

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 19
提出年月日	平成 30 年 6 月 25 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 6 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
改9	H30.5.2	・改6のうち, 1.6章及び5章を改定 ・改3のうち, 4章を改訂
改10	H30.5.14	・1.7章, 1.8章を新規作成し, 追加
改11	H30.5.23	・改0のうち, 1.4.10章を改定 ・改7のうち, 10章を改定 ・改9のうち, 1.6章を改定
改12	H30.5.28	・改3のうち, 1.4.2章を改定 ・改3のうち, 2章を改定
改13	H30.5.31	・改0のうち, 1.4.3章を改定
改14	H30.6.6	・1.9章を新規作成し, 追加 ・1.10章を新規作成し, 追加 ・改7のうち, 3章を改定
改15	H30.6.7	・改7のうち, 17章, 18章を改定 ・改14のうち, 3章を改定
改16	H30.6.12	・改14のうち, 1.10章を改定
改17	H30.6.18	・改13のうち, 1.4.3章を改定 ・改3のうち, 1.4.11章を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 18	H30.6.20	<ul style="list-style-type: none">・改 6 のうち, 1.4.13 章及び 1.4.15 章を改定・改 7 のうち, 13 章及び 14 章を改定
改 19	H30.6.25	<ul style="list-style-type: none">・改 7 のうち, 11 章を改定・改 15 のうち, 3 章を改定

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 12 H30. 5. 28]
 - 1.4.3 屋外二重管の断面選定の考え方[改 17 H30. 6. 18]
 - 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]
 - 1.4.6 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 11 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 17 H30. 6. 18]
 - 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 18 H30. 6. 20]
 - 1.4.14 S A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 18 H30. 6. 20]
 - 1.4.16 S A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 11 H30. 5. 23]
 - 1.7 ジョイント要素のばね設定について[改 10 H30. 5. 14]
 - 1.8 有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について[改 10 H30. 5. 14]
 - 1.9 地震応答解析における構造物の減衰定数について[改 14 H30. 6. 6]
 - 1.10 屋外重要土木構造物の地震応答解析結果及び耐震評価結果の記載方針について[改 16 H30. 6. 15]
2. 取水構造物の耐震安全性評価[改 12 H30. 5. 28]
3. 屋外二重管の耐震安全性評価[改 19 H30. 6. 25]
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 9 H30. 5. 2]
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 9 H30. 5. 2]
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 11 H30. 5. 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 19 H30. 6. 25]
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 18 H30. 6. 20]
14. S A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 18 H30. 6. 20]
16. S A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 15 H30. 6. 7]
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 15 H30. 6. 7]

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 屋外重要土木構造物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
	1.6 許容応力度法における許容限界について	共通事項
	1.7 ジョイント要素のばね設定について	共通事項
	1.8 有効応力解析モデルへの入力地震動の算定方法について	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。

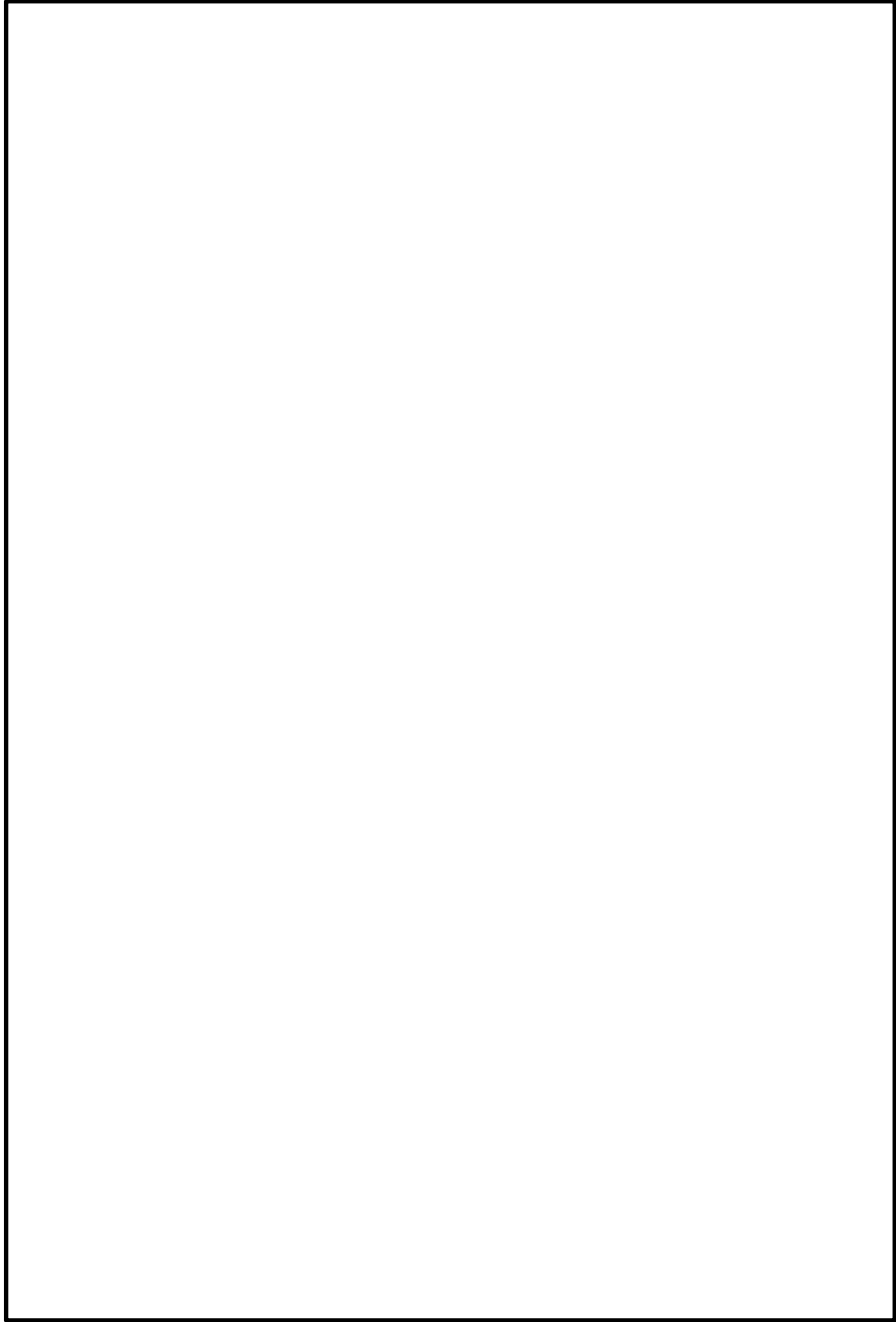


图 1.1-1 屋外重要土木构造物等位置图

3. 屋外二重管基礎の耐震安全性評価

目 次

3.1 評価方法	1
3.2 評価条件	2
3.2.1 適用基準	2
3.2.2 耐震安全性評価フロー	3
3.2.3 評価対象断面の方向	4
3.2.4 評価対象断面の選定	5
3.2.5 使用材料及び材料定数	12
3.2.6 評価構造物諸元	16
3.2.7 荷重伝達	18
3.2.8 地下水位	20
3.2.9 地震応答解析手法	20
3.2.10 解析モデルの設定	22
3.2.11 減衰特性	42
3.2.12 荷重の組合せ	52
3.2.13 地震応答解析の検討ケース	54
3.3 評価内容	56
3.3.1 入力地震動の設定	56
3.3.2 許容限界の設定	89
3.4 評価結果	96
3.4.1 地震応答解析結果	96
3.4.2 耐震評価結果（追而）	119
3.5 まとめ（追而）	135

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、杭基礎部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認し、地盤改良体の想定すべり線上におけるすべり安全率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、屋外二重管を直接支持する地盤改良体及び屋外二重管基礎の支持岩盤（ K_m 層）において、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 適用基準

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 J E A G 4 6 0 1 -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 14 年 3 月), 並びに道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社)日本道路協会, 平成 24 年 3 月) を適用する。

適用する規格, 基準類を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 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	・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)	—
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 14 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 14 年 3 月) ・ J E A G 4 6 0 1 -1987	・杭基礎及び鋼製桁の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。 ・地盤改良体の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。 ・基礎地盤 (地盤改良体, 岩盤) に発生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。
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1 -1987 ・道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 (平成 24 年 3 月)	・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。

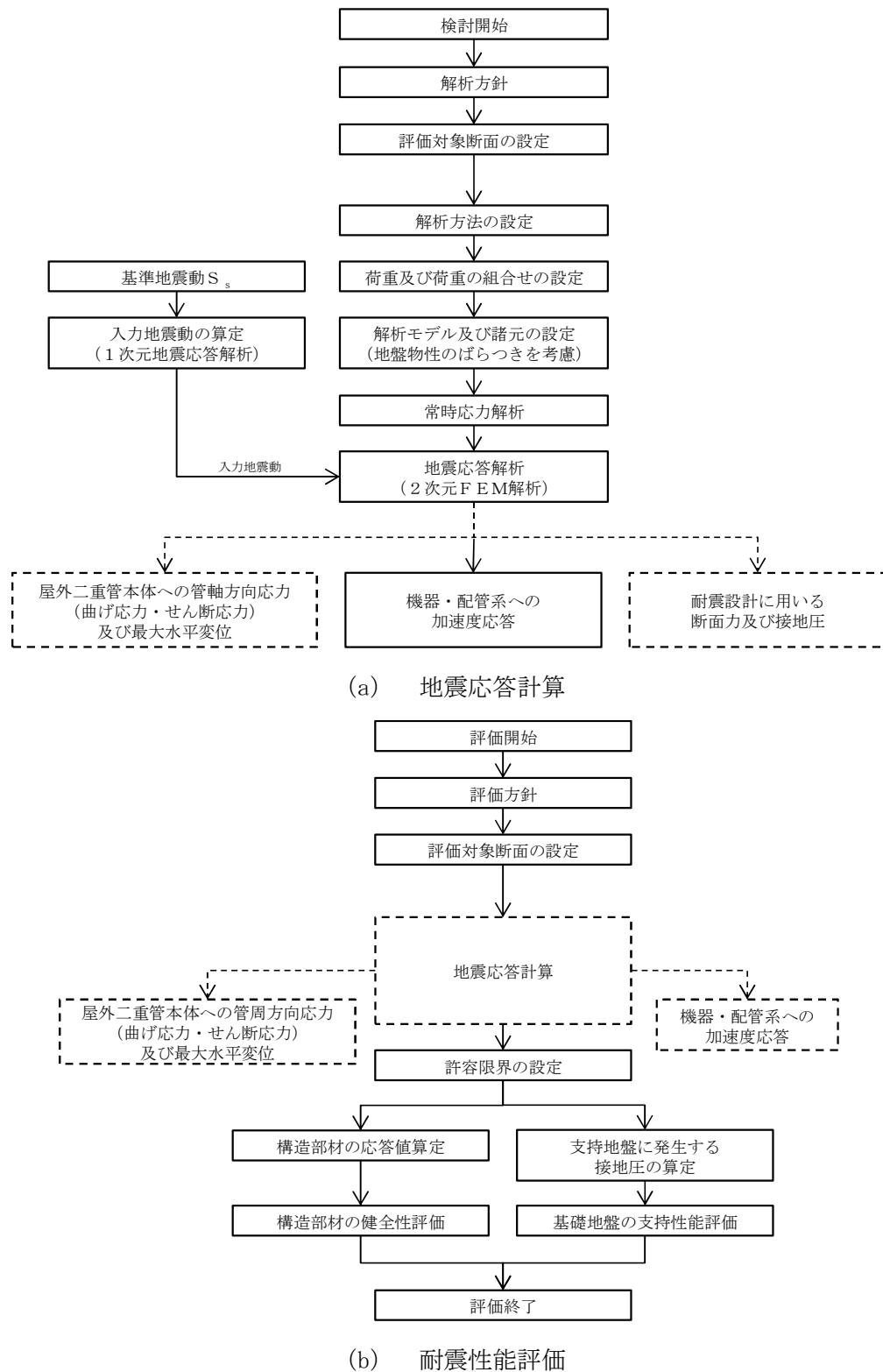


図 3.2-1 屋外二重管の地震応答計算及び屋外二重管基礎の耐震安全性評価フロー

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、非常用ディーゼル発電機海水系配管及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機海水系配管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、杭基礎及び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。排気筒付近に位置する可とう管から海水ポンプ室までの区間は、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杭基礎により支持する構造とする。一方、原子炉建屋から排気筒付近に位置する可とう管までの区間は、他構造物（原子炉建屋、排気筒、主排気筒ダクト基礎など）と近接していることから、杭基礎ではなく屋外二重管直下に造成した地盤改良体により支持する構造とする。

杭基礎部における鋼製桁及び鋼管杭は、強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でなく、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。

杭基礎部における屋外二重管本体周囲の地盤改良体は、屋外二重管本体の縦断方向に進行する表面波に対する検討において、地盤改良体の剛性を考慮しない。したがって、横断方向を評価対象断面の方向とする。なお、鋼製桁の下方に位置する既設の地盤改良体は、屋外二重管本体を支持する機能を有しないことから、評価対象外とする。

地盤改良部における地盤改良体は、縦断方向に比べて横断方向の幅が狭いことから、横断方向が弱軸断面方向となる。したがって、横断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、地盤改良体及び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。

評価対象断面は、「1.4.3 屋外二重管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を図 3.2-6 に示す。

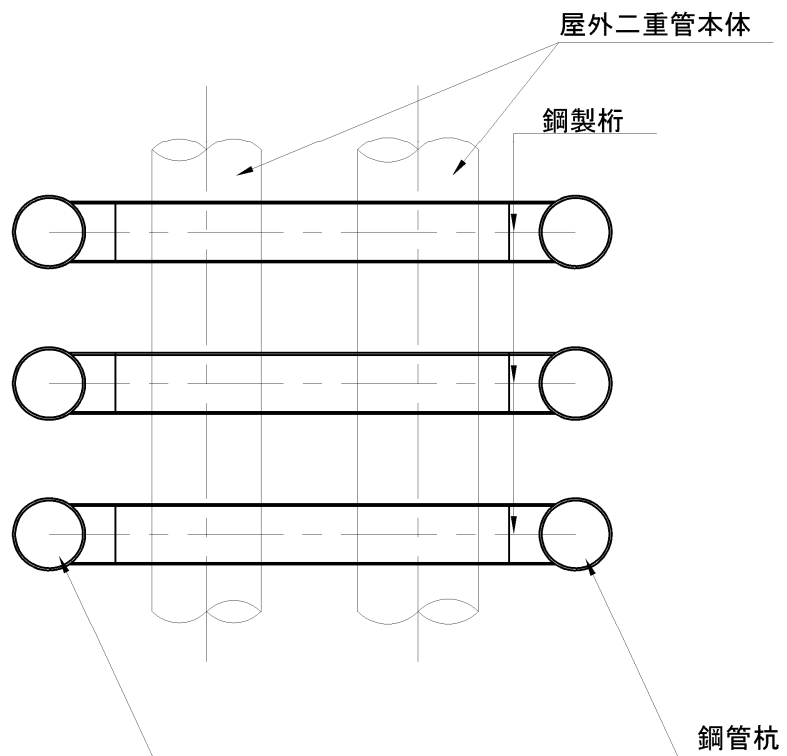
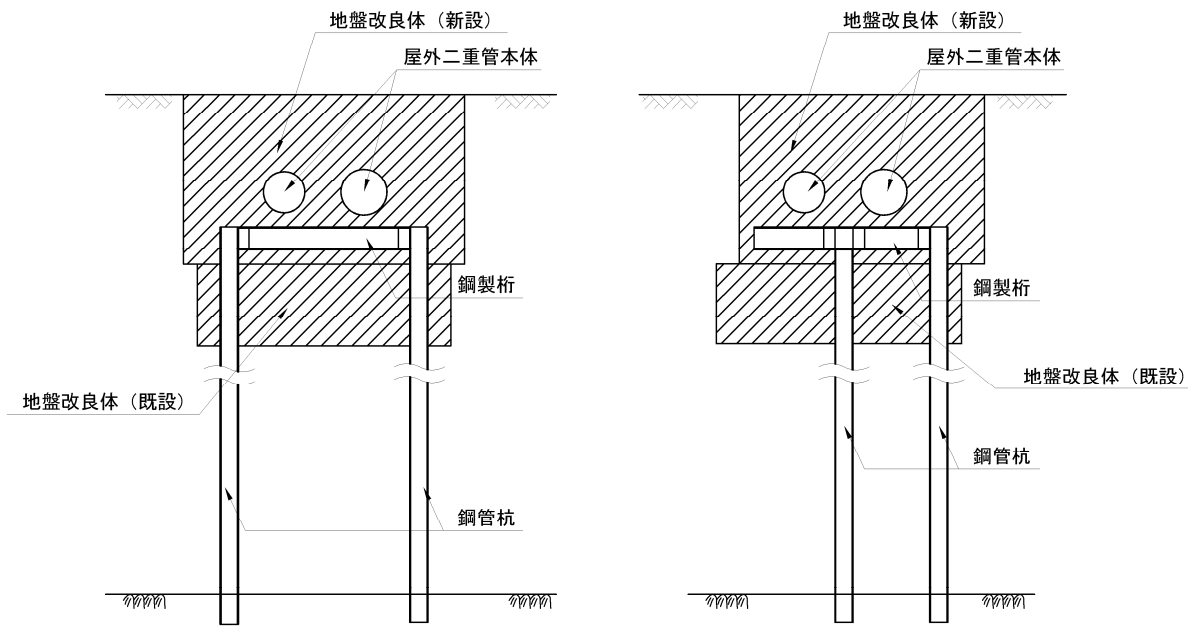
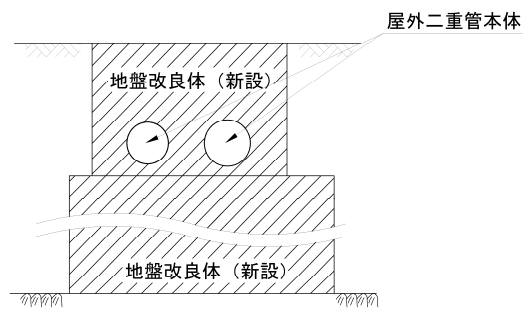


図 3.2-3 屋外二重管基礎の平面図



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

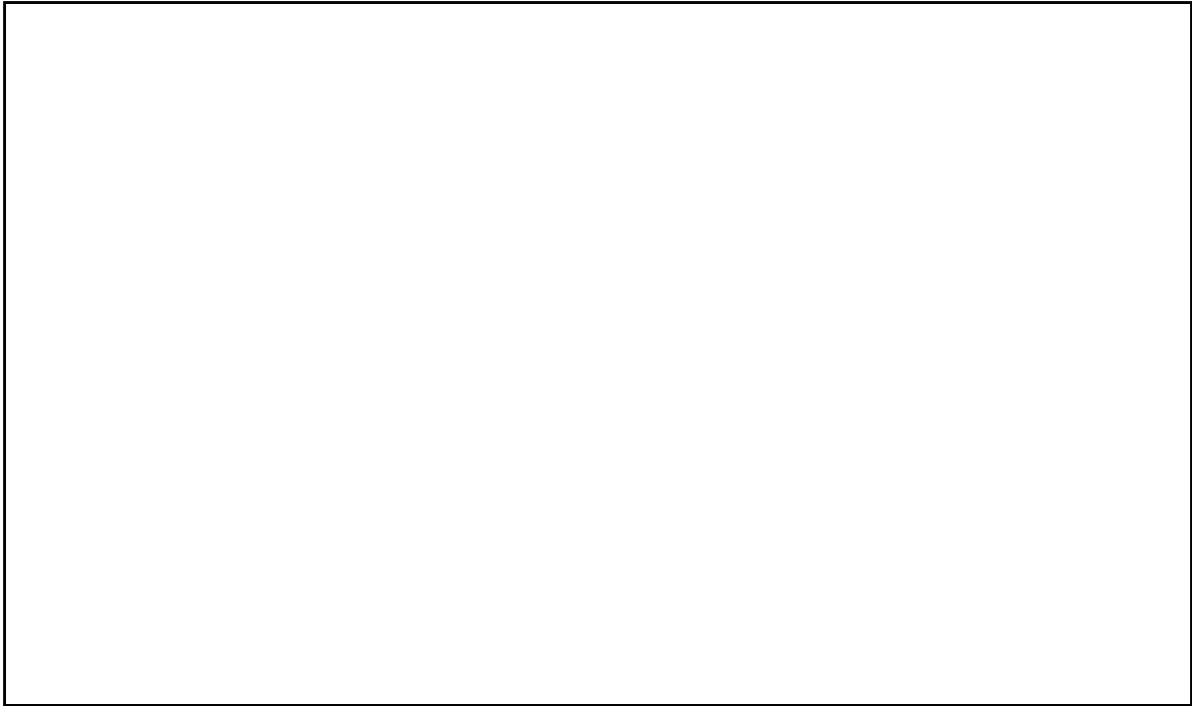


図 3.2-5 屋外二重管基礎の評価対象断面位置図

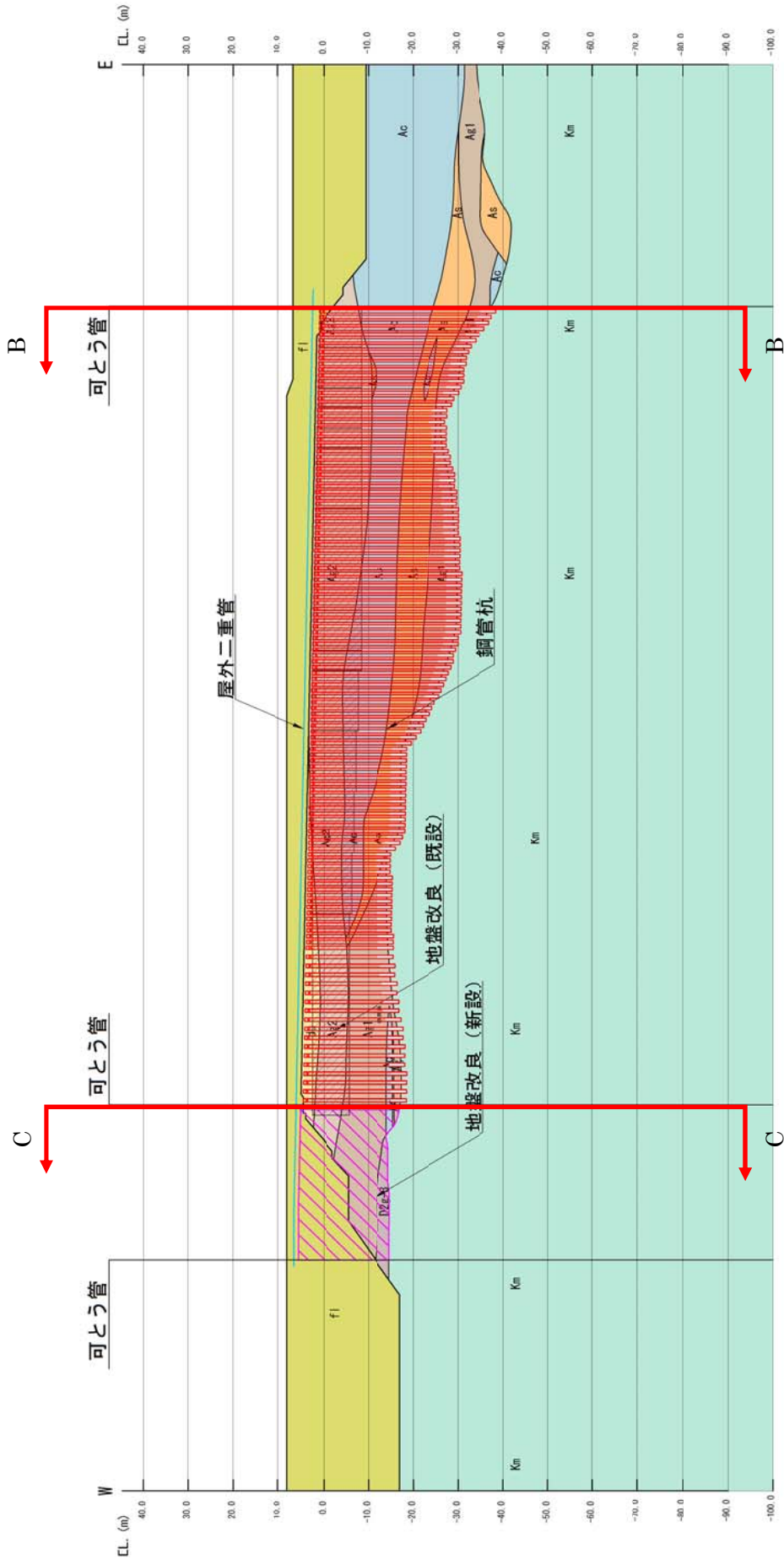


図 3.2-6 (1) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (A-A断面)

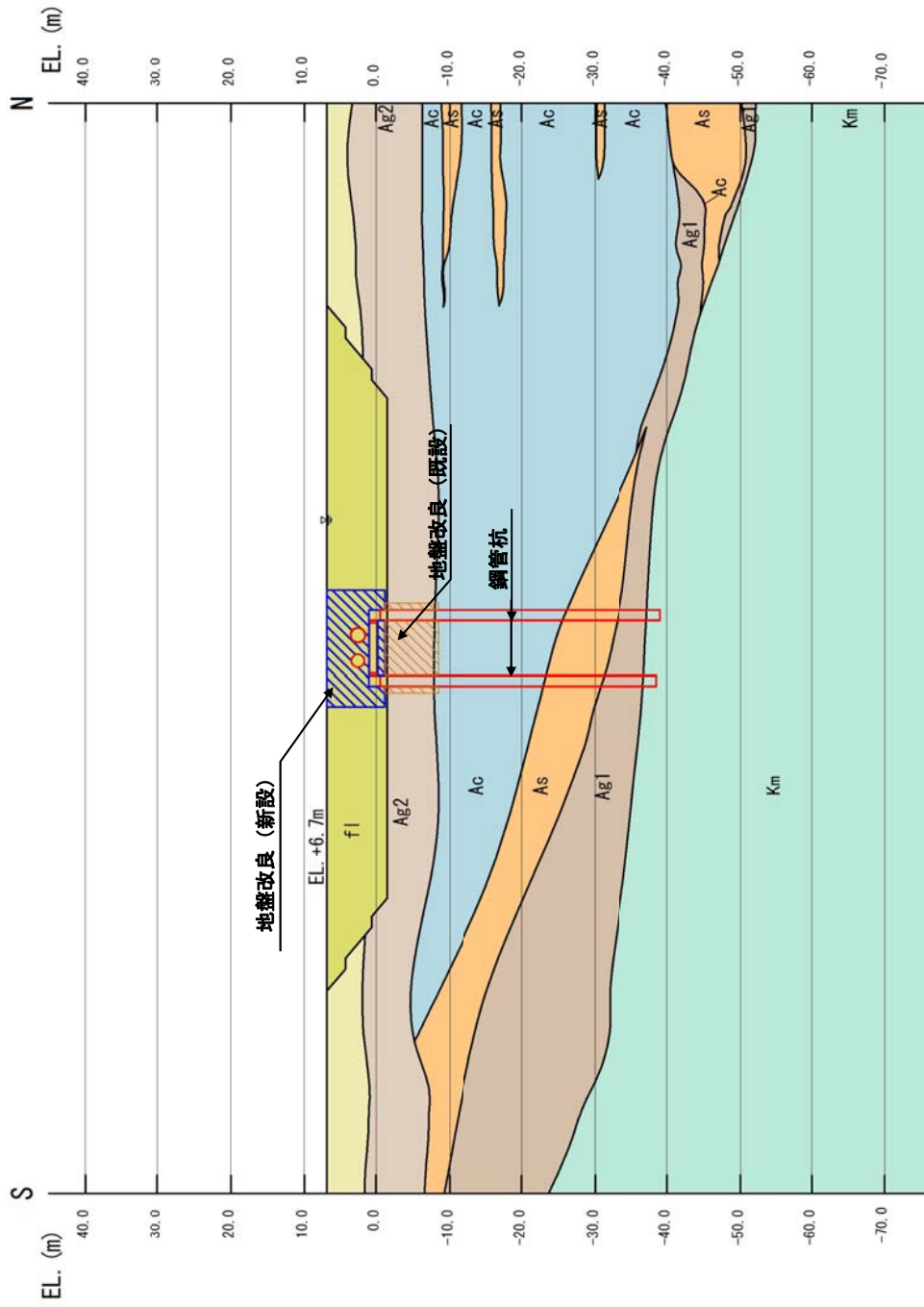


図 3.2-6 (2) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (B-B 断面)

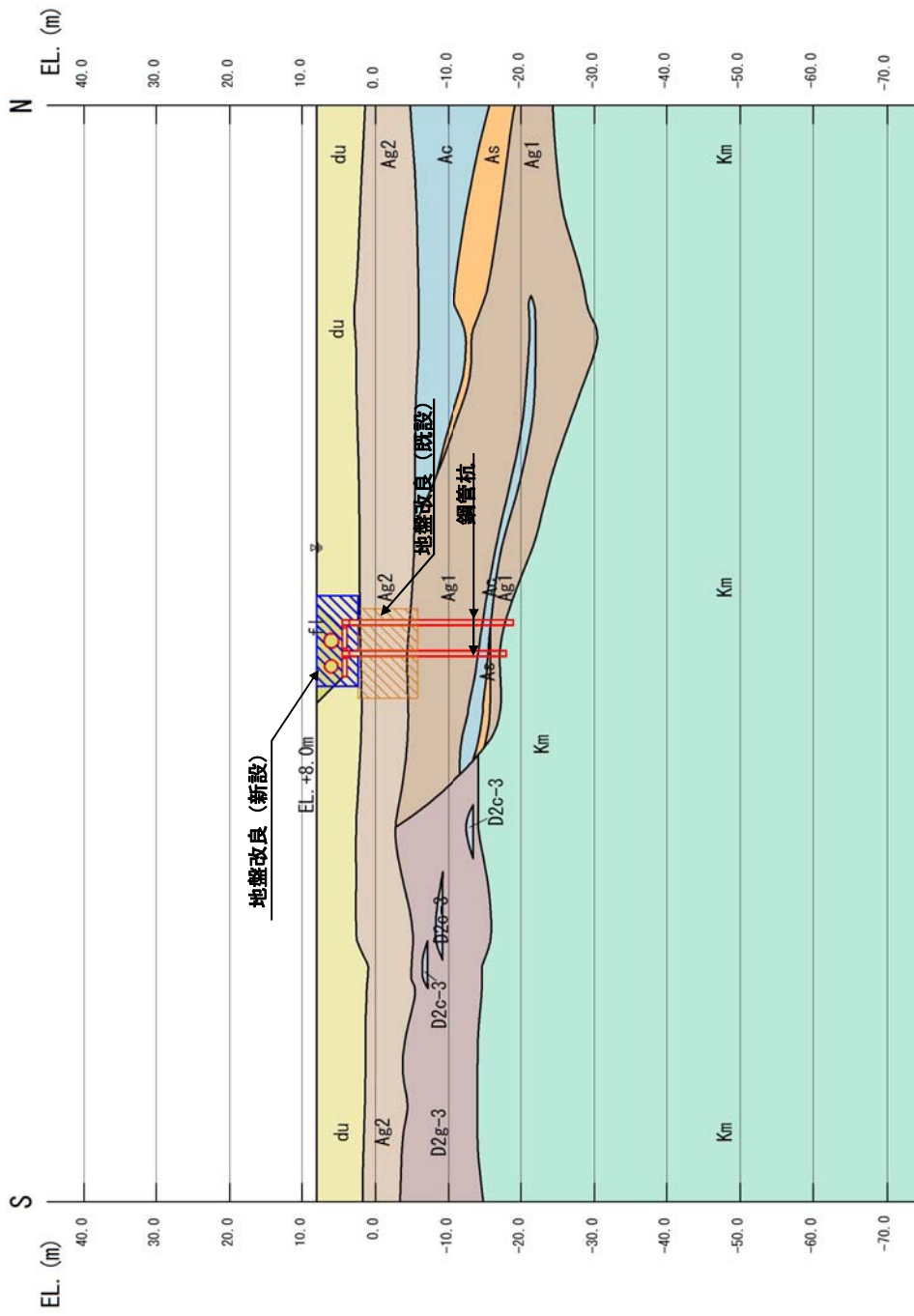


図 3.2-6 (3) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (C-C断面・杭基礎部)

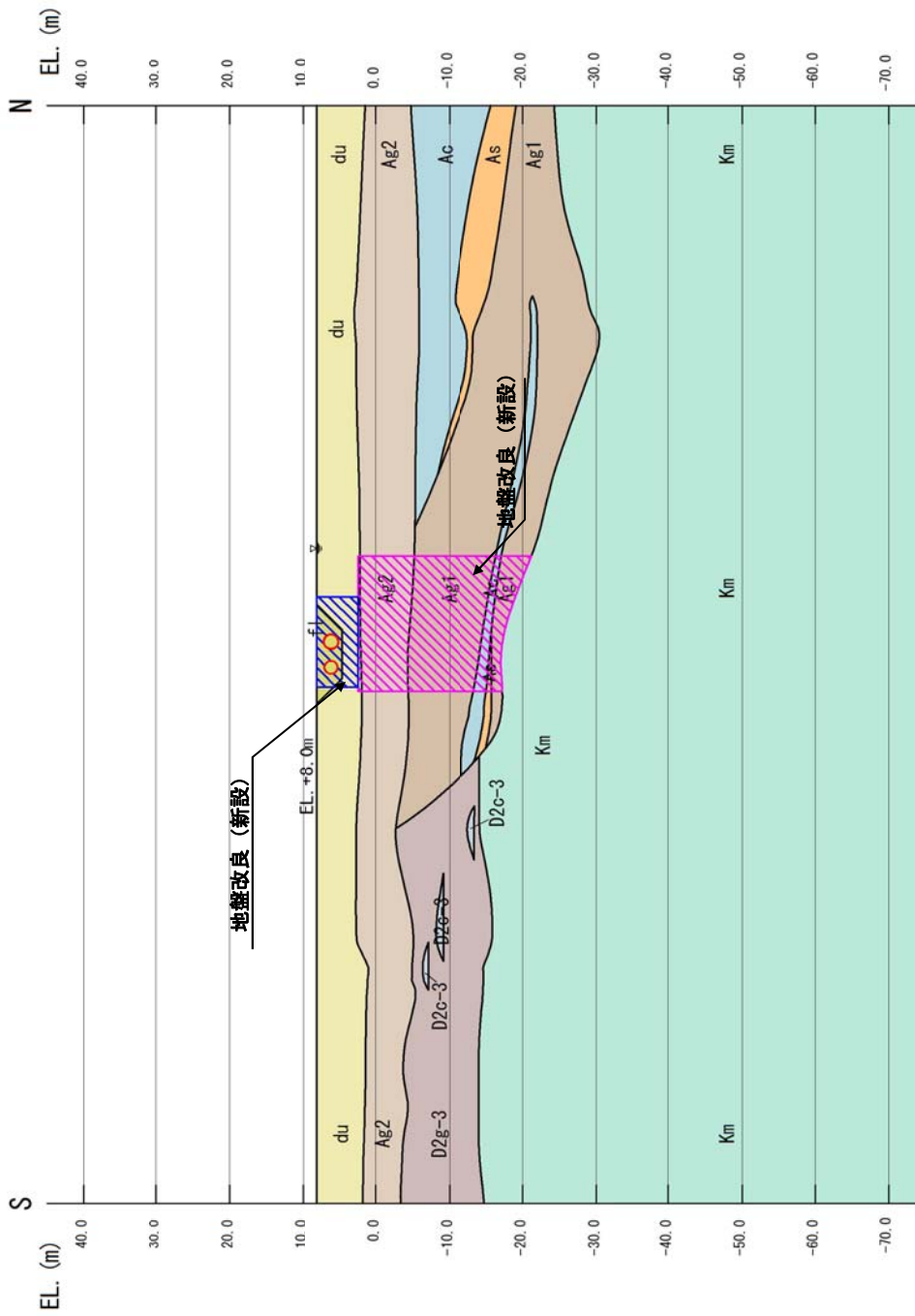


図 3.2-6 (4) 屋外二重管基礎の評価対象断面図 (C-C 断面・地盤改良部)

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14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。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は、新設の地盤改良体において1.5 N/mm²，既設の地盤改良体において3.0 N/mm²とし、表3.2-5に基づき動的変形特性及び強度特性を設定する。

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	減衰定数 (%)
鋼管	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
鋼板				
鋼管杭				

注記 *1：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）

*2：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）

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	
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'_{mn}	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_{mn}	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 ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	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'_{mn}	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_{mn}	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	
	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 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	通用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{cp}	粘着力 C_{cp} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{cp} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma}	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数	最大履歴 減衰率 $\beta_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	硬密波 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	319,509	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	-83 ~ -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	-89 ~ -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	-93 ~ -89	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/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	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/mm ²)	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/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	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 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

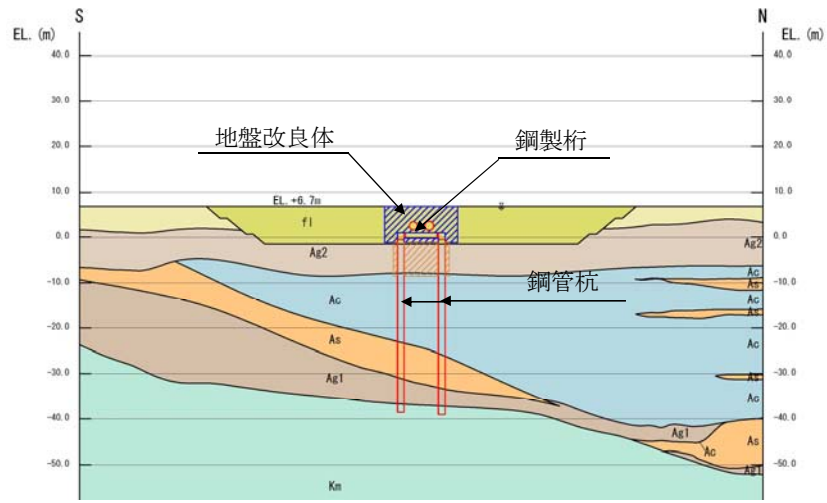
注記：地盤改良体（新設）の一軸圧縮強度：1.5 N/mm²
 ：地盤改良体（既設）の一軸圧縮強度：3.0 N/mm²

3.2.6 評価構造物諸元

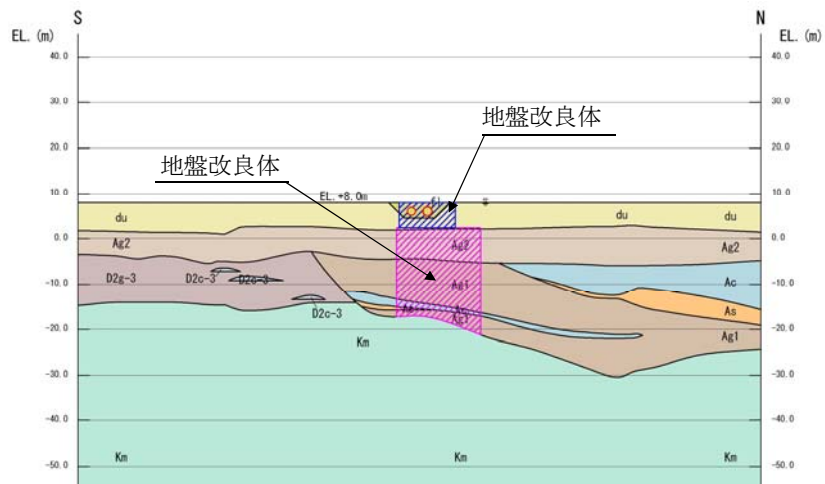
許容応力度による照査を行う屋外二重管基礎の評価部位とその諸元を表 3.2-6 に、評価部位を図 3.2-7 に示す。

表 3.2-6 評価構造物の諸元

名称	断面寸法	材料	機能要求
鋼製桁	幅 800mm × 高さ 650mm (t=40mm)	SM570	・屋外二重管本体を支持する。
鋼管杭	φ 800 (t=40mm)	SM570	
地盤改良体	—	セメント 改良土	<ul style="list-style-type: none"> ・屋外二重管本体を支持する。 ・屋外二重管の浮上りを防止する。



(a) 杭基礎部



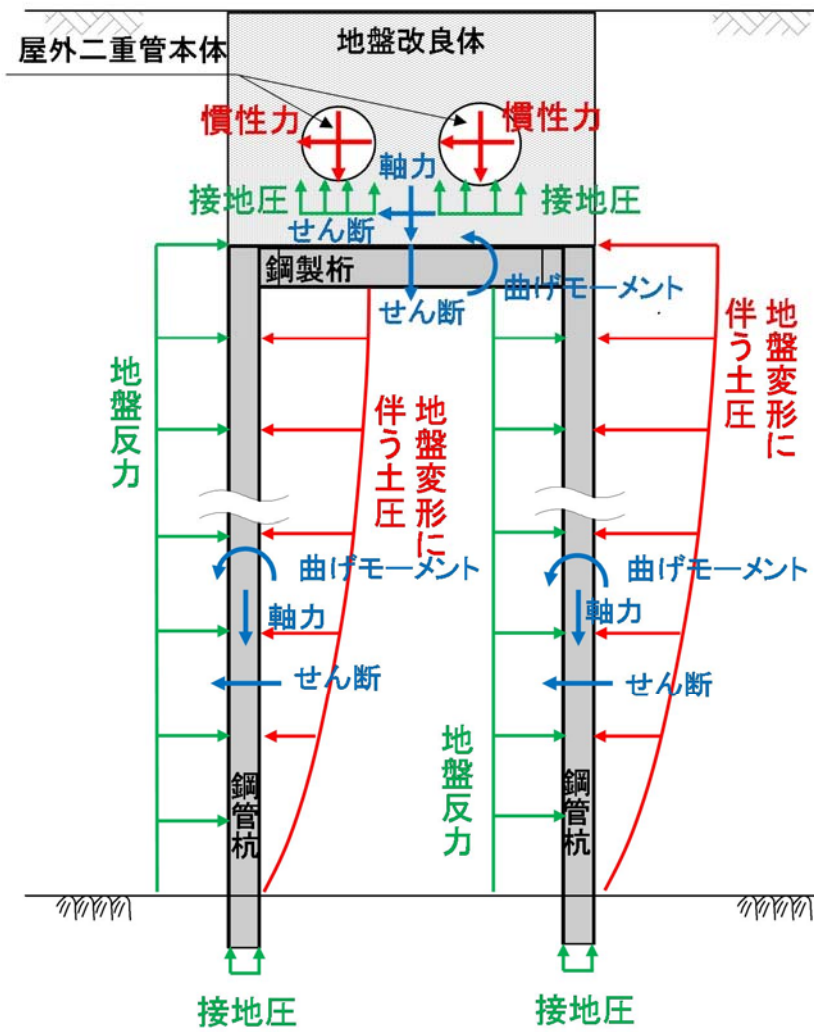
(b) 地盤改良部

図 3.2-7 評価部位

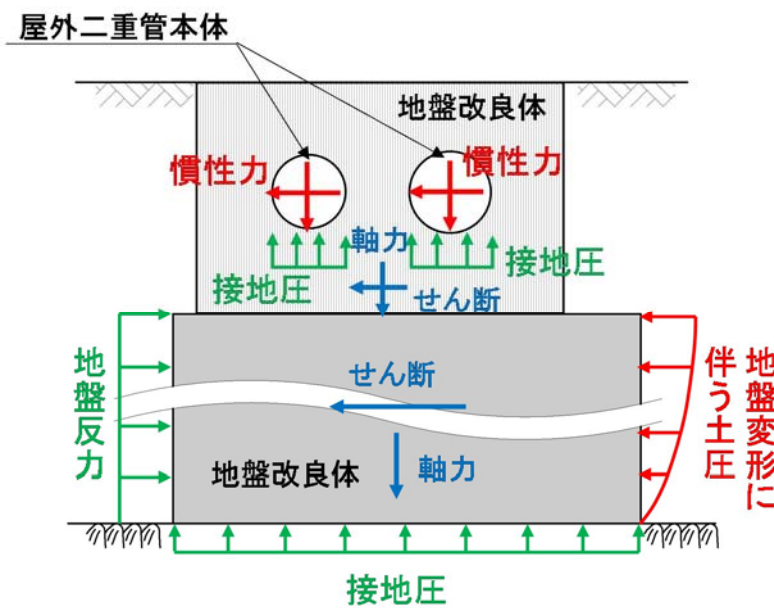
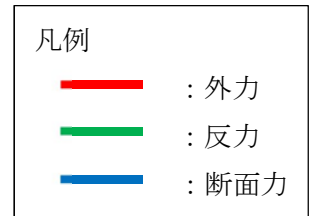
3.2.7 荷重伝達

屋外二重管本体に対し、地震に伴う慣性力及び土圧が作用することによって変位が生じ、管体周囲の地盤改良体に接地圧が発生し、杭基礎及び下方の地盤改良体に鉛直荷重が発生する。

屋外二重管本体を支持する杭基礎及び地盤改良体については、管体周囲の地盤改良体から鉛直荷重が作用するとともに、地盤変形に伴う水平変位が発生し、杭基礎部においては鋼製桁及び鋼管杭に曲げモーメント、軸力及びせん断力が、地盤改良部においては地盤改良体に圧縮力及びせん断力が発生する。これらの発生応力は、水平方向については周辺地盤に、鉛直方向については下方の岩盤に伝達され、水平方向では地盤反力が、鉛直方向では鋼管杭下端、又は地盤改良体直下の岩盤に接地圧が生じる。地震時における荷重伝達概念図を図 3.2-8 に示す。



(a) 杭基礎部



(b) 地盤改良部

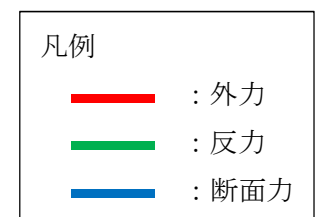


図 3.2-8 荷重伝達の概念図

3.2.8 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.2.9 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、V-5-10「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3.2-9に示す。

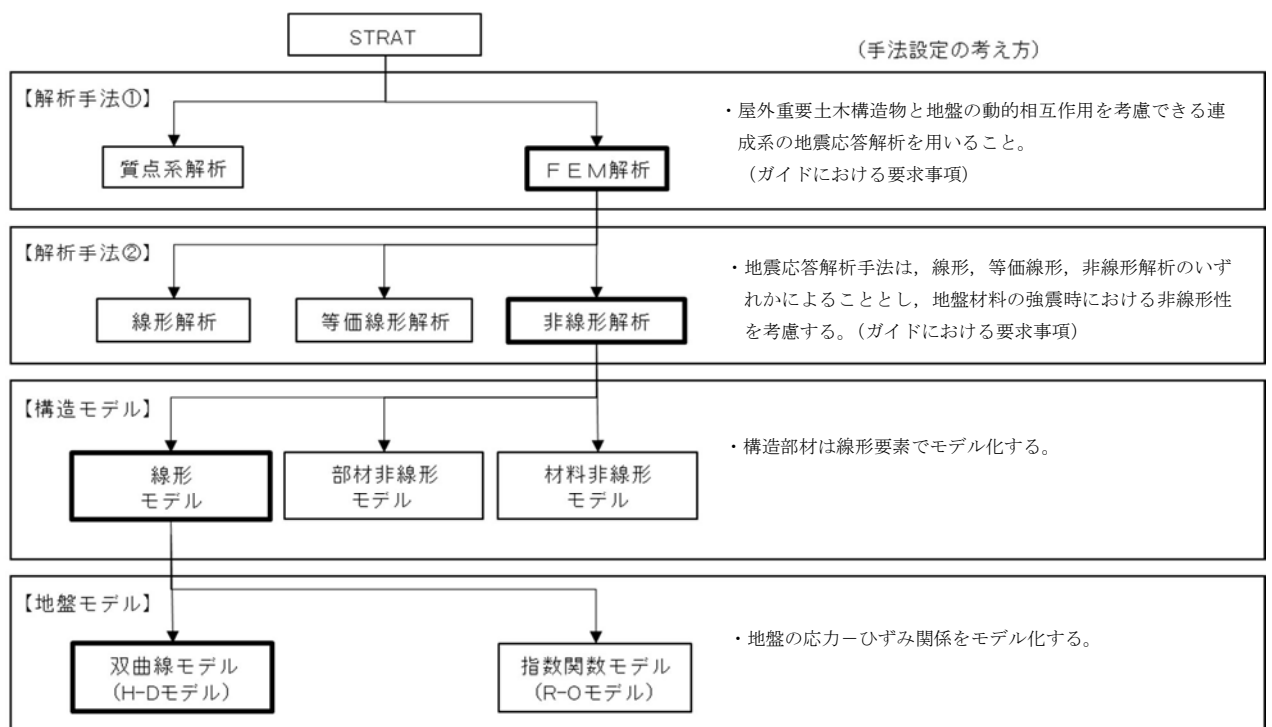


図 3.2-9 地震応答解析手法の選定フロー

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。

3.2.10 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、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.2-10 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。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

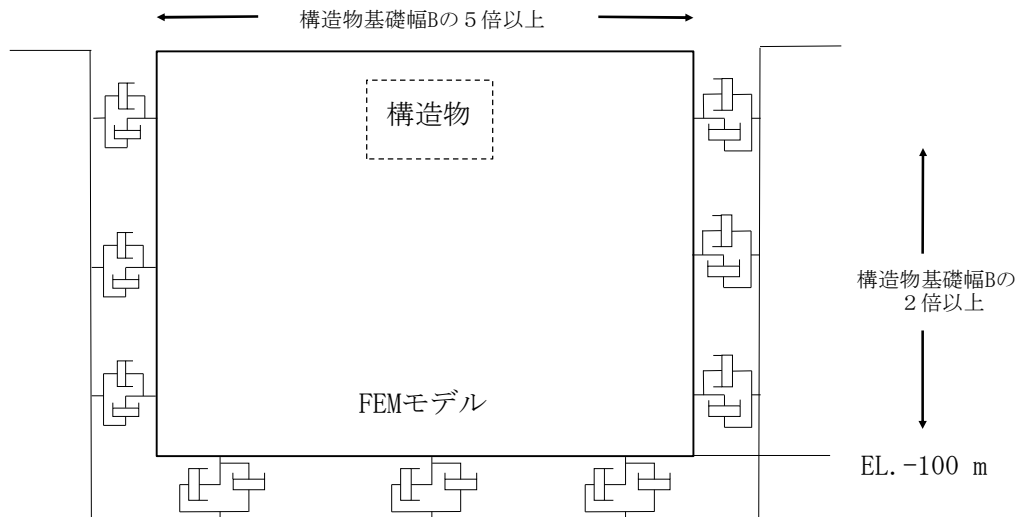


図 3.2-10 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.2-11に示す。また、屋外二重管周辺の地質断面図を図3.2-12に示す。

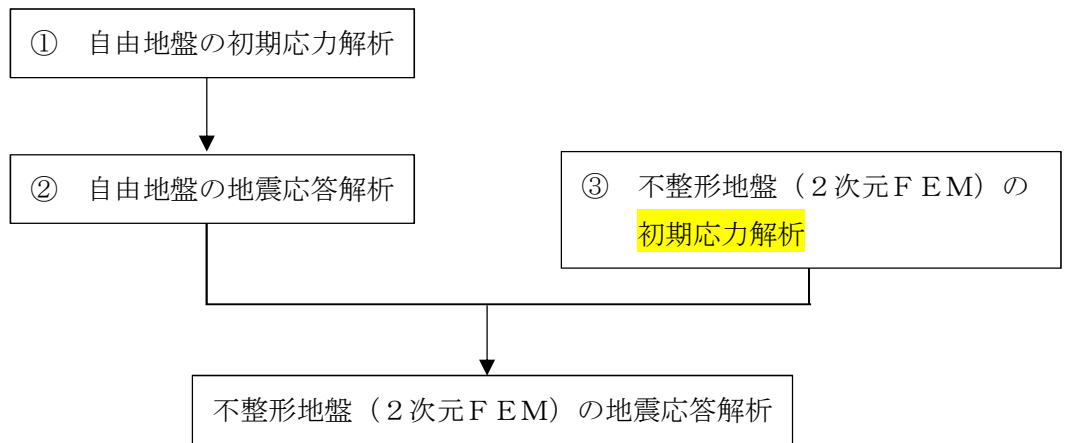


図 3.2-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー

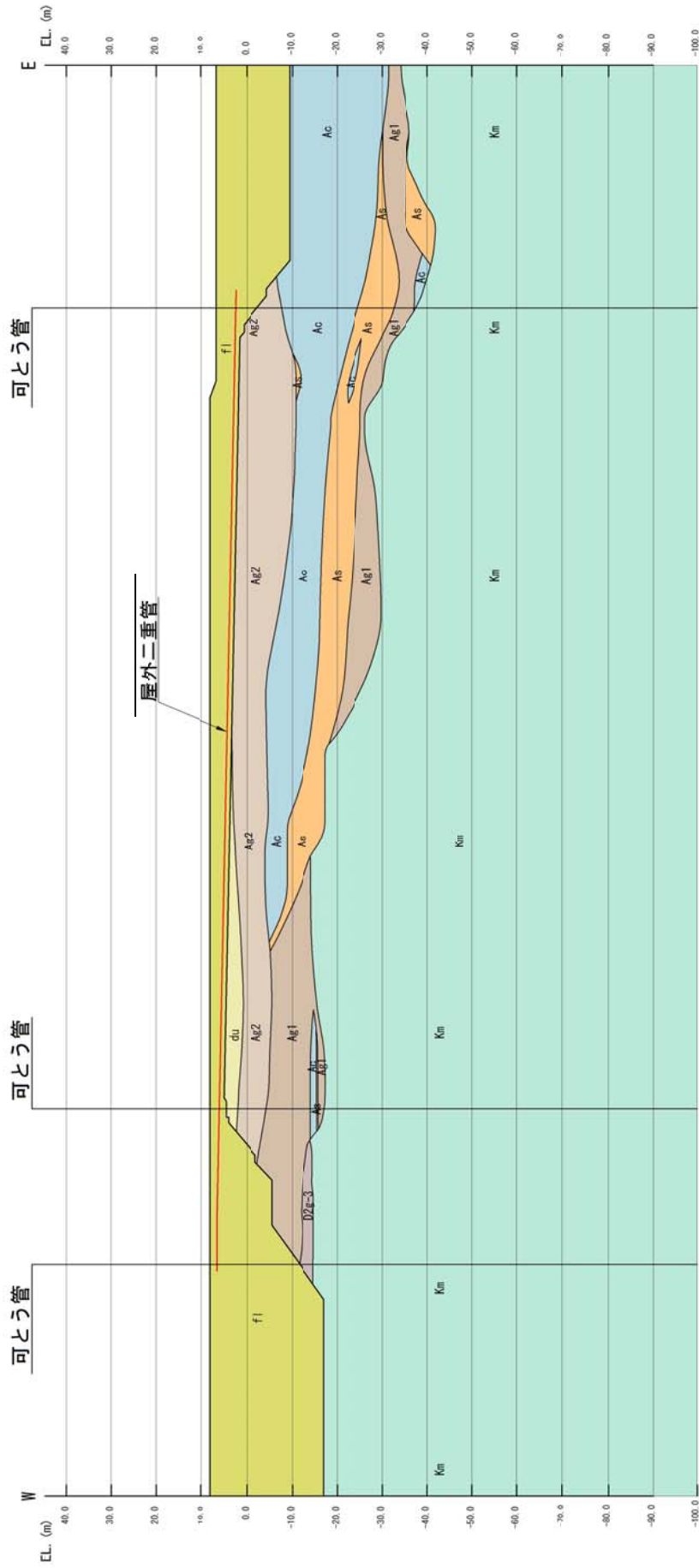


図 3.2-12 (1) 地質断面図 (A-A 断面)

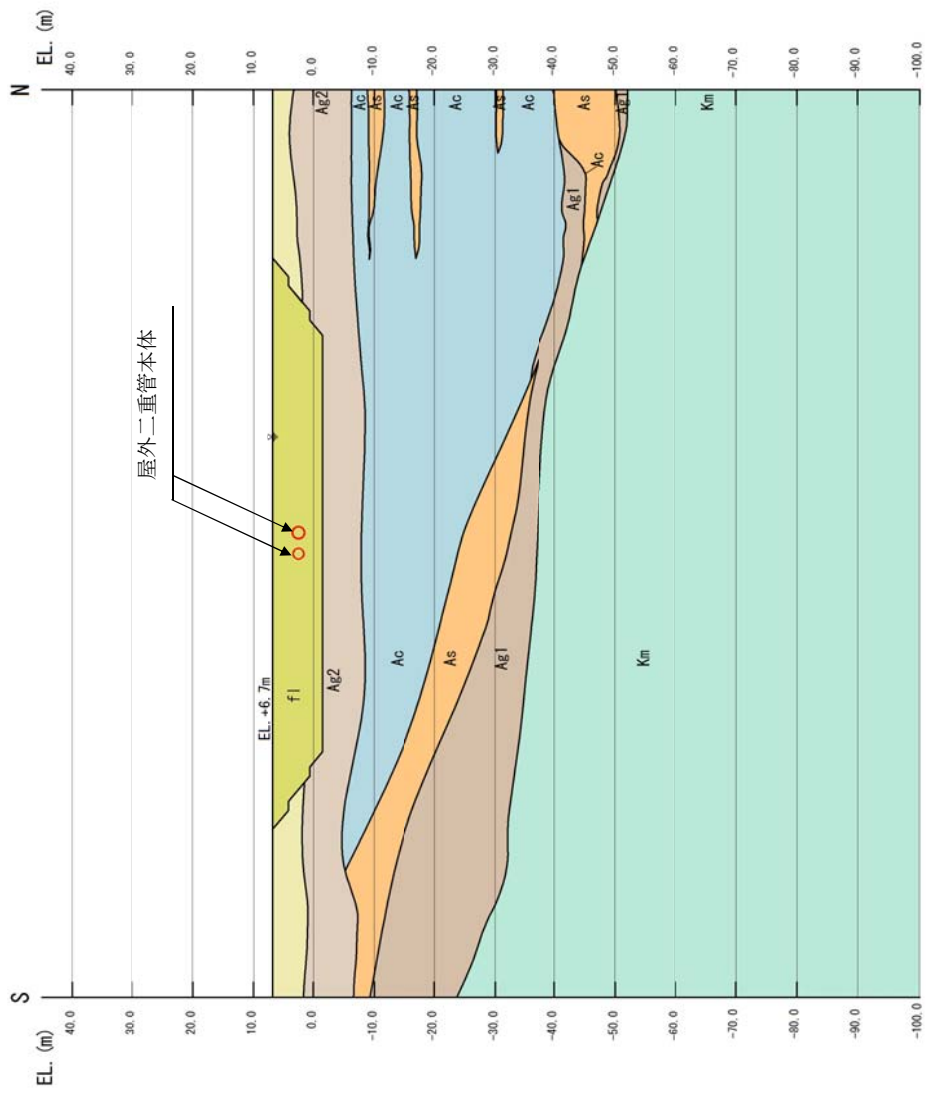


图 3.2-12 (2) 地质断面图 (B-B 断面)

