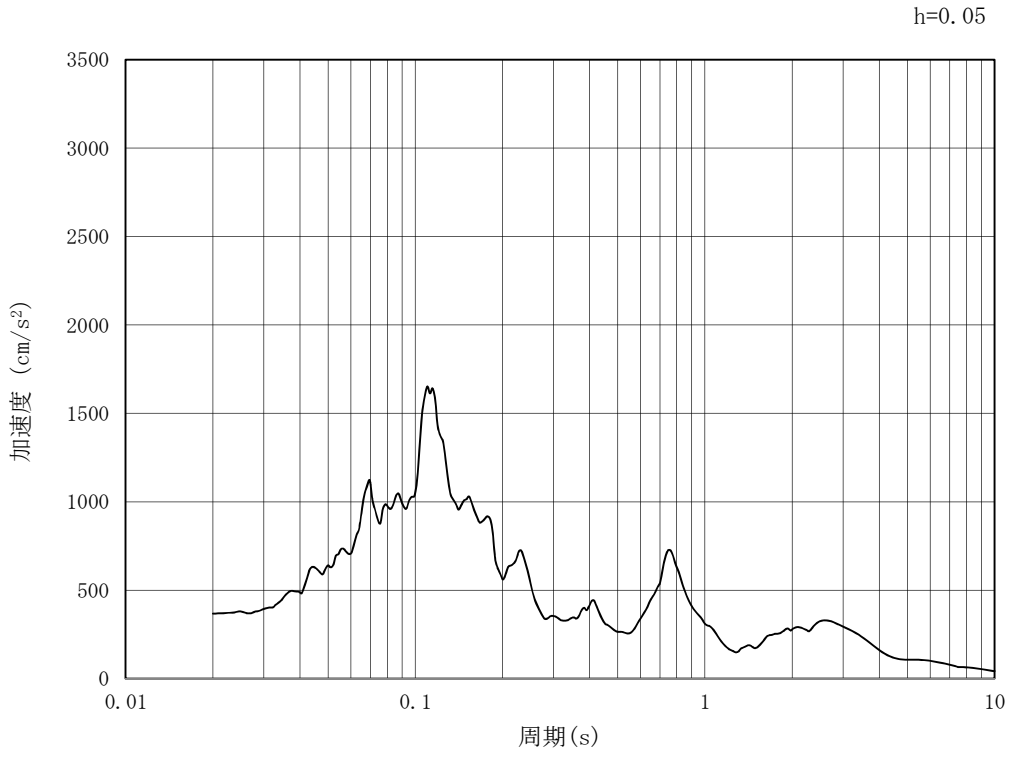


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（8）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

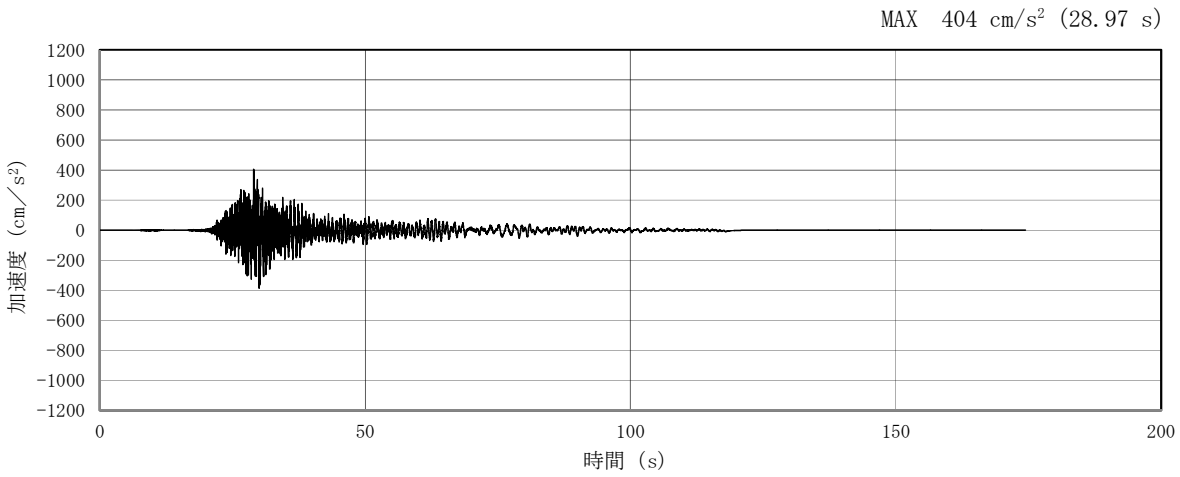


（a）加速度時刻歴波形

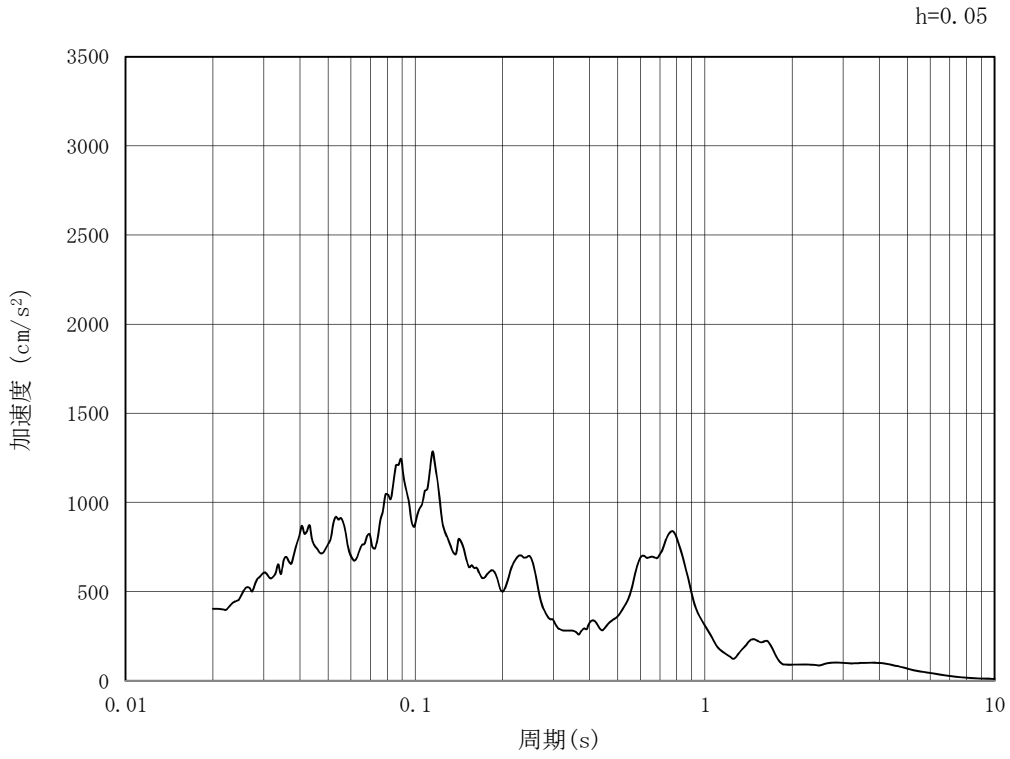


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（9）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

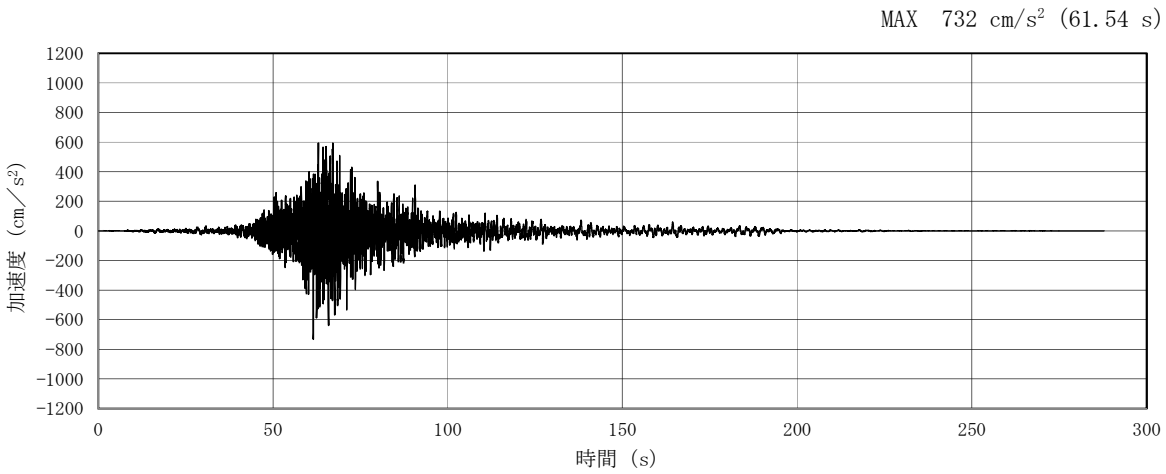


(a) 加速度時刻歴波形

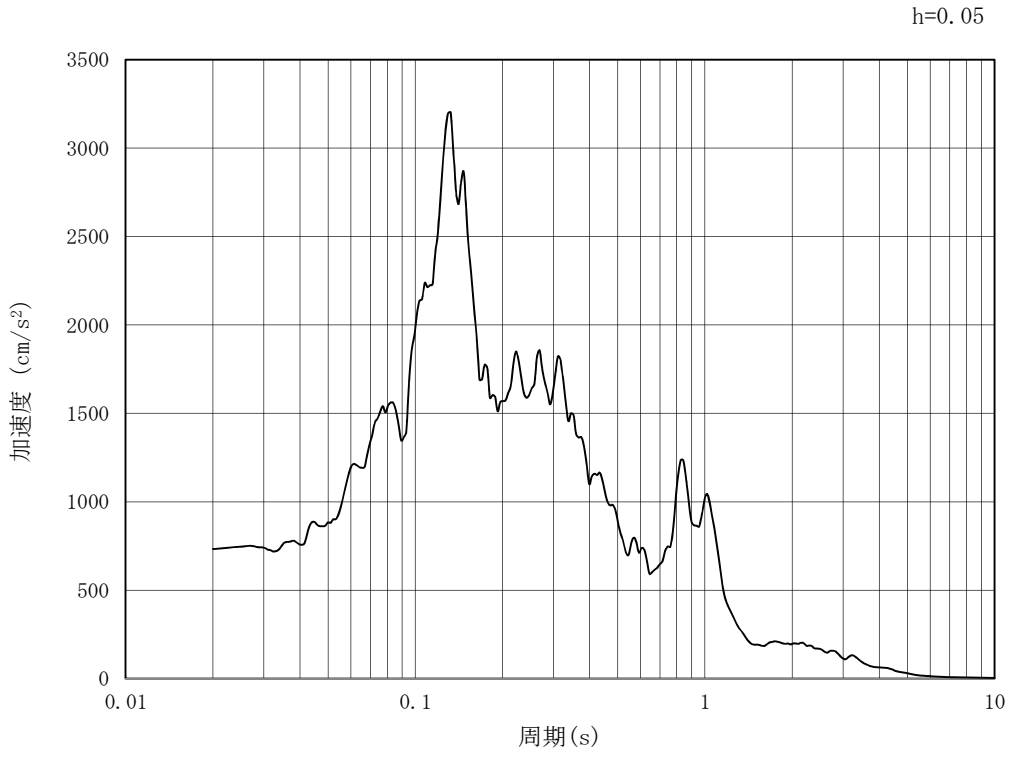


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (10)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

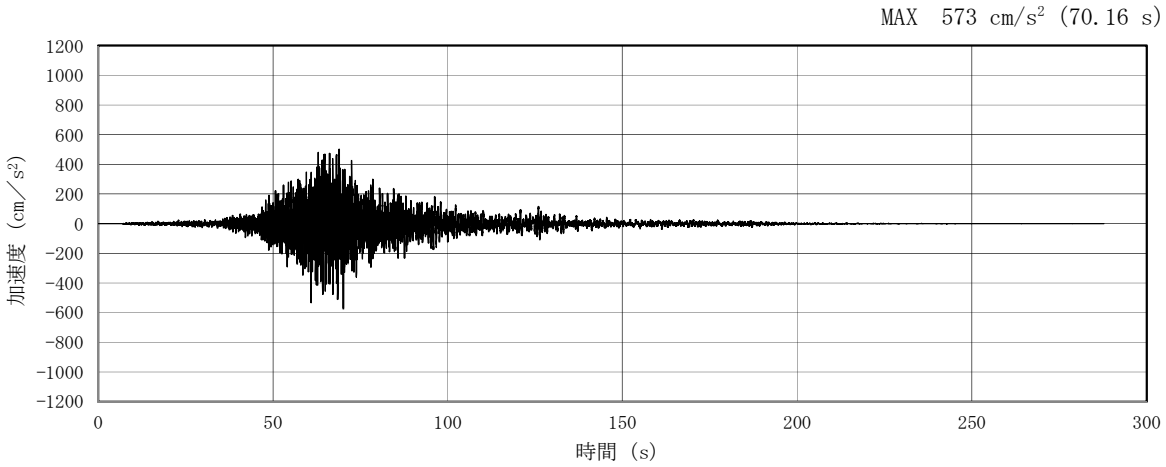


(a) 加速度時刻歴波形

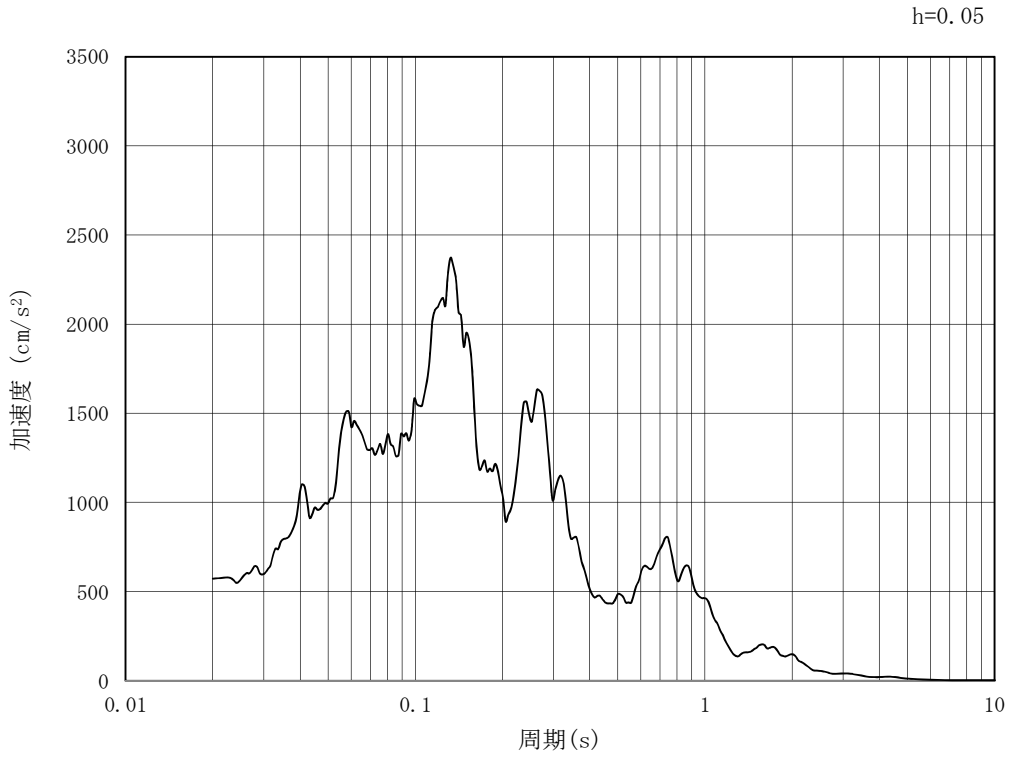


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (11)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

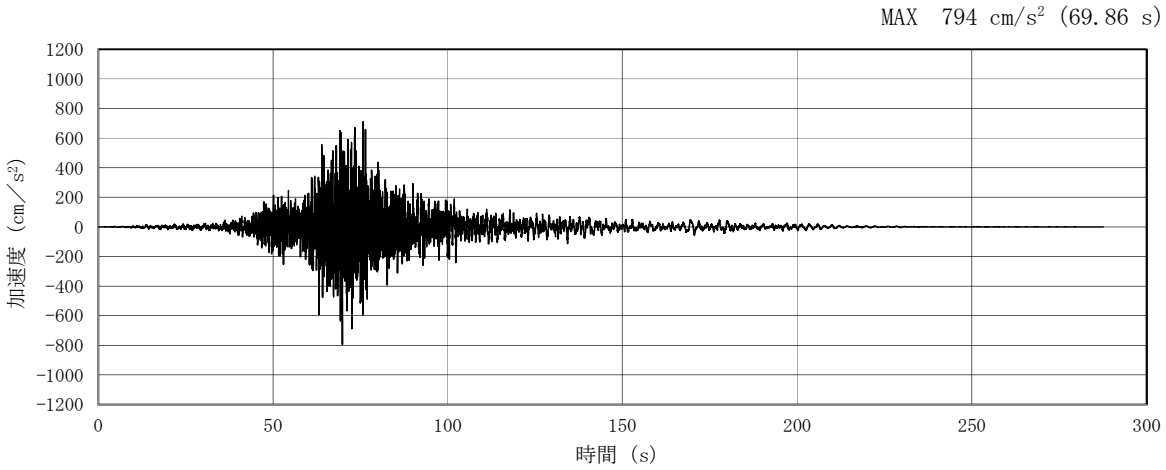


(a) 加速度時刻歴波形

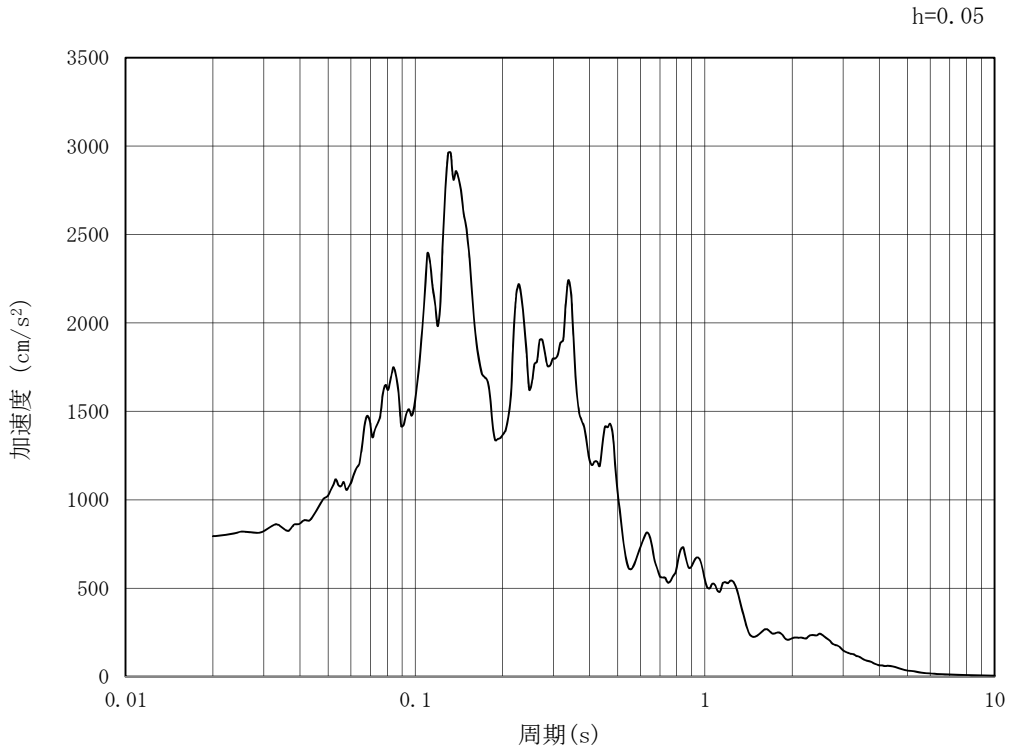


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (12)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

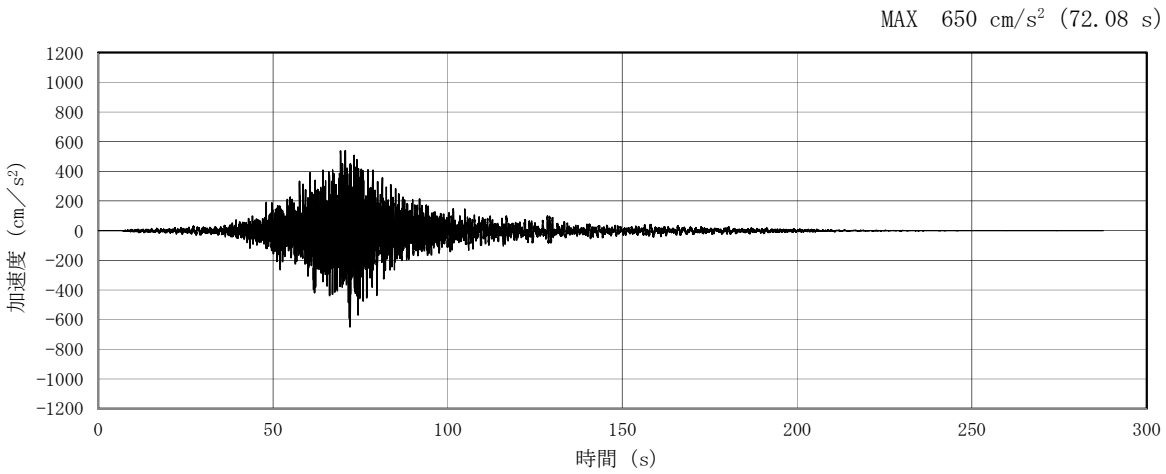


(a) 加速度時刻歴波形

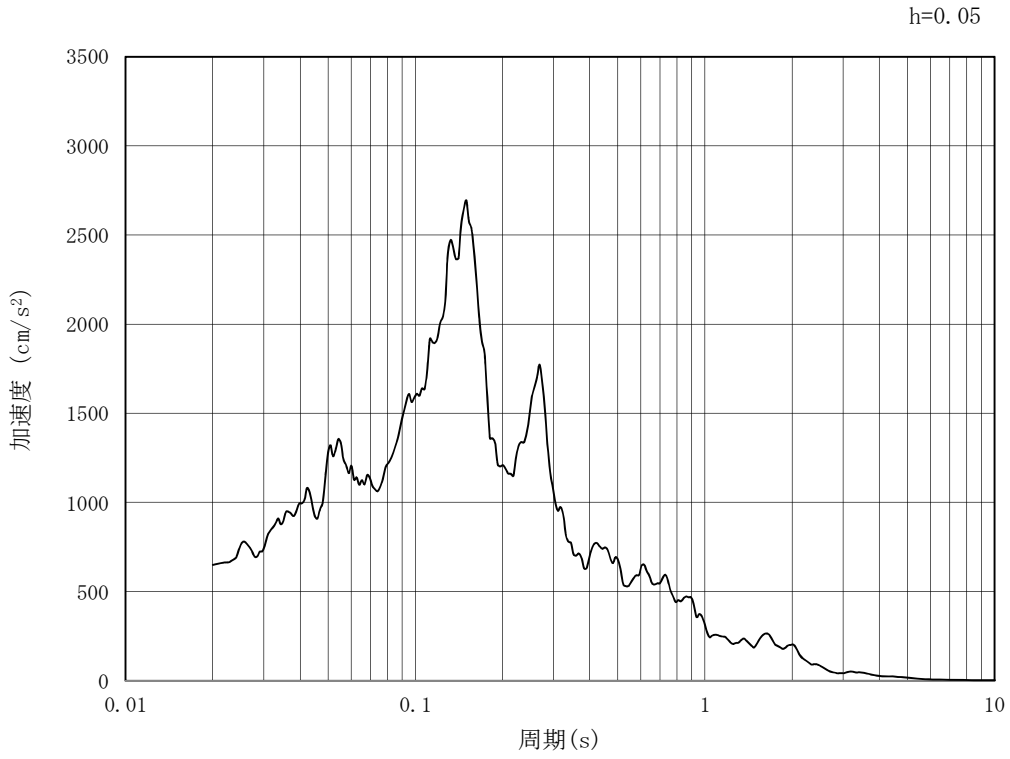


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (13)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

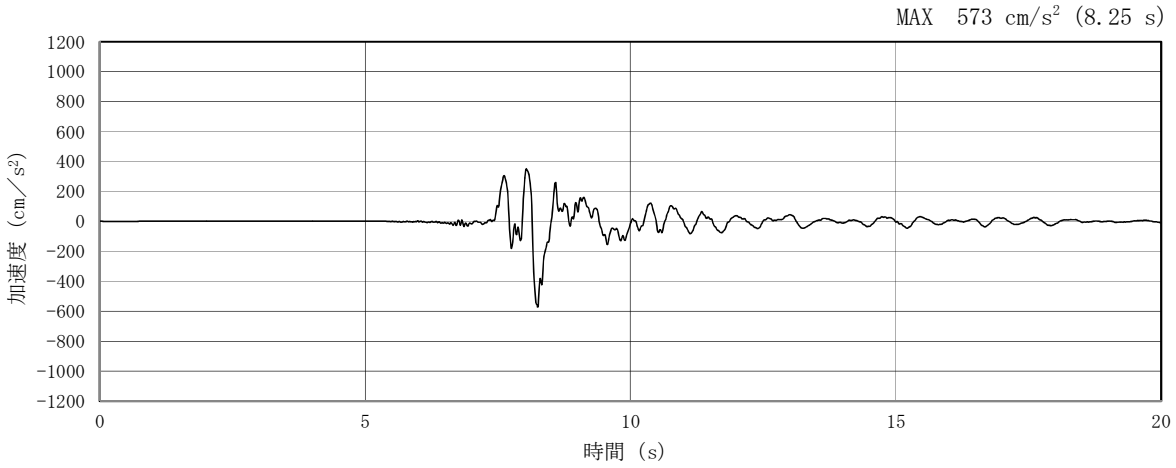


(a) 加速度時刻歴波形

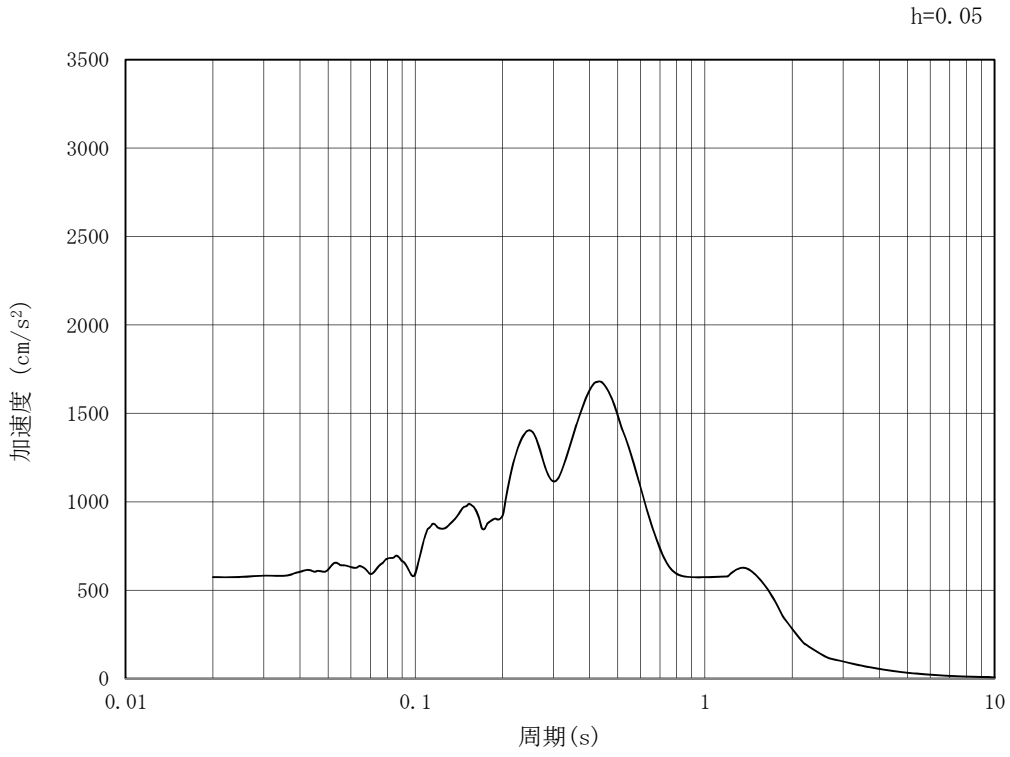


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (14)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

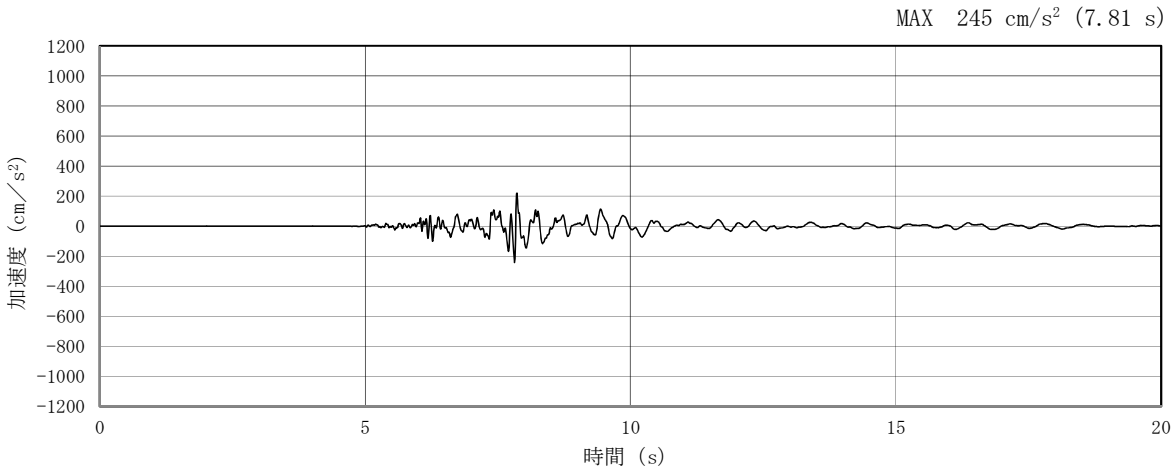


（a）加速度時刻歴波形

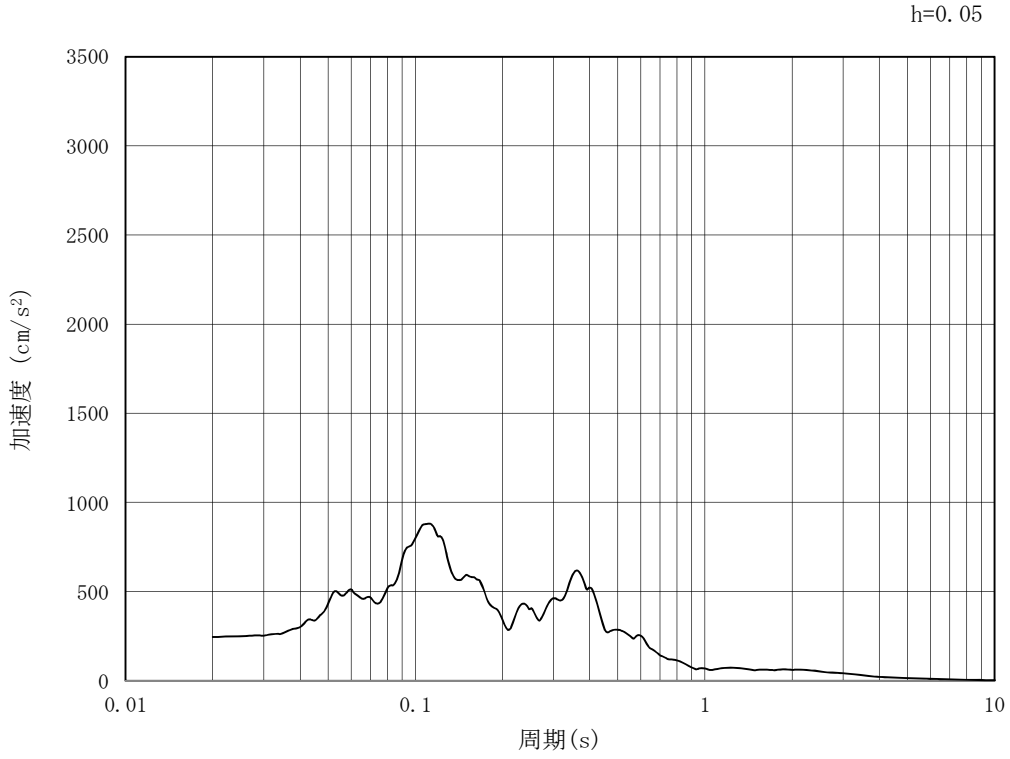


（b）加速度応答スペクトル

図 6.3－6（15）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.3－6 (16)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

6.3.4　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

立坑の構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「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 24 年 3 月）」に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 6.3－1 のとおり設定する。

表 6.3－1　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}=40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）	435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）	300
鉄筋(SD345)*1	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力

（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　：鉄筋の許容引張応力度

s　　：斜め引張鉄筋間隔

表 6.3－2（1）　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（南北方向）（追而）

6.3－2（2）　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（東西方向）（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m2）

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m2）

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m2）ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m2）ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 6.3－3 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 6.3－7 に示す支持力係数

表 6.3－3　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）

ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

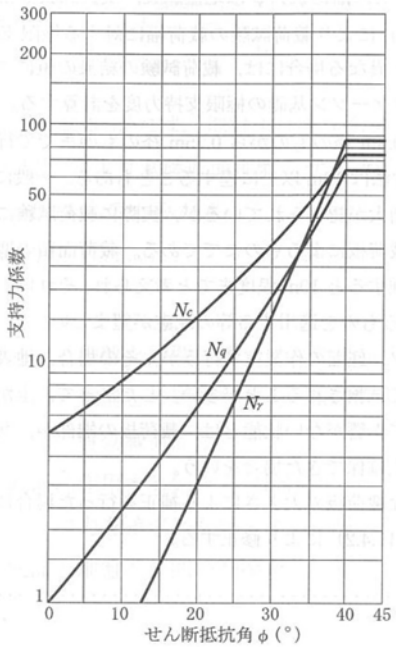


図 6.3－7　支持力係数を求めるグラフ

立坑における許容限界を表 6.3－4 に示す。

表 6.3－4　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

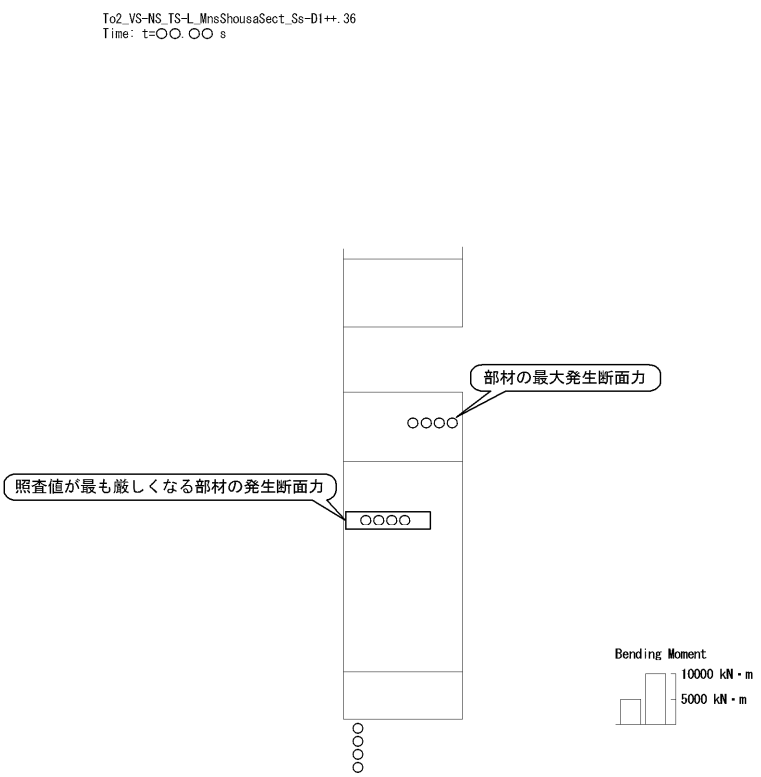
6.4　評価結果

6.4.1　地震応答解析結果

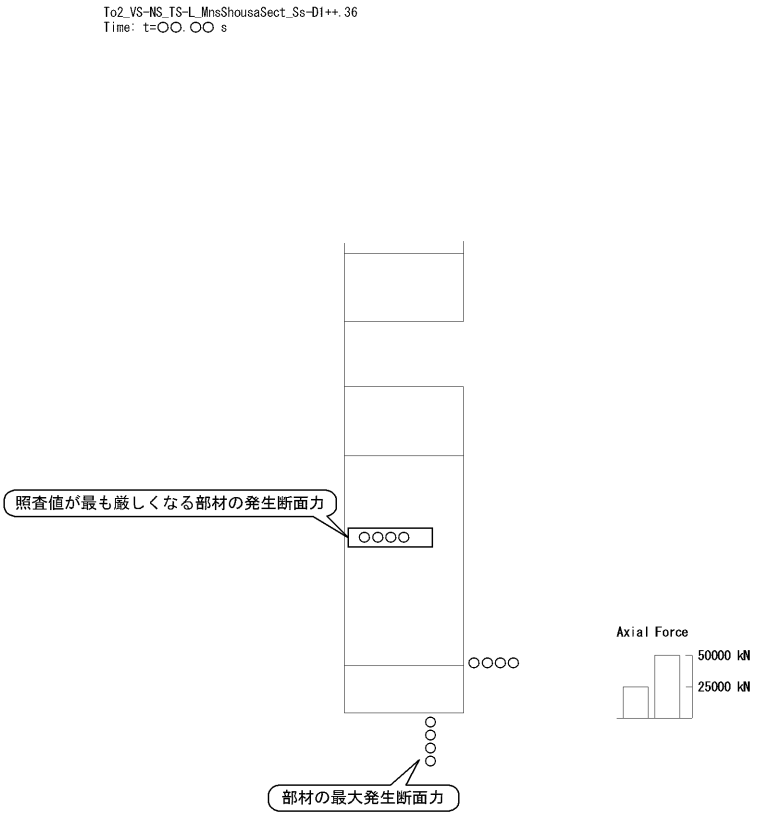
立坑の南北方向断面及び東西方向断面の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6.4－1 及び図 6.4－2 に示す。本図は構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻においての断面力を示したものである。

また，立坑の南北方向断面及び東西方向断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 6.4－3 及び図 6.4－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 6.4－5 及び図 6.4－6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而



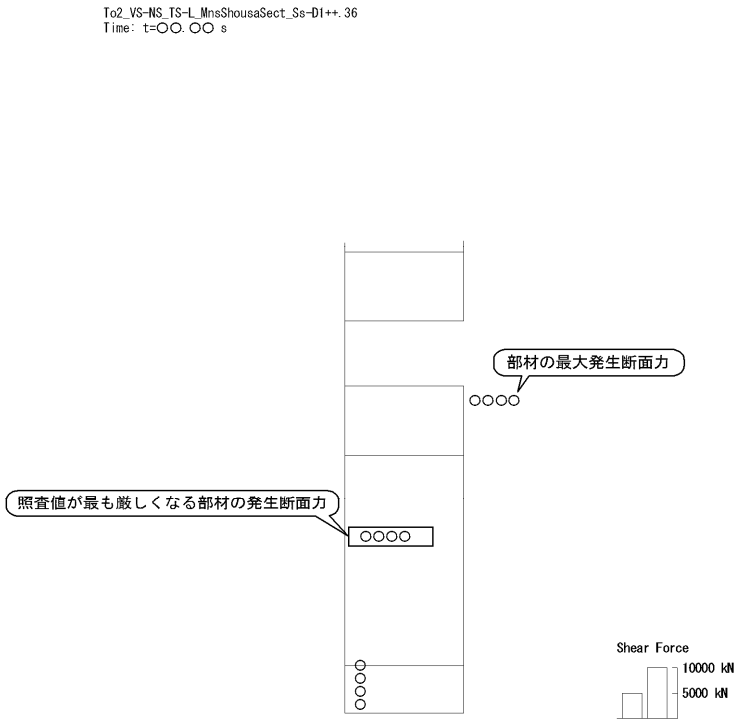
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

追而



せん断力（kN）

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力に太枠表示

図 6.4－1（1）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（2）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（3）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（4）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（5）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（6）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（7）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（8）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（9）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，ｔ＝○○.○○s）

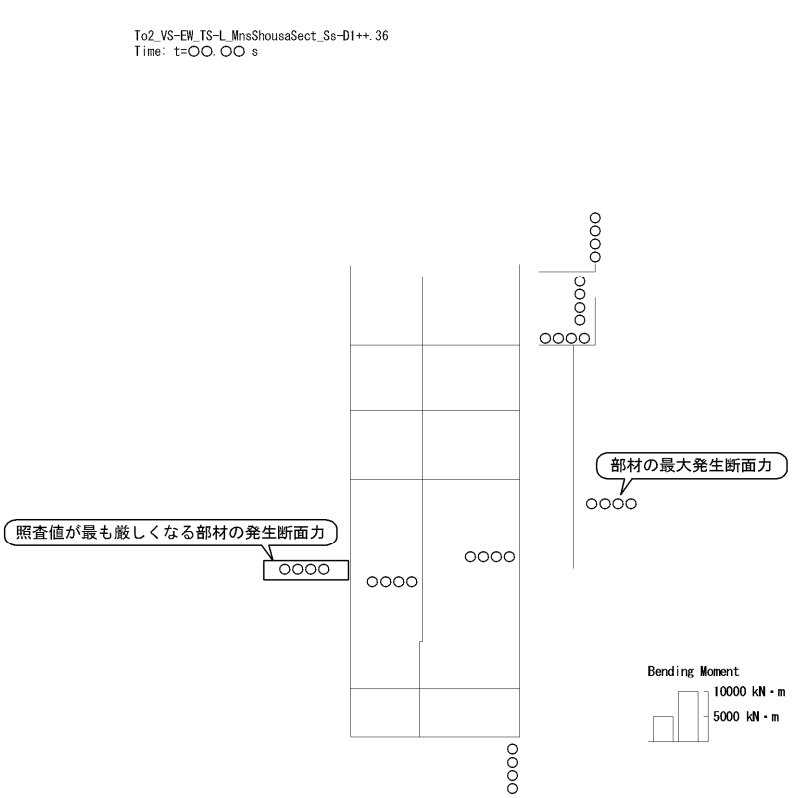
図 6.4－1（10）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，ｔ＝○○.○○s）

追而

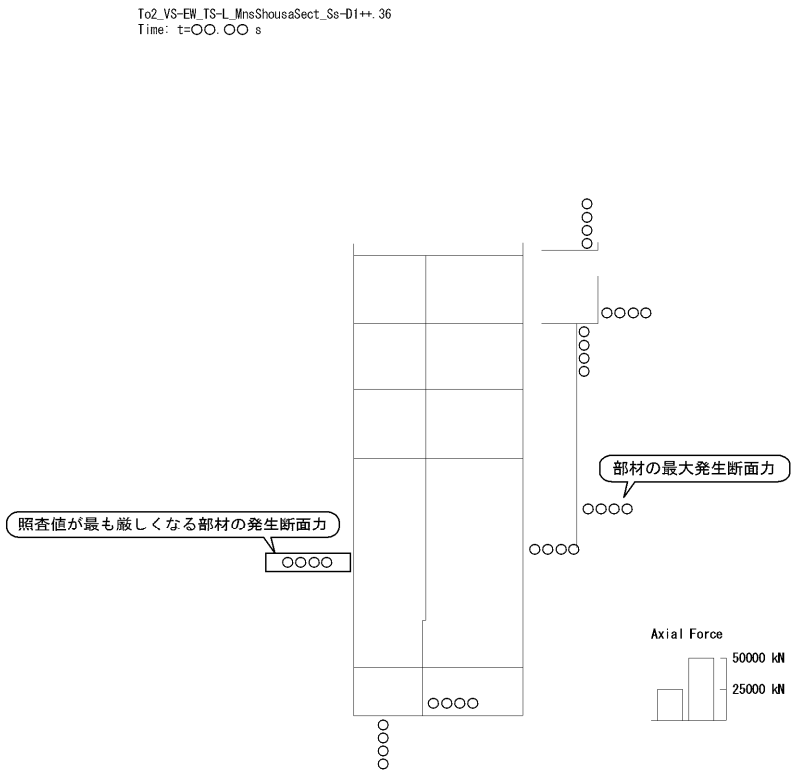
図 6.4－1（11）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－1（12）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

追而



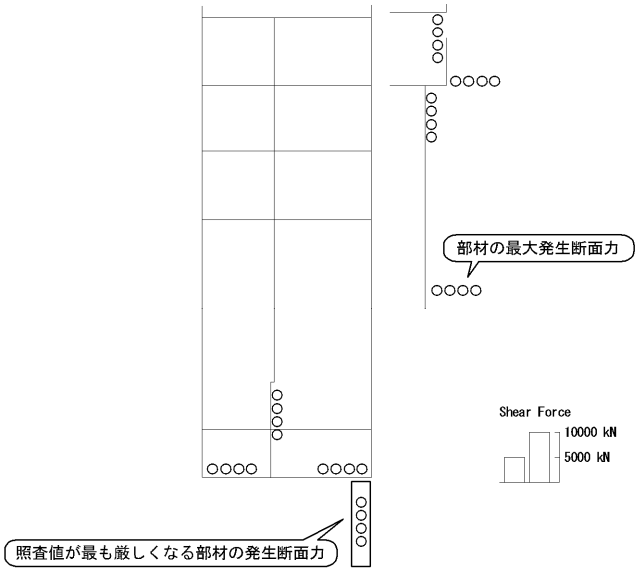
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

追而



せん断力（kN）

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 6.4－2（1）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（2）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（3）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（4）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（5）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（6）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（7）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（8）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（9）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（10）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，ｔ＝○○.○○s）

追而

図 6.4－2（11）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 6.4－2（12）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

追而

図 6.4－3（1）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H+,V+〕）

図 6.4－3（2）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H+,V－〕）

図 6.4－3（3）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V+〕）

図 6.4－3（4）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 6.4－3（5）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 6.4－3（6）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 6.4－3（7）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 6.4－3（8）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 6.4－3（9）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 6.4－3（10）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

追而

図 6.4－3（11）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－3（12）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

追而

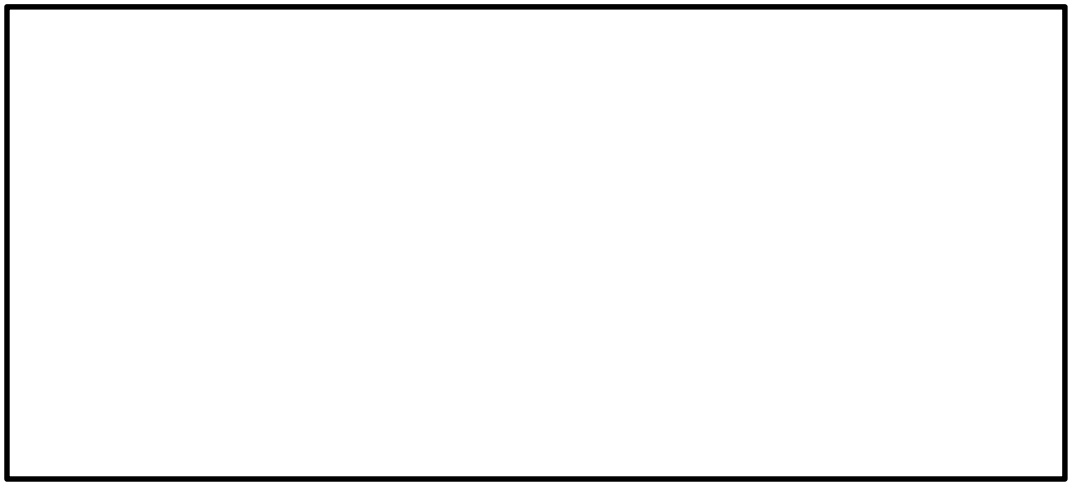


図 6.4－4（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－4（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 6.4－4（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 6.4－4（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 6.4－4（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 6.4－4（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 6.4－4（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 6.4－4（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 6.4－4（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 6.4－4（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 6.4－4（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－4（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

追而

図 6.4－5（1）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－5（2）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 6.4－5（3）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 6.4－5（4）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 6.4－5（5）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１１）

図 6.4－5（6）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１２）

図 6.4－5（7）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１３）

図 6.4－5（8）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１４）

図 6.4－5（9）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２１）

図 6.4－5（10）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２２）

図 6.4－5（11）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－5（12）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔H－,V＋〕）

追而

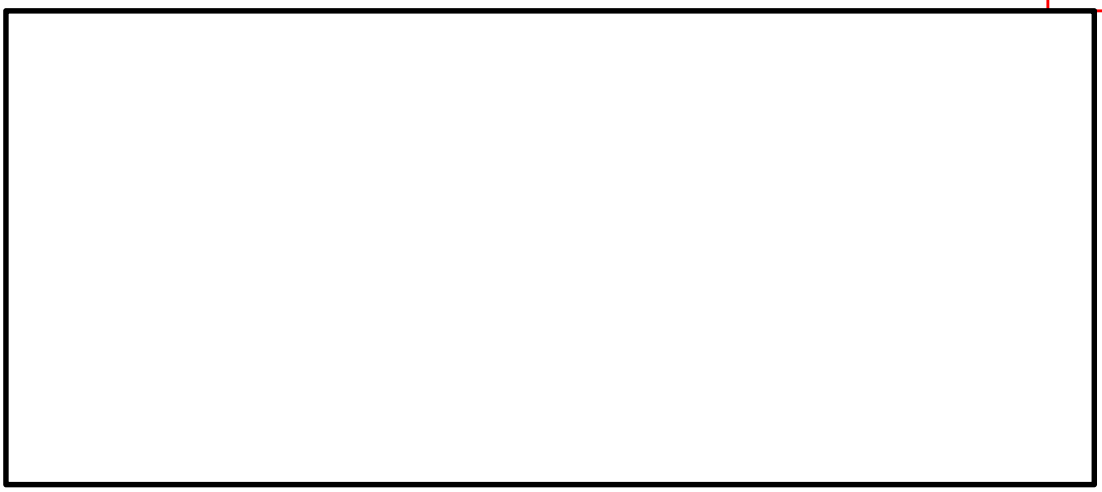


図 6.4－6（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－6（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 6.4－6（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 6.4－6（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 6.4－6（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 6.4－6（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 6.4－6（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 6.4－6（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 6.4－6（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 6.4－6（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 6.4－6（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－6（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

6.4.2　南北方向の耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表 6.4－1 及び表 6.4－2 に曲げに対する照査結果を示す。

立坑における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，立坑の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 6.4－7 に概略配筋図を，表 6.4－3 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 6.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	底版			26			
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H＋，V－	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

表示例
（下図における番号）

*1　評価位置は次頁の図に示す

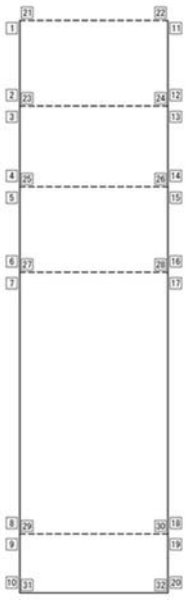
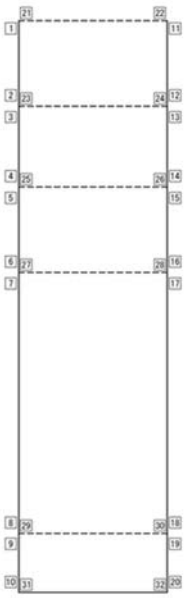


表 6.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H－，V－	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す



追而

表 6.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－１２	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

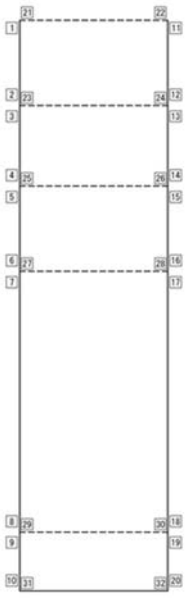
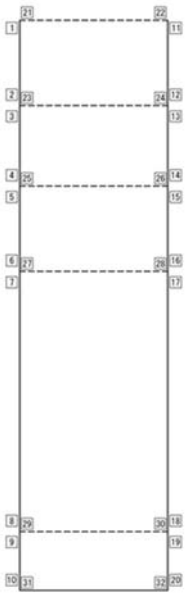


表 6.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

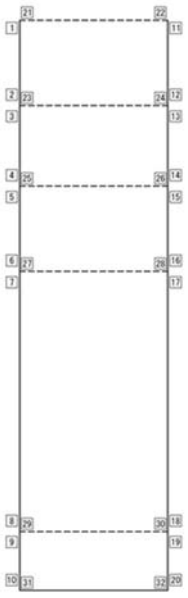


追而

表 6.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－２１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－２２	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す



追而

表 6.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－３１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－３１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

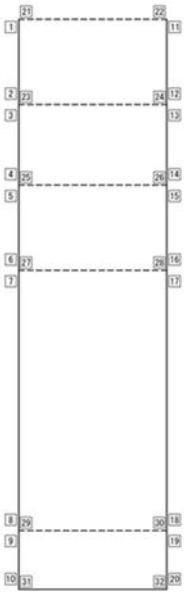


表 6.4－2（1）　鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H＋，V－	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

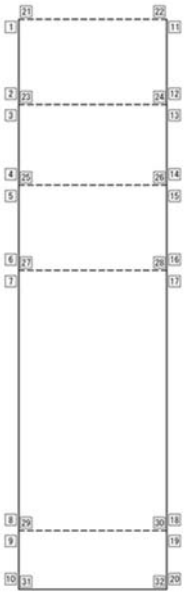
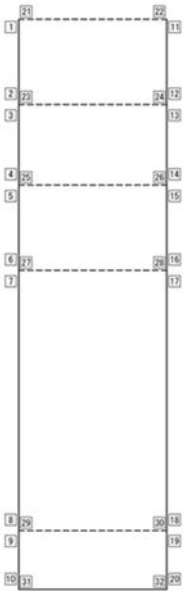


表 6.4－2（2）　鉄筋の曲げ照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H－，V－	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

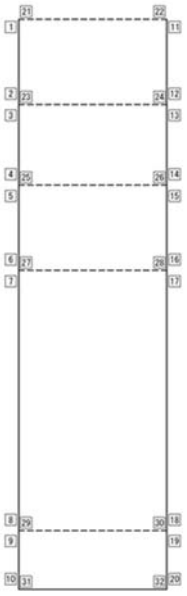


追而

表 6.4－2（3）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－１２	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

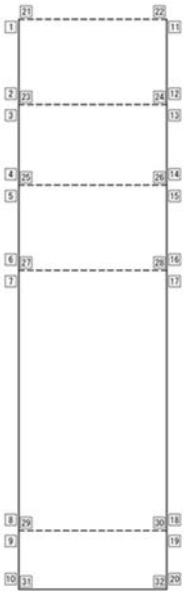


追而

表 6.4－2（4）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－１３	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－１４	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

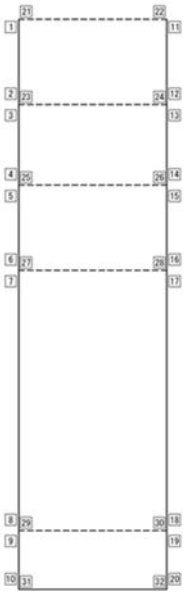


追而

表 6.4－2（5）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－２１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－２２	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

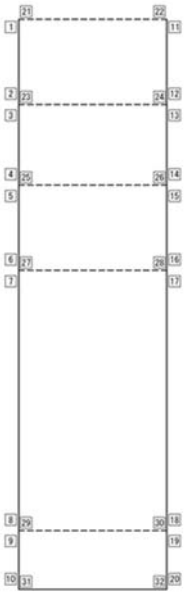


追而

表 6.4－2（6）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－３１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－３１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	北側壁					
			南側壁					
		水平方向	北側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			南側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す



追而

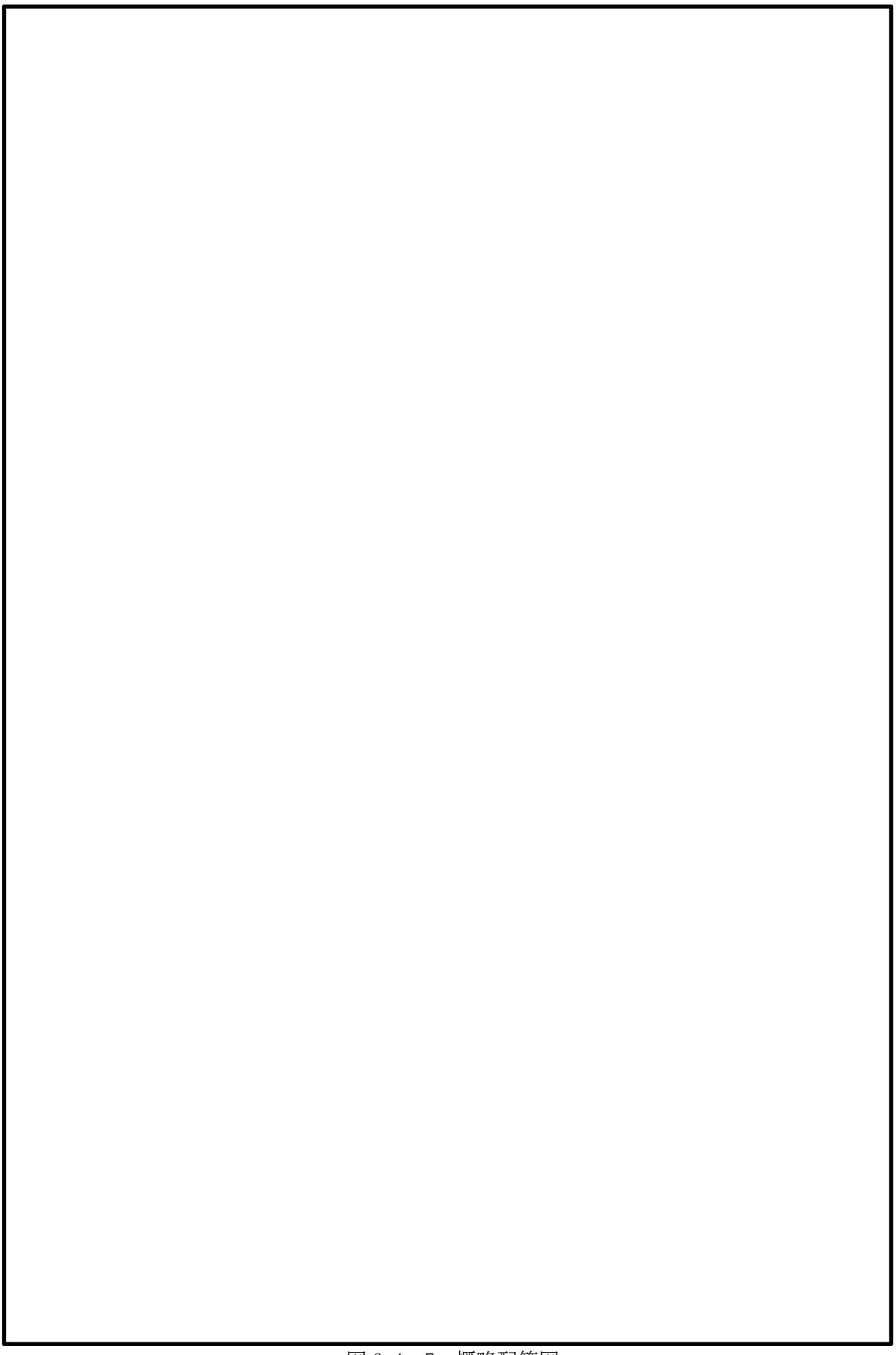
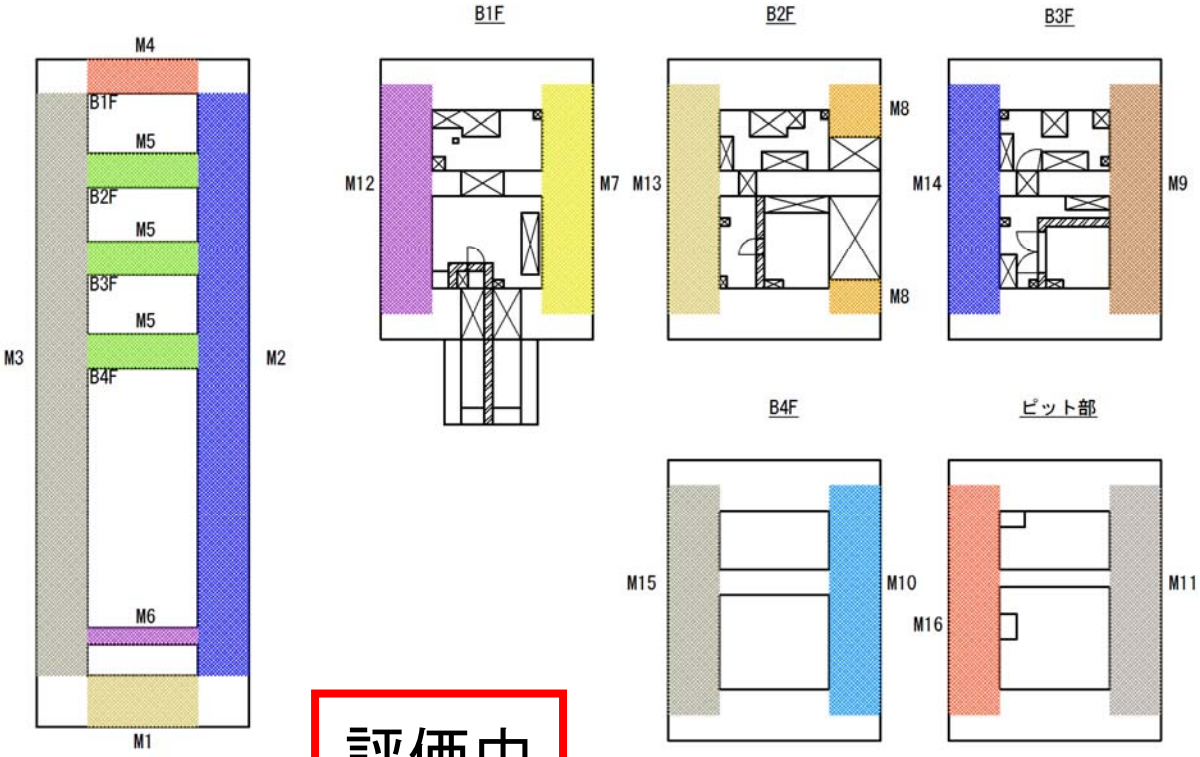


図 6.4－7　概略配筋図

追而

表 6.4－3　断面諸元一覧表（曲げに対する評価）

部位			材料No.	断面性状				主鉄筋				
				部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
				b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm^2)
底版			M1									
北側壁	鉛直方向		M2									
	水平方向	B1F	M7									
		B2F	M8									
		B3F	M9									
		B4F	M10									
		ピット部	M11									
南側壁	鉛直方向		M3									
	水平方向	B1F	M12									
		B2F	M13									
		B3F	M14									
		B4F	M15									
		ピット部	M16									
頂版			M4									
中床版（B1F～B3F）			M5									
中床版（B4F）			M6									



評価中

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 6.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

立坑における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下である又はコンクリートの負担するせん断力（V_c）と，斜め引張鉄筋の負担するせん断力（V_s）を合わせた許容せん断力（V_a）が，発生せん断力（V）以上であることを確認した（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）。なお，発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，立坑の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

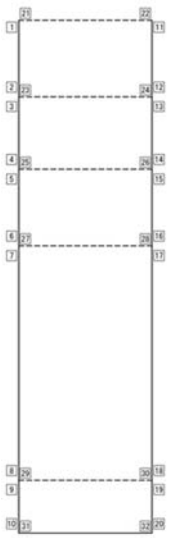
図 6.4－8 に概略配筋図を，表 6.4－5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 6.4－4（1）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。



追而

表 6.4－4（2）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

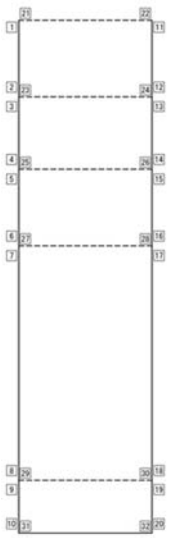
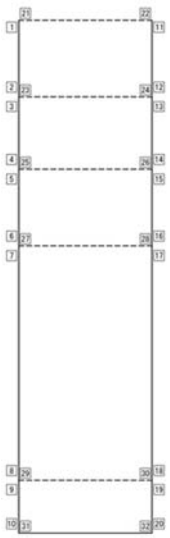


表 6.4－4（3）　せん断照査結果

追而

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－１１	H＋，V＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－１２	H＋，V＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

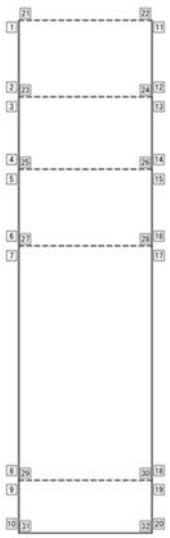


追而

表 6.4－4（4）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

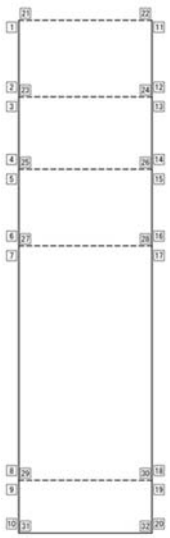


追而

表 6.4－4（5）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－２２	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

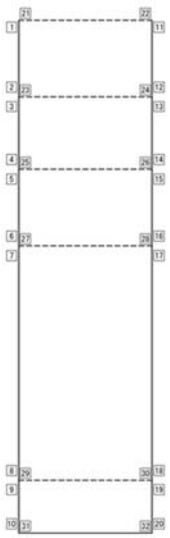


追而

表 6.4－4（6）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－３１	Ｈ－，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。



追而

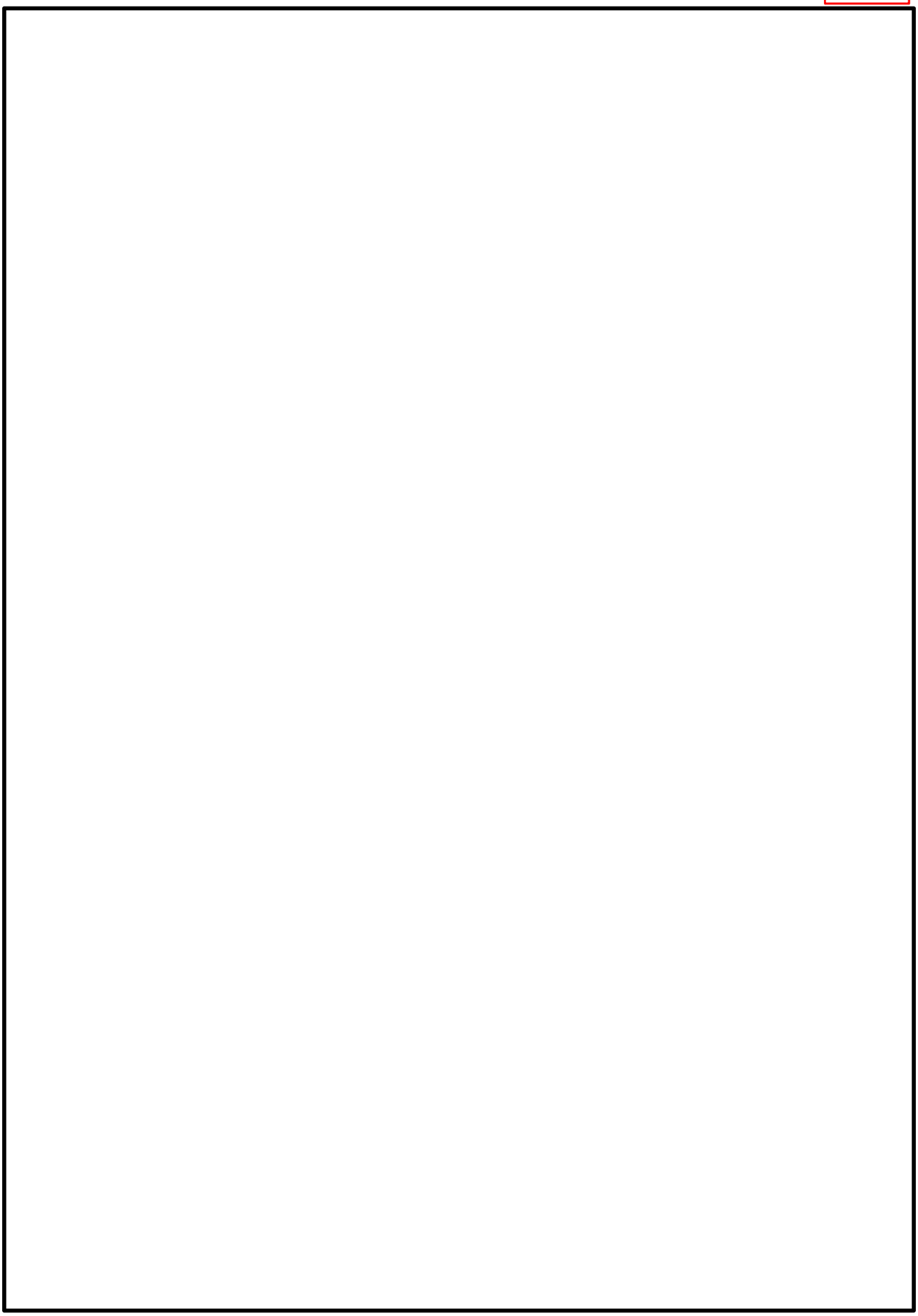
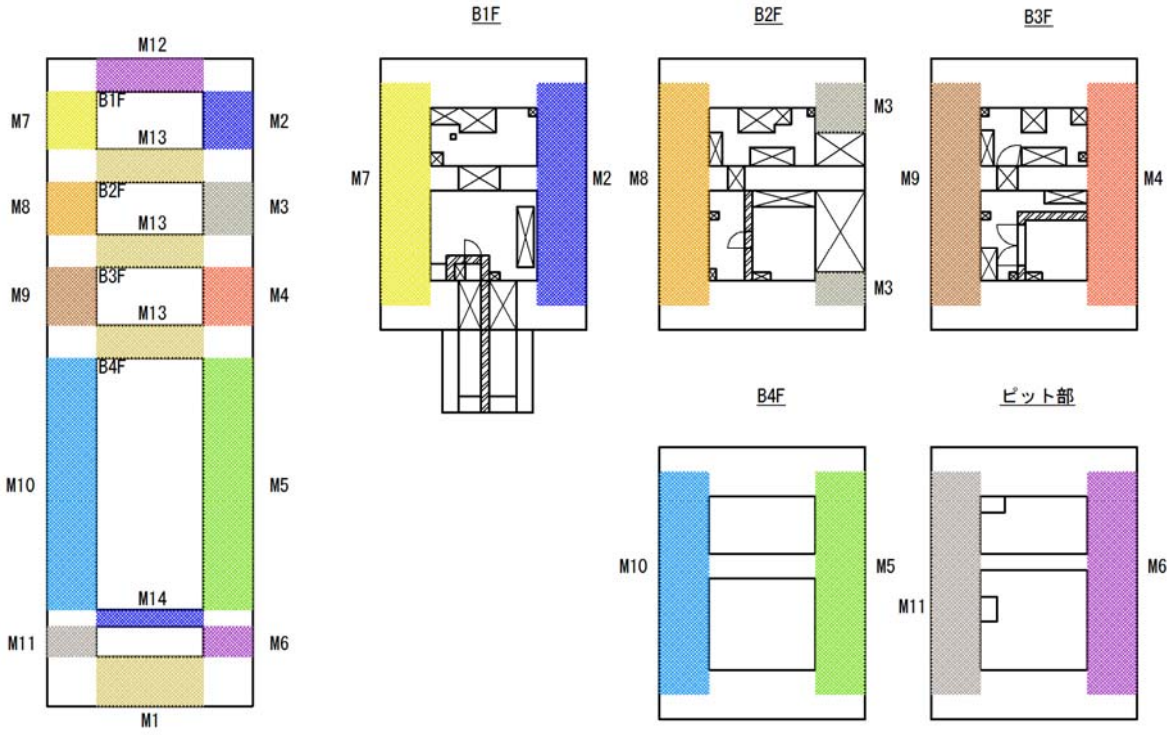


図 6.4－8　概略配筋図

追而

表 6.4－5　断面諸元一覧表（せん断に対する評価）

部位		材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
			部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm^2)
底版		M1									
北側壁	B1F	M2									
	B2F	M3									
	B3F	M4									
	B4F	M5									
	ピット部	M6									
南側壁	B1F	M7									
	B2F	M8									
	B3F	M9									
	B4F	M10									
	ピット部	M11									
頂版		M12									
中床版（B1F～B3F）		M13									
中床版（B4F）		M14									



評価中

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 6.4－6 に基礎地盤の支持性能照査結果を，図 6.4－9 に接地圧分布図を示す。

立坑の最大接地圧は，Ｓ$_s$－Ｄ１で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，立坑の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 6.4－6　基礎地盤の支持性能照査結果（南北方向）

図 6.4－9 (1)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－9 (2)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 6.4－9 (3)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 6.4－9 (4)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 6.4－9 (5)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 6.4－9 (6)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 6.4－9 (7)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 6.4－9 (8)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 6.4－9 (9)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 6.4－9 (10)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 6.4－9 (11)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－9 (12)　接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

6.4.3　東西方向の耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表 6.4－7 及び表 6.4－8 に曲げに対する照査結果を示す。

立坑における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

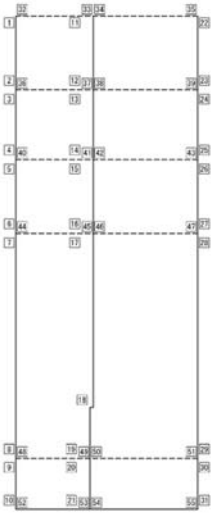
以上より，立坑の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

追而

表 6.4－7（1）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H＋，V－	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

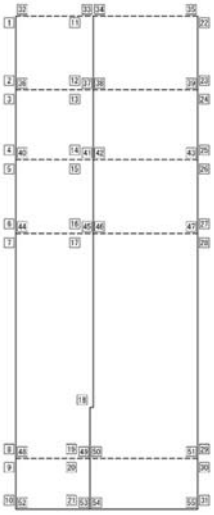


追而

表 6.4－7（2）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H－，V－	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

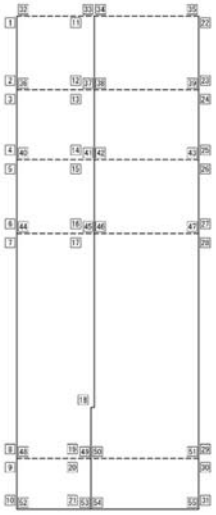


追而

表 6.4－7（3）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１１	H+，V+	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－１２	H+，V+	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

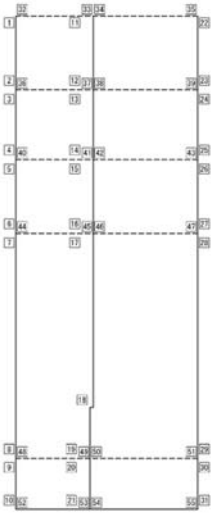


追而

表 6.4－7（4）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１３	H+，V+	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－１４	H+，V+	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

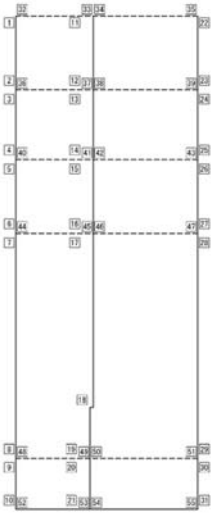


追而

表 6.4－7（5）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－２２	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

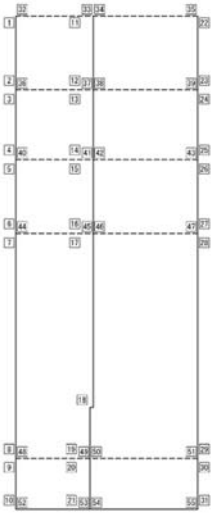


追而

表 6.4－7（6）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－３１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－３１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

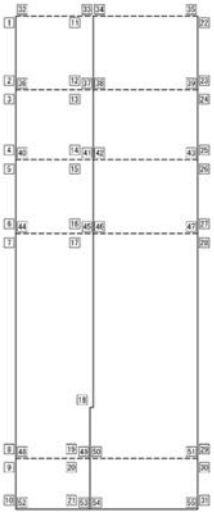


追而

表 6.4－8（1）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

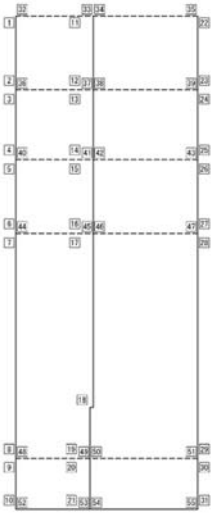


追而

表 6.4－8（2）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
S_s－D１	H－，V－	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

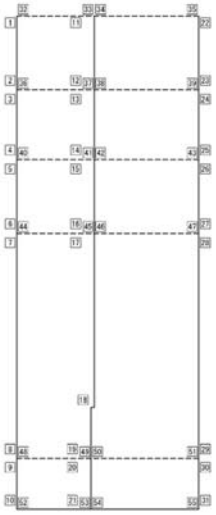


追而

表 6.4－8（3）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－１２	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

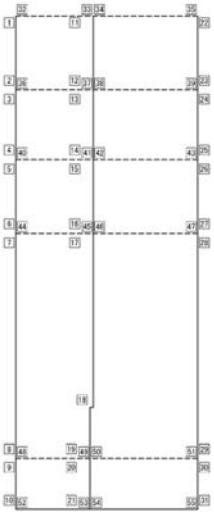


追而

表 6.4－8（4）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

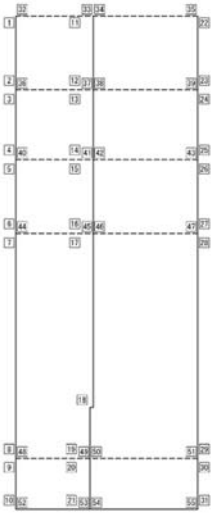


追而

表 6.4－8（5）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－２１	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－２２	H＋，V＋	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す

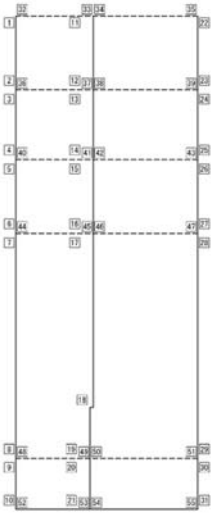


追而

表 6.4－8（6）　鉄筋の曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置				引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－３１	H+，V+	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						
Ｓｓ－３１	H－，V+	底版						
		鉛直方向	東側壁					
			西側壁					
			中壁					
		水平方向	東側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			西側壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
			中壁	B1F				
				B2F				
				B3F				
				B4F				
				ピット部				
		頂版						
		中床版（B1F～B3F）						
		中床版（B4F）						

*1　評価位置は次頁の図に示す



追而

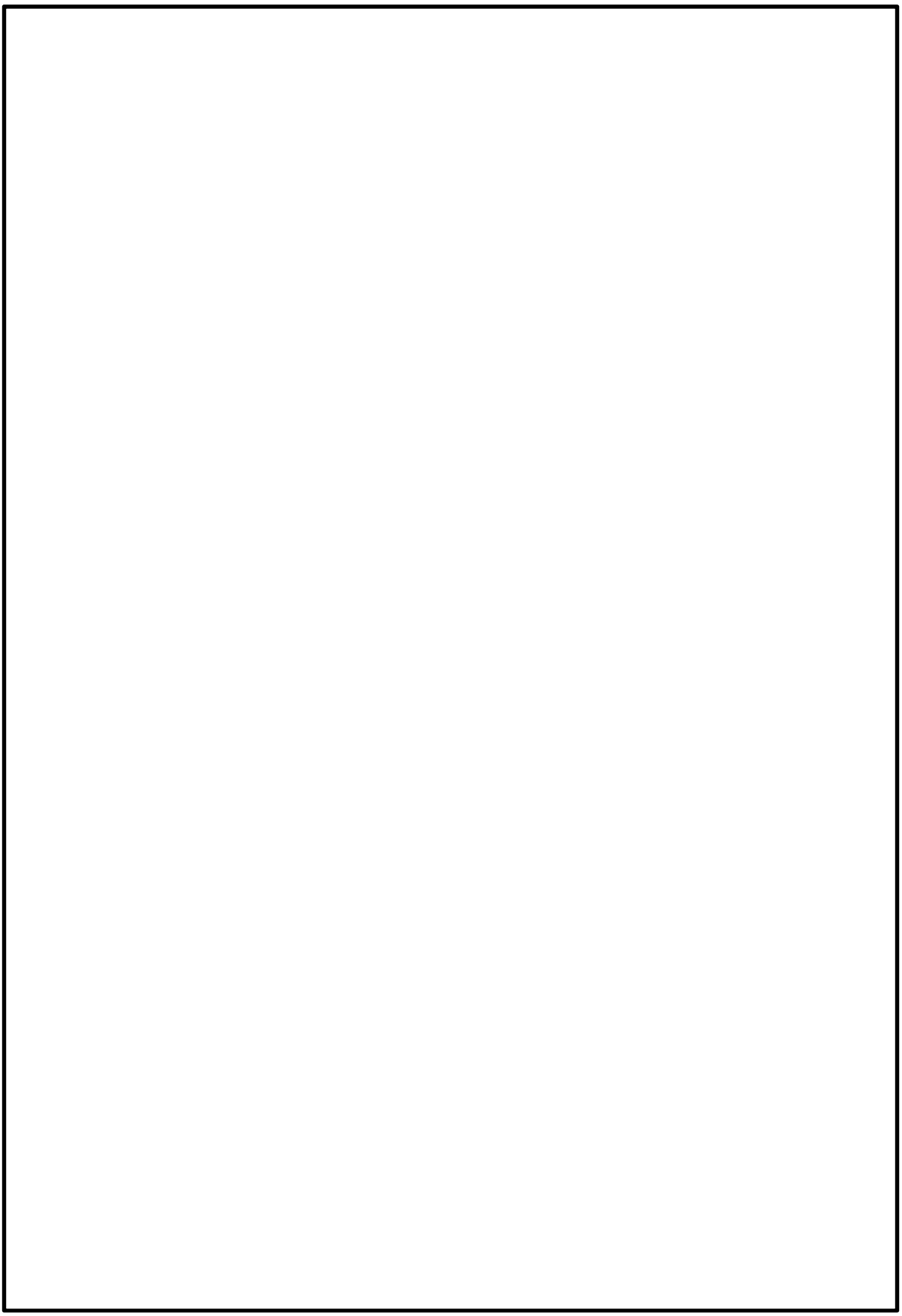
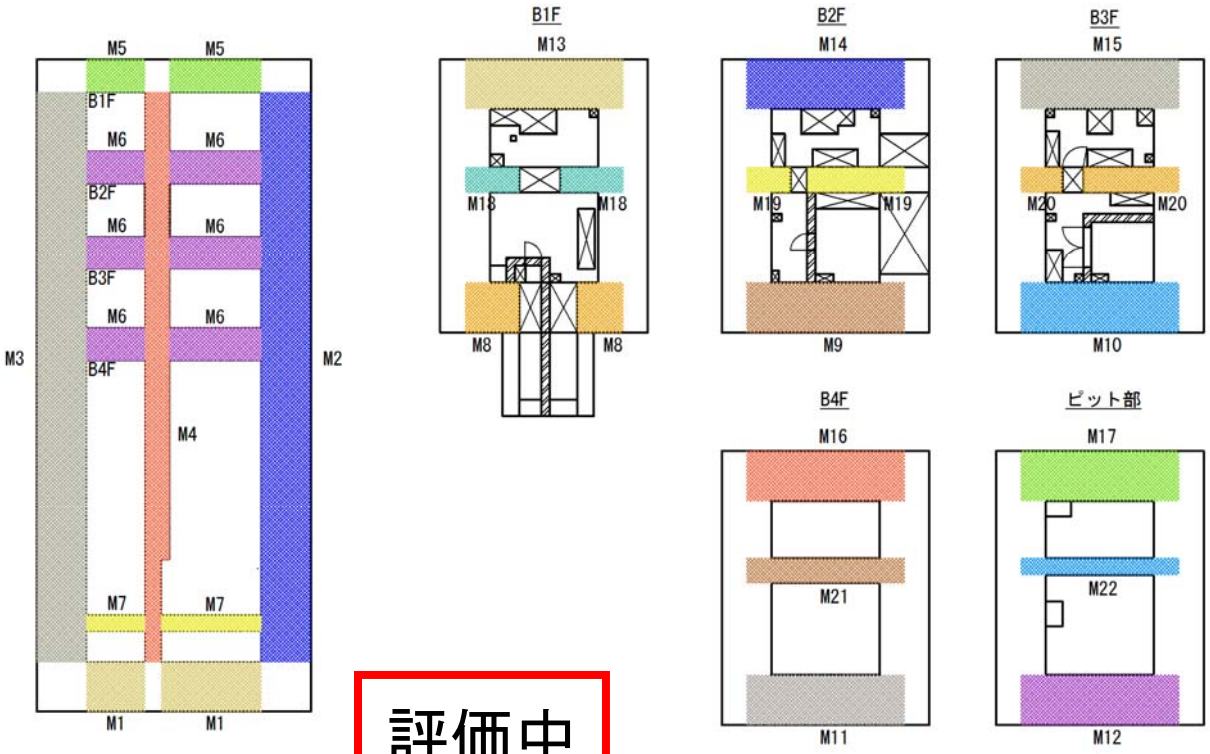


図 6.4－10　概略配筋図

追而

表 6.4－9　断面諸元一覧表（曲げに対する評価）

部位			材料No.	断面性状				主鉄筋				
				部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
				b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm^2)
底版			M1									
東側壁	鉛直方向		M2									
	水平方向	B1F	M8									
		B2F	M9									
		B3F	M10									
		B4F	M11									
		ピット部	M12									
西側壁	鉛直方向		M3									
	水平方向	B1F	M13									
		B2F	M14									
		B3F	M15									
		B4F	M16									
		ピット部	M17									
中壁	鉛直方向		M4									
	水平方向	B1F	M18									
		B2F	M19									
		B3F	M20									
		B4F	M21									
		ピット部	M22									
頂版			M5									
中床版（B1F～B3F）			M6									
中床版（B4F）			M7									



評価中

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 6.4－10 にせん断に対する照査結果を示す。

立坑における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下である又はコンクリートの負担するせん断力（V_c）と，斜め引張鉄筋の負担するせん断力（V_s）を合わせた許容せん断力（V_a）が，発生せん断力（V）以上であることを確認した。（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）なお，発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，立坑の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

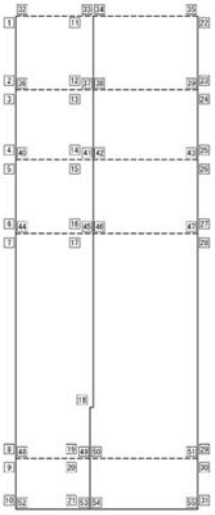
図 6.4－11 に概略配筋図を，表 6.4－11 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 6.4－10（1）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

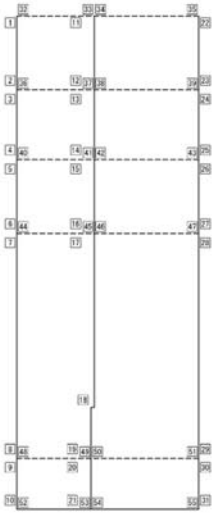


追而

表 6.4－10（2）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

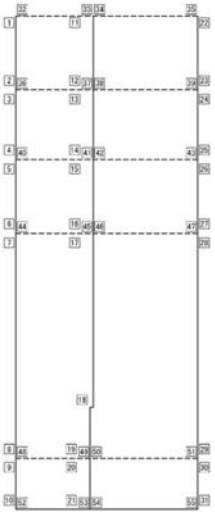


追而

表 6.4－10（3）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－１１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－１２	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

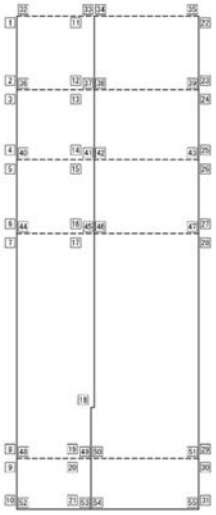


追而

表 6.4－10（4）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

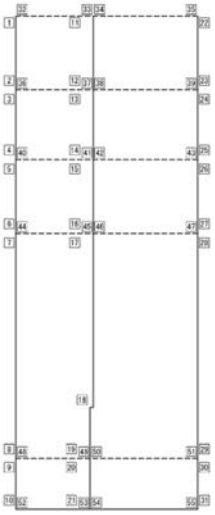


追而

表 6.4－10（5）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－２２	Ｈ＋，Ｖ＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。

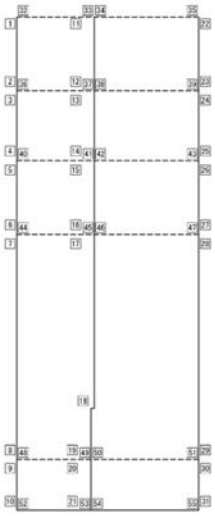


追而

表 6.4－10（6）　せん断照査結果

基準地震動	位相	評価位置			発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－３１	H＋，V＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					
Ｓｓ－３１	H－，V＋	底版					
		北側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		南側壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		中壁	B1F				
			B2F				
			B3F				
			B4F				
			ピット部				
		頂版					
		中床版（B1F～B3F）					
		中床版（B4F）					

*1　評価位置は次頁の図に示す。



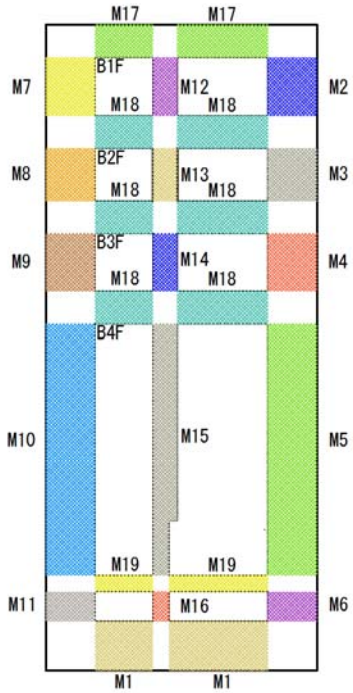
追而

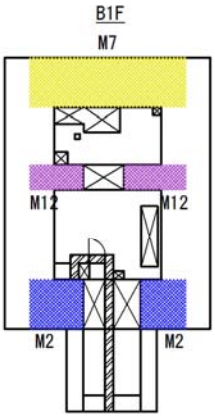
図 6.4－11　概略配筋図

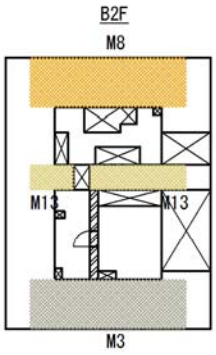
追而

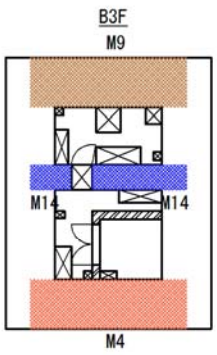
表 6.4－11　断面諸元一覧表（せん断に対する評価）

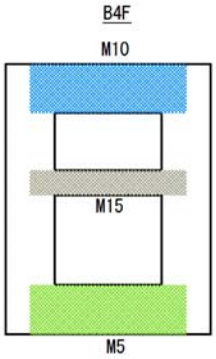
部位		材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
			部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d'(m)	有効高さ d(m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm^2)
底版		M1									
東側壁	B1F	M2									
	B2F	M3									
	B3F	M4									
	B4F	M5									
	ピット部	M6									
西側壁	B1F	M7									
	B2F	M8									
	B3F	M9									
	B4F	M10									
	ピット部	M11									
中壁	B1F	M12									
	B2F	M13									
	B3F	M14									
	B4F	M15									
	ピット部	M16									
頂版		M17									
中床版（B1F～B3F）		M18									
中床版（B4F）		M19									

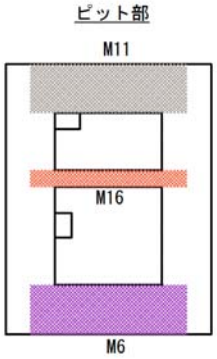












評価中

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 6.4－12 に基礎地盤の支持性能照査結果を，図 6.4－12 に接地圧分布図を示す。

立坑の最大接地圧は，Ｓ$_s$－Ｄ１で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度差△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，立坑の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 6.4－12　基礎地盤の支持性能照査結果(東西方向)

図 6.4－12 (1)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－12 (2)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 6.4－12 (3)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 6.4－12 (4)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 6.4－12 (5)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 6.4－12 (6)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 6.4－12 (7)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 6.4－12 (8)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 6.4－12 (9)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 6.4－12 (10)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 6.4－12 (11)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 6.4－12 (12)　最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

6.5　まとめ（追而）

7.　常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価

目次

7. 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価 ····· 7－1
7.1 評価方法 ····· 7－2
7.2 評価条件 ····· 7－2
7.2.1 適用基準 ····· 7－2
7.2.2 耐震安全性評価フロー ····· 7－3
7.2.3 評価対象断面の方向 ····· 7－4
7.2.4 評価対象断面の選定 ····· 7－7
7.2.5 使用材料及び材料定数 ····· 7－9
7.2.6 地下水位 ····· 7－13
7.2.7 地震応答解析手法 ····· 7－13
7.2.8 解析モデルの設定 ····· 7－15
7.2.9 減衰定数 ····· 7－19
7.2.10 荷重の組合せ ····· 7－21
7.2.11 地震応答解析の検討ケース ····· 7－24
7.3 評価内容 ····· 7－26
7.3.1 杭と底版の結合部の評価方法 ····· 7－26
7.3.2 入力地震動の設定 ····· 7－27
7.3.3 許容限界の設定 ····· 7－44
7.4 評価結果 ····· 7－48
7.4.1 地震応答解析結果 ····· 7－48
7.4.2 カルバートの耐震評価結果 ····· 7－54
7.4.3 杭基礎の耐震評価結果 ····· 7－78
7.5 まとめ（追而） ····· 7－79

7.1　評価方法

常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）（以下，「カルバート」という。）は，耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる構造物である。カルバートについて基準地震動Ｓ$_s$による耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力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，地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

7.2　評価条件

7.2.1　適用基準

カルバートの耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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）等を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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24年3月）を適用する。

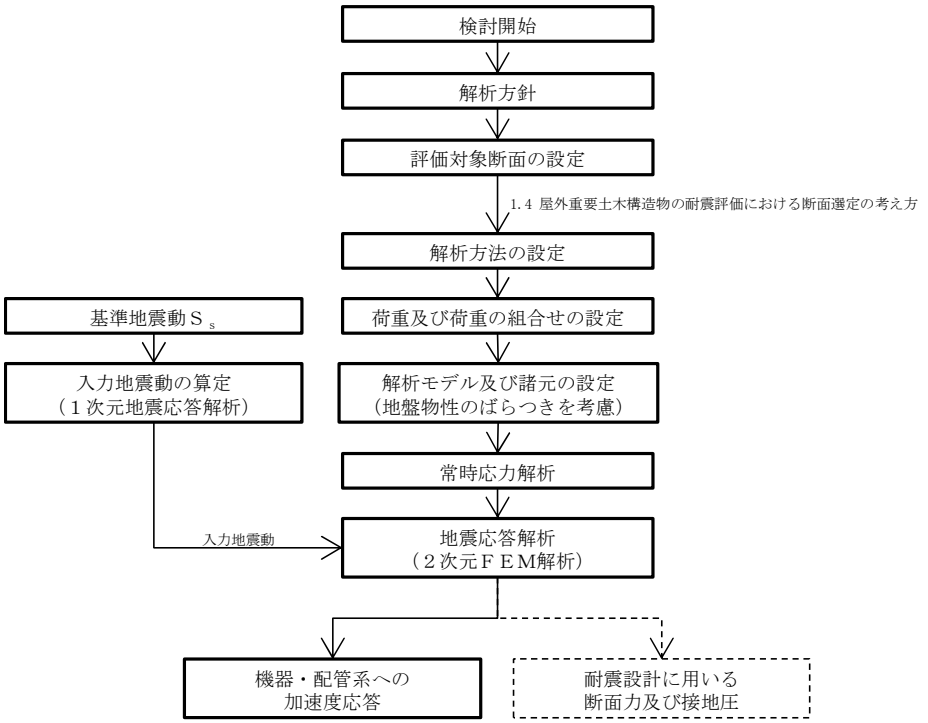
表7.2－1に適用する規格，基準類を示す。

表 7.2－1　適用する規格，基準類

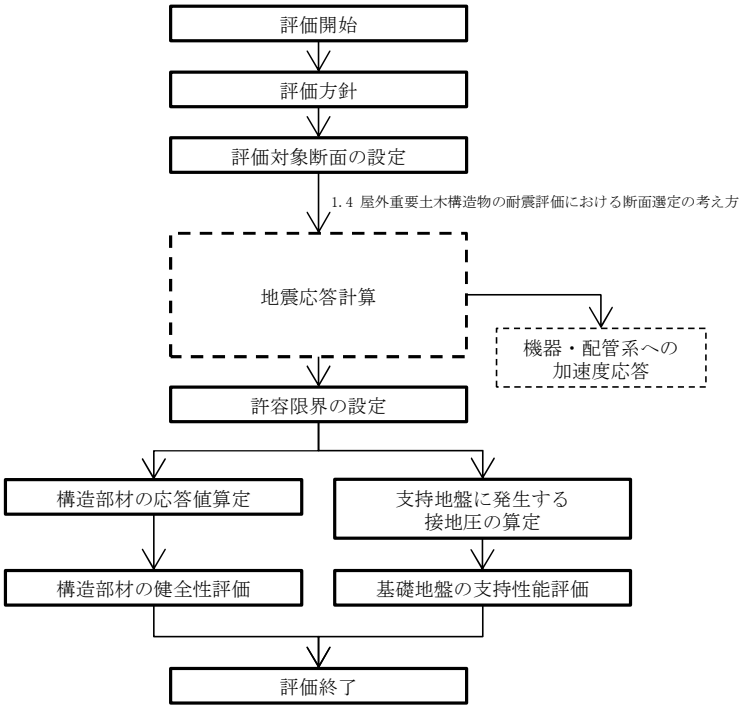
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

7.2.2　耐震安全性評価フロー

図7.2－1にカルバートの耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 7.2－1　カルバートの耐震安全性評価フロー

7.2.3　評価対象断面の方向

カルバートの位置を図 7.2－2 に示す。

カルバートは 2 つの構造物に大別される。軽油移送配管を支持するカルバート（以下，「軽油カルバート」という。）は，延長 5.0 m，幅 5.5 m，高さ 7.5 m の鉄筋コンクリート造である。

電源ケーブル及び水配管を支持するカルバート（以下，「水電気カルバート」という。）は，延長約 35 m，幅 13.9 m，高さ 6.7 m の鉄筋コンクリート造である。

図 7.2－2 に示すとおり，カルバート部の縦断方向は東側に剛な原子炉建屋が存在し，加振方向に耐震壁が多く存在することから，強軸断面方向となる。一方，横断方向は，耐震設計上見込める構造部材が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，カルバートの耐震評価では，弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

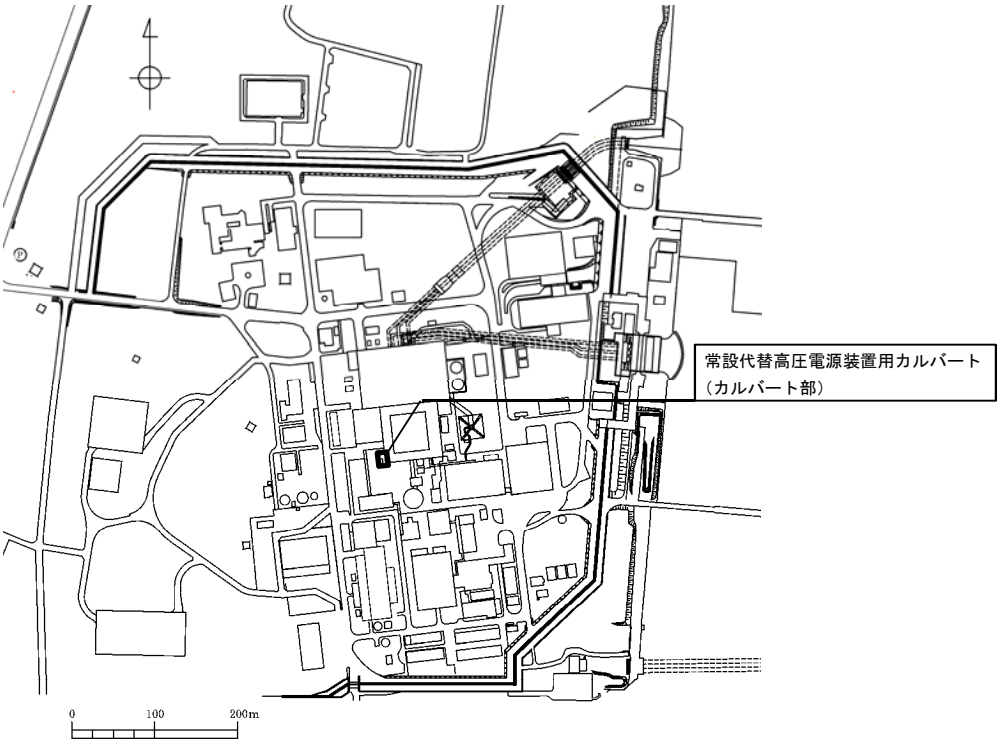


図 7.2－2（1）　カルバートの平面配置図（全体平面図）

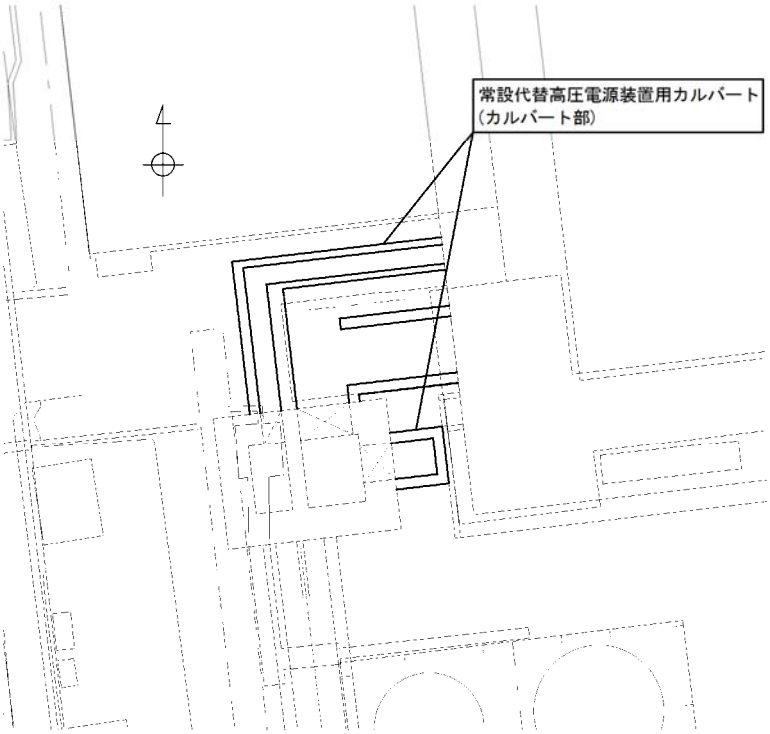
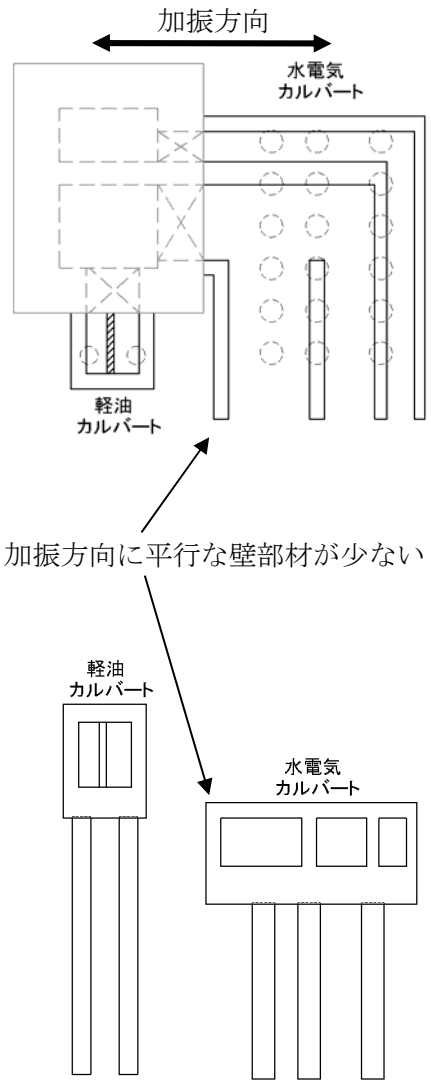
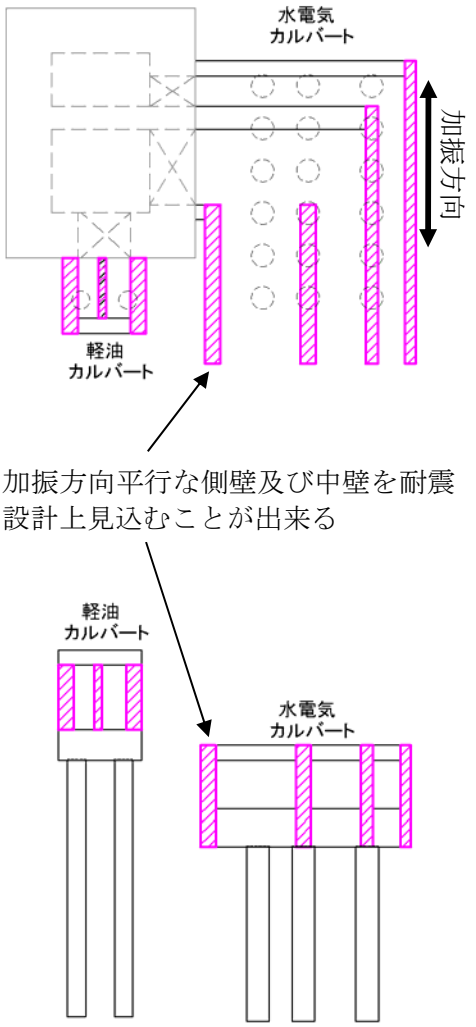


図 7.2－2（2）　カルバートの平面配置図（拡大図）

表 7.2－2　カルバートの評価対象断面の方向の選定

	横断方向（南北方向）の加振	縦断方向（東西方向）の加振
カルバート		

7.2.4　評価対象断面の選定

図7.2－3及び図7.2－4にカルバートの平面図及び断面図を示す。

軽油カルバートは，延長約5 mの鉄筋コンクリート造である。1層2連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

水電気カルバートは，延長35 mの鉄筋コンクリート造である。1層3連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

評価対象断面は，「1.4.7　設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方」で記載したとおり，軽油移送配管，電気ケーブル及び水配管を支持しており，地震荷重による影響が大きく，弱軸断面方向である横断方向の①－①断面を代表として耐震評価を実施する。

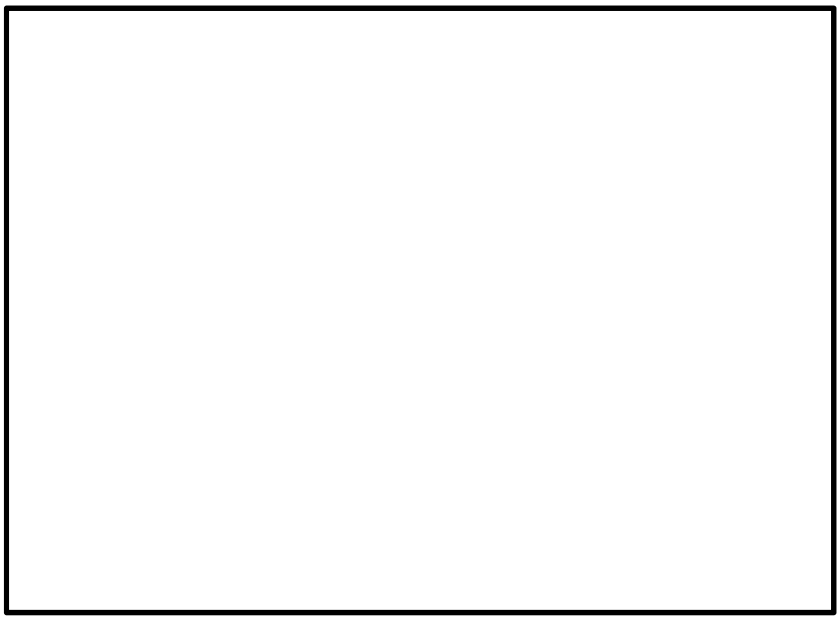


図 7.2－3　カルバートの平面図

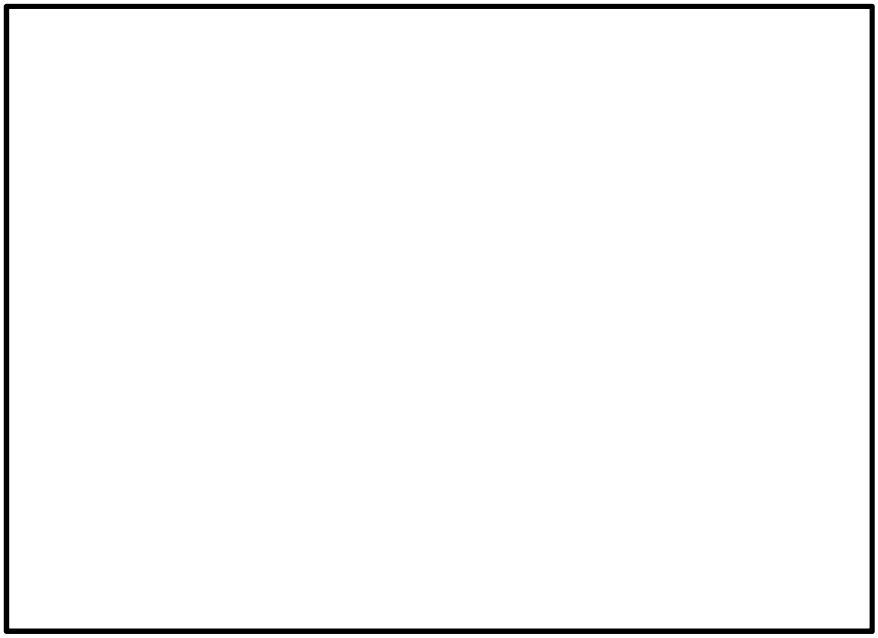


図 7.2－4　カルバートの断面図（①－①断面）

7.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表7.2－3に，材料物性値を表7.2－4に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表7.2－5に示す。

表 7.2－3　使用材料（追而）

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度　40N/mm^2
鉄筋	SD345，SD490
鋼管杭	

表 7.2－4　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
鋼管杭	77.0	2.0×10^5	0.3

表 7.2－5（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤					
				埋戻土	第四系 （液状化対象層）				
				fl	du	Ag1	Ag2	As	D2g-3
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	2.01 (1.89)	1.74 (-)	2.15 (2.11)
	間隙比	e	-	0.75	0.75	0.67	0.67	1.2	0.43
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.25	0.26	0.26
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	814 (814)	497 (299)	378 (-)	1167 (1167)
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	392073 (392073)	278087 (167137)	143284 (-)	1362035 (1362035)
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.221	0.233	0.216	0.130
強度特性	粘着力	C_{CD}	kN/m^2	0	0	0	0	0.012	0
	内部摩擦角	φ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	37.4	41	44.4
液状化特性	変相角	φ_p	－	34.8	34.8	34.9	34.9	38.3	41.4
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.029	0.028	0.046	0.03
		w_1	－	6.5	6.5	51.6	56.5	6.9	45.2
		p_1	－	1.26	1.26	12	9	1	8
		p_2	－	0.8	0.8	0.6	0.6	0.75	0.6
		c_1	－	2.00	2.00	3.35	3.40	2.27	3.82

表 7.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤		
				第四系 （非液状化層）		新第三系
				Ac	D2c-3	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65 (-)	1.77 (-)	1.72-1.03×10-4・z
	間隙比	e	-	1.59	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.1	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480 (-)	696 (-)	動的変形特性に基づき、Z(標高)毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829 (-)	285223 (-)	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	kN/m^2	0.025	0.026	0.177-0.00603・z
	内部摩擦角	φ_{CD}	度	29.1	35.6	23.2+0.0990・z°
液状化特性	変相角	φ_p	－	-	-	-
	液状化パラメータ	S_1	－	-	-	-
		w_1	－	-	-	-
		p_1	－	-	-	-
		p_2	－	-	-	-
		c_1	－	-	-	-

z：標高（m）

表 7.2－5（3）　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 7.2－5（4）　地盤の解析用物性値一覧（地盤改良）

パラメータ				地盤改良
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	2.18 (2)
	間隙比	e	-	0.75
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	1 (1)
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	822662 (756184)
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.152
強度特性	粘着力	C_{CD}	kN/m^2	0.66
	内部摩擦角	φ_{CD}	度	41.200
液状化特性	変相角	φ_p	－	-
	液状化パラメータ	S_1	－	-
		w_1	－	-
		p_1	－	-
		p_2	－	-
		c_1	－	-

7.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

7.2.7　地震応答解析手法

カルバートの地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」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，付録24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図7.2－5に示す。

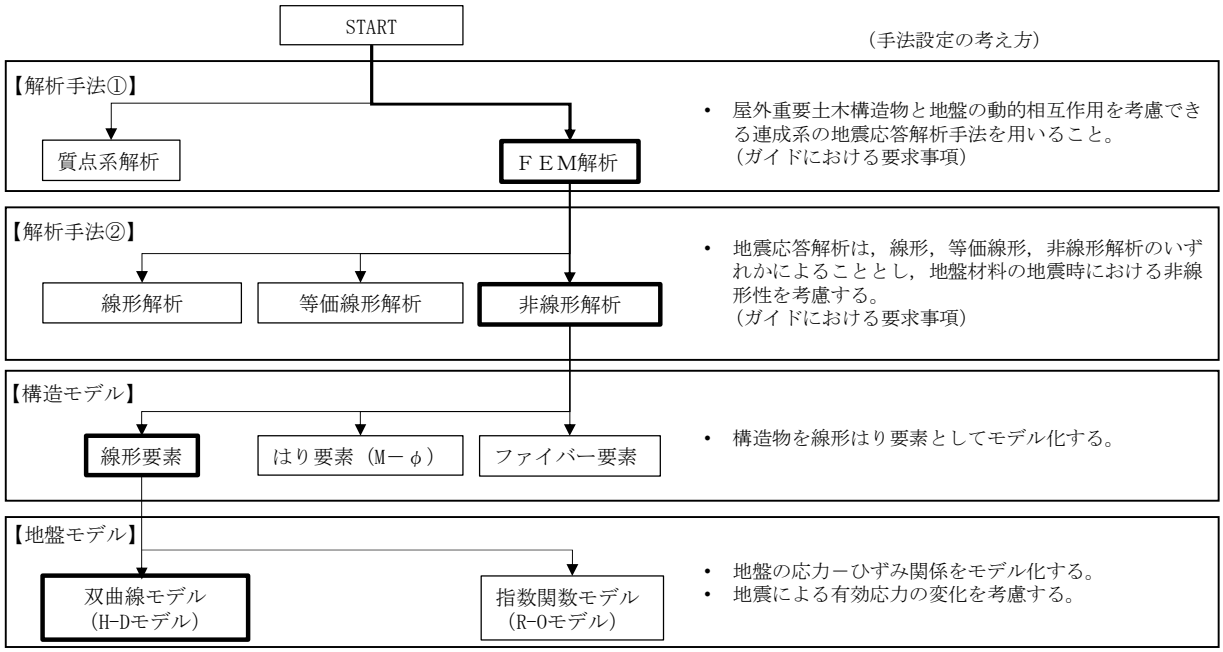


図 7.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線

に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

7.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987を適用し，図7.2－6に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上，モデル高さを構造物幅の2倍以上確保する。

カルバート周辺の地質断面図を図7.2－7に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して4又は5分割以上になるように要素高さを設定している。

カルバートの地震応答解析モデルを図7.2－8に示す。

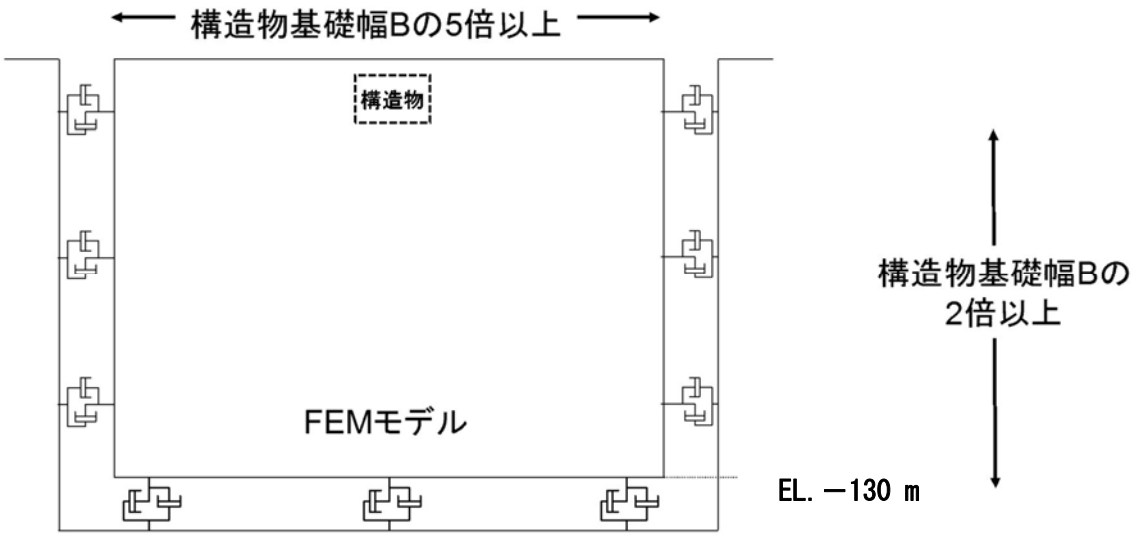


図 7.2－6　モデル範囲の考え方

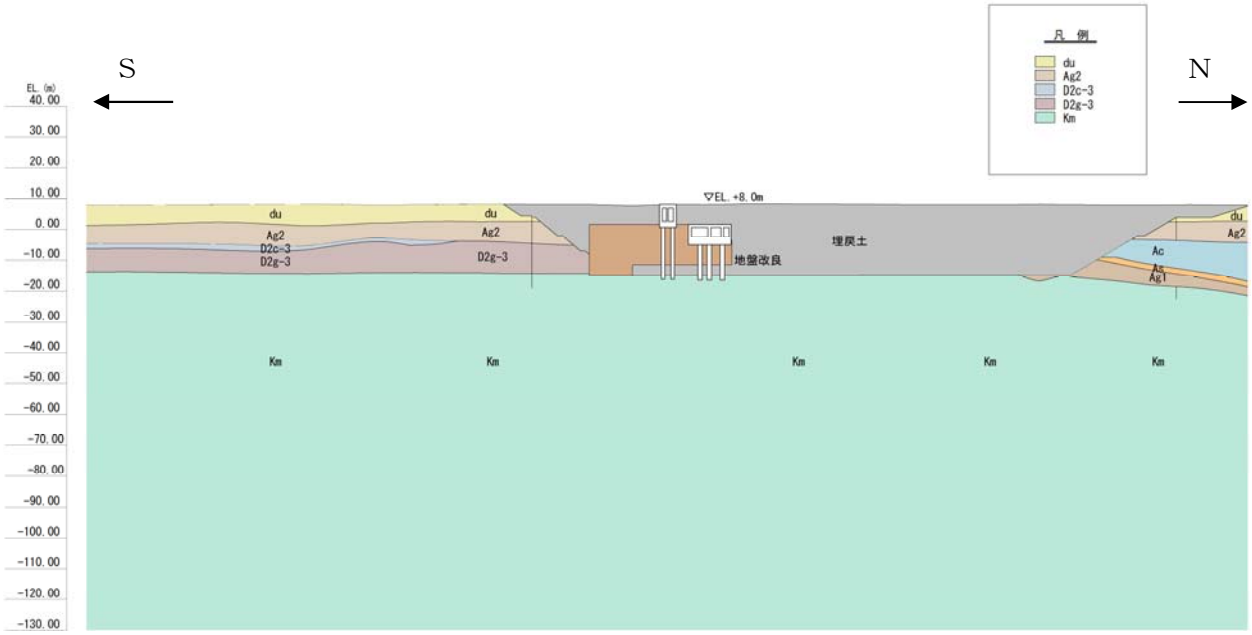


図 7.2－7　地質断面図（①－①断面）

図 7.2－8　カルバートの地震応答解析モデル

(2) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。ｃ，ϕは周辺地盤のｃ，ϕとする。（表7.2－6参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで,

τ_f　：せん断強度

ｃ　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表 7.2－6　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ(N/mm^2)	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	埋戻土層	0	37.3	－
	du 層	0	37.3	－
新第三系	Km 層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	ϕ＝23.2＋0.0990・ｚ	－
地盤改良体		0.5	0	－

ｚ：標高(m)

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表7.2－7のとおり設定する。図7.2－9にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 7.2－7　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s (kN/m^3)	圧縮剛性k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（横断方向①－①断面）

：ジョイント要素

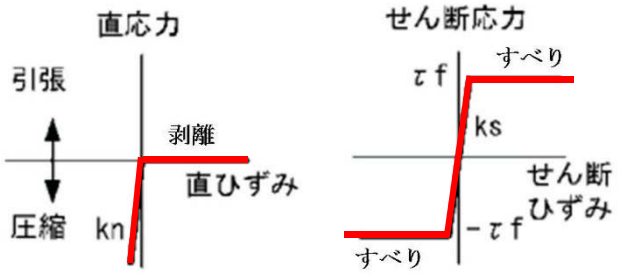


図 7.2－9　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

カルバート部材及び鋼管杭は線形はり要素を用いてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

7.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰をα＝0となる剛性比例型減衰とする。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数
h　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図7.2－10にRayleigh減衰の設定フローを，表7.2－8に固有値解析結果を示す。

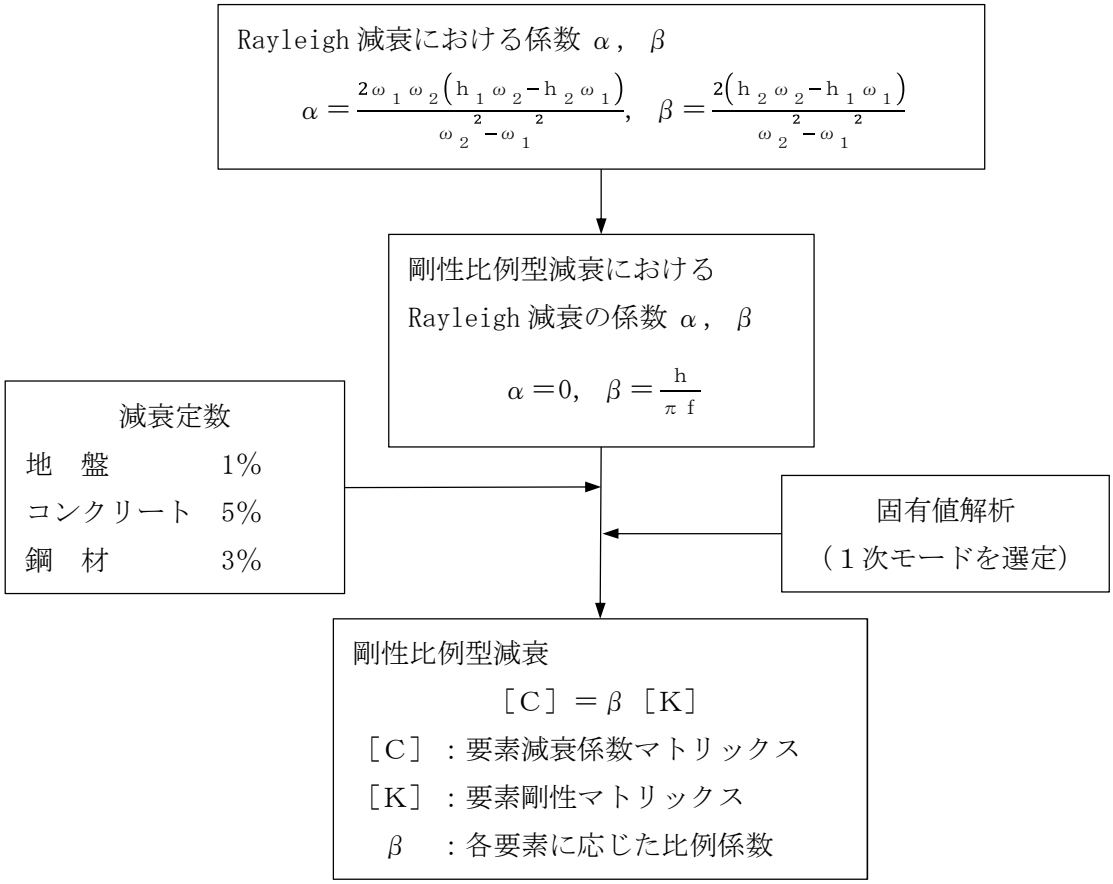


図 7.2－10　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 7.2－8　固有値解析結果（追而）
南北方向（①－①断面）

7.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお，カルバートは，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表7.2－9に示す。

地震時にカルバートに作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 7.2－9　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・恒常的に内水が存在しないことから，考慮しない
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		風荷重	－	・躯体が地中にあることから，風荷重を考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・恒常的に内水が存在しないことから，考慮しない

(1)　機器・配管荷重

図7.2－11に①－①断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き（1 m）あたりの付加質量として考慮する。

軽油カルバートについては，南北両内空の頂版に0.1 t/mの配管荷重を考慮する。また底版には0.2 t/mの軽油配管荷重を考慮する。

水電気カルバートについては，区画1の底版に0.6 t/mの水配管荷重を考慮する。また区画1の中壁には0.1 t/mの配管荷重を考慮する。

区画2の中壁には電気ケーブル荷重として0.8 t/mを考慮する。

区画3の側壁には配管荷重として0.1 t/mを考慮する。

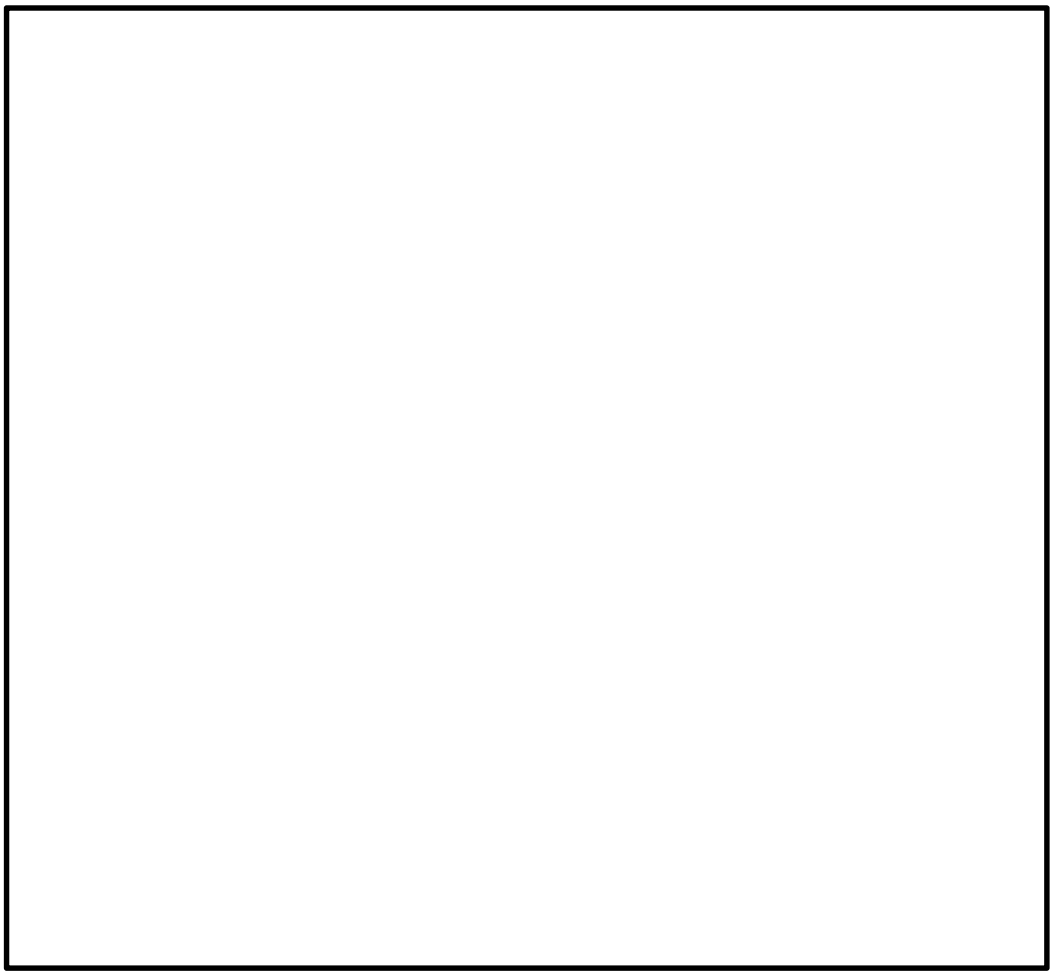


図 7.2－11　機器・配管荷重図（①－①断面）

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm^{3}を考慮する。

(3)　雪荷重

雪荷重については，「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cmあたりの荷重を20 N/m^2/cmとして，積雪量は30 cmとしていることから積雪荷重は600 N/m^{2}であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の0.35倍である0.21 kN/m^{2}を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

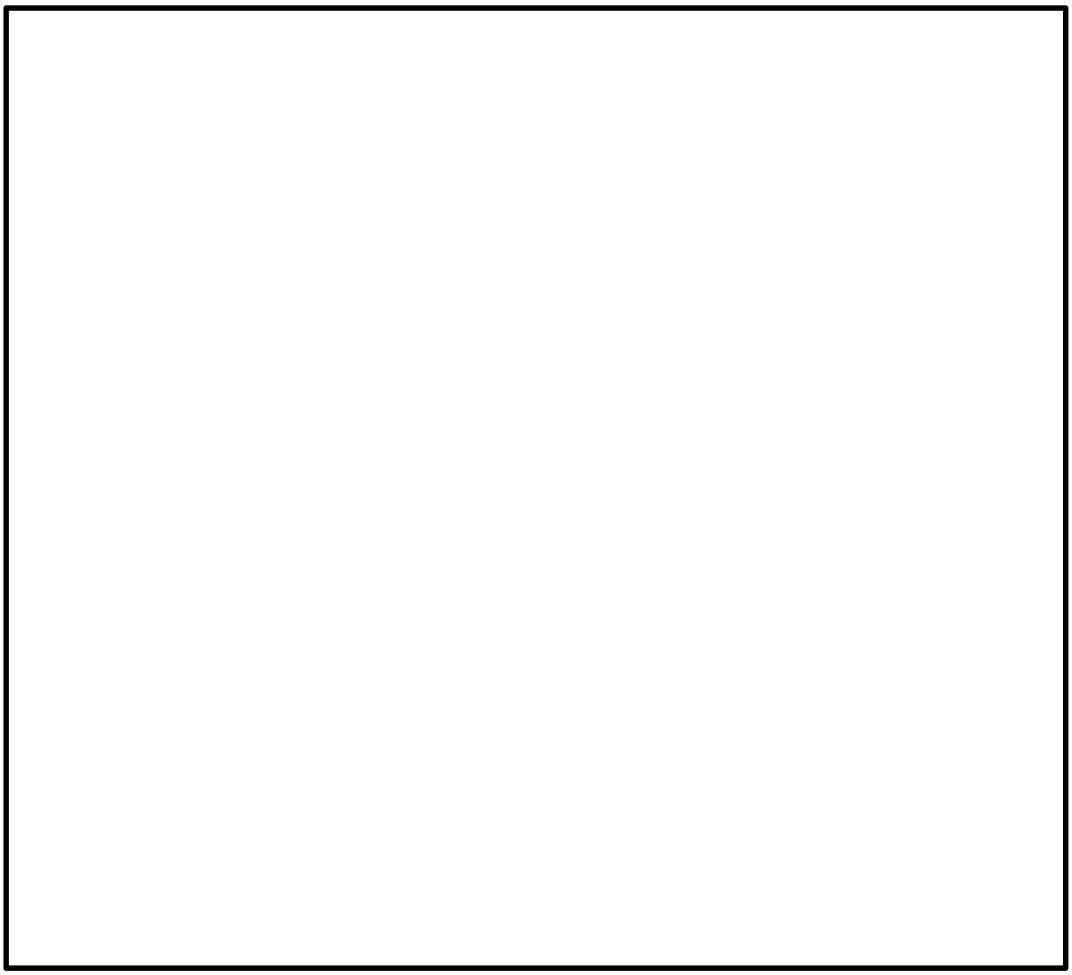


図 7.2－12　雪荷重図（①－①断面）

7.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

カルバートの耐震設計における検討ケースを表7.2－10に示す。

表 7.2－10　カルバートの耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表7.2－11に示す。

表 7.2－11　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S_s－D1	(＋＋)	1 ⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(＋－)		1	
		(－＋)		1	
		(－－)		1	
	S_s－11	(＋＋)		1	
	S_s－12	(＋＋)		1	
	S_s－13	(＋＋)		1	
	S_s－14	(＋＋)		1	
	S_s－21	(＋＋)		1	
	S_s－22	(＋＋)		1	
	S_s－31	(＋＋)		1	
		(－＋)		1	
計			1	12	1

7.3　評価内容

7.3.1　杭と底版の結合部の評価方法

カルバート底版と鋼管杭の結合部（以下，「杭頭結合部」という。）の評価は，「道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）及び「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，平成4年10月）に適用し，杭頭でのモーメント，水平力，押込み力及び引抜き力に対し抵抗できるよう設計を行う。

杭頭結合部の結合方法は，上記指針に示される方法Ｂ（フーチング内への杭の埋め込み長さは最小限度に留め，主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに対抗する方法）を採用し，その評価方法を表7.3－1に示す。

表 7.3－1　杭頭結合部の評価方法

結合方法		方法Ｂ
鉛直力	押込み力	杭頭部のフーチングコンクリートの支圧及び押抜きせん断抵抗
	引抜き力	補強鉄筋の引張抵抗 補強鉄筋とフーチングコンクリートの付着抵抗
水平力		杭前面のフーチングコンクリートの支圧抵抗
モーメント		補強鉄筋を含む仮想鉄筋コンクリート柱の曲げ抵抗

7.3.2　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図7.3－1に入力地震動算定の概念図を，図7.3－2に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的にはNS方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

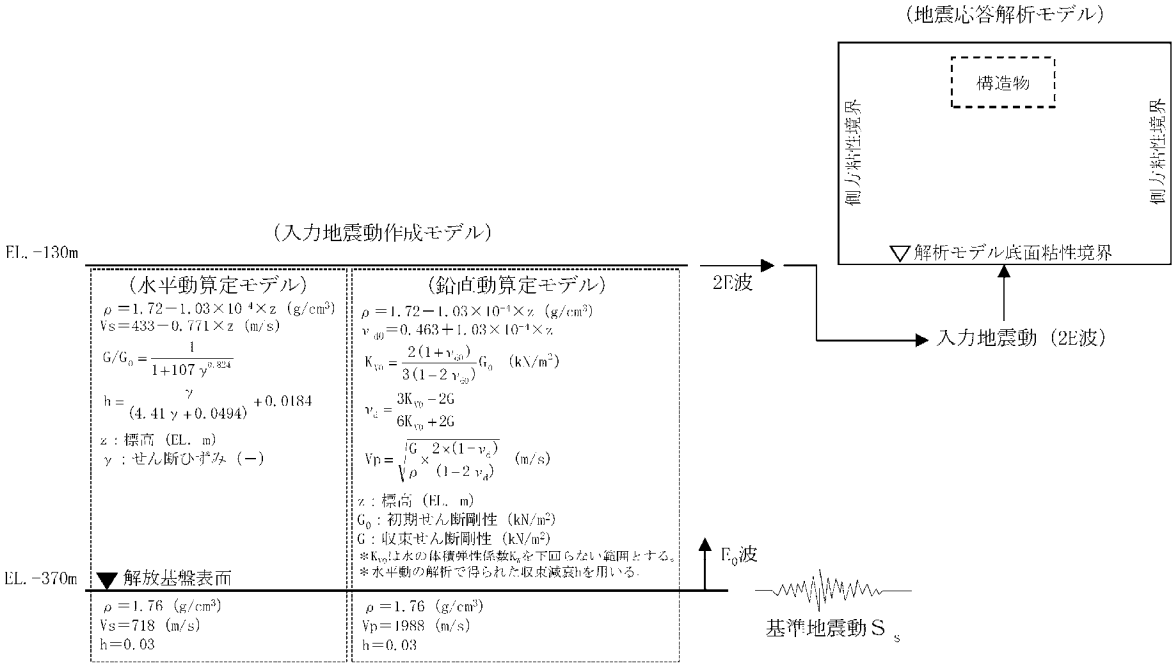
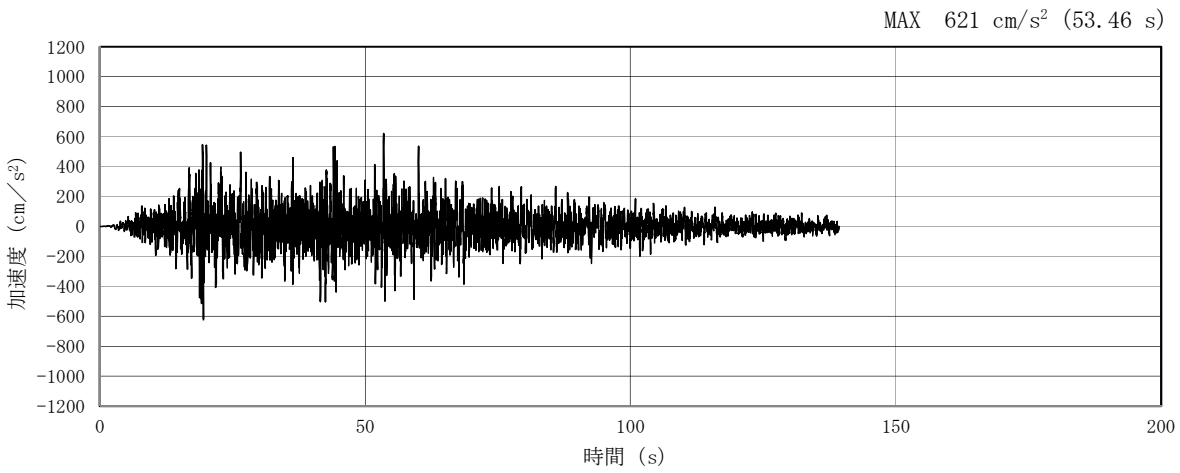
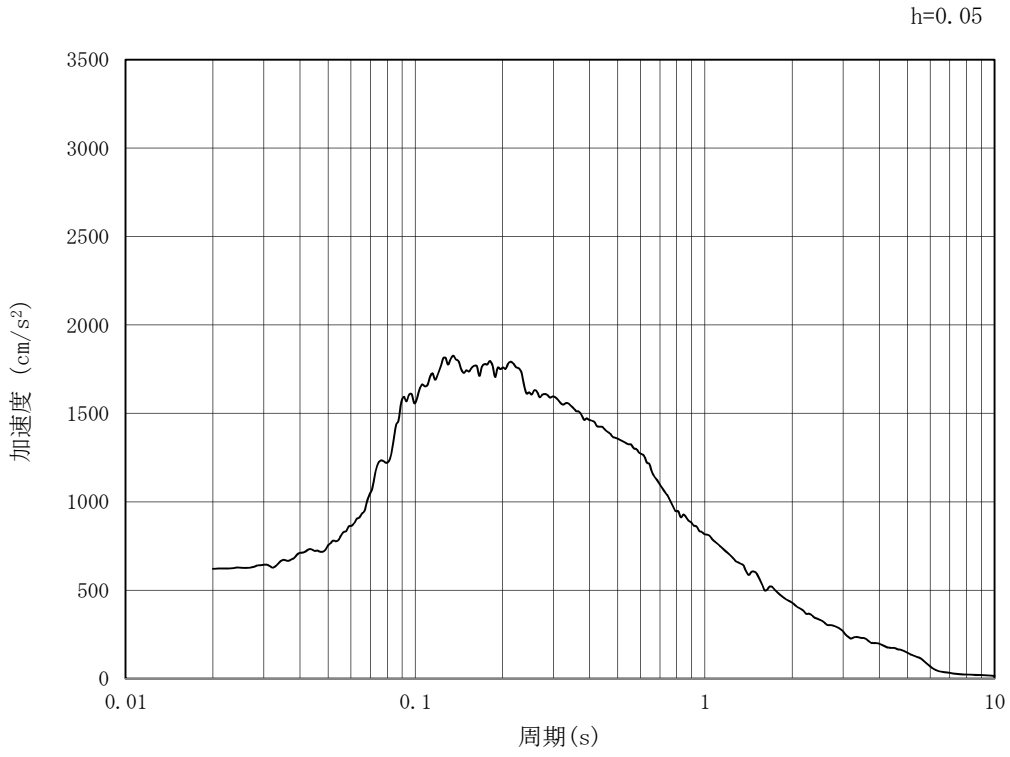


図 7.3－1　入力地震動算定の概念図

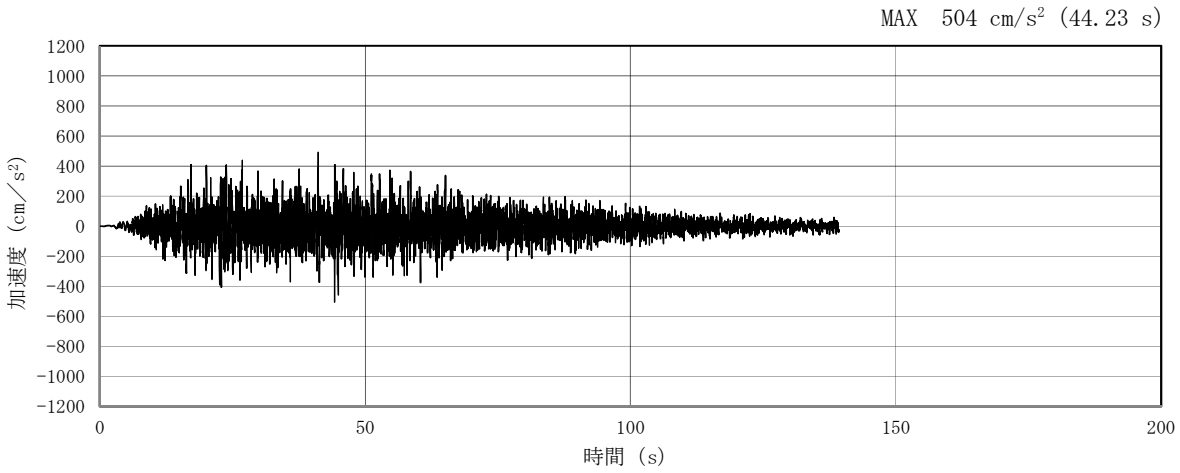


(a) 加速度時刻歴波形

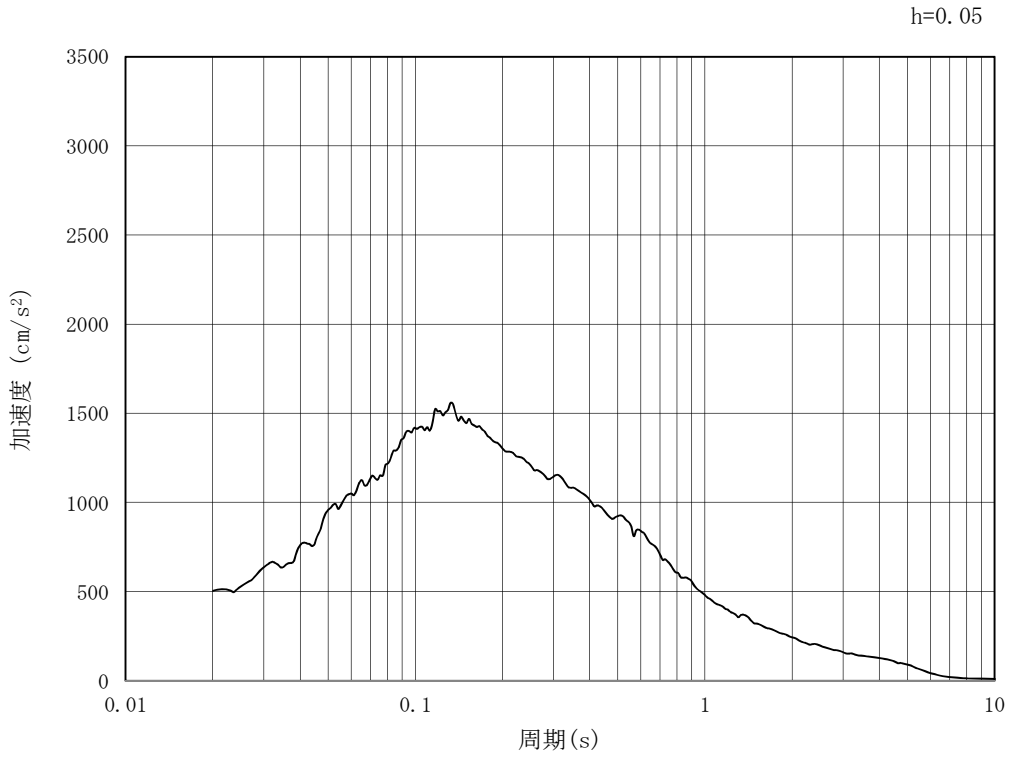


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (1)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

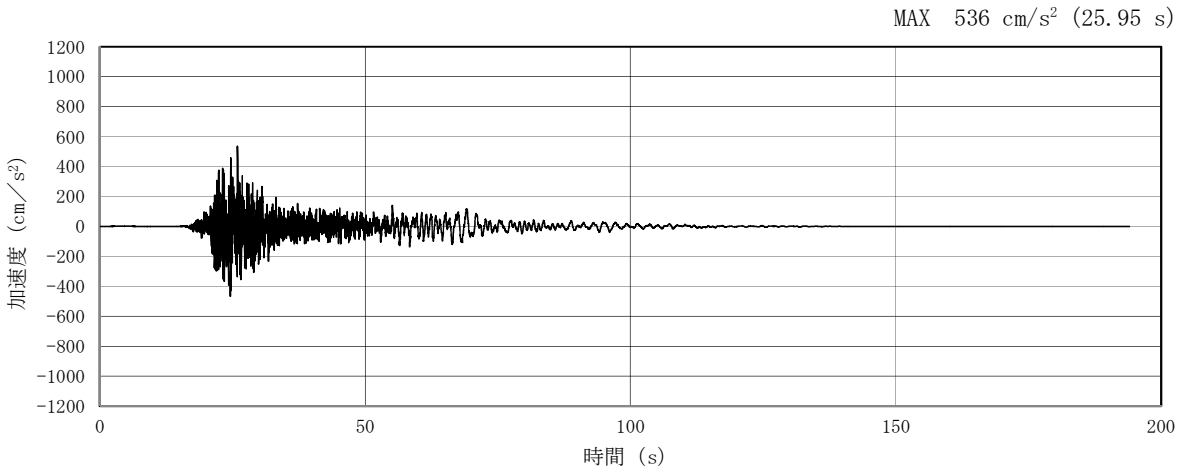


(a) 加速度時刻歴波形

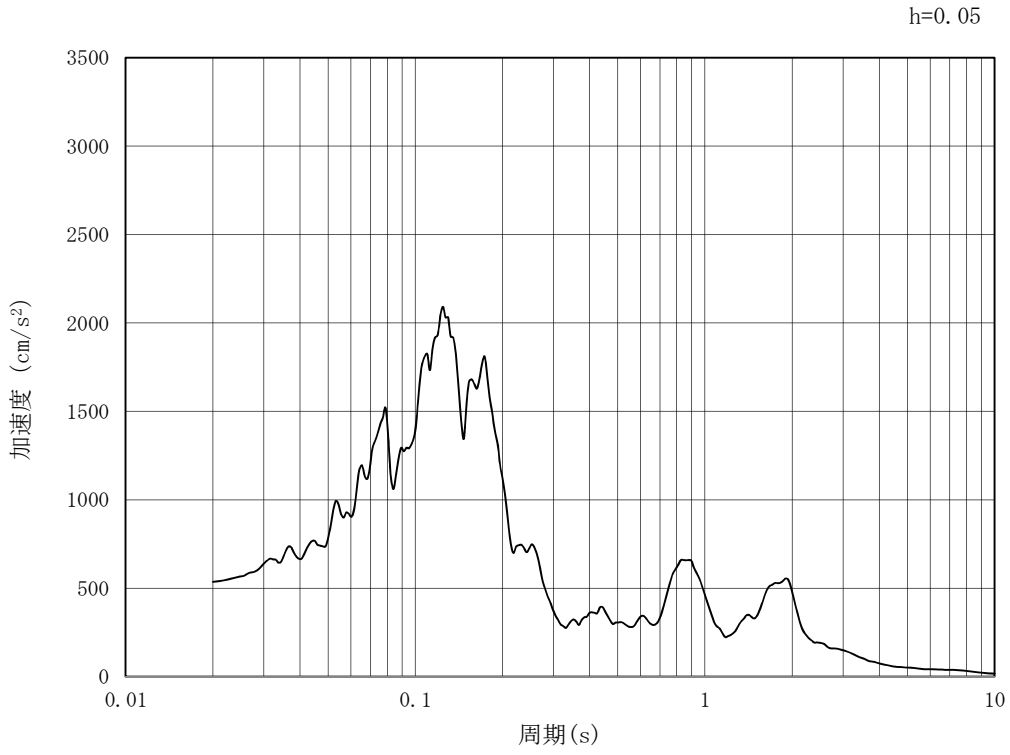


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (2)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

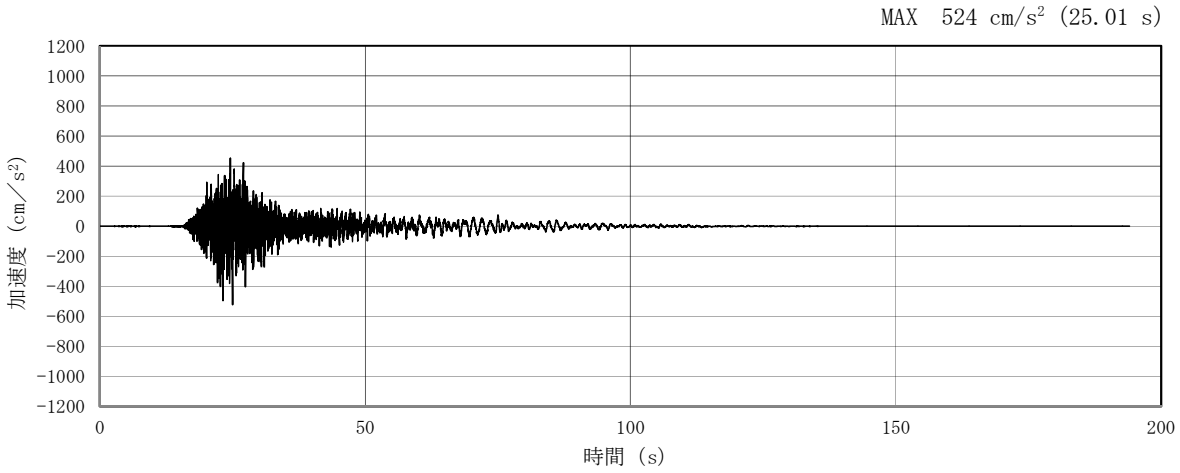


（a）加速度時刻歴波形

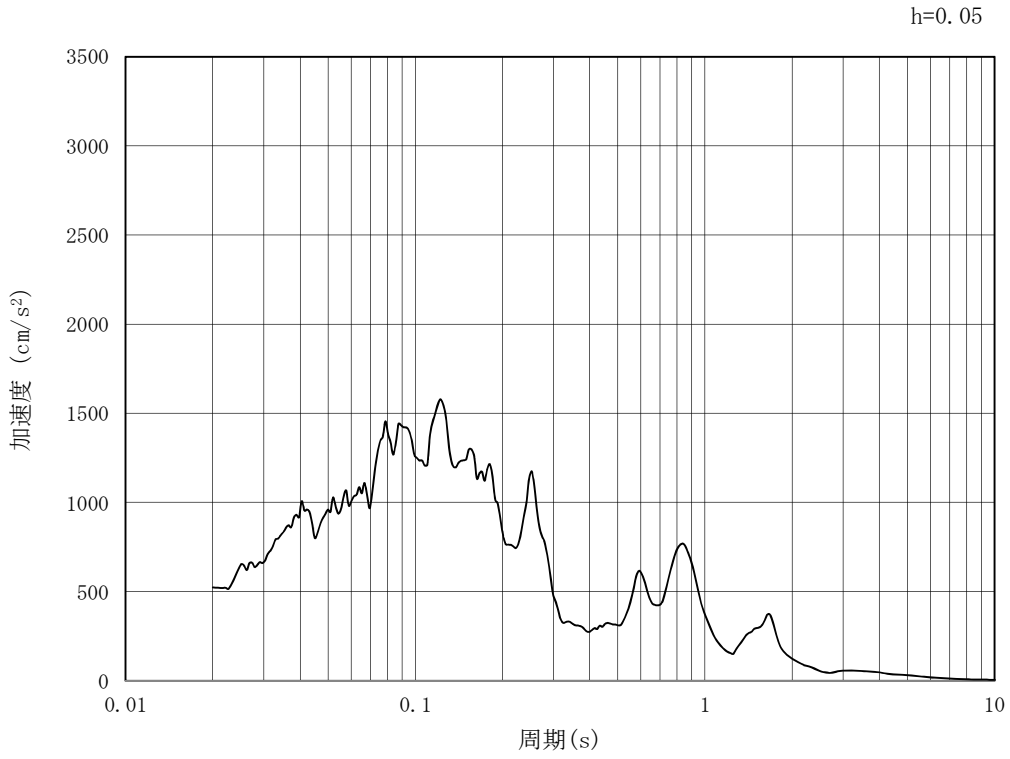


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（3）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

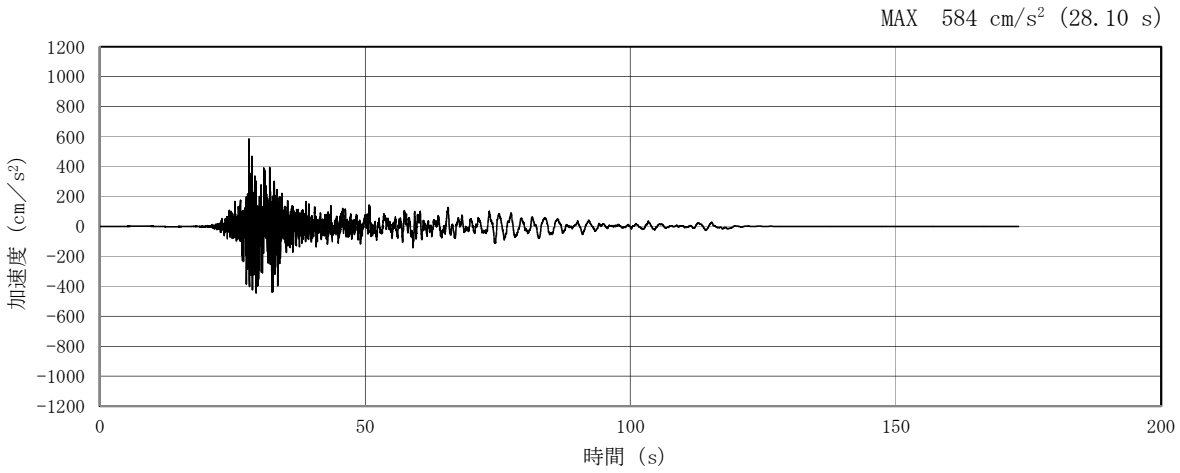


(a) 加速度時刻歴波形

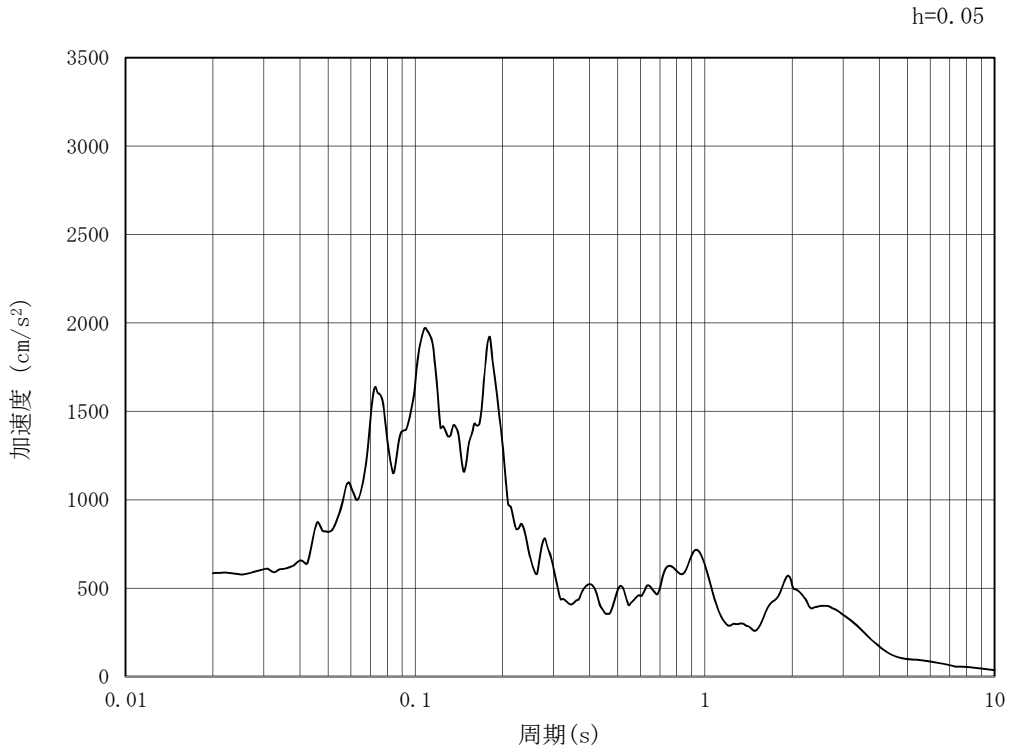


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (4)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

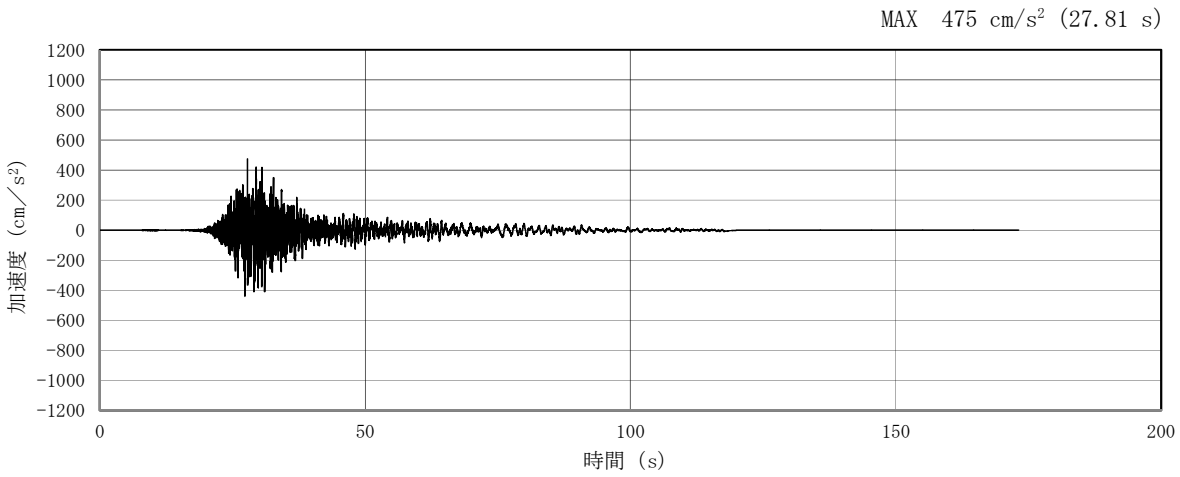


（a）加速度時刻歴波形

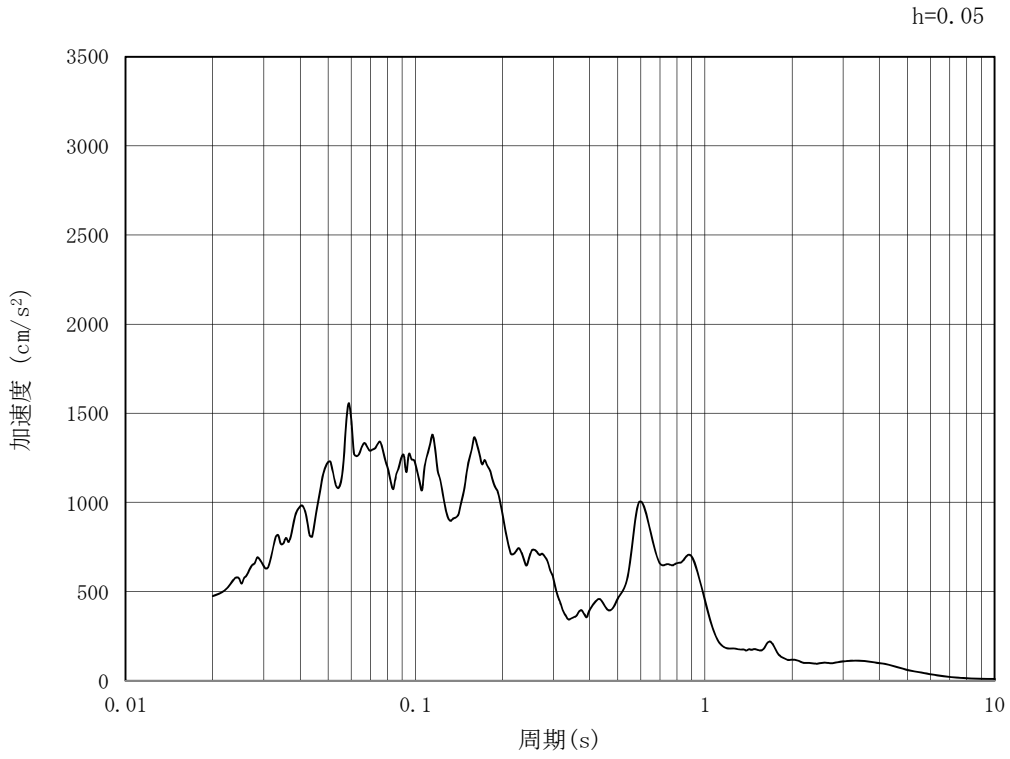


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（5）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

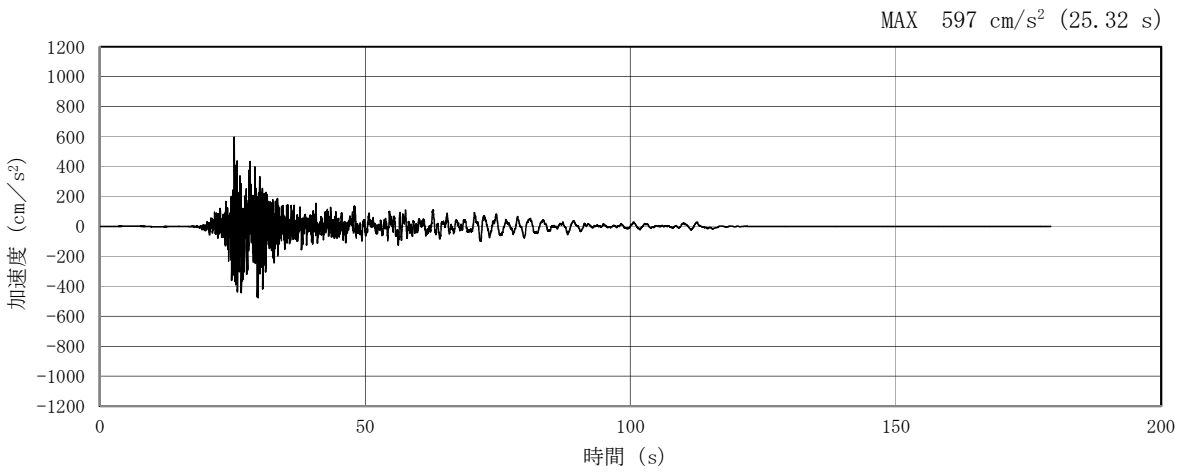


(a) 加速度時刻歴波形

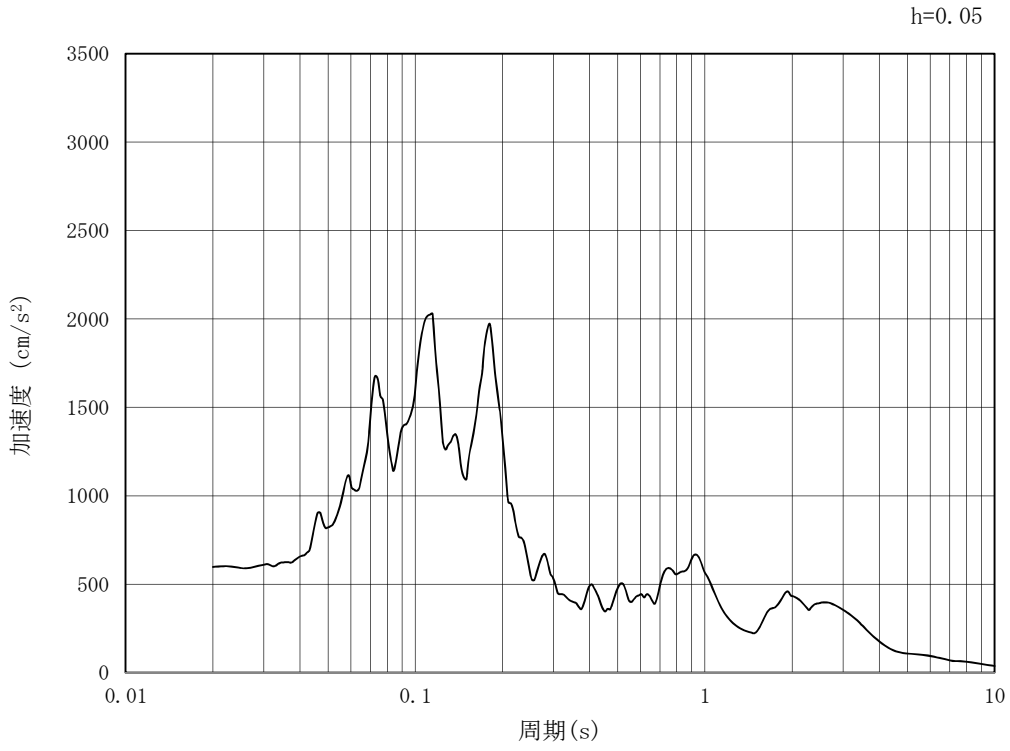


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (6)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

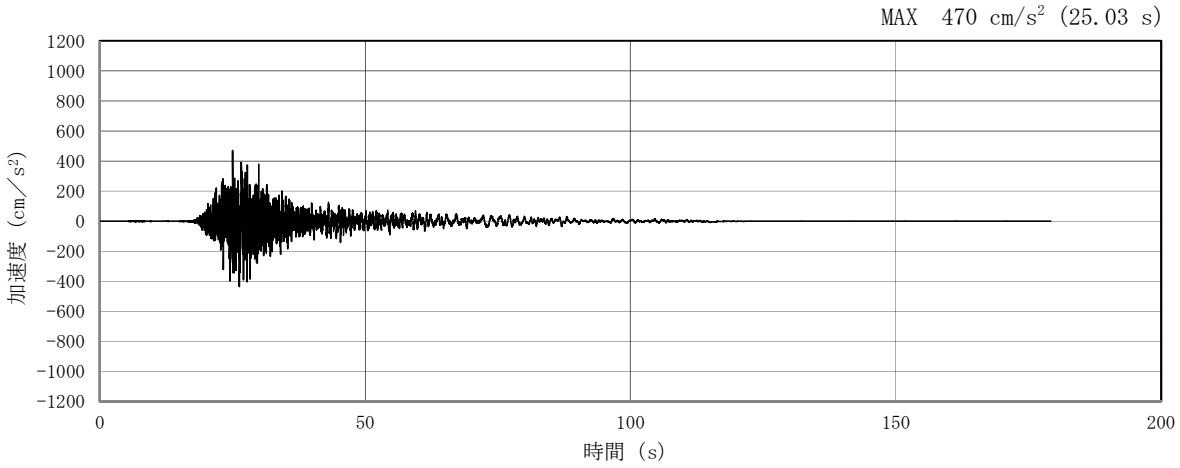


（a）加速度時刻歴波形

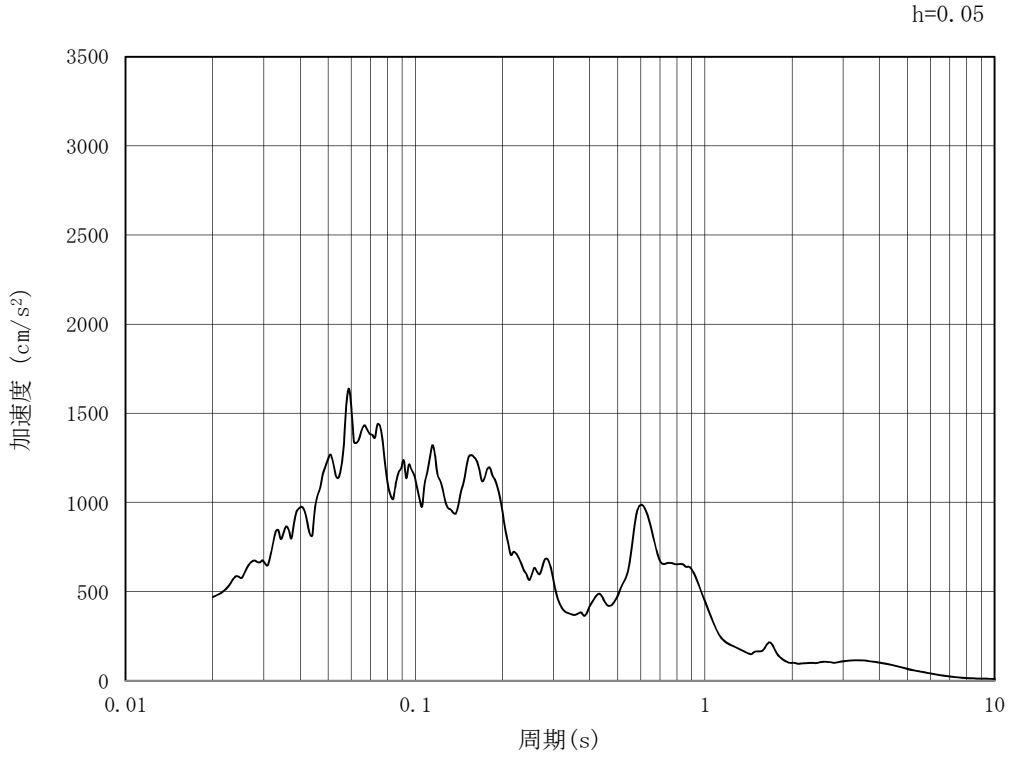


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（7）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

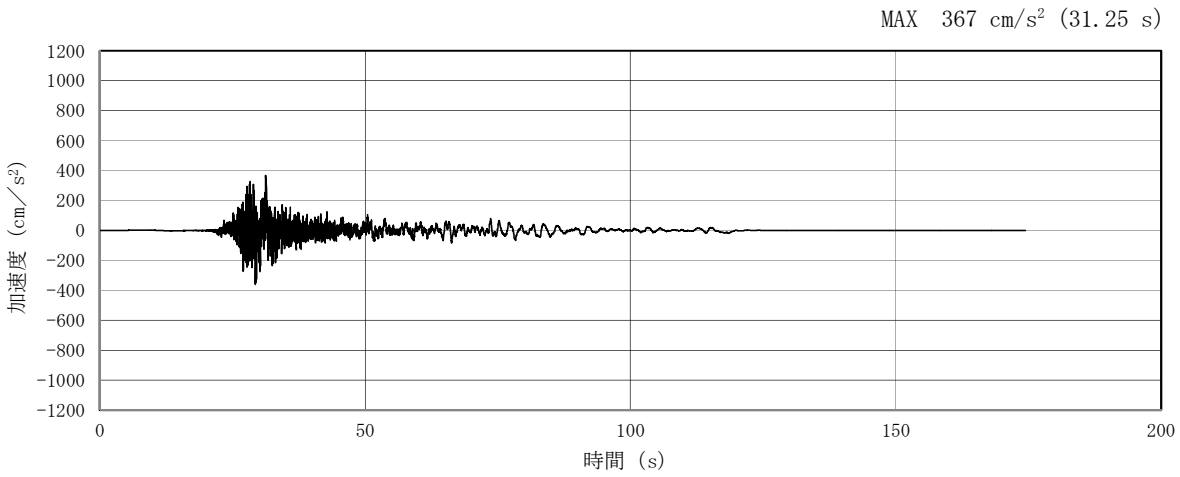


（a）加速度時刻歴波形

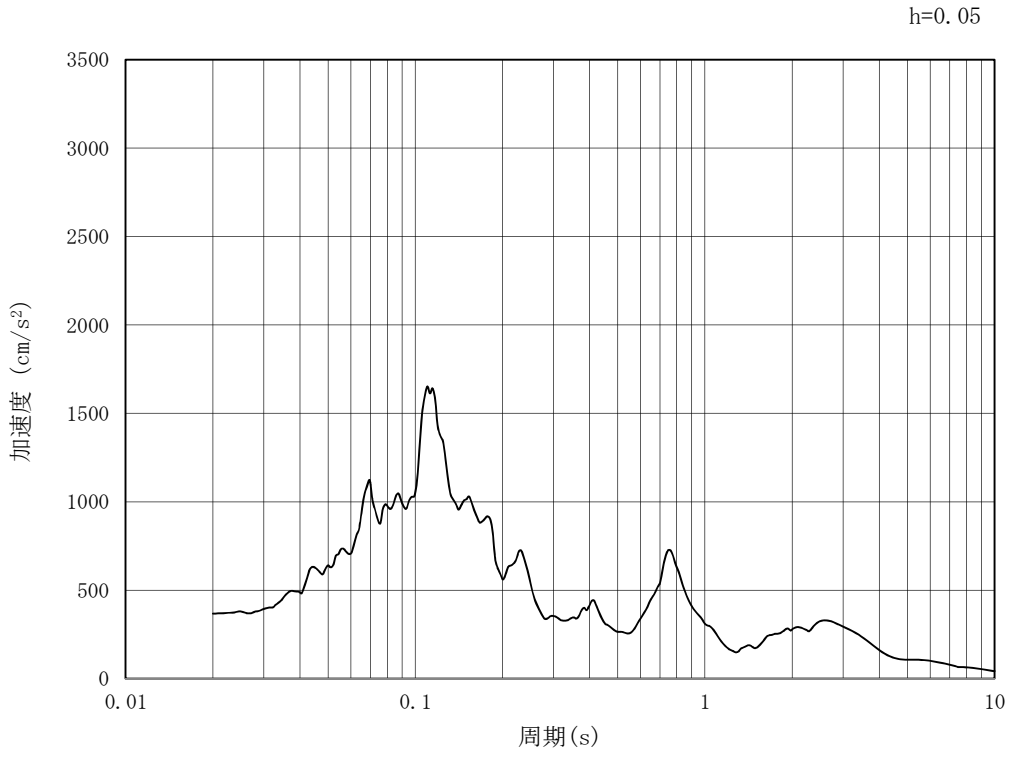


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（8）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

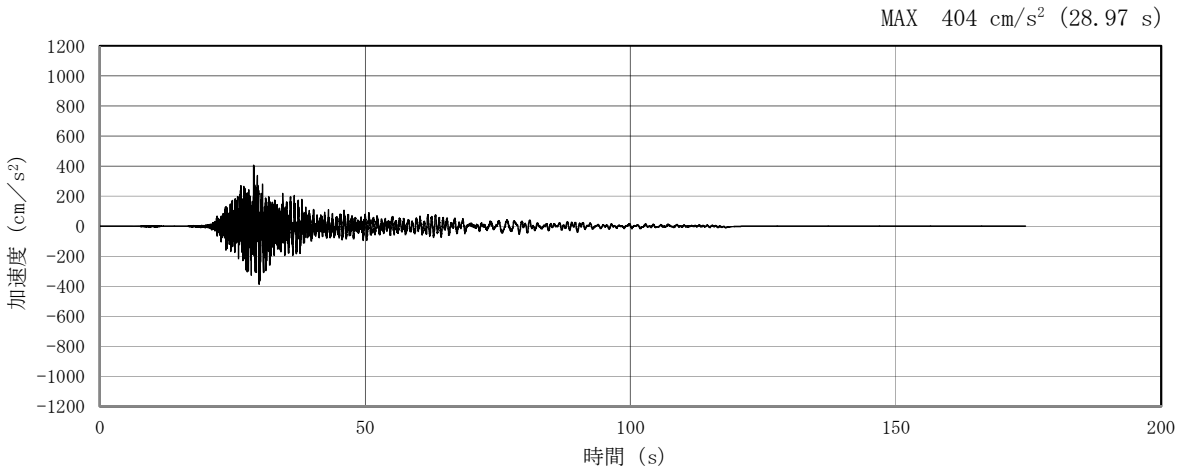


（a）加速度時刻歴波形

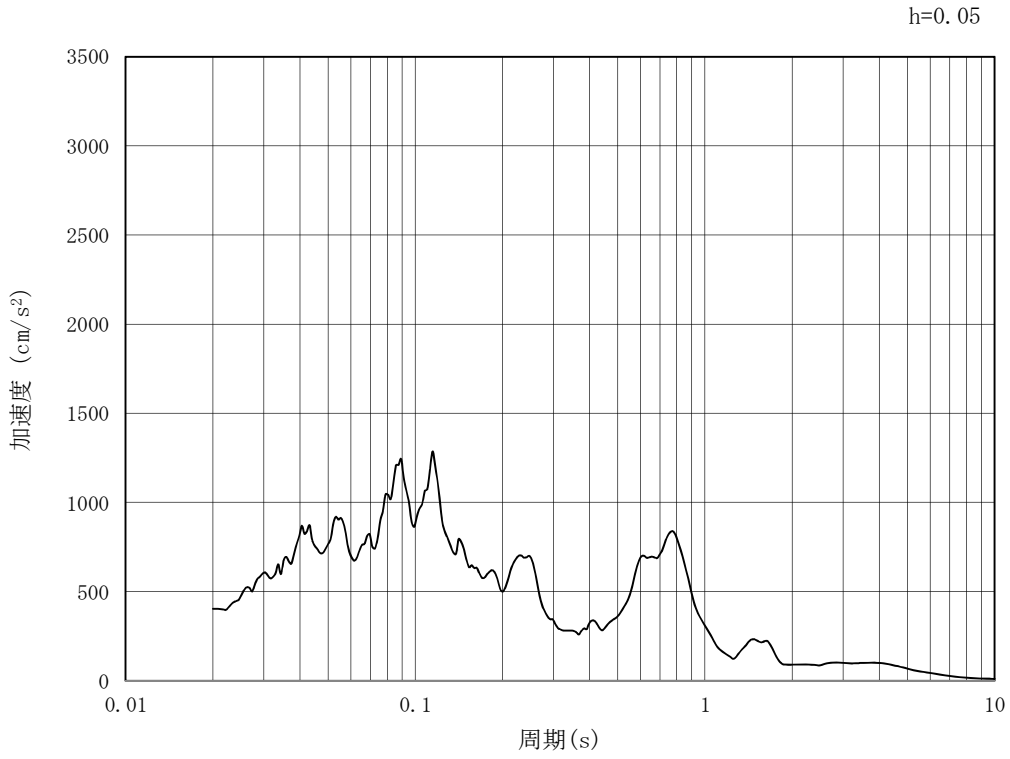


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（9）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

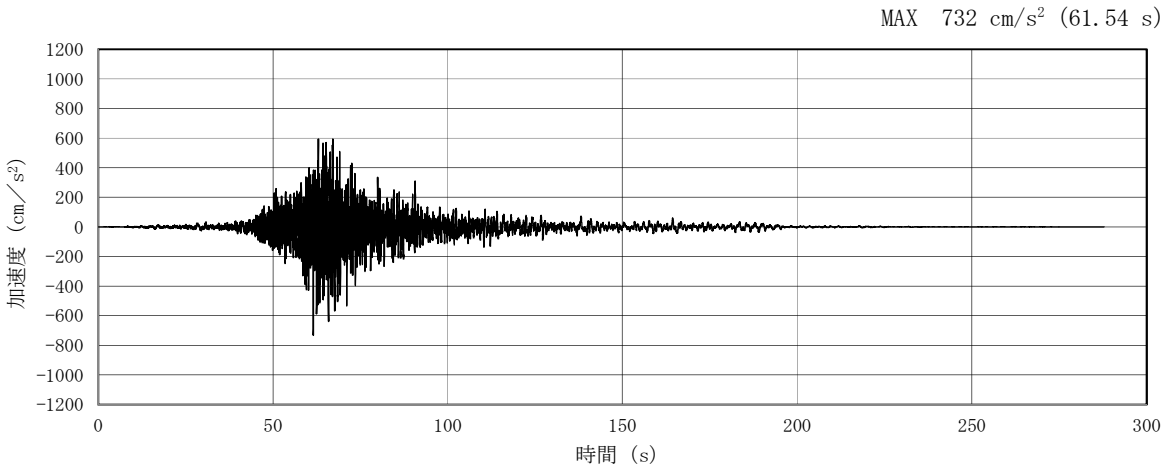


(a) 加速度時刻歴波形

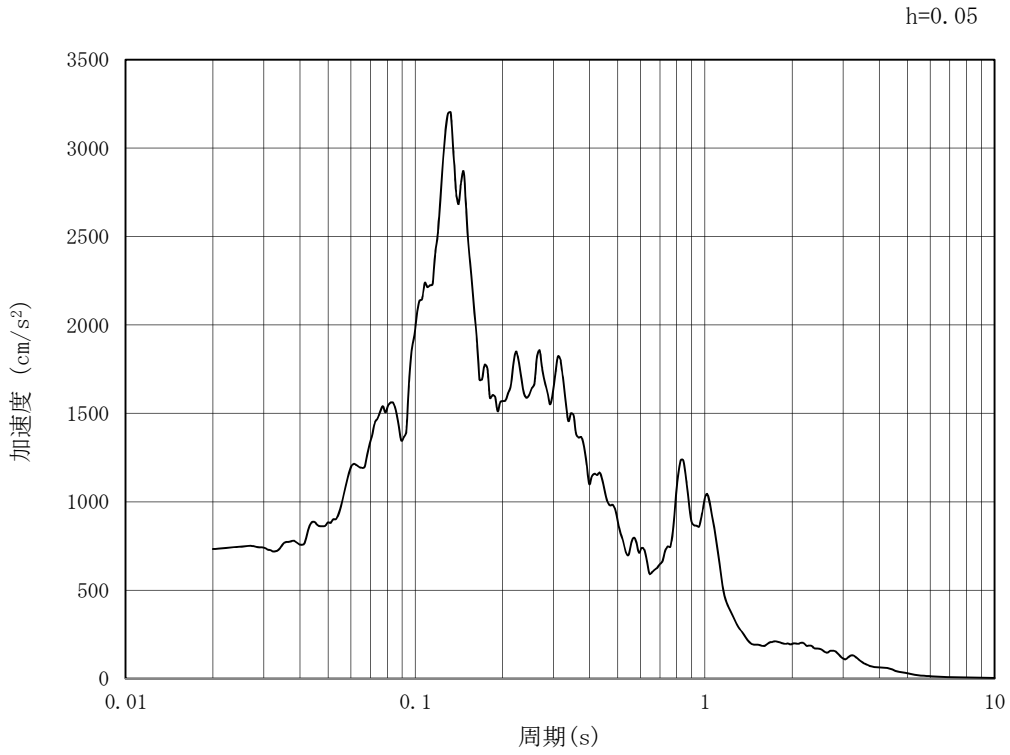


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (10)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

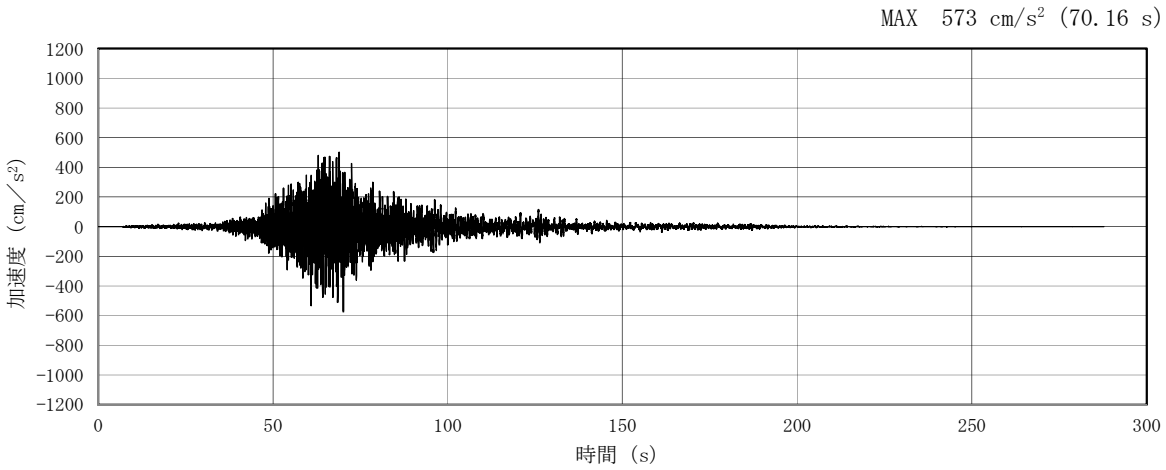


（a）加速度時刻歴波形

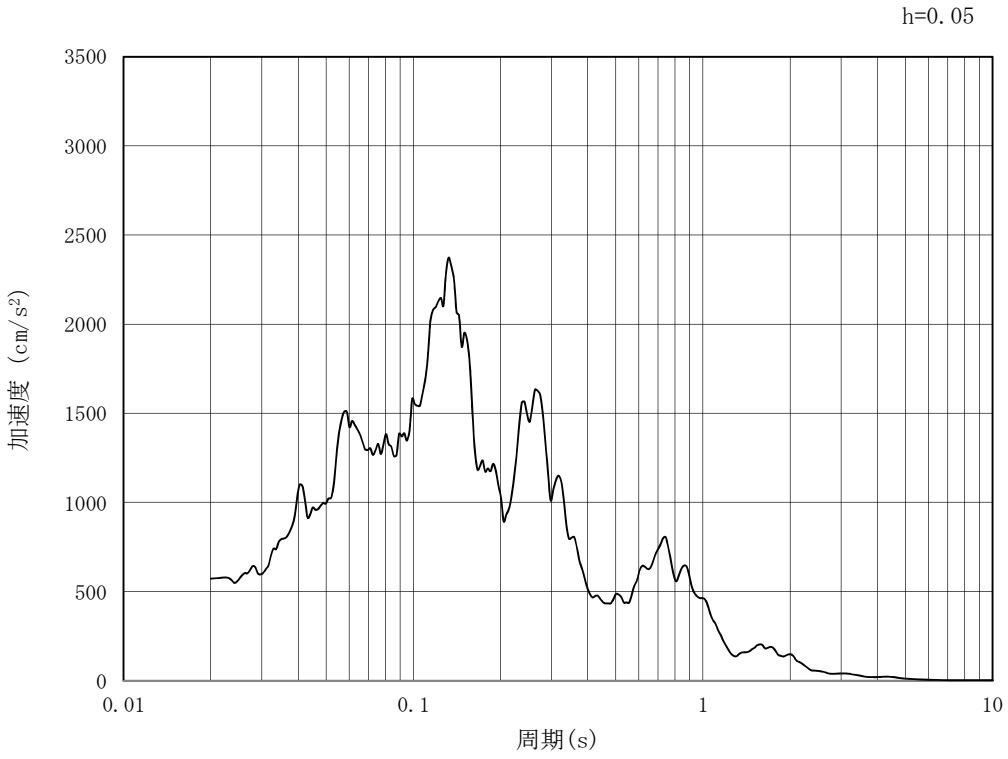


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（11）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

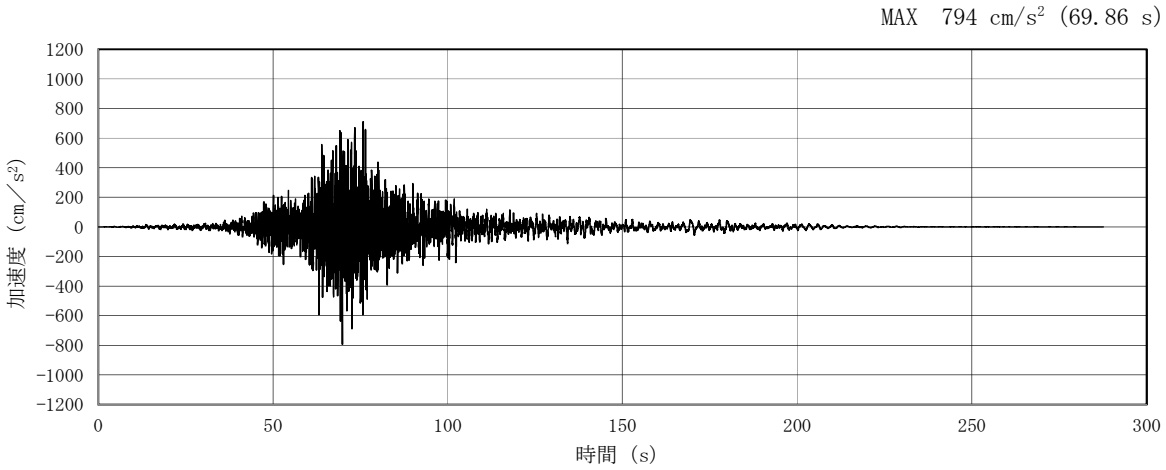


(a) 加速度時刻歴波形

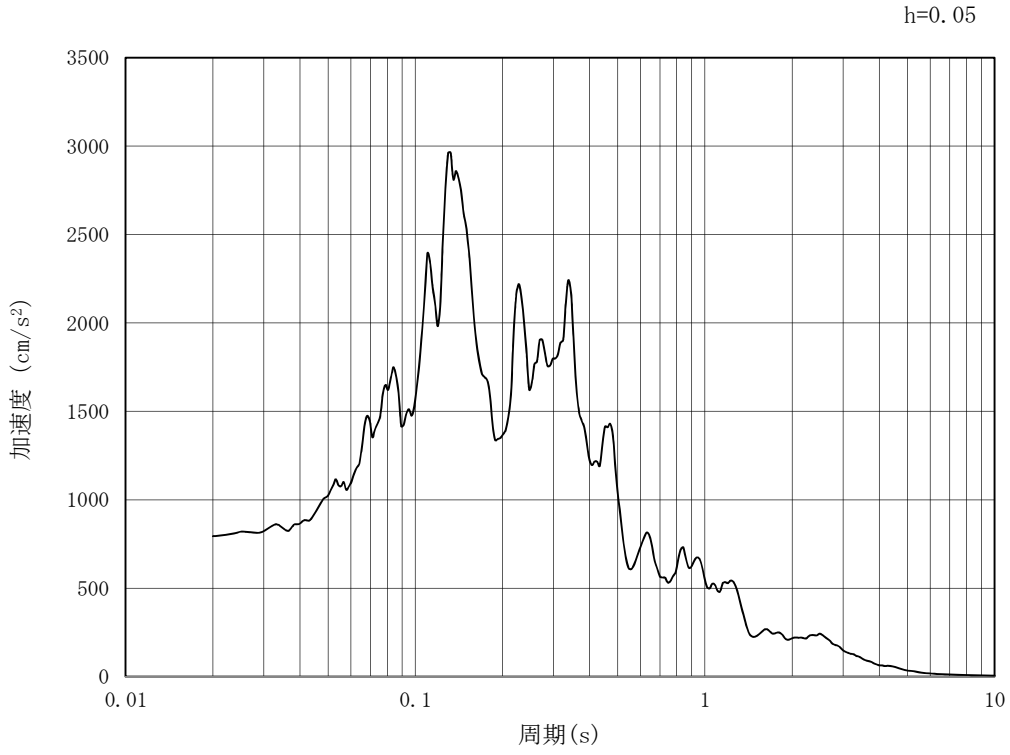


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (12)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

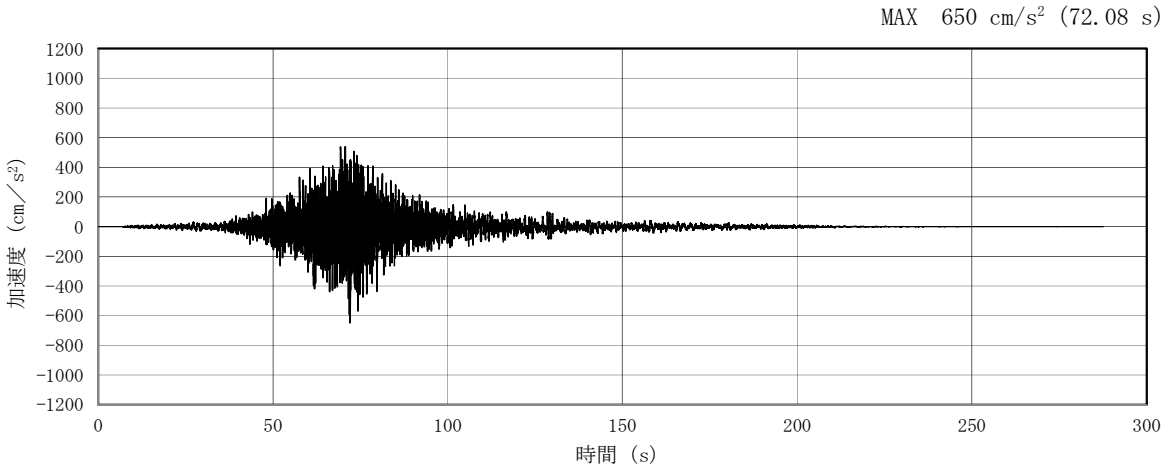


(a) 加速度時刻歴波形

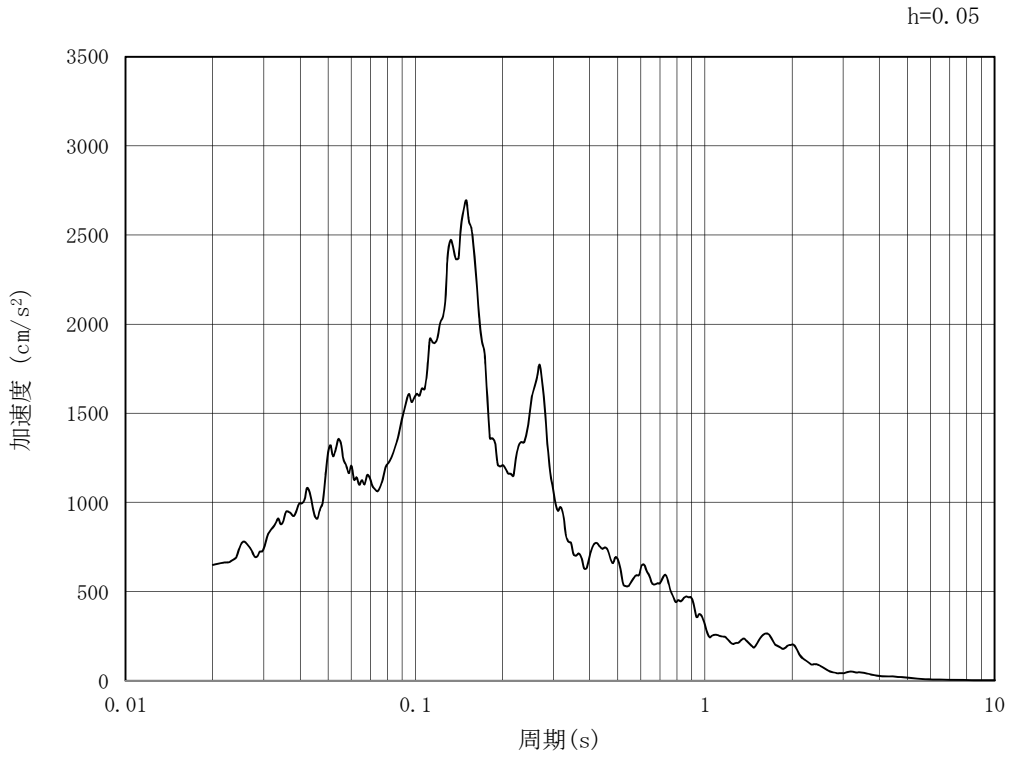


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (13)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

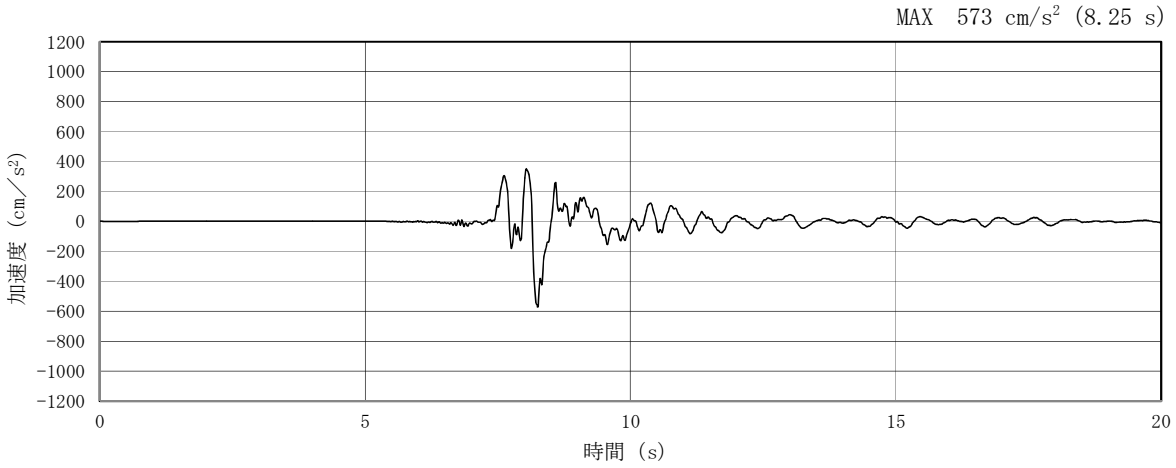


(a) 加速度時刻歴波形

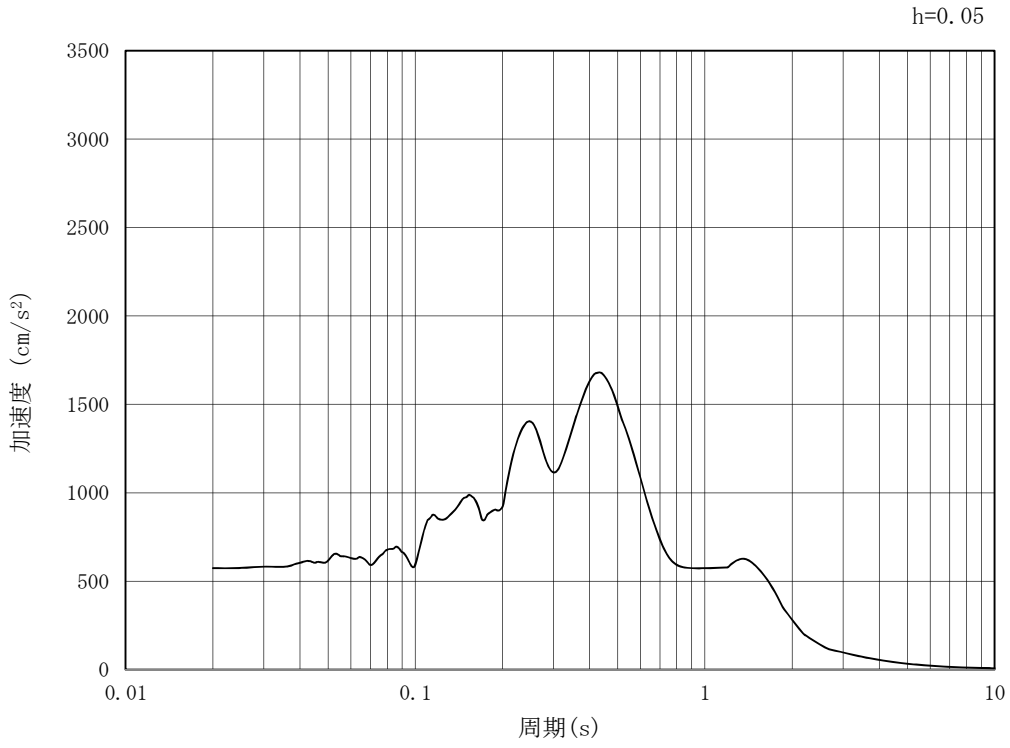


(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (14)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

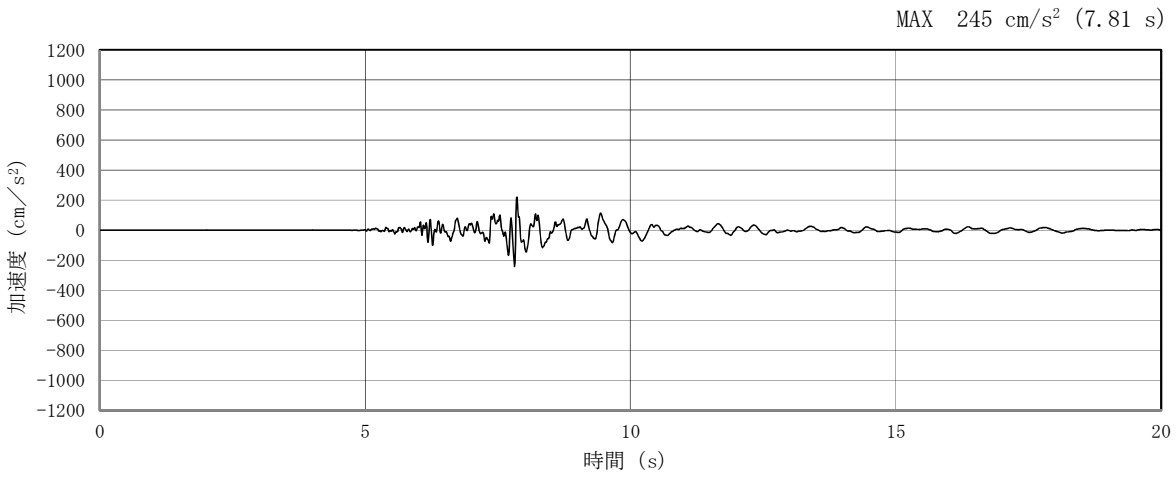


（a）加速度時刻歴波形

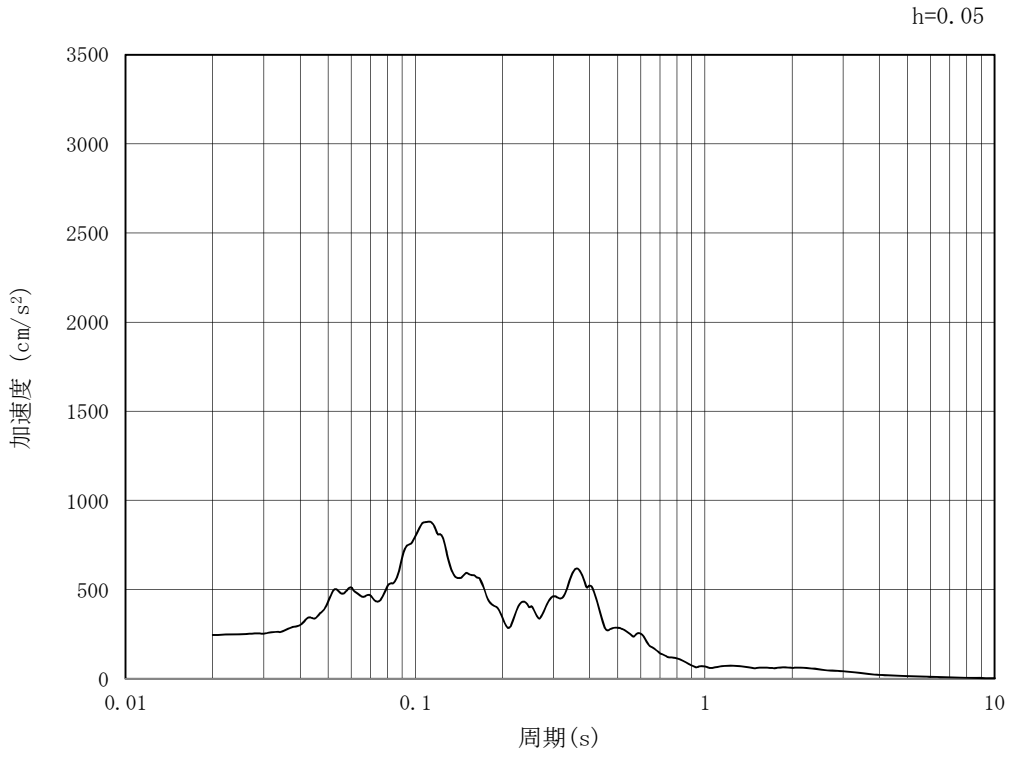


（b）加速度応答スペクトル

図 7.3－2（15）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 7.3－2 (16)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

7.3.3　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

カルバートの構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会　2002年制定）」及び「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24年3月）」に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表7.3－2のとおり設定する。

表 7.3－2　許容応力度（追而）

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'$_{ck}$=40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）	435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）	300
鉄筋(SD345)*1	許容引張応力度 σ_{sa}	294
鋼管杭	許容引張・圧縮応力度	
	許容せん断応力度	

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力

（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　　：1／1.15

d　　：有効高さ

A_w　　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　　：鉄筋の許容引張応力度

s　　：斜め引張鉄筋間隔

表 7.3－3　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

・極限支持力算定式（杭基礎［中堀り工法］）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここで，

R_u　：地盤から定まる杭の極限支持力（kN）

q_d　：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

A　：杭先端面積（m^2）

U　：杭の周長（m）。ただし，鋼管ソイルセメント杭の場合においてはソイルセメント柱の周長とする。

L_i　：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i　：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

カルバートにおける許容限界を表7.3－4に示す。

表 7.3－4　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

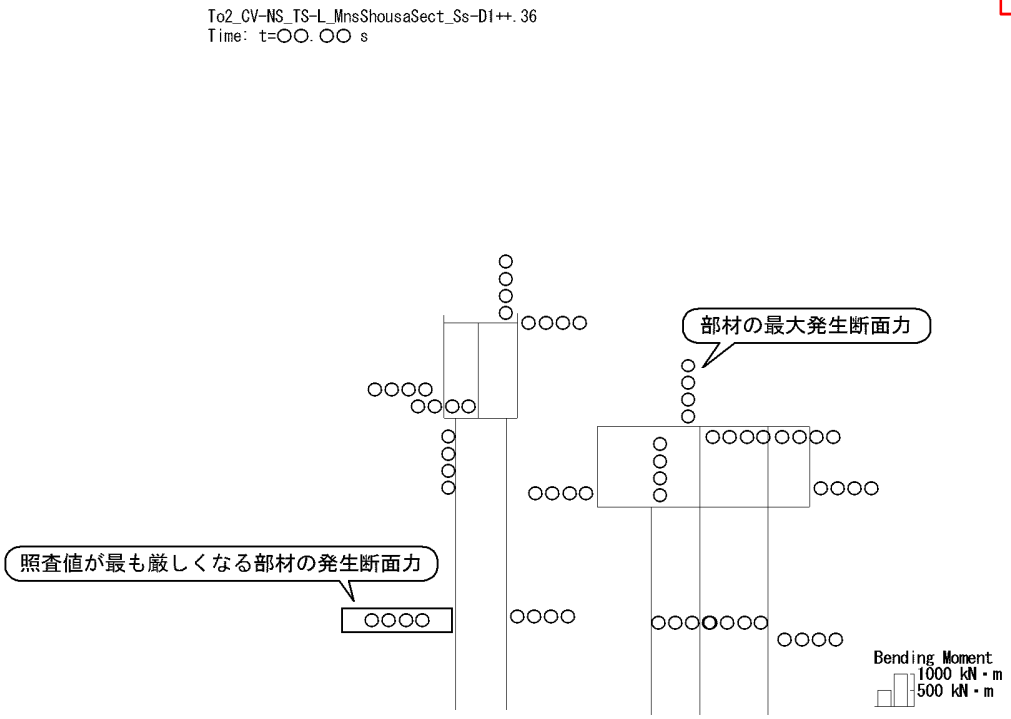
7.4　評価結果

7.4.1　地震応答解析結果

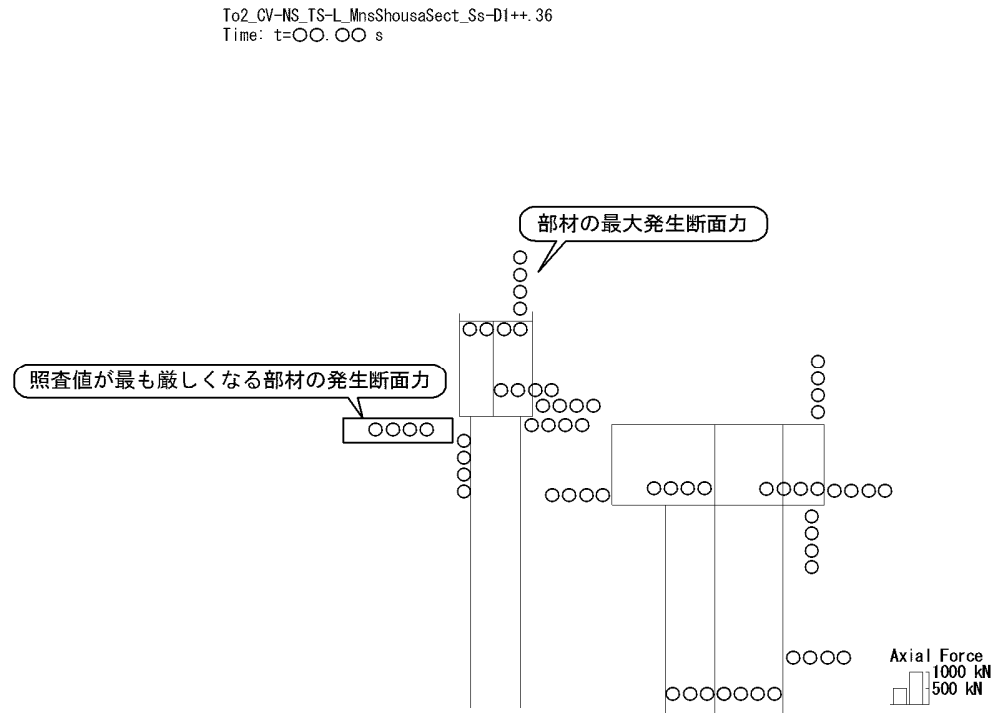
カルバートの南北方向（①－①断面）の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図7.4－1に示す。本図は構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻においての断面力を示したものである。

また，カルバートの南北方向（①－①断面）において，最大せん断ひずみ分布図を図7.4－2に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図7.4－3に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而



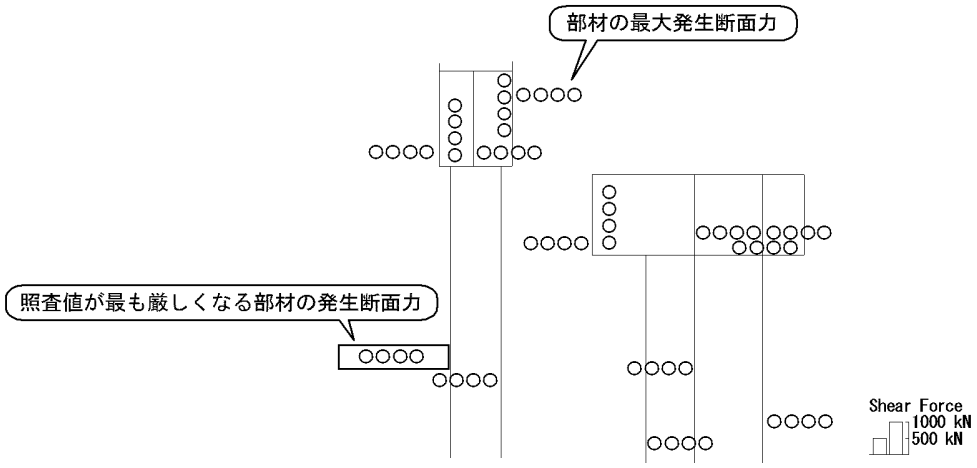
曲げモーメント（kN・m）



（＋：圧縮，－：引張）

軸力（kN）

追而



せん断力（kN）

□照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 7.4－1（1）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（2）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（3）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（4）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（5）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（6）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（7）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（8）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（9）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（10）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，ｔ＝○○.○○s）

追而

図 7.4－1（11）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

図 7.4－1（12）　南北方向①－①断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕，ｔ＝○○.○○s）

追而

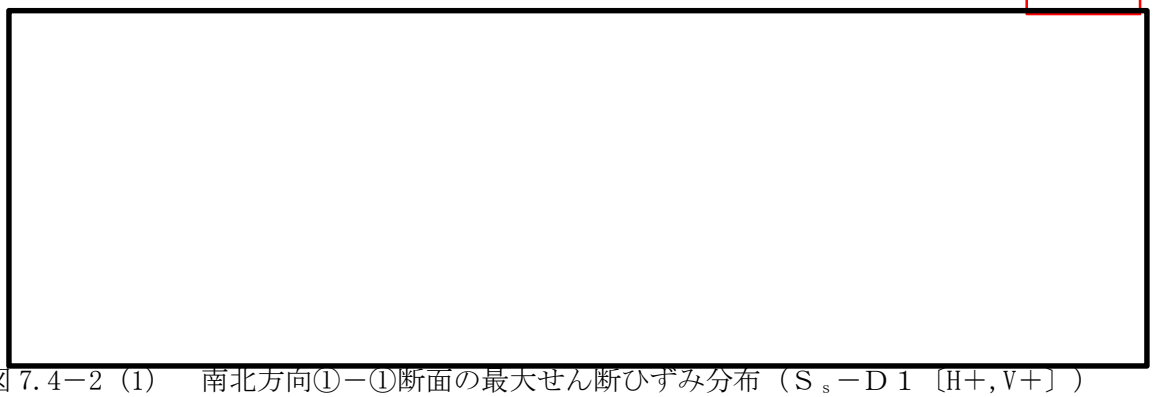


図 7.4－2（1）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 7.4－2（2）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 7.4－2（3）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 7.4－2（4）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 7.4－2（5）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 7.4－2（6）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 7.4－2（7）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 7.4－2（8）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 7.4－2（9）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 7.4－2（10）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 7.4－2（11）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔H＋,V＋〕）

図 7.4－2（12）　南北方向①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔H－,V＋〕）

追而

図 7.4－3 図 (1)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H＋,V＋〕）

図 7.4－3 (2)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H＋,V－〕）

図 7.4－3 (3)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H－,V＋〕）

図 7.4－3 (4)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－Ｄ１〔H－,V－〕）

図 7.4－3 (5)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１１）

図 7.4－3 (6)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１２）

図 7.4－3 (7)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１３）

図 7.4－3 (8)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－１４）

図 7.4－3 (9)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－２１）

図 7.4－3 (10)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－２２）

図 7.4－3 (11)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－３１〔H＋,V＋〕）

図 7.4－3 (12)　南北方向①－①断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ ｓ－３１〔H－,V＋〕）

7.4.2　カルバートの耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表7.4－1及び表7.4－2に曲げに対する照査結果を示す。

許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，カルバートの構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

追而

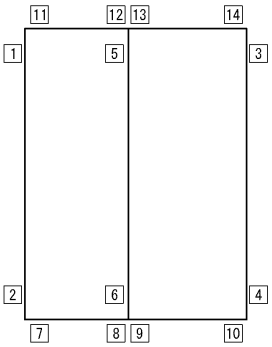
表 7.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果

基準地震動	位相	評価位置			圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H＋，V＋	軽油カルバート	底版	7			
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
S_s－D１	H－，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

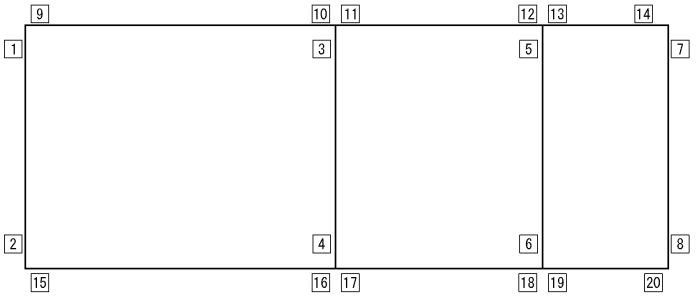
表示例
（下図における番号）

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



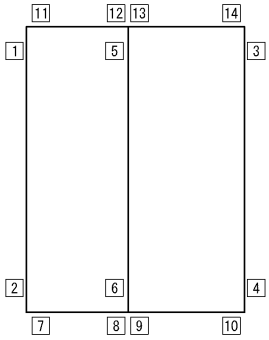
追而

表 7.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果

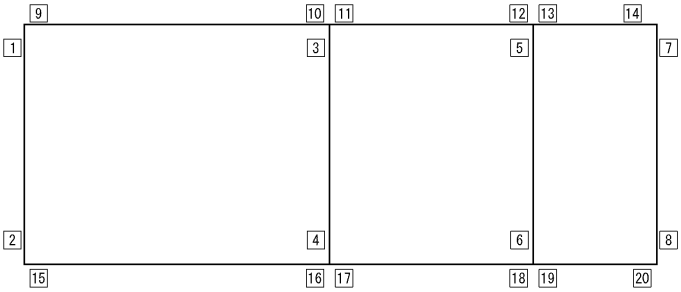
基準地震動	位相	評価位置			圧縮 応力度 (N/mm2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



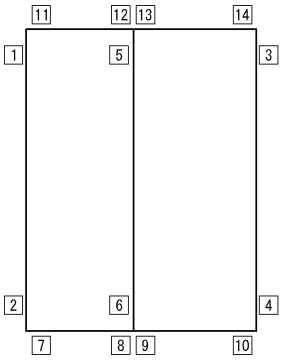
追而

表 7.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果

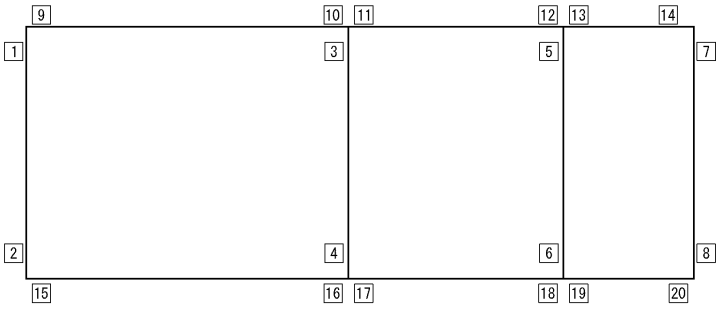
基準地震動	位相	評価位置			圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１１	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－１２	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



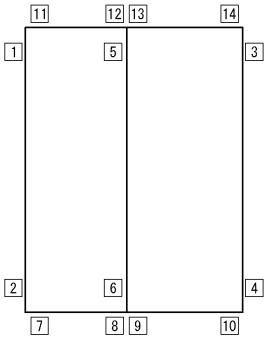
追而

表 7.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果

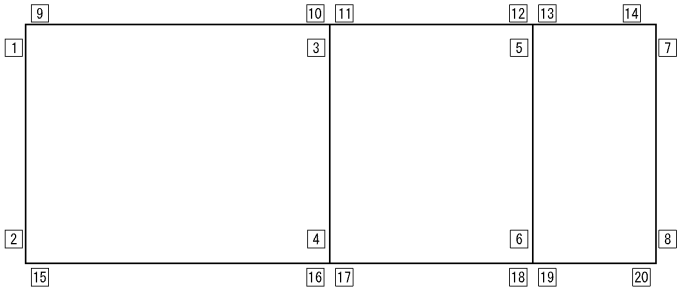
基準地震動	位相	評価位置			圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓ$_s$－１３	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓ$_s$－１４	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



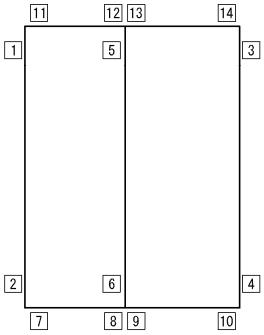
追而

表 7.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果

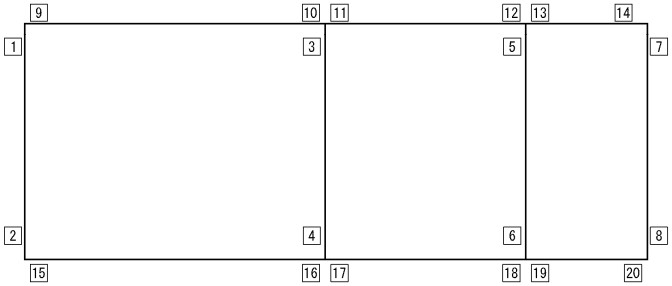
基準地震動	位相	評価位置			圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－２１	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
S_s－２２	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



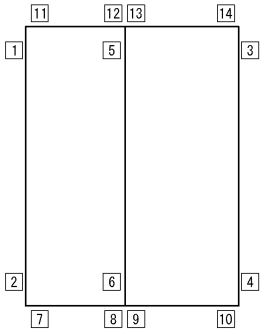
追而

表 7.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果

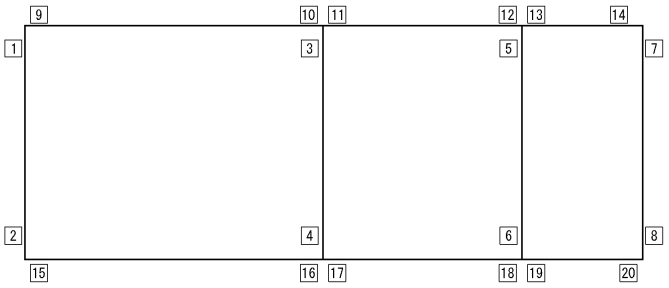
基準地震動	位相	評価位置			圧縮応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－３１	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
S_s－３１	H－，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



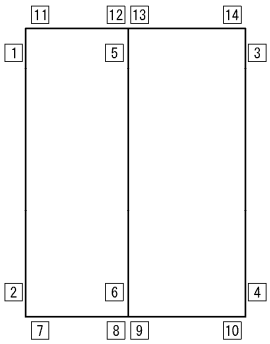
追而

表 7.4－2（1）　鉄筋の曲げ照査結果

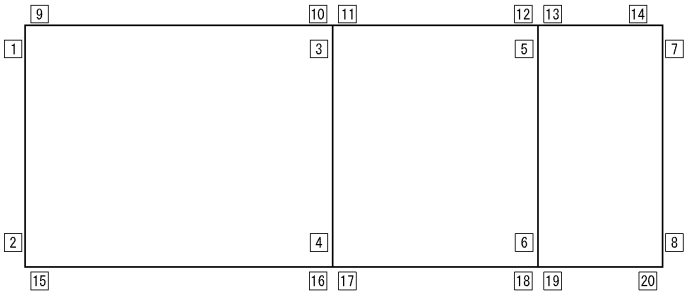
基準地震動	位相	評価位置			引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



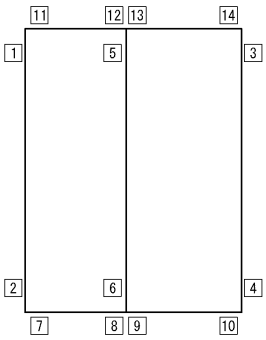
追而

表 7.4－2（2）　鉄筋の曲げ照査結果

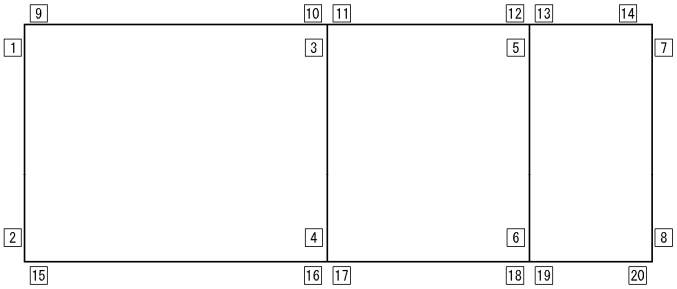
基準地震動	位相	評価位置			引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－D１	H－，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
S_s－D１	H－，V－	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



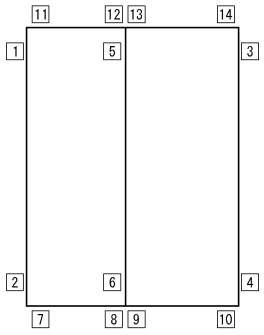
追而

表 7.4－2（3）　鉄筋の曲げ照査結果

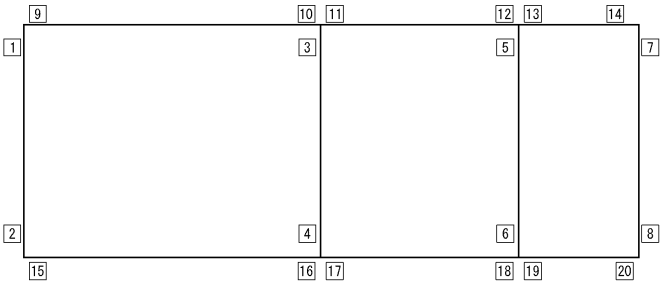
基準地震動	位相	評価位置			引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１１	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－１２	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



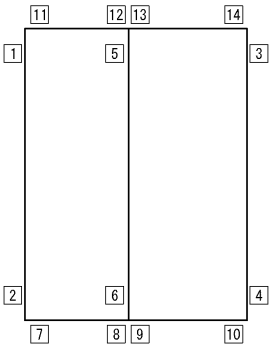
追而

表 7.4－2（4）　鉄筋の曲げ照査結果

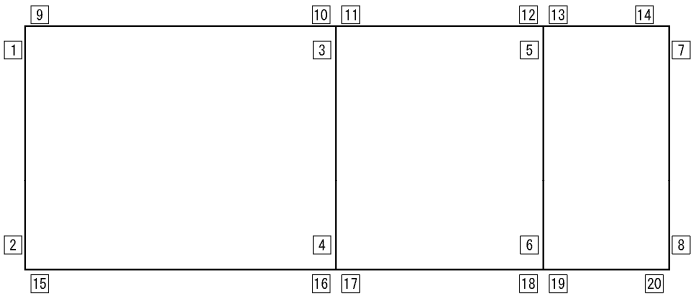
基準地震動	位相	評価位置			引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－１３	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－１４	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



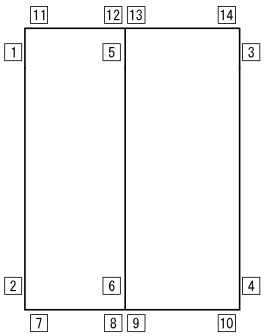
追而

表 7.4－2（5）　鉄筋の曲げ照査結果

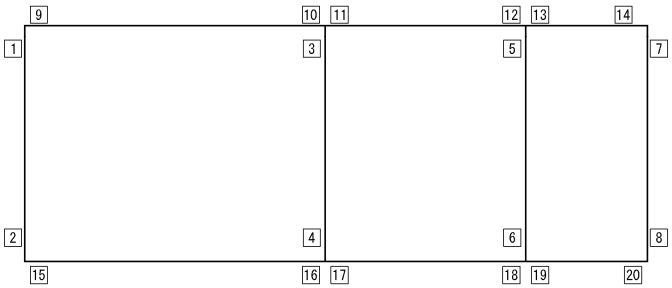
基準地震動	位相	評価位置			引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
S_s－２１	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
S_s－２２	H＋，V＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



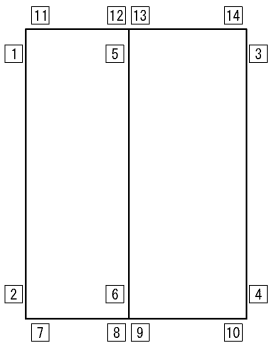
追而

表 7.4－2（6）鉄筋の曲げ照査結果

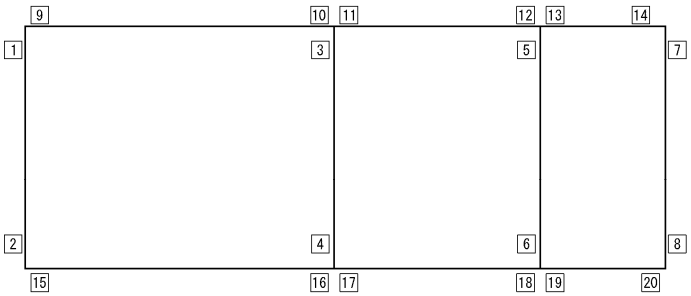
基準地震動	位相	評価位置			引張応力度 (N/mm2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－３１	Ｈ－，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す

軽油カルバート



水電気カルバート



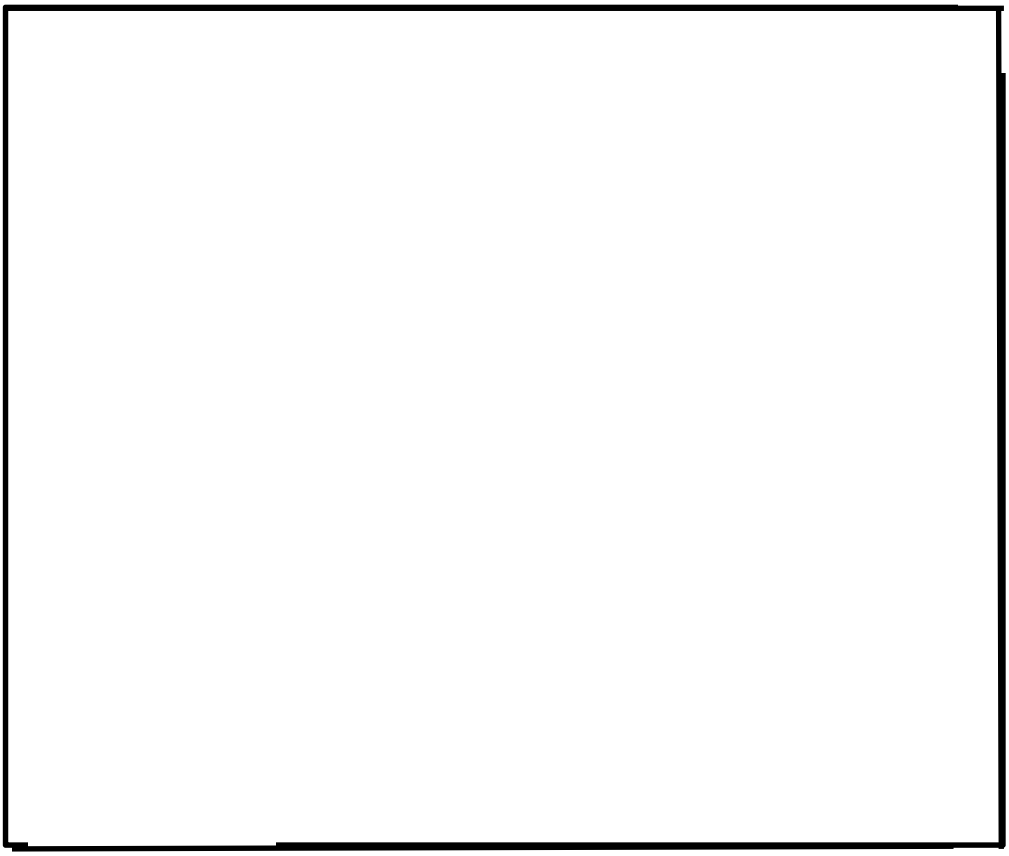
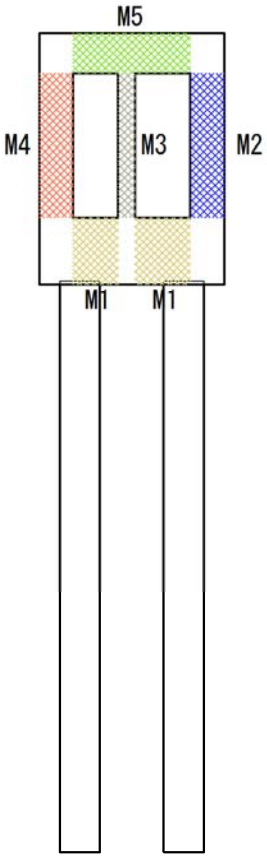


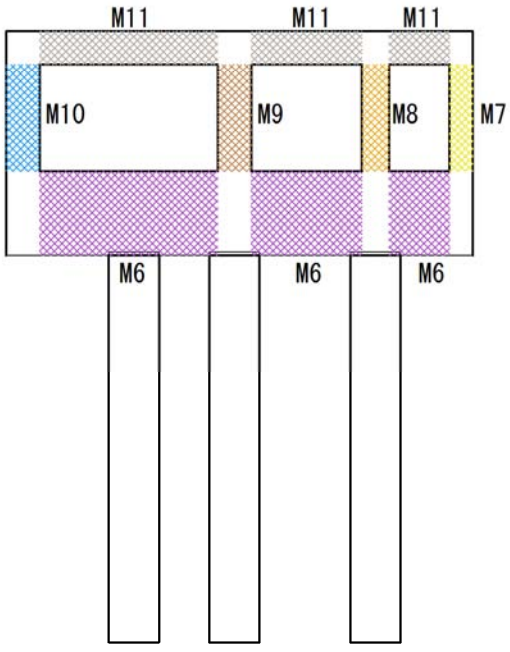
図 7.4－4　概略配筋図

追而

表 7.4－3　断面諸元一覧表（曲げに対する評価）

部位		材料No.	断面性状				主鉄筋				
			部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm^2)
軽油カルバート	底版	M1									
	北側壁	M2									
	中壁	M3									
	南側壁	M4									
	頂版	M5									
水電気カルバート	底版	M6									
	北側壁	M7									
	北中壁	M8									
	南中壁	M9									
	南側壁	M10									
	頂版	M11									





評価中

(3)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 7.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下である又はコンクリートの負担するせん断力（V_c）と，斜め引張鉄筋の負担するせん断力（V_s）を合わせた許容せん断力（V_a）が，発生せん断力（V）以上であることを確認した（$V_a = V_c + V_s \geqq V$）。なお，発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，カルバートの構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

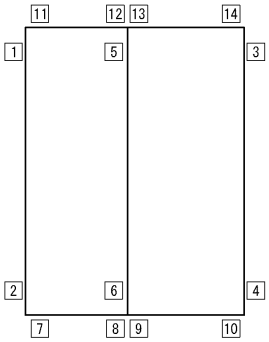
追而

表 7.4－4（1）　せん断照査結果

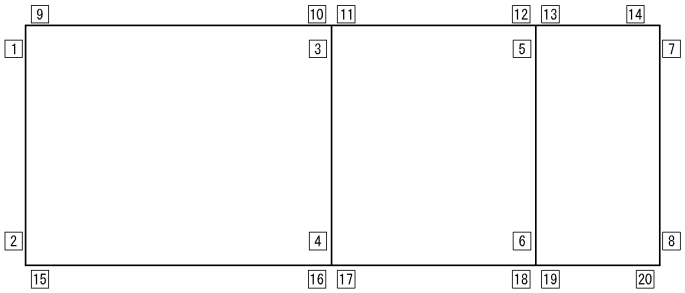
基準地震動	位相	評価位置			発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	軽油カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す。

軽油カルバート



水電気カルバート



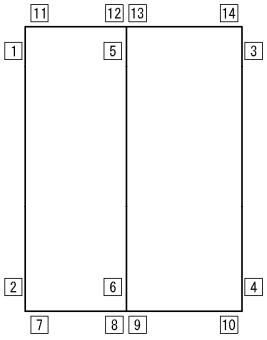
追而

表 7.4－4（2）　せん断照査結果

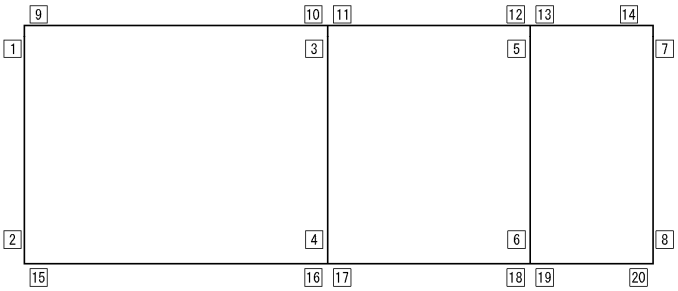
基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す。

軽油カルバート



水電気カルバート



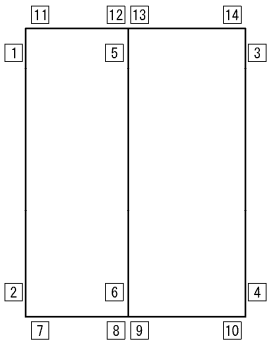
追而

表 7.4－4（3）　せん断照査結果

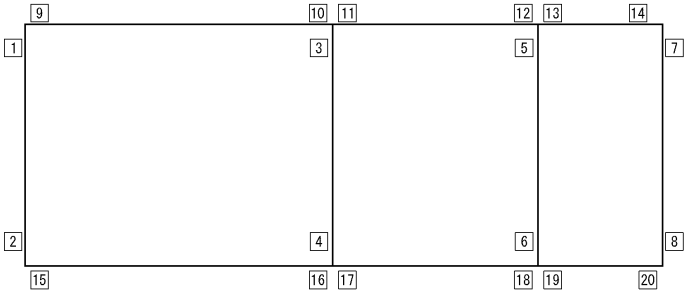
基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－１１	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－１２	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す。

軽油カルバート



水電気カルバート



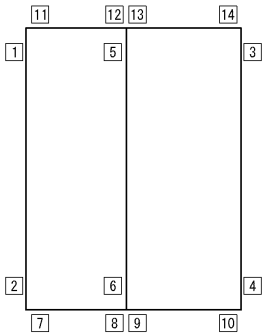
追而

表 7.4－4（4）　せん断照査結果

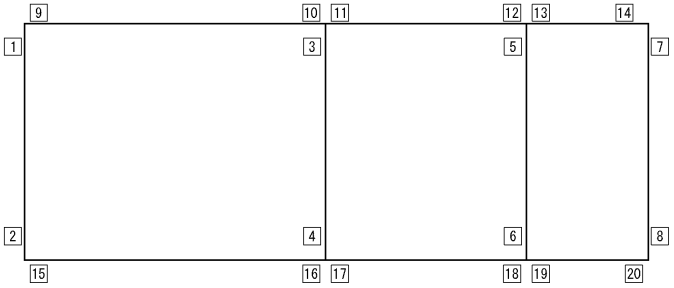
基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－１３	H+，V+	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－１４	H+，V+	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す。

軽油カルバート



水電気カルバート



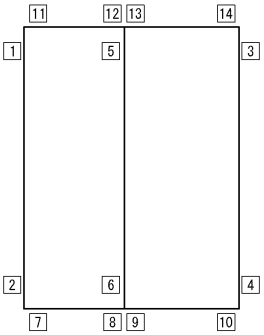
追而

表 7.4－4（5）　せん断照査結果

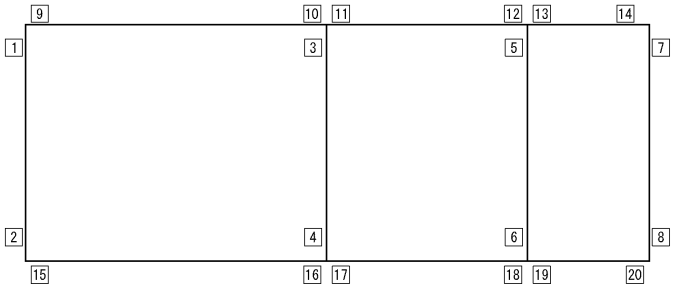
基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
S_s－２１	H＋，V＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
S_s－２２	H＋，V＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す。

軽油カルバート



水電気カルバート



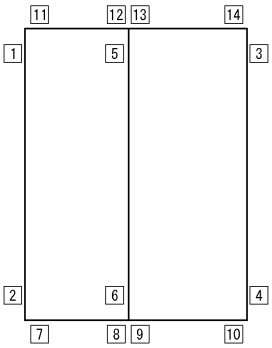
追而

表 7.4－4（6）　せん断照査結果

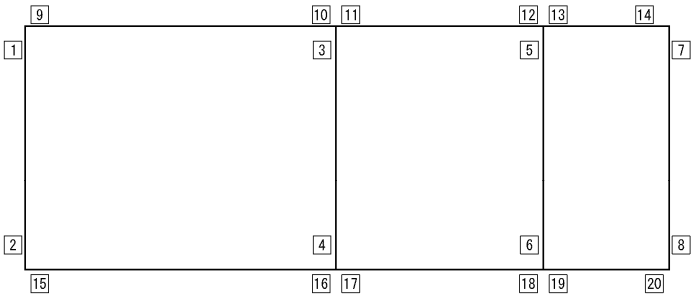
基準地震動	位相	評価位置			発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				
Ｓｓ－３１	Ｈ－，Ｖ＋	軽油 カルバート	底版				
			北側壁				
			中壁				
			南側壁				
			頂版				
		水電気 カルバート	底版				
			北側壁				
			北中壁				
			南中壁				
			南側壁				
			頂版				

*1　評価位置は下図に示す。

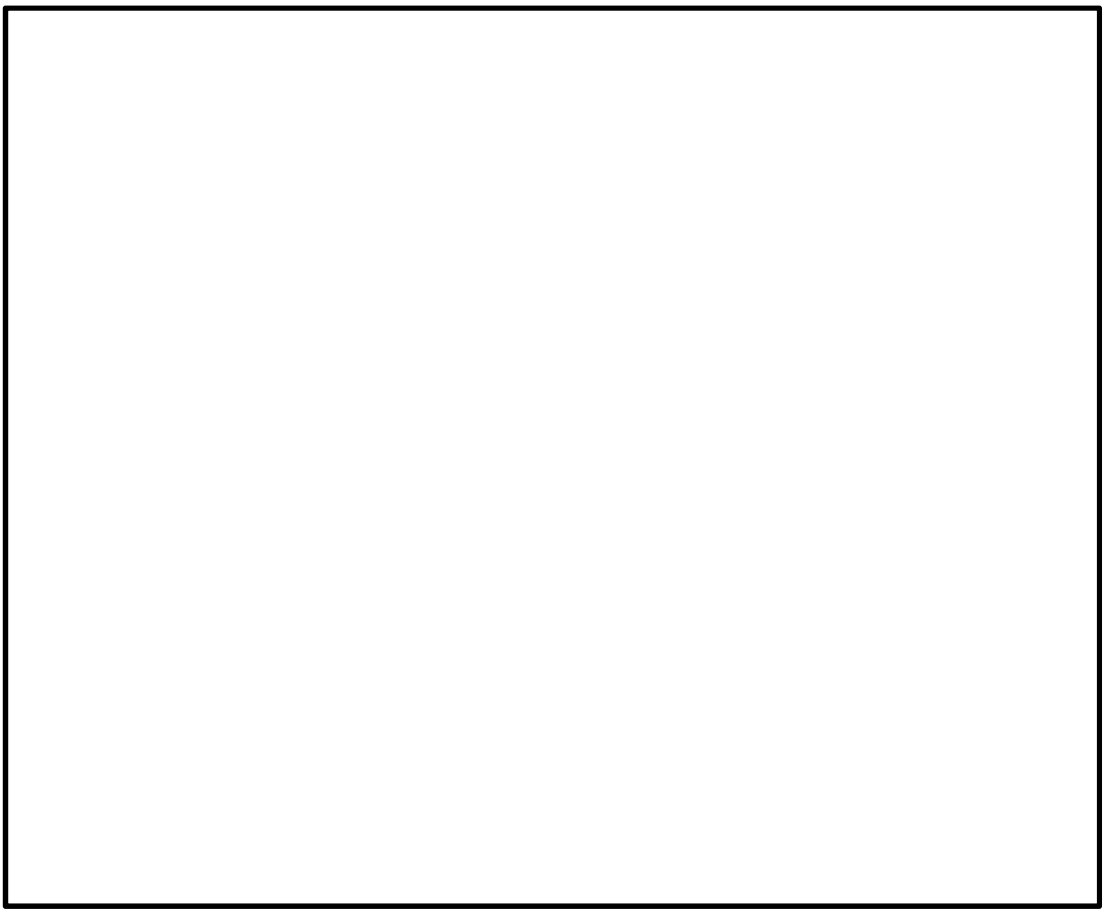
軽油カルバート



水電気カルバート



追而



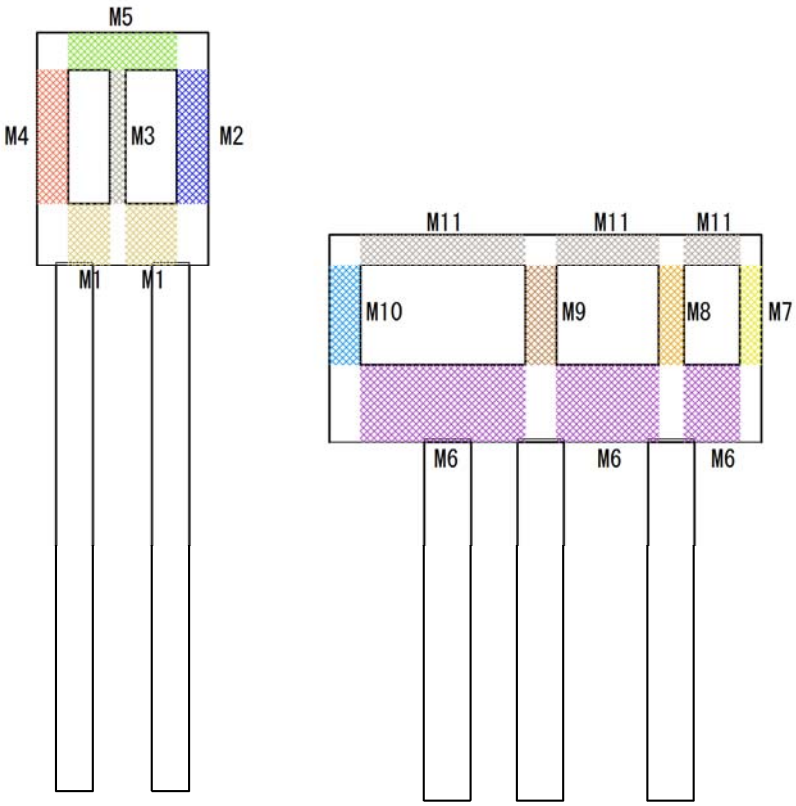
評価中

図 7.4－5　概略配筋図

追而

表 7.4－5　断面諸元一覧表（せん断に対する評価）

部位		材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
			部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm^2)
軽油カルバート	底版	M1									
	北側壁	M2									
	中壁	M3									
	南側壁	M4									
	頂版	M5									
水電気カルバート	底版	M6									
	北側壁	M7									
	北中壁	M8									
	南中壁	M9									
	南側壁	M10									
	頂版	M11									



評価中

追而

7.4.3　杭基礎の耐震評価結果

(1)　曲げに対する評価結果

(2)　せん断に対する評価結果

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 7.4－6 に基礎地盤の支持性能照査結果を示す。

カルバートの最大接地圧は，Ｓ$_s$－Ｄ１で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，カルバートの基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 7.4－6　基礎地盤の支持性能照査結果

7.5　まとめ（追而）

8.　代替淡水貯槽の耐震安全性評価

8.1　評価方法

代替淡水貯槽は，重大事故等対処設備のうちの「常設耐震重要重大事故防止設備」及び「常設重大事故緩和設備」に分類され，常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源の一つとして設置し，貯水機能と止水機能が要求される。代替淡水貯槽について基準地震動Ｓｓによる耐震安全性評価として，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。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力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，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

8.2　評価条件

8.2.1　適用基準

代替淡水貯槽の耐震評価にあたっては，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会)」，「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)」に準拠する。

表 8.2－1 に適用する主な基準を示す。

表 8.2－1　適用する主な基準

項目	適用する主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・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)	－
荷重及び荷重の組合せ	・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)	・終局限界状態を考慮し，永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・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 24 年 3 月）	・曲げ及びせん断に対する照査は，許容応力度以下であることを確認する。 ・接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

8.2.2　耐震安全性評価フロー

図 8.2－1 に代替淡水貯槽の耐震安全性フローを示す。

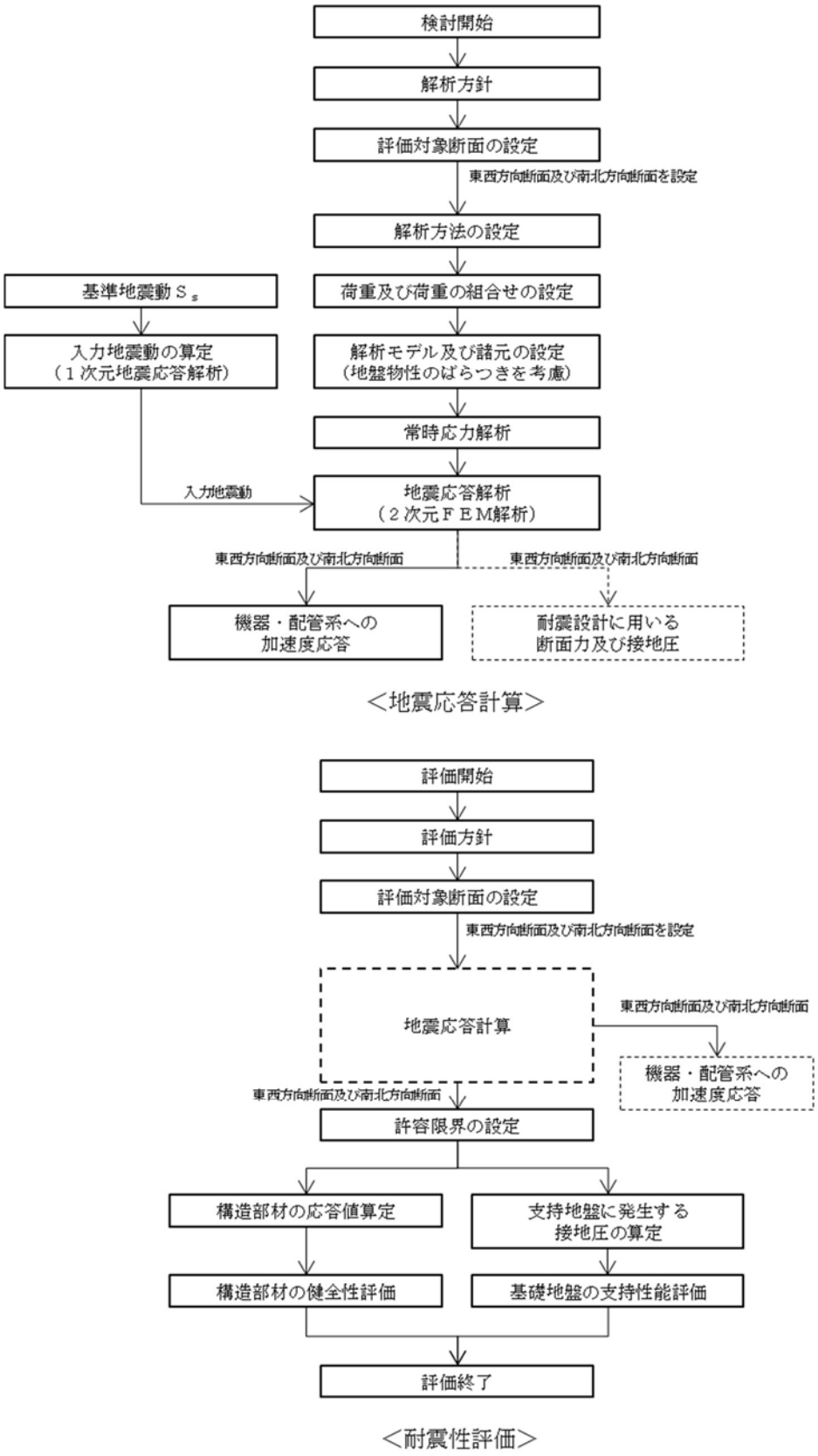


図 8.2－1　代替淡水貯槽の耐震安全性評価フロー

8.2.3　評価対象断面の方向

代替淡水貯槽の位置を図 8.2－2 に示す。

代替淡水貯槽は，内空 20.0 m，内空高さ 21.5 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。構造物本体には強軸及び弱軸の方向性を持たないが，構造物の周辺地盤は東西方向と南北方向で相違があるため，東西方向と南北方向の両方向を評価対象断面とする。

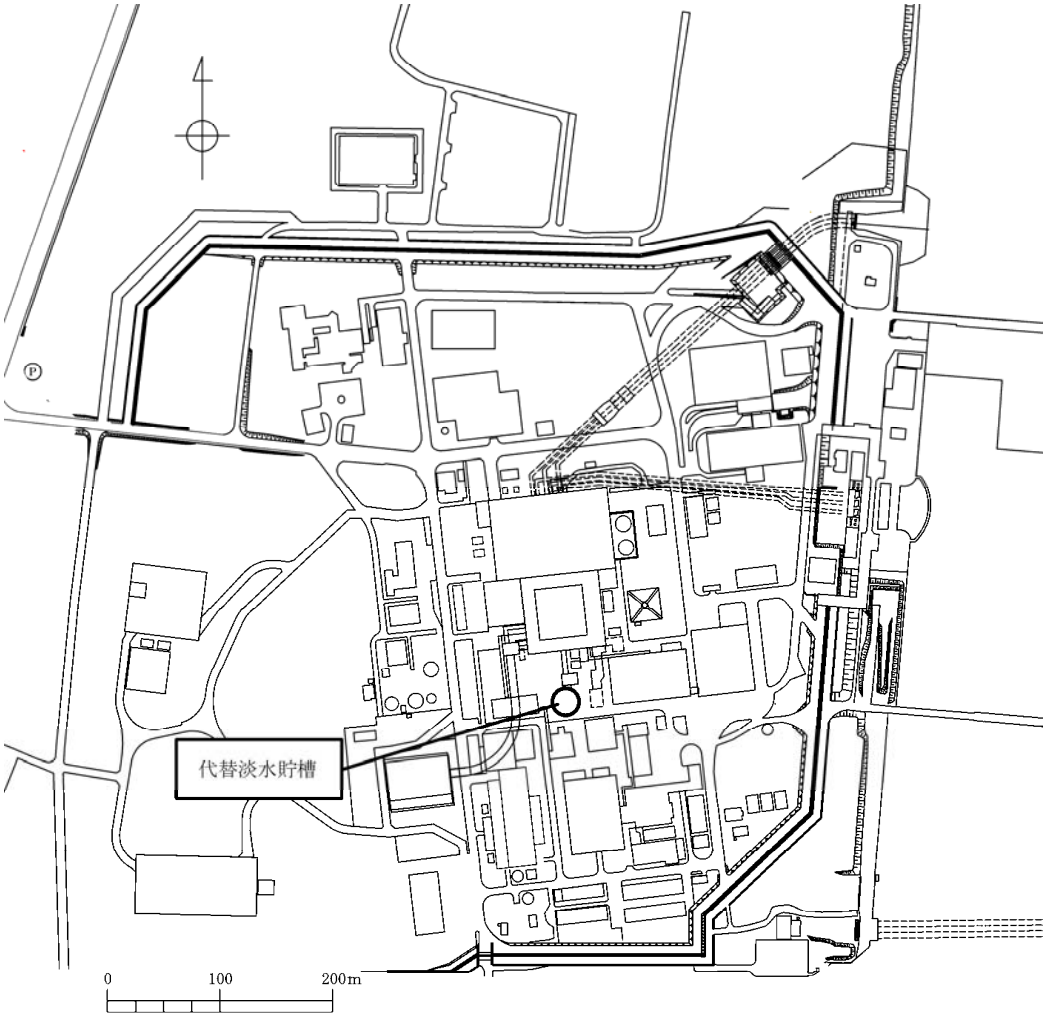


図 8.2－2（1）　代替淡水貯槽位置図（全体図）

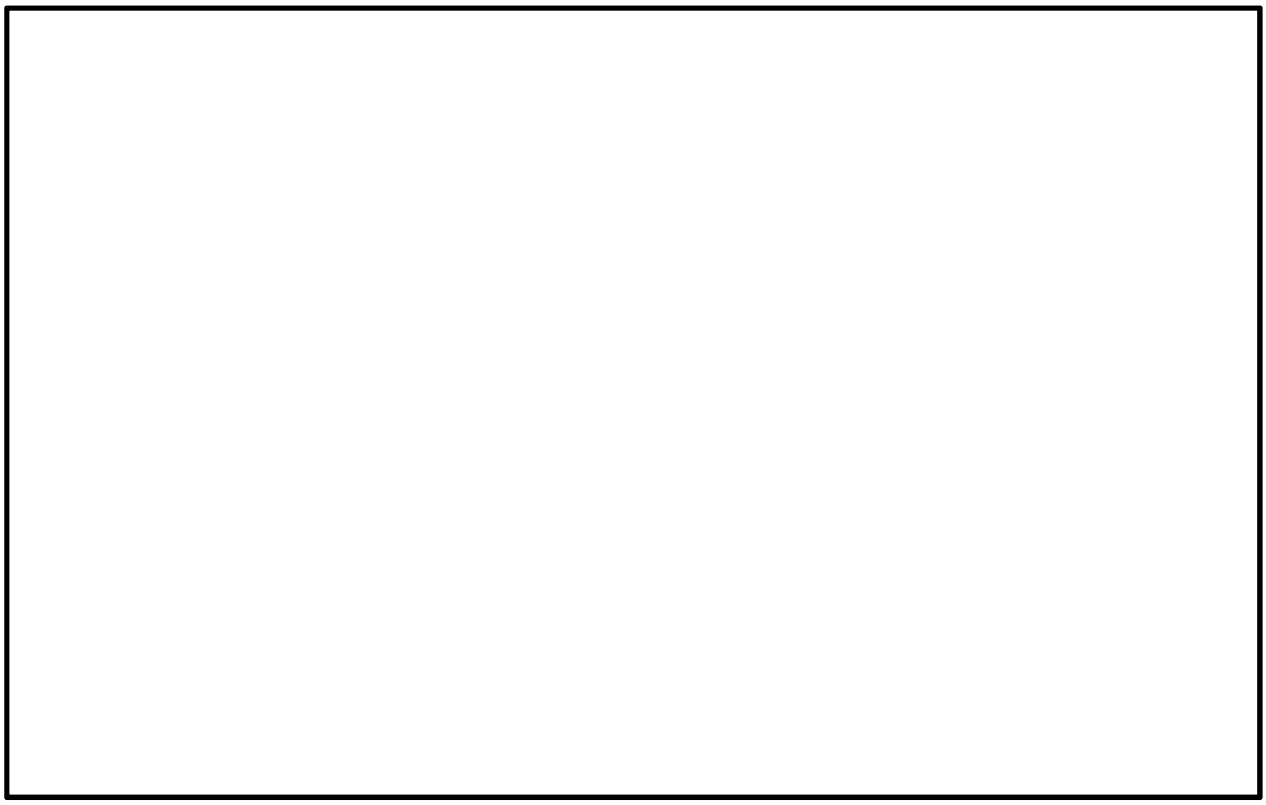


図 8.2－2（2）　代替淡水貯槽位置図（拡大図）

8.2.4　評価対象断面の選定

図 8.2－3 及び図 8.2－4 に代替淡水貯槽の平面図及び断面図を示す。

代替淡水貯槽は，内空 20.0 m，内空高さ 21.5 m の円筒形の鉄筋コンクリート造であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

評価対象断面は，「1.4.8　代替淡水貯槽の断面算定の考え方」で記載したとおり，円筒形の鉄筋コンクリート構造物であるが，構造物の周辺地盤は東西方向と南北方向で相違があるため，東西方向と南北方向の 2 断面を選定し，基準地震動Ｓ$_s$に対する耐震性評価を実施する。

