

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 36
提出年月日	平成 30 年 8 月 20 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】**

**【収録内容】**

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

平成 30 年 8 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"> <li>・改 6 のうち, 1. 4. 13 章及び 1. 4. 15 章を改定</li> <li>・改 7 のうち, 13 章及び 14 章を改定</li> </ul>
改 19	H30. 6. 25	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 7 のうち, 11 章を改定</li> <li>・改 15 のうち, 3 章を改定</li> </ul>
改 20	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 6 のうち, 1. 5 章を改定</li> <li>・改 14 のうち, 1. 9 章を改定</li> <li>・改 19 のうち, 11 章を改定</li> </ul>
改 21	H30. 7. 5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 9 のうち, 4 章及び 5 章を改定</li> </ul>
改 22	H30. 7. 5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 12 のうち, 2 章を改定</li> <li>・改 20 のうち, 1. 9 章を改定</li> </ul>
改 23	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 6 のうち, 7 章を改定</li> </ul>
改 24	H30. 7. 9	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 6 のうち, 14 章及び 16 章を改定</li> <li>・改 11 のうち, 10 章を改定</li> <li>・改 15 のうち, 17 章及び 18 章を改定</li> <li>・改 18 のうち, 13 章及び 15 章を改定</li> <li>・改 19 のうち, 3 章を改定</li> <li>・改 20 のうち, 11 章を改定</li> </ul>
改 25	H30. 7. 9	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 4 のうち, 8 章を改定</li> </ul>
改 26	H30. 7. 26	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 10 のうち, 1. 7 章を改定</li> <li>・改 11 のうち, 1. 6 章を改定</li> </ul>
改 27	H30. 8. 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 6 のうち, 9 章を改定</li> </ul>
改 28	H30. 8. 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 11 のうち, 1. 4. 10 章を改定</li> <li>・改 22 のうち, 1. 9 章を改定</li> </ul>
改 29	H30. 8. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 21 のうち, 4 章及び 5 章を改定</li> <li>・改 23 のうち, 7 章を改定</li> </ul>
改 30	H30. 8. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 24 のうち, 16 章を改定</li> </ul>
改 31	H30. 8. 13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「1. 11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」新規作成し, 追加</li> <li>・改 24 のうち, 10 章及び 14 章を改定</li> </ul>
改 32	H30. 8. 13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 6 のうち, 6 章を改定</li> </ul>
改 33	H30. 8. 14	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 18 のうち, 15 章を改定</li> <li>・改 24 のうち, 13 章を改定</li> </ul>
改 34	H30. 8. 16	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 24 のうち, 18 章を改定</li> <li>・改 25 のうち, 8 章を改定</li> </ul>
改 35	H30. 8. 17	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 3 のうち, 12 章を改定</li> <li>・改 22 のうち, 2 章を改定</li> </ul>
改 36	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 24 のうち, 17 章を改定</li> </ul>

## 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]
    - 1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
    - 1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
    - 1.4.7 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の断面選定の考え方[改 1 H30. 3. 26]
    - 1.4.8 代替淡水貯槽の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
    - 1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室の断面選定の考え方[改 0 H30. 3. 8]
    - 1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバートの断面選定の考え方[改 28 H30. 8. 2]
    - 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[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 20 H30. 6. 28]
  - 1.6 許容応力度法における許容限界について[改 26 H30. 7. 26]
  - 1.7 ジョイント要素のばね設定について[改 26 H30. 7. 26]
  - 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 28 H30. 8. 2]
  - 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]
  - 1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 31 H30. 8. 13]
2. 取水構造物の耐震安全性評価[改 35 H30. 8. 17]
3. 屋外二重管の耐震安全性評価[改 24 H30. 7. 9]
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 29 H30. 8. 6]
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 29 H30. 8. 6]
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 32 H30. 8. 13]

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 29 H30. 8. 6]
8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価[改 34 H30. 8. 16]
9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価[改 27 H30. 8. 1]
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 31 H30. 8. 13]
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[改 24 H30. 7. 9]
12. 緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価[改 35 H30. 8. 17]
13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 33 H30. 8. 14]
14. S A用海水ピットの耐震安全性評価[改 31 H30. 8. 13]
15. 海水引込み管の耐震安全性評価[改 33 H30. 8. 14]
16. S A用海水ピット取水塔の耐震安全性評価[改 30 H30. 8. 6]
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 36 H30. 8. 20]
18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価[改 34 H30. 8. 16]

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 取水構造物の耐震性についての計算書
		1.4.3 屋外二重管	V-2-2-8 屋外二重管の耐震性についての計算書
		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-2-2-23-1 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
		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-2-2-23-3 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
		1.4.6 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）	V-2-2-23-4 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
		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-2-2-23-2 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
		1.4.8 代替淡水貯槽	V-2-2-29 代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
		1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室	V-2-2-27 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
		1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバート	V-2-2-31 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
		1.4.11 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート	V-2-2-21 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
		1.4.12 緊急用海水ポンプピット	V-2-2-35 緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書
		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-2-2-33 SA用海水ピットの耐震性についての計算書	
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-2-2-13 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
	1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎	V-2-2-25 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
	1.5 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
	1.9 地震応答解析における構造物の減衰定数について	共通事項
	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	共通事項
	1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について	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-2-2-22-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備の地震応答計算書 V-2-2-23-1 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-2-2-22-3 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-2-2-23-3 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-2-2-22-4 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-2-2-23-4 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-2-2-22-2 常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の地震応答計算書 V-2-2-23-2 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-2-2-28 代替淡水貯槽の地震応答計算書 V-2-2-29 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-2-2-26 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書 V-2-2-27 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-2-2-30 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-2-2-31 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配管カルバートの耐震安全性評価	V-2-2-20 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-2-2-21 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-2-2-34 緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書 V-2-2-35 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-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答計算書 V-2-2-33 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-2-2-12 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-2-2-13 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-2-2-24 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書 V-2-2-25 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配管カルバート，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。

1.1-3

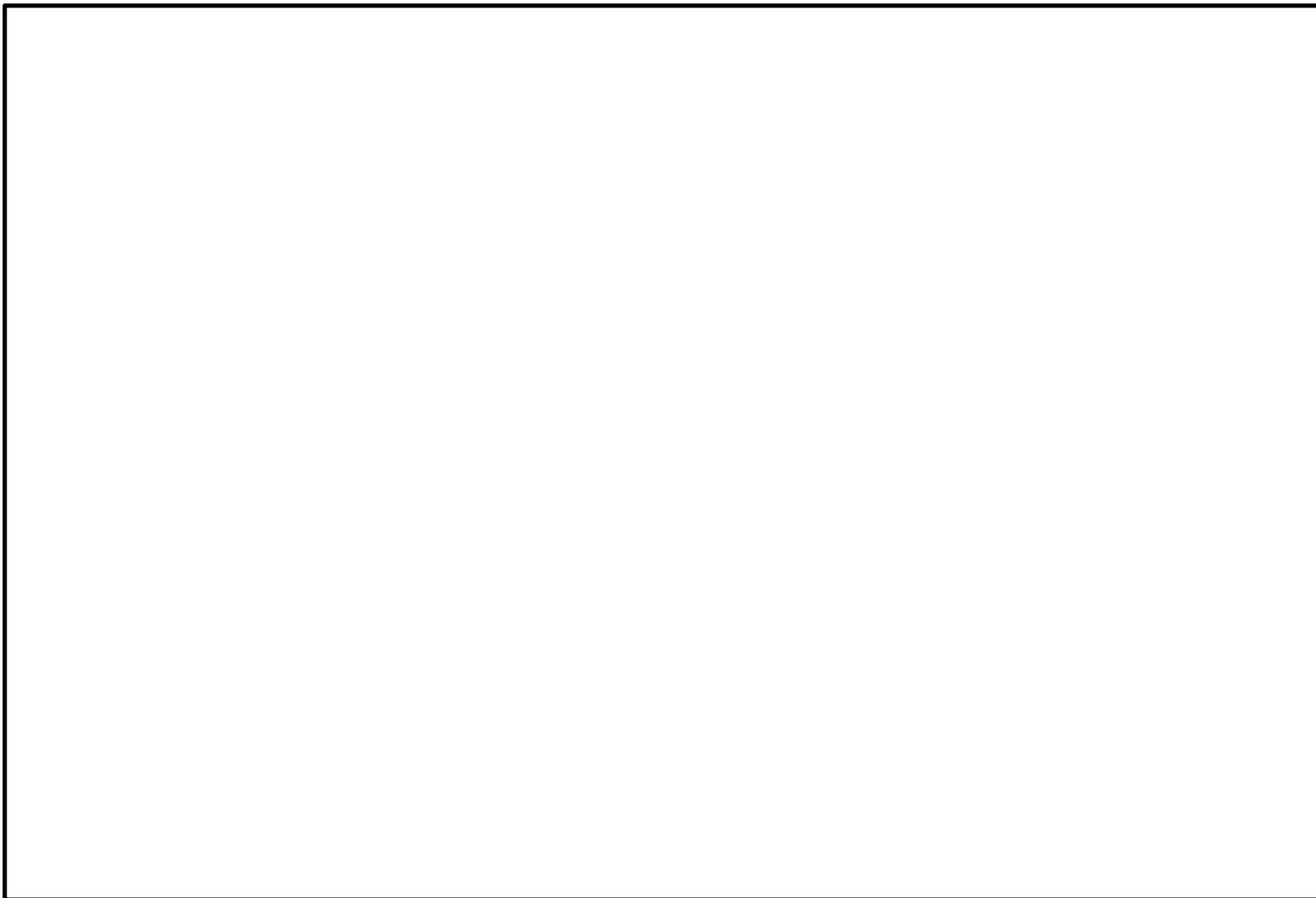


图 1.1-1 屋外重要土木构造物等位置图

## 17. 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価

### 目次

17.1 評価方法	2
17.2 評価条件	2
17.2.1 適用基準	2
17.2.2 耐震安全性評価フロー	4
17.2.3 評価対象断面の方向	5
17.2.4 評価対象断面の選定	7
17.2.5 使用材料及び材料定数	12
17.2.6 評価構造物諸元	16
17.2.7 地下水位	17
17.2.8 地震応答解析手法	17
17.2.9 解析モデルの設定	18
17.2.10 減衰定数	35
17.2.11 荷重の組合せ	41
17.2.12 地震応答解析の検討ケース	43
17.3 評価内容	46
17.3.1 入力地震動の設定	46
17.3.2 許容限界の設定	75
17.4 評価結果	79
17.4.1 地震応答解析結果	79
17.4.2 耐震評価結果	215
17.4.3 まとめ	268

## 17.1 評価方法

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクを間接支持する内空幅 9 m (タンク軸方向) × 約 5 m (タンク横断方向)、内空高さ約 6 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎について基準地震動  $S_s$  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。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

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

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

## 17.2 評価条件

### 17.2.1 適用基準

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 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)を適用するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会、平成24年3月)、鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界については道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会、平成14年3月)を適用する。

表 17.2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 17.2-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定)</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定)</li> <li>・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)</li> <li>・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)</li> <li>・ J E A G 4 6 0 1 -1987</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げに対する照査は, 発生応力が, 許容応力以下であることを確認</li> <li>・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</li> </ul>
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ J E A G 4 6 0 1 -1987</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>

## 17.2.2 耐震安全性評価フロー

図 17.2-1 に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価フローを示す。

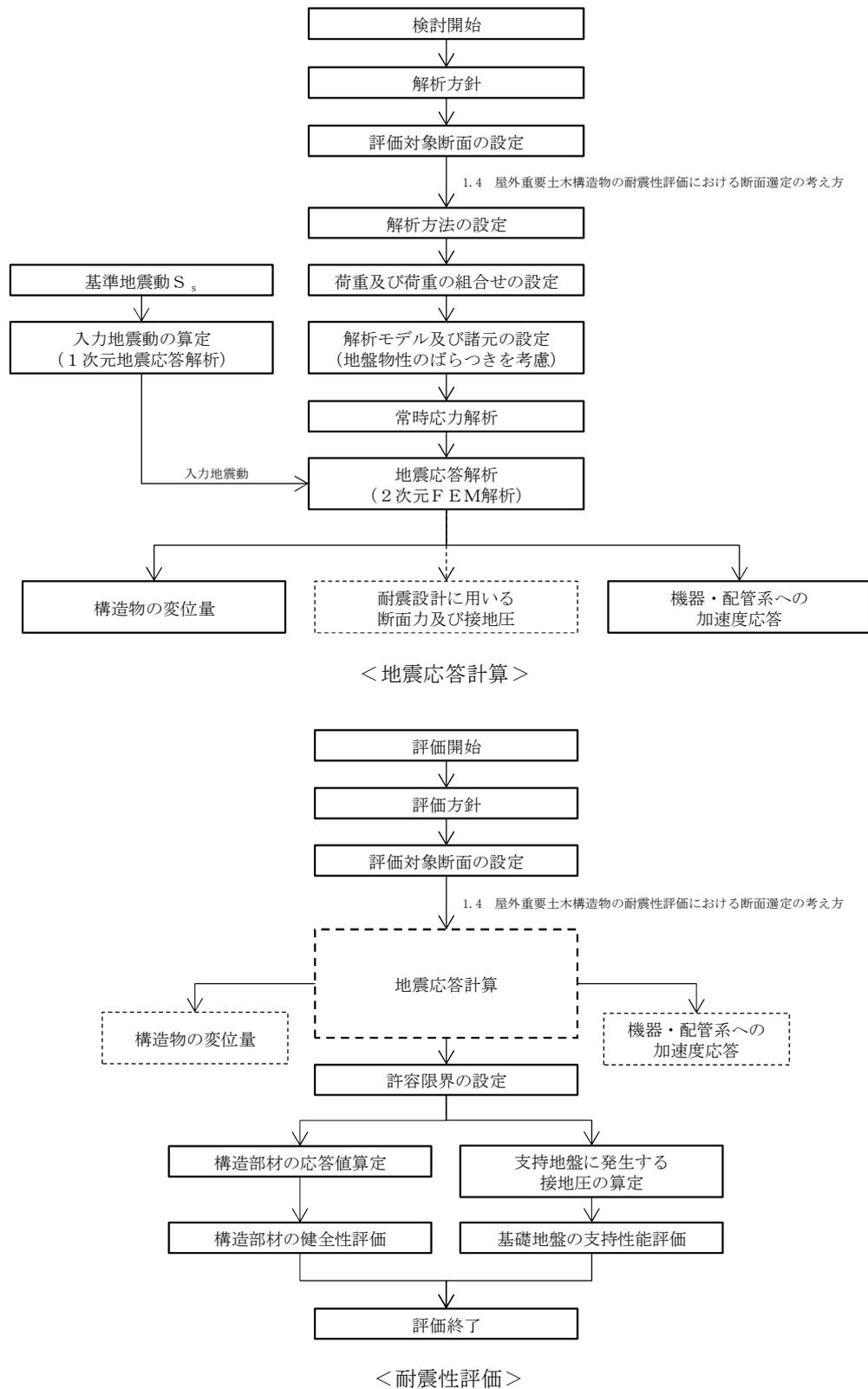


図 17.2-1 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価フロー

### 17.2.3 評価対象断面の方向

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の位置を図 17.2-2 に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、内空幅 9 m (タンク軸方向) × 約 5 m (タンク横断方向)、内空高さ約 6 m の鉄筋コンクリート造である。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の縦断方向 (東西方向) は加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができることから、強軸断面方向となる。一方、横断面方向 (南北方向) は、タンクを格納するため側壁の離隔が大きいことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の耐震評価では、構造の弱軸断面方向である南北方向を評価対象断面の方向とする。

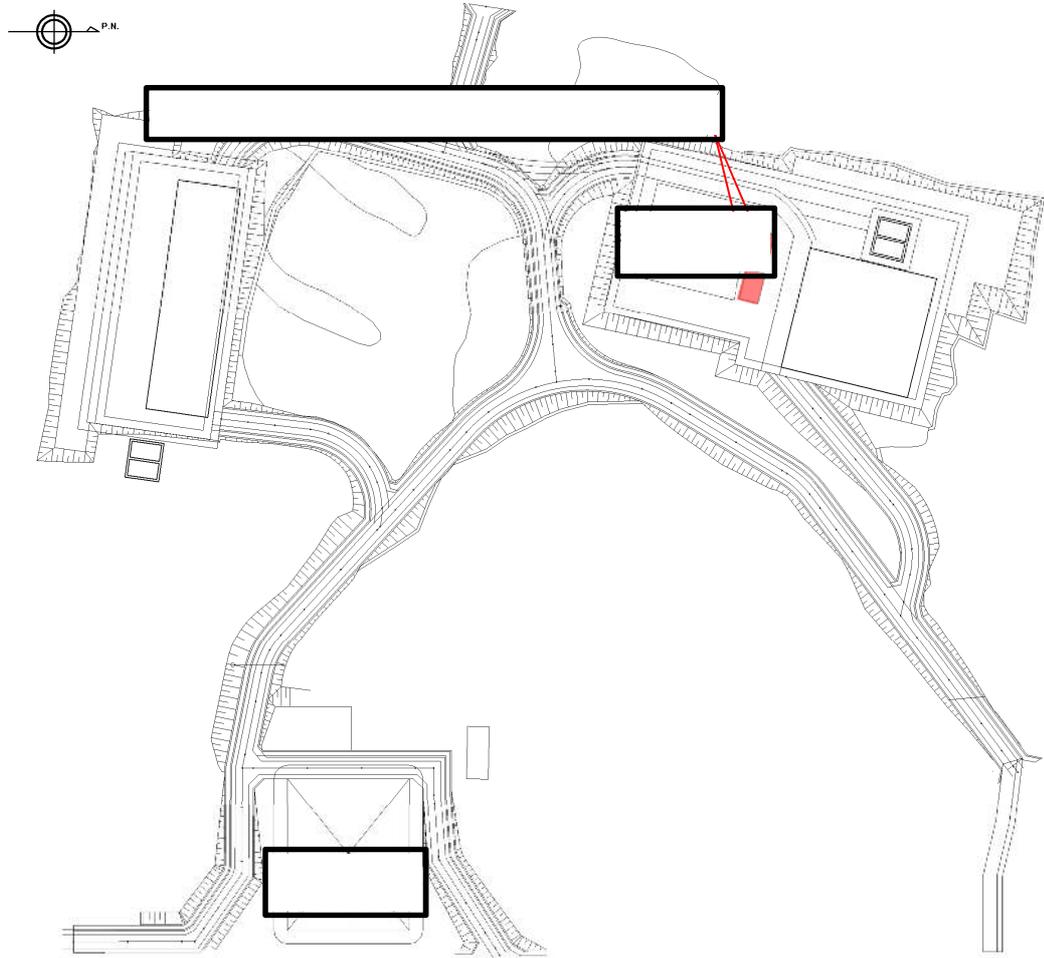


図 17.2-2 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の位置図（全体平面図）

#### 17.2.4 評価対象断面の選定

図 17.2-3, 図 17.2-4 及び図 17.2-5 に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面位置図, 断面図及び構造概要図を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は, 内空幅 9 m (タンク軸方向) × 約 5 m (タンク横断方向), 内空高さ約 6 m の鉄筋コンクリート造である。

評価対象断面は, 「1.4.17 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方」で記載したとおり, 第四紀層の液状化検討層の厚さが比較的厚く, 構造物の弱軸断面方向である①-①断面を代表として耐震評価を実施する。なお, ②-②断面についても, 機器・配管系への加速度応答を抽出するため地震応答解析を実施する。

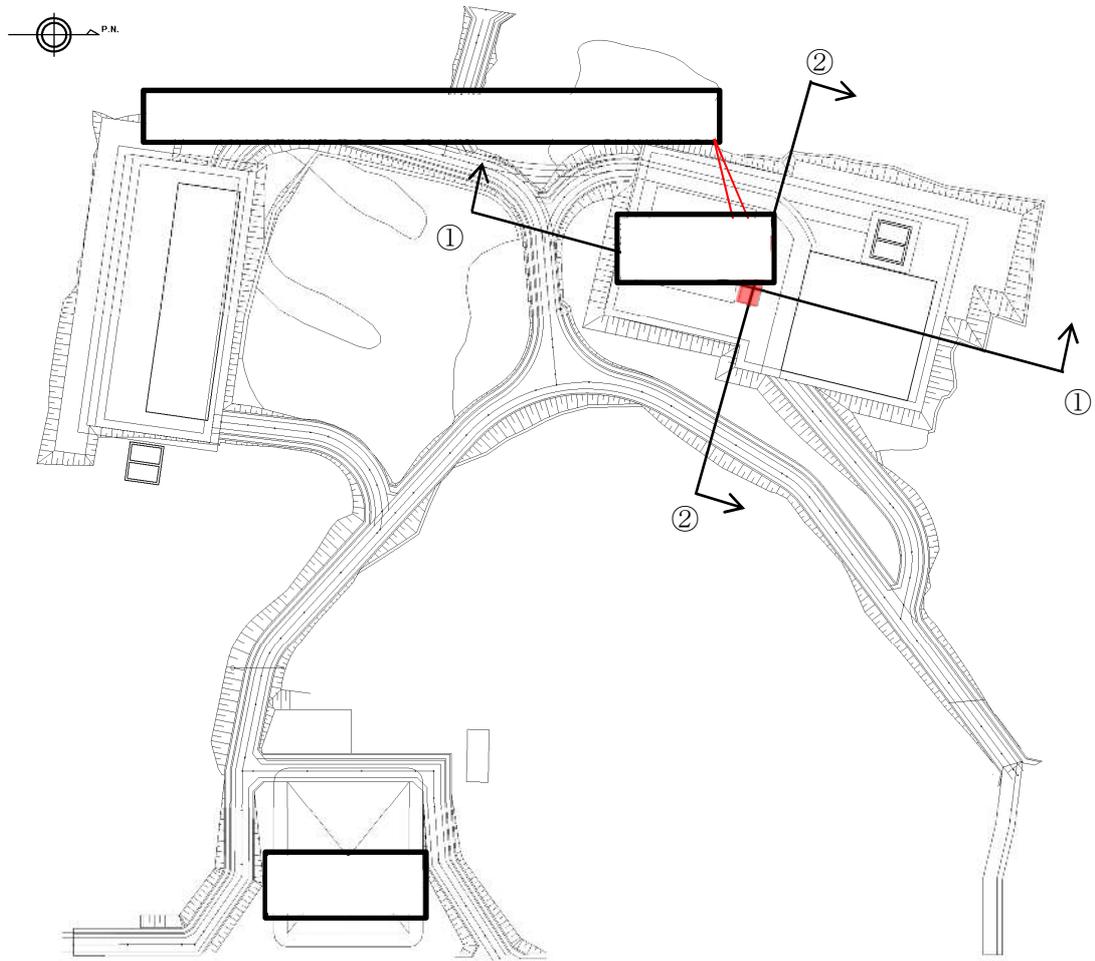
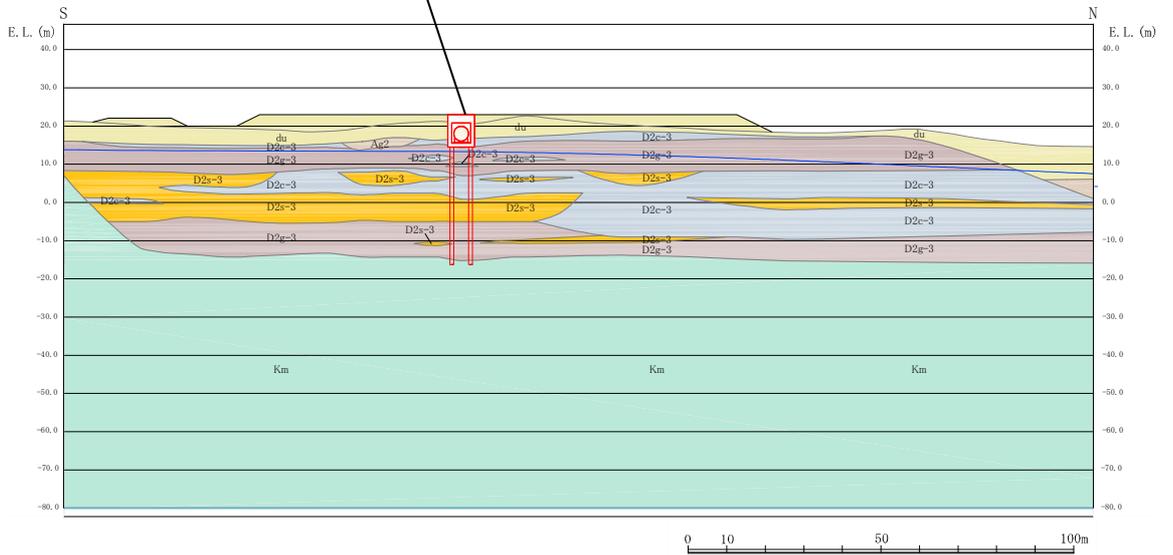


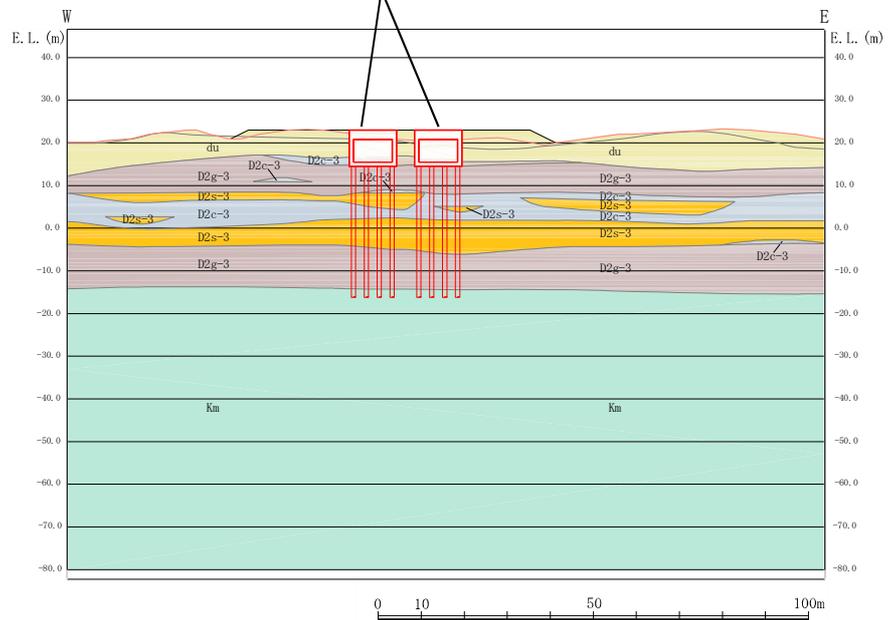
図 17.2-3 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面位置図

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎



(①-①断面)

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎



(②-②断面)

図 17.2-4 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面図

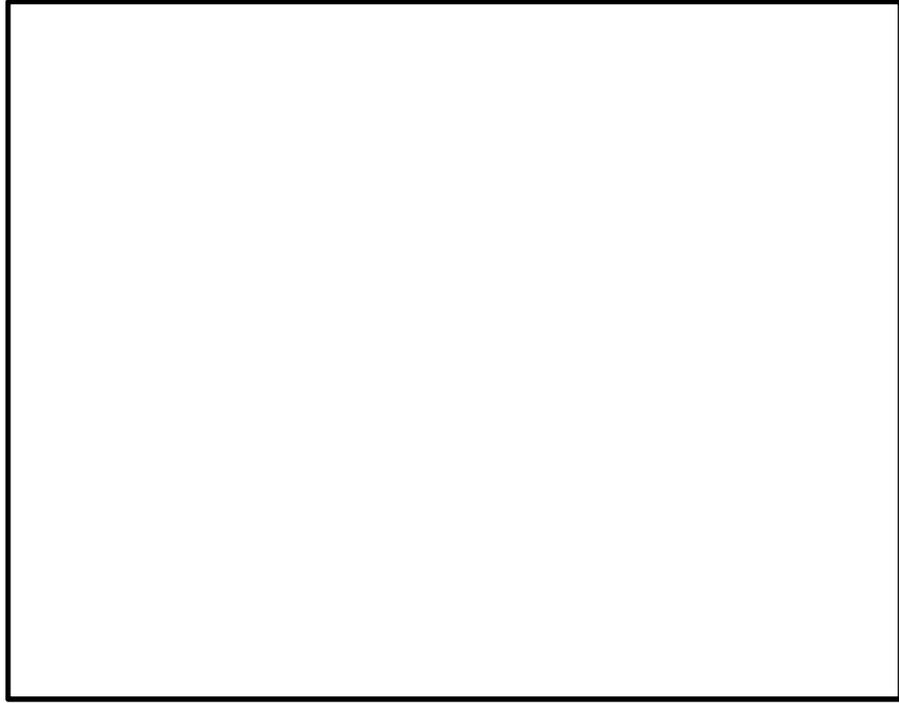


图 17.2-5 (1) 構造概要図 平面図

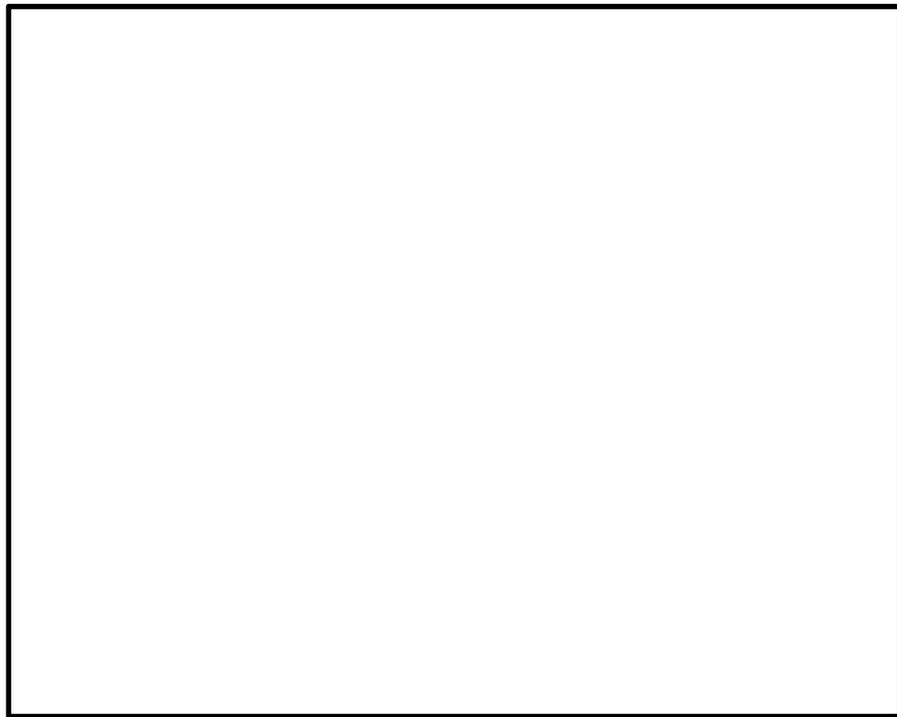


图 17.2-5 (2) 構造概要図 A-A断面図

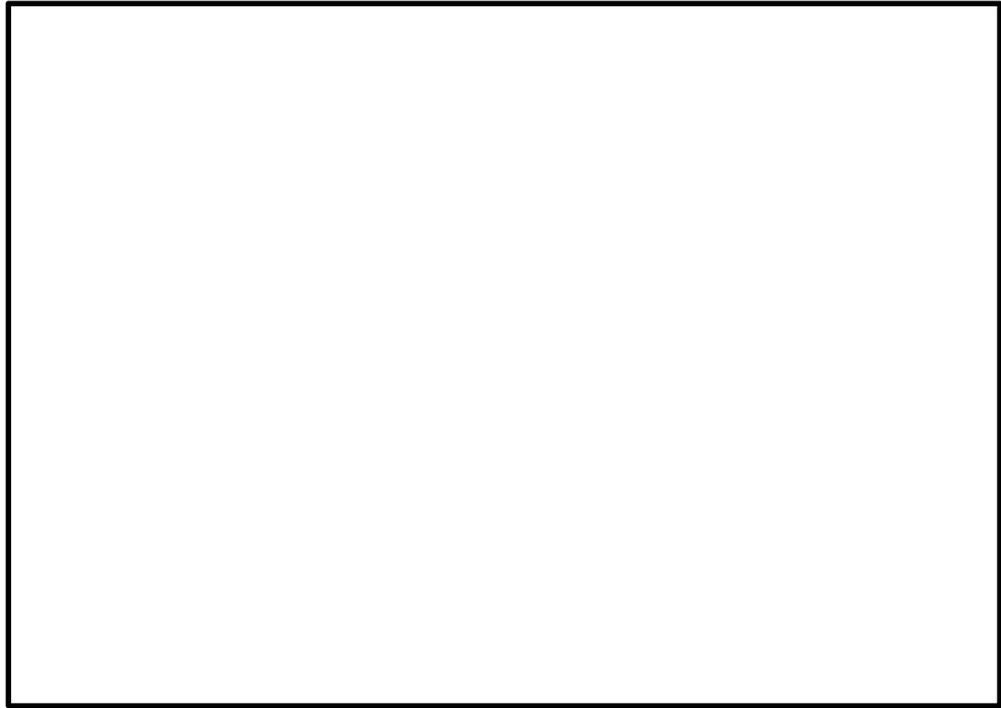


图 17.2-5 (3) 構造概要図 B-B断面図

### 17.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、規格、基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 17.2-2 に、材料物性値を表 17.2-3 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 17.2-4 に、地盤改良体（セメント改良）の物性値を表 17.2-5 に示す。また、地盤改良体（薬液注入）については、改良対象の原地盤の解析用物性値と同等の基礎物理特性を用いると共に、非液状化層とする。

表 17.2-2 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD490
鋼管杭	SM570

表 17.2-3 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 <sup>*1</sup>	3.1×10 <sup>4*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>	5 <sup>*2</sup>
鋼管杭	77 <sup>*3</sup>	2.0×10 <sup>5*3</sup>	0.3 <sup>*3</sup>	3 <sup>*4</sup>

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：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

\*4：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

表 17.2-4(1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤			豊浦標準砂
				第四系（液状化検討対象層）			
				du	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.92	2.15 (2.11)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.79	0.43	0.702
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.26	0.19	0.26	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	966	1167 (1167)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	650611	1362035 (1362035)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.220	0.192	0.130	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0.01	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	35.8	44.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_p$	—	34.8	33.4	41.4	28
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.047	0.048	0.030	0.005
	液状化パラメータ	$W_1$	—	6.5	17.6	45.2	5.06
	液状化パラメータ	$P_1$	—	1.26	4.80	8.00	0.57
	液状化パラメータ	$P_2$	—	0.80	0.96	0.60	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	—	2.00	3.15	3.82	1.44

表 17.2-4(2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤	
				第四系（非液状化層）	新第三系
				D2c-3	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	285223	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.186	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.026	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）

表 17.2-4 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

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

表 17.2-5 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 <sup>2</sup> の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) $q_u$ : 一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 $C$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u$ : 一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.44 P + 1.76$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	$1.60 P + 7.80$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )
	残留強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.44 P + 0.808$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	$1.60 P + 2.05$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )

\* 地盤改良体の一軸圧縮強度：5.0 N/mm<sup>2</sup>

### 17.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の評価構造物諸元を表 17.2-6 に示す。評価部位を図 17.2-6 に示す。

表 17.2-6 (1) 評価部位とその仕様 (その1)

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 <sup>2</sup> )	鉄筋	
底版	1.000	1.000	40	SD490	緊急時対策所用発電機 燃料油貯蔵タンク の間接支持機能
側壁	1.000	1.000	40	SD490	
頂版	1.000	0.700	40	SD490	

表 17.2-6 (2) 評価部位とその仕様 (その2)

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (mm)	板厚 (mm)		
鋼管杭	1000	40	SM570	緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク の間接支持機能

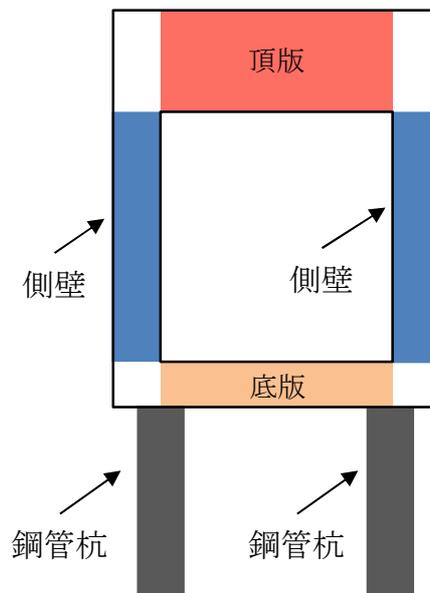


図 17.2-6 評価部位

### 17.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

### 17.2.8 地震応答解析手法

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地震応答解析については、解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、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17.2-7に示す。

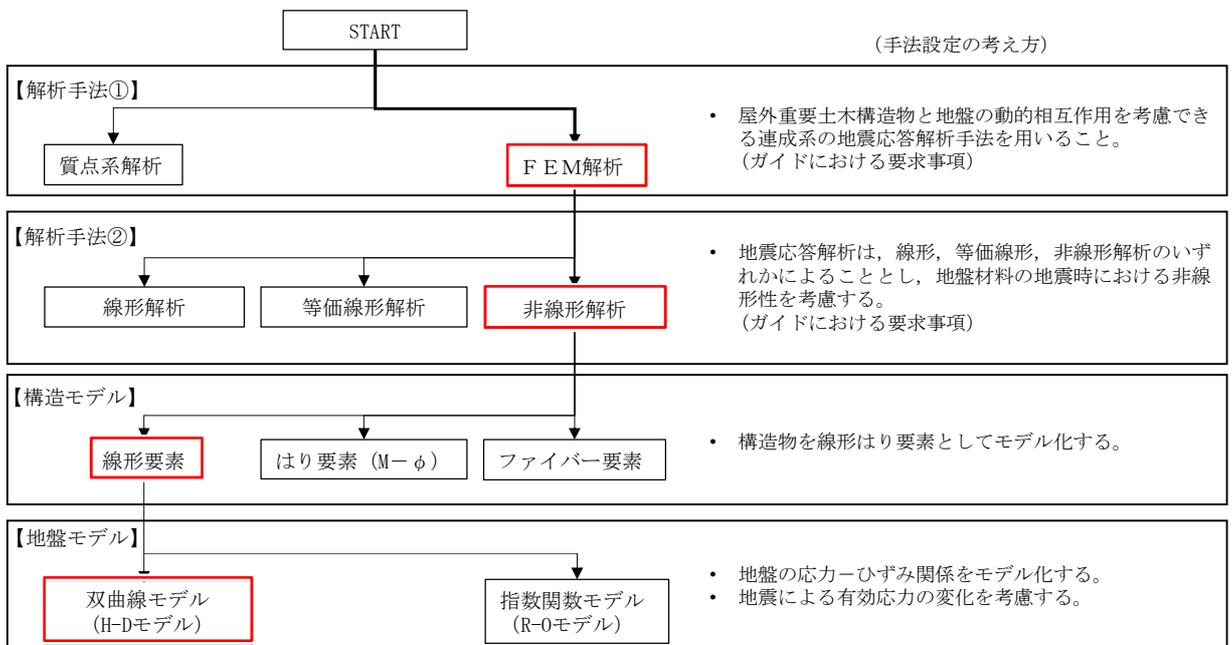


図 17.2-7 地震応答解析手法の選定フロー

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。

## 17.2.9 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 を適応し、図 17.2-8 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基礎幅の 2 倍以上確保する。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎周辺の地質断面図を図 17.2-9 に示す。

なお、解析モデルの境界条件は、側方及び底面ともに粘性境界とする。

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、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

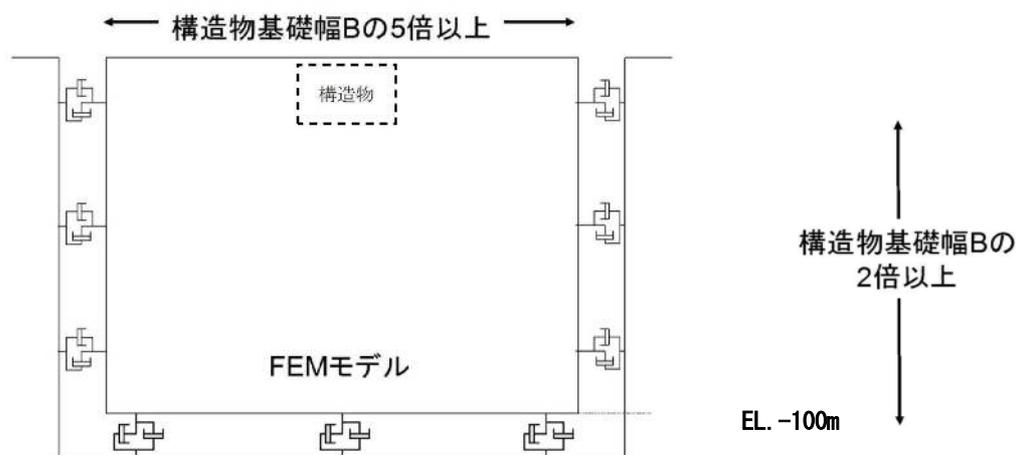


図 17.2-8 モデル範囲の考え方

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17.2-9に示す。また、地質断面図を図17.2-10に示す。

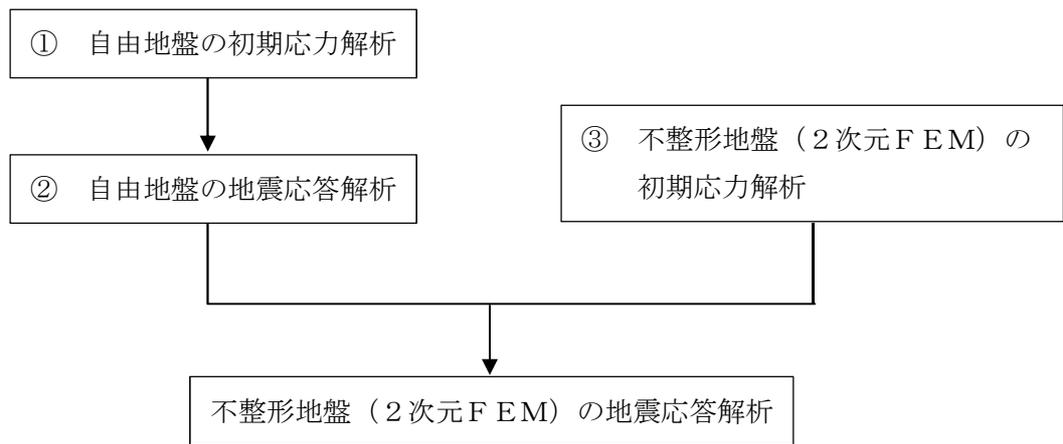


図17.2-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

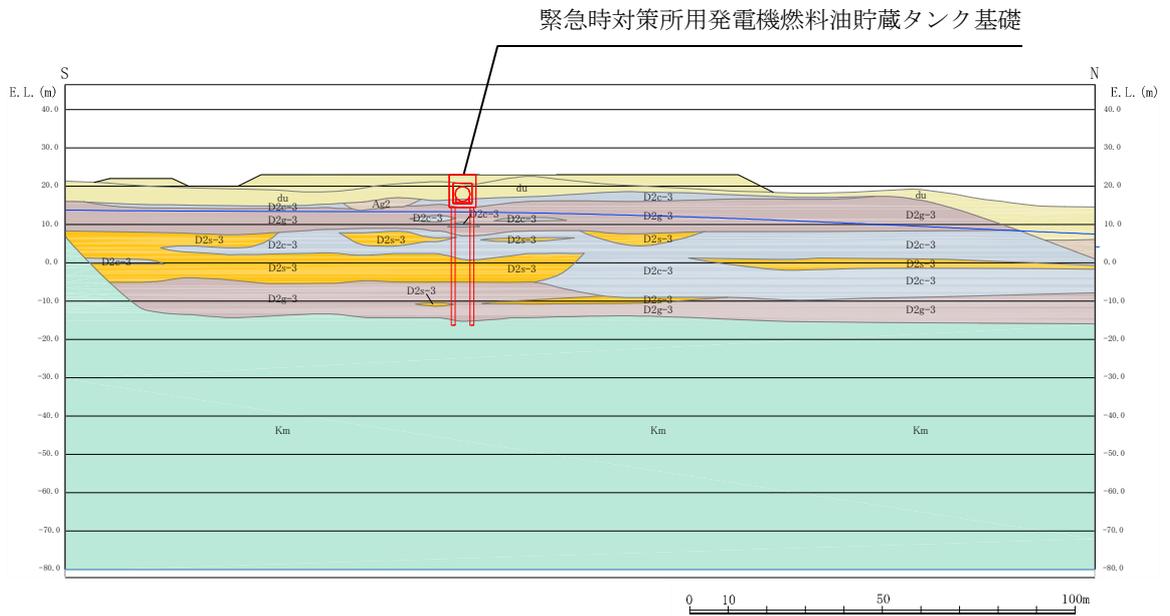


図 17.2-10 (1) 地質断面図 (①-①断面)

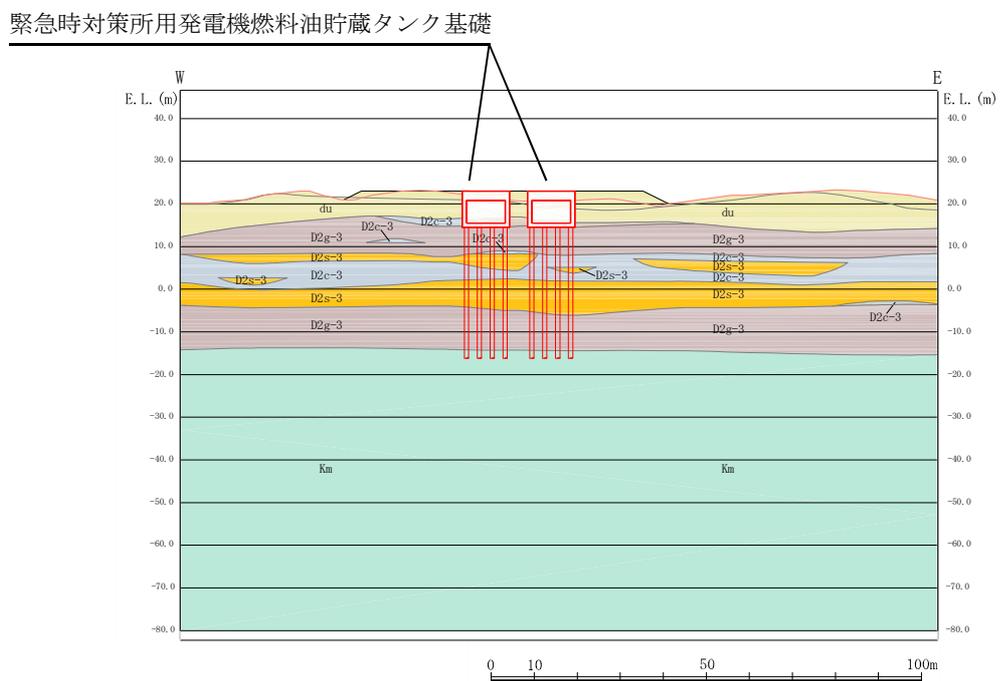


図 17.2-10 (2) 地質断面図 (②-②断面)

## (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 17.2-11 に示す。

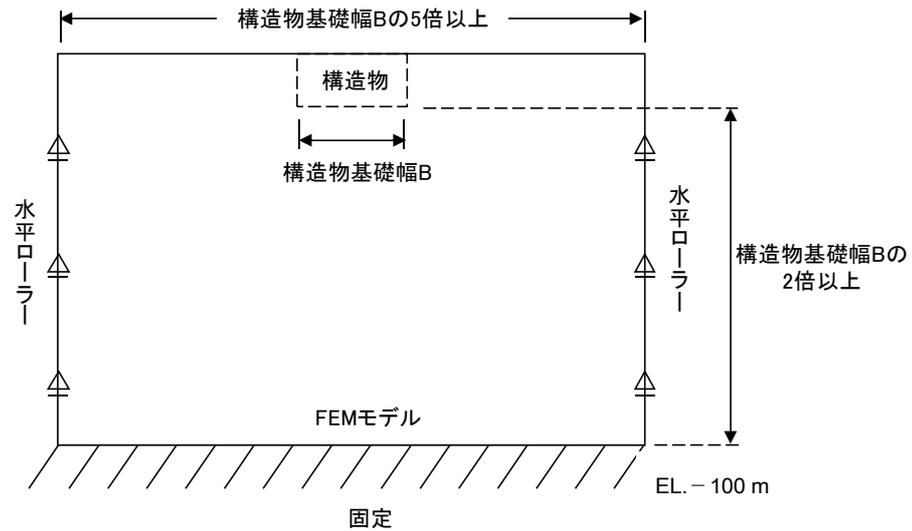


図 17.2-11 固有値解析における境界条件の概念図

### 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、側方は自重等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 17.2-12 に示す。

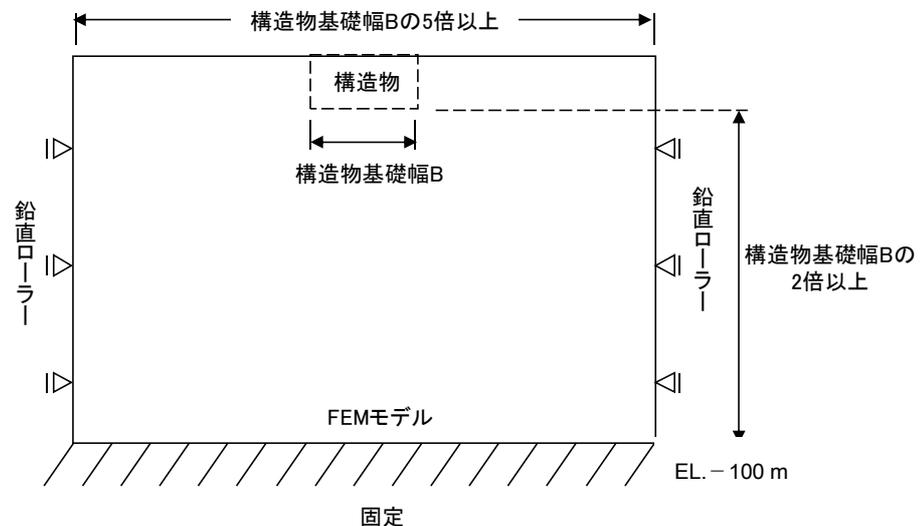


図 17.2-12 初期応力解析における境界条件の概念図

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 17.2-13 に示す。

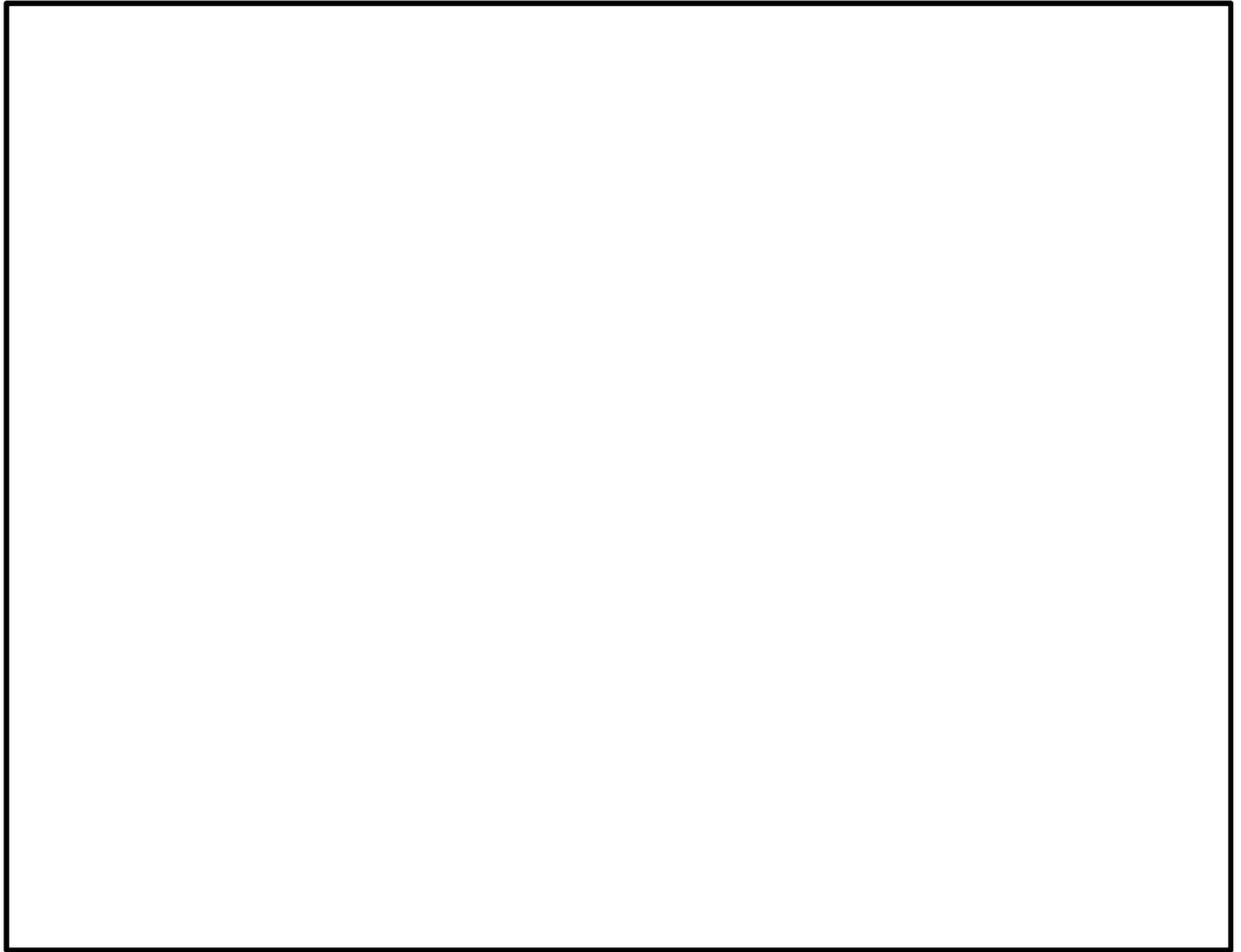


図 17.2-13 (1) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル  
(①-①断面)

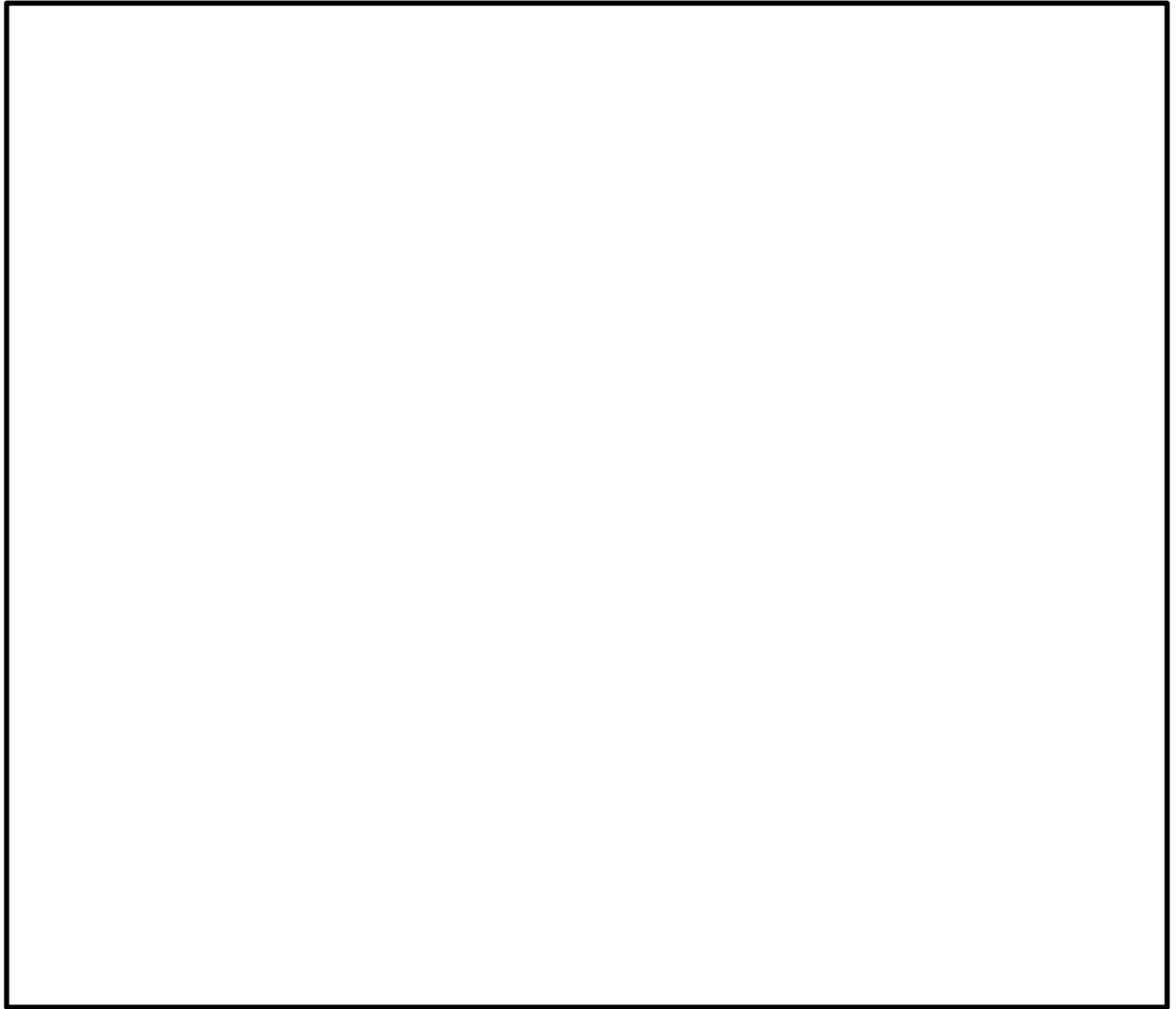


図 17.2-13 (2) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の地震応答解析モデル  
(②-②断面)

(3) 構造物のモデル化

①-①断面における緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、底版、側壁、頂版及び鋼管杭を線形はり要素としてモデル化する。

②-②断面における緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、底版、側壁、頂版及び鋼管杭を線形はり要素としてモデル化する。②-②断面に平行である側壁は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

底版、側壁及び頂版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。

モデル化の概要図を図 17.2-14 に示す。

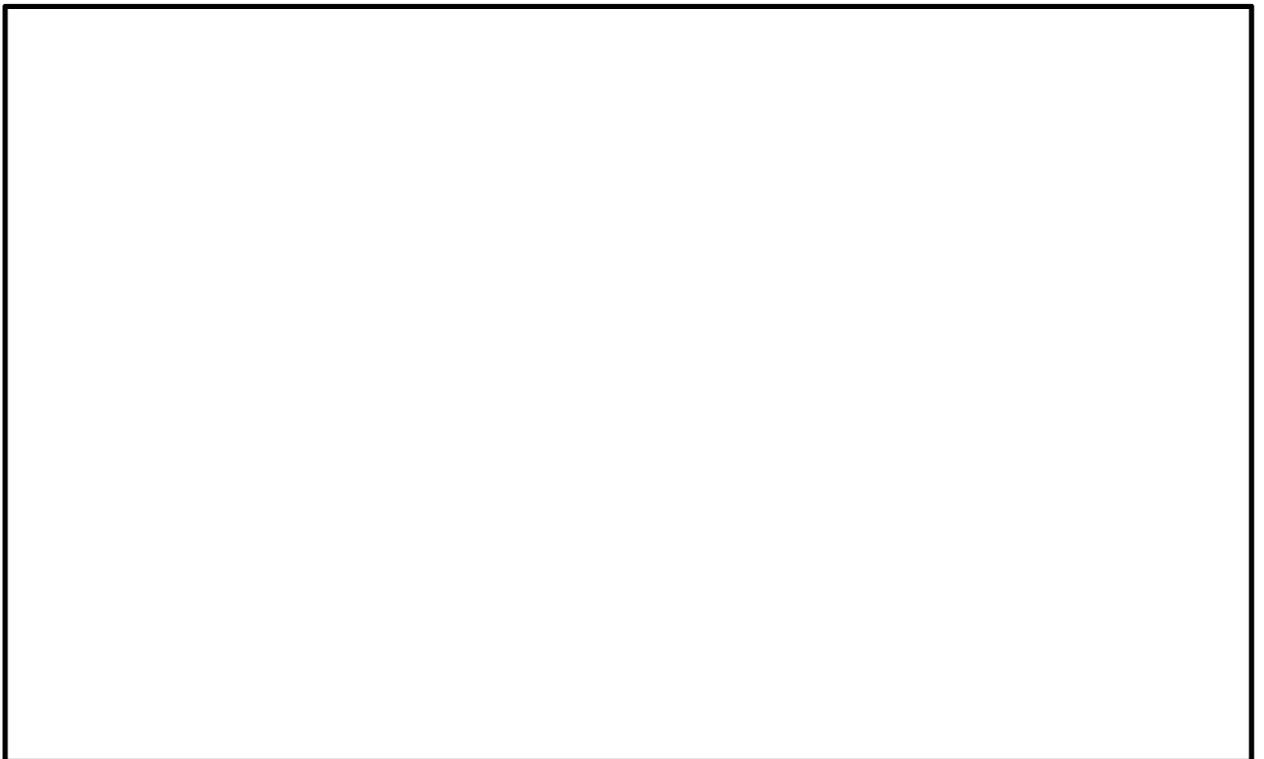


図 17.2-14 (1) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (①-①断面)



図 17.2-14 (2) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (①-①断面)  
(構造物部分拡大図)



図 17.2-14 (3) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (②-②断面)



図 17.2-14 (4) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のモデル概要 (②-②断面)  
(構造物部分拡大図)

(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応力が生じた場合、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  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c,  $\phi$  は周辺地盤の c,  $\phi$  とする。(表 17.2-8 参照)

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- c : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 17.2-8 周辺地盤及び隣接構造体との境界に用いる強度特性

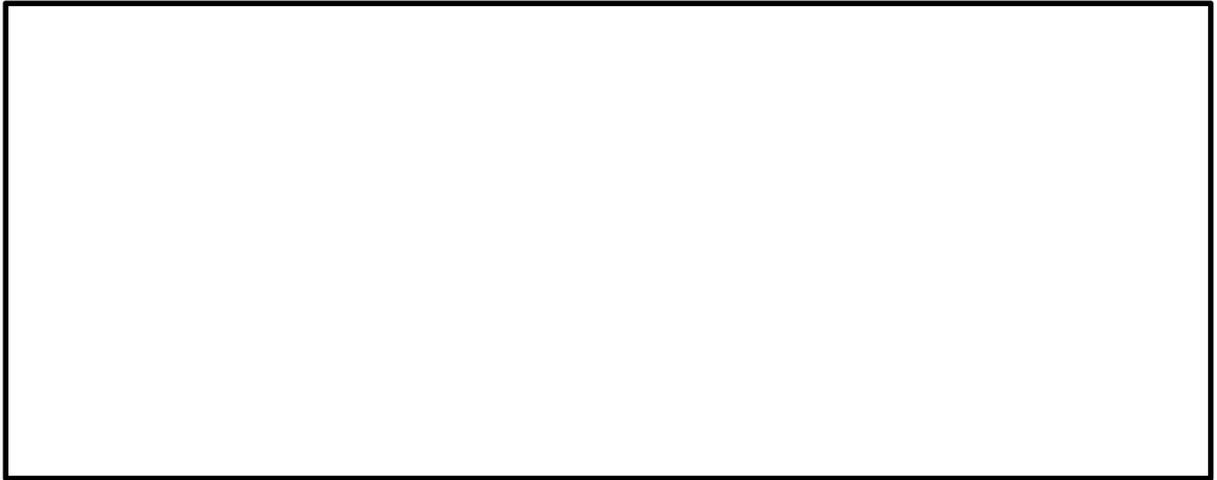
周辺の状況		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.01	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		2.5	0	—

z : 標高 (m)

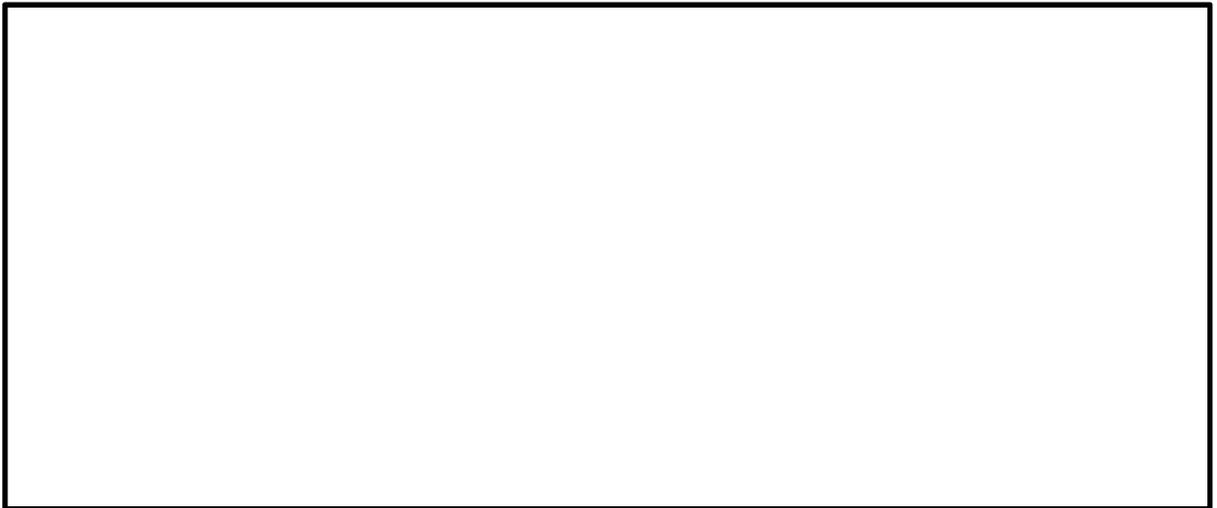
ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター) に従い、表 17.2-9 のとおり設定する。ジョイント要素の設定値を図 17.2-15 に、ジョイント要素設定の考え方を図 17.2-16 に示す。

表 17.2-9 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



(①-①断面)



(②-②断面) \_\_\_\_\_ : ジョイント要素

図 17.2-15 ジョイント要素の設定位置

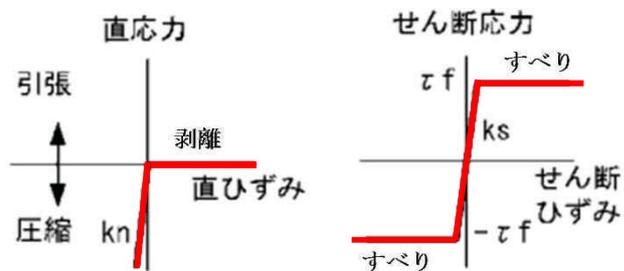


図 17.2-16 ジョイント要素の考え方

(5) 材料特性の設定

構造部材は、線形のはり要素及び平面ひずみ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。

(6) 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、地震時の地盤と杭の接合面における相互作用の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。図 17.2-17 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とする。（表 17.2-10 参照）

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

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 17.2-10 周辺地盤と杭の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.01	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		0.5	0	—

$z$  : 標高 (m)

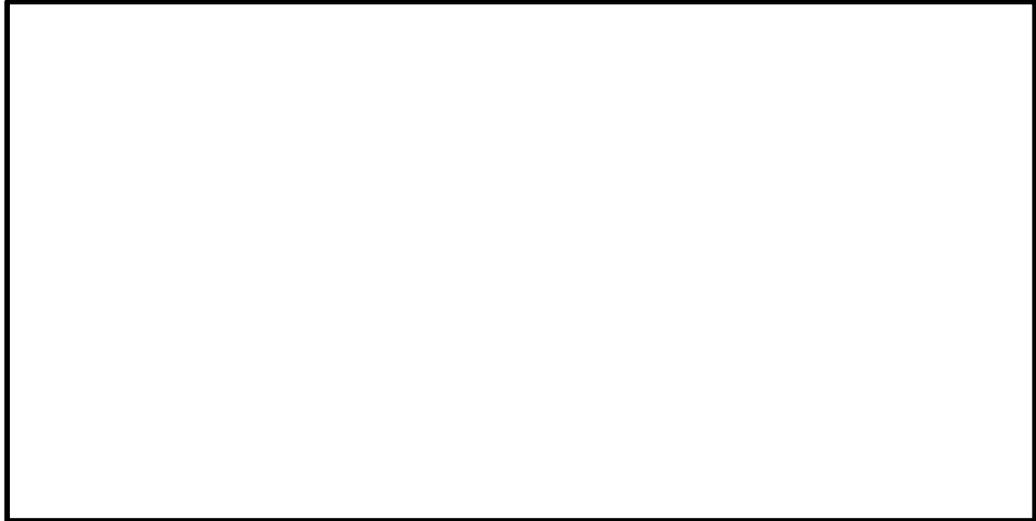
杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 17.2-11 のとおり設定する。

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\*。

\* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 17.2-11 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$



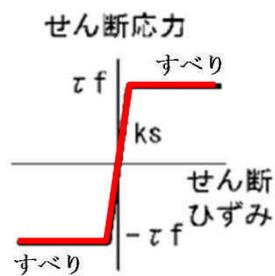
(①-①断面)



(②-②断面)

— : 杭-地盤相互作用ばね要素

(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図



(b) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 17.2-17 杭-地盤相互作用ばねの考え方

(7) 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 17.2-12 のとおり設定する。図 17.2-18 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 17.2-12 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	$1.0 \times 10^6$

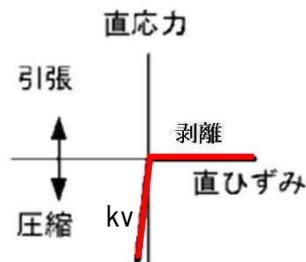


図 17.2-18 杭下端ジョイントばねの考え方

#### 17.2.10 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 $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 $\alpha$ 、 $\beta$ 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
- $\alpha, \beta$  : 係数

係数 $\alpha$ 、 $\beta$ 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の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成14年3月））とし、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。

図17.2-19にRayleigh減衰の設定フローを、表17.2-13に固有値解析結果を示す。

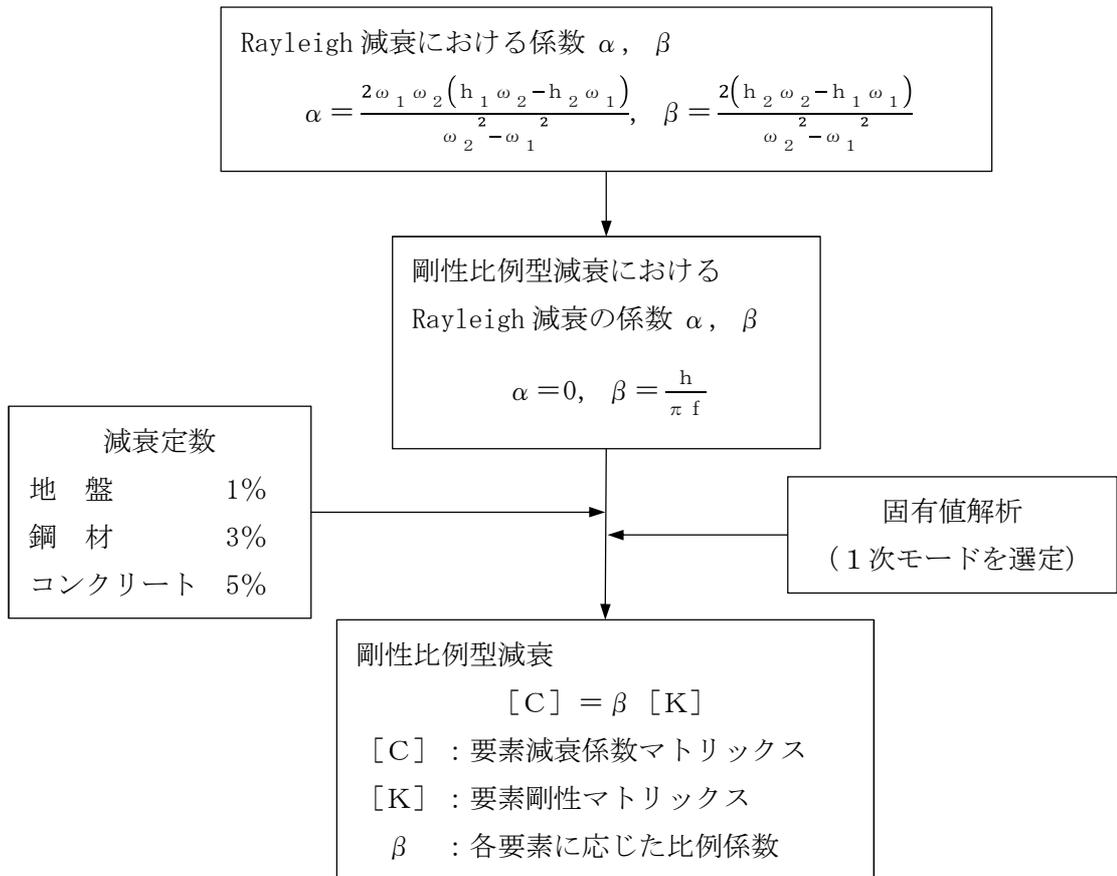


図 17.2-19 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 17.2-13 (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) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.769	148.30	1次として採用
2	1.526	2.53	—
3	2.086	46.31	—
4	2.325	11.62	—
5	2.540	-9.70	—
6	3.156	11.73	—
7	3.368	-13.60	—
8	3.446	-22.84	—
9	3.565	-15.51	—

(b) ②-②断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.758	126.89	1次として採用
2	1.837	0.31	—
3	2.137	-41.23	—
4	2.969	1.26	—
5	3.229	16.12	—
6	3.427	22.49	—
7	3.830	3.52	—
8	4.055	5.16	—
9	4.474	-6.63	—

表 17.2-13 (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 $\sigma$ ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.774	148.80	1次として採用
2	1.536	2.01	—
3	2.186	47.07	—
4	2.442	7.60	—
5	2.621	-9.14	—
6	3.288	14.08	—
7	3.511	-12.12	—
8	3.571	23.07	—
9	3.729	10.78	—

(b) ②-②断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.762	127.22	1次として採用
2	1.868	0.37	—
3	2.220	-41.49	—
4	3.064	1.04	—
5	3.383	17.83	—
6	3.525	19.10	—
7	3.936	-2.14	—
8	4.232	6.14	—
9	4.539	-7.16	—

表 17.2-13 (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 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.763	147.54	1次として採用
2	1.515	3.55	—
3	1.963	-45.73	—
4	2.189	16.19	—
5	2.451	-9.89	—
6	3.008	8.41	—
7	3.192	12.10	—
8	3.304	18.30	—
9	3.397	-24.92	—

表 17.2-13 (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) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.756	145.13	1次として採用
2	1.506	9.10	—
3	1.730	36.04	—
4	1.910	-36.18	—
5	2.281	4.46	—
6	2.630	-5.82	—
7	2.756	15.93	—
8	2.821	6.74	—
9	3.100	-23.15	—

(b) ②-②断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.742	124.43	1次として採用
2	1.696	-8.21	—
3	1.809	41.91	—
4	2.598	-7.87	—
5	2.751	15.32	—
6	3.008	-18.44	—
7	3.275	16.70	—
8	3.599	-14.71	—
9	3.626	2.58	—

### 17.2.11 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。

なお、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 17.2-14 に示す。地震時に緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 17.2-14 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定 ・内包される砂の荷重を考慮
		土被り荷重	—	・天端が地表面であることから、考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		—	・水を保有しない設備であることから、考慮しない
変動荷重	雪荷重	○	・雪荷重を考慮	
	風荷重	—	・地中に埋設された構造物であるため、考慮しない	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 $S_d$ による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮	
	動水圧	—	・水を保有しない設備であることから、考慮しない	

(1) 機器・配管荷重

図 17.2-20 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。緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクの内空には砂が充填されているため、内空容積から緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンクの容積を除いた部分をすべて砂 (比重 1.7) として考慮する。

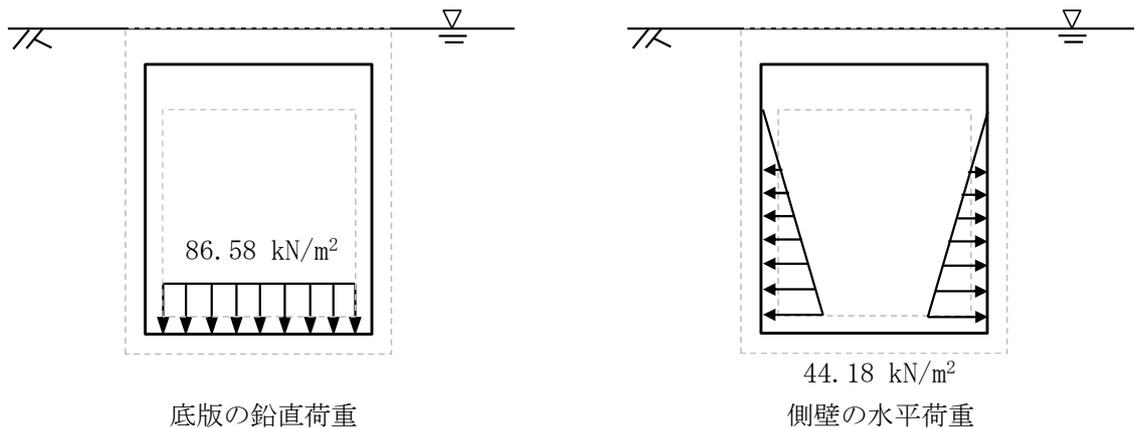


図 17.2-20 機器・配管荷重図

(2) 外水圧

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

(3) 雪荷重

図 17.2-21 に雪荷重図を示す。

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

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

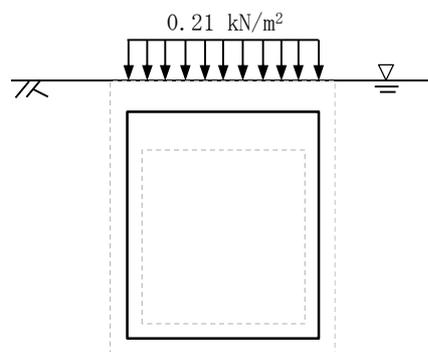


図 17.2-21 雪荷重図

17.2.12 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 17.2-15 に示す。

耐震評価においては、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（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 17.2-22 に示す。

表 17.2-15 耐震設計における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
液状化強度特性の設定		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）	地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）した解析ケース	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	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地震波（位相）		原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s-D1$	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	$S_s-11$		実施				
	$S_s-12$		実施				
	$S_s-13$		実施				
	$S_s-14$		実施				
	$S_s-21$		実施				
	$S_s-22$		実施				
$S_s-31$	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

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（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

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

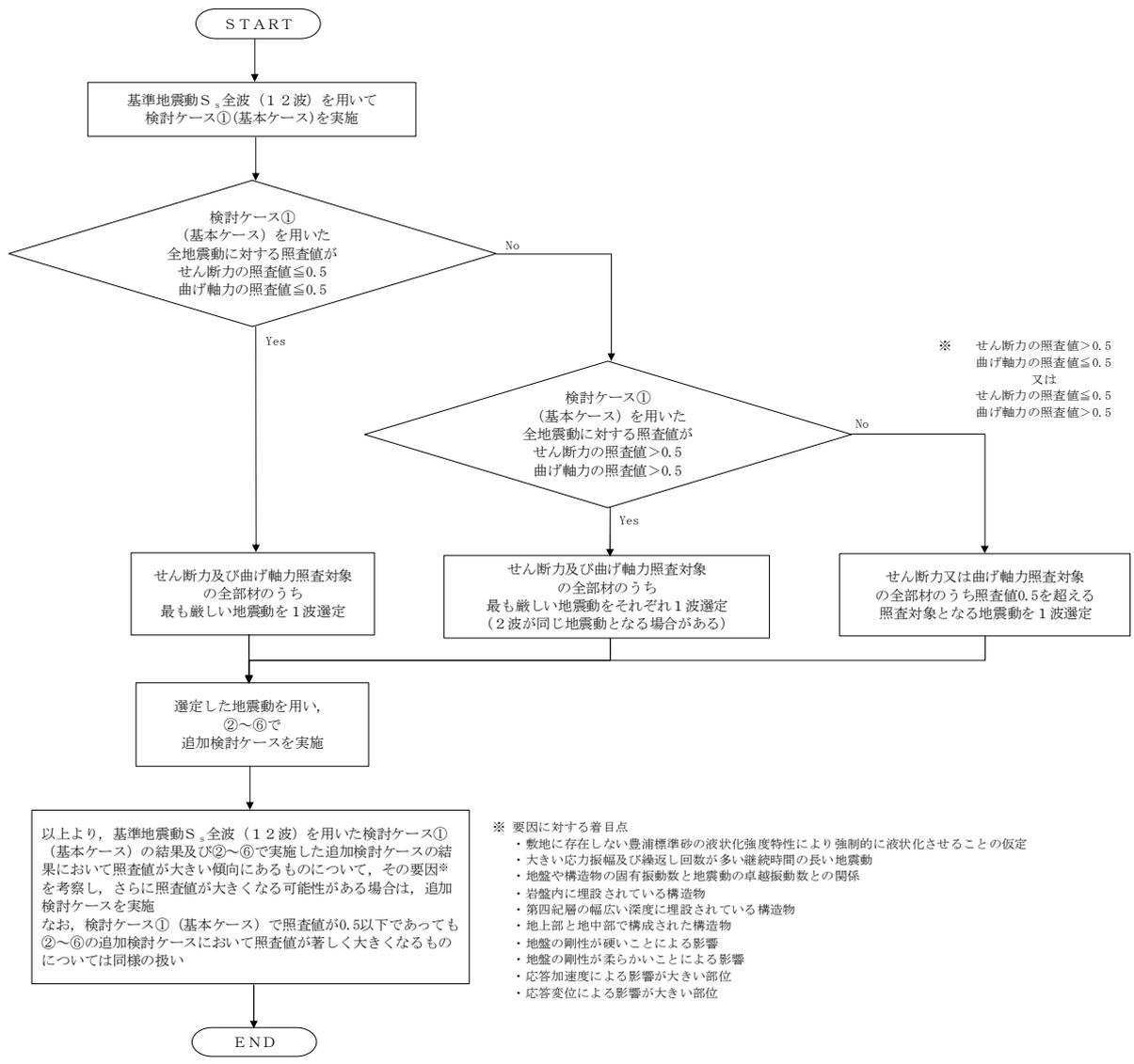


図 17.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 17.2-16 に示す。

表 17.2-16 機器・配管に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S <sub>s</sub> -D 1	(H+V+)	実施	全ての基準地震動 S <sub>s</sub> に対して実施する⑤の検討ケース (原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース) において、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、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)	実施	
		(H-V+)	実施	
		(H-V-)	実施	
	S <sub>s</sub> -1 1		実施	
	S <sub>s</sub> -1 2		実施	
	S <sub>s</sub> -1 3		実施	
	S <sub>s</sub> -1 4		実施	
	S <sub>s</sub> -2 1		実施	
	S <sub>s</sub> -2 2		実施	
S <sub>s</sub> -3 1	(H+V+)	実施		
	(H-V+)	実施		