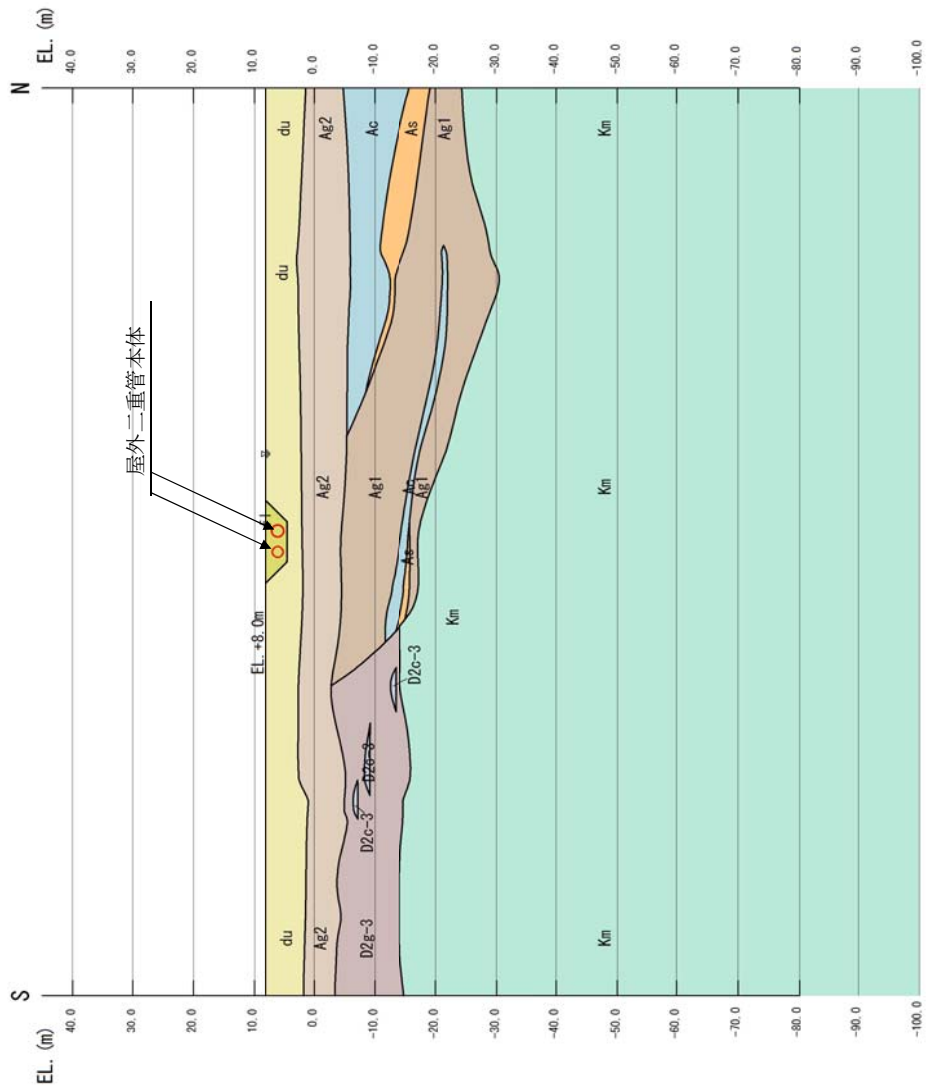


图 3.2-12 (3) 地质断面图 (C-C 断面)

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.2-13 に示す。

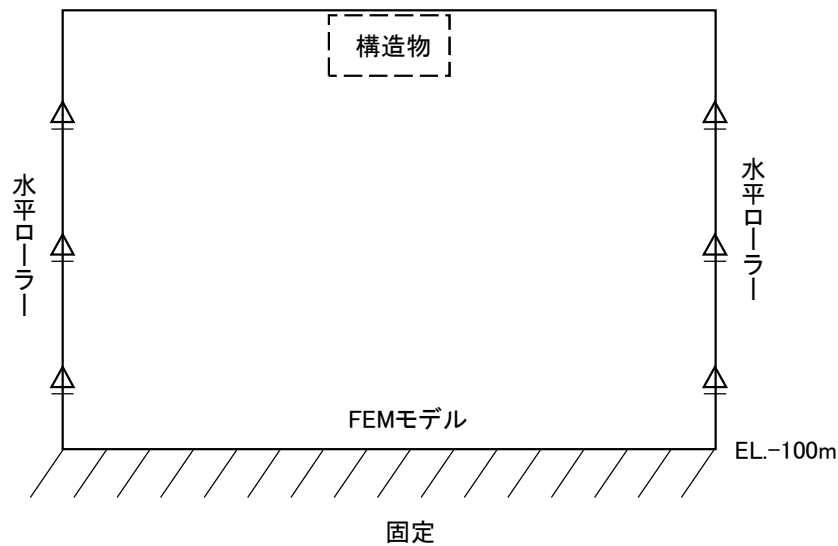


図 3.2-13 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.2-14 に示す。

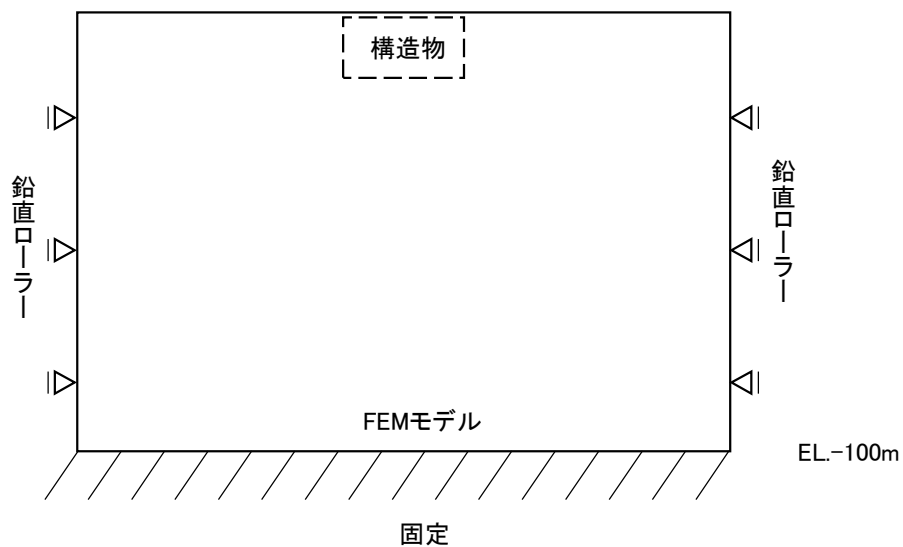


図 3.2-14 常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析モデルを図 3.2-15 に示す。

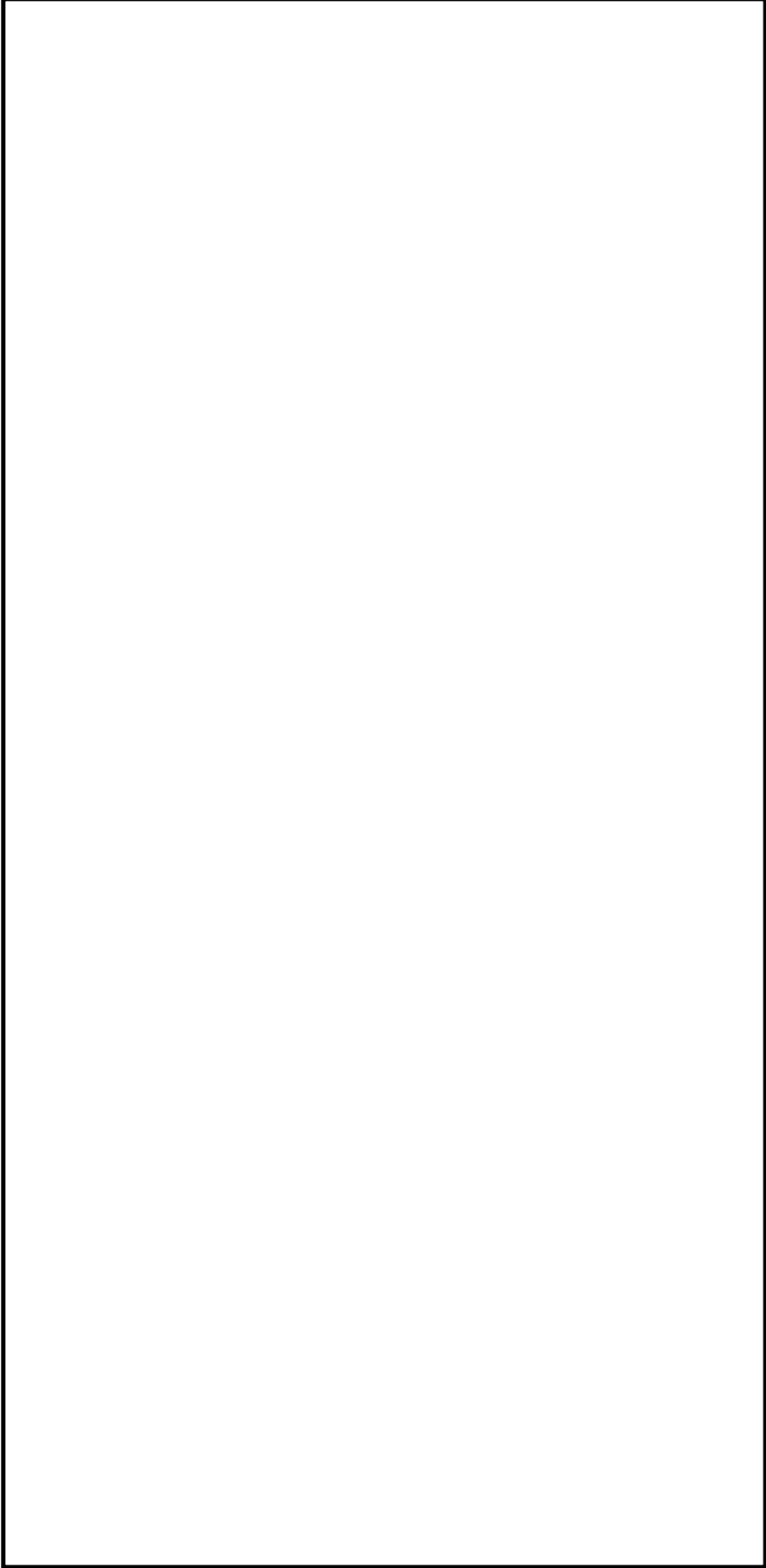


図 3.2-15 (1) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (A-A断面)

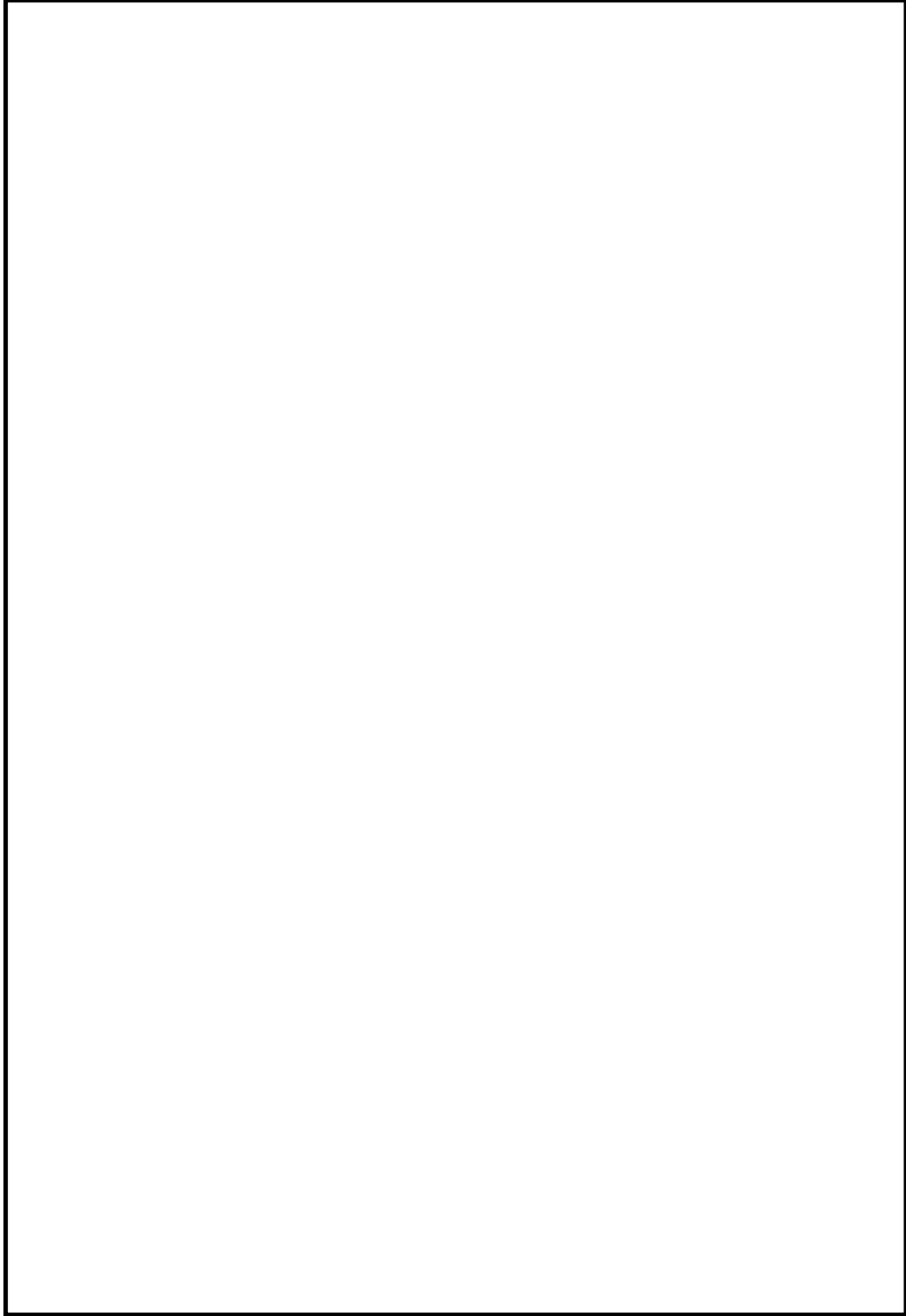


図 3.2-15 (2) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (B-B断面)

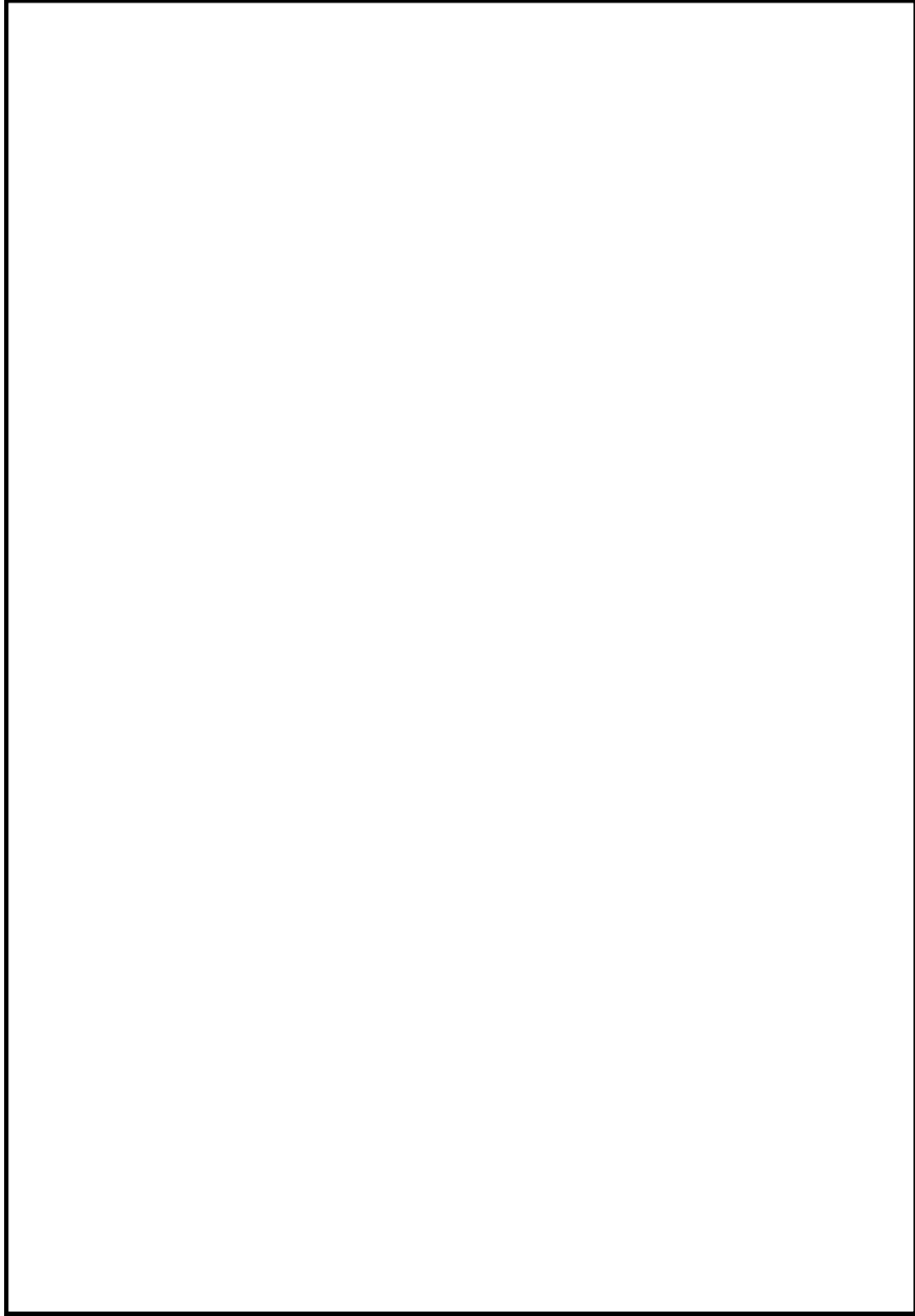


図 3.2-15 (3) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (C-C 断面：杭基礎部)

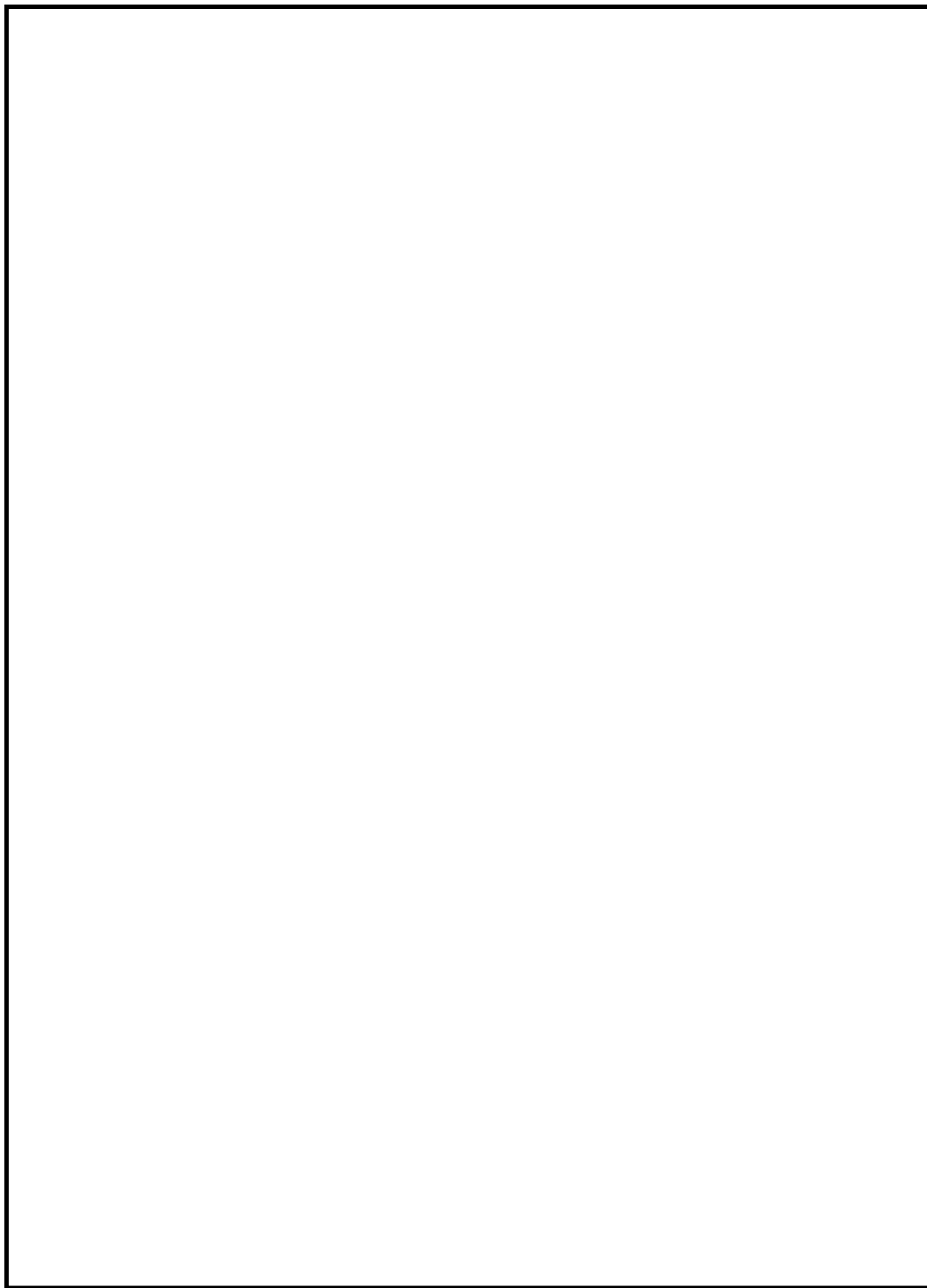


図 3.2-15 (4) 屋外二重管基礎の地震応答解析モデル (C-C 断面：地盤改良部)

(3) 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接合面にはジョイント要素を配置し、地盤と鋼管杭の間には杭－地盤相互作用ばねを設ける。また、屋外二重管本体は、地震時に発生する応力を評価するため、屋外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。

構造物のモデル化における要素分割は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成24年3月）」に基づき、断面剛性の変化点や、その中間点の重心位置に節点を設け、ジョイント要素、又は杭－地盤相互作用ばねを配置している地盤と同様の分割とする。なお、地盤の要素分割では、地盤変位の変化点となる地層境界に節点を設けている。

モデル化の概要図を図 3.2-16 に示す。

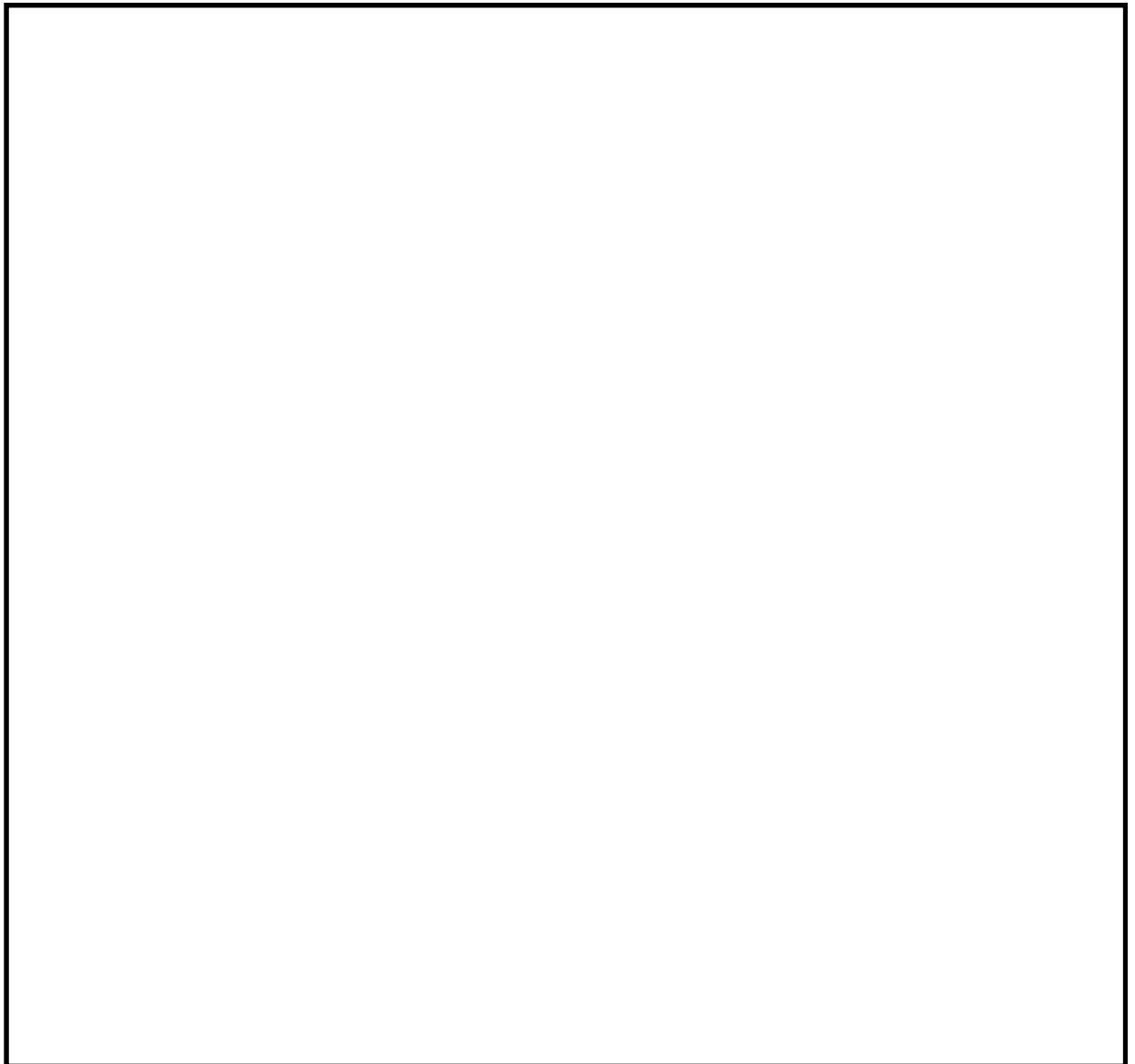


図 3.2-16 屋外二重管基礎のモデル概要図

(4) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

なお、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 3.2-7 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 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

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	f1 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	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
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（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.2-8 のとおり設定する。ジョイント要素の設定位置を図 3.2-17 に、ジョイント要素設定の考え方を図 3.2-18 に示す。

表 3.2-8 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

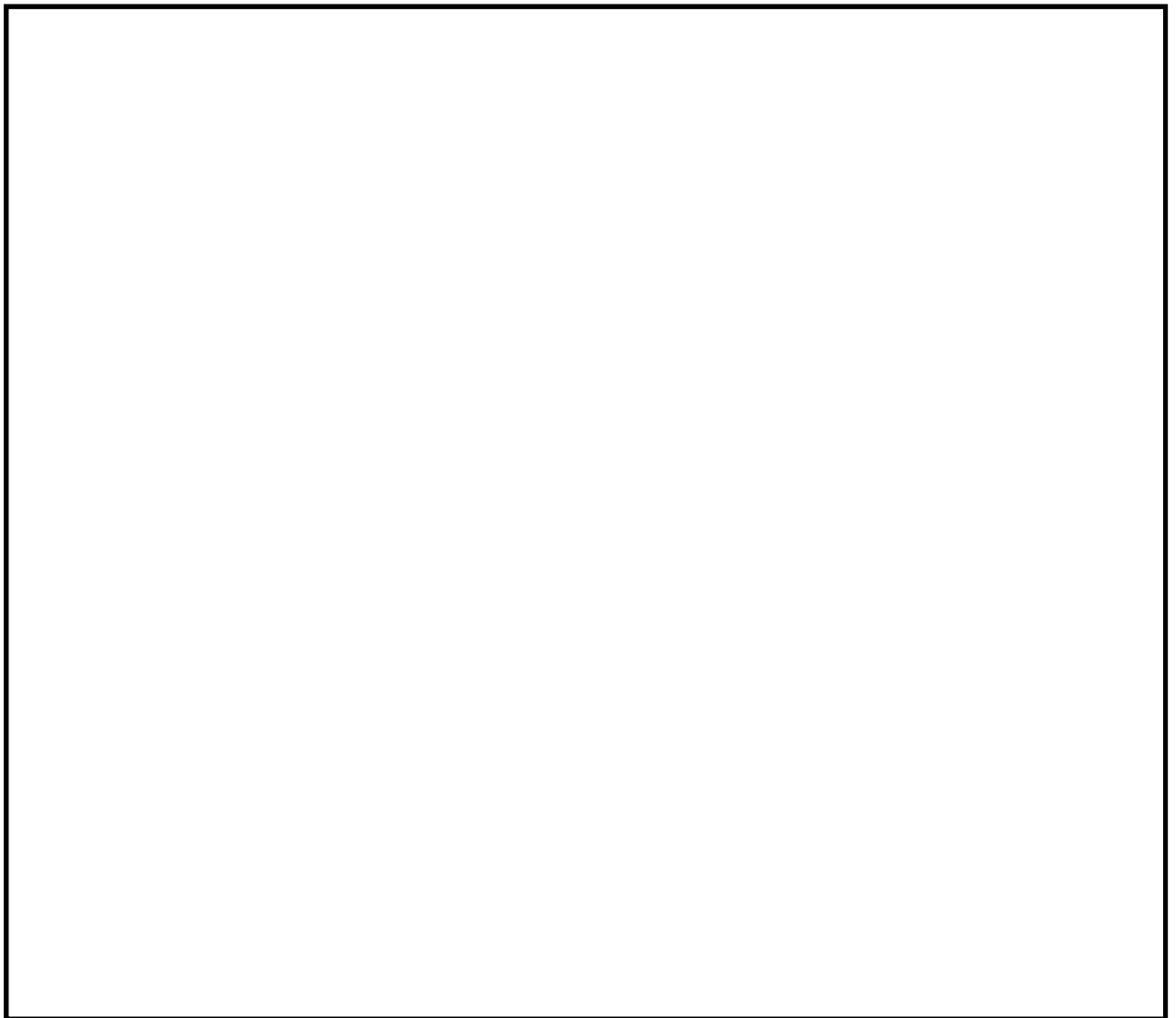


図 3.2-17 ジョイント要素の設定位置

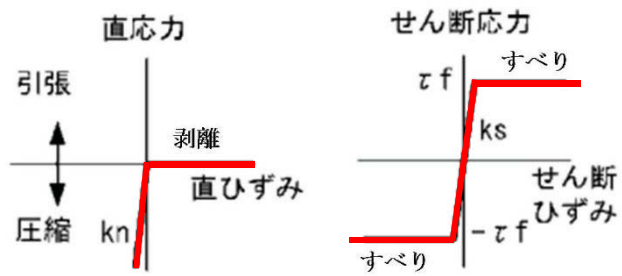


図 3.2-18 ジョイント要素設定の考え方

(5) 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の接合面における，強震時の相互作用の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については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。なお，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 3.2-9 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 3.2-9 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 ϕ (度)	備考	
第四紀層	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	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
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 3.2-10 のとおり設定する。

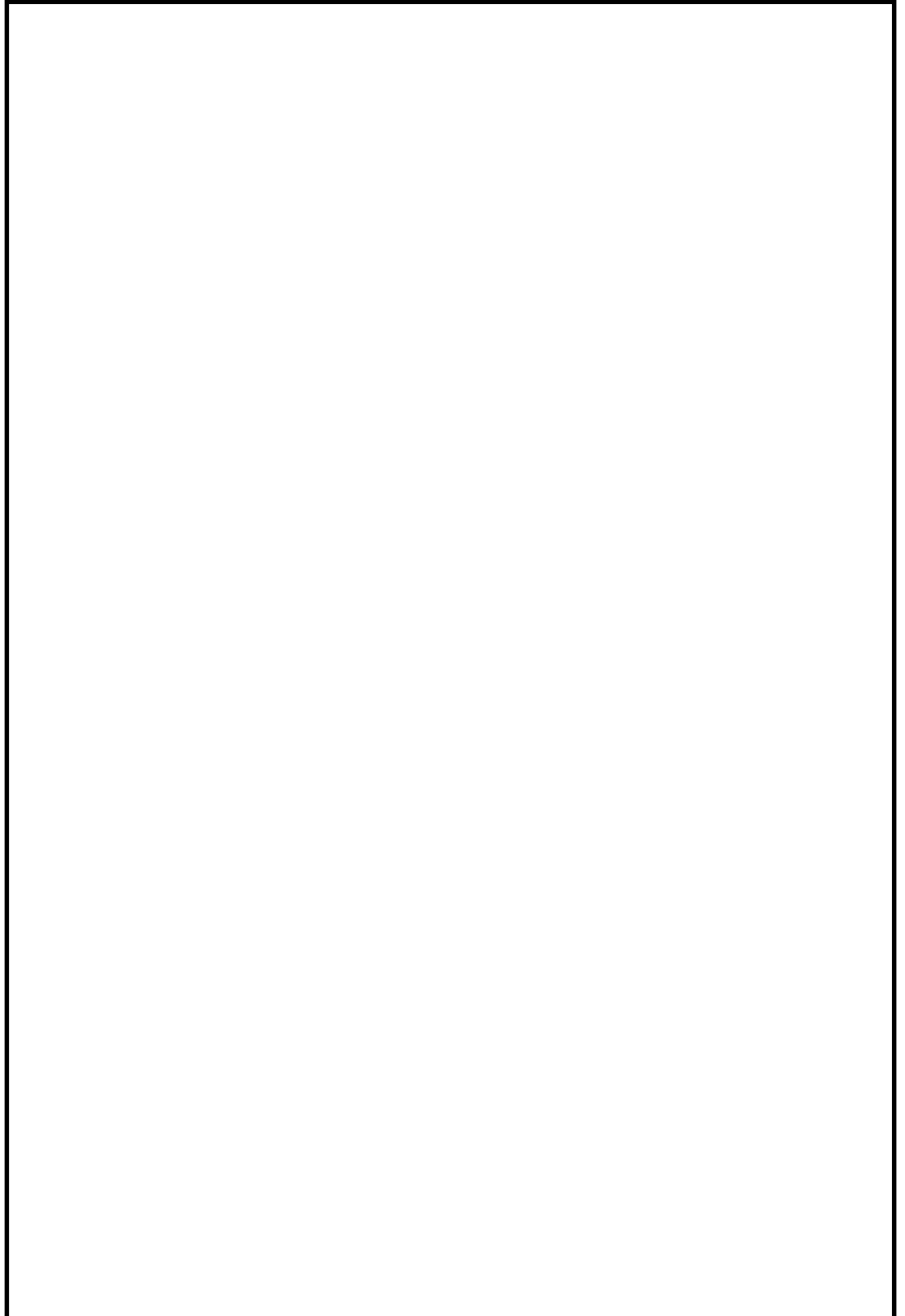
また，杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

図 3.2-19 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」

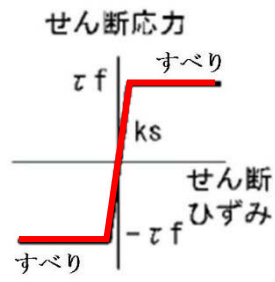
表 3.2-10 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	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

図 3.2-19 (1) 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方



(b) 杭—地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3.2-19 (2) 杭—地盤相互作用ばね設定の考え方

(6) 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荷重が生じた場合、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い値として、表 3.2-11 のとおり設定する。杭下端ジョイントばね設定の考え方を図 3.2-20 に示す。

表 3.2-11 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

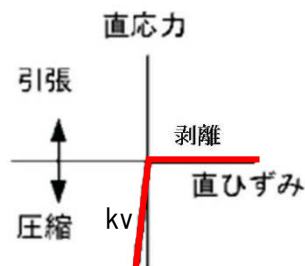


図 3.2-20 杭下端ジョイントばね設定の考え方

3.2.11 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%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成24年3月））とする。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.2-21に、固有値解析結果を表3.2-12～表3.2-15に示す。なお、ここで示す検討ケースは、後述する表3.2-18で示される検討ケースである。

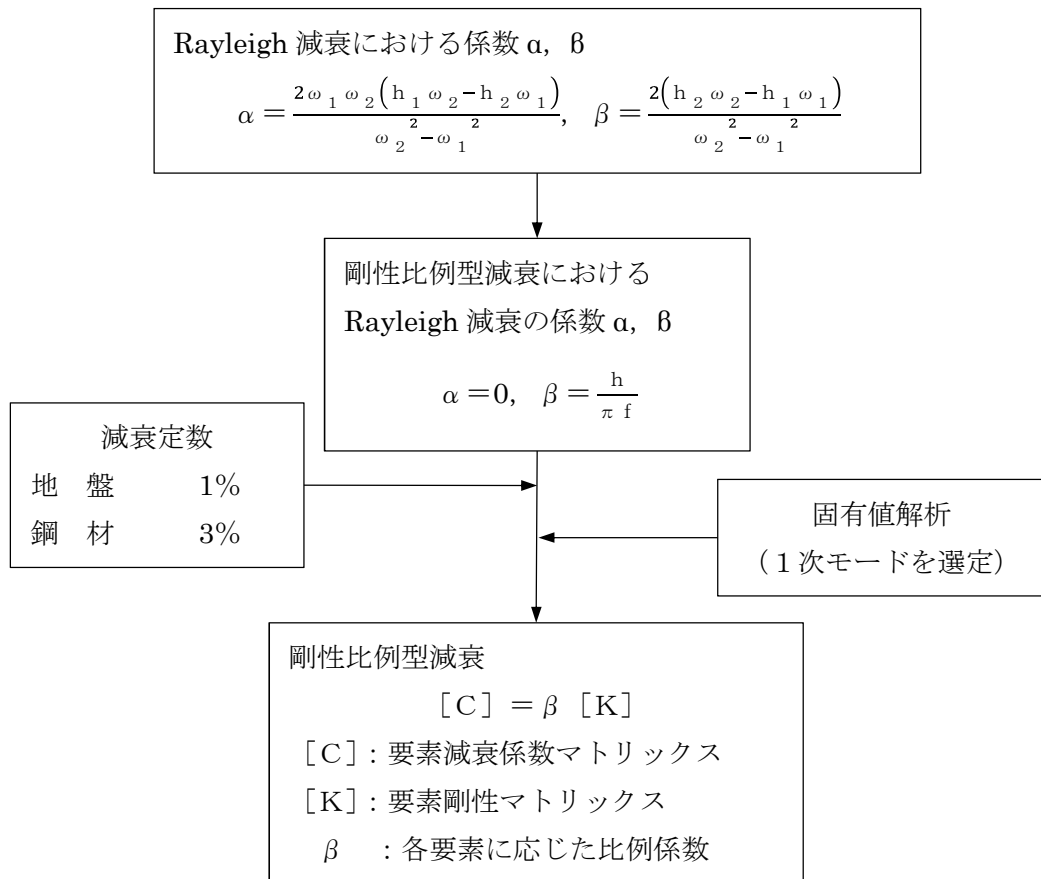


図 3.2-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.2-12 (1) 固有値解析結果

(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)

(a) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.768	148.39	1次として採用
2	1.271	51.43	—
3	1.680	47.16	—
4	1.785	22.00	—
5	1.895	62.88	—
6	1.976	11.30	—
7	2.212	9.68	—
8	2.548	-4.58	—
9	2.765	16.93	—

表 3.2-12 (2) 固有値解析結果

(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)

(b) C-C断面 (杭基礎部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.903	211.47	1次として採用
2	1.595	32.07	—
3	1.783	-27.99	—
4	2.267	-34.14	—
5	2.301	-1.85	—
6	2.444	54.38	—
7	2.791	-3.46	—
8	3.148	2.26	—
9	3.237	-25.53	—

(c) C-C断面 (地盤改良部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.872	148.96	1次として採用
2	1.535	26.16	—
3	1.717	-18.67	—
4	2.095	-19.24	—
5	2.196	4.68	—
6	2.386	-38.40	—
7	2.627	8.02	—
8	2.954	-2.05	—
9	3.064	-20.31	—

表 3.2-13 (1) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.802	153.26	1次として採用
2	1.346	46.16	—
3	1.797	47.00	—
4	1.830	16.66	—
5	1.987	60.02	—
6	2.130	-2.93	—
7	2.313	-8.53	—
8	2.677	1.40	—
9	2.929	-14.71	—

表 3.2-13 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(b) C-C断面 (杭基礎部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.909	212.59	1次として採用
2	1.632	22.57	—
3	1.839	-31.75	—
4	2.310	-3.91	—
5	2.376	-41.39	—
6	2.513	-48.97	—
7	2.922	-1.75	—
8	3.200	1.49	—
9	3.309	-25.96	—

(c) C-C断面 (地盤改良部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.878	149.90	1次として採用
2	1.590	17.68	—
3	1.768	-22.84	—
4	2.201	13.82	—
5	2.223	18.39	—
6	2.456	-37.10	—
7	2.773	-7.10	—
8	3.008	0.80	—
9	3.145	-22.51	—

表 3.2-14 (1) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.728	142.83	1次として採用
2	1.196	53.77	—
3	1.561	52.63	—
4	1.729	-24.80	—
5	1.792	52.90	—
6	1.831	40.69	—
7	2.103	-10.25	—
8	2.413	-9.90	—
9	2.582	14.60	—

表 3.2-14 (2) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(b) C-C断面 (杭基礎部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.895	209.73	1次として採用
2	1.529	42.59	—
3	1.745	-21.64	—
4	2.130	30.05	—
5	2.292	5.47	—
6	2.372	-56.87	—
7	2.645	6.35	—
8	3.070	5.64	—
9	3.155	24.39	—

(c) C-C断面 (地盤改良部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.857	146.26	1次として採用
2	1.403	-39.45	—
3	1.676	-12.51	—
4	1.885	-16.94	—
5	2.175	-3.82	—
6	2.294	38.16	—
7	2.440	8.81	—
8	2.814	3.34	—
9	2.917	20.65	—

表 3.2-15 (1) 固有値解析結果

(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
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)

(a) A-A断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.864	202.75	1次として採用
2	1.244	28.79	—
3	1.411	31.90	—
4	1.656	-3.92	—
5	1.769	-22.99	—
6	1.869	-45.85	—
7	1.974	11.12	—
8	2.169	-45.43	—
9	2.236	-41.06	—

(b) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.733	145.87	1次として採用
2	1.168	42.29	—
3	1.545	-9.25	—
4	1.690	19.07	—
5	1.718	82.54	—
6	1.866	16.68	—
7	1.953	26.22	—
8	2.263	-3.45	—
9	2.294	0.26	—

表 3.2-15 (2) 固有値解析結果

(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
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)

(c) C-C断面 (杭基礎部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.865	202.42	1次として採用
2	1.404	43.29	—
3	1.735	-14.99	—
4	1.862	-6.51	—
5	1.914	78.93	—
6	2.181	9.72	—
7	2.281	2.03	—
8	2.601	-9.43	—
9	2.700	0.95	—

(d) C-C断面 (地盤改良部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.838	143.24	1次として採用
2	1.342	30.96	—
3	1.683	-12.48	—
4	1.747	1.37	—
5	1.825	50.73	—
6	2.043	14.19	—
7	2.196	3.84	—
8	2.341	-12.20	—
9	2.551	3.76	—

3.2.12 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 3.2-16 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 3.2-16 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_0 による水平・鉛直同時加振をする。	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管系の慣性力、動土圧を考慮する。	
	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 3.2-17 に示す。

表 3.2-17 外管密度 (付加質量を含む)

外管径 (mm)	外管密度 (g/cm ³)
φ 1800	13.99
φ 2000	14.18

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。

3.2.13 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 3.2-18 に示す。なお、すべての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケースにおいて、せん断力照査及び曲げ軸力照査が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて②～⑥の検討ケースを実施する。

表 3.2-18 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 (+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ)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 (+1 σ)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

(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 3.2-19 に示す。

表 3.2-19 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 -D 1	(++)	1	1	1		
		(+-)		1			
		(-+)		1			
		(--)		1			
	S _s -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	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。
	S _s -1 2	(++)		1			
	S _s -1 3	(++)		1			
	S _s -1 4	(++)		1			
	S _s -2 1	(++)		1			
	S _s -2 2	(++)		1			
S _s -3 1	(++)	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、V-5-17「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 $S_s-11 \sim S_s-22$ 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。

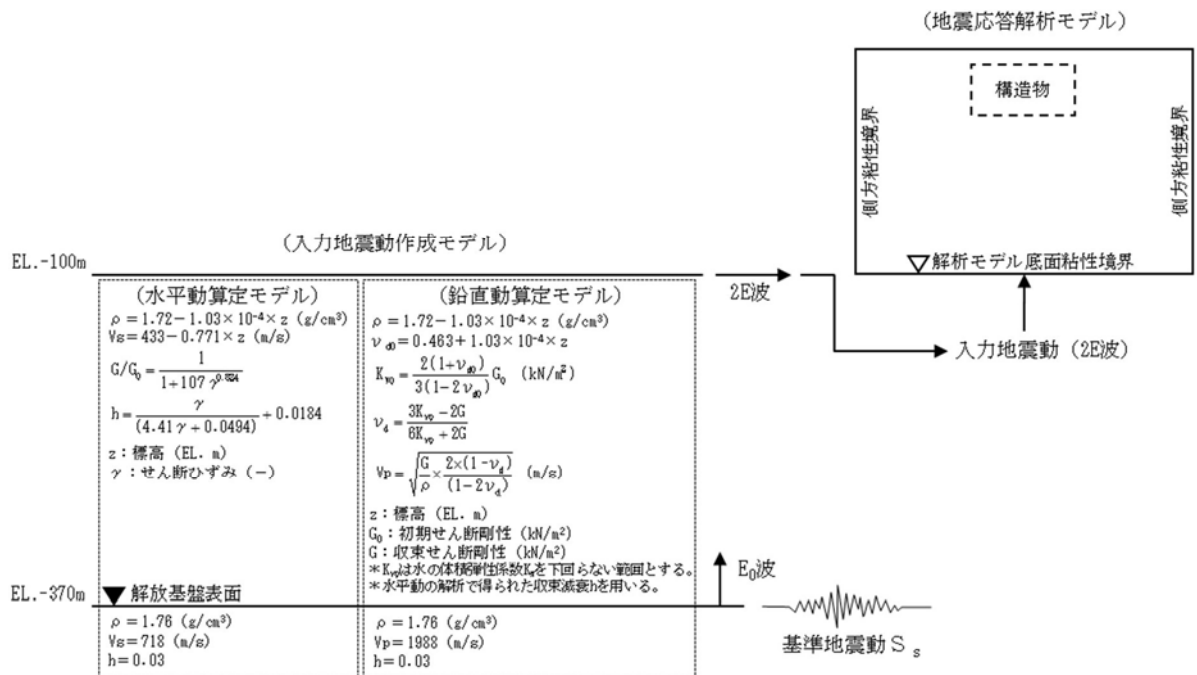
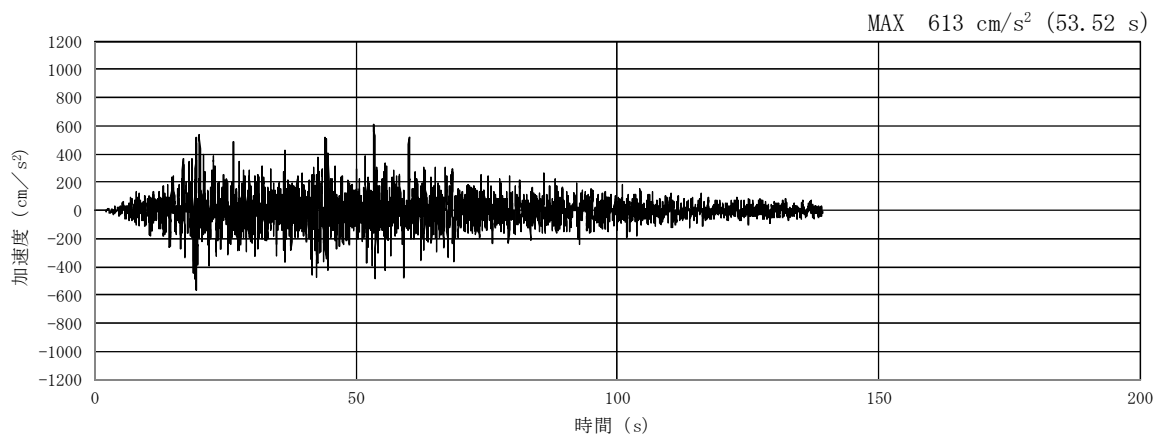
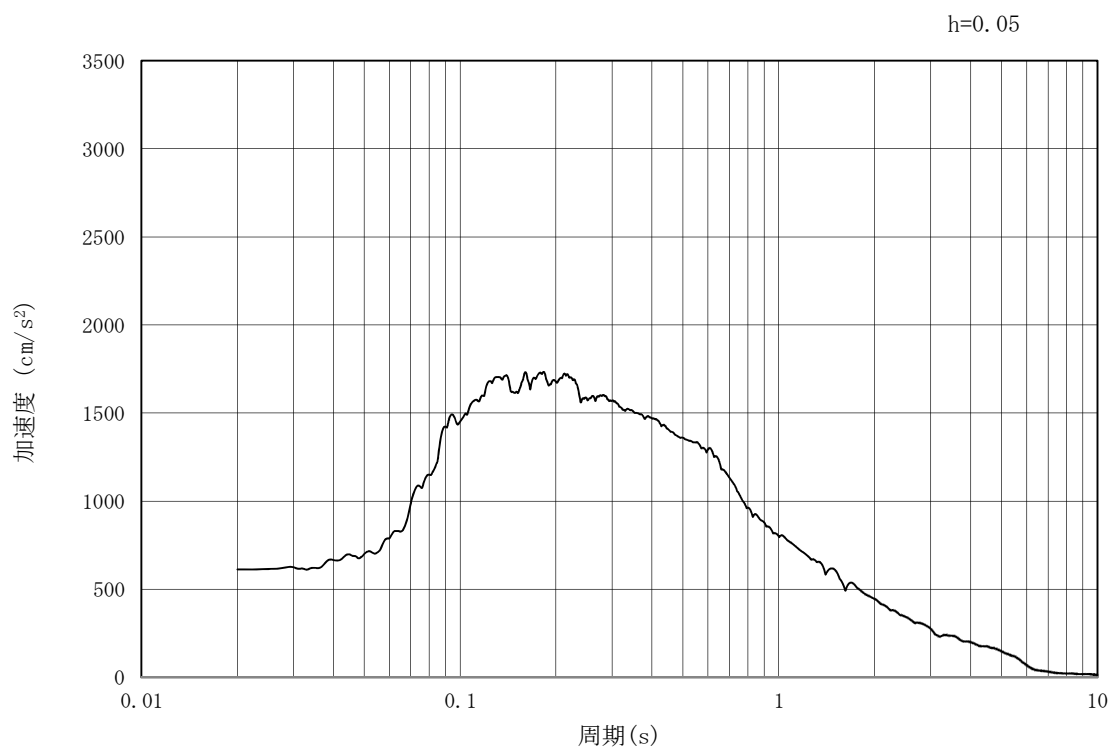


図 3.3-1 入力地震動算定の概念図

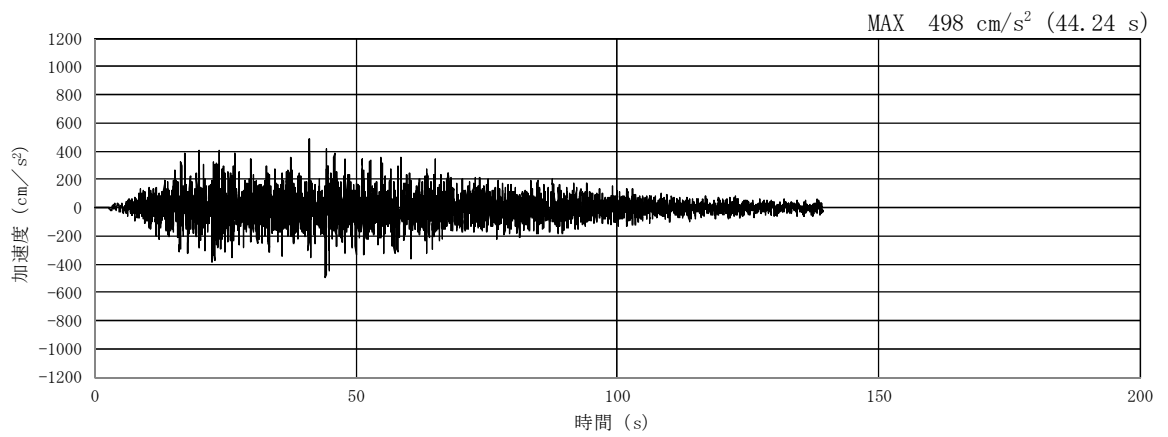


(a) 加速度時刻歴波形

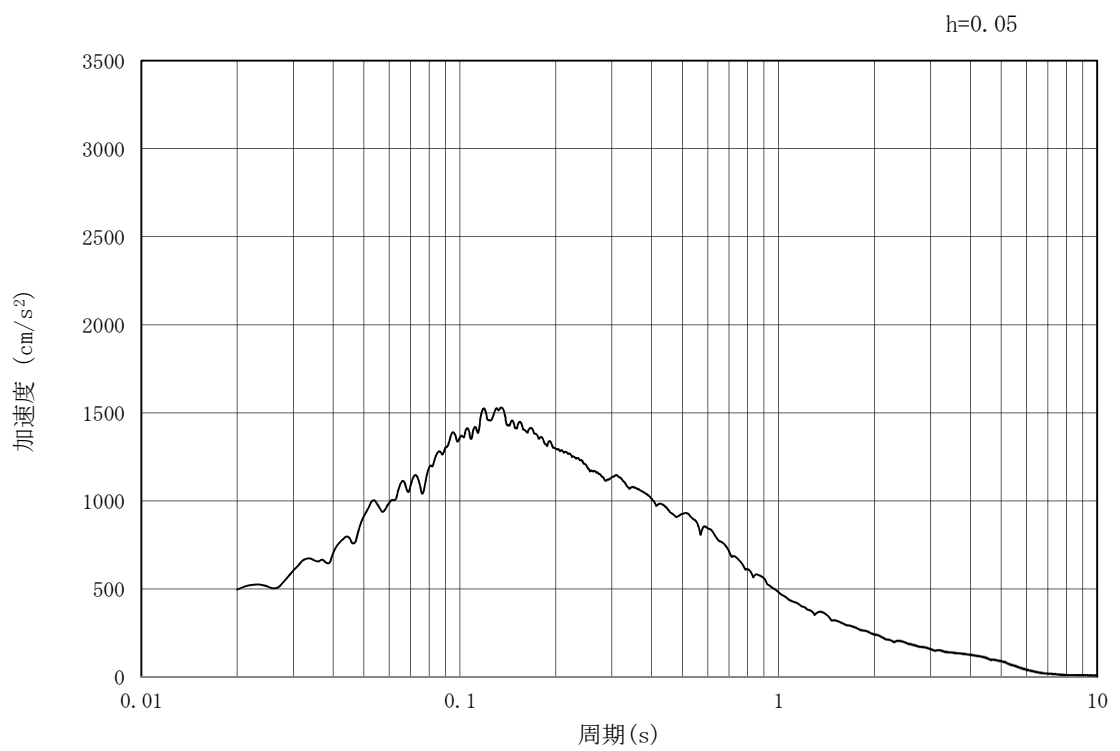


(b) 加速度応答スペクトル

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)

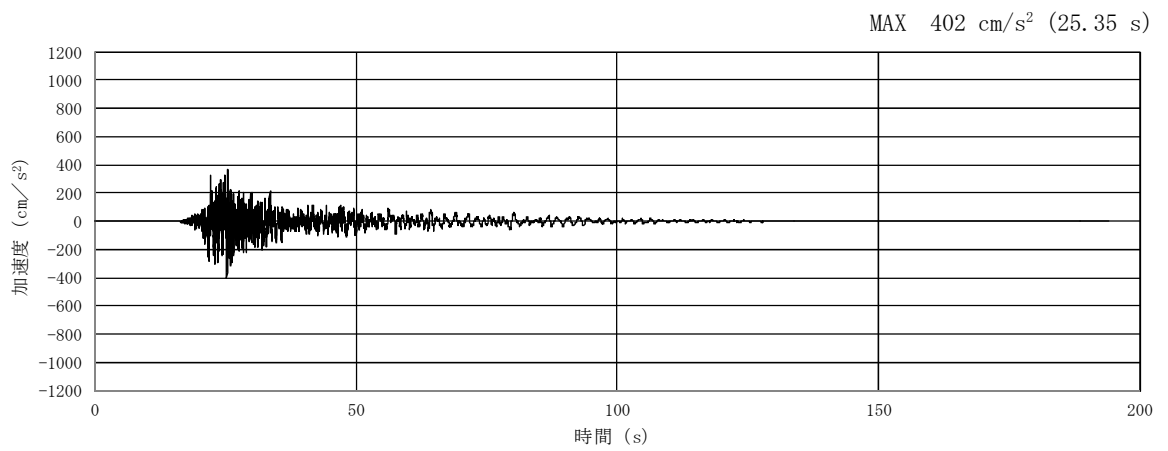


(a) 加速度時刻歴波形

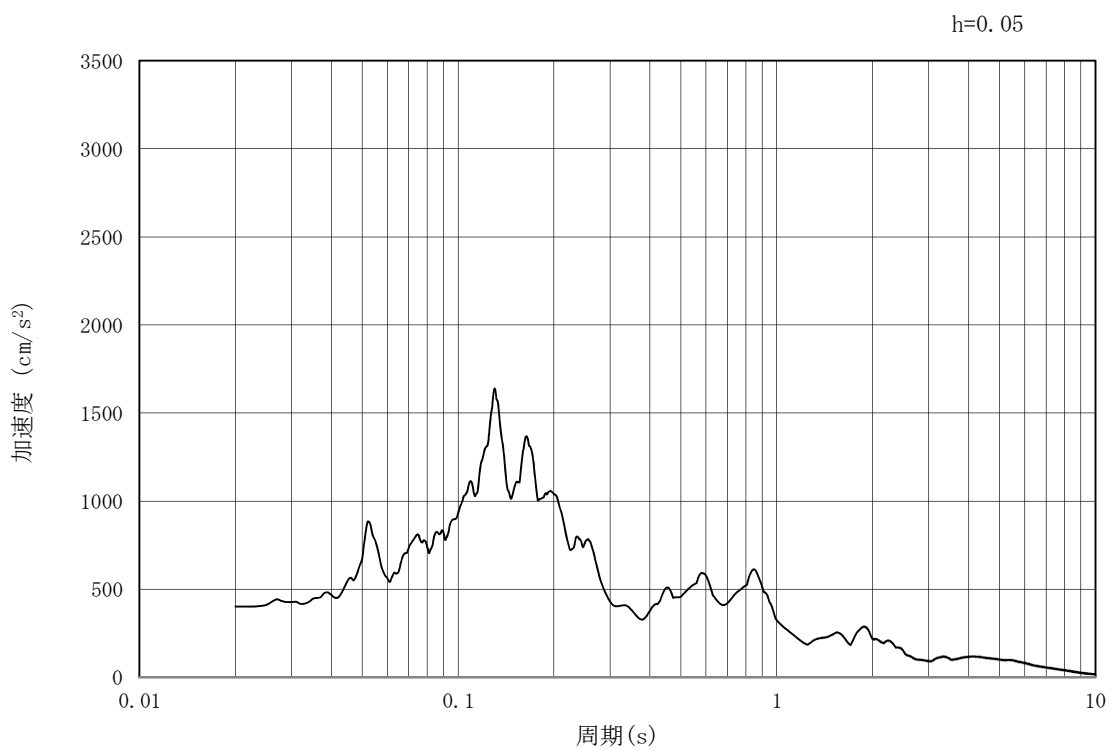


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 (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)