評価対象断面位置図を図 8.2－5 に，評価対象断面図を図 8.2－6 に示す。

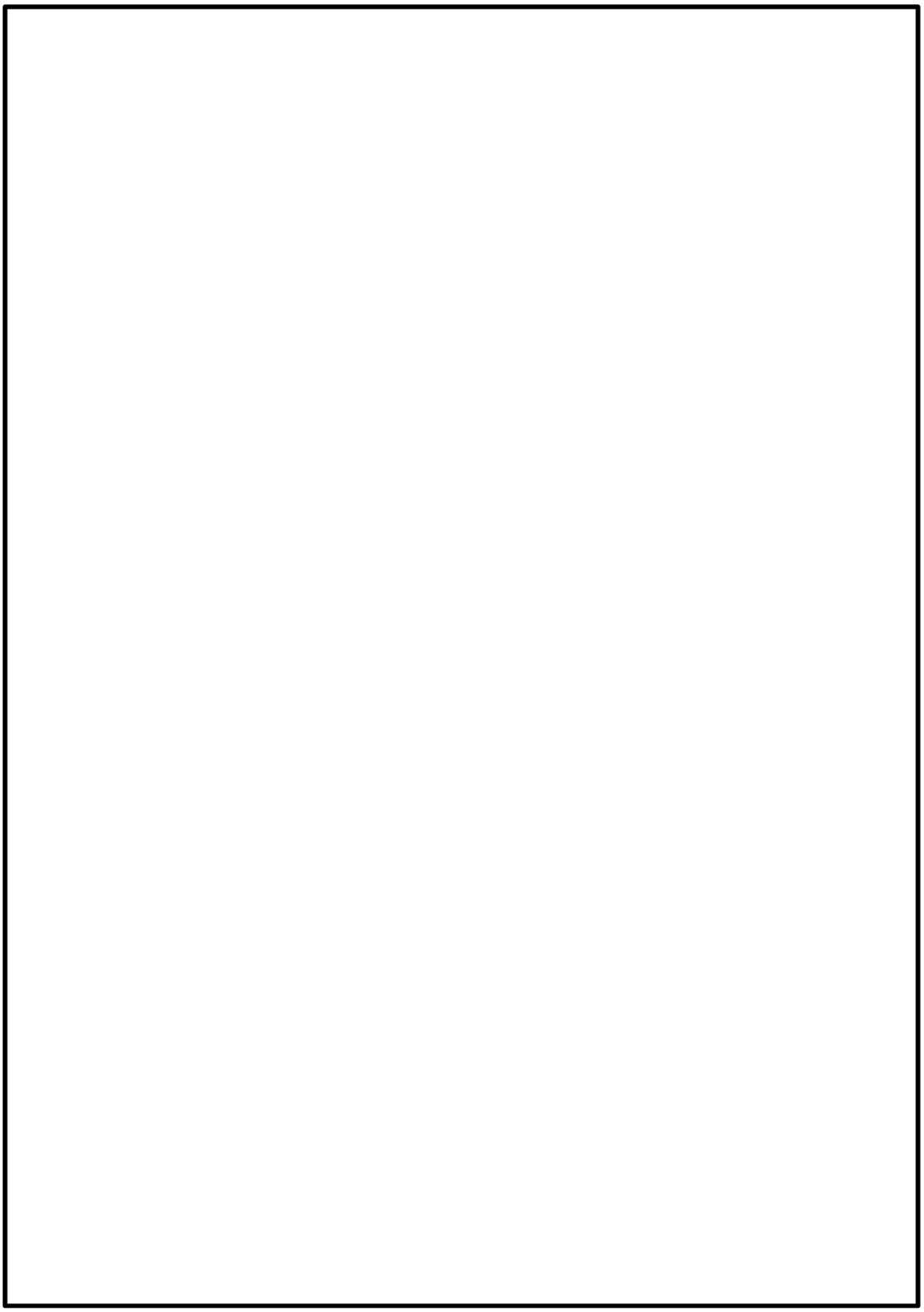


図 8.2－3　代替淡水貯槽　平面図

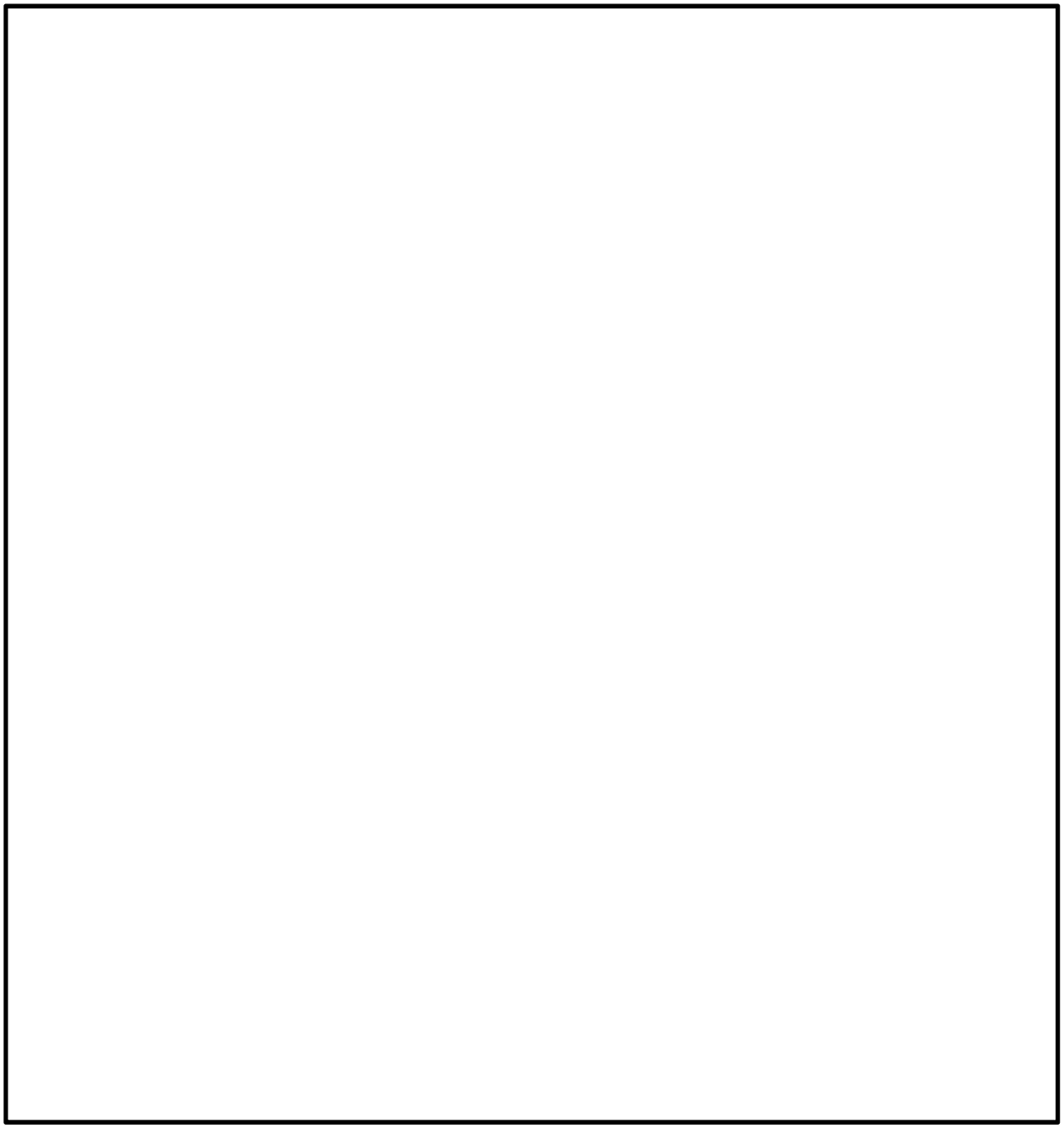


図 8.2－4（1）　代替淡水貯槽断面図（東西方向断面）

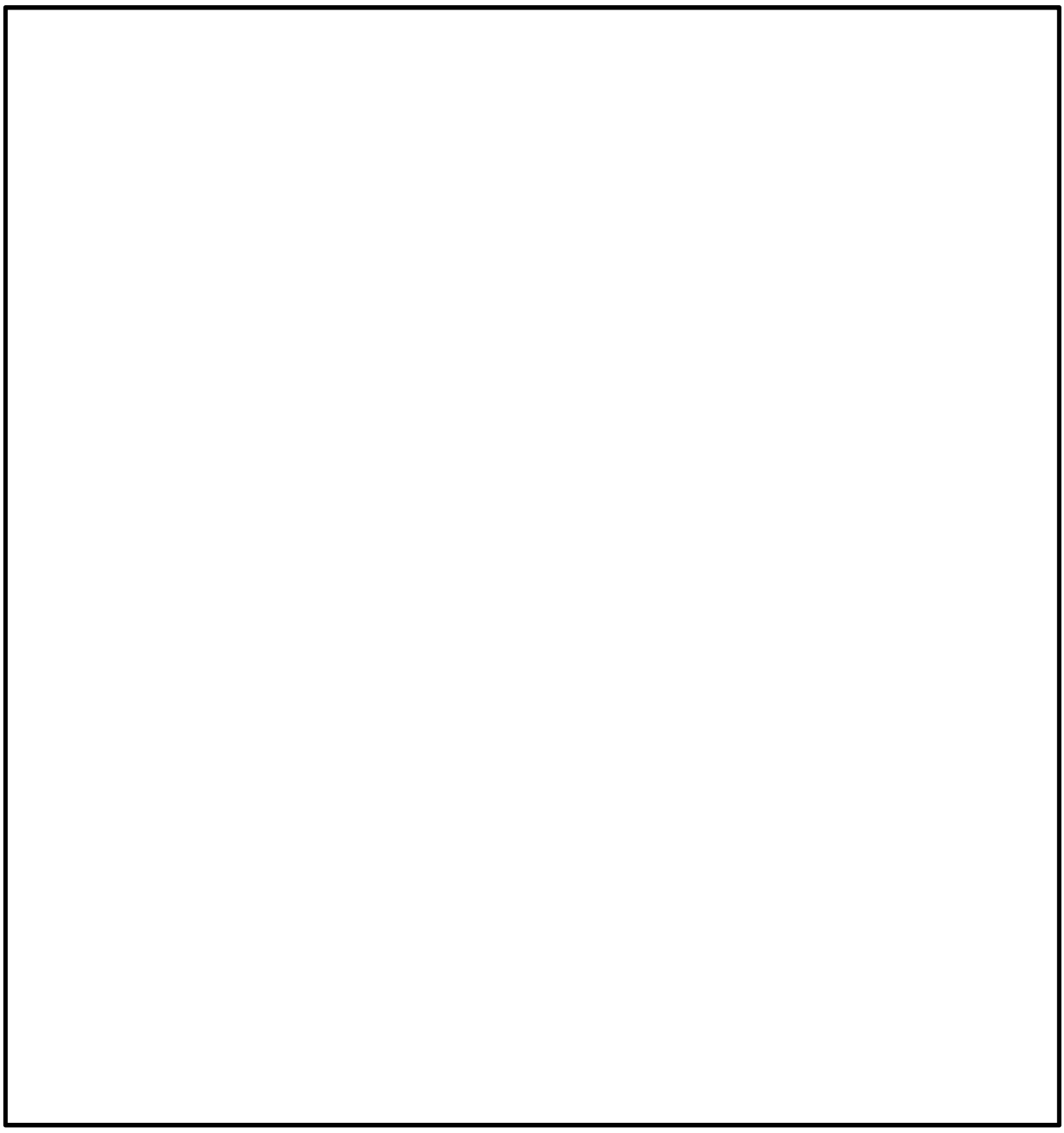


図 8.2－4（2）　代替淡水貯槽断面図（南北方向断面）

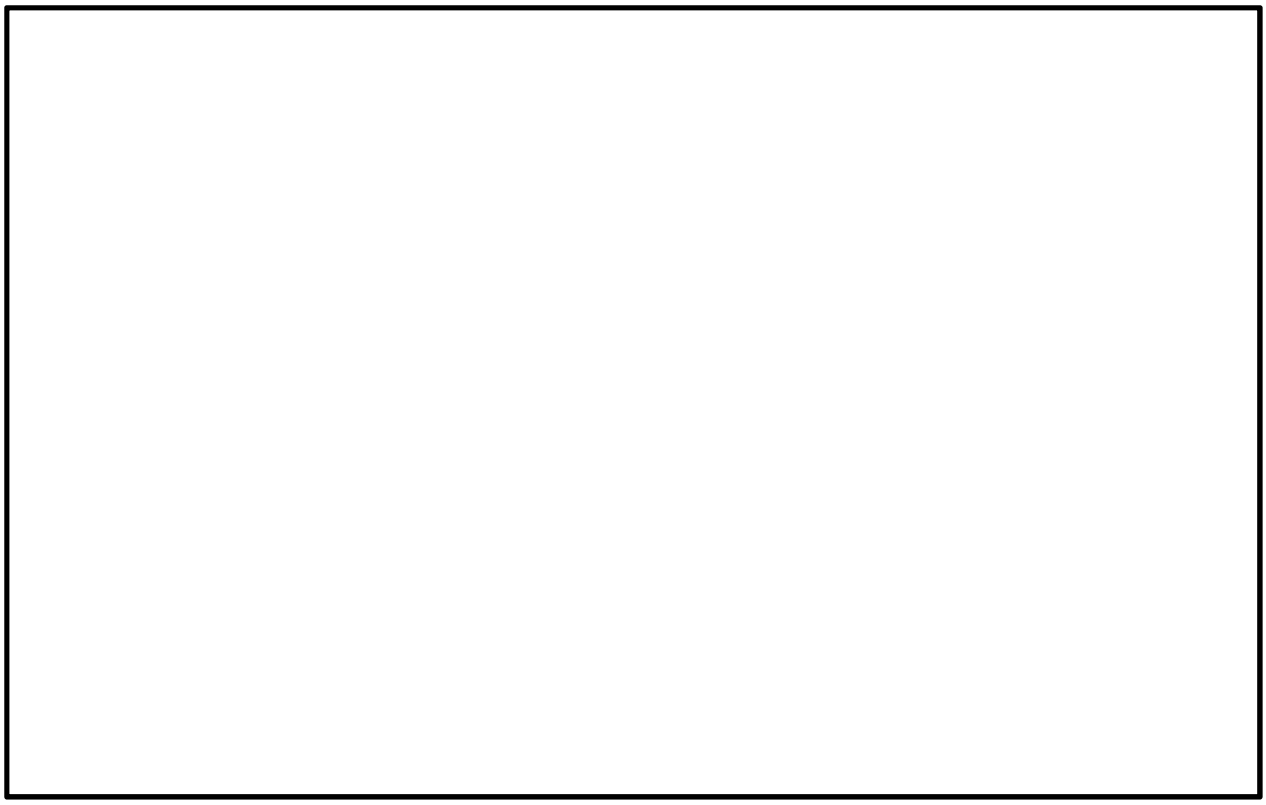


図 8.2－5　代替淡水貯槽　耐震評価対象断面選定位置

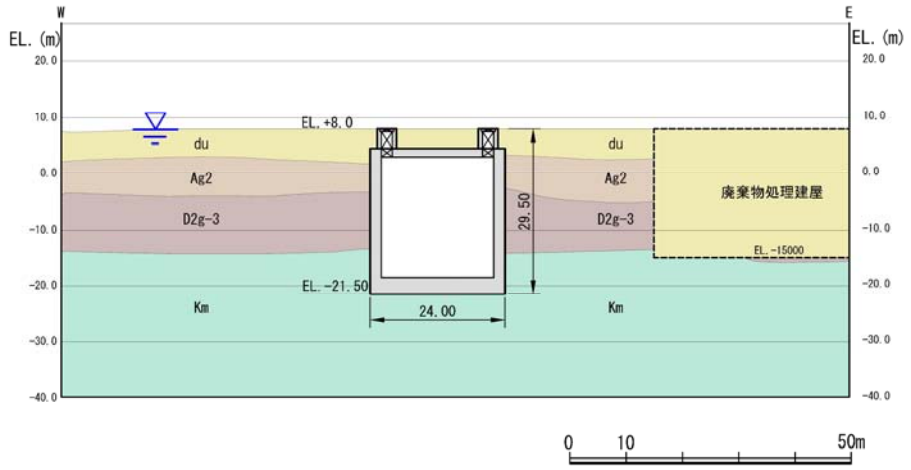


図 8.2－6（1）　代替淡水貯槽評価対象断面図（東西方向断面）

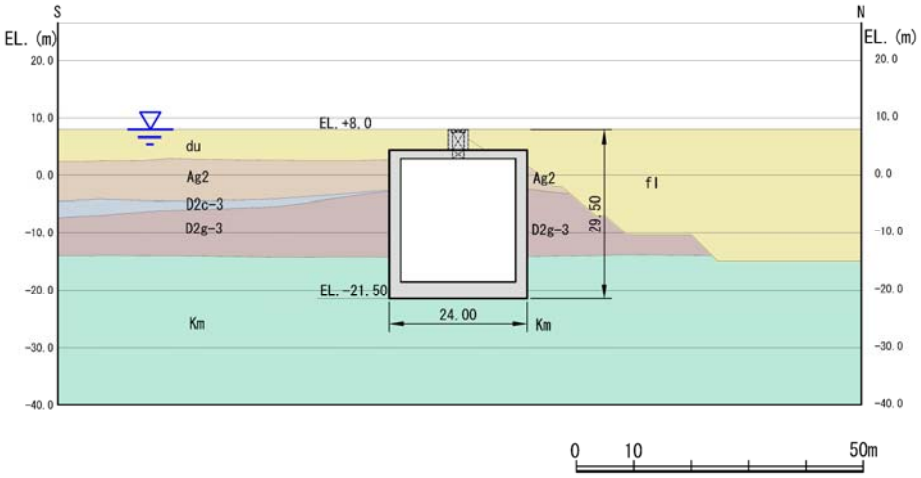


図 8.2－6（2）　代替淡水貯槽評価対象断面図（南北方向断面）

8.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献を基に設定する。構造物の使用材料を表8.2－2に，材料物性値を表8.2－3に示す。

地盤及び地盤改良体の諸定数は，Ⅴ-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。なお,地盤については,有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表8.2－4に示す。

表8.2－2　使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度40 N/mm^2
鉄筋	SD345，SD390，SD490

表8.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

表 8.2－4（1）　地盤の解析用物性値一覧対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_P	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 8.2-4(2)　地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z ：標高(m)

表 8.2－4 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波速度Vs (m/s)	基準初期せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧依存係数 mG,mK	最大履歴減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

8.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

8.2.7　地震応答解析手法

代替淡水貯槽の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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時刻歴非線形解析にて行う。部材については，はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 8.2－7 に示す。

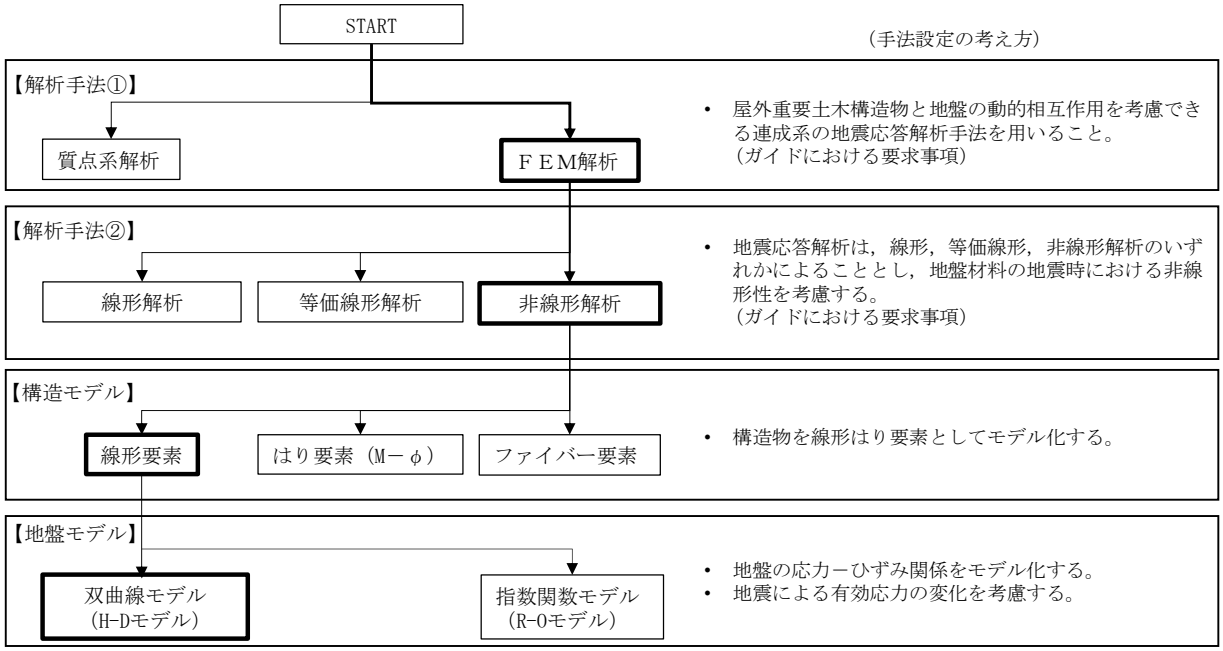


図 8.2－7　地震応答解析手法の選定フロー

(1)　双曲線モデル（H-D モデル）の選定について

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には，これら２つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には，双曲

線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき，かつ，上限値を有効応力の関数とすることができる。一方，指数関数モデル（R-O モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

8.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 8.2－8 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上を確保する。

代替淡水貯槽周辺の地質断面図を図 8.2－9 に示す。なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については，土木学会マニュアルに基づき設定する。地盤については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割似上になるように要素高さを設定している（ただし，要素高さが 1m 以下となる場合は 1m としている。）。構造物の要素分割は,過度に粗くすると,地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため,要素長さを部材の断面厚さの 2.0 倍以下になるように設定するよう土木学会マニュアルには記載しているが,構造物のモデル化については 1 倍程度以下になるように設定している。

代替淡水貯槽周辺の地震応答解析モデルを図 8.2－10 に示す。

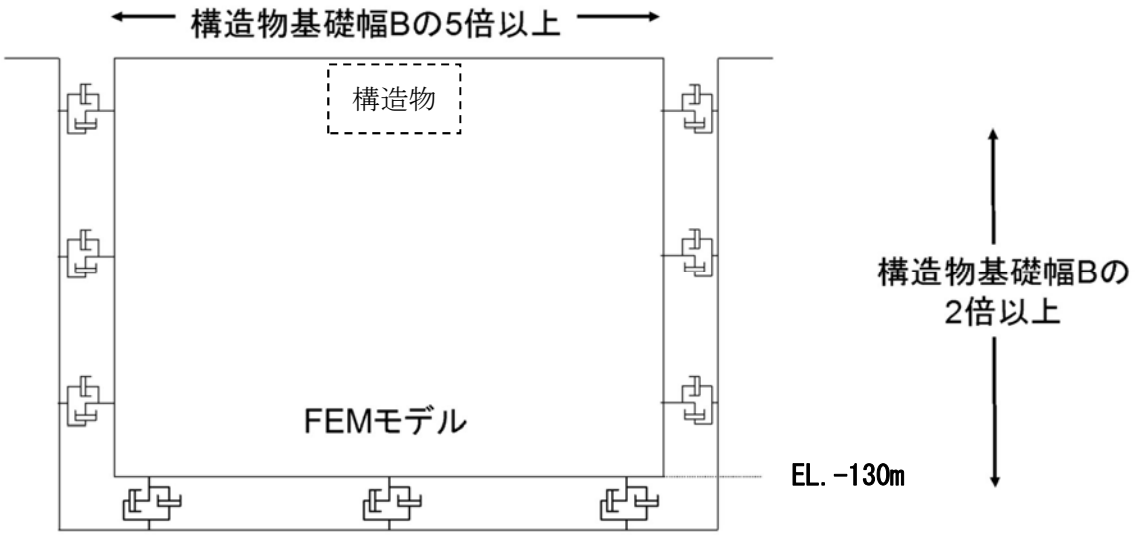


図 8.2－8　モデル範囲の考え方

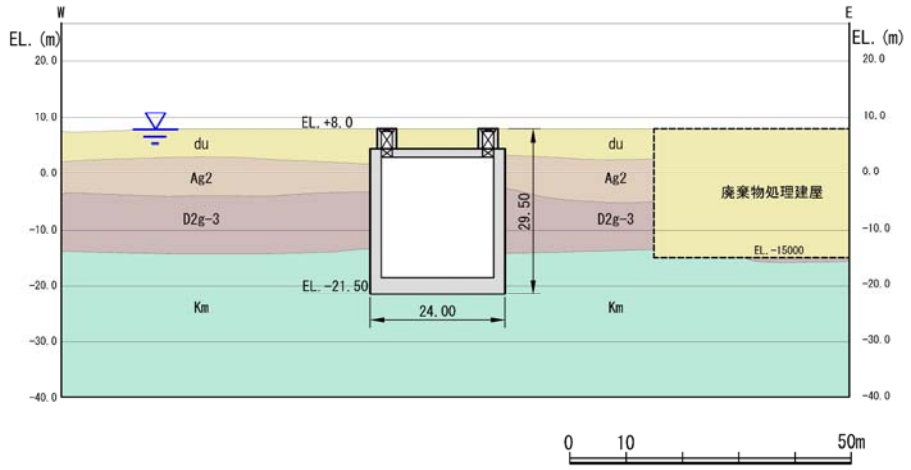


図 8.2－9(1)　地質断面図（東西方向断面）

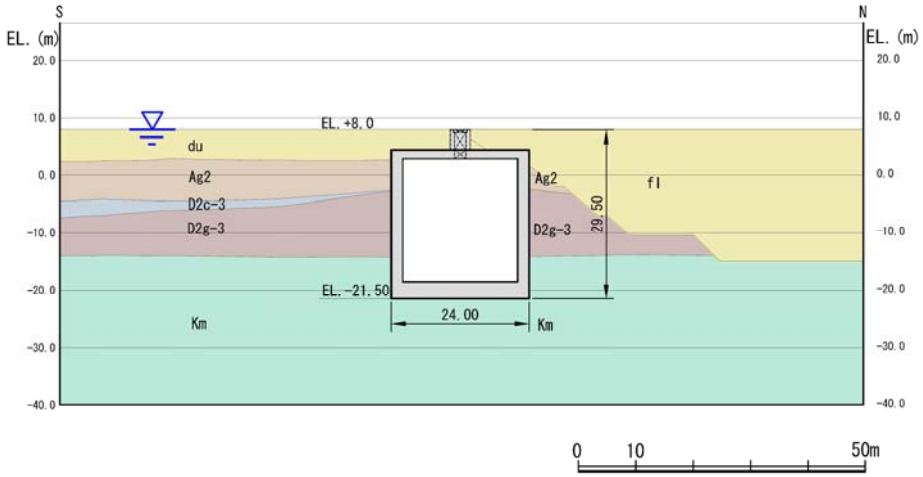


図 8.2－9(2)　地質断面図（南北方向断面）

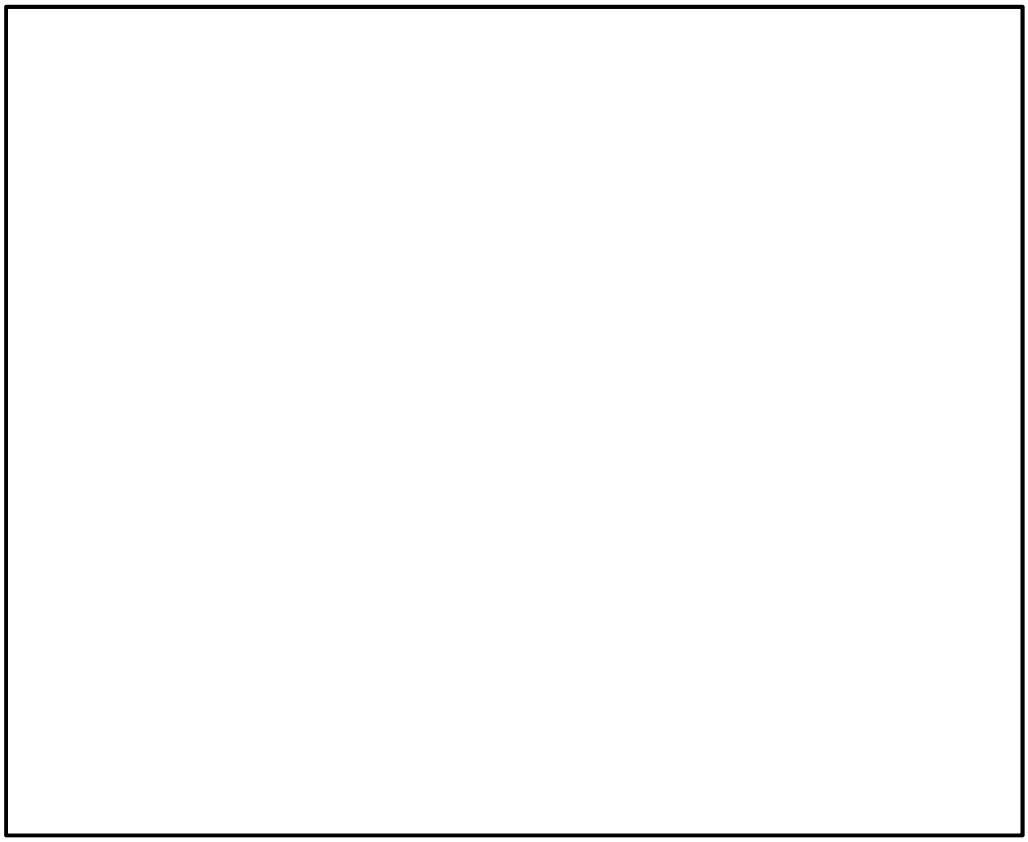


図 8.2－10（1）　代替淡水貯槽の地震応答解析モデル（東西方向断面）

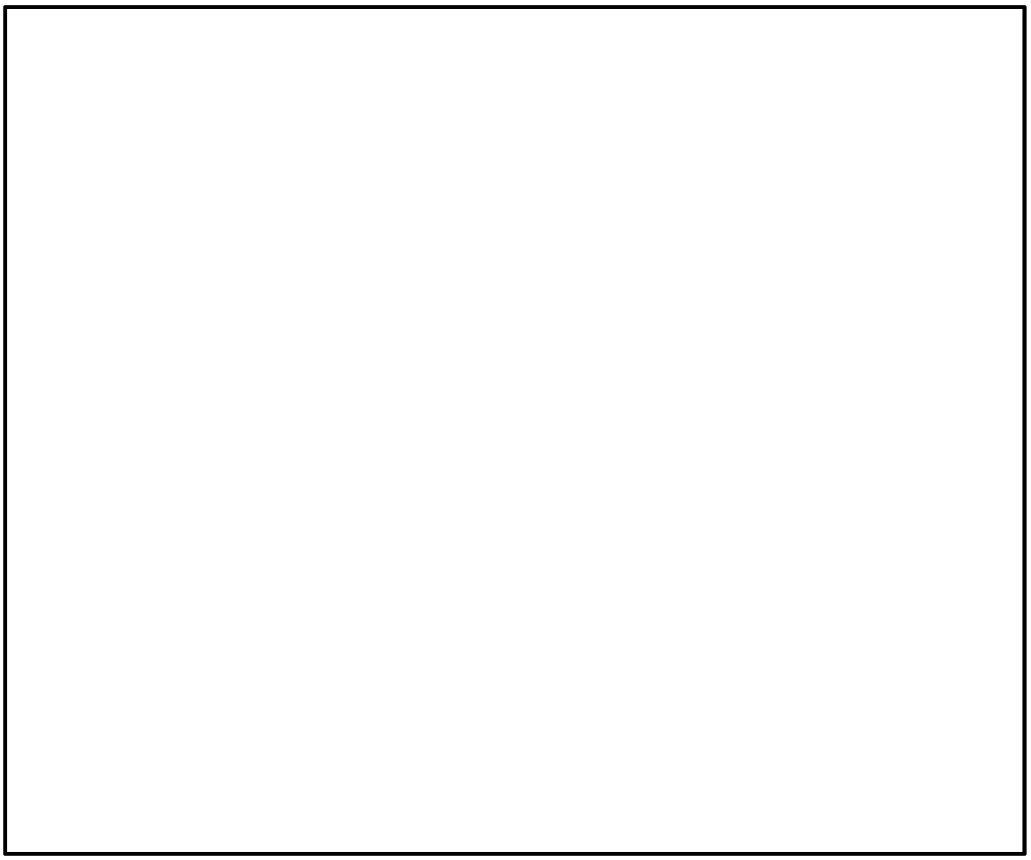


図 8.2－10（2）　代替淡水貯槽の地震応答解析モデル（南北方向断面）

(2)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表8.2－5参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表8.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

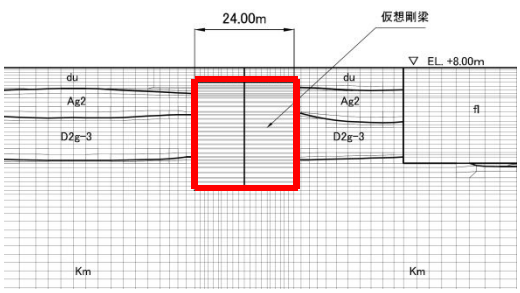
周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	fl層	0	37.3	du層で代用
	du層	0	37.3	－
	Ag2層	0	37.4	－
	D2c-3層	0.026	35.6	－
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－

z：標高（m）

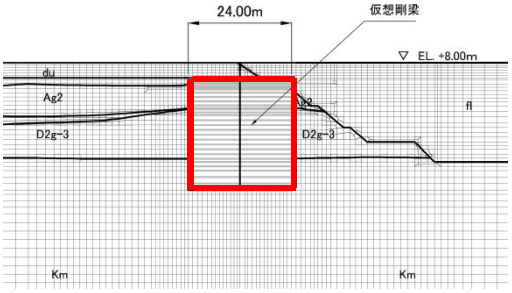
ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表8.2－6のとおり設定する。図8.2－11にジョイント要素設定の考え方を示す。

表8.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s（kN/m^3）	圧縮剛性k_n（kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



（東西方向断面）



（南北方向断面）

：ジョイント要素

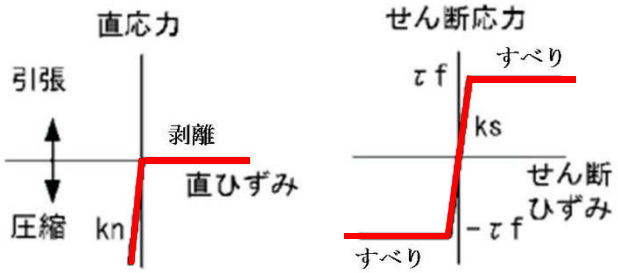


図 8.2-11　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

構造部材は，線形はり要素，及び，質点と地盤間をつなぐ仮想剛梁要素によりモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

8.2.9　減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　　：固有値解析により求められた1次固有振動数
h　　：各材料の減衰定数

減衰定数については，コンクリート5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987記載），地盤1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。

図8.2－13にRayleigh減衰の設定フローを，表8.2－6に固有値解析結果を示す。

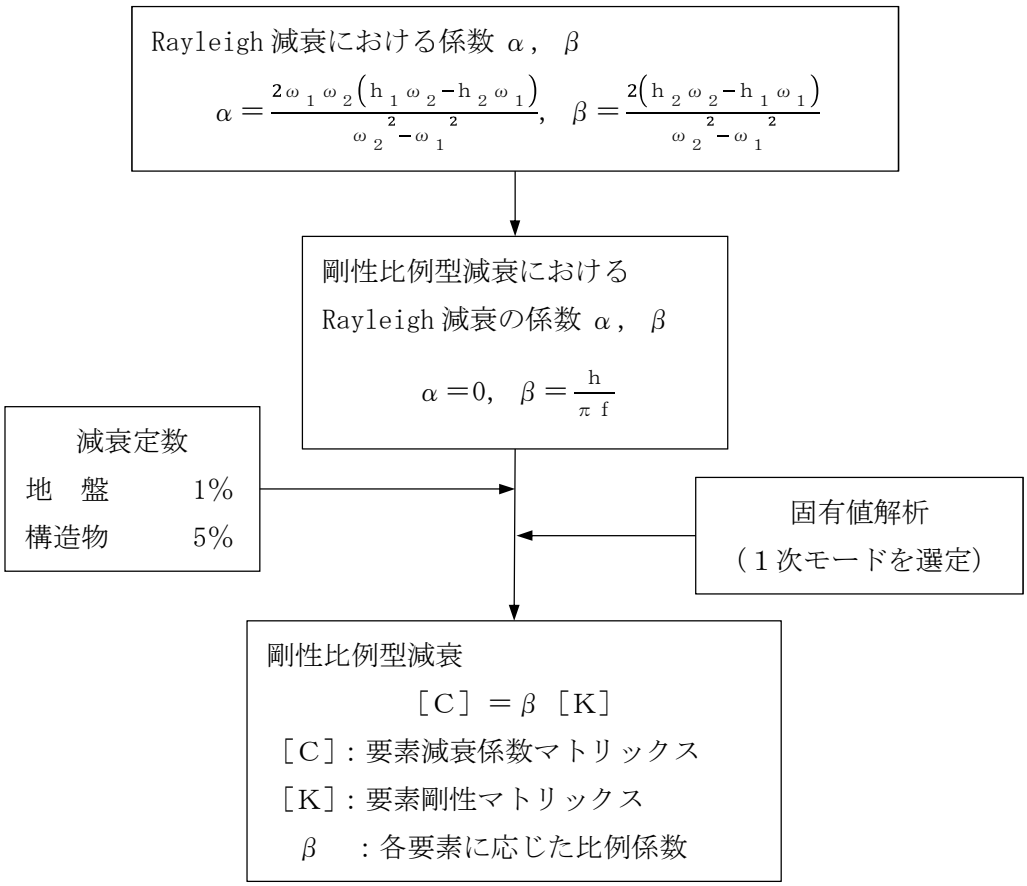


図 8.2－13　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 8.2－6　固有値解析結果（追而）

8.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重・温度荷重）については，発電所の立地特性や代替淡水貯槽が地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，代替淡水貯槽は，地盤内に埋設する構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 8.2－8 に示す。地震時に代替淡水貯槽に作用する内水圧については，内水圧を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 8.2－8 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定
		土被り荷重	－	・躯体天端が地表面にある構造物を参照
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・水の単位体積重量を考慮
	内水圧		○	・内水（淡水）の単位体積重量を考慮
変動荷重		雪荷重以外	－	・雪荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度，永久荷重と同様 ・外水の地震時動水圧を流体要素により考慮 ・内水の地震時動水圧は，自由水面がある動水圧として付加質量で考慮

(1)　外水圧

水の密度として 1.00 g/cm^3 を考慮する。

(2)　内水圧

代替淡水貯槽内の内水圧水頭は，EL.＋2.00 m（頂版下面から 1 m のクリアランス）とする。水の密度として 1.00 g/cm^3 を考慮する。頂版下面より 1.0 m のクリアランスがあることより，内水は自由水面のある動水圧としてモデル化する。図 8.2－14 に自由水面のある動水圧のモデル化の概念図を示す。

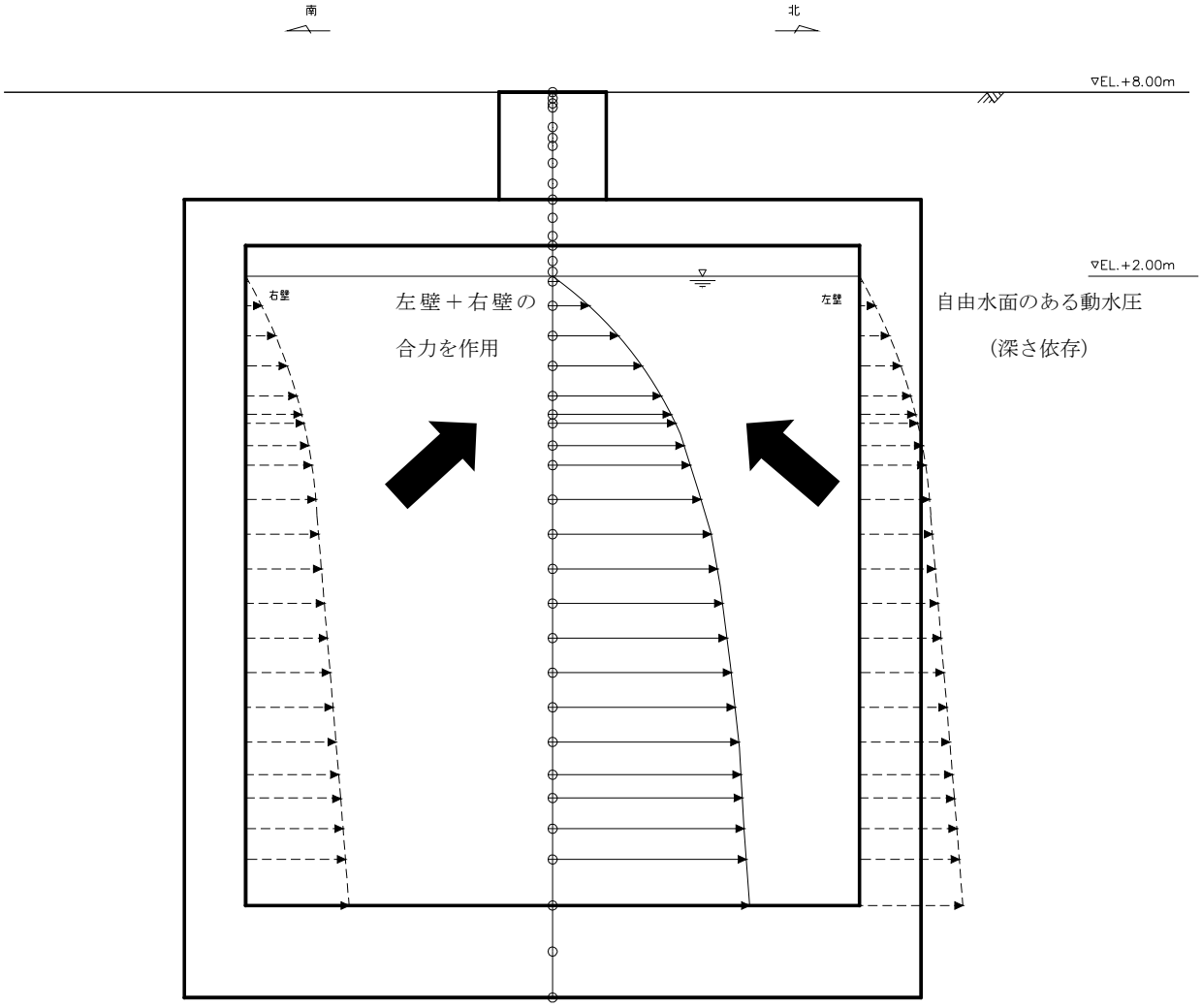


図 8.2－14　内水圧のモデル化

(3)　雪荷重

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたり の荷重を 20 N/m^2 として，積雪量は 30 cm としていることから常時の積雪荷重は 600 N/m^2 となる。地震時は，常時の雪荷重の 0.35 倍となることから 210 N/m^2 として設定する。解析上は，頂版の重量に雪荷重を見込んでモデル化している。図 8.2－15 に代替淡水貯槽への雪荷重の考慮方法を示す。

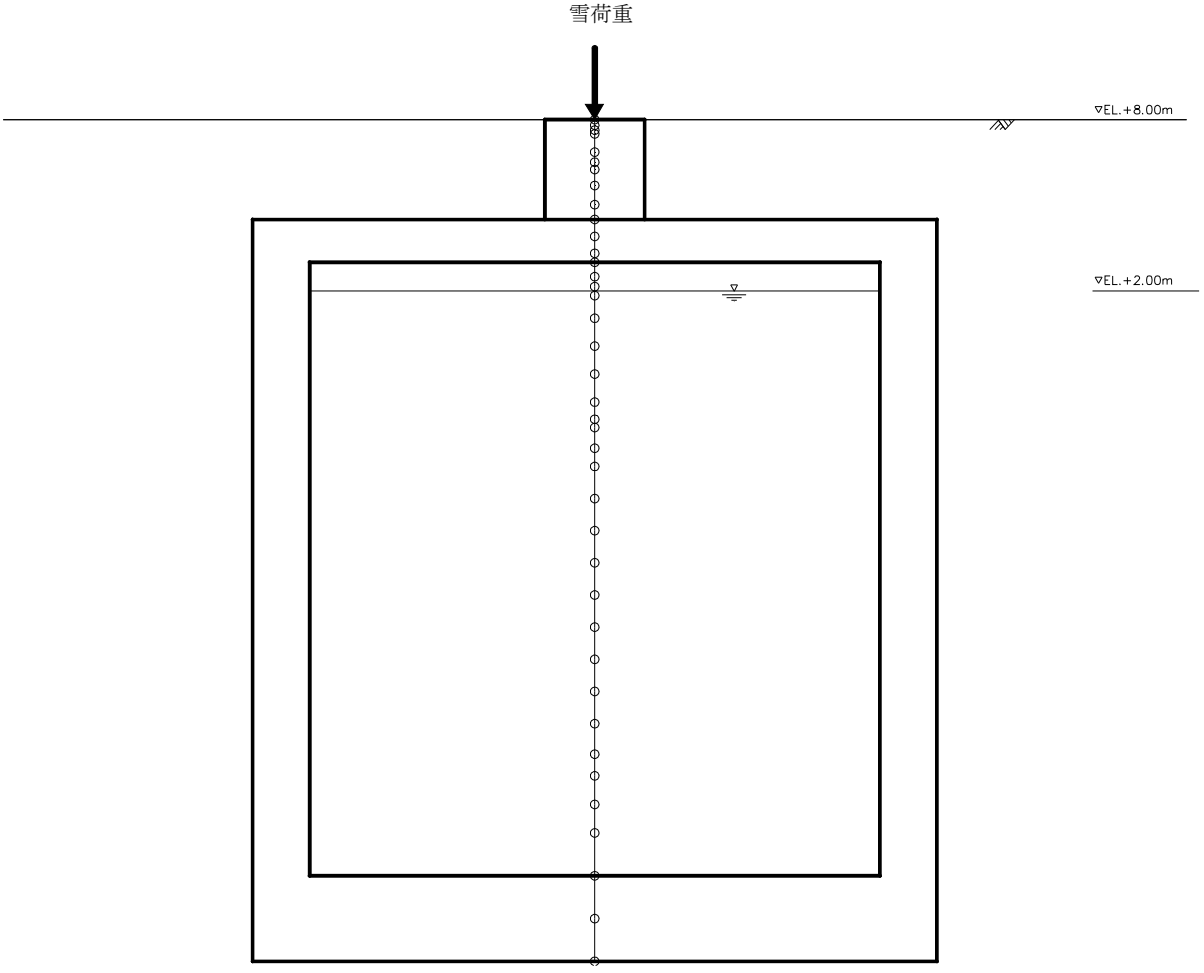


図 8.2－15　雪荷重の作用方法

8.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

代替淡水貯槽の耐震設計における検討ケースを表 8.2－9 に示す。

表 8.2－9　代替淡水貯槽の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答抽出における検討ケースを表 8.2－10 に示す。

表 8.2－10　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	2 ⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波１波と変位量が最も大きくなる地震波１波の計２波分で実施	1	2 ⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波１波と変位量が最も大きくなる地震波１波の計２波分で実施
		(＋－)		1	
		(－＋)		1	
		(－－)		1	
	S_s－１１	(＋＋)		1	
	S_s－１２	(＋＋)		1	
	S_s－１３	(＋＋)		1	
	S_s－１４	(＋＋)		1	
	S_s－２１	(＋＋)		1	
	S_s－２２	(＋＋)		1	
	S_s－３１	(＋＋)		1	
		(－＋)		1	
計			2	12	2

8.3　評価内容

8.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 8.3－1 に入力地震動算定の概念図を，東西方向断面の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図 8.3－2 に，南北方向断面の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図 8.3－3 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

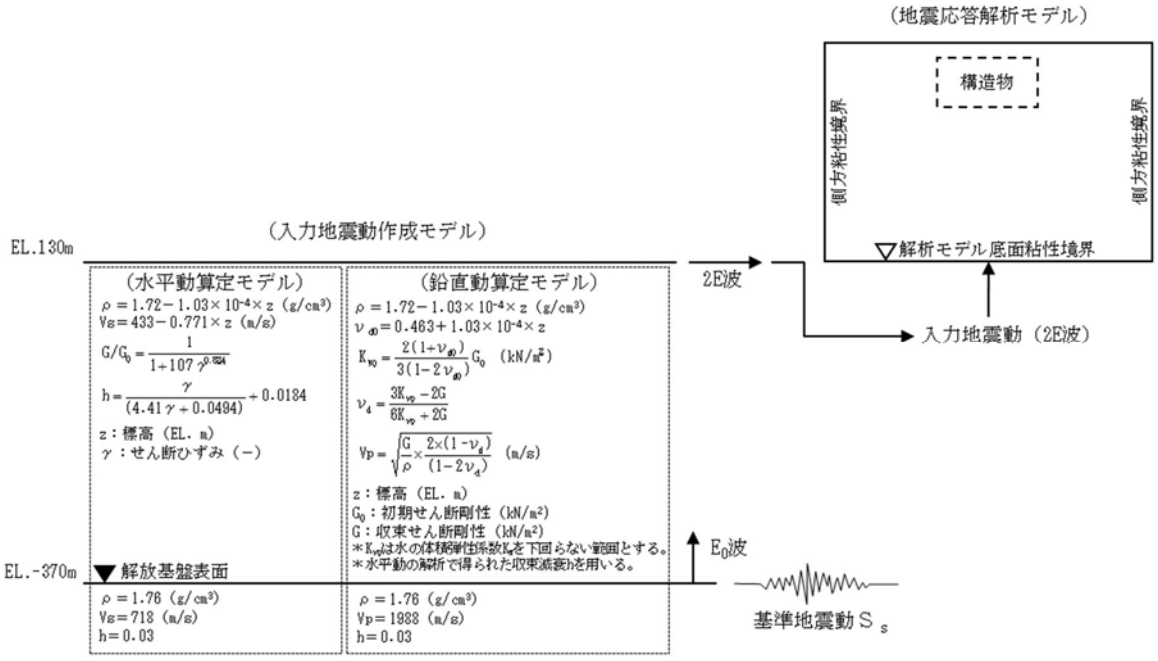
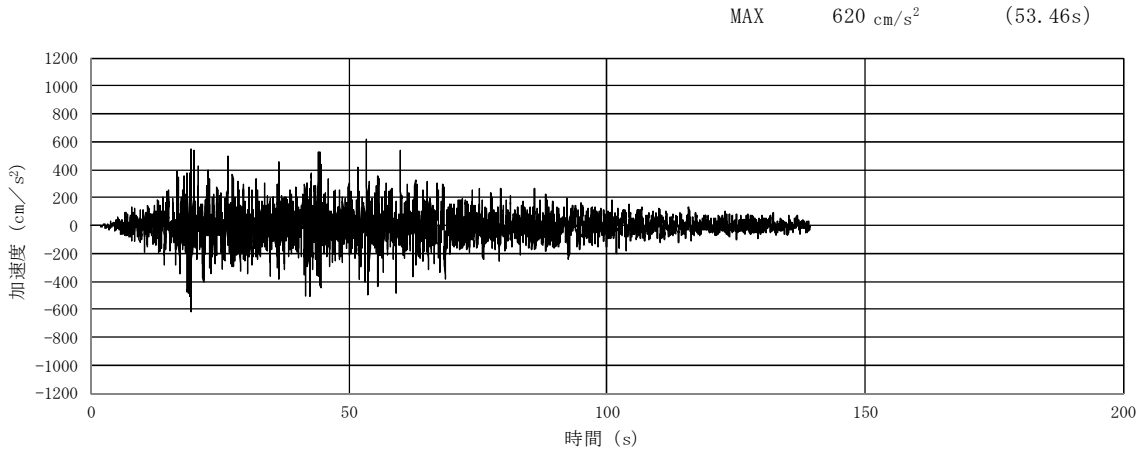
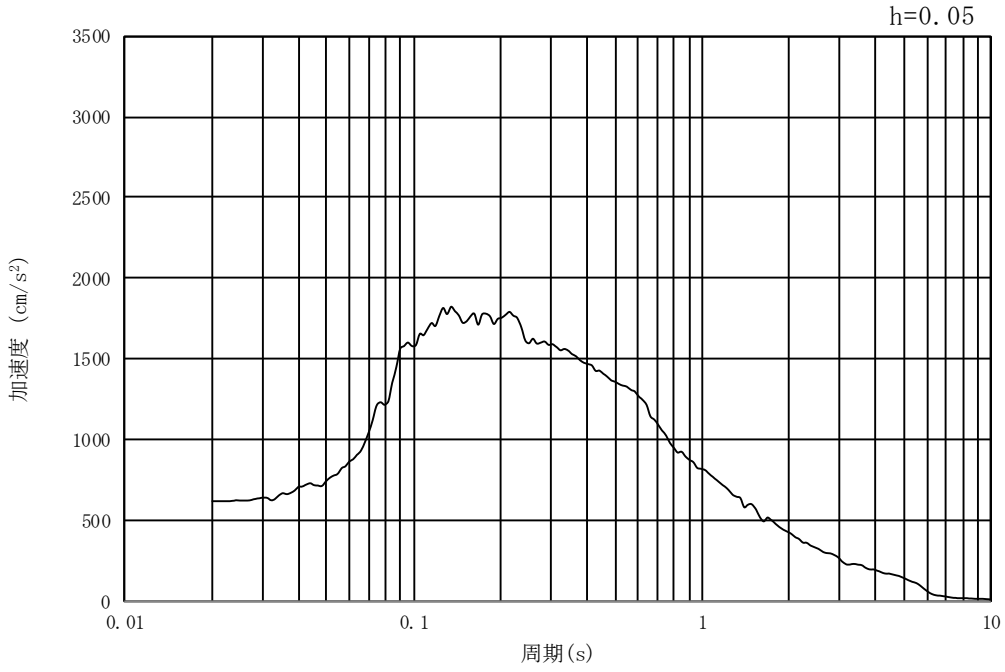


図 8.3－2　入力地震動算定の概念図

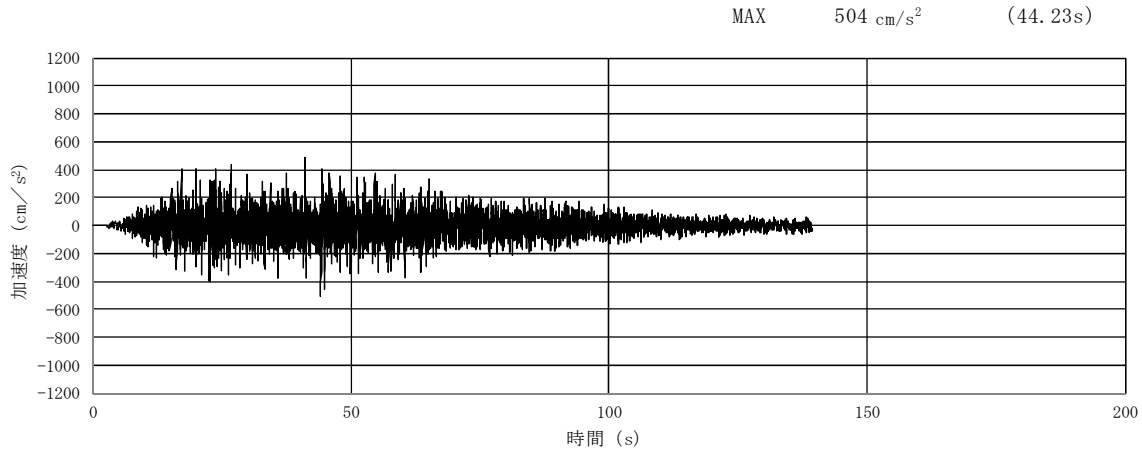


(a) 加速度時刻歴波形

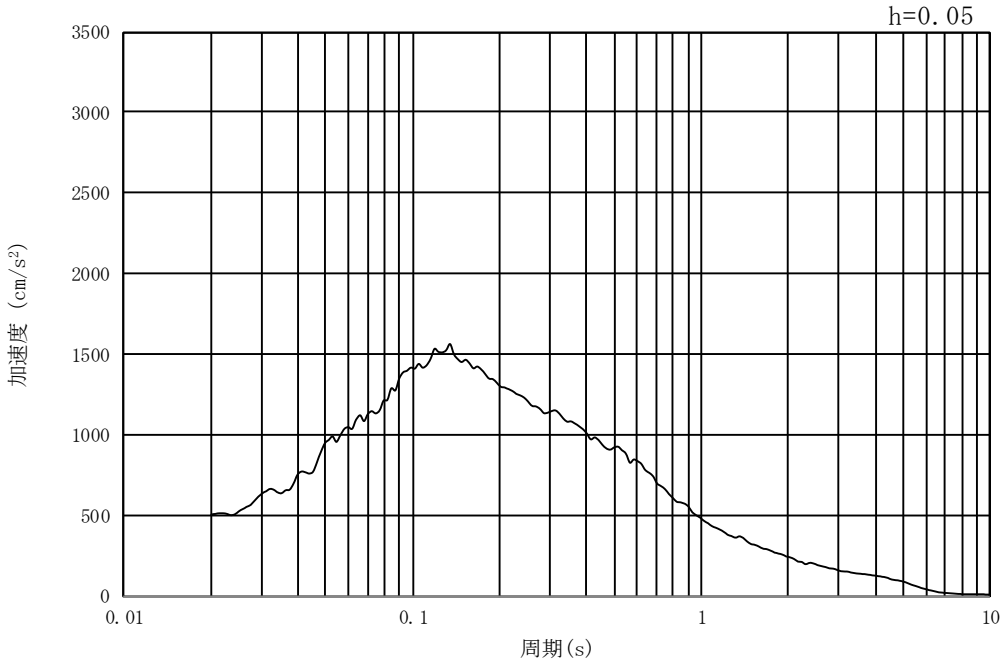


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－2 (1)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

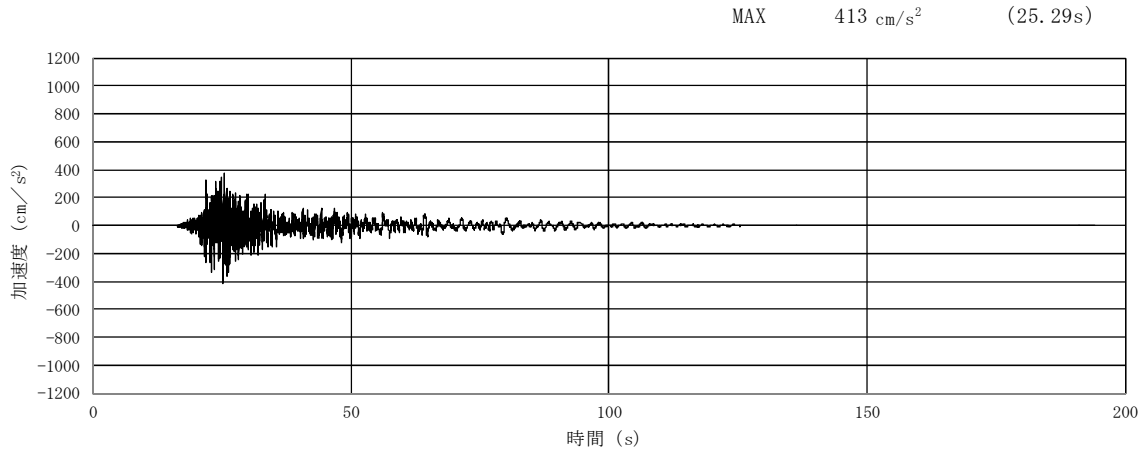


(a) 加速度時刻歴波形

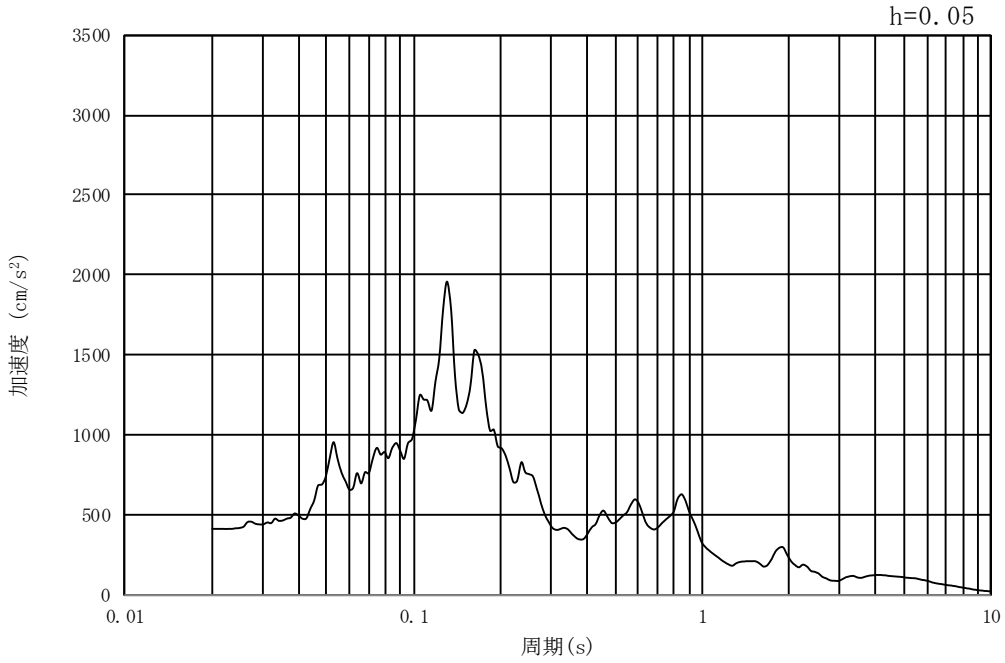


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－2 (2)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－Ｄ１）

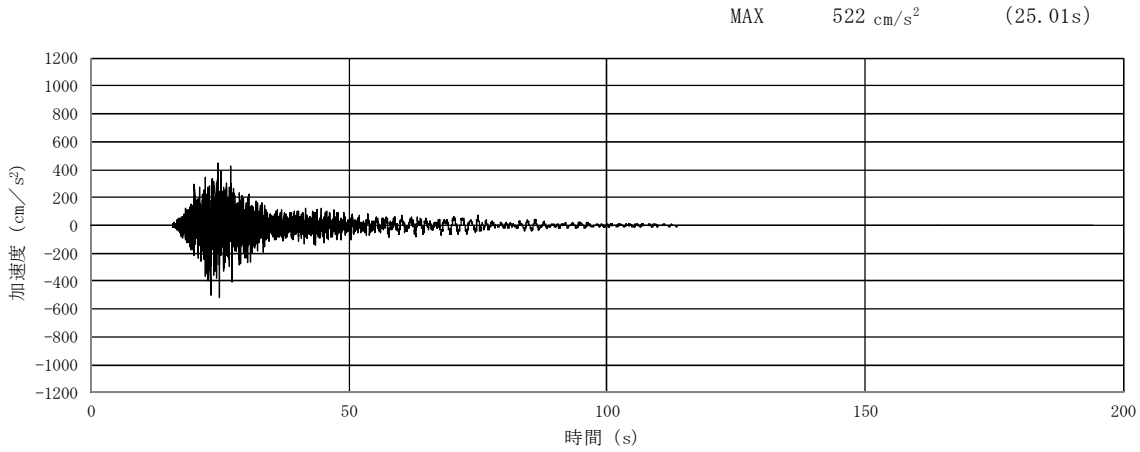


(a) 加速度時刻歴波形

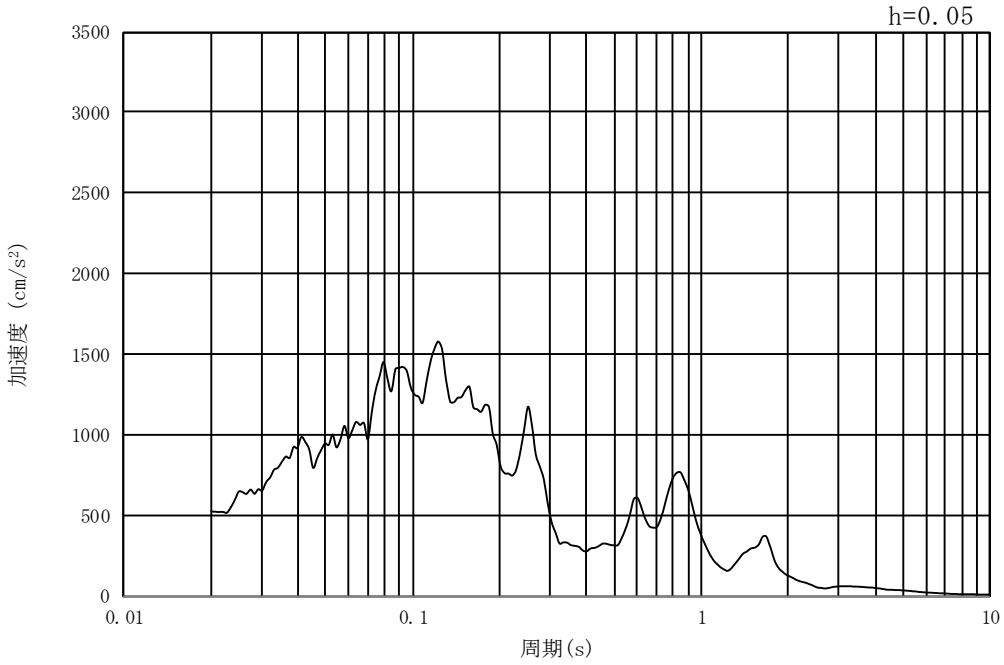


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－2 (3)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

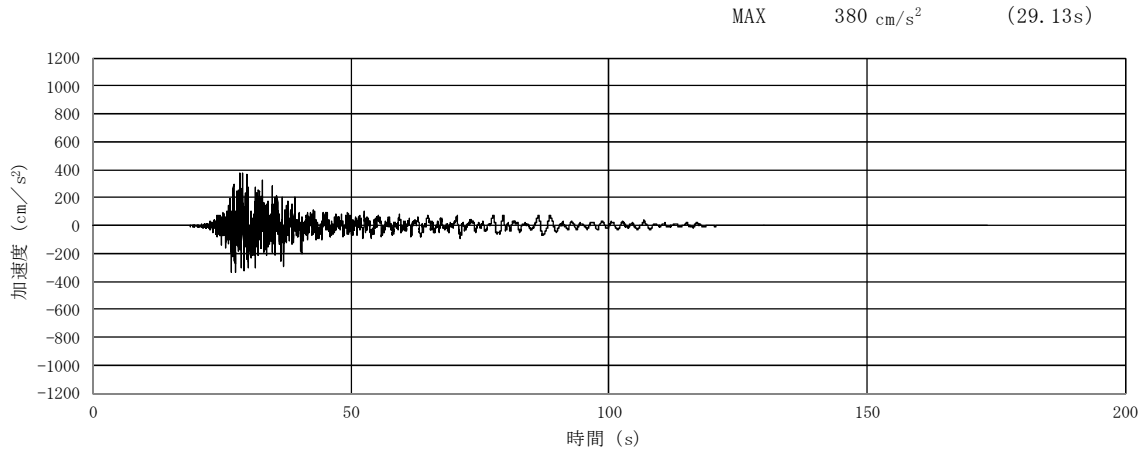


（a）加速度時刻歴波形

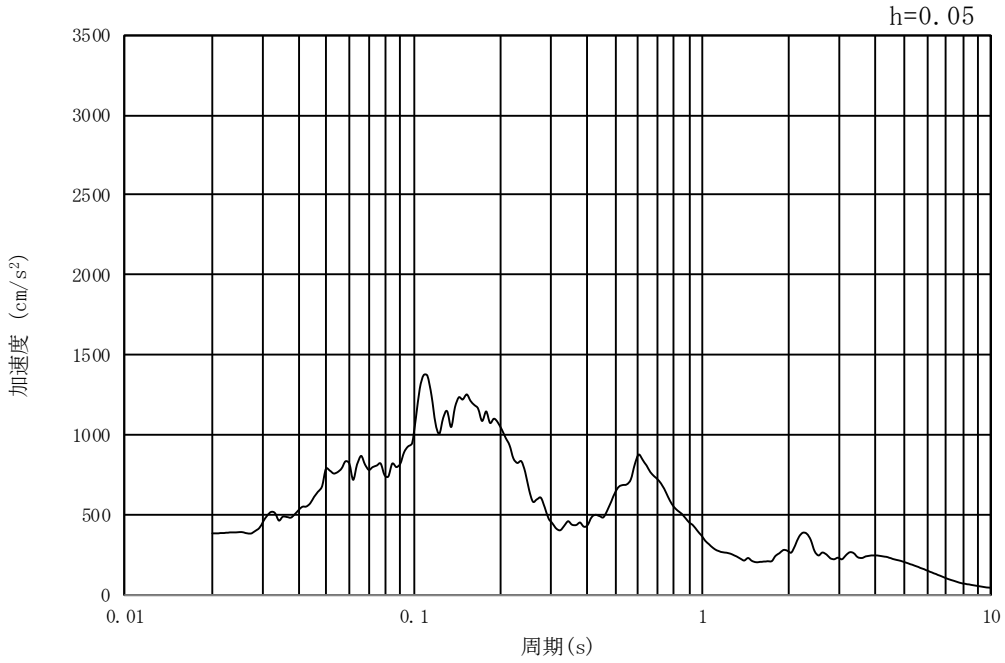


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（4）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

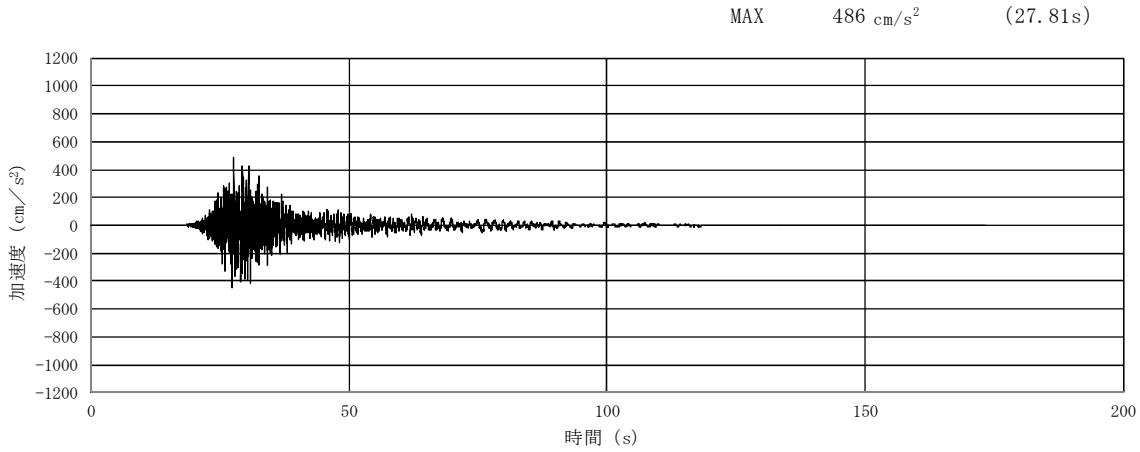


(a) 加速度時刻歴波形

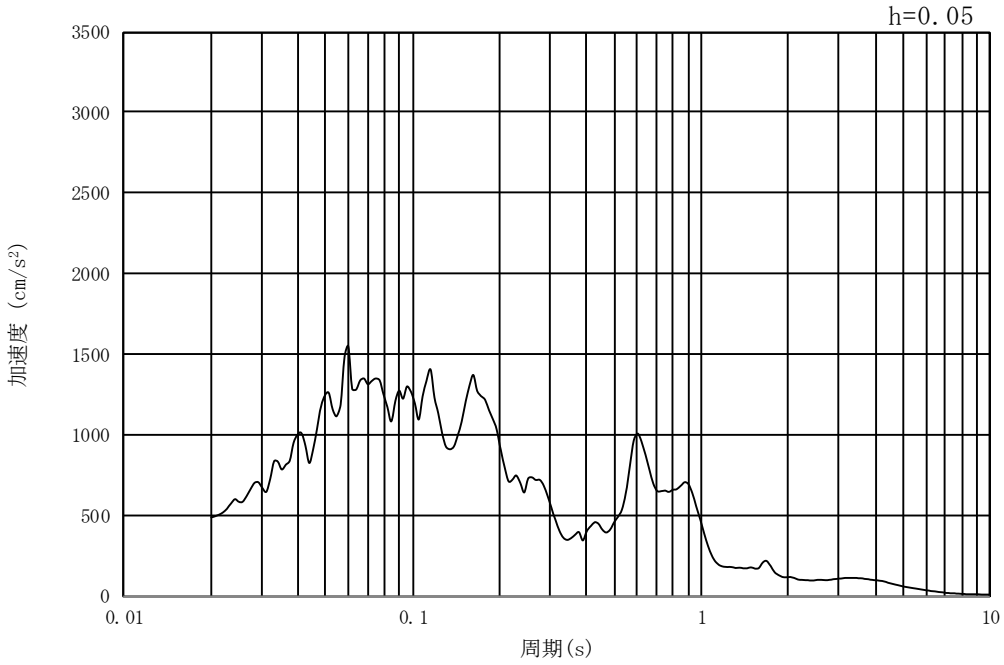


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－2 (5)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

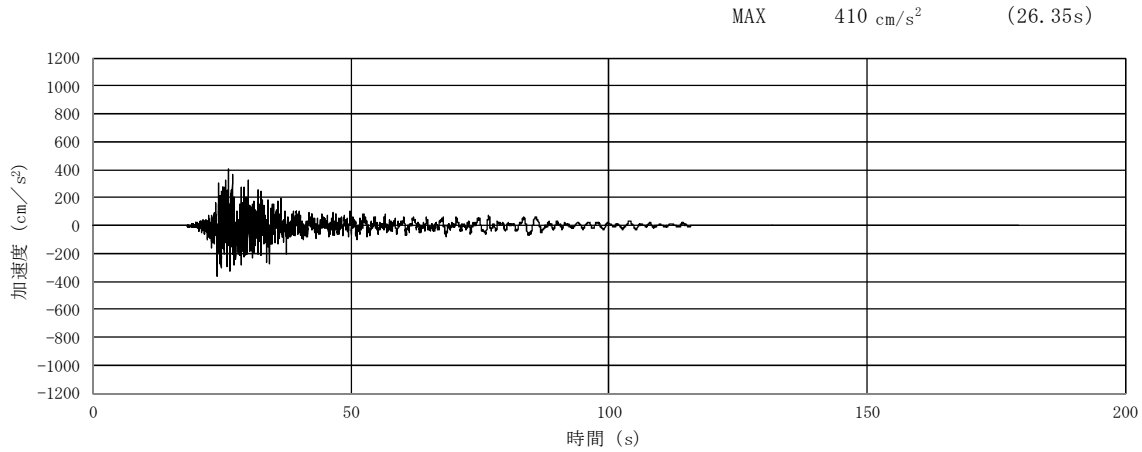


（a）加速度時刻歴波形

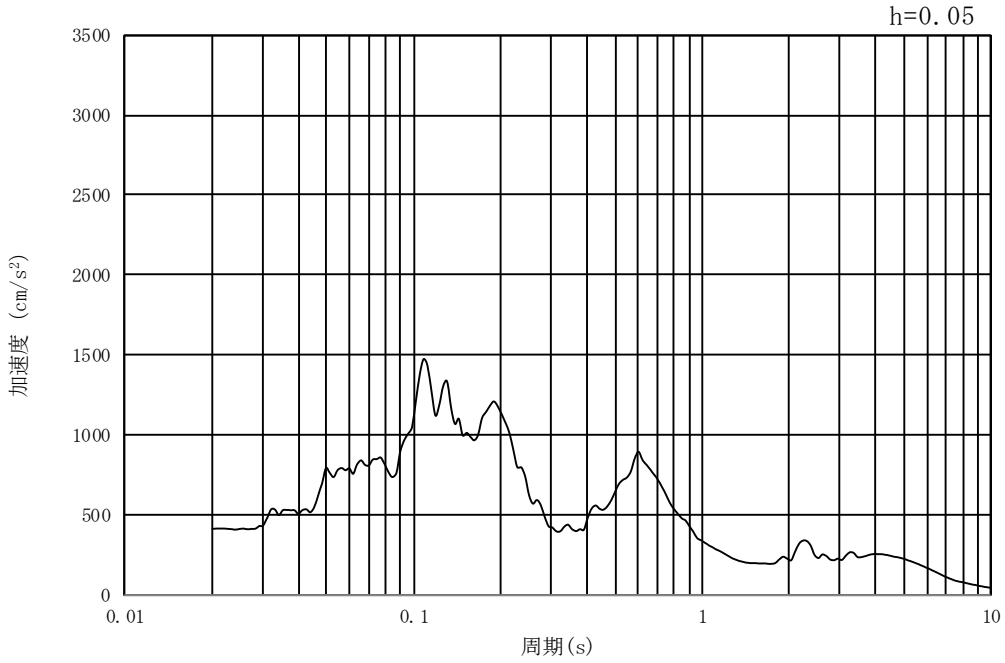


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（6）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

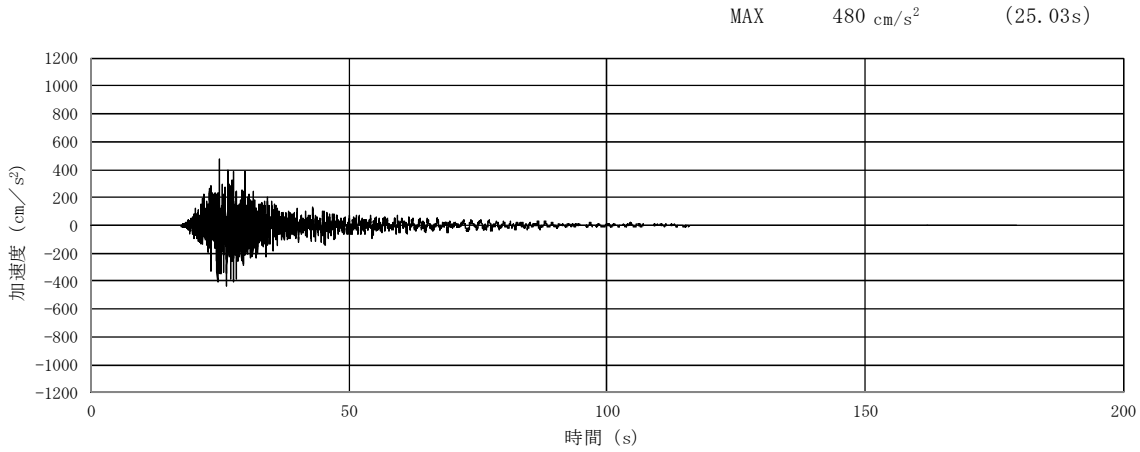


（a）加速度時刻歴波形

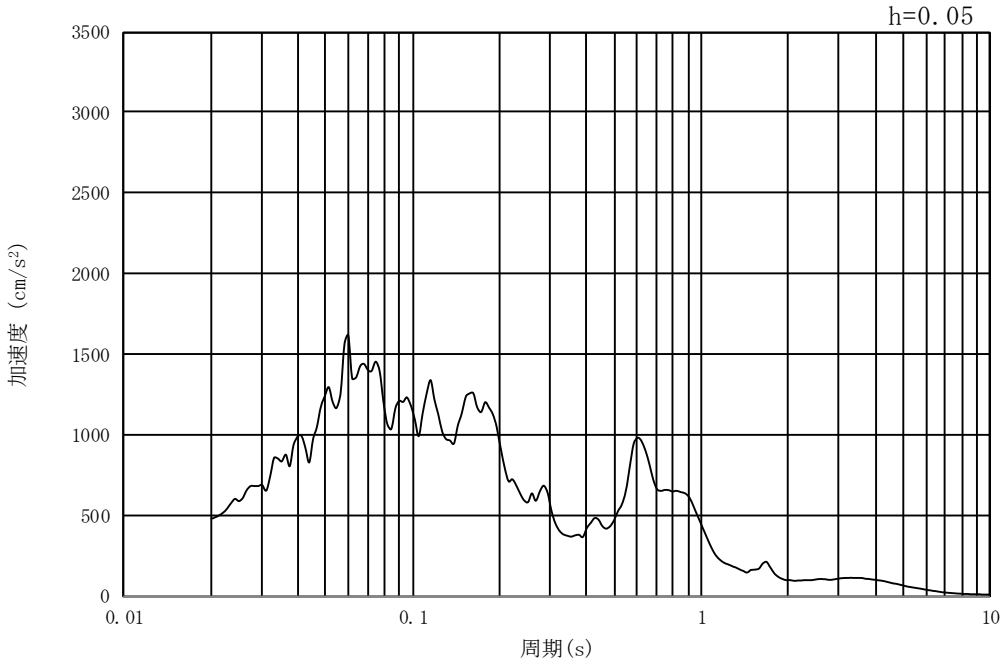


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（7）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

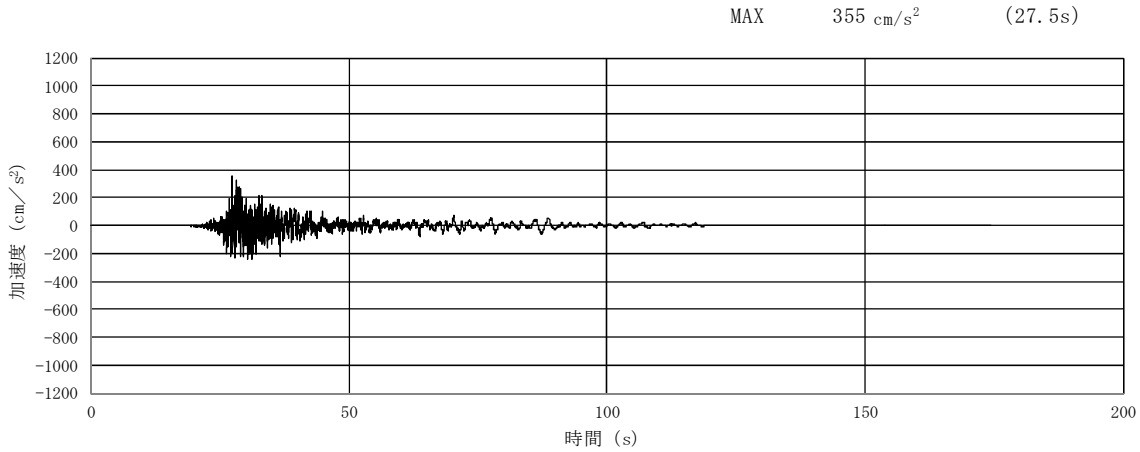


（a）加速度時刻歴波形

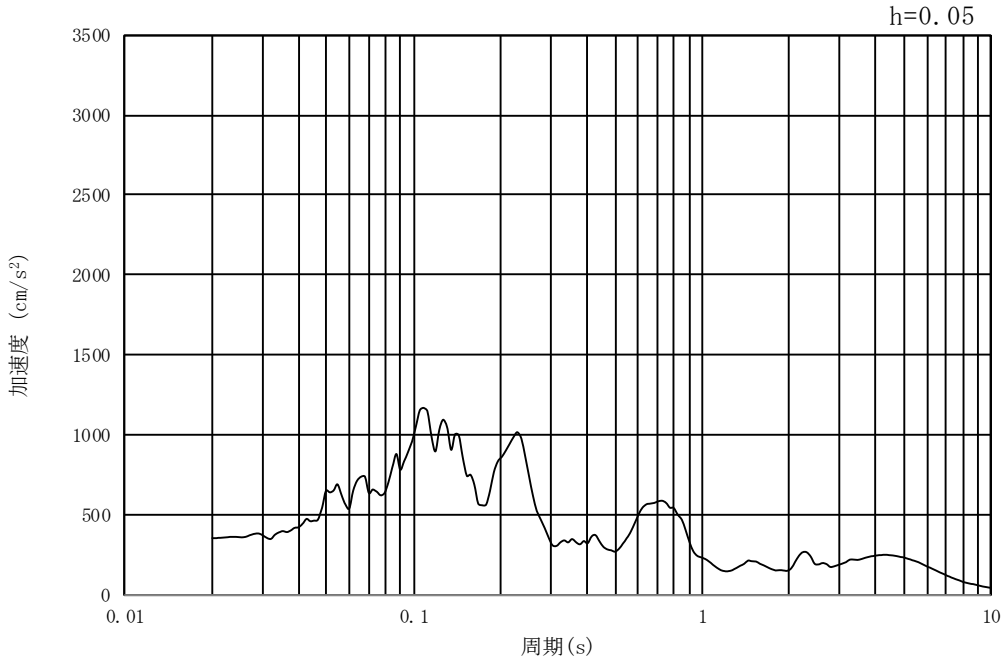


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（8）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１３）

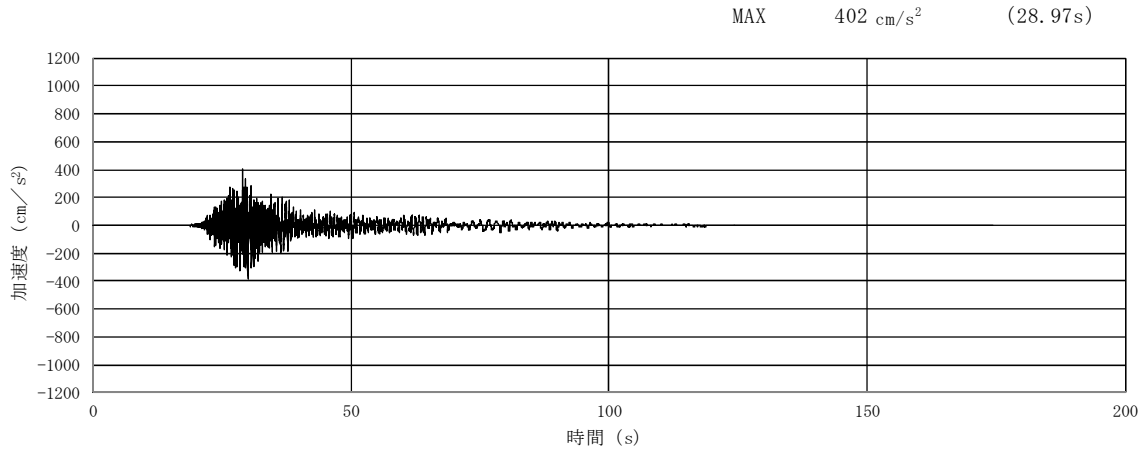


（a）加速度時刻歴波形

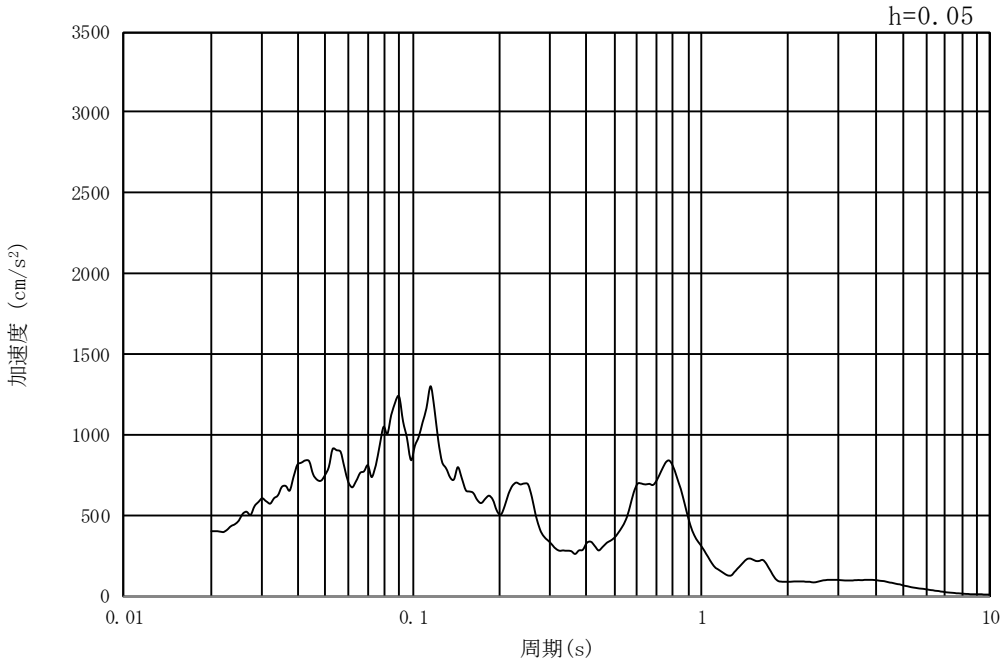


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（9）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－１４）

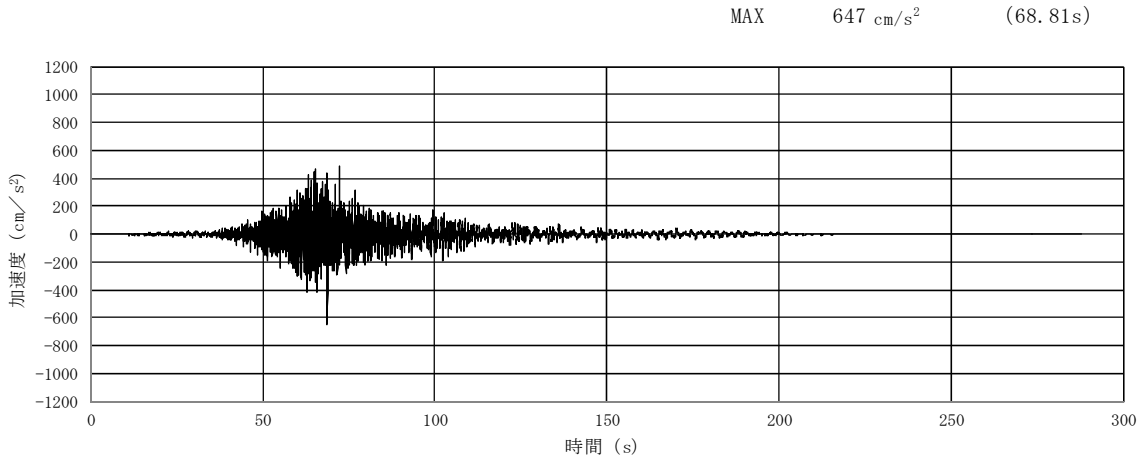


（a）加速度時刻歴波形

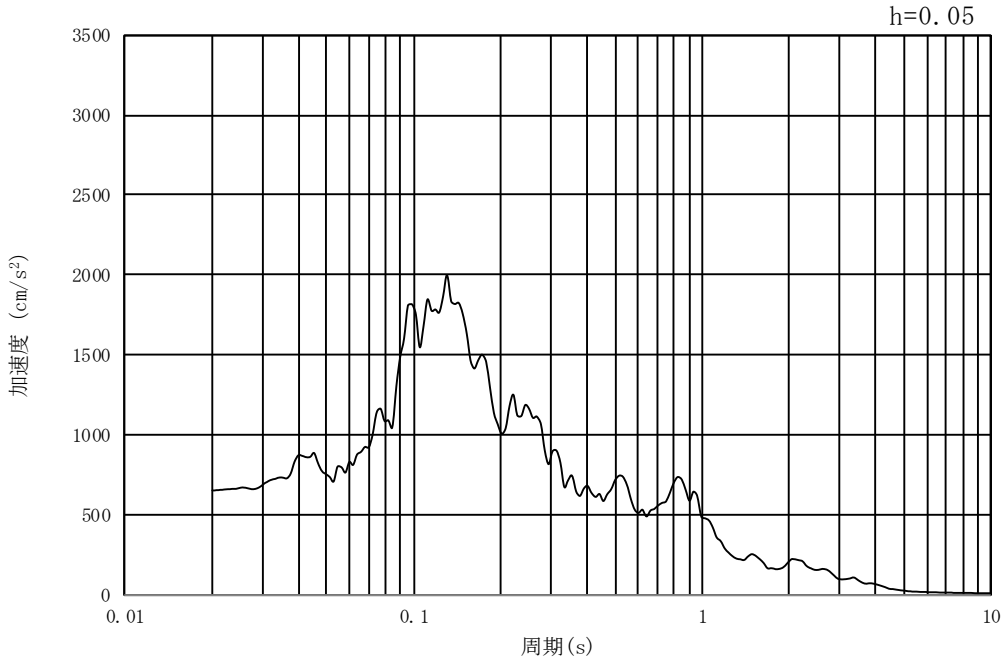


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（10）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１４）

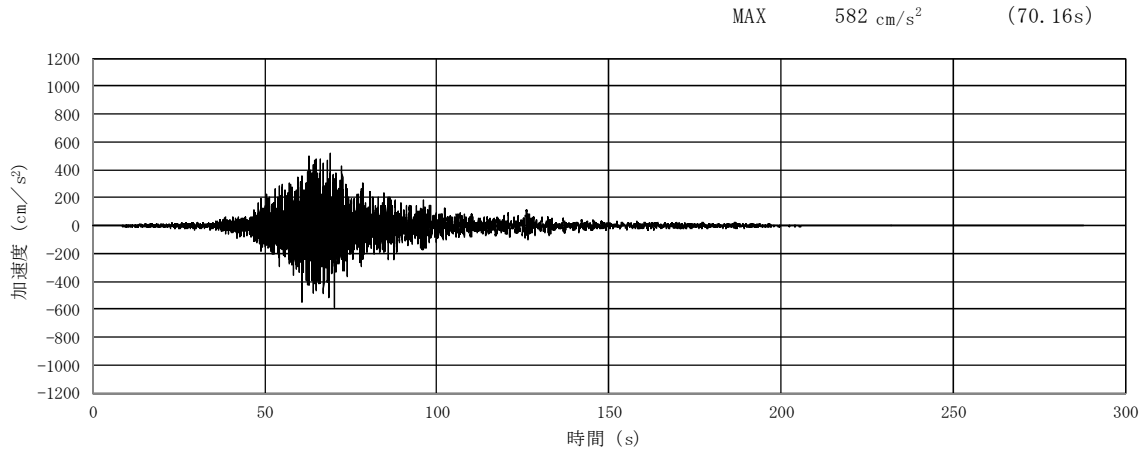


（a）加速度時刻歴波形

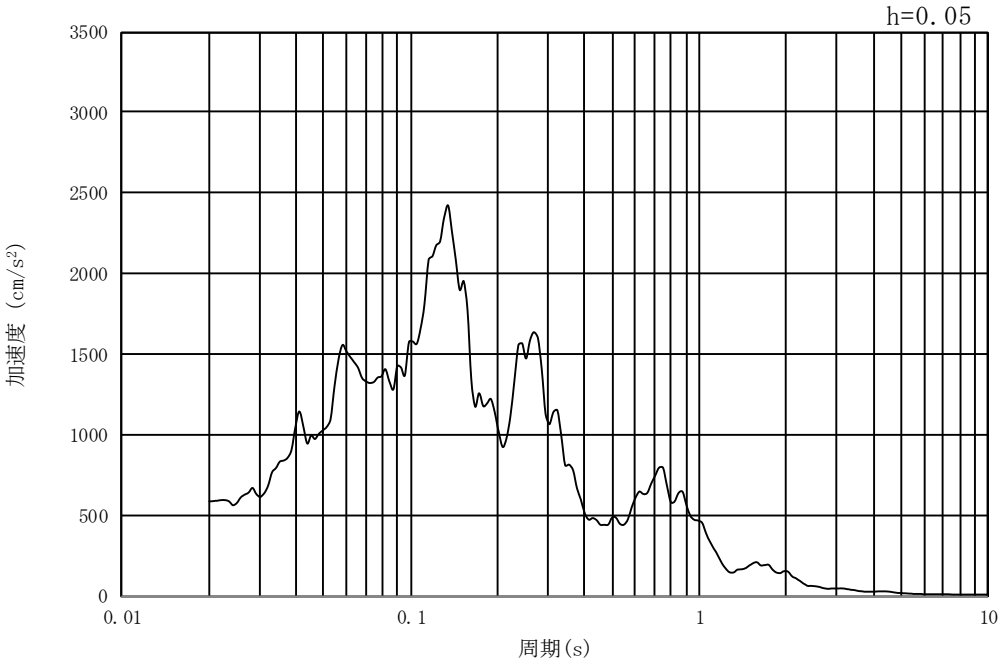


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（11）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－２１）

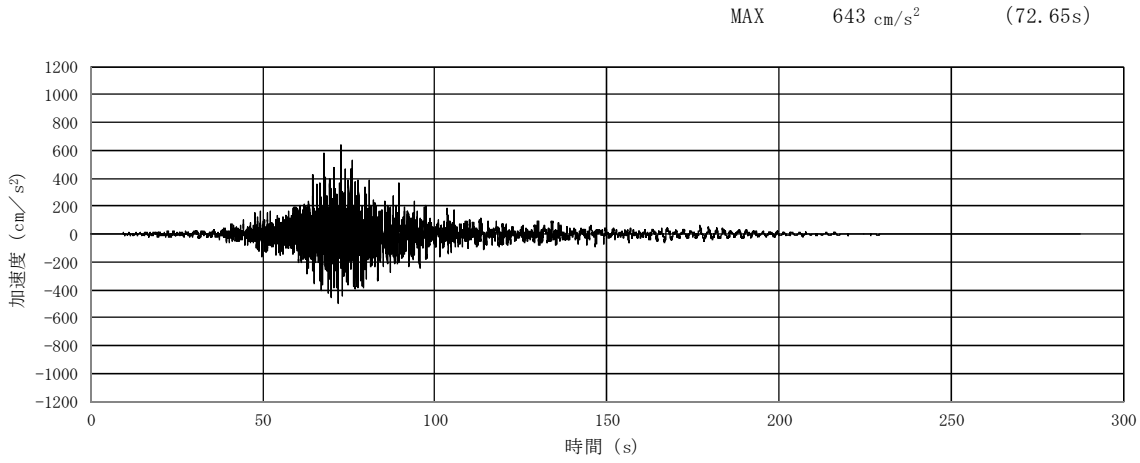


（a）加速度時刻歴波形

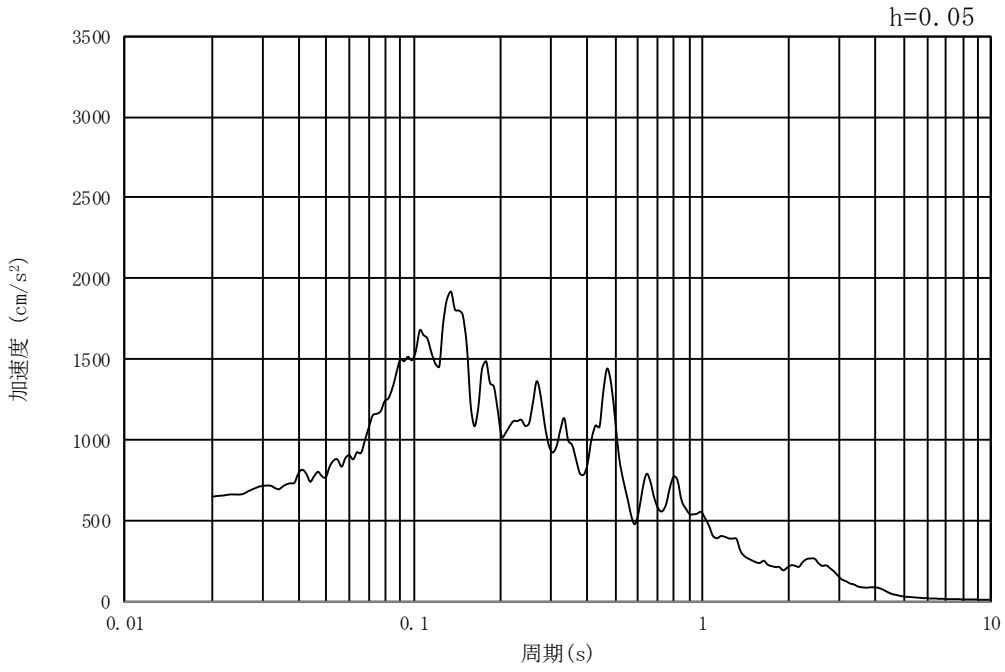


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（12）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－２１）

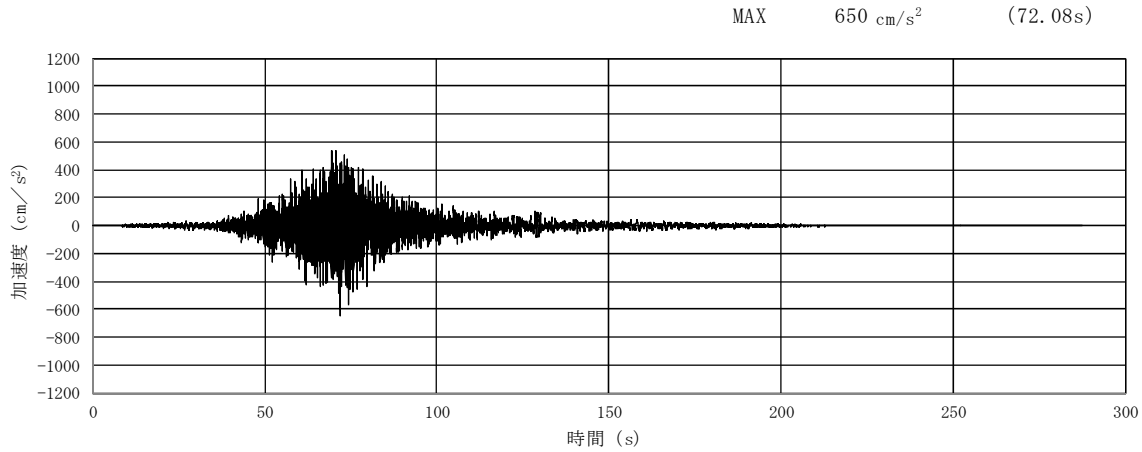


（a）加速度時刻歴波形

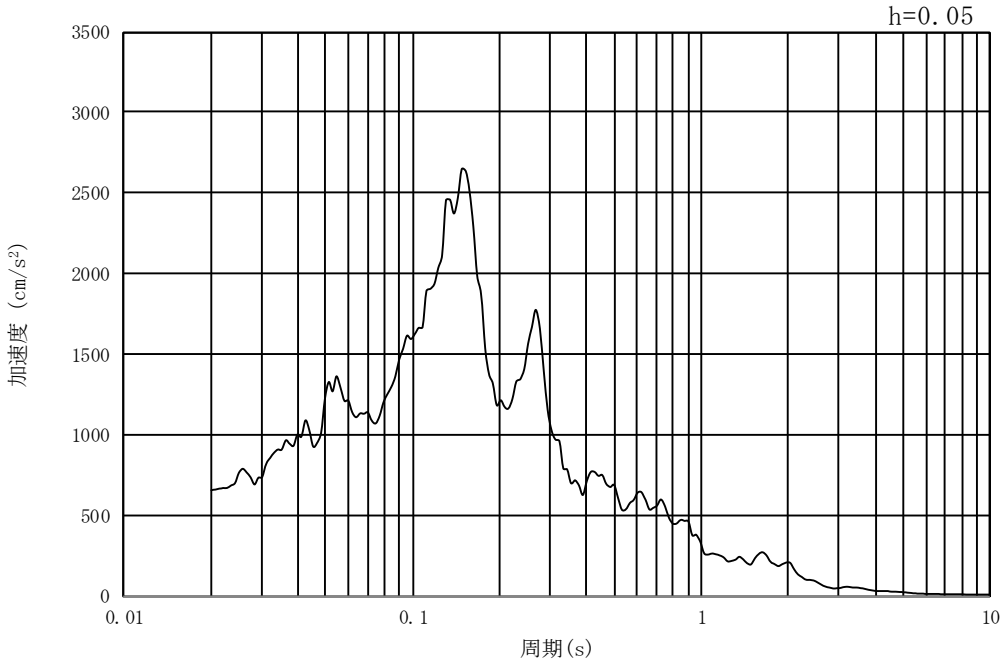


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（13）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

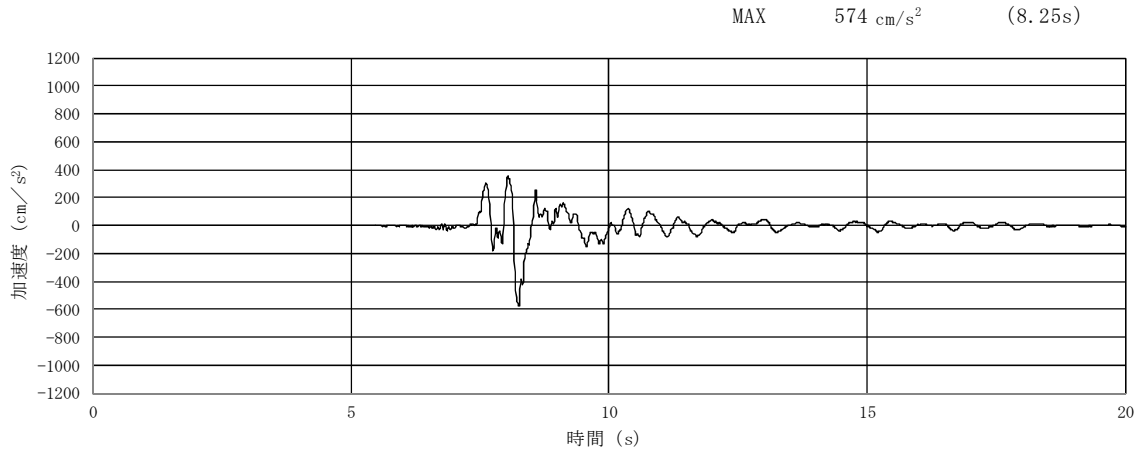


（a）加速度時刻歴波形

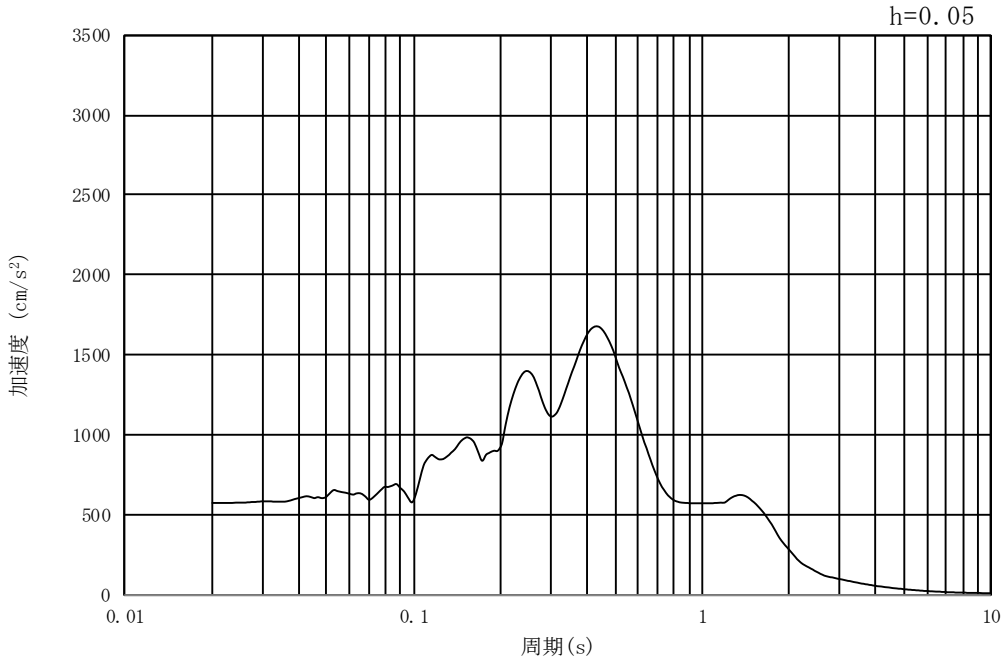


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（14）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

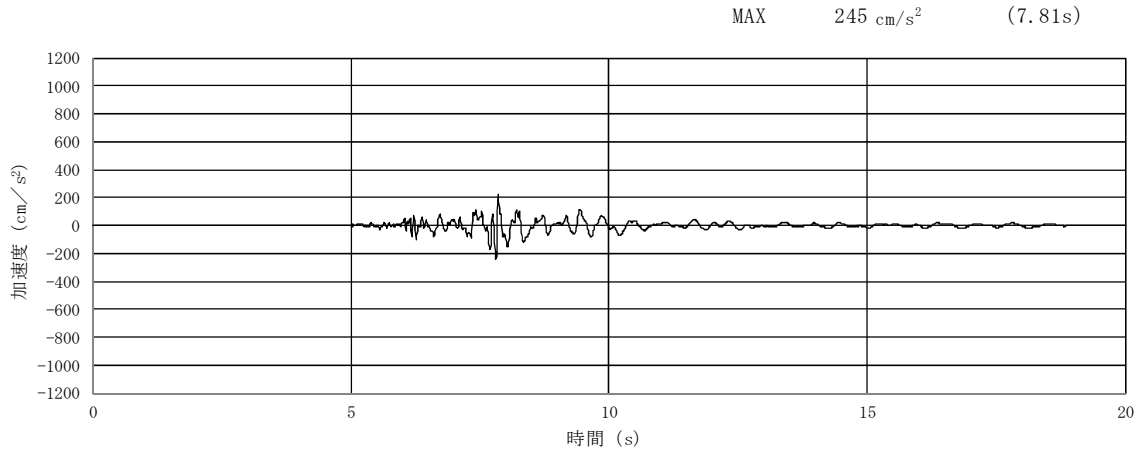


(a) 加速度時刻歴波形

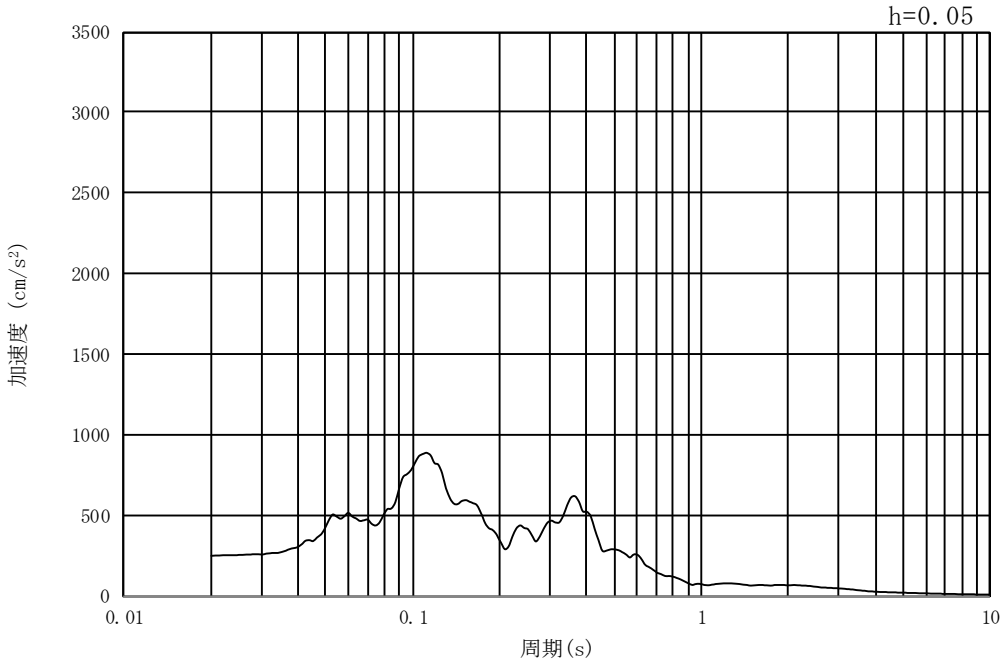


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－2 (15)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

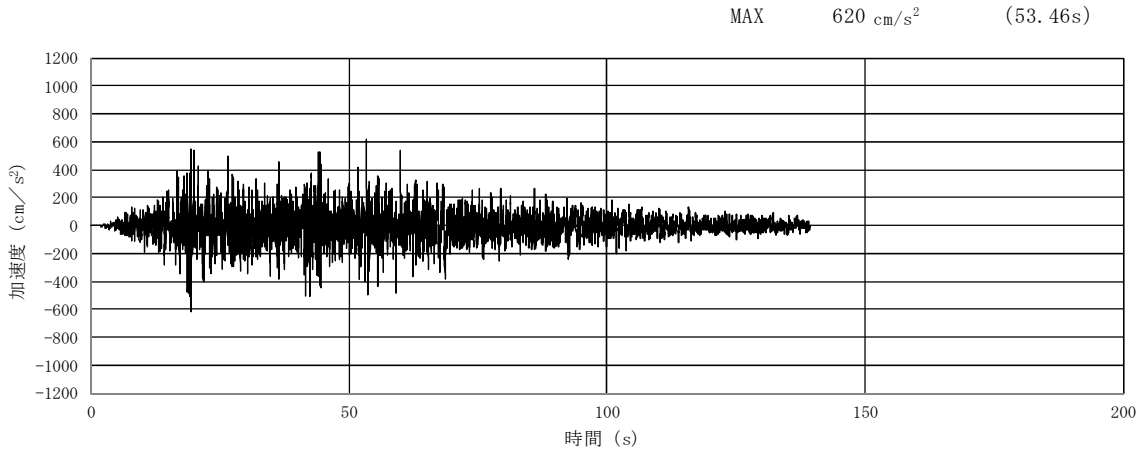


（a）加速度時刻歴波形

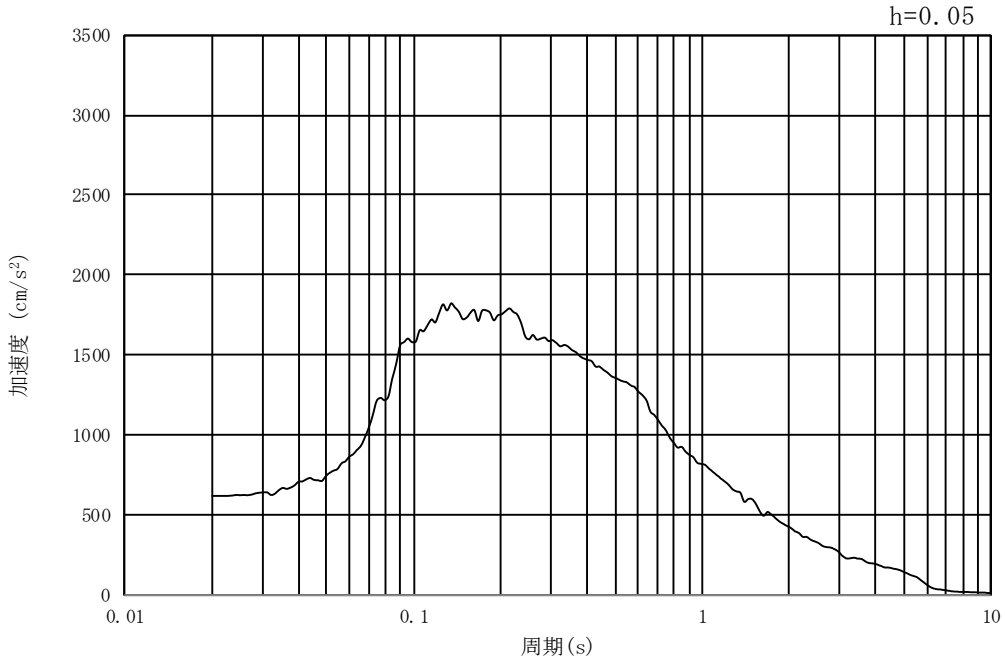


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－2（16）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

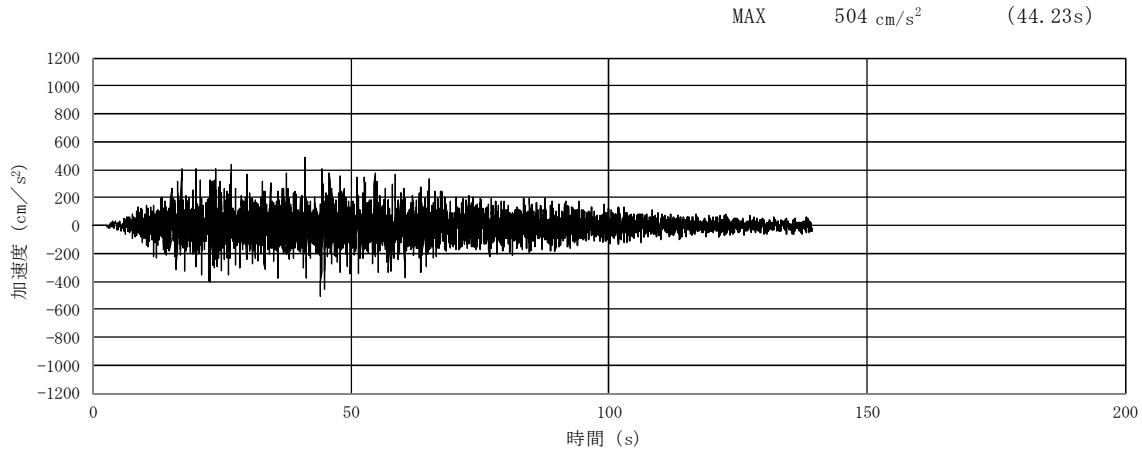


(a) 加速度時刻歴波形

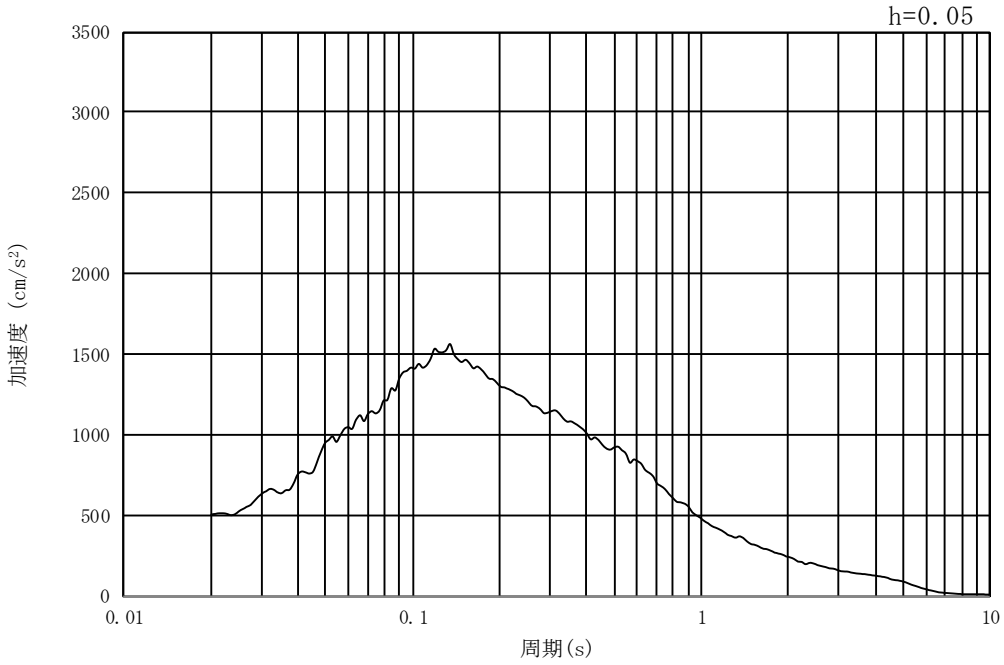


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (1)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

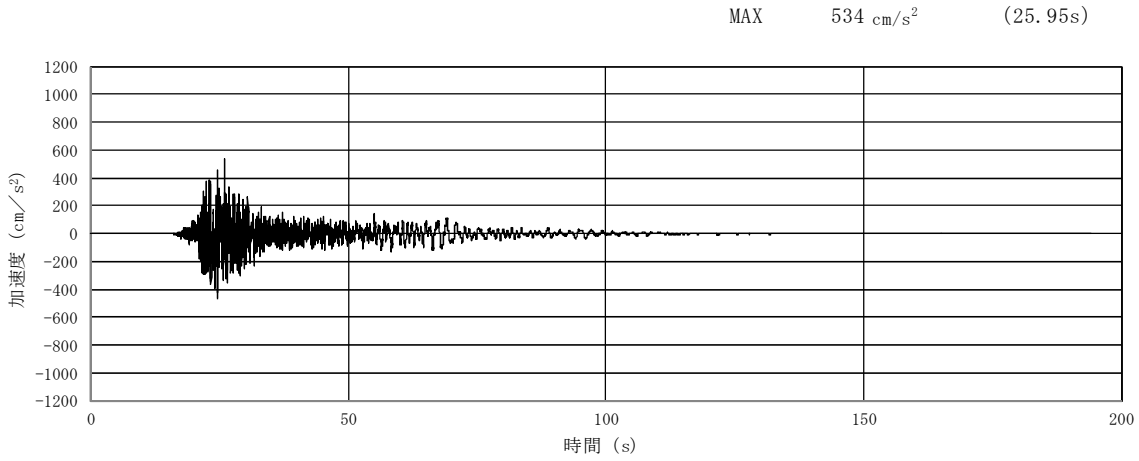


(a) 加速度時刻歴波形

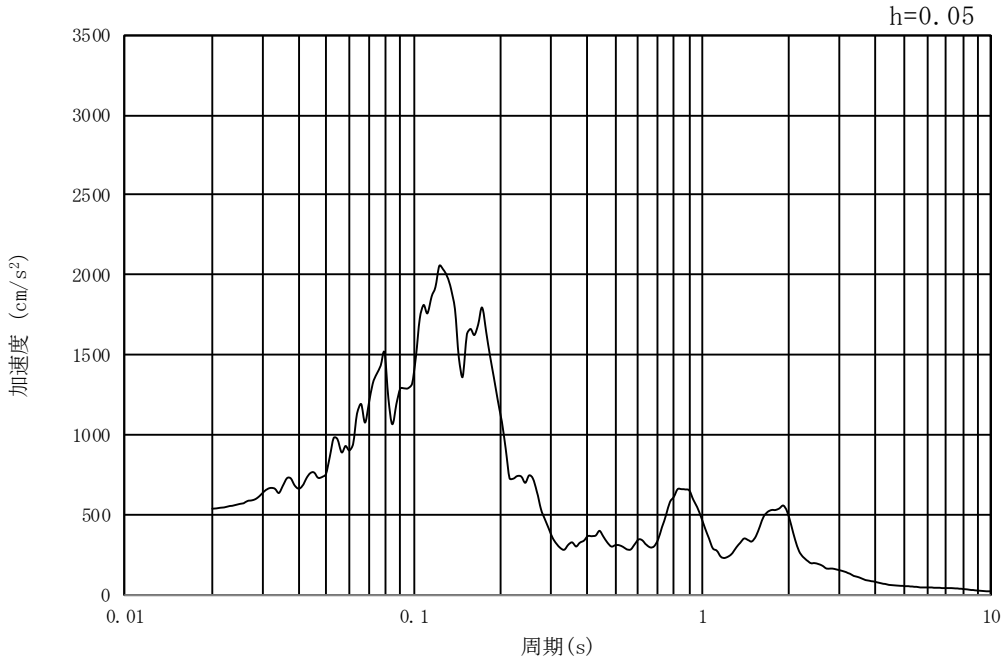


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (2)　南北方向断面の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
（鉛直方向：S_s－D１）

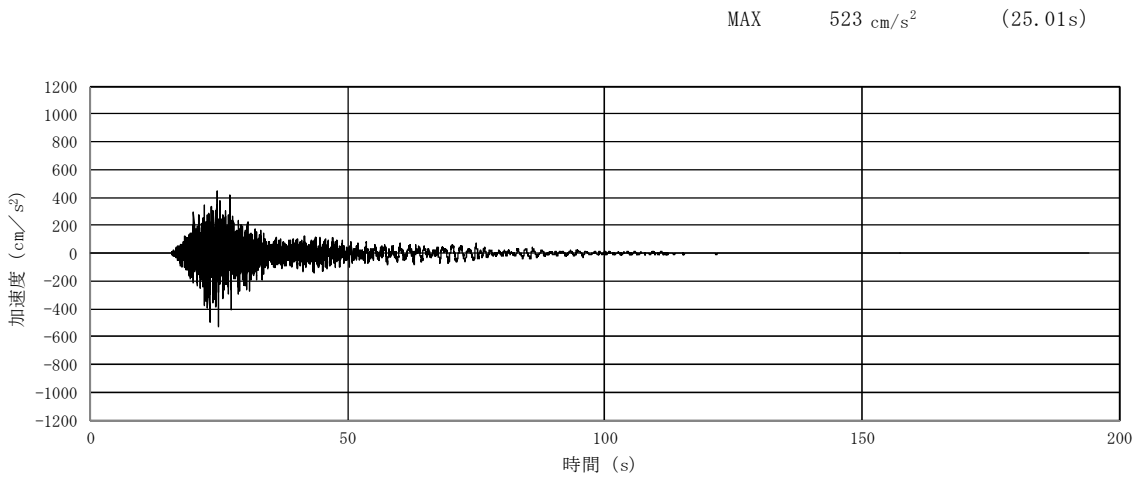


（a）加速度時刻歴波形

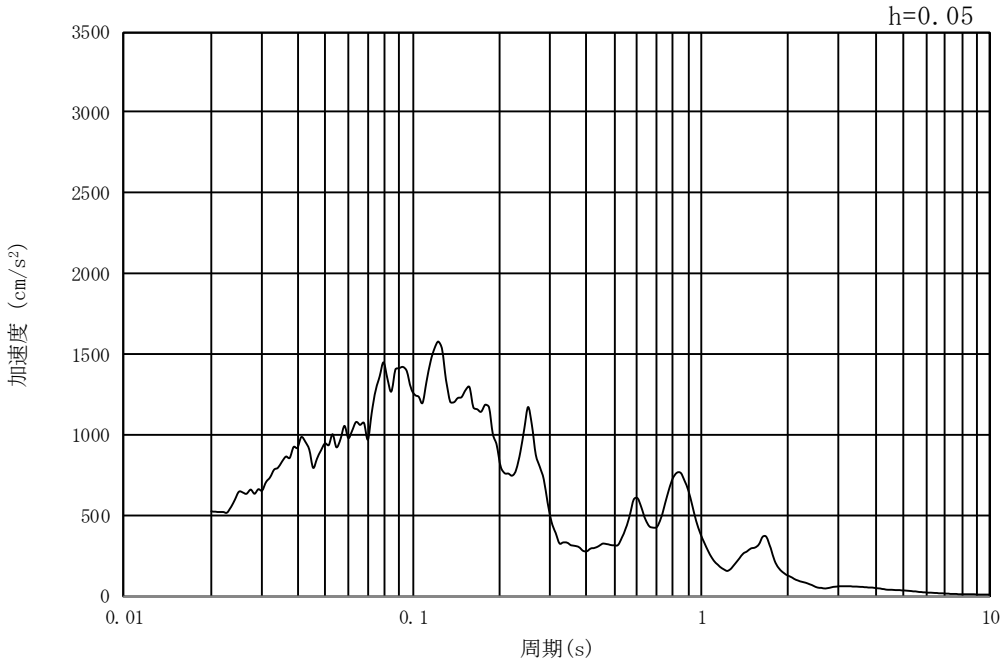


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（3）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－１１）

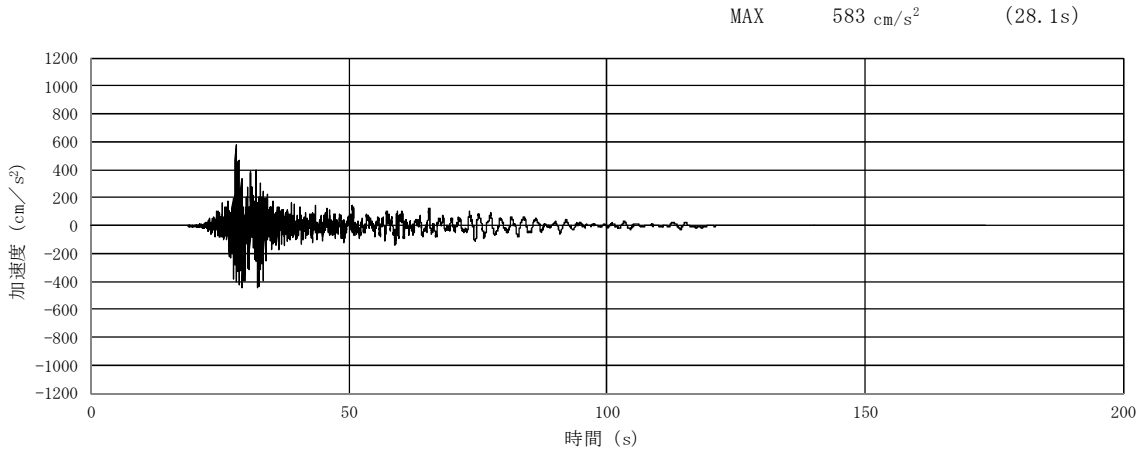


（a）加速度時刻歴波形

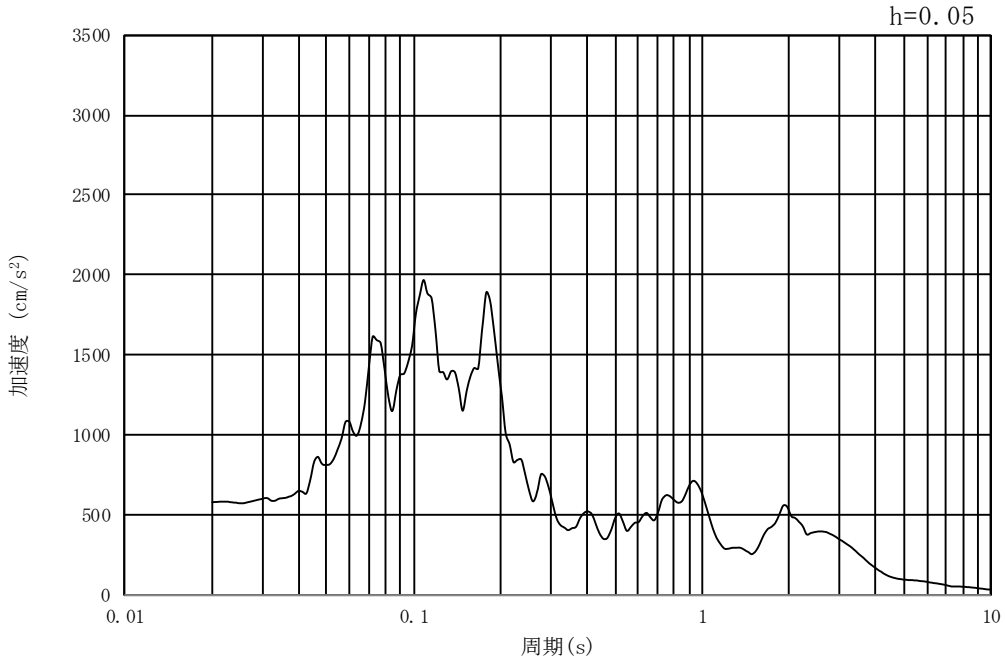


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（4）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１１）

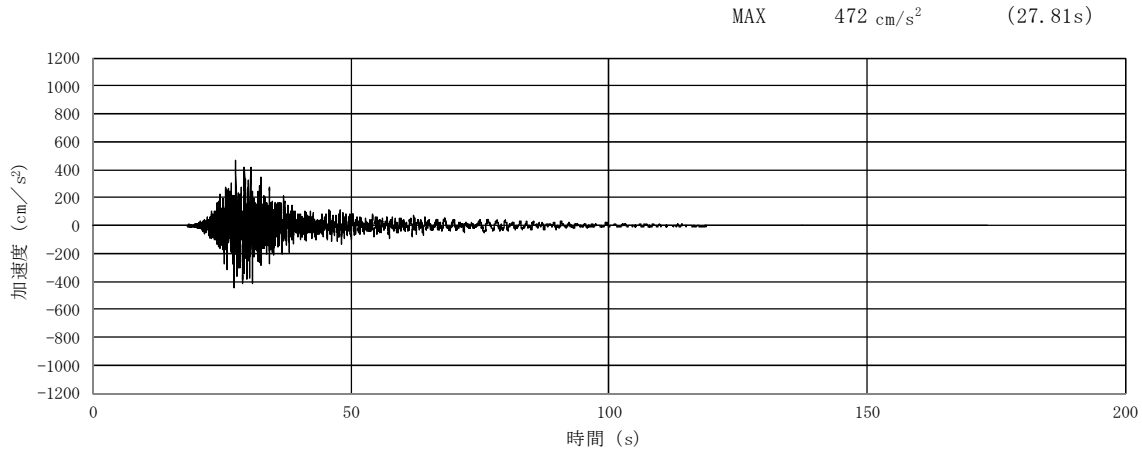


(a) 加速度時刻歴波形

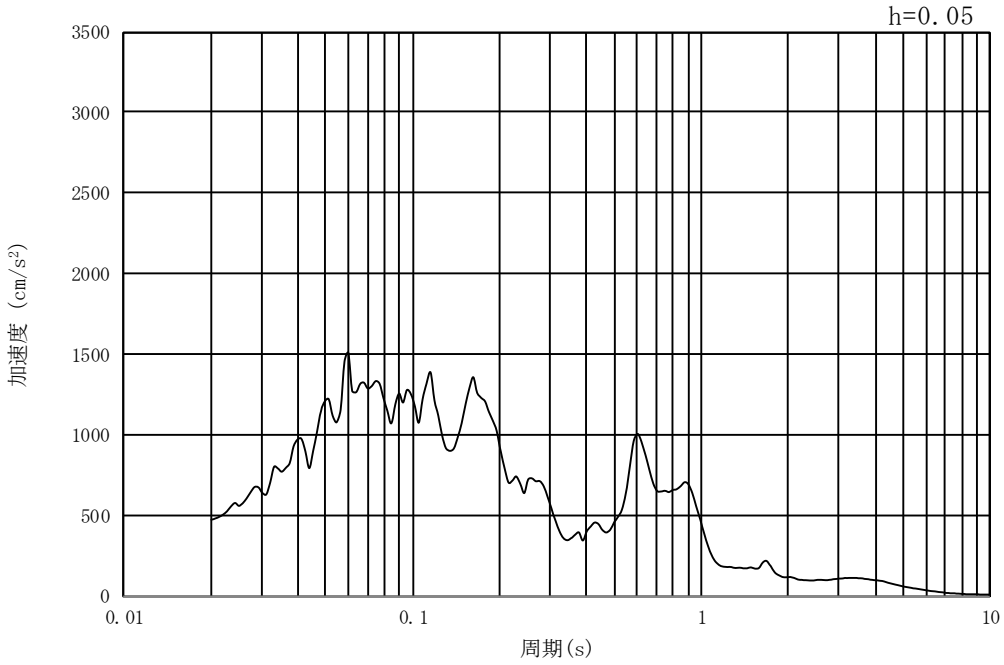


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (5)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

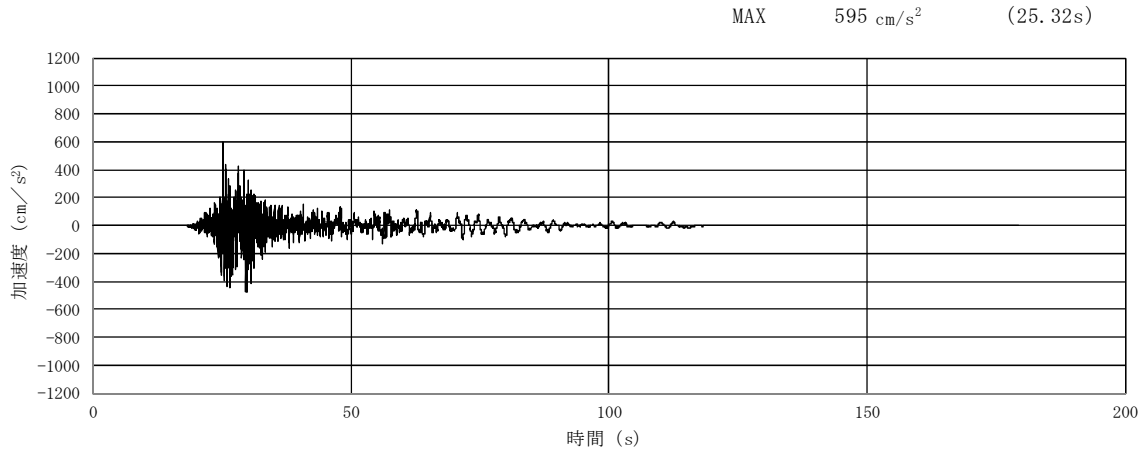


(a) 加速度時刻歴波形

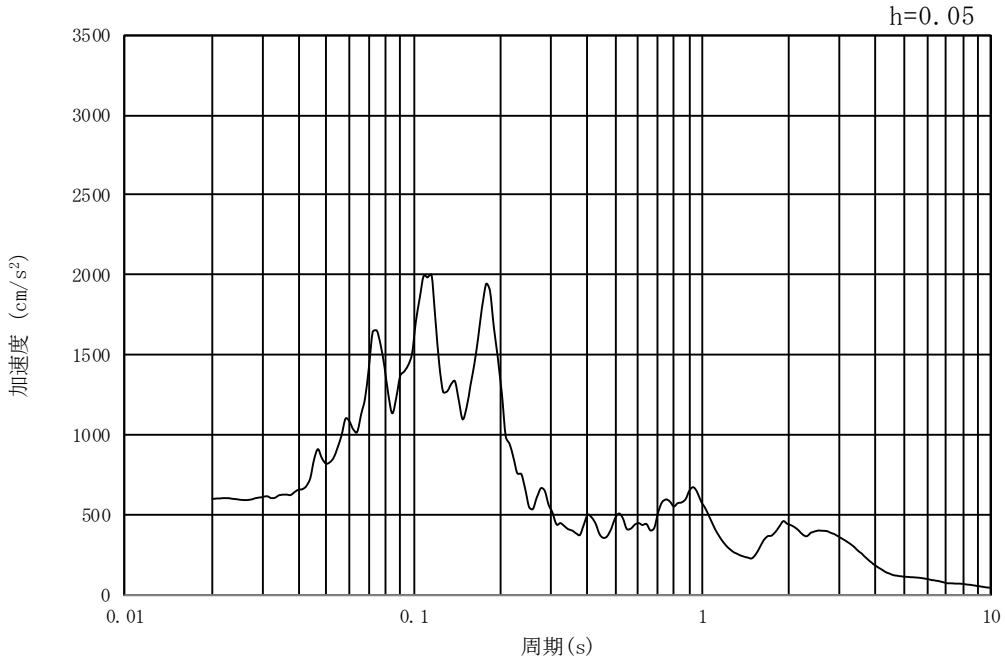


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (6)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

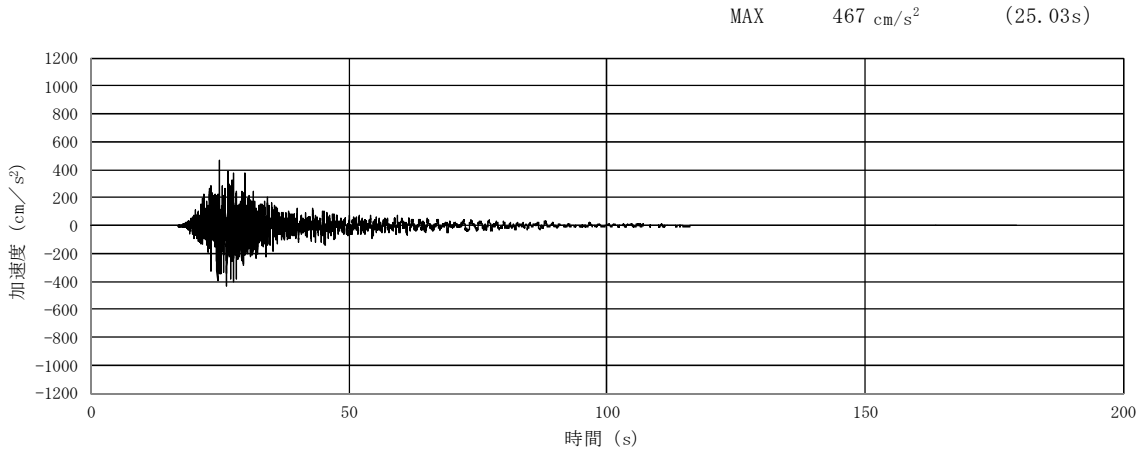


(a) 加速度時刻歴波形

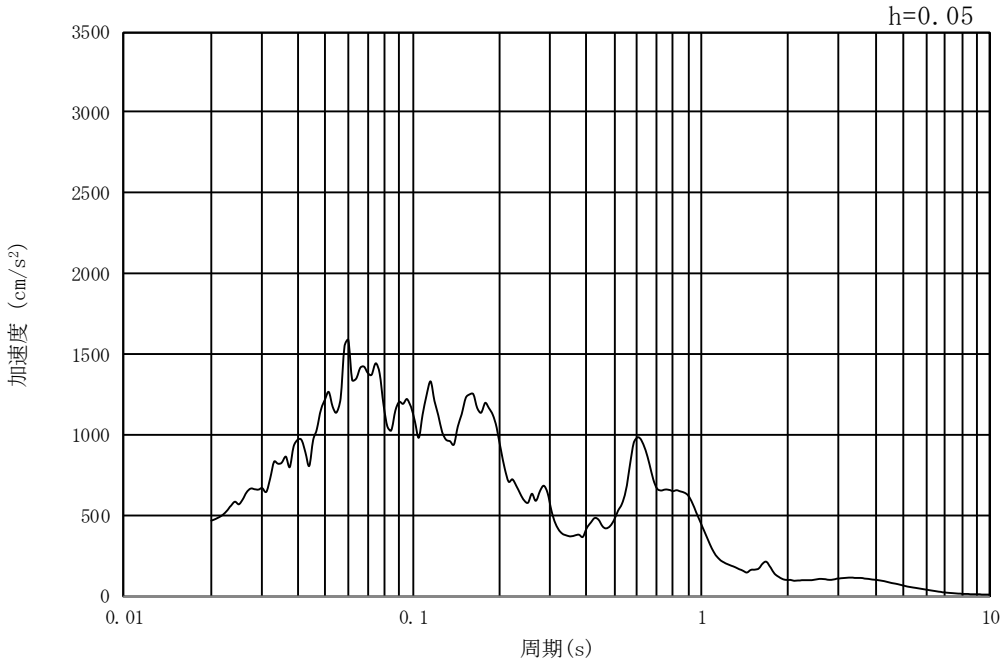


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (7)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

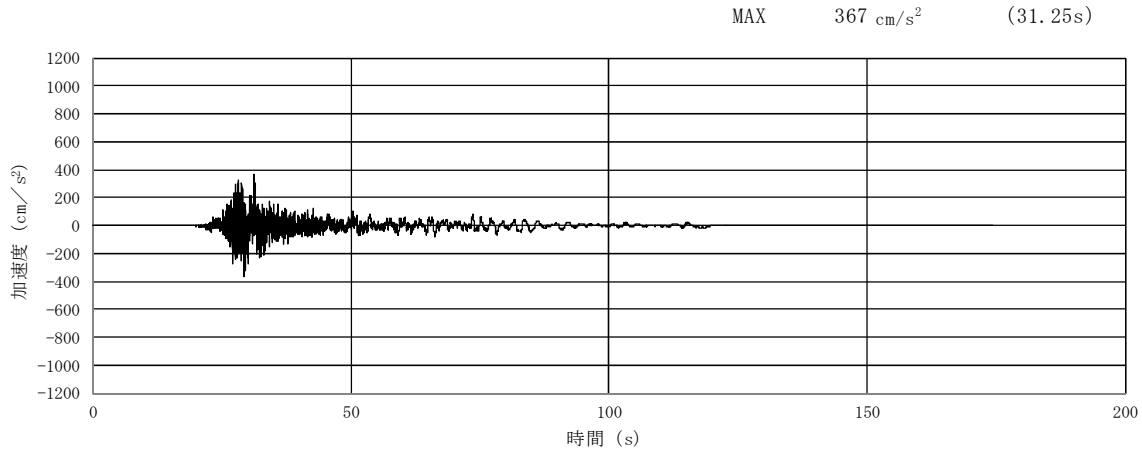


(a) 加速度時刻歴波形

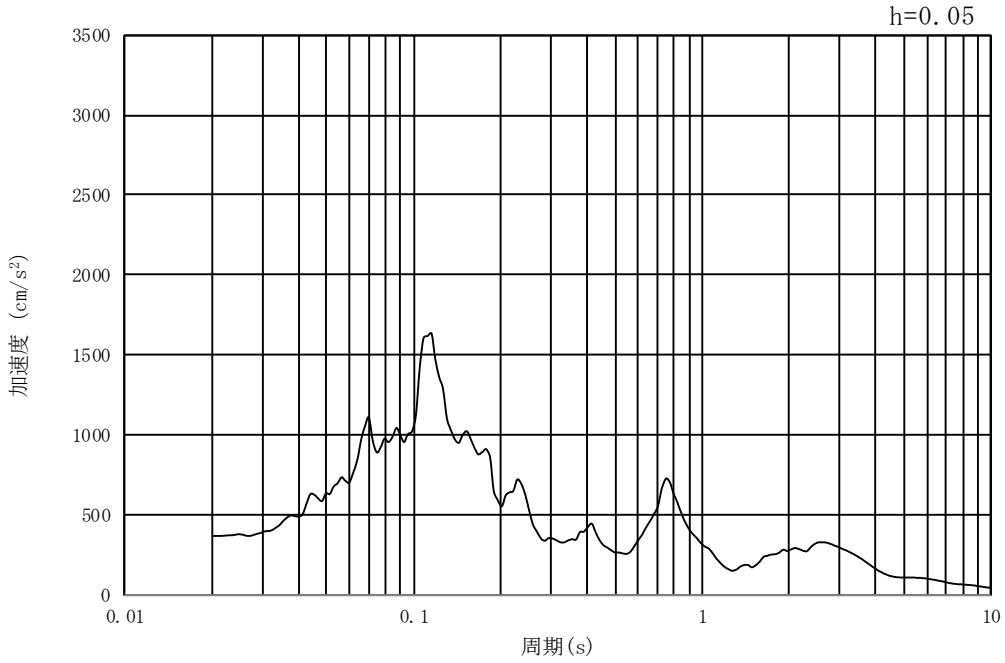


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (8)　南北方向断面の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
(鉛直方向：Ｓ$_s$－１３)

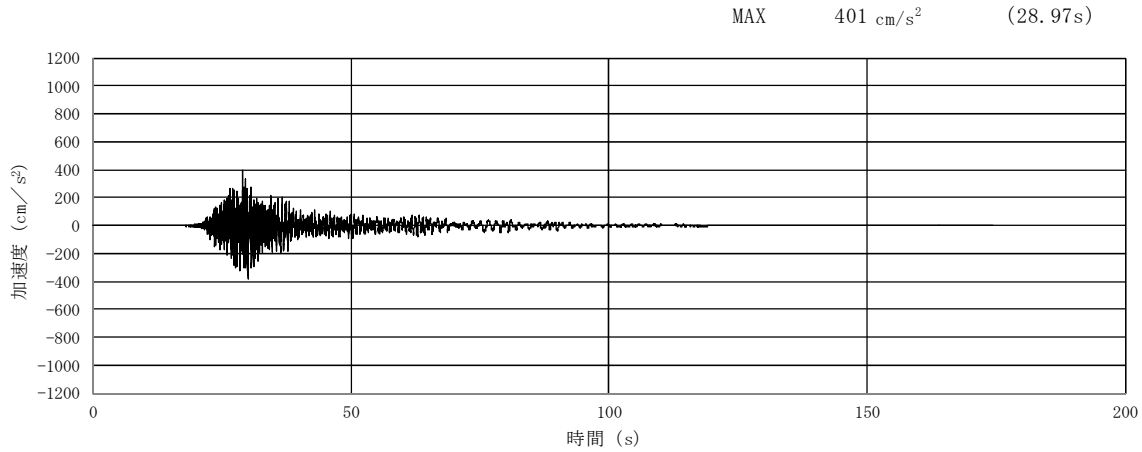


(a) 加速度時刻歴波形

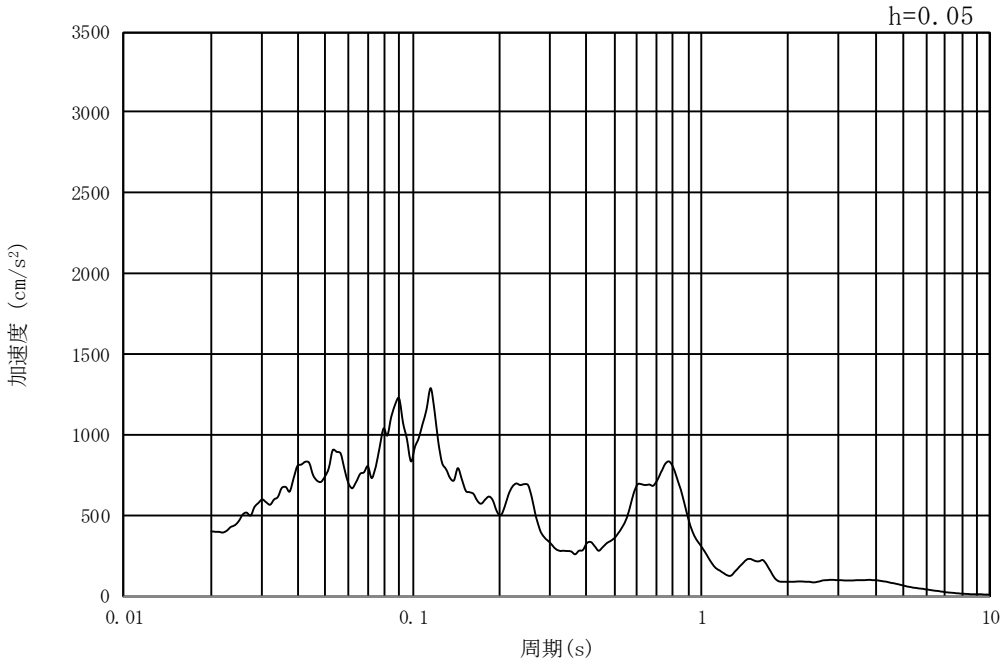


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (9)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

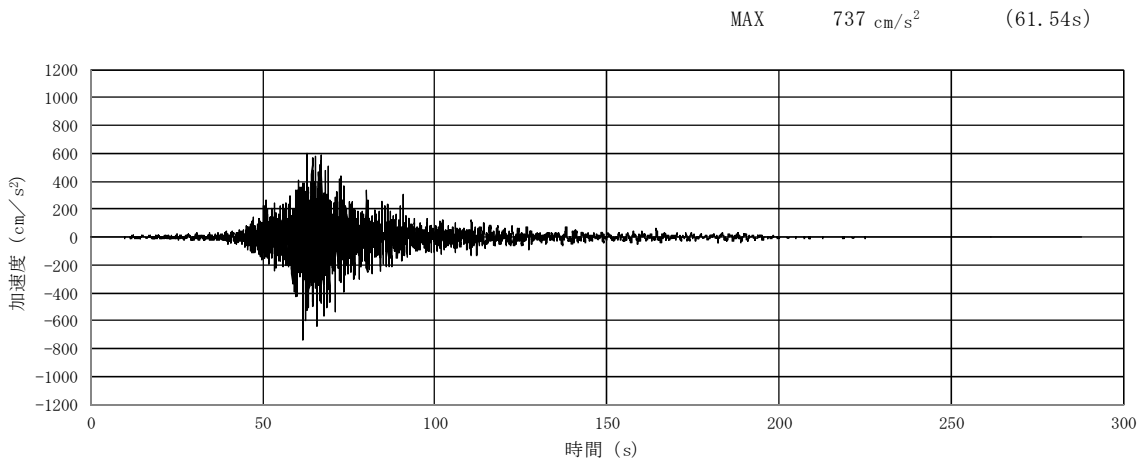


（a）加速度時刻歴波形

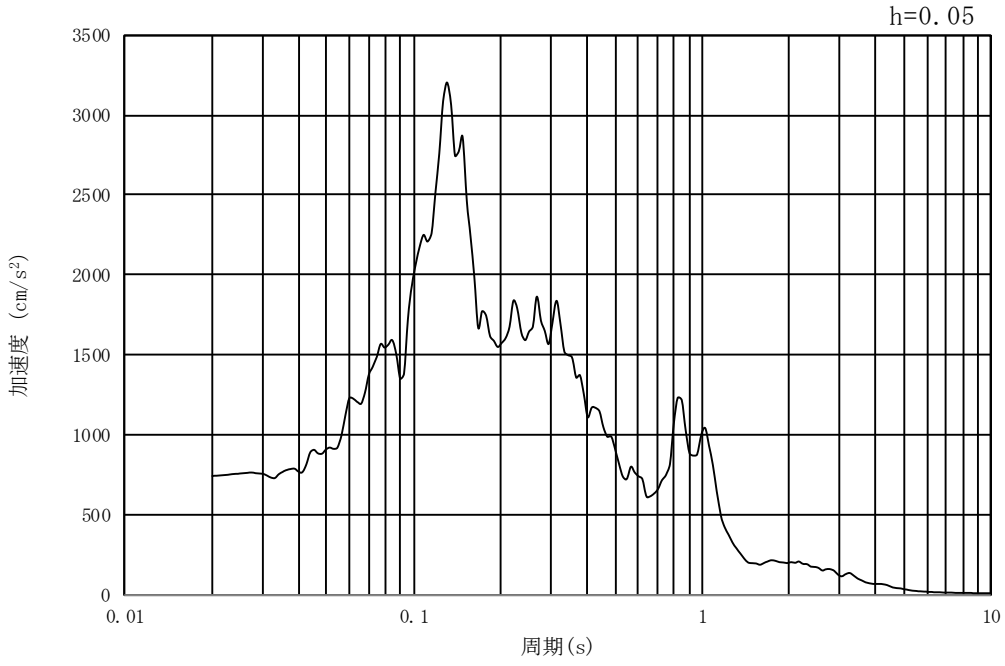


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（10）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

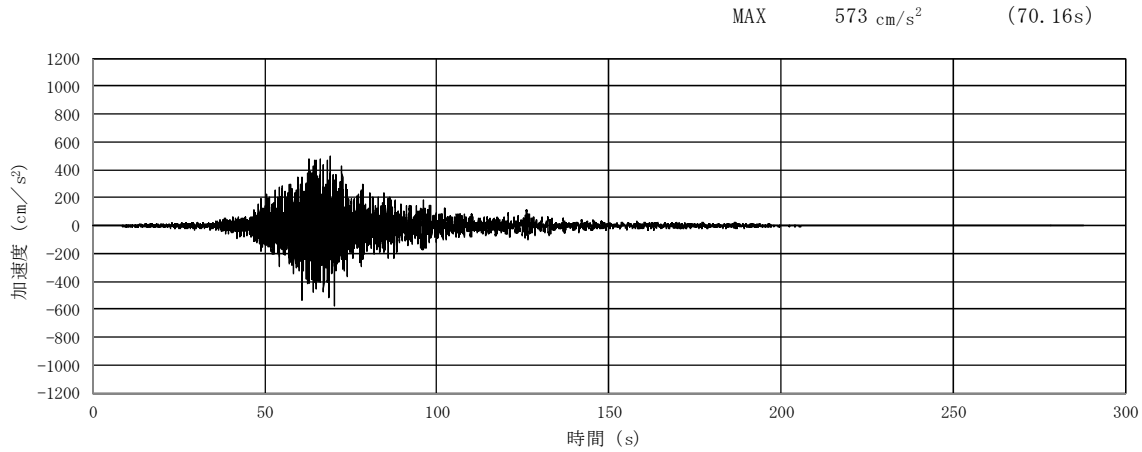


（a）加速度時刻歴波形

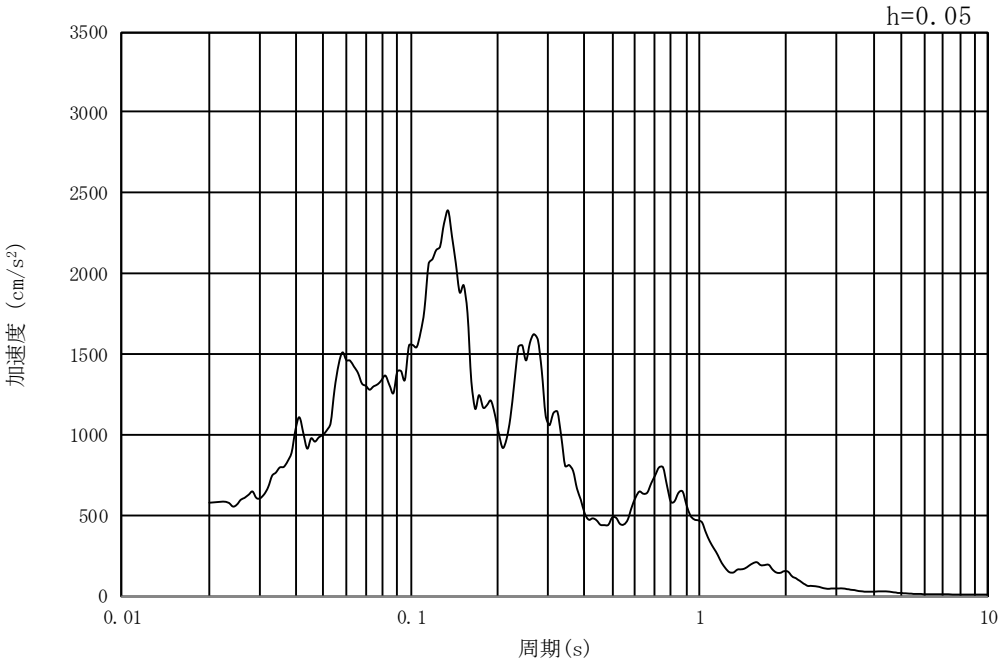


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（11）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

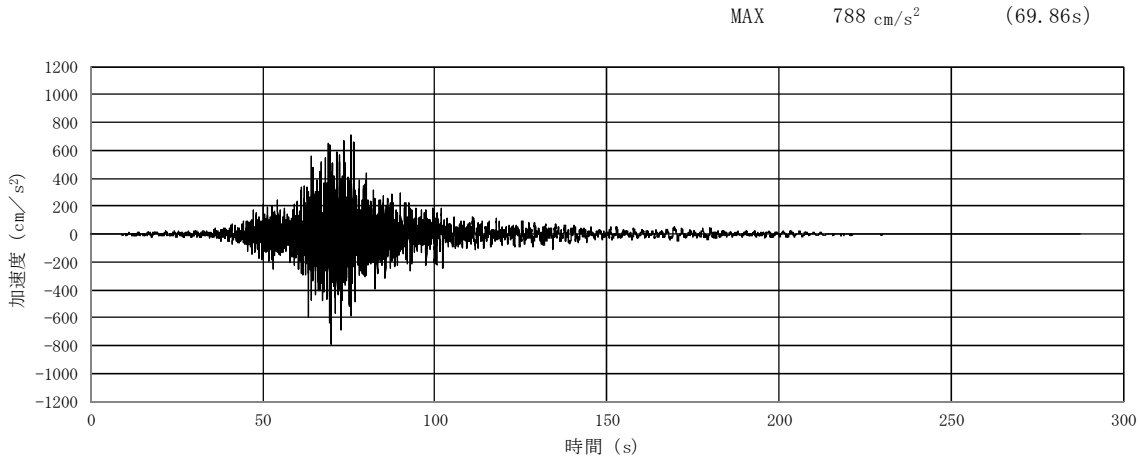


（a）加速度時刻歴波形

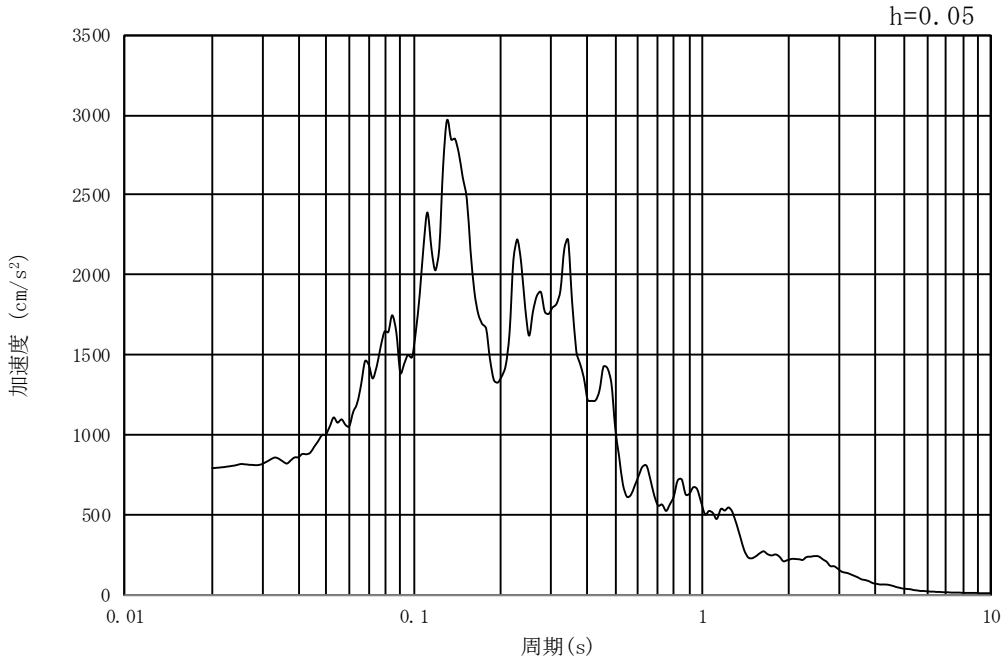


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（12）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

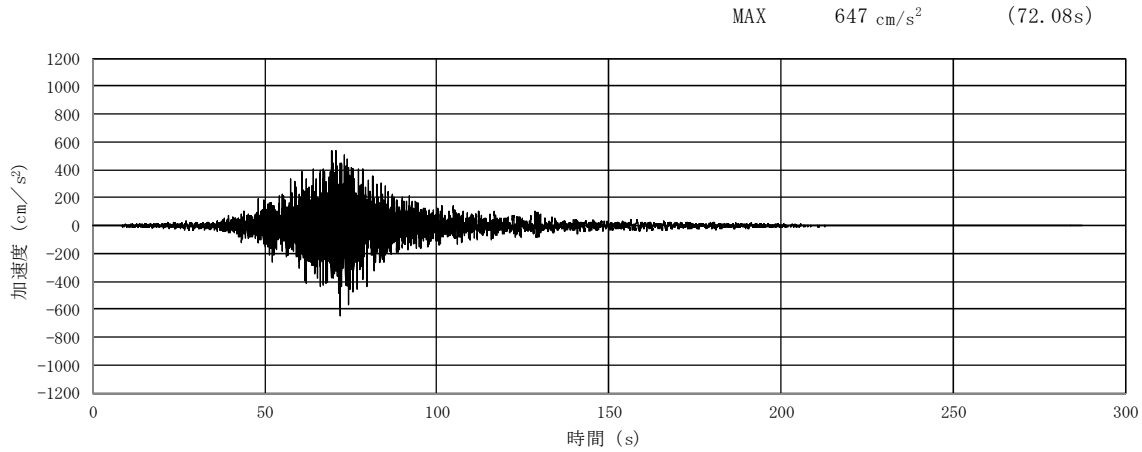


（a）加速度時刻歴波形

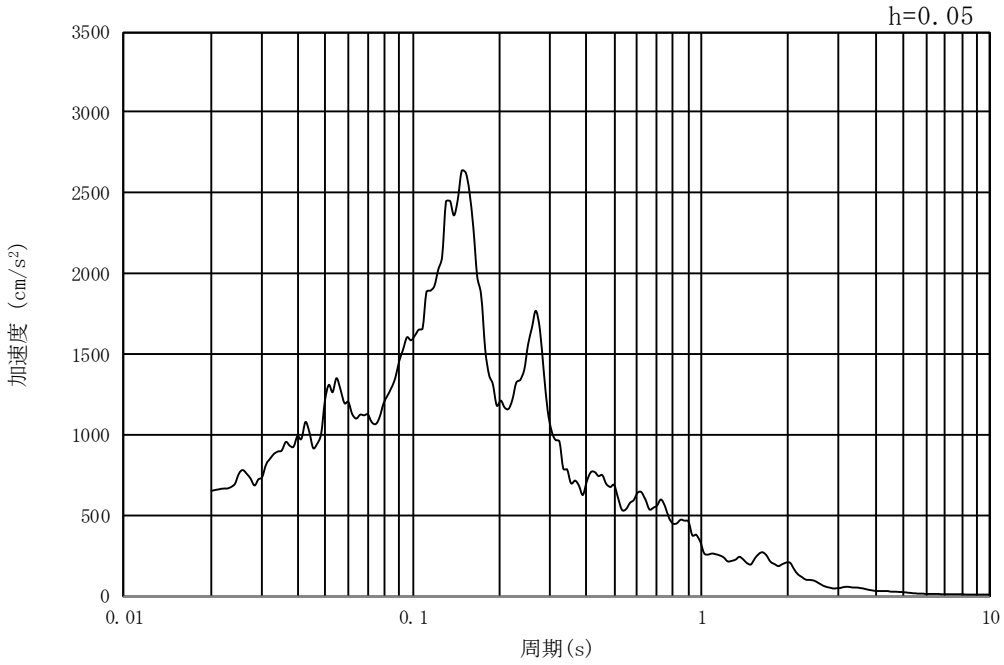


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（13）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－２２）

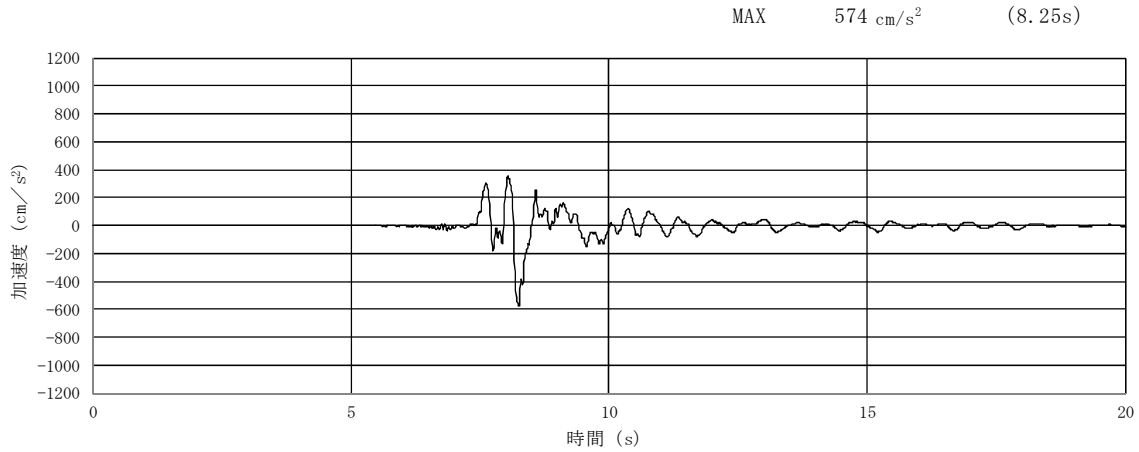


（a）加速度時刻歴波形

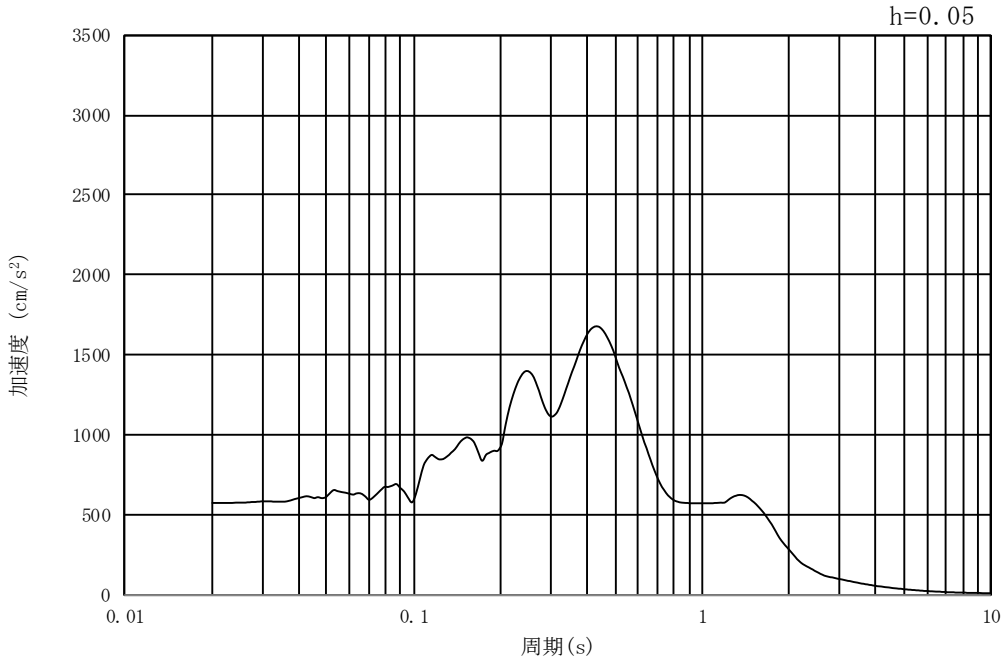


（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（14）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

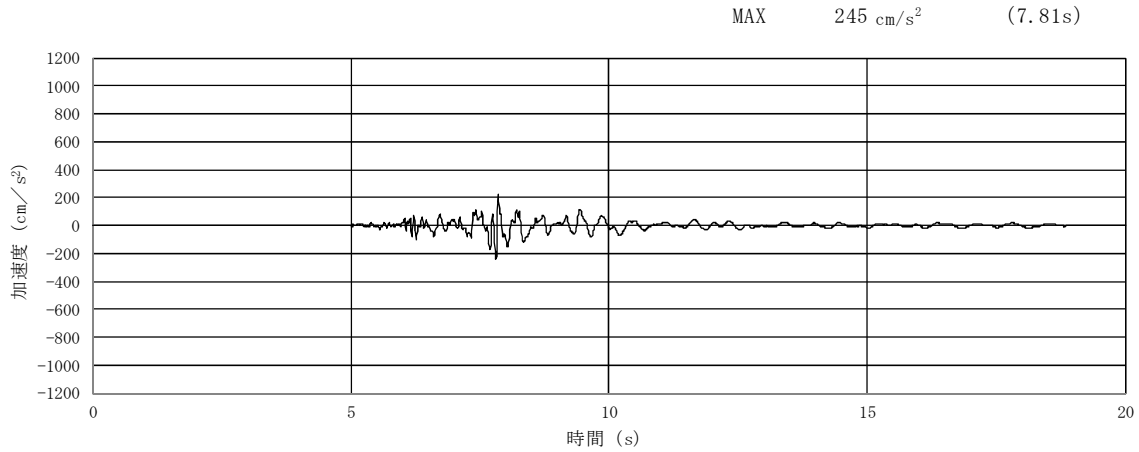


(a) 加速度時刻歴波形

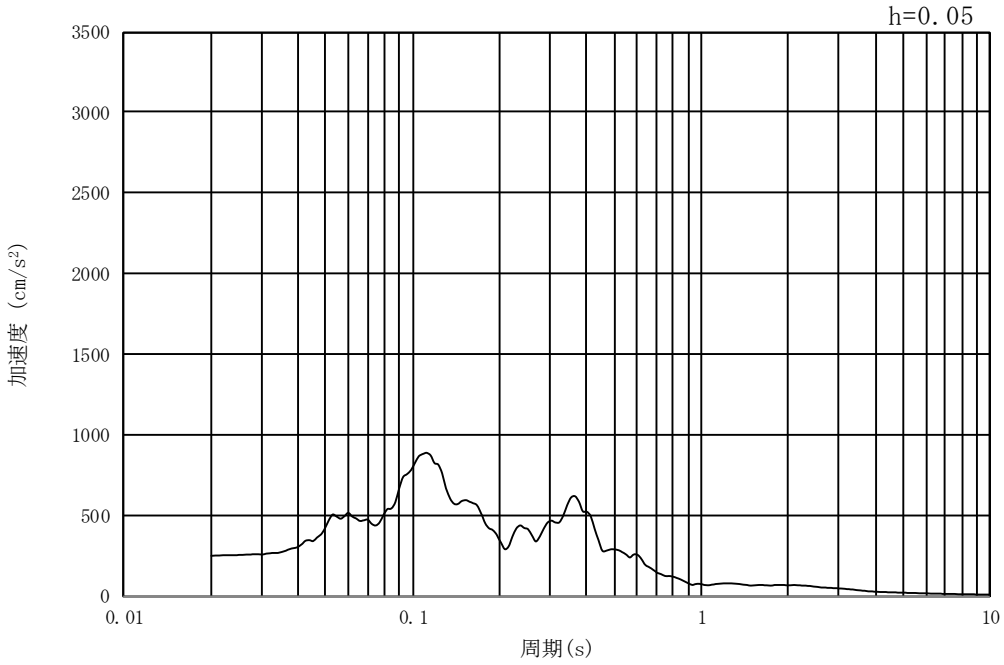


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3－3 (15)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

図 8.3－3（16）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

8.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

代替淡水貯槽の構造部材は，許容応力度法による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社) 土木学会，2002 年制定)」及び「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 24 年 3 月）に基づき，表 8.3－1 のとおり設定する。

表 8.3－1　許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート（f'_{ck}＝40 N/mm^2)		許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}	435

注記　＊：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社) 土木学会，2002 年制定)」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。各部材における許容限界を表 8.3－2 に示す。

$V_a = V_{ca} + V_{sa}$

ここで，　V_{ca}　：コンクリートの負担するせん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の負担するせん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 8.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については，構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。

代替淡水貯槽の基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は,代替淡水貯槽の基礎地盤を構成する新第三系 Km 層の極限支持力を用いる。極限支持力については,「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 24 年 3 月)」のケーソン基礎の設計に基づき,以下の通り設定する。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで,

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 8.3－1 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 8.3－4 に示す支持力係数

表 8.3－1　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

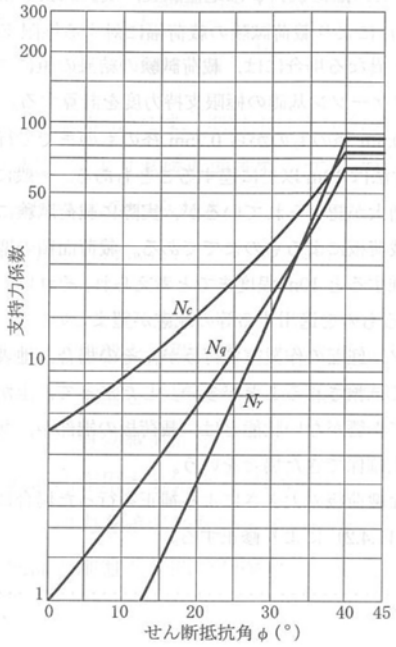


図 8.3－4　支持力係数を求めるグラフ

代替淡水貯槽における許容限界を表 8.3－2 に示す。

表 8.3－2　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

追而

8.4　評価結果

8.4.1　地震応答解析結果

代替淡水貯槽の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 8.4－1 及び図 8.4－2 に示す。本図は構造部材の曲げ，せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 8.4－3 及び図 8.4－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 8.4－5 及び図 8.4－6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而

図 8.4－1（1）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 8.4－1（2）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 8.4－1（3）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 8.4－1（4）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 8.4－1（5）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１１，t=○○．○○s）

図 8.4－1（6）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１２，t=○○．○○s）

図 8.4－1（7）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１３，t=○○．○○s）

図 8.4－1（8）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１４，t=○○．○○s）

図 8.4－1（9）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－２１，t=○○．○○s）

図 8.4－1（10）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－２２，t=○○．○○s）

図 8.4－1（11）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 8.4－1（12）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

追而

図 8.4－2（1）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 8.4－2（2）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 8.4－2（3）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 8.4－2（4）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 8.4－2（5）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，t=○○．○○s）

図 8.4－2（6）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，t=○○．○○s）

図 8.4－2（7）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，t=○○．○○s）

図 8.4－2（8）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，t=○○．○○s）

図 8.4－2（9）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，t=○○．○○s）

図 8.4－2（10）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，t=○○．○○s）

図 8.4－2（11）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 8.4－2（12）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

追而

図 8.4－3（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－3（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 8.4－3（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 8.4－3（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 8.4－3（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 8.4－3（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 8.4－3（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 8.4－3（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 8.4－3（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 8.4－3（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 8.4－3（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－3（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 8.4－4（1）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－4（2）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 8.4－4（3）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 8.4－4（4）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 8.4－4（5）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 8.4－4（6）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 8.4－4（7）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 8.4－4（8）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 8.4－4（9）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 8.4－4（10）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 8.4－4（11）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－4（12）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 8.4－5（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－5（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 8.4－5（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 8.4－5（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 8.4－5（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１１）

図 8.4－5（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１２）

図 8.4－5（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１３）

図 8.4－5（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１４）

図 8.4－5（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２１）

図 8.4－5（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２２）

図 8.4－5（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－5（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 8.4－6（1）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－6（2）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 8.4－6（3）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 8.4－6（4）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 8.4－6（5）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１１）

図 8.4－6（6）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１２）

図 8.4－6（7）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１３）

図 8.4－6（8）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１４）

図 8.4－6（9）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２１）

図 8.4－6（10）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２２）

図 8.4－6（11）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－6（12）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

8.4.2　耐震評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 8.4－1 及び表 8.4－2 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 8.4－3 及び表 8.4－4 にそれぞれ示す。

代替淡水貯槽における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，代替淡水貯槽の構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 8.4－7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 8.4－5 に示す。

追而

表 8.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－2（1）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－2（2）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－2（3）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－2（4）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－2（5）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－2（6）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

追而

表 8.4－2（1）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－2（2）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－2（3）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－2（4）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－2（5）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－2（6）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 8.4－4（1）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－4（2）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－4（3）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－4（4）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－4（5）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 8.4－4（6）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

図 8.4－7（1）　概略配筋図（東西断面方向）

図 8.4－7（2）　概略配筋図（南北断面方向）

表 8.4－5（1）　断面諸元一覧表（東西断面方向）

表 8.4－5（2）　断面諸元一覧表（南北断面方向）

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 8.4－6 及び表 8.4－7 にせん断に対する照査結果を示す。

代替淡水貯槽における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，代替淡水貯槽の構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

図 8.4－8 に概略配筋図を，表 8.4－8 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 8.4－6（1）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 8.4－6（2）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 8.4－6（3）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 8.4－6（4）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 8.4－6（5）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 8.4－6（6）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 8.4－7（1）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 8.4－7（2）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 8.4－7（3）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 8.4－7（4）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 8.4－7（5）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 8.4－7（6）　せん断照査結果（南北断面方向）

図 8.4－8（1）　概略配筋図（東西断面方向）

図 8.4－8（2）　概略配筋図（南北断面方向）

表 8.4－8（1）　断面諸元一覧表（東西断面方向）

表 8.4－8（2）　断面諸元一覧表（南北断面方向）

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 8.4－9 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 8.4－9 及び図 8.4－10 に接地圧分布図を示す。

代替淡水貯槽の接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（東西断面方向）で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，代替淡水貯槽の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 8.4－9　基礎地盤の支持性能評価結果

図 8.4－9（1）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－9（2）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 8.4－9（3）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 8.4－9（4）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 8.4－9（5）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 8.4－9（6）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 8.4－9（7）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 8.4－9（8）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 8.4－9（9）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 8.4－9（10）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 8.4－9（11）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－9（12）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 8.4－10（1）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－10（2）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 8.4－10（3）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 8.4－10（4）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 8.4－10（5）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 8.4－10（6）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 8.4－10（7）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 8.4－10（8）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 8.4－10（9）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 8.4－10（10）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 8.4－10（11）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 8.4－10（12）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

8.5　まとめ（追而）

9.　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価

目　次

9.1　評価方法 2
9.2　評価条件 3
9.2.1　適用基準 3
9.2.2　耐震安全性評価フロー 4
9.2.3　評価対象断面の方向 5
9.2.4　評価対象断面の選定 7
9.2.5　使用材料及び材料定数 13
9.2.6　地下水位 16
9.2.7　地震応答解析手法 16
9.2.8　解析モデルの設定 18
9.2.9　減衰特性 23
9.2.10　荷重の組合せ 25
9.2.11　地震応答解析の検討ケース 29
9.3　評価内容 31
9.3.1　入力地震動の設定 31
9.3.2　許容限界の設定 64
9.4　評価結果 69
9.4.1　地震応答解析結果 69
9.4.2　耐震評価結果 76
9.5　まとめ（追而） 83

9.1　評価方法

常設低圧代替注水系ポンプ室は，重大事故等対処設備のうちの「常設耐震重要重大事故防止設備」及び「常設重大事故緩和設備」に分類され，常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源に対応するため設置し，代替淡水貯槽用のポンプ及び配管の間接支持機能を有する。

常設低圧代替注水系ポンプ室について基準地震動S_sによる耐震安全性評価として，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。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力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，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

9.2　評価条件

9.2.1　適用基準

常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震評価にあたっては，「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会)」，「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)」を適用する。

表 9.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 9.2－1　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・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)	－
荷重及び荷重の組合せ	・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)	・終局限界状態を考慮し，永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・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 24 年 3 月）	・曲げ及びせん断に対する照査は，許容応力度以下であることを確認 ・接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴線形解析

9.2.2　耐震安全性評価フロー

図 9.2－1 に常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性フローを示す。

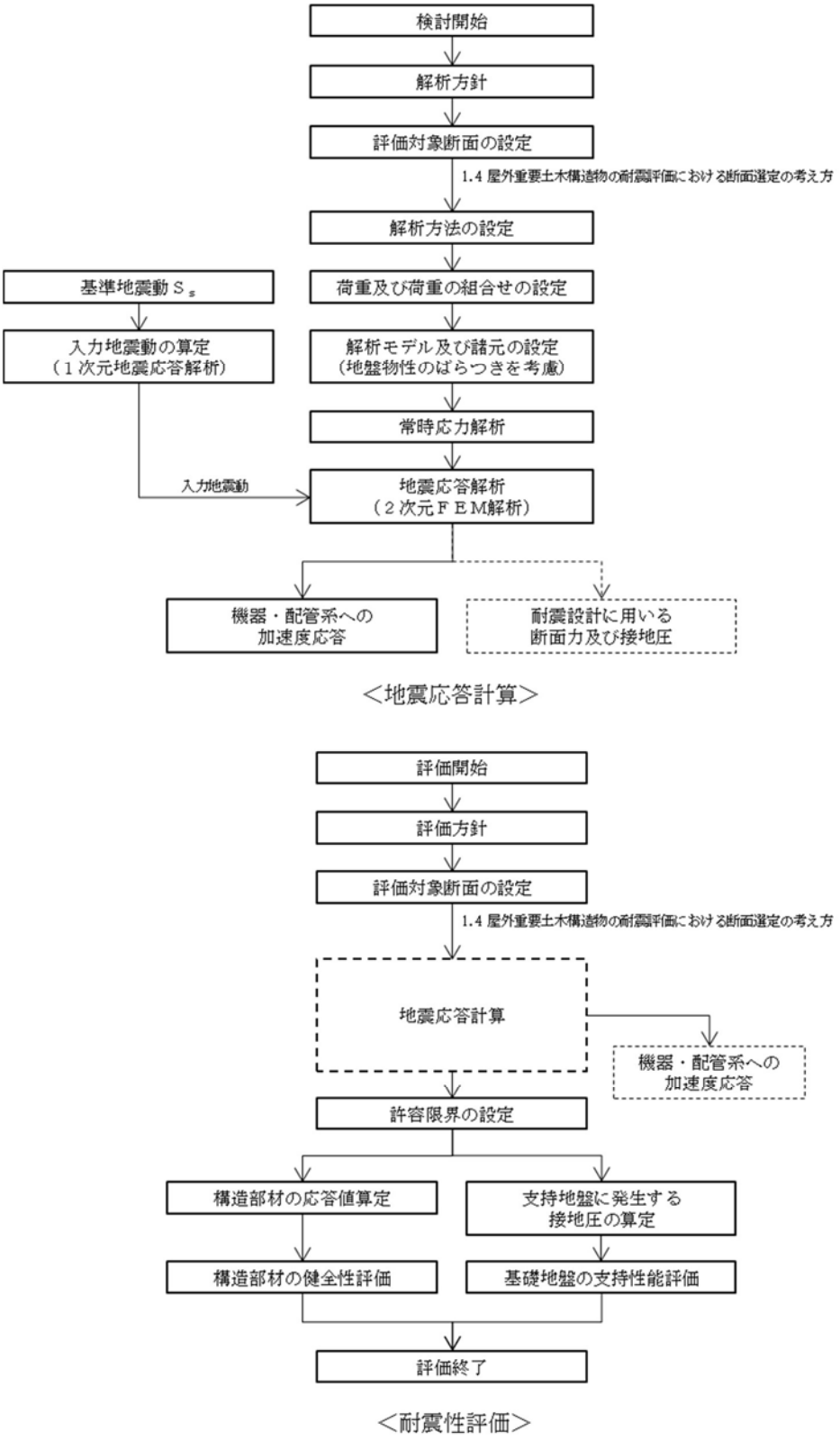


図 9.2－1　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価フロー

9.2.3　評価対象断面の方向

常設低圧代替注水系ポンプ室の位置を図 9.2－2 に示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室は，長辺 17.0 m（東西方向），短辺 13.0 m（南北方向），高さ 29.5 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，比較的単純な箱型構造物である。長辺と短辺の長さに大きな違いがなく，強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないことから，東西方向断面と南北方向断面の両方向を評価対象断面とする。

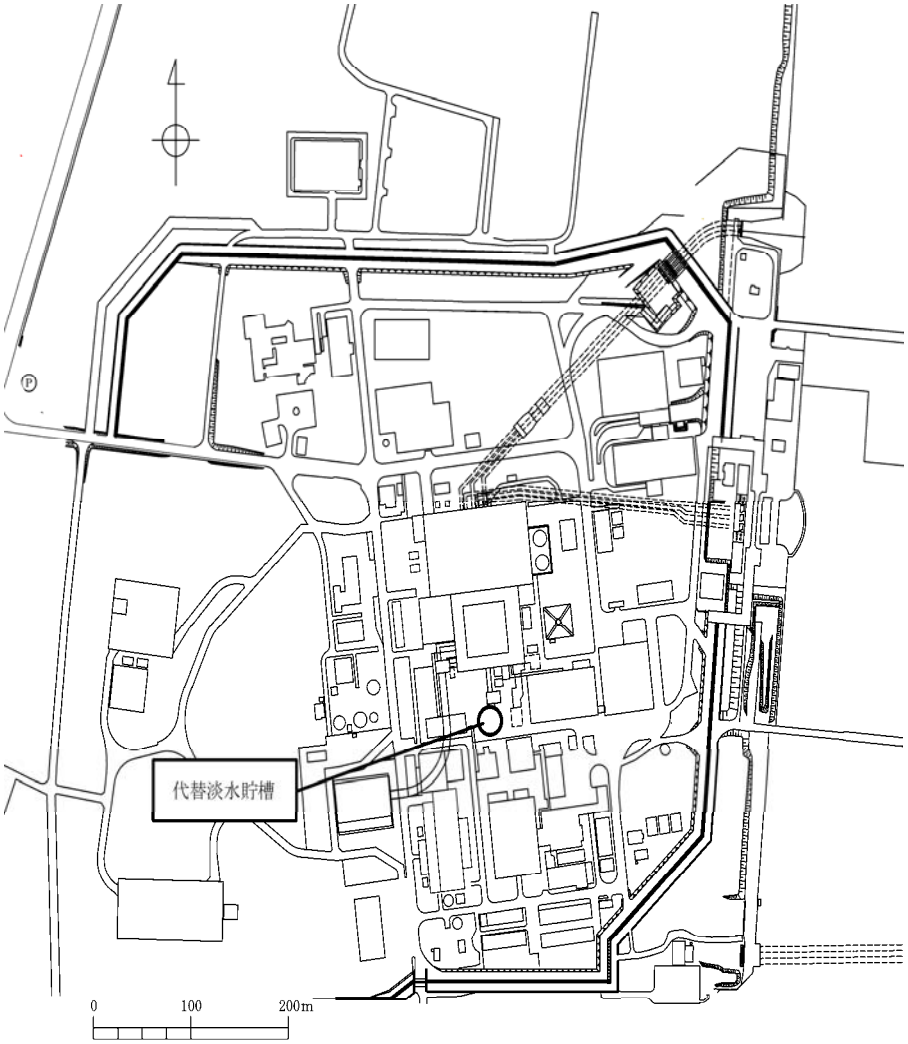


図 9.2－2（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室位置図

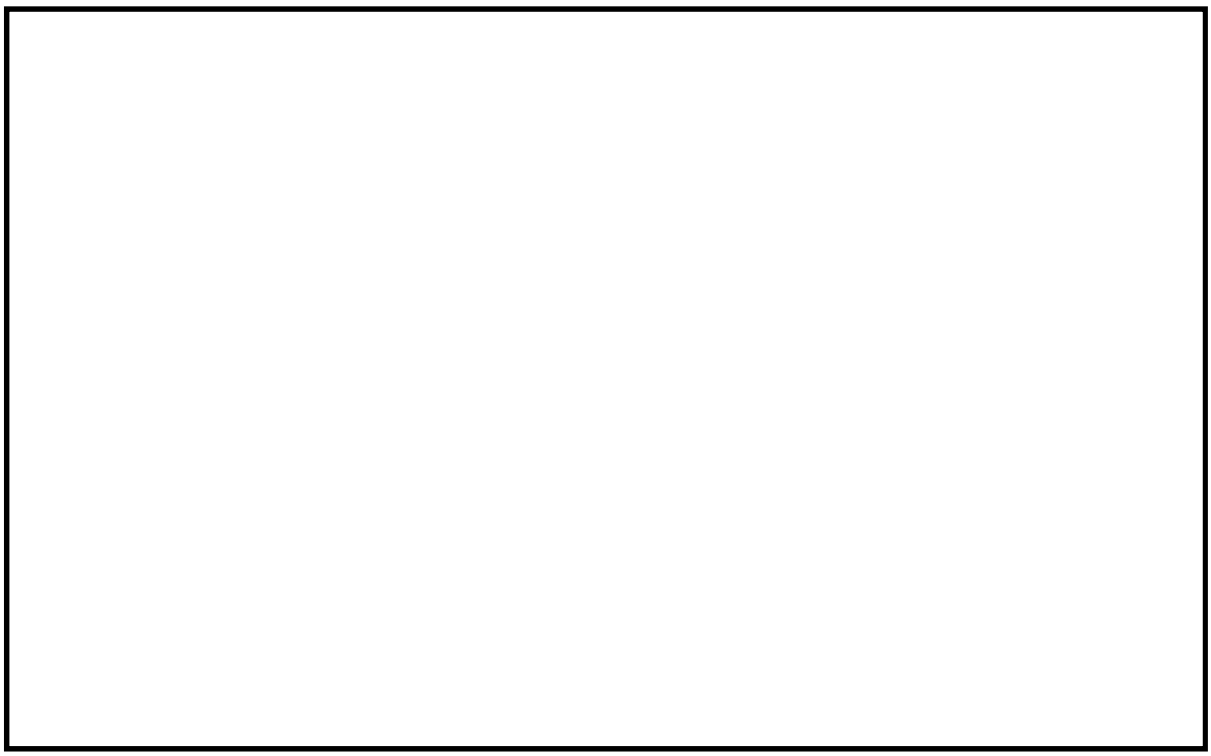


図 9.2－2 (2)　常設低圧代替注水系ポンプ室位置図

9.2.4　評価対象断面の選定

図 9.2－3 及び図 9.2－4 に常設低圧代替注水系ポンプ室の平面図及び断面図を示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室は，東西方向 17.0 m，南北方向 13.0 m，高さ 29.5 m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。北側に常設低圧代替注水系配管カルバートへ開口部で接続し，南側に代替淡水貯槽へ接続するカルバートの張出しを有する。南側のカルバートの内空幅及び高さは 2.3 m である。

評価対象断面は，「1.4.9　常設低圧代替注水系ポンプ室の断面算定の考え方」で記載したとおり，常設低圧代替注水系ポンプ室は，角筒形の鉄筋コンクリート構造物であり，互いに直交する荷重はそれぞれ異なる構造部材で受け持つ設計とすることから，耐震評価では，常設低圧代替注水系ポンプ室の東西方向断面及び南北方向断面の 2 断面を選定し，基準地震動 S_s に対する耐震評価を実施する。なお，南北方向断面においては，カルバートの張出し部を奥行き方向に等価な剛性でモデル化し，カルバートの上載荷重を考慮する。

評価対象断面位置図を図 9.2－5 に，評価対象断面図を図 9.2－6 に示す。

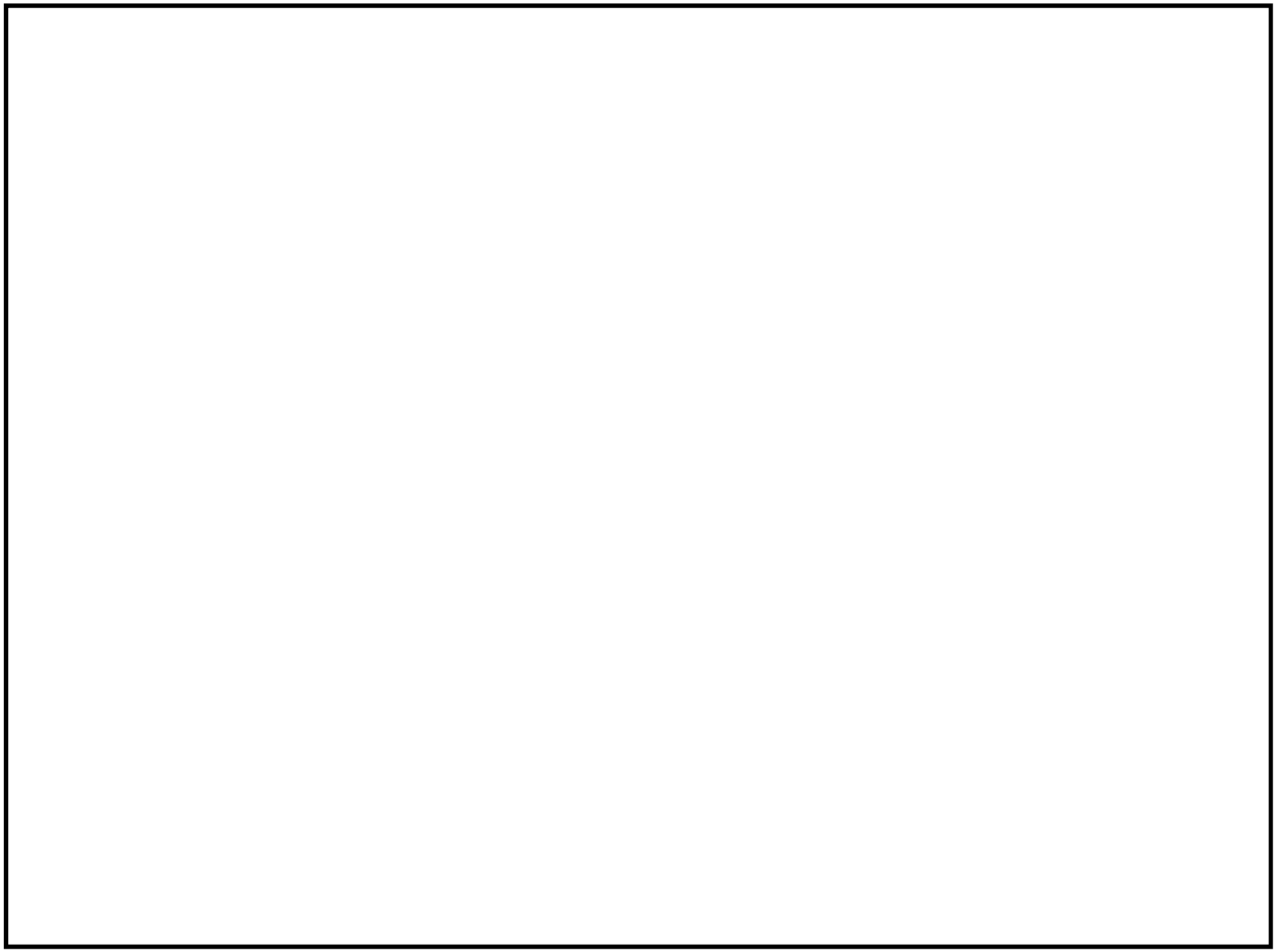


図 9.2－3　常設低圧代替注水系ポンプ室　平面図

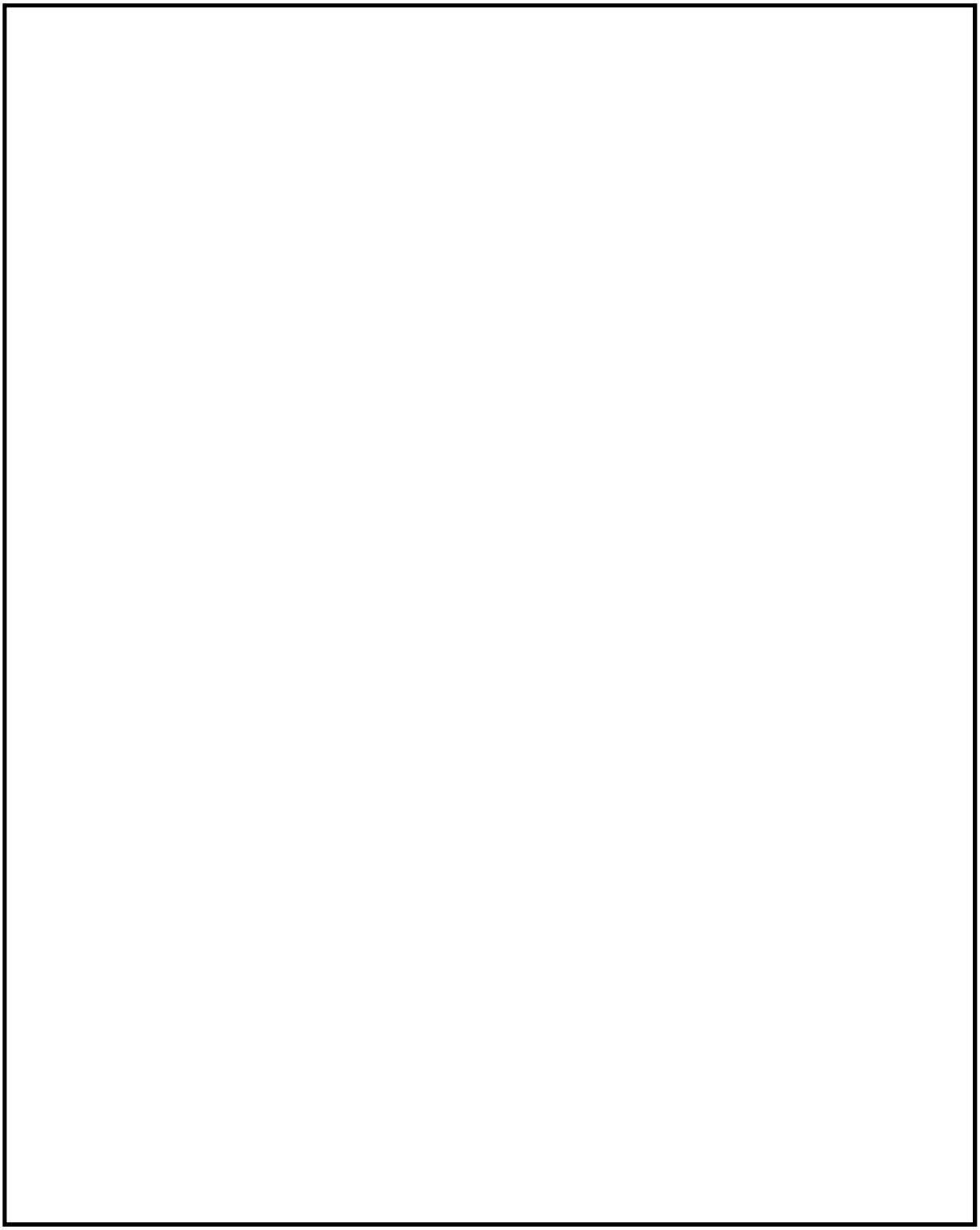


図 9.2－4（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室断面図（東西方向断面）

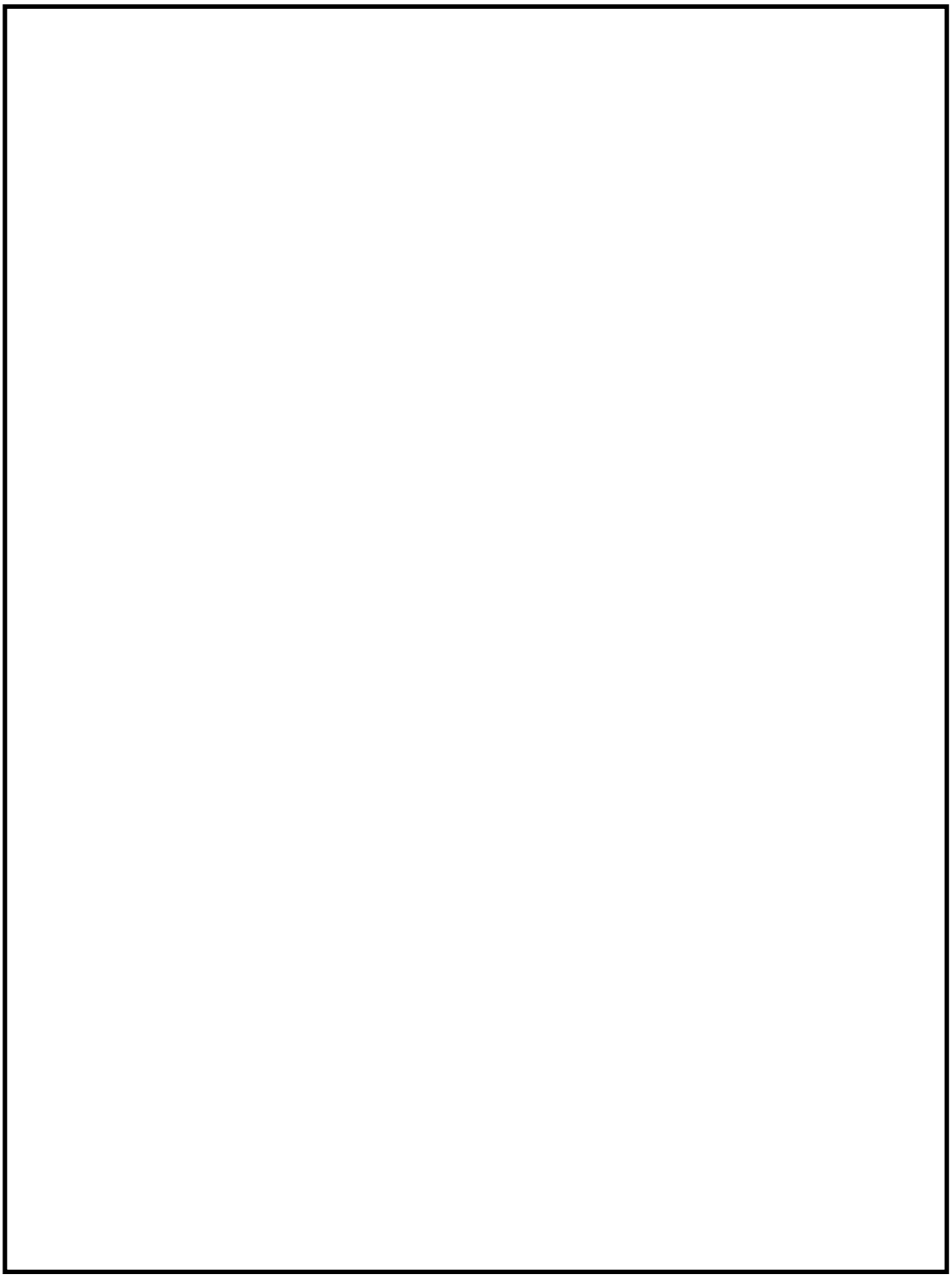


図 9.2－4（2）　常設低圧代替注水系ポンプ室断面図（南北方向断面）

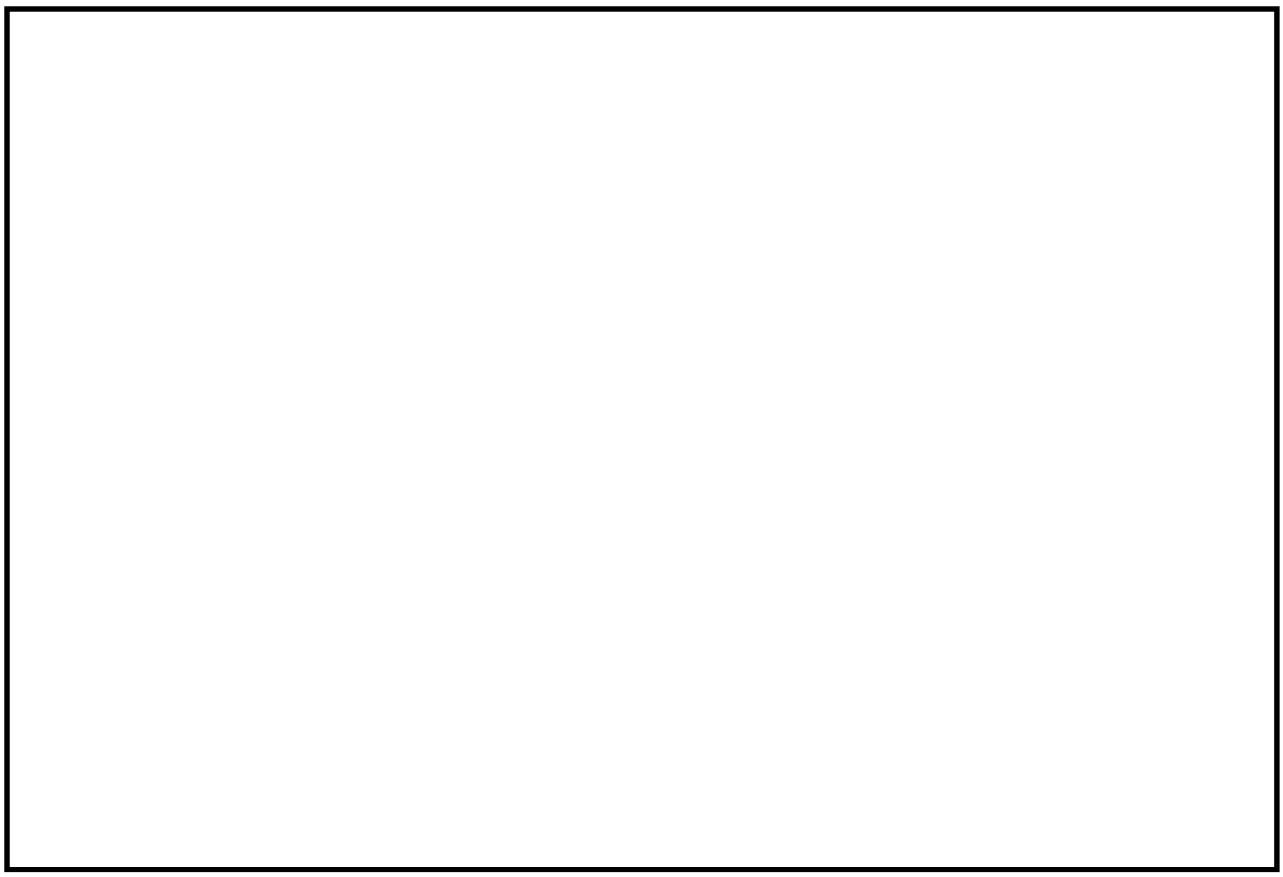


図 9.2－5　常設低圧代替注水系ポンプ室　耐震評価対象断面選定位置

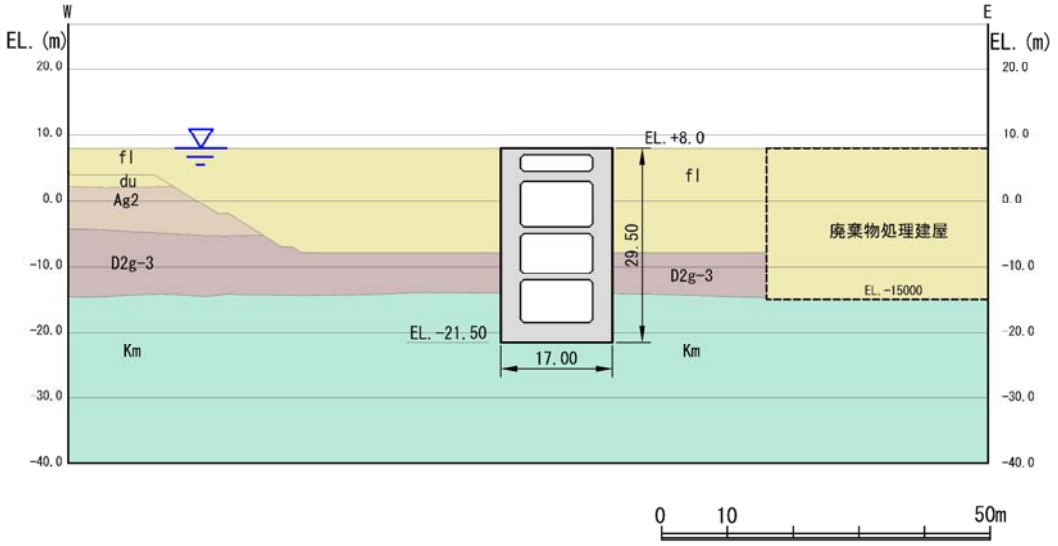


図 9.2－6（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室評価対象断面図（東西方向断面）

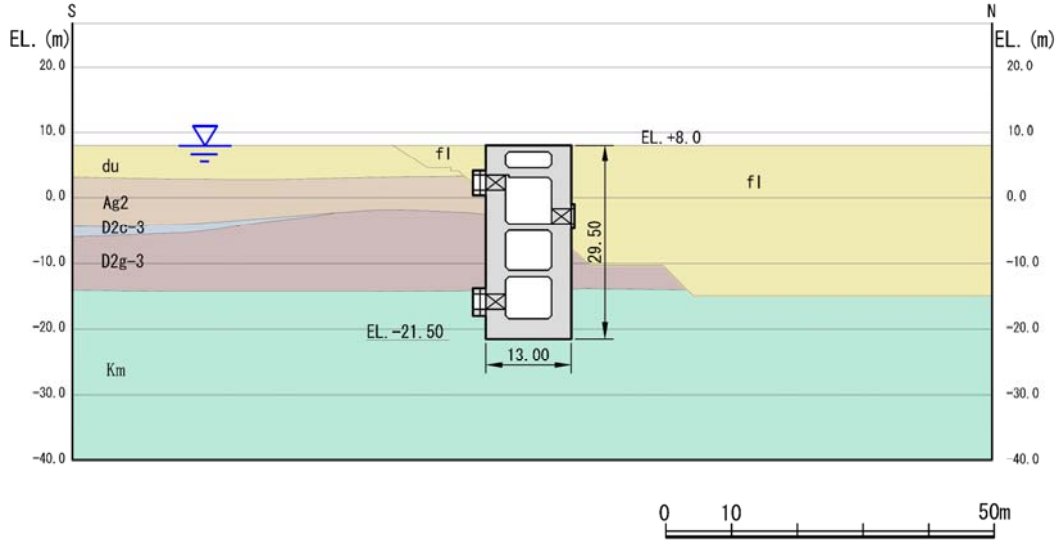


図 9.2－6（2）　常設低圧代替注水系ポンプ室評価対象断面図（南北方向断面）

9.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を第 9.2－2 表に，材料物性値を第 9.2－3 表に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 9.2－4 に示す。

表 9.2－2　使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm^2
鉄筋	SD345，SD390，SD490

表 9.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

表 9.2－4（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 9.2-4(2)　地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づきz（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z ：標高(m)

表 9.2－4（3）　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

9.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

9.2.7　地震応答解析手法

常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元動的有限要素法解析を用いて，基準地震動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時刻歴非線形解析にて行う。部材については,はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」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，「計算機プログラム(解析コード)の概要」（資料番号：追而）に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 9.2－7 に示す。

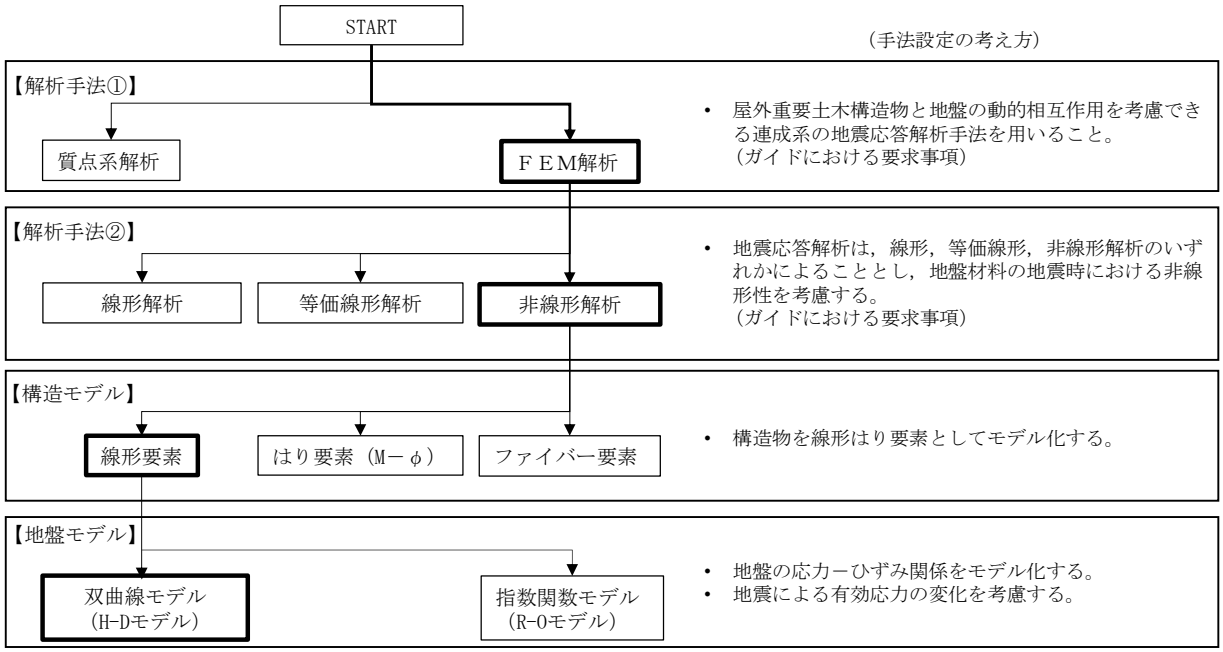


図 9.2－7　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関

係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

9.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 9.2－8 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上を確保する。

常設低圧代替注水系ポンプ室周辺の地質断面図を図 9.2－9 に示す。なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割似上になるように要素高さを設定している。

地震応答解析モデルを図 9.2－10 に示す。なお，東西方向断面における廃棄物処理建屋は，保守的に埋戻土としてモデル化する。

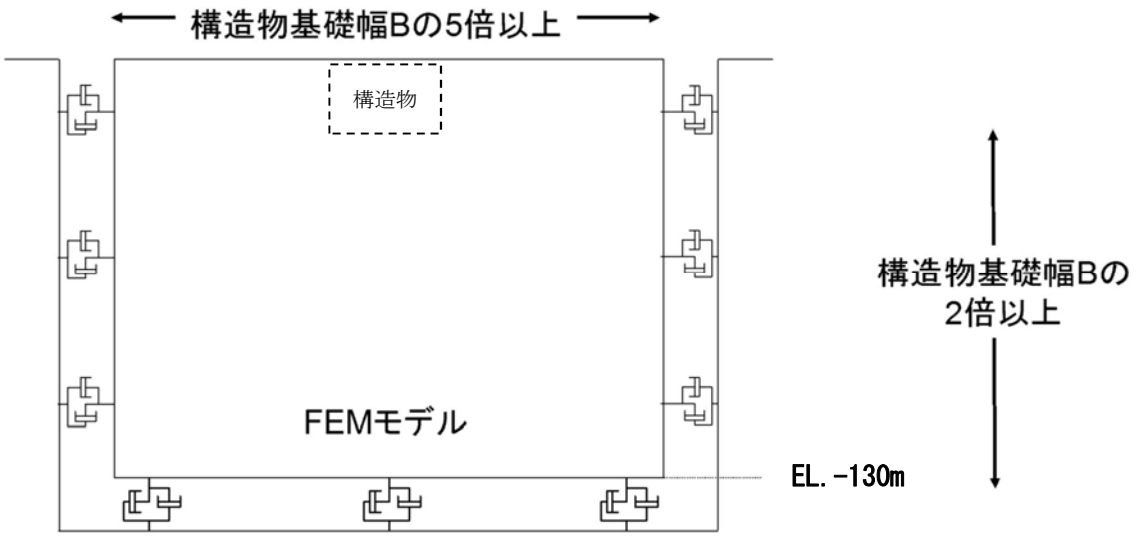


図 9.2－8　モデル化範囲の考え方

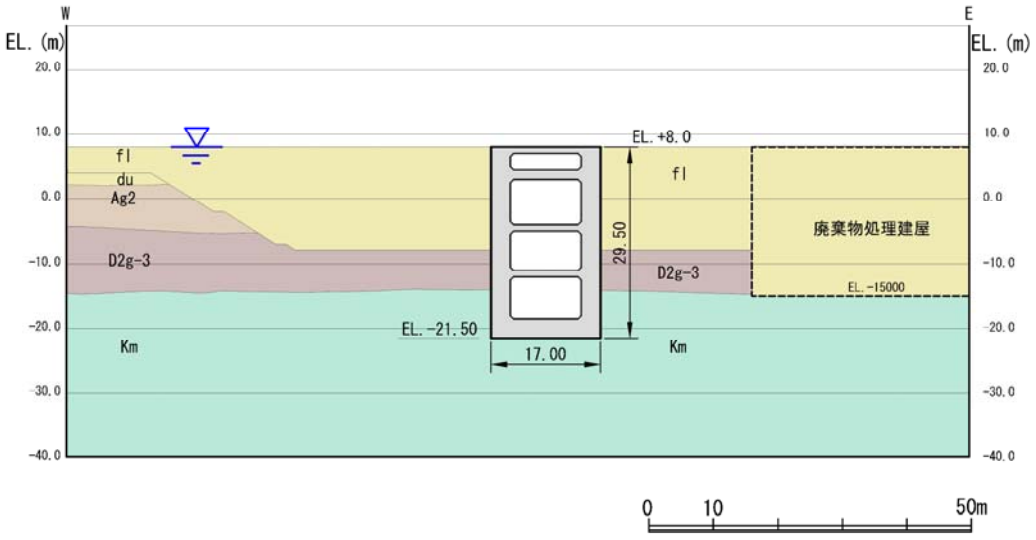


図 9.2－9（1）　地質断面図（東西方向断面）

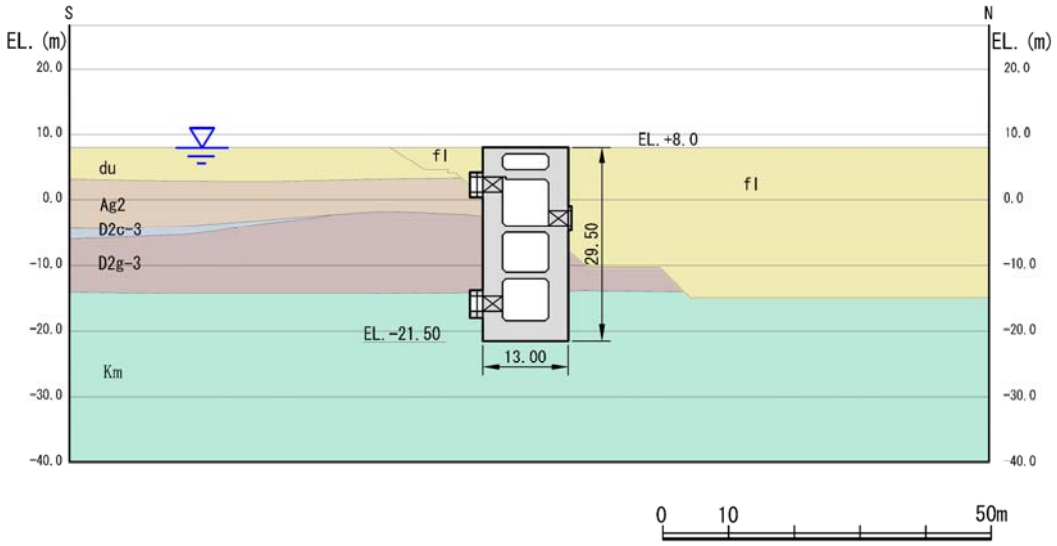


図 9.2－9（2）　地質断面図（南北方向断面）

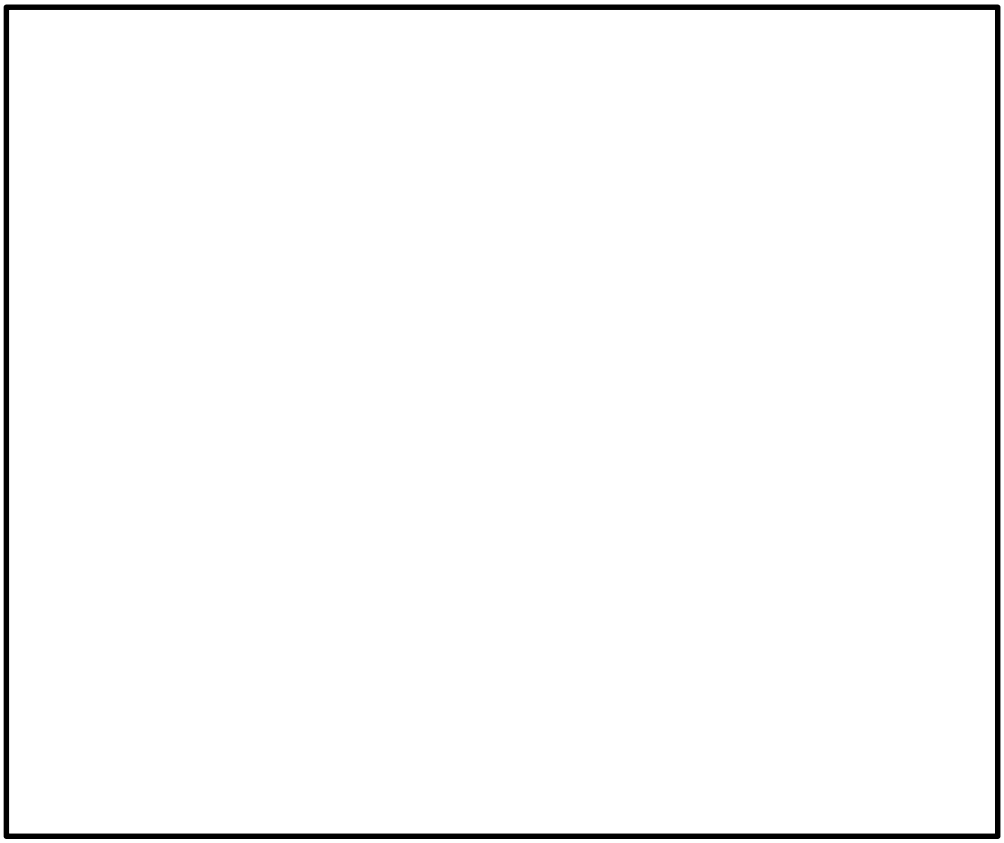


図 9.2－10（1）　常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析モデル（東西方向断面）

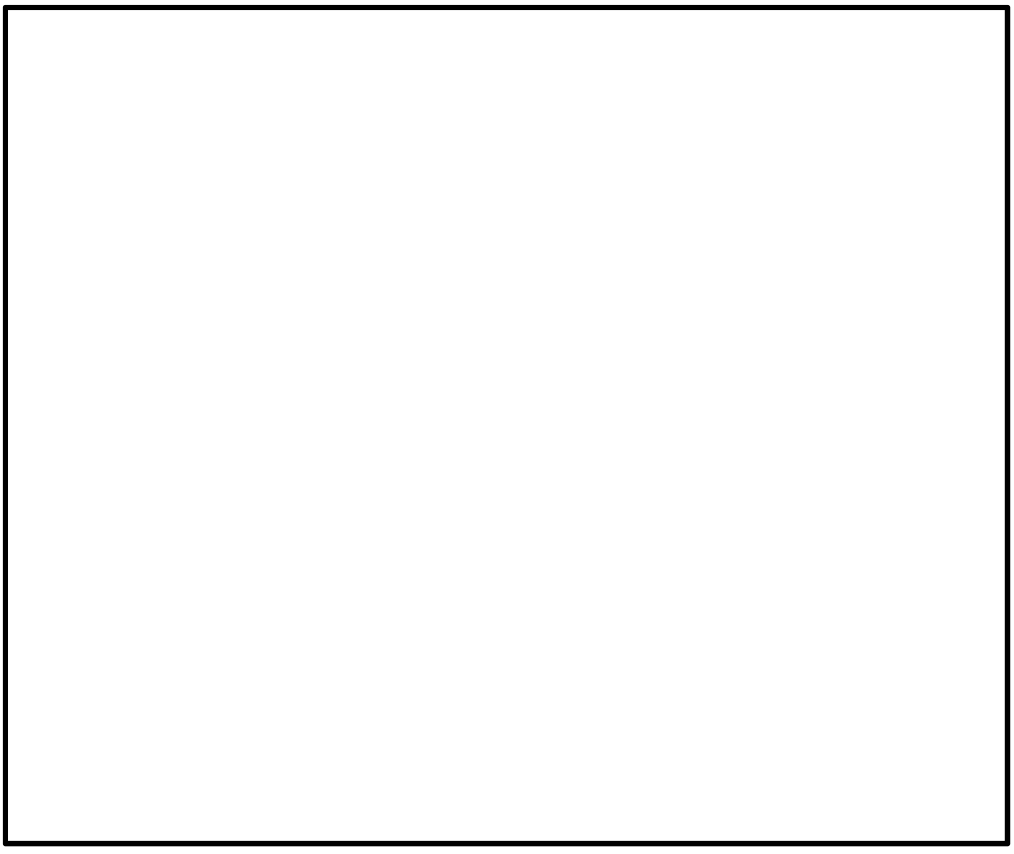


図 9.2－10（2）　常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析モデル（南北方向断面）

(2) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。(表9.2－5参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，　τ_f：せん断強度

c：粘着力

ϕ：内部摩擦角

表9.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c (N/mm^2)	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	fl層	0	37.3	－
	du層	0	37.3	－
	Ag2層	0	37.4	－
	D2c-3層	0.026	35.6	－
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－

z：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表9.2－6のとおり設定する。図9.2－11にジョイント要素設定の考え方を示す。

表9.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s (kN/m^3)	圧縮剛性k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（東西方向断面）　　（南北方向断面）

：ジョイント要素

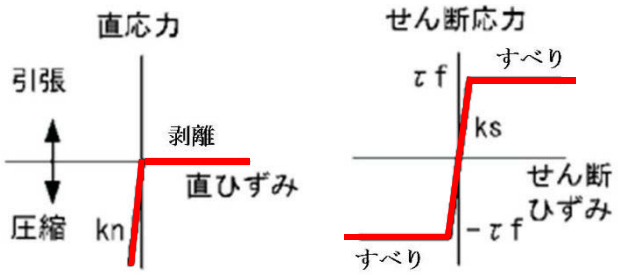


図 9.2-11　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

構造部材は，線形はり要素，及び，質点と地盤間をつなぐ仮想剛梁要素によりモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

9.2.9　減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお,Rayleigh減衰をα＝0となる剛性比例型減衰とする。

［C］＝α［M］＋β［K］

ここで,

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f　　：固有値解析により求められた1次固有振動数

h　　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図9.2－12にRayleigh減衰の設定フローを,表9.2－6に固有値解析結果を示す。

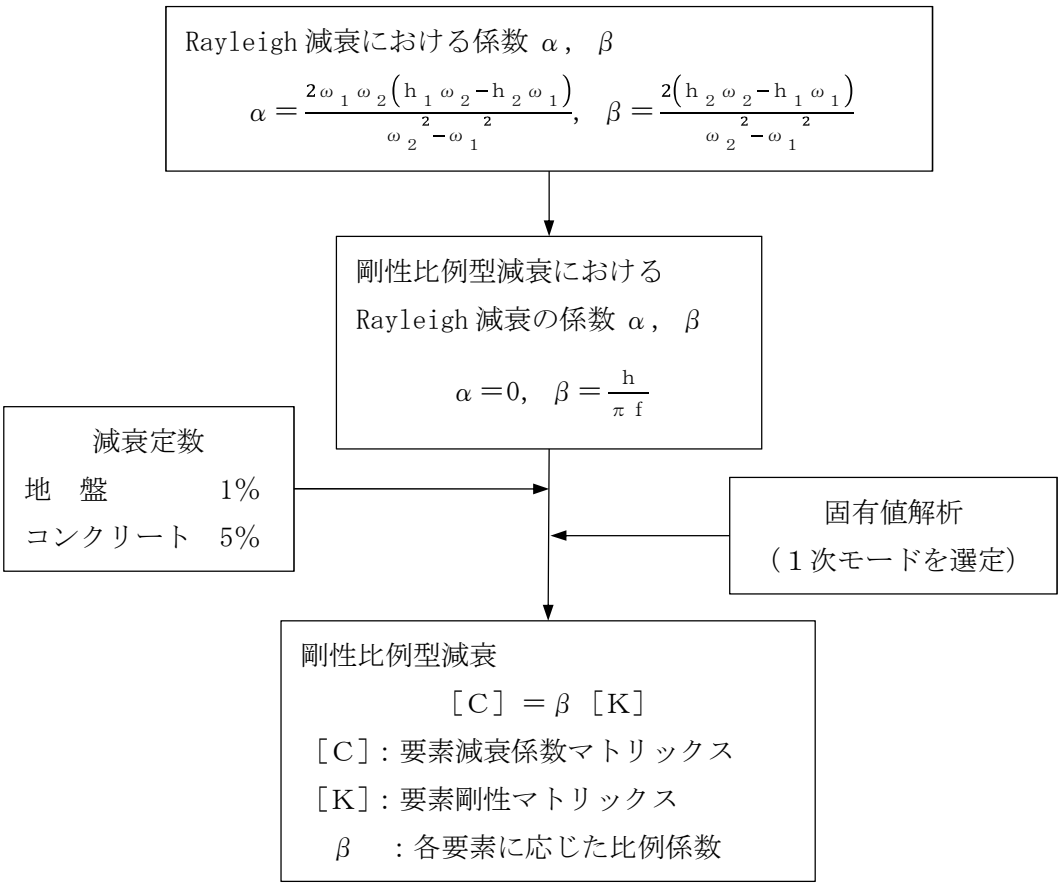


図 9.2－12　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 9.2－6　固有値解析結果（追而）

9.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重・温度荷重）については，発電所の立地特性や常設低圧代替注水系ポンプ室が地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，常設低圧代替注水系ポンプ室は，地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 9.2－7 に示す。地震時に常設低圧代替注水系ポンプ室に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 9.2－7　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定
		土被り荷重	－	・躯体天端が地表面にある構造物を参照
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・水の単位体積重量を考慮
変動荷重		雪荷重以外	－	・雪荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	

(1)　機器・配管荷重

各フロアのスラブには図 9.2－15 及び図 9.2－16 に示すとおり，低圧代替注水ポンプ，配管等の荷重を考慮する。低圧代替ポンプ荷重は，ポンプ設置面積で除した値を用いる。それ以外の荷重は，内空幅で除した単位奥行き当たりの荷重として考慮する。

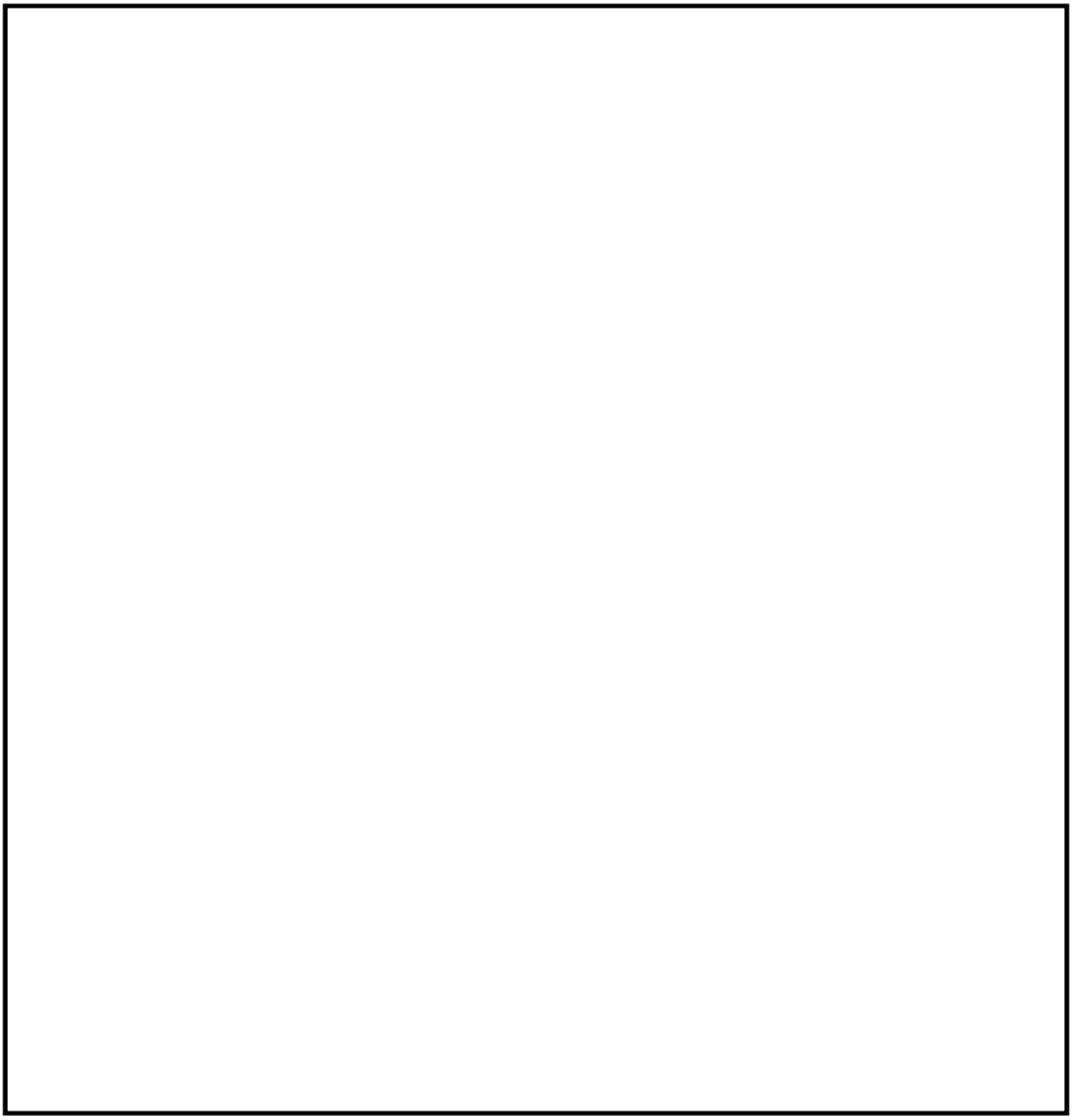


図 9.2－15　作用荷重図（東西方向断面）

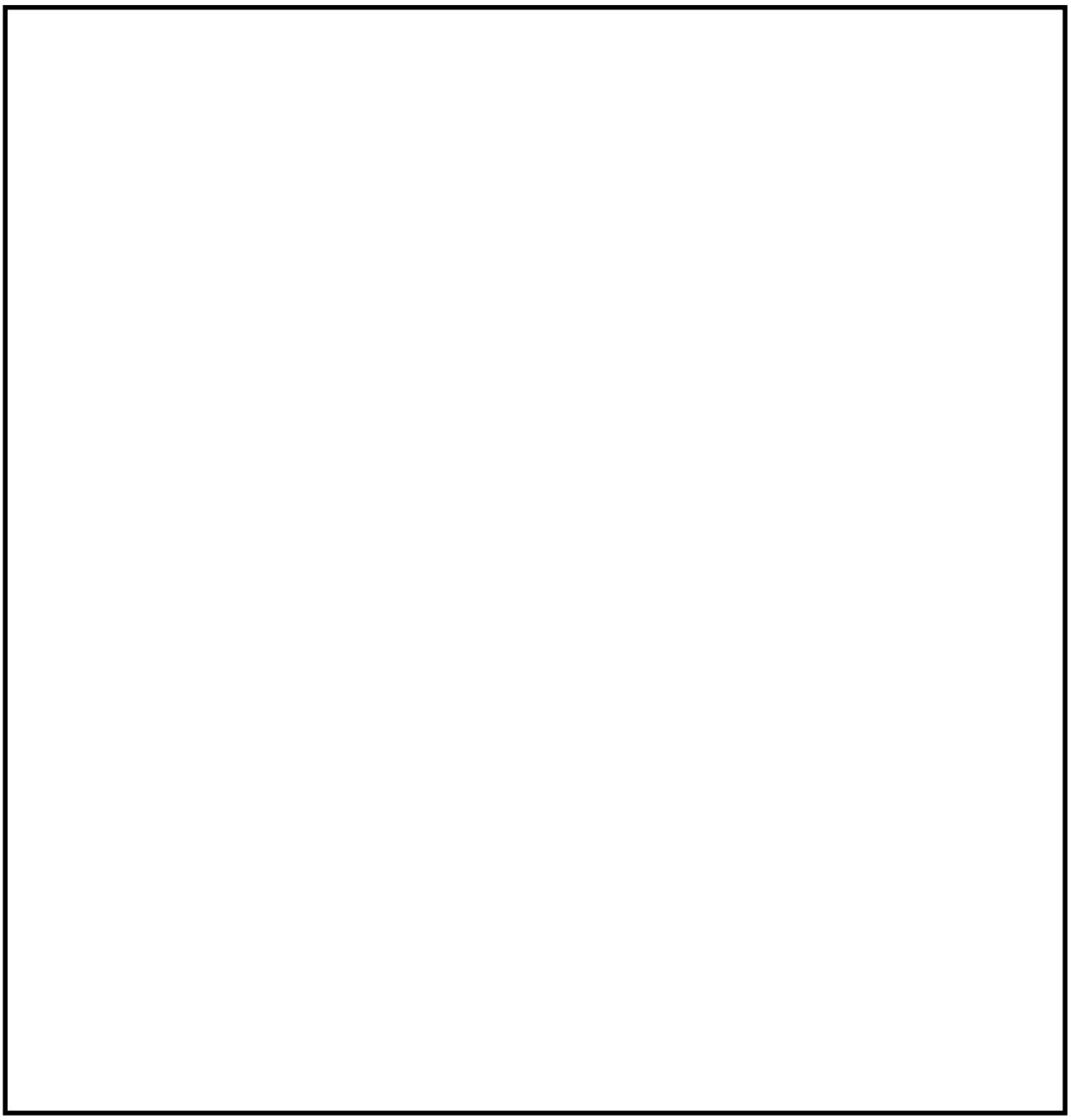


図 9.2－16　作用荷重図（南北方向断面）

(2)　外水圧

水の密度として 1.00 g/cm^3 を考慮する。

(3)　雪荷重

雪荷重については,「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m^2 として，積雪量は 30 cm としていることから常時の積雪荷重は 600 N/m^2 となる。地震時は，常時の雪荷重の 0.35 倍となることから 210 N/m^2 として設定する。解析上は，頂版の重量に雪荷重を見込んでモデル化している。

9.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震設計における検討ケースを表 9.2−8 に示す。

表 9.2−8　常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１２	(＋＋)	1					
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答抽出における検討ケースを表 9.2－9 に示す。

表 9.2－9　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S_s－D1	(＋＋)	1 ⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(＋－)		1	
		(－＋)		1	
		(－－)		1	
	S_s－11	(＋＋)		1	
	S_s－12	(＋＋)		1	
	S_s－13	(＋＋)		1	
	S_s－14	(＋＋)		1	
	S_s－21	(＋＋)		1	
	S_s－22	(＋＋)		1	
	S_s－31	(＋＋)		1	
		(－＋)		1	
計			1	12	1

9.3　評価内容

9.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図 9.3－1 に，管軸方向の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図 9.3－2 に，管軸直角方向の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図 9.3－3 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

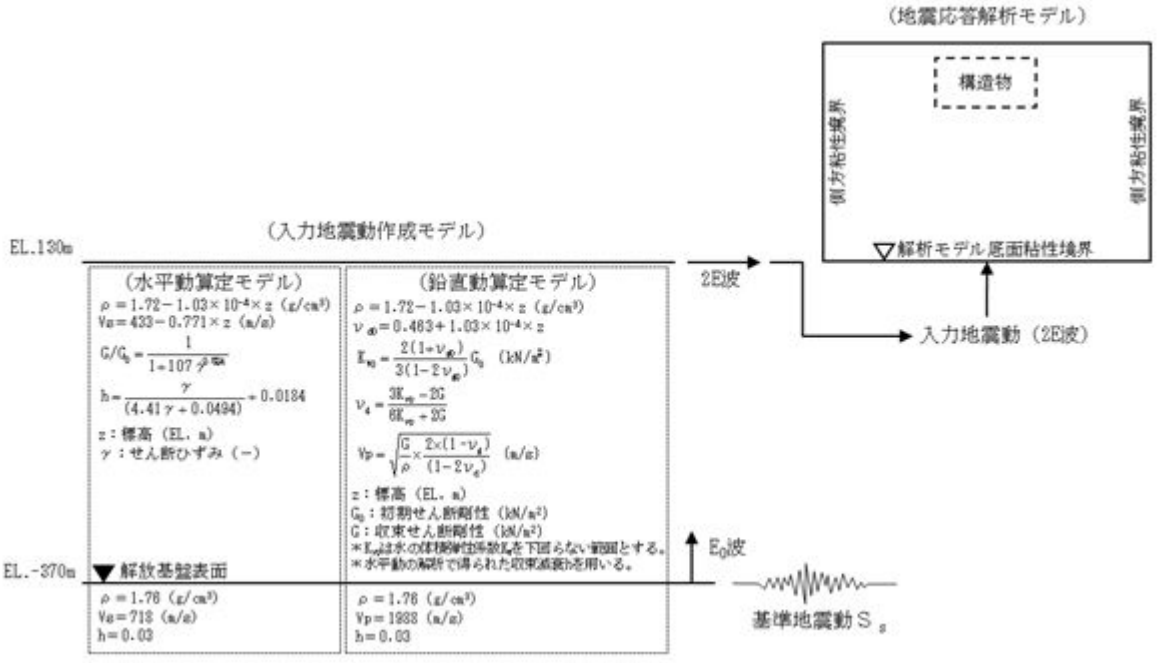
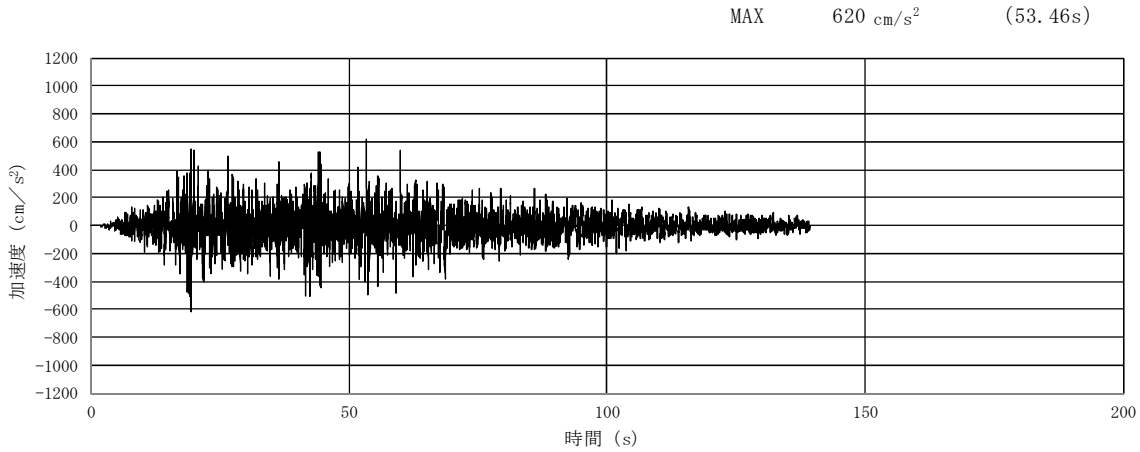
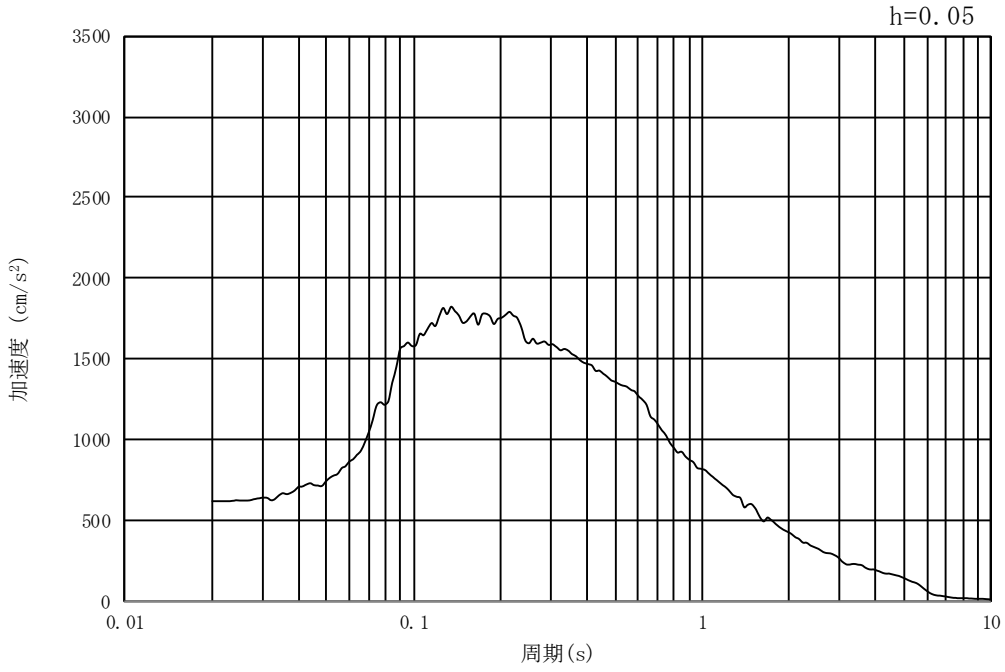


図 9.3－1　入力地震動算定の概念図

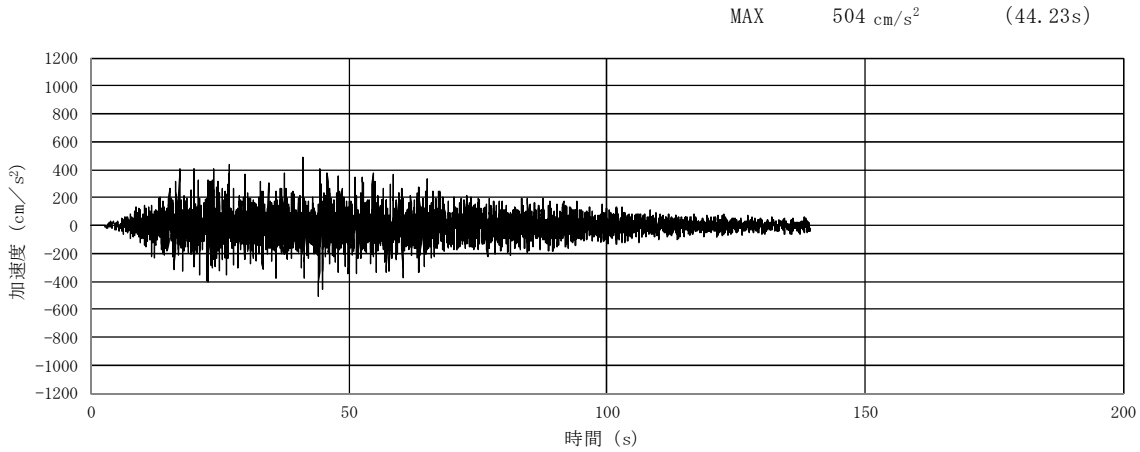


(a) 加速度時刻歴波形

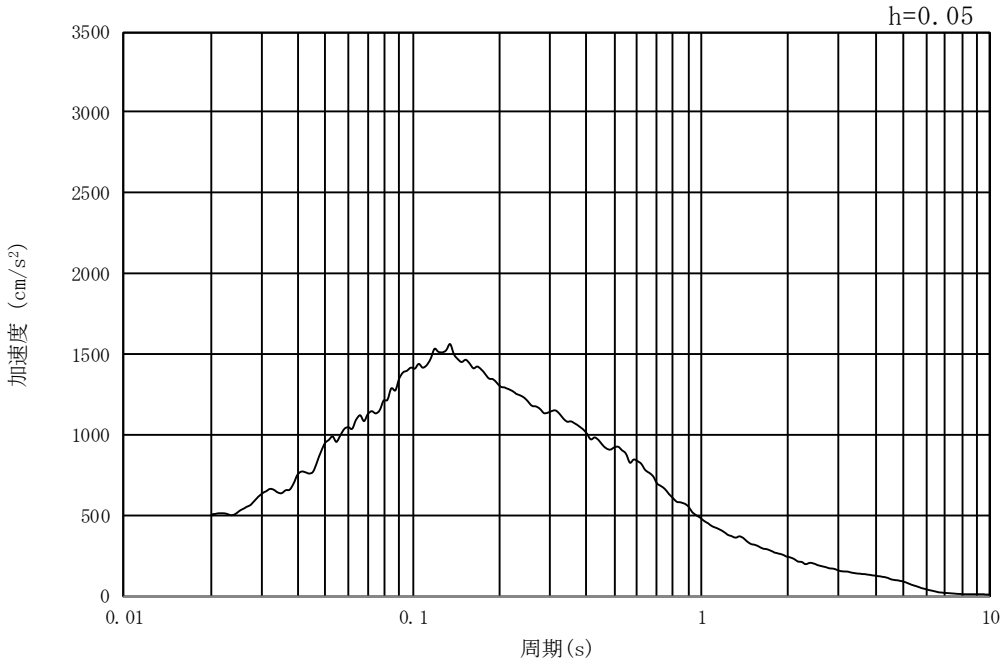


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－2 (1)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

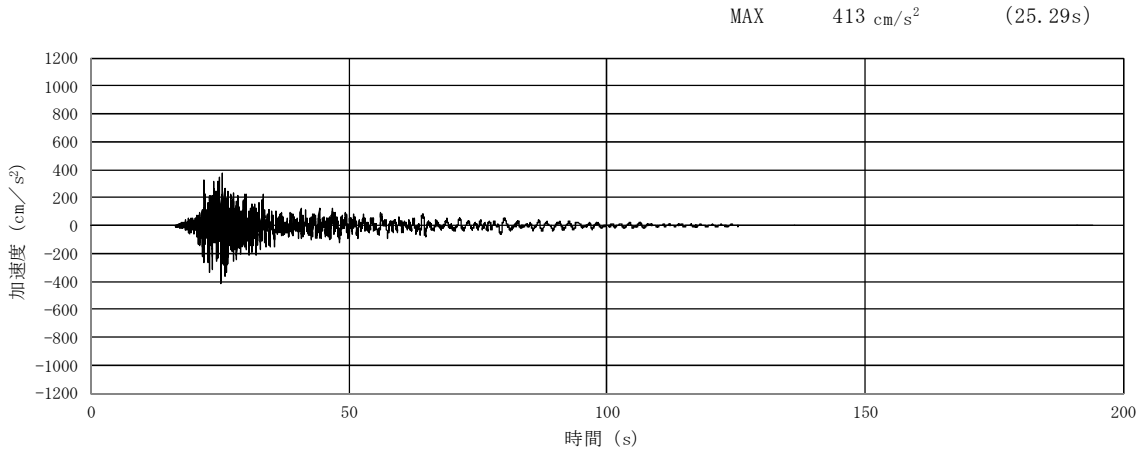


(a) 加速度時刻歴波形

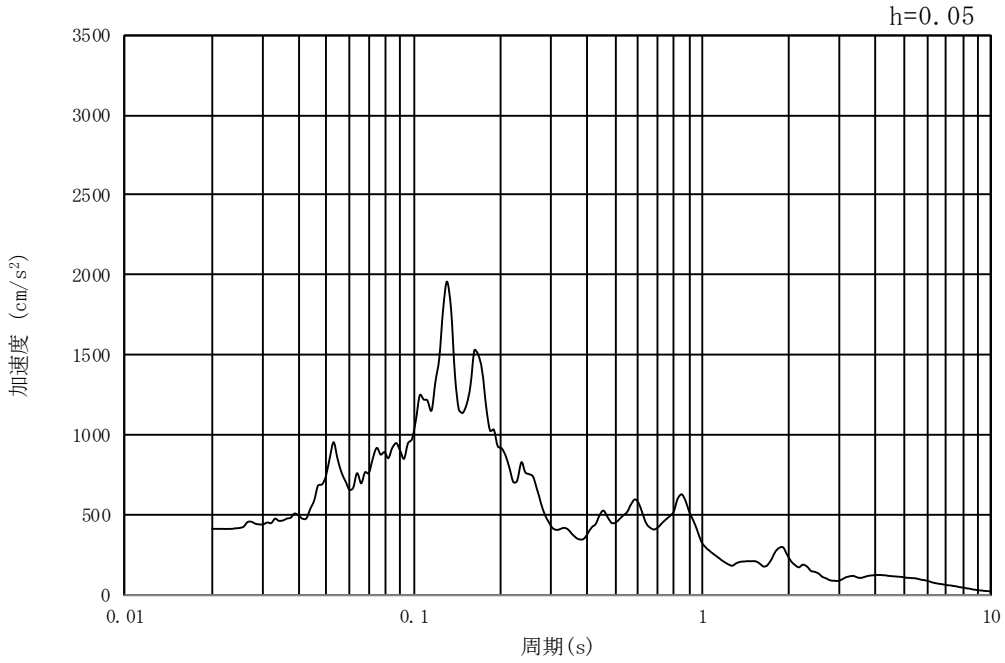


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－2 (2)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

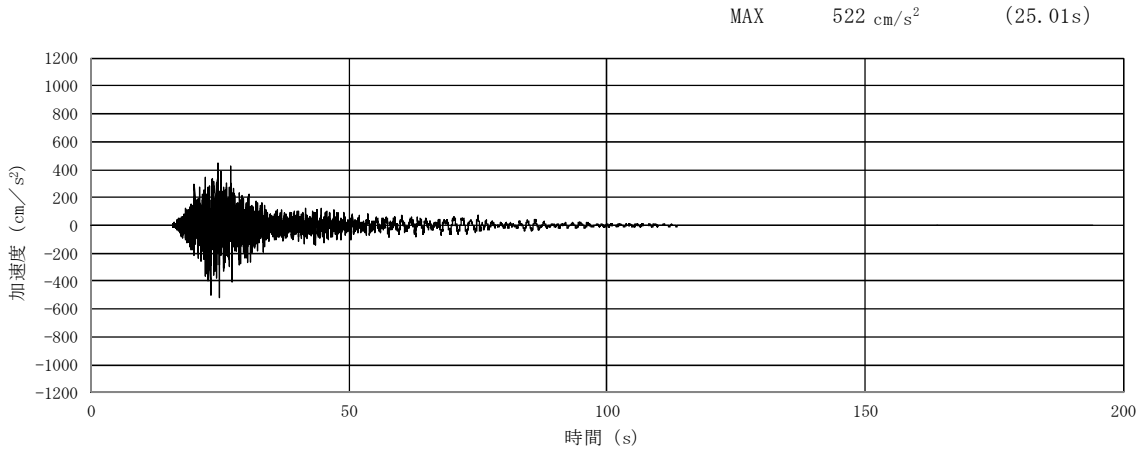


（a）加速度時刻歴波形

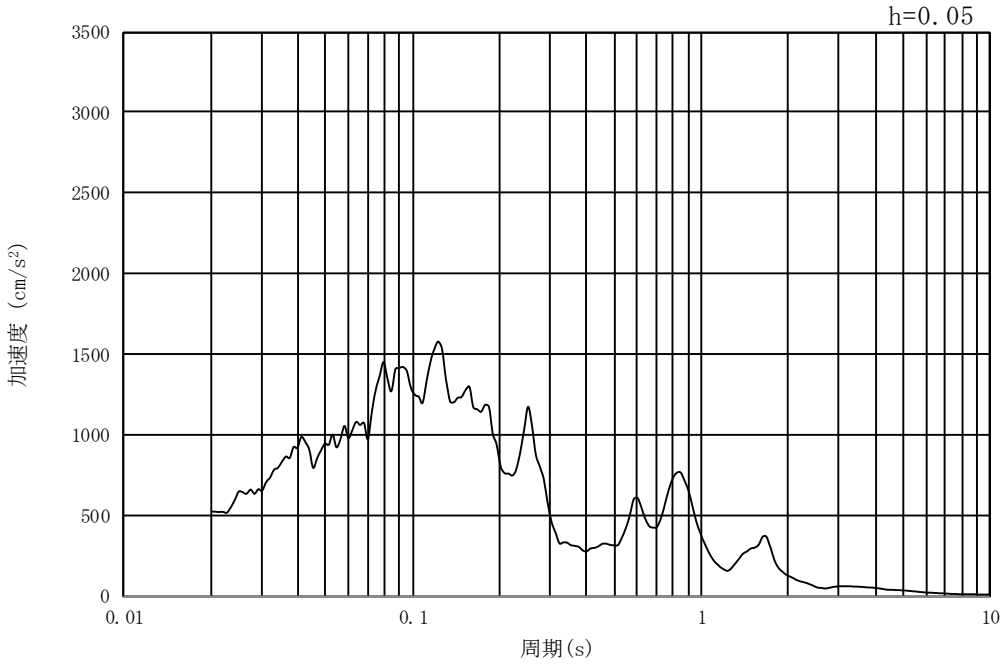


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（3）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－１１）

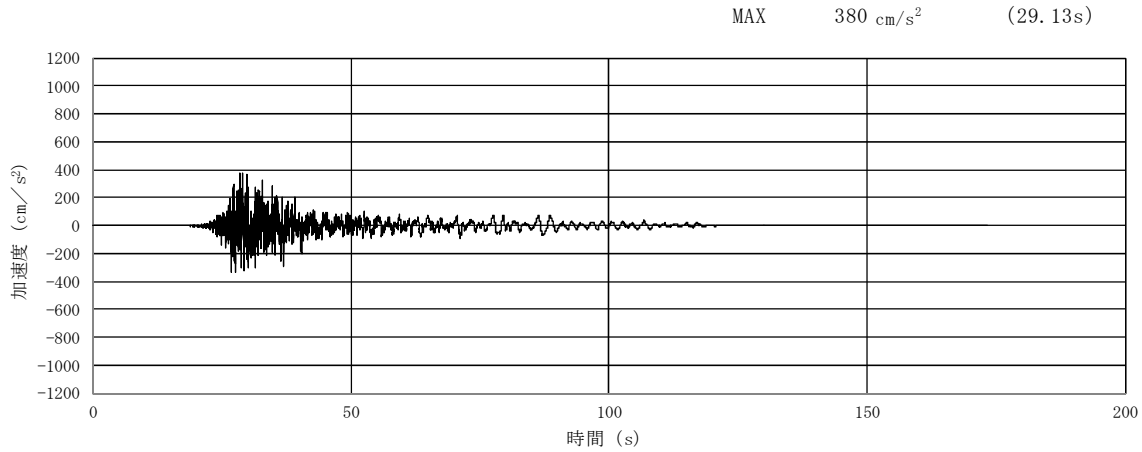


（a）加速度時刻歴波形

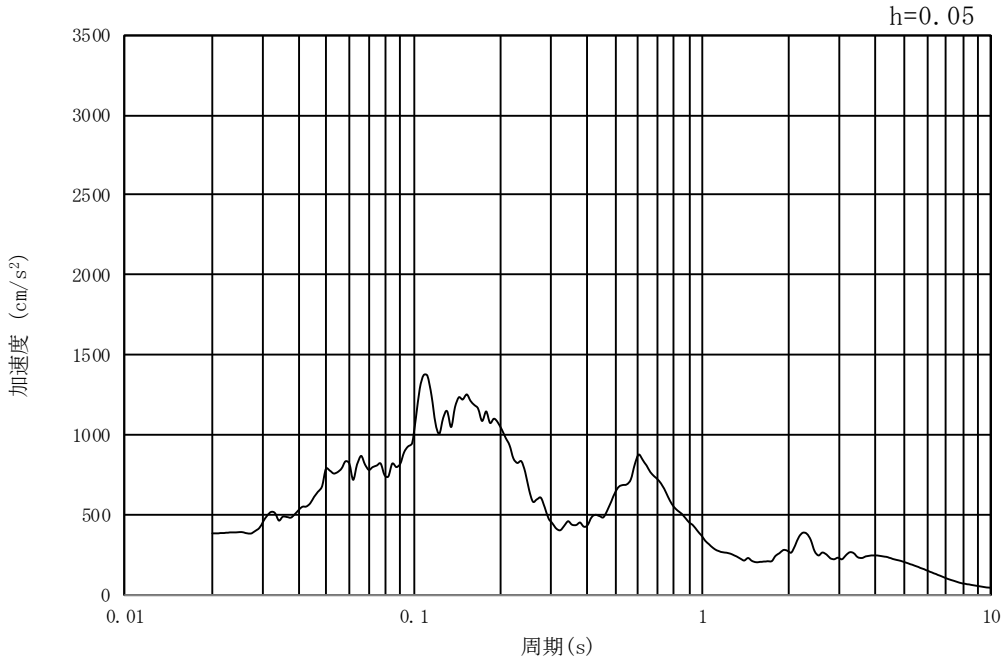


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（4）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

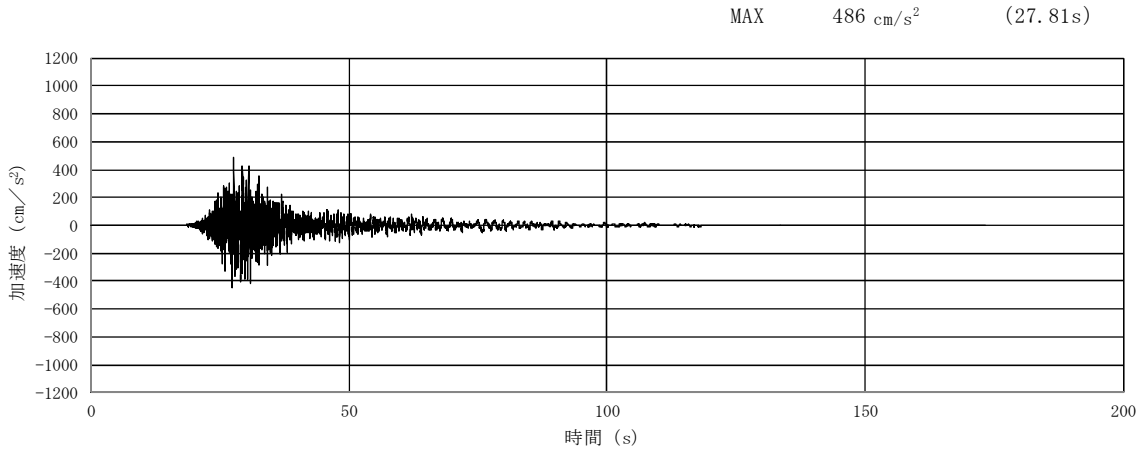


(a) 加速度時刻歴波形

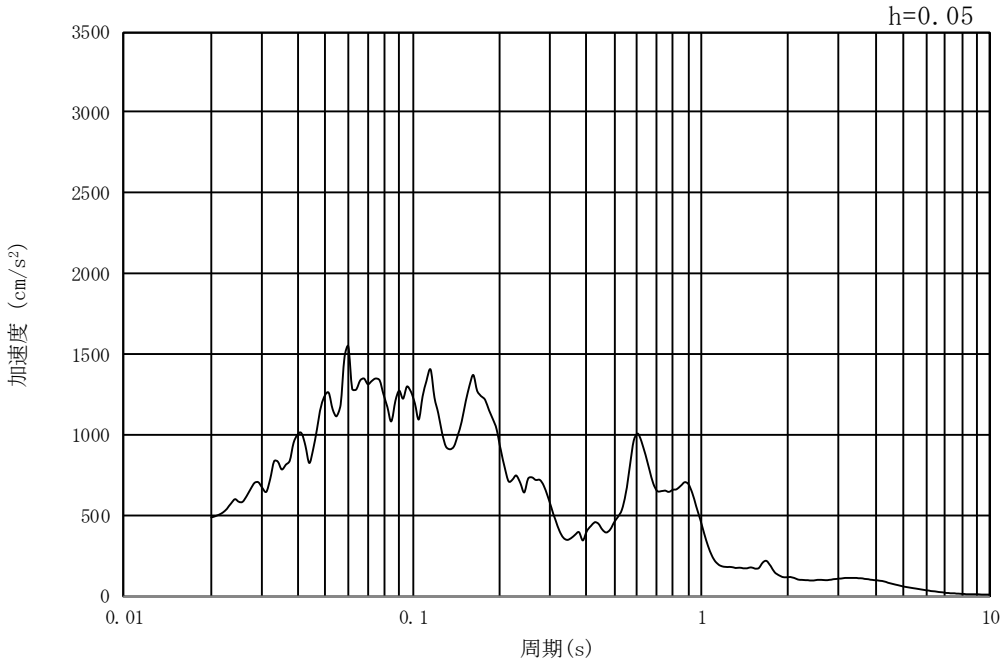


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－2 (5)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

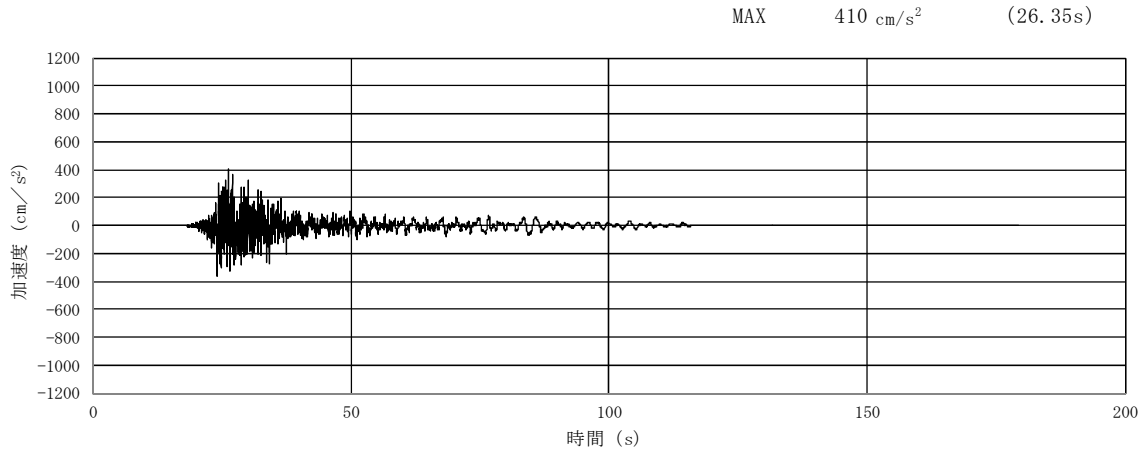


（a）加速度時刻歴波形

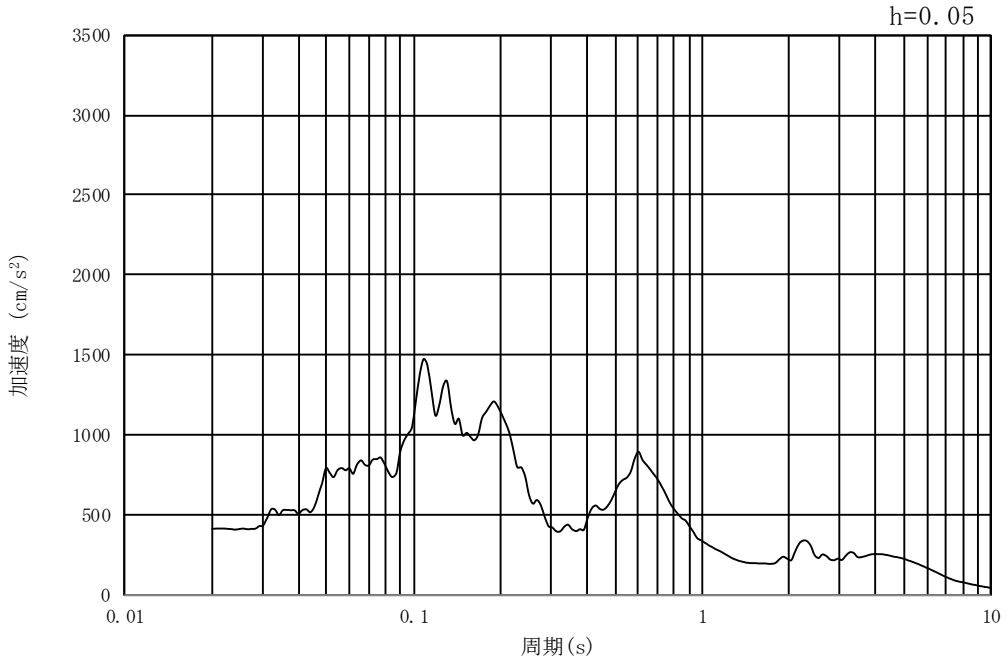


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（6）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

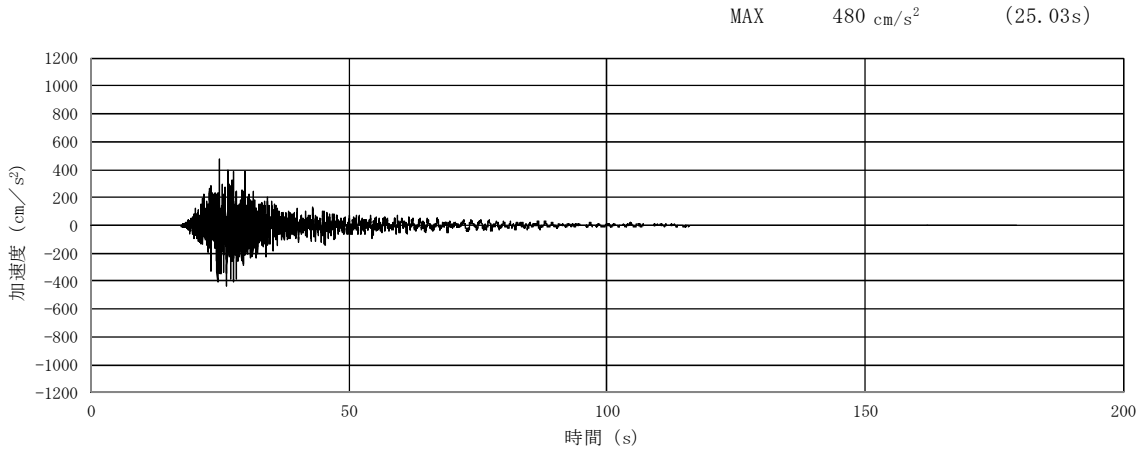


（a）加速度時刻歴波形

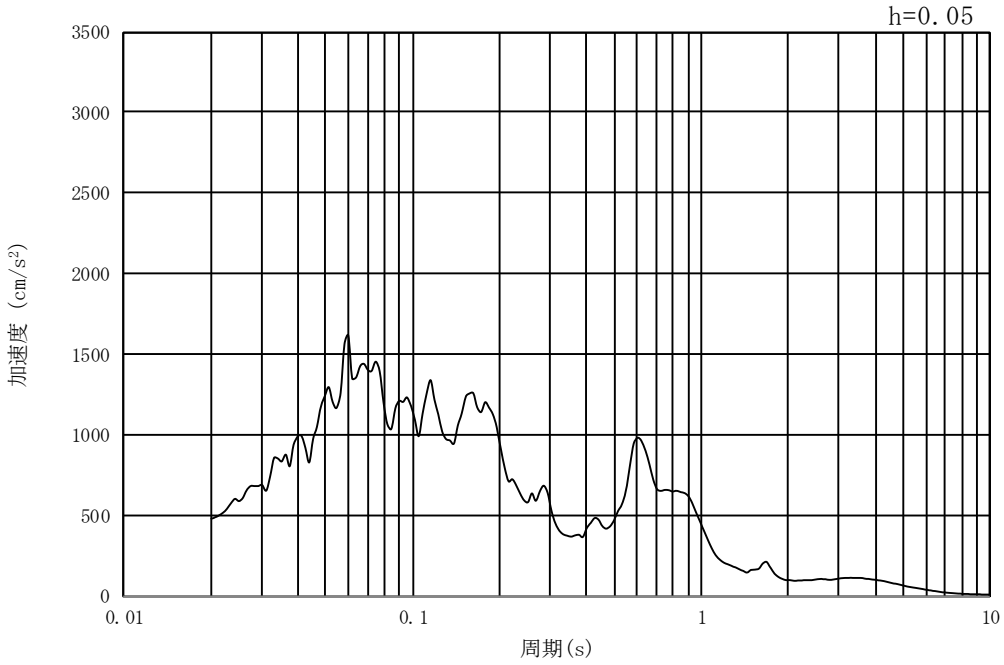


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（7）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