### 17.3 評価内容

#### 17.3.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を1次元波動論により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 17.3-1 に入力地震動算定の概念図を、図 17.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち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断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

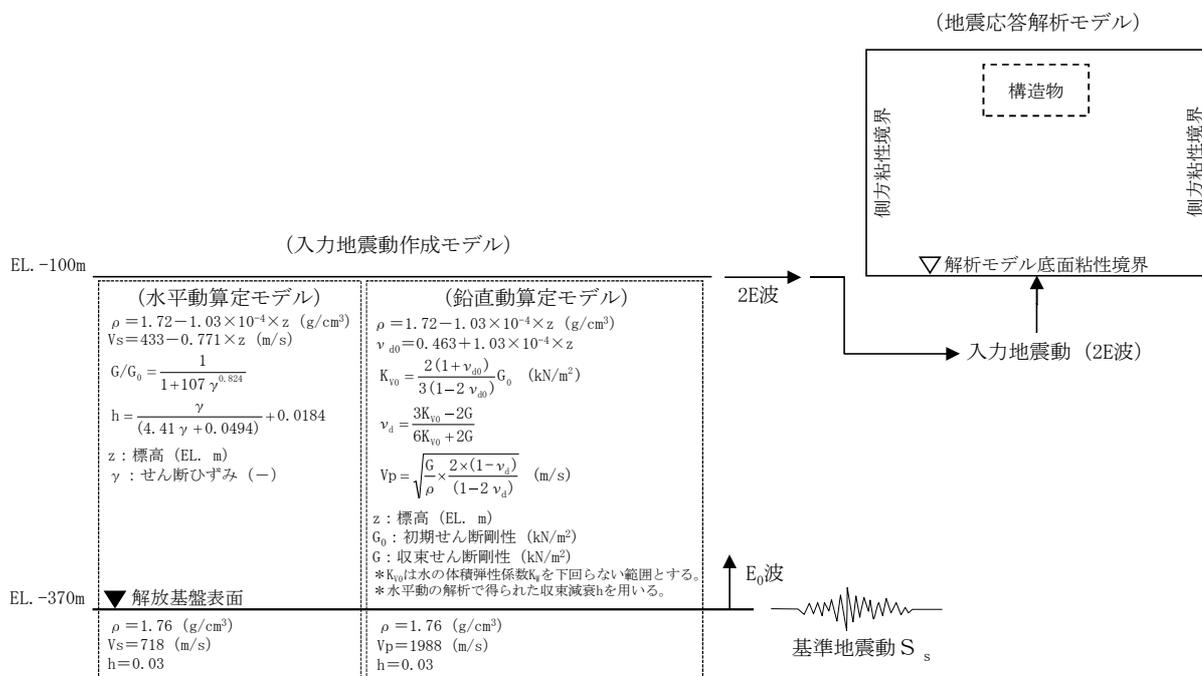
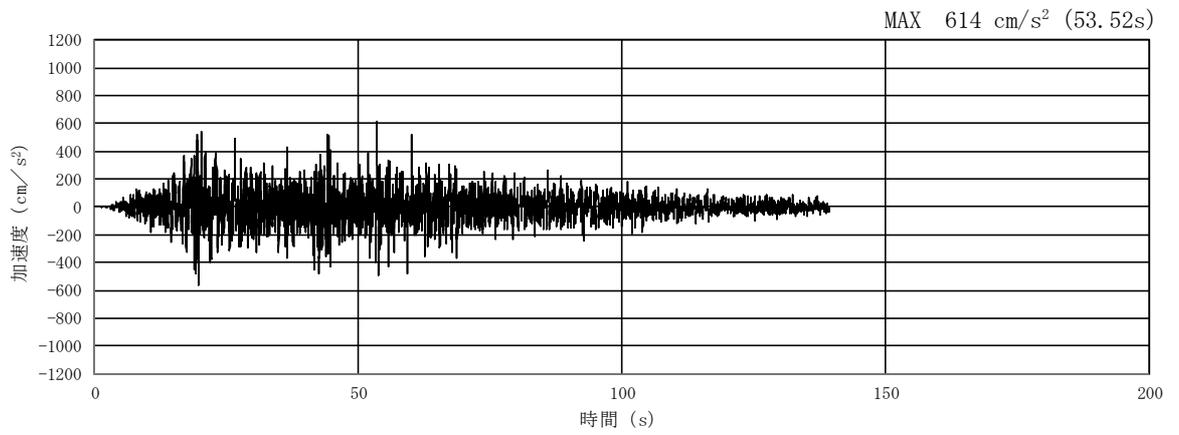
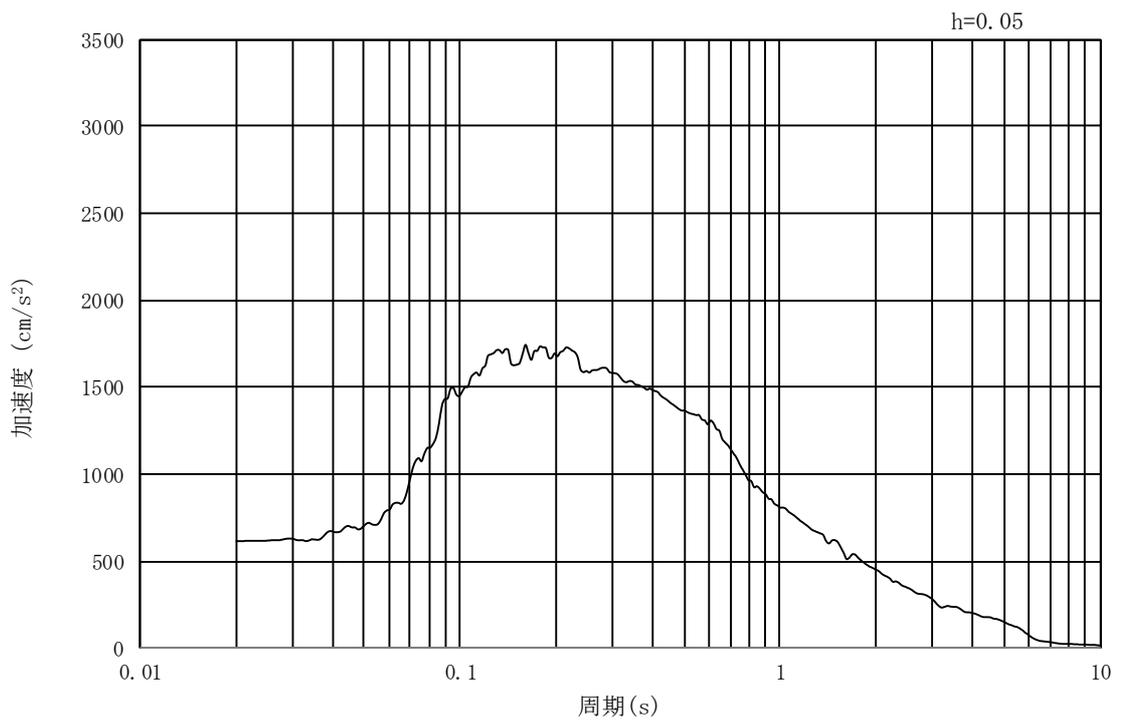


図 17.3-1 入力地震動算定の概念図

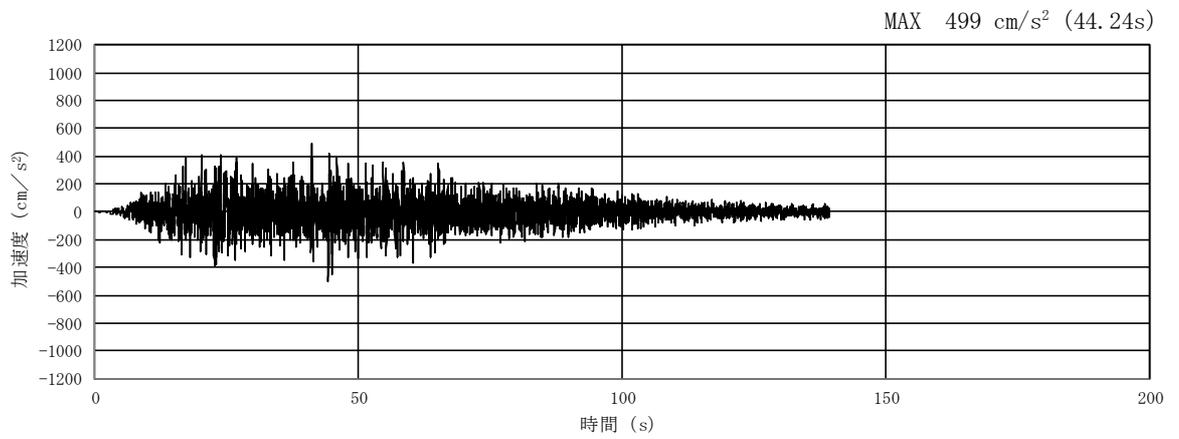


(a) 加速度時刻歴波形

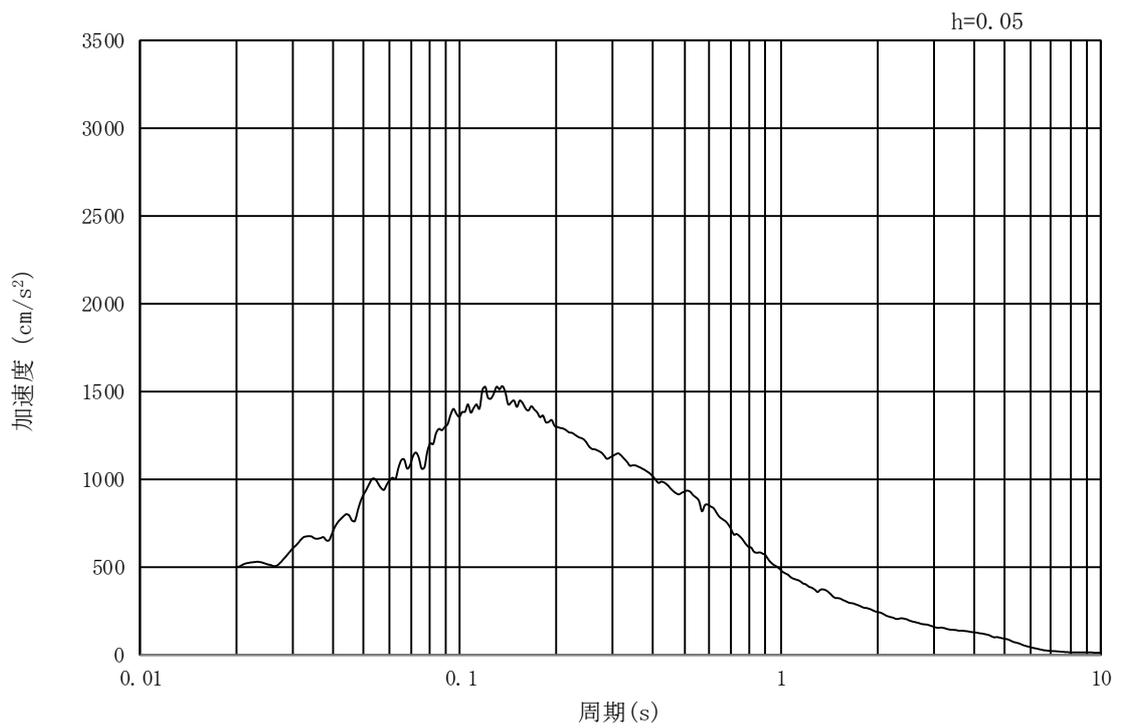


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - D 1$ )

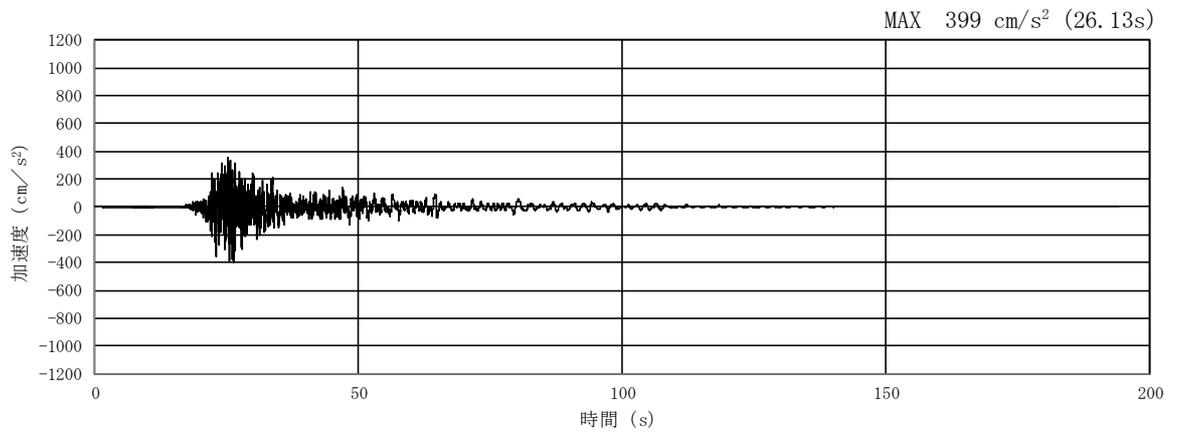


(a) 加速度時刻歴波形

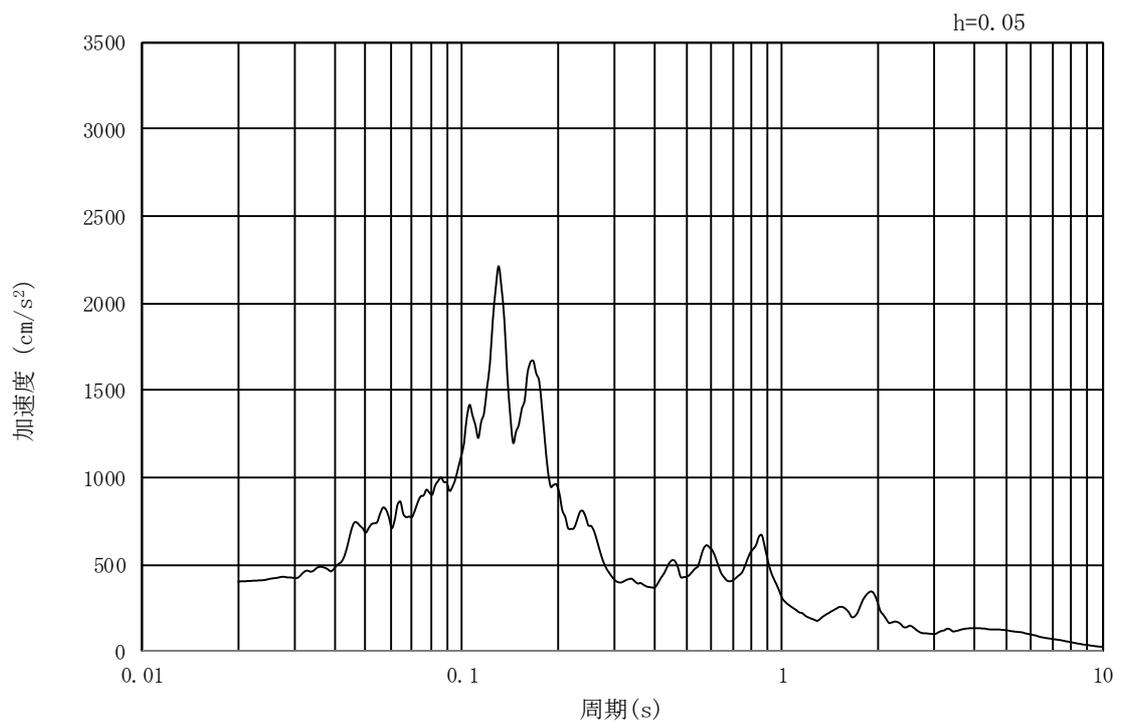


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - D1$ )

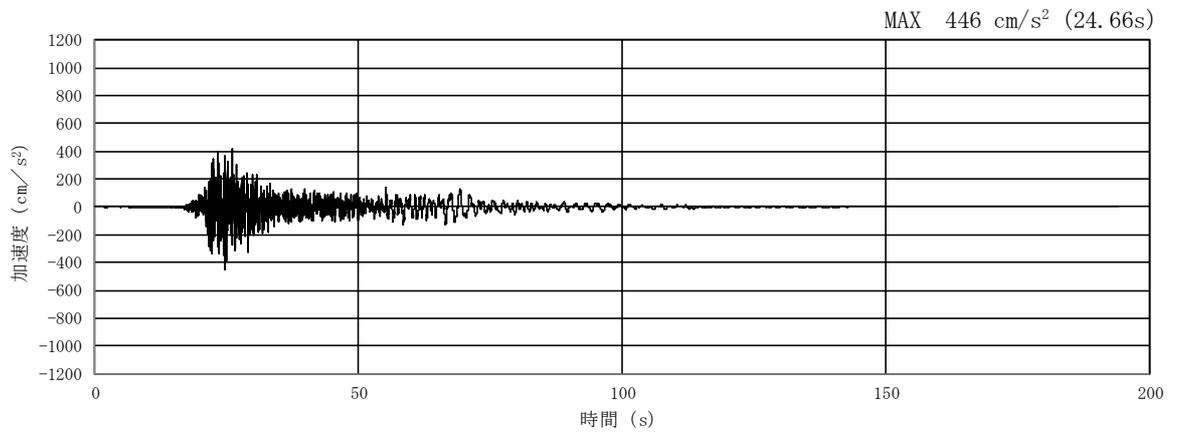


(a) 加速度時刻歴波形

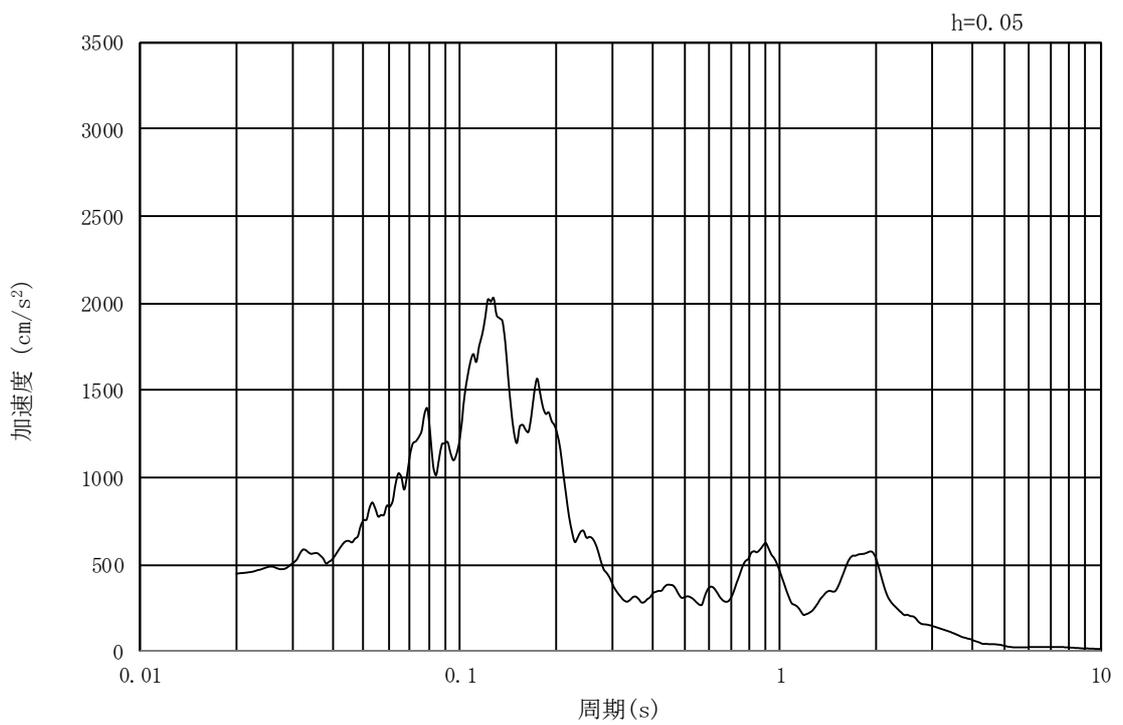


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (3) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 11$ )

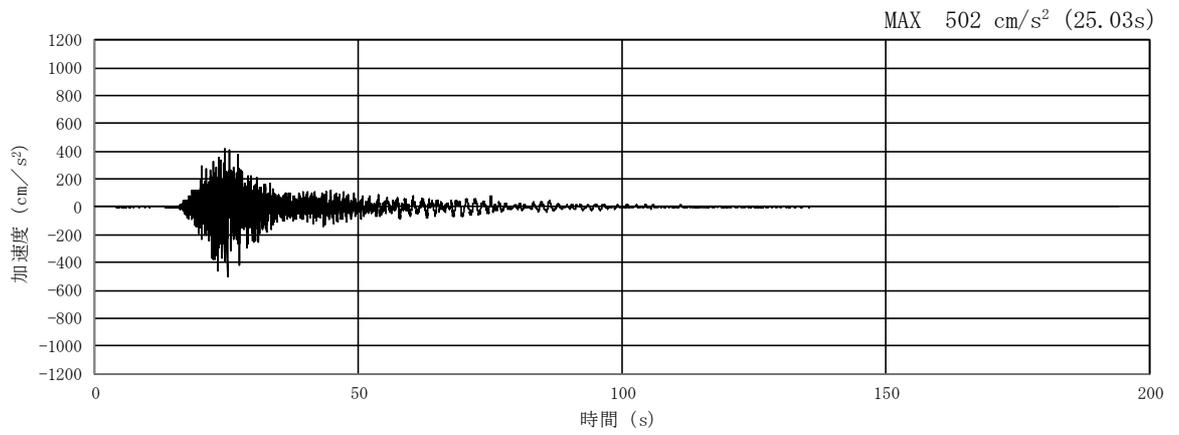


(a) 加速度時刻歴波形

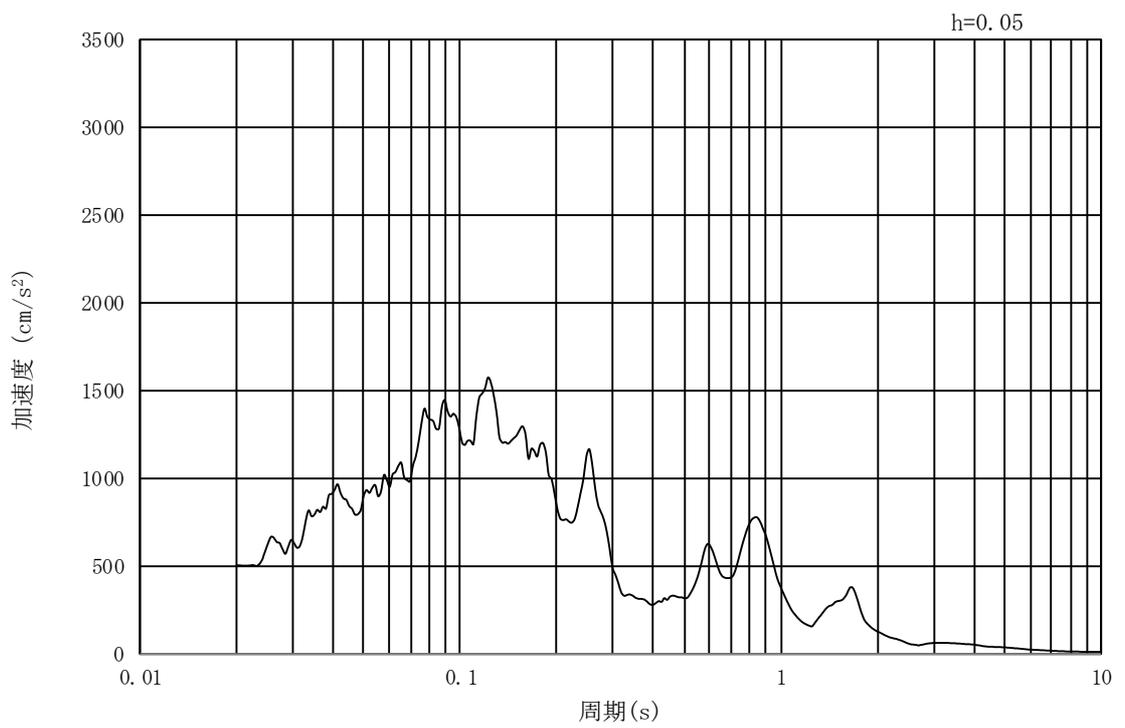


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (4) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 11$ )

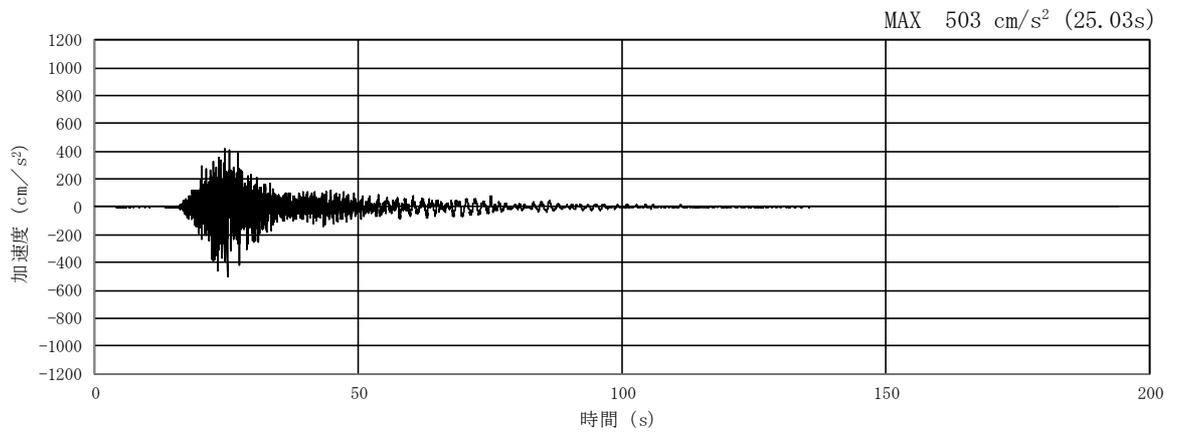


(a) 加速度時刻歴波形

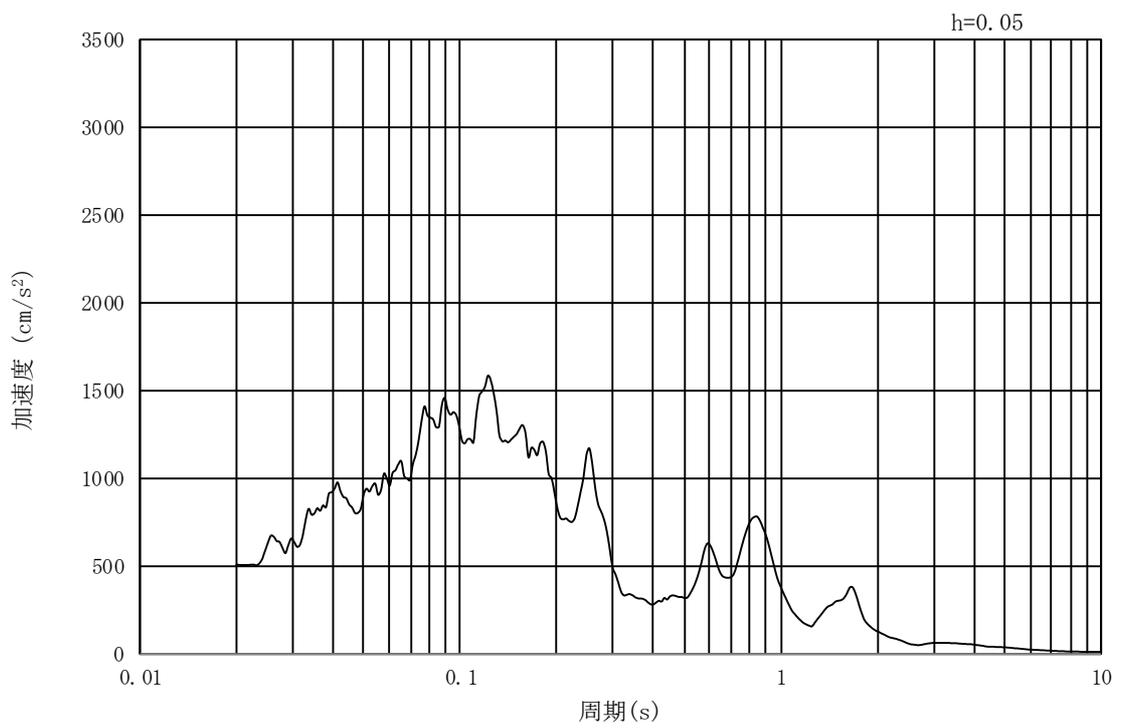


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (5) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 11$ )

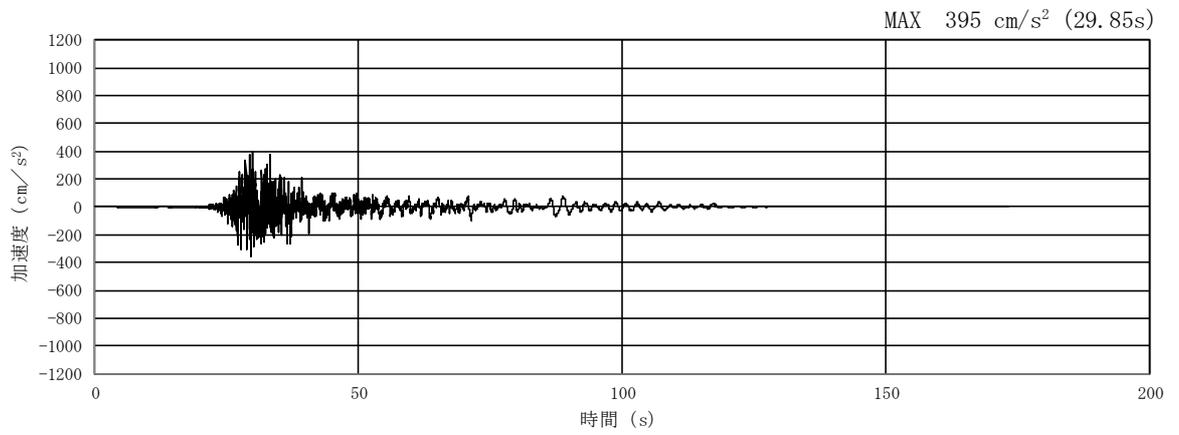


(a) 加速度時刻歴波形

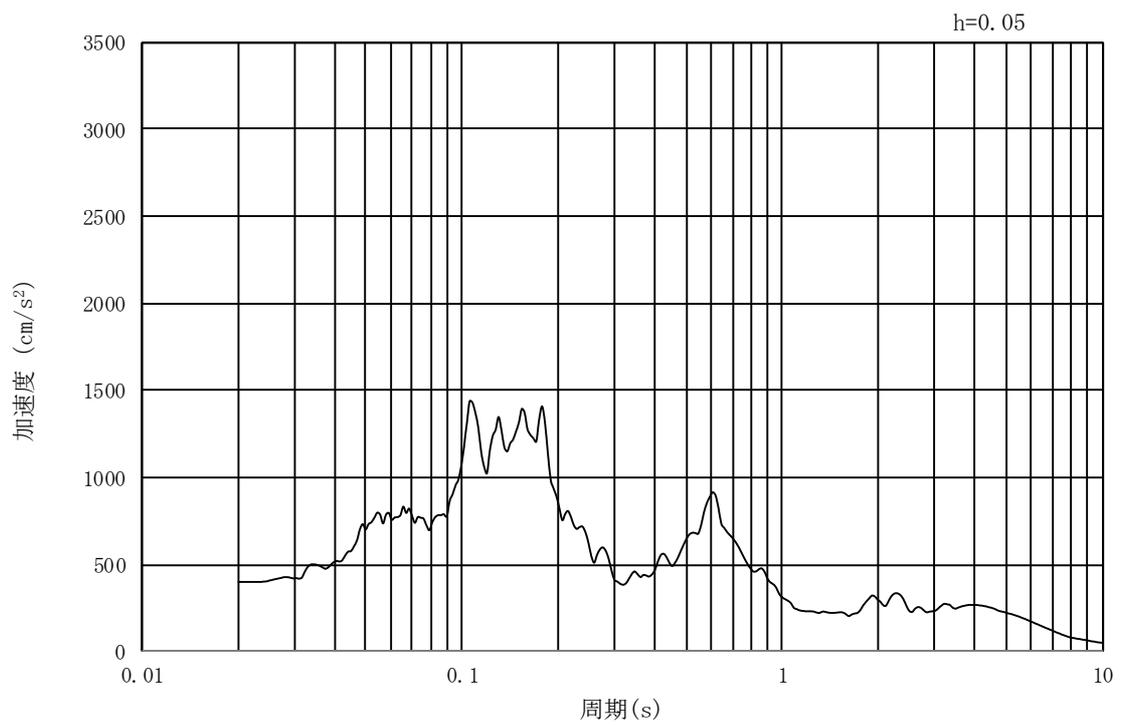


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (6) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 11$ )

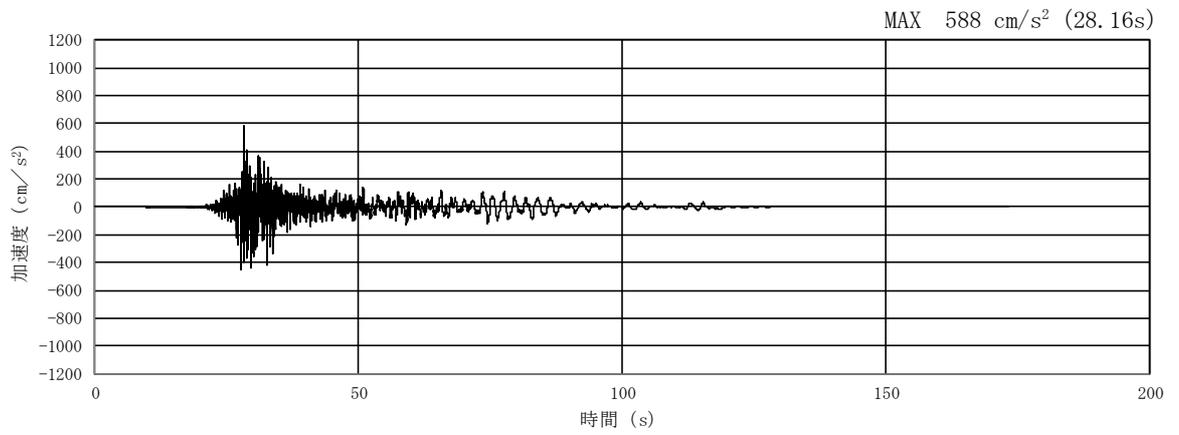


(a) 加速度時刻歴波形

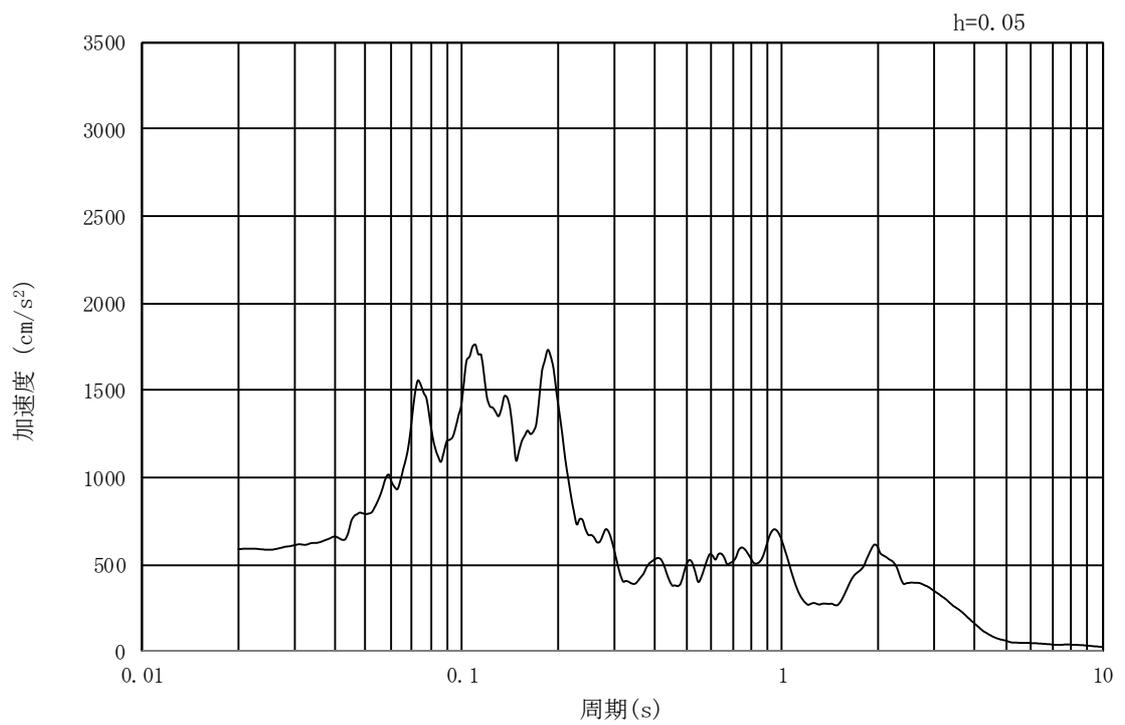


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (7) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.2$ )

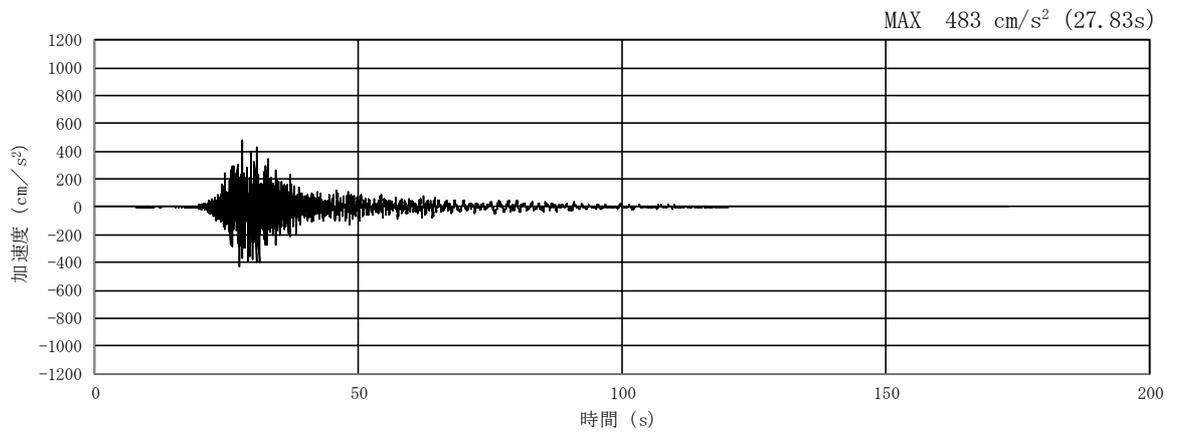


(a) 加速度時刻歴波形

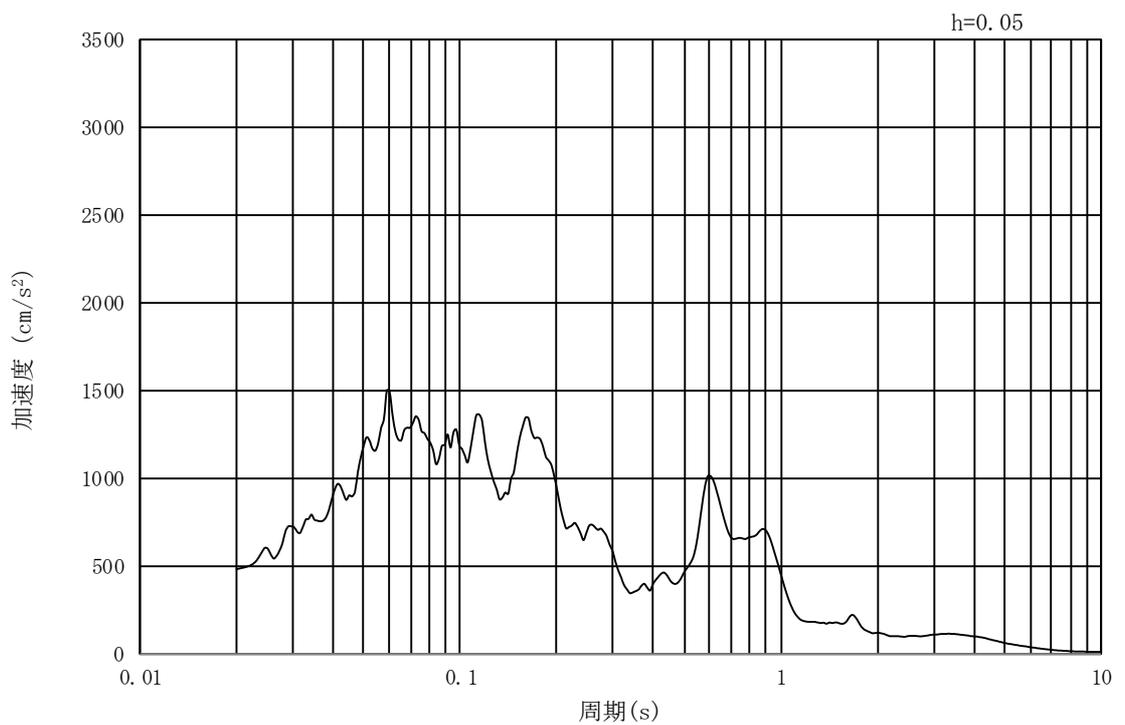


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (8) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.2$ )

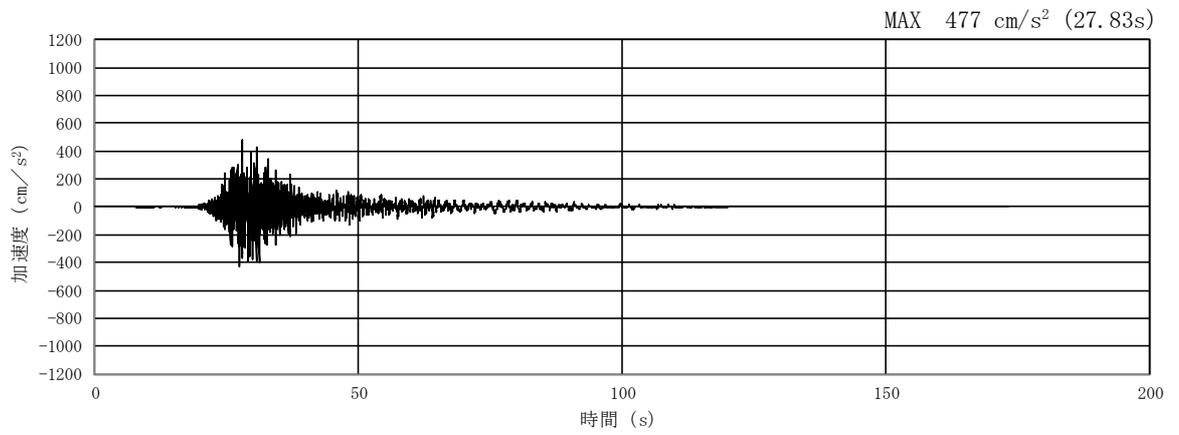


(a) 加速度時刻歴波形

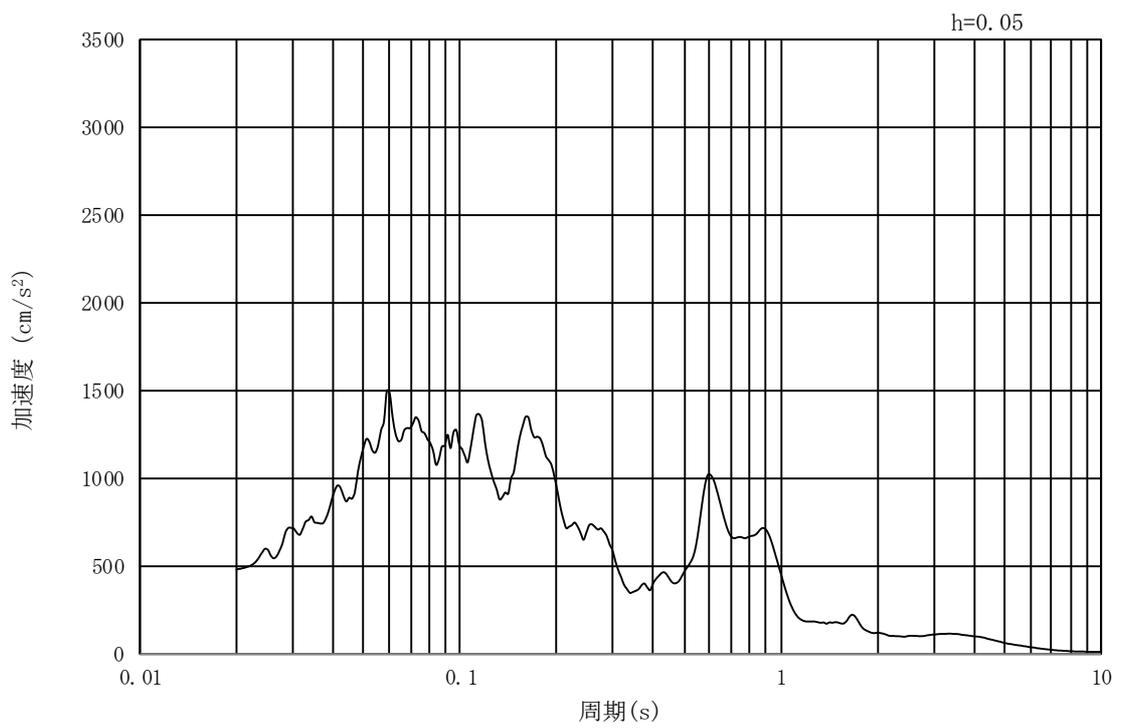


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (9) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.2$ )

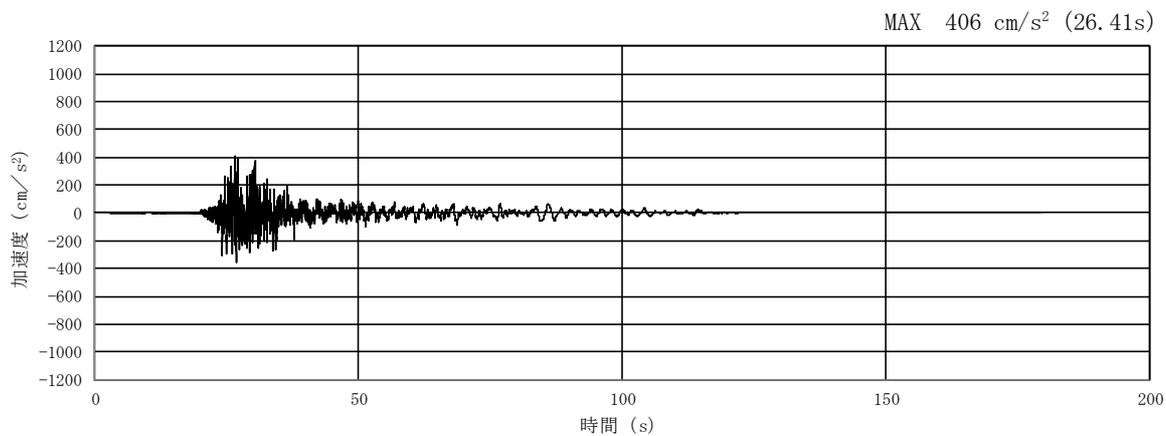


(a) 加速度時刻歴波形

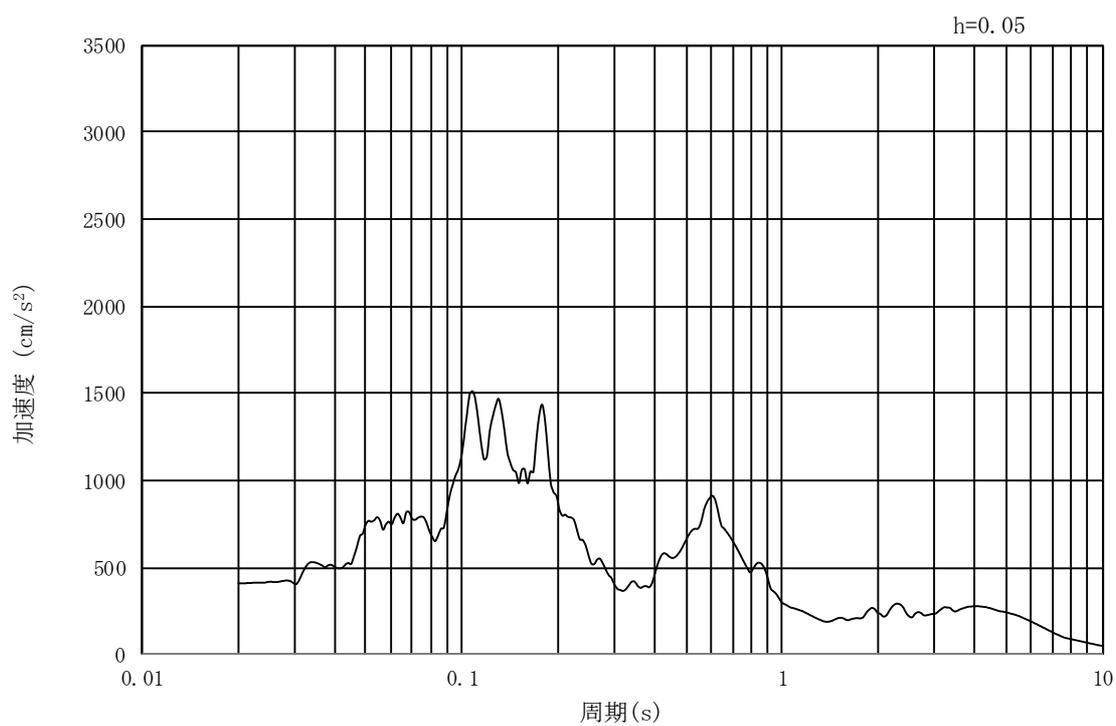


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (10) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.2$ )

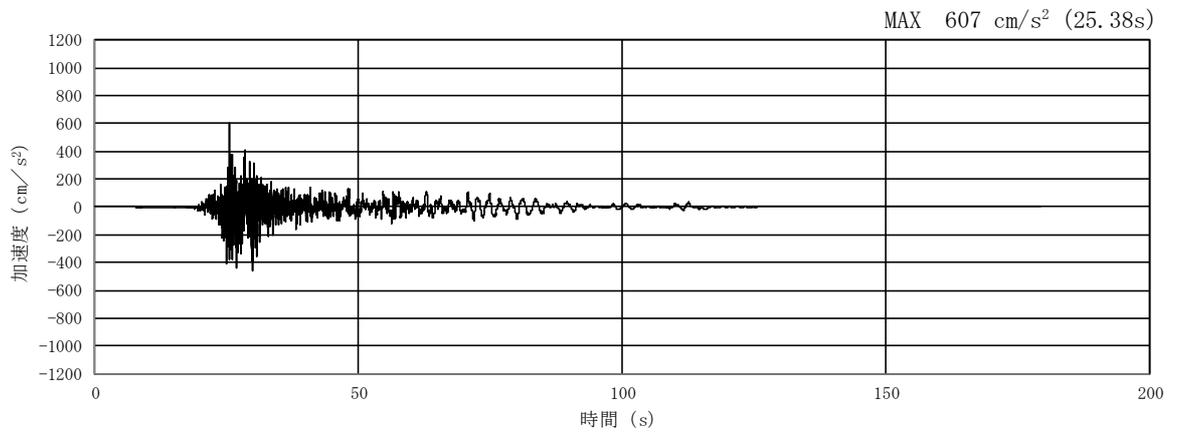


(a) 加速度時刻歴波形

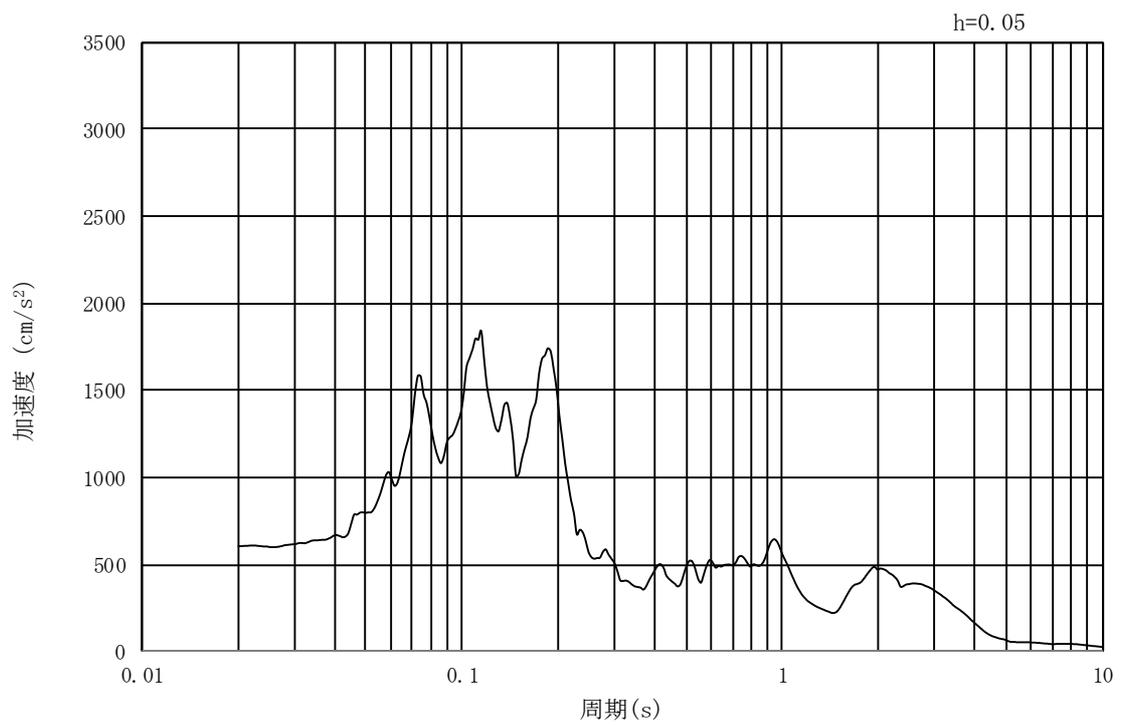


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (11) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.3$ )

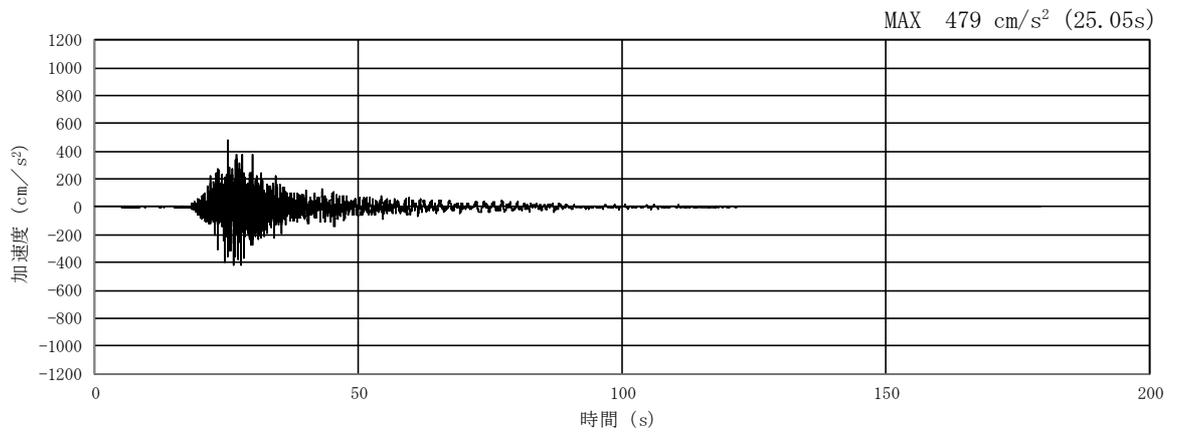


(a) 加速度時刻歴波形

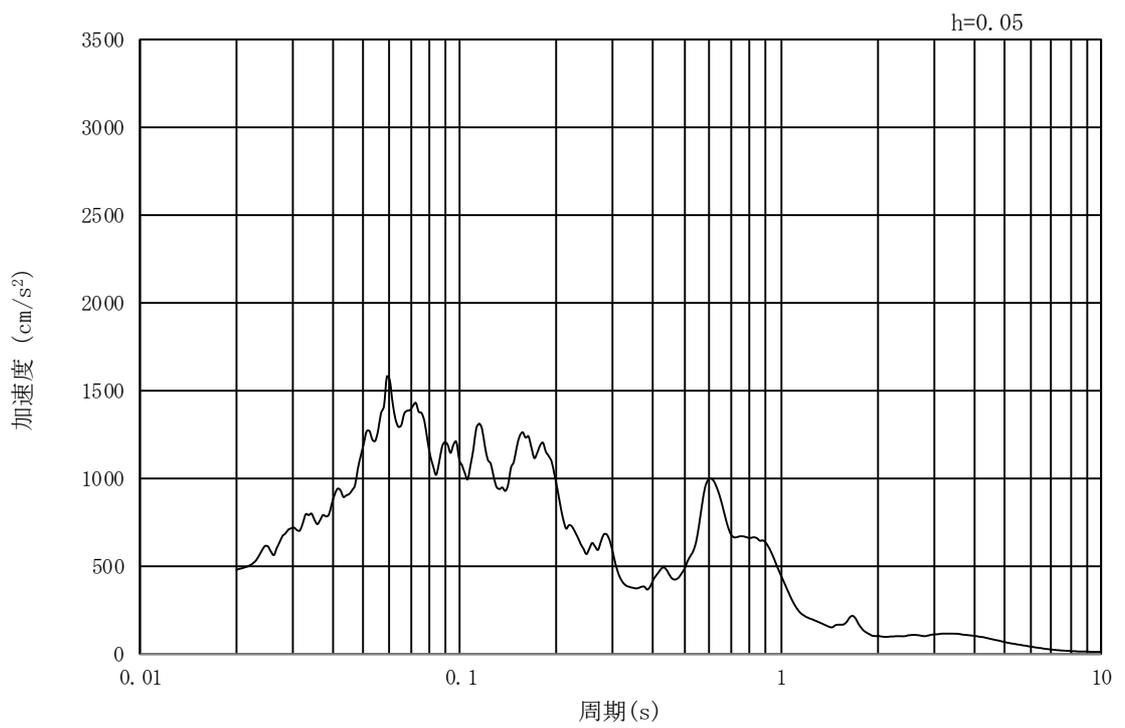


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (12) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 13$ )

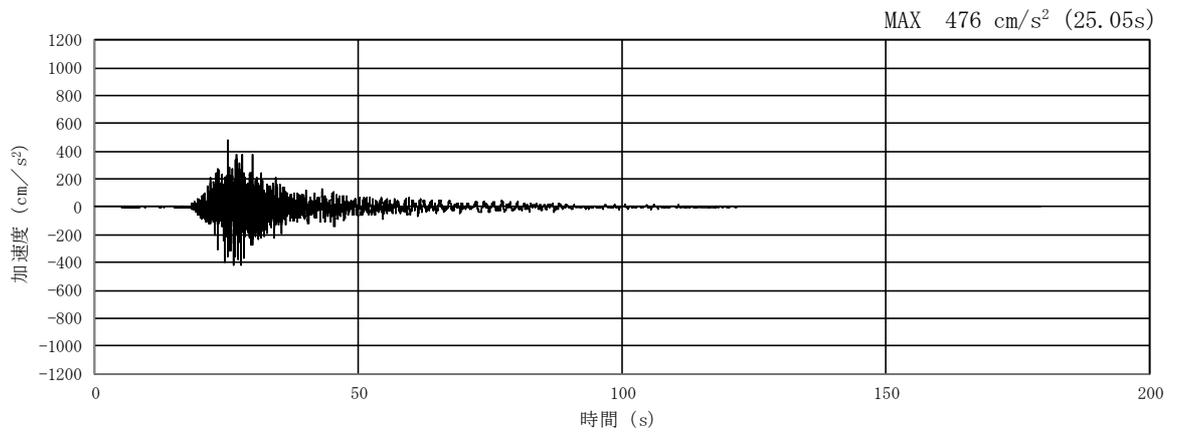


(a) 加速度時刻歴波形

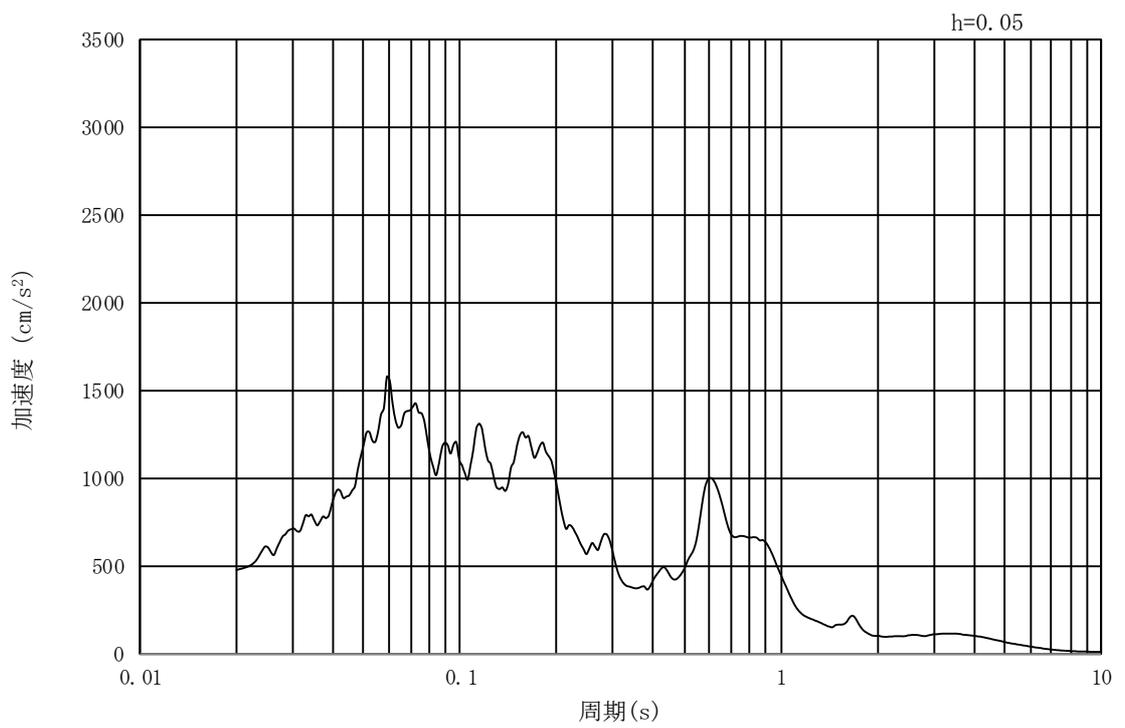


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (13) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 13$ )

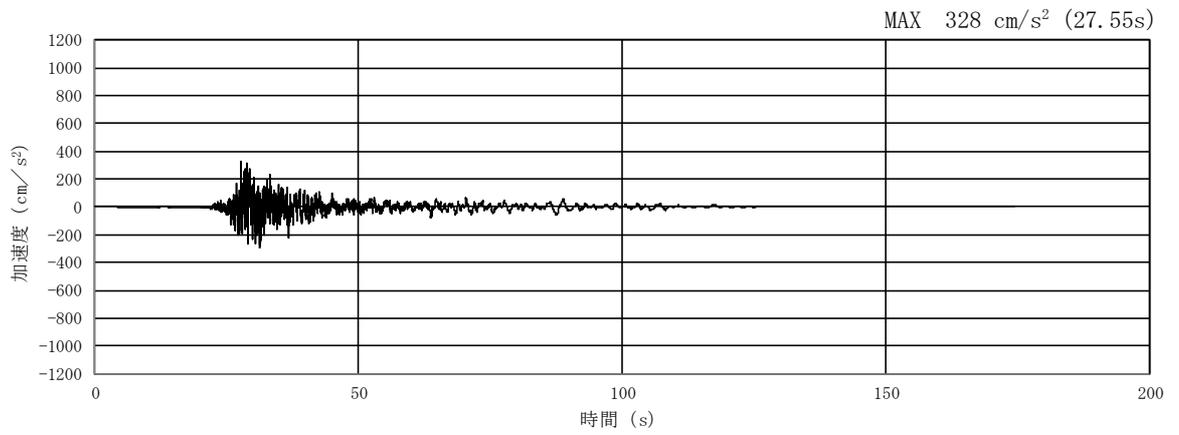


(a) 加速度時刻歴波形

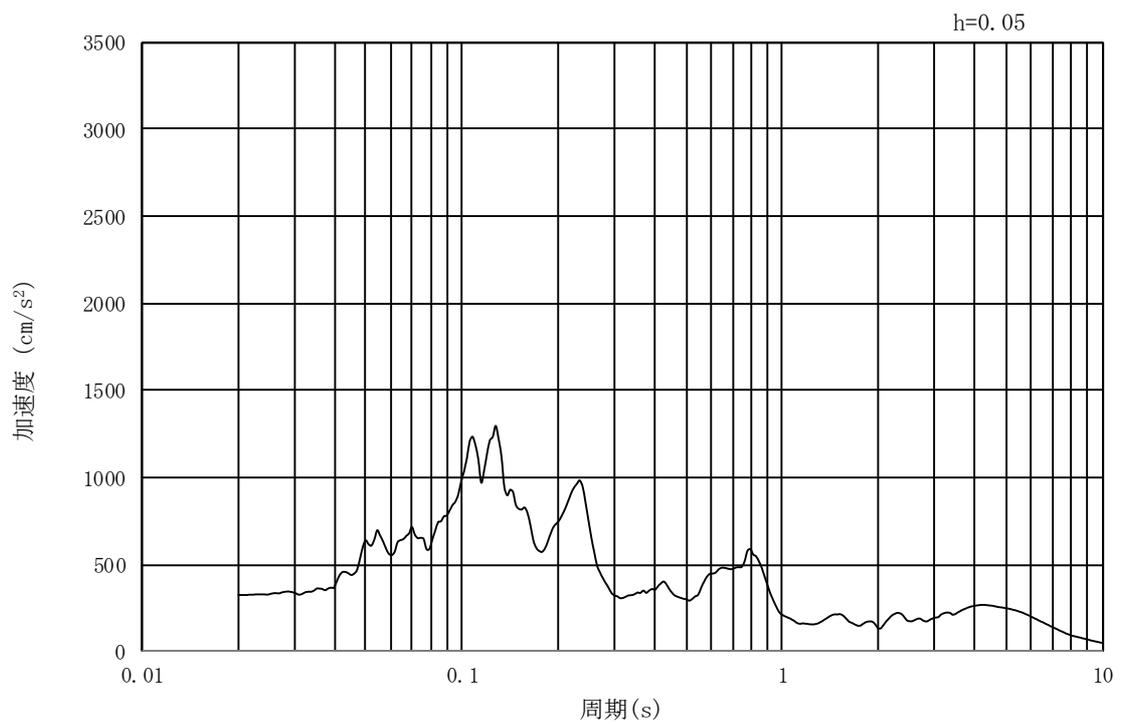


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (14) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s - 13$ )

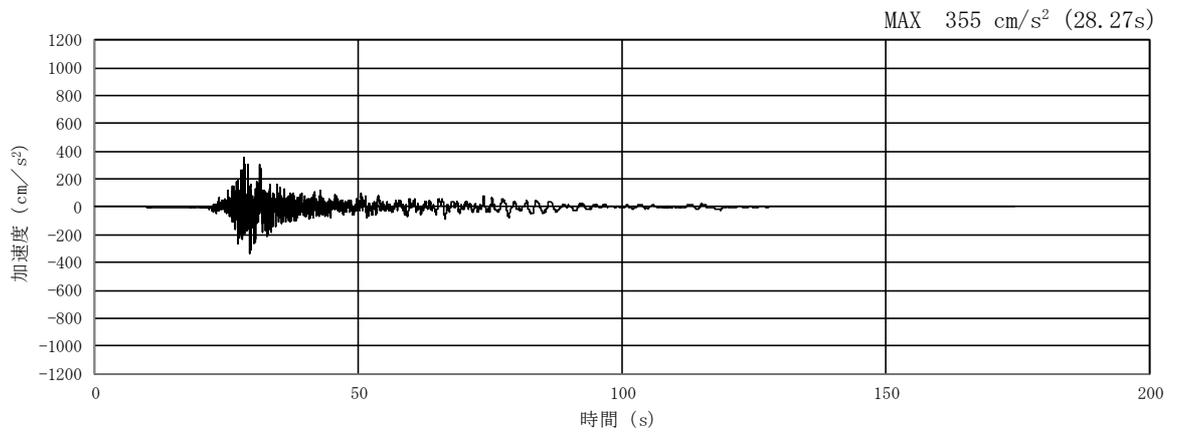


(a) 加速度時刻歴波形

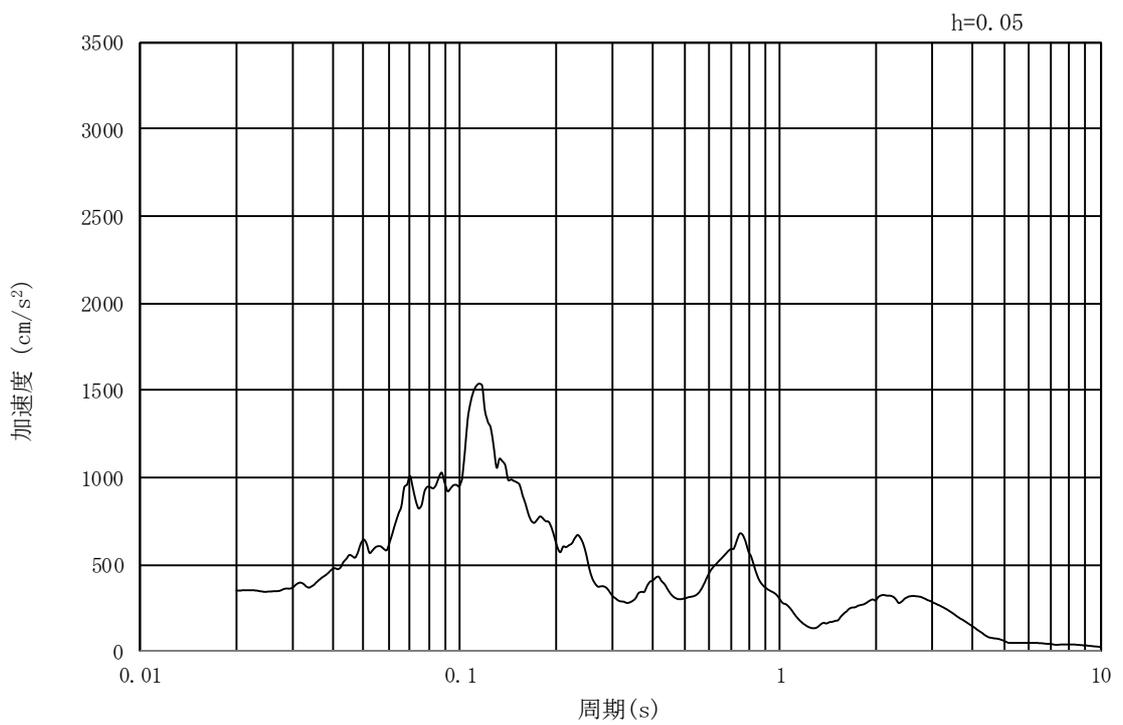


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (15) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.4$ )

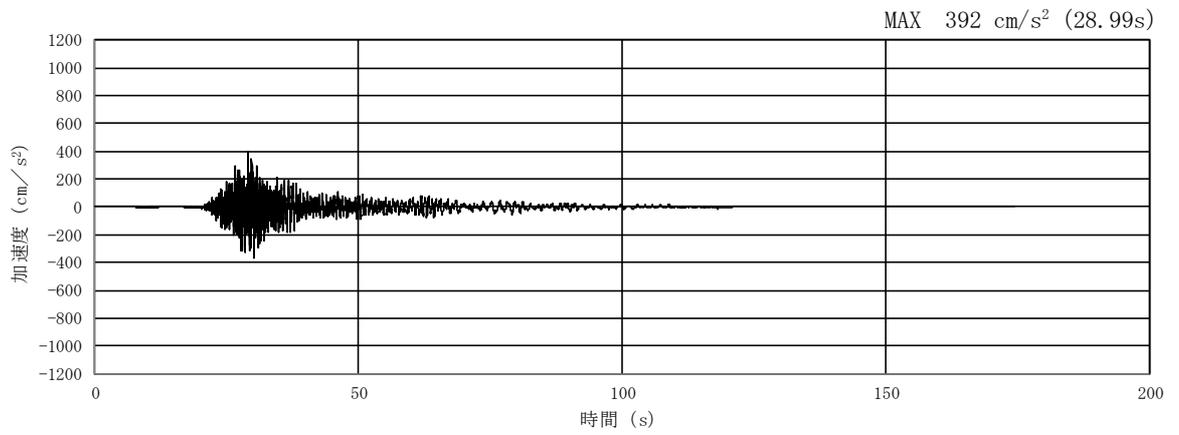


(a) 加速度時刻歴波形

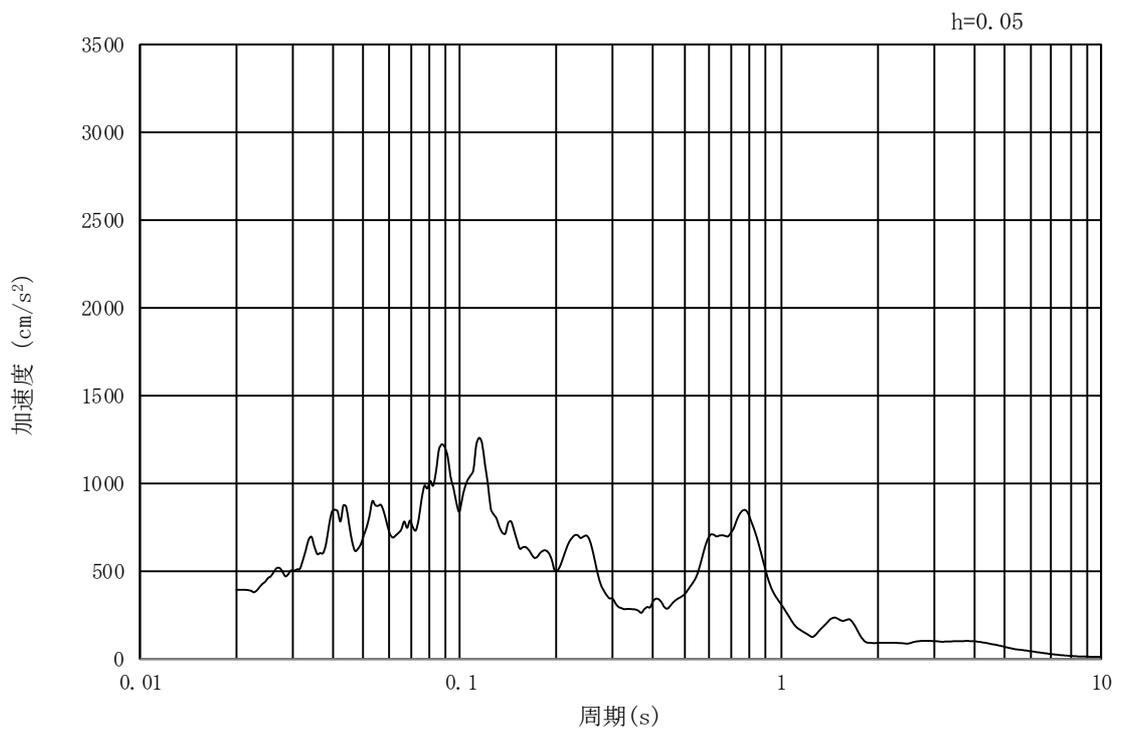


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (16) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.4$ )

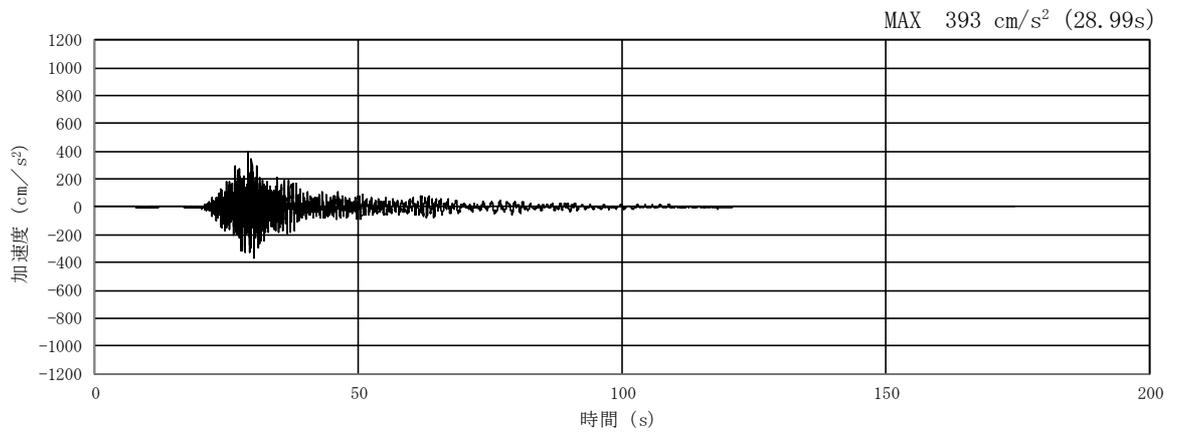


(a) 加速度時刻歴波形

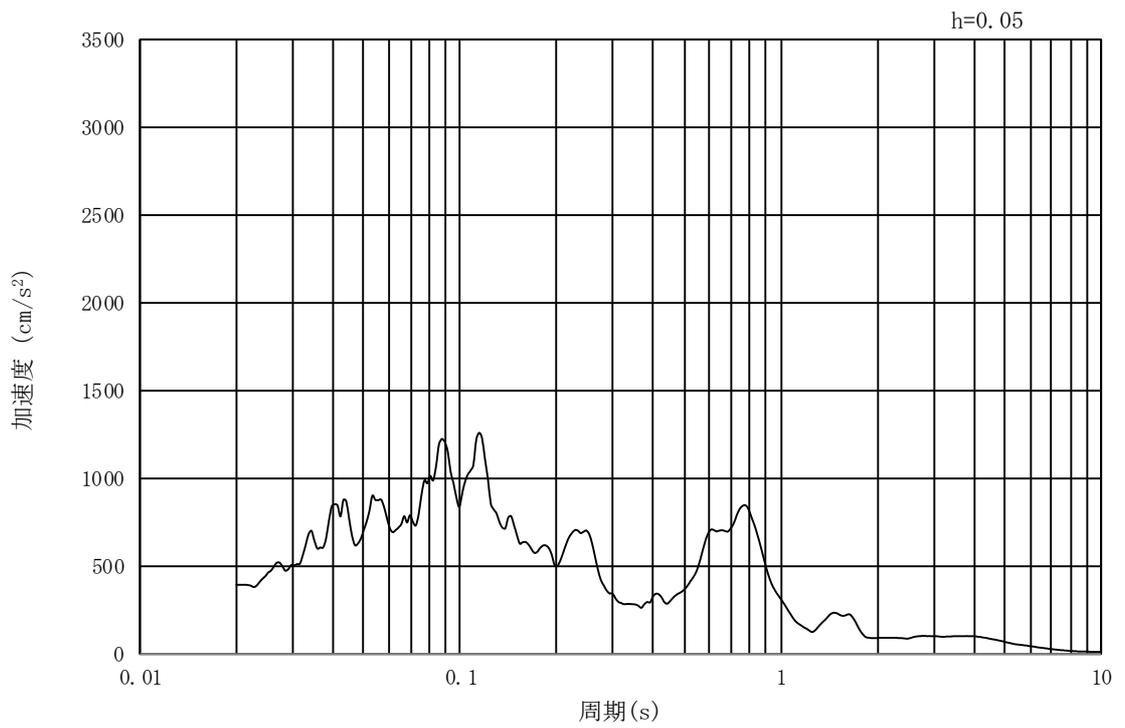


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (17) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.4$ )

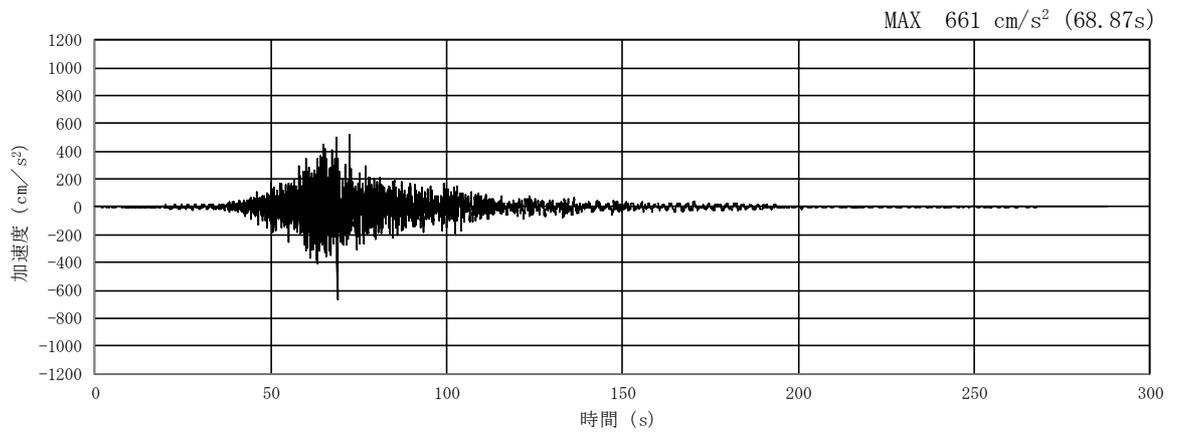


(a) 加速度時刻歴波形

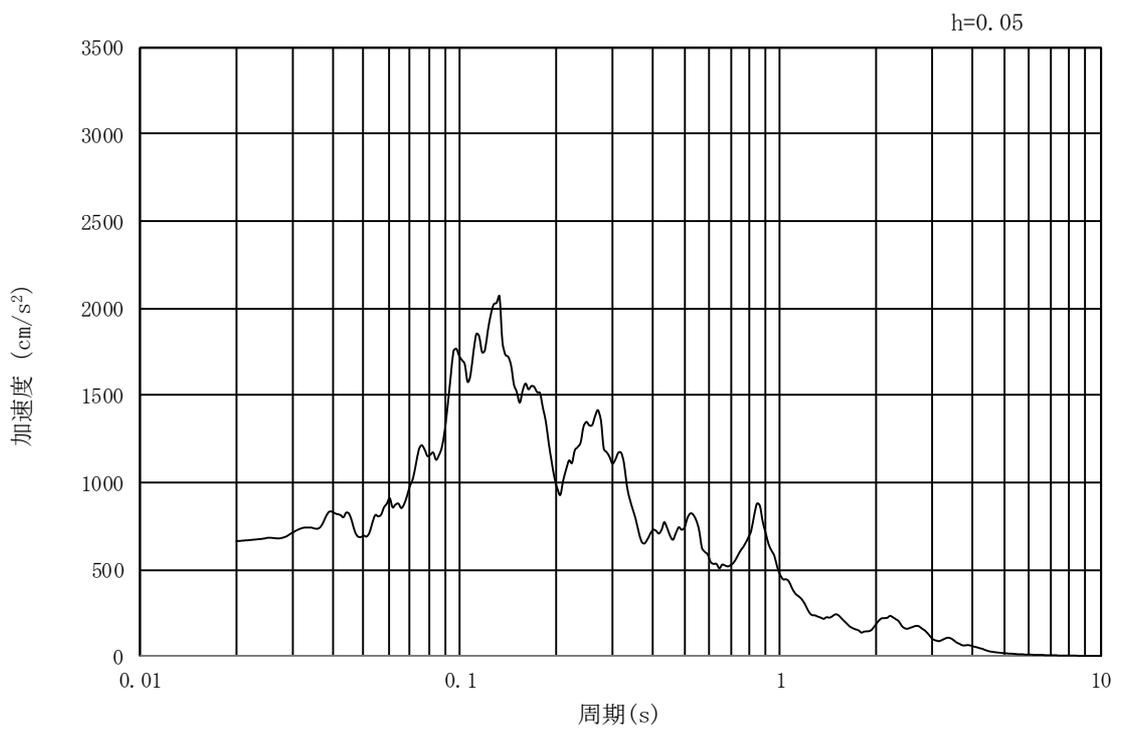


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (18) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.4$ )