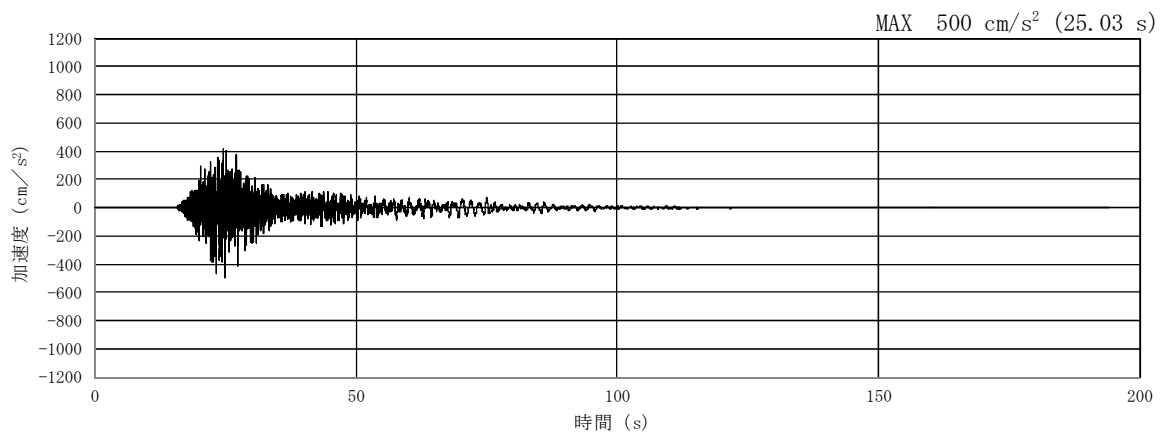


(a) 加速度時刻歴波形

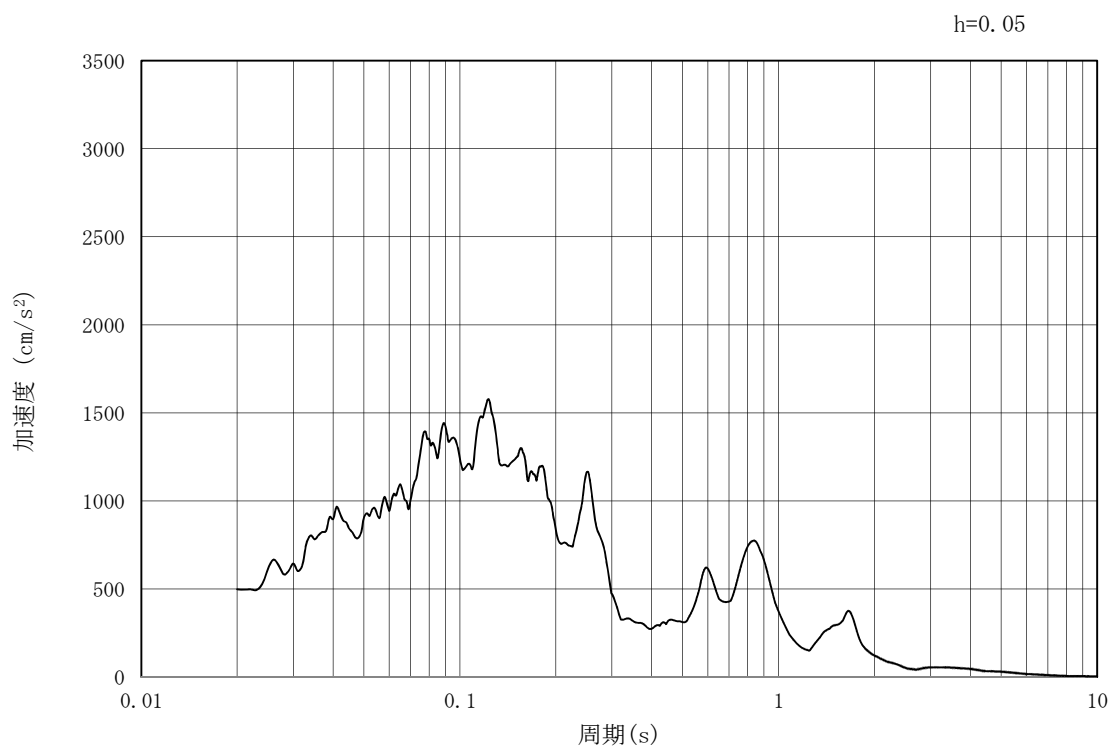


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.1$)

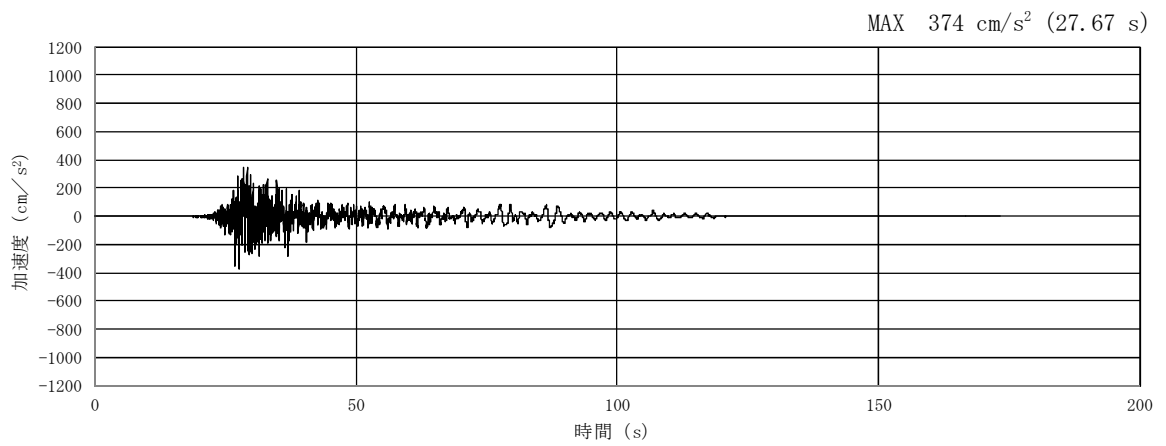


(a) 加速度時刻歴波形

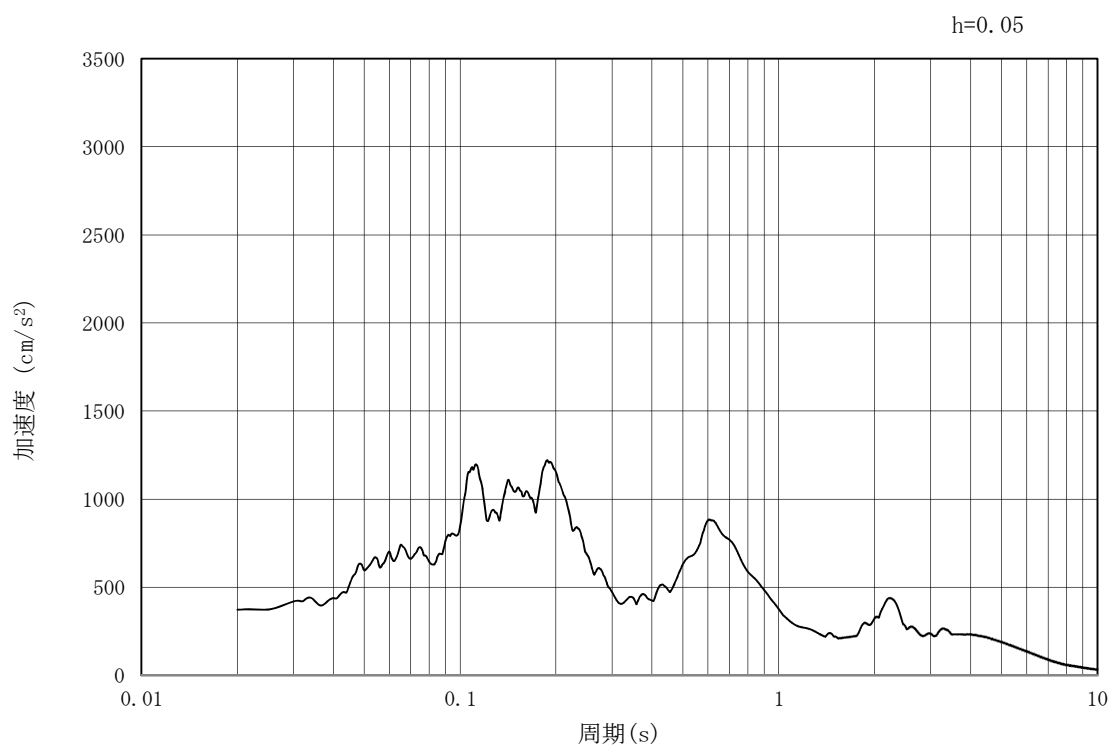


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.1$)

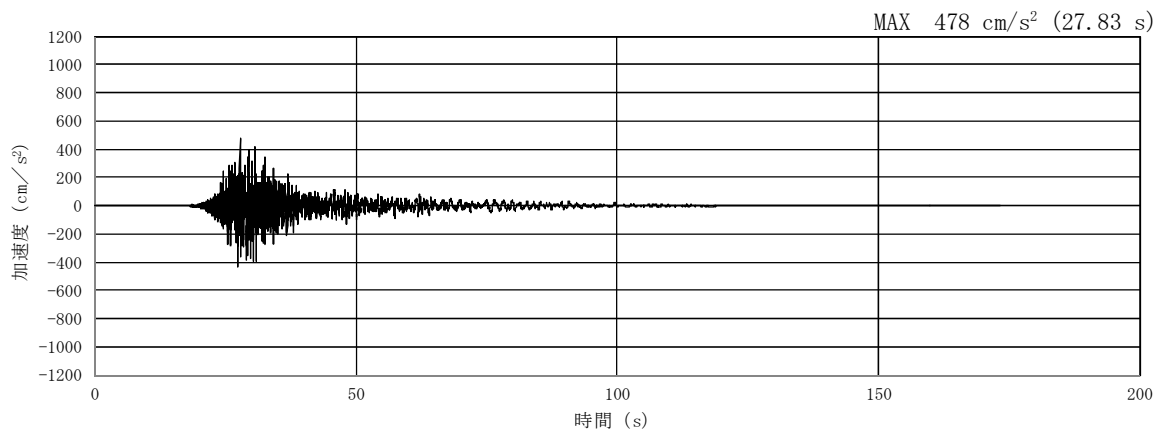


(a) 加速度時刻歴波形

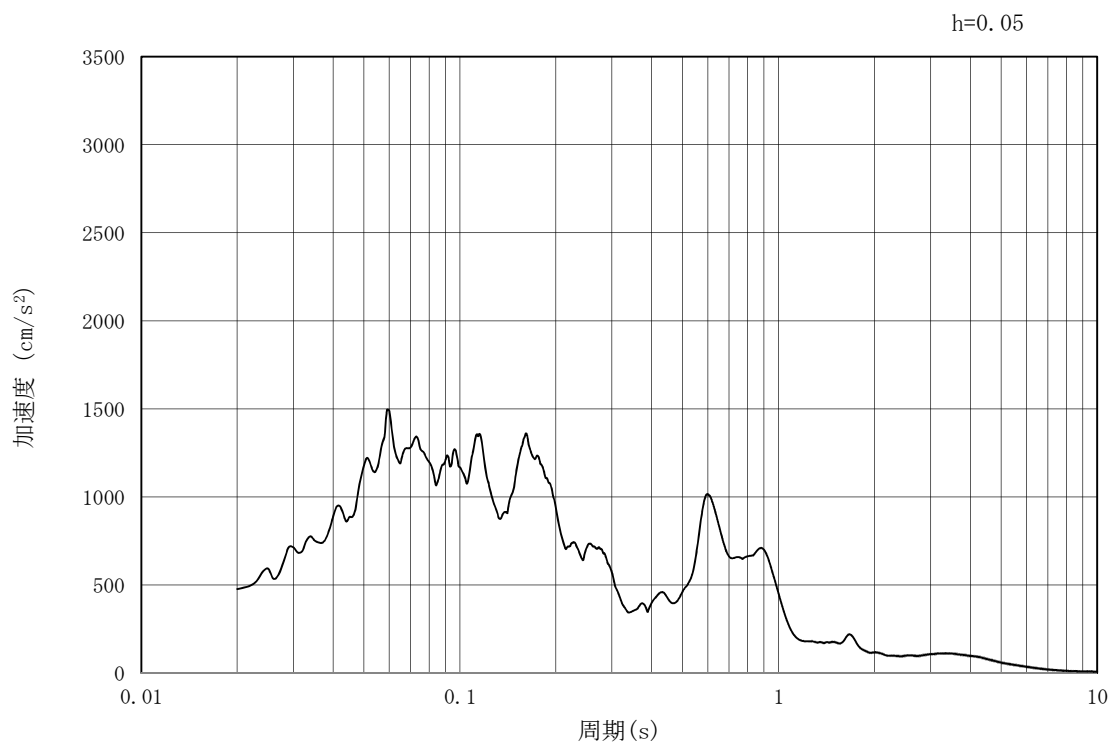


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.2$)

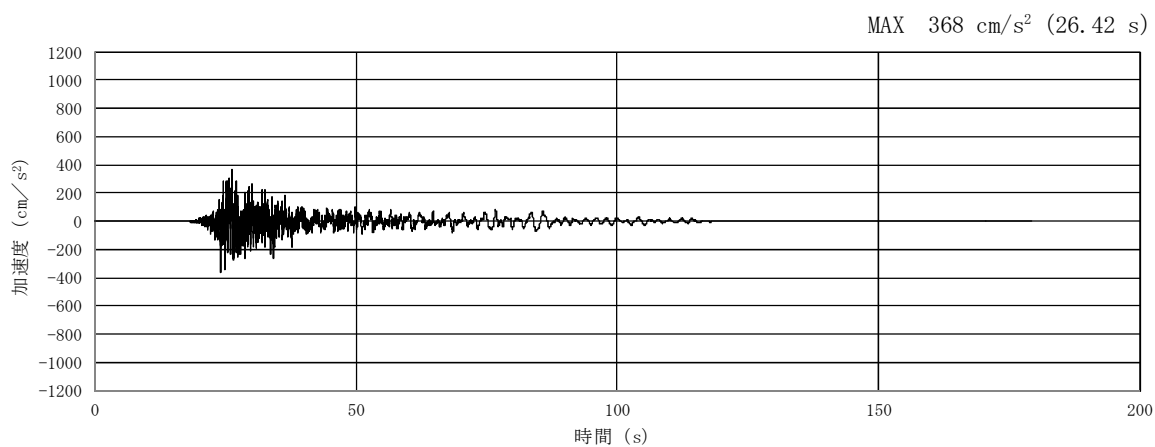


(a) 加速度時刻歴波形

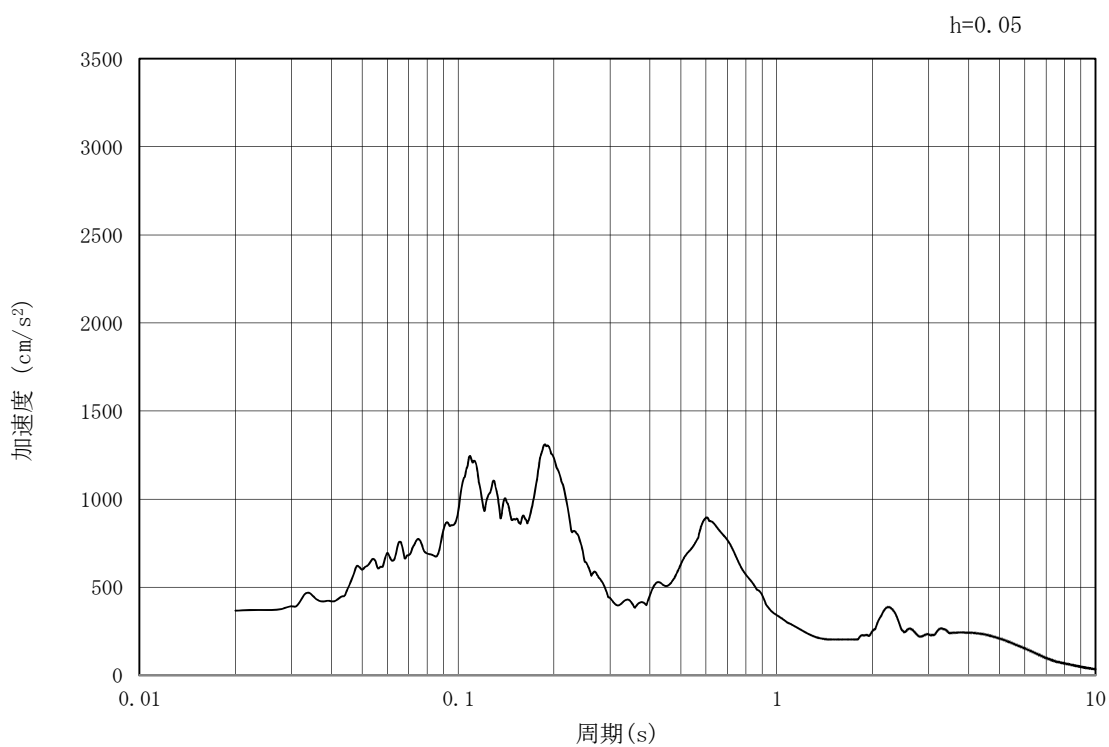


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.2$)

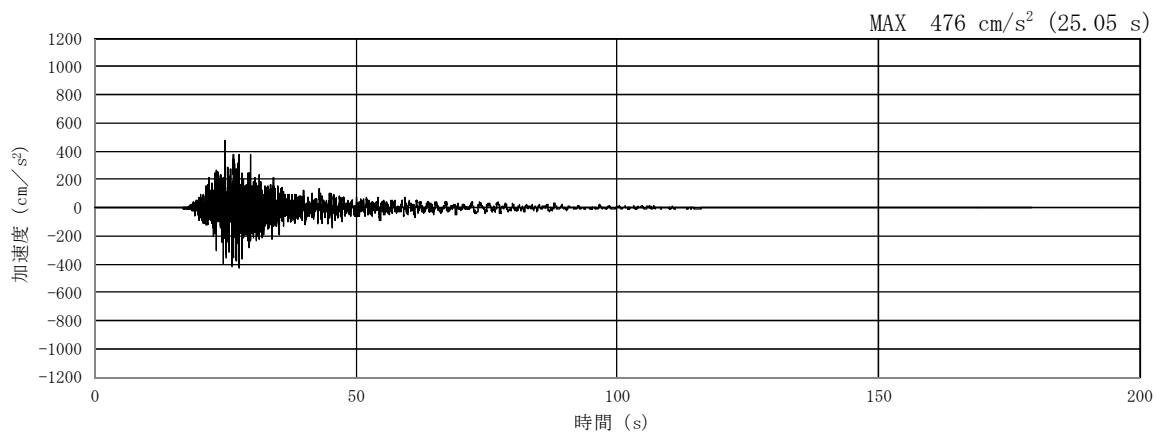


(a) 加速度時刻歴波形

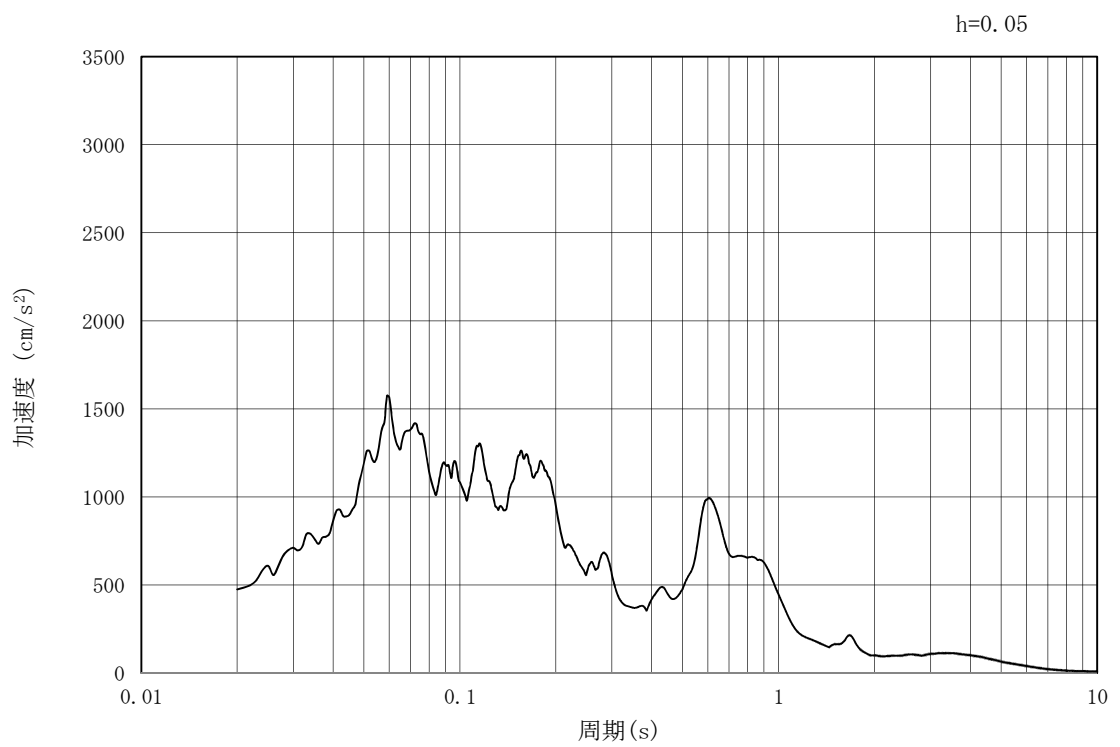


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.3$)

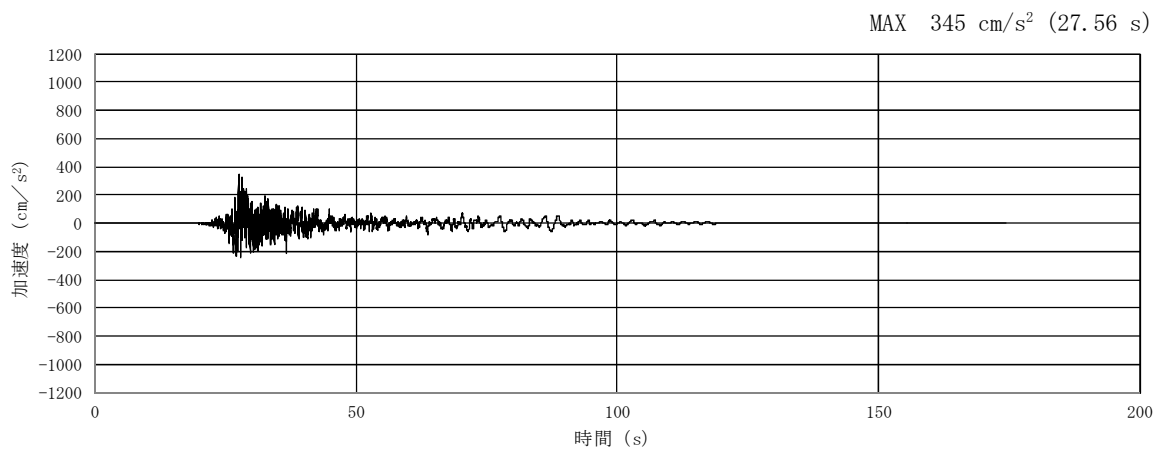


(a) 加速度時刻歴波形

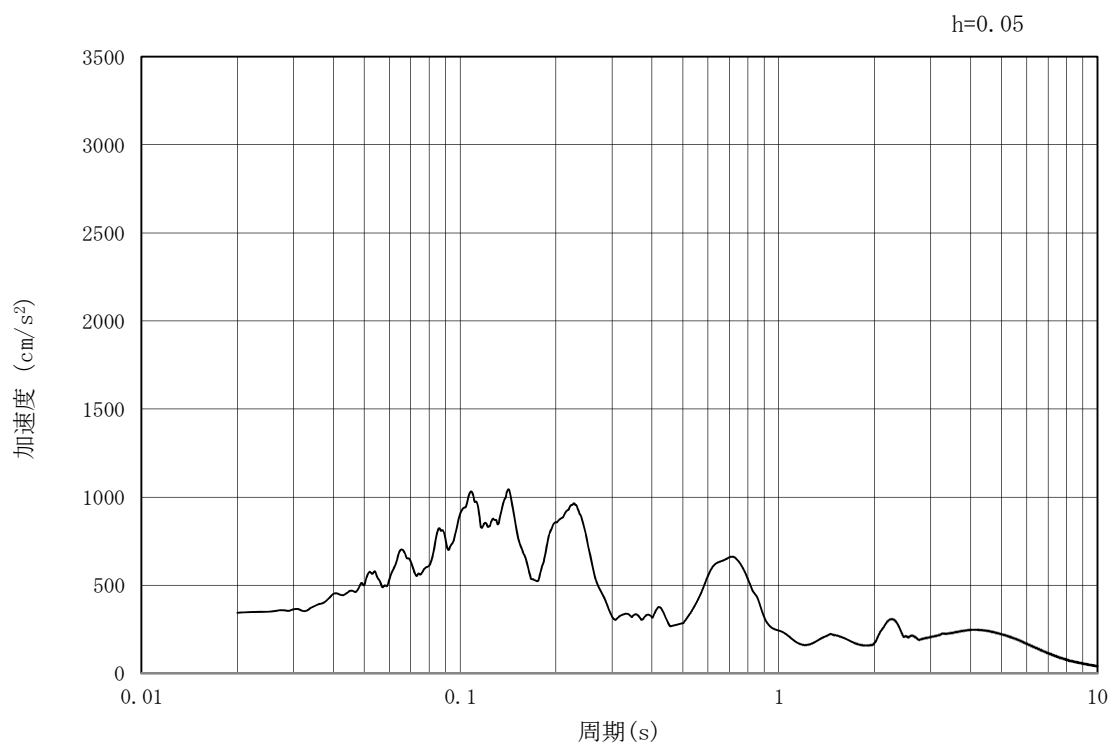


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.3$)

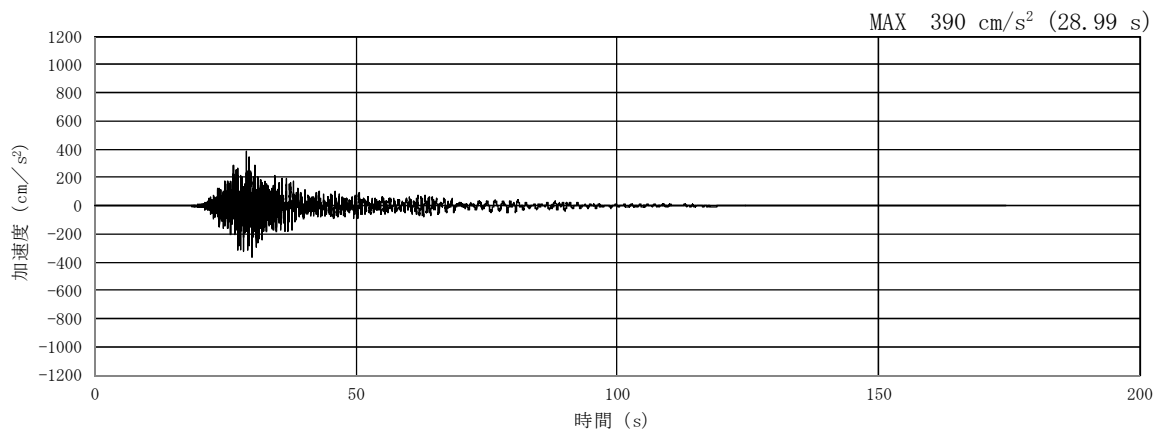


(a) 加速度時刻歴波形

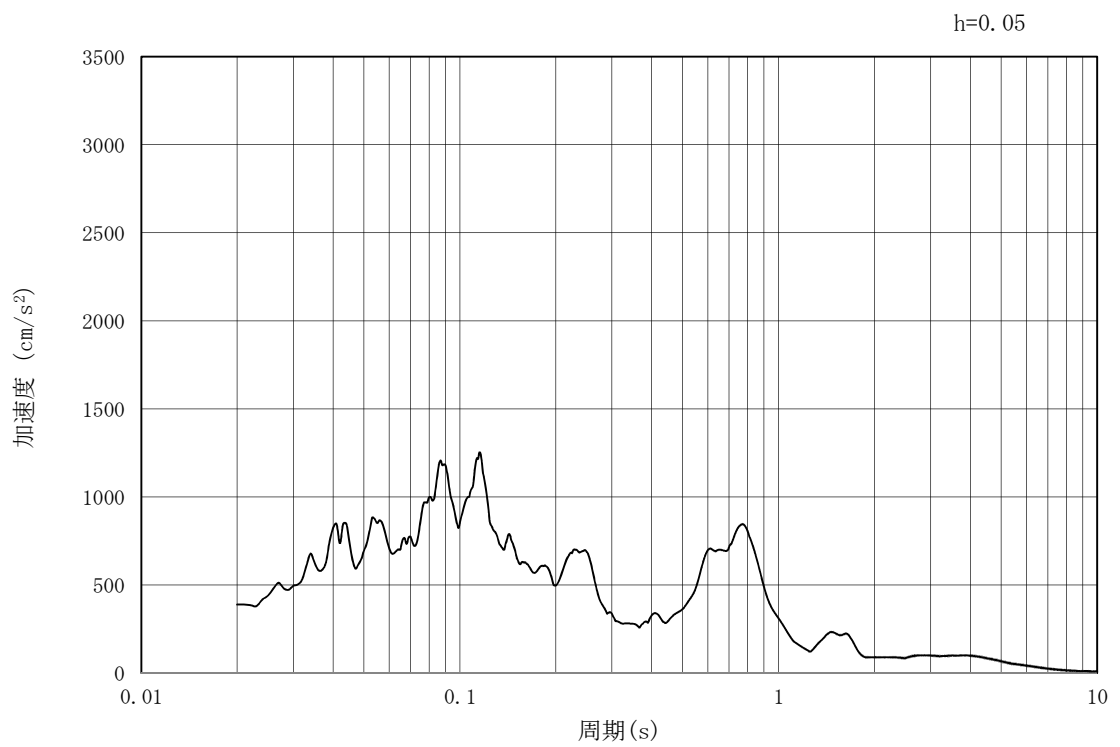


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.4$)

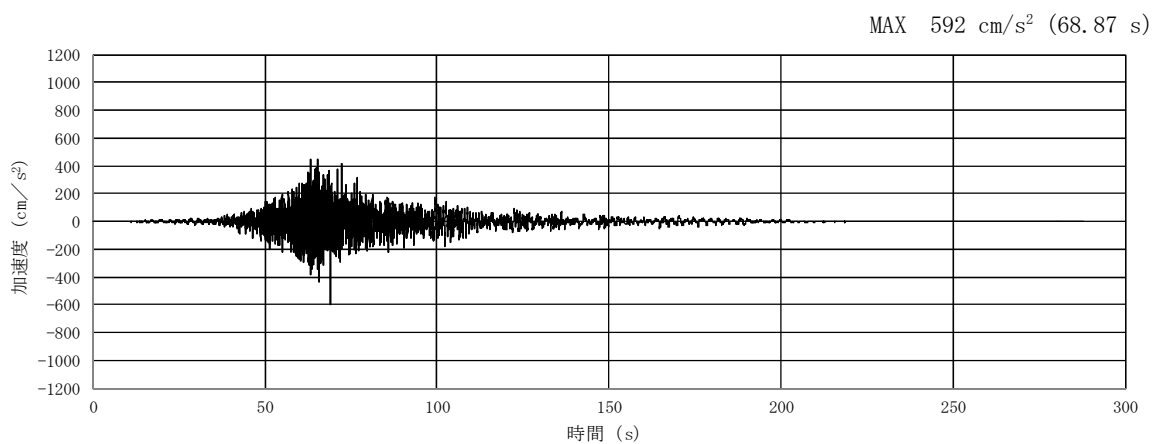


(a) 加速度時刻歴波形

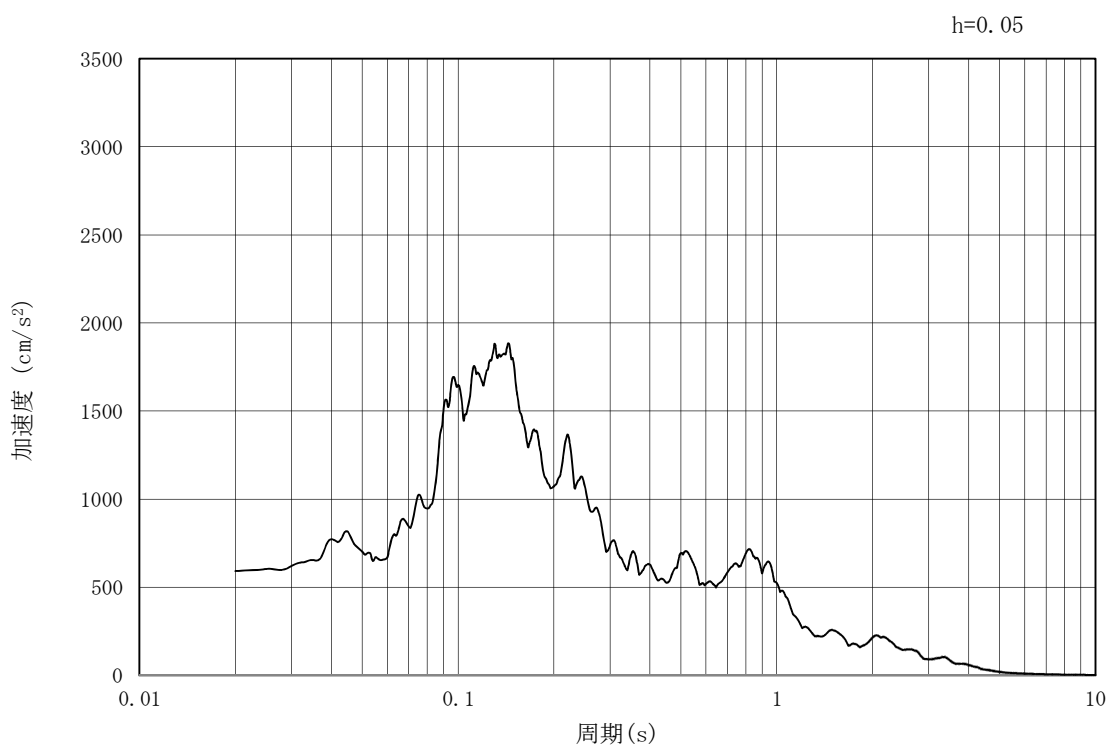


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.4$)

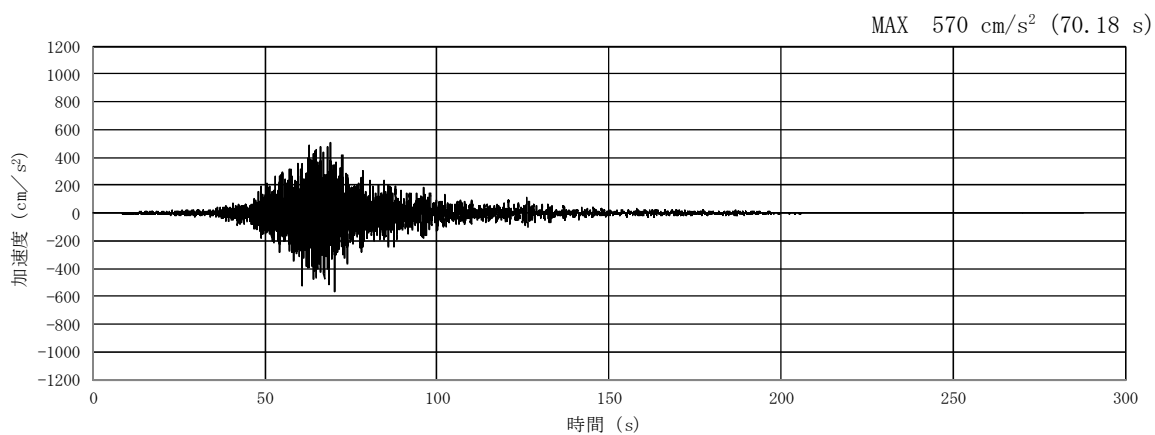


(a) 加速度時刻歴波形

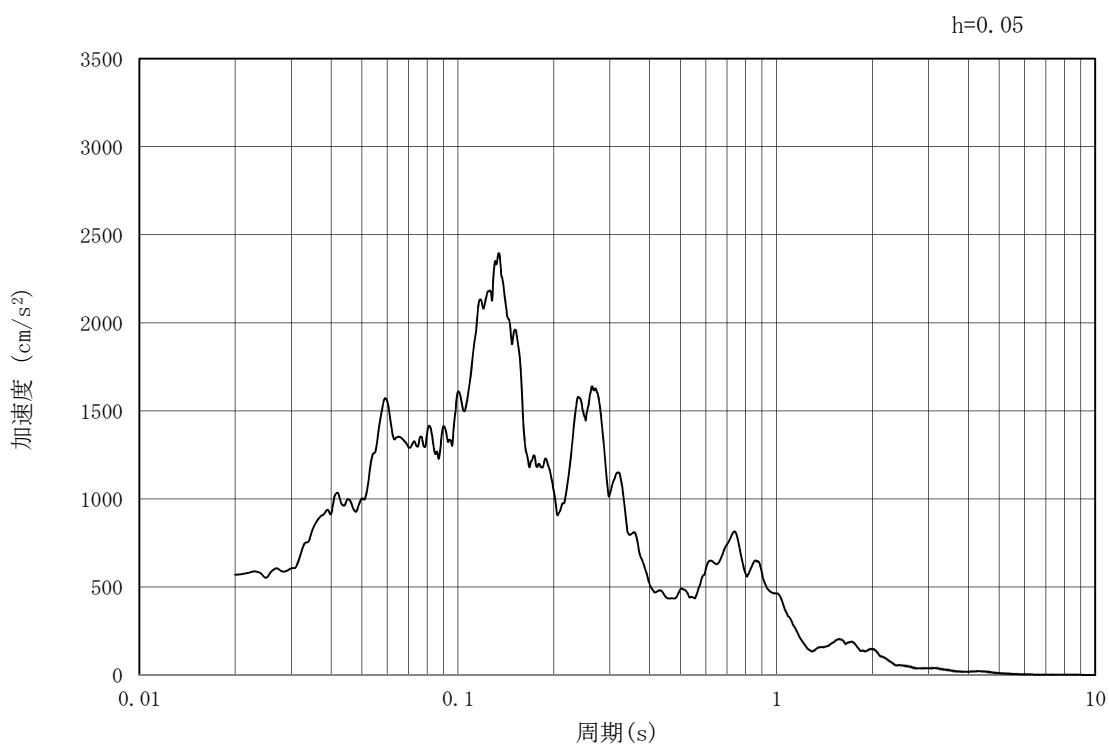


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 2.1$)

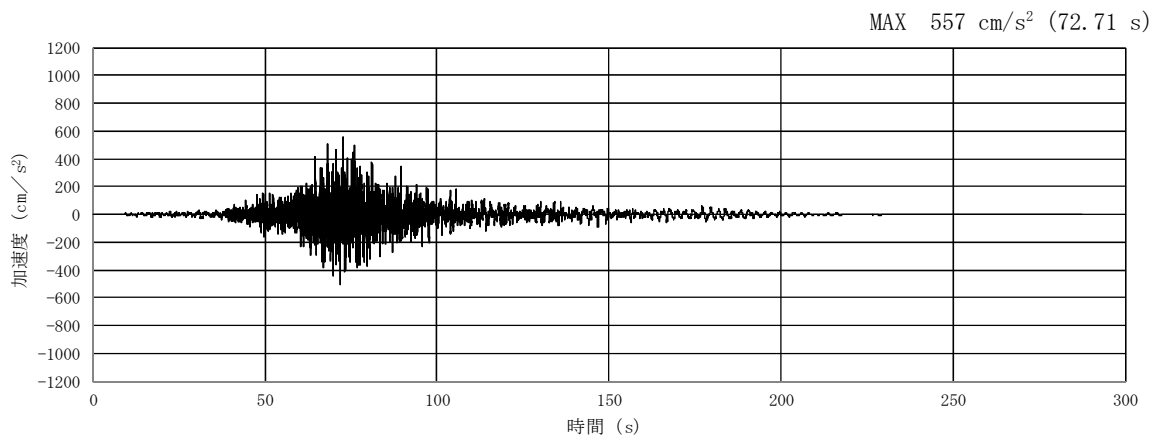


(a) 加速度時刻歴波形

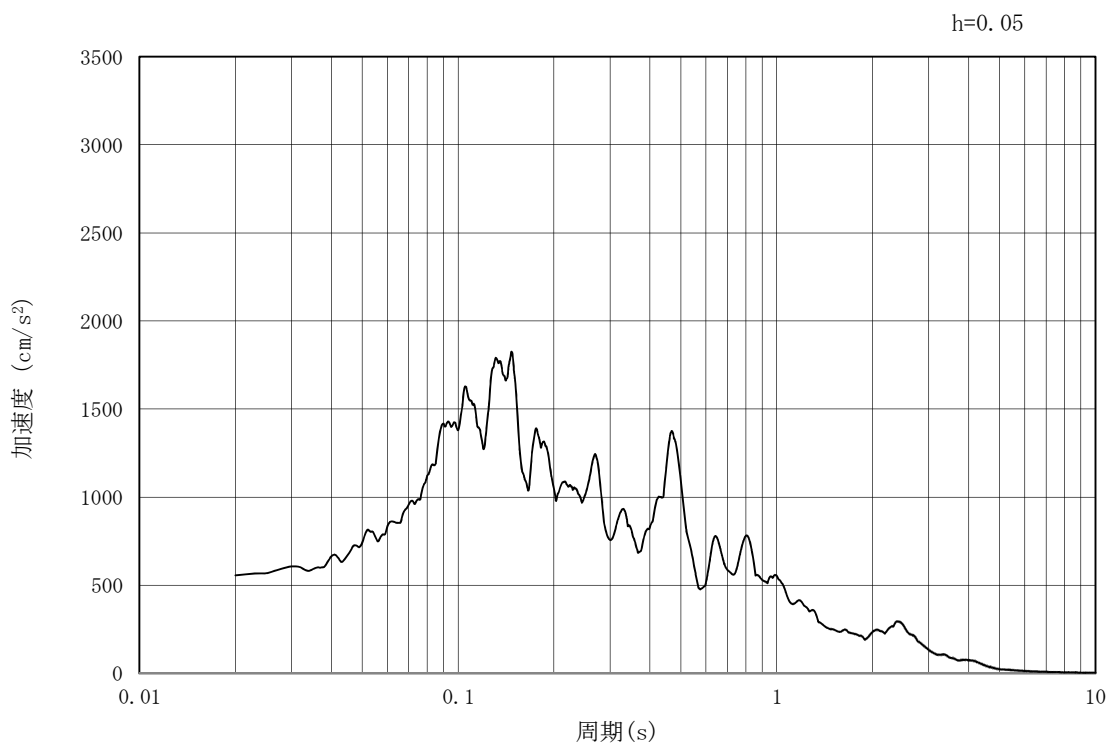


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 2.1$)

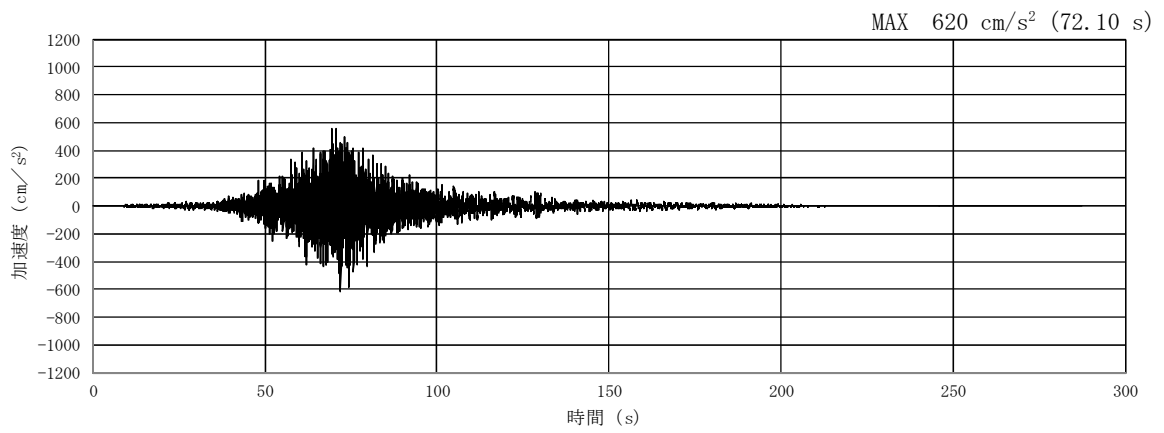


(a) 加速度時刻歴波形

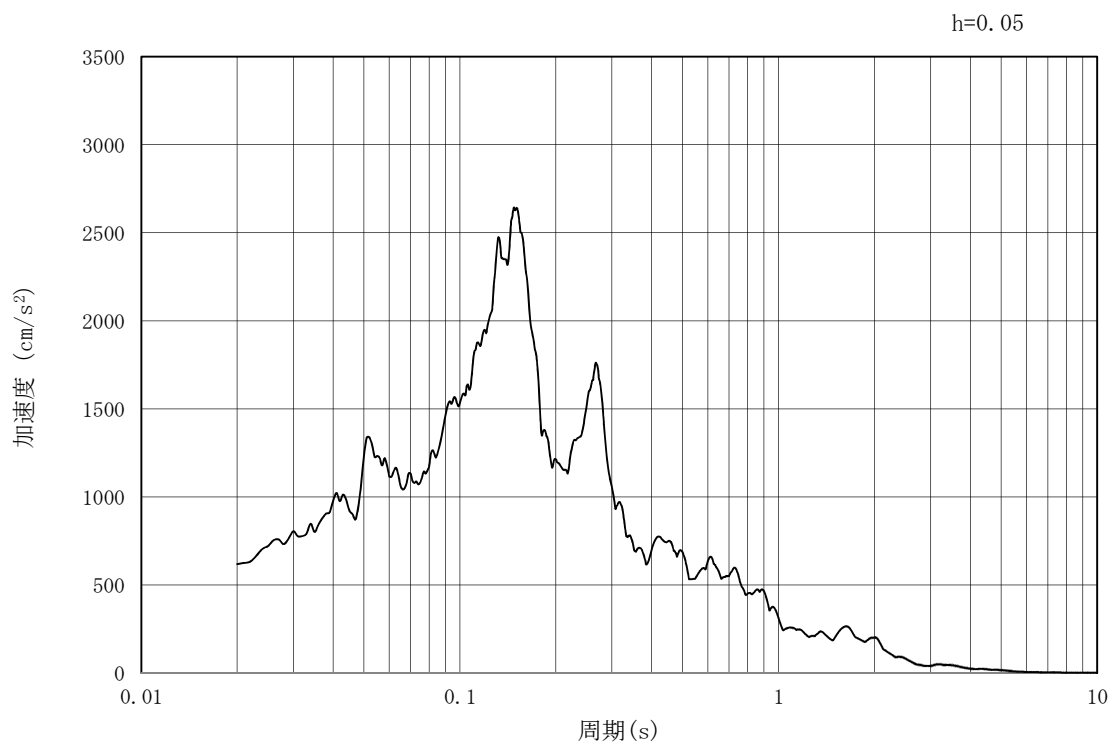


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.2$)

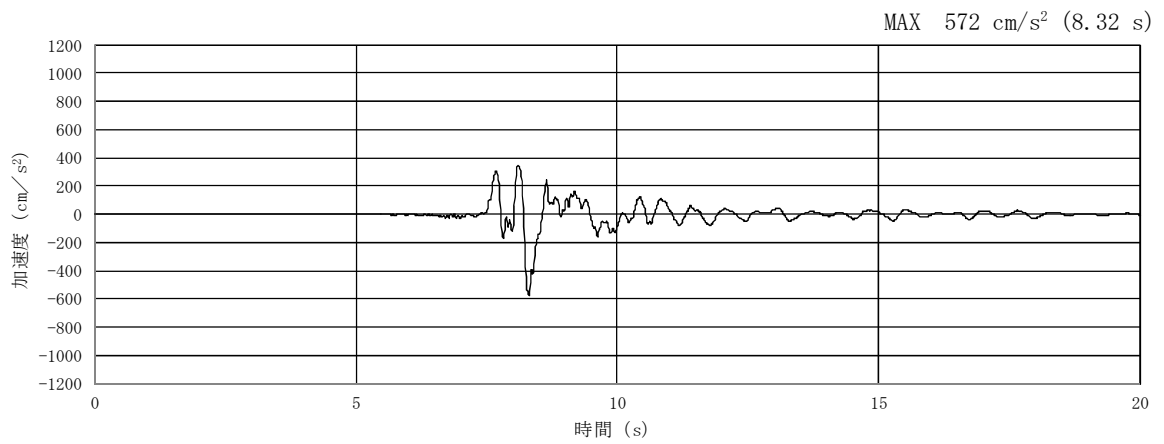


(a) 加速度時刻歴波形

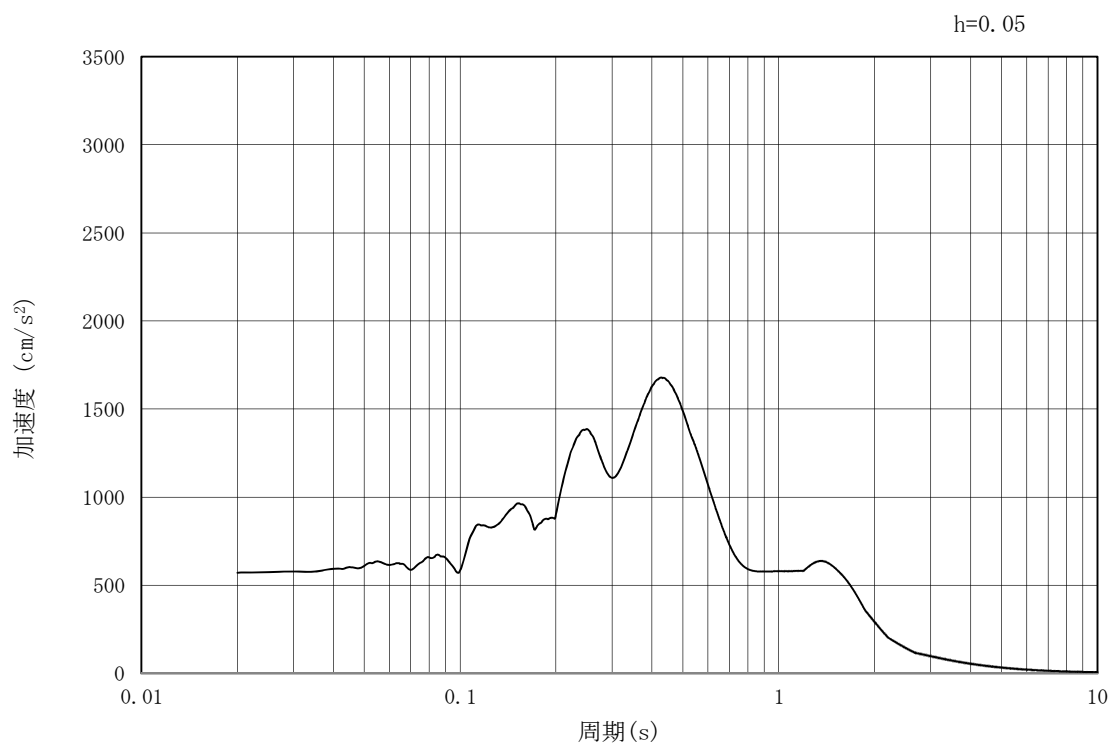


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.2$)

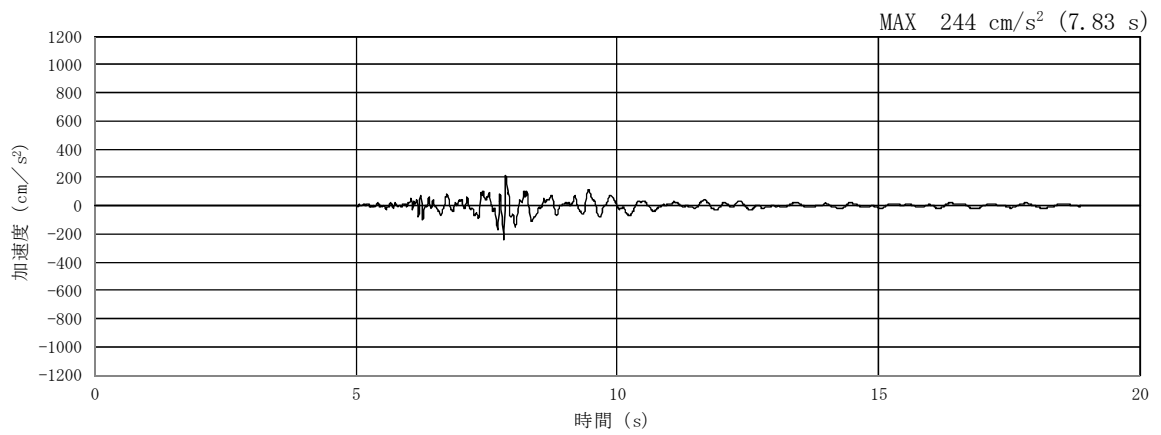


(a) 加速度時刻歴波形

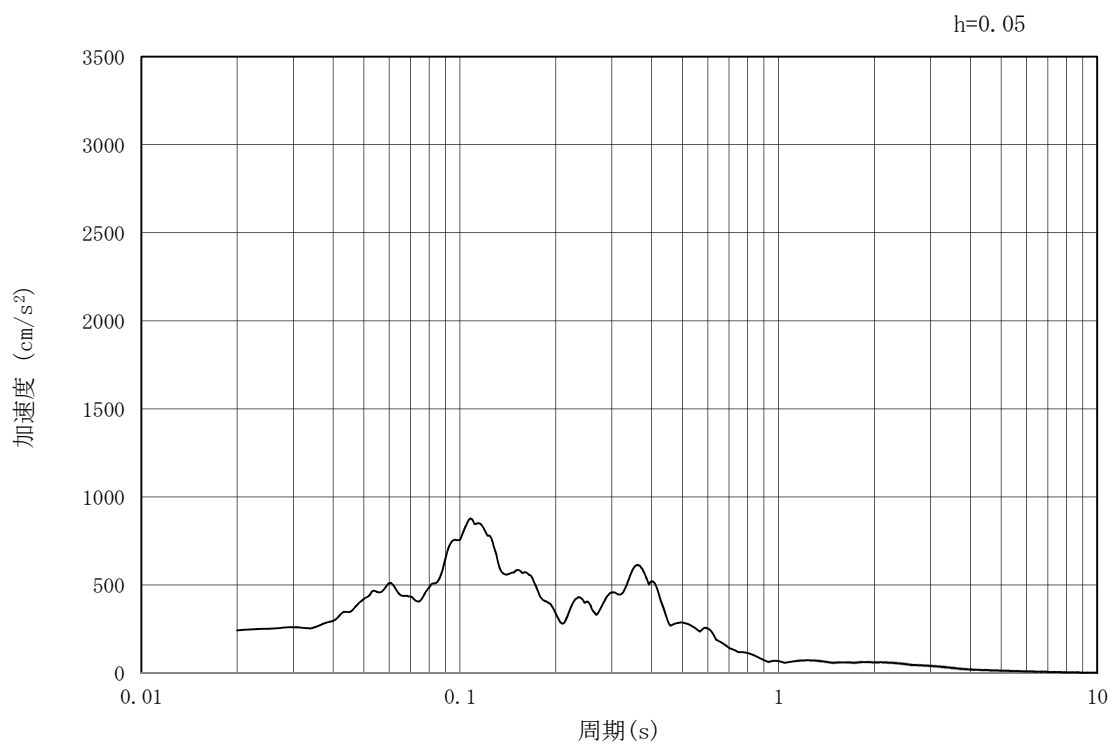


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 31$)

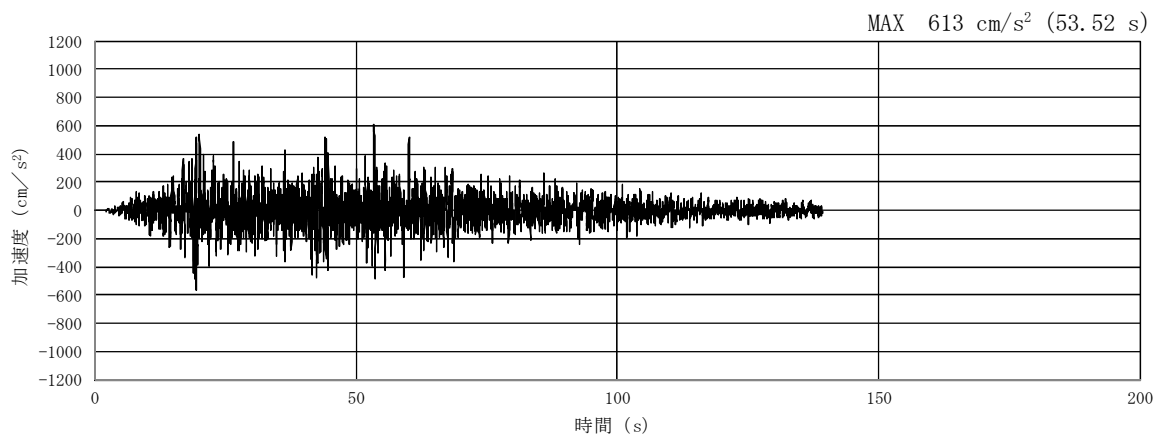


(a) 加速度時刻歴波形

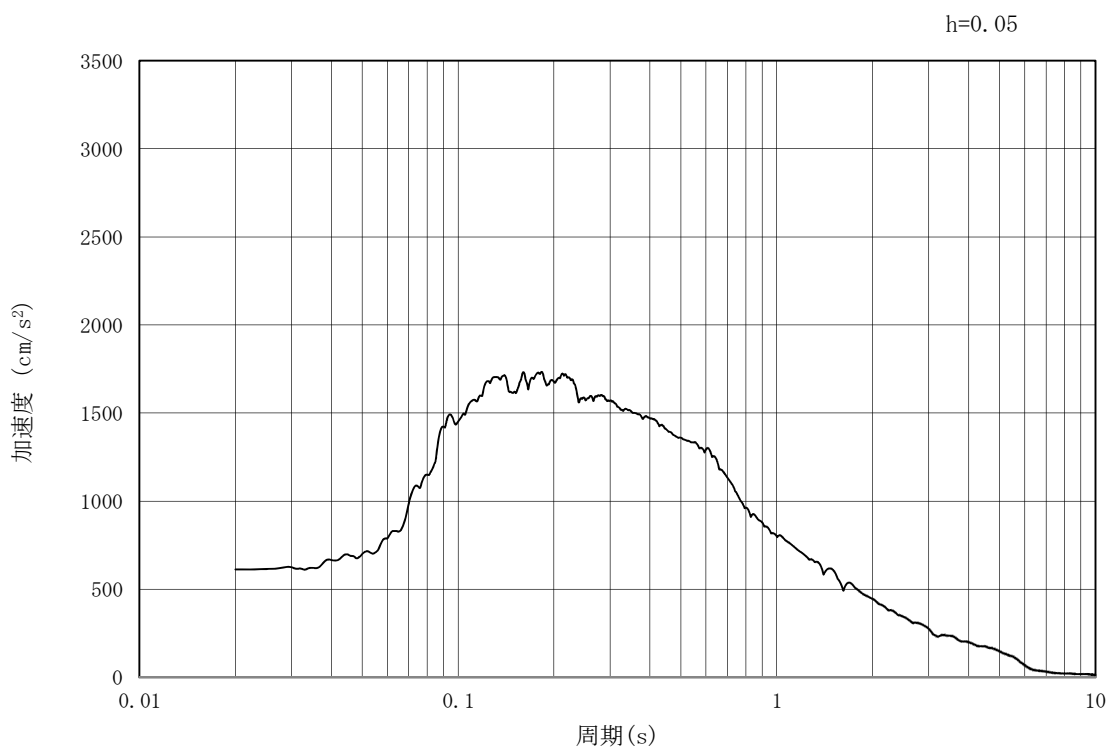


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 31$)