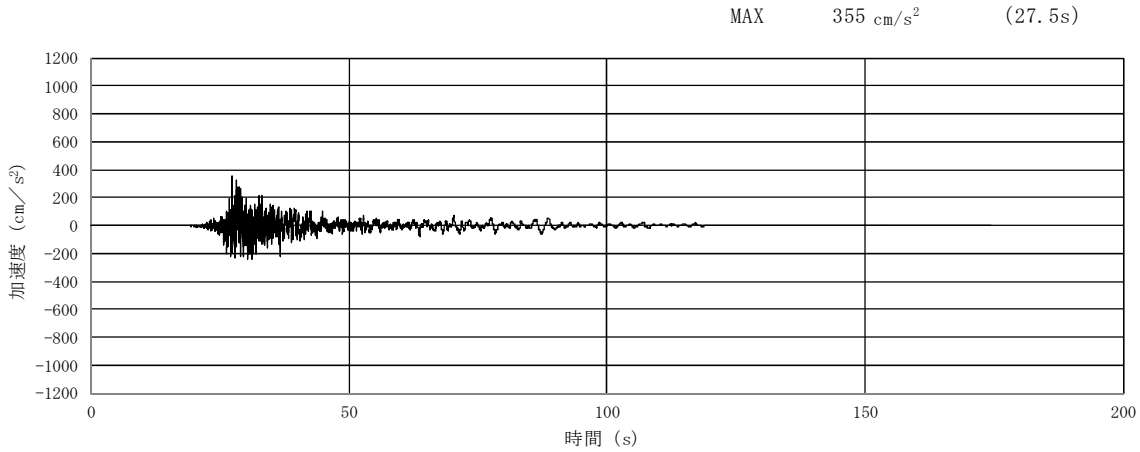


（a）加速度時刻歴波形

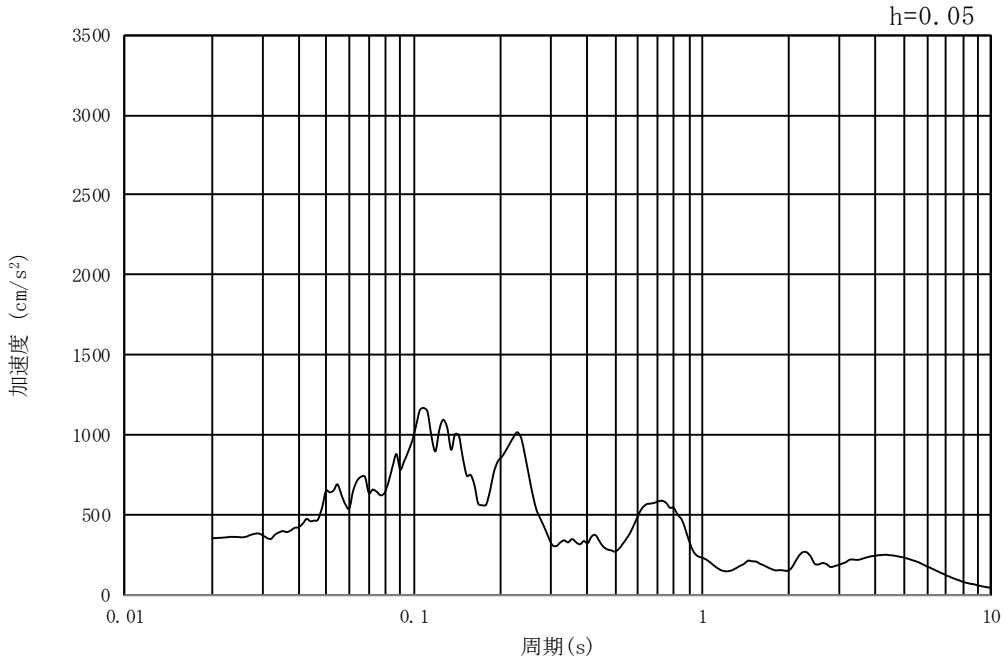


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（8）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１３）

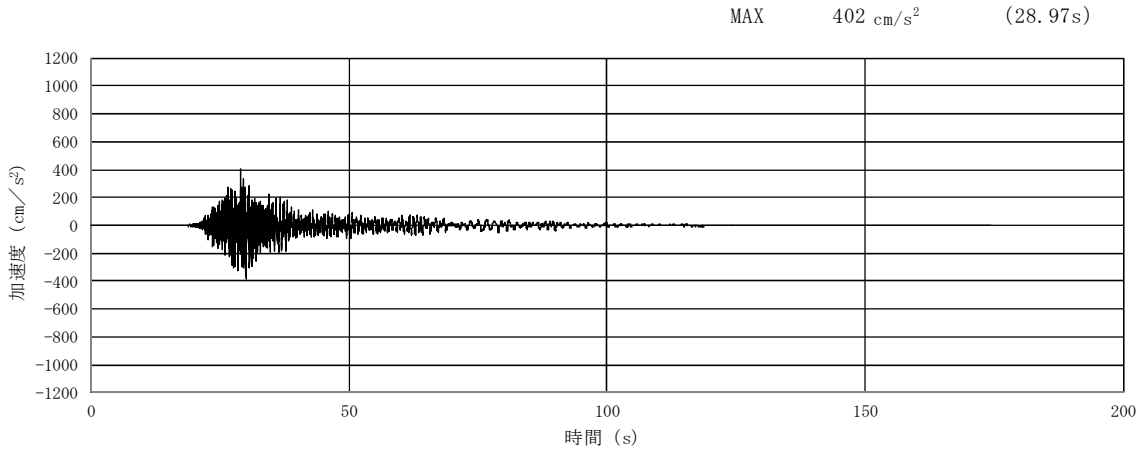


（a）加速度時刻歴波形

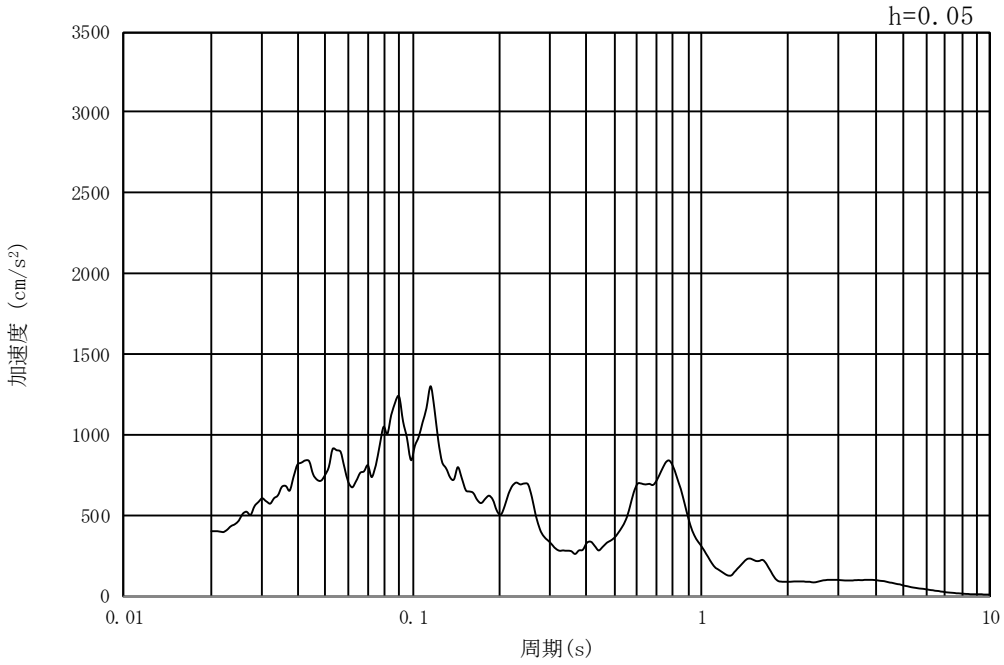


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（9）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

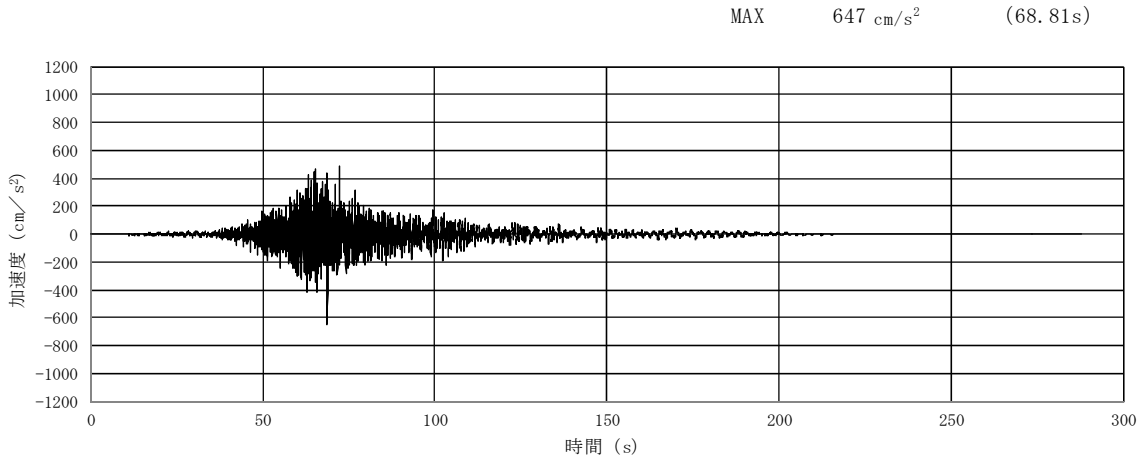


（a）加速度時刻歴波形

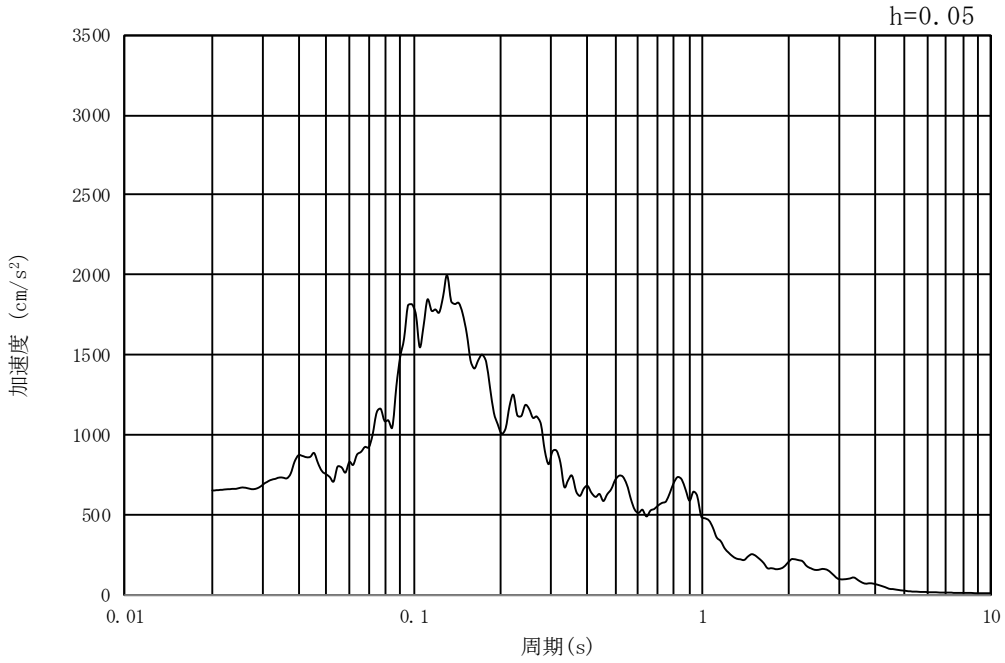


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（10）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１４）

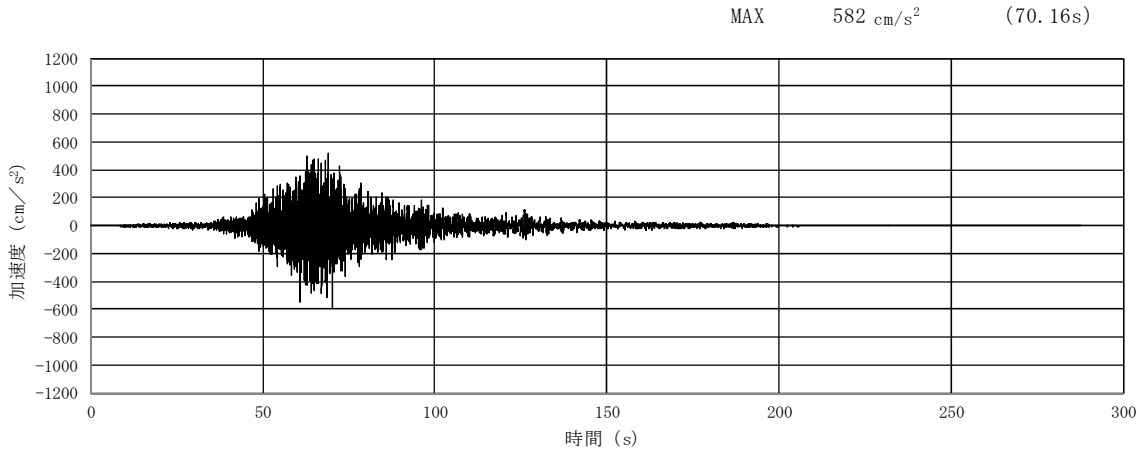


（a）加速度時刻歴波形

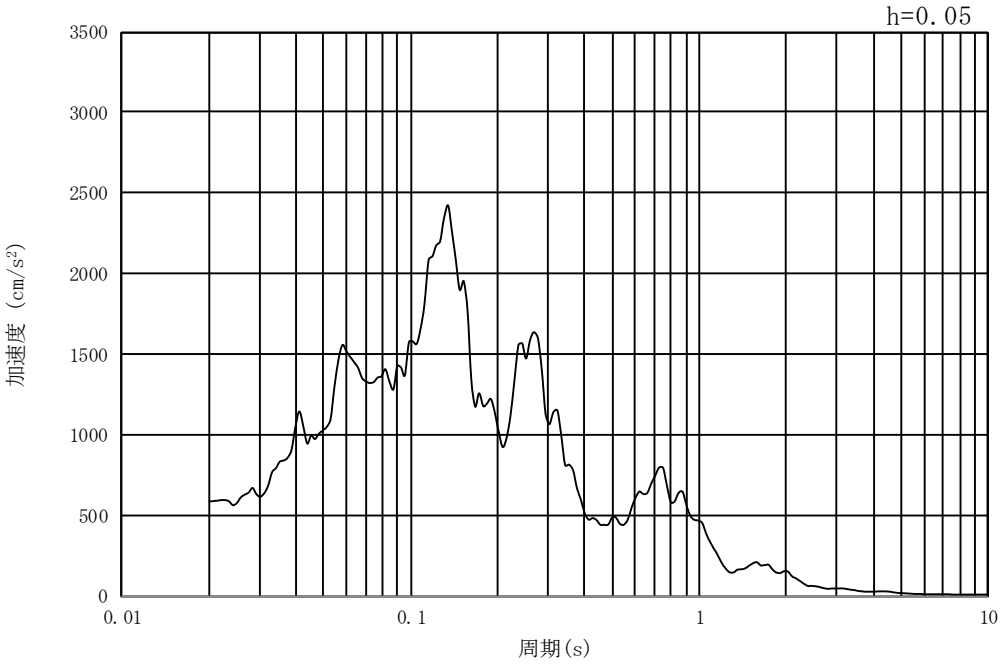


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（11）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－２１）

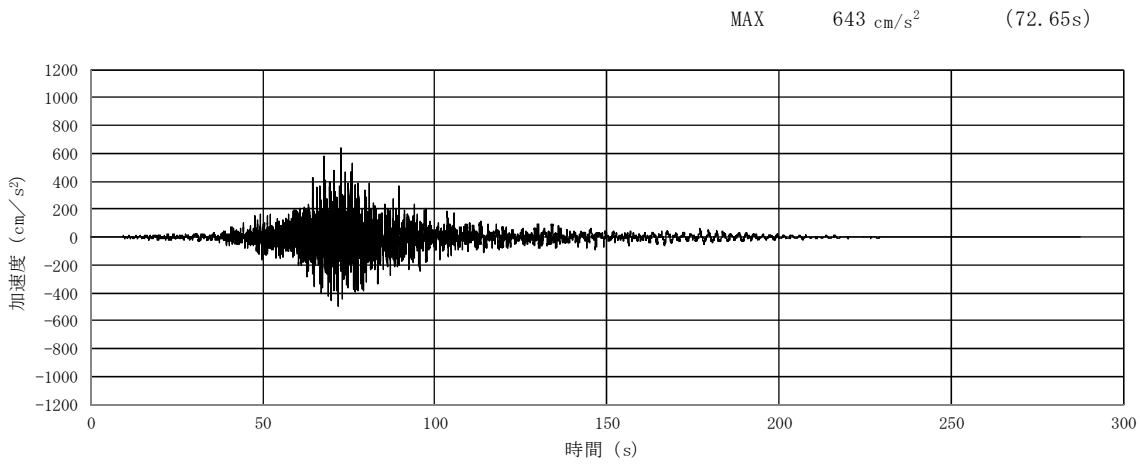


（a）加速度時刻歴波形

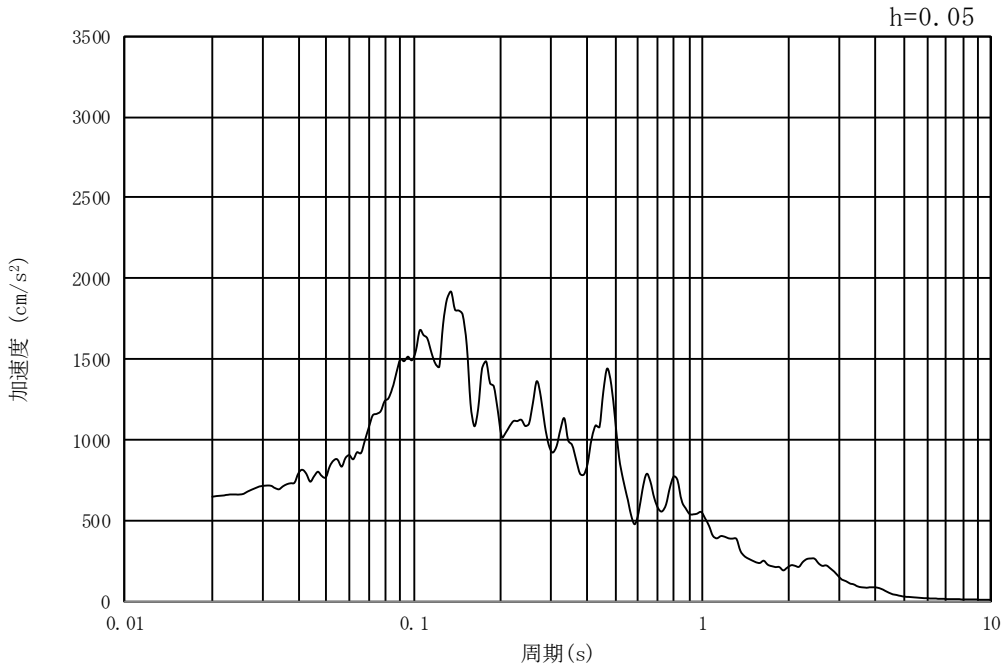


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（12）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

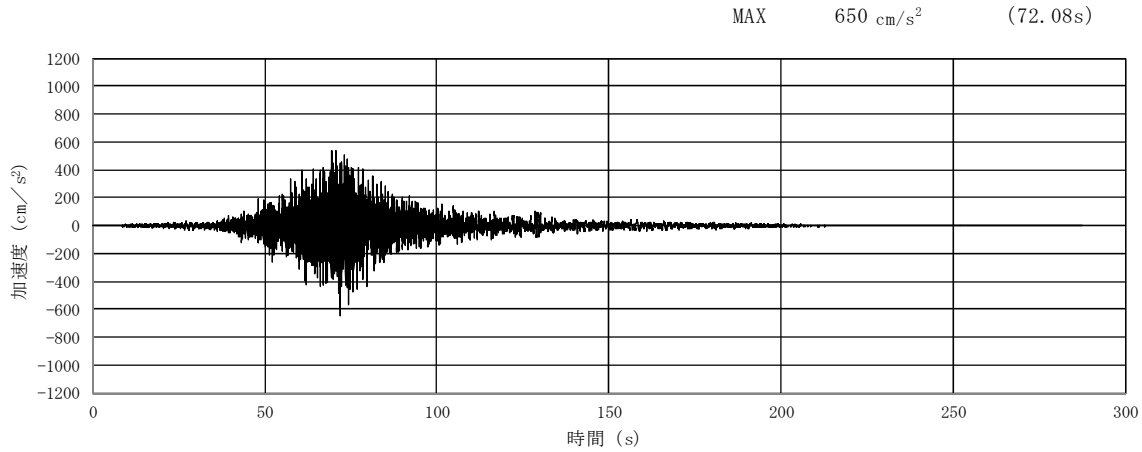


（a）加速度時刻歴波形

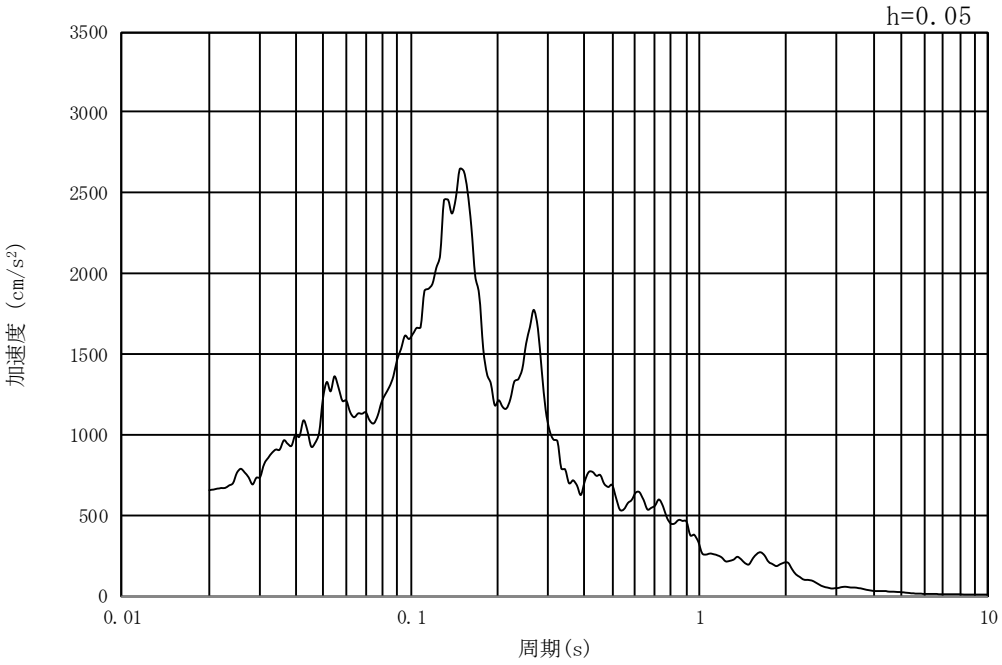


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（13）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

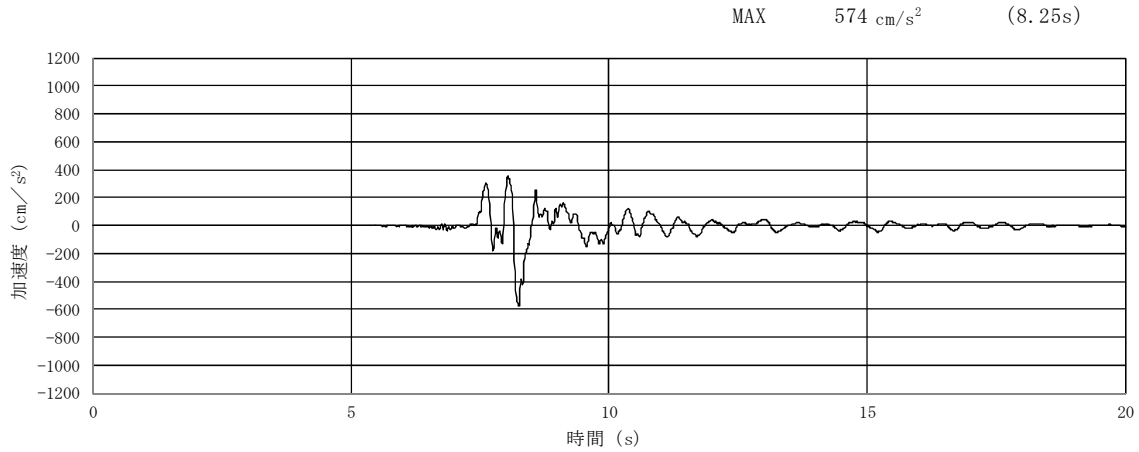


（a）加速度時刻歴波形

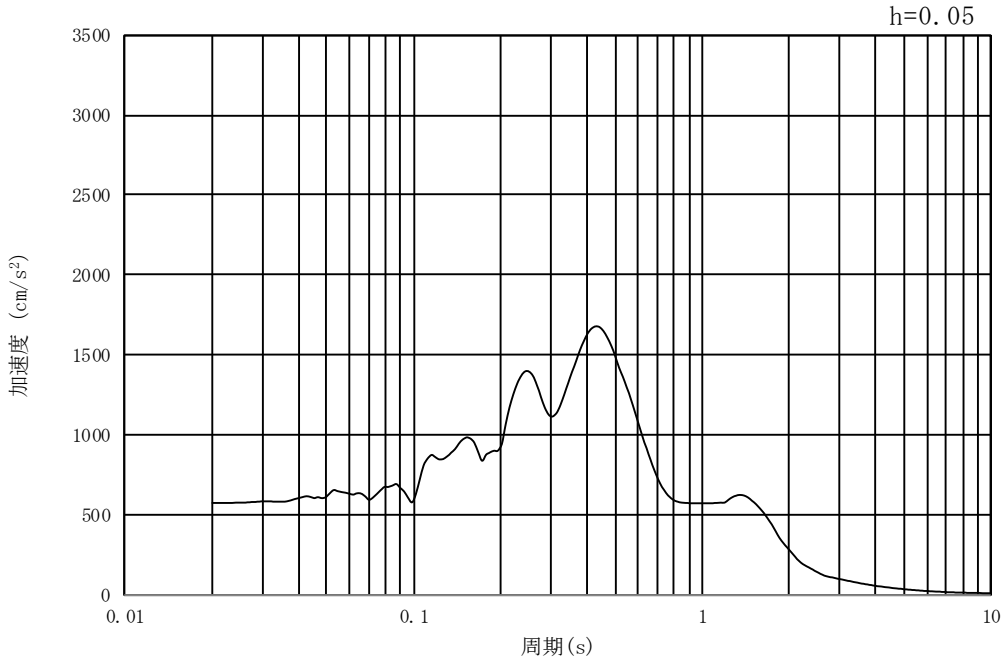


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（14）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－２２）

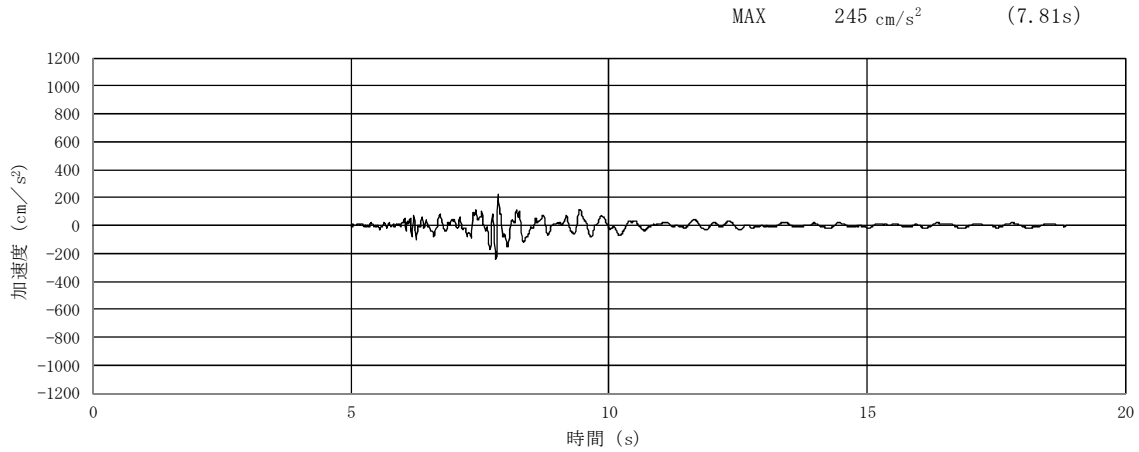


(a) 加速度時刻歴波形

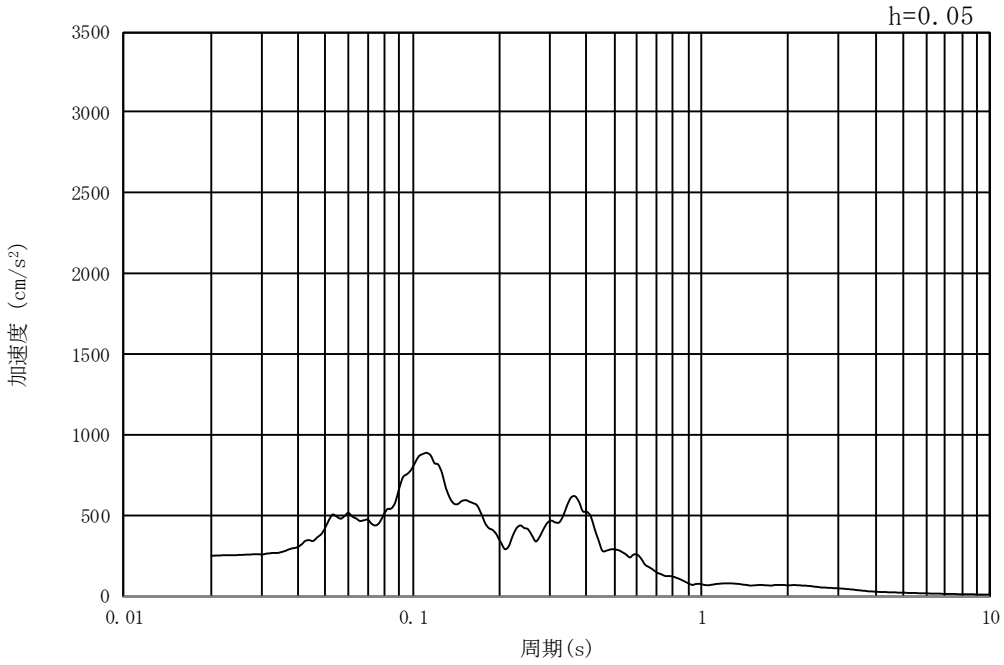


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－2 (15)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

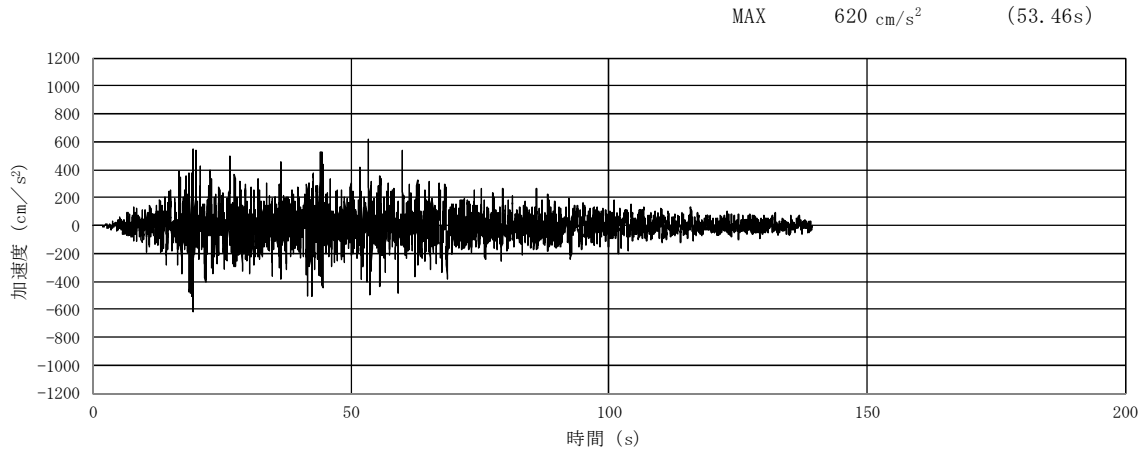


（a）加速度時刻歴波形

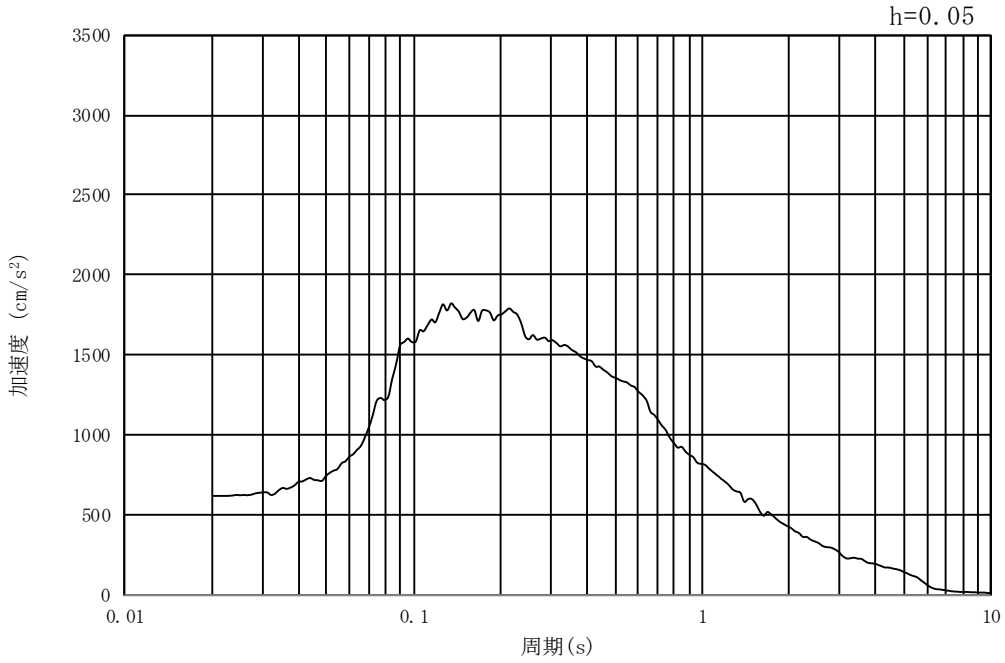


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－2（16）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

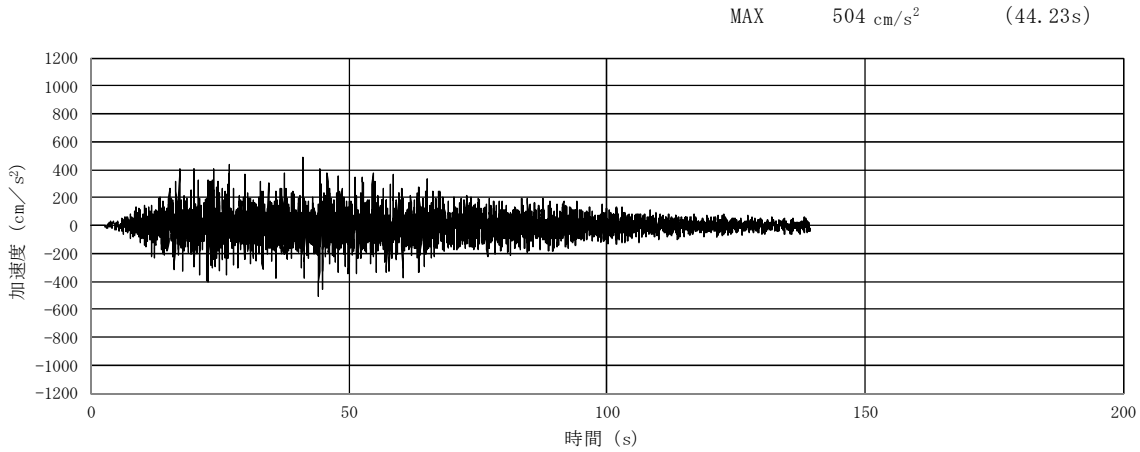


(a) 加速度時刻歴波形

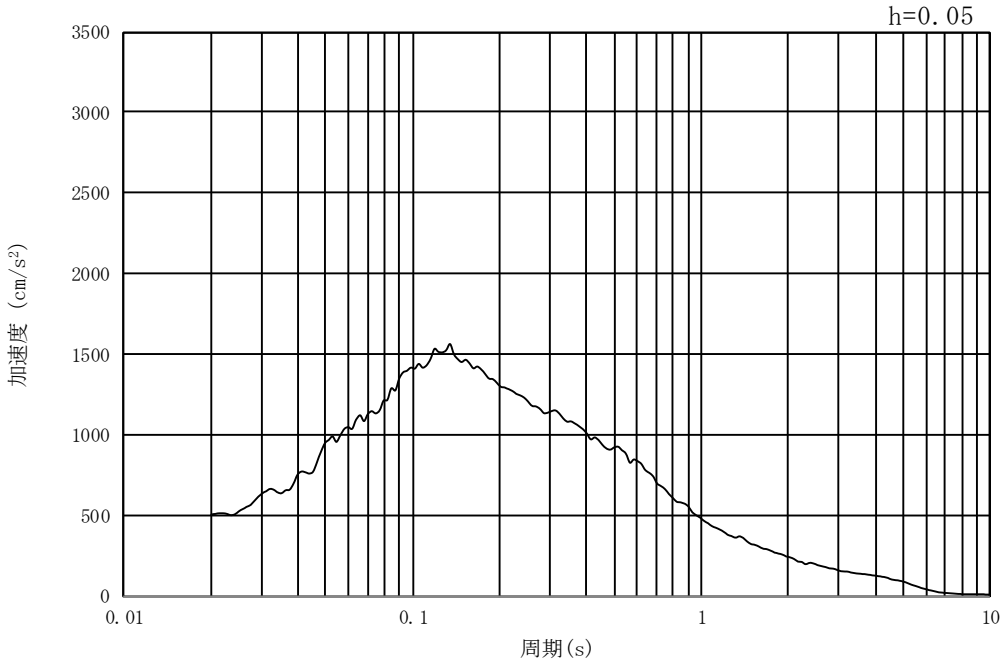


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－3 (1)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

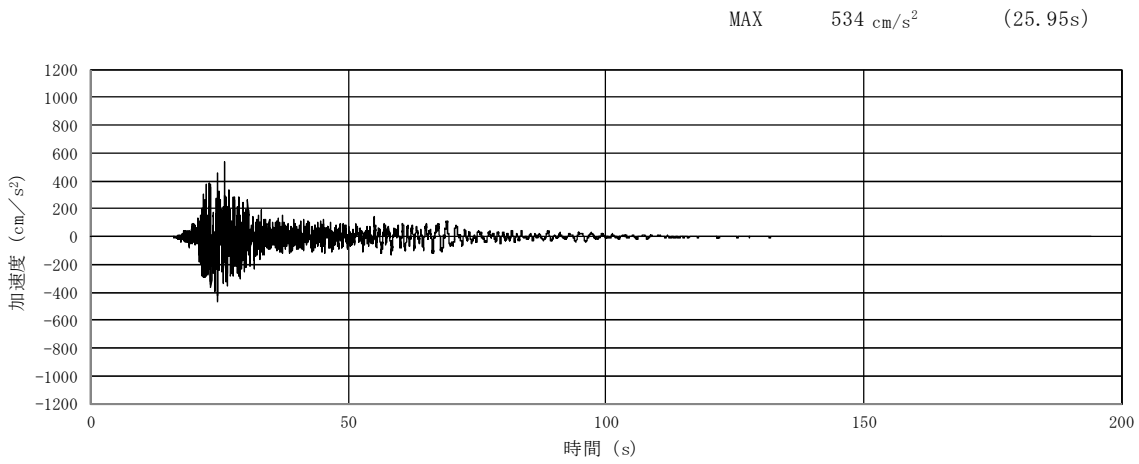


(a) 加速度時刻歴波形

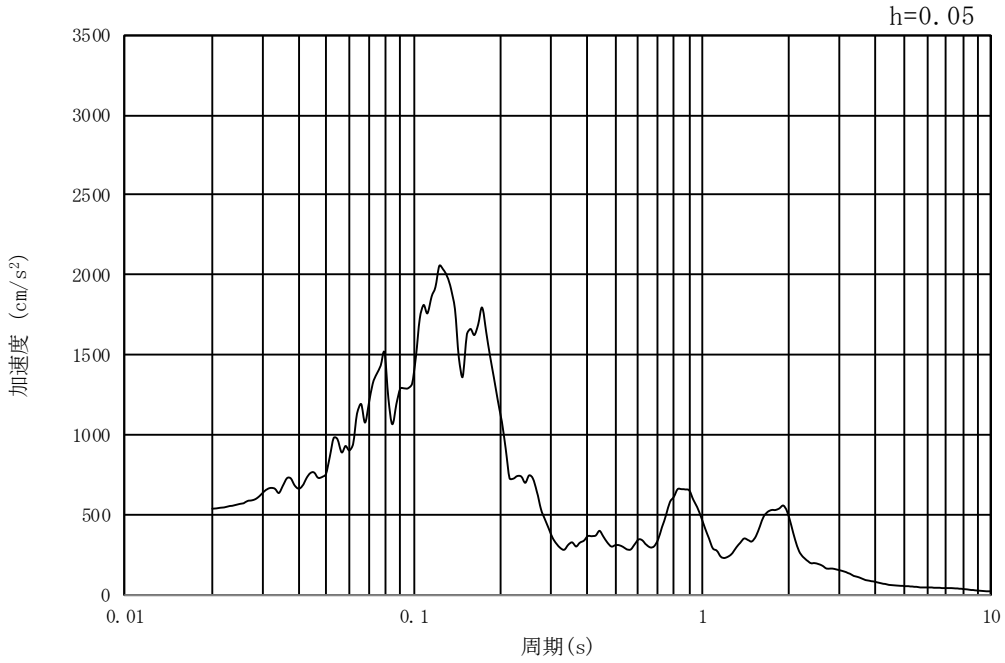


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－3 (2)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

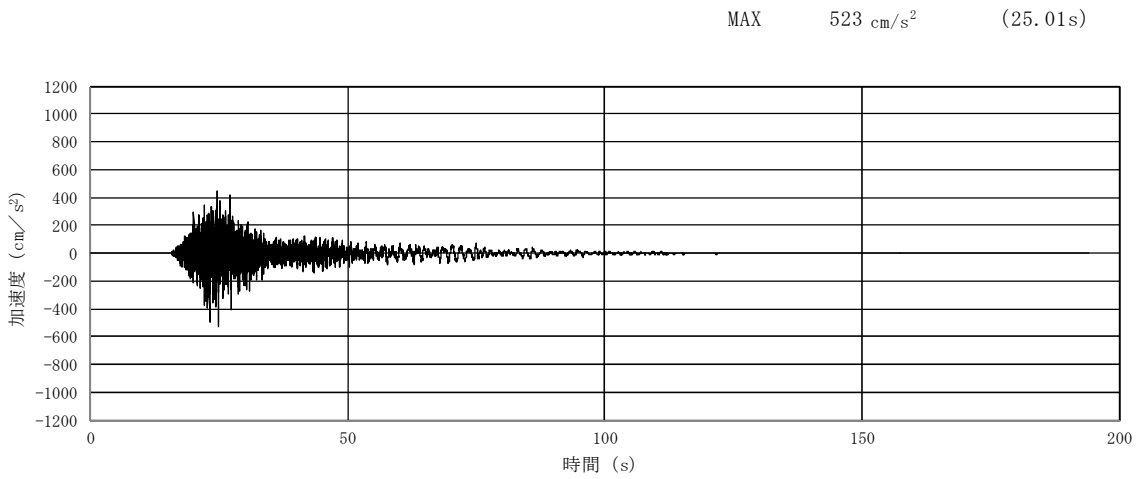


（a）加速度時刻歴波形

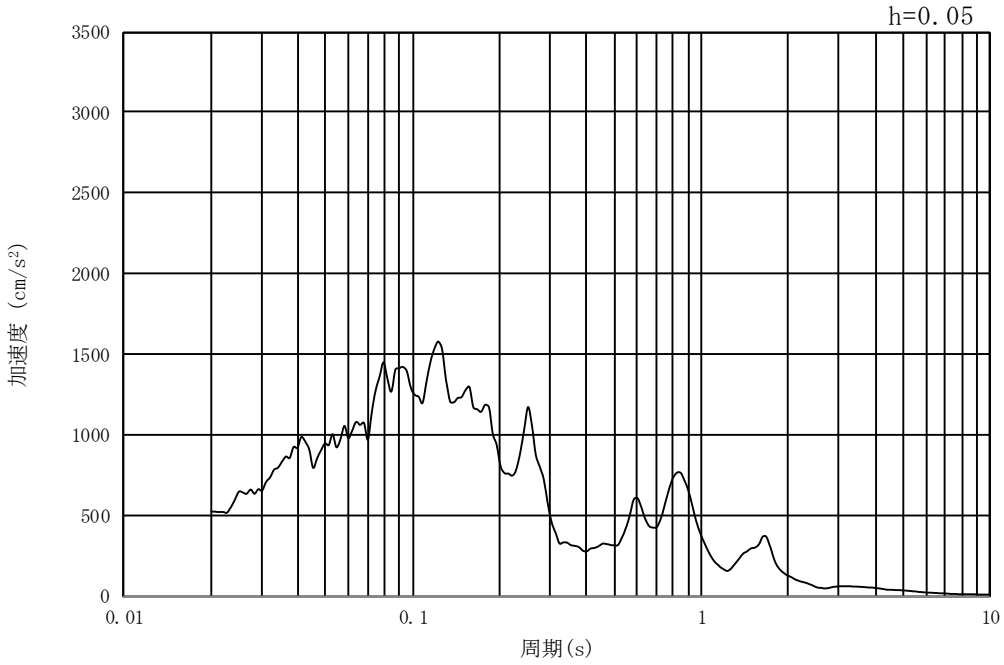


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（3）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－１１）

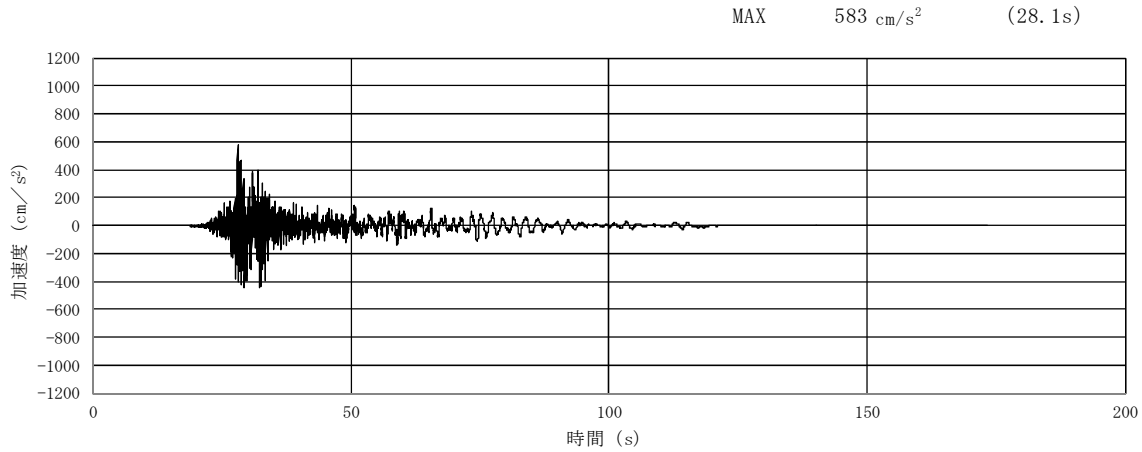


（a）加速度時刻歴波形

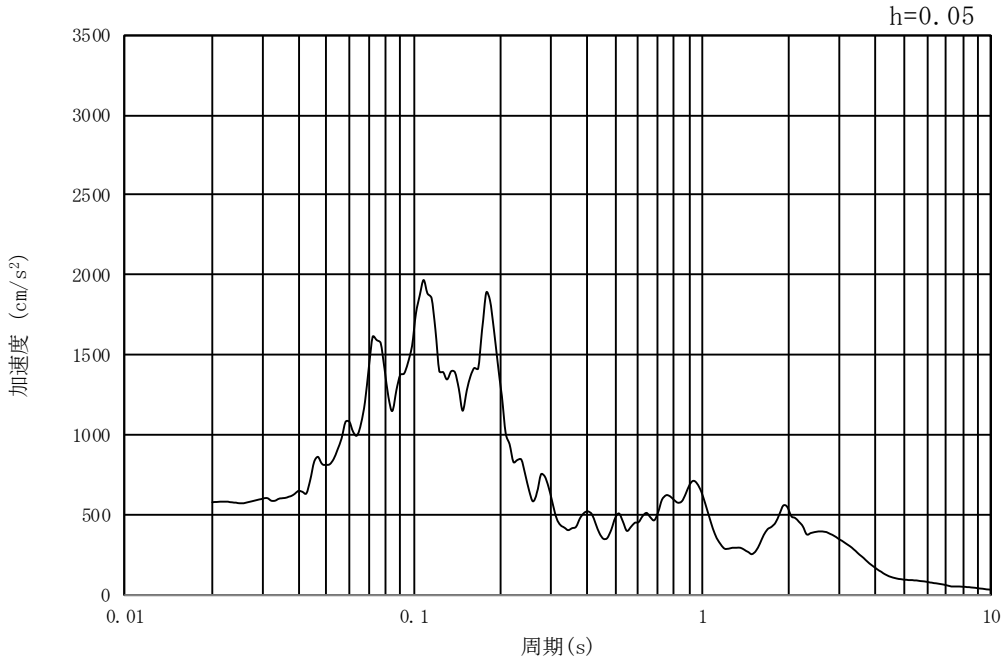


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（4）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

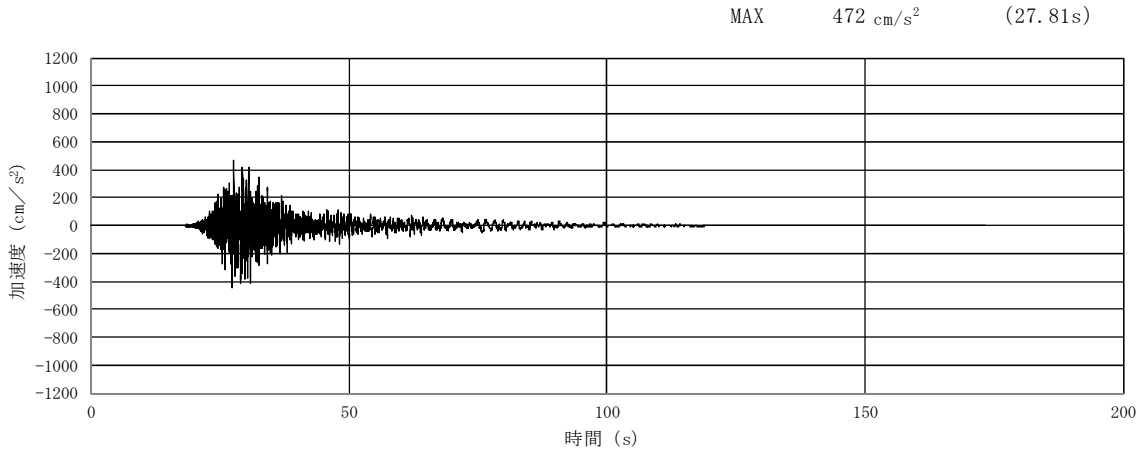


(a) 加速度時刻歴波形

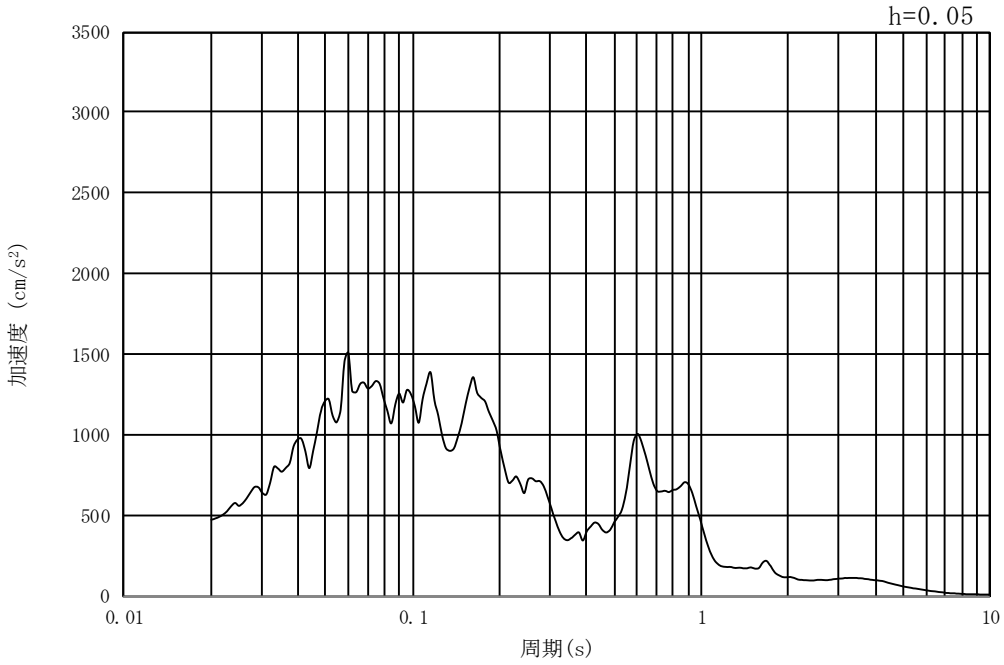


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－3 (5)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

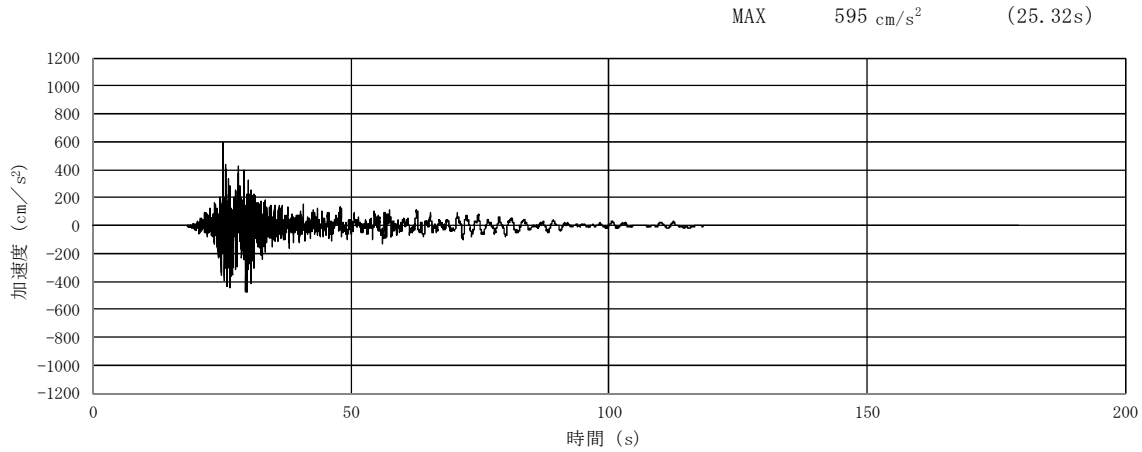


（a）加速度時刻歴波形

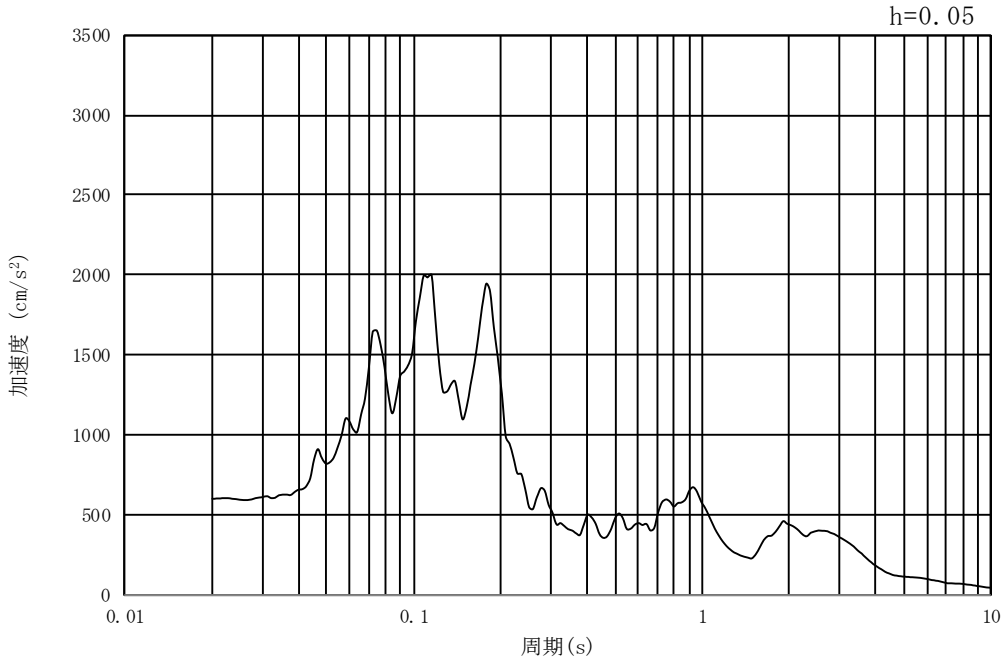


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（6）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

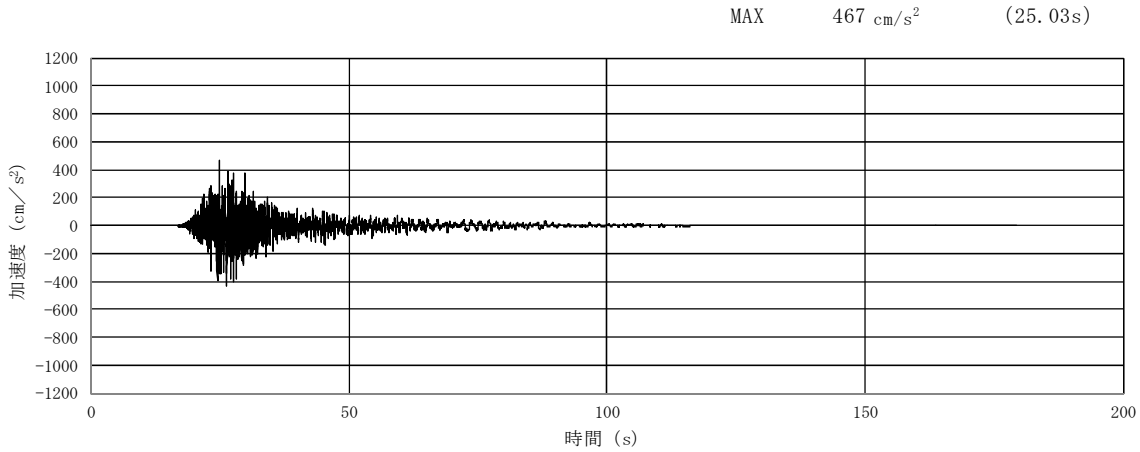


（a）加速度時刻歴波形

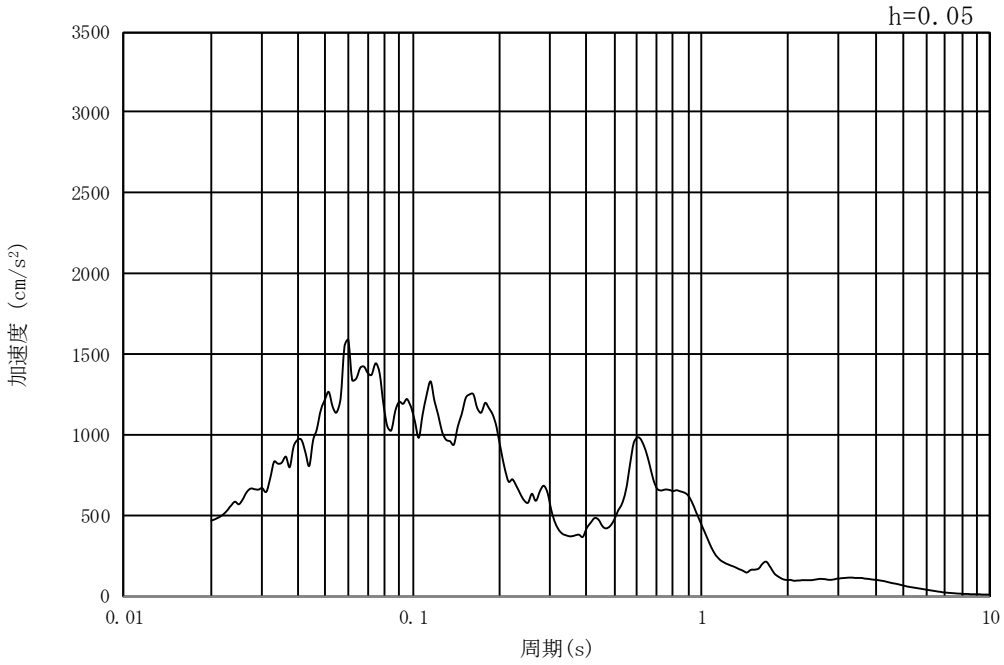


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（7）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

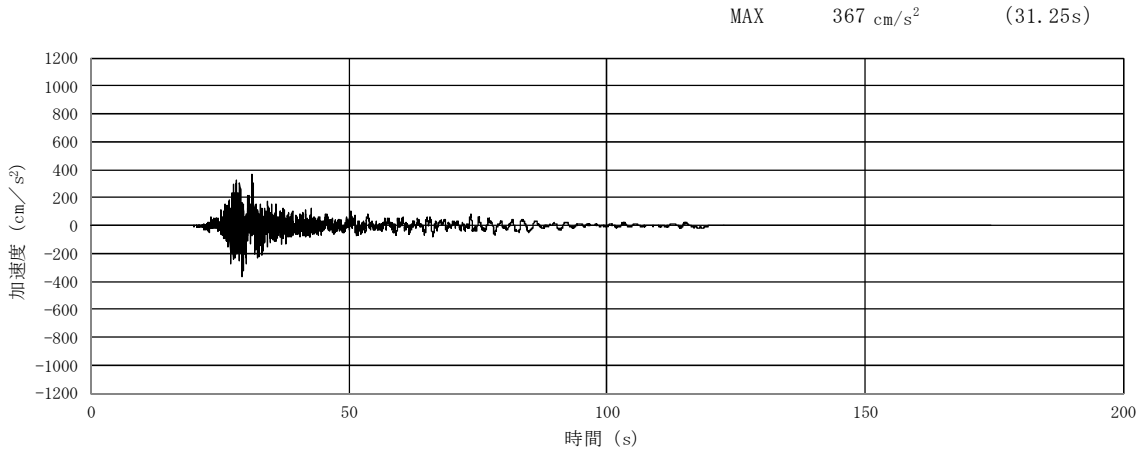


（a）加速度時刻歴波形

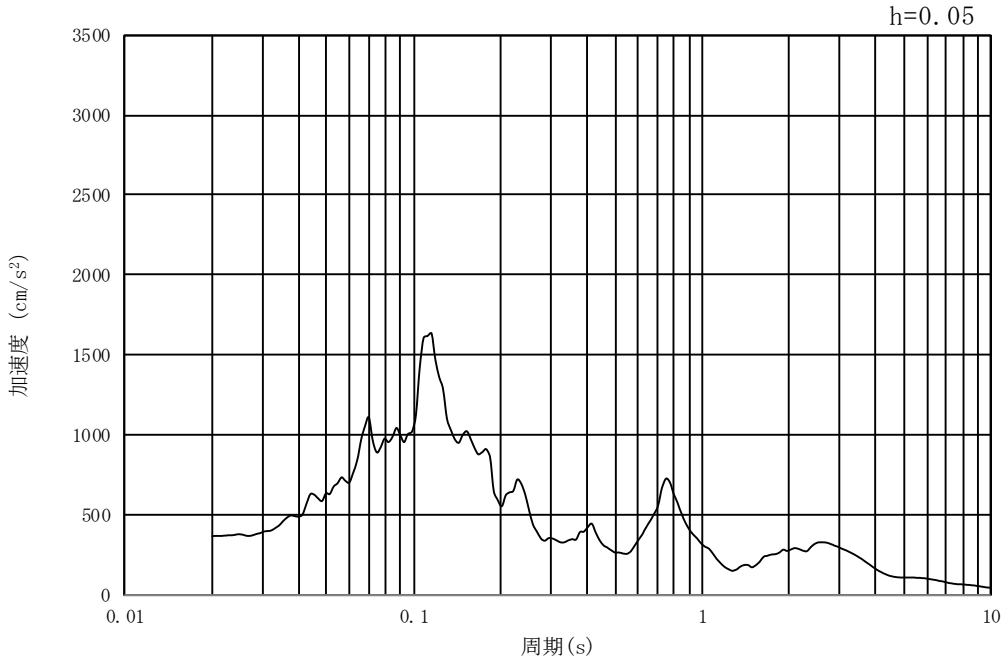


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（8）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

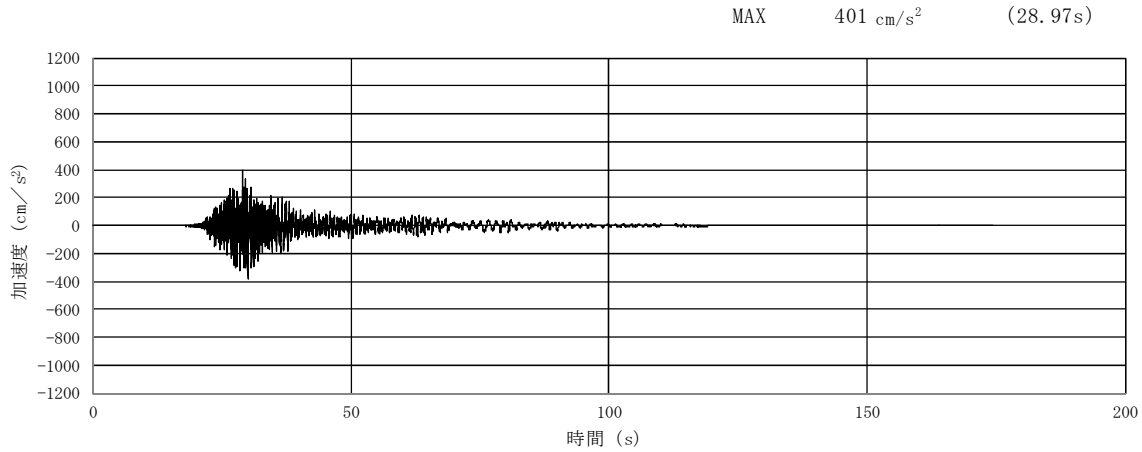


（a）加速度時刻歴波形

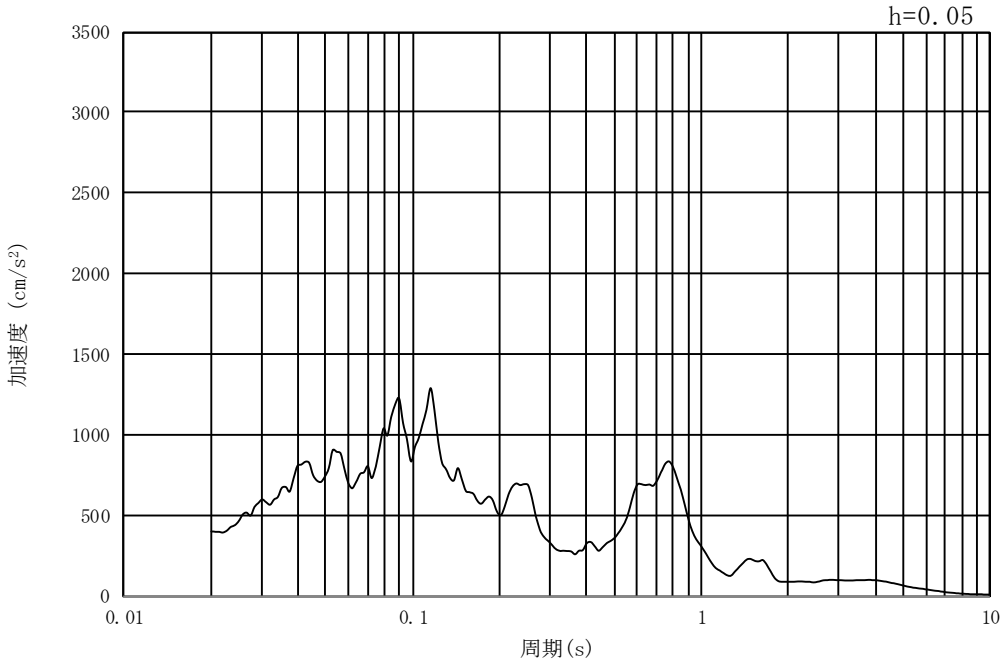


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（9）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－１４）

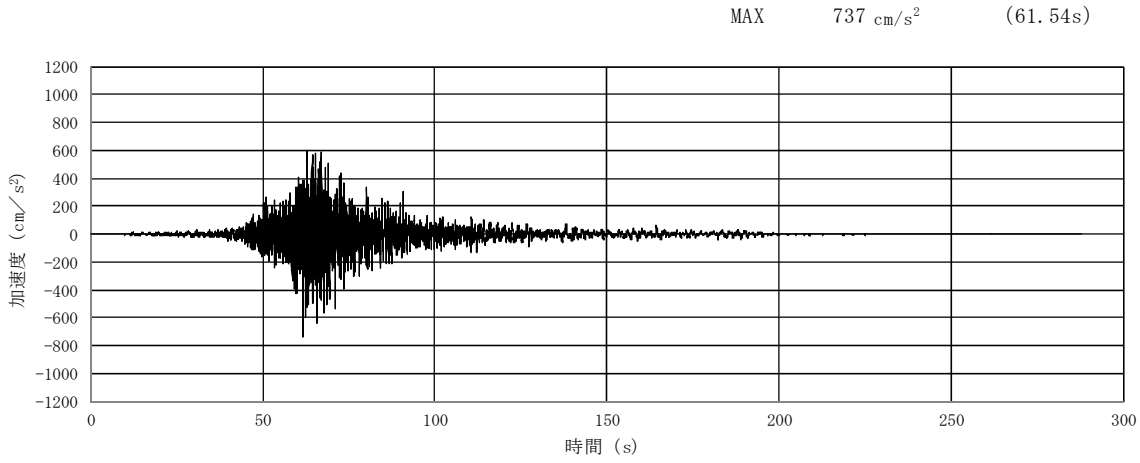


（a）加速度時刻歴波形

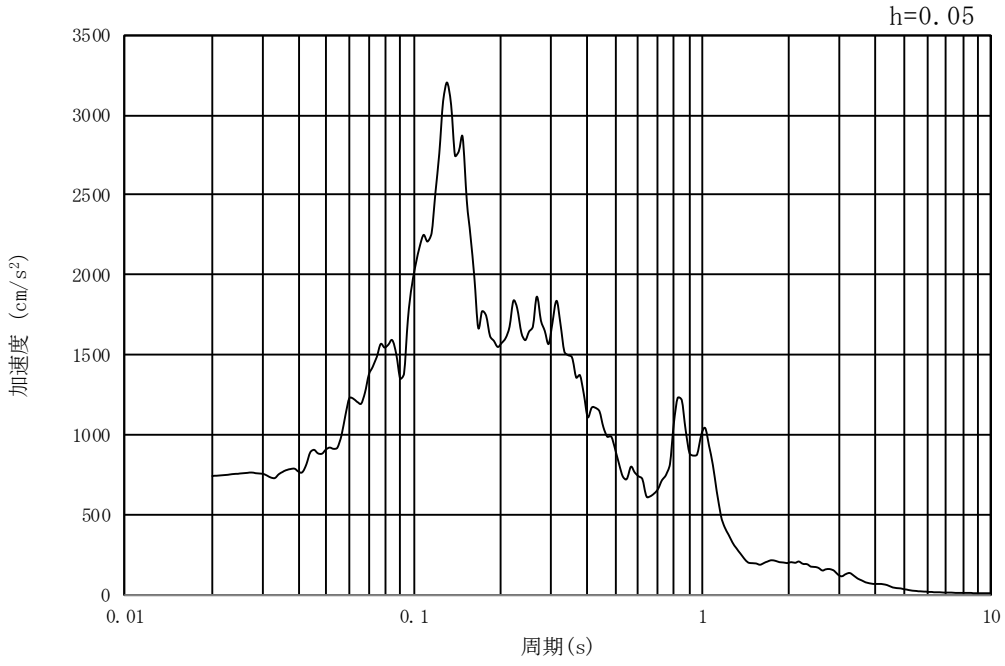


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（10）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

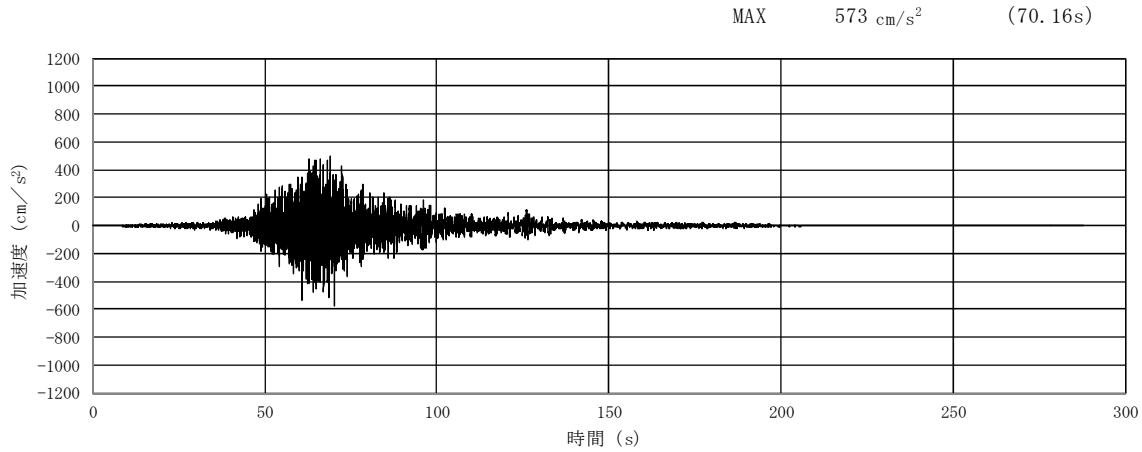


（a）加速度時刻歴波形

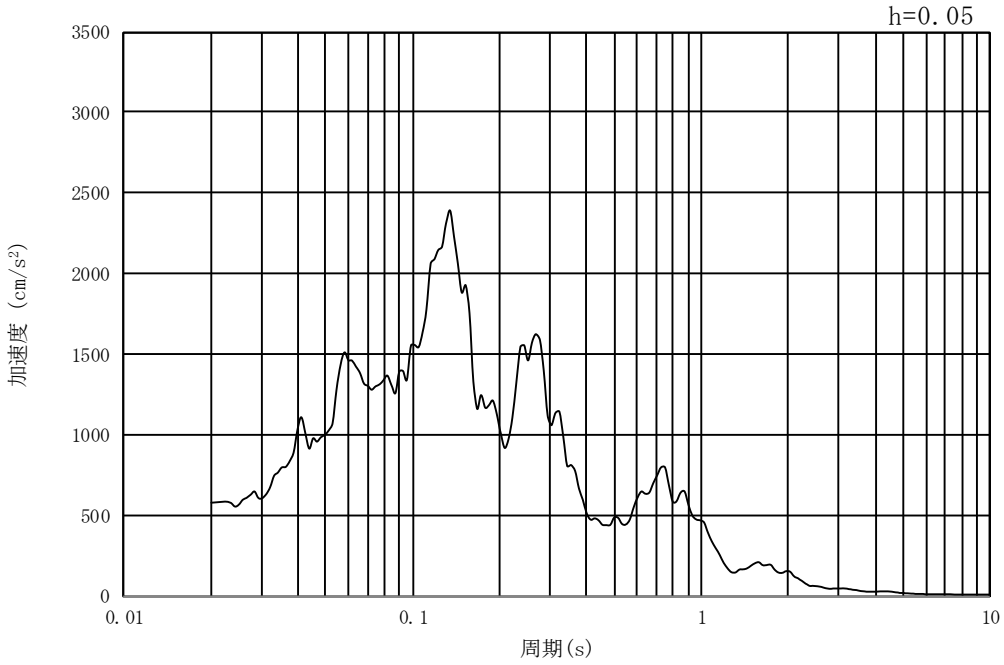


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（11）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－２１）

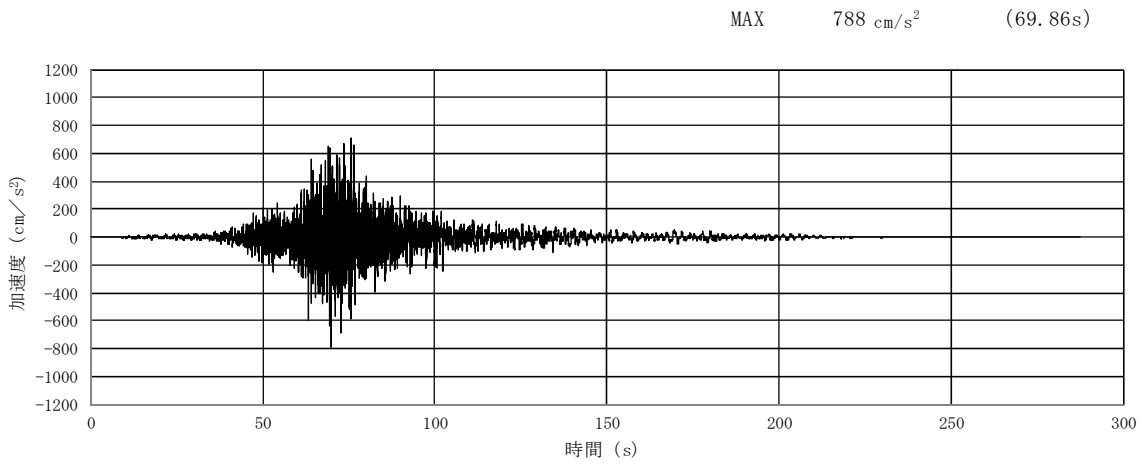


（a）加速度時刻歴波形

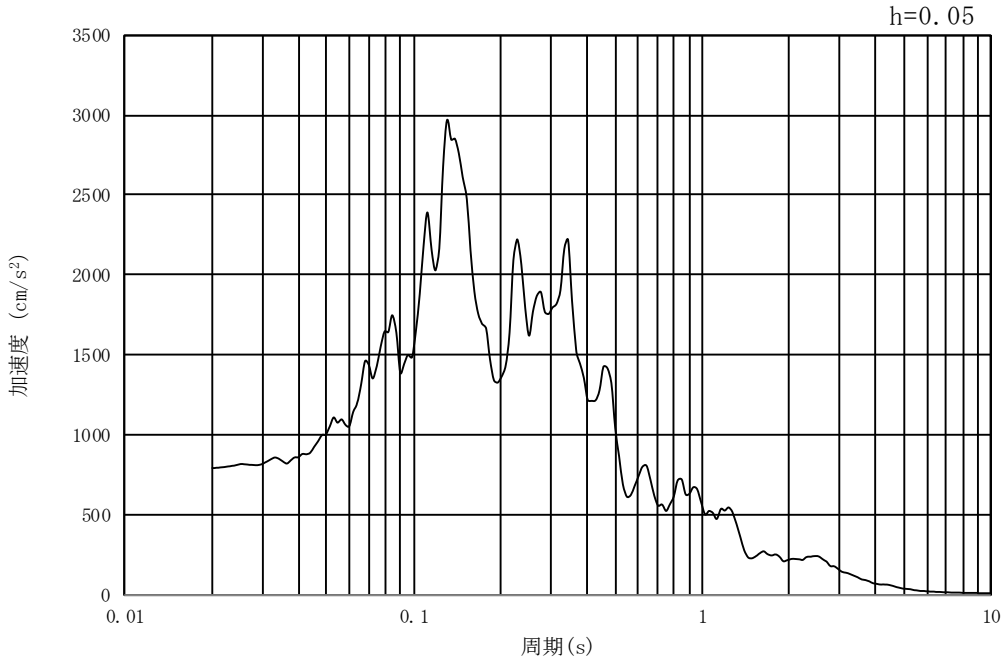


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（12）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

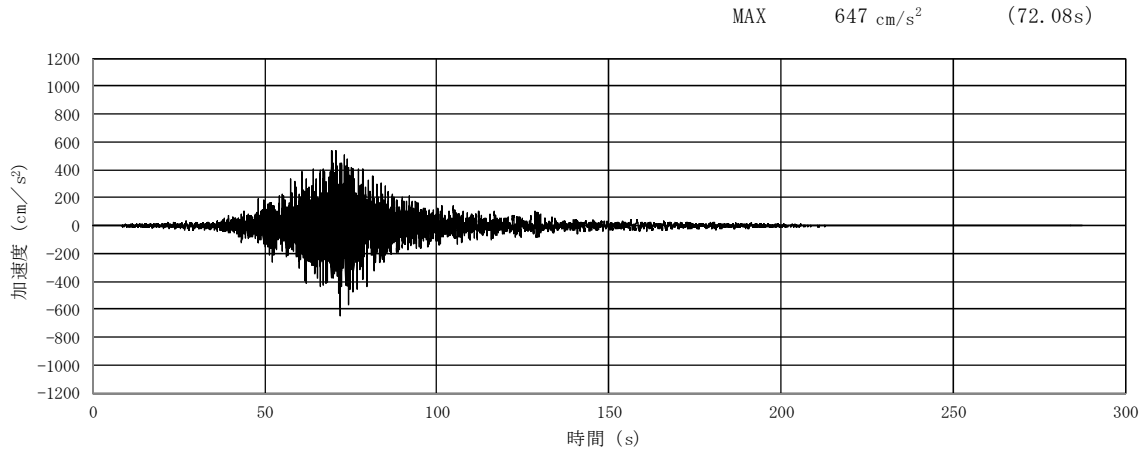


（a）加速度時刻歴波形

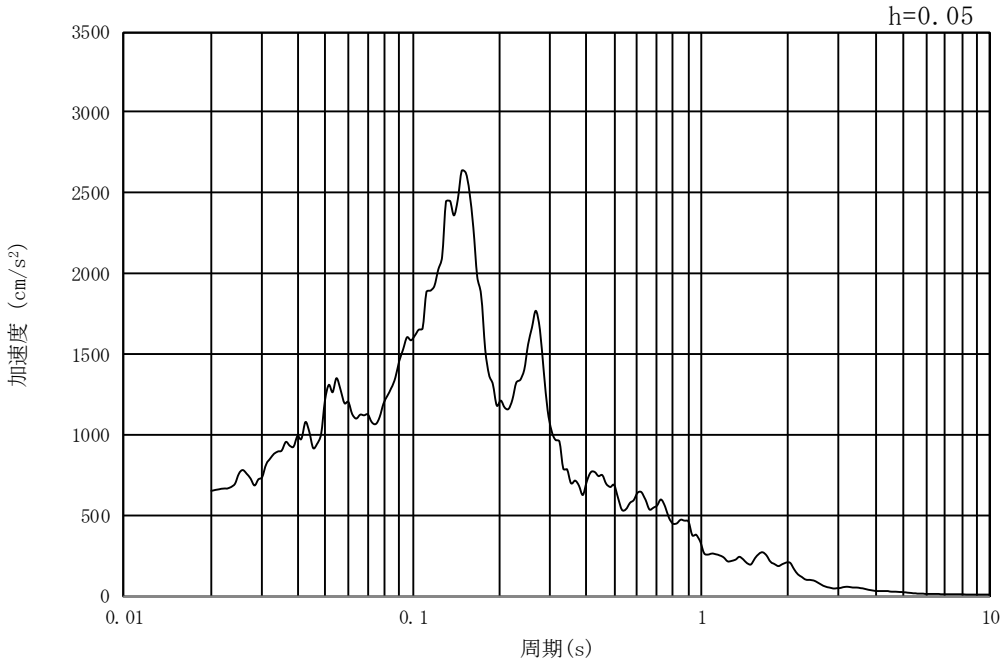


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（13）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

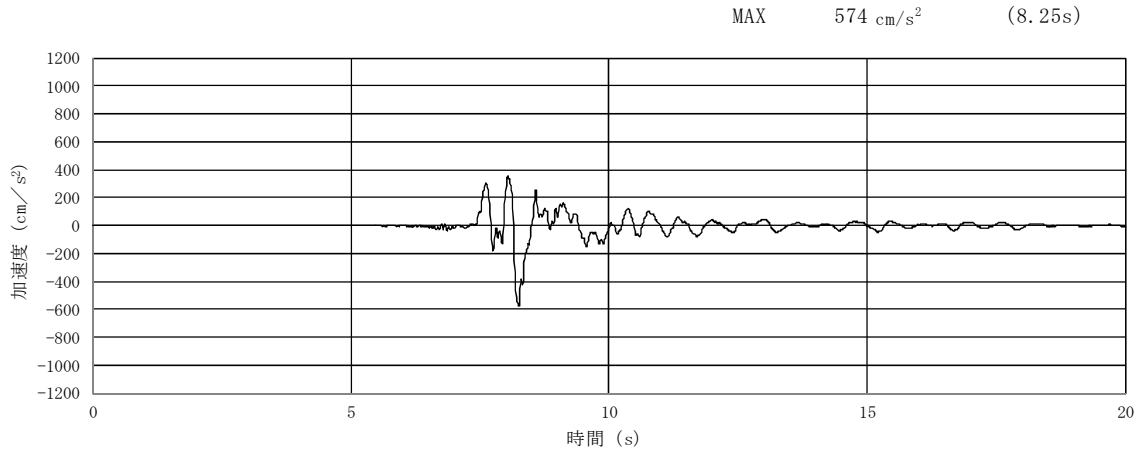


（a）加速度時刻歴波形

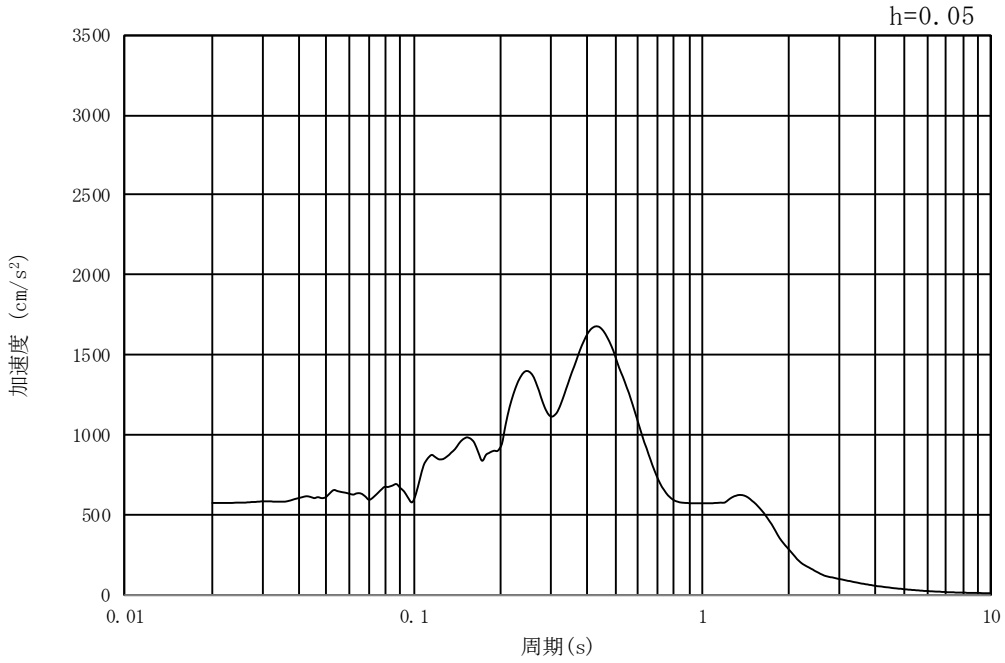


（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（14）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－２２）

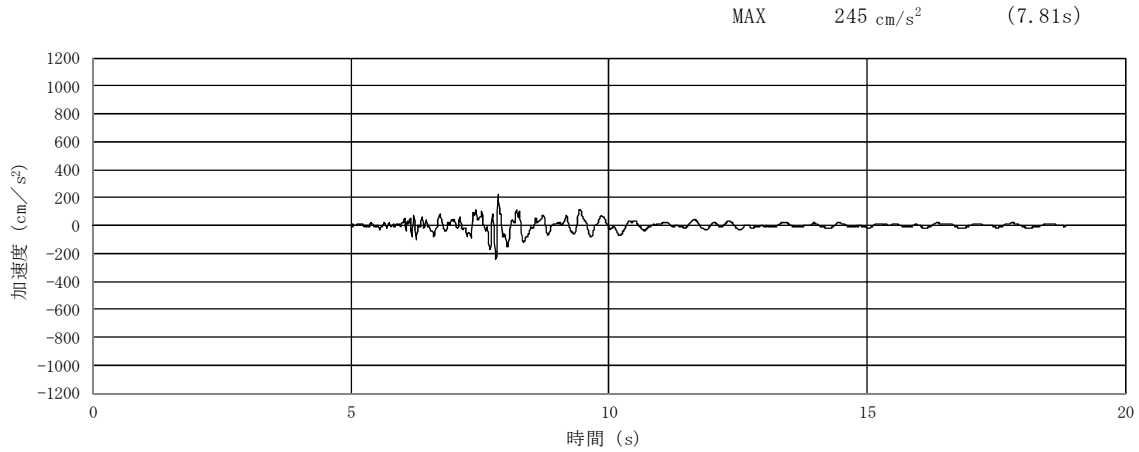


(a) 加速度時刻歴波形

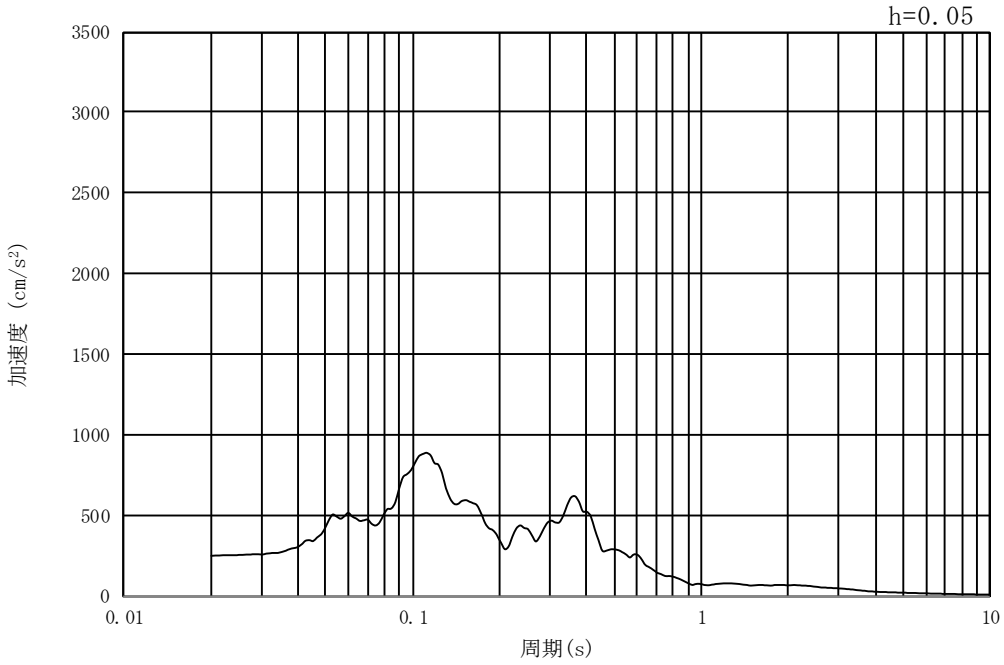


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3－3 (15)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

図 9.3－3（16）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

9.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

常設低圧代替注水系ポンプ室の構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度,鉄筋の引張応力度,コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については,「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社) 土木 学会, 2002 年制定)」及び「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 24 年 3 月）に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 9.3－1 のとおり設定する。

表 9.3－1　許容応力度（短期）

評価項目		短期許容応力度 (N/mm²)
コンクリート*1 (f'_{ck}＝40 N/mm²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋（SD490*2）	許容引張応力度 σ_{sa}	435
鉄筋（SD390*1）	許容引張応力度 σ_{sa}	309
鉄筋（SD345*1）	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社) 土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は,「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社) 土木学会，2002 年制定)」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

各部材における許容限界を表 9.3－2 に示す。

$V_a = V_{ca} + V_{sa}$

ここで，　V_{ca}　：コンクリートの負担するせん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の負担するせん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 9.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については，構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。

常設低圧代替注水系ポンプ室の基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，常設低圧代替注水系ポンプ室の基礎地盤を構成する新第三系 Km 層の極限支持力度を用いる。極限支持力度については，「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 24 年 3 月）」のケーソン基礎の設計に基づき，以下の通り設定する。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 9.3－1 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 9.3－44 に示す支持力係数

表 9.3－1　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

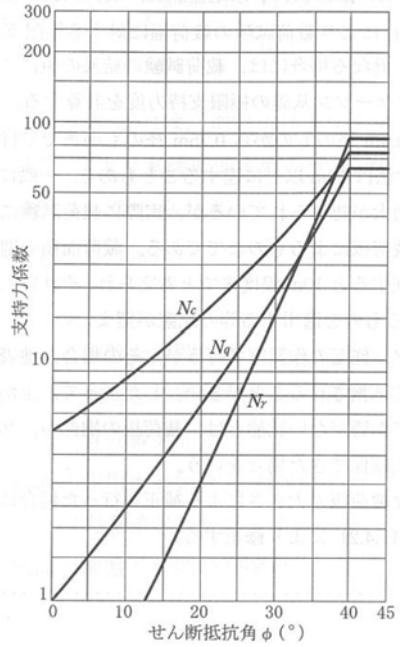


図 9.3－4　支持力係数を求めるグラフ

常設低圧代替注水系ポンプ室における許容限界を表 9.3－2 に示す。

表 9.3－2　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

追而

9.4　評価結果

9.4.1　地震応答解析結果

常設低圧代替注水系ポンプ室の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 9.4－1 及び図 9.4－2 に示す。本図は構造部材の曲げ，せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 9.4－3 及び図 9.4－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 9.4－5 及び図 9.4－6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而

図 9.4－1（1）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 9.4－1（2）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 9.4－1（3）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 9.4－1（4）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 9.4－1（5）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，t=○○．○○s）

図 9.4－1（6）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，t=○○．○○s）

図 9.4－1（7）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，t=○○．○○s）

図 9.4－1（8）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，t=○○．○○s）

図 9.4－1（9）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，t=○○．○○s）

図 9.4－1（10）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，t=○○．○○s）

図 9.4－1（11）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 9.4－1（12）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

追而

図 9.4－2（1）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 9.4－2（2）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 9.4－2（3）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 9.4－2（4）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 9.4－2（5）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，t=○○．○○s）

図 9.4－2（6）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，t=○○．○○s）

図 9.4－2（7）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，t=○○．○○s）

図 9.4－2（8）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，t=○○．○○s）

図 9.4－2（9）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，t=○○．○○s）

図 9.4－2（10）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，t=○○．○○s）

図 9.4－2（11）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 9.4－2（12）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

追而

図 9.4－3（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－3（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 9.4－3（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 9.4－3（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 9.4－3（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 9.4－3（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 9.4－3（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 9.4－3（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 9.4－3（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 9.4－3（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 9.4－3（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－3（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 9.4－4（1）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－4（2）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 9.4－4（3）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 9.4－4（4）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 9.4－4（5）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 9.4－4（6）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 9.4－4（7）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 9.4－4（8）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 9.4－4（9）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 9.4－4（10）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 9.4－4（11）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－4（12）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 9.4－5（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－5（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 9.4－5（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 9.4－5（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 9.4－5（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 9.4－5（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 9.4－5（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 9.4－5（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 9.4－5（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 9.4－5（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 9.4－5（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－5（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 9.4－6（1）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－6（2）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 9.4－6（3）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 9.4－6（4）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 9.4－6（5）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 9.4－6（6）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 9.4－6（7）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 9.4－6（8）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 9.4－6（9）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 9.4－6（10）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 9.4－6（11）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－6（12）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

9.4.2　耐震評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 9.4－1 及び表 9.4－2 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 9.4－3 及び表 9.4－4 にそれぞれ示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，常設低圧代替注水系ポンプ室の構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 9.4－7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 9.4－5 に示す。

追而

表 9.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－2（1）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－2（2）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－2（3）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－2（4）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－2（5）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－2（6）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

追而

表 9.4－2（1）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－2（2）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－2（3）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－2（4）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－2（5）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－2（6）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 9.4－4（1）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－4（2）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－4（3）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－4（4）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－4（5）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 9.4－4（6）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

図 9.4－7（1）　概略配筋図（東西断面方向）

図 9.4－7（2）　概略配筋図（南北断面方向）

表 9.4－5（1）　断面諸元一覧表（東西断面方向）

表 9.4－5（2）　断面諸元一覧表（南北断面方向）

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 9.4－6 及び表 9.4－7 にせん断に対する照査結果を示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，常設低圧代替注水系ポンプ室の構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

図 9.4－8 に概略配筋図を，表 9.4－8 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 9.4－6（1）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 9.4－6（2）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 9.4－6（3）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 9.4－6（4）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 9.4－6（5）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 9.4－6（6）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 9.4－7（1）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 9.4－7（2）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 9.4－7（3）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 9.4－7（4）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 9.4－7（5）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 9.4－7（6）　せん断照査結果（南北断面方向）

図 9.4－8（1）　概略配筋図（東西断面方向）

図 9.4－8（2）　概略配筋図（南北断面方向）

表 9.4－8（1）　断面諸元一覧表（東西断面方向）

表 9.4－8（2）　断面諸元一覧表（南北断面方向）

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 9.4－9 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 9.4－9 及び図 9.4－10 に接地圧分布図を示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室の接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（東西断面方向）で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，常設低圧代替注水系ポンプ室の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 9.4－9　基礎地盤の支持性能評価結果

図 9.4－9（1）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－9（2）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 9.4－9（3）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 9.4－9（4）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 9.4－9（5）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 9.4－9（6）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 9.4－9（7）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 9.4－9（8）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 9.4－9（9）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 9.4－9（10）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 9.4－9（11）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－9（12）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 9.4－10（1）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－10（2）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 9.4－10（3）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 9.4－10（4）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 9.4－10（5）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 9.4－10（6）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 9.4－10（7）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 9.4－10（8）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 9.4－10（9）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 9.4－10（10）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 9.4－10（11）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 9.4－10（12）　南北断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

9.5　まとめ（追而）

10. 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価

目次

10.1　評価方法 2
10.2　評価条件 3
10.2.1　適用基準 3
10.2.2　耐震安全性評価フロー 4
10.2.3　評価対象断面の方向 5
10.2.4　評価対象断面の選定 7
10.2.5　使用材料及び材料定数 11
10.2.6　地下水位 14
10.2.7　地震応答解析手法 14
10.2.8　解析モデルの設定 14
10.2.9　減衰特性 20
10.2.10　荷重の組合せ 22
10.2.11　地震応答解析の検討ケース 24
10.3　評価内容 26
10.3.1　入力地震動の設定 26
10.3.2　許容限界の設定 43
10.4　評価結果 46
10.4.1　地震応答解析結果 46
10.4.2　耐震評価結果 50
10.5　まとめ（追而） 55

10.1　評価方法

常設低圧代替注水系配管カルバートは，常設耐震重大事故防止設備及び常設重大事故緩和施設が設置される重大事故等対処施設に分類され，常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源に対応するために設置し，常設低圧代替注水系配管の間接支持機能を有する。常設低圧代替注水系配管カルバートは，原子炉建屋と常設低圧代替注水ポンプ室間をつないでいる。常設低圧代替注水系配管カルバートについて基準地震動Ｓ$_s$による耐震安全性評価として，構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持力性能評価を実施する。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力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，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

10.2　評価条件

10.2.1　適用基準

常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震評価にあたっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社）日本電気協会），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)，原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（(社）日本建築学会，2005 年）を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）を適用する。

表 10.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 10.2－1　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2005 年)	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

10.2.2　耐震安全性評価フロー

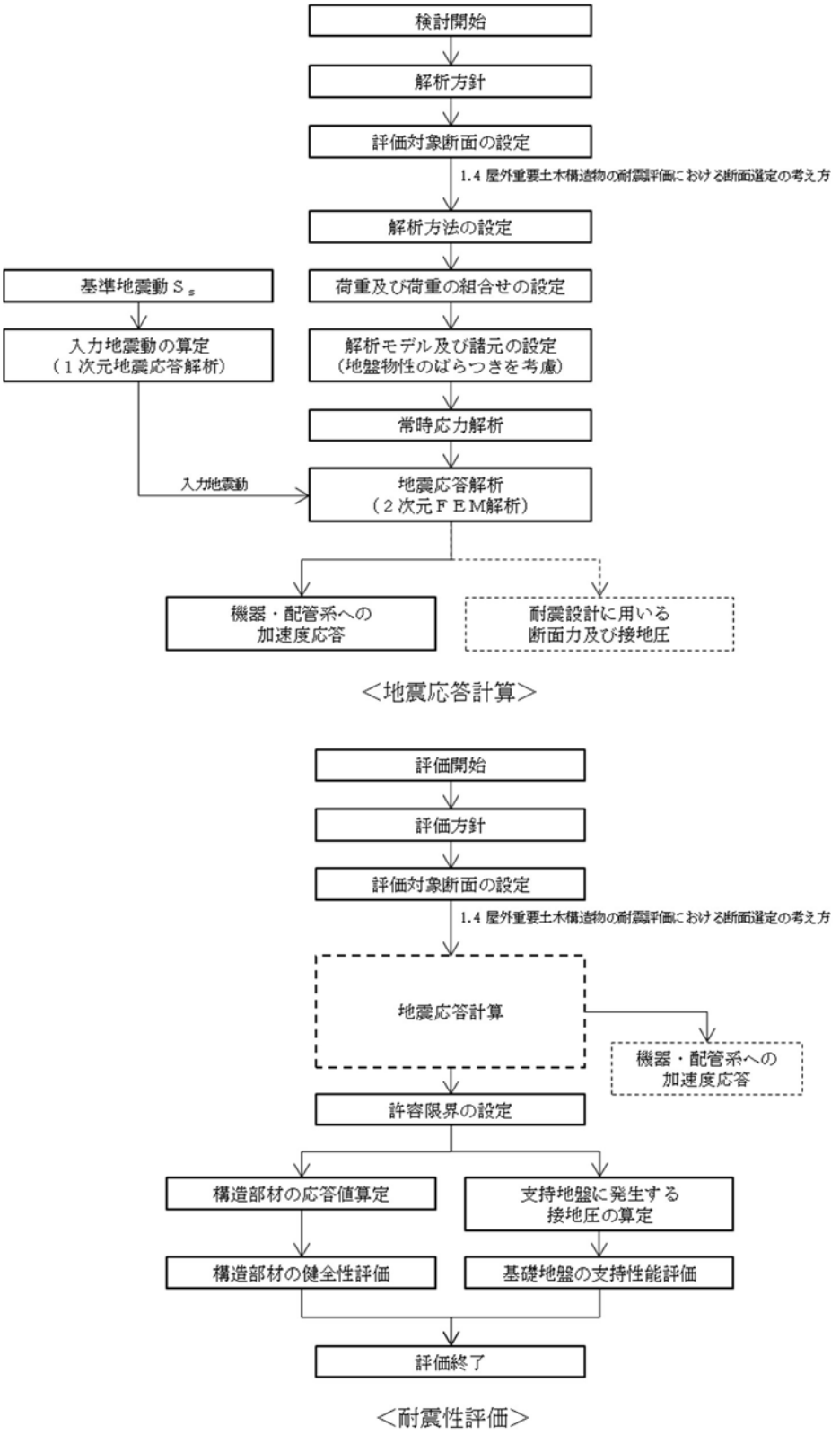


図 10.2－1　耐震安全性評価フロー

10.2.3　評価対象断面の方向

常設低圧代替注水系配管カルバートの位置を図 10.2－2 に示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートは，延長 19.5ｍ（南北方向），内空及び内空高さ 2.3ｍの鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，軸方向に対して内空寸法が一様で，人工岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤で支持する。構造物の軸直角方向が弱軸断面方向となるため，軸直角方向を評価対象断面とする。

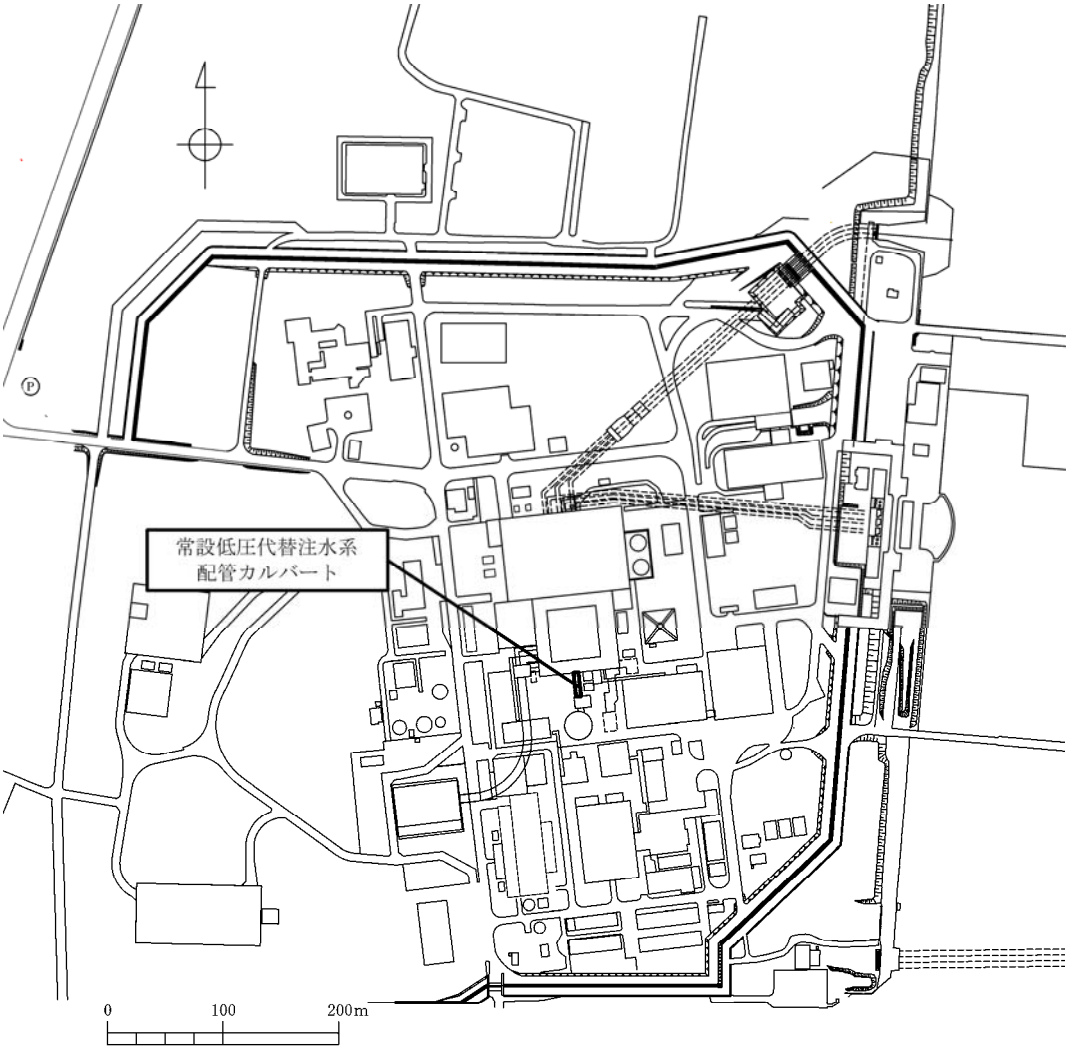


図 10.2－2（1）　常設低圧代替注水系配管カルバート位置図

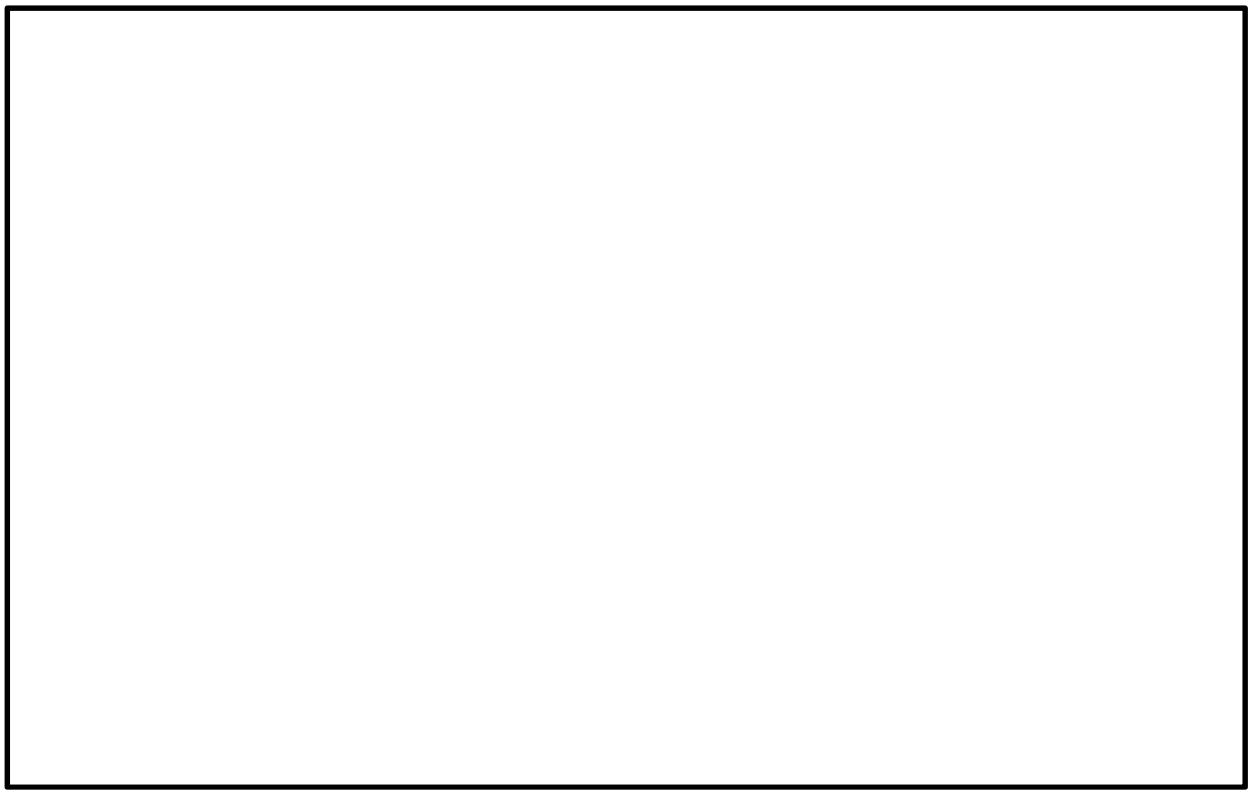


図 10.2－2 (2)　常設低圧代替注水系配管カルバート位置図

10.2.4　評価対象断面の選定

図 10.2－3 に常設低圧代替注水系配管カルバートの断面図を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートは，延長 19.5 m，内空及び内空高さ 2.3 m の一連のボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート造である。埋戻土内に埋設するため，人工岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤で支持する。

評価対象断面は，「1.4.10　常設低圧代替注水系配管カルバートの断面算定の考え方」で記載したとおり，常設低圧代替注水系カルバートは，内空寸法が一様なボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート構造物であるため，軸直角方向１断面を選定し，耐震評価では基準地震動Ｓ$_s$に対する耐震評価を実施する。

評価対象断面位置図を図 10.2－4 に，評価対象断面図を図 10.2－5 に示す。

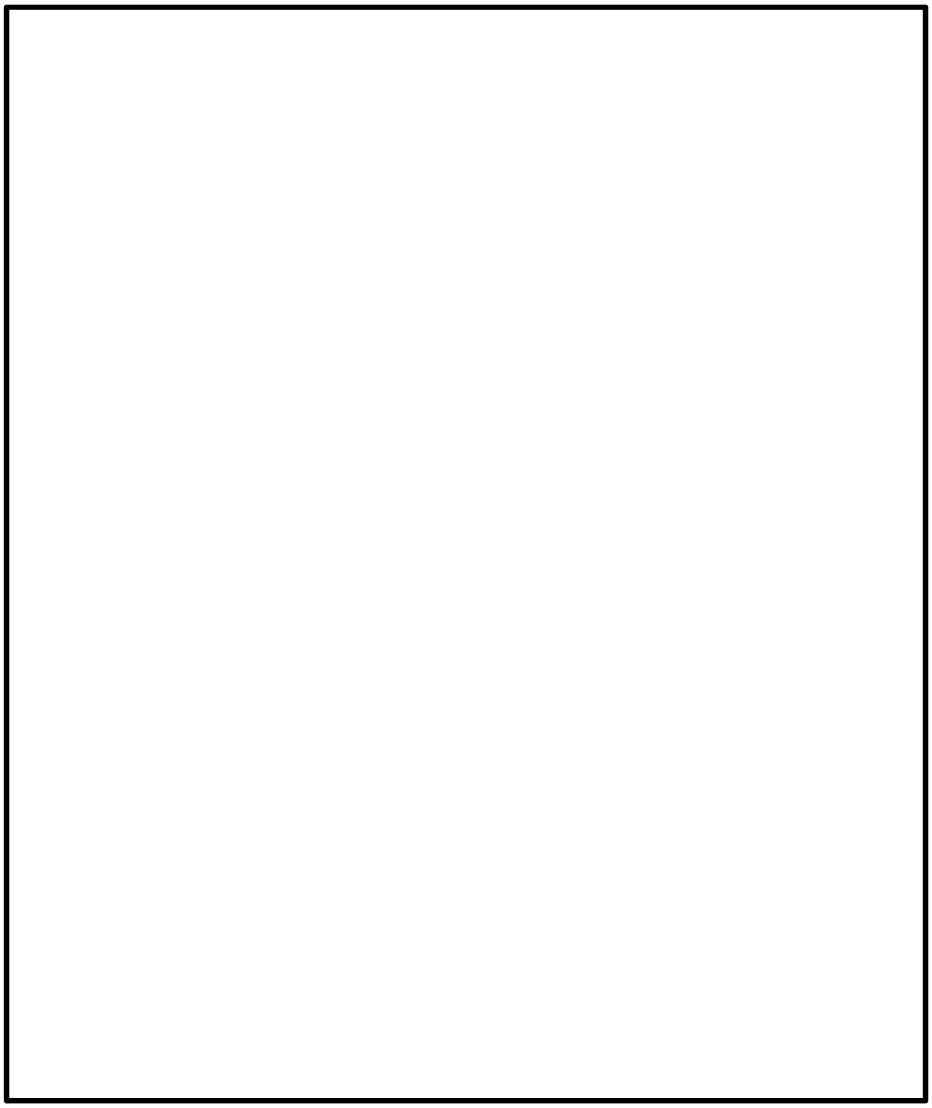


図 10.2－3　常設低圧代替注水系配管カルバート断面図

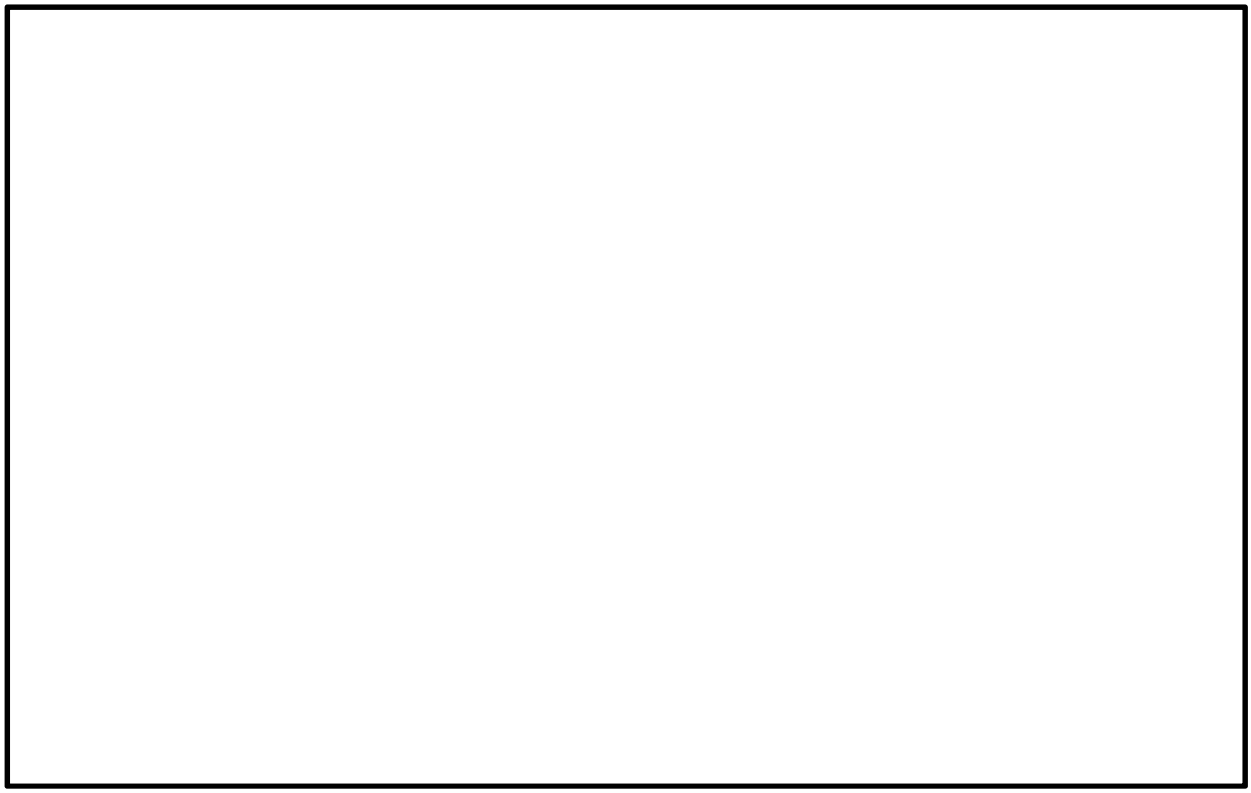


図 10.2－4　常設低圧代替注水系配管カルバート　耐震評価対象断面選定位置

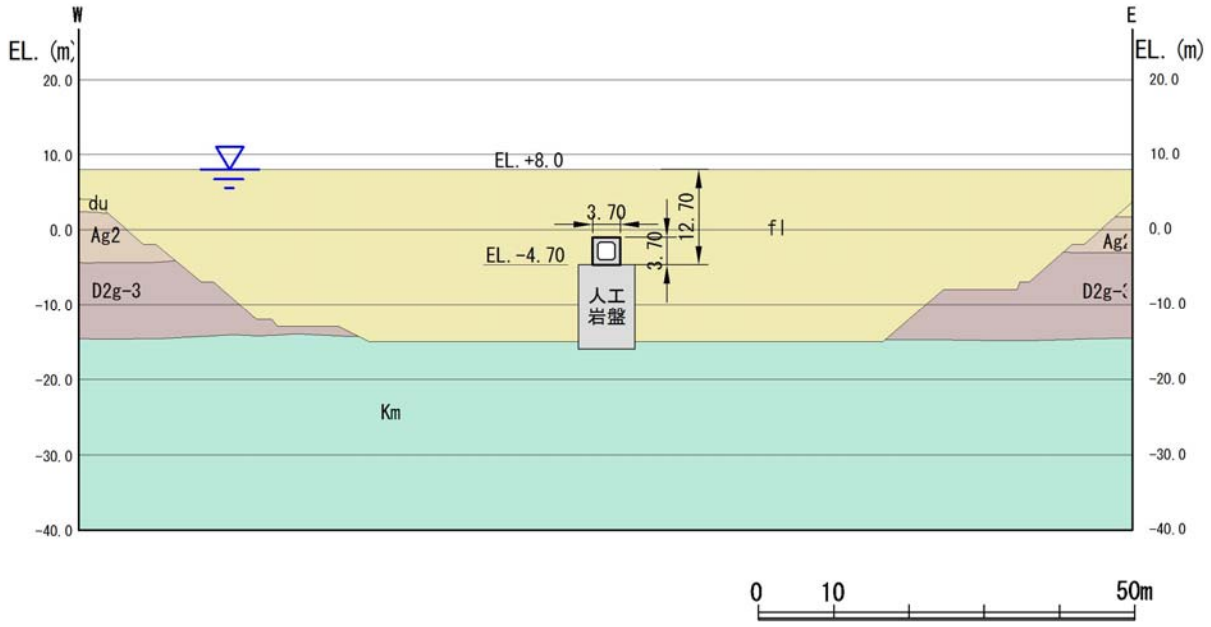


図 10.2－5　常設低圧代替注水系配管カルバート評価対象断面図

10.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用する基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表10.2－2に，材料物性値を表10.2－3に示す。

地盤の諸元は，V-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表10.2－4に示す。

表10.2－2　使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm^2
鉄筋	SD345，SD390

表10.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
人工岩盤	23.0	2.1×10^4	0.2

表 10.2－4（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_P	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 10.2-4(2)　地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z ：標高(m)

表 10.2－4（3）　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

10.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

10.2.7　地震応答解析手法

常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元動的有限要素法解析を用いて，基準地震動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時刻歴非線形解析にて行う。部材については，はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 10.2－6 に示す。

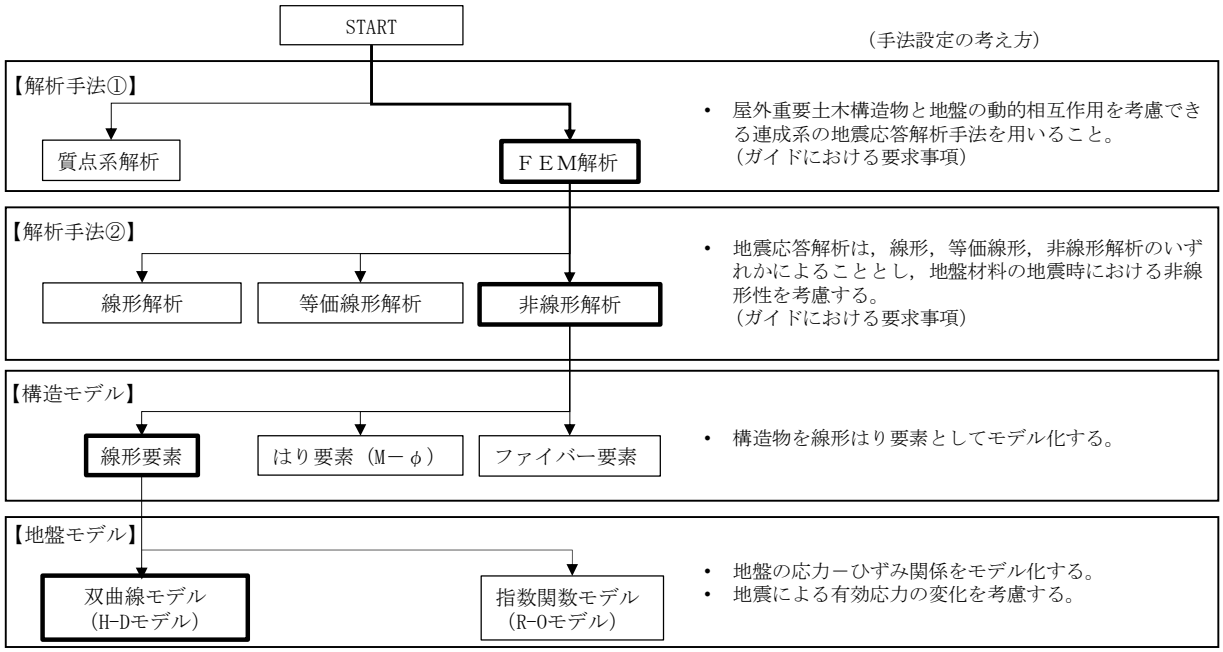


図 10.2－6　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関

するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

10.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 10.2－7 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上を確保する。

常設低圧代替注水系配管カルバート周辺の地質断面図を図 10.2－8 に示す。なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割似上になるように要素高さを設定している。

地震応答解析モデルを図 10.2－9 に示す。

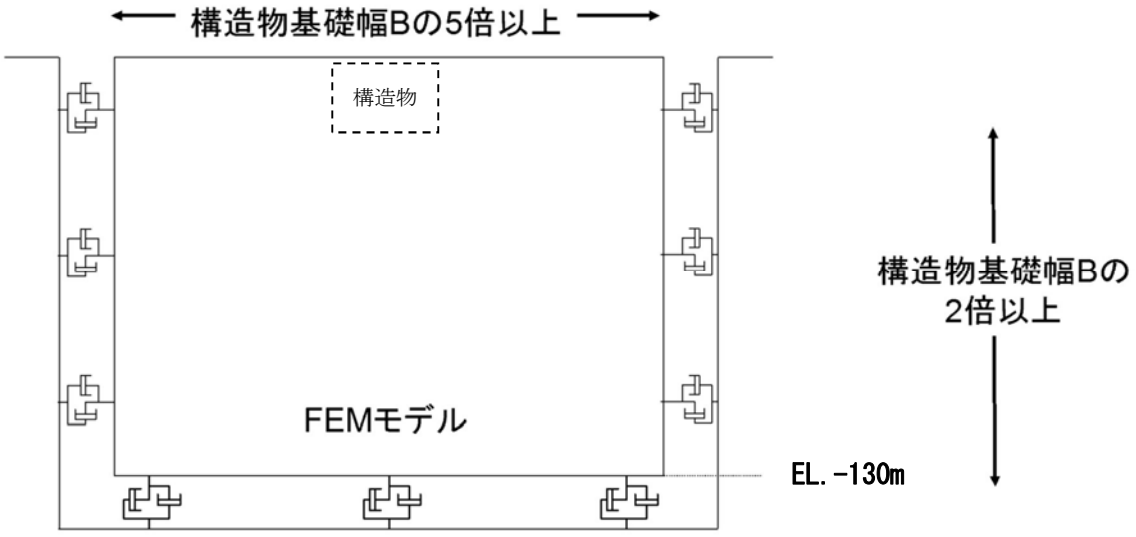


図 10.2－7　モデル範囲の考え方

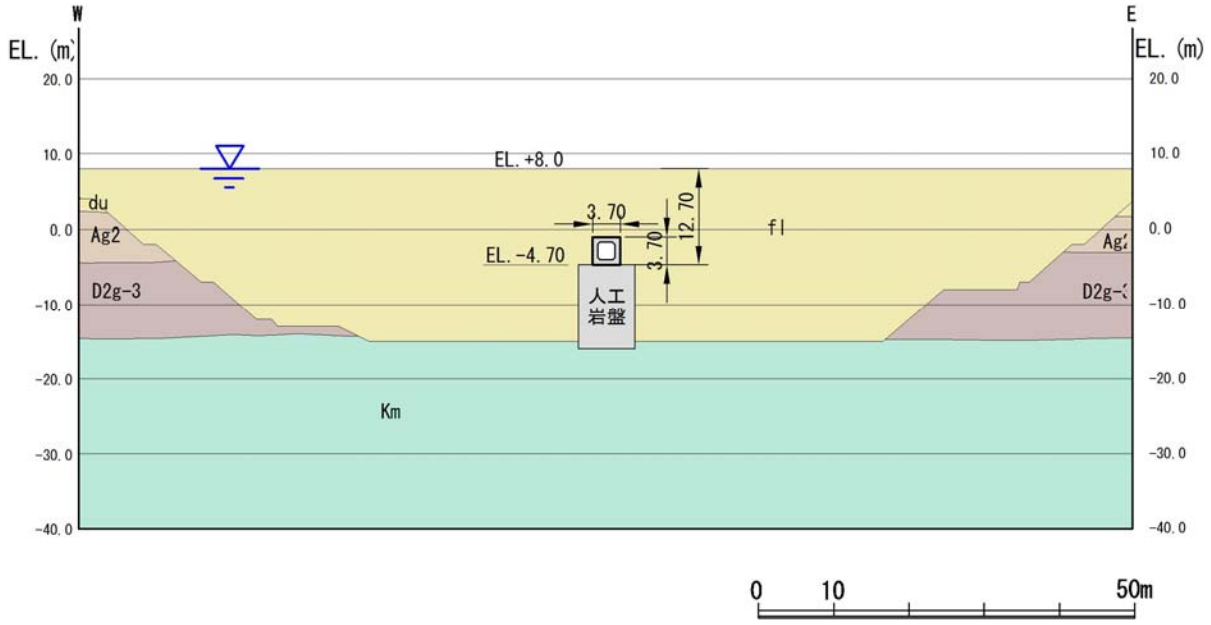

W
E
EL. (m)
EL. (m)
20.0
10.0
0.0
-10.0
-20.0
-30.0
-40.0
EL. +8.0
du
Ag2
D2g-3
EL. -4.70
3.70
12.70
3.70
人工
岩盤
f1
Km
0
10
50m

図 10.2－8　地質断面図

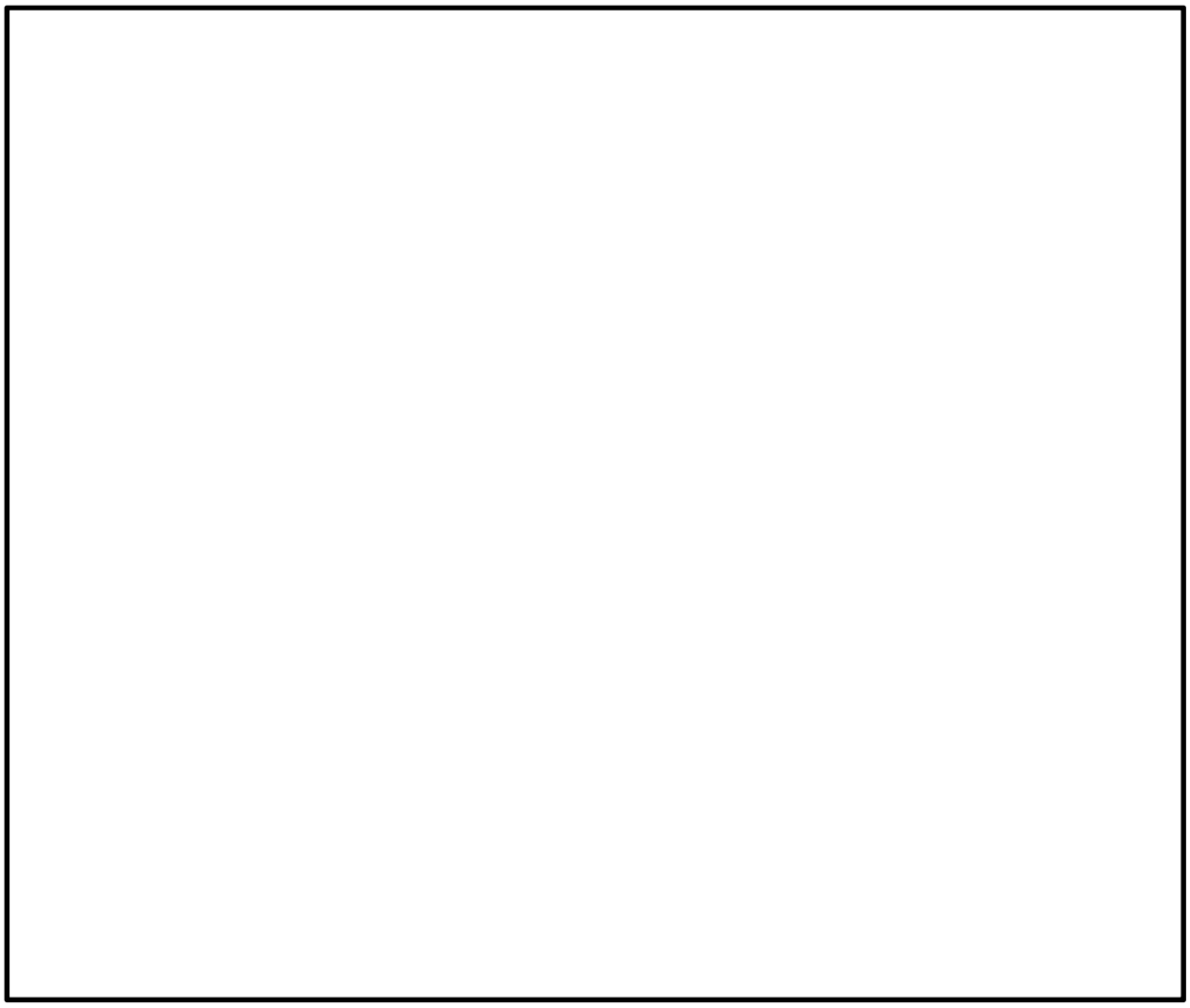


図 10.2－9　常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答解析モデル

(2)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。(表10.2－5参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，　τ_f：せん断強度

c：粘着力

ϕ：内部摩擦角

表10.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c (N/mm^2)	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	fl層	0	37.3	－
	du層	0	37.3	－
	Ag2層	0	37.4	－
	D2c-3層	0.026	35.6	－
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－

z：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表10.2－6のとおり設定する。図10.2－10にジョイント要素設定の考え方を示す。

表10.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s (kN/m^3)	圧縮剛性k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（東西方向断面）

：ジョイント要素

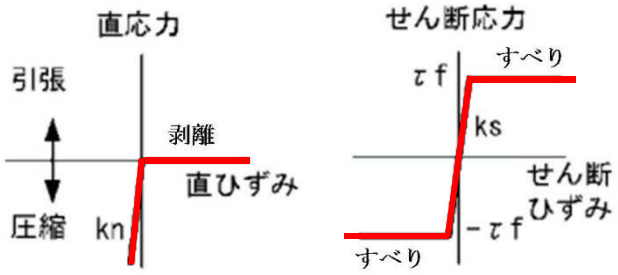


図 10.2-10　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

構造部材は，線形はり要素，及び，質点と地盤間をつなぐ仮想剛梁要素によりモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

10.2.9　減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については,固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお,Rayleigh減衰をα＝0となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では,時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから，Rayleigh 減衰の係数α，βの両方を用いると，質量比例項の減衰α[M]の影響により,有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方，有効応力解析における低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰では,地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い,1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，1次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し,地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで,

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f　　：固有値解析により求められた1次固有振動数

h　　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図10.2－11にRayleigh減衰の設定フローを,表10.2－7に固有値解析結果を示す。

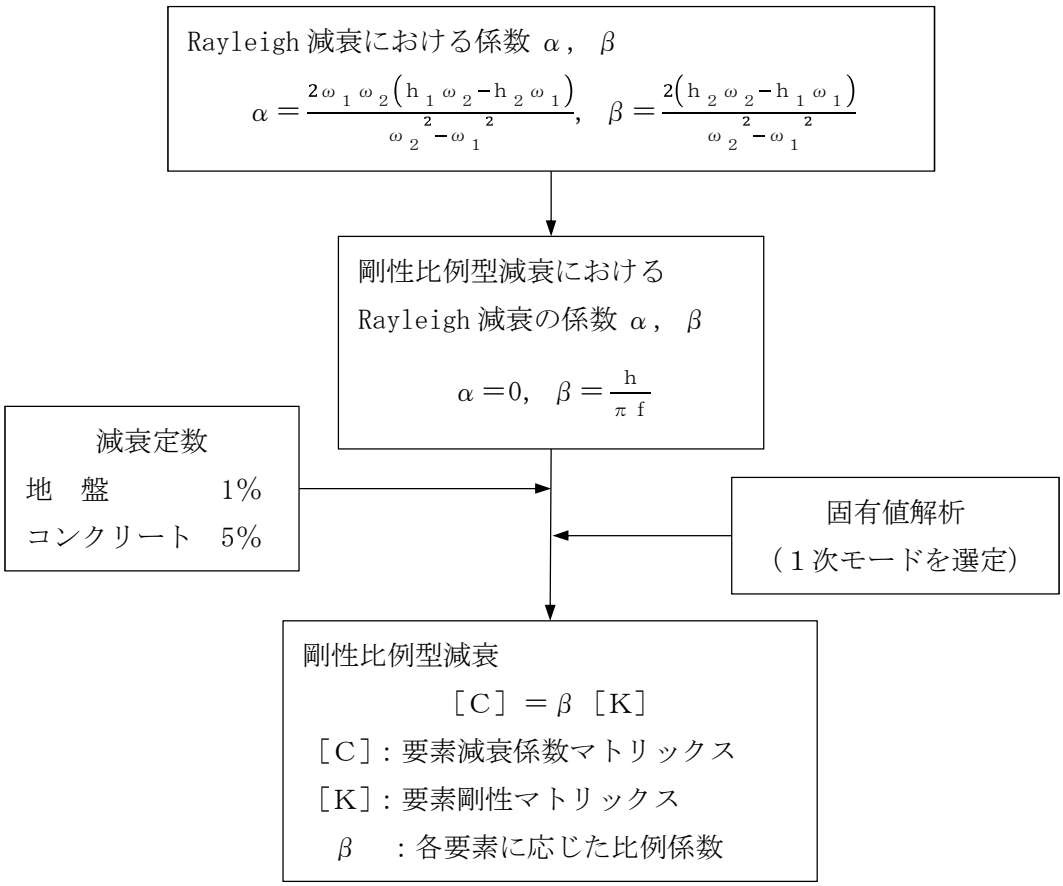


図 10.2－11　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 10.2－7　固有値解析結果（追而）

10.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重（雪荷重・風荷重・温度荷重）については，発電所の立地特性や常設低圧代替注水系配管カルバートが地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，常設低圧代替注水系配管カルバートは，地盤内に埋設する構造物であることから，運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 10.2－8 に示す。地震時に常設低圧代替注水系配管カルバートに作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 10.2－8　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定
		土被り荷重	－	・躯体天端が地表面にある構造物を参照
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・水の単位体積重量を考慮
変動荷重			－	・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	

(1)　機器・配管荷重

底版には図 10.2－12 に示すとおり配管の荷重を考慮する。配管の荷重は，全荷重を内空幅で除した単位奥行き当たりの荷重として考慮する。

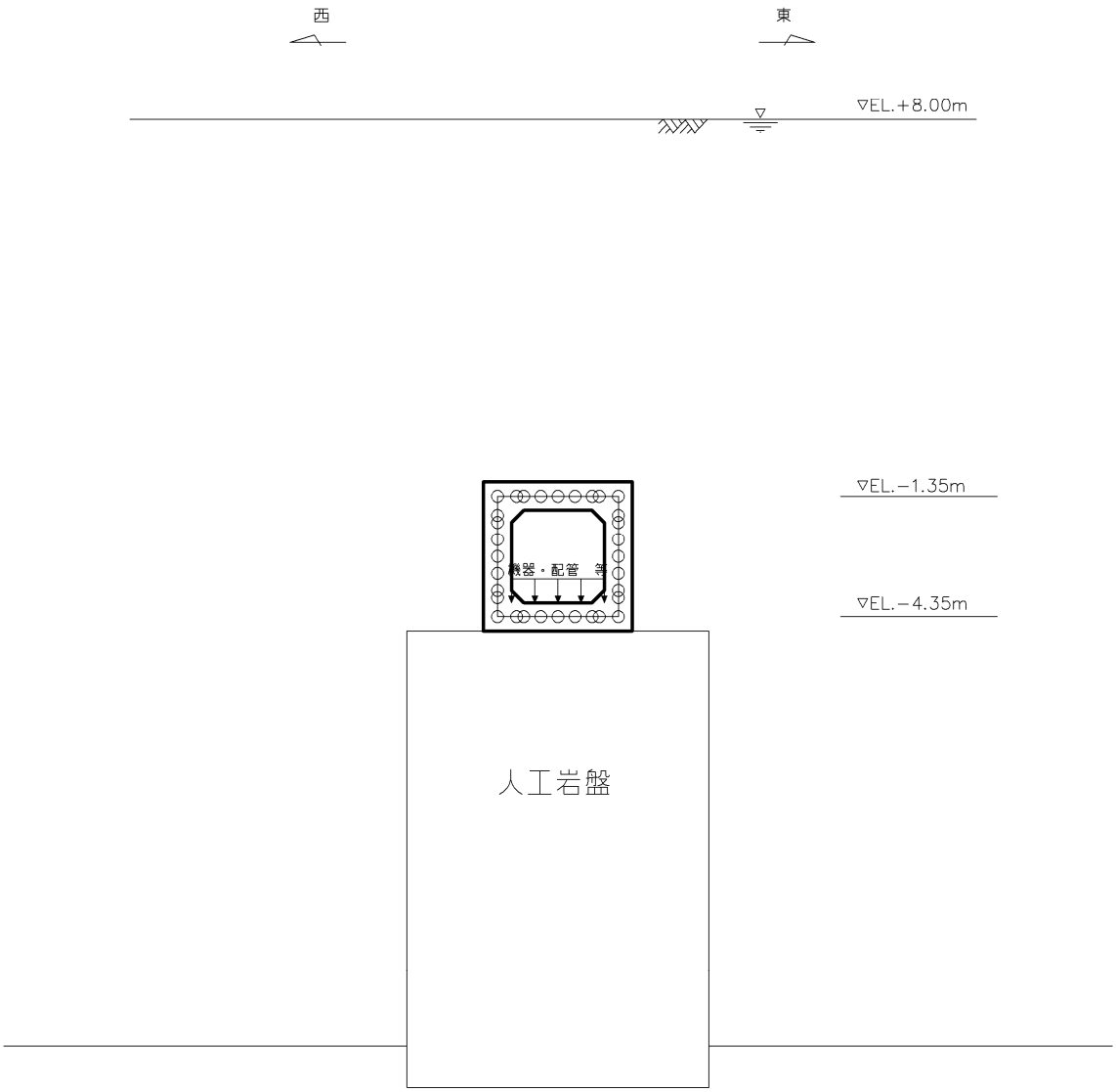


図 10.2－12　作用荷重図

(2)　外水圧

水の密度として 1.00 g/cm^3 を考慮する。

10.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震設計における検討ケースを表 10.2－9 に示す。

表 10.2－9　常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	（＋＋）	1	1	1	1	1	1
		（＋－）	1					
		（－＋）	1					
		（－－）	1					
	S_s－１１	（＋＋）	1					
	S_s－１２	（＋＋）	1					
	S_s－１３	（＋＋）	1					
	S_s－１４	（＋＋）	1					
	S_s－２１	（＋＋）	1					
	S_s－２２	（＋＋）	1					
	S_s－３１	（＋＋）	1					
		（－＋）	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。

最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造及び下部構造）毎に１波選定する。

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は，上記ケースの中で，変位量が最も大きいケースにて行う。

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答抽出における検討ケースを表 10.2－10 に示す。

表 10.2－10　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D1	（＋＋）	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		（＋－）		1	
		（－＋）		1	
		（－－）		1	
	S_s－11	（＋＋）		1	
	S_s－12	（＋＋）		1	
	S_s－13	（＋＋）		1	
	S_s－14	（＋＋）		1	
	S_s－21	（＋＋）		1	
	S_s－22	（＋＋）		1	
	S_s－31	（＋＋）		1	
		（－＋）		1	
計			1	12	1

10.3　評価内容

10.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図 10.3－1 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図 10.3－2 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

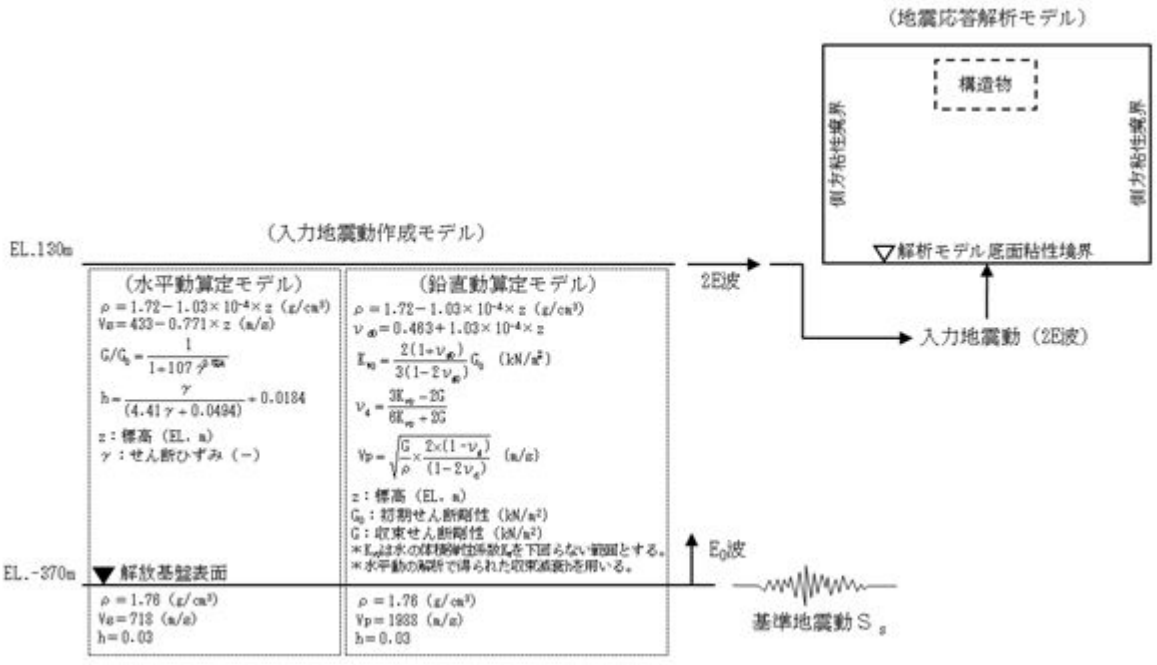
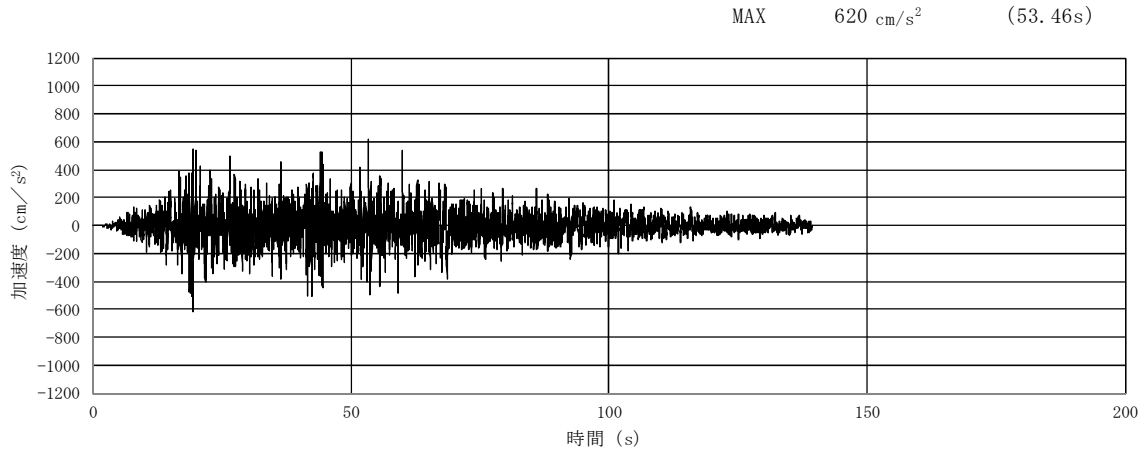
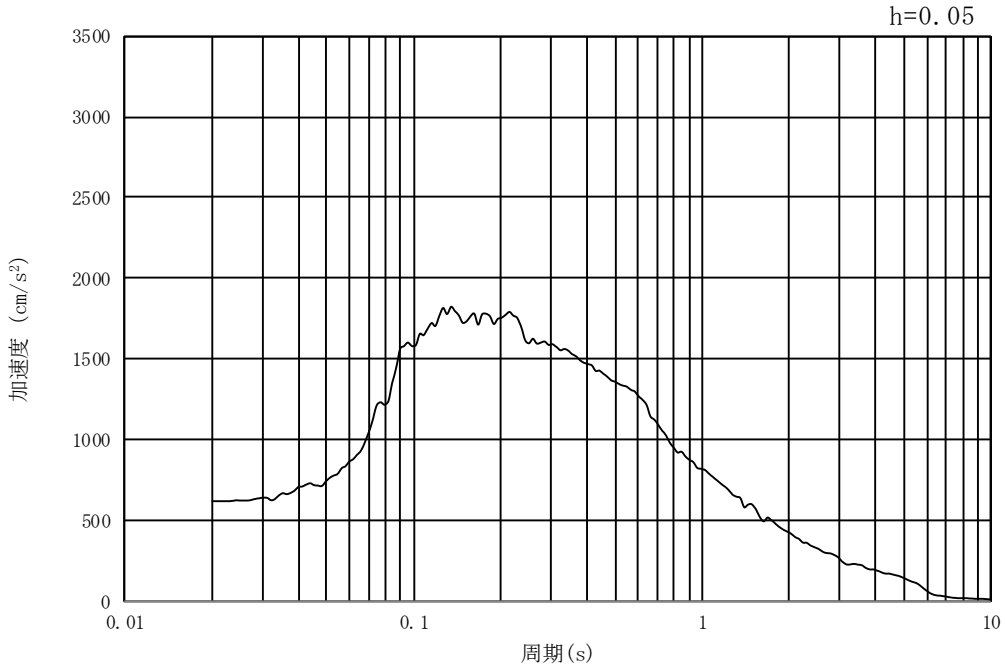


図 10.3－1　入力地震動算定の概念図

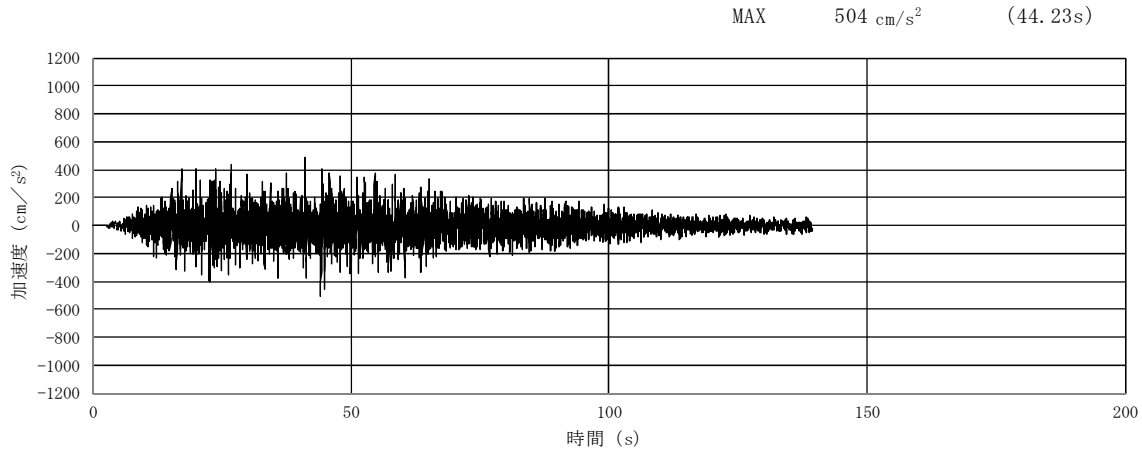


(a) 加速度時刻歴波形

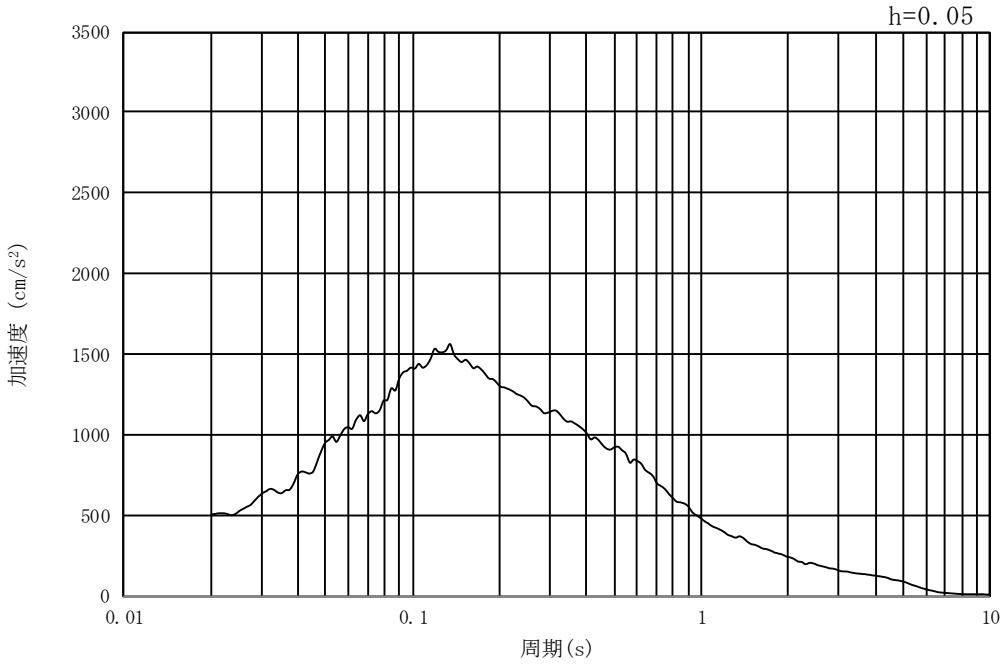


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3－2 (1)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

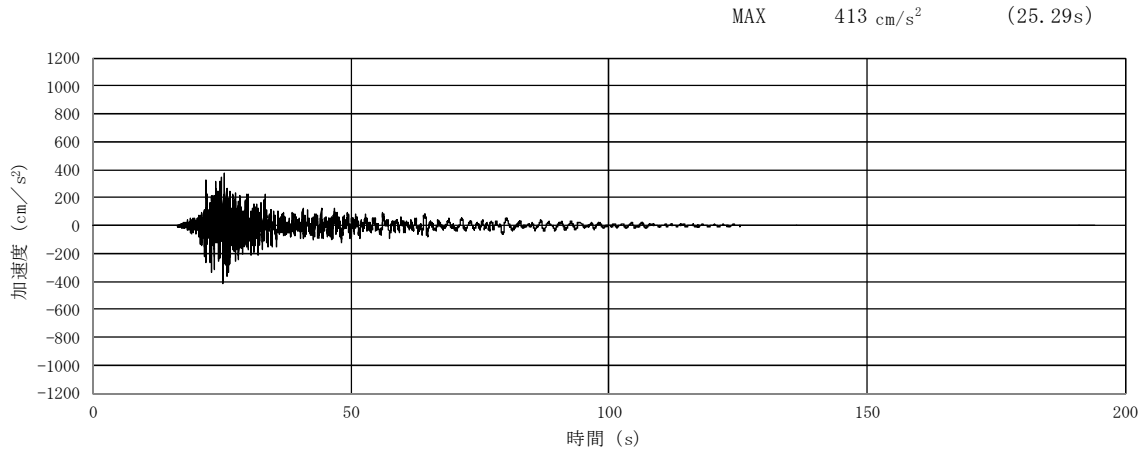


(a) 加速度時刻歴波形

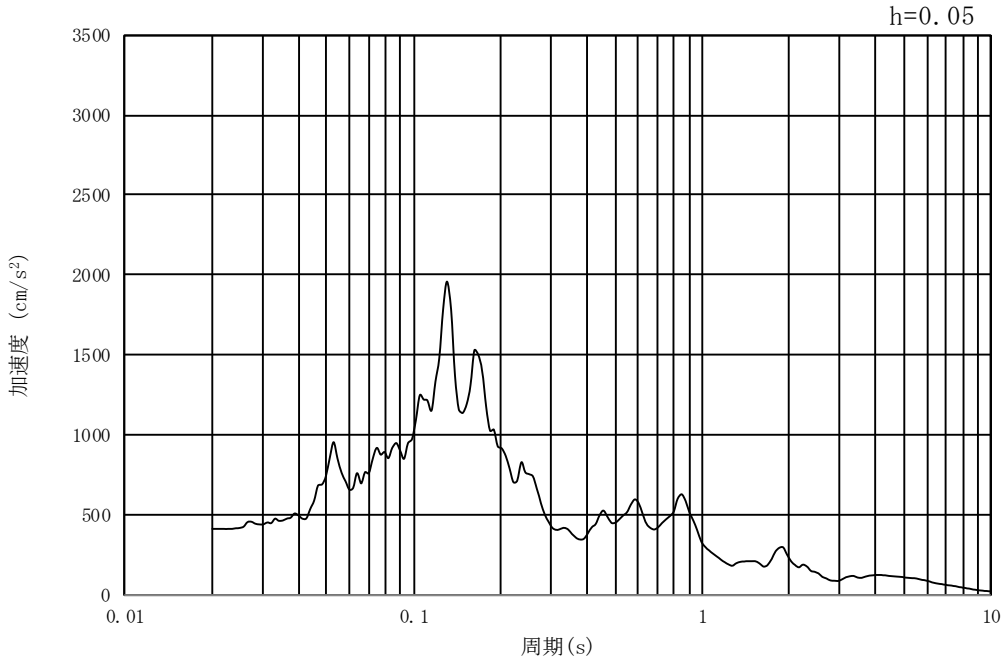


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3－2 (2)　東西方向断面の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
(鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１)

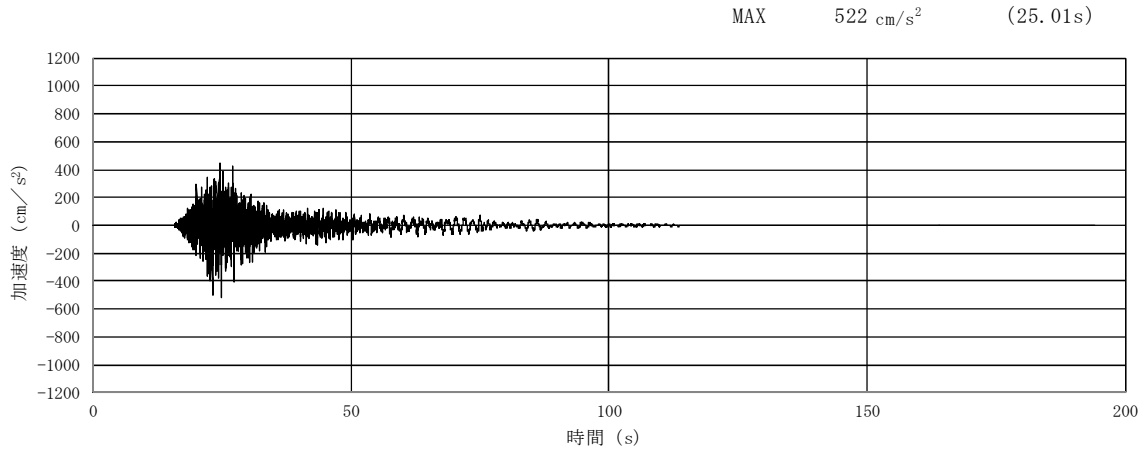


(a) 加速度時刻歴波形

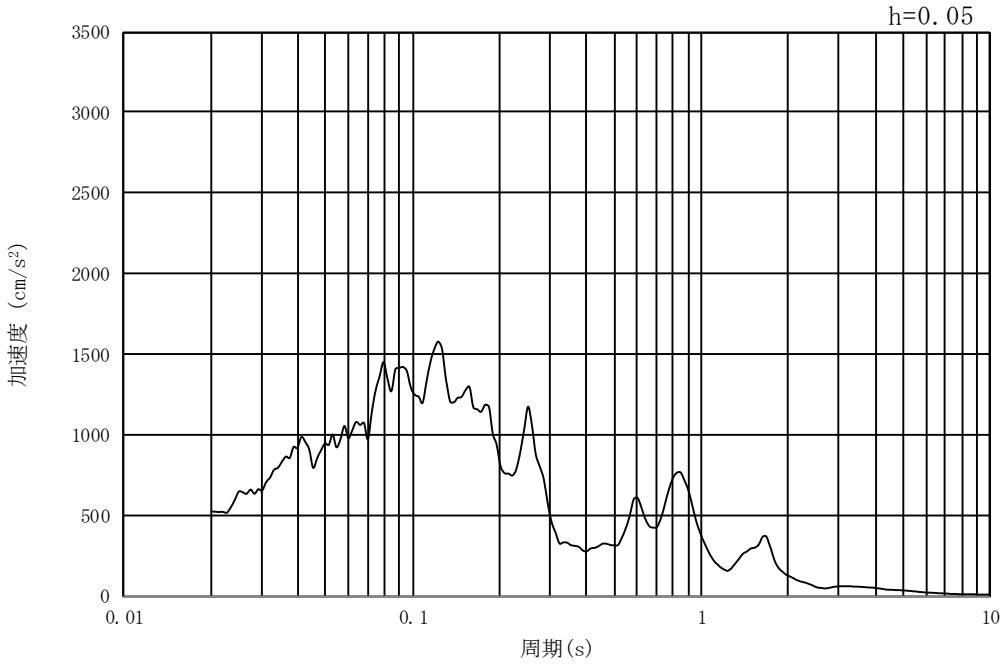


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3－2 (3)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

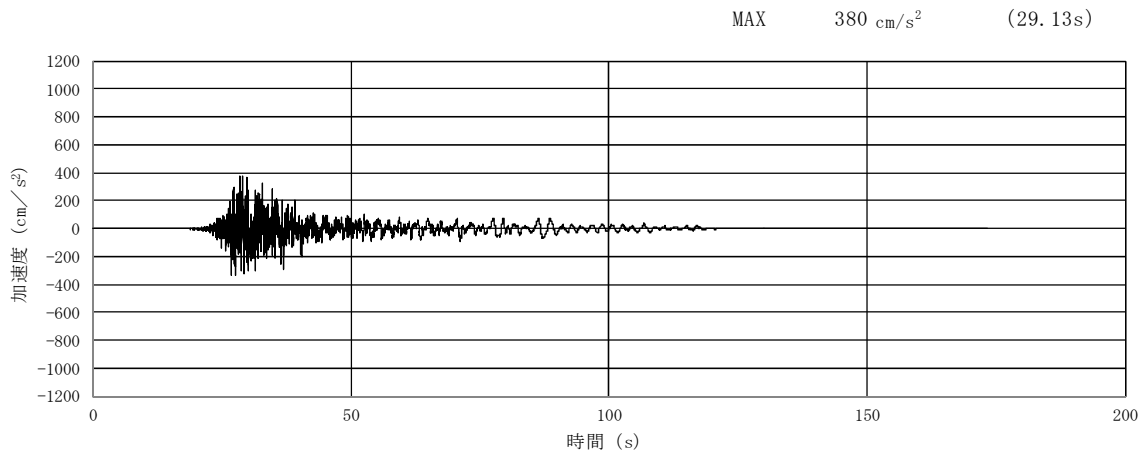


（a）加速度時刻歴波形

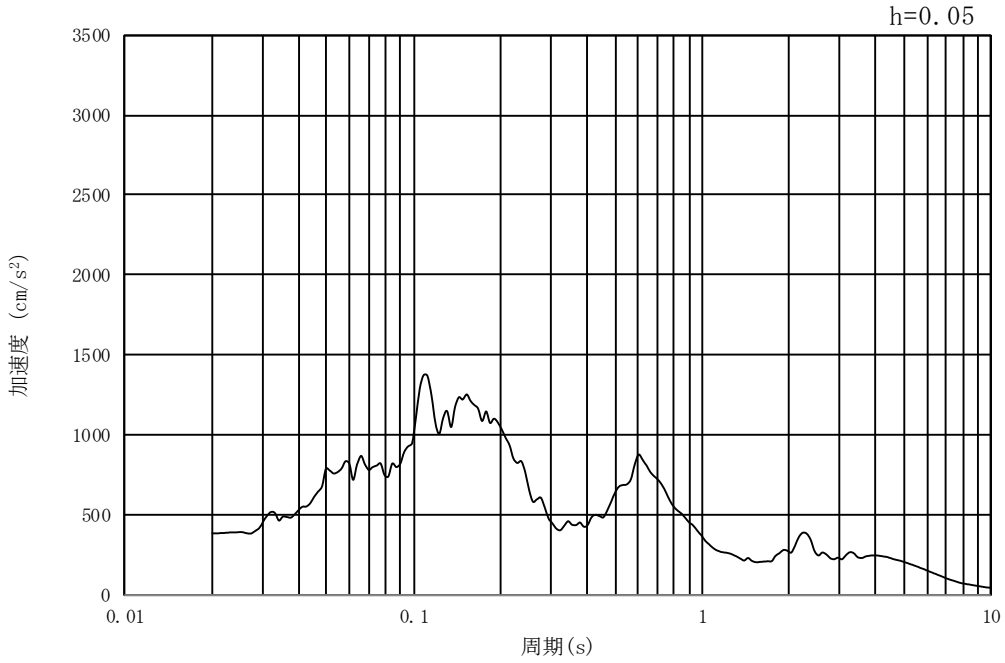


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（4）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１１）

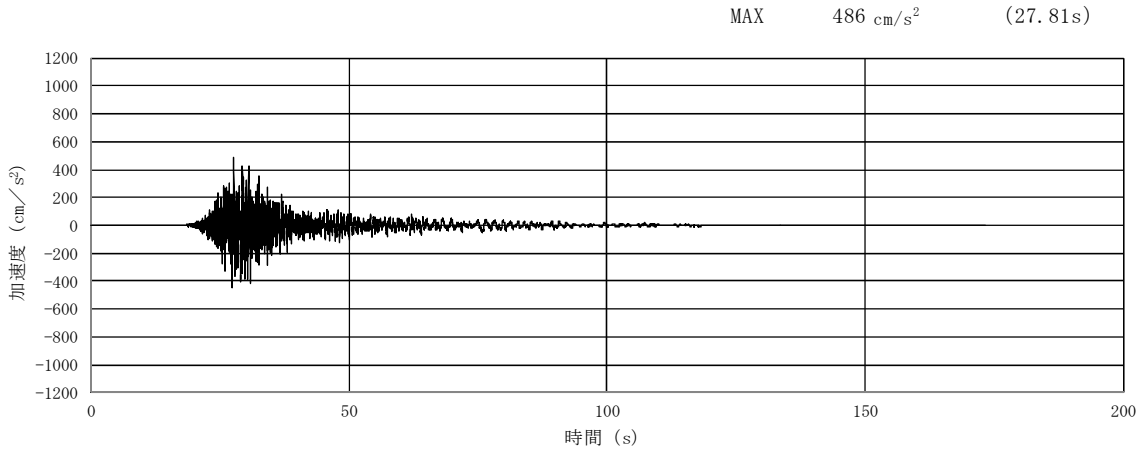


(a) 加速度時刻歴波形

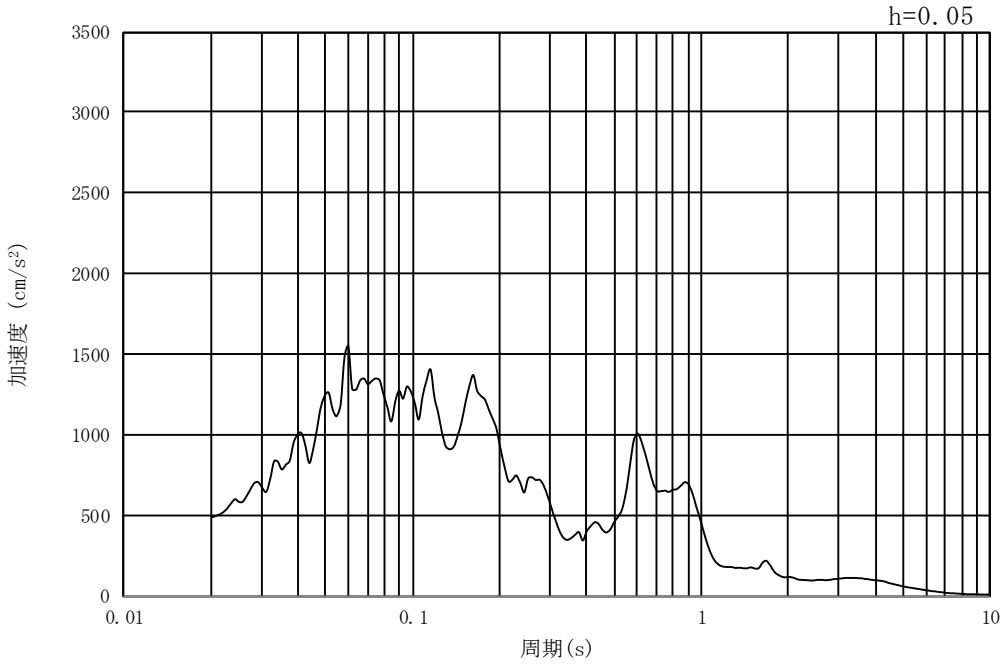


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3－2 (5)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

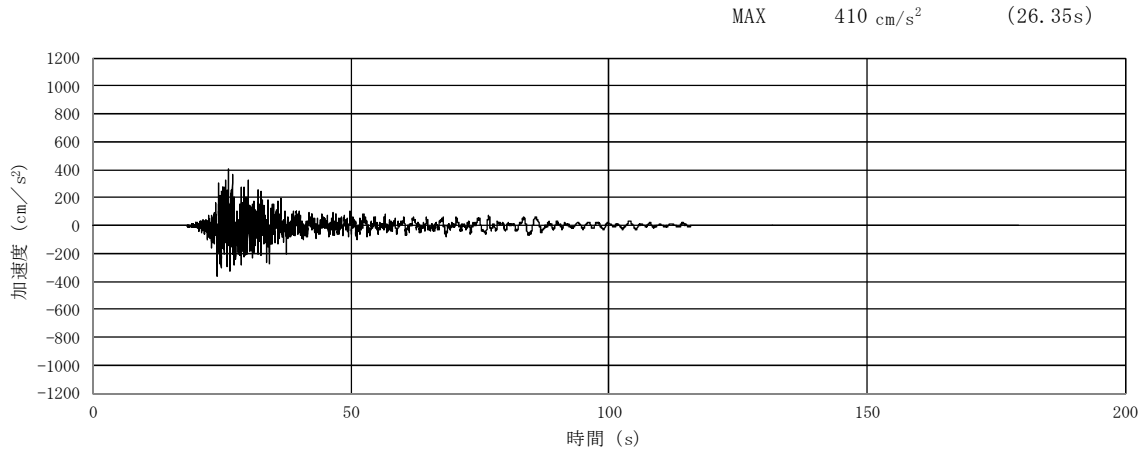


（a）加速度時刻歴波形

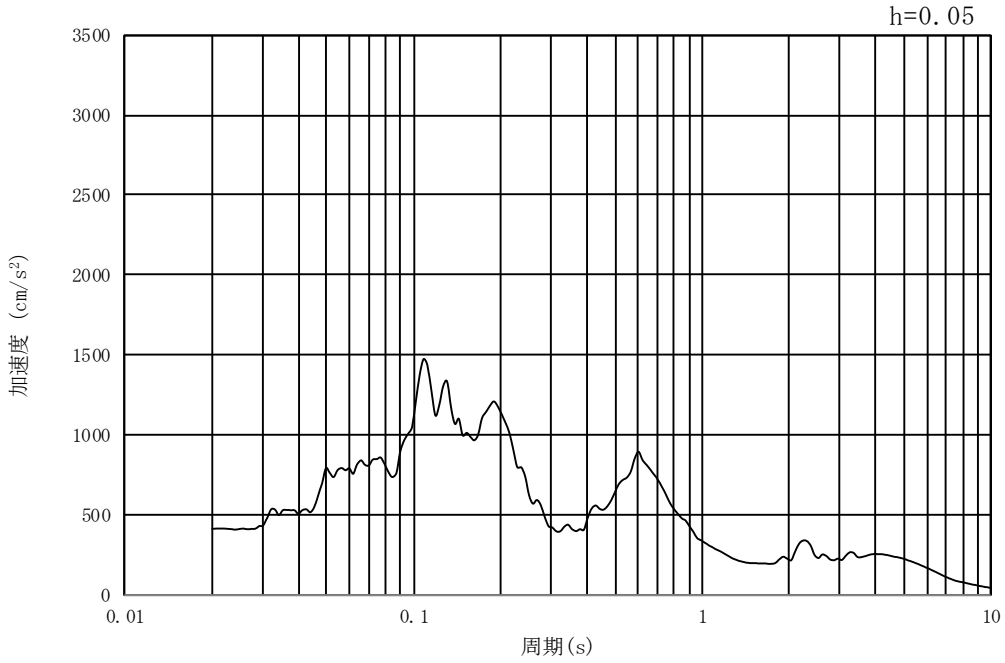


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（6）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

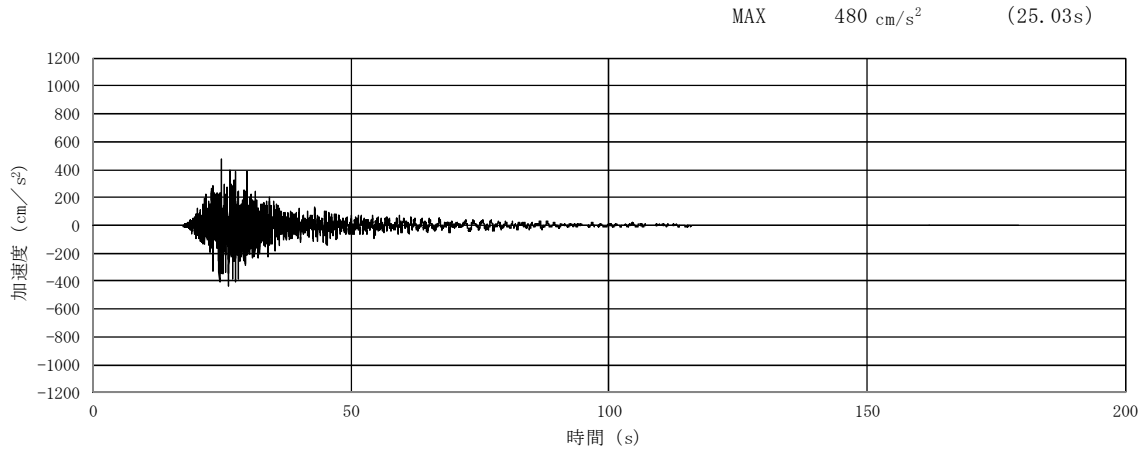


(a) 加速度時刻歴波形

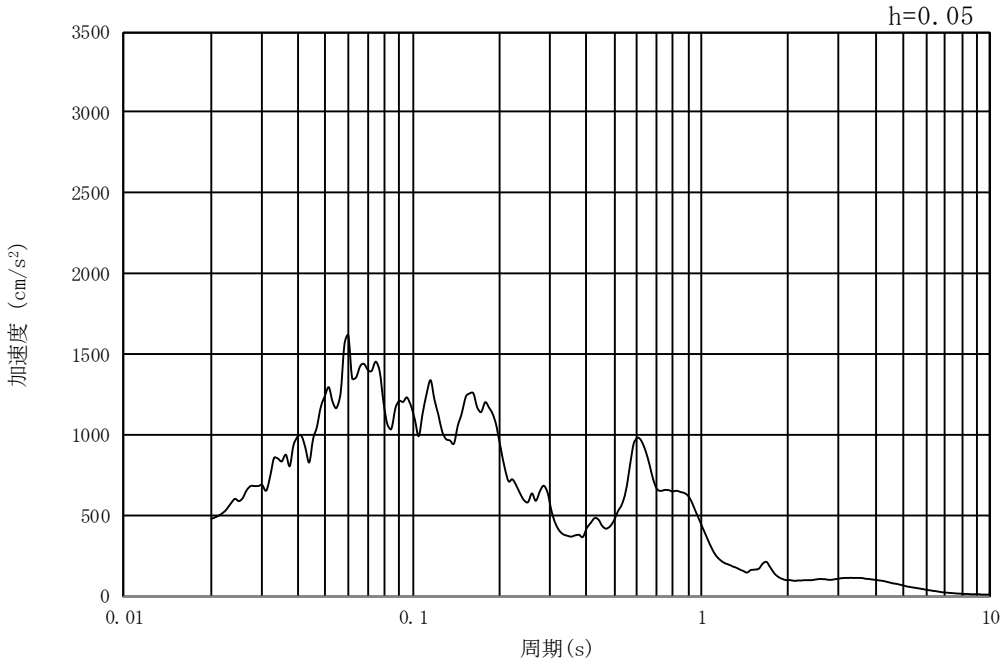


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3－2 (7)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

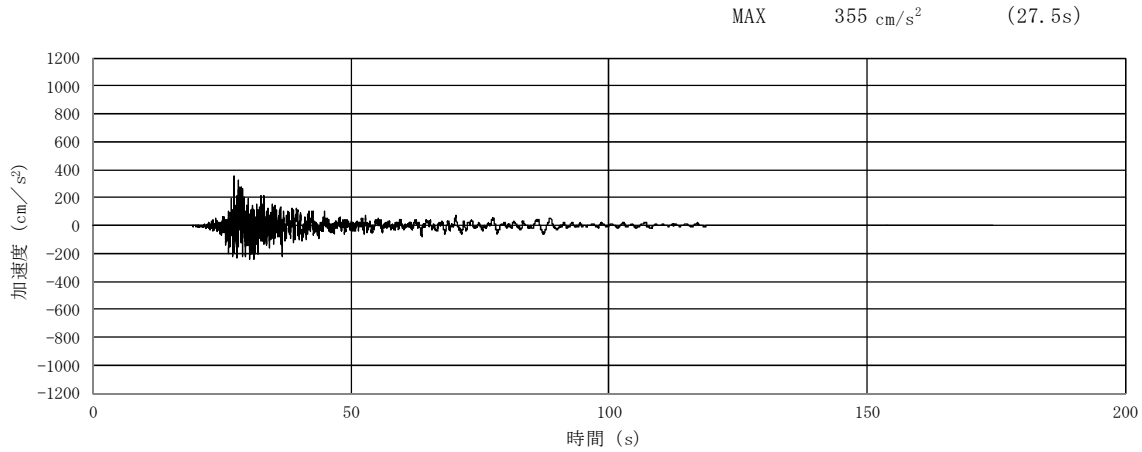


（a）加速度時刻歴波形

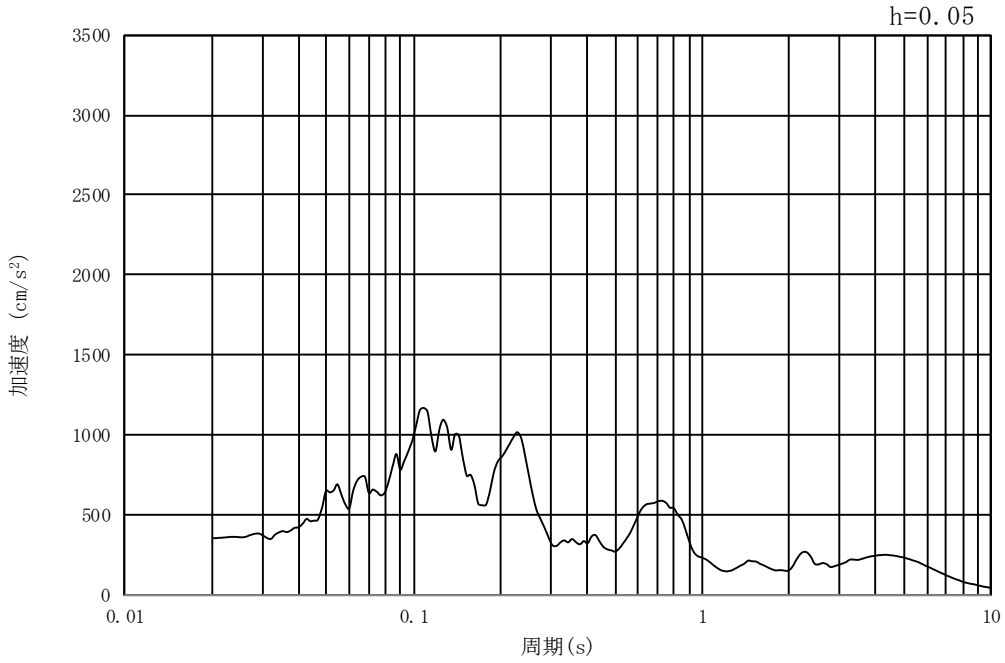


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（8）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

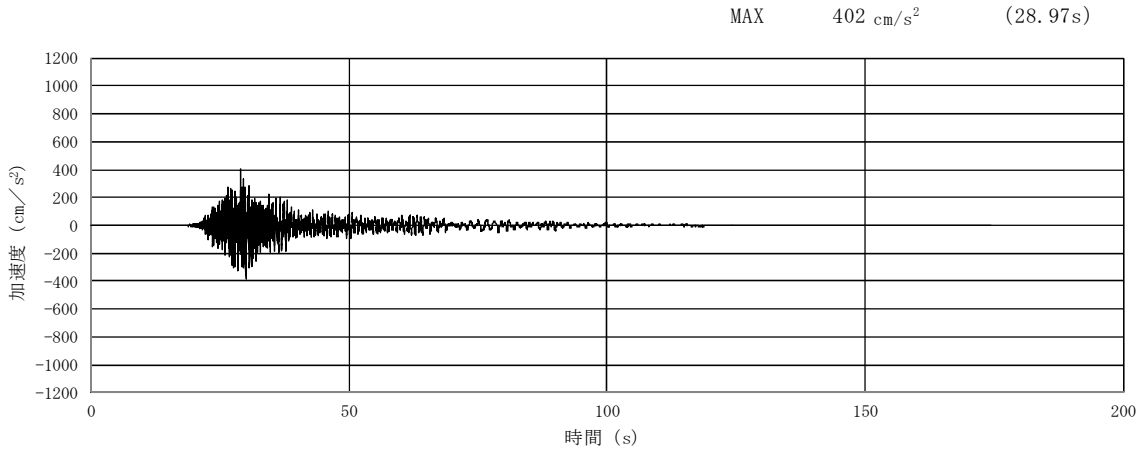


（a）加速度時刻歴波形

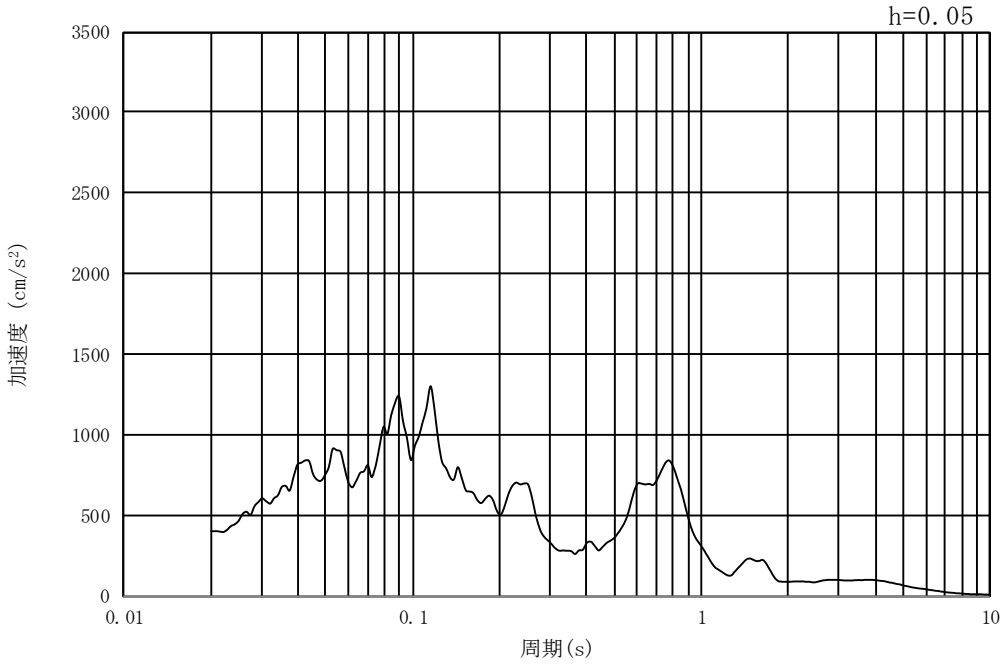


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（9）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

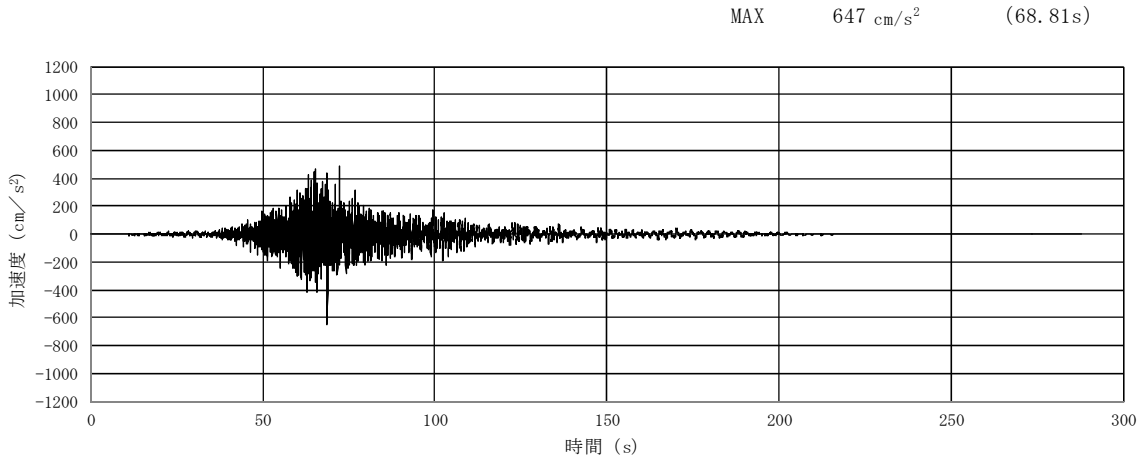


（a）加速度時刻歴波形

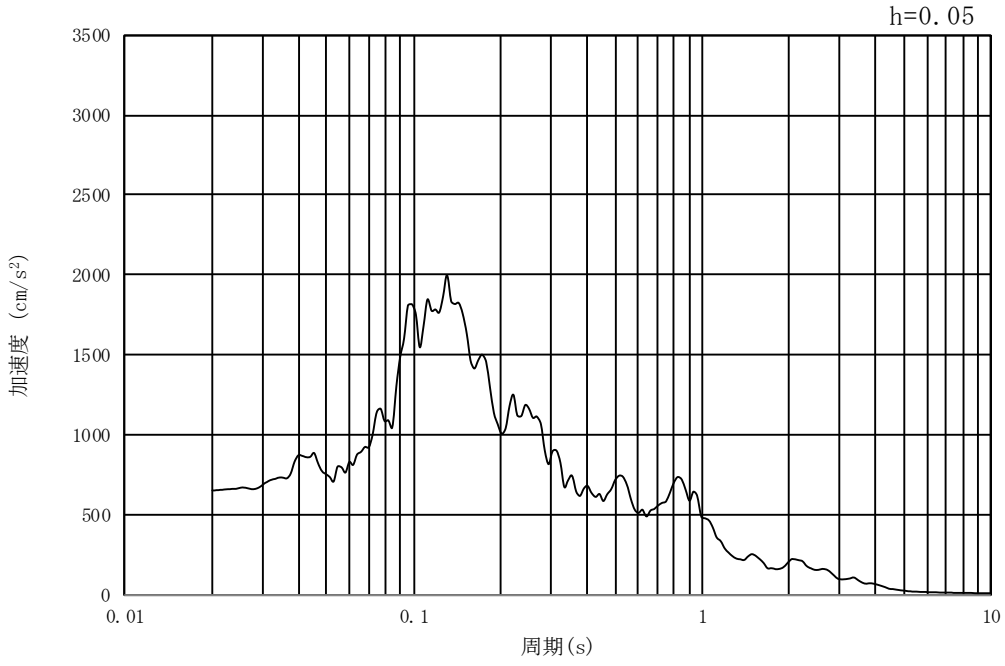


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（10）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－１４）

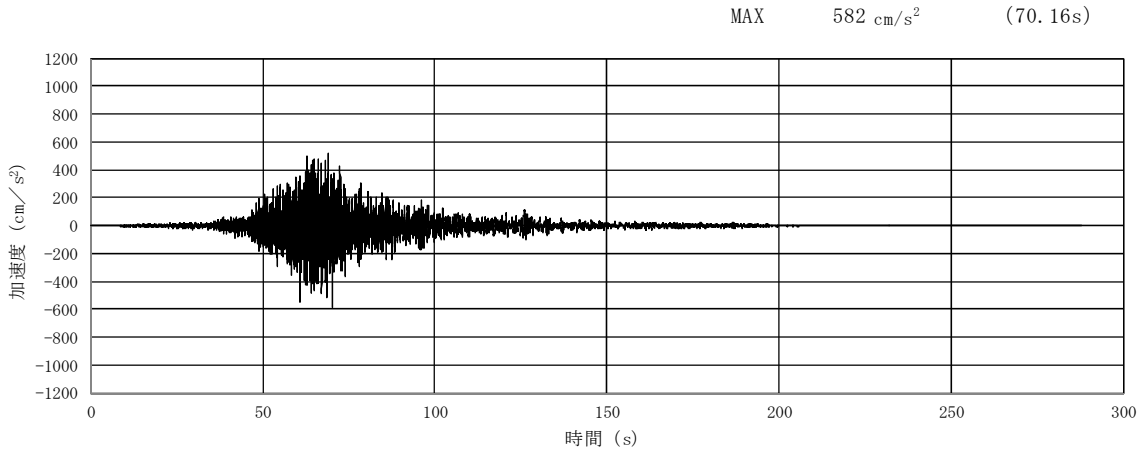


（a）加速度時刻歴波形

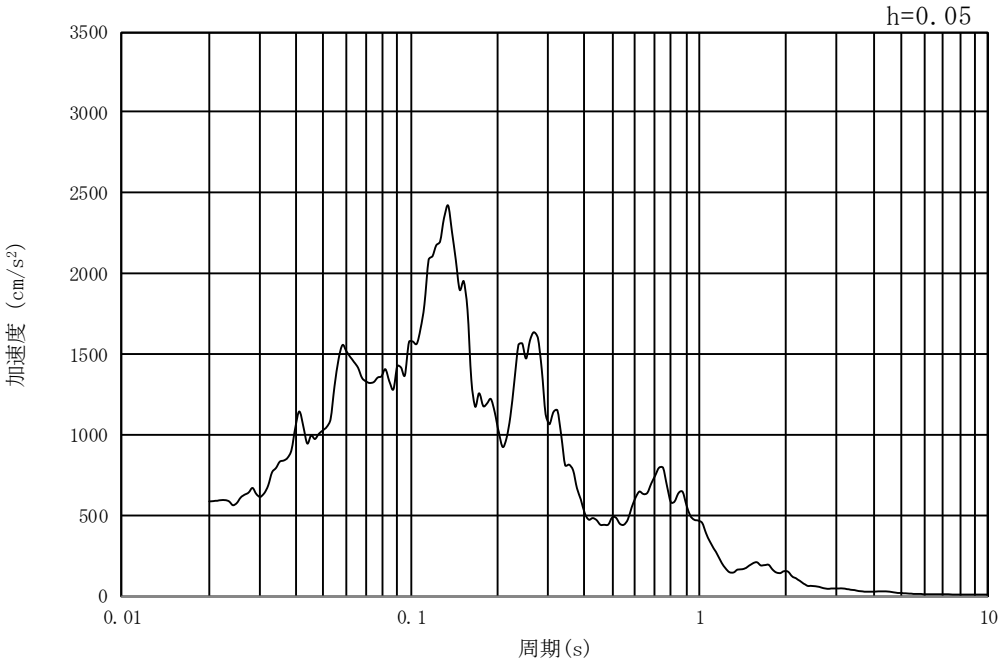


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（11）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－２１）

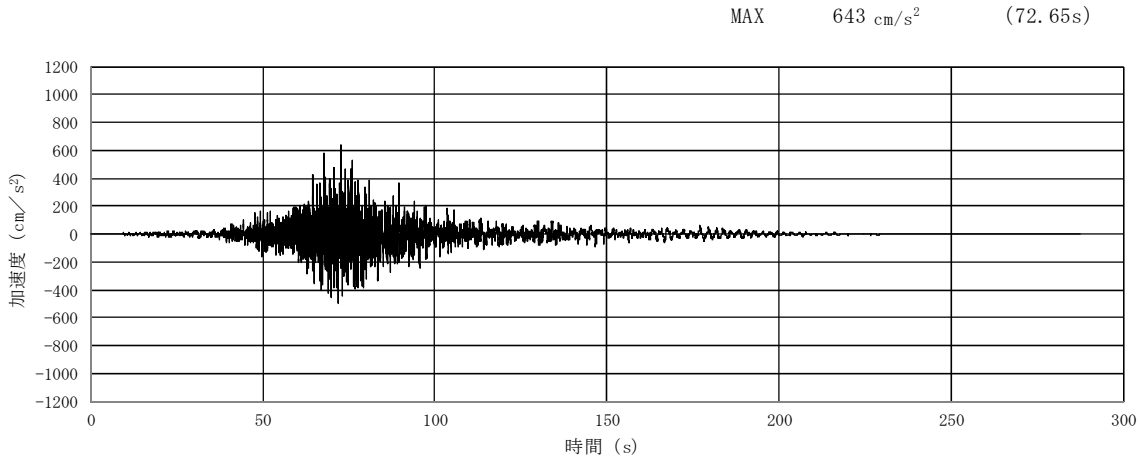


（a）加速度時刻歴波形

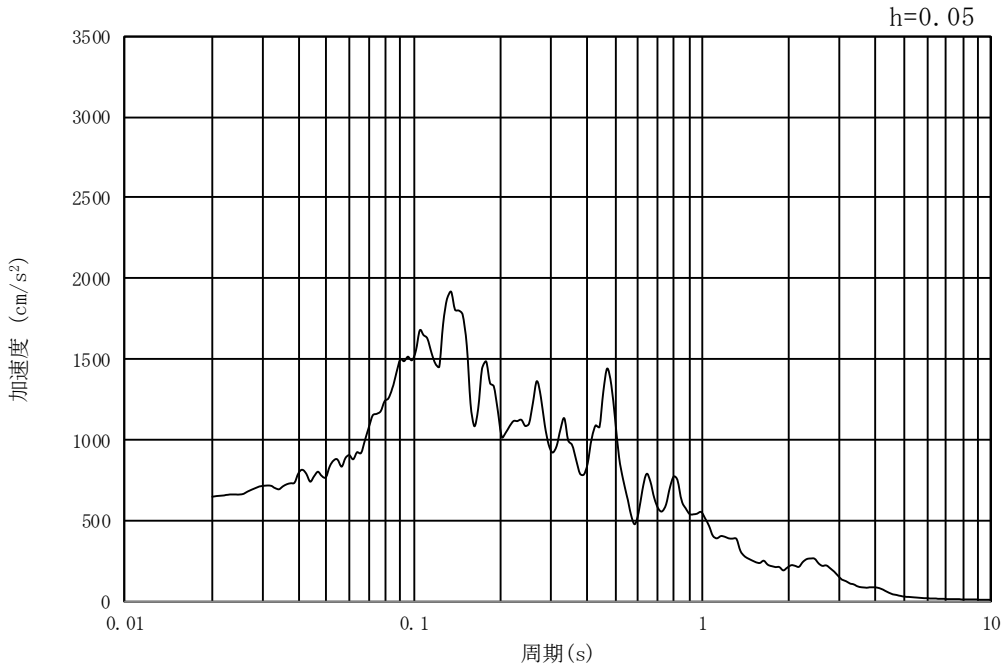


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（12）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－２１）

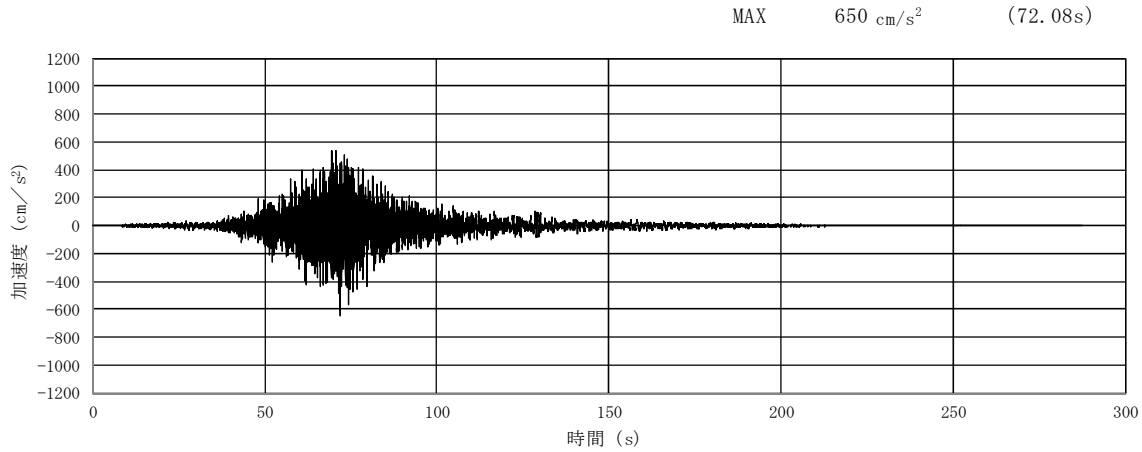


（a）加速度時刻歴波形

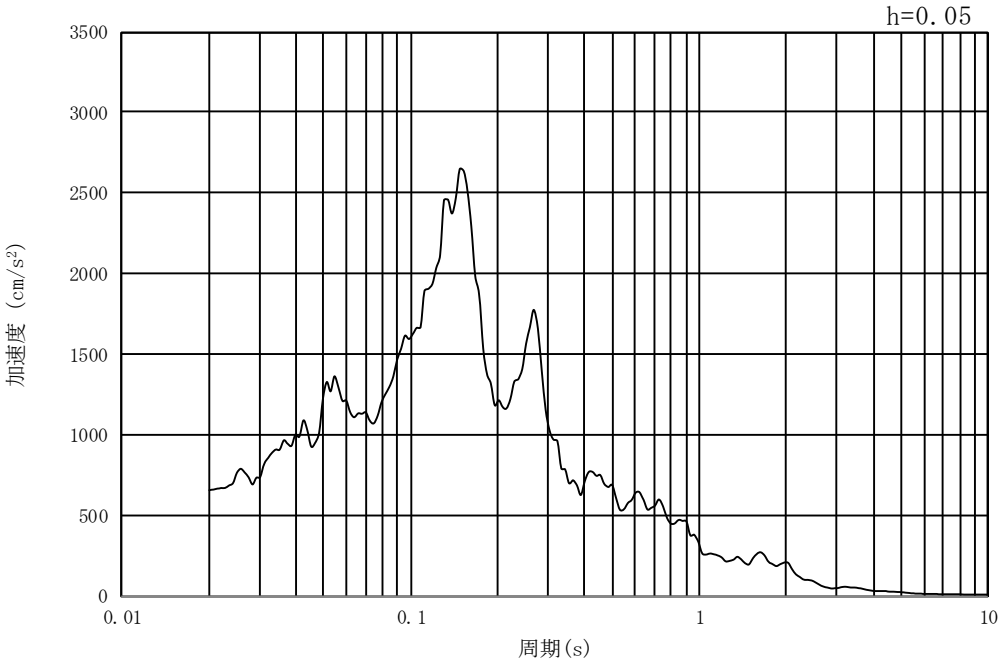


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（13）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓｓ－２２）

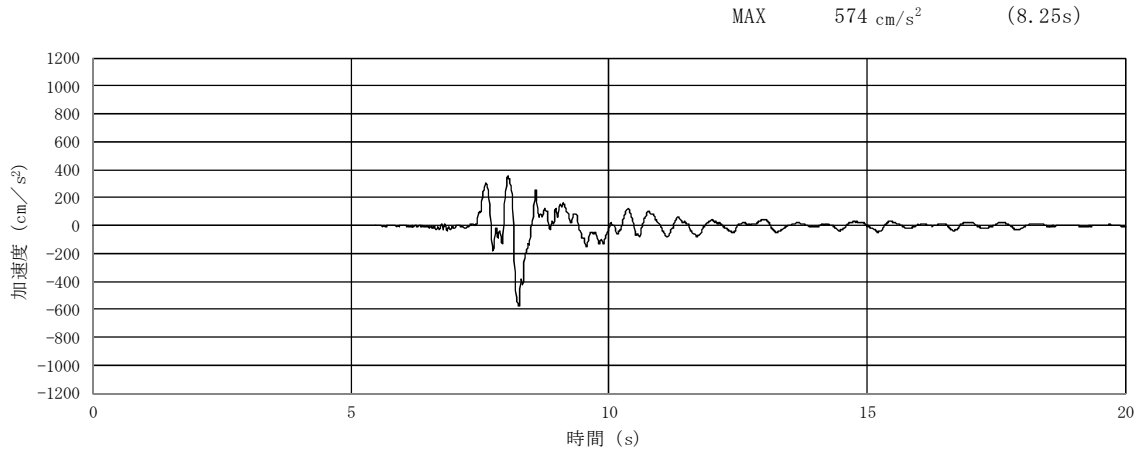


（a）加速度時刻歴波形

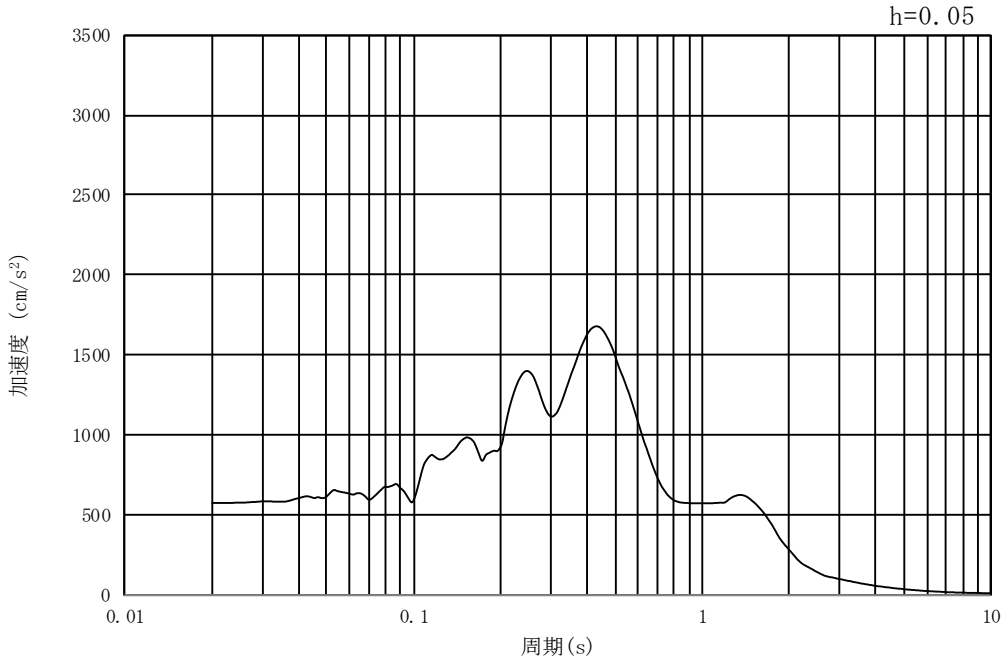


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－3（14）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓｓ－２２）

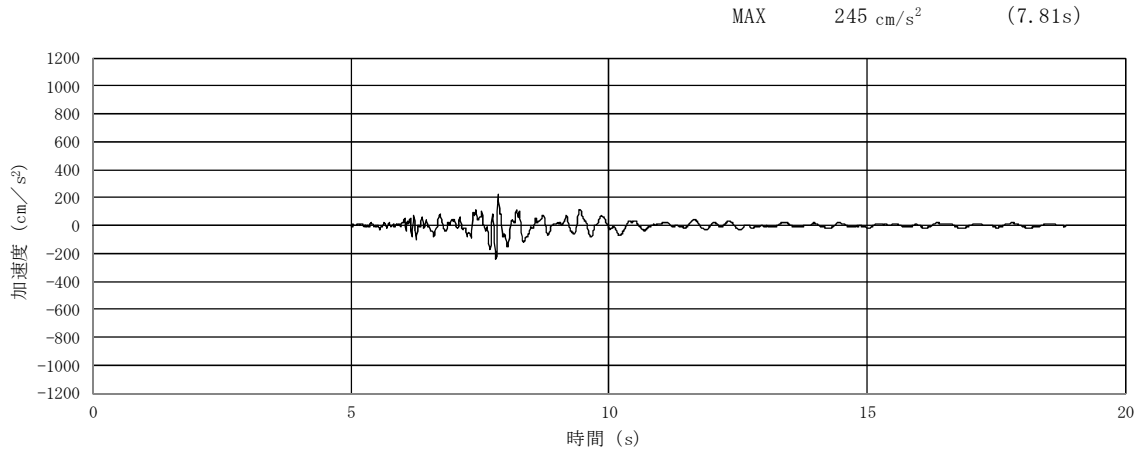


（a）加速度時刻歴波形

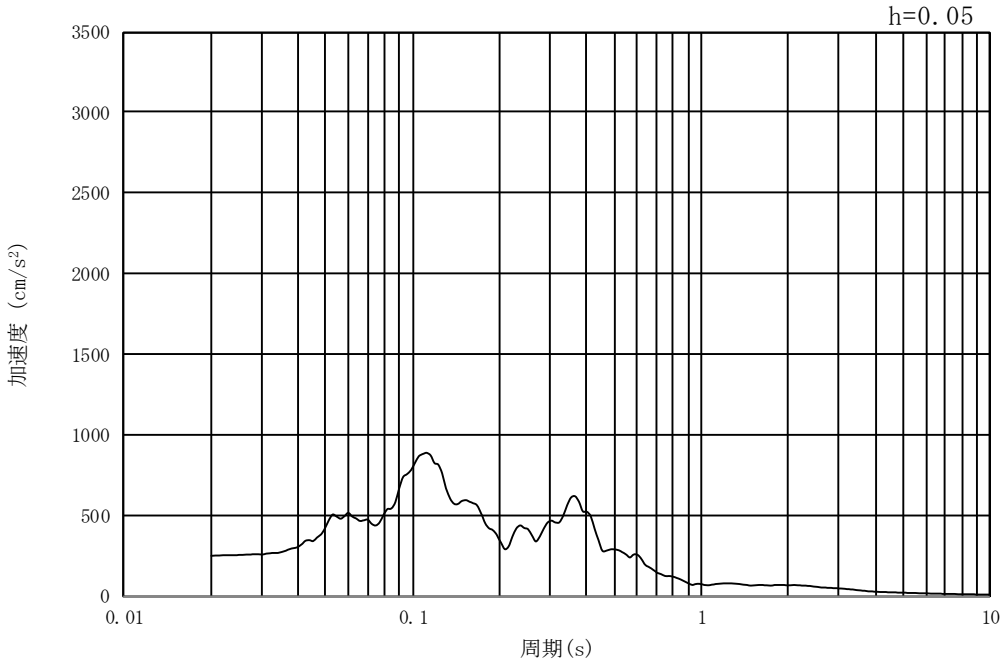


（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－3（15）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

図 10.3－2（16）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

10.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

常設低圧代替注水系配管カルバートの構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 10.3－1 のとおり設定する。

表 10.3－1　短期許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}＝40 N/mm^2)		許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*2
鉄筋	SD345*1	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390*1	許容引張応力度 σ_{sa}	309

注記　＊1：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。各部材における許容限界を表 10.3－2 に示す。

$V_a = V_{ca} + V_{sa}$

ここで，　V_{ca}　：コンクリートの負担するせん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の負担するせん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 10.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については,構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。

常設低圧代替注水系配管カルバートの基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は,常設低圧代替注水系配管カルバートの基礎地盤を構成する新第三系 Km 層の極限支持力を用いる。極限支持力については,「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 24 年 3 月)」のケーソン基礎の設計に基づき,以下の通り設定する。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで,

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 10.3－3 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

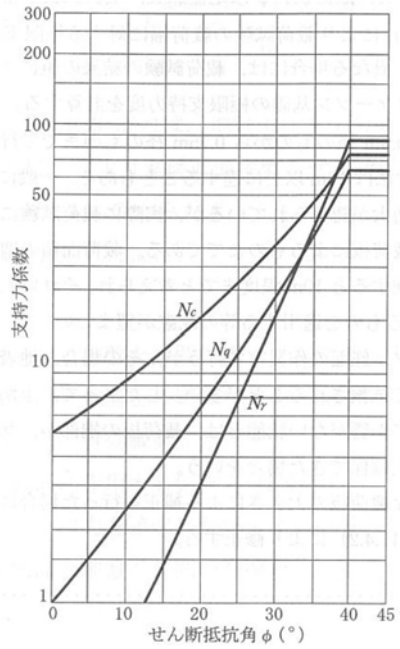
N_c，N_q，N_γ：図 10.3－3 に示す支持力係数

表 10.3－3　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

「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 24 年 3 月）」より」



「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 24 年 3 月）」より」

図 10.3－3　支持力係数を求めるグラフ

常設低圧代替注水系配管カルバートにおける許容限界を表 10.3－4 に示す。

表 10.3－4　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

追而

10.4　評価結果

10.4.1　地震応答解析結果

代替淡水貯槽の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 10.4－1 及に示す。本図は構造部材の曲げ，せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 10.4－2 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 10.4－3 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而

図 10.4－1（1）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 10.4－1（2）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 10.4－1（3）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 10.4－1（4）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○．○○s）

図 10.4－1（5）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１１，t=○○．○○s）

図 10.4－1（6）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１２，t=○○．○○s）

図 10.4－1（7）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１３，t=○○．○○s）

図 10.4－1（8）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－１４，t=○○．○○s）

図 10.4－1（9）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－２１，t=○○．○○s）

図 10.4－1（10）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－２２，t=○○．○○s）

図 10.4－1（11）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

図 10.4－1（12）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○．○○s）

追而

図 10.4－2（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 10.4－2（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 10.4－2（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 10.4－2（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 10.4－2（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 10.4－2（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 10.4－2（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 10.4－2（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 10.4－2（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 10.4－2（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 10.4－2（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 10.4－2（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 10.4－3（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 10.4－3（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 10.4－3（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 10.4－3（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 10.4－3（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１１）

図 10.4－3（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１２）

図 10.4－3（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１３）

図 10.4－3（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－１４）

図 10.4－3（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２１）

図 10.4－3（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－２２）

図 10.4－3（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 10.4－3（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

10.4.2　耐震評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 10.4－1 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 10.4－2 にそれぞれ示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，常設低圧代替注水系配管カルバートの構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 10.4－4 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 10.4－3 に示す。

追而

表 10.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－2（1）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－2（2）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－2（3）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－2（4）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－2（5）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 10.4－2（6）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

図 10.4－4　概略配筋図（東西断面方向）

表 10.4－3　断面諸元一覧表（東西断面方向）

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 10.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，常設低圧代替注水系配管カルバートの構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

図 10.4－5 に概略配筋図を，表 10.4－5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 10.4－4（1）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 10.4－4（2）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 10.4－4（3）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 10.4－4（4）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 10.4－4（5）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 10.4－4（6）　せん断照査結果（東西断面方向）

図 10.4－5　概略配筋図（東西断面方向）

表 10.4－5　断面諸元一覧表（東西断面方向）

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 10.4－6 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 10.4－6 に接地圧分布図を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートの接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕(東西断面方向)で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，常設低圧代替注水系配管カルバートの基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

表 10.4－6　基礎地盤の支持性能評価結果

図 10.4－6（1）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 10.4－6（2）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 10.4－6（3）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 10.4－6（4）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 10.4－6（5）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 10.4－6（6）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 10.4－6（7）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 10.4－6（8）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 10.4－6（9）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 10.4－6（10）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 10.4－6（11）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 10.4－6（12）　東西断面方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

10.5　まとめ（追而）

11.　格納容器圧力逃がし装置用カルバートの耐震安全性評価

目次

11.1 評価方法……2
11.2 評価条件……2
11.2.1 適用基準……2
11.2.2 耐震安全性評価フロー……4
11.2.3 評価対象断面の方向……5
11.2.4 評価対象断面の選定……7
11.2.5 使用材料及び材料定数……10
11.2.6 地下水位……13
11.2.7 地震応答解析手法……13
11.2.8 解析モデルの設定……14
11.2.9 減衰定数……19
11.2.10 荷重の組合せ……21
11.2.11 地震応答解析の検討ケース……23
11.3 評価内容……25
11.3.1 入力地震動の設定……25
11.3.2 許容限界の設定……42
11.4 評価結果……45
11.4.1　地震応答解析結果……45
11.4.2　耐震評価結果……45
11.5 まとめ……46

11.1　評価方法

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，格納容器圧力逃がし装置用配管を間接支持する鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，内空寸法で延長約 37 m，幅約 3 m～9 m（東西方向），高さ約 8 m である。また，人工岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートについて基準地震動S_sによる耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力度又は発生せん断力が許容限界を超えないことを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，地震応答解析に基づく最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

11.2　評価条件

11.2.1　適用基準

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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），原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学会，2005 年）等に準拠するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）を参考とする。

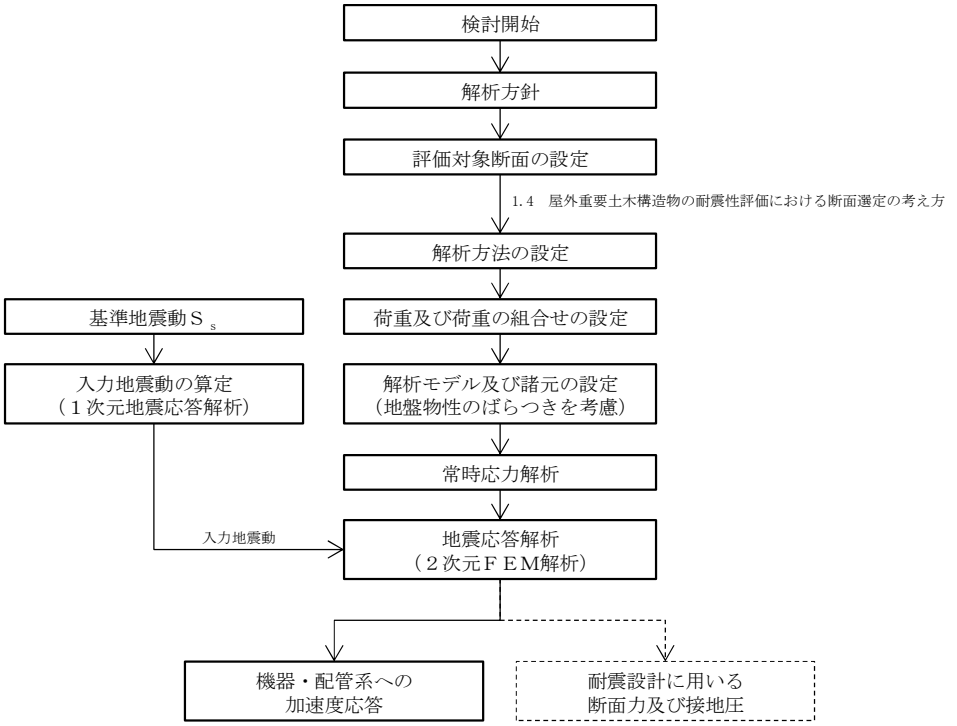
表 11.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 11.2－1　適用する規格，基準類

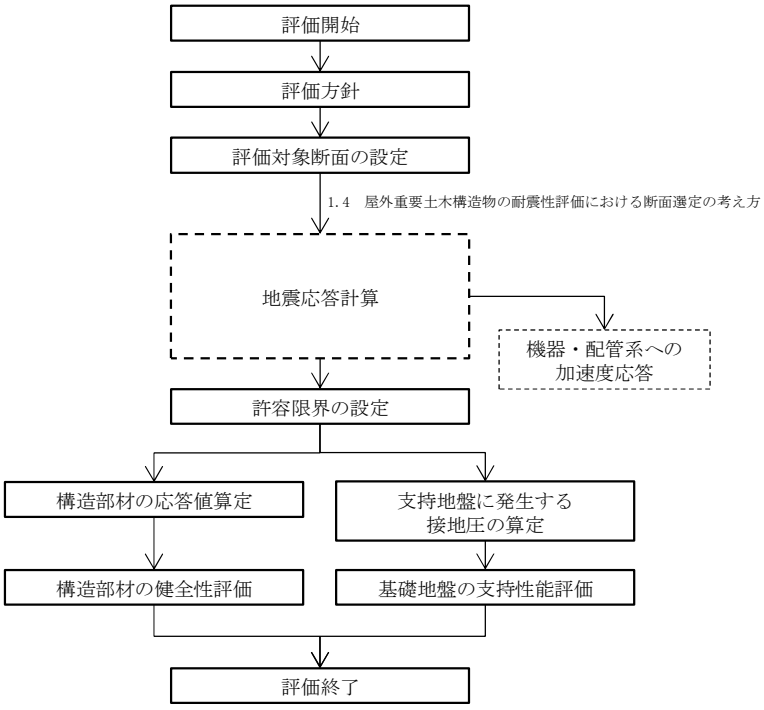
項目	参考とする主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2005 年)	―
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容応力以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

11.2.2　耐震安全性評価フロー

図 11.2－1 に格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 11.2－1　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価フロー

11.2.3　評価対象断面の方向

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの位置を図 11.2－2 に示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，延長約 37　mの鉄筋コンクリート造である。格納容器圧力逃がし装置用カルバートの縦断方向（南北方向）は，加振方向と平行に配置される躯体を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方，横断方向（東西方向）は加振方向と平行に躯体が少ないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，格納容器圧力逃がし装置用カルバートの耐震評価では，構造の安定性に支配的な東西方向を評価対象断面の方向とする。

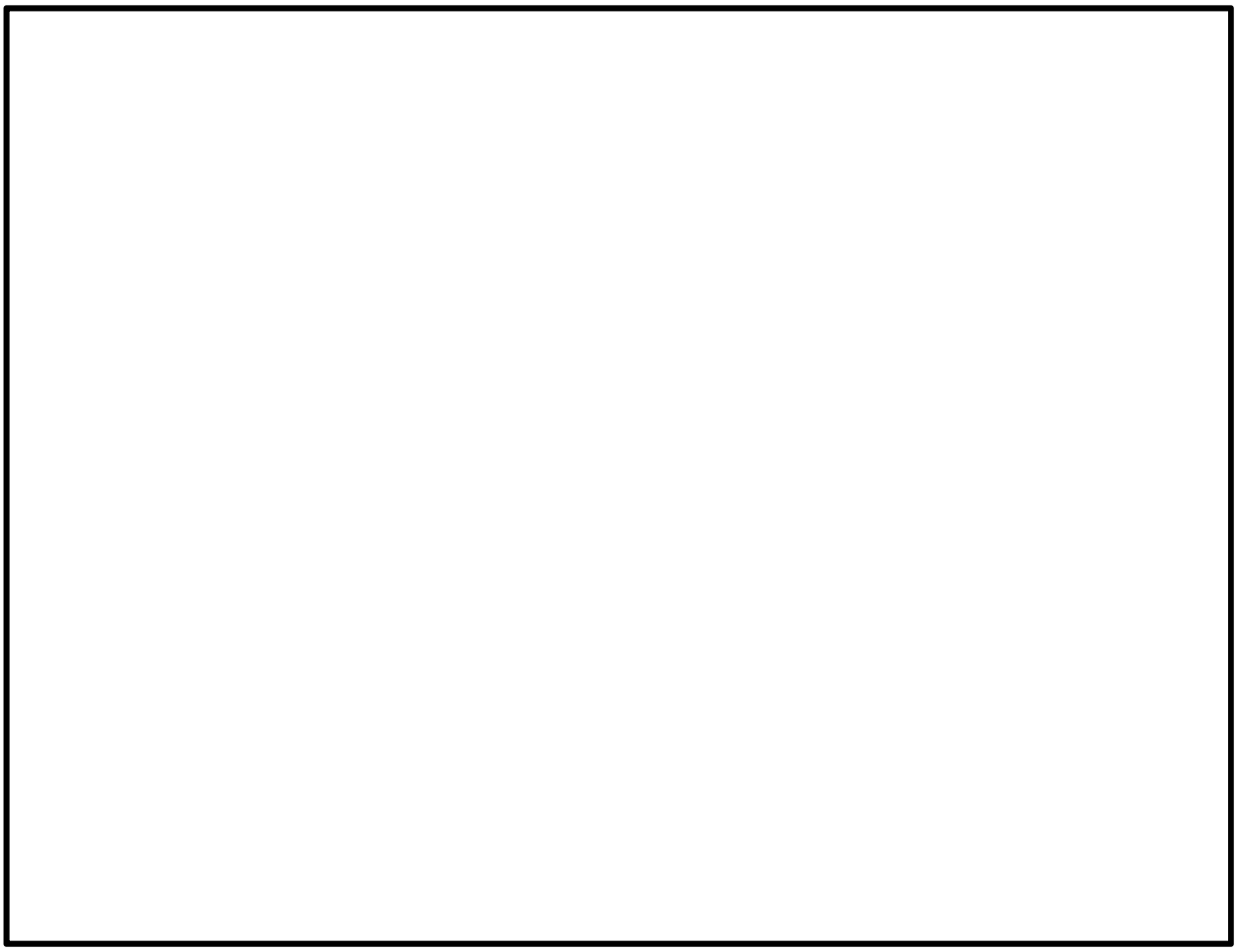


図 11.2－2　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの位置図（全体平面図）

11.2.4　評価対象断面の選定

図 11.2－3 及び図 11.2－4 に格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面位置図及び断面図を示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，延長約 37 ｍの鉄筋コンクリート造である。

評価対象断面は，「1.4.11　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物のほぼ中央部の一般部であり，構造物の弱軸断面方向である A－A 断面を代表として耐震評価を実施する。

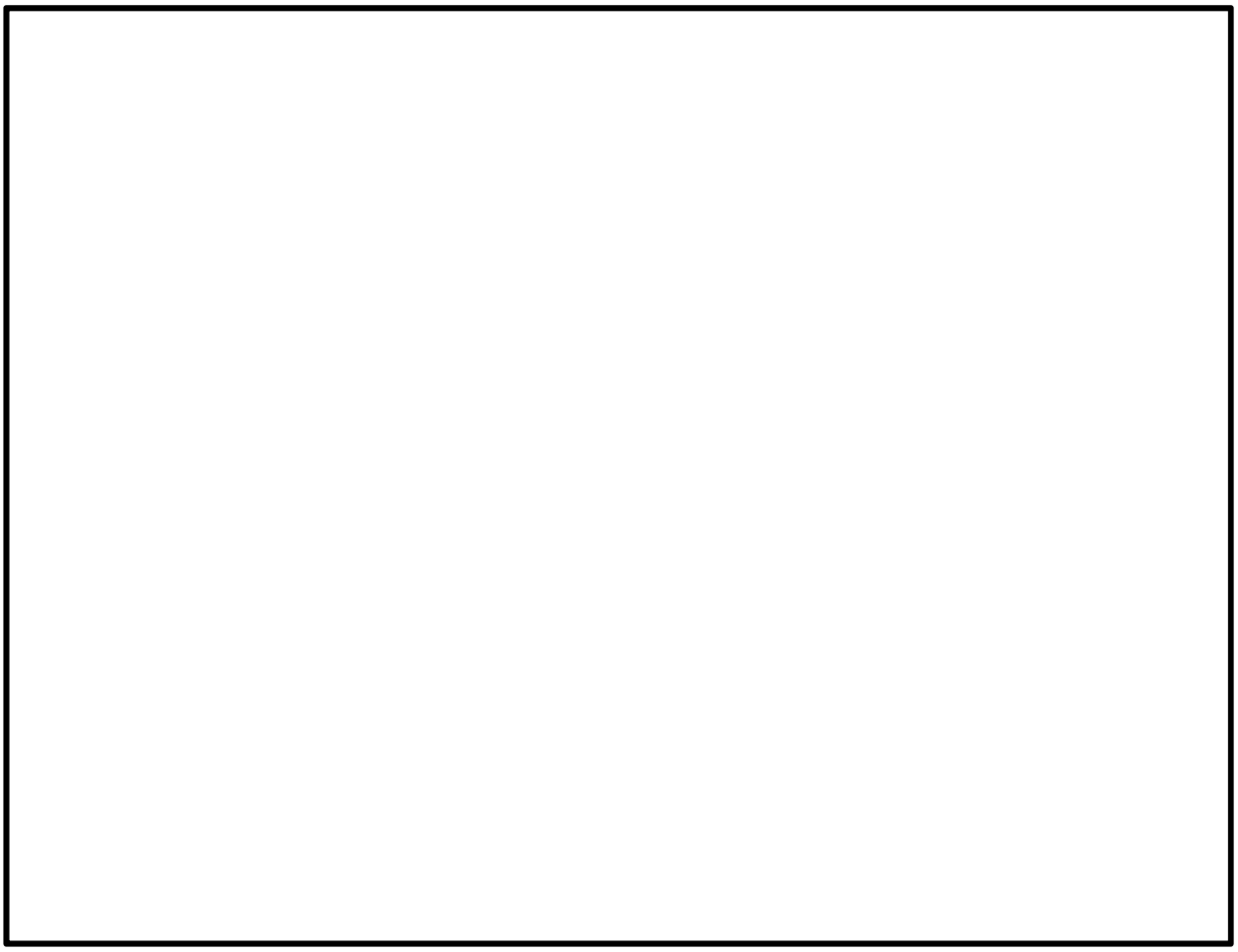


図 11.2－3　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面位置図

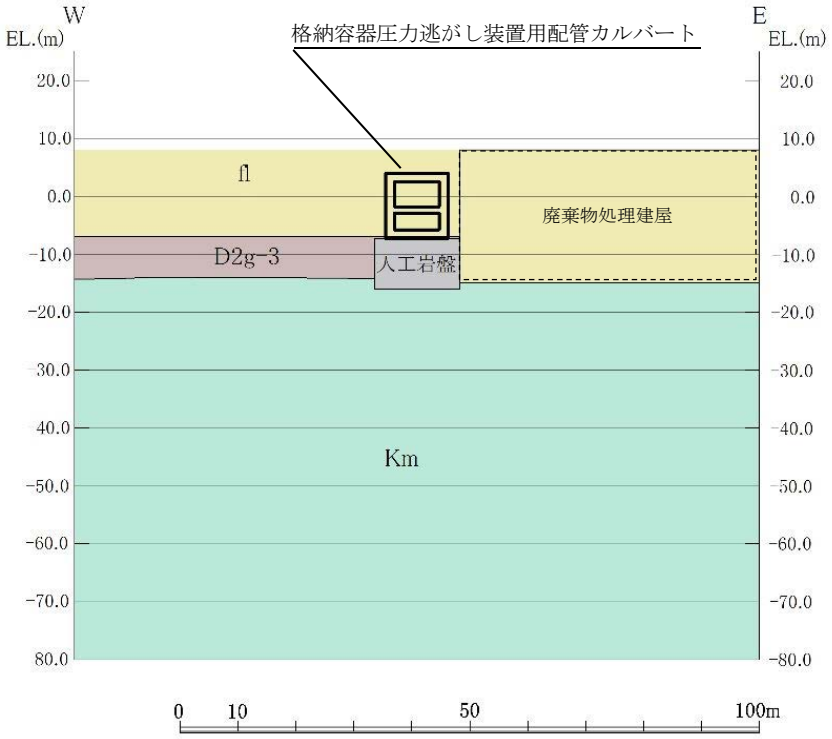


図 11.2－4　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面図（A－A 断面）

11.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表11.2－2に，材料物性値を表11.2－3に示す。

地盤の諸定は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表11.2－4に示す。

表11.2－2　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD490
人工岩盤（新設）	設計基準強度　18 N/mm^2

表11.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
人工岩盤（新設）	23.0	2.06×10^4	0.2

表 11.2－4(1)　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤							豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 11.2－4（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づきz（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 11.2－4 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)			密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5	～	10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5	～	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5	～	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5	～	7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5	～	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5	～	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5	～	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5	～	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5	～	2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5	～	1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5	～	0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5	～	-0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5	～	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5	～	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	～	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	～	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5	～	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	～	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5	～	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5	～	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11	～	-9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13	～	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	～	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	～	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	～	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	～	-19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	～	-21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	～	-23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27	～	-25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29	～	-27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31	～	-29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33	～	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	～	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	～	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	～	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	～	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	～	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45	～	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47	～	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49	～	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51	～	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	～	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55	～	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	～	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	～	-57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	～	-59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63	～	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65	～	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67	～	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69	～	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71	～	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	～	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75	～	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77	～	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79	～	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81	～	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85	～	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90	～	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95	～	-90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101	～	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108	～	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115	～	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122	～	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130	～	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

11.2.6　地下水位

地下水位は地表面に設定する。

11.2.7　地震応答解析手法

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元動的有限要素法解析を用いて，基準地震動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て行う。部材については，はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 11.2－5 に示す。

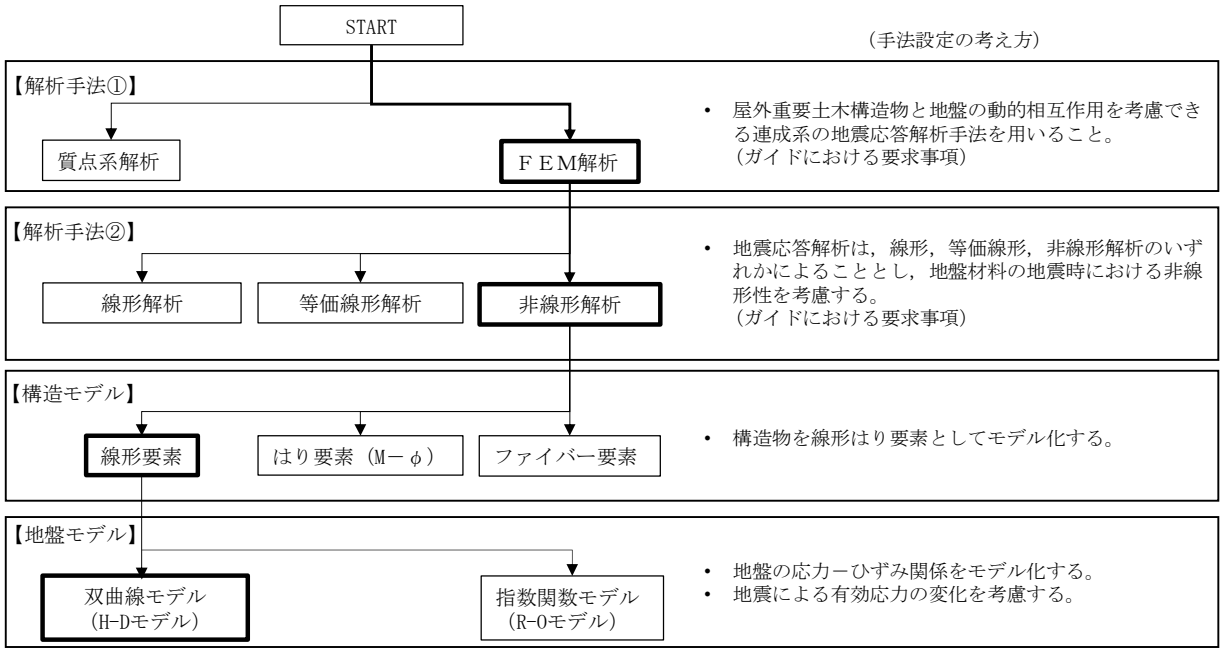


図 11.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線

に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

11.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 11.2－6 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート周辺の地質断面図を図 11.2－7 に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している。

地震応答解析モデルを図 11.2－8 に示す。

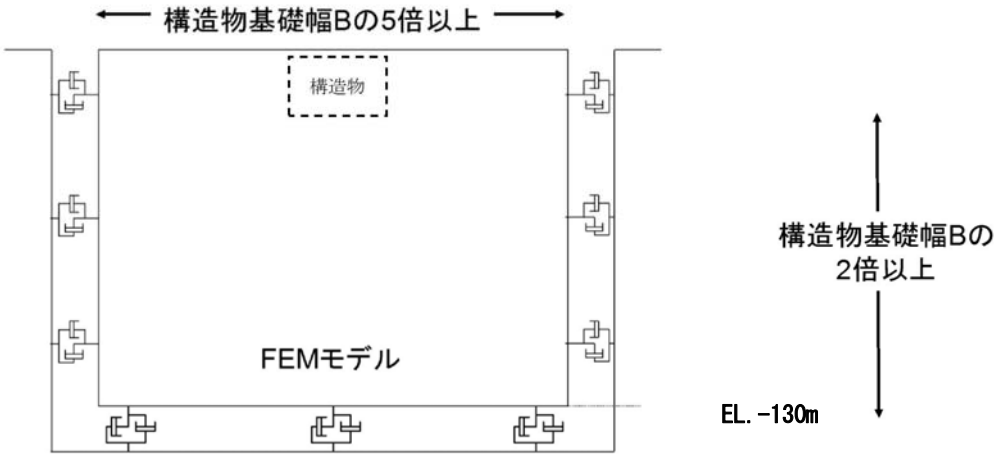


図 11.2－6　モデル範囲の考え方

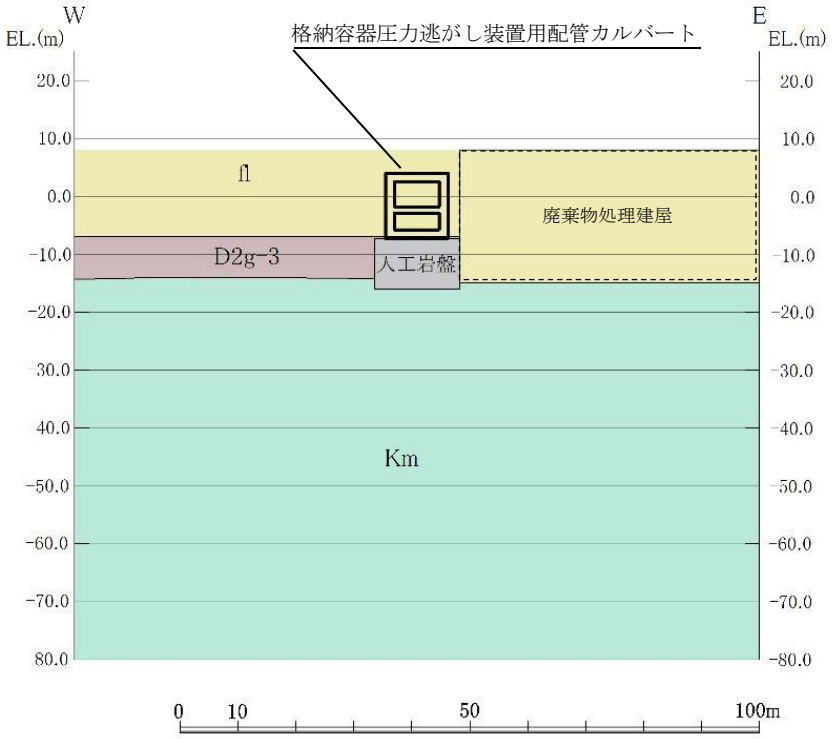


図 11.2－7　地質断面図（A－A 断面）

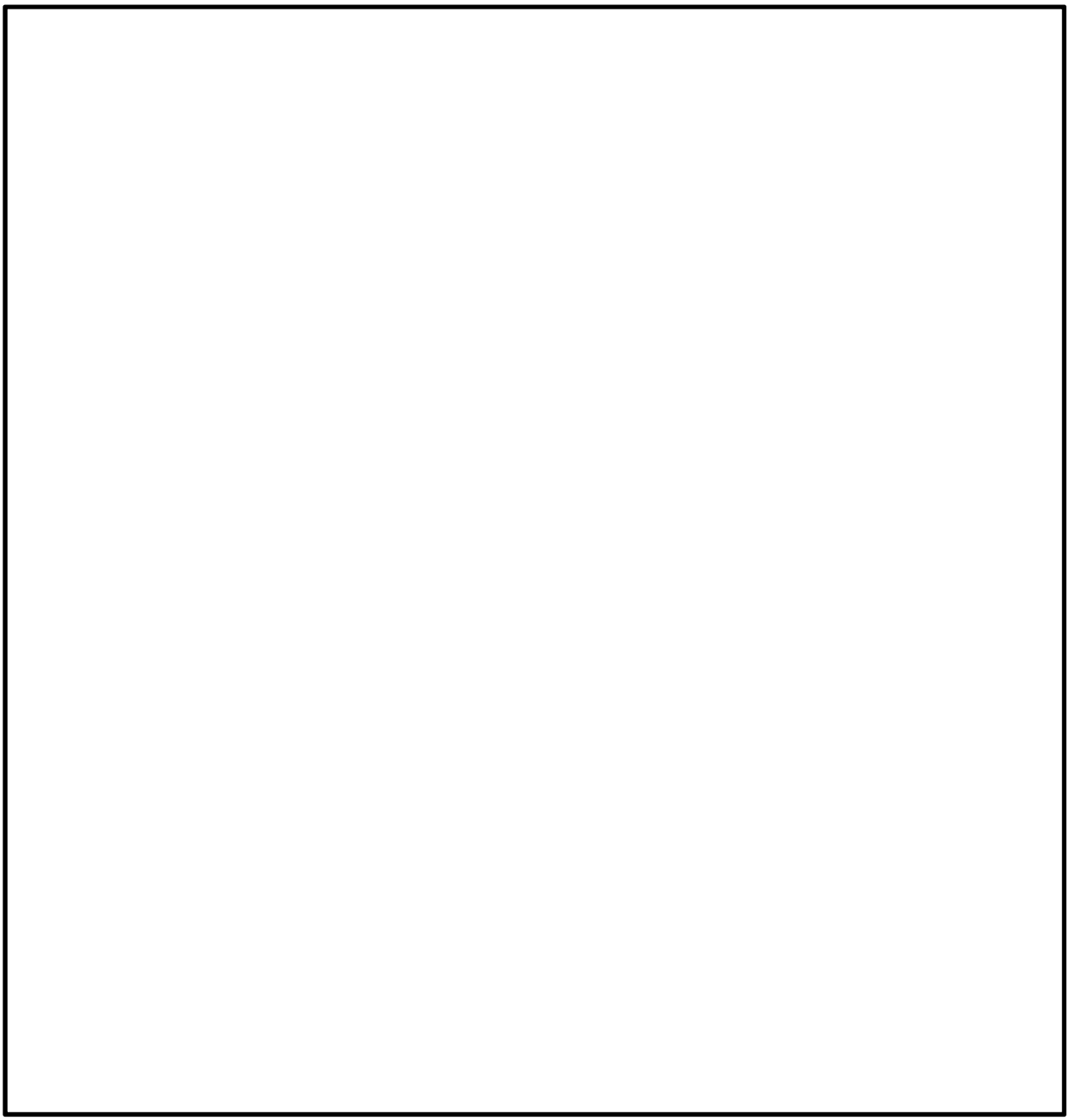


図 11.2－8　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析モデル（A－A 断面）

(2)　ジョイント要素の設定

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，構造物と地盤のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表11.2－5参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表11.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	fl層	0	37.3	du層で代用
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－

z：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表11.2－6のとおり設定する。図11.2－9にジョイント要素設定の考え方を示す。

表11.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s（kN/m^3）	圧縮剛性k_n（kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（A－A 断面）

：ジョイント要素

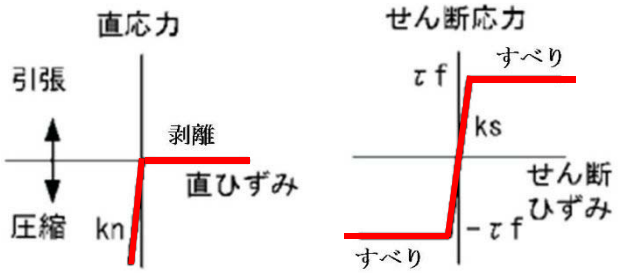


図 11.2－9　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

地震応答解析における鉄筋コンクリート部材は，線形のはり要素としてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

11.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰をα＝0となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では，時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから，Rayleigh減衰の係数α，βの両方を用いると，質量比例項の減衰α[M]の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方，有効応力解析における低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰では，地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い，１次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う１次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，１次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し，地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで，

ｆ　：固有値解析により求められた１次固有振動数

ｈ　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図11.2－10にRayleigh減衰の設定フローを，表11.2－7に固有値解析結果を示す。

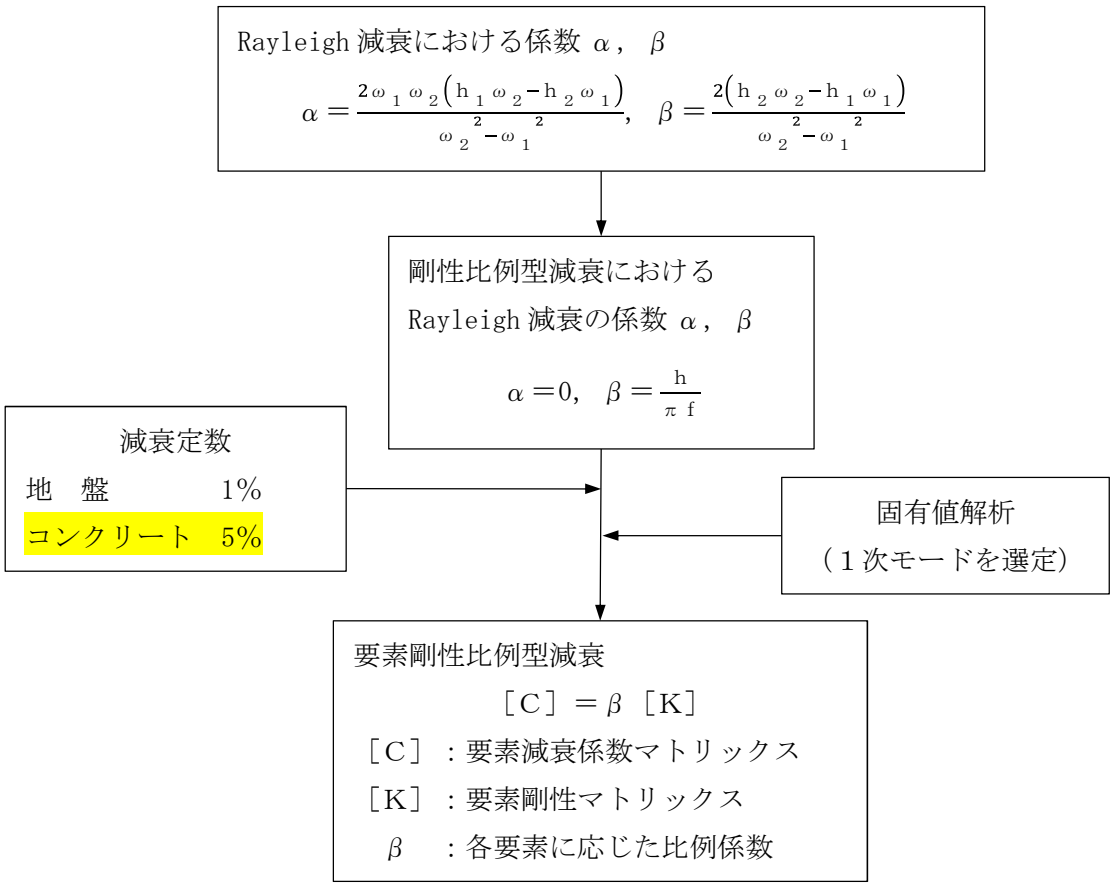


図 11.2－10　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 11.2－7　固有値解析結果（追而）

11.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重については，発電所の立地特性や格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートが埋設された構造物であると考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートは，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 11.2－8 に示す。地震時に格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートに作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 11.2－8　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・水を保有しない設備であることから，考慮しない
変動荷重		雪荷重	－	・地中に埋設され地表面に構造物が現れないことから，考慮しない
		風荷重	－	・地中に埋設された構造物であるため，考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓｓによる水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様

(1)　機器・配管荷重

図 11.2－11 に A－A 断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。

EL.-1.80 m レベル及び EL.-5.80 m レベルに機器・配管質量として 110 kg/m^2 を考慮する。

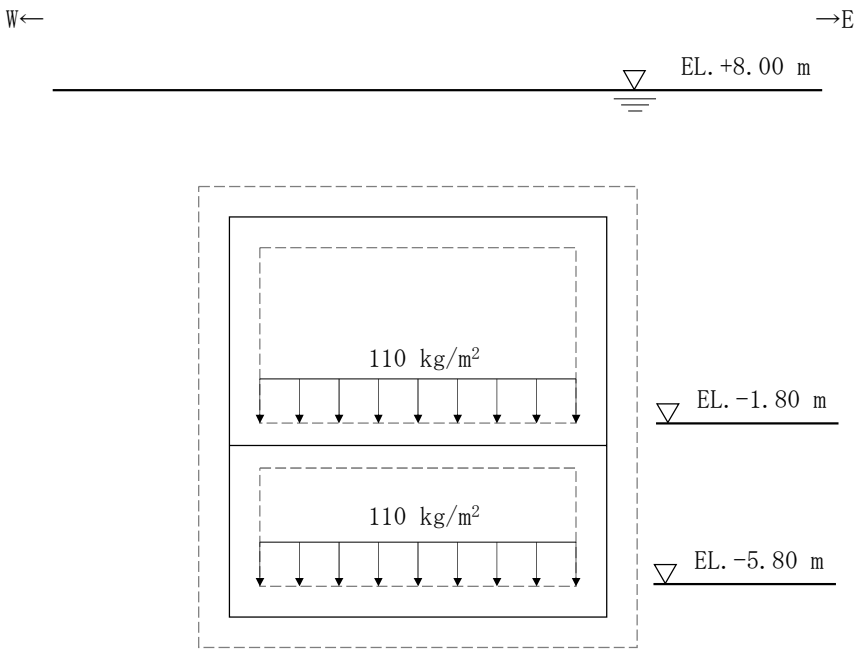


図 11.2－11　機器・配管荷重図（A－A 断面）

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm^3 を考慮する。

11.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

耐震設計における検討ケースを表 11.2－9 に示す。

表 11.2－9　格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。

最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造及び下部構造）毎に１波選定する。

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は，上記ケースの中で，変位量が最も大きいケースにて行う。

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 11.2－10 に示す。

表 11.2－10　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D1	（＋＋）	1 ⑤において上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		（＋－）		1	
		（－＋）		1	
		（－－）		1	
	S_s－11	（＋＋）		1	
	S_s－12	（＋＋）		1	
	S_s－13	（＋＋）		1	
	S_s－14	（＋＋）		1	
	S_s－21	（＋＋）		1	
	S_s－22	（＋＋）		1	
	S_s－31	（＋＋）		1	
		（－＋）		1	
計			1	12	1

11.3　評価内容

11.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 11.3－1 に入力地震動算定の概念図を，図 11.3－2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

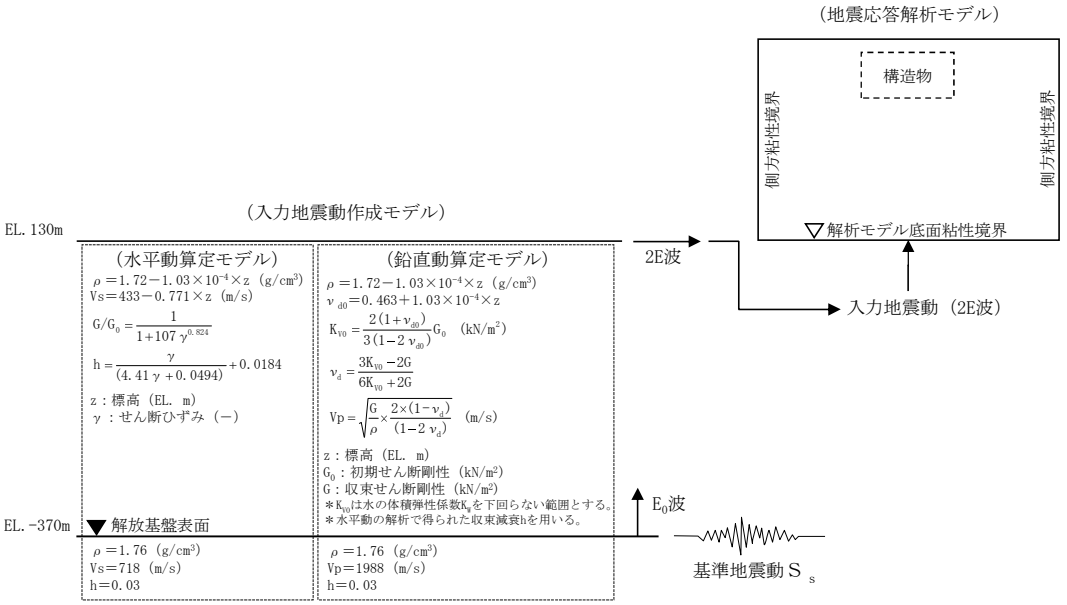
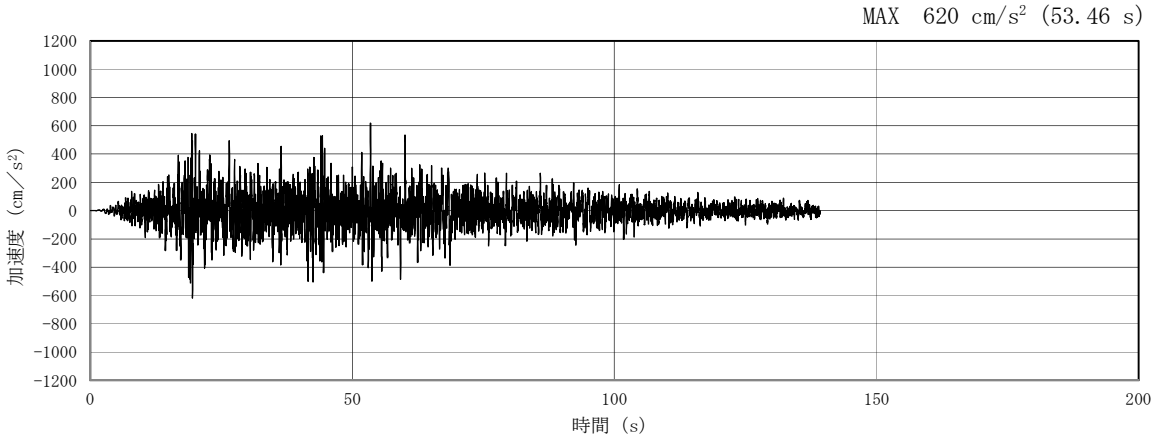
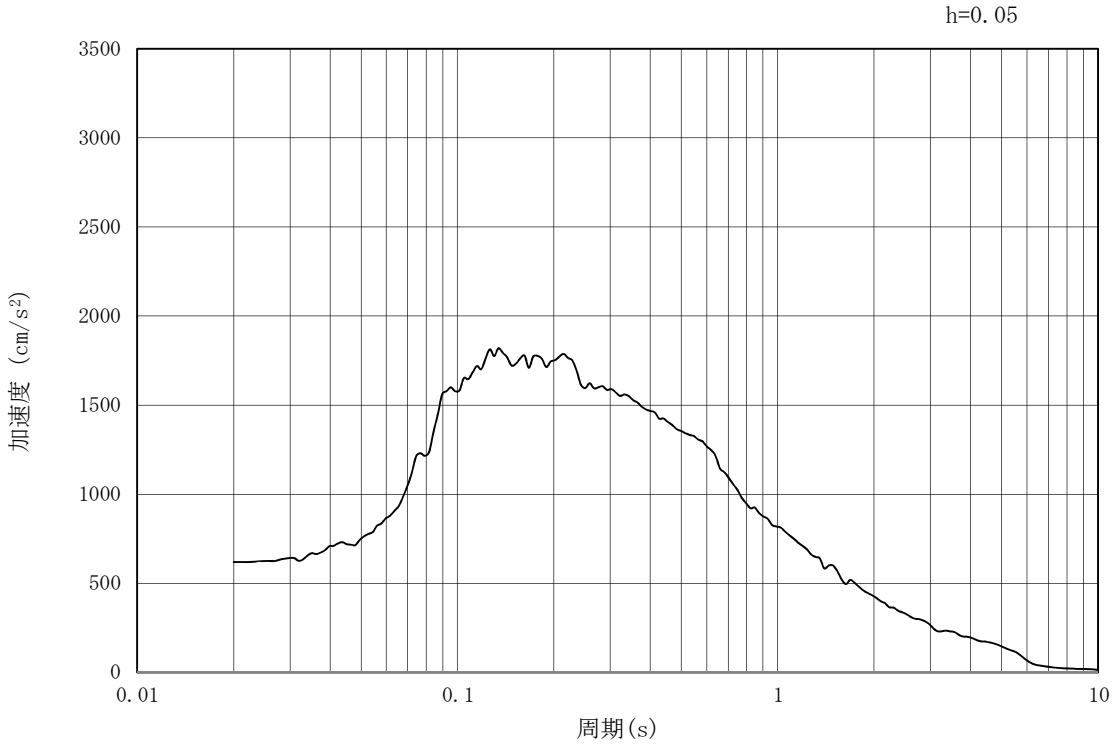


図 11.3－1　入力地震動算定の概念図

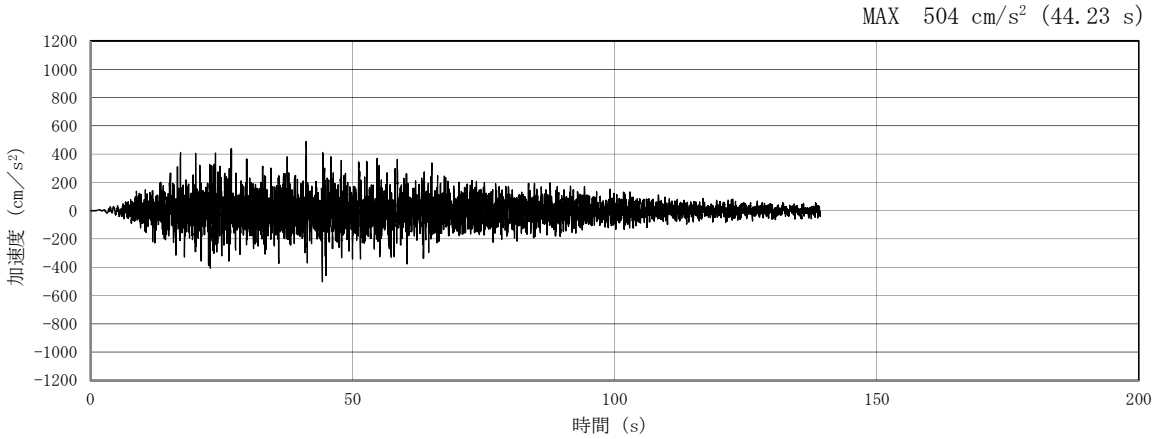


(a) 加速度時刻歴波形

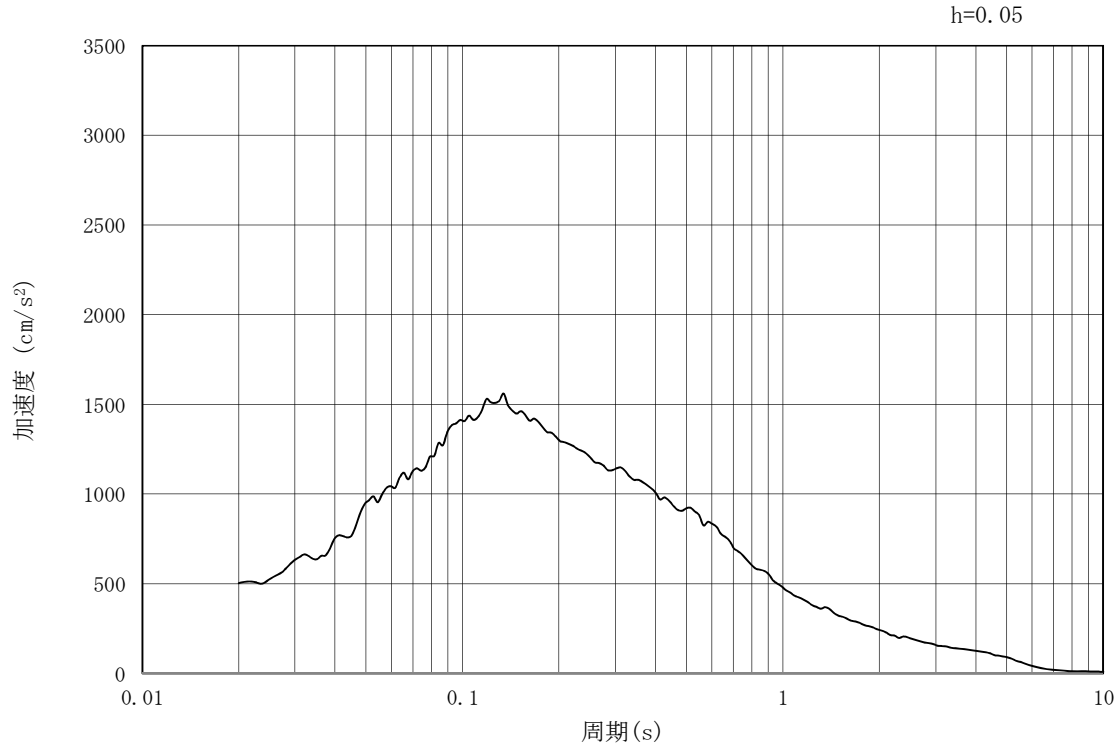


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (1)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

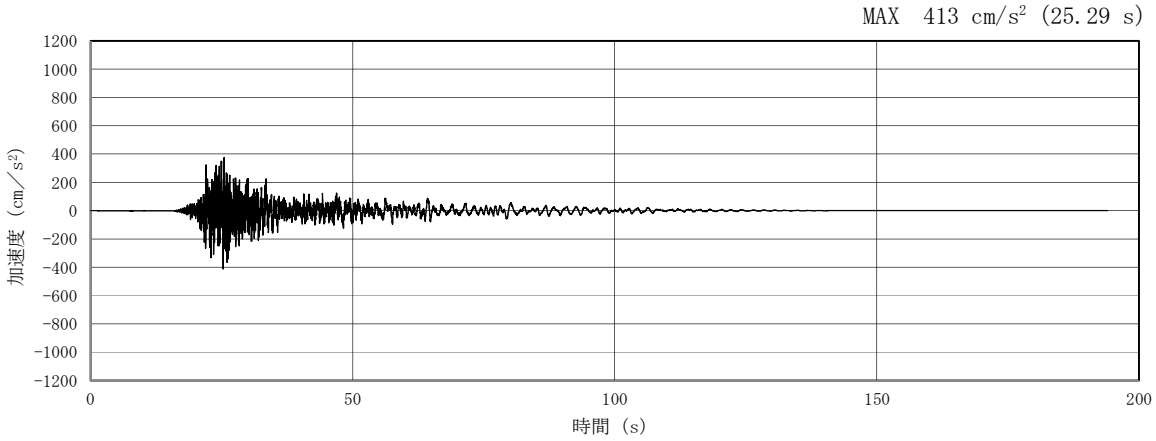


(a) 加速度時刻歴波形

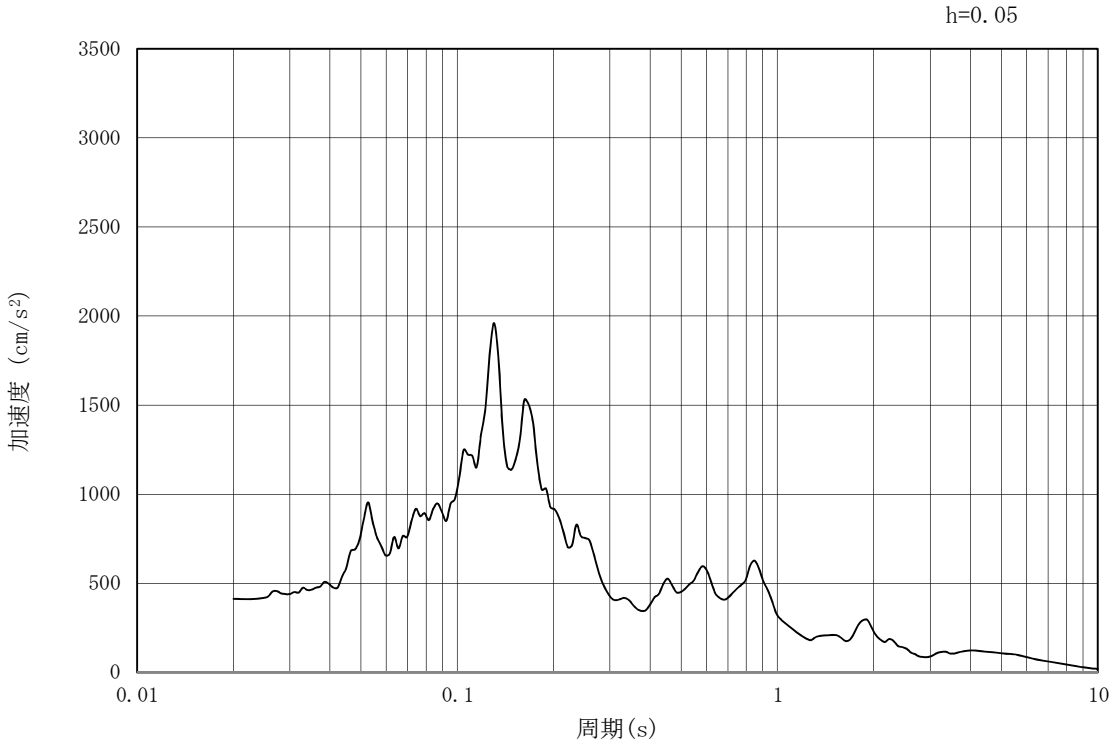


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (2)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

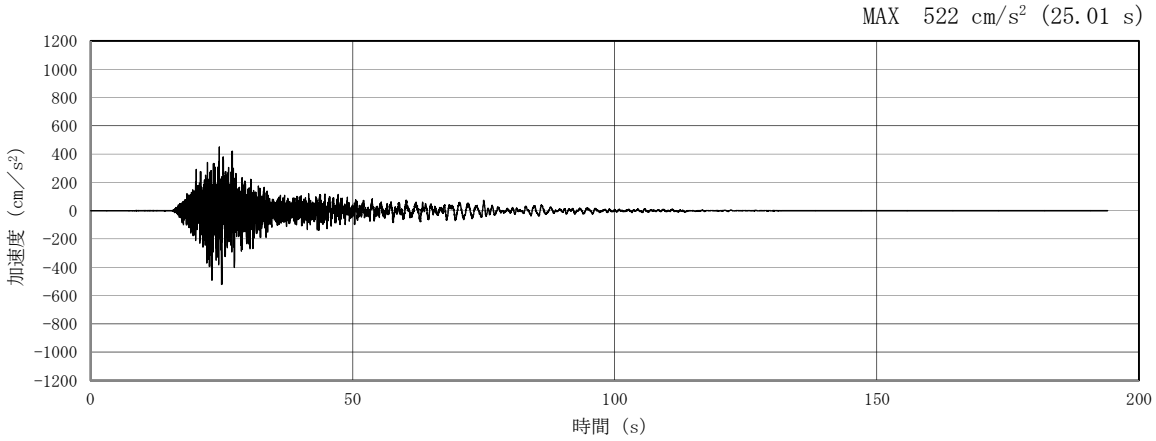


(a) 加速度時刻歴波形

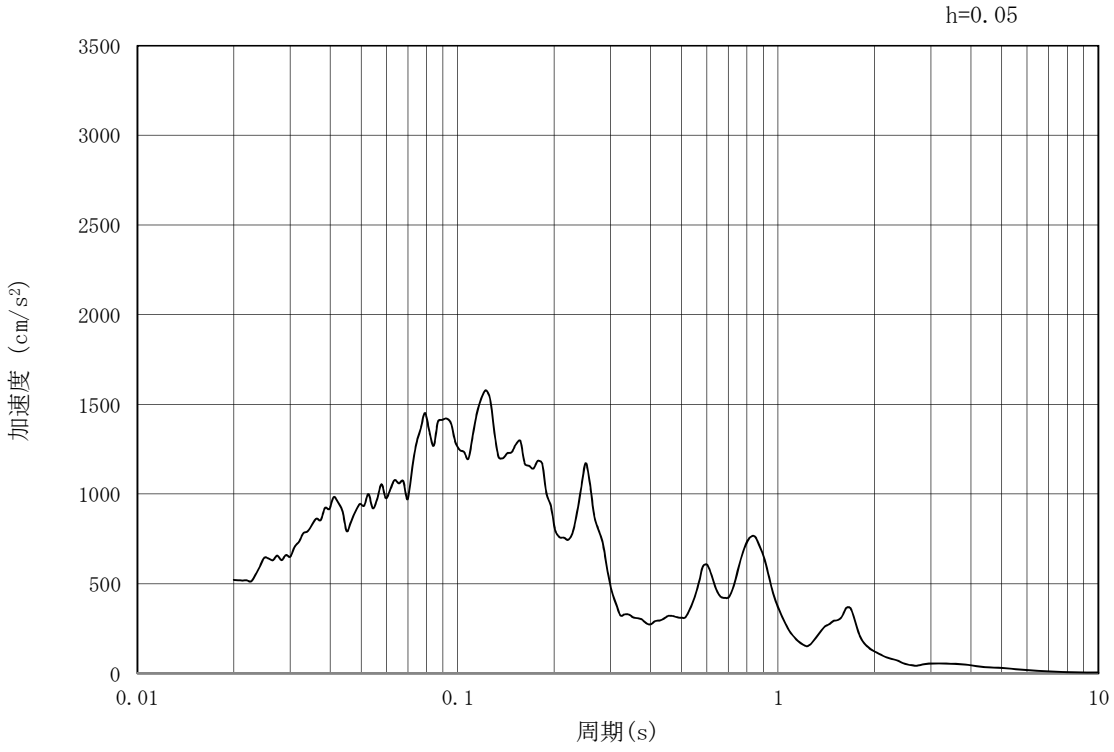


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (3)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

