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-60-1 改 92
提出年月日	平成 30 年 8 月 16 日

# 東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

【収録内容】
 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の設計に関する補足説明
 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震計算書に関する補足説明
 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明

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	<ul> <li>・新規制定</li> <li>・「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> </ul>
改1	H30. 2. 7	・「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的 な海面の励起について」を新規作成し,追加
改2	H30. 2. 8	<ul> <li>・改0の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改3	НЗО. 2. 9	・改1に、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検 討」を新規作成し、追加(「1.1 潮位観測記録の考え方について」 及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」は、変更なし)
改4	H30. 2. 13	<ul> <li>・改3の内,「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定(「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」は、変更なし)</li> </ul>
改 5	H30. 2. 13	・「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」 及び「5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況に ついて」を新規作成し,追加
改 6	H30. 2. 15	・「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を新規作成し,追加
改 7	H30. 2. 19	・改6に、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について」を新 規作成し、追加(「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定に ついて」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」 は、変更なし)
改8	H30. 2. 19	・「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造につい て」及び「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シー ルについて」を新規作成し,追加
改 9	H30. 2. 22	・改8の「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造 について」を改定(「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護 壁止水シールについて」は、変更なし)
改10	H30. 2. 23	・改2の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改11	H30. 2. 27	・「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」及び「5.4 津波波力の 選定に用いた規格・基準類の適用性について」を新規作成し,追加
改 12	НЗО. З. 1	<ul> <li>・「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて」、「4.2 漂流物による影響確認について」、「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」及び「5.6 浸水量評価について」を新規作成し、追加</li> <li>・改4の内、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定</li> </ul>
改 13	H30. 3. 6	<ul> <li>・改 12 の内,「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定</li> </ul>
改 14	H30. 3. 6	<ul> <li>・改5の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定 について」を改定(「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断 面の選定について」のうち,「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮 壁」を新規作成)</li> <li>・改9の内,「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シ ールについて」を改定</li> </ul>

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 15	НЗО. 3. 9	<ul> <li>・資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更(改定番号は継続)</li> <li>・改7の内,「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」を改定</li> <li>・改10の「6.1.3」止水準構に関する補品説明」を改定</li> </ul>
改16	НЗО. З. 12	・改 14 の内, 「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水 シールについて」を改定
改17	H30. 3. 22	<ul> <li>・改15の内、「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 18	H30. 3. 30	<ul> <li>・「1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」、「3.1 砂移動による影響確認について」、「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「放水路ゲートに関する補足説明」を新規作成し追加</li> <li>・改17の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改19	H30. 4. 3	・改 18 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 20	H30. 4. 4	<ul> <li>・改11の内「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>・「5.10浸水防護施設の強度計算における津波荷重,余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて」を新規作成し追加</li> </ul>
改 21	H30. 4. 6	<ul> <li>・改11の内「5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を改定</li> <li>・改16の内「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定(「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」のうち「5.14.2 鋼製防護壁シール材について」のうち「5.14.2 鋼製防護壁シール材について」を新規作成)</li> </ul>
改 22	H30. 4. 6	・「6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法に ついて」を新規作成し追加
改 23	H30. 4. 10	<ul> <li>・改18の「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「6.6.1 放 水路ゲートに関する補足説明」を改訂</li> <li>・改21の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 24	H30. 4. 11	<ul> <li>・改5の内、「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定 について」を改定(「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断 面の選定について」のうち、「5.11.4 防潮堤(鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア))」を改定)</li> <li>・改14の内、「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選 定について」を改定(「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選 定について」を改定(「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象 断面の選定について」のうち、「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防 潮壁」を改定)</li> <li>・改20の内、「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>・「5.15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について」を新 規作成し追加</li> <li>・「6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規 作成し追加</li> <li>・「6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の設計に関する 補足説明」を新規作成し追加</li> <li>・「6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」</li> <li>を新規作成し追加</li> <li>・「6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明」を新規作成し追加</li> </ul>
改 25	H30. 4. 12	・改 23 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 26	H30. 4. 13	•改12の内,「4.2 漂流物による影響確認について」及び「5.6 浸 水量評価について」を改定
改 27	H30. 4. 18	<ul> <li>・改 25 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>

改定	改定日	改定内容
改定 (提出年月日)         改定内容           (成二年月日)         (故50内, 「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象所面 について」を改定(「5.11.7 防潮扉」を改定)           (改24 00内, 「5.1 設計に用いる潮上波の施速について」を改 (公24 00内, 「5.1 設計に用いる潮上波の施速について」を改 (公24 00内, 「5.1 課准返力の還定に用いた規格・基準項の適定 ついて」           (改28         H30.4.19           (方.15.13 スロッシングによる貯留販貯水量に対する影響評価に て」を新規作成し、追加           (方.15.14 読服の)           (方.15.15 深ロッシングによる貯留販貯水量に対する進水作能を有する施設の評価について」を 作成し、追加           (方.15.17 防潮扉の設計に開する補足説明」(土木) を新規作成し、i ついて」           (方.16.2 貯留販取付護岸に関する補足説明」を新規作成し、i の           (次29           (お30.4.19           (方.15.17 応潮扉の内, 「1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮につ を 改定           (次18)           (次19)            (次19)           (次19)           (次19)           (方.16.12 広びっしん、加           (方.17 防潮扉の)           (方.18)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次29)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次19)           (次29)           (次19) <t< td=""></t<>		
改 28	H30. 4. 19	<ul> <li>・改5の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定 について」を改定(「5.11.7 防潮扉」を改定)</li> <li>・改24の内,「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>・改21の内,「5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性に ついて」</li> <li>・「5.13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価につい て」を新規作成し、追加</li> <li>・「5.18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」を新規 作成し、追加</li> <li>・「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」(土木)を新規作成し、追加</li> <li>・「6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> </ul>
改 29	H30. 4. 19	・改 18 の内, 「1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」 を改定
改 30	H30. 4. 27	・H30.4.23時点での最新版一式として,改29(H30.4.19)までの最新版をとりまとめ、一式版を作成
改 31	H30. 4. 26	<ul> <li>・改 28 の内,「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>・改 28 の内,「5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」</li> <li>・改 5 の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.11.2 防潮堤(鋼製防護壁)」,「5.11.3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定)</li> <li>・「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を新規作成し,追加</li> <li>・「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」を新規作成し,追加</li> </ul>
改 32	H30. 5. 1	<ul> <li>・改31の内,「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>・「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を削除し、5.9 以降の番号を繰り上げ</li> <li>・改5の内、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.10.8 構内排水路逆流防止設備」を改定)</li> <li>・改 21の内、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定(「5.13.2 鋼製防護壁シール材について」を改定)</li> <li>・「6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> <li>・「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> </ul>
改 33	НЗО. 5. 7	<ul> <li>・改5の内、「5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を改定</li> <li>・「6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料」を新規作成し、追加</li> <li>・「6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> <li>・「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> <li>・「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> </ul>

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	НЗО. 5. 7	<ul> <li>・改 27 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>・「6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を新規 作成し、追加</li> </ul>
改 35	H30. 5. 14	<ul> <li>・改34の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>止水機構の実証試験の記載等について適正化</li> </ul>
改 36	H30. 5. 17	<ul> <li>・「5.19 許容応力度法における許容限界について」を新規追加</li> <li>・「6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> <li>・「6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> </ul>
改 37	H30. 5. 17	<ul> <li>・改4の内,「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定</li> <li>・改18の内,「3.1 砂移動による影響確認について」を改定</li> <li>・「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」に名称を変更</li> </ul>
改 38	H30. 5. 18	<ul> <li>・改 24 の内,「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.10.5 防潮堤(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定)</li> <li>・改 31 の内,「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.10.3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定)</li> <li>・改 31 の内,「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 39	H30. 5. 22	<ul> <li>・改 35 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の解析結果及び実証試験結果について記載を追記。</li> <li>・改 34「6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」 を改訂</li> </ul>
改 40	H30. 5. 25	<ul> <li>・「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を新規作成し,追加</li> <li>・改22の「6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」を改定</li> </ul>
改 41	H30. 5. 29	・改 40 の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫 通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 42	H30. 5. 31	<ul> <li>・改5の内,「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定 について」を改定(「5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」を改定)</li> <li>・改 24 の内,「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算 書に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 24 の内,「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改 定</li> <li>・改 28 の内,「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響 評価について」を改定</li> </ul>
改 43	H30. 6. 1	・改 41 の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫 通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 44	НЗО. 6. 5	<ul> <li>・改 24 の「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する 補足説明資料」を改定</li> <li>・改 28 の「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定に ついて」を改定(「5.10.7 防潮扉」を改定)</li> <li>・改 32 の「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定に ついて」を改定(「5.10.8 構内排水路逆流防止設備」を改定)</li> </ul>
改 45	H30. 6. 5	・改 43 の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫 通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 46	H30. 6. 6	<ul> <li>・改 39 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>審査会合時(H30.5.31)の記載に改訂及び実証試験後の評価方法を</li> <li>記載。</li> </ul>
改 47	H30. 6. 8	<ul> <li>・改 24 の「5.14 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について」を改定</li> <li>・改 32 の「5.13.2 鋼製防護壁シール材について」を改定</li> <li>・改 33 の「5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を改定</li> </ul>
改 48	H30.6.11	・「4.3 漂流物荷重について」を新規作成し,追加 ・改 36 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 49	H30. 6. 12	・改 45 の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫 通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 50	H30. 6. 12	<ul> <li>・改46の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> <li>・改18の「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「放水路ゲートに関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 51	H30. 6. 15	<ul> <li>・改 42 の「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に 関する補足説明」を改定</li> <li>・改 48 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定</li> </ul>
改 52	H30. 6. 19	<ul> <li>・改49の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定</li> <li>・「6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」に名称を変更</li> <li>・「6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」,「6.10.3 加振試験の条件について」及び「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を新規作成し,追加</li> </ul>
改 53	H30. 6. 19	<ul> <li>・改 50 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 54	H30. 6. 20	・「5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界 について」を新規作成し、追加
改 55	H30. 6. 20	<ul> <li>・改 38 の「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.10.5 防潮堤(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定)</li> <li>・改 44 の「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.10.7 防潮扉」を改定)</li> <li>・改 51 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定</li> </ul>

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
		・改 42 の「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価
改 56	H30. 6. 21	について」を改定
		・改 42 の「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
		・改 55 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定
		・改 56 の「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価
改 57	H30. 6. 25	について」を改定
		・「6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を新規作成し,追
		力口
改 58	H30. 6. 26	<ul> <li>・改 52 の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」,「6.10.3 加振試験の条件について」及び「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定</li> <li>・「6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明」を</li> </ul>
	1120 6 26	
CX 59	H30. 6. 26	<ul> <li>・0 53 0 16.1.3 正水機構に関する補足説明」を以上</li> <li>・「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重</li> </ul>
改 60	H30. 6. 27	<ul> <li>について」及び「5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について」を新規作成し、追加</li> <li>・改 58 の「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を登載(変更なし)</li> </ul>
改 61	H30. 6. 28	<ul> <li>・改 57 の「6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定</li> <li>・「6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足 説明」を新規作成し、追加</li> <li>・「6.14 杭-地盤相互作用バネの設定について」を新規作成し、追加</li> </ul>
改 62	H30. 6. 28	<ul> <li>・改 59 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定(抜粋版)</li> </ul>
改 63	H30. 6. 29	<ul> <li>・改 28 の「6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 33 の「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に</li> <li>関する補足説明」を改定</li> <li>・改 56 の「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 64	НЗО. 6. 29	<ul> <li>・改 58 の「6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足 説明」を改定</li> <li>・「5.15 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について」に名称を変更</li> </ul>
改 65	H30. 7. 3	・改 58 の内,「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び 貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 66	H30. 7. 4	<ul> <li>・改 28 の内,「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 67	H30. 7. 4	<ul> <li>・「5.5 津波防護施設のアンカーボルトの設計について」を新規作成し、追加</li> <li>・改60の「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について」、「5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について」及び「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定</li> </ul>

改定	改定日 (提出年日日)	改定内容
改 68	НЗО. 7. 5	・改 56 の「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価
		について」を改定
		<ul> <li>・改 24 の「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐 震計算書に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 32 の「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する 補足説明」を改定</li> <li>・改 32 の「6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を 改定</li> </ul>
改 69	H30. 7. 6	<ul> <li>・改 33 の「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 33 の「6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 36 の「6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 44 の「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する 補足説明資料」を改定</li> </ul>
		・「6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説 明」を新規作成し,追加
改 70	H30. 7. 6	<ul> <li>・改33の「6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する 補足説明資料」を改定</li> <li>・改36の「6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を 改定</li> </ul>
改 71	H30.7.11	<ul> <li>・改 62 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定(抜粋版)</li> </ul>
改 72	H30.7.11	<ul> <li>・改 65 の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 52 の「6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 73	H30. 7. 11	<ul> <li>・「3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について」を新規作成し、 追加</li> <li>・改 67 の内、「5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポン プの取水性への影響について」を改定</li> </ul>
改 74	H30. 7. 12	<ul> <li>・改71の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定(抜粋版)</li> </ul>
改 75	H30. 7. 17	<ul> <li>・改72の「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定</li> <li>・「5.3 強度計算に用いた規格・基準について」及び「6.9.3 津波荷重(突き上げ)の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について」を新規作成し,追加</li> <li>・改64の「6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明」を改定</li> <li>・改58の「6.10.3 加振試験の条件について」を改定</li> </ul>
改 76	H30. 7. 18	<ul> <li>・改 67 の「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」 を改定</li> <li>・「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を新規作成し, 追加</li> </ul>
改 77	H30. 7. 19	<ul> <li>・改 61 の「6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 78	H30. 7. 23	・改 77 の「6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 79	H30. 7. 24	・改75の「5.3 強度計算に用いた規格・基準について」、「6.9.1 浸水防止蓋、水密ハッチ、水密扉、逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」、「6.9.3 津波荷重(突き上げ)の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について」及び「6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明」を改定
改 80	H30. 7. 25	・「3.3 除塵装置の取水性の影響について」及び「6.2.2 フラップゲートに関する補足説明」を新規作成し、追加
改 81	НЗО. 7. 27	<ul> <li>・改 48 のうち、「4.3 漂流物荷重について」を改定</li> </ul>
改 82	H30. 7. 27	・改 44 のうち, 「5.10.8 構内排水路逆流防止設備」を改定
改 83	H30. 7. 31	<ul> <li>・「7.1 工事計画変更許可後の変更手続き」を新規作成し,追加</li> <li>・改 50 のうち,「放水路ゲートに関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 84	H30.8.1	・改 37 のうち、「3.1 砂移動による影響確認について」を改定
改 85	H30. 8. 1	・改 37 のうち,「6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及 び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 86	H30. 8. 2	・改 26 の「4.2 漂流物による影響確認について」及び「5.6 浸水量 評価について」を改定
改 87	H30. 8. 3	<ul> <li>・改 15 のうち、「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」を改定</li> </ul>
改 88	H30. 8. 6	<ul> <li>・改 51 のうち、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 63 のうち、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 89	H30. 8. 7	<ul> <li>・改 29 の「1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」を 改定</li> <li>・「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に評価内容を新規作成し追記 (新規分のみ抜粋)</li> <li>・改 76 の「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」 を改定</li> </ul>
改 90	H30. 8. 8	・改 12 の「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を 改定
改 91	H30. 8. 13	<ul> <li>・「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を新規作成し、追加</li> <li>・改 63 の「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」及び「6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定</li> <li>・改 69 の「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 92	H30. 8. 16	<ul> <li>・改 69 の「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐</li> <li>震計算書に関する補足説明」及び「6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮</li> <li>壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明」を改定</li> </ul>

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

- 入力津波の評価
- 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 37 H30.5.17]
- 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30.3.1]
- 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 37 H30.5.17]
- 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30.3.1]
- 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 89 H30.8.7]
- 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30.3.6]
- 2. 津波防護対象設備
- 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について[改 76 H30.7.18]
- 3. 取水性に関する考慮事項
- 3.1 砂移動による影響確認について[改 84 H30.8.1]
- 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について[改 73 H30.7.11]
- 3.3 除塵装置の取水性の影響について[改 80 H30.7.25]
- 4. 漂流物に関する考慮事項
- 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 32 H30.5.1]
- 4.2 漂流物による影響確認について[改 86 H30.8.2]
- 4.3 漂流物荷重について[改 81 H30.7.27]
- 5. 設計における考慮事項
- 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改7 H30.2.19]
- 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 13 H30.8.8]
- 5.3 強度計算に用いた規格・基準について[改 79 H30.7.24]
- 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30.4.26]
- 5.5 津波防護施設のアンカーボルトの設計について[改 67 H30.7.4]
- 5.6 浸水量評価について[改86 H30.8.2]
- 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 87 H30.8.3]
- 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について[改 54 H30.6.20]
- 5.9 浸水防護施設の強度計算における津波荷重,余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて[改 20 H30.4.4]
- 5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について
  - 5.10.1 概要[改5 H30.2.13]
  - 5.10.2 防潮堤(鋼製防護壁)[改31 H30.4.26]
  - 5.10.3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)[改38 H30.5.18]
  - 5.10.4 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)) [改 24 H30.4.11]
  - 5.10.5 防潮堤(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)[改 55 H30.6.20]
  - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 42 H30.5.31]
  - 5.10.7 防潮扉[改55 H30.6.20]
  - 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 82 H30.7.27]

- 5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重,風荷重及び積雪荷重について[改 67 H30.7.4]
- 5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について[改 68 H30.7.5]
- 5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について
  - 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30.3.19]
  - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 47 H30.6.8]
- 5.14 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について[改 47 H30.6.8]
- 5.15 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について[改 67 H30.7.4]
- 5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 47 H30.6.8]
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について[改 28 H30.4.19]
- 5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改7 H30.2.19]
- 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 55 H30.6.20]
- 5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 91 H30.8.13]
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
  - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明[改 69 H30.7.6]
  - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30.7.6]
- 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明[改 78 H30.7.23]
- 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 89 H30.8.7]
- 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明

[ ]内は,当該箇所を提出 (最新)したときの改訂を示

す。

- 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
- 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 69 H30.7.6]
- 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料[改 69 H30.7.6]
- 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明[改 80 H30.7.25]
- 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)に関する補足説明

6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の設計に関する補足説明

- <u>6.3.1.1</u> 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震計算書に関する補足説明[改 92 H30.8.16]
- <u>6.3.1.2</u> 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明[改 92 H30.8.16]
- 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
- 6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
- 6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明[改 88 H30.8.6]
- 6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明[改 88 H30.8.6]
- 6.5 防潮扉に関する補足説明
- 6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明[改 50 H30.6.12]
- 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 66 H30.7.4] (土木)
- 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30.7.6]
- 6.6 放水路ゲートに関する補足説明

- 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 83 H30.7.31]
- 6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明
- 6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明[改 39 H30.5.22]
  - 6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明[改 69 H30.7.6]
  - 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30.7.6]
- 6.8 貯留堰に関する補足説明
- 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
- 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 91 H30.8.13]
- 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 91 H30.8.13]
- 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 91 H30.8.10]
- 6.9 浸水防護設備に関する補足説明
- 6.9.1 浸水防止蓋,水密ハッチ,水密扉,逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明[改 85 H30.8.1]
- 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 40 H30.5.25]
- 6.9.3 津波荷重(突き上げ)の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について[改79 H30.7.24]6.10 津波監視設備に関する補足説明
- 6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明[改 72 H30.7.11]
- 6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明[改 79 H30.7.24]
- 6.10.3 加振試験の条件について[改75 H30.7.17]
- 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について[改 89 H30.8.7]
- 6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明[改 61 H30.6.28]
- 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明[改 38 H30.5.18]
- 6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明[改 31 H30.4.26]
- 6.14 杭-地盤相互作用バネの設定について[改 61 H30.6.28]
- 7. 工事計画変更許可後の変更手続き
- 7.1 工事計画変更許可後の変更手続き[改 83 H30.7.31]

Γ	]内は, 当該箇所を提	出
(最	新)したときの改訂を	示
す。		

6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の設計に関する補足説明

6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要
2. 基本方針
2.1 位置
2.2 構造概要
2.3 評価方針・・・・・・8
2.4 適用規格・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3. 地震応答解析 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
3.1 評価対象断面・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3.2 解析方法
3.2.1 地震応答解析手法
3.2.2 構造部材・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3.2.3 地盤
3.2.4 減衰特性・・・・・・22
3.3 荷重及び荷重の組合せ······23
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・23
3.3.2 荷重
3.3.3 荷重の組合せ・・・・・・25
3.4 入力地震動
3.5 解析モデル及び諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3.5.1 解析モデルの設定・・・・・・61
3.5.2 使用材料及び材料の物性値・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3.5.4 地下水位
3.6 解析ケース・・・・・・ 78
4. 耐震評価・・・・・ 81
4.1 評価対象部位
<mark>4.2 解析方法</mark> ···········82
<mark>4.3 荷重及び荷重の組合せ</mark> ·······83
<mark>4.3.1 耐震</mark> 安全性評価上考慮する状態 <mark>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・</mark>
<mark>4.3.2 荷重</mark> ·······84
4.3.3 荷重の組合せ
4.4 許容限界
4.5 <mark> 解析モデル及び諸元</mark> ・・・・・・92
4.6 評価方法
5. 評価結果・・・・・・104

5.1	1 地震応答解析結果······	104
5.2	2 耐震評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	250
5.3	3 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	341

## 1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針 に基づき、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)が基準地震動S。に対して十 分な構造強度を有していること及び有意な漏えいを生じない構造であること確認するものである。 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基 づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

## 2. 基本方針

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の平面位置図を図2.1-1に示す。



図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の位置図

### 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁 基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続 壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持 性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内 への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンク リート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じさせないために、変位追従性を有する止水ジ ョイント部材を設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示 す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概念図を図 2.2-4 に示す。



図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の平面図

図 2.2-2(1) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の断面図



注:寸法は mm を示す。

水平方向: ④—④断面

図 2.2-2(2) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の断面図







シートジョイント

図 2.2-4 止水ジョイント部材の概念図

地震時における荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。地震時には、地震による慣性力及び地盤変 形に伴い、上部構造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した 曲げ及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力 及び鉛直方向の接地圧が生じる。



図 2.2-5 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)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、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえ た上で保守性を考慮して設定する。

浸水防護施設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 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。

浸水防護施設及び機器・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。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)に関する要求機能と設計評価方針を表 2.3-1 に示 す。また,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震評価は,設計基準対象施設として, 表 2.3-2 に示すとおり,構造部材の健全性評価,基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性 評価を行う。

構造部材の健全性評価については,構造部材の発生応力が鉄筋,又はコンクリートの短期許 容応力度に基づく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、防潮壁を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支 持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。止水ジョイント部材の評価に関する補足説明事項を 「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント 部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

また,許容応力度法による照査を行う防潮壁(放水路エリア)の評価構造物諸元を表 2.3−3
に,評価部位を図 2.3−2 に示す。

# 表 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)に関する要求機能と設計評価方針

	要求機能		機能設計		構造強度設計					きょう マン・マチャナの日		
旭設名	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計(評価方針)		評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	- 設計に用いる計谷阪外	
防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア))	・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、基準地震動S。に対 して、鉄筋コンクリー ト防潮壁(放水路エリア)に要求される機能 を損なう恐れがない設 計とする。 ・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、津波の流入による 浸水及び漏水を防止す る設計とする。 ・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) の設計における荷重の 組合せとしては、常時 作用する荷重、基準地 震動S。による地震荷重 及び自然条件として積 雪荷重及び風荷重を適 切に考慮する。	<ul> <li>・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、基準地震動S。に対 し、律波防護施設が要 求される機能を損なう 恐れがないよう、構造 物全体としての変形能 力(終局耐力時の変 形)に対し、十分な構 造強度を有した構造で あることが要求され る。</li> </ul>	<ul> <li>・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、基準地震動S。に対 し、主要な構造部材の 構造健全性を維持する ことで、津波時の止水 性を保持することを機 能設計上の性能目標と する。</li> </ul>	<ul> <li>・鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)は、基準 地震動S。に対し、</li> <li>①想定される津波高さに余 裕を考慮した防潮堤高さ (浸水高さT.P.+15.4 m ~T.P.+17.9 mに余裕を 考慮した天端高さT.P.+</li> <li>20.0 m)の設定により、東 二放水路上部に設置する設 計とする。</li> <li>②防潮壁は、鉄筋コンクリ ート製の上部造を地中連 続壁基礎によって、十分な 支持性能を有する地盤に支 持する設計とする。</li> <li>③上部構造の異種構造物間 との境界部は、波圧による 変形に追随する止水性を確 認した止水ジョイント部材 を設置することによる止水 処置を講ずる設計とする。</li> </ul>	<ul> <li>・鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)は、基準 地震動S。による地震時荷 重、風及び積雪を考慮した 荷重に対し、鉄筋コンクリ ート製の上部構造及び下部 構造で構成し、律波時にお いても主要な構造部材の構 造健全性を保持する設計と するとともに、主要な構造 体の境界部には、止水ジョ イント部材を設置し、有意 な漏えいを生じない設計と することを構造強度設計上 の性能目標とする。</li> </ul>	基準地震動S。による地震時荷重,風及び積雪を考 慮した荷重に対し,十分な支持性能を有する地盤 に支持される設計とするため,作用する押込み力 が許容限界以下に留まることを確認する。	下部構造	基礎地盤 下 部	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造 編)・同解説」に基づき妥当な安全余裕を 考慮した極限支持力以下とする。
						基準地震動S。による地震時荷重,風及び積雪を考 慮した荷重に対し,主要な構造部材の構造健全性を 保持する設計とするために,構造部材である地中連 続壁基礎が,おおむね弾性状態に留まることを確認 する。		地中連続壁基礎	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」「道路橋示方書(I共通編・IV下部 構造編)・同解説」に基づき短期許容応力 度以下とする。	
						基準地震動S。による地震時荷重,風及び積雪を考 慮した荷重に対し,主要な構造部材の構造健全性を 保持する設計とするために,構造部材である放水路 が,おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部構造	放水路	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」「道路橋示方書(I 共通編・IV下部 構造編)・同解説」に基づき短期許容応力 度以下とする。	
						基準地震動S。による地震時荷重,風及び積雪を考 慮した荷重に対し,主要な構造部材の構造健全性を 保持する設計とするために,構造部材である防潮壁 が,おおむね弾性状態に留まることを確認する。		防潮壁	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」「道路橋示方書(I 共通編・IV下部 構造編)・同解説」に基づき短期許容応力 度以下とする。	
						基準地震動S。による地震時荷重,風及び積雪を考 慮した荷重に対し,主要な構造体の境界部に設置す る部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計 とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材 が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを 確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するため の接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状 態に留まることを確認する。		止水ジョ イント部 材	変形, 引張	有意な漏えいに至る変形, 引張	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて 実施する性能試験を参考に定める許容変形 量及び許容引張力以下とする。	
								止 水 ジョ 鋼製 イ アンカー ト 部	引張, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づ き短期許容応力度以下とする。	
								止水ジョイ ント部材の 鋼製防護部 材	曲げ, 引張, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力 度以下とする。	

<del>赤字</del> :	荷重条件
緑字:	要求機能
青字:	対応方針
育子:	对心万针

評価方針 評価項目 部位 評価方法 許容限界 構造部材の 発生応力が許容限界以下 鉄筋コンクリート 短期許容応力度 健全性 であることを確認 構造強度を 有すること 基礎地盤の 接地圧が許容限界以下で 基礎地盤 極限支持力\* 支持性能 あることを確認 構造部材の 発生応力が許容限界以下 鉄筋コンクリート 短期許容応力度 健全性 であることを確認 止水性を損 基礎地盤の 接地圧が許容限界以下で 基礎地盤 極限支持力\* なわないこ 支持性能 あることを確認 と 有意な漏えいが 構造物の 発生変形量が許容限界以 止水ジョイント部材 生じないことを 下であることを確認 変形性 確認した変形量

表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の評価項目

注記 \*:妥当な安全余裕を考慮する。



注記 \*1:構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
 \*2:基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震評価の検討フロー

		仕様		材	料		
名称	部材幅 (m)	部材高 (m)	延長 (m)	コンクリート f'ck (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	機能要求	
防潮壁	天端 : 2.0 下端 : 6.5	16. 5	20. 1	40	SD345 SD490	鉄筋コンクリート防潮壁(放 水路エリア)は、地震後の繰 返しの襲来を想定した入力津	
放水路	20. 1	10. 5	23.0	40	SD345	波に対して,余震,漂流物の 衝突,風及び積雪を考慮した 場合においても,鉄筋コンク リート防潮壁(放水路エリ	
地中 連続壁 基礎	23. 0	58.0	20. 1	40	SD345 SD490	ア)が、要求される機能を損 なう恐れがないよう、津波に よる浸水及び漏水を防止する ことが要求される。	

# 表 2.3-3 評価構造物諸元

(a) 防潮壁横断方向

(b) 防潮壁縦断方向図 2.3-2 評価部位

### 2.4 適用規格

適用する規格,基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・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)
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―(日本建築学会,1999年)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987((社)日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術規定 JEAC4601-1991 追補版((社)日本電気協会)
- ・建築基準法(昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号)
- ・建築基準法施行令(昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号)

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震評価に当たっては、JEAG4601-1987、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)等を適用する が、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、道路橋示方書(IV下部構造 編)・同解説((社)日本道路協会、平成24年3月)及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説一許容応力度設計法—(日本建築学会、1999年)を適用する。

表 2.4-1 に適用する規格,基準類を示す。

		tite for		
項目	適用する規格, 基準類	備考		
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	_		
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	<ul> <li>・永久荷重+偶発荷重+従た</li> <li>る変動荷重の適切な組合せ</li> <li>を検討</li> </ul>		
許容限界	<ul> <li>・コンクリート標準示方書</li> <li>〔構造性能照査編〕(2002年)</li> <li>・道路橋示方書(IV下部構造 編)・同解説(平成24年3月)</li> <li>・鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説―許容応力度設計法 ー(日本建築学会,1999年)</li> </ul>	<ul> <li>・曲げ軸力に対する照査は、</li> <li>発生応力度が短期許容応力</li> <li>度以下であることを確認する。</li> <li>・せん断力に対する照査は、</li> <li>発生応力度、又は発生せん</li> <li>断力が短期許容応力度、又</li> <li>は許容せん断力以下である</li> <li>ことを確認する。</li> </ul>		
地震応答解析	• J E A G 4 6 0 1 - 1987	<ul> <li>・有限要素法を用いた時刻歴</li> <li>非線形解析</li> </ul>		

表 2.4-1 適用する規格,基準類

- 3. 地震応答解析
- 3.1 評価対象断面

評価対象断面位置図を図 3.1-1 に,評価対象断面図を図 3.1-2 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は防潮壁天端厚さ2 m,下部厚さ6.5 m,構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向23 m,防潮壁縦断方向20.1 m であり,地中連続壁基礎を介して 十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は,壁厚2.4 m の鉄筋コンクリート で隔壁及び側壁を構築し,T.P.約-60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、防潮壁、放水路、放水路ゲート及び地中連続 壁基礎で構成され、防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造 とする。