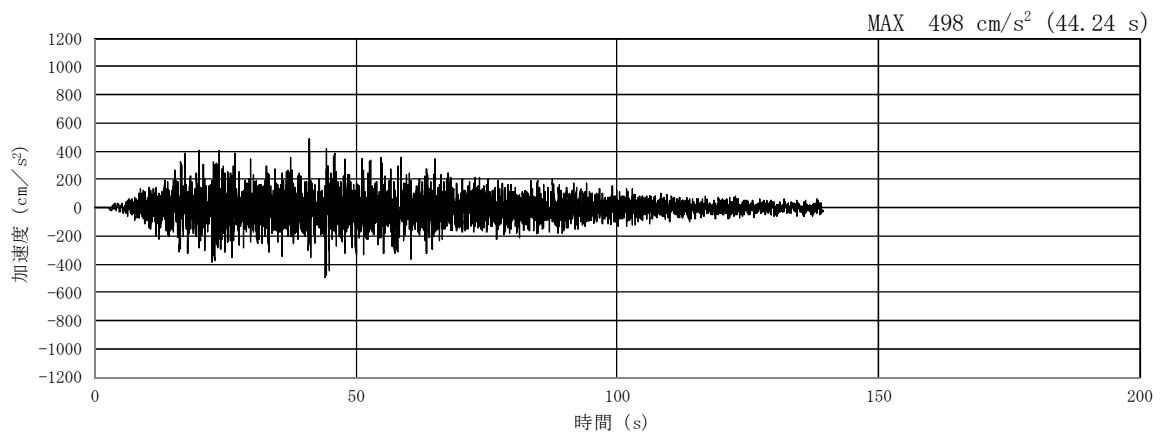


(a) 加速度時刻歴波形

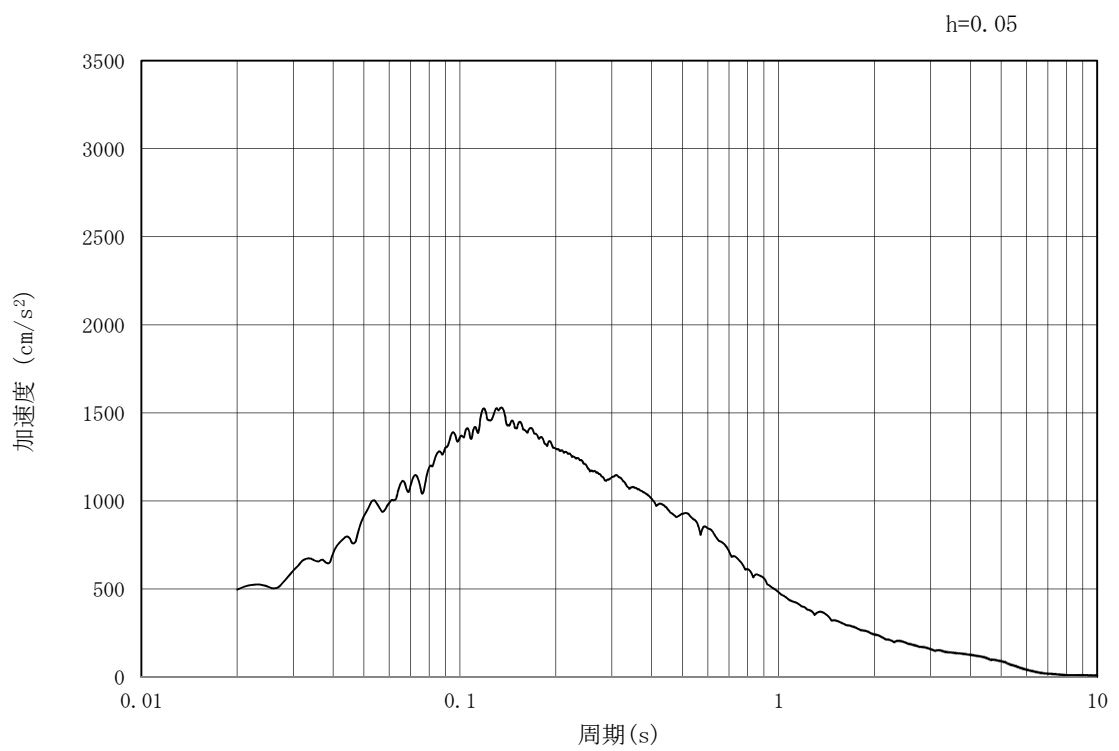


(b) 加速度応答スペクトル

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-D 1)

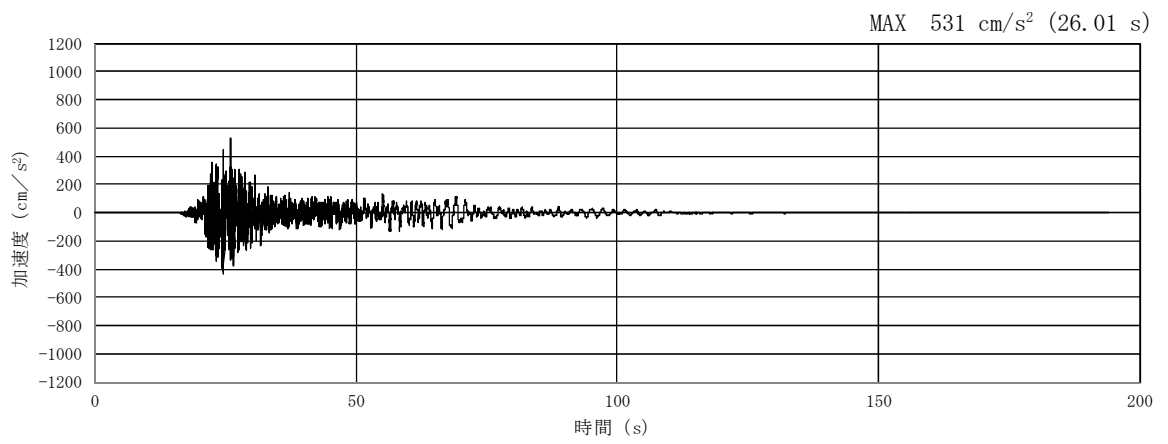


(a) 加速度時刻歴波形

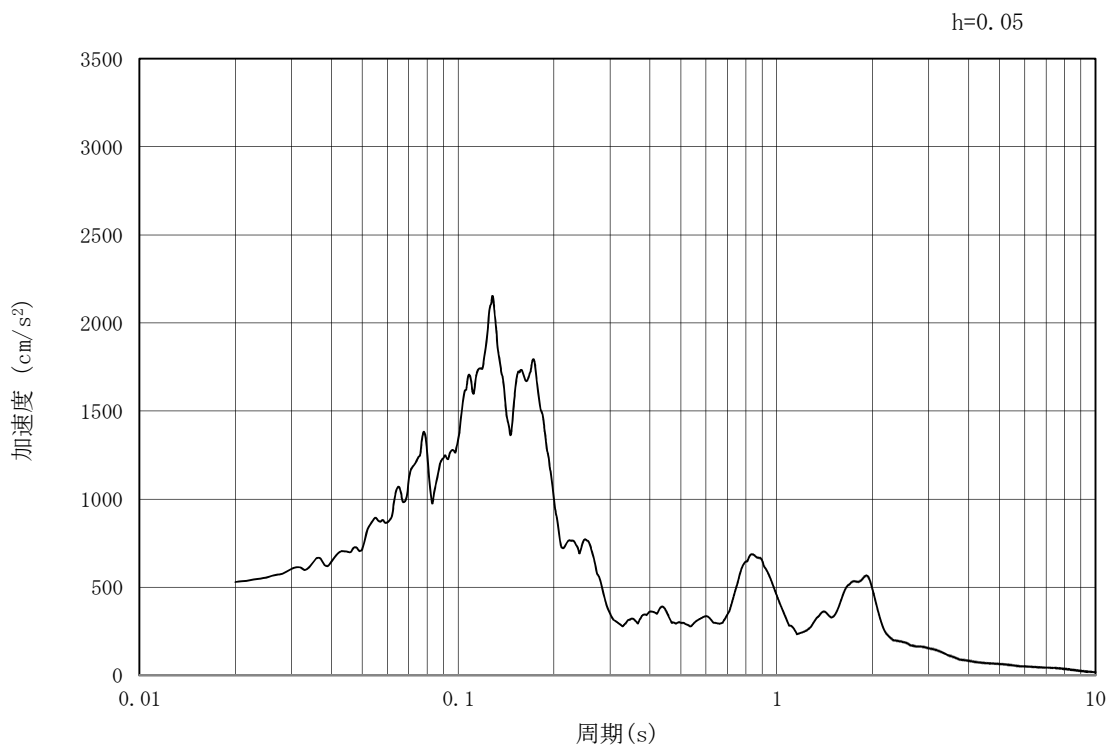


(b) 加速度応答スペクトル

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)

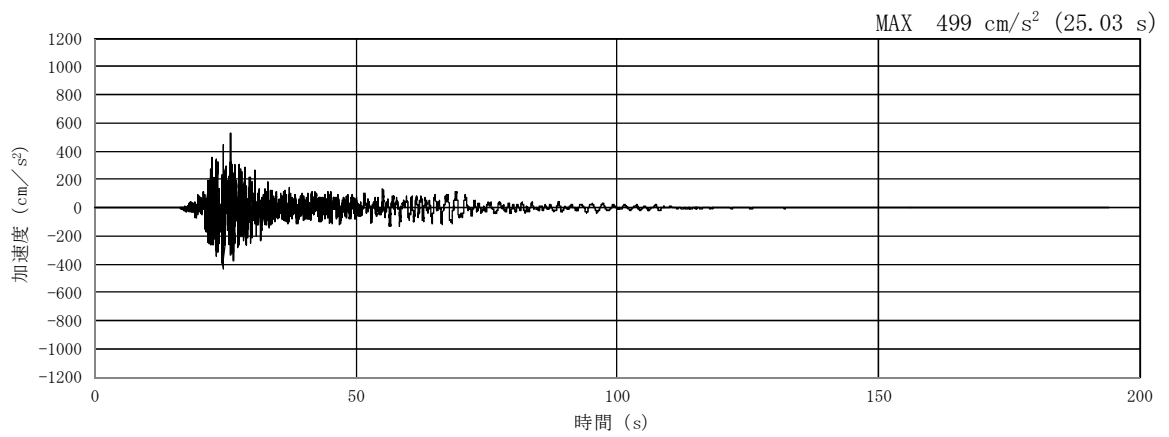


(a) 加速度時刻歴波形

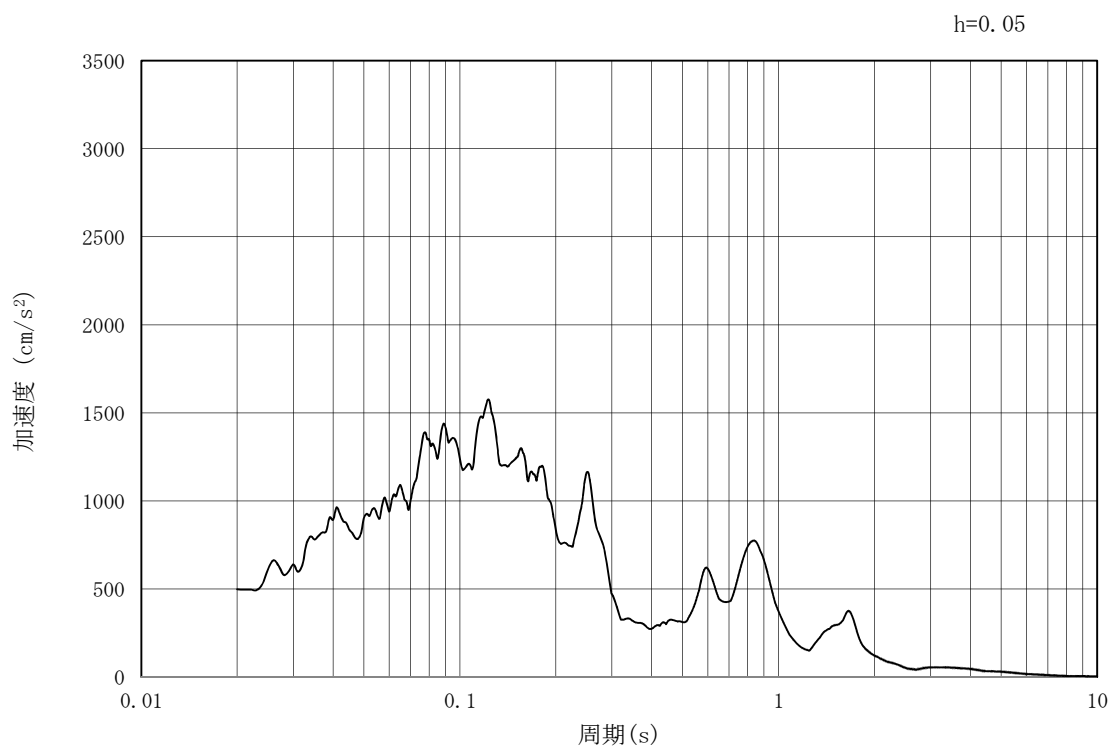


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.1$)

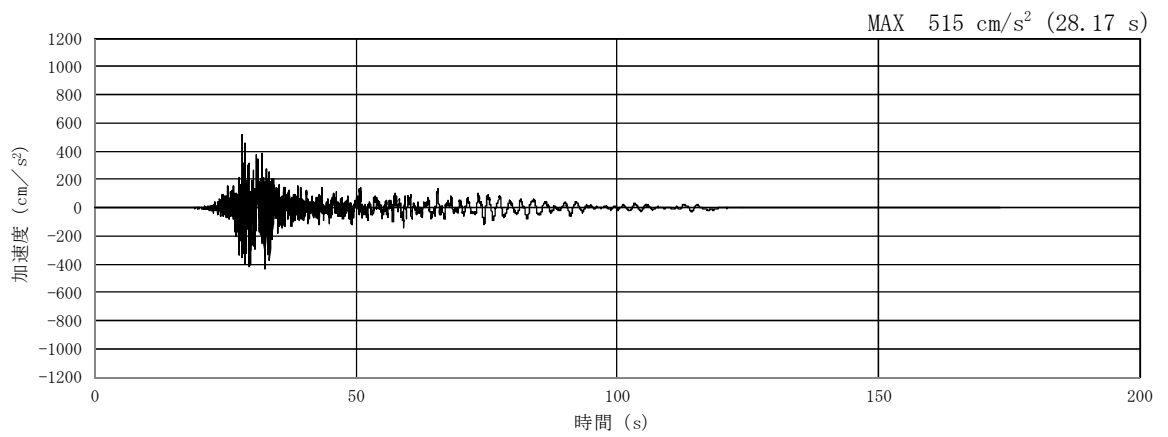


(a) 加速度時刻歴波形

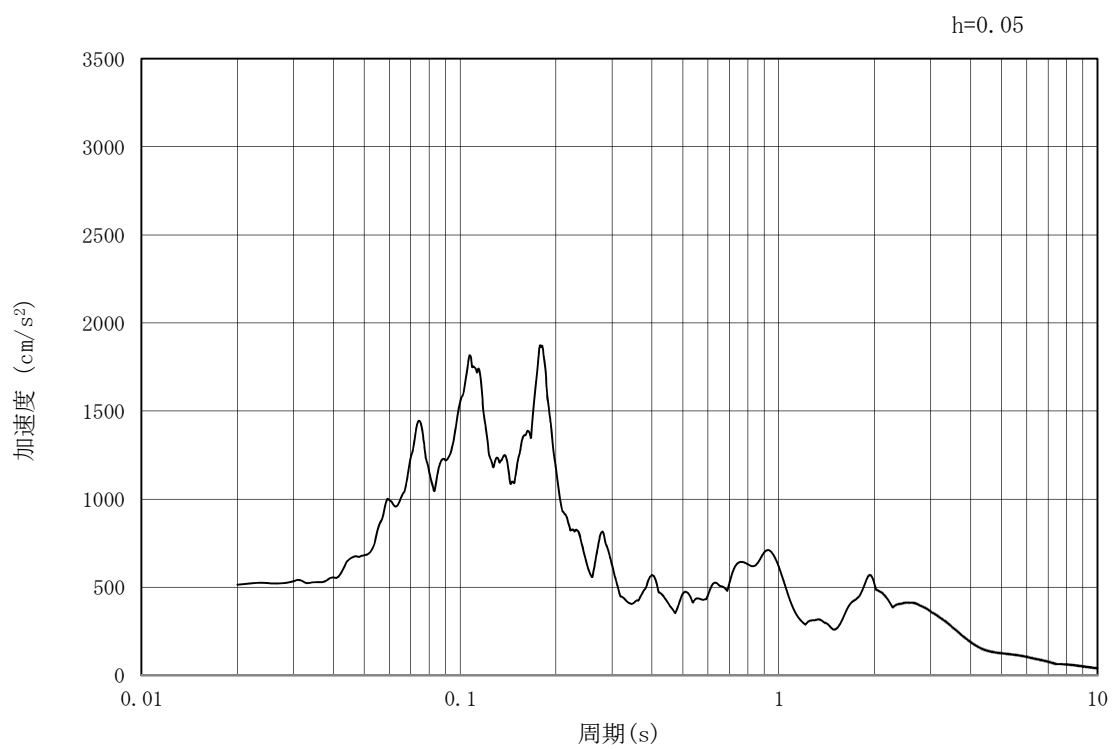


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.1$)

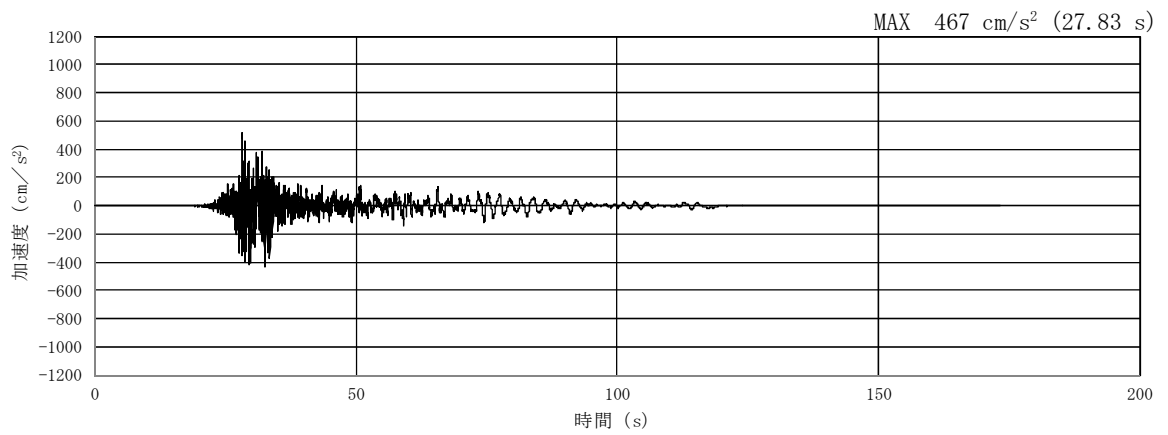


(a) 加速度時刻歴波形

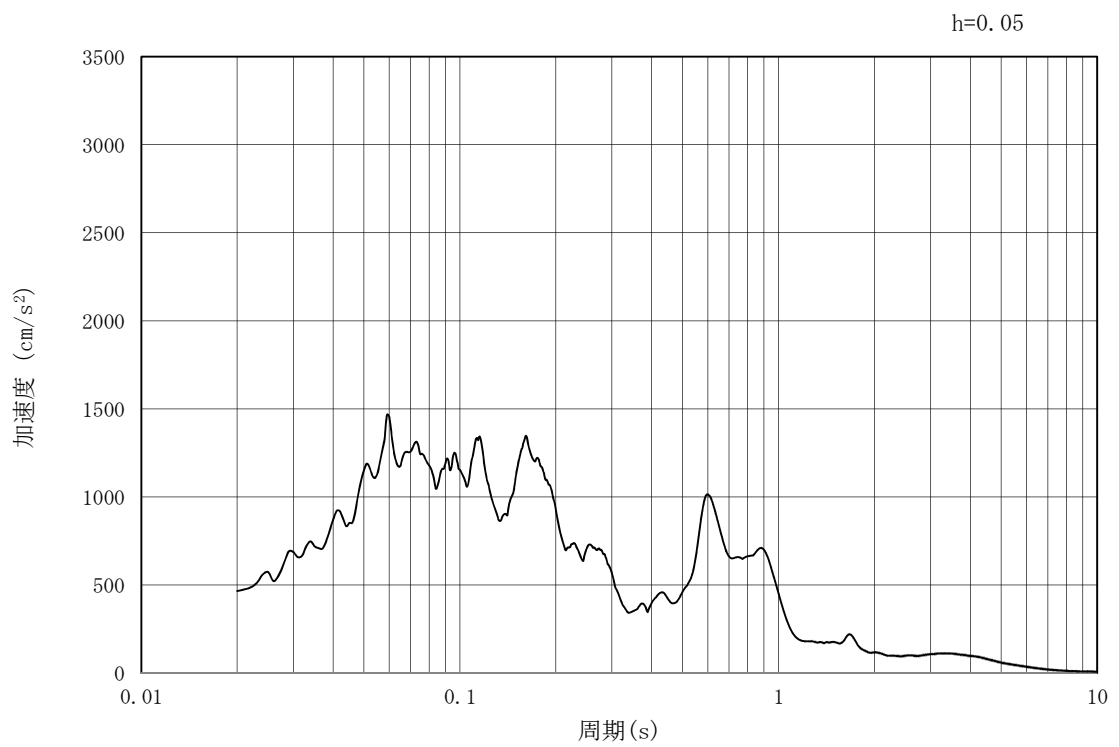


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.2$)

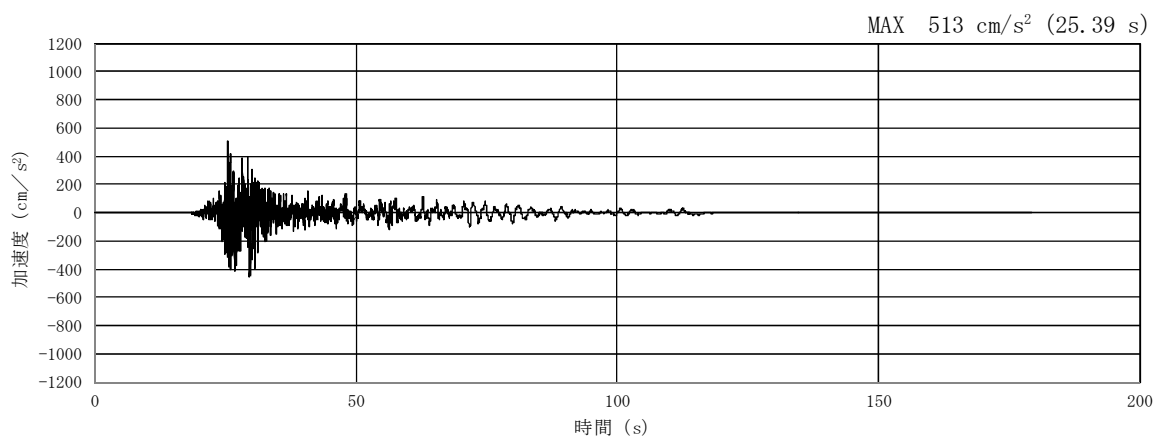


(a) 加速度時刻歴波形

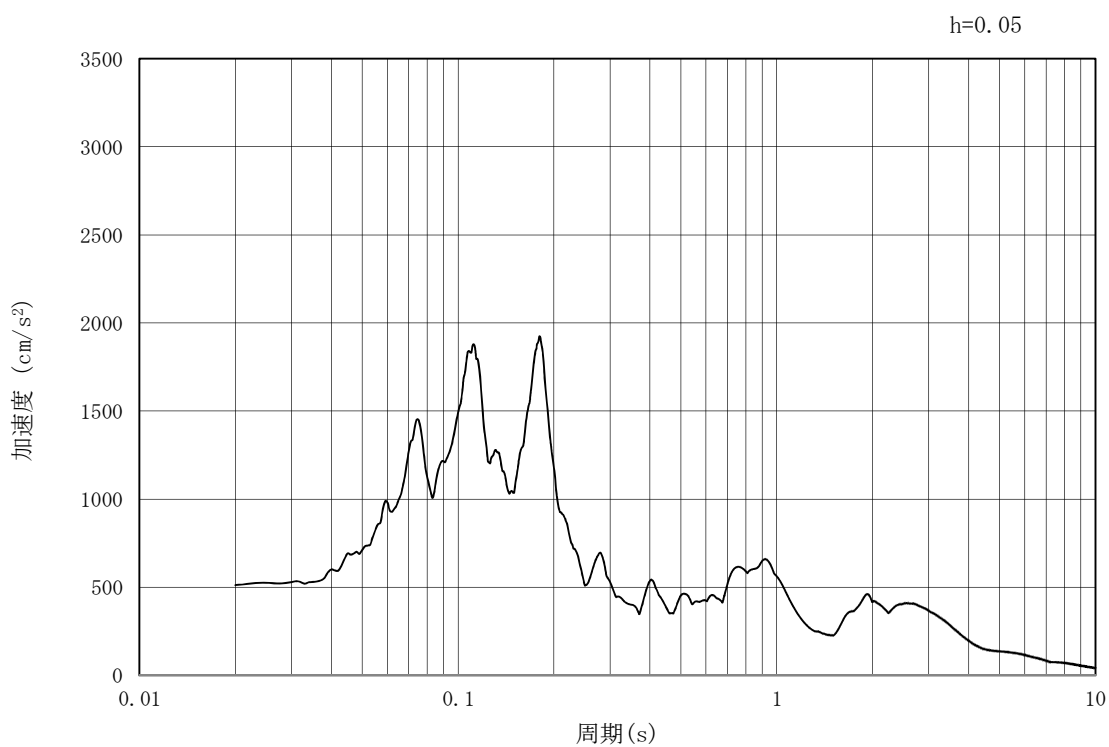


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.2$)

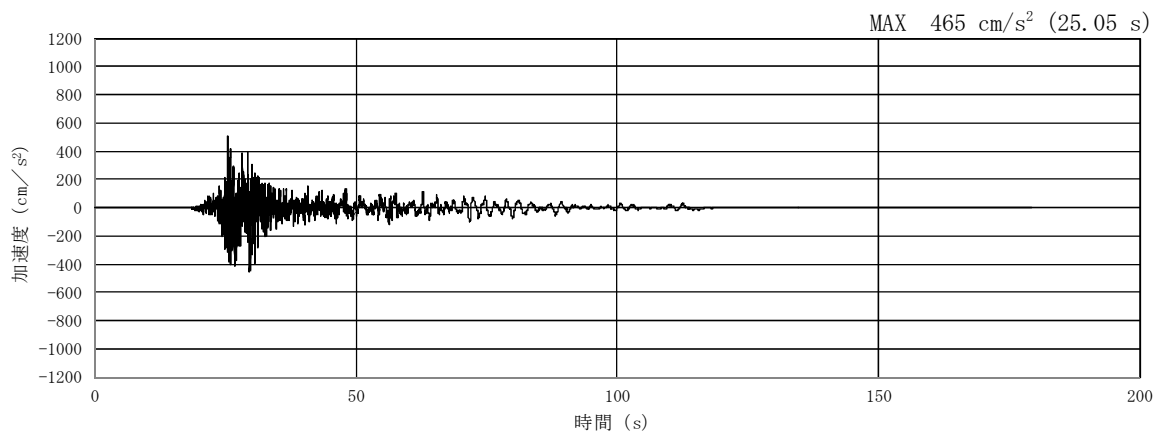


(a) 加速度時刻歴波形

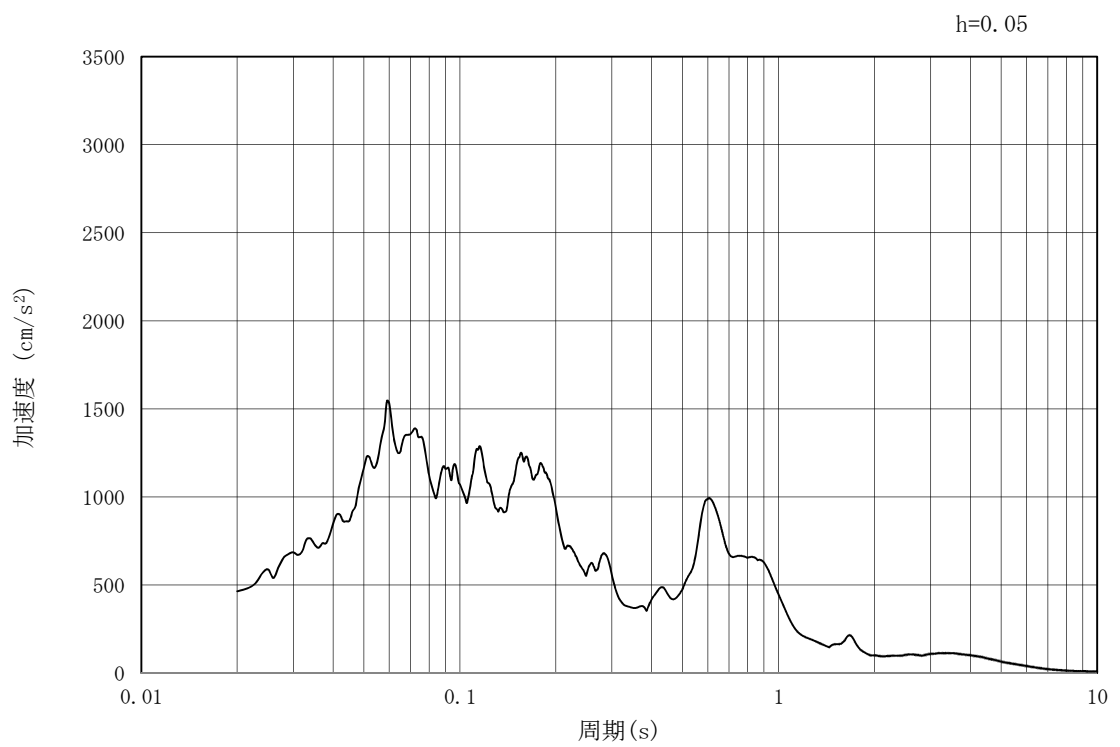


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.3$)

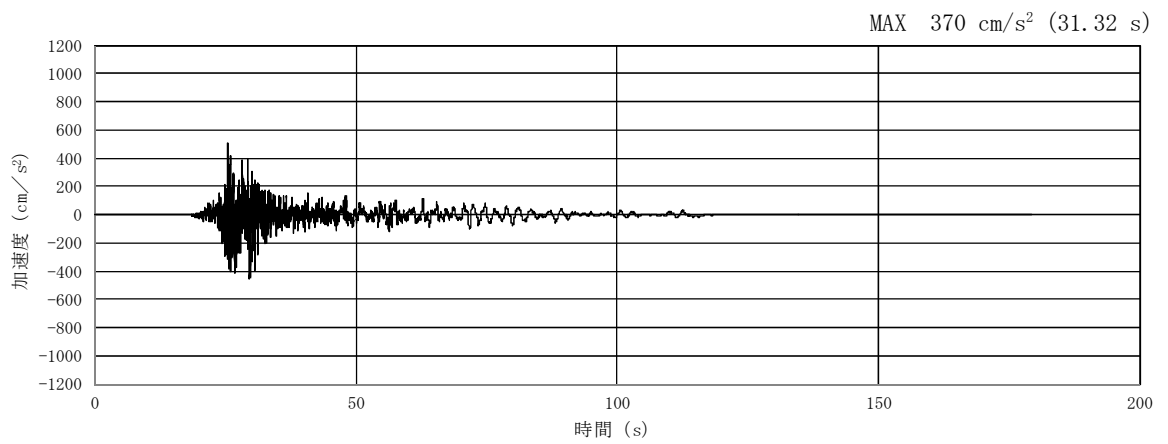


(a) 加速度時刻歴波形

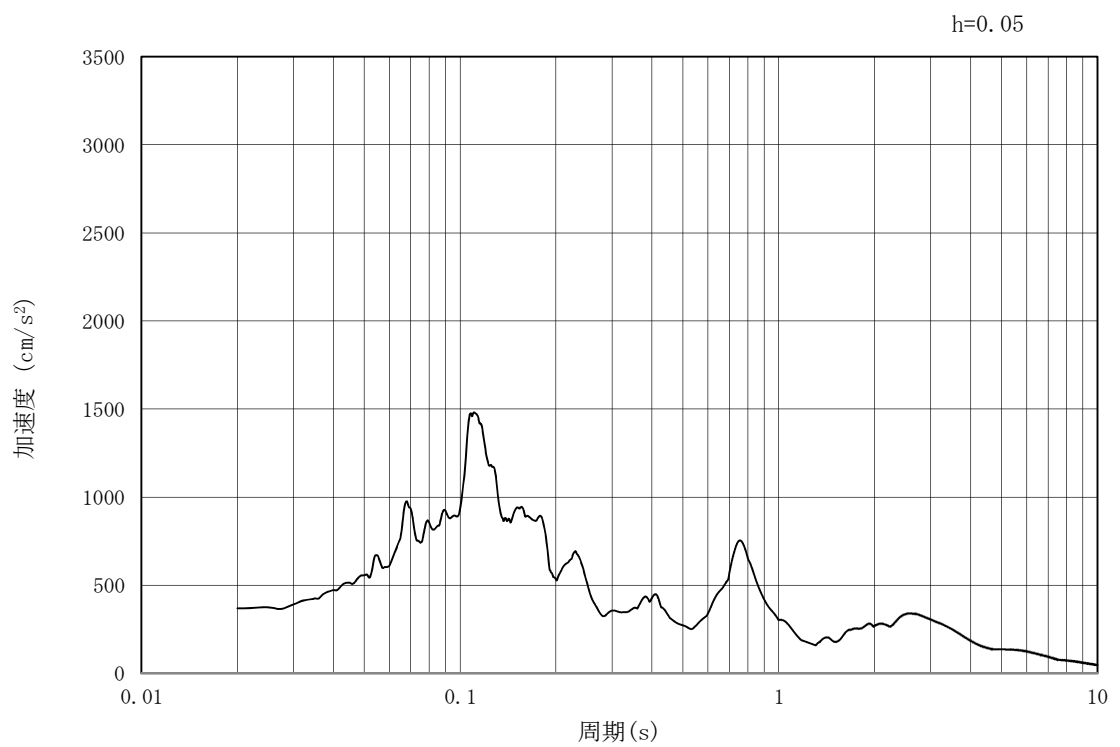


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.3$)

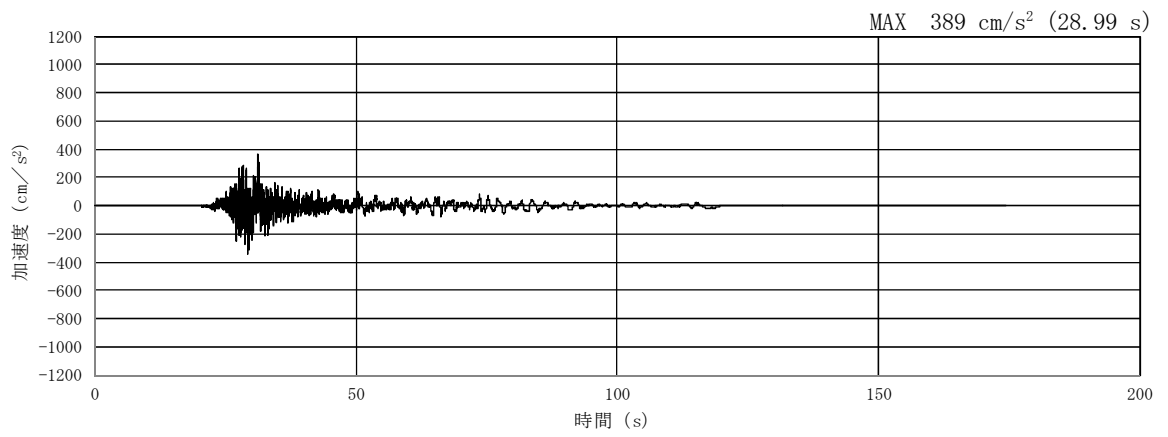


(a) 加速度時刻歴波形

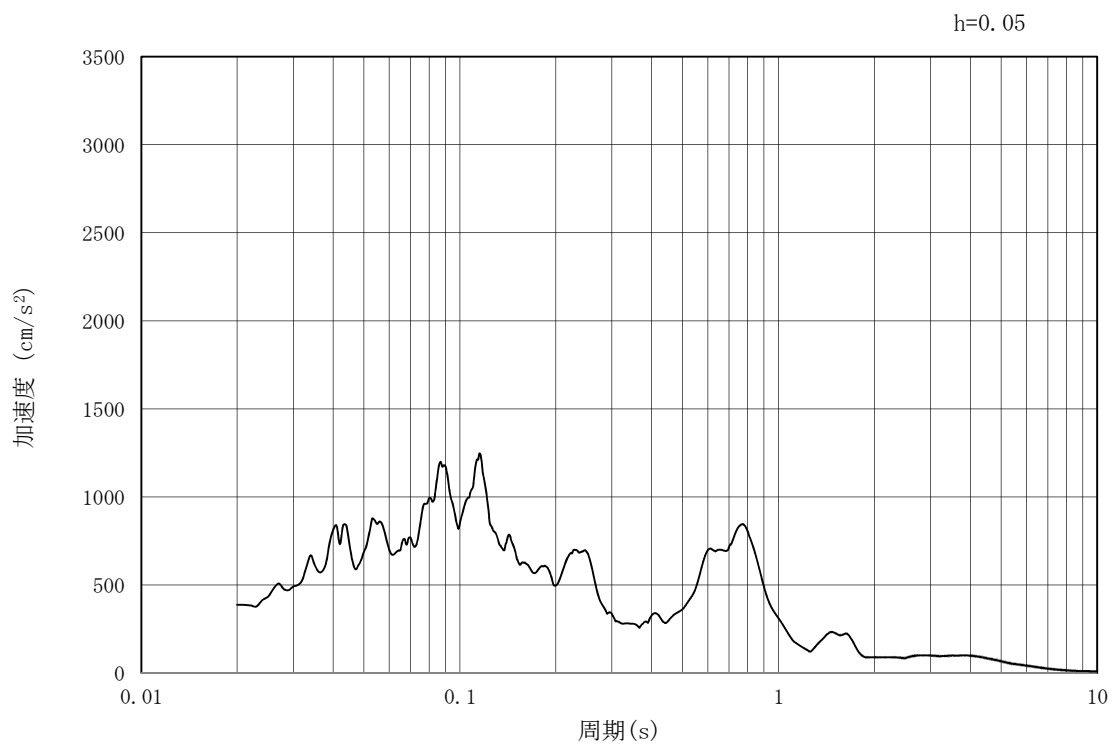


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.4$)

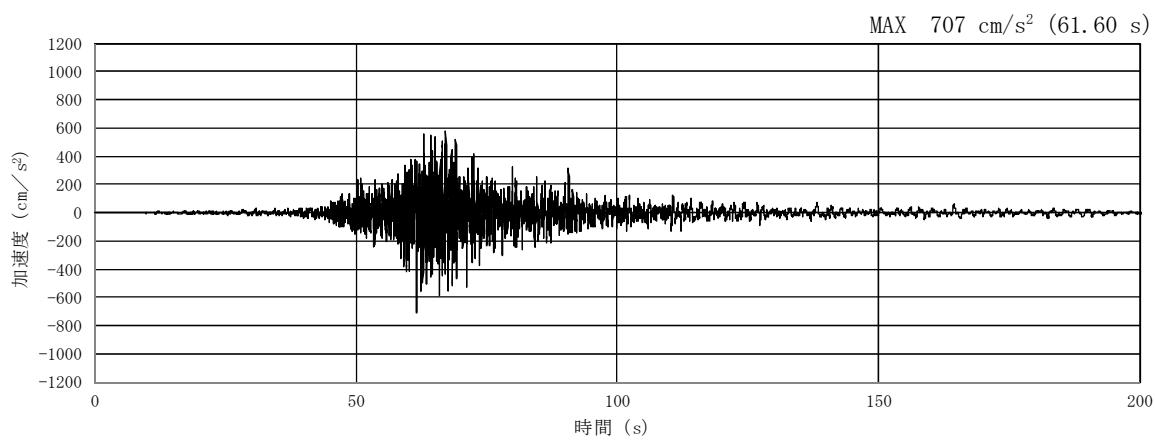


(a) 加速度時刻歴波形

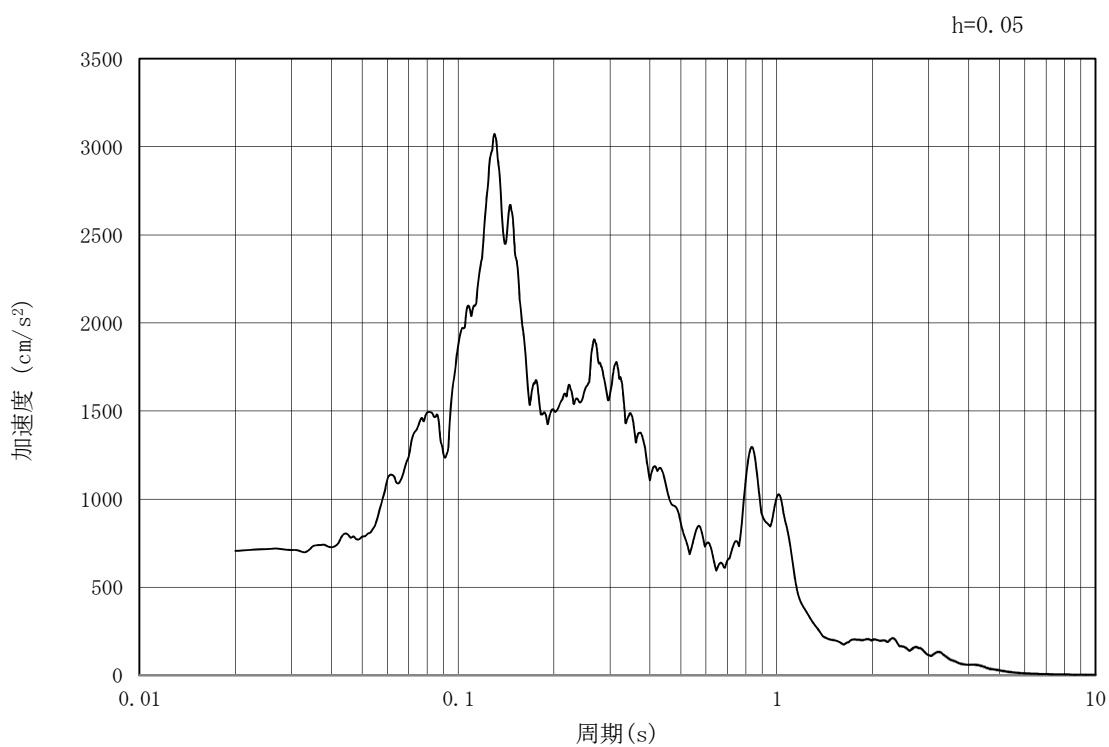


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.4$)

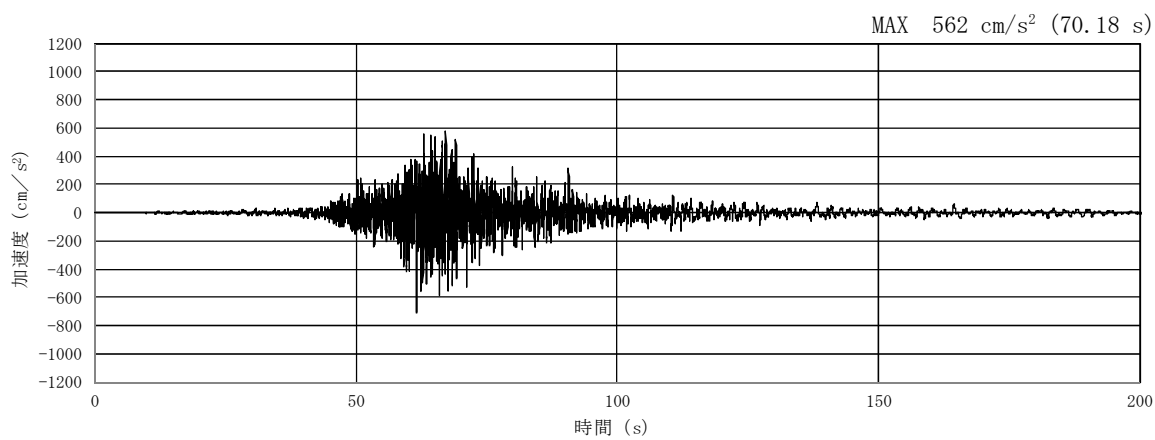


(a) 加速度時刻歴波形

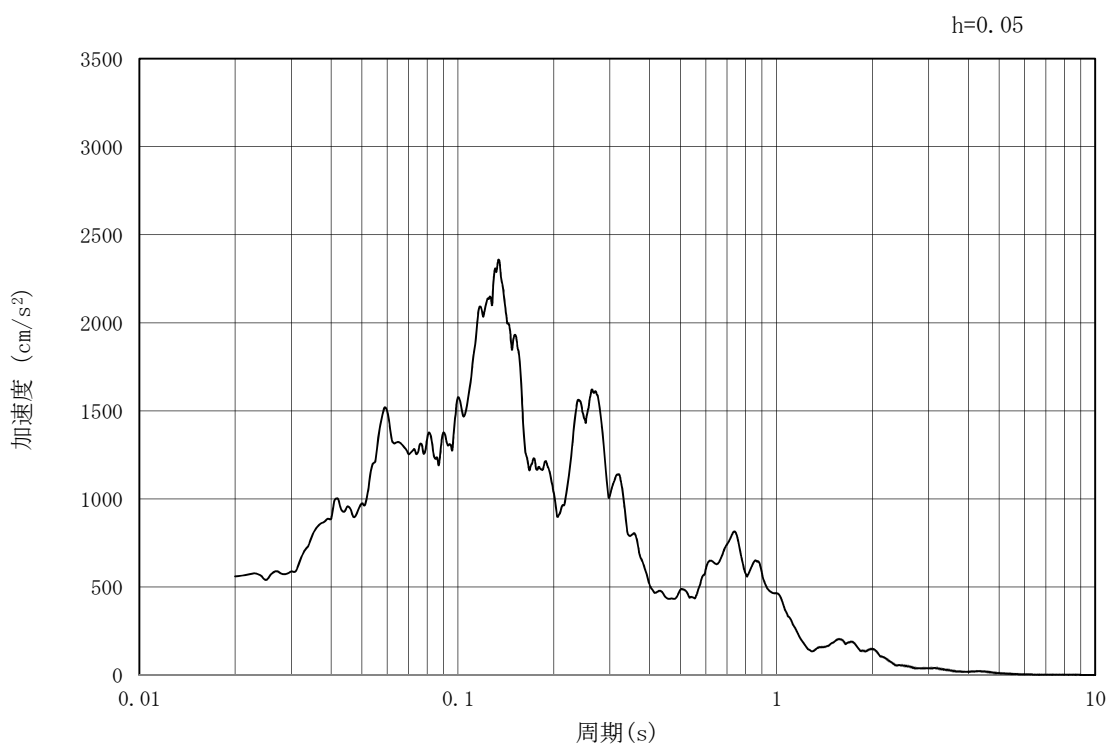


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.1$)

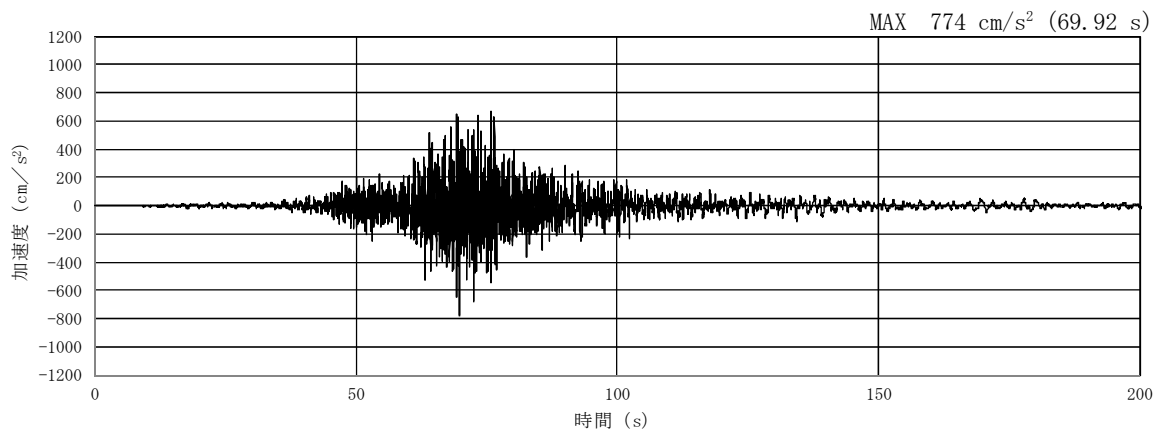


(a) 加速度時刻歴波形

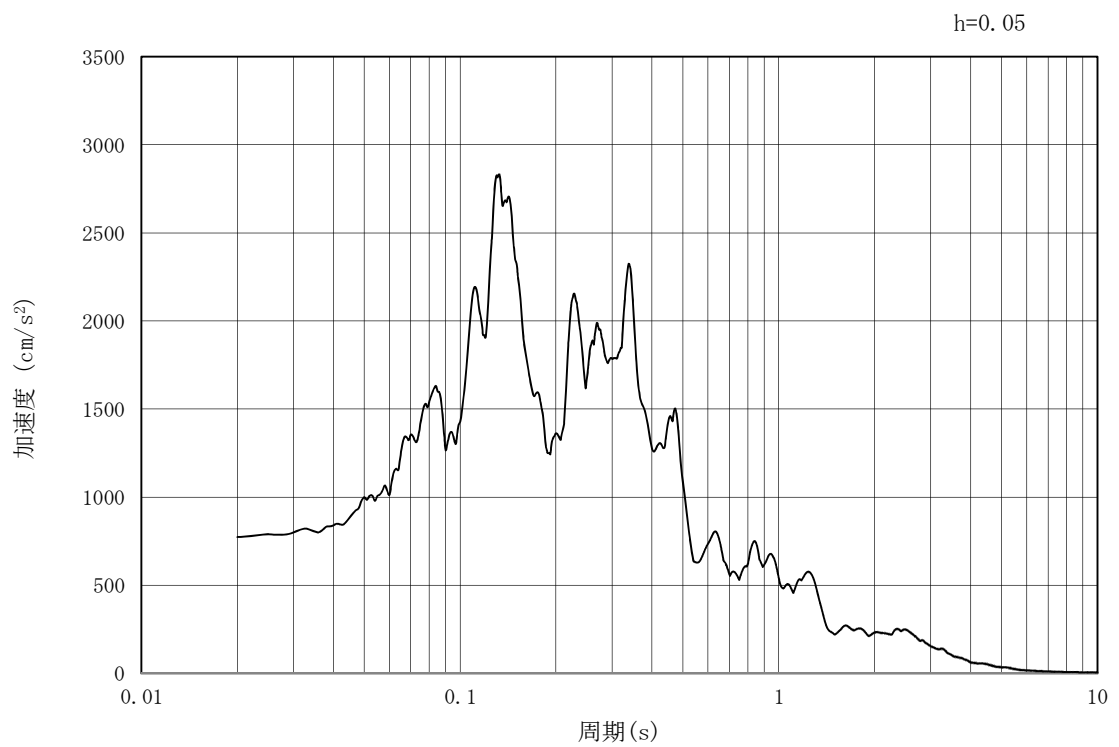


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.1$)

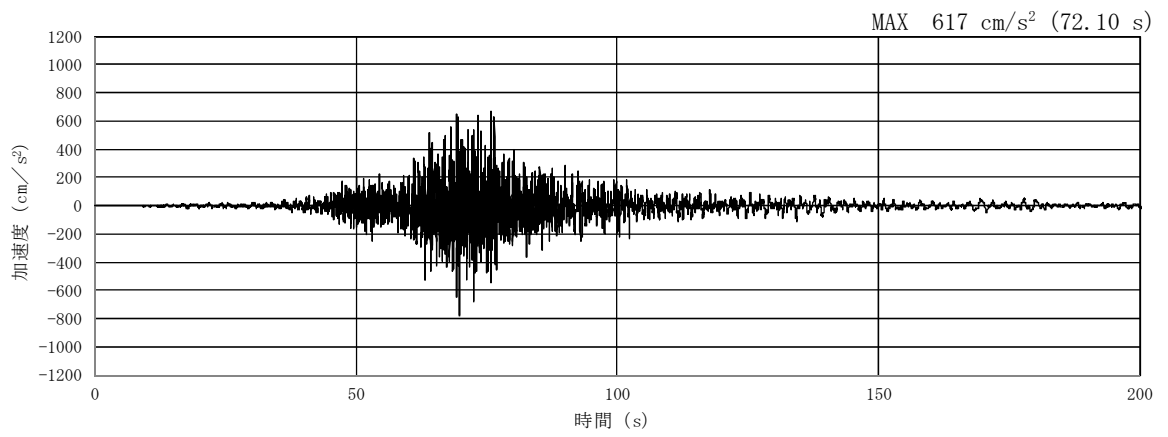


(a) 加速度時刻歴波形

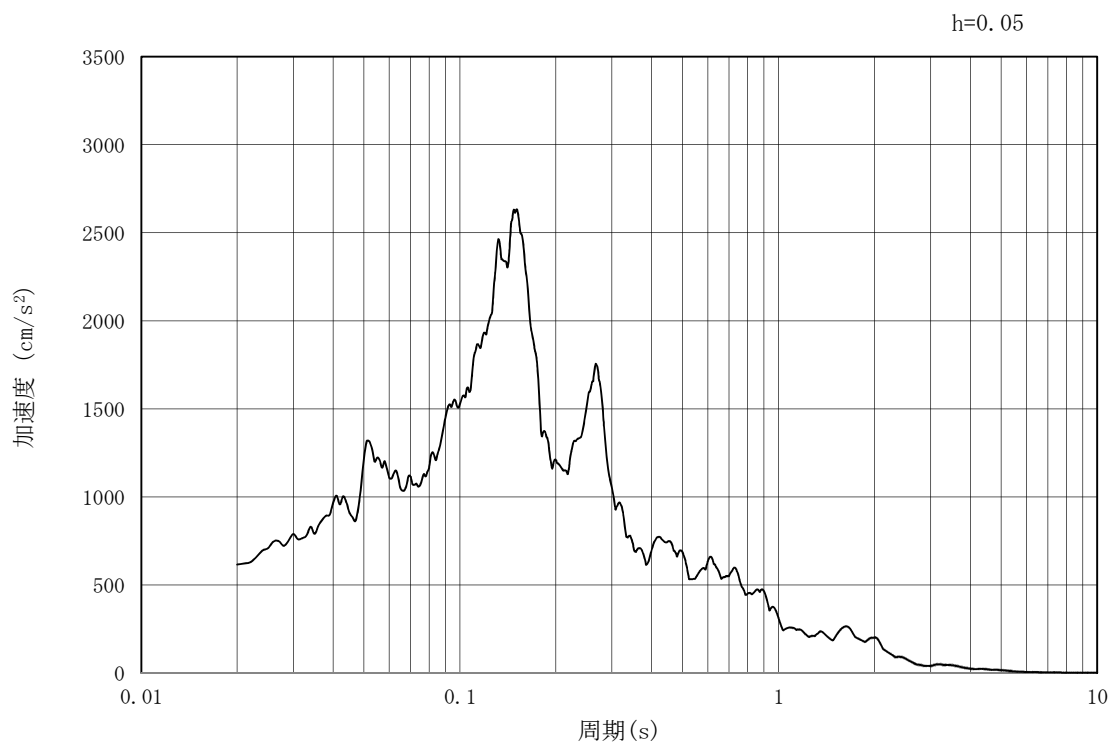


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.2$)

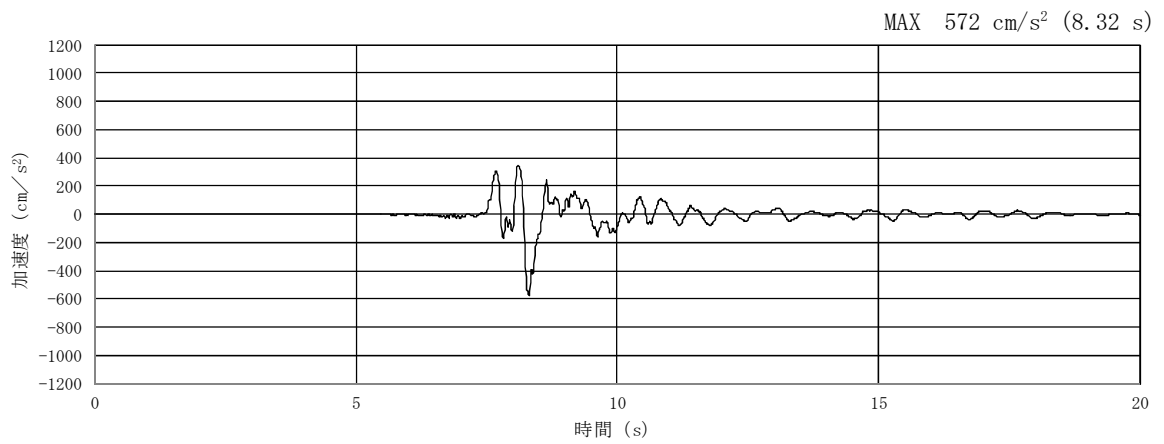


(a) 加速度時刻歴波形

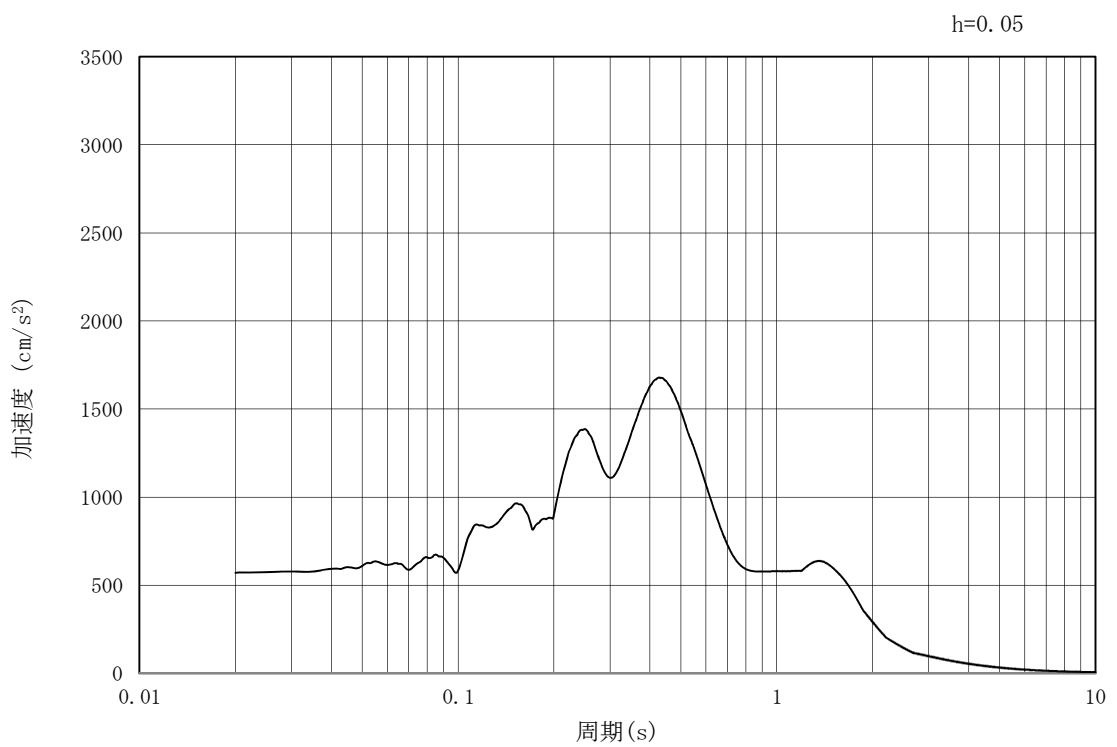


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.2$)