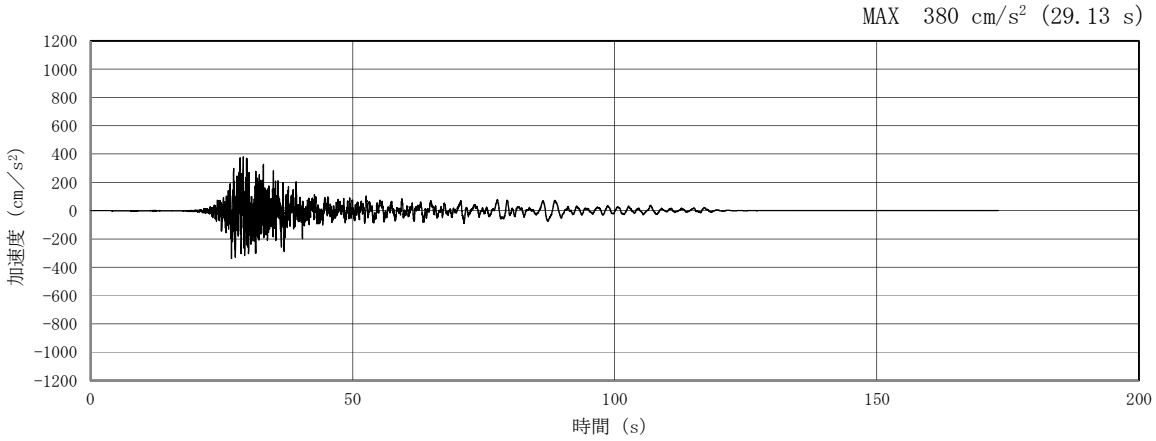


(a) 加速度時刻歴波形

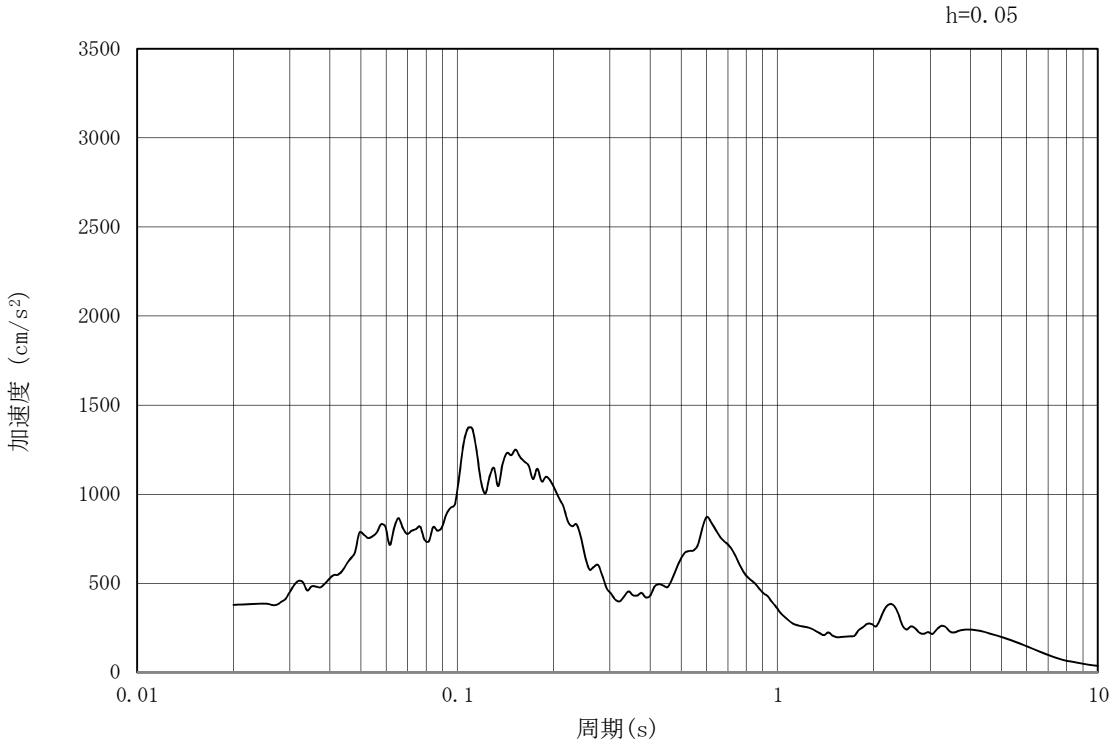


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (4)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

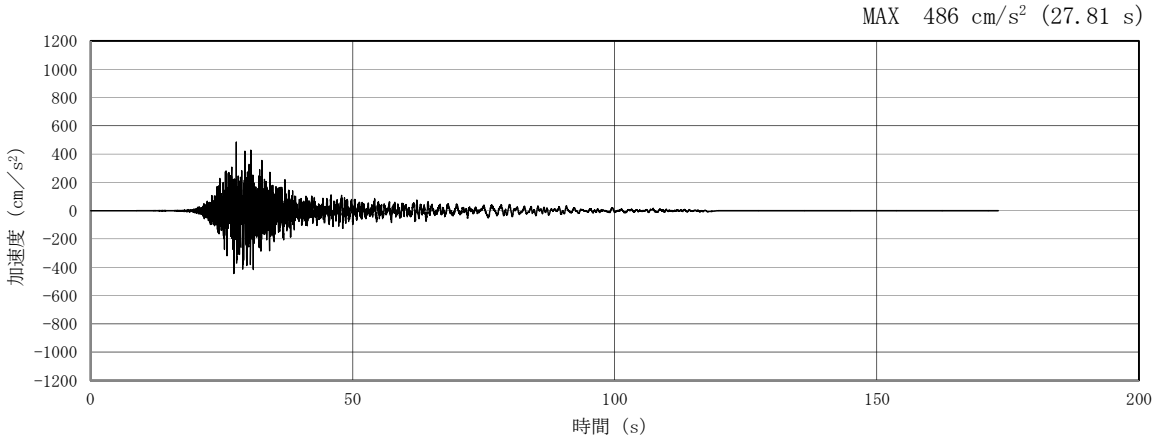


(a) 加速度時刻歴波形

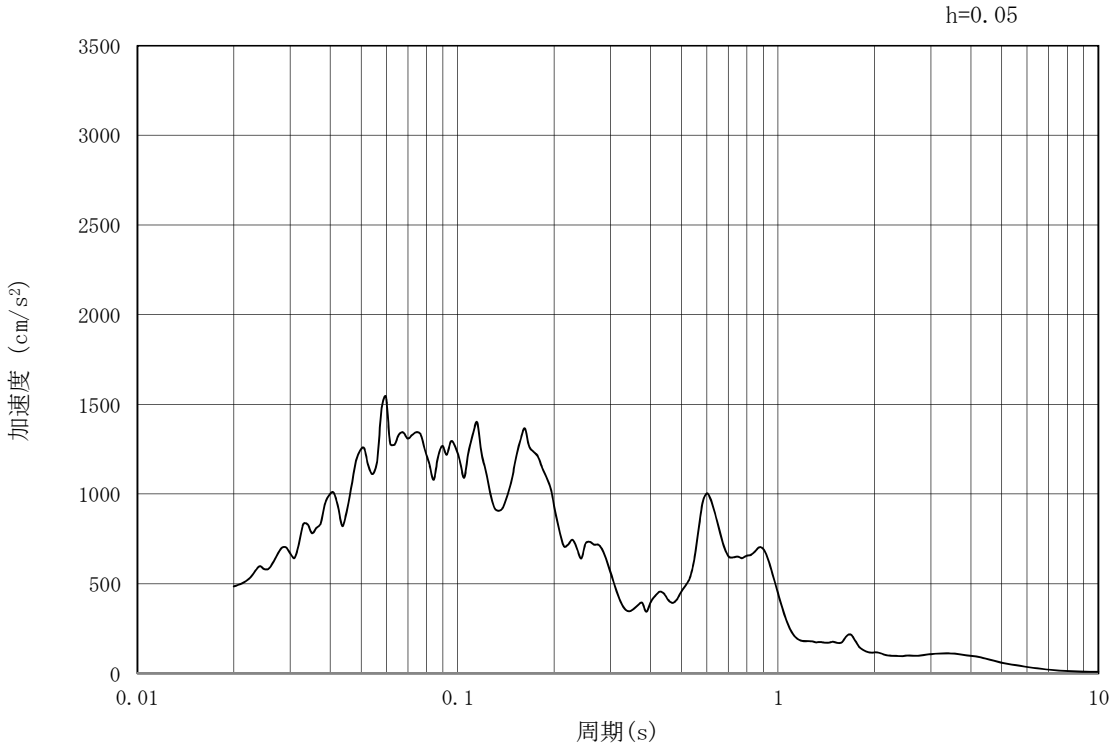


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (5)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

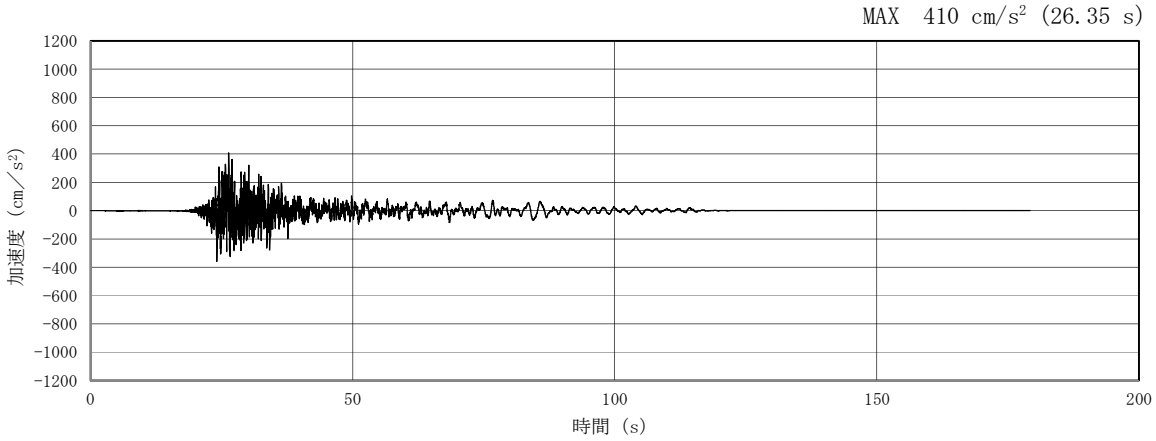


(a) 加速度時刻歴波形

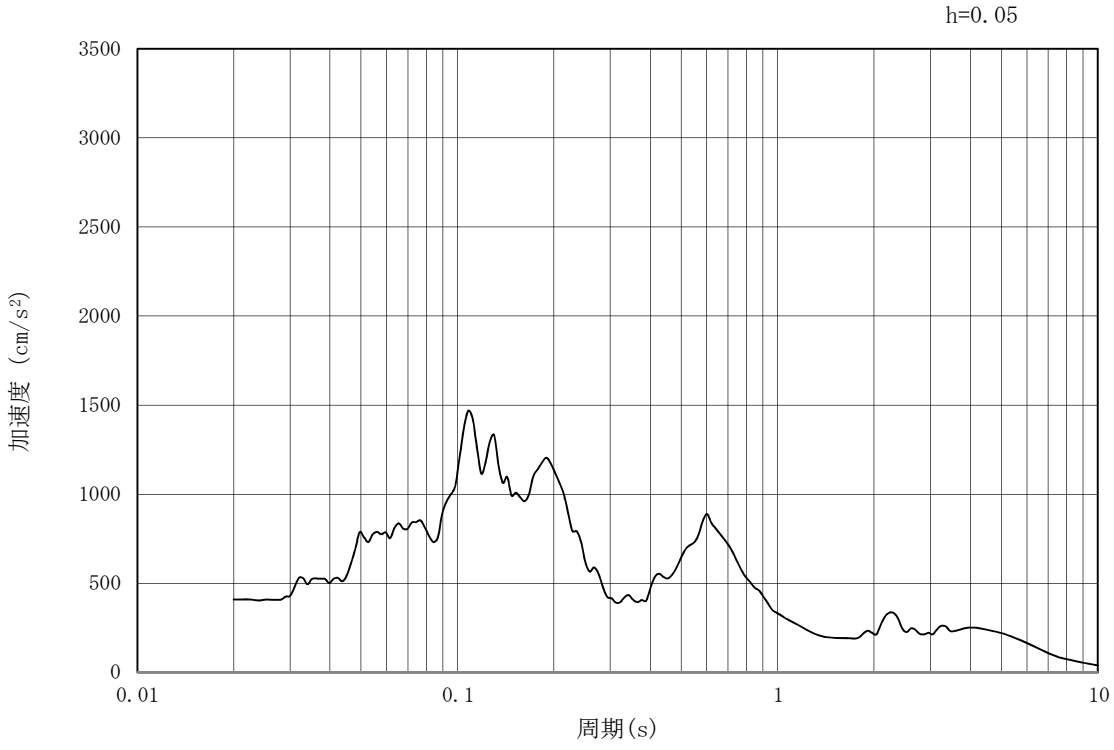


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (6)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

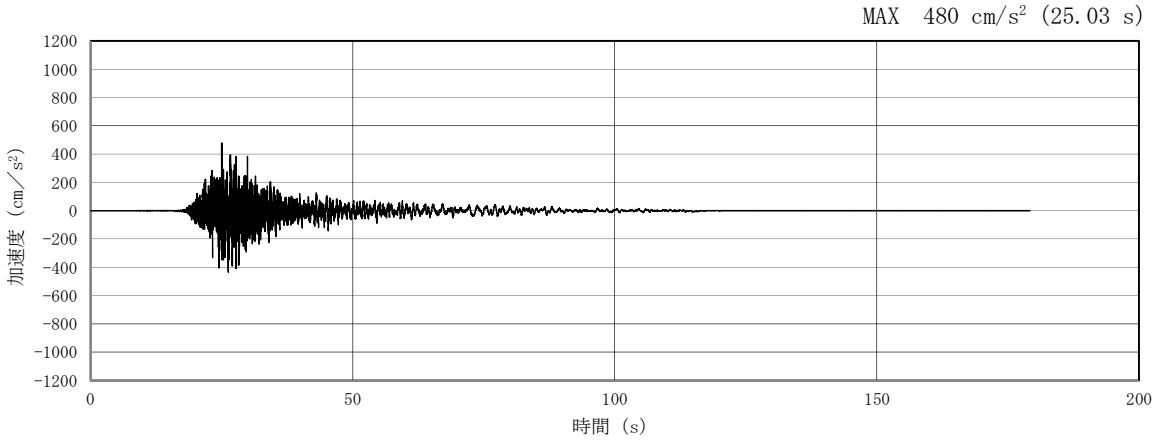


(a) 加速度時刻歴波形

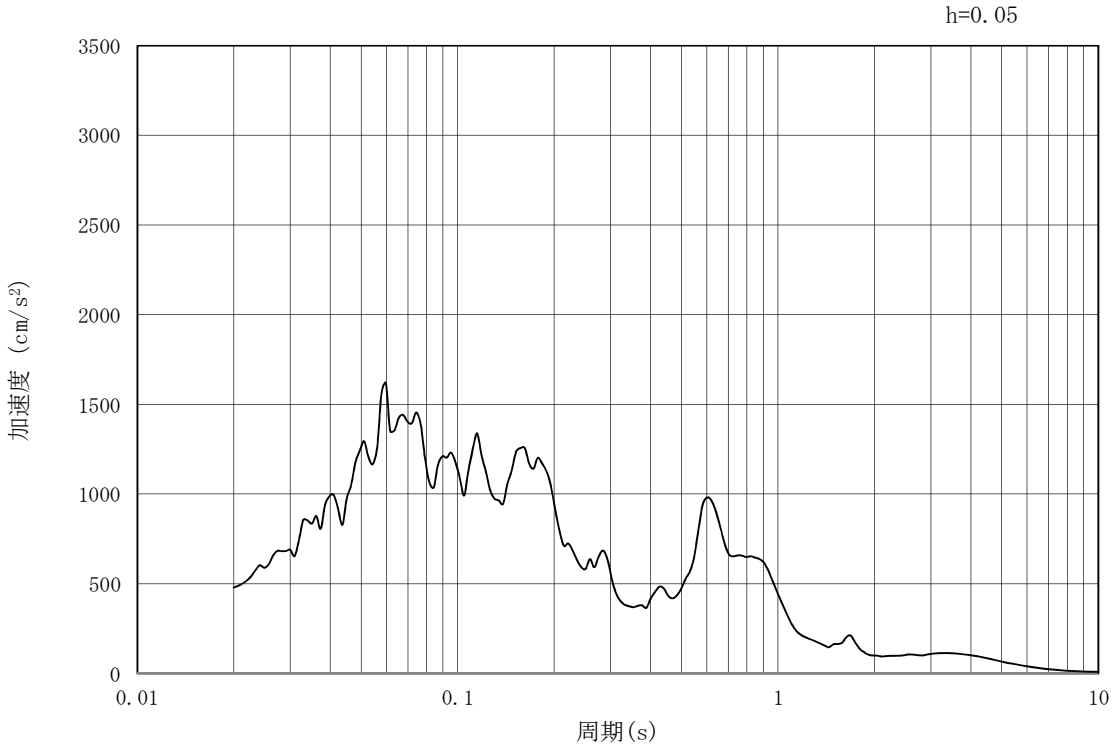


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (7)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

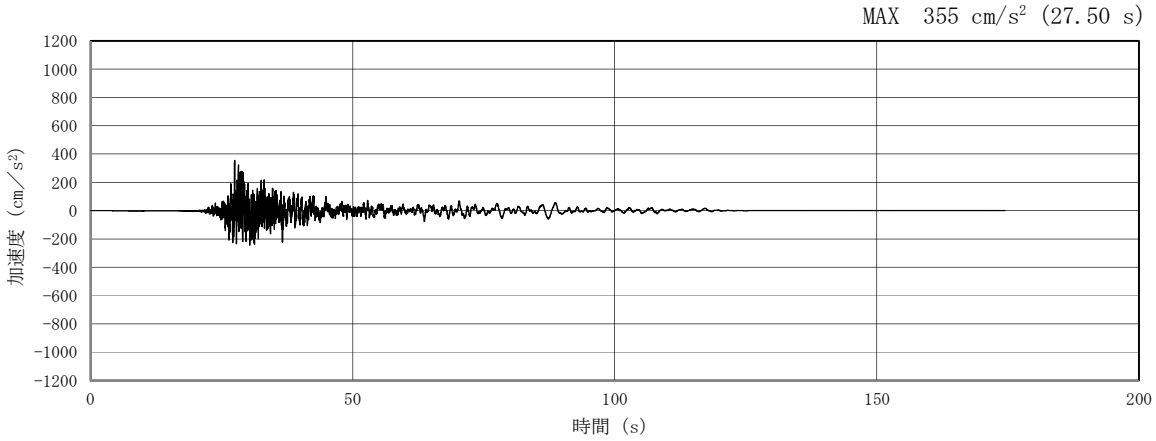


(a) 加速度時刻歴波形

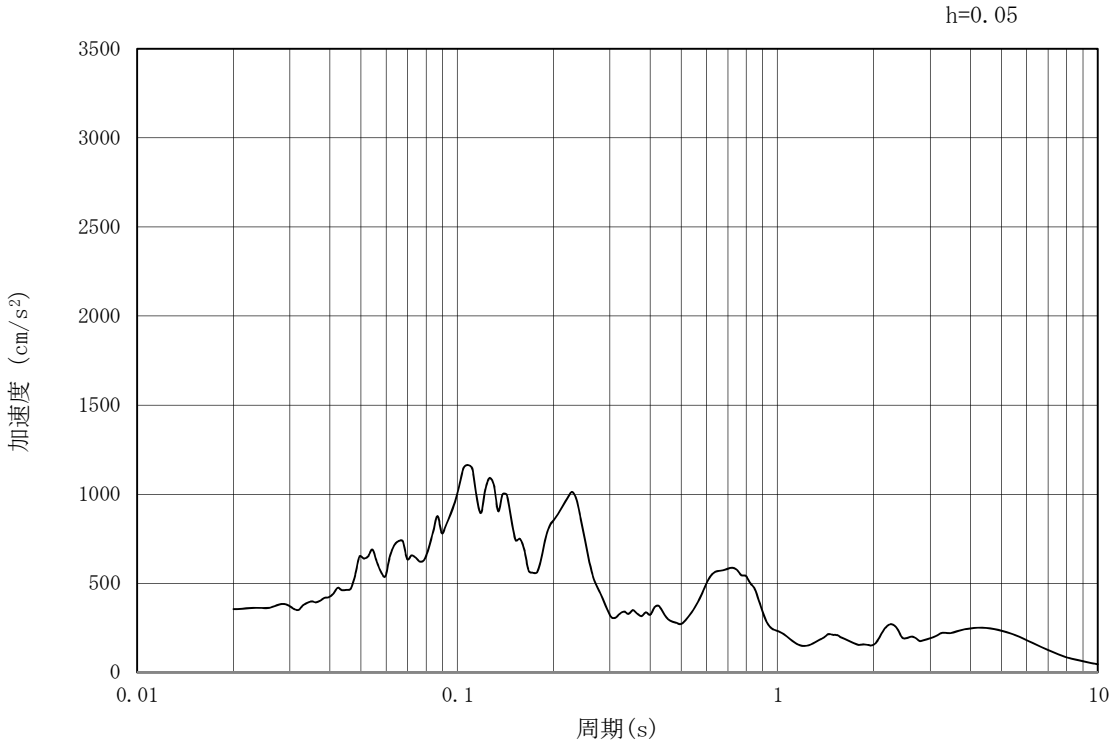


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (8)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

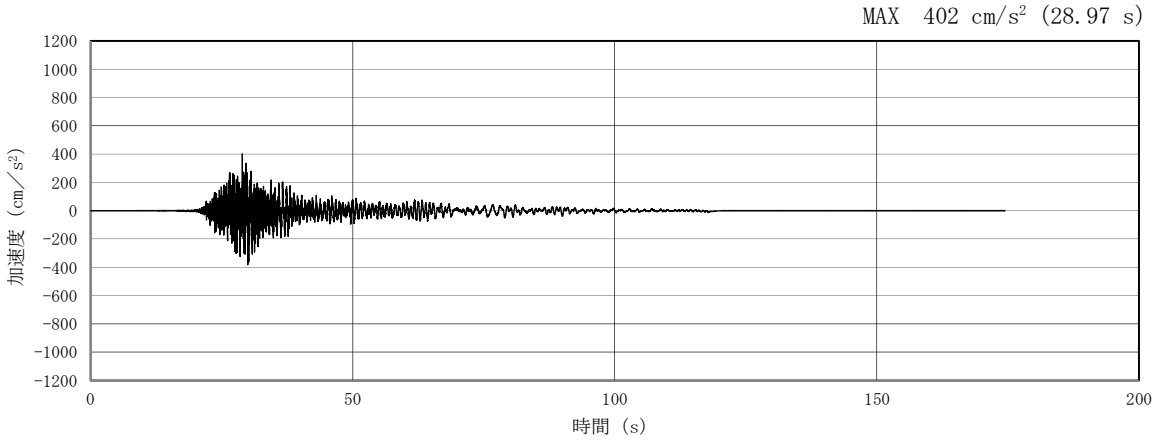


(a) 加速度時刻歴波形

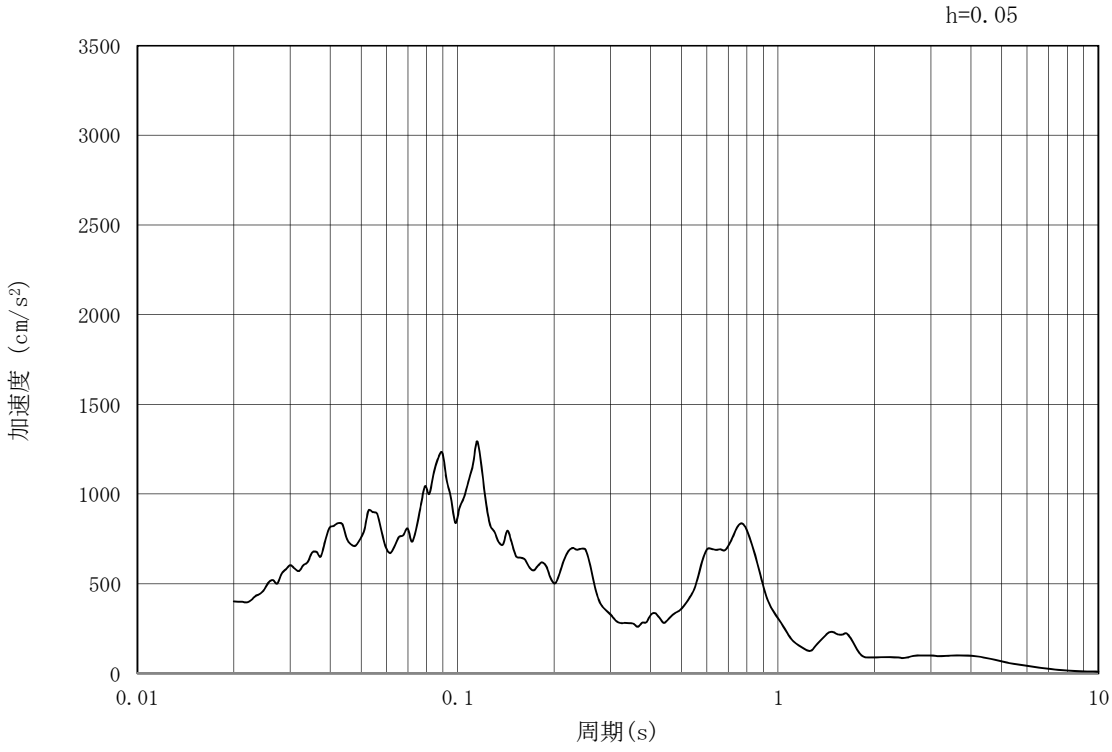


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (9)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

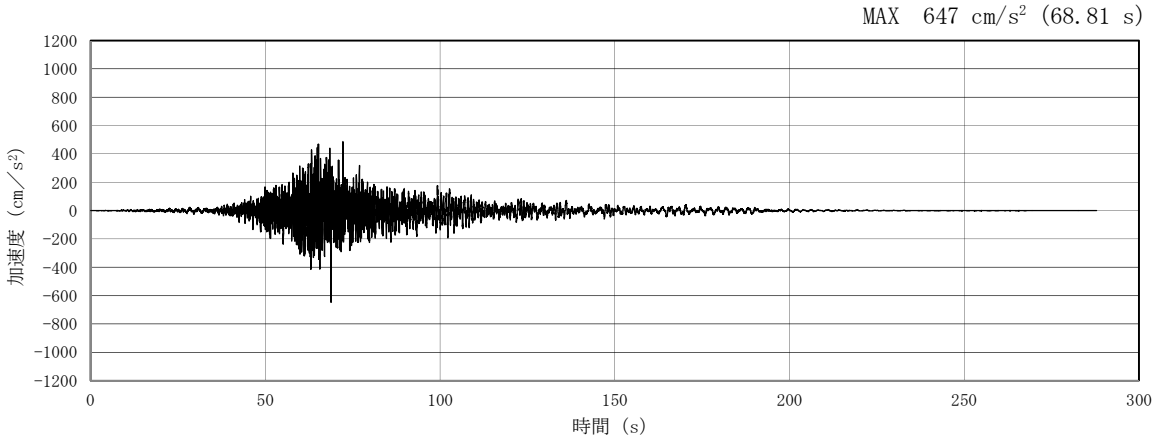


(a) 加速度時刻歴波形

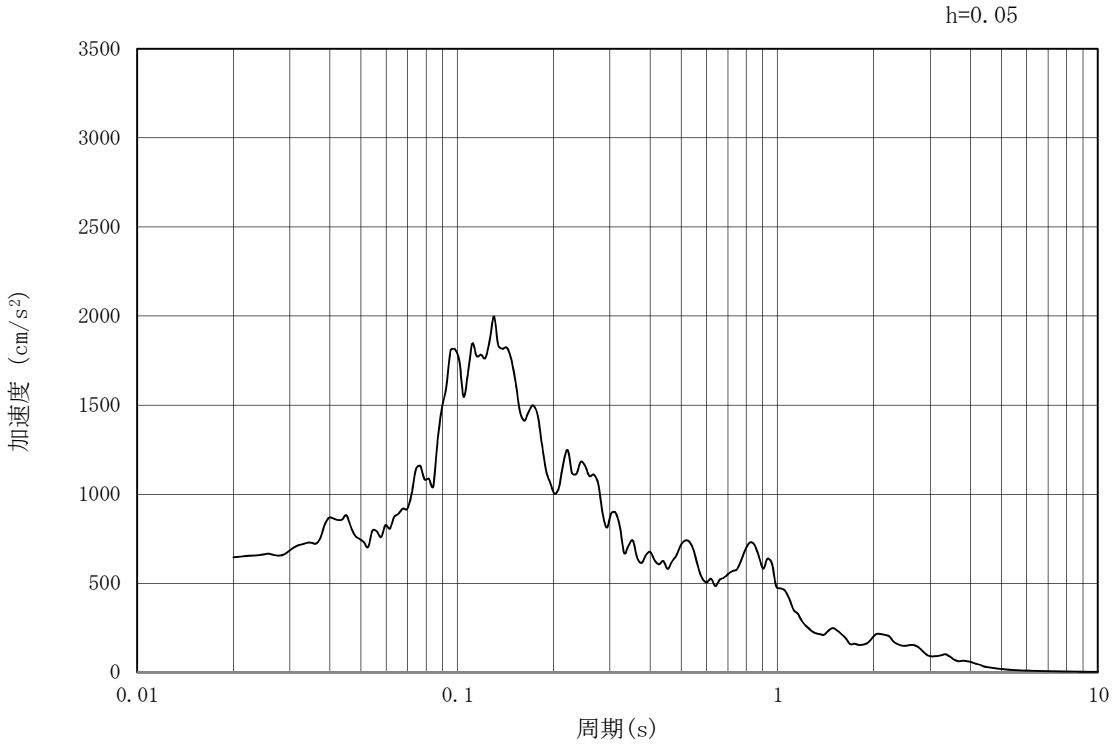


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (10)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

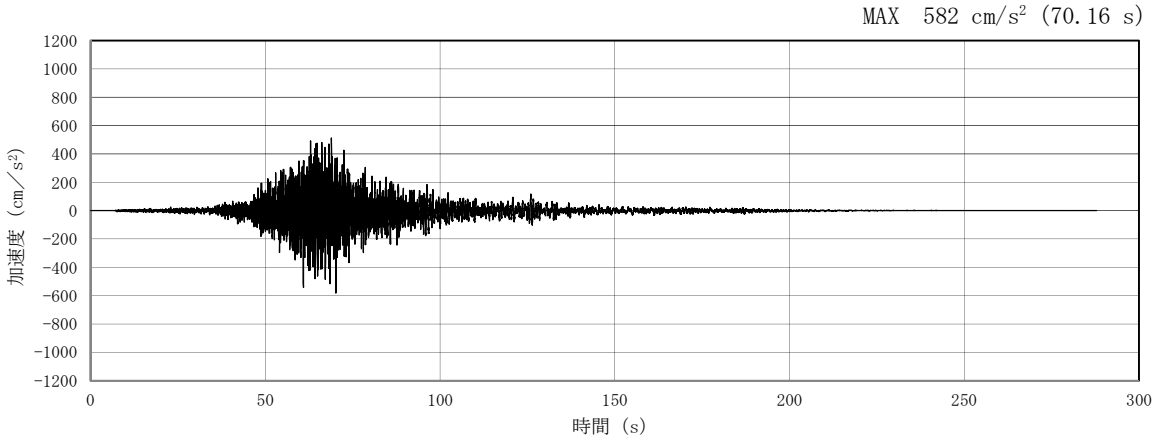


(a) 加速度時刻歴波形

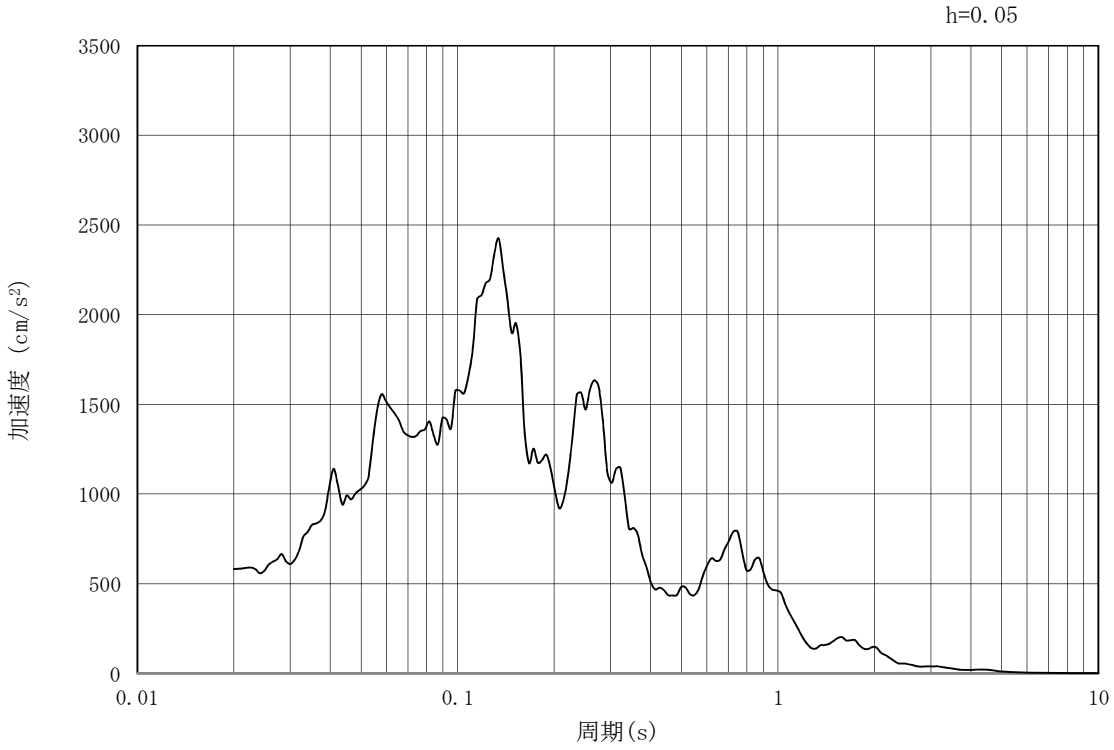


(b) 加速度応答スペクトル

第 11.3－4 図 (11)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

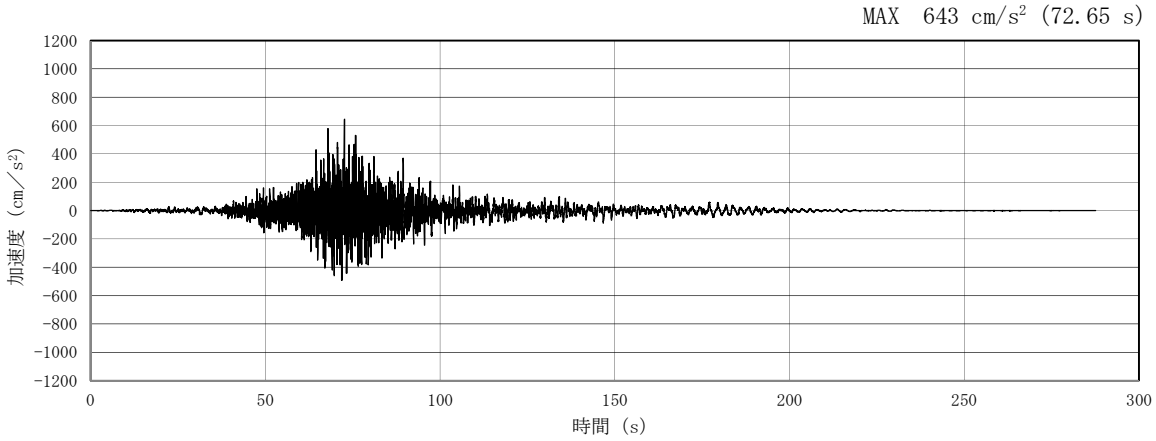


(a) 加速度時刻歴波形

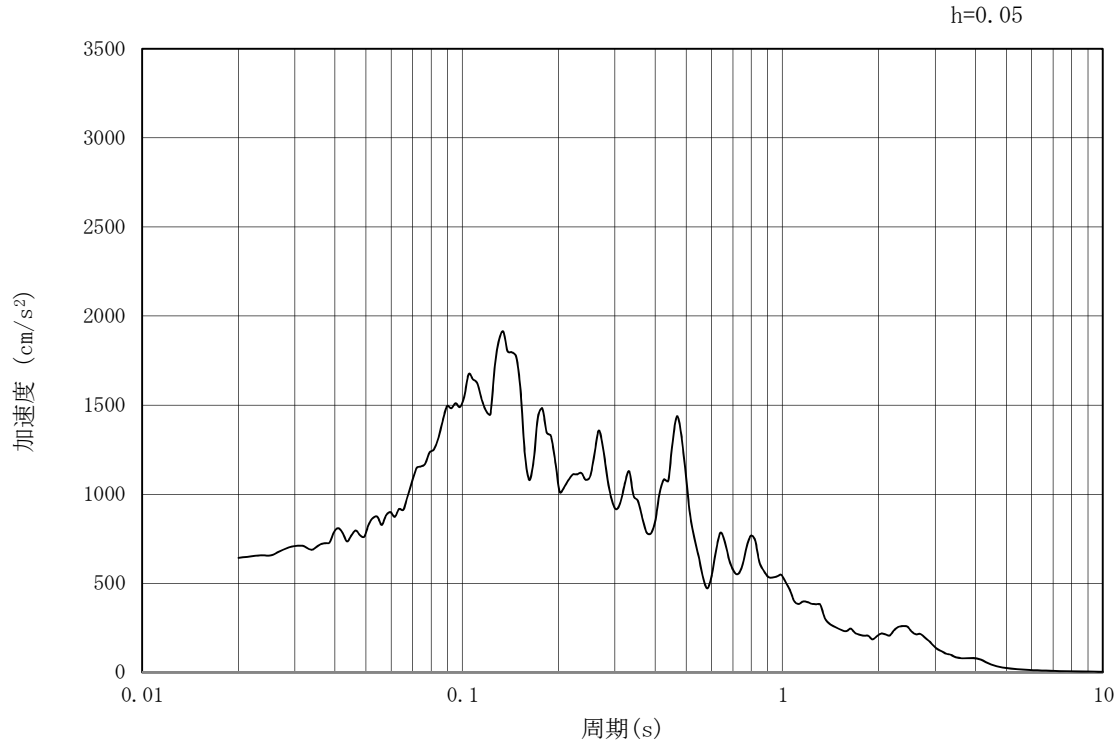


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (12)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

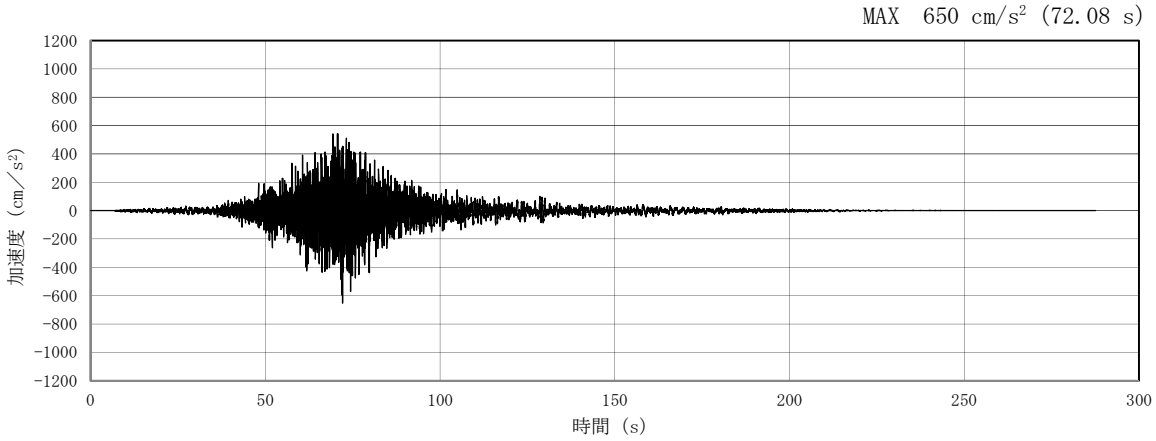


(a) 加速度時刻歴波形

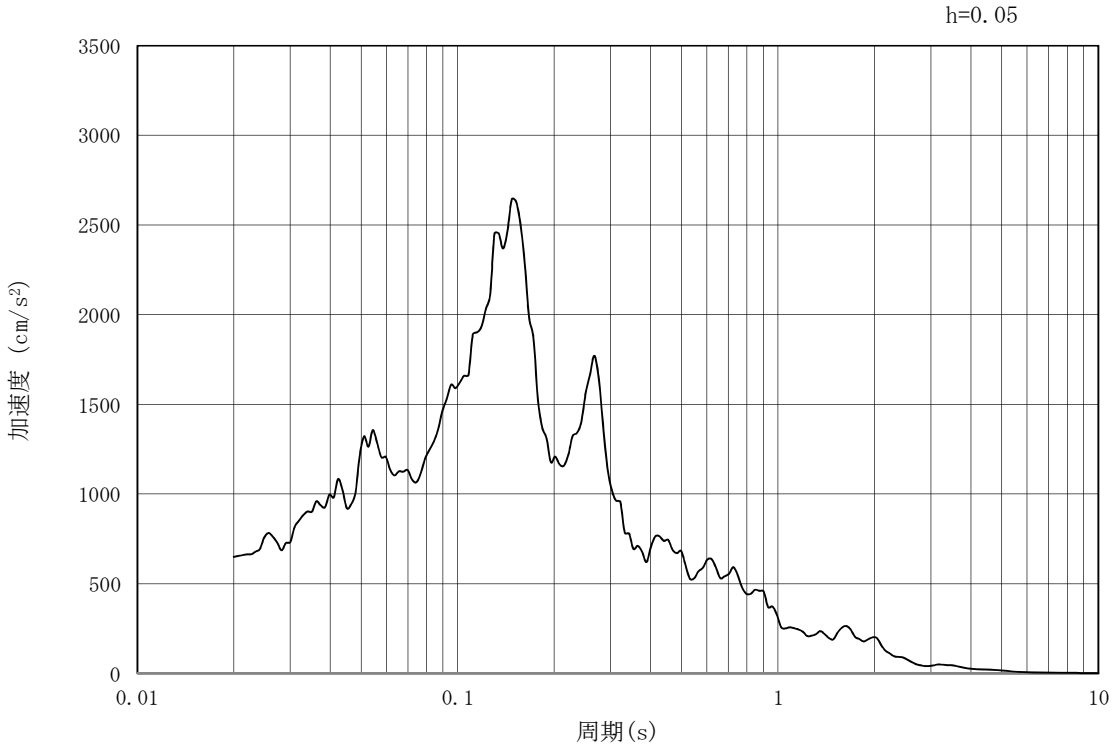


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (13)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

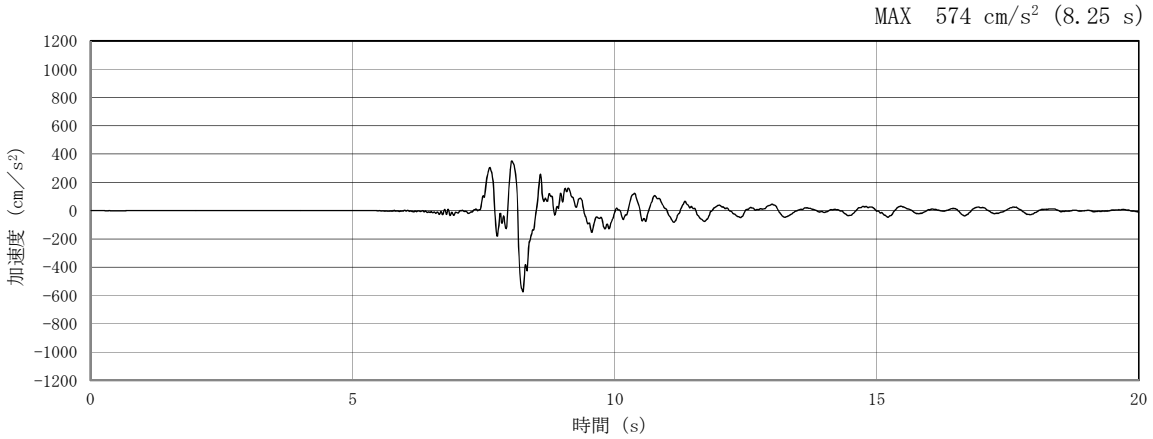


(a) 加速度時刻歴波形

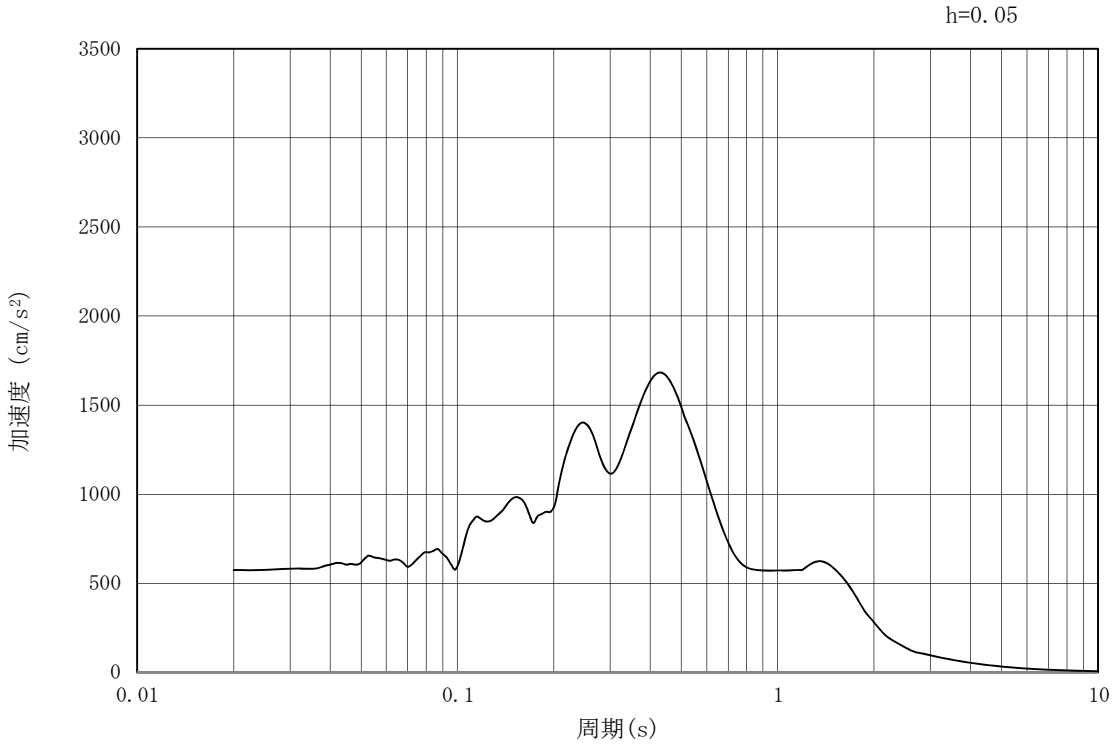


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (14)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

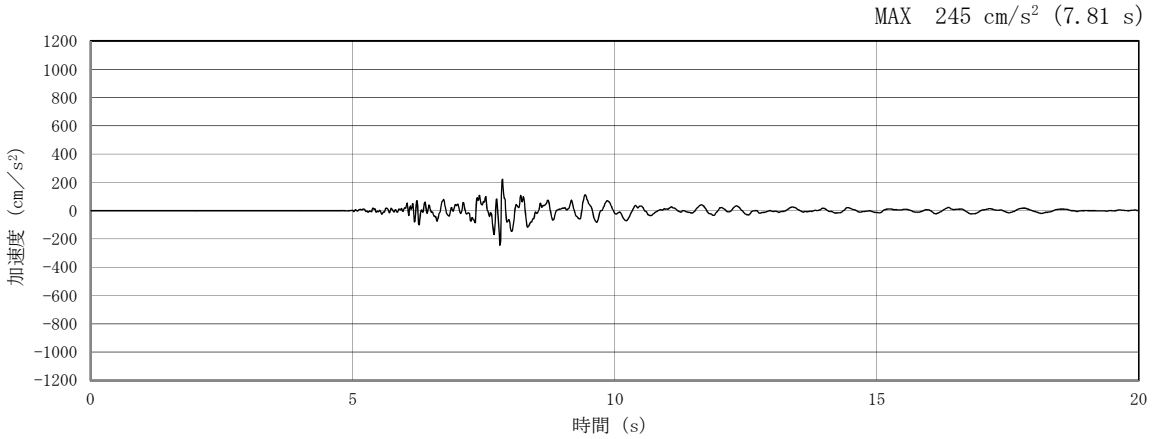


(a) 加速度時刻歴波形

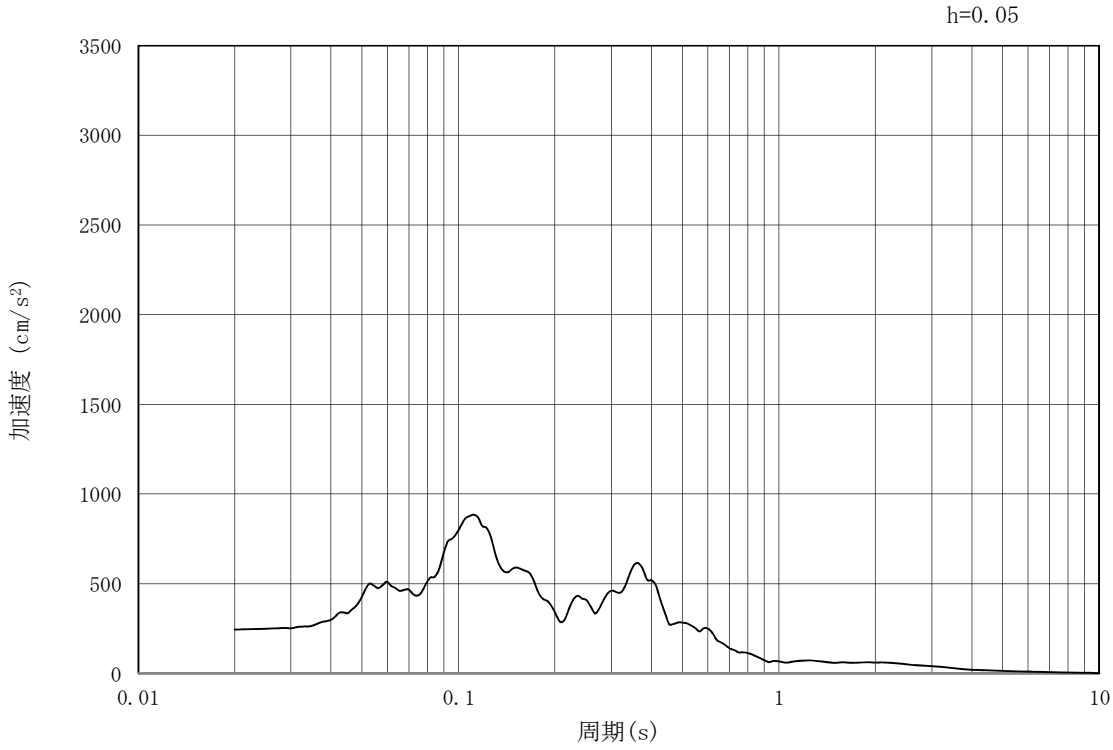


(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (15)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 11.3－2 (16)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

11.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「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 24 年 3 月）」に基づき，表 11.3－1 のとおり設定する。

表 11.3－1　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}=40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）	435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）	300

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，次式により求められる許容せん断力

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 11.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については，構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

極限支持力算定式（直接基礎）

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2}\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

q_d ： 基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）

c ： 基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2）

＊　c は Km 層の非排水せん断強度

γ_1 ： 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 ： 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3）

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α，β ： 図 11.3-3 に示す基礎底面の形状係数

B ： 基礎幅（m）

D_f ： 基礎の有効根入れ深さ（m）

N_c，N_q，N_γ ： 図 11.3-3 に示す支持力係数

表-解 11.4.1　基礎底面の形状係数

形状係数＼基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）
ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

「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 24 年 3 月）」より」

図 11.3-3　基礎底面の形状係数

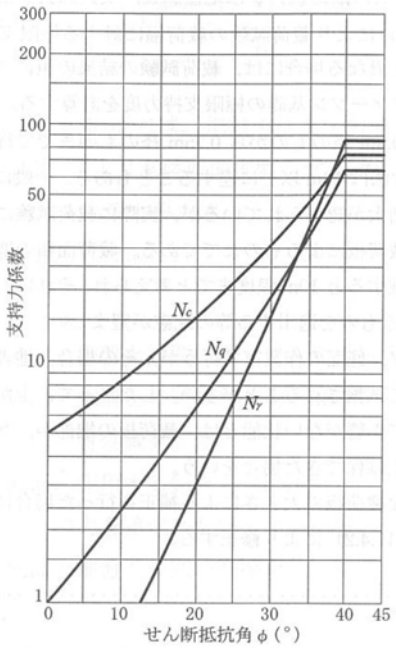


図-解 11.4.2　支持力係数を求めるグラフ

「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 24 年 3 月）」より」

図 11.3-4　支持力係数を求めるグラフ

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートにおける許容限界を表 11.3－3 に示す。

表 11.3－3　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

追而

11.4　評価結果

11.4.1　地震応答解析結果

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの基準地震動Ｓｓによる断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 11.4－1 及に示す。本図は構造部材の曲げ，せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 11.4－2 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 11.4－3 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

11.4.2　耐震評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 11.4－1 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 11.4－2 にそれぞれ示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 11.4－4 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 11.4－3 に示す。

(1)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 11.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。図 11.4－4 に概略配筋図を，表 11.4－5 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

(2)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 11.4－6 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 11.4－5 に最大接地圧分布図を示す。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの最大接地圧はＳｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（東西断面方向）で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの基礎地盤は，基準地震動Ｓｓに対し，支持性能を有する。

11.5　まとめ

追而

12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価

12.1　評価方法

緊急用海水ポンプピットは，緊急用海水系非常用取水設備の取水設備であり，緊急用海水ポンプ等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。緊急用海水ポンプピットについて基準地震動Ｓ$_s$による耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力度又は発生せん断力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，地震応答解析に基づく最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

12.2　評価条件

12.2.1　適用規格

緊急用海水ポンプピットの耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987((社)日本電気協会),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）等に準拠するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）及び，緊急用海水ポンプピットが地中に埋設された鉄筋コンクリート構造であることを考慮して,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」という。）を参考とする。

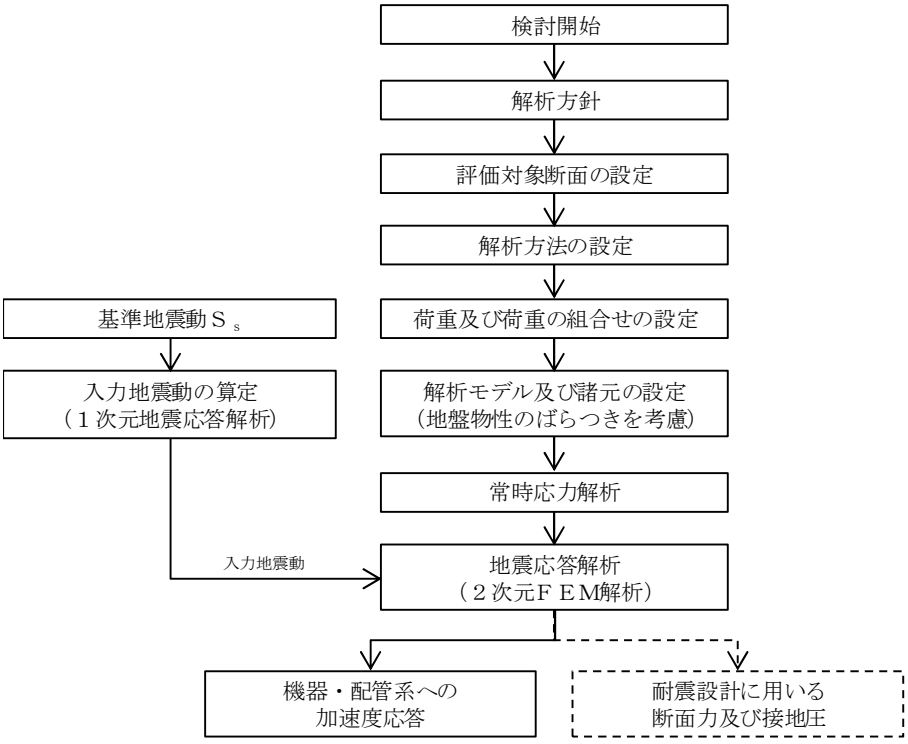
参考とする主な基準を表 12.2－1 に示す。

表 12.2－1　参考とする主な基準等

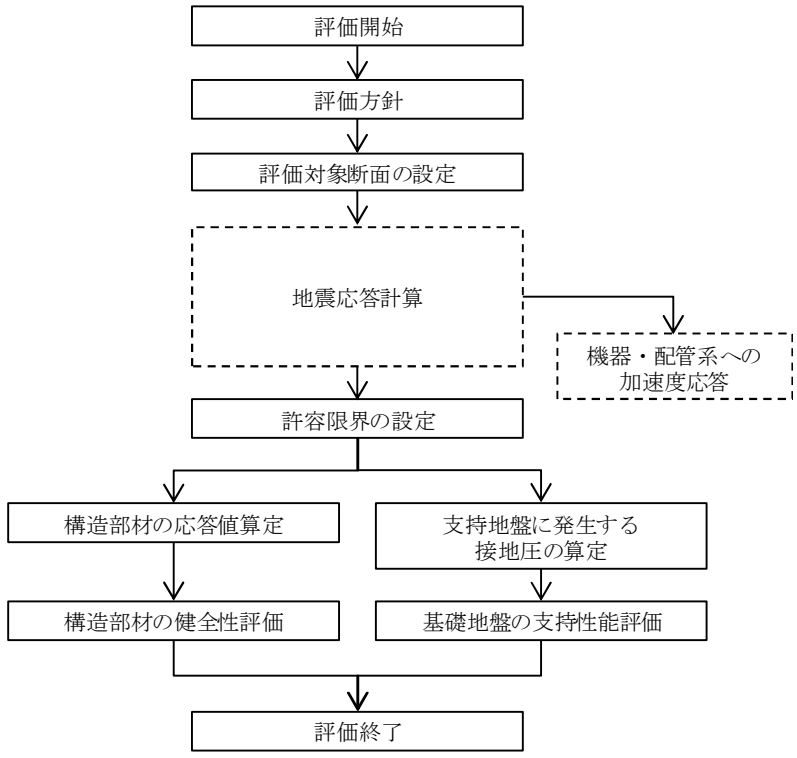
項目	参考とする主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	－
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定)	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(2002 年制定) ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)･同解説 (平成 24 年 3 月) ・ＪＥＡＧ４６０１－1987	･曲げに対する照査は,発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。 ･せん断に対する照査は,発生応力度又は発生せん断力が，許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

12.2.2　耐震安全性評価フロー

緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価フローを図 12.2－1 に示す。



(a)　地震応答計算



(b)　耐震性能評価

図 12.2－1　緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価フロー

12.2.3　評価対象断面の方向

緊急用海水ポンプピットの位置を図 12.2－2 に示す。

緊急用海水ポンプピットは，短辺 11.6 m（東西方向），長辺 12.2 m（南北方向），高さ 36.0 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，角筒形構造物である。短辺と長辺の長さに大きな違いがなく強軸と弱軸が明確でない。東西方向断面と南北方向断面で地質断面に差異があるため，構造物に直交する東西方向と南北方向の両方向を評価対象断面とする。

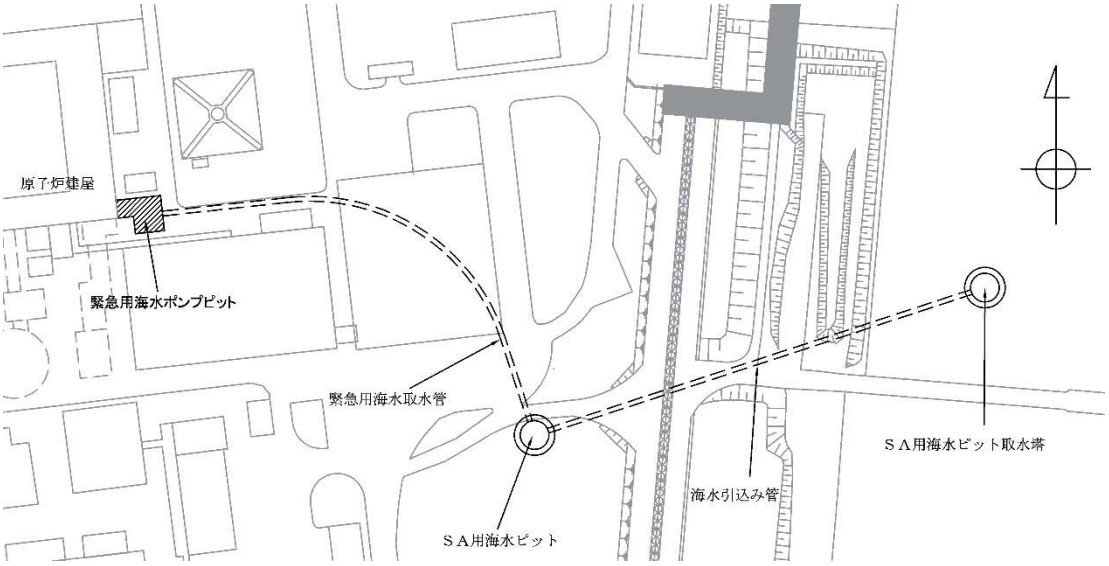


図 12.2－2（1）　緊急用海水ポンプピット位置図

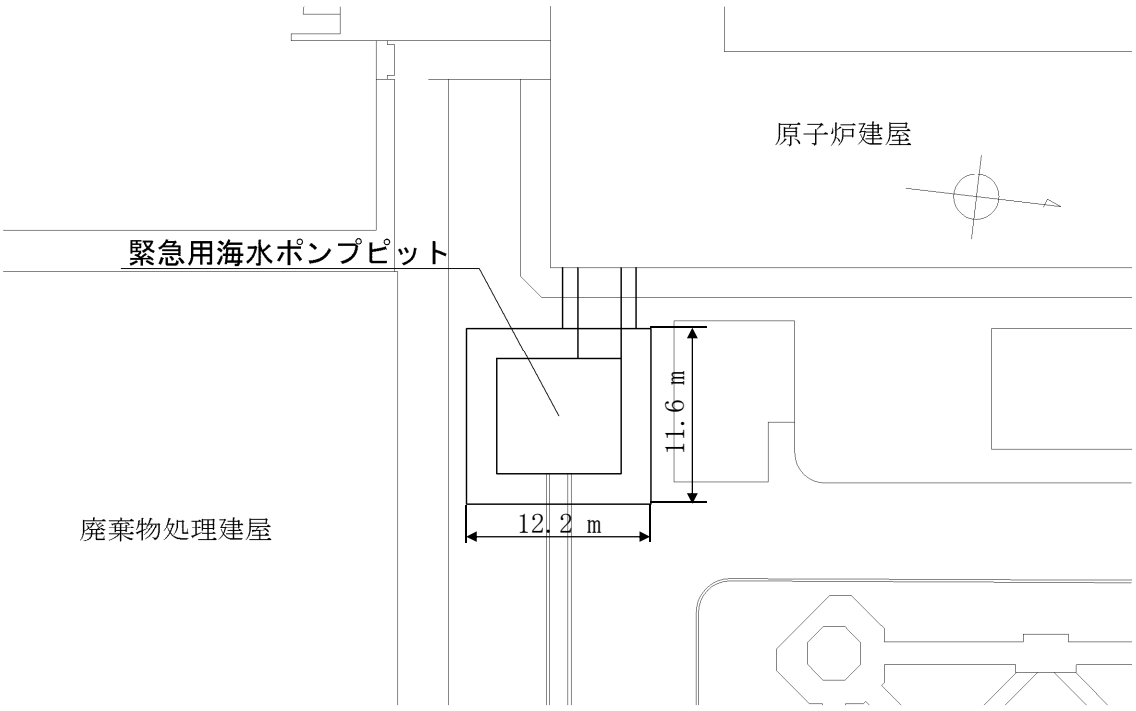


図 12.2－2（2）　緊急用海水ポンプピット位置図

12.2.4　評価対象断面の選定

緊急用海水ポンプピットの平面図を図 12.2－3 に，断面図を図 12.2－4 に示す。

緊急用海水ポンプピットは，東西方向 11.6 m，南北方向 12.2 m，高さ 36.0 m の多層ラーメン構造の鉄筋コンクリート造であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。また，原子炉建屋内へ接続する配管を間接支持する内空幅 2.85 m，内空高さ 2.2 m のカルバートの張出しを有する。

緊急用海水ポンプピットは，角筒形の鉄筋コンクリート構造物であり，互いに直交する荷重はそれぞれ異なる構造部材で受け持つ設計とする。そのため，評価対象断面は，「1.4.12 緊急用海水ポンプピットの断面選定の考え方」で記載したとおり，耐震評価では，緊急用海水ポンプピットの東西方向において②－②断面及び③－③断面に基づく断面を，南北方向において⑥－⑥断面を選定し，各々の断面の内空幅内を多層のボックスカルバートとしてモデル化し，基準地震動Ｓｓに対する耐震評価を実施する。なお，東西方向断面においては，カルバートの張出し部を奥行き方向に等価な剛性でモデル化し，カルバートに作用する上載荷重を考慮する。

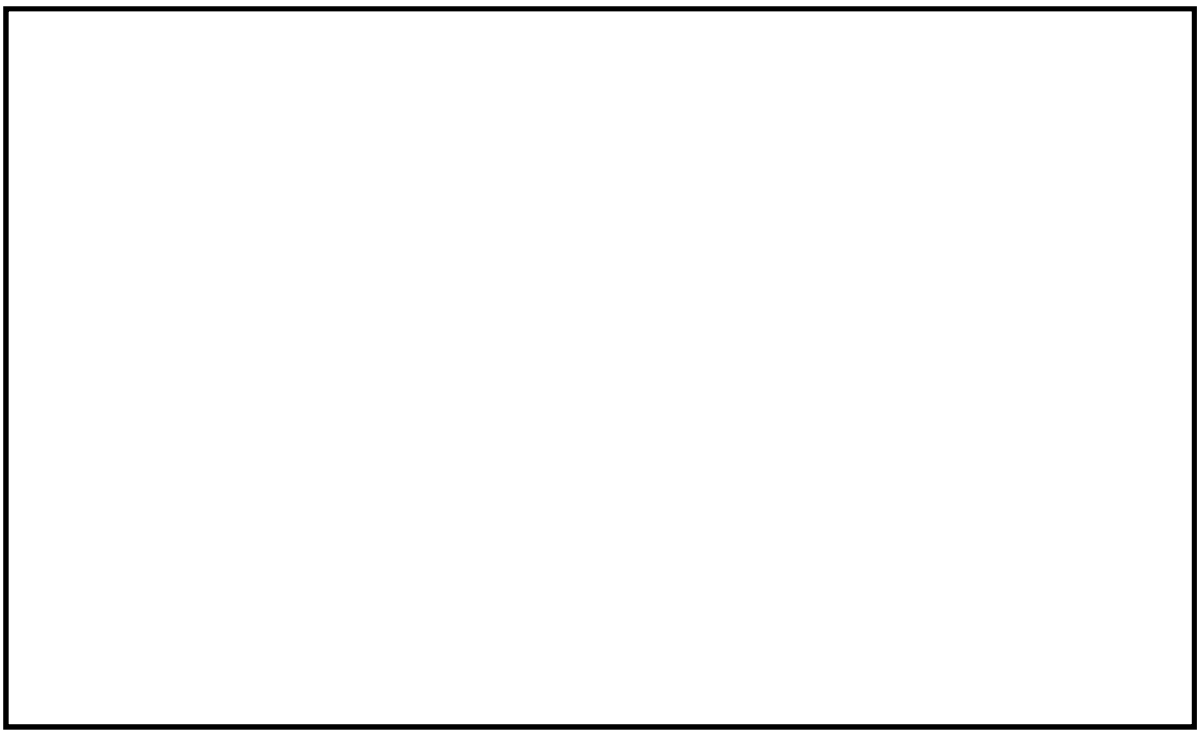


図 12.2－3　緊急用海水ポンプピットの平面図

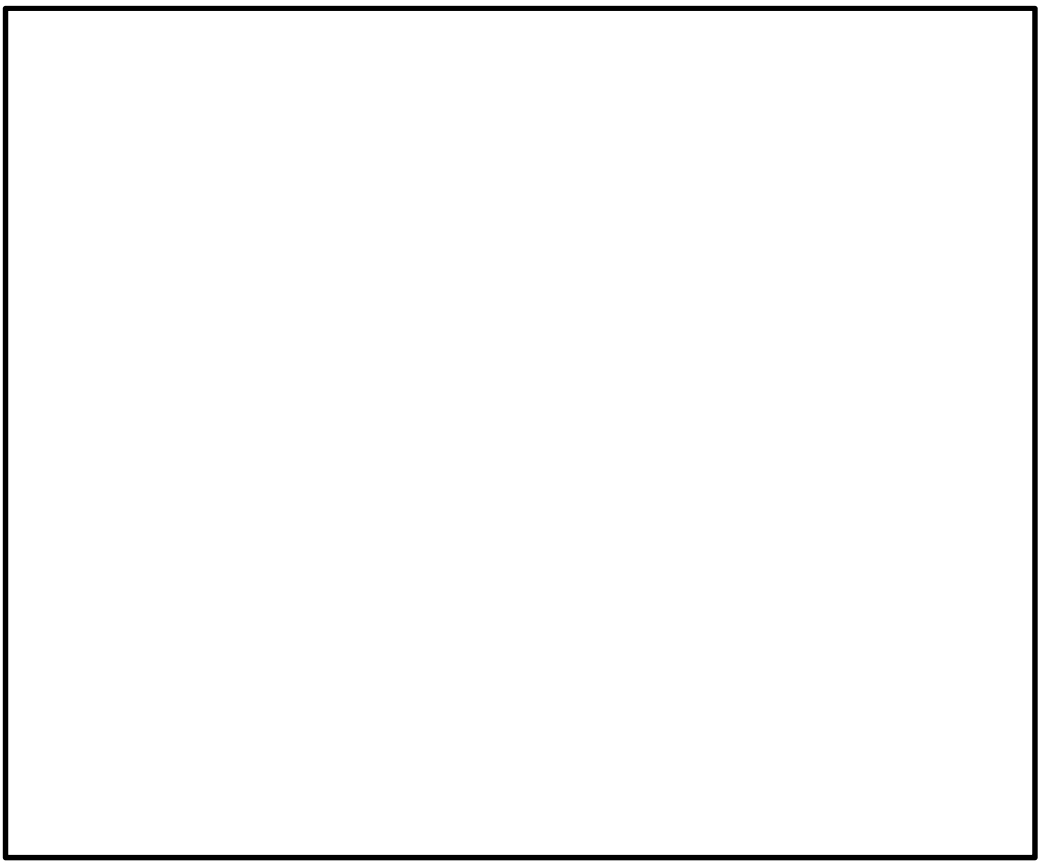


図 12.2－4（1）　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　①－①断面）

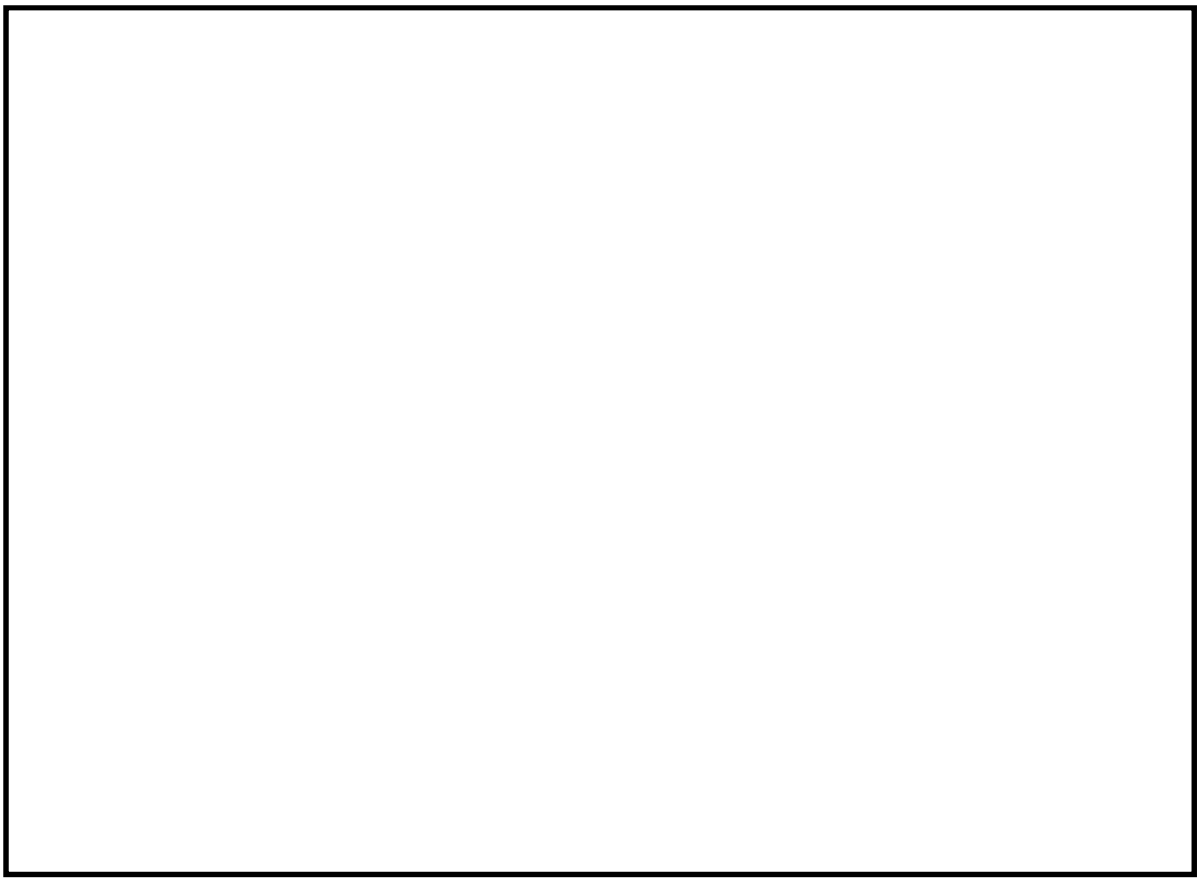


図 12.2－4（2）　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　②－②断面）

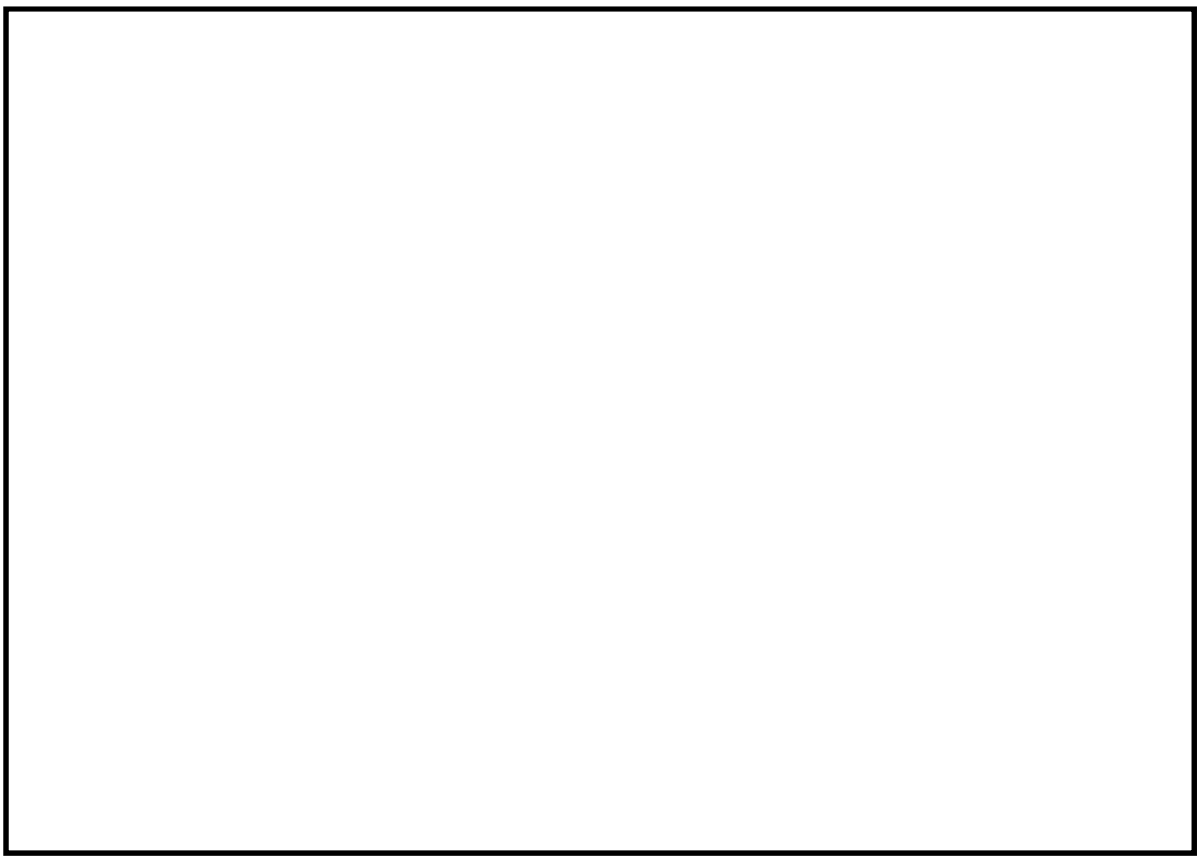


図 12.2－4（3）　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　③－③断面）

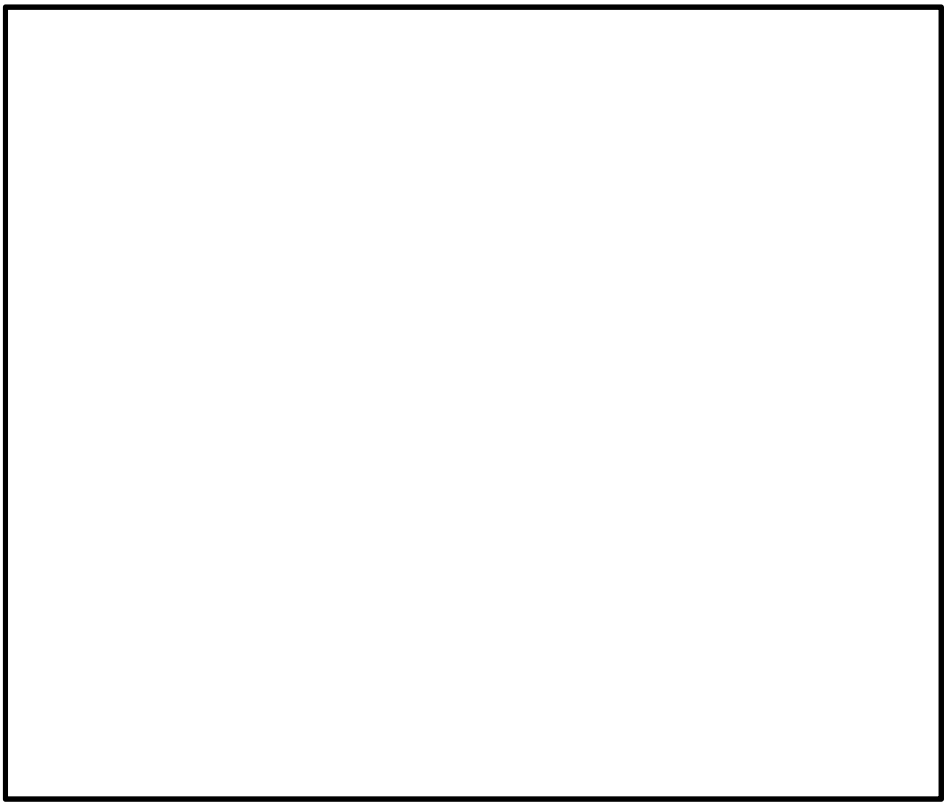


図 12.2－4（4）　緊急用海水ポンプピットの断面図（東西方向　④－④断面）

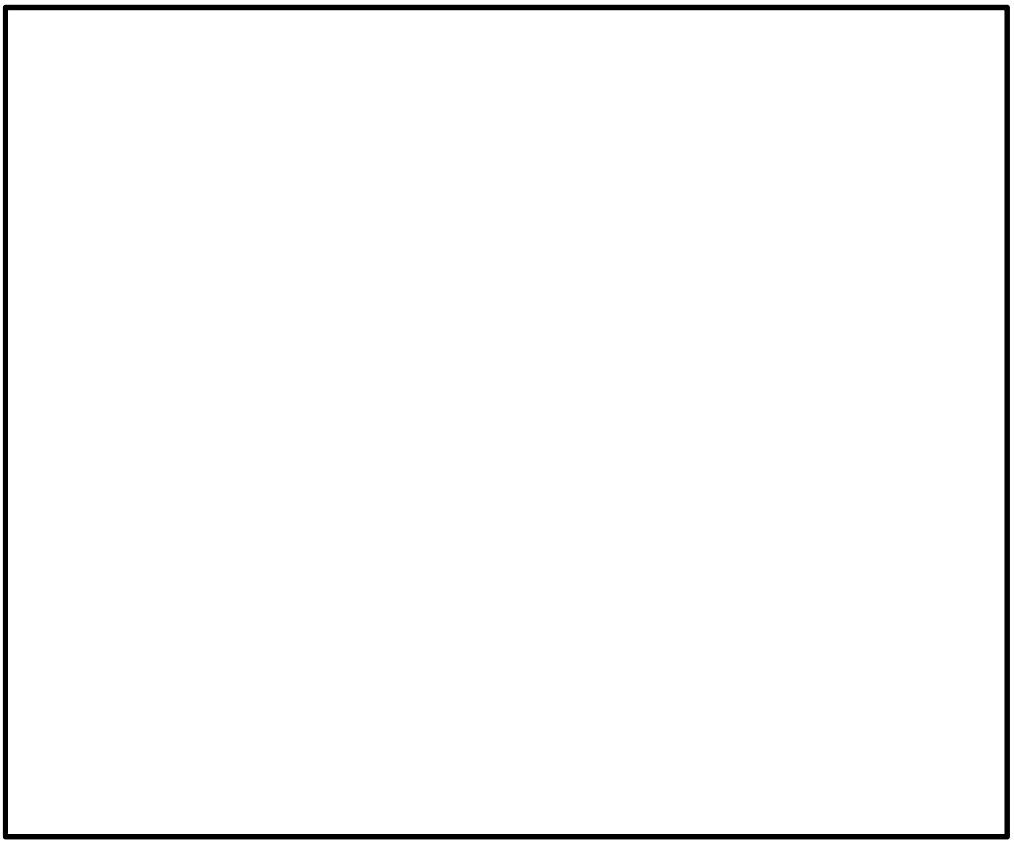


図 12.2－4（5）　緊急用海水ポンプピットの断面図（南北方向　⑤－⑤断面）

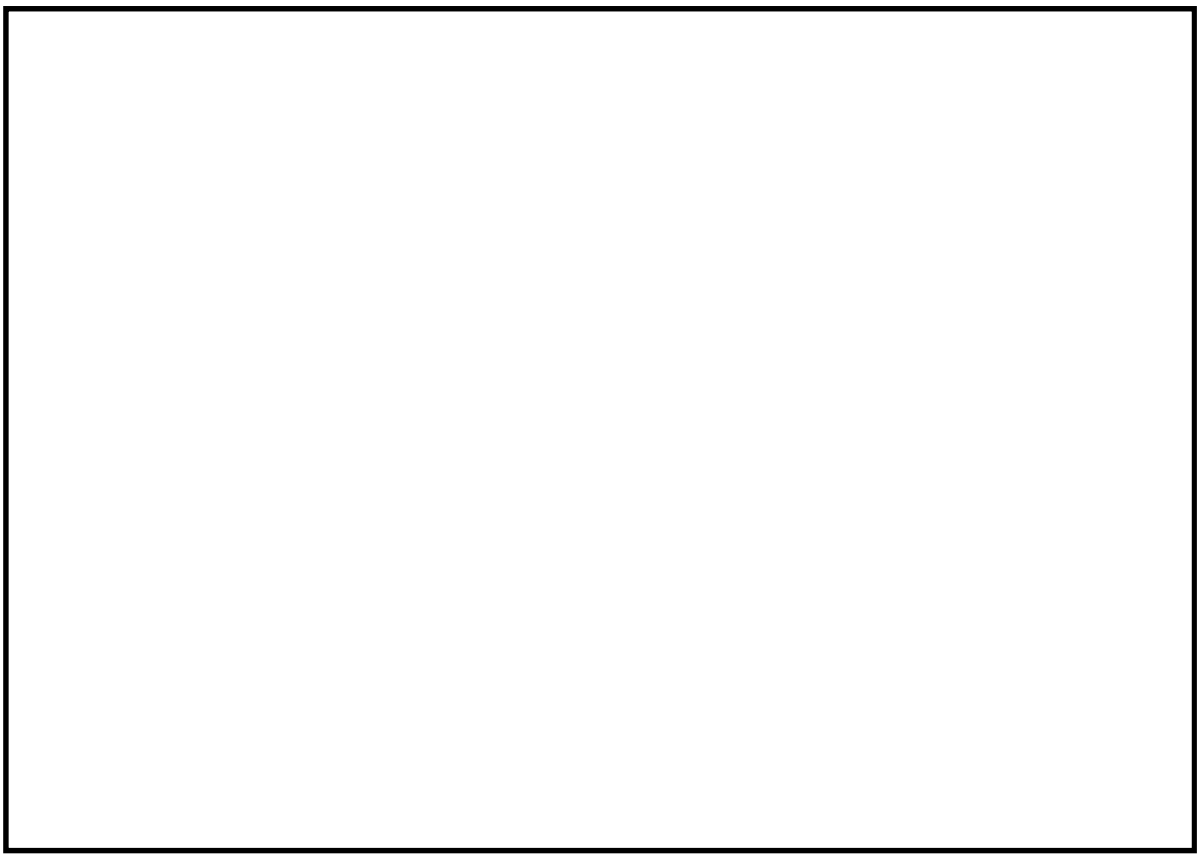


図 12.2－4（6）　緊急用海水ポンプピットの断面図（南北方向　⑥－⑥断面）

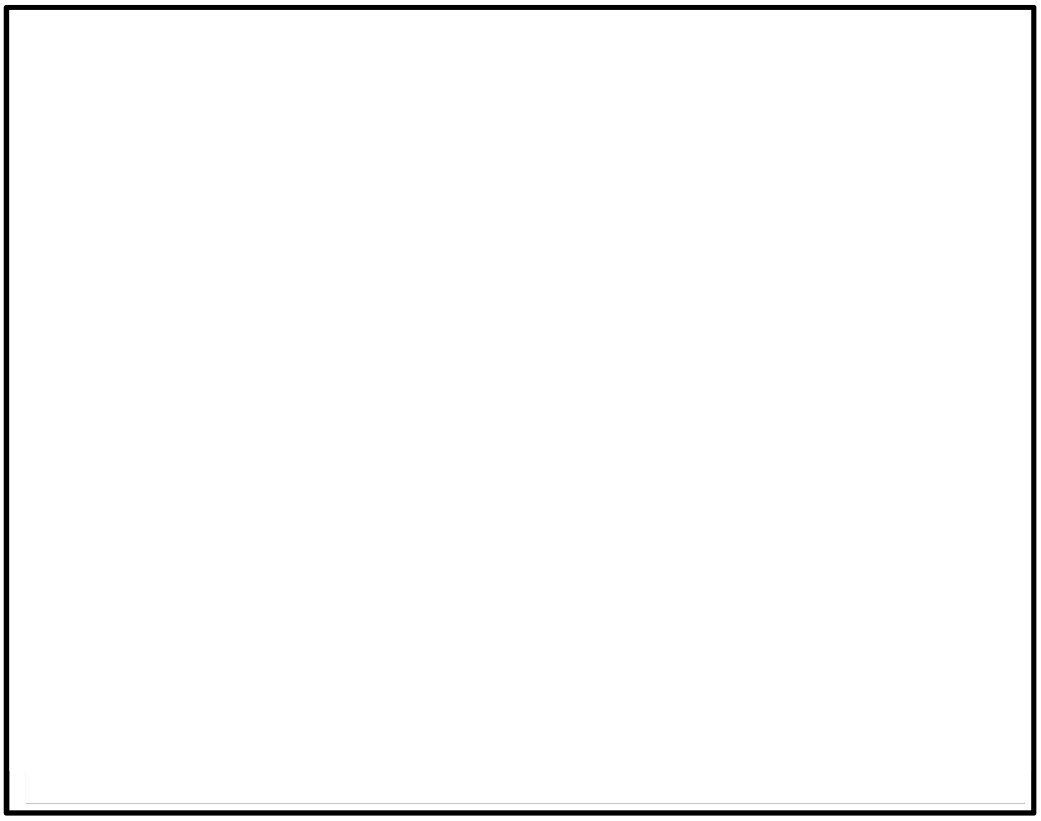


図 12.2－4（7）　緊急用海水ポンプピットの断面図（南北方向　⑦－⑦断面）

12.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 12.2－2 に，材料物性値を表 12.2－3 に示す。

地盤の諸定数は，V-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。なお，地盤については，液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 12.2－4 に示す。

表 12.2－2　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm^2
鉄筋	SD345，SD490

表 12.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

表 12.2－4（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 12.2－4（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づきz（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z ：標高　(m)

表 12.2－4 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(−)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	−0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	−1	−1.5 ～ −0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	−2	−2.5 ～ −1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	−3	−3.5 ～ −2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	−4	−4.5 ～ −3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	−5	−5.5 ～ −4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	−6	−6.5 ～ −5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	−7	−7.5 ～ −6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	−8	−8.5 ～ −7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	−9	−9.5 ～ −8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	−10	−11 ～ −9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	−12	−13 ～ −11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	−14	−15 ～ −13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	−16	−17 ～ −15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	−18	−19 ～ −17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	−20	−21 ～ −19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	−22	−23 ～ −21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	−24	−25 ～ −23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	−26	−27 ～ −25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	−28	−29 ～ −27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	−30	−31 ～ −29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	−32	−33 ～ −31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	−34	−35 ～ −33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	−36	−37 ～ −35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	−38	−39 ～ −37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	−40	−41 ～ −39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	−42	−43 ～ −41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	−44	−45 ～ −43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	−46	−47 ～ −45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	−48	−49 ～ −47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	−50	−51 ～ −49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	−52	−53 ～ −51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	−54	−55 ～ −53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	−56	−57 ～ −55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	−58	−59 ～ −57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	−60	−61 ～ −59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	−62	−63 ～ −61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	−64	−65 ～ −63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	−66	−67 ～ −65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	−68	−69 ～ −67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	−70	−71 ～ −69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	−72	−73 ～ −71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	−74	−75 ～ −73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	−76	−77 ～ −75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	−78	−79 ～ −77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	−80	−81 ～ −79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	−82	−85 ～ −81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	−88	−90 ～ −85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	−92	−95 ～ −90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	−98	−101 ～ −95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	−104	−108 ～ −101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	−112	−115 ～ −108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	−118	−122 ～ −115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	−126	−130 ～ −122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

12.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

12.2.7　地震応答解析手法

緊急用海水ポンプピットの地震応答解析は，構造物と地盤の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，はり要素を用いることとする。また，地盤については，液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」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，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 12.2－5 に示す。

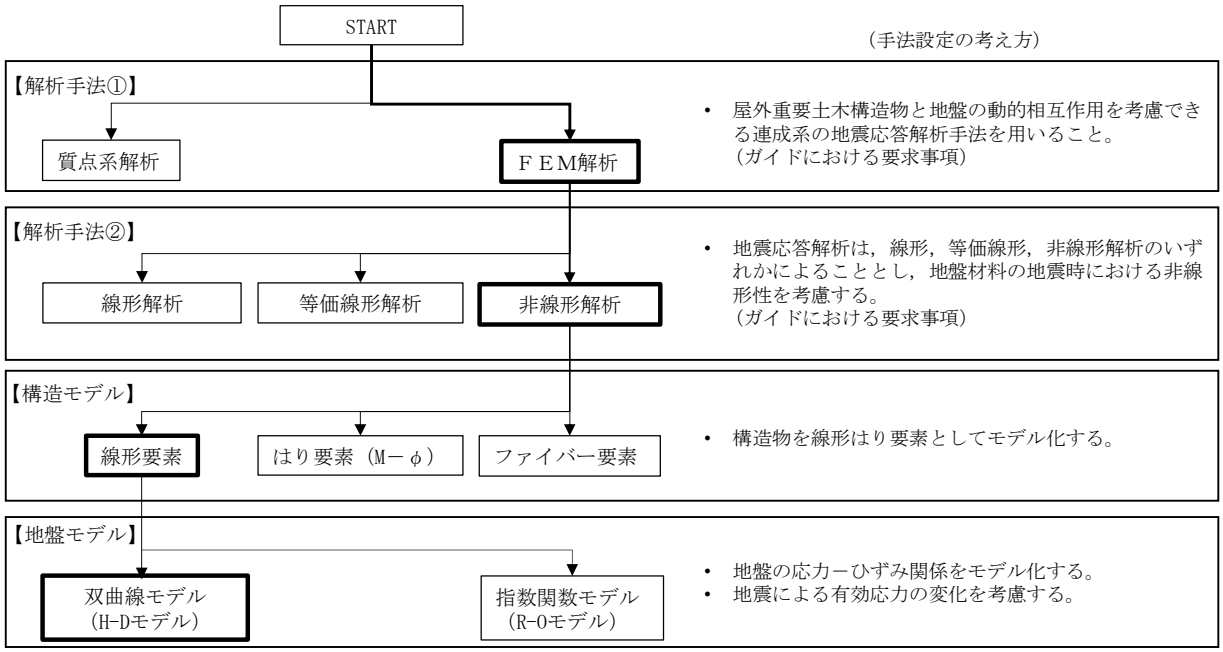


図 12.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

(1)　双曲線モデル（H-D モデル）の選定について

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には，これら２つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には，双曲線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき，かつ，上限値を有効応力の関数とすることができる。一方，指数関数モデル（R-O モデル）は，せん断ひずみの増加に対して，せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから，上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

12.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を参考に，図 12.2－6 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお，解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については，土木学会マニュアルに基づき設定する。地盤については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 分割似上になるように要素高さを設定している。構造物の要素分割は，過度に粗くすると，地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため，要素長さを部材の断面厚さの 2.0 倍以下になるように設定するよう土木学会マニュアルには記載しているが，構造物のモデル化については 1 倍程度以下になるように設定している。

緊急用海水ポンプピットの断面位置図を図 12.2－7 に，周辺の地質断面図を図 12.2－8 に示す。

地震応答解析モデルを図 12.2－9 に示す。なお，南北方向断面における廃棄物処理建屋は，保守的に埋戻土としてモデル化する。

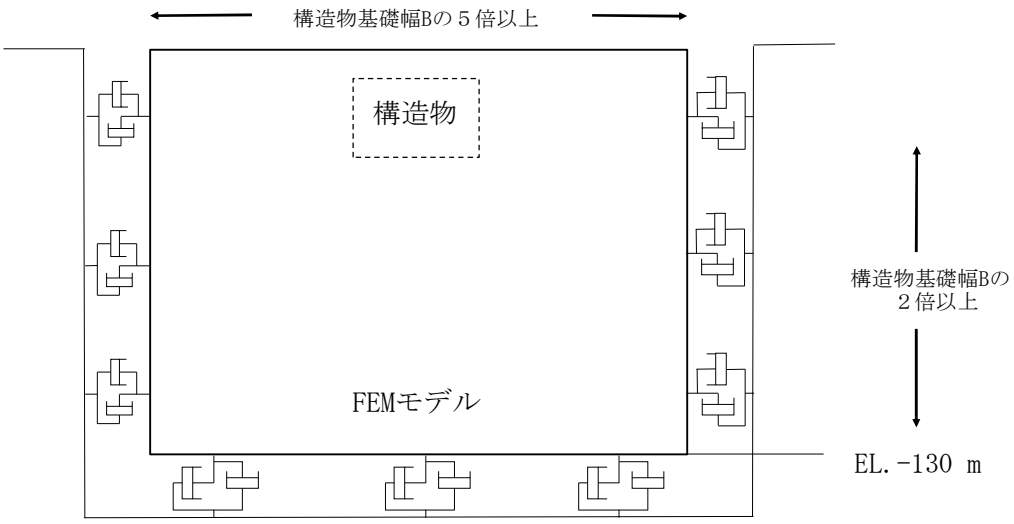


図 12.2－6　モデル範囲の考え方

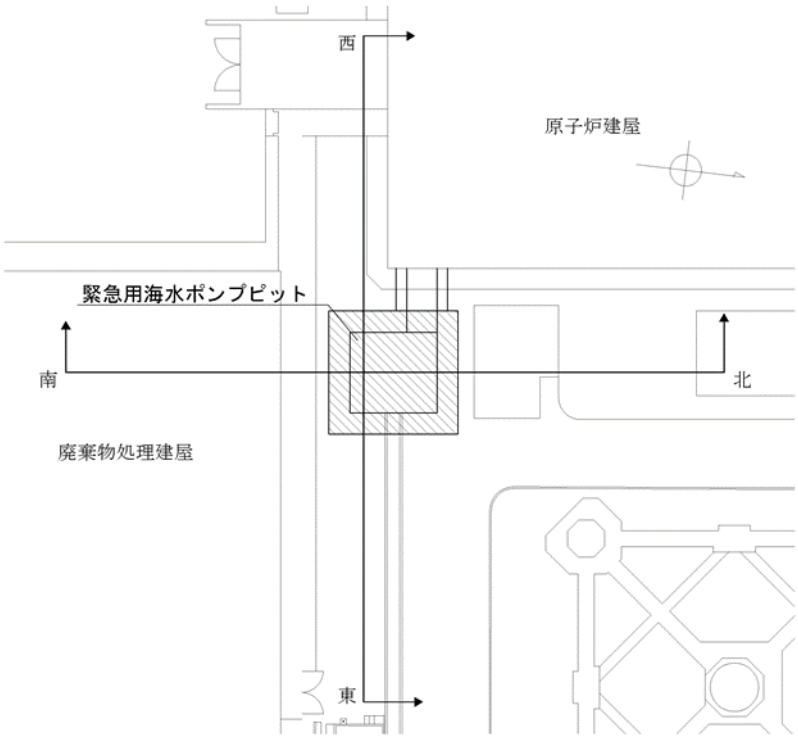


図 12.2－7　緊急用海水ポンプピットの断面位置図

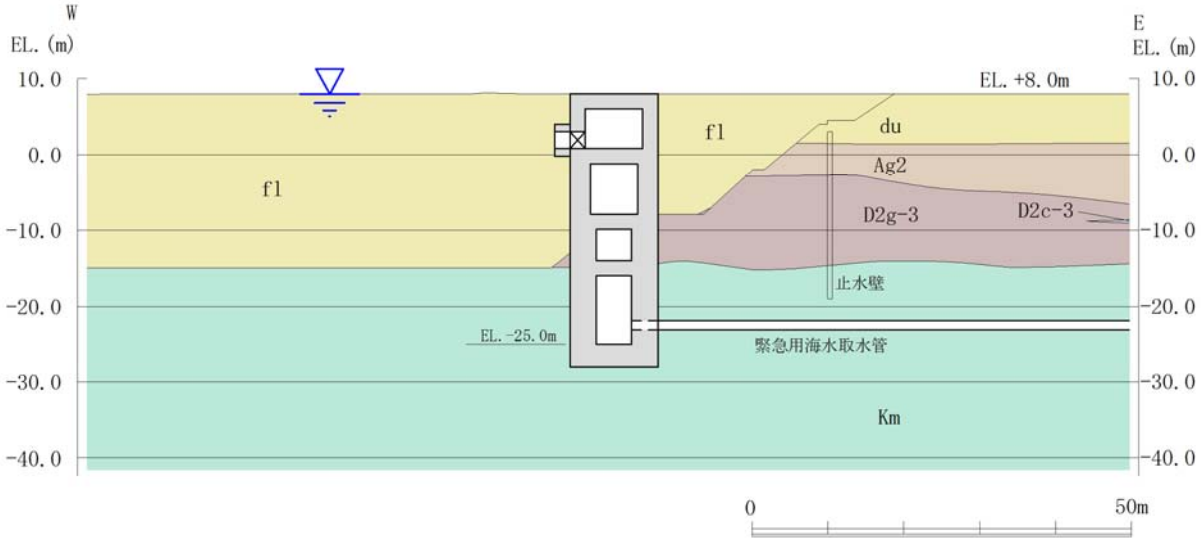


図 12.2－8（1）　地質断面図（東西方向断面）

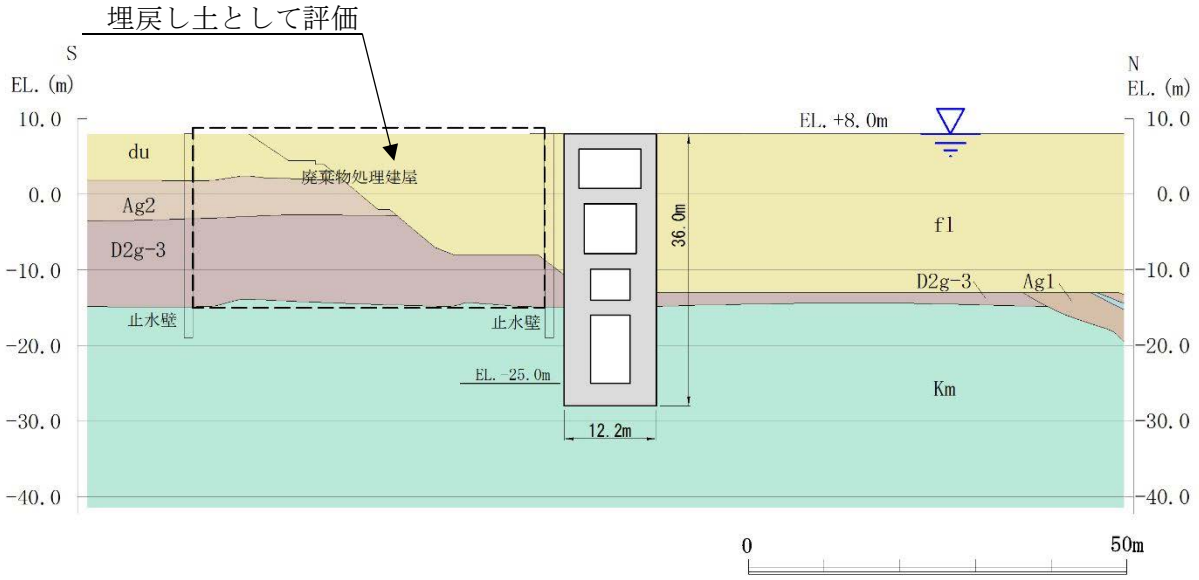


図 12.2－8（2）　地質断面図（南北方向断面）

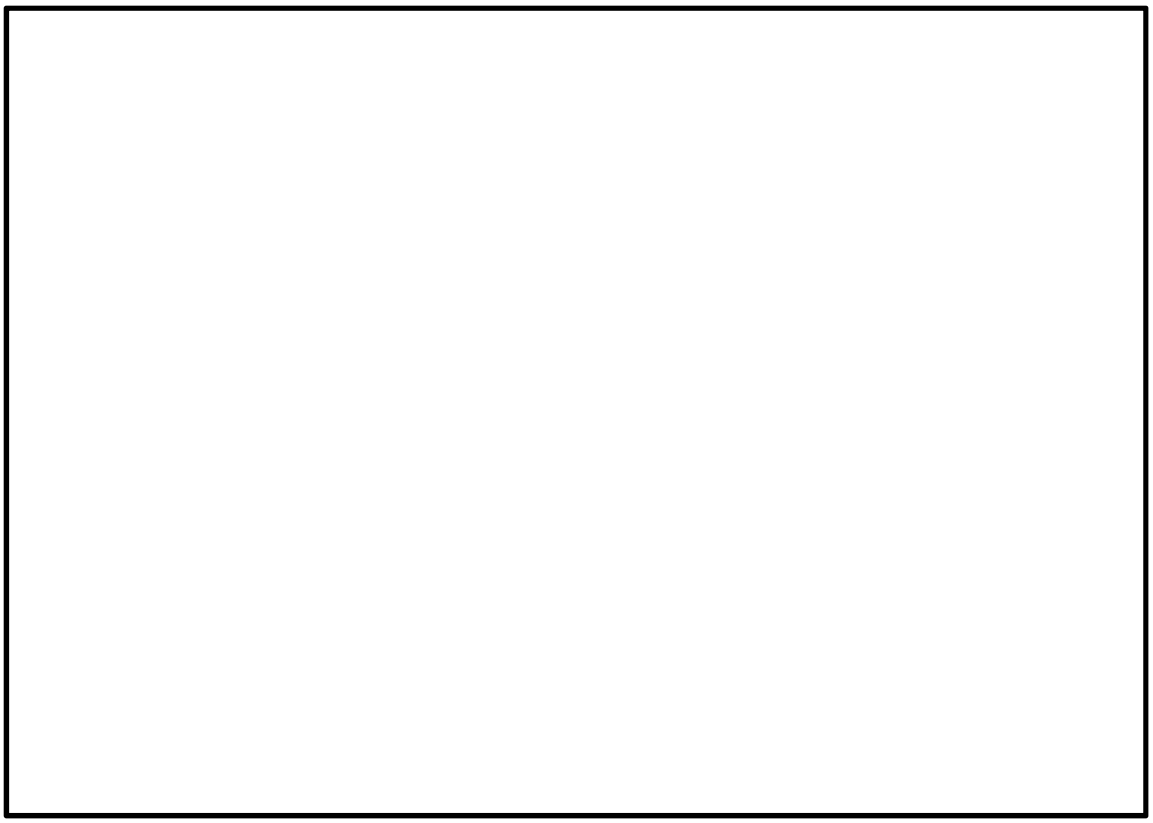


図 12.2－9（1）　緊急用海水ポンプピットの地震応答解析モデル（東西方向断面）

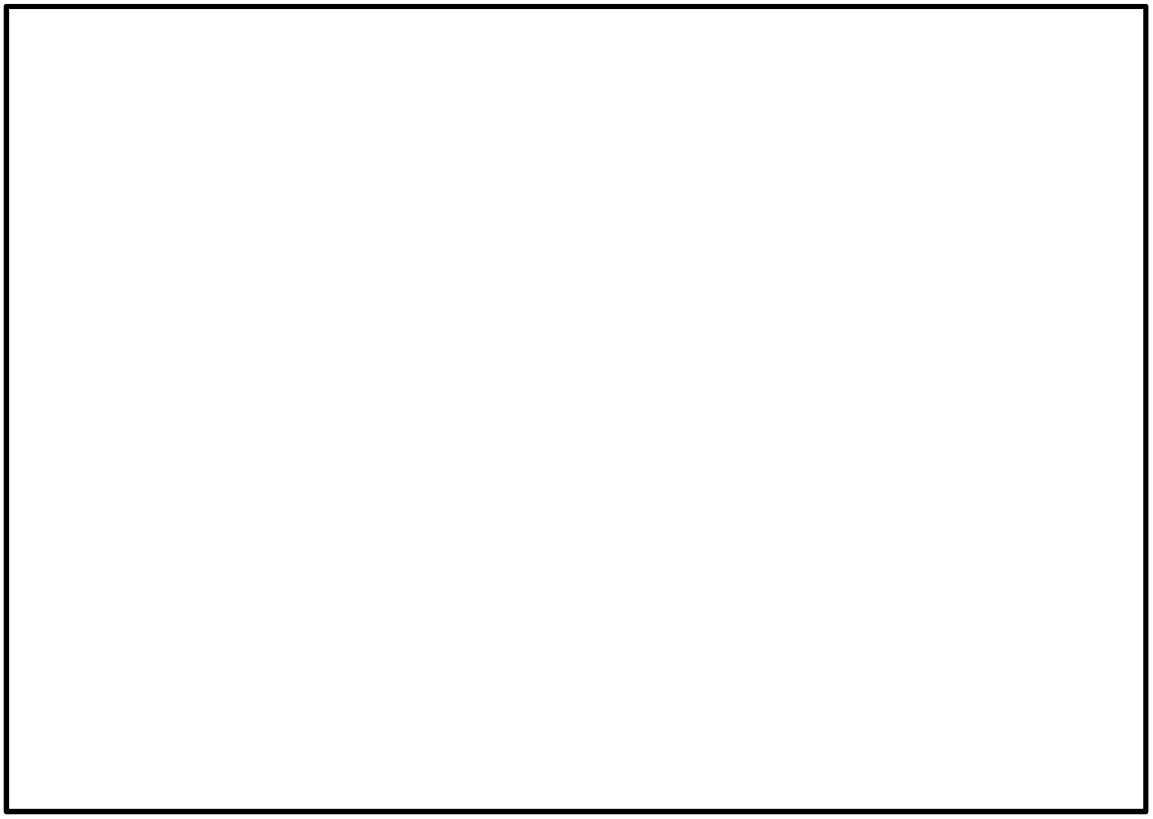


図 12.2－9（2）　緊急用海水ポンプピットの地震応答解析モデル（南北方向断面）

(2)　構造物のモデル化

緊急用海水ポンプピットは部材軸線における線形はり要素としてモデルし，構造物の要素分割においては，隅角部に部材厚に応じた剛域を考慮する。

地盤との境界面にはジョイント要素を配置する。

また，緊急用海水ポンプピットにはカルバート接続部及び緊急用海水ポンプ点検用開口が存在する。開口部分の部材剛性は「開口欠損率」を算出し，開口部分を考慮した剛性等を使用する。

$$\text{開口欠損率：}\ \alpha = \frac{\text{構造物の奥行(m)} - \text{開口幅 (m)}}{\text{構造物の奥行(m)}}$$

a.　カルバート接続部

・東西方向断面

構造物の奥行　：緊急用海水ポンプ室の南北方向内空幅　8.2 m

開口幅　　：カルバート内空幅　2.85 m

開口欠損率　　α ＝（8.2－2.85）／8.2＝0.652

b.　緊急用海水ポンプ点検用開口

・東西方向断面

構造物の奥行　：緊急用海水ポンプ室の南北方向内空幅　8.2 m

開口幅　　：緊急用海水ポンプ点検用開口（南北方向）　2.5 m

開口欠損率　　α ＝（8.2－2.5）／8.2＝0.695

・南北方向断面

構造物の奥行　：緊急用海水ポンプ室の東西方向内空幅　7.6 m

開口幅　　：緊急用海水ポンプ点検用開口（南北方向）　6.4 m

開口欠損率　　α ＝（7.6－6.4）／7.6＝0.158

(3)　ジョイント要素の設定

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，構造物と地盤のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。

ｃ，φは周辺地盤のｃ，φとする。(表12.2－5参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで,

τ_f　：せん断強度

ｃ　：付着力

φ　：内部摩擦角

表12.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ (N/mm^2)	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	ｆ１層	0	37.3	－
	ｄｕ層	0	37.3	－
	Ａｇ１層	0	37.4	－
	Ａｇ２層	0	37.4	－
	Ｄ２ｇ－３層	0	44.4	
新第三系	Ｋｍ層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	φ＝23.2＋0.0990・ｚ	－

ｚ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表12.2－6のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図12.2－10に示す。

表12.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

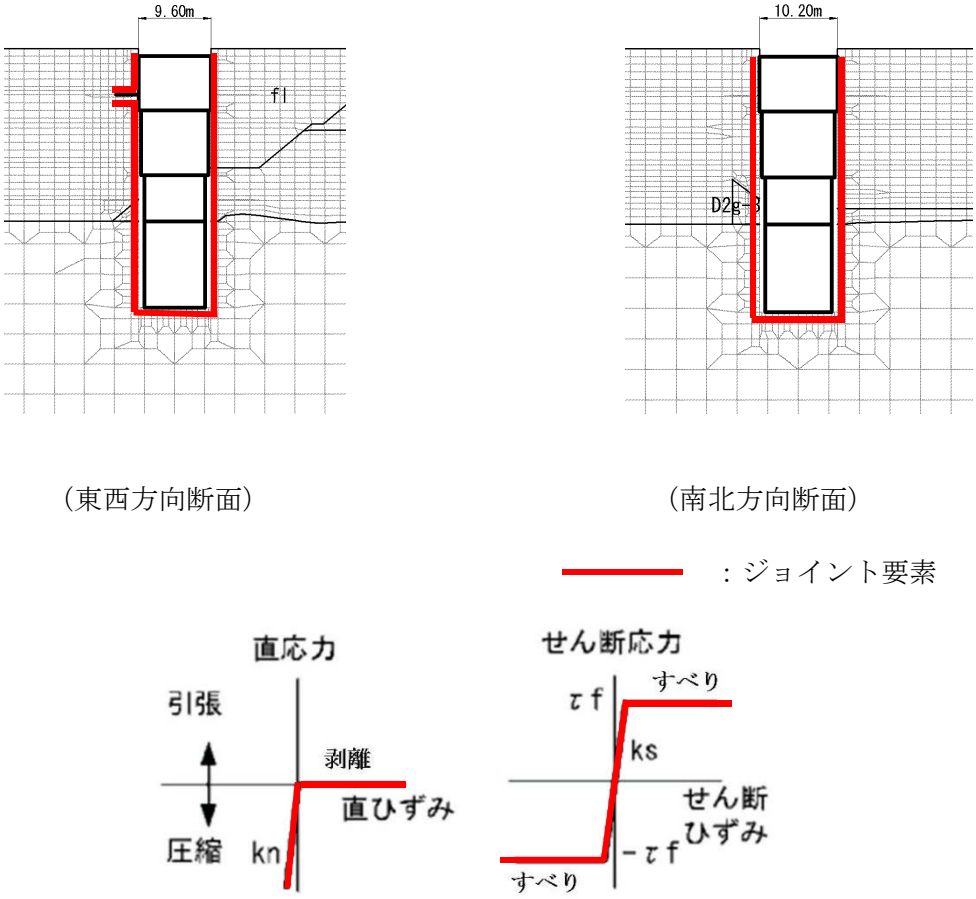


図 12.2－10　ジョイント要素の考え方

(4)　材料特性の設定

東西方向断面，南北方向断面ともに，地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。構造部材は，線形はり要素によりモデル化する。

12.2.9　減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。材料ごとに減衰を設定するために要素剛性比例型としている。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数
h　：各材料の減衰定数

減衰定数については，コンクリート５％（ＪＥＡＧ４６０１－1987記載），地盤１％（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として１％を採用している。）とする。

図12.2－11にRayleigh減衰の設定フローを，表12.2－7に固有値解析結果を示す。

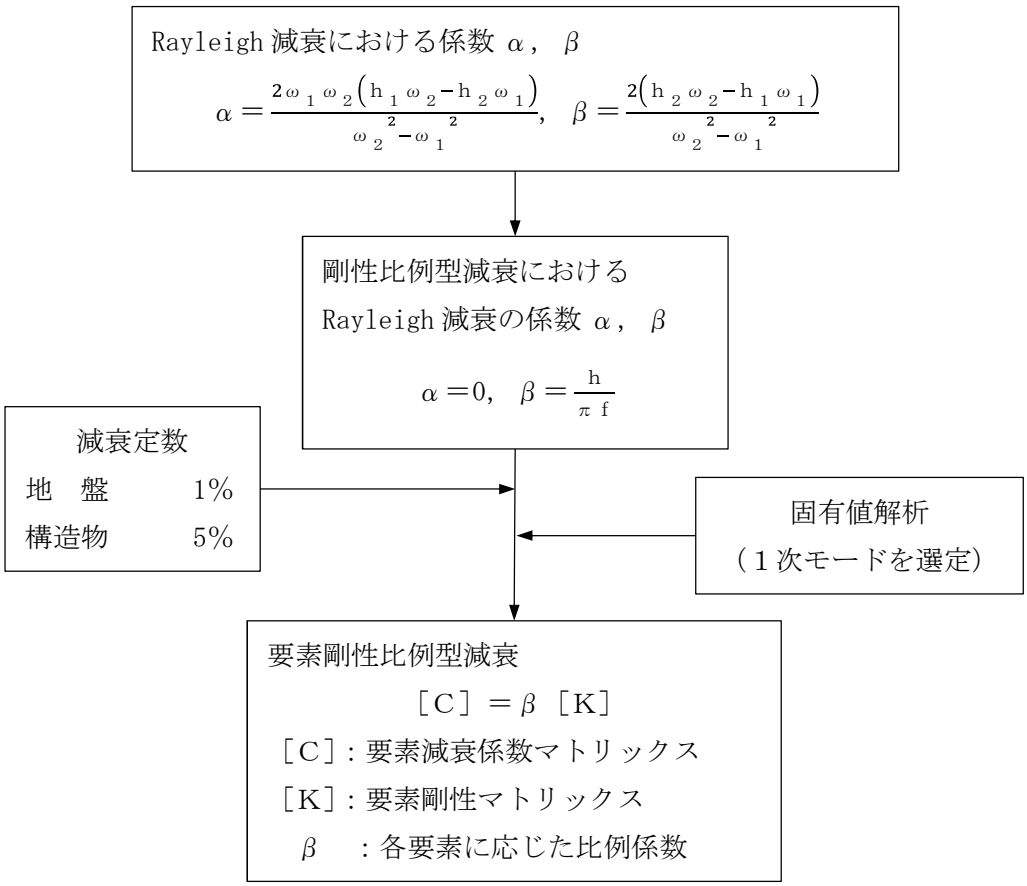


図 12.2－11　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 12.2－7　固有値解析結果（追而）

12.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれを組合せて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重・温度荷重）については，発電所の立地特性を考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお，緊急用海水ポンプピットは，地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 12.2－8 に示す。

地震時に緊急用海水ポンプピットに作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 12.2－8　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
変動荷重		雪荷重以外	－	・雪荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様

(1)　機器・配管荷重

a.　東西方向断面

東西方向断面における機器・配筋荷重図を図 12.2－12 に示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行（1 m）あたりの付加質量として考慮する。

EL.＋0.80 m レベルには，緊急用海水ポンプ荷重（電動機含む）として 3.54 t/(m・基)を考慮する。地下 1 階の床面には 0.31 t/m^2，側壁及び頂版には 0.10 t/m^2 を考慮する。また，頂版には緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋荷重として 1.17 t/m を考慮する。床面及び側壁に空調機荷重として 1.37 t/m を考慮する。

地下 2 階の側壁には,緊急用海水ポンプの取水管耐震サポート荷重として 0.75 t/(m・基)を考慮する。

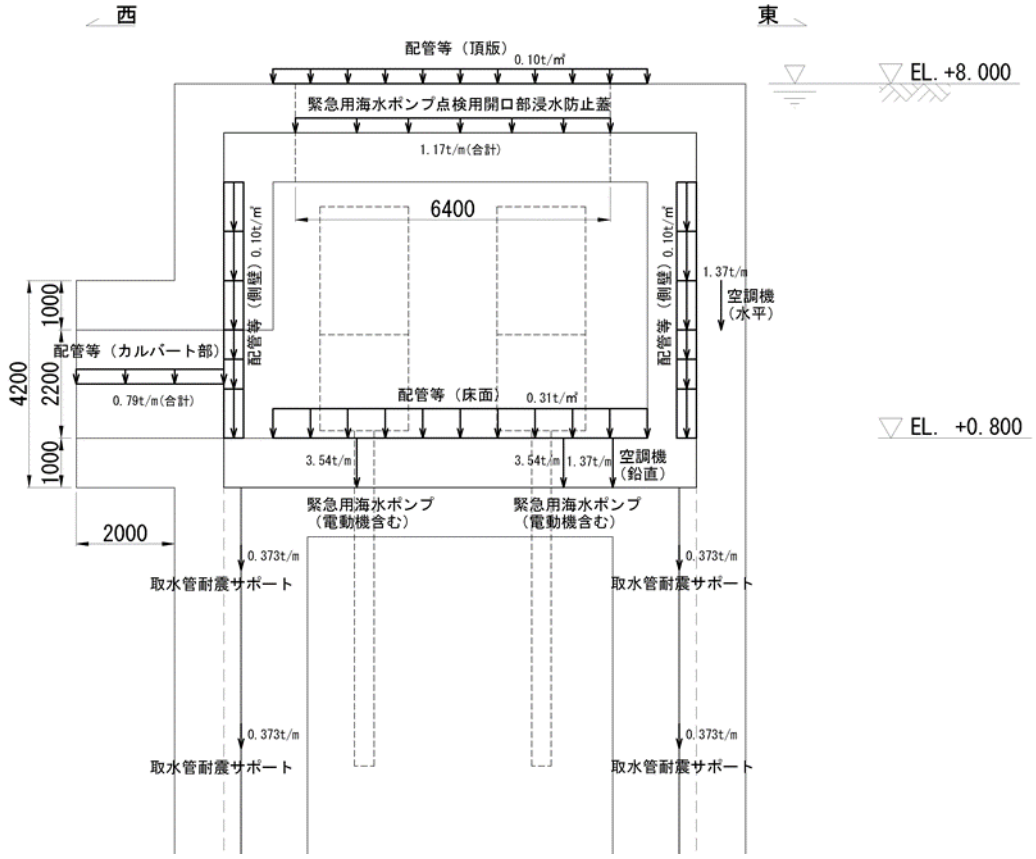


図 12.2－12　機器・配管荷重図（東西方向断面）

b.　南北方向断面

南北方向断面における機器・配筋荷重図を図 12.2－13 に示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行（1 m）あたりの付加質量として考慮する。

EL.＋0.80 m レベルには，緊急用海水ポンプ荷重（電動機含む）として 3.82 t/(m・基)を考慮する。地下一階の床面には 0.31 t/m^2，側壁及び頂版には 0.10 t/m^2 を考慮する。また，頂版には緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋荷重として 1.26 t/m を考慮する。床面及び側壁に空調機荷重として 1.47 t/m を考慮する。

地下 2 階の側壁には,緊急用海水ポンプの取水管耐震サポート荷重として 0.81 t/(m・基)を考慮する。

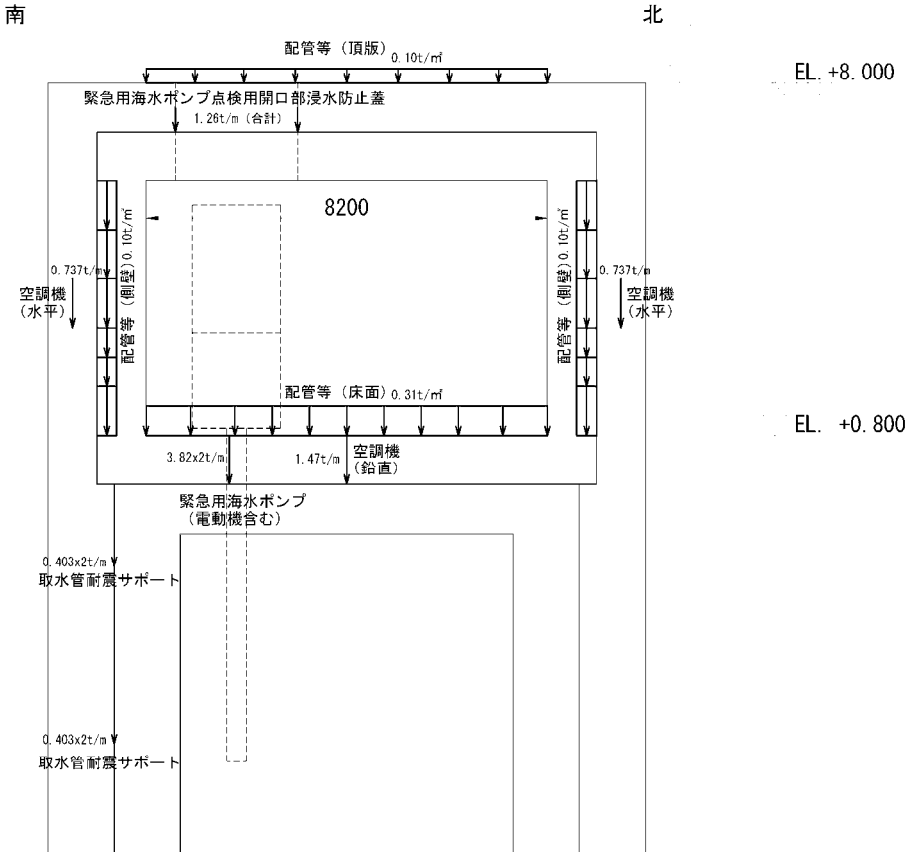


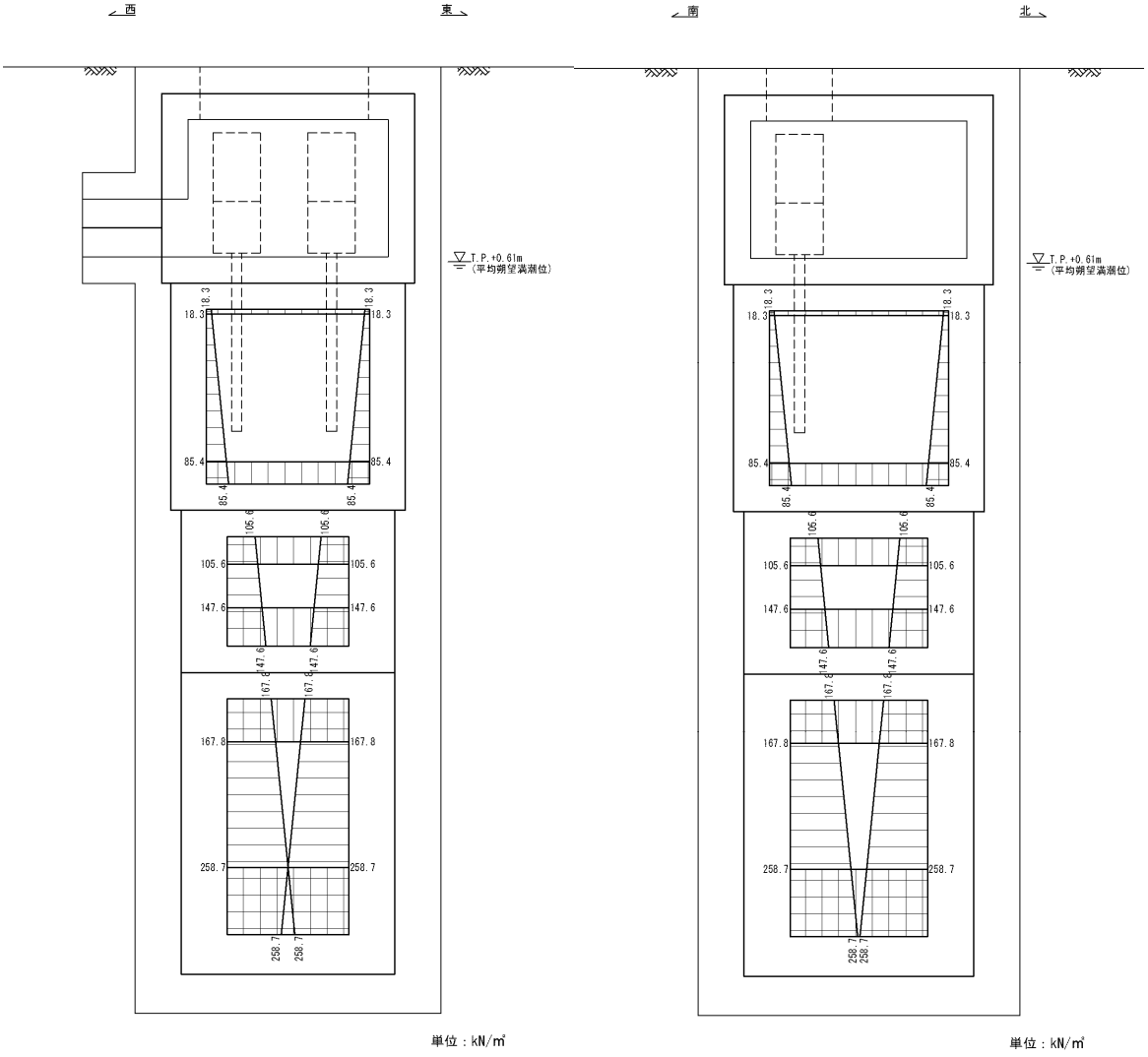
図 12.2－13　機器・配管荷重図（南北方向断面）

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm^{3}を考慮する。

(3)　内水圧

緊急用海水ポンプピット内の地下2階以深は内水圧水頭を朔望平均満潮位(T.P.＋0.61 m)とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は海水の密度として，1.03 g/cm^{3}を考慮する。内水圧図を図12.2－14に示す。



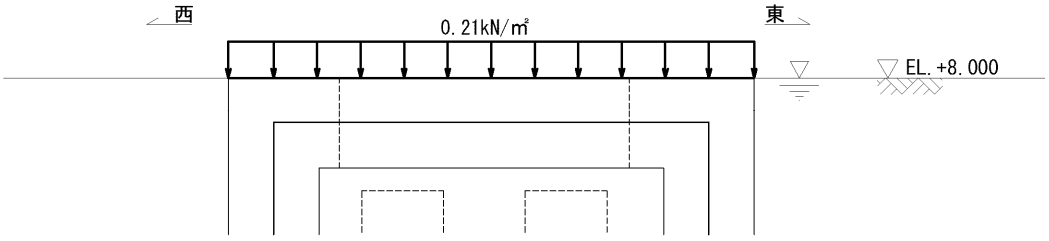
(a)　東西方向断面　　(b)　南北方向断面

図12.2－14　内水圧図

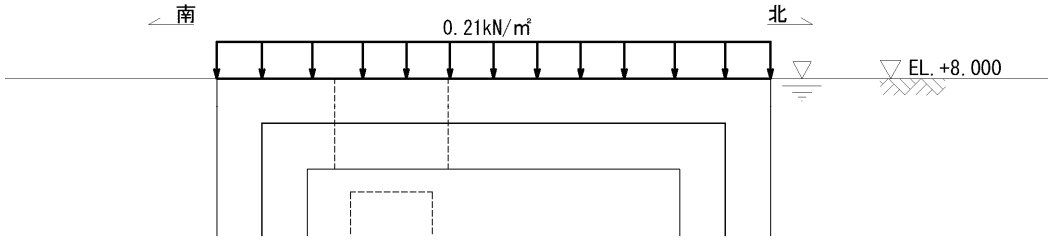
(4)　雪荷重

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m^2 として，積雪量は 30 cm としていることから常時の積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

雪荷重図を図 12.2－15 に示す。



(a)　東西方向断面



(b)　南北方向断面

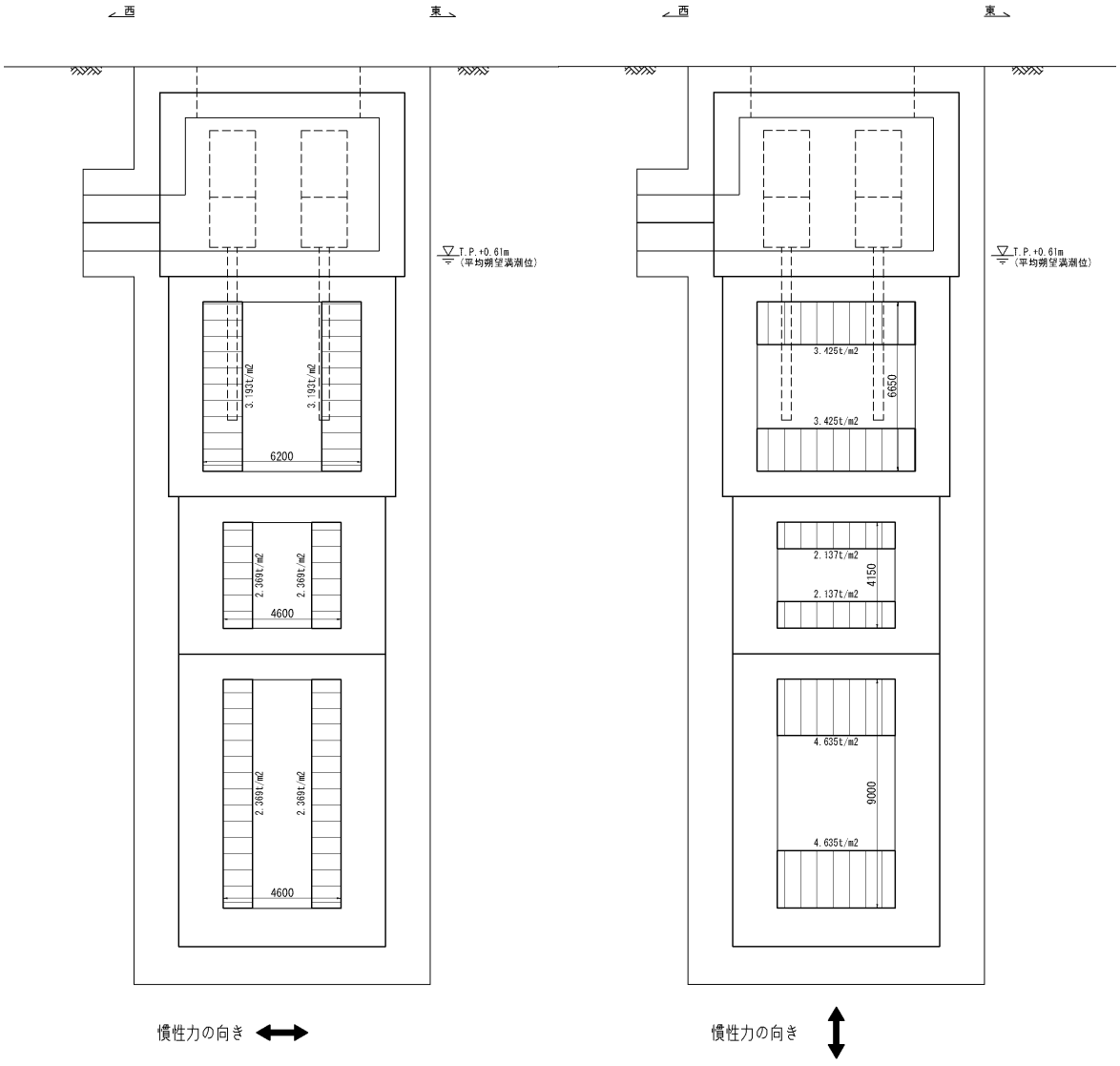
図 12.2－15　雪荷重図

(5)　動水圧

緊急用海水ポンプピットの地下二階以深は T.P.＋0.61 m を水頭とした動水圧を付加質量として設定し，地震時の影響を考慮する。設定の際は海水の密度として，1.03 g/cm^3 を考慮する。

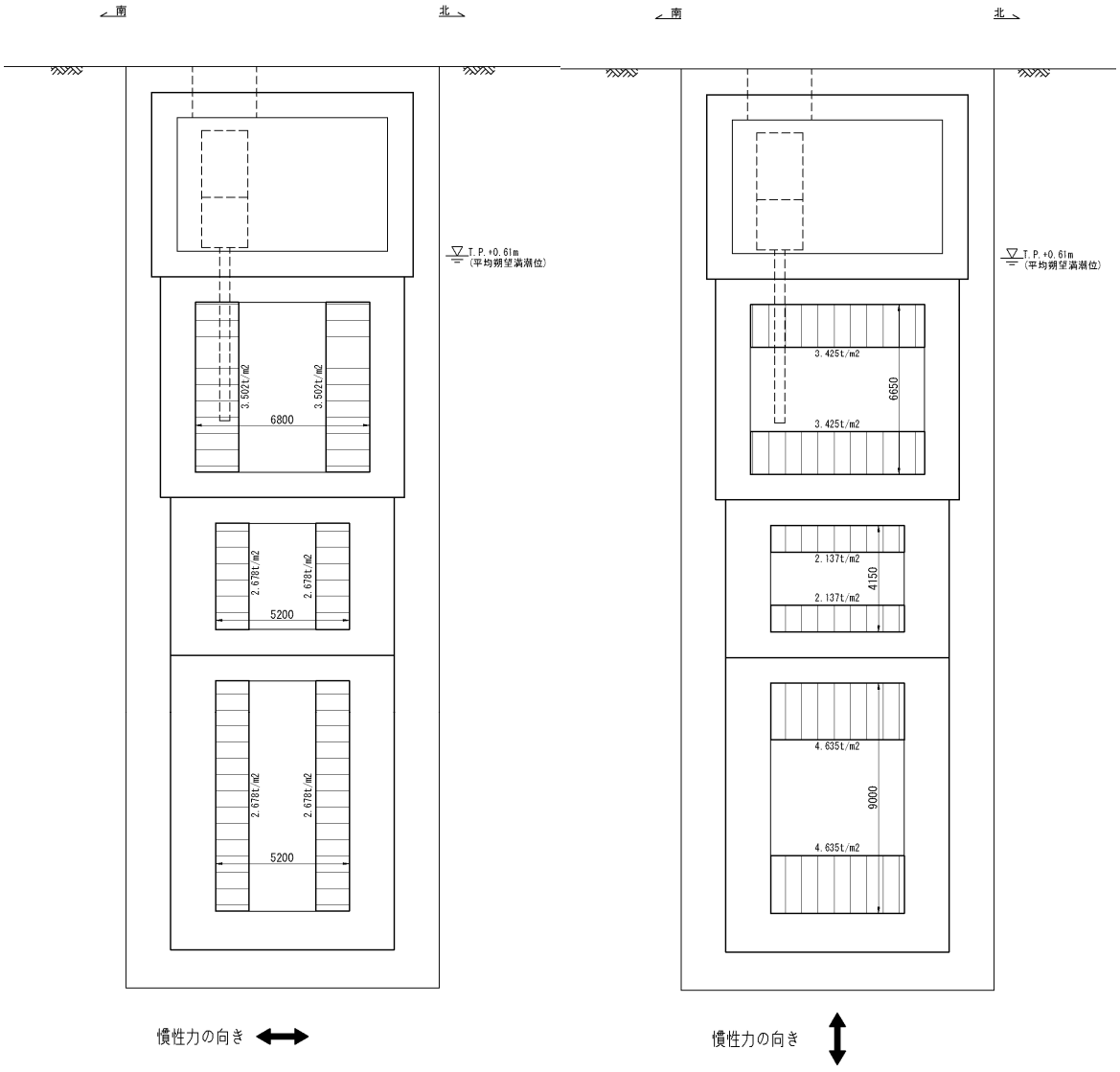
なお，付加質量を設定する際は，水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ，鉛直動による動水圧は上下のスラブに半分ずつ等しく作用させるものとする。

動水圧図を図 12.2－16 に示す。



(a)　水平動による動水圧　　(b)　鉛直動による動水圧

図 12.2－16（1）　動水圧図（東西断面方向）



(a) 水平動による動水圧　　(b) 鉛直動による動水圧

図 12.2－16 (2)　動水圧図（南北断面方向）

12.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

緊急用海水ポンプピットの耐震設計における検討ケースを表 12.2－9 に示す。

表 12.2－9　緊急用海水ポンプピットの耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施

(2)　機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 12.2－10 に示す。

表 12.2－10　機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>④
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース</td><td>⑤
原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース</td><td>⑥
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="13">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓs－Ｄ１</td><td>（＋＋）</td><td rowspan="13">2

⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波１波と変位量が最も大きくなる地震波１波の計２波分で実施</td><td>1</td><td rowspan="13">2

⑤において機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波１波と変位量が最も大きくなる地震波１波の計２波分で実施</td></tr>
<tr><td>（＋－）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－－）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１２</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１３</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１４</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２２</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓs－３１</td><td>（＋＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td>（－＋）</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>2</td><td>12</td><td>2</td></tr>
</table>

12.3　評価内容

12.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 12.3－1 に，入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図12.3－2に示す。入力地震動の算定には,解折コード「k－SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的にはＮＳ方向及びＥＷ方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

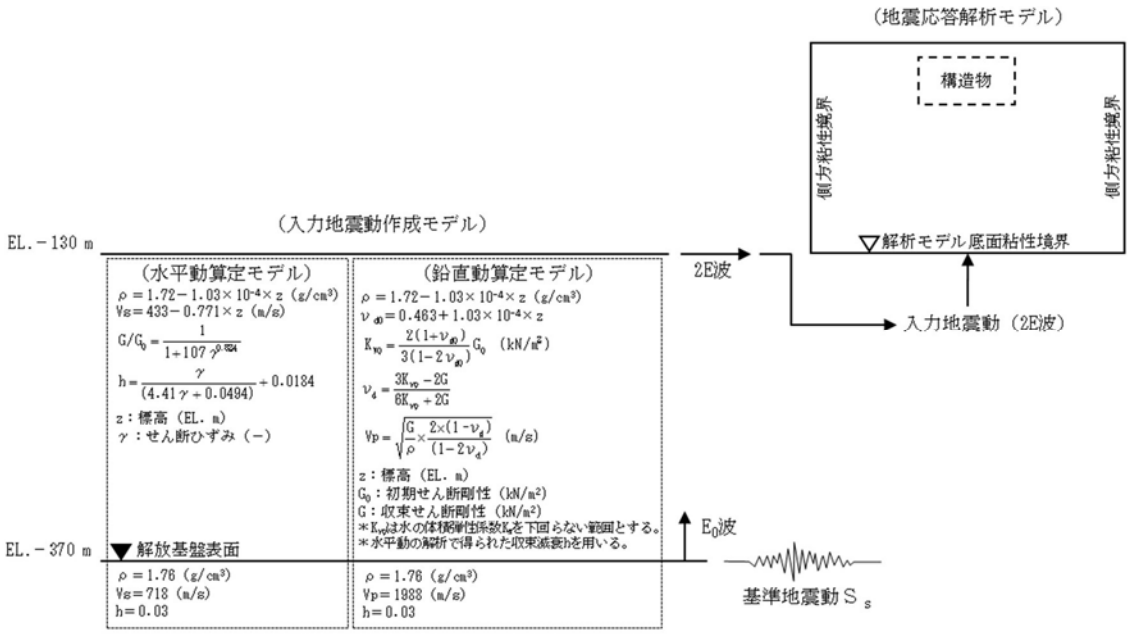
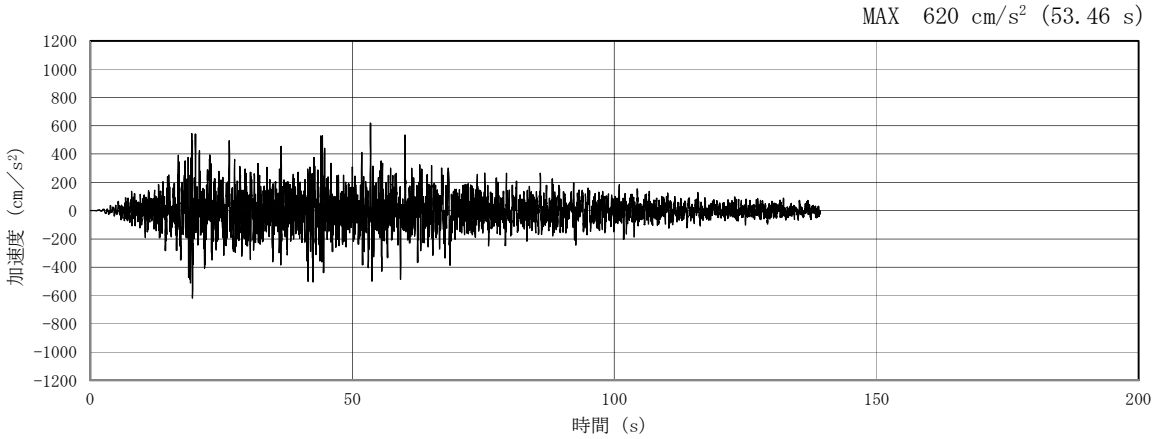
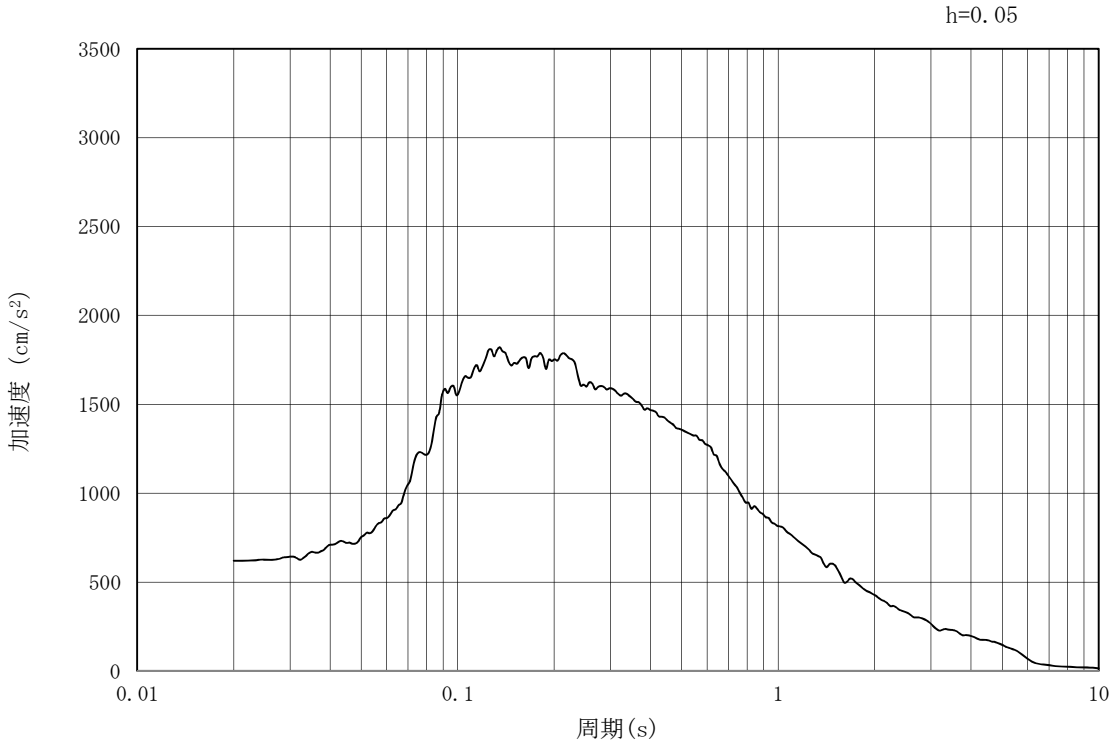


図 12.3－1　入力地震動算定の概念図

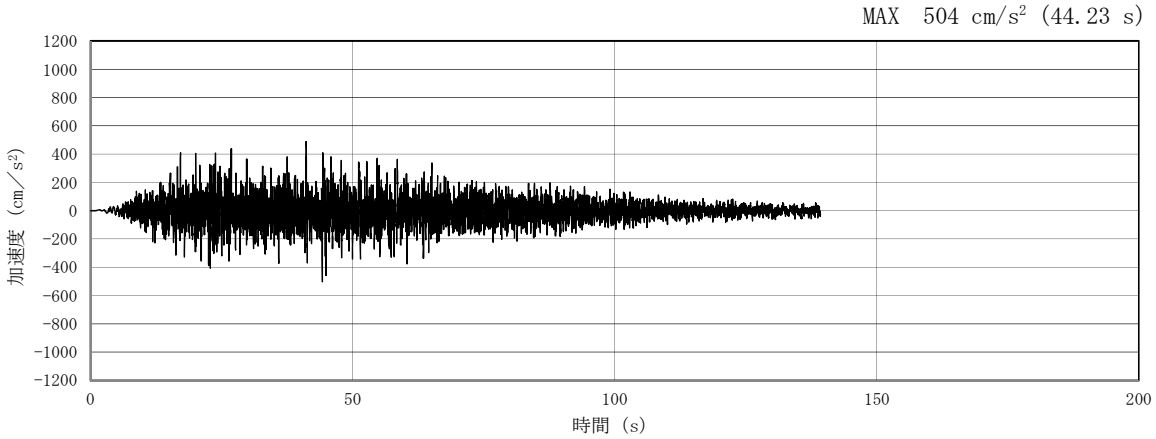


(a)　加速度時刻歴波形

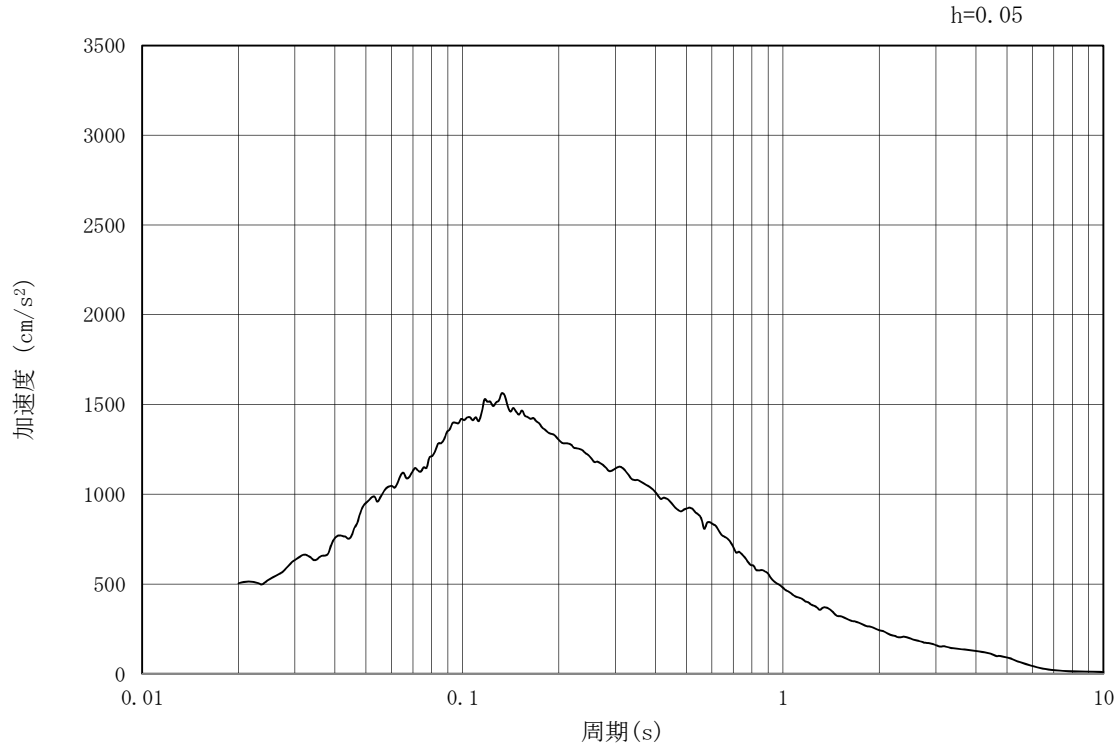


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (1)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

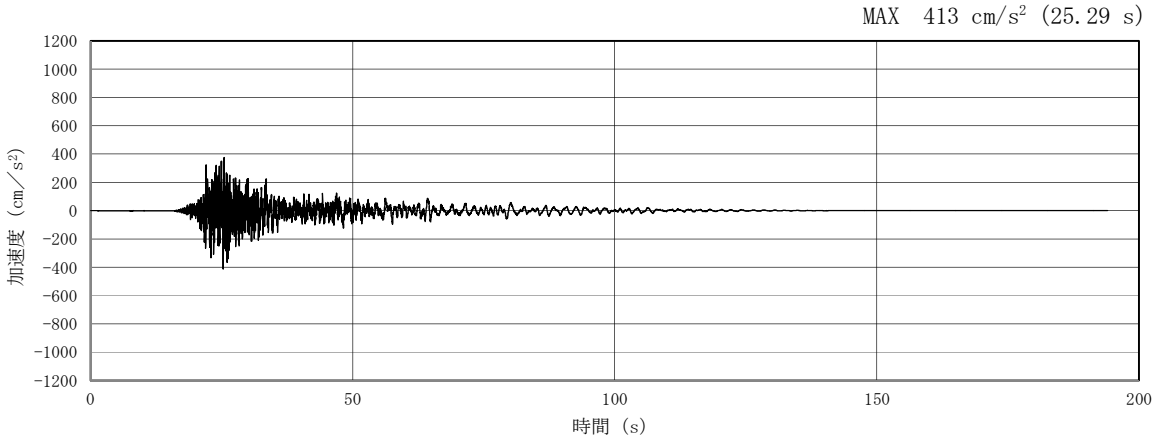


(a)　加速度時刻歴波形

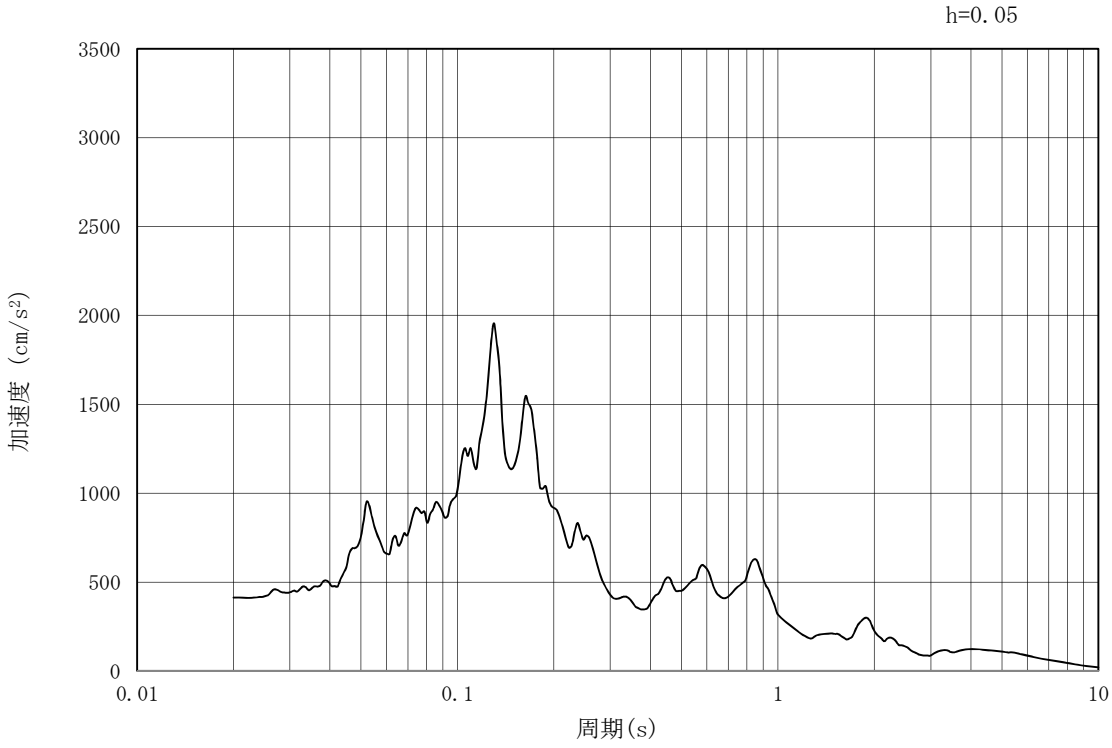


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (2)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

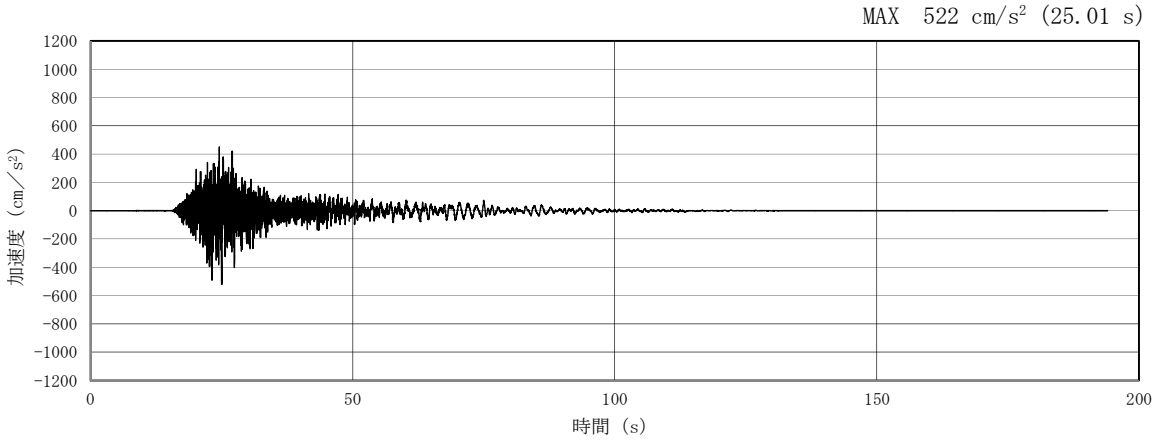


(a)　加速度時刻歴波形

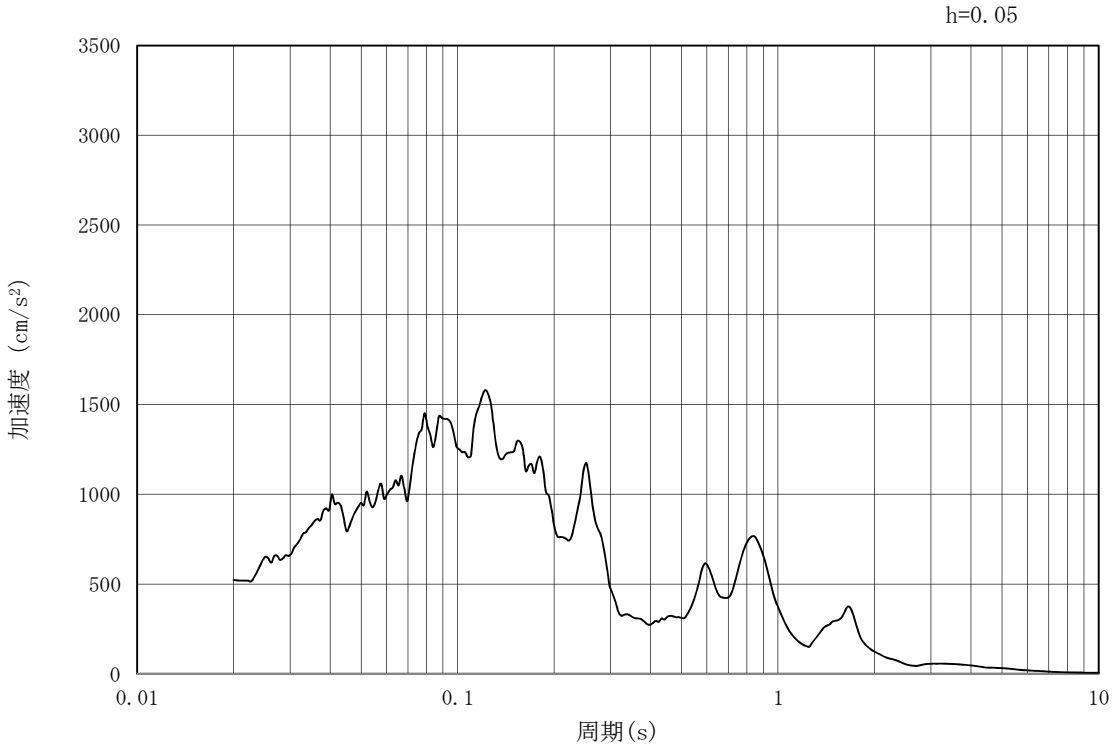


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (3)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

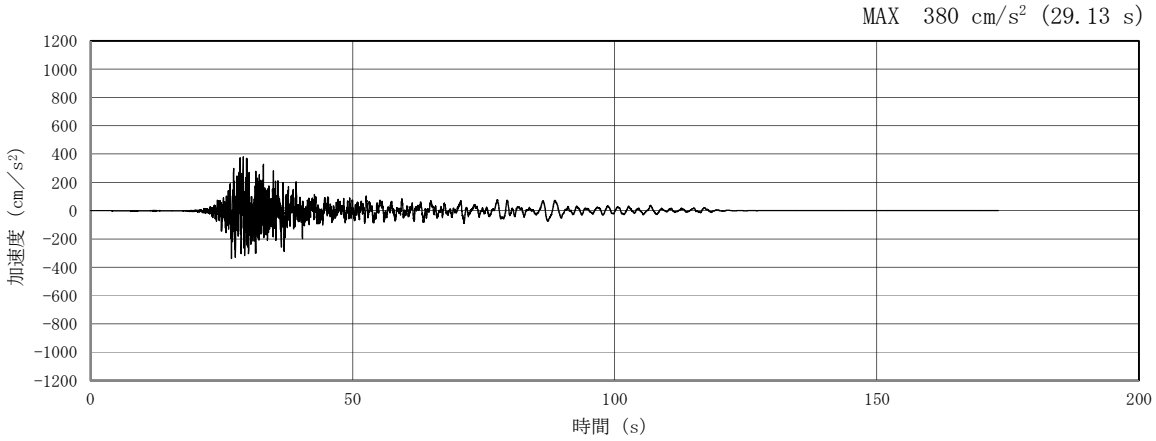


(a)　加速度時刻歴波形

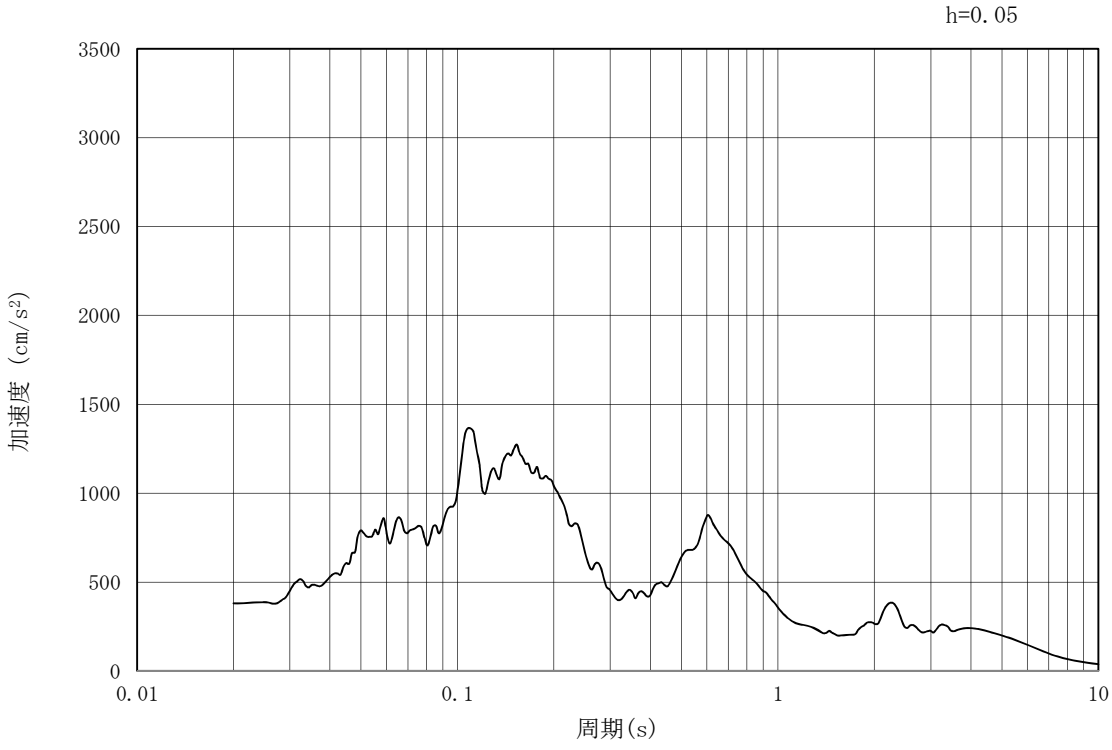


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (4)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

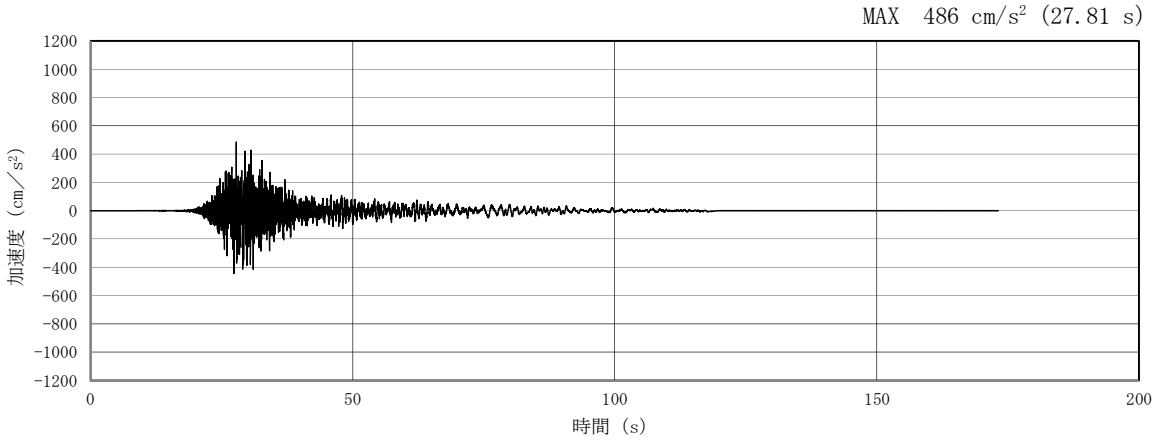


(a)　加速度時刻歴波形

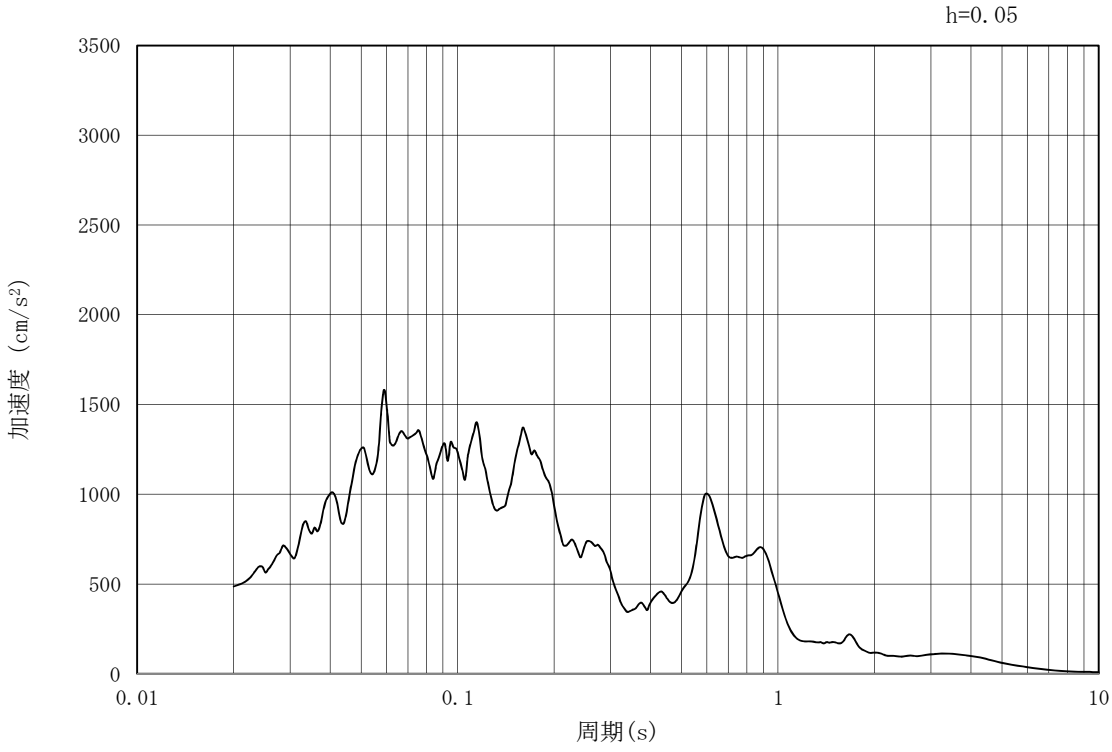


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (5)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

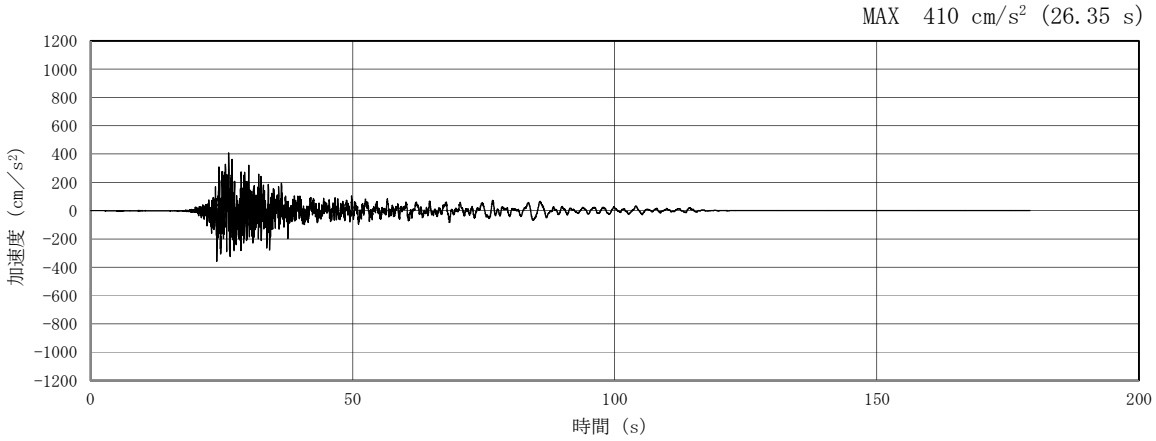


(a)　加速度時刻歴波形

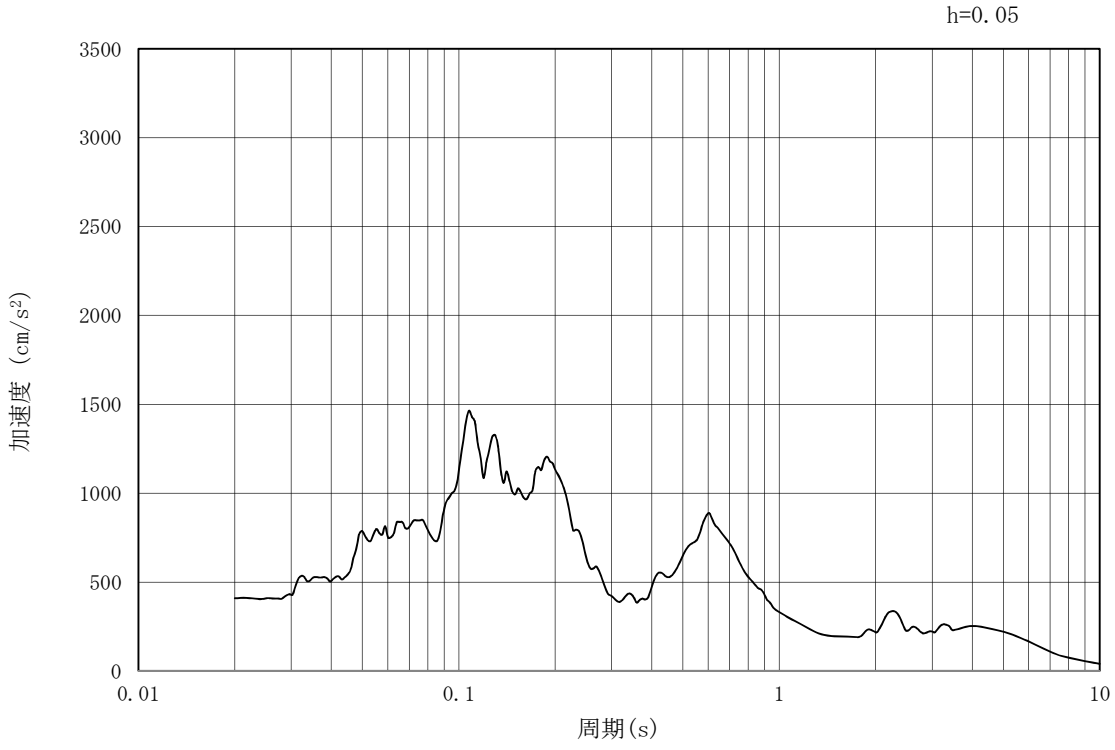


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (6)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

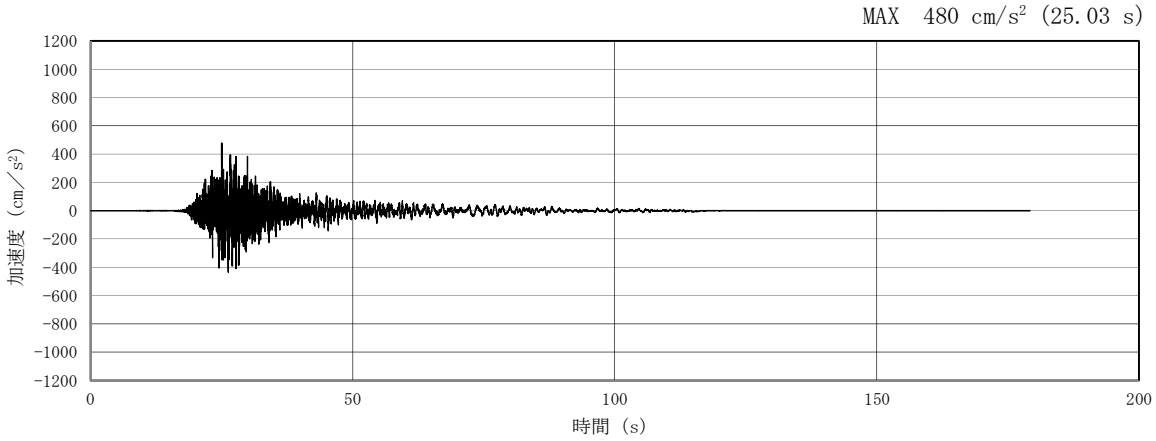


(a)　加速度時刻歴波形

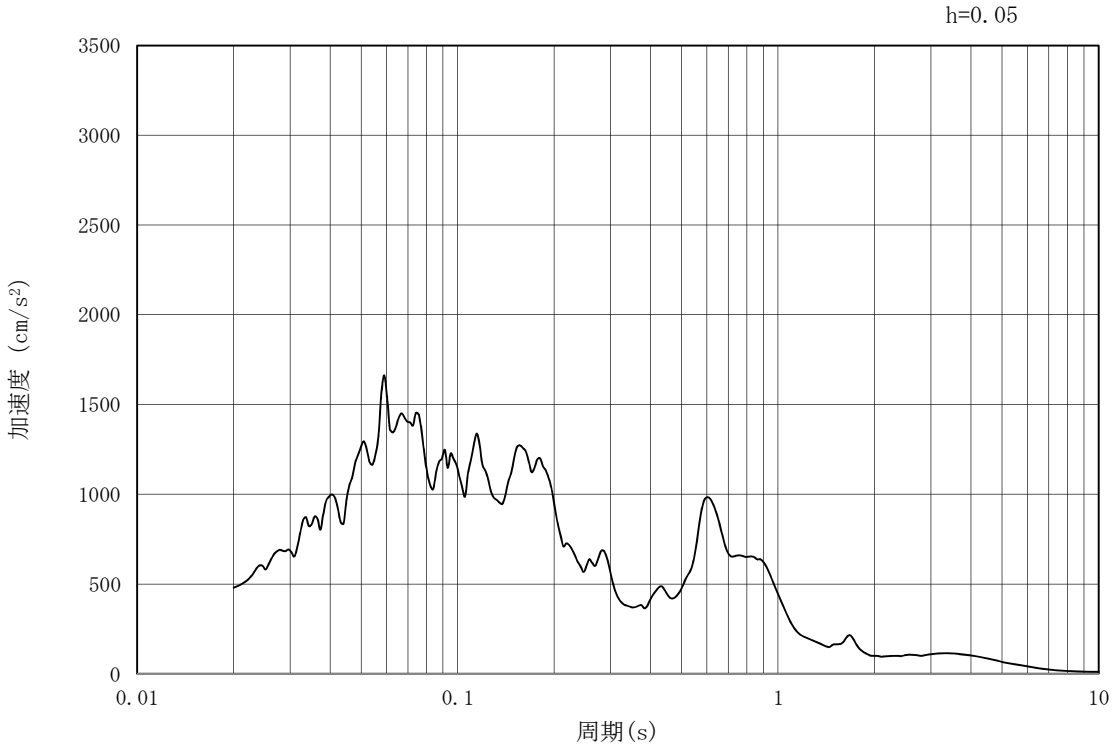


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (7)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

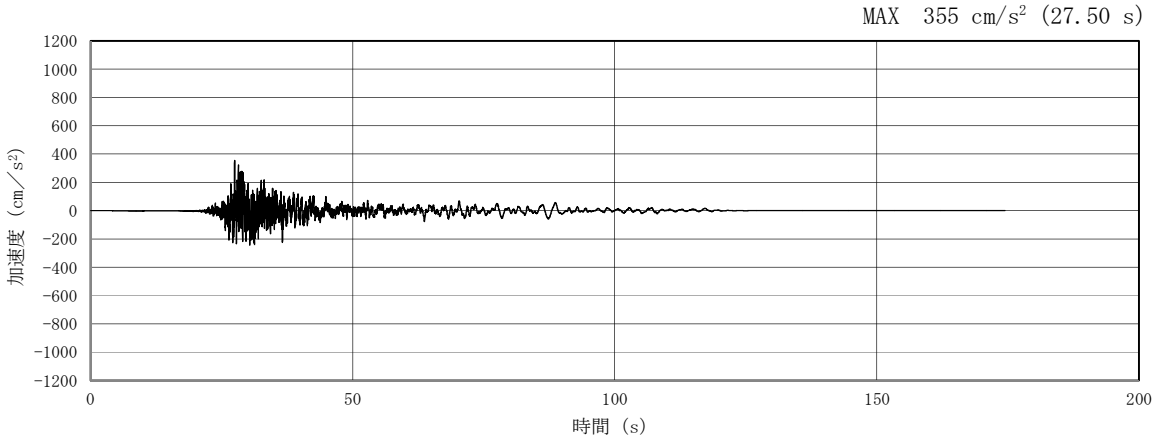


(a)　加速度時刻歴波形

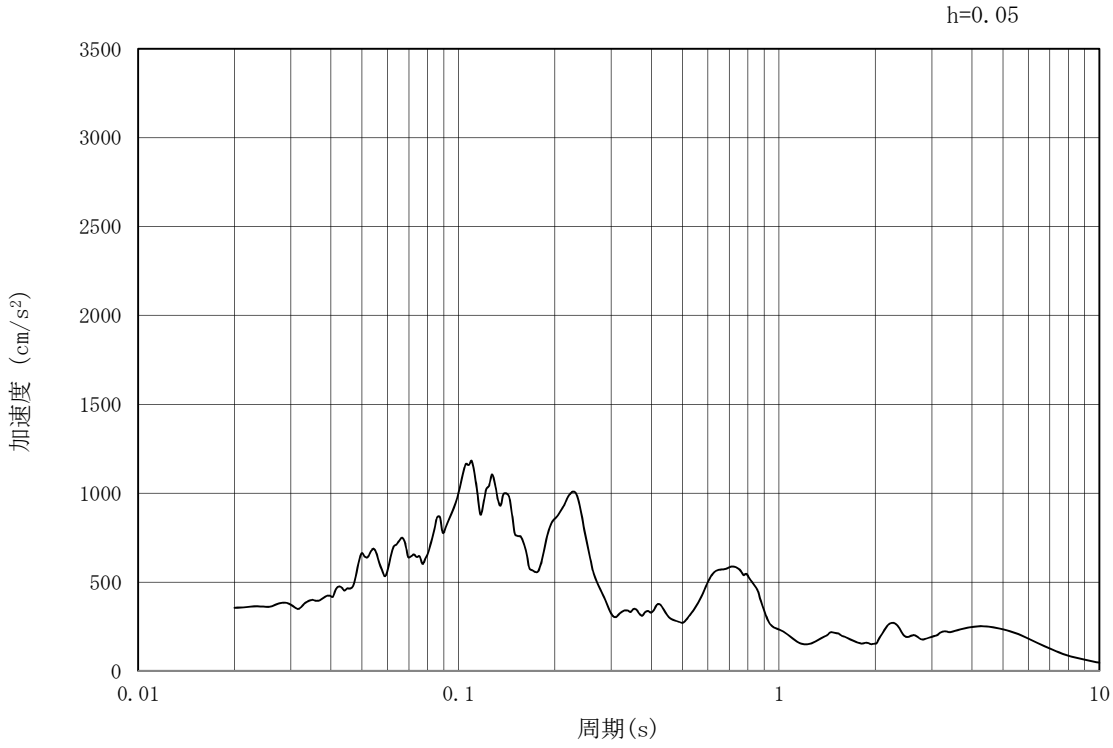


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (8)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

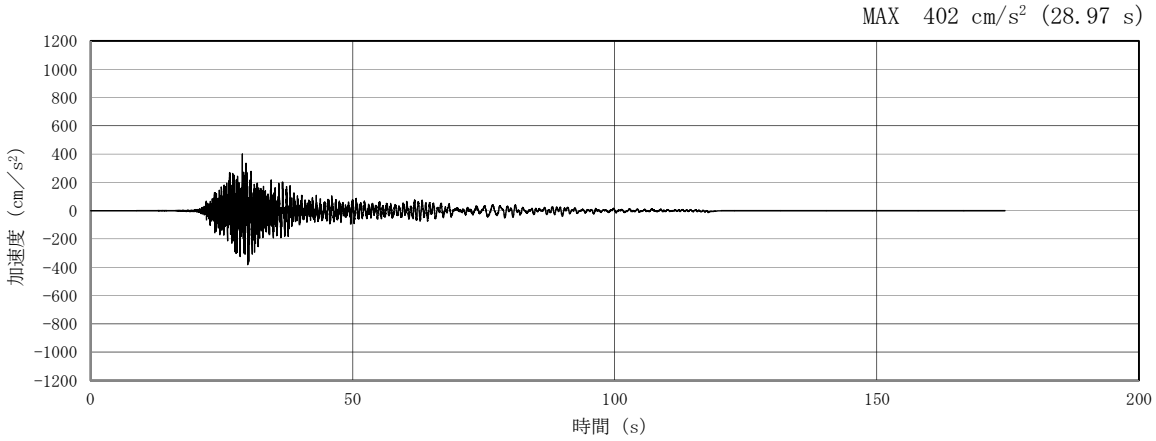


(a)　加速度時刻歴波形

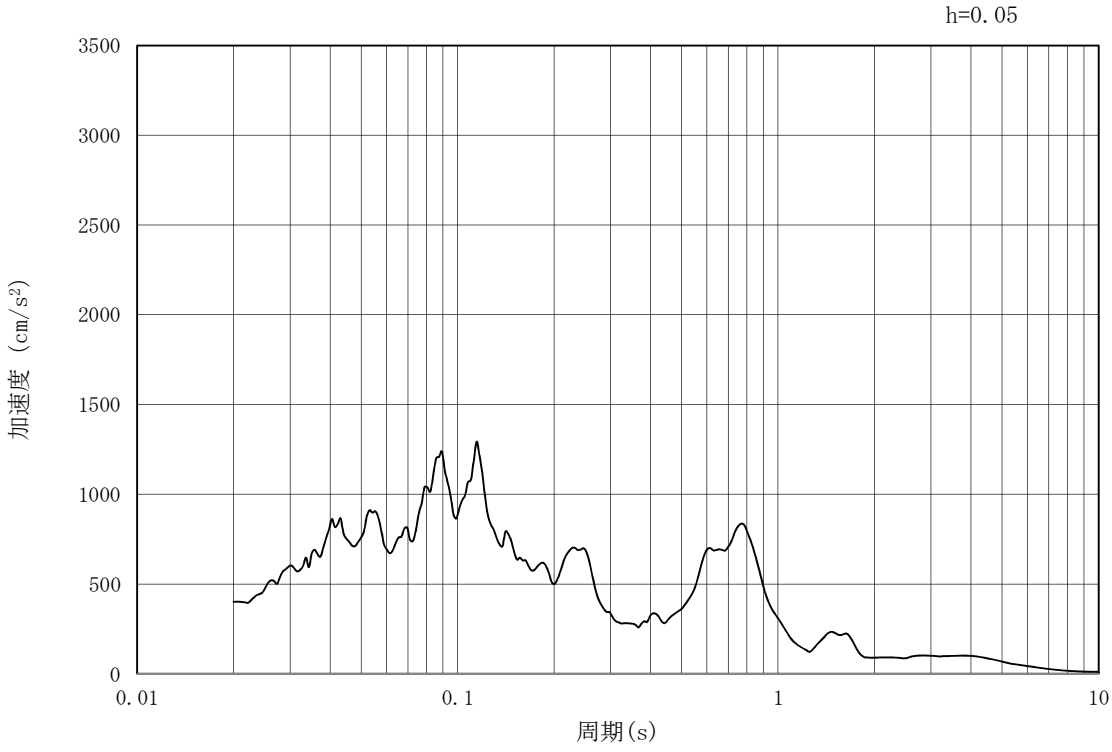


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (9)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

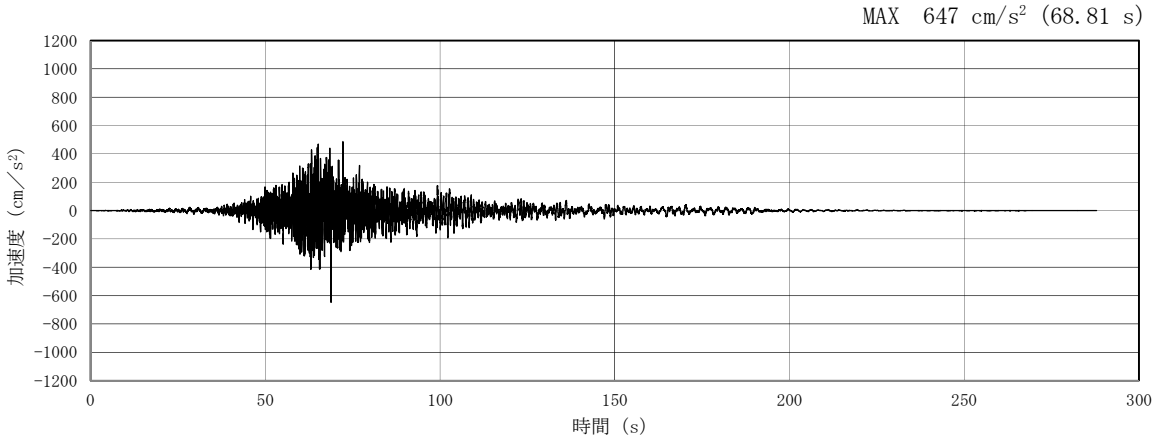


(a)　加速度時刻歴波形

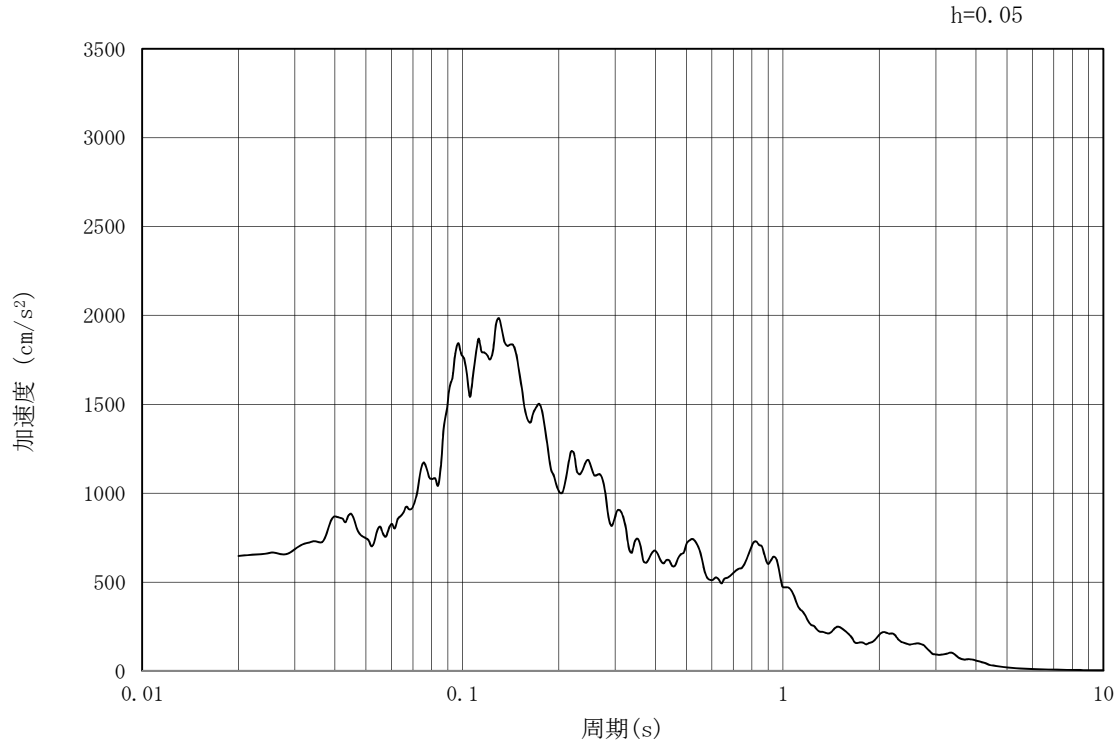


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2（10）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

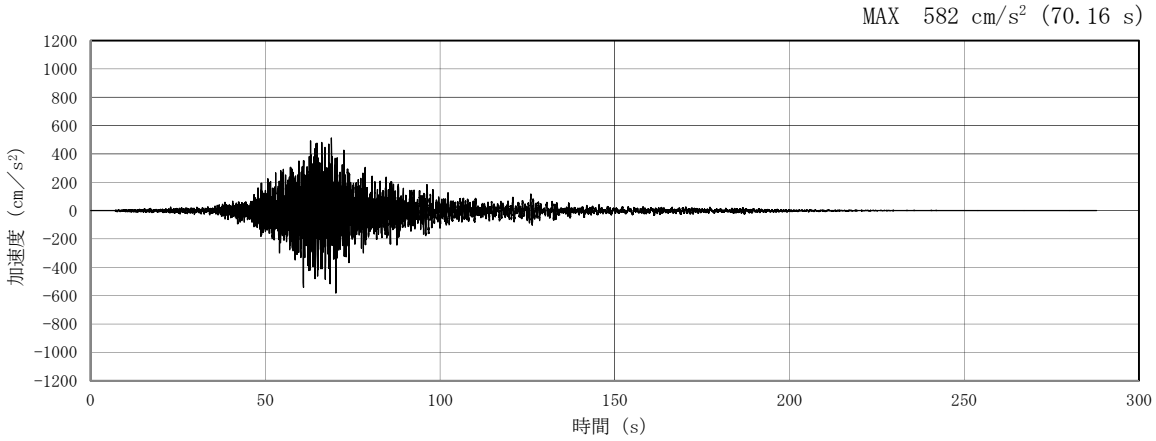


(a)　加速度時刻歴波形

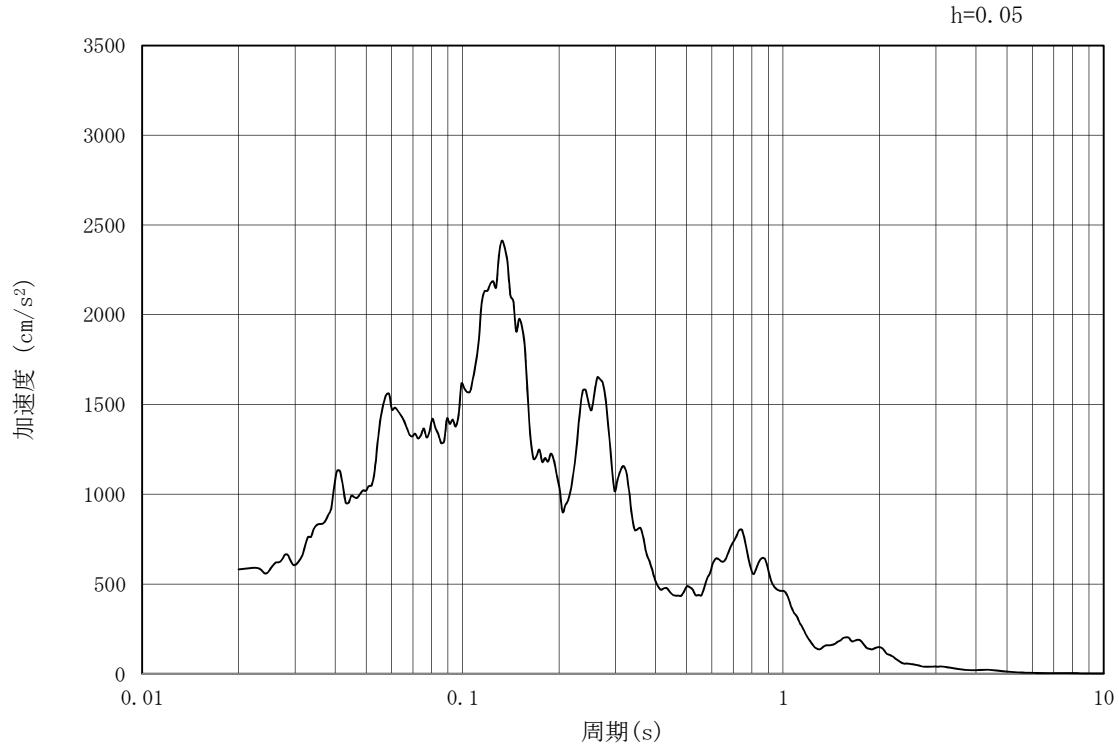


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (11)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

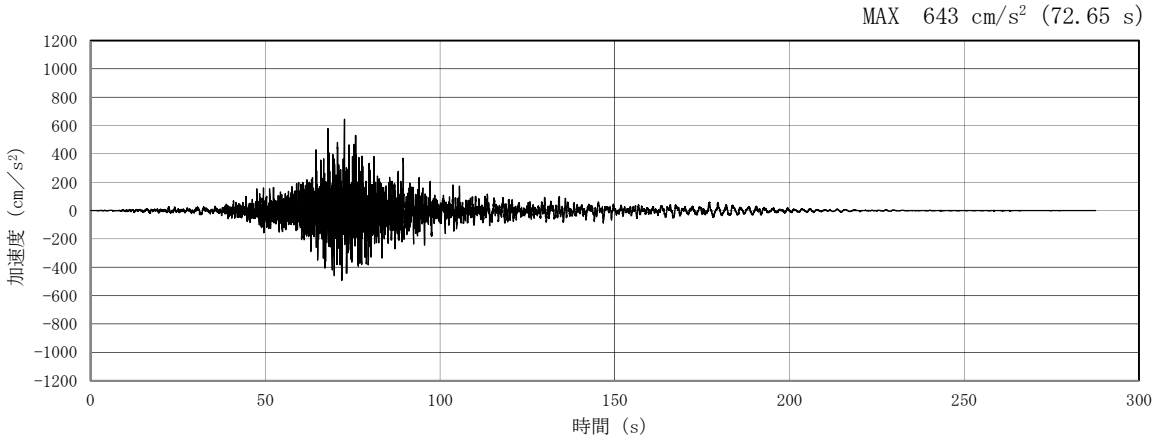


(a)　加速度時刻歴波形

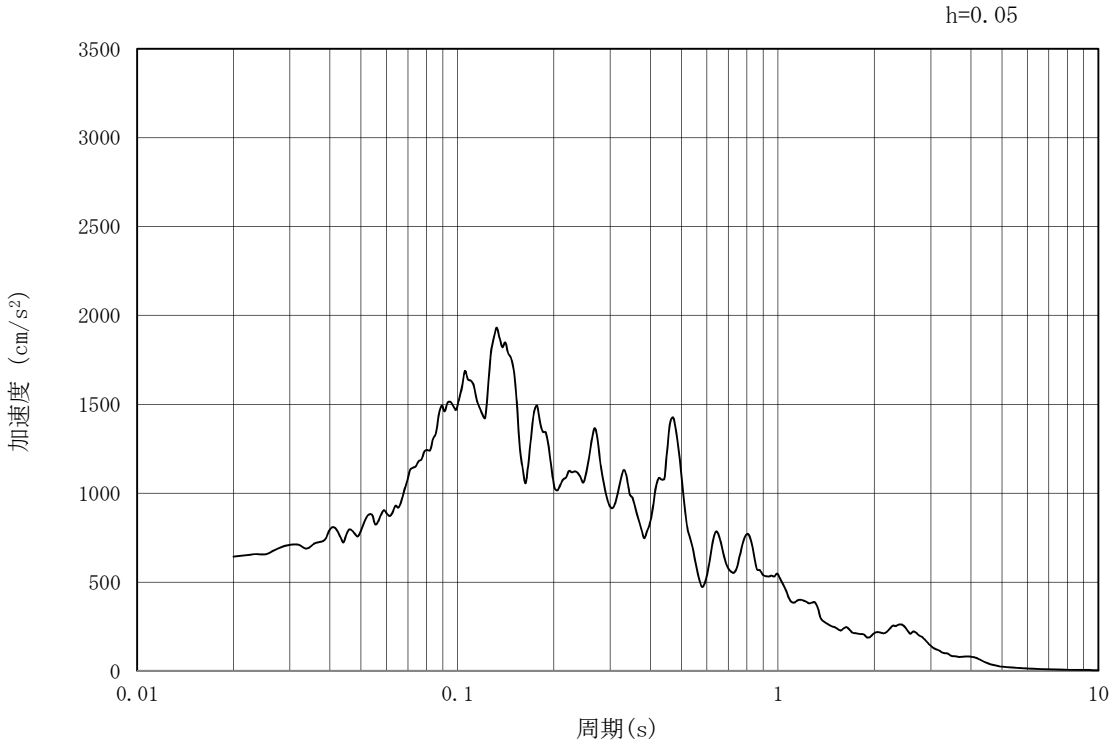


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (12)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

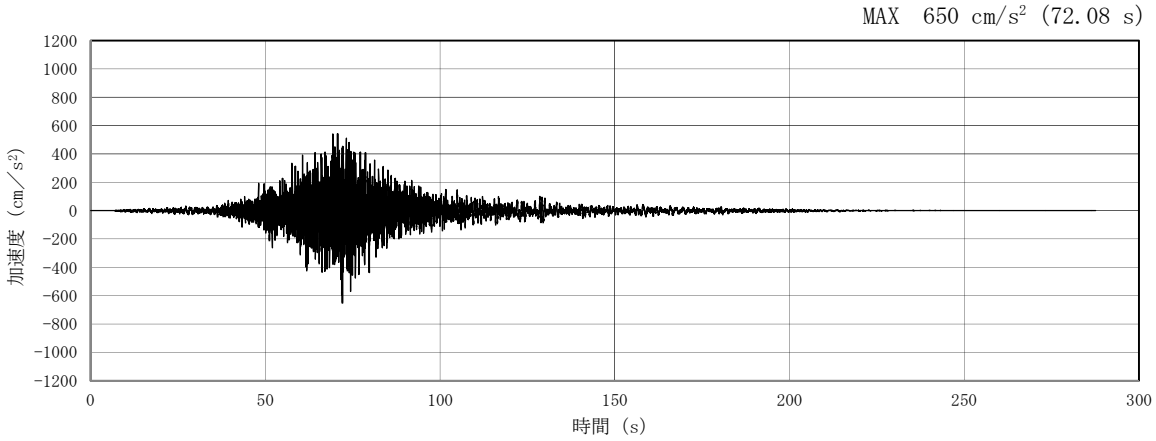


(a)　加速度時刻歴波形

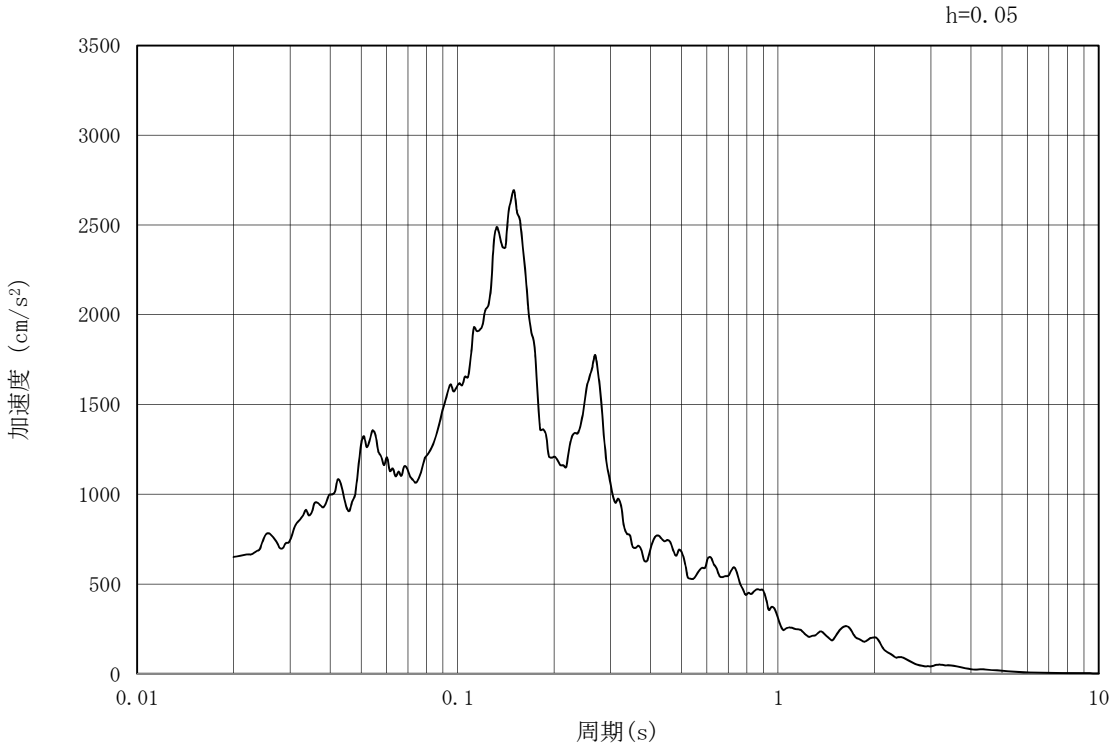


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (13)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

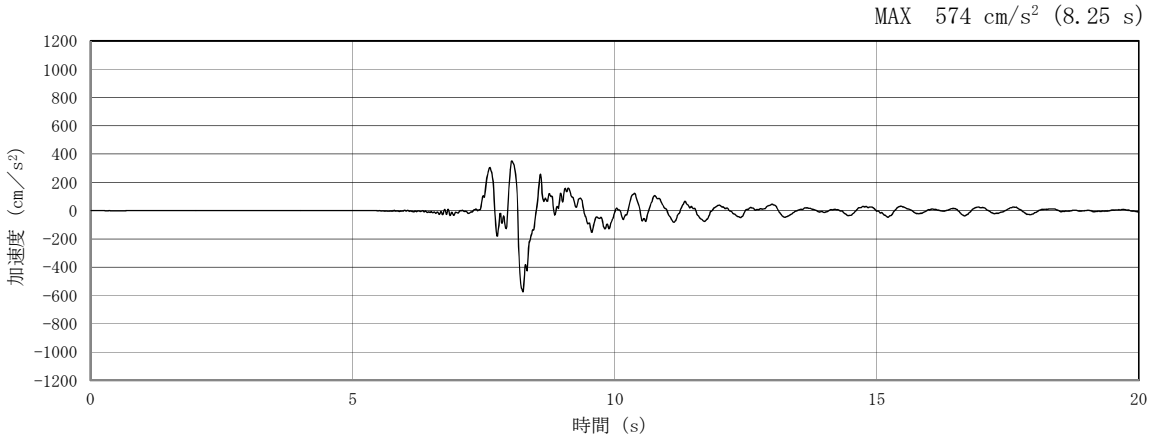


(a)　加速度時刻歴波形

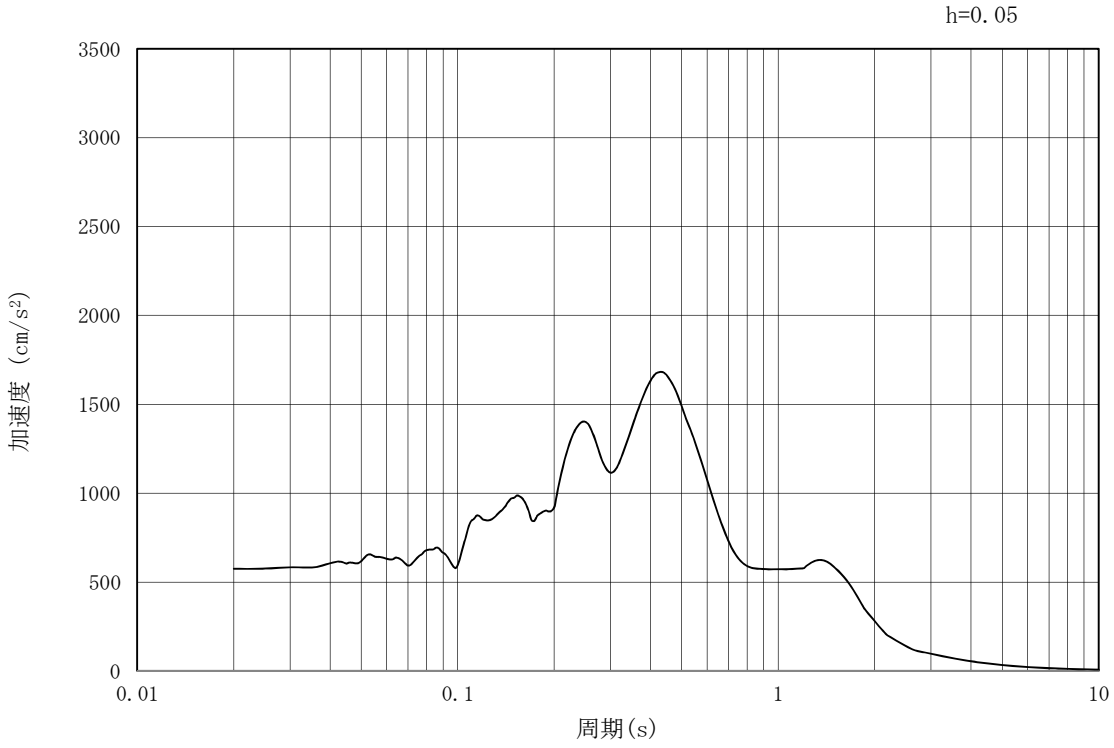


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (14)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

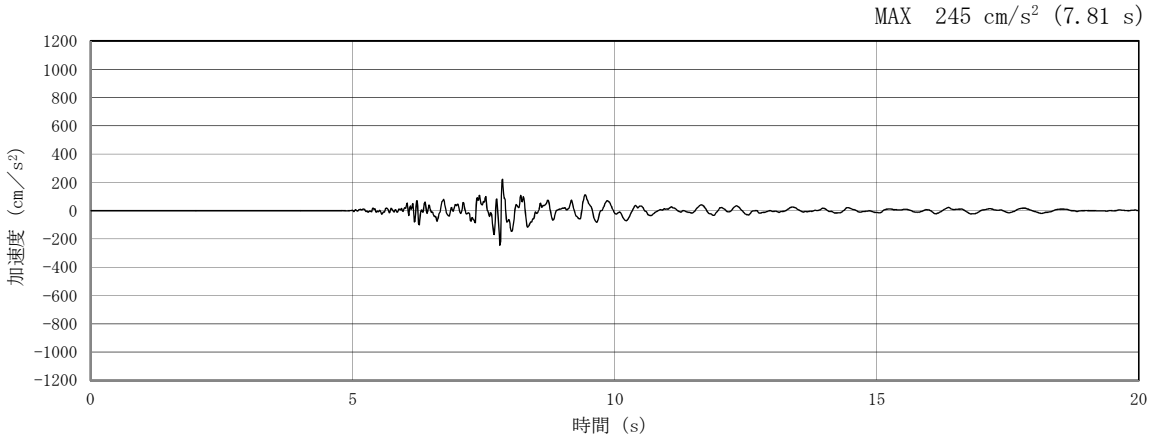


(a)　加速度時刻歴波形

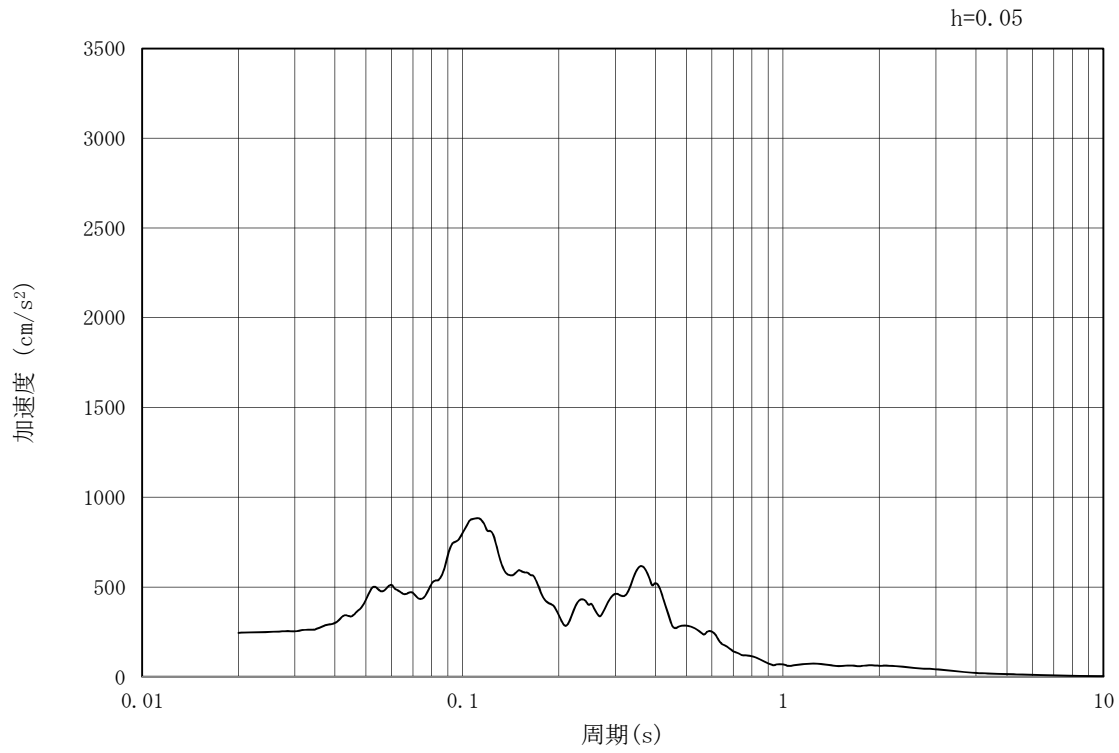


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (15)　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

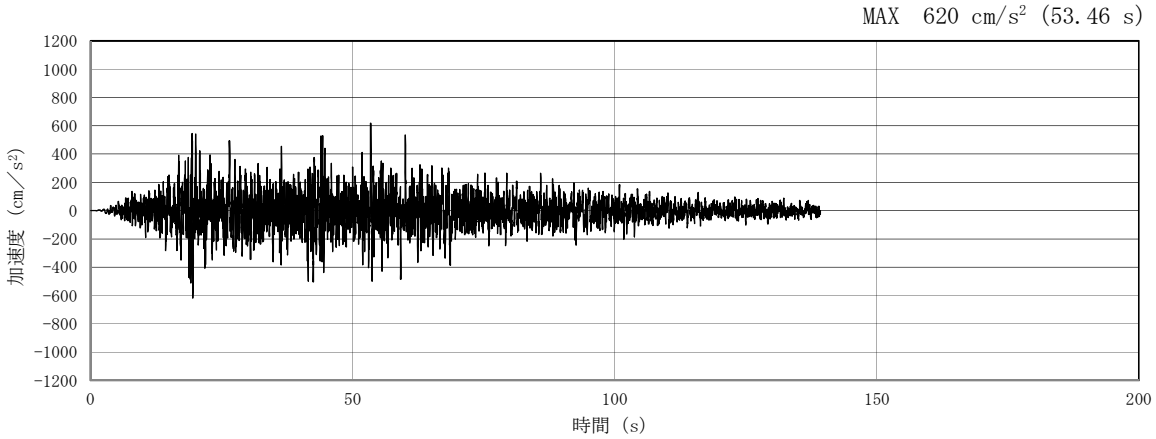


(a)　加速度時刻歴波形

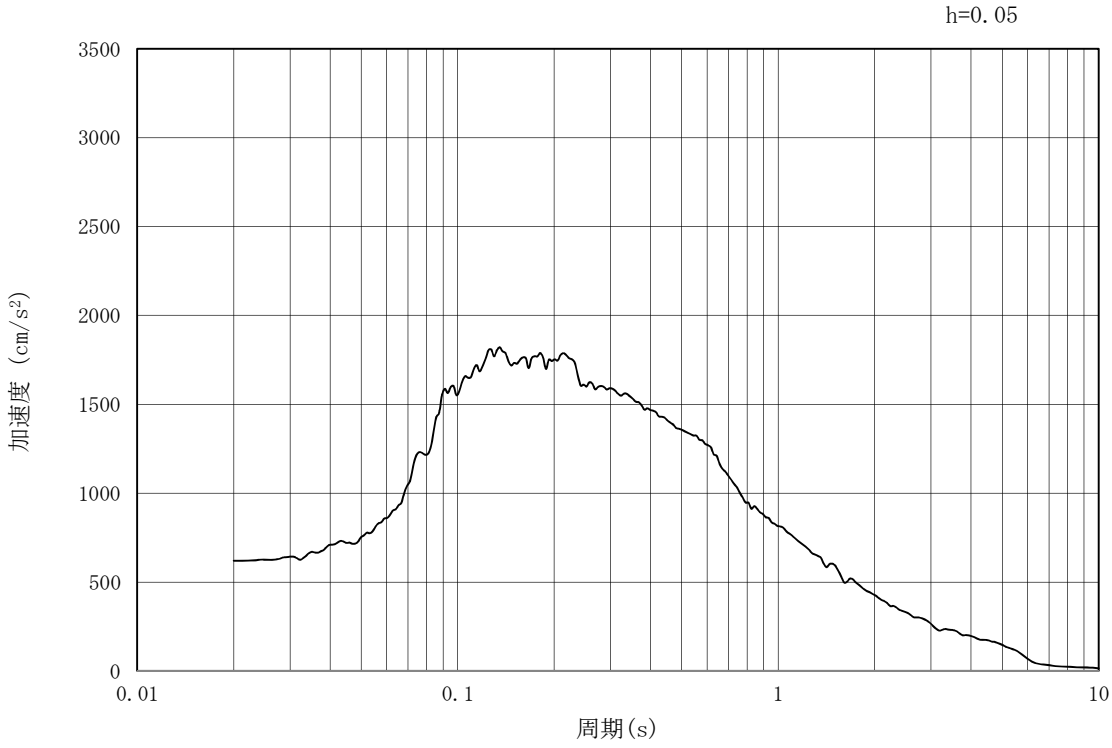


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (16)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

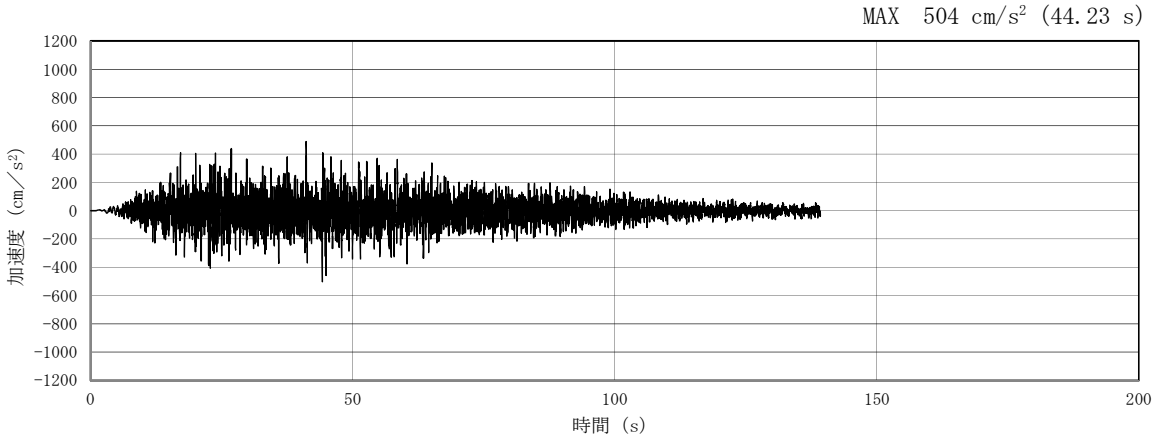


(a)　加速度時刻歴波形

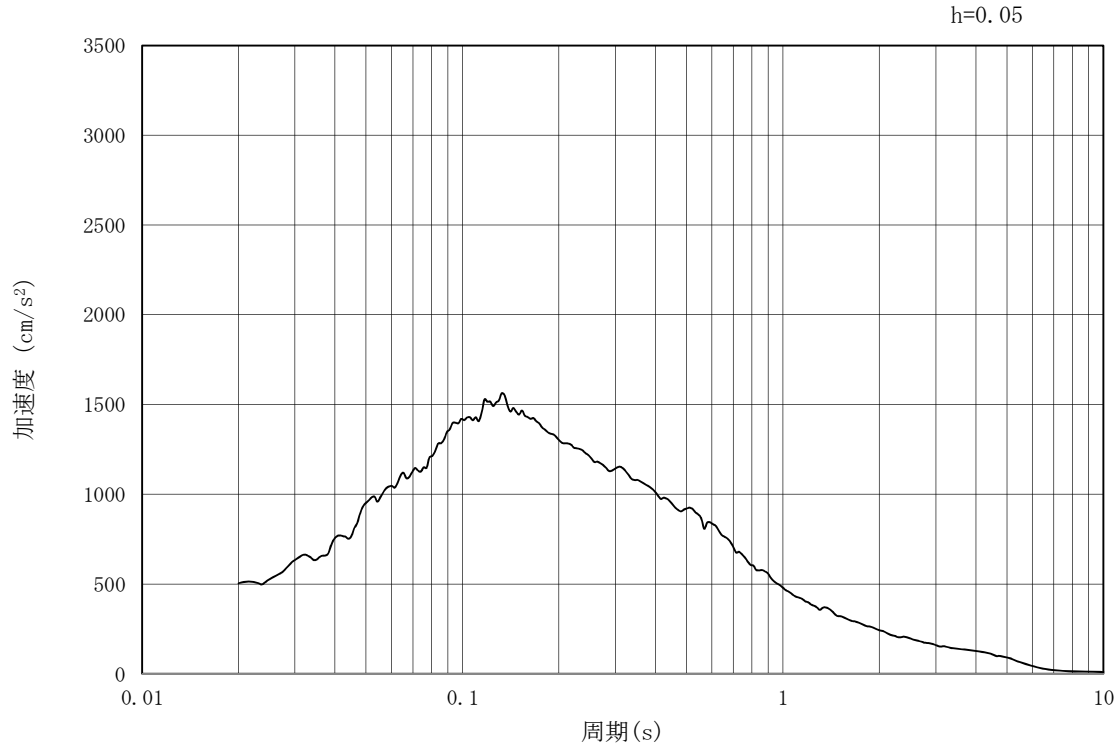


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (17)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

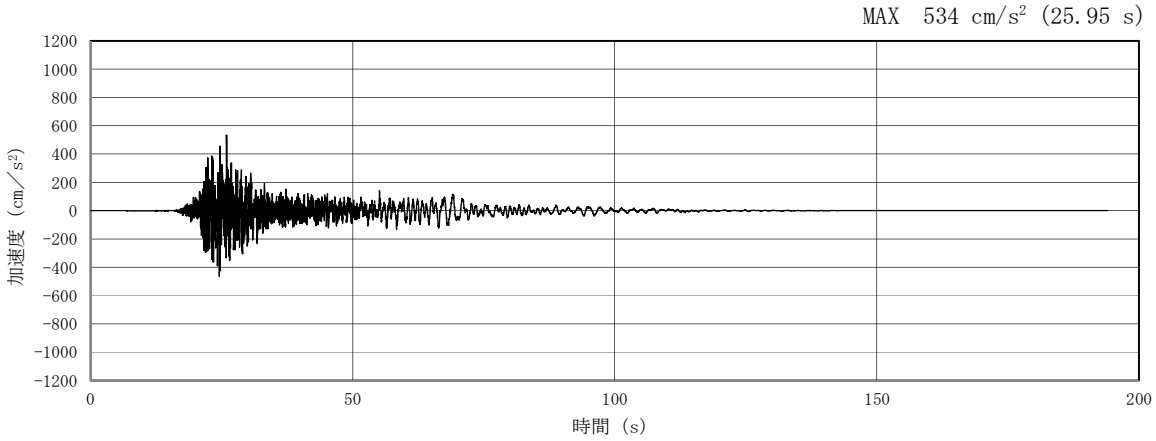


(a)　加速度時刻歴波形

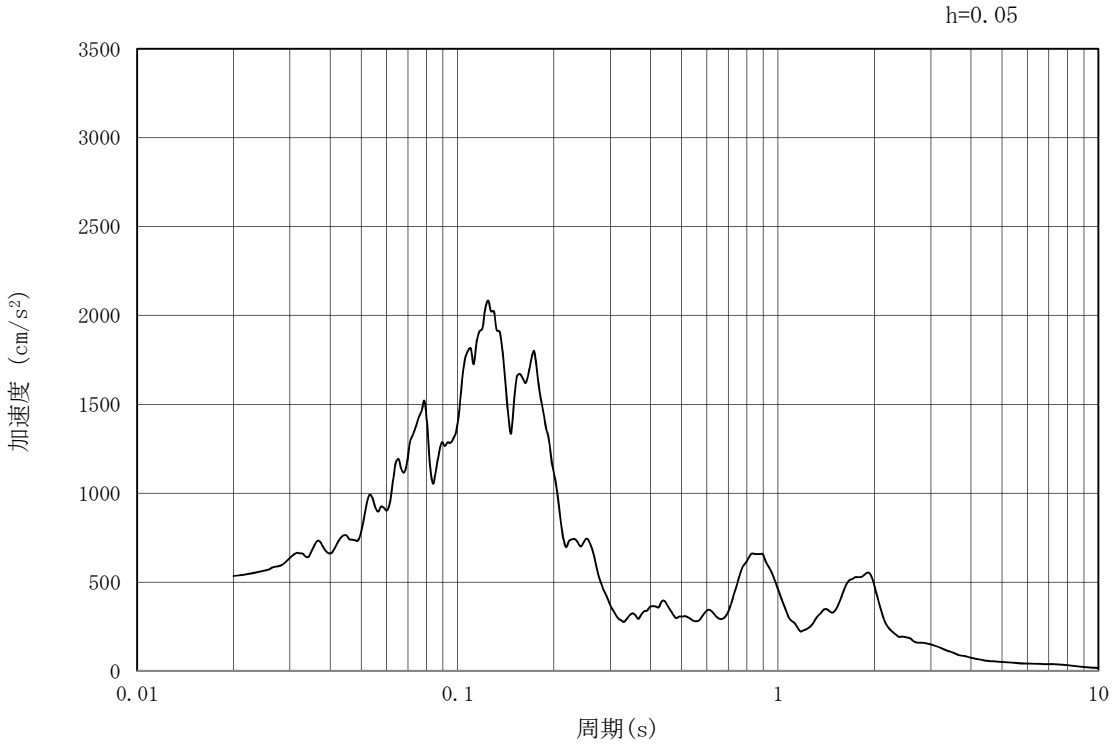


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2（18）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

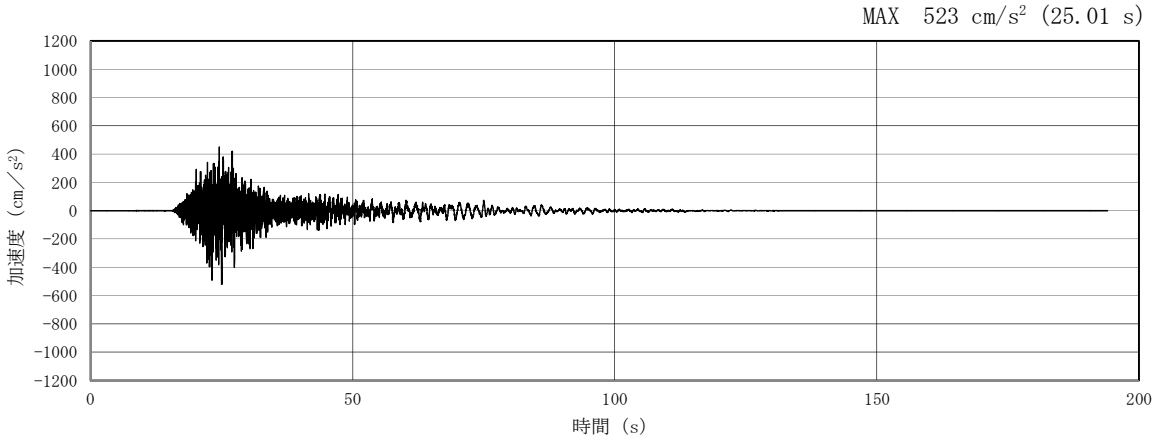


(a)　加速度時刻歴波形

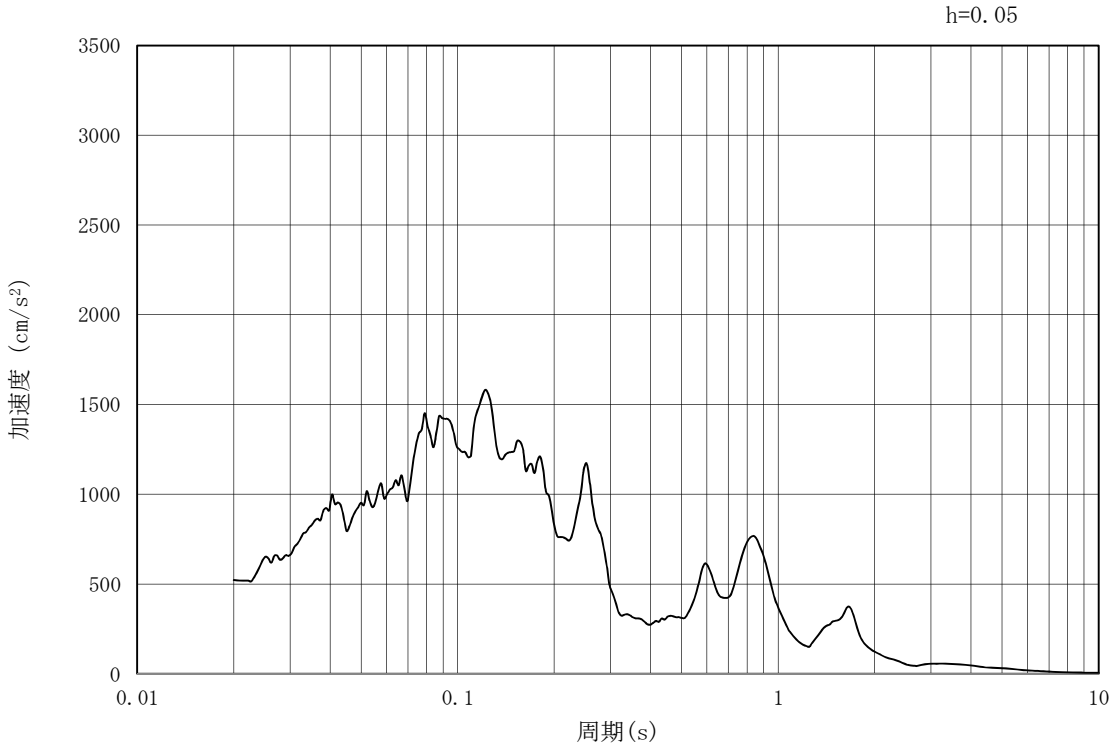


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (19)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

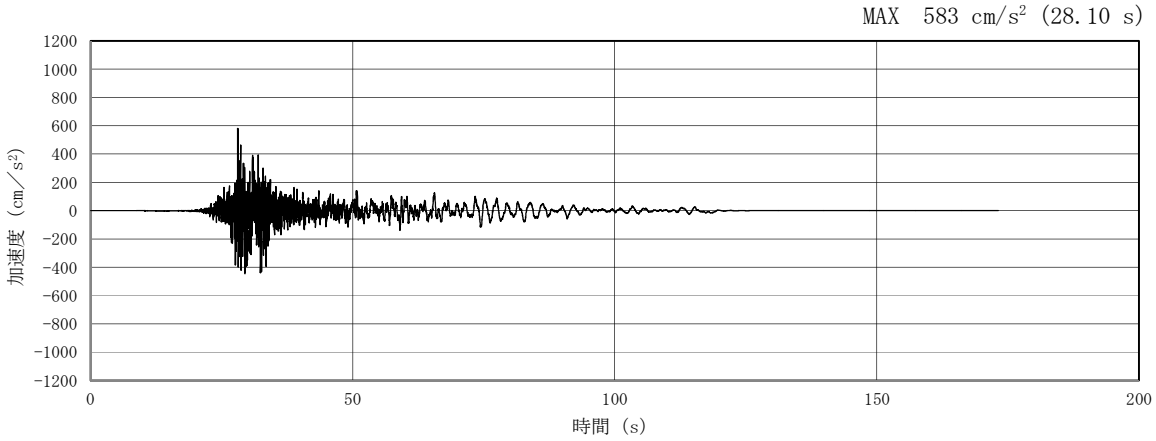


(a)　加速度時刻歴波形

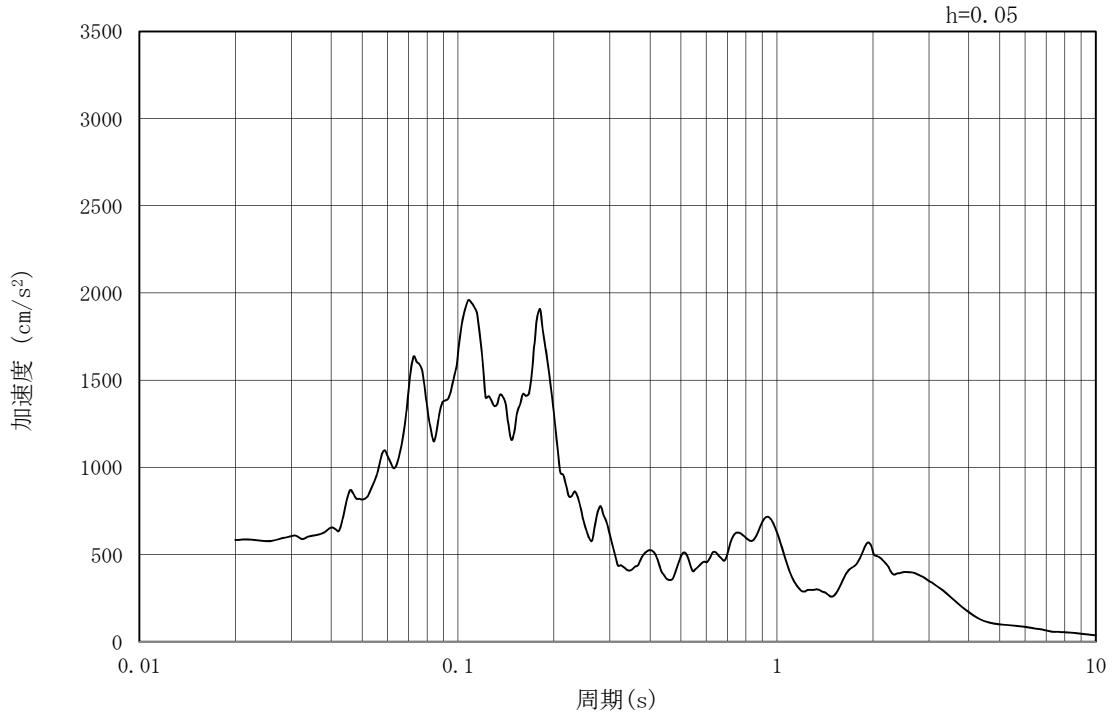


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (20)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

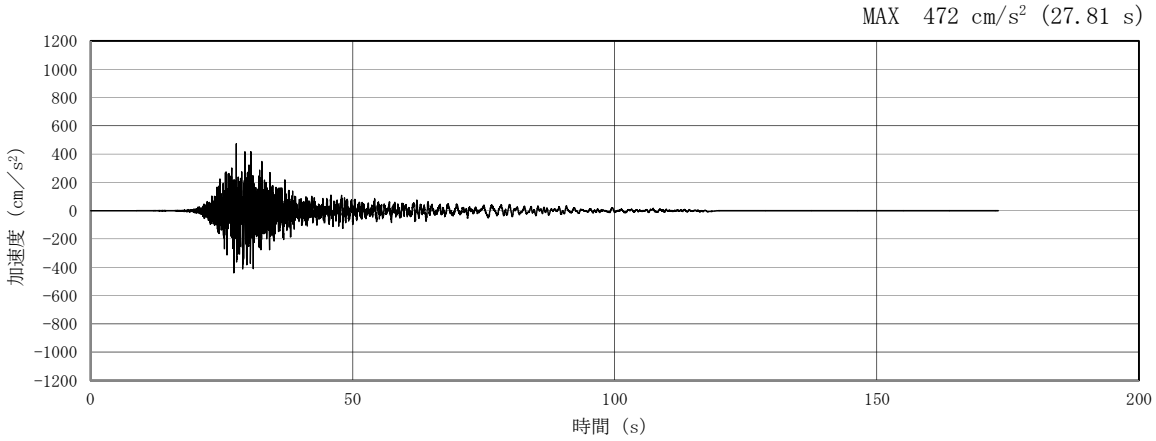


(a)　加速度時刻歴波形

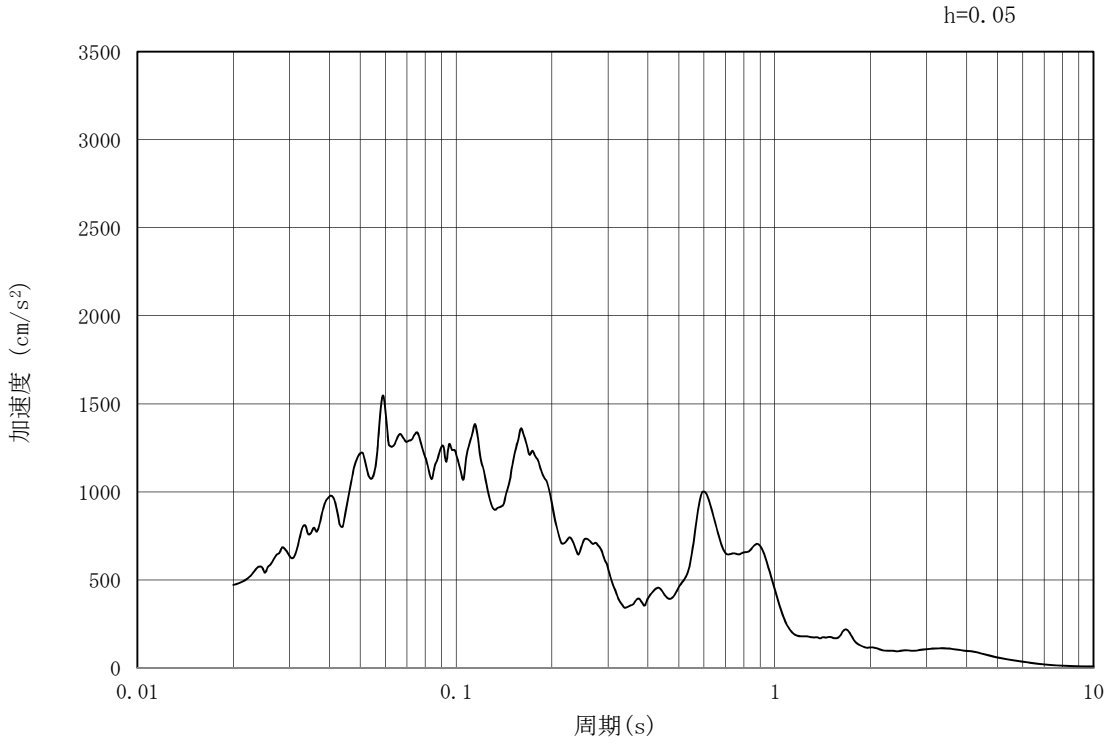


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (21)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

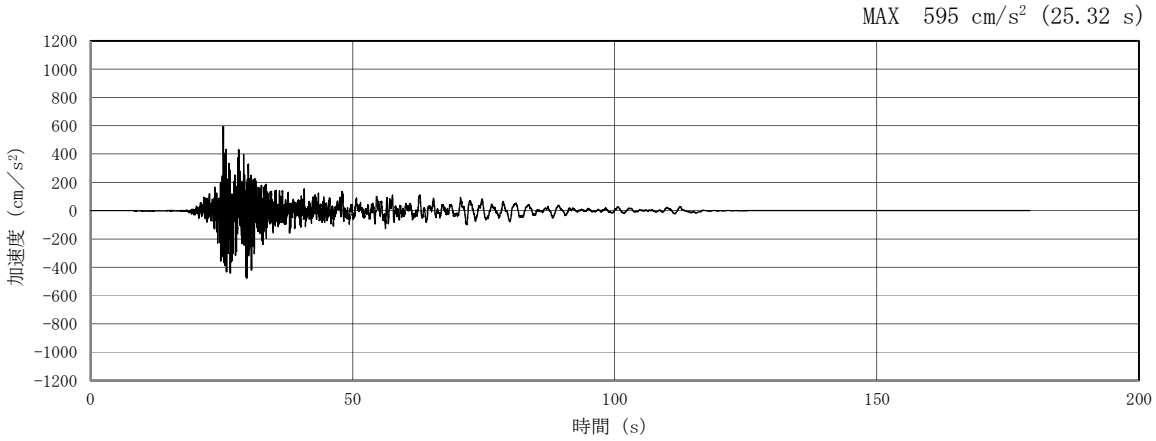


(a)　加速度時刻歴波形

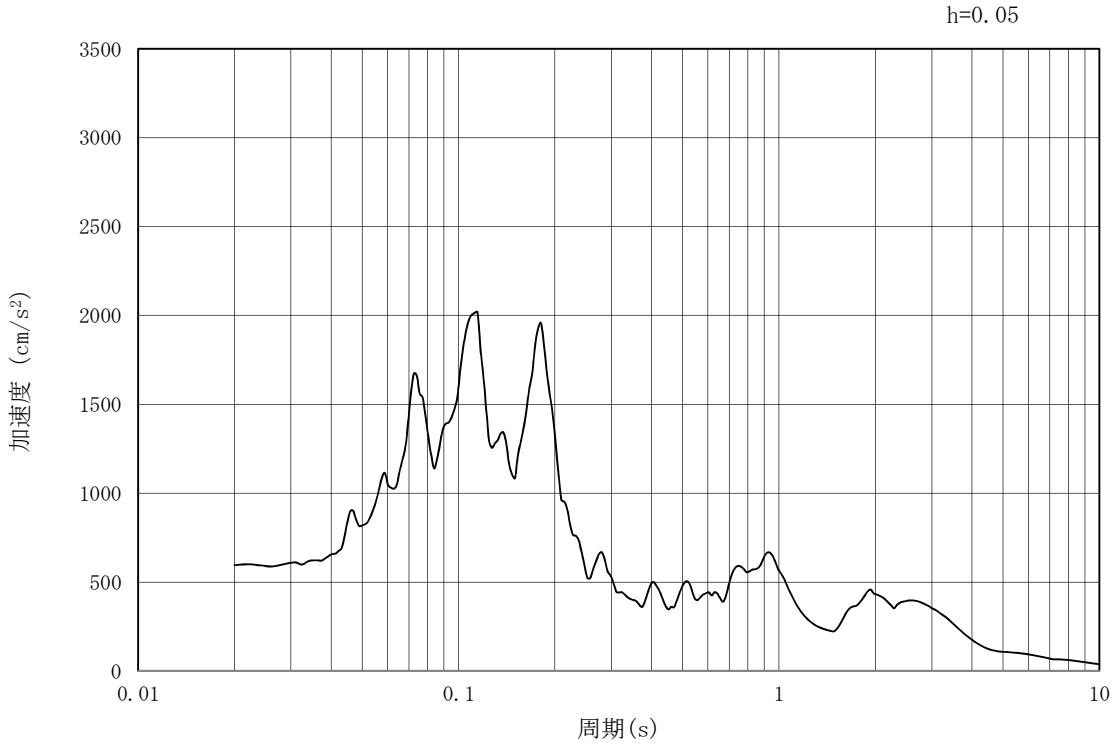


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (22)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

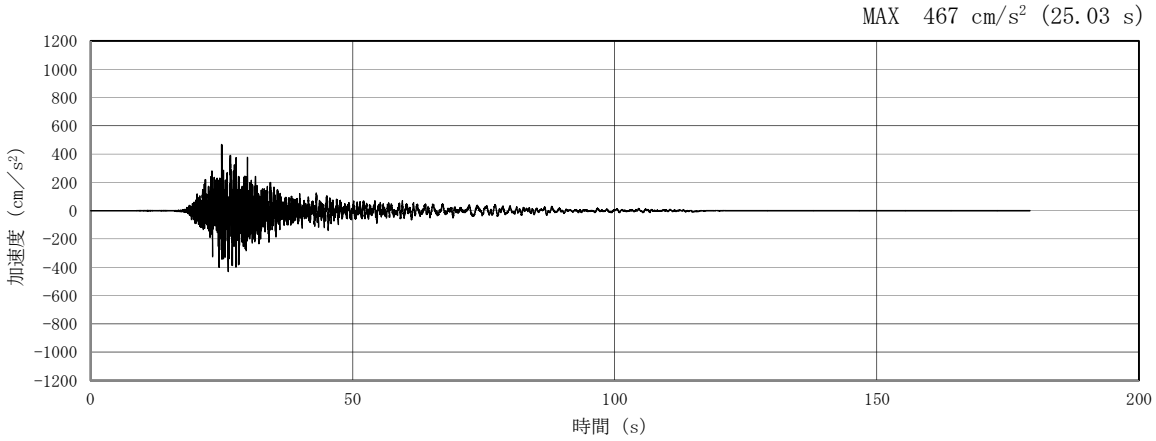


(a)　加速度時刻歴波形

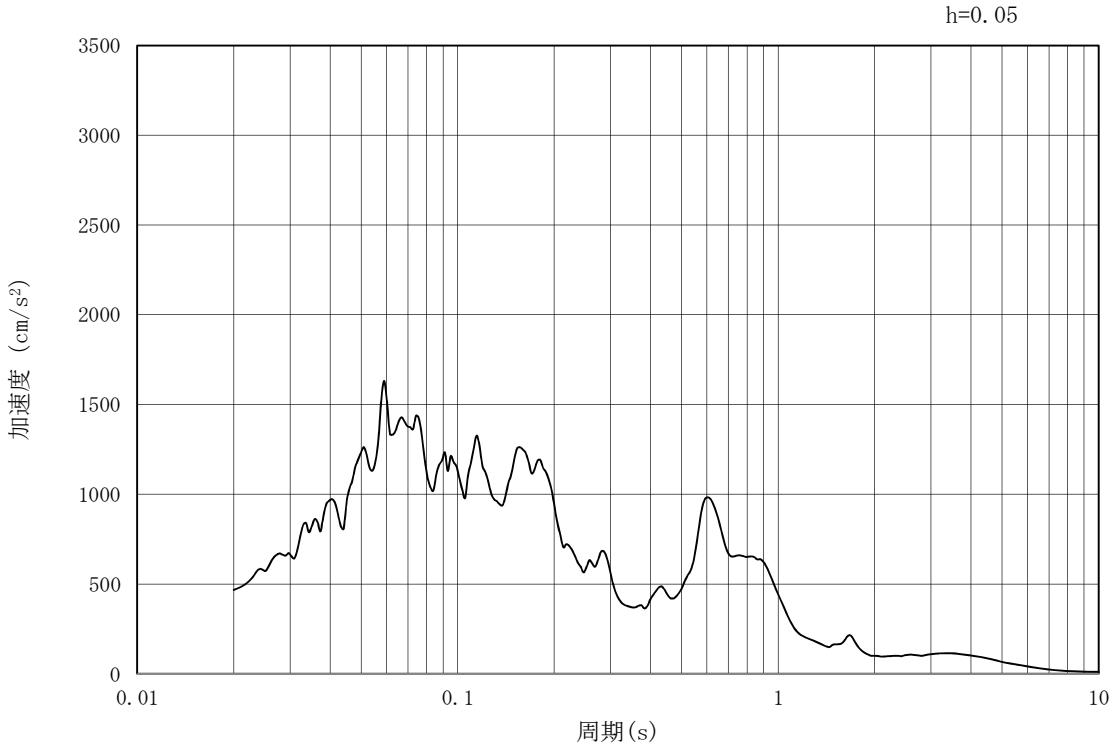


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (23)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

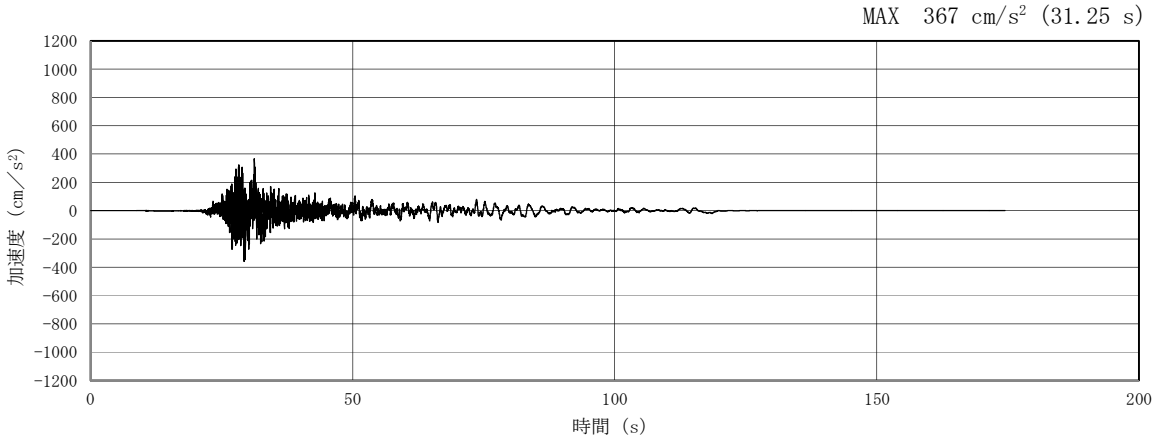


(a)　加速度時刻歴波形

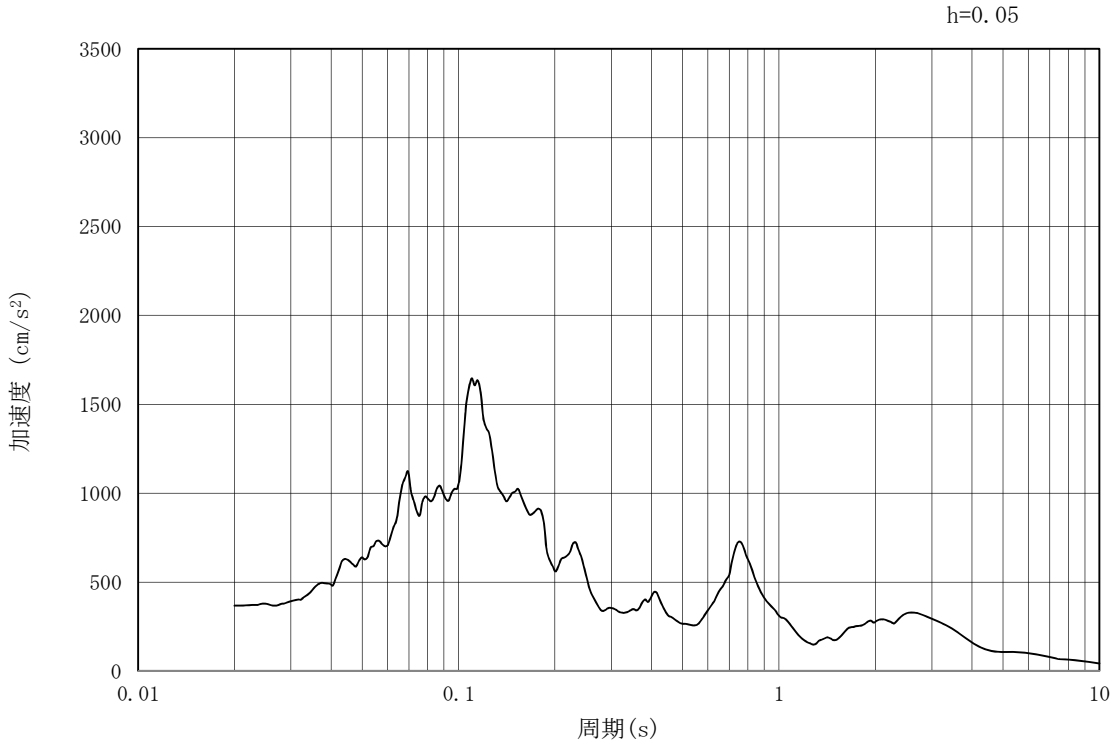


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (24)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

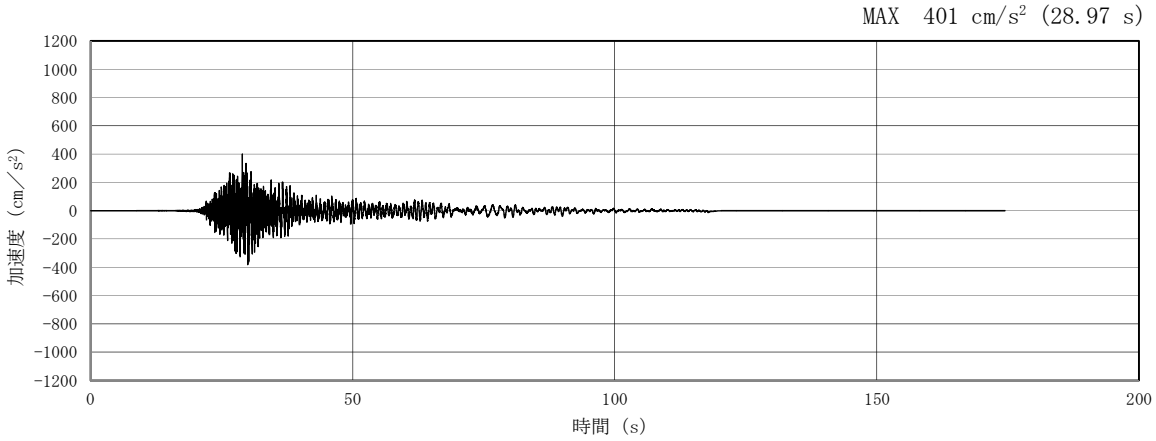


(a)　加速度時刻歴波形

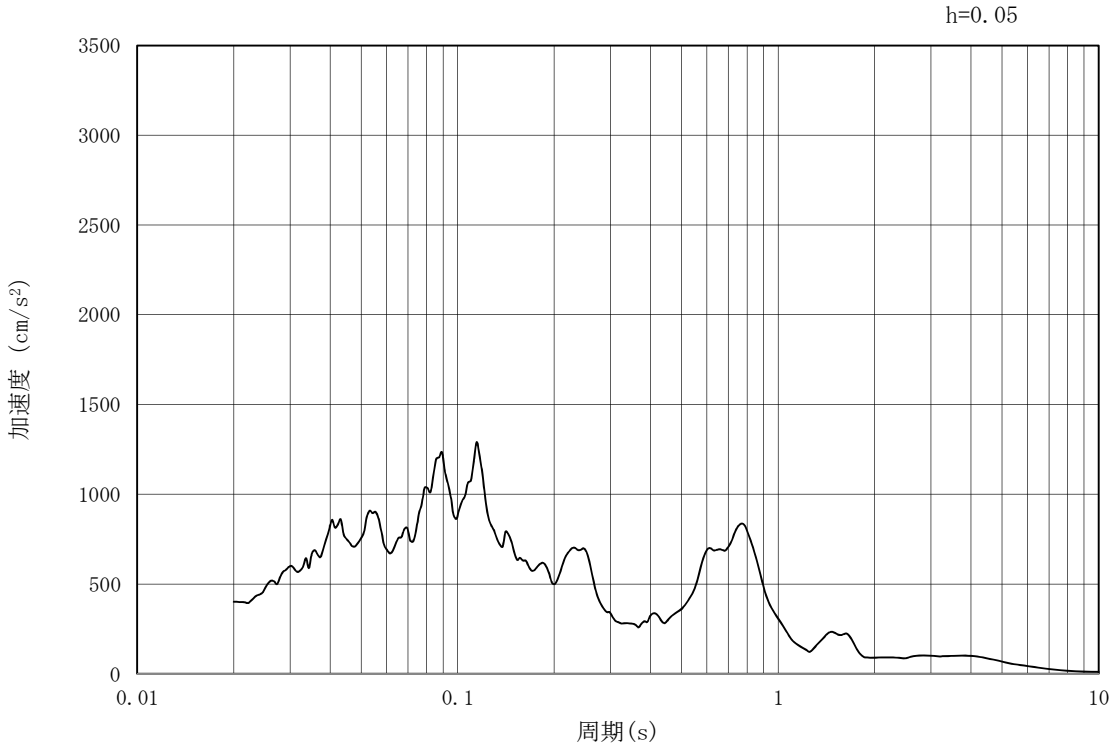


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (25)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

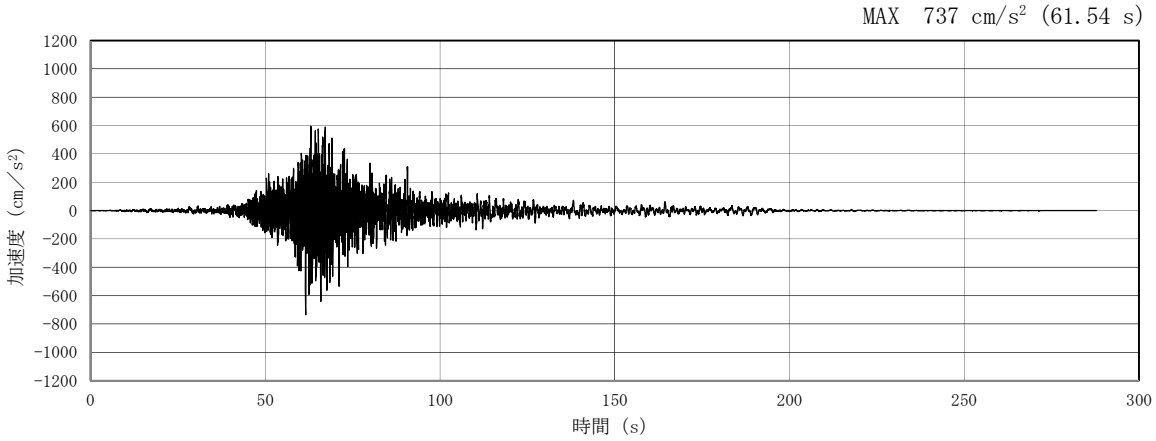


(a)　加速度時刻歴波形

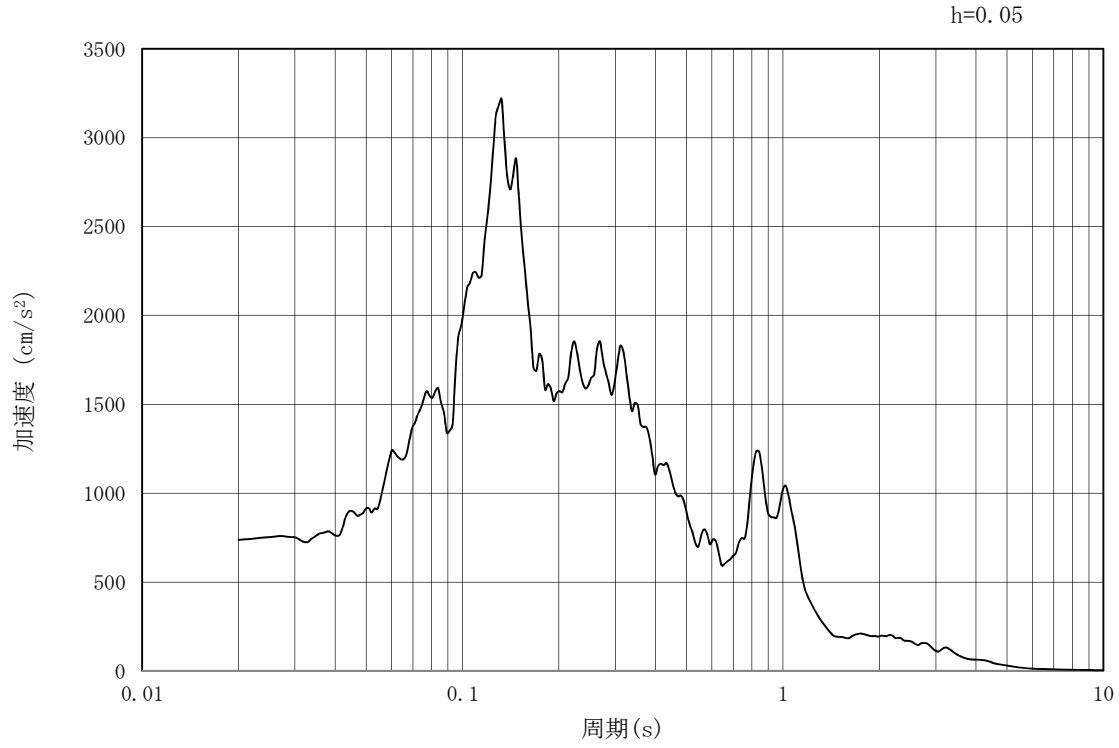


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (26)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

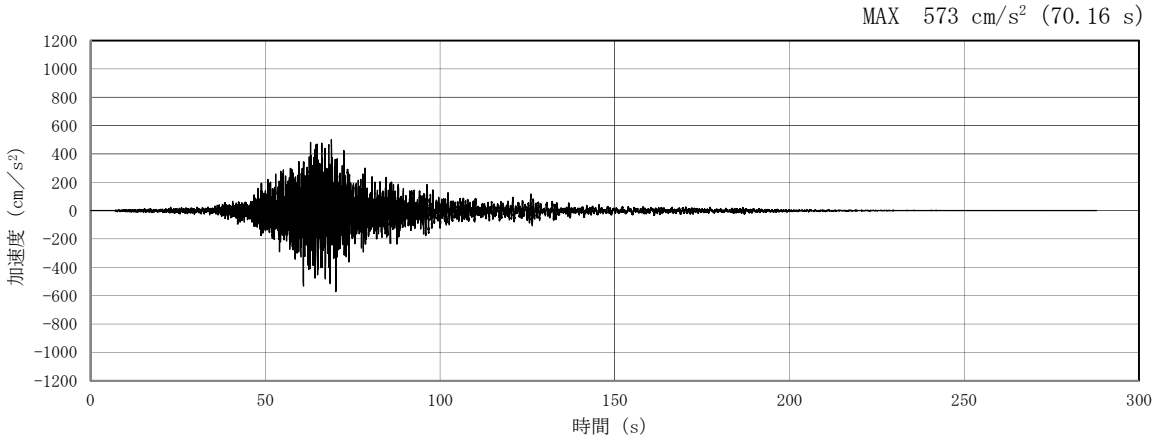


(a)　加速度時刻歴波形

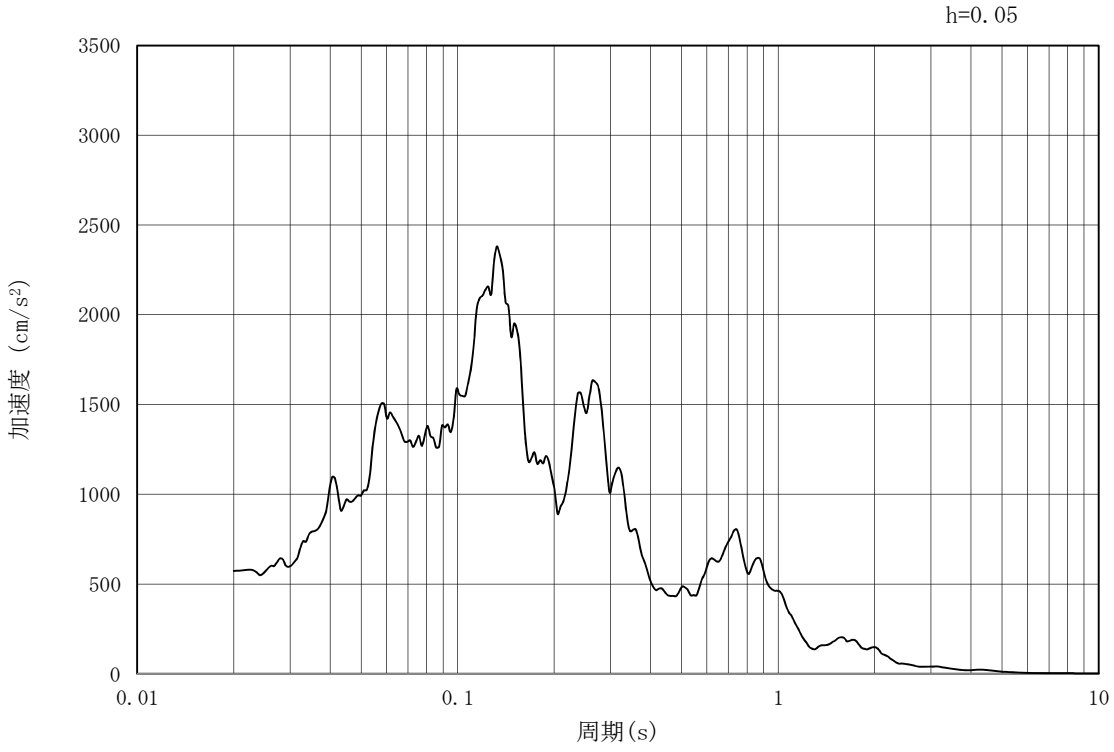


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (27)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

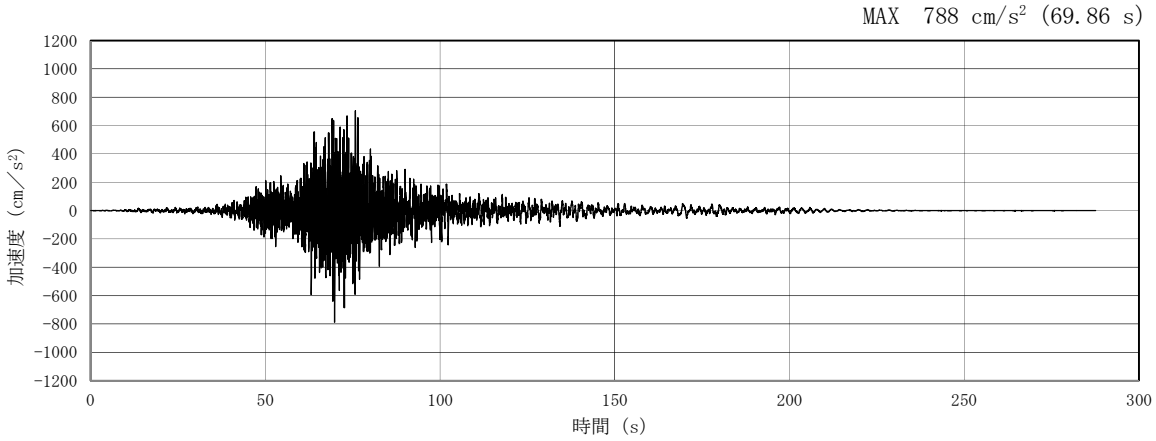


(a)　加速度時刻歴波形

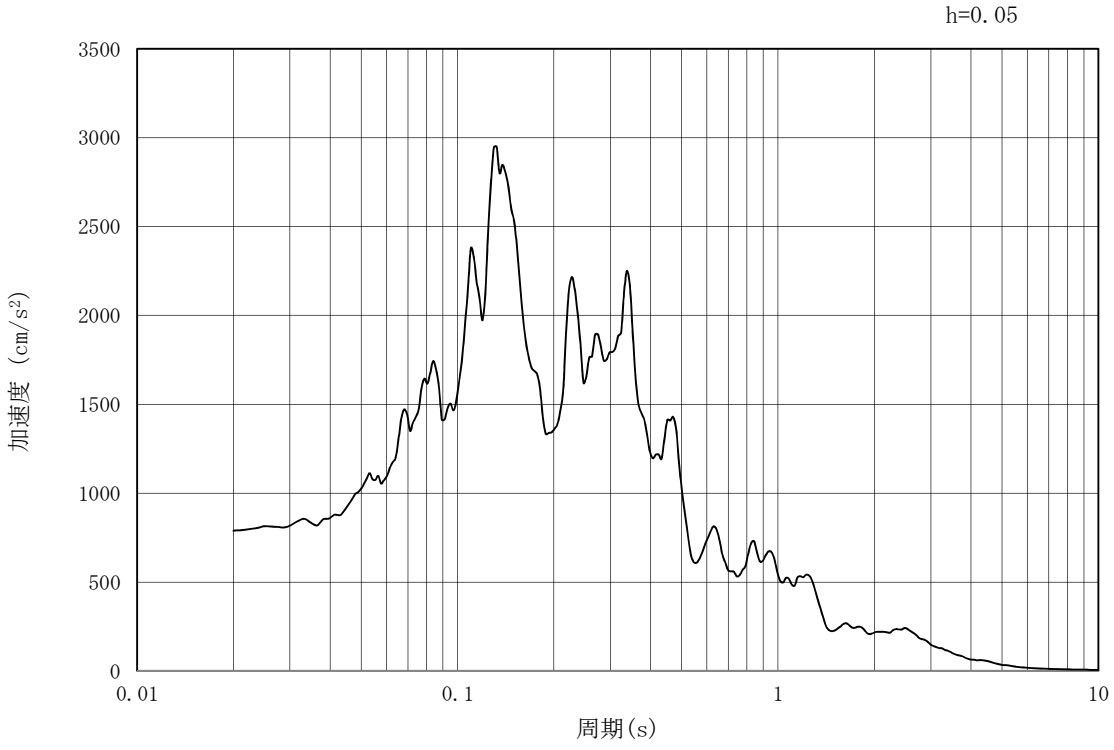


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (28)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