評価対象断面は、「5.11.4 防潮堤鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の断面選定の 考え方」で記載したとおり、防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があるため、 構造物に直交する両方向を評価対象断面とする。防潮壁横断方向については、断面位置によっ て形状や質量が大きく変化しないため、代表断面として①-①断面を選定する。防潮壁縦断方 向については、防潮壁と放水路ゲートで上部構造の形状が異なることで地震時の応答が変化す ると考えられることから、防潮壁位置の②-②断面(防潮壁部),及び放水路ゲート位置の③ -③断面(ゲート部)の2断面を評価対象断面として選定する。



図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の評価対象断面位置図







## 3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」 に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

<mark>地震応答解析では,地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手</mark> 法を用いる。

<mark>有効応力解析には</mark>,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。

### 3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)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次元有効応力解析を用いて,基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛 直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鉄筋コンクリート部 材は,はり要素及び平面要素でモデル化し,発生断面力が弾性範囲に収まっていることを 確認する。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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。



図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用す る際は、地盤の繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び 有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

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

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

### 3.2.2 構造部材

構造部材は、はり要素及び平面要素を適用し、線形部材としてモデル化する。

3.2.3 地盤

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。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数 に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。
- 3.3 荷重及び荷重の組合せ 荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。
  - 3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析において、地震以外に考慮す る状態を以下に示す。
    - (1) 運転時の状態
       発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転
       時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。
    - (2) 設計基準事故時の状態設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。
    - (3) 設計用自然条件 積雪荷重及び風荷重を考慮する。
    - (4) 重大事故等時の状態重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析において,考慮する荷重を以 下に示す。

- (1) 常時考慮荷重(G)常時考慮荷重として, 躯体自重を考慮する。
- (2) 積載荷重(P)

積載荷重として,放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重,並びに放水路内の静水 圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1のとおりである。

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

- (3) 地震荷重(K<sub>Ss</sub>)
   基準地震動Ssによる荷重を考慮する。
- (4) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

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

(5) 風荷重(P<sub>k</sub>)
 風荷重として,風速30 m/sの風圧力を考慮する。

## 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に,荷重考慮の有無を表 3.3-3 に示す。また,荷重概念図を 図 3.3-1 及び表 3.3-4 に示す。

	衣3.3~2~何重の組合せ						
	<mark>外力の状態</mark>	<mark>荷重の組合せ</mark>					
	<mark>地震時(S<sub>s</sub>)</mark>	$G + P + K_{S s} + P_{s} + P_{k}$					
G	:固定荷重						

## 表 3.3-2 荷重の組合せ

	G	:	固定荷重
	Р	:	<mark>積載荷重</mark>
]	K <sub>Ss</sub>		: 地震荷重
	P s	:	<mark>積雪荷重</mark>
	P <sub>k</sub>	:	<mark>風荷重</mark>

## <mark>表 3.3-3 荷重考慮の有無</mark>

種別		荷重		算定方法	
永久 荷重	常時考慮荷重	躯体自重	0	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を	
				乗じて設定	
		機器・配管荷重	$\bigcirc$	・放水路ゲート及び巻上機	
		土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない	
		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(		$\bigcirc$	・常時応力解析により設定	
	外水圧		$\bigcirc$	・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		$\bigcirc$	・放水路内部の静水圧	
		積雪荷重	0	・積雪荷重を考慮	
変動	荷重	風荷重	0	・風荷重を考慮	
~~~		建電型毛石パ	_	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物	
		積当何重及5 風荷重以外		の配置状況を踏まえると、偶発荷重(地震荷重)と組合せ	
				るべき変動荷重はない	
伊丞	古舌	水平地震動	$\bigcirc$	・基準地震動S。による水平・鉛直同時加振	
(地重	何里 荷重)	鉛直地震動	0	・躯体慣性力,動土圧を考慮	
(地辰		動水圧	0	・放水路内部の動水圧を考慮	



図 3.3-1 荷重概念図

検討方向	想定事象	解析で考慮 する水荷重	水荷重	X
横断方向	地震時	静水圧	T.P20.000	
		動水圧		T. P. +20. 00s T. P. +5. 60m T. P2. 50n T. P65. 00m
縦断方向	地震時	静水圧	防潮壁縦断方向(ゲート部) T.P.+11.00m <u>T.P.+11.00m</u> <u>T.P13.50m</u> <u>T.P2.50m</u> <u>T.P65.00m</u>	防潮壁縦断方向 (防潮壁縦) T. P. +20.00m T. P. +11.00m <u>↓ T. P. +11.00m</u> <u>↓ T. P. +3.50m</u> T. P7.00m T. P65.00m
		動水圧	防潮壁縦断方向(ゲート部)	防潮壁総新方向(防潮壁部) T.P.+20.00m <u>T.P.+20.00m</u> <u>T.P.+11.00m</u> <u>Q</u> T.P.+3.50m <u>T.P2.50n</u> <u>T.P7.00n</u> <u>T.P55.00m</u>
				<ul> <li>林王荷重</li> <li>林王荷重</li> <li>林田賀量で考慮(水平転に作用)</li> </ul>

## 表 3.3-4 水荷重概念

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は,解放基盤表面で定義される基準地震動S。を1次元波 動論により,地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。地震応答解析モデルに ついては,「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に,防 潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4-2 に,防潮 壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4-3 に示す。

入力地震動の算定には,解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証 及び妥当性確認の概要については、V-5-17「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお,基準地震動S。のうち断層モデル波については,特定の方向性を有することから,構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め,各々を足し合わせることで方位補正した基準 地震動を設定する。



図 3.4-1 入力地震動算定の概念図



図 3.4-2(1) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-D1)



図 3.4-2(2) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-D1)

MAX 368  $cm/s^2$  (22.01 s)



図 3.4-2(3) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-11)



図 3.4-2(4) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-11)



図 3.4-2(5) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-12)



図 3.4-2(6) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-12)

MAX 494  $cm/s^2$  (25.38 s) 1200 1000 800 600 400 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 200 0 -200 -400 -600 -800 -1000 -1200 50 0 100 150200時間 (s)

(a) 加速度時刻歷波形



図 3.4-2(7) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-13)



図 3.4-2(8) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-13)



図 3.4-2(9) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-14)



図 3.4-2(10) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-14)



図 3.4-2(11) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-21)



図 3.4-2(12) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-21)



図 3.4-2(13) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-22)



図 3.4-2(14) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-22)

MAX 572 cm/s<sup>2</sup> (8.32 s)



図 3.4-2(15) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-31)



図 3.4-2(16) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-31)



図 3.4-3(1) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-D1)



図 3.4-3(2) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-D1)



図 3.4-3(3) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-11)



図 3.4-3(4) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-11)



図 3.4-3(5) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-12)



図 3.4-3(6) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-12)



図 3.4-3(7) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-13)



図 3.4-3(8) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-13)

MAX 396 cm/s<sup>2</sup> (31.32 s)



図 3.4-3(9) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-14)



図 3.4-3(10) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-14)



図 3.4-3(11) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-21)



図 3.4-3(12) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-21)



図 3.4-3(13) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-22)



図 3.4-3(14) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-22)
MAX 572 cm/s<sup>2</sup> (8.32 s)



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(15) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-31)



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(16) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S<sub>s</sub>-31)

- 3.5 解析モデル及び諸元
  - 3.5.1 解析モデルの設定
    - (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼ さないよう、JEAC4601-1991追補版に基づき、モデル幅を構造物幅の3倍以上、 構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。なお、解析モデルの境界 条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、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 $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、第四紀層の要素高さを1 m 程度まで細分化して設定する。

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とともに、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

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3.5-1に示す。





## (2) 境界条件

a. 固有值解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に 影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モード を把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水 平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5-2に示す。

図3.5-2 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによ る常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固 定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。 境界条件の概念図を図3.5-3に示す。

### 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。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析モデルを図 3.5-4 に示す。

図 3.5-4(1) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析モデル (防潮壁横断方向:①-①断面)

図 3.5-4(2) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析モデル (防潮壁縦断方向:②-②断面) 図 3.5-4 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析モデル (防潮壁縦断方向: ③一③断面) (3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、加振方向に対して弱軸断面方向となる部 材を軸線位置ではり要素としてモデル化し、強軸断面方向となる部材は、平面要素でモデ ル化する方針を基本とする。また、構造物の隅角部には、部材厚に応じた剛域を設定する。 なお、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」((社)土木学会 原子力土木委員会、2002年5月)に基づき、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又は有効高さの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、部材の断面厚さ又は有効 高さの1.0倍程度まで細分化して設定するとともに、構造物に接する地盤の要素分割に合 わせて設定する。 (4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水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。

(5) ジョイント要素の設定

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

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

なお、せん断強度  $\tau_{f}$ 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 3.5-1 参照)

 $\tau_{\rm f} = c + \sigma' \tan \phi$ 

- τ<sub>f</sub> : せん断強度
- c : 粘着力
- φ :内部摩擦角

周辺の状況		粘着力 c (N/mm²)	内部摩擦角 φ (度)
	du 層	0	37.3
	Ag2 層	0	37.4
	Ac 層	0.025	29.1
笠町幻屋	As 層	0.012	41.0
另四心層	Ag1 層	0	37.4
	D2c-3 層	0.026	35.6
	D2 s -3 層	0.010	35.8
	D2g-3 層	0	44.4
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 \pm 0.0990 \cdot z$
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

z :標高(m)

q<sub>u</sub>:一軸圧縮強さ(N/mm<sup>2</sup>)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな 値として港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター)に従い、表 3.5-2のとおり設定 する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-5に示す。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k s	圧縮剛性 k n
	$(kN/m^3)$	$(kN/m^3)$
側方及び底面	$1.0 \times 10^{6}$	$1.0  imes 10^{6}$





(6) 減衰定数の設定

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 減衰は、 $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰と する。

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

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

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

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

ここで,

[C] :減衰係数マトリックス

- [M] :質量マトリックス
- [K] :剛性マトリックス
- $\alpha$ ,  $\beta$  :係数

係数α, βは,以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$
  

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$
  
ここで、  
f : 固有値解析により求められた1次固有振動数  
h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1 %(解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1 %を採用している)とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5 %(JEAG4 601-1987)とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-6 に、固有値解析結果を表 3.5-3 に示す。



<mark>図 3.5-6</mark> Rayleigh 減衰の設定フロー

## 表 3.5-3(1) 固有值解析結果

(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)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.735	185.92	地盤の1次として採用
2	0. 938	20.50	-
3	1.238	-18.01	-
4	1. 477	10.53	_
5	1.588	10.50	_
6	1.783	17.37	_
7	1.838	-60.05	構造物の1次として採用
8	1.846	23.73	_
9	1.965	5.93	—

(a) 防潮壁横断方向

(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.663	173.96	地盤の1次として採用
2	0.783	26.85	_
3	0.958	-5.23	_
4	1.135	-25.53	構造物の1次として採用
5	1.274	-2.57	_
6	1.359	-24.03	_
7	1.518	17.92	_
8	1.549	-32.46	_
9	1.578	25.39	—

(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.658	176.81	地盤の1次として採用
2	0.791	15.11	_
3	0. 947	3.39	_
4	1.149	22.46	構造物の1次として採用
5	1.293	-17.33	_
6	1.369	15.66	—
7	1.530	7.31	_
8	1.553	-34.90	_
9	1.594	21.18	—

## 表 3.5-3(2) 固有值解析結果

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1g)した解析ケース)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.781	190. 20	地盤の1次として採用
2	1.017	18.95	_
3	1.339	15.30	_
4	1.603	11. 40	_
5	1.729	-11.77	_
6	1.890	11.60	-
7	1.934	55.97	構造物の1次として採用
8	1. 990	-23.14	_
9	2.085	81.66	_

(a) 防潮壁横断方向

(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.710	178.91	地盤の1次として採用
2	0.849	19.12	_
3	1.036	-4.73	_
4	1.244	-23.55	構造物の1次として採用
5	1.388	-12.40	_
6	1.470	-23.40	—
7	1.641	-25.41	—
8	1.645	36. 52	_
9	1.698	-24.78	—

(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.702	180.89	地盤の1次として採用
2	0.856	9.55	_
3	1.024	5.02	_
4	1.258	20.72	_
5	1. 397	-23.49	_
6	1. 494	-11.96	_
7	1.643	16.46	_
8	1.654	36.61	_
9	1.713	-30.46	構造物の1次として採用

## 3.5-3(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)した解析ケース)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	179.32	地盤の1次として採用
2	0.823	-21.03	_
3	1.089	-22.15	_
4	1.281	-8.77	_
5	1.368	-10.76	_
6	1.565	-10.90	-
7	1.649	-3.18	_
8	1.663	57.05	構造物の1次として採用
9	1.702	46.72	_

(a) 防潮壁横断方向

(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.586	162.75	地盤の1次として採用
2	0.679	-45.76	_
3	0.822	4.10	_
4	0.970	28.86	構造物の1次として採用
5	1.075	-13.37	_
6	1.198	-15.03	_
7	1.291	20.38	_
8	1. 320	-16.50	_
9	1. 385	36.53	_

(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.584	168.40	地盤の1次として採用
2	0.684	-28.17	_
3	0.811	6.74	_
4	0.966	26.91	構造物の1次として採用
5	1.095	-3.89	_
6	1. 167	-18.71	_
7	1.310	-10.84	_
8	1. 330	-27.50	_
9	1.375	-13.97	—

## 表 3.5-3(4) 固有值解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.707	186.96	地盤の1次として採用
2	0.887	17.16	-
3	1. 171	18.90	-
4	1. 429	7.75	-
5	1.532	-9.86	-
6	1.694	17.32	-
7	1.723	52.97	構造物の1次として採用
8	1.779	-6.29	_
9	1.844	36. 79	_

(a) 防潮壁横断方向

(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.636	176.09	地盤の1次として採用
2	0.745	13.90	_
3	0.907	-7.97	_
4	1.082	-20.10	_
5	1. 199	27.63	構造物の1次として採用
6	1.305	-13.06	_
7	1.434	16.73	_
8	1.441	-20.64	_
9	1. 487	33. 78	—

(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.631	178.31	地盤の1次として採用
2	0.753	5.67	_
3	0.899	2. 52	_
4	1.096	-16.54	-
5	1.203	29.18	構造物の1次として採用
6	1.339	4. 55	-
7	1.446	21.54	-
8	1.450	-14.84	_
9	1.494	34.50	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。

使用箇所	材料	諸元
7七法旧经	鉄筋	SD345, SD490
的钢壁	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345
成小路	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
地中演結時其冰	鉄筋	SD390, SD490
地中連統壁基礎	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5-4 使用材料

表 3.5-5 材料の物性値

体田竺正	++ w1	単位体積重量	ヤング係数	ポアソン比	減衰定数
使用固则	11 14	$(kN/m^3)^{*1}$	$(N/mm^2) *1$	*1	(%) *2
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3. $1 \times 10^4$	0.2	5
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3. $1 \times 10^4$	0.2	5
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3. $1 \times 10^4$	0.2	5

注記 \*1:道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成 14 年3月)

\*2:原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987((社)日本電気協会)

#### 3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は,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し, V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6 に,地盤改良体の物性値を表 3.5-7 に示す。なお,地盤改良体の一軸圧縮強度は 1.5 N/mm<sup>2</sup>として,動的変形特性及び強度特性を設定する。

原地爆 パラメータ 埋戻土 第四系(液状化検討対象層) 豊浦標準砂 f1 D2s-3 D2g-2 D1g-1 du Ag2 As Ag1 D2g-3 密度 1. 98 1.98 2.01 2.01 2.15 2.01 1.74 1.92 2.15 1.958 0 g/cm 物理 ()は地下水位以浅 (1.82)(1.82) (1.89)(1.89)(2.11) (1.89) 特性 間隙比 1.20 0.67 0.79 0.43 0.67 0.70 e -0.75 0.75 0.67 0.43 ポアソン比 V CD 0.26 0.26 0.25 0.26 0.25 0.19 0.26 0.26 0.25 0.333 基準平均有効主応力 358 358 497 814 1167 1695 σ' 10 378 966 1167 12.6 kN/m 変形 ()は地下水位以浅 (312) (312) (299) (814) (1167) (1710) 特性 基準初期せん断剛性 278087 253529 392073 947946 253529 1362035 143284 650611 1362035 18975 Gza kN/m () は地下水位以浅 (220739) (220739) (167137) (392073) (1362035) (956776) 最大履歷演衰率 hmax 0.220 0.220 0.233 0.216 0.221 0.192 0.130 0.130 0.233 0.287 粘着力 CCD N/mm<sup>2</sup> 0 0 0 0.012 0 0.010 0 0 0 0 強度 特性 内部摩擦角 度 37.3 37.3 37.4 41.0 37.4 35.8 44.4 44, 4 37.4 30.0 Ø CD 液状化パラメータ φ<sub>p</sub> 34.8 34.8 34. 9 38. 3 34.9 33.4 41.4 41.4 34.9 28.0 液状化パラメータ  $S_1$ 0.047 0.047 0.028 0.046 0.029 0.0480.030 0.030 0.020 0.005 液 状化 液状化パラメータ  $W_1$ 6.5 6.5 56.5 6.9 51.6 17.6 45.2 45.2 10.5 5.06 \_\_\_\_ 液状化パラメータ 1.26 9,00 4.80 8.00 8, 00 7.00 0.57  $P_1$ \_\_\_\_ 1.26 1.00 12.00 特性 液状化パラメータ  $P_2$ 0.80 0.80 0.60 0.75 0.60 0.96 0.60 0.60 0.50 0.80 液状化パラメータ 3.35 C1 2.00 2.00 3.40 2.27 3.15 3.82 3.82 2.83 1.44

表 3.5-6(1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

表 3.5-6(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

				原地盤						
	パラメータ		Γ		第四	系(非液状化	< <mark>/</mark> 層)		新第三系	
				Ac	D2c-3	D2c-2	lm	D1c-1	Km	
物理	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1, 77	1.77	1. 47 (1. 43)	1.77	1.72-1.03 $\times$ 10 <sup>-4</sup> · z	
和性	間隙比	e	1000	1.59	1. <mark>0</mark> 9	1.09	2.80	1. <mark>0</mark> 9	1.16	
	ポアソン比	νcn		0.10	0.22	0.22	0.14	0. 22	0.16+0.00025 · z	
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'	kN/m <sup>2</sup>	480	696	<mark>69</mark> 6	249 (223)	696	動物変形株材に用い	
特性	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G <sub>tra</sub>	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	285223	38926 (35783)	28 <mark>5</mark> 223	き、Z (標高) 毎に物 性値を設定	
	最大履歷減衰率	h <sub>usz</sub>	1	<mark>0.</mark> 200	0, 186	0.186	0. 151	0.186		
強度	粘着力	CCD	N/mm <sup>2</sup>	<mark>0.</mark> 025	0.026	0,026	0.042	0.026	0.358-0.00603 · z	
特性	内部摩擦角	φœ	度	29. <mark>1</mark>	35.6	<mark>3</mark> 5. 6	27.3	35.6	23. 2+0. 0990 · z	

z:標高 (m)

区分	設定深度		密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
或. 口.	TP (m)	適用深度 TP(m)	ρ		Cod	ф св	速度Vs	せん断剛性 Gma	弹性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率		速度Vp	1000*Vp
留方	Z		$(g/cm_3)$	νcd	(kN/m²)	(°)	(m/s)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	mG, mK	hmax(-)	νd	(m/s)	
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
5	6	6.5 ~ 1.5 5.5 ∼ 6.5	1.72	0.16	310	23.9	428	315,076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	322	23.8	420	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	$2.5 \sim 3.5$	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	$1.5 \sim 2.5$	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	$0.5 \sim 1.5$	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 $\sim$ 0.5	1.72	0.16	358	23. 2	433	322, 481	366, 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1, 653, 000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
10	-5	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	300	22.1	431	326, 407	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
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	$-15 \sim -13$	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	$-17 \sim -15$	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
20	-24	$-25 \sim -25$ -27 $\sim -25$	1.72	0.15	515	20.8	452	351, 403	386 574	498	0.0	0.113	0.461	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356, 083	389, 996	498	0.0	0.113	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	$-35 \sim -33$	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	$-37 \sim -35$	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	$-39 \sim -37$	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	$-41 \sim -39$	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	-40	-49 ·· -47	1.72	0.15	660	18.3	470	379, 948	410, 134	496	0.0	0.118	0.458	1,000	1,686,000
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	$-59 \sim -57$	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	$-61 \sim -59$	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	$-63 \sim -61$	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
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0, 14	792	16.1	489	413.679	436, 661	492	0.0	0, 121	0, 456	1,712	1, 719, 000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.121	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	$-79 \sim -77$	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	$-81 \sim -79$	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	$-85 \sim -81$	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	$-95 \sim -90$	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 60	-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	-122 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	400,990	414, 391	480	0.0	0.127	0.451	1,757	1,754,000
64	-126	-130 ~ -199	1.73	0.13	1,070	10.7	530	485.957	494, 713	486	0.0	0.127	0.451	1, 754	1, 754, 000
		122			-,			,001		- 20			100	-, 100	2, 123, 000

表 3.5-6(3) 地盤の解析用物性値一覧(新第三系Km層)

	ж.р.	地盤改良体(セメント改良)					
	項日	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 ρ <sub>t</sub> (g/cm³)	改良対象の原地制	盤の平均密度×1.1				
前 静 的 変	静弹性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159				
形特性	静ポアソン比 <sub>vs</sub>	0.	260				
勈	初期せん)断 剛性 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_{\tau} / 1000 \times Vs^2$ Vs = 147.6 × q <sub>u</sub> <sup>0.417</sup> (m/s) q <sub>u</sub> : 一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )					
勤 的 変	動ポアソン比 <sub>v d</sub>	0. 431					
形 特 性	動せん断弾性係数 のひずみ依存性 G/C <sub>0</sub> 〜 y	G/G <sub>0</sub> = <u>1</u> 1+γ/0.000537 γ:せん断ひずみ(一)	G/G。= <u>1</u> 1+y /0.001560 y : せん断ひずみ (-)				
	減衰定数 h~γ	h=0.152 <mark>γ/0.000537</mark> 1+γ/0.000537 γ:せん断ひずみ(一)	h=0.178				
強度特性	粘着力 C (N/mm <sup>2</sup> )	C = q <sub>u</sub> :一軸圧縮	q <sub>u</sub> / 2 強度(N/mm <sup>2</sup> )				

## 表 3.5-7 地盤改良体の物性値一覧

注記:地盤改良体(嵩上げ部)の一軸圧縮強度は, 1.5 N/mm<sup>2</sup>

## 3.5.4 地下水位

地下水位は,地表面として設定する。

- 3.6 解析ケース
  - (1) 耐震設計における検討ケース

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 に 示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 Ssに対して実施する①の検討ケース (基本ケース)において、曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとしたすべての照査項 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。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 3.6-1 に示す。

表 3.6-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震設計における検討ケース

			1	2	3	(4)	5	6	
	検討ケース 液状化強度特性 の設定		原地盤に基	地盤物性の	地盤物性の	地盤を強制	原地盤にお	地盤物性のば	
			づく液状化	ばらつきを	ばらつきを	的に液状化	いて非液状	らつきを考慮	
	検討ケー	ス	強度特性を	考慮(+1	考慮(-1	させること	化の条件を	(+1 σ) し	
			用いた解析	σ)した解	σ)した解	を仮定した	仮定した解	て非液状化の	
			ケース(基	析ケース	析ケース	解析ケース	析ケース	条件を仮定し	
			本ケース)					た解析ケース	
			原地盤に基	原地盤に基	原地盤に基	敷地に存在	液状化パラ	液状化パラ	
			づく液状化	づく液状化	づく液状化	しない豊浦	メータを	メータを	
液状化強度特性 の設定		強度特性	強度特性	強度特性	標準砂に基	非適用	非適用		
		(標準偏差	(標準偏差	(標準偏差	づく液状化				
			を考慮)	を考慮)	を考慮)	強度特性			
		(H+V+)	実施						
※ 地震波(位相)		(H+V-)	実施						
	$S_s - DI$	(H-V+)	実施	全ての	全ての基準地震動Ssに対して実施する①の検討ケー				
114		(H-V-)	実施	ス(基2	<b>太</b> ケース)に	おいて せん	断力昭杳及	で時ば軸	
地雪	$S_{s} - 1 1$		実施						
波	$S_{s} = 1.2$		実施	□ 刀照査る	をはじめとし	た全ての照金	全項目につい	て,各照	
$\widehat{\mathbf{u}}$	$S_{s} = 1.3$		実施	査値が損	最も厳しい (	許容限界に対	すする余裕が:	最も小さ	
地震波(位相)	$S_{s} - 14$		実施	い)地創	震動を用い,	②~⑥よりi	自加検討ケー.	スを実施	
	$S_{s} = 2.1$		実施	オス					
	$S_{s} - 2_{2}$		実施						
	S _ 2 1	(H+V+)	実施						
	3 <sub>s</sub> -31	(H-V+)	実施						

注記:構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しい

ケースで行う。



(2) 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6-2 に示す。 すべての基準地震動 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。

	検討ケース	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	<ul> <li>⑥</li> <li>地盤物性のばらつき を考慮(+1σ)し</li> <li>て非液状化の条件を</li> <li>仮定した解析ケース</li> </ul>
	液状化強度物 の設定	寺性	敷地に存在しない豊 浦標準砂に基づく液 状化強度特性	液状化パラメータを 非適用	液状化パラメータを 非適用
	S <sub>s</sub> -D1	$\begin{array}{c} (H+V+) \\ (H+V-) \\ (H-V+) \\ (H-V-) \end{array}$	<ul> <li>全ての基準地震動</li> <li>Ssに対して実施す</li> <li>る⑤の検討ケース</li> <li>(原地般においてま</li> </ul>	実施       実施       実施       実施       実施	<ul> <li>全ての基準地震動</li> <li>Ssに対して実施す</li> <li>る⑤の検討ケース</li> <li>(原地般においてま</li> </ul>
地	$S_{s} - 1 1$		液状化の条件を仮定	実施	液状化の条件を仮定
震波	$S_{s} - 12$		した解析ケース)に	実施	した解析ケース)に
	$S_{s} - 1 3$		おいて、上載される	実施	おいて、上載される
位	$S_{s} - 14$		機器・配官糸の固有  振動数帯で加速度広	実施	機器・配官糸の固有   振動数帯で加速度広
相	$S_{s} - 21$		答が最も大きくなる	実施	答が最も大きくなる
	$S_{s} - 22$		地震動を用い、④及	実施	地震動を用い、④及
	S _ 2 1	(H+V+)	び⑥より追加検討ケ	実施	び⑥より追加検討ケ
	$3_{s} - 31$	(H-V+)	ースを実施する。	実施	ースを実施する。

表 3.6-2 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

- 4. 耐震評価
- 4.1 評価対象部位

評価対象部位は,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造上の特徴や周辺の状況を 踏まえて設定する。

### (1) 鉄筋コンクリートの健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は,一体化された防潮壁,放水路及び地中連続壁基 礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

防潮壁横断方向の検討では,防潮壁を評価対象部位とする。また,放水路上に設置される 防潮壁では,防潮壁横断方向に作用する水平地震力によって慣性力が発生し,放水路の隔壁 及び側壁が耐震壁としての役割を担うと考えられる。したがって,防潮壁横断方向の検討で は,放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした耐震評価を併せて実施する。

防潮壁縦断方向(防潮壁部・ゲート部)の検討では,放水路及び放水路ゲート格納室を評 価対象部位とする。

地中連続壁基礎は、平面的形状が正方形に近いため強軸方向と弱軸方向が明確でなく、防 潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があることから、防潮壁横断方向及び防潮 壁縦断方向ともに、地中連続壁基礎を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の 下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし,基礎地盤に発生する接地圧を検討 する。

(3) 止水ジョイント部材の変形性

防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置する止水ジョイント部材は、本震時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

4.2 解析方法

鉄筋コンクリート防潮壁

上部構造である鉄筋コンクリート防潮壁は,設計対象構造物〜地盤の連成系モデルによる 2次元地震応答解析を行い,地震時の構造健全性を確認する。有効応力の変化を考慮するこ とができる有効応力法を用いることとし,2次元地震応答解析を実施する。

(2) 地中連続壁基礎

下部構造である地中連続壁基礎は,設計対象構造物〜地盤の連成系モデルによる2次元地 震応答解析を行い,鉛直断面における地震時の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応 力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし,2次元地震応答解析を実施 する。また,水平断面における地震時の構造健全性については,二次元静的フレームを実施 する。 4.3 荷重及び荷重の組合せ

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

- 4.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析において,地震以外に考慮す る状態を以下に示す。
  - (1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり,通常の条件下におかれている状態。ただし,運転 時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

- (2) 設計基準事故時の状態設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。
- (3) 設計用自然条件 積雪荷重及び風荷重を考慮する。
- (4) 重大事故等時の状態重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析において、考慮する荷重を以 下に示す。

- (1) 常時考慮荷重(G) 常時考慮荷重として, 躯体自重を考慮する。
- (2) 積載荷重(P)

積載荷重として,放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重,並びに放水路内の静水 圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 4.3-1のとおりである。

<mark>表 4.3-1 機器</mark>	・配管荷重一覧表
機器	<mark>備考</mark>
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

(3) 地震荷重(K<sub>s</sub>)
 基準地震動S。による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

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

傾目何里は併迫初上面に自加負重として有慮。

(5) 風荷重(P<sub>k</sub>)

風荷重として,風速 30 m/sの風圧力を考慮する。

## 4.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3-2 に,荷重考慮の有無を表 4.3-3 に示す。また,荷重概念図を 図 4.3-1 及び表 4.3-4 に示す。

衣4.3~2 何重の起言で									
<mark>外力の状態</mark>	<mark>荷重の組合せ</mark>								
<mark>地震時(S<sub>s</sub>)</mark>	$G + P + K_{Ss} + P_s + P_k$								
G :固定荷重									

# 表 4.3-2 荷重の組合せ

	G	:	固定荷重	
	P	:	積載荷重	
-	K <sub>ss</sub>	5	:地震荷	重
	P s	:	積雪荷重	Î
	P <sub>k</sub>	:	<u>風荷重</u>	

## <mark>表 4.3-3 荷重考慮の有無</mark>

種別		荷重		算定方法	
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	0	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を	
				乗じて設定	
		機器・配管荷重	$\bigcirc$	・放水路ゲート及び巻上機	
		土被り荷重		・土被りはないため考慮しない	
		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		0	・常時応力解析により設定	
	外水圧		0	・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		0	・放水路内部の静水圧	
変動荷重		積雪荷重	0	・積雪荷重を考慮	
		風荷重	0	・風荷重を考慮	
		<b>往</b> 示去于1771		・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物	
		項当何里及び   風荷重以外	—	の配置状況を踏まえると、偶発荷重(地震荷重)と組合せ	
				るべき変動荷重はない	
偶発 (地震	荷重	水平地震動	0	・基準地震動S。による水平 <mark>及び</mark> 鉛直同時加振	
		鉛直地震動	0	・躯体慣性力,動土圧を考慮	
		動水圧	0	・放水路内部の動水圧を考慮	



検討方向	想定事象	解析で考慮 する水荷重	水荷重	X
横断方向	地震時	静水圧	T.P. +3.50m T.P. +3.50m T.P. +3.50m T.P. +3.50m T.P. +6.60m T.P2.50m T.P65.00m	
		動水圧		T. P. +20. 00s T. P. +5. 60m T. P2. 50n T. P65. 00m
縦断方向	地震時	静水圧	防潮壁縦断方向(ゲート部) T.P.+11.00m <u>T.P.+11.00m</u> <u>T.P13.50m</u> <u>T.P2.50m</u> <u>T.P65.00m</u>	防潮壁縦断方向 (防潮壁縦) T. P. +20.00m T. P. +11.00m <u>↓ T. P. +11.00m</u> <u>↓ T. P. +3.50m</u> T. P7.00m T. P65.00m
		動水圧	防潮壁縦断方向(ゲート部)	防潮壁総新方向(防潮壁部) T.P.+20.00m <u>T.P.+11.00m</u> <u>T.P.+3.50m</u> <u>T.P2.50n</u> <u>T.P7.00n</u> <u>T.P55.00n</u>
				<ul> <li>林王荷重</li> <li>林王荷重</li> <li>林田賀量で考慮(水平転に作用)</li> </ul>

## 表 4.3-4 水荷重概念

#### 4.4 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### (1) 構造部材に対する許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造部材の照査は,許容応力度による照査 を行う。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24年3月)」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応 力度設計法―(日本建築学会,1999)」に基づき、表4.4-1のとおり設定する。なお、表 4.4-1に示す許容応力度は短期許容応力度とし、短期許容応力度は、耐震設計上考慮する 荷重が地震荷重であることを考慮し、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して1.5倍 の割増しを考慮する。

地中連続壁基礎の水平方向断面におけるコンクリート及び鉄筋の許容限界は,施工時に おけるエレメント間の継手部を考慮して,コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を 20%低減したものを用いる。

	<mark>許容限界</mark> (N/mm <sup>2</sup> )			
		<mark>短期</mark> 許容曲げ圧縮応力度 σ <sub>ca</sub>		21*1
コンクリート	f' $_{\rm c\ k} =$	<mark>短期</mark> 許容せん断応力度τ <sub>а1</sub>		$0.825^{*3}$
	$40 \text{ N/mm}^2$	<mark>短期</mark> 許容せん断応力度τ <sub>a2</sub>		3. $6^{*1}$
		<mark>短期</mark> 許容せん断り	<mark>短期</mark> 許容せん断応力度τ <sub>а</sub>	
	SD345 *1	<mark>短期</mark> 許容引張応力度σ <sub>sa</sub>	主筋	294
			せん断補強筋	294
会生存在	SD390 *1		主筋	309
业大用刀		<sup>因刑</sup> 計谷归派応刀度 0 s a	せん断補強筋	309
	SD490 *2	<mark>短期</mark> 許容引張応力度σsa	主筋	4.25
			せん断補強筋	300

表 4.4-1 許容限界

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)

注記 \*3:斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]

((社)土木学会,2002年制定)」を適用し,次式により求められる許容せん断力 (V<sub>a</sub>)を許容限界とする。

$$V_{a} = V_{ca} + V_{sa}$$
  
ここに、  
 $V_{ca}$  : コンクリートの許容せん断力  
 $V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_{w} \cdot j \cdot d$   
 $V_{sa} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_{w} \cdot j \cdot d$   
 $V_{sa} = A_{w} \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$   
 $\tau_{a1}$  : 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  
 $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度  
 $s$  : 斜め引張鉄筋間隔

\*4: 放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合,「鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説―許容応力度設計法―(日本建築学会,1999年)」に基づき,許容限 界を設定する。

許容せん断応力度: τ<sub>a</sub>=F<sub>c</sub>/30 かつ, 0.5+F<sub>c</sub>/100 で表される。 ここで, F<sub>c</sub>: コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) (2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書 (Ⅰ共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会、平成14年3月)により設定 する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

 $R_u = q_d \cdot A$ 

R<sub>u</sub>:基礎底面地盤の極限支持力(kN)

q<sub>d</sub>:基礎底面地盤の極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