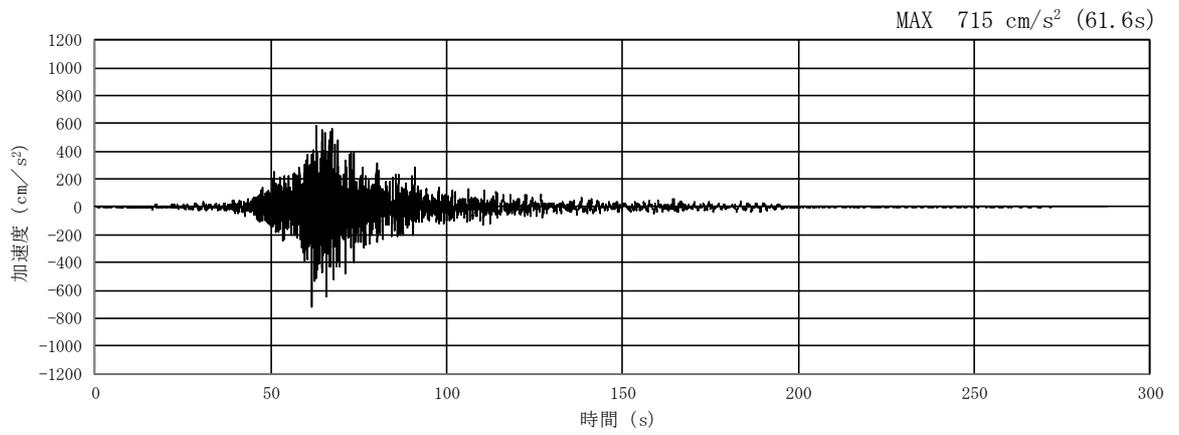


(a) 加速度時刻歴波形

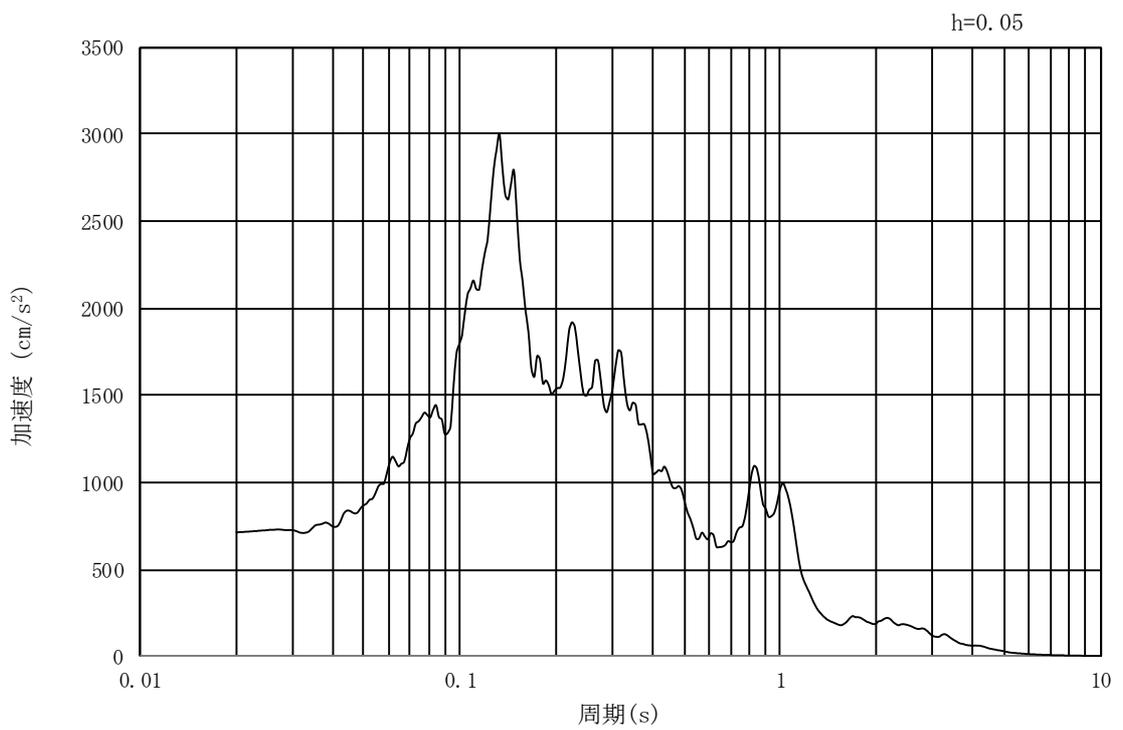


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (19) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 21$ )

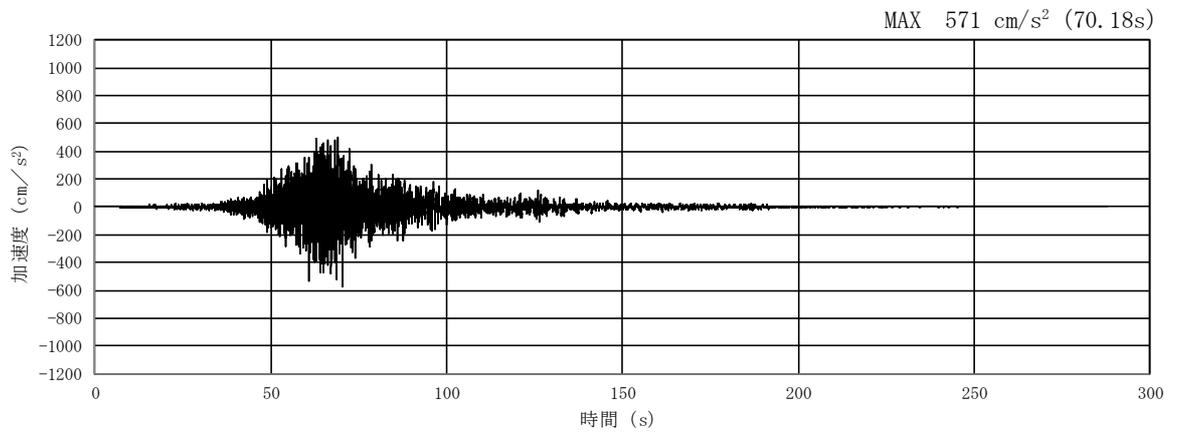


(a) 加速度時刻歴波形

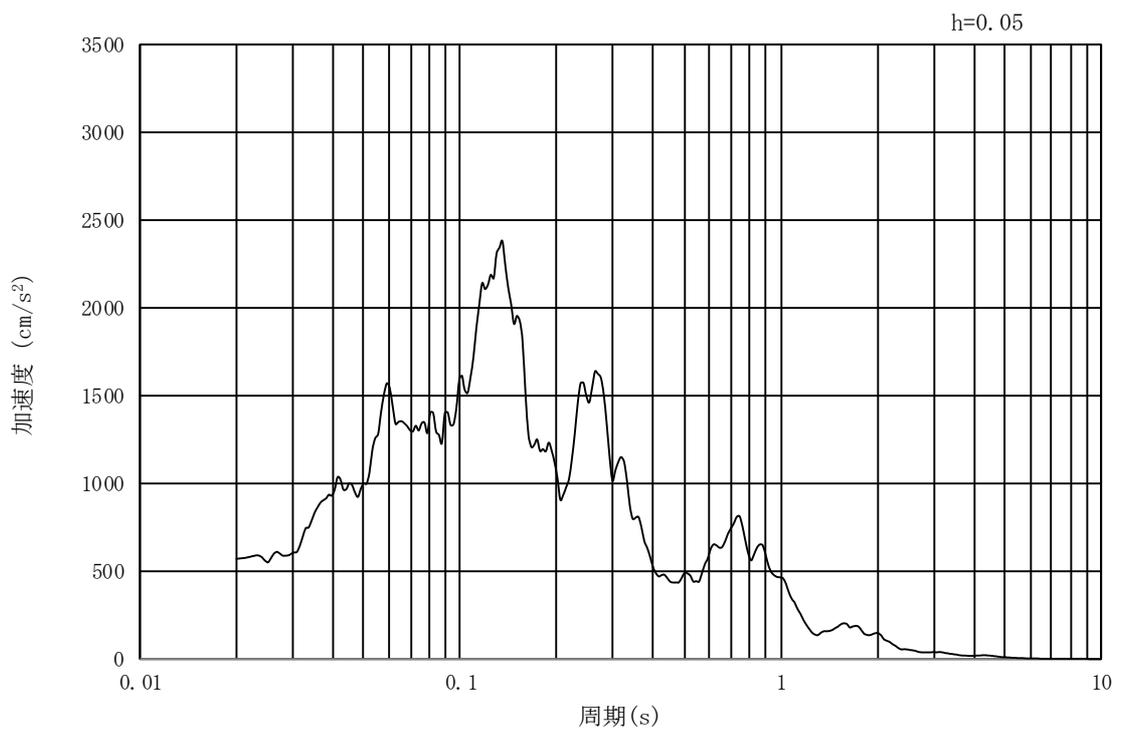


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (20) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 21$ )

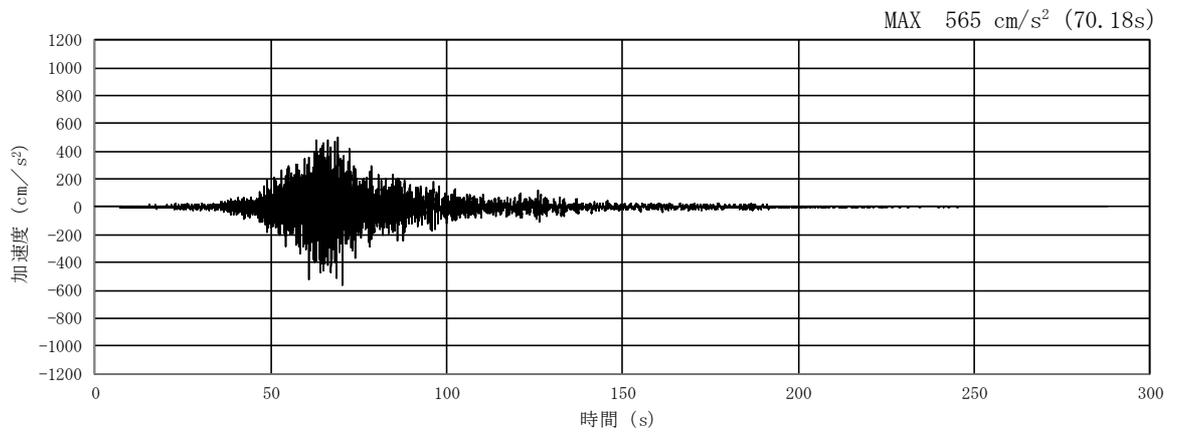


(a) 加速度時刻歴波形

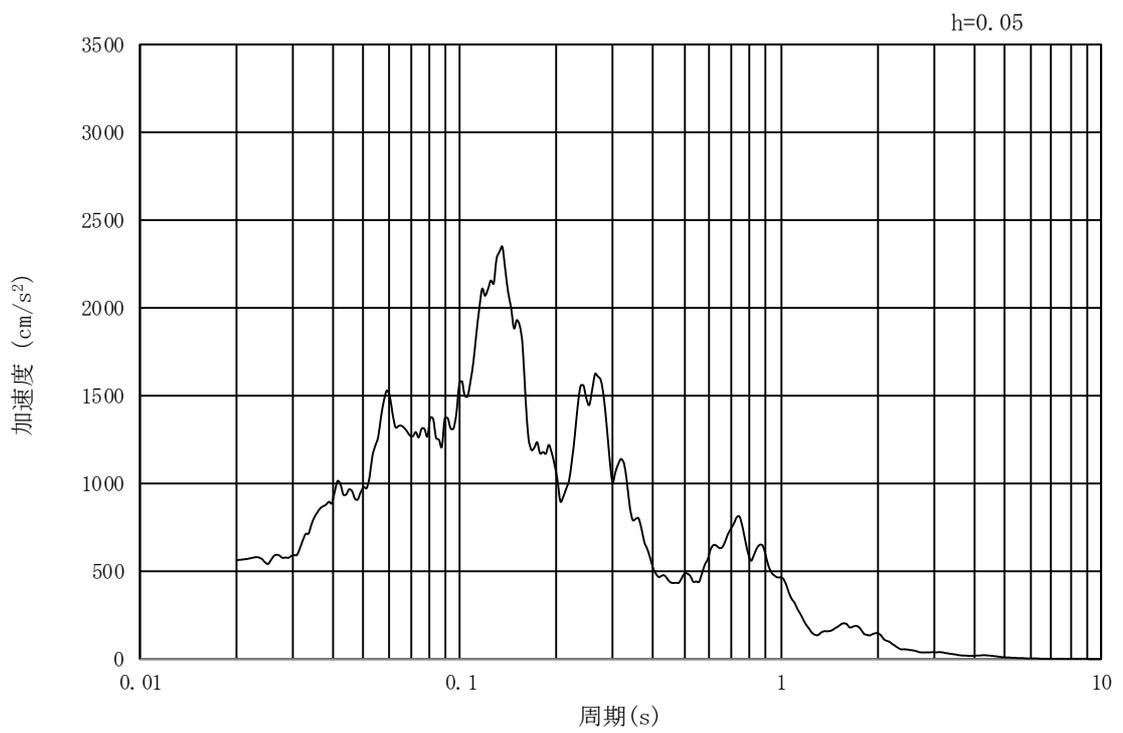


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (21) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 21$ )

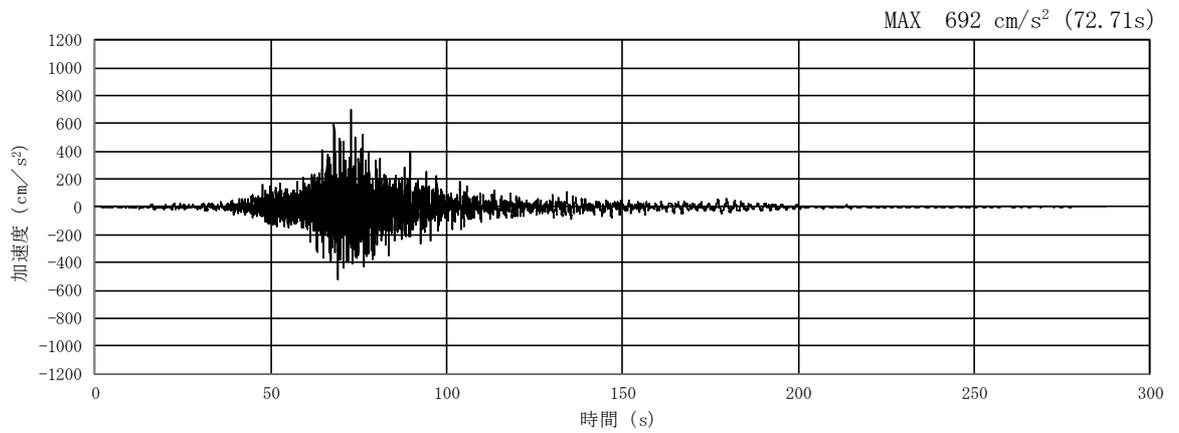


(a) 加速度時刻歴波形

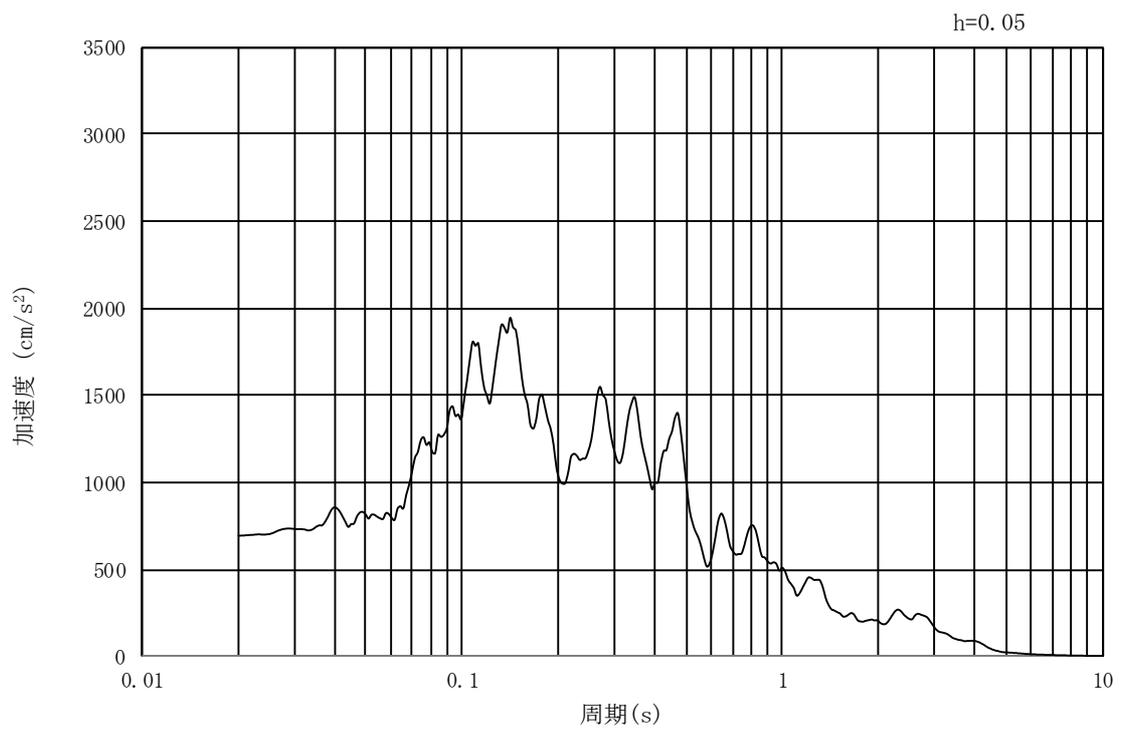


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (22) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 21$ )

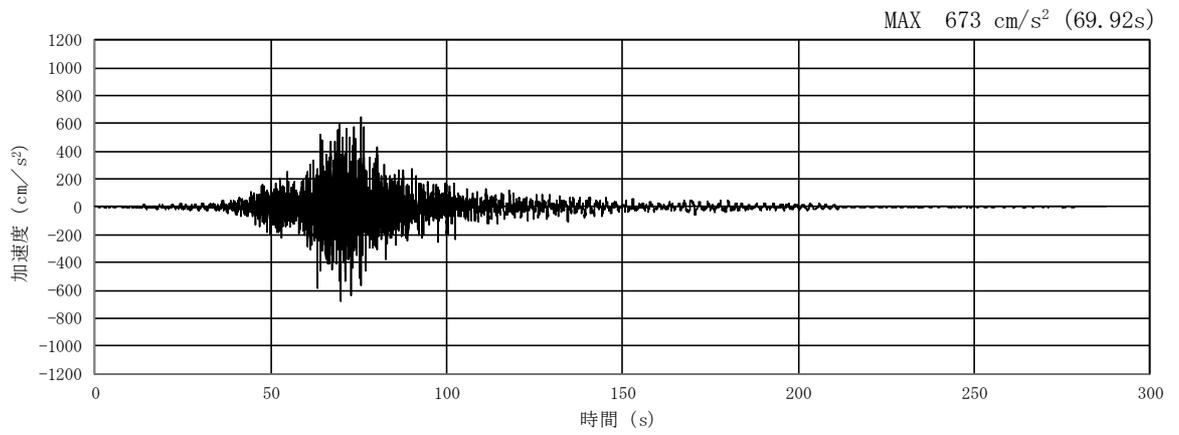


(a) 加速度時刻歴波形

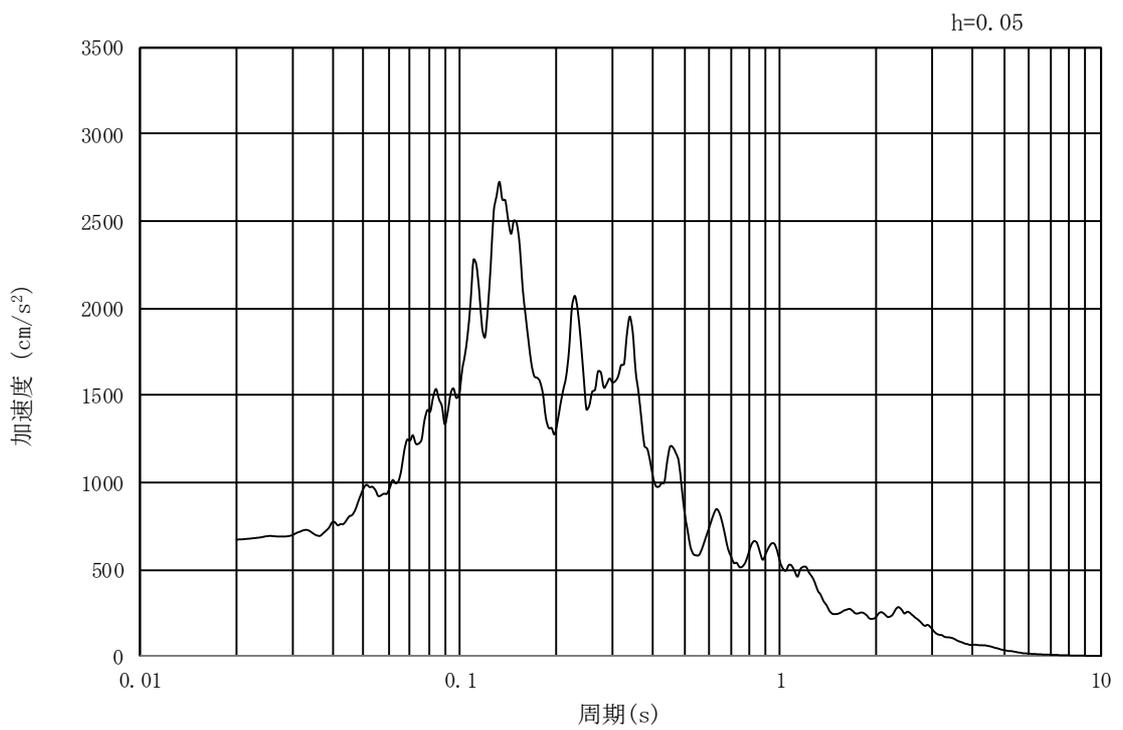


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (23) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 22$ )

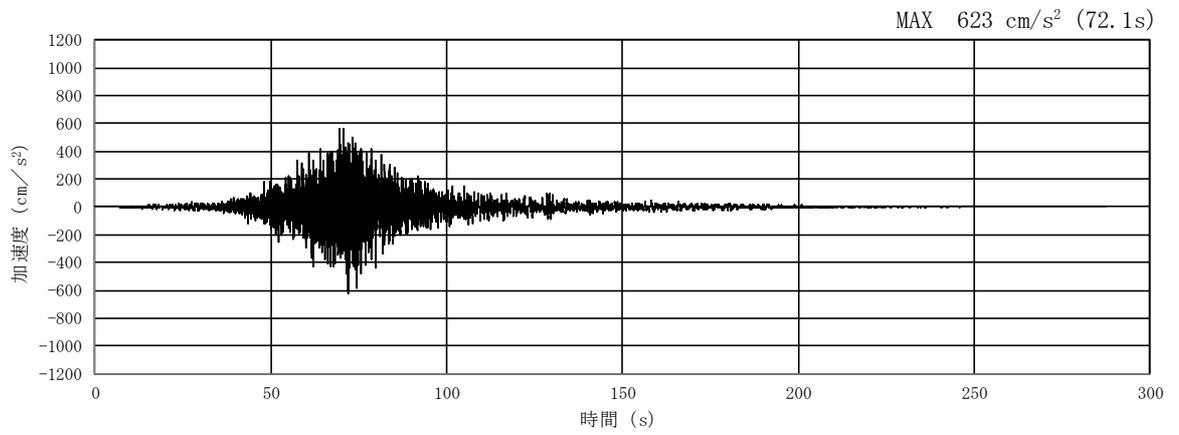


(a) 加速度時刻歴波形

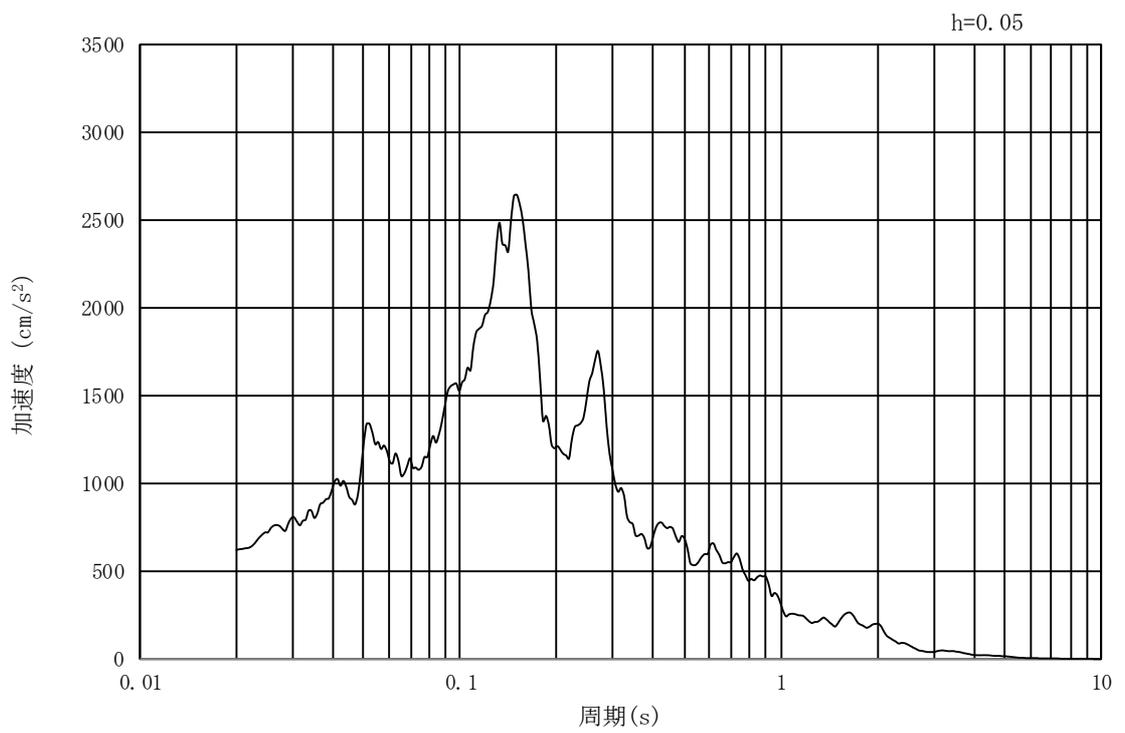


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (24) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 22$ )

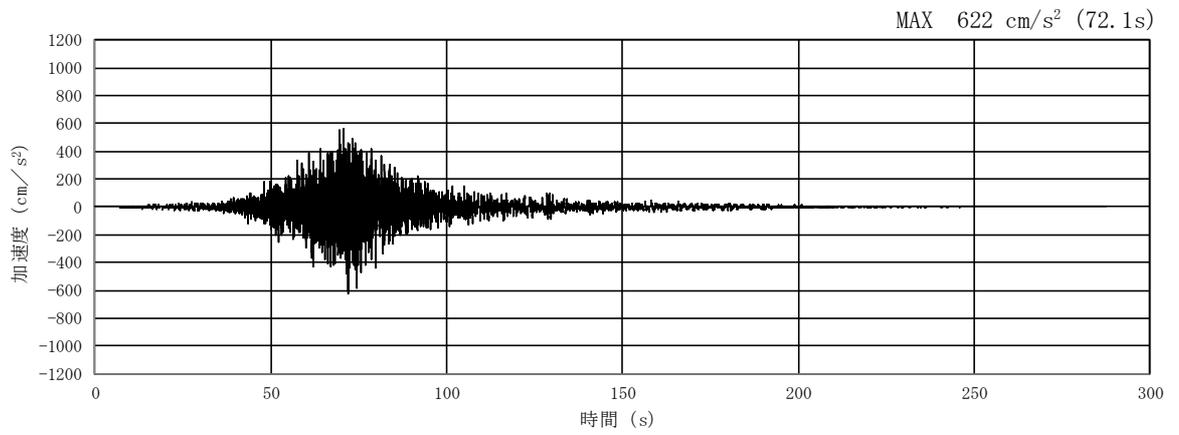


(a) 加速度時刻歴波形

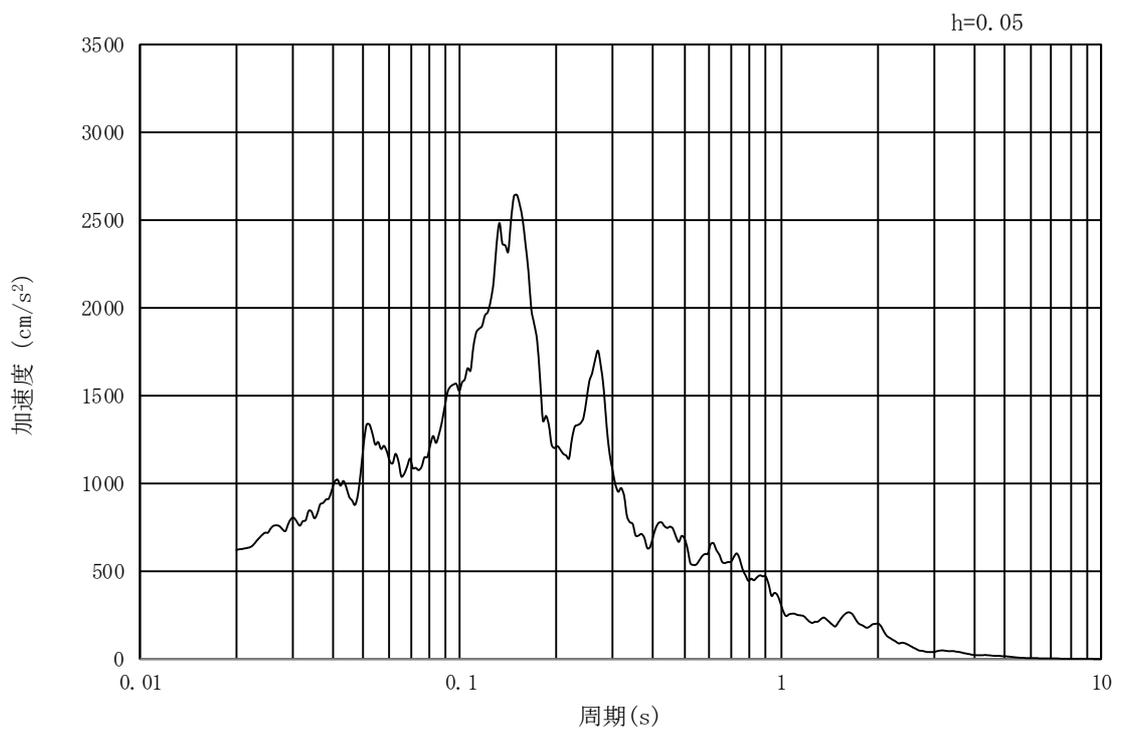


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (25) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s - 22$ )

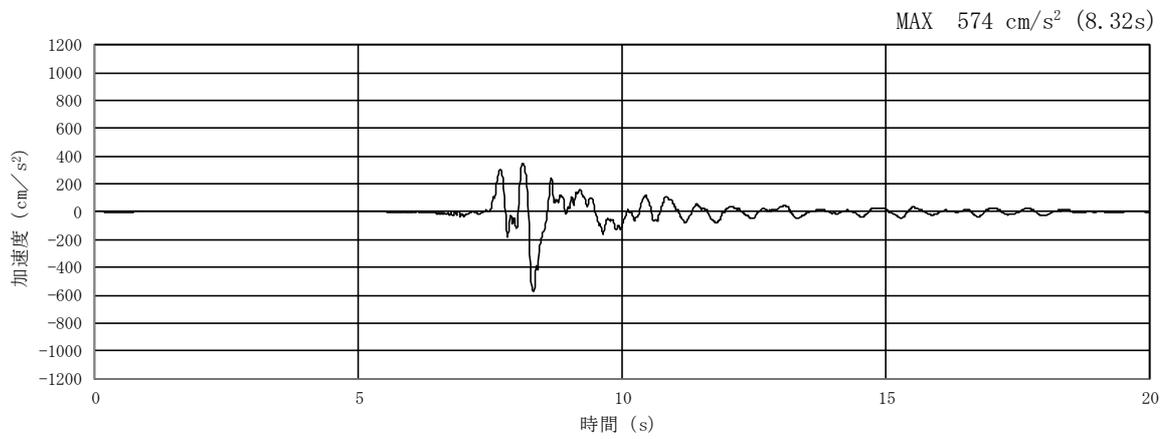


(a) 加速度時刻歴波形

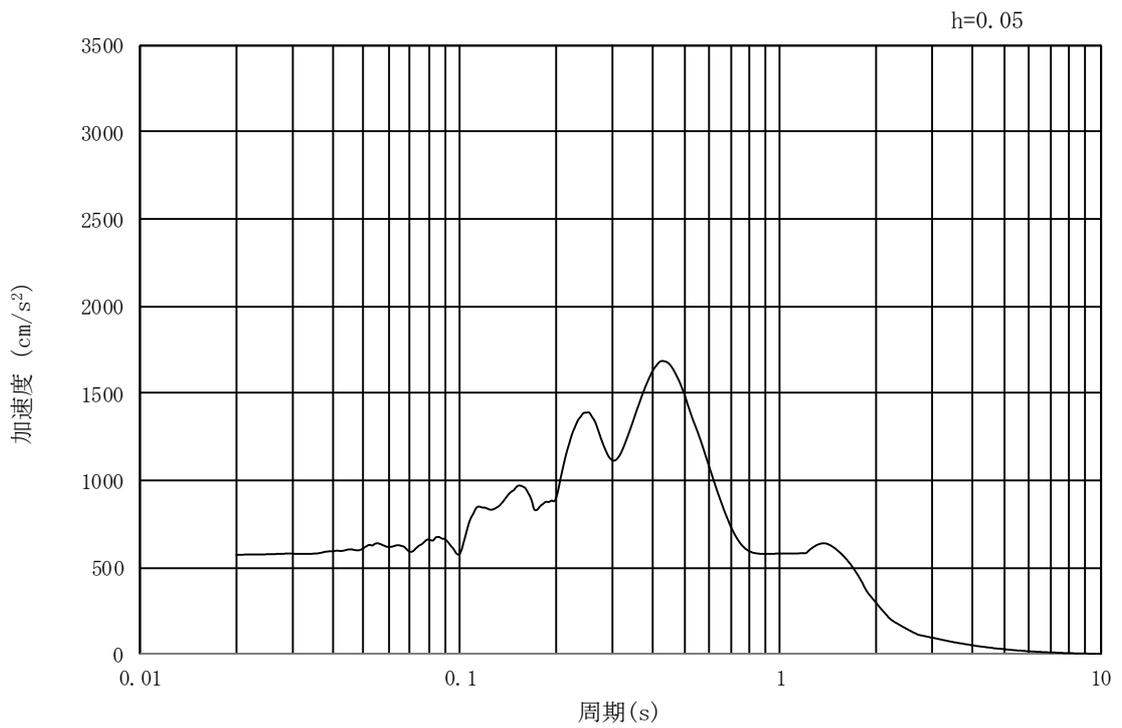


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (26) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 22$ )

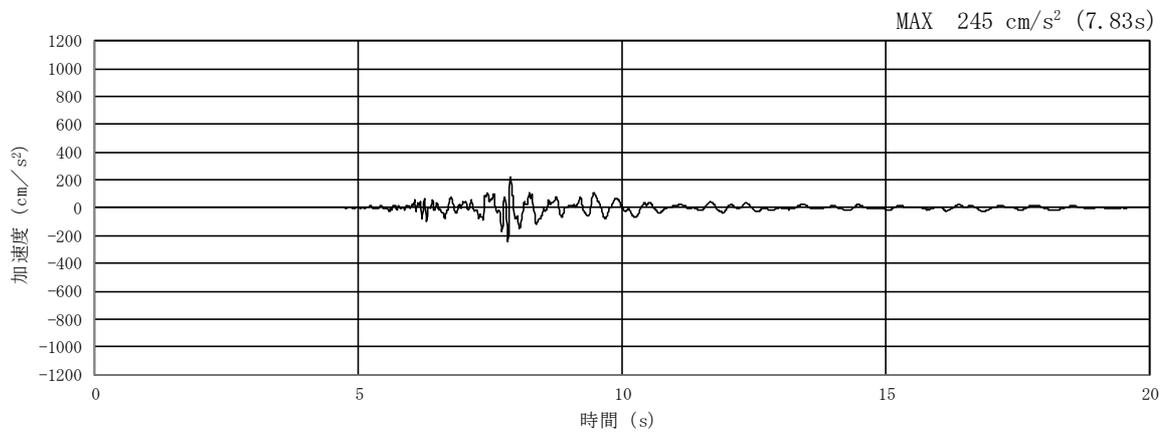


(a) 加速度時刻歴波形

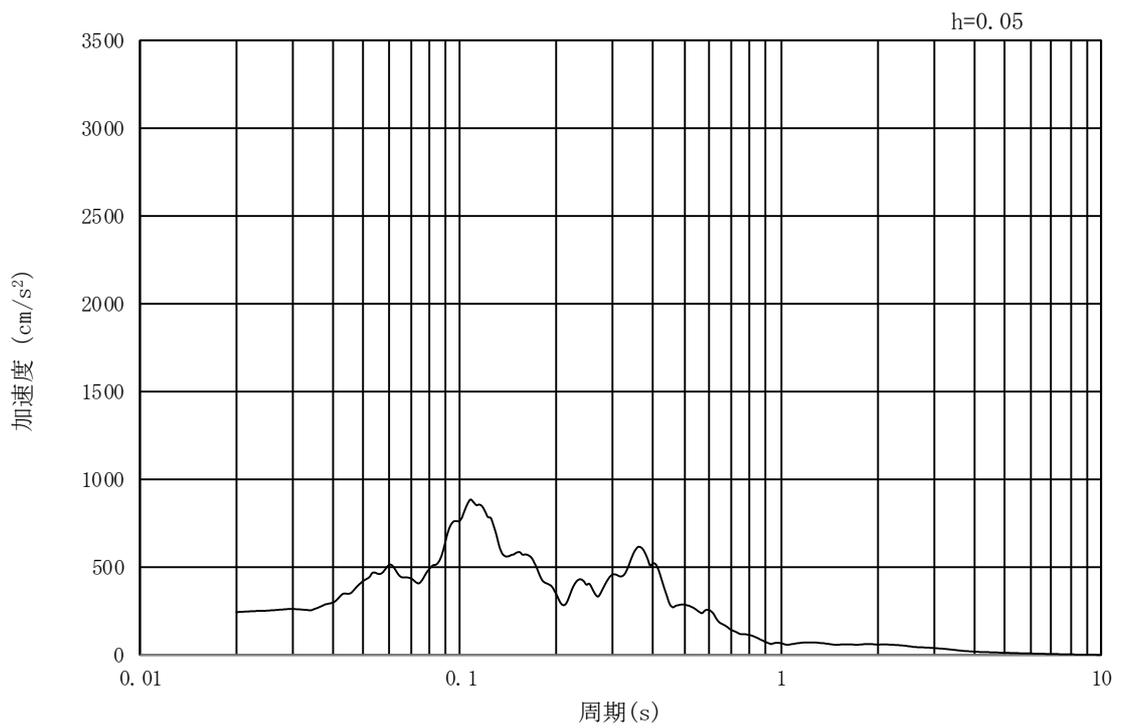


(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 31$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 17.3-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 31$ )

### 17.3.2 許容限界の設定

#### (1) 許容応力度法による許容限界

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材は、許容応力度法による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度、コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。

**短期**許容応力度については、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ( (社) 土木学会, 2002 年制定) 」, 「道路橋示方書 ( I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」に基づき, コンクリート, 鉄筋及び鋼管杭の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し, 表 17.3-1 のとおり設定する。

表 17.3-1 許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート*1 (f' <sub>ck</sub> =40 N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0	
	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*4	
鉄筋(SD490)*2	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (曲げ)	435	
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (せん断)	300	
鋼管杭(SM570)*3	母材部 溶接部	引張	382.5
		圧縮	382.5
		せん断	217.5

注記 \*1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ( (社) 土木学会, 2002 年制定)

\*2: 道路橋示方書 ( I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)

\*3: 道路橋示方書 ( I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

\*4: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ( (社) 土木学会, 2002 年制定) 」を適用し, 次式により求められる許容せん断力 ( $V_a$ ) を許容限界とする。

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

ここで,

$V_{ca}$  : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

$\tau_{a1}$  : 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  
 $\sigma_{sa2}$  : 鉄筋の許容引張応力度  
s : 斜め引張鉄筋間隔

表 17.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 $V_a$ ( $=V_a+V_{sa}$ ) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径 (mm)	$S_b$ (mm)	$S_s$ (mm)	コンクリート $V_{ca}$ (kN)	鉄筋 $V_{sa}$ (kN)	
底版 (上引張)	1000	1000	120	880	D19	250	250	315.65	1052.33	1367
底版 (下引張)	1000	1000	250	750	D19	250	250	269.02	896.87	1165
側壁	1000	1000	120	880	D19	250	250	315.65	1052.33	1367
頂版	1000	700	120	580	D19	250	250	208.04	693.58	901

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、道路橋示方書の支持力算定式等に基づき、対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

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

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容限界を表 17.3-3 に示す。

表 17.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力 $R_u$ (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	5383	= $3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	1794	= 非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	897	
杭先端標高 EL. (m)	-17.4	
杭先端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	—	
杭の周長 $U$ (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 $L_i$ (m)	—	
最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	

## 17.4 評価結果

### 17.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎周辺に発生する最大加速度分布」を示す。

#### (1) 躯体の断面力分布（躯体の部材に着目した断面力）

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき，全ての基準地震動 $S_g$ に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 17.4-1 に，二次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力，せん断力に対する照査値を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎のコンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，コンクリートのせん断力に対する照査の各照査に対して，全地震波のうち最も厳しい照査値となった照査結果を表 17.4-2～表 17.4-4 に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎躯体の断面力分布（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 17.4-3～図 17.4-5 に示す。本図は，タンク基礎躯体のコンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，コンクリートのせん断力に対する照査の各照査に対して，全地震波のうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力分布を部材ごとに示したものである。

表 17.4-1(1) コンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

(底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.27					
	+-		0.27	0.26	0.29	0.40	0.20	0.17
	-+		0.25					
	--		0.25					
S <sub>s</sub> -1 1			0.15					
S <sub>s</sub> -1 2			0.17					
S <sub>s</sub> -1 3			0.21					
S <sub>s</sub> -1 4			0.11					
S <sub>s</sub> -2 1			0.16					
S <sub>s</sub> -2 2			0.14					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.20					
	-+		0.32					

(頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.30					
	+-		0.30	0.29	0.31	0.41	0.21	0.20
	-+		0.27					
	--		0.26					
S <sub>s</sub> -1 1			0.17					
S <sub>s</sub> -1 2			0.21					
S <sub>s</sub> -1 3			0.20					
S <sub>s</sub> -1 4			0.14					
S <sub>s</sub> -2 1			0.20					
S <sub>s</sub> -2 2			0.20					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.22					
	-+		0.26					

(側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.26					
	+-		0.26	0.25	0.27	0.33	0.18	0.17
	-+		0.23					
	--		0.22					
S <sub>s</sub> -1 1			0.13					
S <sub>s</sub> -1 2			0.16					
S <sub>s</sub> -1 3			0.14					
S <sub>s</sub> -1 4			0.10					
S <sub>s</sub> -2 1			0.16					
S <sub>s</sub> -2 2			0.15					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.18					
	-+		0.24					

表 17.4-1(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

(底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.40					
	+-		0.40	0.38	0.43	0.61	0.24	0.18
	-+		0.33					
	--		0.33					
S <sub>s</sub> -1 1			0.17					
S <sub>s</sub> -1 2			0.26					
S <sub>s</sub> -1 3			0.24					
S <sub>s</sub> -1 4			0.14					
S <sub>s</sub> -2 1			0.22					
S <sub>s</sub> -2 2			0.19					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.28					
	-+		0.36					

(頂版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.22					
	+-		0.23	0.22	0.24	0.36	0.18	0.18
	-+		0.25					
	--		0.24					
S <sub>s</sub> -1 1			0.14					
S <sub>s</sub> -1 2			0.16					
S <sub>s</sub> -1 3			0.15					
S <sub>s</sub> -1 4			0.13					
S <sub>s</sub> -2 1			0.15					
S <sub>s</sub> -2 2			0.15					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.18					
	-+		0.21					

(側壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.31					
	+-		0.32	0.30	0.34	0.47	0.20	0.16
	-+		0.26					
	--		0.26					
S <sub>s</sub> -1 1			0.14					
S <sub>s</sub> -1 2			0.17					
S <sub>s</sub> -1 3			0.15					
S <sub>s</sub> -1 4			0.09					
S <sub>s</sub> -2 1			0.17					
S <sub>s</sub> -2 2			0.16					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.19					
	-+		0.29					

表 17.4-1(3) せん断力に対する検討ケースと照査値

(底版)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.20					
	+-	0.20	0.21	0.20	0.25	0.18	0.19
	-+	0.19					
	--	0.19					
S <sub>s</sub> -1 1		0.15					
S <sub>s</sub> -1 2		0.20					
S <sub>s</sub> -1 3		0.22					
S <sub>s</sub> -1 4		0.16					
S <sub>s</sub> -2 1		0.15					
S <sub>s</sub> -2 2		0.16					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.19					
	-+	0.27					

(頂版)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.23					
	+-	0.25	0.24	0.25	0.30	0.21	0.21
	-+	0.23					
	--	0.23					
S <sub>s</sub> -1 1		0.19					
S <sub>s</sub> -1 2		0.20					
S <sub>s</sub> -1 3		0.20					
S <sub>s</sub> -1 4		0.19					
S <sub>s</sub> -2 1		0.20					
S <sub>s</sub> -2 2		0.21					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.20					
	-+	0.21					

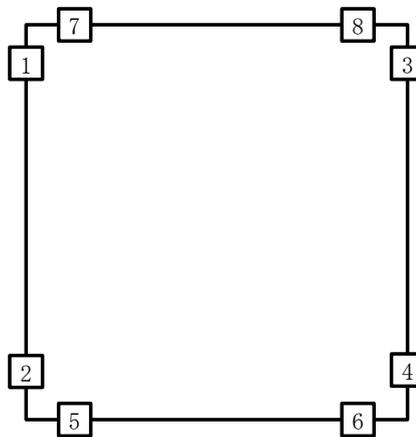
(側壁)

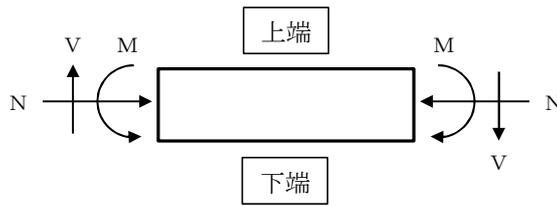
地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.38					
	+-	0.38	0.37	0.39	0.45	0.35	0.34
	-+	0.34					
	--	0.32					
S <sub>s</sub> -1 1		0.23					
S <sub>s</sub> -1 2		0.31					
S <sub>s</sub> -1 3		0.37					
S <sub>s</sub> -1 4		0.20					
S <sub>s</sub> -2 1		0.28					
S <sub>s</sub> -2 2		0.27					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.26					
	-+	0.38					

表 17.4-2 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果  
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震波
		部材 幅	部材 高	有効 高								
底版	5	1000	1000	750	4053.6	-785	207	8.4	21.0	0.40	④	Ss-D1_+-
側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-805	425	6.8	21.0	0.33	④	Ss-D1_+-
頂版	8	1000	700	580	4053.6	-506	811	8.6	21.0	0.41	④	Ss-D1_+-

※1 評価位置は下図に示す





記号の説明

曲げモーメント : M

軸力 : N

せん断力 : V

断面力の符号

曲げモーメント (M) 正 : 上端が引張となる曲げモーメント

負 : 上端が圧縮となる曲げモーメント

軸力 (N) 正 : 圧縮

負 : 引張

図 17.4-1 断面力の方向

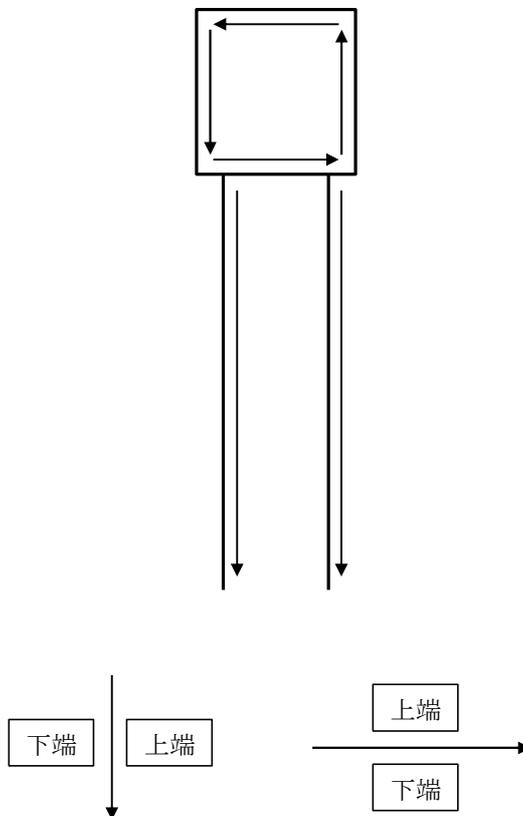
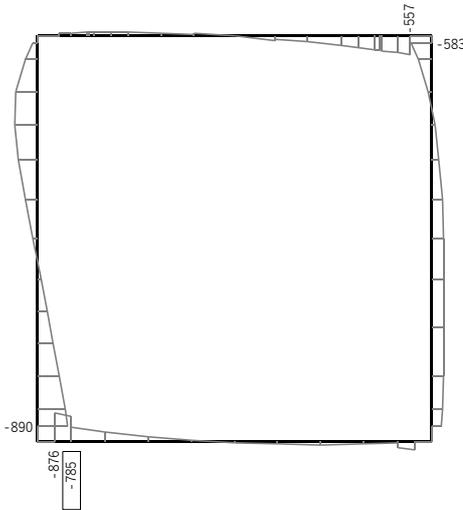
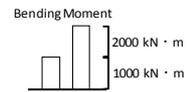


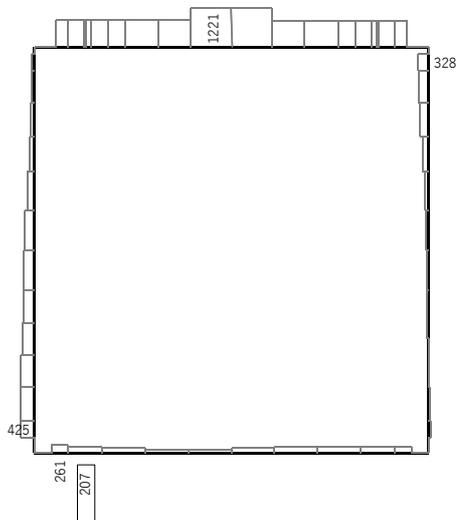
図 17.4-2 はり要素の方向 (緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎)



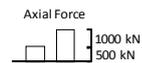
Data: NTP\_NSX-toyoura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値：曲げモーメント  
 時刻: 23.47s



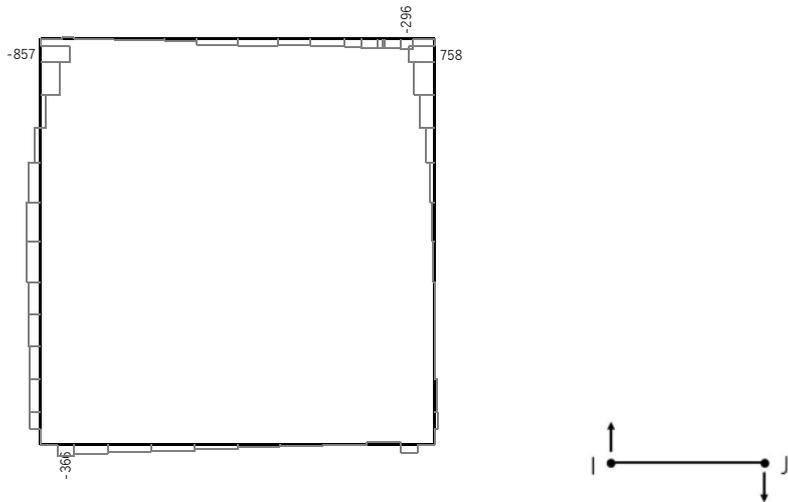
曲げモーメント (kN・m)



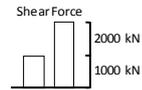
Data: NTP\_NSX-toyoura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値：軸力  
 時刻: 23.47s



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 23.47s

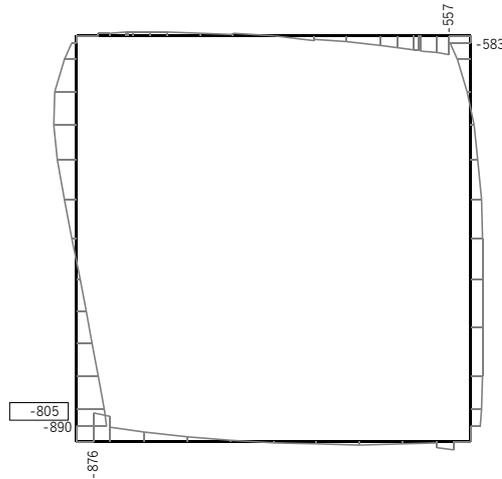


せん断力 (kN)

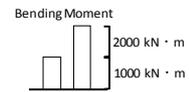
図 17.4-3 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - D 1$  (H+, V-),  $t=23.47s$ )

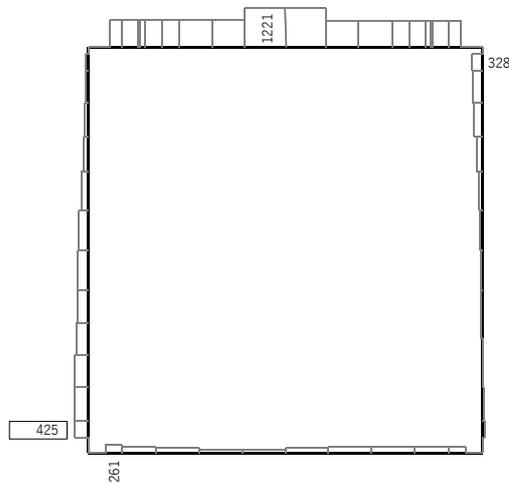
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値：曲げモーメント  
 時刻: 23.47s



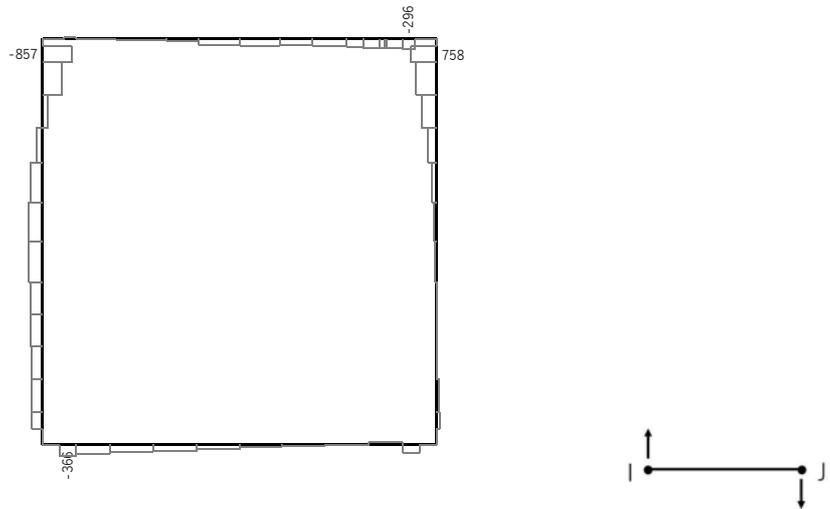
曲げモーメント (kN・m)



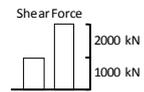
Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値：軸力  
 時刻: 23.47s



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 23.47s

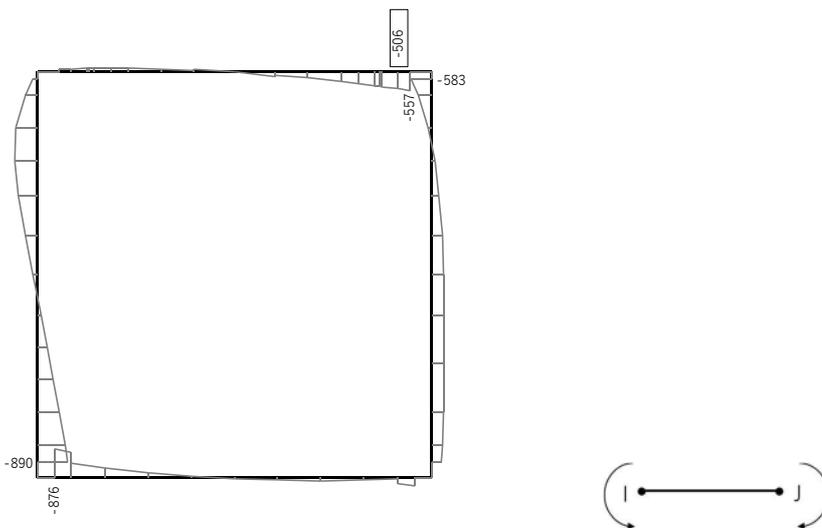


せん断力 (kN)

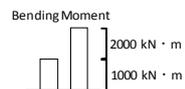
図 17.4-3 (2) 側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - D 1$  (H+, V-),  $t=23.47s$ )

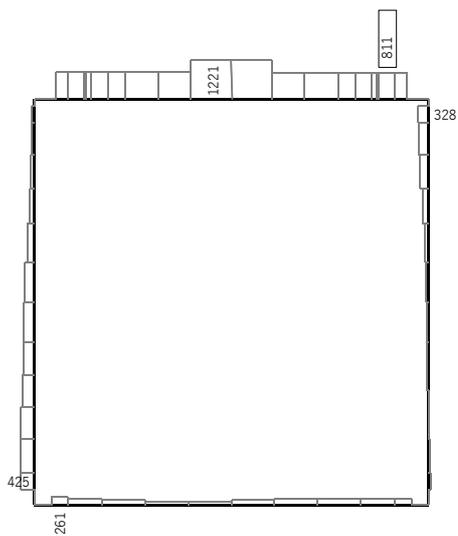
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 23.47s



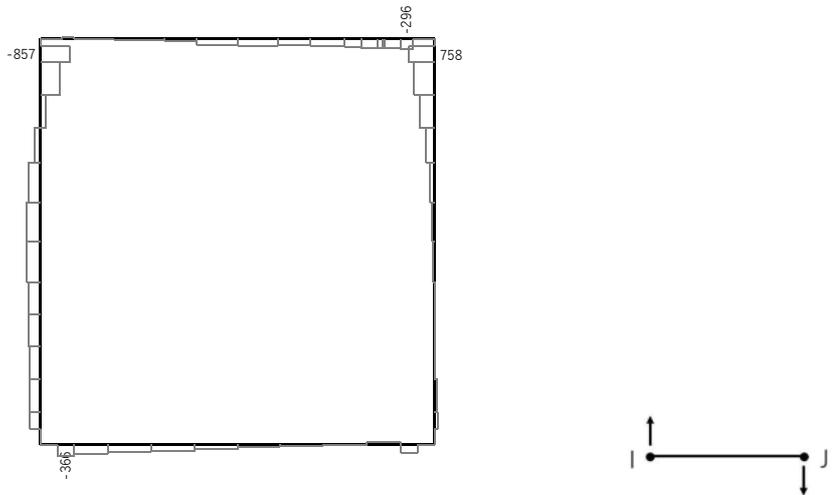
曲げモーメント (kN・m)



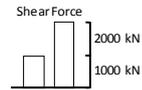
Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 23.47s



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 23.47s



せん断力 (kN)

図 17.4-3 (3) 頂版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - D1$  (H+, V-),  $t=23.47s$ )

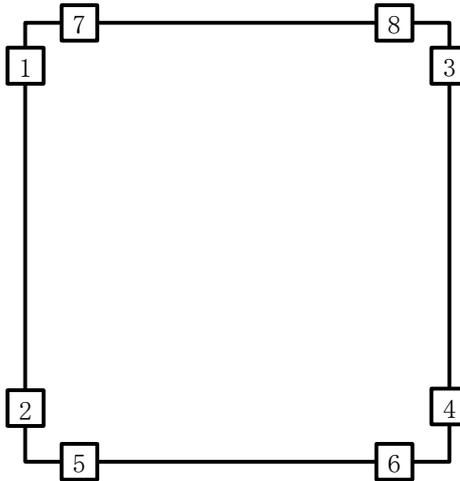
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

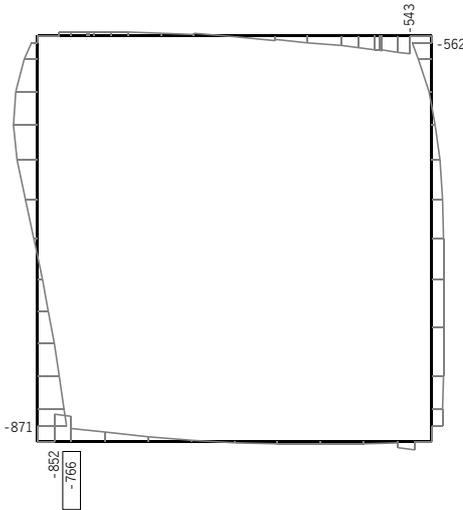
表 17.4-3 鉄筋の引張に対する照査結果

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

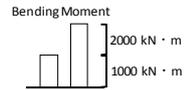
評価位置	断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震波	
	部材 幅	部材 高	有効 高									
底版	5	1000	1000	750	4053.6	-766	140	264	435	0.61	④	Ss-D1_+-
側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-805	411	204	435	0.47	④	Ss-D1_+-
頂版	8	1000	700	580	4053.6	-506	808	153	435	0.36	④	Ss-D1_+-

※1 評価位置は下図に示す

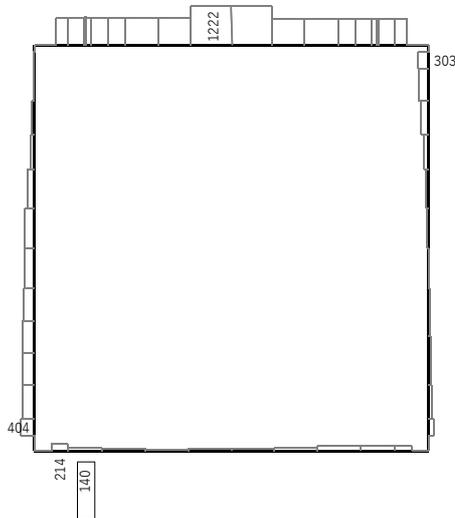




Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 23.50s



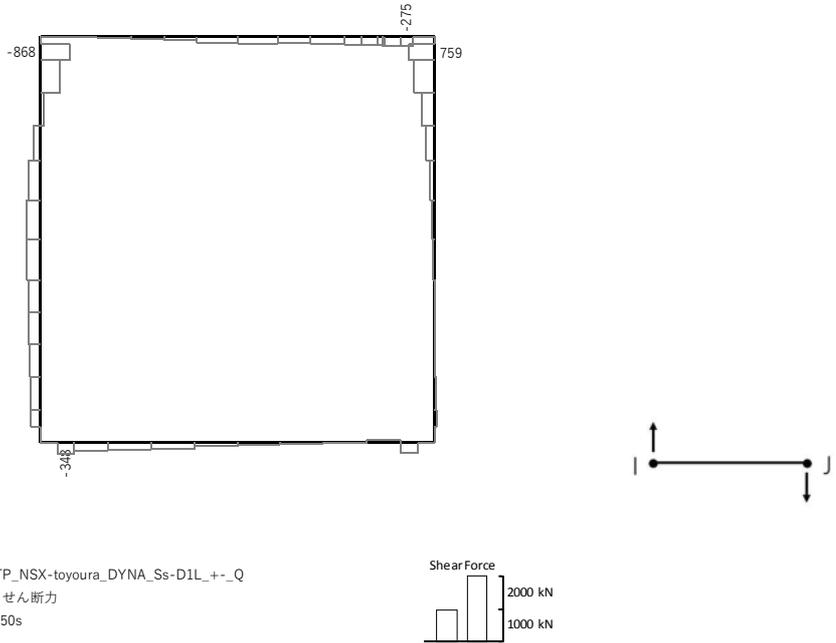
曲げモーメント (kN · m)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 23.50s

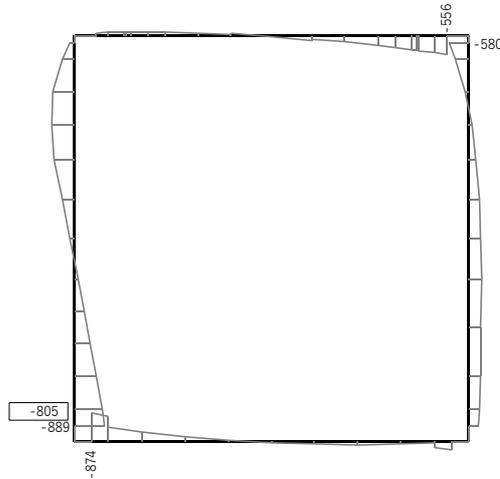


軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)

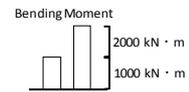


せん断力 (kN)

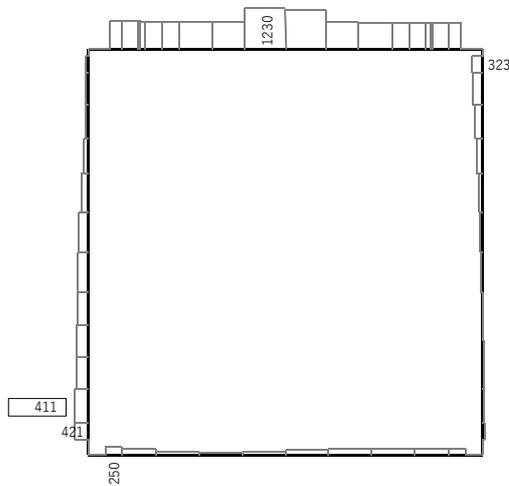
図 17.4-4 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - D 1$  (H+, V-),  $t=23.50s$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値：曲げモーメント  
 時刻: 23.48s



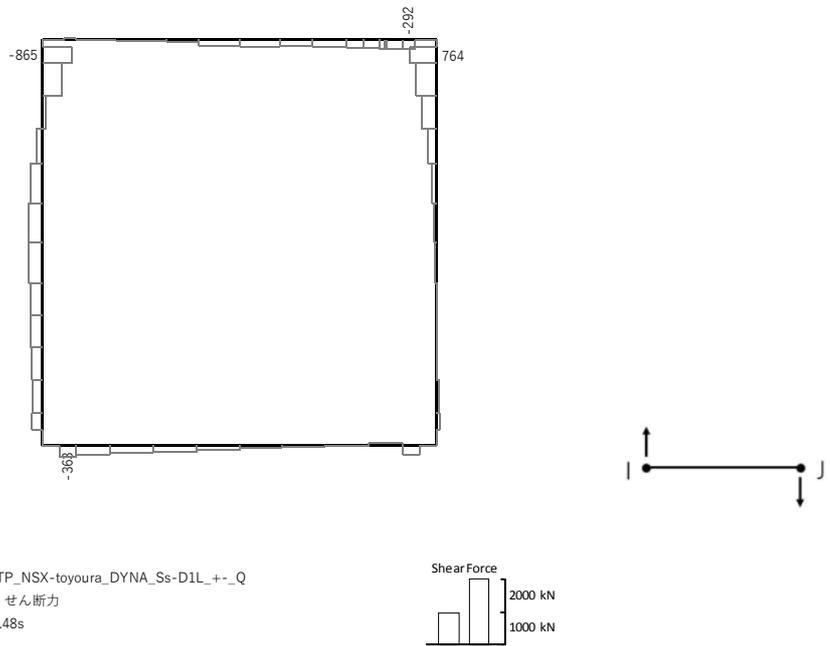
曲げモーメント (kN・m)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値：軸力  
 時刻: 23.48s

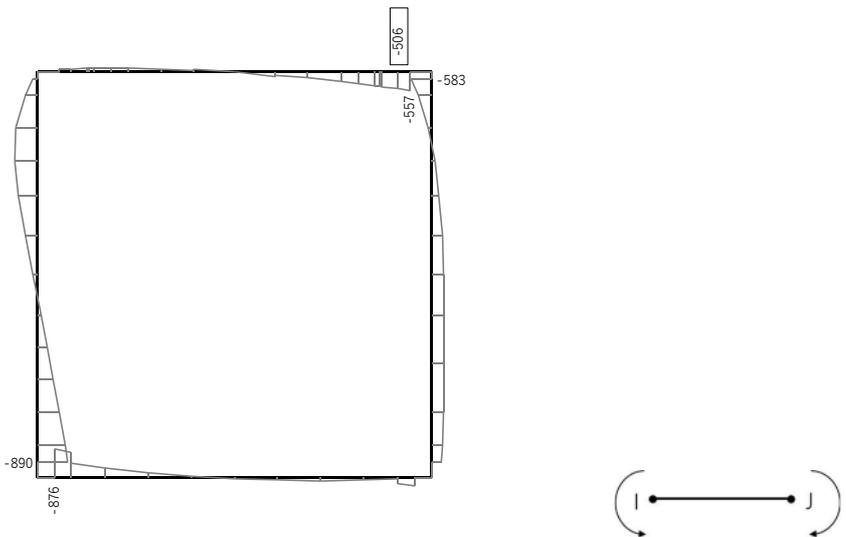


軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



せん断力 (kN)

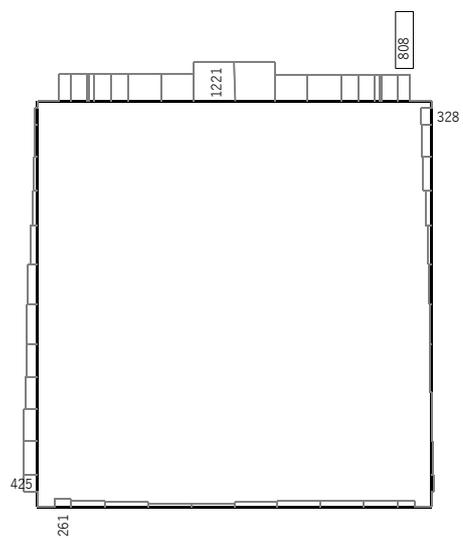
図 17.4-4 (2) 側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - D 1$  (H+, V-),  $t=23.48s$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



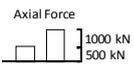
Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 23.47s



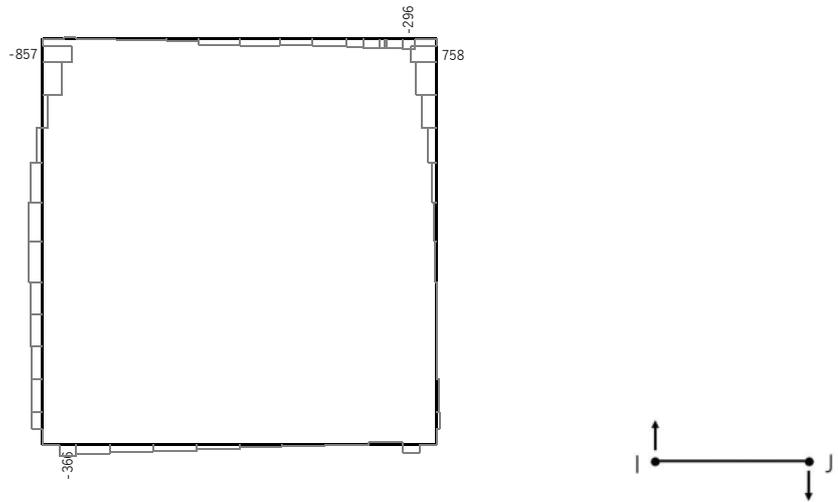
曲げモーメント (kN · m)



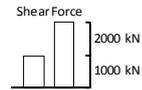
Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 23.47s



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_Q  
 要素値：せん断力  
 時刻: 23.47s



せん断力 (kN)

図 17.4-4 (3) 頂版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - D1$  (H+, V-),  $t=23.47s$ )

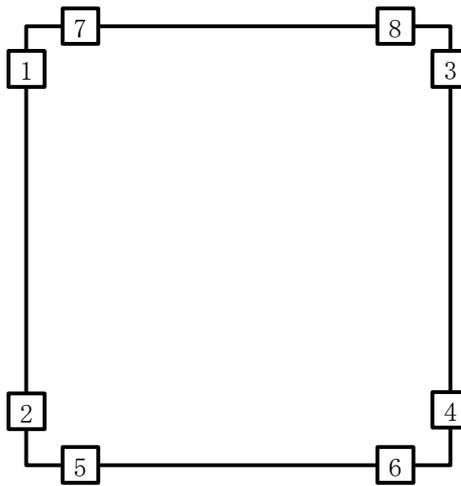
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

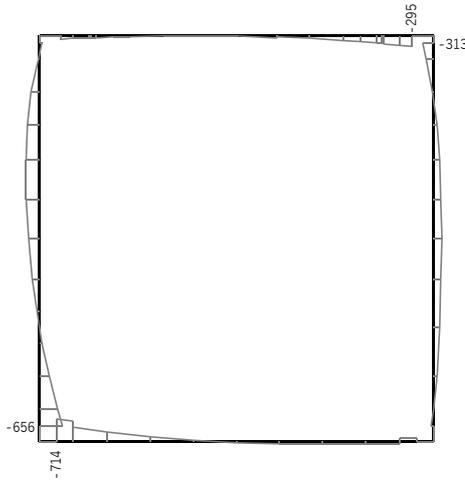
表 17.4-4 コンクリートのせん断力に対する照査結果

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

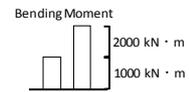
評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅	部材高	有効高						
底版	5	1000	1000	750	D19	-305	1165	0.27	①	Ss-31_+
側壁	3	1000	1000	880	D19	613	1367	0.45	④	Ss-D1_+
頂版	8	1000	700	580	D19	-269	901	0.30	④	Ss-D1_+

※1 評価位置は下図に示す

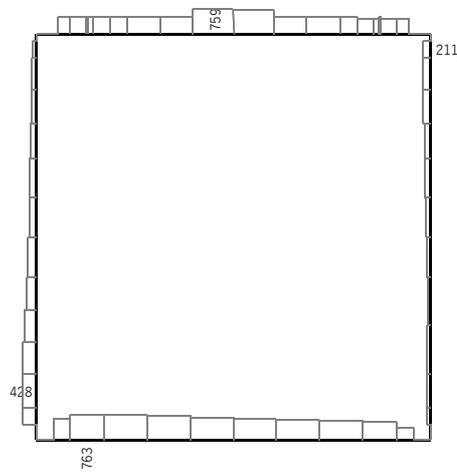




Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31-+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 10.39s



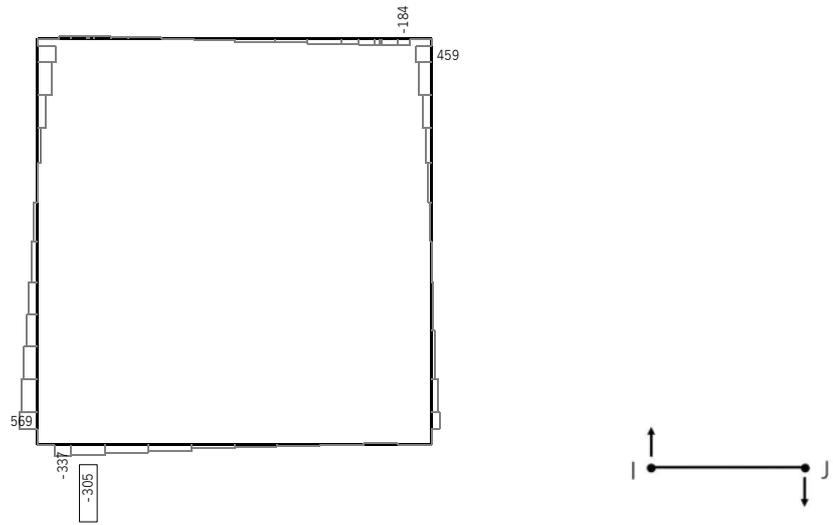
曲げモーメント (kN・m)



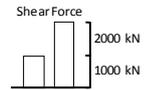
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31-+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 10.39s



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31-+\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 10.39s

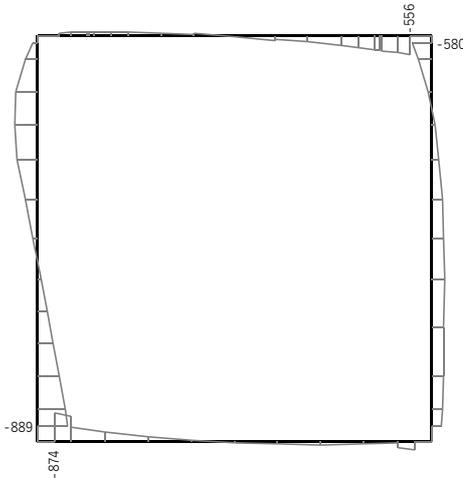


せん断力 (kN)

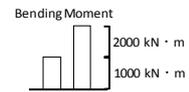
図 17.4-5 (1) 底版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - 3.1$  (H-, V+),  $t=10.39s$ )

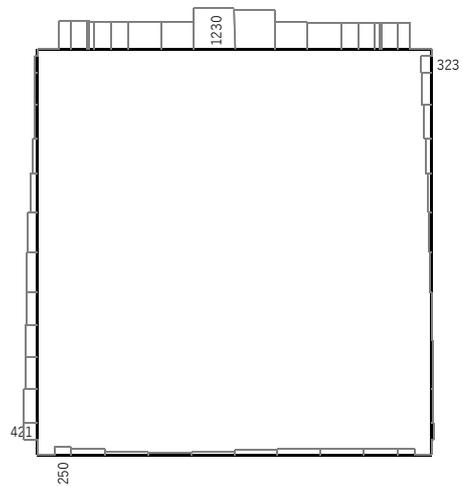
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 23.48s



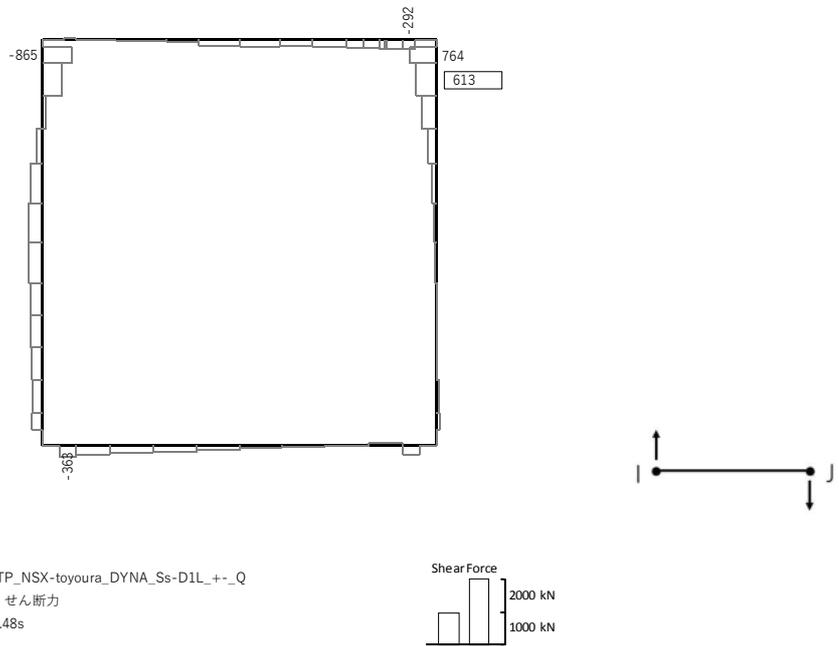
曲げモーメント (kN・m)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 23.48s

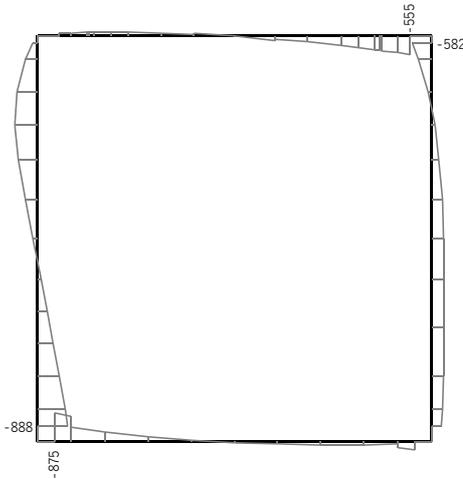


軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)

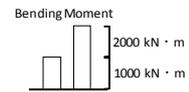


せん断力 (kN)