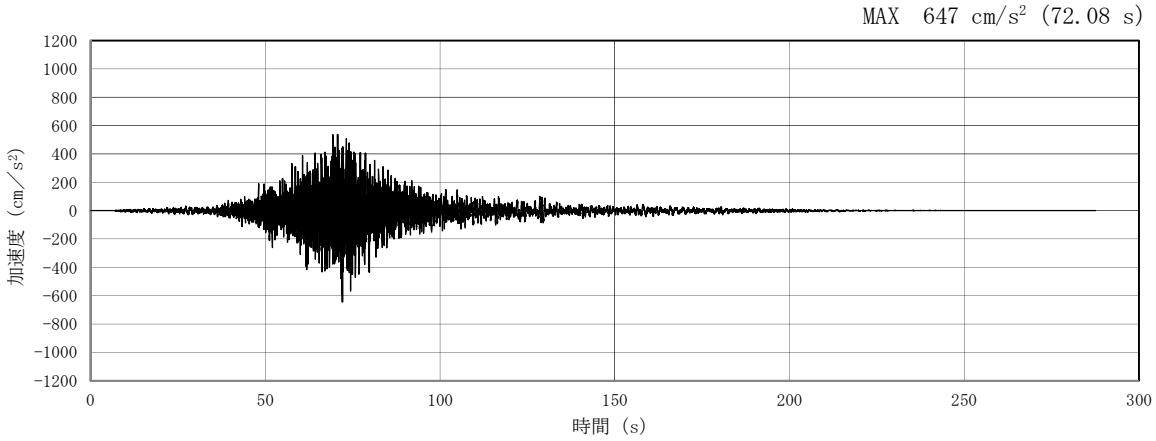


(a)　加速度時刻歴波形

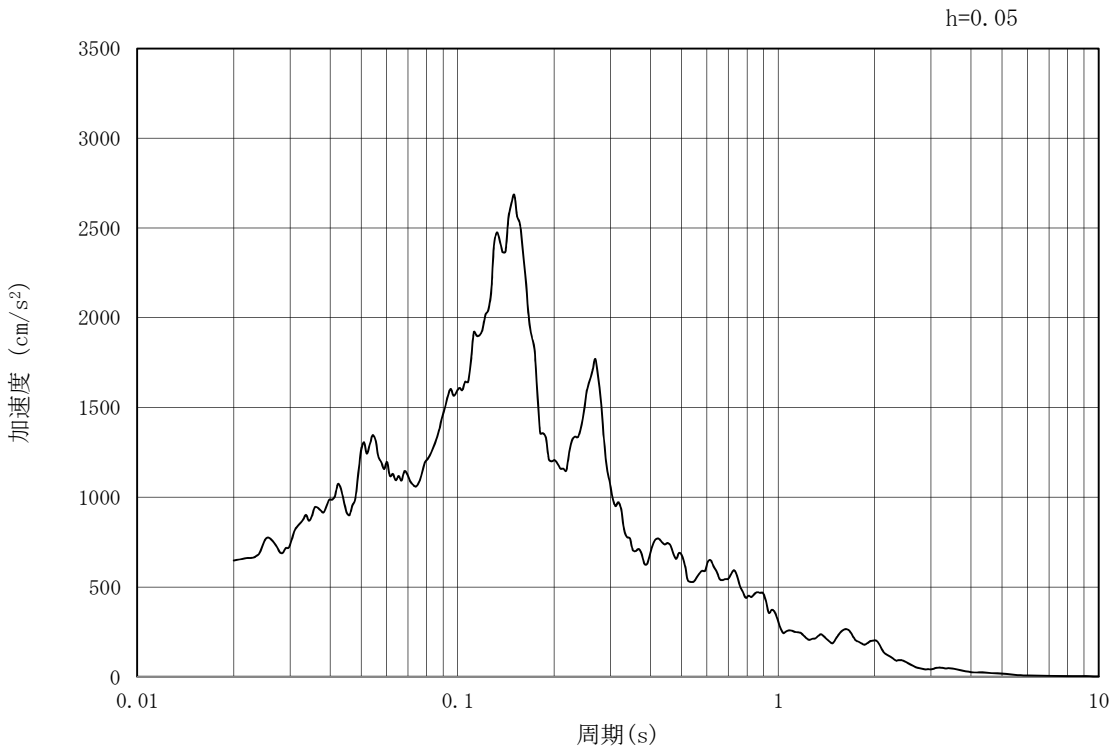


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (29)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

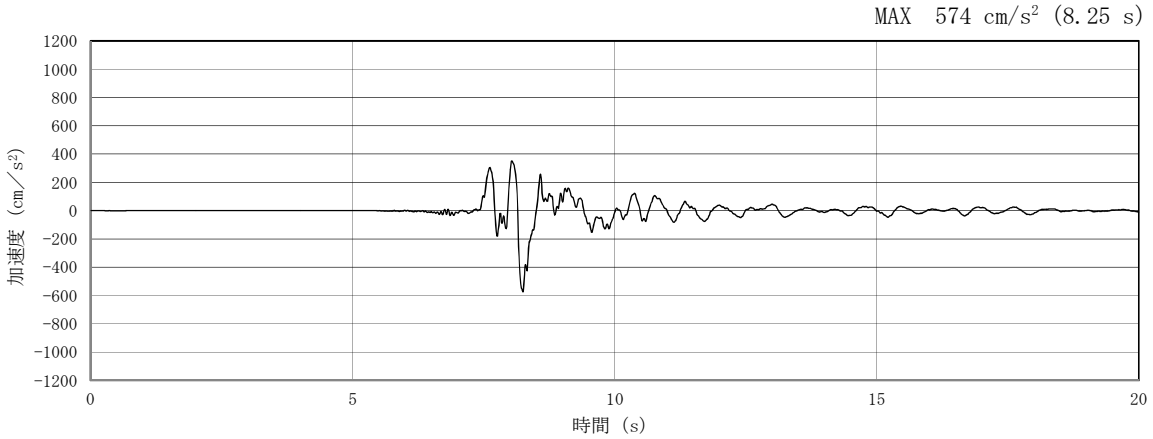


(a)　加速度時刻歴波形

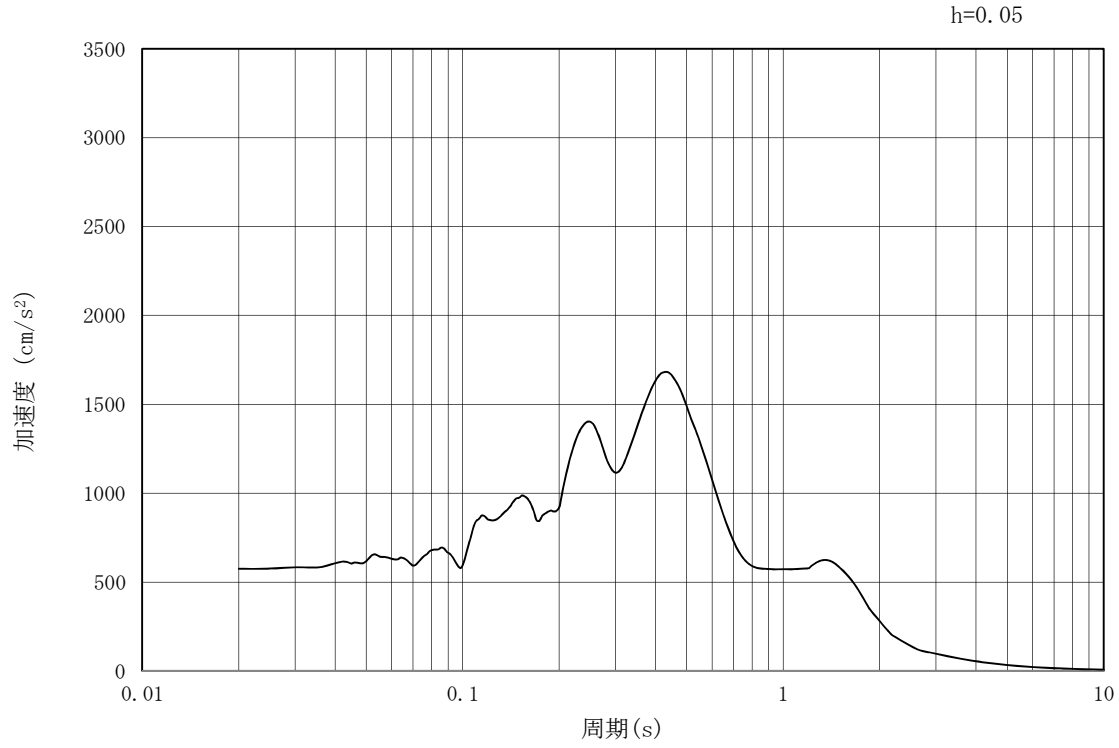


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (30)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

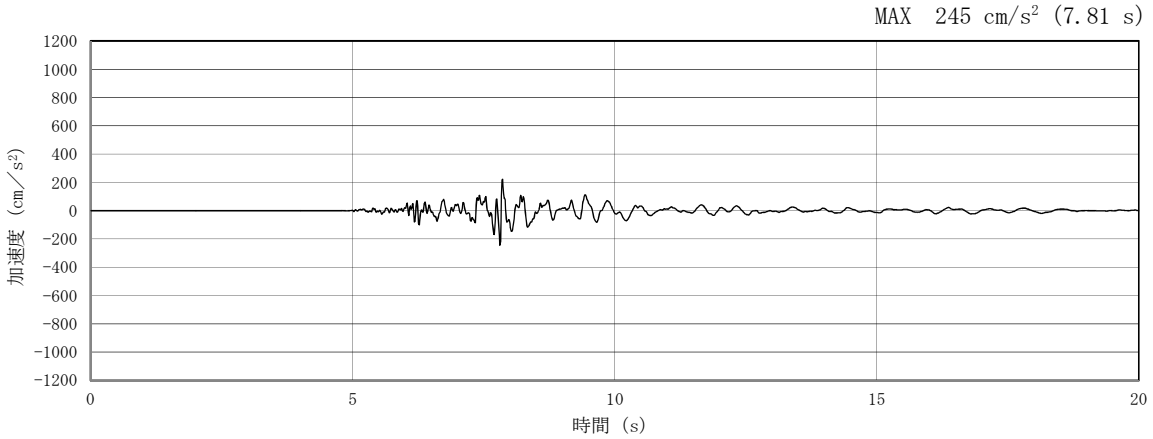


(a)　加速度時刻歴波形

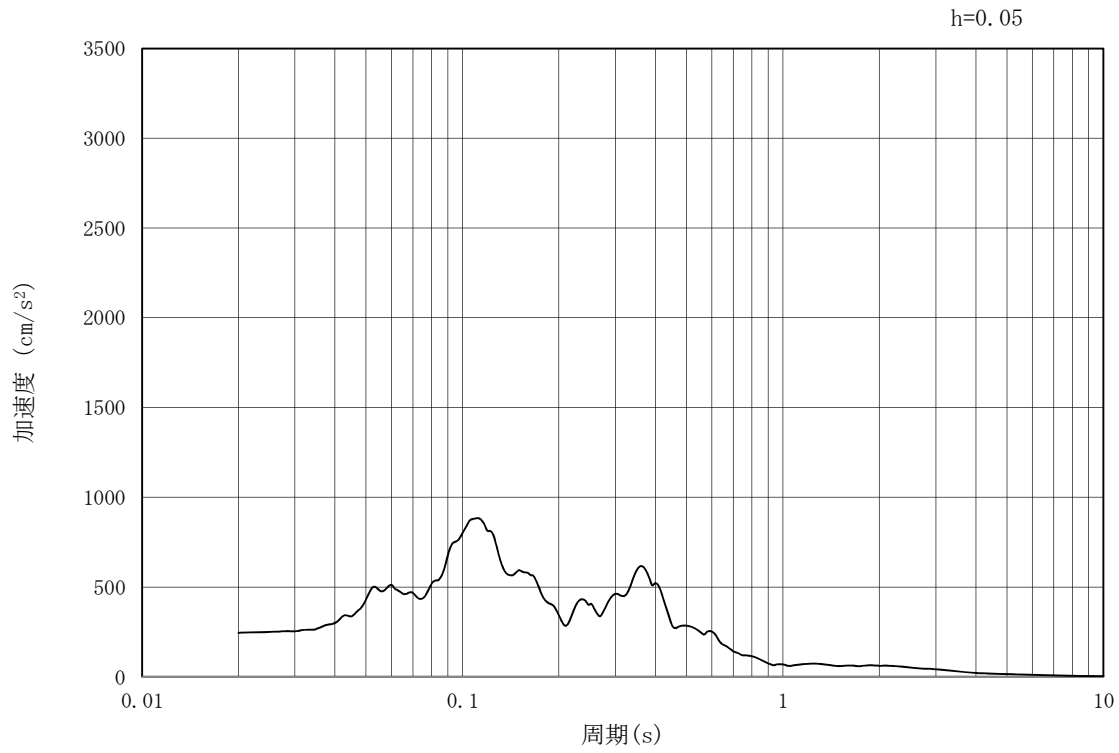


(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (31)　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a)　加速度時刻歴波形



(b)　加速度応答スペクトル

図 12.3－2 (32)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

12.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

緊急用海水ポンプピットの構造部材は，許容応力度法による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社) 土木学会 2002 年制定）及び「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 24 年 3 月）に基づき，表 12.3－1 のとおり設定する。

表 12.3－1　許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート（f'_{ck}＝40 N/mm^2）		許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}	435

注記　＊：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］(社) 土木学会，2002 年制定）に準拠し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 12.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については，構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

緊急用海水用ポンプピットの基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，緊急用海水用ポンプピットの基礎地盤を構成する新第三系Ｋｍ層の極限支持力度を用いる。極限支持力度については，「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 24 年 3 月)」のケーソン基礎の設計に基づき，以下のとおり設定する。

$$q_d = \alpha\, c\, N_c + \frac{1}{2}\beta\, \gamma_1\, B\, N_\gamma + \gamma_2\, D_f\, N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 12.3－3 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 12.3－3 に示す支持力係数

表 12.3－3　基礎底面の形状係数

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）

ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

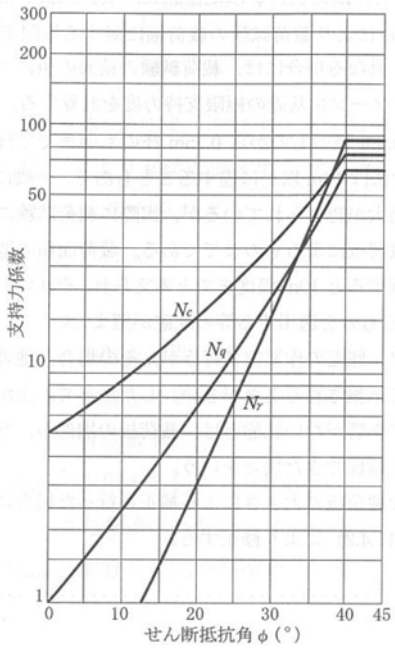


図 12.3－3　支持力係数を求めるグラフ

緊急用海水ポンプピットにおける許容限界を表 12.3－4 に示す。

表 12.3－4　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

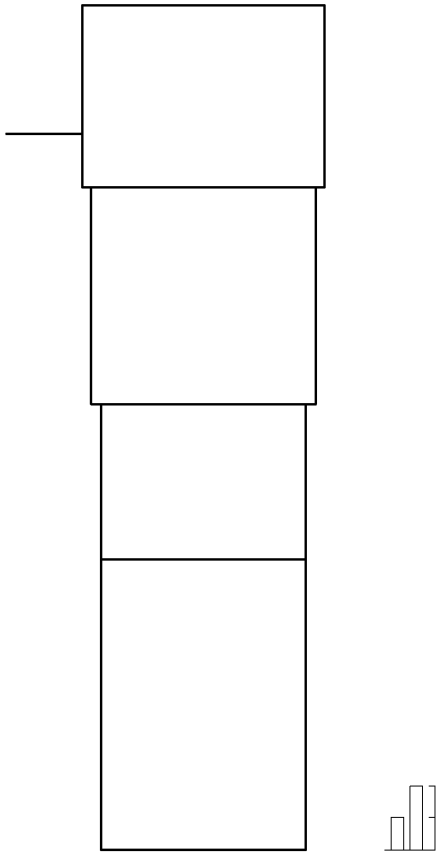
12.4　評価結果

12.4.1　地震応答解析結果

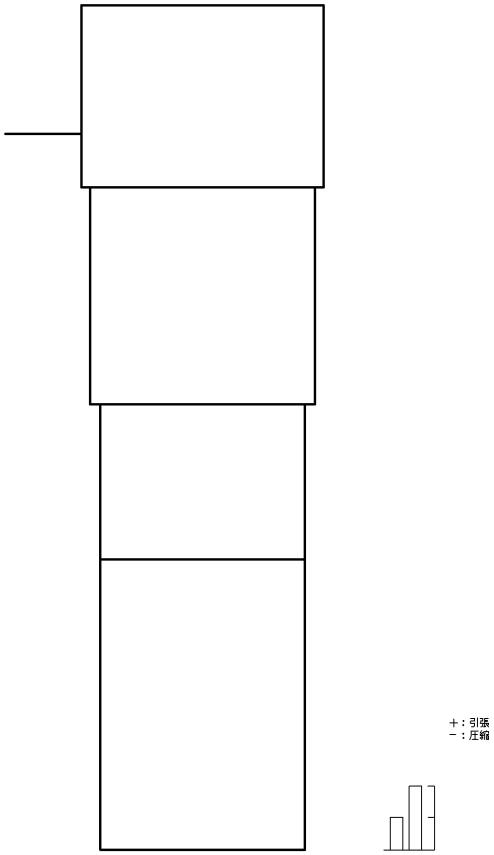
緊急用海水ポンプピットの基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 12.4－1 及び図 12.4－2 に示す。本図は構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻においての断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 12.4－3 及び図 12.4－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 12.4－5 及び図 12.4－6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

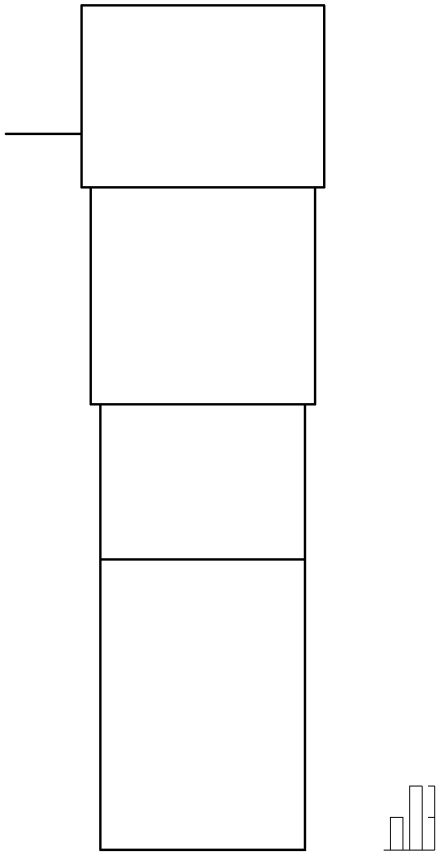
追而



曲げモーメント（kN・m）



軸力（kN）



せん断力（kN）

*評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 12.4－1（1）　東西方向断面の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

追而

図 12.4－1（2）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○.○○s）

図 12.4－1（3）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

図 12.4－1（4）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○.○○s）

図 12.4－1（5）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，t=○○.○○s）

図 12.4－1（6）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，t=○○.○○s）

図 12.4－1（7）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，t=○○.○○s）

図 12.4－1（8）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，t=○○.○○s）

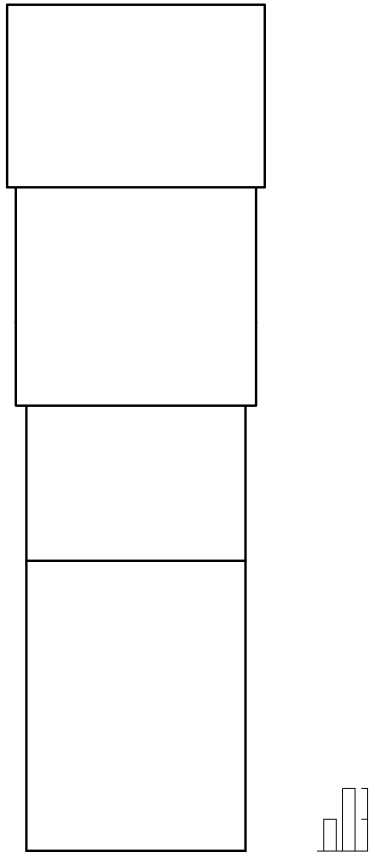
図 12.4－1（9）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，t=○○.○○s）

図 12.4－1（10）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，t=○○.○○s）

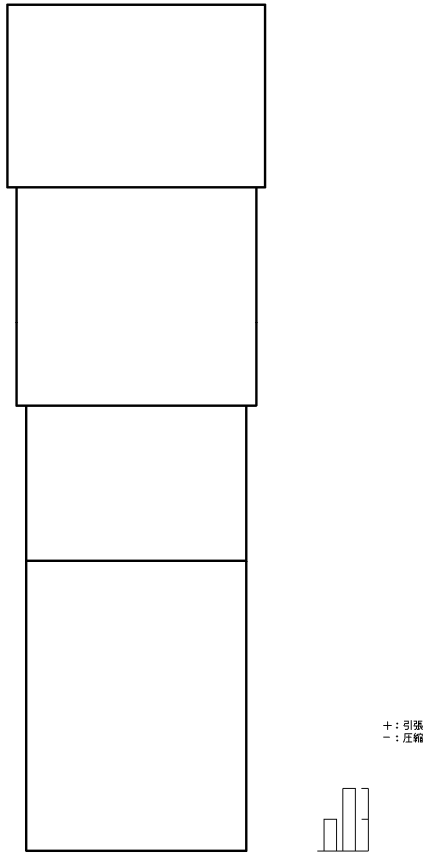
図 12.4－1（11）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

図 12.4－1（12）　東西方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

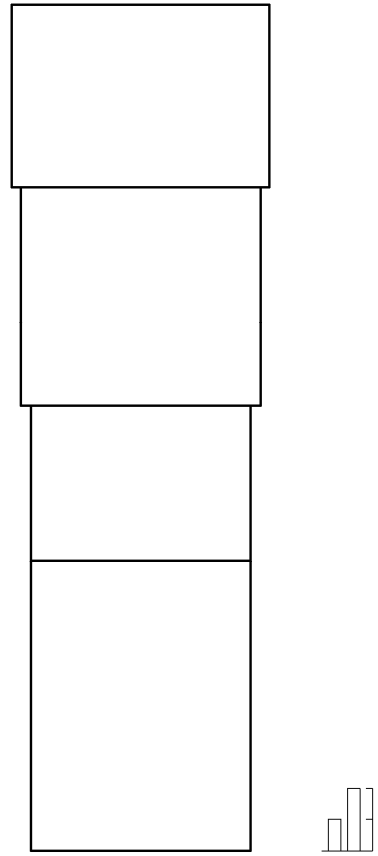
追而



曲げモーメント（kN・m）



軸力（kN）



せん断力（kN）

*評価位置における断面力値

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 12.4－2（1）　南北方向断面の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

追而

図 12.4－2（2）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，t=○○.○○s）

図 12.4－2（3）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

図 12.4－2（4）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，t=○○.○○s）

図 12.4－2（5）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１，t=○○.○○s）

図 12.4－2（6）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２，t=○○.○○s）

図 12.4－2（7）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３，t=○○.○○s）

図 12.4－2（8）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４，t=○○.○○s）

図 12.4－2（9）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１，t=○○.○○s）

図 12.4－2（10）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２，t=○○.○○s）

図 12.4－2（11）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

図 12.4－2（12）　南北方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，t=○○.○○s）

追而

図 12.4－3（1）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－3（2）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 12.4－3（3）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 12.4－3（4）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 12.4－3（5）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 12.4－3（6）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 12.4－3（7）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 12.4－3（8）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 12.4－3（9）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 12.4－3（10）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 12.4－3（11）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－3（12）　東西方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 12.4－4（1）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－4（2）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 12.4－4（3）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 12.4－4（4）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 12.4－4（5）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 12.4－4（6）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 12.4－4（7）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 12.4－4（8）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 12.4－4（9）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 12.4－4（10）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 12.4－4（11）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－4（12）　南北方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 12.4－5（1）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－5（2）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 12.4－5（3）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 12.4－5（4）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 12.4－5（5）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 12.4－5（6）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 12.4－5（7）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 12.4－5（8）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 12.4－5（9）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 12.4－5（10）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 12.4－5（11）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－5（12）　東西方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 12.4－6（1）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－6（2）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 12.4－6（3）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 12.4－6（4）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 12.4－6（5）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 12.4－6（6）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 12.4－6（7）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 12.4－6（8）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 12.4－6（9）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 12.4－6（10）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 12.4－6（11）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－6（12）　南北方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

12.4.2　耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 12.4－1 及び表 12.4－2 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 12.4－3 及び表 12.4－4 にそれぞれ示す。

緊急用海水ポンプピットにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，緊急用海水ポンプピットの構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

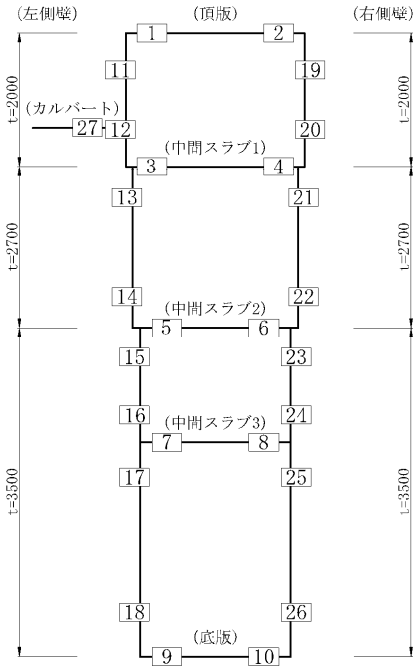
概略配筋図を図 12.4－7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 12.4－5 に示す。

追而

表 12.4－1（1）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D1〔H＋，V＋〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					
	カルバート					
S_s－D1〔H＋，V－〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					
	カルバート					

＊　評価位置は下図に示す



追而

表 12.4－1（2）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－1（3）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－1（4）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－1（5）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

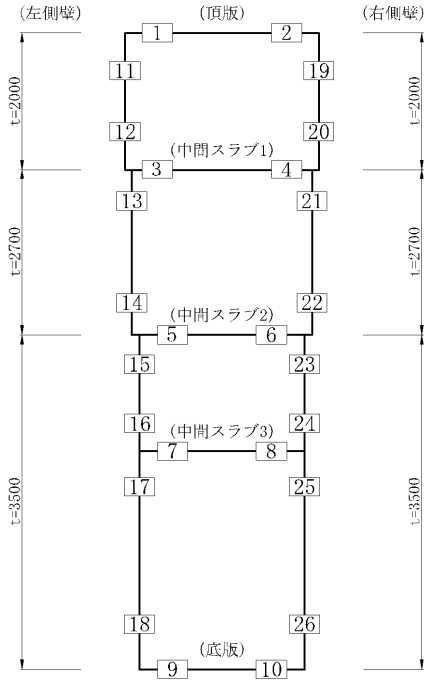
表 12.4－1（6）　コンクリートの曲げ照査結果（東西断面方向）

追而

表 12.4－2（1）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D１〔H＋，V＋〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					
S_s－D１〔H＋，V－〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					

＊　評価位置は下図に示す



追而

表 12.4－2（2）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 12.4－2（3）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 12.4－2（4）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

表 12.4－2（5）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

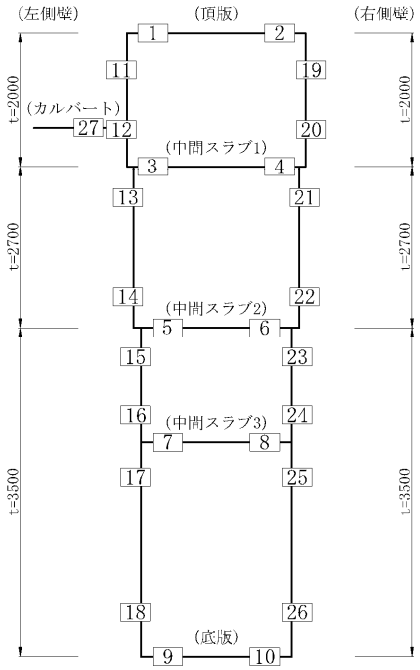
表 12.4－2（6）　コンクリートの曲げ照査結果（南北断面方向）

追而

表 12.4－3（1）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D１〔H＋，V＋〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					
	カルバート					
S_s－D１〔H＋，V－〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					
	カルバート					

＊　評価位置は下図に示す



追而

表 12.4－3（2）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－3（3）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－3（4）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－3（5）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

表 12.4－3（6）　鉄筋の曲げ照査結果（東西断面方向）

追而

表 12.4－4（1）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D1〔H＋，V＋〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					
S_s－D1〔H＋，V－〕	頂版					
	中間スラブ1					
	中間スラブ2					
	中間スラブ3					
	底版					
	左側壁					
	右側壁					

＊　評価位置は下図に示す

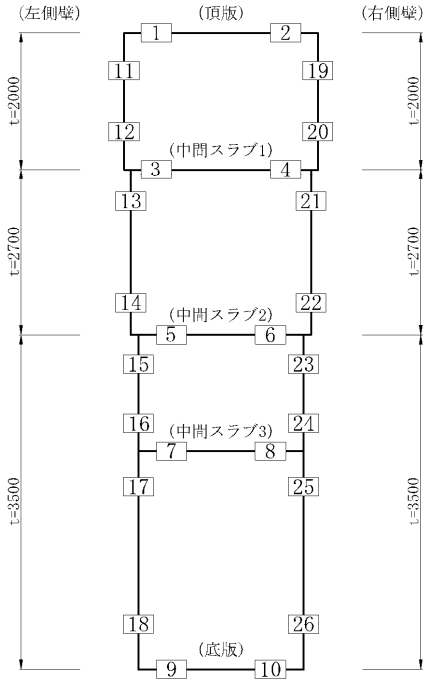


表 12.4－4（2）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

追而

表 12.4－4（3）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 12.4－4（4）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 12.4－4（5）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

表 12.4－4（6）　鉄筋の曲げ照査結果（南北断面方向）

図 12.4－7（1）　概略配筋図（東西断面方向）

図 12.4－7（2）　概略配筋図（南北断面方向）

追而

表 12.4－5（1）　断面諸元一覧表（東西断面方向）

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
頂版	1 2																
中間スラブ1	3 4																
中間スラブ2	5 6																
中間スラブ3	7 8																
底版	9 10																
左側壁	11 12																
	13 14																
	15 16 17 18																
右側壁	19 20																
	21 22																
	23 24 25 26																
カルバート	27																

追而

表 12.4－5（2）　断面諸元一覧表（南北断面方向）

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅） As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅） As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅） Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
頂版	1 2																
中間スラブ1	3 4																
中間スラブ2	5 6																
中間スラブ3	7 8																
底版	9 10																
左側壁	11 12																
	13 14																
	15 16 17 18																
右側壁	19 20																
	21 22																
	23 24 25 26																

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 12.4－6 及び表 12.4－7 にせん断に対する照査結果を示す。

緊急用海水ポンプピットにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，緊急用海水ポンプピットの構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

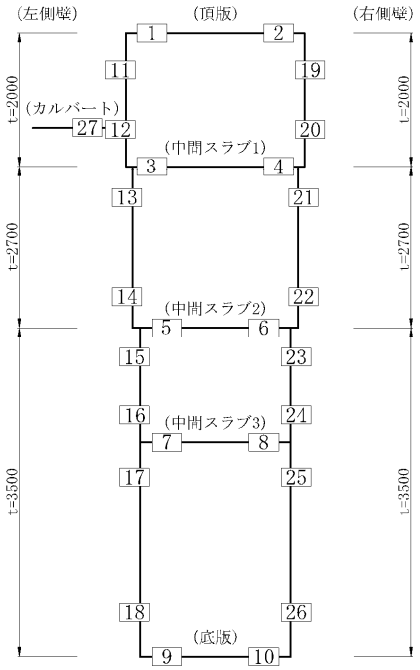
図 12.4－8 に概略配筋図を，表 12.4－8 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

追而

表 12.4－6（1）　せん断照査結果（東西断面方向）

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	照査用応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D1〔H＋，V＋〕	頂版							
	中間スラブ1							
	中間スラブ2							
	中間スラブ3							
	底版							
	左側壁							
	右側壁							
	カルバート							
S_s－D1〔H＋，V－〕	頂版							
	中間スラブ1							
	中間スラブ2							
	中間スラブ3							
	底版							
	左側壁							
	右側壁							
	カルバート							

＊　評価位置は下図に示す



追而

表 12.4－6（2）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 12.4－6（3）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 12.4－6（4）　せん断照査結果（東西断面方向）

表 12.4－6（5）　せん断照査結果（東西断面方向）

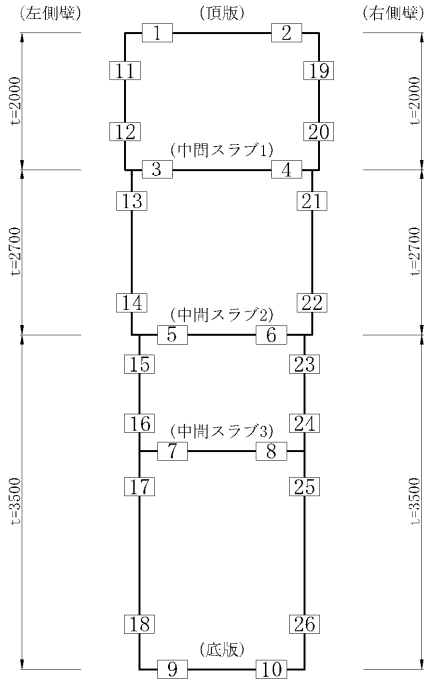
表 12.4－6（6）　せん断照査結果（東西断面方向）

追而

表 12.4－7（1）　せん断照査結果（南北断面方向）

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	照査用応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
S_s－D1〔H＋，V＋〕	頂版							
	中間スラブ1							
	中間スラブ2							
	中間スラブ3							
	底版							
	左側壁							
	右側壁							
S_s－D1〔H＋，V－〕	頂版							
	中間スラブ1							
	中間スラブ2							
	中間スラブ3							
	底版							
	左側壁							
	右側壁							

＊　評価位置は下図に示す



追而

表 12.4－7（2）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 12.4－7（3）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 12.4－7（4）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 12.4－7（5）　せん断照査結果（南北断面方向）

表 12.4－7（6）　せん断照査結果（南北断面方向）

図 12.4－8（1）　概略配筋図（東西断面方向）

図 12.4－8（2）　概略配筋図（南北断面方向）

追而

表 12.4－8（1）　断面諸元一覧表（東西断面方向）

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
頂版	1 2																
中間スラブ1	3 4																
中間スラブ2	5 6																
中間スラブ3	7 8																
底版	9 10																
左側壁	11 12																
	13 14																
	15 16 17 18																
右側壁	19 20																
	21 22																
	23 24 25 26																
カルバート	27																

追而

表 12.4－8（2）　断面諸元一覧表（南北断面方向）

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
頂版	1 2																
中間スラブ1	3 4																
中間スラブ2	5 6																
中間スラブ3	7 8																
底版	9 10																
左側壁	11 12																
	13 14																
	15 16 17 18																
右側壁	19 20																
	21 22																
	23 24 25 26																

追而

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 12.4－9 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 12.4－9 及び図 12.4－10 に最大接地圧分布図を示す。

緊急用海水ポンプピットの最大接地圧はS_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（東西断面方向）で○○ kN/m^{2}であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^{2}以下である。

以上のことから，緊急用海水ポンプピットの基礎地盤は，基準地震動S_sに対し，支持性能を有する。

表 12.4－9　基礎地盤の支持性能評価結果

断面	基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	照査値
東西方向断面	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋			
		Ｈ＋，Ｖ－			
		Ｈ－，Ｖ＋			
		Ｈ－，Ｖ－			
	S_s－１１	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－１２	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－１３	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－１４	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－２１	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－２２	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋			
		Ｈ－，Ｖ＋			
南北方向断面	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋			
		Ｈ＋，Ｖ－			
		Ｈ－，Ｖ＋			
		Ｈ－，Ｖ－			
	S_s－１１	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－１２	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－１３	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－１４	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－２１	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－２２	Ｈ＋，Ｖ＋			
	S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋			
		Ｈ－，Ｖ＋			

追而

図 12.4－9（1）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－9（2）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 12.4－9（3）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 12.4－9（4）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 12.4－9（5）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－１１）

図 12.4－9（6）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－１２）

図 12.4－9（7）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－１３）

図 12.4－9（8）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－１４）

図 12.4－9（9）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－２１）

図 12.4－9（10）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－２２）

図 12.4－9（11）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－9（12）　東西断面方向の最大接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

図 12.4－10（1）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－10（2）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 12.4－10（3）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 12.4－10（4）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 12.4－10（5）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 12.4－10（6）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 12.4－10（7）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 12.4－10（8）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 12.4－10（9）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 12.4－10（10）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 12.4－10（11）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 12.4－10（12）　南北断面方向の最大接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

追而

12.5　まとめ（追而）

13.　緊急用海水取水管の耐震安全性評価

目　次

13.1　評価方針 1
13.2　評価条件 2
13.2.1　適用基準 2
13.2.2　耐震安全性評価フロー 8
13.2.3　評価対象箇所及び評価対象断面 9
13.2.4　使用材料及び材料定数 14
13.2.5　地下水位 17
13.2.6　許容限界 17
13.3　横断面方向応力の評価方法 20
13.3.1　地震応答解析手法 20
13.3.2　解析モデルの設定 21
13.3.3　減衰定数 24
13.3.4　荷重の組合せ 26
13.3.5　地震応答解析の検討ケース 28
13.3.6　入力地震動の設定 29
13.4　縦断面方向応力の評価方法 46
13.4.1　縦断面方向の応力解析 48
13.5　評価結果 56
13.5.1　地震応答解析結果 56
13.5.2　断面の耐震評価結果 61
13.6　まとめ 66

13.1　評価方針

緊急用海水取水管は，非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。

緊急用海水取水管の耐震安全性評価では，基準地震動Ｓ$_s$を用いた地震応答解析及び応力解析を行い，緊急用海水取水管に生じる発生応力が許容限界以下であることを確認することで，地震時に通水機能を維持できることを確認する。

13.2　評価条件

13.2.1　適用基準

表 13.2－1 に一般的な埋設鋼製管路の耐震設計に関する規格，基準類における耐震評価の概要を示す。

管径が比較的小さい一般的な埋設鋼製管路は，断面の外周長と比較して，縦断面方向長が長いことから，周辺の地盤の変位に伴う縦断面方向の発生応力（または発生ひずみ）を中心に耐震評価を行う設計となっている。

また，横断面方向（縦断面方向に対して直交方向）についても考慮する基準においては，地震時における管路上の土被り等による鉛直荷重による横断面方向の発生応力を縦断面方向の発生応力と組み合わせた合成応力で評価する設計となっている。

緊急用海水取水管は，内径が 1.2 m と一般的な埋設管路と同等であること，岩盤内を掘削して設置することから，横断面方向，縦断面方向ともに発生応力（または発生ひずみ）は顕著でない。

ただし，緊急用海水取水管は可とう管の設置スパンが比較的長く，縦断面方向に長大な構造であることを考慮し，縦断面方向の発生応力についても保守的に考慮する。基本的な耐震評価の流れについては，横断面方向と縦断面方向の発生応力の組合せを考慮した設計体系の規格，基準類のうち，既往の工事計画認可申請において実績のある「水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997)」を適用する。

また，横断面方向については，上記基準における鉛直方向の地震力に加え，水平方向の地震力についても保守的に考慮することとする。

許容限界については，表 13.2－1 において，塑性領域の許容限界として管体ひずみを採用している規格，基準類もあることから，鋼製管路は，優れた変形特性を有する材料であり，弾性領域を越え塑性域に達しても，地盤の変形への追従性を失うことなく，通水断面を確保できるものと判断される。

しかし，緊急用海水取水管の耐震評価では，非常用取水設備の重要性を鑑み，鋼材の短期許容応力度を許容限界とすることとし，「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第 5 回改訂版］((社) 電力土木技術協会)」を適用する。

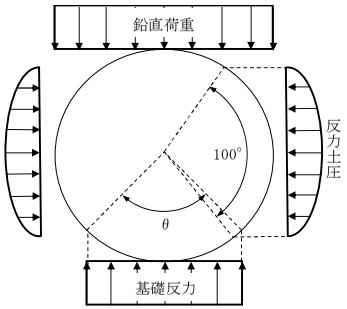
表 13.2－2 に適用する規格，基準類を示す。

表 13.2－1（1） 埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要

規格，基準[*1]	対象設備 （一般的な管径[*2]）	要求性能[*3]	許容限界[*4]	備　　考
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 （昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	送油導管 （～650㎜）	導管等の構造は，輸送される石油の重量，導管等の内圧，導管等およびその附属設備の自重，土圧，水圧，列車荷重，自動車荷重，浮力等の主荷重ならびに風荷重，雪荷重，温度変化の影響，振動の影響，地震の影響，投錨による衝撃の影響，波浪および潮流の影響，設置時における荷重の影響，他工事による影響等の従荷重によって生ずる応力に対して安全なものでなければならない[*5]。	規格最小降伏点応力度の 90％[(*5)]	わが国で初めて埋設管路に対する応答変位法の考え方を設計法として総合的に体系化した「石油パイプライン技術基準案」と同様の設計手法。管路のひずみを算定するための波動の重畳方法等は，その後の地中構造物の耐震設計指針等で踏襲されている。
②港湾の施設の技術Ｌの基準・同解説 （日本港湾協会，平成 19 年）	送油導管 （特に無し）	作用による損傷等が軽微な修復により施設の機能の回復に影響を及ぼさない。（修復性）	導管の降伏応力度を構造解析係数で除したもの	基本的に①の考え方を踏襲している。
③水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 （日本水道協会，1997）	水輸送用埋設鋼管路 （特に無し）	人命に重大な影響を与えないこと。個々の施設に軽微な被害が生じても，その機能保持が可能であること	管体歪み 46t/D 以下 （D は管外径，t は管厚）	基本的に①の考え方を踏襲している。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 （日本水道鋼管協会，平成 18 年）	水輸送用埋設鋼管路 （～3,000㎜）	変形は生じても，通水機能を保持すること。	許容ひずみ値 46t/D （D は管外径，t は管厚）	基本的に①の考え方を踏襲している。
⑤高圧ガス導管耐震設計指針 JGA 指 206-13 （日本ガス協会，2013）	ゲージ圧力 1MPa 以上の圧力ガスを輸送する埋設鋼管路 （～650㎜）	導管に変形は生じるが，漏洩は生じないこと。	許容ひずみは 3%とする。	当該指針における地盤変位は，縦断面方向に伝播する進行波（レイリー波）を仮定しており，縦断面方向の検討に限定している。したがって，①で考慮している波動伝播の重畳は考慮していない。

注記　＊1：記載の規格，基準のうち，下線で示すものは，工事計画認可申請において実績があるもの。
＊2：各規格，基準において材料の規格として取り扱われているJIS規格等の最大径を記載したもので，適用範囲を限定するものではない。
＊3：要求性能は，施設の耐震レベル及び地震動レベルが高いもの（レベル2地震動等）について記載。
＊4：許容限界については，鋼材の許容応力度（降伏応力度）とするものと許容ひずみとするものがあるが，第13.2－1図に示すとおり鋼材の許容応力度のひずみレベル（降伏ひずみ）は，鋼材の許容ひずみよりも小さい。したがって，許容限界を鋼材の許容応力度とした場合の方が保守的な評価を与える。なお，⑤の規格・基準の許容ひずみは，3%と，その他の規格，基準の許容ひずみよりもかなり大きい（約30倍）。ここで，①，②における許容応力度のひずみレベルは，
許容応力度／ヤング係数で求めた。
＊5：石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める省令（昭和 47 年 12 月 25 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省令第二号）を参照。

表 13.2－1（2）　埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要

規格，基準[*1]	耐震評価の概要			
	①　縦断面方向[*2,*3]	②横断面方向[*3]		①と②の組合せ
	軸方向応力 σ_l 又は 軸方向ひずみ ε_l	鉛直方向地震力	水平方向地震力	
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 （昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。 $\sigma_l = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	・管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル(IOWA 公式)により求める。 	考慮しない。	・①縦断面方向と②横断面方向応力を組み合わせる。 $\sigma = \sqrt{\sigma_l^2 + \sigma_C^2 + \sigma_l \sigma_C + 3\tau_S^2}$ ここで， σ_C：横断面方向応力 τ_S：管直方向のせん断応力
②港湾の施設の技術上の基準･同解説 （日本港湾協会，平成 19 年）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。			
③ 水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 （日本水道協会，1997）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_l = \sqrt{\alpha \cdot \varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$ 但し，α ＝1.00～3.12	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 （日本水道鋼管協会，平成 18 年）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_l = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。

注記　＊1：表13.2－1（1）で示した規格，基準類のうち，鋼管の許容ひずみが3%とかなり大きい⑤については，除外した。
＊2：各規格，基準では，応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメータ（水平震度，応答速度等）が地震動レベル毎に定められていることから，地震応答解析や構造計算を伴わずに，応力（ひずみ）を算出可能。但し，緊急用海水取水管の耐震評価では，①基準地震動Ssを対象とすること②取水管路が屈曲していることを考慮して，地震応答解析及び数値計算（構造計算）を基に σ_L 及び σ_B を算出。
＊3：縦断面方向及び管周方向の評価のイメージについては，図13.2-2及び図3.2-3を参考。

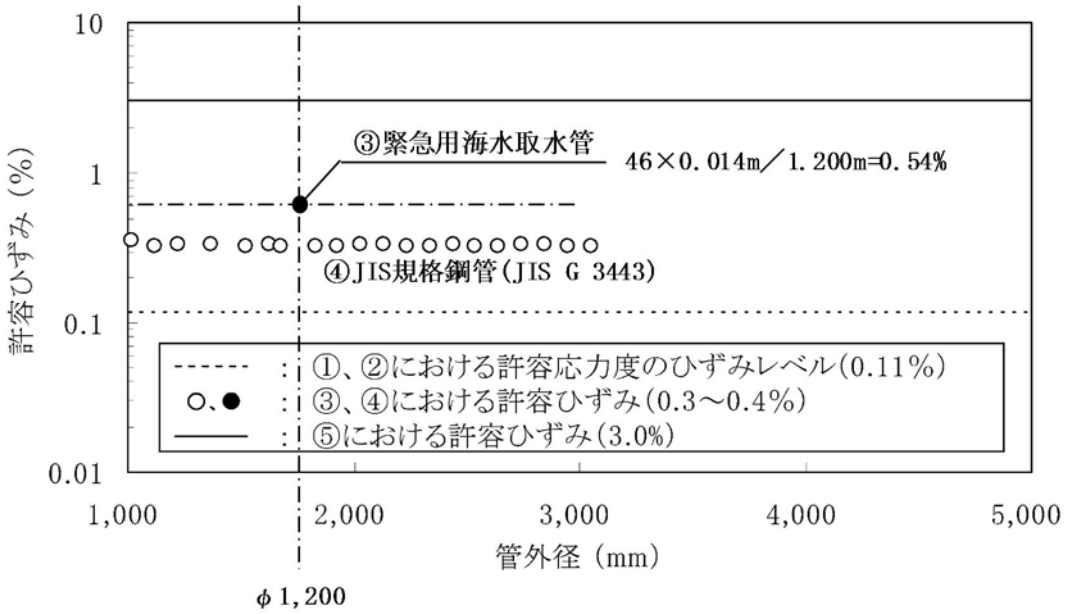
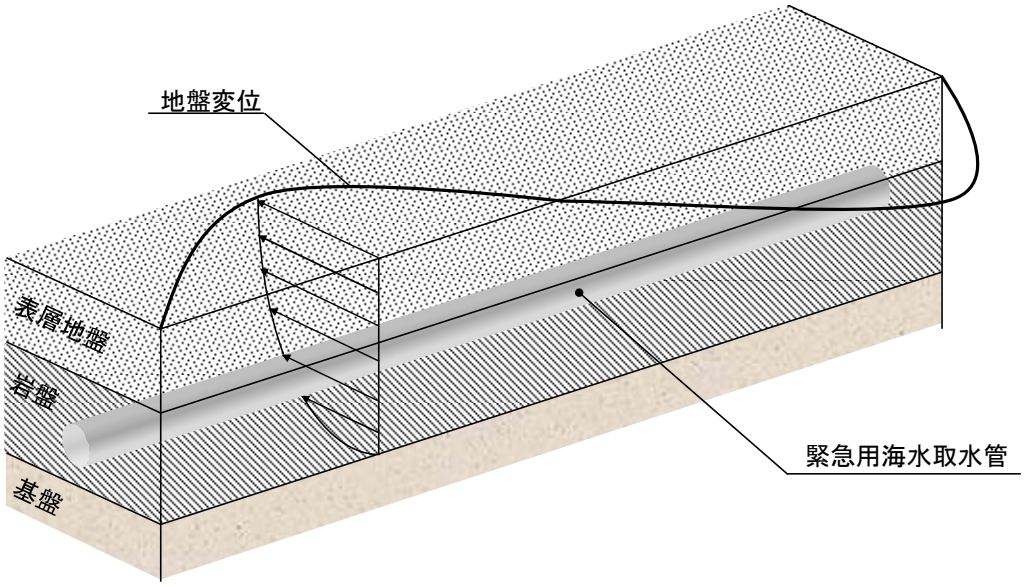


図 13.2－1　各規格，基準類における許容ひずみの比較

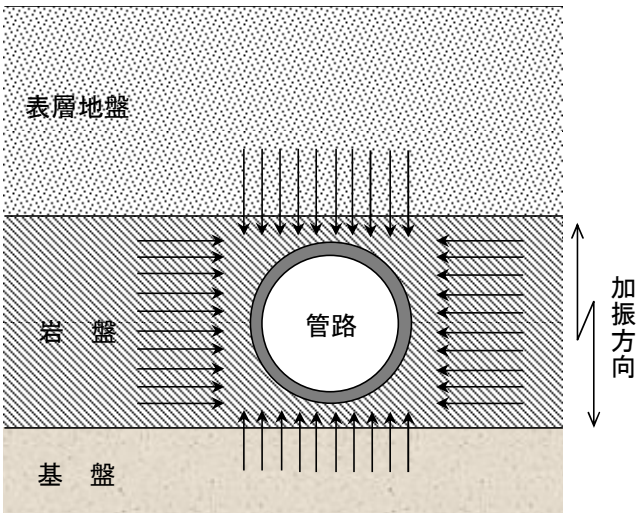


縦断面方向については，水平方向に伝播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による，周辺地盤の変位を考慮する。

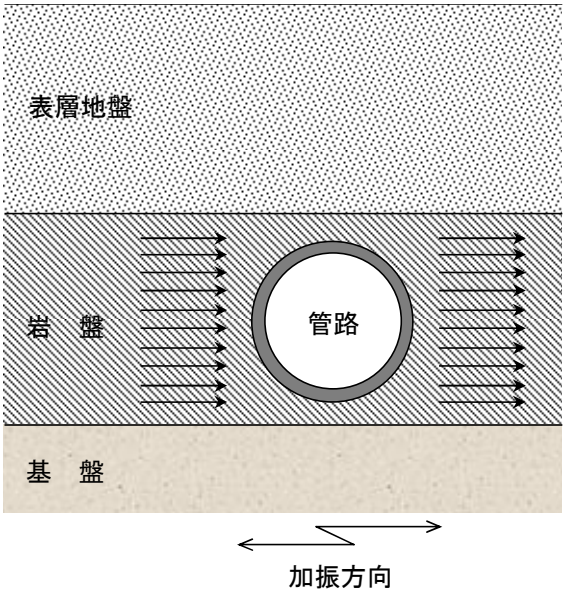
埋設された鋼製管路は，地震時に周辺地盤の変形に追従することが，多くの屋外，室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって，埋設された鋼製管路の耐震計算においては，上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として，応答変位法が一般的に用いられる。

図 13.2－2　縦断面方向の耐震評価イメージ

（鉛直方向地震力）



（水平方向地震力）



横断面方向については埋設された鋼製管路上の土被り及び上載荷重により鋼製管路に作用する土圧を考慮する。

なお，表 13.2-1 に示した各規格，基準類では，一般式より横断面方向応力を求める手法が記載されているが，後述の横断面方向応力の算出では，その他の屋外重要土木構造物と同様に，２次元動的ＦＥＭ解析（水平，鉛直同時加振）にて求める。

図 13.2－3　横断面方向の耐震評価イメージ

表 13.2－2　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数	・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第 5 回改訂版］鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 電力土木技術協会）	－
荷重及び荷重の組合せ	・ＪＥＡＧ４６０１－1987 (社) 日本電気協会）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第 5 回改訂版］鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 電力土木技術協会） ・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 24 年 3 月）	・鋼材の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認 ・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
評価手法	・水道施設耐震工法指針・解説 2009 年版（日本水道協会，2009）	・縦断面方向と横断面方向の発生応力を組み合わせた耐震評価 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する場合の係数 α (3.12)
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987 (社) 日本電気協会）	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

13.2.2　耐震安全性評価フロー

図 13.2－4 に緊急用海水取水管の耐震安全性評価フローを示す。

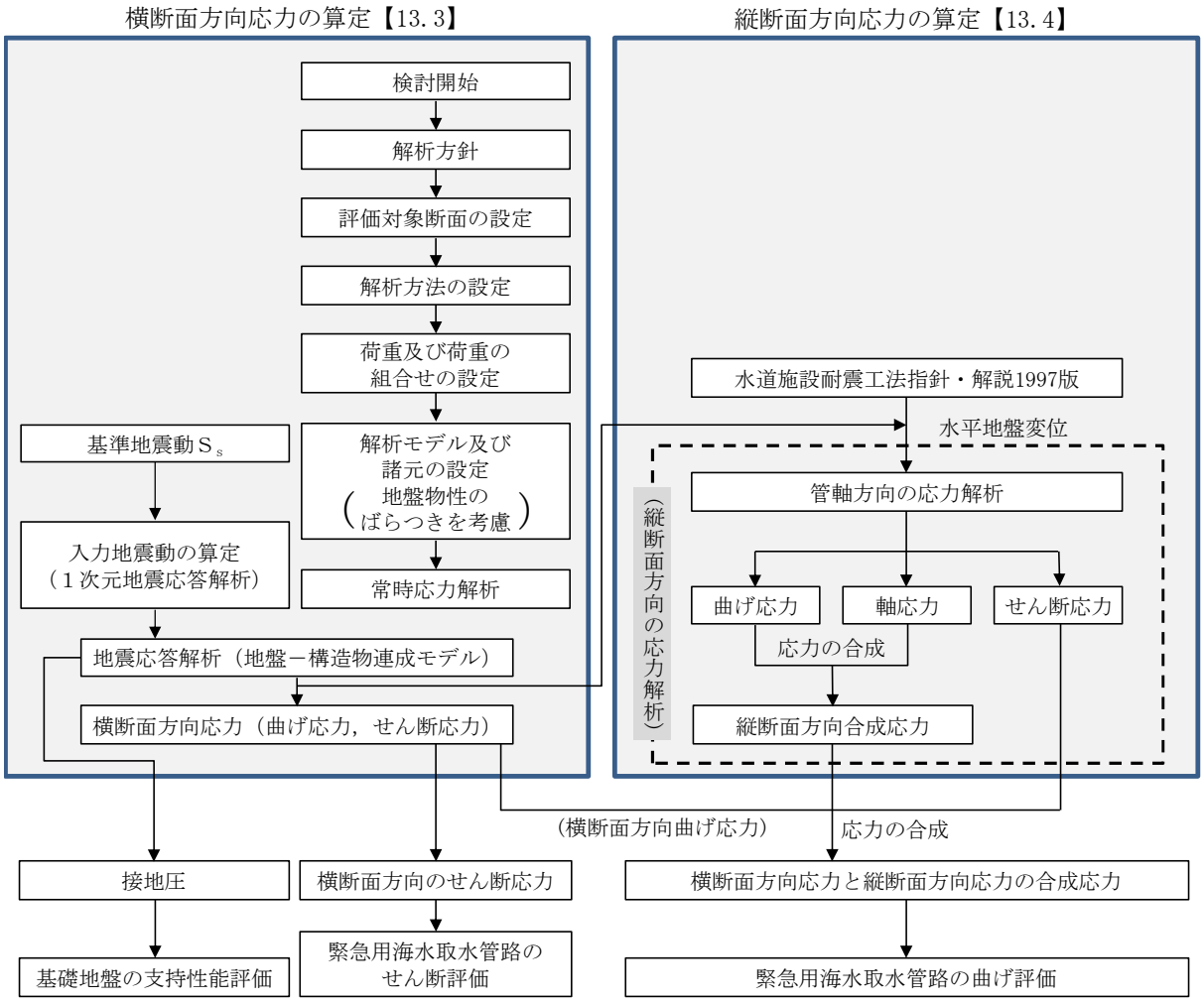


図 13.2－4　緊急用海水取水管の耐震安全性評価フロー

13.2.3　評価対象箇所及び評価対象断面

緊急用海水取水管は，ＳＡ用海水ピットと緊急用海水ポンプピットを接続する延長約168 m，内径1.2 mの鋼製の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤内に直接設置する。

緊急用海水取水管は線状構造物であり，カルバート構造物と同様に縦断面方向に対して一様の断面形状を有するため，縦断面方向の発生応力が耐震設計上有意であることから，横断面方向及び縦断面方向の発生応力を組み合せて評価を行う。

横断面方向の評価対象断面は，「1.4.13　緊急用海水取水管の断面選定の考え方」で記載したとおり，緊急用海水ポンプピット付近の②－②断面を代表位置として選定し，基準地震動S_sによる耐震評価を実施する。

縦断面方向については，管路全長をモデル化した応答変位法により静的フレーム解析を実施して縦断面方向の曲げ応力を求め，横断面方向の曲げ応力との合成応力を算定して評価を行う。

緊急用海水取水管の位置図を図13.2－5に，平面図を図13.2－6に，評価対象断面図（縦断面）を図13.2－7に，評価対象断面図（横断面）を図13.2－8に示す。

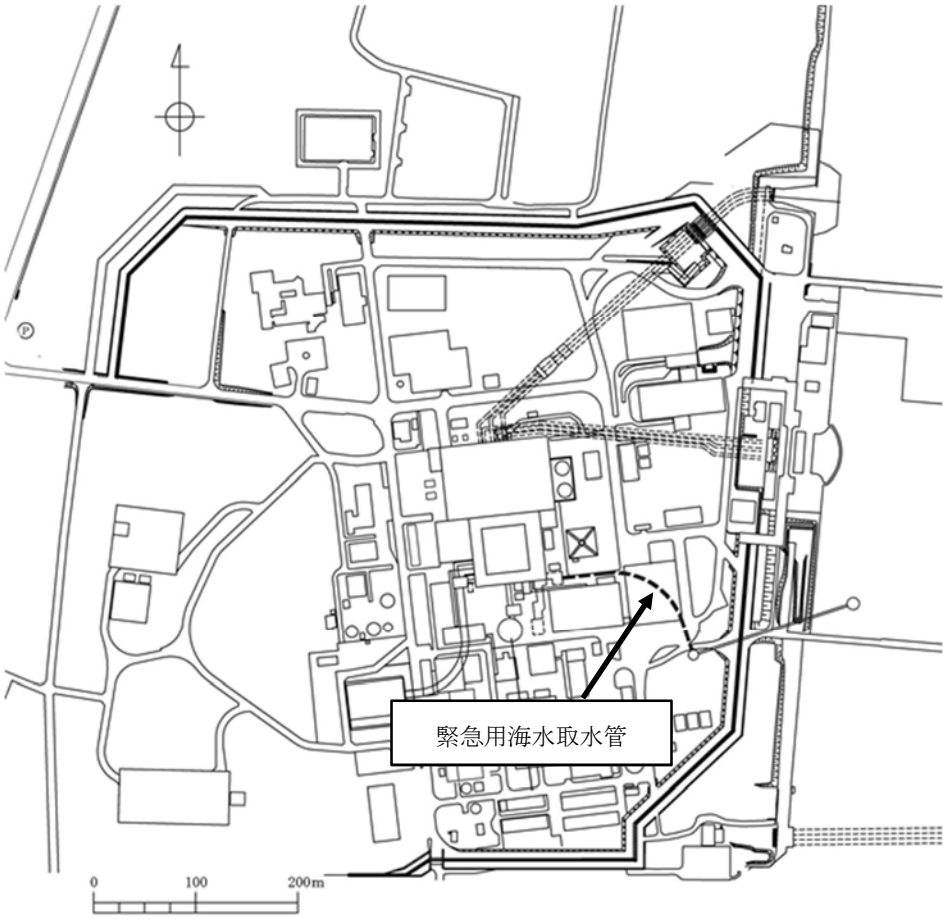


図 13.2－5（1）緊急用海水取水管　平面位置図（全体図）

図 13.2－5（2）緊急用海水取水管　平面位置図（拡大図）

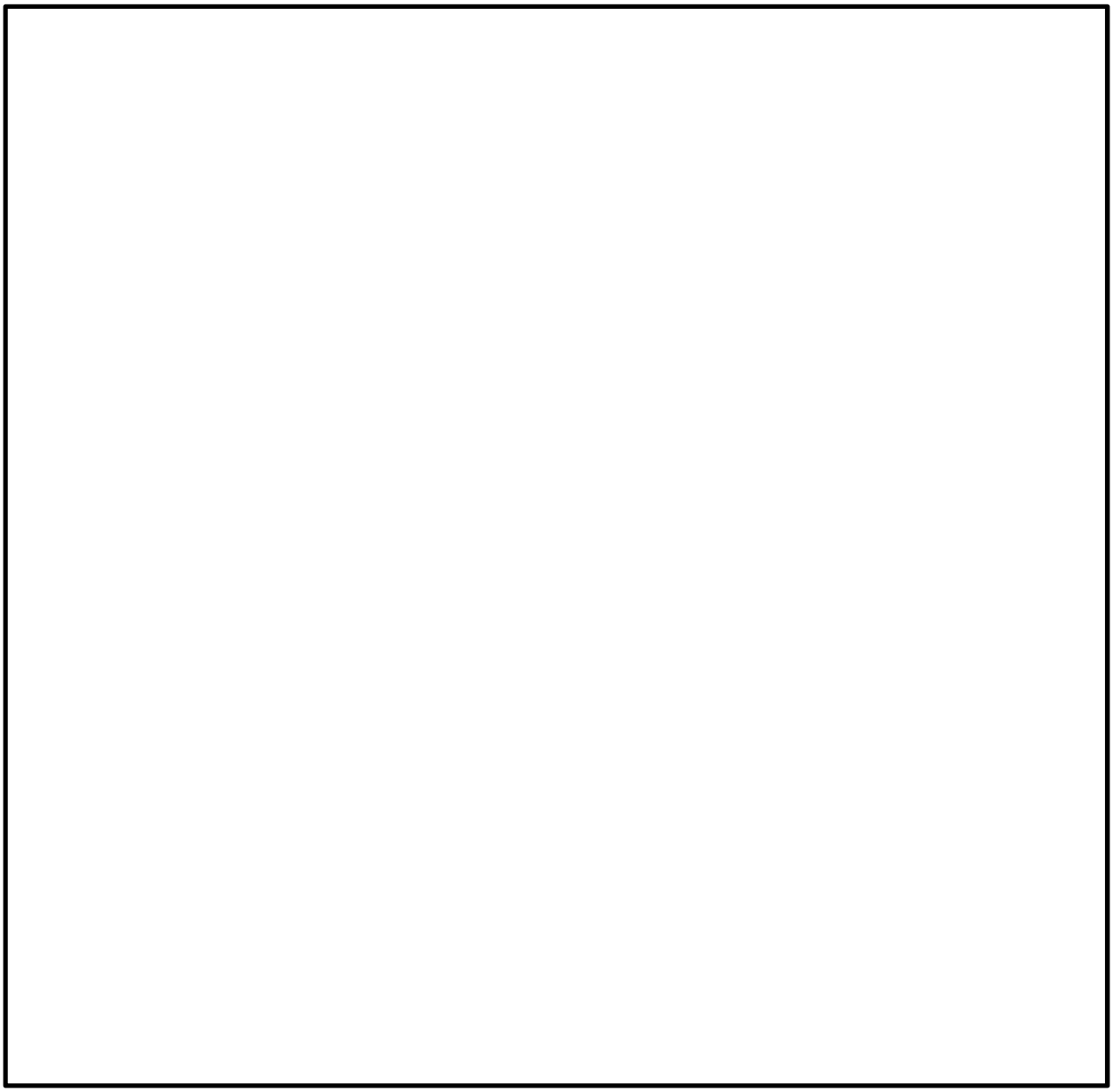


図 13.2－6　緊急用海水取水管　平面図

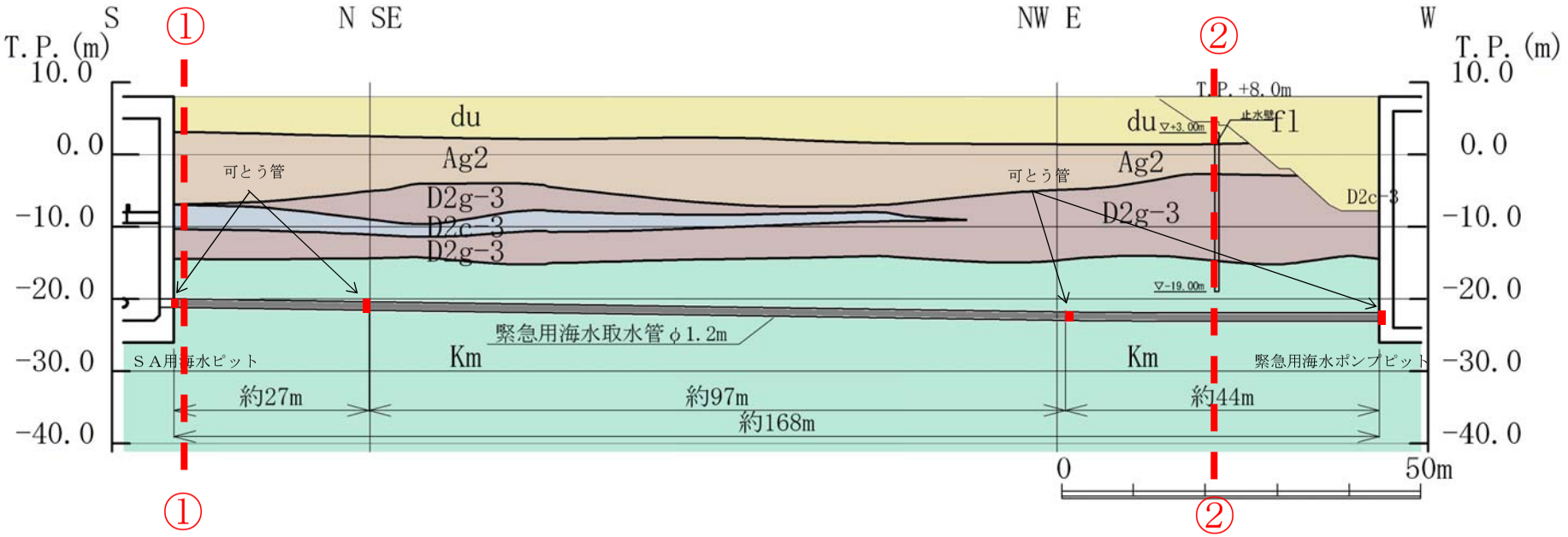


図 13.2－7　緊急用海水取水管　断面図（縦断面Ａ－Ａ）

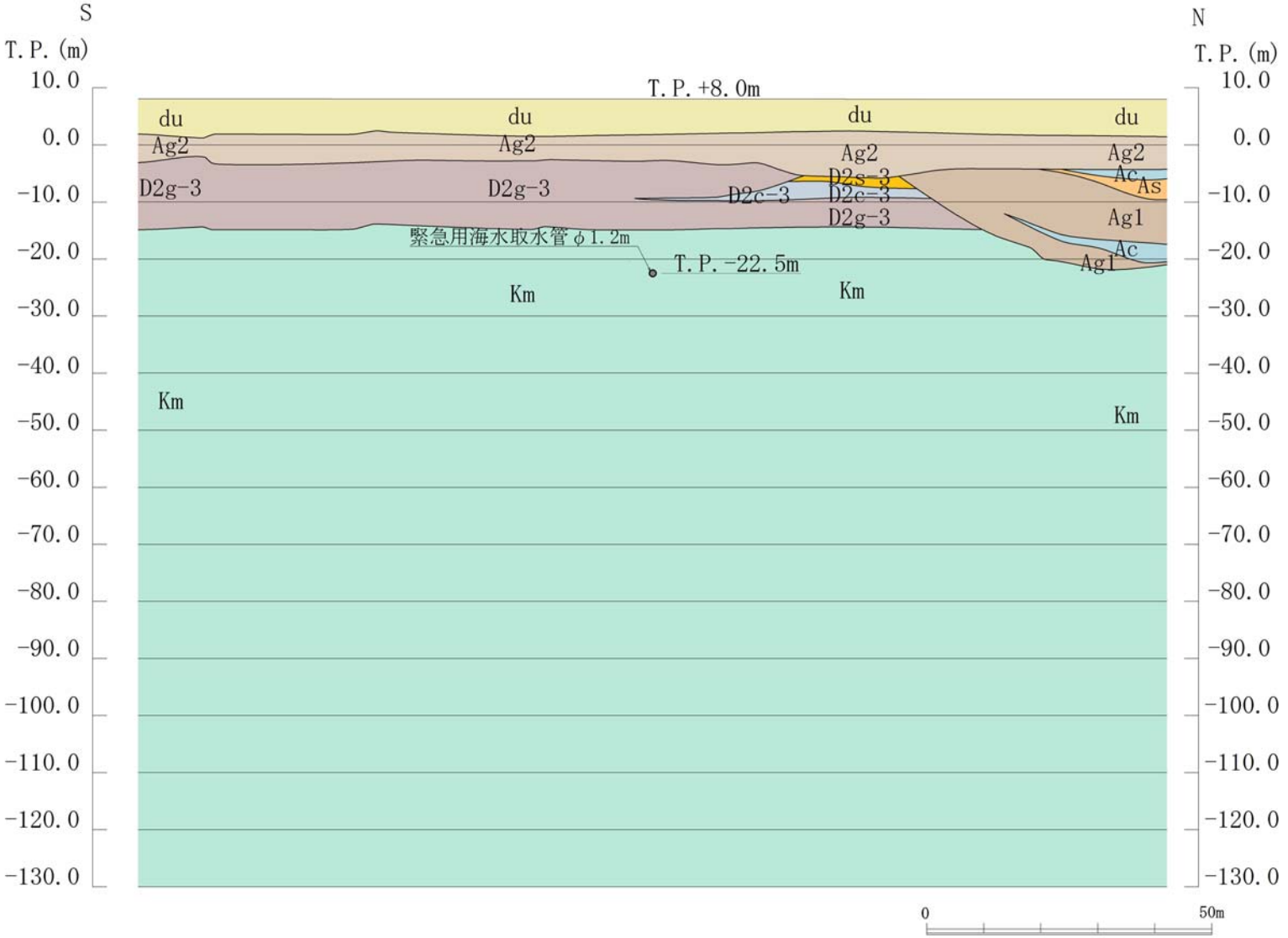


図 13.2－8　緊急用海水取水管　断面図（横断図Ｂ－Ｂ）

13.2.4　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表13.2－3に，材料物性値を表13.2－4に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化する。地盤の物性値を表13.2－5に示す。

表13.2－3　使用材料

材料	断面形状（mm）	諸元
鋼製管	内径1200×t20*	SM570

注記　＊：1.5 mmの腐食代を考慮する。

表13.2－4　材料の物性値

材料	単位体積密度 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼製管	77.0 （水門鉄管技術基準）	2.0×10^5 （水門鉄管技術基準）	0.3 （水門鉄管技術基準）

注記　（　）：設定根拠

表 13.2－5（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 13.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10^{-4}・z
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 13.2－5 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

13.2.5　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

13.2.6　許容限界

許容限界は，Ⅴ-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1)　緊急用海水取水管の許容限界

許容限界については，「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第5回改訂版］」（(社) 電力土木技術協会，平成29年）に基づき表13.2－6のとおりに設定する。短期許容応力度は鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

表13.2－6　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
鋼材（SM570）＊	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	360
	許容せん断応力度 τ_{sa}	202.5

注記　＊：水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）付解説-［第5回改訂版］」（(社) 電力土木技術協会，平成29年）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$Q_u = A_e\left\{\alpha\,\kappa\,cN_cS_c + \kappa\,qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma_1\beta B_eN_\gamma S_\gamma\right\}$$

ここで，

Q_u　：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力（kN）

c　：地盤の粘着力（kN/m^2）

q　：上載荷重（kN/m^2）で，$q=\gamma_2 D_f$

A_e　：有効載荷面積（m^2）

γ_1, γ_2　：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量（kN/m^3）
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる

B_e　：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）
$B_e = B - 2e_B$

B　：基礎幅（m）

e_B　　：荷重の偏心量（m）

D_f　　：基礎の有効根入れ深さ（m）

α, β　　：表 13.2－7 に示す基礎底面の形状係数

κ　　：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_γ　　：図 13.2－9，図 13.2－10 及び図 13.2－11 に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ　　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

表 13.2－7　基礎底面の形状係数（道路橋示方書より）

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形，円形	長方形，楕円形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$

B_e, D_eは図-解 10.3.4，図-解 10.3.5 による。ただし，$\frac{B_e}{D_e}>1$ の場合，$\frac{B_e}{D_e}=1$ とする。

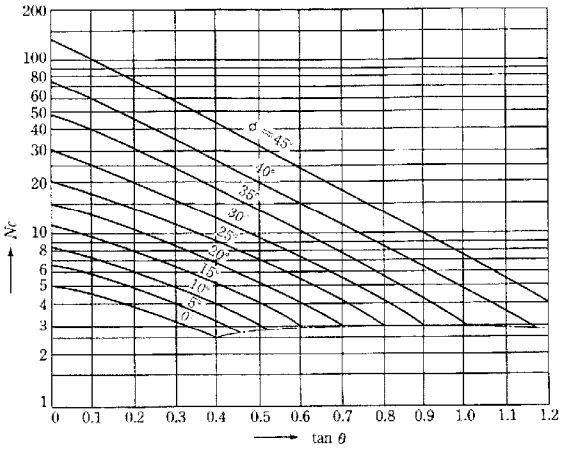


図 13.2－9　支持力係数N_cを求めるグラフ（道路橋示方書より）

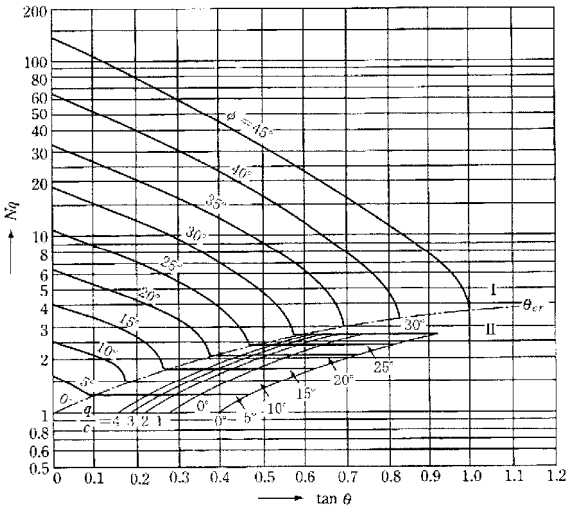


図 13.2－10　支持力係数N_qを求めるグラフ（道路橋示方書より）

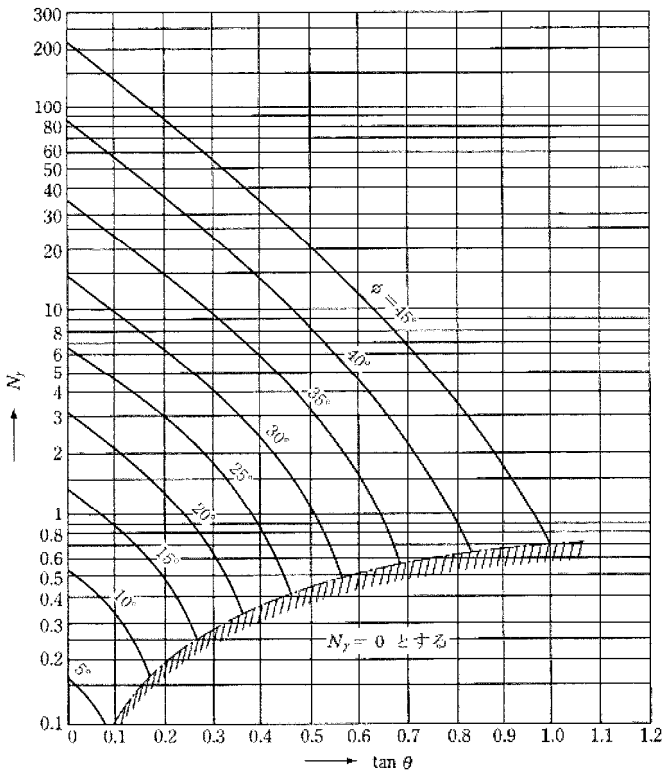


図 15.2－11　支持力係数N_γを求めるグラフ
（道路橋示方書より）

13.3　横断面方向応力の評価方法

13.3.1　地震応答解析手法

緊急用取水管の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」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，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 13.3－1 に示す。

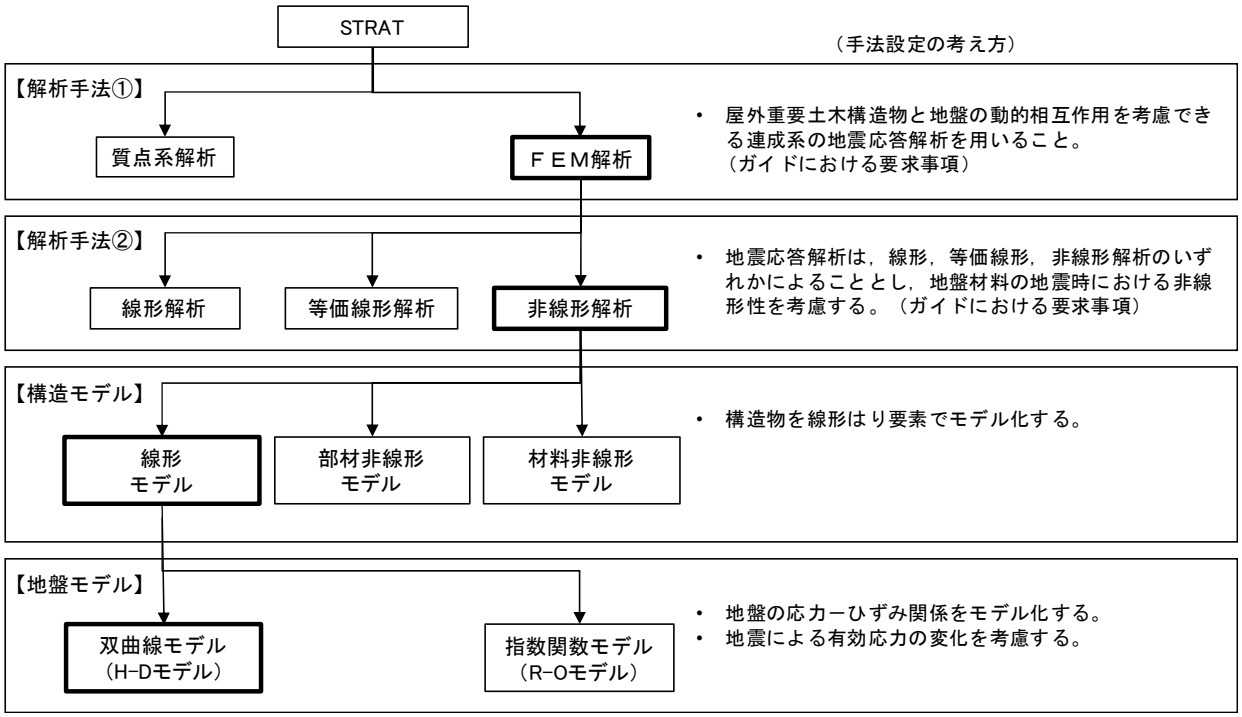


図 13.3－1　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次のとおりである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

13.3.2　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を適用し，図 13.3－2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお，解析モデルの境界条件は，側方における波動の反射の影響を低減するとともに，下方への波動の逸散を考慮するために側面及び底面ともに粘性境界とする。

緊急用海水取水横断方向の地震応答解析モデルを図 13.3－3 に示す。

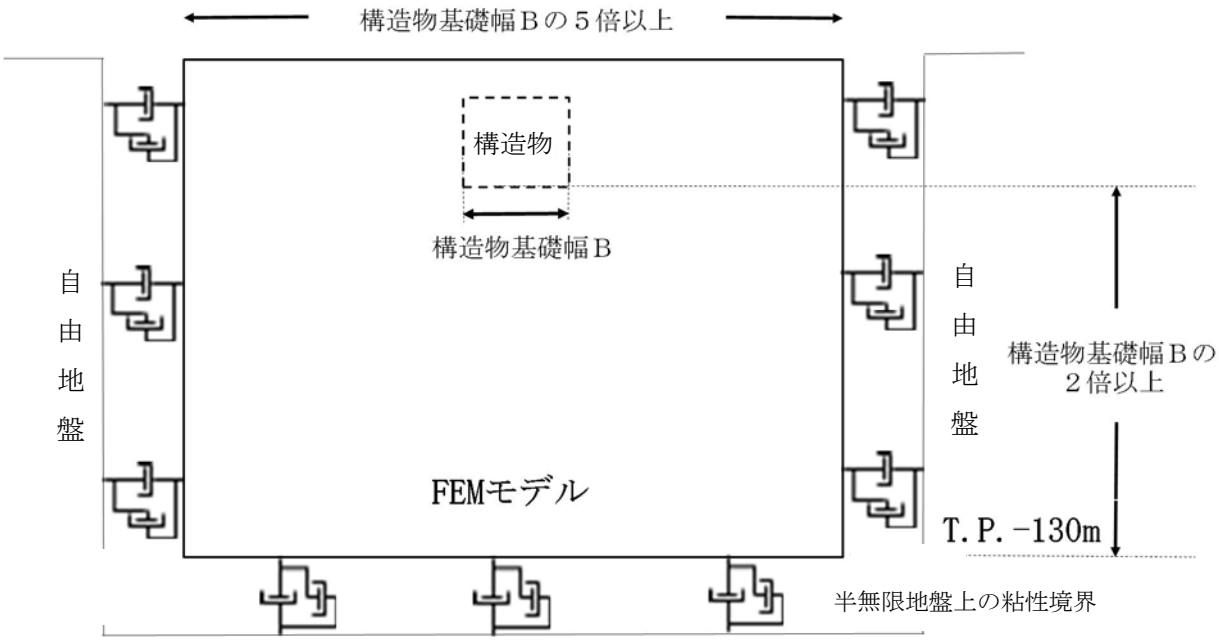


図 13.3－2　解析モデル領域の考え方

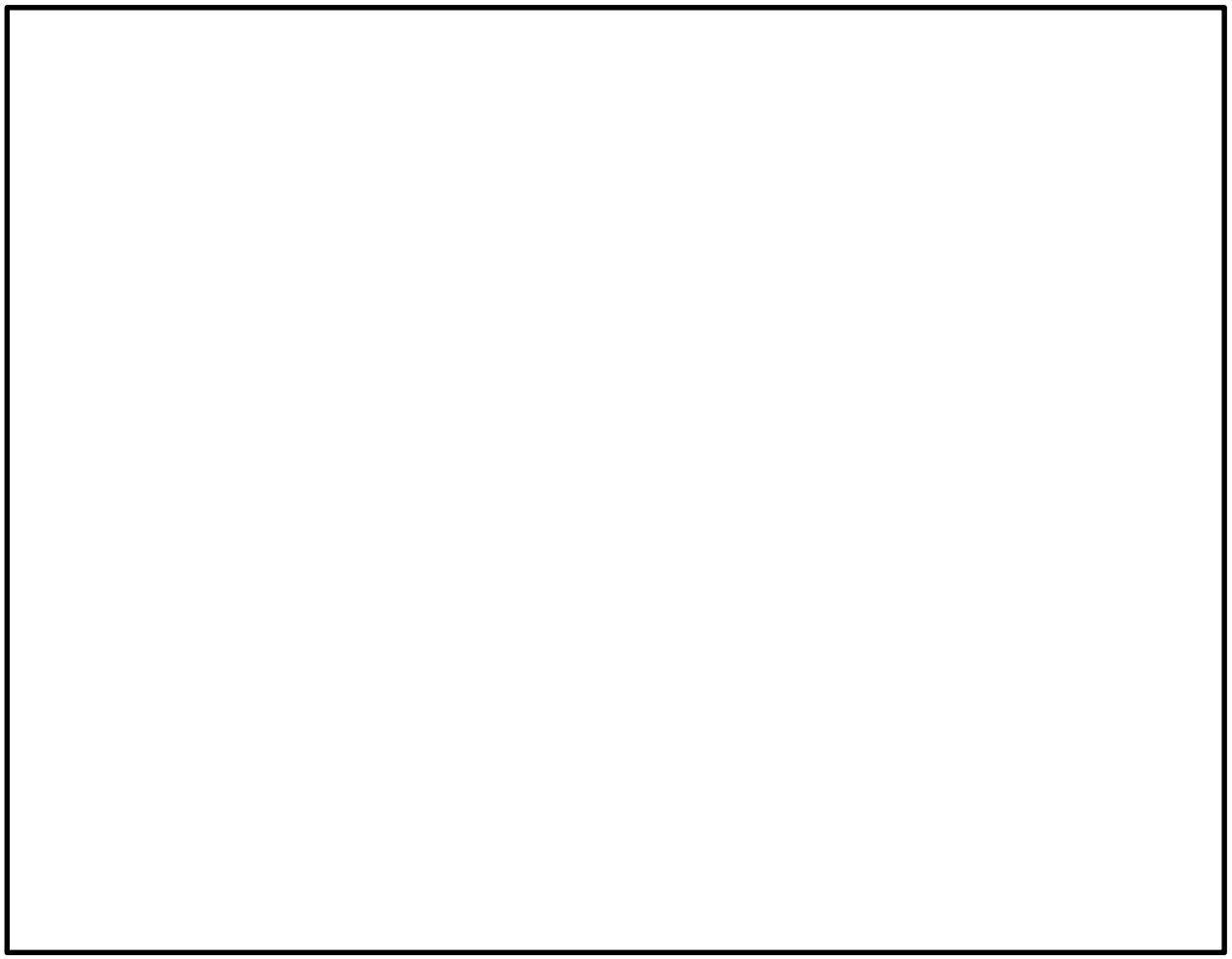


図 13.3－3　緊急用海水取水管横断方向の地震応答解析モデル

(2)　構造物のモデル化

構造部材は,線形はり要素でモデル化する。

(3)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。

ｃ，φは周辺地盤のｃ，φとする。(表 13,3－1 参照)

$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$

ここで,

τ_f　：せん断強度（N/mm^2）

c　：粘着力（N/mm^2）

ϕ　：内部摩擦角（°）

表 13.3－1　周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c（N/mm^2）	内部摩擦角 ϕ（°）	備考
新第三系	Km 層	c ＝0.358－0.00603・ z	ϕ ＝23.2＋0.0990・ z	－

z ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 13.3－2 のとおり設定する。図 13.3－4 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 13.3－2　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

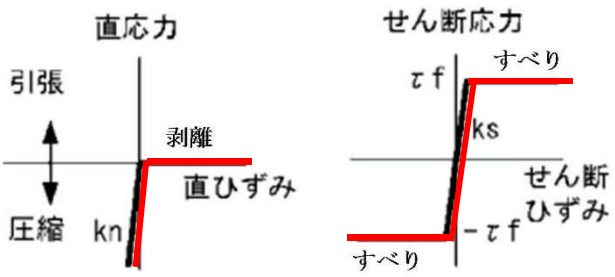


図 13.3－4　ジョイント要素の考え方

13.3.3　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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 減衰にて与える。なお，Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では，時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから，Rayleigh 減衰の係数 α，β の両方を用いると，質量比例項の減衰 α [M]の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方，有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では，地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い，１次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う１次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，１次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し，地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$[C]=\alpha[M]+\beta[K]$：減衰係数マトリックス

ここで，

［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

係数 α，β は以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f	：固有値解析により求められた１次固有振動数
h	：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は１％（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として１％を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は３％（道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 24 年３月））とする。

図 13.3－5 に Rayleigh 減衰の設定フローを，表 13.3－3 に固有値解析結果を示す。

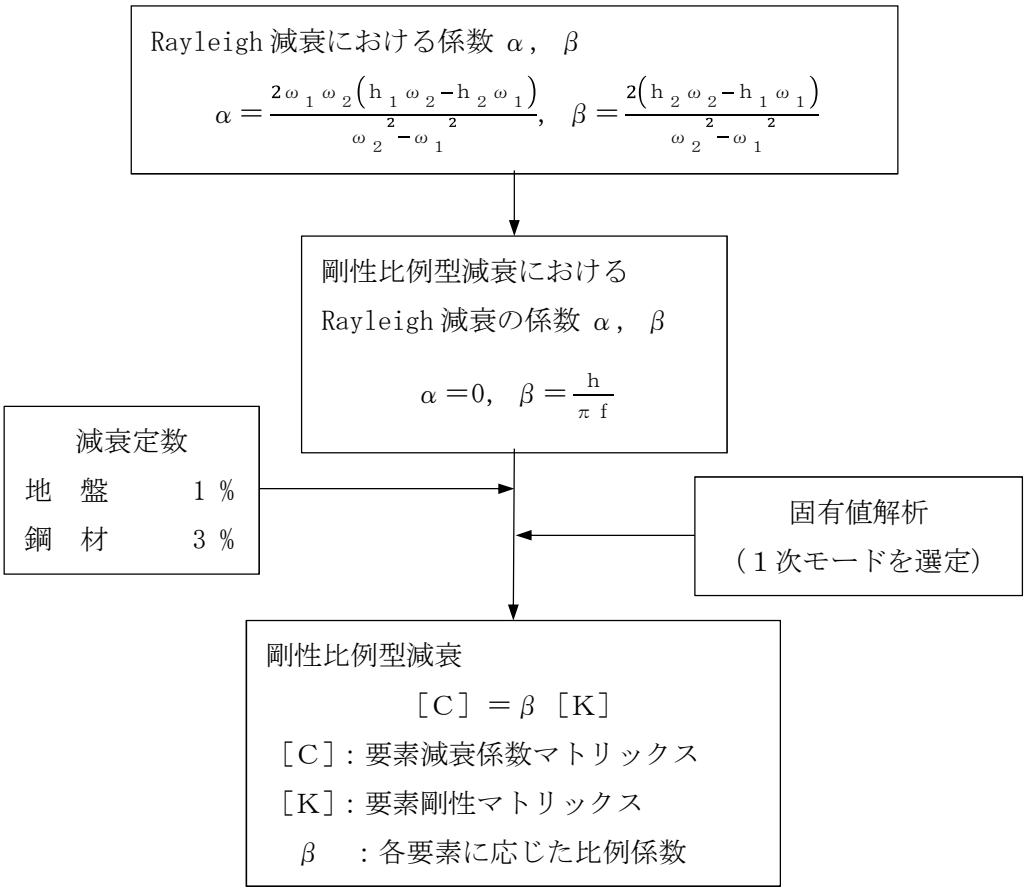


図 13.3－5　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 13.3－3　固有値解析結果

（追而）

13.3.4　荷重の組合せ

横断面方向応力算出のための地震応答解析では，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重は，地震応答解析から得られる地震時土圧及び躯体に作用する慣性力を考慮する。

変動荷重のうち，積雪荷重及び風荷重については，緊急用海水取水管が地中構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力との組み合わせるべき荷重としては除外した。

なお，緊急用海水取水管は，運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態或いは重大事故等時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 13.3－4 に示す。

表 13.3－4　荷重の組合せ

種別		荷重	考慮箇所		算定方法
			横断面方向	縦断面方向	
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	－	・対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	－	・機器・配管等は設置されない。
		土被り荷重	○	－	・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	－	－	－
	静止土圧		○	－	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	－	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	水圧		○	－	・H.W.L T.P.＋0.61 m からの内水圧を設定する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重			－	－	・埋設構造物であるため，積雪荷重，風荷重は作用しない。
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	○	・基準地震動S_sによって水平・鉛直に同時加振する。 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮する。 ・縦断面方向は，応答変位法による応力解析にて地盤変位を考慮*する。
		鉛直地震動	○	－	
		動水圧	○	－	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

注記　＊：参考に縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重についても記載

(1)　外水

緊急用海水取水管横断面周辺の地盤においては，地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

(2)　内水

緊急用海水取水管の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

緊急用海水取水管は全域にわたり朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）以深で常時満管状態であることから，常時応力解析においては T.P.＋0.61 m からの静水圧，地震応答解析においては自由水面を持たない固定水として付加質量で考慮する。

13.3.5　地震応答解析の検討ケース

緊急用海水取水管の耐震設計における検討ケースを表 13.3－5 に示す

表 13.3－5　緊急用海水取水管の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	（＋＋）	1	1	1	1	1	1
		（＋－）	1					
		（－＋）	1					
		（－－）	1					
	S_s－１１	（＋＋）	1					
	S_s－１２	（＋＋）	1					
	S_s－１３	（＋＋）	1					
	S_s－１４	（＋＋）	1					
	S_s－２１	（＋＋）	1					
	S_s－２２	（＋＋）	1					
	S_s－３１	（＋＋）	1					
		（－＋）	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。

最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造及び下部構造）毎に１波選定する。

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は，上記ケースの中で，変位量が最も大きいケースにて行う。

13.3.6　入力地震動の設定

入力地震動は，資料Ⅴ-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，１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図 13.3－6 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE Ver.6.2.0」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，付録 39「計算機プログラム(解析コード）の概要」に示す。

なお，断層モデル波であるＳ$_s$-11，12，13，14，21，22 については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはＮＳ方向及びＥＷ方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図 13.3－7～図 13.3－22 に入力地震動の加速度時刻歴波形及びに加速度応答スペクトルを示す。

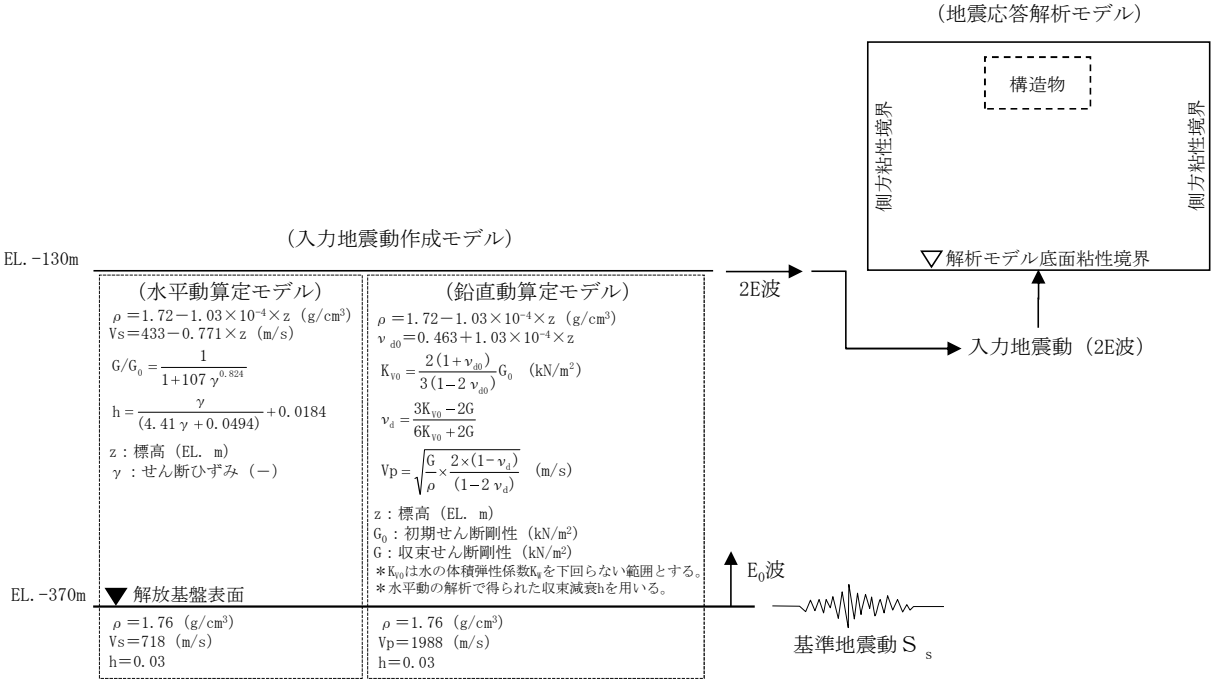
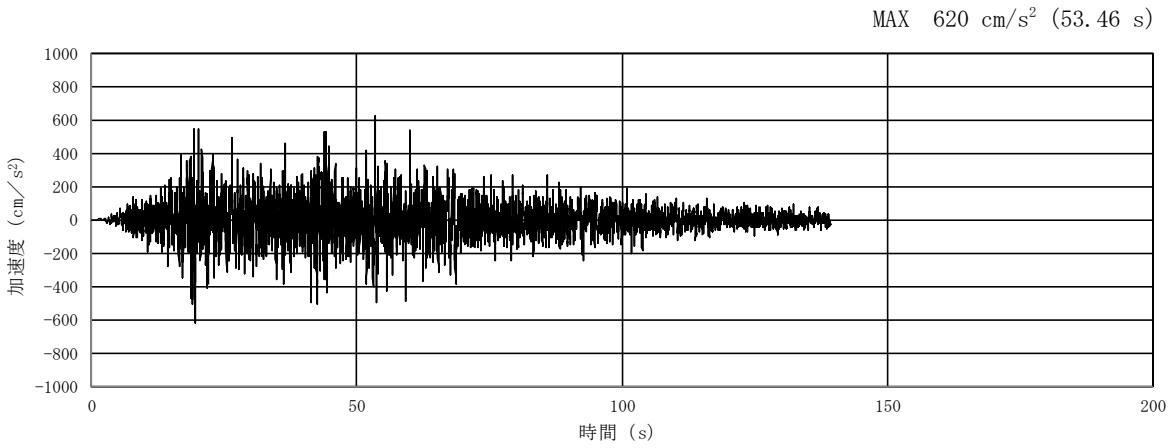
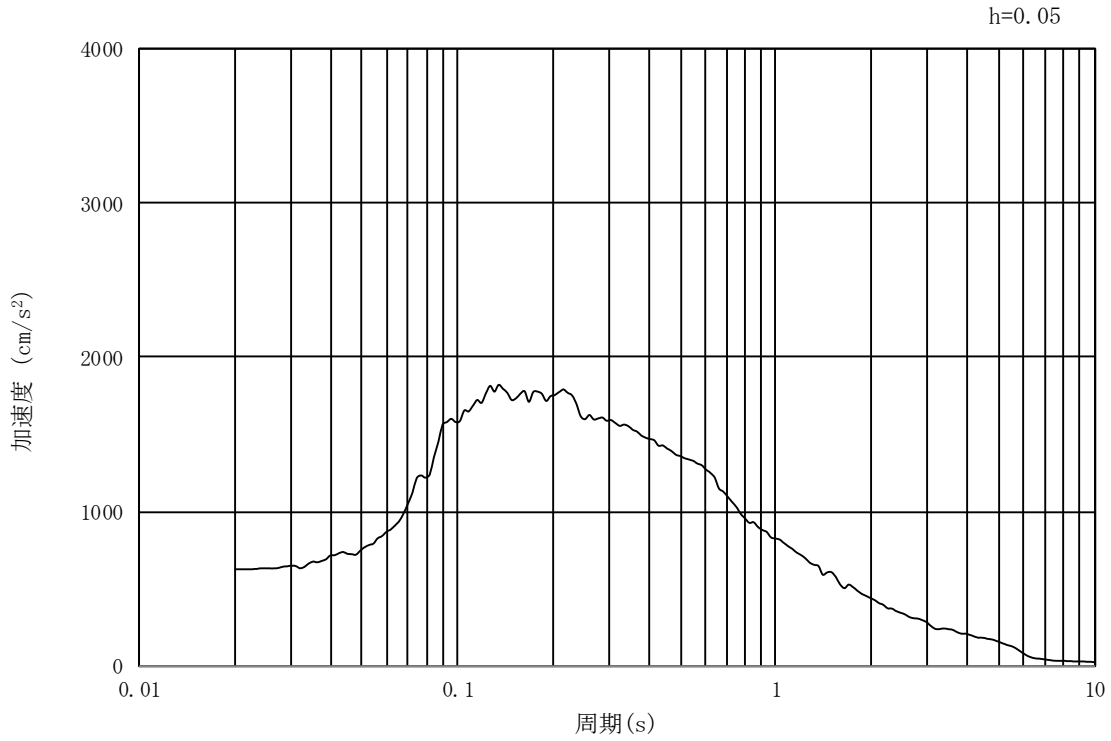


図 13.3－6　入力地震動策定の概念図

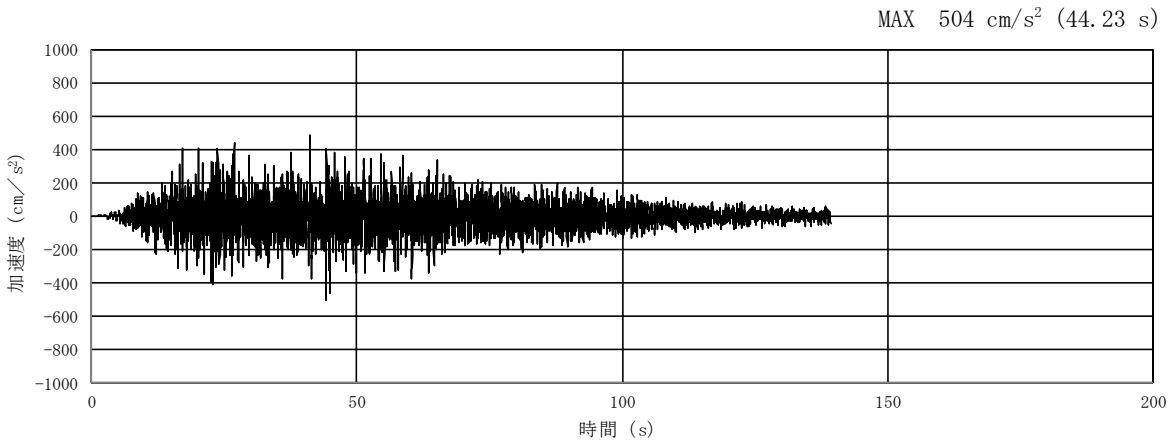


(a) 加速度時刻歴波形

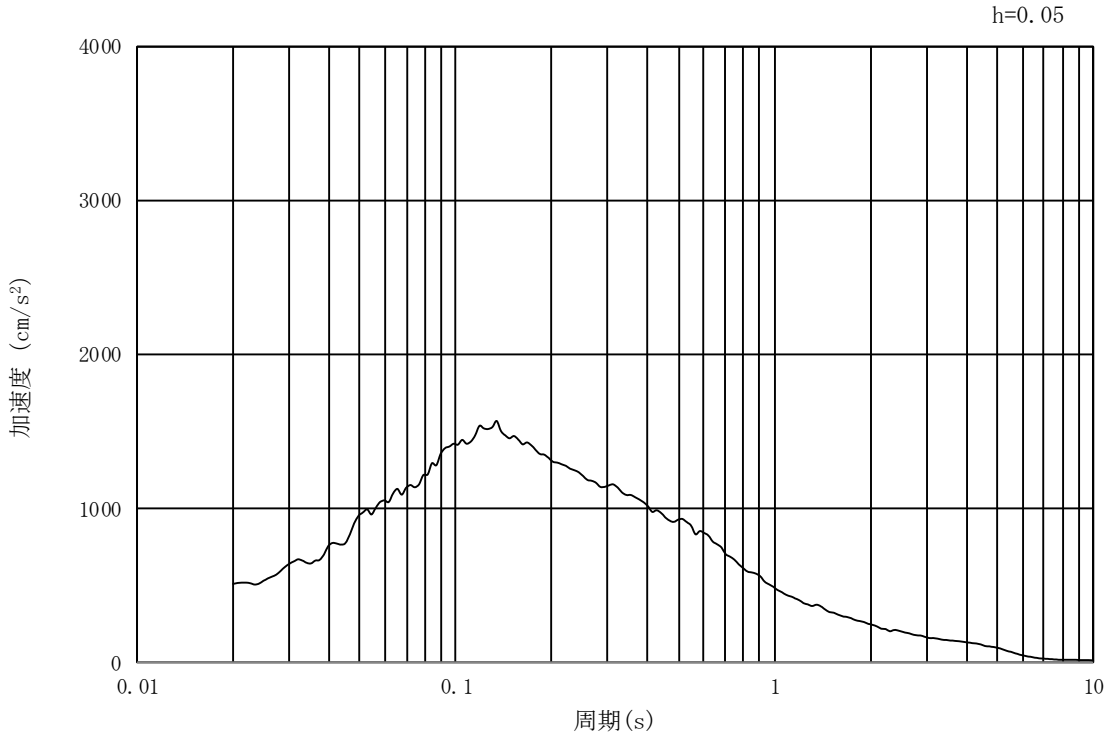


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－7　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
（水平成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

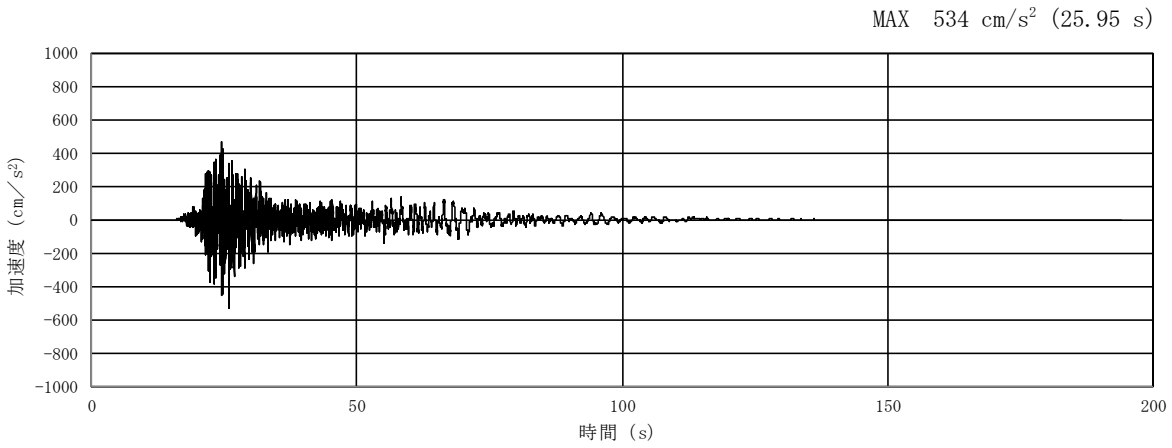


(a) 加速度時刻歴波形

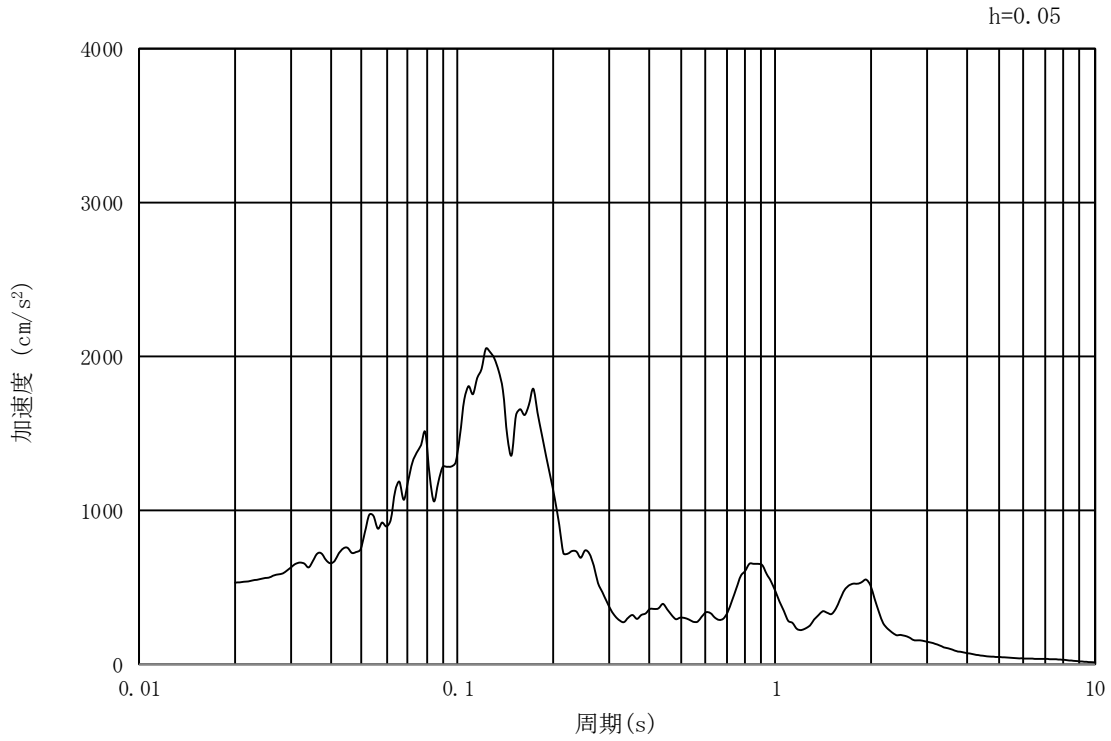


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－8　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
（鉛直成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

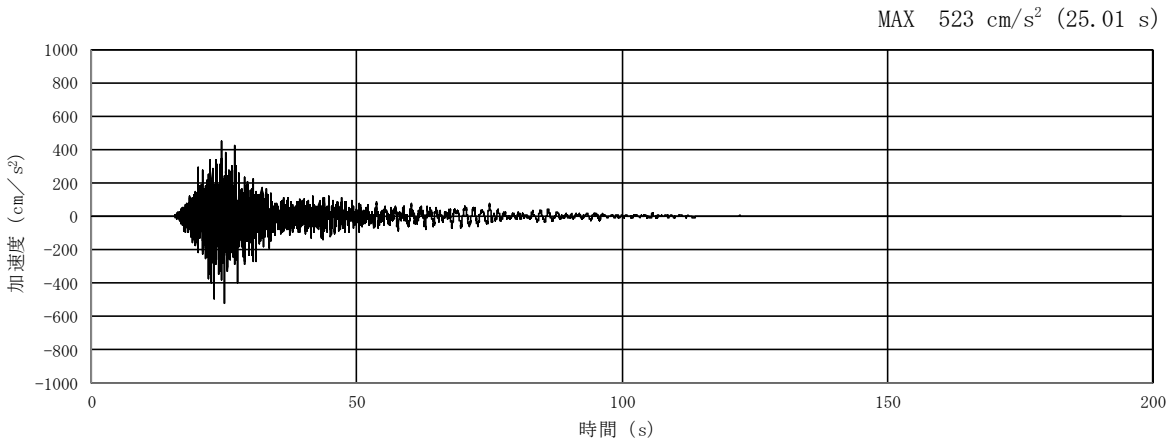


（a）加速度時刻歴波形

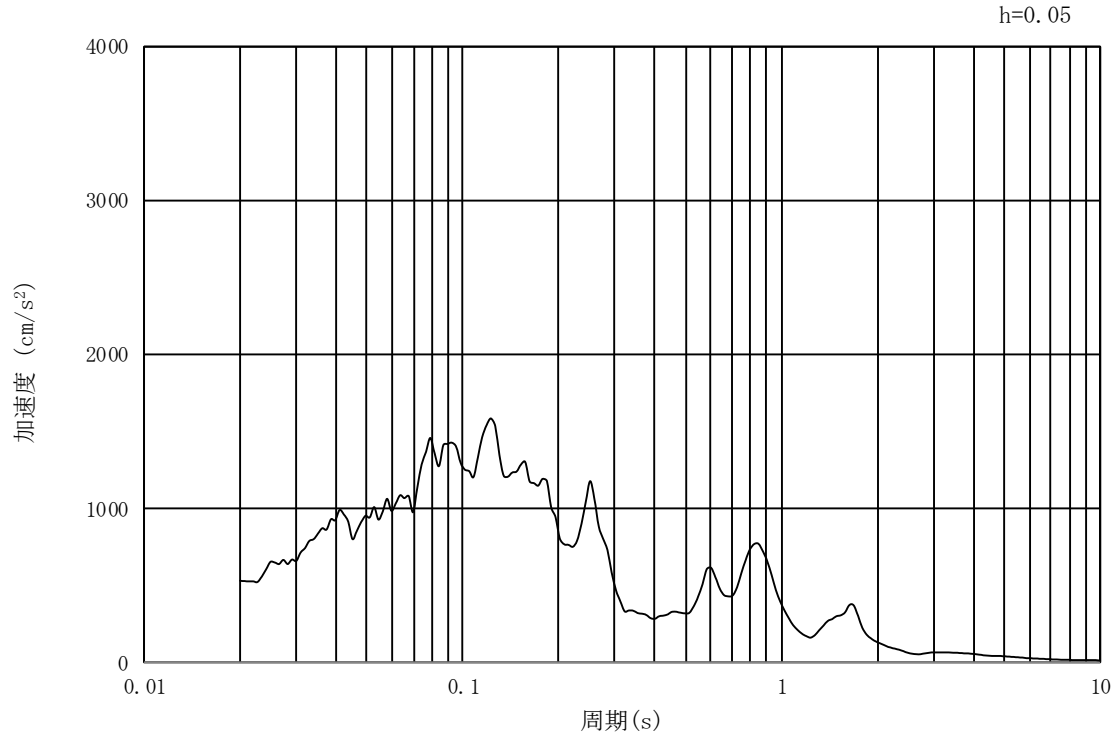


（b）加速度応答スペクトル

図 13.3－9　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

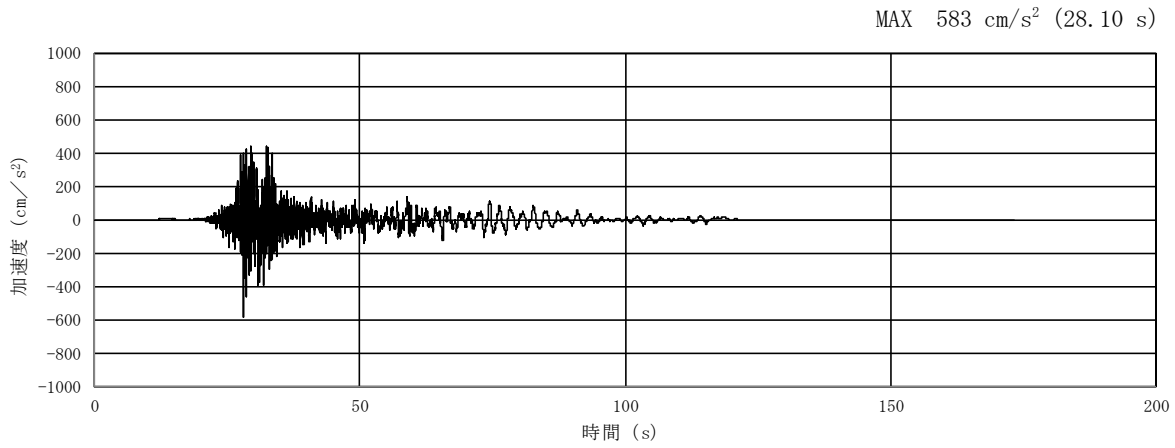


(a) 加速度時刻歴波形

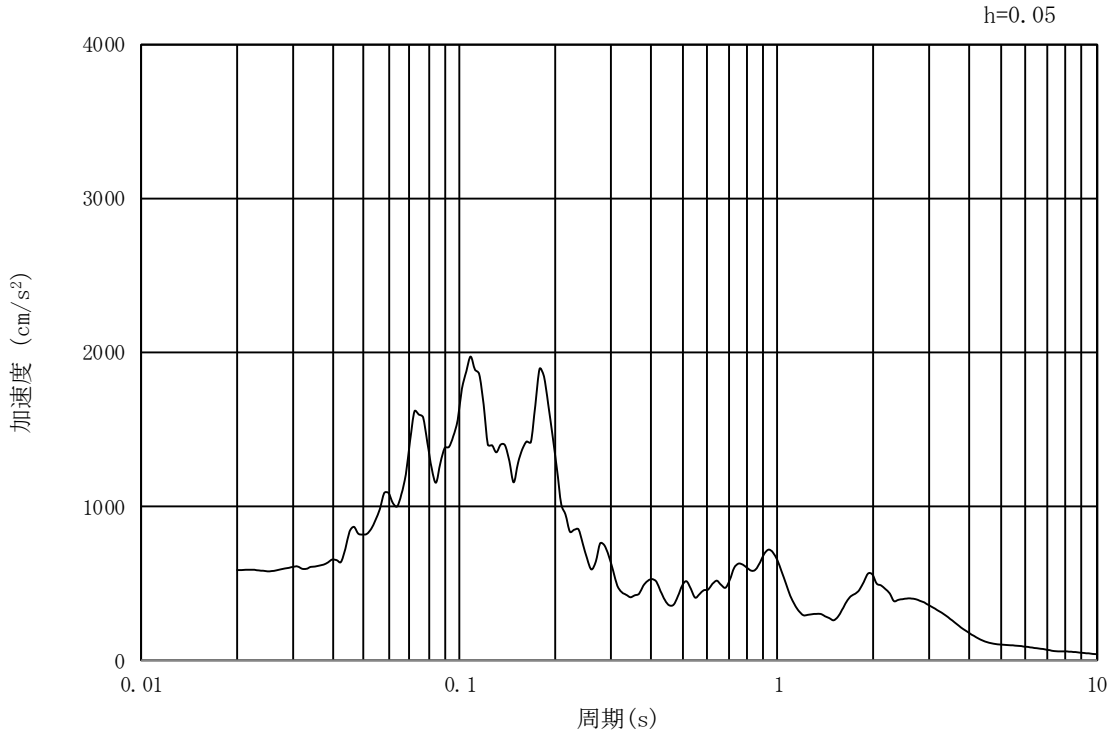


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－10　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

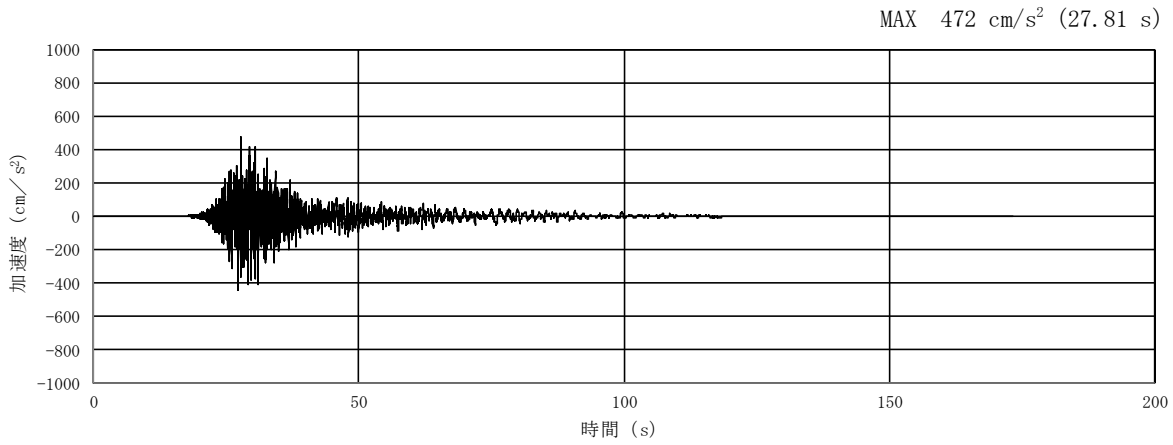


(a) 加速度時刻歴波形

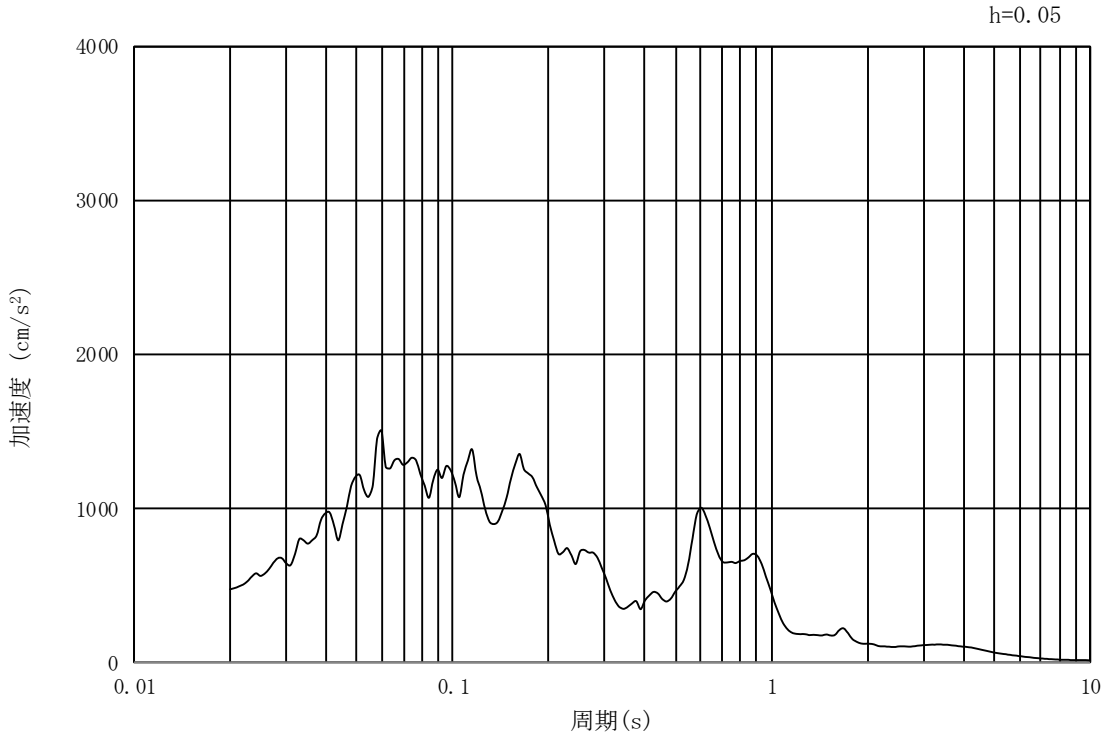


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－11　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

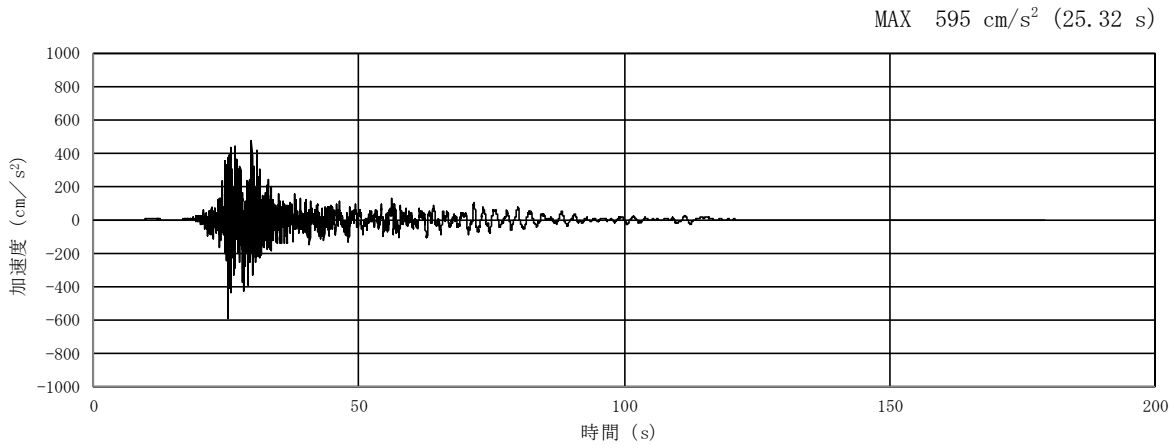


（a）加速度時刻歴波形

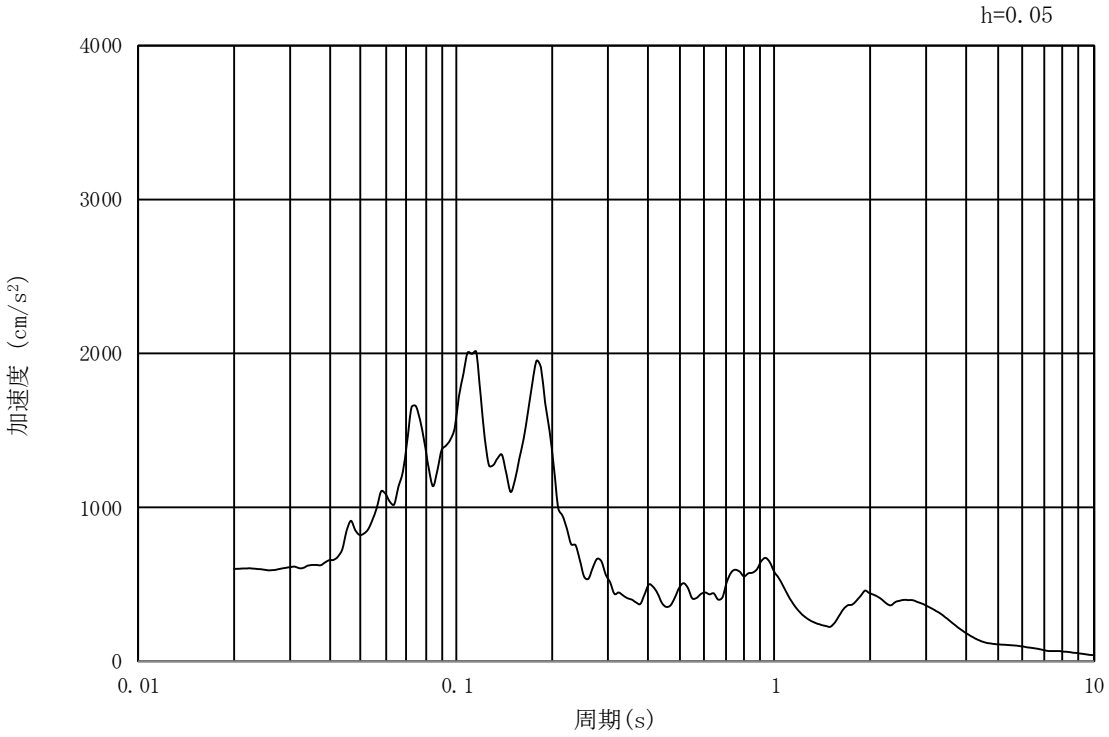


（b）加速度応答スペクトル

図 13.3－12　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

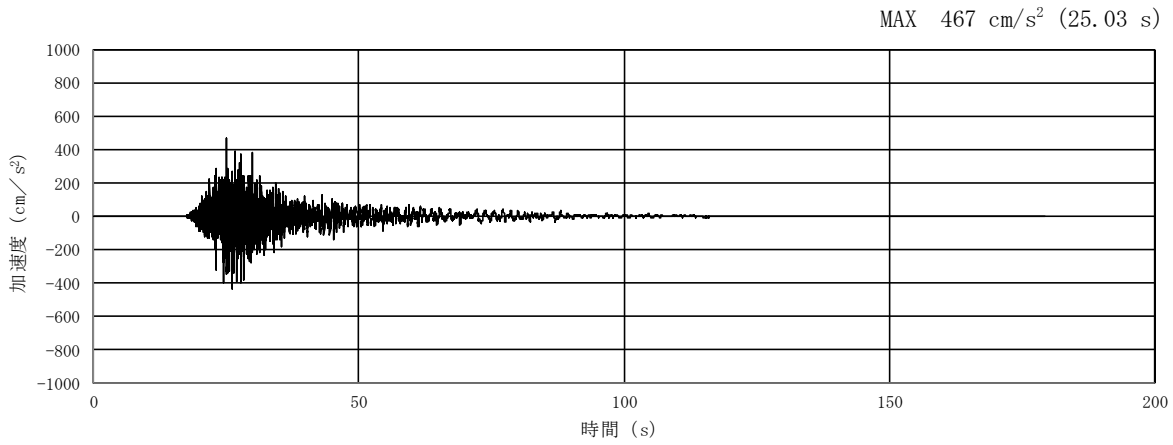


(a) 加速度時刻歴波形

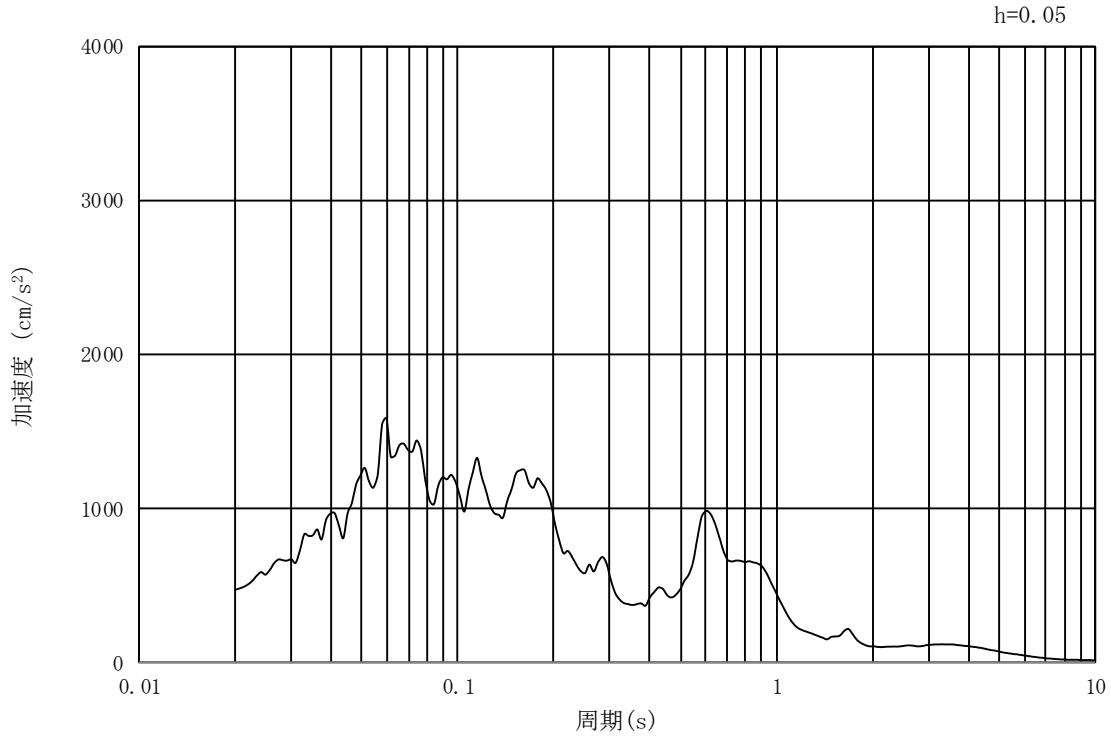


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－13　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

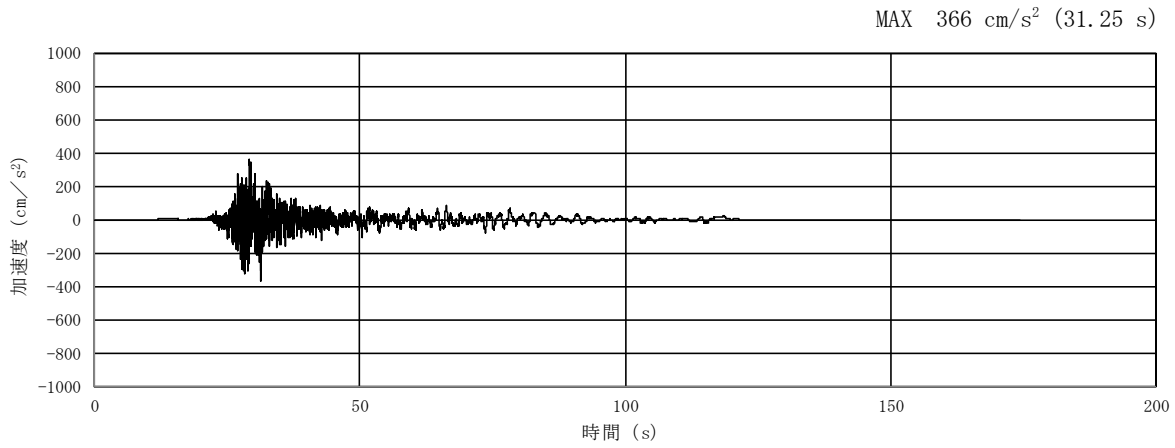


（a）加速度時刻歴波形

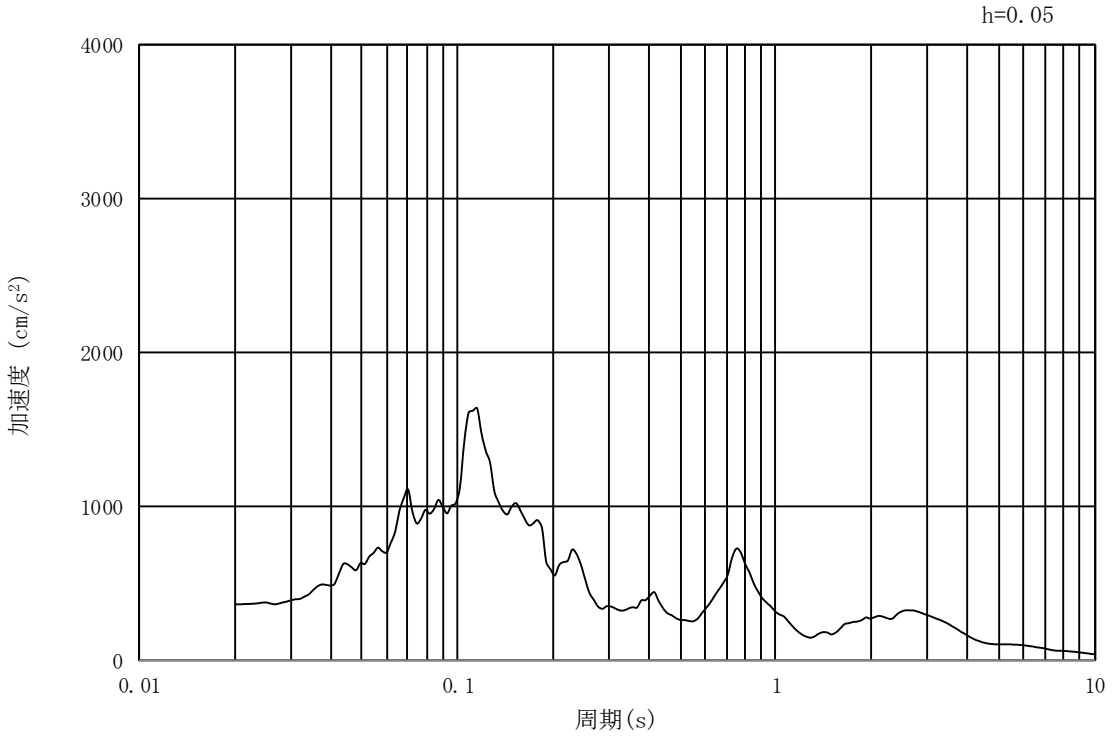


（b）加速度応答スペクトル

図 13.3－14　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

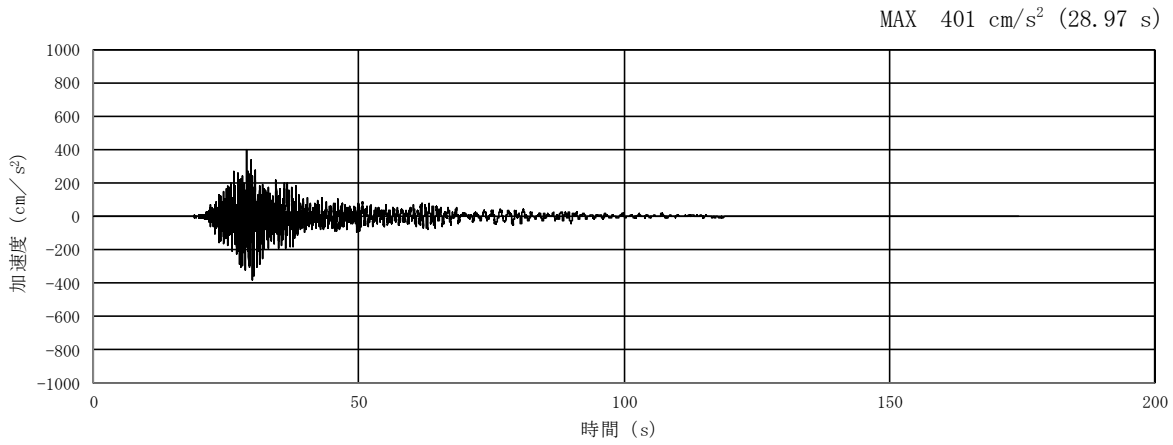


(a) 加速度時刻歴波形

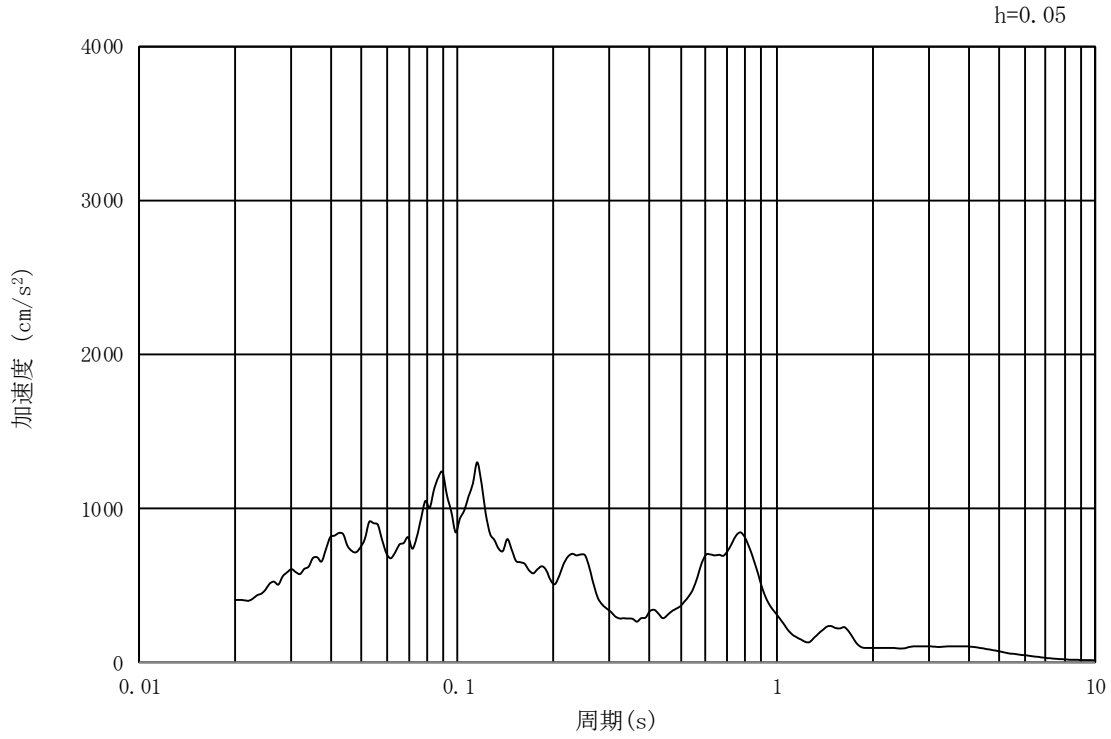


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－15　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

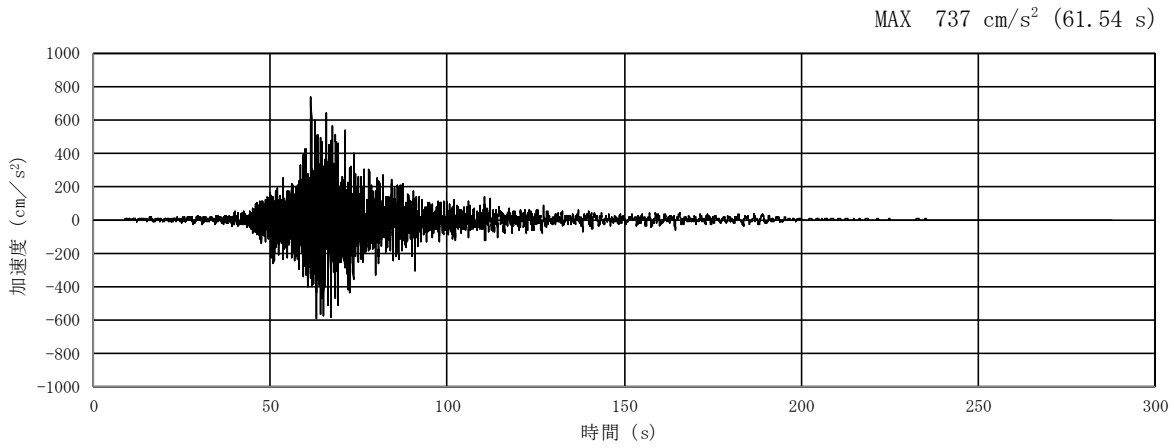


(a) 加速度時刻歴波形

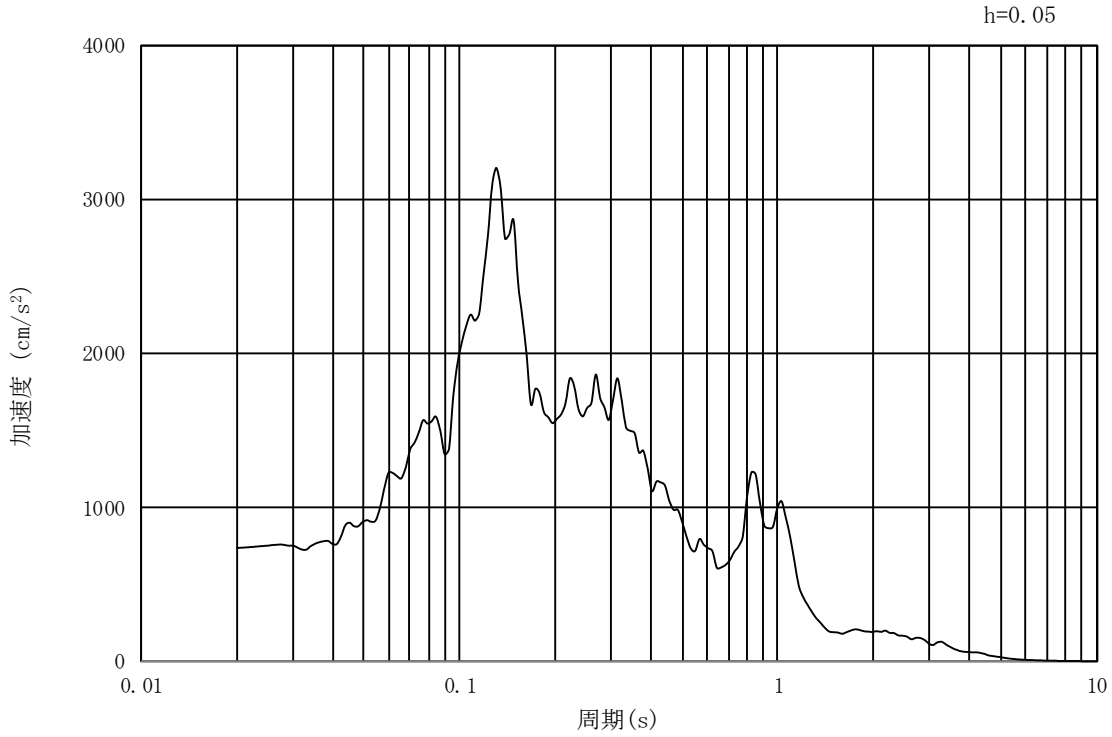


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－16　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

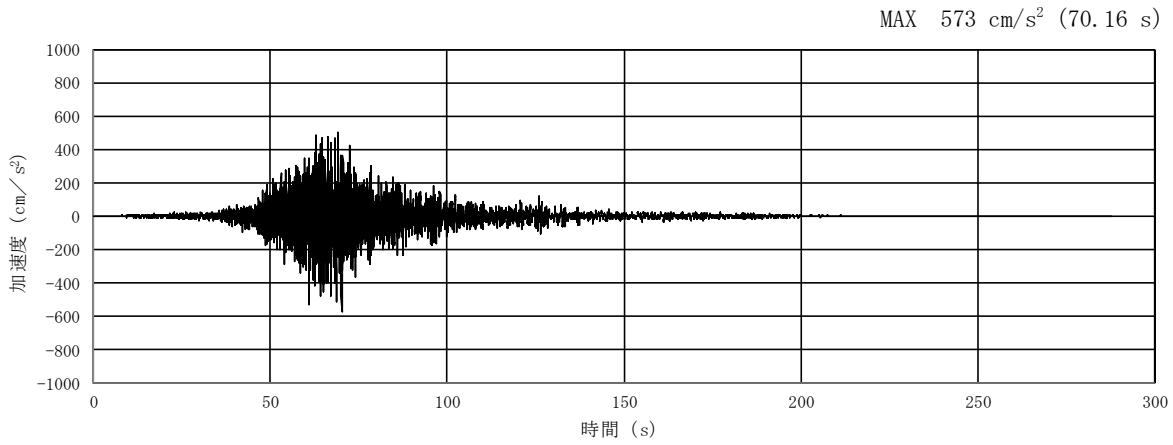


（a）加速度時刻歴波形

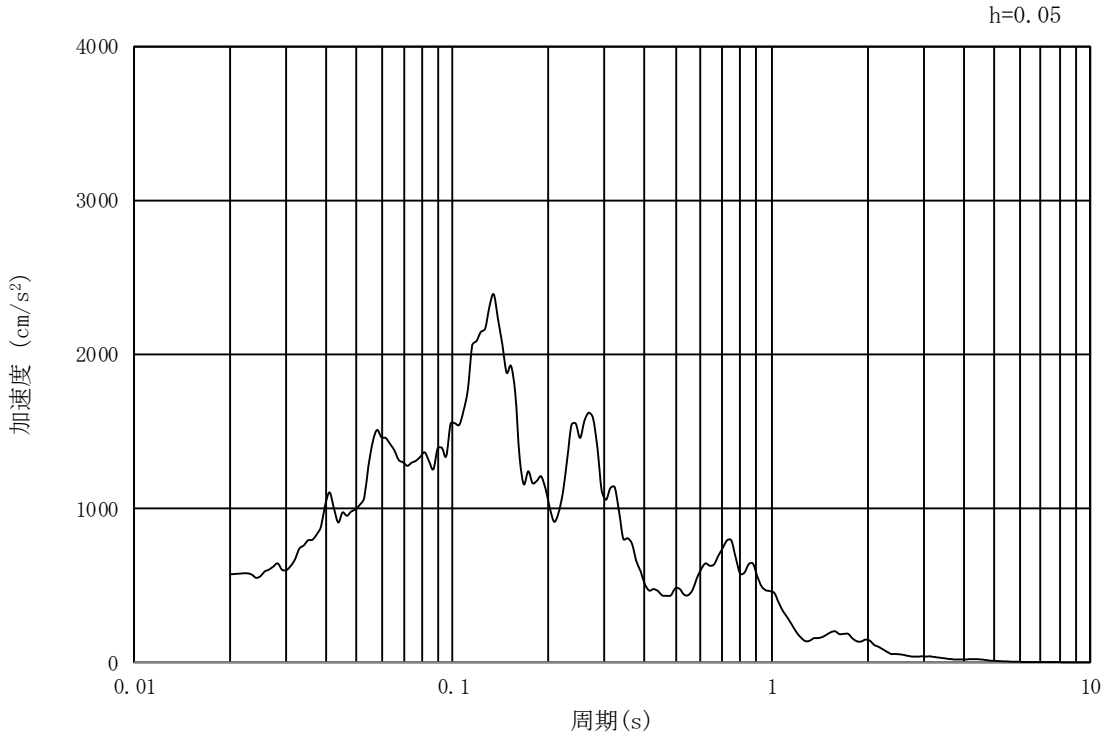


（b）加速度応答スペクトル

図 13.3－17　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２１）

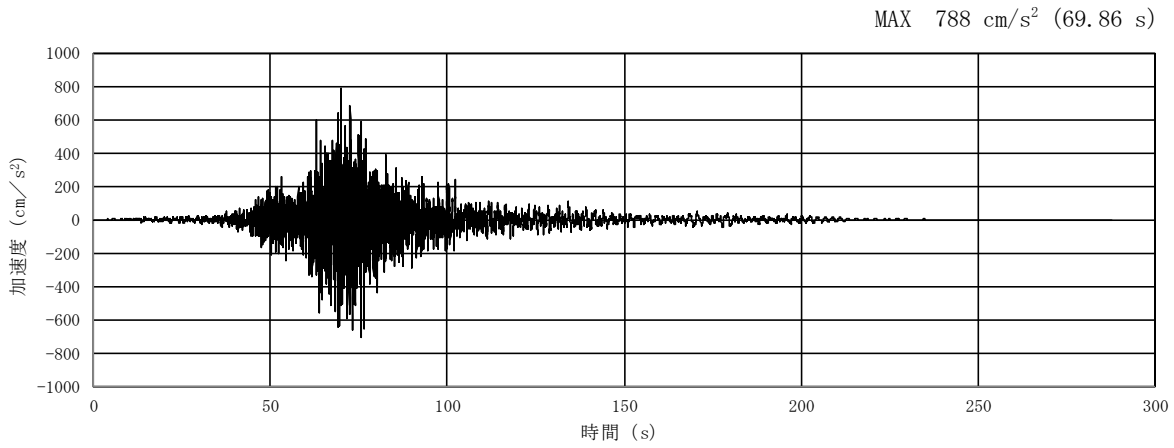


(a) 加速度時刻歴波形

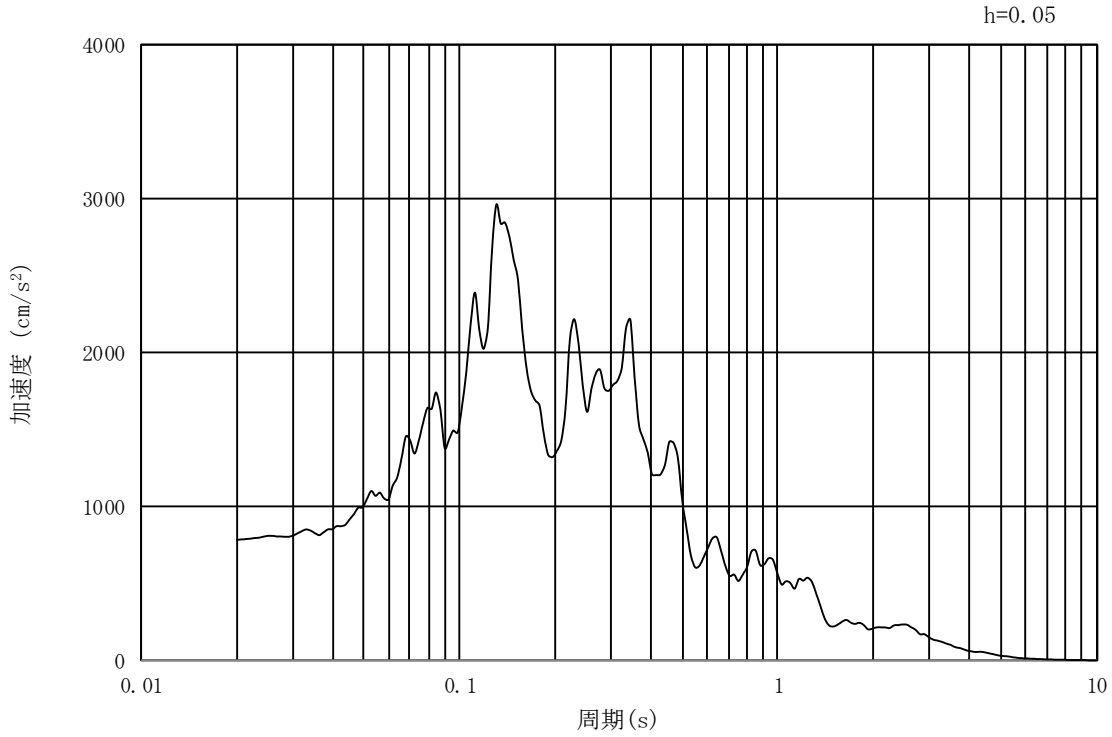


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－18　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

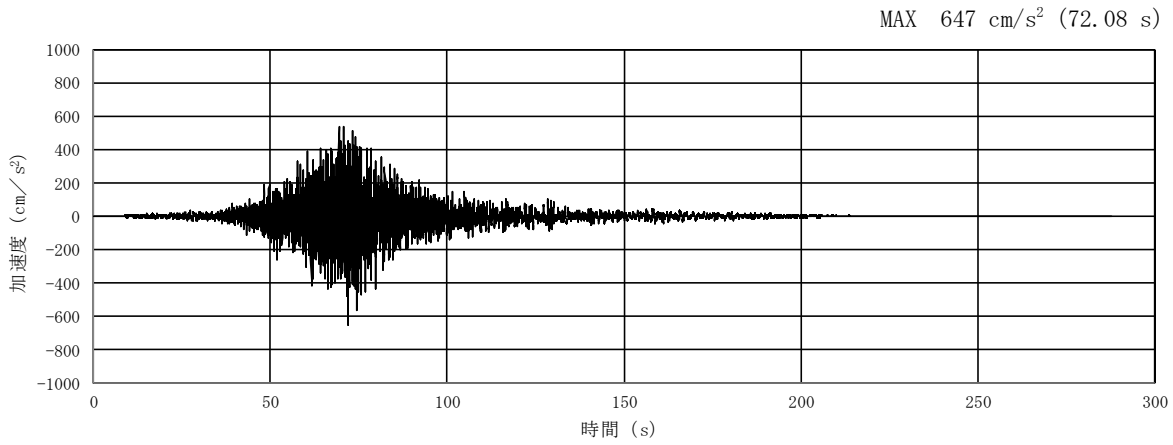


(a) 加速度時刻歴波形

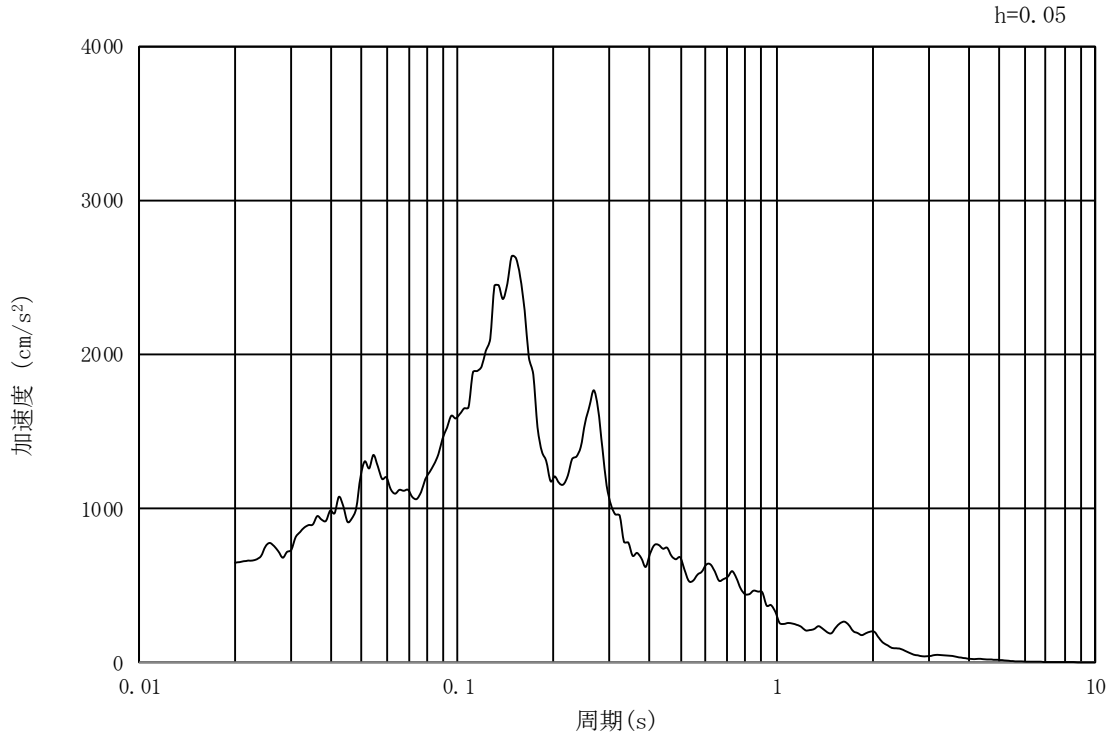


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－19　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

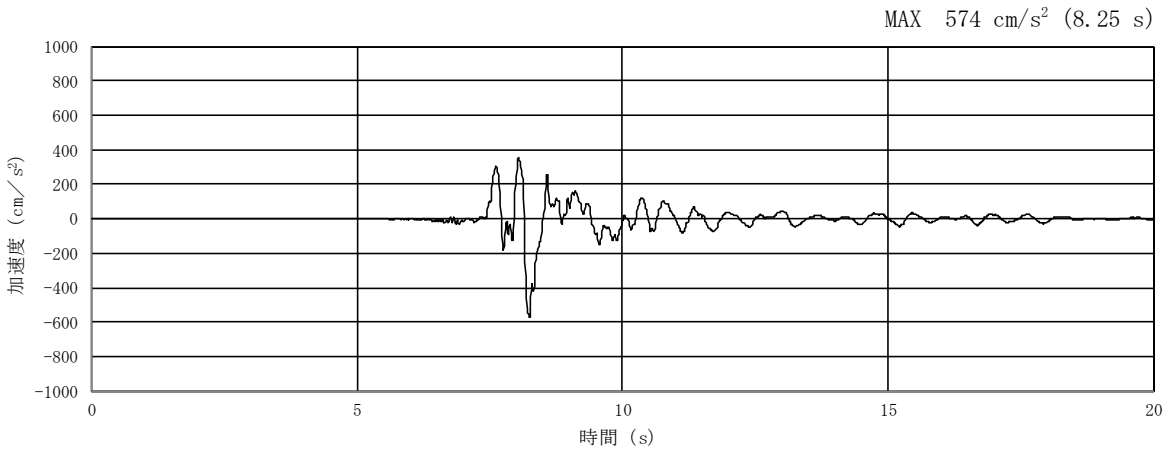


(a) 加速度時刻歴波形

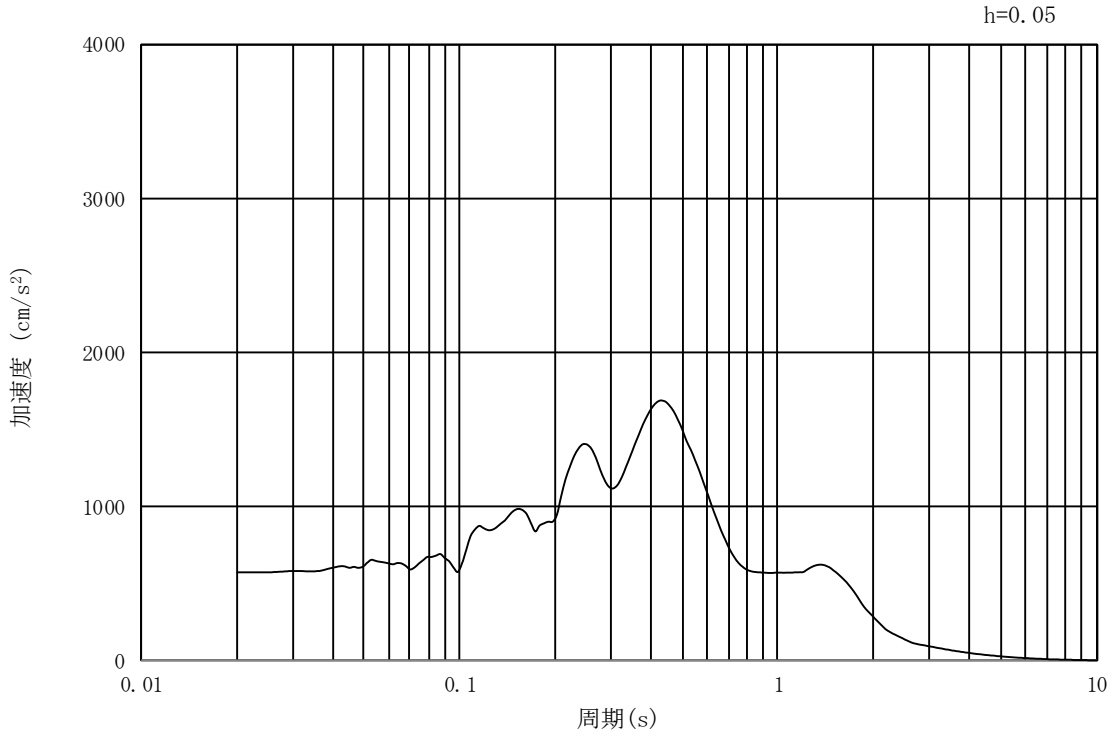


(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－20　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２）

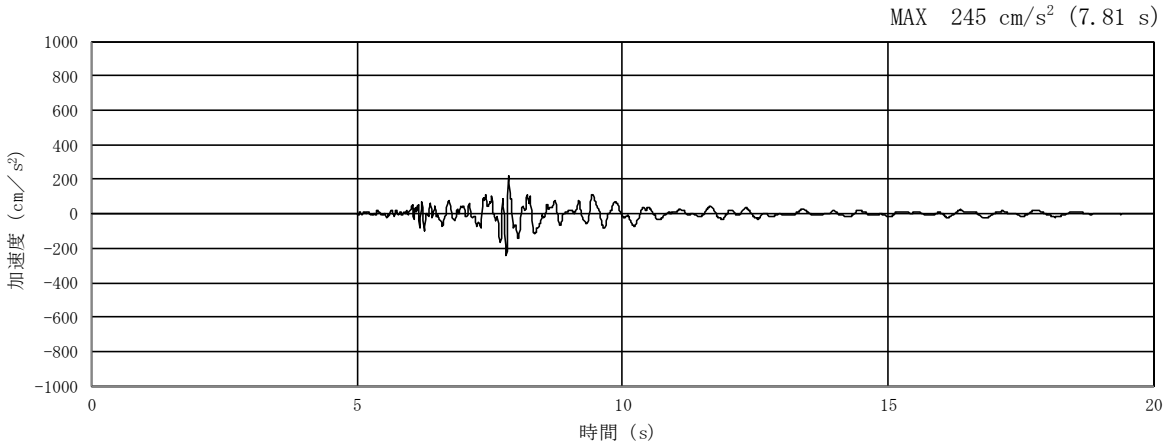


（a）加速度時刻歴波形

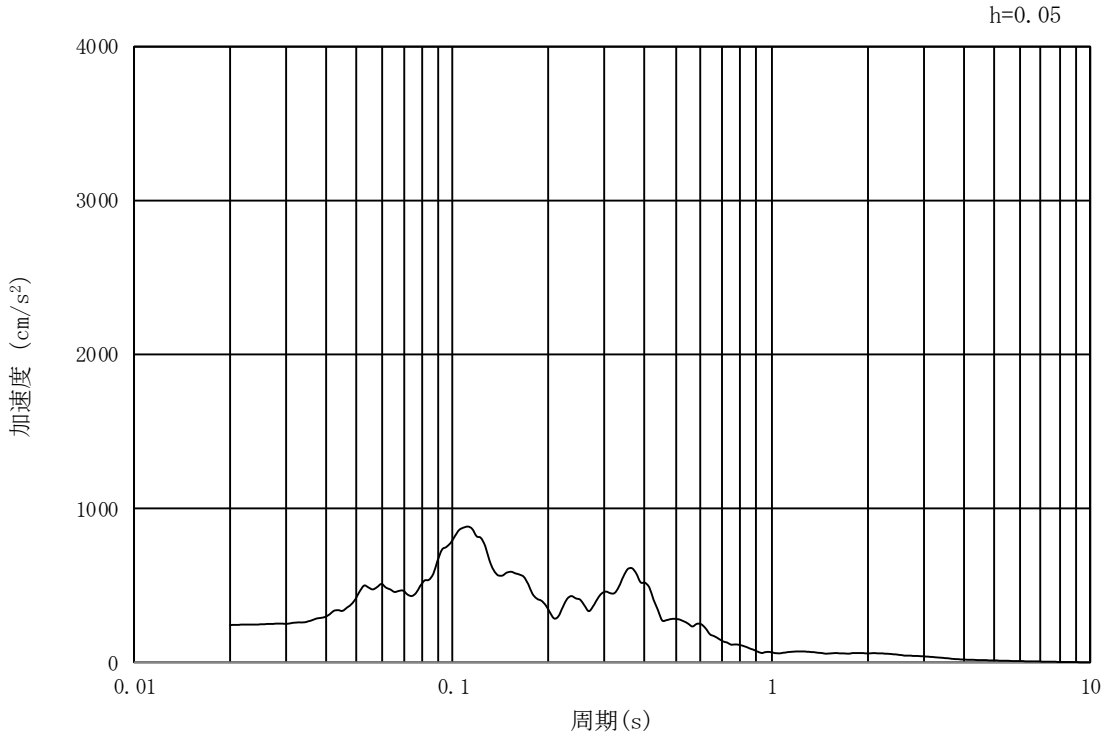


（b）加速度応答スペクトル

図 13.3－21　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$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 13.3－22　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$_s$－３１）

13.4　縦断面方向応力の評価方法

緊急用海水取水管は，縦断面方向に長大な構造であることを考慮し，縦断面方向の発生応力についても評価する。

縦断面方向応力は，１次元地震応答解析から得られる水平地盤変位を考慮した応答変位法による応力解析にて求める。

埋設された鋼製管路は，地震時に周辺地盤の変形に追従することが知られている。したがって，緊急用海水取水管の縦断面方向の評価においては，図 13.4－1 に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する。

応答変位法による解析には，解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，付録 53「計算機プログラム」（解析コード）の概要」に示す。

縦断面方向応力の評価フローを図 13.4－1 に示す。

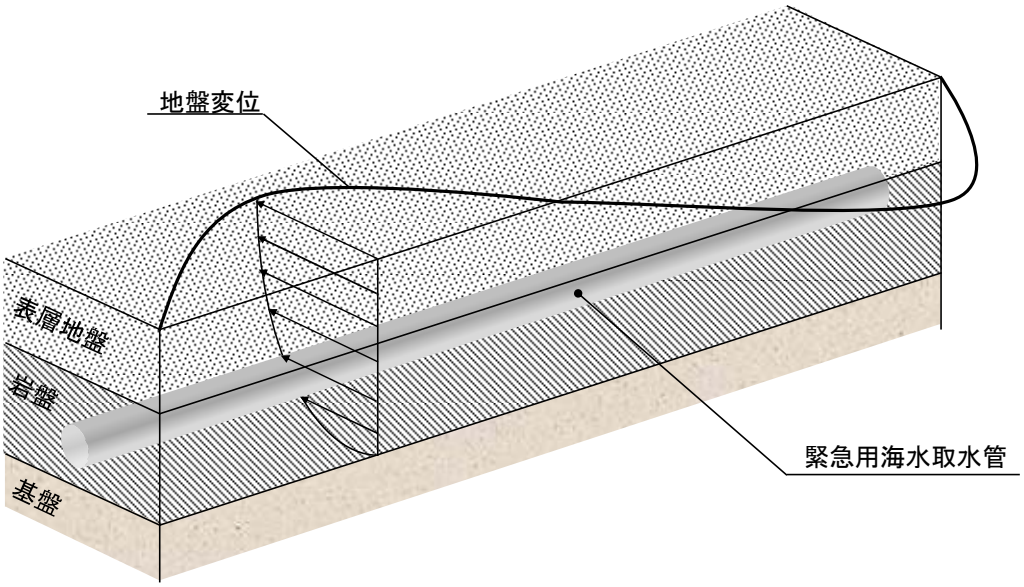


図 13.4－1　縦断面方向の耐震評価イメージ

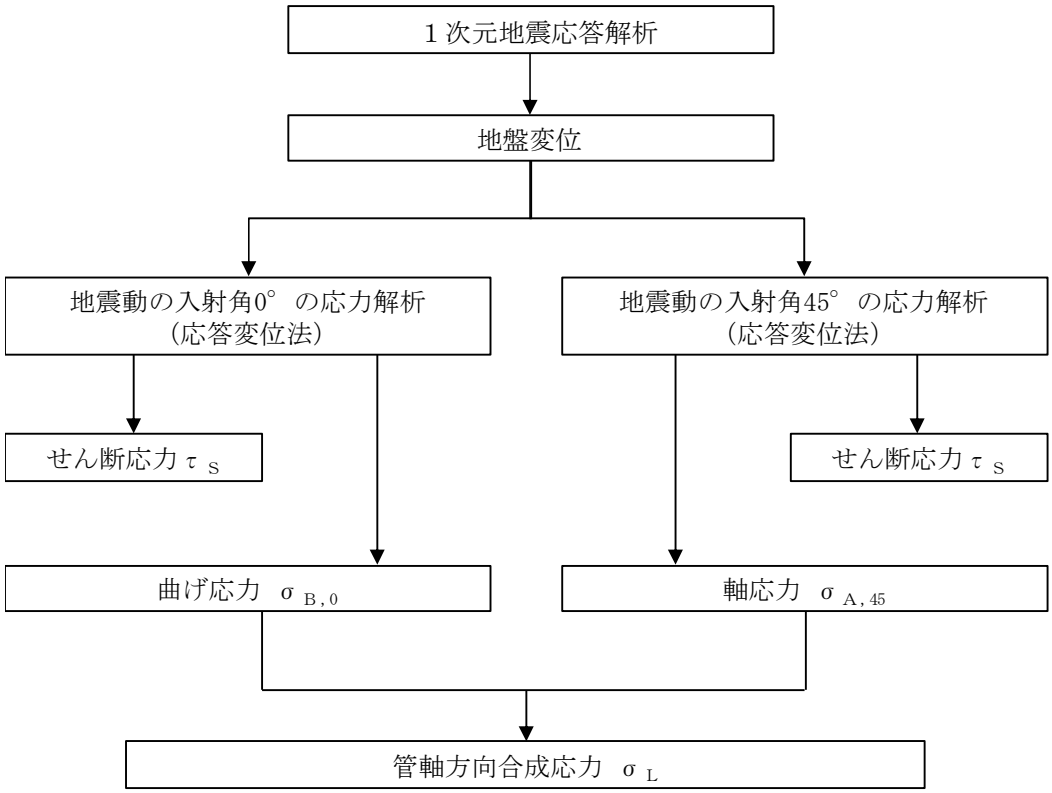


図 13.4－2　縦断面方向応力の評価フロー

13.4.1　縦断面方向の応力解析

縦断面方向の応力解析（応答変位法）の概念図を図 13.4－3 に示す。

同図より，縦断面方向の応力解析においては，地盤に生じる水平変位と地震動の波長の関係，つまり，地盤ひずみに支配される。

地盤ひずみ $\varepsilon_G(x)$ は，地盤に生じる変位と波長より，次式で与えられる。

$$\varepsilon_G(x)=\frac{dU(x)}{dx}=2\pi\frac{U_0}{L}\times cos\left(\frac{2\pi}{L}x+\varphi\right)$$

ここで、

U_0　：管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位（m）
（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

φ　：地震動の位相（度）

以上より、最大地盤ひずみは、次式で表される。

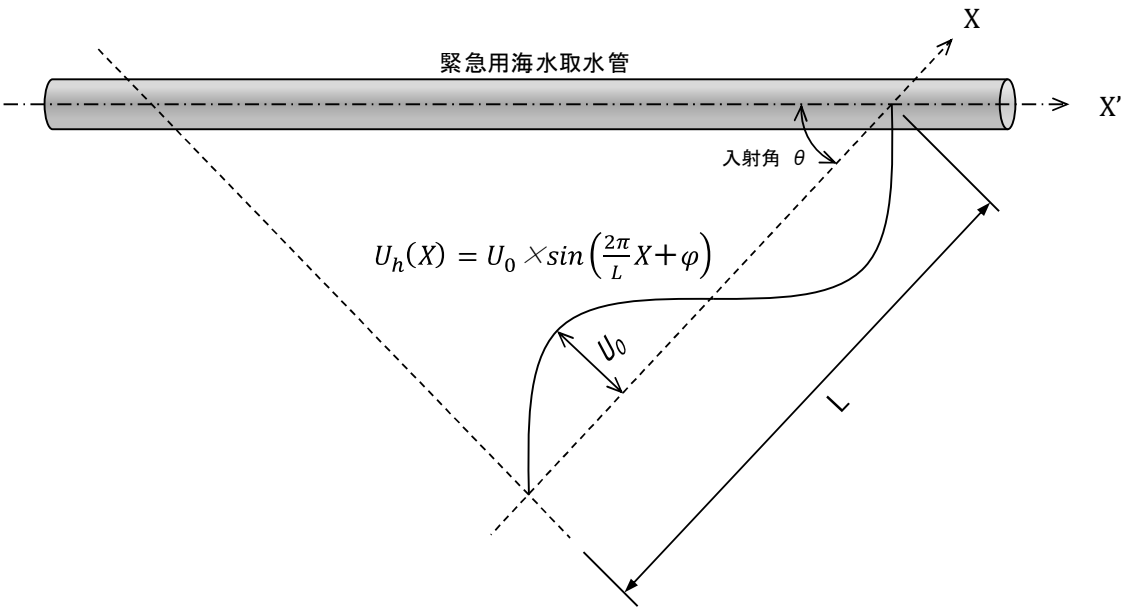
$$\varepsilon_{Gmax}=2\pi\frac{U_0}{L}$$

表 13.4－1 に，地震応答解析結果を基に算出した地盤ひずみの最大値を示す。

表 13.4－1　地盤の最大ひずみ

（追而）

（平　面　図）



U_h　：水平変位（m）

U_0　：縦断面位置の地盤の水平方向最大応答変位*（m）
（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

ϕ　：地震動の位相（°）

注記　＊：応力解析における地盤変位は，水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997）に基づき，縦断面位置の水平変位を用いる。

図 13.4－3　縦断面方向の応力解析の概念図

(1) 縦断面方向の解析モデル

縦断面方向の応力解析モデルを図 13.4－4 に示す。

a. 構造部材

構造部材は，線形はり要素でモデル化する。

b. 境界条件

緊急用海水取水管の両端はＳＡ用海水ピットと緊急用海水ポンプピットに可とう管を介して接続されることから，管軸方向及び回転方向自由，管軸直交方向固定とする。可とう管が設置される箇所については自由端とし，回転及び変位を許容することで，可とう管の効果を考慮する。

c. 地盤バネの設定

地盤は，非線形バネ要素でモデル化する。

地盤バネは１次元地震応力解析（FLIP）を行い設定する。管応力にとって厳しくなる地震波を抽出し，その地震波で管深度の相対水平変位最大時刻 t_{max} における地盤の応力状態に着目し以下の手順で地盤反力係数を設定する。なお，地盤バネは，軸方向のせん断バネ及び軸直角方向の直バネを与える。

地盤バネのバネ値に用いる地盤反力係数

$$k_0 = \frac{1}{0.3}\alpha E_s$$

$$E_s = 2(1+\nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\dfrac{1}{G_{ma}\times\left(\dfrac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left|\dfrac{\gamma}{c\times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}}\right|}$$

地盤バネの上限値 τ_f，σ_f

せん断方向：$\tau_f = c\times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}$

軸直角方向：$\sigma_f = c\times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1+sin\phi_{CD})$

ここで，

k_0：水平方向及び鉛直方向の地盤反力係数，α：地盤反力係数の換算係数（＝1）

γ：せん断ひずみ，σ'_m：平均有効主応力（kN/m²），E_s：変形係数（kN/m²）

ν_d：動ポアソン比，G_s：骨格曲線上の割線剛性（kN/m²），τ_s：骨格曲線上のせん断応力（kN/m²）

G_{ma}：基準平均主応力 σ'_{ma} における微小せん断ひずみでの初期せん断剛性（kN/m²）

σ'_{ma}：基準平均有効主応力(kN/m²)

τ_f：時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に対応するせん断応力の上限値（kN/m²）

σ_f：時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に軸圧縮応力の上限値（kN/m²）

c：粘着力（kN/m²），ϕ_{CD}：内部摩擦角（°）

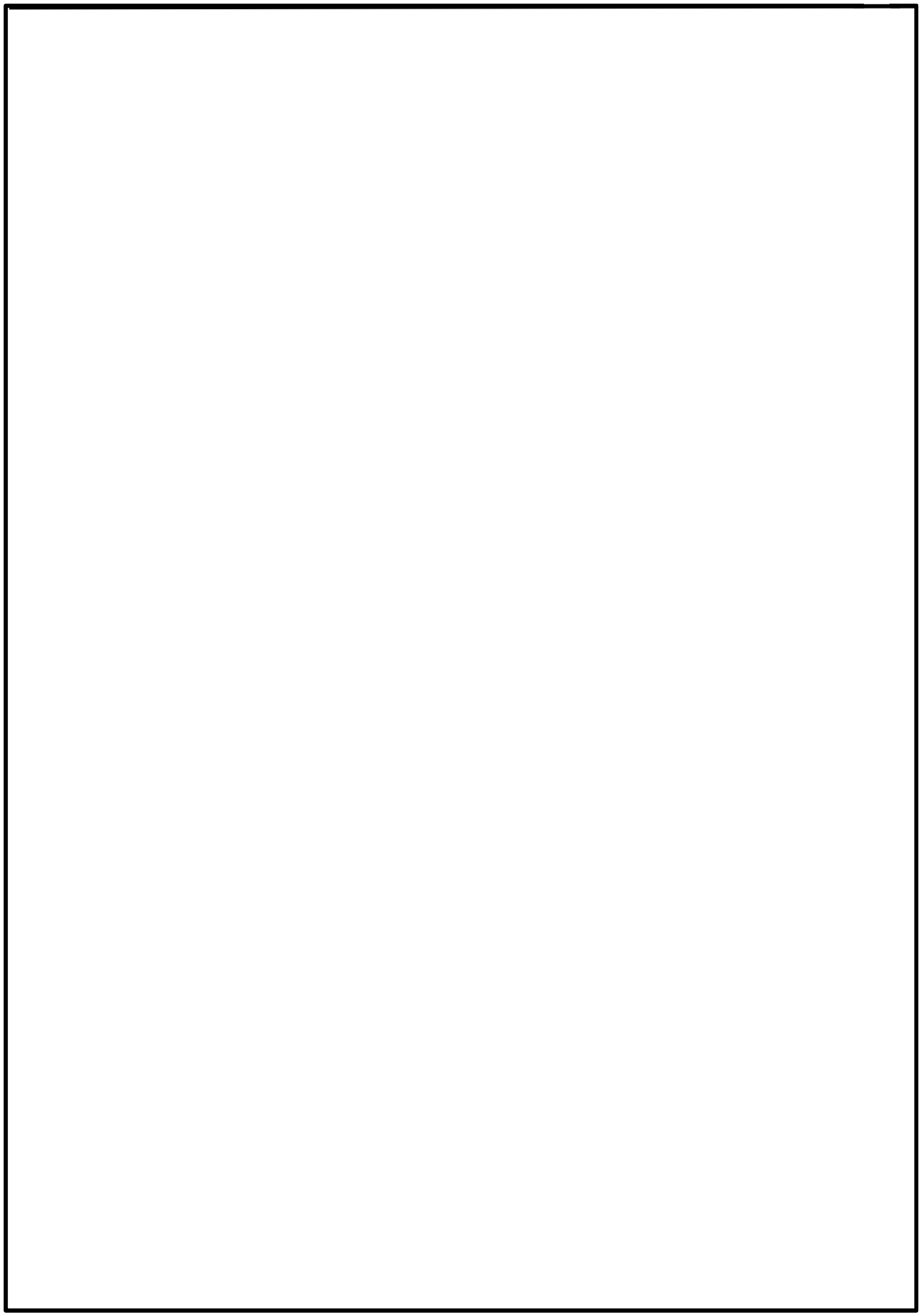


図 13.4－4　縦断面方向の応力解析モデル

表 13.4－2　縦断面方向の応力解析に用いる地盤バネ定数（追而）

地震動	地盤バネ定数(kN/m²)	
	せん断バネ（軸方向）	直バネ（軸直方向）

(2)　荷重及び荷重の組合せ

縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重は，表 13.3－2 に示したとおり，地震時における動土圧（地盤変位）のみとし，躯体に作用する慣性力や内水圧等は，横断面方向応力の評価にて考慮する。

(3)　入力地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は，１次元地震応力解析（FLIP）結果から得られる地盤変位のうち，緊急用海水取水管の最深部中心標高に対する最浅部中心標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。最大水平相対変位の算定概念図を図 13.4－5 に示す。

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで，

U_h　：地盤変位（m）

Q_u　：1 次元地震応力解析における緊急用海水取水管最深部標高に対する接続標高での最大水平相対変位（m）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

ϕ　：地震動の位相（°）

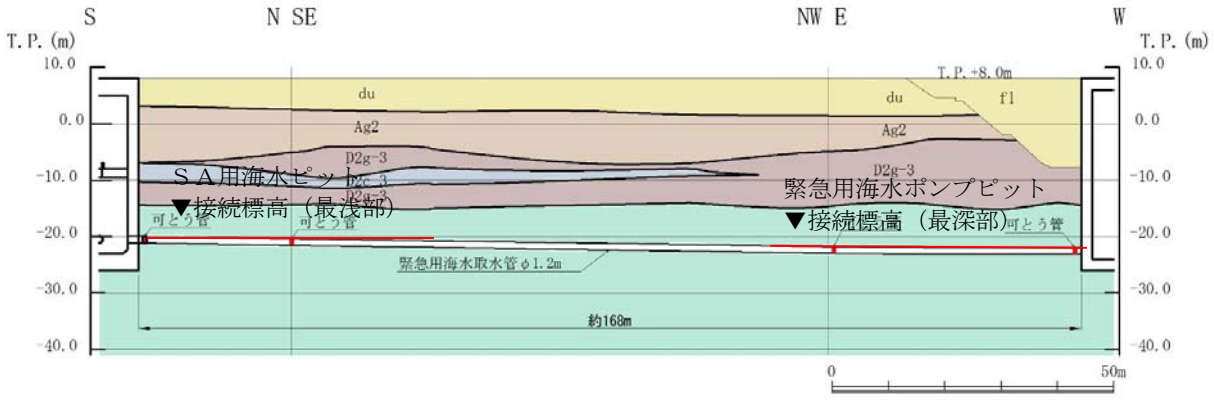


図 13.4－5　最大水平相対変位の算定概念図

ここで，縦断面方向の応力解析にて緊急用海水取水管に発生する応力は，地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が変化する。表 13.4－3 に示すとおり，入射角 0 度で曲げ応力，入射角 45° で軸応力が最大となることから，地震動の入射角は，0° 及び 45° とする。

なお，保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。図 13.4－6 に，入射角 0° の場合及び入射角 45° の場合の入力地盤変位Ｕｈを示す。

表 13.4－3　縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

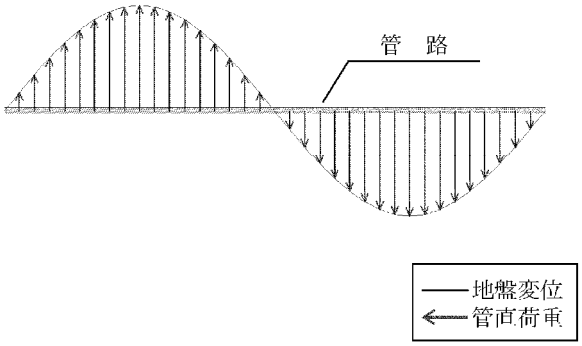
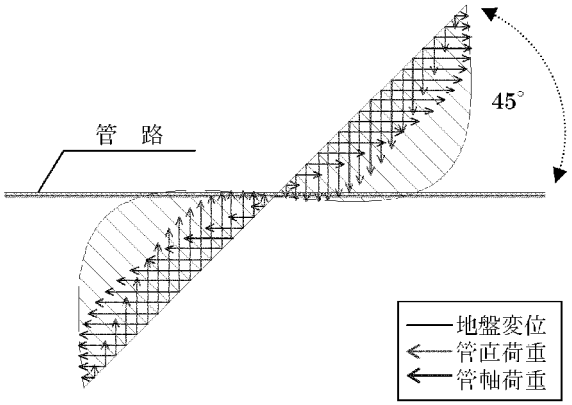
地震動の入射角 θ	応力発生のイメージ	備　考
0 °		地震動の入射角が 0°の場合，管路と直交方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお，軸方向の応力は発生しない。
45°		地震動の入射角が 45°の場合，管路と平行方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する軸応力が最大となる。なお，曲げ応力も発生するが，0°入射の場合よりも小さい。

図 13.4－6　入力地盤変位（追而）

(4)　縦断面方向応力の合成

縦断面方向応力は，入射角 0°の場合の応力と入射角 45°の場合の応力を次式にて合成したものとする。

$$\sigma_L = \sqrt{3.12 \times \left(\sigma_{A,45}\right)^2 + \left(\sigma_{B,0}\right)^2} \quad \cdots\cdots\cdots\

応力が最大となる入射角は，それぞれ軸応力：45°，曲げ応力：0°であることから，各々が最大となる入射角を考慮した重合わせを行う。

軸応力が最大となるθ＝45°の傾きを持つ波動（水平及び鉛直面内でy軸に対して線対称の波動：4波）及び曲げ応力が最大となるθ=0°の傾きを持つ水平面内波動の計5波が入射した場合の合成応力σeを，二乗和平方根で均等化したものを，次式で表す。

$$\sigma_e = \sqrt{\gamma \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

ここで、

γ　：波動成分による重畳係数（$1.00 \leqq \gamma \leqq 3.12$）

σ_L　：軸応力

σ_B　：曲げ応力

上式における重畳係数は，波動成分によって1.00～3.12の値をとる。上述の5波を考慮した場合，鉛直面内で入射する波動による応力は，水平面内で入射する波動による応力の75%として，次式で表すことができる。

$$\sigma_e = \sqrt{2(1.0^2 + 0.75^2) \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$
$$= \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

つまり，式(1)で求まる縦断面方向応力には，周辺地盤の最大水平変位による影響に加え，最大水平変位の75%の振幅を持つ鉛直地盤変位についても考慮されている。

13.5　評価結果

13.5.1　地震応答解析結果

緊急用海水取水管の標準断面図を図 13.5－1 に示す。

緊急用海水取水管の基準地震動Ｓ$_s$による応力分布図を図 13.5－2～図 13.5－3 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 13.5－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 13.5－5 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

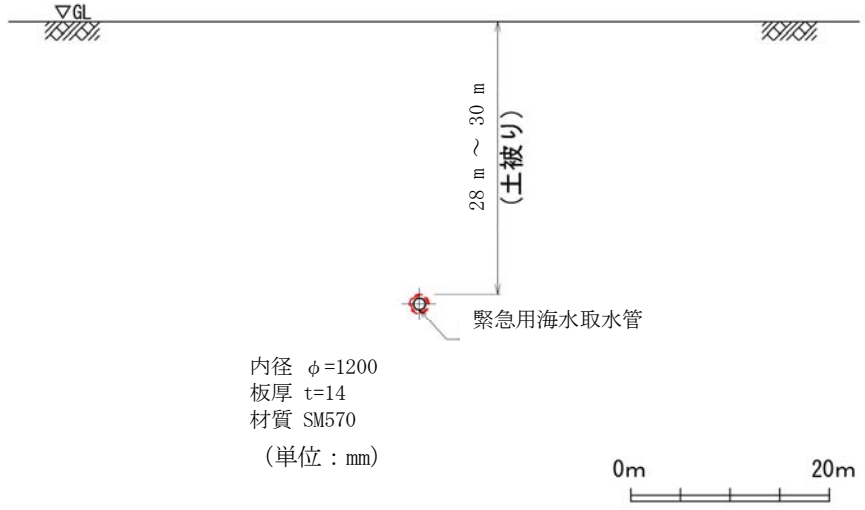


図 13.5－1　緊急用海水取水管　標準横断面図

「追而」

図 13.5－2（1）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－2（2）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 13.5－2（3）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 13.5－2（4）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 13.5－2（5）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 13.5－2（6）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 13.5－2（7）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 13.5－2（8）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 13.5－2（9）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 13.5－2（10）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 13.5－2（11）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－2（12）　横断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 13.5－3（1）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－3（2）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 13.5－3（3）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 13.5－3（4）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 13.5－3（5）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 13.5－3（6）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 13.5－3（7）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 13.5－3（8）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 13.5－3（9）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 13.5－3（10）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 13.5－3（11）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－3（12）　縦断方向の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 13.5－4（1）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－4（2）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 13.5－4（3）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 13.5－4（4）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 13.5－4（5）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 13.5－4（6）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 13.5－4（7）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 13.5－4（8）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 13.5－4（9）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 13.5－4（10）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 13.5－4（11）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－4（12）　横断方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 13.5－5（1）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－5（2）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 13.5－5（3）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 13.5－5（4）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 13.5－5（5）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１１）

図 13.5－5（6）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１２）

図 13.5－5（7）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１３）

図 13.5－5（8）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１４）

図 13.5－5（9）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－２１）

図 13.5－5（10）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－２２）

図 13.5－5（11）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－5（12）横断方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

13.5.2　断面の耐震評価結果

(1)　構造部材横断方向の曲げに対する評価結果

鋼材照査結果を表 13.5－1 に示す。

緊急用海水取水管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置において応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，緊急用海水取水管の構造部材の発生応力が許容応力度以下であることを確認した。

「追而」

表 13.5－1　鋼材の曲げ照査結果（横断方向）

地震時	位相	板厚 (mm)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D１	〔H＋，V＋〕				
	〔H＋，V－〕				
	〔H－，V＋〕				
	〔H－，V－〕				
S_s－１１	－				
S_s－１２	－				
S_s－１３	－				
S_s－１４	－				
S_s－２１	－				
S_s－２２	－				
S_s－３１	〔H＋，V＋〕				
	〔H－，V＋〕				

(2)　構造部材横断方向のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 13.5－2 に示す。

緊急用海水取水管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，緊急用海水取水管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 13.5－2　せん断照査結果（横断方向）

地震時	位相	板厚 (mm)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
Ｓｓ－１１	－				
Ｓｓ－１２	－				
Ｓｓ－１３	－				
Ｓｓ－１４	－				
Ｓｓ－２１	－				
Ｓｓ－２２	－				
Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

(3)　構造部材の合成応力に対する評価結果

緊急用海水取水管の発生応力は，横断方向応力と縦断応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{{\sigma_L}^2 + {\sigma_C}^2 + \sigma_L\sigma_C + 3{\tau_S}^2}$$

ここで，

σ　　：合成応力（N/mm^2）

σ_C　　：管周方向曲げ応力（N/mm^2）

τ_S　　：管軸方向せん断応力（N/mm^2）

緊急用海水取水管の曲げ評価結果を表 13.5－3 に示す。

同表より，緊急用海水取水管に生じる曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 13.5－3　合成応力の評価結果

地震動	位相	管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
		曲げ応力	合成応力	せん断応力			
		$*\sigma_C$ (N/mm^2)	σ_L (N/mm^2)	τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ/σ_a
Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕						
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ－，Ｖ－〕						
Ｓｓ－１１	－						
Ｓｓ－１２	－						
Ｓｓ－１３	－						
Ｓｓ－１４	－						
Ｓｓ－２１	－						
Ｓｓ－２２	－						
Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕						

注記　＊：地震応答解析による曲げ応力に内圧による管周方向応力を考慮したもの

(4)　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評価結果を表 13.5－4 に，接地圧分布図を図 13.5－6 に示す。

緊急用海水取水管の接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（横断断面方向）で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，緊急用海水取水管の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有することを確認した。

「追而」

表 13.5－4　基礎地盤の支持性能評価結果

「追而」

図 13.5－6（1）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－6（2）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 13.5－6（3）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 13.5－6（4）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 13.5－6（5）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１１）

図 13.5－6（6）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１２）

図 13.5－6（7）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）

図 13.5－6（8）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）

図 13.5－6（9）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）

図 13.5－6（10）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）

図 13.5－6（11）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 13.5－6（12）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

13.6　まとめ

緊急用海水取水管について，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対し，構造物の曲げ及びせん断並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，緊急用海水取水管は，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，要求機能を維持できる。

14.　ＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価

目　次

14.1　評価方針 1
14.2　評価条件 2
14.2.1　適用基準 2
14.2.2　耐震安全性評価フロー 3
14.2.3　評価対象断面 4
14.2.4　評価対象断面の選定 6
14.2.5　使用材料及び材料定数 10
14.2.6　地下水位 13
14.2.7　地震応答解析手法 13
14.2.8　解析モデルの設定 15
14.2.9　減衰定数 20
14.2.10　荷重の組合せ 22
14.2.11　地震応答解析の検討ケース 26
14.3　評価内容 28
14.3.1　入力地震動の設定 28
14.3.2　許容限界の設定 57
14.4　評価結果 60
14.4.1　地震応答解析結果 60
14.4.2　耐震評価結果 69
14.5　まとめ 81

14.1　評価方針

ＳＡ用海水ピットは，非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。また，浸水防止設備を間接支持する頂版においては止水機能を求められ常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

ＳＡ用海水ピットの耐震評価は，地盤の２次元動的有効応力解析により得られた解析結果に基づき，設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として，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については，地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。また，浸水防止設備の間接支持構造物でもあるため，支持部材についても発生応力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，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

14.2　評価条件

14.2.1　適用基準

適用する規格，基準類を表 14.2－1 に示す。

表 14.2－1　適用する主な基準類

項目	適用とする主な基準類	備考
使用材料及び材料定数	・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（㈳日本道路協会，平成 24 年 3 月）	―
荷重及び荷重の組合せ	・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（㈳日本道路協会，平成 24 年 3 月）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・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 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

14.2.2　耐震安全性評価フロー

図 14.2－1 にＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価フローを示す。

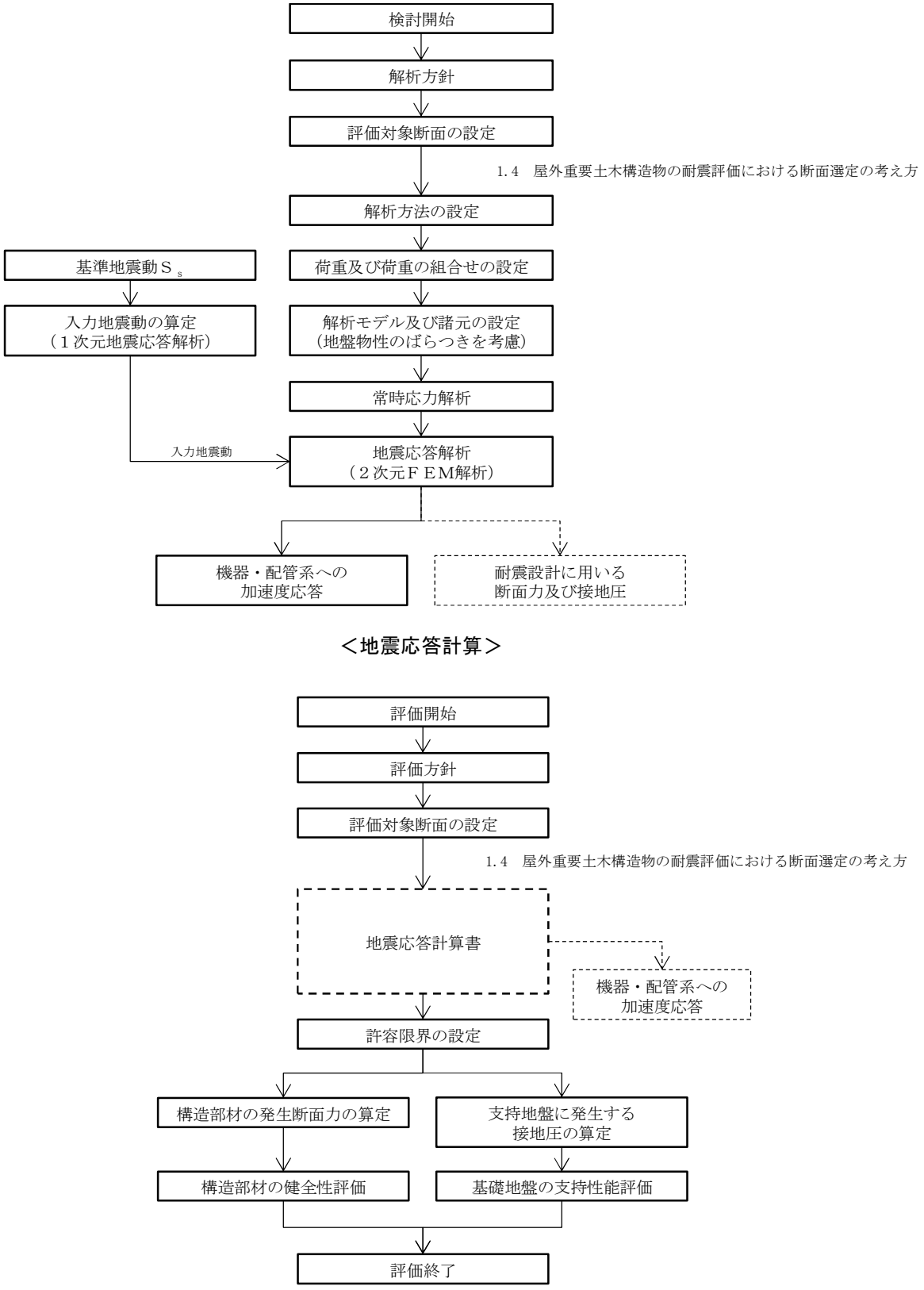


図 14.2－1　ＳＡ用海水ピットの耐震安全性評価フロー

14.2.3　評価対象断面

ＳＡ用海水ピットの位置図を図 14.2－2，図 14.2－3 に示す。

ＳＡ用海水ピットは，内径約 10 m，内空高さ約 28 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，明確な弱軸断面方向は無いことから，接続する海水引込み管及び緊急用海水取水管に着目し，直交する両管路の縦断 2 方向の断面を評価対象断面とする。

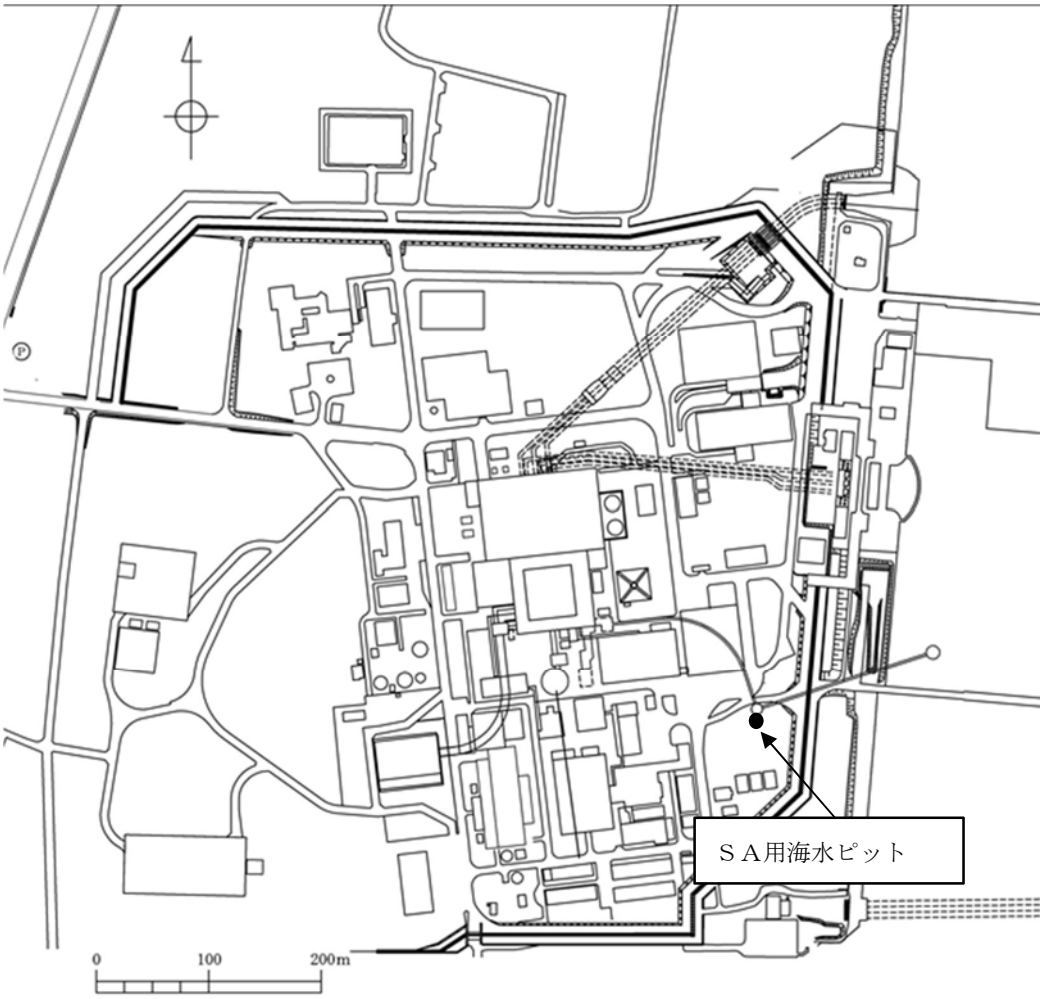


図 14.2－2　ＳＡ用海水ピット位置図（全体図）

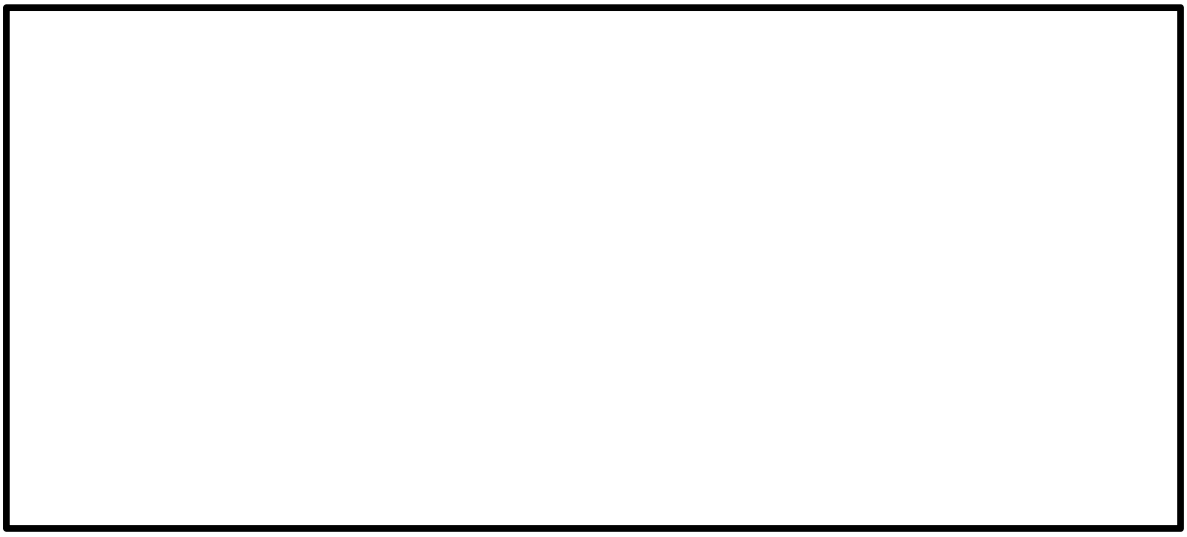


図 14.2－3　ＳＡ用海水ピット位置図(拡大図)

14.2.4　評価対象断面の選定

ＳＡ用海水ピットの評価対象断面位置図を図 14.2－4 に，評価対象断面図を図 14.2－5 に，構造平面図を図 14.2－6 に，構造断面図を図 14.2－7 に示す。

評価対象断面は，「1.4.14　ＳＡ用海水ピットの断面選定の考え方」で記載したとおり，円筒上の地中構造物であり明確な弱軸断面方向がないことにより，接続する海水引込み管の縦断面方向①－①断面とそれに直交する横断面方向②－②断面の両方向について選定として耐震評価を実施する。

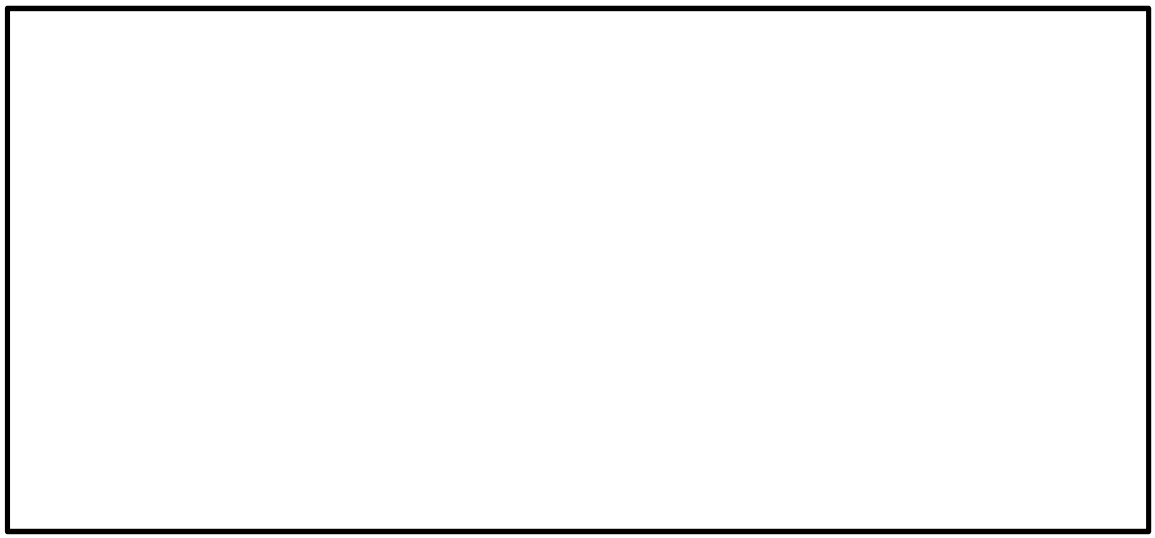


図 14.2－4　ＳＡ用海水ピット　評価対象断面位置図

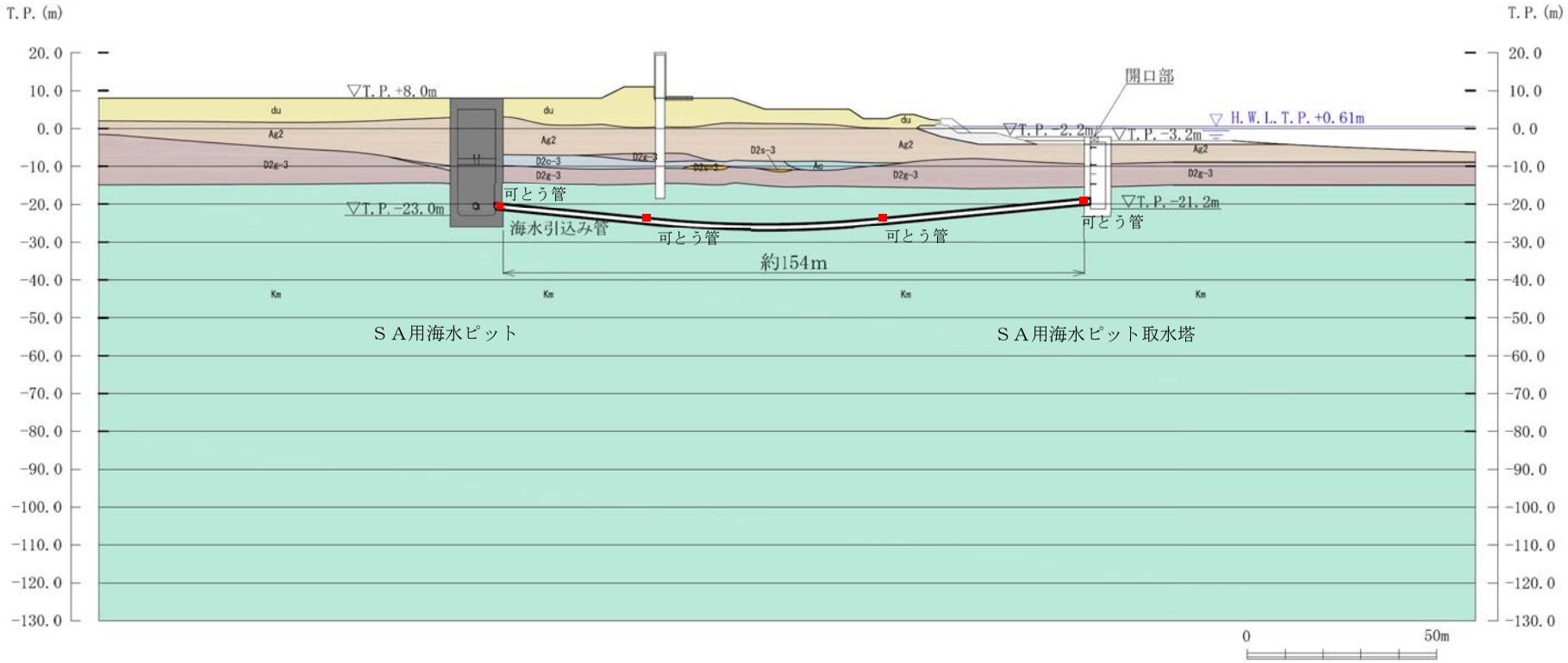


図 14.2－5（1）　ＳＡ用海水ピット　評価対象断面図（①－①断面）

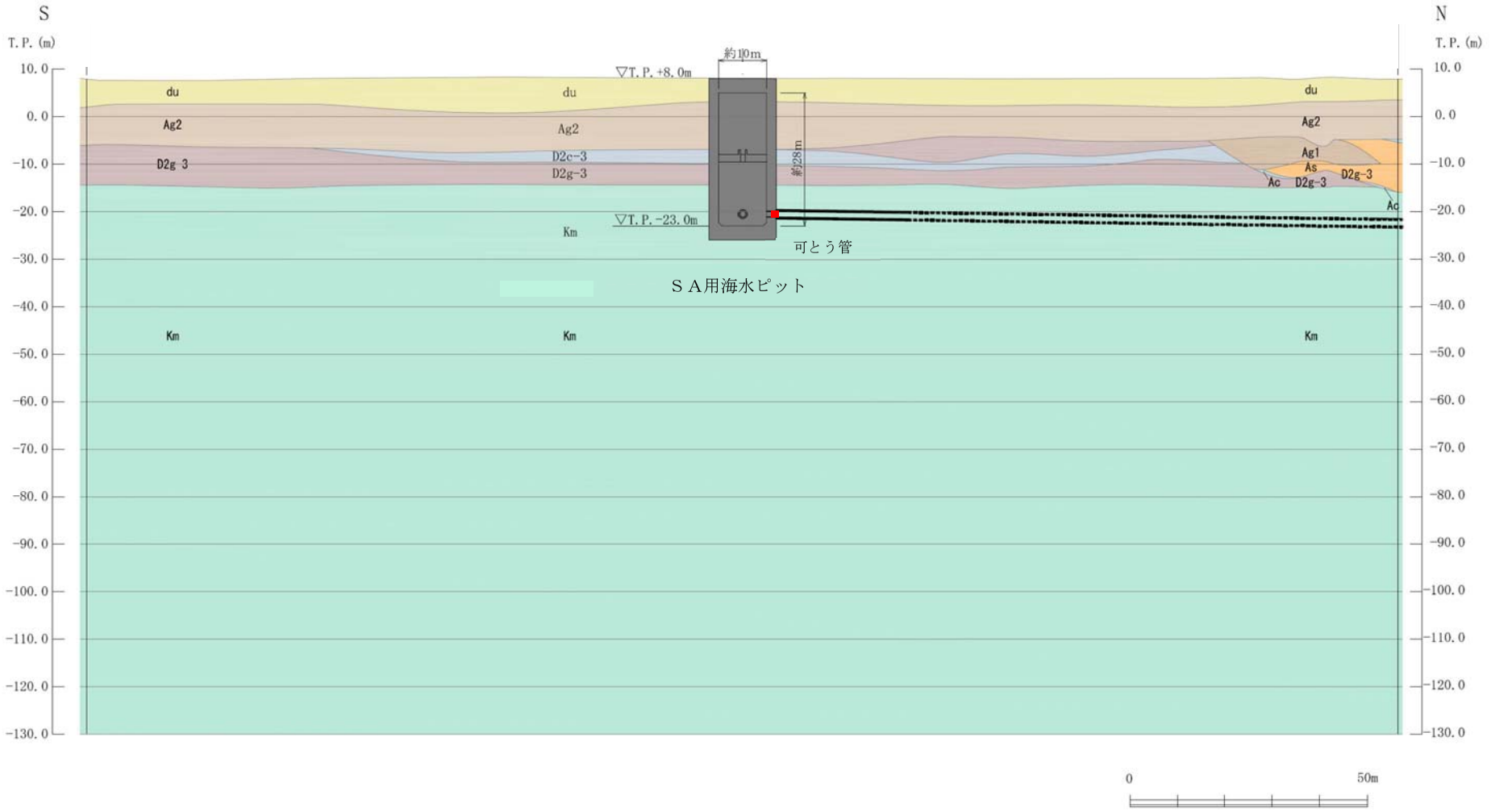


図 14.2－5（2）　ＳＡ用海水ピット　評価対象断面図（②－②断面））

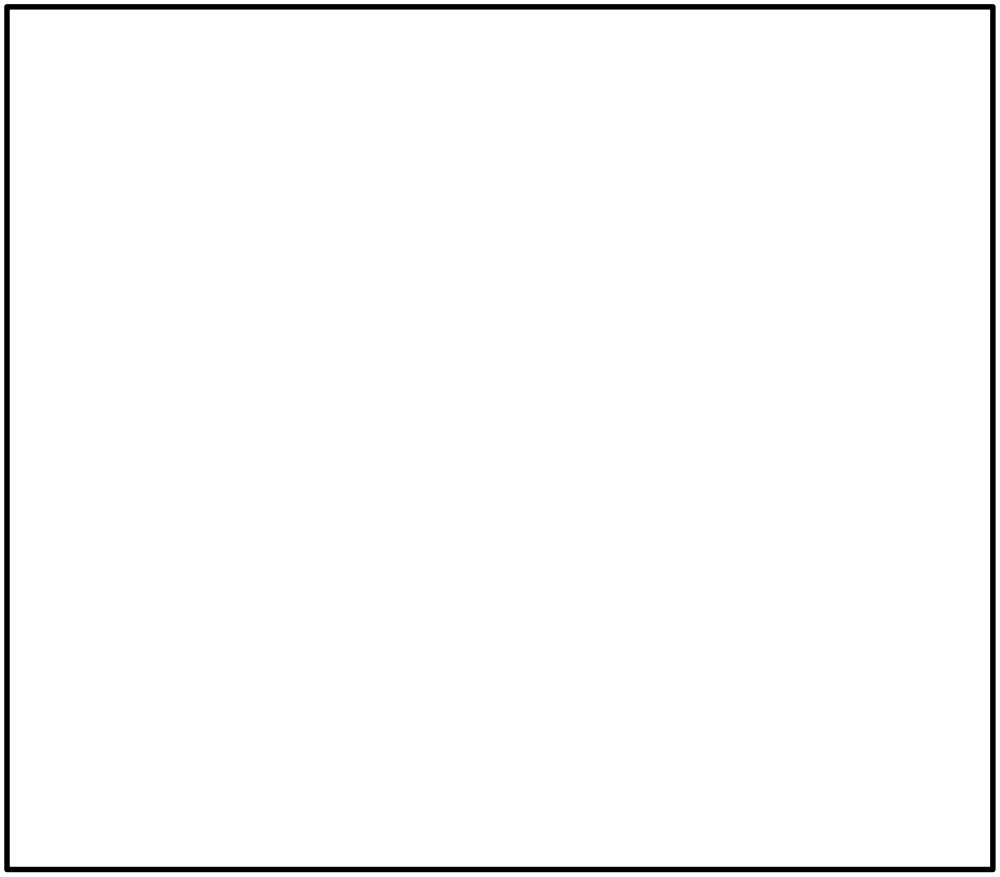


図 14.2－6　ＳＡ用海水ピット　構造平面図

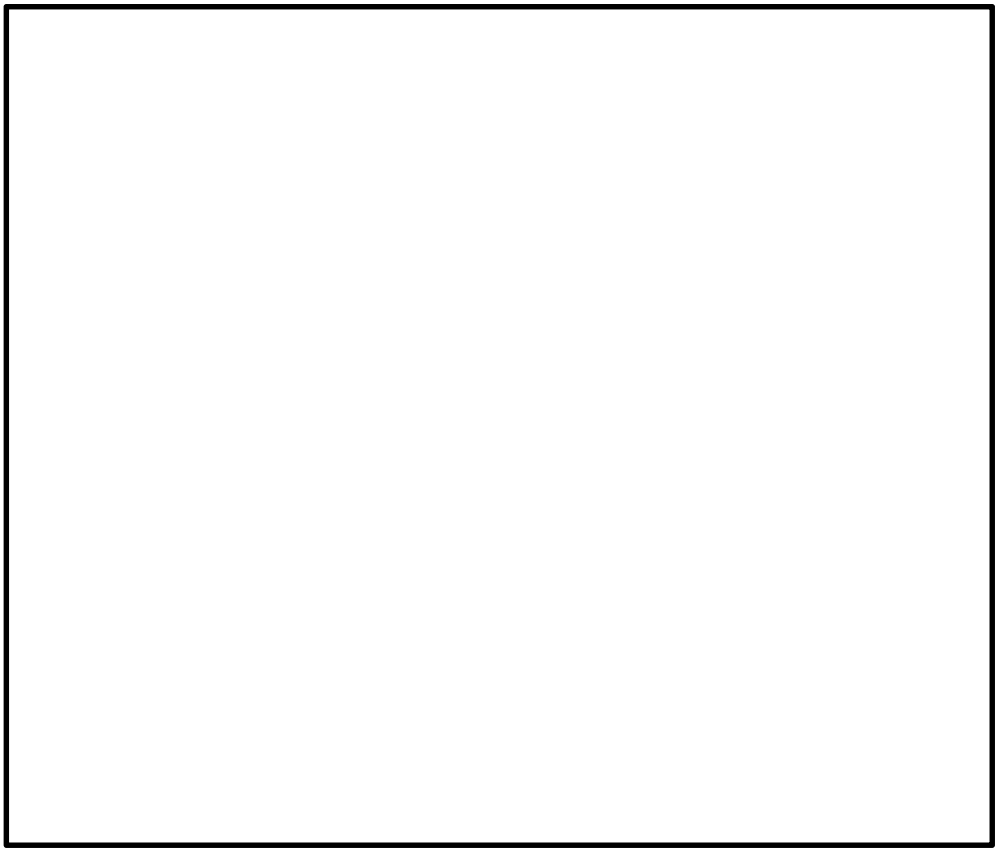


図 14.2－7　ＳＡ用海水ピット　構造断面図

14.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表14.2-2に，材料物性値を表14.2-3に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化する。地盤の物性値を表14.2-4に示す。

表14.2-2　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD390，SD490

表14.2-3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

表 14.2－4（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 14.2－4（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10^{-4}・z
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づきz（標高）毎に物性値を設定する
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 14.2－4 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm³)	静ポアソン比 ν_{cD}	粘着力 C_{cD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{cD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(−)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	−0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	−1	−1.5 ～ −0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	−2	−2.5 ～ −1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	−3	−3.5 ～ −2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	−4	−4.5 ～ −3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	−5	−5.5 ～ −4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	−6	−6.5 ～ −5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	−7	−7.5 ～ −6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	−8	−8.5 ～ −7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	−9	−9.5 ～ −8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	−10	−11 ～ −9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	−12	−13 ～ −11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	−14	−15 ～ −13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	−16	−17 ～ −15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	−18	−19 ～ −17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	−20	−21 ～ −19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	−22	−23 ～ −21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	−24	−25 ～ −23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	−26	−27 ～ −25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	−28	−29 ～ −27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	−30	−31 ～ −29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	−32	−33 ～ −31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	−34	−35 ～ −33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	−36	−37 ～ −35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	−38	−39 ～ −37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	−40	−41 ～ −39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	−42	−43 ～ −41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	−44	−45 ～ −43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	−46	−47 ～ −45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	−48	−49 ～ −47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	−50	−51 ～ −49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	−52	−53 ～ −51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	−54	−55 ～ −53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	−56	−57 ～ −55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	−58	−59 ～ −57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	−60	−61 ～ −59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	−62	−63 ～ −61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	−64	−65 ～ −63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	−66	−67 ～ −65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	−68	−69 ～ −67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	−70	−71 ～ −69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	−72	−73 ～ −71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	−74	−75 ～ −73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	−76	−77 ～ −75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	−78	−79 ～ −77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	−80	−81 ～ −79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	−82	−85 ～ −81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	−88	−90 ～ −85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	−92	−95 ～ −90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	−98	−101 ～ −95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	−104	−108 ～ −101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	−112	−115 ～ −108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	−118	−122 ～ −115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	−126	−130 ～ −122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

14.2.6　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

14.2.7　地震応答解析手法

ＳＡ用海水ピットの地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 14.2－8 に示す。

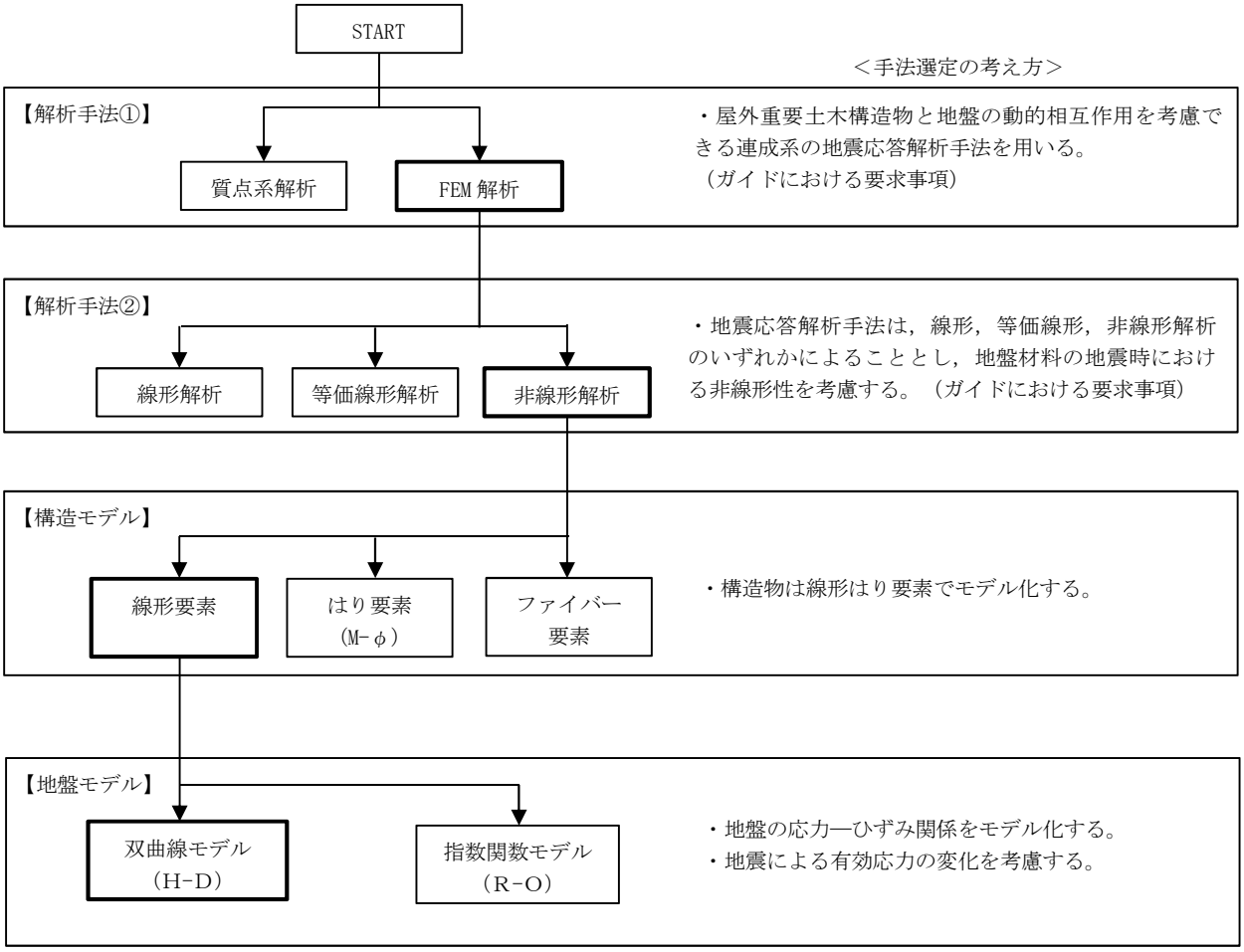


図 14.2－8　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次のとおりである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

14.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１-1987 を参考に，図 16.2－9 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお，解析モデルの境界条件は，側方における波動の反射の影響を低減するとともに，下方への波動の逸散を考慮するために側面及び底面ともに粘性境界とする。

ＳＡ用海水ピット周辺の地震応答解析モデルを図 14.2－10 に示す。

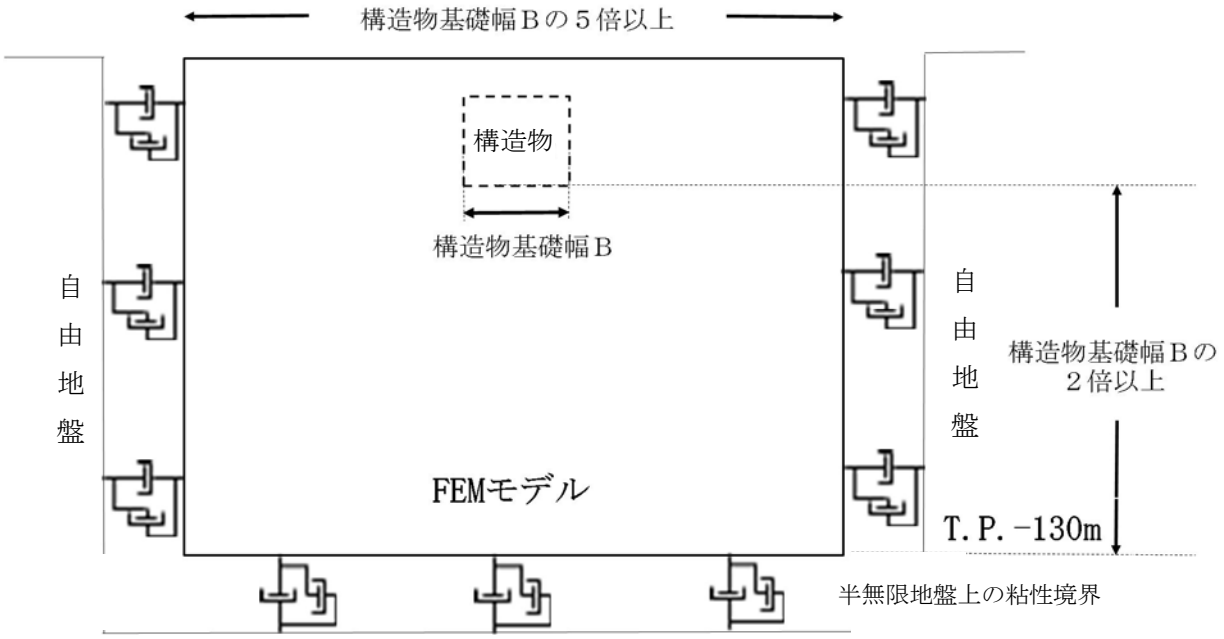
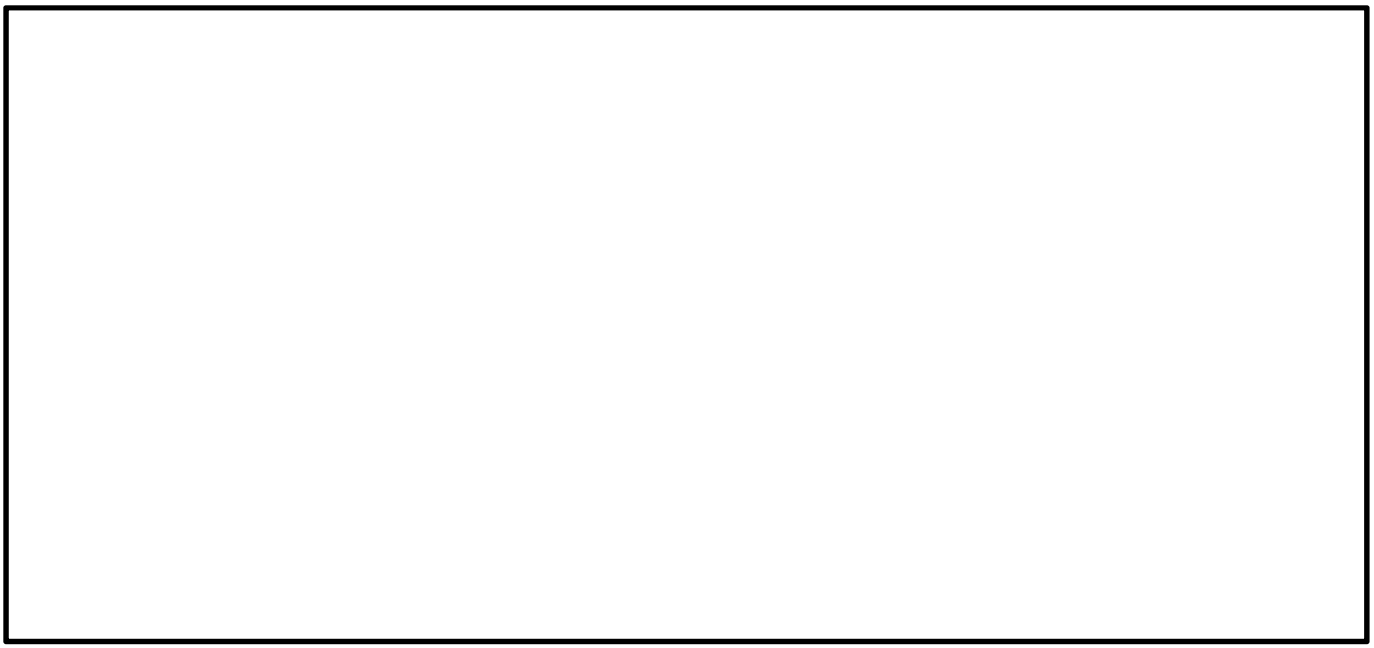
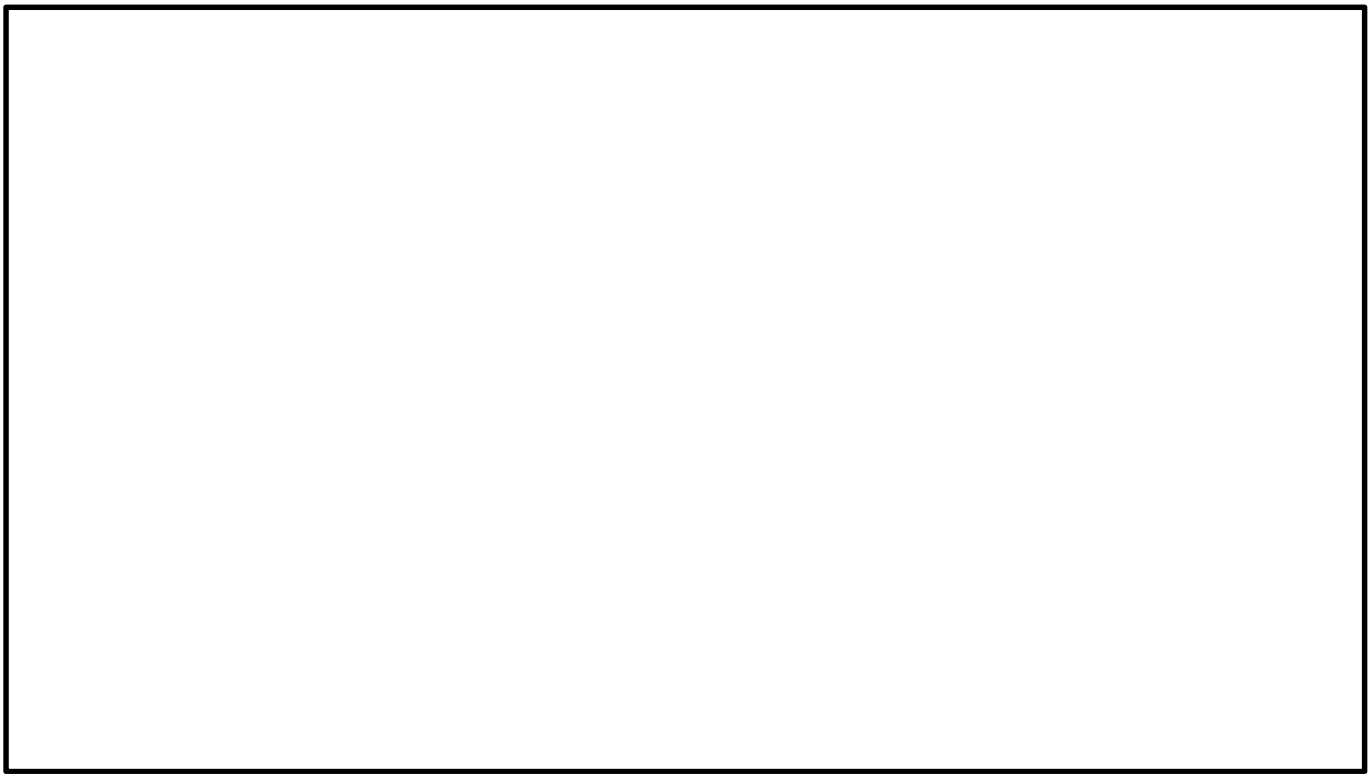


図 14.2－9　解析モデル領域の考え方



(a) 引込み管軸方向（①－①断面）



(b) 引込み管軸直交方向（②－②断面）

図 14.2－10　ＳＡ用海水ピットの地震応答解析モデル

(2)　構造物のモデル化

構造部材は,線形はり要素でモデル化する。

なお，引込み管軸方向断面において，複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行幅は，ＳＡ用海水ピットと等価な平面積を有する正方形の１辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

ＳＡ用海水ピットの構造部材は，ピット中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化する。また海水取水管及び海水引込み管とは岩盤内で接合する上に，ピットの壁軸周長約 37 m に対して管径が 1.2 m であることから開口の影響は軽微であると考えられる。したがって，２次元有効応力解析では接合部の開口を考慮せず，開口部には適切な開口補強を実施する。

ＳＡ用海水ピットの解析モデル概念図を図 14.2－11 に示す。

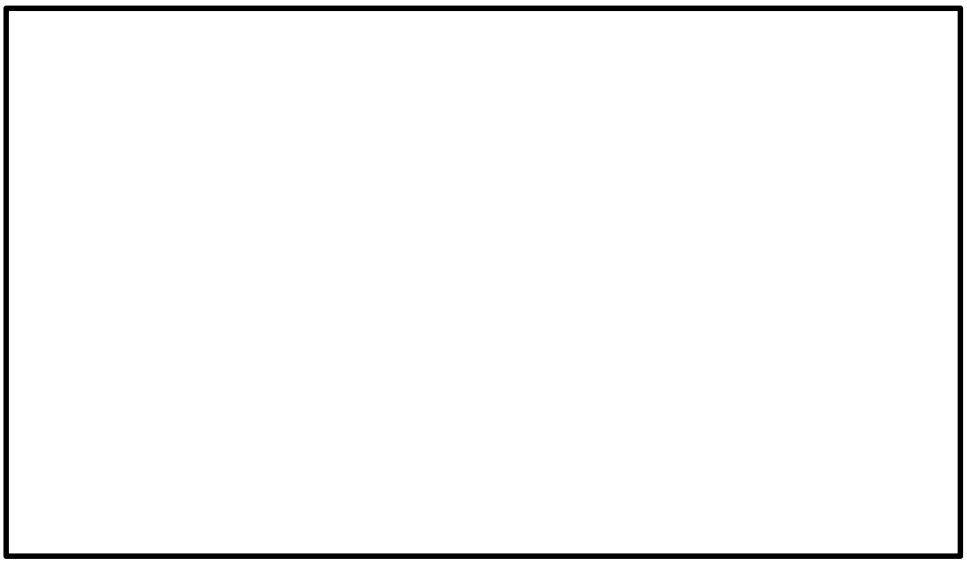


図 14.2－11　ＳＡ用海水ピットの解析モデル概念図

(3)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。ｃ，ϕは周辺地盤のｃ，ϕとする。（表 14.2－5 参照）

$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$

ここで，

τ_f　：せん断強度

ｃ　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表 14.2－5　周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ（N/mm^2）	内部摩擦角ϕ（度）	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	－
	Ag2 層	0	37.4	－
	D2c-3 層	0.026	35.6	－
	D2g-3 層	0	44.4	－
新第三系	Km 層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	ϕ＝23.2＋0.0990・ｚ	－

ｚ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分に大きな値として設定する。港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 14.2－6 のように設定する。図 14.2－12 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 14.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s（kN/m^3）	圧縮剛性k_n（kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

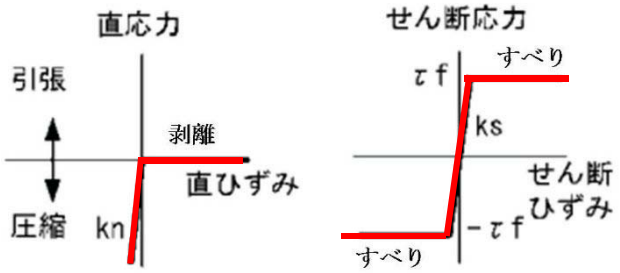


図 14.2－12　ジョイント要素の考え方

14.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$\alpha=0$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数

h　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図14.2－13にRayleigh減衰の設定フローを，表14.2－７に固有値解析結果を示す。

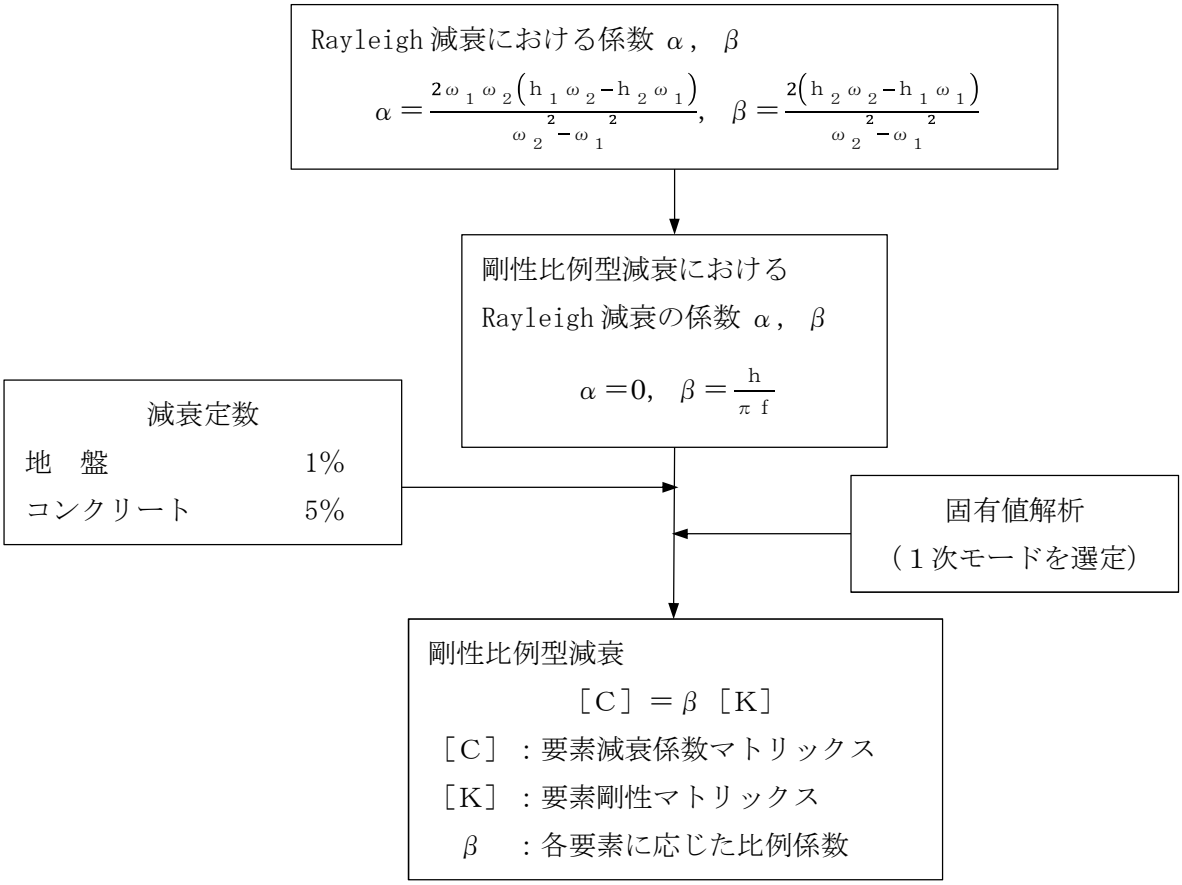


図 14.2－13　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 14.2－７　固有値解析結果（追而）

14.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重）については，発電所の立地特性やＳＡ用海水ピットが地中に埋設された構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力と組合せる荷重としては除外する。

なお，ＳＡ用海水ピットは地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にＳＡ用海水ピットに作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを第14.2－9表に示す。

表 14.2－8　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	－	・頂版の開口を考慮しない。
		土被り荷重	－	・躯体天端が地表面にあるため考慮しない。
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置される構造物等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・H.W.L T.P.＋0.61 m からの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重		雪荷重以外	－	・雪荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない。
		雪荷重	○	・躯体天端に雪荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$によって水平・鉛直同時に加振する。 ・躯体・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

(1)　機器・配管荷重

ＳＡ用海水ピットの頂版開口部には浸水防止蓋，中床版開口部には整流装置が設置されるが，開口による質量及び剛性の低減は考慮せず，整流設備の質量も考慮しない。

(2)　雪荷重

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 23 条　第 2 項」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの重量を 20 N/m^2 として，積雪量は 30 cm と想定していることから常時の積雪荷重は 600 N/m^2 となる。地震時は，常時の雪荷重の 0.35 倍とすることから 210 N/m^2 として設定する。解析上は，頂版天端節点の付加質量に雪荷重を見込んでモデル化している。

(3)　外水圧

ＳＡ用海水ピット周辺の地盤においては，地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/m^3 とする。

(4)　内水圧

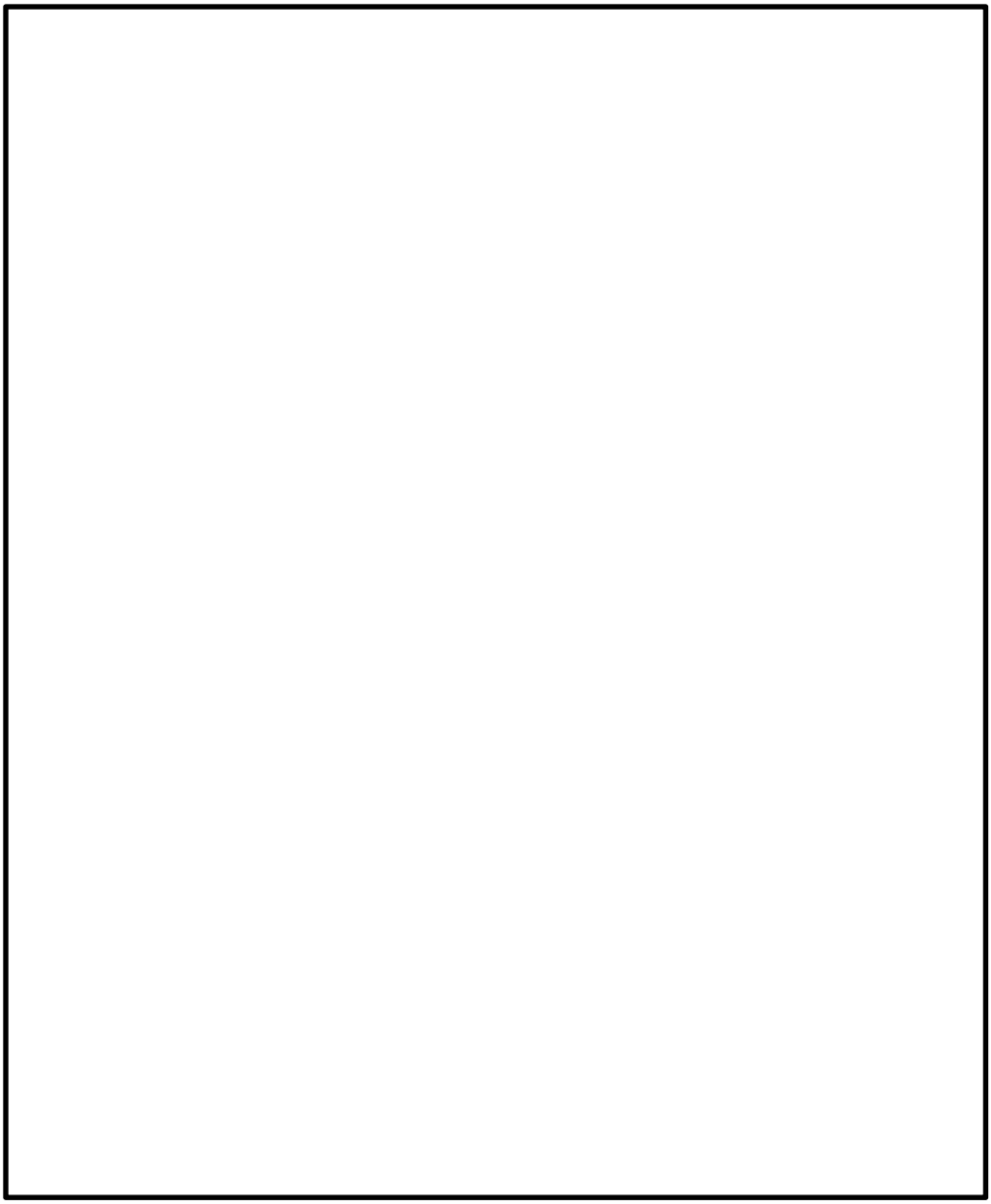
ＳＡ用海水ピット内の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）とする。海水の密度は 1.03 g/m^3 とする。

朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）は，頂版下面標高（T.P.＋5.0 m）と中床版の上面標高（T.P.－8.0 m）との間にあり，中床版以浅に自由水面を有する。したがって，中床版以浅は自由水面を持つ Westergaard 式，中床版以深は自由水面を持たない固定水としてモ

デル化する。

内水は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

図 14.2－14 にＳＡ用海水ピット内の内水圧の荷重モデルを示す。



記号	状態	水平	鉛直	内容
◌	自由水面	○		負担高分の動水圧を付加質量として設定する。
◍	自由水面	○		負担高分の動水圧を付加質量として設定する。
			○	中床版より上の容積の水重を付加質量として中床版上面に付加する。
○	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
●	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
			○	中床版より下の内空容積分の水重を 1/2 ずつ付加質量として中床版底面ならびに底盤上面に付加する。 初期応力解析時は全水重を底盤上面に付加質量として設定する。

注記　：内水の付加質量は躯体の自重による付加質量に加算する。

図 14.2－14　ＳＡ用海水ピット内水圧の荷重モデル

14.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1)　耐震設計における検討ケース

ＳＡ用海水ピットの耐震設計における検討ケースを表 14.2－9 に示す。

表 14.2－9　ＳＡ用海水ピットの耐震設計における検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>①
原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)</td><td>②
地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース</td><td>③
地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース</td><td>④
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース</td><td>⑤
原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース</td><td>⑥
地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="12">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓs－Ｄ１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td></tr>
<tr><td>(＋－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１３</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１４</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓs－３１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>12</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td></tr>
</table>

①の検討において，構造物の安全率が最も小さい地震波で実施する。

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 14.2-10 に示す。

表 14.2-10 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D1	（＋＋）	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		（＋－）		1	
		（－＋）		1	
		（－－）		1	
	S_s－11	（＋＋）		1	
	S_s－12	（＋＋）		1	
	S_s－13	（＋＋）		1	
	S_s－14	（＋＋）		1	
	S_s－21	（＋＋）		1	
	S_s－22	（＋＋）		1	
	S_s－31	（＋＋）		1	
		（－＋）		1	
計			1	12	1

14.3　評価内容

14.3.1　入力地震動の設定

入力地震動は，資料Ⅴ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3　屋外重量土木構造物」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，１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図 14.3－1 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE　Ver.6.2.0」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，付録 39「計算機プログラム(解析コード）の概要」に示す。

なお，断層モデル波であるＳ$_s$－11，12，13，14，21，22 については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはＮＳ方向及びＥＷ方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図 14.3－2～図 14.3－29 に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

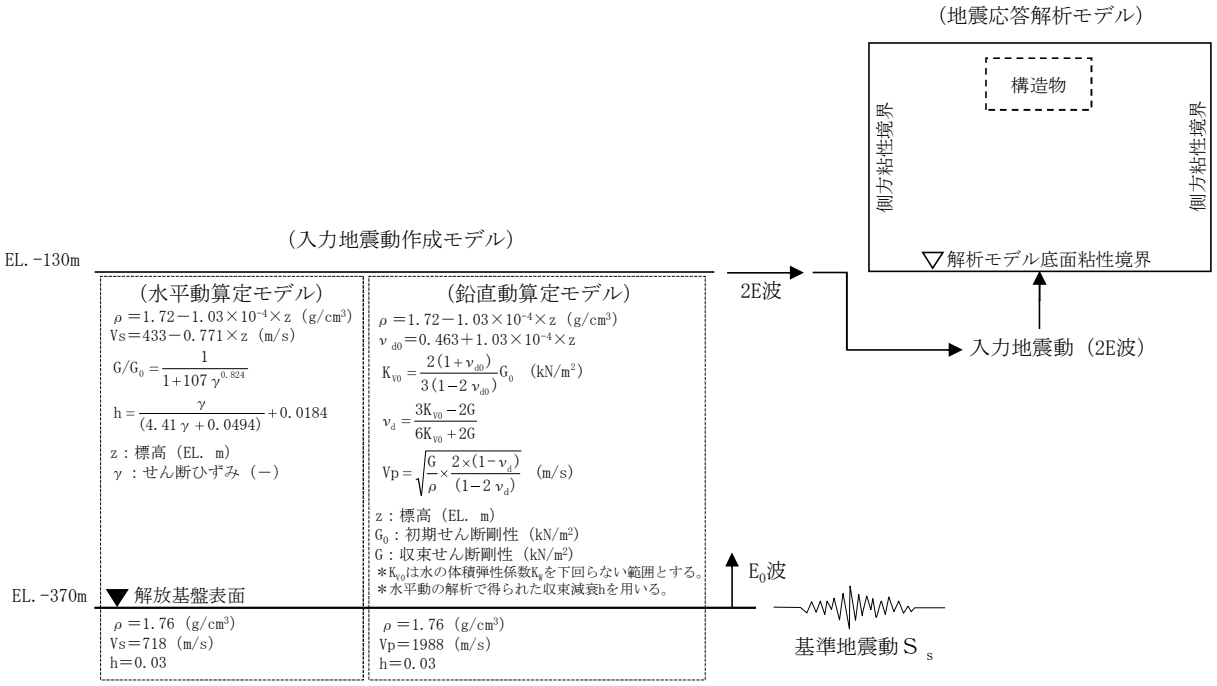
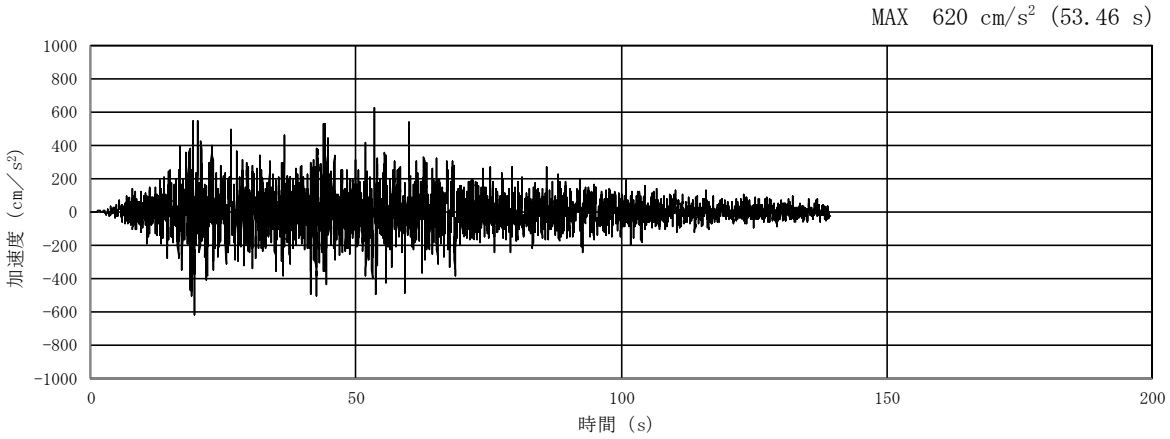
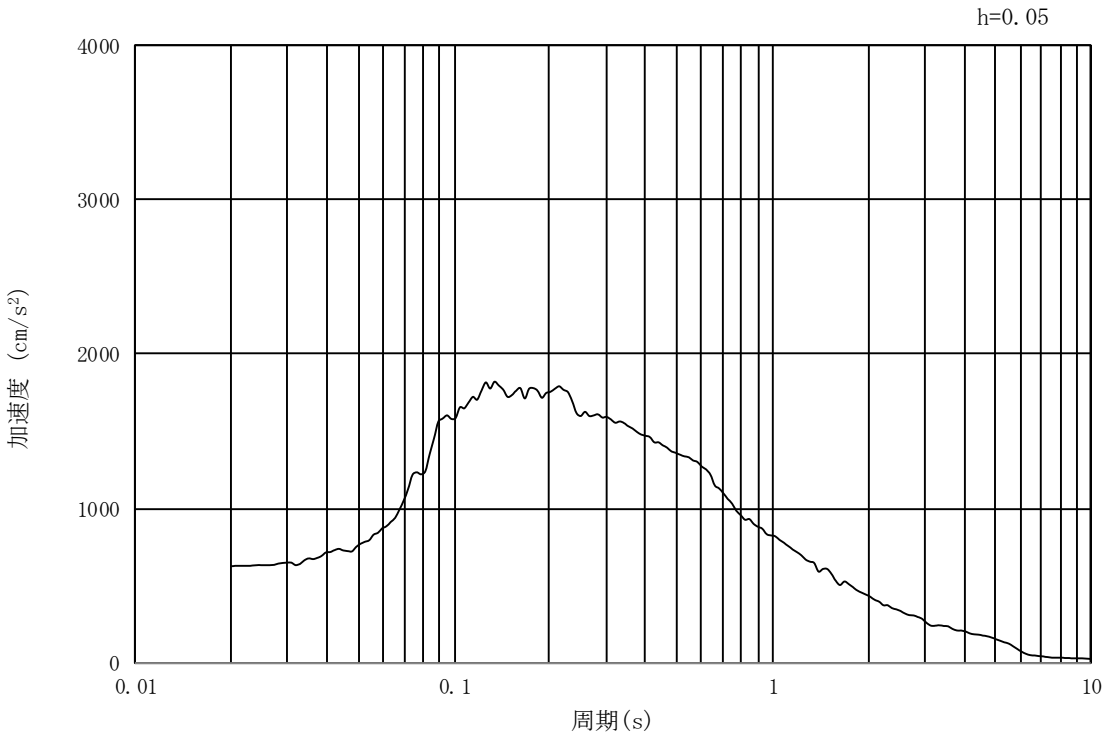


図 14.3－1　入力地震動策定の概念図

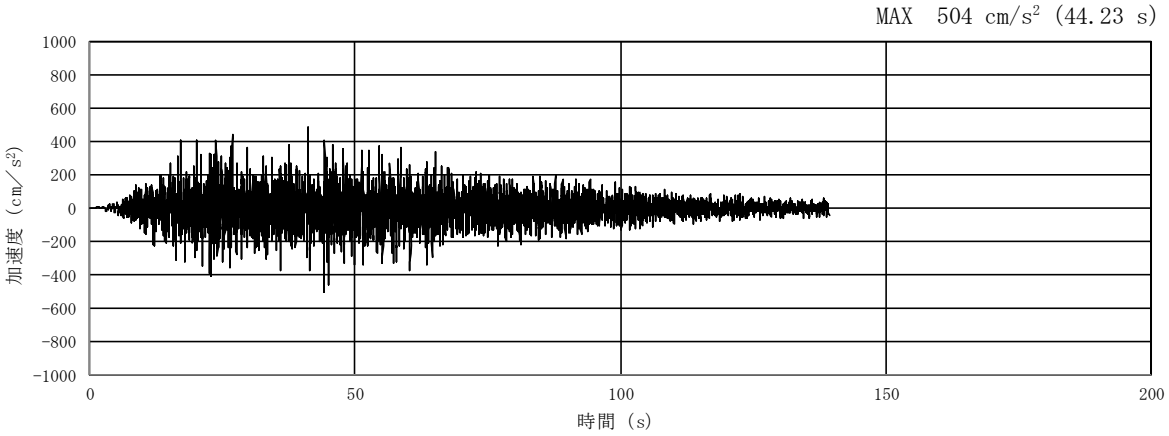


(a) 加速度時刻歴波形

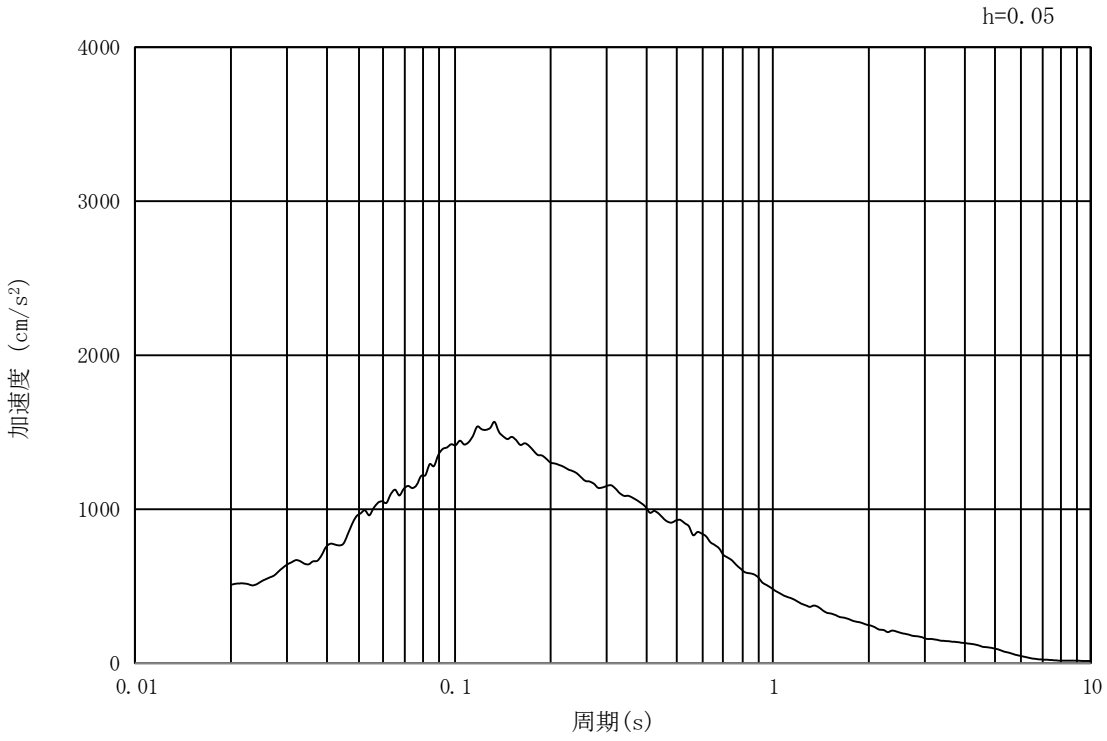


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－2　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

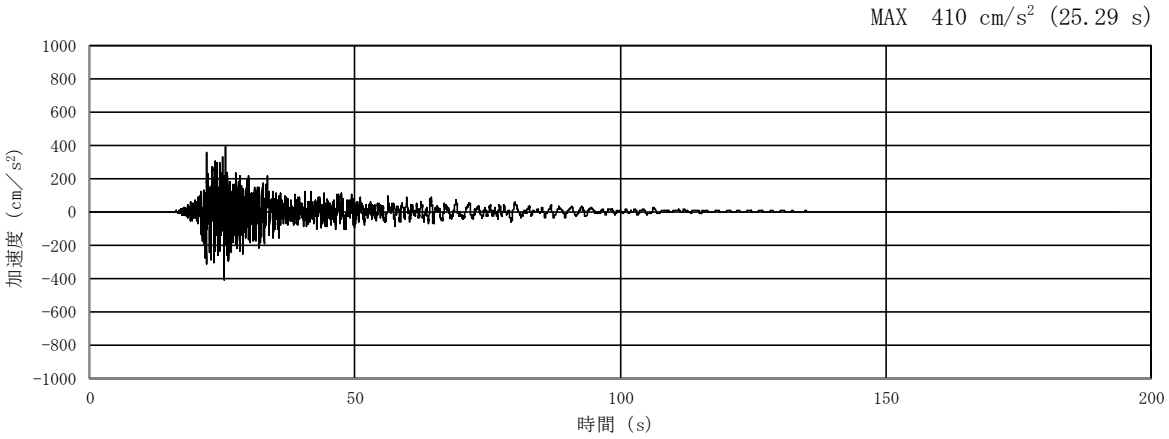


(a) 加速度時刻歴波形

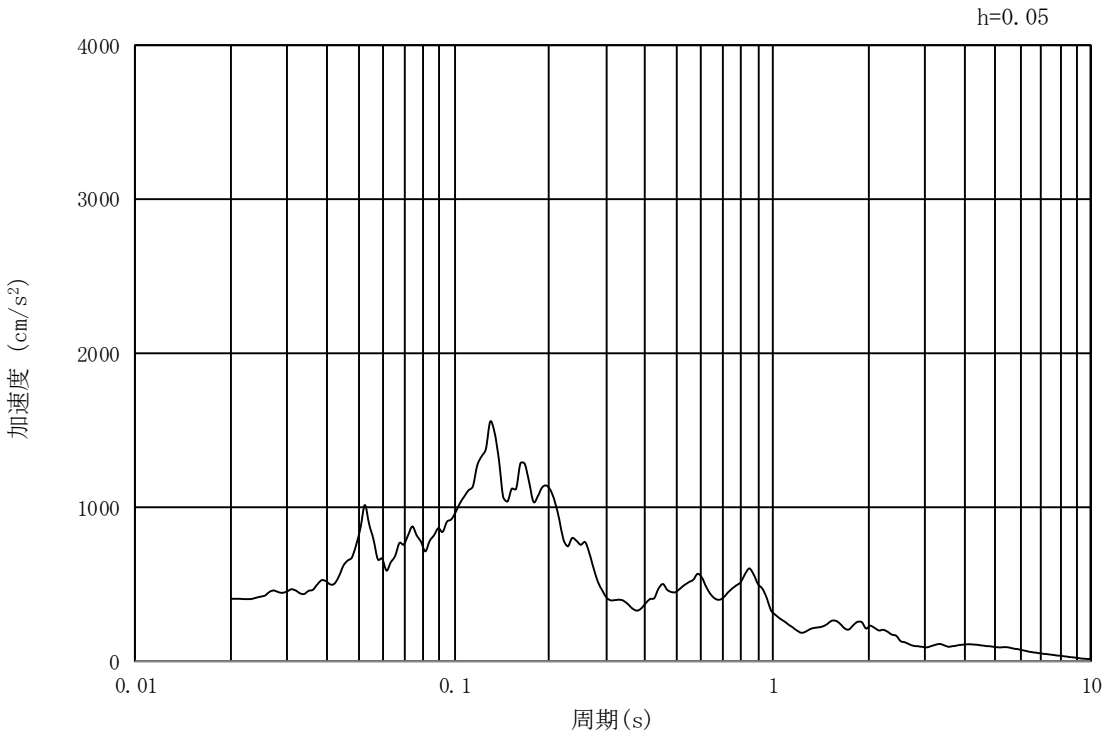


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－3　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

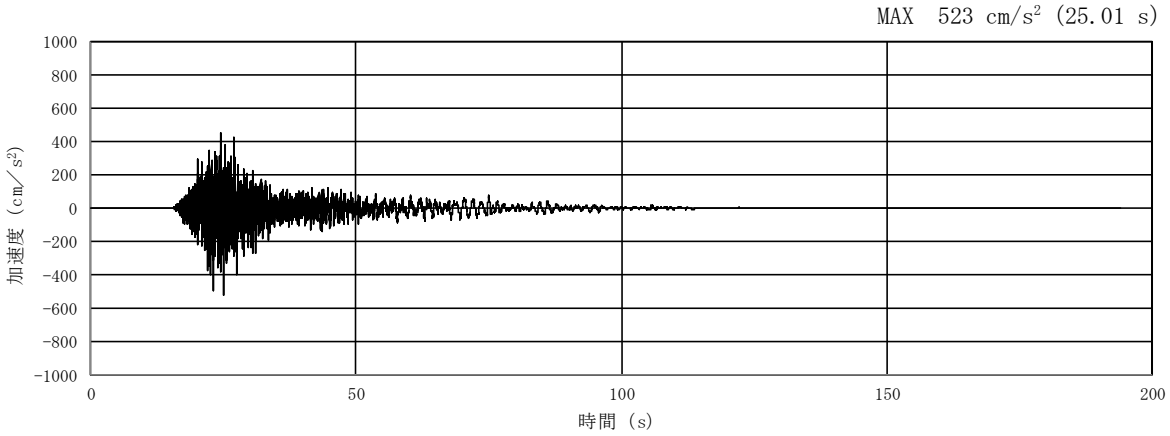


(a) 加速度時刻歴波形

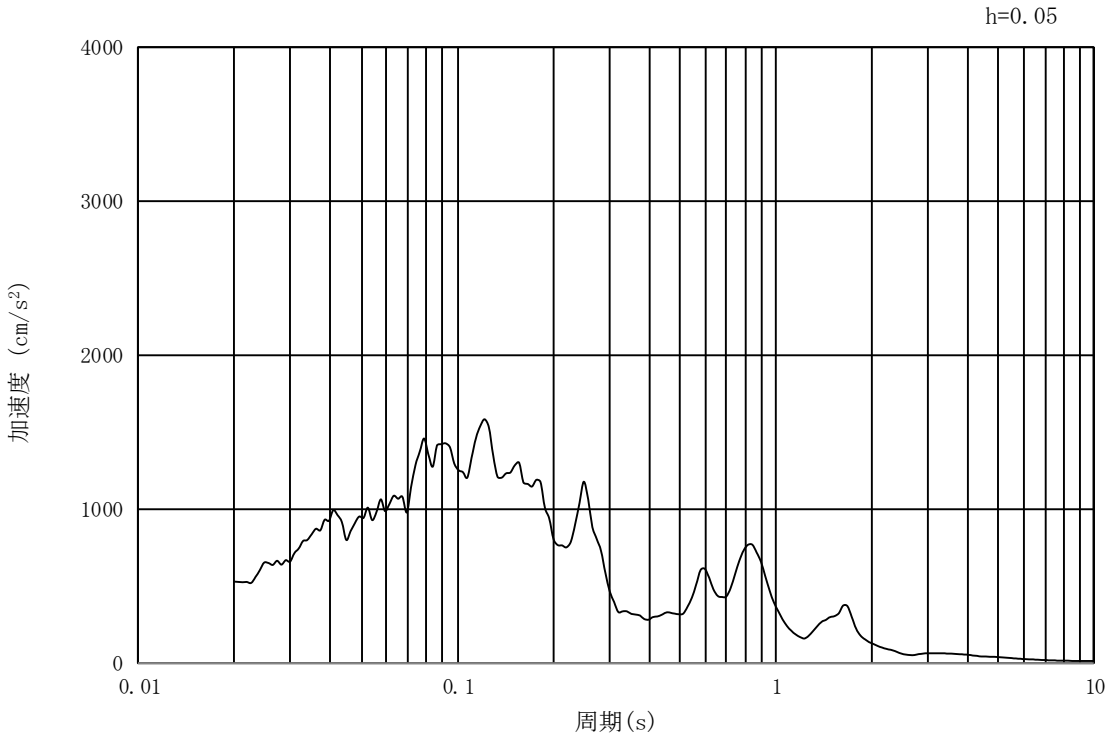


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－4　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