```
q_{d} = 3 \cdot q_{u}
```

- q<sub>u</sub>:支持岩盤の一軸圧縮強度(kN/m<sup>2</sup>)
- \* c cw = q u/2 より、 q u = c cw×2。ここで、 c cw は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度
- A:基礎の底面積(内部土は含まない)(m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 4.2-2 に示す

表 4.4-2 極限支持力度の算定結果

項目	算定結果
極限支持力度q <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	6371
支持岩盤の一軸圧縮強度q u (kN/m <sup>2</sup> )	1061.9

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.4-3 に止水ジョイント部 材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-3 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価1	許容限界	
止水ジョイント部材	シートジョイント	2 m

## 4.5 解析モデル及び諸元

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、加振方向に対して弱軸断面方向となる部材を 軸線位置ではり要素としてモデル化し、強軸断面方向となる部材は、平面要素でモデル化する 方針を基本とする。また、構造物の隅角部には、部材厚に応じた剛域を設定する。なお、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」((社)土木学会 原子力土木委員会、2002年5月)に基づき、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又は有効高さの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、部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化し て設定するとともに、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

#### a. 防潮壁横断方向

防潮壁横断方向の検討では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲と し、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行き当 たりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁,放水路頂版,放水路底版及び地中 連続壁基礎は,はり要素を用いてモデル化する。側壁及び隔壁で構成される地中連続壁 基礎は,水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし,水平断面中心位置ではり 要素としてモデル化する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては,基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また,地中 連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては,基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた 仮想剛梁で接続する。なお,仮想剛梁の剛性は,原子力発電所屋外重要土木構造物の耐 震性能照査指針・マニュアル((社)土木学会 2005年6月)に基づき,地中連続壁基 礎をモデル化したはり要素の1000倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。また、はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は、「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、図4.5-1に示すように剛域を設定する。



加振方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いて モデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるた め、図4.5-2に示すように、2次元有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、 壁部材の全部材厚を全奥行で薄めたヤング係数を算定することで考慮する。

放水路ゲート格納室については,加振方向に対して強軸断面方向部材となり防潮壁を 水平支持するが,防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため,部材の剛性は考慮 せず,躯体自重及び慣性力のみ考慮する。

 $E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$ 

ここに、 E<sub>eq</sub> :モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性

t<sub>1</sub>~t<sub>3</sub>:放水路側壁及び隔壁の壁厚

E。 : コンクリートのヤング係数

b : モデル化対象範囲


b. 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

防潮壁縦断方向(防潮壁部)の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m, 防潮壁は奥行幅 6.5 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断 面積及び断面二次モーメントを単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる放水路及び地中連続壁基礎は、はり要素でモデル化する。

地中連続壁基礎は,防潮壁横断方向の検討と同様に,水平方向に対しては基礎幅分の 仮想剛梁を設定し,鉛直方向に対しては地中連続壁基礎と放水路底版を基礎側壁及び隔 壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。

放水路は、図4.5-1 に示した剛域の設定方法に基づき、構造物の隅角部に剛域を設定 する。なお、放水路内空に設けるハンチは、放水路の部材厚さに対して十分に小さいた め、考慮しない。

加振方向に対して強軸断面方向部材となる防潮壁は、平面要素でモデル化する。

c. 防潮壁縦断方向(ゲート部)

防潮壁縦断方向(ゲート部)の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m, 放水路ゲート格納室は奥行幅 16.5 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲におけ る構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。 加振方向に対して弱軸断面方向部材となる放水路、放水路ゲート格納室及び地中連続 壁基礎は、はり要素でモデル化する。

地中連続壁基礎は,防潮壁横断方向の検討と同様に,水平方向に対しては基礎幅分の 仮想剛梁を設定し,鉛直方向に対しては地中連続壁基礎と放水路底版を基礎側壁及び隔 壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。

放水路及び放水路ゲート格納室については,図4.5-1に示した剛域の設定方法に基づき,構造物の隅角部に剛域を設定する。

構造物のモデル化の概要図を図4.5-3に示す。

図 4.5-3(1) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造物モデル概要図 (防潮壁横断方向:①-①断面)

図 4.5-3(2) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造物モデル概要図 (防潮壁縦断方向: ②-②断面)

図 4.5-3 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造物モデル概要図 (防潮壁縦断方向:③-③断面) 4.6 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震評価は、地震応答解析結果より得られる照 査用応答値が「4.2 許容限界」で設定した、許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定したコンクリートの曲げ圧縮方向及び鉄筋の引 張方向、並びにせん断方向に発生する荷重が許容限界以下であることを確認する。

a. 防潮壁

防潮壁は、引張及び圧縮については、はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向の検 討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋(鉛直方向鉄筋)の引張応力度及 びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断に ついては、はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向の検討から得られるせん断力に基 づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

b. 放水路ゲート格納室

放水路ゲート格納室は,引張及び圧縮については,はり要素としてモデル化した防潮壁 縦断方向(ゲート部)の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき,主筋(断面 方向鉄筋)の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを 確認する。また,せん断については,はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向(ゲー ト部)の検討より得られるせん断力に基づき,部材に発生するせん断応力度,又はせん断 力が許容限界以下であることを確認する。

c. 放水路

放水路は,引張及び圧縮については,はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向(ゲ ート部及び防潮壁部)の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき,主筋(断面 方向鉄筋)の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを 確認する。また,せん断については,はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向(ゲー ト部及び防潮壁部)の検討より得られるせん断力に基づき,部材に発生するせん断応力度, 又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

また, せん断に関して防潮壁横断方向の検討では, 放水路側壁及び放水路隔壁は荷重作 用方向に対して強軸断面方向部材となるため, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法―(日本建築学会, 1999 年)」に基づき, 耐震壁として評価する。 放水路側壁及び放水路隔壁では, 平面要素としてモデル化した2次元有効応力解析より得 られるせん断ひずみに, コンクリートのせん断弾性係数を乗じることで, 部材に発生する せん断応力を算定し, 許容限界以下であることを確認する。 d. 地中連続壁基礎

鉛直断面に対する評価では、2次元有効応力解析でモデル化したはり要素の曲げモーメント及び軸力に基づき、鉛直鉄筋の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断については、はり要素のせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。 水平断面に対する評価では、2次元有効応力解析より抽出した水平荷重を考慮したフレーム解析を実施し、はり要素に発生する曲げモーメント及び軸力に基づき、水平鉄筋の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。 せん断については、はり要素のせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 鉛直断面の曲げ及び軸力に対する設計

地中連続壁基礎は,平面的な強軸断面方向及び弱軸断面方向が明確でないことから,防 潮壁横断方向及び縦断方向の二方向を設計断面として検討を実施する。地中連続壁基礎の 鉛直鉄筋は,2次元有効応力解析にて算定される線形はり要素の発生断面力(曲げモーメ ント及び軸力)を用いて照査を行う。RC断面計算で考慮する鉛直鉄筋は,図4.6-1 に 示すように,加振方向に応じて配置した鉄筋の発生応力を算定し,許容限界以下であるこ とを確認する。



図 4.6-1 鉛直断面の曲げ及び軸力照査時に考慮する鉛直鉄筋

#### (b) 鉛直断面のせん断に対する設計

鉛直断面のせん断照査では、2次元有効応力解析にて算定される線形はり要素の発生断 面力(せん断力)を用い、図 4.6-2 に示すように、加振方向に対して強軸断面方向部材 となる側壁及び隔壁(耐震壁)の断面積を考慮した検討を実施する。





縦断方向加振時

図4.6-2 鉛直断面のせん断照査時に考慮する有効面積

(c) 水平断面の曲げ及び軸力・せん断に対する設計

地中連続壁基礎側壁及び隔壁に発生する水平方向断面力に対する検討では,「地中連続 壁基礎設計施工指針・同解説(日本道路協会,1991年)」に基づき,側壁及び隔壁位置 に仮想支点を設け,側壁及び隔壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析を 実施する。静的フレーム解析では,地盤と構造物の連成系モデルによる2次元有効応力解 析より構造物側面に作用する地震時地盤反力(地盤要素の水平有効直応力(σ<sub>x</sub>')+間 隙水要素の発生応力(Δu)の最大値を抽出し,図 4.6-3 に示すように,仮想支点の反 対側から作用させ,部材に発生する曲げモーメント,軸力及びせん断力に基づき,コンク リートや鉄筋に発生する応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお,水平断面の設計で実施する静的フレーム解析では,検討ケース①において仮想支 点の反対側から全時刻最大水平荷重を作用させた検討(片押し時)で最も大きな断面力が 発生するケースに加え,検討ケース②~⑥で最も荷重が大きくなるケースについて,図 4.3-3 に示すように,仮想支点側からも全時刻最大水平荷重を作用させた検討(両押し時) を実施する。





(a) 片押し時



横断方向加振時



図 4.6-3 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法

6.3-102

(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価においては,基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に 基づく許容限界以下であることを確認する。

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、地震応答解析で算定した各構造物間に生じる相 対変位量が止水ジョイント部材の許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイ ント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水 ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

#### 5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「5.20 津波防護施設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、すべての基準地震動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すべての評価項目について、各照査値 が厳しい(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。

2次元有効応力解析の実施ケース及び防潮壁(放水路エリア)の曲げ軸力及びせん断力に対 する照査値を表 5.1-1~表 5.1-3に示す。また、部材ごとに曲げ軸力及びせん断力に対する照 査結果が最も厳しくなるケースをまとめたものを表 5.1-4~表 5.1-6に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の基準地震動S。による断面力(曲げモーメント, 軸力, せん断力)および評価位置図を図5.1-1~図5.1-6に示す。これらの図は, 構造部材の 曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻においての断面力分 布を示したものである。また,最大せん断ひずみ分布図を図5.1-8~図5.1-10,過剰間隙水 圧比の分布図を図5.1-11~図5.1-13,最大水平加速度分布図を図5.1-14~図5.1-16にそ れぞれ示す。これらの図は,各要素に発生したせん断ひずみ,過剰間隙水圧比,及び水平加速 度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

概略配筋図を図 5.2-1 に示す。

h t	検討ケース		コン	/クリートの	の曲げ軸力則	段查	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.31					
S D 1	+-	0.29 (0.33)	0.29	0.30	0.31 (0.35)	0.29	0.29
5 <sub>s</sub> -D1	-+	0.27					
		0.28					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.18					
S <sub>s</sub> - 1 2		0.26					
S <sub>s</sub> -13		0.25					
S <sub>s</sub> -14		0.24					
S <sub>s</sub> – 2 1		0.17					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.20					
S 0.1	++	0.30					
5,-31	-+	0.32					

表 5.1-1(1) 防潮壁横断方向のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

#### 表 5.1-1(2) 防潮壁横断方向の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

t	検討ケース			鉄筋の曲い	ザ軸力照査		
地震動		1)	2	3	(4)	5	6
	++	0.25					
S - D 1	+-	0.20 (0.41)	0.21	0.20	0.21 (0.44)	0.18	0.18
S <sub>s</sub> DI	-+	0.19					
		0.20					
S <sub>s</sub> – 1 1		0.13					
S $_{\rm s}$ – 1 2		0.18					
S <sub>s</sub> – 1 3		0.17					
S <sub>s</sub> - 1 4		0.17					
S $_{\rm s}-2$ 1		0.13					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.14					
S - 2 1 ++		0.15					
5 <sub>s</sub> -51	-+	0.17					

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

表 5.1-1(3)	防潮壁横断方向のせん断力に対する検討ケースと照査値
------------	---------------------------

	食討ケース			せん断	力照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.36					
S D 1	+-	0.37 (0.51)	0.37	0.34	0.39 (0.54)	0.32	0.31
5 <sub>s</sub> -D1	-+	0.34					
		0.35					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.19					
S $_{\rm s}$ – 1 2		0.29					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.29					
$S_{s} - 14$		0.28					
$S_s - 2 1$		0.19					
S <sub>s</sub> – 2 2		0.21					
S _ 2 1	++	0.30					
5 <sub>s</sub> - 5 1	-+	0.33					

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

ħ	食討ケース		コン	>クリートの	つ曲げ軸力所	<b>贸</b> 査	
地震動	也震動		2	3	4	5	6
	++	0.36					
S – D 1	+-	0.34 (0.39)	0.32	0.33	0.34 (0.43)	0.34	0.34
S <sub>s</sub> DI	-+	0.35					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.23					
$S_s = 12$		0.35					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.35					
$S_{s} - 14$		0.32					
$\mathrm{S}$ <sub>s</sub> $-2$ 1		0.24					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.24					
S = 3.1	++	0.37					
5 <sub>s</sub> - 51	-+	0.36					

#### 表 5.1-2(1) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)のコンクリートの 曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

表 5.1-2	(2) 防潮壁縦	断方向(	(防潮壁部)	)の鉄筋	の曲げ軸	カに対する	る検討ケー	-スと照査
	植	食討ケース			鉄筋の曲に	げ軸力照査		
	地震動		1	2	3	4	5	6
		++	0.51					
	S – D 1	+-	0.42 (0.54)	0.43	0.46	0.53 (0.58)	0.54	0.57
	5 <sub>s</sub> – D 1	-+	0.49					
			0.43					
	S <sub>s</sub> - 1 1		0.18					
	S <sub>s</sub> - 1 2		0.21					
	S <sub>s</sub> – 1 3		0.21					
	S <sub>s</sub> - 1 4		0.18					
	S $_{\rm s}-2$ 1		0.35					
	S <sub>s</sub> - 2 2		0.44					
	S 9 1	++	0.49					
	$5_{s} - 3_{1}$	-+	0.49					

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

6.3-107

	検討ケース			せん断	力照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.50					
S -D1	+-	0.50 (0.70)	0.51	0.50	0.53 (0.76)	0.55	0.56
J <sub>s</sub> D1	-+	0.51					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.36					
S <sub>s</sub> - 1 2		0.42					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.42					
S <sub>s</sub> - 1 4		0.36					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.48					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.50					
S = 2.1	++	0.51					
3s - 31	-+	0.52					

#### 表 5.1-2(3) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)のせん断力に対する検討ケースと照査値

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

h t	検討ケース		コン	<b>ノクリート</b> の	の曲げ軸力則	<b>飛査</b>	
地震動			2	3	4	5	6
	++	0.34					
S - D 1	+-	0.31 (0.39)	0.32	0.31	0.33 (0.42)	0.32	0.32
5 <sub>s</sub> -D1	-+	0.33					
S <sub>s</sub> - 1 1	S <sub>s</sub> -11						
S <sub>s</sub> - 1 2		0.34					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.34					
S <sub>s</sub> - 1 4		0.30					
S <sub>s</sub> - 2 1	2 1						
S <sub>s</sub> - 2 2	S <sub>s</sub> - 2 2						
S = 3 1		0.35					
5 s - 5 1	-+	0.35					

#### 表 5.1-3(1) 防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)の コンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

表 5.1-3(2) 防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)の

<mark>鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値</mark>

h t	食討ケース			鉄筋の曲に	げ軸力照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.44					
S - D 1	+-	0.44 (0.54)	0. 43	0.46	0.50 (0.57)	0.52	0.52
$S_s - DI$	-+	0.45					
		0.44					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.23					
S <sub>s</sub> - 1 2		0.25					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.25					
S <sub>s</sub> - 1 4		0.25					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.41					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.50					
S = 3.1	++	0.46					
5 <sub>s</sub> -51	-+	0.46					

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

6.3-109

ħ	食討ケース			せん断	力照査		
地震動	也震動		2	3	4	5	6
	++	0.46					
S – D 1	+-	0.48 (0.70)	0.50	0.45	0.51 (0.74)	0.43	0.42
S <sub>s</sub> DI	-+	0.46					
		0.46					
S <sub>s</sub> - 1 1	-	0.34					
$S_s = 1.2$		0.40					
S <sub>s</sub> – 1 3		0.40					
S <sub>s</sub> - 1 4		0.36					
$S_{s} = 2.1$		0.33					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.36					
S = 3.1	++	0. 39					
5 <sub>s</sub> - 51	-+	0.40					

### 表 5.1-3(3) 防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)の せん断力に対する検討ケースと照査値

注記:括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

		断面	面性状(mm	)		発生断面力		圧縮	短期許容	昭杏値	檢討	
評価位[	<u>置</u>	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 α (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	ケース	地震波
		~		ũ		(11.1 11./ 11./	(111.1, 111)	O <sub>C</sub> (II) mill )	o <sub>ca</sub> (n/ mm /			
防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12599	2449	2.48	21.0	0.12	4	Ss-D1(+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	262309	31571	6.61	21.0	0.32	1	Ss-31(-/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	5.76	16.8	0.35	4	Ss-D1(+/-)

表 5.1-4(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

# 表 5.1-4(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

		断证	面性状(mm	)		発生圏	而力	引張	短期許容	昭本値	+&=+	
評価位置	<u>置</u>	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 g (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma$ $(N/mm^2)$	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>	使 か ース	地震波
		5	11	u			(1117) 1117	O <sub>S</sub> (IV/IIIII)	U <sub>sa</sub> (n/mm/			
防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12525	2246	63	435	0.15	1	Ss-D1 (-/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247298	25433	108	435	0.25	1	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	150	348	0.44	4	Ss-D1 (+/-)

# 表 5.1-4(3) せん断力に対する照査(防潮壁横断方向)

評価位置		断 部 材 幅 b	面性状(mm 部材高 h	) 有効高 d	・ せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1441	0.268	0.825	0.33	8587	0.17	6	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10692	-	0.825	-	28131	0.39	4	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	1727	-	0.660	-	3245	0.54	4	Ss-D1(+/-)

注記 \*:評価位置は次ページに示す。





(堤内側)

図 5.1-1 (2) 地中連続壁基礎 (水平)の評価位置図 (防潮壁横断方向)

6.3-112

図 5.1-2(1) 概略配筋図(防潮堤横断方向)

図 5.1-2(2) 概略配筋図(防潮堤縦断方向)

(堤内側)	(堤外側)

図 5.1-2(3) 概略配筋図(地中連続壁基礎)



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, t =19.59 s)

6.3-116

118







121



122



123



図 5.1-3(7) 地中連続壁基礎(水平)においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁横断方向)
(地震波: S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3 - 122

124



せん断力 (kN)

図 5.1-3(8) 地中連続壁基礎(水平)においてコンクリートの<mark>曲げ軸力</mark>が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁横断方向) (地震波: S<sub>s</sub> – 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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-3(9) 地中連続壁基礎(水平)において鉄筋の曲げ軸力最も厳しくなる各部材の断面力分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



せん断力 (kN)

図 5.1-3(10) 地中連続壁基礎(水平)において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-3(11) 地中連続壁基礎(水平)においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



せん断力 (kN)

図 5.1-3(12) 地中連続壁基礎(水平)において<mark>せん断力</mark>が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

## 表 5.1-5(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

評価位置		断ī 部材幅 b	面性状(mm 部材高 h	) 有効高 d	引張鉄筋	発生謝 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ c/ σ ca	検討 ケース	地震波
放水路 側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	3.01	21.0	0.14	6	Ss-D1(+/-)
放水路 中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	3.19	21.0	0.15	6	Ss-D1(+/-)
放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	7	0.11	21.0	0.01	1	Ss-12(+/+)
地中連読壁 基礎(鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	235973	30380	7.65	21.0	0.37	1	Ss-31(+/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	7.11	16.8	0.42	4	Ss-D1(+/-)

表 5.1-5(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

評価位置		断面性状(mm)			ļ	発生断面力		引張	短期許容	昭杏値	給討	
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 $\sigma$ $(N/mm^2)$	応力度 $\sigma$ $(N/mm^2)$	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	ケース	地震波
放水路 側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	166	294	0. 57	6	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	50	294	0.17	6	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	229	-23	7	294	0.03	6	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-223060	26026	126	435	0.29	1	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	201	348	0.58	4	Ss-D1 (+/-)

<mark>表 5.1-5</mark>(3) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

評価位置		断ī 部材幅 b	面性状(mm 部材高 h	) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
放水路 側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	999	0.523	0.825	0.64	1796	0.56	6	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	995	0.521	0.825	0.64	1796	0.56	6	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.036	0.825	0.05	3510	0.04	2	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	11254	-	0.825	-	21443	0.53	4	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2443	-	0.660	-	3245	0.76	4	Ss-D1 (+/-)

注記 \*:評価位置は次ページに示す



図 5.1-4(1) 地中連続壁基礎(鉛直)の評価位置図(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(堤外側)



(堤内側)

図 5.1-4(2) 地中連続壁基礎(水平)の評価位置図(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

6.3-129



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, t =53.96 s)

6.3-130


-131

б. ω

> ⊠ 5.1−5 (2) 放水路側壁において鉄筋の<mark>曲げ軸力</mark>が最も厳しい時刻の断面力分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1〔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, t =53.96 s)



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, t =53.95 s)



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, t =53.96 s)



(地震波:S<sub>s</sub>-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, t =53.96 s)



3 - 135

б.

曲げモーメント (kN・m)

軸力(kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-5(6) 放水路中壁において<mark>せん断力</mark>が最も厳しい時刻の断面力分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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, t =53.95 s)



図 5.1-5 (7)	放水路底版においてコンク	リートの <mark>曲げ軸力</mark> が最	とも厳しい時刻の	)断面力分布	(防潮壁縦断方向	(防潮壁部))	,
		(地震波:S₅−12	[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	いた解析ケース	(基本ケース	), $t = 29.55 s$ )		





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, t =44.31 s)







143





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)



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)



図 5.1-5(15) 地中連続壁基礎(水平)において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



(地震波:S<sub>s</sub>−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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-5(17) 地中連続壁基礎(水平)においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-5(18) 地中連続壁基礎(水平)においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

		断面	面性状(mm	)		発生脚	面力	圧縮	短期許容	昭杏信	松計		
評価位置	置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	ケース	地震波	
		b	h	d		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>ca</sub> (N/mm²)				
ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	3.34	21.0	0.16	6	Ss-D1(+/-)	
ゲート 側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	860	565	2.84	21.0	0.14	6	Ss-D1(+/-)	
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	4.43	21.0	0.22	6	Ss-D1 (+/-)	
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	2.60	21.0	0.13	6	Ss-D1 (+/-)	
放水路 側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	2. 21	21.0	0.11	6	Ss-D1 (+/-)	
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1309	973	2. 19	21.0	0.11	6	Ss-D1 (+/-)	
放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	7	0.11	21.0	0.01	1	Ss-12(+/+)	
地中連読壁 基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	224055	27991	7.31	21.0	0.35	1	Ss-31 (+/+)	
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	6.94	16.8	0. 42	4	Ss-D1 (+/-)	

<mark>表 5.1-6</mark> (1)	コンクリートの曲げ軸力に対する照査	(防潮壁縦断方向	(放水路ゲート部))

表 5.1-6(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

		断百	面性状(mm	)		発生断	f面力	引張	短期許容	昭木店	+4-3-1	
評価位置	置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	思重胆	使うケーフ	地震波
		b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 s/ 0 sa	·) /	
ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	151	294	0.52	6	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	103	294	0.35	6	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	145	294	0.50	6	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	139	294	0.48	6	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	99	294	0.34	6	Ss-D1(+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1307	972	41	294	0.14	5	Ss-D1(+/-)
放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	-23	7	294	0.03	6	Ss-D1(+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207313	22997	131	435	0.31	1	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	197	348	0.57	4	Ss-D1 (+/-)

表5.1-6(3) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)	<b>ける照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))</b>	<ul><li>(3) せん断力に対する照査</li></ul>	<mark>表 5.1-6</mark>
---------------------------------------	-------------------------------	----------------------------------	----------------------

		断	面性状(mm	i)	よく転	発生	せん断	短期許容	昭本値	短期許容	昭木庙	於計	
評価位置	<u>置</u>	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 <sub>て a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ/τ <sub>a1</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照直他 V/Va	使うケース	地震波
ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	180	0.260	0.825	0.32	653	0.28	6	Ss-D1(+/-)
ゲート 側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	263	0.190	0.825	0.24	1306	0.21	6	Ss-D1(+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	182	0.210	0.825	0.26	816	0.23	6	Ss-D1(+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	669	0.335	0.825	0.41	1877	0.36	6	Ss-D1(+/-)
放水路 側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	685	0.359	0.825	0.44	1796	0.39	3	Ss-D1(+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	681	0.357	0.825	0.44	1796	0.38	6	Ss-D1(+/-)
放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	136	0.037	0.825	0.05	3510	0.04	4	Ss-D1(+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9818	-	0.825	-	21443	0.46	1	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2384	-	0.660	-	3245	0.74	4	Ss-D1(+/-)

注記 \*:評価位置は次ページに示す。



図 5.1-6(1) 地中連続壁基礎(鉛直)の評価位置(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))



(堤内側)

図 5.1-6(2) 地中連続壁基礎(水平)の評価位置(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

6.3-150



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, t=53.94 s)



6.3 - 152



6.3 - 153







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, t =53.94 s)

6.3 - 155









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, t =53.94 s)

160

6.3 - 158



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, t =53.94 s)

6.3 - 159





6.3 - 160







<mark>(地震波:S₅−D1〔H+, V−〕,</mark>

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, t =53.95 s)

165

6.3 - 163



6.3 - 164



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, t =19.59 s)



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, t =53.95 s)


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, t =53.95 s)

6.3 - 167





図 5.1-7(19) 放水路底版においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部))

(地震波: S <sub>s</sub> - 1 2 〔 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(基本ケース), t =29.55 s)



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, t =23.43 s)

6.3 - 170



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, t =44.31 s)

6.3 - 171





図 5.1-7(23) 地中連続壁基礎(鉛直)において鉄筋の<mark>曲げ軸力</mark>が最も厳しい時刻の断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース), t =23.38 s)



図 5.1−7(24) 地中連続壁基礎(鉛直)においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部))
(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース), t =53.69 s)



図 5.1-7(25) 地中連続壁基礎(水平)においてコンクリートの<mark>曲げ軸力</mark>が最も厳しくなる断面力

(防潮壁縦断方向(ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-7(26) 地中連続壁基礎(水平)においてコンクリートの<mark>曲げ軸力</mark>が最も厳しくなる断面力

(防潮壁縦断方向(ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-7(27) 地中連続壁基礎(水平)において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-7(28) 地中連続壁基礎(水平)において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



図 5.1-7(29) 地中連続壁基礎(水平)においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)



 図 5.1-7(30) 地中連続壁基礎(水平)においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布(防潮壁縦断方向(ゲート部))
(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

図 5.1-8(1) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波: 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(基本ケース))

図 5.1-8(2) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-8(3) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波: 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(基本ケース))

図 5.1-8(4) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-8(5) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波: S<sub>s</sub> − 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(基本ケース))



図 5.1-8(7) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波: S ₅ - 1 3,



図 5.1-8(9) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波: 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(基本ケース))



図 5.1-8(11) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波: S <sub>s</sub> — 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(基本ケース))

図 5.1-8(12) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-8(13) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>−D1〔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)

図 5.1-8(14) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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)

図 5.1-8(15) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3 - 187

図 5.1-8(16) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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 5.1-8 (17) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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)

図 5.1-9(1) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-9(2) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-9(3) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-9(4) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))



(地震波:S<sub>s</sub>−11,



図 5.1-9(7) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-9(8) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-9(9) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-9(10) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-22,

図 5.1-9(11) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: S <sub>s</sub> — 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(基本ケース))

図 5.1-9(12) 最大せん断ひずみ分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))
(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-9(13) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1〔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)

図 5.1-9(14) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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)

図 5.1-9(15) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(防潮壁部)) (地震波: S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3-195

図 5.1-9(16) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S₅-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 5.1-9(17) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(防潮壁部)) <mark>(地震波:S<sub>s</sub>-D1 〔H+, V-〕,</mark>

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)

図 5.1-10(1) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: 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(基本ケース))

図 5.1-10(2) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))
(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-10(3) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-10(4) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))
(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-10(5) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-10(6) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波: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(基本ケース))

6.3-199

図 5.1-10(7) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-10(8) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-10(9) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-10(10) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-10(11) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: S <sub>s</sub> — 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(基本ケース))

図 5.1-10(12) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))
図 5.1-10(13) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1 [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)

図 5.1-10(14) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1 [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)

図 5.1-10(15) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3-203

図 5.1-10 (16) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波: S<sub>s</sub>-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 5.1-10(17) 最大せん断ひずみ分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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) 図 5.1-11(1) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向)

(地震波: S <sub>s</sub> - D 1 〔H+, V+〕,



図 5.1-11 (3) 横断方向の過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-11(4) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))





図 5.1-11 (7) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-13,







(地震波:S<sub>s</sub>−21,



図 5.1-11(11) 横断方向の過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向)

(地震波: S <sub>s</sub> — 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(基本ケース))

図 5.1-11(12) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-11 (13) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>−D1 〔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)

図 5.1-11(14) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向)

(地震波: S ₅ − D 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)

図 5.1-11(15) 過剰間隙水圧比(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3 - 211

図 5.1-12(1) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-12(2) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-12(3) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-12(4) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-12(5) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-12(6) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-12(7) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-12(8) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-12(9) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-12(10) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-12(11) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: S <sub>s</sub> - 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(基本ケース))

図 5.1-12(12) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-12 (13) 過剰間隙水止比(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1 〔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)

図 5.1-12(14) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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)

図 5.1-12(15) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3-218

図 5.1-13(1) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) <mark>(地震波:S<sub>s</sub>-D 1 〔H+,V+〕,</mark>

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))

図 5.1-13(2) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))
(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-13(3) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-13(4) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-13(5) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-13(6) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-13(7) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-13(8) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波: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(基本ケース)) 図 5.1-13 (9) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: S<sub>s</sub> − 2 1,



図 5.1-13(11) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) <mark>(地震波:S<sub>s</sub>-31 〔H+, V+〕,</mark>

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))

図 5.1-13(12) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース)) 図 5.1-13(13) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1 [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)

図 5.1-13(14) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1 [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)

図 5.1-13(15) 過剰間隙水圧比(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3-225

図 5.1-14(1) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))



図 5.1-14(3) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5. 1−14(4) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向) <mark>(地震波:S<sub>s</sub>−D1〔H−, V−〕,</mark>

図 5.1-14 (5) 最大水平加速度分布 (防潮壁横断方向)

(地震波: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(基本ケース))



図 5.1-14(7) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波: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(基本ケース))



図 5.1-14 (9) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-14(10) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-22,

図 5.1-14 (11) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))



図 5.1-14(13) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>−D1 〔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)

図 5.1-14 (14) 最大水平加速度分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:S₅-D1〔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)

図 5.1-14(15) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3 - 232

図 5.1-14 (16) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向)

(地震波:S<sub>s</sub>−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 5.1-14(17) 最大水平加速度分布(防潮壁横断方向) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔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)

図 5.1-15(1) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-15(2) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕,

図 5.1-15(3) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-15(4) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1〔H-, V-〕,

図 5.1-15(5) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-15(6) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S₅−12,

図 5.1-15(7) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: 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(基本ケース))

図 5.1-15(8) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−14,

図 5.1-15 (9) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波: S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-15(10) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S₅-22,
図 5.1-15(11) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-15(12) 最大水平加速度分布(防潮壁縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-31〔H-,V+〕,

図 5.1-15(13) 最大水平加速度分布(縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1〔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)

図 5.1-15(14) 最大水平加速度分布(縦断方向(防潮壁部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1 [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)

図 5.1-15(15) 最大水平加速度分布(縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3 - 240

図 5.1-15(16) 最大水平加速度分布(縦断方向(防潮壁部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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 5.1-15(17) 最大水平加速度分布(縦断方向(防潮壁部)) <mark>(地震波:S<sub>8</sub>-D1 〔H+,V-〕,</mark>

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)

図 5.1-16(1) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5. 1-16(2) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波: 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(基本ケース)) 図 5.1-16(3) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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(基本ケース))

図 5.1-16(4) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1 [H-, V-],