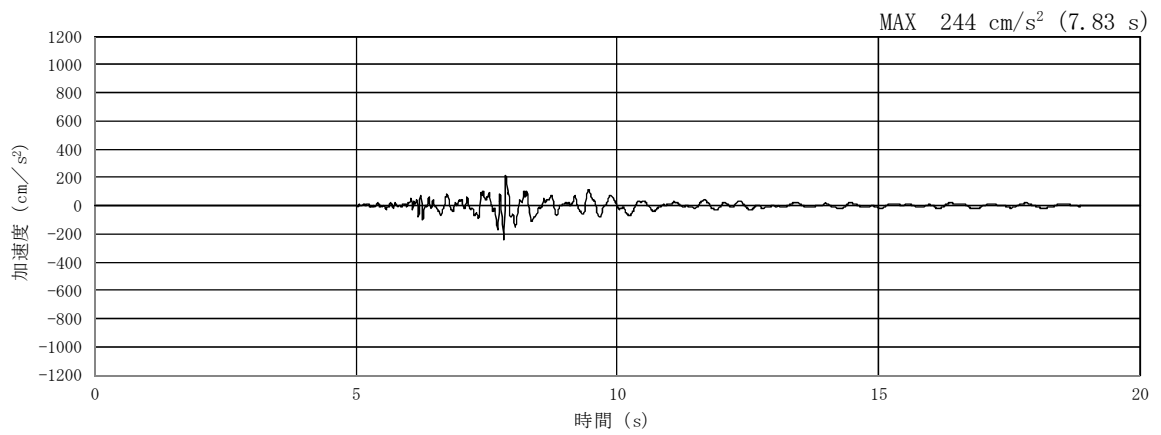


(a) 加速度時刻歴波形

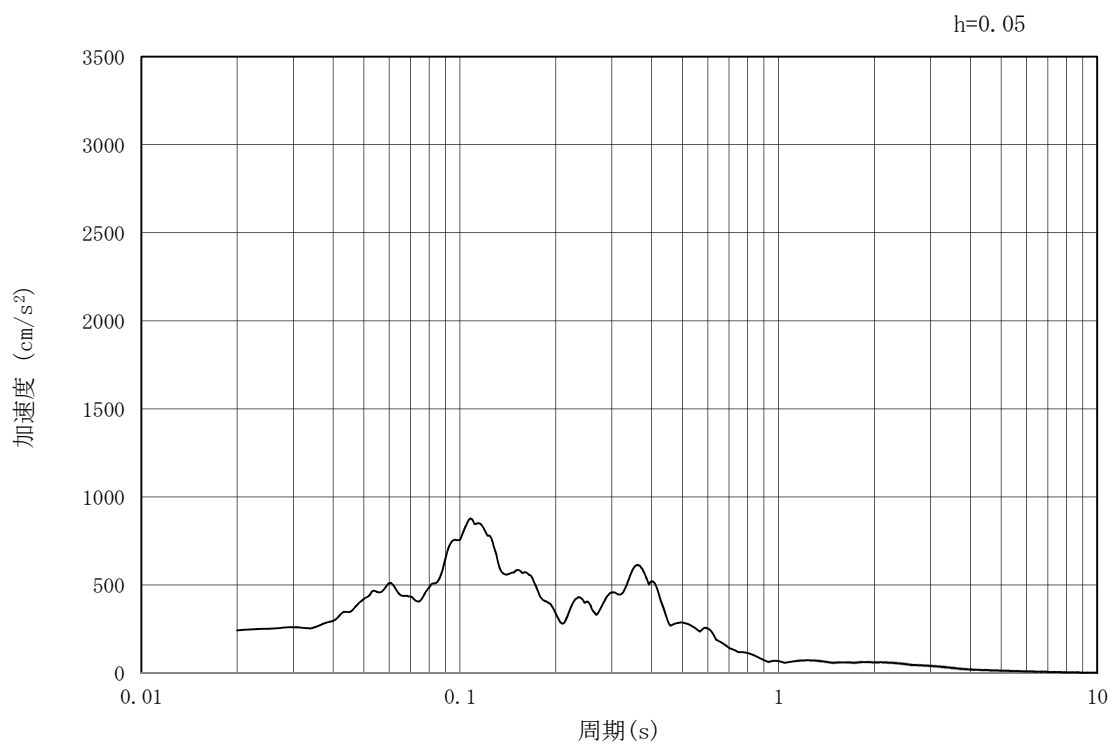


(b) 加速度応答スペクトル

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の許容限界は、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，表 3.3-1 に示す短期許容応力度とする。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 許容限界

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_{sa}	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_{sa}	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 14 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 J E A G 4 6 0 1 - 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。すべり安全率は，仮定した想定すべり線上のせん断抵抗力を発生せん断力で除した値として次式により算定する。想定すべり線上のせん断抵抗力を発生せん断力で除した値が最も小さくなる場合におけるすべり線を対象に，すべり安全率評価を実施する。

$$F_s = \frac{\sum(R_i \times L_i)}{\sum(\tau_i \times L_i)}$$

ここで，

F_s : すべり安全率

R_i : 想定すべり線上の各要素のせん断強度 (kN/m²)

τ_i : 想定すべり線上の各要素の発生せん断応力 (kN/m²)

L_i : 想定すべり線上の各要素のすべり線長さ (m)

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) 支持力に対する許容限界

a. 屋外二重管本体下の地盤改良体

屋外二重管本体下の地盤改良体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。ここで評価に用いるの最大接地圧は、管周方向の地震応答解析にて求まる屋外二重管本体下の最大接地圧とする。屋外二重管本体下の地盤改良体の極限支持力は、「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）」に基づき、以下の式にて算定する。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

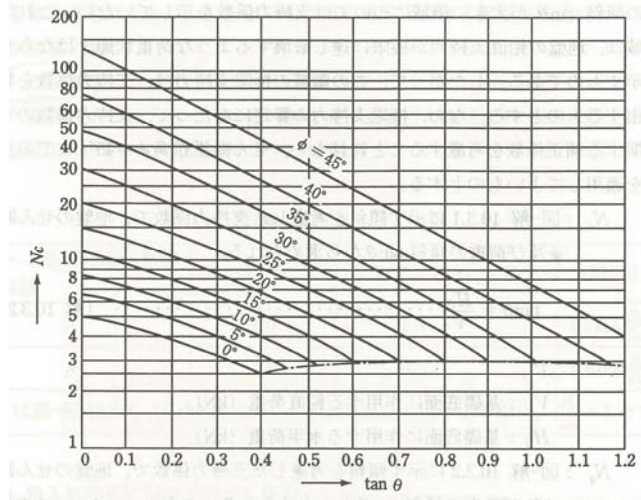
ここで、

- 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/m²)
*c は表 3.2-5 における地盤改良体の粘着力
- q : 上載荷重 (kN/m²) で， $q = \gamma_2 D_f$
- A_e : 有効載荷面積 (m²)
- γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
- 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 3.3-3 に示す基礎の形状係数
- κ : 根入れ効果に対する割増し係数
- N_c, N_q, N_γ : 図 3.3-4 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 3.3-3 形状係数

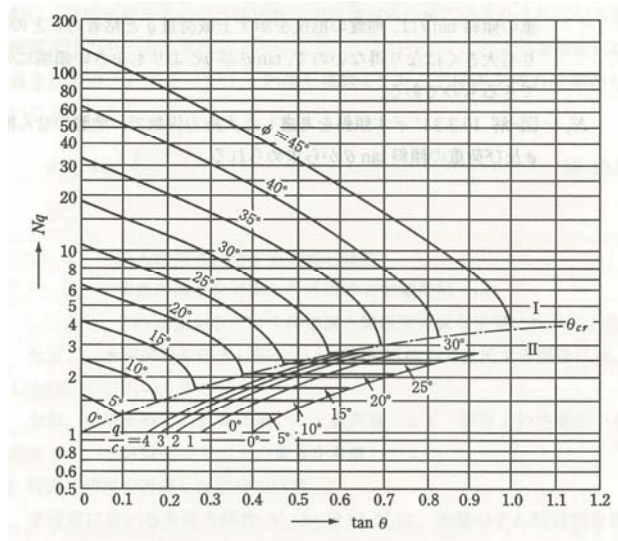
基礎底面の形状 形状係数	基礎底面の形状		
	帯状	正方形，円形	長方形，楕円形，小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B_e}{D_e}$

「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）」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 14 年 3 月）」より

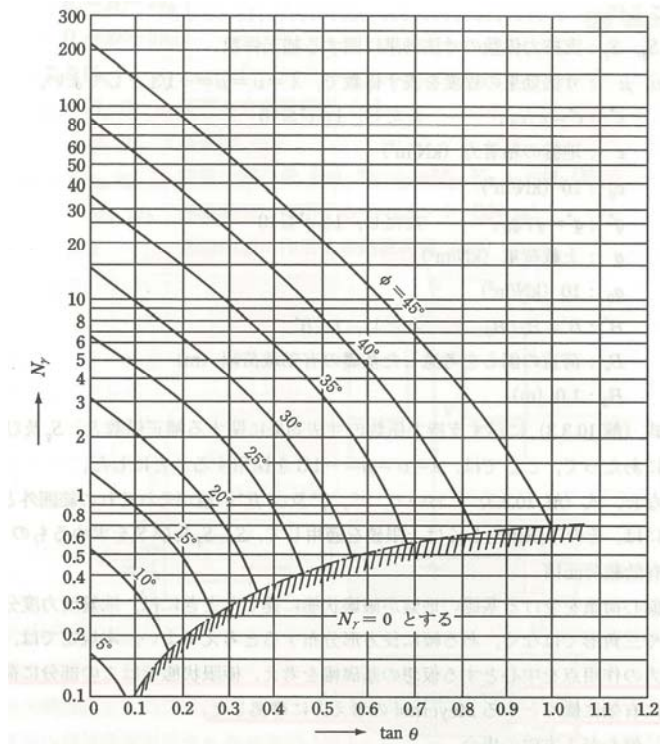
(a) 支持力係数 N_c を求めるグラフ



「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 14 年 3 月）」より

(b) 支持力係数 N_q を求めるグラフ

図 3.3-4 (1) 支持力係数



「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）」より

(c) 支持力係数 N_r を求めるグラフ

図 3.3-4 (2) 支持力係数

b. 杭基礎部の支持岩盤 (Km 層)

杭基礎部における支持岩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。

押し込み力に対する支持力評価において、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、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

杭基礎部における支持岩盤の極限支持力は、「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)」に基づき、以下に示す杭基礎 (中掘り杭工法: コンクリート打設方式) の支持力算定式にて設定する。

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

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/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

(q_u は Km 層の非排水せん断強度 $\times 2$)

A : 杭先端面積 (m²)

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/m²)

c. 地盤改良部の支持岩盤 (Km 層)

地盤改良部における支持岩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。

地盤改良部における支持岩盤の極限支持力は、「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)」に基づき、以下に示すケーソン基礎の支持力算定式にて設定する。

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

ここで、

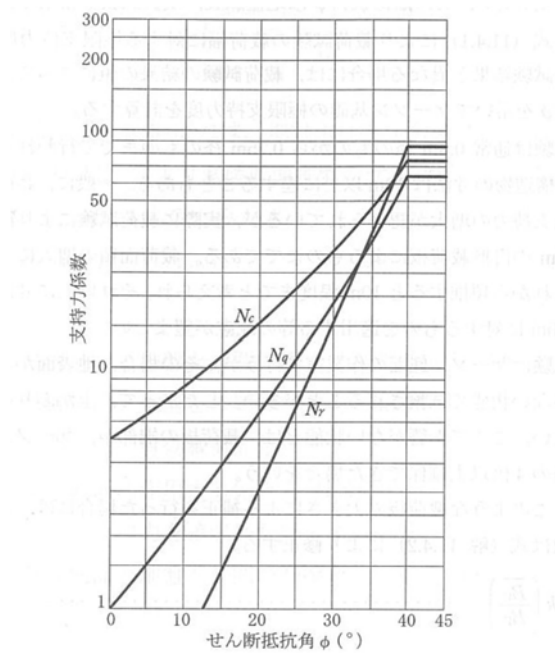
- q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
(c は, Km 層の非排水せん断強度)
- γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする
- γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする
- α, β : 表 3.3-4 に示す基礎底面の形状係数
- D : 基礎幅 (m)
- D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- N_c, N_q, N_γ : 図 3.3-5 に示す支持力係数

表 3.3-4 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	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 14 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 14 年 3 月）」より」

図 3.3-5 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 S_s 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。

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (1) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

図 3.4-1 (2) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (3) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (4) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (5) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 1.1$)

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

図 3.4-1 (6) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 1.2$)

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

図 3.4-1 (7) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 13$)

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (8) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 14$)

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (9) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 21$)

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (10) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 22$)

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 〇〇.〇〇$ s)

図 3.4-1 (11) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])

曲げモーメント分布図

軸力分布図

(a) 曲げ応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

(b) せん断応力最大時刻 ($t = 00.00$ s)

図 3.4-1 (12) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

図 3.4-2 (1) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 3.4-2 (2) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 3.4-2 (3) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 3.4-2 (4) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 3.4-2 (5) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-2 (6) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-2 (7) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-2 (8) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-2 (9) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-2 (10) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-2 (11) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 3.4-2 (12) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 3.4-3 (1) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-D 1$ [H+, V+])

図 3.4-3 (2) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-D 1$ [H+, V-])

図 3.4-3 (3) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-D 1$ [H-, V+])

図 3.4-3 (4) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-D 1$ [H-, V-])

図 3.4-3 (5) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-1 1$)

図 3.4-3 (6) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-1 2$)

図 3.4-3 (7) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-1 3$)

図 3.4-3 (8) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-1 4$)

図 3.4-3 (9) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-2 1$)

図 3.4-3 (10) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-2 2$)

図 3.4-3 (11) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-3 1$ [H+, V+])

図 3.4-3 (12) C-C 断面 (杭基礎部) の地震時断面力 ($S_s-3 1$ [H-, V+])

図 3.4-4 (1) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 3.4-4 (2) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 3.4-4 (3) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 3.4-4 (4) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 3.4-4 (5) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-4 (6) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-4 (7) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-4 (8) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-4 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-4 (10) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-4 (11) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 3.4-4 (12) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 3.4-5 (1) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 3.4-5 (2) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 3.4-5 (3) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 3.4-5 (4) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 3.4-5 (5) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-5 (6) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-5 (7) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-5 (8) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-5 (9) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-5 (10) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-5 (11) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 3.4-5 (12) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 3.4-6 (1) C-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-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-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-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-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-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-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-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-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-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-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-C断面 (杭基礎部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-31 [H-, V+]$)

- 図 3.4-7 (1) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V+]$)
- 図 3.4-7 (2) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V-]$)
- 図 3.4-7 (3) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H-, V+]$)
- 図 3.4-7 (4) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H-, V-]$)
- 図 3.4-7 (5) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-1 1$)
- 図 3.4-7 (6) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-1 2$)
- 図 3.4-7 (7) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-1 3$)
- 図 3.4-7 (8) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-1 4$)
- 図 3.4-7 (9) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-2 1$)
- 図 3.4-7 (10) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-2 2$)
- 図 3.4-7 (11) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-3 1 [H+, V+]$)
- 図 3.4-7 (12) C-C 断面 (地盤改良部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-3 1 [H-, V+]$)

図 3.4-8 (1) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

図 3.4-8 (2) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

図 3.4-8 (3) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

図 3.4-8 (4) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

図 3.4-8 (5) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-8 (6) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-8 (7) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-8 (8) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-8 (9) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-8 (10) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-8 (11) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

図 3.4-8 (12) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1$ [H-, V+])

図 3.4-9 (1) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 3.4-9 (2) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 3.4-9 (3) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 3.4-9 (4) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 3.4-9 (5) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-9 (6) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-9 (7) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-9 (8) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-9 (9) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-9 (10) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-9 (11) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 3.4-9 (12) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 3.4-10 (1) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 3.4-10 (2) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 3.4-10 (3) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 3.4-10 (4) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 3.4-10 (5) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-10 (6) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-10 (7) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-10 (8) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-10 (9) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-10 (10) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-10 (11) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 3.4-10 (12) C-C断面 (杭基礎部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 3.4-11 (1) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 3.4-11 (2) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 3.4-11 (3) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 3.4-11 (4) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 3.4-11 (5) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 3.4-11 (6) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 3.4-11 (7) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 3.4-11 (8) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 3.4-11 (9) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 3.4-11 (10) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 3.4-11 (11) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 3.4-11 (12) C-C断面 (地盤改良部) の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

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				

表 3.4-2 (1) 曲げに対する安全率 (A-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 -D 1 ++	鋼管杭					
	S _s -D 1 +-	鋼管杭					
	S _s -D 1 -+	鋼管杭					
	S _s -D 1 --	鋼管杭					
	S _s -1 1	鋼管杭					
	S _s -1 2	鋼管杭					
	S _s -1 3	鋼管杭					
	S _s -1 4	鋼管杭					
	S _s -2 1	鋼管杭					
	S _s -2 2	鋼管杭					
	S _s -3 1 ++	鋼管杭					
	S _s -3 1 -+	鋼管杭					

表 3.4-2 (2) 曲げに対する安全率 (B-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 -D 1 ++	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -D 1 +-	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -D 1 -+	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -D 1 --	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 1	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 2	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 3	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 4	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					

表 3.4-2 (3) 曲げに対する安全率 (B-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 -2 1	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -2 2	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -3 1 ++	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -3 1 -+	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					

表 3.4-2 (4) 曲げに対する安全率 (C-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 -D 1 ++	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -D 1 +-	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -D 1 -+	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -D 1 --	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 1	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 2	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 3	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -1 4	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					

表 3.4-2 (5) 曲げに対する安全率 (C-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 -2 1	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -2 2	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -3 1 ++	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					
	S _s -3 1 -+	鋼製桁					
		鋼管杭 (左)					
		鋼管杭 (右)					

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。

表 3.4-3 (1) せん断に対する安全率 (A-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 -D 1 ++		鋼管杭				
	S _s -D 1 +-		鋼管杭				
	S _s -D 1 -+		鋼管杭				
	S _s -D 1 --		鋼管杭				
	S _s -1 1		鋼管杭				
	S _s -1 2		鋼管杭				
	S _s -1 3		鋼管杭				
	S _s -1 4		鋼管杭				
	S _s -2 1		鋼管杭				
	S _s -2 2		鋼管杭				
	S _s -3 1 ++		鋼管杭				
	S _s -3 1 -+		鋼管杭				

追而

表 3.4-3 (2) せん断に対する安全率 (B-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 -D 1 ++	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -D 1 +-	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -D 1 -+	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -D 1 --	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -1 1	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -1 2	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -1 3	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -1 4	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				

表 3.4-3 (3) せん断に対する安全率 (B-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 -2 1	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -2 2	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -3 1 ++	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -3 1 -+	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				

表 3.4-3 (4) せん断に対する安全率 (C-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)				

表 3.4-3 (5) せん断に対する安全率 (C-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 -2 1	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -2 2	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -3 1 ++	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				
	S _s -3 1 -+	鋼製桁				
		鋼管杭 (左)				
		鋼管杭 (右)				

(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-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	$S_s-D 1++$		
	$S_s-D 1+-$		
	$S_s-D 1-+$		
	$S_s-D 1--$		
	$S_s-1 1$		
	$S_s-1 2$		
	$S_s-1 3$		
	$S_s-1 4$		
	$S_s-2 1$		
	$S_s-2 2$		
	$S_s-3 1++$		
	$S_s-3 1-+$		

(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-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 -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				

表 3.4-5 (2) 極限支持力に対する安全率 (B-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 -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				

表 3.4-5 (3) 極限支持力に対する安全率 (C-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 -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				

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-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 -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				

3.5 まとめ (追而)

屋外二重管基礎の耐震安全性評価に関する参考資料

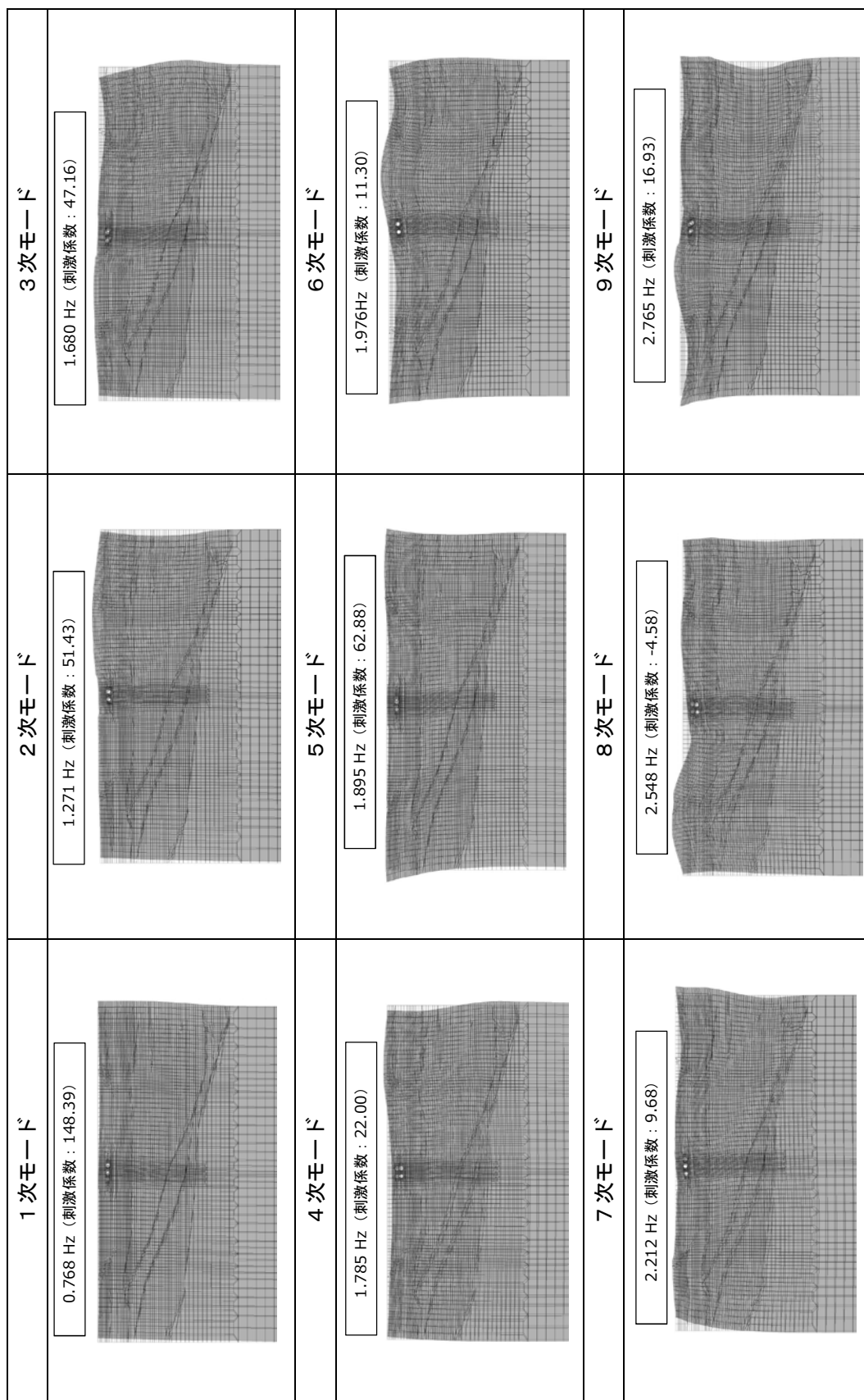
1. 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、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 $\alpha = 0$ とする剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 3.1-1～図 3-4 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 3-5～図 3-8 に示す。

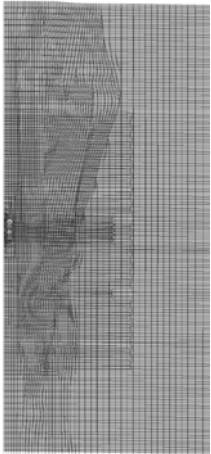
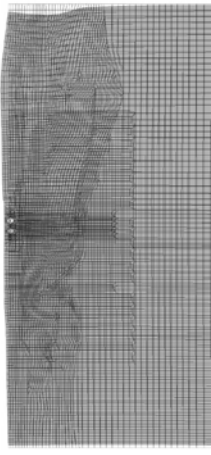
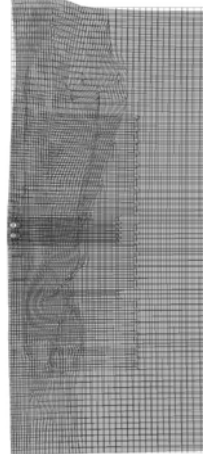
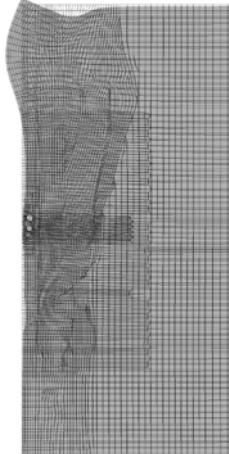
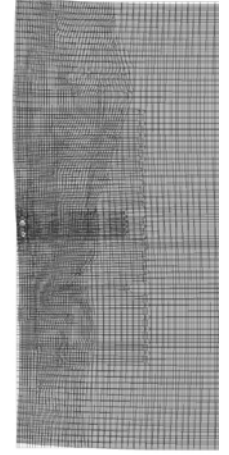
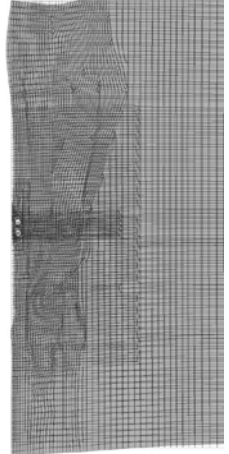
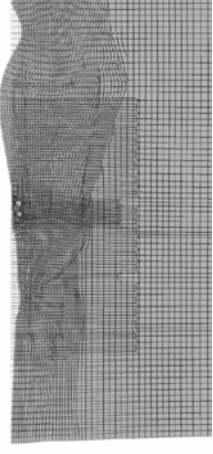
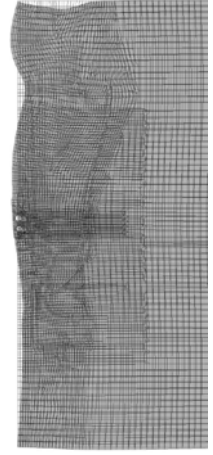
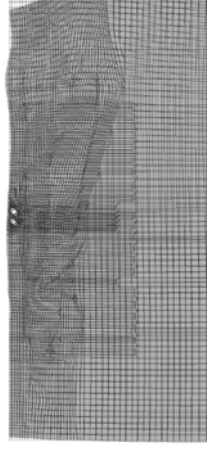
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが多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。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 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。



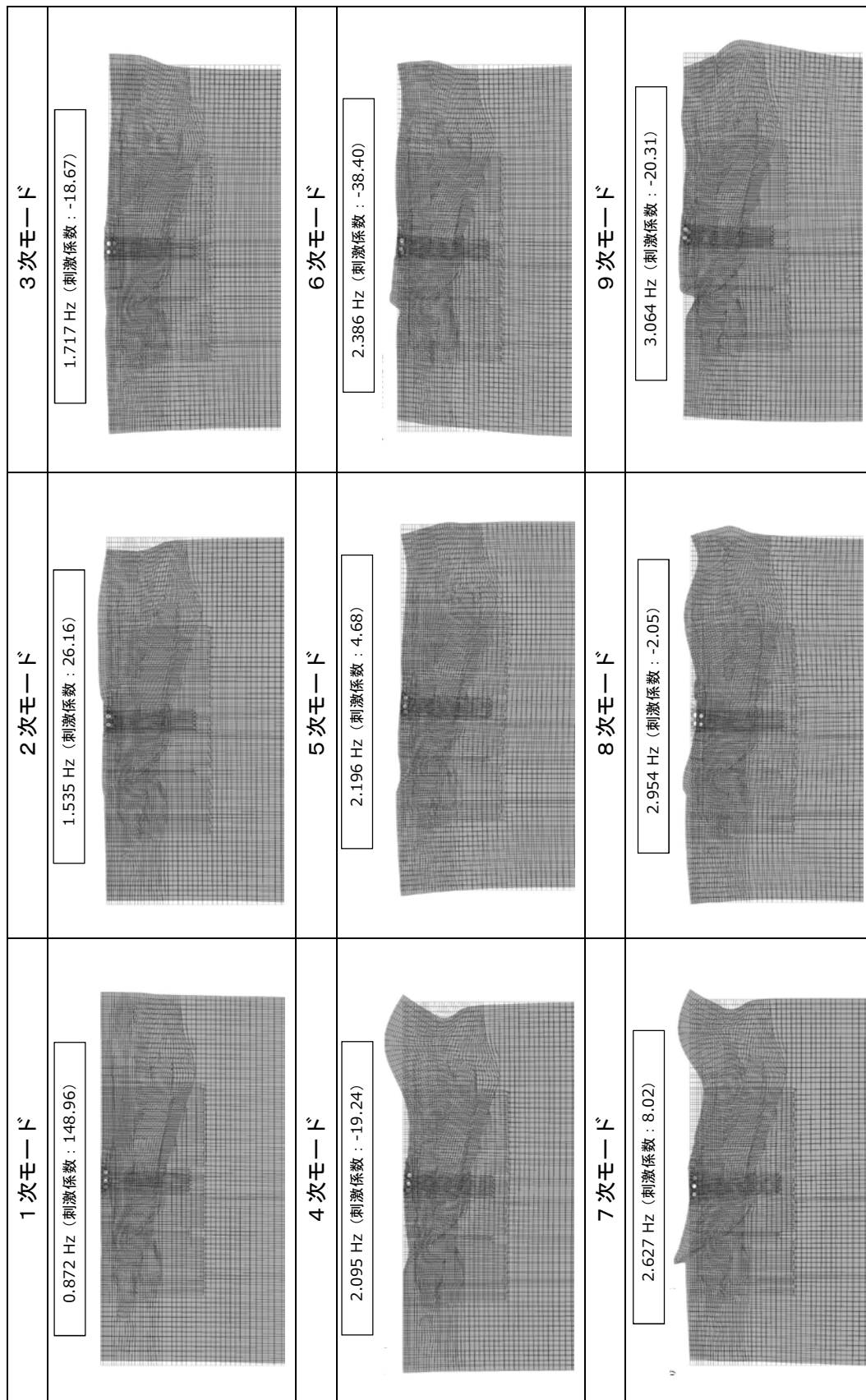
(a) B-B断面

図 3-1 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (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

<p>1次モード</p> <p>0.903 Hz (刺激係数 : 211.47)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.595 Hz (刺激係数 : 32.07)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.783 Hz (刺激係数 : -27.99)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.267 Hz (刺激係数 : -34.14)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.301 Hz (刺激係数 : -1.85)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.444 Hz (刺激係数 : 54.38)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.791 Hz (刺激係数 : -3.46)</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.148 Hz (刺激係数 : 2.26)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.237 Hz (刺激係数 : -25.53)</p> 

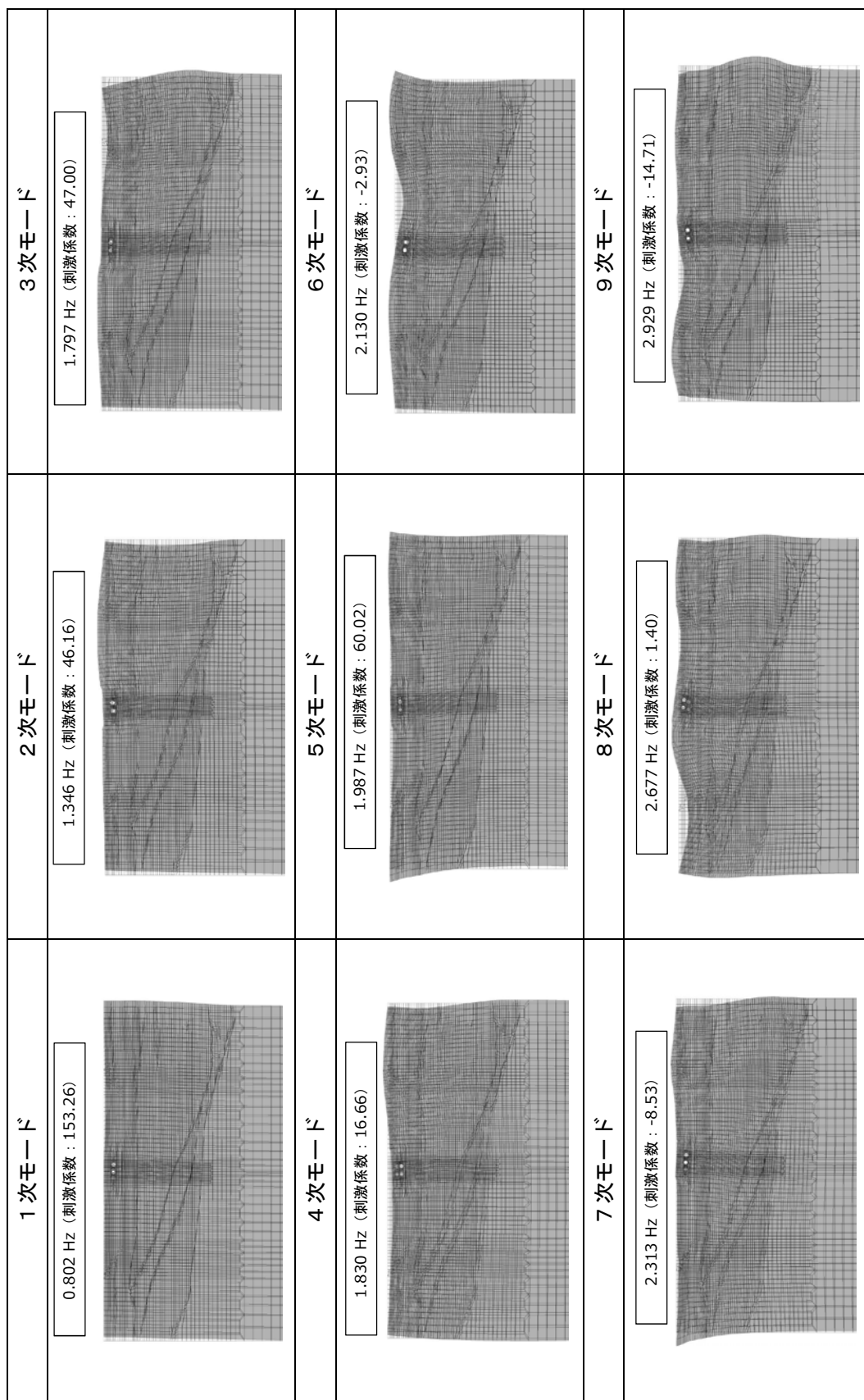
(b) C-C断面 (杭基礎部)

図3-1 (2) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (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)



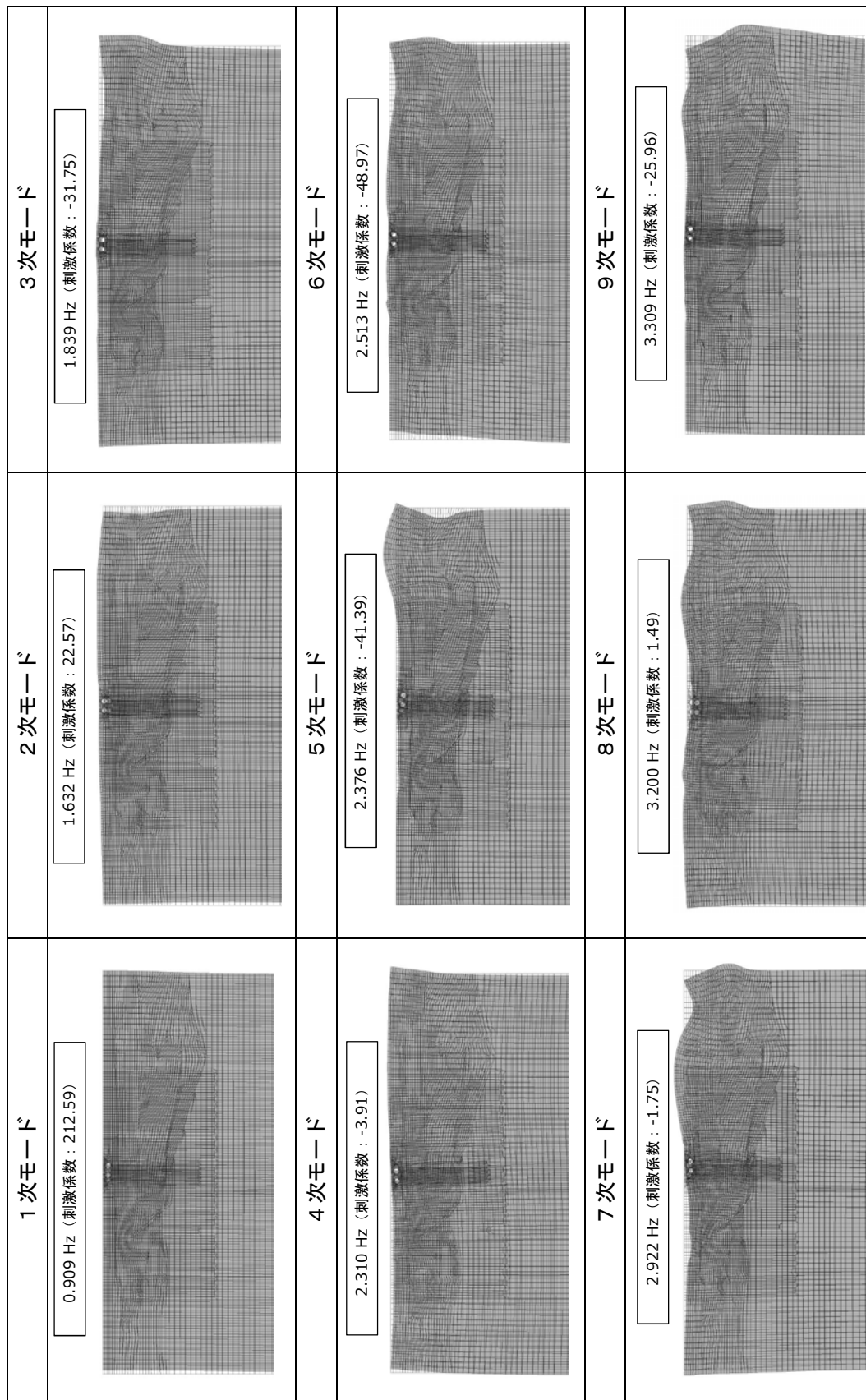
(c) C-C断面 (地盤改良部)

図3-1 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース)



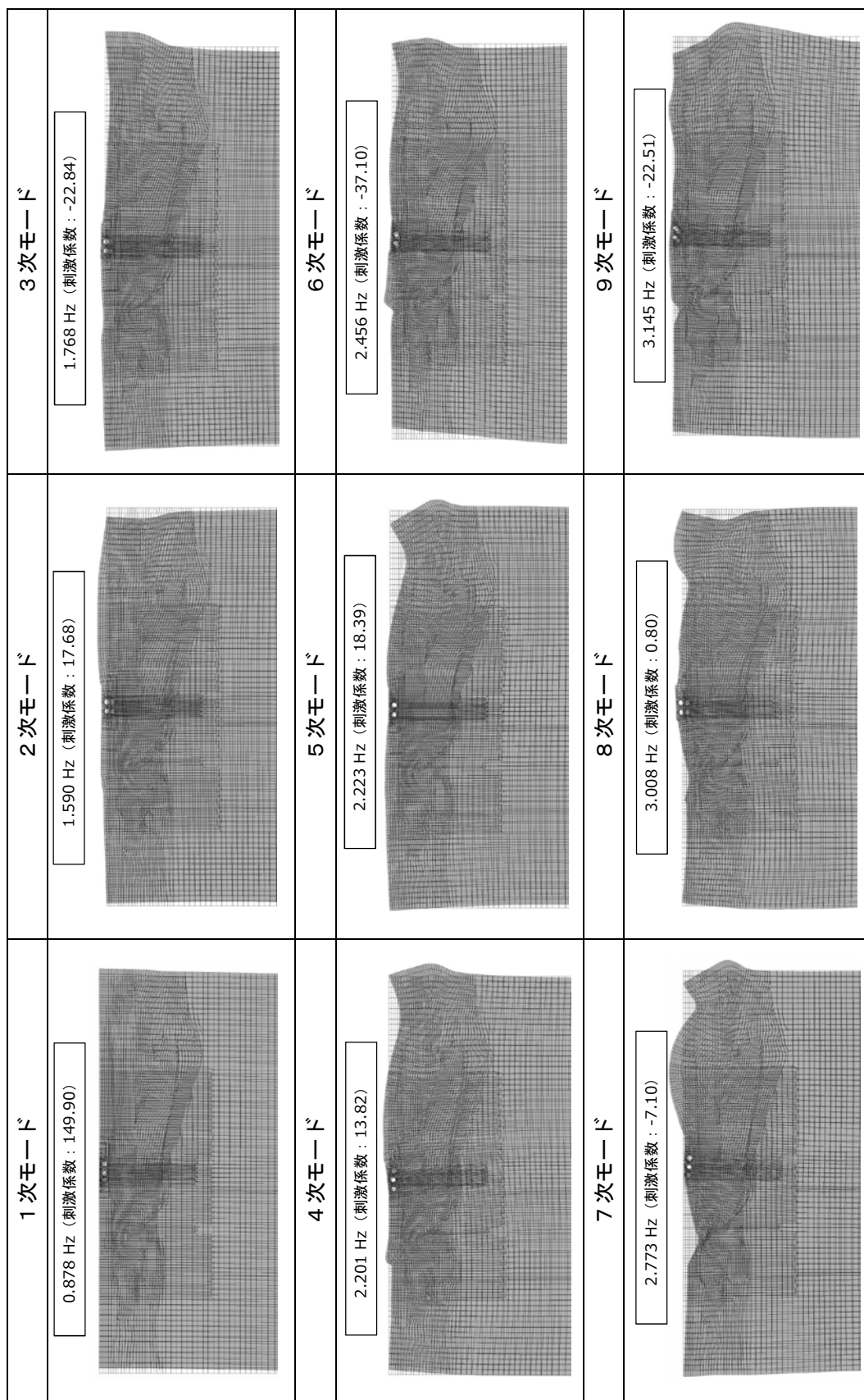
(a) B-B断面

図3-2 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



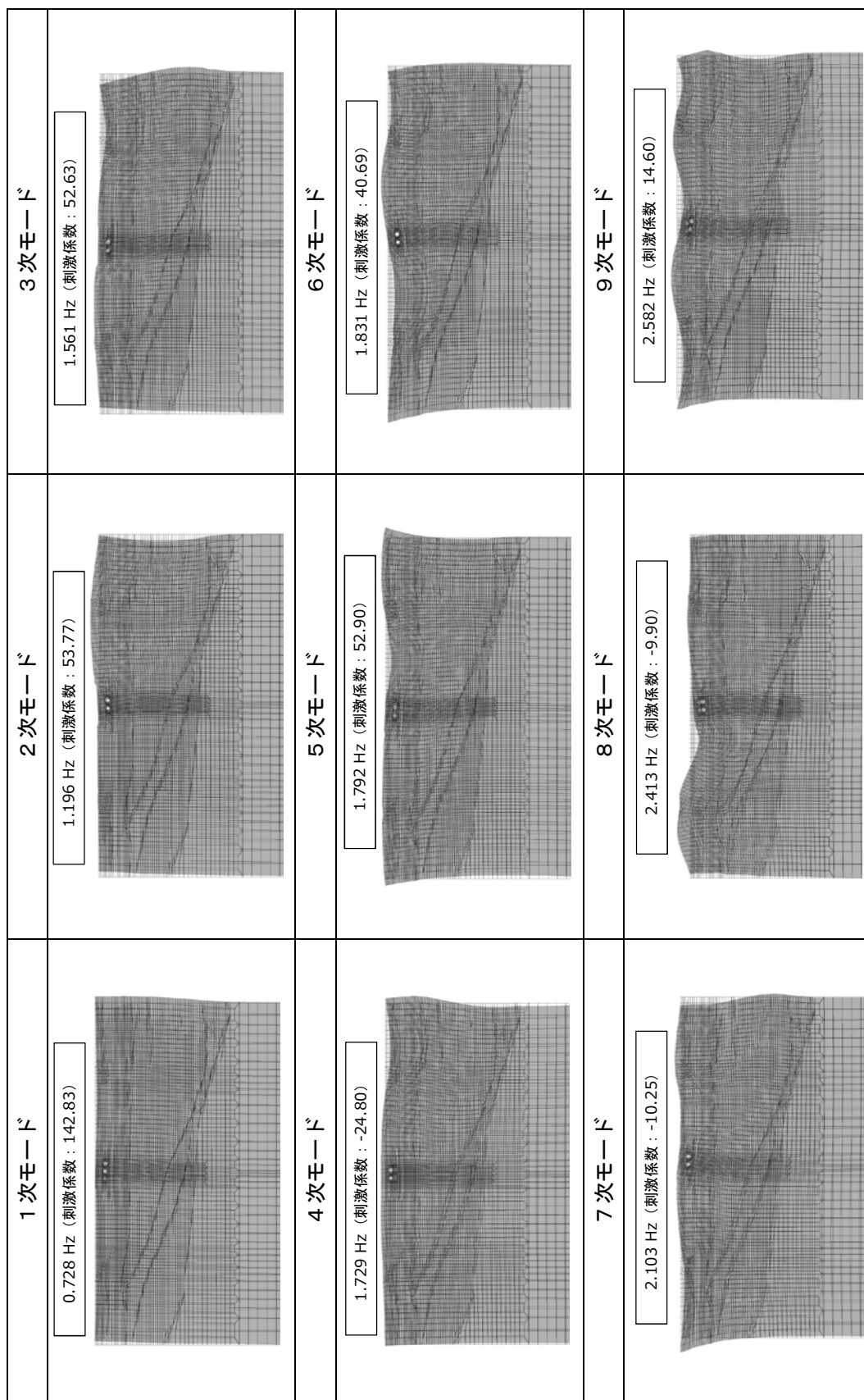
(b) C-C断面 (杭基礎部)

図 3-2 (2) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



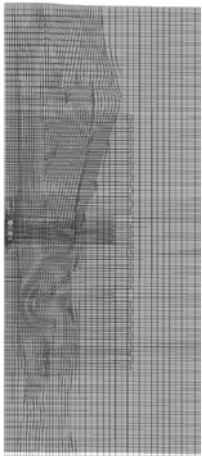
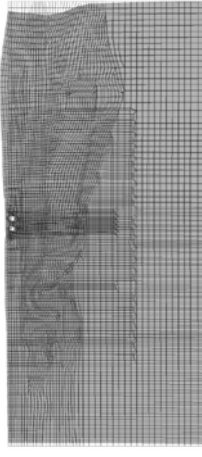
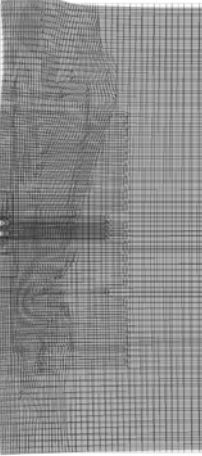
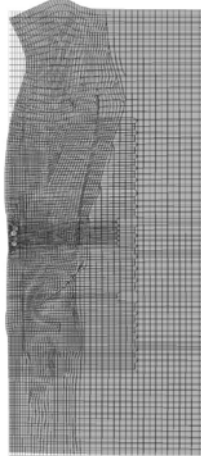
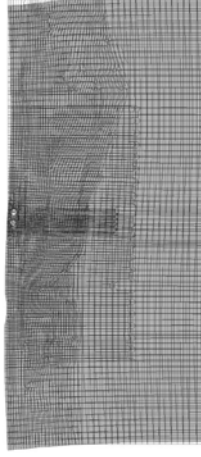
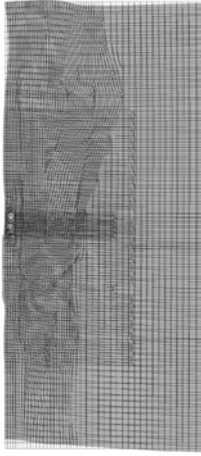
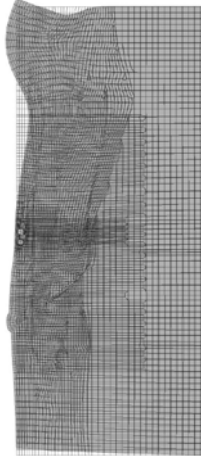
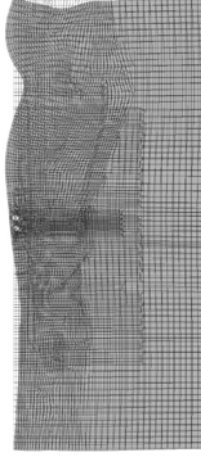
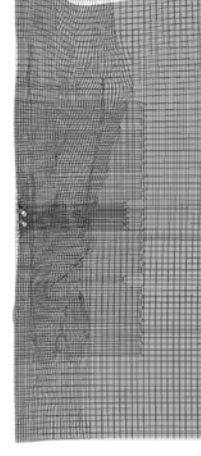
(c) C-C断面 (地盤改良部)

図3-2 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



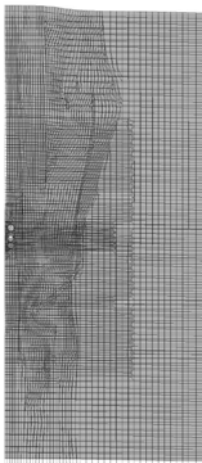
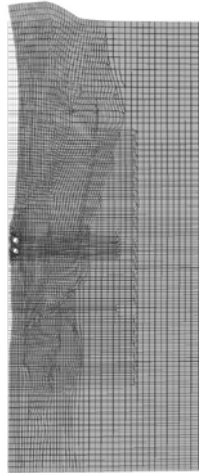
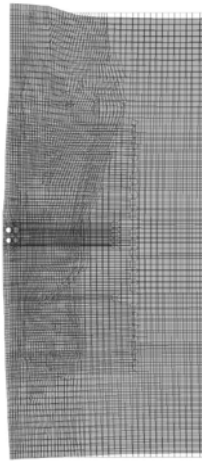
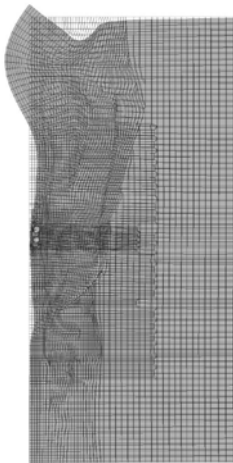
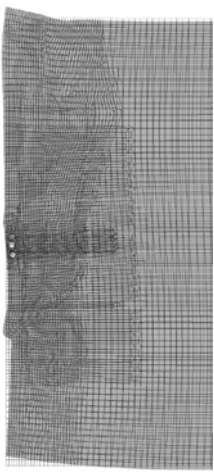
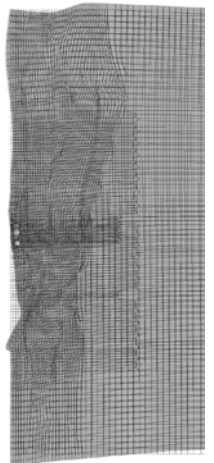
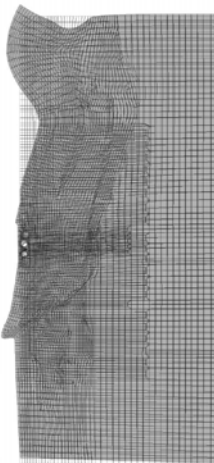
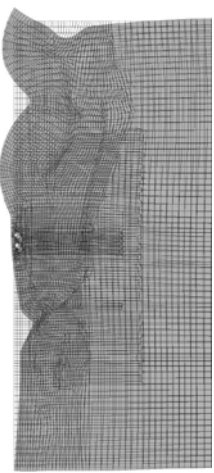
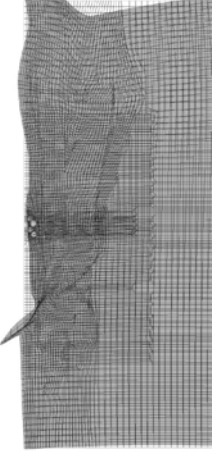
(a) B-B断面

図 3-3 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース③) : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

<p>1次モード</p> <p>0.895 Hz (刺激係数: 209.73)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.529 Hz (刺激係数: 42.59)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.745 Hz (刺激係数: -21.64)</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.130 Hz (刺激係数: 30.05)</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.292 Hz (刺激係数: 5.47)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.372 Hz (刺激係数: -56.87)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.645 Hz (刺激係数: 6.35)</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.070 Hz (刺激係数: 5.64)</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.155 Hz (刺激係数: 24.39)</p> 

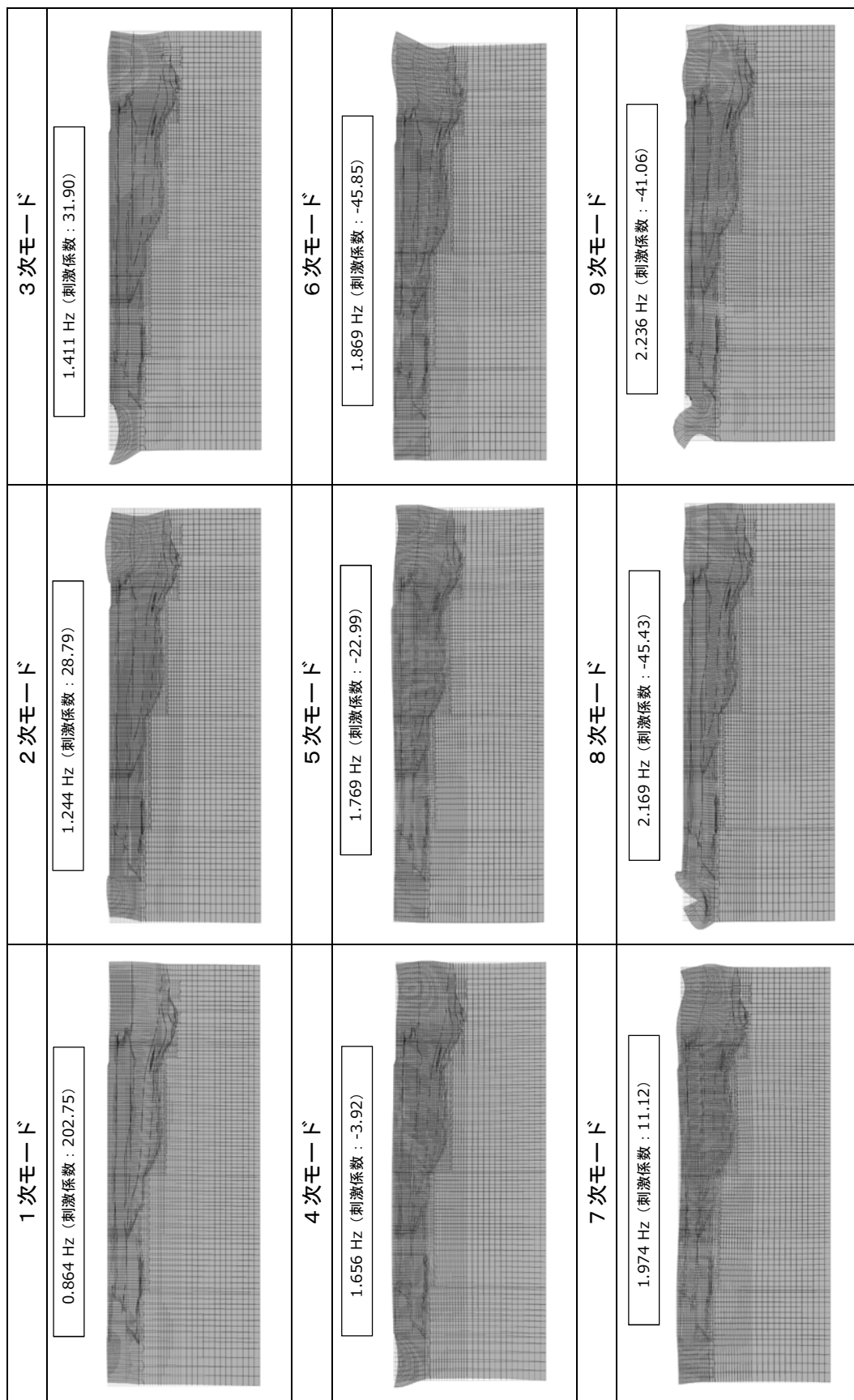
(b) C-C断面 (杭基礎部)

図 3-3 (2) 屋外二重基礎の固有値解析結果 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

<p>1 次モード</p> <p>0.857 Hz (刺激係数 : 146.26)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.403 Hz (刺激係数 : -39.45)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.676 Hz (刺激係数 : -12.51)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.885 Hz (刺激係数 : -16.94)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>2.175 Hz (刺激係数 : -3.82)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>2.294 Hz (刺激係数 : 38.16)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>2.440 Hz (刺激係数 : 8.81)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.814 Hz (刺激係数 : 3.34)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.917 Hz (刺激係数 : 20.65)</p> 

(c) C-C 断面 (地盤改良部)

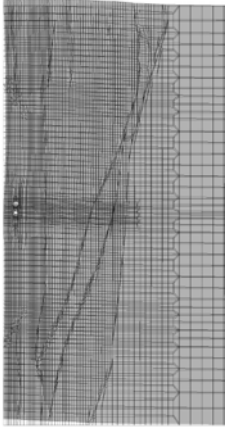
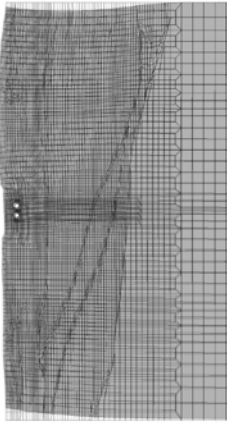
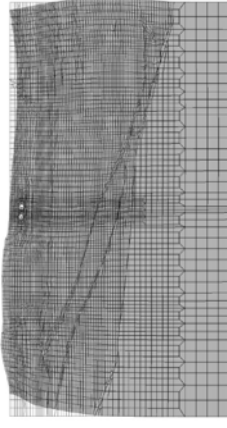
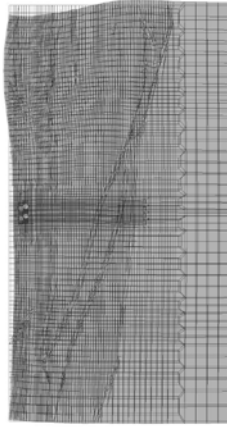
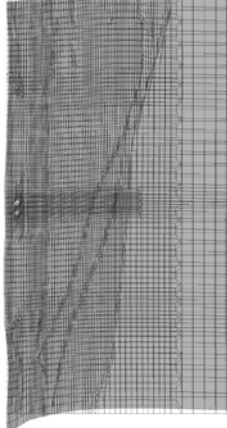
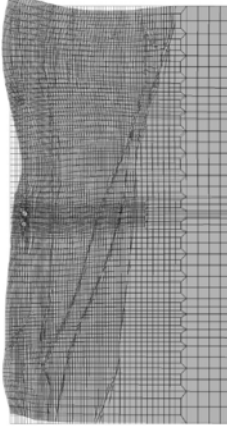
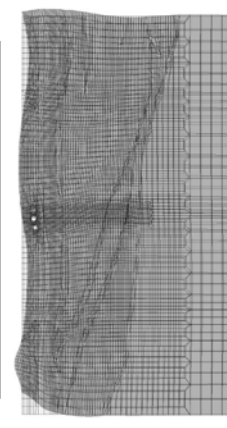
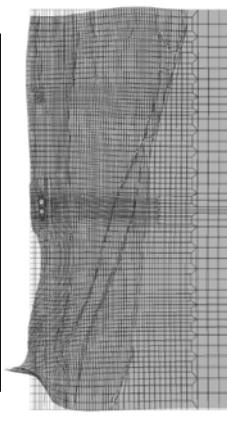
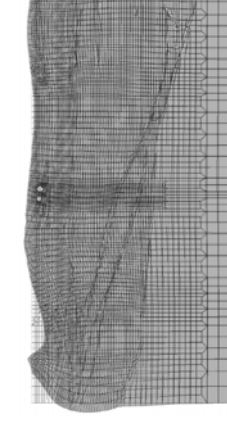
図 3-3 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