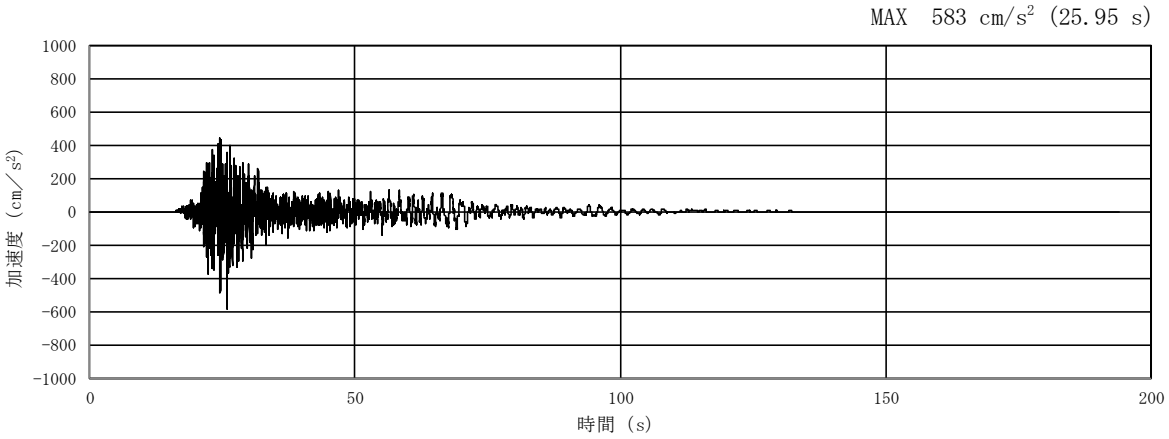


(a) 加速度時刻歴波形

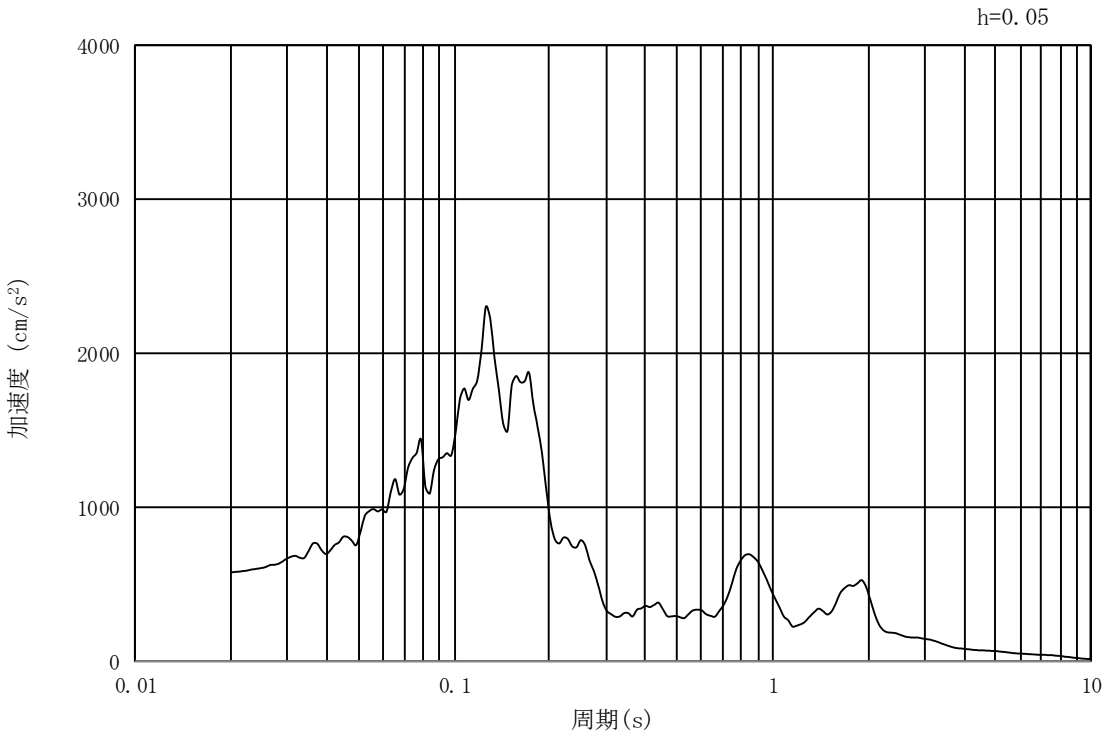


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－5　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

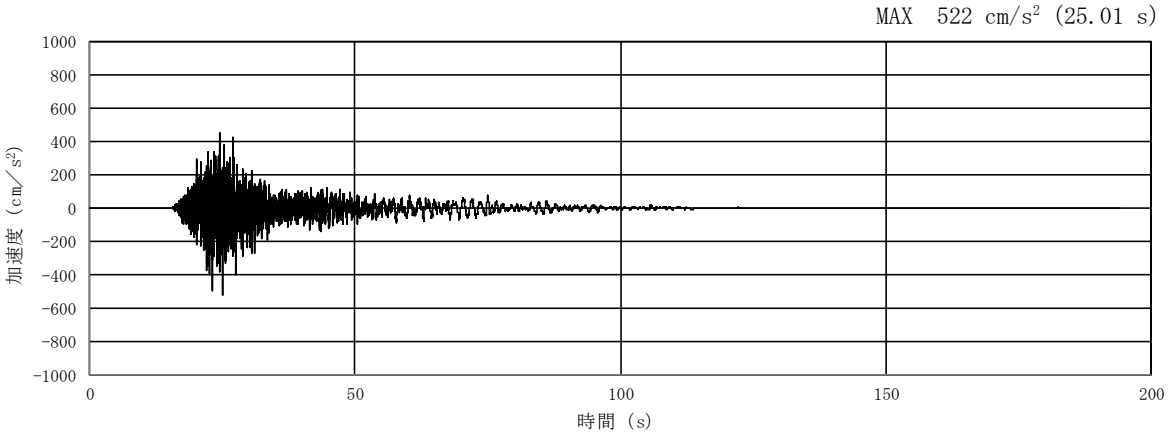


(a) 加速度時刻歴波形

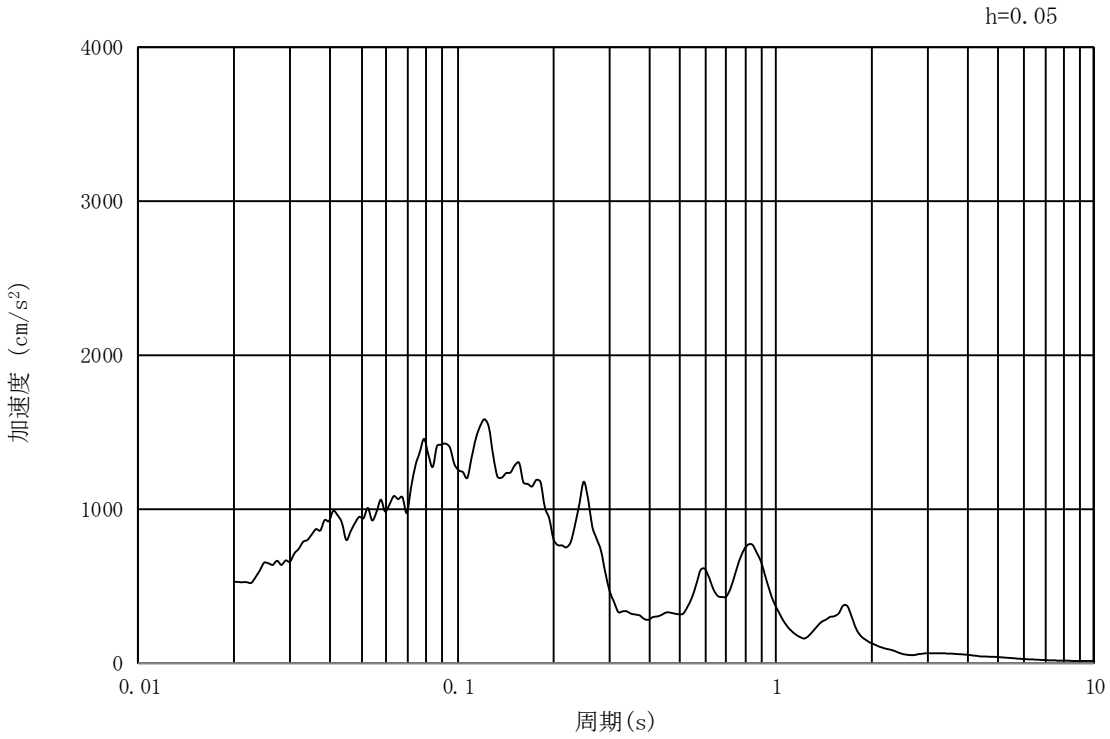


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－6　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

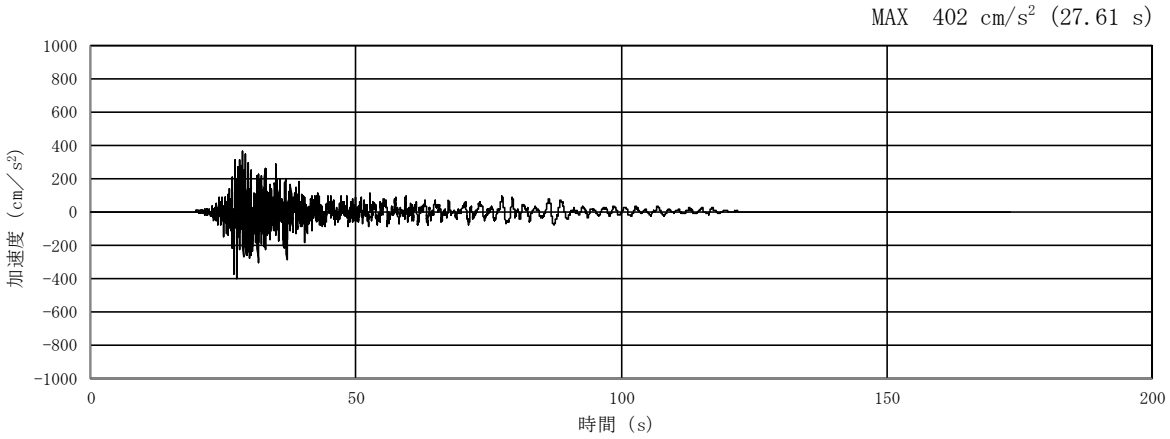


(a) 加速度時刻歴波形

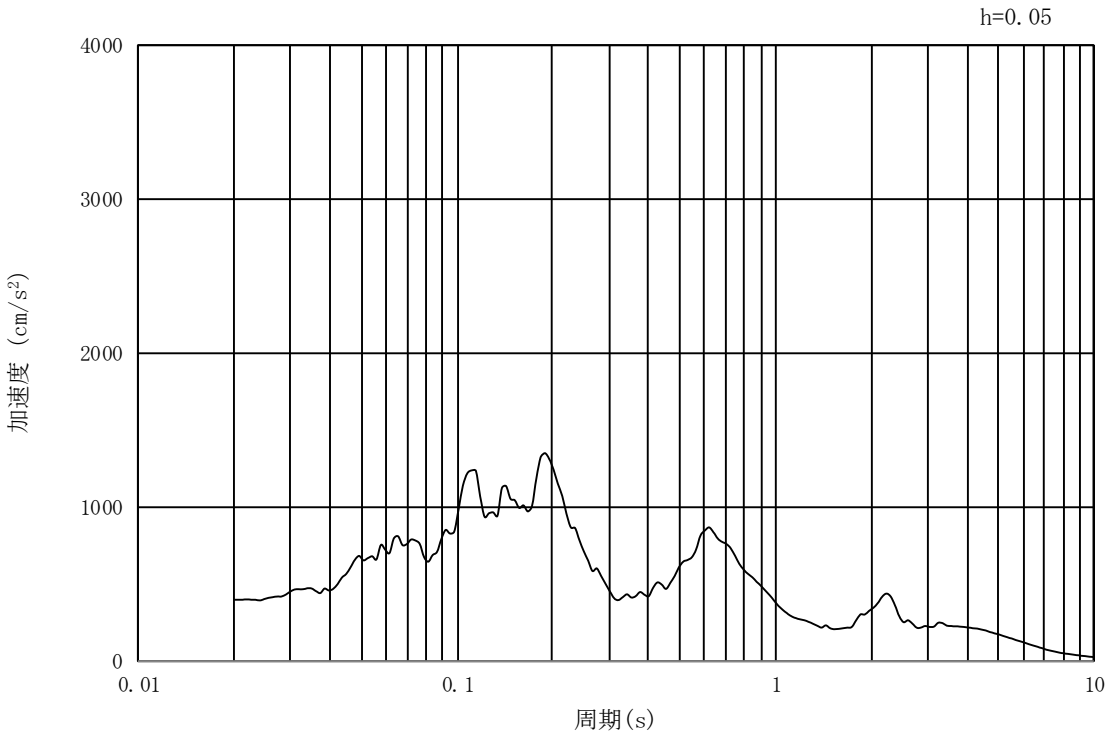


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－7　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

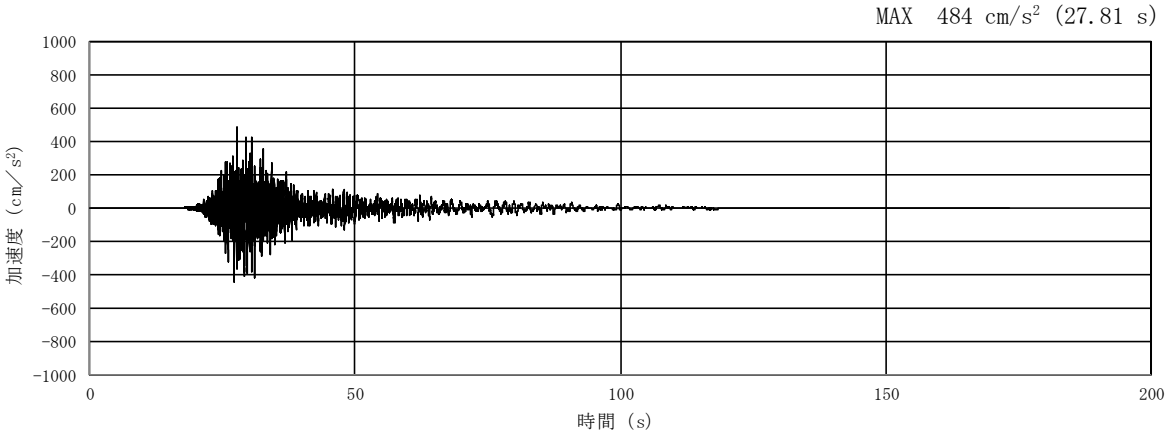


（a）加速度時刻歴波形

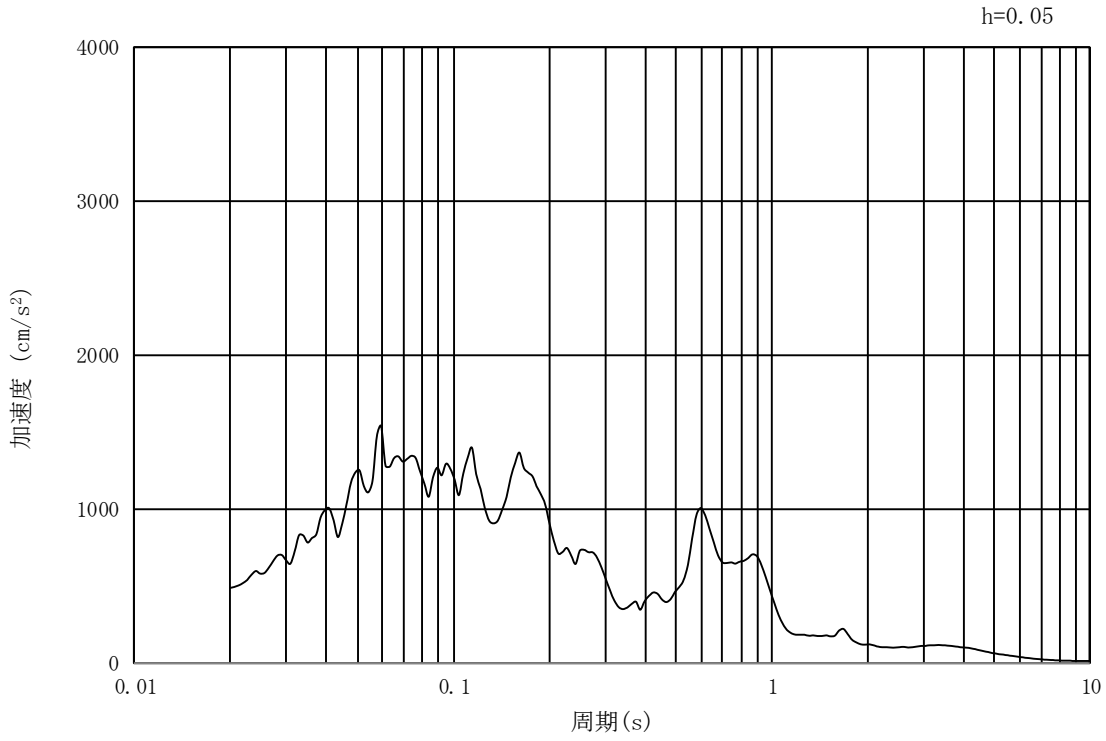


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－8　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

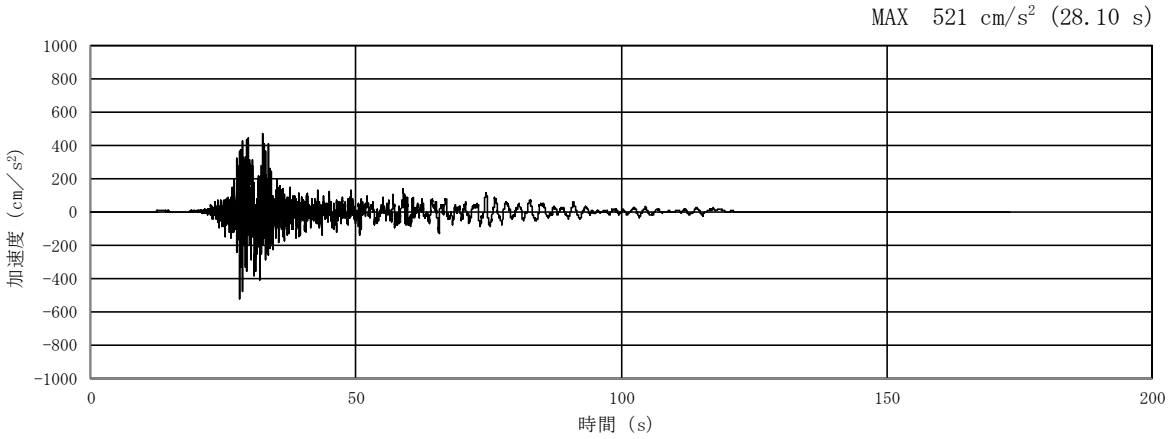


（a）加速度時刻歴波形

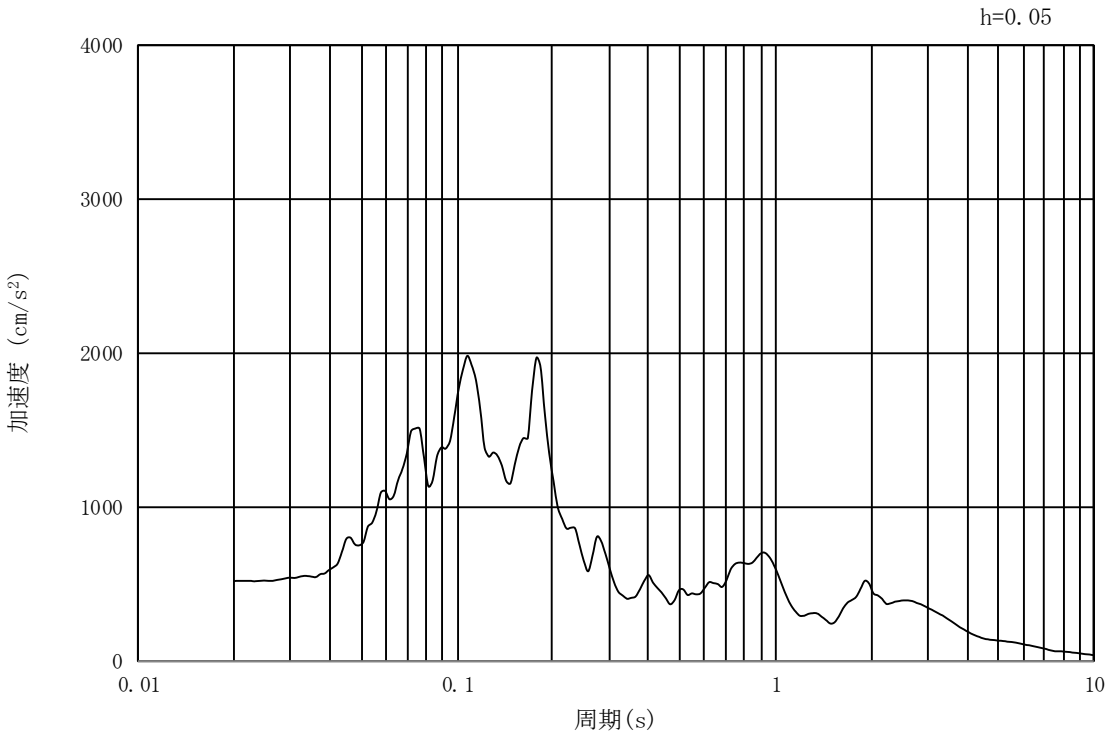


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－9　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

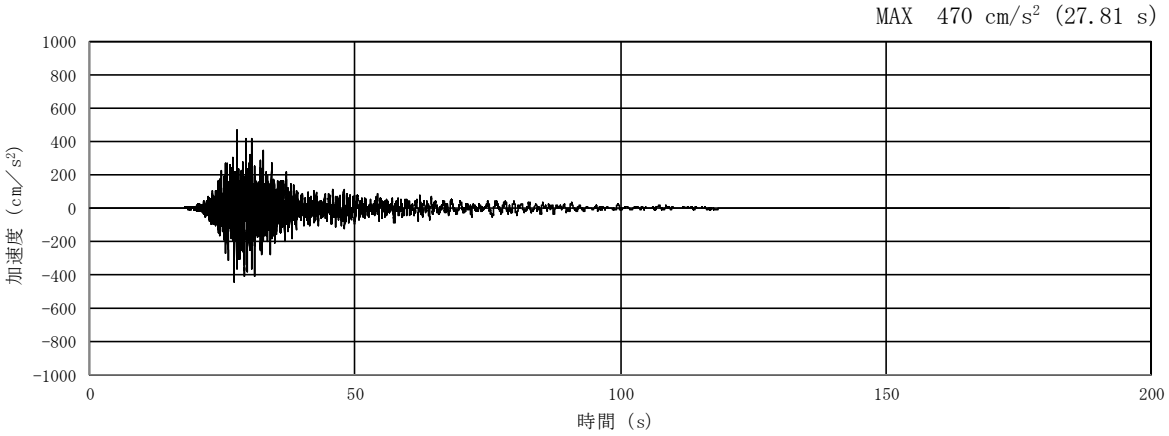


（a）加速度時刻歴波形

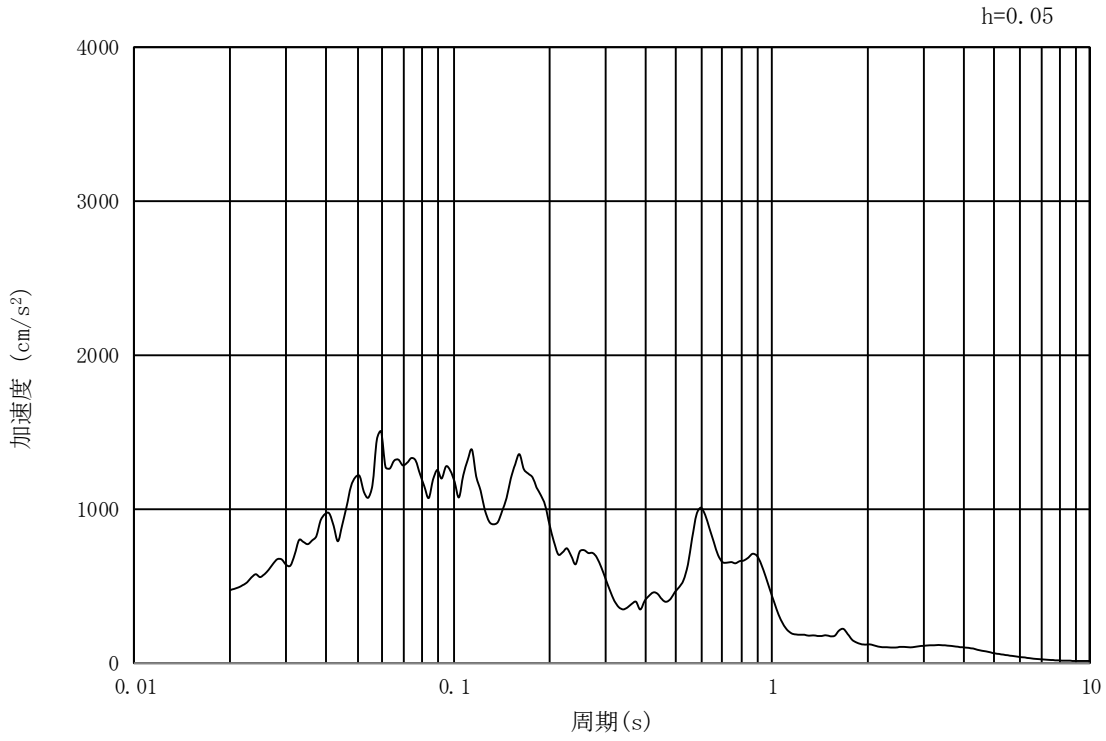


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－10　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

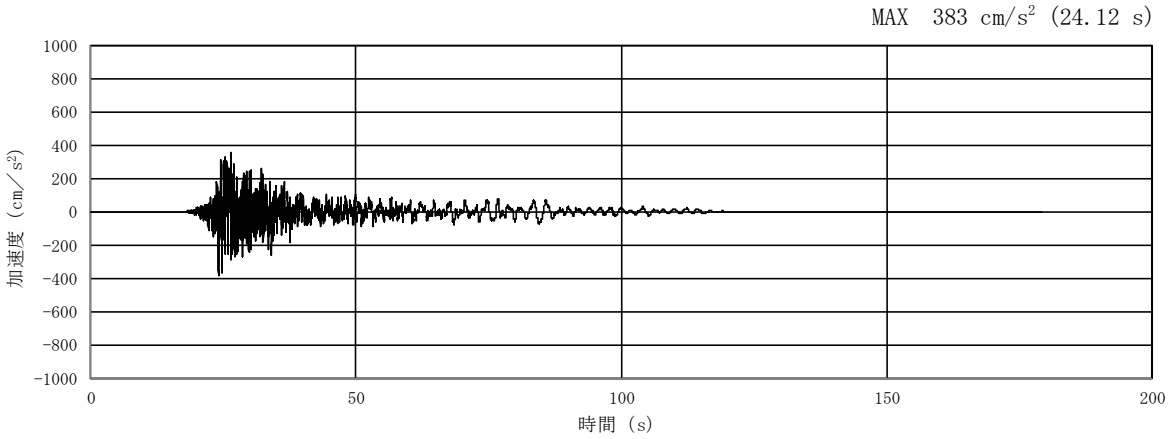


（a）加速度時刻歴波形

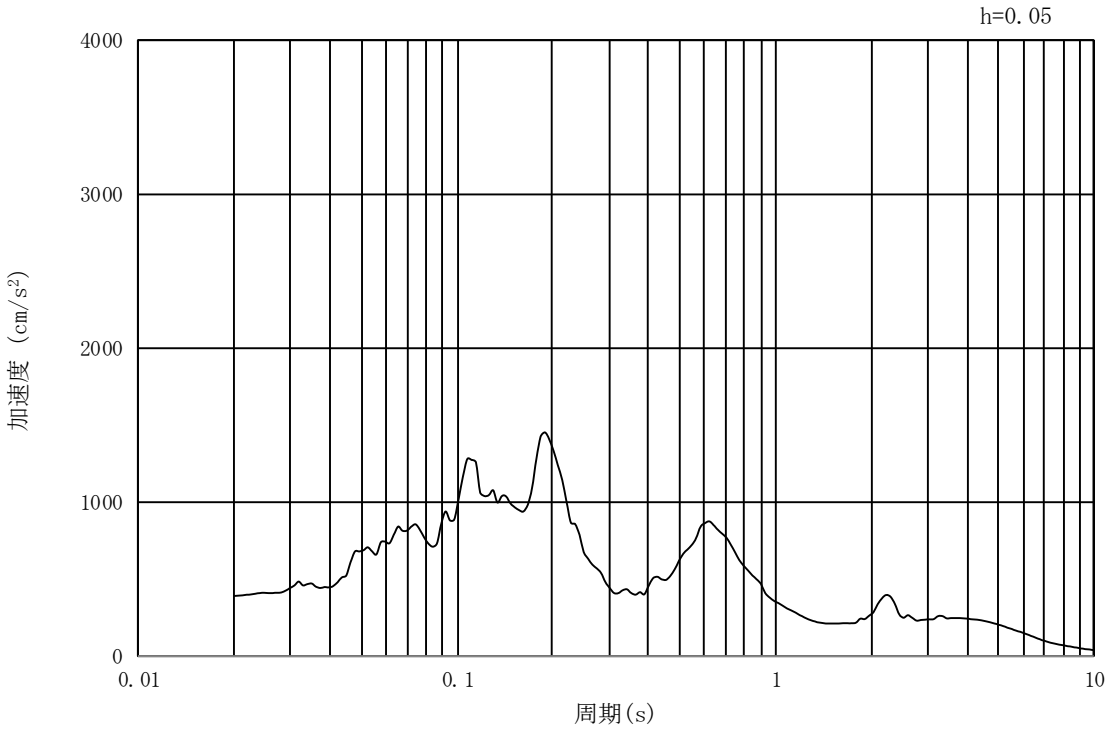


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－11　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

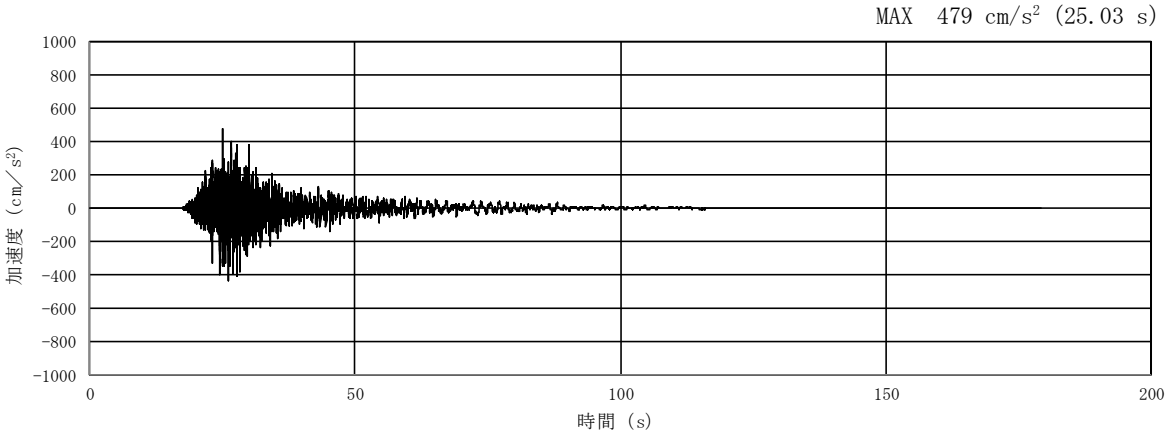


(a) 加速度時刻歴波形

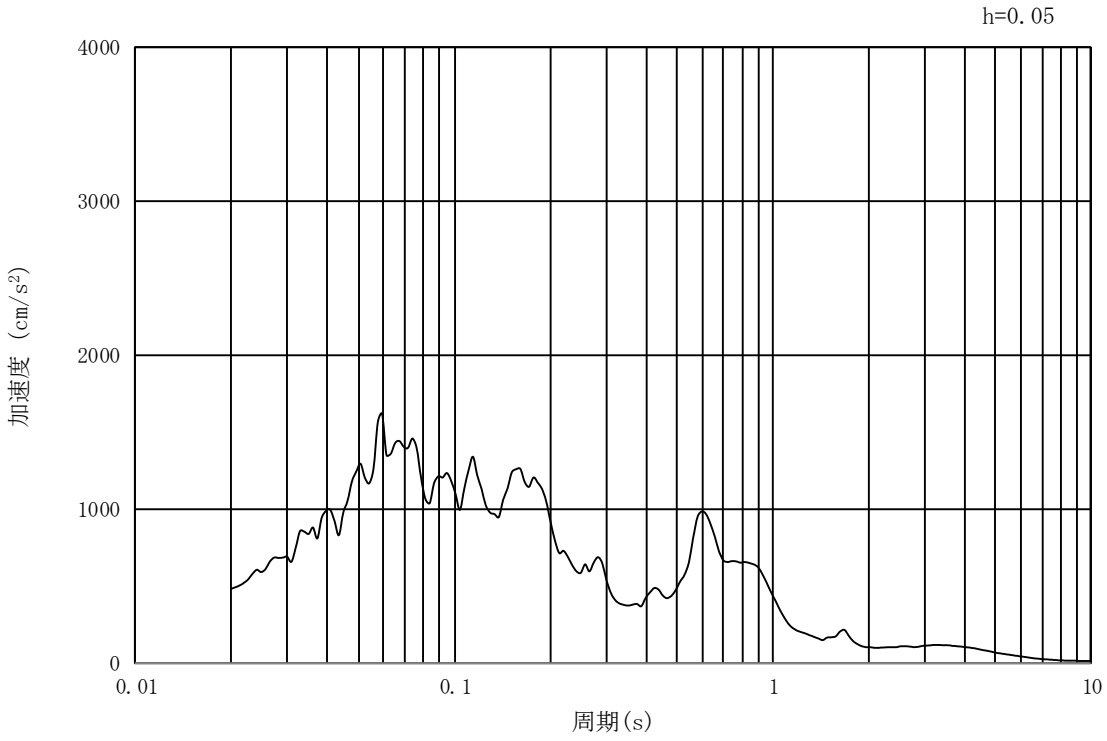


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－12　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

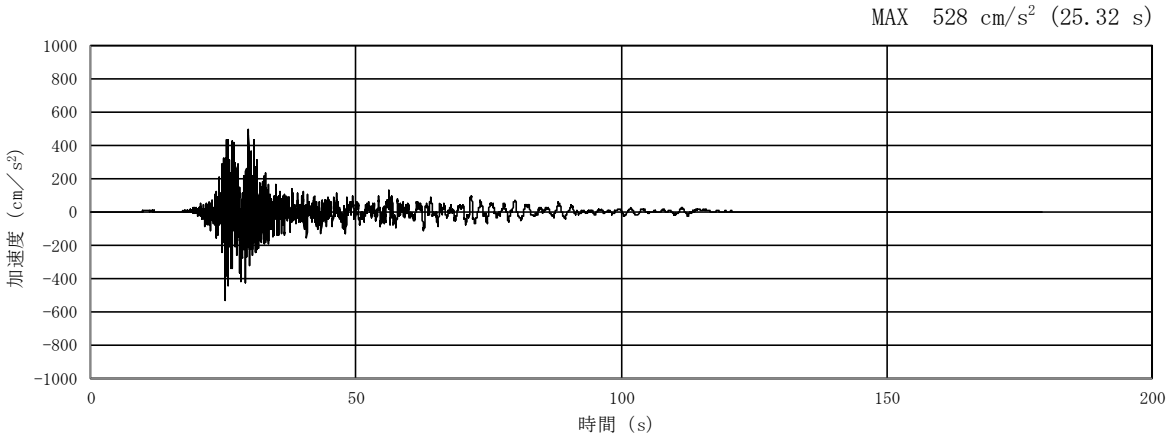


(a) 加速度時刻歴波形

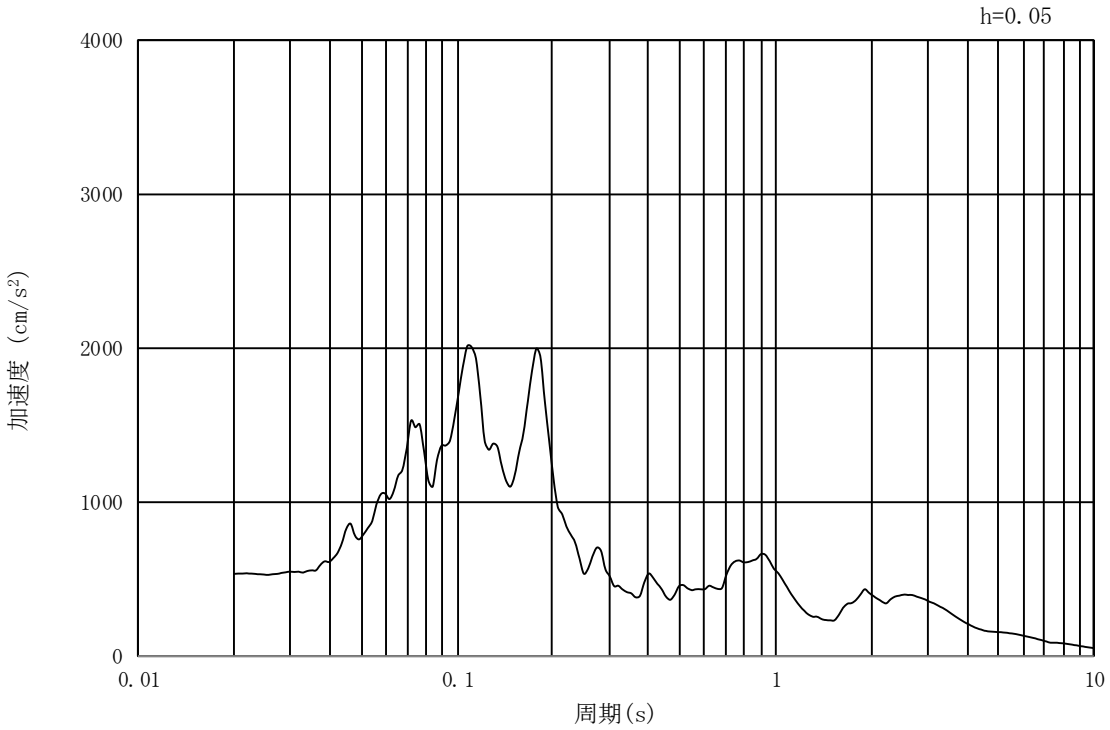


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－13　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

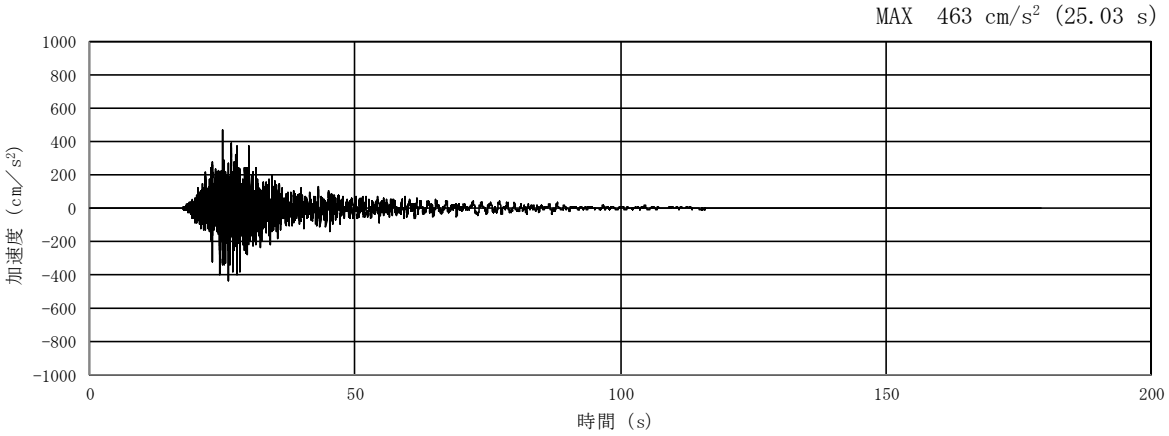


（a）加速度時刻歴波形

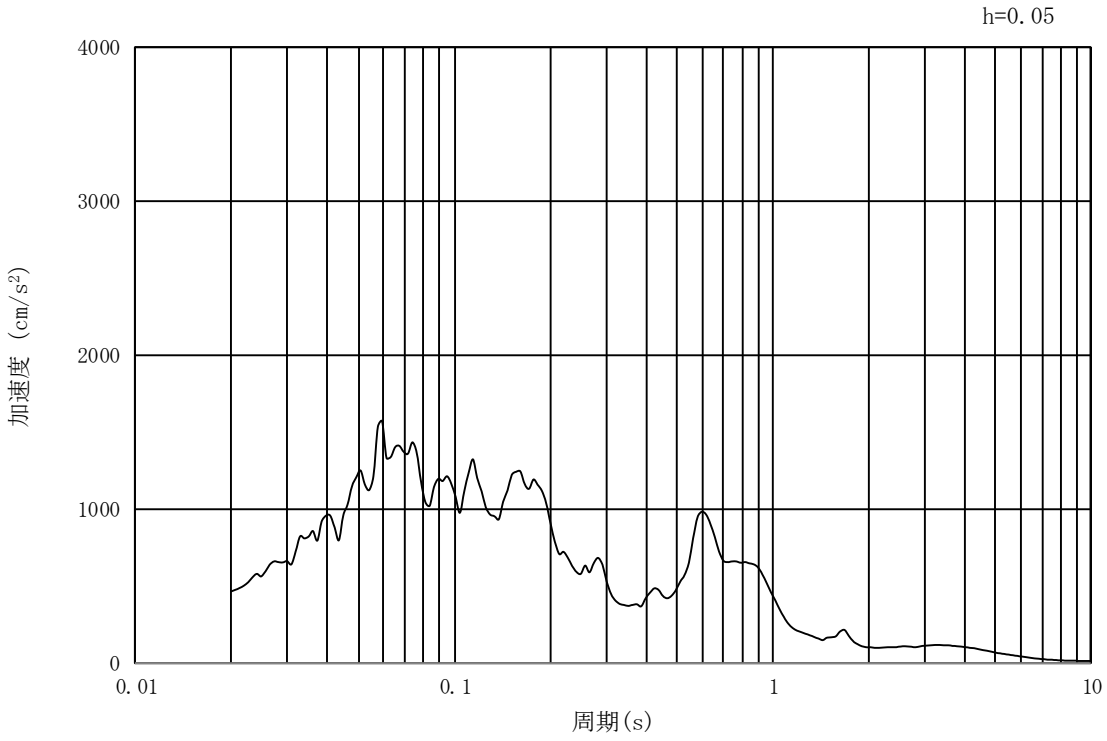


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－14　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

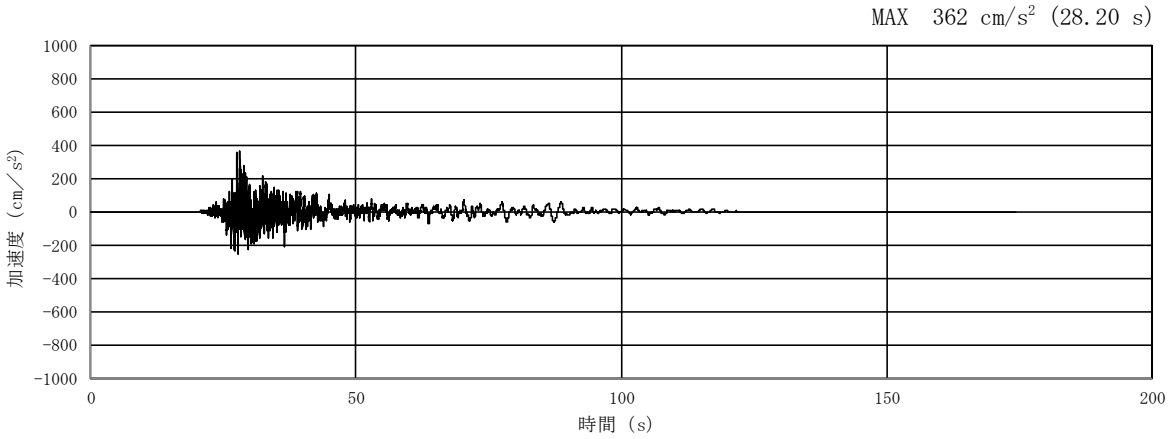


(a) 加速度時刻歴波形

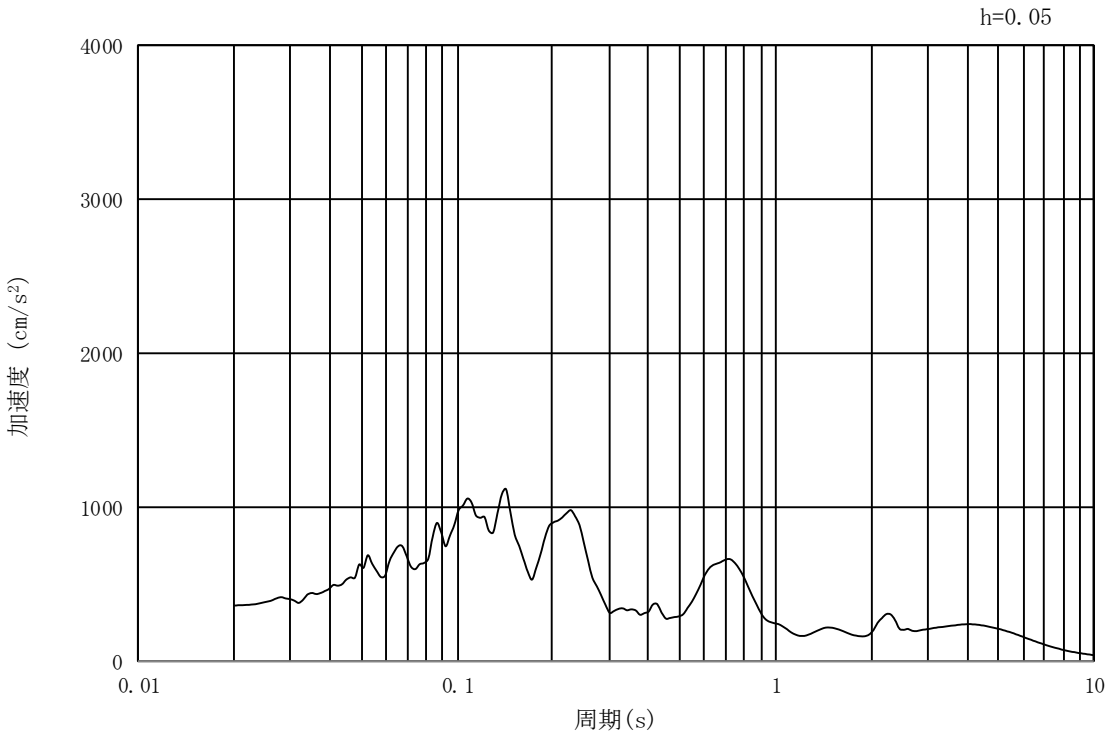


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－15　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

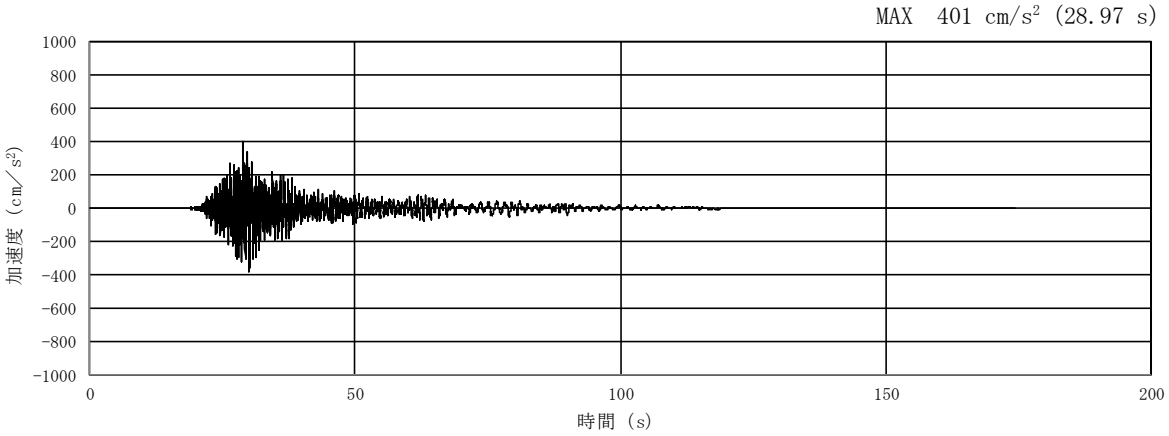


（a）加速度時刻歴波形

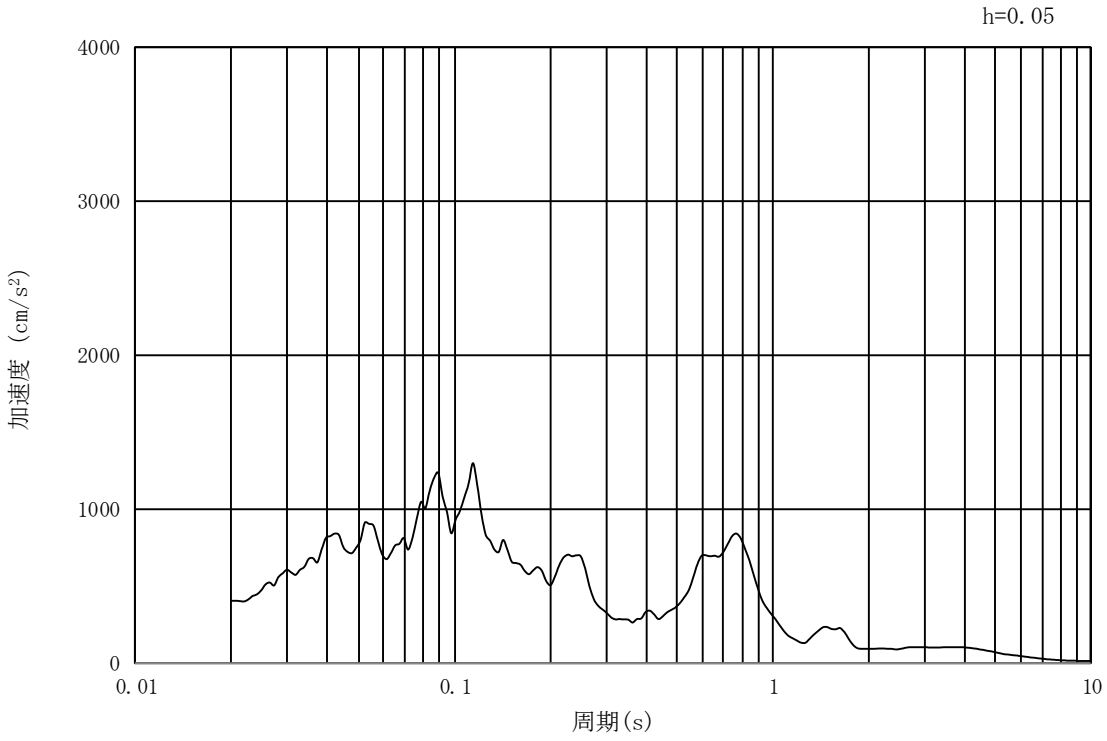


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－16　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓｓ－１４）

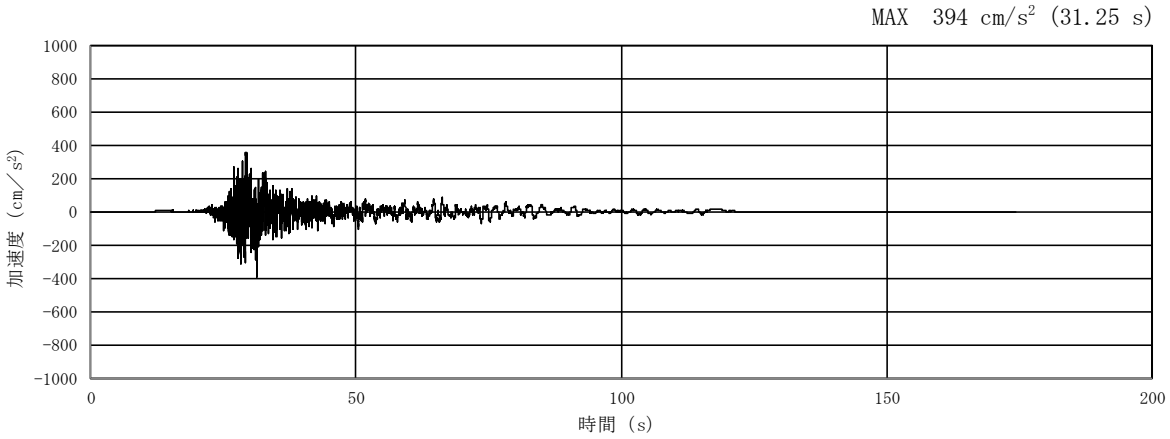


（a）加速度時刻歴波形

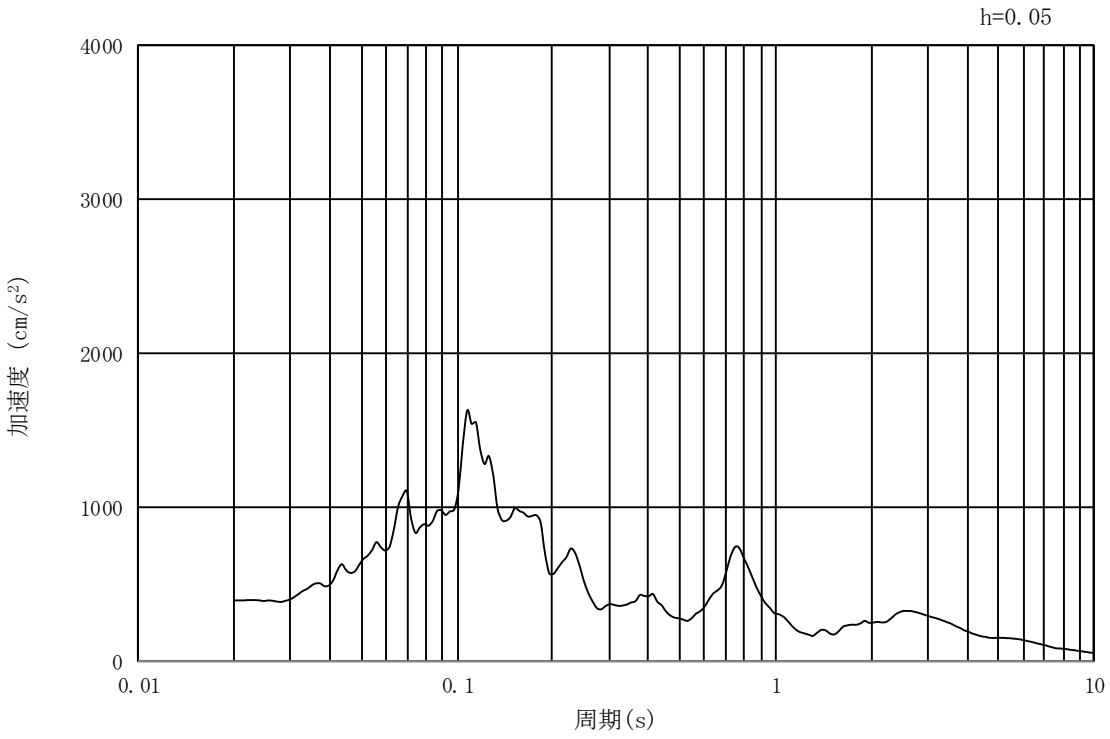


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－17　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

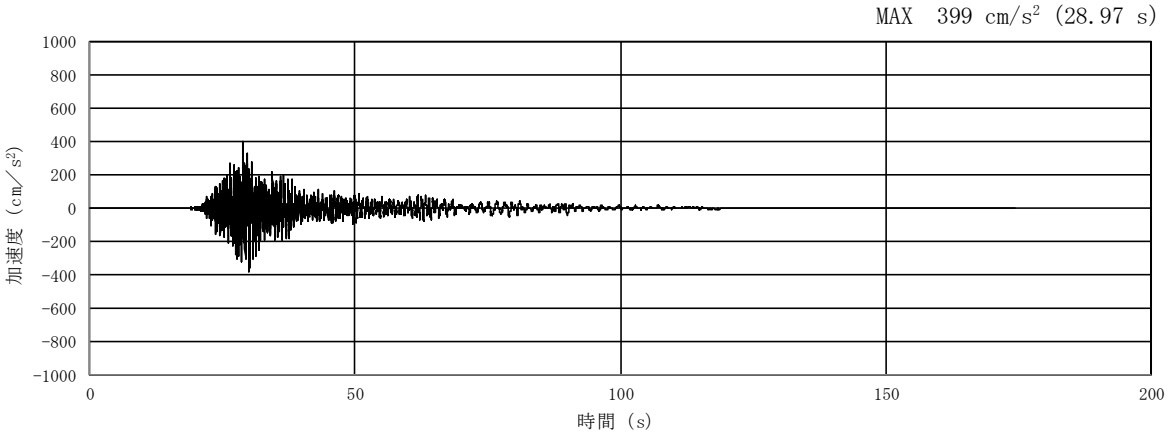


（a）加速度時刻歴波形

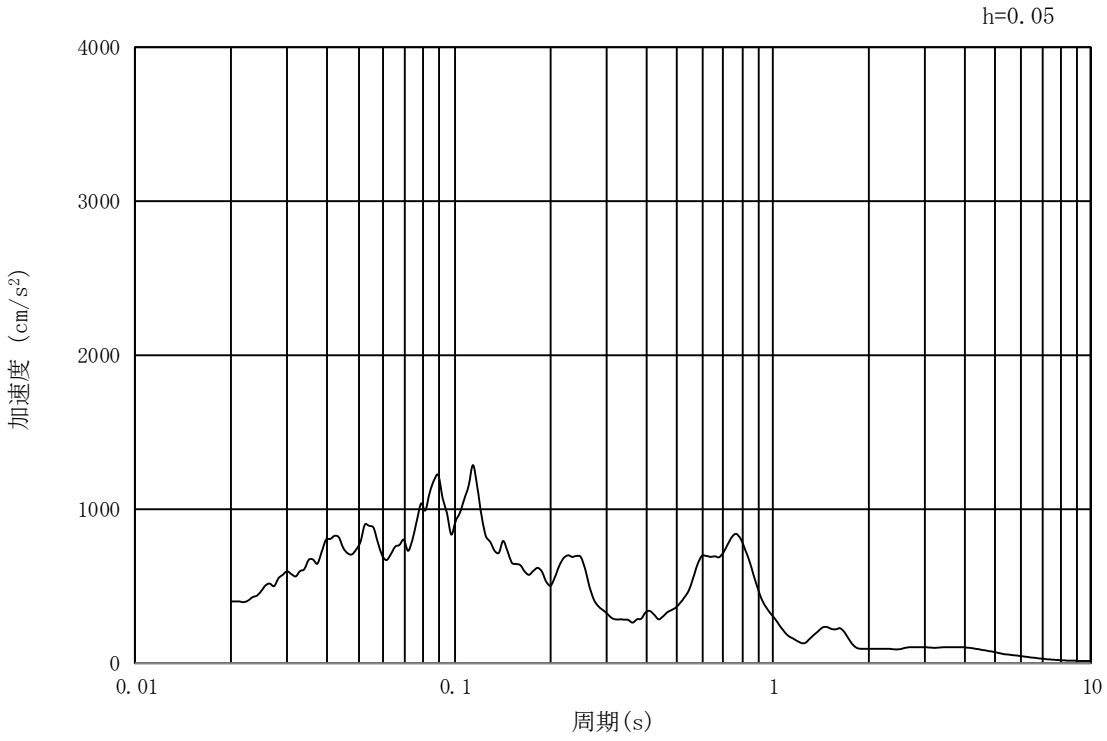


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－18　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

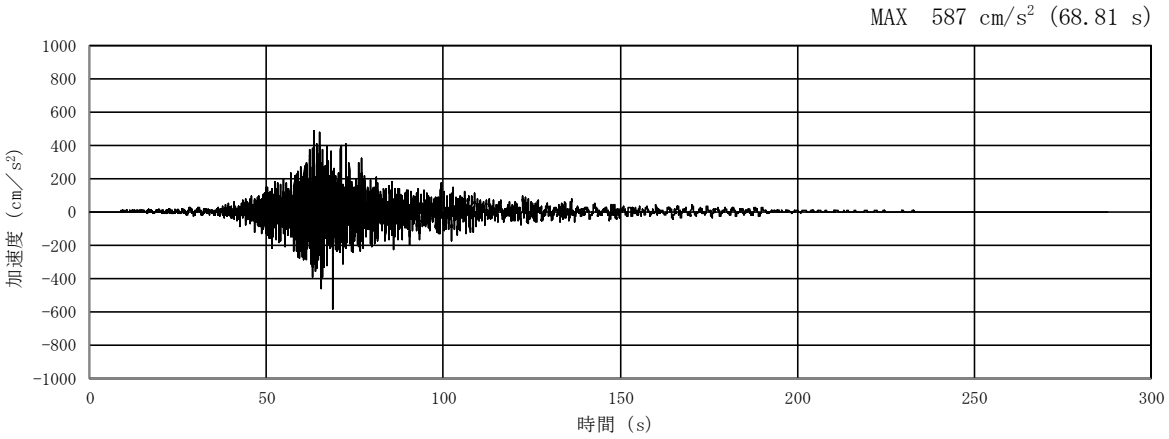


（a）加速度時刻歴波形

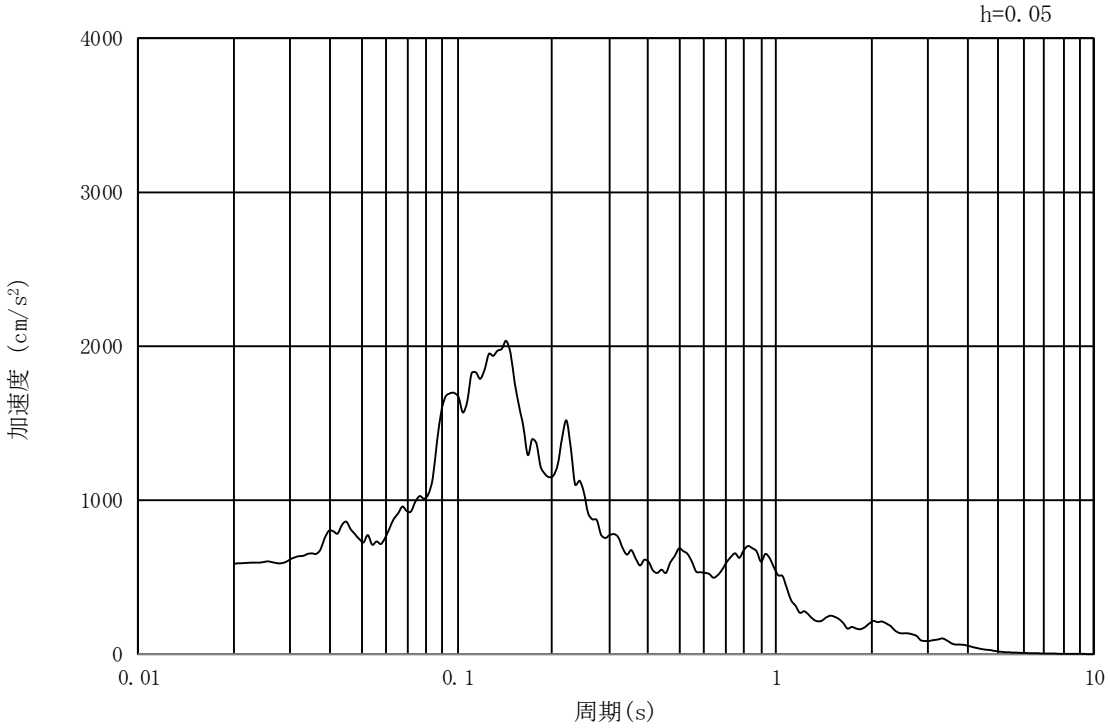


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－19　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

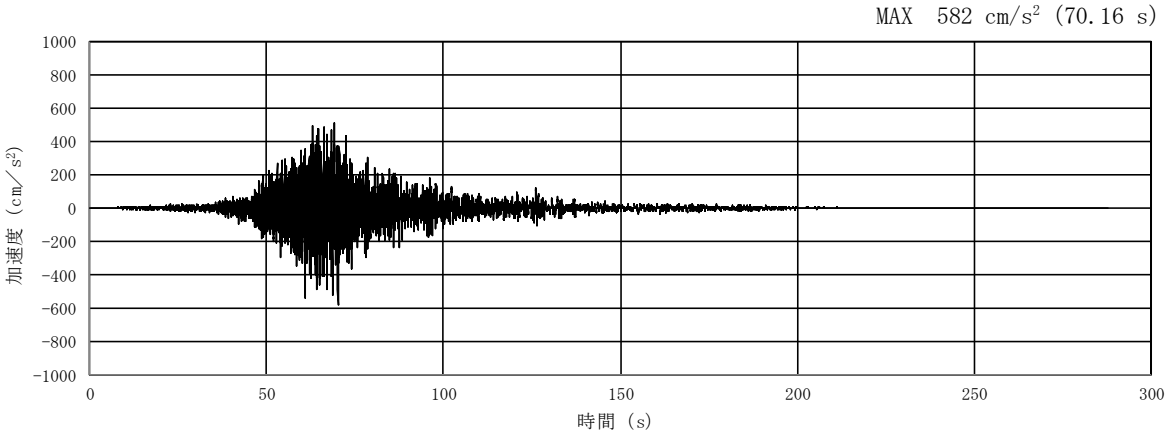


(a) 加速度時刻歴波形

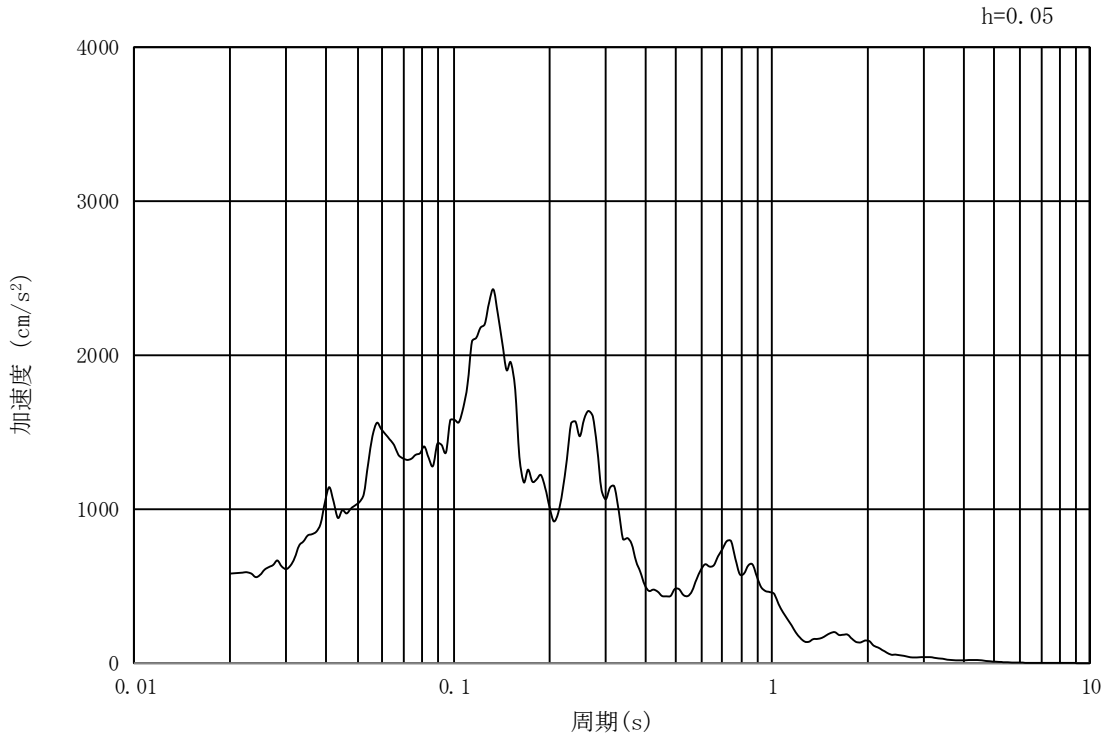


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－20　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２１）

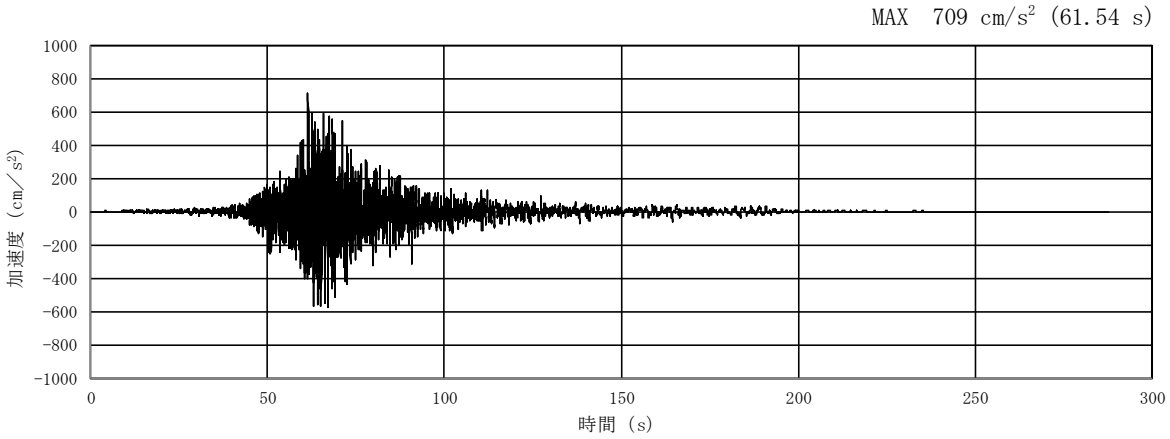


(a) 加速度時刻歴波形

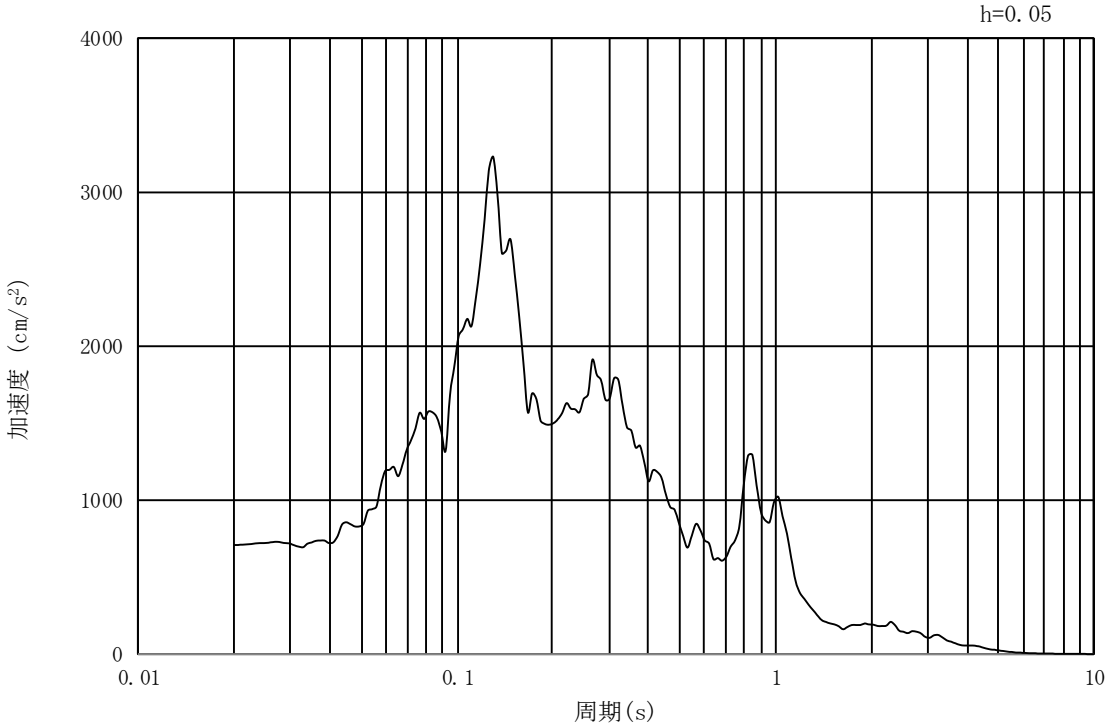


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－21　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

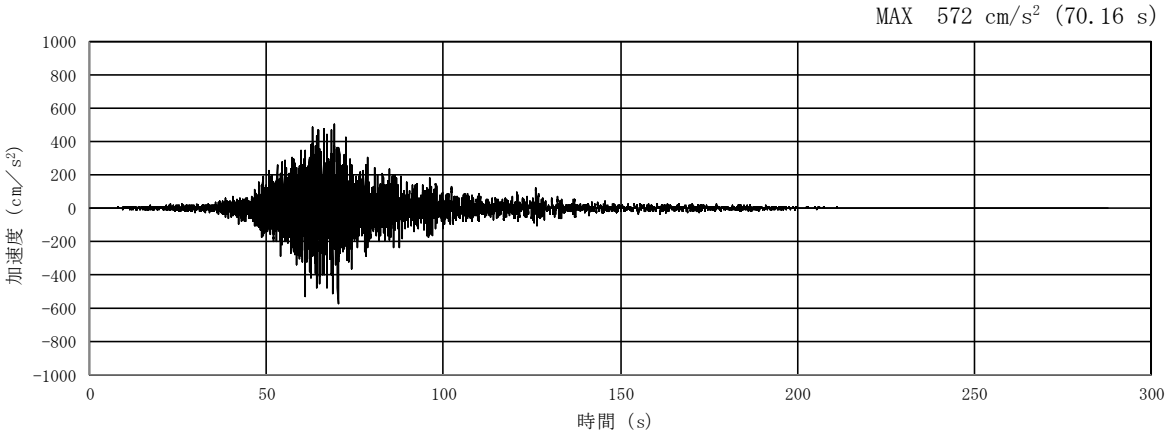


(a) 加速度時刻歴波形

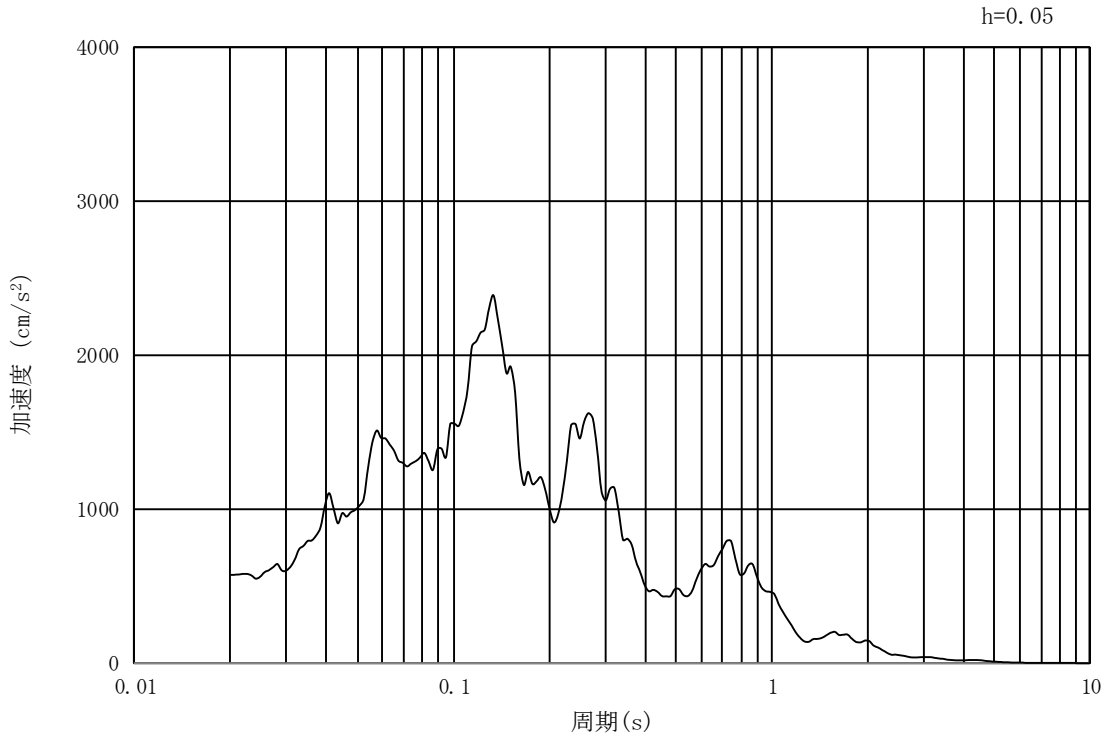


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－22　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２１）

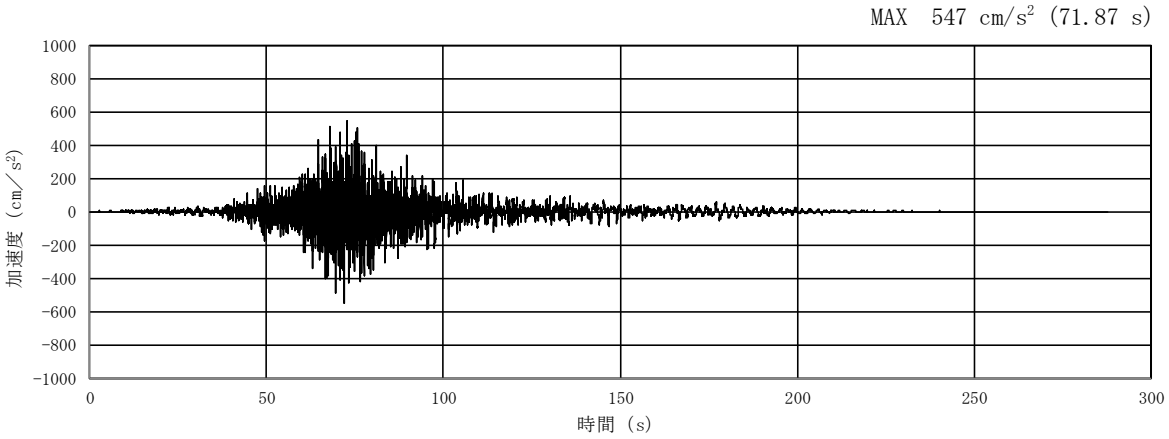


(a) 加速度時刻歴波形

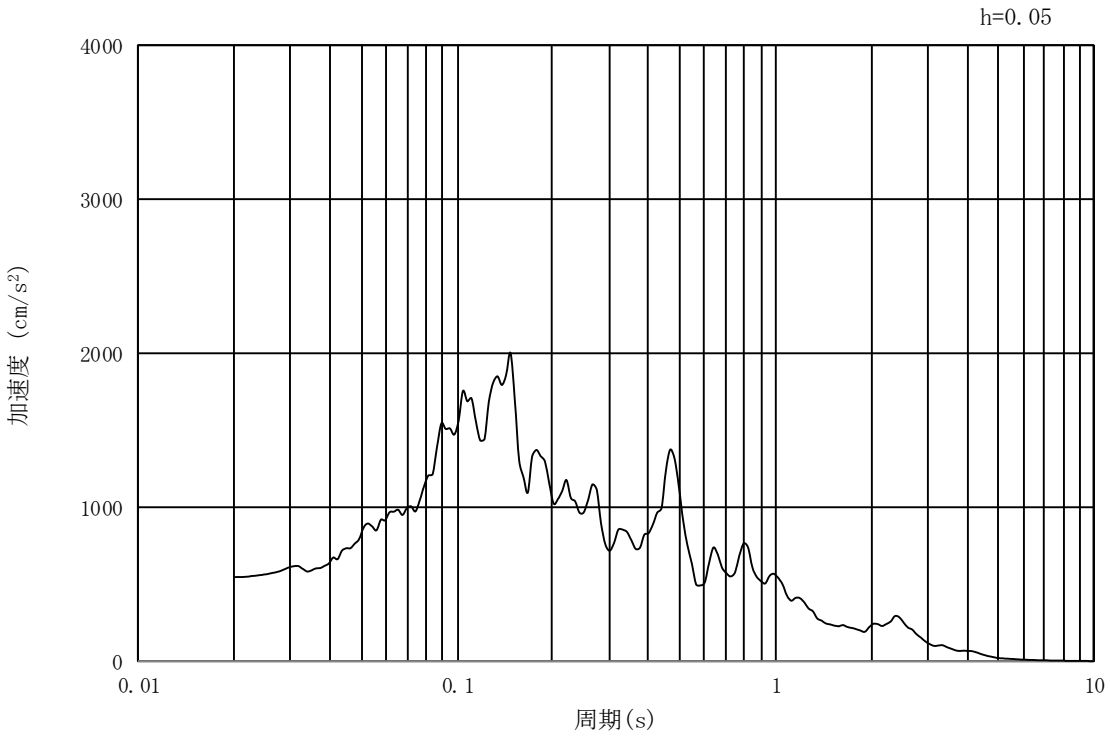


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－23　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

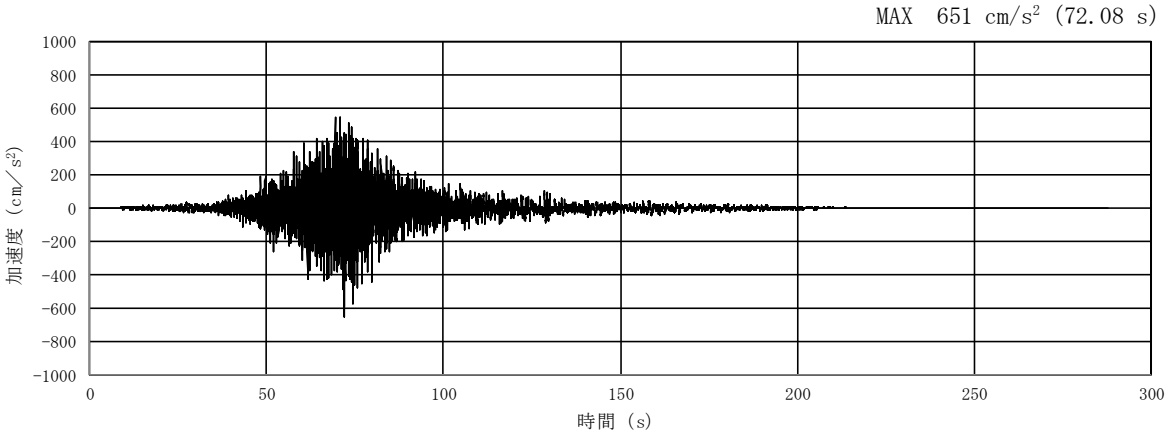


（a）加速度時刻歴波形

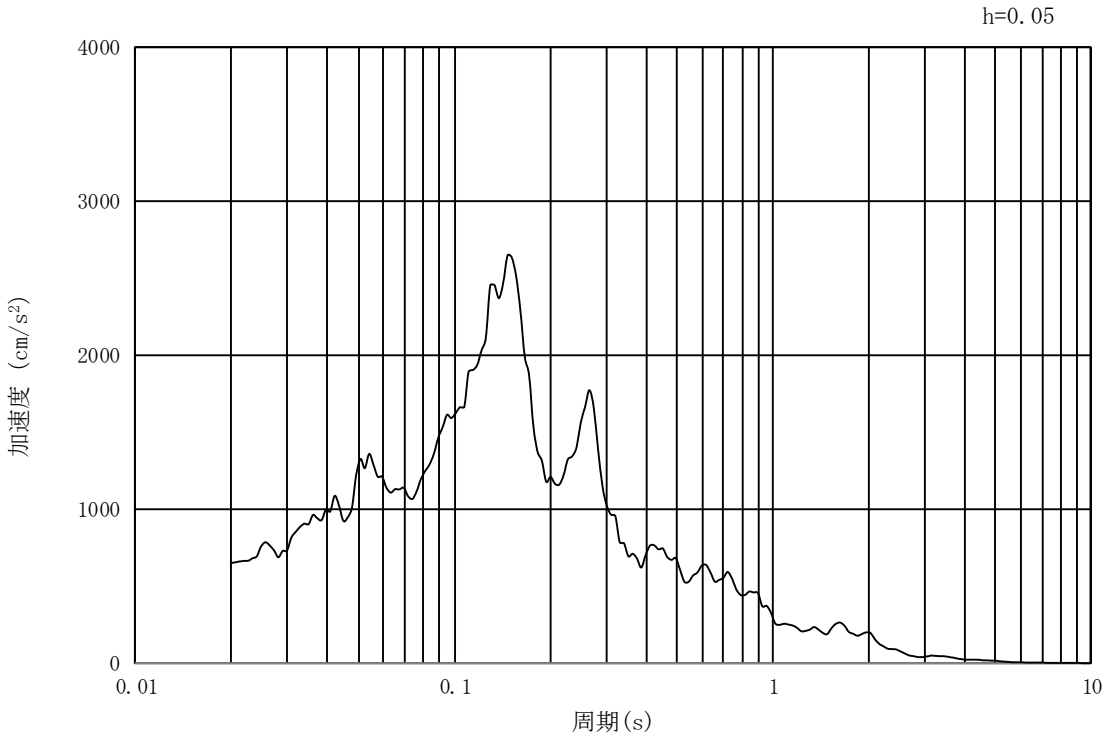


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－24　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

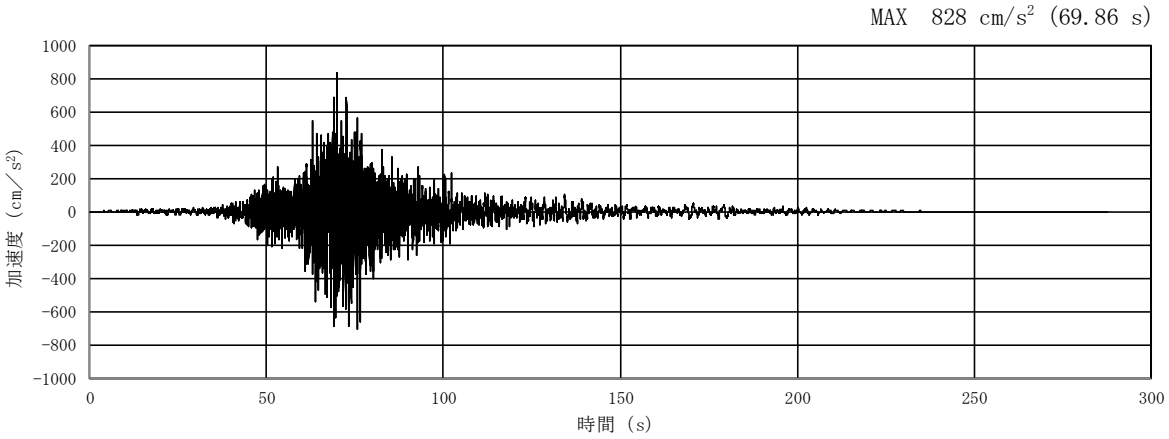


(a) 加速度時刻歴波形

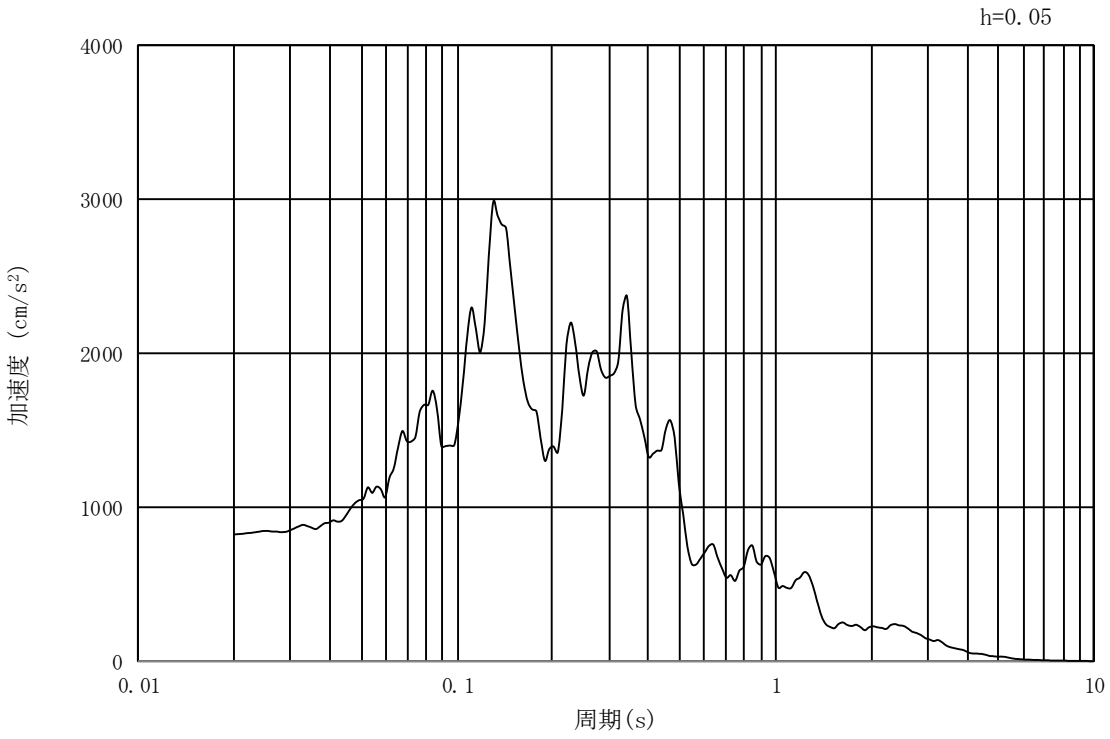


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－25　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２）

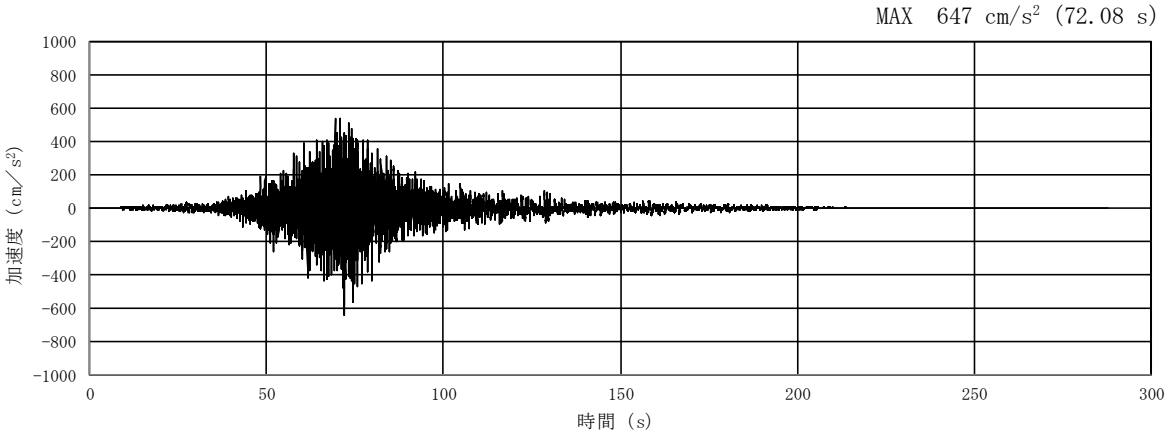


（a）加速度時刻歴波形

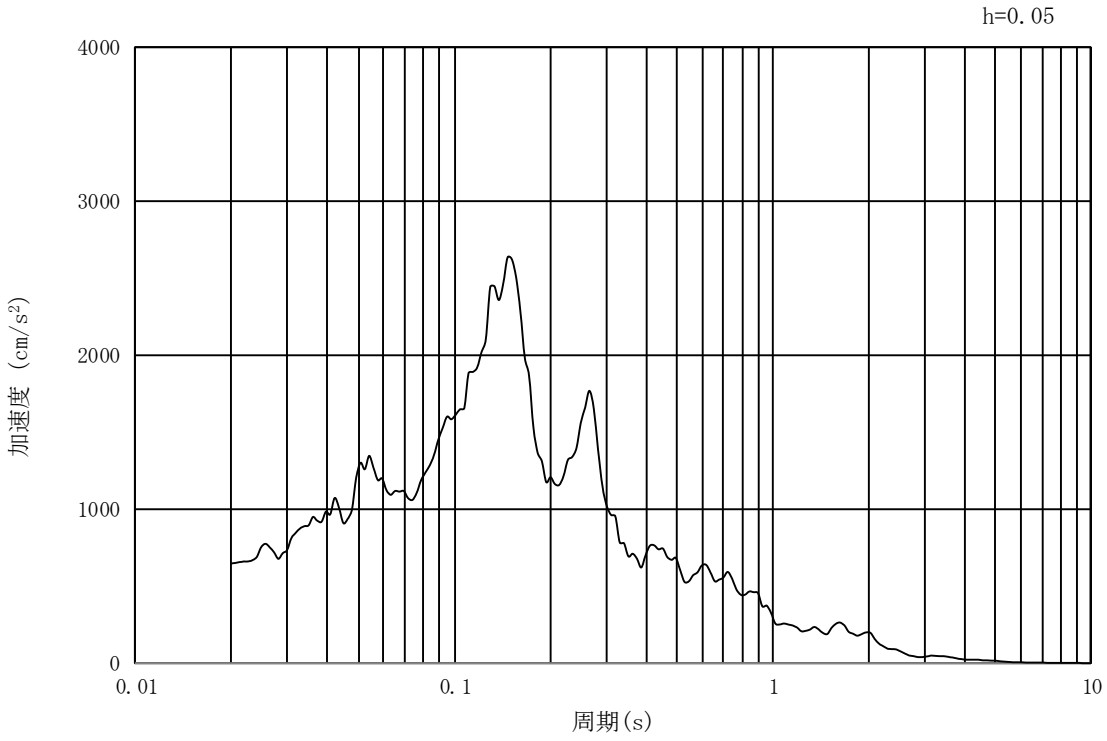


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－26　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

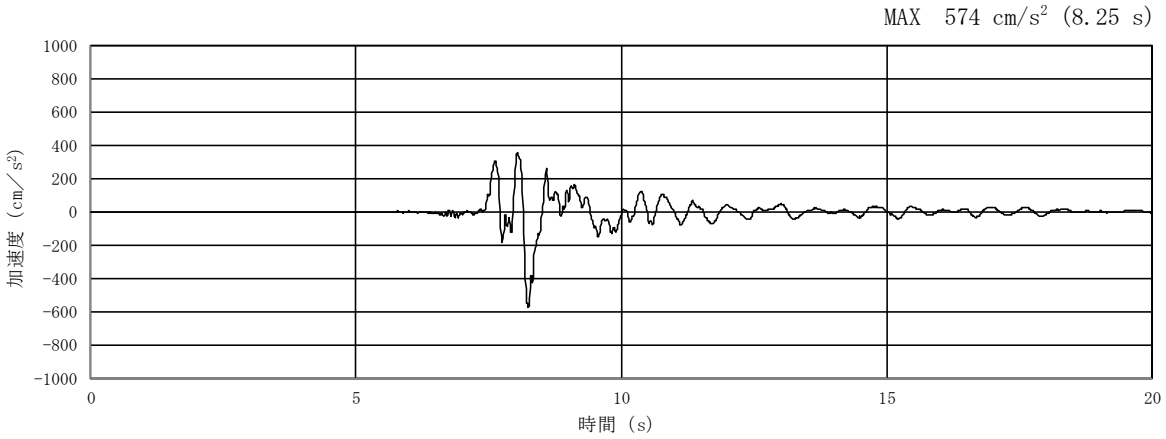


(a) 加速度時刻歴波形

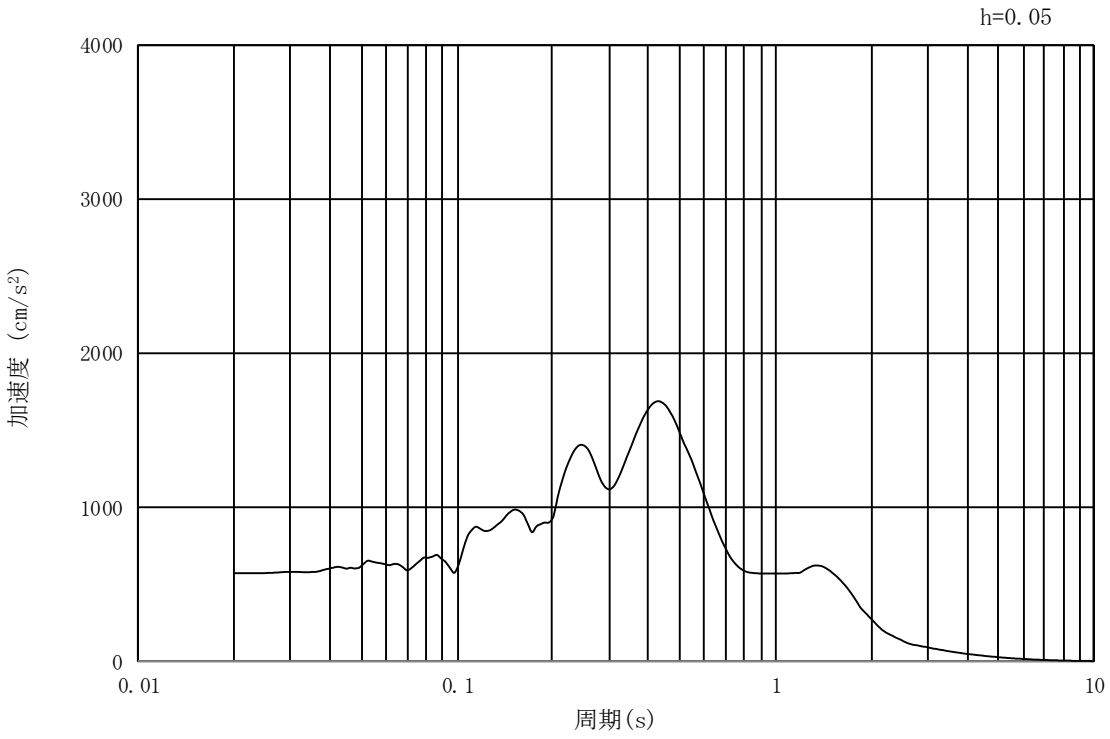


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3－27　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２）

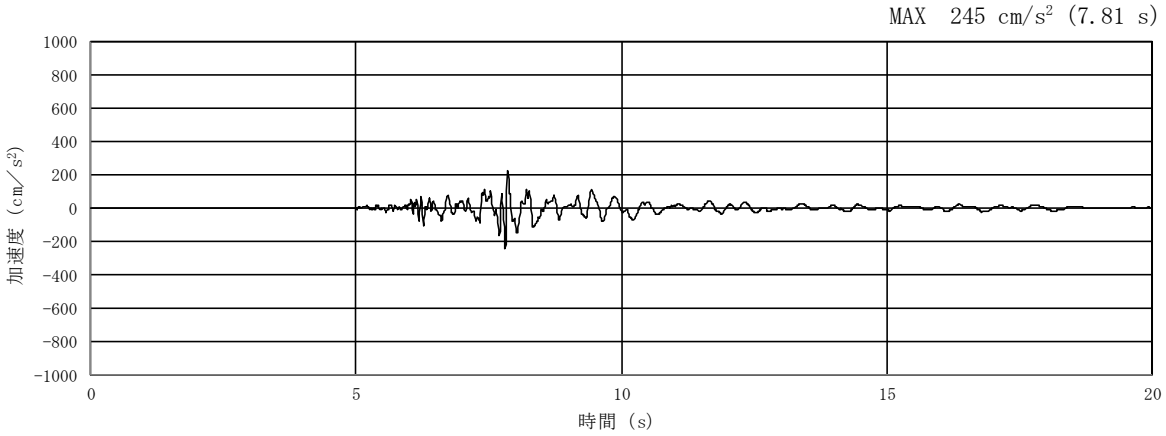


（a）加速度時刻歴波形

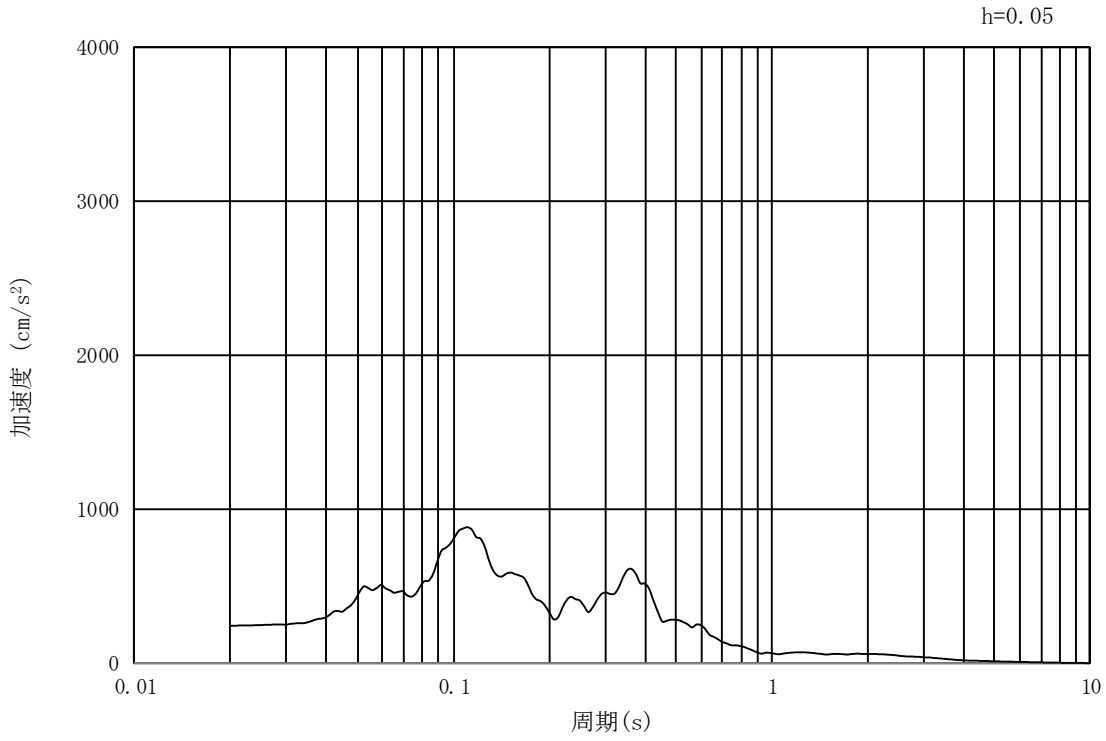


（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－28　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－３１）



（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

図 14.3－29　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－３１）

14.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

許容応力度については，コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年），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 24 年 3 月）に基づき，表 14.3－1 の通り設定する。短期許容応力度はコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 14.3－1　短期許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}＝40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋（SD490）*2	許容引張応力度 σ_{sa}	435
鉄筋（SD390）*1	許容引張応力度 σ_{sa}	309
鉄筋（SD345）*1	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記　＊1：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α，β　：表 14.3－2 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 14.3－30 に示す支持力係数

表 14.3－2　基礎底面の形状係数（道路橋示方書より）

形状係数＼基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）

ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

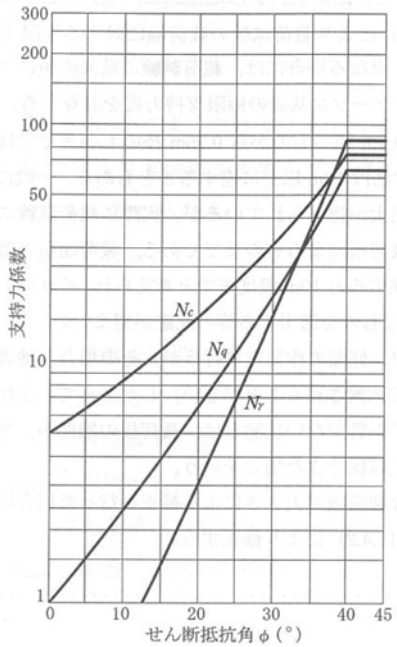


図 14.3－30　支持力係数N_c, N_q, N_γを求めるグラフ（道路橋示方書より）

上記にて求まる基礎地盤の極限支持力を表 14.3－3 に示す。

表 14.3－3　基礎地盤の極限支持力（追而）

14.4　評価結果

14.4.1　地震応答解析結果

ＳＡ用海水ピットの基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 14.4－1～図 14.4－2 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の時刻においての断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 14.4－3～図 14.4－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 14.4－5～図 14.4－6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント（kN・m）軸力（kN）

せん断力（kN）

＊評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 14.4－1（1）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－1（2）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－1（3）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－1（4）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－1（5）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１）

図 14.4－1（6）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２）

図 14.4－1（7）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３）

図 14.4－1（8）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４）

図 14.4－1（9）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１）

図 14.4－1（10）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２）

図 14.4－1（11）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－1（12）　引込み管軸方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント（kN・m）軸力（kN）

せん断力（kN）

＊評価位置における断面力値

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 14.4－2（1）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－2（2）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－2（3）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－2（4）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－2（5）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－１１）

図 14.4－2（6）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－１２）

図 14.4－2（7）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－１３）

図 14.4－2（8）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－１４）

図 14.4－2（9）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－２１）

図 14.4－2（10）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－２２）

図 14.4－2（11）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－2（12）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－3（1）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－3（2）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－3（3）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－3（4）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－3（5）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１１）

図 14.4－3（6）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１２）

図 14.4－3（7）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１３）

図 14.4－3（8）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１４）

図 14.4－3（9）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－２１）

図 14.4－3（10）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－２２）

図 14.4－3（11）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－3（12）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－4（1）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－4（2）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－4（3）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－4（4）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－4（5）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１１）

図 14.4－4（6）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１２）

図 14.4－4（7）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１３）

図 14.4－4（8）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－１４）

図 14.4－4（9）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－２１）

図 14.4－4（10）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－２２）

図 14.4－4（11）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－4（12）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（S_s－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－5（1）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－5（2）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－5（3）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－5（4）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－5（5）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１１）

図 14.4－5（6）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１２）

図 14.4－5（7）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１３）

図 14.4－5（8）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１４）

図 14.4－5（9）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－２１）

図 14.4－5（10）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－２２）

図 14.4－5（11）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－5（12）引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－6（1）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－6（2）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－6（3）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－6（4）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－6（5）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１１）

図 14.4－6（6）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１２）

図 14.4－6（7）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１３）

図 14.4－6（8）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１４）

図 14.4－6（9）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－２１）

図 14.4－6（10）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－２２）

図 14.4－6（11）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－6（12）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

14.4.2　耐震評価結果

配筋要領図を図 14.4－7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 14.4－1 に示す。

「追而」

図 14.4－7　配筋要領図

「追而」

表 14.4－1（1）　断面諸元一覧表(引込み管軸方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
防潮壁																	
地中連続壁基礎（水平）																	
地中連続壁基礎（鉛直）																	

表 14.4－1（2）　断面諸元一覧表(引込み管軸直交方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
防潮壁																	
地中連続壁基礎（水平）																	
地中連続壁基礎（鉛直）																	

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 14.4－2～表 14.4－3 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 14.4－3～表 14.4－4 にそれぞれ示す。

ＳＡ用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，ＳＡ用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 14.4－2（1）　コンクリートの曲げ照査結果（引込み管軸方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
S_s－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 14.4－2（2）　コンクリートの曲げ照査結果（引込み管軸直交方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
Ｓｓ－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 14.4－3（1）　鉄筋の曲げ照査結果（引込み管軸方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
Ｓｓ－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 14.4－3（2）　鉄筋の曲げ照査結果（引込み管軸直交方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
Ｓ$_s$－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
Ｓ$_s$－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓ$_s$－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓ$_s$－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓ$_s$－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓ$_s$－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓ$_s$－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓ$_s$－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 14.4－4～表 14.4－5 に示す。

ＳＡ用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容応力度以下，又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，ＳＡ用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 14.4－4（1）　せん断照査結果（引込み管軸方向）

地震時	位相	部材高 (m)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査用せん断力 (KN)	許容せん断力 (KN)	照査値
S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕						
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ－，Ｖ－〕						
S_s－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕						

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 14.4－4（2）　せん断照査結果（引込み管軸直交方向）

地震時	位相	部材高 (m)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査用せん断力 (KN)	許容せん断力 (KN)	照査値
S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕						
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ－，Ｖ－〕						
S_s－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕						
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕						

注記　＊：評価位置は下図に示す

(3)　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評価結果を表 14.4－5 に，接地圧分布図を図 14.4－8～図 14.4－9 に示す。

ＳＡ用海水ピットの接地圧はS_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（●●断面方向）で●● kN/m^{2}であり，基礎地盤の極限支持力●● kN/m^{2}以下である。

以上のことから，ＳＡ用海水ピットの基礎地盤は，基準地震動S_sに対し，支持性能を有する。

「追而」

表 14.4－5　基礎地盤の支持性能評価結果

「追而」

図 14.4－8（1）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－8（2）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－8（3）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－8（4）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－8（5）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１１）

図 14.4－8（6）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１２）

図 14.4－8（7）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）

図 14.4－8（8）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）

図 14.4－8（9）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）

図 14.4－8（10）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）

図 14.4－8（11）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－8（12）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 14.4－9（1）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－9（2）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 14.4－9（3）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 14.4－9（4）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 14.4－9（5）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 14.4－9（6）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 14.4－9（7）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 14.4－9（8）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 14.4－9（9）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 14.4－9（10）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 14.4－9（11）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 14.4－9（12）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

14.5　まとめ

ＳＡ用海水ピットについて，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対し，構造物の曲げ及びせん断並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピットは，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，要求機能を維持できる。

15.　海水引込み管の耐震安全性評価

目　次

15.1　評価方針 1
15.2　評価条件 2
15.2.1　適用基準 2
15.2.2　耐震安全性評価フロー 8
15.2.3　評価対象箇所及び評価対象断面 9
15.2.4　使用材料及び材料定数 13
15.2.5　地下水位 16
15.2.6　許容限界 16
15.3　横断面方向応力の評価方法 19
15.3.1　地震応答解析手法 19
15.3.2　解析モデルの設定 20
15.3.3　減衰定数 23
15.3.4　荷重の組合せ 25
15.3.5　地震応答解析の検討ケース 27
15.3.6　入力地震動の設定 28
15.4　縦断面方向応力の評価方法 45
15.4.1　縦断面方向の応力解析 47
15.5　評価結果 55
15.5.1　地震応答解析結果 55
15.5.2　耐震評価結果 60
15.6　まとめ 65

15.1　評価方針

海水引込み管は，非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。

海水引込み管の耐震安全性評価では，基準地震動Ｓ$_s$を用いた地震応答解析及び応力解析を行い，海水引込み管に生じる発生応力が許容限界以下であることを確認することで，地震時に通水機能を維持できることを確認する。

15.2　評価条件

15.2.1　適用基準

表 15.2－1 に一般的な埋設鋼製管路の耐震設計に関する規格，基準類における耐震評価の概要を示す。

管径が比較的小さい一般的な埋設鋼製管路は，断面の外周長と比較して，縦断面方向長が長いことから，周辺の地盤の変位に伴う縦断面方向の発生応力（または発生ひずみ）を中心に耐震評価を行う設計となっている。

また，横断面方向（縦断面方向に対して直交方向）についても考慮する基準においては，地震時における管路上の土被り等による鉛直荷重による横断面方向の発生応力を縦断面方向の発生応力と組合せた合成応力で評価する設計となっている。

海水引込み管は，内径が 1.2 m と一般的な埋設管路と同等であること，岩盤内を掘削して設置することから，横断面方向，縦断面方向ともに発生応力（または発生ひずみ）は顕著でない。

ただし，海水引込み管は可とう管の設置スパンが比較的長く，縦断面方向に長大な構造であることを考慮し，縦断面方向の発生応力についても保守的に考慮する。基本的な耐震評価の流れについては，横断面方向と縦断面方向の発生応力の組合せを考慮した設計体系の規格，基準類のうち，既往の工事計画認可申請において実績のある「水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997)」を適用する。

また，横断面方向については，上記基準における鉛直方向の地震力に加え，水平方向の地震力についても保守的に考慮することとする。

許容限界については，表 15.2－1 において，塑性領域の許容限界として管体ひずみを採用している規格，基準類もあることから，鋼製管路は，優れた変形特性を有する材料であり，弾性領域を越え塑性域に達しても，地盤の変形への追従性を失うことなく，通水断面を確保できるものと判断される。

しかし，海水引込み管の耐震評価では，非常用取水設備の重要性を鑑み，鋼材の短期許容応力度を許容限界とすることとし，「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第 5 回改訂版］((社) 電力土木技術協会)」を適用する。

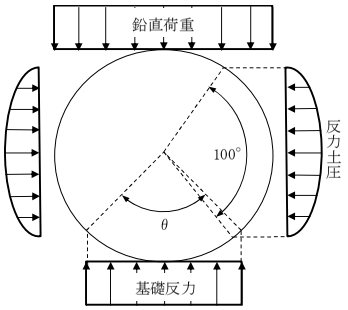
表 15.2－2 に適用する規格，基準類を示す。

表 15.2－1（1）　埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要

規格，基準*1	対象設備 （一般的な管径*2）	要求性能*3	許容限界*4	備　　考
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 （昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	送油導管 （～650㎜）	導管等の構造は，輸送される石油の重量，導管等の内圧，導管等およびその附属設備の自重，土圧，水圧，列車荷重，自動車荷重，浮力等の主荷重ならびに風荷重，雪荷重，温度変化の影響，振動の影響，地震の影響，投錨による衝撃の影響，波浪および潮流の影響，設置時における荷重の影響，他工事による影響等の従荷重によって生ずる応力に対して安全なものでなければならない。*5	規格最小降伏点応力度の 90％（*5）	わが国で初めて埋設管路に対する応答変位法の考え方を設計法として総合的に体系化した「石油パイプライン技術基準案」と同様の設計手法。管路のひずみを算定するための波動の重畳方法等は，その後の地中構造物の耐震設計指針等で踏襲されている。
②港湾の施設の技術Ｌの基準・同解説 （日本港湾協会，平成 19 年）	送油導管 （特に無し）	作用による損傷等が軽微な修復により施設の機能の回復に影響を及ぼさない。（修復性）	導管の降伏応力度を構造解析係数で除したもの	基本的に①の考え方を踏襲している。
③水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 （日本水道協会，1997）	水輸送用埋設鋼管路 （特に無し）	人命に重大な影響を与えないこと。個々の施設に軽微な被害が生じても，その機能保持が可能であること	管体歪み 46t/D 以下 （D は管外径，t は管厚）	基本的に①の考え方を踏襲している。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 （日本水道鋼管協会，平成 18 年）	水輸送用埋設鋼管路 （～3,000㎜）	変形は生じても，通水機能を保持すること。	許容ひずみ値 46t/D （D は管外径，t は管厚）	基本的に①の考え方を踏襲している。
⑤高圧ガス導管耐震設計指針 JGA 指 206-13 （日本ガス協会，2013）	ゲージ圧力 1MPa 以上の圧力ガスを輸送する埋設鋼管路 （～650㎜）	導管に変形は生じるが，漏洩は生じないこと。	許容ひずみは 3%とする。	当該指針における地盤変位は，縦断面方向に伝播する進行波（レイリー波）を仮定しており，縦断面方向の検討に限定している。したがって，①で考慮している波動伝播の重畳は考慮していない。

注記　＊1：記載の規格，基準類のうち，下線で示すものは，工事計画認可申請において実績があるもの。
＊2：各規格，基準において材料の規格として取り扱われているJIS規格等の最大径を記載したもので，適用範囲を限定するものではない。
＊3：要求性能は，施設の耐震レベル及び地震動レベルが高いもの（レベル2地震動等）について記載。
＊4：許容限界については，鋼材の許容応力度（降伏応力度）とするものと許容ひずみとするものがあるが，第15.2－1図に示すとおり鋼材の許容応力度のひずみレベル（降伏ひずみ）は，鋼材の許容ひずみよりも小さい。したがって，許容限界を鋼材の許容応力度とした場合の方が保守的な評価を与える。なお，⑤の規格，基準類の許容ひずみは，3%と，その他の規格，基準類の許容ひずみよりもかなり大きい（約30倍）。ここで，①，②における許容応力度のひずみレベルは，
許容応力度／ヤング係数で求めた。
＊5：石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める省令（昭和 47 年 12 月 25 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省令第二号）を参照。

表 15.2－1（2）　埋設管路の耐震設計に関する規格，基準類の概要

規格，基準*1	耐震評価の概要			
	①　縦断面方向*2 *3	②横断面方向*3		①と②の組合せ
	軸方向応力 σ_1 又は 軸方向ひずみ ε_1	鉛直方向地震力	鉛直方向地震力	
①石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 （昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。 $\sigma_1=\sqrt{3.12\cdot\sigma_L^2+\sigma_B^2}$	・管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル(IOWA 公式)により求める。  	考慮しない。	・①縦断面方向と②横断面方向応力を組み合わせる。 $\sigma=\sqrt{\sigma_1^2+\sigma_C^2+\sigma_1\sigma_C+3\tau_S^2}$ ここで， σ_C：横断面方向応力 τ_S：管直方向のせん断応力
②港湾の施設の技術上の基準・同解説 （日本港湾協会，平成 19 年）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する。			
③水道施設耐震工法指針・解説 1997 版 （日本水道協会，1997）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_1=\sqrt{\alpha\cdot\varepsilon_L^2+\varepsilon_B^2}$ 但し，$\alpha=1.00\sim3.12$	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。
④水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP029-2006 （日本水道鋼管協会，平成 18 年）	・地盤変位を考慮した応答変位法 ・管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成する。 $\varepsilon_1=\sqrt{\varepsilon_L^2+\varepsilon_B^2}$	考慮しない。	考慮しない。	考慮しない。

注記　＊1：表13.2－1（1）で示した規格，基準類のうち，鋼管の許容ひずみが3%とかなり大きい⑤については，除外した。
＊2：各規格，基準類では，応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメータ（水平震度，応答速度等）が地震動レベル毎に定められていることから，地震応答解析や構造計算を伴わずに，応力（ひずみ）を算出可能。但し，海水引込み管の耐震評価では，①基準地震動Ssを対象とすること②取水管路が屈曲していることを考慮して，地震応答解析及び数値計算（構造計算）を基に σ_L 及び σ_B を算出。
＊3：縦断面方向及び管周方向の評価のイメージについては，図15.2-2及び図15.2-3を参考。

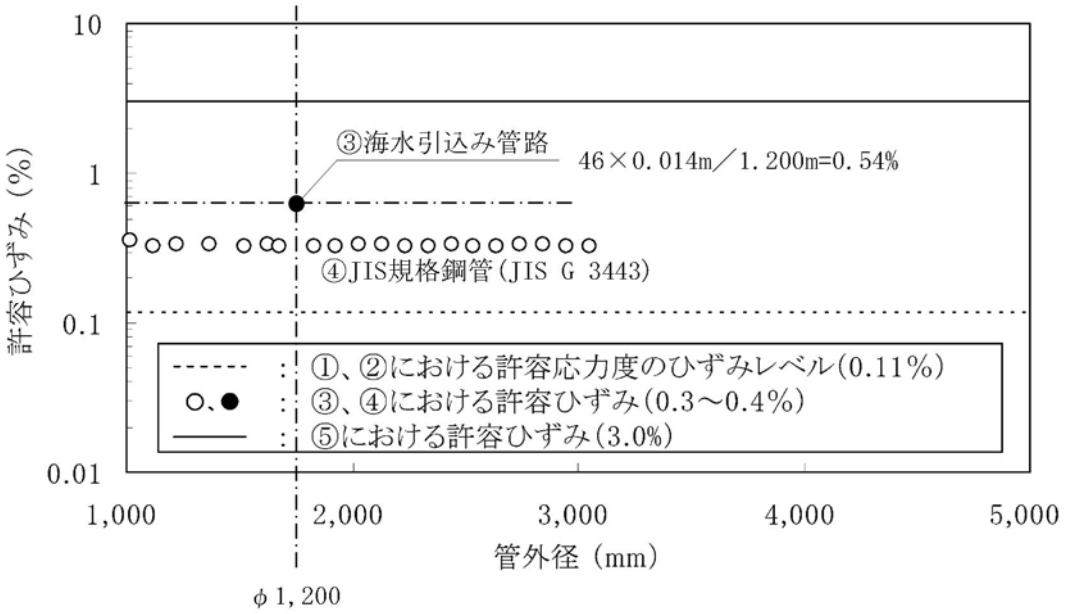
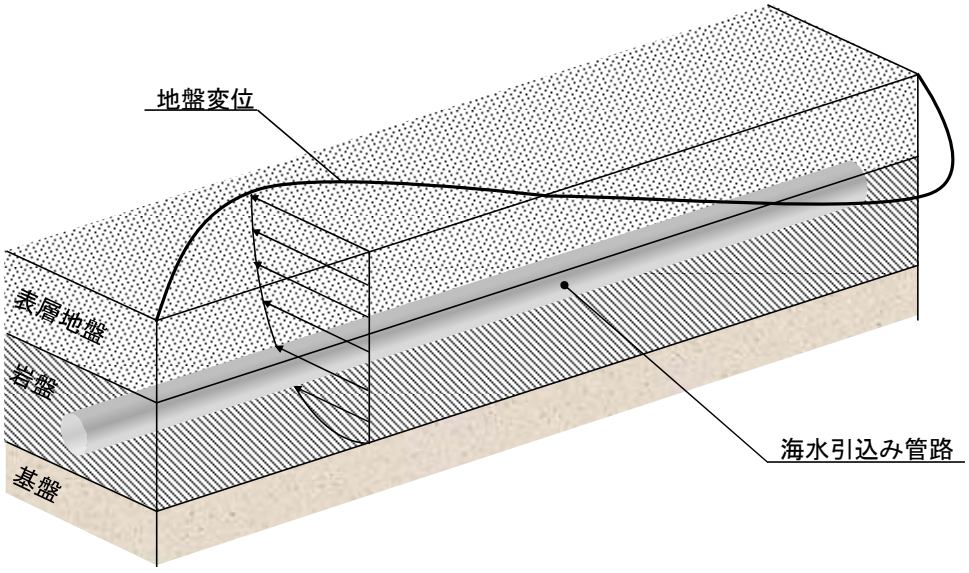


図 15.2－1　各規格，基準類における許容ひずみの比較

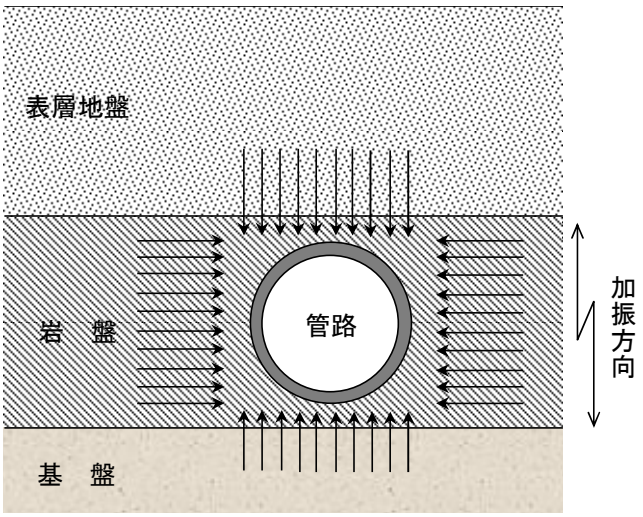


縦断面方向については，水平方向に伝播する地震波（進行方向に直交する方向に振動する進行波）による，周辺地盤の変位を考慮する。

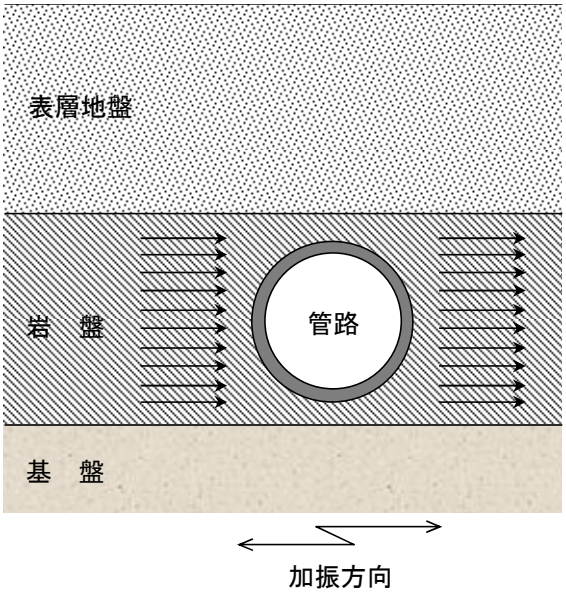
埋設された鋼製管路は，地震時に周辺地盤の変形に追従することが，多くの屋外，室内模型実験や実構造物からの地震観測結果から確かめられている。したがって，埋設された鋼製管路の耐震計算においては，上図のような地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震設計として，応答変位法が一般的に用いられる。

図 15.2－2　縦断面方向の耐震評価イメージ

（鉛直方向地震力）



（水平方向地震力）



横断面方向については埋設された鋼製管路上の土被り及び上載荷重により鋼製管路に作用する土圧を考慮する。

なお，表 15.2-1 に示した各規格，基準類では，一般式より横断面方向応力を求める手法が記載されているが，後述の横断面方向応力の算出では，その他の屋外重要土木構造物と同様に，２次元動的ＦＥＭ解析（水平，鉛直同時加振）にて求める。

図 15.2－3　横断面方向の耐震評価イメージ

表 15.2－2　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第 5 回改訂版］鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 電力土木技術協会）	－
荷重及び荷重の組合せ	・ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第 5 回改訂版］鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 電力土木技術協会） ・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 24 年 3 月）	・鋼材の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認 ・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
評価手法	・水道施設耐震工法指針・解説 2009 年版（日本水道協会，2009）	・縦断面方向と横断面方向の発生応力を組み合わせた耐震評価 ・管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成する場合の係数 α (3.12)
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会）	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

15.2.2　耐震安全性評価フロー

図 15.2－4 に海水引込み管の耐震安全性評価フローを示す。

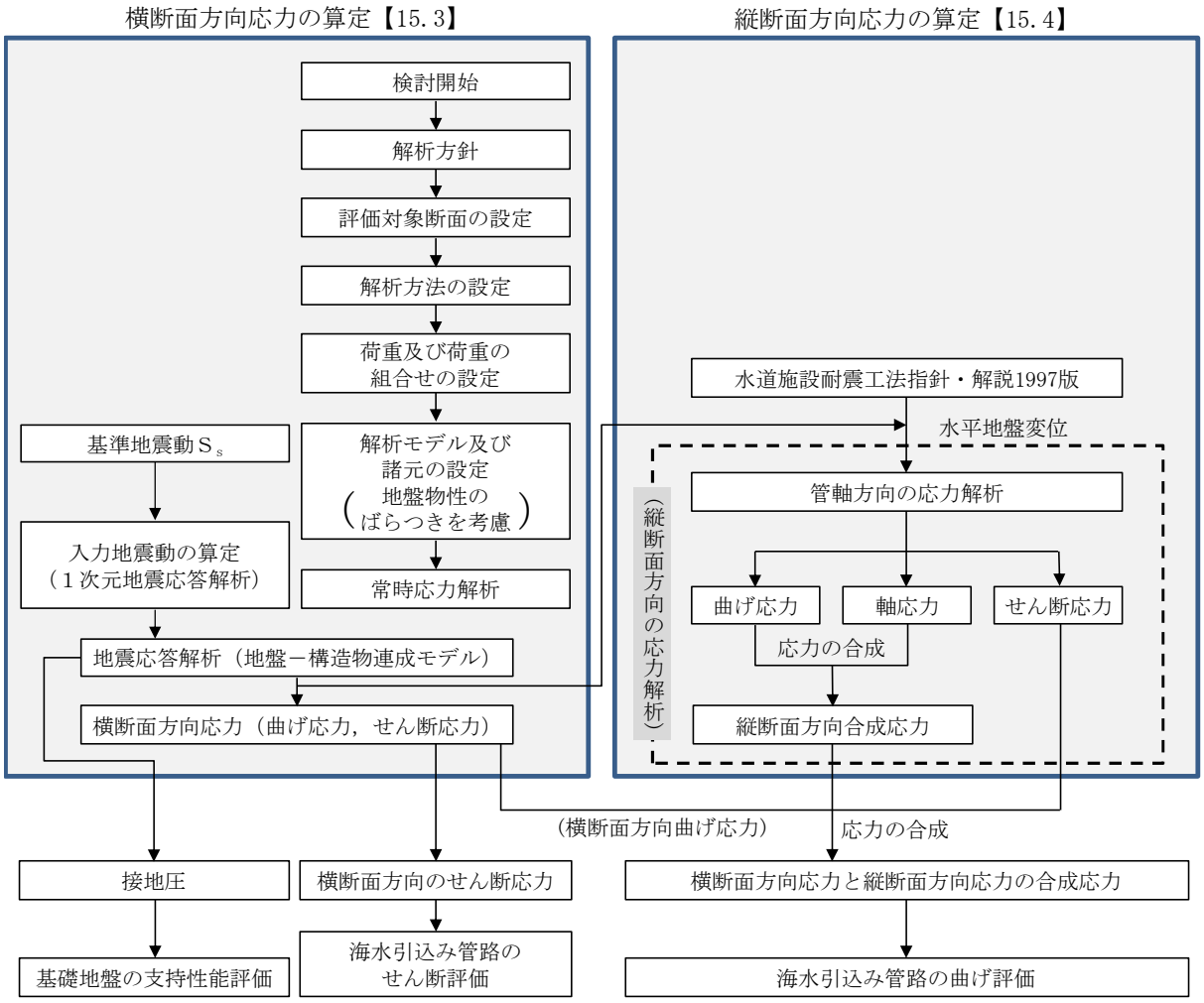


図 15.2－4　海水引込み管の耐震安全性評価フロー

15.2.3　評価対象箇所及び評価対象断面

海水引込み管は，ＳＡ用海水ピット取水塔とＳＡ用海水ピットを接続する延長約154ｍ，内径1.2 ｍの鋼製の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤内に直接設置する。

海水引込み管は線状構造物であり，カルバート構造物と同様に縦断面方向に対して一様の断面形状を有するため，縦断面方向の発生応力が耐震設計上有意であることから，横断面方向及び縦断面方向の発生応力を組み合わせて評価を行う。

横断面方向の評価対象断面は，「1.4.15　海水引込み管の断面選定の考え方」で記載したとおり，土被り及び設置深度ともに最大の②－②断面を代表位置として選定し，基準地震動S_sによる耐震評価を実施する。

縦断面方向については，管路全長をモデル化した応答変位法により静的フレーム解析を実施して縦断面方向の曲げ応力を求め，横断面方向の曲げ応力との合成応力を算定して評価を行う。

海水引込み管の位置図を図15.2－5に，評価対象断面（縦断面）を図15.2－6に，評価対象断面（横断面）を図15.2－7に示す。

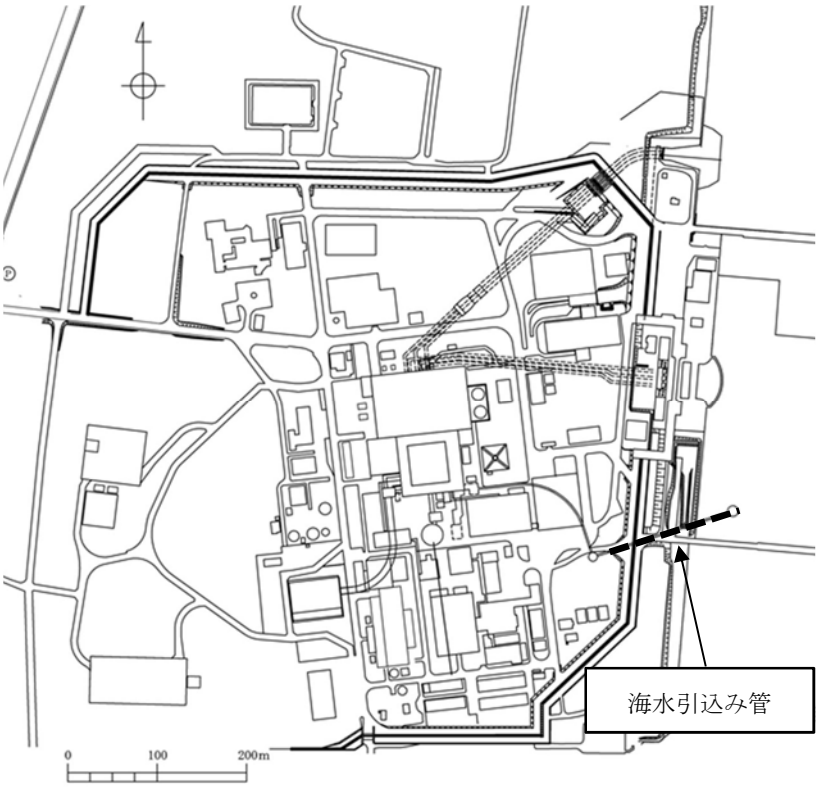


図15.2－5（1）　海水引込み管　位置図(全体図)

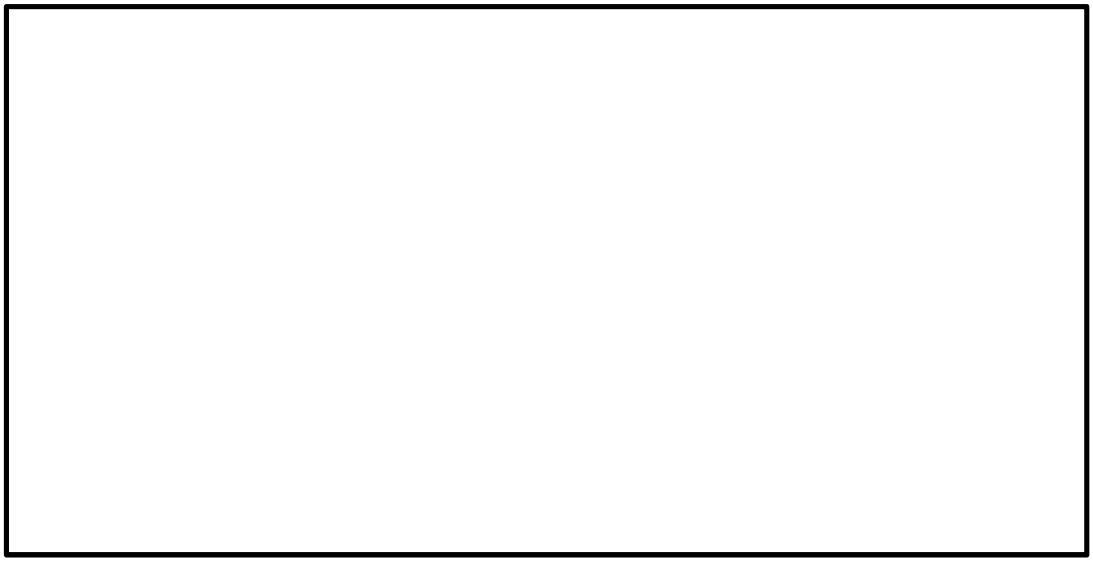


図 15.2－5 (2)　海水引込み管　位置図(拡大図)

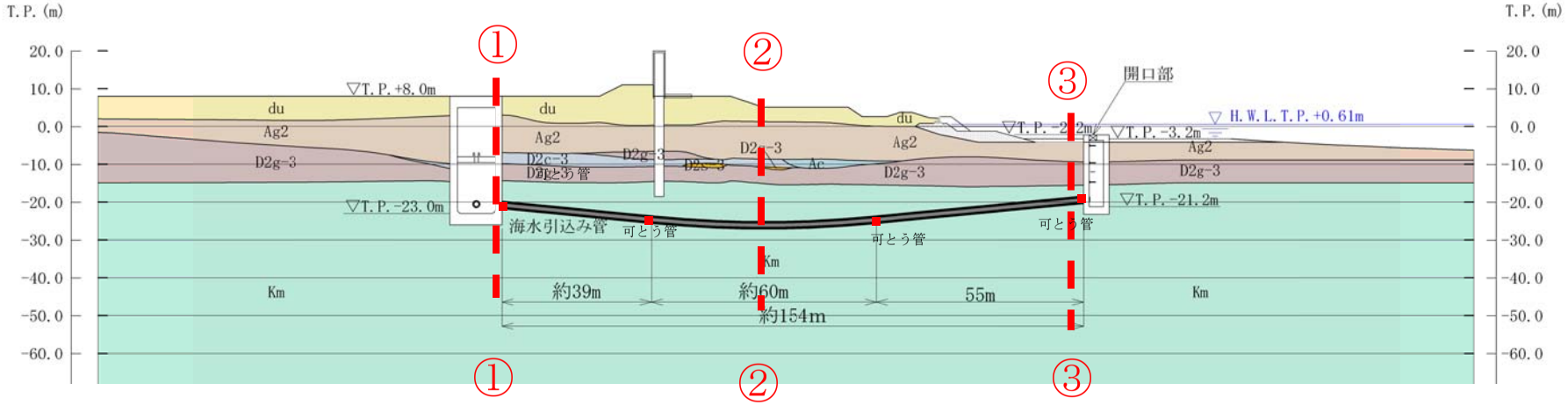


図 15.2－6　海水引込み管　縦断面図（Ａ－Ａ断面）

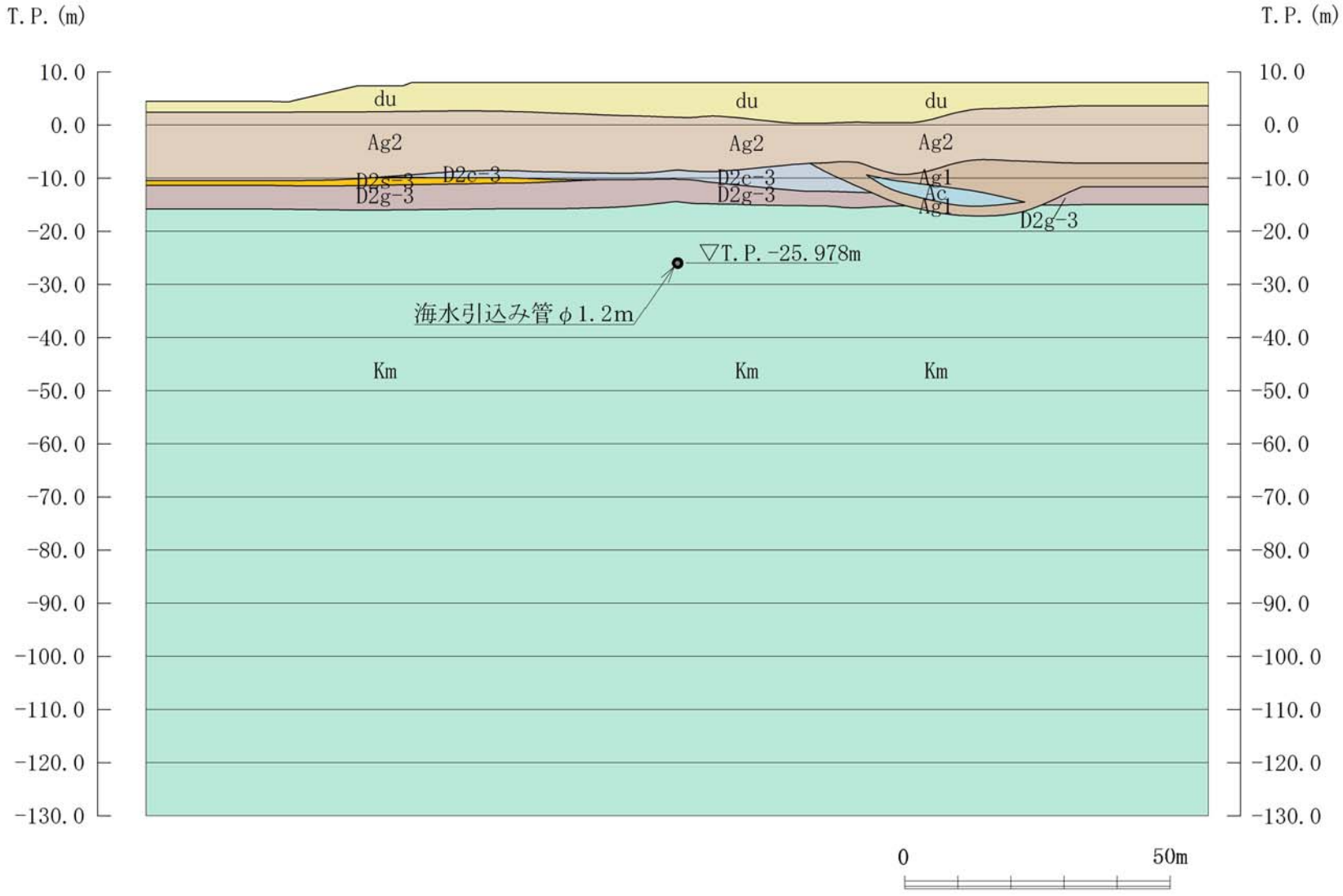


図 15.2－7　海水引込み管　断面図（Ｂ－Ｂ横断面）

15.2.4　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表15.2－3に，材料物性値を表15.2－4に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化する。地盤の物性値を表15.2－5に示す。

表15.2－3　使用材料

材料	断面形状（mm）	諸元
鋼製管	内径1200×t20*	SM570

注記　*:1.5 mmの腐食代を考慮する。

表15.2－4　材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼製管	77.0 （水門鉄管技術基準）	2.0×10^5 （水門鉄管技術基準）	0.3 （水門鉄管技術基準）

注記　（　）：設定根拠

表 15.2－5（1）　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 15.2－5（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）ごとに物性値を設定 z
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 15.2－5 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

15.2.5　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

15.2.6　許容限界

許容限界は，Ⅴ-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1)　海水引込み管の許容限界

許容限界については，「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-［第5回改訂版］」（(社) 電力土木技術協会，平成29年）に基づき表15.2－6のとおりに設定する。短期許容応力度は鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

表15.2－6　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
鋼材（SM570）＊	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	360
	許容せん断応力度 τ_{sa}	202.5

注記　＊：水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）付解説-［第5回改訂版］」（(社) 電力土木技術協会，平成29年）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$Q_u = A_e\left\{\alpha\,\kappa\,cN_cS_c + \kappa\,qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma_1\beta B_eN_\gamma S_\gamma\right\}$$

ここで，

Q_u　：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力（kN）

c　：地盤の粘着力（kN/m^2）

q　：上載荷重（kN/m^2）で，$q=\gamma_2 D_f$

A_e　：有効載荷面積（m^2）

γ_1, γ_2　：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量（kN/m^3）
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる

B_e　：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）
$B_e = B - 2e_B$

B　：基礎幅（m）

e_B　　：荷重の偏心量（m）

D_f　　：基礎の有効根入れ深さ（m）

α, β　　：表 13.2－7 に示す基礎底面の形状係数

κ　　：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_γ　　：図 13.2－9，図 13.2－10 及び図 13.2－11 に示す荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ　　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

表 15.2－7　基礎底面の形状係数（道路橋示方書より）

形状係数 ＼ 基礎底面の形状	帯　状	正方形，円形	長方形，楕円形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$

B_e, D_eは図-解 10.3.4，図-解 10.3.5 による。ただし，$\frac{B_e}{D_e}>1$ の場合，$\frac{B_e}{D_e}=1$ とする。

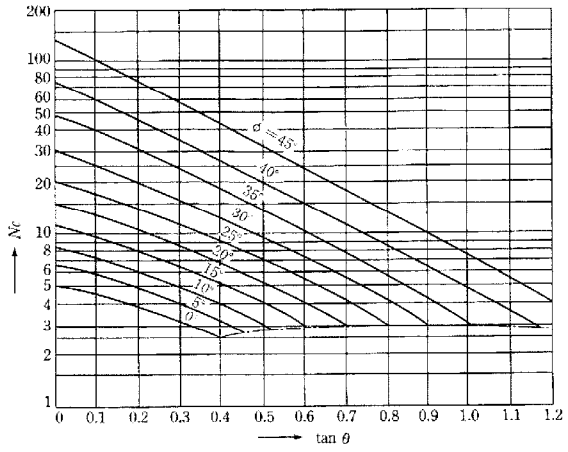


図 15.2－9　支持力係数N_cを求めるグラフ
（道路橋示方書より）

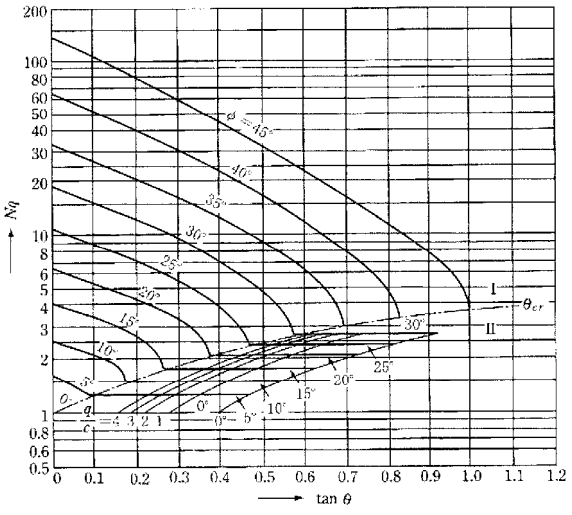


図 15.2－10　支持力係数N_qを求めるグラフ
（道路橋示方書より）

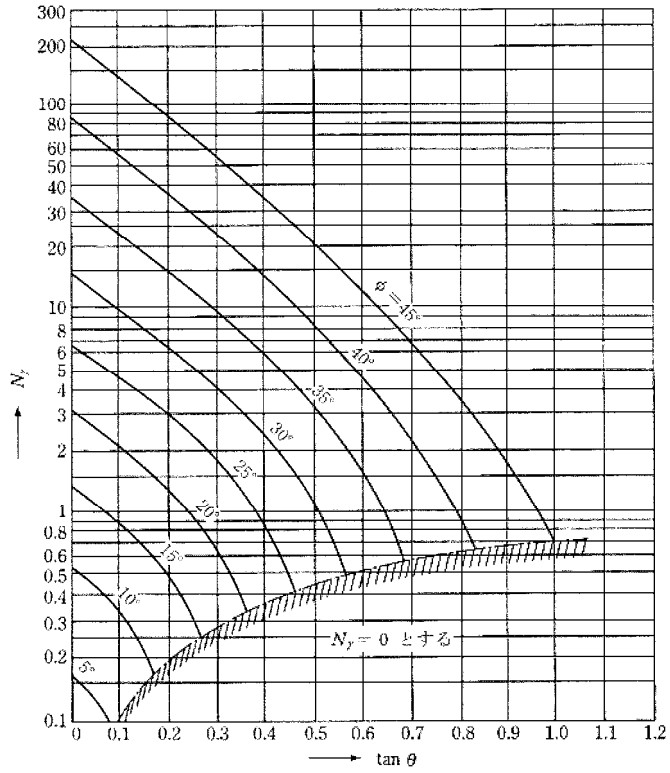


図 15.2－11　支持力係数N_γを求めるグラフ
（道路橋示方書より）

15.3　横断面方向応力の評価方法

15.3.1　地震応答解析手法

海水引込み管の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 15.3－1 に示す。

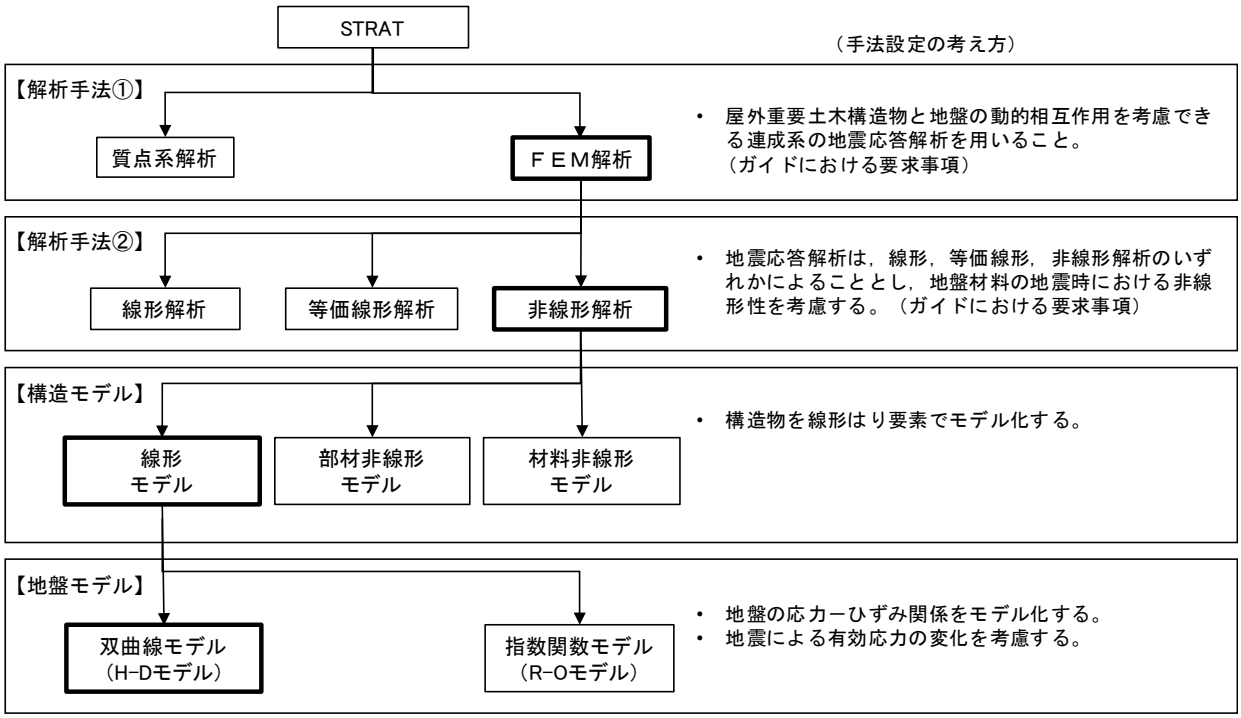


図 15.3－1　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

15.3.2　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を適用し，図 15.3－2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお，解析モデルの境界条件は，側方における波動の反射の影響を低減するとともに，下方への波動の逸散を考慮するために側面及び底面ともに粘性境界とする。

海水引込み管横断方向の地震応答解析モデルを図 15.3－3 に示す。

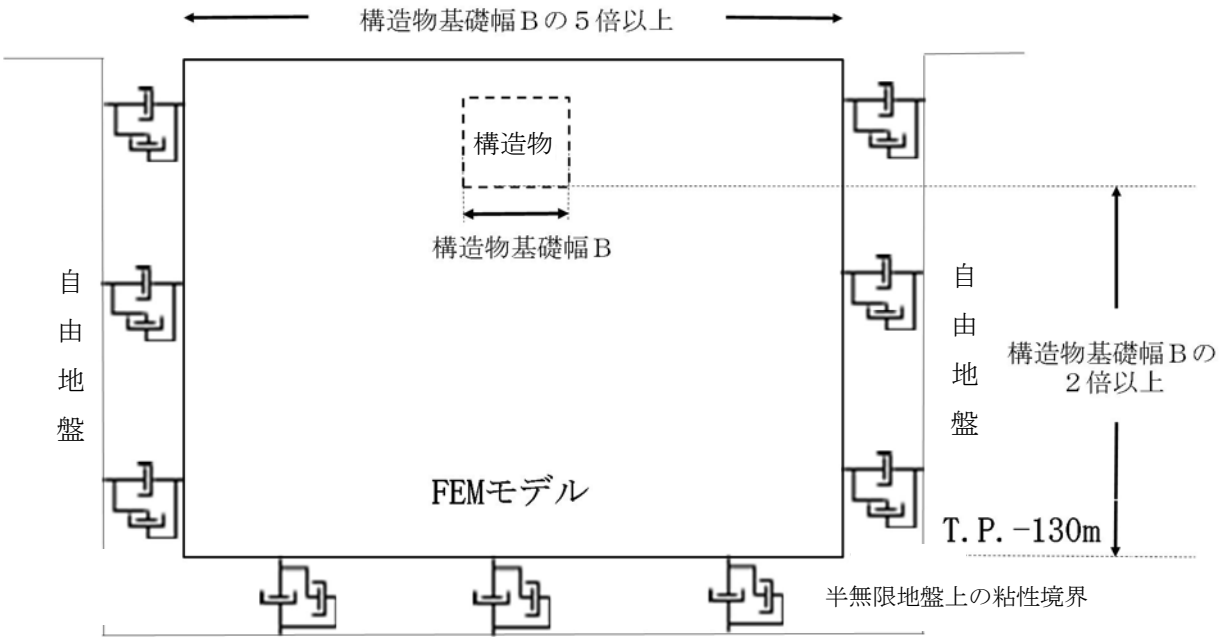


図 15.3－2　解析モデル領域の考え方

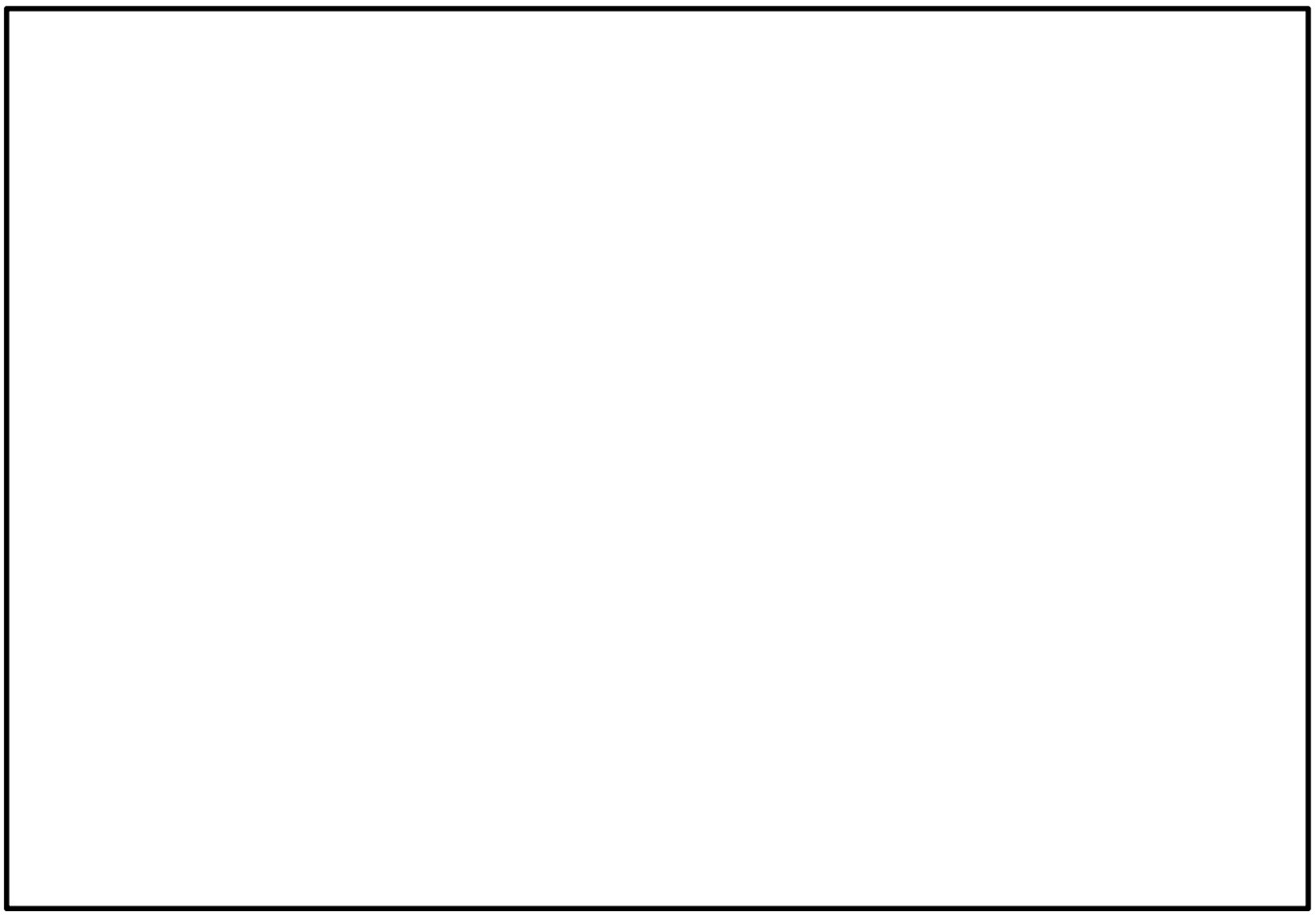


図 15.3－3　海水引込み管横断面方向の地震応答解析モデル

(2)　構造物のモデル化

構造部材は,線形はり要素でモデル化する。

(3)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c，ϕは周辺地盤の c，ϕとする。(表 15.3－1 参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度（N/mm^2）

c　：粘着力（N/mm^2）

ϕ　：内部摩擦角（°）

表 15.3－1　周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c（N/mm^2）	内部摩擦角 ϕ（°）	備考
新第三系	Km 層	c ＝0.358－0.00603・ z	ϕ ＝23.2＋0.0990・ z	－

z ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 13.3－2 のとおり設定する。図 15.3－4 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 13.3－2　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

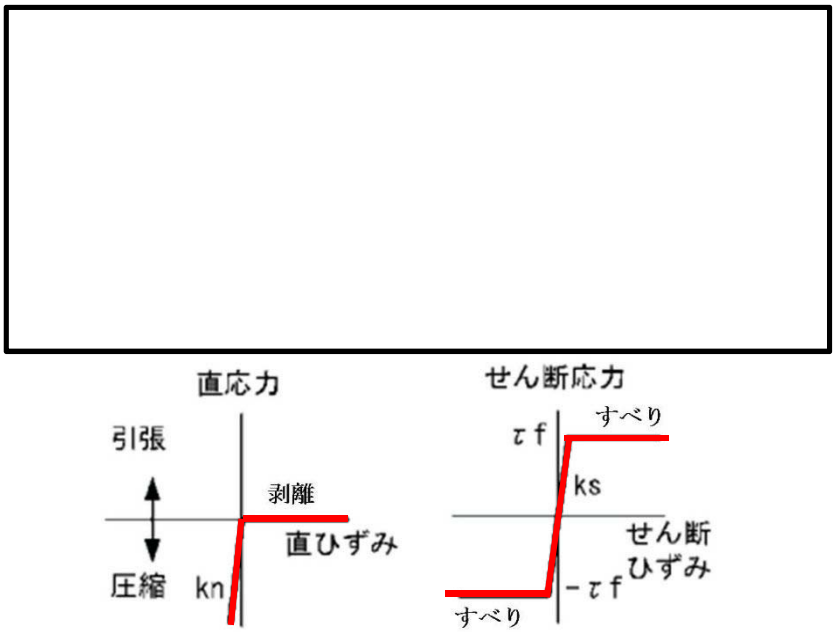


図 15.3－4　ジョイント要素の考え方

15.3.3　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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 減衰にて与える。なお，Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする

有効応力解析では，時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから，Rayleigh 減衰の係数 α，β の両方を用いると，質量比例項の減衰 α [M]の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方，有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では，地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い，1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，1 次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し，地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K]$$：減衰係数マトリックス

ここで,

［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

係数 α，β は以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数

h　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は１％（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため,解析上の安定のためになるべく小さい値として１％を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は３ ％（道路橋示方書(Ⅴ耐震設計編)・同解説（平成 24 年 3 月)）とする。

図 15.3－5 に Rayleigh 減衰の設定フローを，表 15.3－3 に固有値解析結果を示す。

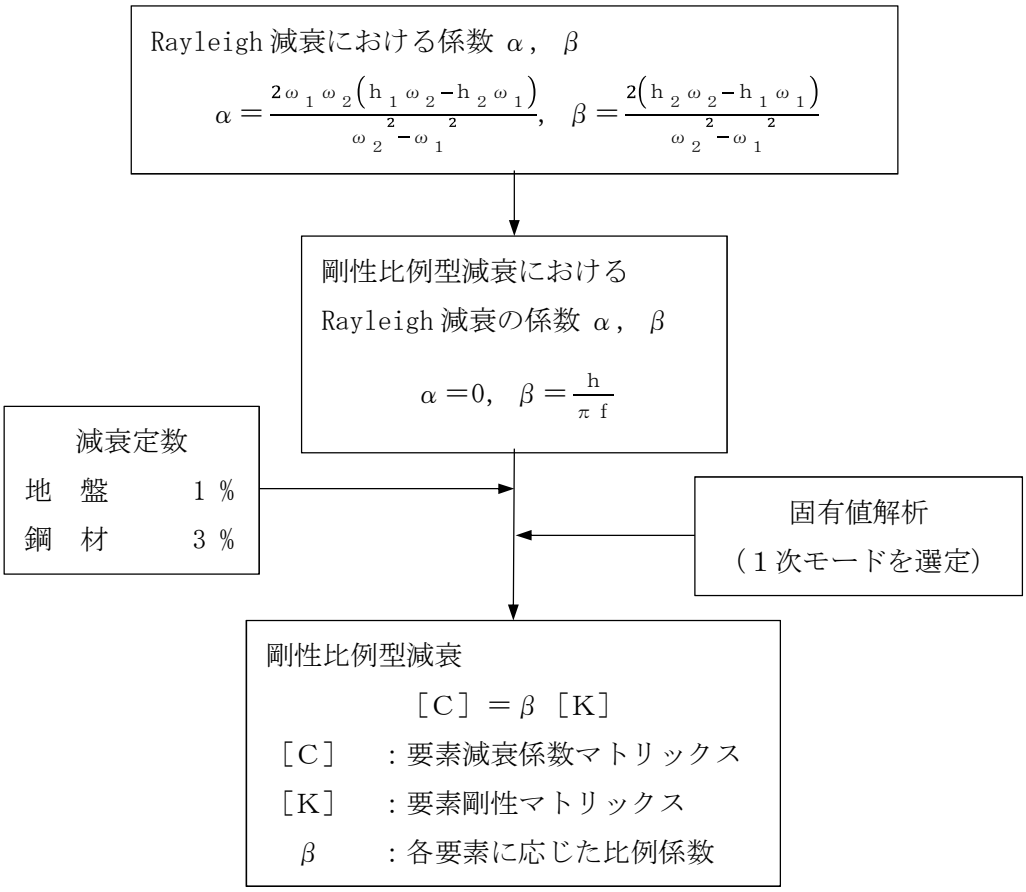


図 15.3－5　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 15.3－3　固有値解析結果

（追而）

15.3.4　荷重の組合せ

横断面方向応力算出のための地震応答解析では，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重は，地震応答解析から得られる地震時土圧及び躯体に作用する慣性力を考慮する。

変動荷重のうち，積雪荷重及び風荷重については，海水引込み管が地中構造物であることを考慮すると，構造物に与える影響は軽微であると判断し，地震力との組み合わせるべき荷重としては除外した。

なお，海水引込み管は，運転時の異常な過渡変化時の状態，設計基準事故時の状態及び重大事故等時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。

荷重の組合せを表 15.3－4 に示す。

表 15.3－4　荷重の組合せ

種別		荷重	考慮箇所		算定方法
			横断面方向	縦断面方向	
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	－	・対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	－	・機器・配管等は設置されない。
		土被り荷重	○	－	・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	－	－	－
	静止土圧		○	－	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	－	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	水圧		○	－	・H.W.L T.P.＋0.61 m からの内水圧を設定する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重			－	－	・埋設構造物であるため，積雪荷重，風荷重は作用しない。
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	○	・基準地震動S_sによって水平・鉛直に同時加振する。 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮する。 ・縦断面方向は，応答変位法による応力解析にて地盤変位を考慮*する。
		鉛直地震動	○	－	
		動水圧	○	－	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

注記　＊：参考に縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重についても記載

(1)　外水

海水引込み管横断面周辺の地盤においては，地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

(2)　内水

海水引込み管の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

海水引込み管は全域にわたり朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）以深で常時満管状態であることから，常時応力解析においては T.P.＋0.61 m からの静水圧，地震応答解析においては自由水面を持たない固定水として付加質量で考慮する。

15.3.5　地震応答解析の検討ケース

海水引込み管耐震設計における検討ケースを表 15.3－5 に示す。

表 15.3－5　海水引込み管の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－Ｄ１	（＋＋）	1	1	1	1	1	1
		（＋－）	1					
		（－＋）	1					
		（－－）	1					
	S_s－１１	（＋＋）	1					
	S_s－１２	（＋＋）	1					
	S_s－１３	（＋＋）	1					
	S_s－１４	（＋＋）	1					
	S_s－２１	（＋＋）	1					
	S_s－２２	（＋＋）	1					
	S_s－３１	（＋＋）	1					
		（－＋）	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。
最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造及び下部構造）毎に１波選定する。

異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は，上記ケースの中で，変位量が最も大きいケースにて行う。

15.3.6　入力地震動の設定

入力地震動は，資料Ⅴ-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，１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図 15.3－6 に示す。

入力地震動の算定には解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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，付録 39「計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

なお，断層モデル波であるＳ$_s$-11，12，13，14，21，22 については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはＮＳ方向及びＥＷ方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図 15.3－7～図 15.3－22 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。

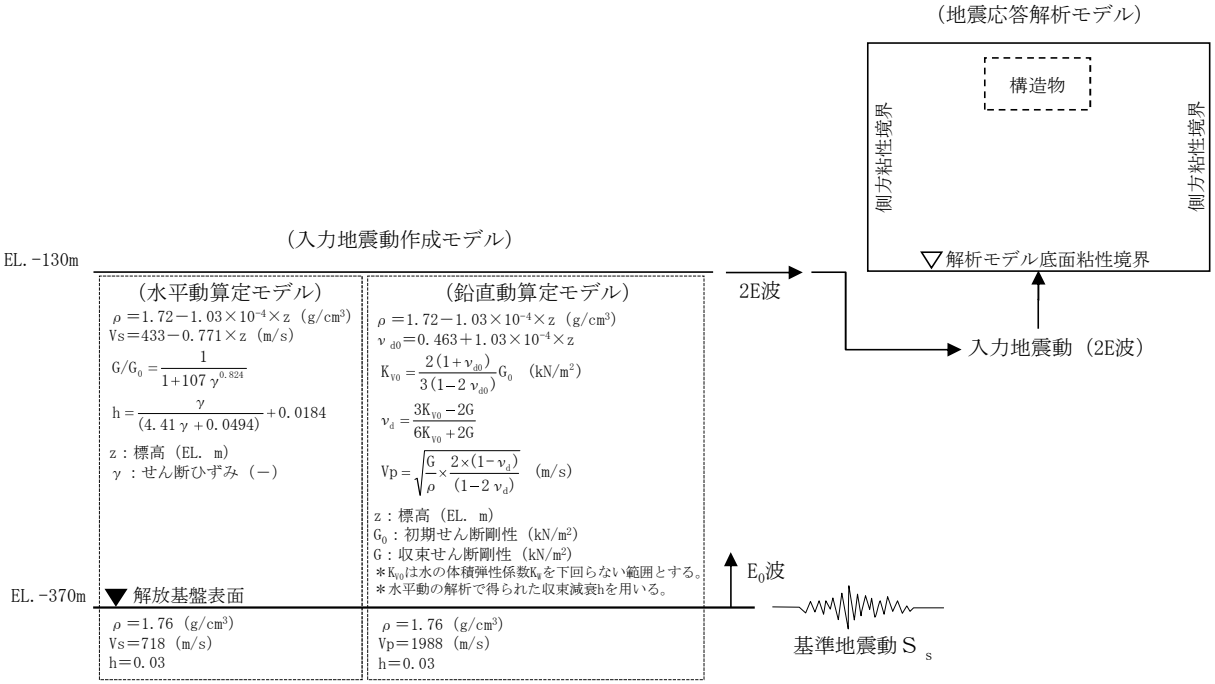
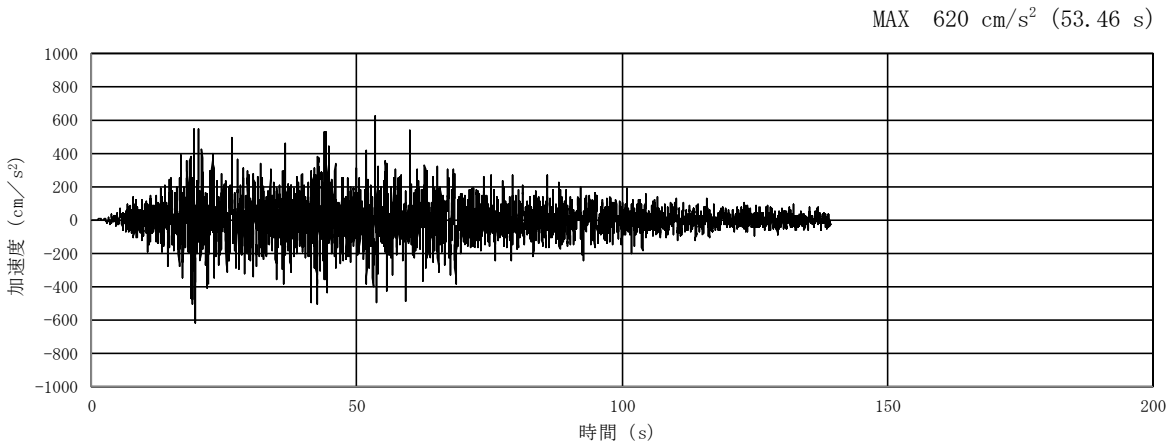
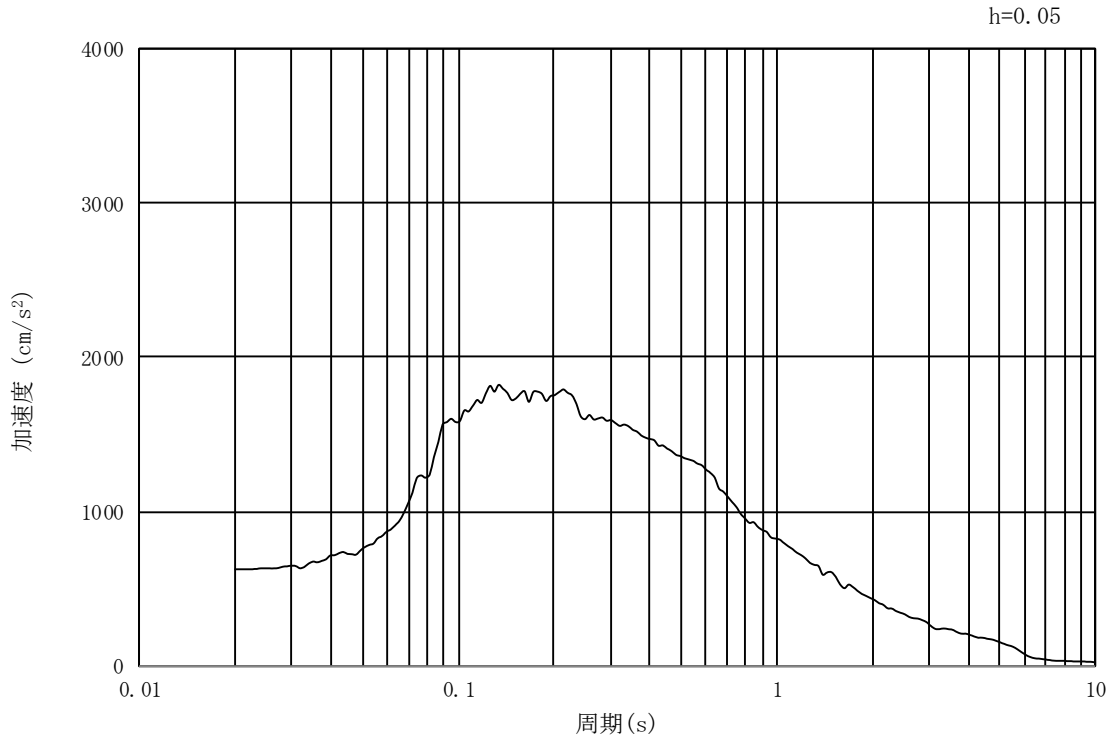


図 15.3－6　入力地震動策定の概念図

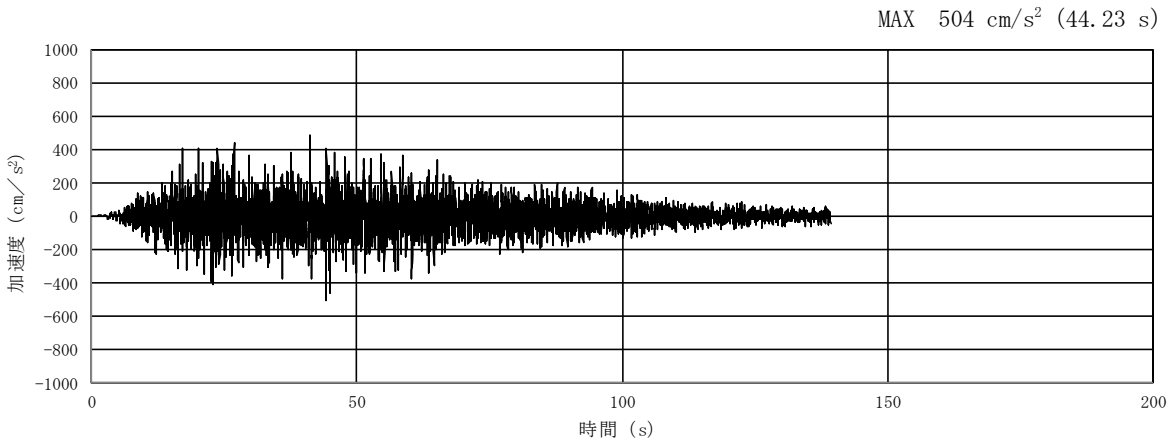


(a) 加速度時刻歴波形

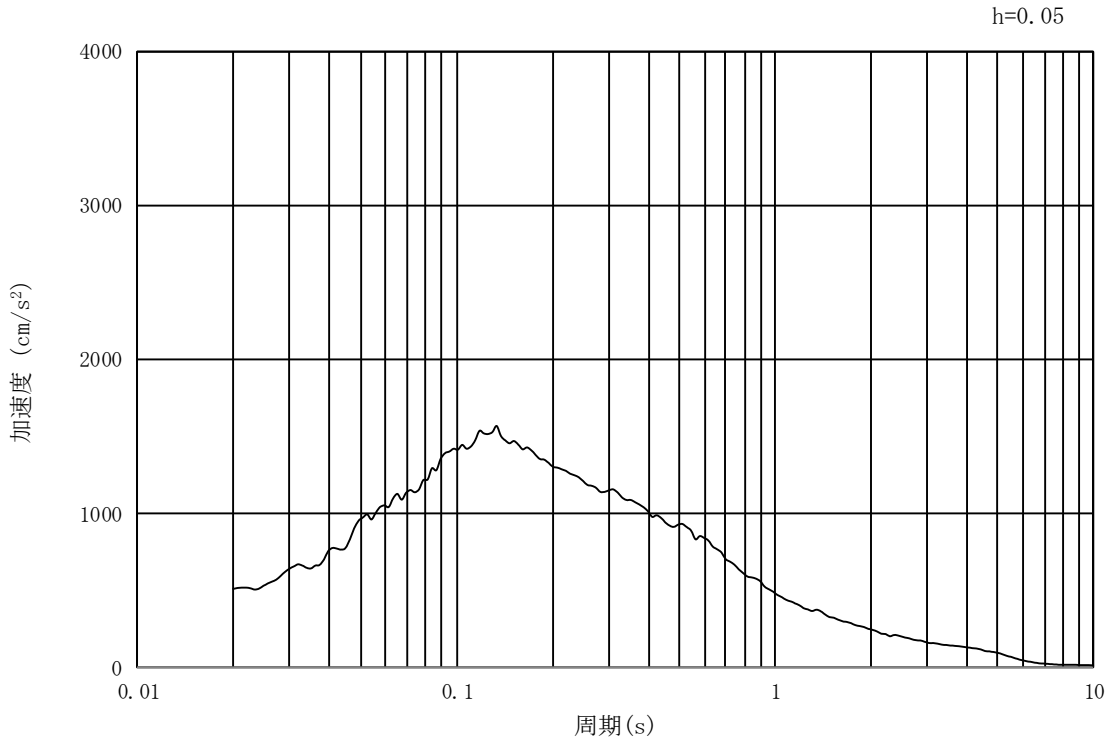


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－7　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
（水平成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

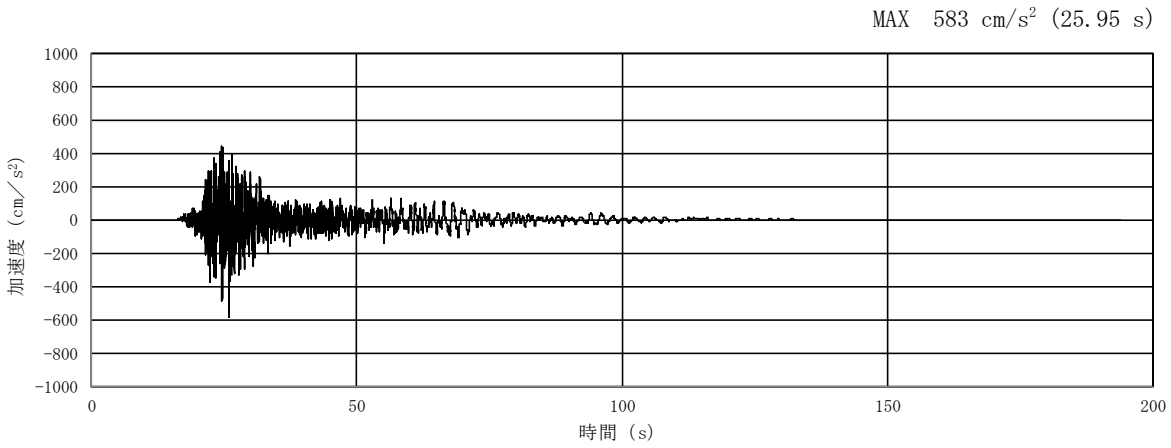


(a) 加速度時刻歴波形

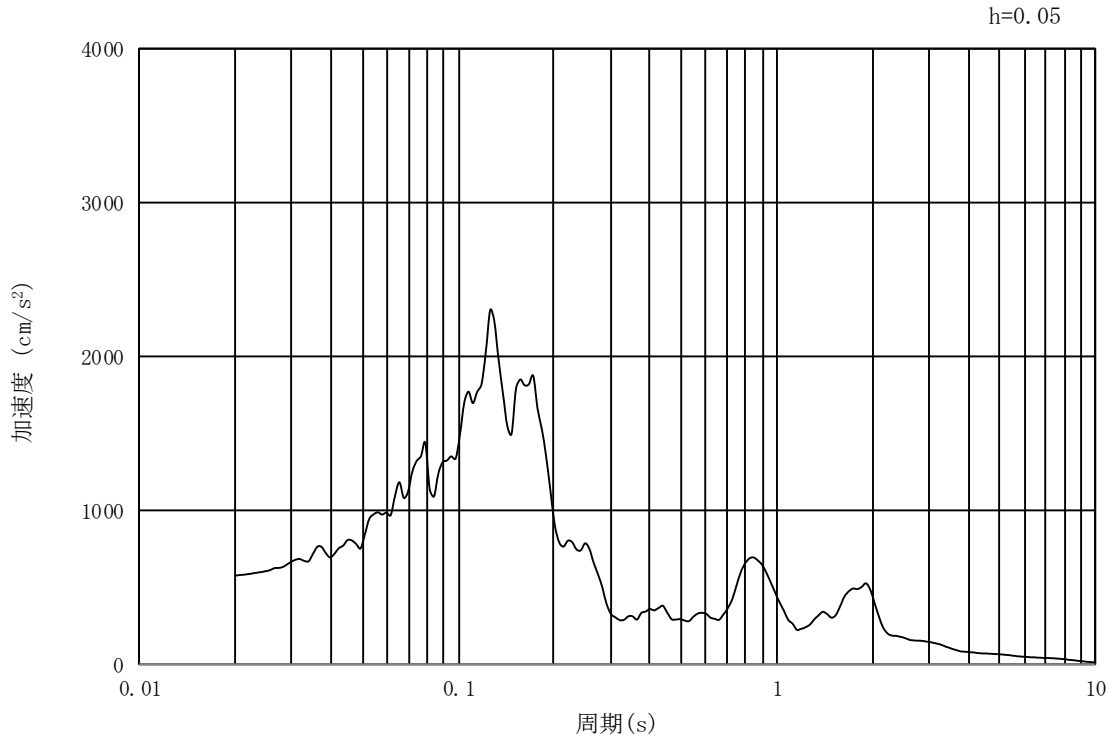


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－8　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
（鉛直成分：Ｓ$_s$－Ｄ１）

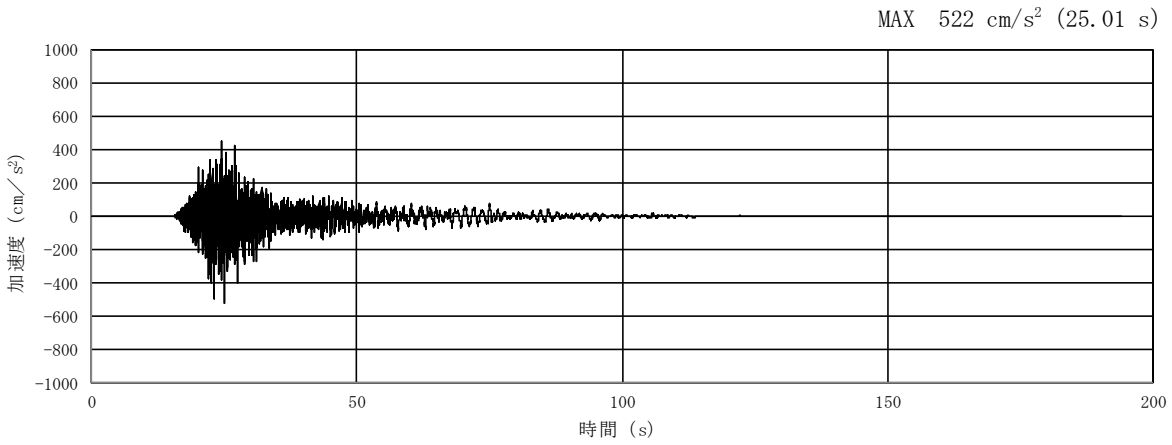


（a）加速度時刻歴波形

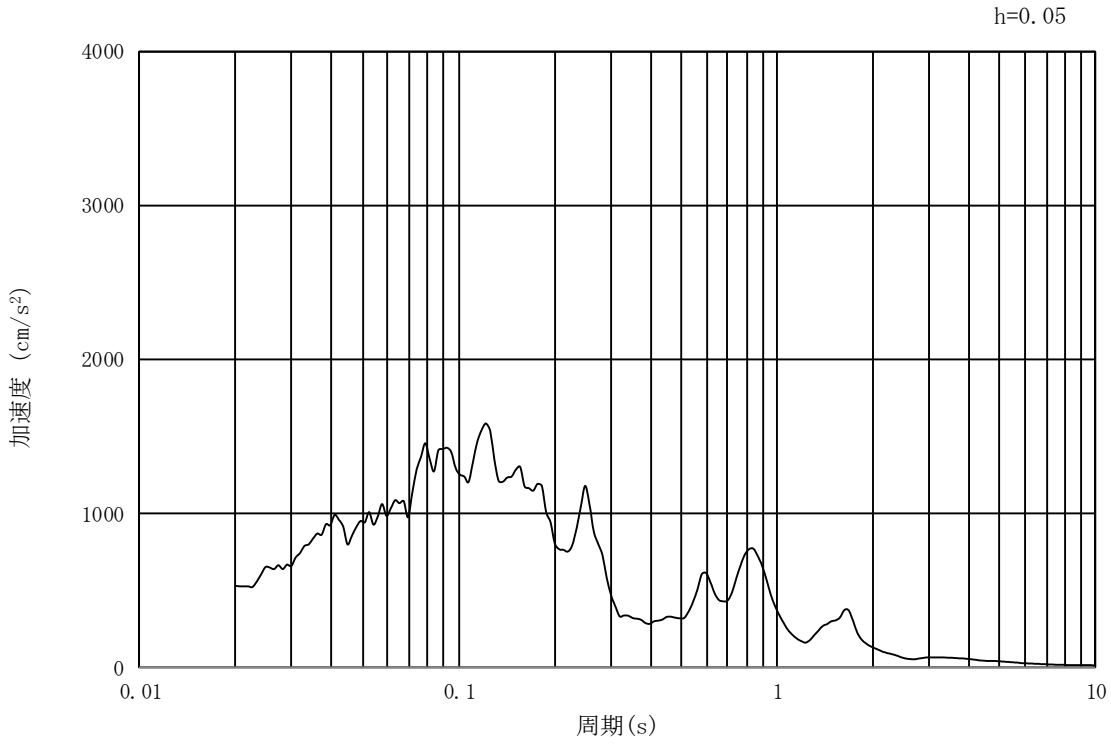


（b）加速度応答スペクトル

図 15.3－9　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

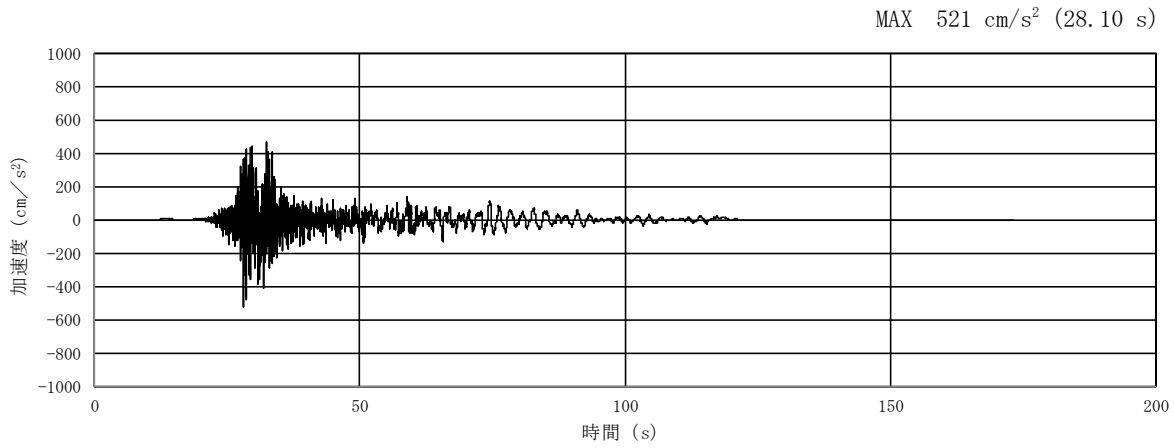


（a）加速度時刻歴波形

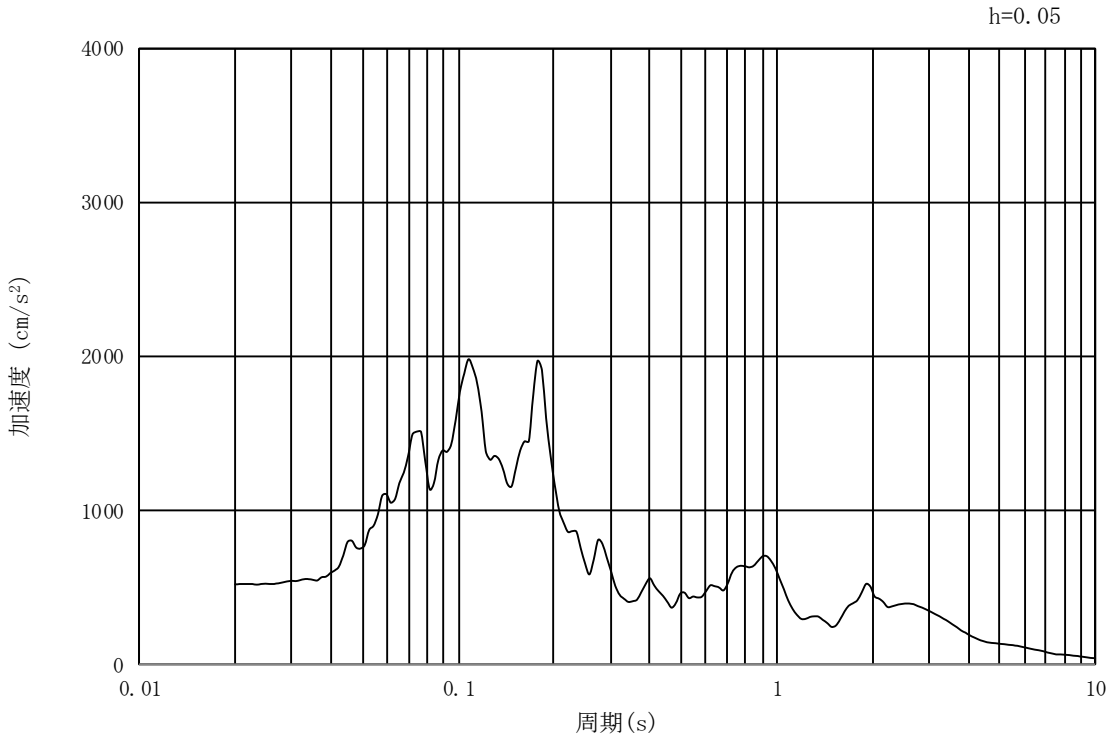


（b）加速度応答スペクトル

図 15.3－10　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

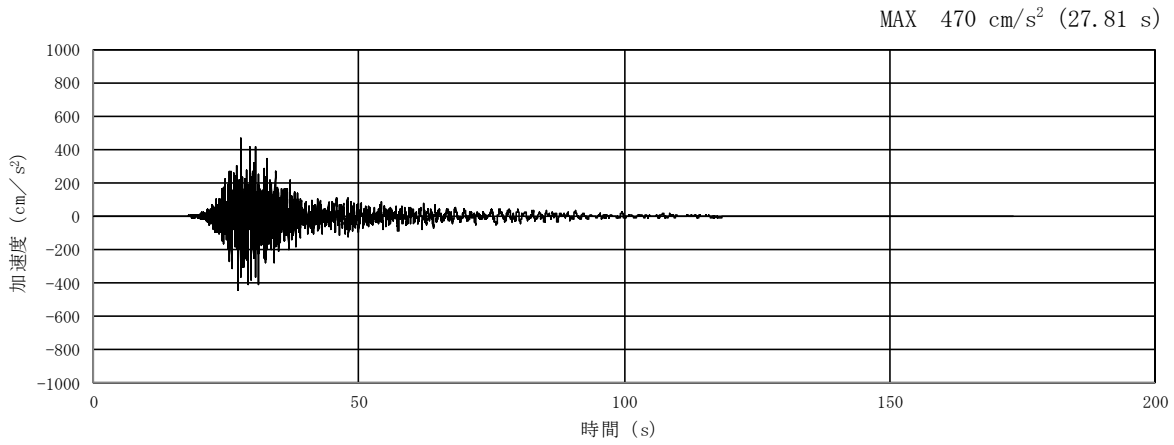


(a) 加速度時刻歴波形

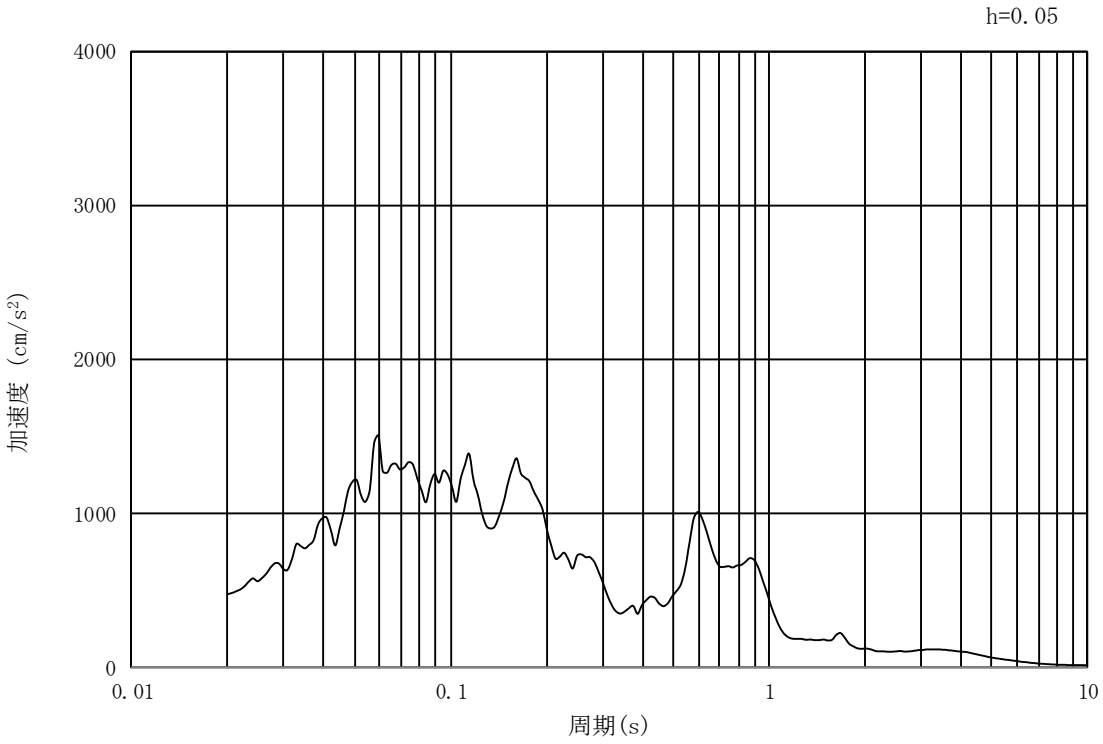


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－11　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

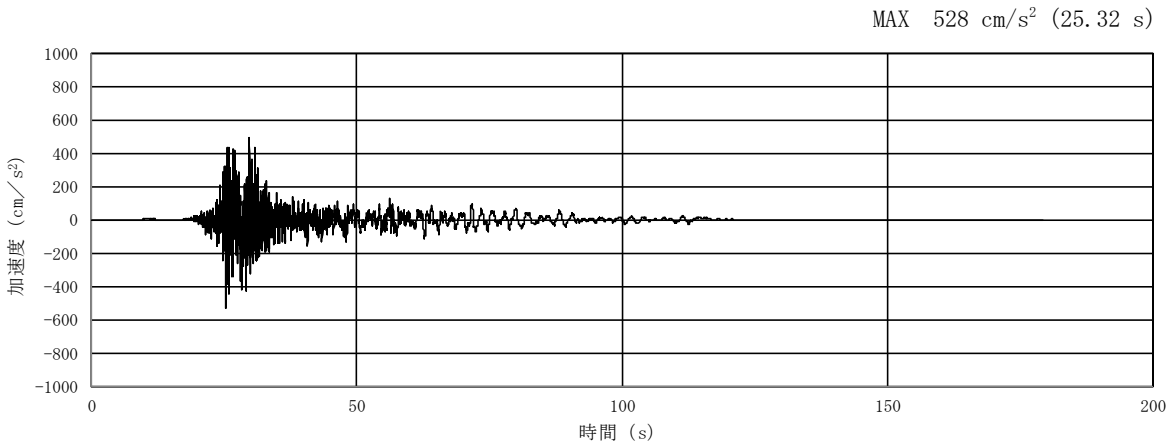


（a）加速度時刻歴波形

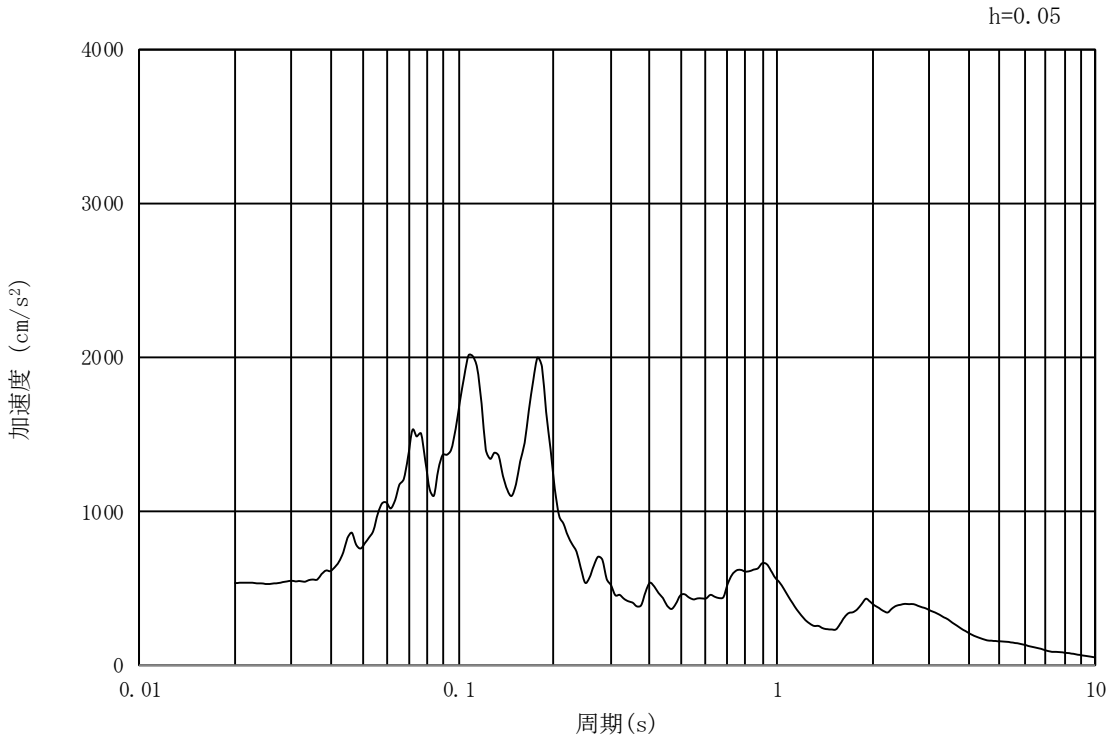


（b）加速度応答スペクトル

図 15.3－12　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

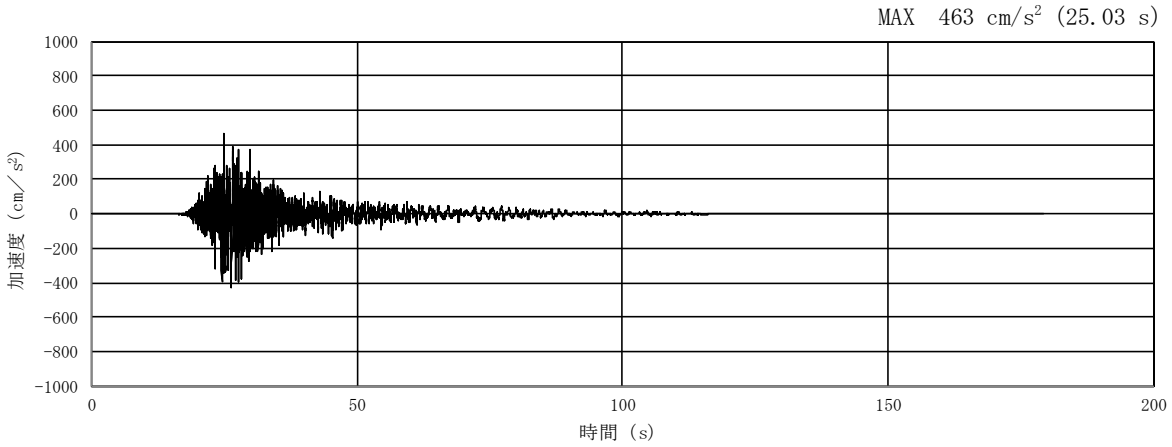


(a) 加速度時刻歴波形

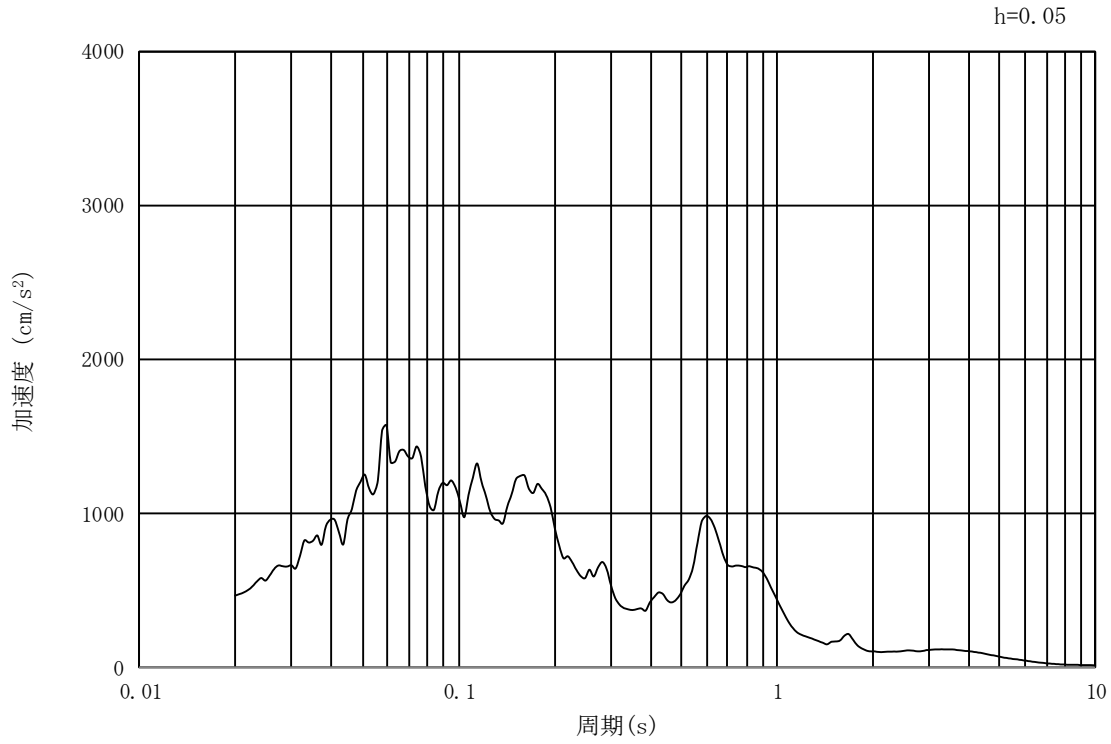


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－13　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

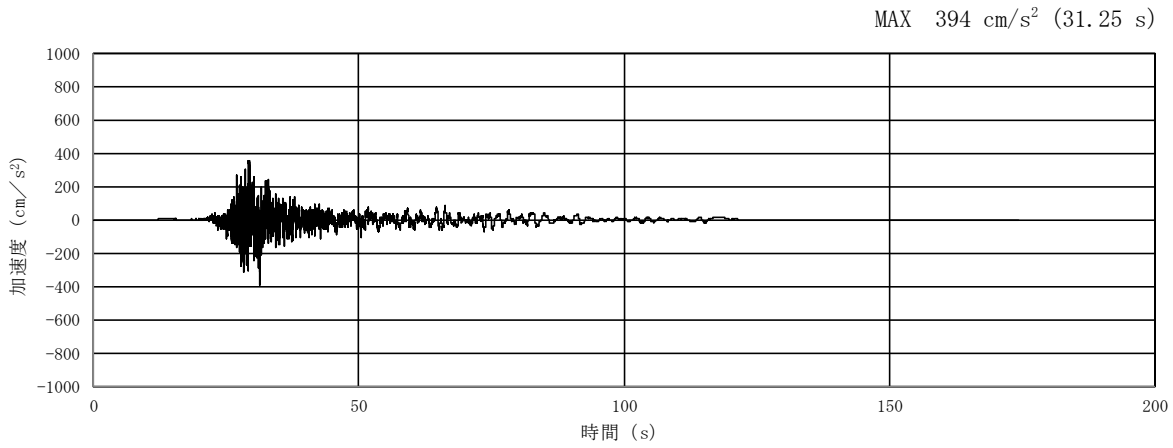


(a) 加速度時刻歴波形

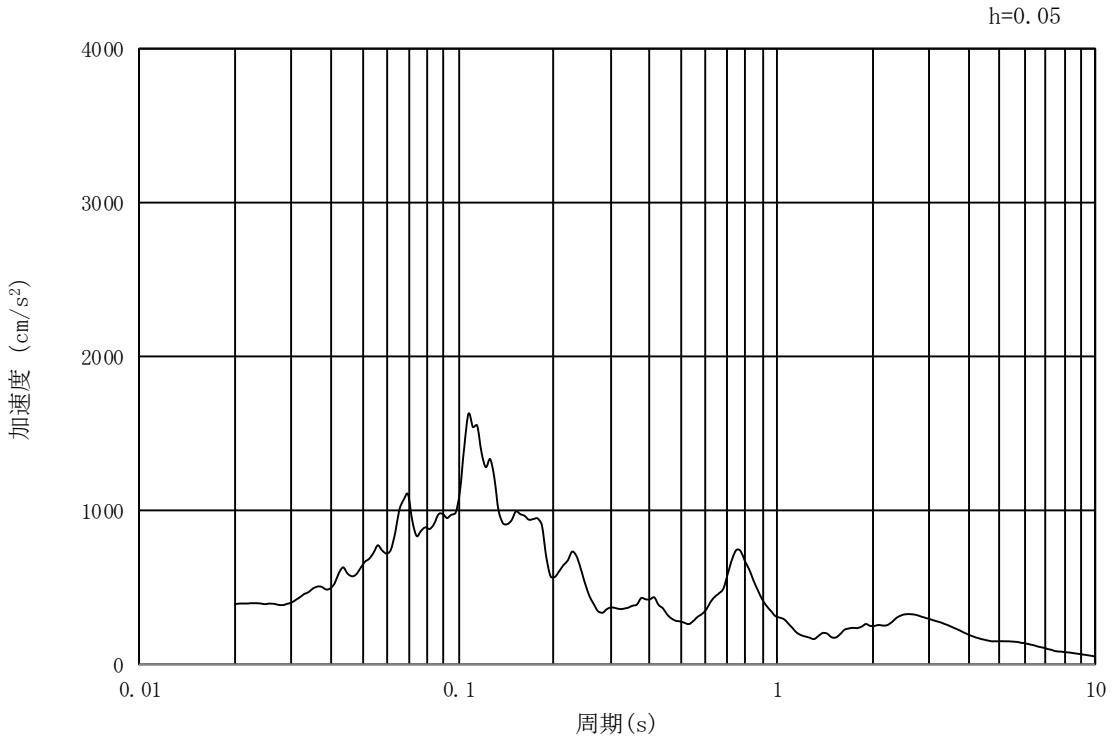


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－14　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

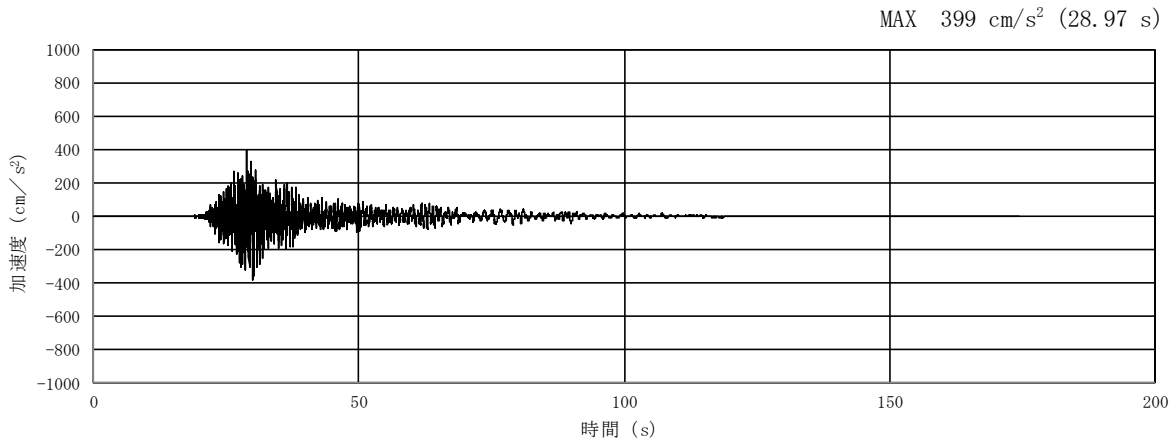


(a) 加速度時刻歴波形

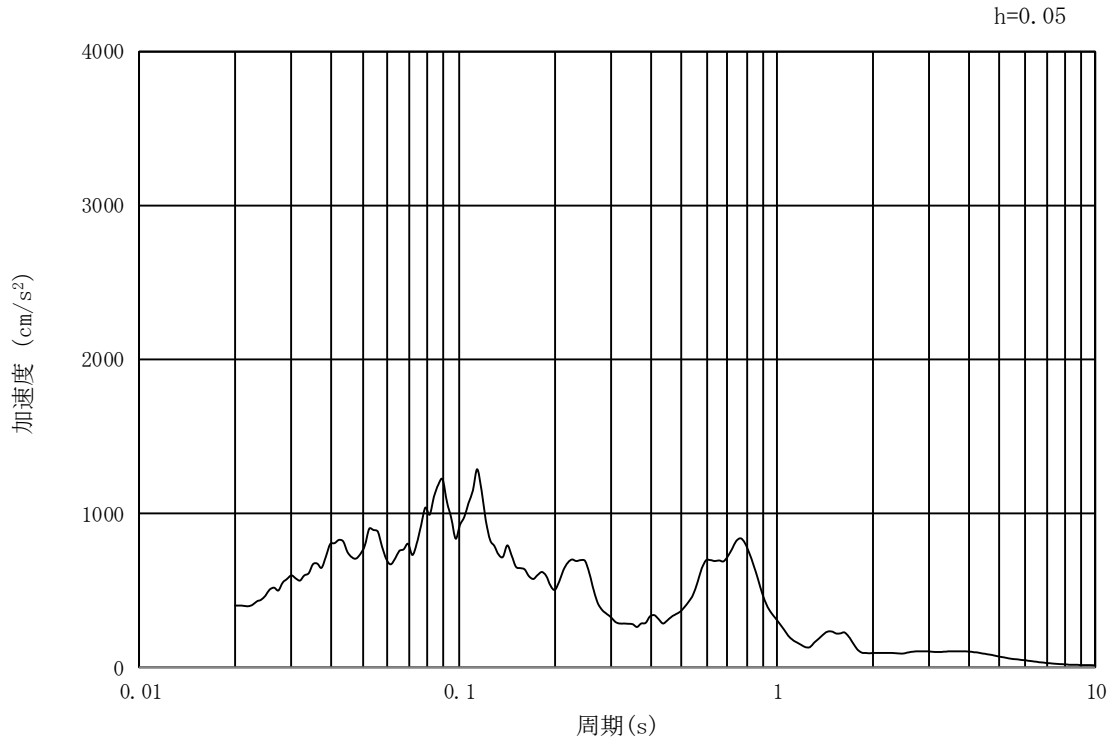


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－15　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

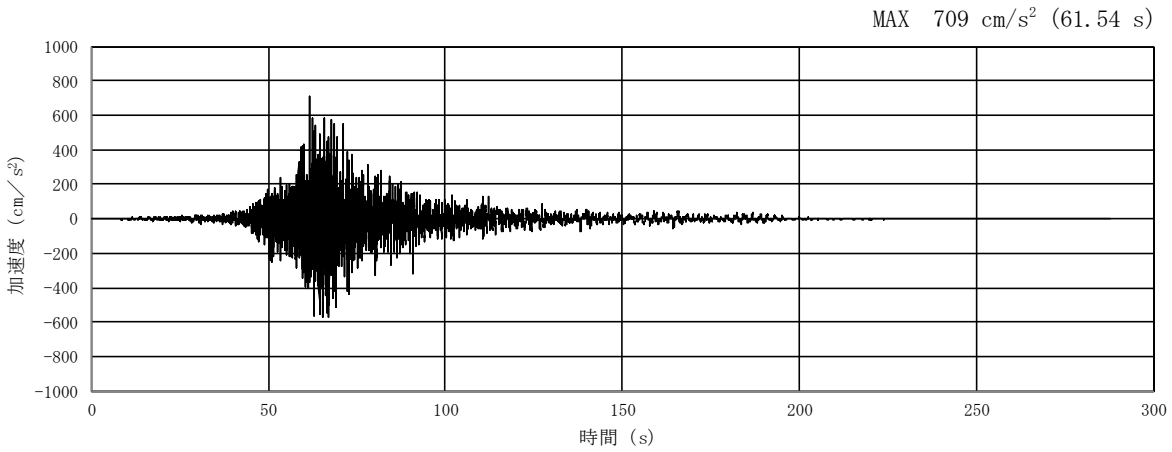


（a）加速度時刻歴波形

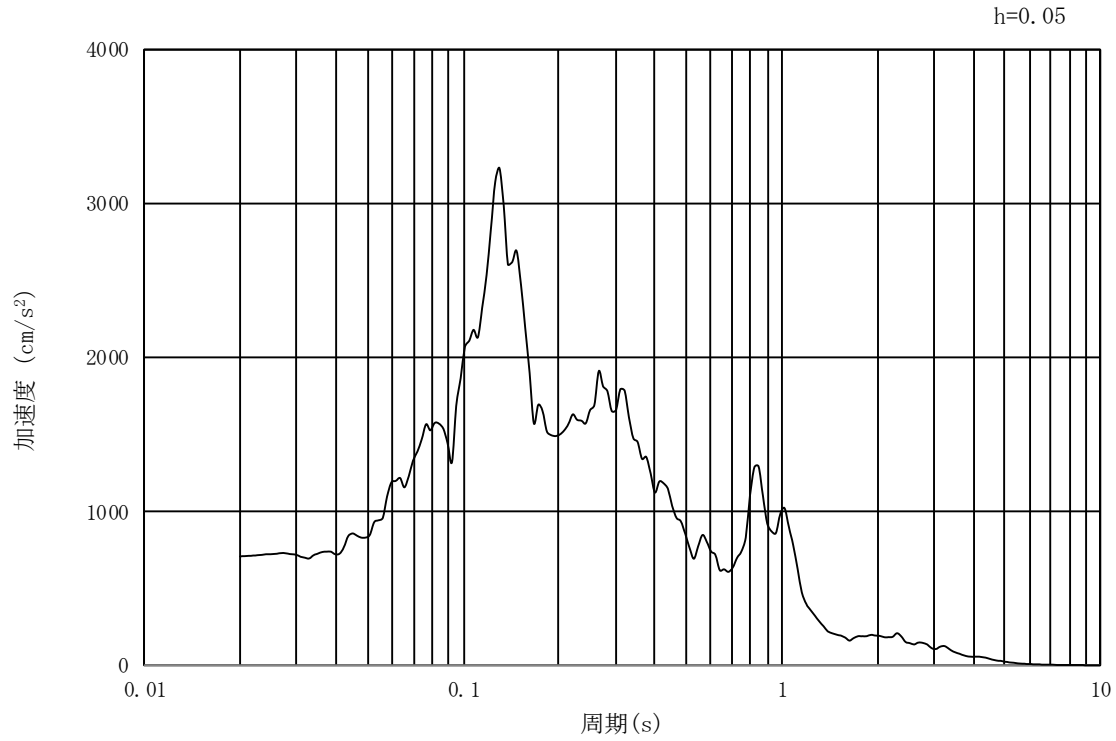


（b）加速度応答スペクトル

図 15.3－16　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

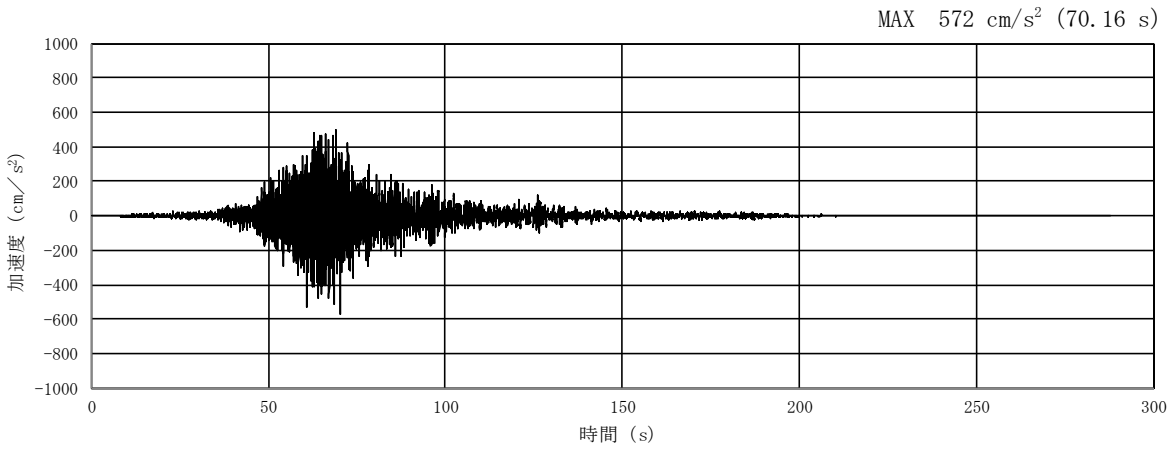


(a) 加速度時刻歴波形

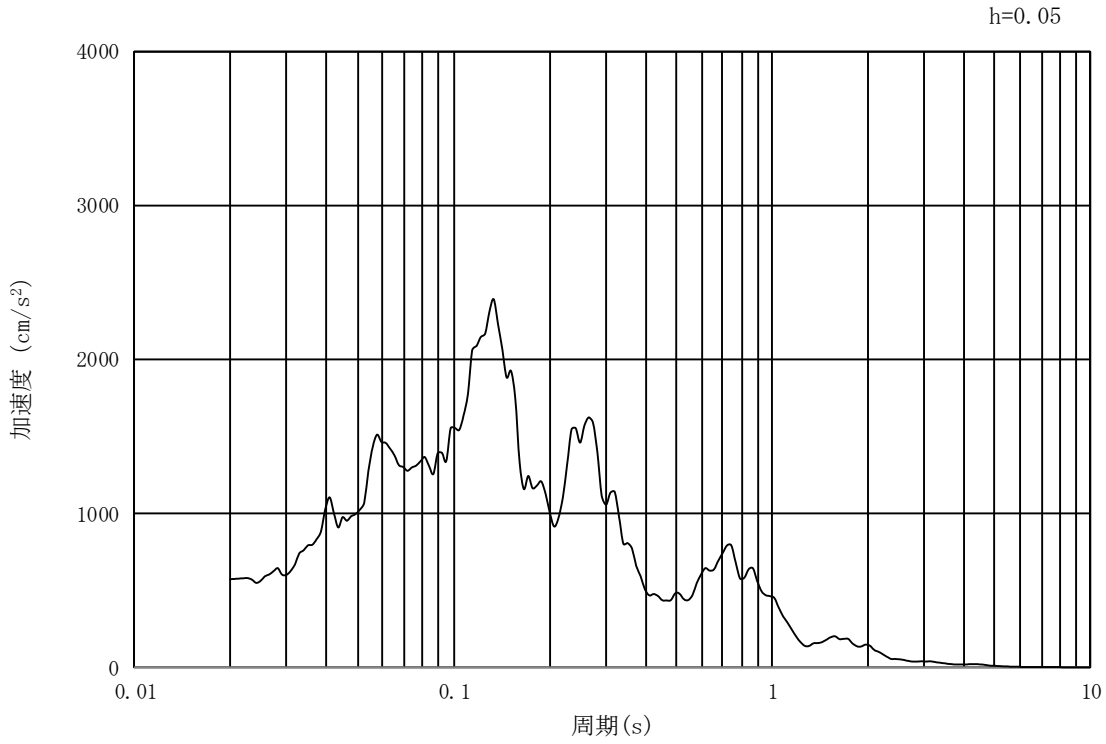


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－17　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２１）

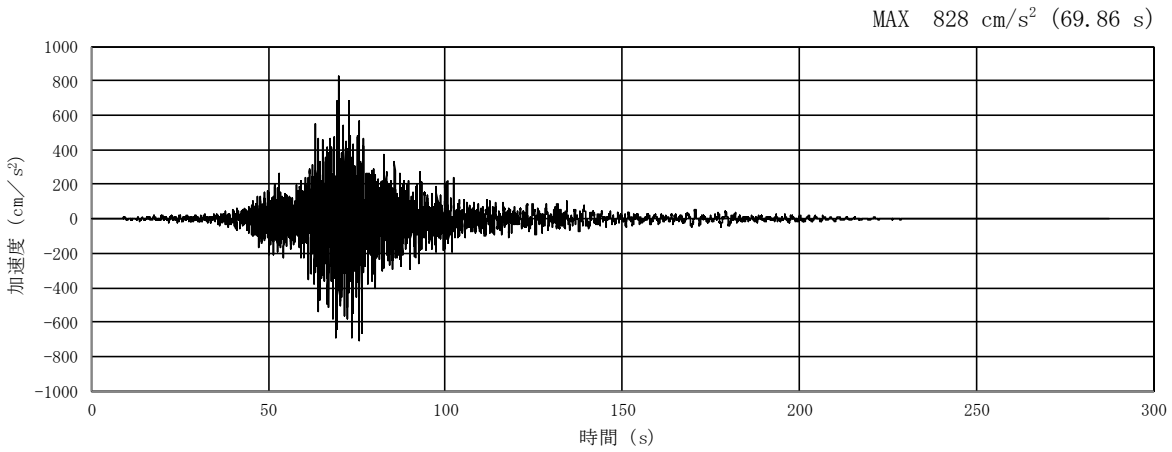


(a) 加速度時刻歴波形

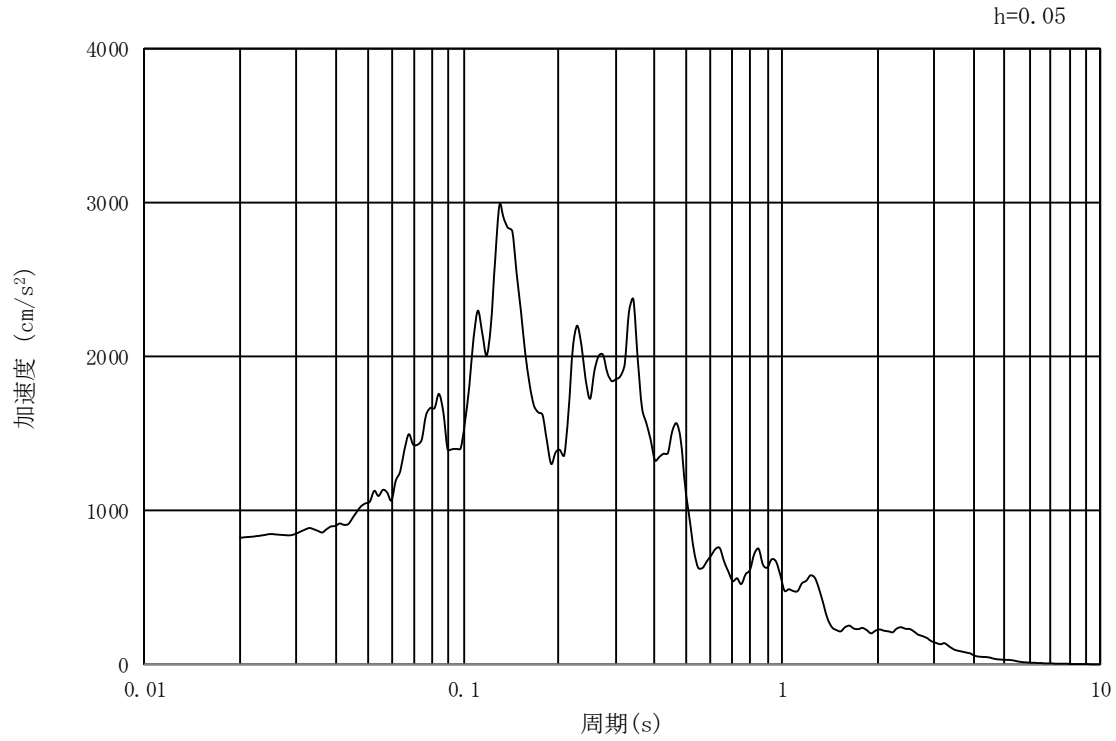


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－18　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

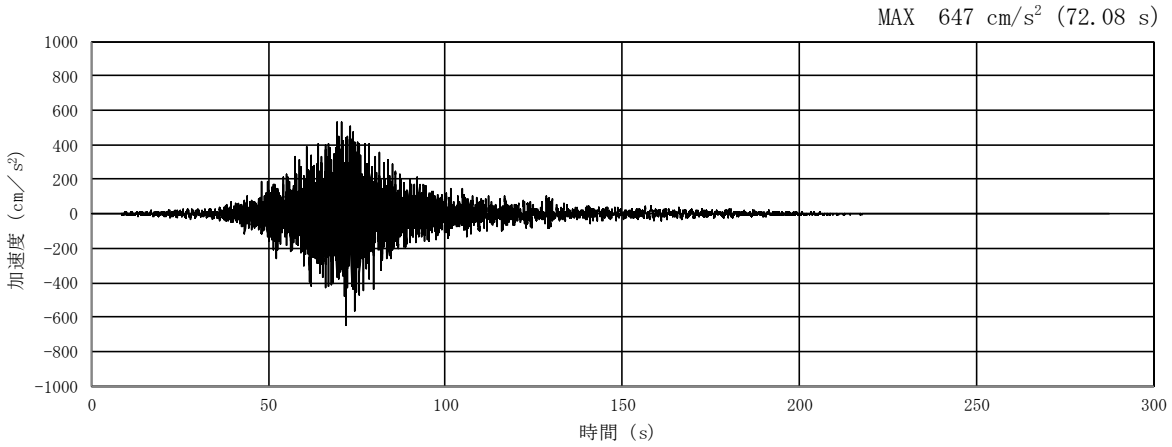


(a) 加速度時刻歴波形

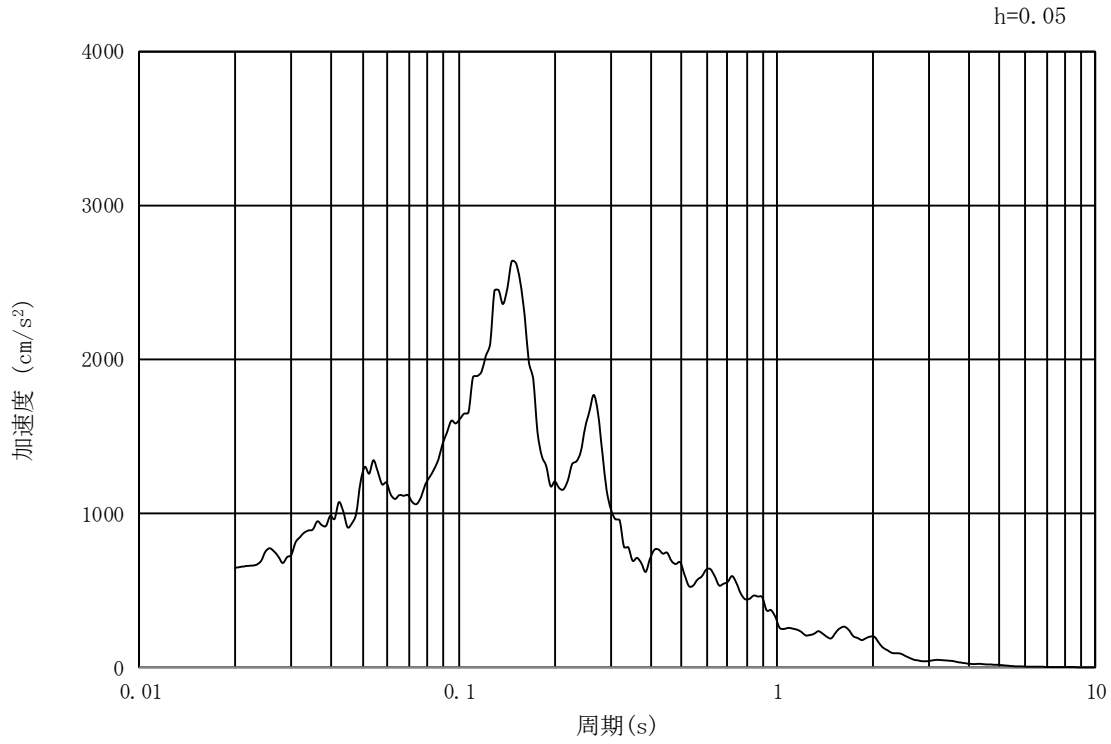


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－19　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
（横断面方向，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

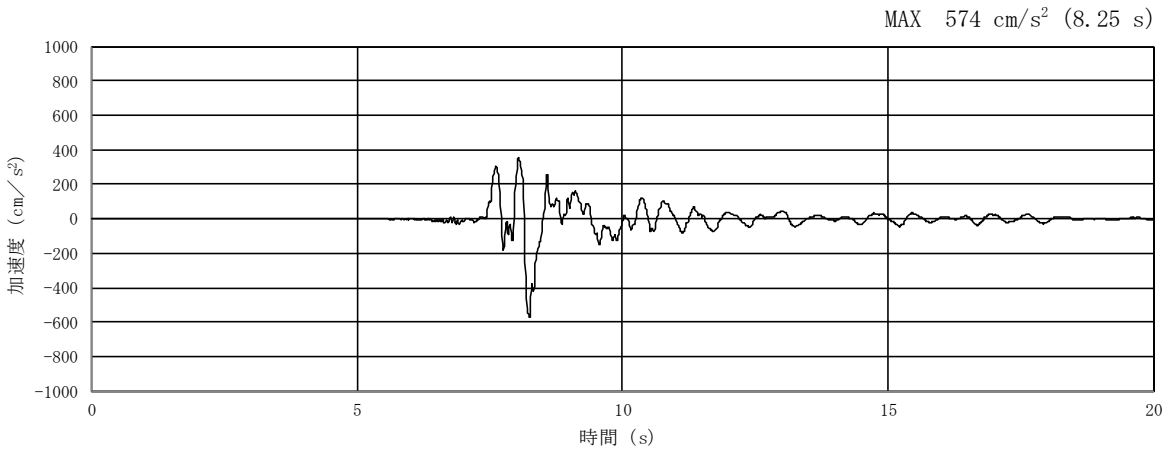


(a) 加速度時刻歴波形

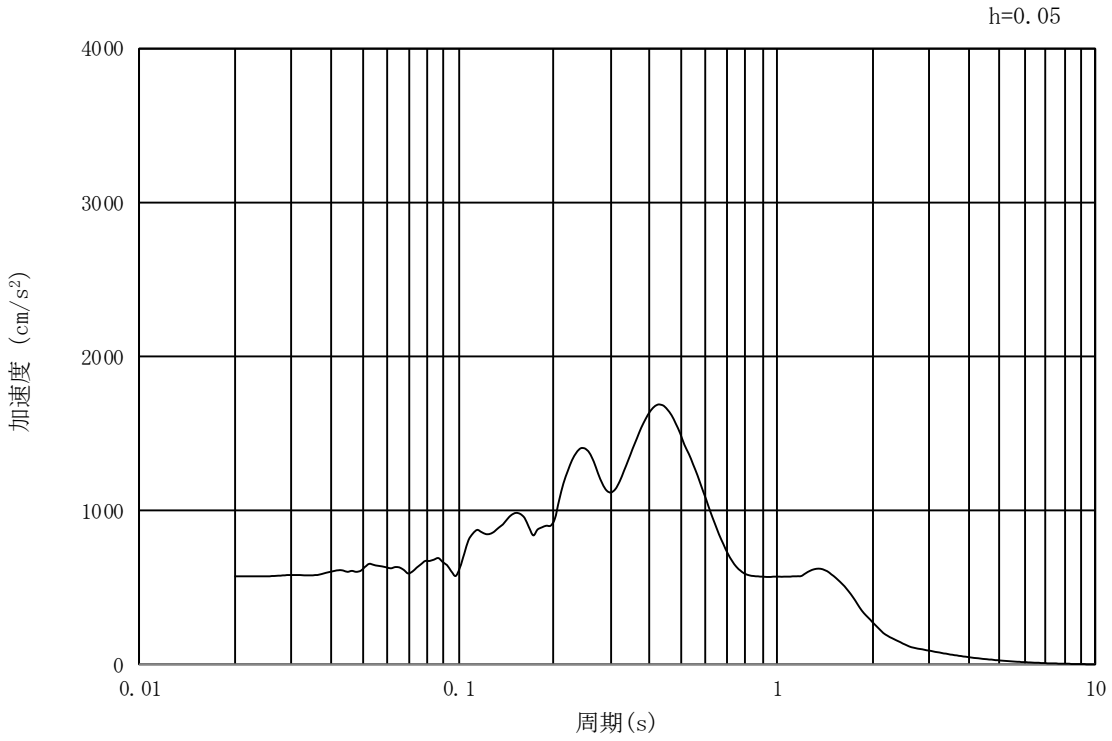


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－20　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
（横断面方向，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２）

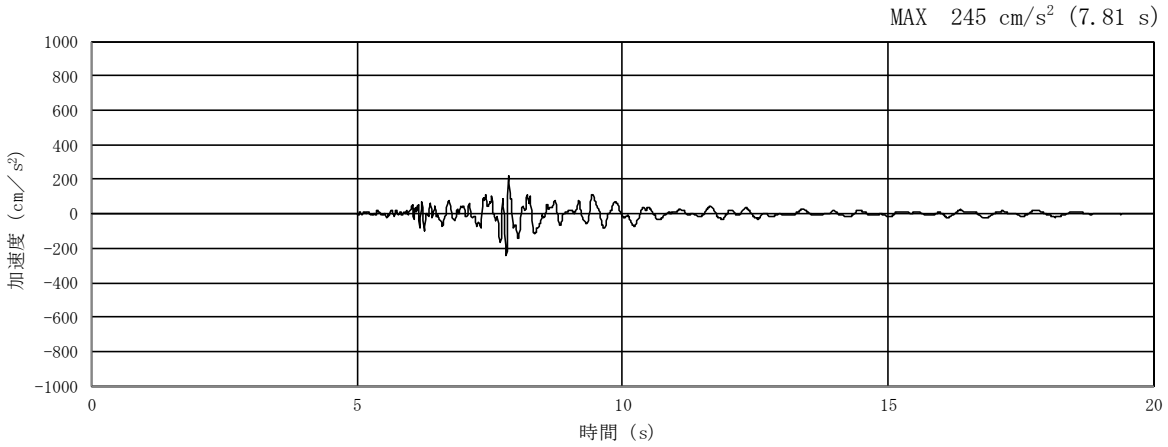


(a) 加速度時刻歴波形

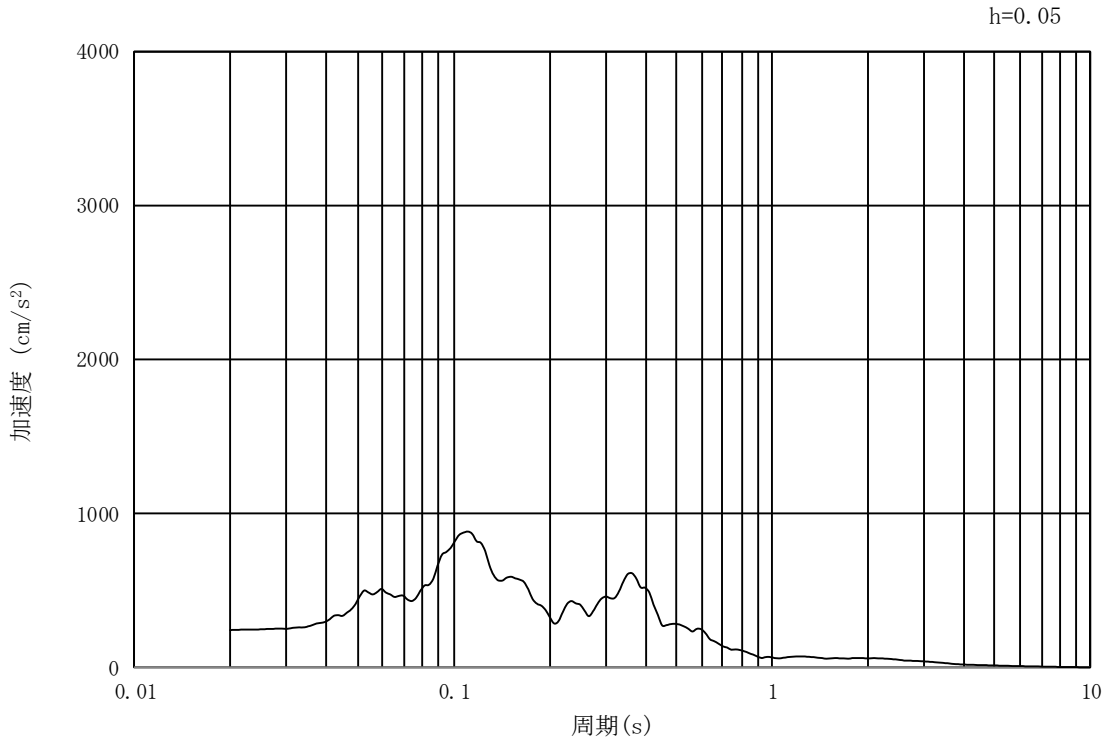


(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－21　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$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 15.3－22　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$_s$－３１）

15.4　縦断面方向応力の評価方法

海水引込み管は，縦断面方向に長大な構造であることを考慮し，縦断面方向の発生応力についても評価する。

縦断面方向応力は，１次元地震応答解析から得られる水平地盤変位を考慮した応答変位法による応力解析にて求める。

埋設された鋼製管路は，地震時に周辺地盤の変形に追従することが知られている。したがって，海水引込み管の縦断面方向の評価においては，図 15.4－1 に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する。

応答変位法による解析には，解析コード「Engineer's Studio ver.6.00.04」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 53「計算機プログラム」（解析コード）の概要」に示す。

縦断面方向応力の評価フローを図 15.4－2 に示す。

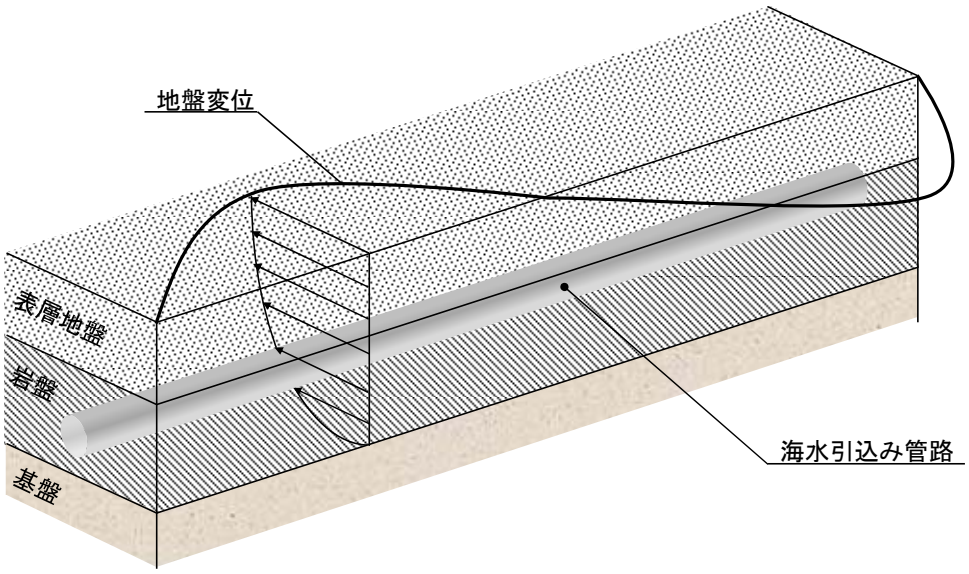


図 15.4－1　縦断面方向の耐震評価イメージ

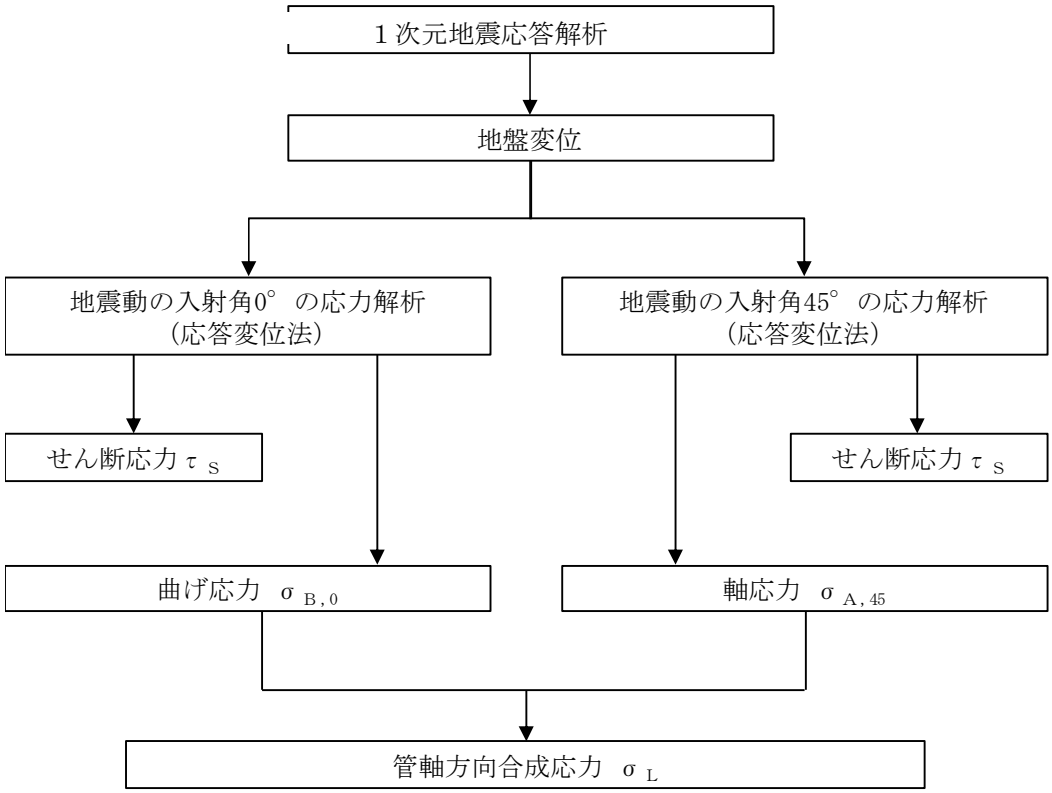


図 15.4－2　縦断面方向応力の評価フロー

15.4.1　縦断面方向の応力解析

縦断面方向の応力解析（応答変位法）の概念図を図 15.4－3 に示す。

同図より，縦断面方向の応力解析においては，地盤に生じる水平変位と地震動の波長の

関係，つまり，地盤ひずみに支配される。

地盤ひずみ $\varepsilon_G(x)$ は，地盤に生じる変位と波長より，次式で与えられる。

$$\varepsilon_G(x)=\frac{dU(x)}{dx}=2\pi\frac{U_0}{L}\times cos\left(\frac{2\pi}{L}x+\varphi\right)$$

ここで、

U_0　：管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位（m）
（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

φ　：地震動の位相（度）

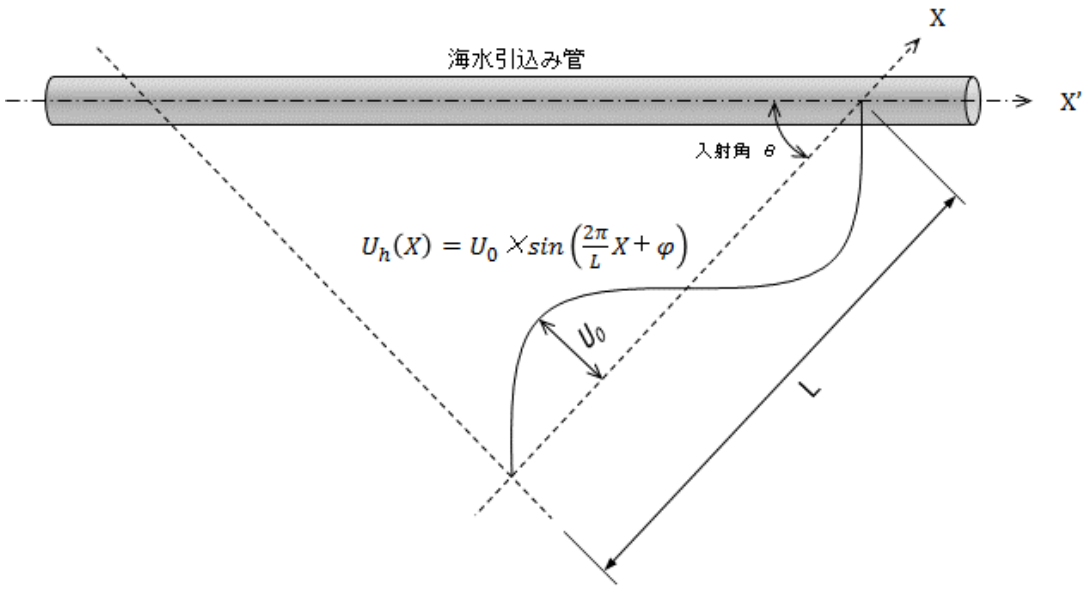
以上より、最大地盤ひずみは、次式で表される。

$$\varepsilon_{Gmax}=2\pi\frac{U_0}{L}$$

表 15.4－1 に，地震応答解析結果を基に算出した地盤ひずみの最大値を示す。

表 15.4－1　地盤の最大ひずみ（追而）

（平　面　図）



U_h　：水平変位（m）

U_0　：縦断面位置の地盤の水平方向最大応答変位*（m）
（応答解析の結果より）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

ϕ　：地震動の位相（°）

注記　＊：応力解析における地盤変位は，水道施設耐震工法指針・解説 1997 版（日本水道協会，1997）に基づき，縦断面位置の水平変位を用いる。

図 15.4－3　縦断面方向の応力解析の概念図

(1) 縦断面方向の解析モデル

縦断面方向の応力解析モデルを図 15.4－4 に示す。

a. 構造部材

構造部材は，線形はり要素でモデル化する。

b. 境界条件

海水引込み管の両端はＳＡ用海水ピットとＳＡ用海水ピット取水塔に可とう管を介して接続されることから，管軸方向及び回転方向自由，管軸直交方向固定とする。可とう管が設置される箇所については自由端とし，回転及び変位を許容することで，可とう管の効果を考慮する。

c. 地盤バネの設定

地盤は，非線形バネ要素でモデル化する。

地盤バネは１次元地震応力解析（FLIP）を行い設定する。管応力にとって厳しくなる地震波を抽出し，その地震波で管深度の相対水平変位最大時刻 t_{max} における地盤の応力状態に着目し以下の手順で地盤反力係数を設定する。なお，地盤バネは，軸方向のせん断バネ及び軸直角方向の直バネを与える。

地盤バネのバネ値に用いる地盤反力係数

$$k_0 = \frac{1}{0.3}\alpha E_s$$

$$E_s = 2(1+\nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\dfrac{1}{G_{ma}\times\left(\dfrac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left|\dfrac{\gamma}{c\times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}}\right|}$$

地盤バネの上限値 τ_f，σ_f

せん断方向：$\tau_f = c\times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}$

軸直角方向：$\sigma_f = c\times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1+sin\phi_{CD})$

ここで，

k_0 ：水平方向及び鉛直方向の地盤反力係数，α ：地盤反力係数の換算係数（＝1）

γ ：せん断ひずみ，σ'_m：平均有効主応力（kN/m²），E_s：変形係数（kN/m²）

ν_d：動ポアソン比，G_s：骨格曲線上の割線剛性（kN/m²），τ_s：骨格曲線上のせん断応力（kN/m²）

G_{ma} ：基準平均主応力 σ'_{ma} における微小せん断ひずみでの初期せん断剛性（kN/m²）

σ'_{ma}：基準平均有効主応力(kN/m²)

τ_f：時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に対応するせん断応力の上限値（kN/m²）

σ_f：時刻 t_{max} における各地盤深度の σ'_m に軸圧縮応力の上限値（kN/m²）

c ：粘着力（kN/m²），ϕ_{CD}：内部摩擦角（°）

表 15.4－2　縦断面方向の応力解析に用いる地盤バネ定数（追而）

地震動	地盤バネ定数(kN/m²)	
	せん断バネ（軸方向）	直バネ（軸直方向）

(2)　荷重及び荷重の組合せ

縦断面方向の応力解析にて考慮する荷重は，表 15.3－4 に示したとおり，地震時における動土圧（地盤変位）のみとし，躯体に作用する慣性力や内水圧等は，横断面方向応力の評価にて考慮する。

(3)　入力地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は，１次元地震応力解析（FLIP）結果から得られる地盤変位のうち，海水引込み管の最深部中心標高に対するＳＡ用海水ピット取水塔，ＳＡ用海水ピットそれぞれの接続標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。最大水平相対変位の算定概念図を図 15.4－5 に示す。

$$U_h(x) = U_0 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right)$$

ここで，

U_h　：地盤変位（m）

Q_u　：１次元地震応力解析における海水引込み管最深部標高に対する接続標高での最大水平相対変位（m）

L　：地震動の波長（m）

x　：地震動に沿った距離（m）

ϕ　：地震動の位相（°）

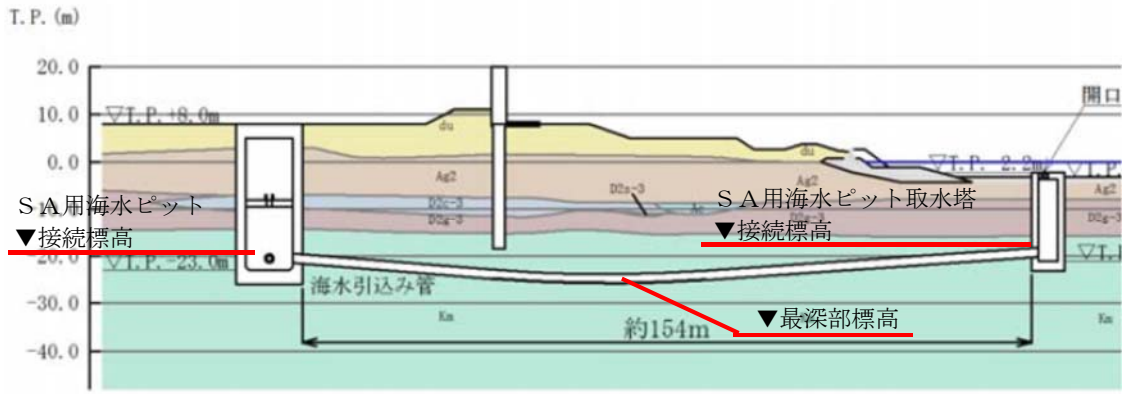


図 15.4－5　最大水平相対変位の算定概念図

ここで，縦断面方向の応力解析にて海水引込み管に発生する応力は，地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が変化する。表 15.4－3 に示すとおり，入射角 0° で曲げ応力，入射角 45° で軸応力が最大となることから，地震動の入射角は，0° 及び 45° とする。

なお，保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。図 15.4－6 に，入射角 0° の場合と入射角 45° の場合の入力地盤変位 U_h を示す。

表 15.4－3　縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

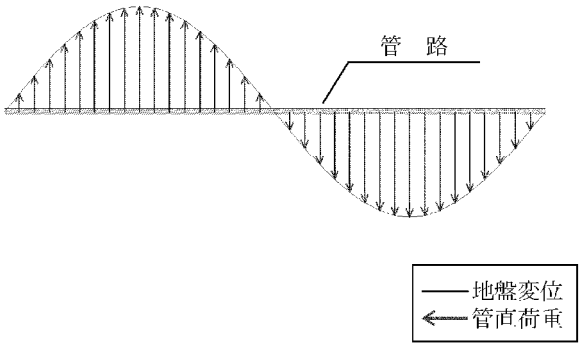
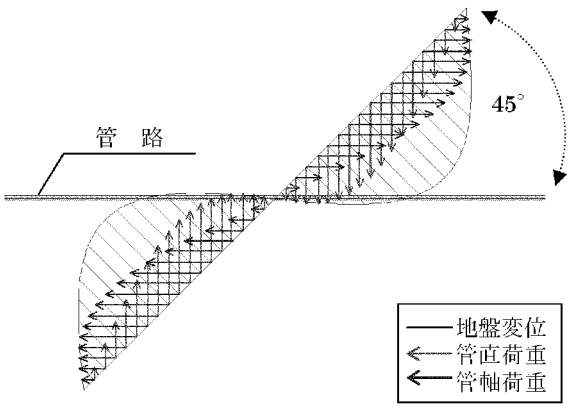
地震動の入射角 θ	応力発生のイメージ	備　考
0 °		地震動の入射角が 0°の場合，管路と直交方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する曲げ応力が最大となる。なお，軸方向の応力は発生しない。
45°		地震動の入射角が 45°の場合，管路と平行方向の地盤変位が最大となるため，管路に発生する軸応力が最大となる。なお，曲げ応力も発生するが，0°入射の場合よりも小さい。

図 15.4－6　入力地盤変位（追而）

(4)　縦断面方向応力の合成

縦断面方向応力は，入射角 0°の場合の応力と入射角 45°の場合の応力を次式にて合成したものとする。

$$\sigma_L = \sqrt{3.12 \times \left(\sigma_{A,45}\right)^2 + \left(\sigma_{B,0}\right)^2} \quad \cdots\cdots (1)$$

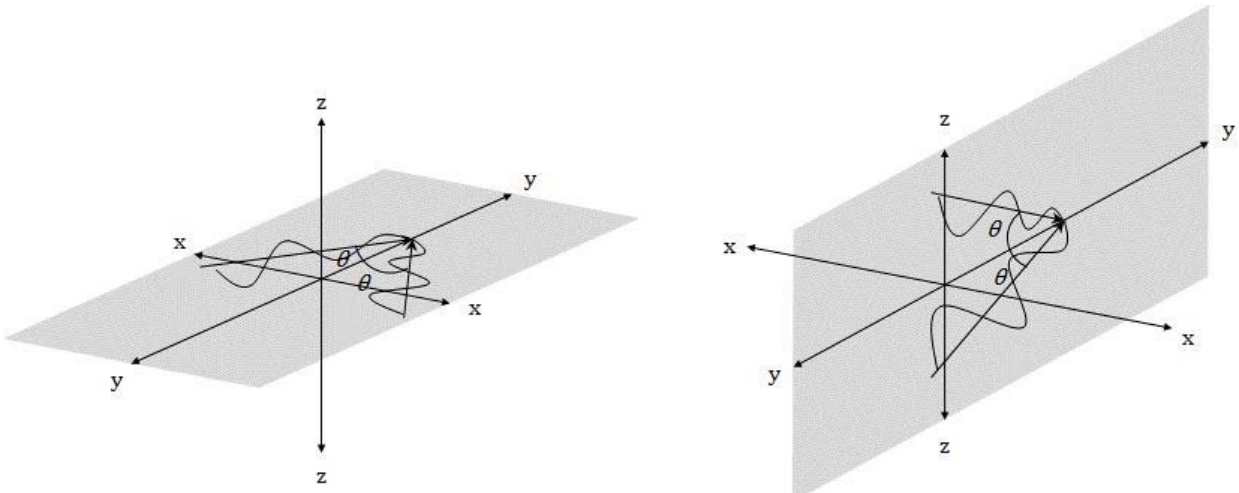
ここで、

σ_L　：管軸方向合成応力

$\sigma_{A,45}$：入射角 45° の場合の軸方向応力（軸応力）

$\sigma_{B,0}$：入射角 0° の場合の軸方向応力（曲げ応力）

図 15.4－7 は，水平及び鉛直面内の波動が，縦断面(y 軸）方向に対して入射角 θ で入射した場合のイメージ図である。



水平面内（xy 平面）　　鉛直面内（yz 平面）

図 15.4－7　水平及び鉛直面内における入射角 θ のイメージ図

応力が最大となる入射角は，それぞれ軸応力：45°，曲げ応力：0°であることから，各々が最大となる入射角を考慮した重ね合わせを行う。

軸応力が最大となるθ＝45°の傾きを持つ波動（水平及び鉛直面内でy軸に対して線対称の波動：4波）及び曲げ応力が最大となるθ=0°の傾きを持つ水平面内波動の計5波が入射した場合の合成応力σeを，二乗和平方根で均等化したものを，次式で表す。

$$\sigma_e = \sqrt{\gamma \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

ここで、

γ　：波動成分による重畳係数（$1.00 \leqq \gamma \leqq 3.12$）

σ_L　：軸応力

σ_B　：曲げ応力

上式における重畳係数は，波動成分によって1.00～3.12の値をとる。上述の5波を考慮した場合，鉛直面内で入射する波動による応力は，水平面内で入射する波動による応力の75%として，次式で表すことができる。

$$\sigma_e = \sqrt{2(1.0^2 + 0.75^2) \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$
$$= \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

つまり，式(1)で求まる縦断面方向応力には，周辺地盤の最大水平変位による影響に加え，最大水平変位の75%の振幅を持つ鉛直地盤変位についても考慮されている。

15.5　評価結果

15.5.1　地震応答解析結果

海水引込み管の標準断面図を図 15.5－1 に示す。

海水引込み管の基準地震動Ｓ$_s$による応力分布図を図 15.5－2 及び図 15.5－3 に示す。これらの図は構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 15.5－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 15.5－5 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

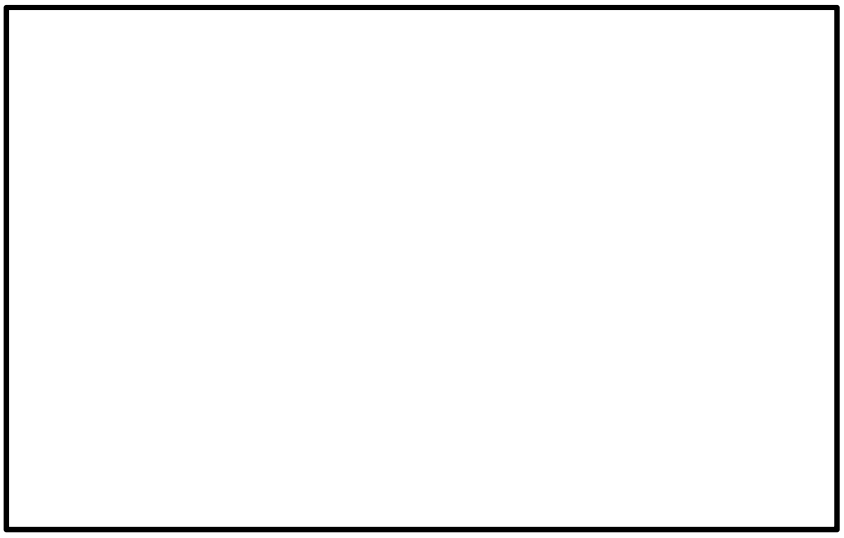


図 15.5－1　海水引込み管　標準断面図

「追而」

図 15.5－2（1）　横断方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－2（2）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 15.5－2（3）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 15.5－2（4）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 15.5－2（5）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 15.5－2（6）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 15.5－2（7）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 15.5－2（8）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 15.5－2（9）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 15.5－2（10）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 15.5－2（11）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－2（12）　横断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 15.5－3（1）　縦断方向断面の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－3（2）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 15.5－3（3）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 15.5－3（4）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 15.5－3（5）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１１）

図 15.5－3（6）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１２）

図 15.5－3（7）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１３）

図 15.5－3（8）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－１４）

図 15.5－3（9）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２１）

図 15.5－3（10）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－２２）

図 15.5－3（11）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－3（12）　縦断方向断面の地震時応力分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 15.5－4（1）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－4（2）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 15.5－4（3）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 15.5－4（4）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 15.5－4（5）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１１）

図 15.5－4（6）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１２）

図 15.5－4（7）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１３）

図 15.5－4（8）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－１４）

図 15.5－4（9）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２１）

図 15.5－4（10）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－２２）

図 15.5－4（11）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－4（12）　横断方向断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 15.5－5（1）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－5（2）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 15.5－5（3）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 15.5－5（4）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 15.5－5（5）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１１）

図 15.5－5（6）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１２）

図 15.5－5（7）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１３）

図 15.5－5（8）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－１４）

図 15.5－5（9）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２１）

図 15.5－5（10）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－２２）

図 15.5－5（11）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－5（12）　横断方向断面の過剰間隙水圧比分布（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

15.5.2　耐震評価結果

(1)　構造部材の横断方向の曲げに対する評価結果

鋼材の照査結果を表 15.5－1 に示す。

海水引込み管における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置において応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，海水引込み管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 15.5－1　鋼材の曲げ照査結果（横断方向）

地震動	位相	板厚 (mm)	①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D１	〔H＋，V＋〕				
	〔H＋，V－〕				
	〔H－，V＋〕				
	〔H－，V－〕				
S_s－１１	－				
S_s－１２	－				
S_s－１３	－				
S_s－１４	－				
S_s－２１	－				
S_s－２２	－				
S_s－３１	〔H＋，V＋〕				
	〔H－，V＋〕				

※1　評価位置は下図に示す

(2)　構造部材の横断方向のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 15.5－2 に示す。

海水引込み管におけるにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，海水引込み管の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 15.5－2　せん断照査結果（横断方向）

地震動	位相	板厚 (mm)	①照査用応力度 (N/mm2)	②短期許容応力度 (N/mm2)	照査値 ①／②
Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
Ｓｓ－１１	－				
Ｓｓ－１２	－				
Ｓｓ－１３	－				
Ｓｓ－１４	－				
Ｓｓ－２１	－				
Ｓｓ－２２	－				
Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

(3)　構造部材の合成応力に対する評価結果

海水引込み管の発生応力は，横断方向応力と縦断応力を以下の式にて組み合わせる。

$$\sigma = \sqrt{{\sigma_L}^2 + {\sigma_C}^2 + \sigma_L \sigma_C + 3{\tau_S}^2}$$

ここで，

σ　　：合成応力（N/mm^2）

σ_C　　：管周方向曲げ応力（N/mm^2）

τ_S　　：管軸方向せん断応力（N/mm^2）

海水引込み管の曲げ評価結果を表 15.5－3 に示す。

同表より，海水引込み管に生じる曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 15.5－3　合成応力の評価結果

地震動	位相	管周方向	管軸方向		合成応力	許容限界	
		曲げ応力	合成応力	せん断応力			
		$*\sigma_C$ (N/mm^2)	σ_L (N/mm^2)	τ_S (N/mm^2)	σ (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ/σ_a
Ｓｓ－Ｄ１	〔H＋，V＋〕						
	〔H＋，V－〕						
	〔H－，V＋〕						
	〔H－，V－〕						
Ｓｓ－１１	－						
Ｓｓ－１２	－						
Ｓｓ－１３	－						
Ｓｓ－１４	－						
Ｓｓ－２１	－						
Ｓｓ－２２	－						
Ｓｓ－３１	〔H＋，V＋〕						
	〔H－，V＋〕						

注記　＊：地震応答解析による曲げ応力に内圧による管周方向応力を考慮したもの

(4)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 15.5－4 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 15.5－6 に接地圧分布図を示す。

海水引込み管の接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（横断方向）で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，海水引込み管の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有することを確認した。

「追而」

表 15.5－4　基礎地盤の支持性能評価結果

「追而」

図 15.5－6（1）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－6（2）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 15.5－6（3）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 15.5－6（4）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 15.5－6（5）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１１）

図 15.5－6（6）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１２）

図 15.5－6（7）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）

図 15.5－6（8）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）

図 15.5－6（9）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）

図 15.5－6（10）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）

図 15.5－6（11）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 15.5－6（12）　横断方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

15.6　まとめ

海水引込み管について，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対し，構造物の曲げ及びせん断並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，海水引込み管は，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，要求機能を維持できる。

16.　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価

目　次

16.1　評価方針・・・

16.1　評価方針

ＳＡ用海水ピット取水塔は，非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。また，常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震評価は，地盤の２次元動的有効応力解析により得られた解析結果に基づき，設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として，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については，地震応答解析に基づく発生応力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，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

16.2　評価条件

16.2.1　適用基準

適用する規格，基準を表 16.2－1 に示す。

表 16.2－1　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・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 24 年 3 月）	―
荷重及び荷重の組合せ	・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）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・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 24 年 3 月）	・耐震評価により算定した曲げ圧縮応力，曲げ引張応力及びせん断応力が短期許容限界以下であることを確認する。 ・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

16.2.2　耐震安全性評価フロー

図 16.2－1 にＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フローを示す。

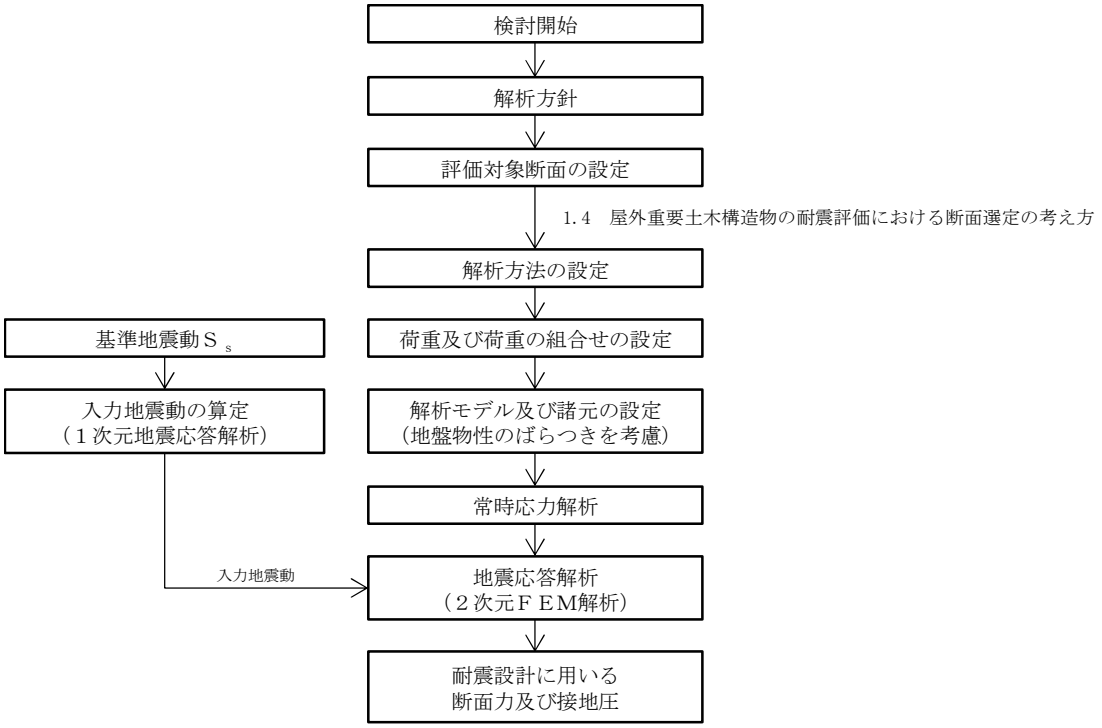


図 16.2－1　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フロー

16.2.3　評価対象断面の方向

ＳＡ用海水ピット取水塔の位置図を図 16.2－2，図 16.2－3 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔は，内径約 4 m，内空高さ約 18 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，明確な弱軸断面方向は無いことから接続する海水引込み管に着目し，管路縦断方向及びこれに直交する断面を評価対象断面とする。