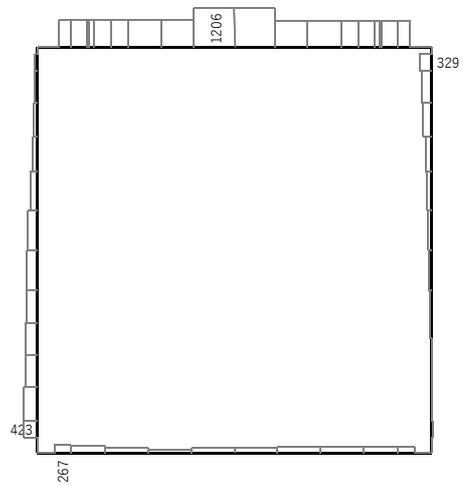
図 17.4-5 (2) 側壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( $S_s - D 1$  (H+, V-),  $t=23.48s$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



Data: NTP\_NSX-toyoura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_M  
 要素値：曲げモーメント  
 時刻: 23.46s



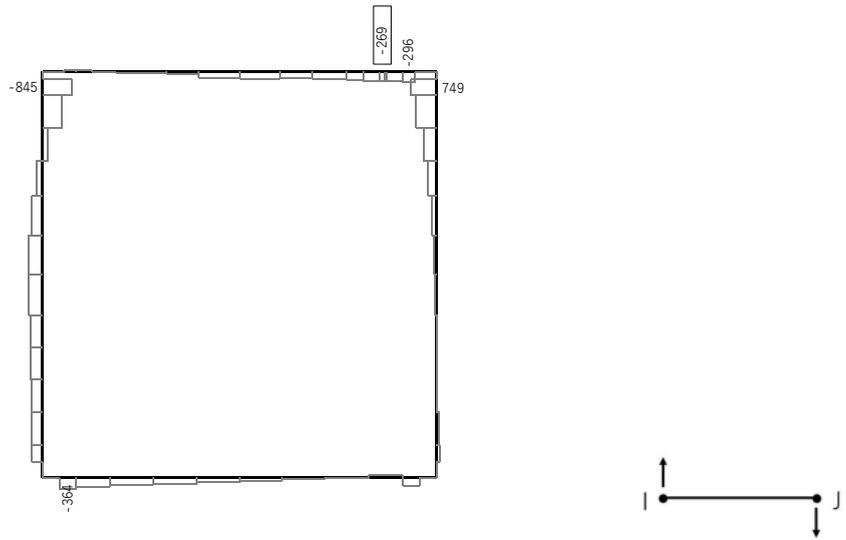
曲げモーメント (kN・m)



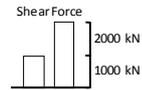
Data: NTP\_NSX-toyoura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_N  
 要素値：軸力  
 時刻: 23.46s



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



Data: NTP\_NSX-toyouura\_DYNA\_Ss-D1L+-\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 23.46s



せん断力 (kN)

図 17.4-5 (3) 頂版において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - D1$  (H+, V-),  $t=23.46s$ )

(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)

(2) 鋼管杭の断面力分布 (鋼管杭の部材に着目した断面力)

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、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（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 17.4-5 に、二次元有効応力解析の実施ケース及び鋼管杭の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク鋼管杭の曲げ軸力に対する照査及びせん断力に対する照査に対して、全地震波のうち最も厳しい照査値となった照査結果を表 17.4-6～表 17.4-7 に示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク鋼管杭の断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 17.4-6～図 17.4-7 に示す。本図は、鋼管杭の曲げ軸力に対する照査及びせん断力に対する照査の各照査に対して、全地震波のうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力を示したものである。

表 17.4-5 鋼管杭の各照査に対する検討ケースと照査値

(曲げ軸力に対する照査)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	++		0.46					
	+-		0.46					
	-+		0.47					
	--		0.48					
$S_s-11$			0.21					
$S_s-12$			0.34					
$S_s-13$			0.26					
$S_s-14$			0.11					
$S_s-21$			0.28					
$S_s-22$			0.20					
$S_s-31$	++		0.54					
	-+		0.58	0.51	0.67	0.94	0.56	0.49

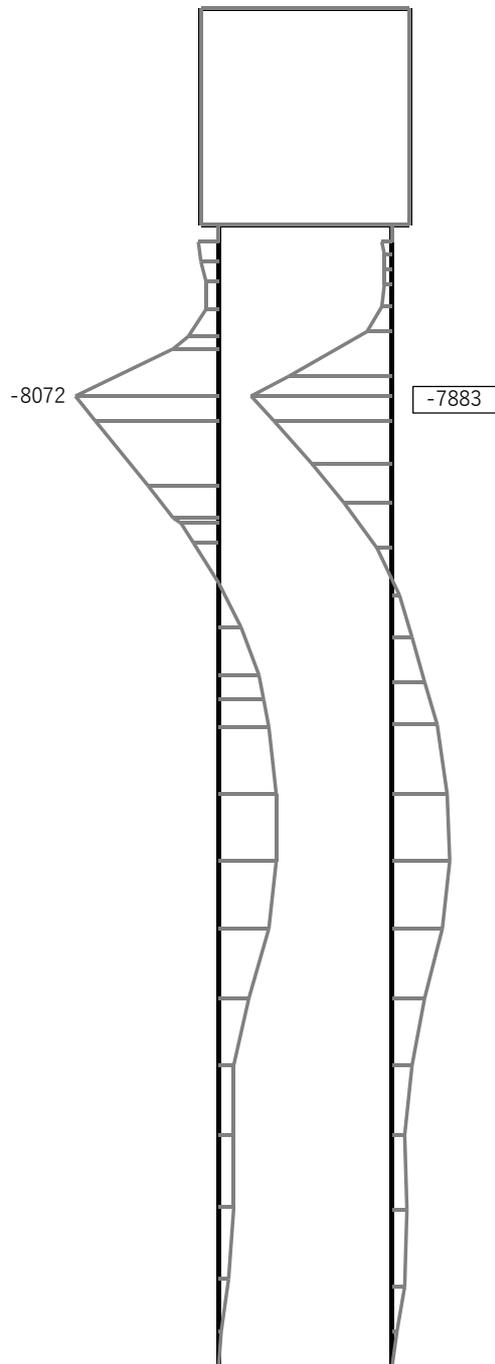
(せん断力に対する照査)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	++		0.16					
	+-		0.16					
	-+		0.17					
	--		0.17					
$S_s-11$			0.08					
$S_s-12$			0.13					
$S_s-13$			0.10					
$S_s-14$			0.05					
$S_s-21$			0.11					
$S_s-22$			0.07					
$S_s-31$	++		0.22					
	-+		0.23	0.20	0.26	0.32	0.22	0.19

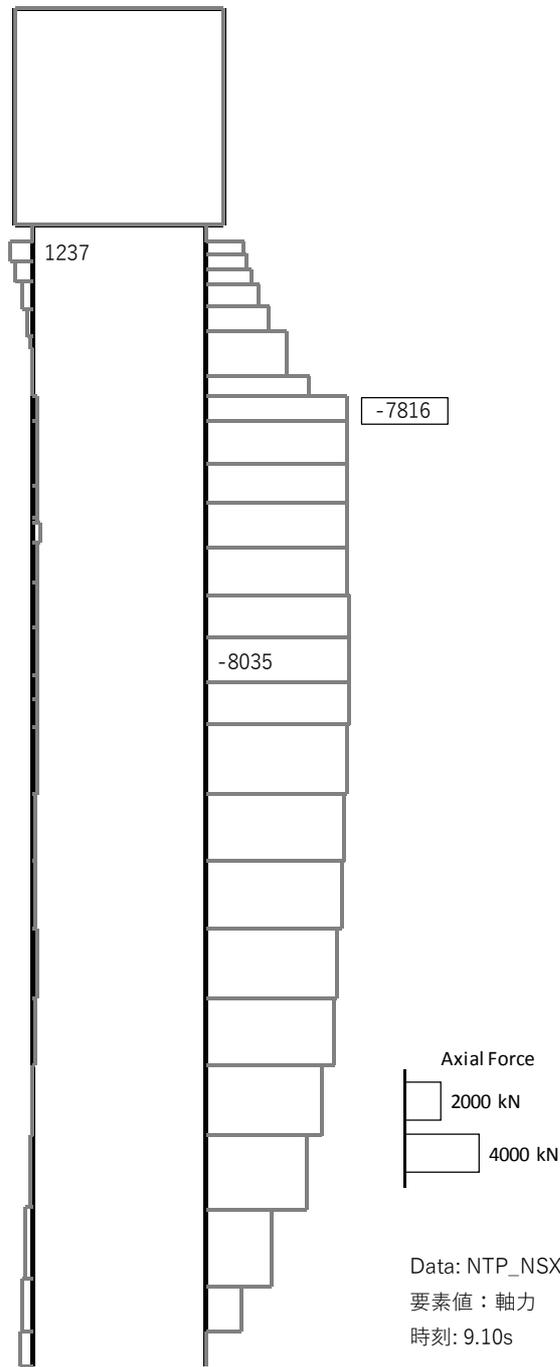
表 17.4-6 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

(最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震波
鋼管杭	-7883	-7816	-357.3	-382.5	0.94	④	Ss-31_+



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)

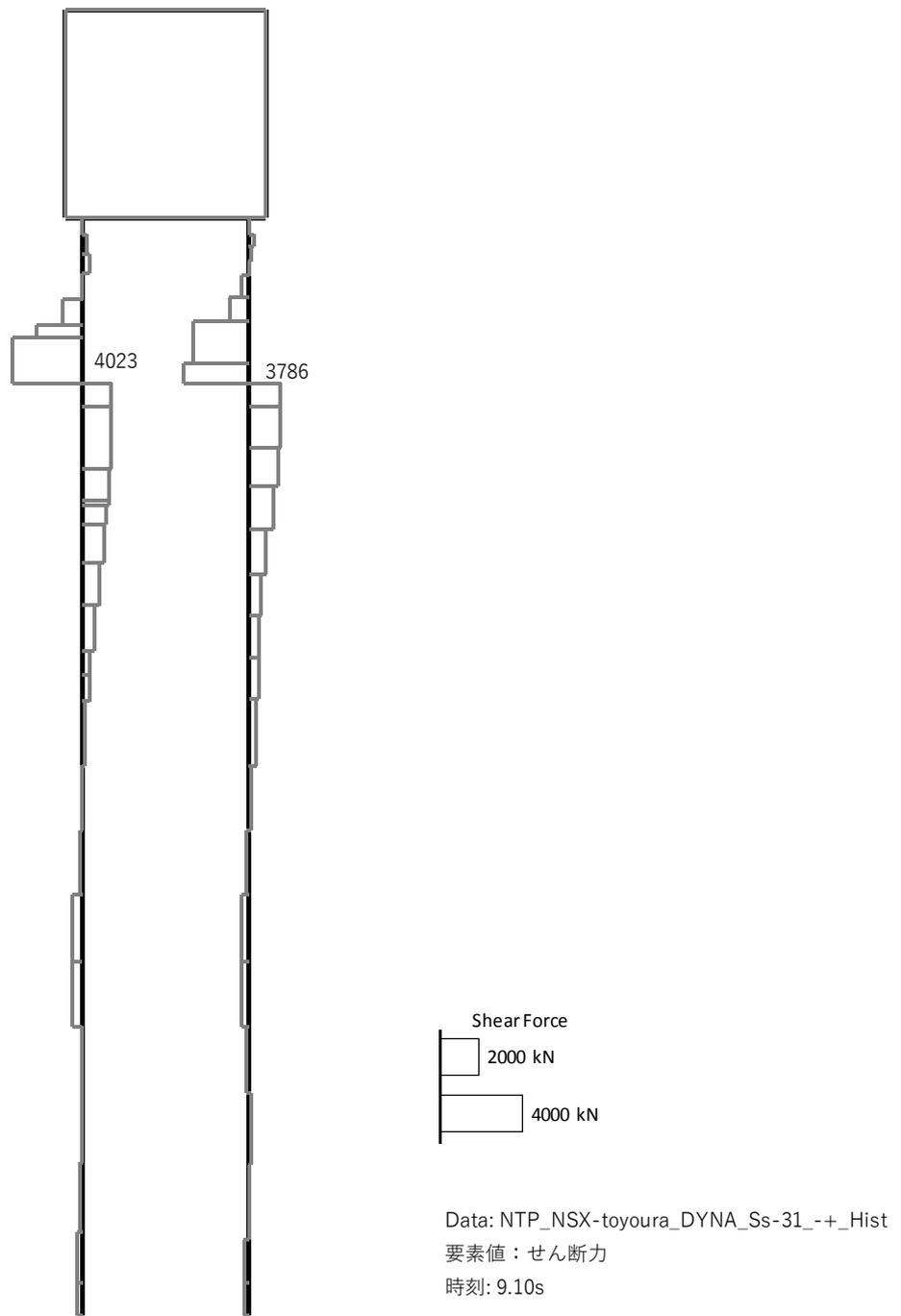


図 17.4-6 鋼管杭において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

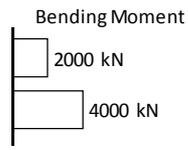
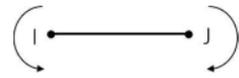
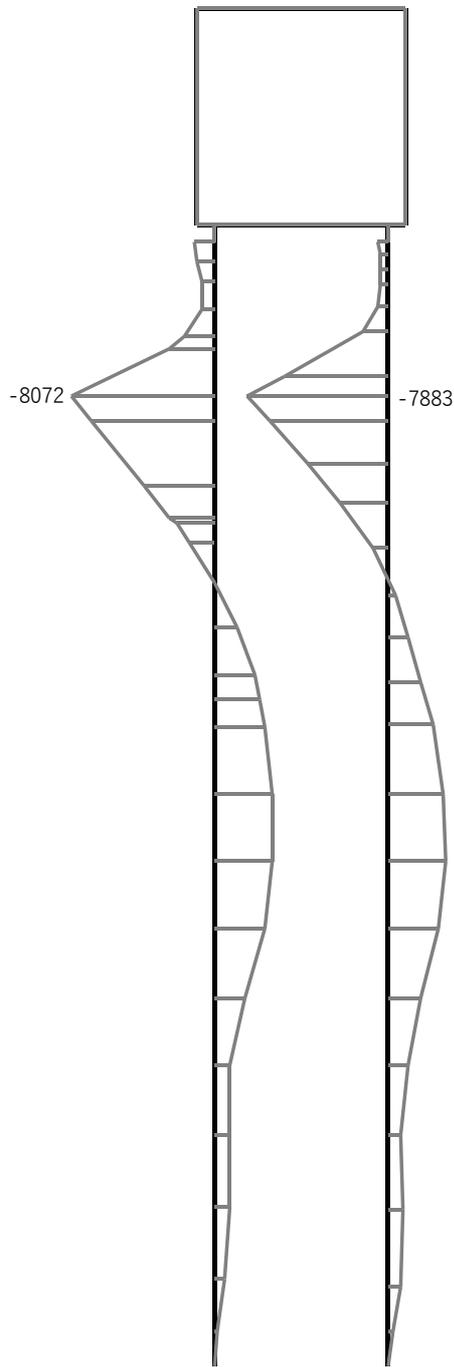
( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.10s$ )

(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)

表 17.4-7 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

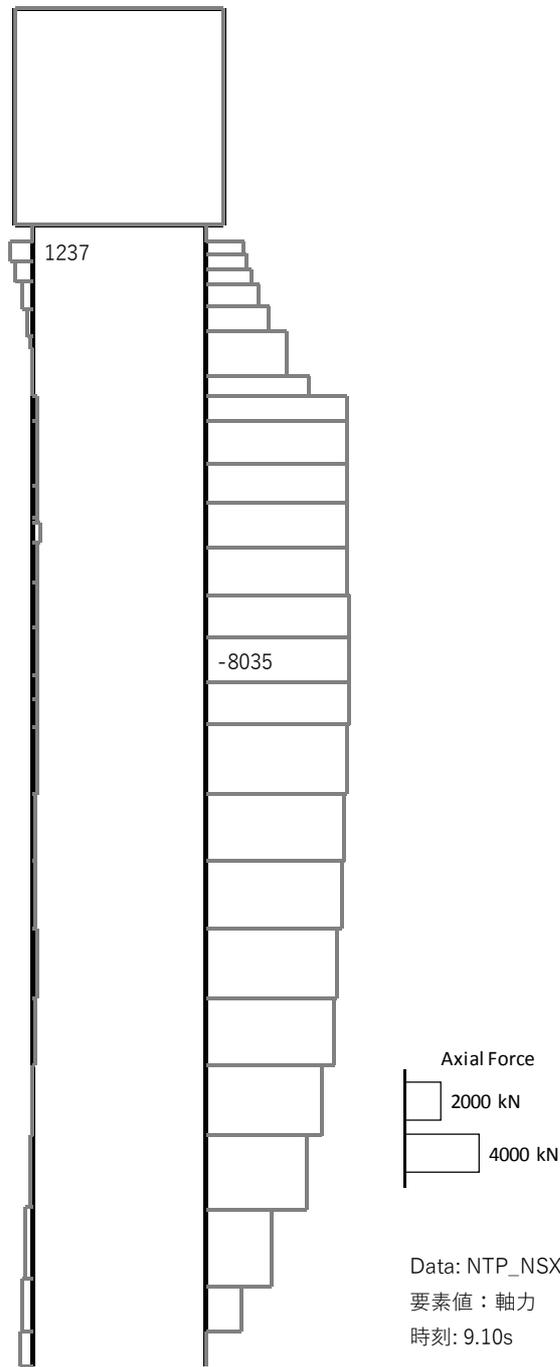
(最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震波
鋼管杭	4023	68.48	217.5	0.32	④	Ss-31_+

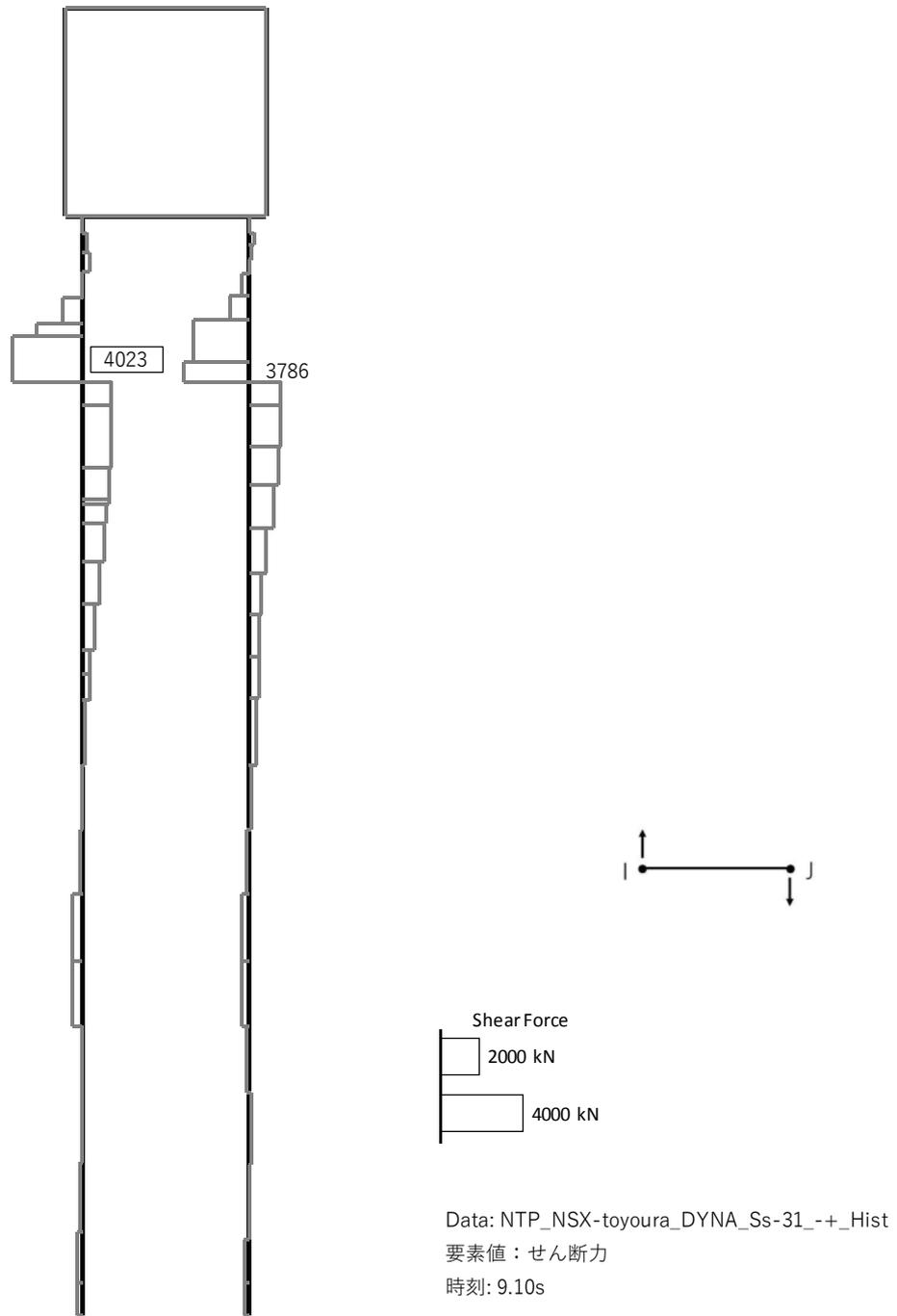


Data: NTP\_NSX-toyoura\_DYNA\_Ss-31\_-\_Hist  
 要素値：曲げモーメント  
 時刻: 9.10s

曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN) (+ : 圧縮、- : 引張)



せん断力 (kN)

図 17.4-7 鋼管杭において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布

( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t=9.10s$ )

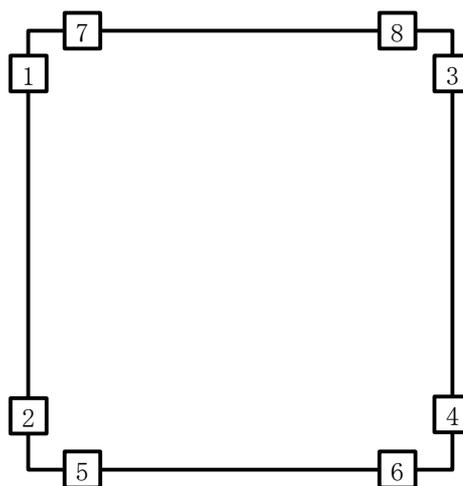
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

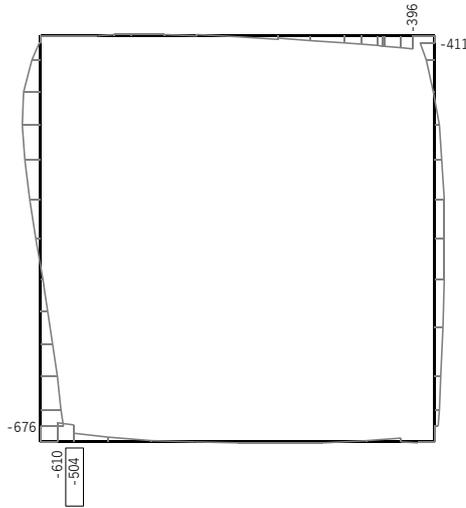
(3) 躯体の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力）

各基準地震動において、緊急時所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力図を示す。なお、その際の検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースのみとする。表 17.4-8 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 17.4-8 に断面力分布を示す。

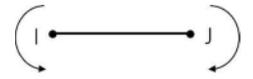
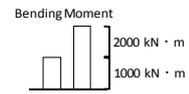
表 17.4-8 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

	抽出照査値と照査項目		
	照査値	照査項目	評価位置
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	0.40	鉄筋曲げ	5
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	0.40	鉄筋曲げ	5
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	0.34	せん断	1
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	0.33	鉄筋曲げ	5
S <sub>s</sub> -11	0.23	せん断	1
S <sub>s</sub> -12	0.31	せん断	2
S <sub>s</sub> -13	0.37	せん断	2
S <sub>s</sub> -14	0.20	せん断	2
S <sub>s</sub> -21	0.28	せん断	1
S <sub>s</sub> -22	0.27	せん断	1
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	0.28	鉄筋曲げ	5
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	0.38	せん断	2

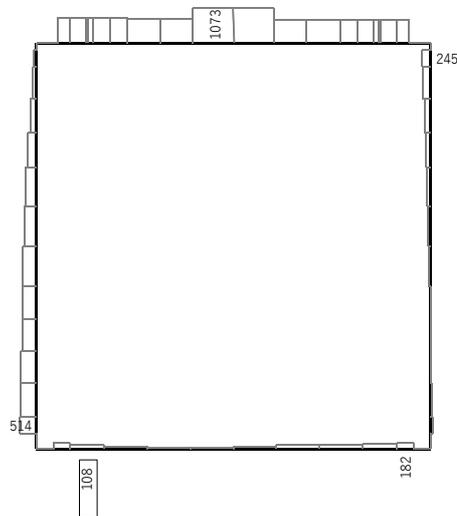




Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 68.96s



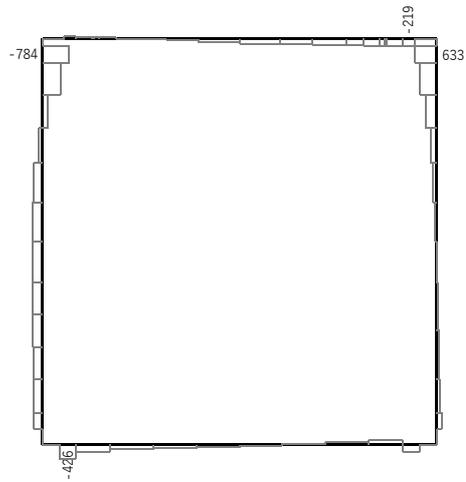
曲げモーメント (kN・m)



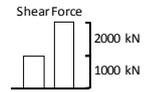
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 68.96s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

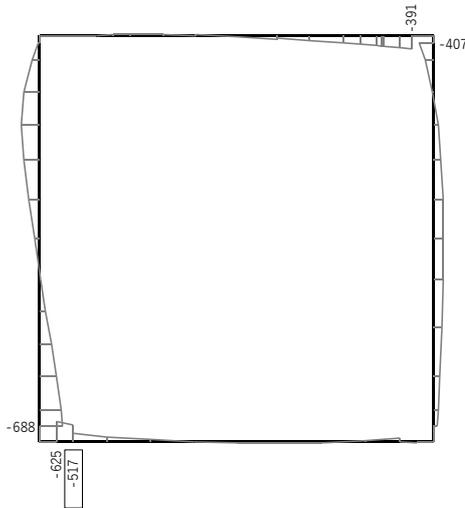


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 68.96s

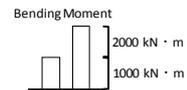


せん断力 (kN)

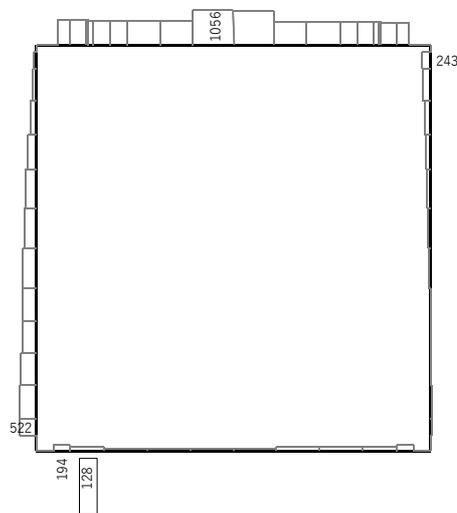
図 17.4-8(1) S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 68.96s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 68.95s



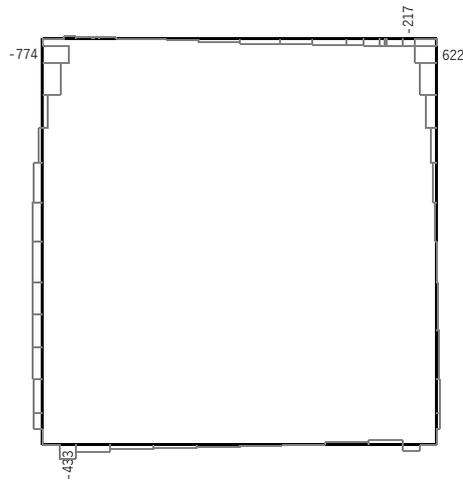
曲げモーメント (kN・m)



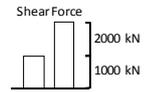
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 68.95s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

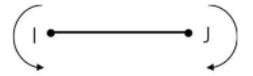
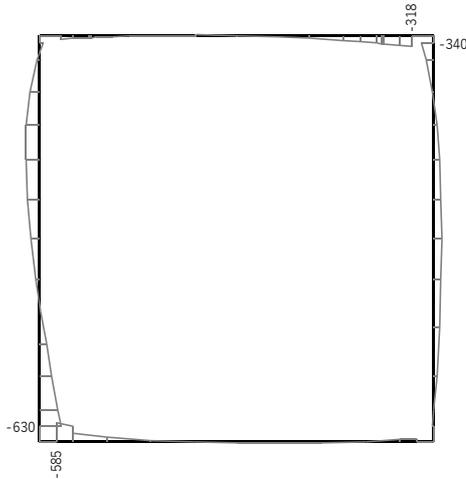


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L+-\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 68.95s

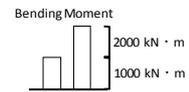


せん断力 (kN)

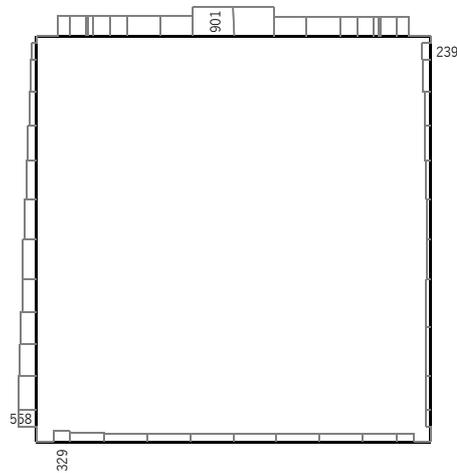
図 17.4-8(2) S s-D 1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 68.95s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 68.31s



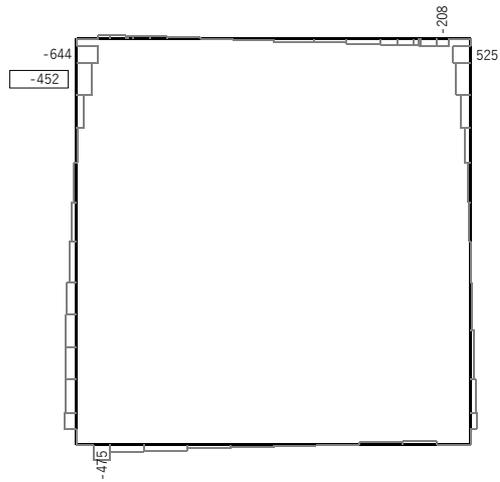
曲げモーメント (kN・m)



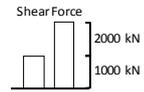
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 68.31s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

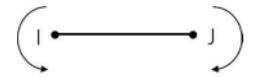
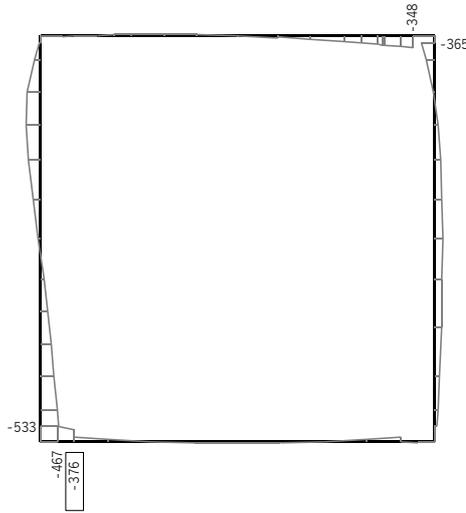


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L-+\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 68.31s

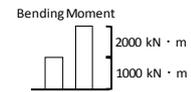


せん断力 (kN)

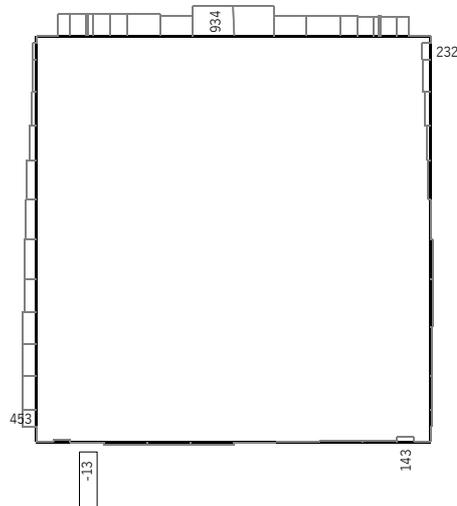
図 17.4-8(3) S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 68.31s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_--\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 53.79s



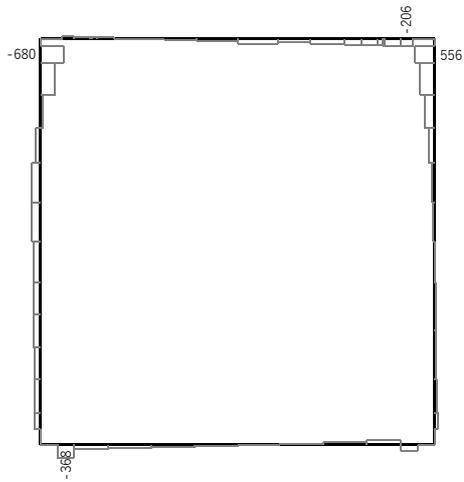
曲げモーメント (kN・m)



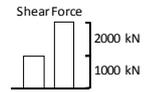
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_--\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 53.79s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

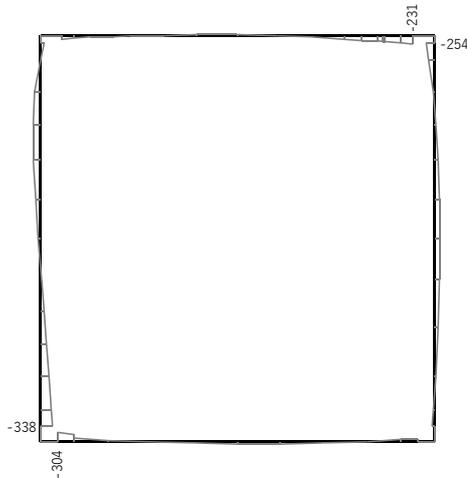


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L--\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 53.79s

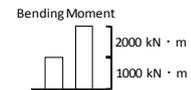


せん断力 (kN)

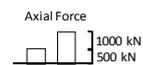
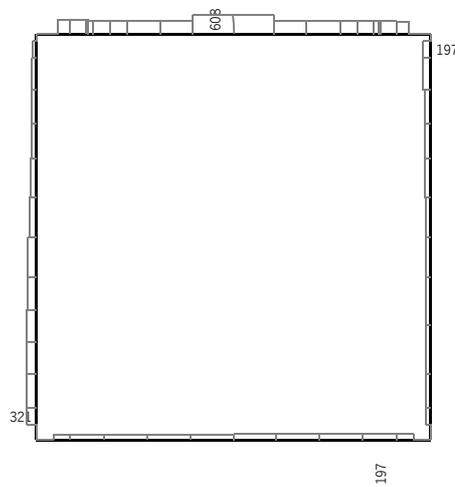
図 17.4-8(4) S s-D 1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 53.79s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-11\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 69.69s

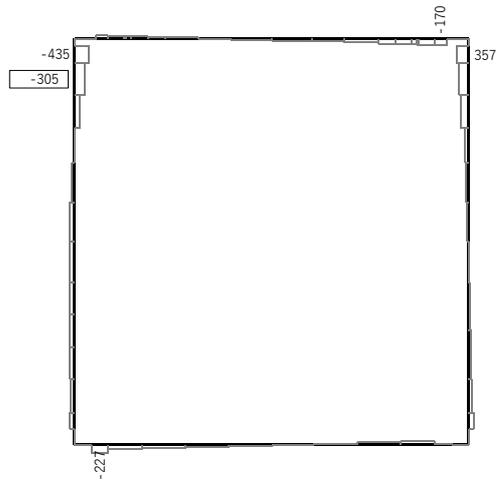


曲げモーメント (kN・m)

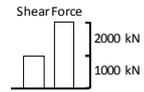


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-11\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 69.69s

軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

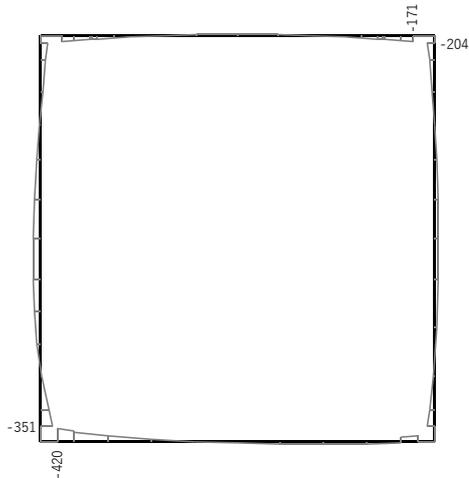


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-11\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 69.69s

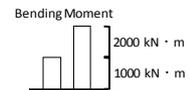


せん断力 (kN)

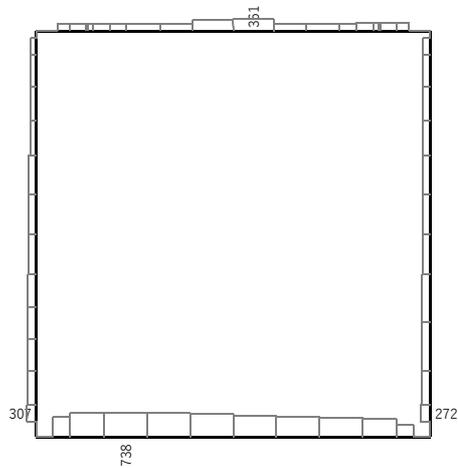
図 17.4-8(5) S s- 1 1 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 69. 69s)



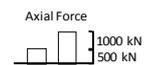
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-12\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 33.76s



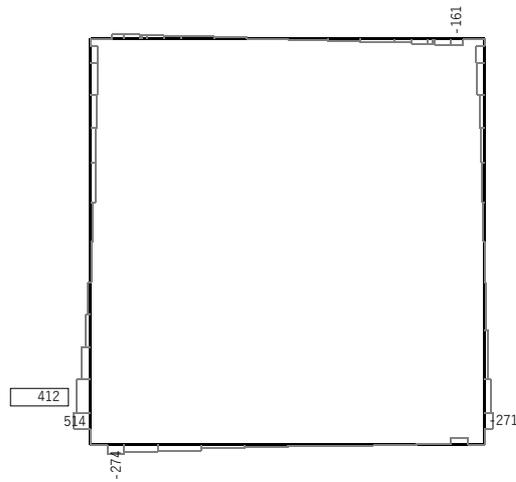
曲げモーメント (kN・m)



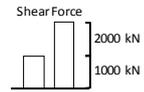
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-12\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 33.76s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

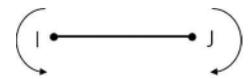
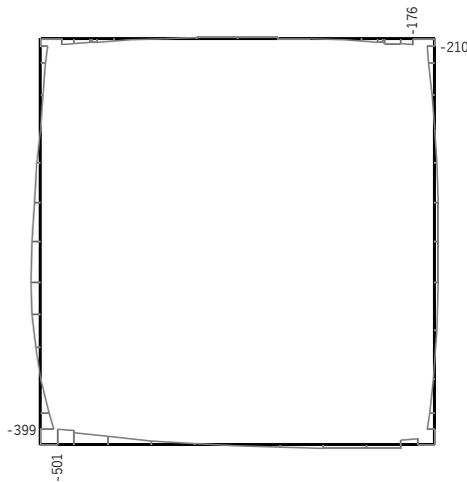


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-12\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 33.76s

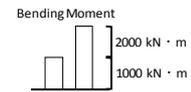


せん断力 (kN)

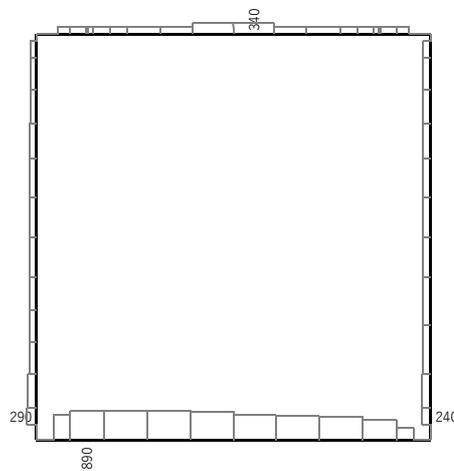
図 17.4-8(6) Ss-12において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 33.76s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-13\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 30.92s



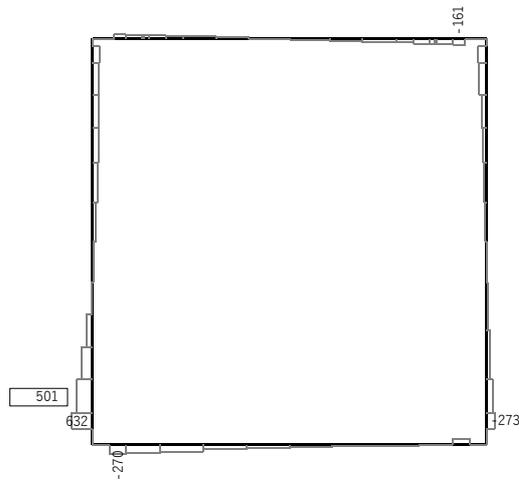
曲げモーメント (kN・m)



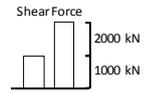
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-13\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 30.92s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

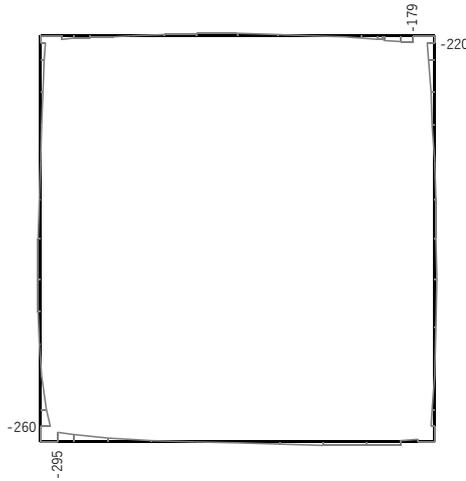


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-13\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 30.92s

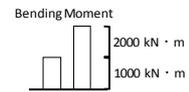


せん断力 (kN)

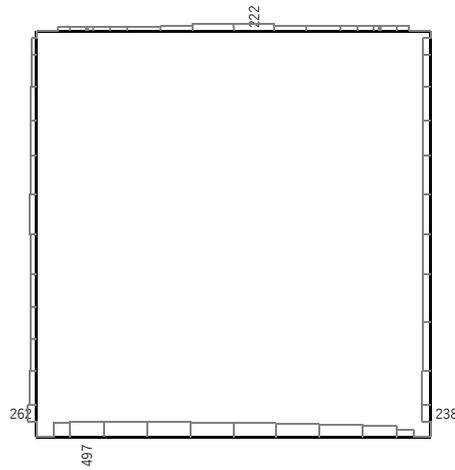
図 17.4-8(7) S s- 1 3 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 30. 92s )



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-14\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 33.28s



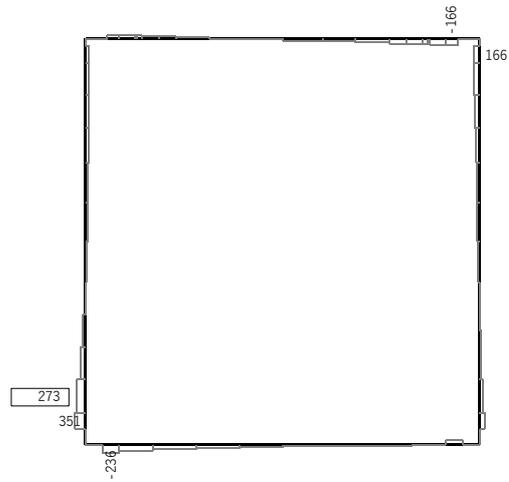
曲げモーメント (kN・m)



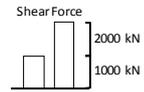
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-14\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 33.28s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

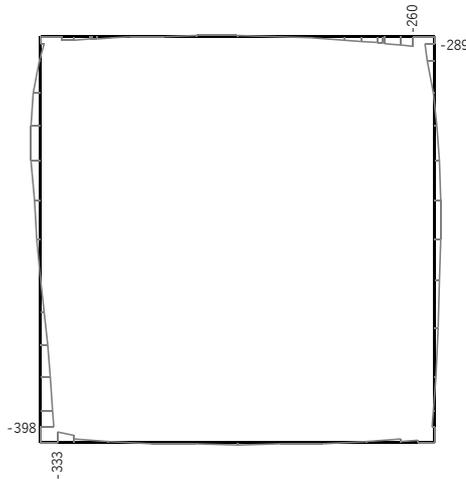


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-14\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 33.28s

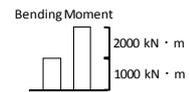


せん断力 (kN)

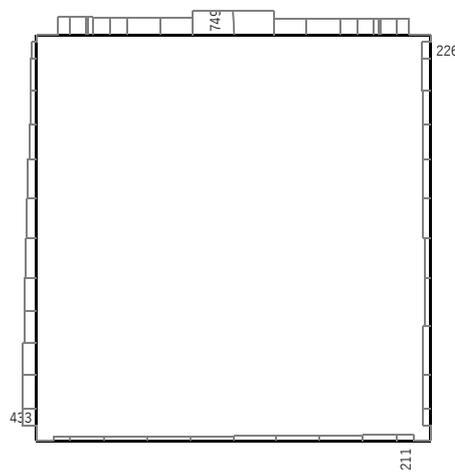
図 17.4-8(8) Ss-14において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 33.28s)



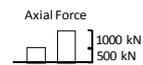
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-21\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 67.75s



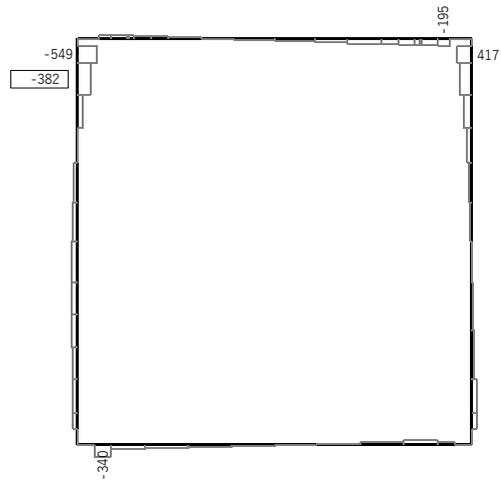
曲げモーメント (kN・m)



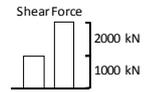
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-21\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 67.75s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

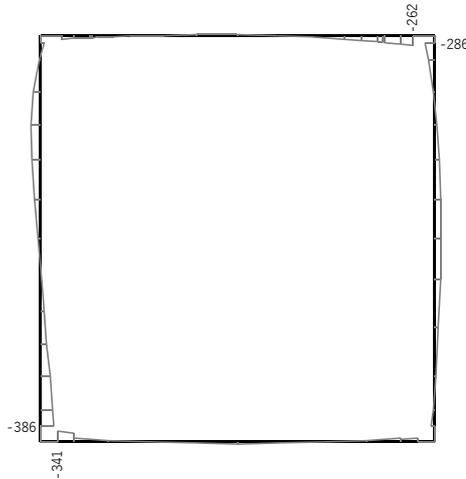


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-21\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 67.75s

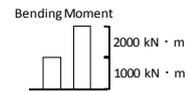


せん断力 (kN)

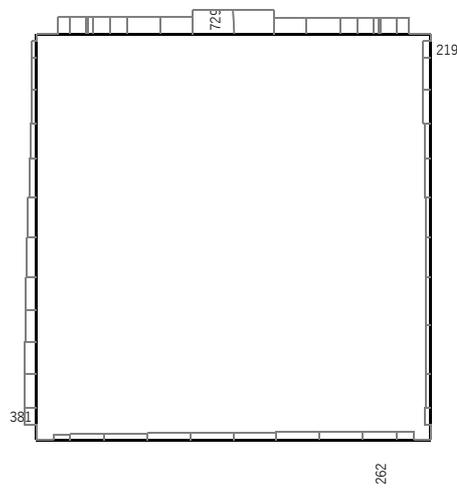
図 17.4-8(9) Ss-21 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 67.75s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-22\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 88.26s



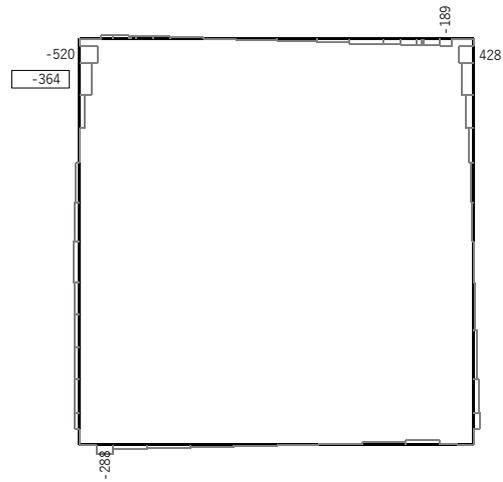
曲げモーメント (kN・m)



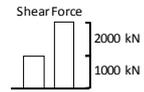
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-22\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 88.26s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

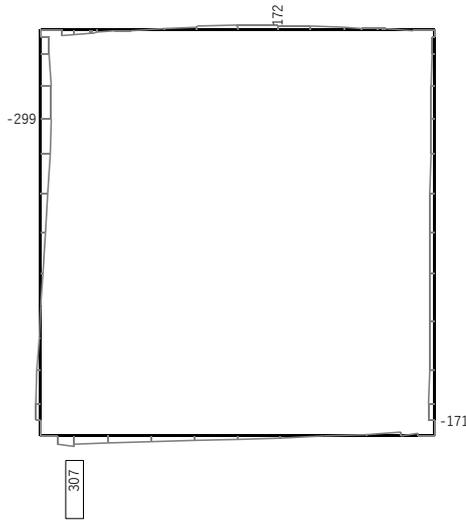


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-22\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 88.26s

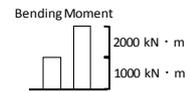


せん断力 (kN)

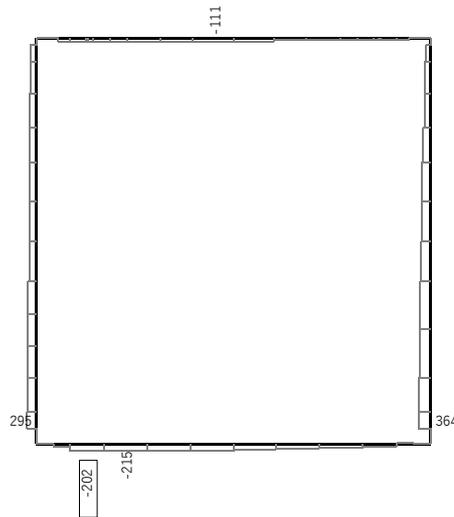
図 17.4-8(10) Ss-22 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 88.26s )



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 10.39s



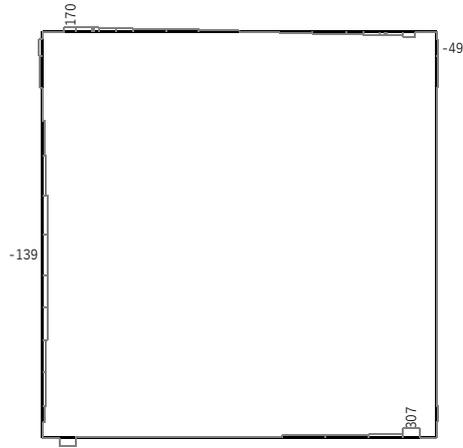
曲げモーメント (kN・m)



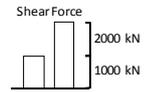
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 10.39s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

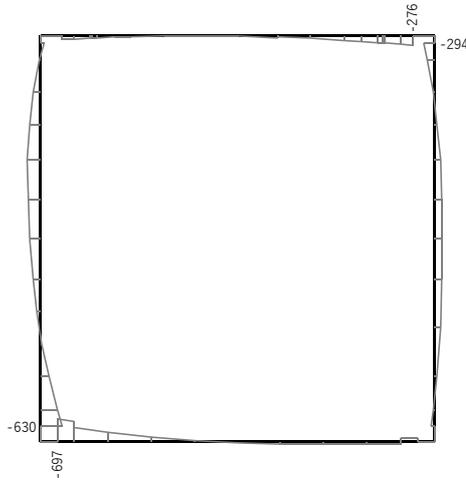


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_+\_Q  
 要素値: せん断力  
 時刻: 10.39s

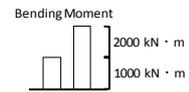


せん断力 (kN)

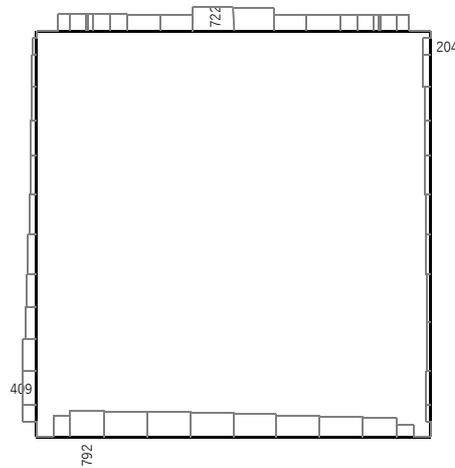
図 17.4-8(11) Ss-31 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 10.39s)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_-\_+\_M  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 10.36s



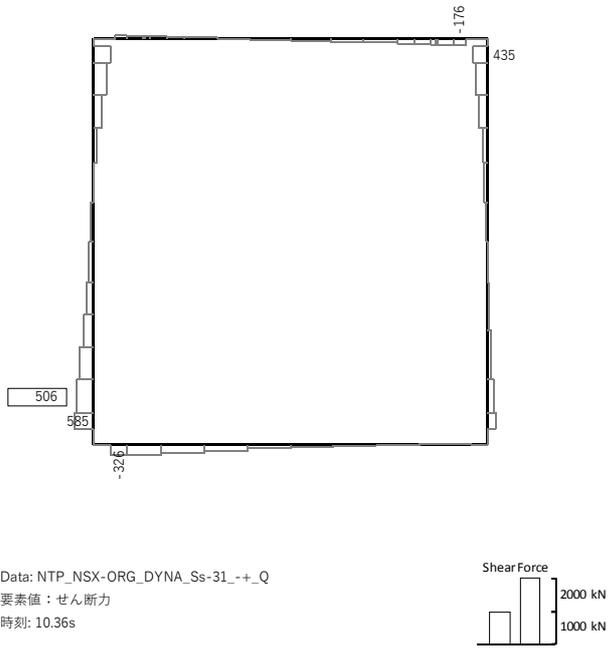
曲げモーメント (kN・m)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_-\_+\_N  
 要素値: 軸力  
 時刻: 10.36s



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



せん断力 (kN)

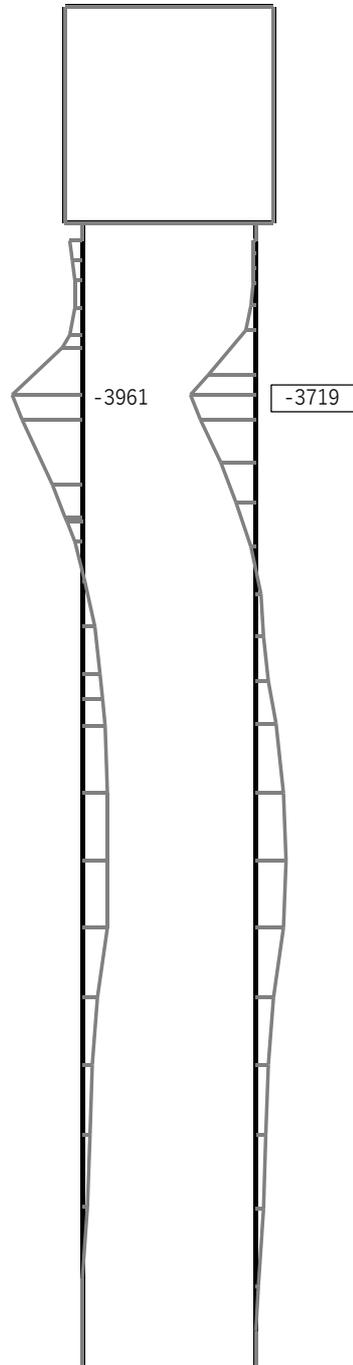
図 17.4-8(12) Ss-31 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布 (t = 10.36s)

(4) 鋼管杭の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力）

各基準地震動において、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の鋼管杭に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力図を示す。なお、その際の検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースのみとする。表 17.4-9 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 17.4-9 に断面力分布を示す。

表 17.4-9 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

	抽出照査値と照査項目	
	照査値	照査項目
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	0.46	曲げ
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	0.46	曲げ
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	0.47	曲げ
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	0.48	曲げ
S <sub>s</sub> -11	0.21	曲げ
S <sub>s</sub> -12	0.34	曲げ
S <sub>s</sub> -13	0.26	曲げ
S <sub>s</sub> -14	0.11	曲げ
S <sub>s</sub> -21	0.28	曲げ
S <sub>s</sub> -22	0.20	曲げ
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	0.54	曲げ
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	0.58	曲げ



Bending Moment

2000 kN

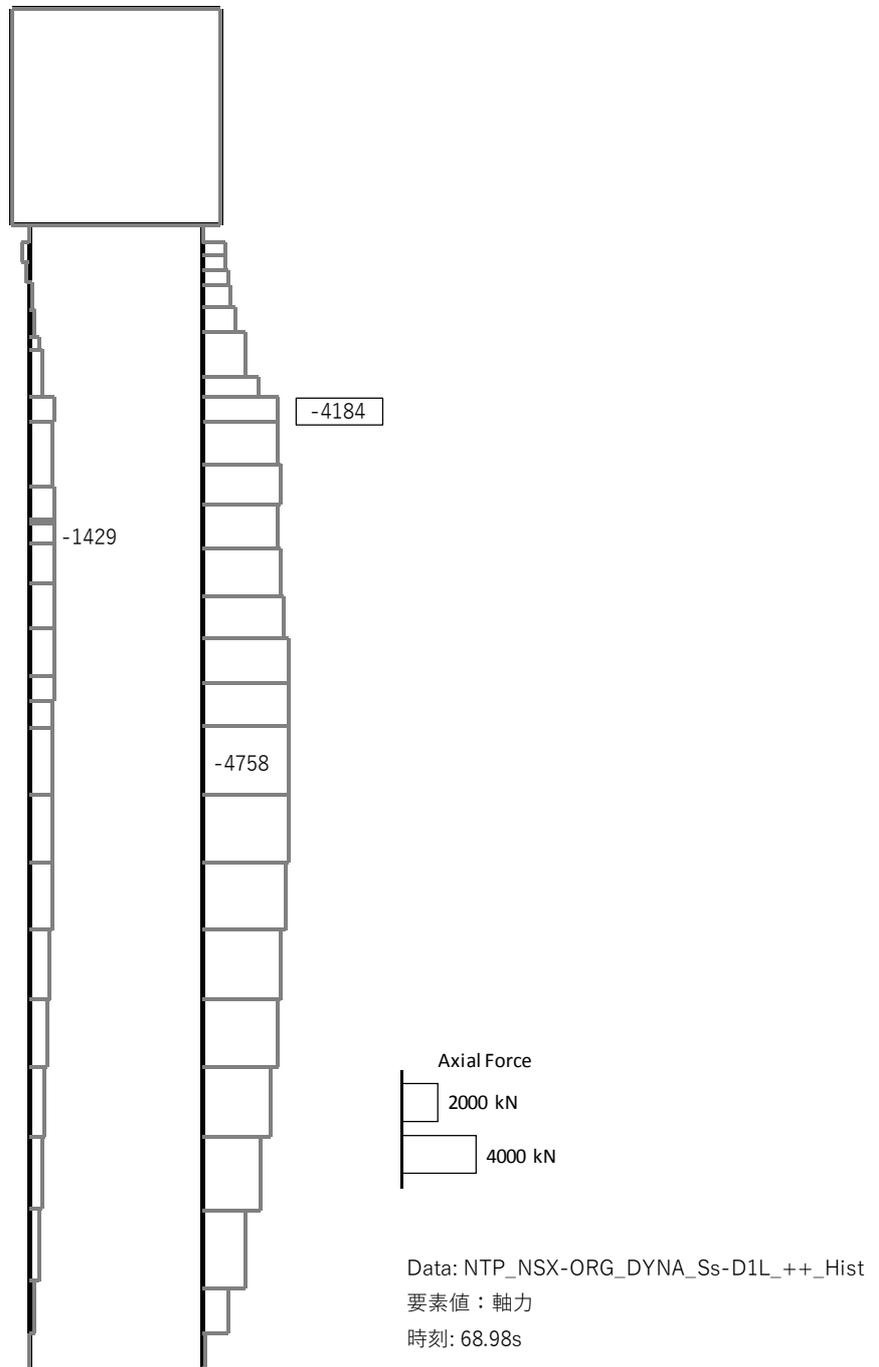
4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_Hist

要素値: 曲げモーメント

時刻: 68.98s

曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

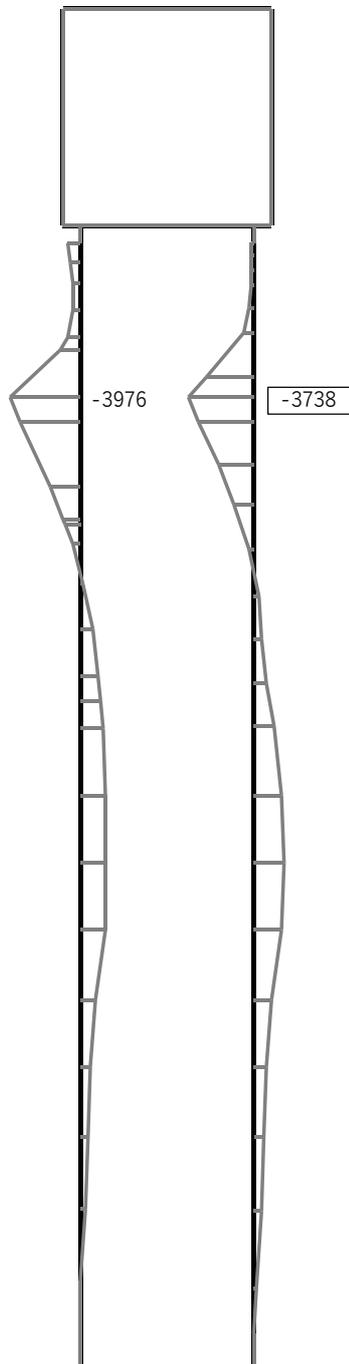


Shear Force  
 2000 kN  
 4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_+\_Hist  
 要素値：せん断力  
 時刻: 68.98s

せん断力 (kN)

図 17.4-9(1) S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 68.98s)



Bending Moment

2000 kN

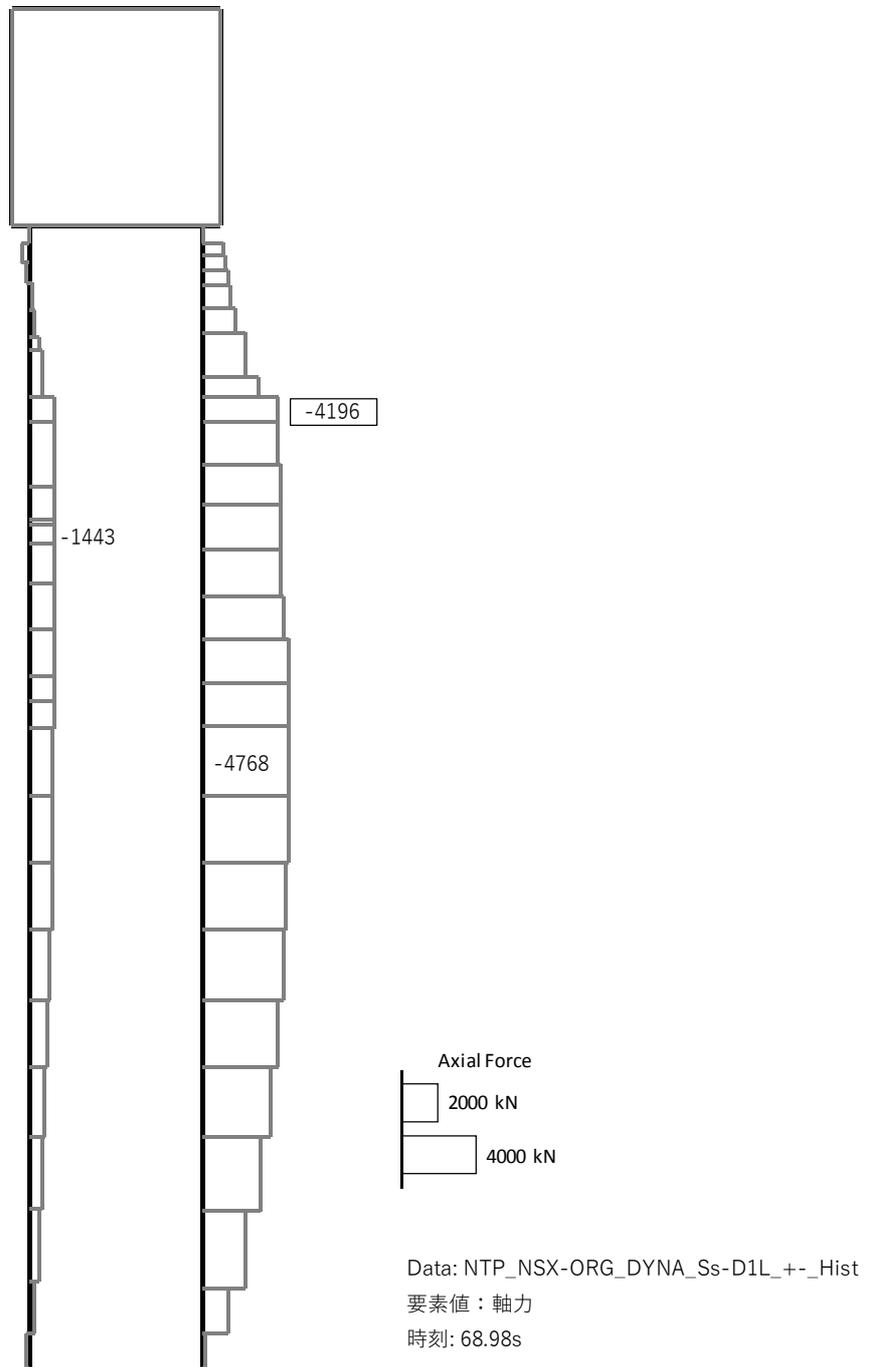
4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_Hist

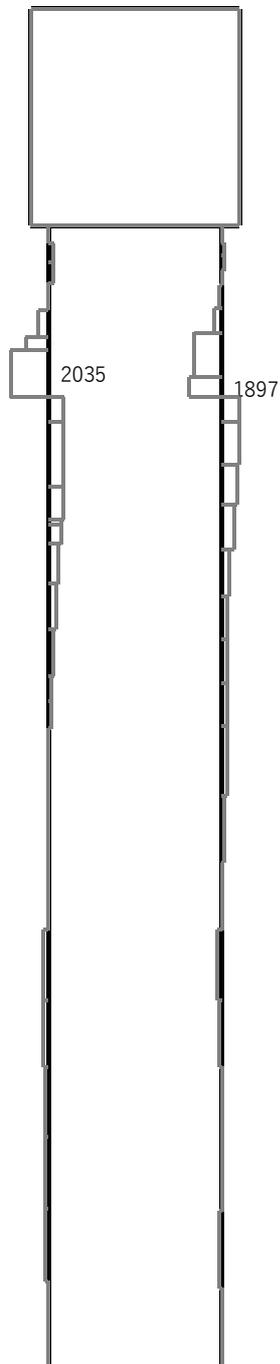
要素値: 曲げモーメント

時刻: 68.98s

曲げモーメント (kN・m)

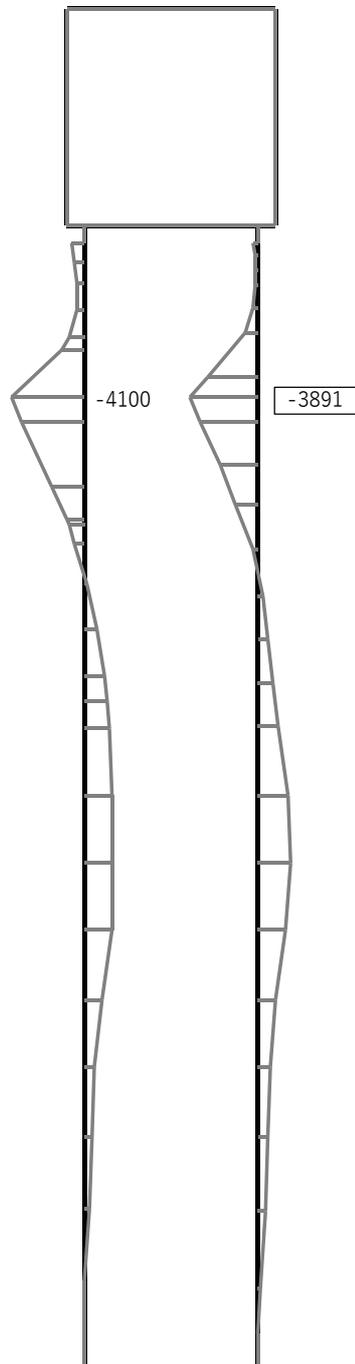


軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

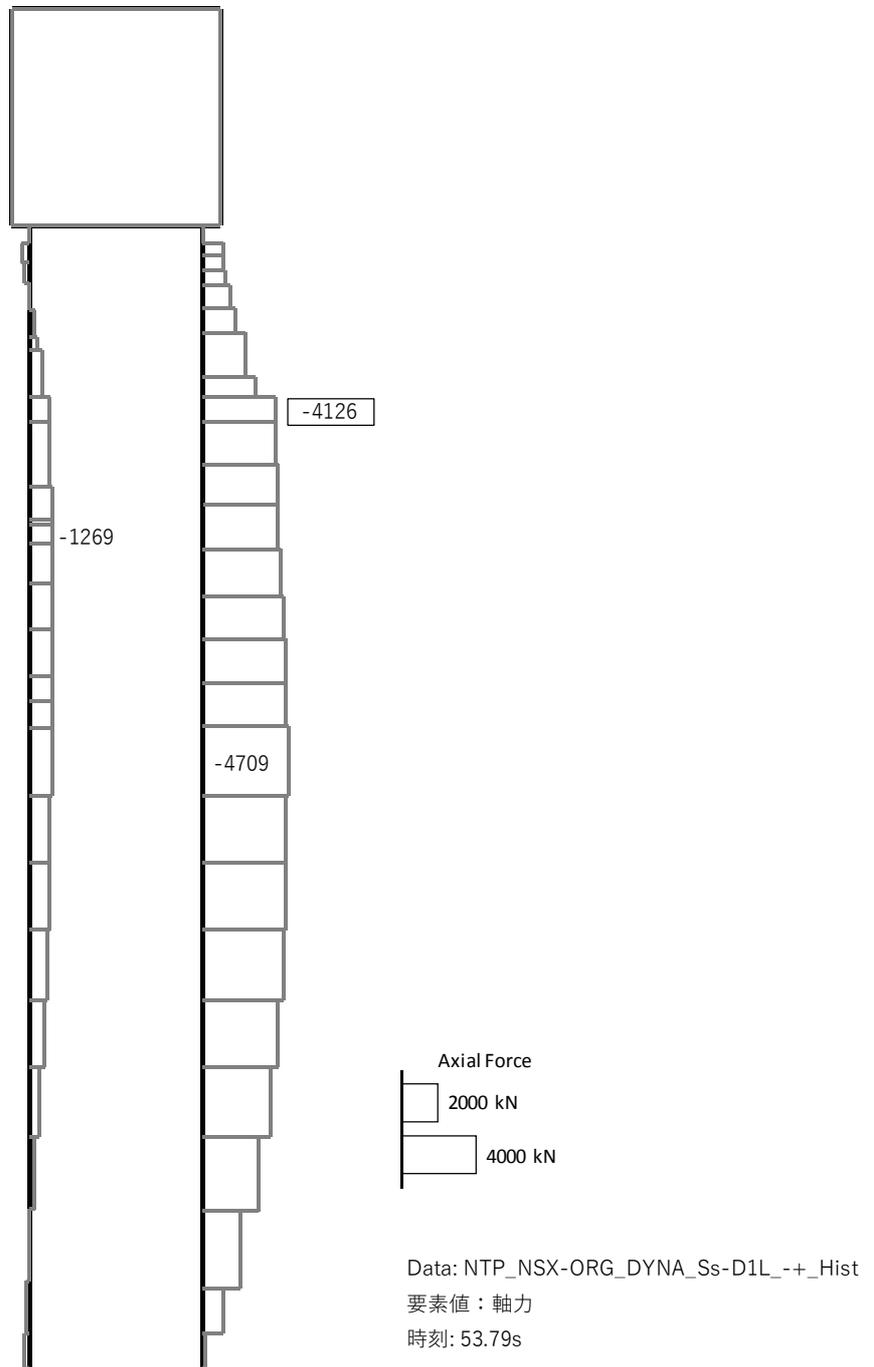


せん断力 (kN)

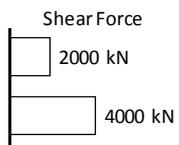
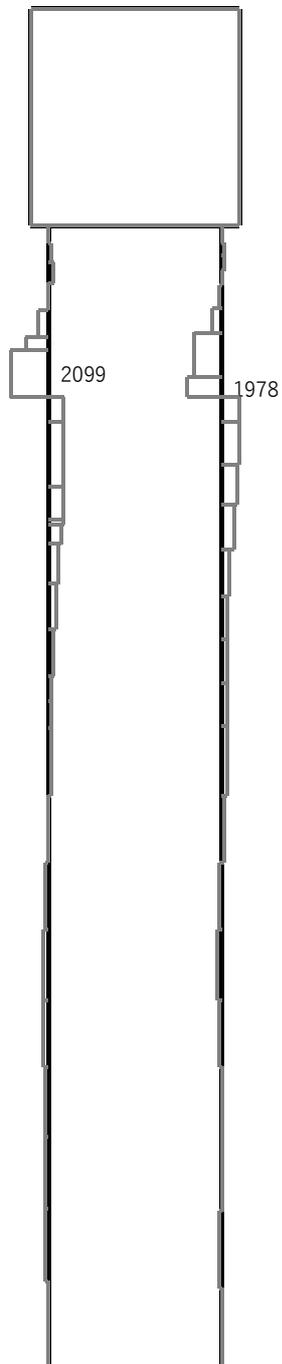
図 17.4-9(2) S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 68.98s)



曲げモーメント (kN・m)



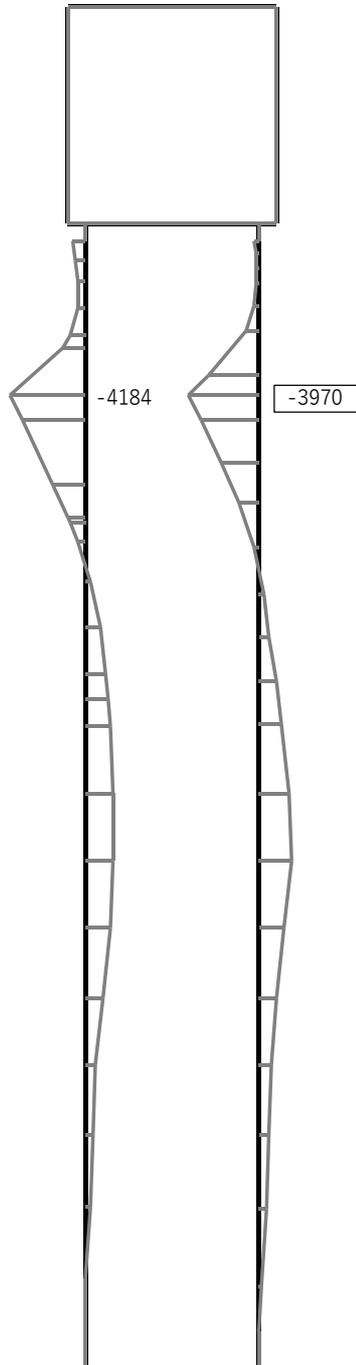
軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L\_+\_Hist  
 要素値：せん断力  
 時刻: 53.79s

せん断力 (kN)

図 17.4-9(3) S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 53.79s)



Bending Moment

2000 kN

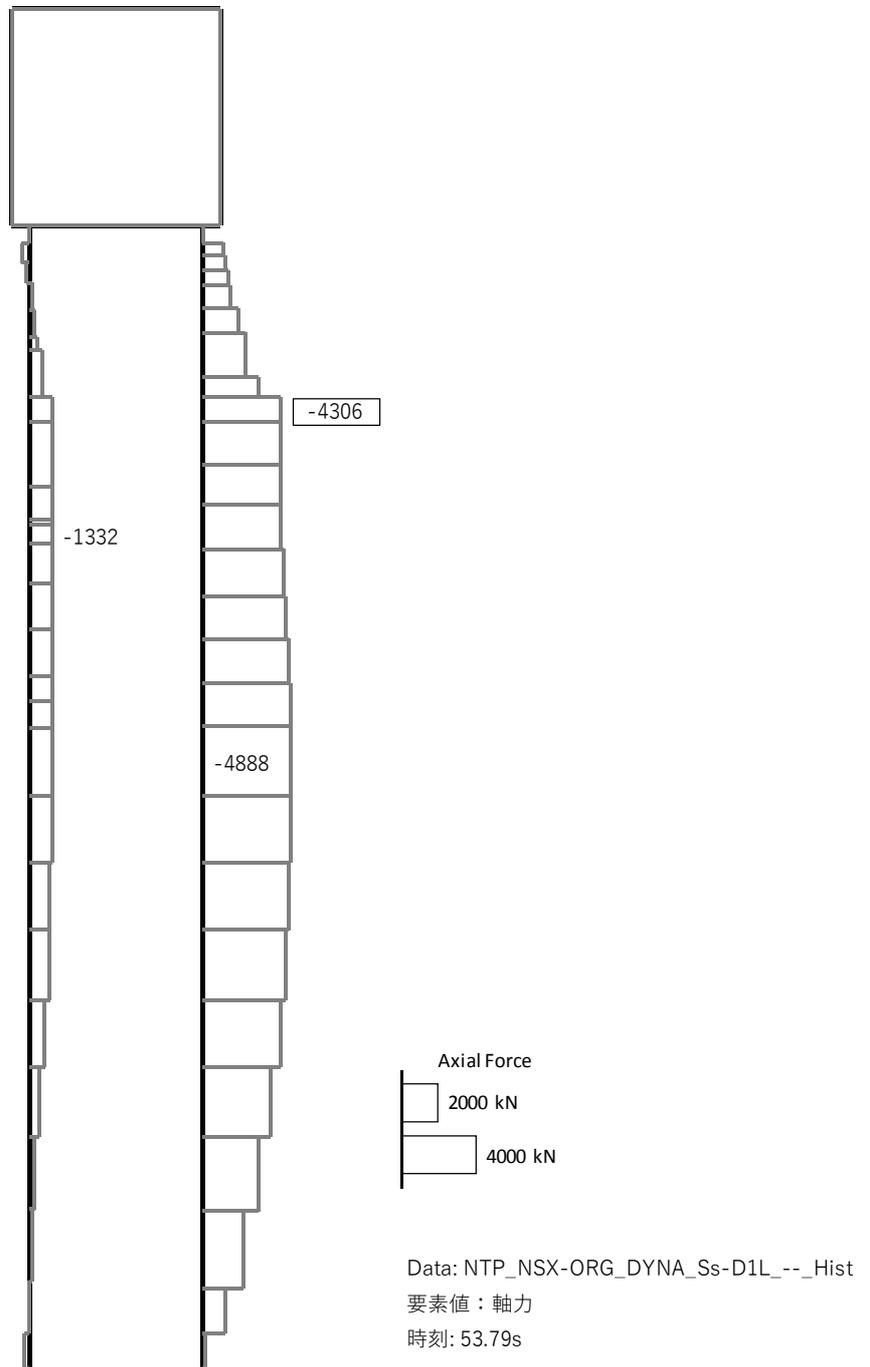
4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-D1L--\_Hist

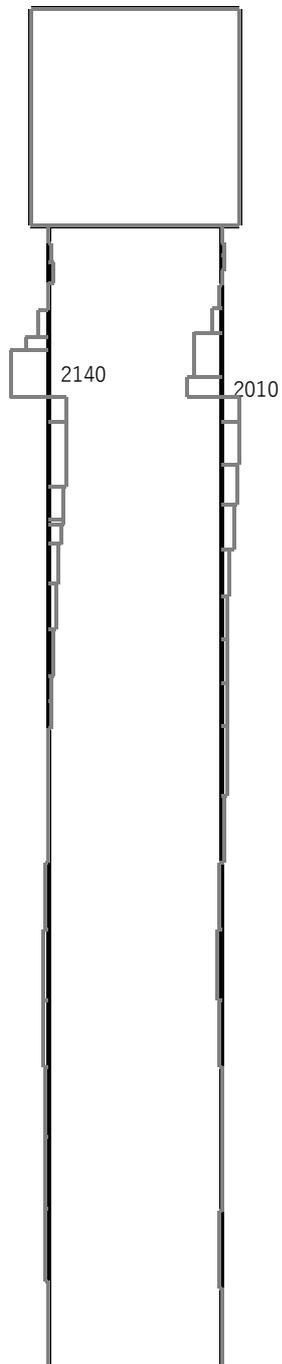
要素値: 曲げモーメント

時刻: 53.79s

曲げモーメント (kN・m)

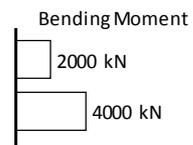


軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



せん断力 (kN)

図 17.4-9(4) Ss-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 53.79s)