図 5.1-16(5) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-16(6) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: S<sub>s</sub>−12,

図 5.1-16(7) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波: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(基本ケース))

図 5.1-16(8) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-14,

図 5.1-16(9) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-16(10) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S₅-22,

図 5.1-16(11) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>-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(基本ケース))

図 5.1-16(12) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-31〔H-,V+〕,

図 5.1-16(13) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−D1 [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)

図 5.1-16(14) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-D1 [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)

図 5.1-16(15) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) (地震波:S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

6.3 - 248

図 5.1-16(16) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部))

(地震波:S<sub>s</sub>−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 5.1-16(17) 最大水平加速度分布(縦断方向(放水路ゲート部)) <mark>(地震波: S<sub>s</sub> - D 1 〔H+, V-〕,</mark>

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)

#### 5.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-1~表 5.2-3に,鉄筋の曲げ軸力に対 する照査結果を表 5.2-4~表 5.2-6 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)における曲げ軸力に対す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,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)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。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-7 に示す。

					þ	所面性状(『	nm)		発生歯	而力	圧縮	短期許容	177 -+- (-+-
地震波	位相	検討ケース	評価位	乙置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照 査 値 σ ./ σ
			r I		b	h	d		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	· · · · ca
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10869	2027	2.14	21.0	0.11
$S_s - D_1$	H+, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247298	25433	6.51	21.0	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3009	4219	4.30	16.8	0.26
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12197	2427	2.40	21.0	0.12
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	244639	35365	6.04	21.0	0.29
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	(I)	地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3285	4606	4.70	16.8	0.28
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3757	346	5.45	16. 8	0.33
S <sub>s</sub> -D1 H-, V+		防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12114	2191	2.38	21.0	0.12	
	H-, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	223896	31268	5.52	21.0	0.27
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3089	4331	4.42	16.8	0.27
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12525	2246	2.46	21.0	0.12
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V-	D	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	224301	31301	5.53	21.0	0.27
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3246	4552	4.64	16. 8	0.28
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7577	1821	1.49	21.0	0.08
S <sub>s</sub> - 1 1	$H+,\ V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	139541	29245	3.71	21.0	0.18
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2006	2813	2.87	16.8	0.18
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9120	2023	1.80	21.0	0.09
S <sub>s</sub> -12	H+, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	213428	32853	5.28	21.0	0.26
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2845	3989	4.07	16.8	0.25

## 表 5.2-1(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

					k	所面性状(r	nm)		発生圏	「面力	圧縮	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価位	置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモールト	軸力	応力度	応力度	照查值
					b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 <sub>c</sub> / 0 <sub>ca</sub>
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9185	2026	1.81	21.0	0.09
$S_{s} - 1 3$	H+, V+	1	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	205793	33524	5.13	21.0	0.25
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2711	3802	3.88	16.8	0.24
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7235	1821	1.43	21.0	0.07
S <sub>s</sub> -14	H+, V+	1	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	185398	36859	4.83	21.0	0.23
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2727	3823	3.90	16.8	0.24
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10808	2349	2.13	21.0	0.11
S <sub>s</sub> -21 H+, V	$H+,\ V+$	1	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	115446	31184	3.48	21.0	0.17
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	1976	2770	2.83	16.8	0.17
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	8841	1678	1.74	21.0	0.09
S <sub>s</sub> -22	$H+,\ V+$	1	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	146949	33435	4.05	21.0	0.20
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2209	3097	3.16	16.8	0.19
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11982	2267	2.35	21.0	0.12
S <sub>s</sub> - 3 1	$H+,\ V+$	1	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	250616	31526	6.25	21.0	0.30
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2304	3230	3.30	16.8	0.20
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11635	2063	2. 28	21.0	0.11
S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	262309	31571	6.61	21.0	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2657	3726	3.80	16.8	0.23

### 表 5.2-1(2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

			[		B	新面性状(r	nm)		発生歯	f面力	圧縮	短期許容	1172 - 1-1 (-1-1
地震波	位相	検討ケース	評価信	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照 金 値 σ ./ σ
					b	h	d		(kN · m/m)	(kN/m)	$\sigma_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	~ c/ ~ ca
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12058	2425	2.37	21.0	0.12
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	2	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239232	35606	5.91	21.0	0.29
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3298	4624	4.71	16.8	0.29
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12329	2287	2.42	21.0	0.12
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	3	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247145	35941	6.10	21.0	0.30
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3244	4549	4.64	16.8	0.28
		防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12599	2449	2.48	21.0	0.12	
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	251365	30244	6.33	21.0	0.31
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3469	4863	4.96	16.8	0.30
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	5.76	16. 8	0.35
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12054	2294	2.37	21.0	0.12
S <sub>s</sub> – D 1	$H+,\ V-$	5	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239961	35454	5.93	21.0	0.29
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2923	4098	4.18	16.8	0.25
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12191	2311	2.40	21.0	0.12
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	6	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	238717	35524	5.90	21.0	0.29
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2934	4113	4.19	16.8	0.25

### 表 5.2-1(3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

					þ	断面性状 (r	nm)		発生歯	f面力	圧縮	短期許容	四大体
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照 査 値 σ c / σ ca
			+4-4-10		b	h	d	<b>D</b> 00	(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{c}$ (N/mm <sup>-</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>-</sup> )	
			放示路 左側壁	2	1000	2400	2200	038 @200	1633	-80	2.69	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1482	-4	2.46	21.0	0.12
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1711	1459	2.80	21.0	0.14
S <sub>s</sub> – D 1	$H+,\ V+$	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1732	2398	2.71	21.0	0.13
			放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	233	3	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-223060	26026	7.47	21.0	0.36
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3517	4603	4.97	16.8	0.30
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1606	227	2.73	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1544	149	2.61	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1698	1917	2.68	21.0	0.13
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1714	2845	2.75	21.0	0.14
S $_{\rm s}$ – D 1	H+, V-	0	放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	234	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-221268	36010	6.94	21.0	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3678	4813	5.20	16.8	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5030	579	6.55	16.8	0.39
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1475	6	2.45	21.0	0.12
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1621	-44	2.68	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1743	2438	2.73	21.0	0.13
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V+	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1719	1493	2.81	21.0	0.14
			放水路 底版	9	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	4	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	222197	26275	7.33	21.0	0.35
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3478	4552	4.91	16.8	0.30

### 表 5.2-2(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

tot, and take	(1. ba	14 71 4		1	B	所面性状(r	nm)	71.7P M //-	発生閉	r 面力	上稲	短期許容	照查值
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲 げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σσσ
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1555	132	2.62	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1597	264	2.72	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1726	2885	2.77	21.0	0.14
S $_{\rm s}-{\rm D}~1$	H-, V-	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1708	1953	2.69	21.0	0.13
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	233	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	220015	36199	6.99	21.0	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3478	4552	4.91	16.8	0.30
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	866	2510	1.77	21.0	0.09
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	857	2574	1.78	21.0	0.0
S <sub>s</sub> - 1 1			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	873	2292	1.69	21.0	0.0
	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	©	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	850	2457	1.73	21.0	0.0
			放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	1	0.10	21.0	0.0
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	125152	32353	4.47	21.0	0. 23
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2735	3579	3.86	16.8	0.2
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1037	2631	1.97	21.0	0.10
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	929	2583	1.85	21.0	0.0
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1036	2364	1.86	21.0	0.0
S <sub>s</sub> - 1 2	$H+,\ V+$	©	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	901	2390	1.75	21.0	0.0
			放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	7	0.11	21.0	0.0
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-227203	31839	7.23	21.0	0.3
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3195	4181	4.51	16.8	0.27

表 5.2-2(2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

					P	, 断面性状(m	m)		発生歯	而力	圧縮	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	熊査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
			4/. L. D/2		b	h	d	Dag	(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>-</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>-</sup> )	
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	038 @200	1017	2551	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	926	2548	1.84	21.0	0.09
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	987	2356	1.82	21.0	0.09
S <sub>s</sub> - 1 3	$H+,\ V+$	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	890	2359	1.73	21.0	0.09
			放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	7	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-222758	30039	7.16	21.0	0.35
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3195	4181	4.51	16.8	0.27
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1032	2633	1.96	21.0	0.10
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	735	2335	1.58	21.0	0.08
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1027	2376	1.86	21.0	0.09
S <sub>s</sub> - 1 4	$H+,\ V+$	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1008	1901	1.68	21.0	0.08
			放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	9	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-208351	31082	6.56	21.0	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2673	3498	3. 78	16.8	0.23
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1371	232	2.34	21.0	0.12
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1466	386	2.52	21.0	0.12
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1599	2814	2.60	21.0	0.13
S <sub>s</sub> - 2 1	$H+,\ V+$	©	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1578	1945	2.47	21.0	0.12
			放水路 底版	11	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-5	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	157096	26098	4.99	21.0	0.24
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2436	3188	3.44	16.8	0.21

## 表 5.2-2(3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

			1		l p	, 新面性状(r	nm)		発生歯	前面力	圧縮	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
			4/. j. n/r		b	h	d	500	(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{c}$ (N/mm <sup>-</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>-</sup> )	
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	038 @200	1294	216	2.21	21.0	0.11
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1478	1	2.46	21.0	0.12
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1685	2574	2.66	21.0	0.13
S <sub>s</sub> - 2 2	$H+,\ V+$	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1666	1629	2.68	21.0	0.13
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	227	-10	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-127803	36671	4.74	21.0	0.23
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2787	3647	3.94	16.8	0.24
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1659	217	2.82	21.0	0.14
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1606	-41	2.66	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1763	1811	2.81	21.0	0.14
S <sub>s</sub> - 3 1	H+, $V+$	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1702	1524	2.77	21.0	0.14
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	198	-15	0.09	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	235973	30380	7.65	21.0	0.37
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2891	3783	4.09	16.8	0.25
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1597	-41	2.64	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1662	239	2.83	21.0	0.14
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1705	1511	2.78	21.0	0.14
S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1768	1836	2.82	21.0	0.14
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	197	-15	0.09	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-232214	30642	7.51	21.0	0.36
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2530	3311	3. 58	16.8	0.22

### 表 5.2-2(4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

			1		þ	所面性状(r	nm)		発生肉	f面力	圧縮	短期許容	四本は
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照 盘 ៕ σ 。/ σ 。。
					b	h	d		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	- c/ - ca
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1561	297	2.67	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1553	115	2.62	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1682	2598	2.66	21.0	0.13
S <sub>s</sub> – D 1	$H+,\ V-$	2	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1667	2836	2.69	21.0	0.13
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	-14	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-211126	35807	6.63	21.0	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3756	4915	5.32	16.8	0.32
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1585	161	2.68	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1619	76	2.72	21.0	0.13
S <sub>s</sub> – D 1			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1748	2605	2.75	21.0	0.14
	H+, V-	3	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1729	1672	2.78	21.0	0.14
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	232	-15	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-220662	35423	6.92	21.0	0.33
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3543	4637	5.00	16.8	0.30
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1583	105	2.66	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1732	-53	2.86	21.0	0.14
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1862	2588	2.92	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1842	1595	3.01	21.0	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	-16	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-202351	38231	6.43	21.0	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3992	5225	5.64	16.8	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	7.11	16.8	0.43

### 表 5.2-2(5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

			1		N	新西林中 (m			邓仕歯	雨力	下縮	石相迩穴	
検討 ケース	地震波	検討ケース	評価	位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーシント	軸力	応力度	応力度	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
				1	b	h	d		(kN • m/m)	(KN/m)	$\sigma_{c}$ (N/mm <sup>-</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>-</sup> )	
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1506	171	2.55	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1792	-42	2.97	21.0	0.15
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1923	2733	3.02	21.0	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	5	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1903	1669	3.10	21.0	0.15
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	234	-15	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-224654	34404	7.05	21.0	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3392	4439	4.79	16.8	0.29
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1567	115	2.64	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	3.01	21.0	0.15
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1970	2739	3.09	21.0	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	6	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	3.19	21.0	0.16
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	-15	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-226622	35022	7.11	21.0	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3330	4358	4.71	16.8	0.29

### 表 5.2-2(6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

<mark>表 5.2-</mark>	-3 (1)	コンク	リー	ト の 曲	げ軸	カに対	<mark>する照</mark>	<mark>査(防</mark>	潮壁縦	<mark>断方向</mark>	(放水路	<mark>格ゲート部</mark>	S) )
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	的 部材幅 b	所面性状 (n 部材高 h	m) 有効高 d	引張鉄筋	発生的 曲げモーバント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	221	-40	2.86	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	620	226	2.08	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	676	251	2.27	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	367	3.79	21.0	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	409	331	3.50	21.0	0.17
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1442	-16	2.23	21.0	0.11
S $_{\rm s}-{\rm D}$ 1	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1134	104	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1101	258	1.89	21.0	0.09
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1122	932	1.85	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	840	1.87	21.0	0.09
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	213	-20	0.09	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207313	22997	7.05	21.0	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3447	4511	4.87	16.8	0.29
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	218	-39	2.82	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	605	317	2.02	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	672	269	2.25	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	384	3.77	21.0	0.18
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	437	428	3.68	21.0	0.18
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1453	8	2.26	21.0	0.11
		_	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1150	301	1.97	21.0	0.10
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	0	放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1110	262	1.90	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1112	954	1.82	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1134	1122	1.82	21.0	0.09
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-13	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-205969	31354	6.47	21.0	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3660	4789	5.17	16.8	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5005	577	6.52	16.8	0.39

表 5.2-3(2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査	(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))
------------------------------	--------------------

					常	新面性状 (m	nm)		発生歯	「面力	圧縮	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度。	応力度。	照査値 α / α
					b	h	d		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	U <sub>c</sub> /U <sub>ca</sub>
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	222	-41	2.87	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	680	250	2.28	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	622	230	2.09	21.0	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	411	335	3.51	21.0	0.17
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	446	366	3.81	21.0	0.19
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1449	-10	2.24	21.0	0.11
$S_s - D_1$	H-, V+	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1107	250	1.90	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1123	138	1.91	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1130	855	1.88	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1127	930	1.85	21.0	0.09
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	212	-20	0.09	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	207113	23257	6.91	21.0	0.33
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3371	4412	4.76	16.8	0.29
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	220	-40	2.85	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	678	267	2.27	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	576	267	1.93	21.0	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	442	427	3.72	21.0	0.18
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	447	383	3.81	21.0	0.19
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1466	12	2.28	21.0	0.11
S $_{\rm s}-{\rm D}~1$	H-, V-	D	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1123	248	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1139	337	1.96	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1142	1097	1.84	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	953	1.84	21.0	0.09
			放水路 底版	32	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-13	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	205768	31492	6.52	21.0	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3421	4477	4.83	16.8	0.29

表 5. 2-3(3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防	<b>方潮壁縦断方向(放水路ゲート部))</b>
---------------------------------	--------------------------

	1		1		м	r - 46 JIN (		1	375 4L 180	·	171 WH	与世外内	1
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	新面性状(n 部材高 h	mm) 有効高 d	引張鉄筋	発生即 曲げモーバント (kN・m/m)	r面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	169	54	1.82	21.0	0.09
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	408	442	1.28	21.0	0.07
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	340	304	1.10	21.0	0.06
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	233	365	1.82	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	228	389	1.74	21.0	0.09
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	823	28	1.29	21.0	0.07
S $_{\rm s}-1$ 1	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	487	1276	0.94	21.0	0.05
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	640	508	1.06	21.0	0.06
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	560	1103	0.95	21.0	0.05
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	608	1015	0.98	21.0	0.05
			放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	223	1	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	94932	32900	3.97	21.0	0.19
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2597	3399	3.67	16.8	0.22
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	169	53	1.81	21.0	0.09
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	407	444	1.27	21.0	0.07
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	337	325	1.07	21.0	0.06
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	235	374	1.83	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	231	404	1.75	21.0	0.09
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	873	1	1.36	21.0	0.07
$S_s = 12$	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	709	523	1.18	21.0	0.06
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	748	500	1.26	21.0	0.06
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	696	967	1.09	21.0	0.06
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	710	1044	1.12	21.0	0.06
			放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	7	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-216326	26931	7.11	21.0	0.34
		-	地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3041	3980	4.30	16.8	0.26

表 5.2-3(4) ニンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮	壁縦断方向(放水路ゲート部))
---------------------------------	-----------------

	1		1		м	r - 46 JIN (		1	The star life	·	171 WH	与世外内	
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	新面性状(n 部材高 h	mm) 有効高 d	引張鉄筋	発生間 曲げモーメント (kN・m/m)	r面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
			ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D25,D32 @200	141	26	1.52	21.0	0.08
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	410	451	1.28	21.0	0.07
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	342	333	1.09	21.0	0.06
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	239	381	1.86	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	231	369	1.79	21.0	0.09
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	832	79	1.31	21.0	0.07
S <sub>s</sub> - 1 3	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	720	513	1.21	21.0	0.06
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	734	487	1.24	21.0	0.06
			放水路 左中壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	677	952	1.06	21.0	0.06
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	689	1018	1.09	21.0	0.06
			放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	235	7	0.11	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-213771	26178	7.06	21.0	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3039	3977	4.29	16.8	0.26
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	165	52	1.78	21.0	0.09
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	395	449	1.23	21.0	0.06
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	324	329	1.02	21.0	0.05
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	228	379	1.75	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	223	407	1.67	21.0	0.08
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	859	8	1.34	21.0	0.07
S $_{\rm s}-1$ 4	H+, V+	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	591	1354	1.07	21.0	0.06
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	742	504	1.25	21.0	0.06
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	680	982	1.07	21.0	0.06
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	695	1051	1.10	21.0	0.06
			放水路 底版	29	1000	4500	4300	2-D38 @200	220	8	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-197129	27333	6.29	21.0	0.30
		-	地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2605	3409	3.68	16.8	0.22

表 5.2-3(5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査	(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))
------------------------------	--------------------

					м	r - 46 JIN (		1	375 4L 180	·	171 WH	后期改合	
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	新面性状(n 部材高 h	mm) 有効高 d	引張鉄筋	発生即 曲げモーバント (kN・m/m)	r面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	204	-35	2.64	21.0	0.13
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	593	278	1.99	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	639	306	2.14	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	424	417	3.57	21.0	0.17
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	397	373	3.36	21.0	0.16
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1399	21	2.18	21.0	0.11
$S_s = 2 1$	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	997	255	1.71	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1054	381	1.81	21.0	0.09
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1048	1068	1.67	21.0	0.08
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1000	870	1.63	21.0	0.08
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	210	-15	0.09	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	145893	22876	4.62	21.0	0.22
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2483	3250	3.51	16.8	0.21
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	250	-48	3.23	21.0	0.16
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	684	234	2.30	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	754	225	2.53	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	490	354	4.23	21.0	0.21
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	487	402	4.16	21.0	0.20
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1549	-22	2.39	21.0	0.12
$S_{s} = 22$	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1028	227	1.76	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1157	183	1.97	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1191	894	1.98	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1210	1063	1.97	21.0	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	224	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	139014	25894	4.48	21.0	0.22
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2631	3443	3.72	16.8	0.23

1						k	新面性状 (r	nm)		举生闲	「面力」	F縮	短期許容	
	地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅	部材高	/ 有効高	引張鉄筋	曲げモールト	軸力	応力度	応力度	照查值
						b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 c/ 0 ca
				ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	228	-43	2.94	21.0	0.14
				ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	643	292	2.15	21.0	0.11
				ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	692	230	2.33	21.0	0.12
				ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	452	350	3.88	21.0	0.19
				ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	448	393	3.81	21.0	0.19
				放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1451	5	2.25	21.0	0.11
	$S_{s} = 3.1$	H+, V+	0	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1165	296	2.00	21.0	0.10
				放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1142	136	1.94	21.0	0.10
				放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1147	888	1.90	21.0	0.10
				放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1161	1014	1.90	21.0	0.10
				放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	195	-19	0.09	21.0	0.01
				地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	224055	27991	7.31	21.0	0.35
				地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2927	3831	4.14	16.8	0.25
				ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	230	-43	2.97	21.0	0.15
				ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	696	226	2.34	21.0	0.12
				ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	648	295	2.17	21.0	0.11
				ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	450	391	3. 83	21.0	0.19
				ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	453	347	3.89	21.0	0.19
				放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1461	7	2. 27	21.0	0.11
	S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	0	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1131	148	1.92	21.0	0.10
				放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1165	317	2.00	21.0	0.10
				放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1163	1007	1.90	21.0	0.10

2400

4500

20060

2360

2200

4300

19800

2051

D38 @200

2-D38 @200

D51 @200

D51 @150

#### 表 5.2-3(6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

注記 \*:評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

放水路 右中壁

放水路 底版

地中連読壁 基礎 (鉛直) 地中連読壁 基礎 (水平)

26

33

36

37,64

1000

1000

410

1000

21.0

21.0

21.0

16.8

0.10

0.01

0.35

0.22

878

-19

28077

3314

1.91

0.09

7.20

3.58

1152

194

-220406

2532

表 5.2-3(7) コンクリートの曲げ軸力に対する照査	(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))
------------------------------	--------------------

		1			ы	·····································	. )	1	<b>∀</b> ⊻ #- 180	( <b>z</b> +	17° 662	后期新应	1									
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	新面性状(r 部材高 h	mm) 有効高 d	引張鉄筋	発生) 曲げモーメント (kN・m/m)	f面刀 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期計容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ c/σ ca									
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	216	-39	2.79	21.0	0.14									
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	568	268	1.90	21.0	0.10									
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	665	269	2.23	21.0	0.11									
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	439	384	3. 73	21.0	0.18									
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	433	427	3.65	21.0	0.18									
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1441	5	2.24	21.0	0.11									
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	2	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1108	333	1.91	21.0	0.10									
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1097	265	1.88	21.0	0.09									
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1097	953	1.81	21.0	0.09									
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1126	1119	1.81	21.0	0.09									
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	235	-12	0.10	21.0	0.01									
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198776	31165	6.23	21.0	0.30									
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3758	4919	5.32	16.8	0.32									
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	228	-41	2.94	21.0	0.14									
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	609	258	2.04	21.0	0.10									
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	698	266	2.34	21.0	0.12									
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	457	377	3.90	21.0	0.19									
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	452	422	3.82	21.0	0.19									
							-	-		-	-	放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1507	-2	2.34	21.0	0.12
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	3	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1163	275	1.99	21.0	0.10									
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1169	234	2.00	21.0	0.10									
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1176	959	1.94	21.0	0.10									
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1193	1107	1.93	21.0	0.10									
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	230	-14	0.10	21.0	0.01									
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-202588	31723	6.35	21.0	0.31									
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3397	4446	4.80	16.8	0.29									

<u>1 3.2</u>	-3(0)		9 - 1	い フ 田	い町		9 0 肥	(四) (四)	的空视	判ノ川町		台グ 二 17月	<u>))</u>
					Ы	新面性状(r			發生團	「面力	F縮	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅	部材高		引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照査値
					b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}~({\rm N/mm}^2)$	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 <sub>c</sub> /0 <sub>ca</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	252	-48	3.25	21.0	0.16
地震波			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	656	258	2.20	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	765	244	2.57	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	499	371	4.29	21.0	0.21
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	494	422	4.21	21.0	0.21
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1597	-6	2.47	21.0	0.12
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1101	253	1.89	21.0	0.09