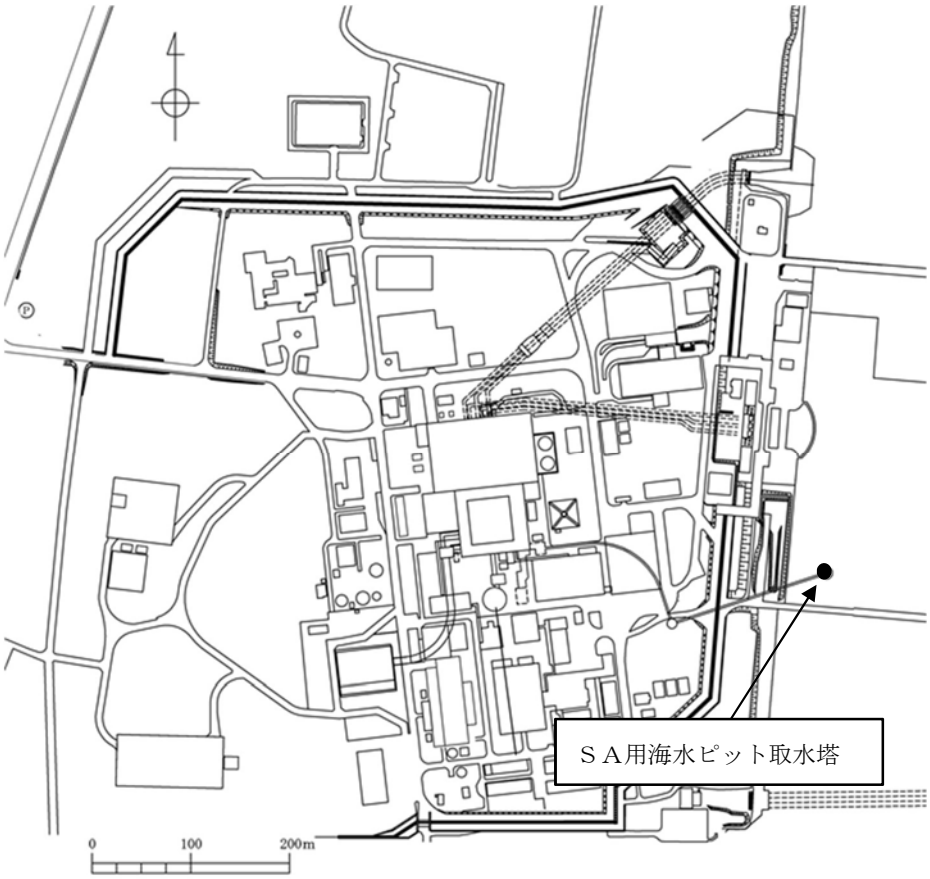


図 16.2－2　ＳＡ用海水ピット取水塔位置図（全体図）

図 16.2－3　ＳＡ用海水ピット取水塔位置図(拡大図)

16.2.4　評価対象断面の選定

ＳＡ用海水ピット取水塔の評価対象断面位置図を図 16.2－4 に，評価対象断面図を図 16.2－5 に示す。また，構造平面図を図 16.2－6 に，構造断面図を図 16.2－7 に示す。

評価対象断面は，「1.4.16　ＳＡ用海水ピットの断面選定の考え方」で記載したとおり，円筒状の鉄筋コンクリート構造物であり明確な弱軸断面方向がないことから，接続する海水引込み管の縦断面方向①－①断面とそれに直交する横断面方向②－②断面の両方向について選定して耐震評価を実施する。

図 16.2－4　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面位置図

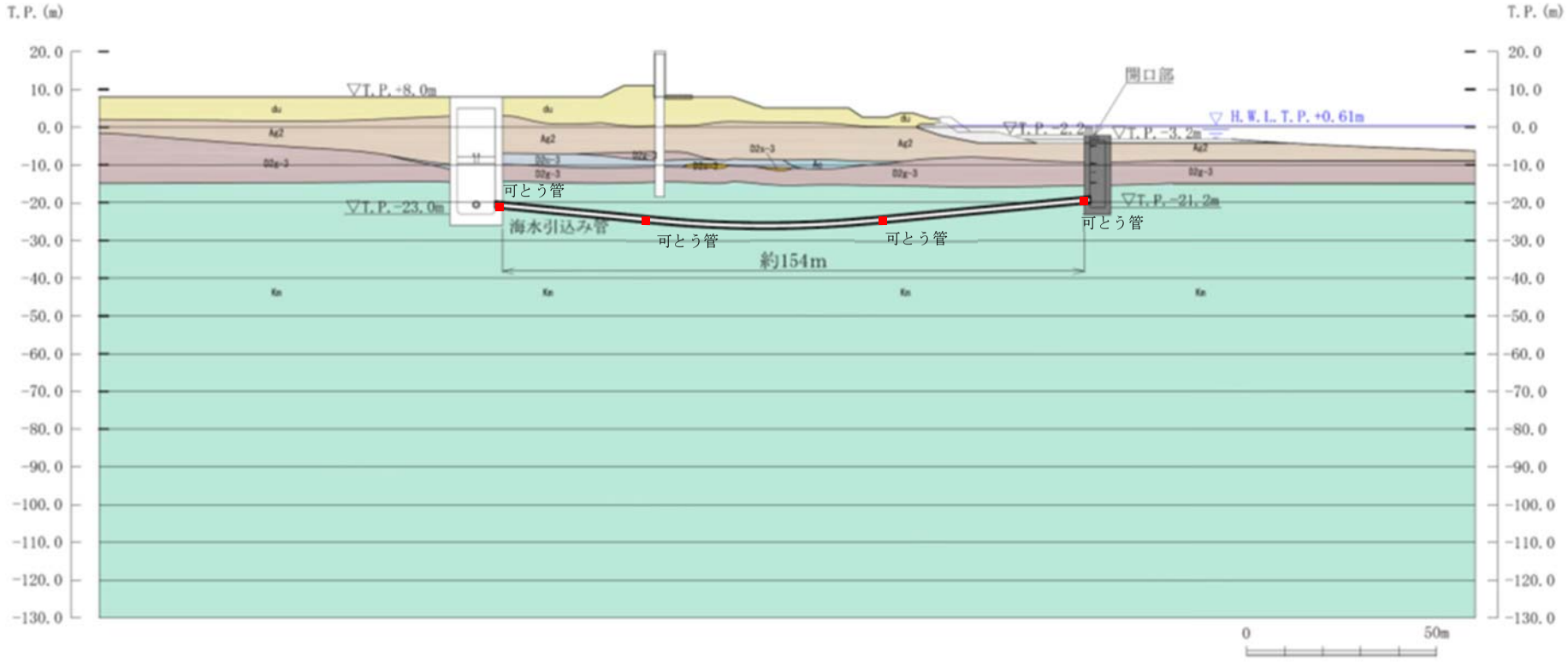


図 16.2－5（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面図（①－①断面）

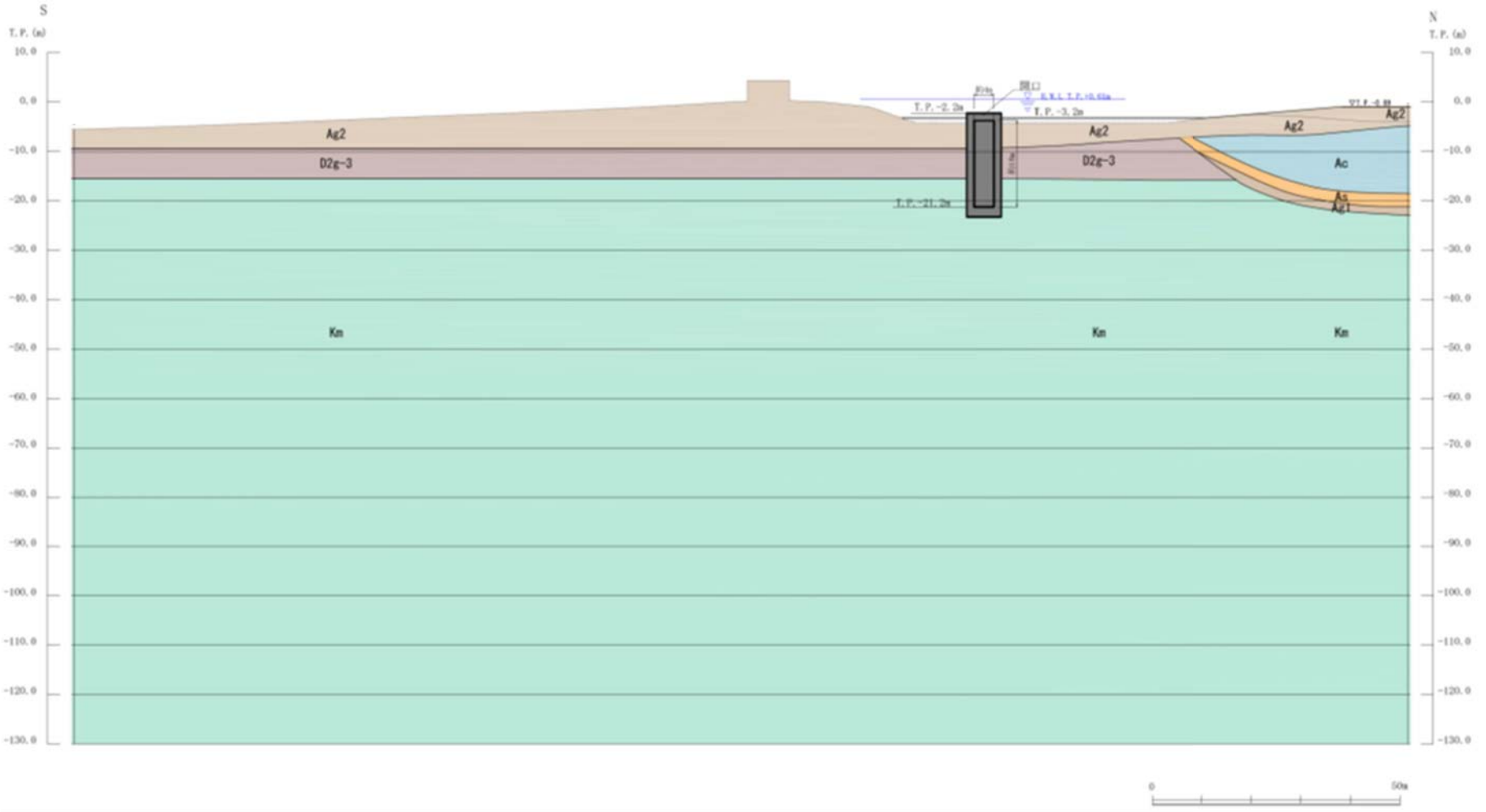


図 16.2－5（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面図（②－②断面）

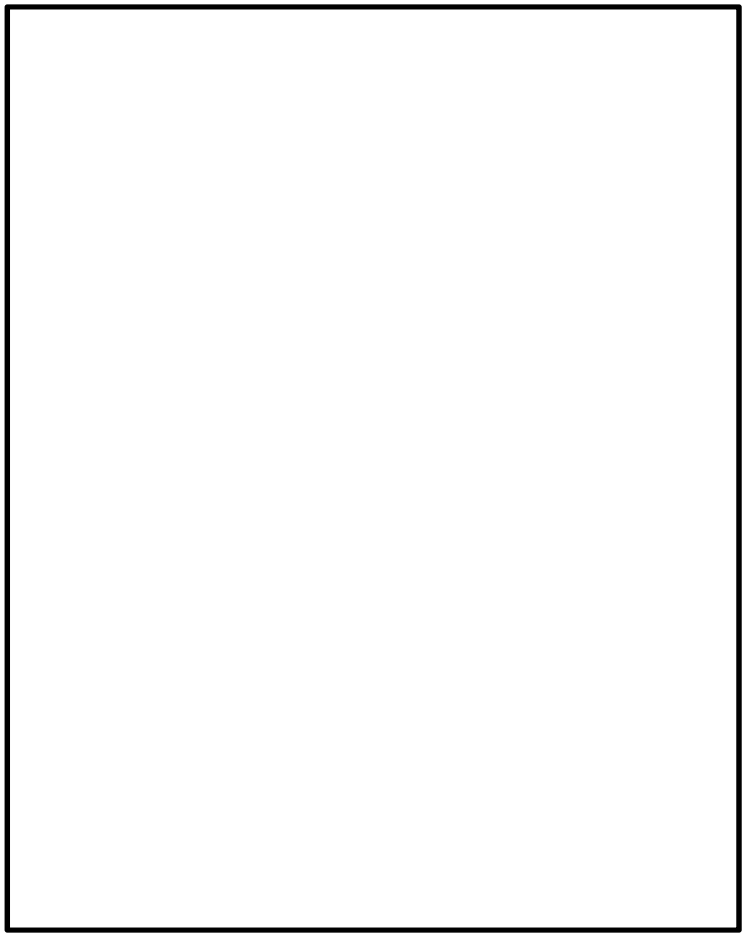


図 16.2－6　　ＳＡ用海水ピット取水塔　構造平面図

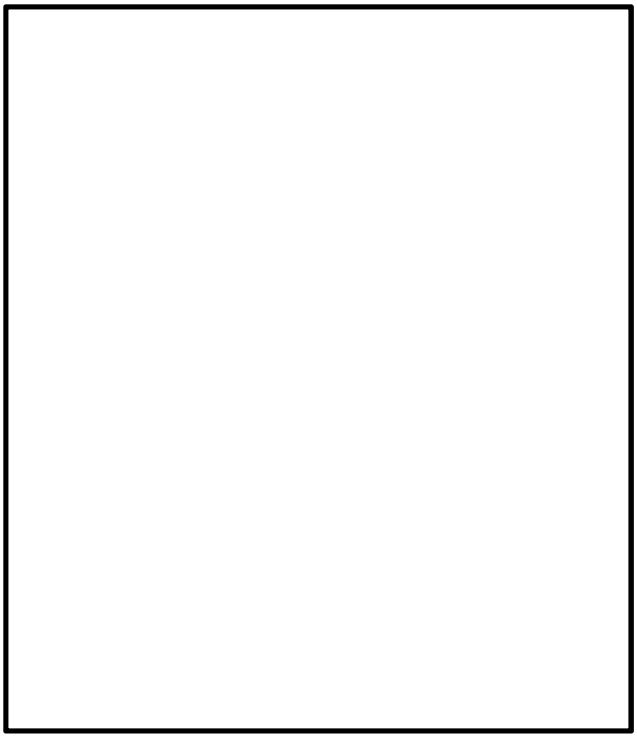


図 16.2－7　　ＳＡ用海水ピット取水塔　構造断面図

16.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 16.2－2 に，材料物性値を表 16.2－3 に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 16.2－4 に示す。

表 16.2－2　使用材料

材料		諸元
ＳＡ用海水ピット取水塔	コンクリート	設計基準強度 40N/mm^2
	鉄筋	SD390，SD490
上段鋼製蓋	鋼材	SM490Y
海水引込み管	鋼製管	SM490Y

表 16.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
鋼材	77.0	2.05×10^5	0.3

表 16.2－4（1）　有効応力解析に用いる地盤の解析用物性値（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 16.2－4（2）　有効応力解析に用いる地盤の解析用物性値（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定する。
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 16.2－4 (3)　地盤の解析用物性値（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 νcd	粘着力 Ccd (kN/m2)	内部摩擦角 φcd (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'ma (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 νd	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

16.2.6　地下水位

ＳＡ用海水ピット取水塔が海上構造物であるため,地下水位は考慮しない。

16.2.7　地震応答解析手法

ＳＡ用海水ピット取水塔の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図16.2－8に示す。

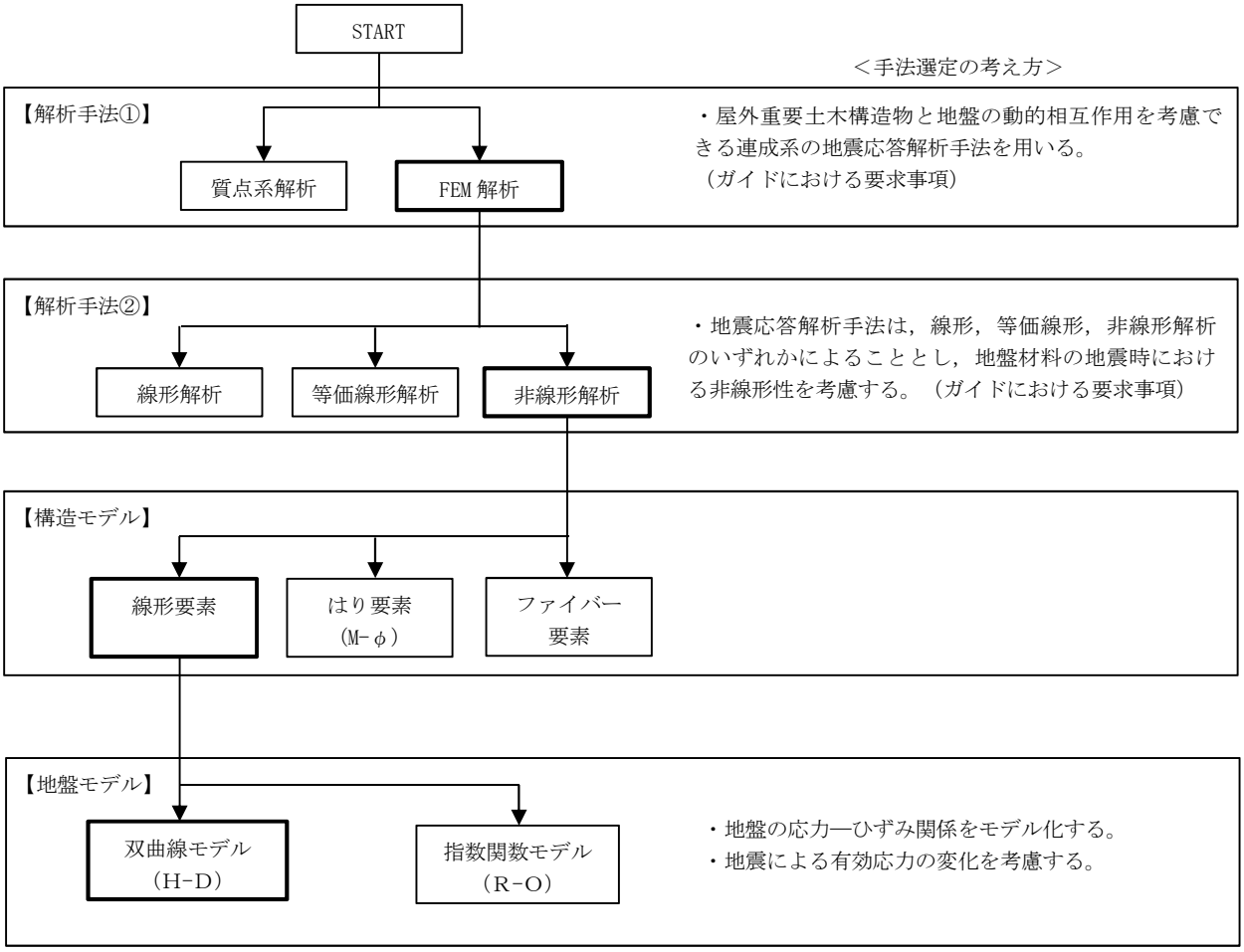


図16.2－8　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次のとおりである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら２つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

16.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１-1987 を参考に，図 16.2－9 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお，解析モデルの境界条件は，側方における波動の反射の影響を低減するとともに，下方への波動の逸散を考慮するために，側面及び底面ともに粘性境界とする。

ＳＡ用海水ピット取水塔周辺の地震応答解析モデルを図 16.2－10 に示す。

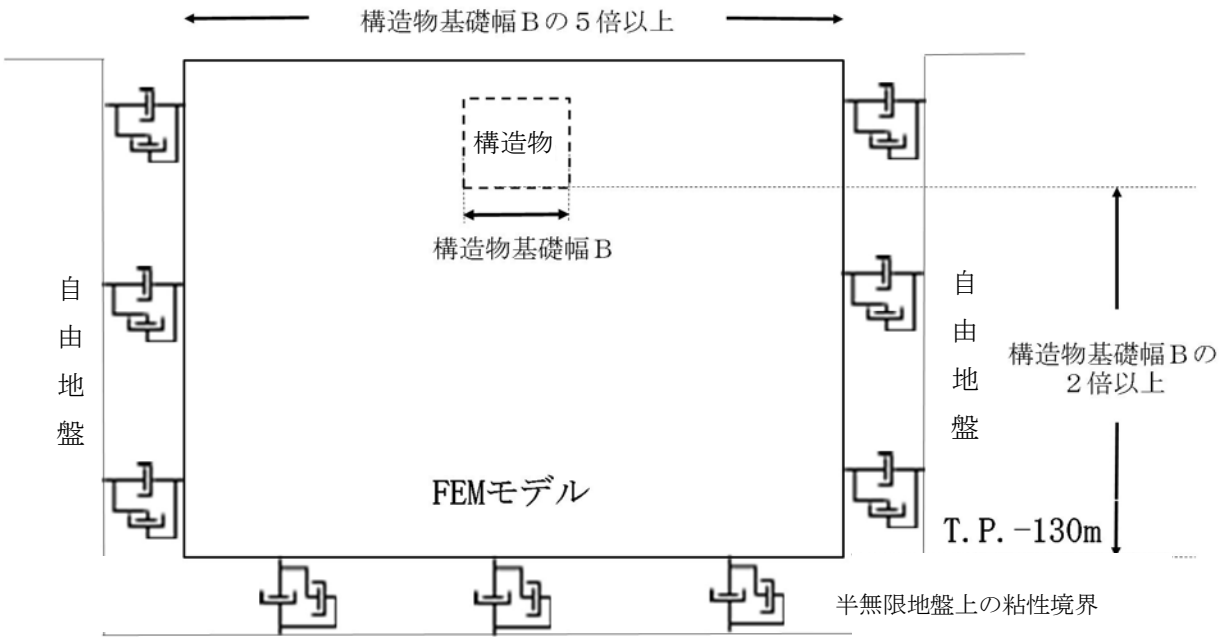
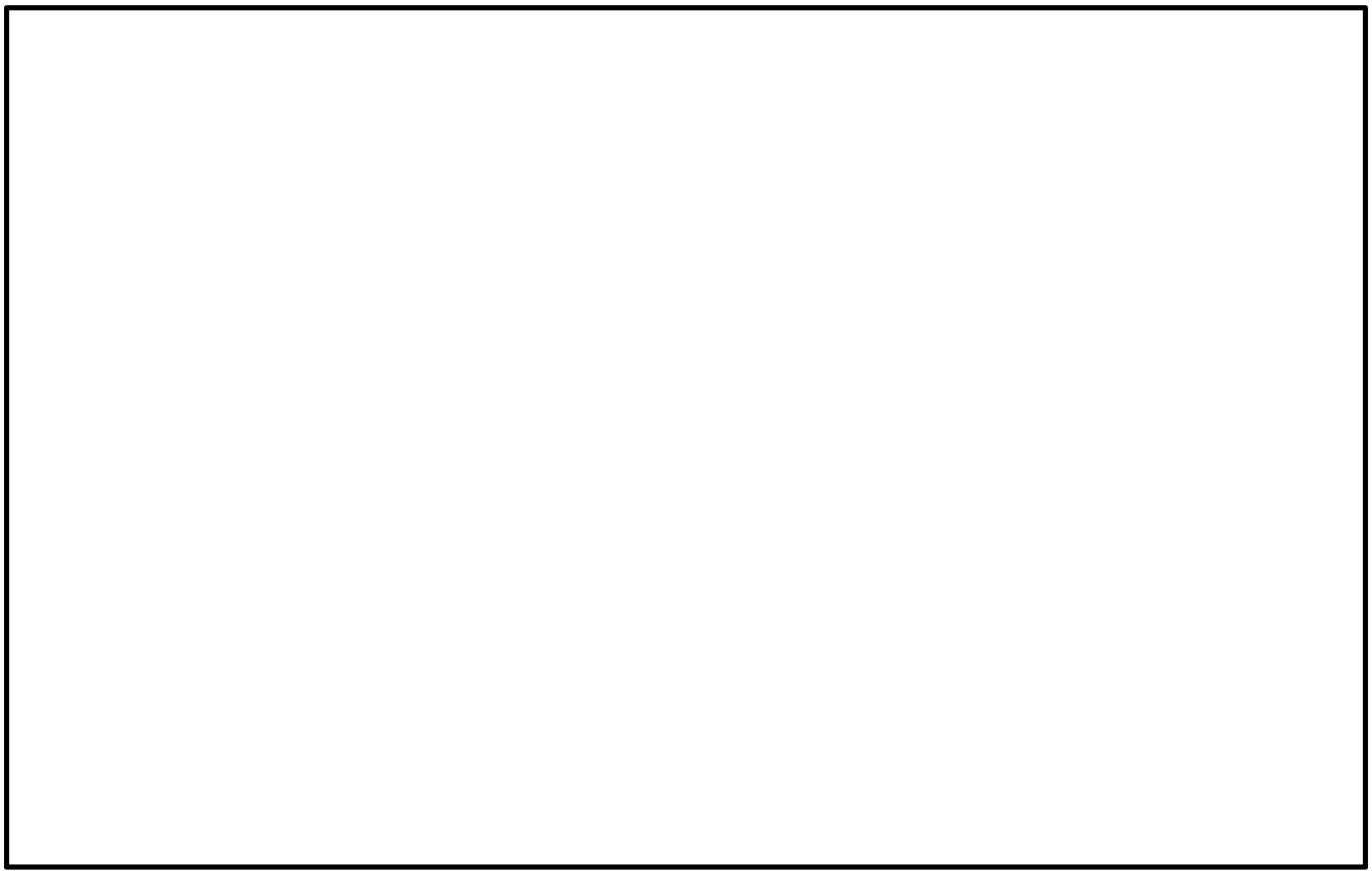


図 16.2－9　解析モデル領域の考え方

(a) 引込み管軸方向（①－①断面）



(b) 引込み管軸直交方向（②－②断面）

図 16.2－10　ＳＡ用海水ピット取水塔の地震応答解析モデル

(2)　構造物のモデル化

構造部材は，線形はり要素でモデル化する。

なお，引込み管軸方向断面において，複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行幅は，ＳＡ用海水ピット取水塔と等価な平面積を有する正方形の１辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材は，ピット中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化する。また，海水引込み管とは岩盤内で接合する上に，取水塔の壁軸周長約 17 m に対して管径が 1.2 m であることから開口の影響は軽微であると考えられる。したがって，２次元有効応力解析では接合部の開口を考慮せず，開口部には適切な開口補強を実施する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の解析モデル概念図を図 16.2－11 に示す。

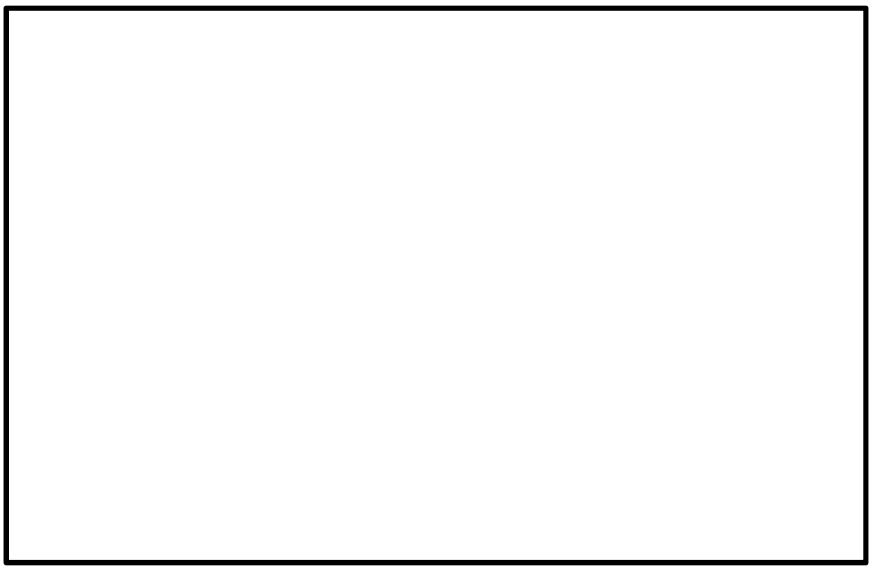


図 16.2－11　ＳＡ用海水ピット取水塔の解析モデル概念図

(3)　地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。

c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表16.2－5参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表16.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角ϕ（度）	備考
第四紀層	du層	0	37.3	－
	Ag2層	0	37.4	－
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－

z：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表16.2－6のとおり設定する。図16.2－12にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表16.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s（kN/m^3）	圧縮剛性k_n（kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

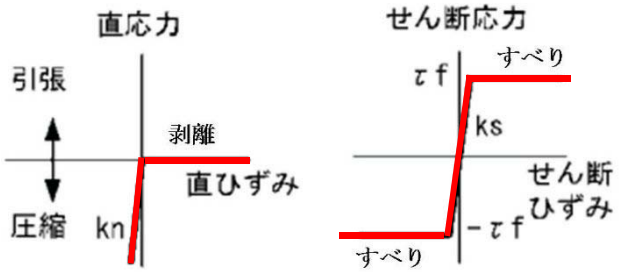


図 16.2－12　ジョイント要素の考え方

16.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$\alpha=0$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f　：固有値解析により求められた１次固有振動数

h　：各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図16.2－13にRayleigh減衰の設定フローを，表16.2－７に固有値解析結果を示す。

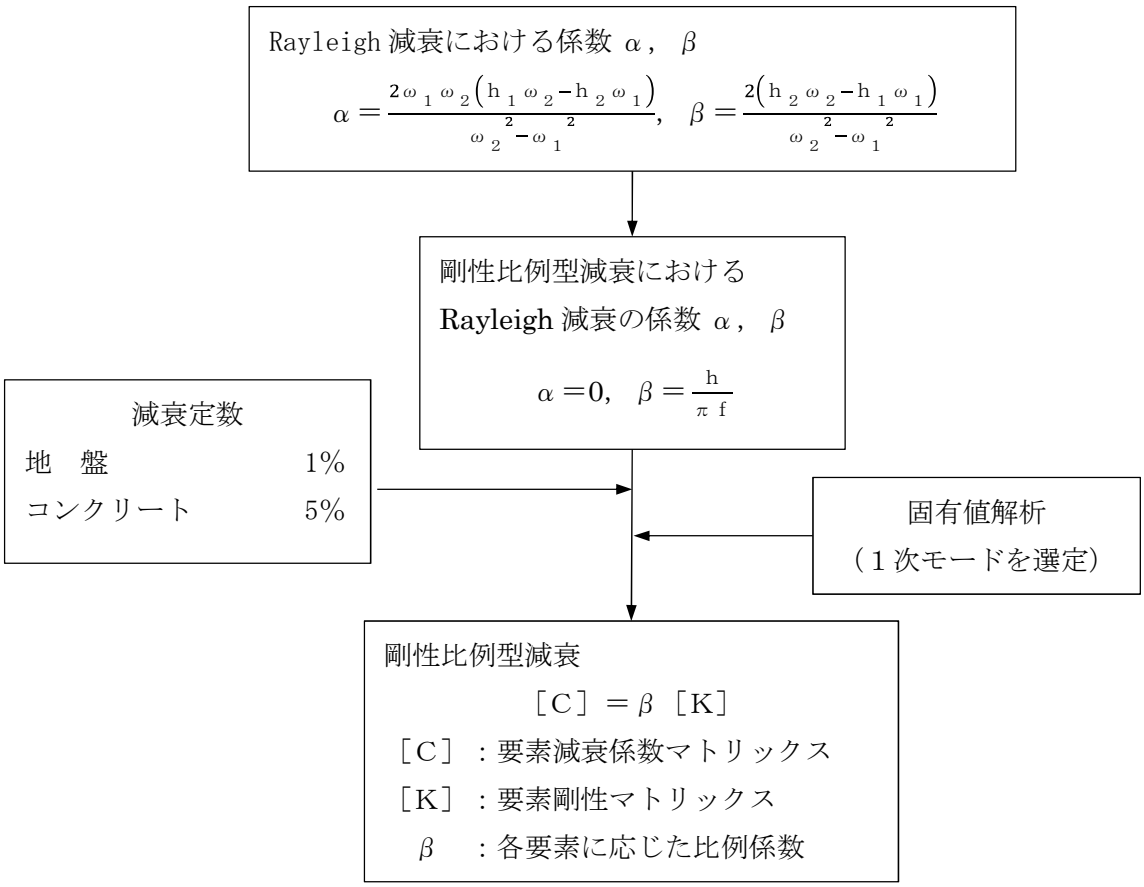


図 16.2－13　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 16.2－7　固有値解析結果（追而）

16.2.10　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組み合わせて設定する。地震時荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

変動荷重（雪荷重，風荷重）については，ＳＡ用海水ピット取水塔が海水中に没するため考慮しない。

なお，ＳＡ用海水ピット取水塔は地盤内に埋設されている構造物であることから，運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また，重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にＳＡ用海水ピット取水塔に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを表 16.2－8 に示す。

表 16.2－8　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○	・上段鋼製蓋，内部配管を付加質量で考慮する。
		土被り荷重	－	・躯体天端が海底面上にあるため，考慮しない。
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置される構造物等はないため，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位及び海水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水及び海水位の密度を考慮する。
	内水圧		○	・H.W.L T.P.＋0.61 m からの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重		雪荷重，風荷重	－	・海水中に没するため考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$によって水平・鉛直に同時加振する。 ・躯体，機器・配管の慣性力，動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

(1)　機器・配管荷重

頂版に設置する上段鋼製蓋並びに取水塔内に設置する内部配管を付加質量として考慮する。開口による質量及び剛性の低減は考慮しない。

(2)　外水圧

ＳＡ用海水ピット取水塔周辺は朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）以下であるため，地下水位は海底面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

海水は流体要素として考慮し，密度は 1.03 g/cm^3 とする。

(3)　内水圧

ＳＡ用海水ピット取水塔内の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）は，頂版下面標高（T.P.－0.7 m）より高いため，取水塔の内水は自由水面を持たない固定水としてモデル化する。

内水は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

16.2.11　地震応答解析の検討ケース

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震設計における検討ケースを表 16.2－9 に示す。

表 16.2－9　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震設計における検討ケース

<table>
<tr><td colspan="3">検討ケース</td><td>①
原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)</td><td>②
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース</td><td>③
地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース</td><td>④
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース</td><td>⑤
原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース</td><td>⑥
地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">液状化強度特性の設定</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）</td><td>敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性</td><td>液状化パラメータを非適用</td><td>液状化パラメータを非適用</td></tr>
<tr><td rowspan="12">地震波（位相）</td><td rowspan="4">Ｓs－Ｄ１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td><td rowspan="12">1</td></tr>
<tr><td>(＋－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－－)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１３</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－１４</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Ｓs－２２</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓs－３１</td><td>(＋＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td>(－＋)</td><td>1</td></tr>
<tr><td colspan="3">計</td><td>12</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td></tr>
</table>

①の検討において，構造物の安全率が最も小さい地震波で実施する。

16.3　評価内容

16.3.1　入力地震動の設定

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，１次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を図 16.3－1 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE Ver.6.2.0」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，付録 39「計算機プログラム(解析コード）の概要」に示す。

なお，断層モデル波であるＳ$_s$－11，12，13，14，21，22 については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはＮＳ方向及びＥＷ方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図 16.3－2～図 16.3－29 に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

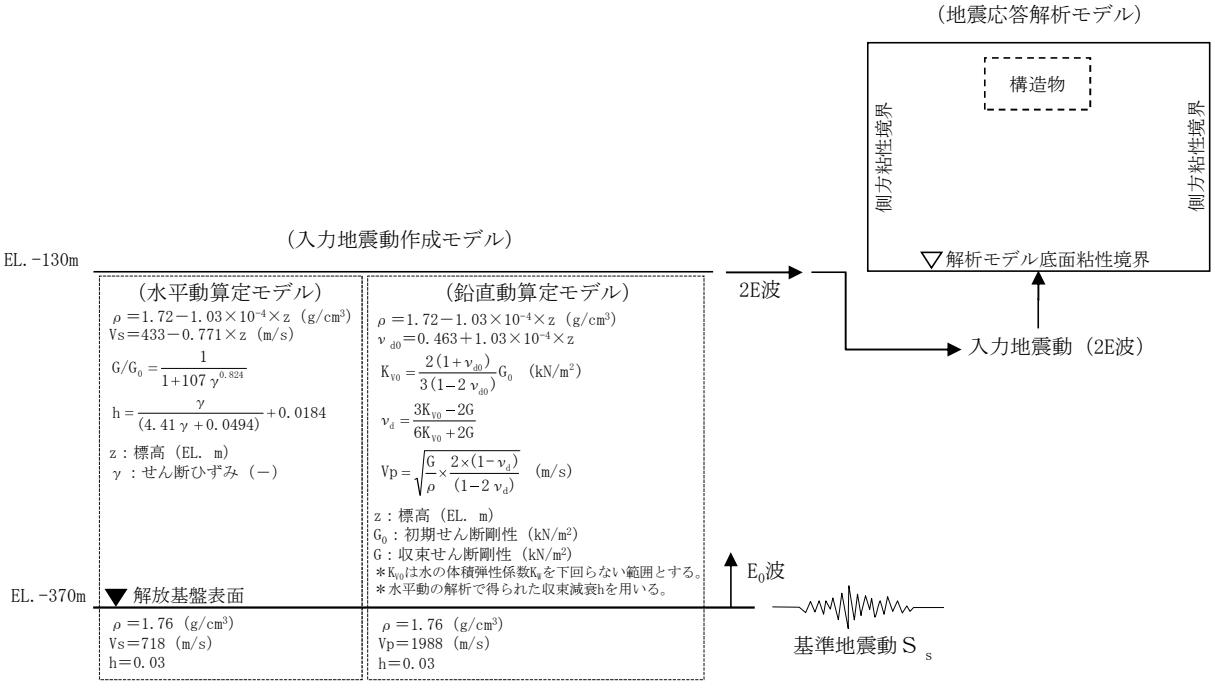
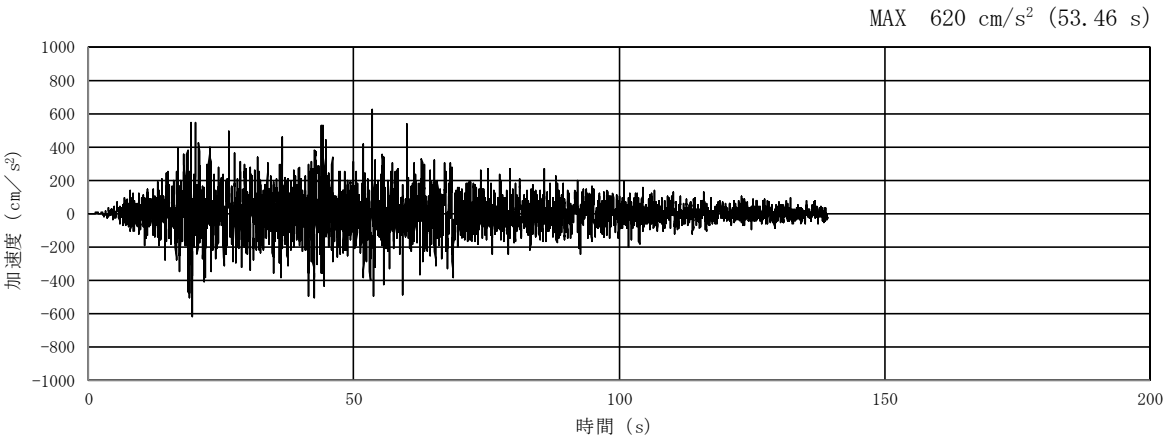
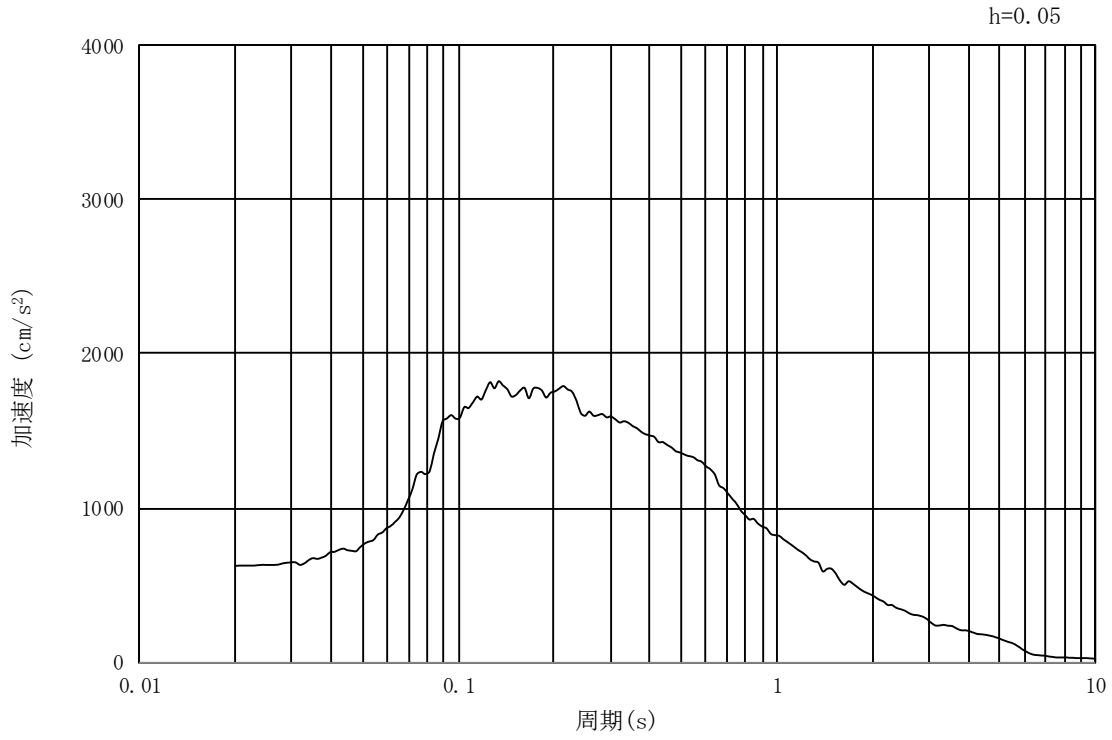


図 16.3－1　入力地震動策定の概念図

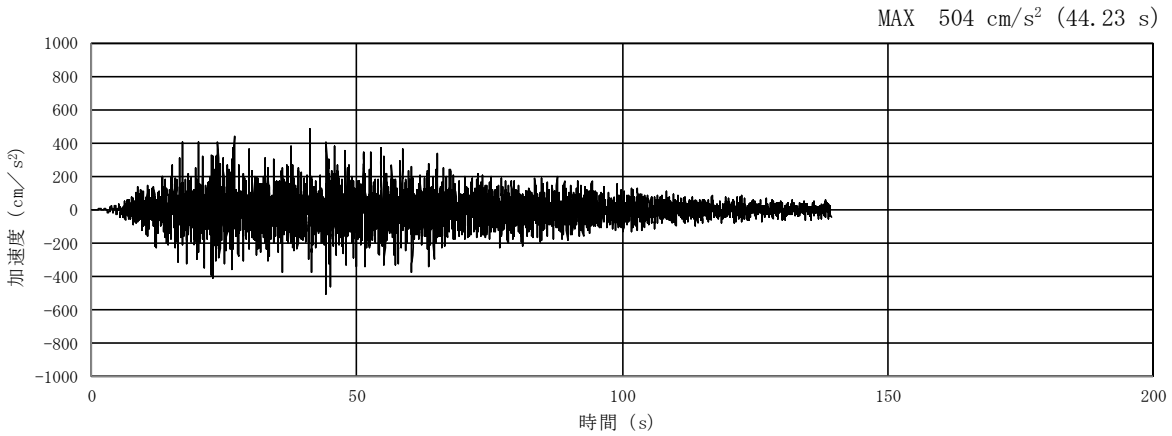


(a) 加速度時刻歴波形

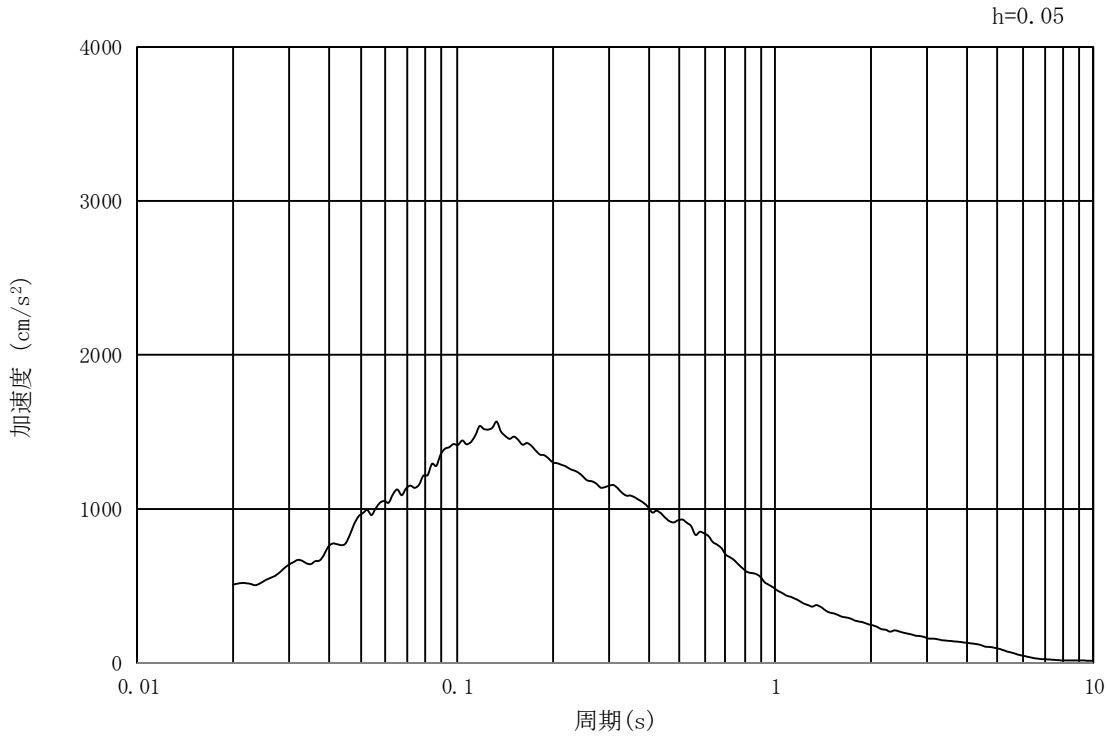


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－2　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，水平成分：S_s－D１）

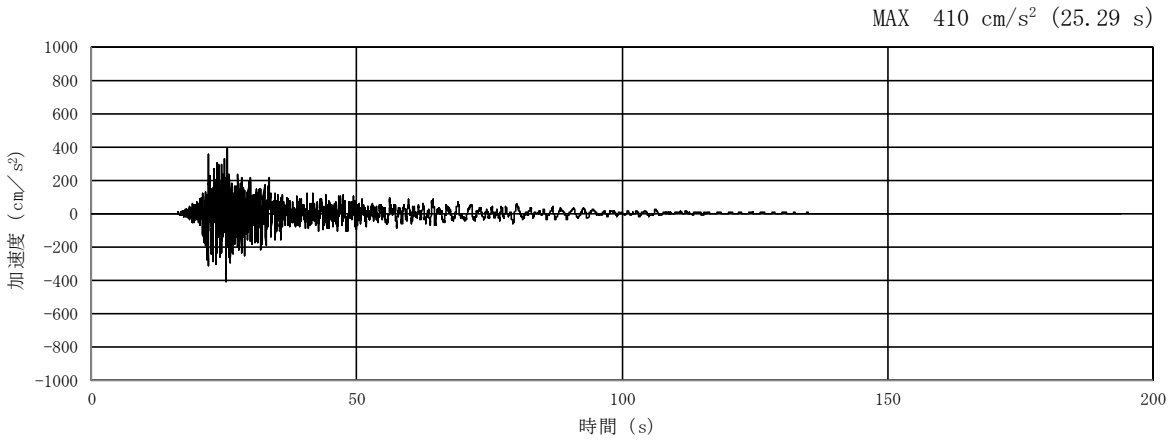


(a) 加速度時刻歴波形

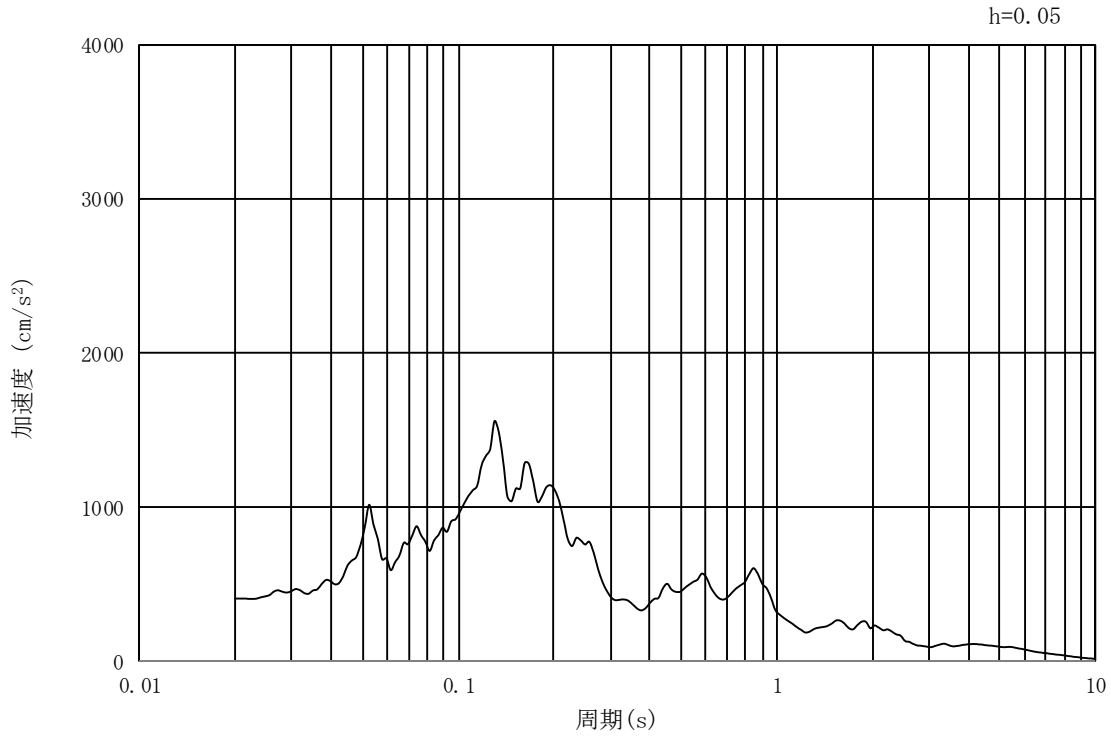


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－3　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，鉛直成分：S_s－Ｄ１）

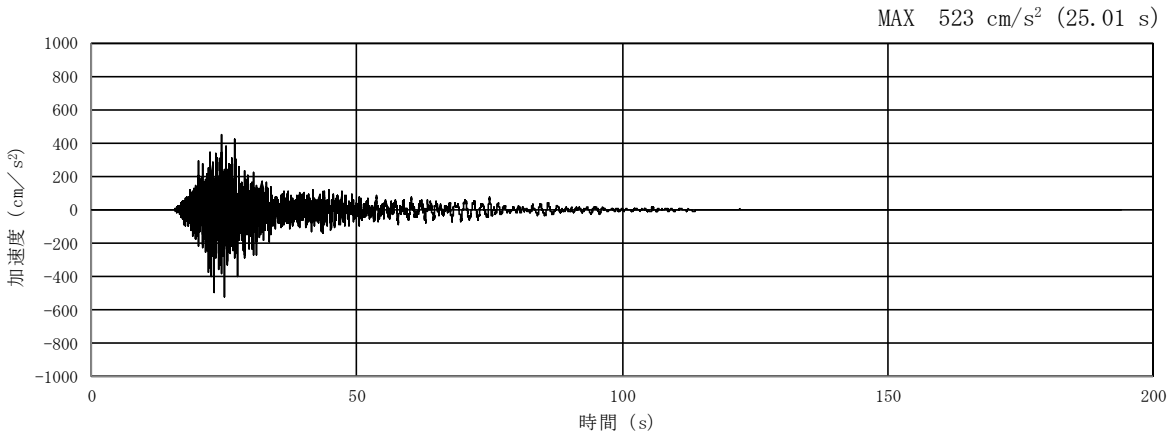


（a）加速度時刻歴波形

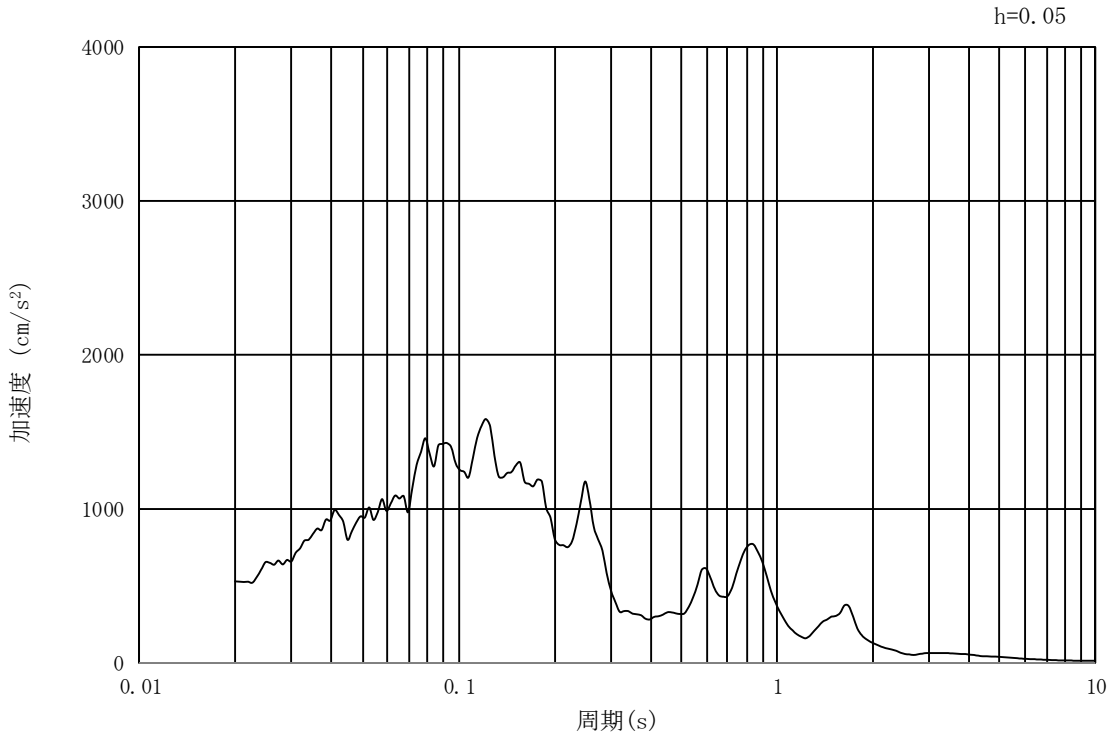


（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－4　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

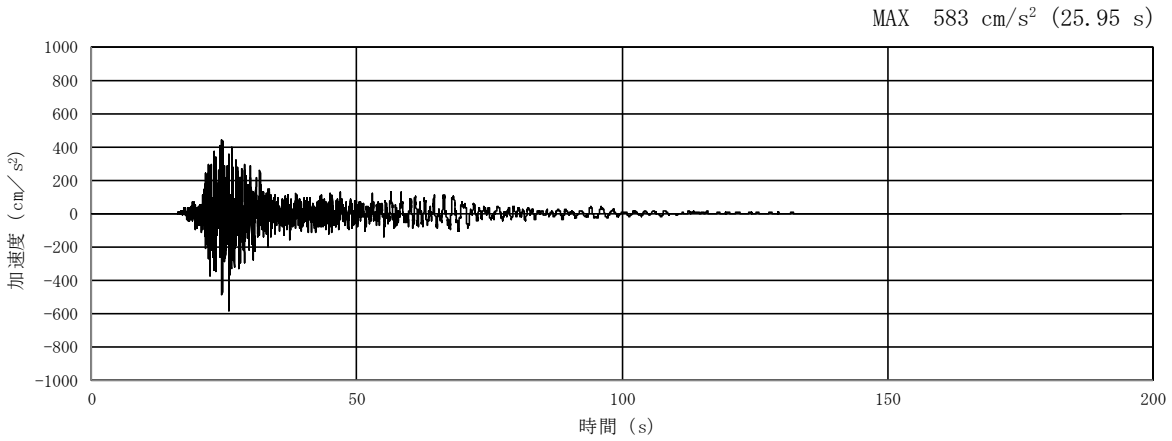


(a) 加速度時刻歴波形

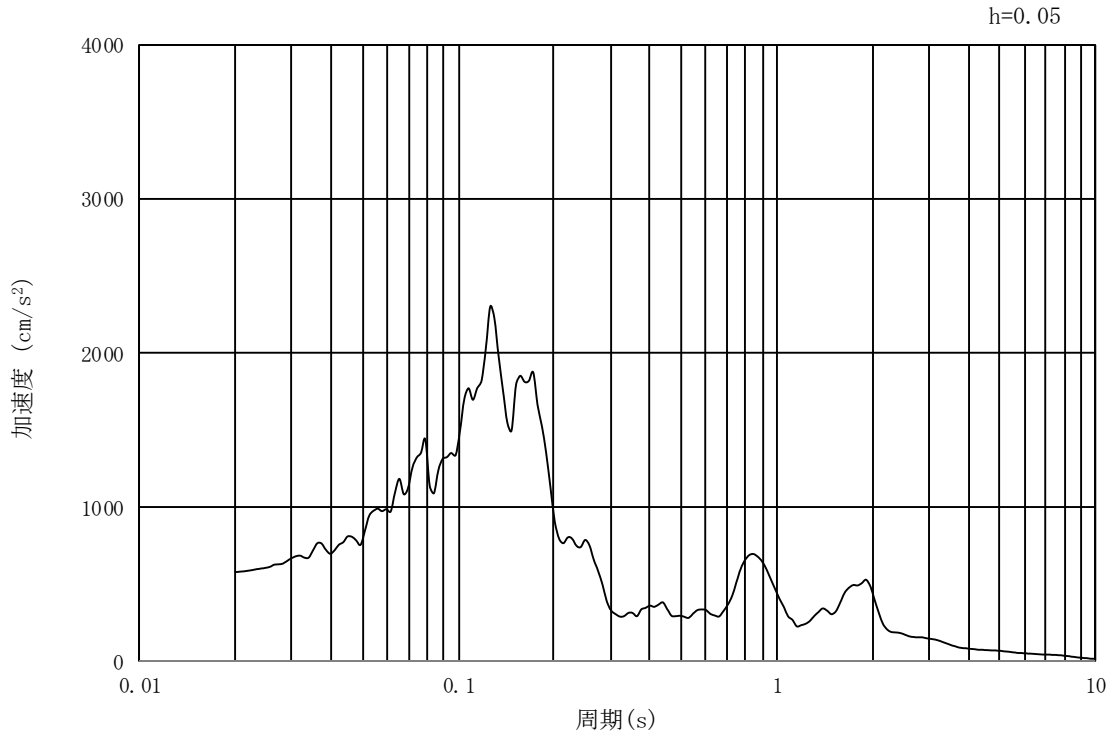


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－5　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１１）

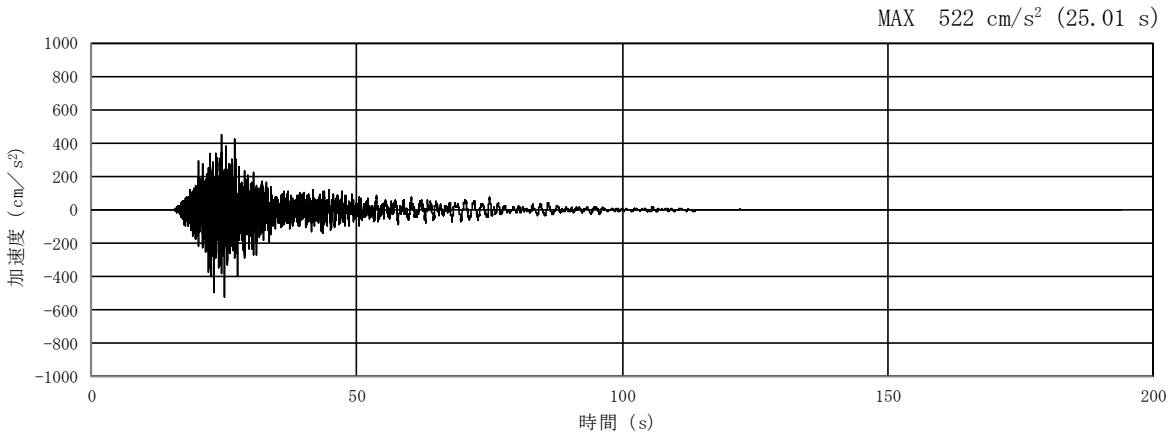


(a) 加速度時刻歴波形

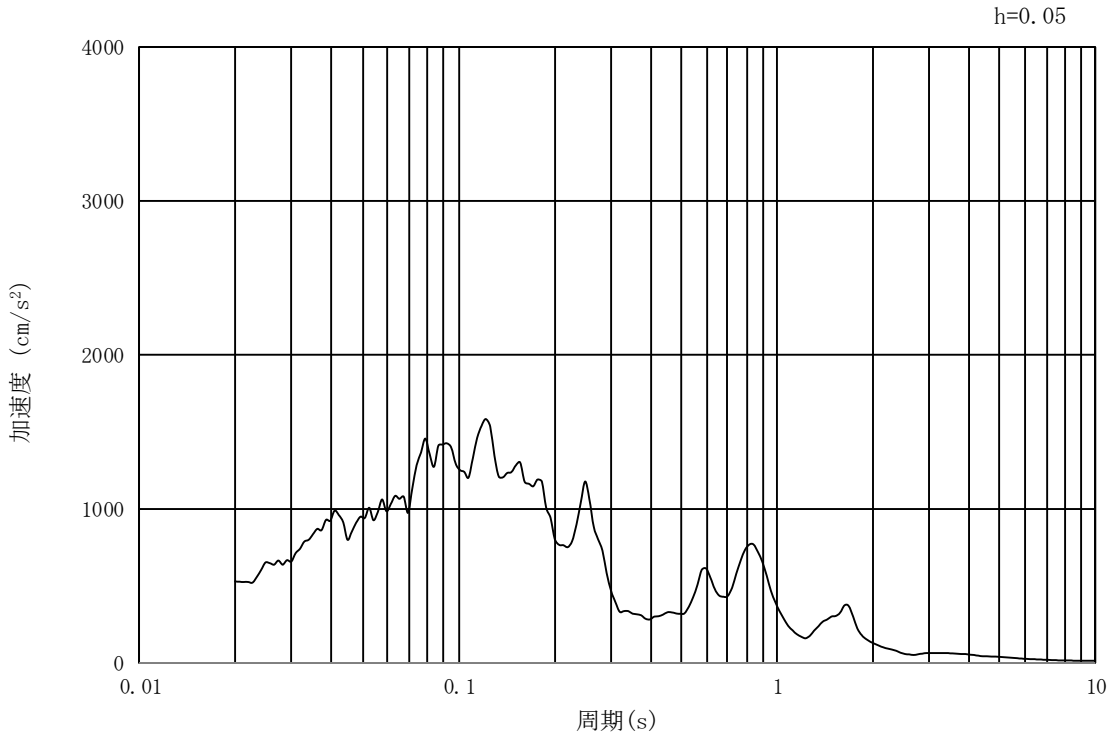


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－6　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

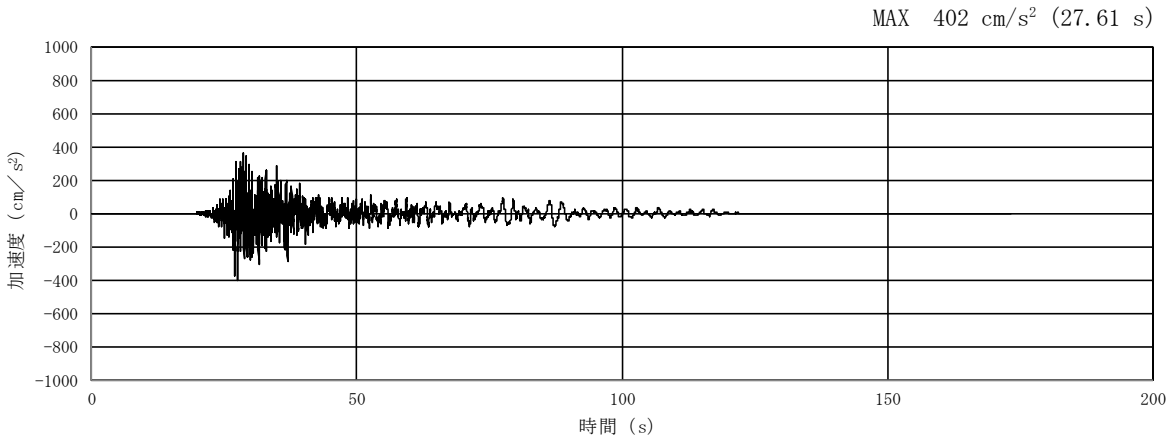


(a) 加速度時刻歴波形

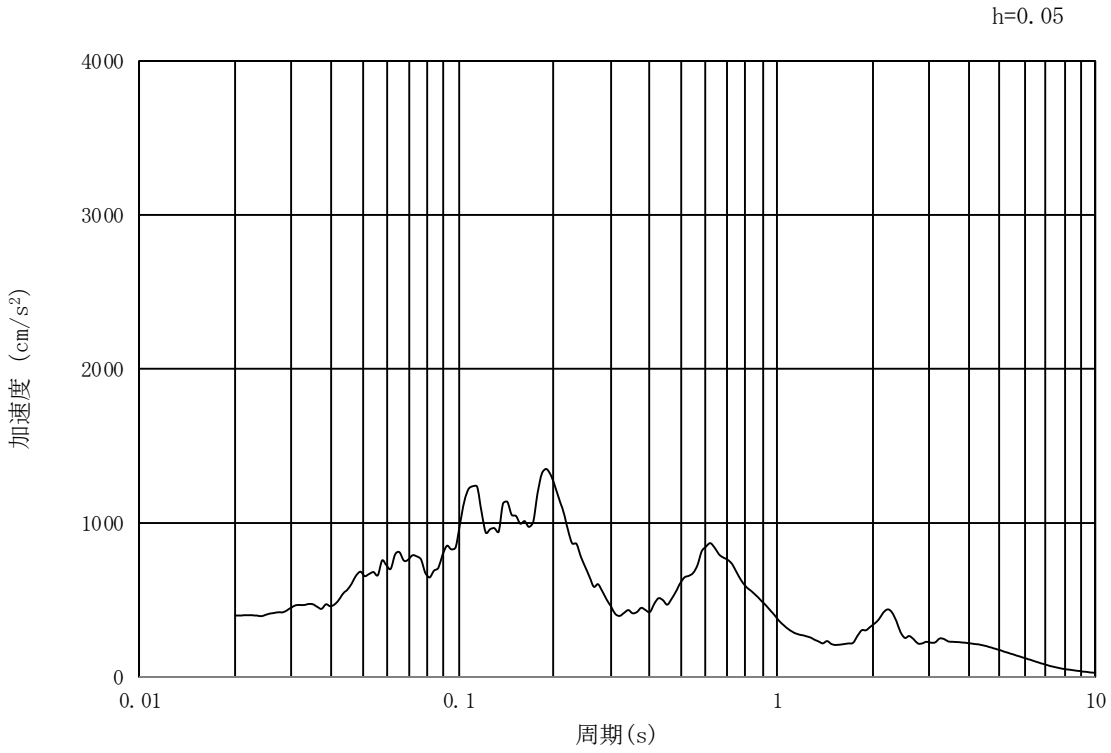


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－7　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：S_s－１１）

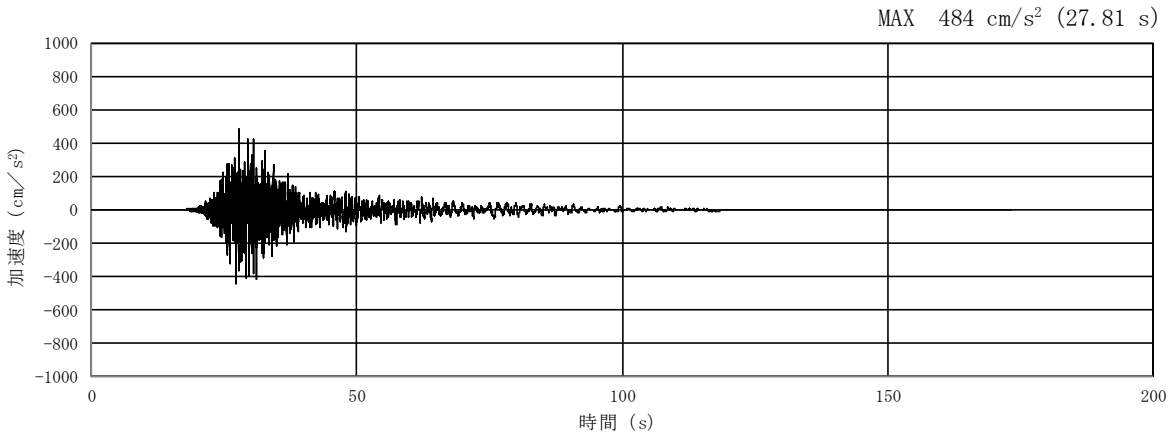


(a) 加速度時刻歴波形

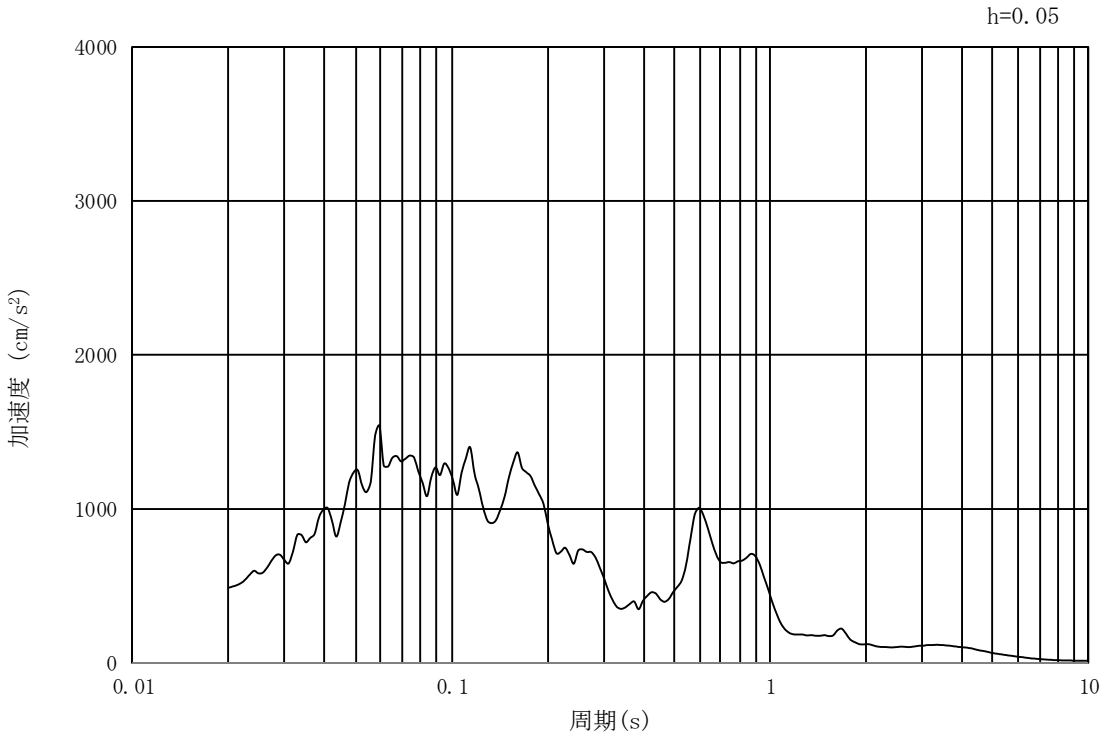


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－8　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

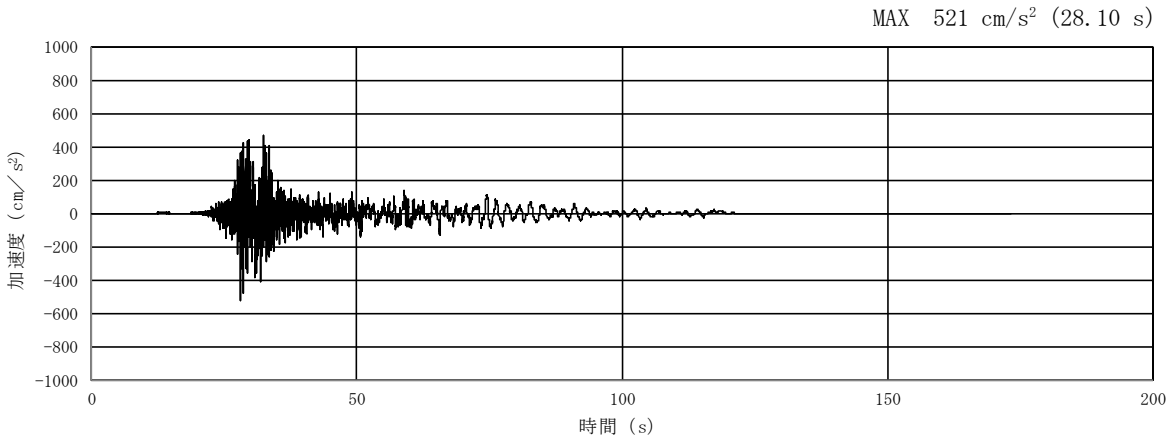


（a）加速度時刻歴波形

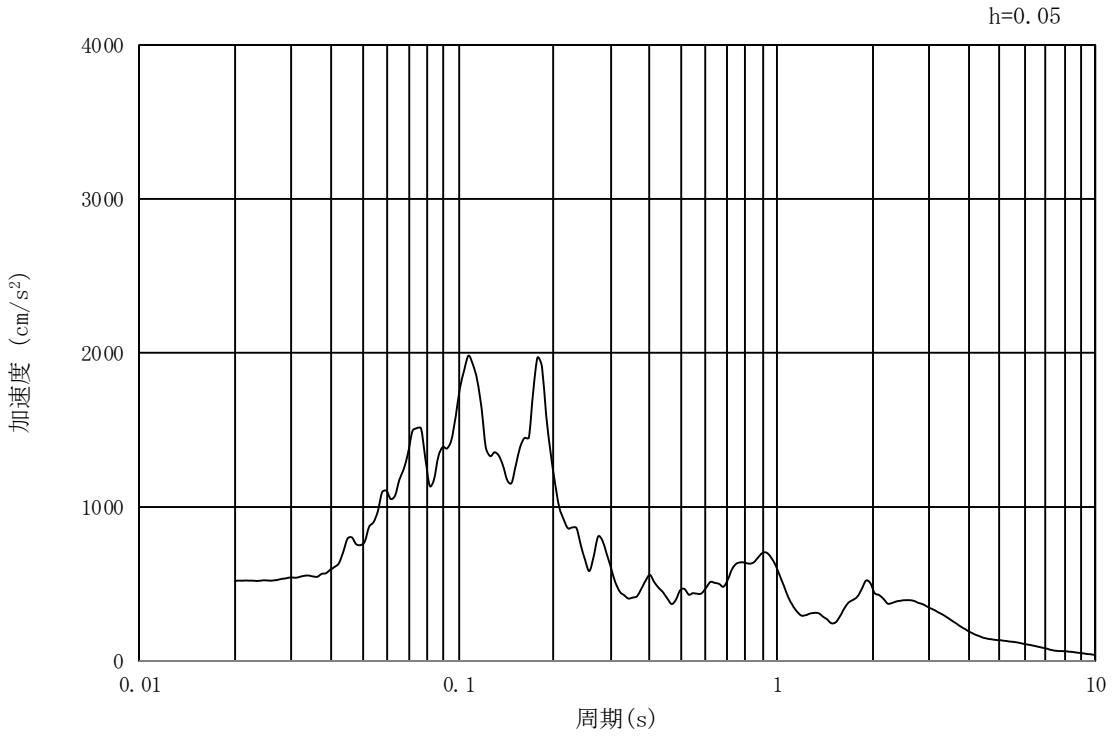


（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－9　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

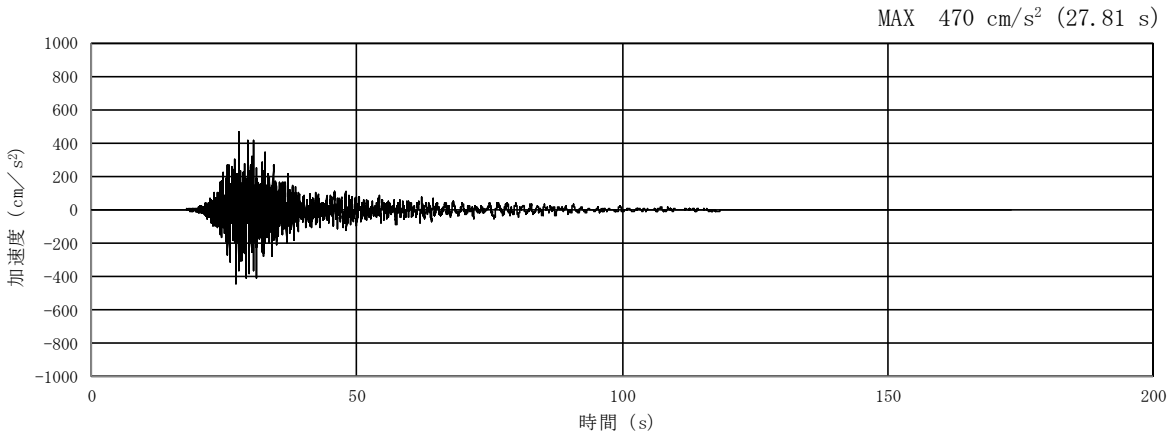


(a) 加速度時刻歴波形

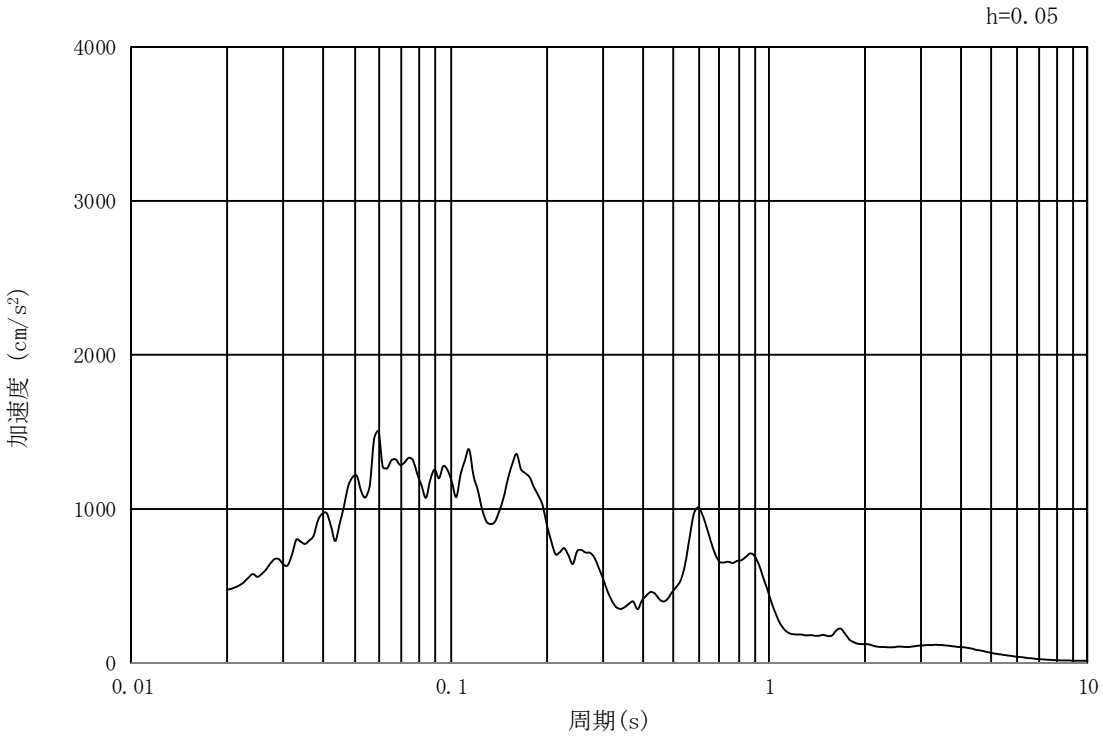


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－10　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１２）

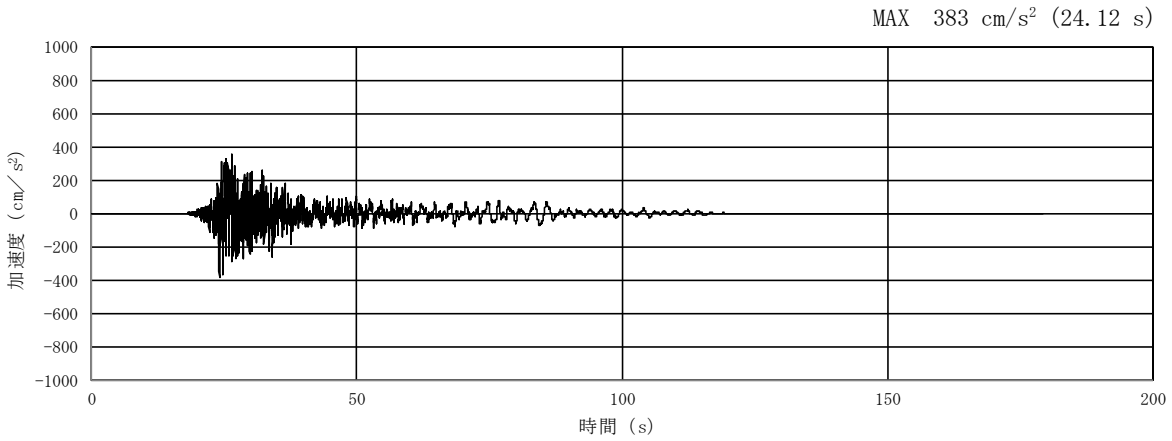


(a) 加速度時刻歴波形

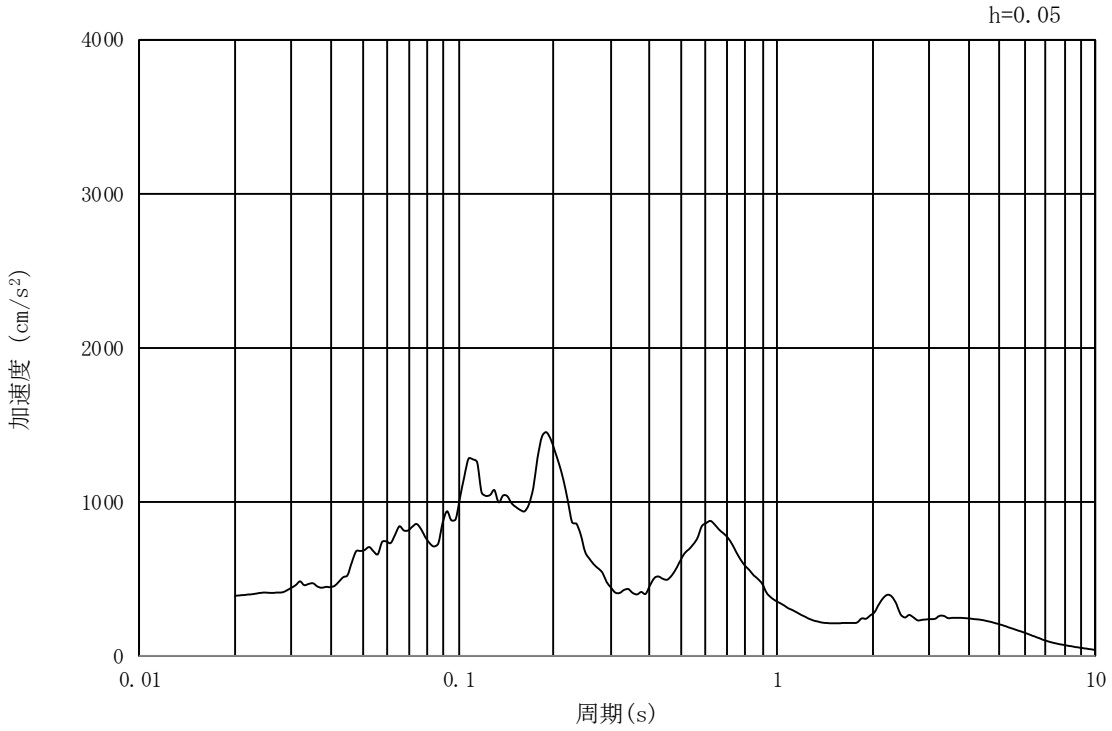


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－11　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１２）

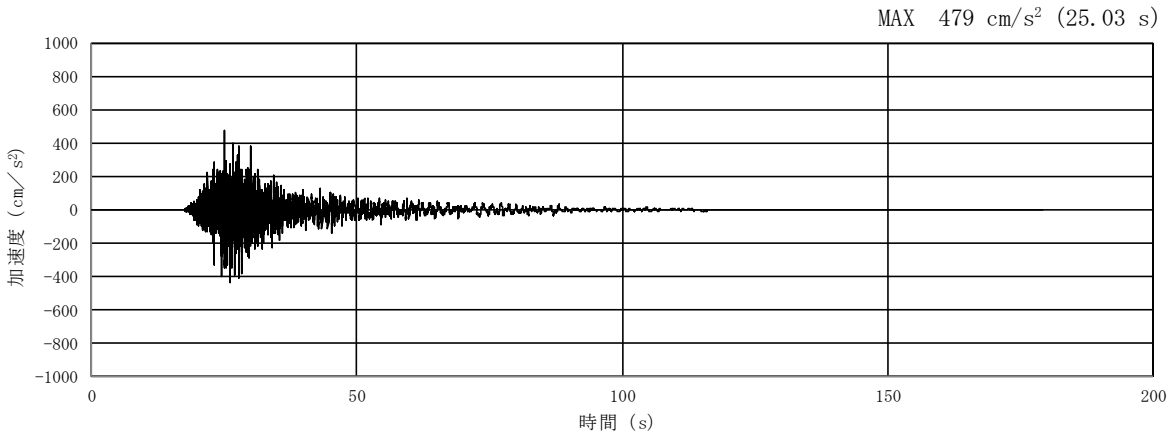


(a) 加速度時刻歴波形

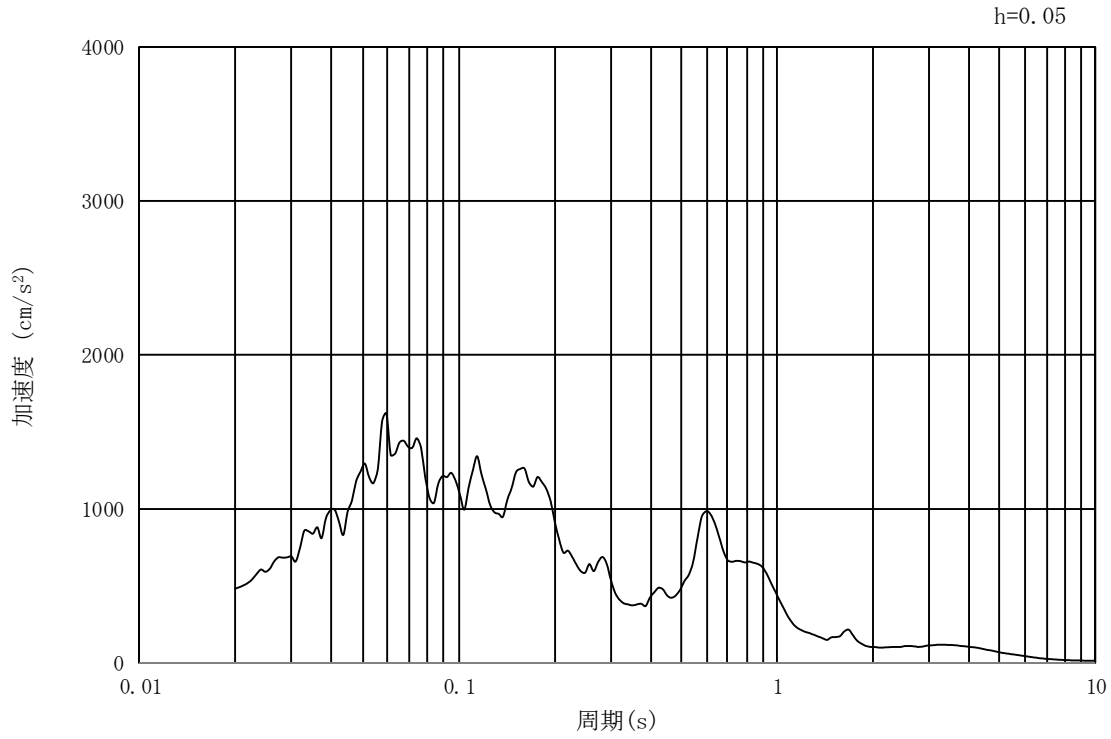


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－12　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

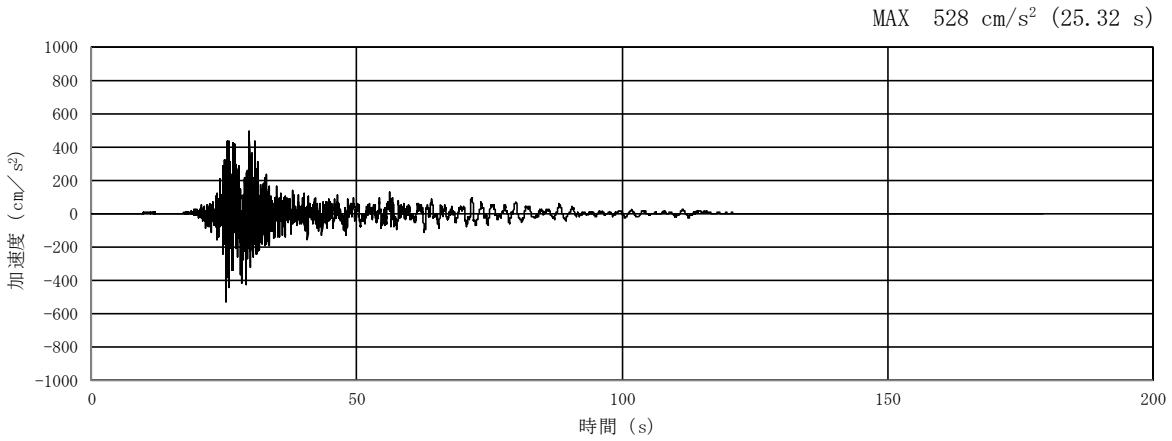


(a) 加速度時刻歴波形

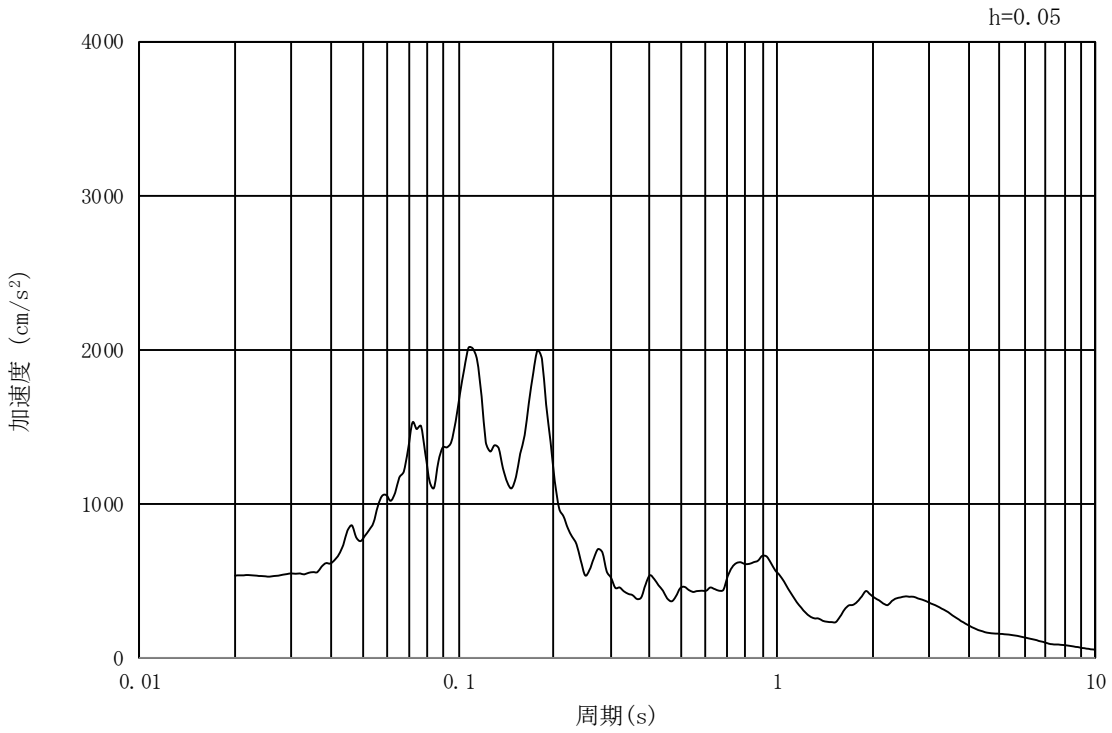


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－13　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

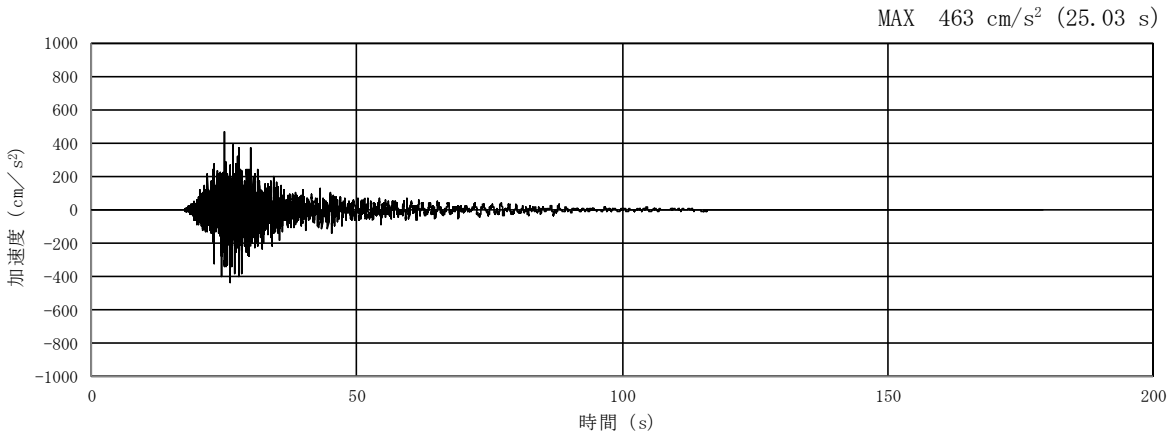


(a) 加速度時刻歴波形

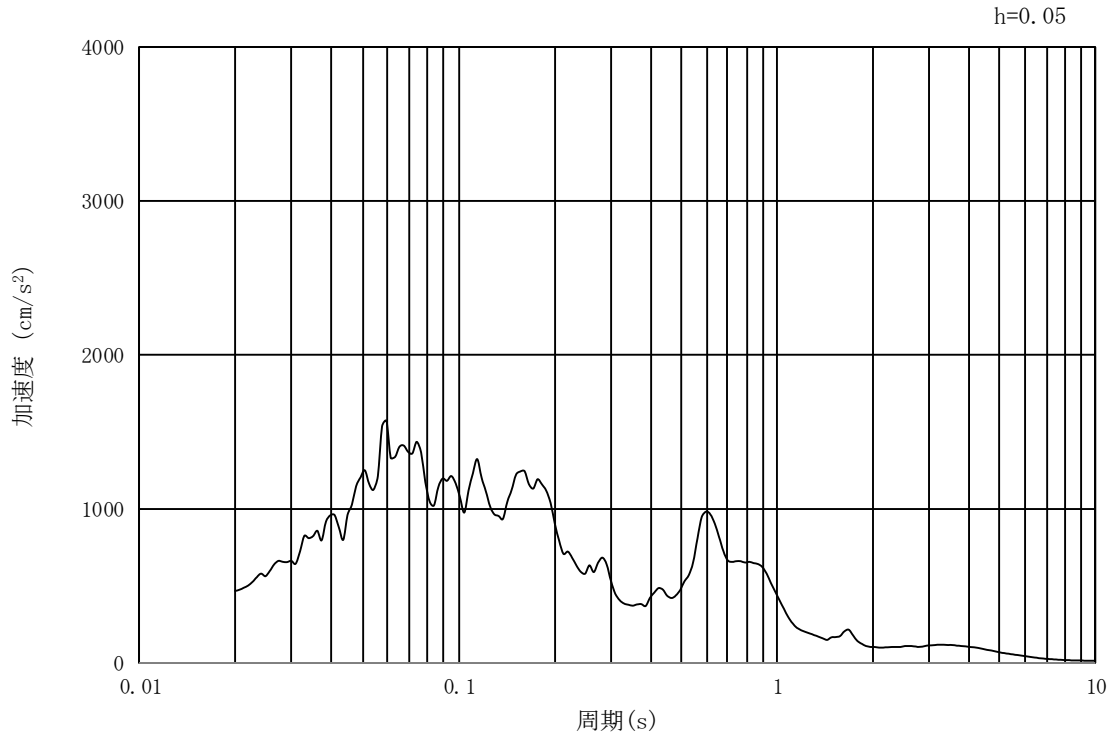


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－14　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１３）

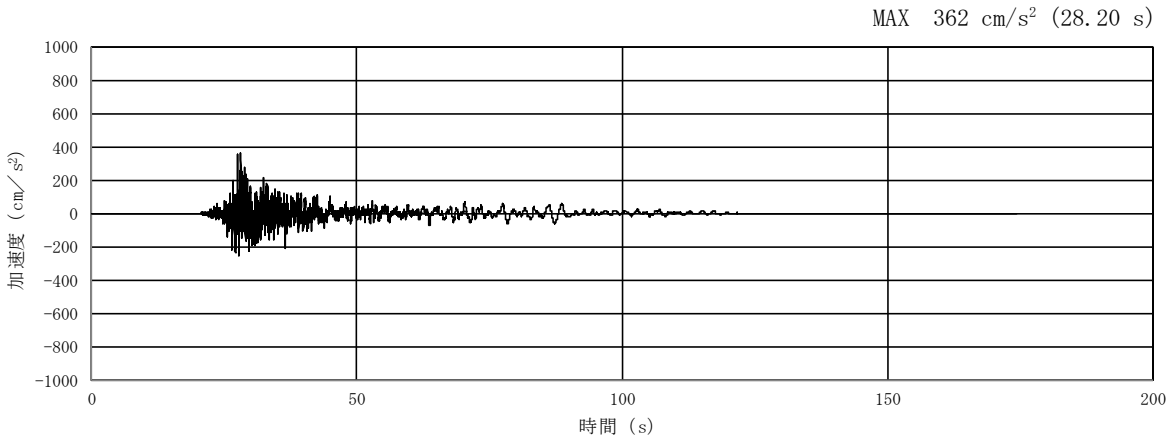


(a) 加速度時刻歴波形

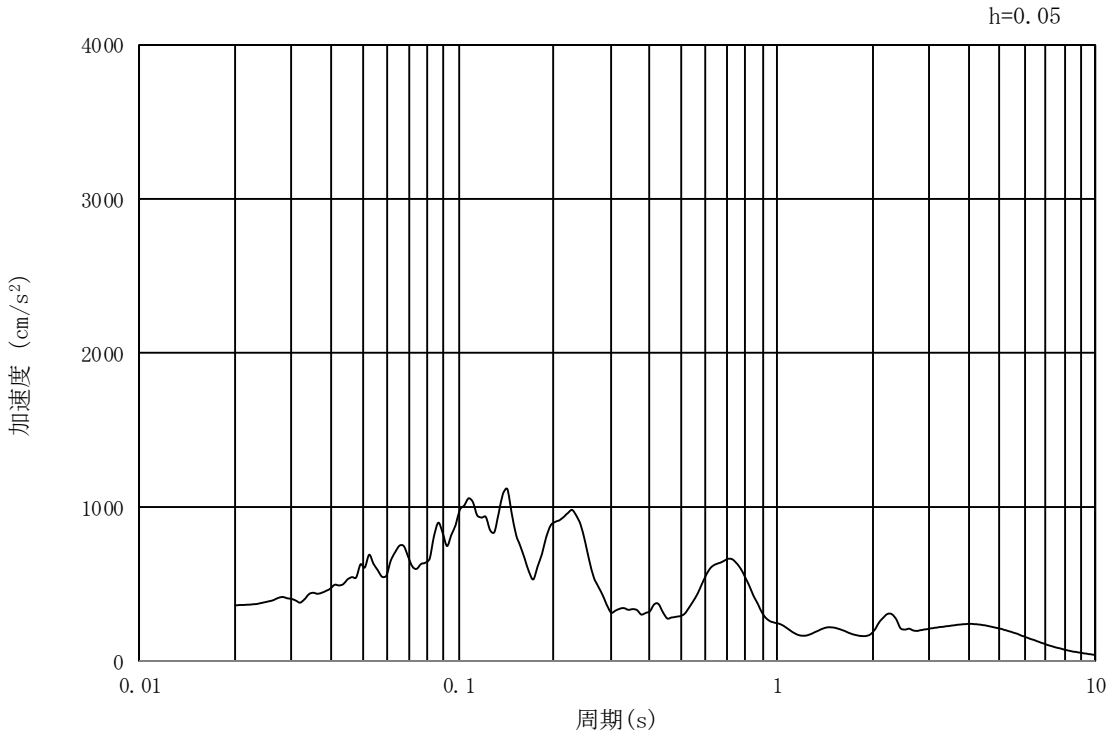


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－15　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１３）

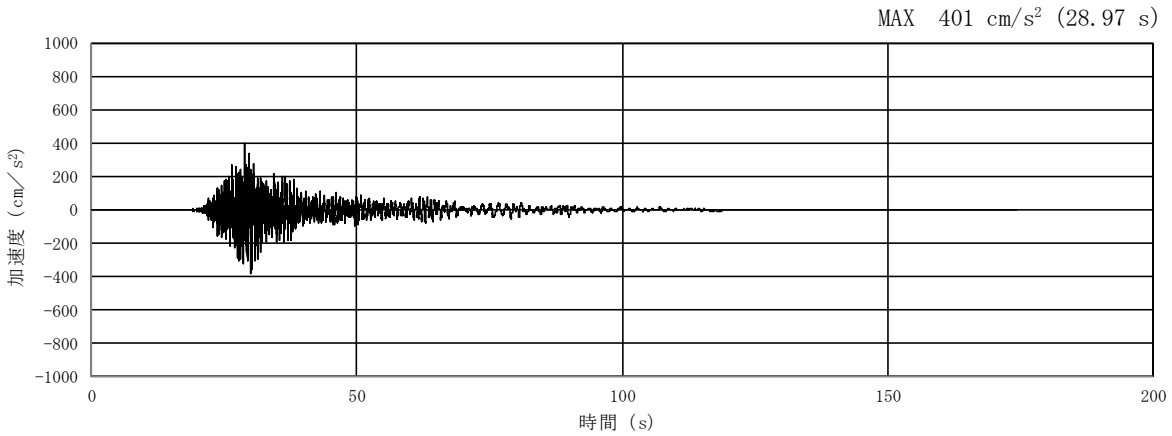


(a) 加速度時刻歴波形

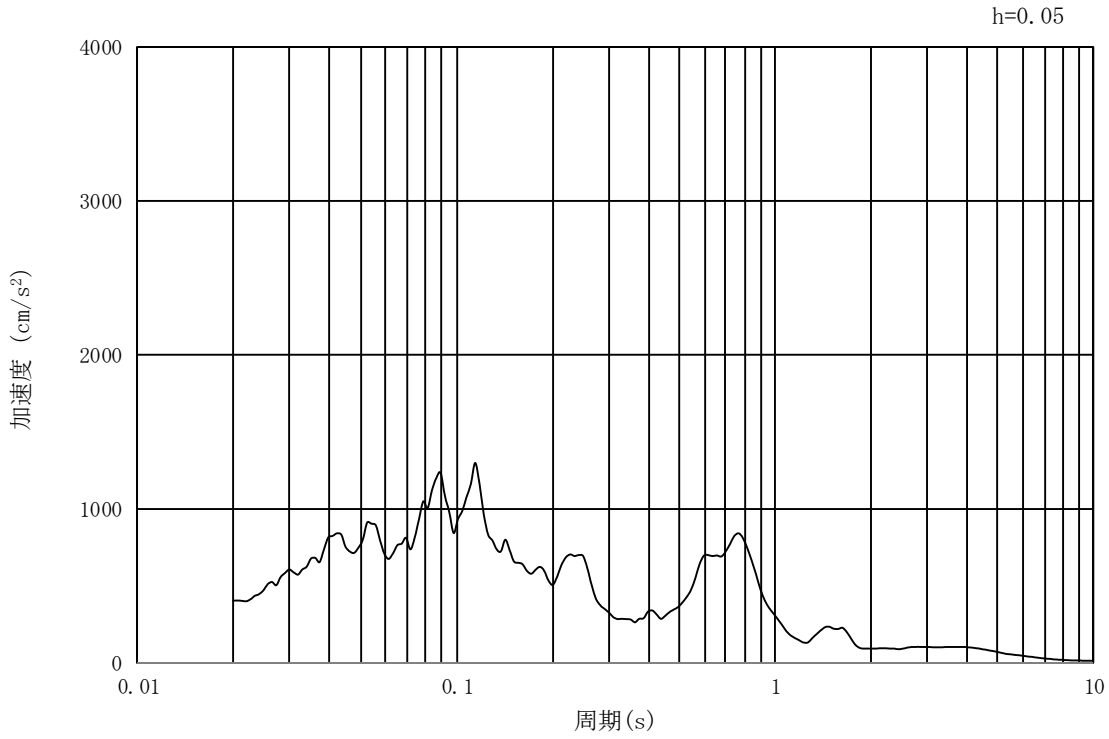


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－16　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

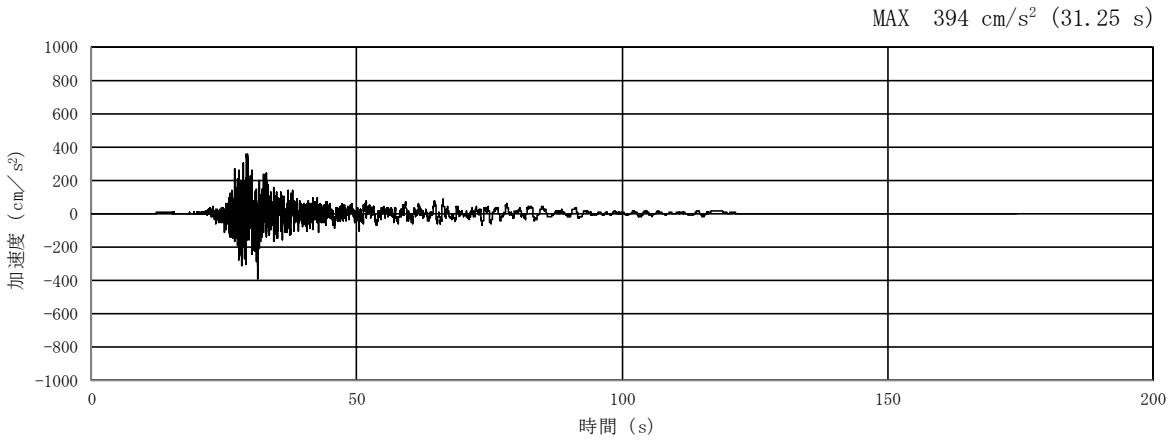


(a) 加速度時刻歴波形

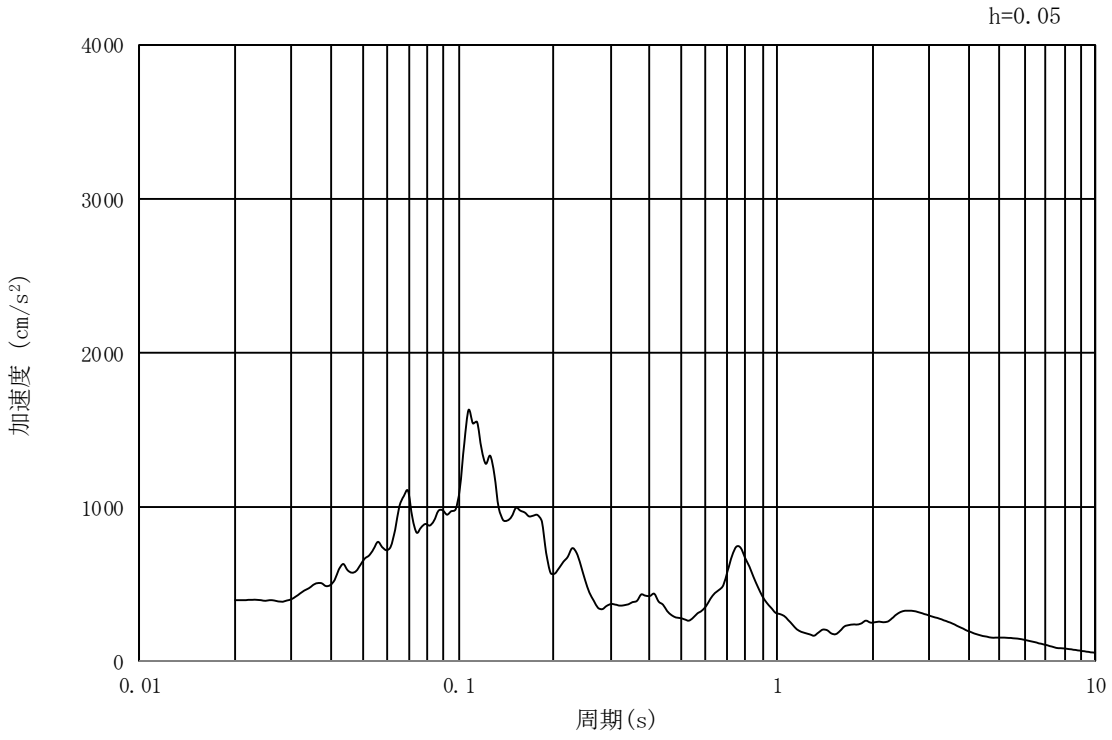


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－17　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

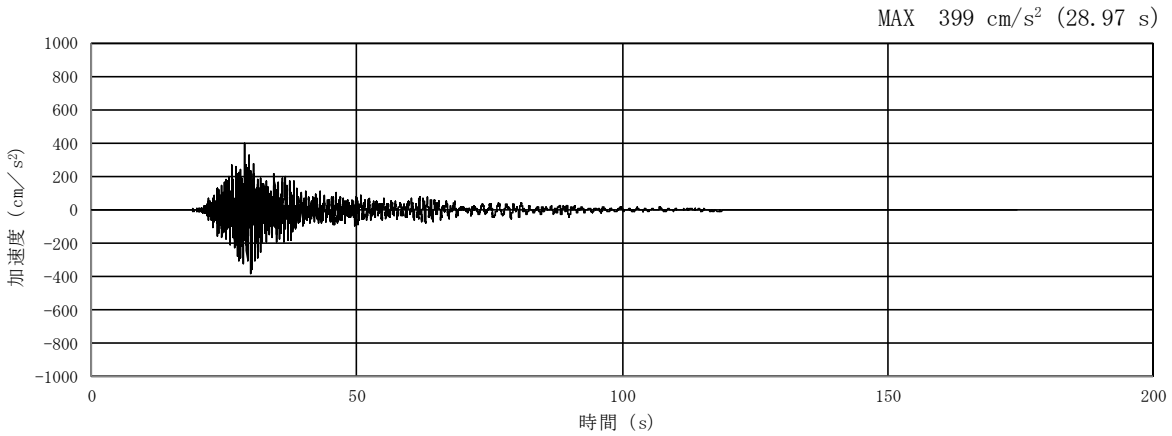


(a) 加速度時刻歴波形

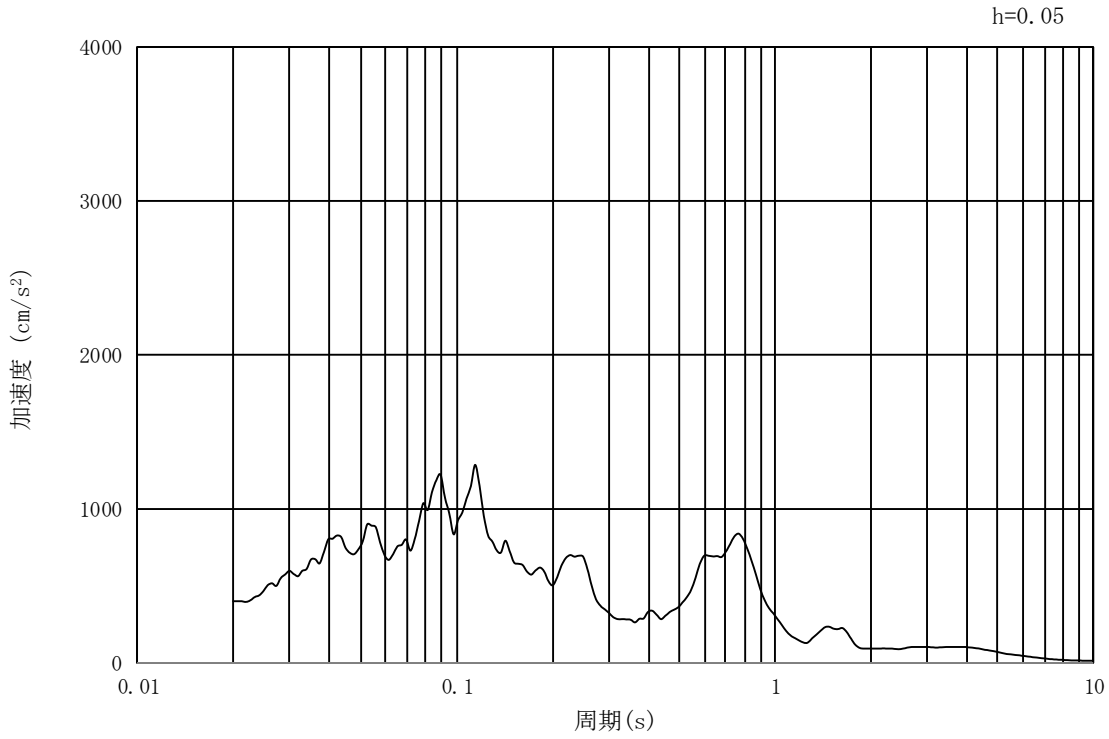


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－18　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－１４）

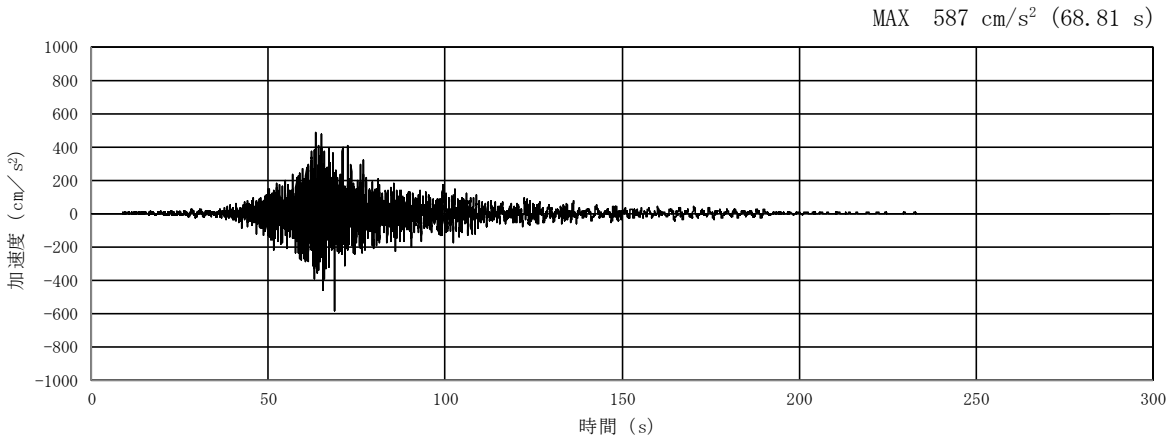


(a) 加速度時刻歴波形

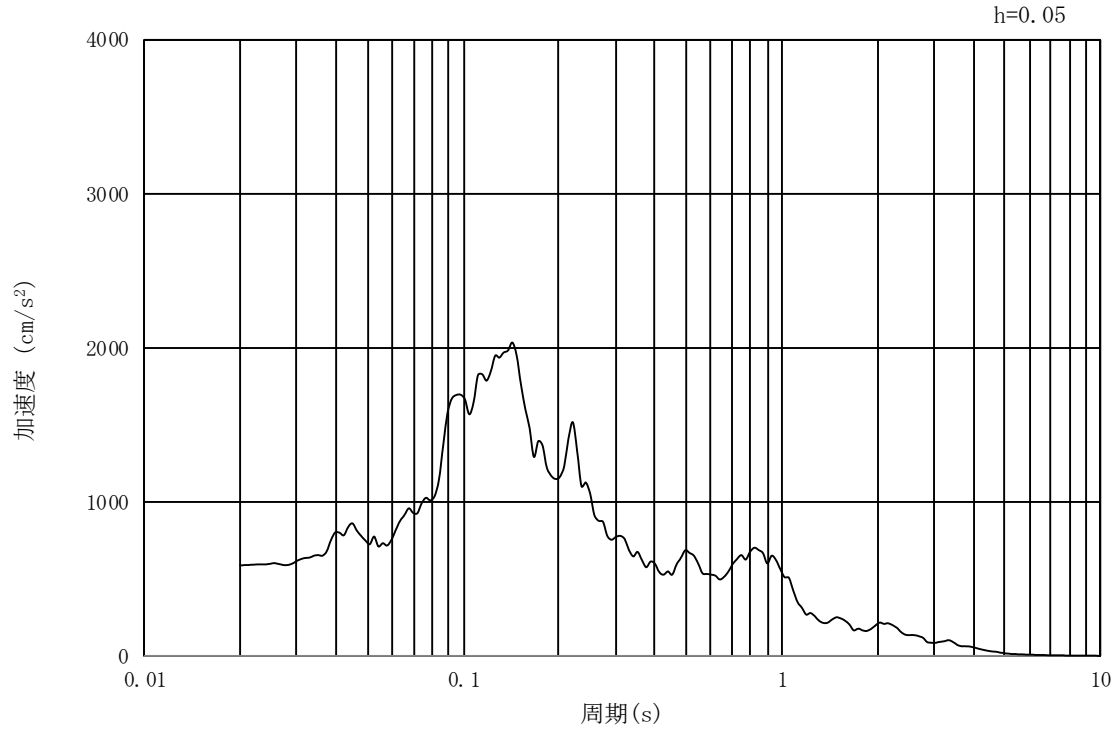


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－19　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－１４）

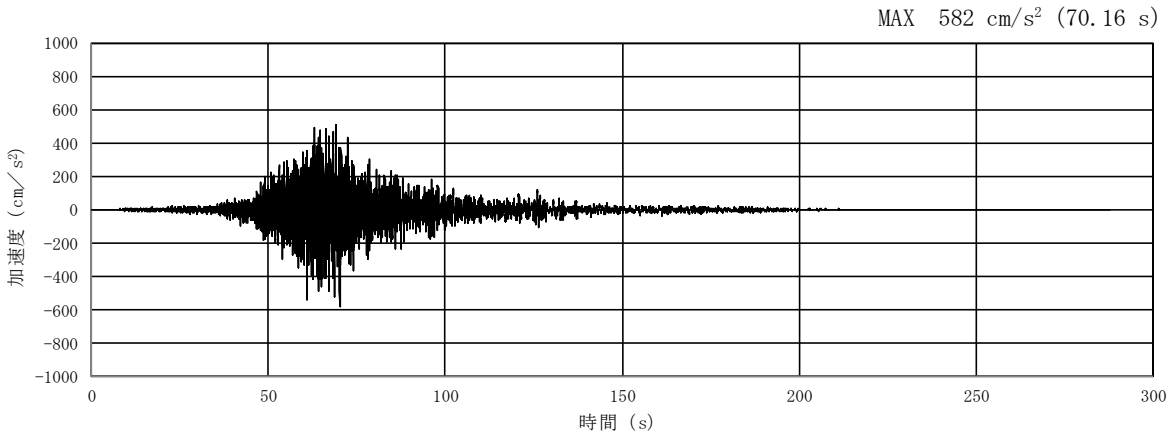


(a) 加速度時刻歴波形

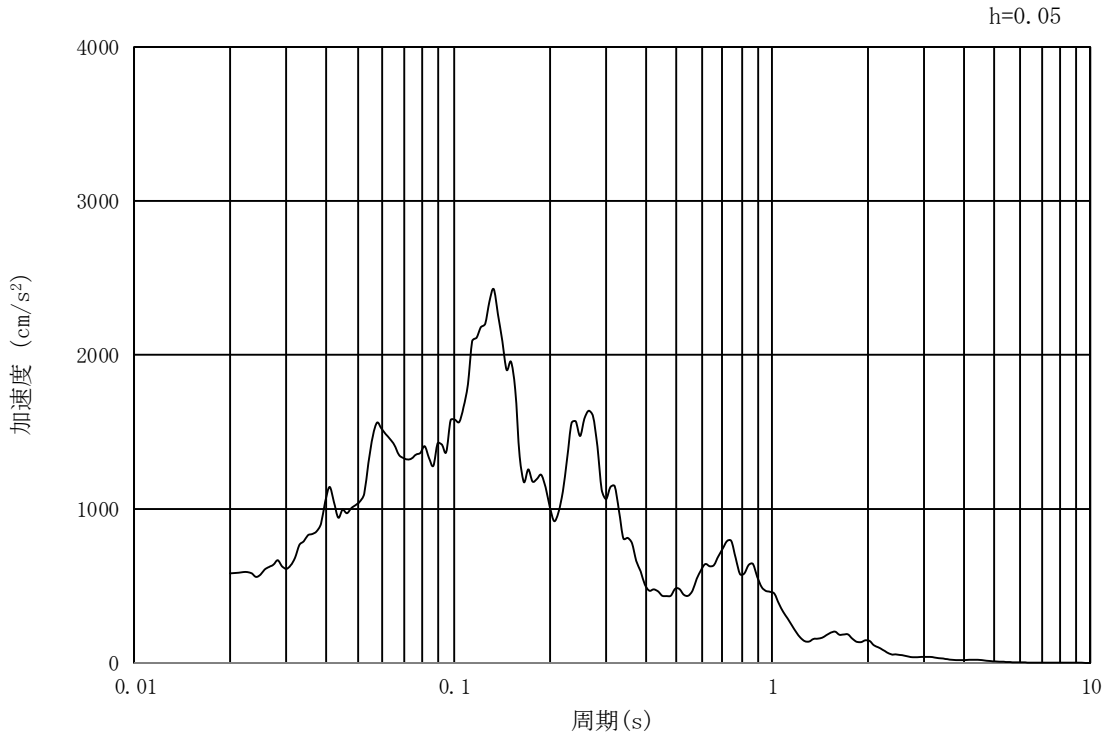


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－20　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２１）

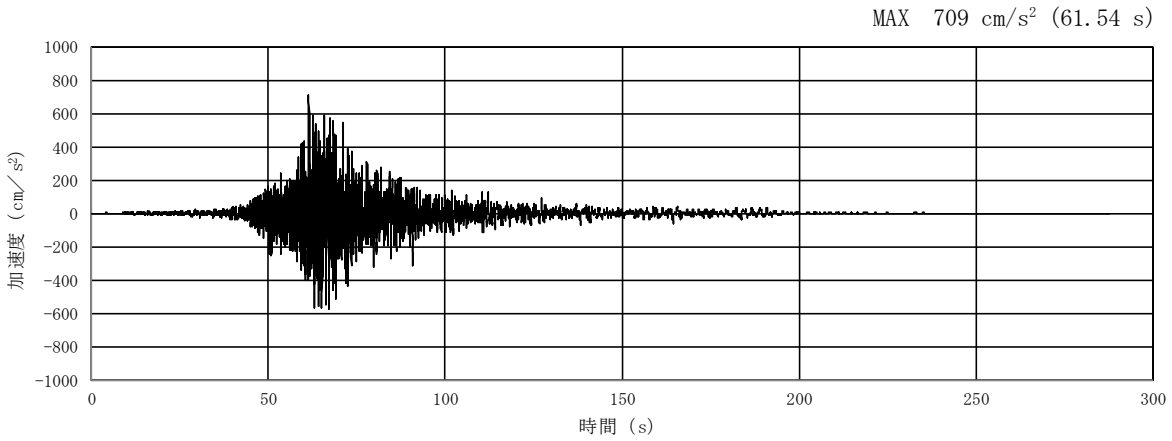


(a) 加速度時刻歴波形

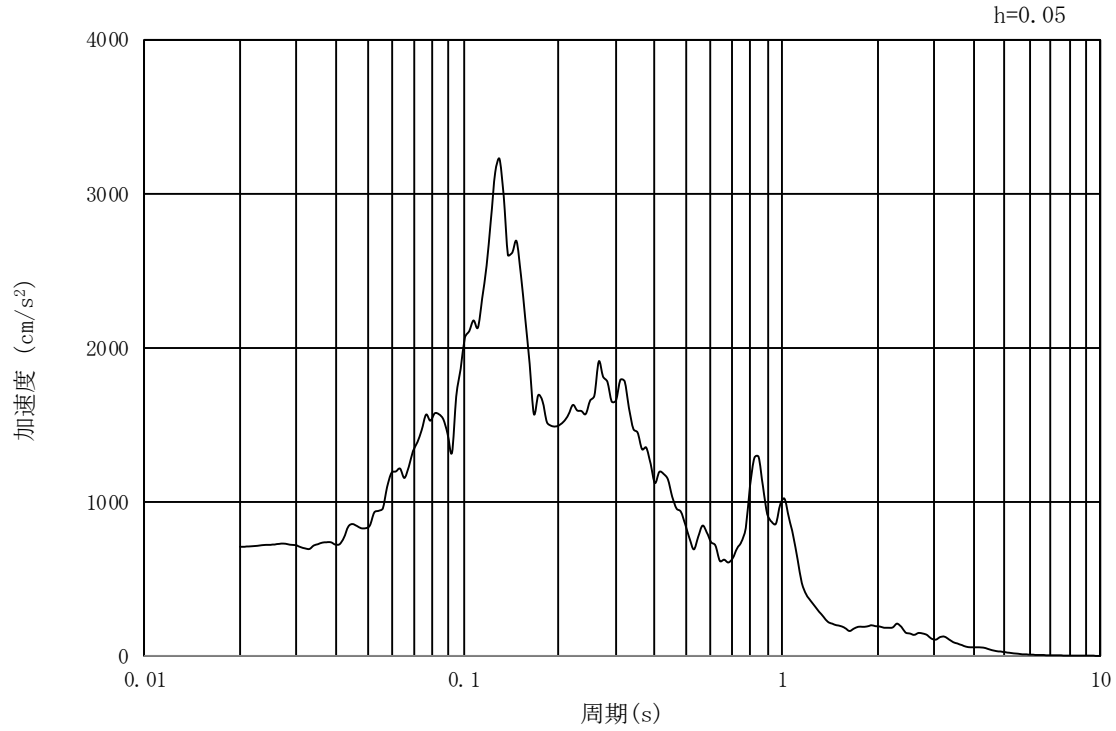


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－21　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

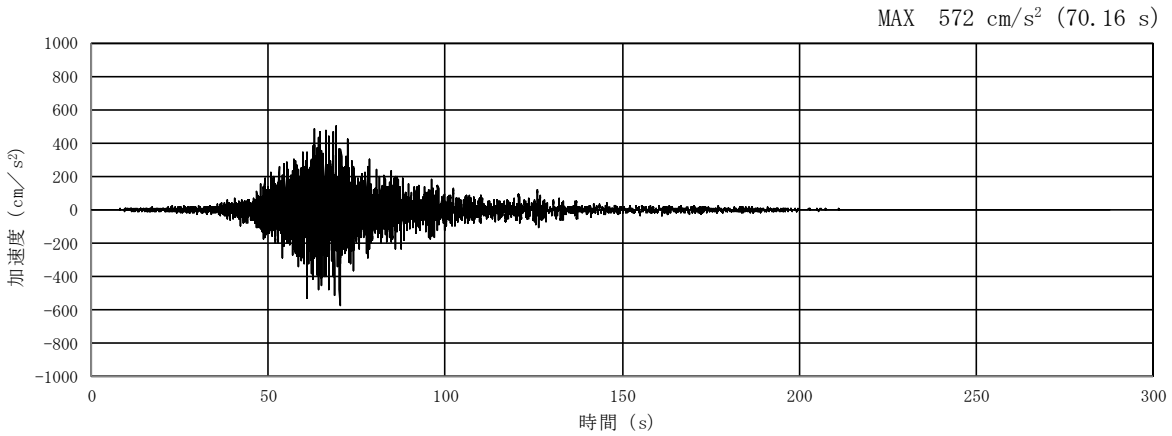


(a) 加速度時刻歴波形

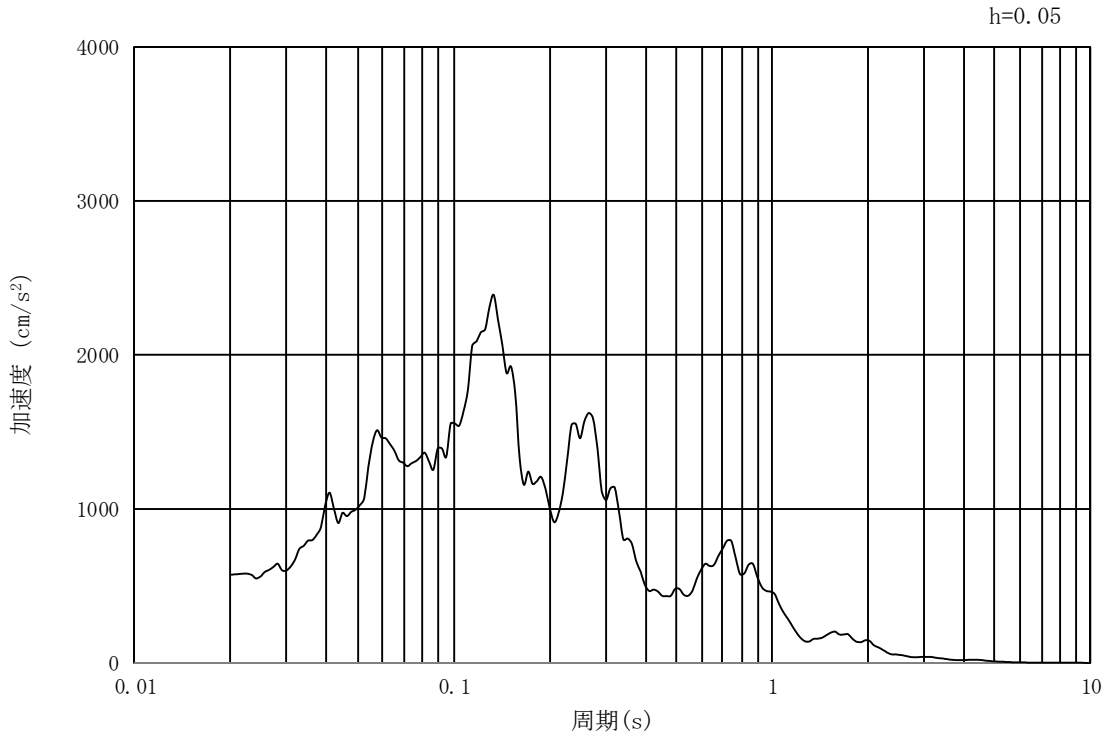


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－22　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２１）

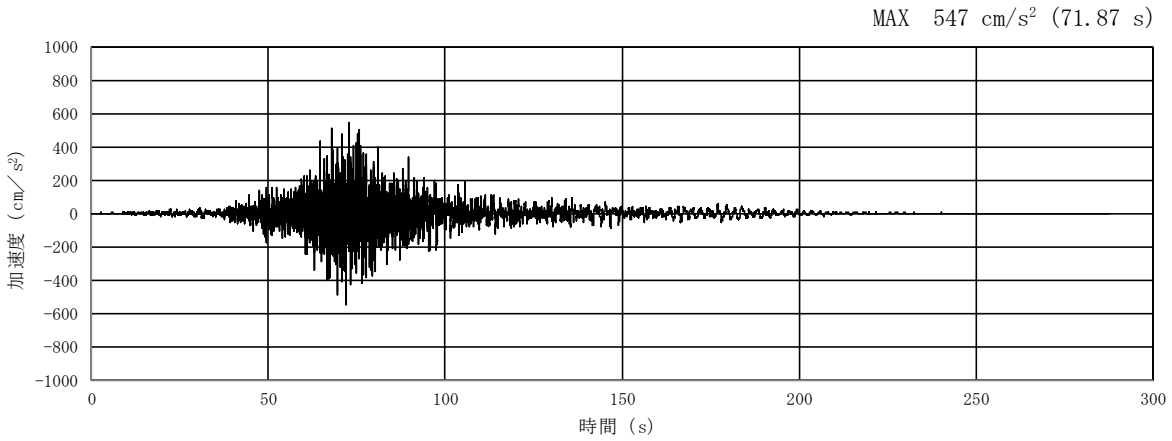


(a) 加速度時刻歴波形

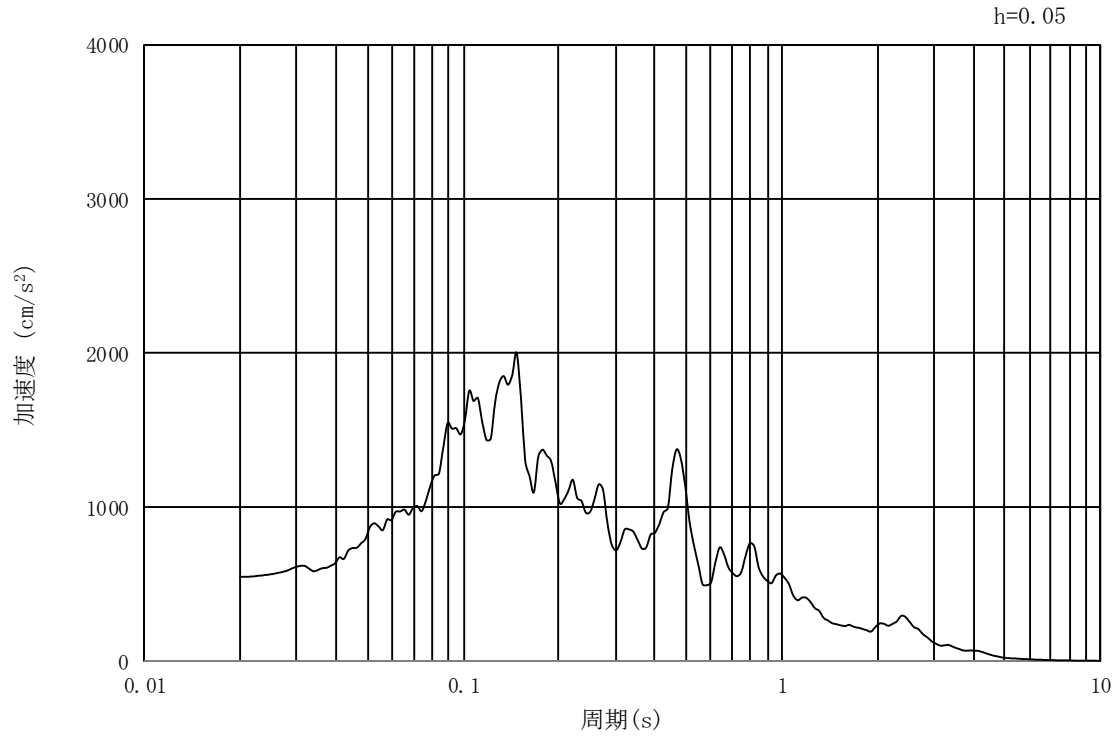


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－23　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２１）

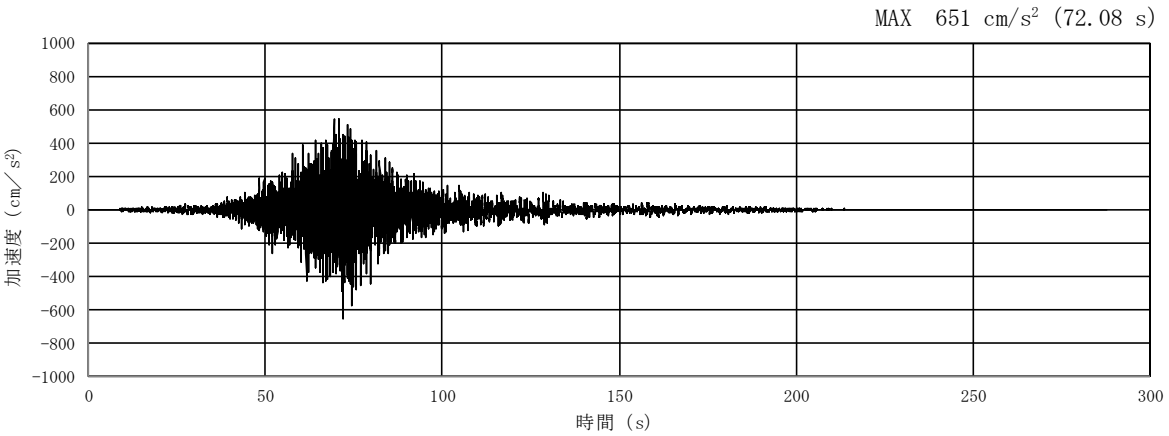


(a) 加速度時刻歴波形

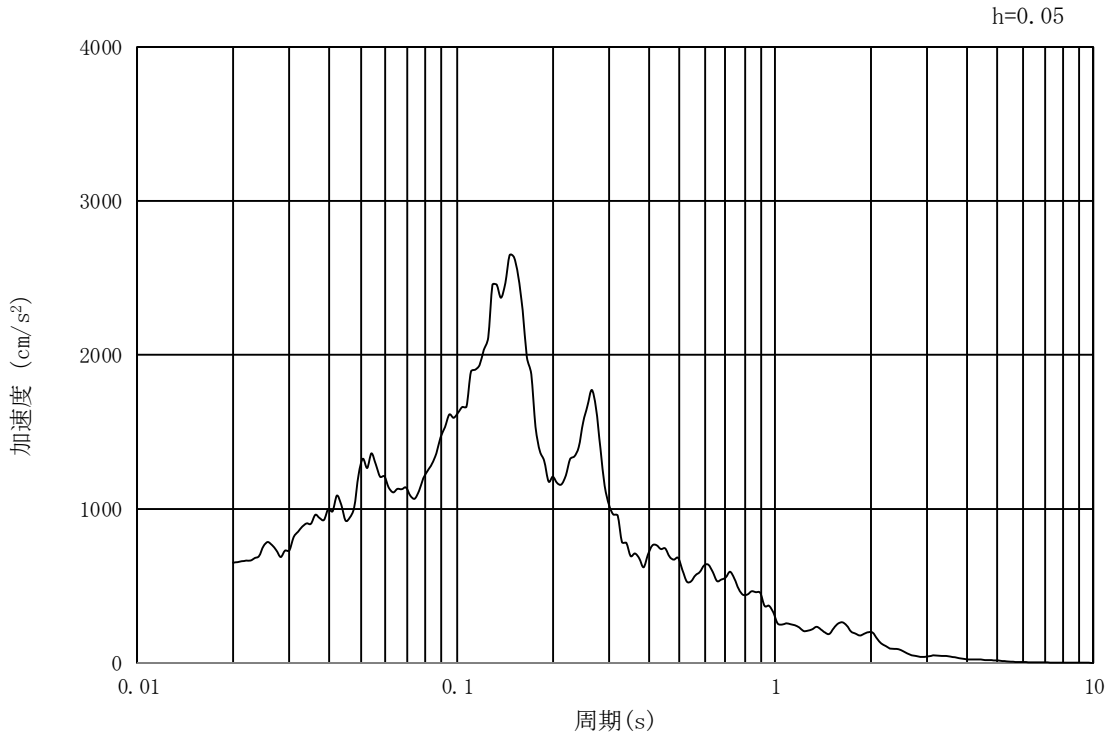


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－24　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
（引込み管軸方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

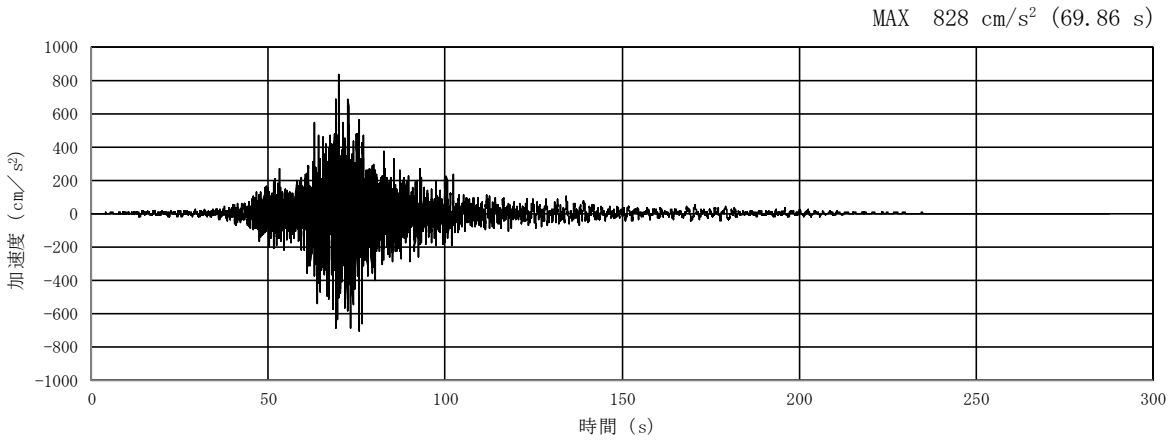


(a) 加速度時刻歴波形

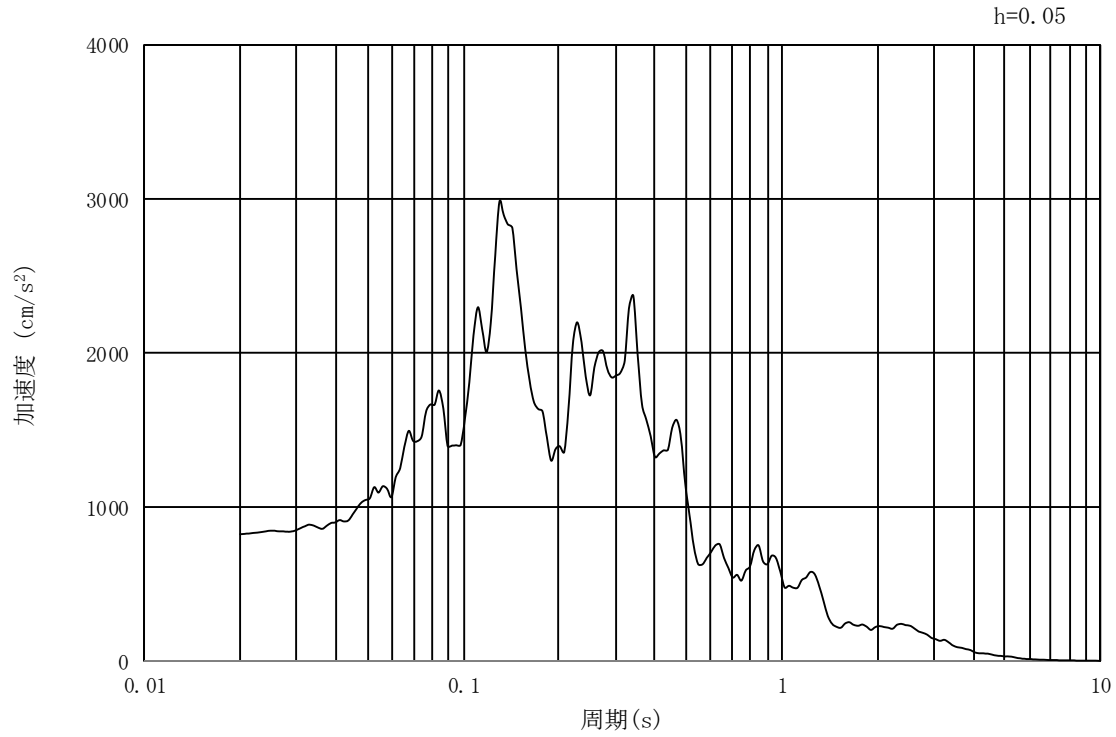


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－25　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
（引込み管軸方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２）

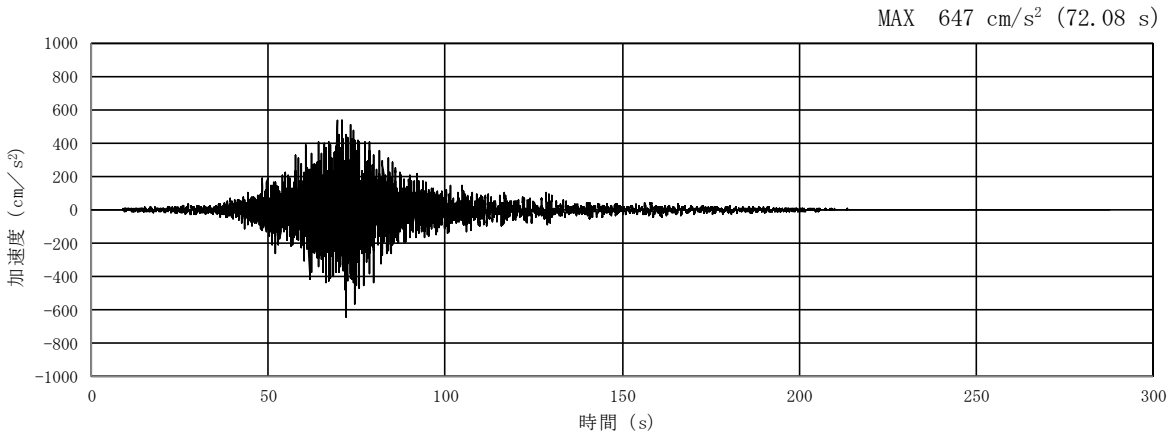


(a) 加速度時刻歴波形

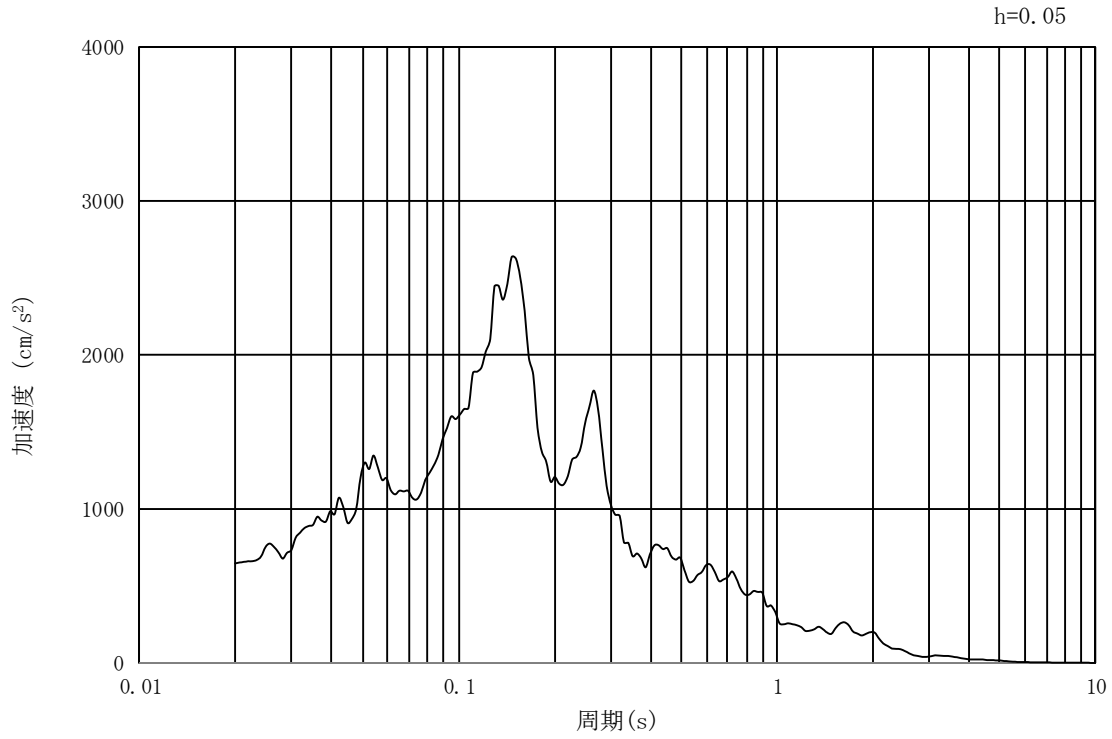


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－26　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
（引込み管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－２２）

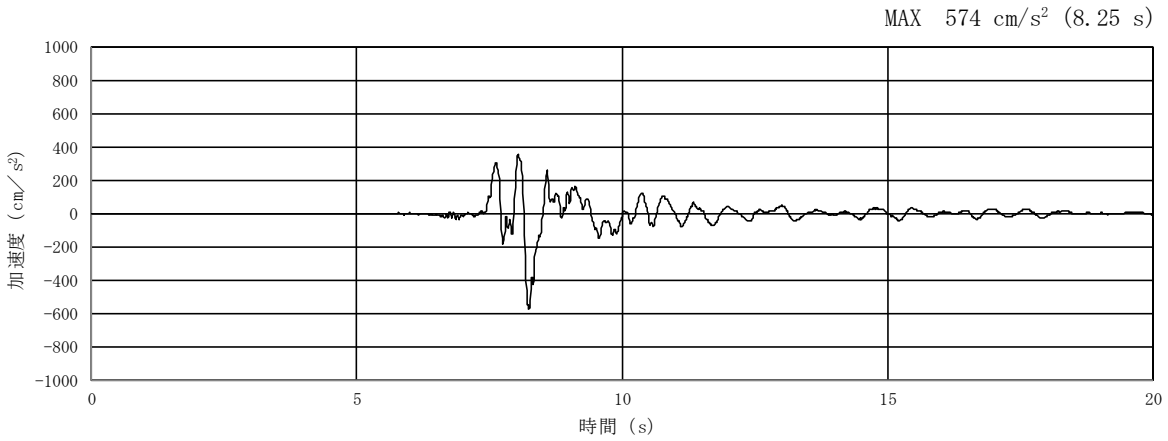


(a) 加速度時刻歴波形

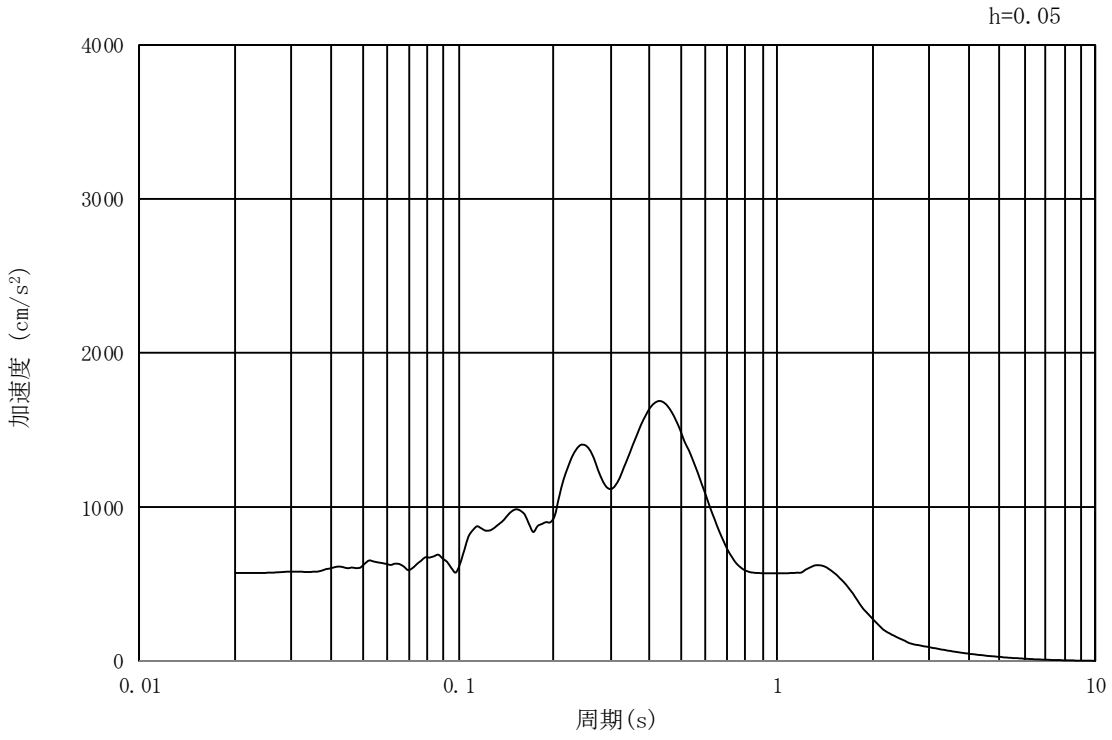


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－27　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
（引込み管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－２２）

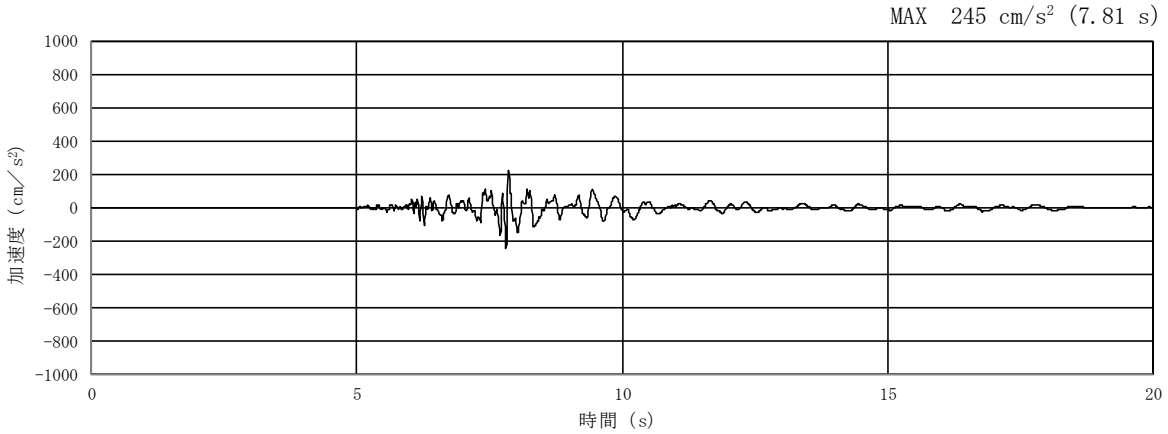


(a) 加速度時刻歴波形

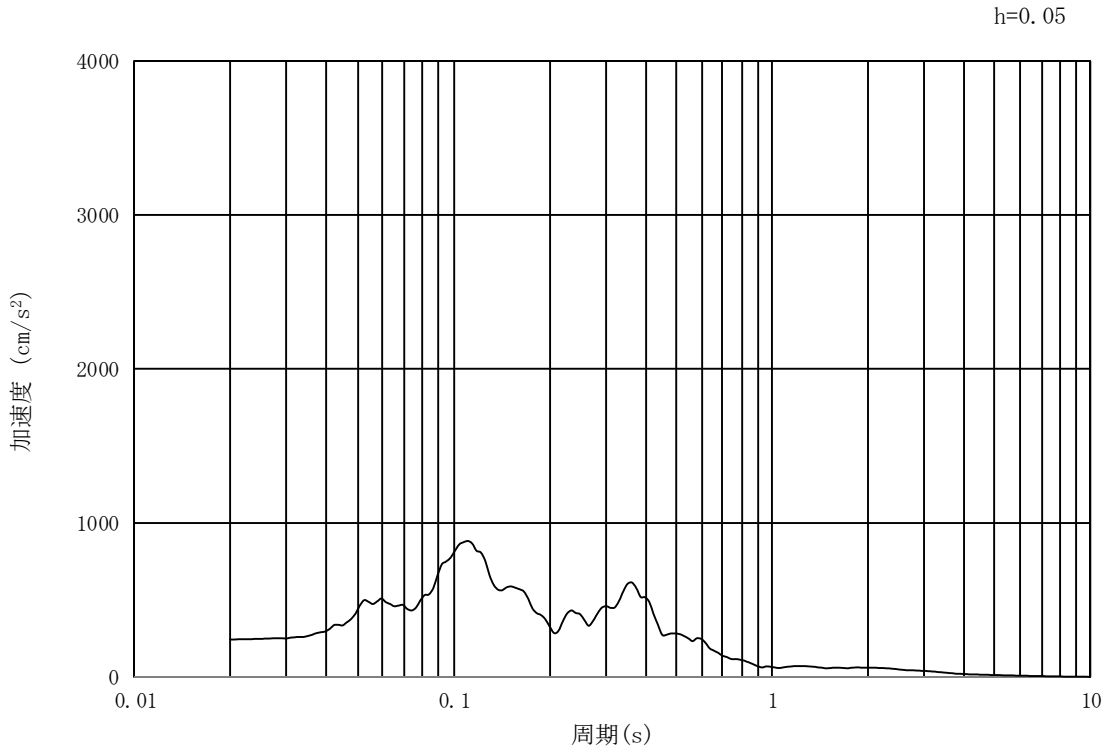


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－28　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，水平成分：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－29　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
（引込み管軸・管軸直交方向断面，鉛直成分：Ｓ$_s$－３１）

16.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

許容応力度については，コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年），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 24 年 3 月）に基づき，表 16.3－1 の通り設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 16.3－1　許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}＝40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋（SD490）*2	許容引張応力度 σ_{sa}	435
鉄筋（SD390）*1	許容引張応力度 σ_{sa}	309
鉄筋（SD345）*1	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記　＊1：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで，

q_d　：基礎底面地盤の極限支持力度

c　：基礎底面より下にある地盤の粘着力

γ_1　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

α，β　：表 16.3－2 に示す基礎底面の形状係数

D　：基礎幅

D_f　：基礎の有効根入れ深さ

N_c，N_q，N_γ：図 16.3－30 に示す支持力係数

表 16.3－2　基礎底面の形状係数（道路橋示方書より）

形状係数＼基礎底面の形状	帯　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）

ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

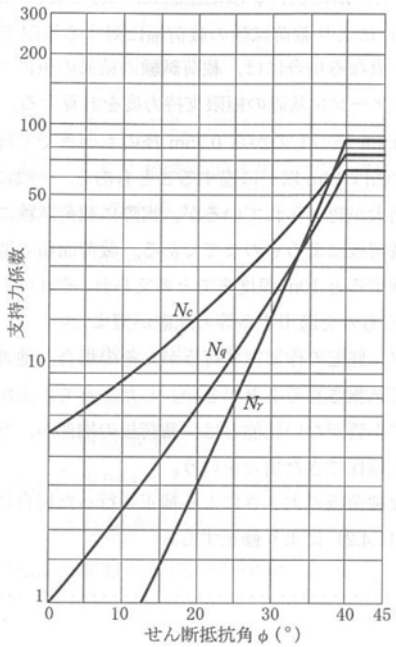


図 16.3－30　支持力係数N_c, N_q, N_γを求めるグラフ（道路橋示方書より）

上記にて求まる基礎地盤の極限支持力を表 16.3－3 に示す。

表 16.3－3　基礎地盤の極限支持力（追而）

16.3.3　内部配管の評価

２次元動的有効応力解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし，ＳＡ用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との組合せ荷重に対して内部配管及びリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

内部配管の応力照査モデルの概念図を図 16.3－31 に示す。

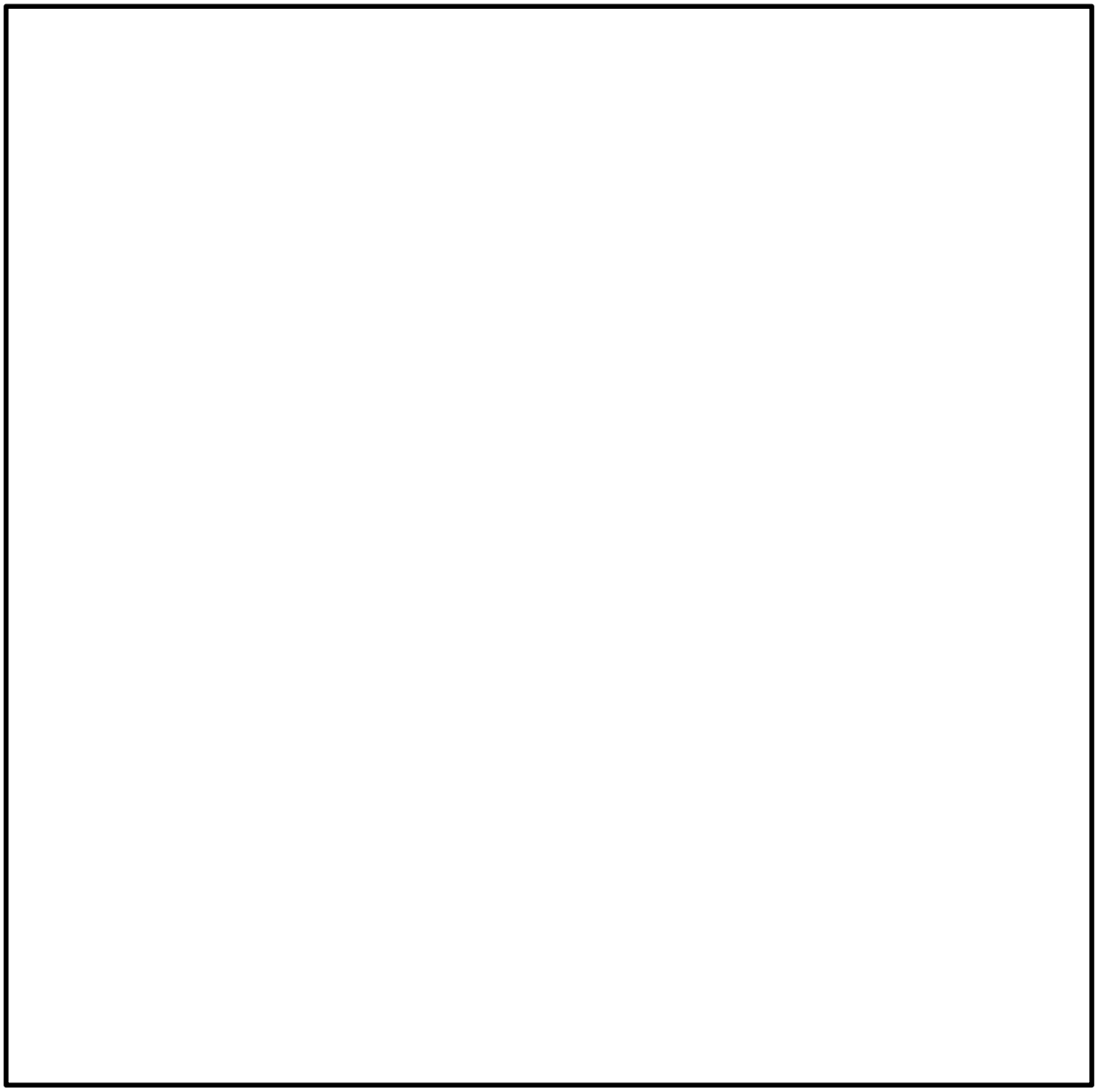


図 16.3－31　ＳＡ用海水ピット取水塔　内部配管の応力照査モデル概念図

16.3.4　上段鋼製蓋の評価

２次元動的有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して上段鋼製蓋及び固定部アンカーボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

（追而）

16.4　評価結果

16.4.1　地震応答解析結果

ＳＡ用海水ピット取水塔の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 16.4－1～図 16.4－2 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 16.4－3～図 16.4－4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 16.4－5～図 16.4－6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント（kN・m）軸力（kN）

せん断力（kN）

＊評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 16.4－1（1）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，t=●●.●●s）

「追而」

図 16.4－1（2）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－1（3）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－1（4）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－1（5）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－１１）

図 16.4－1（6）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－１２）

図 16.4－1（7）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－１３）

図 16.4－1（8）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－１４）

図 16.4－1（9）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－２１）

図 16.4－1（10）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－２２）

図 16.4－1（11）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－1（12）　引込み管軸方向の地震時断面力（S_s－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント（kN・m）軸力（kN）

せん断力（kN）

*評価位置における断面力値

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 16.4－2（1）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

「追而」

図 16.4－2（2）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－2（3）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－2（4）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－2（5）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１１）

図 16.4－2（6）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１２）

図 16.4－2（7）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１３）

図 16.4－2（8）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－１４）

図 16.4－2（9）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－２１）

図 16.4－2（10）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－２２）

図 16.4－2（11）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－2（12）　引込み管軸直交方向の地震時断面力（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－3（1）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－3（2）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－3（3）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－3（4）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－3（5）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１１）

図 16.4－3（6）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１２）

図 16.4－3（7）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１３）

図 16.4－3（8）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１４）

図 16.4－3（9）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－２１）

図 16.4－3（10）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－２２）

図 16.4－3（11）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－3（12）　引込み管軸方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 16.4－4（1）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－4（2）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－4（3）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－4（4）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－4（5）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１１）

図 16.4－4（6）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１２）

図 16.4－4（7）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１３）

図 16.4－4（8）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－１４）

図 16.4－4（9）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－２１）

図 16.4－4（10）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－２２）

図 16.4－4（11）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－4（12）　引込み管軸直交方向の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 16.4－5（1）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－5（2）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－5（3）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－5（4）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－5（5）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１１）

図 16.4－5（6）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１２）

図 16.4－5（7）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１３）

図 16.4－5（8）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１４）

図 16.4－5（9）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－２１）

図 16.4－5（10）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－２２）

図 16.4－5（11）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－5（12）　引込み管軸方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 16.4－6（1）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－6（2）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－6（3）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－6（4）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－6（5）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１１）

図 16.4－6（6）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１２）

図 16.4－6（7）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１３）

図 16.4－6（8）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－１４）

図 16.4－6（9）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－２１）

図 16.4－6（10）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－２２）

図 16.4－6（11）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－6（12）　引込み管軸直交方向の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

16.4.2　耐震評価結果

配筋要領図を図 16.4－7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4－1 に示す。

「追而」

図 16.4－7　配筋要領図

「追而」

表 16.4－1（1）　断面諸元一覧表(引込み管軸方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
防潮壁																	
地中連続壁基礎（水平）																	
地中連続壁基礎（鉛直）																	

表 16.4－1（2）　断面諸元一覧表(引込み管軸直交方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d’(m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積（単位幅）As (cm^2)	鉄筋径 (mm)	Sb (m)	Ss (m)	断面積（単位幅）Aw (cm^2)
				外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面										
防潮壁																	
地中連続壁基礎（水平）																	
地中連続壁基礎（鉛直）																	

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 16.4－2 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 16.4－3 にそれぞれ示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 16.4－2（1）　コンクリートの曲げ照査結果（引込み管軸方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
S_s－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 16.4－2（2）　コンクリートの曲げ照査結果（引込み管軸直交方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
S_s－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 16.4－3（1）　鉄筋の曲げ照査結果（引込み管軸方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D１	〔H＋，V＋〕				
	〔H＋，V－〕				
	〔H－，V＋〕				
	〔H－，V－〕				
S_s－１１	〔H＋，V＋〕				
S_s－１２	〔H＋，V＋〕				
S_s－１３	〔H＋，V＋〕				
S_s－１４	〔H＋，V＋〕				
S_s－２１	〔H＋，V＋〕				
S_s－２２	〔H＋，V＋〕				
S_s－３１	〔H＋，V＋〕				
	〔H－，V＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 16.4－3（2）　鉄筋の曲げ照査結果（引込み管軸直交方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①発生応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－D１	〔H＋，V＋〕				
	〔H＋，V－〕				
	〔H－，V＋〕				
	〔H－，V－〕				
S_s－１１	〔H＋，V＋〕				
S_s－１２	〔H＋，V＋〕				
S_s－１３	〔H＋，V＋〕				
S_s－１４	〔H＋，V＋〕				
S_s－２１	〔H＋，V＋〕				
S_s－２２	〔H＋，V＋〕				
S_s－３１	〔H＋，V＋〕				
	〔H－，V＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 16.4－4 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が短期許容応力度以下，又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（V_{sa}）を合わせた許容せん断力（V_{a}）以下であることを確認した。なお，発生応力度及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 16.4－4（1）　せん断照査結果（引込み管軸方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①せん断応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
Ｓｓ－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

「追而」

表 16.4－4（2）　せん断照査結果（引込み管軸直交方向）

地震時	位相	部材高 (m)	①せん断応力度 (N/mm^2)	②短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
S_s－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ＋，Ｖ－〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ－〕				
S_s－１１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１３	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－１４	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－２２	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
S_s－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕				
	〔Ｈ－，Ｖ＋〕				

注記　＊：評価位置は下図に示す

(3)　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評価結果を表 16.4－5 に，接地圧分布図を図 16.4－8～図 16.4－9 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔の接地圧はS_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕（●●断面方向）で●● kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力●● kN/m^2 以下である。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の基礎地盤は，基準地震動S_sに対し，支持性能を有する。

「追而」

表 16.4－5　基礎地盤の支持性能評価結果

「追而」

図 16.4－8（1）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－8（2）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－8（3）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－8（4）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－8（5）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１１）

図 16.4－8（6）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１２）

図 16.4－8（7）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）

図 16.4－8（8）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）

図 16.4－8（9）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）

図 16.4－8（10）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）

図 16.4－8（11）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－8（12）　引込み管軸方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

「追而」

図 16.4－9（1）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－9（2）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）

図 16.4－9（3）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

図 16.4－9（4）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

図 16.4－9（5）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１１）

図 16.4－9（6）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１２）

図 16.4－9（7）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）

図 16.4－9（8）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）

図 16.4－9（9）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）

図 16.4－9（10）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）

図 16.4－9（11）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）

図 16.4－9（12）　引込み管軸直交方向の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）

16.5　まとめ

ＳＡ用海水ピット取水塔について，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対し，構造物の曲げ及びせん断並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔は，基準地震動Ｓ$_s$による地震力に対して，要求機能を維持できる。

17.　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価

目次

17.1 評価方法……2
17.2 評価条件……2
17.2.1 適用基準……2
17.2.2 耐震安全性評価フロー……4
17.2.3 評価対象断面の方向……5
17.2.4 評価対象断面の選定……7
17.2.5 使用材料及び材料定数……10
17.2.6 地下水位……13
17.2.7 地震応答解析手法……13
17.2.8 解析モデルの設定……14
17.2.9 減衰定数……23
17.2.10 荷重の組合せ……25
17.2.11 地震応答解析の検討ケース……27
17.3 評価内容……29
17.3.1 入力地震動の設定……29
17.3.2 許容限界の設定……58
17.4 評価結果……61
17.4.1　地震応答解析結果……61
17.4.2　耐震評価結果……61
17.5 まとめ……62

17.1　評価方法

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクを間接支持する鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，内空幅９ｍ（タンク軸方向）×約５ｍ（タンク横断方向），内空高さ約６ｍである。また，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎について基準地震動Ｓｓによる耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力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，地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

17.2　評価条件

17.2.1　適用基準

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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）を適応するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月），鋼管杭は道路橋示方書（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）を適応する。

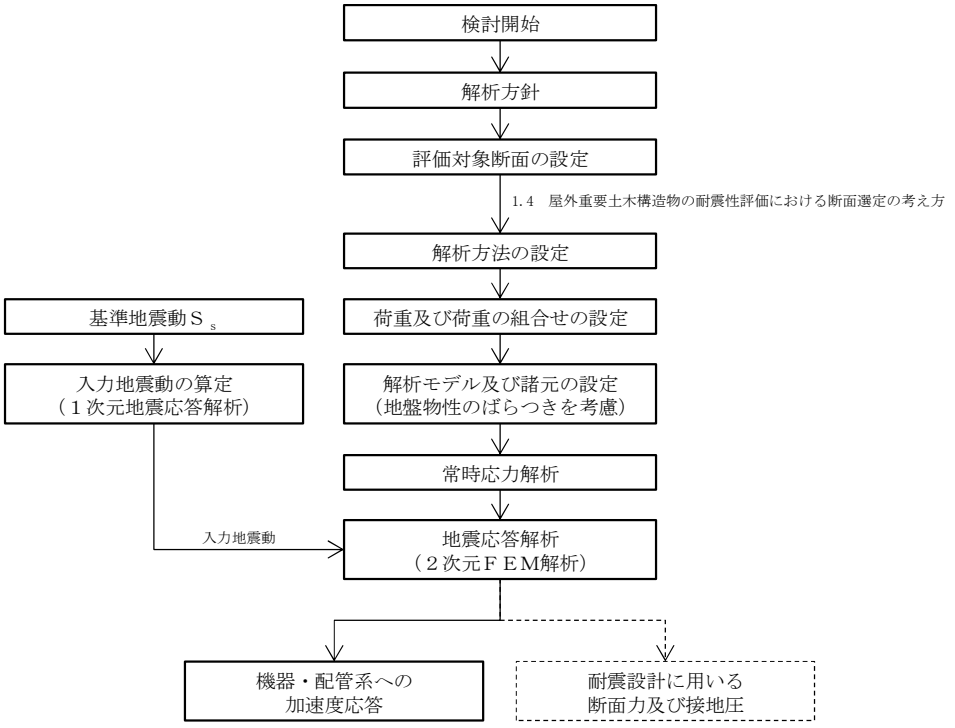
表 17.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 17.2－1　適用する規格，基準類

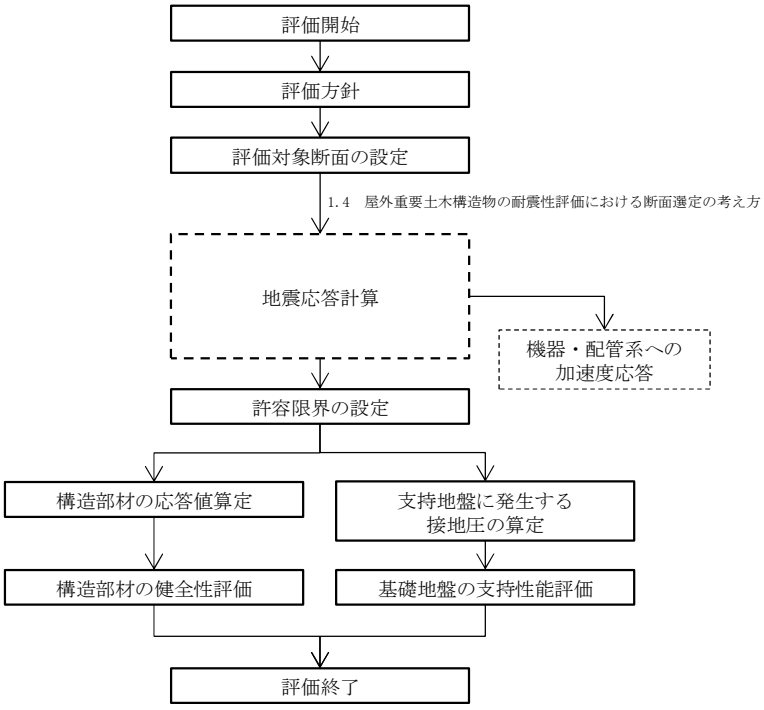
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	―
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） ・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容応力以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

17.2.2　耐震安全性評価フロー

図 17.2－1 に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価フローを示す。



＜地震応答計算＞



＜耐震性評価＞

図 17.2－1　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価フロー

17.2.3　評価対象断面の方向

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の位置を図 17.2－2 に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，内空幅９ m（タンク軸方向）×約５ m（タンク横断方向），内空高さ約６ mの鉄筋コンクリート造である。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の縦断方向（東西方向）は加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，横断断面方向（南北方向）は，タンクを格納するため側壁の離隔が大きく耐震設計上見込めないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価では，構造の安定性に支配的な南北方向を評価対象断面の方向とする。

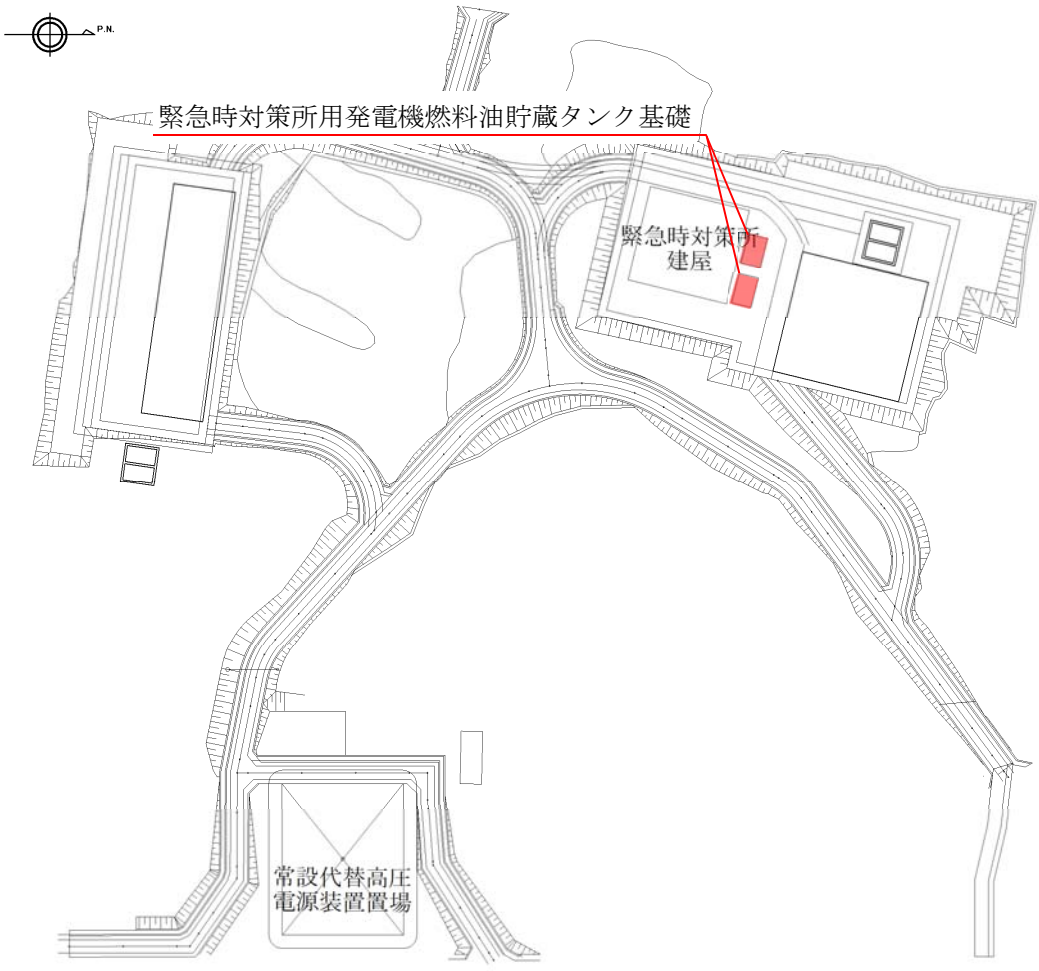


図 17.2－2　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の位置図（全体平面図）

17.2.4　評価対象断面の選定

図 17.2－3 及び図 17.2－4 に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面位置図及び断面図を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，内空幅 9 m（タンク軸方向）×約 5 m（タンク横断方向），内空高さ約 6 m の鉄筋コンクリート造である。

評価対象断面は，「1.4.17　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方」で記載したとおり，第四紀層の液状化検討層の厚さが比較的厚く，構造物の弱軸断面方向である①－①断面を代表として耐震評価を実施する。なお，②－②断面についても，設備の床応答算出の観点から地震応答解析を実施する。

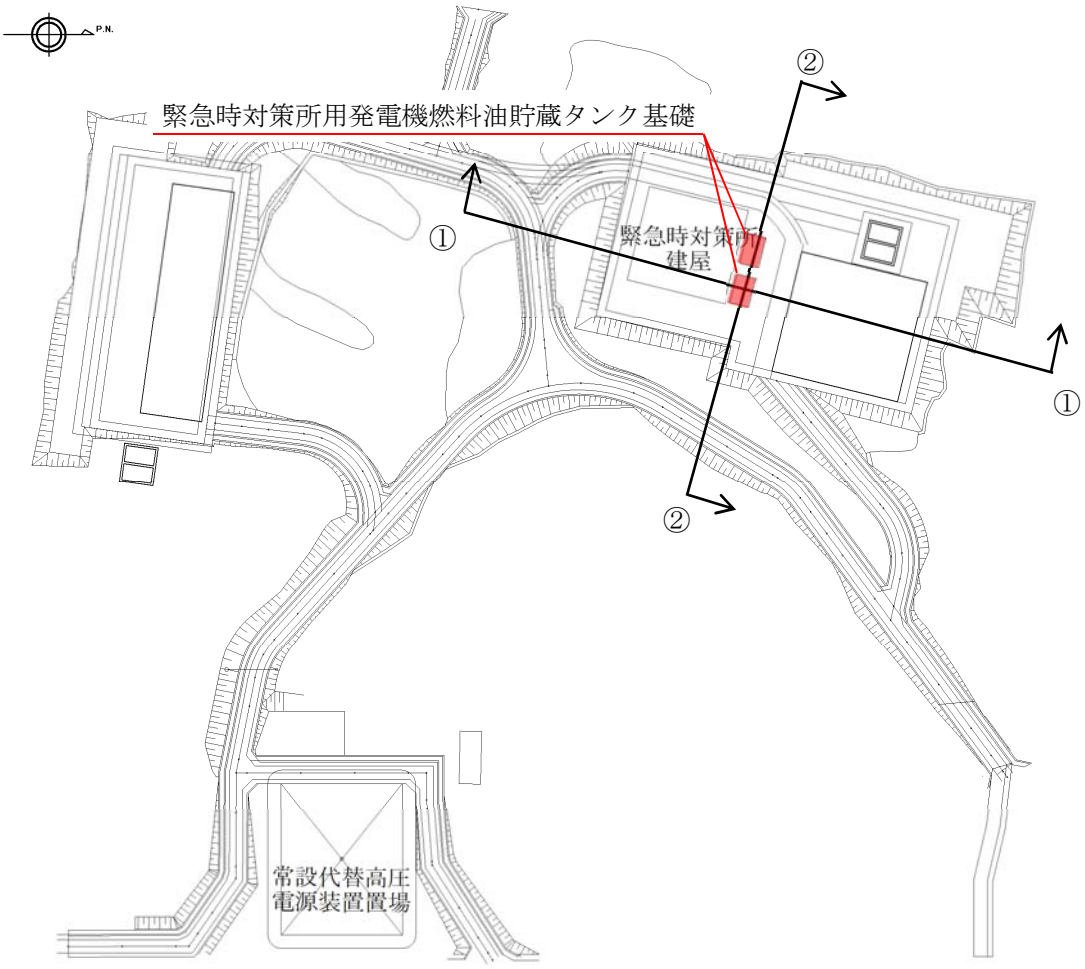
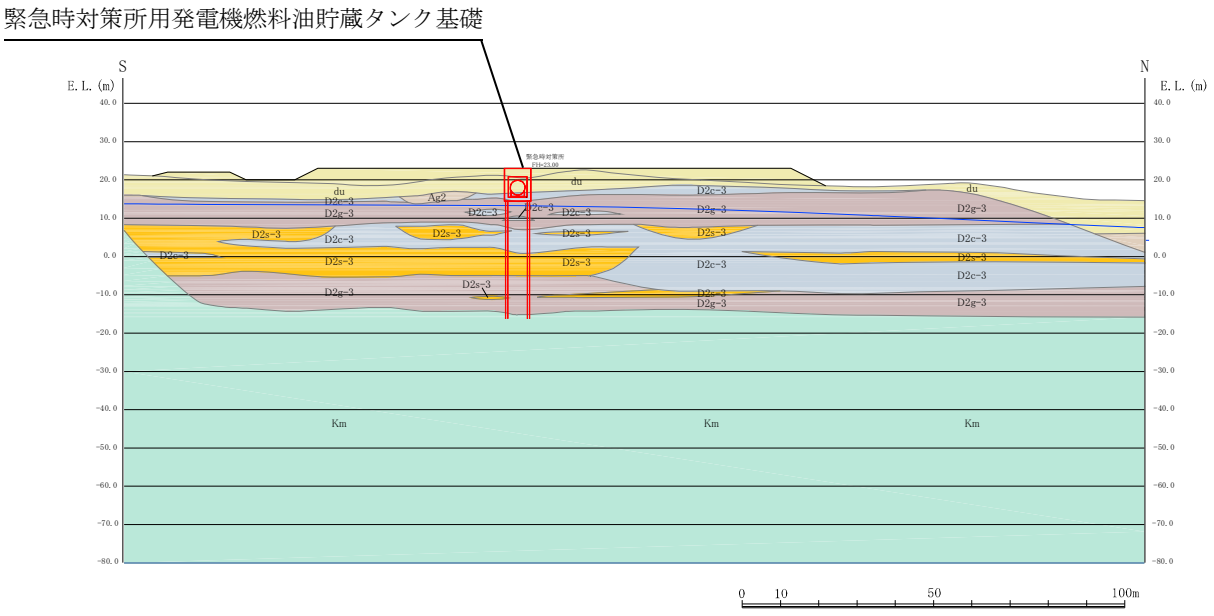
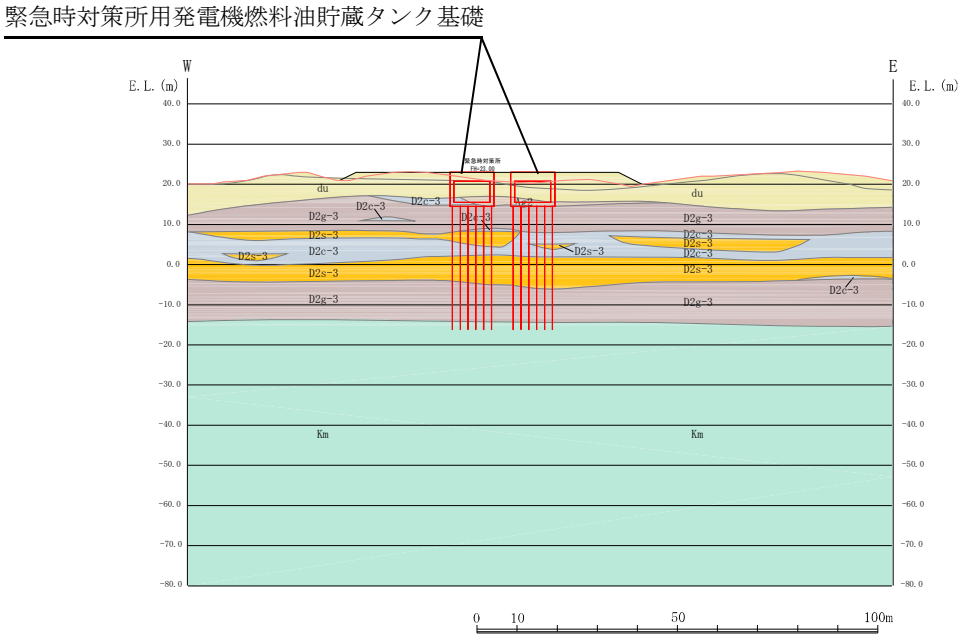


図 17.2－3　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面位置図



(①－①断面)



(②－②断面)

図 17.2－4　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面図

17.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表17.2－2に，材料物性値を表17.2－3に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表17.2－4に示す。

表17.2－2　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD490
鋼管杭	SKK490

表17.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
鋼管杭	77	2.0×10^5	0.3

表 17.2－4(1)　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤							豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 17.2－4（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 17.2－4 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)			密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5	～	10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5	～	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5	～	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5	～	7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5	～	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5	～	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5	～	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5	～	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5	～	2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5	～	1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5	～	0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5	～	-0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5	～	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5	～	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	～	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	～	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5	～	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	～	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5	～	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5	～	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11	～	-9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13	～	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	～	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	～	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	～	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	～	-19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	～	-21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	～	-23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27	～	-25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29	～	-27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31	～	-29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33	～	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	～	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	～	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	～	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	～	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	～	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45	～	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47	～	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49	～	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51	～	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	～	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55	～	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	～	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	～	-57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	～	-59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63	～	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65	～	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67	～	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69	～	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71	～	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	～	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75	～	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77	～	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79	～	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81	～	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85	～	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90	～	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95	～	-90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101	～	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108	～	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115	～	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122	～	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130	～	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

17.2.6　地下水位

地下水位は地表面に設定する。

17.2.7　地震応答解析手法

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地震応答解析については，解析コード「FLIP ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 17.2－5 に示す。

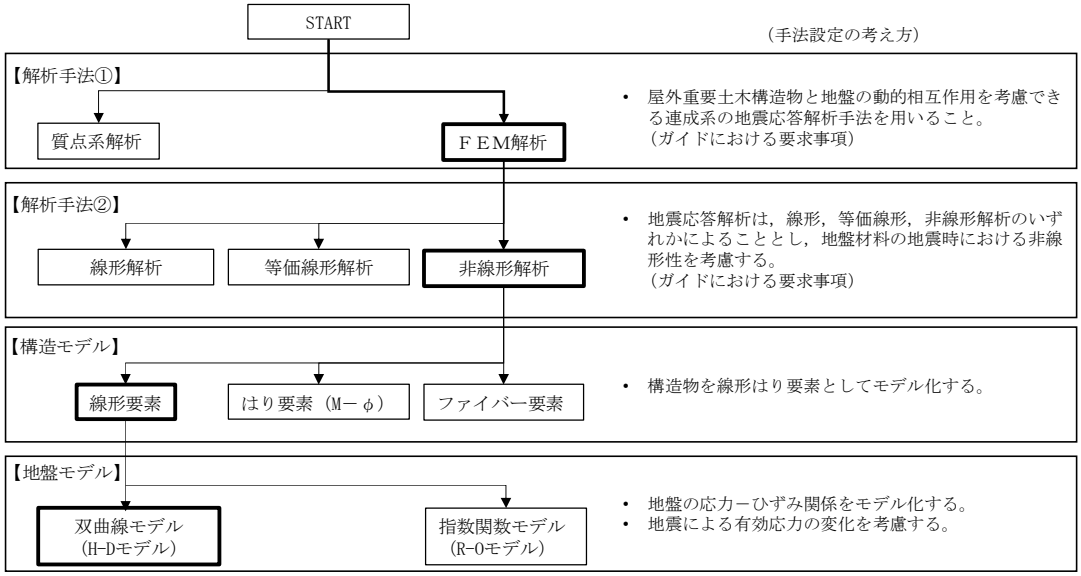


図 17.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

17.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を適応し，図 17.2－6 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎周辺の地質断面図を図 17.2－7 に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側方及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している。

地震応答解析モデルを図 17.2－8 に示す。

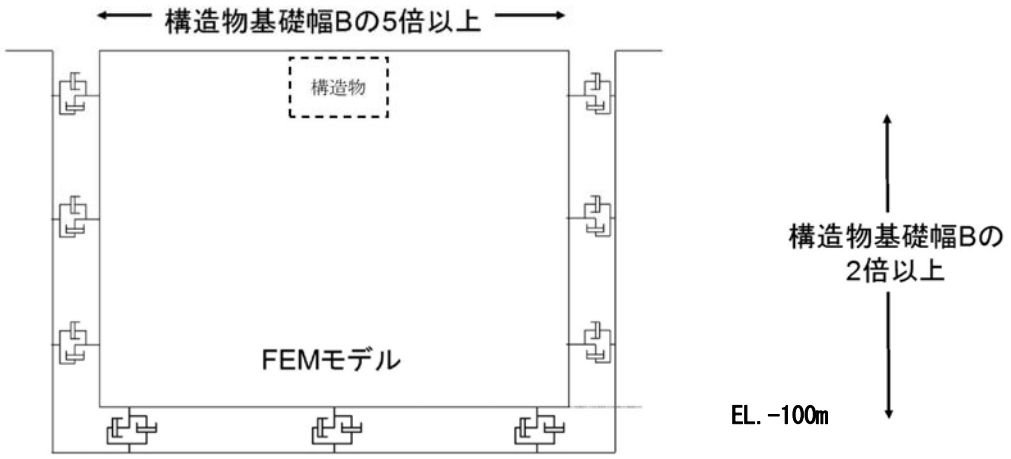


図 17.2－6　モデル範囲の考え方

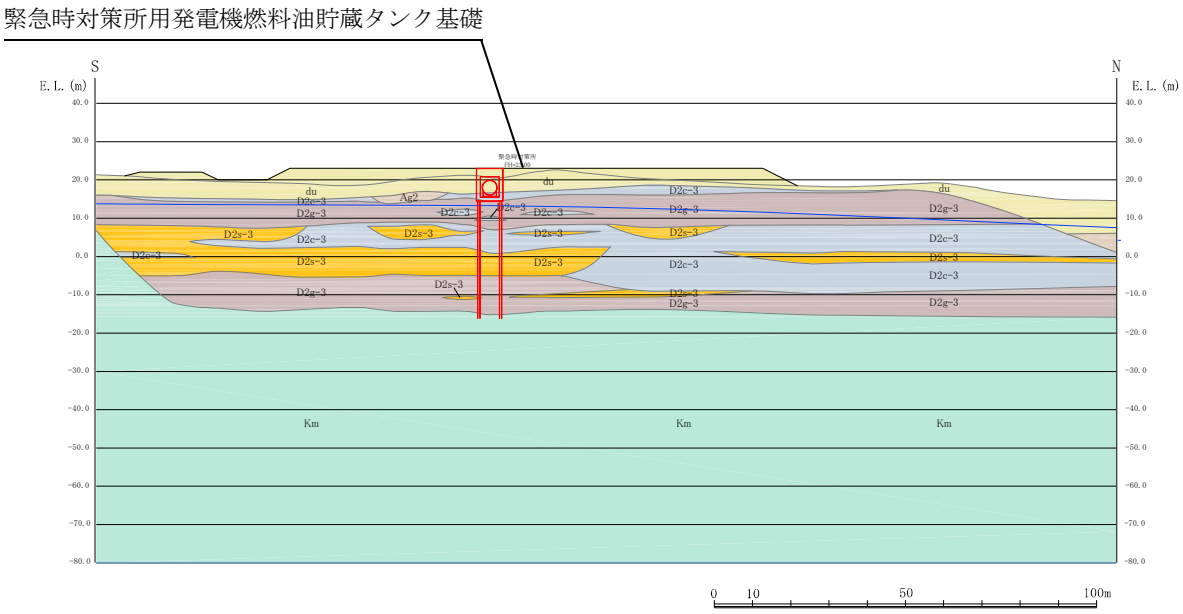


図 17.2－7　（1）地質断面図（①－①断面）

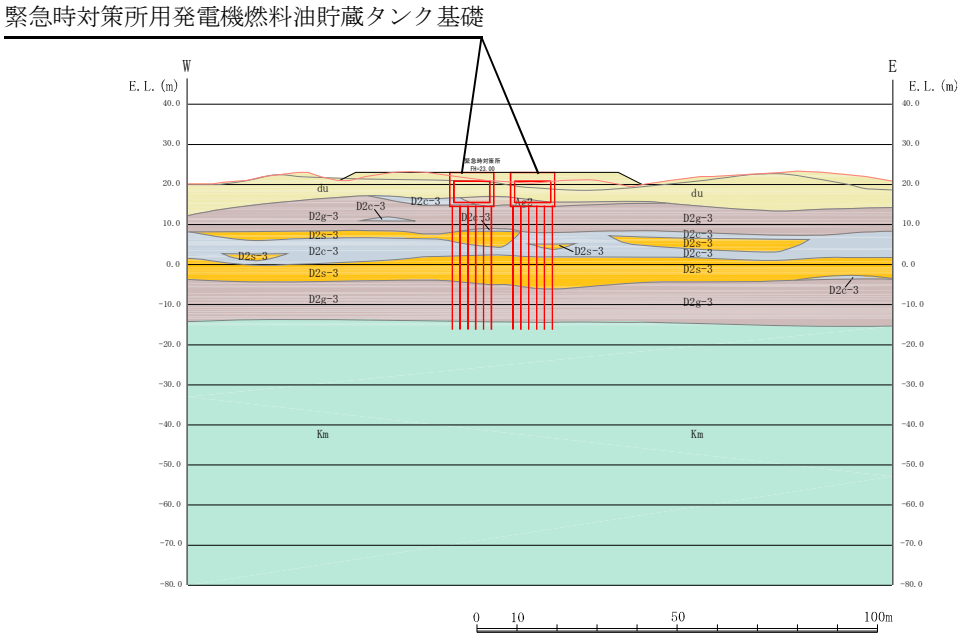


図 17.2－7　（2）地質断面図（②－②断面）

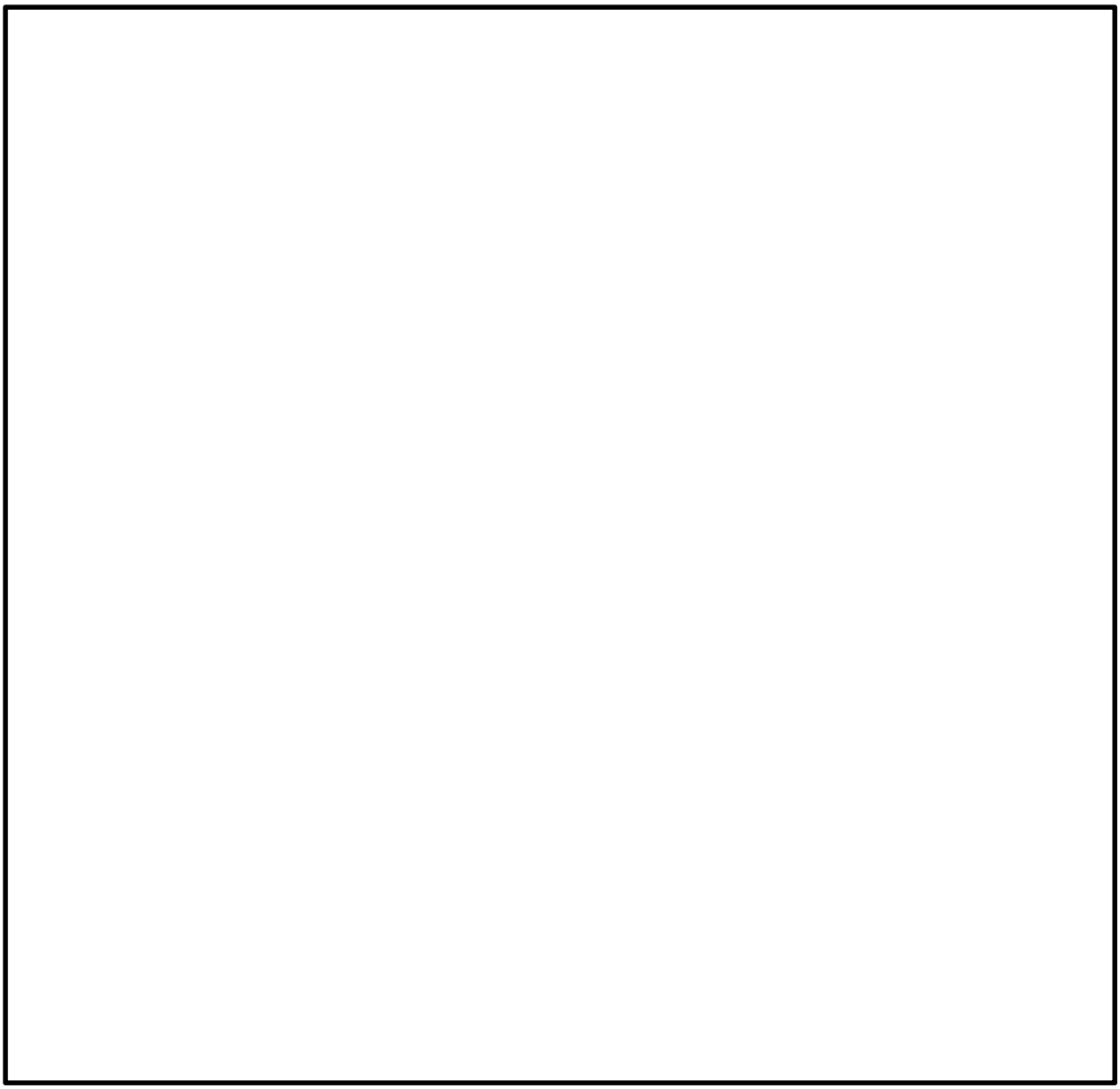


図 17.2－8（1）　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル
（①－①断面）

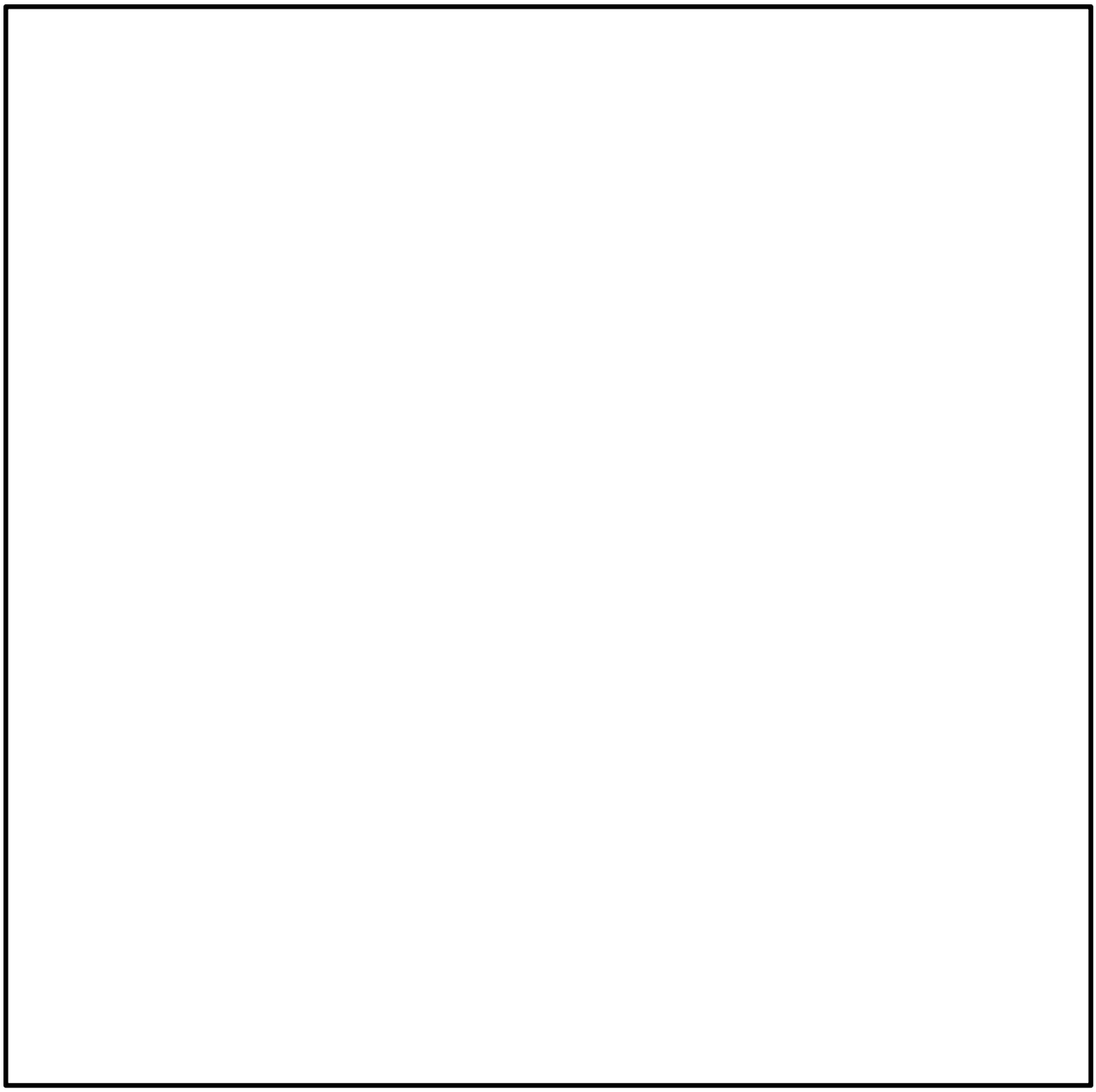


図 17.2－8 (2)　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル
(②－②断面)

(2)　ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c，ϕ は周辺地盤の c，ϕ とする。（表 17.2－5 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表 17.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c （N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	－
	D2c-3 層	0.026	35.6	－
	D2s-3 層	0.01	35.8	－
	D2g-3 層	0	44.4	－
新第三系	Km 層	c ＝0.358－0.00603・ z	ϕ ＝23.2＋0.0990・ z	－
地盤改良体		0.5	0	－

z ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 17.2－6 のとおり設定する。図 17.2－9 にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 17.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

（①－①断面）

（②－②断面）

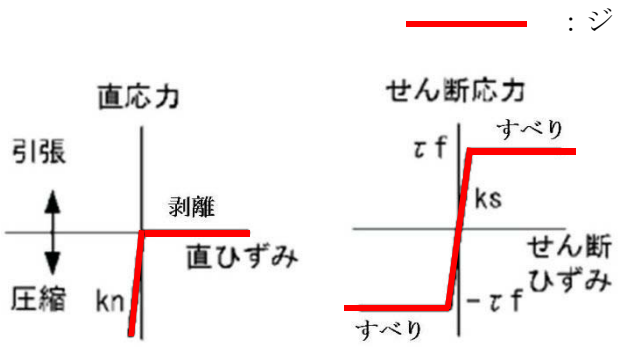


図 17.2－9　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

地震応答解析における鉄筋コンクリート部材は，線形のはり要素としてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4)　杭－地盤相互ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の相互作用における 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向では，地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c，φは周辺地盤の c，φとする。（表 17.2－7 参照）

$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

φ　：内部摩擦角

表 17.2－7　周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c （N/mm^2）	内部摩擦角 （度）	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	－
	D2c-3 層	0.026	35.6	－
	D2s-3 層	0.01	35.8	－
	D2g-3 層	0	44.4	－
新第三系	Km 層	c ＝0.358－0.00603・ z	φ＝23.2＋0.0990・ z	－
地盤改良体		0.5	0	－

z ：標高 （m）

z ：標高 （m）

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 17.2－8 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される※。

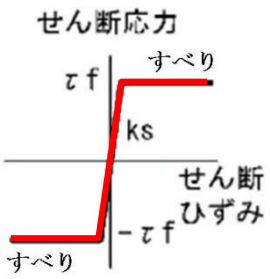
図 3.2－3 に杭－地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 17.2－8　杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s （kN/m^3）
杭軸方向	1.0×10^6

（a）杭－地盤相互作用ばね配置図（追而）



（b）杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 17.2－10　杭－地盤相互作用ばね設定の考え方

(5)　杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 17.2－9 のとおり設定する。図 17.2－11 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 17.2－9　杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

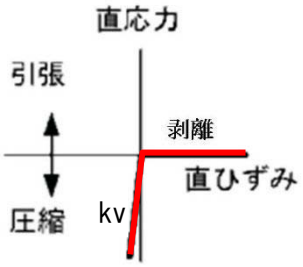


図 17.2－11　杭下端ジョイントばね設定の考え方

17.2.9　減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰を$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では，時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから，Rayleigh減衰の係数α，βの両方を用いると，質量比例項の減衰α[M]の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方，有効応力解析における低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰では，地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い，１次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う１次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，１次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し，地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで，

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

$$\beta=\frac{h}{\pi f}$$

ここで，

f	：	固有値解析により求められた１次固有振動数
h	：	各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）また，線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）同解説（平成24年3月）），コンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図17.2－10にRayleigh減衰の設定フローを，表17.2－8に固有値解析結果を示す。

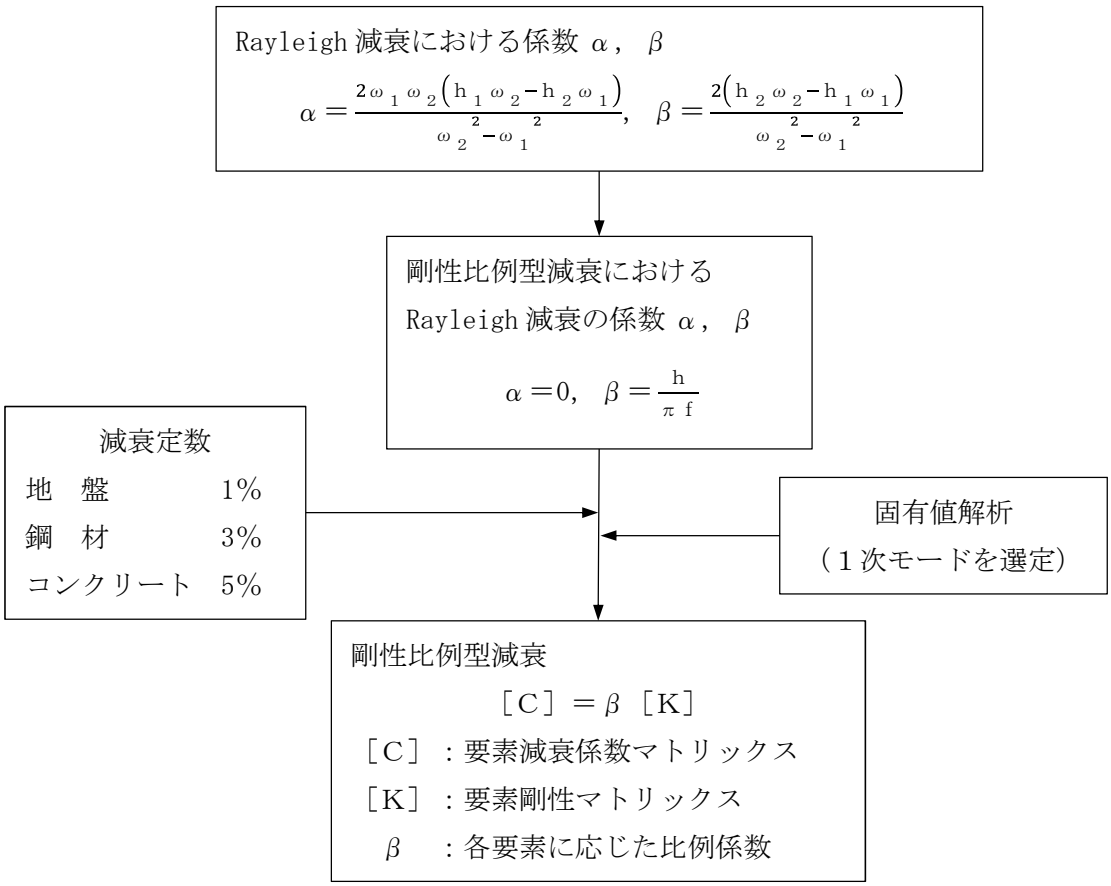


図 17.2－11　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 17.2－9　固有値解析結果（追而）

17.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 17.2－10 に示す。地震時に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 17.2－10　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定 ・内包される砂の荷重を考慮
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・水を保有しない設備であることから，考慮しない
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		風荷重	－	・地中に埋設された構造物であるため，考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様

(1)　機器・配管荷重

図 17.2－11 に①－①断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクの内空には砂が充填されているため，内空容積から緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクの容積を除いた部分をすべて砂（比重 1.7）として考慮する。

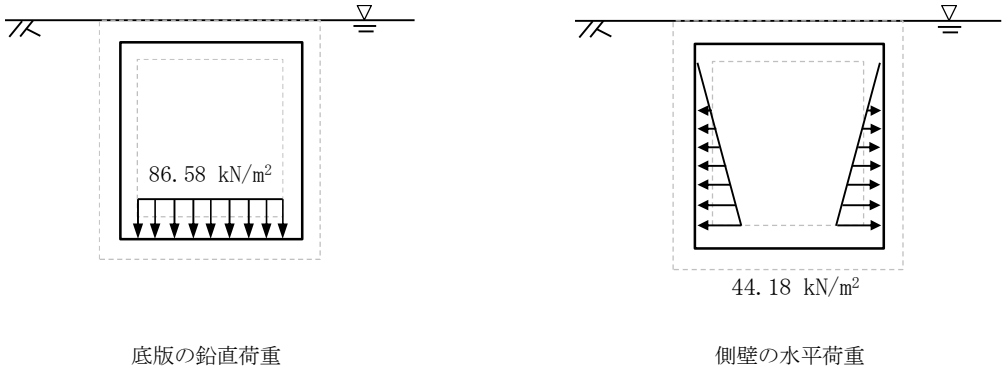


図 17.2－11　機器・配管荷重図

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm³ を考慮する。

(3)　雪荷重

図 17.2－12 に雪荷重図を示す。

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m² であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m² を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

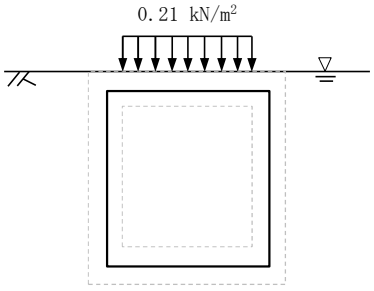


図 17.2－12　雪荷重図

17.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震設計における検討ケースを表 17.2－11 に示す。

表 17.2－11　緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D１	(＋＋)	1					
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。

最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位（上部構造及び下部構造）毎に１波選定する。

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 17.2－12 に示す。

表 17.2－12　機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D1	（＋＋）	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		（＋－）		1	
		（－＋）		1	
		（－－）		1	
	S_s－11	（＋＋）		1	
	S_s－12	（＋＋）		1	
	S_s－13	（＋＋）		1	
	S_s－14	（＋＋）		1	
	S_s－21	（＋＋）		1	
	S_s－22	（＋＋）		1	
	S_s－31	（＋＋）		1	
		（－＋）		1	
計			1	12	1

17.3　評価内容

17.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 17.3－1 に入力地震動算定の概念図を，図 17.3－2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

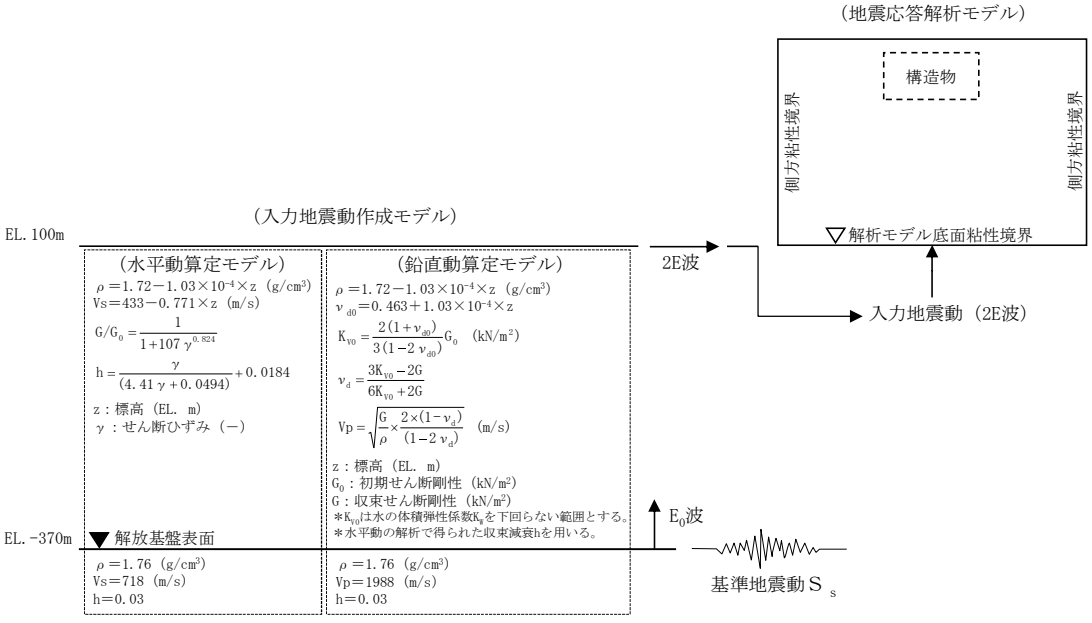
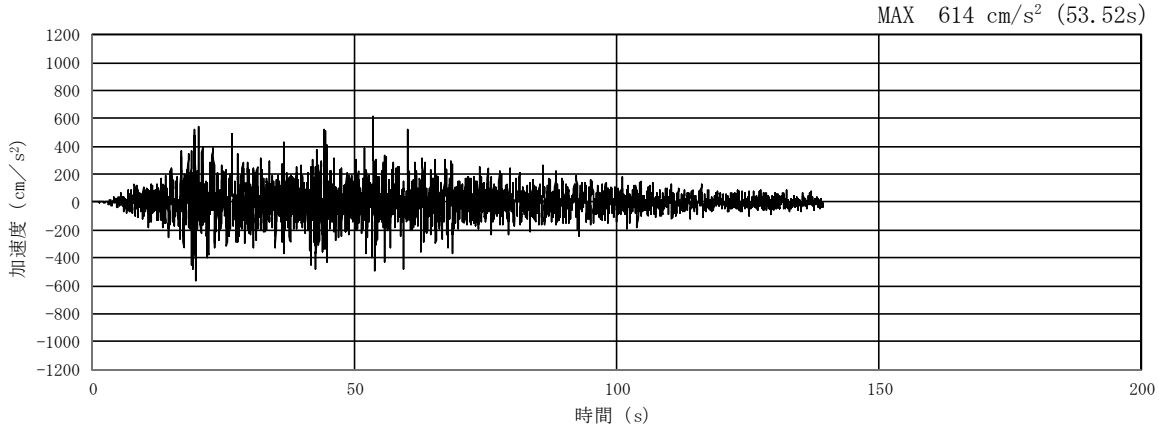
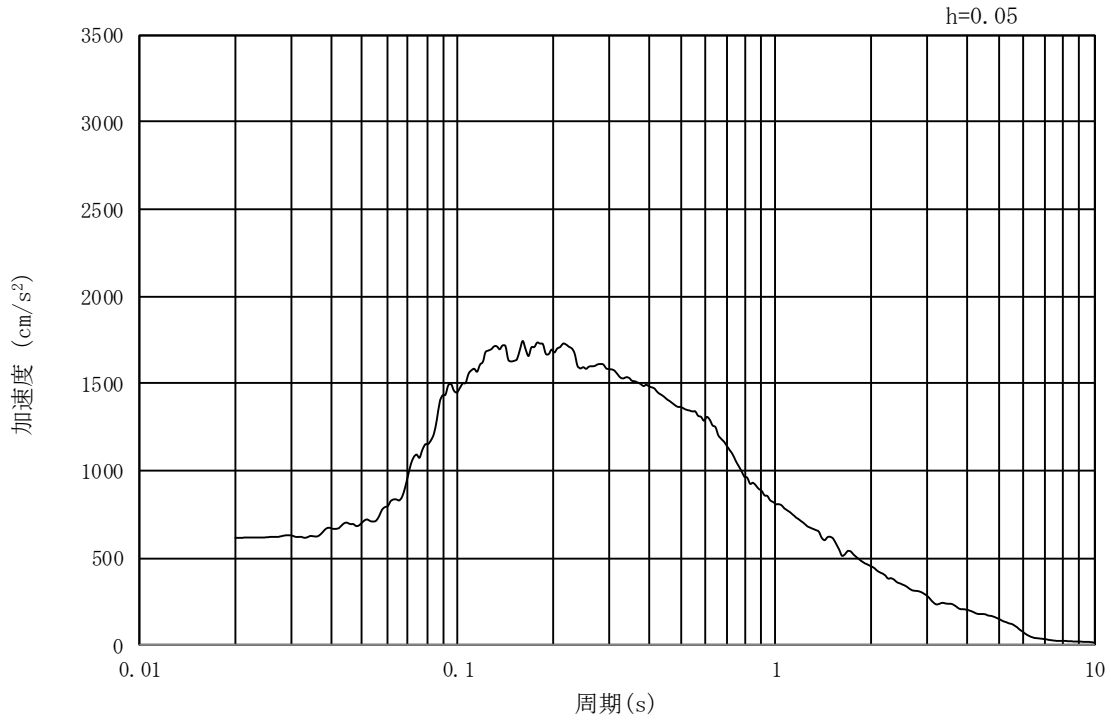


図 17.3－1　入力地震動算定の概念図

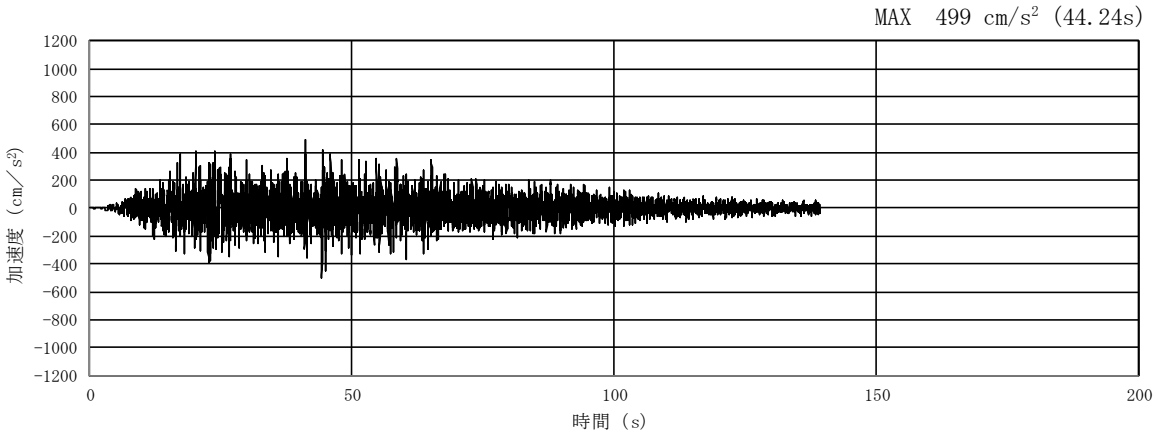


（a）加速度時刻歴波形

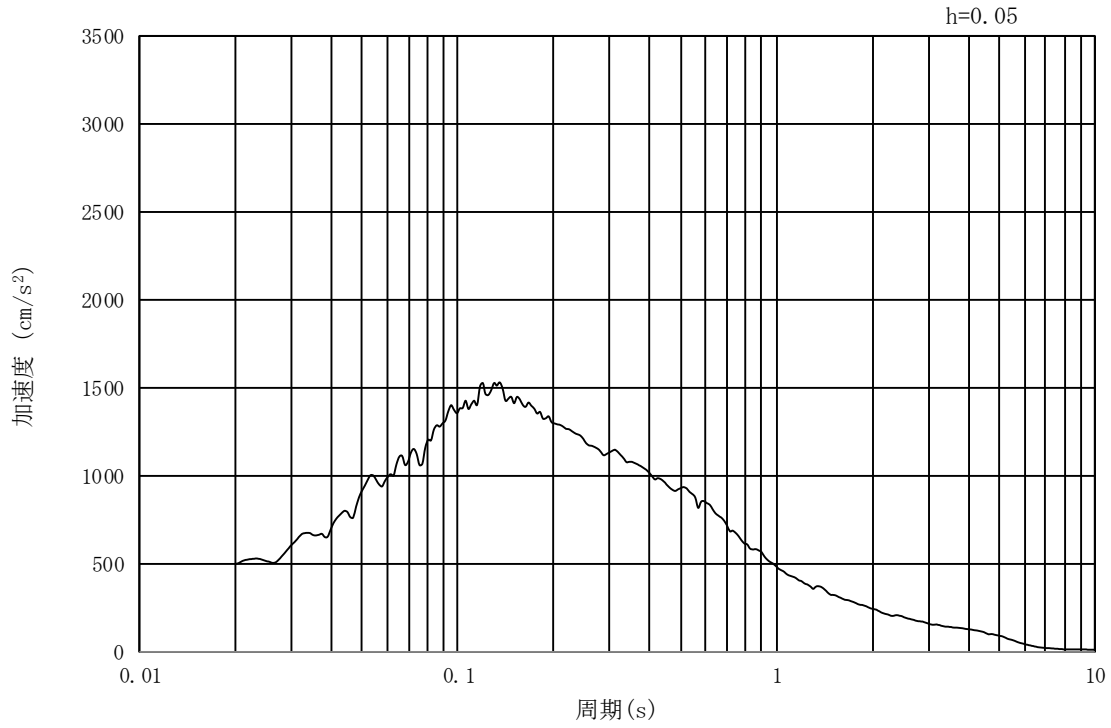


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（1）　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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

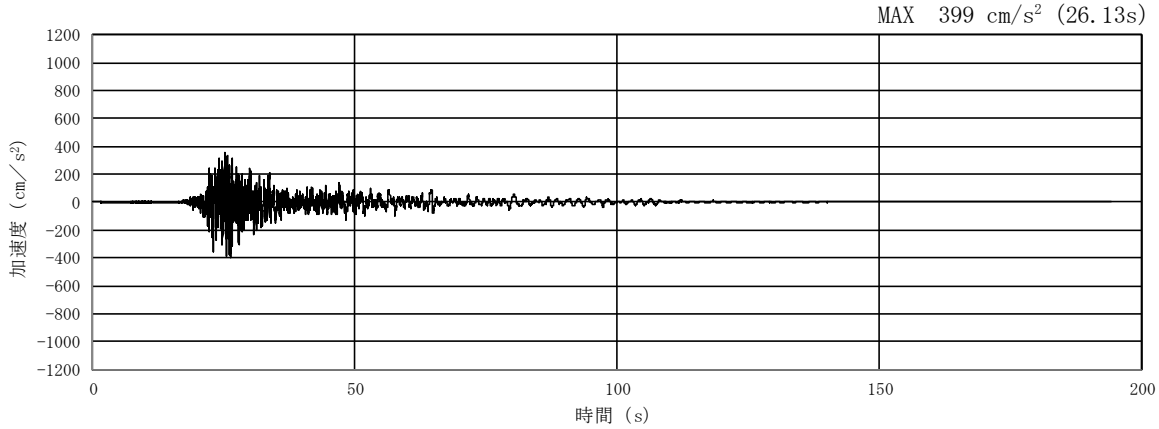


(a) 加速度時刻歴波形

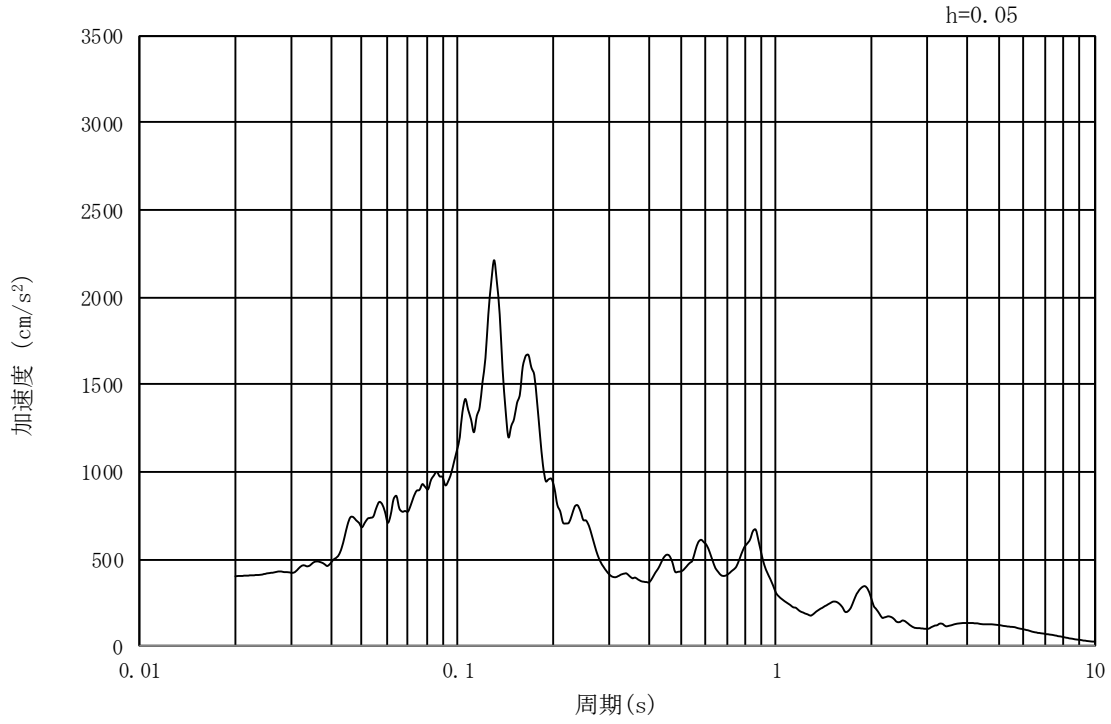


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (2)　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
（鉛直方向：S_s－D１）

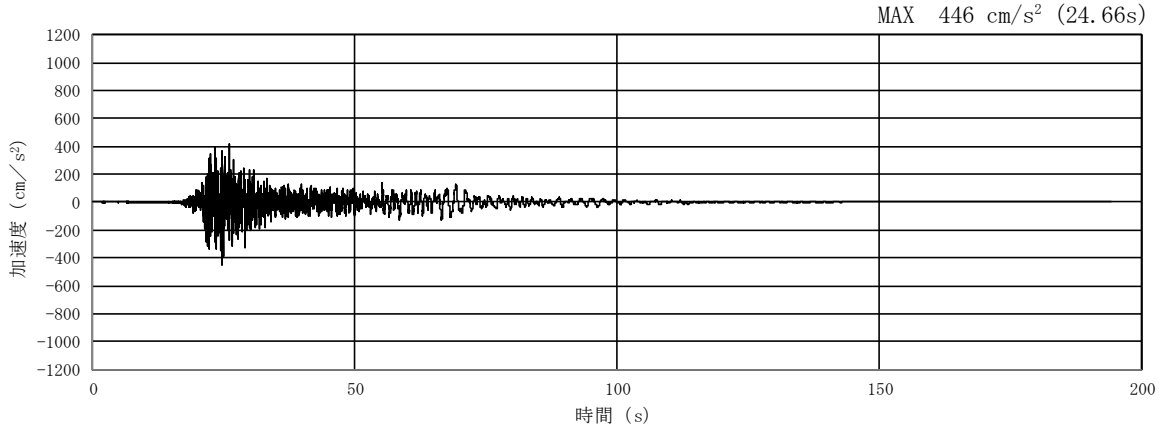


（a）加速度時刻歴波形

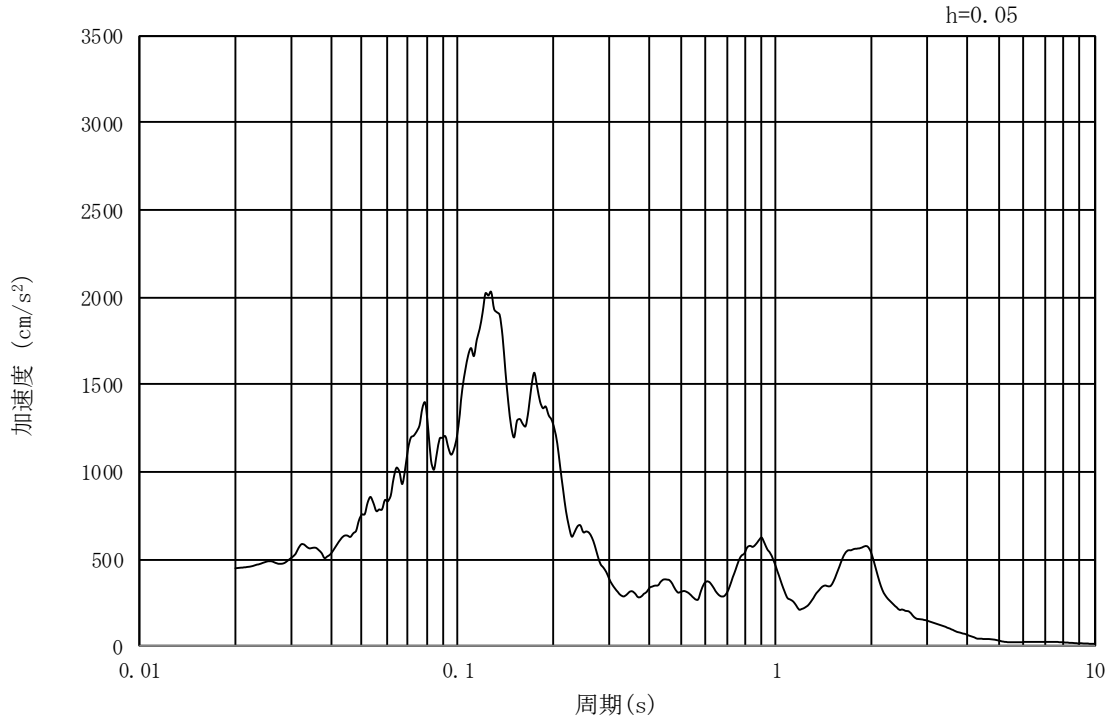


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（3）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

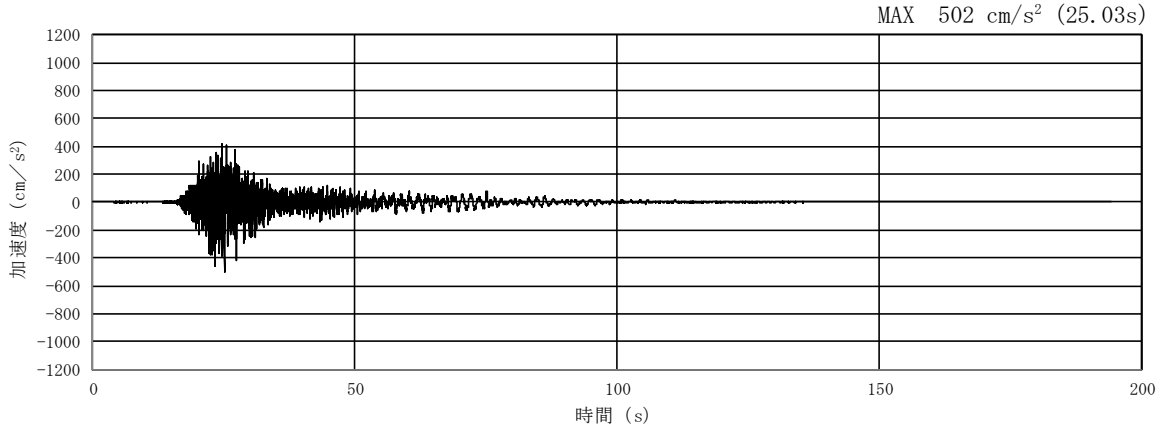


（a）加速度時刻歴波形

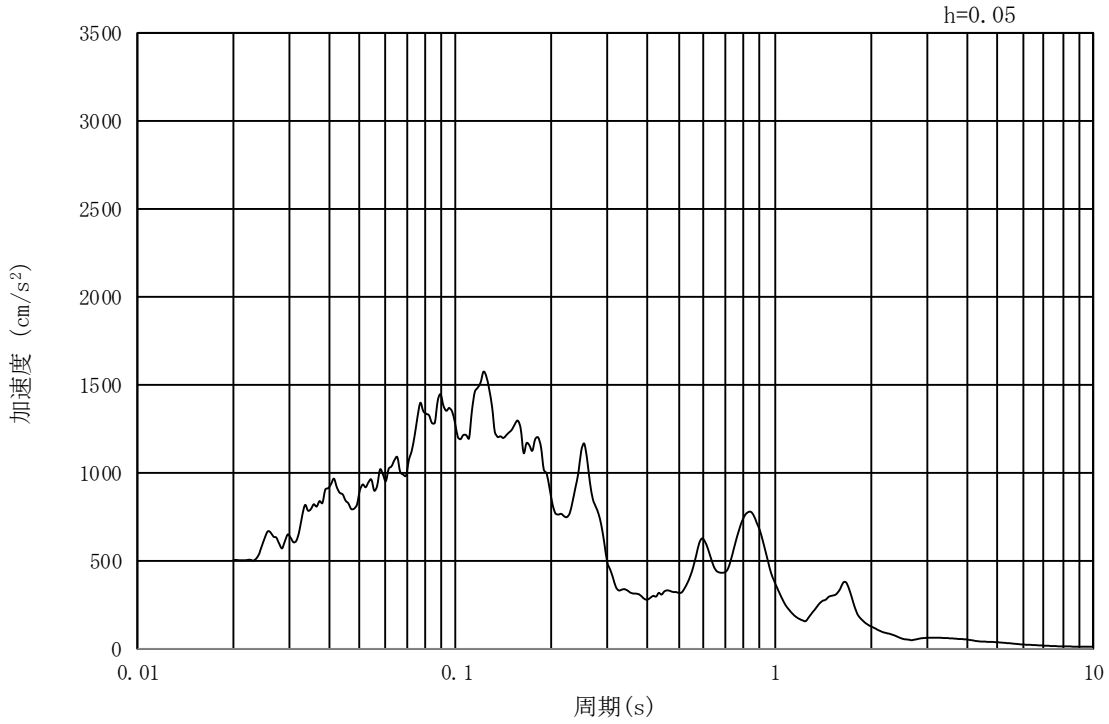


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（4）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

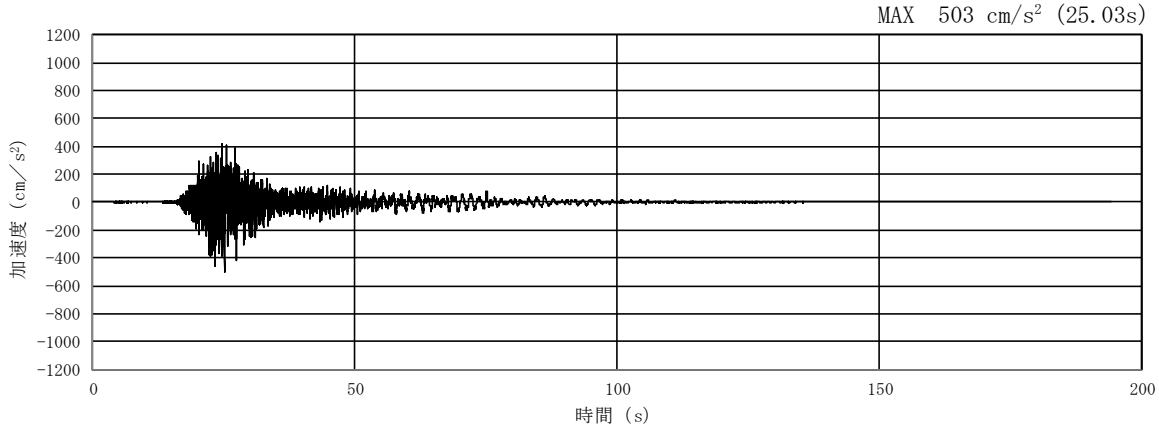


(a) 加速度時刻歴波形

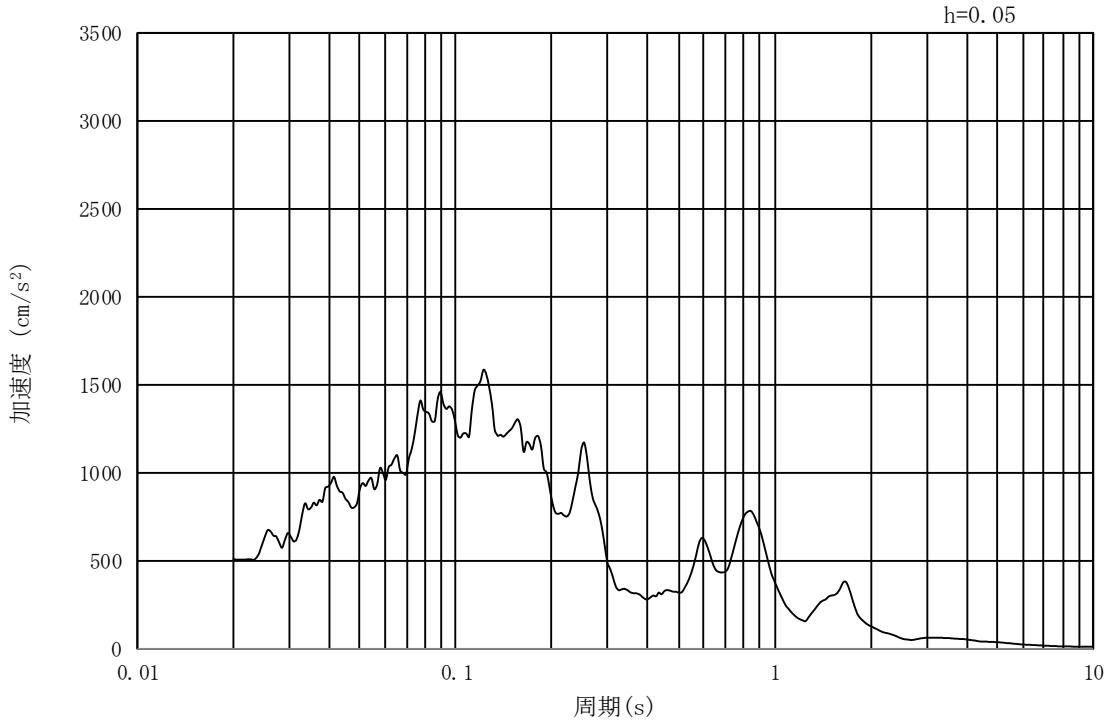


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (5)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

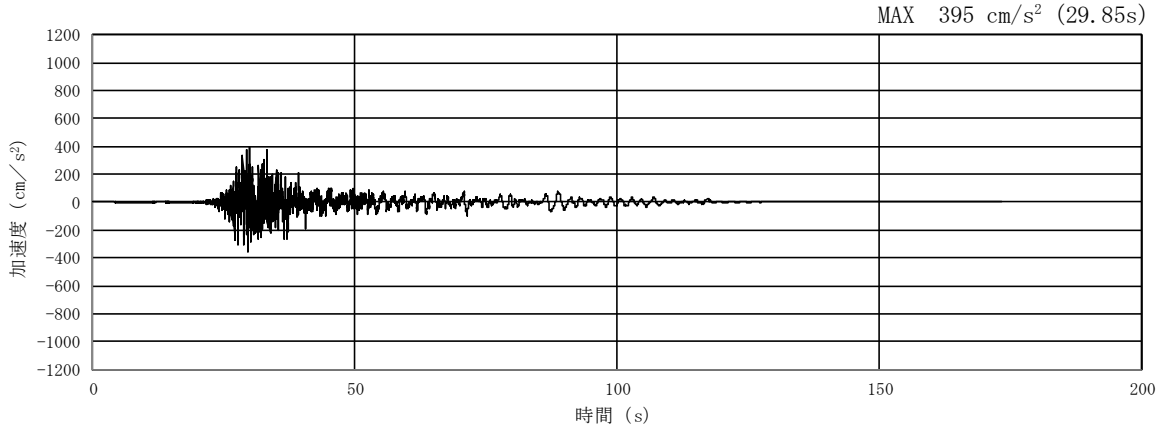


(a) 加速度時刻歴波形

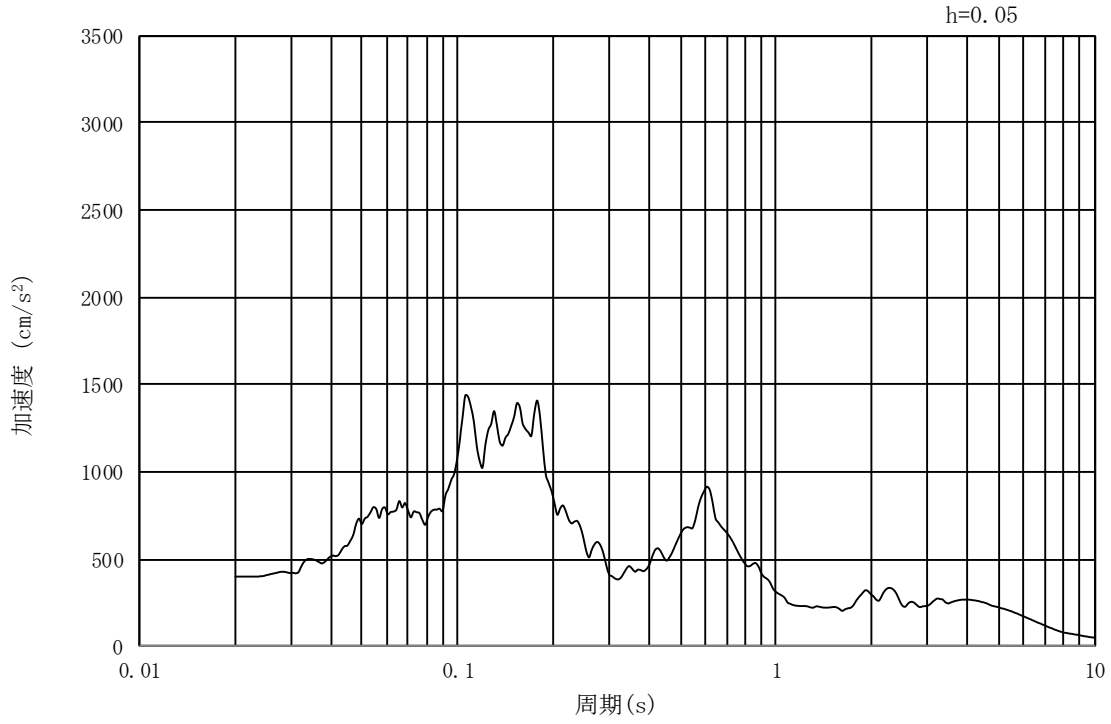


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (6)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

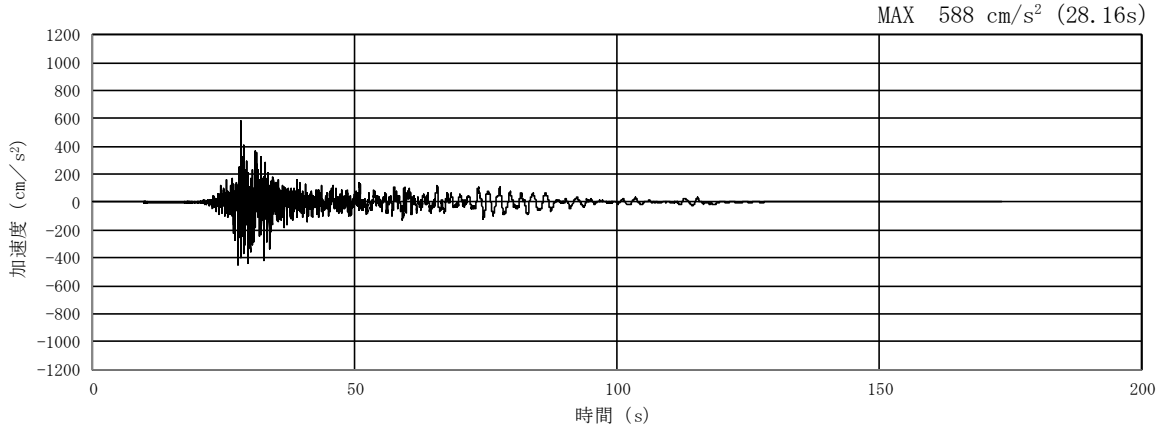


（a）加速度時刻歴波形

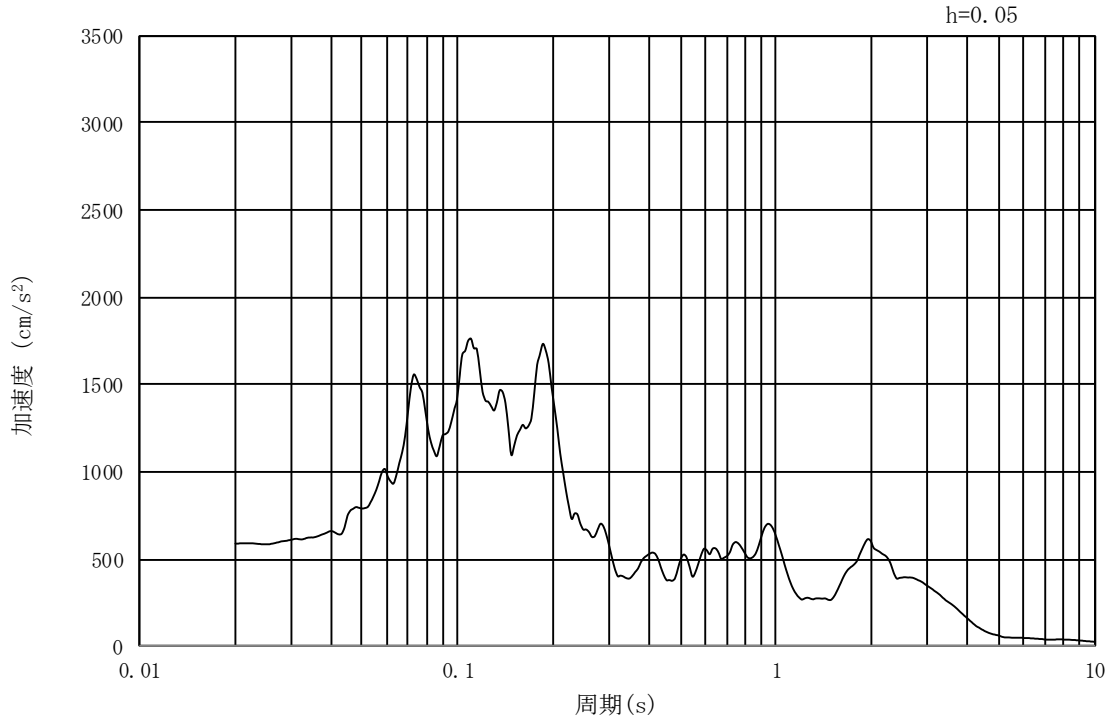


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（7）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

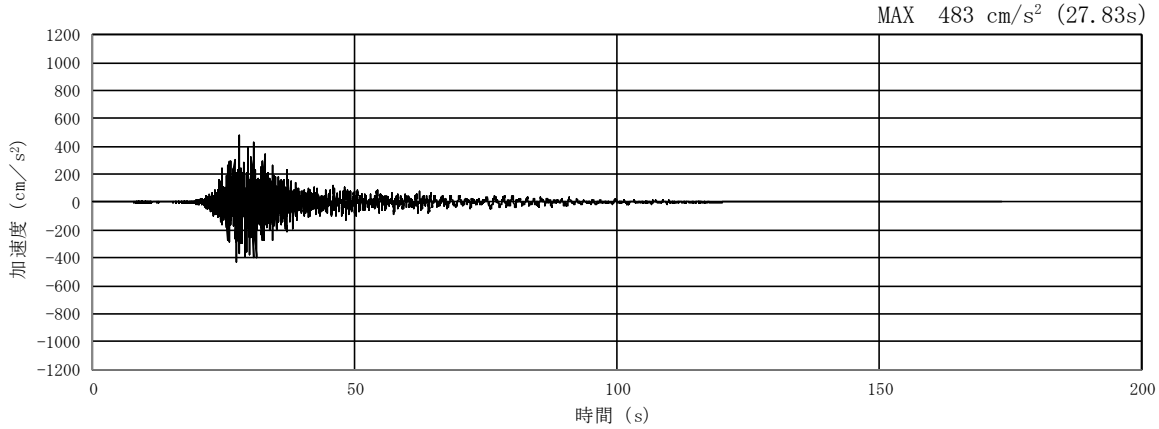


（a）加速度時刻歴波形

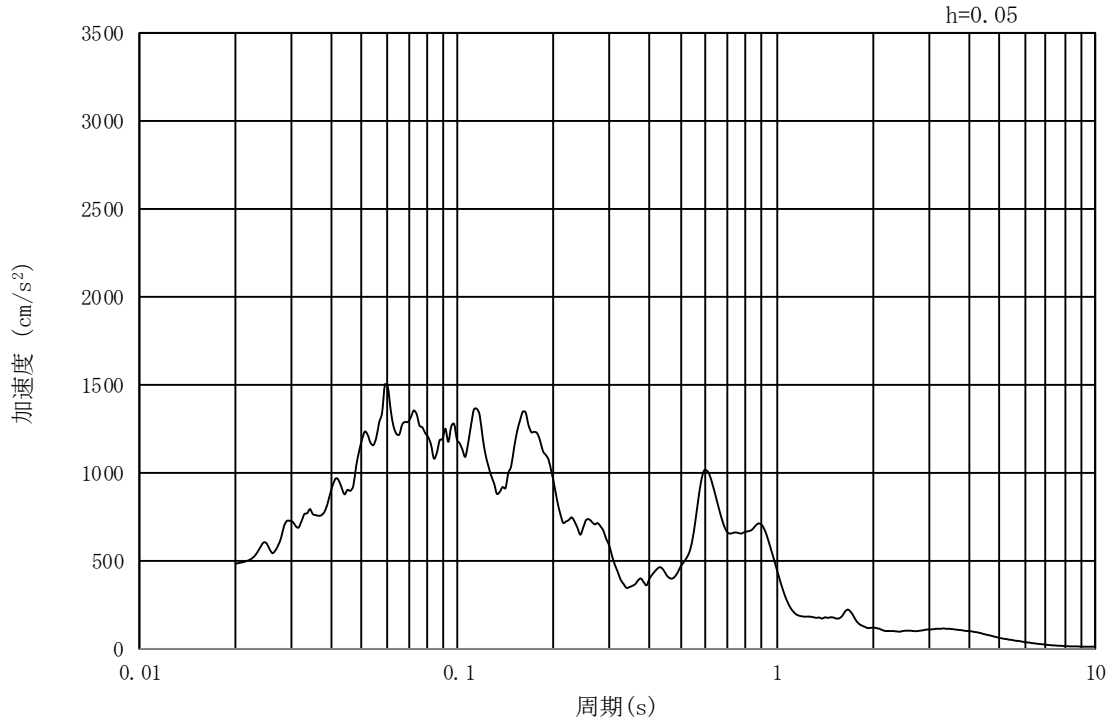


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（8）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

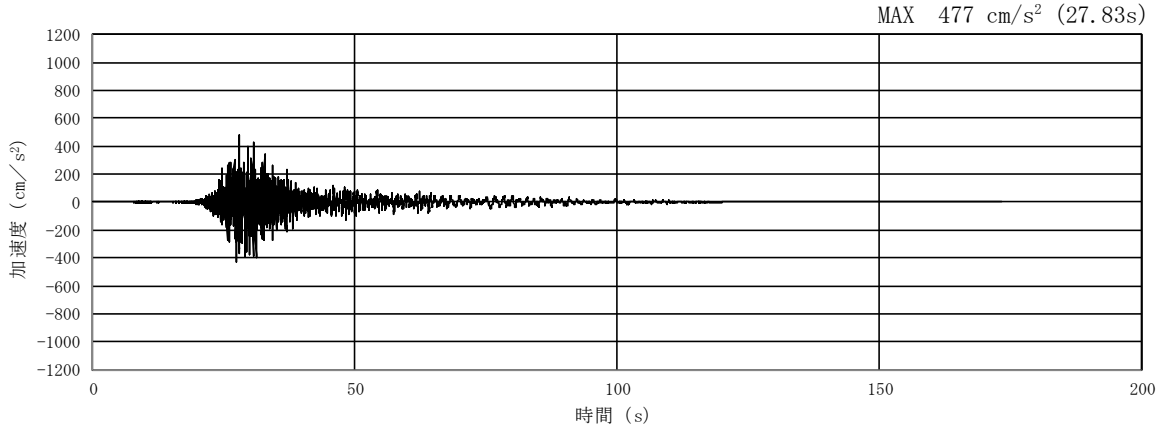


（a）加速度時刻歴波形

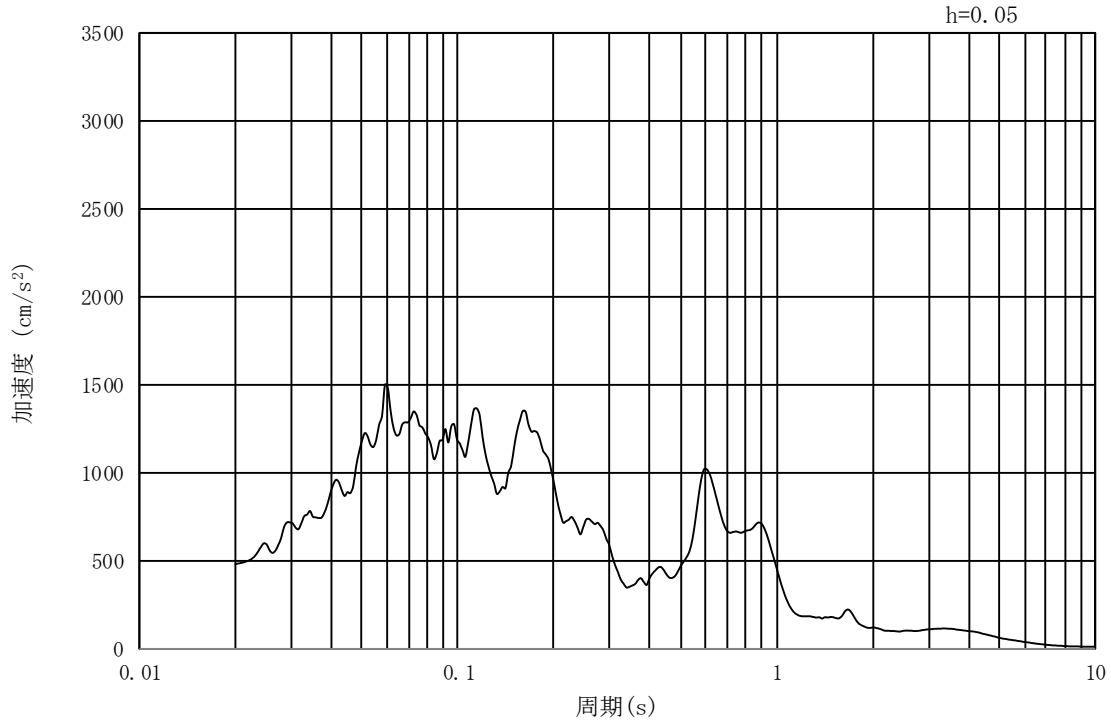


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（9）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

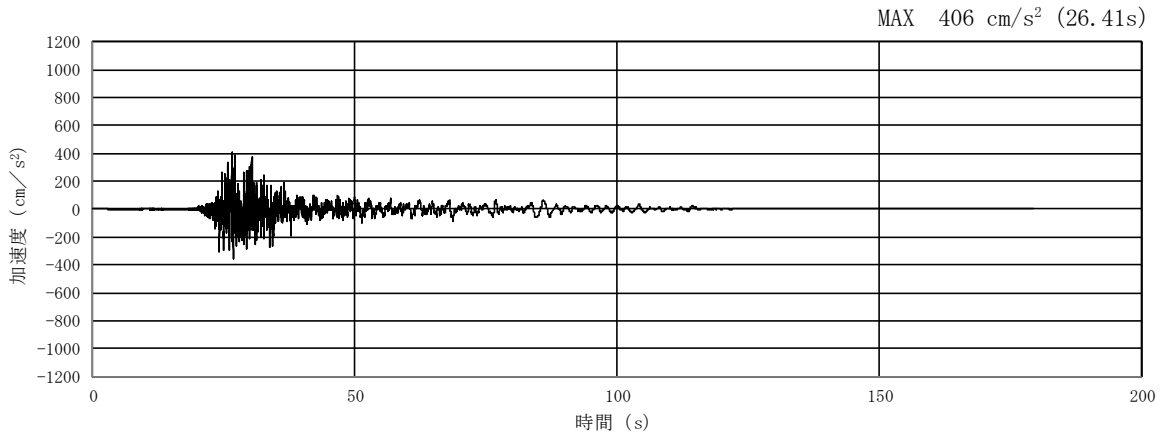


（a）加速度時刻歴波形

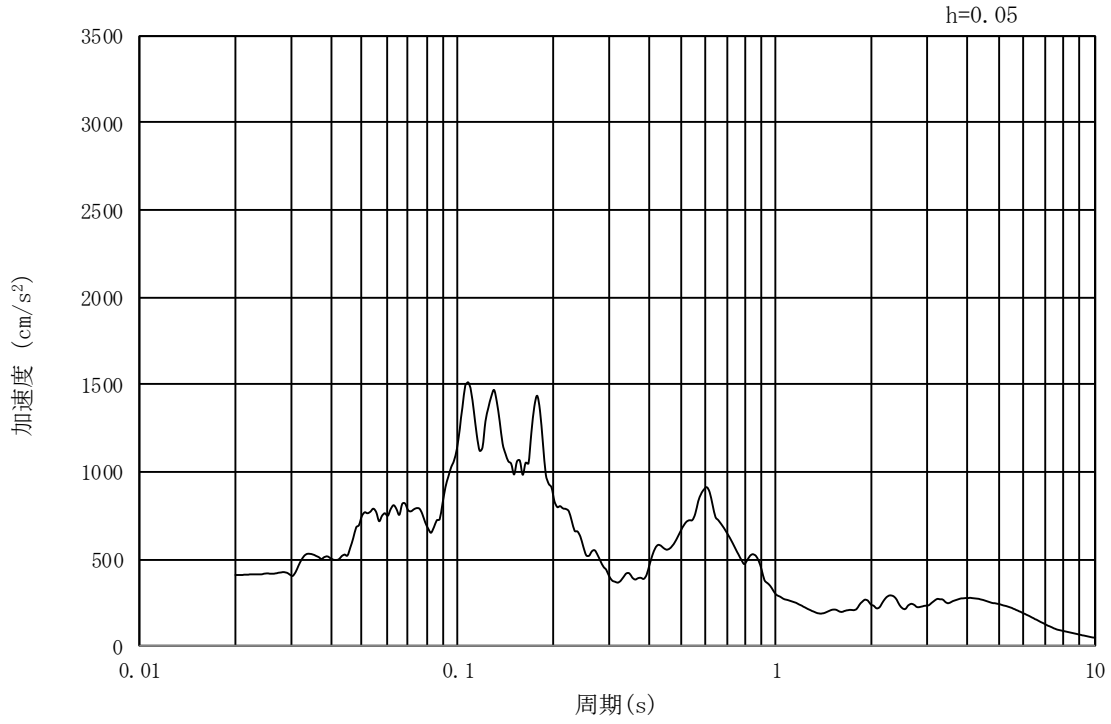


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（10）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

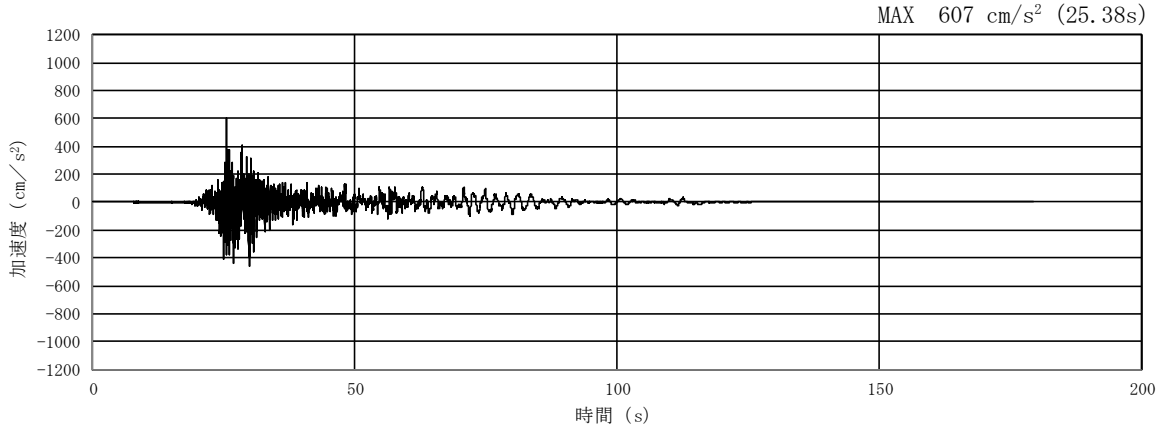


（a）加速度時刻歴波形

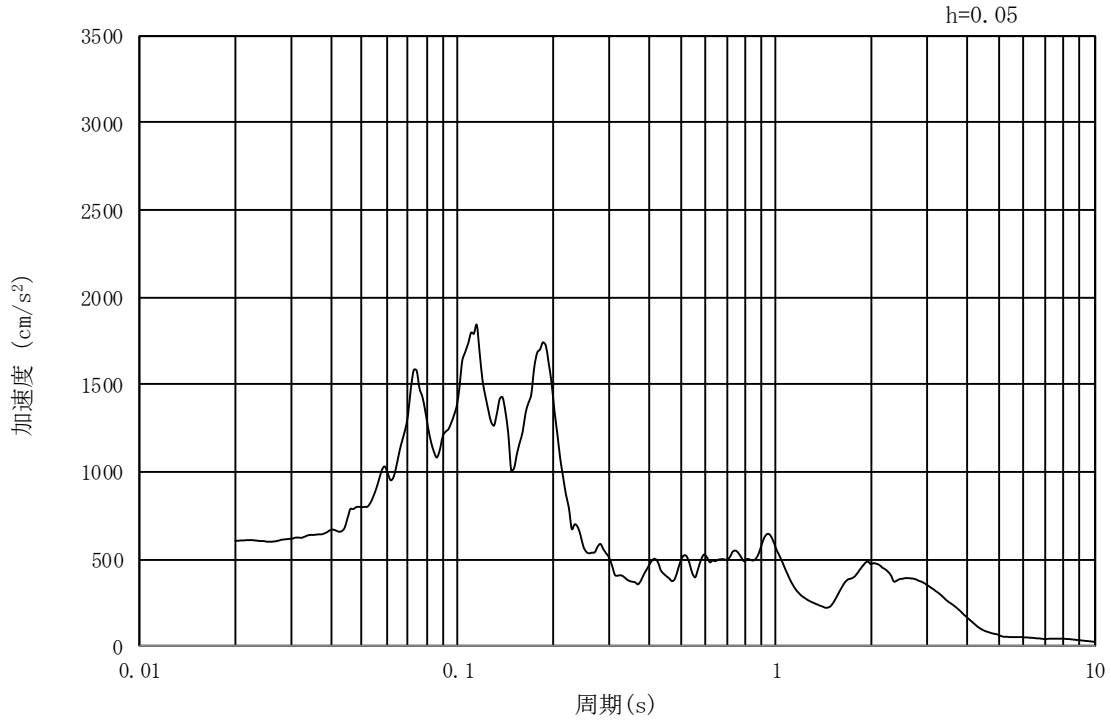


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（11）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