(a) A-A断面

図 3-4 (1) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

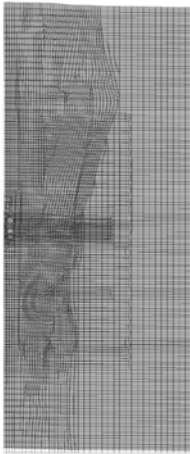
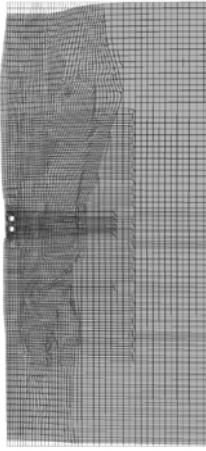
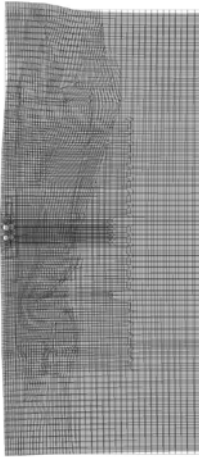
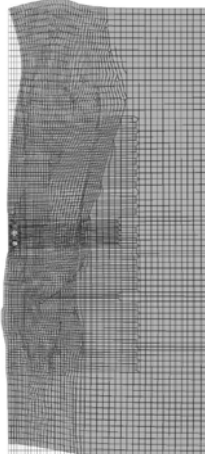
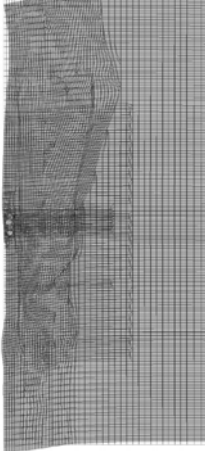
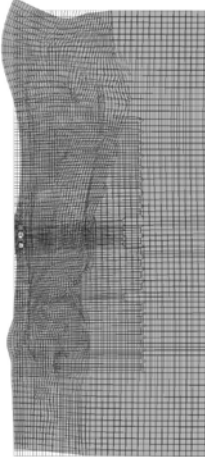
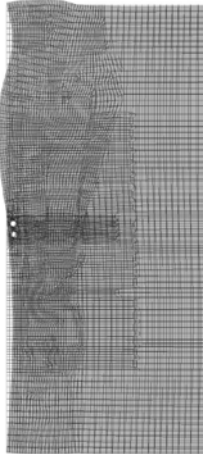
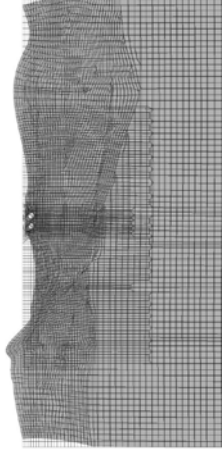
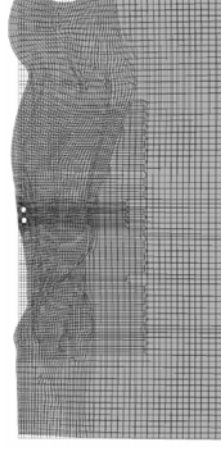
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化させた解析ケース)

<p>1 次モード</p> <p>0.733 Hz (刺激係数 : 145.87)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.168 Hz (刺激係数 : 42.29)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.545 Hz (刺激係数 : -9.25)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.690 Hz (刺激係数 : 19.07)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>1.718 Hz (刺激係数 : 82.54)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>1.866 Hz (刺激係数 : 16.68)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>1.953 Hz (刺激係数 : 26.22)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.263 Hz (刺激係数 : -3.45)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.294 Hz (刺激係数 : 0.26)</p> 

(b) B-B 断面

図 3-4 (2) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

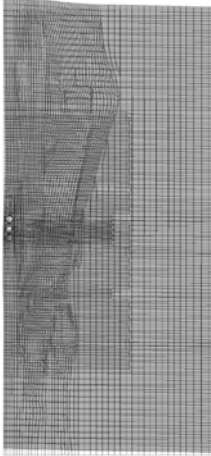
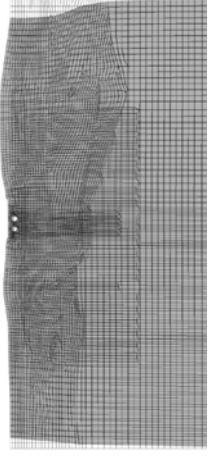
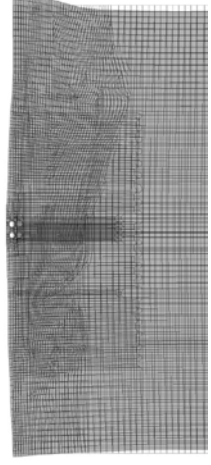
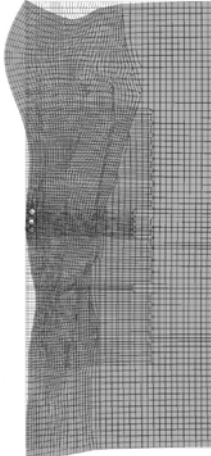
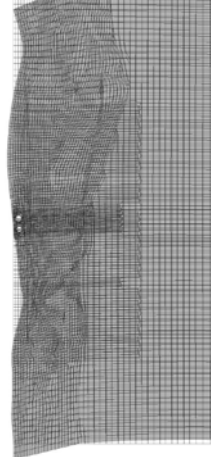
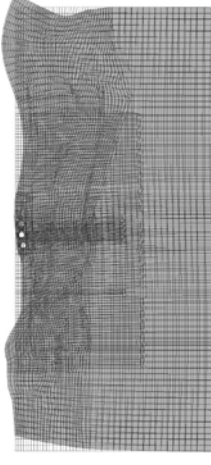
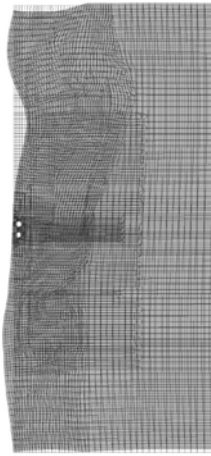
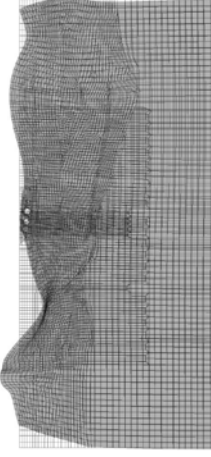
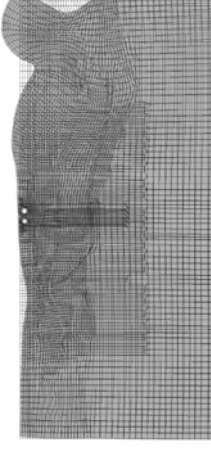
(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

<p>1 次モード</p> <p>0.865 Hz (刺激係数 : 202.42)</p> 	<p>2 次モード</p> <p>1.404 Hz (刺激係数 : 43.29)</p> 	<p>3 次モード</p> <p>1.735 Hz (刺激係数 : -14.99)</p> 
<p>4 次モード</p> <p>1.862 Hz (刺激係数 : -6.51)</p> 	<p>5 次モード</p> <p>1.914 Hz (刺激係数 : 78.93)</p> 	<p>6 次モード</p> <p>2.181 Hz (刺激係数 : 9.72)</p> 
<p>7 次モード</p> <p>2.281 Hz (刺激係数 : 2.03)</p> 	<p>8 次モード</p> <p>2.601 Hz (刺激係数 : -9.43)</p> 	<p>9 次モード</p> <p>2.700 Hz (刺激係数 : 0.95)</p> 

(c) C-C 断面 (杭基礎部)

図 3-4 (3) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

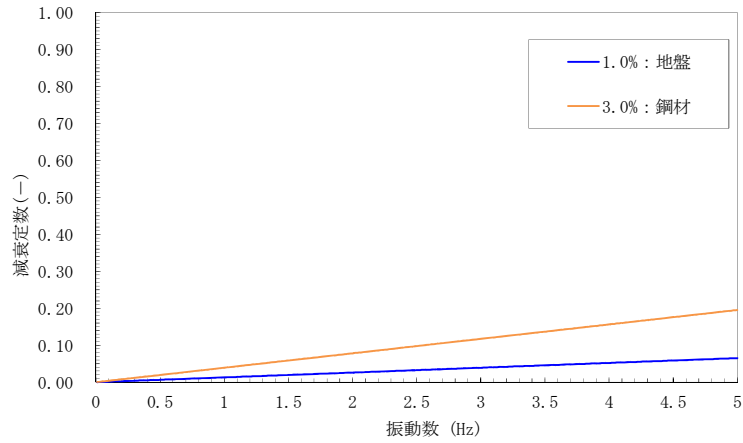
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化させたことを仮定した解析ケース)

<p>1次モード</p> <p>0.838 Hz (刺激係数: 143.24)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.342 Hz (刺激係数: 30.96)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.683 Hz (刺激係数: -12.48)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.747 Hz (刺激係数: 1.37)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.825 Hz (刺激係数: 50.73)</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.043 Hz (刺激係数: 14.19)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.196 Hz (刺激係数: 3.84)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.341 Hz (刺激係数: -12.20)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.551 Hz (刺激係数: 3.76)</p> 

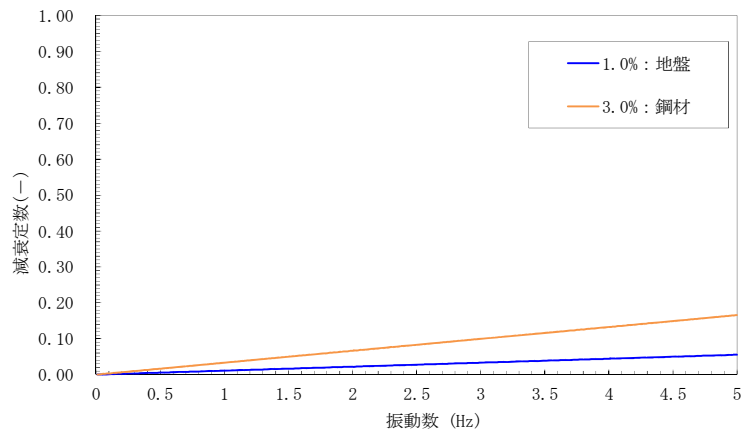
(d) C-C断面 (地盤改良部)

図3-4 (4) 屋外二重管基礎の固有値解析結果

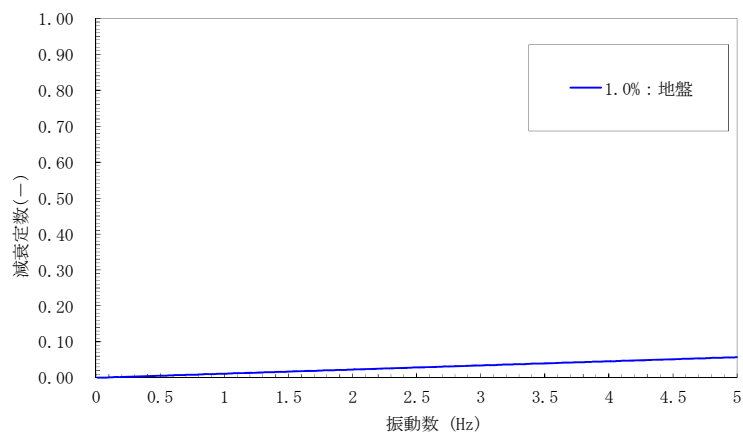
(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) B-B断面



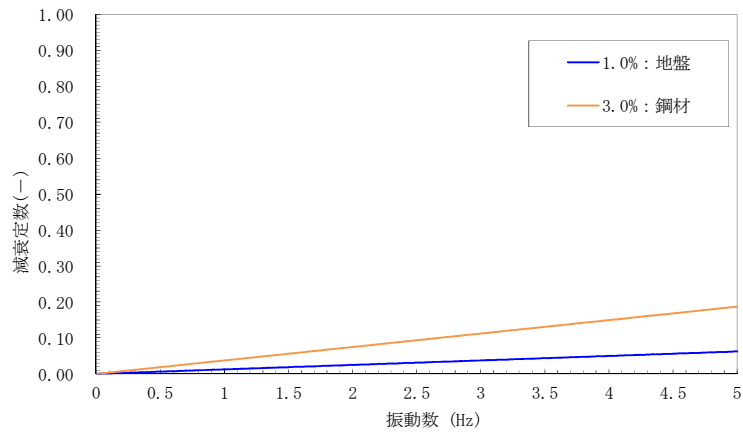
(b) C-C断面 (杭基礎部)



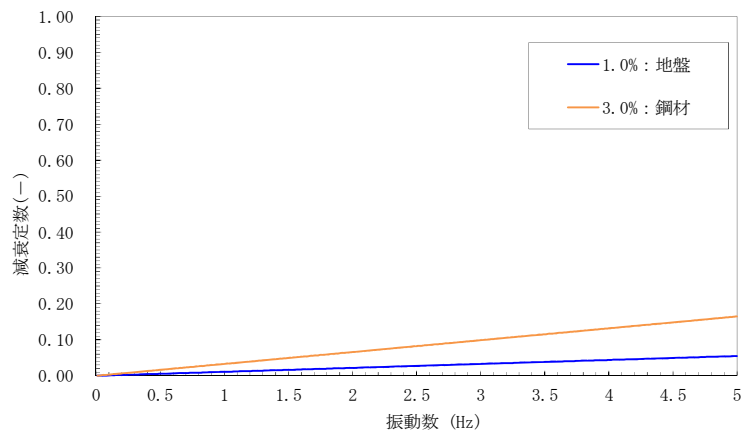
(c) C-C断面 (地盤改良部)

図3-5 設定した Rayleigh 減衰

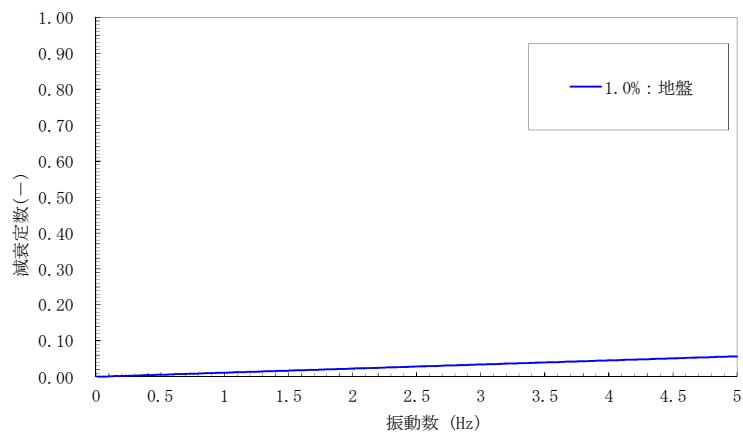
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



(a) B-B断面



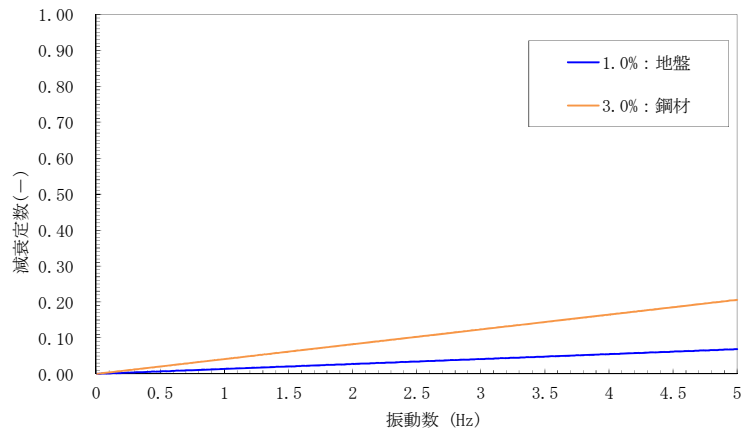
(b) C-C断面 (杭基礎部)



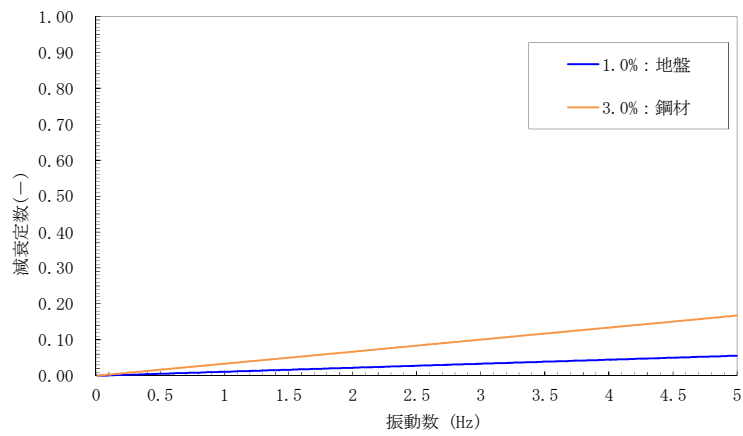
(c) C-C断面 (地盤改良部)

図 3-6 設定した Rayleigh 減衰

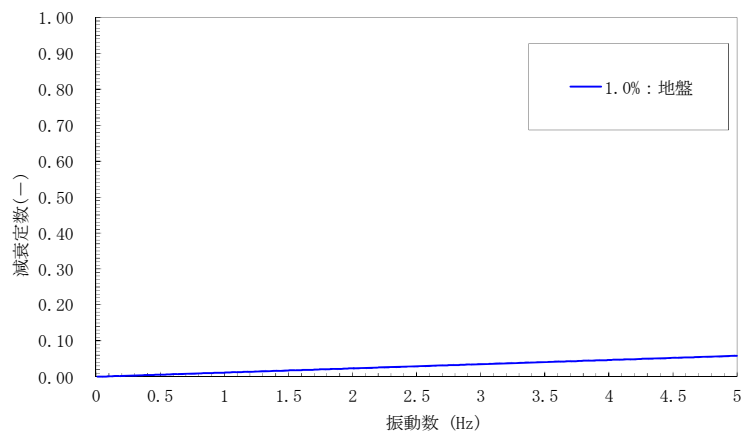
(検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



(a) B-B断面



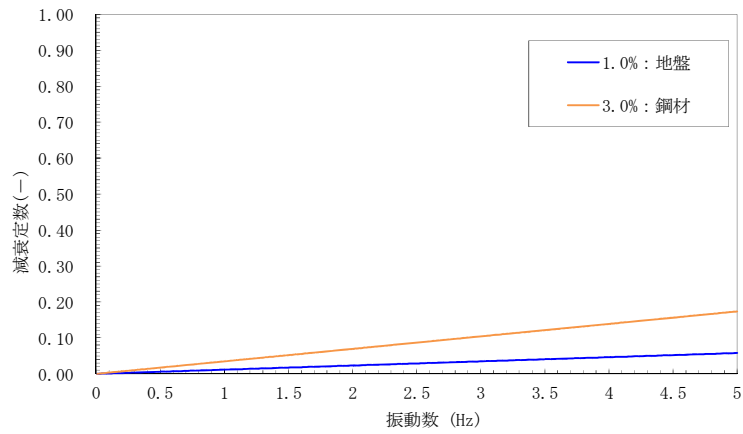
(b) C-C断面 (杭基礎部)



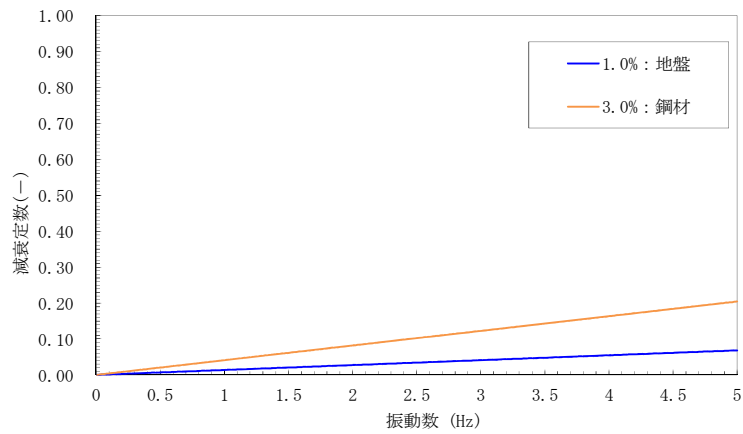
(c) C-C断面 (地盤改良部)

図3-7 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



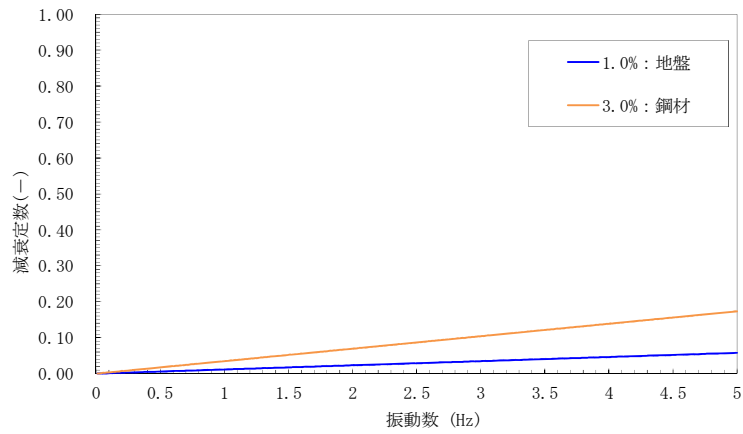
(a) A-A断面



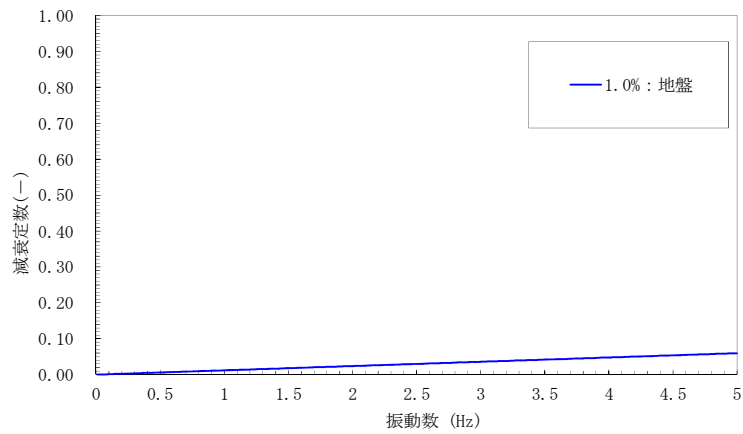
(b) B-B断面

図 3-8 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
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)



(c) C-C断面 (杭基礎部)



(d) C-C断面 (地盤改良部)

図3-8 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
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)

11. 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

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	11
11.2.6 評価構造物諸元	14
11.2.7 地下水位	15
11.2.8 地震応答解析手法	15
11.2.9 解析モデルの設定	16
11.2.10 減衰定数	28
11.2.11 荷重の組合せ	34
11.2.12 地震応答解析の検討ケース	36
11.3 評価内容	38
11.3.1 入力地震動の設定	38
11.3.2 許容限界の設定	55
11.4 評価結果	60
11.4.1 地震応答解析結果	60
11.4.2 耐震評価結果	60
11.5 まとめ	61

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。また、人工岩盤の想定すべり線上におけるすべり安全率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、人工岩盤に作用する接地圧が人工岩盤の支圧強度以下であること及び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。

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は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）、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。また、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界は、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）に基づき設定する。

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	<ul style="list-style-type: none"> ・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	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・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する。
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・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） ・J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> ・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する。 ・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する。 ・人工岩盤の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。 ・基礎地盤に発生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。 ・人工岩盤に発生する接地圧が人工岩盤の支圧強度以下であることを確認する。
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> ・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。

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。

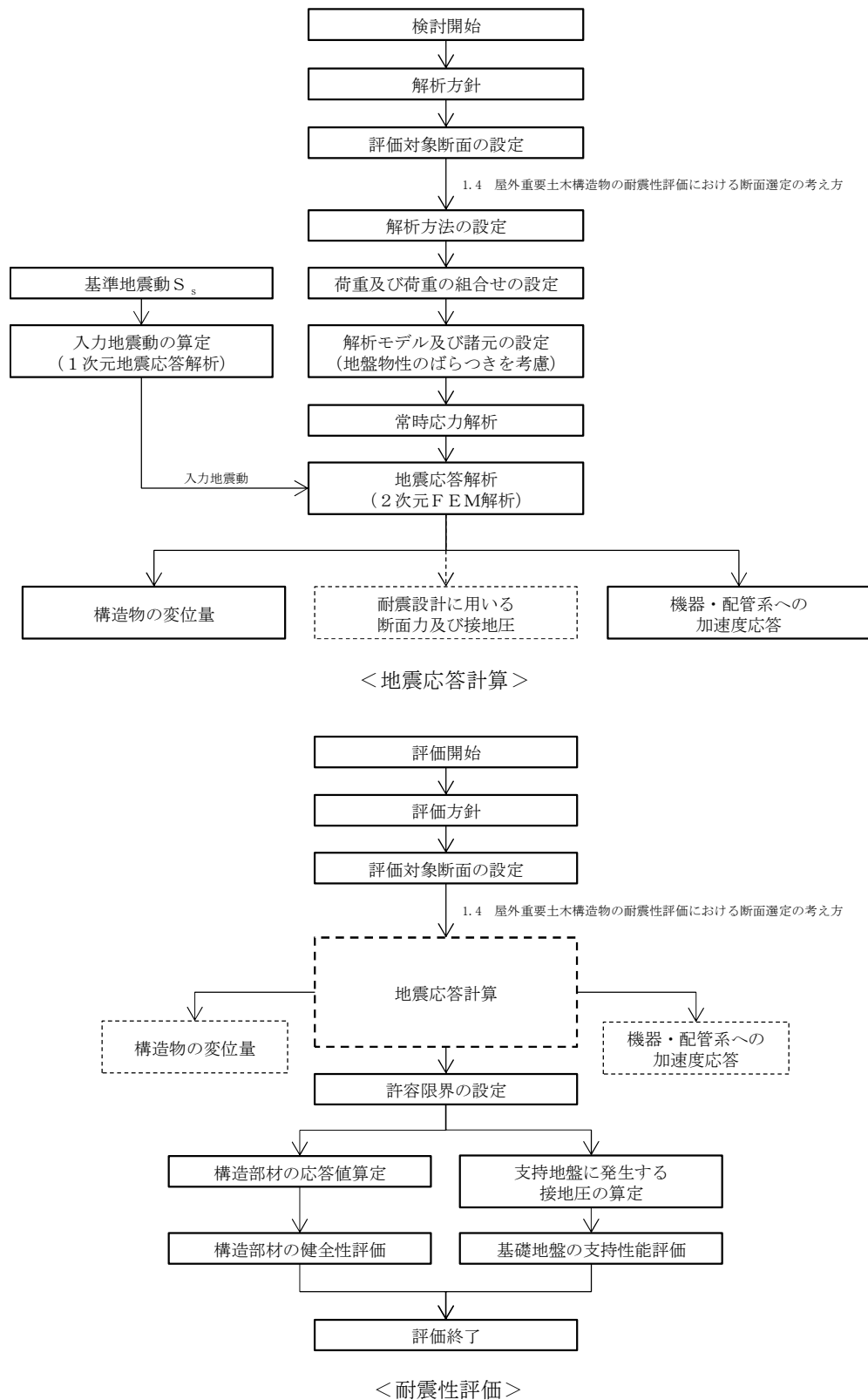


図 11.2-1 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐震安全性評価フロー

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配管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配管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。

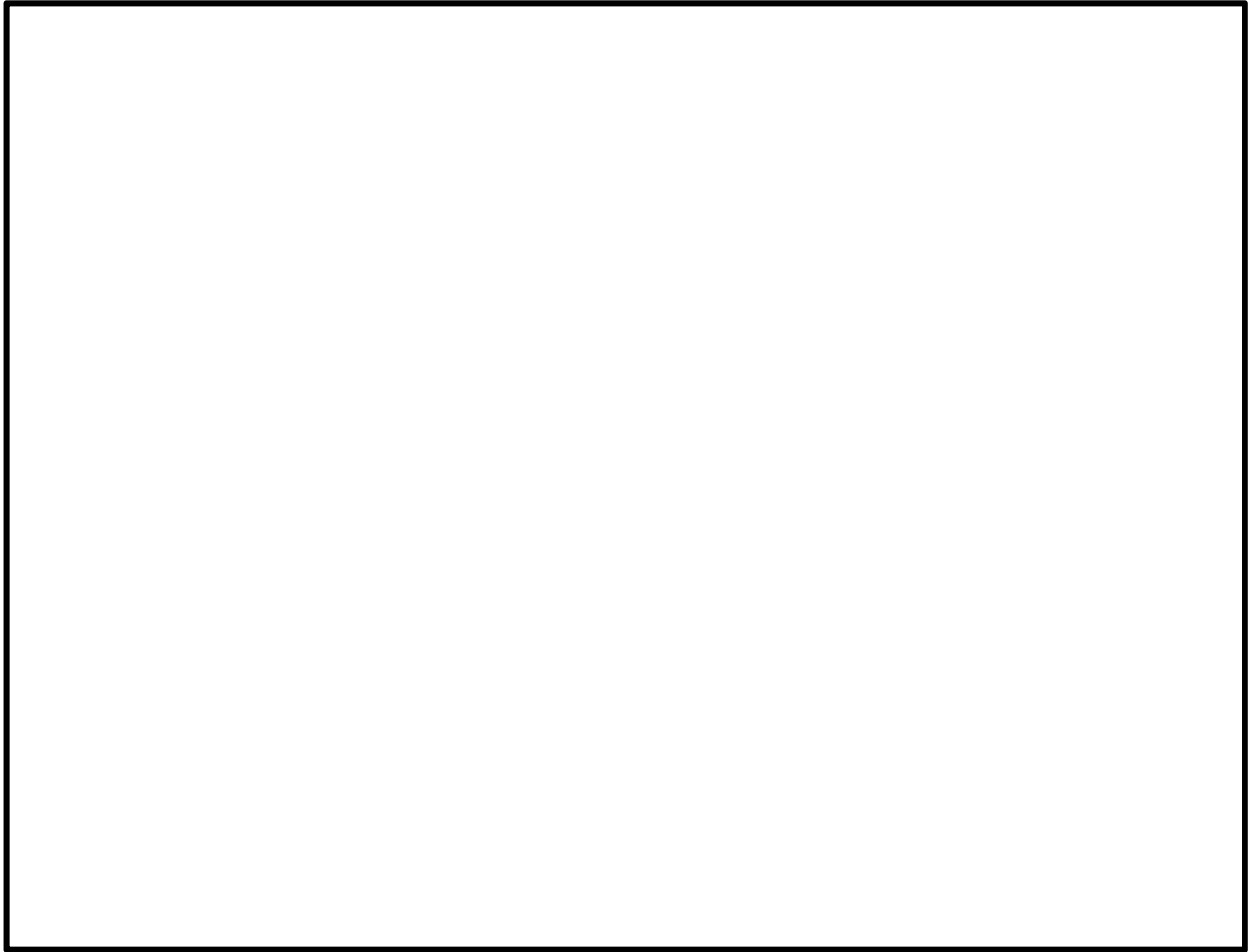


図 11.2-2 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの位置図（全体平面図）

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。構造概要を図 11.2-5 に示す。

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。

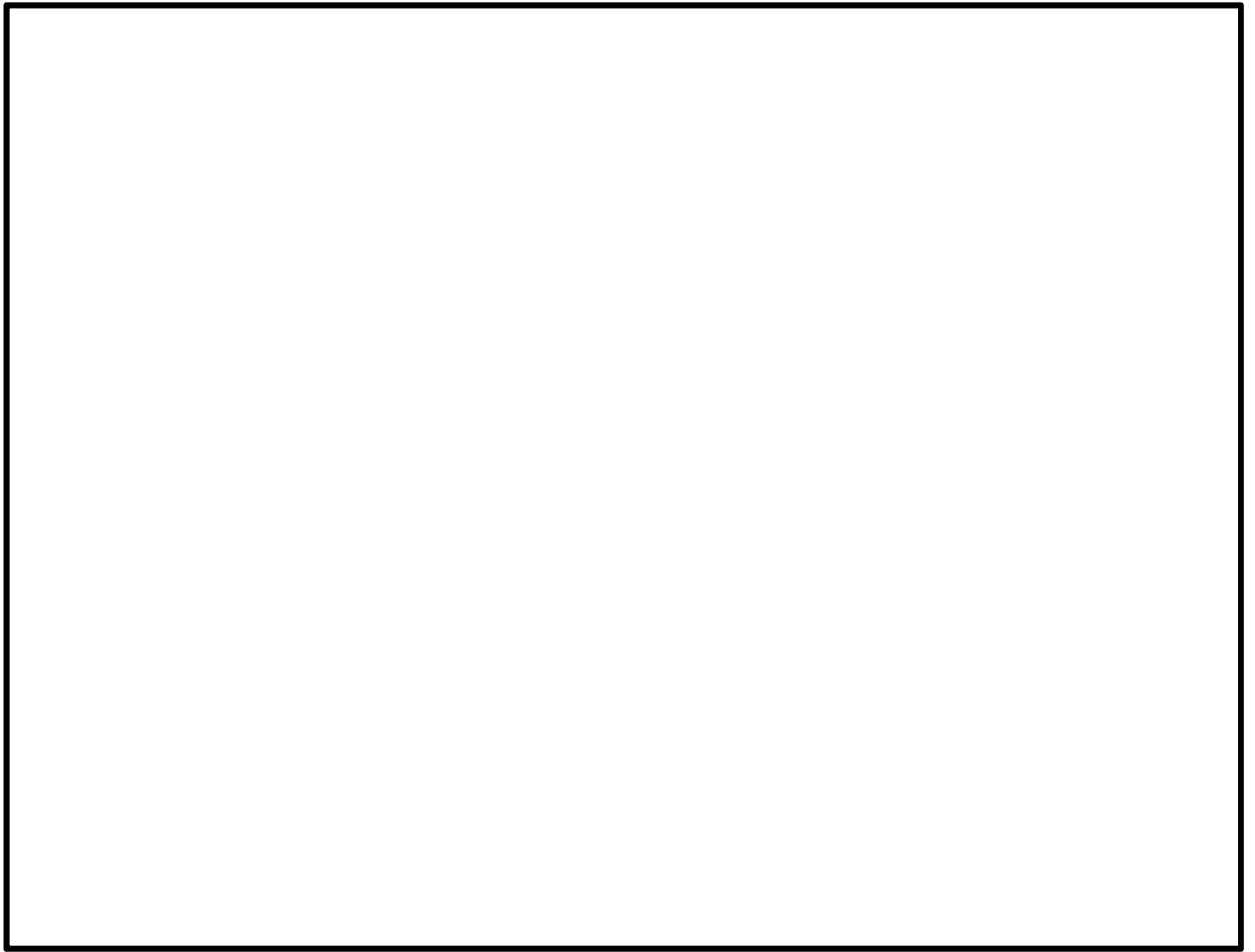


図 11.2-3 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面位置図

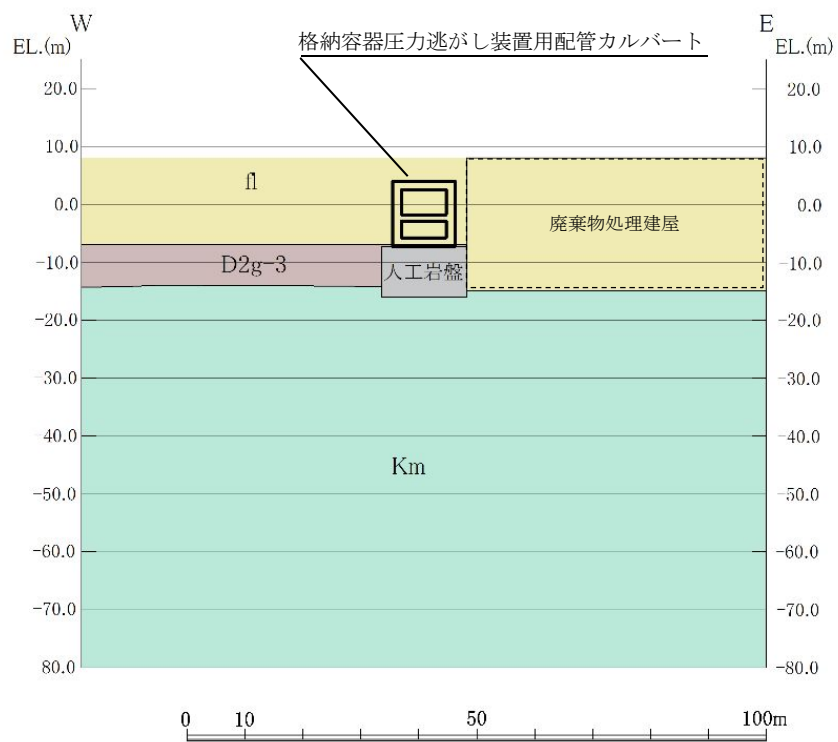


図 11.2-4 (1) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面図 (A-A断面)

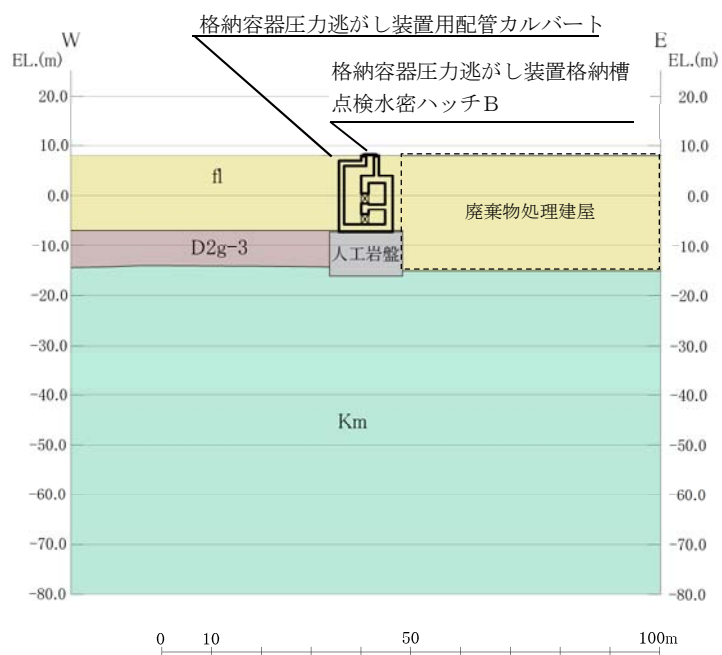


図 11.2-4 (2) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの断面図 (D-D断面)

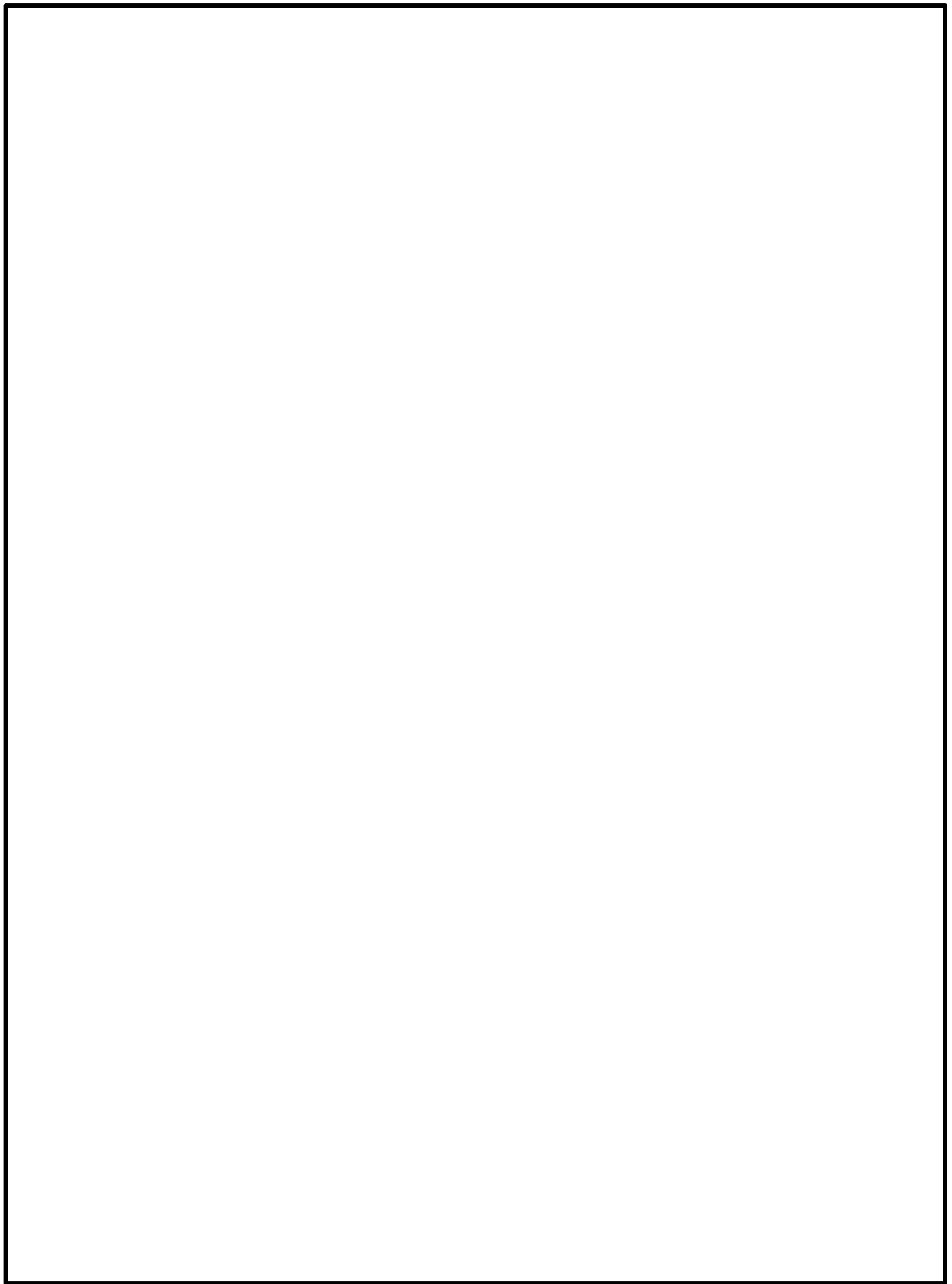


図 11.2-5 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの構造概要図

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、規格、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 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	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 40 N/mm ² *1	24.5 *1	3.1×10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *2
人工岩盤	設計基準強度 18 N/mm ² *3	23.0 *3	2.06×10 ⁴ *3	0.2 *3	5 *2

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：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

*3：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005年）

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	1m	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	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	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)

11.2.6 評価構造物諸元

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの評価構造物諸元を表 11.2-5 に示す。評価部位を図 11.2-6 に示す。

表 11.2-5 構造物の評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
底版	1.000	1.500	40	SD490	格納容器圧力逃がし装置用配管 の間接支持機能
中床版	1.000	1.100	40	SD490	
側壁	1.000	1.500	40	SD490	
頂版	1.000	1.500	40	SD490	

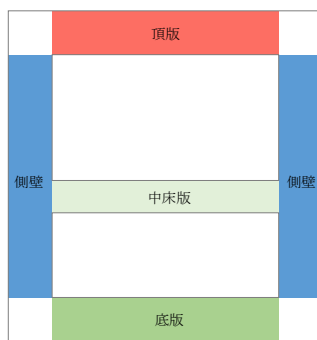


図 11.2-6 評価部位

11.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

11.2.8 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、**V-5-10**「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11.2-7に示す。

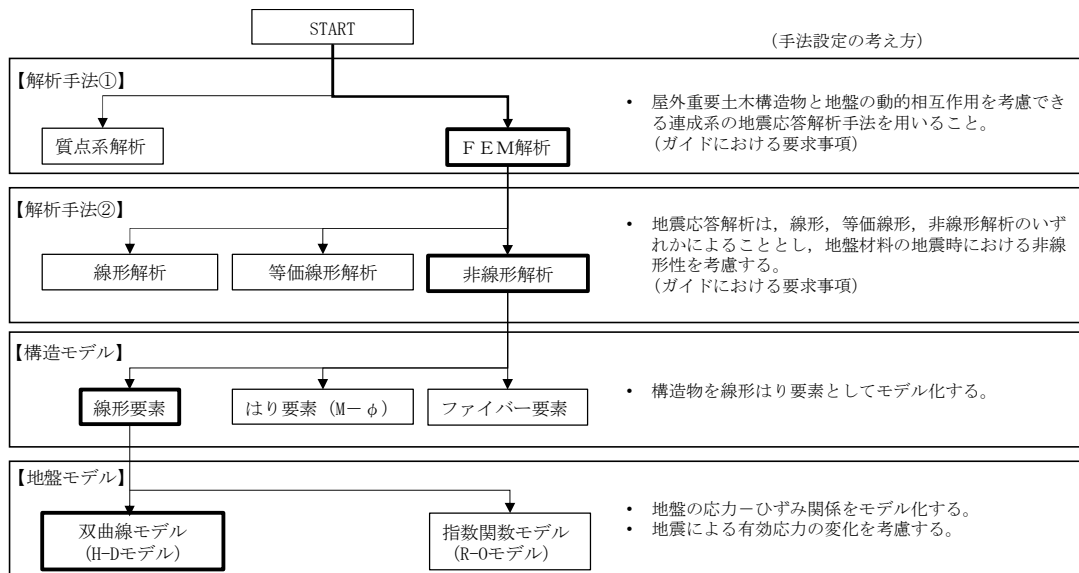


図 11.2-7 地震応答解析手法の選定フロー

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。

11.2.9 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、J E A G 4 6 0 1 -1987を参考に、図 11.2-8 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。

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 11.2-9 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、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の5または4分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。

なお、格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの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 f 1 層として評価を行う。

地震応答解析モデルを図 11.2-10 に示す。

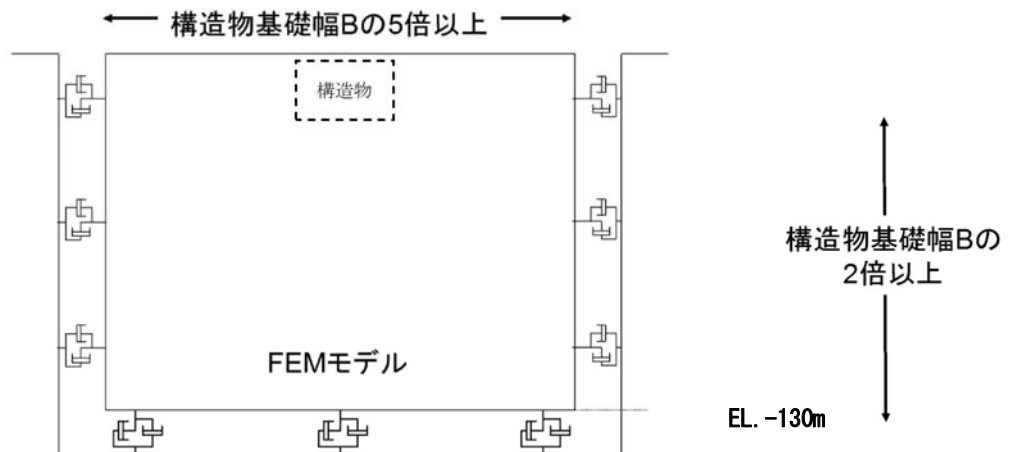


図 11.2-8 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図11.2-9に示す。また、地質断面図を図11.2-10に示す。

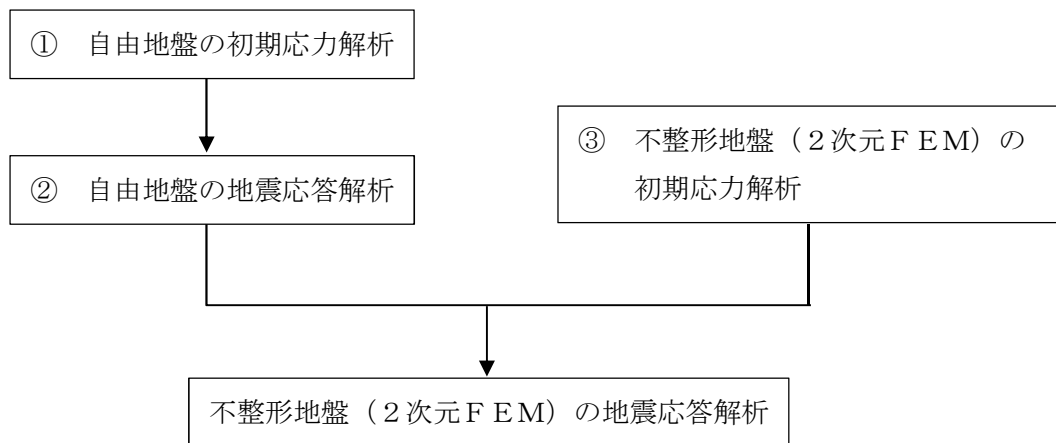
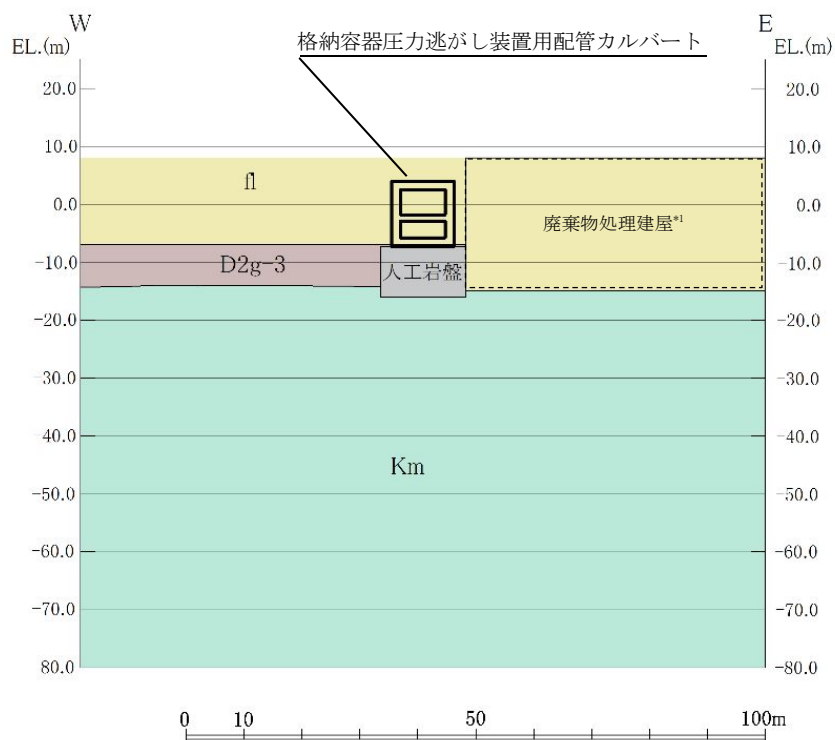
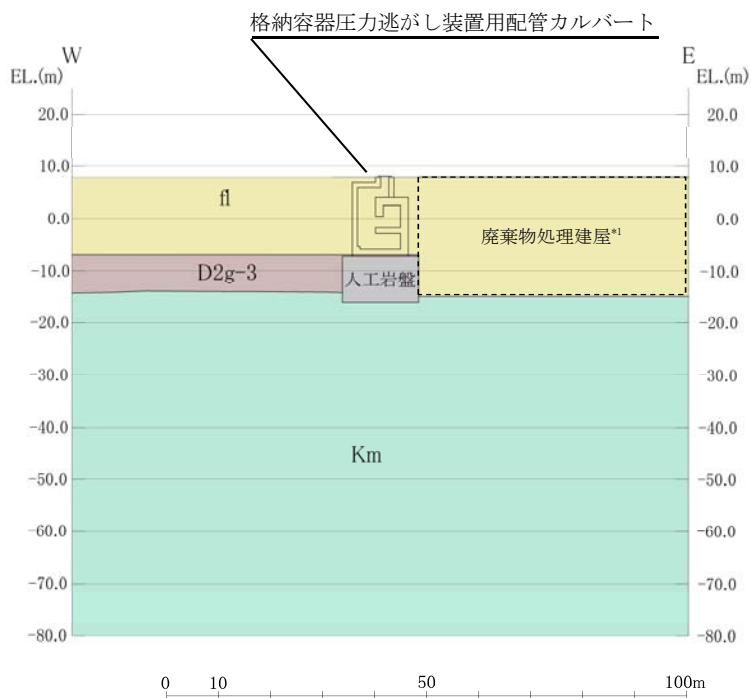


図 11.2-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー



注記 *1 廃棄物処理建屋は埋戻し層として評価

図 11.2-10 (1) 地質断面図 (A-A断面)



注記 *1 廃棄物処理建屋は埋戻し層として評価

図 11.2-10 (2) 地質断面図 (D-D断面)

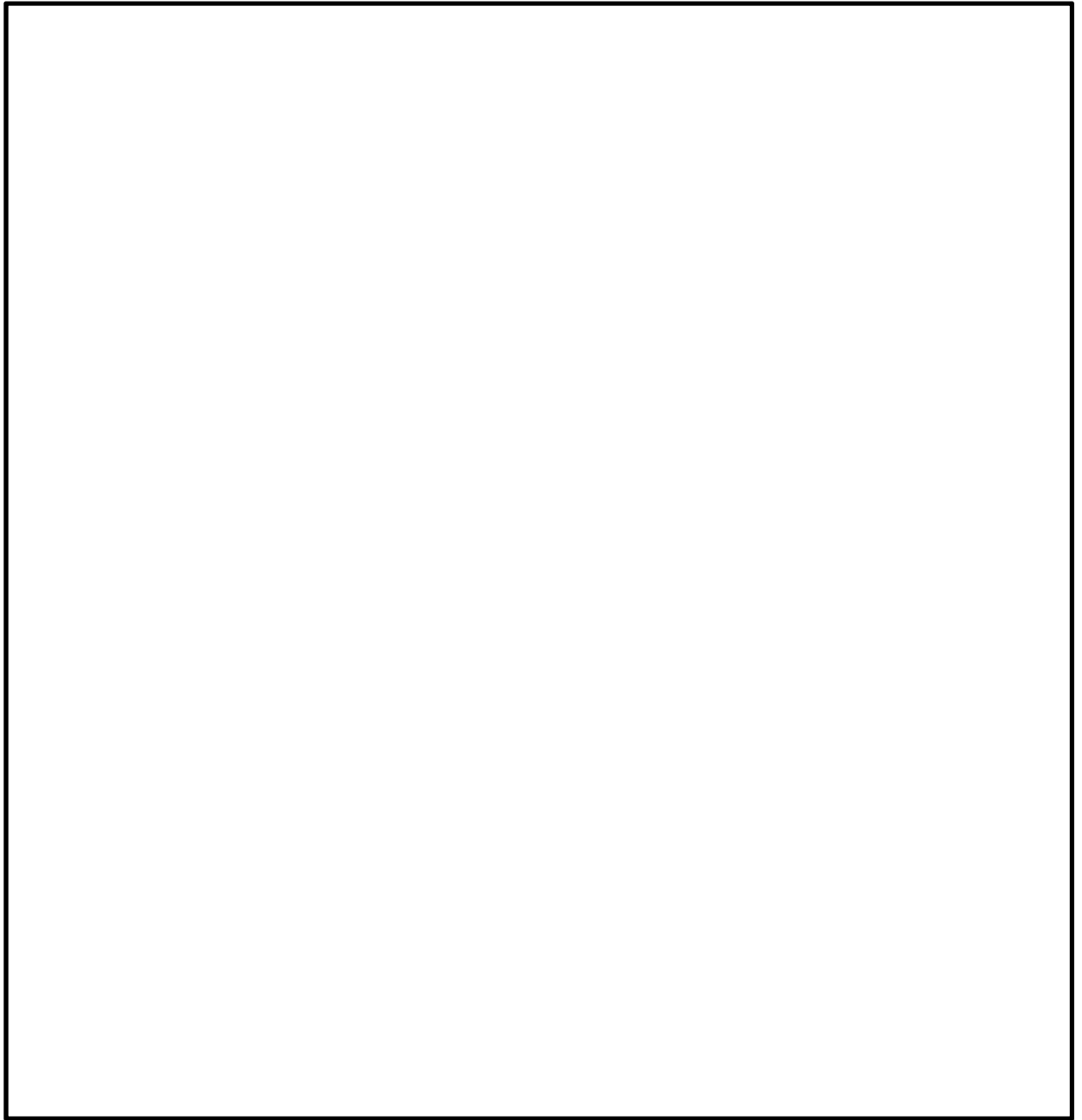


図 11.2-11 (1) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地震応答解析モデル (A-A 断面)

追而

図 11.2-11 (2) 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 (D-D 断面)

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 11.2-11 に示す。

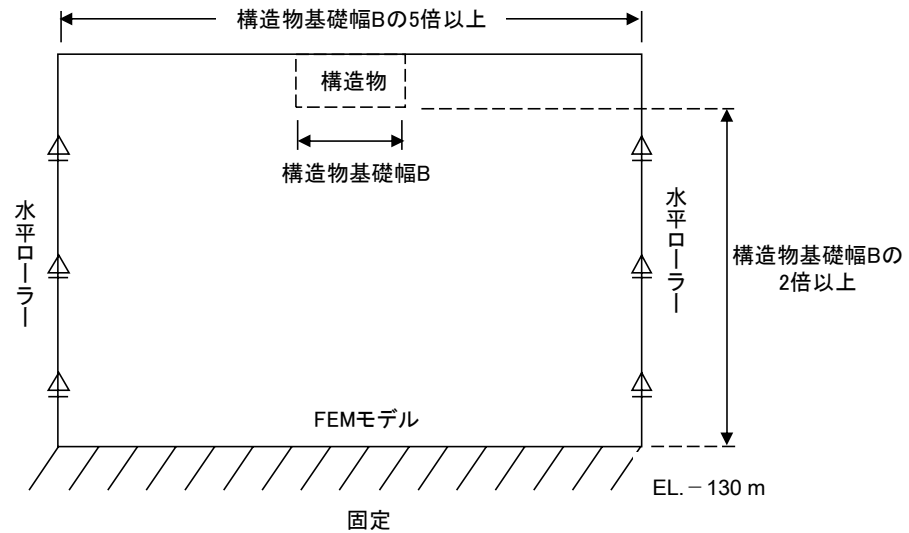


図 11.2-11 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 11.2-12 に示す。

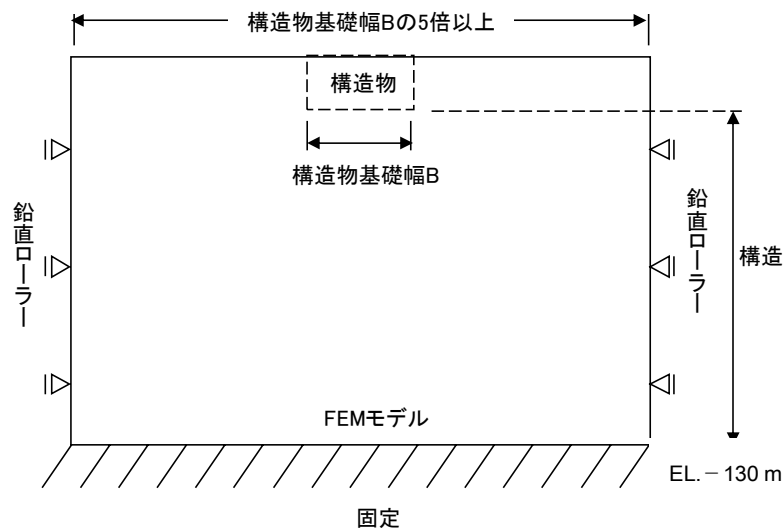


図 11.2-12 常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震応答解析モデルを図 11.2-11 に示す。