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1222	177	2.08	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1247	922	2.08	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1263	1085	2.07	21.0	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	-17	0.10	21.0	0.01
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198059	33355	6.22	21.0	0.30
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3896	5099	5.52	16.8	0.33
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	6.94	16. 8	0.42
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	258	-48	3. 33	21.0	0.16
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	859	564	2.84	21.0	0.14
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	2.63	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	390	4.43	21.0	0.22
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	4.34	21.0	0.21
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1678	0	2.60	21.0	0.13
$S_s - D_1$	H+, V-	5	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1074	236	1.84	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1294	172	2.20	21.0	0.11
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1307	972	2.18	21.0	0.11
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1327	1144	2.17	21.0	0.11
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	232	-15	0.10	21.0	0.01
		لز لز	地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-206898	30465	6.52	21.0	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3283	4297	4.65	16.8	0.28

表 5.2-3(8) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

<u>1 1, 2-</u>	-3 (9)		9-1	、	い中田		9 2 照	<u>徂、</u> (例)	的空视	判ノ川町			<u>)</u>																								
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	所面性状 (n 部材高 h	m) 有効高 d	引張鉄筋	発生b 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>c</sub> /σ <sub>ca</sub>																								
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	258	-48	3.34	21.0	0.16																								
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	860	565	2.84	21.0	0.14																								
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	2.63	21.0	0.13																								
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	4.43	21.0	0.22																								
		+, V - ©	ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	4.34	21.0	0.21																								
	H+, V-		6	放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	2.60	21.0	0.13																							
S <sub>s</sub> – D 1				放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1092	227	1.87	21.0	0.09																							
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	2.21	21.0	0.11																								
						-	-	-	-	-	-	放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1309	973	2.19	21.0	0.11															
												-				_	-		-			; ; ;			_		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1329	1143	2.18	21.0	0.11
																										放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	233	-14	0.10	21.0	0.01	
						地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207812	30361	6.56	21.0	0.32																					
			地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3200	4188	4.53	16.8	0.27																								

表 5.2-3(9) コンクリートの曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

					困	所面性状(n	ım)		発生謝	f面力	引張	短期許容	昭本値
地震波	位相	検討ケース	評価位置	置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	$\sigma \sigma \sigma \sigma$
					Ь	h	d		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	- 3 <sup>7</sup> - 58
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10869	2027	53	435	0.13
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V+	D	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247298	25433	108	435	0.25
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2294	898	64	348	0.19
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12197	2427	57	435	0.14
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	244639	35365	38	435	0.09
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	0	地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2504	980	69	348	0.20
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し 3	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3757	346	142	348	0.41
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12114	2191	61	435	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	223896	31268	39	435	0.09
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2354	922	65	348	0.19
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12525	2246	63	435	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V-	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	224301	31301	39	435	0.09
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2474	969	69	348	0.20
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7259	1656	30	435	0.07
$S_{s} = 1 \ 1$	$H+,\ V+$	D.	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	139541	29245	3	435	0.01
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	1529	599	43	348	0.13
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9120	2023	39	435	0.09
S <sub>s</sub> -12	H+, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	213428	32853	27	435	0.07
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2169	849	60	348	0.18

# 表 5.2-4(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

					2	所面性状(r	nm)		発生圏	f面力	引張	短期許容	n71 -t-: /-t-
地震波	位相	検討ケース	評価位	之置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照査値
					b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 s/ 0 sa
		防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9185	2026	39	435	0.09	
S <sub>s</sub> -13	H+, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	205793	33524	21	435	0.05
地震波 化 S = - 1 3 H+ S = - 1 4 H+ S = - 2 1 H+ S = - 2 1 H+ S = - 3 1 H+			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2067	809	57	348	0.17
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7235	1821	27	435	0.07
S $_{\rm s}-1$ 4	$H+,\ V+$	D	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	185398	36859	6	435	0.02
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2078	814	58	348	0.17
		Ð	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10808	2349	47	435	0.11
S <sub>s</sub> – 2 1	H+, V+		地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	115446	31184	_	435	_
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	1506	590	42	348	0.13
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	8841	1678	43	435	0.10
S <sub>s</sub> - 2 2	$H+,\ V+$	(I)	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	146949	33435	_	435	_
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	1684	659	47	348	0.14
		Ū	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11982	2267	58	435	0.14
S <sub>s</sub> - 3 1	$H+,\ V+$		地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	250616	31526	61	435	0.15
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	1756	687	49	348	0.15
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11635	2063	59	435	0.14
S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	+ D	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	262309	31571	73	435	0.17
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2026	793	56	348	0.17

### 表 5.2-4(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

			1		困	所面性状(r	nm)		発生歯	面力	引張	短期許容	n71 -t-: (-t-:
地震波	位相	検討ケース	評価伯	立置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照查値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12058	2425	56	435	0.13
$S_s - D_1$	H+, V-	2	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239232	35606	34	435	0.08
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2514	984	70	348	0.21
	S D 1 H+, V-		防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12329	2287	61	435	0.15
S <sub>s</sub> – D 1		3	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	246960	36423	38	435	0.09
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2473	968	69	348	0.20
	H+, V-	æ	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12599	2449	60	435	0.14
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	251365	30244	70	435	0.17
S <sub>s</sub> – D 1			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2644	1035	73	348	0.21
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	150	348	0.44
		5	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12054	2294	58	435	0.14
$S_s - D_1$	H+, V-		地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239961	35454	35	435	0.09
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2228	872	62	348	0.18
			防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12191	2311	59	435	0.14
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	6	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	238717	35524	34	435	0. 08
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2236	875	62	348	0.18

## 表 5.2-4(3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁横断方向)

## 表 5.2-5(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

					þ	断面性状(r	ım)		発生肉	前面力	引張	短期許容	四本体
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	思 宜 値
				1	b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 <sub>s</sub> /0 <sub>sa</sub>
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1633	-80	148	294	0.51
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1482	-4	129	294	0.44
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1711	1459	44	294	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	D	放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	214	2673	14	294	0.05
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	228	-9	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-223060	26026	126	435	0.29
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2891	1179	79	短期許容 応力度 $\sigma$ sa (N/mm <sup>2</sup> )       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294       294  294  294 </td <td>0.23</td>	0.23
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1606	227	120	294	0.41
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1544	149	122	294	0.42
S <sub>s</sub> – D 1			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1698	1917	24	294	0.09
			放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	248	2780	14	294	0.05
S <sub>s</sub> - D 1	H+, V-	0	放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	-21	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-221268	36010	44	435	0.11
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3023	1233	82	348	0.24
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5030	579	186	348	0.54
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1475	6	127	294	0.44
S D 1 S D 1 S D 1			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1621	-44	144	294	0.49
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	216	2700	14	294	0.05
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V+	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1719	1493	43	294	0.15
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	228	-8	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	222197	26275	110	435	0.26
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2859	1166	78	348	0.23

		1		(11) (11) (11) (11) (11) (11) (11) (11)			1	邓庄振而力		리며	信期許应		
李确省	位相	検針ケーフ	<b>新生</b>	5 墨	対けたの	「町1生扒(II がた言	m)	己正姓位	完生財	1回刀	51 坂 広力度	型期計符 広力度	照査値
地质似	12.11	19月17 八	р <b>Т</b> * ()Ш (	<u>v.</u> je.	前/VI 幅 b	部 材 向 h	有 幼 尚 d	ワーコス 第八 月刀	曲 () モーメント (kN・m/m)	単田ノJ (kN/m)	$\sigma = (N/mm^2)$	$\sigma \dots (N/mm^2)$	$\sigma_{\rm s} / \sigma_{\rm sa}$
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1555	132	124	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1597	264	117	294	0.40
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	249	2819	14	294	0.05
S $_{\rm s}-{\rm D}$ 1	H-, V-	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1708	1953	23	294	0.08
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-20	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	220015	36199	42	435	0.10
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2859	1166	78	短期許容 応力度 σ <sub>aa</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 294 294 294 294 294 435 348 294 294 294 294 294 294 294 294 294 294	0.23
	H+, V+	Ð	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	69	2437	14	294	0.05
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	21	2588	15	294	0.06
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	69	2480	14	294	0.05
S $_{\rm s}=1$ 1			放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	96	2692	15	294	0.06
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	223	-10	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	125152	32353	-	435	-
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2248	917	61	348	0.18
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	112	2473	14	294	0.05
		Ð	放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	4	2574	15	294	0.06
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	52	2620	15	294	0.06
S $_{\rm s} = 1$ 2	$H+,\ V+$		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	73	2828	16	294	0.06
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	-6	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-227203	31839	74	435	0.18
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2626	1071	71	348	0.21

## 表 5.2-5(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

			1		斯面性壮 (mm)			発生断面力		引張	何期許容	1177 - 4-4 6-44	
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅	部材高	····/ 有効高	引張鉄筋	ー ボモーメント	軸力	応力度	応力度	照查值
					b	h	d		(kN · m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}~({\rm N/mm^2})$	$\sigma_{\rm sa}~({\rm N/mm^2})$	$\sigma_{\rm s} / \sigma_{\rm sa}$
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	110	2495	14	294	0.05
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	6	2561	15	294	0.06
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	47	2625	15	294	0.06
S <sub>s</sub> - 1 3	$H+,\ V+$	0	放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	72	2812	16	294	0.06
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	238	-6	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-222758	30039	83	435	0.20
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2626	1071	71	短期許容 広力度 っ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 294 294 294 294 294 435 348 294 294 294 294 294 294 294 294	0.21
	H+, V+	Đ	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	66	2546	15	294	0.06
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	946	830	23	294	0.08
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	147	2371	13	294	0.05
S $_{\rm s} = 1$ 4			放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	80	2673	15	294	0.06
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	224	-8	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-208351	31082	55	435	0.13
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2197	896	60	348	0.18
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1371	232	100	294	0.35
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1466	386	96	294	0.33
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	229	2739	14	294	0.05
S <sub>s</sub> - 2 1	H+, V+	Ð	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1578	1945	18	294	0.07
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	210	-20	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	157096	26098	30	435	0.07
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2003	817	55	348	0.16

## 表 5.2-5(3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))
r						r = kite die (			<b>∀⊘ A I</b> &		2136	信期款应	1
<b>李</b> 章	位相	検封ケース	亚価	位墨	前井市	新闻1生状(I 如せ言	nm) 古热市	己诓绊窑	発生肉	11回刀 動力	51版 広力度	型期計容 広力度	照査値
ALC 100 U.X.	126.110	1英日17 八	pt imi	<u>v</u> e	市小小 响曲 b	ा १९४७ h	11 XU m d	-91-94C #A 10	(kN • m/m)	<sup>単曲 / J</sup> (kN/m)	$\sigma (N/mm^2)$	$\sigma_{oo}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm s} / \sigma_{\rm sa}$
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1294	216	95	294	0.33
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1478	1	128	294	0.44
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	202	2690	14	294	0.05
S <sub>s</sub> - 2 2	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1666	1629	33	294	0.12
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	221	-14	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-127803	36671	_	435	_
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2291	934	62	348	0.18
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1659	217	126	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1606	-41	143	294	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1763	1811	31	294	0.11
S <sub>s</sub> - 3 1	$H+,\ V+$	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1702	1524	40	294	0.14
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	198	-26	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	235973	30380	94	435	0.22
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2376	969	65	348	0.19
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1597	-41	142	294	0.49
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1662	239	124	294	0.43
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1705	1511	41	294	0.14
S <sub>s</sub> - 3 1	$H-,\ V+$	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1768	1836	31	294	0.11
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	200	-26	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-232214	30642	93	435	0.22
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2080	848	57	348	0.17

## 表 5.2-5(4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

表 5. 2-5(5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断	方向(防潮壁部))
---------------------------------	-----------

					þ	新面性状(r	nm)		発生歯	f面力	引張	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照 査 値 σ -/ σ
					b	h	d		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	o s <sup>o</sup> o sa
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1561	297	111	294	0.38
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1553	115	125	294	0.43
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	223	2891	15	294	0.05
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	2	放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	242	2779	14	294	0.05
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-20	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-211126	35807	37	435	0.09
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	3087	1259	84	348	0.24
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1585	161	124	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1619	76	134	294	0.46
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	243	2913	15	294	0.05
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	٢	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1729	1672	35	294	0.12
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-22	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-220662	35423	46	435	0.11
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2912	1188	79	348	0.23
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1583	105	129	294	0.44
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1732	-53	155	294	0.53
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	224	2887	15	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1842	1595	46	294	0.16
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	放水路 底版	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	-16	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-202351	38231	24	435	0.06
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3282	1338	89	348	0.26
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	201	348	0.58

<u>表 5.2-5(6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防</u> 液	朝壁縦断方向(防潮壁部))
-------------------------------------	---------------

					þ	所面性状(r	nm)		発生肉	r面力	引張	短期許容	吸木齿
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度	応力度 α (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1506	171	116	294	0.40
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1792	-42	159	294	0.54
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	244	2921	15	294	0.05
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	6	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1903	1669	46	294	0.16
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	228	-23	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-224654	34404	55	435	0.13
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2788	1137	76	348	0.22
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1567	115	126	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	166	294	0.57
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	247	2945	15	294	0.05
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	6	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	50	294	0.17
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	229	-23	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-226622	35022	53	435	0.13
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2737	1116	74	348	0.22

<u>1</u> (	0.2 0	(I) 些		<u>エマー</u>	//(C/	<u>~1 9 ~</u>							
					1	所面性状(r	nm)		発生脚	f面力	引張	短期許容	昭杏庙
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 α (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	221	-40	129	294	0.44
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	620	226	79	294	0.27
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	676	251	86	294	0.30
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	367	119	294	0.41
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	409	331	111	294	0.38
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1442	-16	121	294	0.42
S <sub>s</sub> – D 1	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	0	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1134	104	90	294	0.31
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1101	258	75	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1122	932	30	294	0.11
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	840	36	294	0.13
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	213	-20	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207313	22997	131	435	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2833	1155	77	348	0.23
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	218	-39	127	294	0.44
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	605	317	66	294	0.23
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	672	269	83	294	0.29
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	384	116	294	0.40
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	437	428	105	294	0.36
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1453	8	120	294	0.41
6 D1			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1150	301	75	294	0.26
5 s - D I	H+, V-	Ŵ	放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1110	262	75	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1112	954	28	294	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1134	1122	22	294	0.08
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	222	-21	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-205969	31354	51	435	0.12
			<ul> <li>地甲連読壁</li> <li>基礎</li> <li>(水平)</li> </ul>	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	3008	1227	82	348	0.24
			<sup>地</sup> 甲連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5005	577	185	348	0.54

表 5.2-6(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

### 表 5.2-6(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

			[		B	, 所面性状(i	nm)		発生圏	「面力	引張	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅 b	部材高 h		引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	222	-41	130	294	0.45
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	680	250	87	294	0.30
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	622	230	79	294	0.27
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	411	335	111	294	0.38
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	446	366	120	294	0.41
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1449	-10	121	294	0.42
S $_{\rm s}-{\rm D}$ 1	H-, V+	D	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1107	250	76	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1123	138	86	294	0.30
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1130	855	35	294	0.12
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1127	930	31	294	0.11
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	212	-20	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	207113	23257	114	435	0.27
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2771	1130	75	348	0.22
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	220	-40	128	294	0.44
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	678	267	84	294	0.29
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	576	267	67	294	0.23
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	442	427	107	294	0.37
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	447	383	118	294	0.41
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1466	12	120	294	0.41
S $_{\rm s}-{\rm D}~1$	H-, V-	0	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1123	248	77	294	0.27
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1139	337	72	294	0.25
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1142	1097	24	294	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	953	29	294	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	223	-21	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	205768	31492	49	435	0.12
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2812	1147	76	348	0.22

### 表 5.2-6(3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

	1		1		B	新面性状(i	 nm)		発生圏	「面力	引張	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	部材高 h		引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	108	-12	61	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	260	186	23	294	0.08
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	340	304	24	294	0.09
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	177	196	39	294	0.14
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	178	227	34	294	0.12
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	823	28	66	294	0.23
S <sub>s</sub> - 1 1	H+, V+	D	放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D38 @200	82	1077	6	294	0.03
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	640	508	19	294	0.07
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	49	1214	7	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	71	1162	6	294	0.03
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	222	-10	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	94932	32900	-	435	-
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2135	871	58	348	0.17
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	107	-10	61	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	260	186	23	294	0.08
			ゲート 右側壁	13	1000	1800	1600	D32 @200	258	191	23	294	0.08
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	178	201	38	294	0.13
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	180	235	34	294	0.12
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	873	1	72	294	0.25
S $_{\rm s}-1$ 2	H+, V+	D	放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D38 @200	709	523	23	294	0.08
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	748	500	27	294	0.10
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	27	1269	8	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	52	1249	7	294	0.03
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	235	-6	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-216326	26931	103	435	0.24
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2500	1020	68	348	0.20

### 表 5.2-6(4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

	1		1		B	, 所面性状(i	nm)		発生圏	「面力	引張	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	部材高 h		引張鉄筋	曲 げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	108	-10	61	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	263	189	24	294	0.09
			ゲート 右側壁	13	1000	1800	1600	D32 @200	256	184	23	294	0.08
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	179	205	38	294	0.13
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	174	198	37	294	0.13
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	829	-12	70	294	0.24
S <sub>s</sub> -13	$H+,\ V+$	(I)	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	720	513	24	294	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	734	487	27	294	0.10
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	28	1265	8	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	54	1238	7	294	0.03
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	234	-6	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-213771	26178	106	435	0.25
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2498	1019	68	348	0.20
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	104	-9	59	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	257	187	23	294	0. 08
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	324	329	20	294	0.07
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	173	205	36	294	0.13
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	174	236	31	294	0.11
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	859	8	71	294	0.25
S $_{\rm s}-1$ 4	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	0	放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D38 @200	48	1157	7	294	0.03
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	742	504	27	294	0.10
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	35	1205	7	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	59	1162	7	294	0.03
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	220	-9	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-197129	27333	67	435	0.16
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2142	873	58	348	0.17

### 表 5.2-6(5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

			<u> </u>		B	所面性状(r	 nm)		発生圏	「面力	引張	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力 (hN/m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	204	-35	119	294	0.41
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	593	278	69	294	0.24
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	639	306	73	294	0.25
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	424	417	102	294	0.35
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	397	373	98	294	0.34
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1399	21	114	294	0.39
S $_{\rm s}-2$ 1	H+, V+	(I)	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	997	255	66	294	0.23
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1054	381	61	294	0.21
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1048	1068	19	294	0.07
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1000	870	25	294	0.09
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	207	-24	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	145893	22876	33	435	0.08
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2041	832	56	348	0.17
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	250	-48	146	294	0.50
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	684	234	89	294	0.31
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	754	225	102	294	0.35
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	490	354	141	294	0.48
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	487	402	131	294	0.45
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1549	-22	130	294	0.45
$S_s - 2 2$	H+, V+	①	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1028	227	71	294	0.25
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1157	183	85	294	0.29
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1191	894	37	294	0.13
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1210	1063	30	294	0.11
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	219	-18	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	139014	25894	18	435	0.05
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2163	882	59	348	0.17

### 表 5.2-6(6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

	1		1		B	新面性状(i	 nm)		発生圏	「面力	引張	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	部材高 h		引張鉄筋	曲 げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	228	-43	133	294	0.46
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	643	292	76	294	0.26
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	692	230	91	294	0.31
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	452	350	126	294	0.43
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	448	393	116	294	0.40
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1450	-20	122	294	0.42
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	D	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1165	296	77	294	0.27
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1142	136	88	294	0.30
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1147	888	34	294	0.12
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1161	1014	29	294	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	195	-29	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	224055	27991	97	435	0.23
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2406	981	65	348	0.19
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25,D32 @200	230	-43	134	294	0.46
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	696	226	92	294	0.32
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	648	295	76	294	0.26
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	450	391	117	294	0.40
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	453	347	127	294	0.44
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1446	-43	123	294	0.42
S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	0	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1131	148	86	294	0.30
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1165	317	75	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1163	1007	29	294	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1152	878	35	294	0.12
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	197	-30	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-220406	28077	98	435	0.23
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2082	849	57	348	0.17

### 表 5.2-6(7) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

		1			k	新面性状 (r	nm)		盛生園	而力	引張	毎期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価位	置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	売工は 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	216	-39	126	294	0.43
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	568	268	66	294	0.23
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	665	269	82	294	0.28
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	439	384	114	294	0.39
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	433	427	104	294	0.36
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1441	5	119	294	0.41
S $_{\rm s}-{\rm D}~1$	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}-$	2	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1108	333	69	294	0.24
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1097	265	74	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1097	953	27	294	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1126	1119	22	294	0.08
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	222	-21	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198776	31165	45	435	0.11
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	3090	1260	84	348	0.25
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	228	-41	133	294	0.46
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	609	258	74	294	0.26
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	698	266	88	294	0.30
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	457	377	123	294	0.42
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	452	422	112	294	0.39
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1507	-2	125	294	0.43
S $_{\rm s}-{\rm D}~1$	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}-$	3	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1163	275	79	294	0.27
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1169	234	82	294	0.28
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1176	959	33	294	0.12
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1193	1107	26	294	0.09
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	221	-23	6	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-202588	31723	46	435	0.11
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2793	1139	76	348	0.22

衣	5.2-6	(8) <sub>ず</sub>	大肋の日	ヨリ甲田	DIC.	刈りつ	<b>炽</b> 宜	的潮望	: 秋阳 万	[1] (加	、水路クロ	「「日の」)	
			<u> </u>		þ	, 所面性状(r	nm)		発生肉	, 「面力	引張	短期許容	077 -t- /-t-
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	部材高	有効高	引張鉄筋	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照査値 α / α
					b	h	d		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	U <sub>s</sub> /U <sub>sa</sub>
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	252	-48	147	294	0.50
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	656	258	82	294	0.28
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	765	244	102	294	0.35