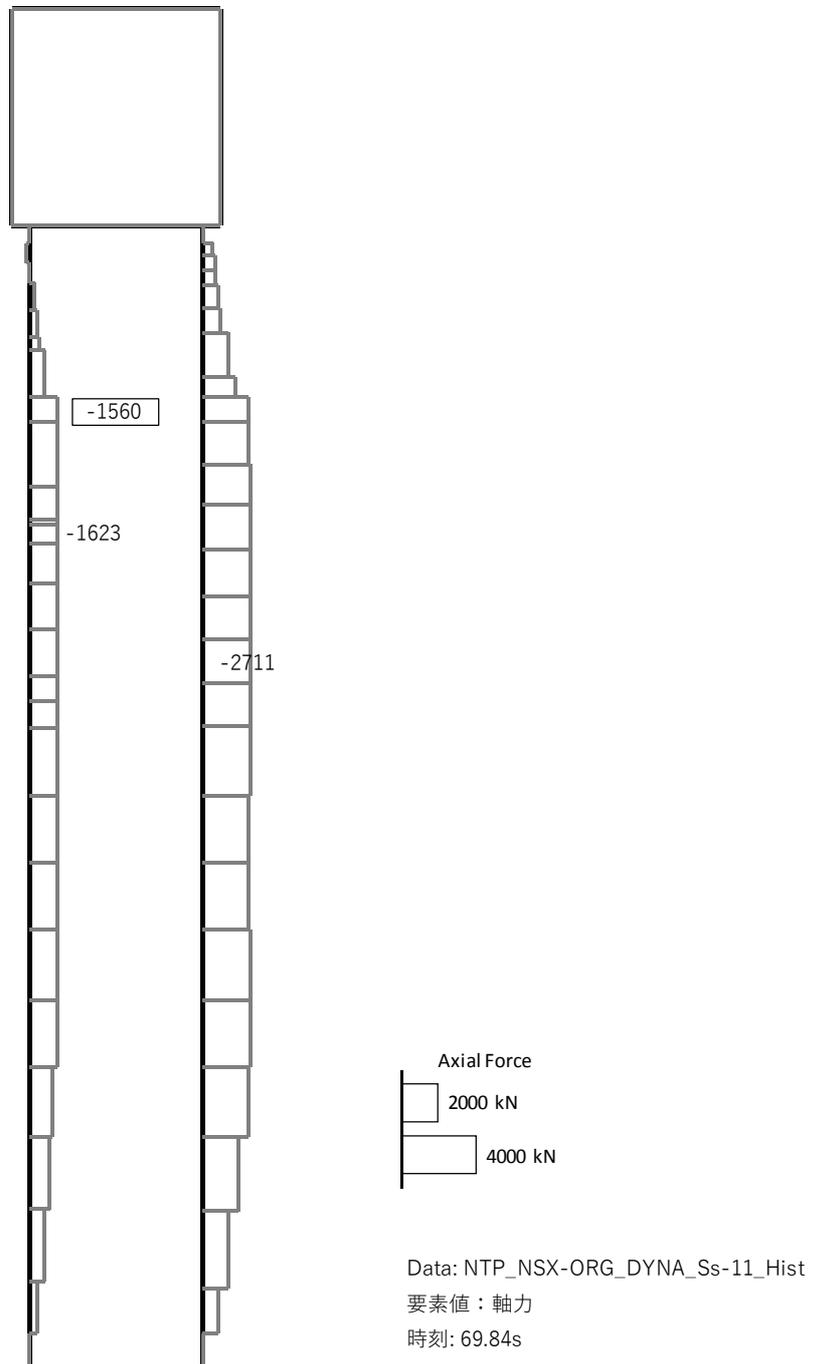


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-11\_Hist

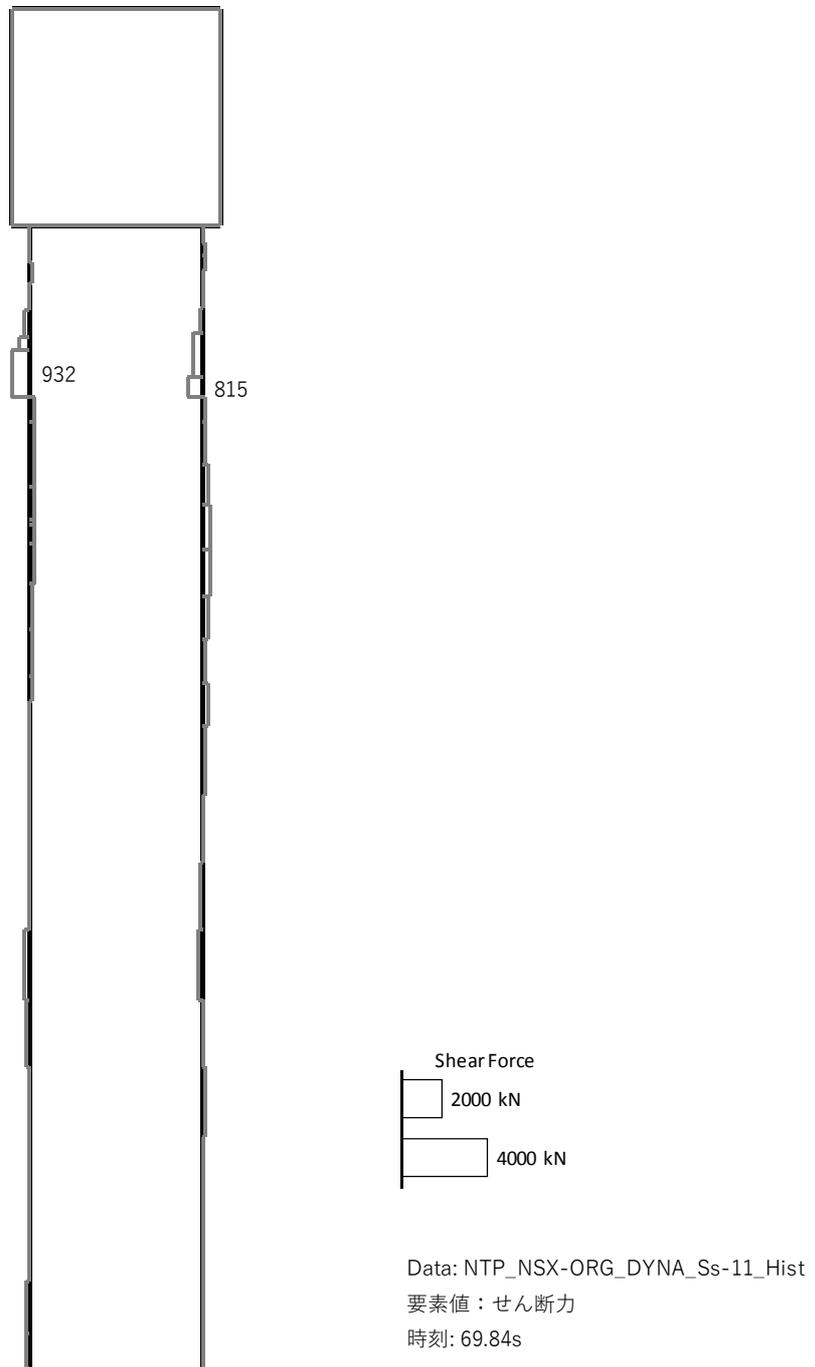
要素値：曲げモーメント

時刻: 69.84s

曲げモーメント (kN・m)

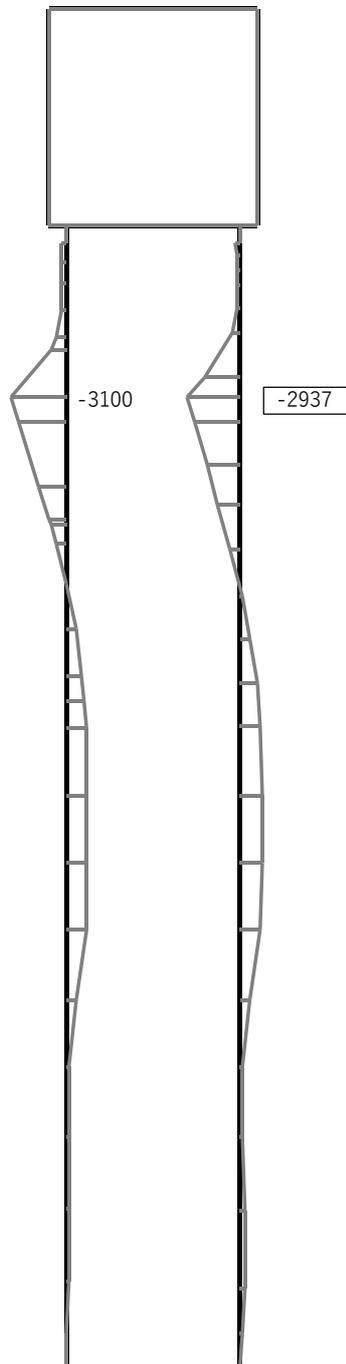


軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

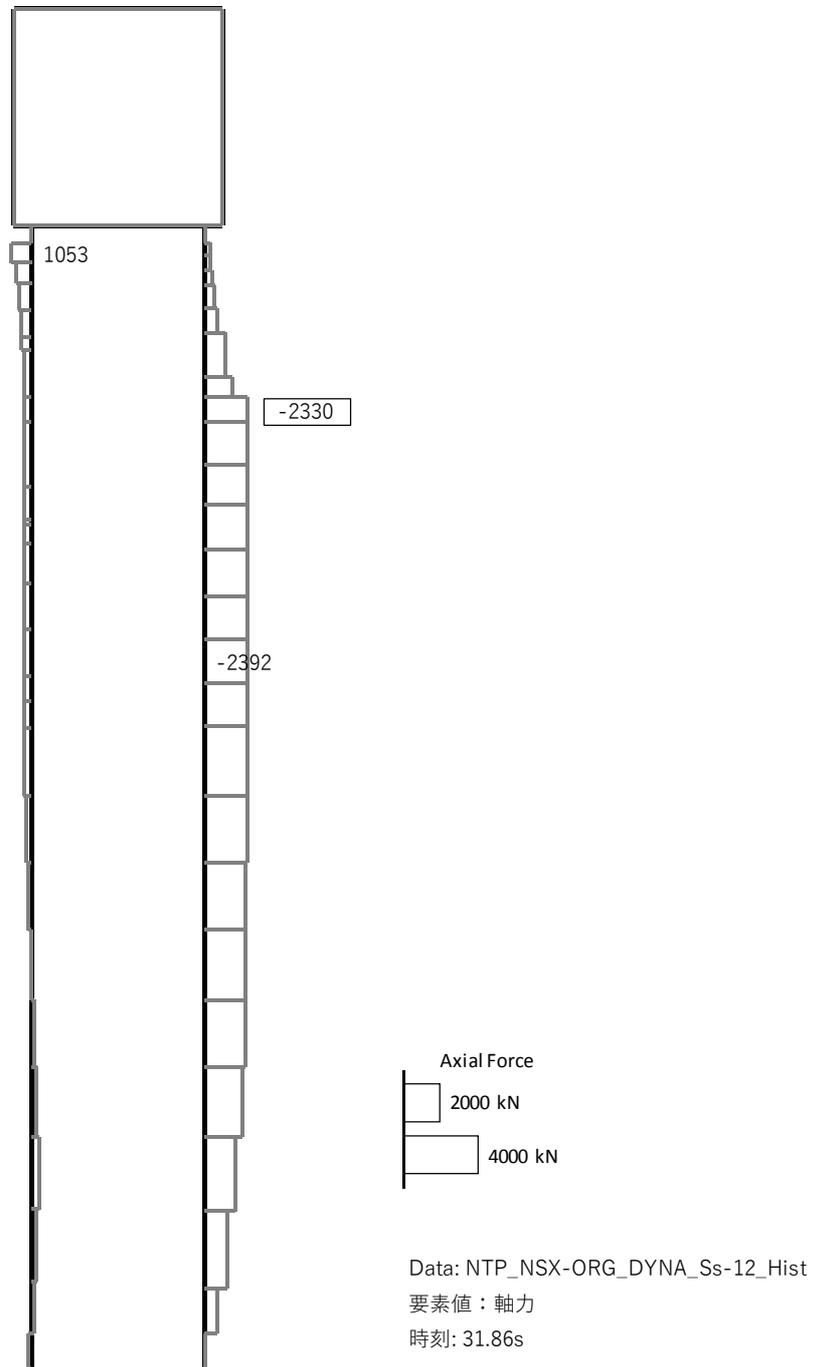


せん断力 (kN)

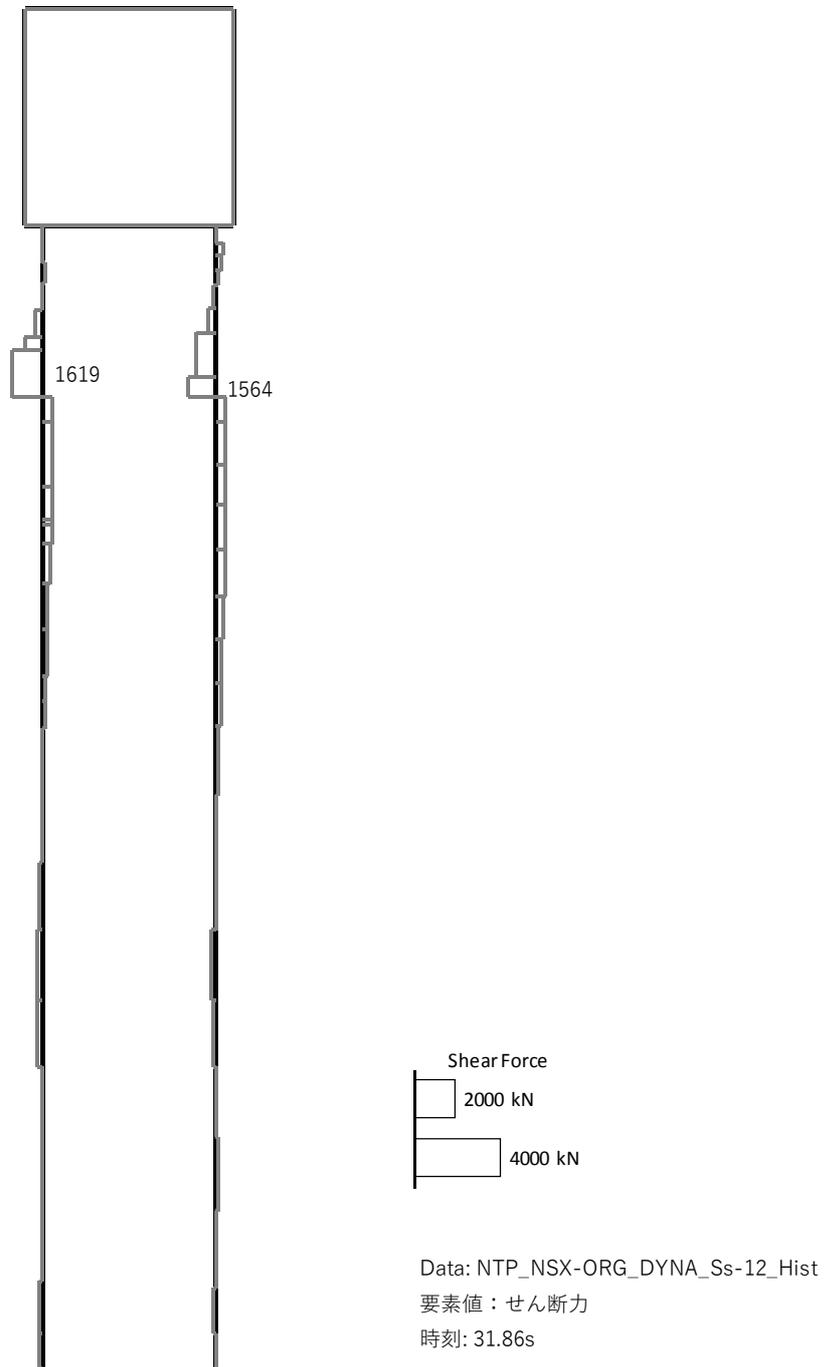
図 17.4-9(5) Ss-11 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 69.84s)



曲げモーメント (kN・m)

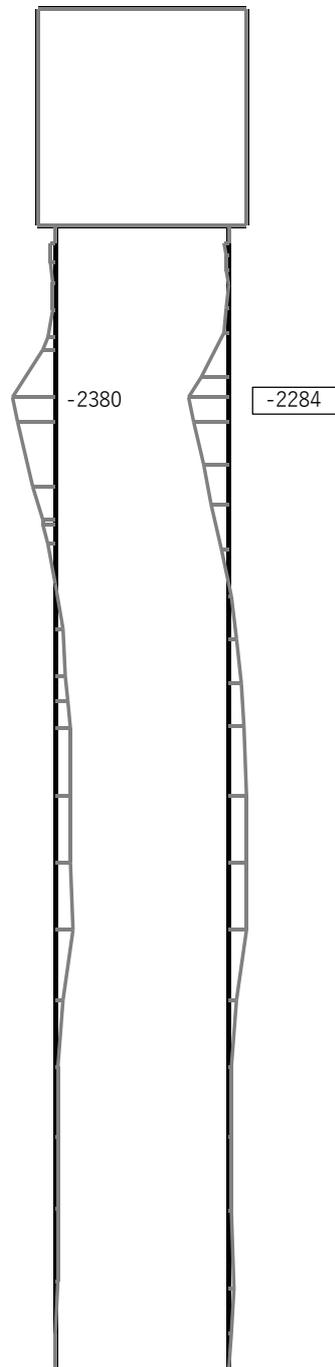


軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



せん断力 (kN)

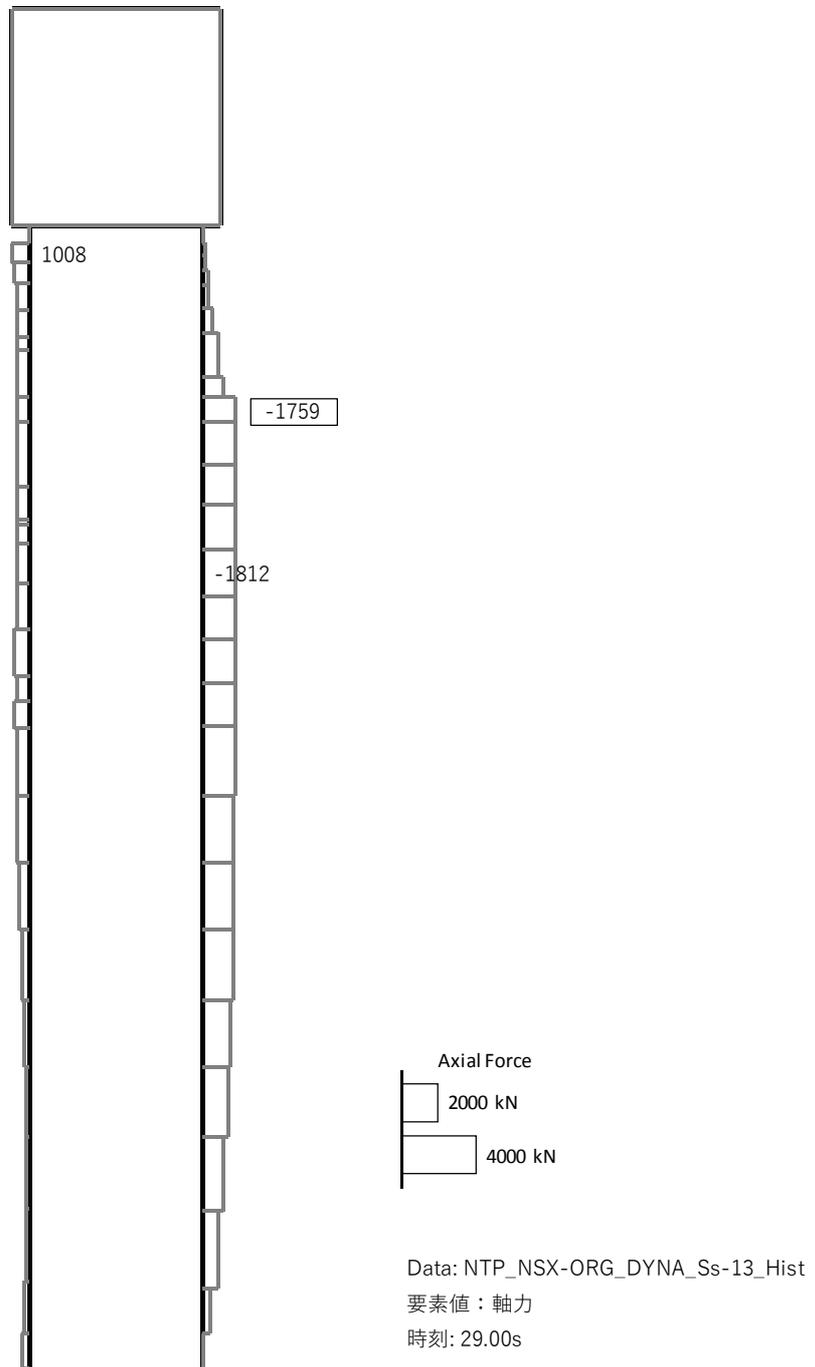
図 17.4-9(6) Ss-12において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 31.86s)



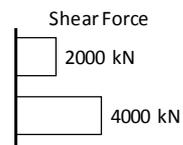
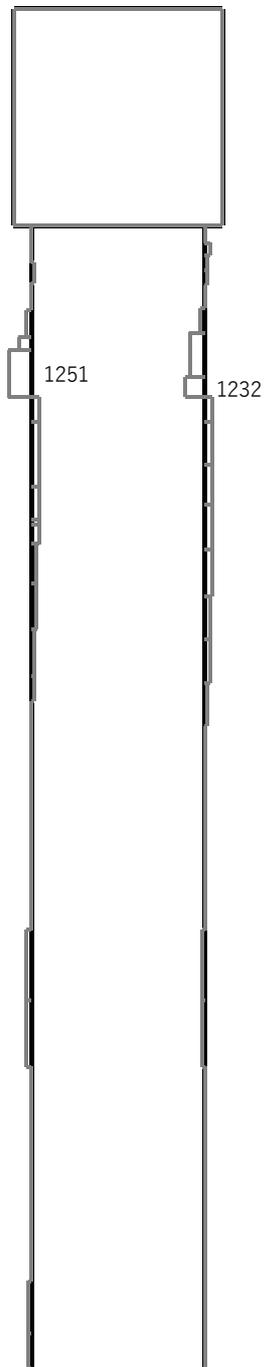
Bending Moment  
 2000 kN  
 4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-13\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 29.00s

曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



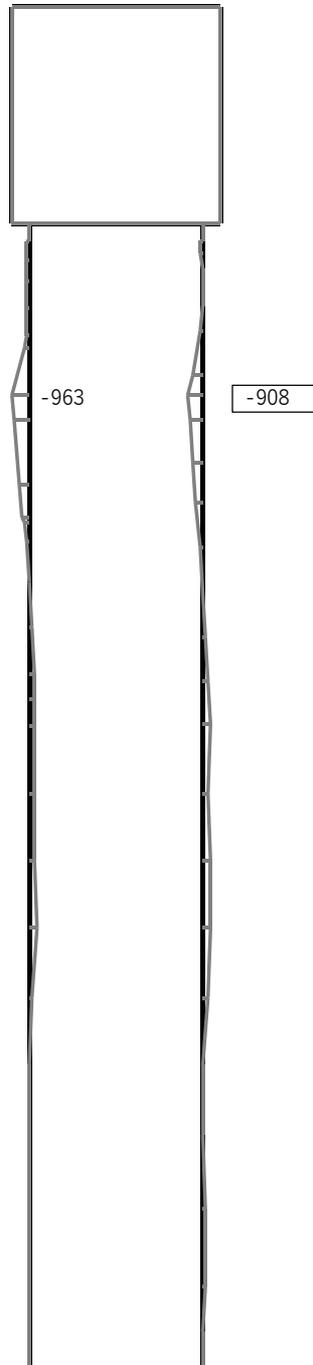
Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-13\_Hist

要素値：せん断力

時刻: 29.00s

せん断力 (kN)

図 17.4-9(7) Ss-13において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
( t = 29.00s)

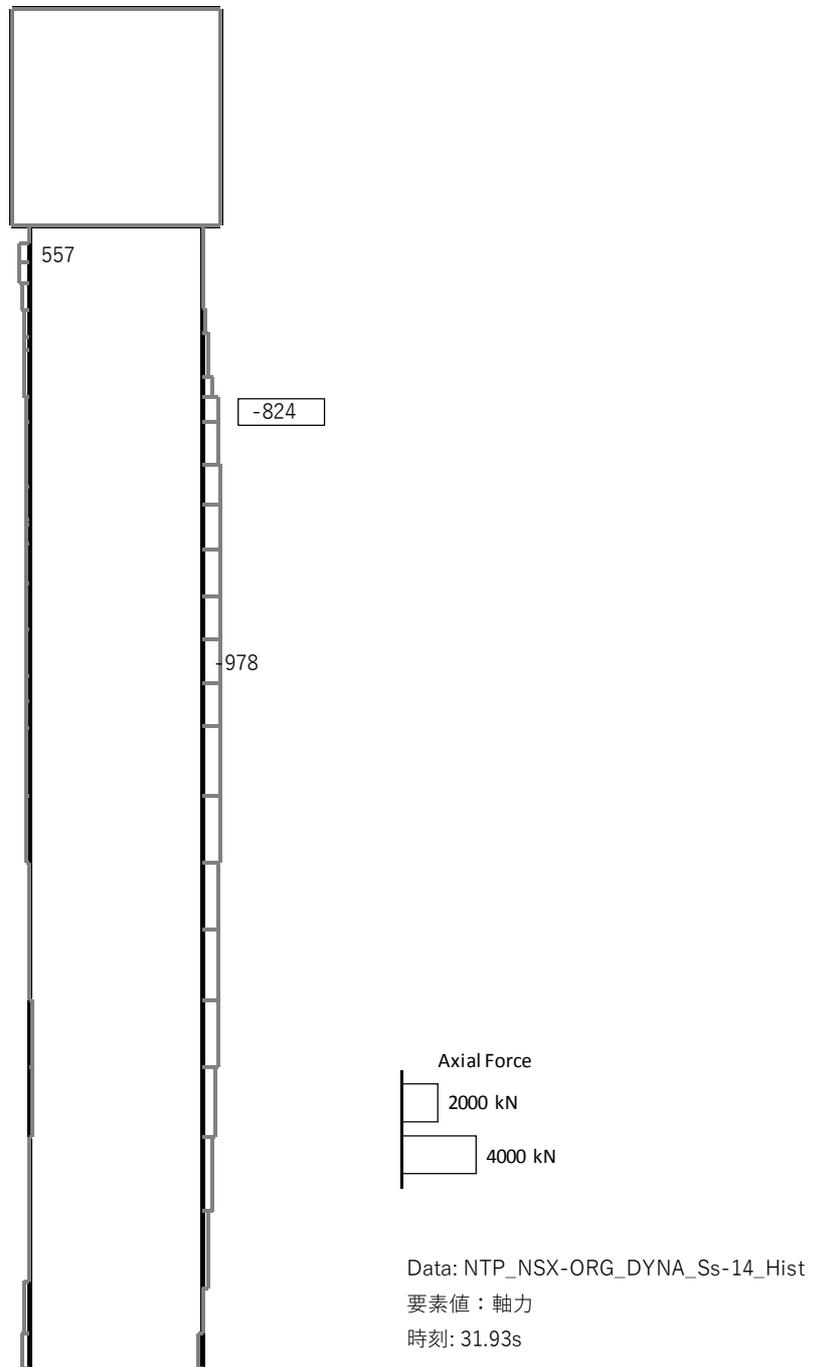


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-14\_Hist

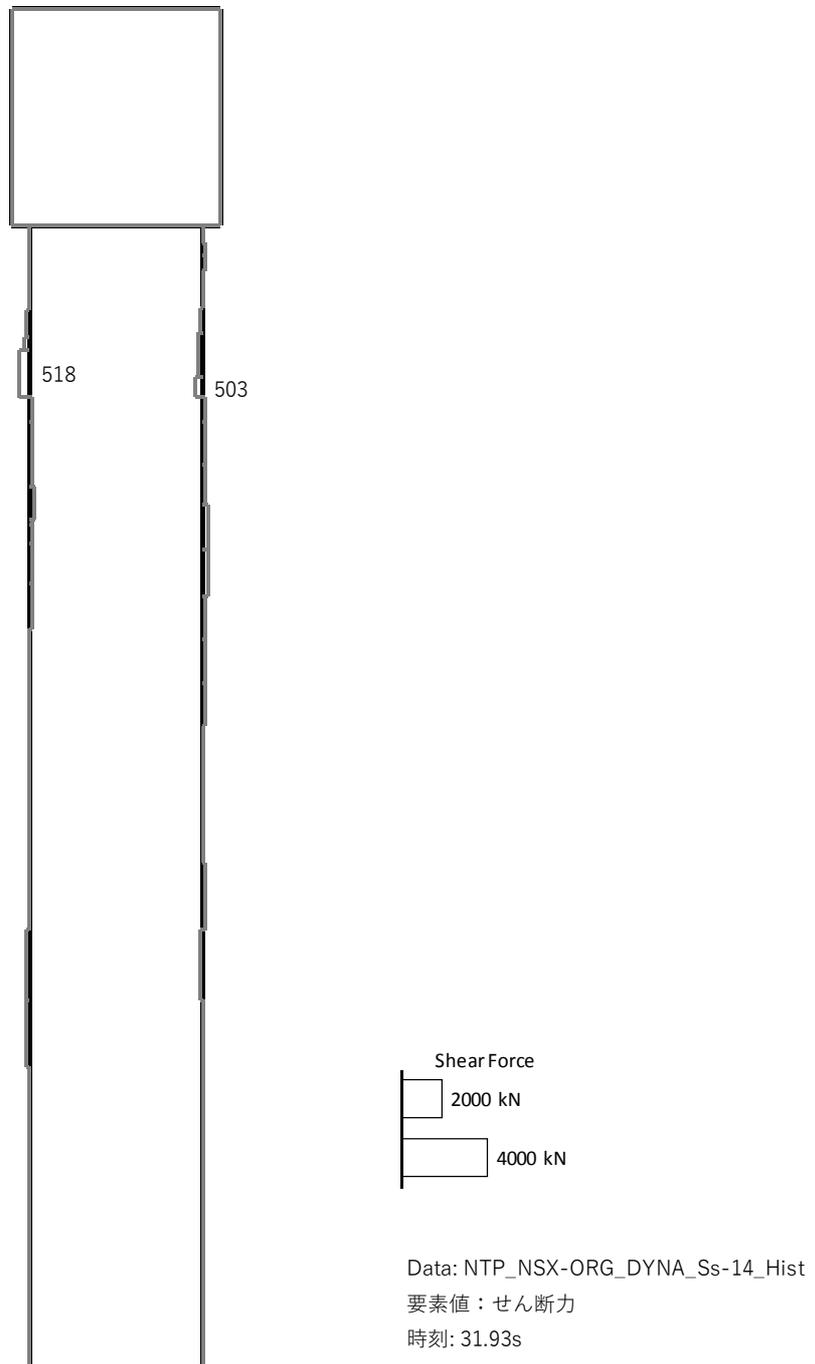
要素値：曲げモーメント

時刻: 31.93s

曲げモーメント (kN・m)

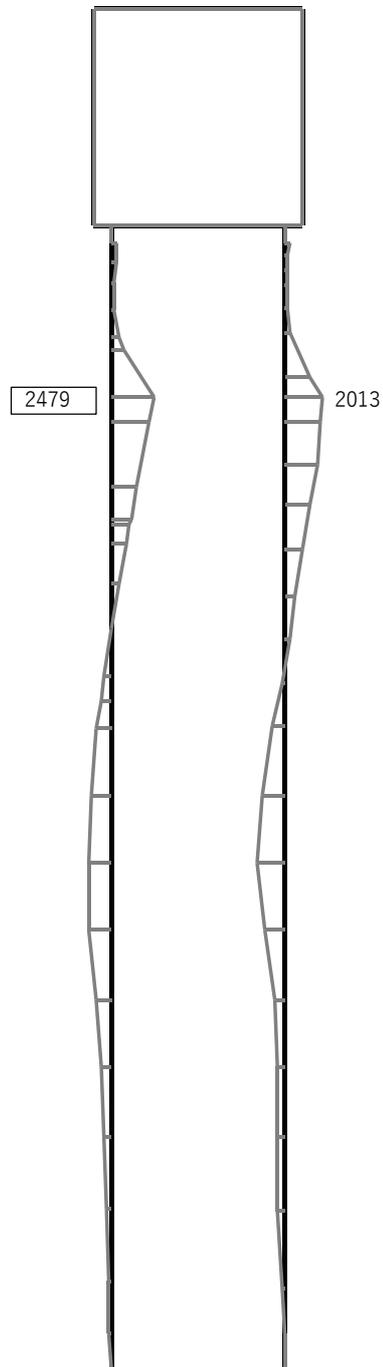


軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



せん断力 (kN)

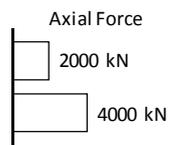
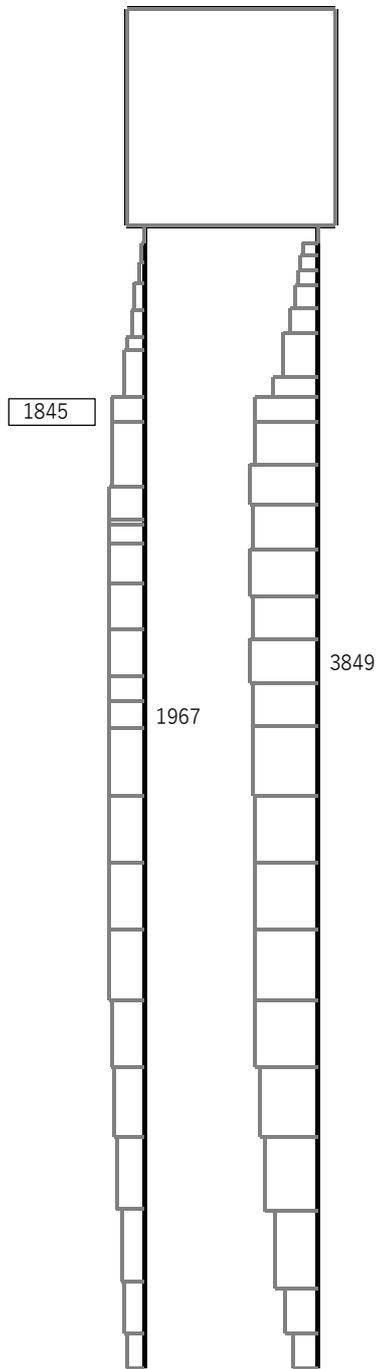
図 17.4-9(8) Ss-14において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 31.93s)



Bending Moment  
 2000 kN  
 4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-21\_Hist  
 要素値：曲げモーメント  
 時刻: 66.50s

曲げモーメント (kN・m)

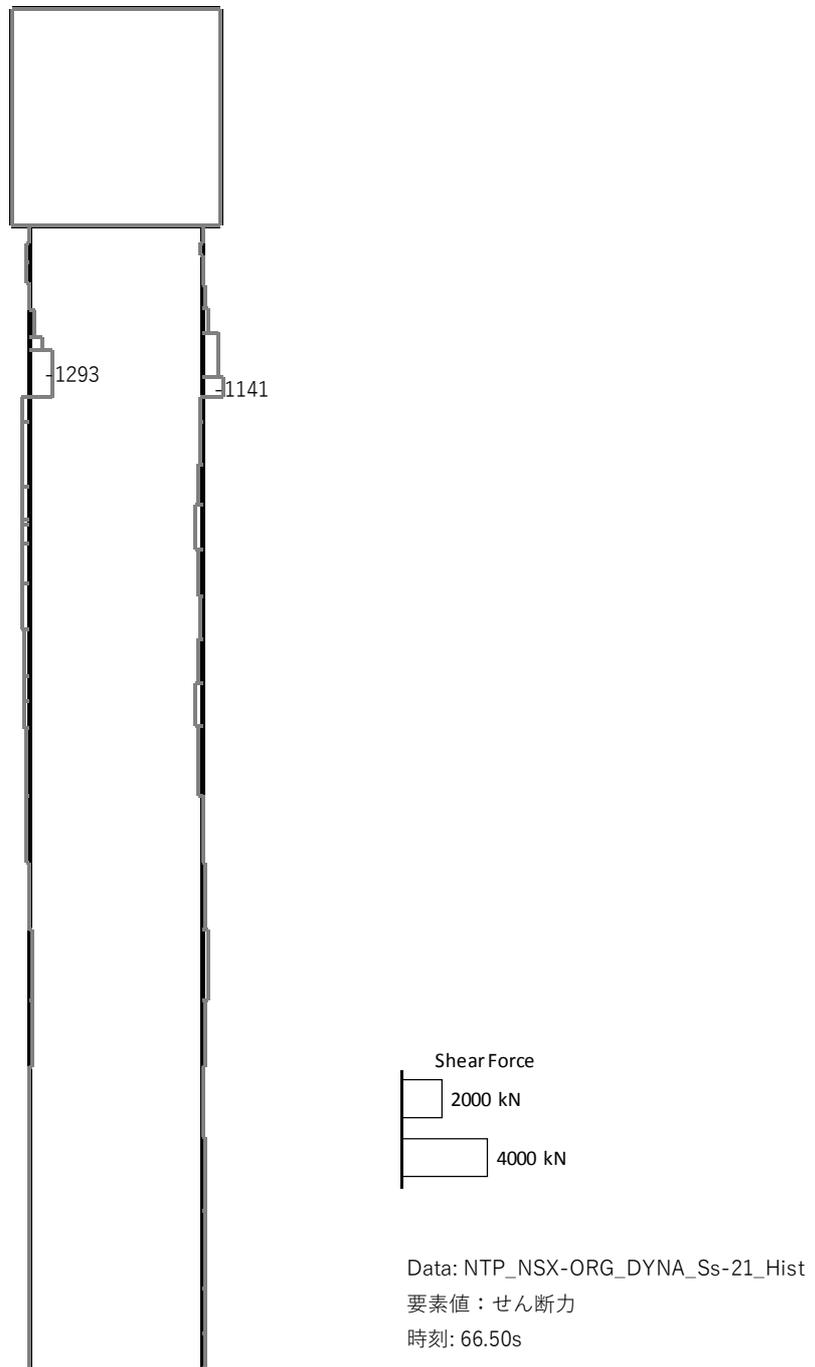


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-21\_Hist

要素値：軸力

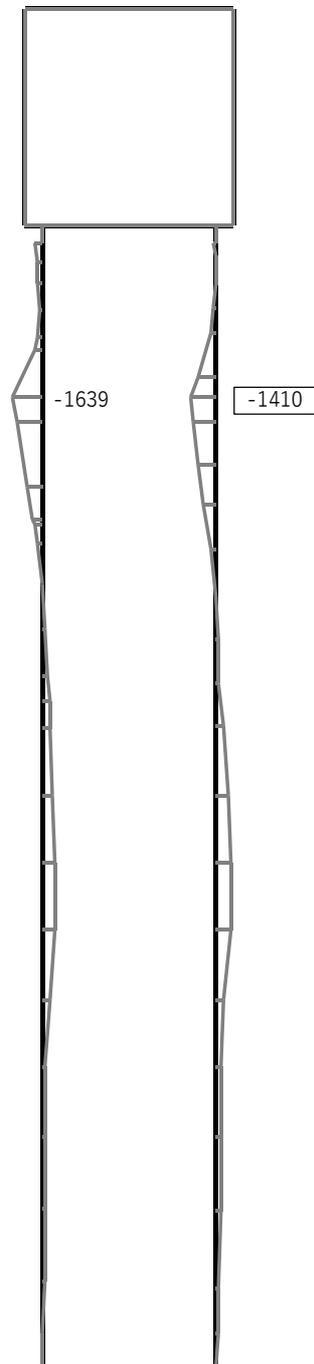
時刻: 66.50s

軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



せん断力 (kN)

図 17.4-9(9) Ss-21 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t = 66.50s)

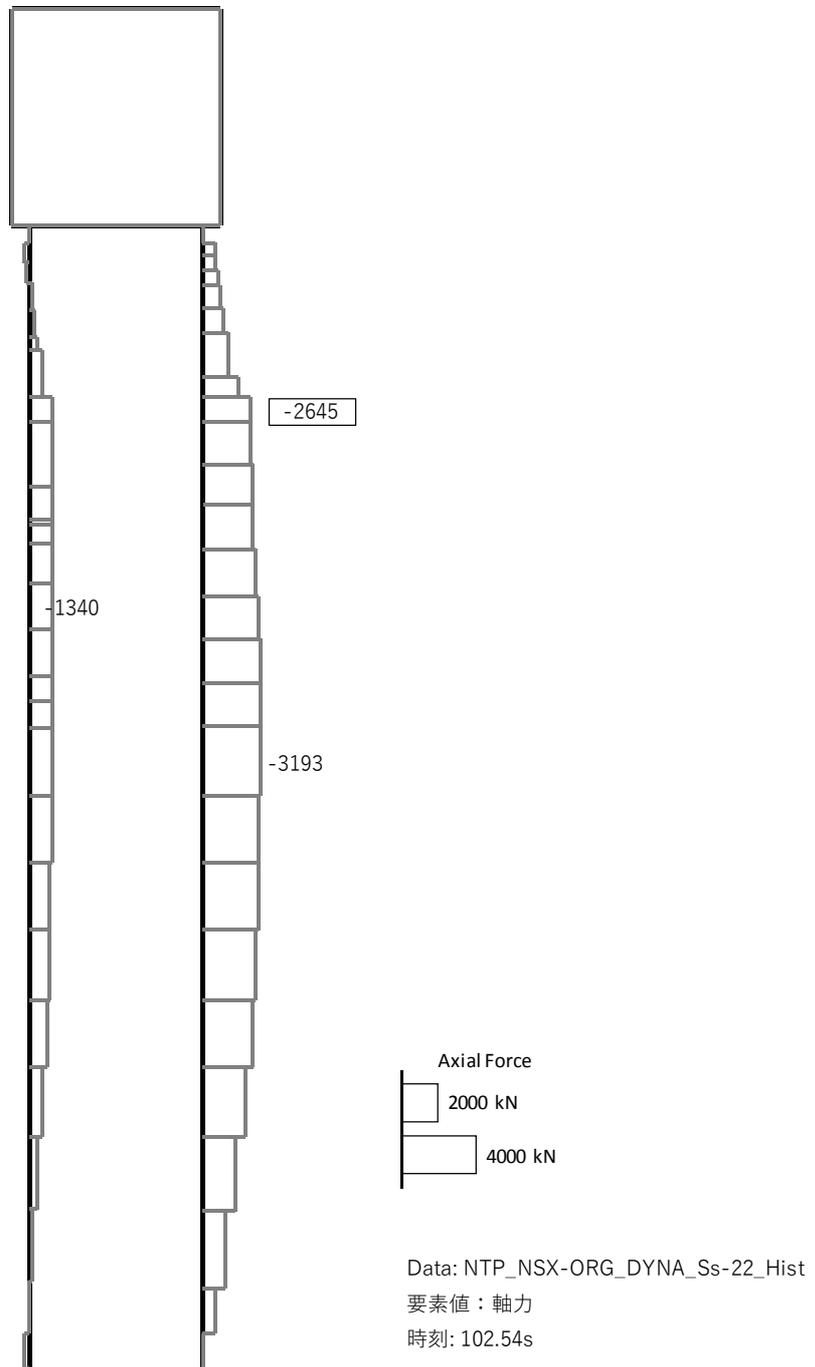


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-22\_Hist

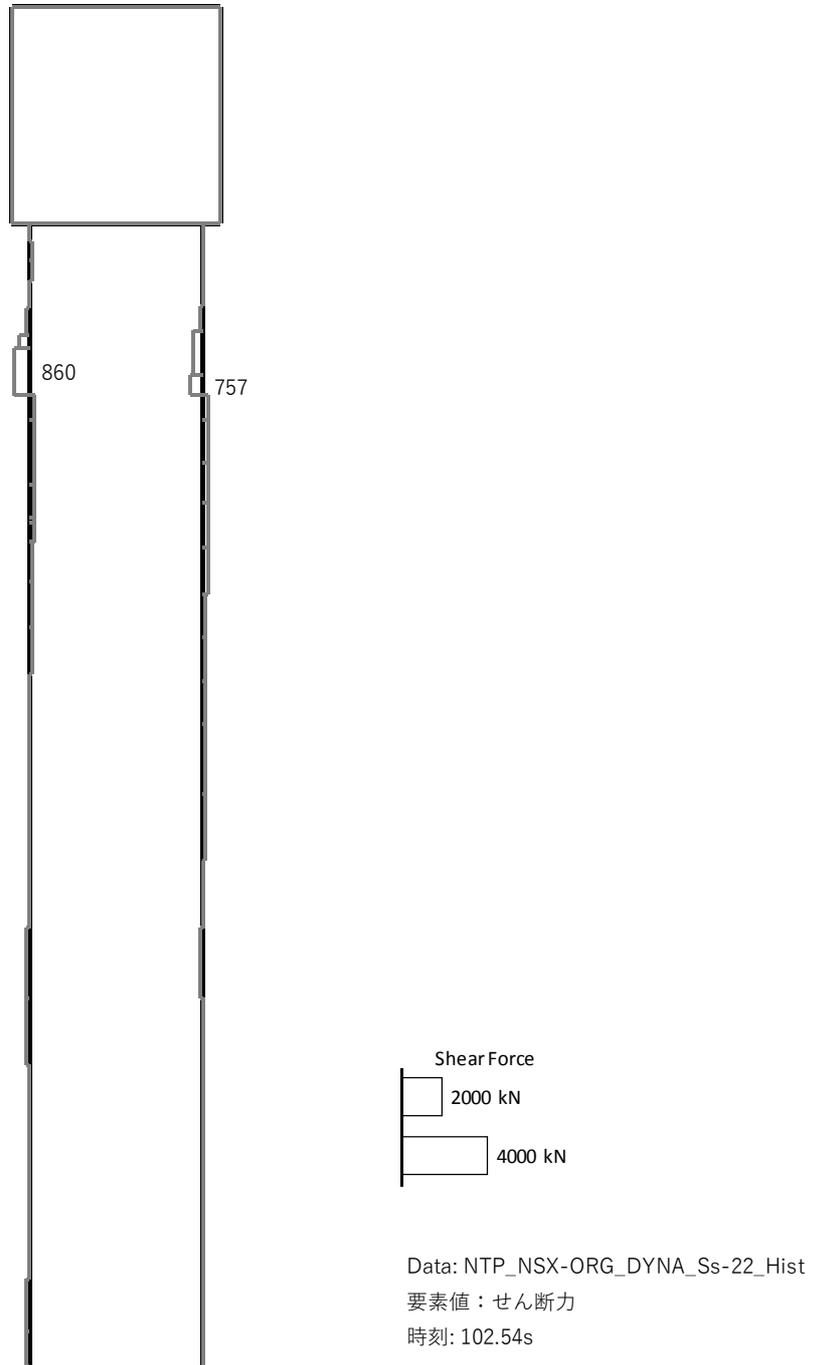
要素値：曲げモーメント

時刻: 102.54s

曲げモーメント (kN・m)

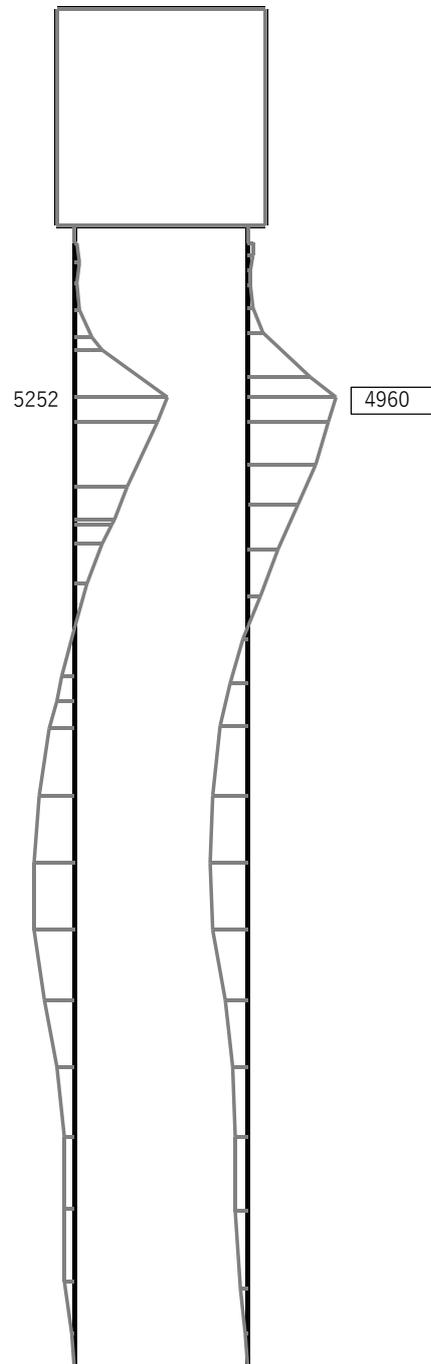


軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

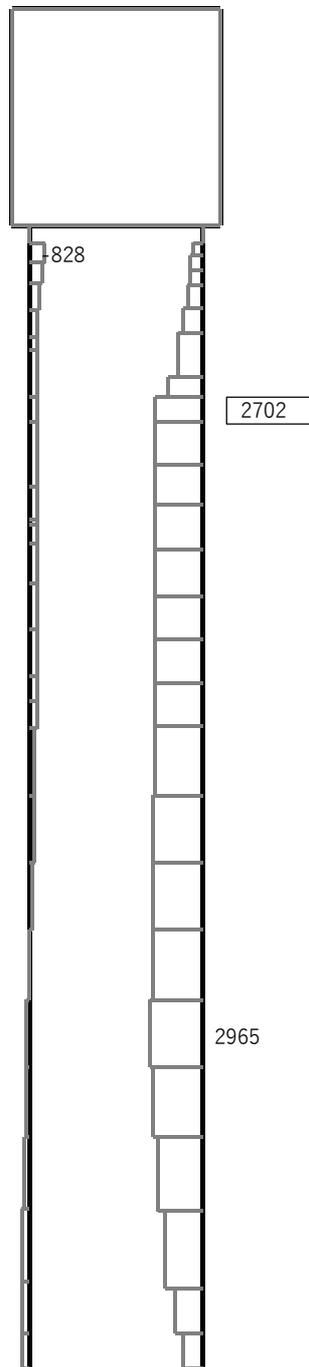


せん断力 (kN)

図 17.4-9(10) Ss-22 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t =102.54s)



曲げモーメント (kN・m)



Axial Force  
 2000 kN  
 4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_+\_Hist  
 要素値：軸力  
 時刻：9.01s

軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

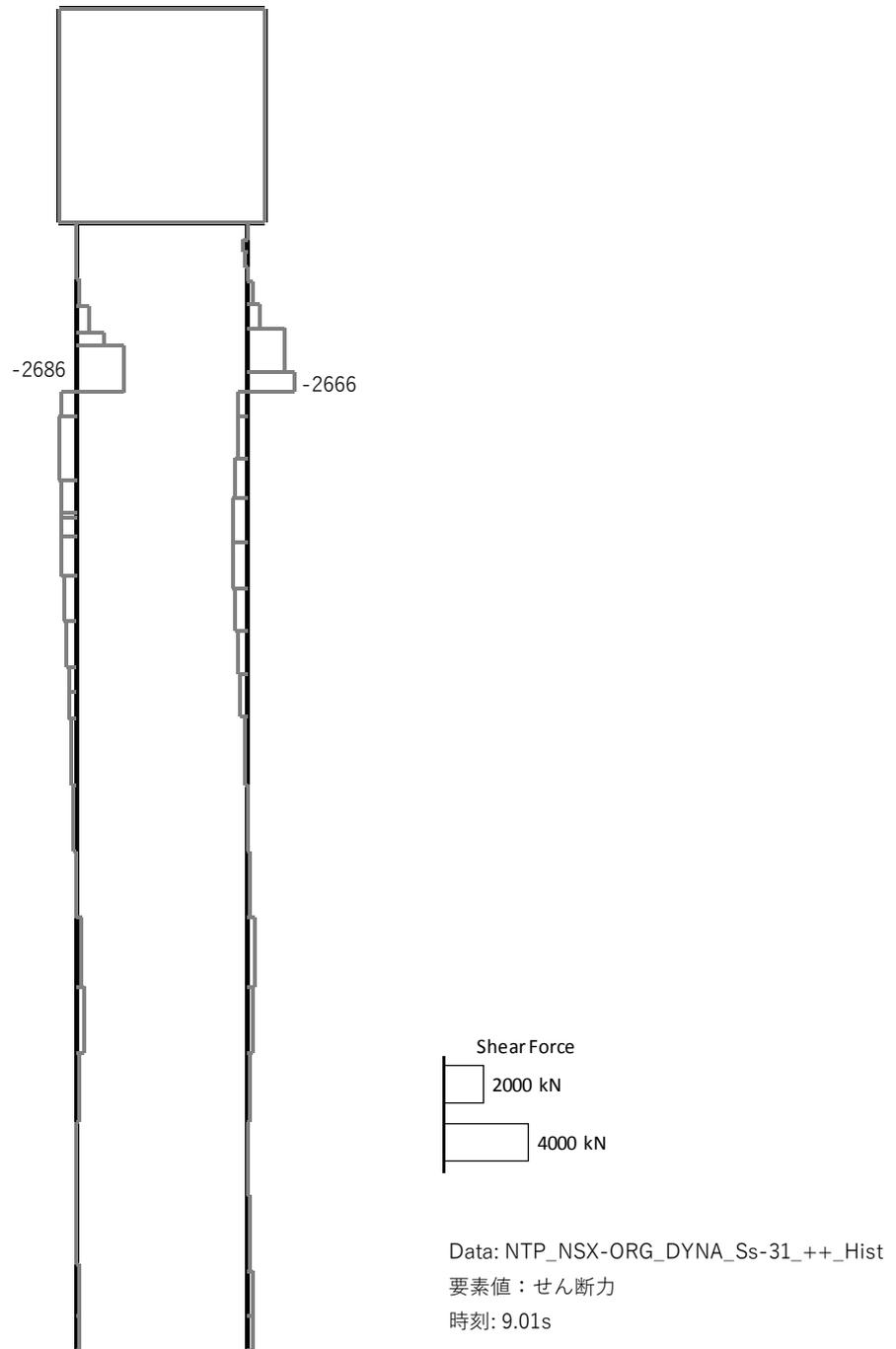
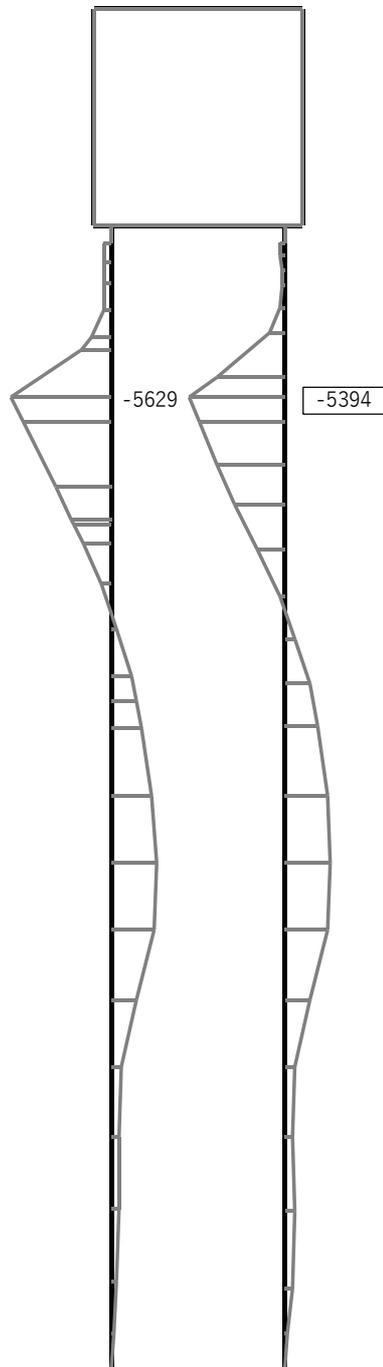


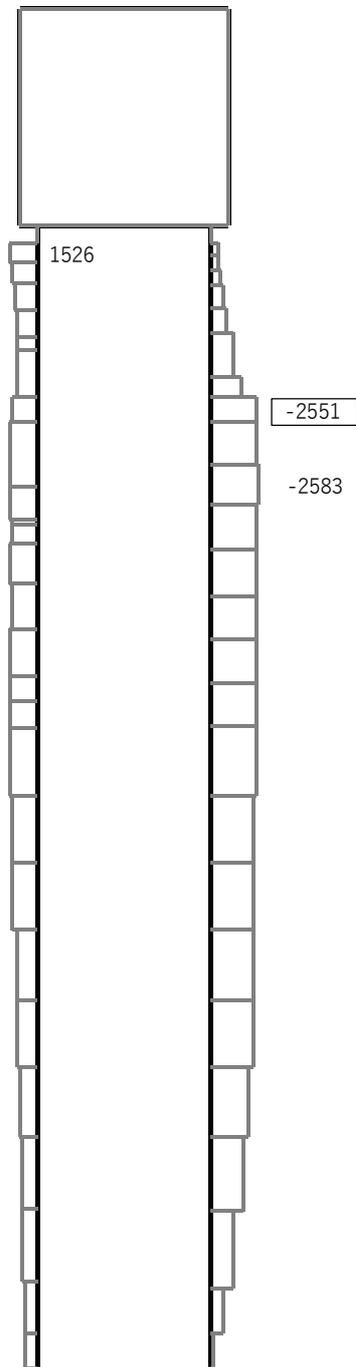
図 17.4-9(11) Ss-31 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布 (t = 9.01s)



Bending Moment  
 2000 kN  
 4000 kN

Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_Hist  
 要素値: 曲げモーメント  
 時刻: 9.01s

曲げモーメント (kN・m)

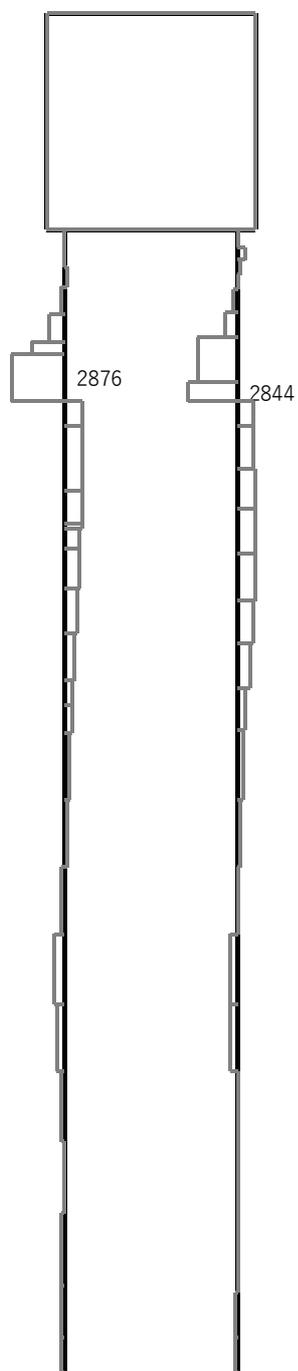


Data: NTP\_NSX-ORG\_DYNA\_Ss-31\_+\_Hist

要素値：軸力

時刻: 9.01s

軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



せん断力 (kN)

図 17.4-9(12) Ss-31 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布  
 ( t =9.01s)

(5) 最大せん断ひずみ分布

①-①断面の最大せん断ひずみ分布図を図 17.4-10 に示す。本図は、各要素に発生したせん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

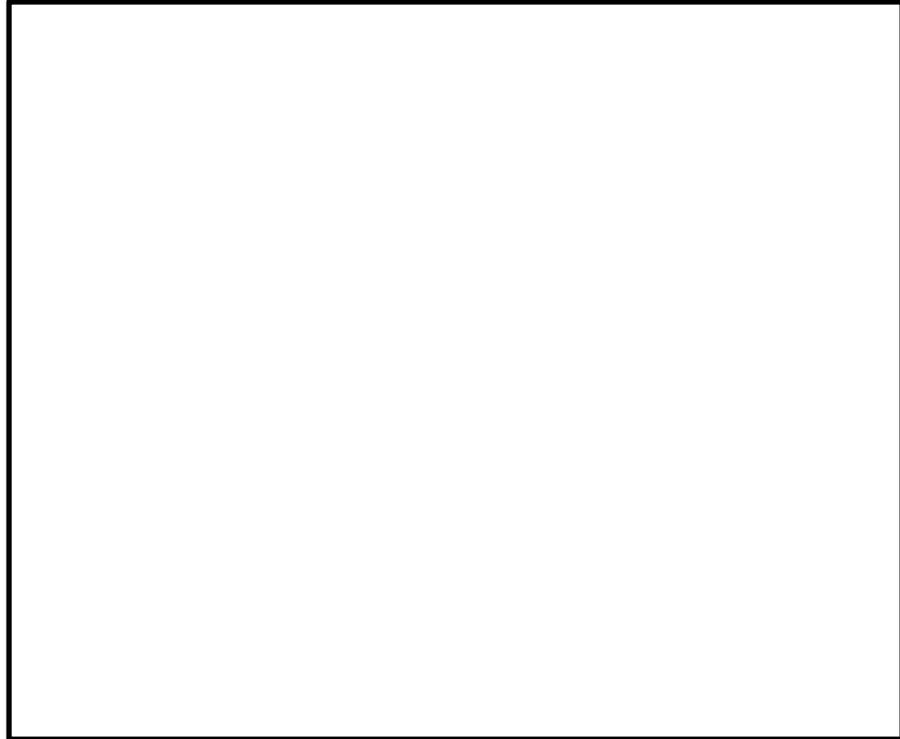


図 17.4-10 (1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

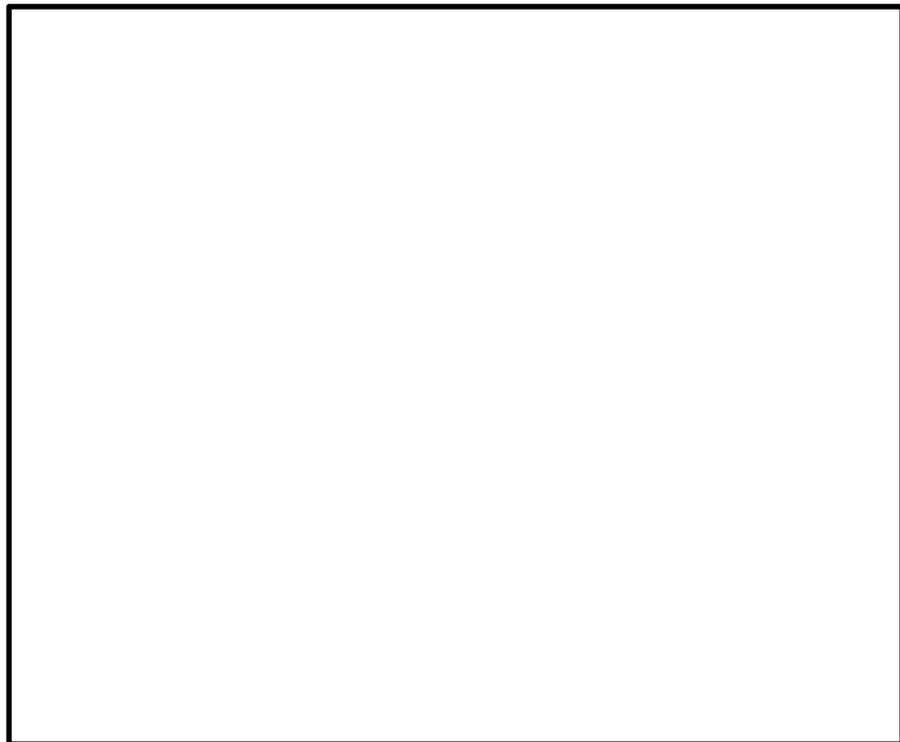


図 17.4-10 (2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

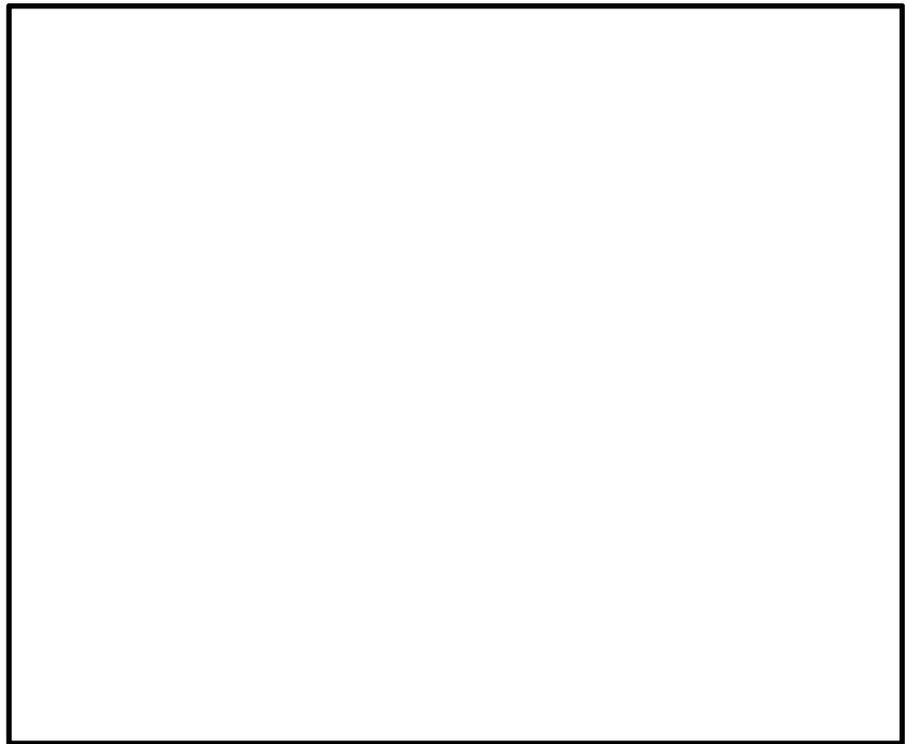


図 17.4-10 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

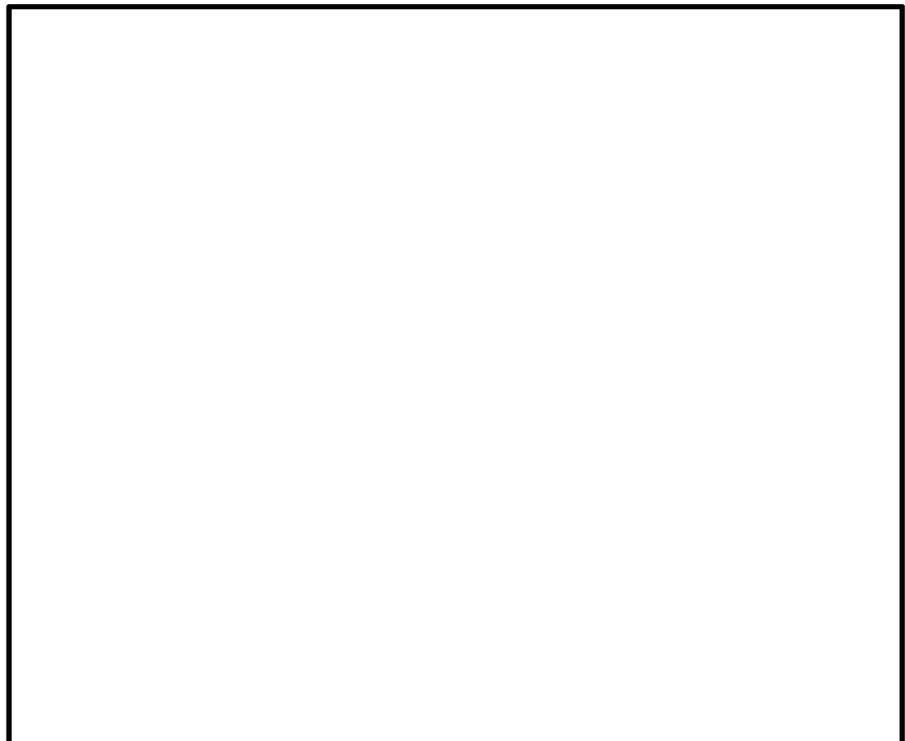


図 17.4-10 (4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H-, V-)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

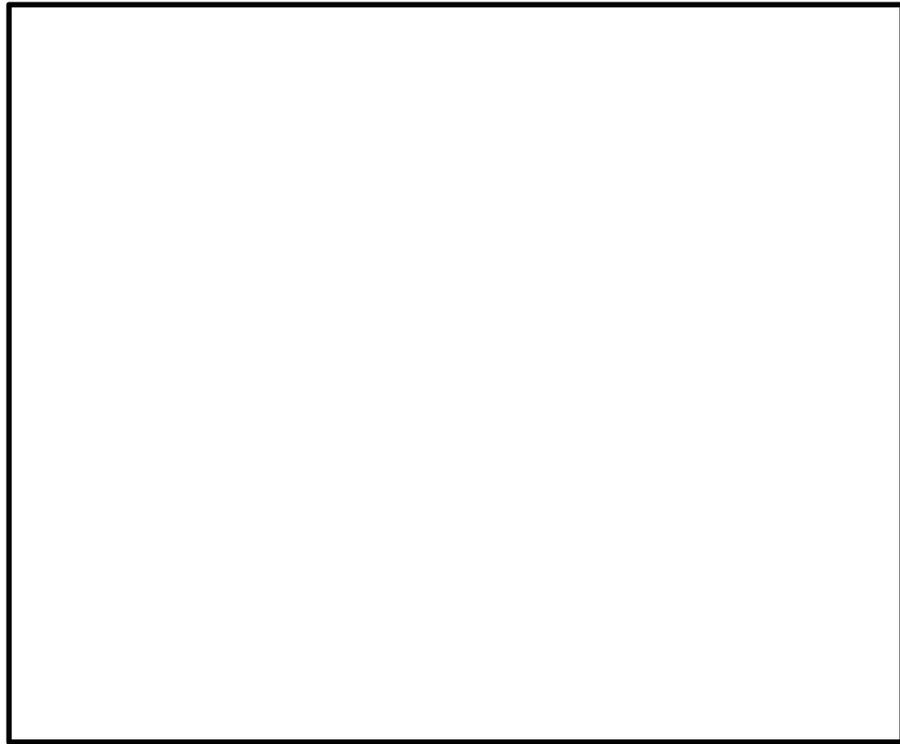


図 17.4-10 (5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

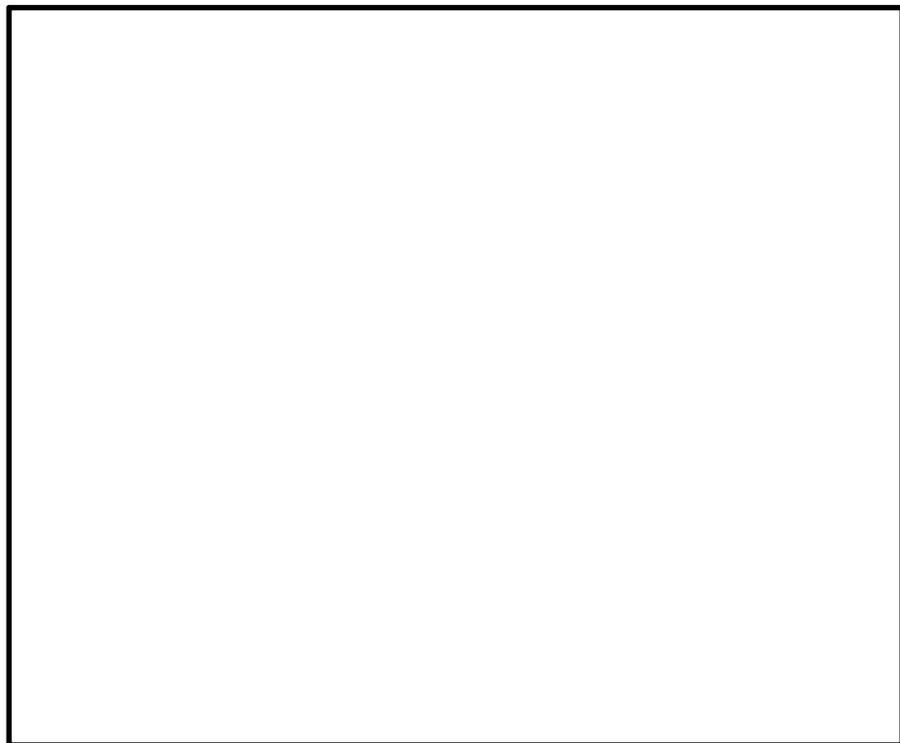


図 17.4-10 (6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

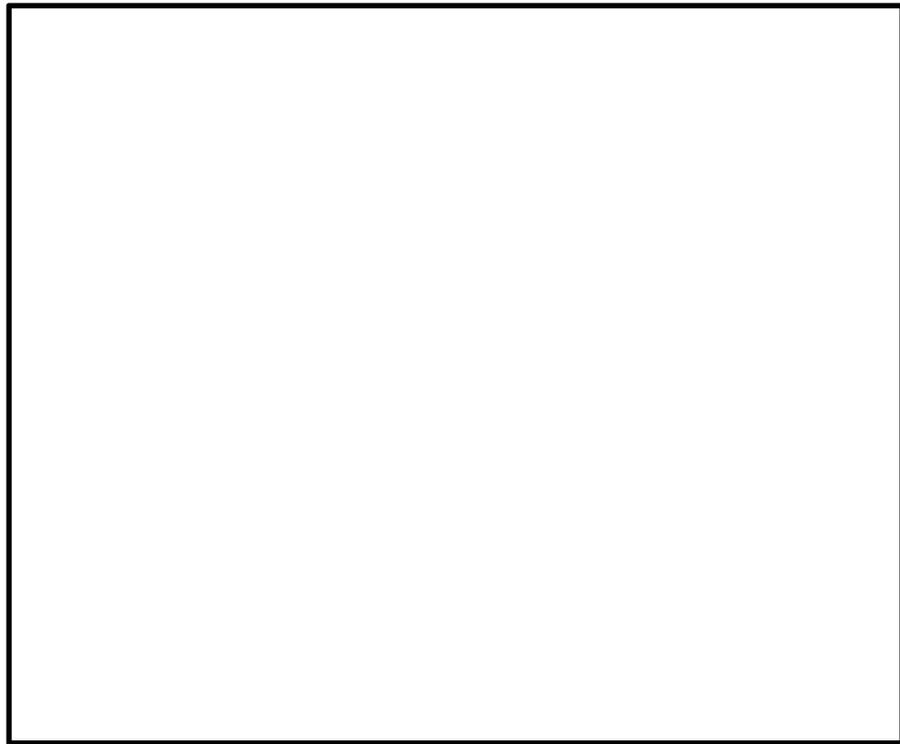


図 17.4-10 (7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 17.4-10 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$ )  
(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)

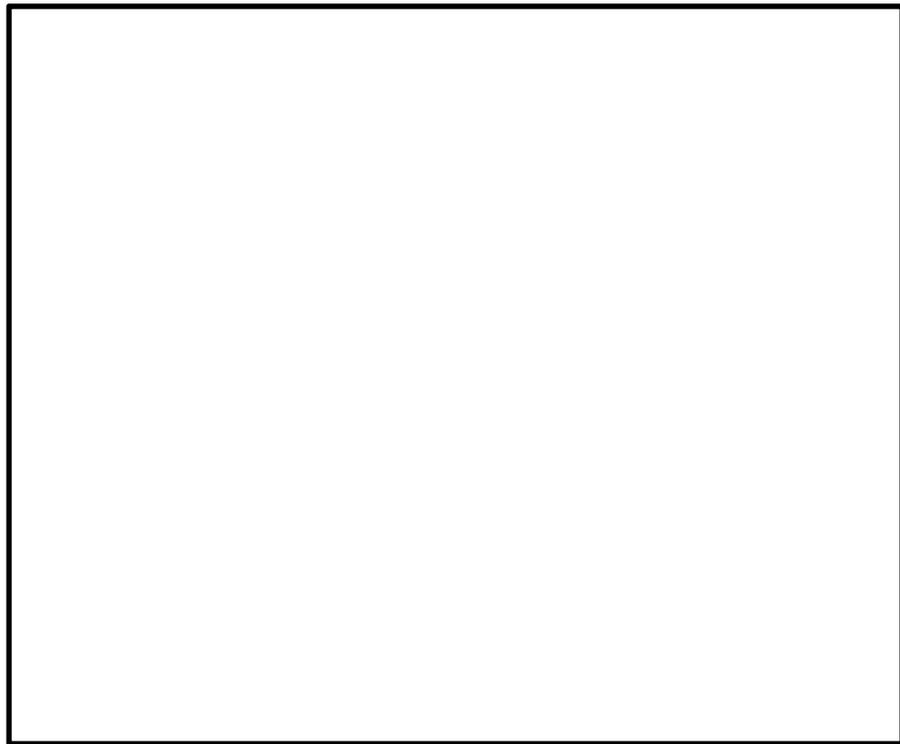


図 17.4-10 (9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 17.4-10 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(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)

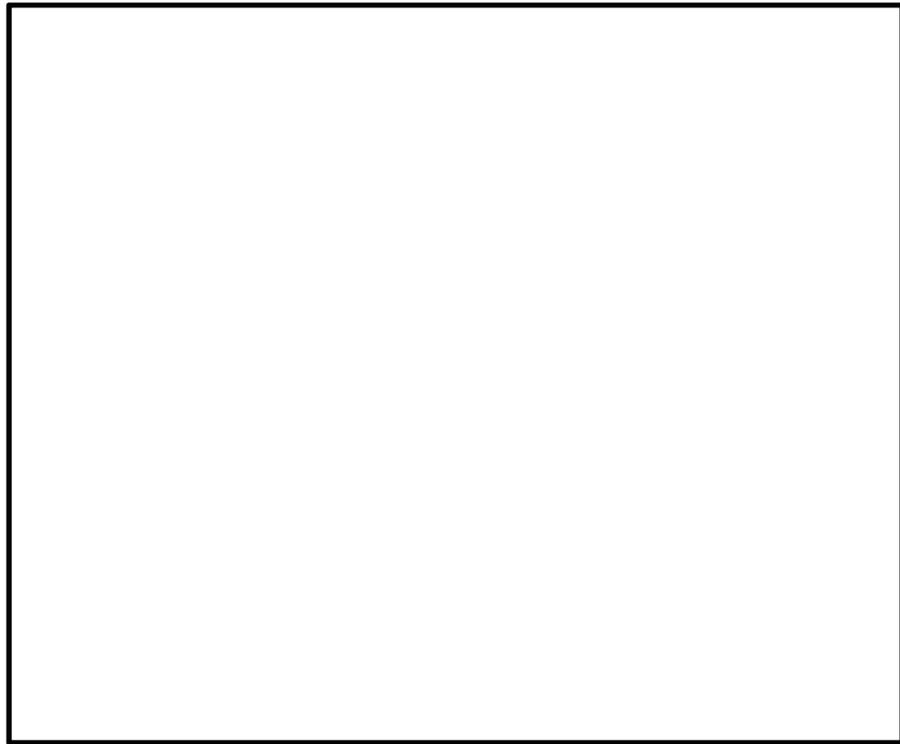


図 17.4-10 (11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

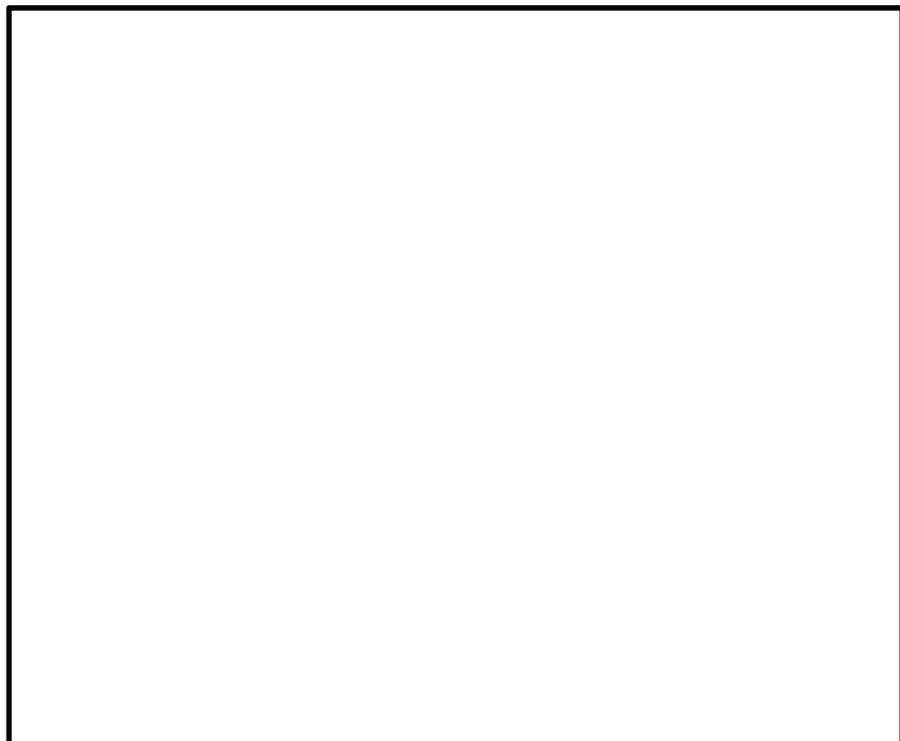


図 17.4-10 (12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

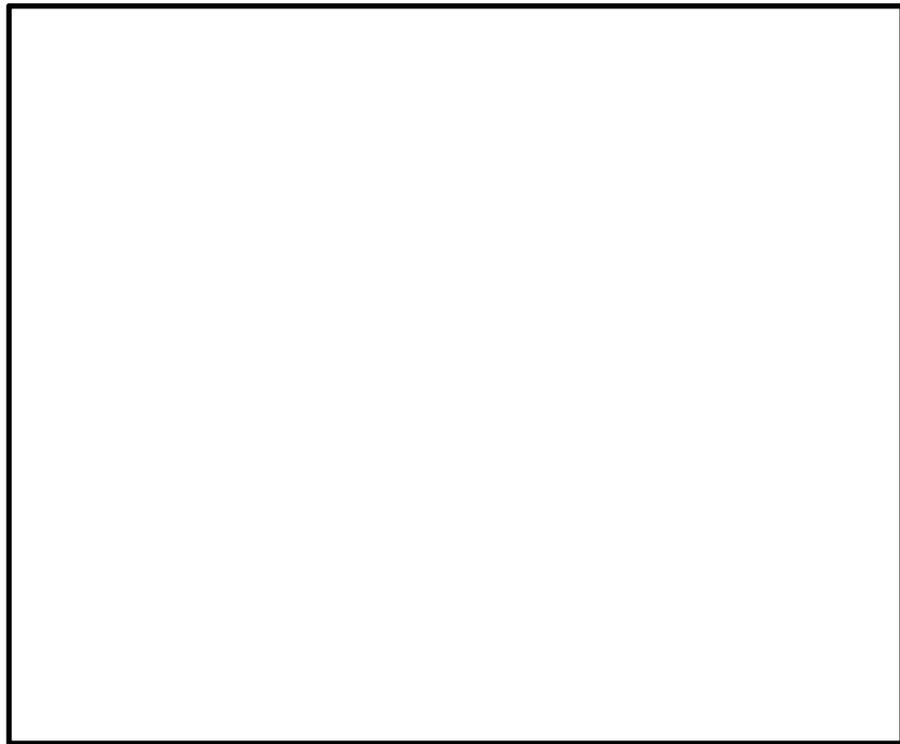


図 17.4-10 (13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 17.4-10 (14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