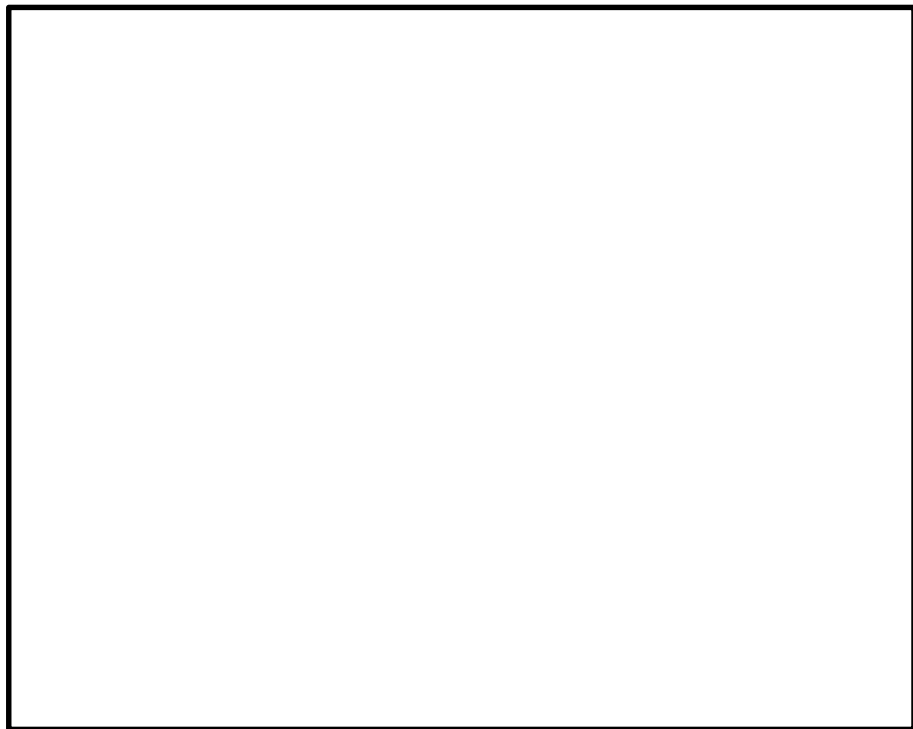
(3) 構造物のモデル化

(a) A-A 断面

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの構造物本体は、構造部材としての側壁、底板、中床版及び頂版を線形はり要素でモデル化する。

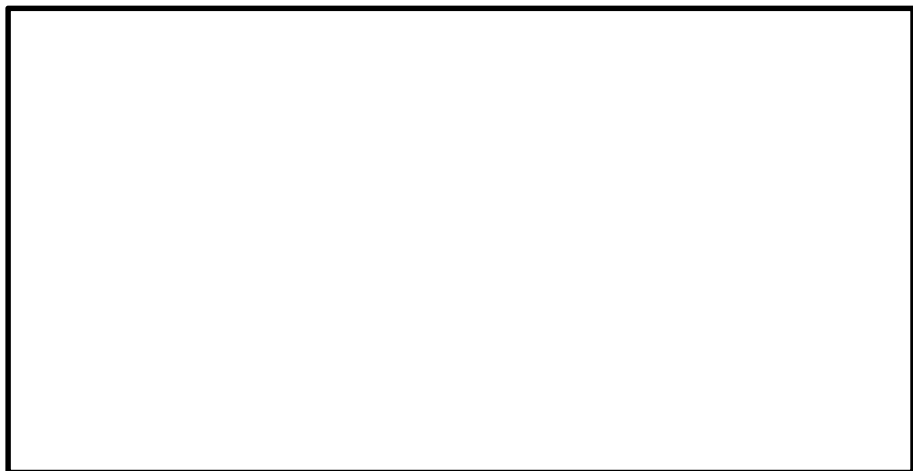
それぞれの線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」に基づき、剛域を設ける。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートを支持する人工岩盤は、平面要素としてモデル化する。解析モデル図を図 11.2-13 に示す。



(A-A 断面)

図 11.2-13 (1) 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)

図 11.2-13 (2) 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

(構造物拡大図)

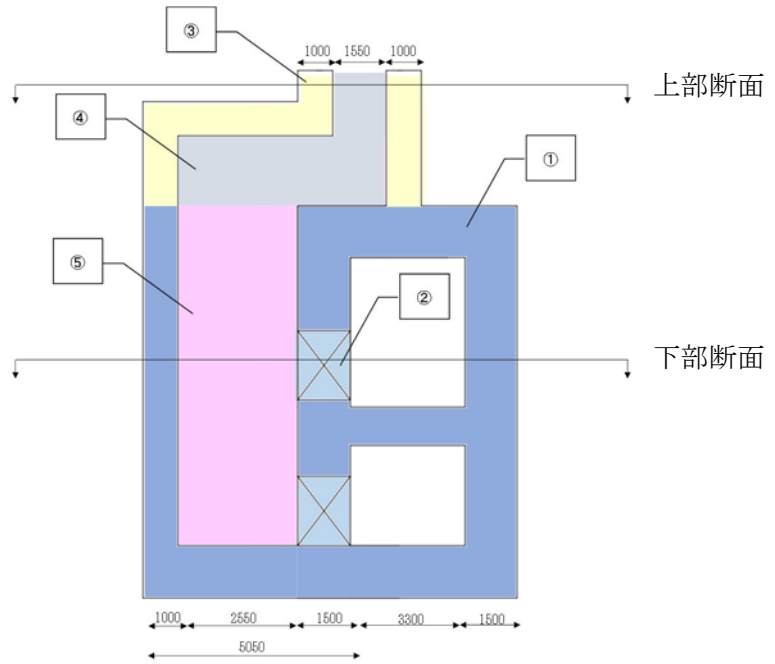
(a) D-D 断面

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの D-D 断面は、カルバート一般部と点検用通路部に分かれる。点検用通路部は耐震壁としての効果を期待できる妻壁を有することから、D-D 段目の解析モデルでは一般部における底盤、中床板、側壁、頂版並びに点検用通路部の側壁を線形はり要素で、点検用通路部の妻壁については平面要素でモデル化する。モデル化の概要を図 11.2-14 に示す。

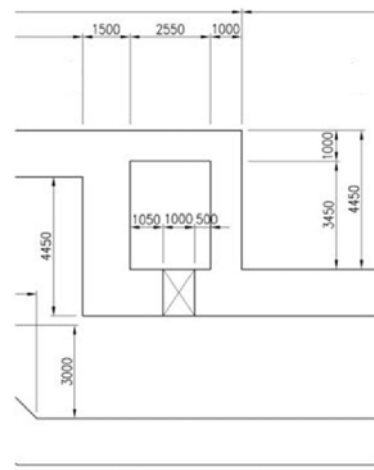
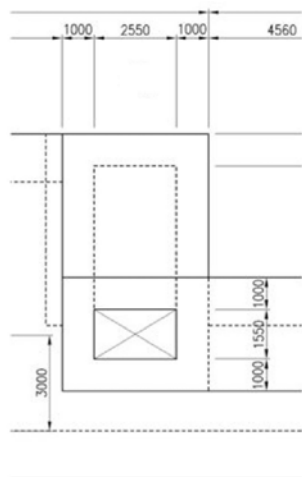
モデル化においては、点検用通路部の断面奥行方向幅を基準として、妻壁の壁圧及び開口部を考慮し、各要素の等価な剛性及び重量を設定する。

それぞれの線形はり要素の交点には、「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、剛域を設ける。

格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートを支持する人工岩盤は、平面要素としてモデル化する。解析モデル図を図 11.2-15 に示す。



部位	要素
①一般部	線形はり要素
②一般部（開口部）	線形はり要素
③側壁（上部）	線形はり要素
④妻壁（上部）	平面要素
⑤妻壁（下部）	平面要素



(上部断面)

(下部断面)

図 11.2-14 D-D 断面の解析モデルの考え方

追而

(D-D 断面)

図 11.2-15 (1) 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

追而

(D-D 断面)

図 11.2-15 (2) 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

(構造物拡大図)

(3) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

なお，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

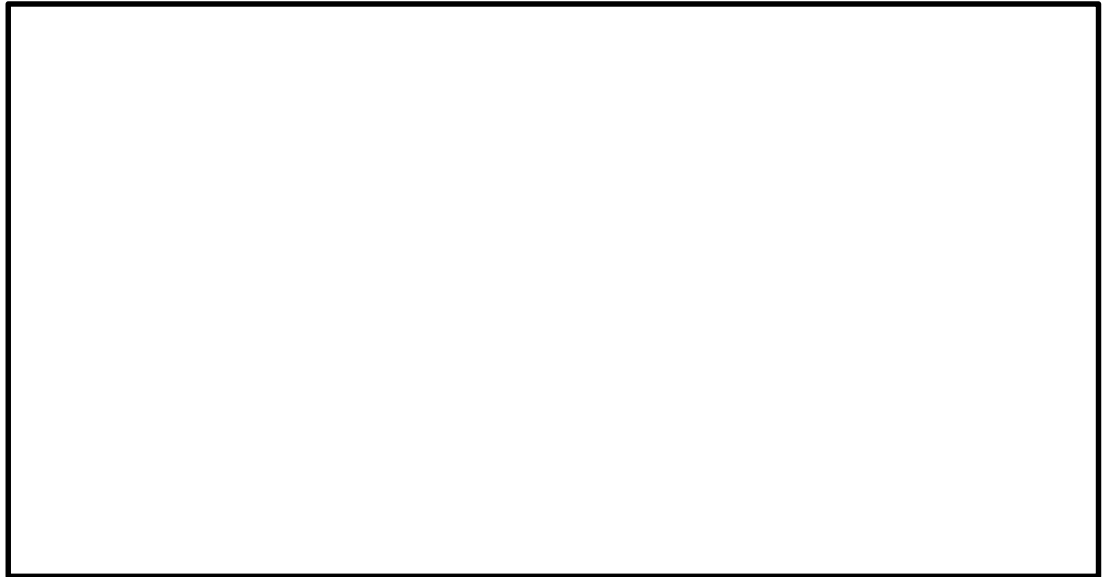
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	du 層で代用
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

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（沿岸技術研究センター）に従い，表 11.2-6 のとおり設定する。ジョイント要素の設定位置を図 18.2-16 に，ジョイント要素設定の考え方を図 18.2-17 に示す。

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)

追而

(D-D断面)

— : ジョイント要素

図 11.2-16 ジョイント要素の設定位置

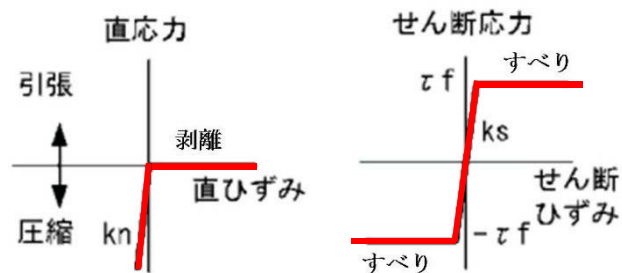


図 11.2-17 ジョイント要素の考え方

(4) 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。

11.2.10 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 $\alpha = 0$ とす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 $\alpha [M]$ 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 $\alpha [M]$ 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 $\alpha [M]$ 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% (J E A G 4 6 0 1 - 1987) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 11.2-18 に、固有値解析結果を表 11.2-7 に示す。なお、ここで示す検討ケースは、後述する表 11.2-9 で示される検討ケースである。

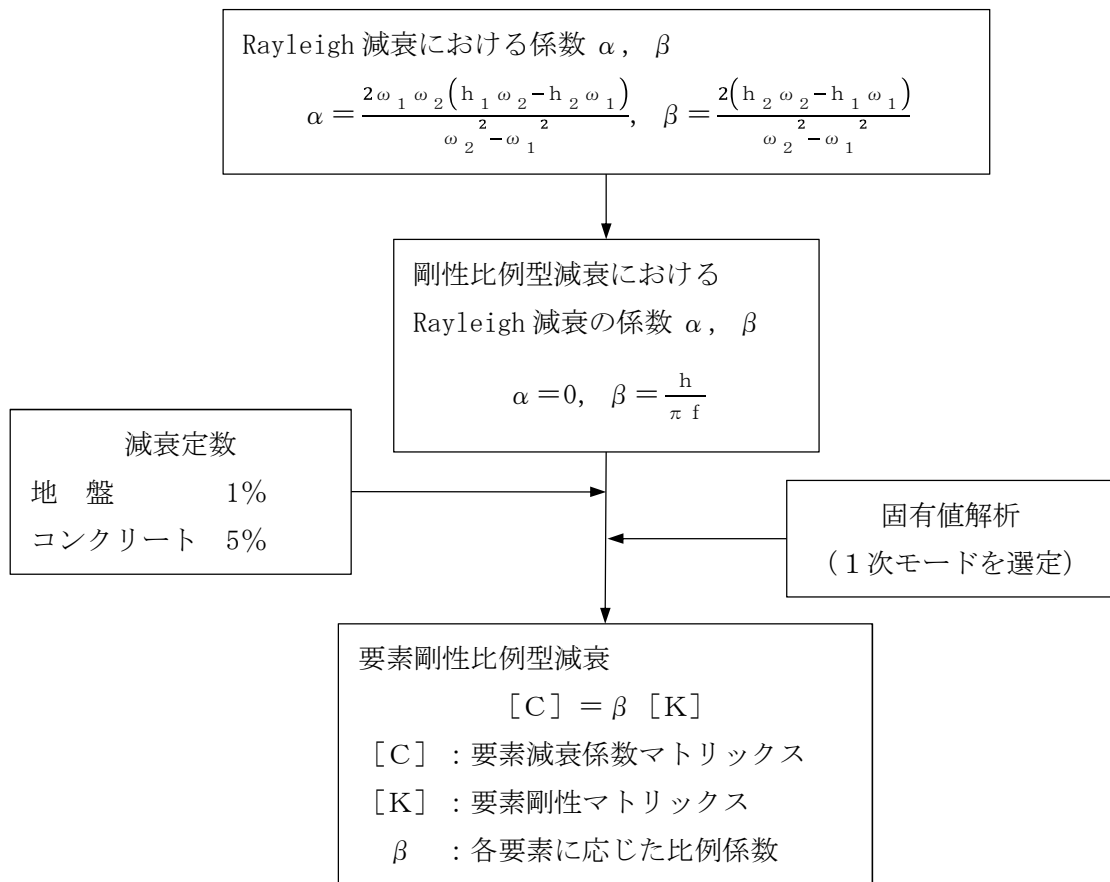


図 11.2-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 11.2-7 (1) 固有値解析結果

(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)

(a) A-A 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.730	151.50	1次として採用
2	1.570	0.95	
3	1.920	-32.51	
4	2.119	38.56	
5	2.631	-8.33	
6	2.735	-2.03	
7	2.893	17.40	
8	3.160	13.91	
9	3.357	21.44	

(b) D-D 断面

追而

表 11.2-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) A-A 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.730	151.54	1次として採用
2	1.572	0.61	
3	1.940	-34.36	
4	2.134	37.03	
5	2.675	-9.54	
6	2.760	1.63	
7	2.911	16.76	
8	3.209	15.57	
9	3.392	-20.20	

(b) D-D 断面

追而

表 11.2-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

(a) A-A 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.730	151.46	1次として採用
2	1.568	1.29	
3	1.900	-30.78	
4	2.103	-39.87	
5	2.583	6.85	
6	2.721	-3.60	
7	2.877	-17.65	
8	3.116	12.72	
9	3.317	22.40	

(b) D-D 断面

追而

表 11.2-7 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
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)

(a) A-A 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.725	149.91	1次として採用
2	1.547	1.03	
3	1.738	-16.22	
4	1.784	44.66	
5	2.305	3.12	
6	2.656	6.22	
7	2.702	11.88	
8	2.762	-34.37	
9	2.871	5.72	

(b) D-D 断面

追而

11.2.11 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、それぞれを組み合わせて設定する。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 S_s による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	
	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 11.2-19 に機器・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。

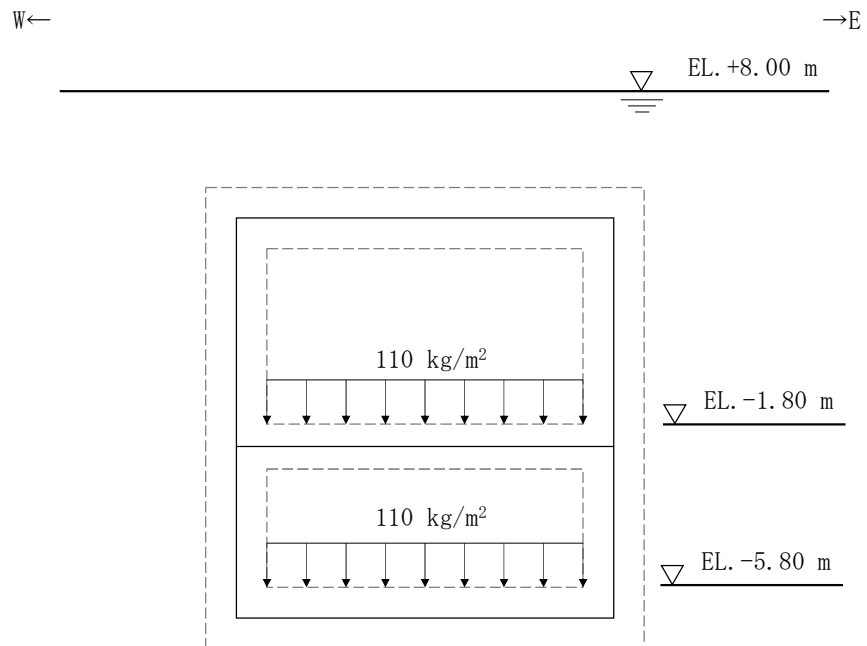


図 11.2-19 機器・配管荷重図 (A-A 断面)

(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。

11.2.12 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。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケースにおいて、せん断力照査及び曲げ軸力照査が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて②～⑥の検討ケースを実施する。

表 11.2-9 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 (+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ)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 (+1 σ)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

(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 $S_s-11 \sim S_s-22$ 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。

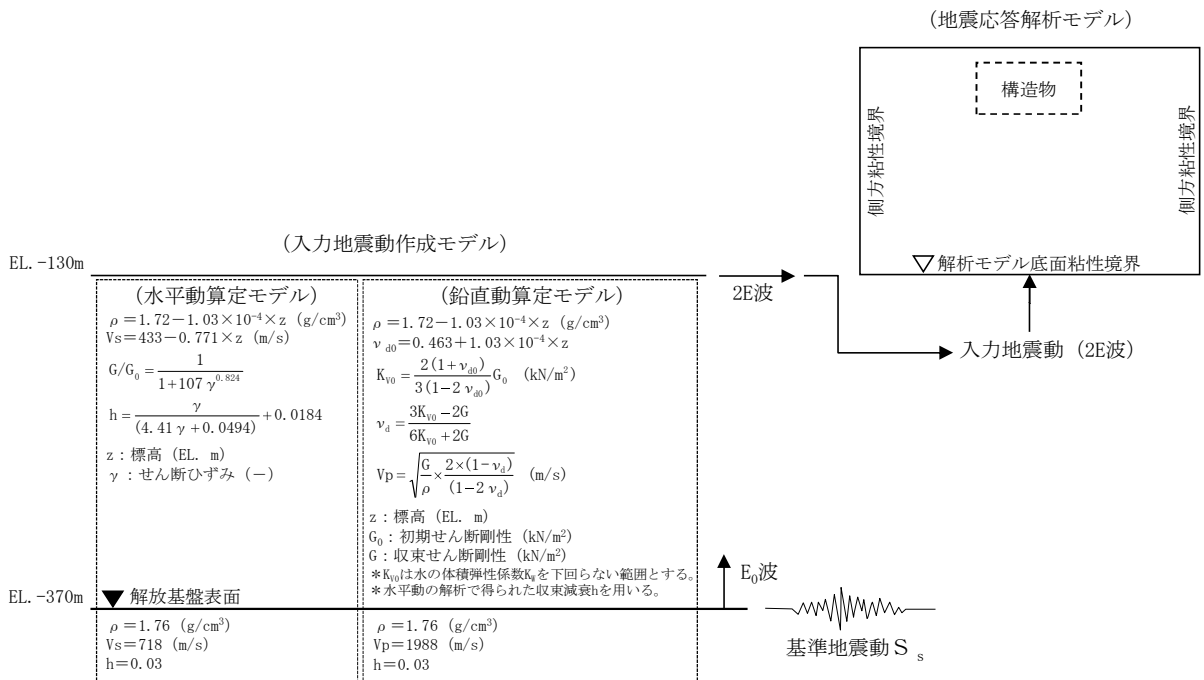
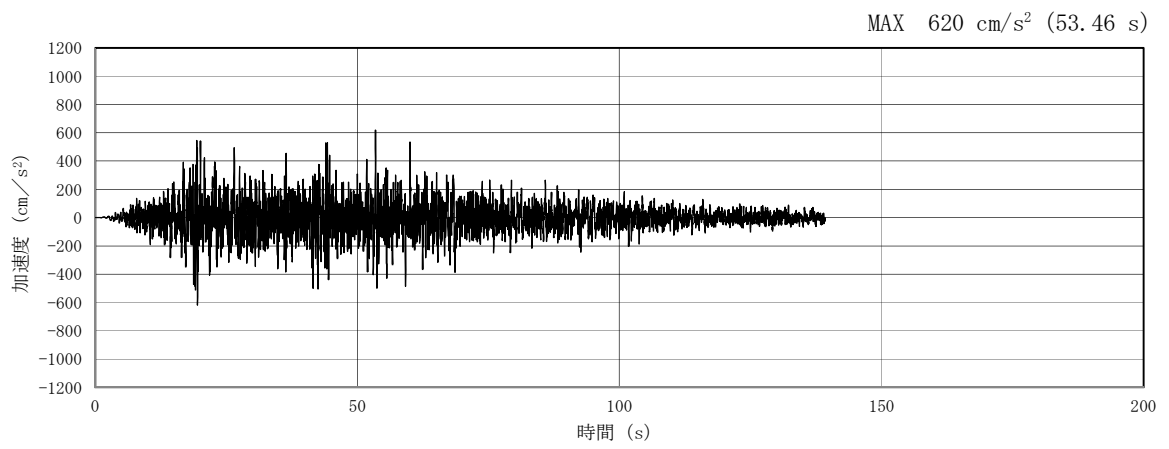
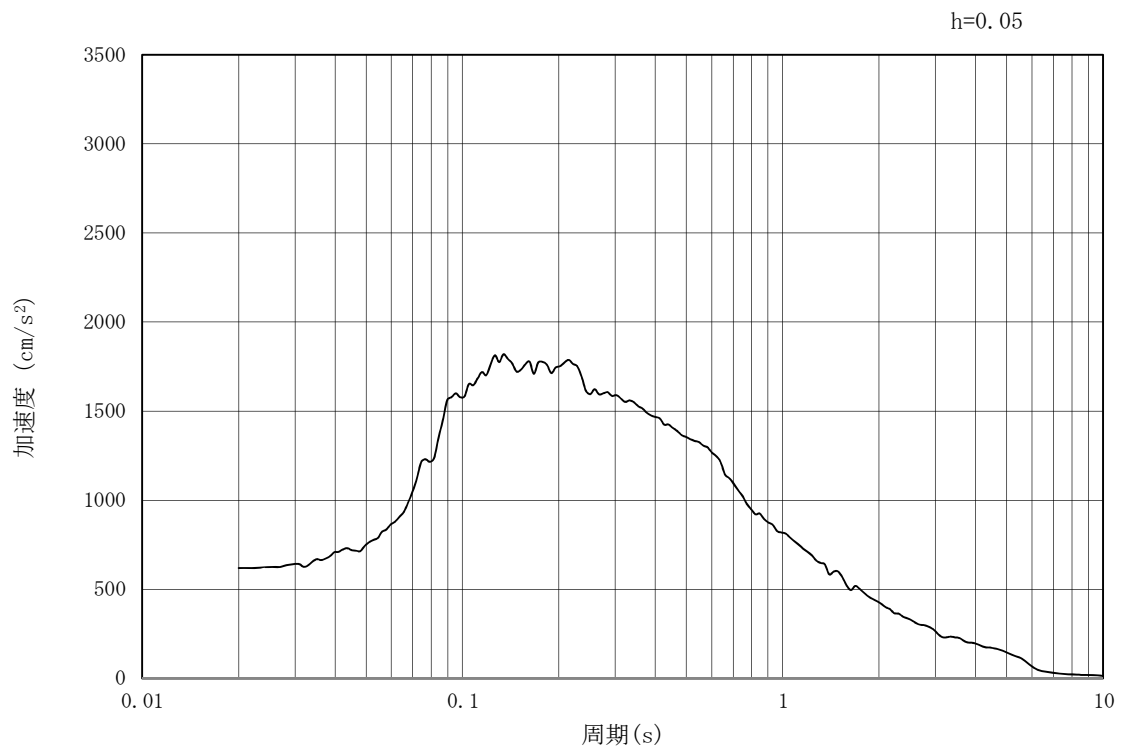


図 11.3-1 入力地震動算定の概念図

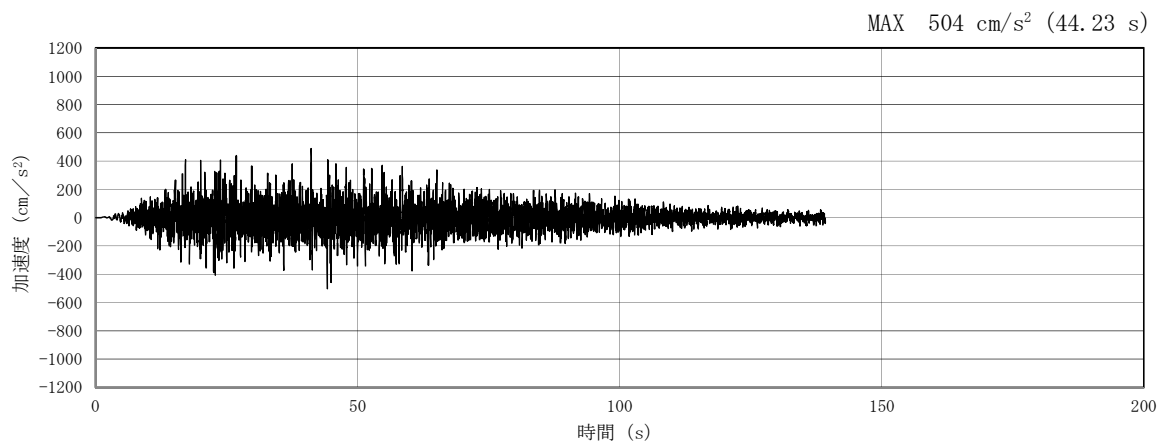


(a) 加速度時刻歴波形

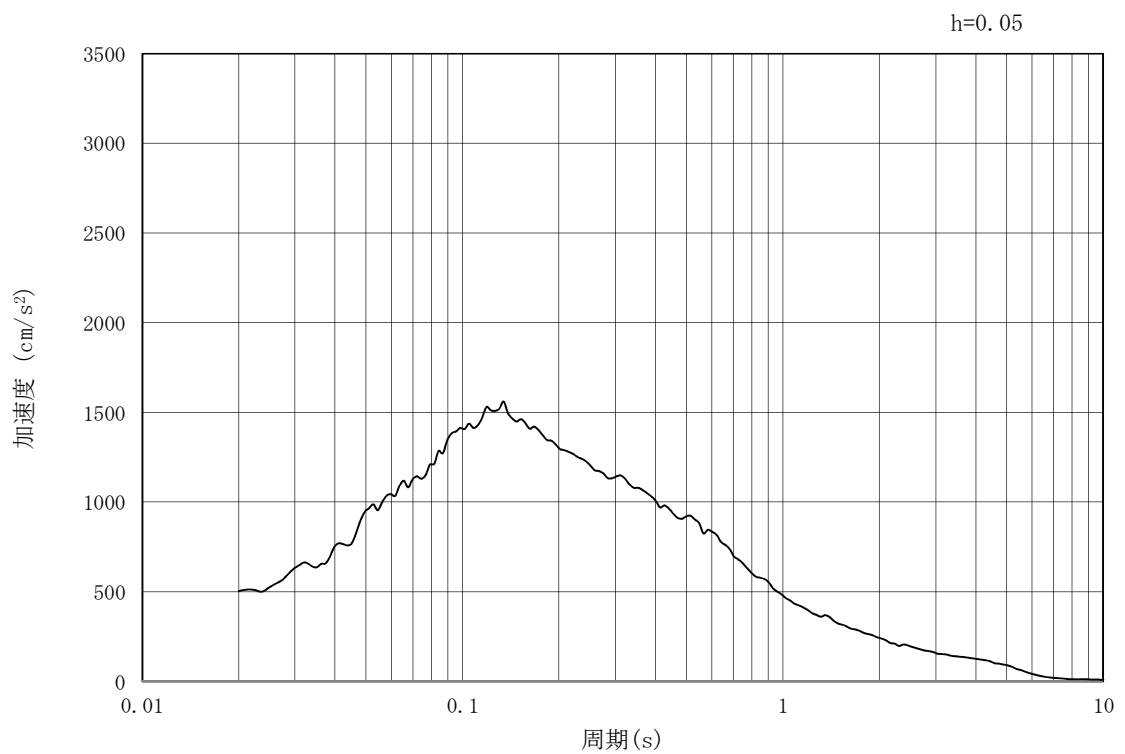


(b) 加速度応答スペクトル

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)

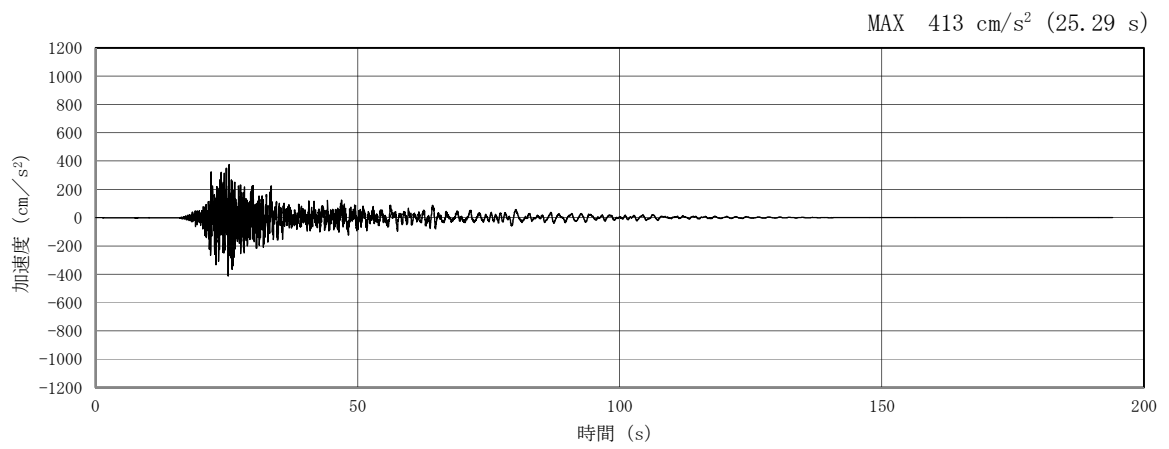


(a) 加速度時刻歴波形

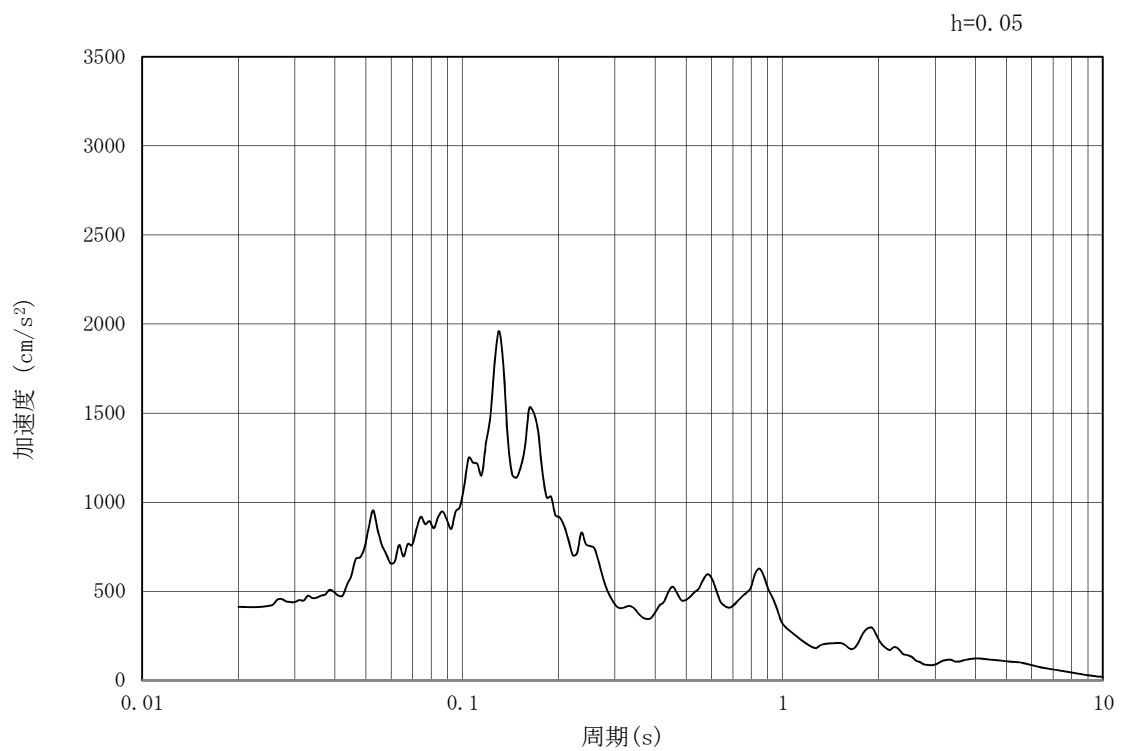


(b) 加速度応答スペクトル

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： $S_s - D1$)

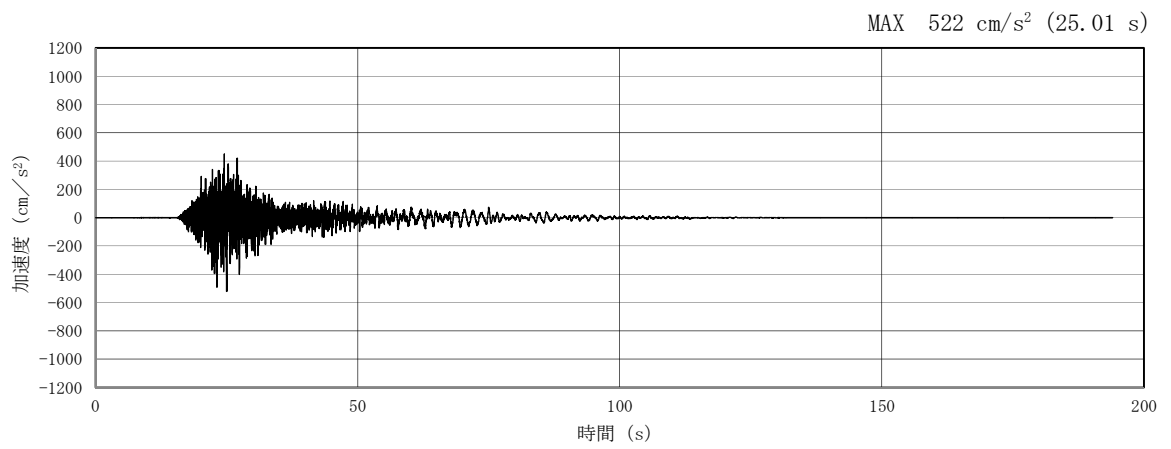


(a) 加速度時刻歴波形

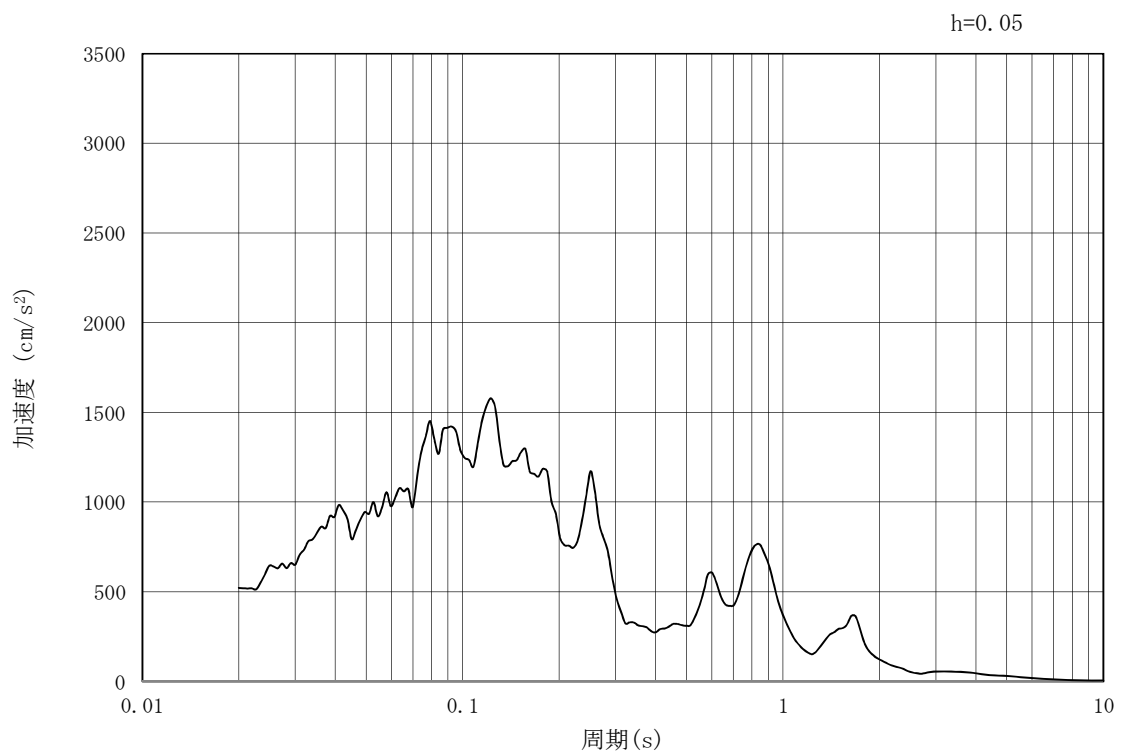


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.1$)

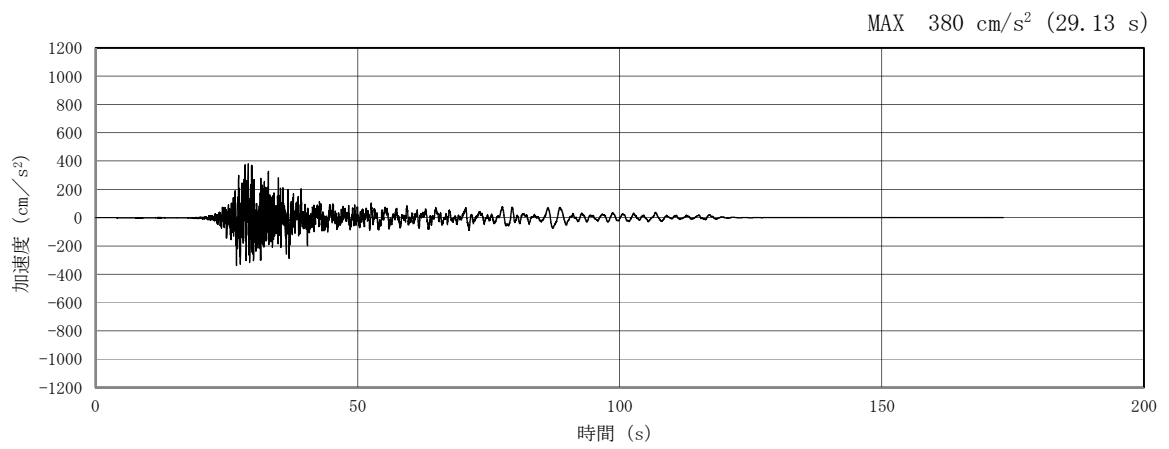


(a) 加速度時刻歴波形

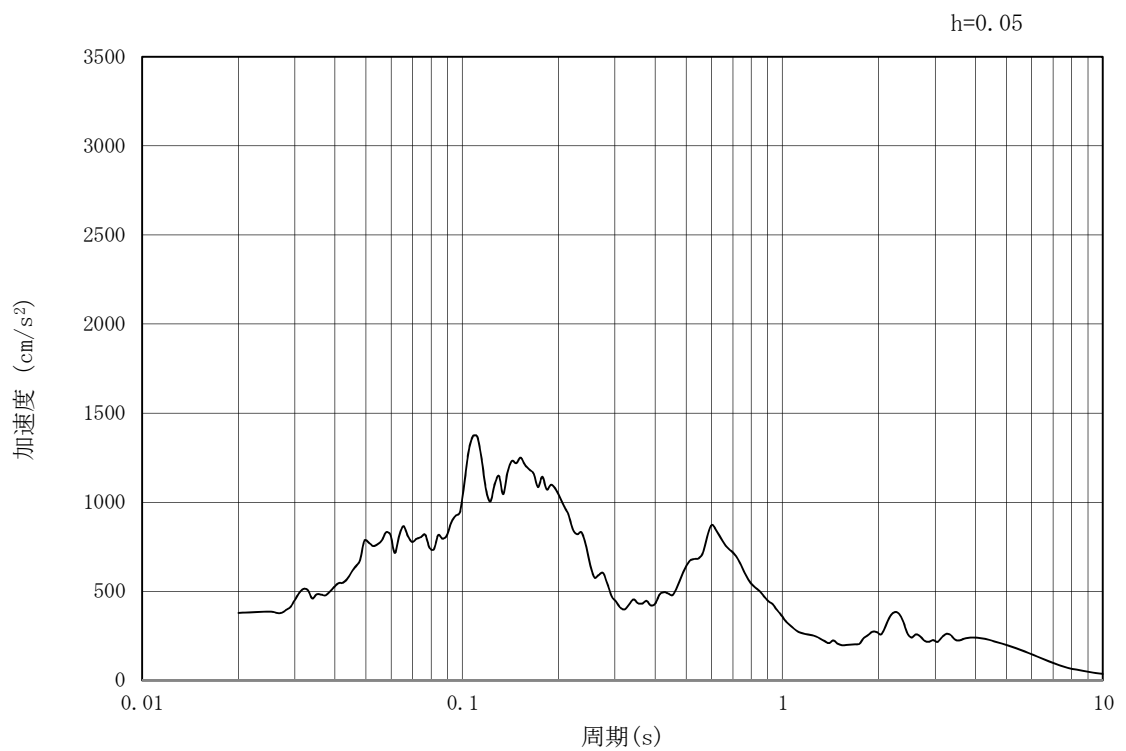


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.1$)

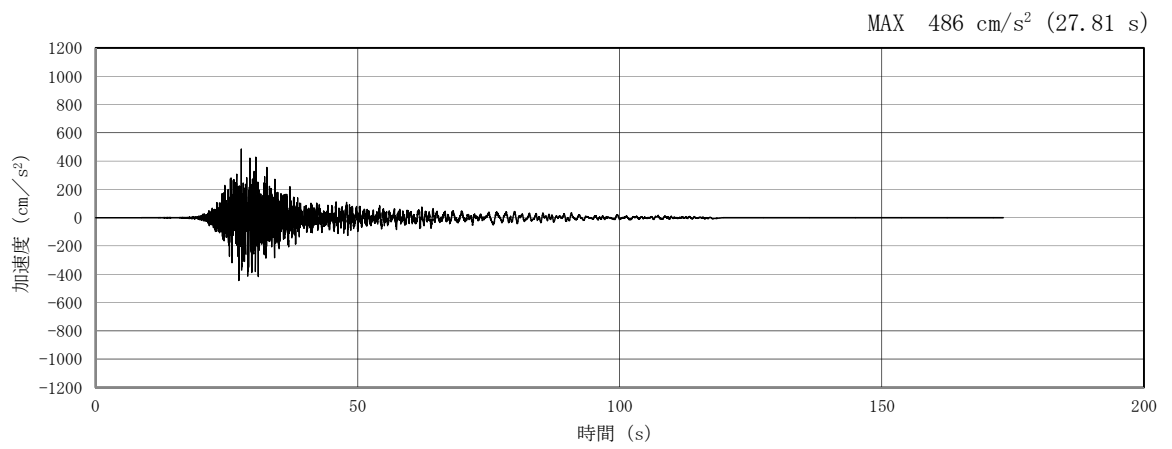


(a) 加速度時刻歴波形

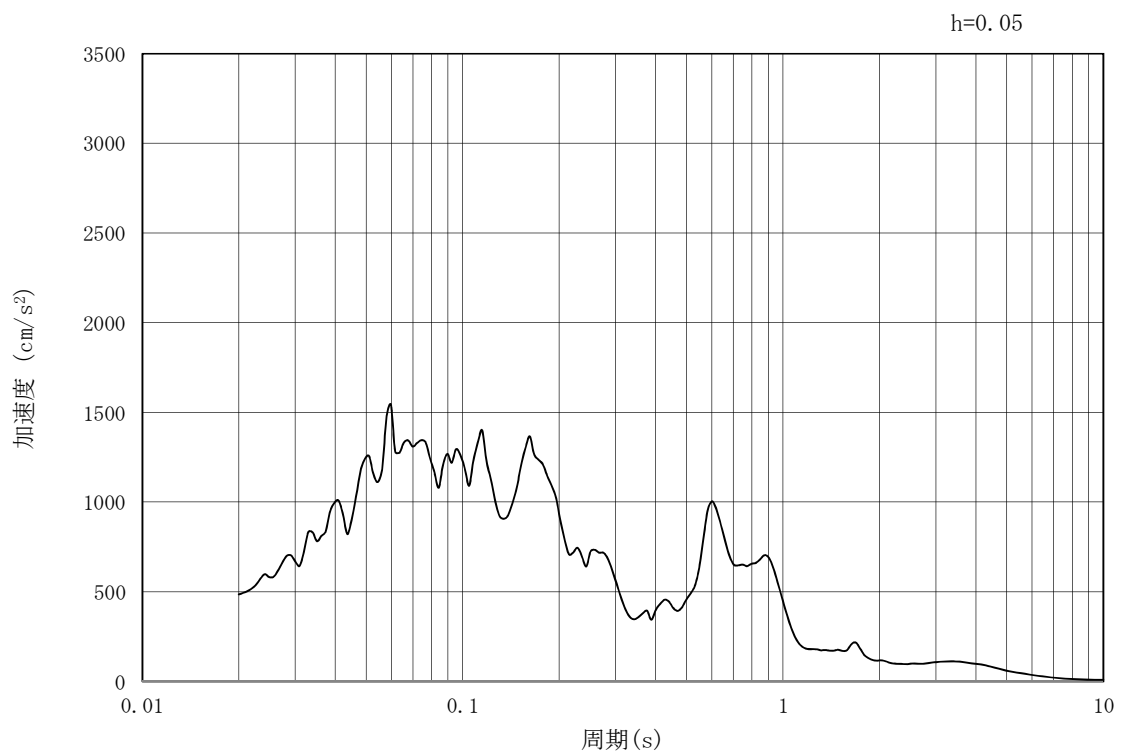


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.2$)

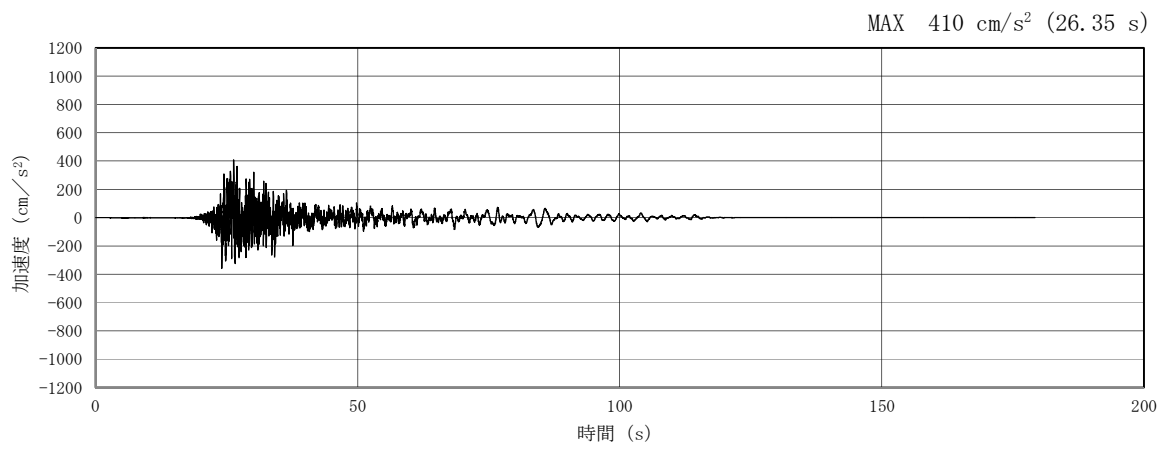


(a) 加速度時刻歴波形

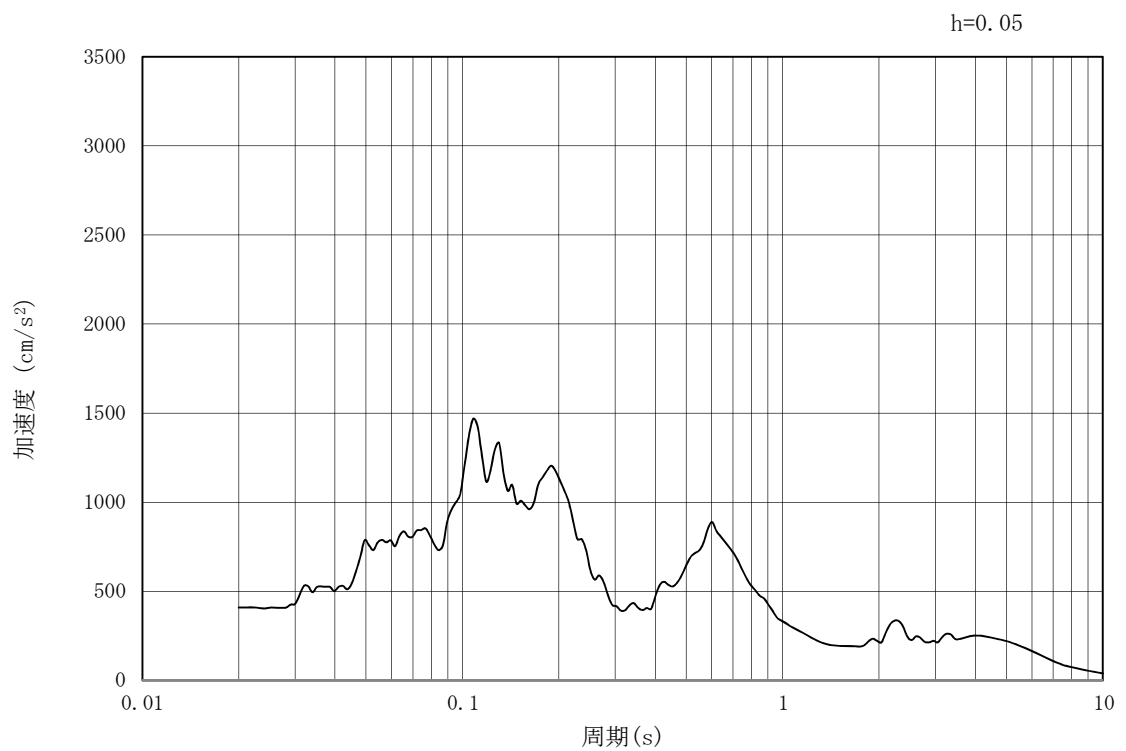


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.2$)

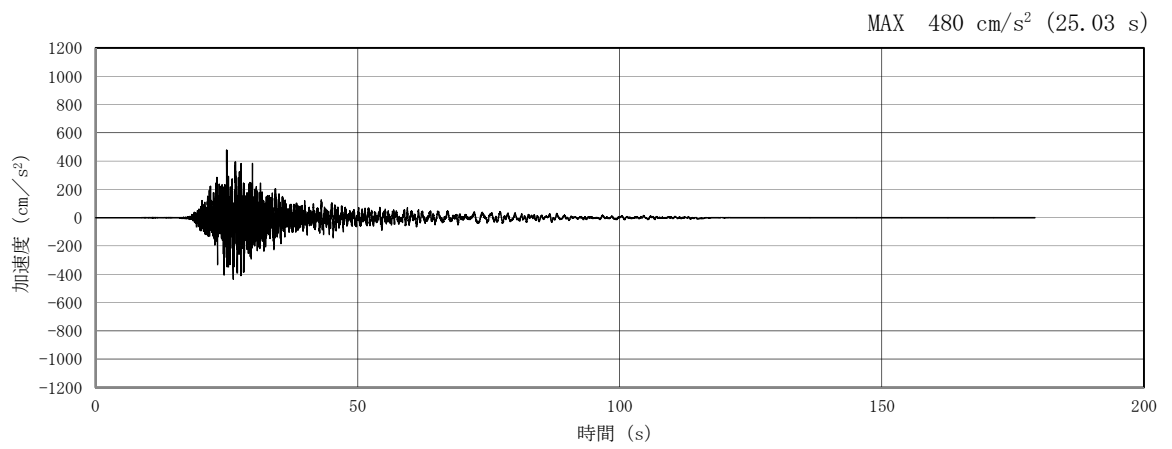


(a) 加速度時刻歴波形

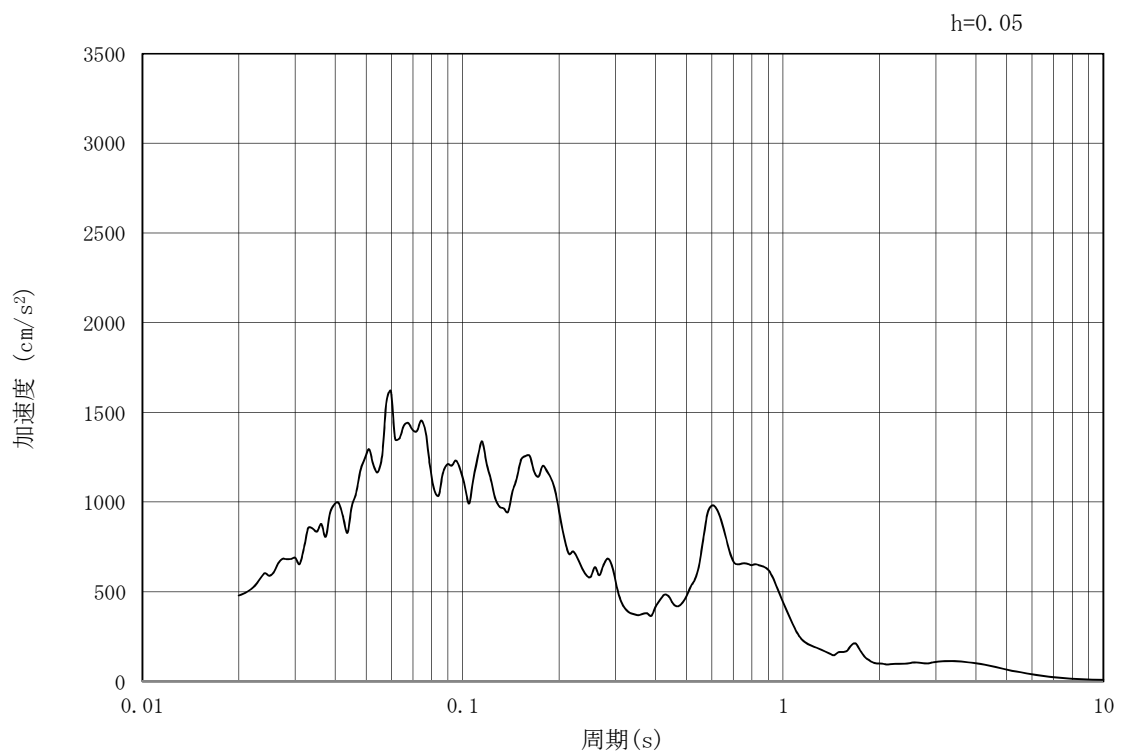


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.3$)

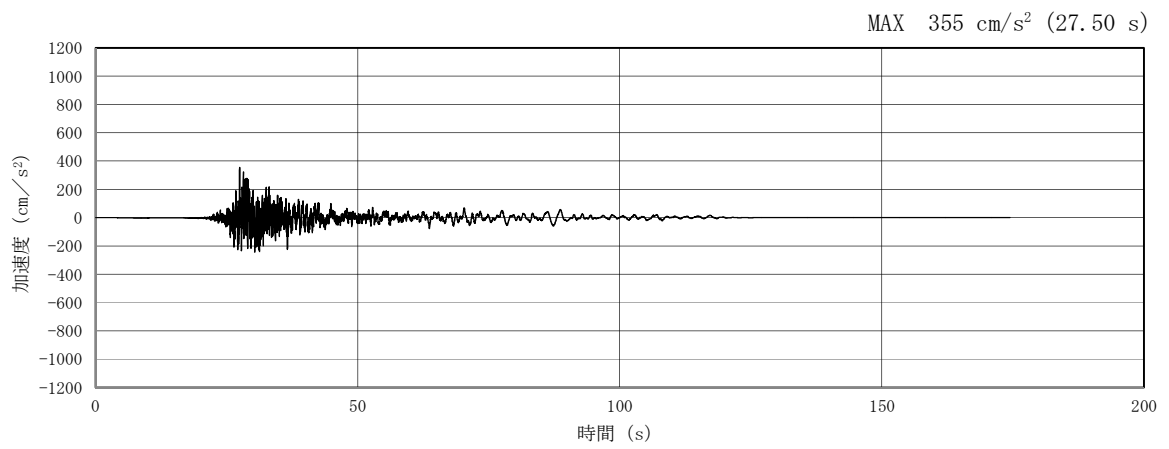


(a) 加速度時刻歴波形

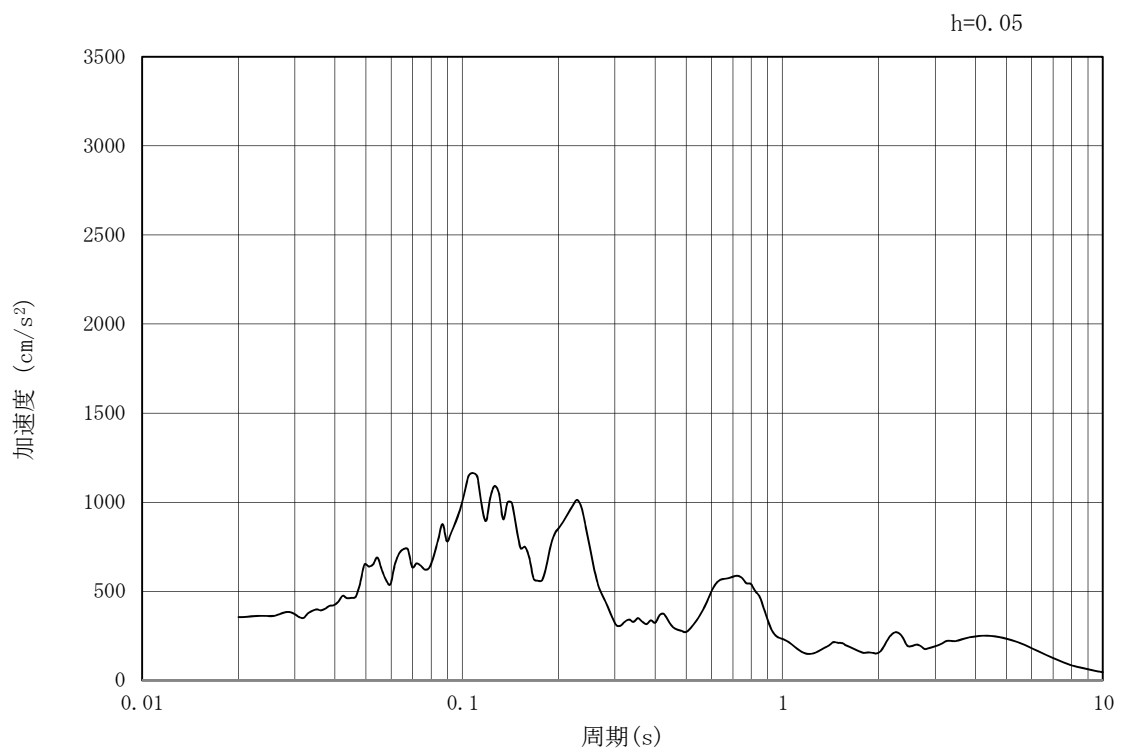


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.3$)