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	499	371	142	294	0.49
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	494	422	130	294	0.45
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1597	-6	133	294	0.46
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1101	253	75	294	0.26
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1222	177	92	294	0.32
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1247	922	40	294	0.14
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1263	1085	32	294	0.11
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	-17	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198059	33355	36	435	0.09
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	3203	1306	87	348	0.25
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	197	348	0.57
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	151	294	0.52
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	859	564	82	294	0.28
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	103	294	0.36
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	390	145	294	0.50
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	133	294	0.46
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1678	0	139	294	0.48
$S_s - D_1$	H+, V-	5	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1074	236	74	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1294	172	98	294	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1307	972	41	294	0.14
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1327	1144	34	294	0.12
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	224	-23	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-206898	30465	57	435	0.14
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2699	1101	73	348	0.21

表 5.2-6(8) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

衣	5.2-6	(9) 或	大朋リノト	田(ノ甲		刈りつ	<b>炽</b> 宜	的閉望	和正  月  月	「FJ (JX	小路クロ	「「白り」	
						所面性状(r	nm)		発生期	f面力	引張	短期許容	昭木信
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s}/\sigma_{sa}$
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25,D32 @200	258	-48	151	294	0.52
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	860	565	82	294	0.28
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	103	294	0.36
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	145	294	0.50
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	133	294	0.46
	s - D 1 H+, V-		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	139	294	0.48
S <sub>s</sub> – D 1		6	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1092	227	76	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	99	294	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1309	973	41	294	0.14
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1329	1143	34	294	0.12
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	-23	7	294	0.03
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207812	30361	59	435	0.14
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D51 @150	2630	1073	72	348	0.21

表 5.2-6(9) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

		断面	性状				主鉄筋		
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
防潮壁(堤内側)	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
防潮壁(堤外側)	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	202.7
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.2-7(1) 断面諸元一覧表(防潮壁横断方向)

表 5.2-7(2) 断面諸元一覧表(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

		断面	性状				主鉄筋		
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	38	2	200	114.0
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

		断面	性状				主鉄筋		
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
ゲート 頂版 (上側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	32	1	200	39.7
ゲート 頂版 (下側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	25	1	200	25.3
ゲート 側壁	1.000	1.800	0.200	1.600	SD345	32	1	200	39.7
ゲート 中壁	1.000	1.200	0.200	1.000	SD345	25	1	200	25.3
放水路 頂版	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	38	1	200	57.0
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	38	2	200	114.0
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.2-7(3) 断面諸元一覧表(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

290

(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-8~表 5.2-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)におけるせん断力に対す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<sub>c</sub>a)と斜め引張鉄筋の許容せん断力(V<sub>s</sub>a)を合わせた許容せん断力 (V<sub>a</sub>)以下であることを確認した。なお,発生応力度及び発生断面力は各地震動,各部材 において最大となる値を示している。また,防潮壁横断方向断面における放水路側壁及び隔 壁については,上部構造である防潮壁からの荷重を下部構造に伝達する部材のため,耐震壁 として照査を実施する。

以上より,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造部材の発生せん断力は,許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-2 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-11 に示す。

					B	断面性状 (r	1m)	1	盛生	せん断	短期許容		何期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅 b	部材高 h		せん断 補強鉄筋	して せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm2)	照査値 τ/τ <sub>al</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1283	0.239	0.825	0.29	8587	0.15
$S_s - D_1$	$H+,\ V+$	D	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10095	-	0.825	-	28131	0.36
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	898	0.500	0.660	0.76	3245	0.28
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1251	0.233	0.825	0.29	8587	0.15
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10185	-	0.825	-	28131	0.37
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	0	地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	980	0.541	0.660	0.82	3245	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	1636	-	0.660	-	3245	0.51
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1218	0.226	0.825	0.28	8587	0.15
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9544	-	0.825	-	28131	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	922	0.511	0.660	0.78	3245	0.29
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1189	0.221	0.825	0.27	8587	0.14
$S_s - D_1$	H-, V-	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9619	-	0.825	-	28131	0.35
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	969	0.541	0.660	0.82	3245	0.30
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	718	0.134	0.825	0.17	8587	0.09
S $_{\rm s}-1$ 1	$H+,\ V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	5147	0.556	0.825	0.68	28131	0.19
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	581	0.330	0.660	0.50	3245	0.18
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	870	0.162	0.825	0.20	8587	0.11
S <sub>s</sub> - 1 2	$H+,\ V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8107	-	0.825	-	28131	0.29
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	849	0.471	0.660	0.72	3245	0.27

### 表 5.2-8(1) せん断力に対する照査(防潮壁横断方向)

					Þ	所面性状(n	nm)	1 2 Nor	発生	せん断	短期許容	四木店	短期許容	177 -+- /-+-
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm2)	τ/τ <sub>a1</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照查他 V/Va
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	816	0.152	0.825	0.19	8587	0.10
S <sub>s</sub> = 1 3	H+, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8086	-	0.825	-	28131	0.29
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	809	0.451	0.660	0.69	3245	0.25
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	605	0.113	0.825	0.14	8587	0.08
S <sub>s</sub> - 1 4	H+, $V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	7657	-	0.825	-	28131	0.28
			地中連読壁 基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	814	0.451	0.660	0.69	3245	0.26
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	958	0.178	0.825	0.22	8587	0.12
$S_{s} = 2 1$	H+, $V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	4808	0.519	0.825	0.63	28131	0.18
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	590	0.330	0.660	0.50	3245	0.19
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	836	0.156	0.825	0.19	8587	0.10
S <sub>s</sub> - 2 2	$H+,\ V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	5140	0.555	0.825	0.68	28131	0.19
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	659	0.361	0.660	0.55	3245	0.21
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1256	0.234	0.825	0.29	8587	0.15
$S_s = 3.1$	$H+,\ V+$	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8367	-	0.825	-	28131	0.30
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	687	0.381	0.660	0.58	3245	0.22
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1269	0.236	0.825	0.29	8587	0.15
S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	0	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9164	-	0.825	-	28131	0.33
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	793	0.440	0.660	0.67	3245	0.25

### 表 5.2-8(2) せん断力に対する照査(防潮壁横断方向)

					B	新面性状 (r	nm)	1	盛生	せん断	短期許容		何期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価位	立置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	せん断 補強鉄筋	して せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm2)	脱査値 τ/τ <sub>al</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1236	0.230	0.825	0.28	8587	0.15
$S_s - D_1$	H+, V-	2	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10213	-	0.825	-	28131	0.37
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	984	0.541	0.660	0.82	3245	0.31
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1326	0.246	0.825	0.30	8587	0.16
$S_s - D_1$	H+, V-	3	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9539	-	0.825	-	28131	0.34
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	968	0.531	0.660	0.81	3245	0.30
		防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1268	0. 236	0.825	0.29	8587	0.15	
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10692	_	0.825	-	28131	0.39
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	1035	0.571	0.660	0.87	3245	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	1727	-	0.660	-	3245	0.54
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1433	0.266	0.825	0.33	8587	0.17
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	5	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8793	-	0.825	I	28131	0.32
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	872	0. 480	0.660	0.73	3245	0.27
			防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1441	0.268	0.825	0.33	8587	0.17
S <sub>5</sub> – D 1	H+, V-	6	地中連読壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8695	-	0.825	-	28131	0.31
			地中連読壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	875	0.480	0.660	0.73	3245	0.27

## 表 5.2-8(3) せん断力に対する照査(防潮壁横断方向)

					迷	所面性状(n	am)		発生	せん断	短期許容	077 -t- /-t-	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価位	置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	せん断 補強鉄筋	ルユ せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>a1</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	865	0.453	0.825	0.55	1796	0.49
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	875	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	862	0.451	0.825	0.55	1796	0.48
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V+	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	875	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10606	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1490	-	0.660	-	3245	0.46
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	862	0.451	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	891	0.467	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	852	0.446	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	868	0.455	0.825	0.56	1796	0.49
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	©.	放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10669	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1559	-	0.660	-	3245	0.49
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2251	-	0.660	-	3245	0.70
			放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D19 @400×400	902	0.472	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	867	0.454	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	881	0.461	0.825	0.56	1796	0.50
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V+	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	866	0.453	0.825	0.55	1796	0.49
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10604	-	0.825	-	21443	0.50
		地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1474	-	0.660	-	3245	0.46	

					ji ji	所面性状(n	am)	11 1 Hr	発生	せん断	短期許容	四大店	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価位	置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	せん断 補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照重値 τ / τ <sub>a1</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	889	0.465	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	865	0.453	0.825	0.55	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	874	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
S $_{\rm s}-{\rm D}~1$	H-, V-	©	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	857	0.449	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10557	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1474	-	0.660	-	3245	0.46
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	512	0.268	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	514	0.269	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	442	0.231	0.825	0.28	1796	0.25
S <sub>s</sub> - 1 1	$H+,\ V+$	©	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	435	0.228	0.825	0.28	1796	0.25
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	127	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	4207	0.596	0.825	0.73	21443	0.20
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1159	0.641	0.660	0.98	3245	0.36
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	570	0.298	0.825	0.37	1796	0.32
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	525	0.275	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	531	0.278	0.825	0.34	1796	0.30
S <sub>s</sub> - 1 2	H+, V+	©	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	515	0.270	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	7962	-	0.825	-	21443	0.38
		地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1354	-	0.660	-	3245	0.42	

# 表 5.2-9(2) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

地震波	位相	検討ケース	評価位	置	部材幅 b	所面性状(n 部材高 h	m) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va	照査値 V/Va
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	565	0.296	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	524	0.274	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	514	0.269	0.825	0.33	1796	0.29
S <sub>s</sub> - 1 3	$H+,\ V+$	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	499	0.261	0.825	0.32	1796	0.28
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	7842	-	0.825	-	21443	0.37
		地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1354	-	0.660	-	3245	0.42	
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	567	0.297	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	439	0.230	0.825	0.28	1796	0.25
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	525	0.275	0.825	0.34	1796	0.30
S $_{\rm s} = 1$ 4	$H+,\ V+$	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	510	0.267	0.825	0.33	1796	0. 29
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	127	0.034	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	7574	-	0.825	-	21443	0.36
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1133	0.631	0.660	0.96	3245	0.35
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	857	0.448	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	800	0.419	0.825	0.51	1796	0.45
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	807	0.423	0.825	0.52	1796	0.45
$S_{s} = 2 1$	H+, V+	0	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	791	0.414	0.825	0.51	1796	0.45
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	130	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	6906	-	0.825	-	21443	0.33
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1033	0.571	0.660	0.87	3245	0.32

### 表 5.2-9(3) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

					佬	所面性状(n	ım)	11. J. Ber.	発生	せん断	短期許容	昭本結	短期許容	077 - <del>k</del> - <i>l</i> -k-
地震波	位相	検討ケース	評価位置	서비	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	ぜん断 補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 <sub>て a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照道[10] τ / τ <sub>a1</sub>	せん断力 Va (kN/m)	照查他 V/Va
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	883	0.462	0.825	0.56	1796	0.50
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	767	0.401	0.825	0.49	1796	0.43
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	847	0.444	0.825	0.54	1796	0.48
S <sub>s</sub> - 2 2	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	Ð	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	833	0.436	0.825	0.53	1796	0.47
			放水路 底版	3	1000	4500	4300	D19 @400×400	129	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 1 (鉛直)	6	410	20060	19800	D51 @150	8055	-	0.825	-	21443	0.38
			地中連読壁 基礎 (水平)	, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1181	0.651	0.660	0.99	3245	0.37
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	868	0.455	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	912	0.477	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	890	0.466	0.825	0.57	1796	0.50
S <sub>s</sub> - 3 1	$H+,\ V+$	D	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	906	0.474	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路 底版	3	1000	4500	4300	D19 @400×400	113	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 ] (鉛直)	6	410	20060	19800	D51 @150	8970	-	0.825	-	21443	0.42
			地中連読壁 基礎 2 (水平)	, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1225	-	0.660	-	3245	0.38
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	916	0.480	0.825	0.59	1796	0.52
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	870	0.455	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	908	0.475	0.825	0.58	1796	0.51
S <sub>s</sub> - 3 1	H-, V+	<sup>(1)</sup>	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	893	0.467	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 底版	0	1000	4500	4300	D19 @400×400	114	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	6	410	20060	19800	D51 @150	9133	-	0.825	-	21443	0.43
			地中連読壁 基礎 2 (水平)	, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1072	0.591	0.660	0.90	3245	0.34

### 表 5.2-9(4) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

tot, and tota	11.19	14 71 1	the fact of	1	j.	所面性状(n	nm)	せん断	発生	せん断	短期許容	照査値	短期許容	昭杳値
地震波	位相	検討ケース	評価信	立置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau / \tau_{a1}$	せん断力 Va (kN/m)	V/Va
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	871	0.456	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	875	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	848	0.444	0.825	0.54	1796	0.48
$S_s - D_1$	H+, V-	2	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	843	0.441	0.825	0.54	1796	0.47
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10768	-	0.825	-	21443	0.51
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1592	-	0.660	-	3245	0.50
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	895	0.468	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	878	0.460	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	882	0.462	0.825	0.56	1796	0.50
$S_s - D_1$	H+, V-	3	放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	867	0.454	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	132	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	9958	-	0.825	-	21443	0.47
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1501	-	0.660	-	3245	0.47
			放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	934	0.489	0.825	0.60	1796	0.53
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	878	0.459	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	940	0.492	0.825	0.60	1796	0.53
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	925	0.484	0.825	0.59	1796	0.52
S <sub>s</sub> - D 1	H+, V-	4	放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	11254	-	0.825	-	21443	0.53
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1692	-	0.660	-	3245	0.53
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2443	_	0.660	-	3245	0.76

### 表 5.2-9(5) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

地震波	位相	検討ケース	評価位置	部材幅 b	断面性状() 部材高 h	nm) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
			放水路 左側壁 1	1000	2400	2200	D19 @400×400	980	0.513	0.825	0.63	1796	0.55
			放水路 右側壁 7	1000	2400	2200	D19 @400×400	868	0.454	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 4 左中壁 4	1000	2400	2200	D19 @400×400	972	0.509	0.825	0.62	1796	0.55
$S_s - D_1$	H+, V-	5	放水路 右中壁 6	1000	2400	2200	D19 @400×400	957	0.501	0.825	0.61	1796	0.54
			放水路 底版 13	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	410	20060	19800	D51 @150	8859	-	0.825	-	21443	0.42
			地中連読壁 基礎 2,8 (水平)	1000	2360	2051	D38 @600×300	1438	-	0.660	-	3245	0.45
			放水路 左側壁 1	1000	2400	2200	D19 @400×400	999	0.523	0.825	0.64	1796	0.56
			放水路 右側壁 8	1000	2400	2200	D19 @400×400	855	0.448	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 4 左中壁 4	1000	2400	2200	D19 @400×400	995	0.521	0.825	0.64	1796	0.56
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	6	放水路 右中壁 6	1000	2400	2200	D19 @400×400	980	0.513	0.825	0.63	1796	0.55
			放水路 底版 13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 16 (鉛直)	410	20060	19800	D51 @150	8800	-	0.825	-	21443	0.42
			地中連読壁 基礎 (水平) 2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1411	-	0.660	-	3245	0.44

### 表 5.2-9(6) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(防潮壁部))

# 表 5.2-10(1) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

					þ	所面性状(r	nm)	せん断	発生	せん断	短期許容	昭杳値	短期許容	昭杏信
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ / $\tau$ <sub>a1</sub>	せん断力 Va (kN/m)	V/Va
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	160	0.231	0.825	0.28	653	0.25
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	228	0.164	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	210	0.152	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	156	0.180	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	156	0.180	0.825	0.22	816	0.20
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	580	0.291	0.825	0.36	1877	0.31
$S_s - D_1$	H+, V+	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	633	0.331	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	562	0.295	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	579	0.303	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	580	0.304	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中運読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9690	-	0.825	-	21443	0.46
			地中運読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1461	-	0.660	-	3245	0.46
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	163	0.235	0.825	0.29	653	0.26
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	228	0.165	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	214	0.154	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	156	0.180	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	155	0.179	0.825	0.22	816	0.20
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	588	0.294	0.825	0.36	1877	0.32
0			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	676	0.354	0.825	0.43	1796	0.38
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	Ŵ	放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	599	0.314	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	577	0.302	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	576	0.302	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			<ul> <li>地中連読壁</li> <li>基礎</li> <li>(鉛直)</li> </ul>	36	410	20060	19800	D51 @150	9818	-	0.825	-	21443	0.46
			地 中 連 礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1551	-	0.660	-	3245	0.48
			<ul> <li>地甲連読壁</li> <li>基礎</li> <li>(水平)</li> <li>両押し</li> </ul>	29,35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2240	-	0.660	-	3245	0.70

	<mark>表 5.2</mark>	-10 (2	2) セ	さん断	i 力に	対する	る照査	(防潮	壁縦断	方向(	<b>放水路</b> ゲ、	ート部	))	
tale of the Sola	142.40	Mall -	215 /m <sup>.</sup> /		in the last	所面性状(1	nm)	せん断	発生	せん断	短期許容	照査値	短期許容	照查值
地農波	化相	使 討 ク ー ス	計 1回 1	立直	部材幅 b	部材局 h	有 幼 尚 d	補強鉄筋	セル阿刀 V(kN/m)	τ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ / $\tau$ $_{a1}$	セル阿刀 Va (kN/m)	V/Va
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	161	0.232	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	211	0.152	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	229	0.165	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	584	0.292	0.825	0.36	1877	0.32
S <sub>s</sub> – D 1	${\rm H}{-},~{\rm V}{+}$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	568	0.297	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	603	0.316	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9745	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1429	-	0.660	-	3245	0.45
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	164	0.237	0.825	0.29	653	0.26
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	215	0.155	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	230	0.166	0.825	0.21	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	592	0.297	0.825	0.36	1877	0.32
S <sub>s</sub> – D 1	H-, V-	D	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	593	0.310	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	649	0.339	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9714	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1450	-	0.660	-	3245	0.45

	<mark>表 5.2</mark>	-10 (3	3) t	さん断	力に	対する	る照査	(防潮	壁縦断	方向(	放水路ゲ	ート部	))	
					比	所面性状(i	nm)	せん断	発生	せん断	短期許容	照查値	短期許容	昭杏値
地震波	位相	検討ケース	評価	立置	部材幅 b	部材高 h	有効高 d	補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応刀度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ / $\tau$ $_{a1}$	せん断力 Va (kN/m)	V/Va
			ゲート 頂版	2	1000	1000	800	D19 @400×400	120	0.173	0.825	0.21	653	0.19
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	129	0.093	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	121	0.088	0.825	0.11	1306	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	81	0.094	0.825	0.12	816	0.10
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	81	0.094	0.825	0.12	816	0.10
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	366	0.183	0.825	0.23	1877	0.20
$S_s = 1 \ 1$	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	388	0.203	0.825	0.25	1796	0.22
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	382	0.200	0.825	0.25	1796	0.22
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	306	0.160	0.825	0.20	1796	0.18
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	304	0.160	0.825	0.20	1796	0.17
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	127	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	4310	0.611	0.825	0.75	21443	0.21
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1101	0.611	0.660	0.93	3245	0.34
			ゲート 頂版	2	1000	1000	800	D19 @400×400	121	0.174	0.825	0.22	653	0.19
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	131	0.095	0.825	0.12	1306	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	126	0.091	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	84	0.097	0.825	0.12	816	0.11
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	83	0.096	0.825	0.12	816	0.11
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	386	0.193	0.825	0.24	1877	0.21
S $_s = 1 2$	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	533	0.279	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	497	0.260	0.825	0.32	1796	0.28
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	362	0.190	0.825	0.24	1796	0.21
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	360	0.189	0.825	0.23	1796	0.21
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	8097	-	0.825	-	21443	0.38
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1289	-	0.660	-	3245	0.40

	<mark>表 5.2</mark>	<mark>—10(4</mark>	l) t	せん断	i 力に	対する	5.照査	(防潮	壁縦断	方向(加	女水路ゲ	<mark>ート部</mark>	))	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	所面性状(n 部材高 b	m) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	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 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
			ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D19 @400×400	120	0. 173	0. 825	0.21	653	0.19
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	133	0.096	0.825	0.12	1306	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	127	0.092	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	85	0.098	0.825	0.12	816	0.11
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	84	0.097	0.825	0.12	816	0.11
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	380	0.191	0.825	0.24	1877	0.21
S <sub>s</sub> = 1 3	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	543	0.284	0.825	0.35	1796	0.31
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	485	0.254	0.825	0.31	1796	0.27
			放水路 左中壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	351	0.184	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	349	0.183	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7918	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1288	-	0.660	-	3245	0.40
			ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D19 @400×400	117	0.169	0.825	0.21	653	0.18
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	128	0.092	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	96	0.070	0.825	0.09	1306	0.08
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	81	0.093	0.825	0.12	816	0.10
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	80	0.093	0.825	0.12	816	0.10
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	383	0.192	0.825	0.24	1877	0.21
S <sub>s</sub> - 1 4	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	391	0.205	0.825	0.25	1796	0.22
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	471	0.247	0.825	0.30	1796	0.27
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	353	0.185	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	352	0.184	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	126	0.034	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7552	-	0.825	-	21443	0.36
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1104	0.611	0.660	0.93	3245	0.35

	<mark>表 5.2</mark>	2 - 10 (	5) 🤤	せん関	新力に	対す	る 照 査	<mark>.</mark> (防淖	月壁縦幽	所方向(	放水路ゲ	一卜音	ß) )	
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	) 部材幅 b	所面性状(n 部材高 h	m) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 <sup>(N/mm<sup>2</sup>)</sup>	短期許容 応力度 て.1.(N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	164	0. 237	0.825	0.29	653	0.26
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	221	0.159	0.825	0.20	1306	0.17
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	207	0.150	0.825	0.19	1306	0.16
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	149	0.172	0.825	0.21	816	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	148	0.171	0.825	0.21	816	0.19
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	577	0.289	0.825	0.36	1877	0.31
S $_s = 2 1$	$\mathrm{H}+,\ \mathrm{V}+$	D	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	529	0.277	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	563	0.295	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	542	0.284	0.825	0.35	1796	0.31
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	540	0.283	0.825	0.35	1796	0.31
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	130	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中運読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	6288	-	0.825	-	21443	0.30
			地中運読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1052	0.581	0.660	0.89	3245	0.33
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	169	0.244	0.825	0.30	653	0.26
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	249	0.179	0.825	0.22	1306	0.20
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	228	0.164	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	172	0.198	0.825	0.24	816	0.22
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	172	0.198	0.825	0.24	816	0.22
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	614	0.308	0.825	0.38	1877	0.33
S <sub>s</sub> - 2 2	$H+,\ V+$	(I)	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	502	0.263	0.825	0.32	1796	0.28
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	557	0.292	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	615	0.322	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	614	0.322	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	130	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地 平 連 読 壁 基 礎 ( 鉛 直 )	36	410	20060	19800	D51 @150	7552	-	0.825	-	21443	0.36
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1115	0.621	0.660	0.95	3245	0.35

	<mark>表 5.2</mark>	<mark>-10 (6</mark>	5) t	さん断	i 力に	対する	5.照査	(防潮	壁縦断	「 方向(カ	改水路ゲ	<mark>ート部</mark>	))	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅	所面性状(n 部材高	m) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	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 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
			ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	161	0. 232	0. 825	0.29	653	0.25
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	231	0.167	0.825	0.21	1306	0.18
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	224	0.161	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	159	0.183	0.825	0.23	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	158	0.183	0.825	0.23	816	0.20
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	590	0.296	0.825	0.36	1877	0.32
S <sub>s</sub> = 3 1	$H+,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	641	0. 335	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	597	0.312	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	597	0.312	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	597	0.313	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	113	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	8170	-	0.825	-	21443	0.39
			地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1241	-	0.825	-	3245	0.39
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	162	0.233	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	225	0.162	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	232	0.167	0.825	0.21	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	159	0.184	0.825	0.23	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	159	0.184	0.825	0.23	816	0.20
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	594	0.298	0.825	0.37	1877	0.32
S <sub>s</sub> - 3 1	$H-,\ V+$	Ð	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	584	0.306	0.825	0.38	1796	0.33
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	635	0.332	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	598	0.313	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	598	0.313	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	114	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	8363	-	0.825	-	21443	0.40
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1073	0.591	0.660	0.90	3245	0.34

	表 5.2	-10 (7	) も	<del>と</del> ん断	力に	<mark>対する</mark>	S照査	(防潮	壁縦断	<mark>方向(於</mark>	x 水路ゲー	ート部	))	
地震波	位相	検討ケース	評価(	立置	部材幅 b	所面性状 (n 部材高 h	m) 有効高 d	<ul> <li>せん断</li> <li>補強鉄筋</li> </ul>	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 τ(N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	163	0.235	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	226	0.163	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	209	0.150	0.825	0.19	1306	0.16
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	154	0.178	0.825	0.22	816	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	154	0. 177	0.825	0.22	816	0.19
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	584	0. 292	0.825	0.36	1877	0.32
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	2	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	654	0.342	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	584	0.306	0.825	0.38	1796	0.33
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	572	0.300	0.825	0.37	1796	0.32
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	572	0.299	0.825	0.37	1796	0.32
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9800	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1593	-	0.660	-	3245	0.50
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	167	0.241	0.825	0.30	653	0.26
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	237	0.171	0.825	0.21	1306	0.19
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	213	0.153	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	162	0. 187	0.825	0.23	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	162	0.186	0.825	0.23	816	0.20
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	607	0.304	0.825	0.37	1877	0.33
S <sub>5</sub> – D 1	H+, V-	3	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	685	0.359	0.825	0.44	1796	0.39
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	631	0.331	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	607	0. 318	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	606	0.318	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9080	-	0.825	-	21443	0.43
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1440	-	0.660	-	3245	0.45

	表 5.2-10(8)	せん断力に対する照査	(防潮壁縦断方向	(放水路ゲート部))