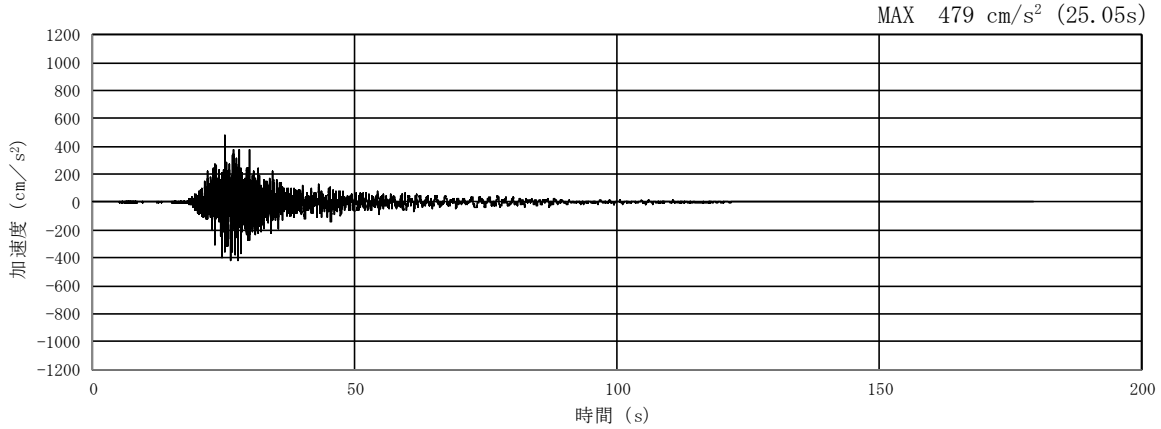


（a）加速度時刻歴波形

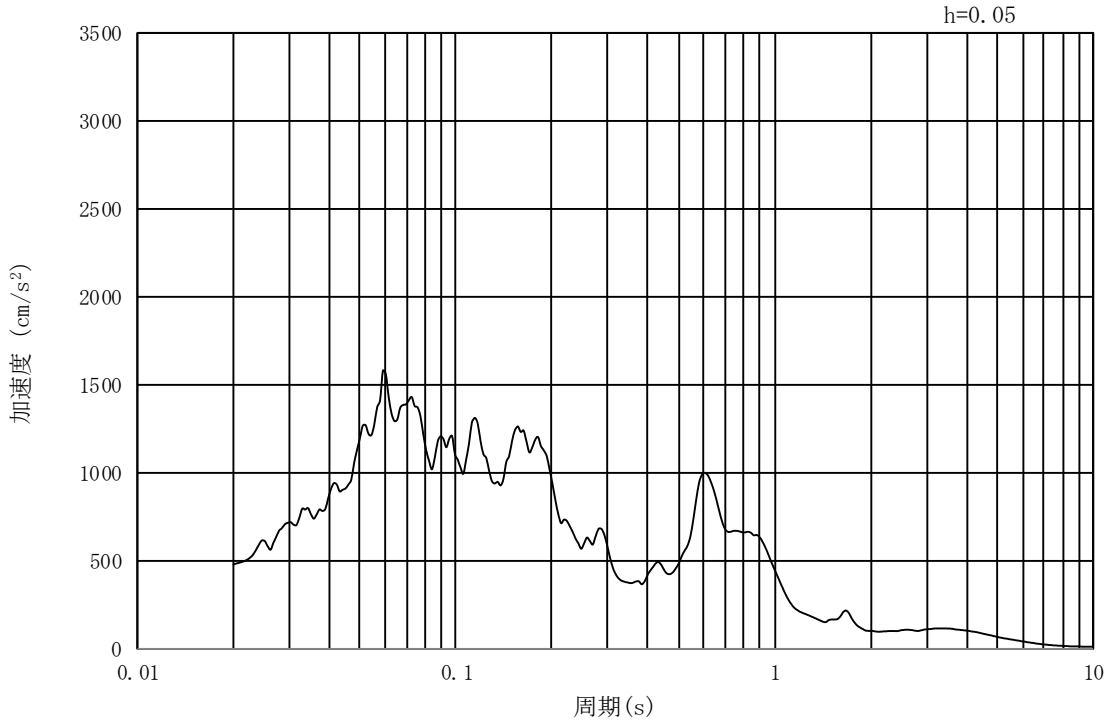


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（12）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

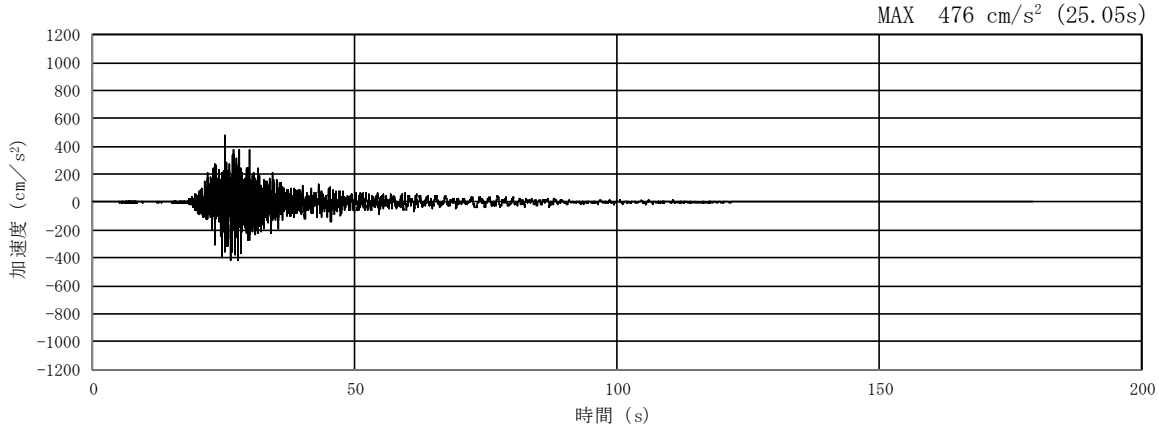


(a) 加速度時刻歴波形

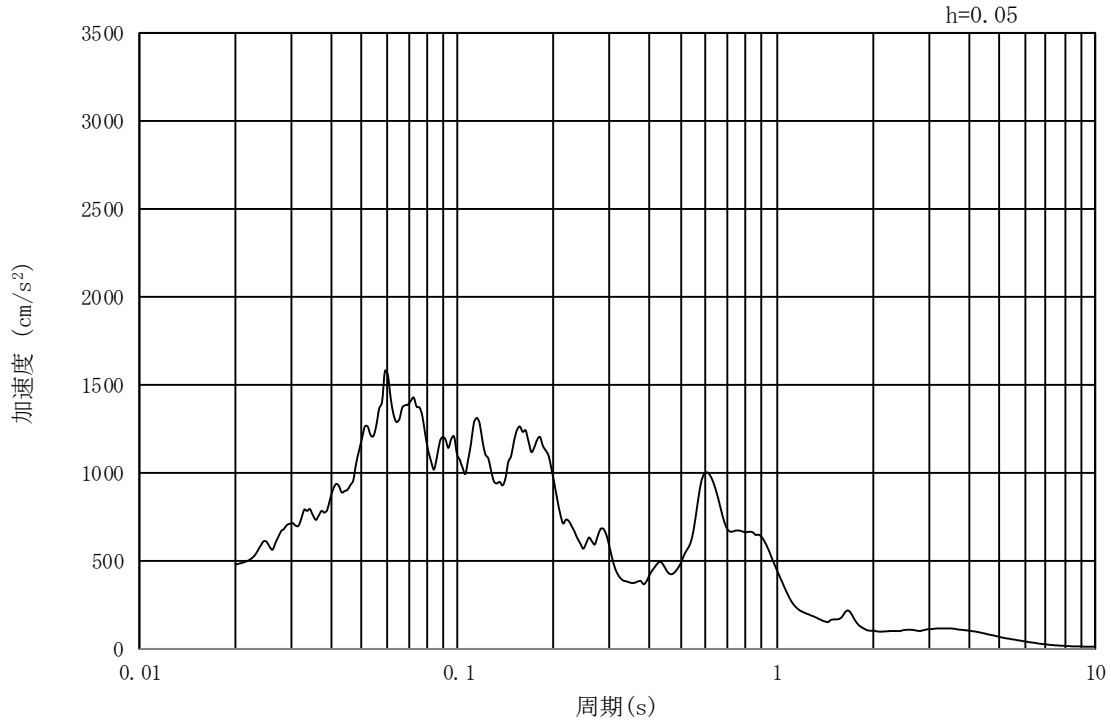


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (13)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

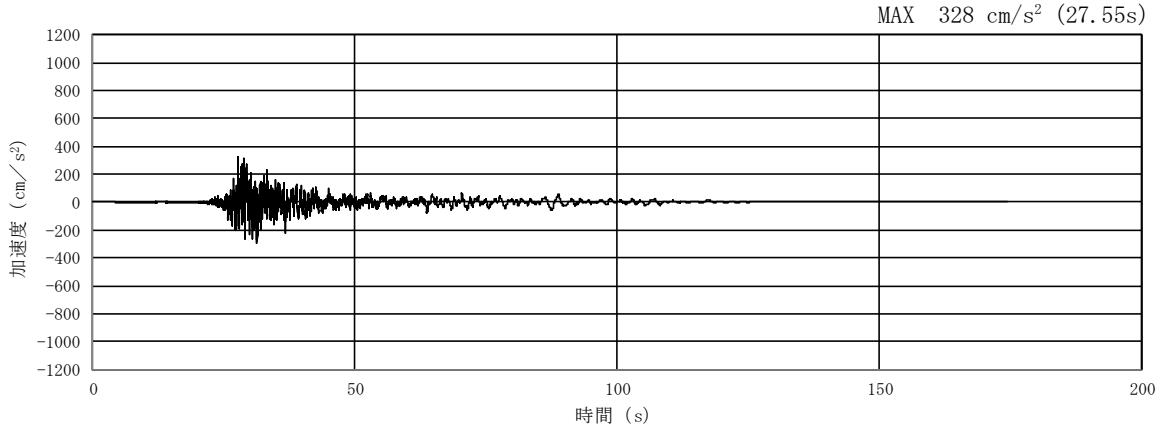


（a）加速度時刻歴波形

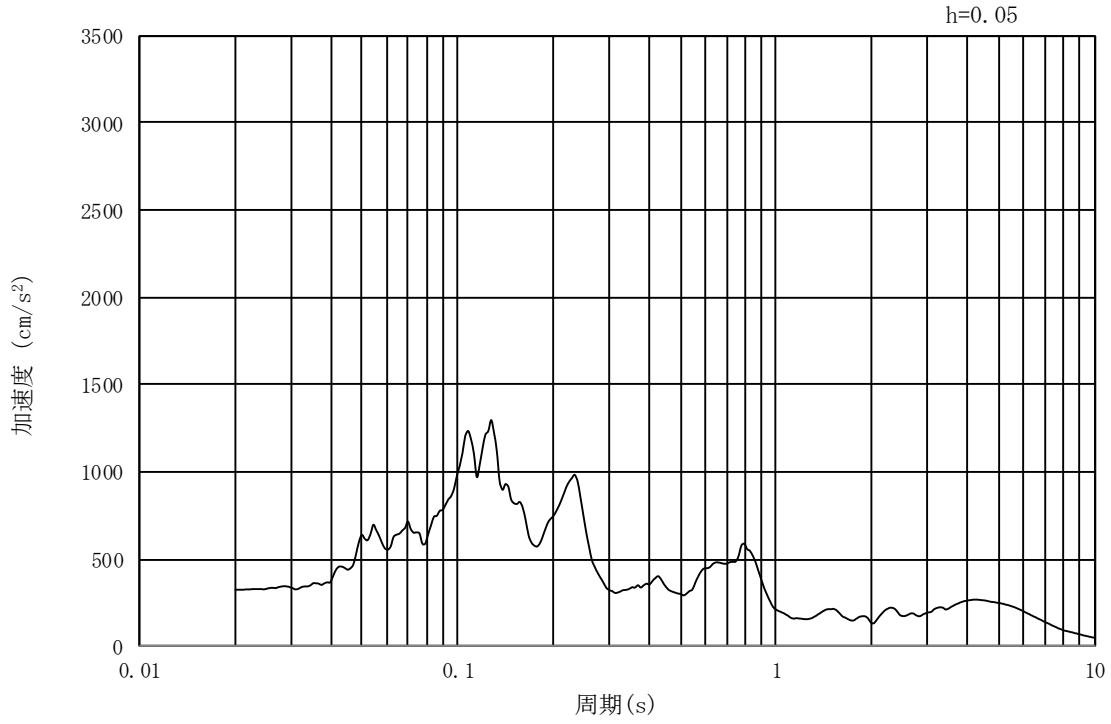


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（14）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

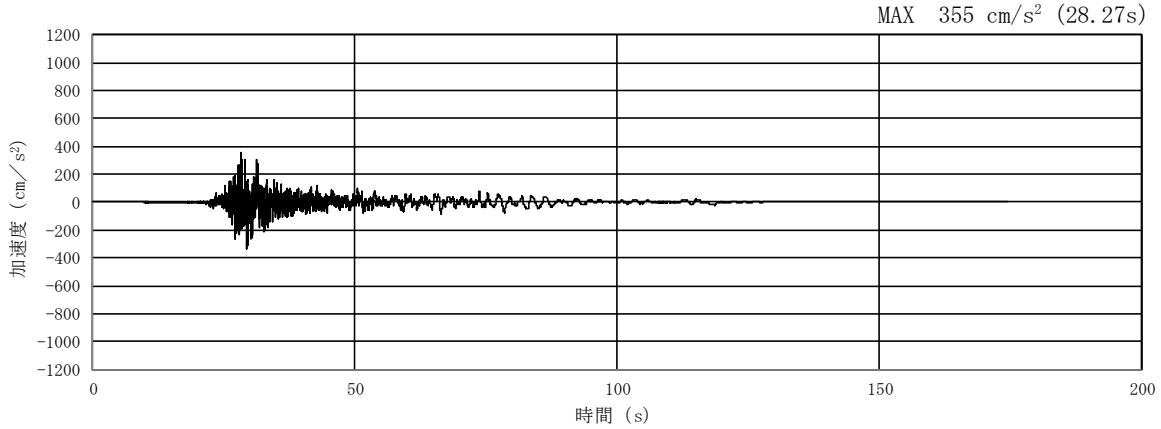


（a）加速度時刻歴波形

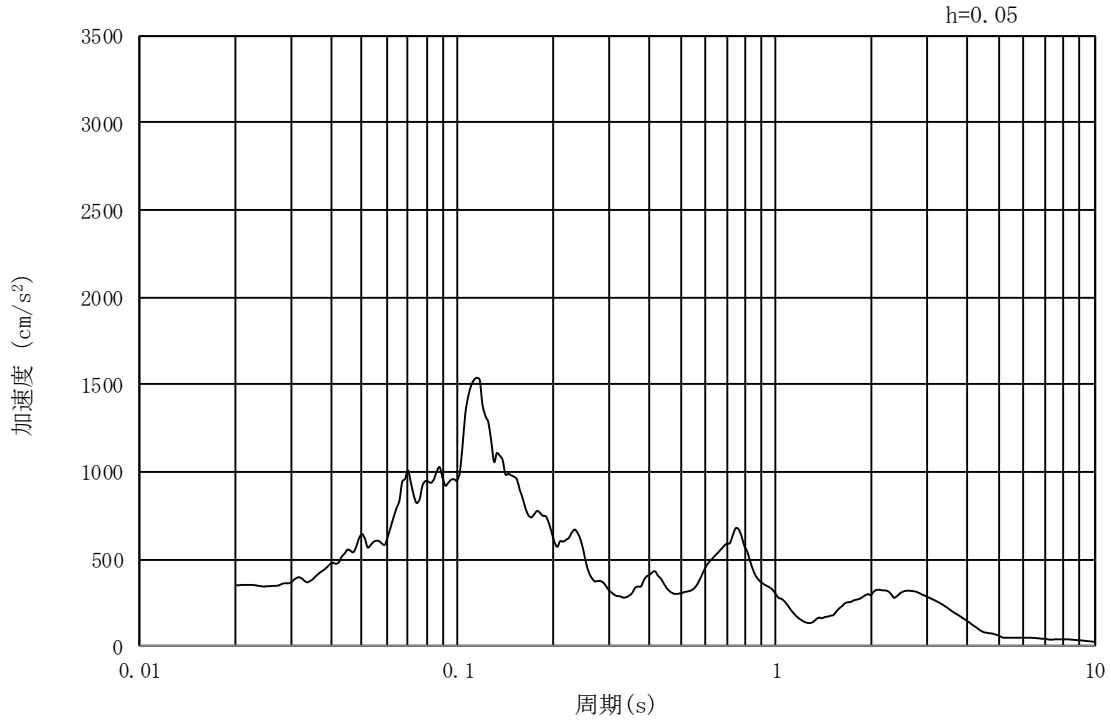


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（15）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

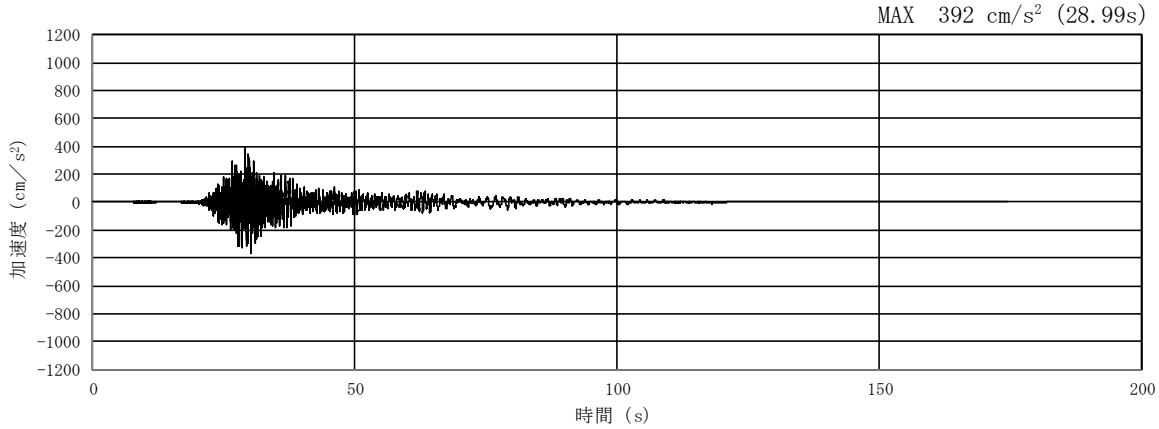


（a）加速度時刻歴波形

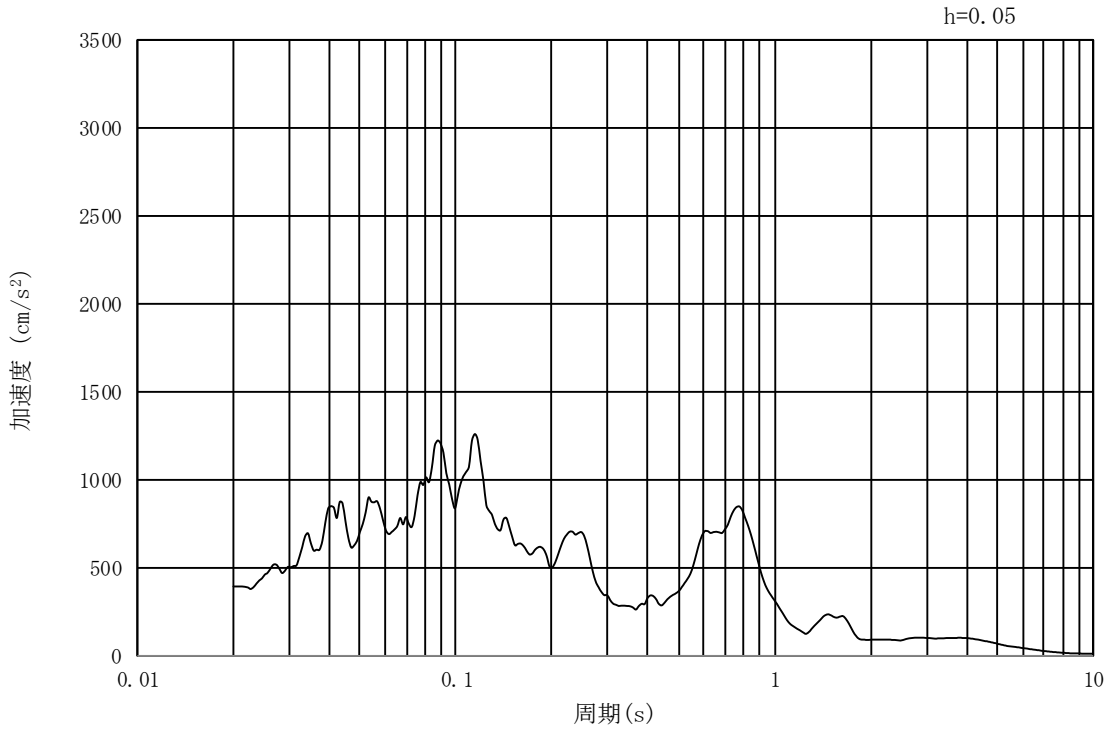


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（16）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

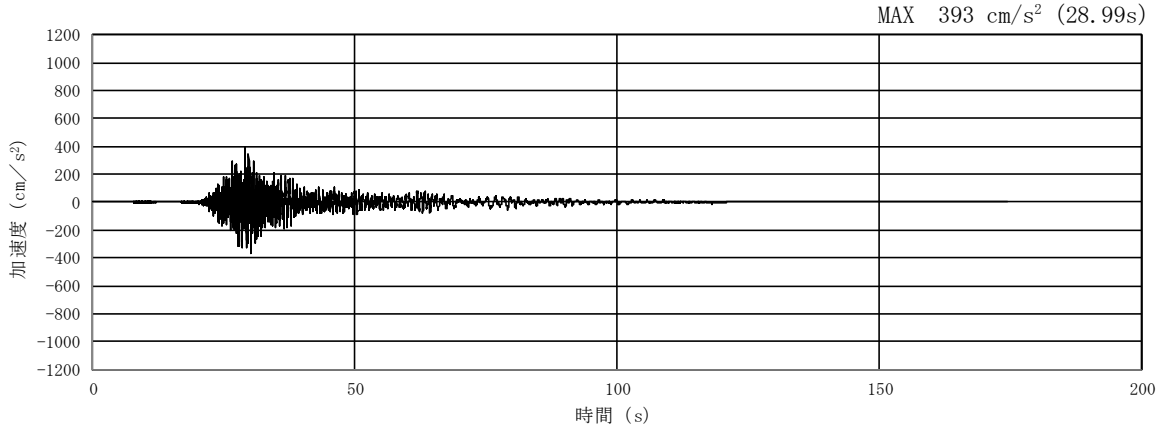


(a) 加速度時刻歴波形

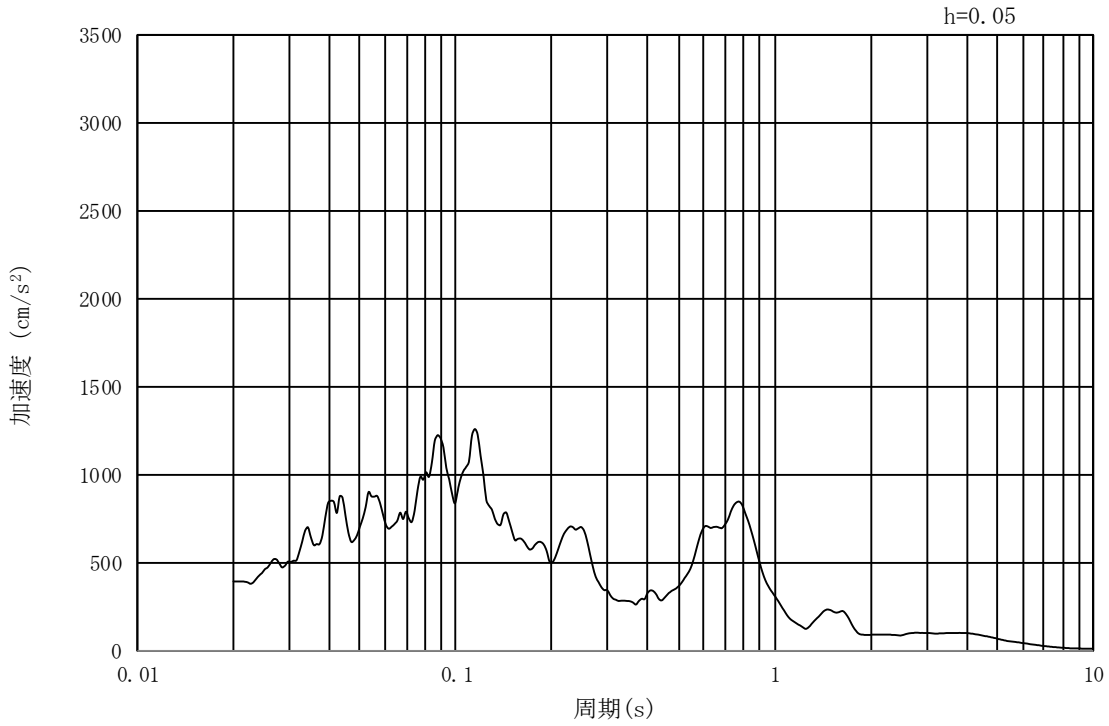


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (17)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

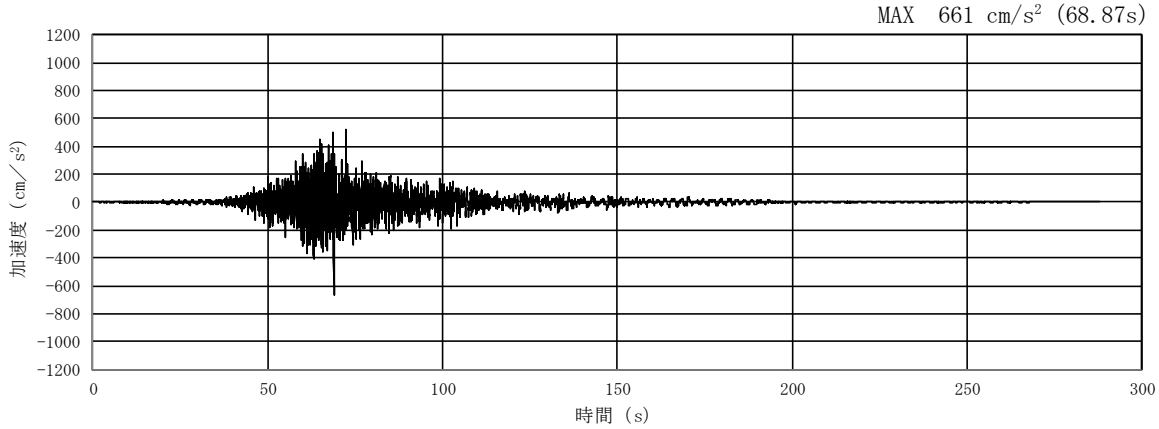


(a) 加速度時刻歴波形

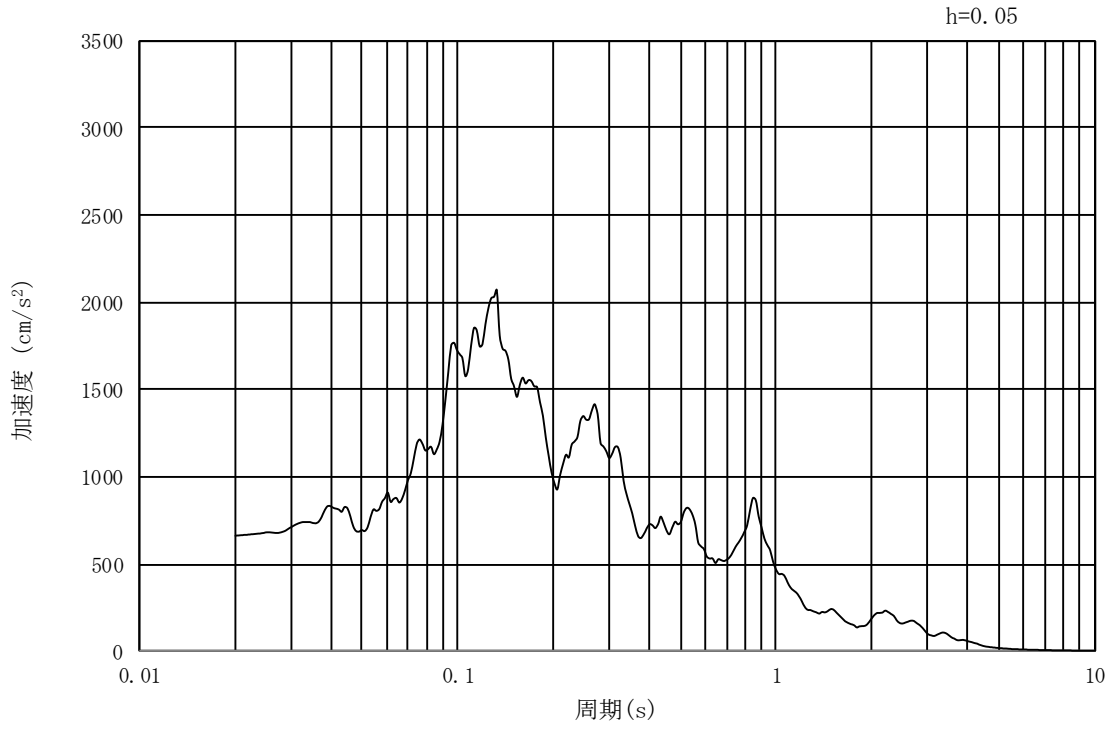


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (18)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

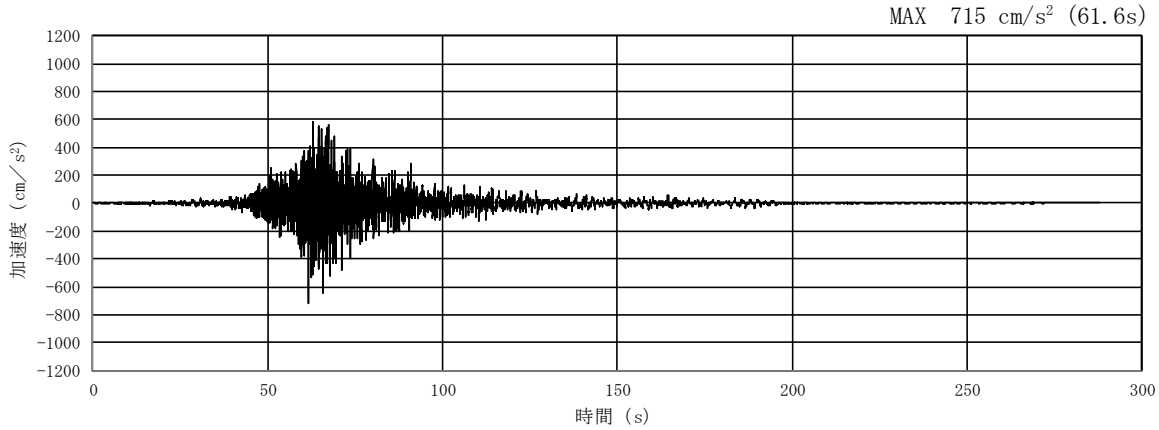


（a）加速度時刻歴波形

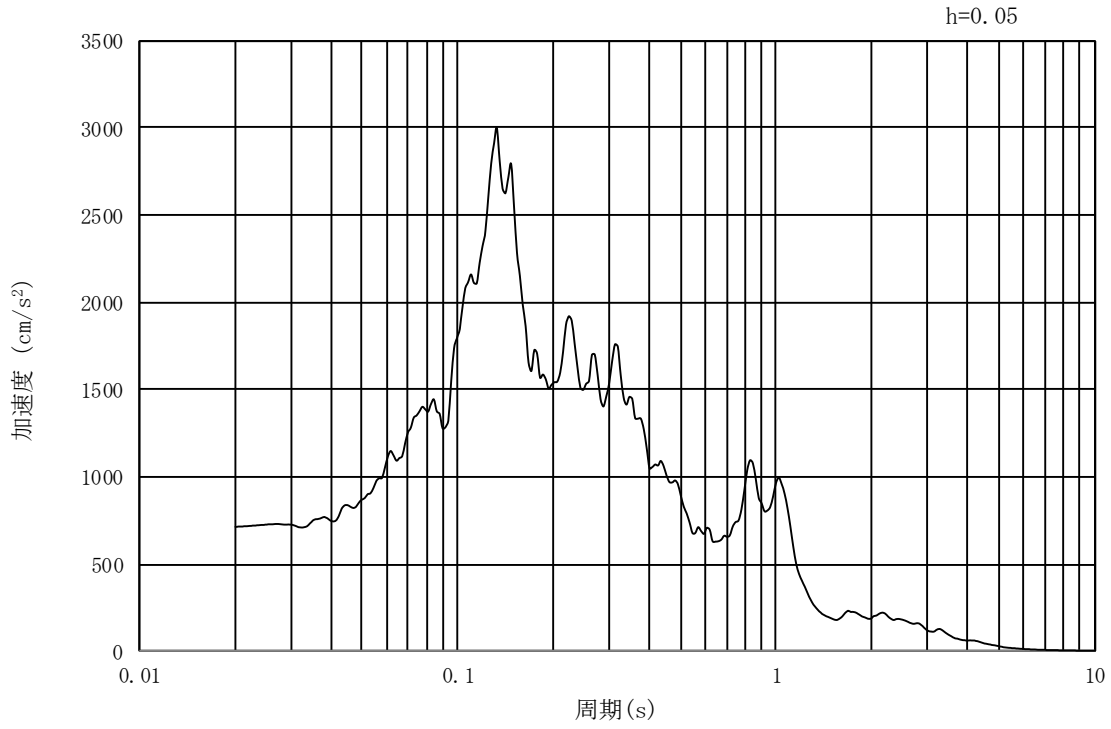


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（19）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

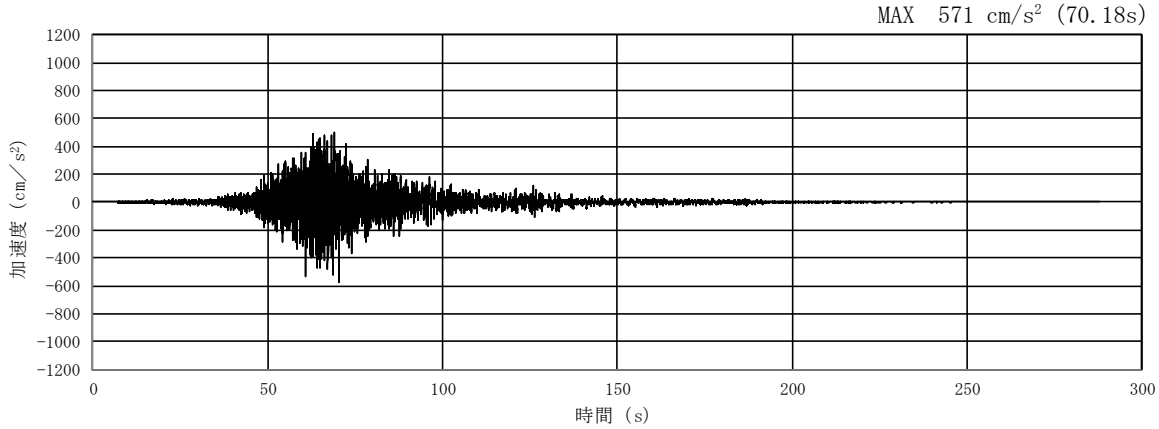


（a）加速度時刻歴波形

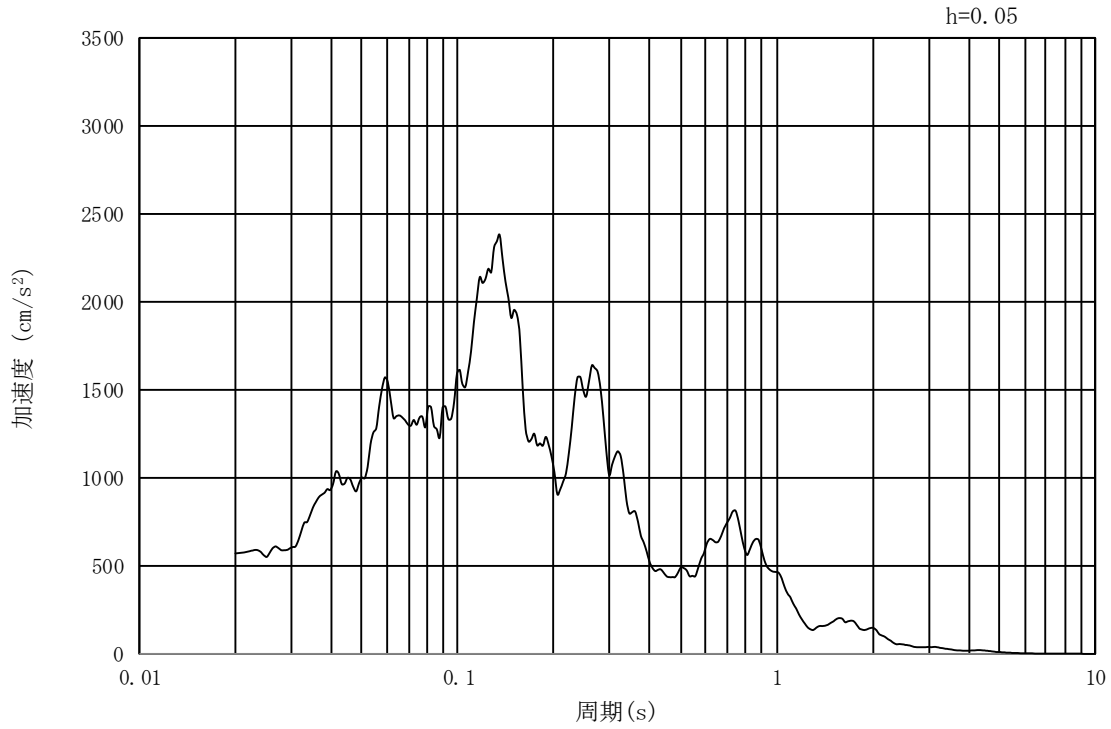


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（20）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

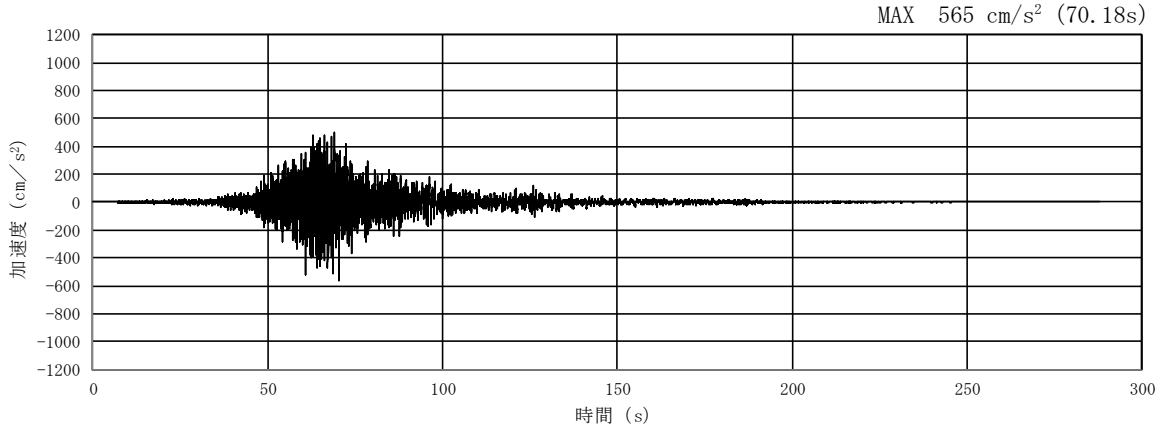


(a) 加速度時刻歴波形

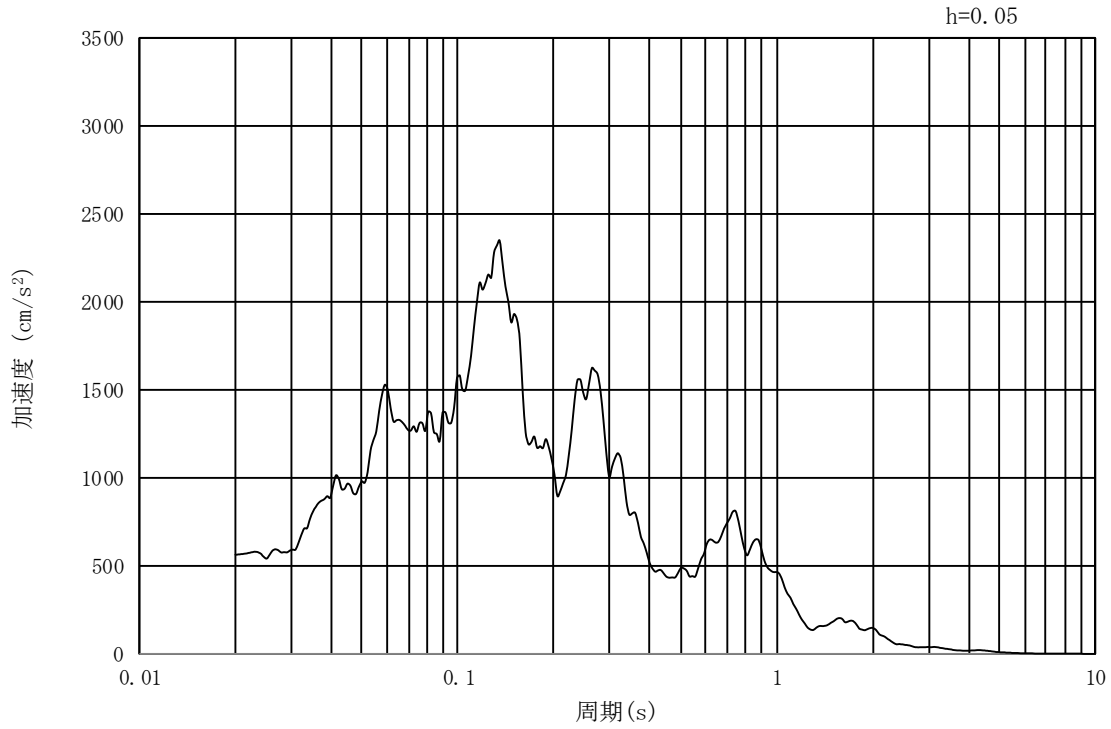


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (21)　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

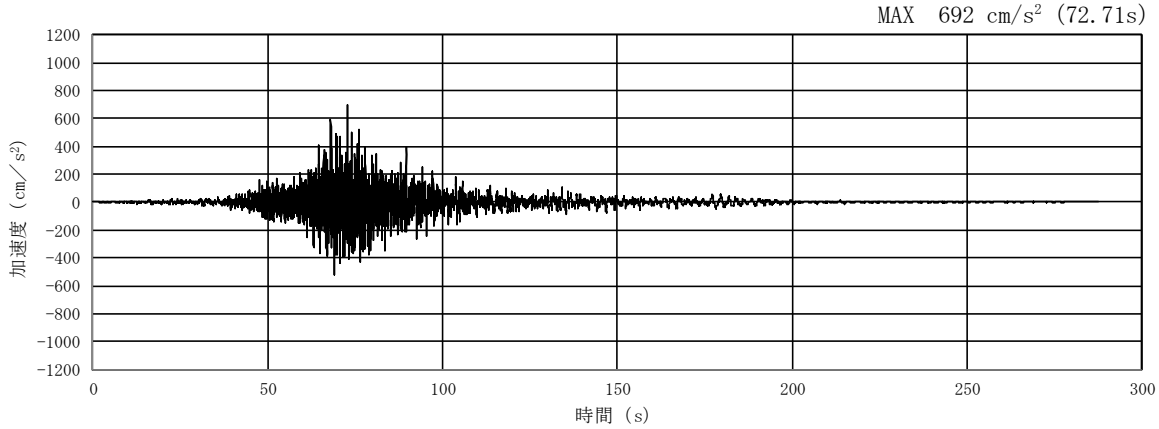


(a) 加速度時刻歴波形

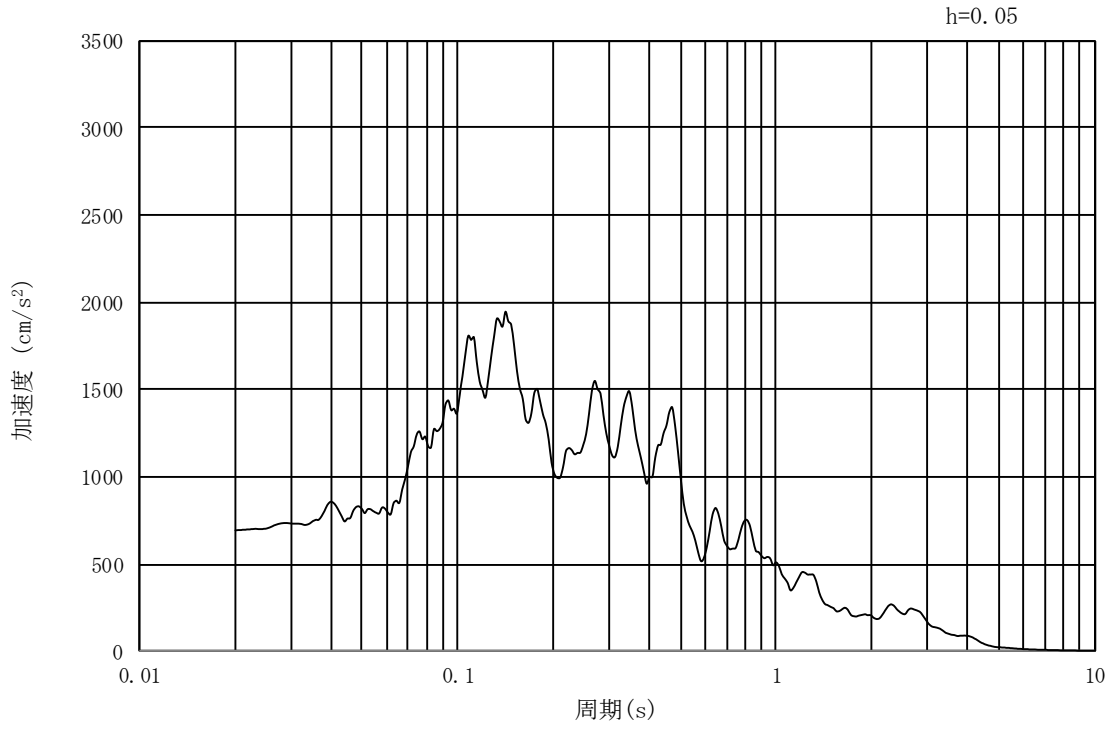


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3－2 (22)　南北方向断面の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
（鉛直方向：S_s－２１）

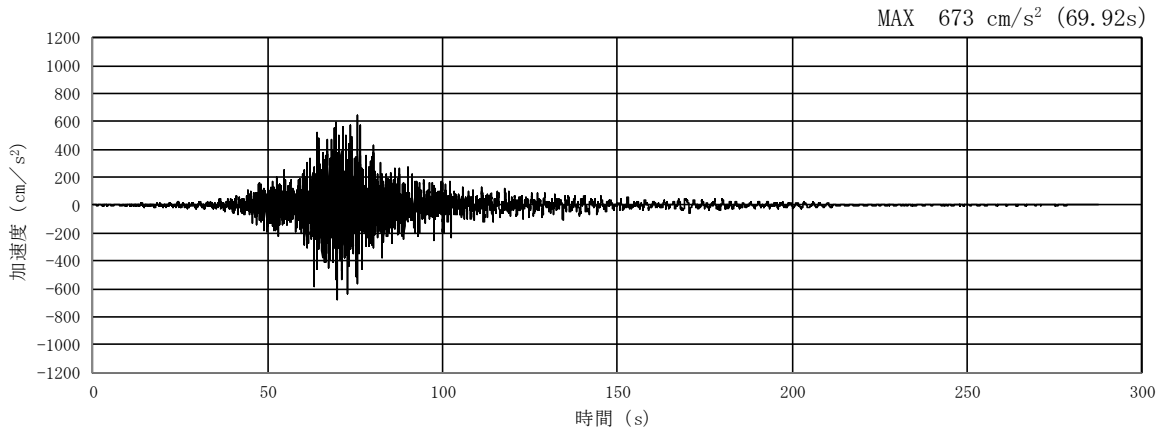


（a）加速度時刻歴波形

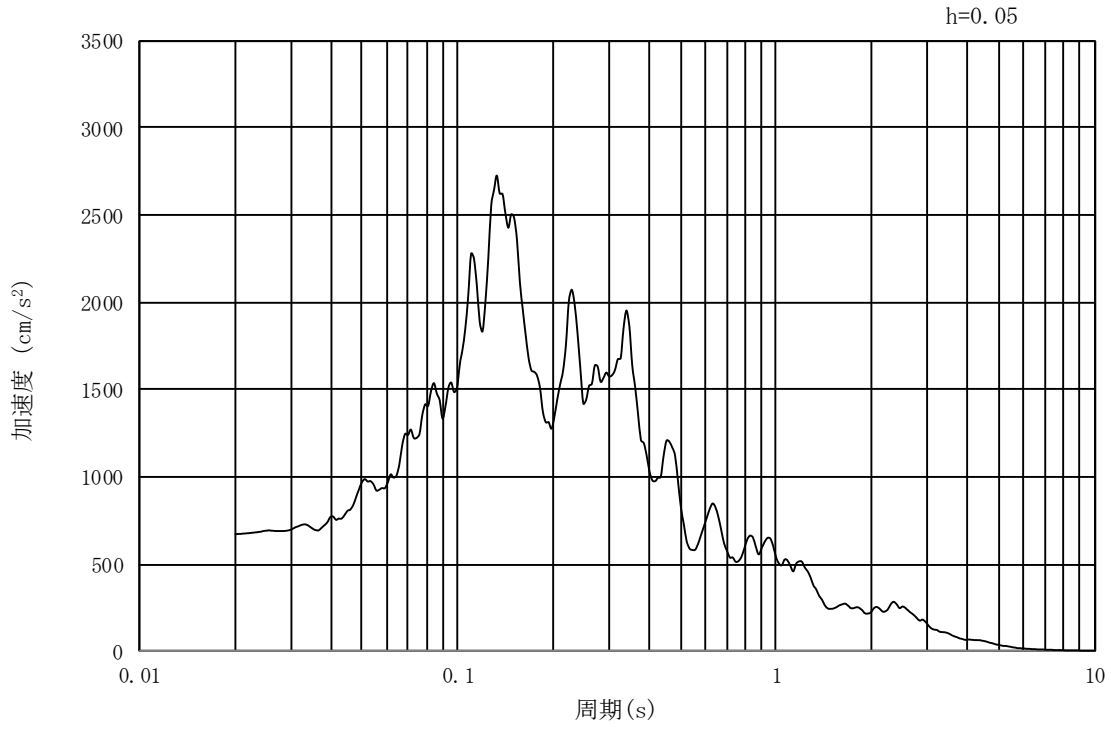


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（23）　東西方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

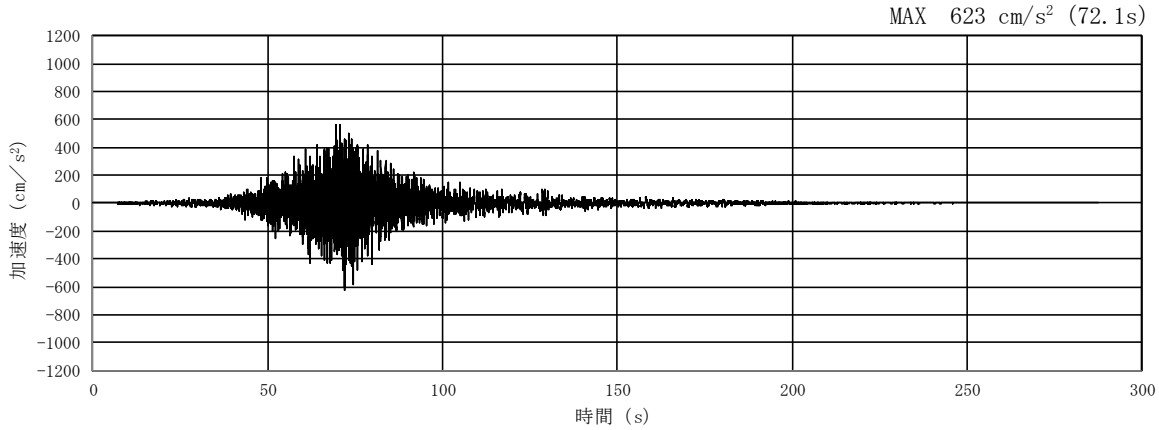


（a）加速度時刻歴波形

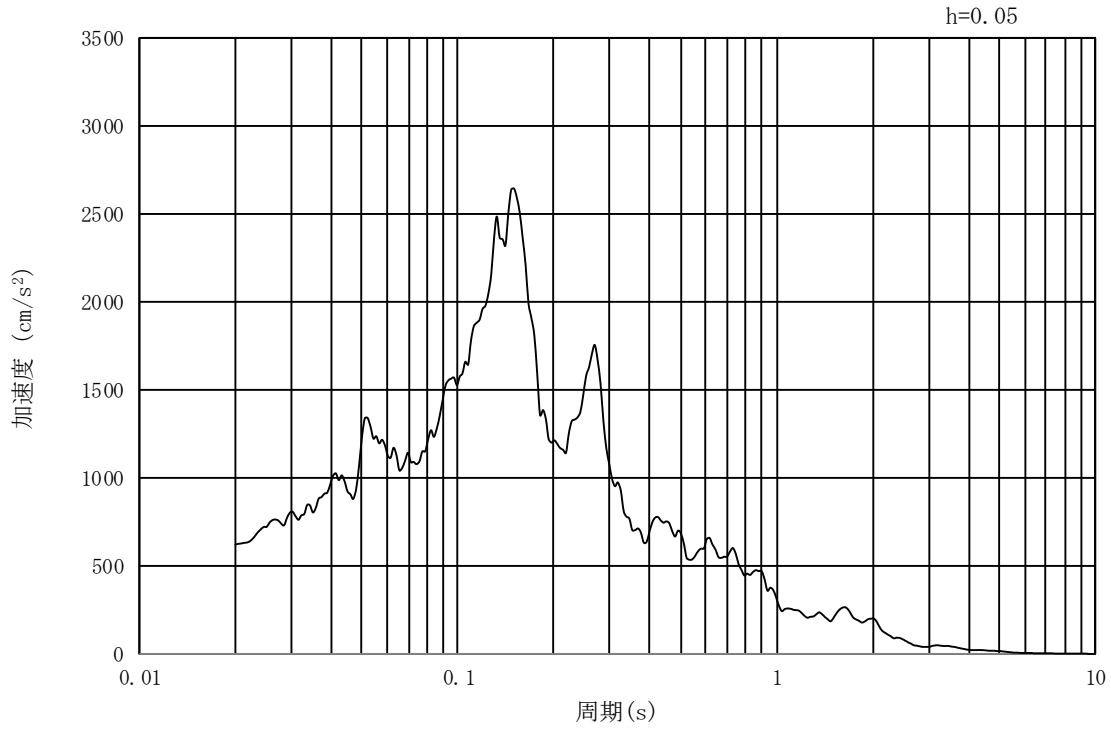


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（24）　南北方向断面の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

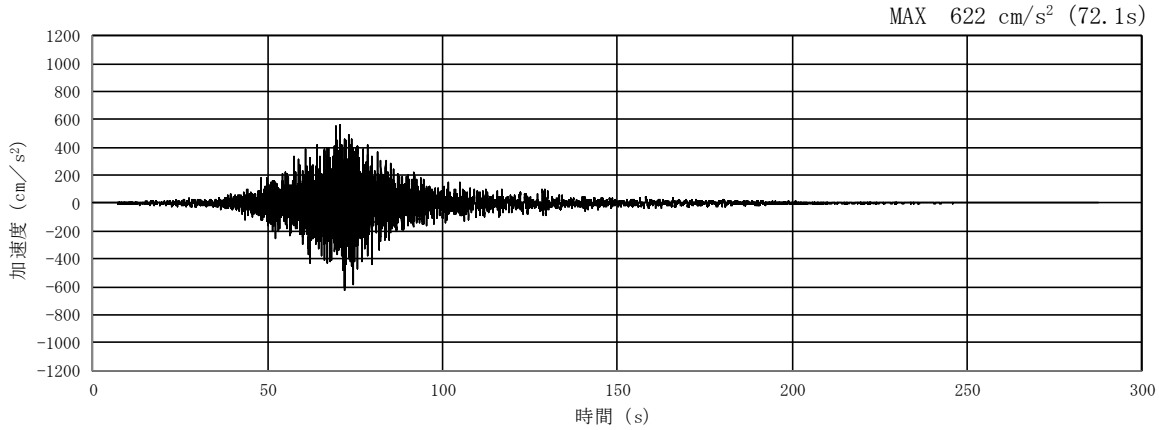


（a）加速度時刻歴波形

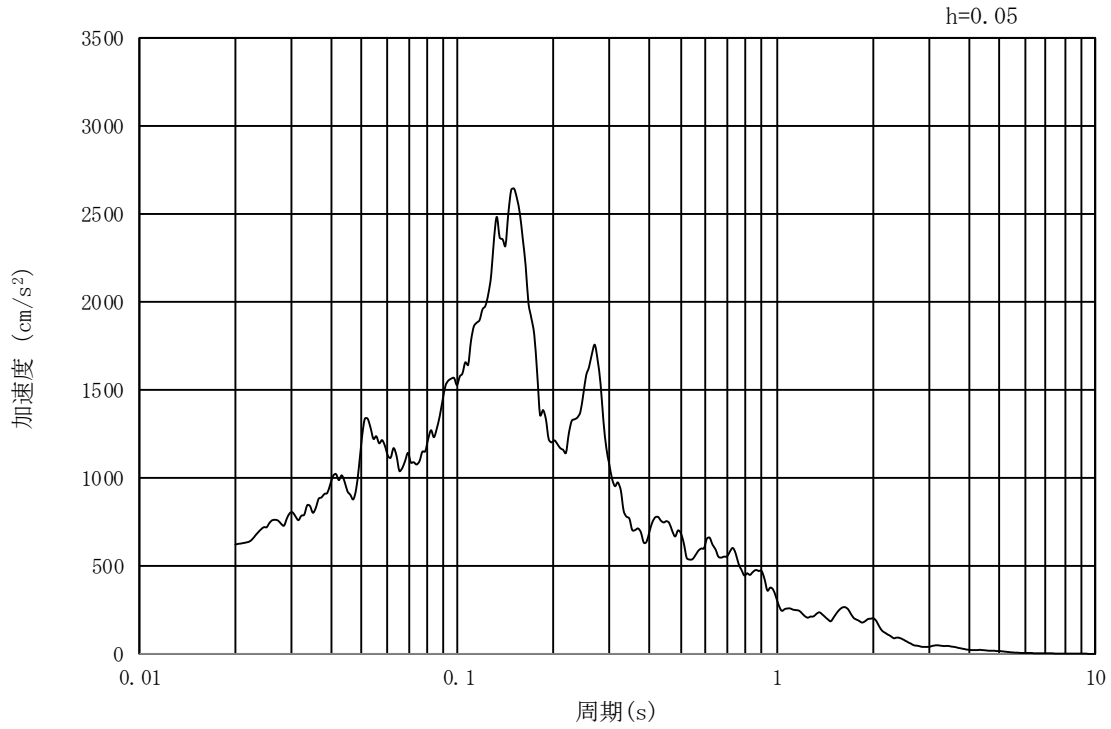


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（25）　東西方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

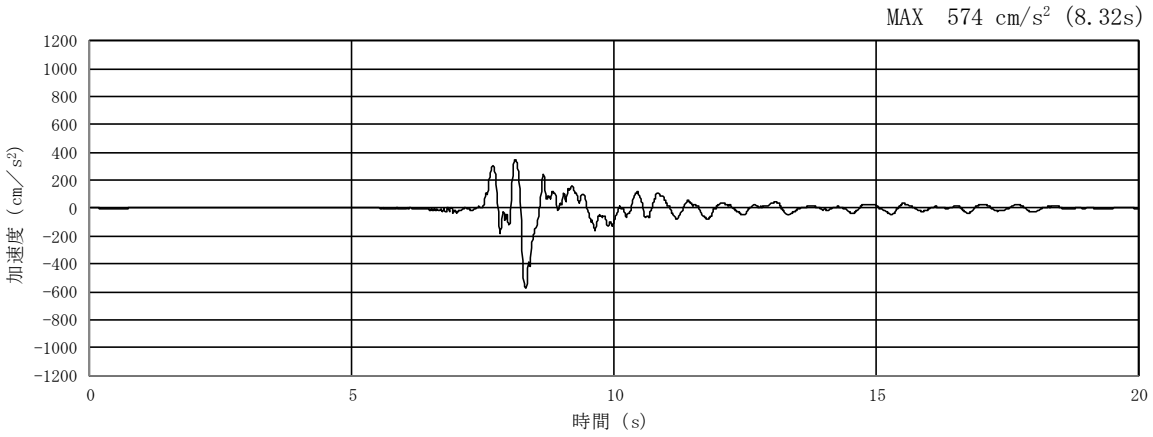


（a）加速度時刻歴波形

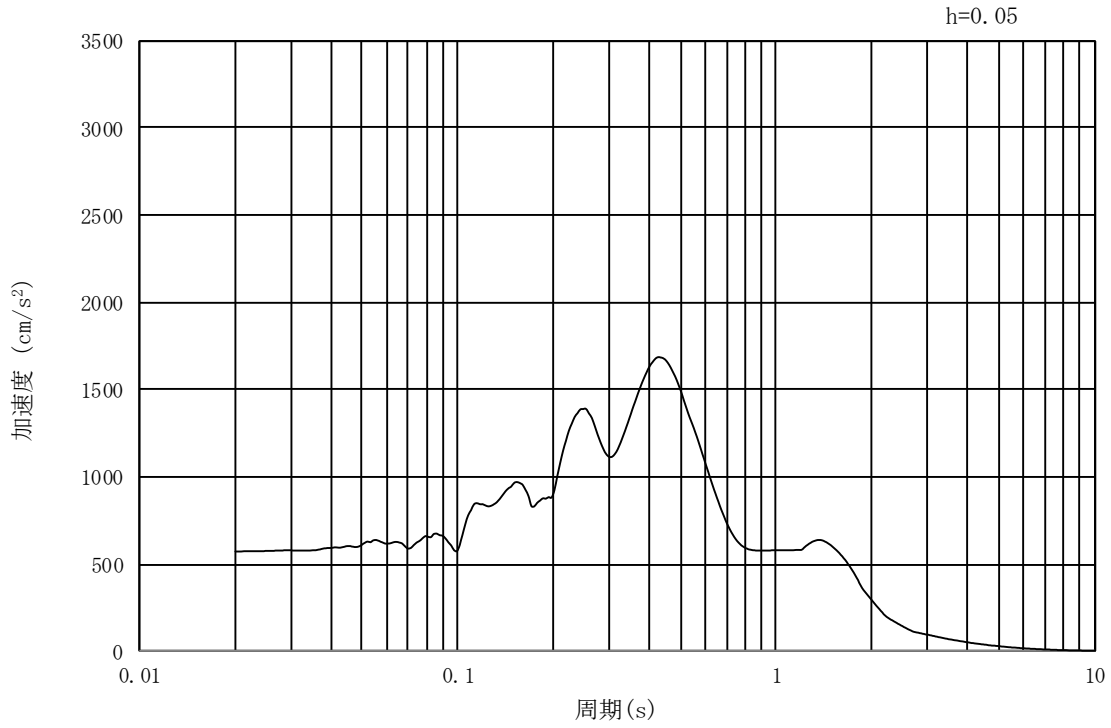


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（26）　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ ｓ－２２）

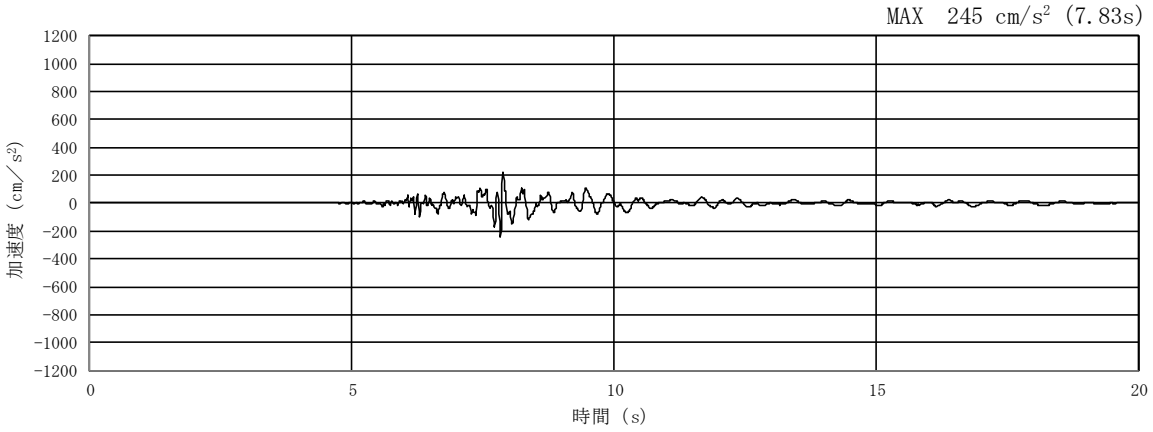


（a）加速度時刻歴波形

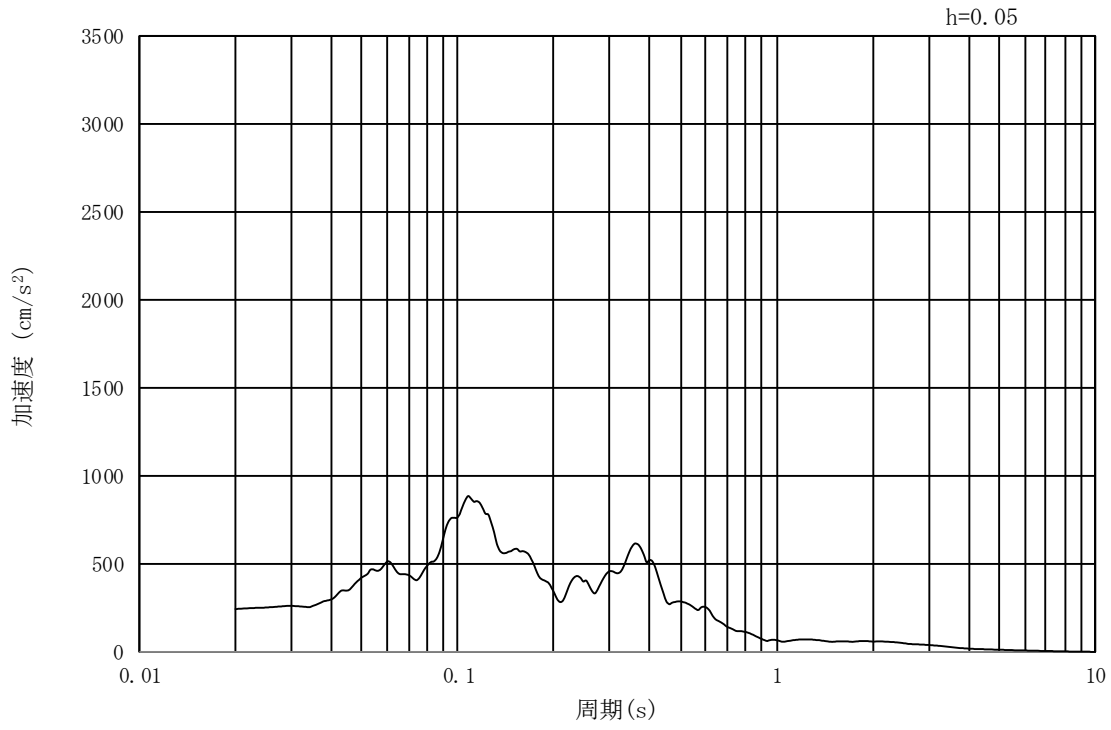


（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（27）　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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

図 17.3－2（28）　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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

17.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」，「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）」に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 17.3－1 のとおり設定する。

表 17.3－1　許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'$_{ck}$=40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}		0.825*4
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）		435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）		300
鋼管杭(SKK490)*3	母材部 溶接部	引張	277.5
		圧縮	277.5
		せん断	157.5

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：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）

＊4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　　：有効高さ

A_w　　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　　：鉄筋の許容引張応力度

s　　：斜め引張鉄筋間隔

表 17.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

極限支持力算定式（杭基礎［中堀り工法］）

$$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i$$

R_u ： 地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ： 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

A ： 杭先端面積（m^2）

U ： 杭の周長（m）

L_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容限界を表 17.3－3 に示す。

表 17.3－3　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

追而

17.4　評価結果

17.4.1　地震応答解析結果

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 17.4－1 及に示す。本図は構造部材の曲げ，せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 17.4－2 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 17.4－3 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

17.4.2　耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表 17.4－1 及び表 17.4－2 に曲げに対する照査結果を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 17.4－4 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 17.4－3 に示す。

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 17.4－4 にせん断に対する照査結果を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（Ｖ$_{ca}$）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（Ｖ$_{sa}$）を合わせた許容せん断力（Ｖ$_a$）以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 17.4－5 に概略配筋図を，表 17.4－4 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 17.4－6 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 17.4－5 に接地圧分布図を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の最大接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

17.5　まとめ

追而

18.　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価

目次

18.1 評価方法……2
18.2 評価条件……2
18.2.1 適用基準……2
18.2.2 耐震安全性評価フロー……4
18.2.3 評価対象断面の方向……5
18.2.4 評価対象断面の選定……7
18.2.5 使用材料及び材料定数……10
18.2.6 地下水位……13
18.2.7 地震応答解析手法……13
18.2.8 解析モデルの設定……14
18.2.9 減衰定数……25
18.2.10 荷重の組合せ……27
18.2.11 地震応答解析の検討ケース……30
18.3 評価内容……32
18.3.1 入力地震動の設定……32
18.3.2 許容限界の設定……40
18.4 評価結果……68
18.5 まとめ……69

18.1　評価方法

可搬型設備用軽油タンク基礎は，西側と南側に分散配置され，可搬型設備用軽油タンクを間接支持する鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，内空幅約 11 m（タンク軸方向）×約 13 m（タンク横断方向），内空高さ約 4 m である。また，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。可搬型設備用軽油タンク基礎について基準地震動S_sによる耐震安全性評価として，構造部材の曲げ，せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の曲げ，せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力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，地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

18.2　評価条件

18.2.1　適用基準

可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会），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）を適応するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月），鋼管杭は道路橋示方書（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）を適応する。

表 18.2－1 に適用する規格，基準類を示す。

表 18.2－1　適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	―
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） ・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・曲げに対する照査は，発生応力が，許容応力以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・ＪＥＡＧ４６０１－1987	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

18.2.2　耐震安全性評価フロー

図 18.2－1 に可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価フローを示す。

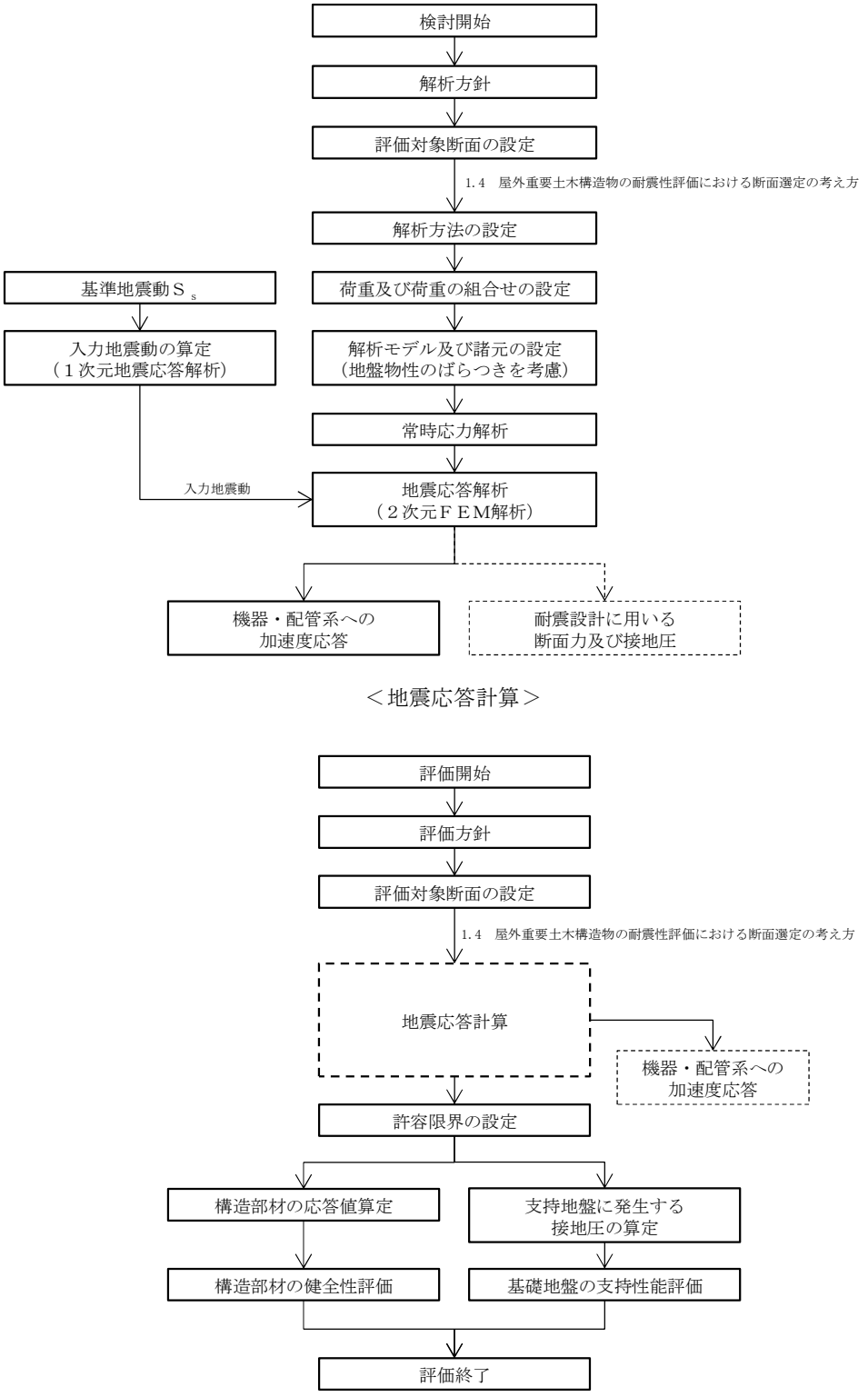


図 18.2－1　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価フロー

18.2.3　評価対象断面の方向

可搬型設備用軽油タンク基礎の位置を図 18.2－2 に示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎は，内空幅約 11　m（タンク軸方向）×約 13　m（タンク横断方向），内空高さ約 4 m の鉄筋コンクリート造である。可搬型設備用軽油タンク基礎の縦断方向（南北方向）は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから，強軸断面方向となる。一方，横断断面方向（東西方向）は，タンクを格納するため側壁の離隔が大きく耐震設計上見込めないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震評価では，構造の安定性に支配的な東西方向を評価対象断面の方向とする。

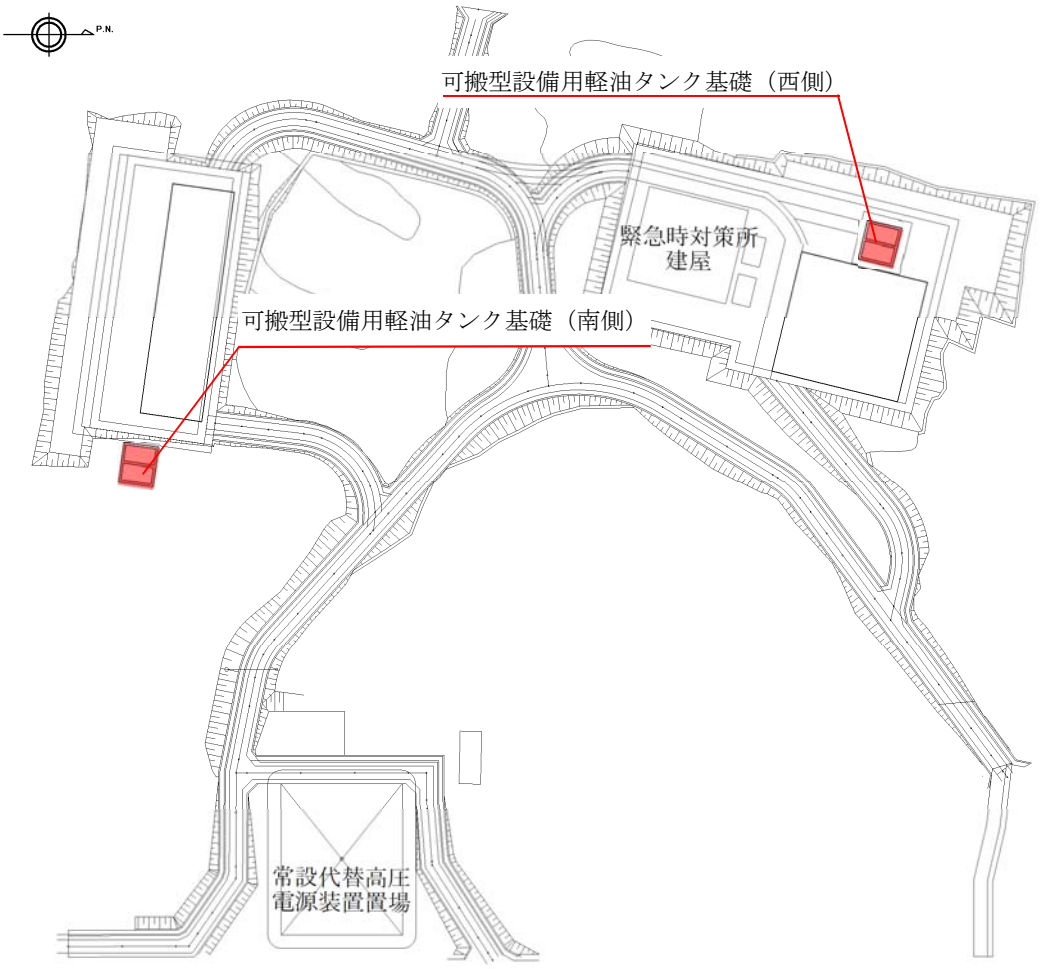


図 18.2－2　可搬型設備用軽油タンク基礎の位置図（全体平面図）

18.2.4　評価対象断面の選定

図 18.2－3 及び図 18.2－4 に可搬型設備用軽油タンク基礎の断面位置図及び断面図を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎は，内空幅約 11 m（タンク軸方向）×約 13 m（タンク横断方向），内空高さ約 4 m の鉄筋コンクリート造である。

評価対象断面は，「1.4.18　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方」で記載したとおり，第四紀層が厚く（約 40 m）堆積し，構造物の弱軸断面方向である①－①断面を代表として耐震評価を実施する。なお，④－④断面についても，設備の床応答算出の観点から地震応答解析を実施する。

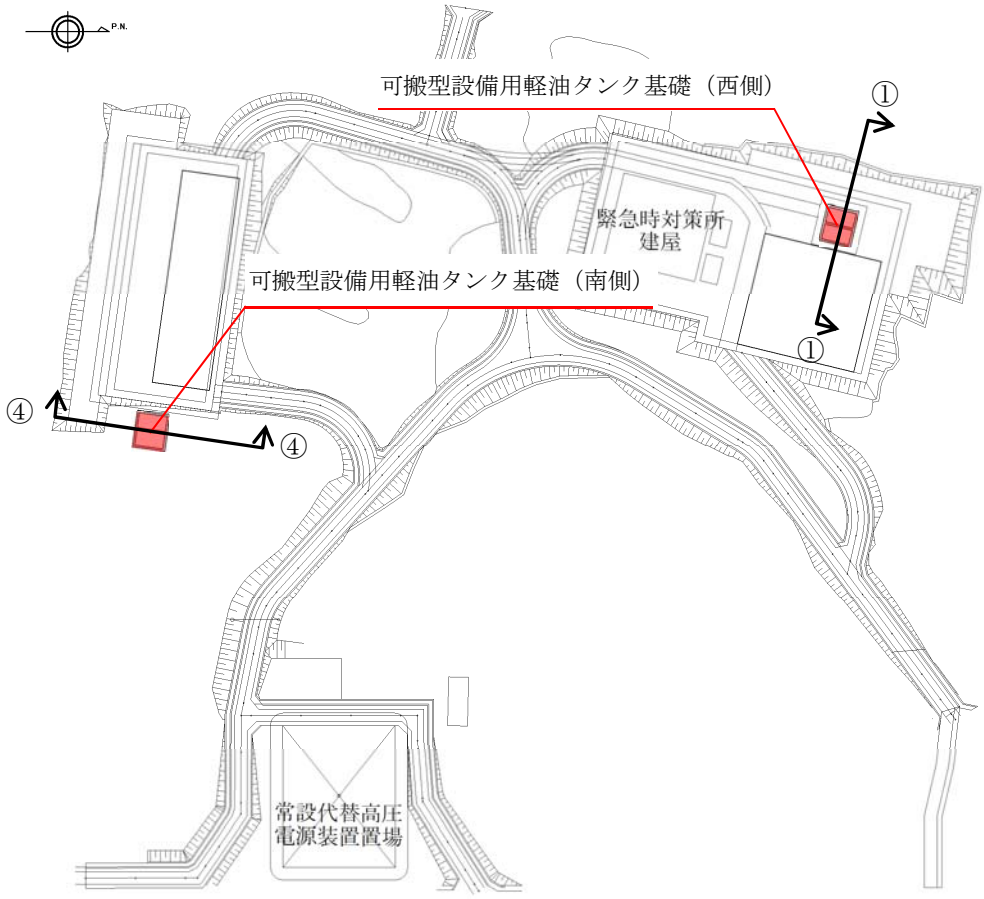
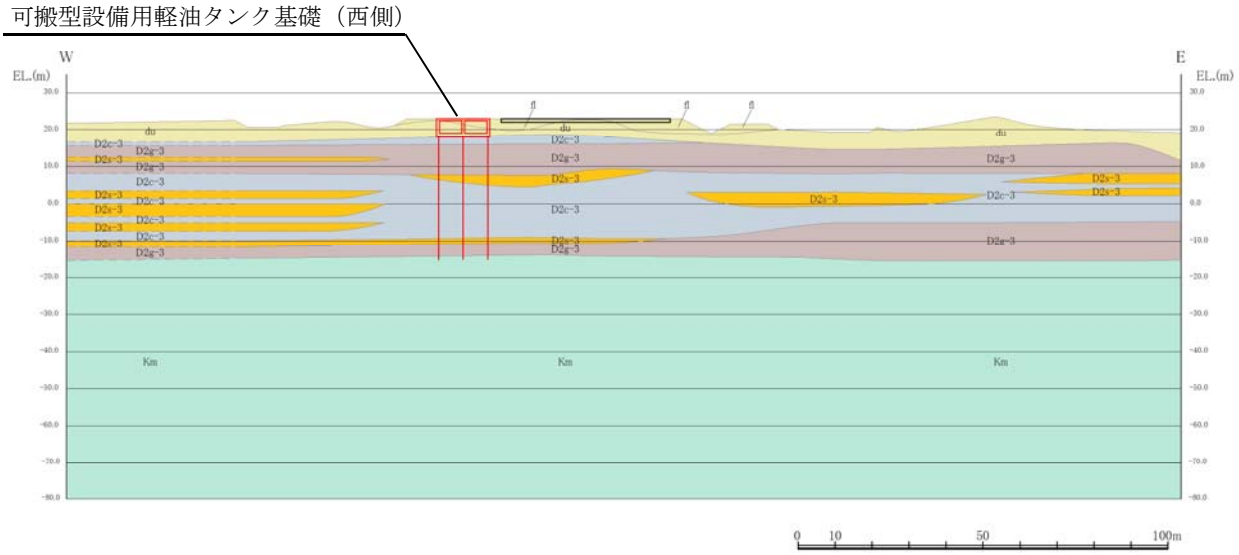
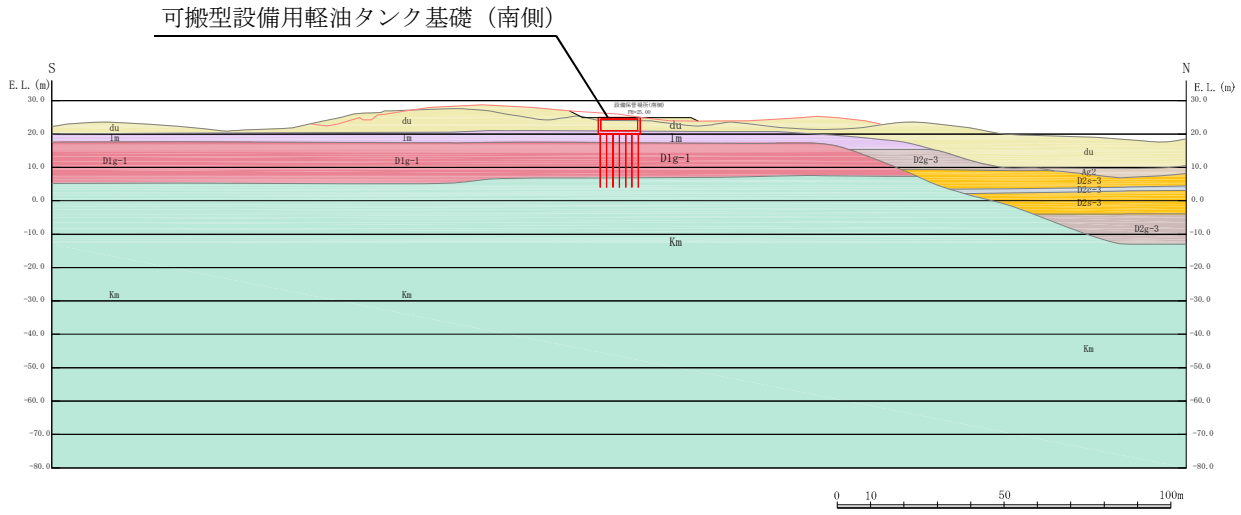


図 18.2－3　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面位置図



（①－①断面）



（④－④断面）

図 18.2－4　可搬型設備用軽油タンク基礎の断面図

18.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表18.2－2に，材料物性値を表18.2－3に示す。

地盤の諸元は，Ⅴ-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。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表18.2－4に示す。

表18.2－2　使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度　40 N/mm^2
鉄筋	SD490
鋼管杭	SKK490

表18.2－3　材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
鋼管杭	77	2.0×10^5	0.3

表 18.2－4(1)　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤							豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 18.2－4（2）　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025\cdot z$
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603\cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990\cdot z$

z：標高（m）

表 18.2－4 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)			密度 ρ (g/cm3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5	～	10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5	～	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5	～	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5	～	7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5	～	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5	～	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5	～	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5	～	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5	～	2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5	～	1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5	～	0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5	～	-0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5	～	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5	～	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	～	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	～	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5	～	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	～	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5	～	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5	～	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11	～	-9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13	～	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	～	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	～	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	～	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	～	-19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	～	-21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	～	-23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27	～	-25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29	～	-27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31	～	-29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33	～	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	～	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	～	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	～	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	～	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	～	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45	～	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47	～	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49	～	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51	～	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	～	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55	～	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	～	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	～	-57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	～	-59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63	～	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65	～	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67	～	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69	～	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71	～	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	～	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75	～	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77	～	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79	～	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81	～	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85	～	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90	～	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95	～	-90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101	～	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108	～	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115	～	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122	～	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130	～	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

18.2.6　地下水位

地下水位は地表面に設定する。

18.2.7　地震応答解析手法

可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動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て行う。部材については，線形はり要素を用いることとする。また，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地震応答解析については，解析コード「FLIP　ver. 7.3.0_2」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，付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 18.2－5 に示す。

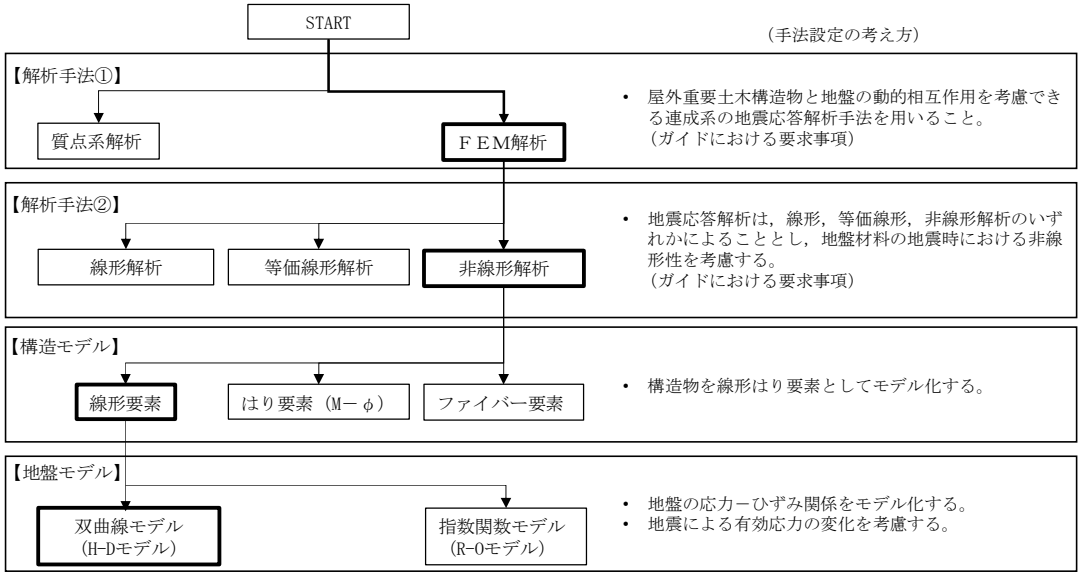


図 18.2－5　地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に，地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと，地盤のせん断応力は上限値に達し，それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また，地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって，耐震評価における有効応力解析では，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として，地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の２つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

18.2.8　解析モデルの設定

(1)　解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，ＪＥＡＧ４６０１－1987 を適応し，図 18.2－6 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

可搬型設備用軽油タンク基礎周辺の地質断面図を図 18.2－7 に示す。

なお，解析モデルの境界条件は，側方及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している。

地震応答解析モデルを図 18.2－8 に示す。

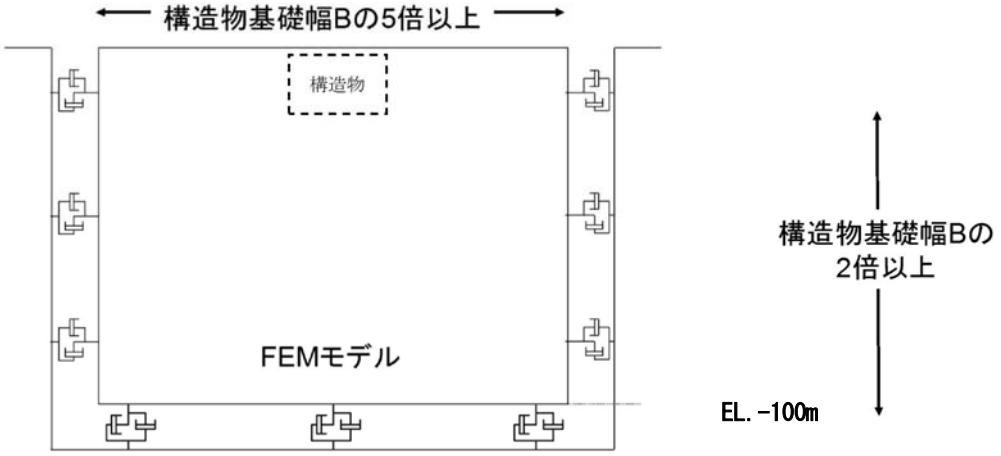


図 18.2－6　モデル範囲の考え方

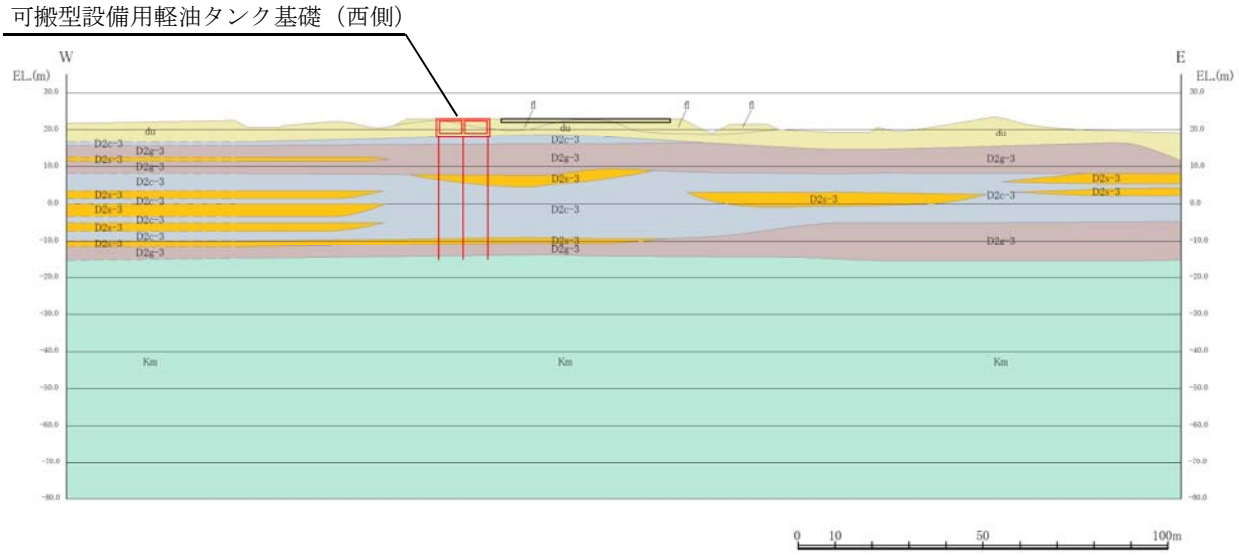


図 18.2－7　（1）地質断面図（①－①断面）

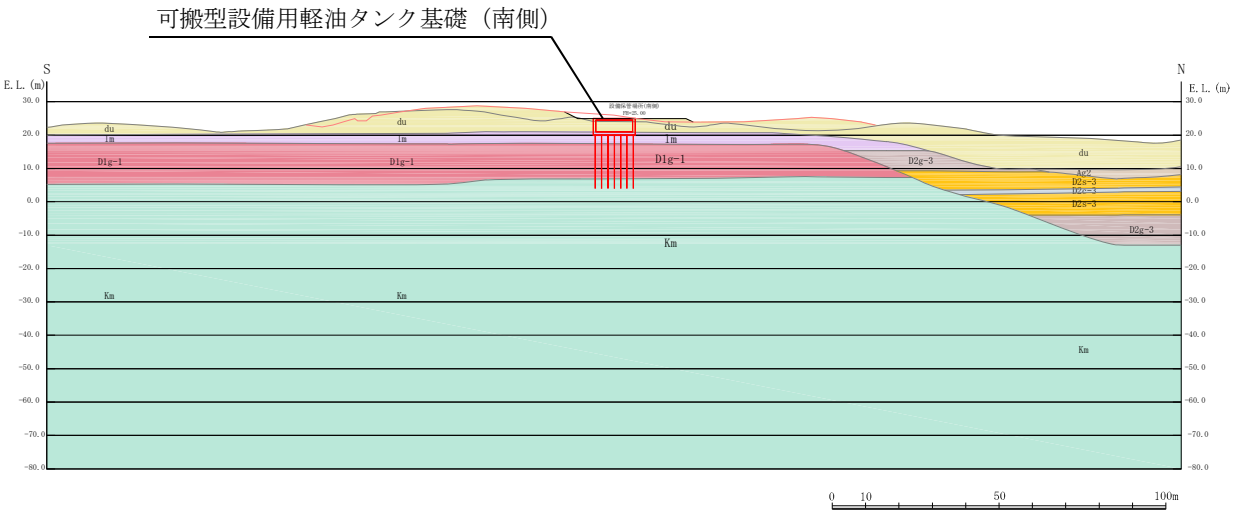


図 18.2－7　（2）地質断面図（④－④断面）

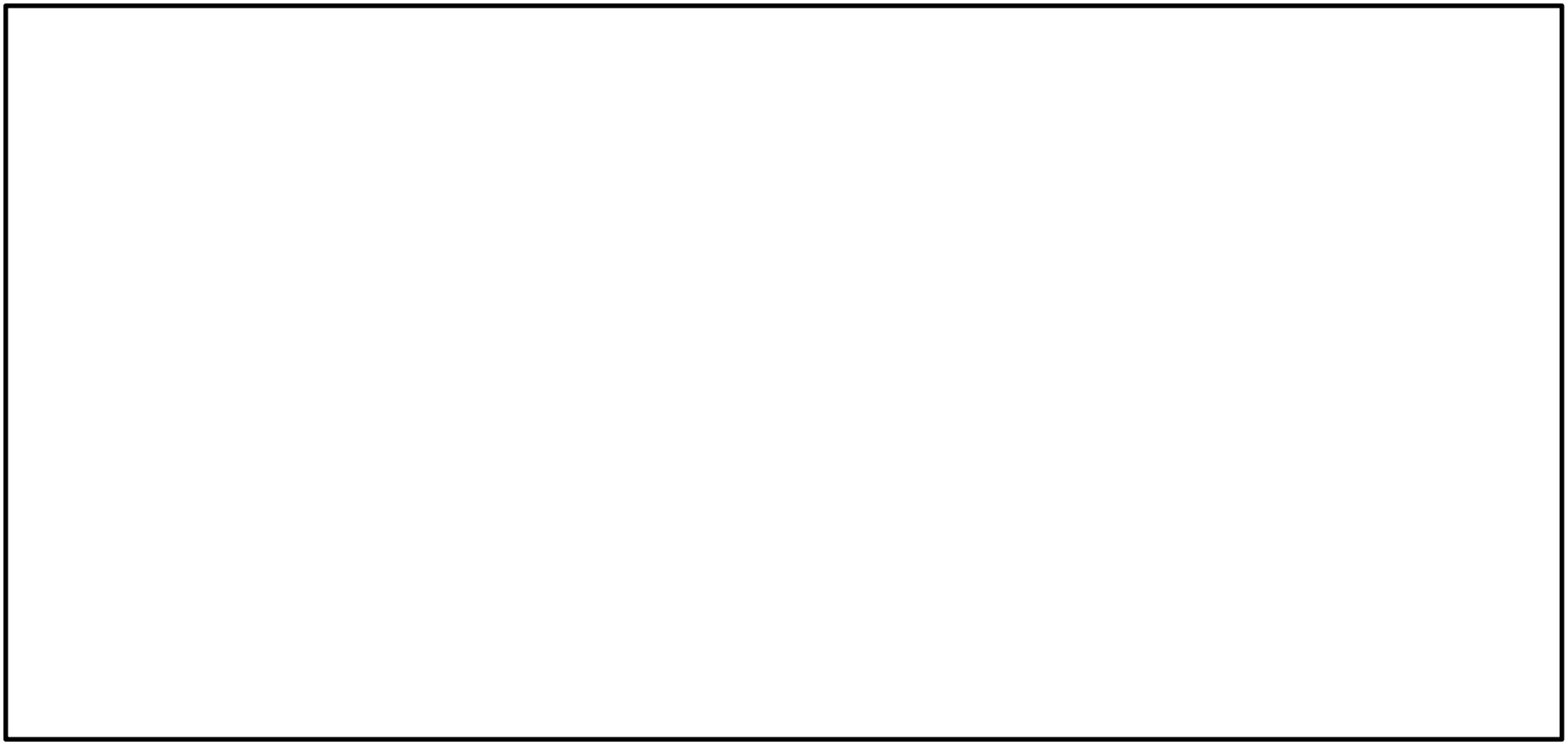


図 18.2－8（1）　可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル
（①－①断面　モデル全体）

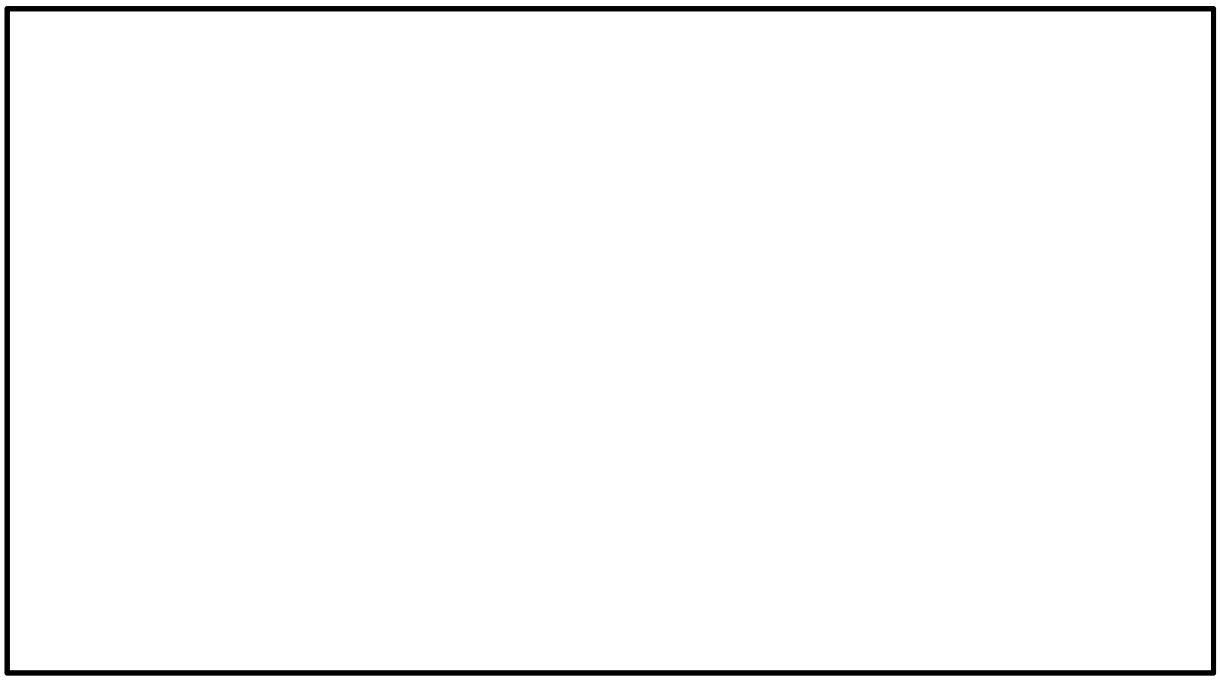


図 18.2－8（2）　可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル
（①－①断面　モデル位置拡大）

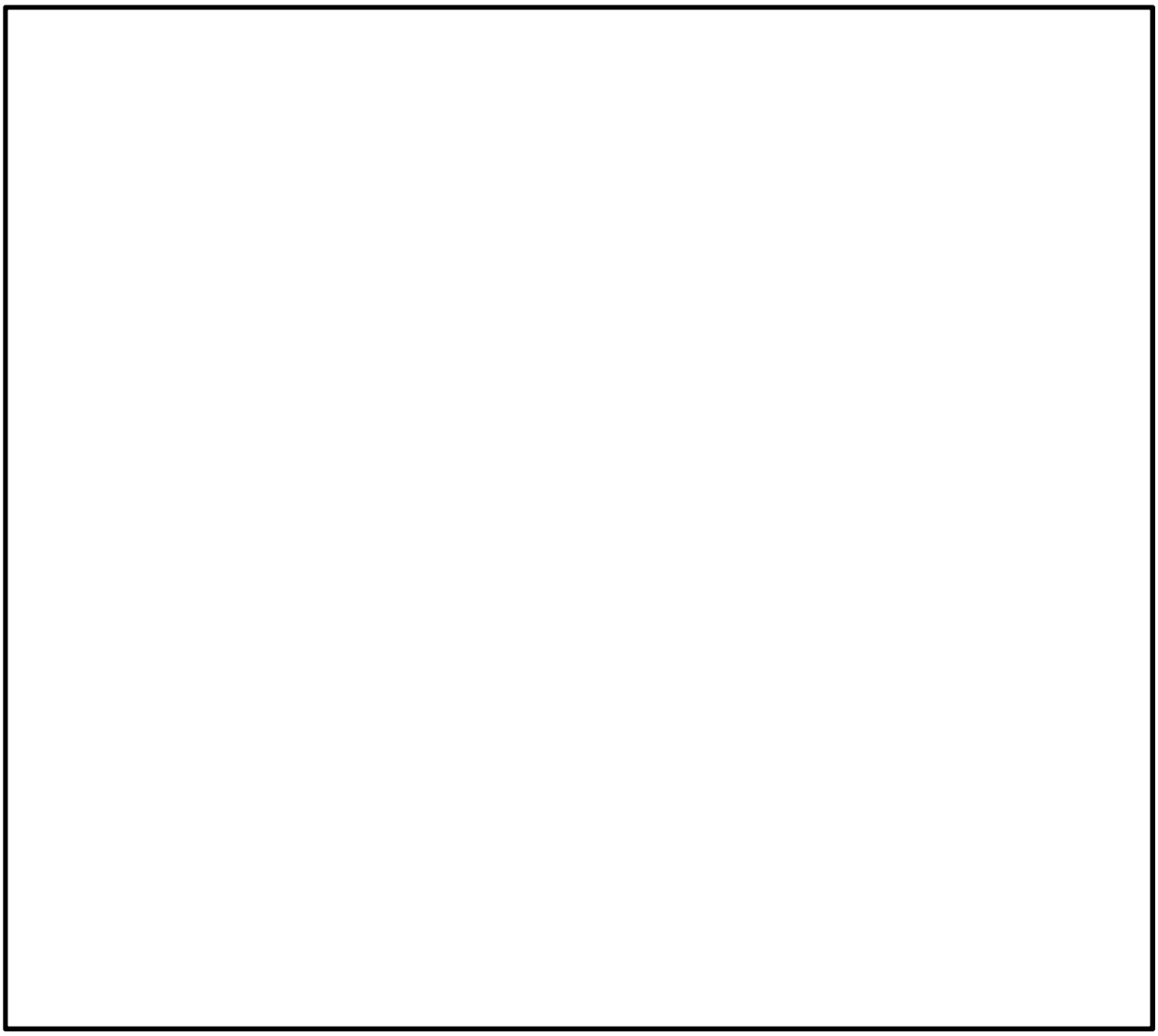


図 18.2－8（3）　可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル
（④－④断面　モデル全体）

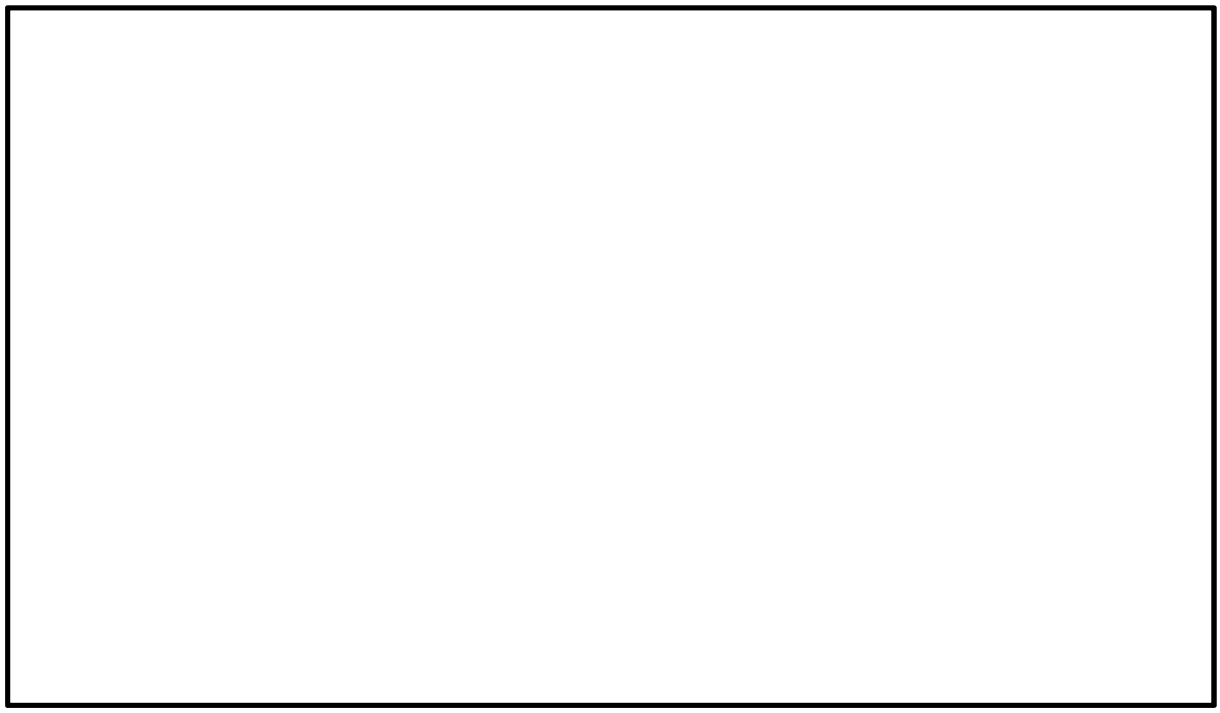


図 18.2－8（4）　可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル
（④－④断面　モデル位置拡大）

(2) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度τ_fは次式のMohr－Coulomb式により規定される。c，ϕは周辺地盤のc，ϕとする。（表18.2－5参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表18.2－5　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

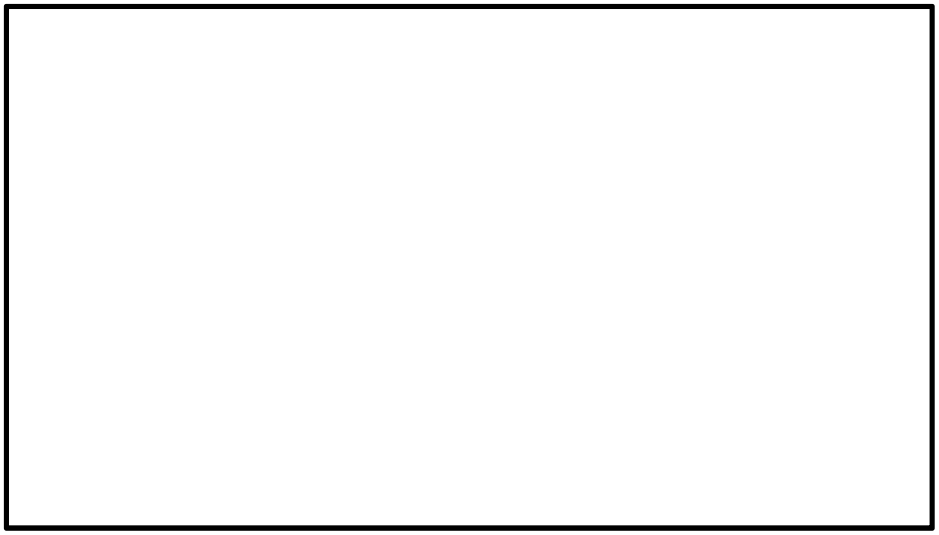
周辺の状況		粘着力c（N/mm^2）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	f1層	0	37.3	du層で代用
	du層	0	37.3	－
	D2c-3層	0.026	35.6	－
	D2s-3層	0.01	35.8	－
	D2g-3層	0	44.4	－
新第三系	Km層	c＝0.358－0.00603・z	ϕ＝23.2＋0.0990・z	－
地盤改良体		0.5	0	－

z：標高（m）

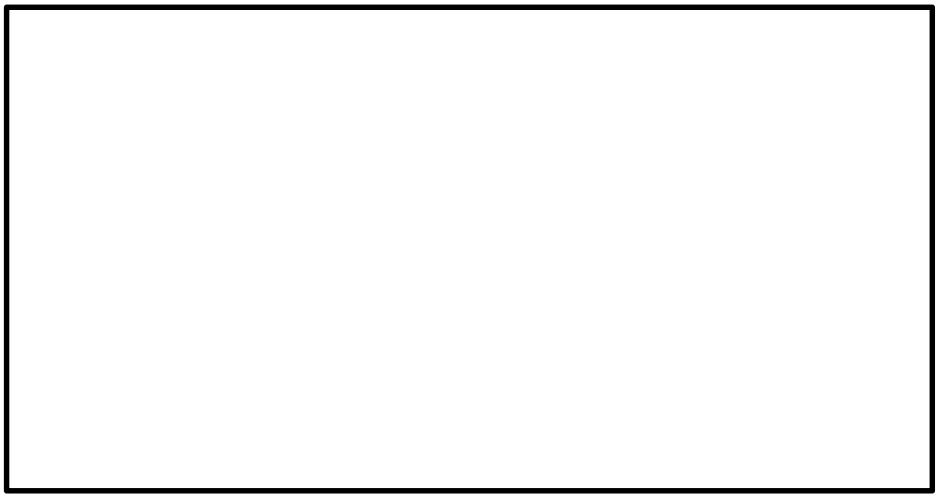
ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表18.2－6のとおり設定する。図18.2－9にジョイント要素設定の考え方を示す。

表18.2－6　ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性k_s（kN/m^3）	圧縮剛性k_n（kN/m^3）
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



（①－①断面）



（④－④断面）

：ジョイント要素

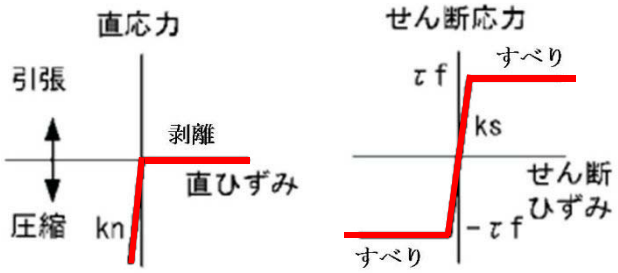


図 18.2－9　ジョイント要素の考え方

(3)　材料特性の設定

地震応答解析における鉄筋コンクリート部材は，線形のはり要素としてモデル化する。

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4)　杭－地盤相互ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の相互作用における 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向では，地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。ｃ，φは周辺地盤のｃ，φとする。（表 18.2－7 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi$$

ここで，

τ_f　　：せん断強度

ｃ　　：付着力

φ　　：内部摩擦角

表 18.2－7　周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ（N/mm²）	内部摩擦角（度）	備考
第四紀層	f１層	0	37.3	du 層で代用
	du 層	0	37.3	－
	D2c-3 層	0.026	35.6	－
	D2s-3 層	0.01	35.8	－
	D2g-3 層	0	44.4	－
新第三系	Km 層	ｃ＝0.358－0.00603・ｚ	φ＝23.2＋0.0990・ｚ	－
地盤改良体		0.5	0	－

ｚ：標高（m）

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 18.2－8 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される※。

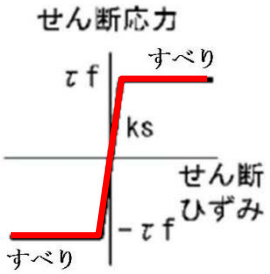
図 3.2－3 に杭－地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 18.2－8　杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m³)
杭軸方向	1.0×10^6

(a) 杭－地盤相互作用ばね配置図（追而）



(b) 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 18.2－10　杭－地盤相互作用ばね設定の考え方

(5)　杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 18.2－9 のとおり設定する。図 18.2－11 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 18.2－9　杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^{6}

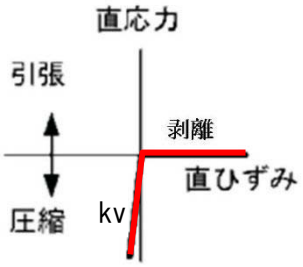


図 18.2－11　杭下端ジョイントばね設定の考え方

18.2.9 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき，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減衰にて与える。なお，Rayleigh減衰をα＝0となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では，時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから，Rayleigh減衰の係数α，βの両方を用いると，質量比例項の減衰α[M]の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方，有効応力解析における低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰では，地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い，1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに，有効応力解析では，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，1 次固有振動モードに対する減衰定数として，初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し，地盤応答の適切な評価が行えるように，低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで,

［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

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f	：	固有値解析により求められた１次固有振動数
h	：	各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）また，線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（Ｖ耐震設計編）同解説（平成24年3月）），コンクリートの減衰定数は5%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

図18.2－12にRayleigh減衰の設定フローを，表18.2－10に固有値解析結果を示す。

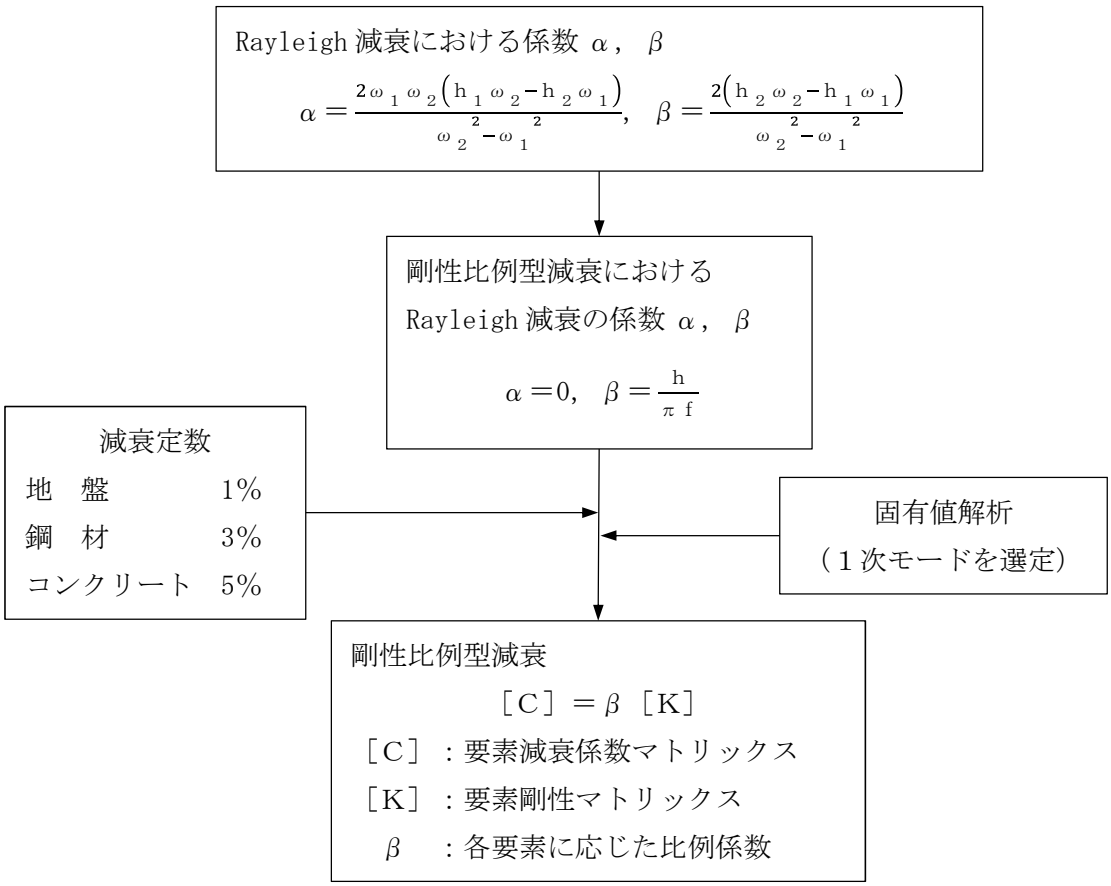


図 18.2－12　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 18.2－10　固有値解析結果（追而）

18.2.10　荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組み合せて設定する。地震荷重には，地震時土圧，動水圧，機器・配管からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお，可搬型設備用軽油タンク基礎は，地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため，当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても，地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため，設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 18.2－11 に示す。地震時に可搬型設備用軽油タンク基礎に作用する機器・配管からの反力については，機器・配管を，解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

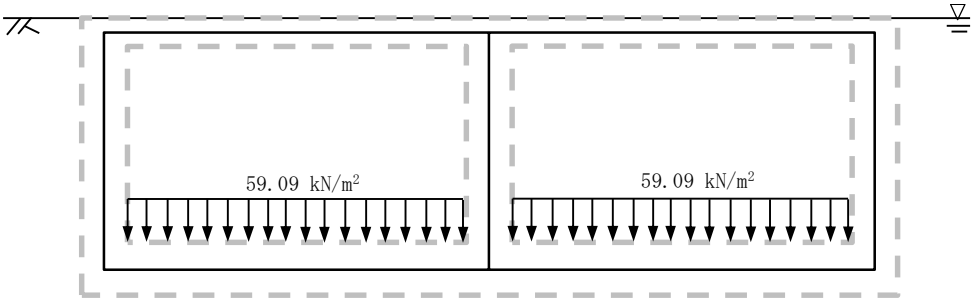
表 18.2－11　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定 ・内包される砂の荷重を考慮
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・水を保有しない設備であることから，考慮しない
変動荷重		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
		風荷重	－	・地中に埋設された構造物であるため，考慮しない
偶発荷重（地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$による水平・鉛直同時加振 ・躯体の慣性力，動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様

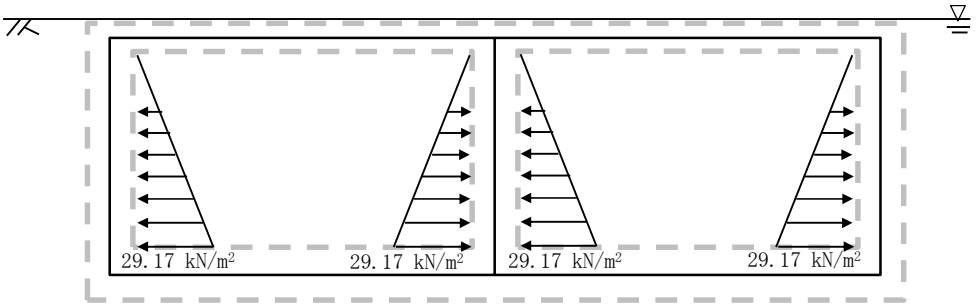
(1)　機器・配管荷重

図 18.2－13 に①－①断面における機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き(1 m)あたりの付加質量として考慮する。可搬型設備用軽油タンクの内空には砂が充填されているため，内空容積から可搬型設備用軽油タンクの容積を除いた部分をすべて砂（比重 1.7）として考慮する。



底版の鉛直荷重



側壁の水平荷重

図 18.2－13　機器・配管荷重図

(2)　外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として，1.00 g/cm³ を考慮する。

(3)　雪荷重

図 18.2－14 に①－①断面における雪荷重図を示す。

雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則　第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m^2/cm として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

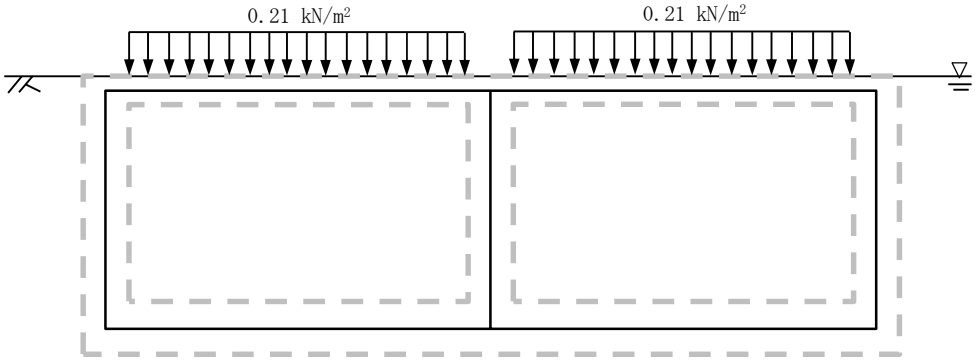


図 18.2－14　雪荷重図

18.2.11　地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震設計における検討ケースを表 18.2－12 に示す。

表 18.2－12　可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s－D１	(＋＋)	1	1	1	1	1	1
		(＋－)	1					
		(－＋)	1					
		(－－)	1					
	S_s－１１	(＋＋)	1					
	S_s－１２	(＋＋)	1					
	S_s－１３	(＋＋)	1					
	S_s－１４	(＋＋)	1					
	S_s－２１	(＋＋)	1					
	S_s－２２	(＋＋)	1					
	S_s－３１	(＋＋)	1					
		(－＋)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において，最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。
最も厳しい地震動の選定にあたっては，各施設の評価部位毎に1波選定する。

(2) 機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 18.2－13 に示す。

表 18.2－13　機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S_s－D1	(＋＋)	1 ⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において，上載される機器･配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(＋－)		1	
		(－＋)		1	
		(－－)		1	
	S_s－11	(＋＋)		1	
	S_s－12	(＋＋)		1	
	S_s－13	(＋＋)		1	
	S_s－14	(＋＋)		1	
	S_s－21	(＋＋)		1	
	S_s－22	(＋＋)		1	
	S_s－31	(＋＋)		1	
		(－＋)		1	
計			1	12	1

18.3　評価内容

18.3.1　入力地震動の設定

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１次元波動論によって，地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 18.3－1 に入力地震動算定の概念図を，図 18.3－2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と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「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお，特定の方向性を有しない地震動については，位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波であるＳ$_s$－１１～Ｓ$_s$－２２については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向を考慮し，方位補正を行う。具体的には NS 方向及び EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

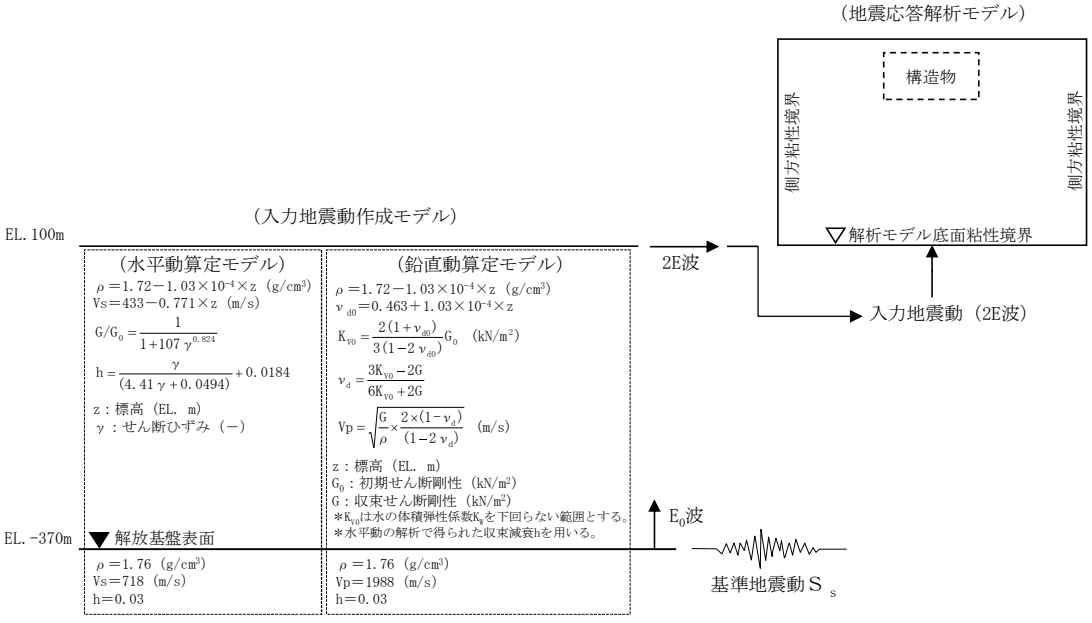
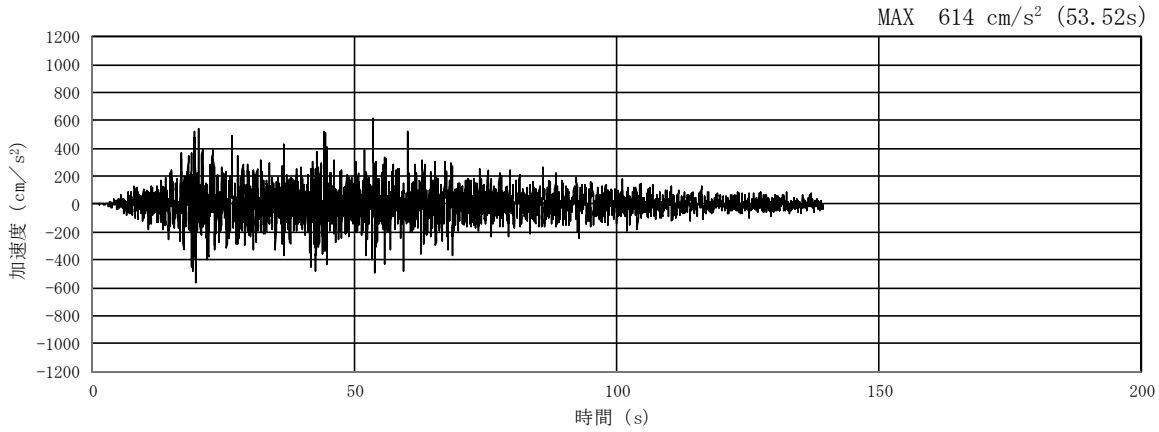
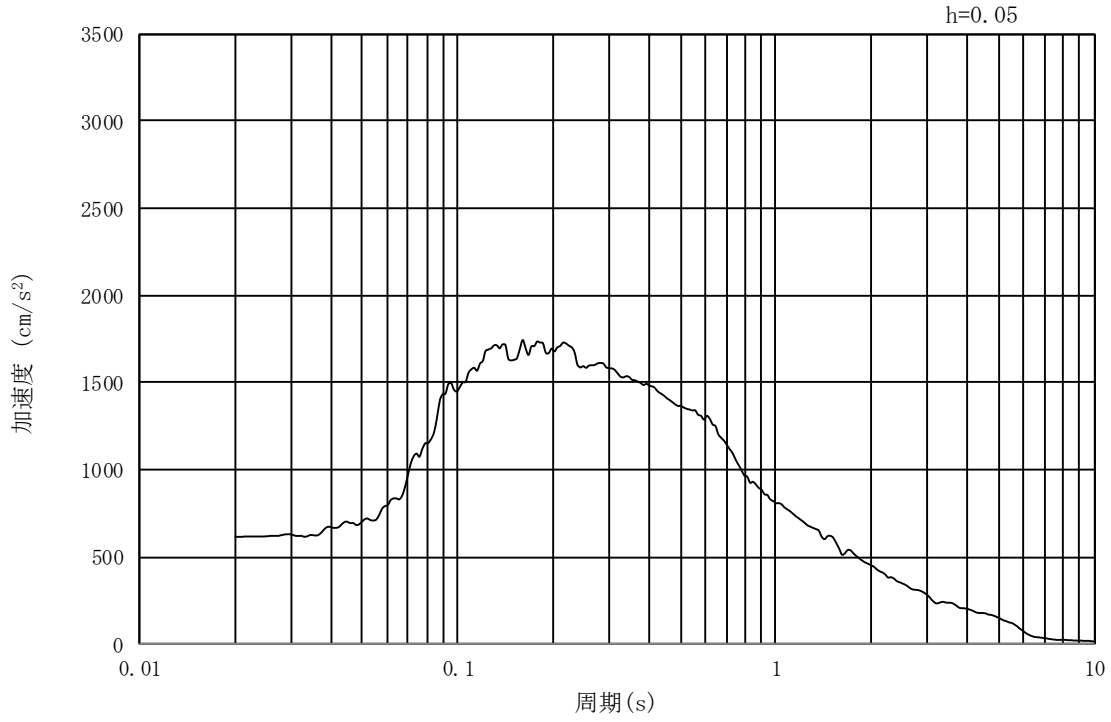


図 18.3－1　入力地震動算定の概念図

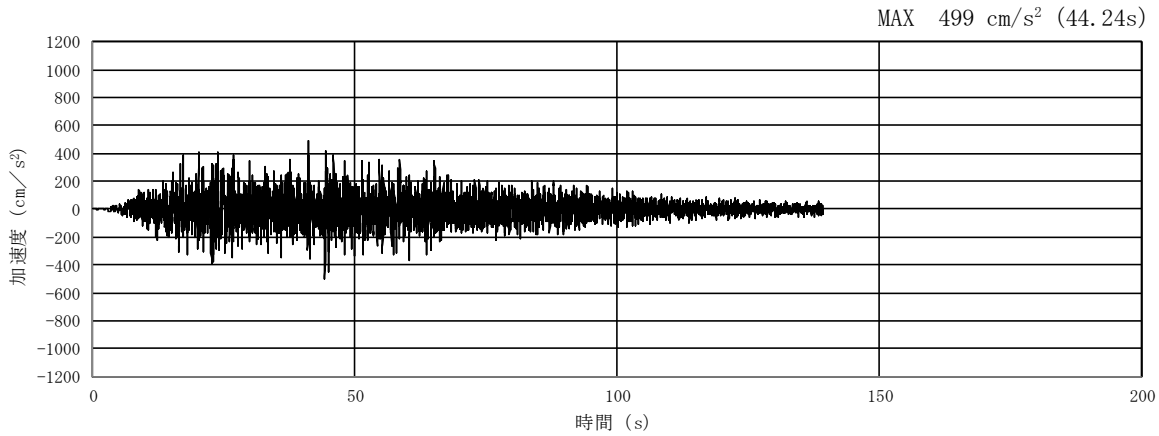


（a）加速度時刻歴波形

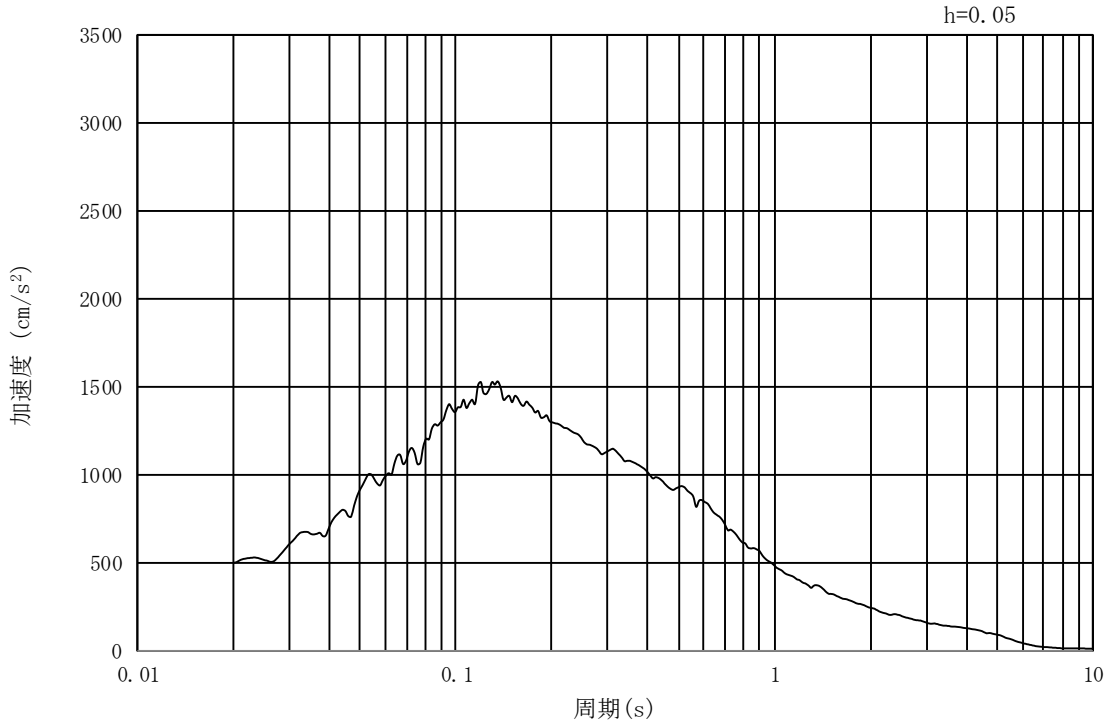


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（1）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

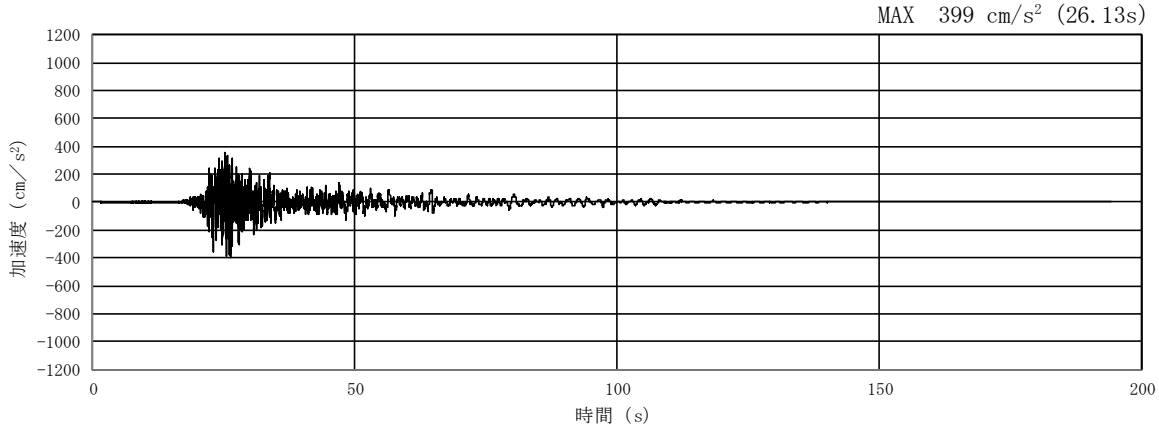


（a）加速度時刻歴波形

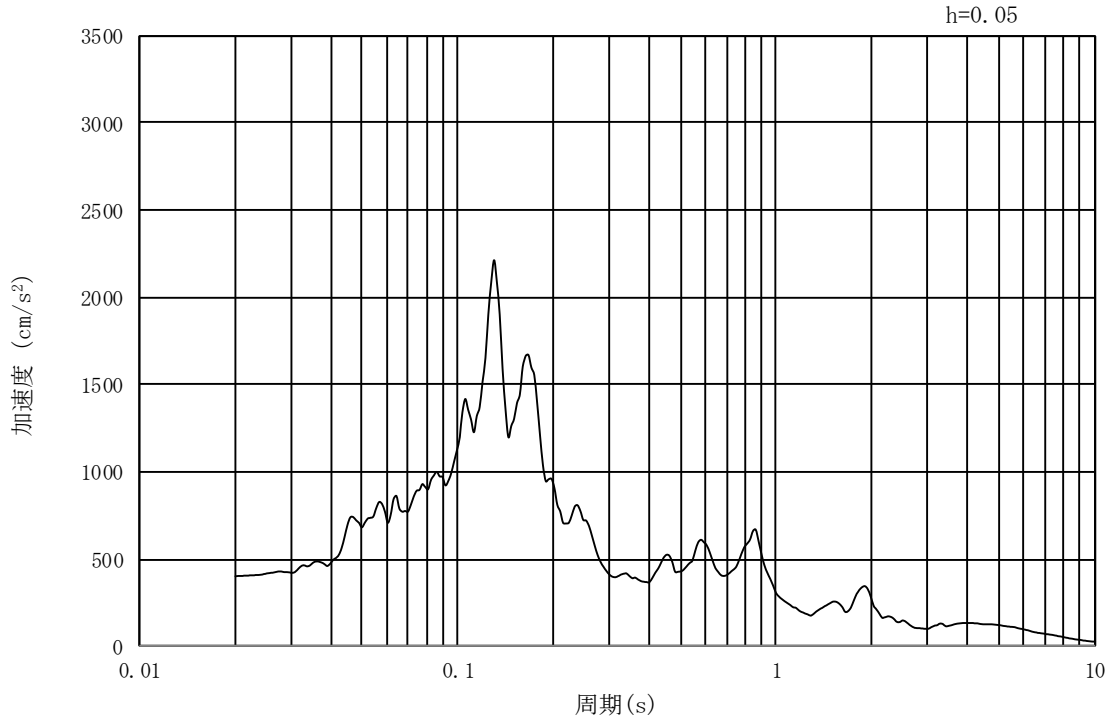


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（2）　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：S_s－Ｄ１）

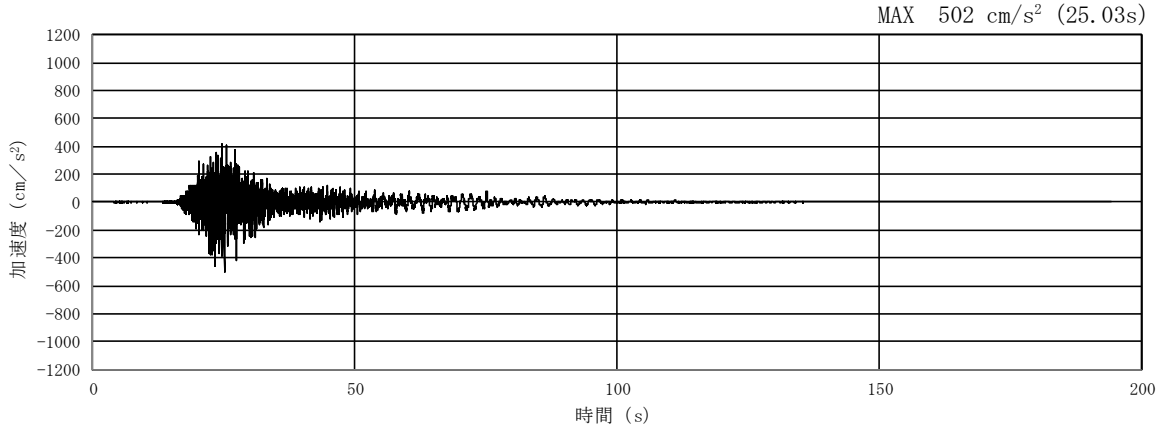


（a）加速度時刻歴波形

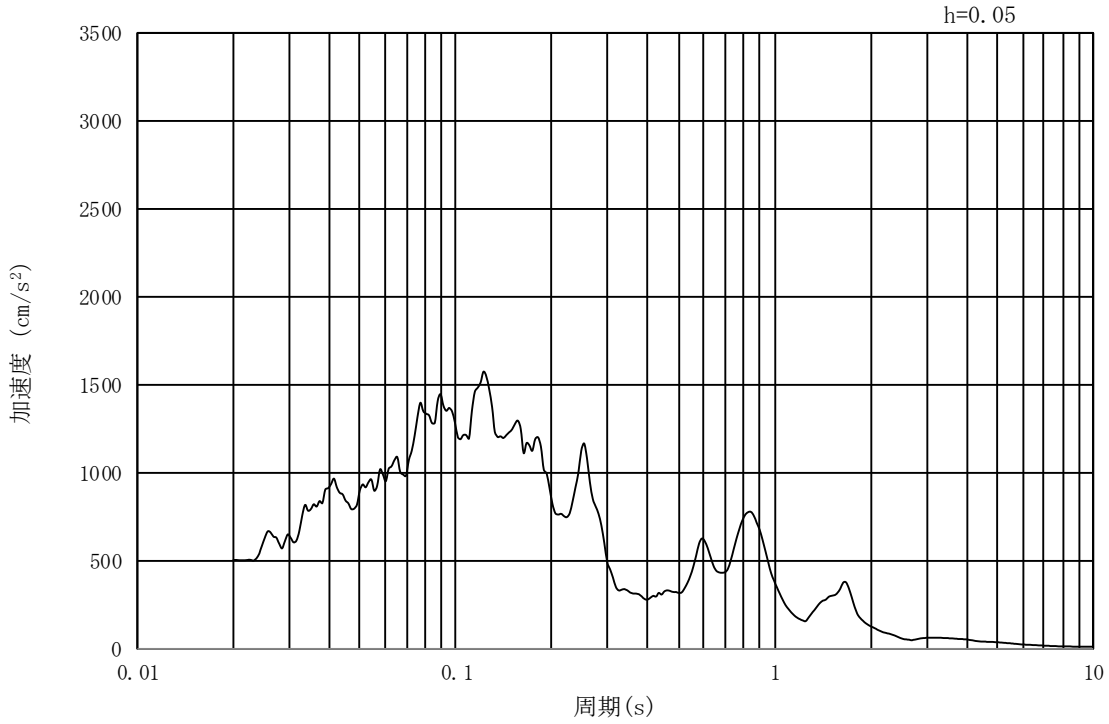


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（3）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

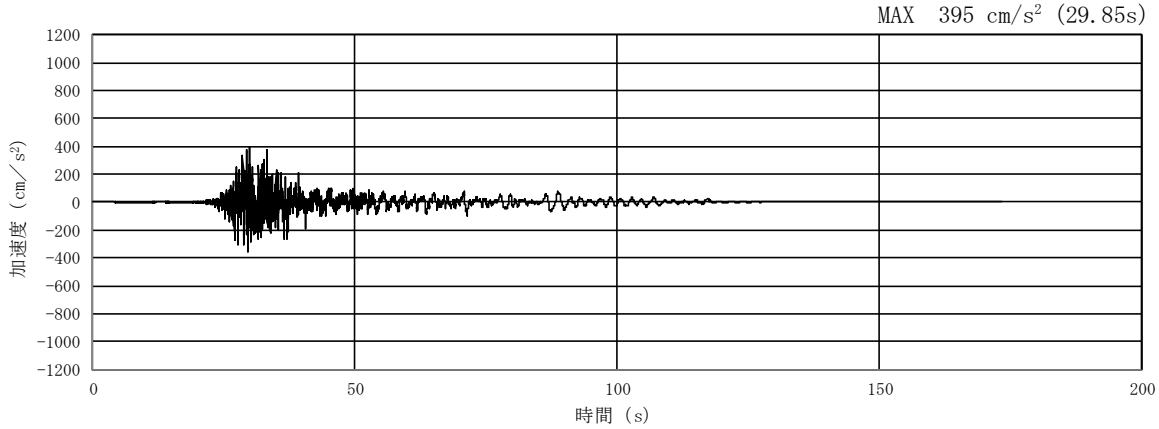


(a) 加速度時刻歴波形

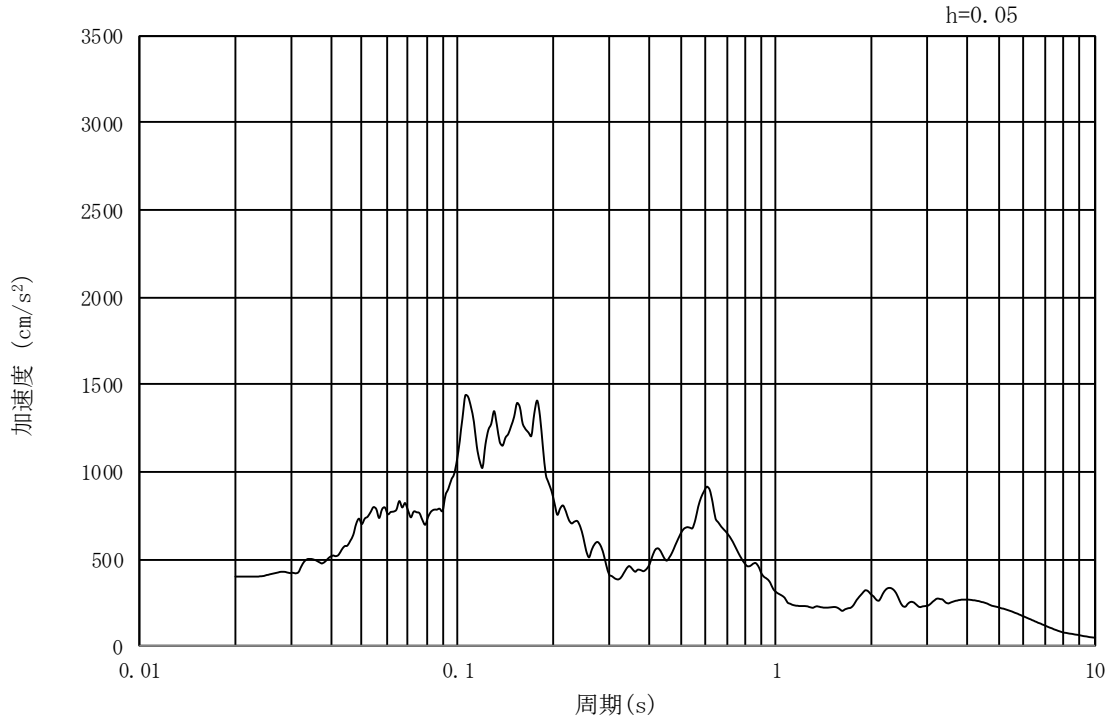


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (4)　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

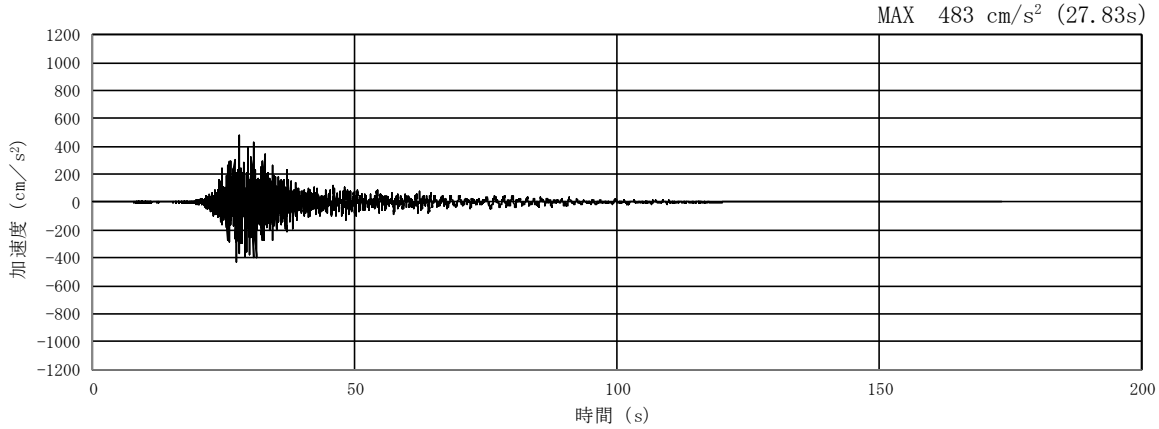


（a）加速度時刻歴波形

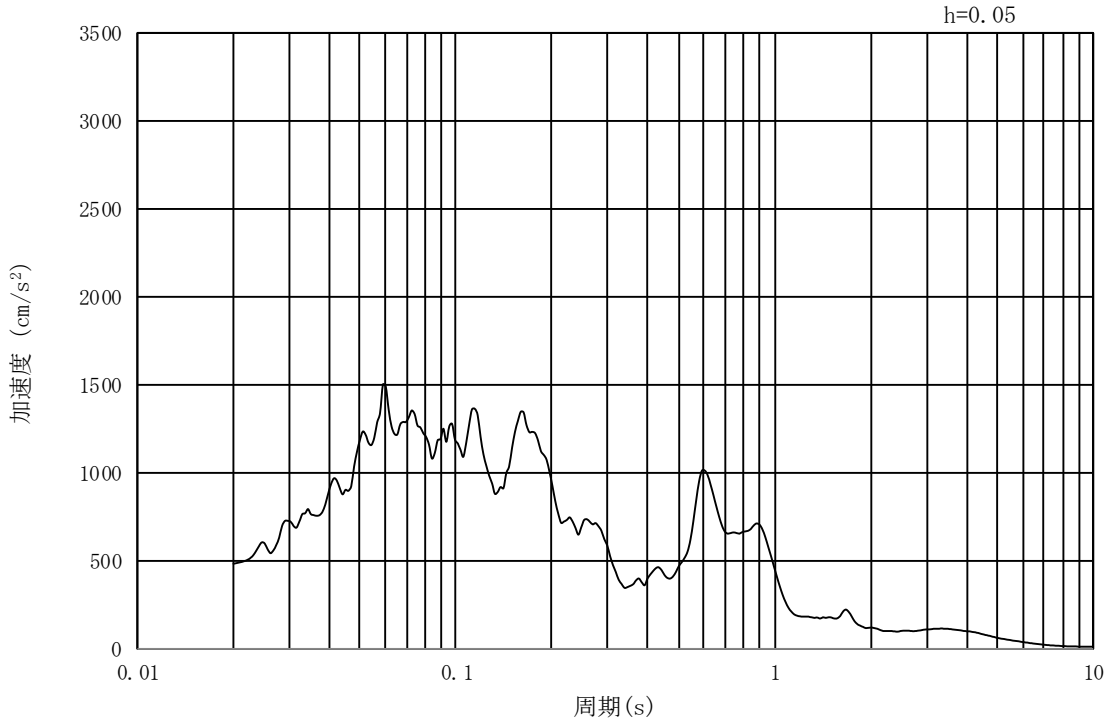


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（5）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

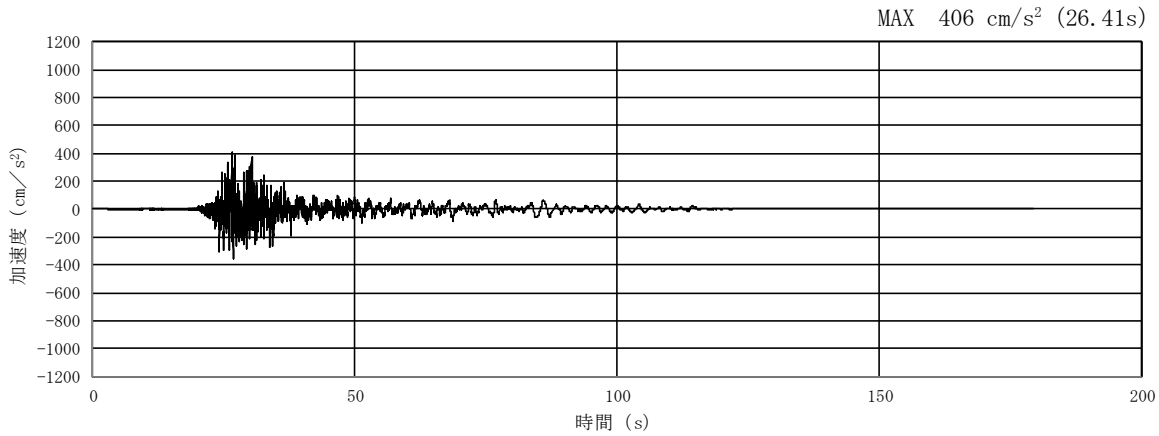


(a) 加速度時刻歴波形

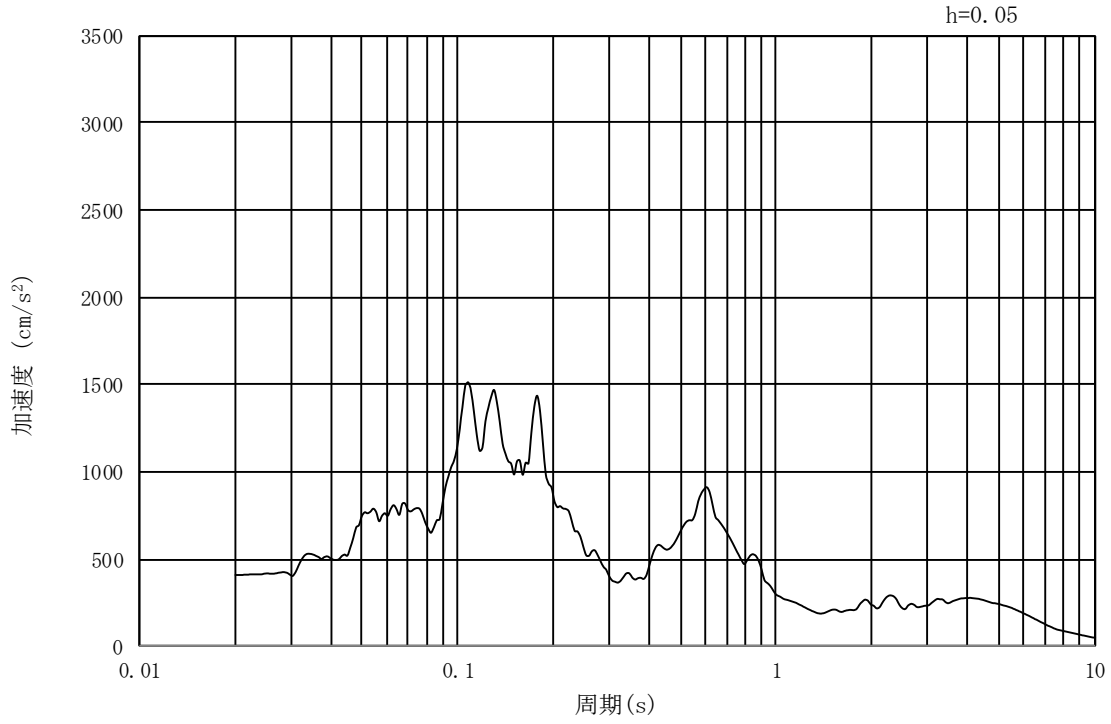


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (6)　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

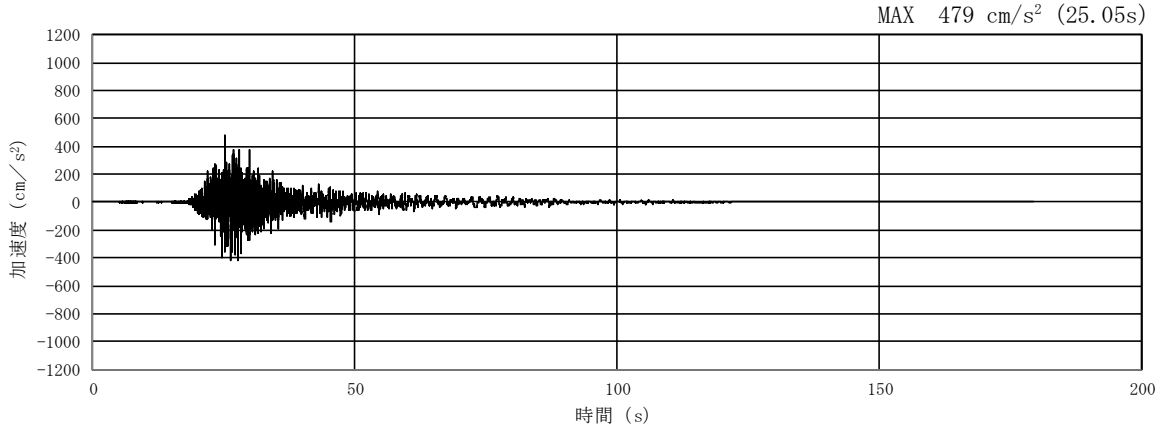


（a）加速度時刻歴波形

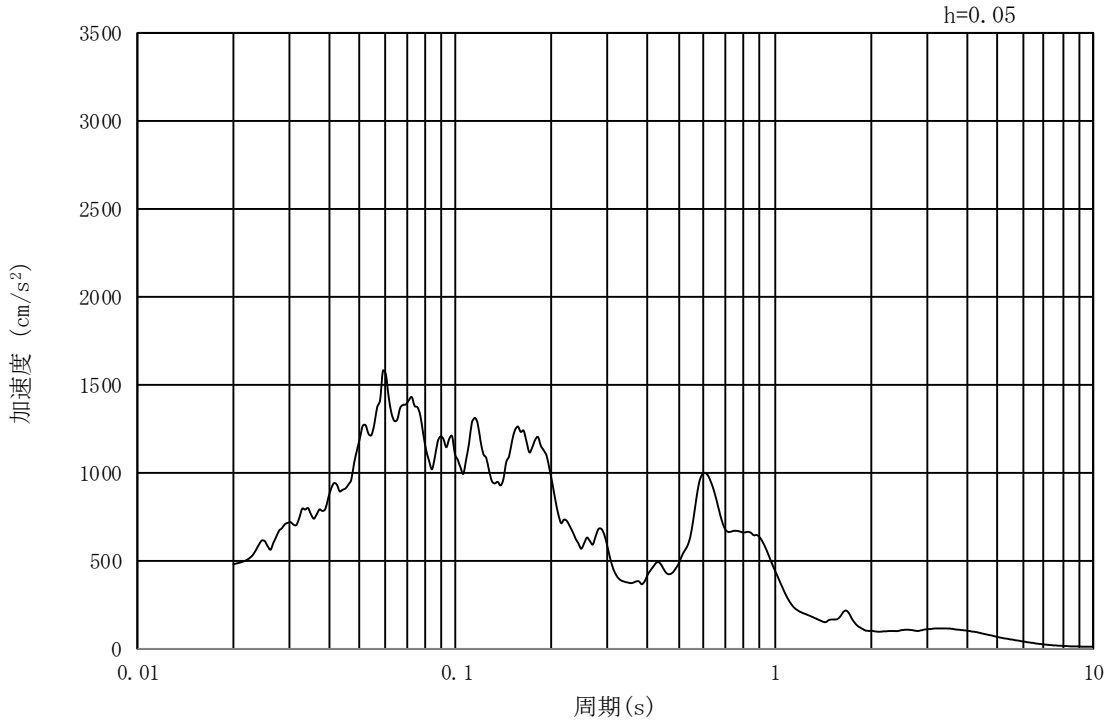


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（7）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

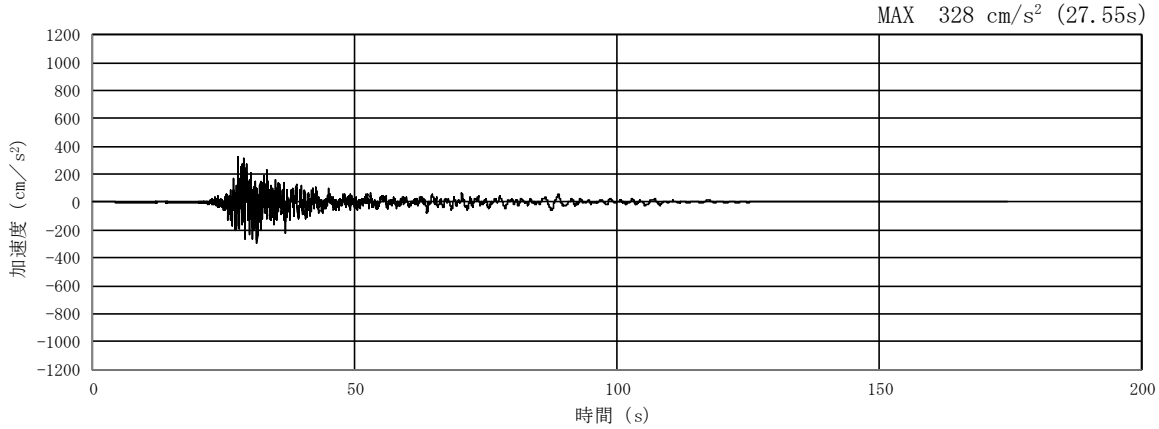


(a) 加速度時刻歴波形

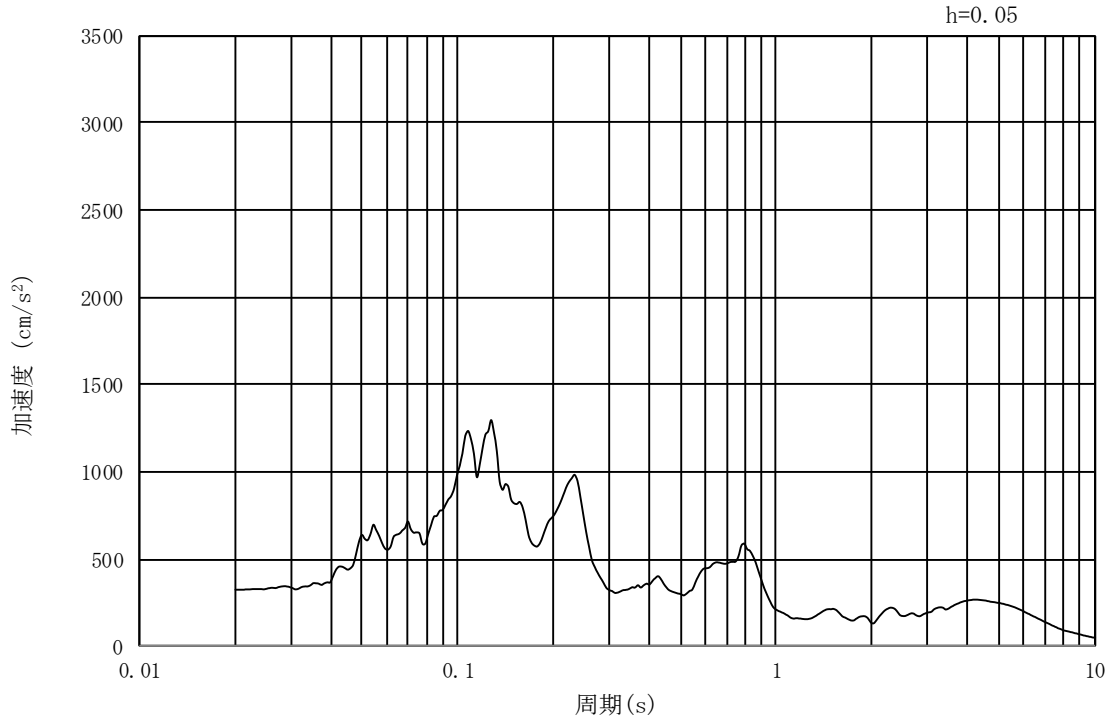


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (8)　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：S_s－１３）

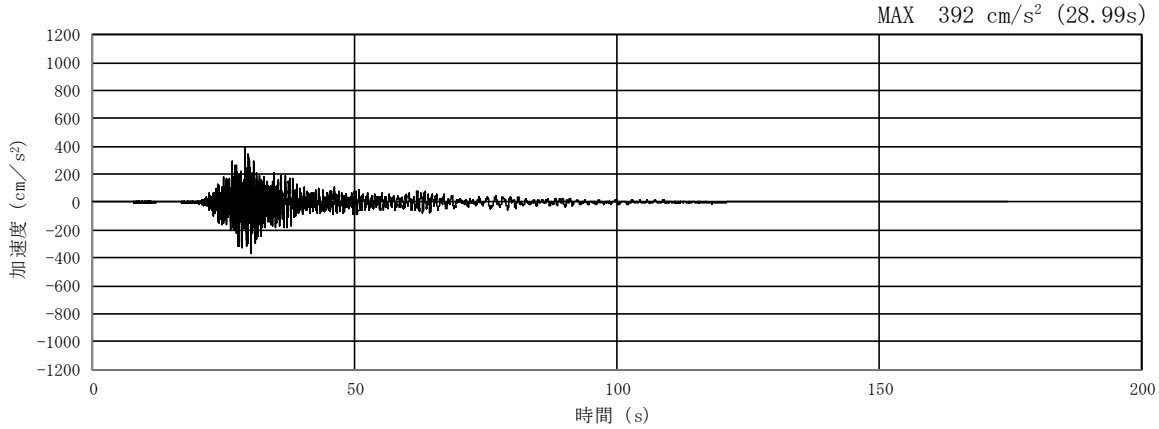


（a）加速度時刻歴波形

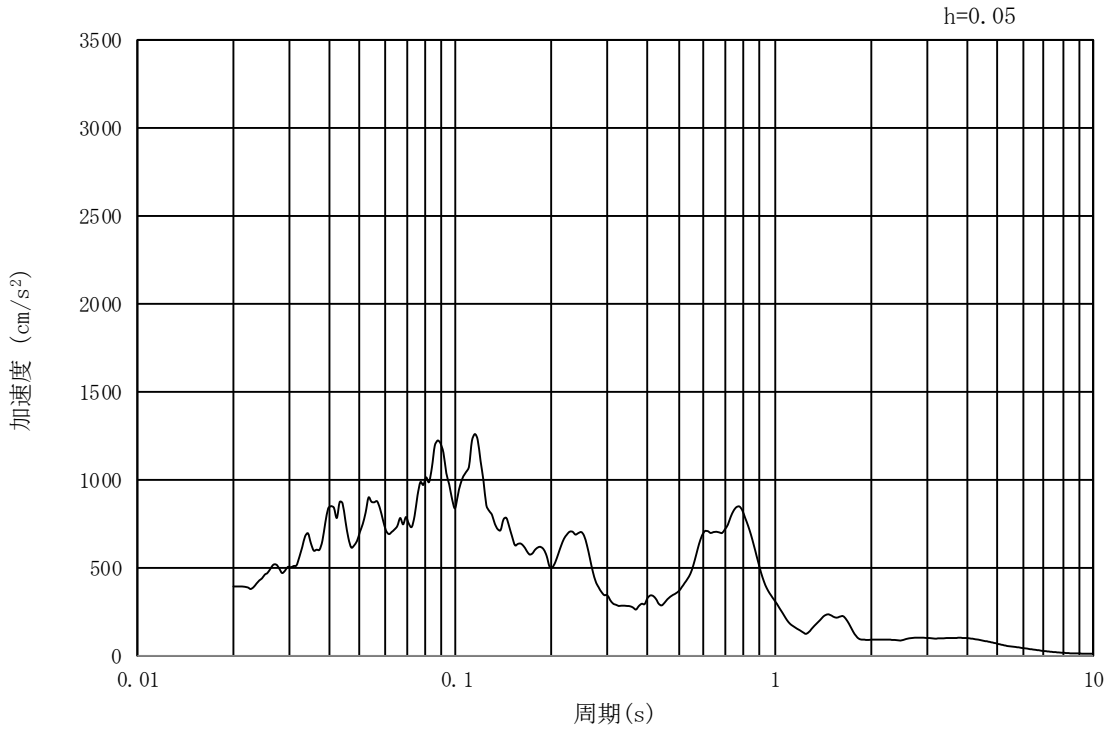


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（9）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

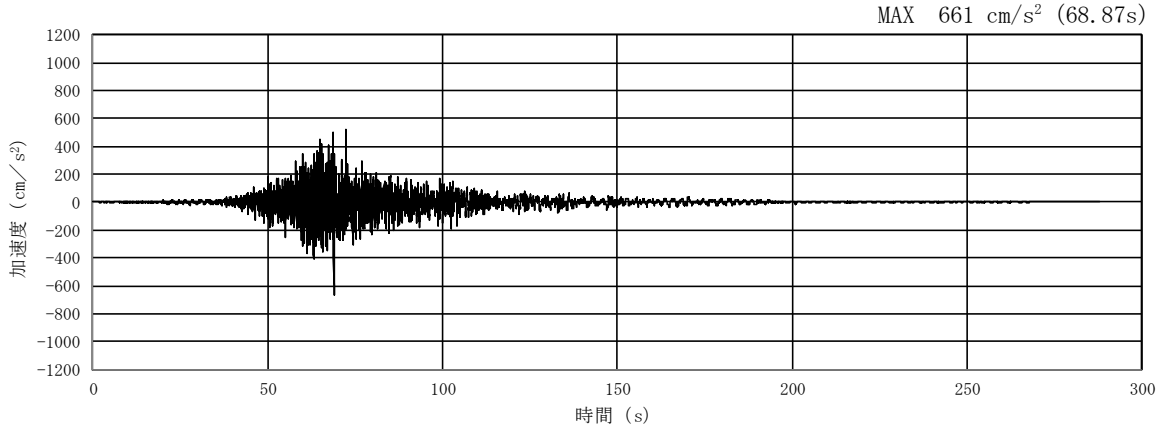


(a) 加速度時刻歴波形

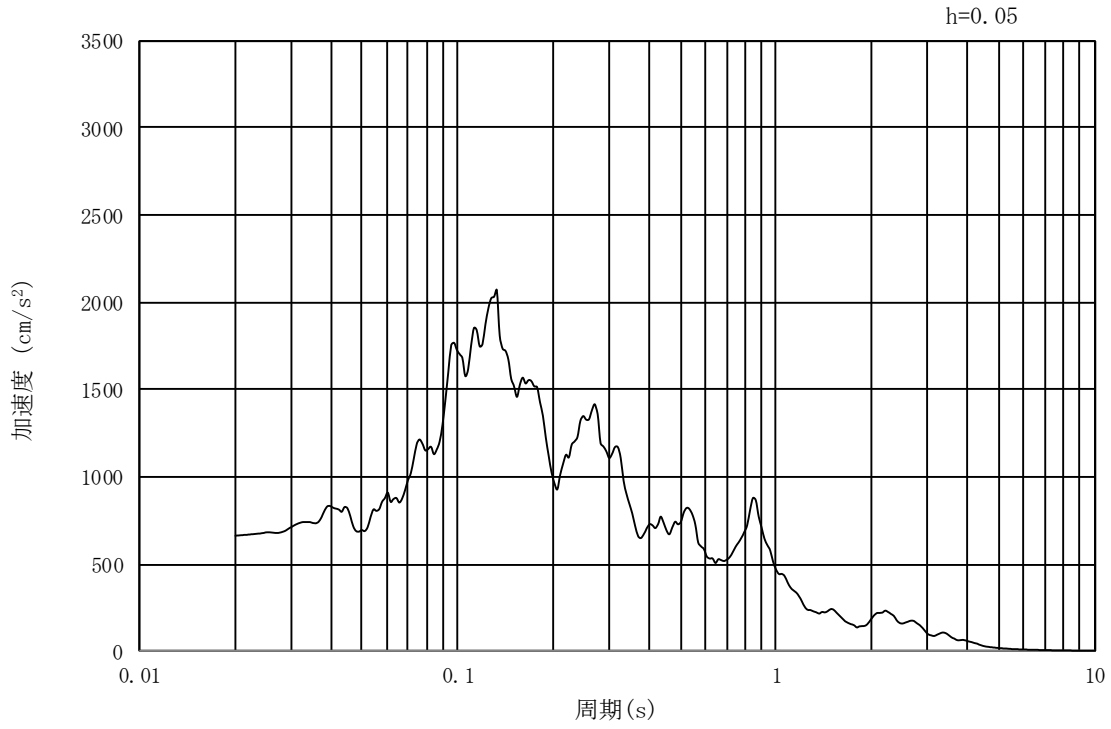


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (10)　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：S_s－１４）

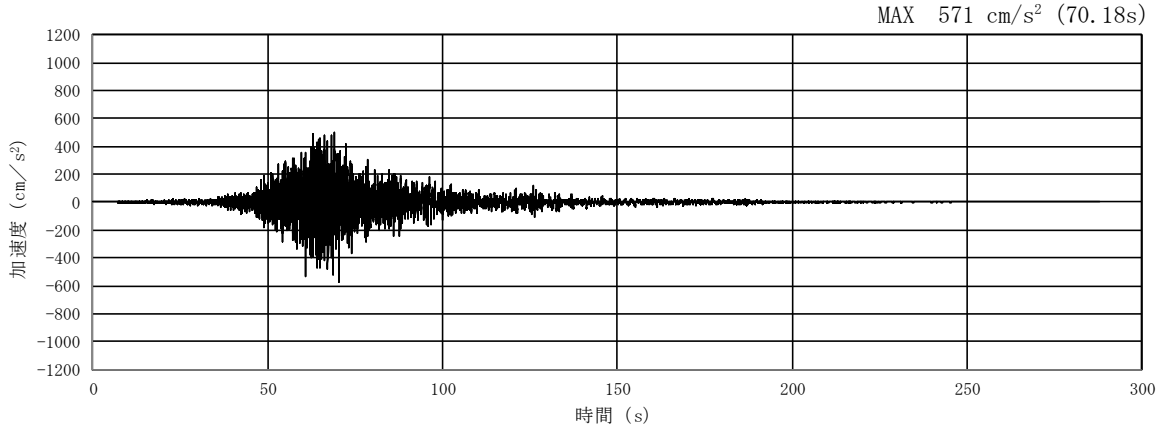


（a）加速度時刻歴波形

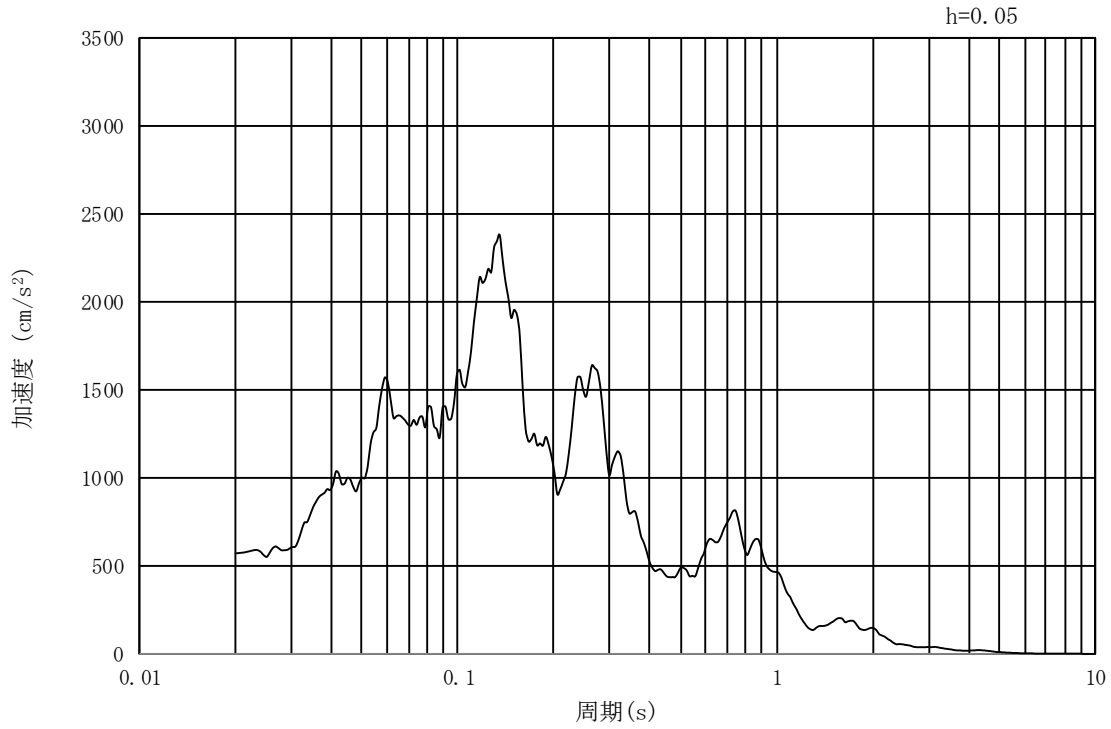


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（11）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

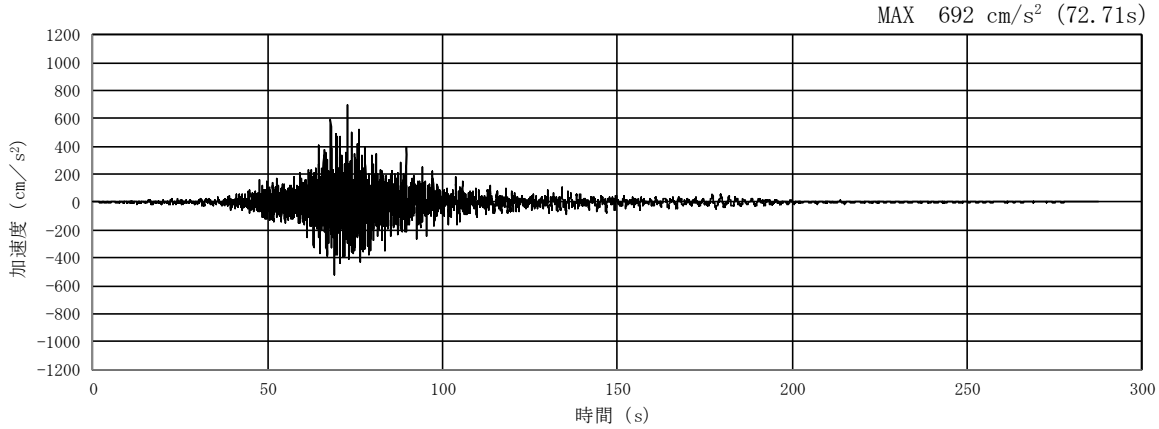


(a) 加速度時刻歴波形

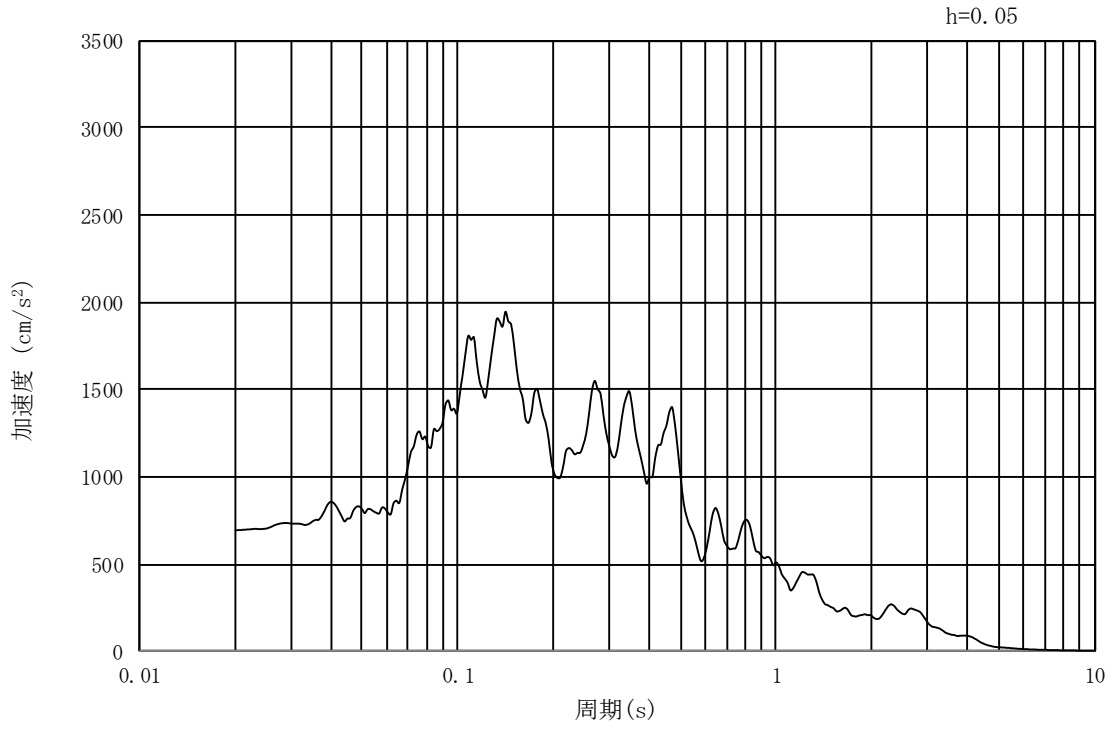


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (12)　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

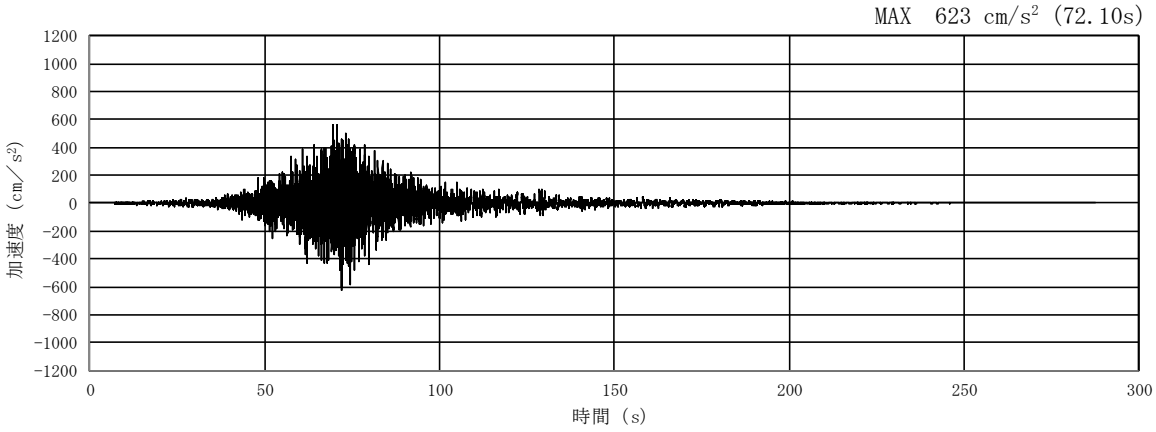


（a）加速度時刻歴波形

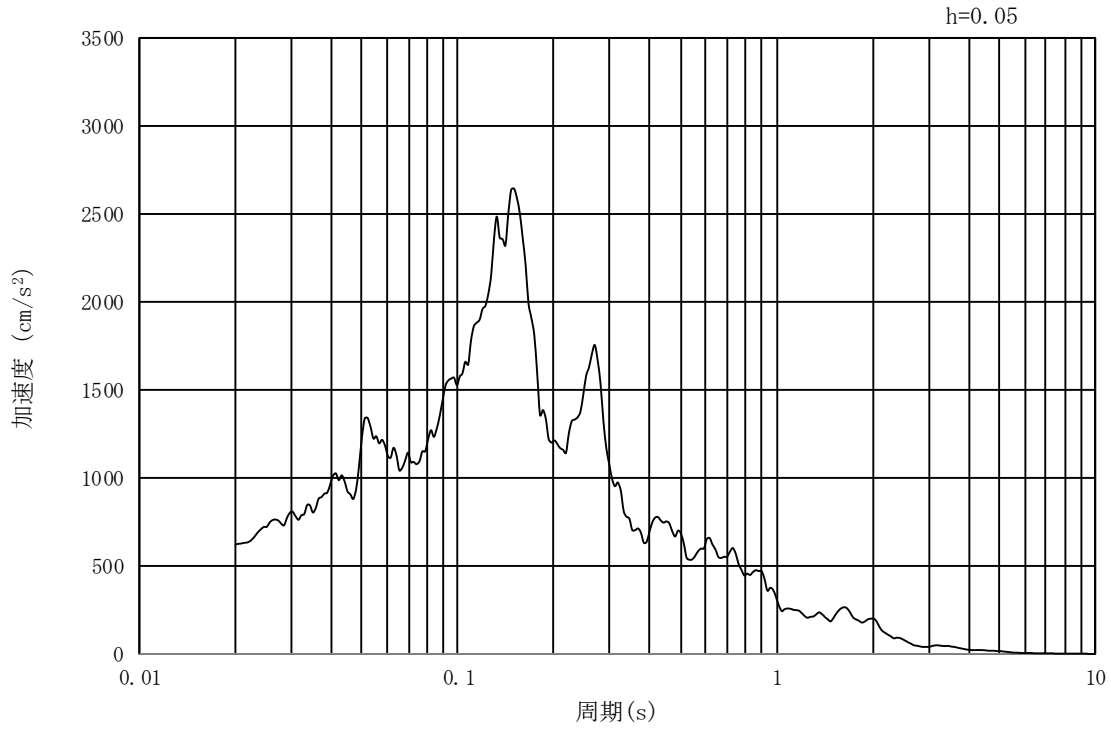


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（13）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

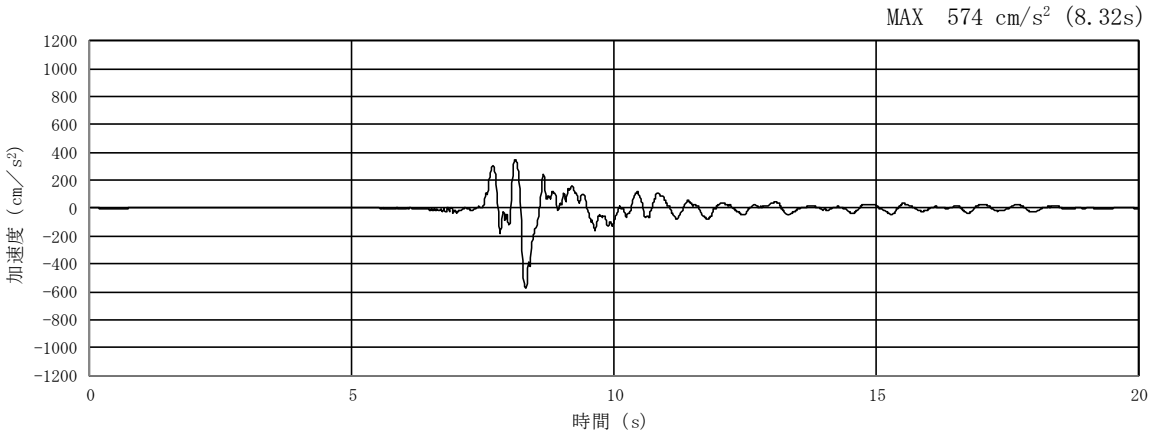


(a) 加速度時刻歴波形

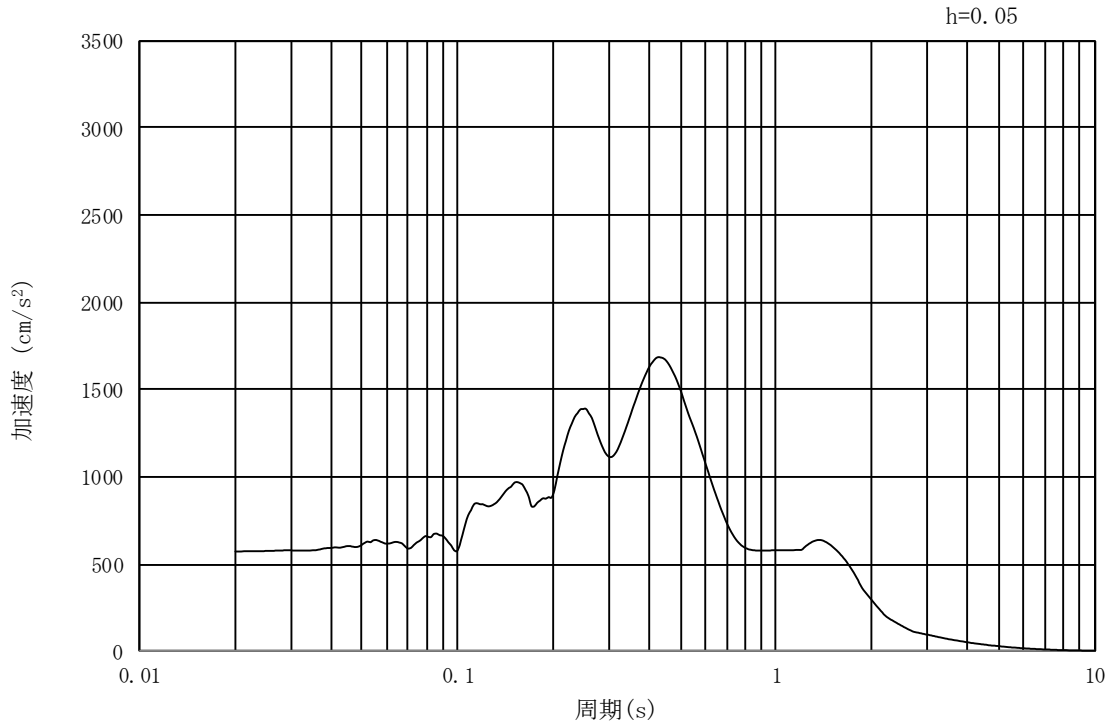


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (14)　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

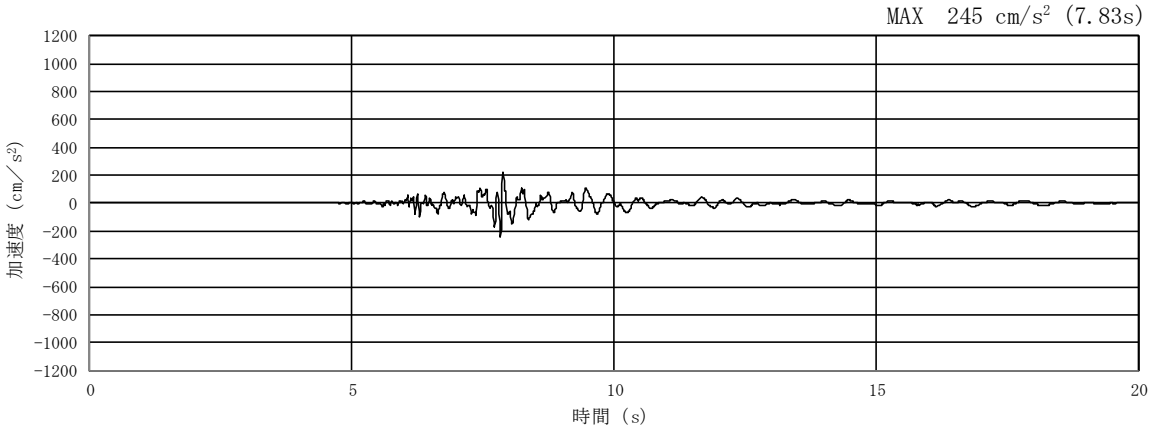


（a）加速度時刻歴波形

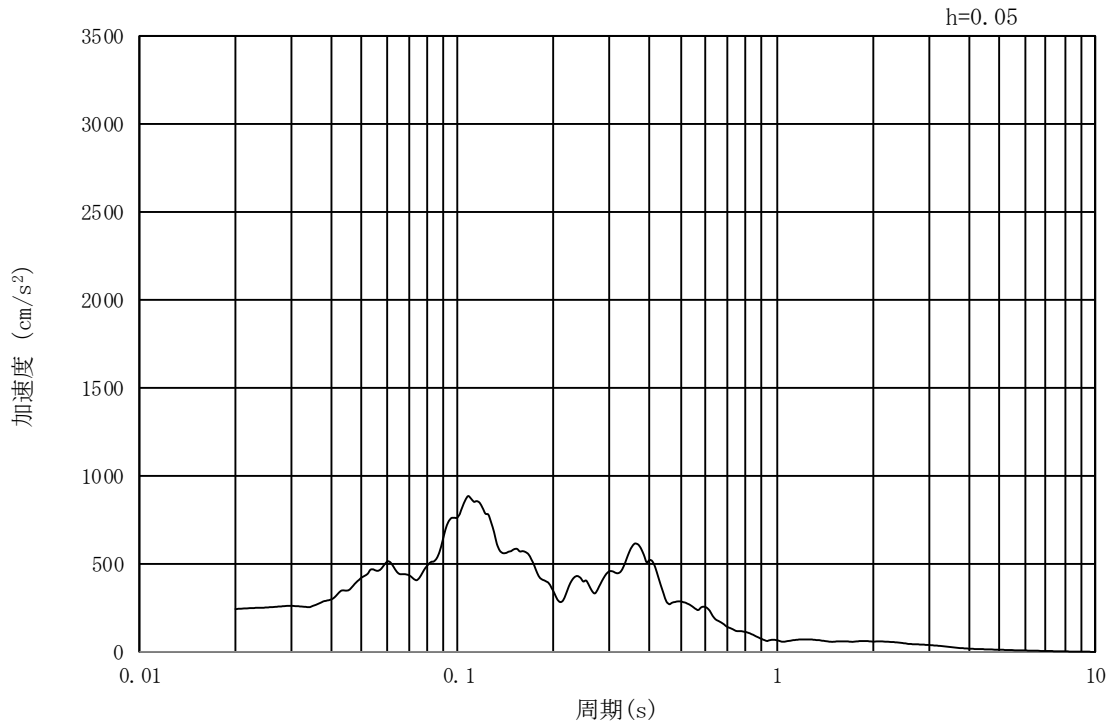


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（15）　東西方向断面（①－①断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）

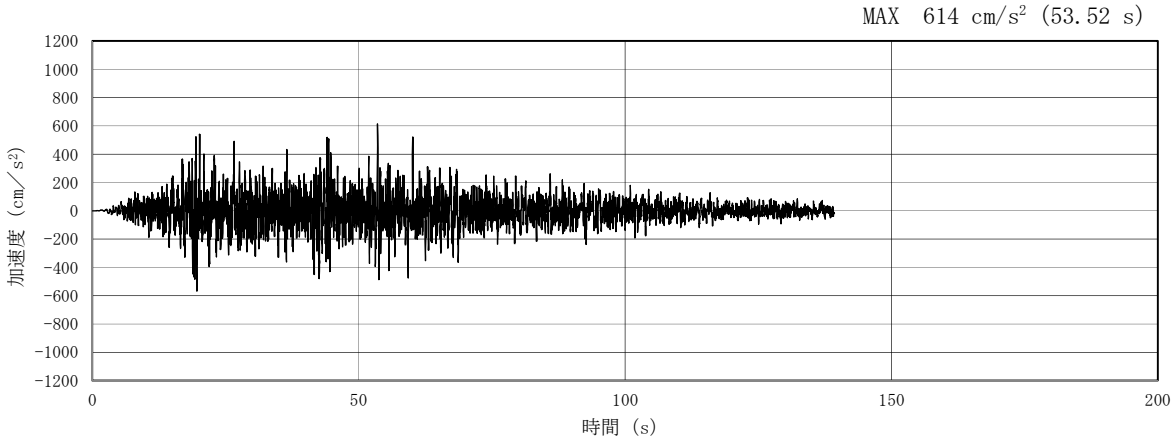


（a）加速度時刻歴波形

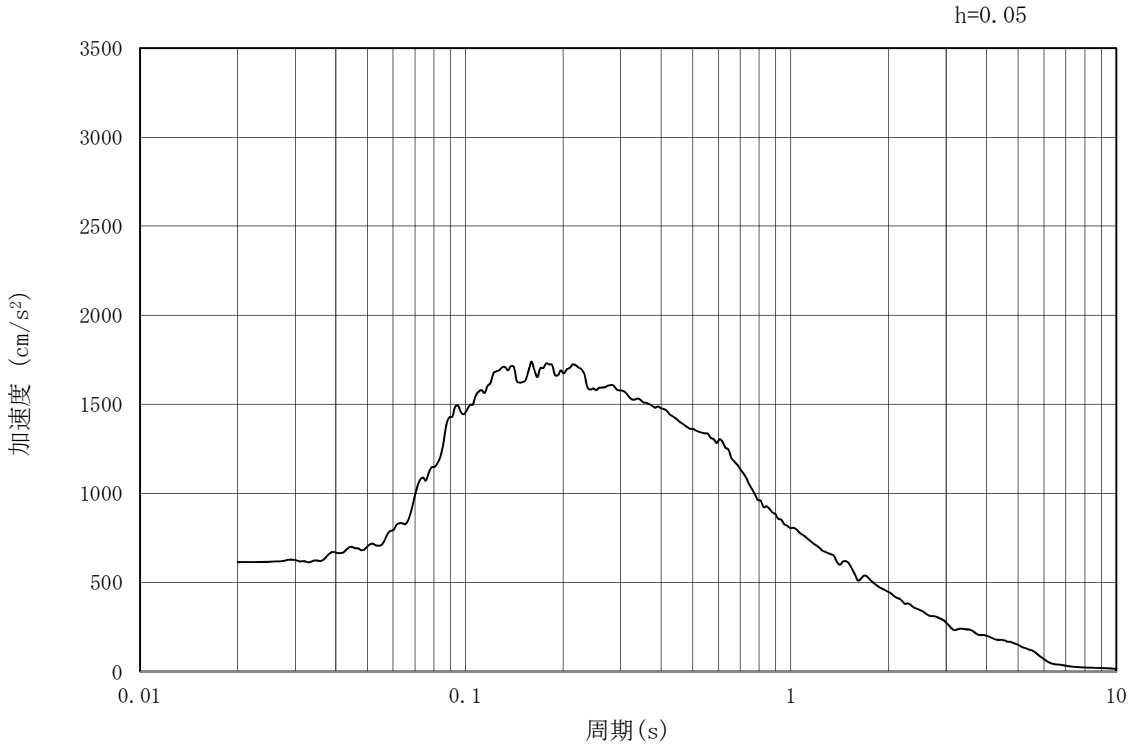


（b）加速度応答スペクトル

図 18.3－2（16）　東西方向断面（①－①断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

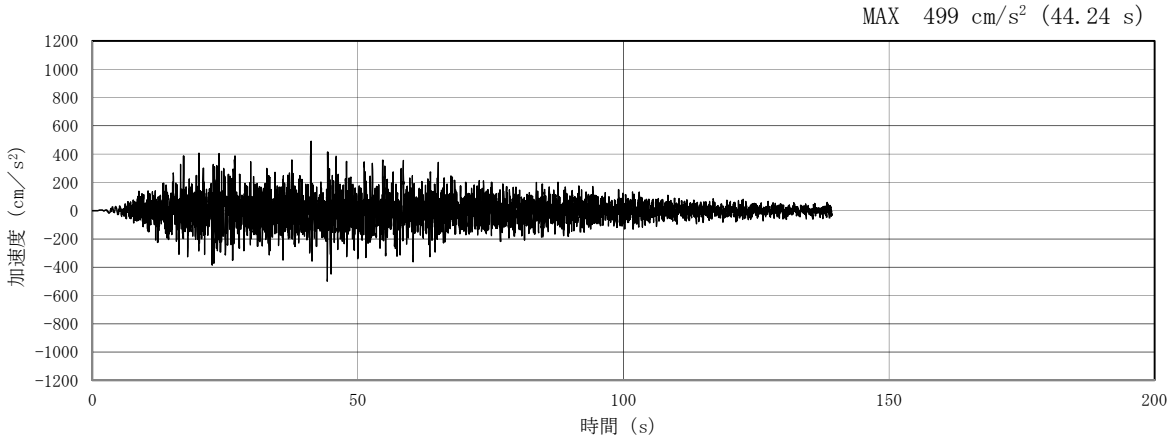


(a) 加速度時刻歴波形

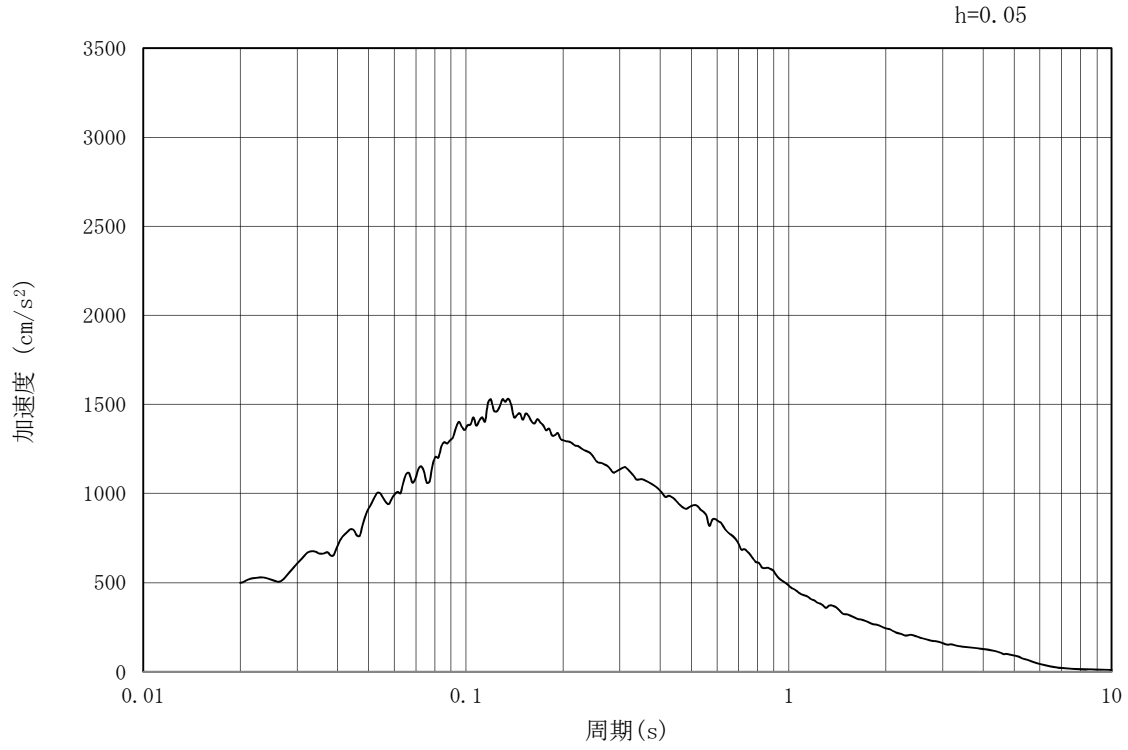


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (17)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

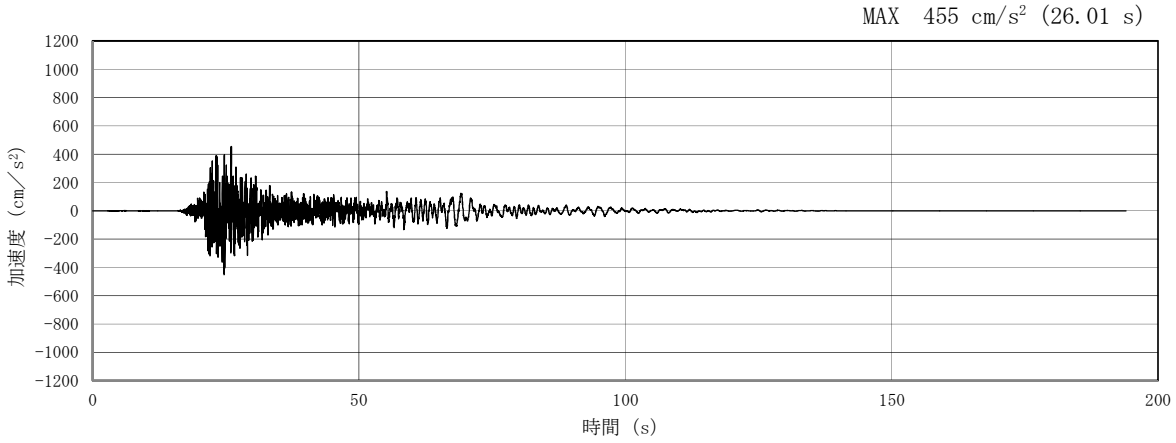


(a) 加速度時刻歴波形

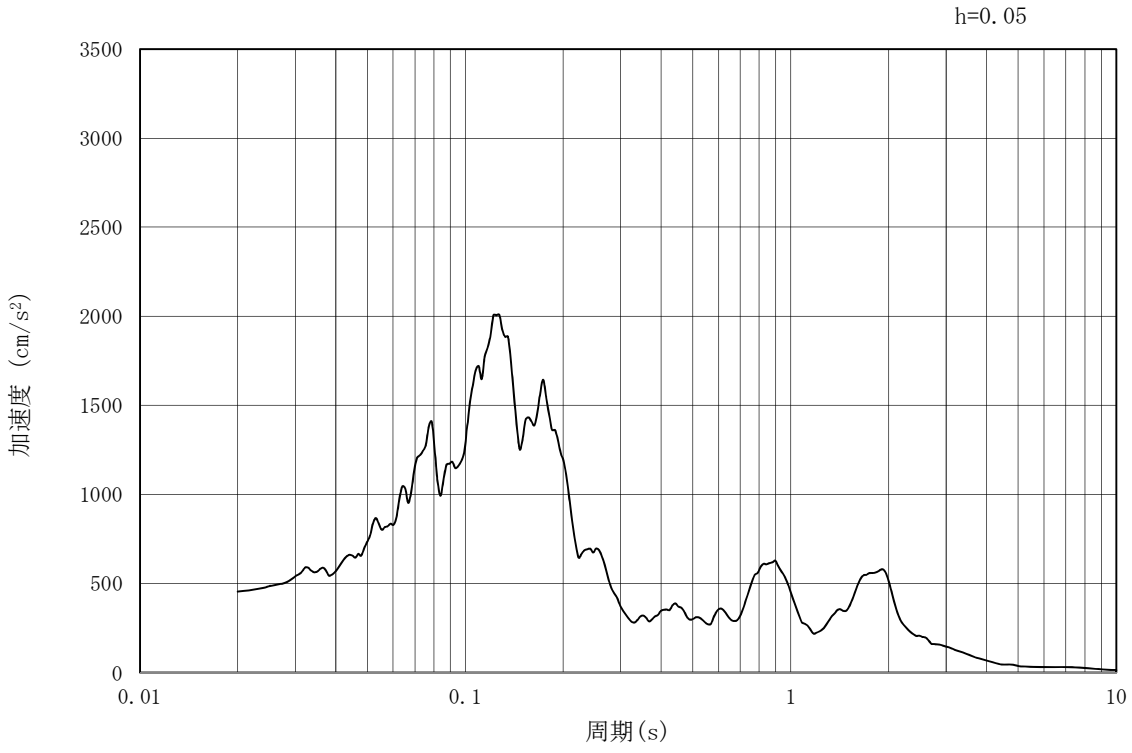


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (18)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－Ｄ１）

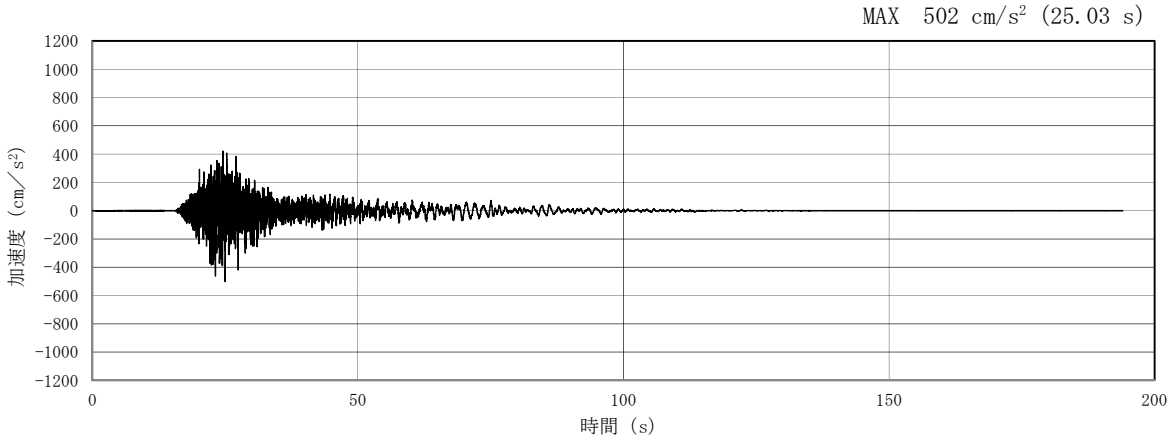


(a) 加速度時刻歴波形

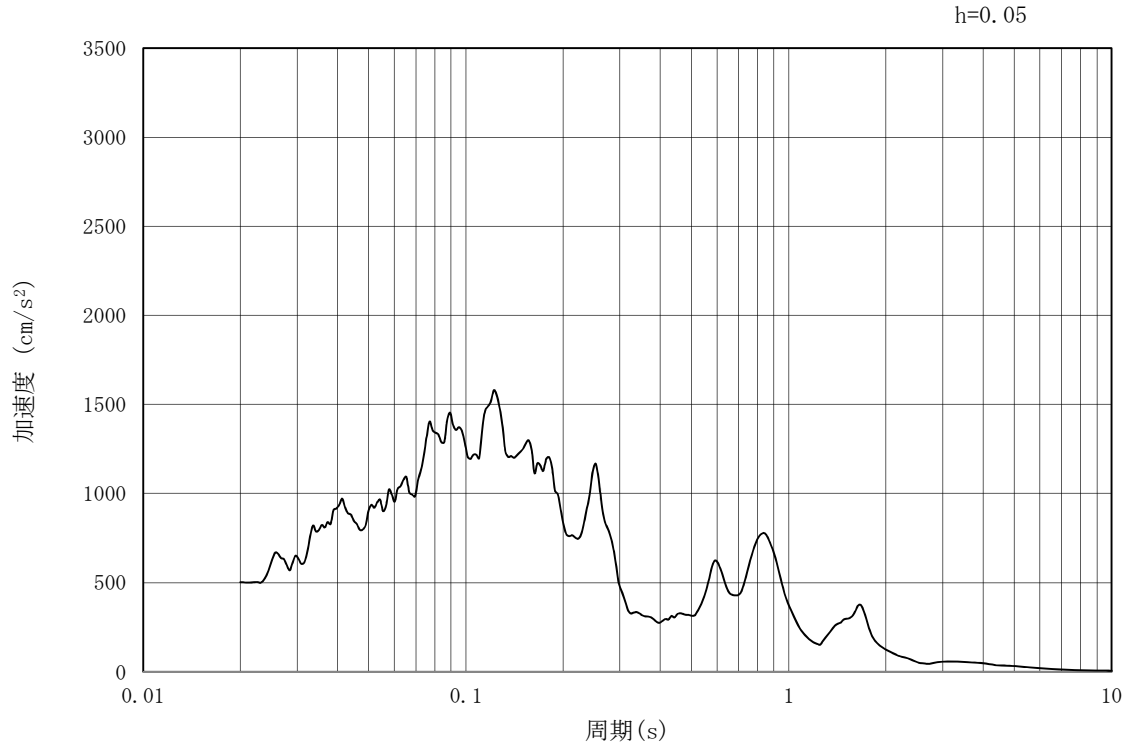


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (19)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１１）

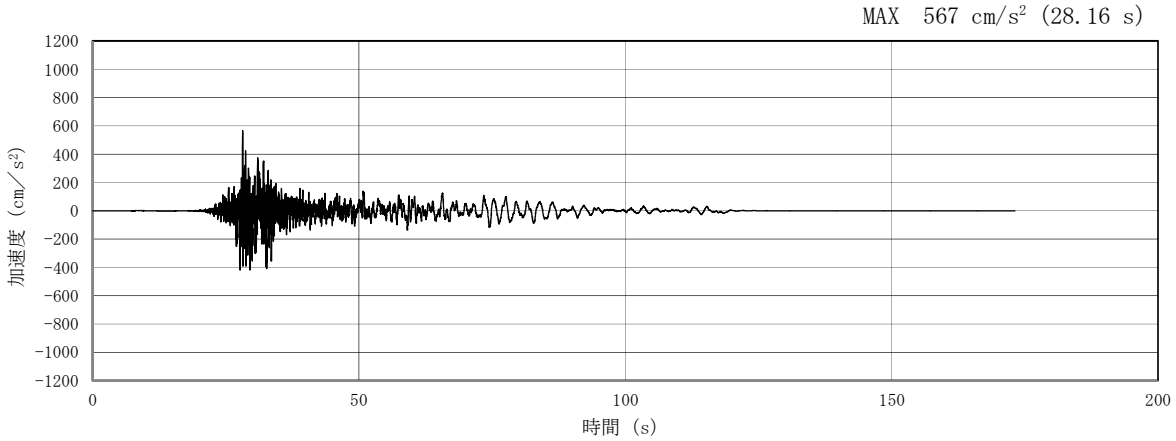


(a) 加速度時刻歴波形

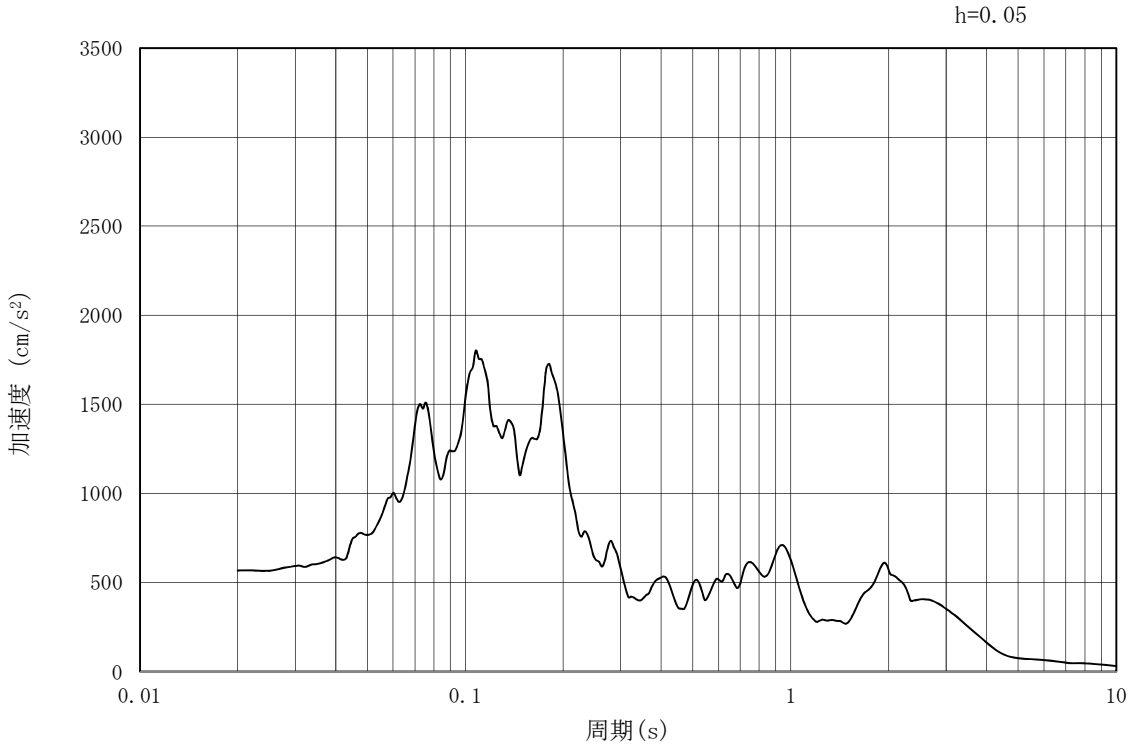


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (20)　南北方向断面の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１１）

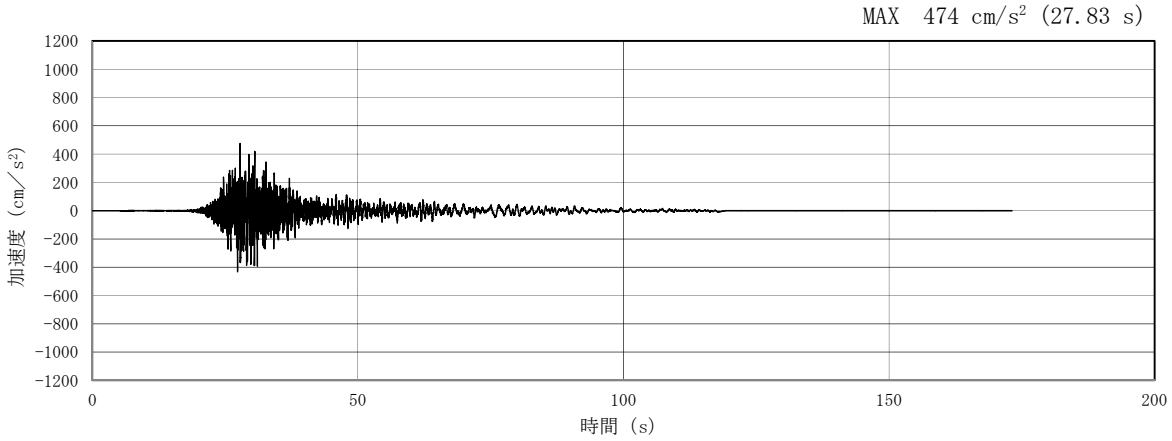


(a) 加速度時刻歴波形

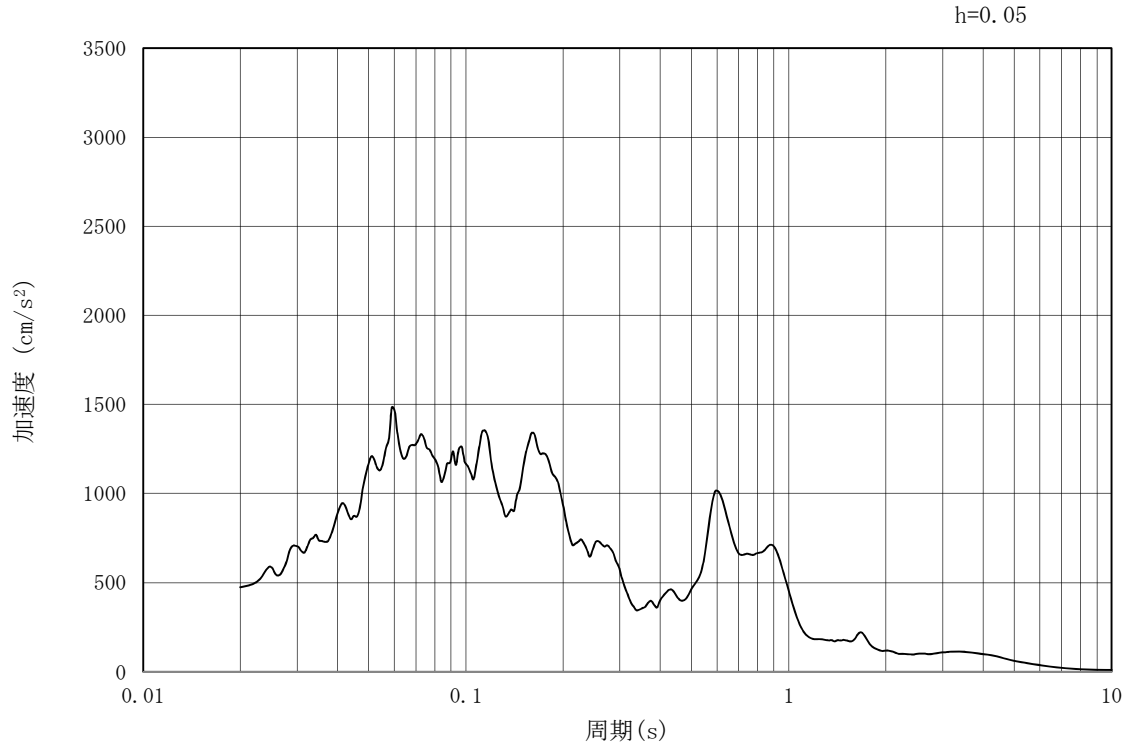


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (21)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１２）

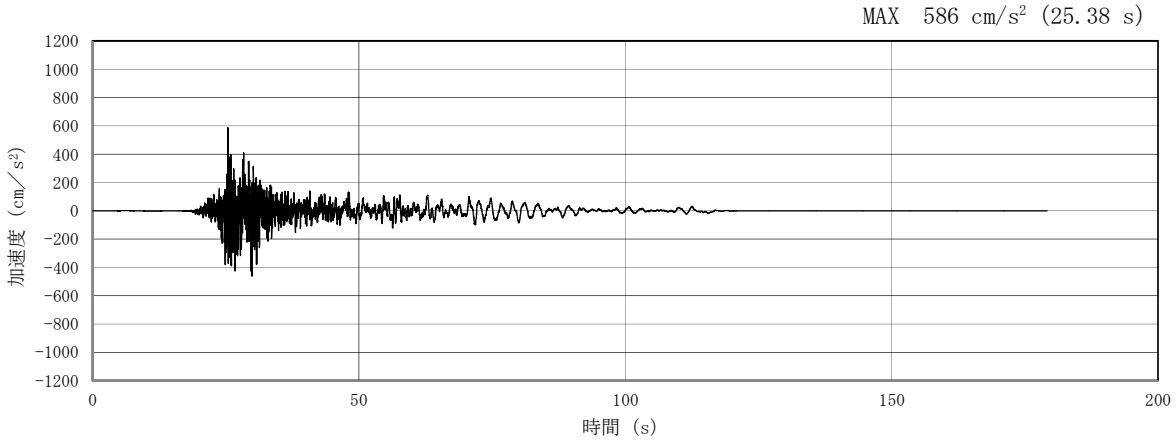


(a) 加速度時刻歴波形

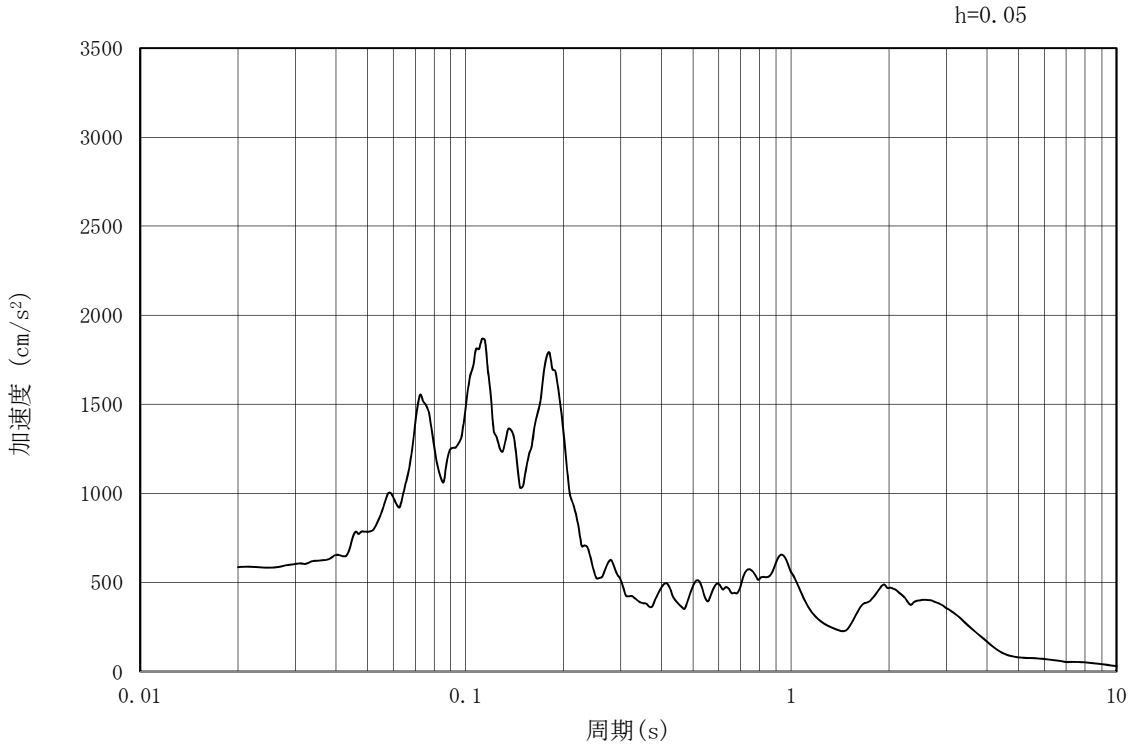


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (22)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１２）

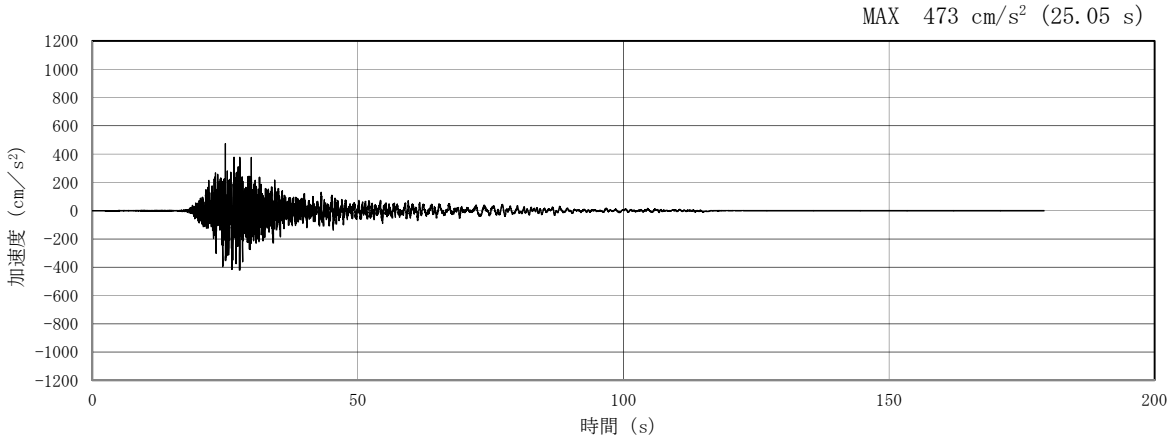


(a) 加速度時刻歴波形

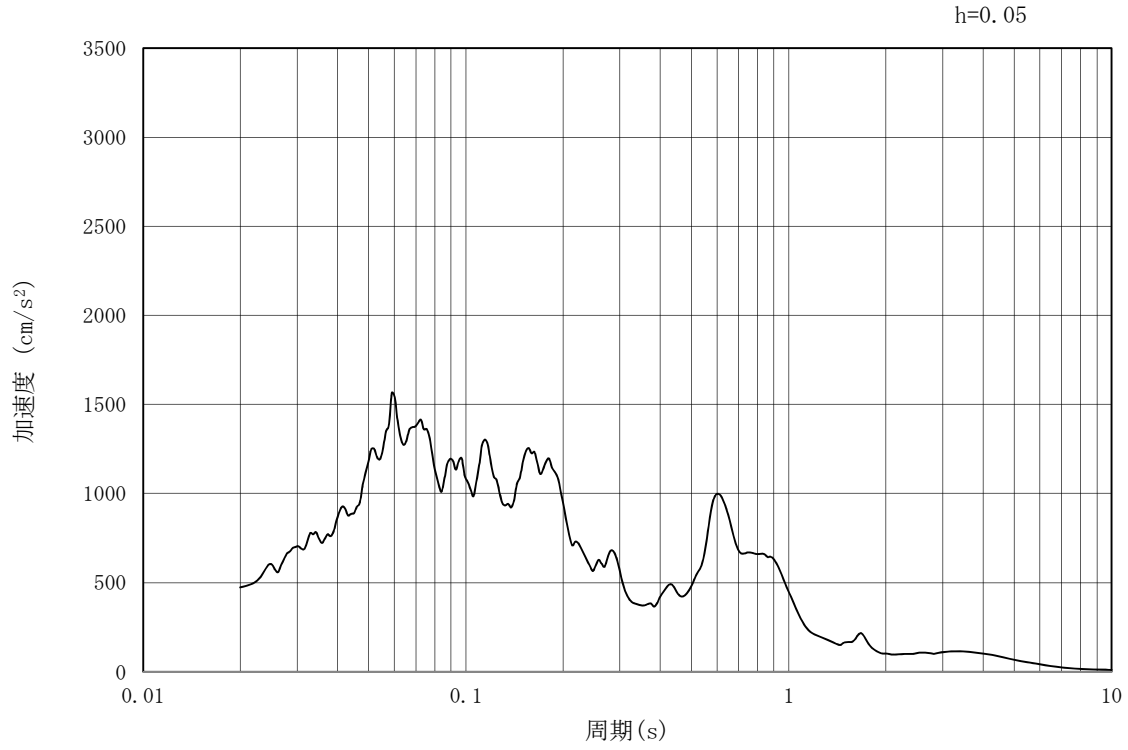


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (23)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－１３）

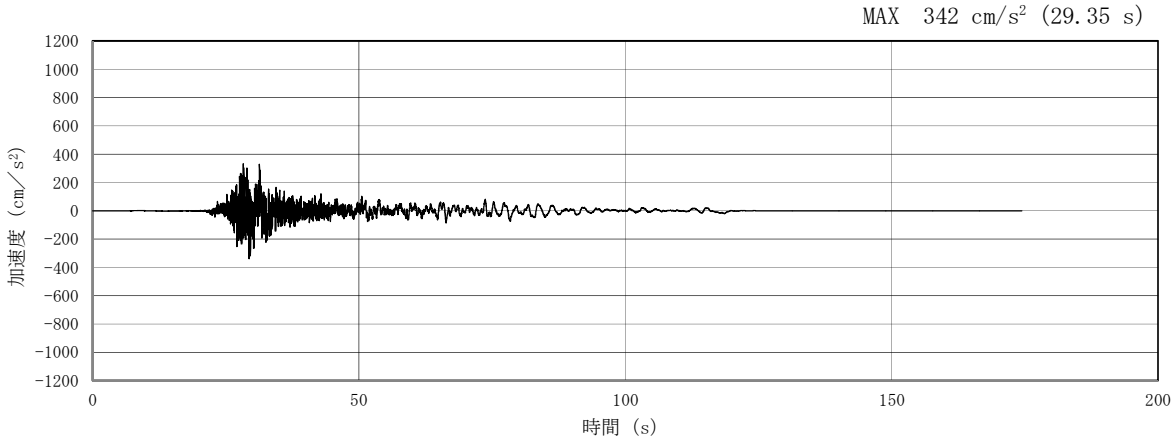


(a) 加速度時刻歴波形

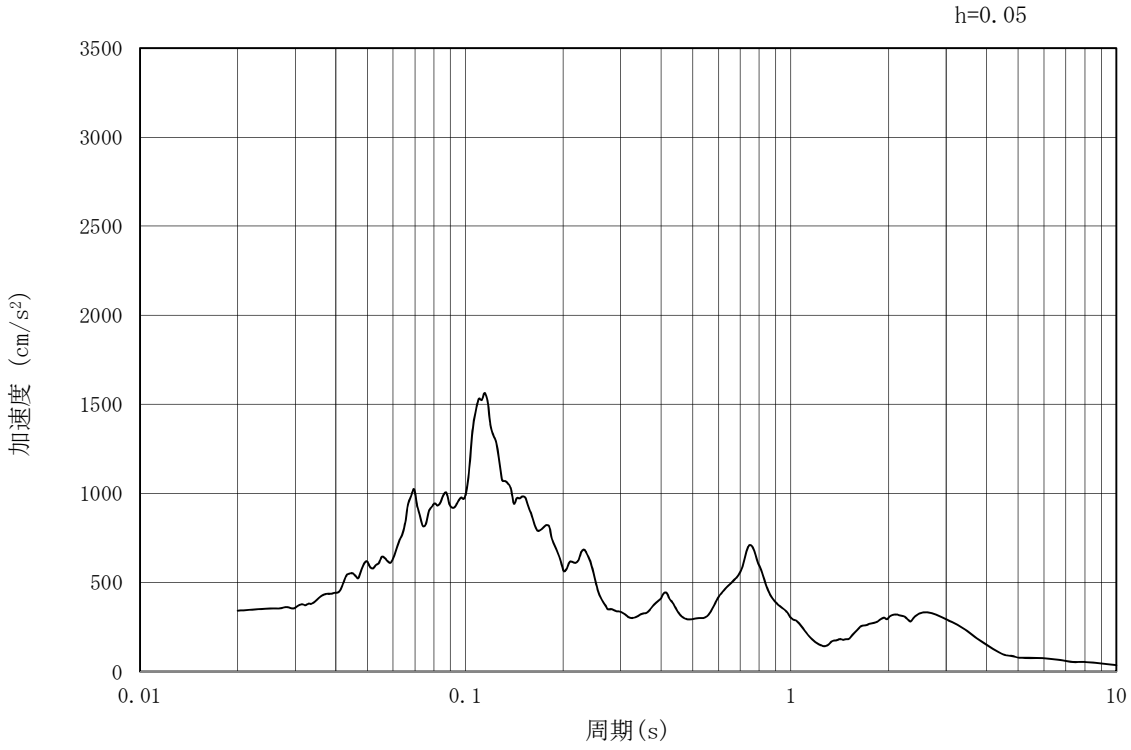


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (24)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１３）

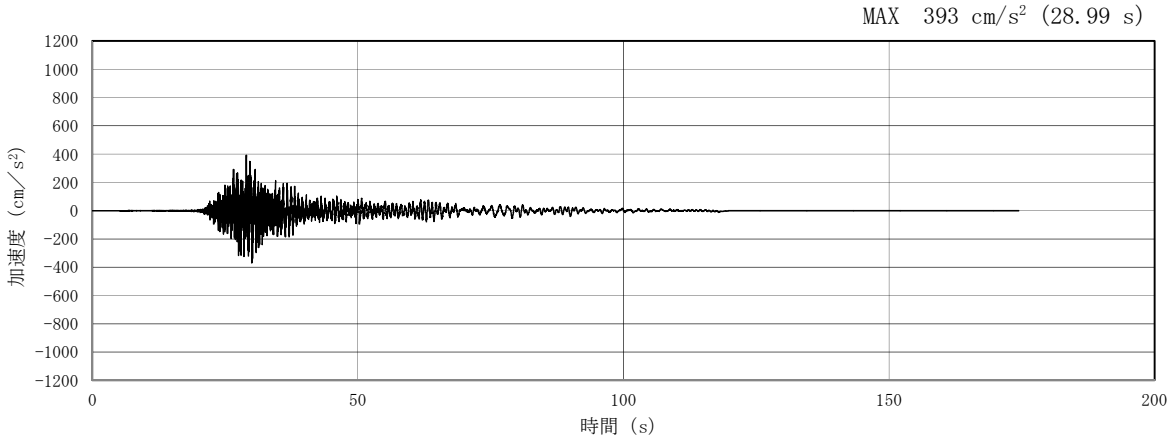


(a) 加速度時刻歴波形

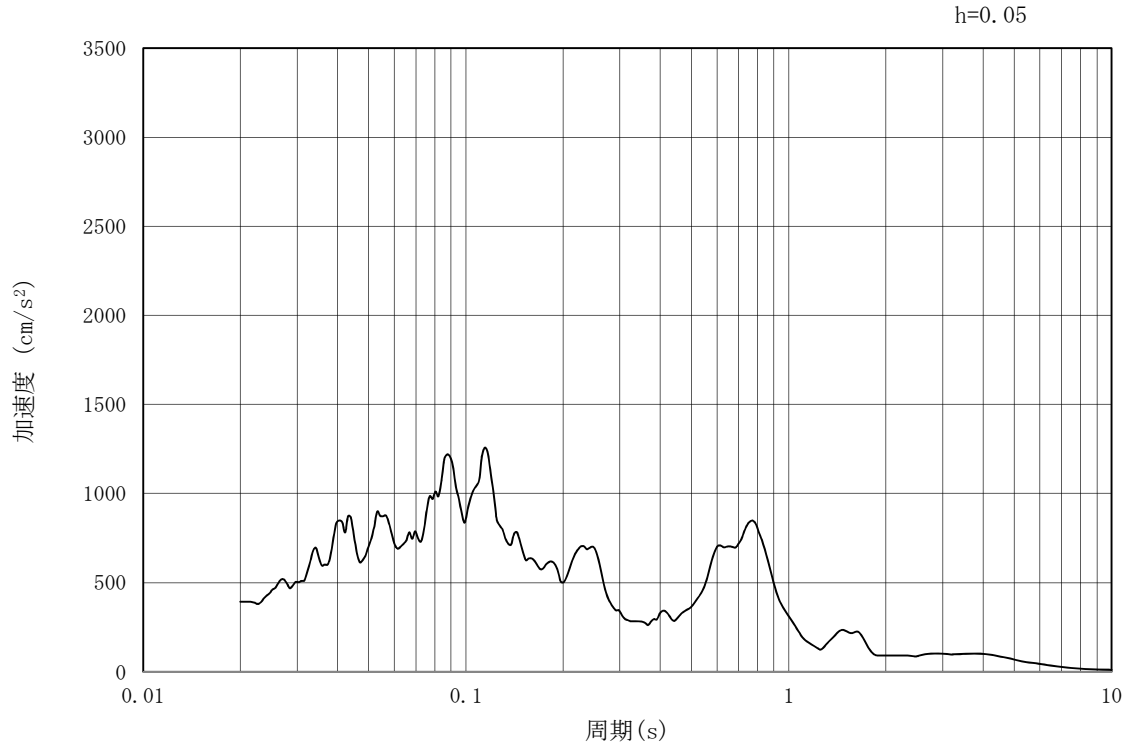


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (25)　南北方向断面（④－④断面）のの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
（水平方向：Ｓ$_s$－１４）

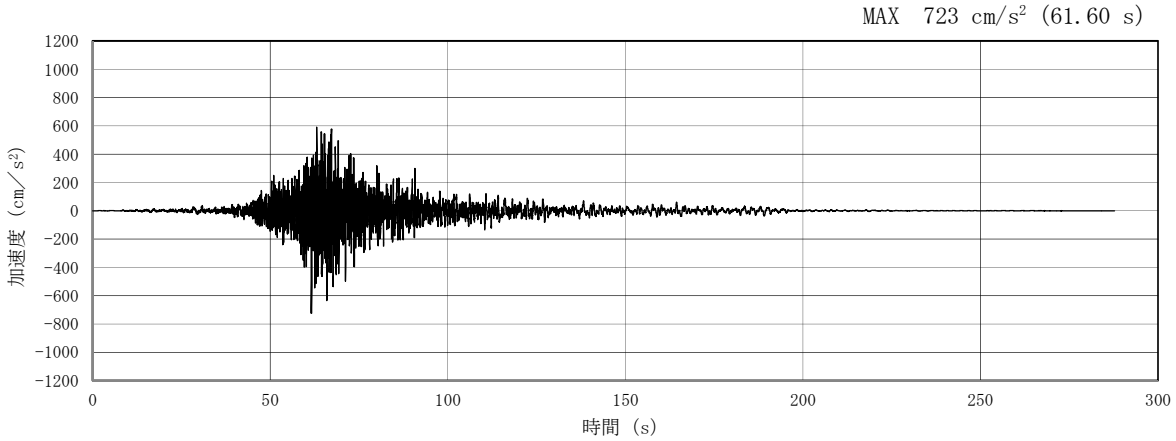


(a) 加速度時刻歴波形

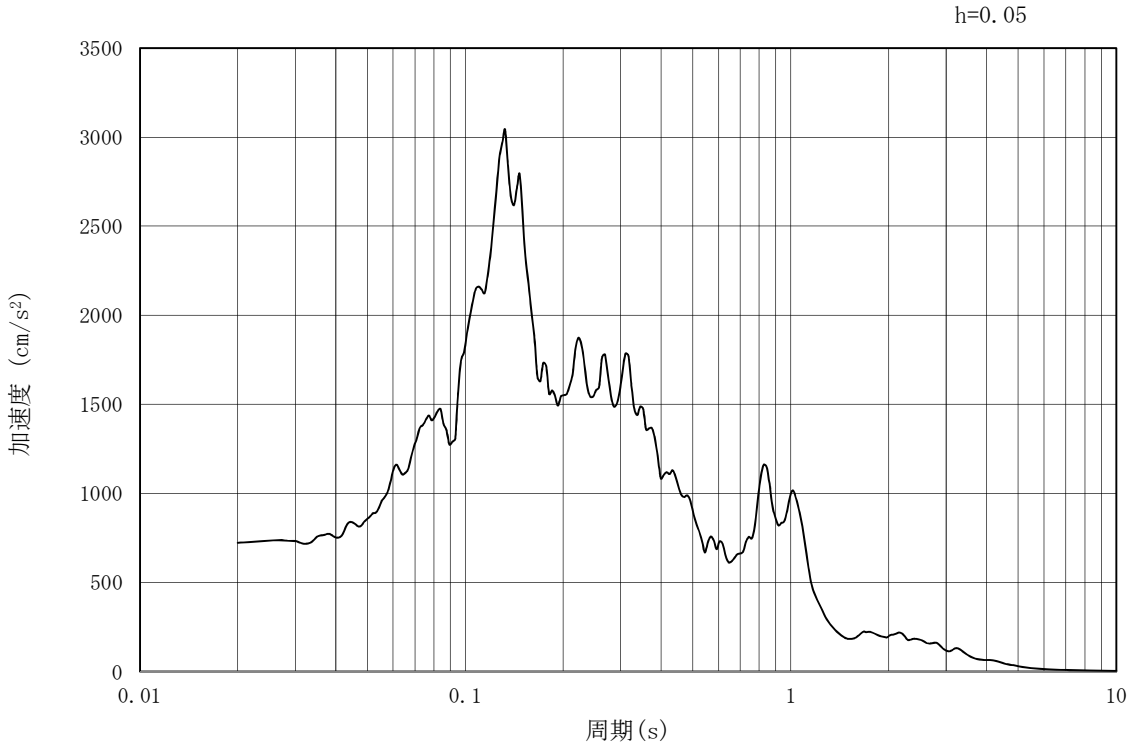


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (26)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－１４）

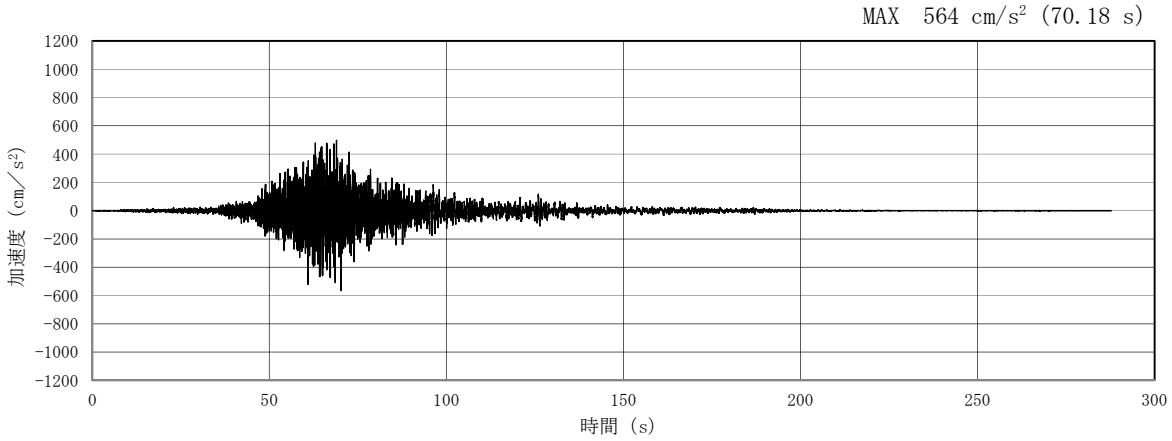


(a) 加速度時刻歴波形

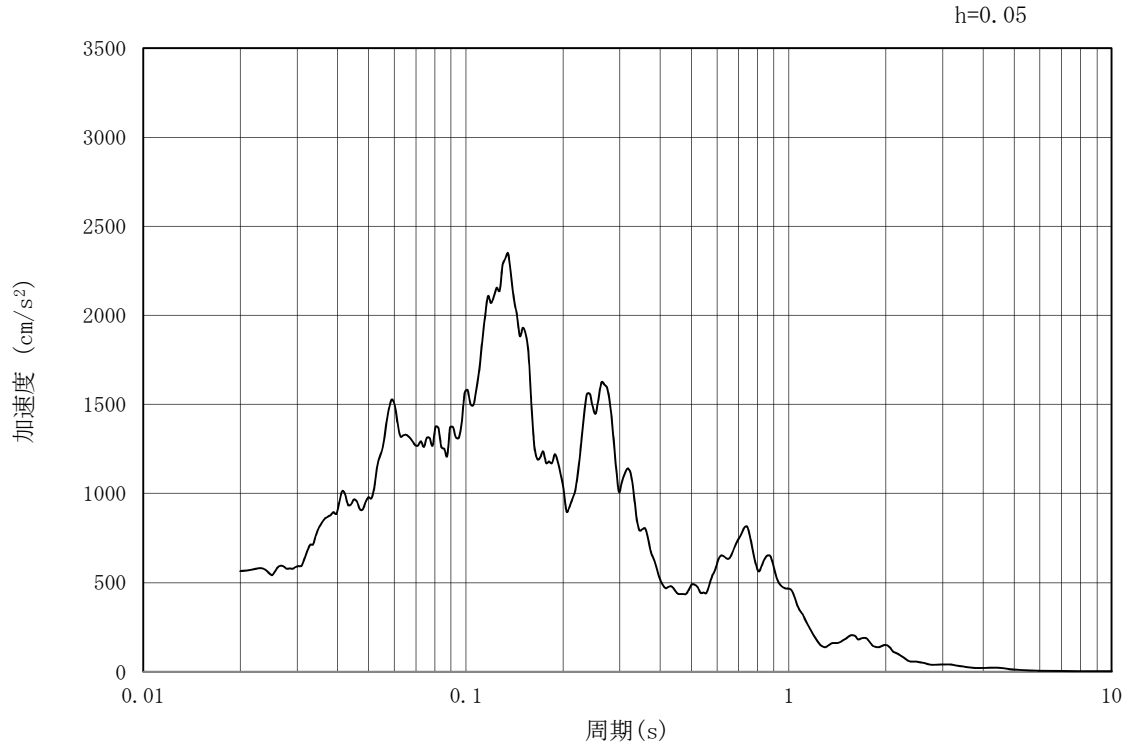


(b) 加速度応答スペクトル

第 11.3－4 図 (27)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２１）

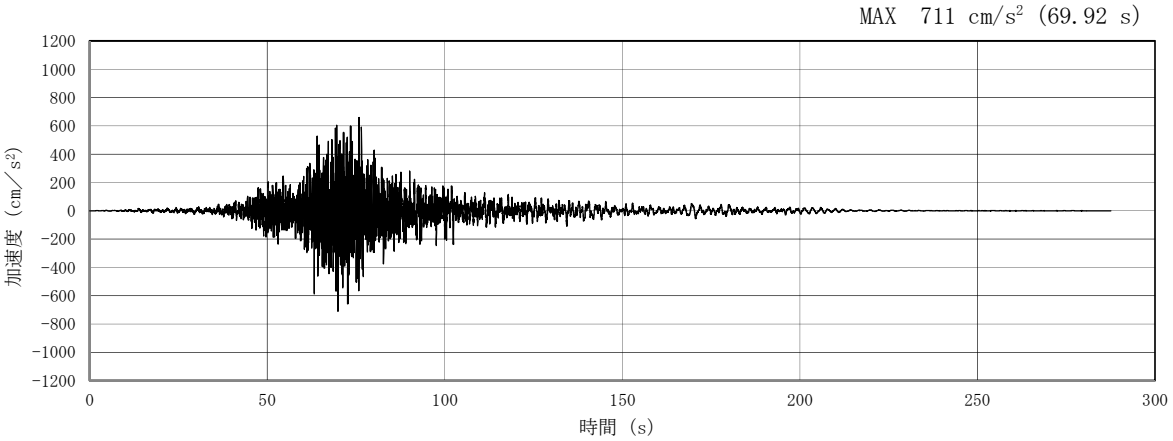


(a) 加速度時刻歴波形

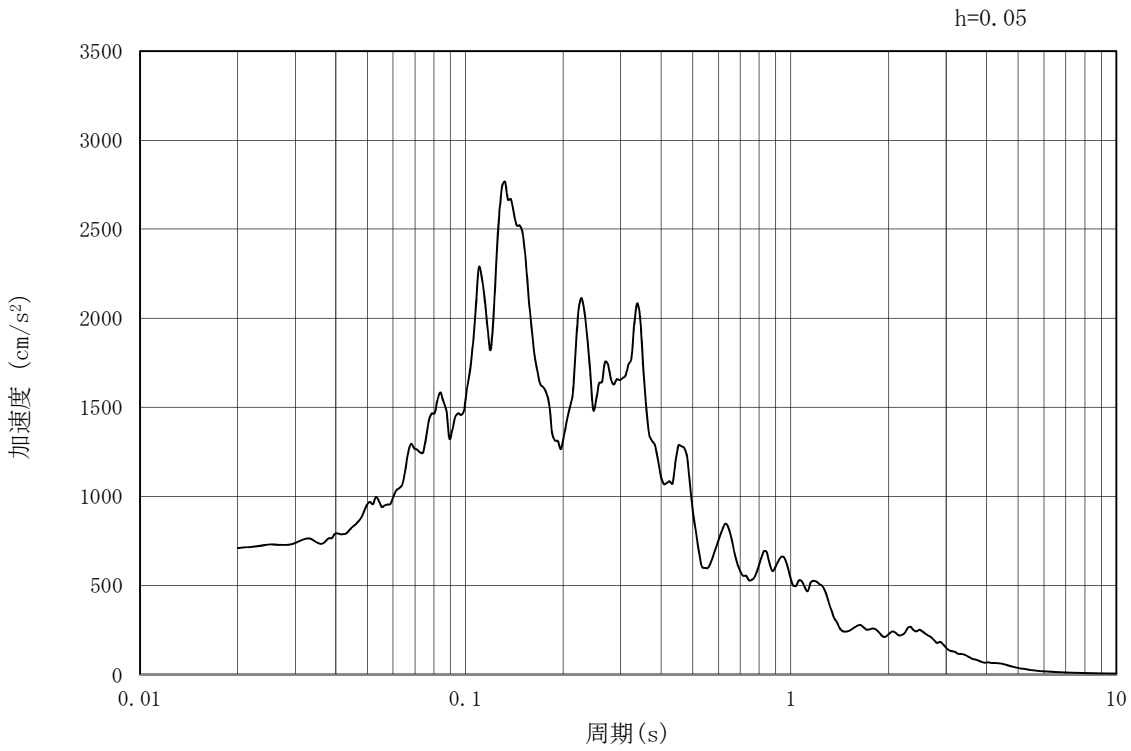


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (28)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２１）

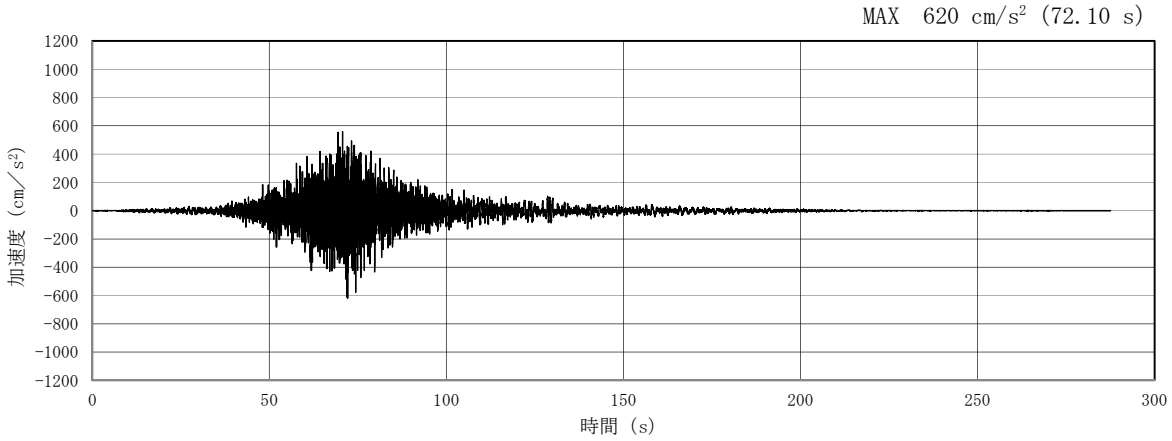


(a) 加速度時刻歴波形

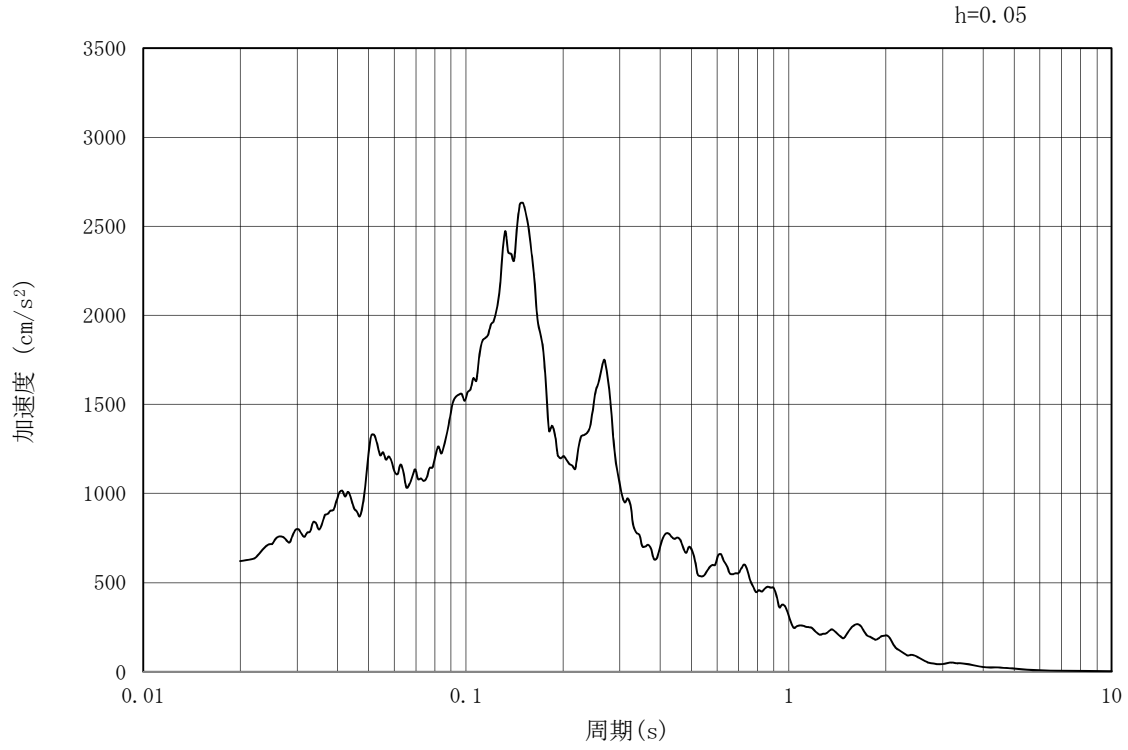


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (29)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－２２）

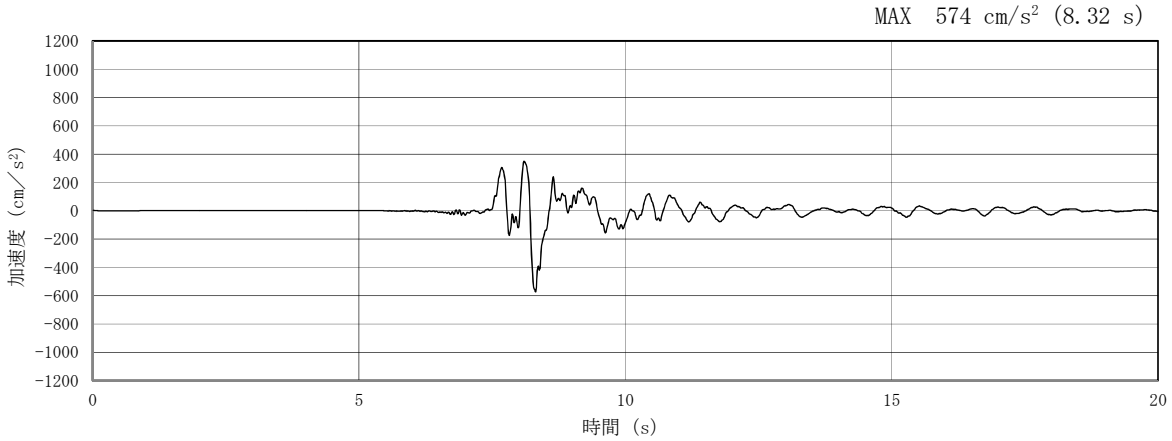


(a) 加速度時刻歴波形

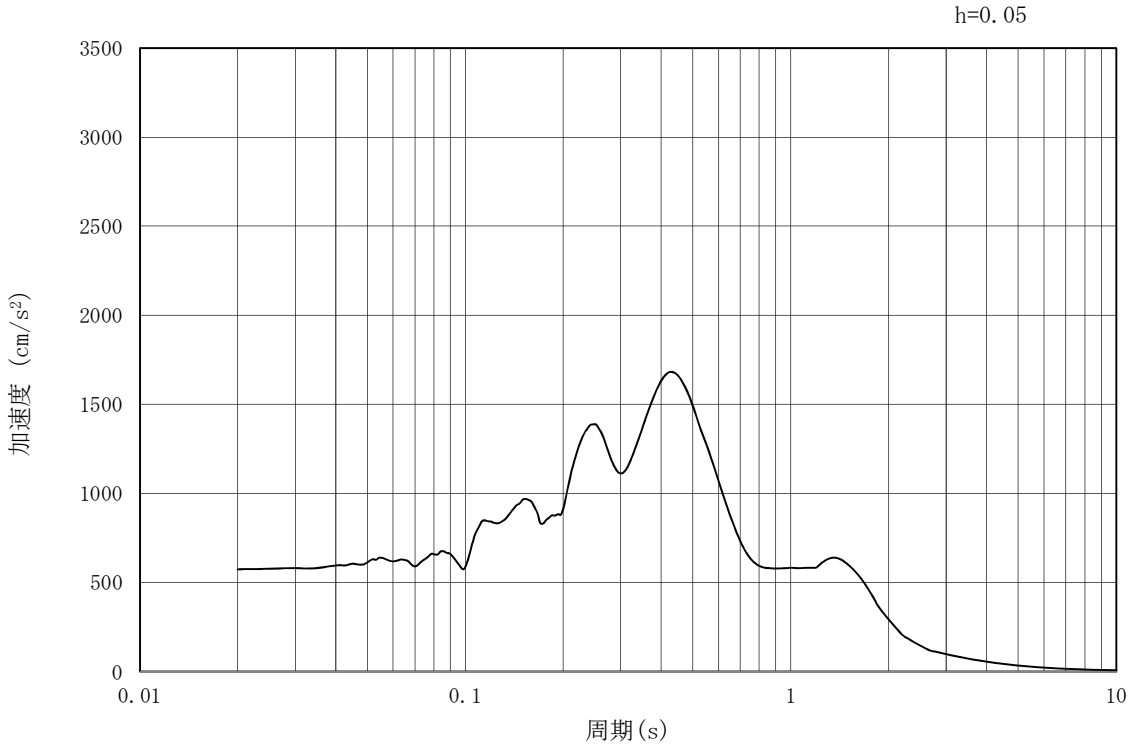


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (30)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－２２）

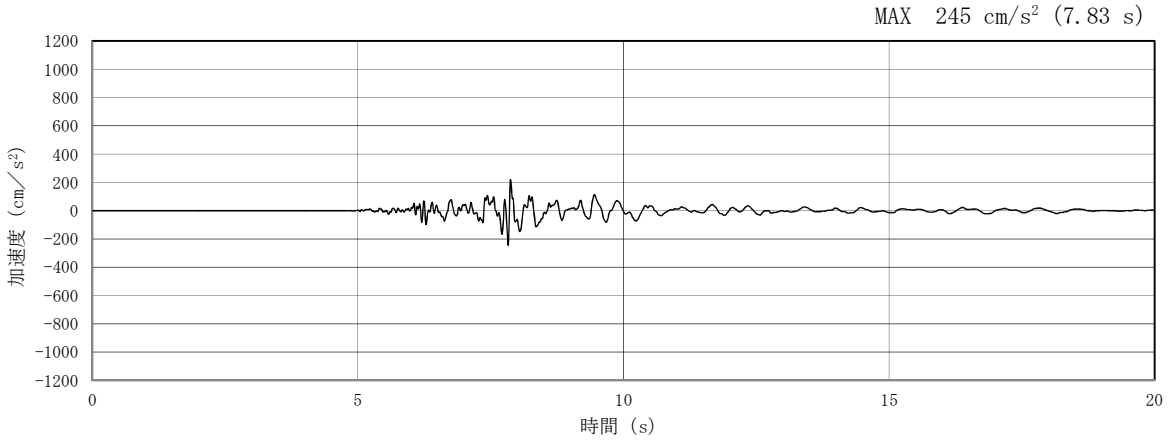


(a) 加速度時刻歴波形

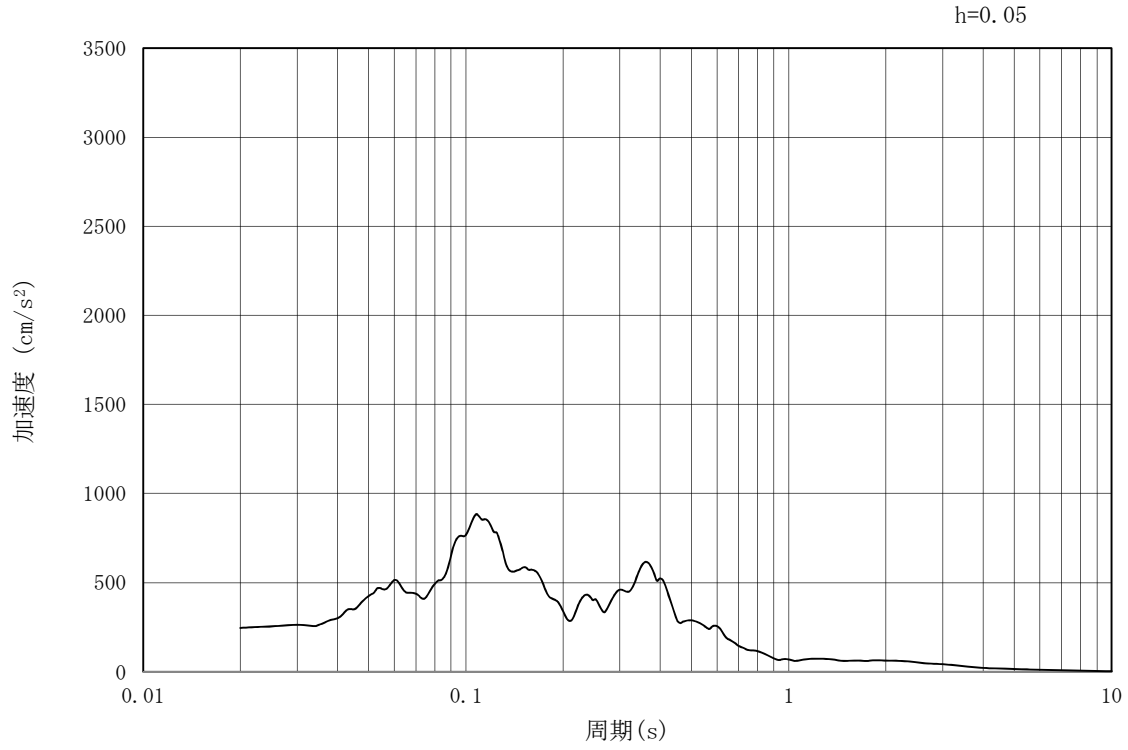


(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (31)　南北方向断面（④－④断面）の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
（水平方向：Ｓ$_s$－３１）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3－2 (32)　南北方向断面（④－④断面）の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
（鉛直方向：Ｓ$_s$－３１）

18.3.2　許容限界の設定

(1)　許容応力度による許容限界

可搬型設備用軽油タンク基礎の構造部材は，許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度，コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

許容応力度については，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」，「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）」に基づき，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 18.3－1 のとおり設定する。

表 18.3－1　許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'$_{ck}$=40 N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}		0.825*4
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 σ_{sa}（曲げ）		435
	許容引張応力度 σ_{sa}（せん断）		300
鋼管杭(SKK490)*3	母材部 溶接部	引張	277.5
		圧縮	277.5
		せん断	157.5

注記　＊1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

＊2：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 24 年 3 月）

＊3：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）

＊4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}　：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa}　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：有効幅

j　：1／1.15

d　　：有効高さ

A_w　　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2}　　：鉄筋の許容引張応力度

s　　：斜め引張鉄筋間隔

表 18.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（追而）

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，道路橋示方書の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は，第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず，杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし，杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は，杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

極限支持力算定式（杭基礎［中堀り工法］）

$$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i$$

R_u ： 地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ： 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d = 3 \cdot q_u$

q_u：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m^2）

A ： 杭先端面積（m^2）

U ： 杭の周長（m）

L_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

可搬型設備用軽油タンク基礎における許容限界を表 18.3－3 に示す。

表 18.3－3　基礎地盤の支持力に対する許容限界（追而）

追而

18.4　評価結果

18.4.1　地震応答解析結果

可搬型設備用軽油タンク基礎の基準地震動Ｓ$_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 18.4－1 に示す。本図は構造部材の曲げ，せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 18.4－2 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 18.4－3 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

18.4.2　耐震評価結果

(1)　構造部材の曲げに対する評価結果

表 18.4－1 及び表 18.4－2 に曲げに対する照査結果を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，可搬型設備用軽油タンク基礎の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 18.4－4 に概略配筋図を，表 18.4－3 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

(2)　構造部材のせん断に対する評価結果

表 18.4－1 にせん断に対する照査結果を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（Ｖ$_{ca}$）と，斜め引張鉄筋の許容せん断力（Ｖ$_{sa}$）を合わせた許容せん断力（Ｖ$_a$）以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，可搬型設備用軽油タンク基礎の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

図 18.4－5 に概略配筋図を，表 18.4－4 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

(3)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 18.4－6 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 18.4－5 に接地圧分布図を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎の最大接地圧はＳ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕で○○ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度△△ kN/m^2 以下である。

以上のことから，可搬型設備用軽油タンク基礎の基礎地盤は，基準地震動Ｓ$_s$に対し，支持性能を有する。

18.5　まとめ

追而