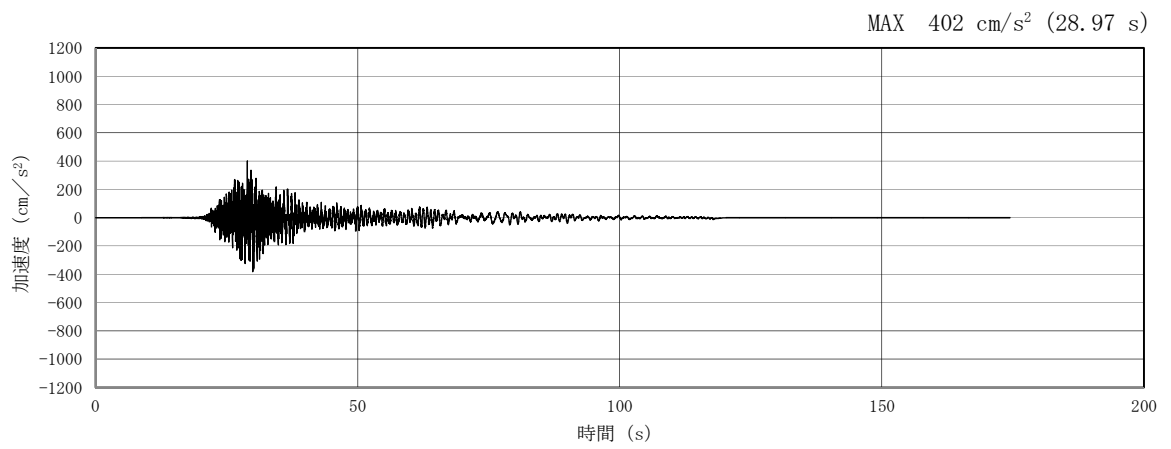


(a) 加速度時刻歴波形

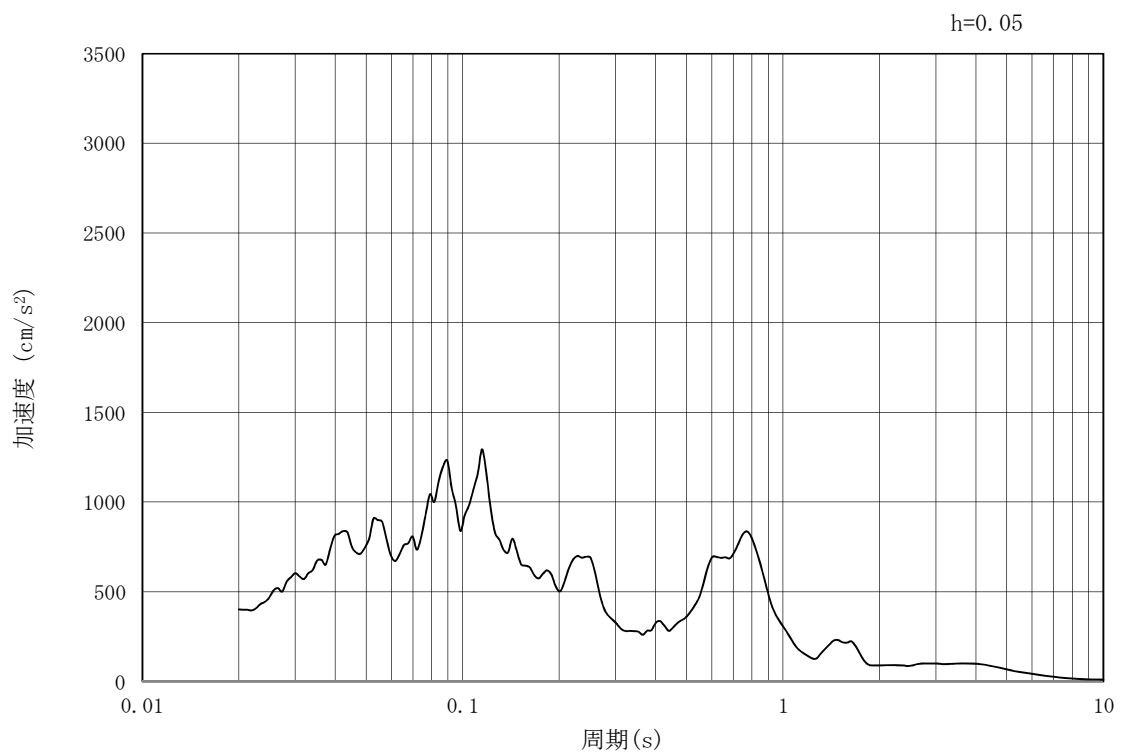


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.4$)

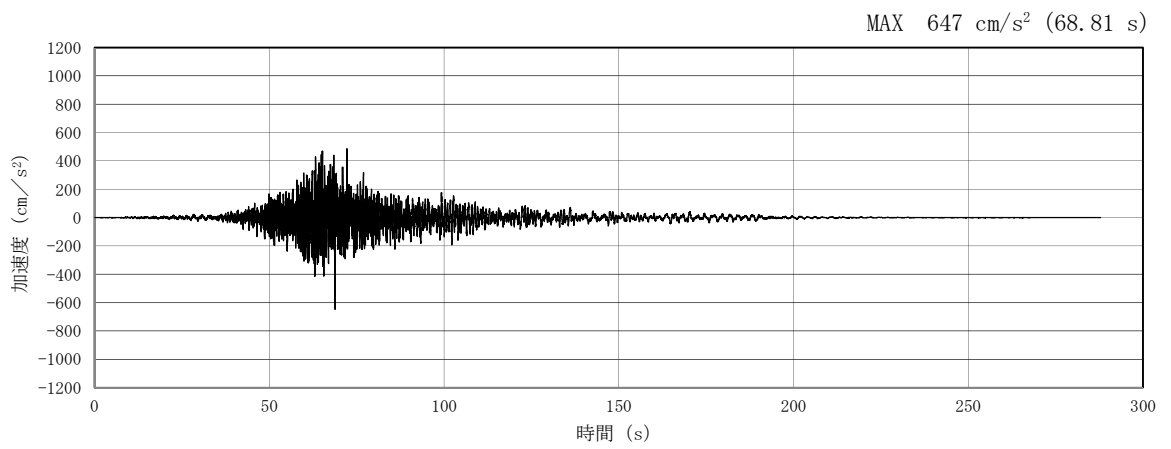


(a) 加速度時刻歴波形

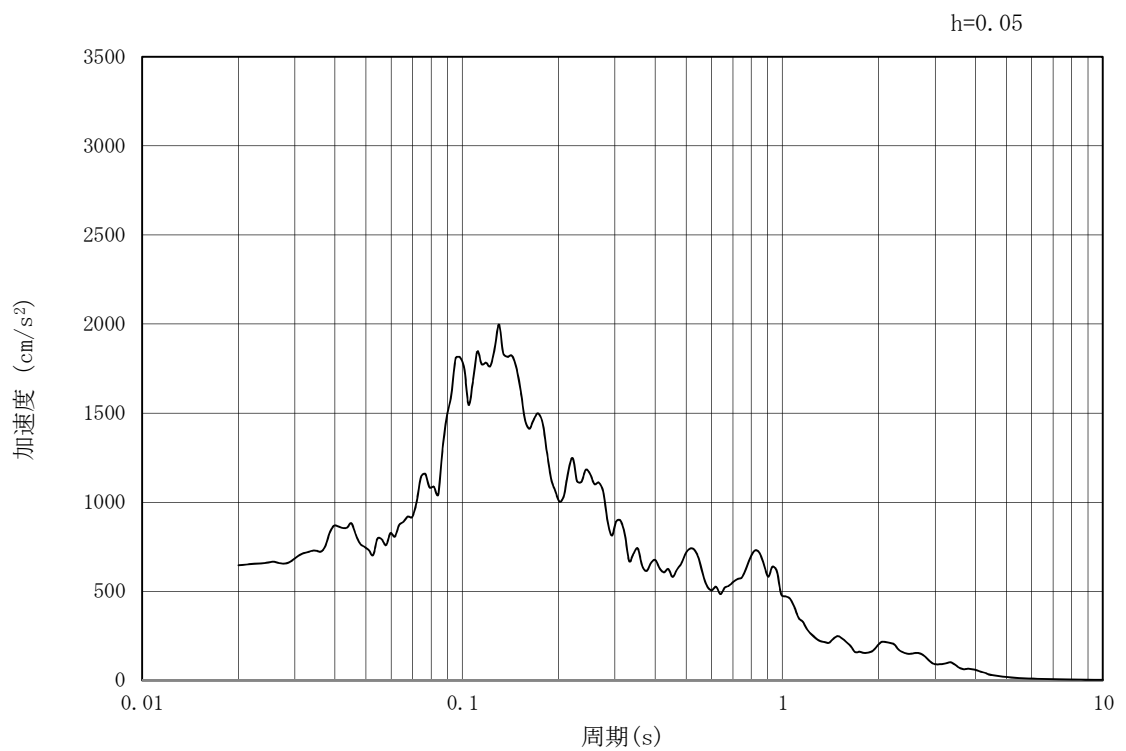


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 1.4$)

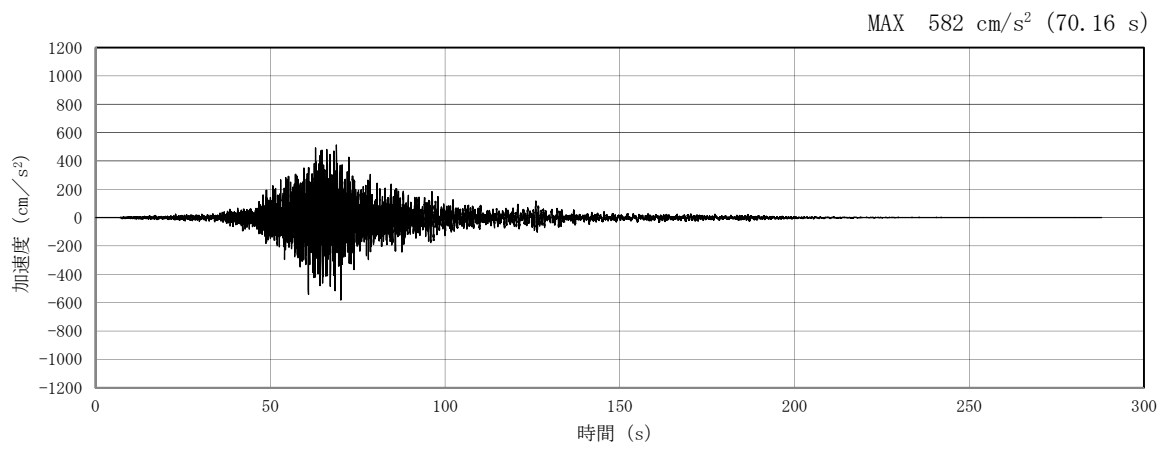


(a) 加速度時刻歴波形

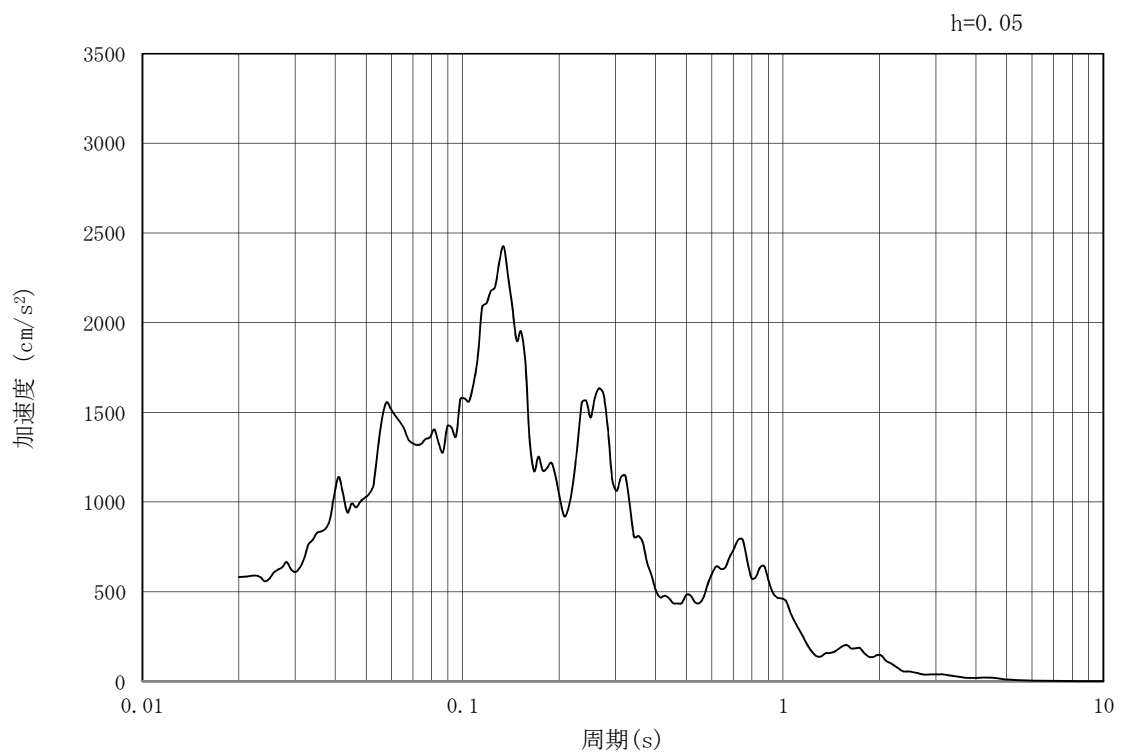


(b) 加速度応答スペクトル

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 - 2 1)

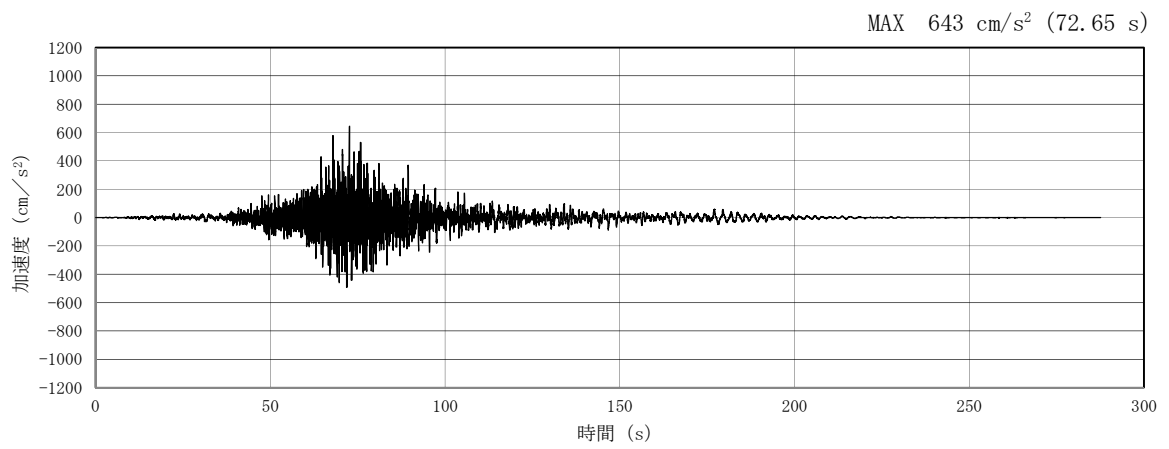


(a) 加速度時刻歴波形

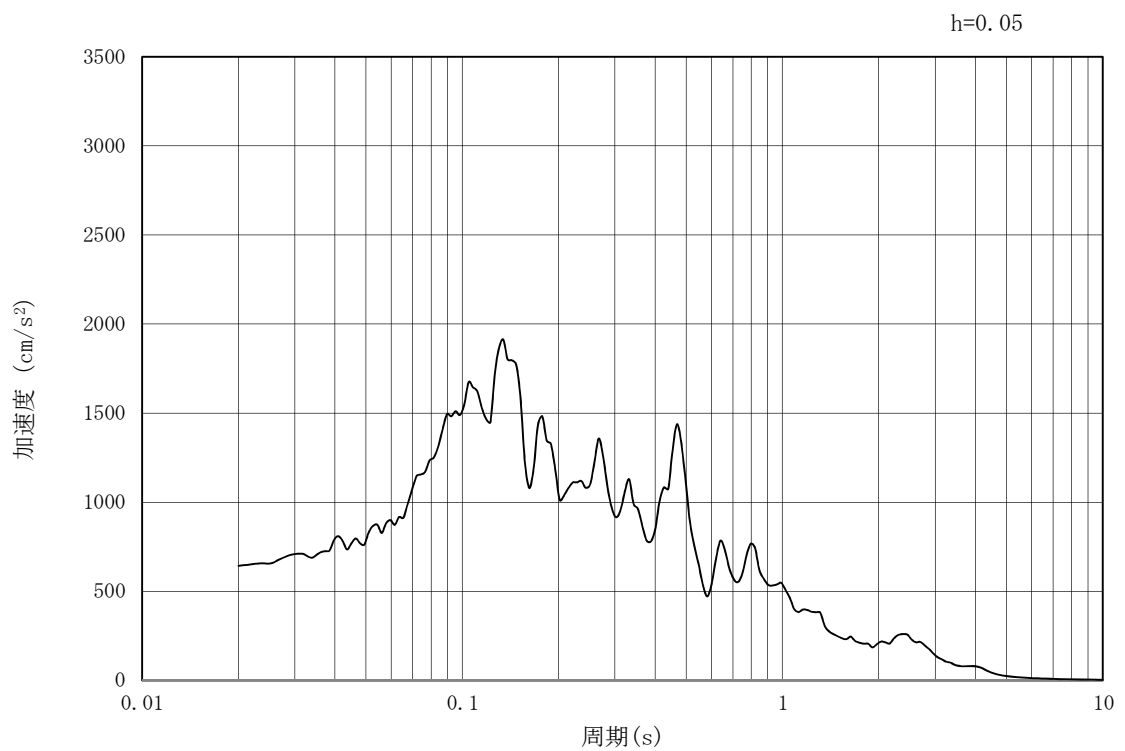


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 2.1$)

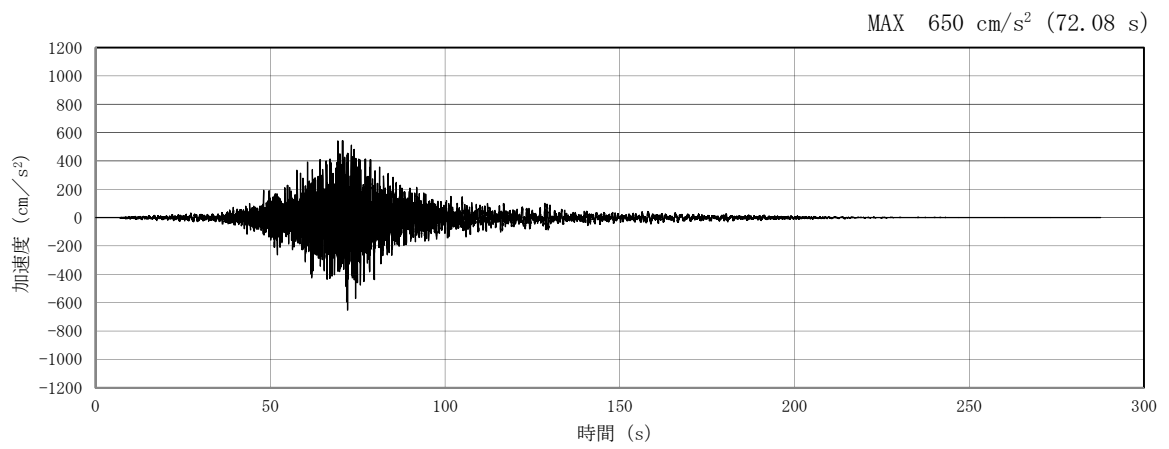


(a) 加速度時刻歴波形

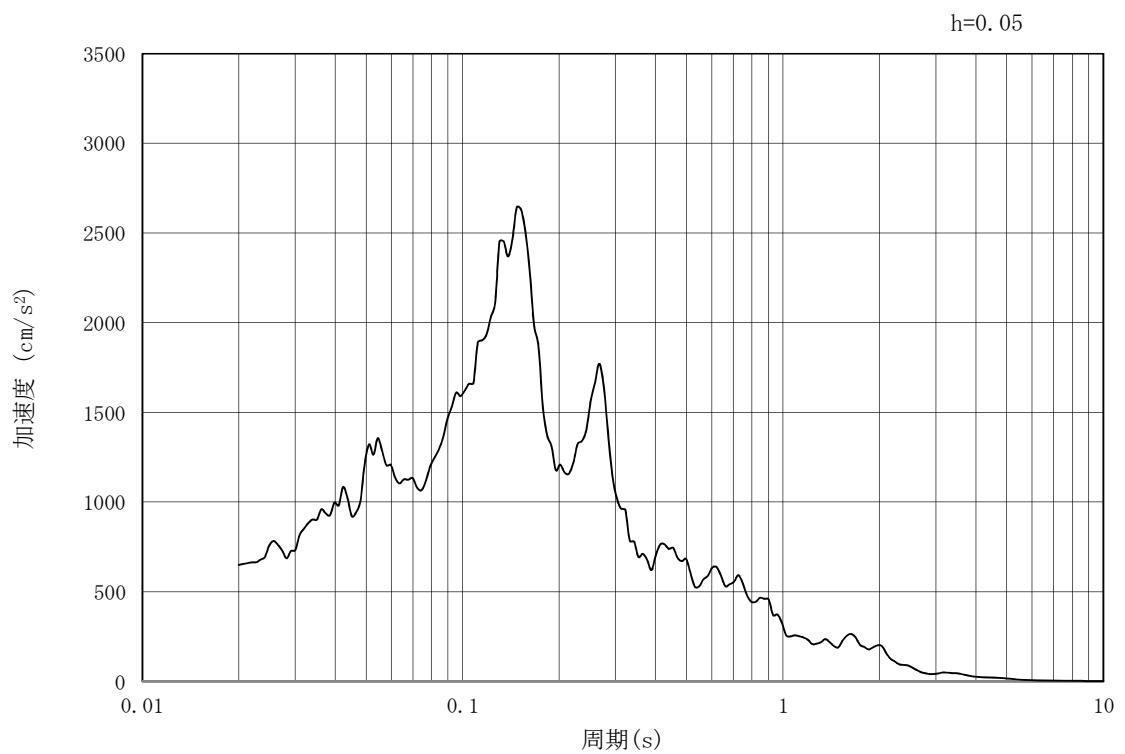


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 2.2$)

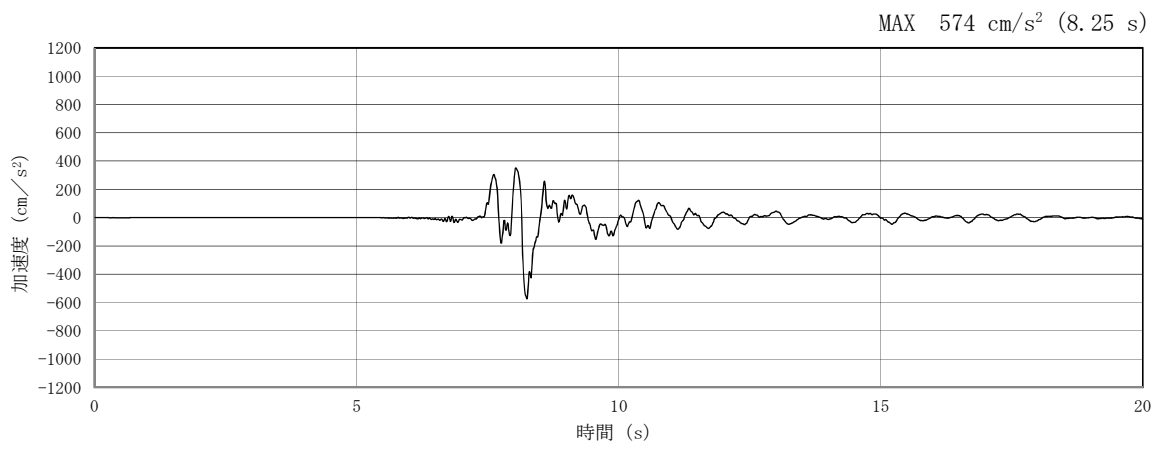


(a) 加速度時刻歴波形

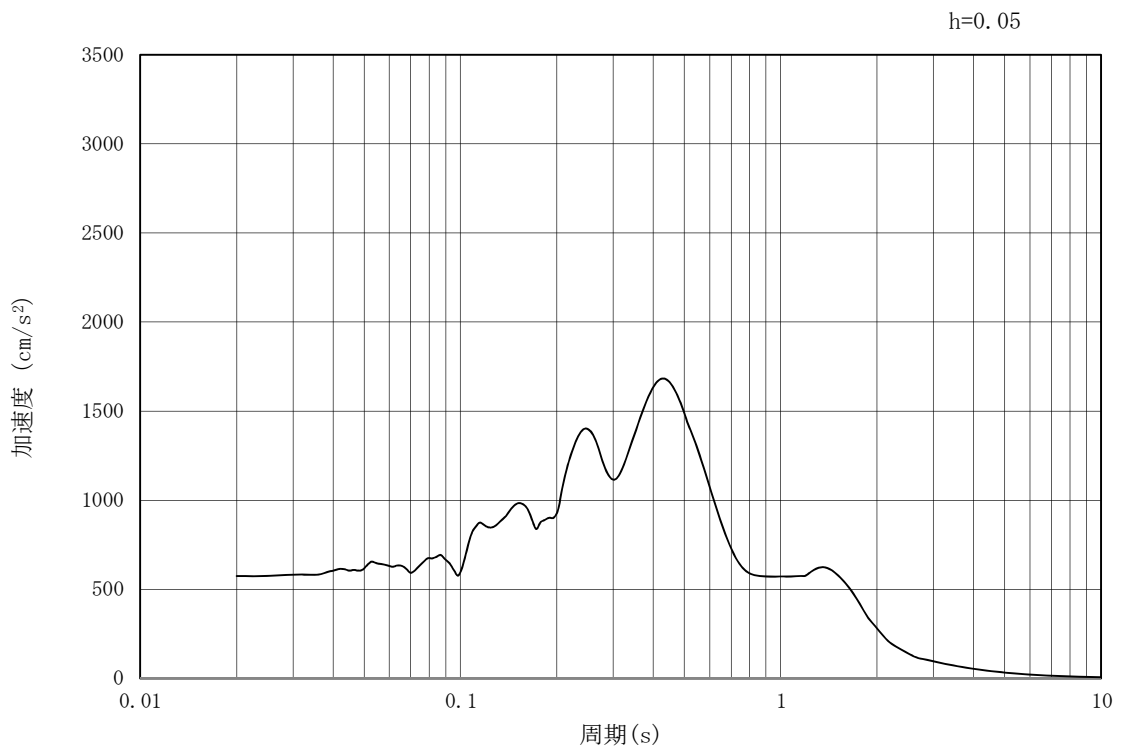


(b) 加速度応答スペクトル

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 : $S_s - 2.2$)

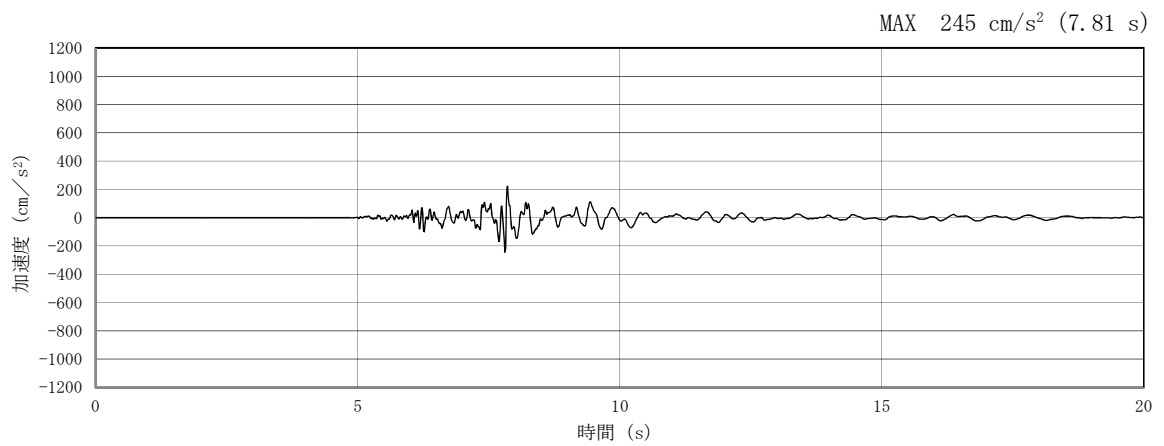


(a) 加速度時刻歴波形

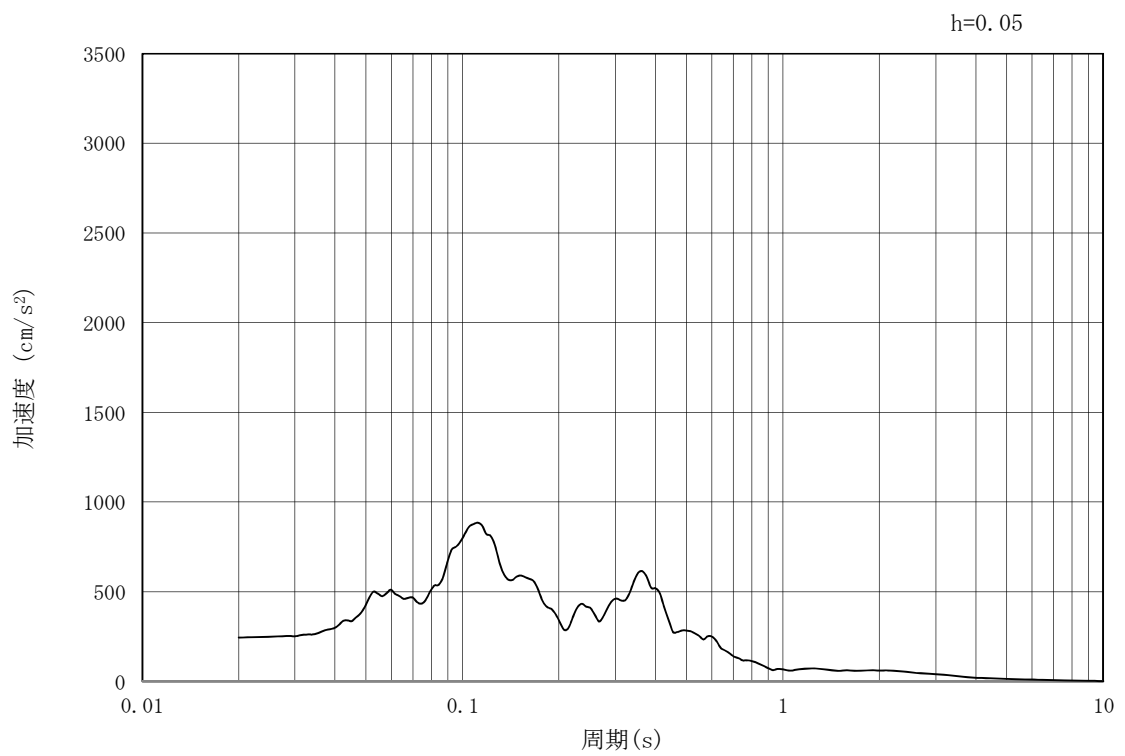


(b) 加速度応答スペクトル

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

a. 構造部材に対する許容限界

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）」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 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）」を準拠し、次式により求められる許容せん断力を (V_a) を許容限界とする。各部材における許容限界を表 11.3-2 に示す。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

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)

b. 人工岩盤に対する許容限界

人工岩盤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 J E A G 4 6 0 1 -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。すべり安全率は、仮定した想定すべり線上のせん断抵抗力を発生せん断力で除した値として次式により算定する。想定すべり線における最小すべり安全率を確認し、構造評価においては、最小安全率のすべり線を対象に実施する。

$$F_s = \frac{\sum(R_i \times L_i)}{\sum(\tau_i \times L_i)}$$

ここで、

F_s : すべり安全率

R_i : 想定すべり線上の各要素のせん断強度 (kN/m²)

τ_i : 想定すべり線上の各要素の発生せん断応力 (kN/m²)

L_i : 想定すべり線上の各要素のすべり線長さ (m)

表 11.3-3 人工岩盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

a. 支持岩盤 (Km 層)

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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) より設定する。

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

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

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 : 表 11.3-4 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 11.3-4 に示す支持力係数

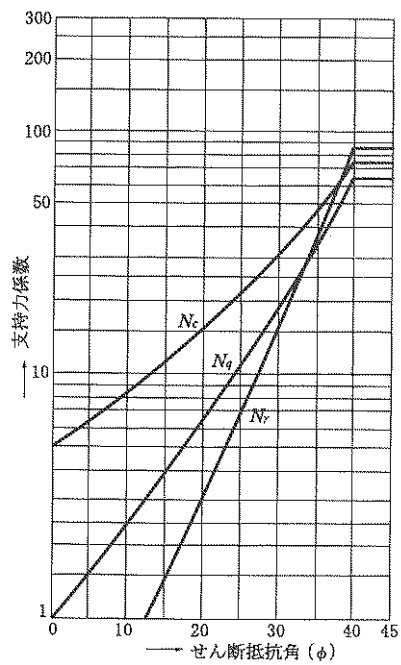
表 11.3-4 基礎底面の形状係数

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 14 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 14 年 3 月)」より

図 11.3-4 支持力係数を求めるグラフ

b. 人工岩盤

人工岩盤の支圧強度は、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。

コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕による支圧強度の算定式を以下に示す。

$$\text{支圧強度 } f'_a = \eta \cdot f'_{ck}$$

$$\text{ただし, } \eta = \sqrt{A/A_a} \leq 2$$

ここで

f'_{ck} : 設計基準強度

A : コンクリート面の支圧分布面積

A_a : 接地圧を受ける面積

$$\text{許容せん断力応力 } \tau_{sa} = \frac{1}{2} \sigma_{sa}$$

ここで

σ_{sa} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

人工岩盤の支圧強度を表11.3-4に示す。

表 11.3-4 人工岩盤の支圧強度（追而）

上記に基づき、地震時において人工岩盤上面に作用する接地圧が人工岩盤の支圧強度以下であることを確認する。

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 S_s 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 ($V_{c,a}$) と，斜め引張鉄筋の許容せん断力 ($V_{s,a}$) 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 S_s-D1 〔H+，V+〕（東西断面方向）で $\bigcirc\bigcirc$ kN/m^2 であり，基礎地盤の極限支持力度 $\Delta\Delta$ 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 S_s に対し，支持性能を有する。

11.5 まとめ



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に関する参考資料

1 減衰の設定について

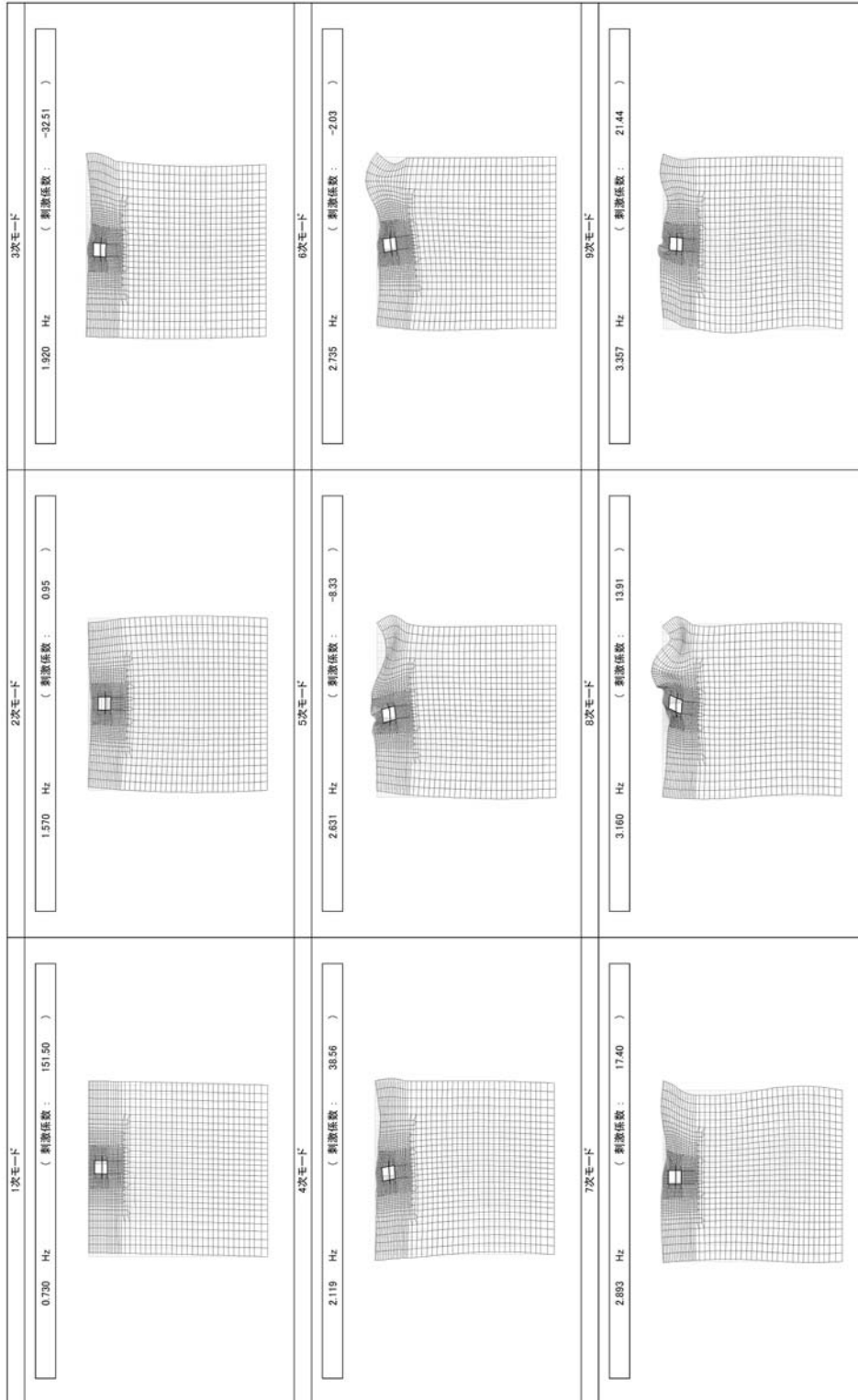
地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 11-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 11-2 に示す。

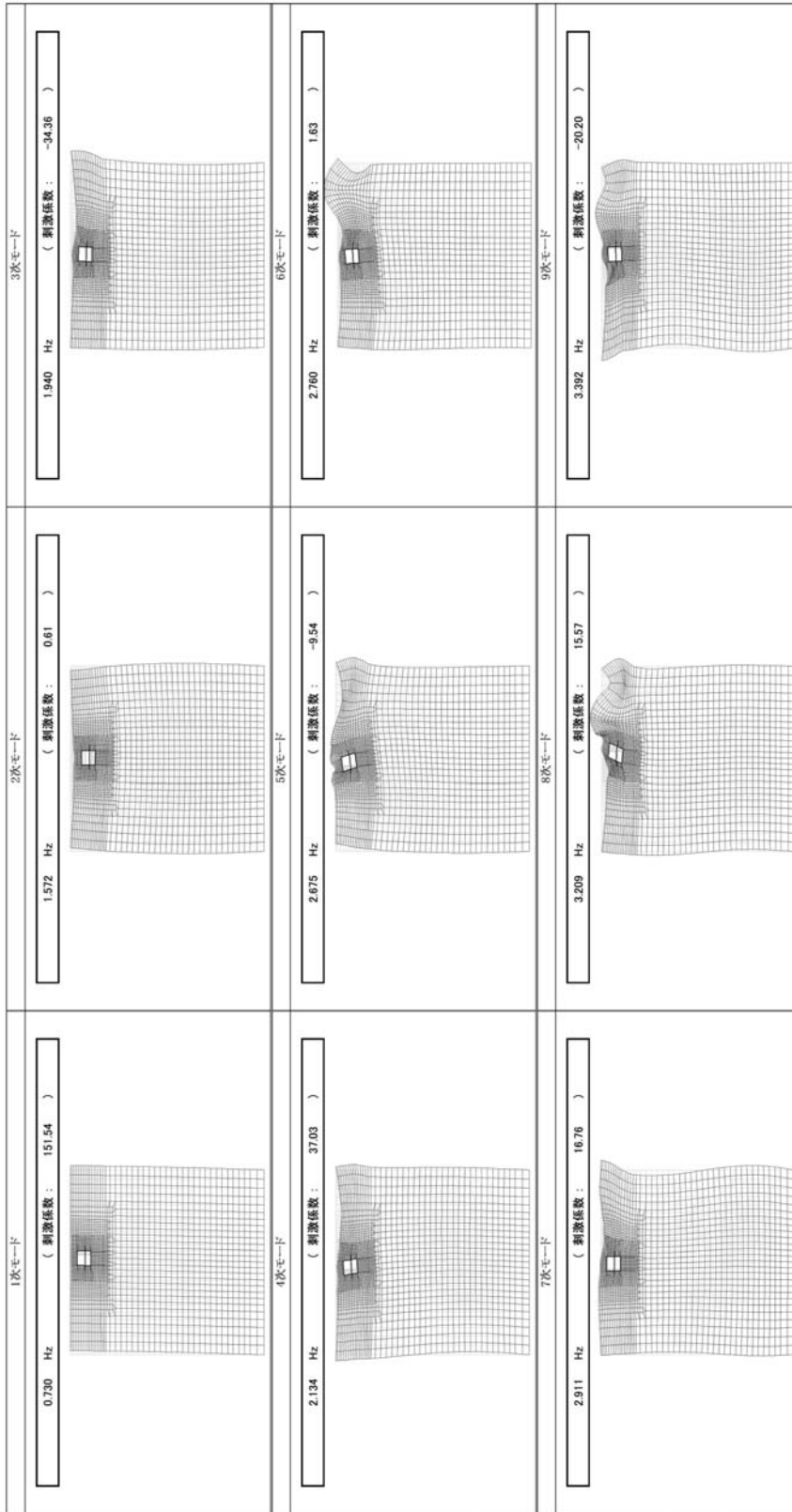
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 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。）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%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



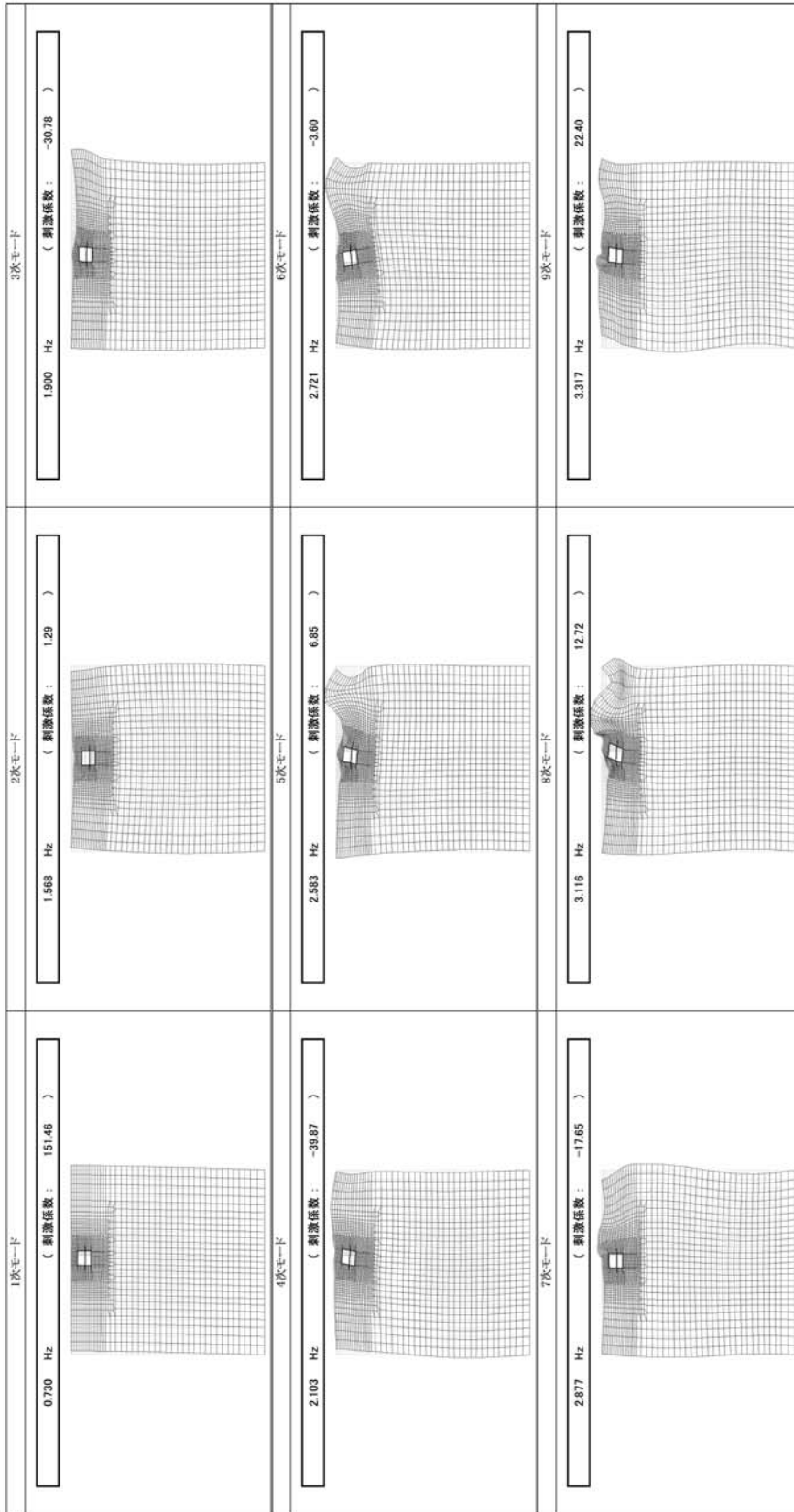
A-A 断面

図 11-1 (1) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの固有値解析結果
(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)



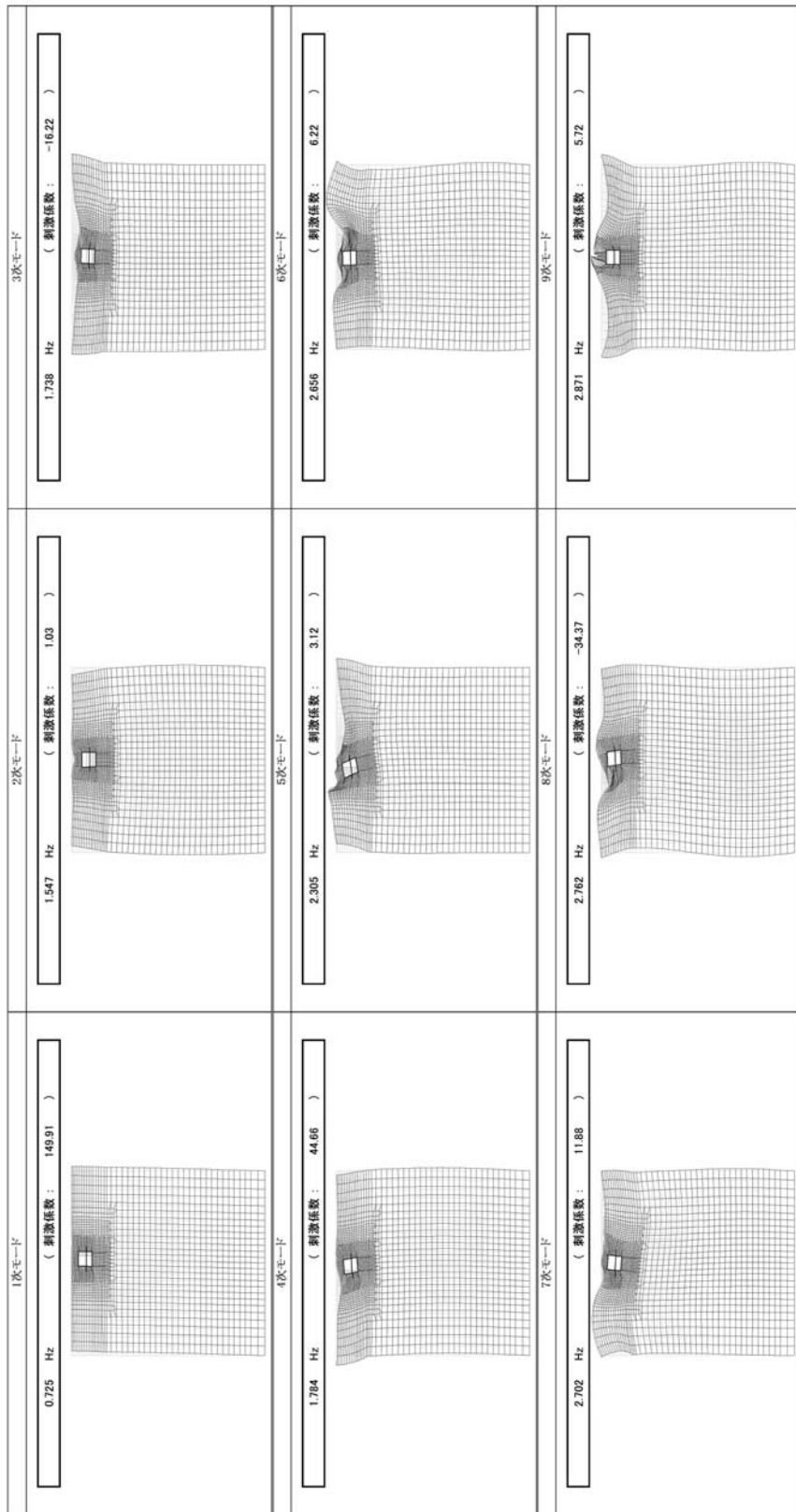
A-A 断面

図 11-1 (2) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの固有値解析結果
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



A-A 断面

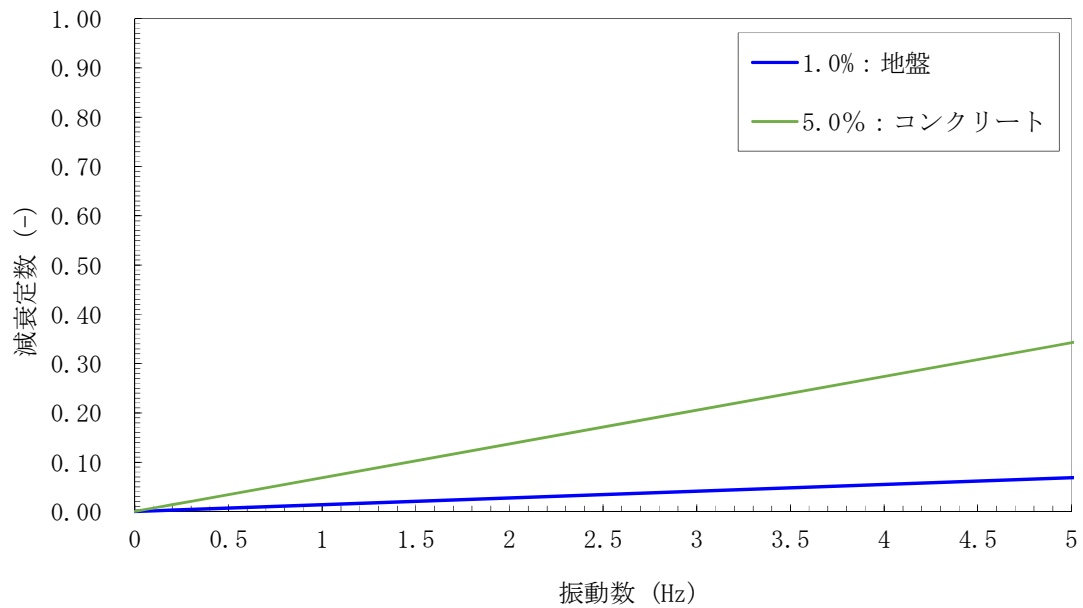
図 11-1 (3) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



A-A 断面

図 11-1 (4) 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの固有値解析結果

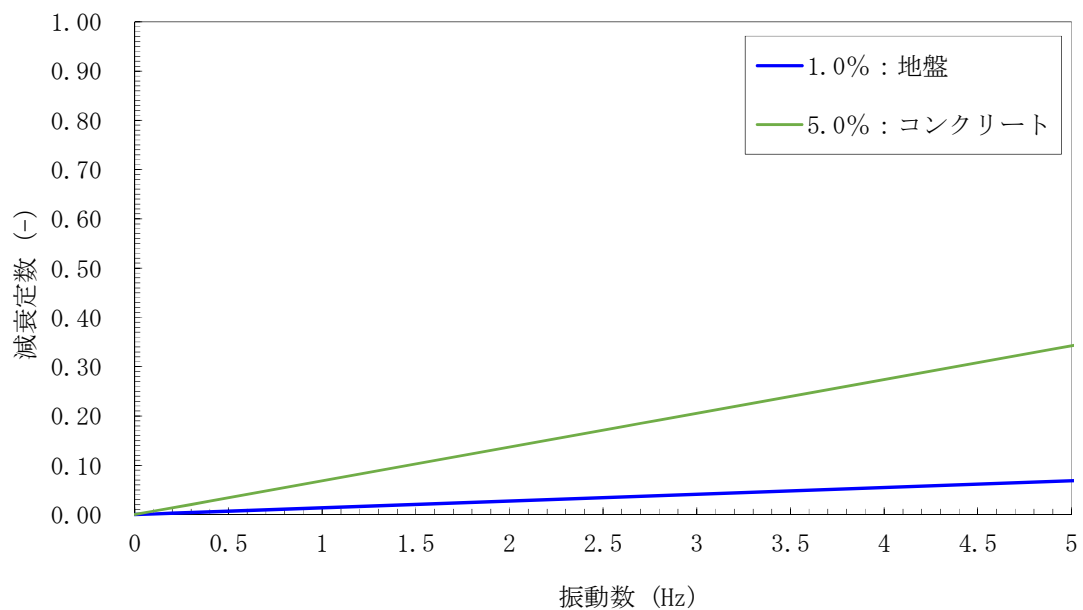
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



A-A 断面

図 11-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(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

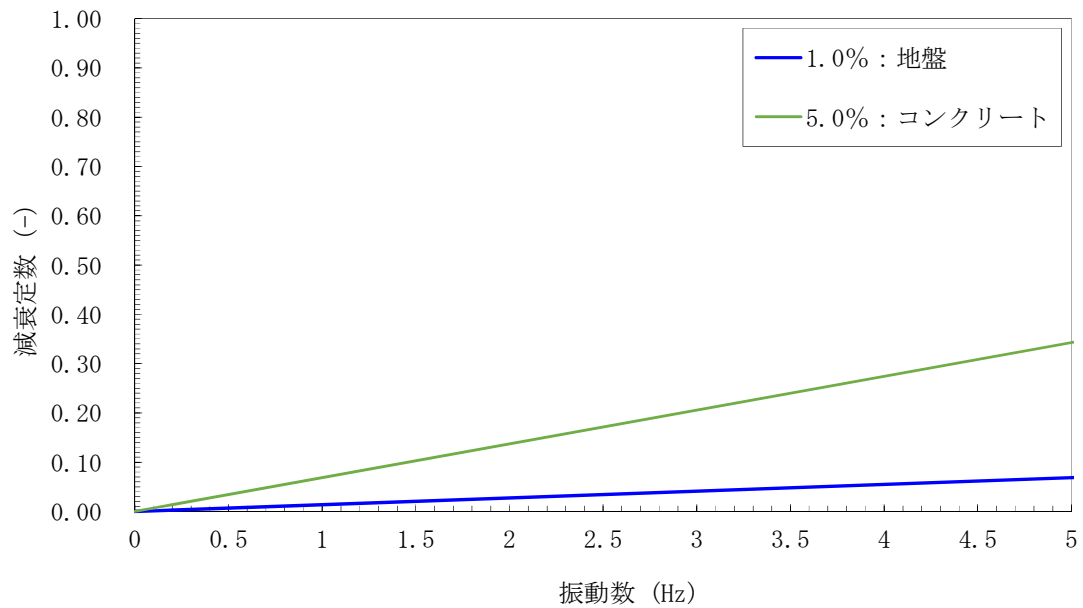


A-A 断面

図 11-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

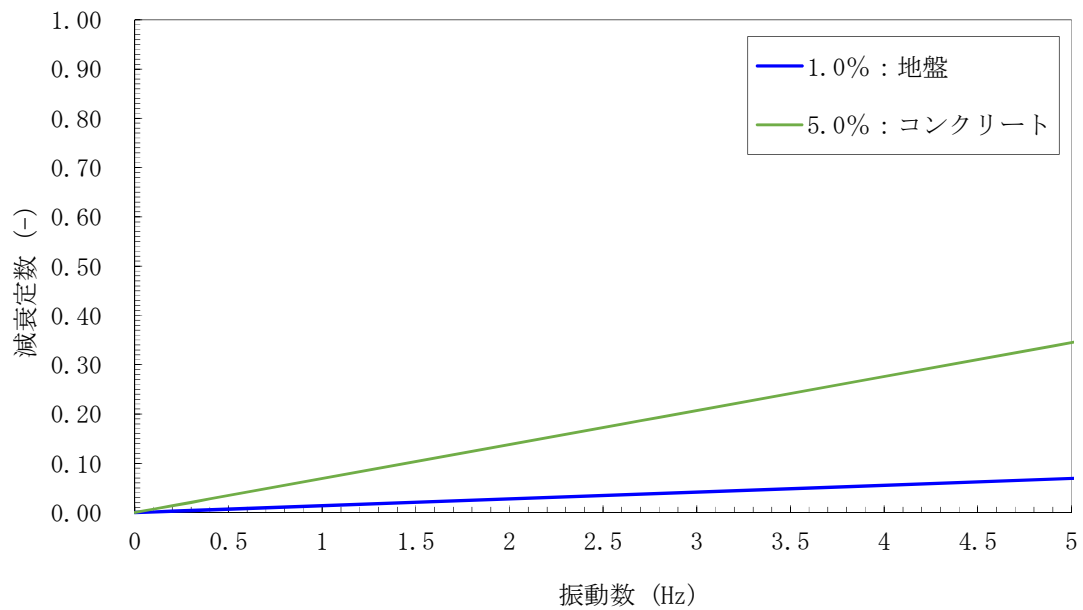
(参考) 11-7



A-A 断面

図 11-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



A-A 断面

図 11-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により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)

(参考) 11-8

2 構造物の浮き上がりに係る評価

2.1 評価方針

地盤中の構造物の浮き上がりに係る評価は、「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和61年3月）」に準拠し，以下の式を用いて実施する。なお，「検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定したケース」の地震応答解析において，構造物周辺地盤の過剰間隙水圧比が0.95以上となる場合は，以下の Q_S 及び Q_B を考慮しない。

$$F_S = (W_S + W_B + Q_S + Q_B) / (U_S + U_D)$$

ここに，

F_S ：所要安全率

W_S ：上載土の荷重（水の重量含む）（kN）

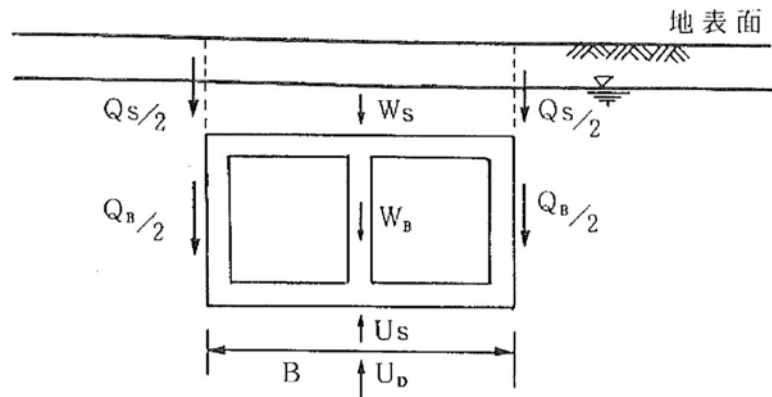
W_B ：構造物の自重（kN）

Q_S ：上載土のせん断抵抗（kN）

Q_B ：構造物側面の摩擦抵抗（kN）

U_S ：構造物底面に作用する静水圧による揚圧力（kN）

U_D ：構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力（kN）



「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和61年3月）より」

図 11-3 地盤中の構造物に作用する力

2.2 評価結果 追而