--	-------------	------------	----------	------------

		[			k	f面性状(n	am)		発生	せん断	短期許容	077 -t- /-t-	短期許容	
地震波	位相	検討ケース	評価位置		部材幅 b	部材高 h	有効高 d	せん断 補強鉄筋	せん断力 V(kN/m)	応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 <sub>τ a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照	せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	174	0.251	0.825	0.31	653	0.27
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	255	0.184	0.825	0.23	1306	0.20
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	223	0.161	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	176	0.203	0.825	0.25	816	0.22
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	175	0.202	0.825	0.25	816	0.22
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	636	0.318	0.825	0.39	1877	0.34
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	592	0.310	0.825	0.38	1796	0.33
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	4	放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	620	0.325	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	647	0.339	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	646	0.338	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	136	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9803	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1651	-	0.660	-	3245	0.51
			地中連読壁 基礎 (水平) 両押し 2	9,35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2384	-	0.660	-	3245	0.74
			ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	180	0.260	0.825	0.32	653	0.28
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	263	0.190	0.825	0.24	1306	0.21
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	221	0.159	0.825	0.20	1306	0.17
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	182	0.210	0.825	0.26	816	0.23
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	181	0.209	0.825	0.26	816	0.23
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	668	0.334	0.825	0.41	1877	0.36
S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	5	放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	638	0.334	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	661	0.346	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	679	0.356	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	679	0.355	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7892	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1391	-	0.660	-	3245	0.43

	2000	10 (0	/ _		///-	<b>,,, ,</b> , , ,				2 1 J (/•/		T HP.	/ /	
地震波	位相	検討ケース	評価	位置	部 が fei b	所面性状(r 部材高 h	nm) 有効高 d	せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V(kN/m)	せん断 応力度 τ(N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
	H+, V-		ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	180	0.260	0.825	0.32	653	0.28
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	263	0. 190	0.825	0.24	1306	0.21
		V – ®	ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	220	0.159	0.825	0.20	1306	0.17
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	182	0.210	0.825	0.26	816	0.23
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	181	0.209	0.825	0.26	816	0.23
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	669	0.335	0.825	0.41	1877	0.36
S <sub>s</sub> – D 1			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	621	0.325	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	665	0.348	0.825	0.43	1796	0.38
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	681	0.357	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	681	0.356	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7731	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読壁 基礎 (水平)	2,8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1356	-	0.660	-	3245	0.42

### 表 5.2-10(9) せん断力に対する照査(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

		断面	性状		せん断補強筋					
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量	
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$	
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2	
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	(8本)	150	8.1	
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3	

表 5.2-11(1) 断面諸元一覧表(防潮壁横断方向)

注記: () 内の値は水平全断面当たりの本数である。

表 5.2-11 (2)	断面諸元一覧表	(防潮壁縦断方向	(防潮壁部))
--------------	---------	----------	---------

		断面	性状		せん断補強筋					
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量	
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$	
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9	
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9	
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	19	400	400	17.9	
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	(8本)	150	7.1	
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3	

注記:()内の値は水平全断面当たりの本数である。

310

		断面	性状		せん断補強筋				
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
ゲート 頂版 (上側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 頂版 (下側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 側壁	1.000	1.800	0.200	1.600	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 中壁	1.000	1.200	0.200	1.000	SD345	19	400	400	17.9
放水路 頂版	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	19	400	400	17.9
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 底版	1.000	4. 500	0.300	4.200	SD345	19	400	400	17.9
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	(8本)	150	7.1
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

表 5.2-11(3) 断面諸元一覧表(防潮壁縦断方向(放水路ゲート部))

注記:()内の値は水平全断面当たりの本数である。

311

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 5.2-12 に,接地圧分布図を図 5.2-1~図 5.2 -3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の最大接地圧はS<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕, 平 均剛性, 非液状化(②-②断面方向)で 3821 kN/m<sup>2</sup>であり, 基礎地盤の極限支持力度 6371 kN/m<sup>2</sup>以下である。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の基礎地盤は,基準地震動 S。に対し,支持性能を有する。
断面	基準地震動	位相	地盤物性	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
横方①断向①	S <sub>s</sub> – D 1	H+, V+	平均剛性 液状化考慮	3301	6371
		H+, V-		3553	6371
		H-, V+		3360	6371
		H-, V-		3444	6371
	S <sub>s</sub> – 1 1	H+, V+		2593	6371
	S <sub>s</sub> - 1 2	H+, V+		3214	6371
	S <sub>s</sub> -13	H+, V+		3196	6371
	S <sub>s</sub> – 1 4	H+, V+		3259	6371
	S <sub>s</sub> – 2 1	H+, V+		2630	6371
	S <sub>s</sub> – 2 2	H+, V+		2774	6371
	S <sub>s</sub> – 3 1	H+, V+		3008	6371
		H-, V+		3360	6371
	S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	+ 1 σ 剛性 液状化考慮	3506	6371
			-1 σ 剛性 液状化考慮	3627	6371
			豊浦標準砂 液状化考慮	3677	6371
			平均剛性 非液状化	3575	6371
			+ 1 σ 剛性 非液状化	3566	6371

# 表 5.2-12(1) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.3-311

断面	基準地震動	位相	地盤物性	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
縦方2断向②断	S <sub>s</sub> – D 1	H+, V+	平均剛性 液状化考慮	3527	6371
		H+, V-		3748	6371
		H-, V+		3430	6371
		H-, V-		3736	6371
	S <sub>s</sub> – 1 1	H+, $V+$		3090	6371
	S <sub>s</sub> - 1 2	H+, $V+$		3769	6371
	S <sub>s</sub> – 1 3	H+, V+		3744	6371
	S <sub>s</sub> – 1 4	H+, V+		3483	6371
	S <sub>s</sub> – 2 1	H+, V+		2977	6371
	S <sub>s</sub> – 2 2	H+, V+		3135	6371
	S <sub>s</sub> – 3 1	H+, V+		3445	6371
		H-, V+		3423	6371
	S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	+ 1 σ 剛性 液状化考慮	3666	6371
			-1 σ 剛性 液状化考慮	3783	6371
			豊浦標準砂 液状化考慮	3799	6371
			平均剛性 非液状化	3821	6371
			+1 σ 剛性 非液状化	3818	6371

# 表 5.2-12(2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

断面	基準地震動	位相	地盤物性	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
縦方3断向 (3)断	S <sub>s</sub> – D 1	H+, V+	平均剛性液状化考慮	2984	6371
		H+, V-		3217	6371
		H-, V+		2959	6371
		H-, V-		3221	6371
	S <sub>s</sub> – 1 1	H+, V+		2568	6371
	S <sub>s</sub> – 1 2	H+, V+		3231	6371
	S <sub>s</sub> – 1 3	H+, V+		3166	6371
	S <sub>s</sub> – 1 4	H+, V+		2968	6371
	S <sub>s</sub> – 2 1	H+, V+		2510	6371
	S <sub>s</sub> – 2 2	H+, V+		2538	6371
	S <sub>s</sub> – 3 1	H+, V+		3040	6371
		H-, V+		3015	6371
	S <sub>s</sub> – D 1	H+, V-	+ 1 σ 剛性 液状化考慮	3192	6371
			-1 σ 剛性 液状化考慮	3322	6371
			豊浦標準砂 液状化考慮	3348	6371
			平均剛性 非液状化	3328	6371
			+1 σ 剛性 非液状化	3361	6371

# 表 5.2-12(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果



































































































### 5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)について,基準地震動S<sub>s</sub>による地震力に対し,構造物に発生する曲げ軸力及びせん断力,並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は,基準地震動S。による地震力 に対して,要求機能を維持できる。 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震計算書に関する参考資料

#### 1. 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に 基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような 地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、か つ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.3.1-1~図 6.3.1-4 に示す。また, 設定した Rayleigh 減衰を図 6.3.1-5 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。

構造物の1次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモー ドに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については1%(解析における減衰は、ひずみが大きい 領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値 として1%を採用している。)とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリー トについては5%(JEAG4601-1987)とする。



(a) 防潮壁横断方向

図 6.3.1-1(1) 防潮壁(放水路エリア)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)

(参考) 6.3.1-3



(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

図 6.3.1-1(2) 防潮壁(放水路エリア)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)

347



(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

図 6.3.1-1(3) 防潮壁(放水路エリア)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)

(参考) 6.3.1-5

348


(a) 防潮壁横断方向

図 6.3.1-2(1) 防潮壁(放水路エリア)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)した解析ケース)



(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

図 6.3.1-2(2) 防潮壁(放水路エリア)の固有値解析結果(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース)



図 6.3.1-2(3) 防潮壁(放水路エリア)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)した解析ケース)



(a) 防潮壁横断方向

図 6.3.1-3(1) 防潮壁(放水路エリア)の固有値解析結果(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース)

(参考)

6.3.1

- 9



(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

図 6.3.1-3(2) 防潮壁(放水路エリア)の固有値解析結果(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース)



(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

図 6.3.1-3(3) 防潮壁(放水路エリア)の固有値解析結果(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース)

354



(a) 防潮壁横断方向



(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)



(b) 防潮壁縦断方向(ゲート部)

図 6.3.1-4(2) 防潮壁(放水路エリア)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)



(c) 防潮壁縦断方向(防潮壁部)

図 6.3.1-4 (3) 防潮壁(放水路エリア)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)









6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足資料

# 目 次

1.	概要・・・	
2.	基本方針	Ȇ·····2
2	.1 位置	<u>1</u>
2	.2 構造	·概要······3
2	.3 評価	古方針・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・8
2	.4 適用	]規格······15
3.	強度評価	面方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3	.1 記号	-の定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3	.2 評価	i対象断面及び部位・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	<mark>3. 2. 1</mark>	<mark>評価対象断面</mark> ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	<mark>3. 2. 2</mark>	<mark>評価対象部位</mark> ・・・・・・・・・・・・19
3	.3 荷重	[及び荷重の組合せ·······20
	3.3.1	荷重
	3.3.2	荷重の組合せ・・・・・22
3	.4 許容	『限界・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
<mark>3</mark>	.5 解析	- <mark>方法</mark> ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	<mark>3. 5. 1</mark>	津波時及び重畳時の解析手法・・・・・ 29
	3.5.2	地盤沈下の考慮・・・・・・30
	<mark>3. 5. 3</mark>	<mark>解析モデル及び諸元(津波時)</mark> ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	<mark>3. 5. 4</mark>	<mark>解析モデル及び諸元(重畳時)</mark> ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	<mark>3. 5. 5</mark>	<mark>解析ケース</mark> ······73
<mark>3</mark>	.6 評価	<del>ī方法</del> ····································
	<mark>3. 6. 1</mark>	<b>津波時</b> ····································
	<mark>3. 6. 2</mark>	<u>重畳時</u> ······76
4.	評価結果	果
4	.1 津波	【時の強度評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	4.1.1	防潮壁の評価結果・・・・・ 82
	4.1.2	連続地中壁基礎(鉛直)の評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・101
	4.1.3	連続地中壁基礎(水平)の評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・116
	4.1.4	放水路の評価結果・・・・・143
4	.2 重畳	·時の強度評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	4.2.1	1 次元有効応力解析結果 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
	4.2.2	防潮壁の評価結果······149
	4.2.3	連続地中壁基礎(鉛直)の評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・192

4.2.4	連続地中壁基礎(水平)の評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	231
4.2.5	放水路の評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	318
4.2.6	基礎地盤の支持性能に対する評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	319
4.3 ま	とめ	322

## 1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮 堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重, 余震や漂流物の衝突,積雪を考慮した荷重に対し,主要な構造部材の構造健全性を保持すること, 十分な支持性能を有する岩盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有 意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。 2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「3.2 機能維持の方針」 を踏まえ,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を 示す。

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の位置図を図2.1-1に示す。



図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の位置図

### 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁 基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続 壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持 性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内 への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンク リート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じないために、変位追従性を有する止水ジョイ ント部材を設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示 す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概要図を図 2.2-4 に示す。



図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の平面図

図2.2-2(1) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の断面図

図 2.2-2(2) 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の断面図



図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図



シートジョイント

図 2.2-4 止水ジョイント部材の概要図

津波時及び津波+余震時(重畳時)の荷重伝達の概念図を図2.2-5に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造の防潮壁に曲げ及びせん断力が 発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、鉄筋コンクリート構造として一体化した 下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じ る。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構 造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん 断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直 方向の接地圧が生じる。



図 2.2-5 津波時及び津波+余震時(重畳時)の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において 設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法及び評価条件を用いて評価し、「4.評価結果」より、鉄筋コンクリ ート防潮壁(放水路エリア)の評価対象部位に発生する応力及び接地圧が許容限界以下である ことを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波 及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷 重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時(以下、「津波時」という。)及び津波に伴う 荷重と余震に伴う荷重作用時(以下、「重畳時」という。)について行う。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価は,設計基準対象施設として表 2.3-2 の鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の評価項目に示すとおり,構造部材の健全性評価, 基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表2.3-4に示すように2次元静的フレーム 解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許 容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析により地盤 ばねの剛性及び上限値を設定した2次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許 容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表2.3-5に示すような地盤物性 のばらつきについて、影響評価を実施する。

# 表 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐津波設計における要求性能と設計評価方針

伝訊々	名 其本設計方針 要求機能 機能設計 機能設計 構造強度設計						乳乳アロップ新会町用					
旭設名	<b>基</b> 平設計 <b>万</b> 軒	安水陵肥	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計(評価方針)		評価対象	部位	応力等の状態	損傷モード	- 設計に用いる計谷限外
	・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、地震後の繰返しの 襲来を想定した入力津 波に対して,鉄筋コン クリート防潮壁(放水 路ズリア)に要求され る機能を見なう恐れが	・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、地震後の繰返しの 襲来を想定した入力津 波に対して、余震、漂 流物の衝突、積雪を考 慮した場合において も、津波防護施設が要	・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、基準地震動S。に対 し、主要な構造部材の 構造健全性を維持する ことで、津波時の止水 性を保持することを機 能設計上の性能目標と	<ul> <li>・鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)は、地震 後の繰返しの襲来を想定し た遡上波に対し、余震,漂 流物の備突,積雪を考慮し た場合においても、</li> <li>①想定される津波高さに余 裕を考慮した防潮堤高さ (浸水高さ T.P. +15.4 m~</li> </ul>	・鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)は、地震 後の繰返しの襲来を想定し た津波荷重,余震や漂流物 の衝突,積雪を考慮した荷 重に対し,鉄筋コンクリー ト製の上部構造及び下部構 造で構成し,津波後の再使	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震 や漂流物の衝突,積雪を考慮した荷重に対し,十 分な支持性能を有する地盤に支持される設計とす るため,作用する押込み力が許容限界以下に留ま ることを確認する。	下部	基	礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部 構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮し た極限支持力以下とする。
	ない設計とする。 ・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、津波の流入による 浸水及び漏水を防止す る設計とする。 ・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) は、入力津波高さを上	水される機能を損なう 恐れがないよう,津波 による浸水及び漏水を 防止することが要求さ れる。	J S.	<ol> <li>P. +17.9 mに余裕を考慮 した天端高さ T.P. +20.0 m)の設定により,東二放 水路上部に設置する設計と する。</li> <li>②防潮壁は,鉄筋コンクリ ート製の上部構造を地中連 続壁基礎によって,十分な 支持性能を有する地盤に支 持する設計とする。</li> </ol>	用性を考慮し,主要な構造 が材の構造健全性を保持す る設計とし,十分な支持性 能を有する地盤に設置する 設計とするとともに,主要 な構造体の境界部には,止 水ジョイント部材を設置し て有意な漏えいを生じない 設計とすることを構造強度	し、主要な構造 健全性を保持す 、十分な支持性 地盤に設置する とともに、主要 境界部には、止 下部材を設置し えいを生じない ことを構造強度	構造	地中认	車続壁基礎	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	【基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」に基づき短期許容応力度以下とす る。 【T.P.+24 m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以 下とする。
防潮堤(鉄筋	水性を維持する設計と する。 ・鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア) の設計における荷重の 組合せとしては、常時 作用する荷重,津波荷 重,余震荷重,漂流物 による衝突で直載			の境界部は、波圧による 変形に追随する止水性を確 認した止水ジョイント部材 を設置することによる止水 処置を講ずる設計とする。		地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震や 漂流物の衝突,積雪を考慮した荷重に対し,主要な 構造部材の構造健全性を保持する設計とするため に,構造部材である放水路が,おおむね弾性状態に 留まることを確認する。		ţ	<b>女</b> 水路	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	【基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」に基づき短期許容応力度以下とす る。 【T.P.+24 m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以 下とする。
コンクリート防潮壁(放水	然条件として積雪何重 を適切に考慮する。					地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震や 漂流物の衝突,積雪を考慮した荷重に対し,主要な 構造部材の構造健全性を保持する設計とするため に,構造部材である防潮壁が,おおむね弾性状態に 留まることを確認する。		Ē	方潮壁	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	【基準地震動Ss・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」に基づき短期許容応力度以下とす 。 【T.P.+24 m津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査 編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以 下とする。
路エリア))							上部構造		止水ジョ イント部 材	変形, 引張	有意な漏えいに至る変形,引 張	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて 実施する性能試験を参考に定める許容変形 量及び許容引張力以下とする。
				地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震や 漂流物の衝突,積雪を考慮した荷重に対し,主要な 構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生 じない変形に留める設計とするため、境界部に設置 する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない 変形量以下であることを確認する。 また,止水ジョイント部材が止水性を保持するため の接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状 態に留まることを確認する。		止水ジョイント部	鋼製 アンカー	引張, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏ま えた短期許容応力度以下とする。		
									止水ジョイ ント部材の 鋼製防護部 材	曲げ, 引張, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性 域に入る状態	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応 力度以下とする。

赤字 : 荷重条件 緑字 : 要求機能

青字:対応方針

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
<b>掛</b> 法 改 庄 た	構造部材の	金狩 コンノカ 川 … ト	発生応力が許容限界以下	后期款索内力度	
● 押 辺 皮 を	健全性		であることを確認する。	应期矸谷心力度	
伯りるこ	基礎地盤の	甘7株444-80-	接地圧が許容限界以下で	返阳士体力*	
$\leq \circ$	支持性能	- 苯啶 地 盤	あることを確認する。	極限又付刀	
	構造部材の	金狩 コンノカ 川 … ト	発生応力が許容限界以下	后期款公式力度	
	健全性		であることを確認する。	应期矸谷心力度	
止水性を損	基礎地盤の	甘7株44482	接地圧が許容限界以下で	極限支持力*	
なわないこ	支持性能	- 苯啶 地 盤	あることを確認する。		
と。	様としかの		発生変形量が許容限界以	有意な漏えいが生じ	
	構 宣物の 変形性	止水ジョイント部材	下であることを確認す	ないことを確認した	
			る。	変形量	

表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の評価項目

注記 \*:妥当な安全余裕を考慮する。

津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の設定は、表 2.3-3に示す地盤剛性4種類と地盤ば ねの上限値4種類を用いて、地盤の最も高い剛性(初期剛性)と最も大きい強度(ピーク強度 (平均))の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性(静弾性係数)と最も小さい強度 (残留強度(-1σ))の組合せによる構成式を地盤ばねの設定で用いることにより、各部位で 安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピー ク強度(平均)の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波に よる影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時 の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度(-1σ)の組合せを用いる。 表 2.3-4に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せを示す。

### 表2.3-3 津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せ

<mark>荷重条件</mark>	地盤剛性	<mark>上限値</mark>
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度(平均) ピーク強度(-1σ) 残留強度(平均) 残留強度(-1σ)

表 2.3-4 津波時の検討ケース

検討ケース	地盤剛性	上限值
1	初期剛性	ピーク強度(平均値)
2	静弹性係数	残留強度(-1σ低減値)

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用		
1	平均剛性			
2	+1σ剛性	法世世 ぷう シーク 英田		
3	-1σ剛性			
4	豊浦標準砂			
5	平均剛性	北海中心		
6	+1σ剛性	チトガダネ人工に		

表 2.3-5 重畳時の検討ケース\*

注記 \*:1次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度、地表面最大変位、 せん断ひずみが最大となるケースを選定し、評価を実施する。 基礎地盤の支持性能評価については,構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる2次 元有効応力解析を実施し,防潮壁を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく 許容限界以下であることを確認する。なお,津波時に発生する接地圧は,地震時及び重畳時に 発生する接地圧に包絡されると考えられるため,強度評価における基礎地盤の支持性能評価は 重畳時のみ実施する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生 じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。相対変位量の算出方法及び鋼製ア ンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、 鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説 明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価フローを図 2.3-1 及び図 2.3-2 に示 す。

なお,重畳時の評価における入力地震動は,解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動S a-D1を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを用いる。

また、地下水位は地表面位置に設定する。



- 注記 \*1:構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」 及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
  - \*2:基礎地盤の支持性能評価を実施することで,表2.3-1に示す「構造強度を有すること」 及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
  - \*3:構造物の変形性評価を実施することで、表2.3-1に示す「止水性を損なわないこと」 を満足することを確認する。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価の検討フロー



図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の詳細設計フロー

### 2.4 適用規格

適用する規格、基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕((社)土木学会,2002年)
- ・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)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 1987((社)日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術規定 JEAC4601-1991 追補版((社)日本電気協会)
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―(日本建築学会、1999年)

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価に当たっては,原子力発電所耐震設計 技術指針JEAG4601-1987((社)日本電気協会),コンクリート標準示方書〔構造性 能照査編〕((社)土木学会,2002年)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)及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―(日本 建築学会,1999年)を適用する。

項目	適用する規格、基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	_
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	<ul> <li>・永久荷重+偶発荷重+従た</li> <li>る変動荷重の適切な組合せ</li> <li>を検討</li> </ul>
許容限界	<ul> <li>・コンクリート標準示方書</li> <li>〔構造性能照査編〕(2002年)</li> <li>・道路橋示方書(IV下部構造 編)・同解説(平成24年3月)</li> <li>・鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説一許容応力度 設計法一(日本建築学会, 1999年)</li> </ul>	<ul> <li>・曲げ軸力に対する照査は、</li> <li>発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認</li> <li>・せん断力に対する照査は、</li> <li>発生応力度、又は発生せん断力が短期許容応力度又は</li> <li>許容せん断力以下であることを確認</li> </ul>
地震応答解析 静的フレーム解析	<ul> <li>・JEAG4601-1987</li> <li>・原子力発電所屋外重要土木</li> <li>構造物の耐震性能照査指</li> <li>針・マニュアル(土木学</li> <li>会,2005年)</li> </ul>	<ul> <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 解析及び静的フレーム解析</li> </ul>

表 2.4-1 適用する規格,基準類

# 3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
Р	kN	積載荷重
P s	kN	積雪荷重
P <sub>t</sub>	kN/m²	津波荷重
P <sub>c</sub>	kN	衝突荷重
K s d	kN	余震荷重
P <sub>d</sub>	$kN/m^2$	動水圧
б <sub>са</sub>	$N/mm^2$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
V a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
V <sub>c a</sub>	kN	コンクリートの負担するせん断力
V s a	kN	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
b w	m	有効幅
j	_	1/1.15
d	m	有効高さ
Aw	$m^2$	斜め引張鉄筋断面積
S	m	斜め引張鉄筋間隔
τ <sub>a1</sub>	$N/mm^2$	コンクリートの許容せん断応力度
σ	$N/mm^2$	曲げモーメント及び軸力による応力度
М	N•mm	最大曲げモーメント
Ν	N	軸力
τ	N/mm <sup>2</sup>	せん断応力度
S	kN	せん断力

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

## 3.2 評価対象断面及び部位

# 3.2.1 評価対象断面

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)では、津波時及び重畳時ともに、防潮壁に作 用する津波波力が主荷重であり、津波波力の作用方向と同じ方向に余震荷重や衝突荷重等 が作用した場合が構造成立性に対して最も厳しいことになる。したがって、津波時及び重 畳時の検討では、防潮壁横断方向を評価対象断面とする。図 3.2-1 に評価対象断面を示す。



3.2.2 評価対象部位

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、一体構造となっている防潮壁、放水路及び地中連続 壁基礎の各部材とする。

津波時及び重畳時の検討では,津波波圧を受ける防潮壁及び防潮壁を支持する地中連続壁 基礎を評価対象部材とする。また,放水路上に設置される防潮壁には,津波波圧,衝突荷重 や水平慣性力等が作用し,放水路の隔壁及び側壁は強軸断面方向となる壁部材の面内方向に 荷重を伝達し,耐震壁と同様の役割を担うと考えられることから,放水路側壁及び隔壁を耐 震壁とみなした強度評価を併せて実施する。

(2) 基礎地盤

基礎地盤の評価対象部位は,鉄筋コンクリート防潮堤(放水路エリア)の下部構造となる 地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし,基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンク リート壁との境界に設置された止水ジョイント部材とする。止水ジョイント部材の変位量の 評価対象部位を図 3.2-2 に示す。



図 3.2-2 止水ジョイント部材の位置図

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強 度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏ま えて設定する。

3.3.1 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価において,考慮する荷重を以下に 示す。

- (1) 固定荷重(G)
   固定荷重として, 躯体自重を考慮する。
- (2) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

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

## (3) 風荷重(P<sub>k</sub>)

津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。

(4) 津波荷重(P<sub>t</sub>)

**津波荷重**については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差 分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。なお、 防潮堤設置地盤標高については、津波襲来前に発生する地震動による沈下量として「1.2 遡上・浸水域の考え方について(参考 1)敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」 に基づき、保守的に堤外側の嵩上げ部の天端高さを 1.5 m 低くしたモデルとする。また、 津波荷重として、管路解析より求めた放水路内に作用する水圧も考慮する。

	防潮堤	入力津波	設置地盤	設計用	防潮堤	設置地盤標高
	天端高	高さ	標高	浸水深	天端波圧	での波圧
	(T.P.)	(T.P.)	(T.P.)	(m)	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$
基準津波時	+20.0	+17.9	+6.6	5.65	35.9	171.2
T.P.+24 m 津波時	+20.0	+24.0	+6.6	8.70	128.3	263.6

#### 表 3.3-1 津波波圧
(5) 衝突荷重(P<sub>c</sub>)

衛突荷重として,表 3.3-2 に示す 0.69 t 車両のFEMA (2012)\*式による漂流物荷重 を考慮する。

注記 \*: FEMA: Guideline for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunami Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P.+24 m津波時	15	1035

表 3.3-2 衝突荷重

#### (6) 余震荷重(K<sub>sd</sub>)

余震と津波の「重畳時」は、余震荷重として、弾性設計用地震動S<sub>d</sub>-D1による躯体 慣性力及び動水圧を考慮する。躯体慣性力及び動水圧は、構造物中心位置で実施した1次 元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、作用させる。

なお、水平方向の動水圧は、以下で示されるWestergaardの式を用いて算定し、鉛直方 向の動水圧は、固定水の慣性力として設定する。また、余震時の地震動は、「5.1 地震と 津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震時」より、弾性設計用地震 動S<sub>d</sub>-D1を用いる。

$P_{d}(z) =$	$=7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{(h \cdot z)}$
227	<sup>*</sup> , γ <sub>0</sub> :水の単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )
	K <sub>h</sub> :水平震度
	<mark>h:水深(m)</mark>
	z:水面を0とし下向きにとった座標(m)

<mark>(7)</mark>積載荷重(P)

積載荷重として,放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重,並びに放水路内の静水 圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-3のとおりである。

<del>表 3.3-3</del>	機器 ·	配管荷重-	一覧表
1 0.0 0	小文有日	旧日刊里	見以

<mark>天 0, 0 0</mark> 1次出	阳日内主 光衣
機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

また, T.P.+24 m津波時では, 越流した津波による海水重量を防潮壁天端に対して作用 させる。

## 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せ<mark>及び算定方法</mark>を表3.3-4~表3.3-7に示し、荷重の概念図を図3.3-1及び 図3.3-2に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

	<mark>外力の状態</mark>	荷重の組合せ
	<mark>津波時</mark>	$G + P + P_t + P_c + P_s$
G :固定荷重		
P :積載荷重		
P <sub>t</sub> :津波荷重		
P。: 衝突荷重		
P <sub>s</sub> :積雪荷重		

耒	3	3 - 4	荷重の組合せ	(津波時)
11	J.	0 4	何里ツ旭日ピ	(千汉町)

種別         荷重         算定方法		算定方法				
		皈什卢毛		・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		
	常時	和件日里	0	じて設定する。		
	考慮	機器・配管自重	$\bigcirc$	・放水路ゲート及び巻上機が該当する。		
<i>i</i> , <i>h</i>	荷重	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない。		
水人		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。		
何里		静止土圧	$\bigcirc$	・常時応力解析により設定する。		
			$\bigcirc$	・地下水位に応じた静水圧として設定する。		
		外水庄	0	・地下水の密度を考慮する。		
		内水圧	$\bigcirc$	・放水路内部の静水圧を考慮する。		
積雪荷重		0	・積雪荷重を考慮する。			
~ 恋動	荷香	風荷重	_	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。		
父助		はませもひゃ		・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物		
		積雪荷重及び	_	の配置状況を踏まえると、偶発荷重(津波荷重)と組合せ		
		風何里以外		るべき変動荷重はない。		
		津波荷重	$\bigcirc$	・基準津波及び T.P. +24 m 津波による水平波圧を考慮する。		
田文	北手	衝突荷重	$\bigcirc$	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。		
1丙允	何里	余震荷重	_	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。		
		動水圧	_	・津波時であることから動水圧は考慮しない。		

# 表 3. 3-5 荷重の算定方法(津波時)



(a) 基準津波時



表 3.3-6	荷重の組合せ	(重畳時)
---------	--------	-------

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd} + P_s$
G :固定荷重	
P : 積載荷重	
P <sub>t</sub> :津波荷重	
 K <sub>sd</sub> :余震荷重	
P <sub>s</sub> :積雪荷重	

種別		荷重		算定方法
		躯体白重	$\bigcirc$	<ul> <li>・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</li> </ul>
	常時	心下口重		じて設定する。
	考慮	機器・配管自重	$\bigcirc$	・放水路ゲート及び巻上機が該当する。
д, h	荷重	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない。
小八		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。
们里		静止土圧	0	・常時応力解析により設定する。
			$\bigcirc$	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
		2下小江	0	・地下水の密度を考慮する。
		内水圧	$\bigcirc$	・放水路内部の静水圧を考慮する。
		積雪荷重	0	・積雪荷重を考慮する。
変動	荷重	風荷重	_	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
2.57	1.1			・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物
		傾当何里及い	_	の配置状況を踏まえると、偶発荷重(津波荷重)と組合せ
		風何 里以外		るべき変動荷重はない。
		津波荷重	$\bigcirc$	・基準津波及び T.P.+24 m 津波による水平波圧を考慮する。
/田 ▽☆	古毛	衝突荷重	—	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
両先	们里	余震荷重	0	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	0	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

## 表 3.3-7 荷重の算定方法(重畳時)



#### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態 を考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許 容限界を踏まえて設定する。

### (1) 鉄筋コンクリート

構造部材である鉄筋コンクリートの許容限界は「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24年3月)」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解 説一許容応力度設計法—(日本建築学会,1999年)」に基づき,表 3.4-1のとおり設定す る。なお,表 3.4-1に示す許容応力度は短期許容応力度とし,短期許容応力度は,基準津波 時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また,T.P. +24m津波時は2倍(コンクリート),1.65倍(鉄筋)の割増を考慮する。

# <u>表 3.4-1</u> 鉄筋コンクリートの許容限界

	<mark>許容限界</mark> (N/mm <sup>2</sup> )		
		<mark>短期</mark> 許容曲げ圧縮応力度σ <sub>ca</sub>	21 *1
コンクリート	f' $_{\rm c~k}$ =40 N/mm <sup>2</sup>	<mark>短期</mark> 許容せん断応力度 τ <sub>a1</sub>	0.825 *3
		<mark>短期</mark> 許容せん断応力度 τ a	1.35 * 4
	SD345 *1	<mark>短期</mark> 許容引張応力度σ <sub>sa</sub>	294
鉄筋	SD390 *1	<mark>短期</mark> 許容引張応力度σsa	309
	SD490 *2	<mark>短期</mark> 許容引張応力度σ <sub>sa</sub>	435

(基準津波時)

(T.P.+24 m 津波時)

	<mark>許容限界</mark> (N/mm <sup>2</sup> )		
		<mark>短期</mark> 許容曲げ圧縮応力度σ <sub>ca</sub>	28 *1
コンクリート	f' $_{\rm c~k}\!=\!40~\rm N/mm^2$	<mark>短期</mark> 許容せん断応力度τ <sub>а1</sub>	1.1 $^{*3}$
		<mark>短期</mark> 許容せん断応力度τ a	1.35 * <sup>4</sup>
	SD345 *1	<mark>短期</mark> 許容引張応力度 σ <sub>sa</sub>	323.4
鉄筋	SD390 *1	<mark>短期</mark> 許容引張応力度 σ <sub>sa</sub>	339.9
	SD490 *2	<mark>短期</mark> 許容引張応力度 σ <sub>sa</sub>	478.5

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: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<sub>a</sub>)を許容限界とする。

 $V_a = V_{ca} + V_{sa}$ ここに, Vca :コンクリートの許容せん断力 (kN)  $V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$ V <sub>s a</sub> :斜め引張鉄筋の許容せん断力(kN)  $V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$ :斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度(kN/m<sup>2</sup>) τ<sub>al</sub> b w : 有効幅 (m) i : 1/1.15 d : 有効高さ (m)  $A_{w}$ :斜め引張鉄筋断面積 (m<sup>2</sup>) :鉄筋の許容引張応力度(kN/m<sup>2</sup>) σ<sub>sa</sub> :斜め引張鉄筋間隔(m) S

- \*4: 放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合,「鉄筋コンクリート構造計 算規準・同解説―許容応力度設計法―(日本建築学会,1999 年)」に基づき,許容 限界を設定する。
- $\tau_{a} = F_{c} / 30$  かつ,  $0.5 + F_{c} / 100$
- ここに,
  - τ<sub>a</sub>:許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - F<sub>c</sub>:コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書(I 共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説((社)日本道路協会、平成14年3月)により設定する。 道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

### $R_u = q_d \cdot A$

- R<sub>u</sub>:基礎底面地盤の極限支持力(kN)
- q d: 基礎底面地盤の極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

$$q_{d} = 3 \cdot q_{u}$$

- q<sub>u</sub>:支持岩盤の一軸圧縮強度(kN/m<sup>2</sup>)
- \* c cm = q u/2 より, q u = c cm×2。ここで, c cm は「補足-340-1 地盤 の支持性能について」の表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度
- A:基礎の底面積(内部土は含まない) (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-2 に示す。

表 3.4-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度(kN/m²)	
Km 層	6271	
(T.P.−65 m)	6371	

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、 有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-3 に止水ジョイント部材の変 形量の許容限界を示す。

表 3.4-3	止水ジョイン	ト部材の変形量の許容限界
	<b>平</b> 価項目	許容限界
シート	・ジョイント	2 m

## 3.5 <mark>解析方法</mark>

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は,構造部材の健全性評価においては2次元静的 フレーム解析,基礎地盤の支持性能評価においては2次元有効応力解析とする。各解析手 法ともに,構造部材となる防潮壁,地中連続壁基礎及び放水路(頂版及び底版)をはり要 素,放水路(中壁及び側壁)を平面要素でモデル化する。地盤については,2次元静的フ レーム解析では1次元有効応力解析の応答値より設定するバイリニア型の非線形ばねで モ デル化する。また,2次元有効応力解析では,地盤はマルチスプリング要素及び間隙水要 素でモデル化する。津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図3.5-1に示す。



図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

#### 3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時および重畳時の検討では、津波襲来前に発生する本震に伴って周辺地盤が沈下し た状態を想定し、設計荷重や地盤抵抗に対して保守側の検討を実施する。本震に伴う周辺 地盤の沈下量として、「1.2 遡上・浸水域の考え方について (参考1)敷地内の遡上経 路の沈下量算定評価について」における敷地東側の合計沈下量 0.918 m を考慮して保守的 に設定した想定沈下量 1.5 m を適用する。本震に伴う地盤沈下の考慮方法を図 3.5-2 に示 す。

(1) 設計荷重

本震に伴い周辺地盤が 1.5 m 沈下することで、地盤面上の受圧面積が大きくなることを 考慮し、津波波力及び動水圧を作用させる。

(2) 地盤抵抗

本震に伴い周辺地盤が 1.5 m 沈下することで、地表面以深の地中連続壁基礎に対する地 盤抵抗の低減を考慮する。



図 3.5-2 本震に伴う地盤沈下の考慮方法

#### 3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)

津波時に発生する応答値は,固定荷重,積載荷重及び積雪の長期荷重に加え,<mark>津波荷重</mark> を作用させるとともに,衝突荷重を防潮壁天端に作用させた2次元静的フレーム解析より 算定する。

解析コードは「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を使用する。解析コードの検証及び妥当性 確認の概要については、V-5-1「計算機プログラム(解析コード)の概要・MSC NASTRAN」 に示す。

- (1) 2次元静的フレーム解析
  - a. 構造物のモデル化

2次元静的フレーム解析では、地中連続壁基礎の奥行幅20.1 mをモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。

荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁,放水路頂版・底版及び地中連 続壁基礎ははり要素を用いてモデル化する。側壁及び隔壁で構成される地中連続壁基礎 は,水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし,水平断面中心位置ではり要素 としてモデル化する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては,基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また,地中 連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては,基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた 仮想剛梁で接続する。なお,仮想剛梁の剛性は,原子力発電所屋外重要土木構造物の耐 震性能照査指針・マニュアル((社)土木学会 2005年6月)に基づき,地中連続壁基 礎をモデル化したはり要素の1000倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は「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、図3.5-3 に示すように剛域を設定する。



荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図3.5-4に示すように、2次元静的フレーム解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めたヤング係数を算定することで考慮する。

なお、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」((社)土木学会 原子力土木委員会、2002年5月)に基づ き、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又は有効高さの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 さ又は有効高さの1.0 倍程度まで細分化して設定する。

地盤はバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化し、防潮壁背面の放水路ゲート格納 室については、津波波力の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、 付加質量として考慮する。津波時の検討で用いる解析モデルを図3.5-5に示す。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$
  
ここに、  $E_{eq}$  :モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性  
 $t_1 \sim t_3$ :放水路側壁及び隔壁の壁厚  
 $E_c$  :コンクリートのヤング係数  
b :モデル化対象範囲



図 3.5-5 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の2次元静的フレーム解析モデル

#### b. 地盤のモデル化

2次元静的フレーム解析に用いる地盤ばねは「道路橋示方書・同解説IV下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。図 3.5-6に地盤ばねのバイリニアモデルを示す。

津波時の地盤ばねは, 表 3.5-1 に示す地盤ばね1及び地盤ばね2の2ケースを考慮 する。

<mark>表 3.5-1</mark> 地盤ばねケース

K. 74	地盤ばねの	地盤ばねの	供考
クース名	ばね定数	反力上限值	佣石
地盤ばね1	初期せん断剛性	ピーク強度 (平均値)	地盤抵抗が大きいと仮定し
	から設定	から設定	た場合
地盤ばね2	静弹性係数	残留強度(-1σ低減値)	地盤抵抗が小さいと仮定し
	から設定	から設定	た場合



(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のばね定数及び地盤ばねの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平方向(面直)地盤反力係数 K<sub>H</sub> 水平方向地盤反力係数 K<sub>H</sub>の算定方法を以下に示す。  $K_{H} = \alpha_{k} K_{H0} \left(\frac{B_{H}}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$ ここに, :基礎前面の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>) K<sub>H</sub> *α<sub>k</sub>*: K<sub>H</sub>の推定に用いる補正係数(=1.5) K<sub>H0</sub>:直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反 力係数(kN/m<sup>3</sup>)であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年3月)」に従い、水平方向地盤反力係数 K<sub>H0</sub>を以下の式より算定する。  $K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ ここに,  $\alpha$ :地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha = 1$ ) *E*<sub>0</sub>: 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) E<sub>0</sub>は以下の式より算定する。  $E_0 = 2(1 + v_d)G_m$ 

 $\nu_d: 動ポアソン比$ 

 $G_m: 初期せん断弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)$ 

B<sub>H</sub>: 基礎前面の換算載荷幅 (=20.1 m)