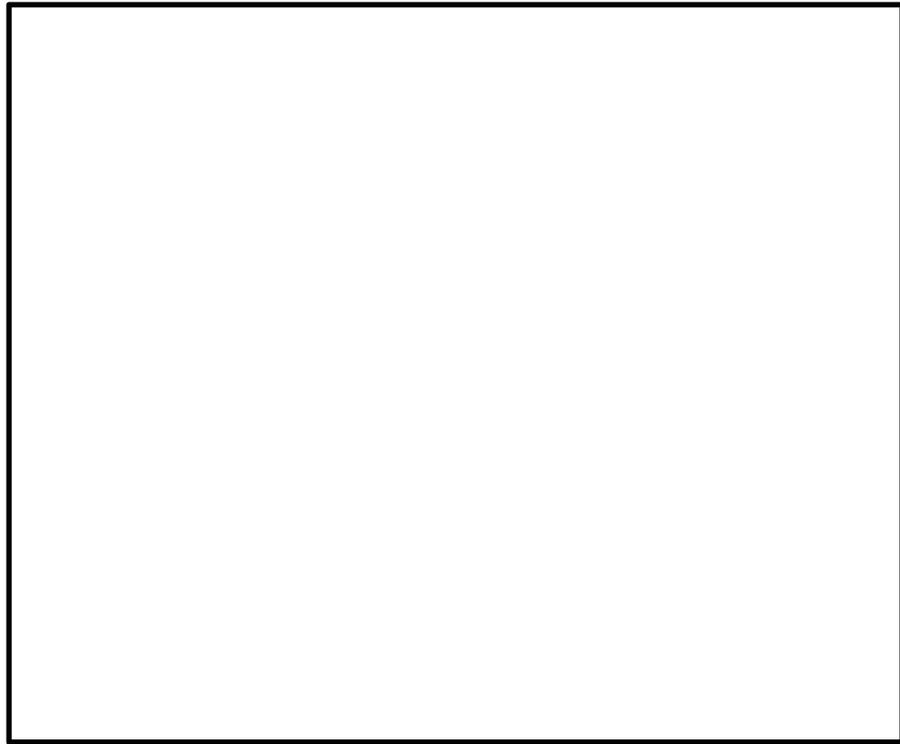


図 17.4-10 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H+, V-)$ )

(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れることを仮定した解析ケース)

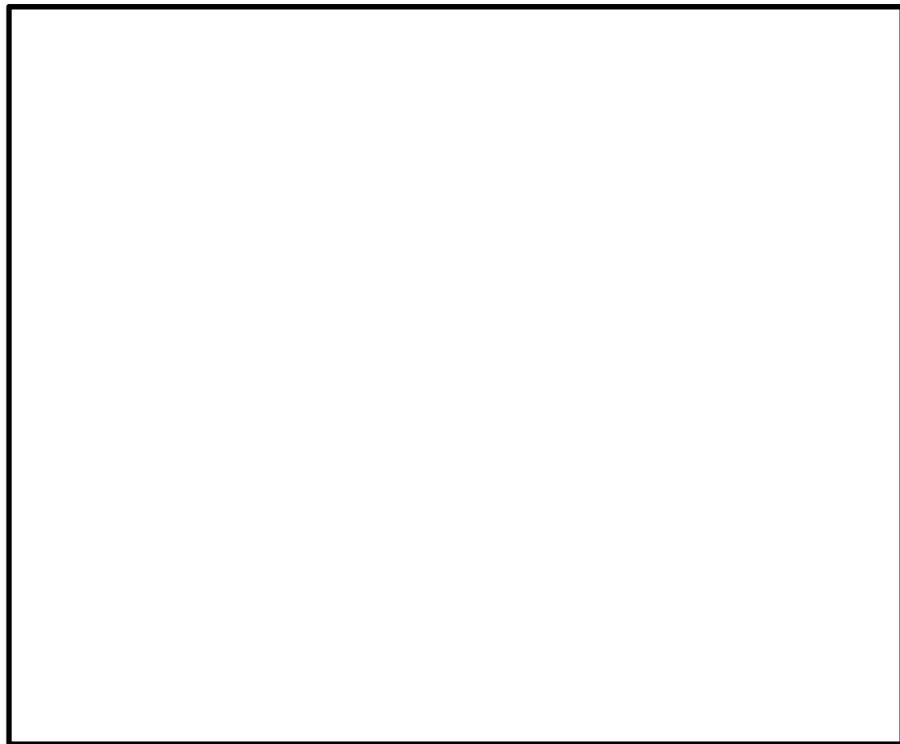


図 17.4-10 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H+, V-)$ )

(検討ケース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)

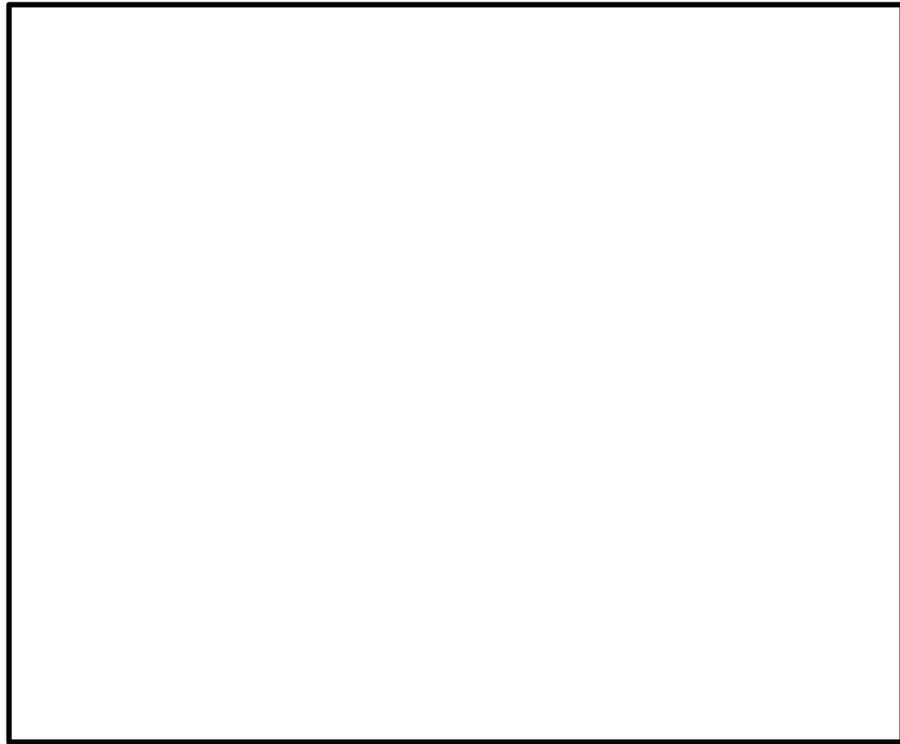


図 17.4-10 (17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

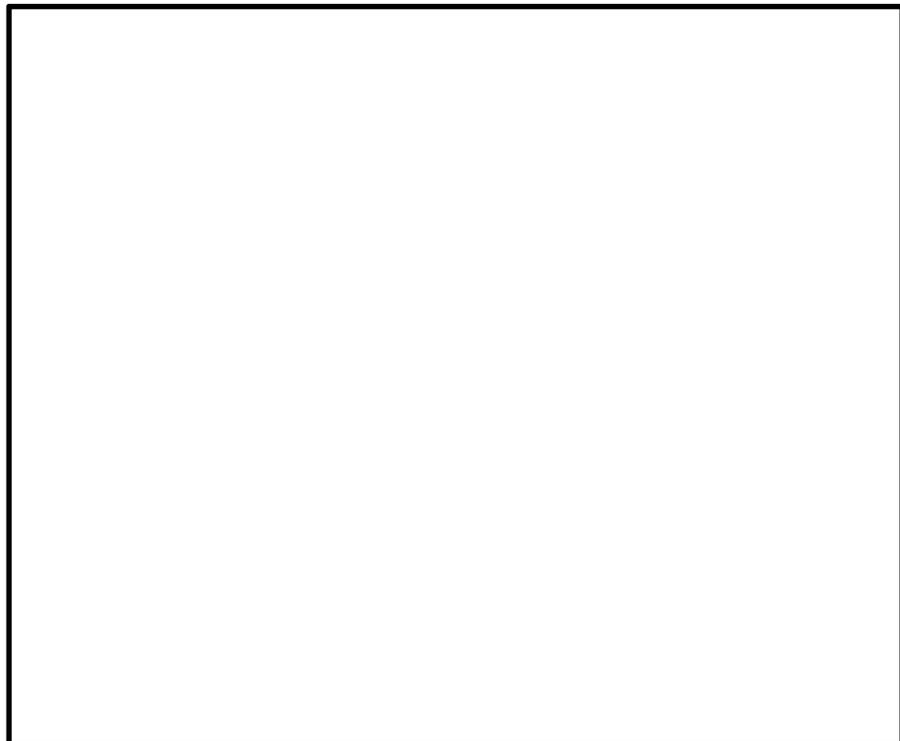


図 17.4-10 (18) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3 1 (H-, V+)$ )

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

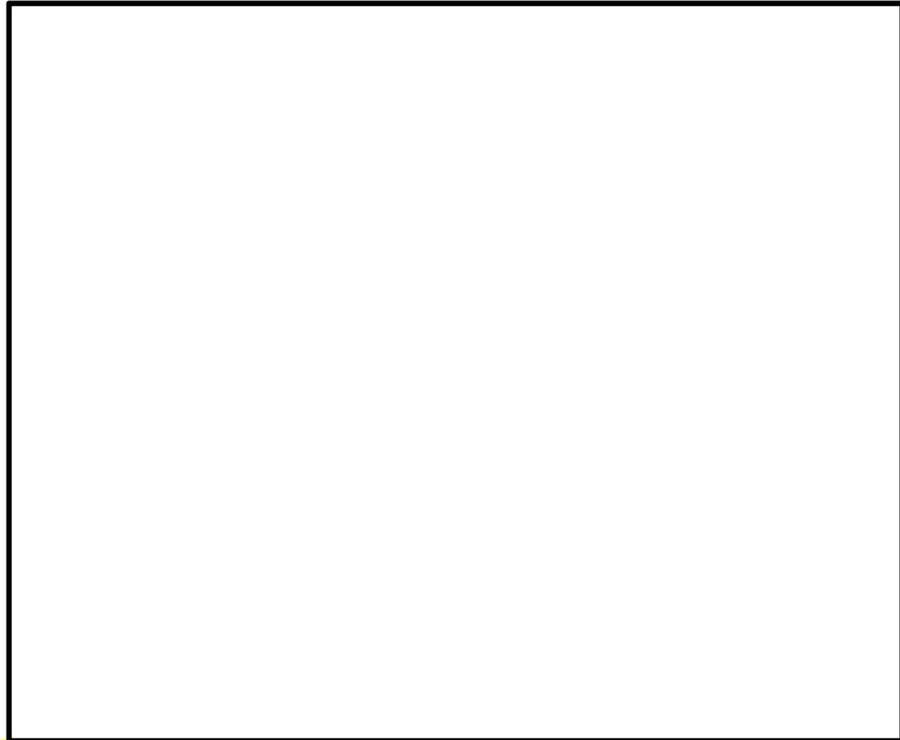


図 17.4-10 (19) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



図 17.4-10 (20) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
(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れることを仮定した解析ケース)

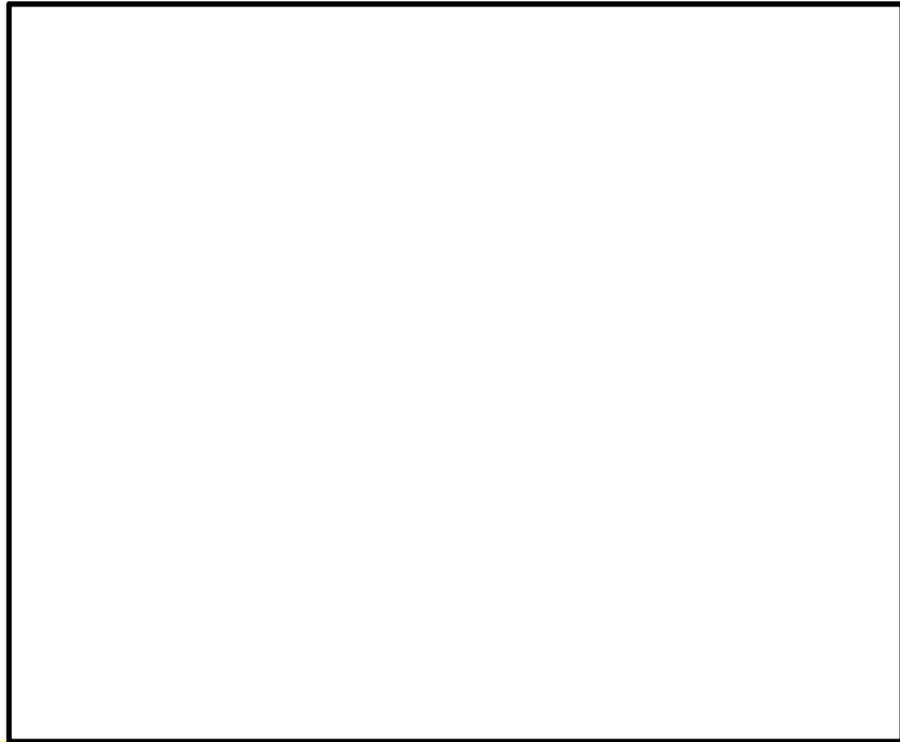


図 17.4-10 (21) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31(H-, V+)$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

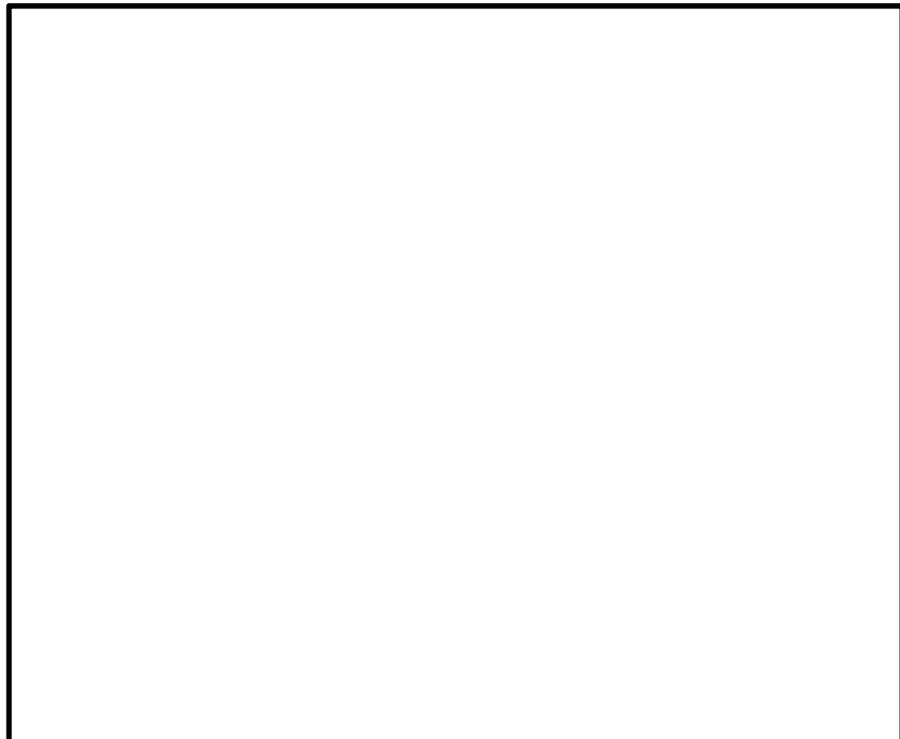


図 17.4-10 (22) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31(H-, V+)$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(6) 最大過剰間隙水圧比分布

①-①断面の過剰間隙水圧比の分布図を図 17.4-11 に示す。本図は、各要素に発生した過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

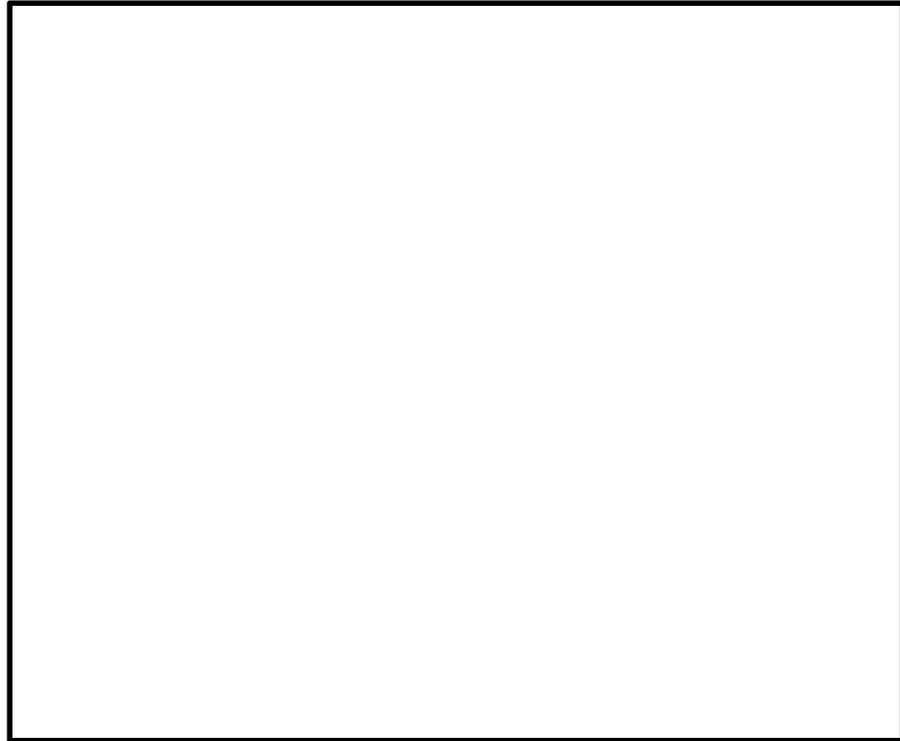


図 17.4-11 (1) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

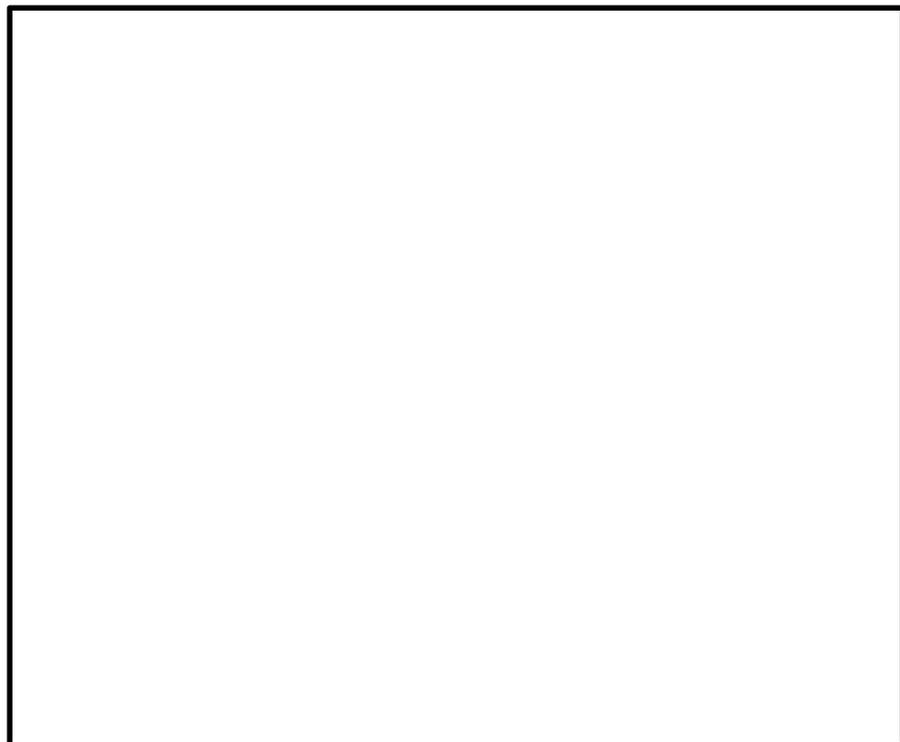


図 17.4-11 (2) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

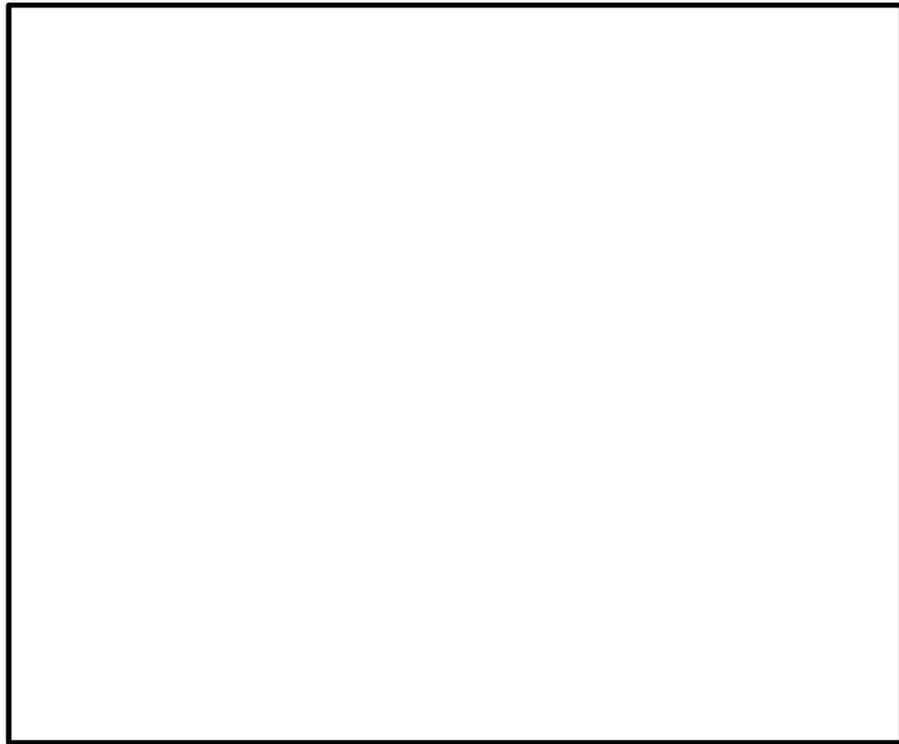


図 17.4-11 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

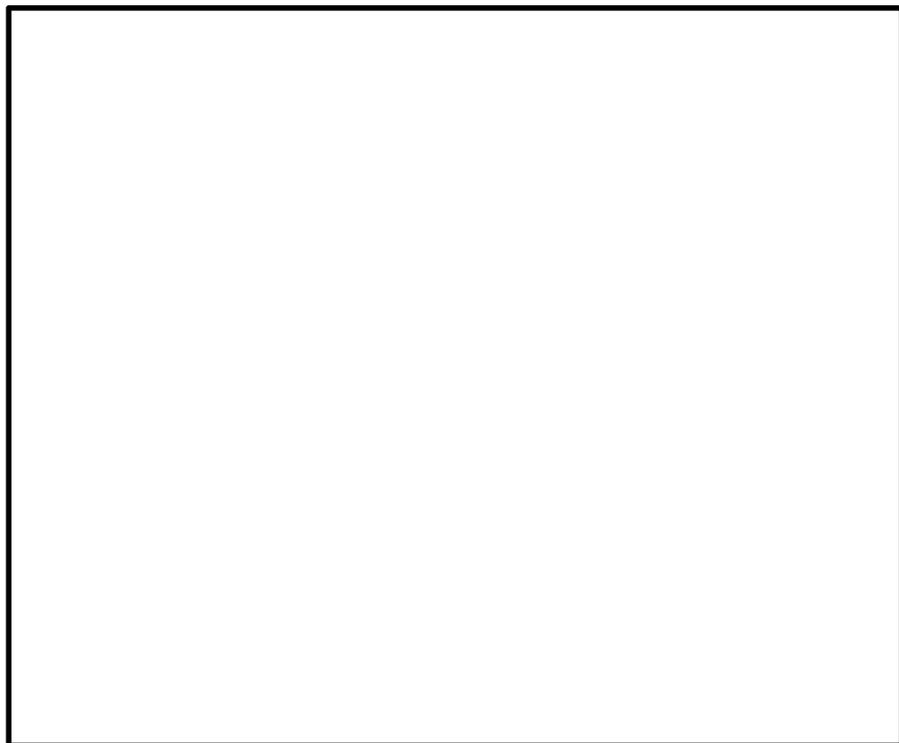


図 17.4-11 (4) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

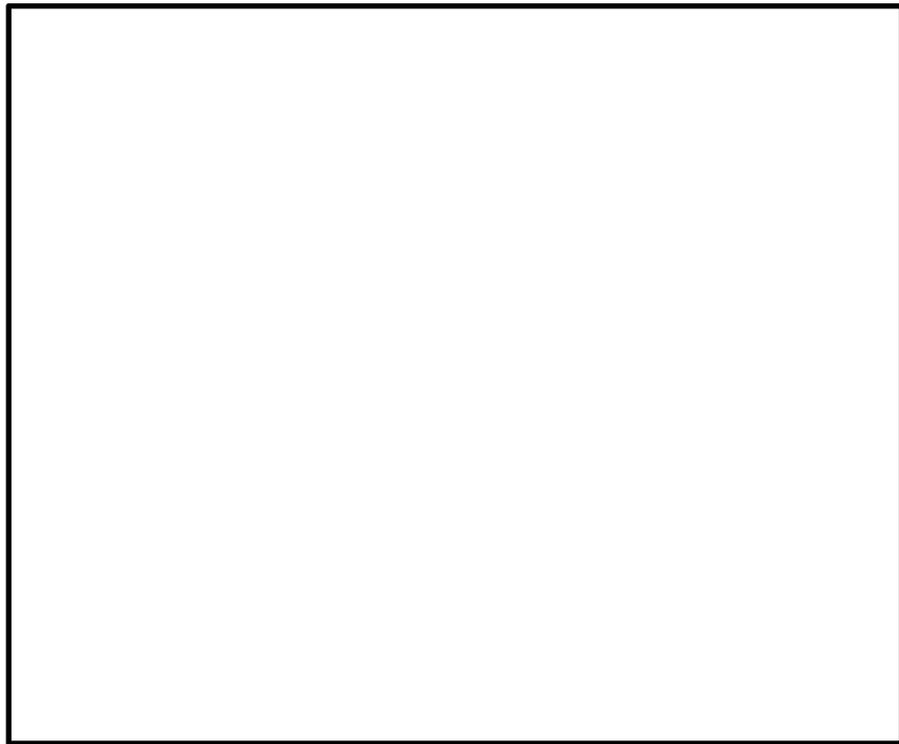


図 17.4-11 (5) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 17.4-11 (6) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-12$ )  
(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)

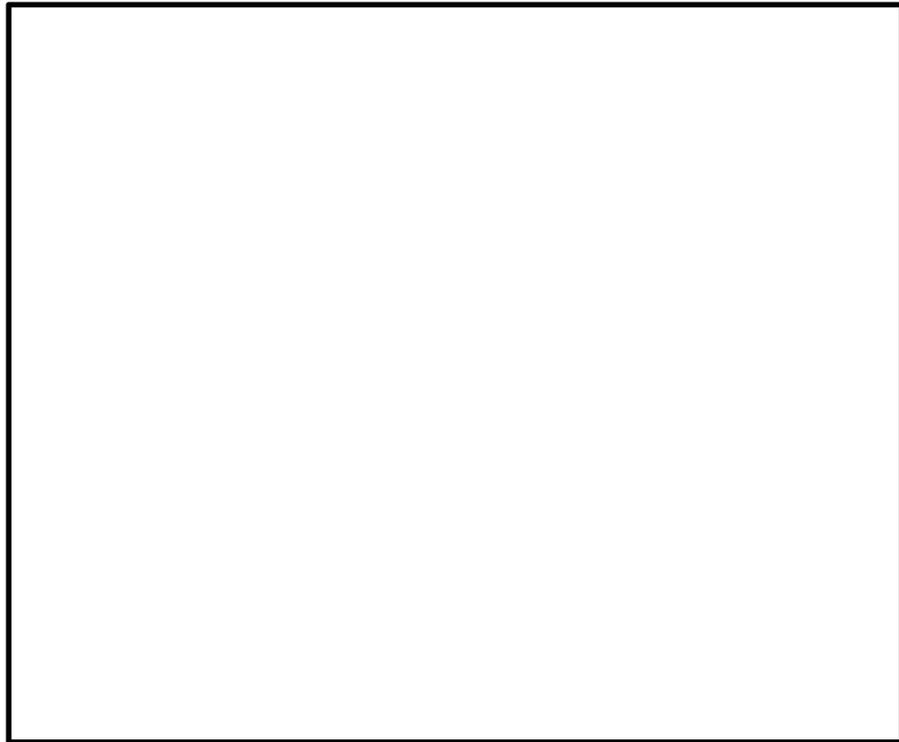


図 17.4-11 (7) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

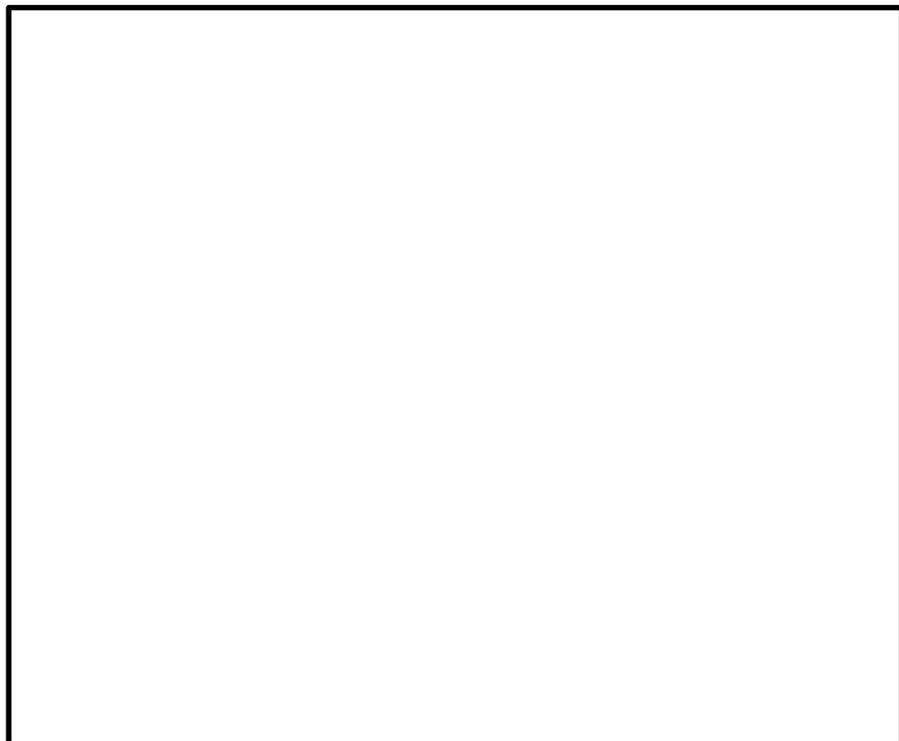


図 17.4-11 (8) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

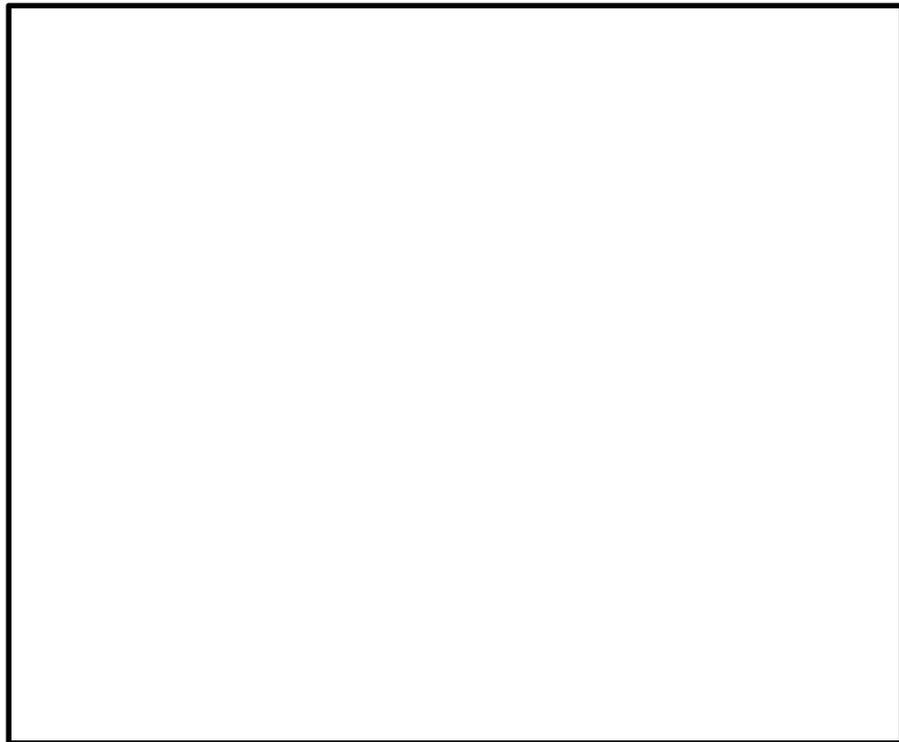


図 17.4-11 (9) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 17.4-11 (10) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-22$ )  
(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)

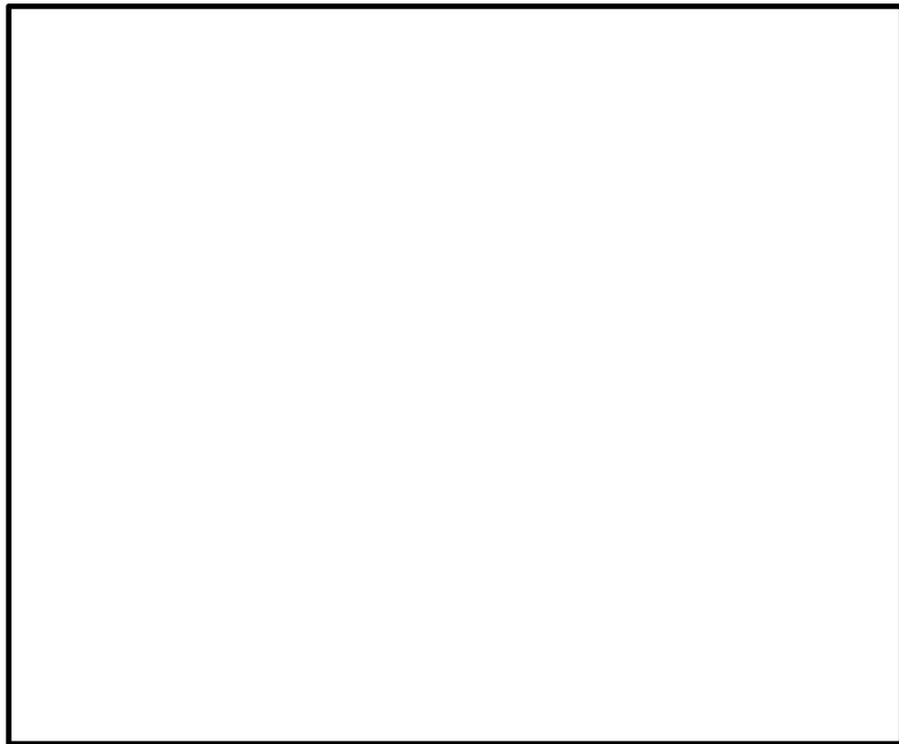


図 17.4-11 (11) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

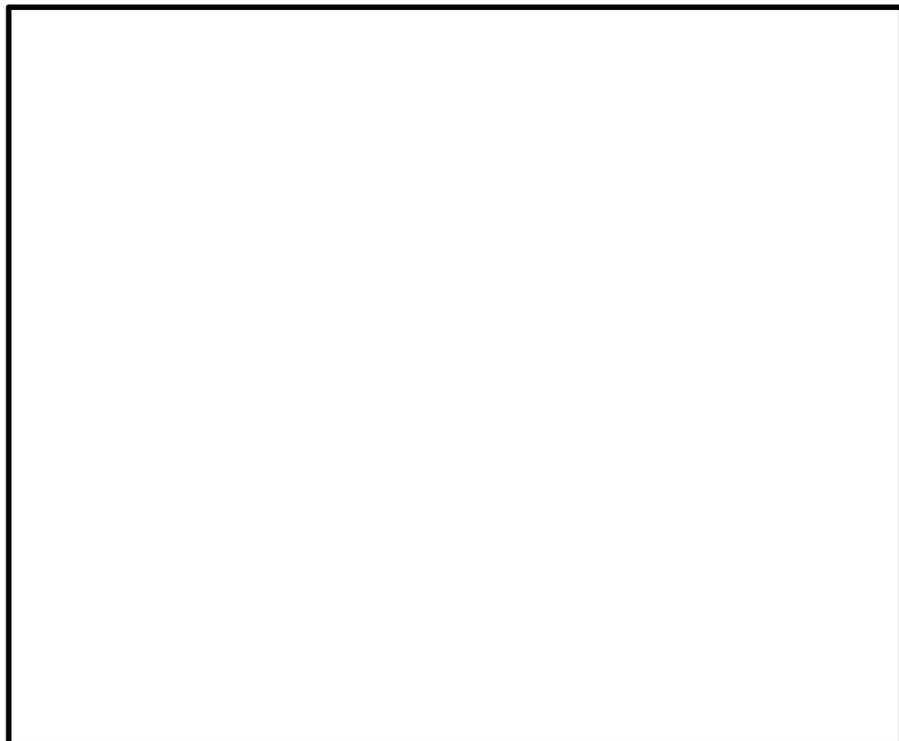


図 17.4-11 (12) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

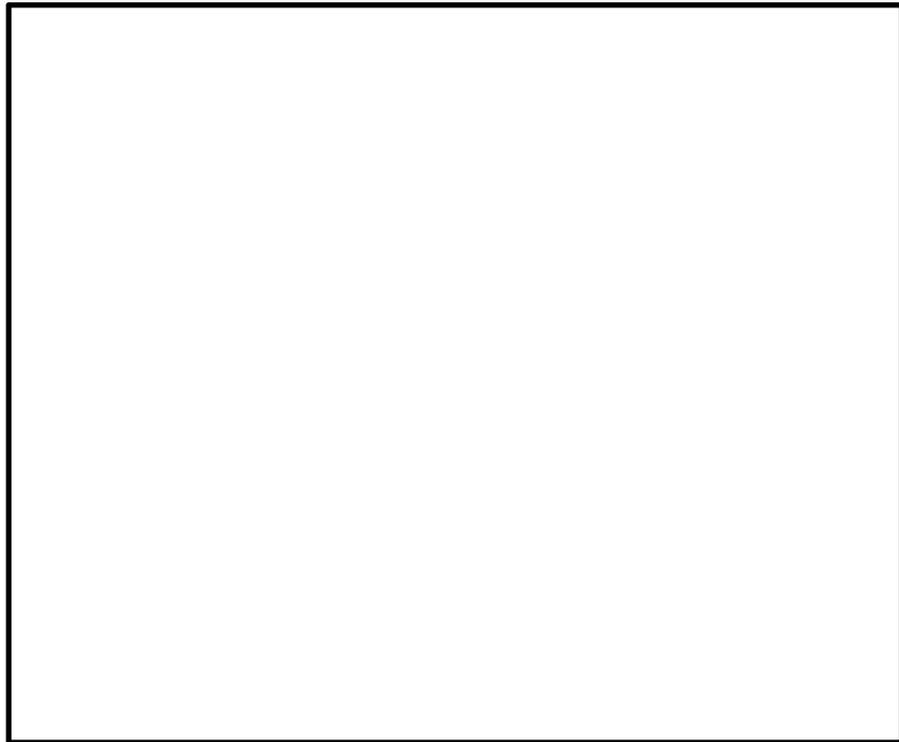


図 17.4-11 (13) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 17.4-11 (14) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

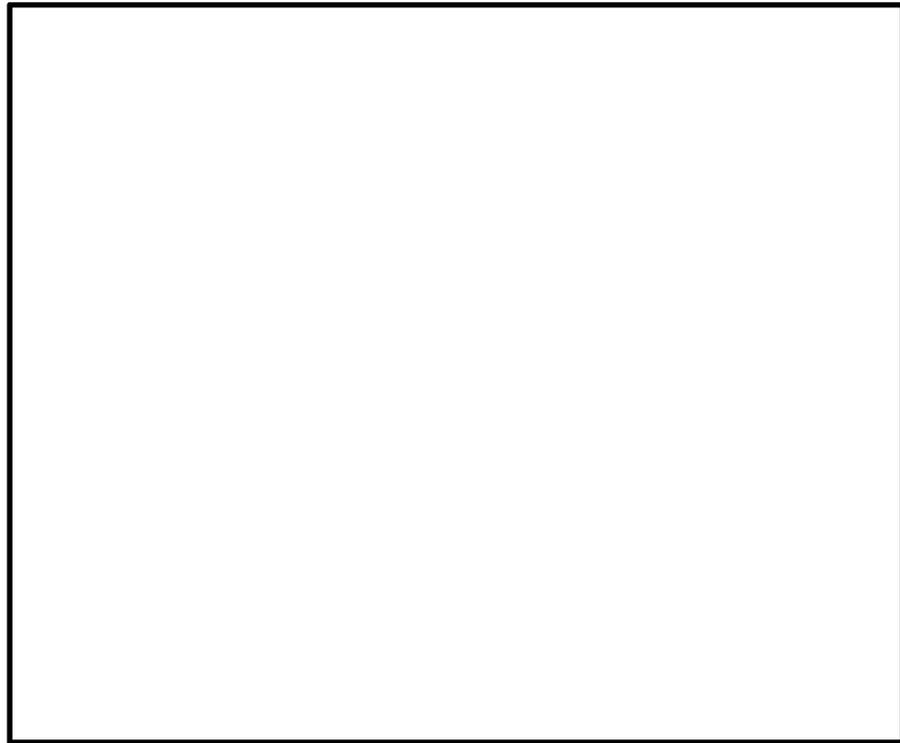


図 17.4-11 (15) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )

(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れることを仮定した解析ケース)

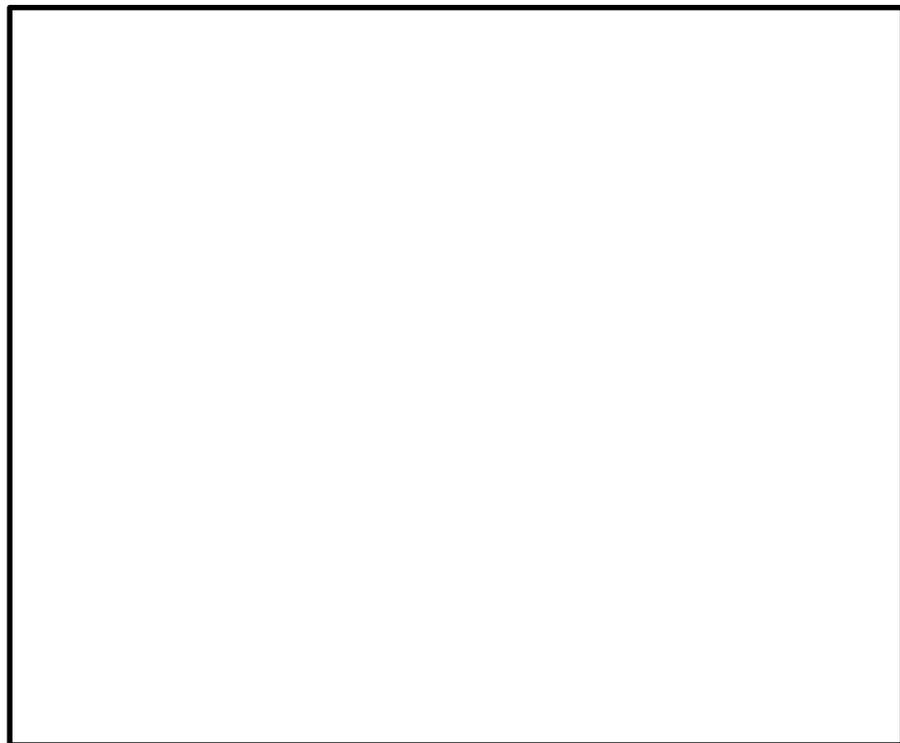


図 17.4-11 (16) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ )

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

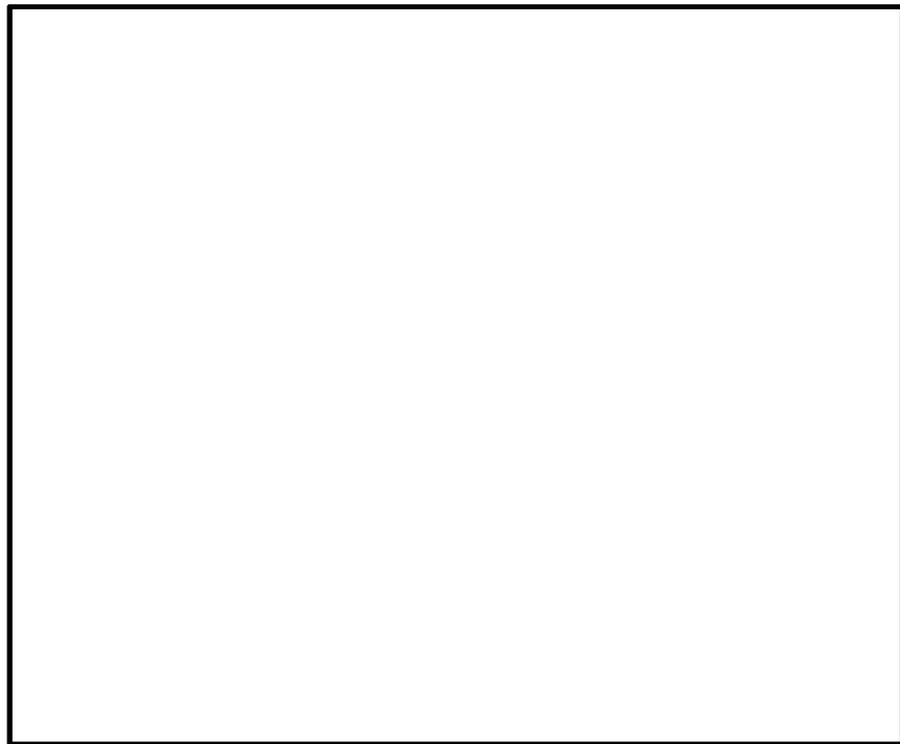


図 17.4-11 (17) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

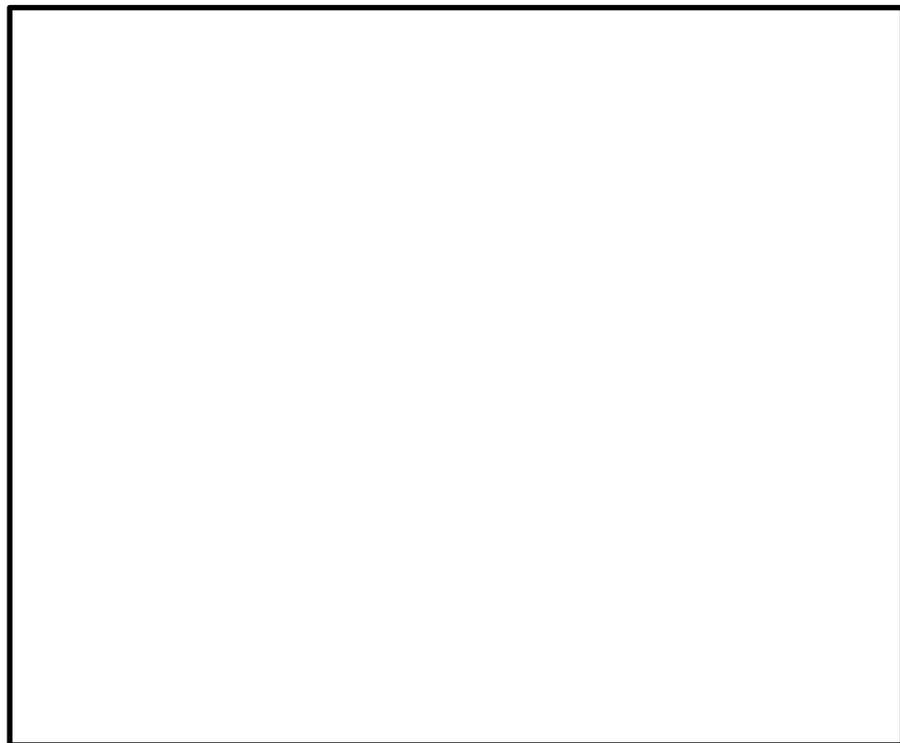


図 17.4-11 (18) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化されることを仮定した解析ケース)

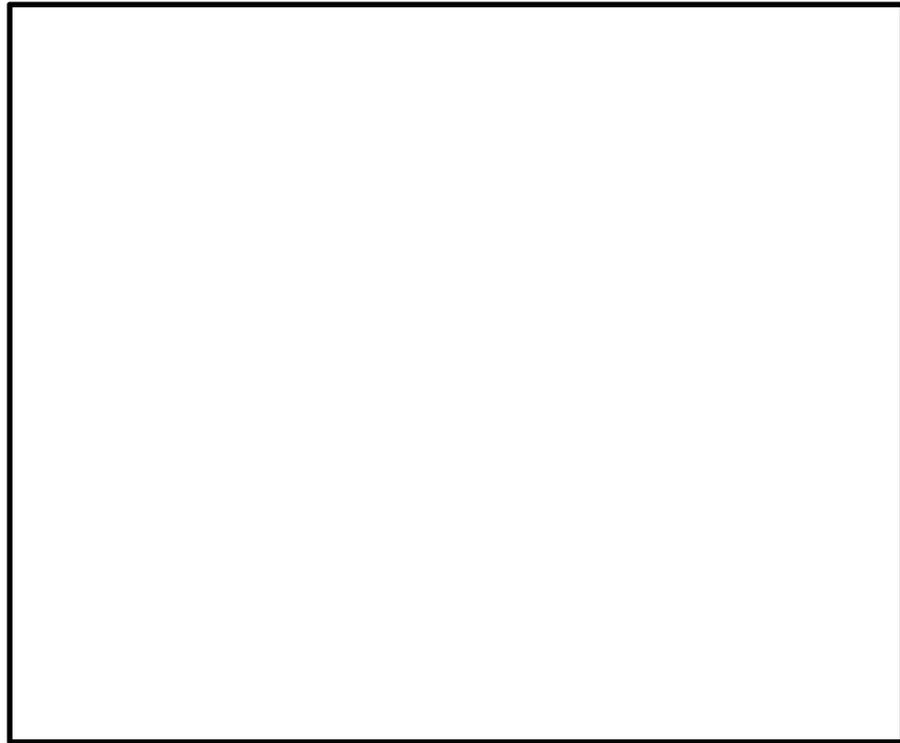


図 17.4-11 (19) ②-②断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )

(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れることを仮定した解析ケース)

(7) 構造物の最大加速度分布図

①-①断面及び②-②断面の最大加速度の分布図を図 17.4-12～図 17.4-13 に示す。  
本図は、構造物周辺に発生している加速度分布を確認するため、各基準地震動における構造部材及び地盤の水平方向の最大加速度分布を示したものである。



図 17.4-12 (1) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )  
(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)

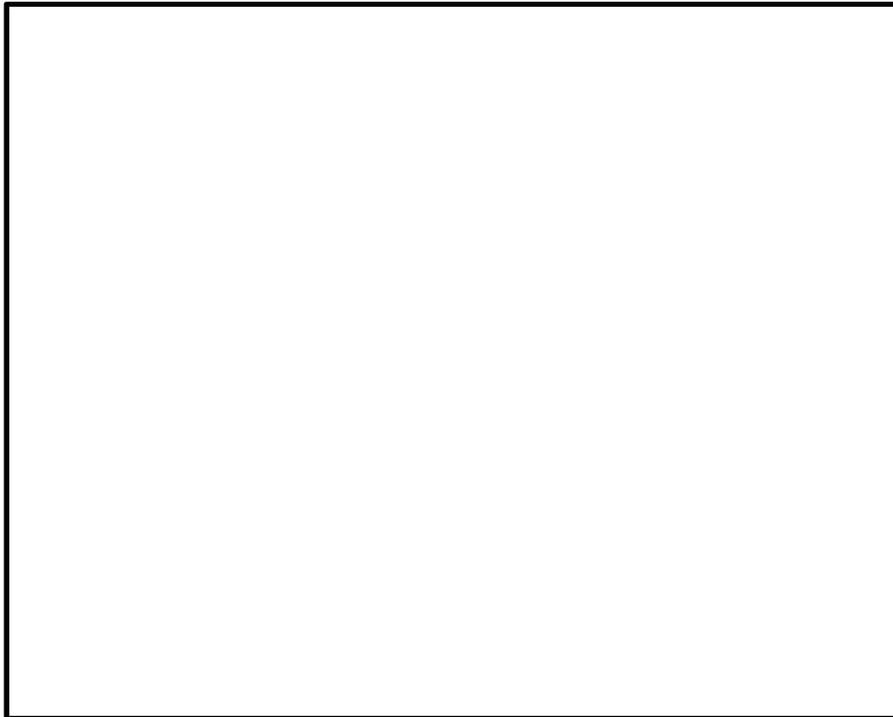


図 17.4-12 (2) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 17.4-12 (3) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))

(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)



図 17.4-12 (4) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))

(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)



図 17.4-12 (5) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-1.1$ )

(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)

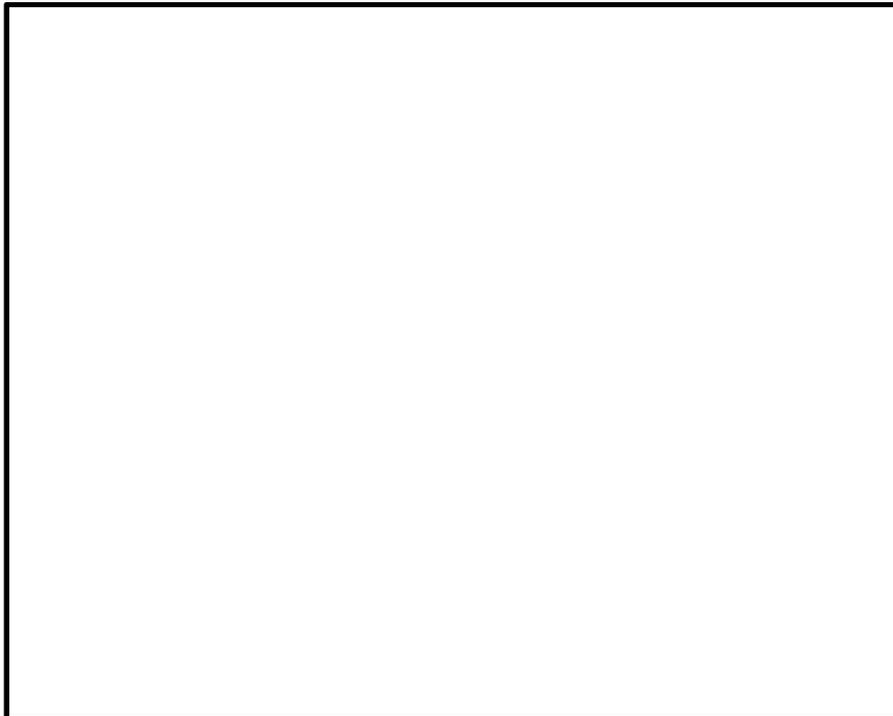


図 17.4-12 (6) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-1.2$ )

(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)

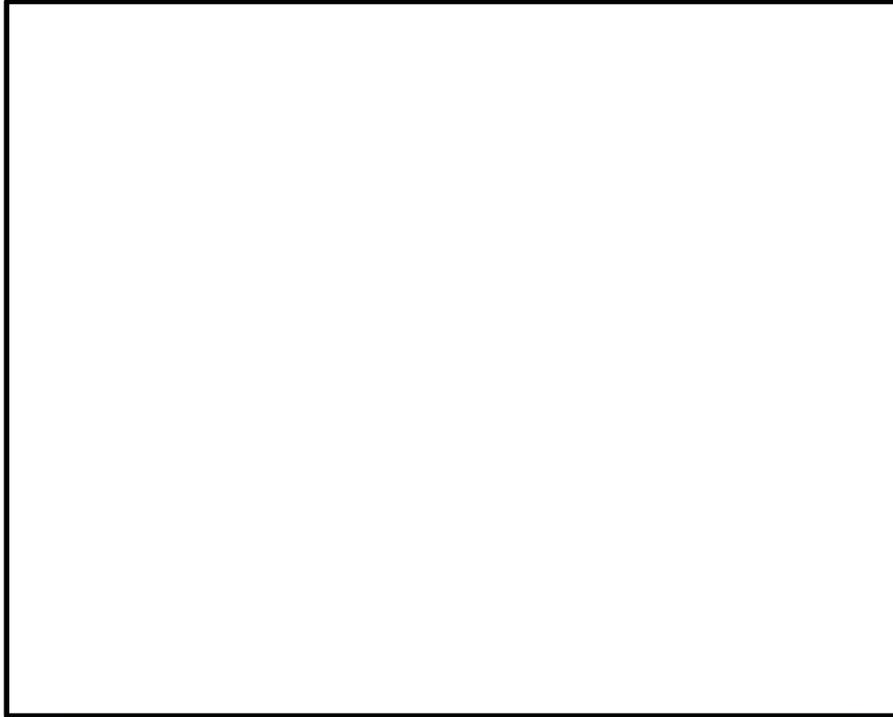


図 17.4-12 (7) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-13$ )

(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)

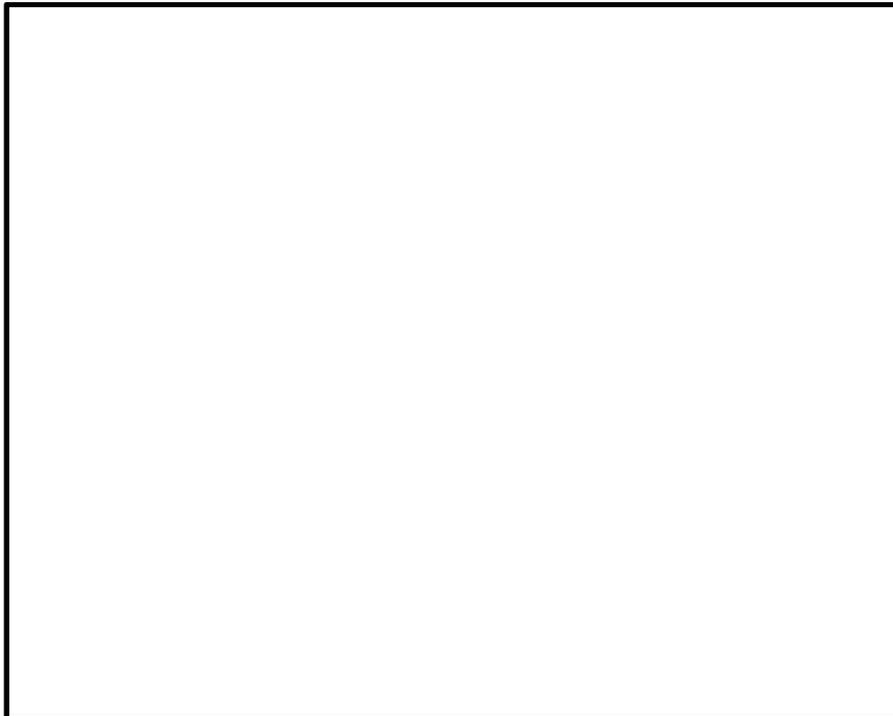


図 17.4-12 (8) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-14$ )

(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)

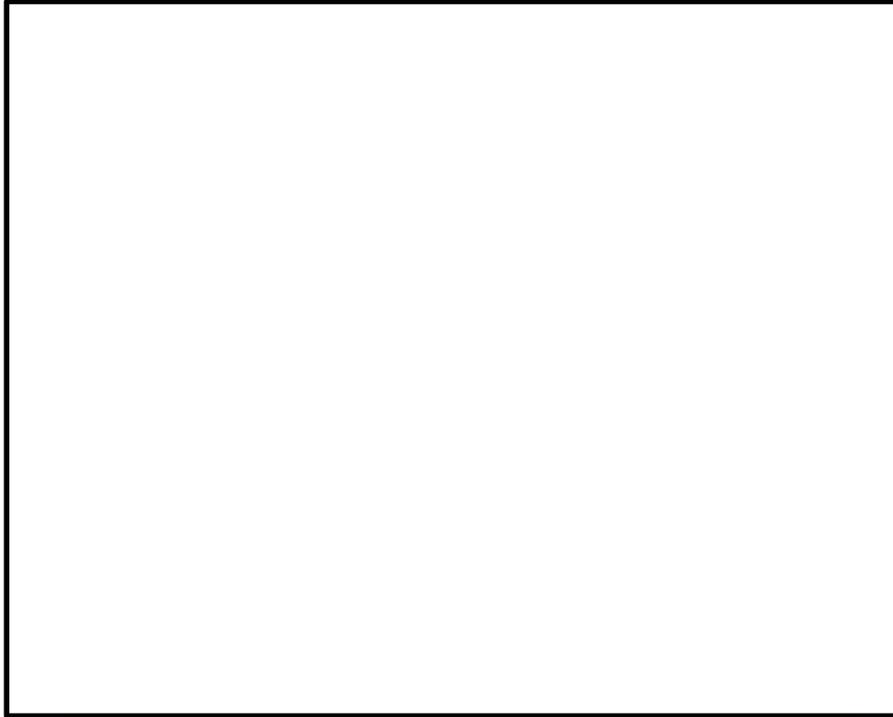


図 17.4-12 (9) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-2.1$ )

(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)

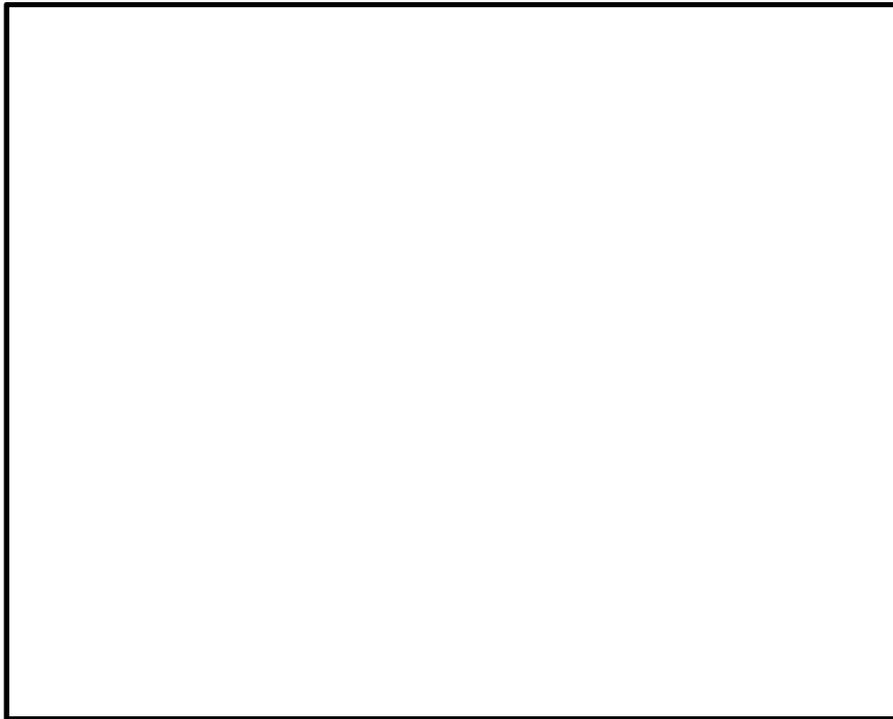


図 17.4-12 (10) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-2.2$ )

(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)

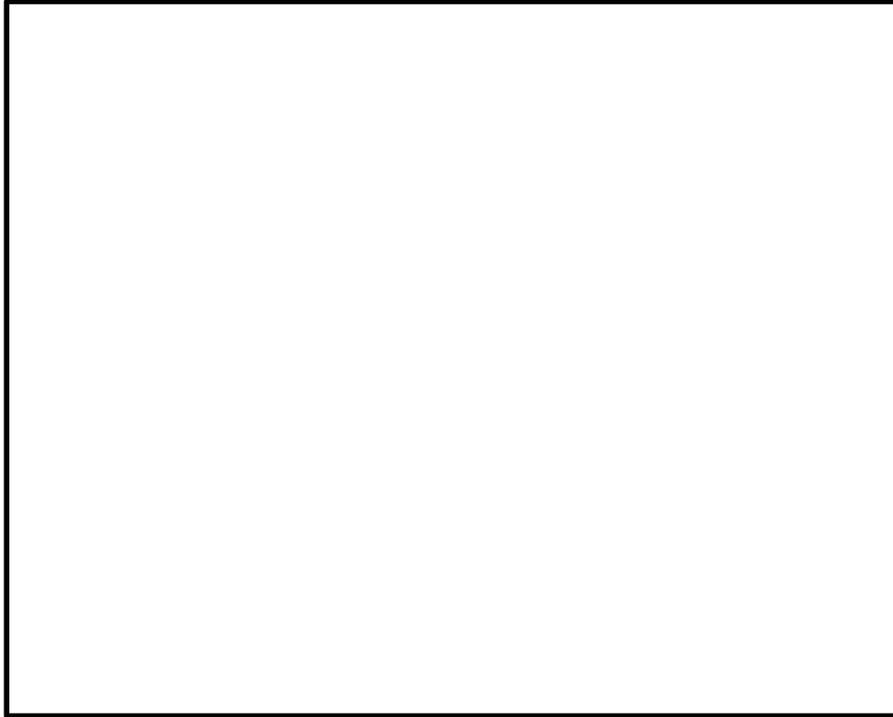


図 17.4-12 (11) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3.1$  (H+, V+))

(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)

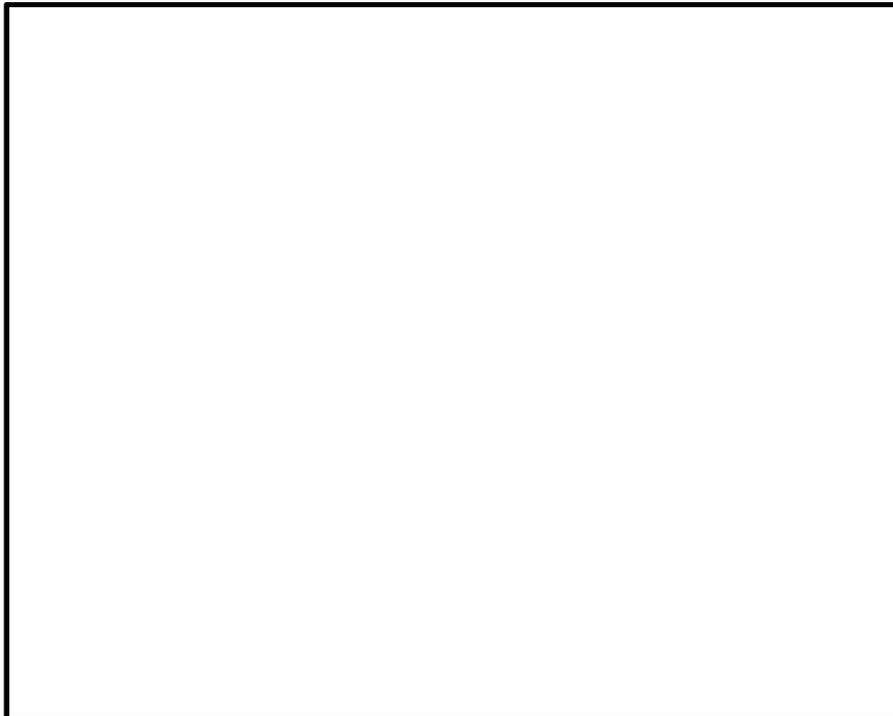


図 17.4-12 (12) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3.1$  (H-, V+))

(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)



図 17.4-12 (13) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)

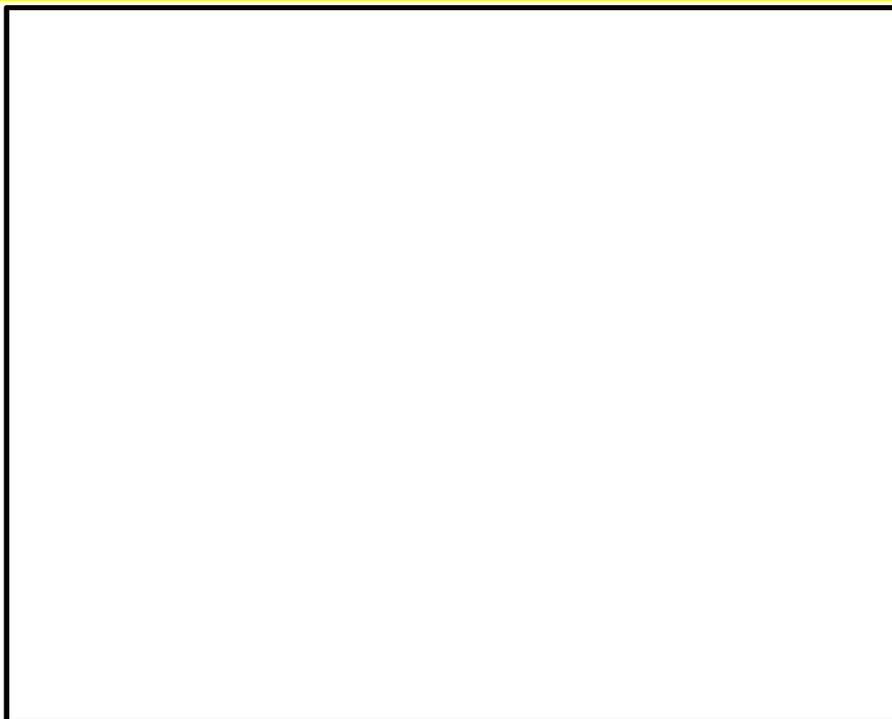


図 17.4-12 (14) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)

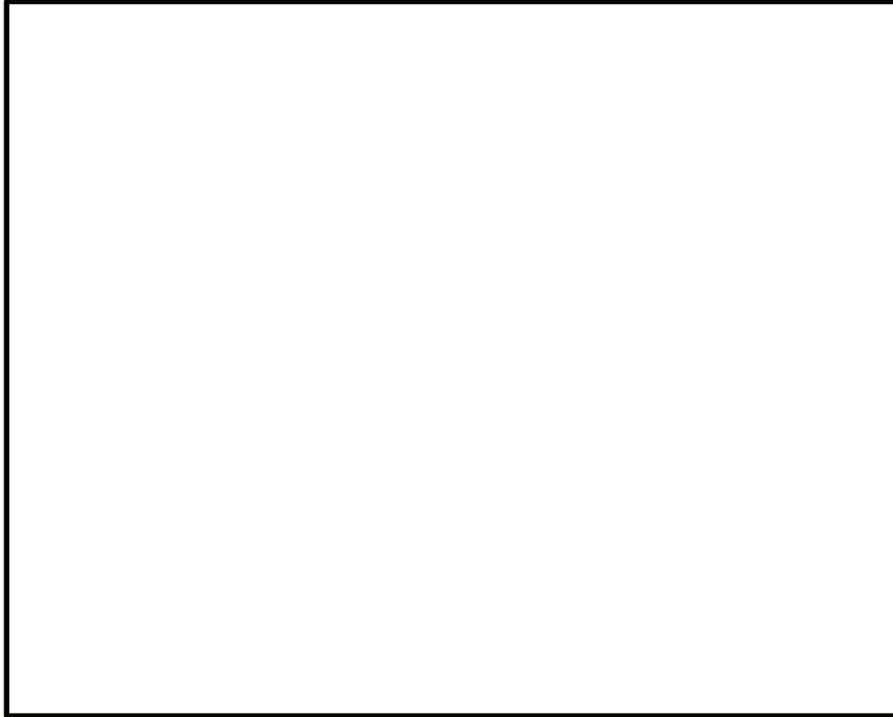


図 17.4-12 (15) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化されることを仮定した解析ケース)

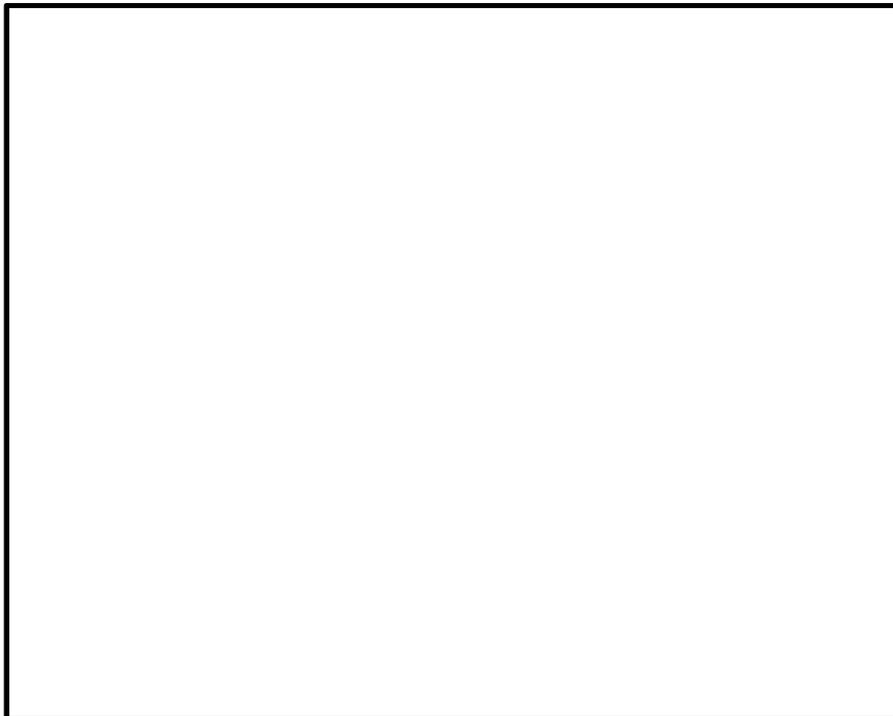


図 17.4-12 (16) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

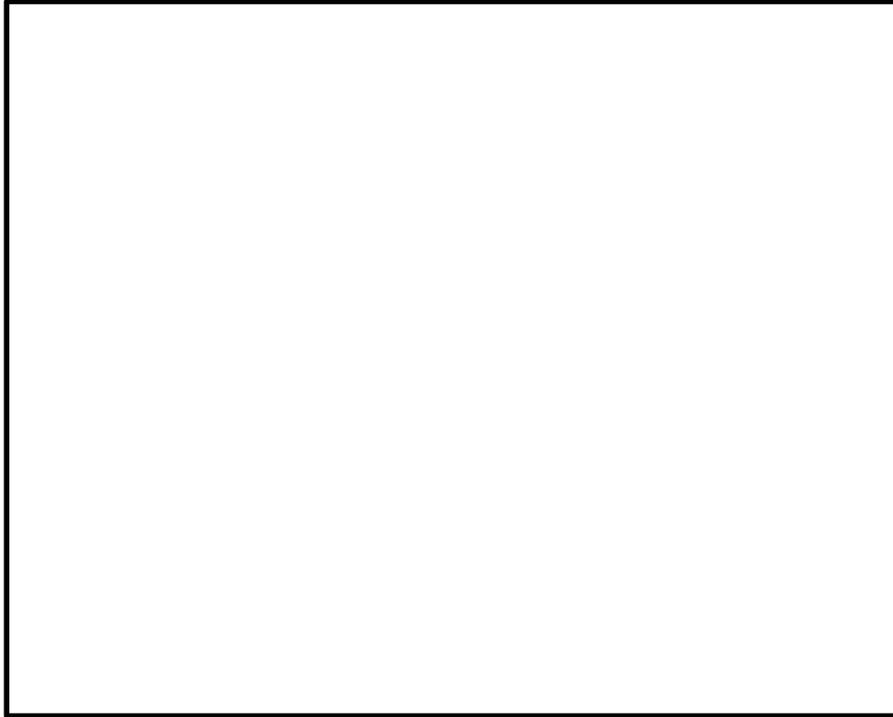


図 17.4-12 (17) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

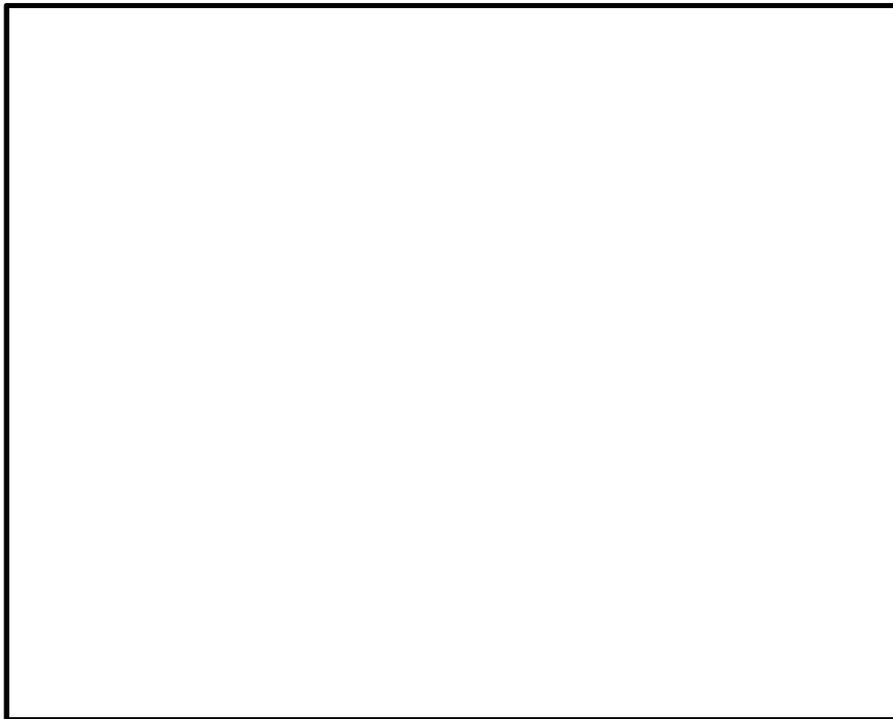


図 17.4-12 (18) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3 1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

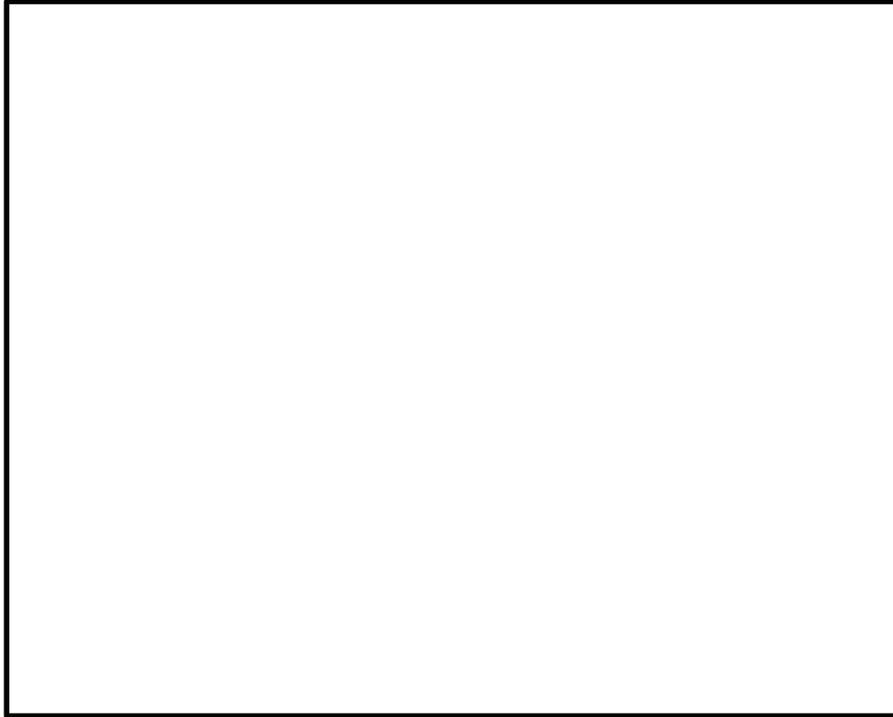


図 17.4-12 (19) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

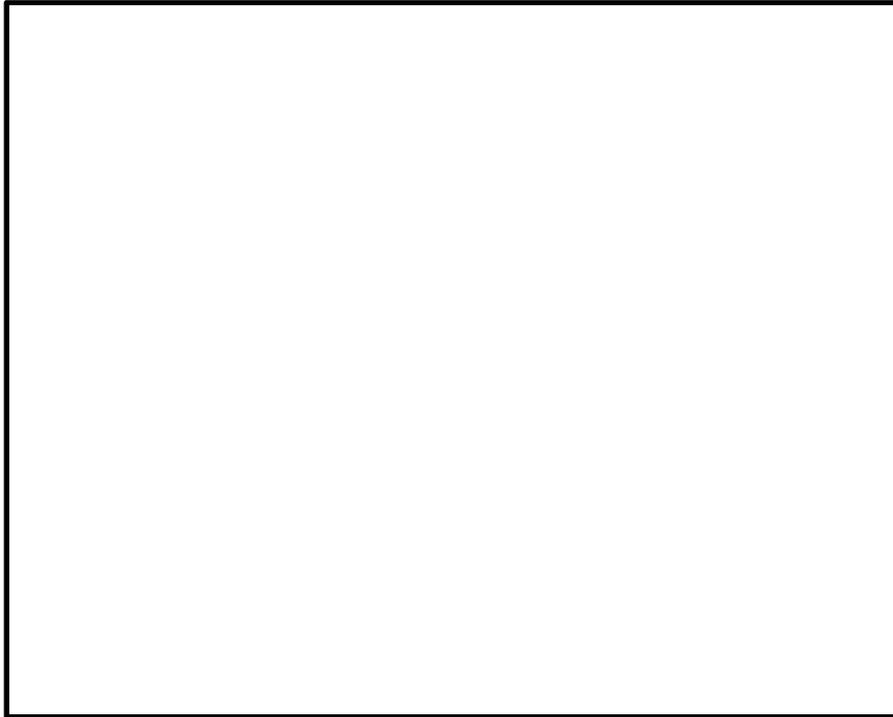


図 17.4-12 (20) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化されることを仮定した解析ケース)



図 17.4-12 (21) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3.1(H-, V+)$ )  
(検討ケース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)

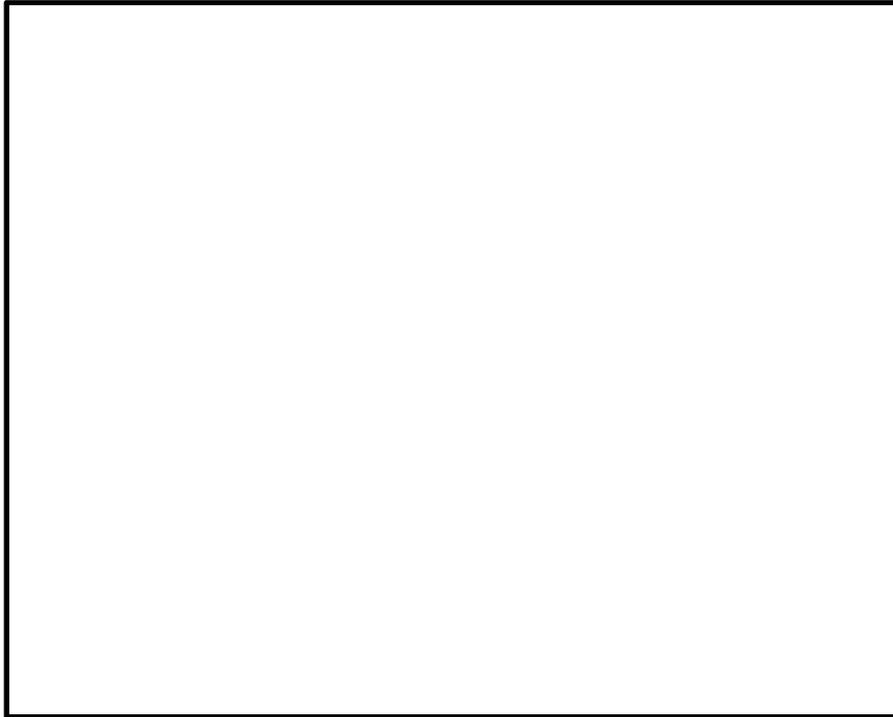


図 17.4-12 (22) ①-①断面の最大加速度分布 ( $S_s-3.1(H-, V+)$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

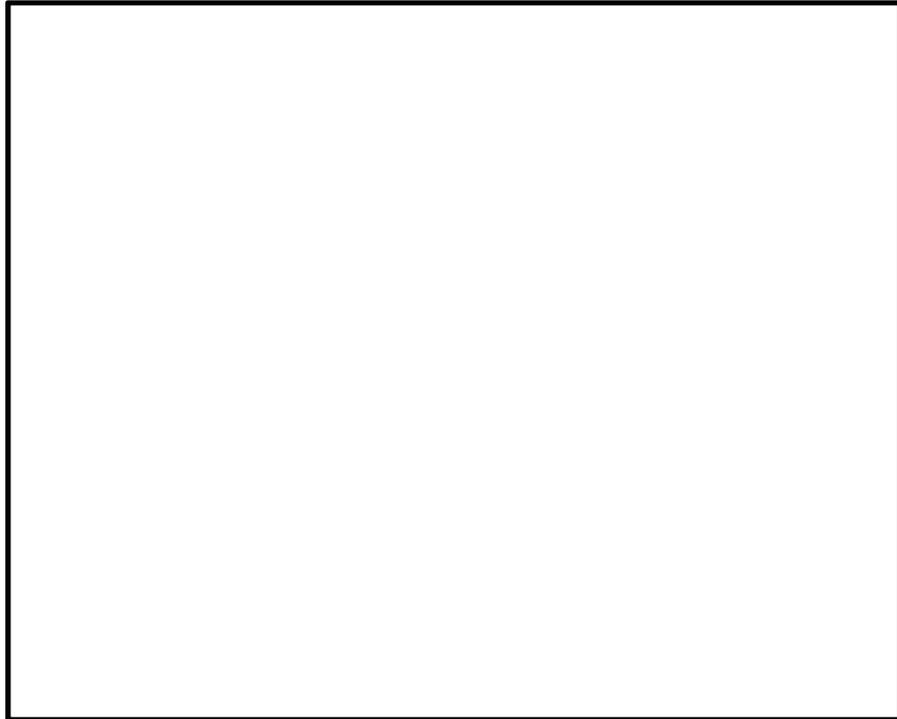


図 17.4-13 (1) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

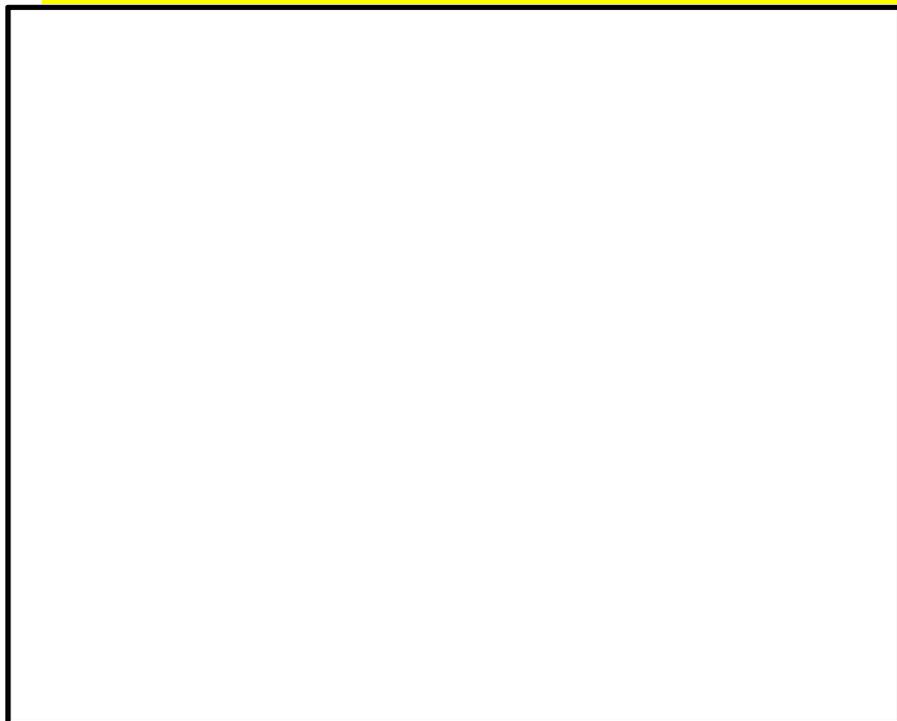


図 17.4-13 (2) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

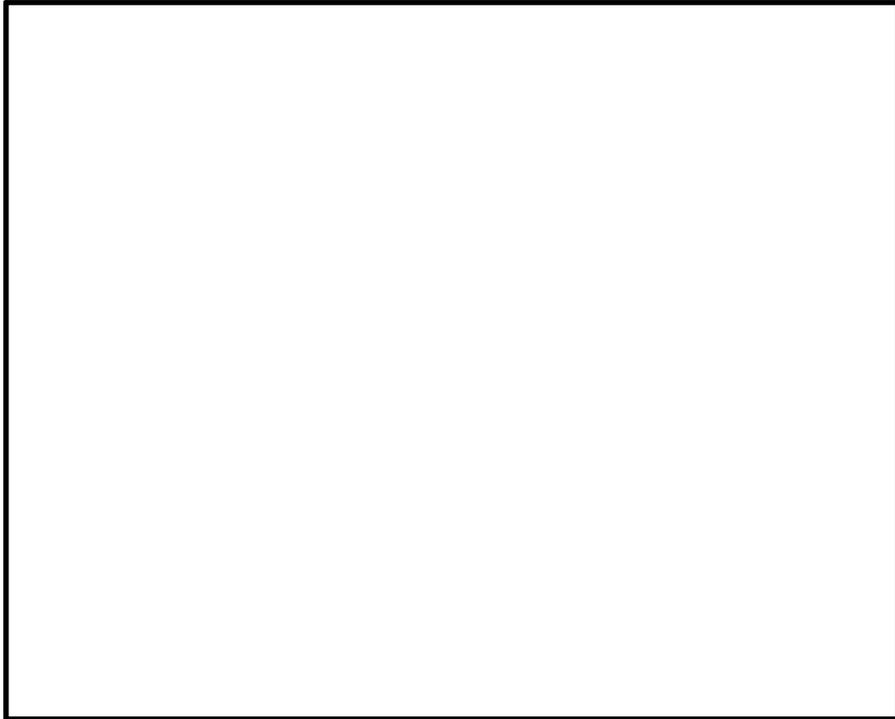


図 17.4-13 (3) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H-, V+)$ )

(検討ケース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)

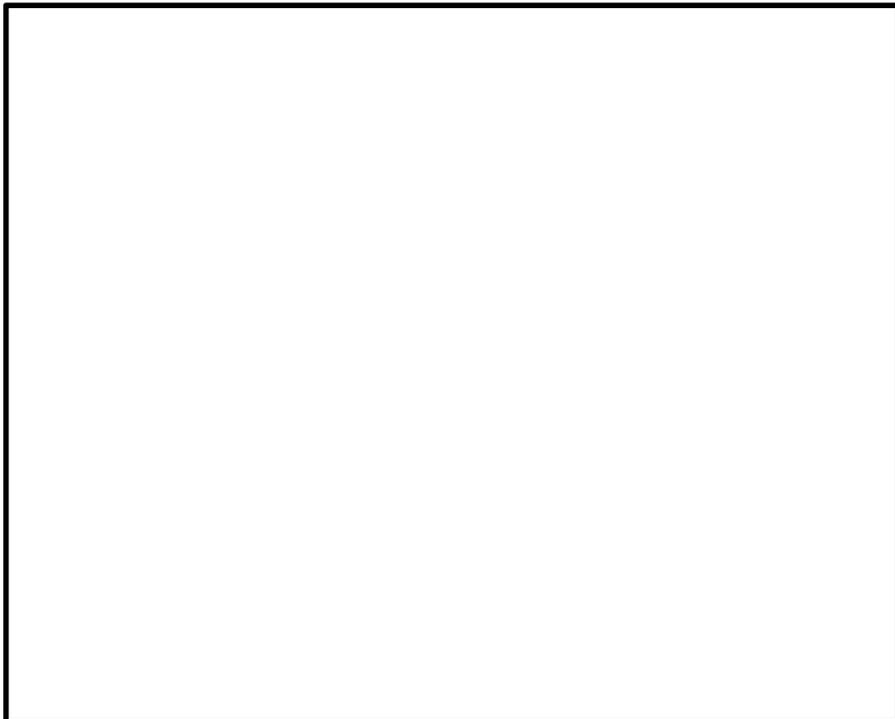


図 17.4-13 (4) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H-, V-)$ )

(検討ケース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)

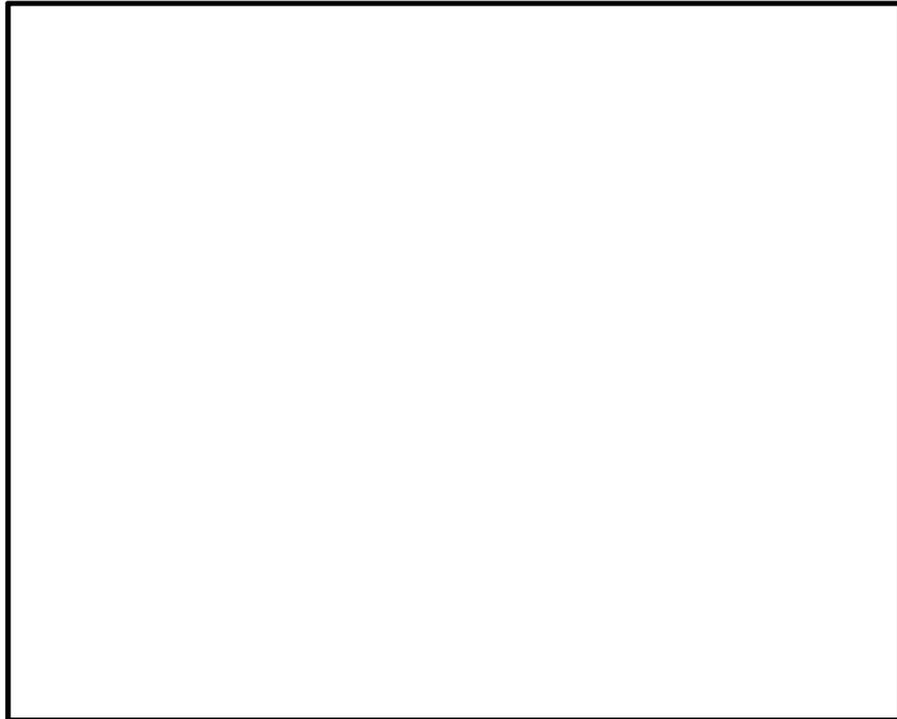


図 17.4-13 (5) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-1.1$ )

(検討ケース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)



図 17.4-13 (6) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-1.2$ )

(検討ケース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)



図 17.4-13 (7) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-13$ )

(検討ケース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)

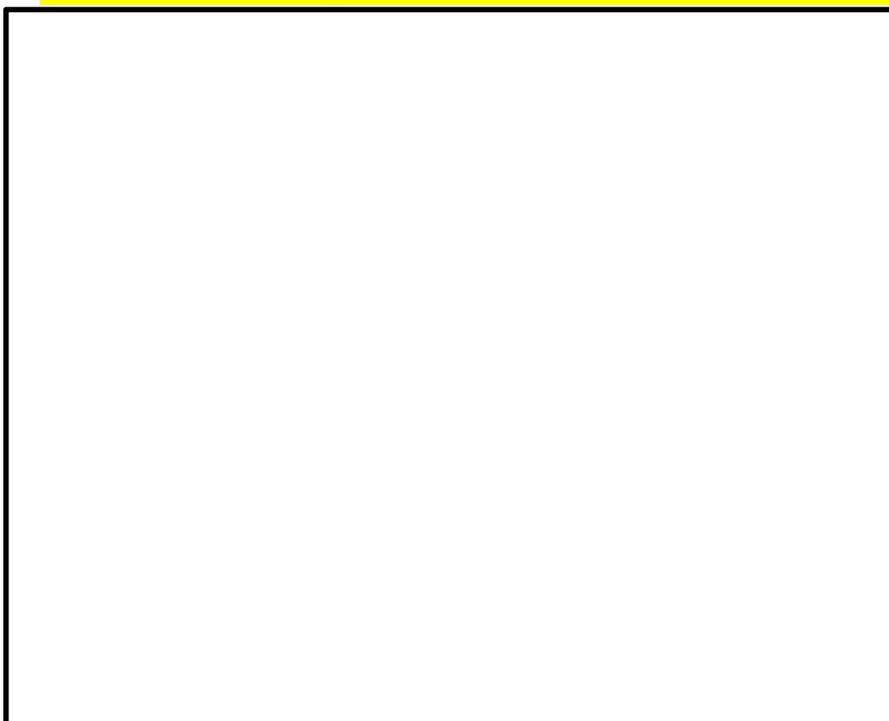


図 17.4-13 (8) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-14$ )

(検討ケース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)

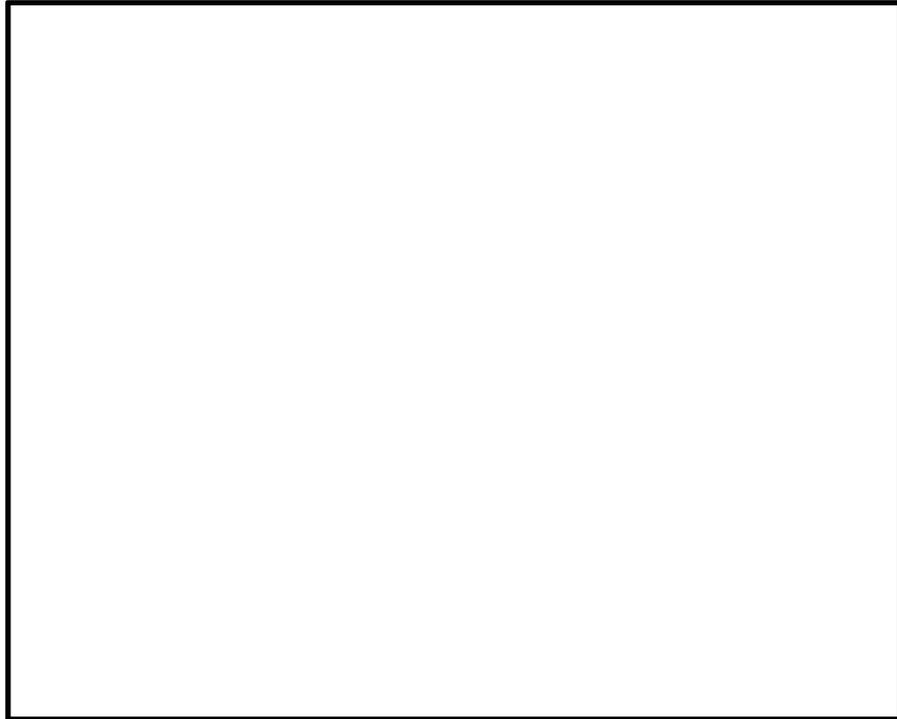


図 17.4-13 (9) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-21$ )

(検討ケース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)

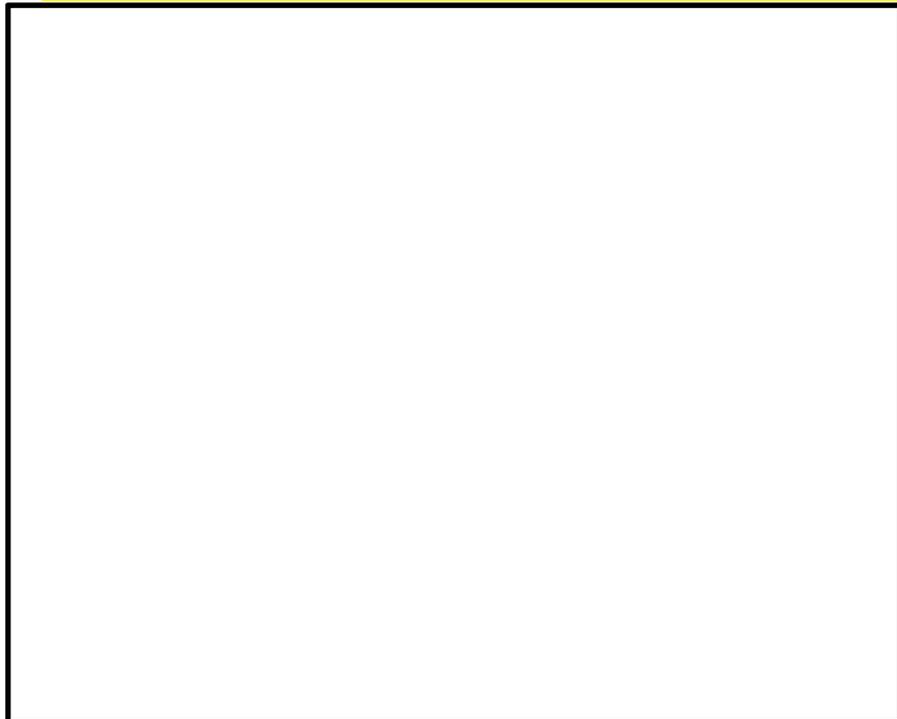


図 17.4-13 (10) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-22$ )

(検討ケース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)

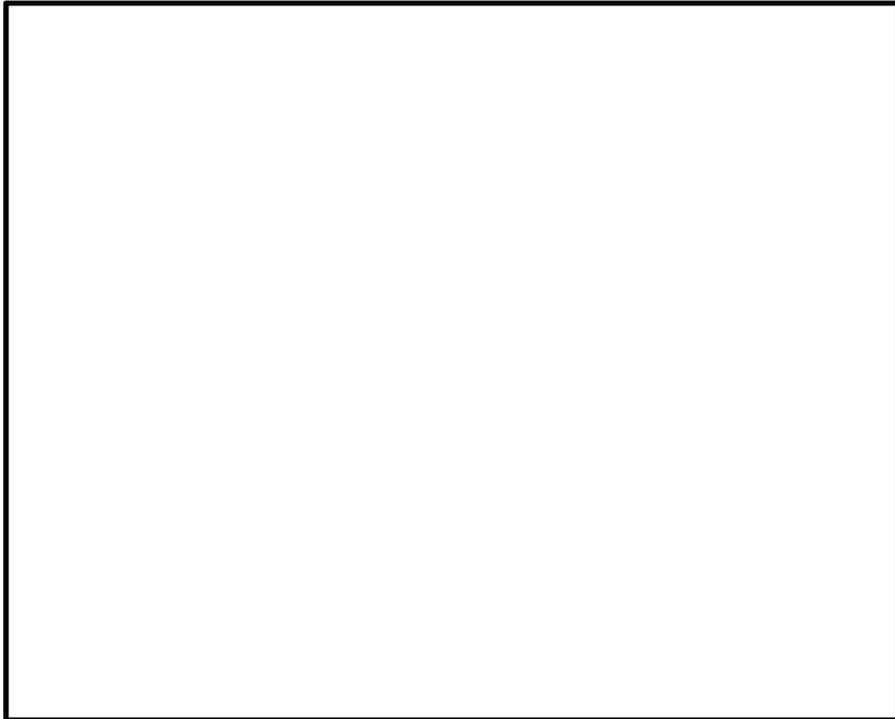


図 17.4-13 (11) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))

(検討ケース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)

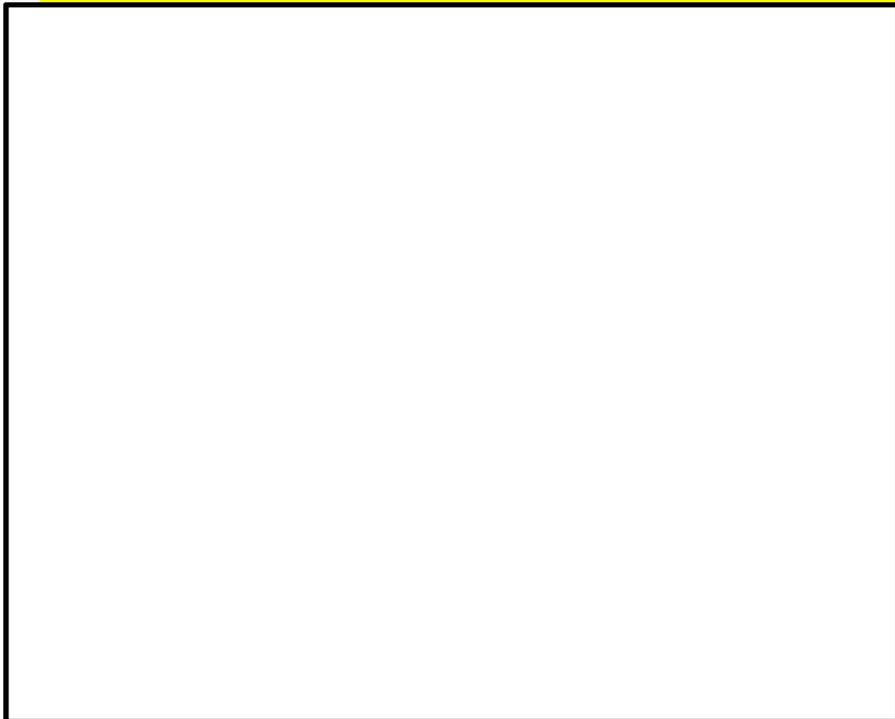


図 17.4-13 (12) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))

(検討ケース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)



図 17.4-13 (13) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 17.4-13 (14) ②-②断面の最大加速度分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )  
(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れることを仮定した解析ケース)

#### 17.4.2 耐震評価結果

##### (1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

表 17.4-10 にコンクリートの曲げ軸力，表 17.4-11 に鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材の発生応力は，許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 17.4-14 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 17.4-12 に示す。

表 17. 4-10 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状 (mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-511	149	5.5	21.0	0.27	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-617	525	5.3	21.0	0.26	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-358	692	6.1	21.0	0.30	
①	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-520	145	5.6	21.0	0.27	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-621	521	5.3	21.0	0.26	
		V-	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-359	696	6.1	21.0	0.30	

\*1 評価位置は下図に示す。

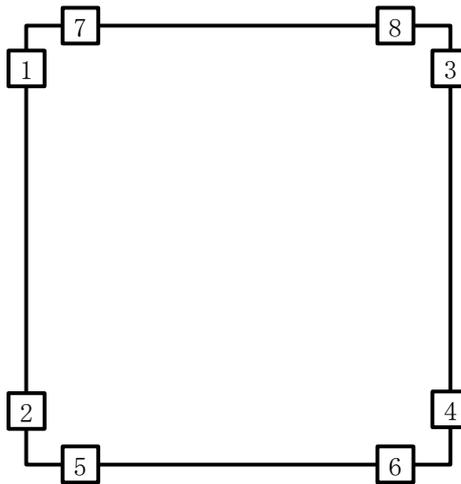


表 17. 4-10 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-D1	H- V+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-495	336	5.2	21.0	0.25	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-542	586	4.7	21.0	0.23	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-323	612	5.5	21.0	0.27	
①	Ss-D1	H- V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-495	314	5.2	21.0	0.25	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-524	534	4.5	21.0	0.22	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-313	605	5.4	21.0	0.26	

\*1 評価位置は下図に示す。

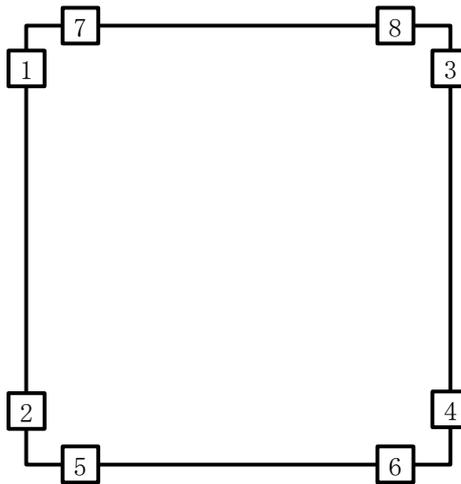


表 17. 4-10 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-11	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-288	374	3.0	21.0	0.15
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-303	323	2.6	21.0	0.13
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-205	397	3.5	21.0	0.17
①	Ss-12	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-355	598	3.5	21.0	0.17
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-368	402	3.2	21.0	0.16
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-251	462	4.3	21.0	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。

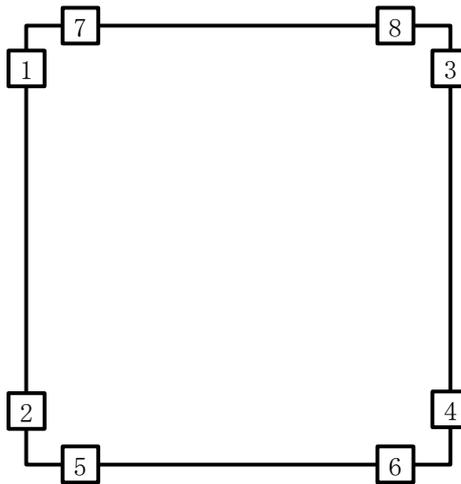


表 17. 4-10 (4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-13	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-435	782	4.3	21.0	0.21	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-330	397	2.9	21.0	0.14	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-231	428	4.0	21.0	0.20	
①	Ss-14	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-237	442	2.3	21.0	0.11	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-217	295	1.9	21.0	0.10	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-166	300	2.9	21.0	0.14	

\*1 評価位置は下図に示す。

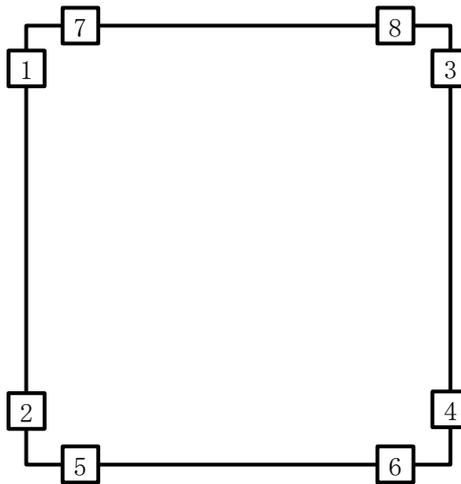


表 17. 4-10 (5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-21	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-302	195	3.2	21.0	0.16	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-373	419	3.2	21.0	0.16	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-241	465	4.1	21.0	0.20	
①	Ss-22	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-272	142	2.9	21.0	0.14	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-357	398	3.1	21.0	0.15	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-240	474	4.1	21.0	0.20	

\*1 評価位置は下図に示す。

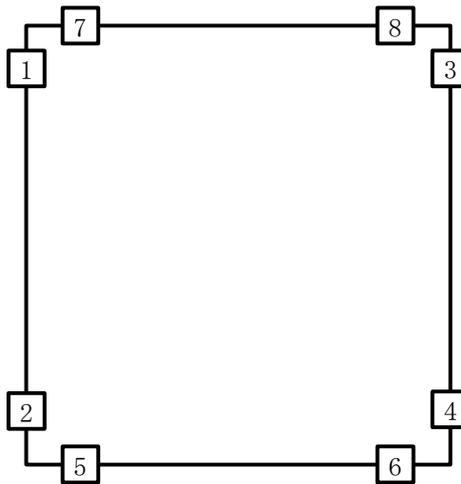


表 17. 4-10 (6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状 (mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-31	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-405	430	4.2	21.0	0.20	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-430	526	3.7	21.0	0.18	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-267	467	4.6	21.0	0.22	
①	Ss-31	H-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-632	628	6.6	21.0	0.32	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-567	505	4.9	21.0	0.24	
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-310	544	5.3	21.0	0.26	

\*1 評価位置は下図に示す。

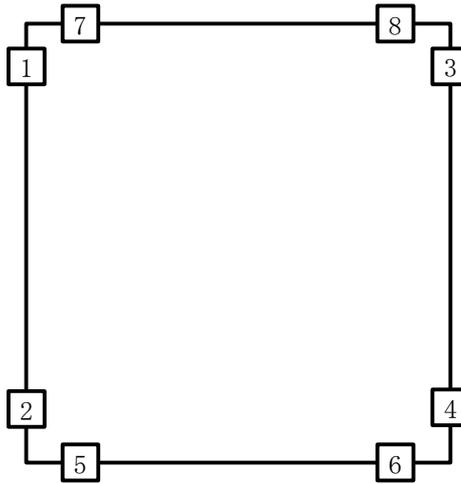


表 17. 4-10 (7) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
②	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-494	154	5.3	21.0	0.26
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-589	497	5.1	21.0	0.25
		V-	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-345	678	5.9	21.0	0.29
③	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-550	134	5.9	21.0	0.29
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-658	548	5.6	21.0	0.27
		V-	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-375	717	6.4	21.0	0.31

\*1 評価位置は下図に示す。

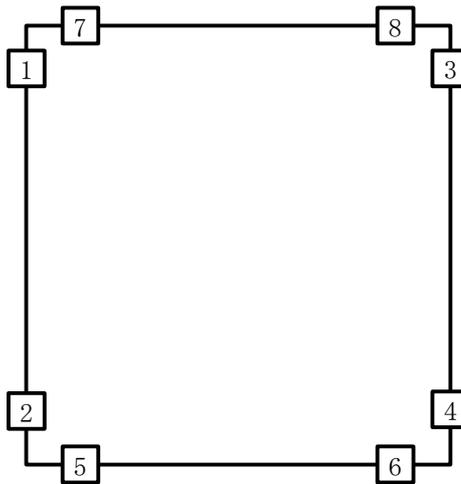


表 17.4-10 (8) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
④	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-785	207	8.4	21.0	0.40
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-805	425	6.8	21.0	0.33
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-506	811	8.6	21.0	0.41
⑤	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-381	332	4.0	21.0	0.20
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-434	639	3.7	21.0	0.18
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-259	550	4.4	21.0	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。

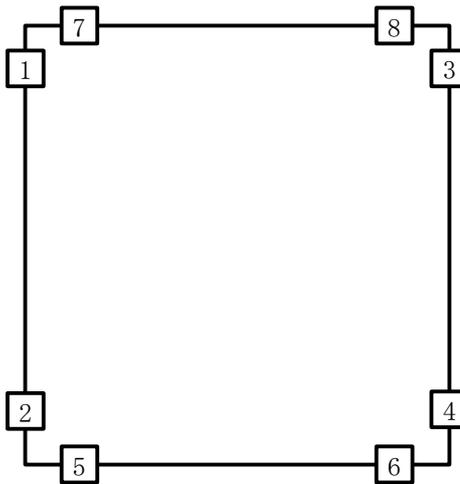


表 17.4-10 (9) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
⑥	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-341	419	3.5	21.0	0.17
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-399	597	3.4	21.0	0.17
		V-	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-235	396	4.0	21.0	0.20

\*1 評価位置は下図に示す。

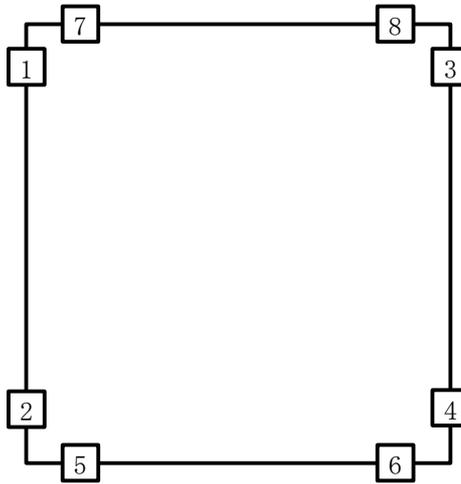


表 17.4-11 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-504	108	171	435	0.40
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-616	509	134	435	0.31
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-358	691	95	435	0.22
①	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-517	128	173	435	0.40
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-621	509	136	435	0.32
		V-	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-349	616	99	435	0.23

\*1 評価位置は下図に示す。

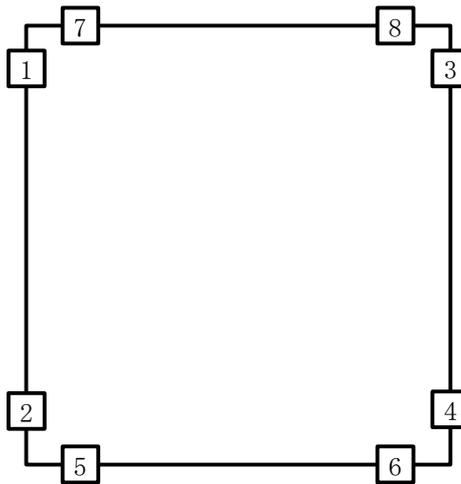


表 17.4-11 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-D1	H- V+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-396	30	143	435	0.33
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	364	14	112	435	0.26
			頂版	7	1000	700	580	4053.6	-151	-243	105	435	0.25
①	Ss-D1	H- V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-376	-13	141	435	0.33
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	362	17	111	435	0.26
			頂版	7	1000	700	580	4053.6	-142	-263	103	435	0.24

\*1 評価位置は下図に示す。

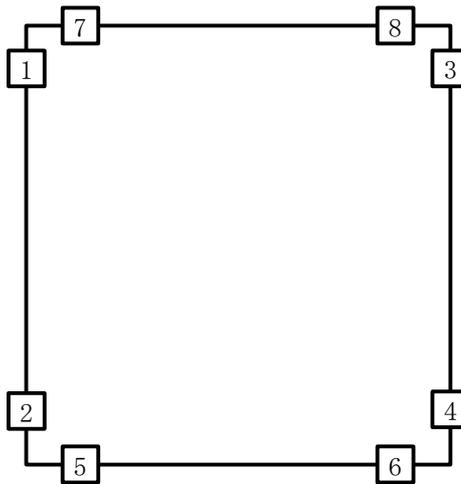


表 17.4-11 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-11	H+ V+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-247	143	72	435	0.17	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-303	316	59	435	0.14	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-149	131	57	435	0.14	
①	Ss-12	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	4053.6	-277	-72	113	435	0.26	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-368	393	71	435	0.17	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-251	461	69	435	0.16	

\*1 評価位置は下図に示す。

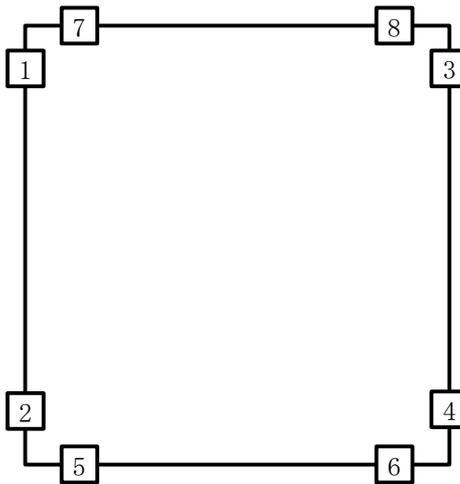


表 17.4-11 (4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-13	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	4053.6	-276	-11	104	435	0.24	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-326	359	62	435	0.15	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-231	427	64	435	0.15	
①	Ss-14	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	4053.6	-194	85	60	435	0.14	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-215	279	36	435	0.09	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-153	177	54	435	0.13	

\*1 評価位置は下図に示す。

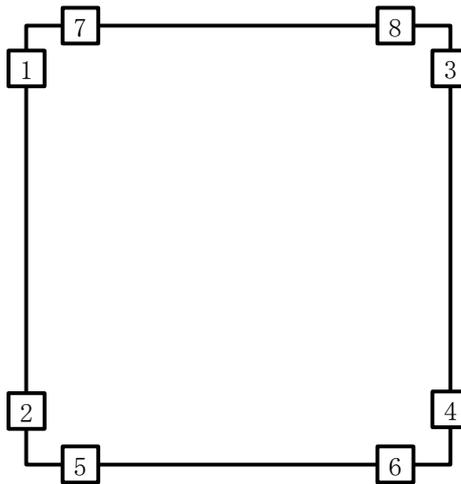


表 17.4-11 (5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-21	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-287	87	94	435	0.22
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-372	382	73	435	0.17
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-237	438	65	435	0.15
①	Ss-22	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-272	142	81	435	0.19
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-355	384	68	435	0.16
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-240	472	63	435	0.15

\*1 評価位置は下図に示す。

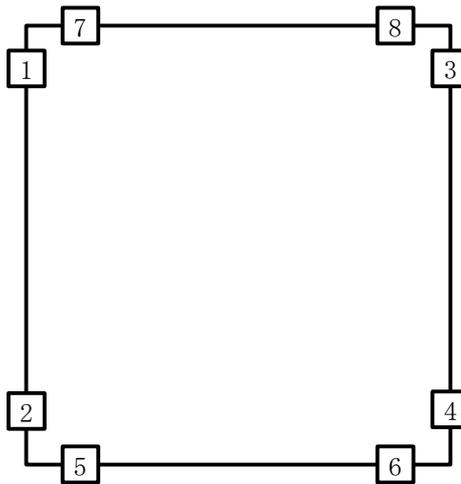


表 17.4-11 (6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
①	Ss-31	H+	底版	5	1000	1000	880	4053.6	307	-202	119	435	0.28
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-425	481	79	435	0.19
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-267	465	76	435	0.18
①	Ss-31	H-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-604	507	153	435	0.36
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-566	480	122	435	0.29
		V+	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-308	526	89	435	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。

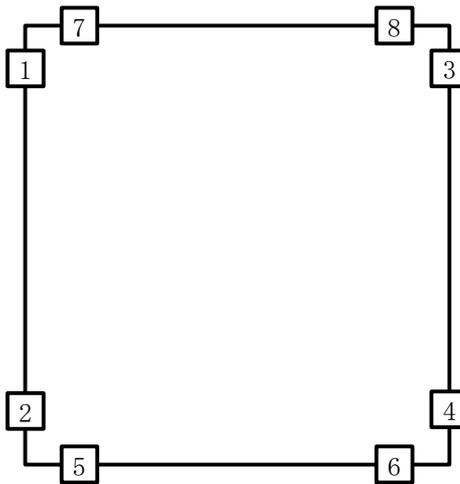


表 17.4-11 (7) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置			断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
			部材 幅	部材 高	有効 高	部材 幅	部材 高	有効 高						
②	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-491	136	163	435	0.38	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-588	483	129	435	0.30	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-338	600	95	435	0.22	
③	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-548	117	186	435	0.43	
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-658	535	144	435	0.34	
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-355	626	101	435	0.24	

\*1 評価位置は下図に示す。

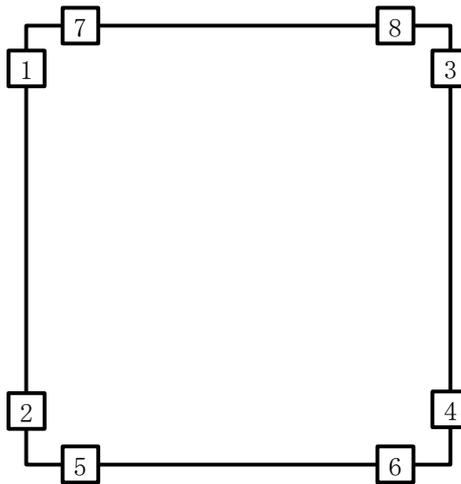


表 17.4-11 (8) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状(mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
④	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-766	140	264	435	0.61
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-805	411	204	435	0.47
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-506	808	153	435	0.36
⑤	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-373	270	101	435	0.24
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-396	329	86	435	0.20
			頂版	8	1000	700	580	4053.6	-215	248	76	435	0.18

\*1 評価位置は下図に示す。

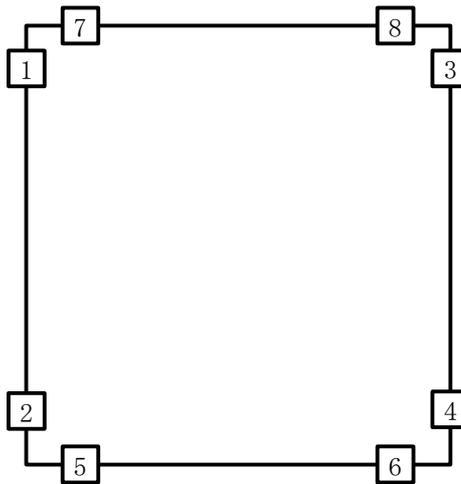


表 17.4-11 (9) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケー ス	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			引張 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査 値
					部材 幅	部材 高	有効 高						
⑥	Ss-D1	H+	底版	5	1000	1000	750	4053.6	-304	247	78	435	0.18
			側壁	2	1000	1000	880	4053.6	-342	336	69	435	0.16
		V-	頂版	8	1000	700	580	4053.6	-205	220	74	435	0.18

\*1 評価位置は下図に示す。

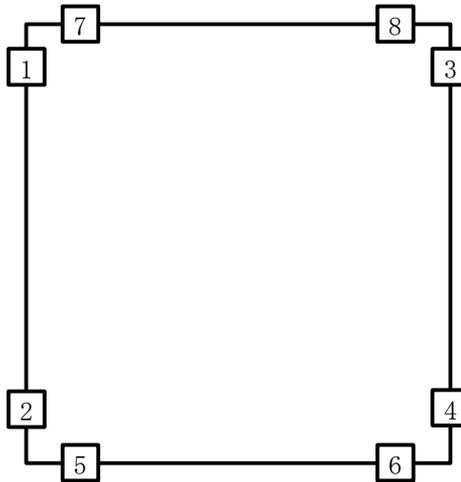




図 17.4-14 概略配筋図

表 17.4-12 断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

位置	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)
底版(上筋)	1000	1000	120	880	SD490	D25	1	125	4053.6
底版(下筋)	1000	1000	250	750	SD490	D25	1	125	4053.6
側壁	1000	1000	120	880	SD490	D25	1	125	4053.6
頂版	1000	700	120	580	SD490	D25	1	125	4053.6

(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 17.4-13 にせん断力に対する照査結果を示す。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{c.a}$ ) 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、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 17.4-15 に概略配筋図を、表 17.4-14 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 17.4-13 (1) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
①	Ss-D1	H+ V+	底版	5	1000	1000	750	D19	-230	1165	0.20
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-517	1367	0.38
			頂版	8	1000	700	580	D19	-206	901	0.23
①	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	D19	-228	1165	0.20
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-515	1367	0.38
			頂版	8	1000	700	580	D19	-219	901	0.25

\*1 評価位置は下図に示す。

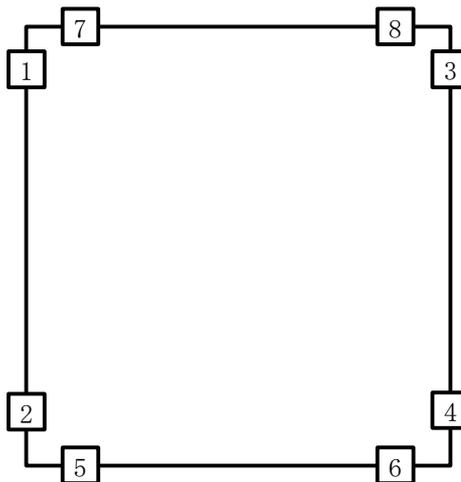


表 17.4-13 (2) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
①	Ss-D1	H- V+	底版	5	1000	1000	750	D19	-221	1165	0.19
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-452	1367	0.34
			頂版	8	1000	700	580	D19	-200	901	0.23
①	Ss-D1	H- V-	底版	5	1000	1000	750	D19	-216	1165	0.19
			側壁	3	1000	1000	880	D19	434	1367	0.32
			頂版	8	1000	700	580	D19	-207	901	0.23

\*1 評価位置は下図に示す。

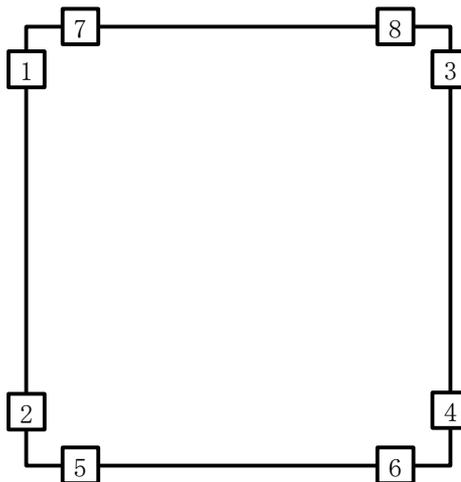


表 17.4-13 (3) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
①	Ss-11	H+ V+	底版	5	1000	1000	750	D19	-171	1165	0.15
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-305	1367	0.23
			頂版	8	1000	700	580	D19	-163	901	0.19
①	Ss-12	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	D19	229	1165	0.20
			側壁	2	1000	1000	880	D19	412	1367	0.31
			頂版	8	1000	700	580	D19	-173	901	0.20

\*1 評価位置は下図に示す。

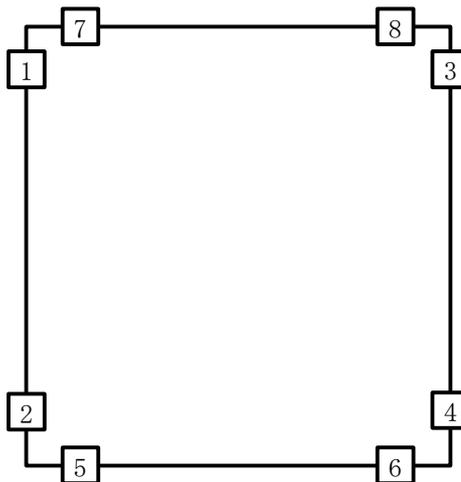


表 17.4-13 (4) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
①	Ss-13	H+ V+	底版	5	1000	1000	750	D19	-249	1165	0.22
			側壁	2	1000	1000	880	D19	501	1367	0.37
			頂版	8	1000	700	580	D19	-174	901	0.20
①	Ss-14	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	D19	177	1165	0.16
			側壁	2	1000	1000	880	D19	273	1367	0.20
			頂版	8	1000	700	580	D19	-167	901	0.19

\*1 評価位置は下図に示す。

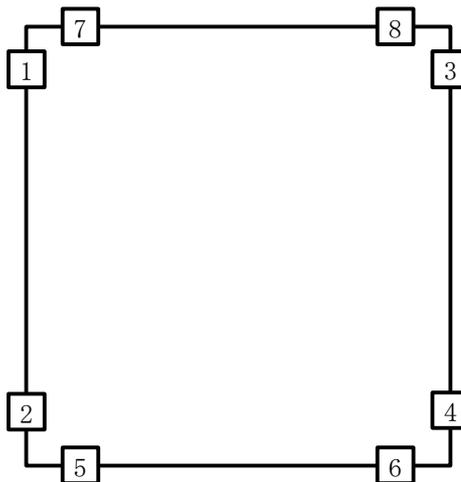


表 17.4-13 (5) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
①	Ss-21	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	D19	172	1165	0.15
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-382	1367	0.28
			頂版	8	1000	700	580	D19	-177	901	0.20
①	Ss-22	H+ V+	底版	6	1000	1000	750	D19	176	1165	0.16
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-364	1367	0.27
			頂版	8	1000	700	580	D19	-182	901	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。

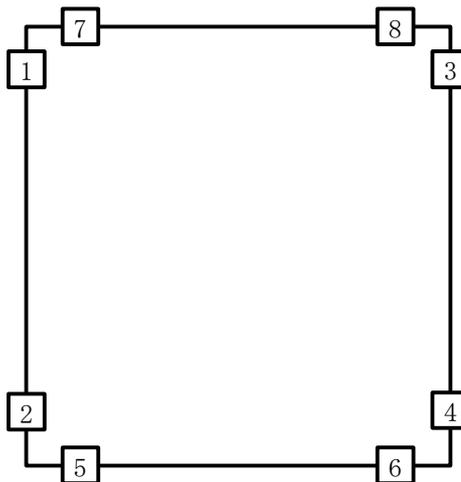


表 17.4-13 (6) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
①	Ss-31	H+ V+	底版	5	1000	1000	750	D19	-217	1165	0.19
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-355	1367	0.26
			頂版	8	1000	700	580	D19	-178	901	0.20
①	Ss-31	H- V+	底版	5	1000	1000	750	D19	-305	1165	0.27
			側壁	2	1000	1000	880	D19	506	1367	0.38
			頂版	8	1000	700	580	D19	-187	901	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。

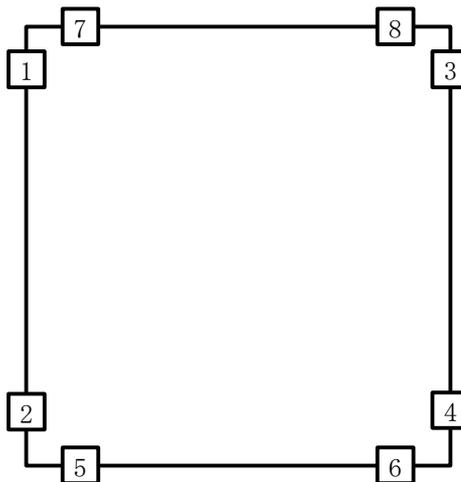


表 17.4-13 (7) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
②	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	D19	-234	1165	0.21
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-503	1367	0.37
			頂版	8	1000	700	580	D19	-215	901	0.24
③	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	D19	-224	1165	0.20
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-528	1367	0.39
			頂版	8	1000	700	580	D19	-221	901	0.25

\*1 評価位置は下図に示す。

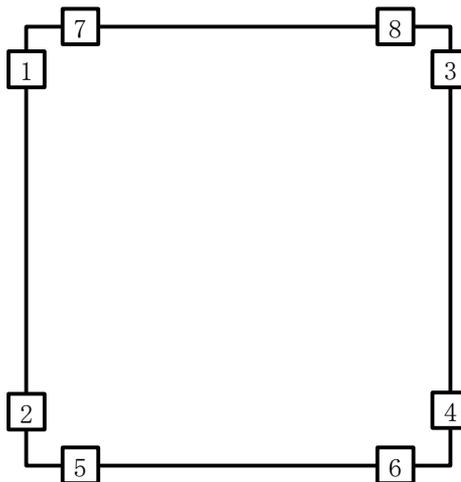


表 17.4-13 (8) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
④	Ss-D1	H+ V-	底版	5	1000	1000	750	D19	-281	1165	0.25
			側壁	3	1000	1000	880	D19	613	1367	0.45
			頂版	8	1000	700	580	D19	-269	901	0.30
⑤	Ss-D1	H+ V-	底版	6	1000	1000	750	D19	209	1165	0.18
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-466	1367	0.35
			頂版	8	1000	700	580	D19	-183	901	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。

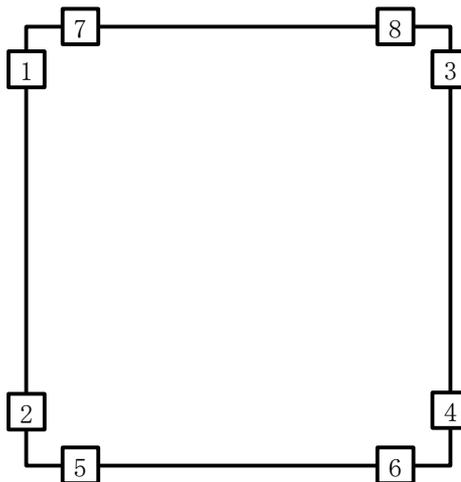
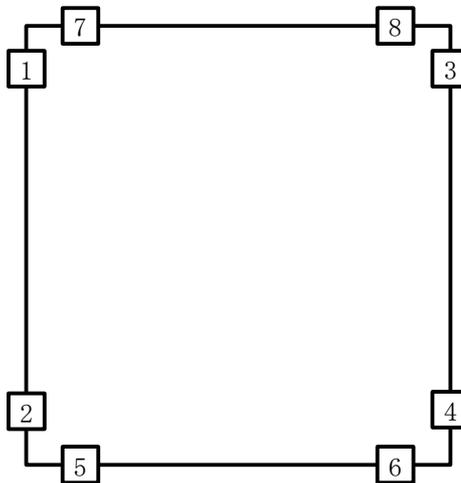


表 17.4-13 (9) せん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価位置		断面形状 (mm)			せん断 補強筋 (mm)	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
					部材幅	部材高	有効高				
⑥	Ss-D1	H+ V-	底版	6	1000	1000	750	D19	211	1165	0.19
			側壁	1	1000	1000	880	D19	-454	1367	0.34
			頂版	8	1000	700	580	D19	-183	901	0.21

\*1 評価位置は下図に示す。



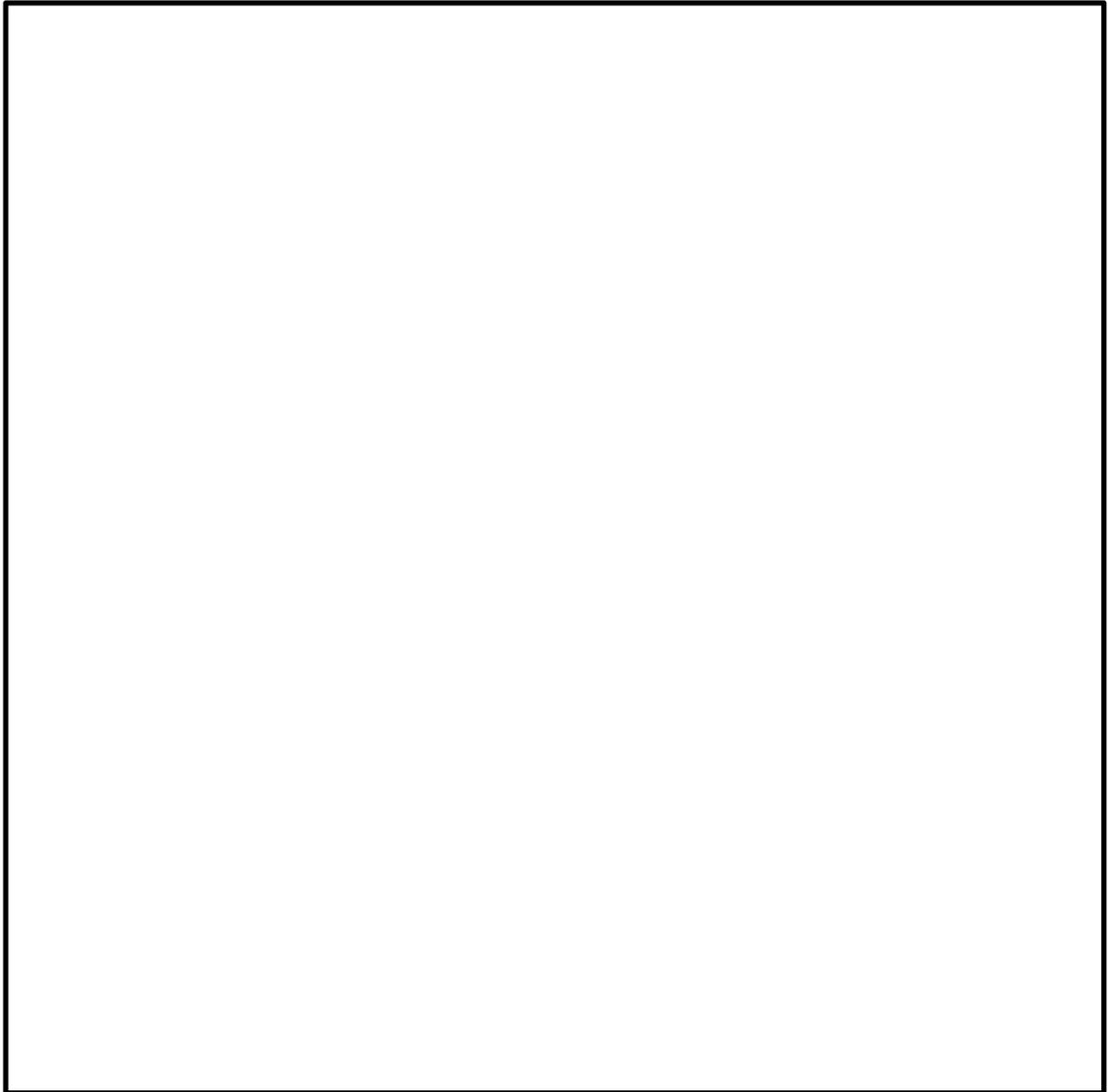


図 17.4-15 概略配筋図

表 17.4-14 断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

位置	断面性状				せん断補強鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)
底版(上引張)	1000	1000	120	880	SD490	D19	250	250	1146
底版(下引張)	1000	1000	250	750	SD490	D19	250	250	1146
側壁	1000	1000	120	880	SD490	D19	250	250	1146
頂版	1000	700	120	580	SD490	D19	250	250	1146

(3) 鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果

表 17.4-15 に鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において発生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、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鋼管杭の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 17.4-15 (1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-D1	H+	左	-3961	-1385	-157.9	-382.5	0.42
			右	-3719	-4184	-172.8	-382.5	0.46
①	Ss-D1	V-	左	-3976	-1399	-158.6	-382.5	0.42
			右	-3738	-4196	-173.6	-382.5	0.46

\*1 評価位置は下図に示す。

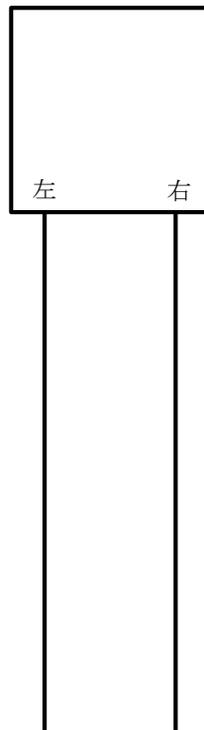


表 17.4-15 (2) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-D1	H-	左	-4100	-1230	-161.7	-382.5	0.43
			右	-3891	-4126	-178.6	-382.5	0.47
①	Ss-D1	V-	左	-4184	-1290	-165.3	-382.5	0.44
			右	-3970	-4306	-183.1	-382.5	0.48

\*1 評価位置は下図に示す。

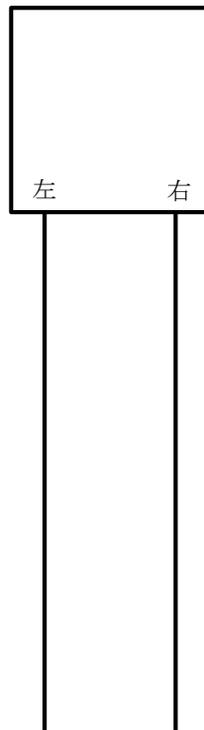


表 17.4-15 (3) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-11	H+	左	-1777	-1560	-78.9	-382.5	0.21
			右	-1439	-2565	-74.9	-382.5	0.20
①	Ss-12	H+	左	-3100	396	117.7	382.5	0.31
			右	-2937	-2330	-128.2	-382.5	0.34

\*1 評価位置は下図に示す。

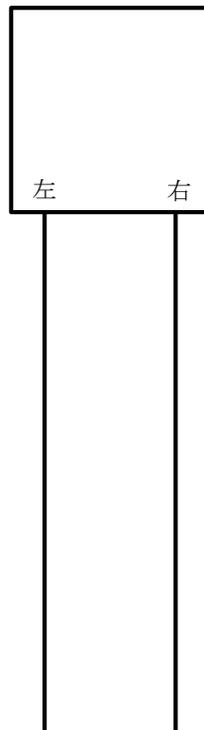


表 17.4-15 (4) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-13	H+	左	-2382	769	94.4	382.5	0.25
			右	-2284	-1759	-99.2	-382.5	0.26
①	Ss-14	H+	左	-893	-642	-38.4	-382.5	0.11
			右	-908	-824	-40.5	-382.5	0.11

\*1 評価位置は下図に示す。

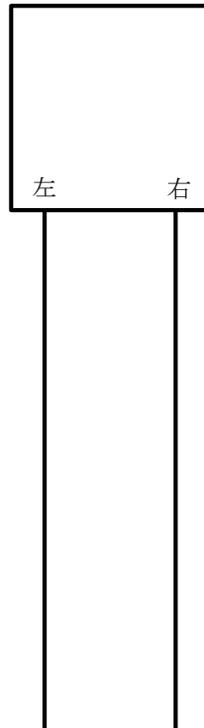


表 17.4-15 (5) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-21	H+	左	2479	1845	107.1	382.5	0.28
			右	2013	3584	104.8	382.5	0.28
①	Ss-22	H+	左	-1642	-1269	-71.4	-382.5	0.19
			右	-1410	-2645	-74.5	-382.5	0.20

\*1 評価位置は下図に示す。

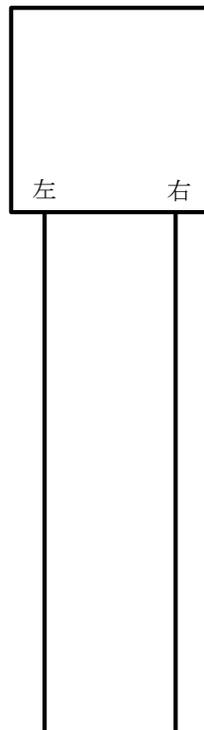


表 17.4-15 (6) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-31	H+	左	5252	-500	-198.0	-382.5	0.52
			右	4960	2702	206.0	382.5	0.54
①	Ss-31	H-	左	-5629	1449	219.9	382.5	0.58
			右	-5394	-2551	-220.7	-382.5	0.58

\*1 評価位置は下図に示す。

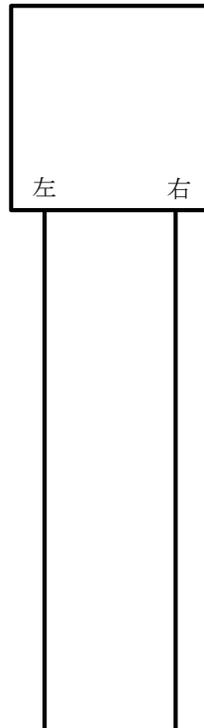


表 17.4-15 (7) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
②	Ss-31	H-	左	-4899	1365	192.3	382.5	0.51
			右	-4702	-2400	-193.9	-382.5	0.51
③	Ss-31	H-	左	-6487	1531	252.3	382.5	0.66
			右	-6200	-2838	-252.9	-382.5	0.67

\*1 評価位置は下図に示す。

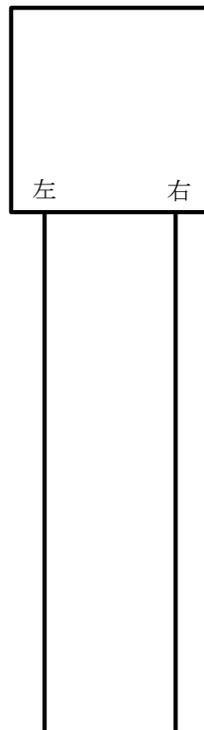


表 17.4-15 (8) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
④	Ss-31	H-	左	-8072	-359	-300.8	-382.5	0.79
			右	-7883	-7816	-357.3	-382.5	0.94
⑤	Ss-31	H-	左	-5294	761	201.7	382.5	0.53
			右	-5173	-2305	-210.4	-382.5	0.56

\*1 評価位置は下図に示す。

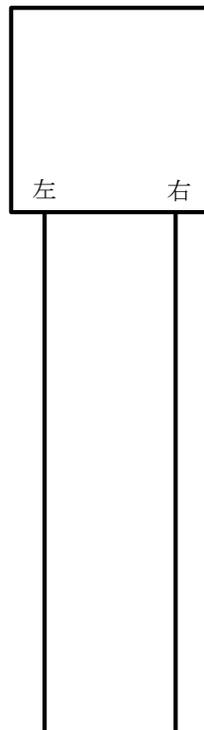
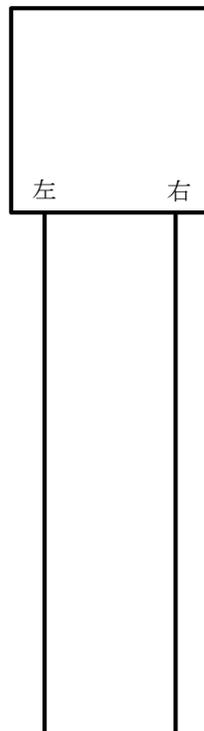


表 17.4-15 (9) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
⑥	Ss-31	H-	左	-4609	721	176.2	382.5	0.47
		V+	右	-4530	-2025	-184.3	-382.5	0.49

\*1 評価位置は下図に示す。



(4) 鋼管杭のせん断力に対する評価結果

表 17.4-16 に鋼管杭のせん断力に対する照査結果を示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において発生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、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鋼管杭の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 17.4-16 (1) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-D1	H+, V+	左	2026	34.49	217.5	0.16
			右	1888	32.13	217.5	0.15
①	Ss-D1	H+, V-	左	2035	34.63	217.5	0.16
			右	1897	32.28	217.5	0.15

\*1 評価位置は下図に示す。

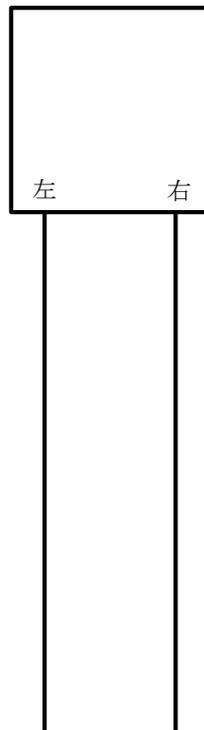


表 17.4-16 (2) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-D1	H-, V+	左	2099	35.73	217.5	0.17
			右	1978	33.66	217.5	0.16
①	Ss-D1	H-, V-	左	2141	36.44	217.5	0.17
			右	2010	34.20	217.5	0.16

\*1 評価位置は下図に示す。

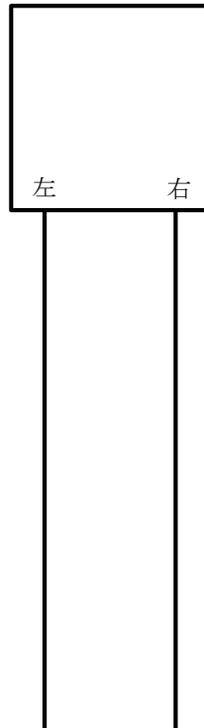


表 17.4-16 (3) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-11	H+, V+	左	932	15.85	217.5	0.08
			右	815	13.87	217.5	0.07
①	Ss-12	H+, V+	左	1619	27.55	217.5	0.13
			右	1565	26.64	217.5	0.13

\*1 評価位置は下図に示す。

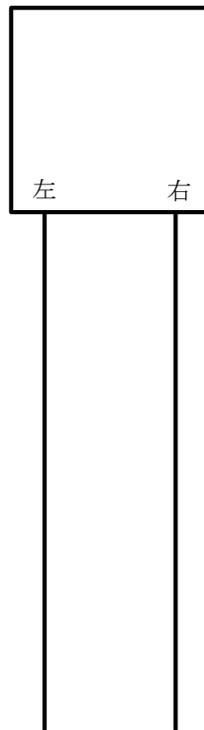


表 17.4-16 (4) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-13	H+, V+	左	1253	21.33	217.5	0.10
			右	1233	20.99	217.5	0.10
①	Ss-14	H+, V+	左	519	8.83	217.5	0.05
			右	508	8.64	217.5	0.04

\*1 評価位置は下図に示す。

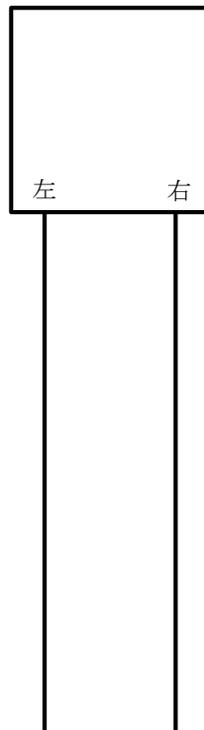


表 17.4-16 (5) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-21	H+, V+	左	-1293	-22.01	217.5	0.11
			右	-1141	-19.41	217.5	0.09
①	Ss-22	H+, V+	左	862	14.66	217.5	0.07
			右	759	12.92	217.5	0.06

\*1 評価位置は下図に示す。

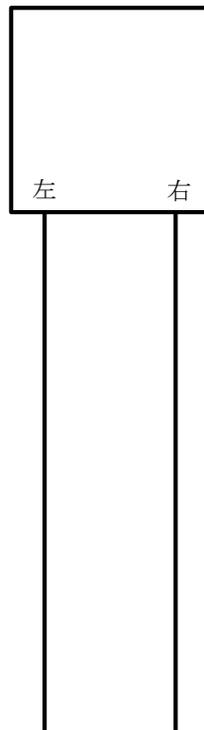


表 17.4-16 (6) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-31	H+, V+	左	-2686	-45.71	217.5	0.22
			右	-2672	-45.47	217.5	0.21
①	Ss-31	H-, V+	左	2876	48.95	217.5	0.23
			右	2846	48.45	217.5	0.23

\*1 評価位置は下図に示す。

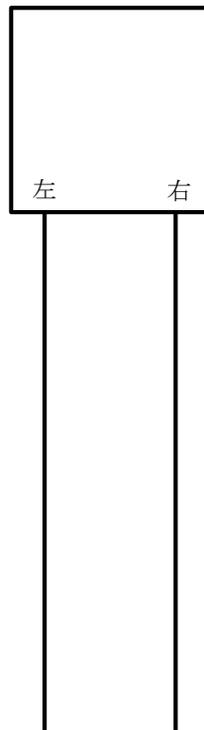


表 17.4-16 (7) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
②	Ss-31	H-, V+	左	2525	42.97	217.5	0.20
			右	2517	42.84	217.5	0.20
③	Ss-31	H-, V+	左	3285	55.92	217.5	0.26
			右	3219	54.78	217.5	0.26

\*1 評価位置は下図に示す。

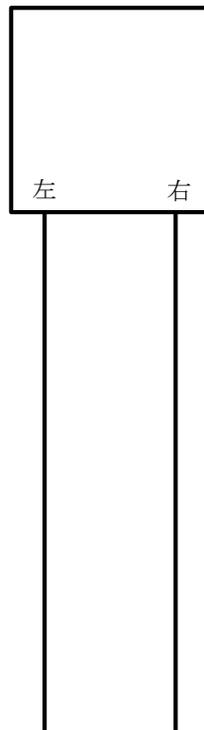


表 17.4-16 (8) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
④	Ss-31	H-, V+	左	4023	68.48	217.5	0.32
			右	3786	64.44	217.5	0.30
⑤	Ss-31	H-, V+	左	2694	45.86	217.5	0.22
			右	2690	45.78	217.5	0.22

\*1 評価位置は下図に示す。

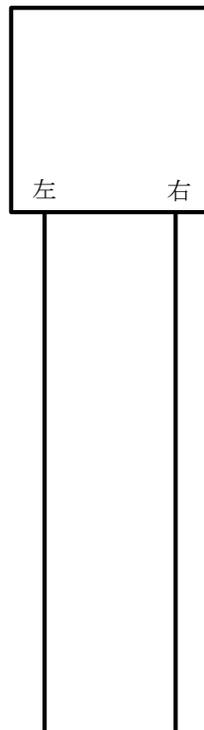
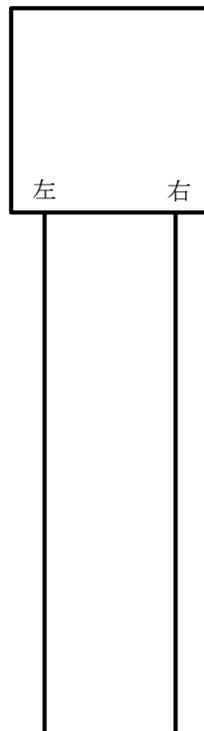


表 17.4-16 (9) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
⑥	Ss-31	H-, V+	左	2359	40.15	217.5	0.19
			右	2382	40.55	217.5	0.19

\*1 評価位置は下図に示す。



(5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 17.4-17 に基礎地盤の支持性能評価結果を示す。

鋼管杭の最大接地圧は、検討ケース①  $S_s-D1$  (H+, V-) で  $979 \text{ kN/m}^2$  であり、鋼管杭の極限支持力度  $5383 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の基礎地盤は、基準地震動  $S_s$  に対し、支持性能を有する。

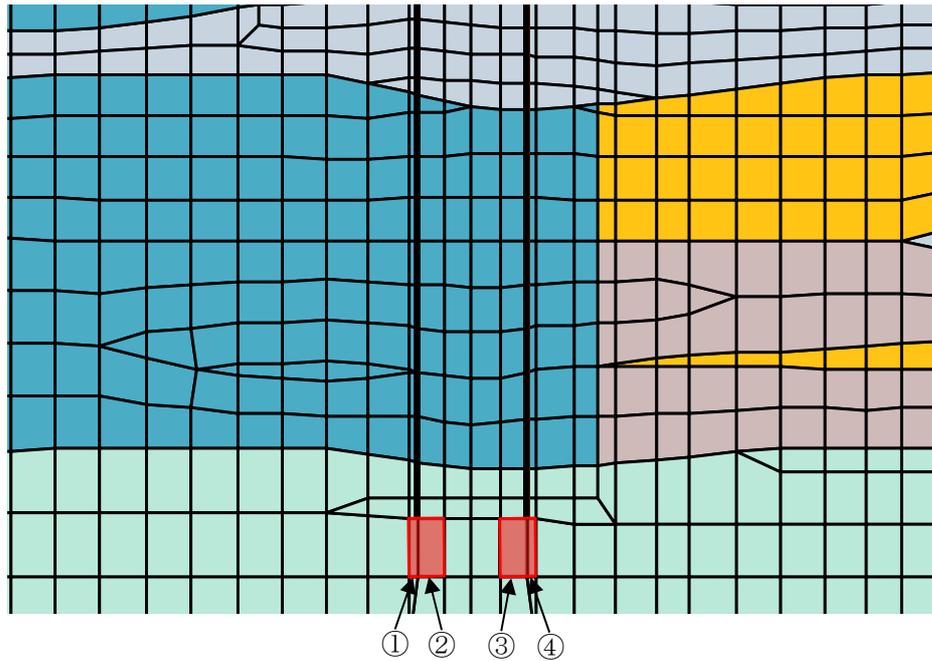


図 17.4-16 基礎地盤の支持性能の評価位置

表 17.4-17 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	基準地震動	位相	照査位置	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
①	S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	④	896	5383
	S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	④	979	5383
	S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	④	874	5383
	S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	④	833	5383
	S <sub>s</sub> -11	H+, V+	①	715	5383
	S <sub>s</sub> -12	H+, V+	④	766	5383
	S <sub>s</sub> -13	H+, V+	④	759	5383
	S <sub>s</sub> -14	H+, V+	④	701	5383
	S <sub>s</sub> -21	H+, V+	④	851	5383
	S <sub>s</sub> -22	H+, V+	④	846	5383
	S <sub>s</sub> -31	H+, V+	③	684	5383
	S <sub>s</sub> -31	H-, V+	④	766	5383
	②	S <sub>s</sub> -31	H-, V+	④	761
③	S <sub>s</sub> -31	H-, V+	④	773	5383
④	S <sub>s</sub> -31	H-, V+	④	760	5383
⑤	S <sub>s</sub> -31	H-, V+	④	622	5383
⑥	S <sub>s</sub> -31	H-, V+	④	604	5383

#### 17.4.3 まとめ

緊急時対策所用発電燃料貯蔵タンク基礎について、基準地震動 $S_s$ による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、緊急時対策所用発電機燃料タンク基礎は、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して、要求性能を維持できる。

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に関する参考資料

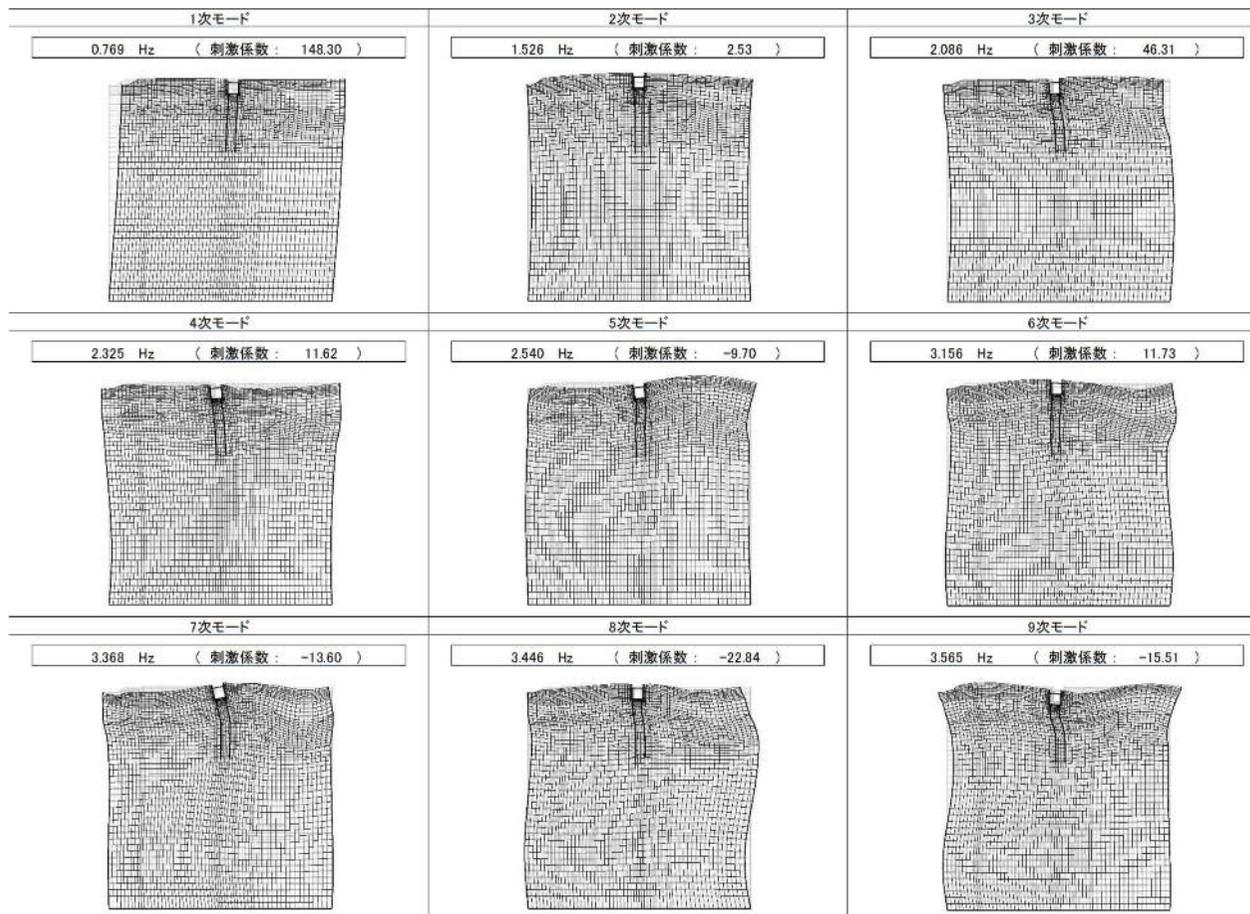
#### (参考1) 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析により求められ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 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

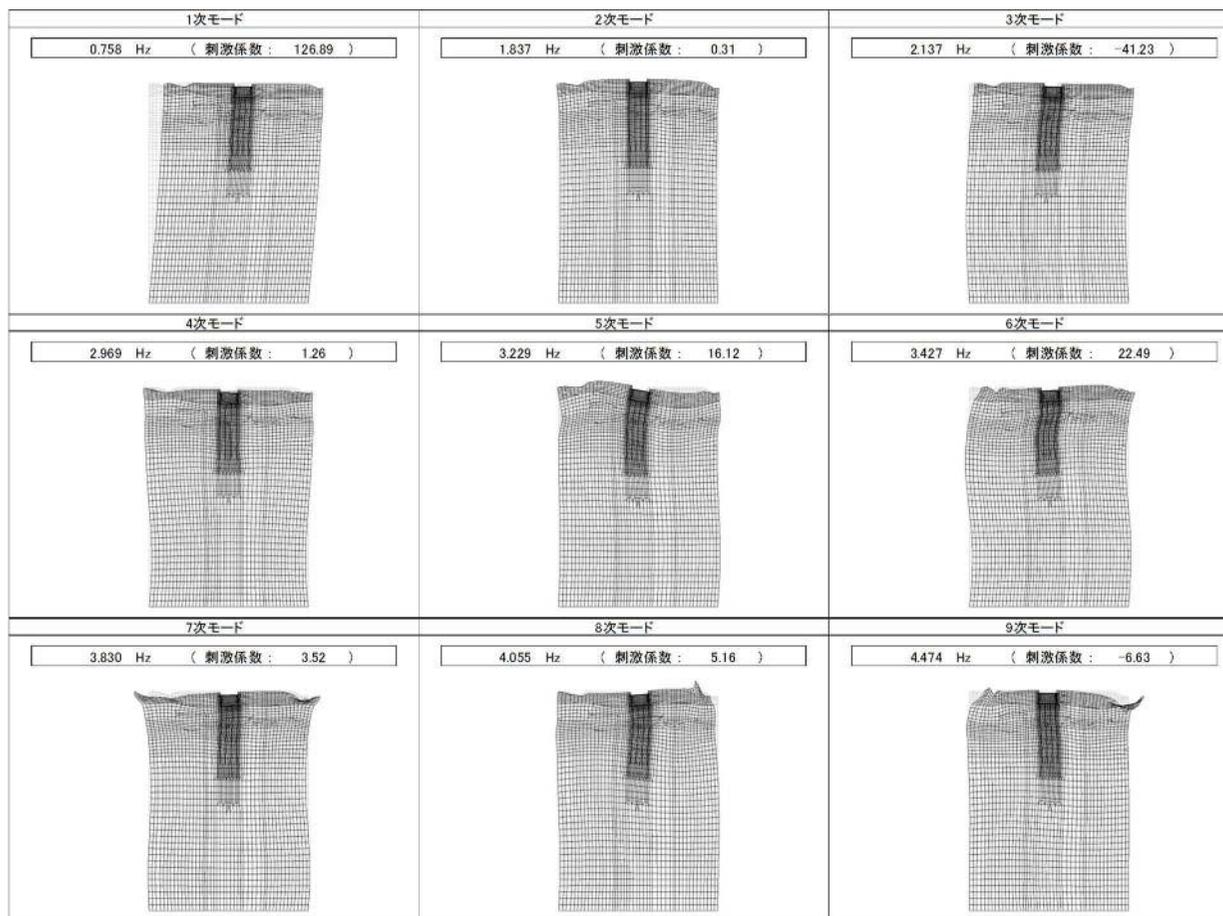
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

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、鋼材については 3% (道路橋示方書 (V 耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)), コンクリートについては 5% (J E A G 4 6 0 1 - 1987) とする。



①-①断面

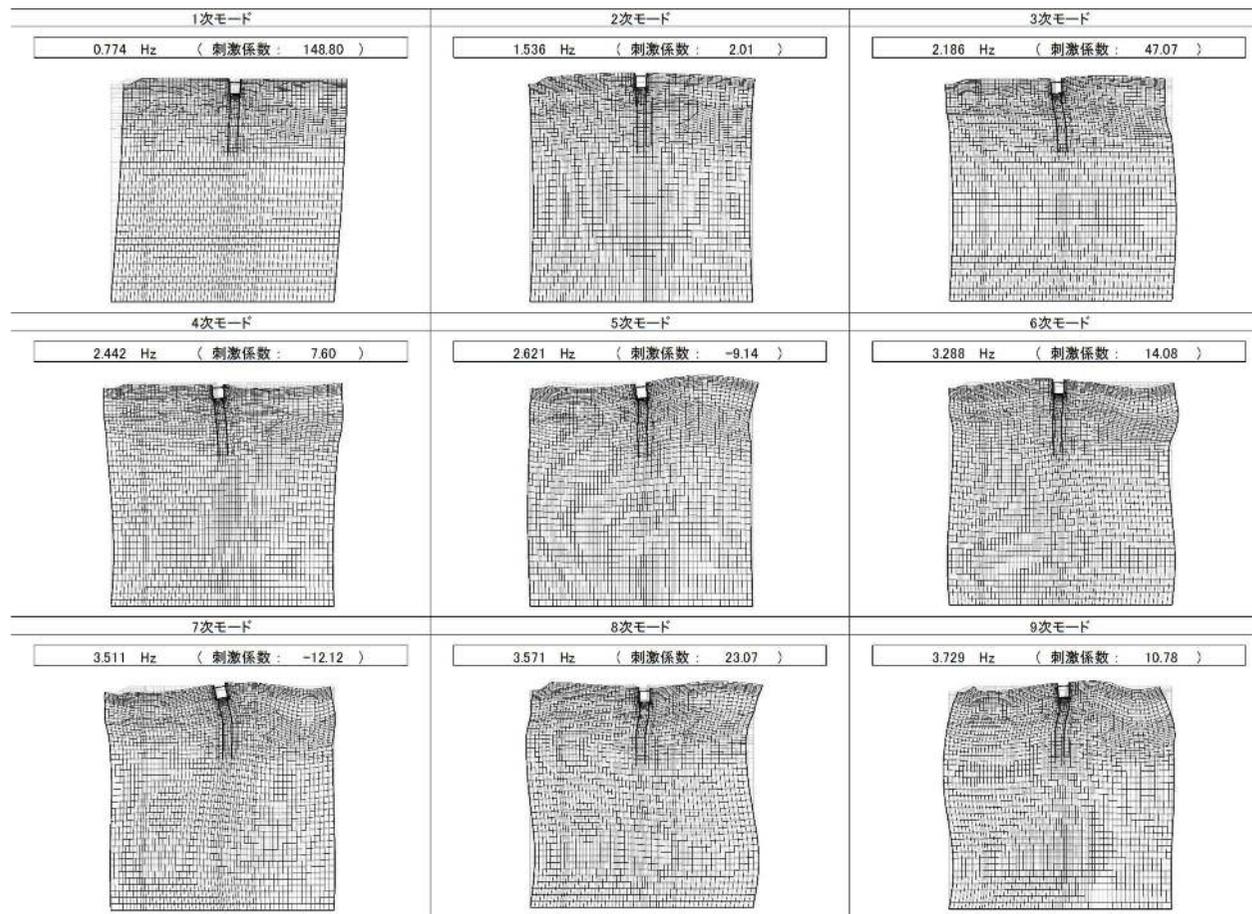
図 1-1 (1) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の固有値解析結果  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



②-②断面

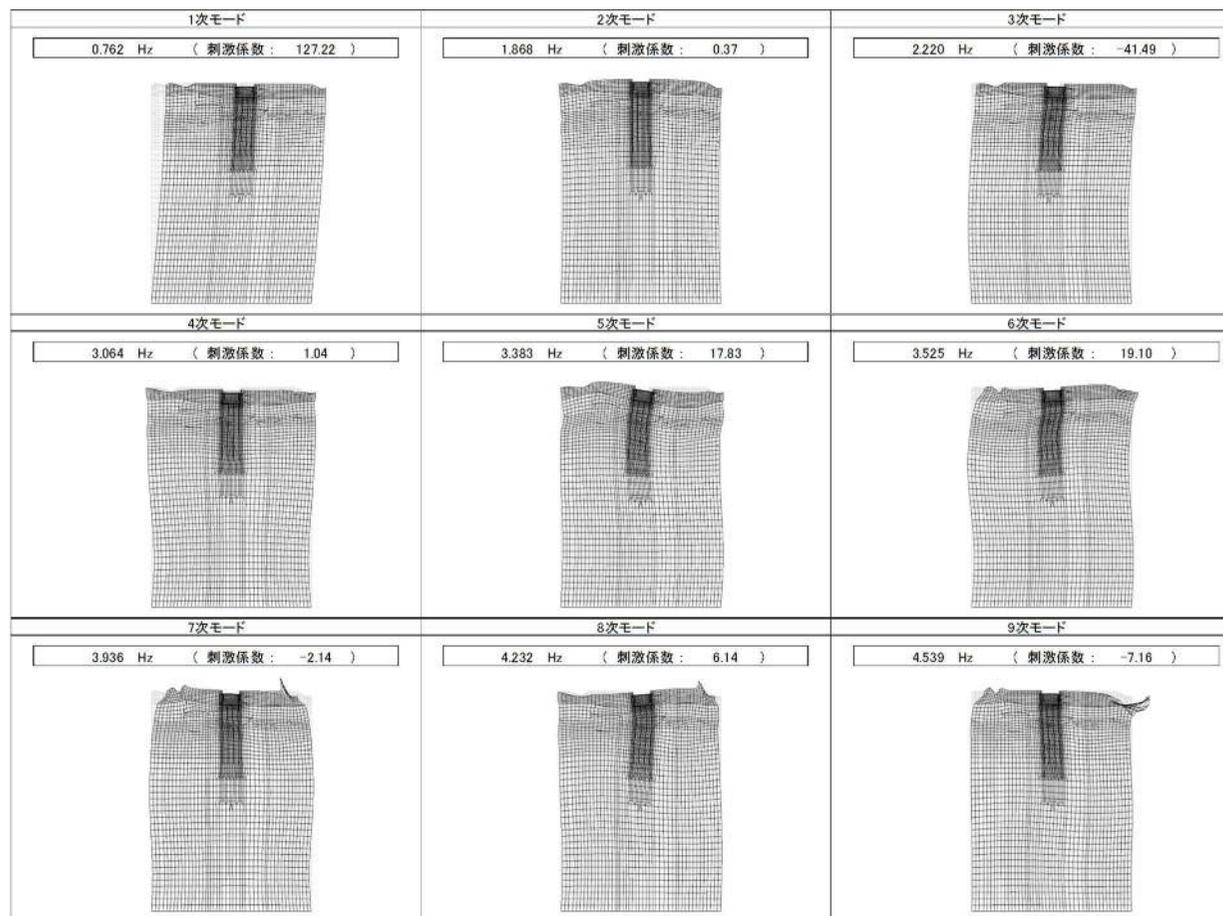
図 1-1 (2) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の固有値解析結果

(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)



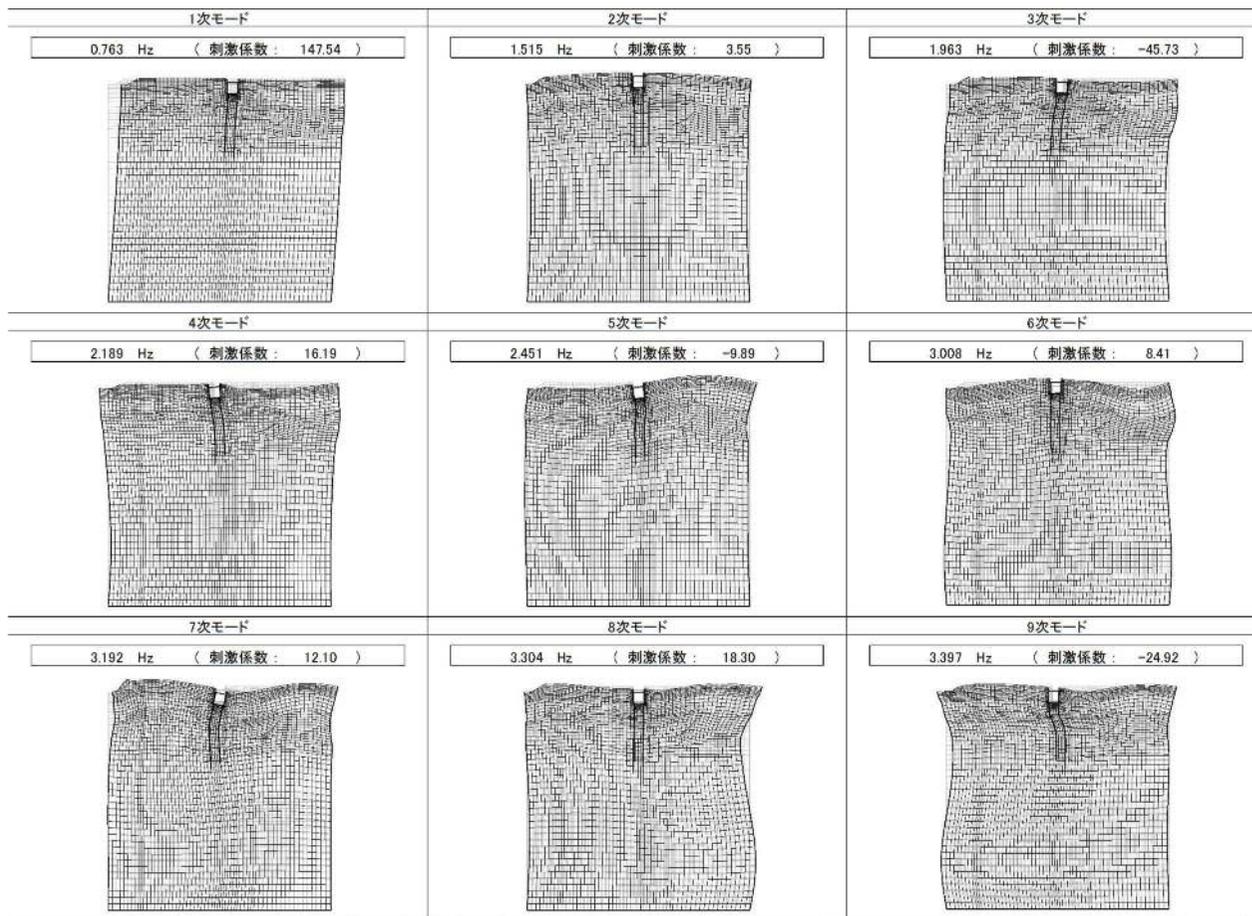
①-①断面

図 1-1 (3) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク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 $\sigma$ ) した解析ケース)



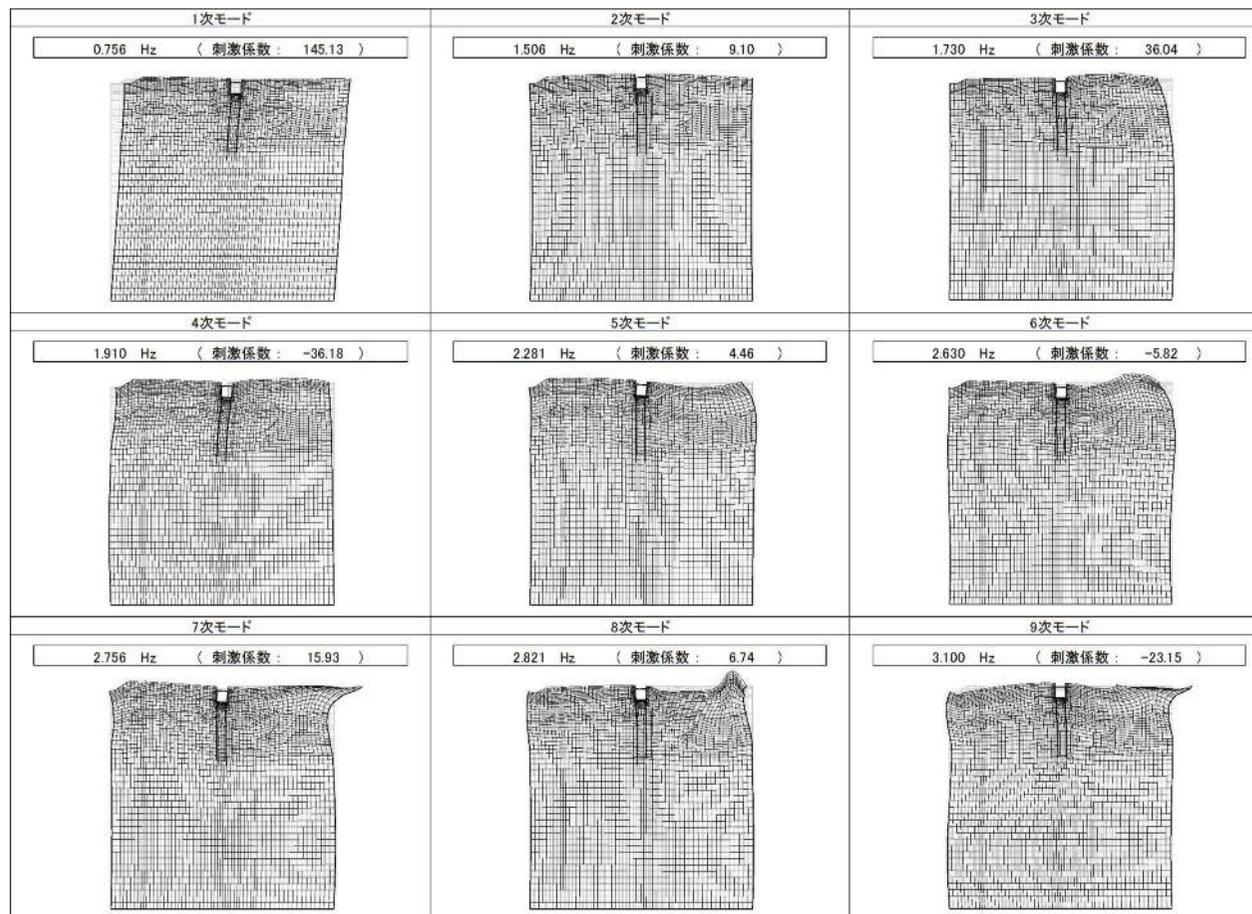
②-②断面

図 1-1 (4) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク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)



①-①断面

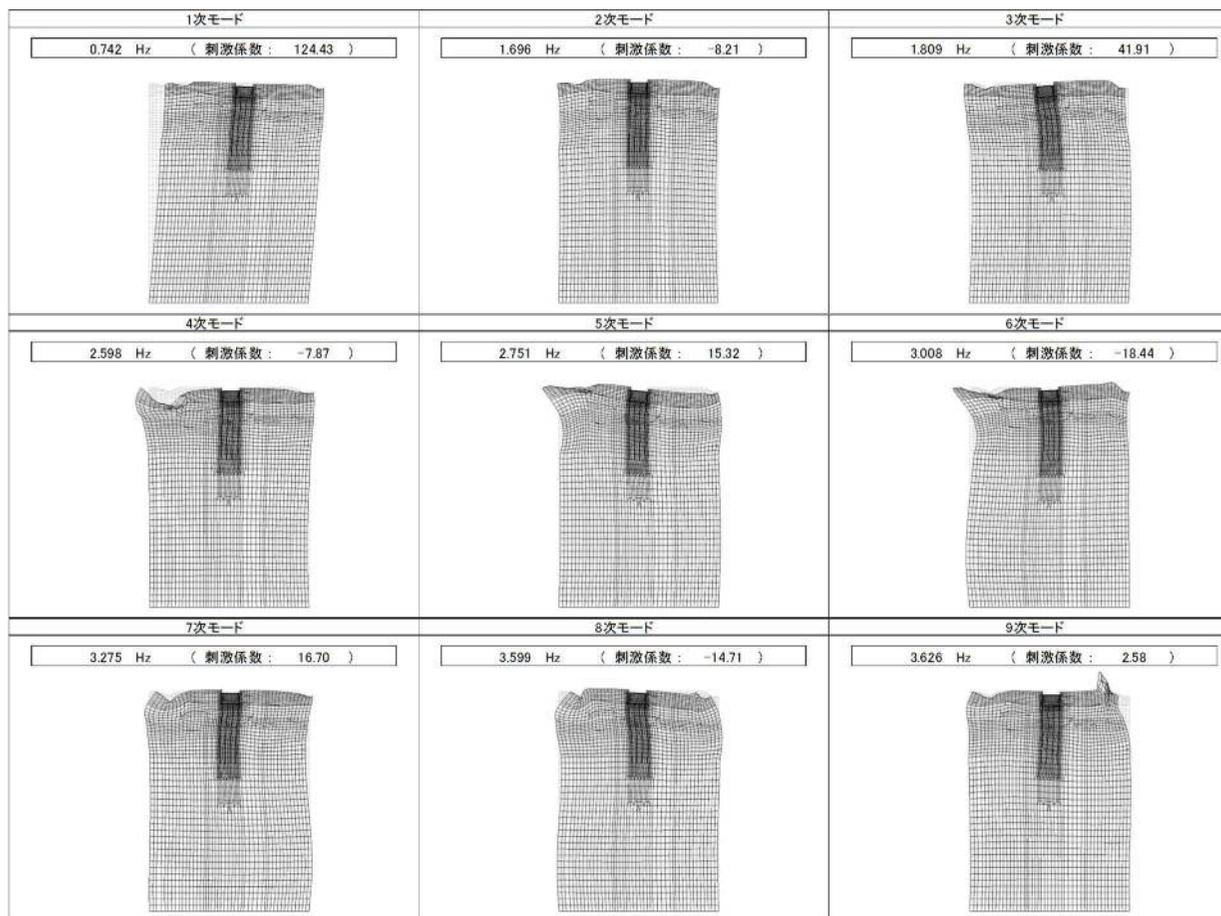
図 1-1 (5) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の固有値解析結果  
(検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



①-①断面

図 1-1 (6) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の固有値解析結果

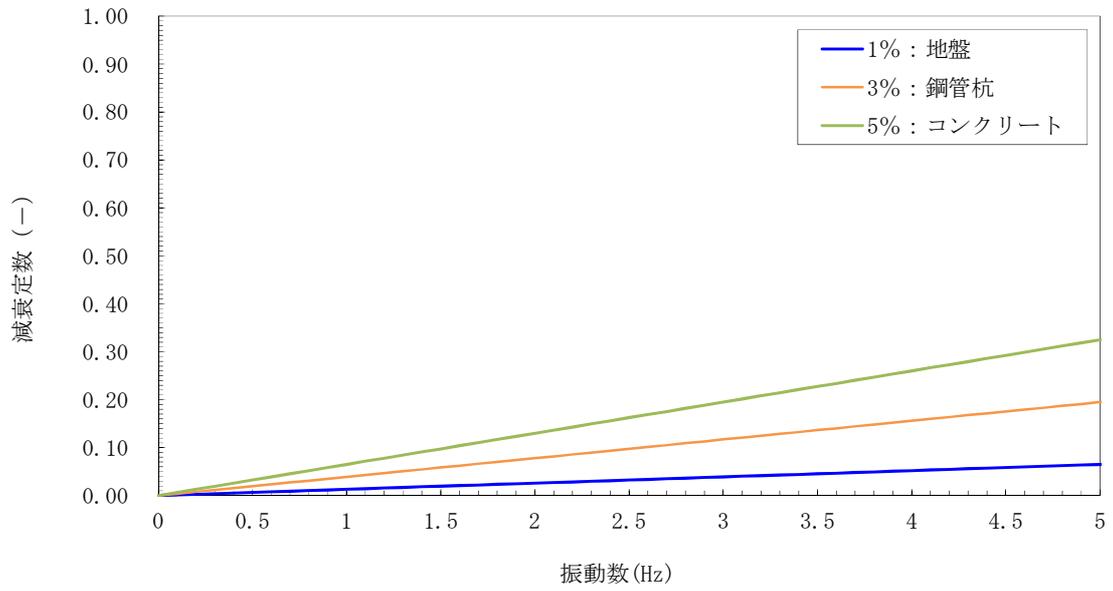
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



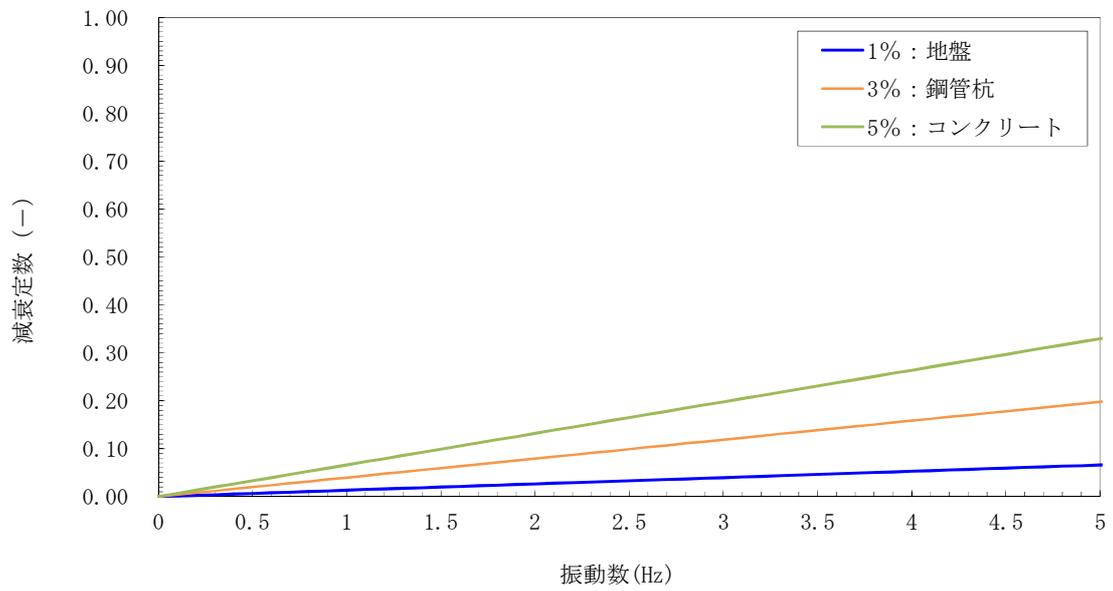
②-②断面

図 1-1 (7) 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク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化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

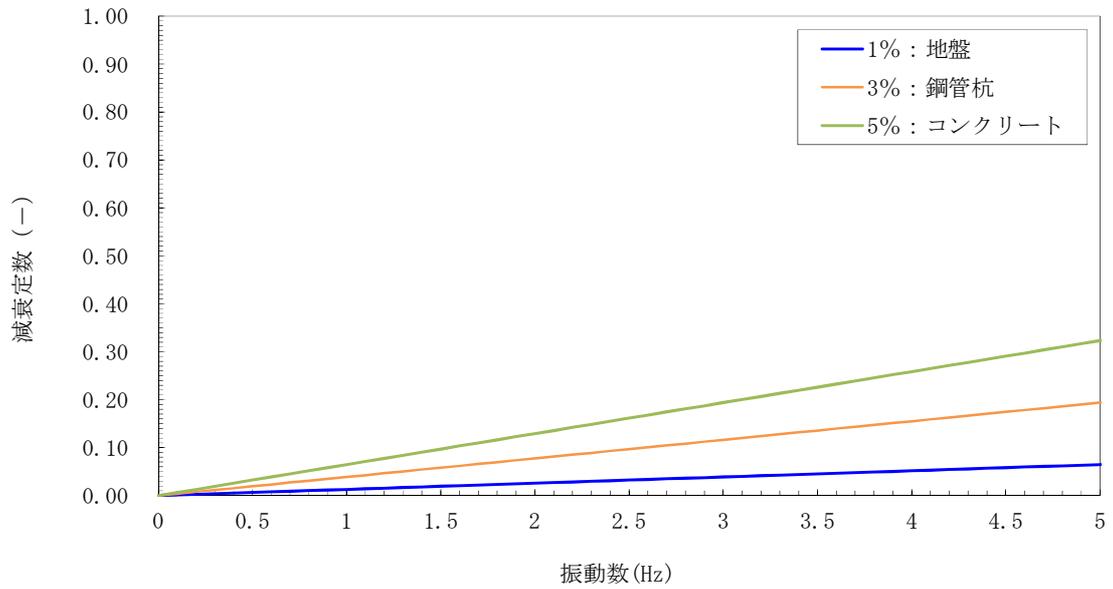


(a) ①-①断面

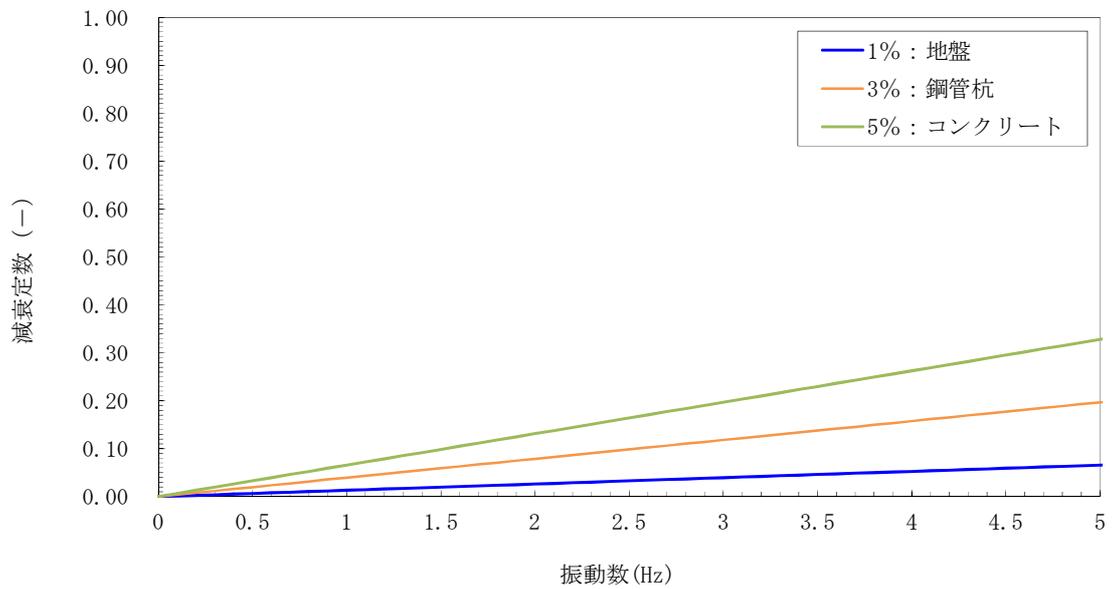


(b) ②-②断面

図 1-2 (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)



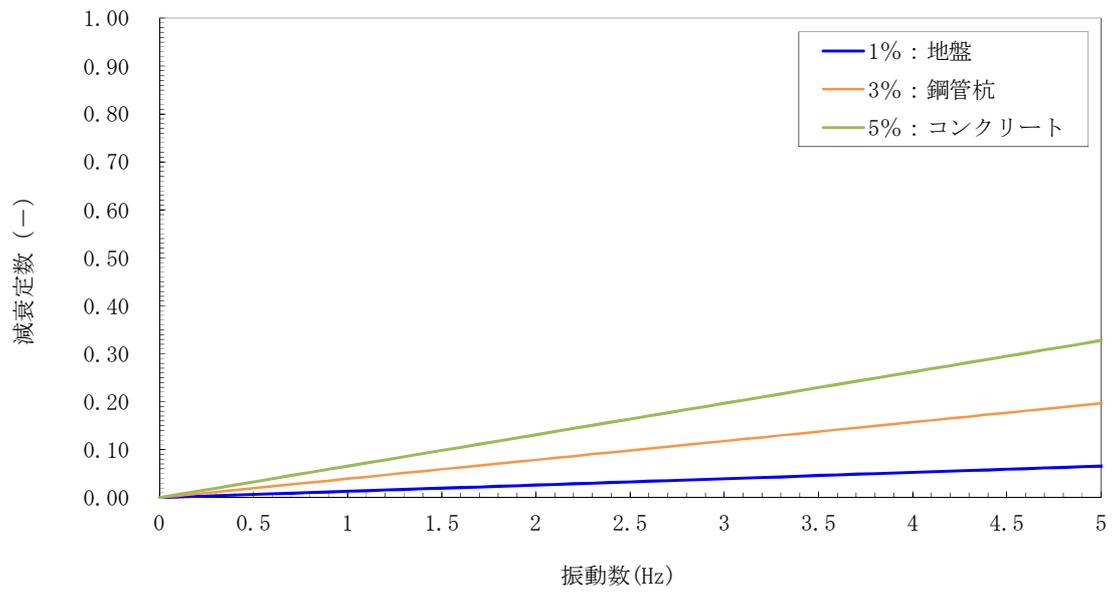
(a) ①-①断面



(b) ②-②断面

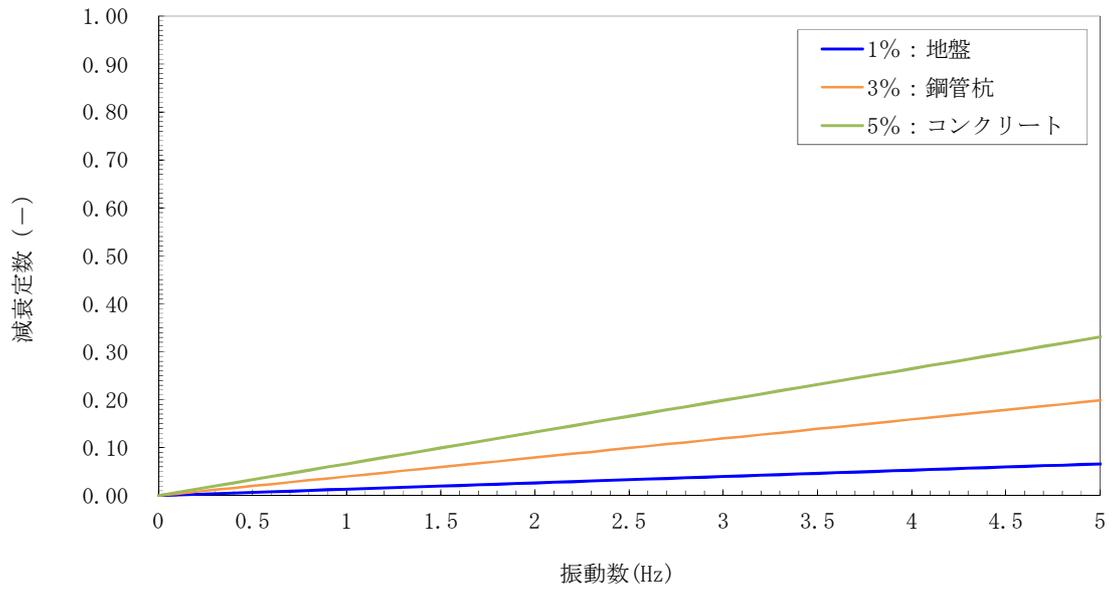
図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(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)

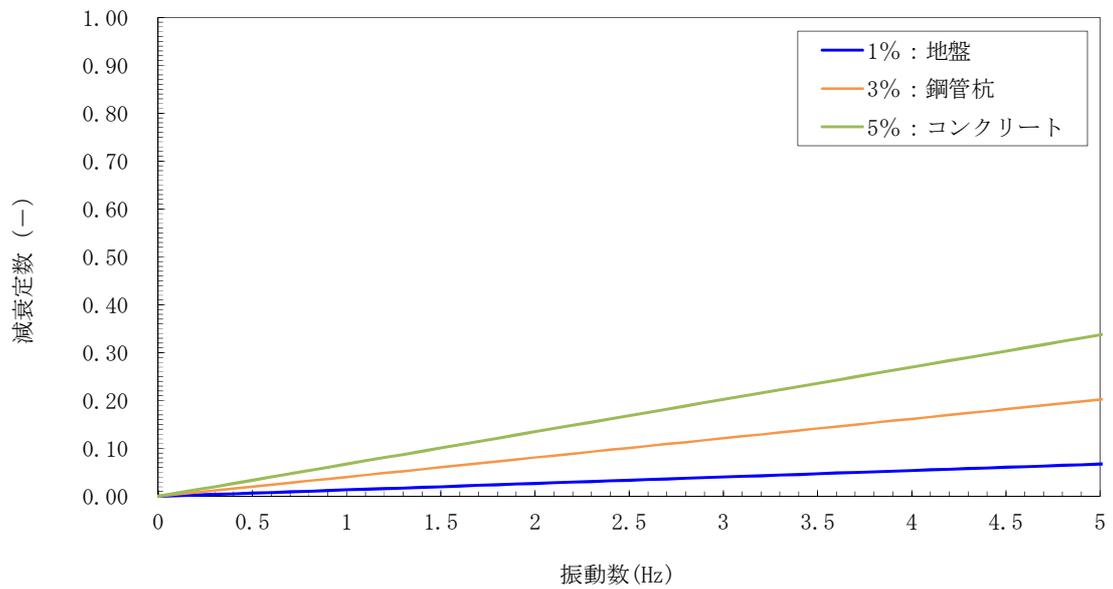


(a) ①-①断面

図 1-2 (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) ①-①断面



(b) ②-②断面

図 1-2 (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2) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」に示される方法Bにより底版と剛結合する。図2-1に杭頭部概略図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの垂直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ここで、

$\tau_v$  : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_a$  : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 軸方向押込み力 (N)

D : 杭径 (mm)

h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効高さ (mm)

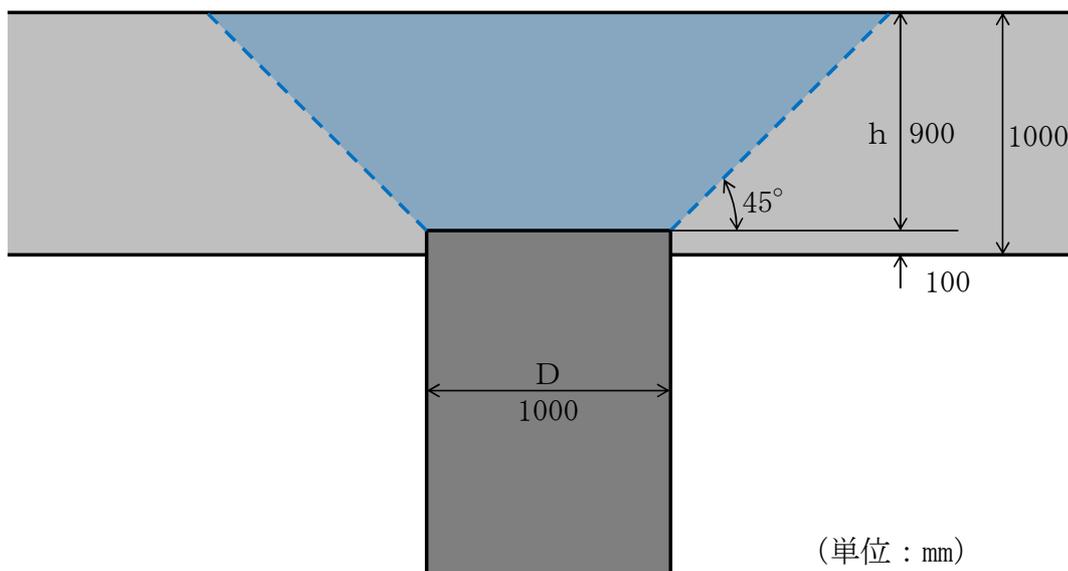


図2-1 杭頭部概略図

表 2-1 押し抜きせん断に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	照査 位置	軸力 (kN) 圧縮正	押し抜きせん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	右	1533	0.29	1.65	0.18
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	右	1518	0.29	1.65	0.18
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V+	右	1399	0.27	1.65	0.17
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V-	右	1457	0.28	1.65	0.17
	S <sub>s</sub> -1 1	H+, V+	右	777	0.15	1.65	0.10
	S <sub>s</sub> -1 2	H+, V+	左	1143	0.22	1.65	0.14
	S <sub>s</sub> -1 3	H+, V+	左	1051	0.20	1.65	0.13
	S <sub>s</sub> -1 4	H+, V+	左	629	0.12	1.65	0.08
	S <sub>s</sub> -2 1	H+, V+	右	1057	0.20	1.65	0.13
	S <sub>s</sub> -2 2	H+, V+	右	997	0.19	1.65	0.12
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	左	784	0.15	1.65	0.10
	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	左	1533	0.29	1.65	0.18
②	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	左	1504	0.28	1.65	0.17
③	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	左	1574	0.30	1.65	0.19
④	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	左	1277	0.24	1.65	0.15
⑤	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	左	1002	0.19	1.65	0.12
⑥	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	左	922	0.18	1.65	0.11



図 1-2 杭の配置

(参考) 17-15

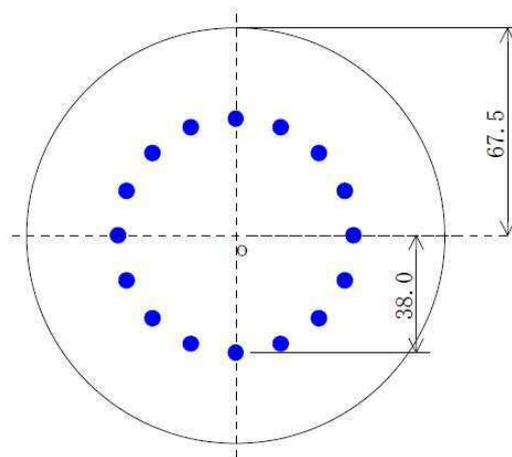
(2) 中詰補強筋に対する照査

杭頭接合部は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」に従い、図2-2に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、杭頭の曲げモーメントおよび軸力に対し杭頭補強鉄筋の応力度が許容限界以下であることを確認する。

コンクリート及び鉄筋の許容限界に基づくN-M曲線に、杭頭における軸力と曲げモーメント（全時刻）を重ね合わせることで、杭頭部のコンクリートと杭頭補強鉄筋の応力度が許容限界以下であることを確認する。各ケースにおける照査結果（N-M曲線）を図2-3に示す。

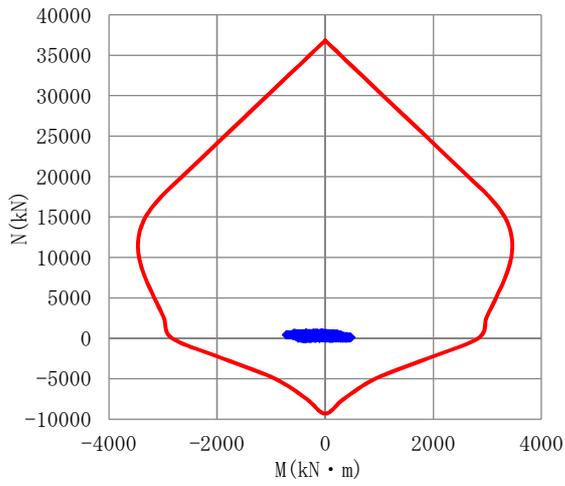
表2-2 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

項目		諸元
仮想 RC 断面	杭径 D (mm)	1000
	仮想 RC 断面の径 (mm)	1350
コンクリート	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	40
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	21
杭頭補強鉄筋	材質	SD490
	鉄筋径	D41
	鉄筋の本数	16本
	配置半径 (mm)	380
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	435

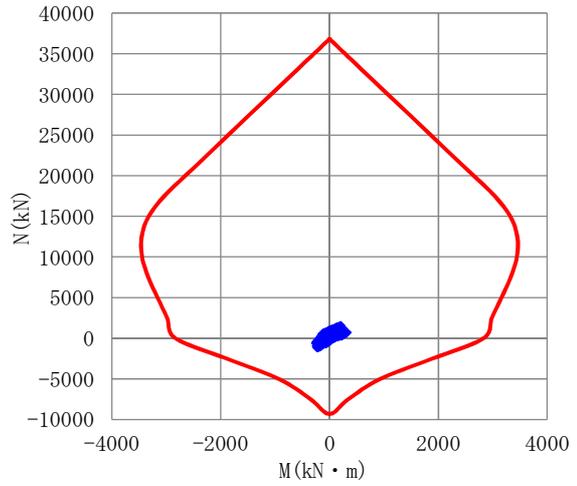


(単位：cm)

図2-2 仮想 RC 断面



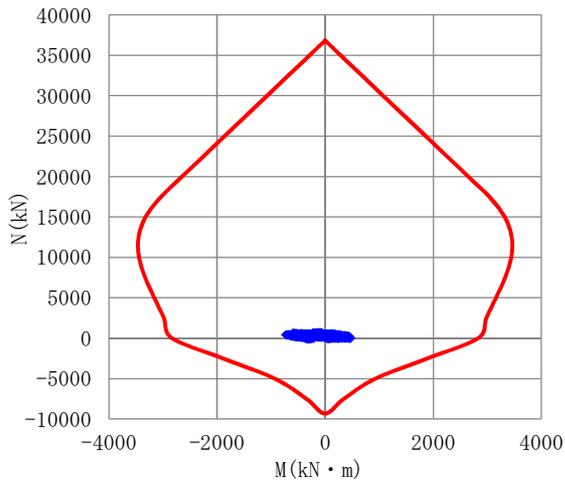
(左)



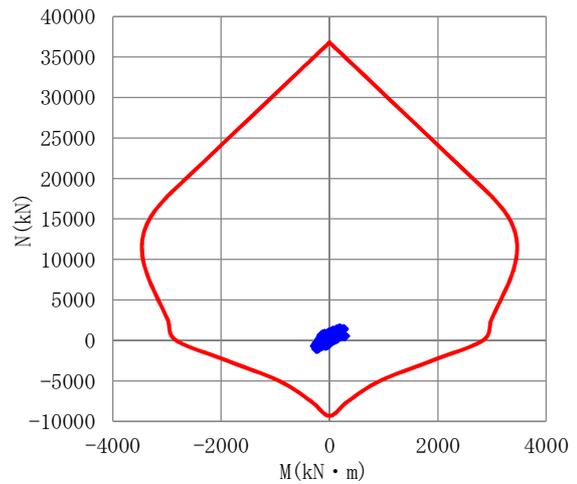
(右)

図 2-3 (1) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+))

(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)



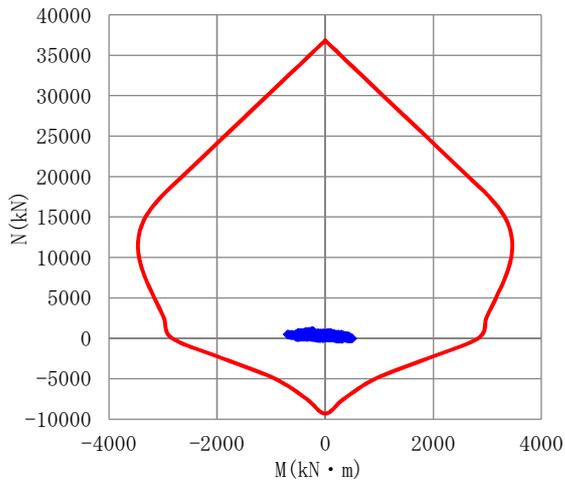
(左)



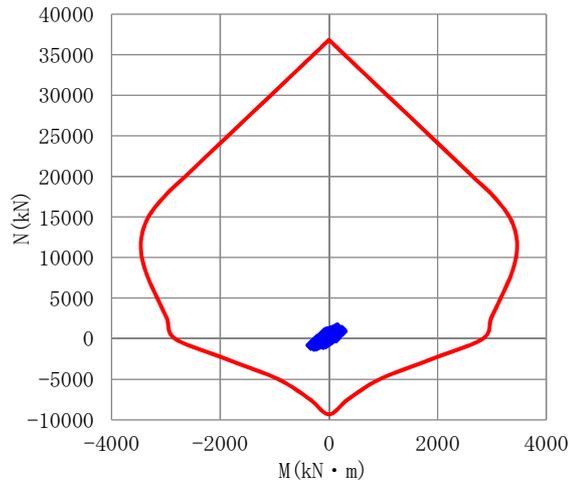
(右)

図 2-3 (2) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V-))

(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)



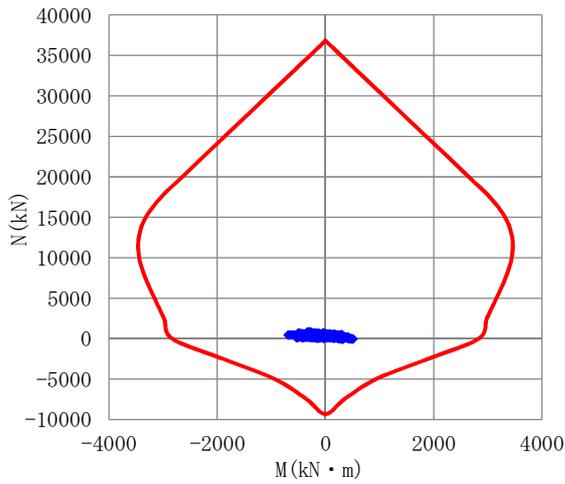
(左)



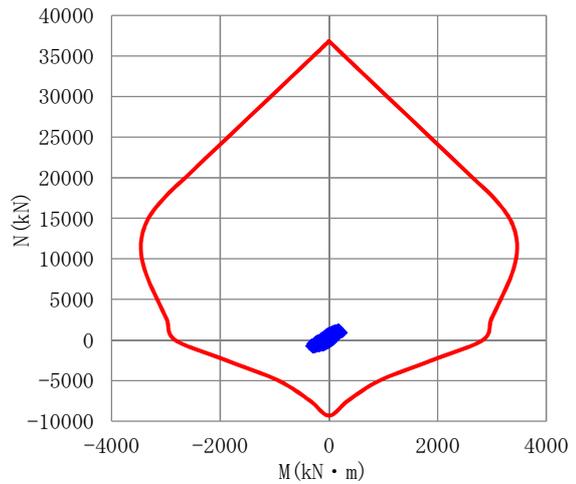
(右)

図 2-3 (3) 杭頭のN-M曲線 ( $S_s-D 1$  (H-, V+))

(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)



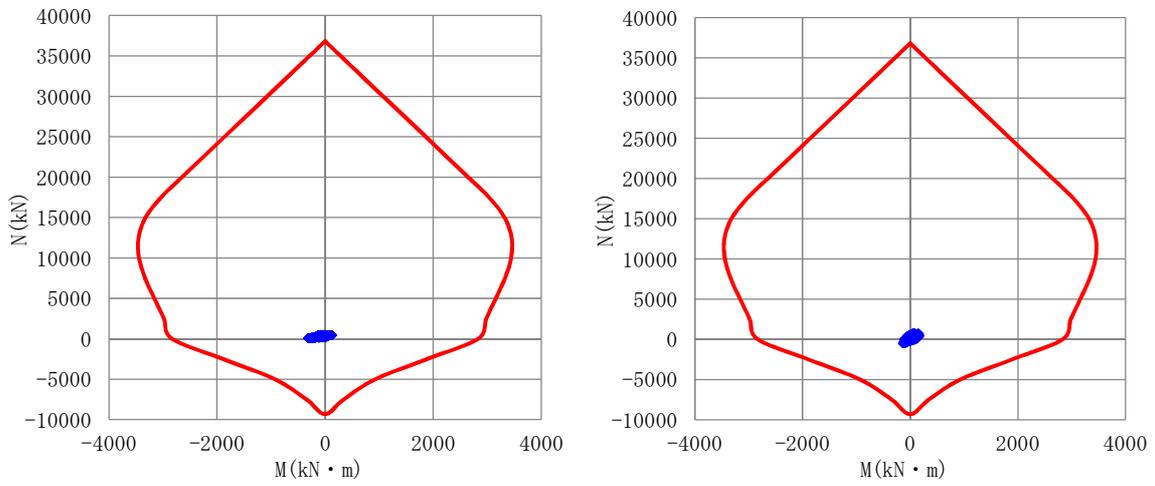
(左)



(右)

図 2-3 (4) 杭頭のN-M曲線 ( $S_s-D 1$  (H-, V-))

(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)

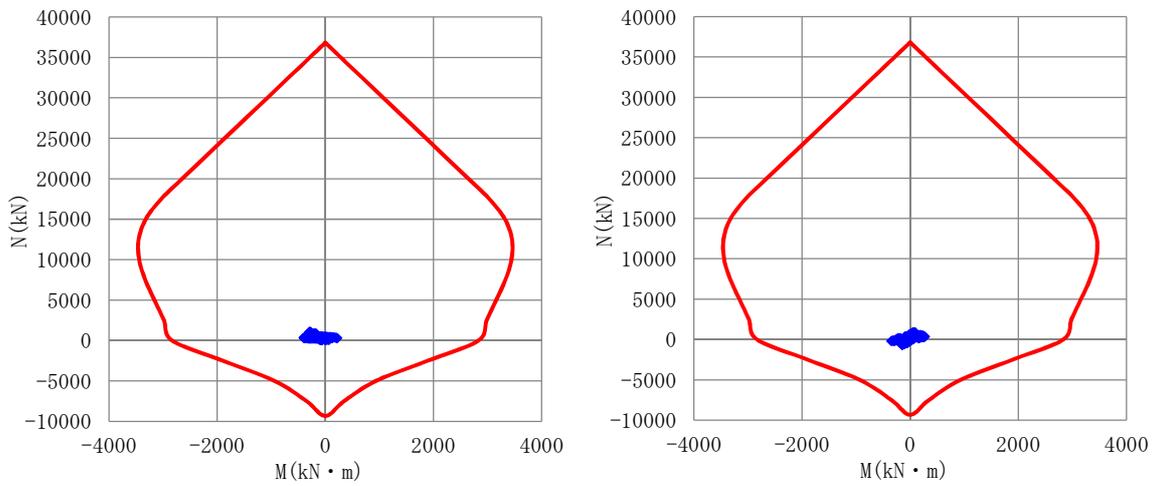


(左)

(右)

図 2-3 (5) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-11)

(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)

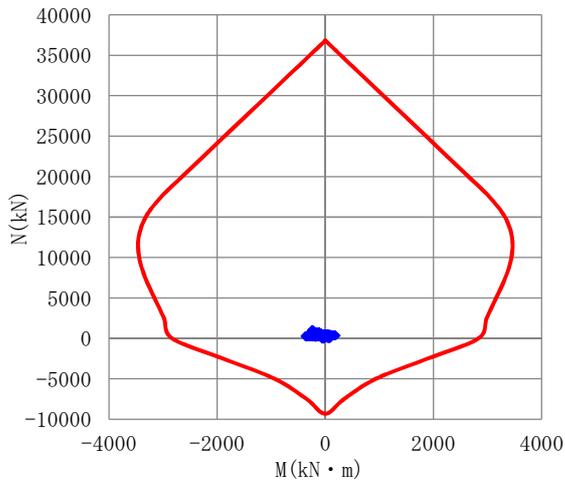


(左)

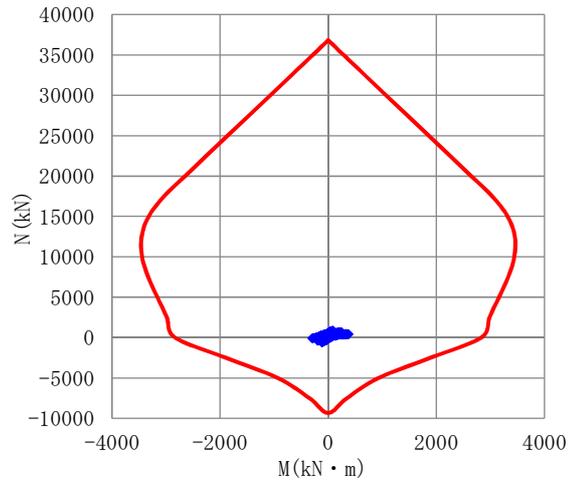
(右)

図 2-3 (6) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-12)

(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)



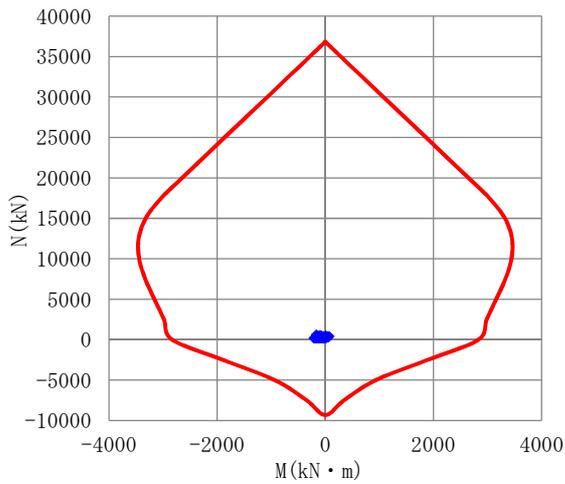
(左)



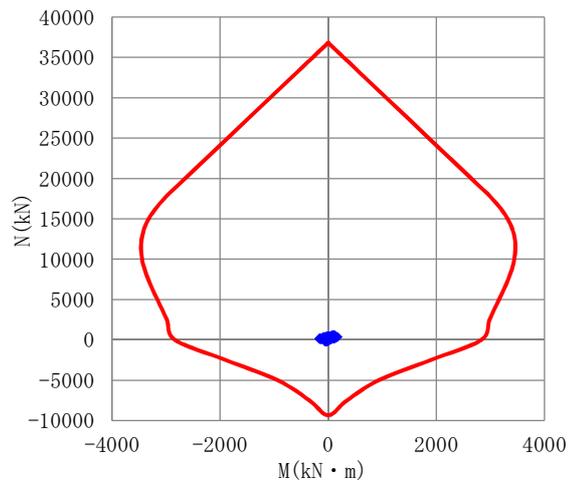
(右)

図 2-3 (7) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-13)

(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)



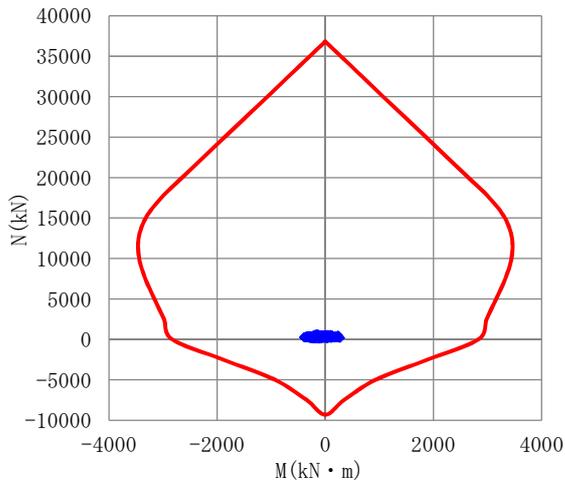
(左)



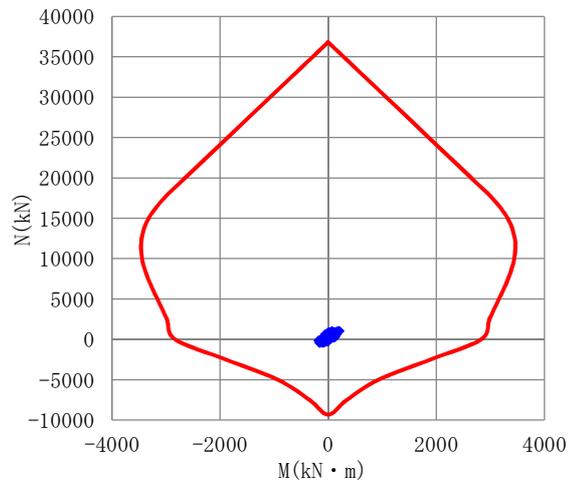
(右)

図 2-3 (8) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-14)

(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)



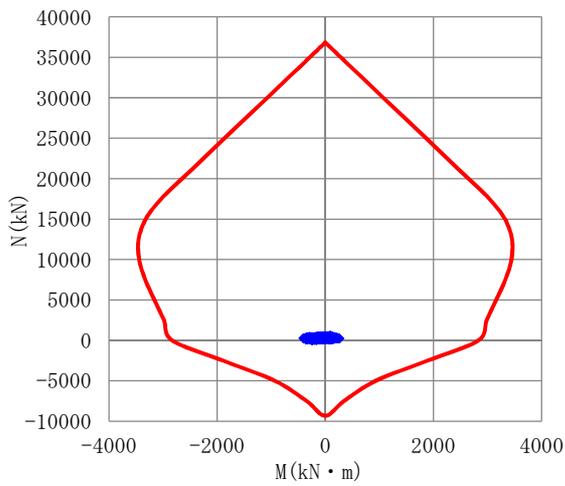
(左)



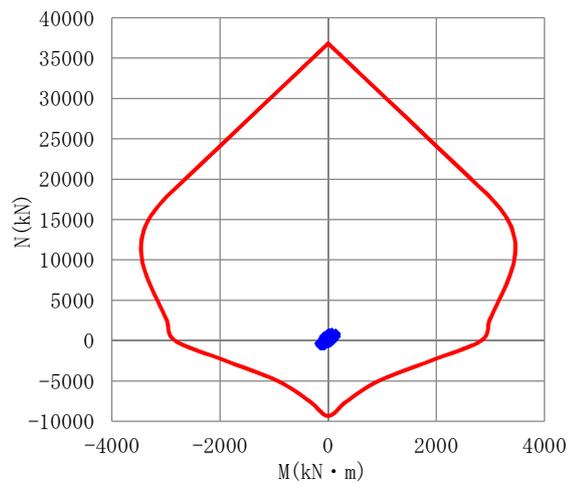
(右)

図 2-3 (9) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-2 1)

(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)



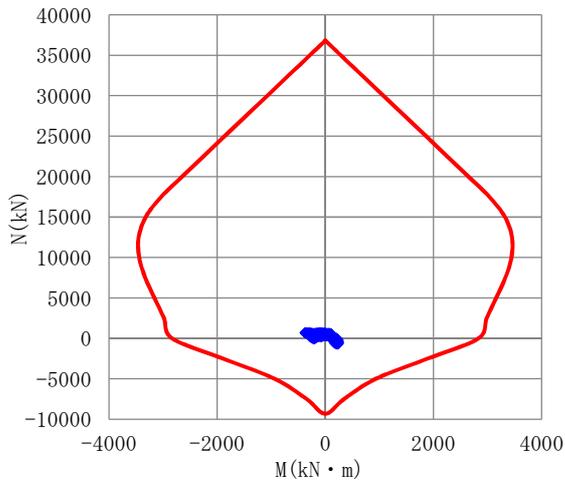
(左)



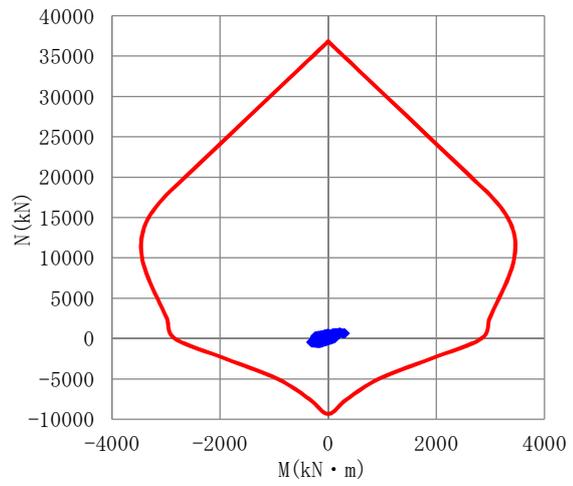
(右)

図 2-3 (10) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-2 2)

(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)



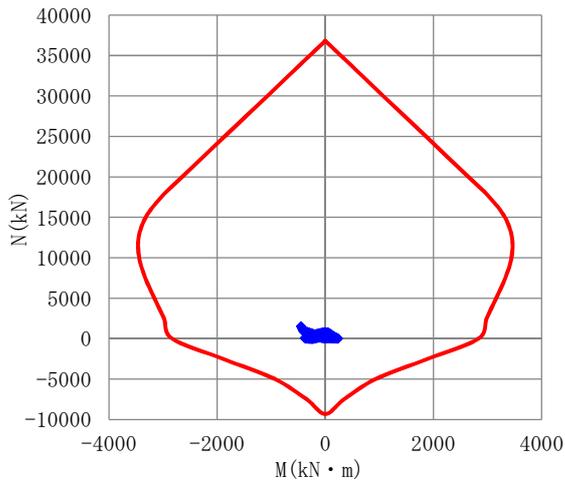
(左)



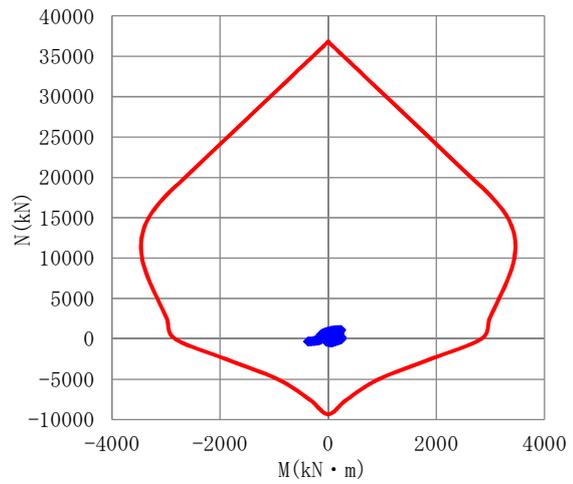
(右)

図 2-3 (11) 杭頭のN-M曲線 ( $S_s-31$  (H+, V+))

(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)



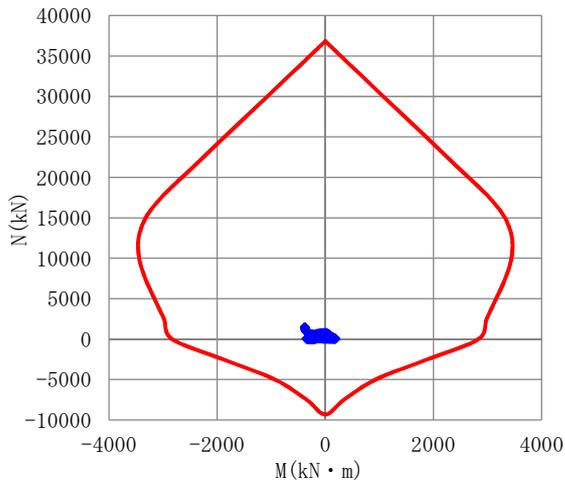
(左)



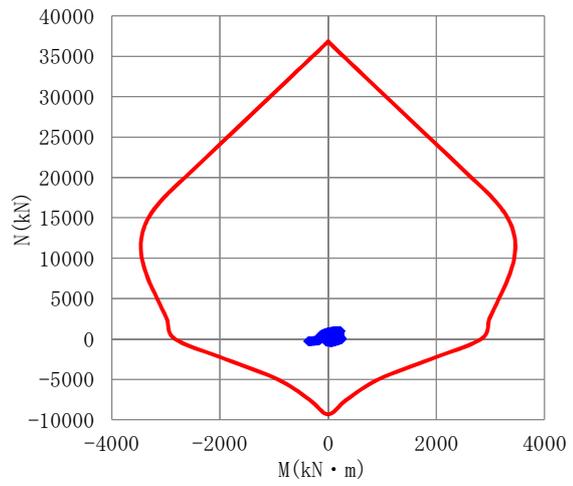
(右)

図 2-3 (12) 杭頭のN-M曲線 ( $S_s-31$  (H-, V+))

(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)



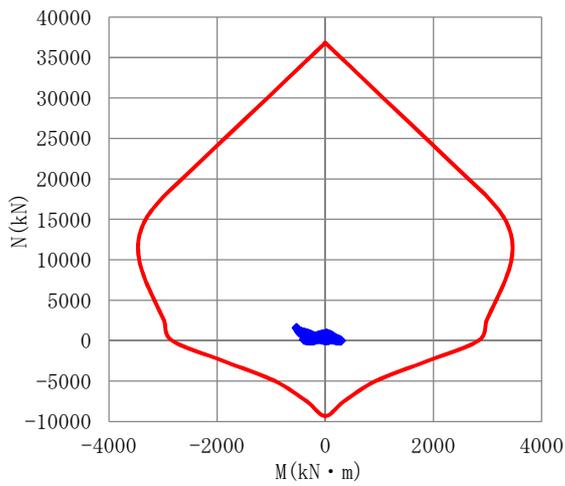
(左)



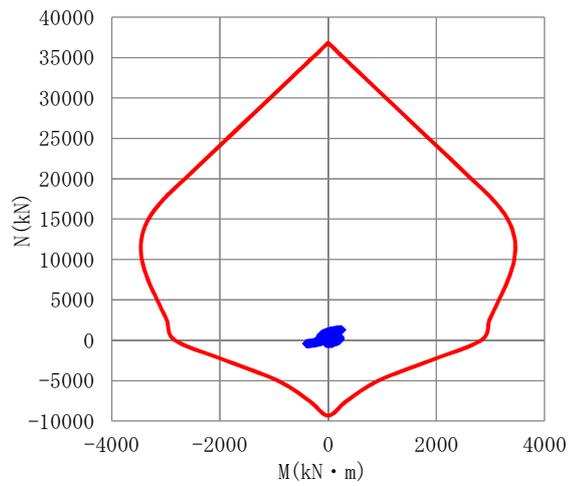
(右)

図 2-3 (13) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

(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)



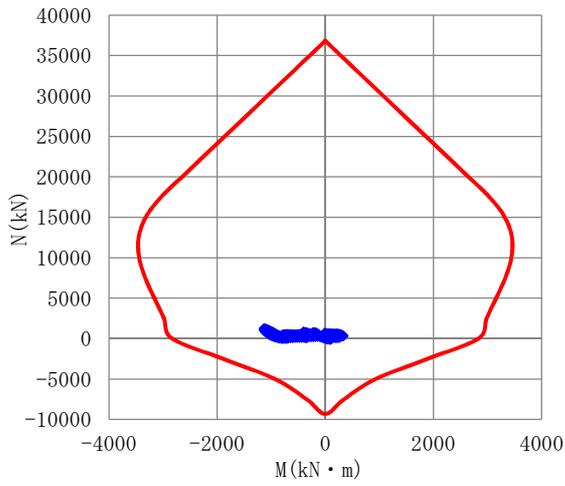
(左)



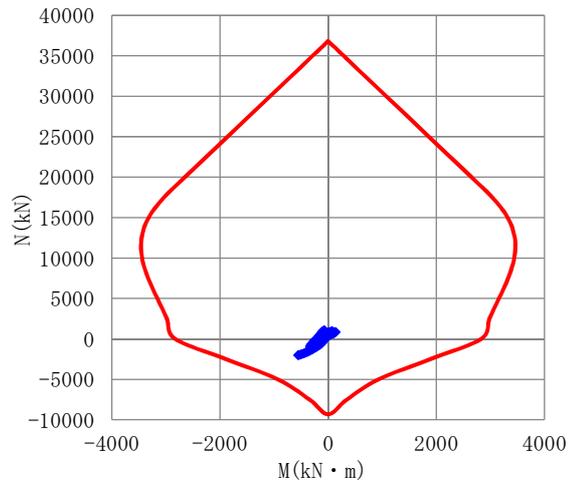
(右)

図 2-3 (14) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

(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)



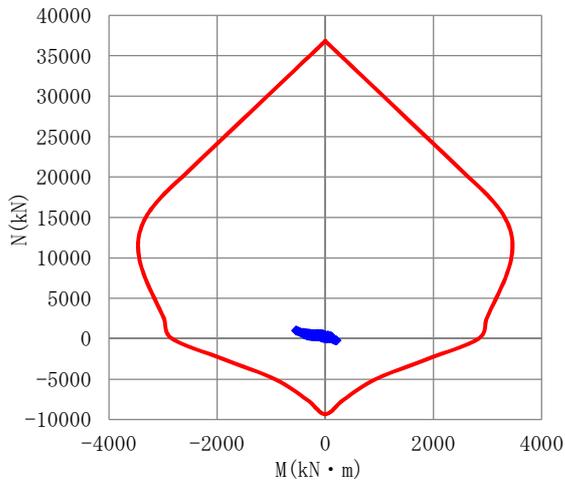
(左)



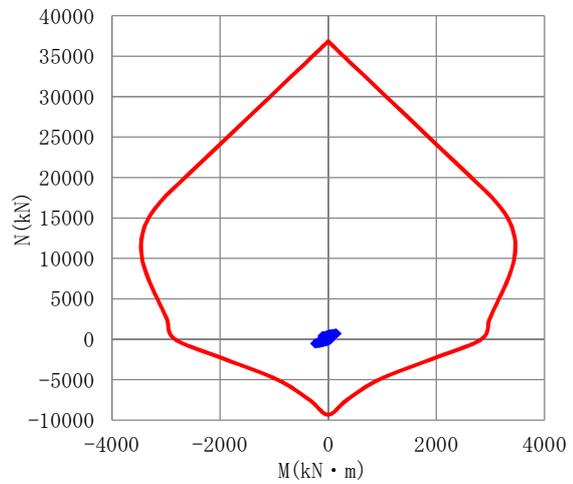
(右)

図 2-3 (15) 杭頭のN-M曲線 ( $S_s - 3 1$  (H-, V+))

(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)



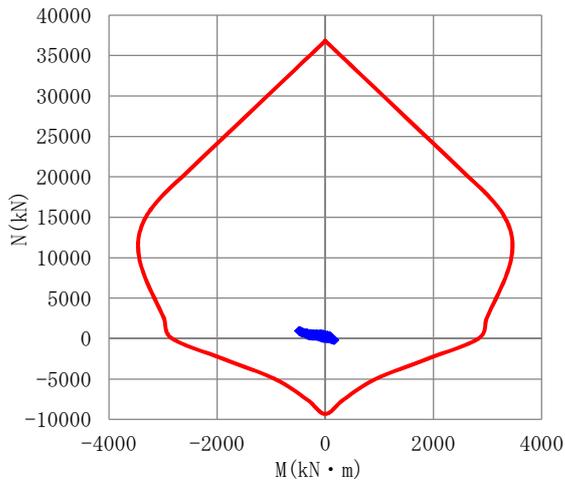
(左)



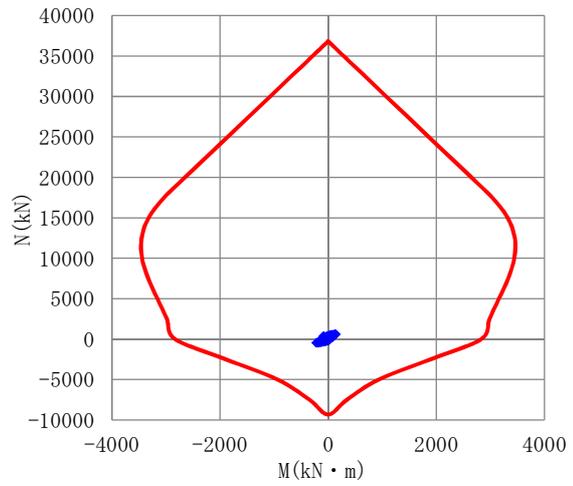
(右)

図 2-3 (16) 杭頭のN-M曲線 ( $S_s - 3 1$  (H-, V+))

(検討ケース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)



(左)



(右)

図 2-3 (17) 杭頭のN-M曲線 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

(検討ケース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)



(参考3) 全塑性モーメントを許容限界とした照査

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎について、短期許容応力度による耐震評価を行い、基準地震動  $S_s$  に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎は、重大事故等対処設備である緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク及び主配管を間接支持する施設であることから、施設に対する要求性能は支持性能であり、求められる許容限界は終局耐力（全塑性モーメント）である。

ここでは、緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査について、全塑性モーメントを許容限界とした照査を行い、耐震安全性を確認する。

全塑性モーメントを許容限界とした照査においては、下記のとおり各種安全係数を考慮することにより、許容限界に対して妥当な安全余裕を持たせる。

全塑性モーメント  $M_p$  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）に基づき設定する。

$$\gamma_i \frac{M_d}{M_{pd}} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  : 構造物係数 (=1.0)

$$M_d = \gamma_f \gamma_a \cdot M$$

$\gamma_f$  : 荷重係数 (=1.0)

$\gamma_a$  : 構造解析係数 (=1.05)

$M$  : 地震応答解析により得られる発生曲げモーメント (kN・m)

$$M_{pd} = M_p / (\gamma_m \gamma_b)$$

$\gamma_m$  : 材料係数 (=1.0)

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.1)

$M_p$  : 道路橋示方書に基づく鋼管杭の全塑性モーメント (kN・m)

ここに、

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

$M_{p0}$  : 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント (kN・m)

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

$\alpha$  : モーメントがない場合の降伏軸力  $N_0$  と発生軸力  $N$  の比

$$\alpha = N / N_0$$

$N_0$  : モーメントがない場合の降伏軸力 (kN)

	$N_0 = \sigma_y A$
$Z_p$ :	鋼管の塑性断面係数 (m <sup>3</sup> )
	$Z_p = 4/3 \cdot r^3 \cdot \{1 - (1 - t/r)^3\}$
$\sigma_y$ :	鋼材の降伏点 (kN/m <sup>2</sup> )
$r$ :	鋼管の半径 (m)
$t$ :	鋼管の板厚 (m)
$A$ :	鋼管の断面積 (m <sup>2</sup> )

表 1-1 に、耐震設計における検討ケースを示す。

表 1-2 に、二次元有効応力解析の実施ケース及び鋼管杭の曲げ軸力に対する照査値（全塑性モーメントを許容限界とした照査値及び短期許容応力度を許容限界とした照査値）を示し、表 1-3 に、全塑性モーメントを許容限界とした照査値に係る詳細を示す。

表 1-1 耐震設計における検討ケース

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

表 1-2 (1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(全塑性モーメント)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査(全塑性モーメントに対する照査)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.29					
	+-		0.29					
	-+		0.30					
	--		0.30					
S <sub>s</sub> -11			0.13					
S <sub>s</sub> -12			0.23					
S <sub>s</sub> -13			0.18					
S <sub>s</sub> -14			0.07					
S <sub>s</sub> -21			0.18					
S <sub>s</sub> -22			0.12					
S <sub>s</sub> -31	++		0.38					
	-+		0.41	0.36	0.47	0.58	0.38	0.33

表 1-2 (2) 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(短期許容応力度)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査(短期許容応力度に対する照査)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.46					
	+-		0.46					
	-+		0.47					
	--		0.48					
S <sub>s</sub> -11			0.21					
S <sub>s</sub> -12			0.34					
S <sub>s</sub> -13			0.26					
S <sub>s</sub> -14			0.11					
S <sub>s</sub> -21			0.28					
S <sub>s</sub> -22			0.20					
S <sub>s</sub> -31	++		0.54					
	-+		0.58	0.51	0.67	0.94	0.56	0.49

表 1-3 (1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
①	Ss-D1	H+	左	-3961	-1385	-4160	-14668	1.0	0.29
		V+	右	-3719	-4184	-3905	-14567	1.0	0.27
①	Ss-D1	H+	左	-3976	-1399	-4175	-14668	1.0	0.29
		V-	右	-3738	-4196	-3925	-14567	1.0	0.27

\*1 評価位置は下図に示す。

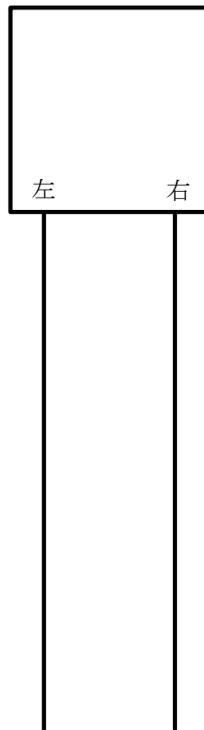


表 1-3 (2) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
①	Ss-D1	H-	左	-4100	-1230	-4305	-14671	1.0	0.30
		V+	右	-3891	-4126	-4086	-14571	1.0	0.29
①	Ss-D1	H-	左	-4184	-1290	-4394	-14670	1.0	0.30
		V-	右	-3970	-4306	-4169	-14561	1.0	0.29

\*1 評価位置は下図に示す。

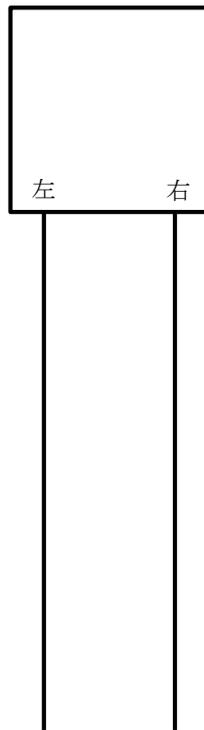


表 1-3 (3) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
①	Ss-11	H+	左	-1777	-1560	-1866	-14665	1.0	0.13
		V+	右	-1439	-2565	-1511	-14638	1.0	0.11
①	Ss-12	H+	左	-3100	396	-3255	-14680	1.0	0.23
		V+	右	-2937	-2330	-3084	-14646	1.0	0.22

\*1 評価位置は下図に示す。

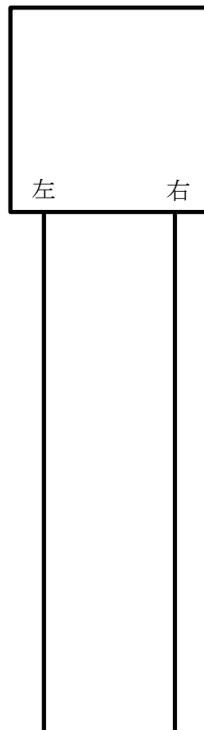


表 1-3 (4) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
①	Ss-13	H+	左	-2382	769	-2502	-14677	1.0	0.18
		V+	右	-2284	-1759	-2399	-14661	1.0	0.17
①	Ss-14	H+	左	-893	-642	-938	-14678	1.0	0.07
		V+	右	-908	-824	-954	-14676	1.0	0.07

\*1 評価位置は下図に示す。

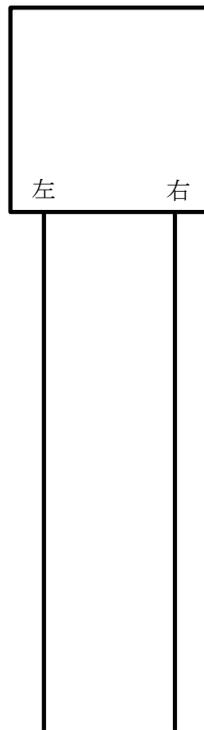


表 1-3 (5) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
①	Ss-21	H+	左	2479	1845	2603	14659	1.0	0.18
		V+	右	2013	3584	2114	14598	1.0	0.15
①	Ss-22	H+	左	-1642	-1269	-1725	-14670	1.0	0.12
		V+	右	-1410	-2645	-1481	-14635	1.0	0.11

\*1 評価位置は下図に示す。

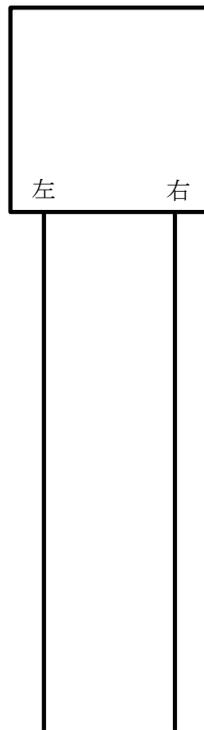


表 1-3 (6) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
①	Ss-31	H+	左	5252	-500	5515	14679	1.0	0.38
		V+	右	4960	2702	5208	14633	1.0	0.36
①	Ss-31	H-	左	-5629	1449	-5911	-14667	1.0	0.41
		V+	右	-5394	-2551	-5664	-14639	1.0	0.39

\*1 評価位置は下図に示す。

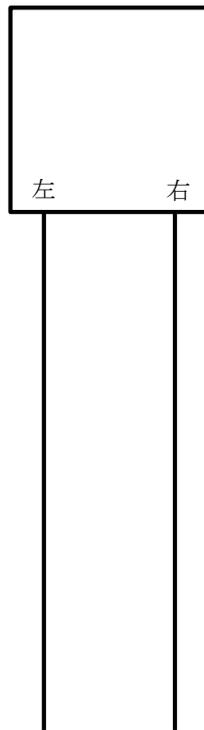


表 1-3 (7) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
②	Ss-31	H-	左	-4899	1365	-5144	-14669	1.0	0.36
		V+	右	-4702	-2400	-4938	-14643	1.0	0.34
③	Ss-31	H-	左	-6487	1531	-6812	-14665	1.0	0.47
		V+	右	-6200	-2838	-6510	-14629	1.0	0.45

\*1 評価位置は下図に示す。

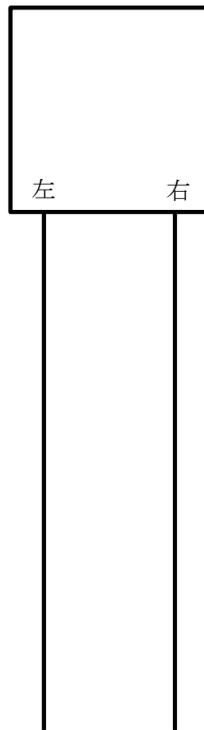


表 1-3 (8) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
④	Ss-31	H-	左	-8072	-359	-8476	-14680	1.0	0.58
		V+	右	-7883	-7816	-8278	-14287	1.0	0.58
⑤	Ss-31	H-	左	-5294	761	-5559	-14677	1.0	0.38
		V+	右	-5173	-2305	-5432	-14646	1.0	0.38

\*1 評価位置は下図に示す。

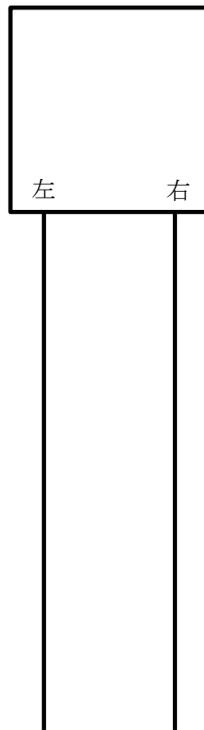


表 1-3 (9) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生断面力		設計曲げ モーメント $M_d$ (kN・m)	設計全塑性 モーメント $M_{pd}$ (kN・m)	構造物 係数 $\gamma_i$	照査値 $\gamma_i M_d / M_{pd}$
				曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)				
⑥	Ss-31	H- V+	左	-4609	721	-4840	-14677	1.0	0.33
			右	-4530	-2025	-4757	-14654	1.0	0.33

\*1 評価位置は下図に示す。