基礎側面の水平方向地盤反力係数 K<sub>SHD</sub>  $\Box$ . <mark>水平方向地盤反力係数</mark> K<sub>SHD</sub>の算定方法を以下に示す。  $K_{SHD} = 0.6 K_{HD}$ ここに, K<sub>SHD</sub>:基礎側面の水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>) KHD:基礎側面の水平方向(面直)地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>) KHDは以下の式より算定する。  $K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$ D<sub>H</sub>:基礎側面の換算載荷幅(=23.0 m) 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVB</sub> ハ. <mark>鉛直方向地盤反力係数</mark> K<sub>SVB</sub>の算定方法を以下に示す。  $K_{SVB} = 0.3K_H$ ここに, K<sub>SVB</sub>:基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>) ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数Ksvn <mark>鉛直方向地盤反力係数</mark> K<sub>SVB</sub>の算定方法を以下に示す。  $K_{SVD} = 0.3 K_{HD}$ 

> ここに, K<sub>SVD</sub> : <mark>基礎側面の鉛直方向地盤反力係数</mark>(kN/m<sup>2</sup>)

なお、基礎先端付近の側壁及び<mark>隔壁内面の鉛直方向地盤反力は図 3.5-7</mark>に示すよう に、前背面や側面の<mark>鉛直方向地盤反力係数</mark>の割り増しを行う。



図 3.5-7 基礎内面の鉛直方向地盤反力

ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数Ky

鉛直方向地盤反力係数 K<sub>v</sub>の算定方法を以下に示す。

$$K_{V} = K_{V0} \left(\frac{B_{V}}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\Xi \subseteq k \subseteq 0$$

K<sub>1</sub>/レ : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>)

K<sub>v0</sub>:直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従い、鉛直方向地盤反力係数 K<sub>v0</sub>を以下の式より算定する。

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$
  
 $B_V$  : 基礎の換算載荷幅 (m)  
 $B_V$ は以下の式より算定する。  
 $B_V = \sqrt{A_V}$   
 $A_V$ : 鉛直方向の載荷面積 (=321.60 m<sup>2</sup>)

ヘ. 基礎底面の水平方向(面直)地盤反力係数 $K_s$  水平方向地盤反力係数  $K_s$ の算定方法を以下に示す。
  $K_s = 0.3K_V$  ここに、
 K<sub>s</sub> : 基礎底面の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ト. 基礎前面の水平方向地盤反力度の上限値P<sub>HU</sub>
 水平地盤反力度の上限値 P<sub>HU</sub>の算定方法を以下に示す。

## $P_{HU} = \alpha_P P_{EP}$

ここに,

- PHU : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値(kN/m<sup>2</sup>)
- *α<sub>P</sub>*:水平地盤反力度の上限値の割増係数

 $\alpha_P$ は以下の式により算定する。ただし、N値2以下の軟弱な粘性土の場合は $\alpha_P$ =1.0とする。

 $\alpha_P = 1.0 + 0.5(z/B_e) \le 3.0$ 

z :設計上の地盤面からの高さ(m)

Be: 基礎の有効前面幅(=20.1m)

 $P_{EP}$ :深さzにおける地震時の地盤の受働土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)  $P_{EP}$ は以下の式により算定する。なお、以下の式は、図3.5-8に示したような3 層地盤の場合の計算式を示す。

 $P_{EP1} = K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{P1}}$ 

$$\begin{split} P_{EP2} &= K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2 c_2 \sqrt{K_{P2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1 \\ P_{EP3} &= K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2 c_3 \sqrt{K_{P3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \\ P_{EP1}, P_{EP2}, P_{EP3} : 深さh_1, h_1 + h_2, h_1 + h_2 + h_3 における \\ 地震時の受働土圧強度 (kN/m2) \end{split}$$

K<sub>EP</sub>: 地震時の受働土圧係数

$$\begin{split} K_{EP} &= \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_E) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}}\right)^2} \\ \mathbf{c} &: \pm \mathbf{0} \text{粘着力} (\mathbf{kN/m^2}) \\ \phi &: \pm \mathbf{0} \text{ t人断抵抗角} (^\circ) \\ \delta_E &: 地震時の基礎平面と \pm \mathbf{0} 摩擦角 (^\circ) ~ \mathbf{c}, ~ -\phi/6 ~ \mathbf{c} \mathbf{t} \mathbf{5} \mathbf{c}. \end{split}$$

α:地表面と水平面のなす角度(°)



<mark>図 3.5-8</mark>

受働土圧強度算定式における各層物性 (3層地盤の場合) チ. 基礎前背面の鉛直方向及び基礎側面の水平方向地盤反力度の上限値 τ<sub>f</sub>
 地盤反力度の上限値 τ<sub>f</sub>の算定方法を以下に示す。

(砂質土)  $\tau_{f} = \min[5N, (c + p_{0}tan\varphi)] \le 200$ (粘性土・地盤改良体)  $\tau_{f} = c + p_{0}tan\varphi \le 150$ ここに,  $\overline{\tau_{f}}$  : 地盤反力度の上限値(kN/m<sup>2</sup>) N : 標準貫入試験より得られたN値(平均値) c : 粘着力(kN/m<sup>2</sup>)  $p_{0}$  : 基礎壁面に作用する静止土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)  $\phi$  : せん断抵抗角(°)

リ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P<sub>BVU</sub>

鉛直方向地盤反力度の上限値P<sub>BVU</sub>は,基礎を支持する基礎地盤(Km 層)の極限支持力q<sub>a</sub>とする。Km 層の極限支持力度の算定式を以下に示す。

 $q_d = 3q_u$ ここに、  $q_d$  : 基礎地盤(Km層)の極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)  $q_u$  : 一軸圧縮強度(kN/m<sup>2</sup>)  $q_u$ は Km層の非排水せん断強度×2 ヌ. 基礎底面の<mark>水平方向地盤反力度の上限値</mark> P<sub>SU</sub> 水平方向地盤反力度の上限値P<sub>SU</sub>の算定方法を以下に示す。

$P_{SU} = C_B +$	$p_V tan\varphi_B + \frac{1}{A_e} (A_i c + W_S tan\varphi)$
ここに,	
$P_{SU}$	:基礎底面の <mark>水平方向地盤反力度の上限値</mark> (kN/m²)
C <sub>B</sub>	:基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m <sup>2</sup> )
	岩とコンクリートの付着力 0 kN/m <sup>2</sup>
$p_V$	:基礎底面の鉛直地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )
$arphi_B$	: 基礎底面と地盤との間の摩擦角(゜)
	岩とコンクリートの摩擦角 tan φ = 0.6
$A_e$	:基礎底面の有効載荷面積(内部土は含まない)(m <sup>2</sup> )
$A_i$	:基礎内部土の面積 (m <sup>2</sup> )
С	:基礎底面地盤(Km層)の粘着力(kN/m²)
W <sub>s</sub>	:基礎底面より上の内部土の有効重量(kN)
$\phi$	:基礎底面地盤(Km層)のせん断抵抗角(°)

- (b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合 地盤のばね定数及び地盤ばねの反力上限値を以下のように設定する。
  - イ. 基礎前面の水平方向(面直)地盤反力係数 K<sub>H</sub>

水平方向地盤反力係数 K<sub>H</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場 合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って 算出する。ただし、地盤の変形係数E<sub>0</sub>は静弾性係数とする。

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K<sub>SHD</sub>

水平方向地盤反力係数 K<sub>SHD</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した 場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従っ て算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVB</sub>

公直方向地盤反力係数K<sub>SVB</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

二. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVD</sub>
 鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVD</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数Kv

鉛直方向地盤反力係数*K<sub>v</sub>*の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」 と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出 する。

へ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数Ks

水平方向地盤反力係数K<sub>s</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」 と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出 する。

- ト. 基礎前面の水平方向(面直)地盤反力度の上限値P<sub>HU</sub>
   水平地盤反力度の上限値P<sub>HU</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した
   場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。
- チ. 基礎前背面の鉛直方向及び側面の水平方向地盤反力度の上限値τ<sub>f</sub>
   地盤反力度の上限値τ<sub>f</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」
   と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編(平成14年3月)」に従って算出 する。
- リ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P<sub>BVU</sub>
   鉛直方向地盤反力度の上限値P<sub>BVU</sub>の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P<sub>SU</sub>

水平方向地盤反力度の上限値*P<sub>su</sub>の*算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。

	· · ·	
使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345
/八/八/的	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
地中海续陕甘湖	鉄筋	SD345, SD490
地中建杭堡基礎	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5-2 使用材料

<mark>表 3.5-3</mark> 材料の物性値\*

体田竺正	++*	単位体積重量	ヤング係数	ポアソンド	
使用固別	1/1 ሱዋ	$(kN/m^3)$	$(N/mm^2)$		
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3. $1 \times 10^4$	0.2	
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3. $1 \times 10^4$	0.2	
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3. $1 \times 10^4$	0.2	

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

#### (3) 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体(嵩上げ部)の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方 針」にて設定している物性値を用いる。地盤物性値を表3.5-4に、地盤改良体の物性値を 表3.5-5に示す。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は1.5 N/mm<sup>2</sup>として、動的変形特性及 び強度特性を設定する。

				原地盤								
	パラメータ			埋戻土				第四系				豊浦標準砂
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1. 958
性	間隙比	е	_	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
	ポアソン比	$\nu_{\rm CD}$	-	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ' <sub>ma</sub>	kN/m²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{\text{max}}$	-	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度	粘着力	C <sub>CD</sub>	$N/mm^2$	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
特性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44. 4	37.4	30

表 3.5-4(1) 地盤の解析用物性値一覧

				原地盤					
	パラメータ				第四系			新第三系	
			Ac	D2c-3	D2c-2	1m	D1c-1	Km	
物理性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72–1.03×10 <sup>-4</sup> · z
性	間隙比	е	-	1.59	1.09	1.09	2.8	1.09	1.16
	ポアソン比	$ u_{\rm CD}$	_	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025 · z
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ' <sub>ma</sub>	kN/m²	480	696	696	249 (223)	696	£1.46
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	動的変形特性に基づき、   z (標高) ごとに物性値   を設定
	最大履歴減衰率	h <sub>max</sub>	-	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強 度	粘着力	C <sub>CD</sub>	$N/mm^2$	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603 · z
特性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23. 2+0. 0990• z

z:標高 (m)

		<mark>表</mark>	<mark>3.</mark> 5	<mark>-4</mark>	(2)	地盤の	の解析	用物	生値一覧	(新第	三系 Km	層)				
区分	設定深度			密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
番号	TP (m)	適用深度 TF	Р(m)	ρ	ν cp	CCD	фср	速度Vs	せん断剛性 Gma	弾性係数 Kma	主応力 $\sigma$ 'ma	依存係数	減衰率	V d	速度Vp	1000*Vp
	Z			$(g/cm_3)$		(kN/m²)	(°)	(m/s)	$(kN/m^2)$	(kN/m²)	(kN/m²)	mG, mK	hmax(-)	· u	(m/s)	
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	1.5 ∼ 6.5 ∼	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
5	6	5.5 ~	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358, 322	504	0.0	0.105	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 ~	-2.5	1.72	0.16	376	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.403	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	-10 ~	-17	1.72	0.16	454	21.6	445	340, 603	390 842	504	0.0	0.112	0.461	1,654	1,654,000
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 ~ -37 ~	-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
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	$-45 \sim$	-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	$-47 \sim$	-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	-56	-57 ~	-55	1. 73	0.15	696	17. 7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0, 110	0, 457	1,000	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	$-61 \sim$	-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	$-65 \sim$	-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	$-67 \sim$	-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
53 53	-74	-15 ~	-73	1.73	0.14	192	15.0	489	415, 079	430,001	492	0.0	0.121	0.455	1,719	1,719,000
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	$-95 \sim$	-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
03 64	-118	-122 ~ -130 ~	-110	1.73	0.13	1,070	11.5	524	470,010	400,070	460	0.0	0.127	0.451	1,759	1, 754, 000
57	120	100			0.10	1,110	****	000	100,001	10 1, 110	100	v. v	0.120	0. 100	4,100	1,100,000

## 表 3.5-5 地盤改良体の物性値一覧

IE 日		地盤改良体(	セメント改良)				
	項目	一軸圧縮強度(≦8.5N/mm²の場合)	一軸圧縮強度(>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)				
物理特性	密度 ρ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	改良対象の原地盤の平均密度×1.1					
静的変	静弹性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159				
形特性	静ポアソン比 <sub>vs</sub>	0.260					
feb	初期せん)断 剛性 G <sub>o</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\begin{array}{r} G_{0} = \rho_{t} / 1000 \times Vs^{2} \\ Vs = 147.6 \times q_{u}^{0.417} (m/s) \\ q_{u} : —軸圧縮強度 (kgf/cm^{2}) \end{array}$					
勤 的 変	動ポアソン比 <sup>v</sup> d	0. 431					
形 特 性	動せん断弾性係数 のひずみ依存性 G/G <sub>0</sub> ~γ	G/G <sub>0</sub> = <u>1</u> 1+γ/0.000537 γ:せん断ひずみ(一)	G/G。= <u>1</u> 1+y/0.001560 y : せん断ひずみ (-)				
	減衰定数 h~γ	h=0.152 <mark>γ/0.000537</mark> 1+γ/0.000537 γ:せん断ひずみ (-)	h=0.178 <u>γ/0.001560</u> h=0.178 <u>γ/0.001560</u> γ:せん断ひずみ (-)				
強度特性	粘着力 C(N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm2)$					

\* 地盤改良体(嵩上げ部)の一軸圧縮強度:1.5 N/mm<sup>2</sup>

#### 3.5.4 解析モデル及び諸元(重畳時)

重畳時においては,固定荷重,積載荷重の永久荷重及び積雪荷重の変動荷重に加え,津 波襲来前に発生する地震動による地盤沈下量を保守的に仮定した 1.5 m を考慮した状態で 津波荷重を作用させるとともに,余震荷重を作用させる。

構造物に発生する変形量や断面力は、2次元静的フレーム解析より算定する。なお、2 次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地 盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。また、基礎直下の接地圧は、2次元 有効応力解析及び2次元静的FEM解析より算定する。

解析コードは、2次元静的フレーム解析については「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を、 1次元及び2次元有効応力解析、並びに2次元静的FEM解析については「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要についてはそれぞれ、V-5-1「計算機プログラム(解析コード)の概要・MSC NASTRAN」及びV-5-10「計算機プログ ラム(解析コード)の概要・FLIP」に示す。

## (1) 1次元有効応力解析

## a. 解析モデル領域

地震応答解析の解析モデル底面は T.P.-100 m とし、構造物中心位置の地層構成に基 づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には、T.P.-100 m 位置の密度、せ ん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析で用いる 解析モデル概要図を図3.5-9に示す。





b. 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水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。

e. 減衰定数の設定

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<mark>により求められる</mark>固 有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表さ れる以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は、 $\alpha = 0$ となる剛性比例型 減衰とする。

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

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

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

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

ここで,

[C] :減衰係数マトリックス

[M] :質量マトリックス

- [K] :剛性マトリックス
- *α*, *β* :係数

係数α, βは,以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$
$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h :各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1 % (解析における減衰は,ひずみが大きい領域では履歴減衰が支 配的となる。このため,解析上の安定のためになるべく小さい値として1 %を採用して いる。)とする。また,線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5 % (JEAG4601-1987)とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-10 に,固有値解析結果を表 3.5-6 に示す。





(a) 1	英約7~ ヘロ・原地盗	に産って取れに強度	所任を用いた時初クニス
モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0. 497	9.99	1次として採用
2	1.400	-5.74	-
3	2. 151	-4.93	-
4	2.906	-3.22	-
5	3.765	0.00	-
6	3. 782	1.69	-
7	4.710	1.00	-
8	5. 554	-1.09	_
9	6. 413	1.67	_

## 表 3.5-6(1) 固有值解析結果

(a) 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

<mark>(b)</mark> 枚	検討ケース②:地盤物	性のばらつきを考慮	<mark>(+1σ)した解析ケース</mark>
モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.538	10.17	1次として採用
2	1. 493	-5.94	_
3	2. 292	-4.65	_
4	3. 129	-2.87	_
5	3.769	0.00	_
6	4. 097	1.55	_
7	5.097	-1.02	_
8	5.968	1.31	_
9	6.771	-1.68	_

(C) 作	限制クース③: 地盤物	性のはらつさを考慮	$(-1\sigma)$ した脾枕 クース
モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0. 451	9.81	1次として採用
2	1. 291	-5.44	-
3	2.004	-5.12	-
4	2.675	-3.73	-
5	3. 444	-1.94	-
6	3. 761	0.00	_
7	4.286	-1.03	_
8	5.072	-0.93	_
9	5.961	-1.32	_

## 表 3.5-6(2) 固有值解析結果

ATT LE 1

(d) 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

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0. 471	10.12	1次として採用
2	1.302	-5.20	_
3	2.015	-4.58	_
4	2.654	-4.00	_
5	3. 327	-2.21	_
6	3.779	0.00	-
7	4.110	1.20	-
8	4. 986	1.04	_
9	5.811	1.09	—

d. 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は,解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S<sub>1</sub>-D1を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを用いる。 入力地震動算定の概念図を図 3.5-11 に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速 度応答スペクトルを図 3.5-12 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コード の検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の 概要・k-SHAKE」に示す。



図 3.5-11 入力地震動算定の概念図



(水平方向: S<sub>d</sub>-D1)



図 3.5-12(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<sub>d</sub>-D1)

- (2) 2次元静的フレーム解析
  - a. 解析モデル

2次元静的フレーム解析においては,防潮壁,地中連続壁基礎及び放水路(頂版及び 底版)をはり要素,放水路(中壁及び側壁)を平面要素,地盤を1次元有効応力解析の 応答値より設定したバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。防潮壁背面の放水 路ゲートは,津波波力等の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず, 付加質量として考慮する。なお,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」((社)土木学会 原子力土木委員 会,2002年5月)に基づき,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 厚さ又は有効高さの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,部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化して設定する。

重畳時の検討で用いる解析モデルを図3.5-13に示す。



図 3.5-13 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の2次元静的フレーム解析モデル
b. 地盤ばねの設定

2次元静的フレーム解析に用いる地盤ばねは、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)」に準拠し、地盤のばね定数と反力上限値を考慮したバイリニア型と する。

重畳時の検討では,表3.5-7 に示した解析ケースのうち,地表面最大加速度,地表面 最大変位 及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し,地表面の最大加速度 発生時刻,地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻それぞれにおける地 盤の平均有効主応力σ<sup>"</sup>,及びせん断ひずみγの深度分布に基づき,地盤反力係数及び反 力上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤ばねを表3.5-8 に示す。

表3.5-7 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		<ol> <li>①</li> <li>原地盤に基</li> <li>づく液地を</li> <li>強度や解析</li> <li>ケース(基本</li> <li>ケース)</li> </ol>	② 地盤物性の ばらつき 考慮(+1 σ)した解 析ケース	③ 地盤物性の ばらつ ま慮(-1 σ)した解 析ケース	<ul> <li>④</li> <li>地盤を強め</li> <li>地盤を強く</li> <li>や強状と</li> <li>さてした</li> <li>解析ケース</li> </ul>	<ul><li>⑤</li><li>原地 地 ま 非 て の 定 し た 所 ケース </li></ul>	<ul> <li>⑥</li> <li>盤ら慮)状を解</li> <li>のを1非条し</li> </ul>
液状化強度特性 の設定		原 基 状 特 進 で 化 性 偏 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	<ul> <li>原地盤に基</li> <li>づく液状化</li> <li>強度特性</li> <li>(標準偏差</li> <li>を考慮)</li> </ul>	原 基 状 性 で 化 性 偏 よ を 考 慮)	敷 地 な 標 で で い 準 状 特 性	液 状 化 パ ラ メ ー タ を非適用	ス 液状化パ ラメータ を非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

\*上記のケースより,地表面加速度最大ケース,地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大 ケースを選定して地盤ばねを設定する。

<mark>表 3.5-8</mark> 地盤ばねケース

ケース名	地盤ばねのばね定数及び	備考
	反力上限値	
	S <sub>d</sub> 波による1次元有効応力解析から	地盤抵抗が
地盤は4よる	地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	大きいケース
	S <sub>d</sub> 波による1次元有効応力解析から	
地盤は4444	地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が
生きないがらい	S <sub>d</sub> 波による1次元有効応力解析から	小さいケース
地盤はねる	せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数 K<sub>H</sub>

水平方向地盤反力係数 K<sub>H</sub>の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波 時)」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って 算出する。ただし、地盤の変形係数E<sub>0</sub>は、1 次元有効応力解析で得られる地表面加 速度最大時刻(地盤ばね 3 )、地表面変位最大時刻(地盤ばね 4 )及びせん断ひず み最大時刻(地盤ばね 5 )それぞれの時刻 t<sub>max</sub> での平均有効主応力σ<sup>''</sup> 及びせん断 ひずみγの深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性G<sub>s</sub>により設定 する。

$$E_{0} = 2(1 + \nu_{d})G_{s}$$

$$G_{s} = \frac{\tau_{s}}{\gamma}$$

$$\tau_{s} = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_{m}}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \frac{\gamma}{C \times cos\phi_{CD} + \sigma'_{m} \times sin\phi_{CD}}}$$

$$c = cc,$$

$$\nu_{d} \qquad : 動ポアソン比$$

$$G_{s} \qquad : 割線せん断剛性 (kN/m^{2})$$

$$\tau_{s} \qquad : 骨格曲線 \bot \mathcal{O} せん断応力 (kN/m^{2})$$

$$\gamma \qquad : せん断ひずみ$$

$$C \qquad : 粘着力 (kN/m^{2})$$

$$\phi_{CD} \qquad : 内部摩擦角 (°)$$

- (b) 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K<sub>SHD</sub>
   水平方向地盤反力係数 K<sub>SHD</sub>の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編(平成14年3月)」に従って 算出する。
- (c) 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVB</sub>
   鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVB</sub>の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って 算出する。
- (d) 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVD</sub>
   鉛直方向地盤反力係数K<sub>SVD</sub>の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って 算出する。

(e) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数K<sub>v</sub>

鉛直方向地盤反力係数 $K_V$ の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って 算出する。ただし、地盤の変形係数 $E_0$ は、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」 と同様、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻(地盤ばね3)、地 表面変位最大時刻(地盤ばね4)及びせん断ひずみ最大時刻(地盤ばね5) t<sub>max</sub>の 応答値に基づき算出する。

- (f) 基礎底面の水平方向地盤反力係数K<sub>s</sub>
   水平方向地盤反力係数K<sub>s</sub>の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」
   と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って算出する。
- (g) 基礎前面の水平方向地盤反力度の上限値P<sub>HU</sub> 水平方向地盤反力度の上限値P<sub>HU</sub>の算定方法を以下に示す。

 $P_{HU} = c_{CD} \times cos \varphi_{CD} + \sigma'_{m} \times (1 + sin \varphi_{CD})$ ここに、  $P_{HU}$  : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)  $c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層)の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  $\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層)のせん断抵抗角 (°)  $\sigma'_{m}$  : 時刻 t max における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

 (h) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値及び基礎前背面と側面の水平方向及び鉛 直方向地盤反力度の上限値τ<sub>f</sub>
 地盤反力度の上限値τ<sub>f</sub>の算定方法を以下に示す。

(砂質土)  $\tau_{f} = c_{CD} \times cos\varphi_{CD} + \sigma'_{m} \times sin\varphi_{CD} \leq 200$ (粘性土・地盤改良体)  $\tau_{f} = c_{CD} \times cos\varphi_{CD} + \sigma'_{m} \times sin\varphi_{CD} \leq 150$ ここに,  $\tau_{f}$  : <mark>地盤反力度の上限値</mark> (kN/m<sup>2</sup>)  $c_{CD}$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  $\phi_{CD}$  : せん断抵抗角 (°)  $\sigma'_{m}$  : 時刻 t max における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>) (i) 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P<sub>BVU</sub>
 鉛直方向地盤反力度の上限値P<sub>BVU</sub>の算定方法を以下に示す。

 $P_{BVU} = c_{CD} \times cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + sin \varphi_{CD})$ ここに、  $P_{BVU}$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)  $c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層)の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  $\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層)のせん断抵抗角 (°)  $\sigma'_m$  : 時刻 t max における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

(j) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P<sub>SU</sub> 水平方向地盤反力度の上限値P<sub>SU</sub>の算定方法を以下に示す。

 $P_{SU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD}$ 

ここに,	
$P_{SU}$	: <mark>基礎底面の水平方向地盤反力度</mark> の上限値(kN/m²)
C <sub>CD</sub>	:基礎地盤(Km層)の粘着力(kN/m²)
$\varphi_{CD}$	:基礎地盤(Km層)のせん断抵抗角(°)
$\sigma'_m$	:時刻 t maxにおける地盤の平均有効主応力(kN/m <sup>2</sup> )

- (3) 2次元有効応力解析
  - a. 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及 ぼさないよう、JEAC4601-1991 追補版に基づき、モデル幅を構造物幅の3倍以 上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。なお、地震応答解 析時の解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度V s で算定される波長の5または4分割、すなわちV s/100 またはV s/80 を考慮し、第四紀層の要素高さを1 m 程度まで細分化して設定する。

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 3.5-14 に示 す。



地震応答解析までのフロー

### b. 境界条件

(a) 固有值解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に 影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モード を把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水 平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5-15に示す。

図 3.5-15 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積雪荷重等の静的な荷重を載荷することに よる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面 固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとす る。境界条件の概念図を図 3.5-16 に示す。

### (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3.5-17に示す。



図 3.5-17 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の地震応答解析モデル

#### c. 構造物のモデル化

2次元有効応力解析では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、 構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。 荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁、放水路頂版・底版及び地中連続 壁基礎は、はり要素を用いてモデル化する。地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持 を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。なお、 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」((社) 土木学会 原子力土木委員会、2002 年 5 月)に基づき、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又は有効高さの 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、部材の断面厚さ又は 有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定するとともに、構造物に接する地盤の要素分 割に合わせて設定する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては,基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また,地中 連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては,基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた 仮想剛梁で接続する。なお,仮想剛梁の剛性は,原子力発電所屋外重要土木構造物の耐 震性能照査指針・マニュアル((社)土木学会 2005年6月)に基づき,地中連続壁基 礎をモデル化したはり要素の1000倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は,はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。また,はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は,「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,図3.5-18に示すように剛域を設定する。



図 3.5-18 剛域の設定方法

荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-19 に示すように、2次元有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めた等価ヤング係数を算定することで考慮する。

放水路ゲート格納室については、荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となり防潮 壁を水平支持するが、防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため、部材の剛性は 考慮せず、躯体自重及び慣性力のみ考慮する。なお、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」((社)土木 学会 原子力土木委員会、2002年5月)に基づき、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又は有効高さの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、部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化し て設定する。また、地盤と接する要素については、地盤の要素分割と同様にする。鉄筋 コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造物モデル概要図を図3.5-20に示す。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{h} E_c$$

 ここに、 E<sub>eq</sub> :モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性 t<sub>1</sub>~t<sub>3</sub>:放水路側壁及び隔壁の壁厚
 E<sub>c</sub> :コンクリートのヤング係数
 b :モデル化対象範囲



図 3.5-20 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の構造物モデル概要図

### d. 地盤のモデル化

<mark>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</mark> 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。

e. ジョイント要素の設定

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

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

なお、せん断強度  $\tau_{f}$  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 3.5-9 参照)

 $\tau_{\rm f} = c + \sigma' \tan \phi$ 

ここで,

- τ<sub>f</sub> : せん断強度
- c : 粘着力
- φ : 内部摩擦角

周辺の状況		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (度)						
	Du 層	0	37.3						
	Ag2 層	0	37.4						
	Ac 層	0.025	29.1						
笠町幻屋	As 層	0.012	41.0						
舟四心眉	Ag1 層	0	37.4						
	D2c-3 層	0.026	35. 6						
	D2s-3 層	0.010	35. 8						
	D2g-3 層	0	44.4						
新第三系 Km 層		$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 \pm 0.0990 \cdot z$						
地盤改良体		0. 75	0.0						

表 3.5-9 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

z :標高(m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター)に従い、表 3.5-10のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-21に示す。

 表 3.5-10
 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

 せん断剛性ks
 圧縮剛性kn

 (kN/m³)
 (kN/m³)

 側方及び底面
 1.0×10<sup>6</sup>



図 3.5-21 ジョイント要素設定の考え方

<mark>f.</mark> 減衰定数の設定

基礎地盤の支持性能評価における接地圧を求めるために実施する2次元有効応力解析の 固有値解析結果を表 3.5-11 に示す。

# 表 3.5-11(1) 固有值解析結果

<u>(a) ∤</u>	毎討クース①:原地盤	に基づく被状化強度	特性を用いた脾研クース
モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.735	185.92	地盤の1次として採用
2	0. 938	20.50	-
3	1.238	-18.01	-
4	1.477	10.53	-
5	1.588	10.50	-
6	1. 783	17.37	-
7	1.838	-60.05	構造物の1次として採用
8	1.846	23.73	_
9	1.965	5.93	_

世化強度性性な用いた細毛を一つ 

<mark>(b) 椅</mark>	<u> 検討ケース②:地盤物</u>	性のばらつきを考慮	(+1σ) した解析ケース
モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.781	190. 20	地盤の1次として採用
2	1.017	18.95	_
3	1.339	15.30	_
4	1.603	11.40	_
5	1.729	-11.77	—
6	1.890	11.60	_
7	1.934	55.97	構造物の1次として採用
8	1.990	-23.14	_
9	2.085	81.66	_

	限的クジンのの通知	住りなりつきを有思	
モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	179.32	地盤の1次として採用
2	0. 823	-21.03	_
3	1.089	-22.15	_
4	1.281	-8.77	_
5	1.368	-10.76	_
6	1.565	-10.90	_
7	1.649	-3.18	_
8	1.663	57.05	構造物の1次として採用
9	1.702	46.72	_

## 表 3.5-11(2) 固有値解析結果

(c) 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

(d) 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

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.707	186.96	地盤の1次として採用
2	0.887	17.16	_
3	1.171	18.90	—
4	1.429	7.75	_
5	1.532	-9.86	_
6	1.694	17.32	—
7	1.723	52.97	構造物の1次として採用
8	1.779	-6.29	_
9	1.844	36.79	—

### g. 入力地震動

入力地震動は、「d. 入力地震動」と同様に解放基盤表面で定義される弾性設計用地震 動S<sub>d</sub> – D1を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを用い る。

- (4) 使用材料及び材料の物性値 使用材料及び材料の物性値は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同じである。
- (5) 地盤及び地盤改良体の物性値 地盤及び地盤改良体の物性値は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同じであ る。
- (6) 地下水位地下水位は地表面に設定する。

3.5.5 解析ケース

(1) 津波時

<sup>津波時の2次元静的フレーム解析における解析ケースは,地盤ばねを「3.5.3(1) 2次 元静的フレーム解析モデル」で示した地盤ばね1及び地盤ばね2の2つのケースで設定し, それぞれの地盤ばねを用いて「3.3 荷重及び荷重の組合せ」で示した荷重条件に対して照 査する。</sup>

(2) 重畳時

<u>重畳時は、2次元静的フレーム解析により構造物に発生する変形量や断面力を算定する。</u> また、2次元有効応力解析により基礎直下の接地圧を算定する。

2次元静的フレーム解析では,表 3.5-12 に示したケースで1次元有効応力解析を実施 し,地表面加速度最大ケース,地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースに対し て地盤ばね及び応答変位を設定する。2次元有効応力解析は,1次元有効応力解析により 設定した地表面加速度最大ケース,地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースに 対応する検討ケースについて実施する。これらの2次元静的フレーム解析及び2次元有効 応力解析について,「3.3 荷重及び荷重の組合せ」で示した荷重条件に対して照査する。

検討ケース		<ol> <li>① 虚</li> <li>原地盤に基</li> <li>づく液状化</li> <li>強度特</li> <li>強大化</li> <li>強大を解析</li> <li>ケース</li> </ol>	② 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)した解 析ケース	③ 地盤物性の ばらつきを 考慮(-1 σ)した解 析ケース	④ 地盤を強制 的に液状化 さて を 仮定した 解析 ケース	<ol> <li>⑤</li> <li>原地盤において非液化の条件を 仮定した解 析ケース</li> </ol>	<ul> <li>⑥</li> <li>地盤物性のば</li> <li>らつきを考慮</li> <li>(+1σ)し</li> <li>て非液状化の</li> <li>条件を仮定し</li> <li>た留垢なって</li> </ul>
液状化強度特性 の設定		) 「 地 づ 盤 液 度 標 考 慮 )	原 地 盤 に	原 地 づ 化 性 備 に 液 度 標 考 慮)	<ul><li>敷</li><li>し む む む に 存 が が 進 ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ  ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ ボ&lt;</li></ul>	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	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計	•	1	1	1	1	1	1

表 3.5-12 1 次元有効応力解析及び 2 次元有効応力解析の検討ケース

\*上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大

ケースを選定して照査する。

3.6 評価方法

3.6.1 津波時

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価は,解析結果より得られる発生応 力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価は,静的解析結果より得られる照 査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

### (1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは,強度評価により算定した曲げ圧縮応力度,曲げ引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 防潮壁

防潮壁では、はり要素としてモデル化した2次元静的フレーム解析より得られる曲げ モーメント及び軸力に基づき、主筋(鉛直方向鉄筋)の引張応力度及びコンクリートの 曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、2次元静的フレーム解析 より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であるこ とを確認する。

#### b. 放水路側壁及び隔壁

放水路側壁及び隔壁は荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となるため、「鉄筋コ ンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―(日本建築学会、1999 年)」に 基づき、耐震壁として評価する。放水路側壁及び隔壁では、平面要素としてモデル化し た2次元静的フレーム解析に基づき、部材に発生するせん断応力を算定し、許容限界以 下であることを確認する。

c. 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎に発生する鉛直方向断面力に対する検討では、はり要素としてモデル 化した2次元静的フレーム解析より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋 (鉛直方向鉄筋)の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であ ることを確認する。また、2次元静的フレーム解析より得られるせん断力に基づき、部 材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

地中連続壁基礎側壁及び隔壁に発生する水平方向断面力に対する検討では,「地中連 続壁基礎設計施工指針・同解説(日本道路協会,1991年)」に基づき,側壁及び隔壁位 置に仮想支点を設け,側壁及び隔壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解 析を実施する。静的フレーム解析では,2次元静的フレーム解析より得られる構造物側 面に作用するばね反力を,図3.6-1に示すように仮想支点の反対側から作用させ,部材 に発生する曲げモーメント及びせん断力に基づき,コンクリートや鉄筋に発生する応力 度が許容限界以下であることを確認する。

なお、水平断面の設計で実施する静的フレーム解析では、仮想支点の反対側から最大

水平荷重を作用させた検討(片押し時)に加え,重畳時における片押し時の照査結果が 最も厳しくなるケースについて,図 3.6-1 に示すように,仮想支点側からも最大水平荷 重を作用させた検討(両押し時)を実施する。



 片押し時
 両押し時

 図 3.6-1
 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法

(2) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価では,基礎地盤に作用する接地圧が地震 時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、本震後の津波時における変形量が許容限界以下 であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部 の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する 補足説明」に示す。 <mark>3.6.2 重畳時</mark>

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度評価は,解析結果より得られる照査用 応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時」と同じ方法により、 許容限界以下であることを確認する。 (2) 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、S<sub>d</sub>-D1を入力地震動とした2次元有効 応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的F EM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動S<sub>d</sub>-D1により発生する基礎地盤の接地圧は,「3.5.4(1)1次元有効応 力解析」で実施した解析ケースのうち,地表面加速度最大ケース,地表面変位最大ケース 及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して,2次元有効応力解析を実施し て求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは,「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防 潮壁(放水路エリア)の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モ デルに,「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した保守的に仮定した沈下量1.5mを考慮した解 析モデルを使用し,入力地震動以外の解析条件は同じとする。

また,津波波圧及び動水圧による接地圧は,同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用 いた2次元静的FEM解析を実施して求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデ ルは,「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の耐震計算書に関する補足説 明」に記載する2次元有効応力解析モデルに,「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した沈下量 1.5mを考慮した解析モデルを使用し,図3.6-2に示すように,側方境界条件を水平ローラ ー,底面境界条件を固定として津波波圧及び動水圧を作用させる。

図 3.6-2 2次元静的 FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧 による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.6-3 に基礎 地盤の支持性能評価フローを、図 3.6-4 に接地圧の算出フローを示す。



注記:\*上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は,同じ地盤剛性同士の 解析ケースで実施する。

図 3.6-3 基礎地盤の支持性能評価フロー



(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」と同 じ方法により、本震後の余震と津波の重畳時における変形量が許容限界以下であることを 確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量 に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に 示す。

### 4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤ばね1及び地盤ばね2の水平方向地盤反力 係数,地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図4.1-1に示す。









- 4.1.1 防潮壁の評価結果
  - (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 4.1-1に、概略配筋図を図 4.1-2に、評価位置を 図 4.1-3示す。

津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表4.1-2 に示す。防潮壁に 対して許容応力度法による照査を行った結果,圧縮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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

	断面性状				主鉄筋				
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
地中連読壁 基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 4.1-1(1) 断面諸元一覧表(主鉄筋)

	1				RA (C)				
	断面性状				せん断補強筋				
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	(8本)	150	8.1
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

### 表 4.1-1(2) 断面諸元一覧表(せん断補強鉄筋)

<u>注記: () 内の値は、水平全断面当たりの本数</u>

図 4.1-2(1) 概略配筋図(防潮壁)

図 4.1-2(2) 概略配筋図(地中連壁基礎)



防潮壁及び地中連続壁基礎(鉛直)

地中連続壁基礎 (水平)

図 4.1-3 評価位置

	<b>萩</b> (正	発生脚	面力	圧縮	短期許容	昭杏信
検討ケース	位置	曲げモーメント	軸力	応力度。	応力度。	ла Па/ Паа
		(kN • m/m)	(kN/m)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0 C/ 0 Ca
地盤ばね1	1	27947	1694	5. 23	21. 0	0.25
地盤ばね2	1	27947	1694	5. 23	21.0	0.25

表 4.1-2(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

表 4.1-2(2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生断面力		圧縮	短期許容	昭本信
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 g (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\alpha$ $(N/mm^2)$	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね1	1	44820	1774	8.27	28.0	0.30
地盤ばね2	1	44820	1774	8.27	28.0	0.30



451



452



453





### (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表4.1-3 に示す。防潮壁に対して許 容応力度法による照査を行った結果,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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1-3(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生) 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	引張 応力度 σ <sub>e</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ == <sup>(N/mm<sup>2</sup>)</sup>	照査値 σ s/ σ sa
地盤ばね1	1	27947	1694	206. 77	435.0	0.48
地盤ばね2	1	27947	1694	206. 77	435.0	0.48

表 4.1-3(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生断面力		引張	短期許容	昭杏値
		曲げモーメント (IzN・m/m)	軸力 (leN/m)	応力度	応力度	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$
				0 <sub>s</sub> (N/IIIII)	0 sa (N/IIII)	
地盤ばね1	1	44820	1774	352. 29	478.5	0.74
地盤ばね2	1	44820	1774	352. 29	478.5	0.74






457





459

## (3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を表4.1-4 に示す。防潮壁に対して許容応力 度法による照査を行った結果,せん断応力度が許容せん断応力度以下,又は発生せん断力 がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせ た許容せん断力 ( $V_{a}$ ) 以下であることを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにお いて最大となる値を示している。

表 4.1-4(1) せん断力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね1	1	2204	0. 380	0.825	0. 47	9542	0.24
地盤ばね2	1	2204	0. 380	0.825	0. 47	9542	0.24

表 4.1-4(2) せん断力に対する照査結果(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね1	1	3718	0.650	1.100	0.60	11015	0.34
地盤ばね2	1	3718	0.650	1.100	0.60	11015	0.34















- 4.1.2 連続地中壁基礎(鉛直)の評価結果
  - (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表4.1-5に示す。連続地中 壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果,圧縮応力度が短期許容 応力度以下であることを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値 を示している。

表 4.1-5(1) 連続地中壁基礎(鉛直)の曲げ軸力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生断面力		圧縮	短期許容	昭杏信
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね1	3	19176	19654	1.37	21.0	0.07
地盤ばね2	3	35013	27144	2.00	21.0	0.10

表 4.1-5(2) 連続地中壁基礎(鉛直)の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生) 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ c/ σ <sub>ca</sub>
地盤ばね1	3	38882	16742	1.47	28.0	0.06
地盤ばね2	3	46740	27093	2.16	28.0	0.08





467



468



469

## (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表4.1-6 に示す。連続地中壁基礎の 鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果,引張応力が短期許容応力度以下 であることを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示してい る。

表 4.1-6(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生) 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	引張 応力度 g (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub></sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ s/ σ sa
地盤ばね1	3	1869	19141	15.92	435. 0	0.04
地盤ばね2	3	15079	27686	20.61	435.0	0.05

## 表 4.1-6(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討ケース	評価 位置	発生断面力		引張	短期許容	昭杏信
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
地盤ばね1	3	3428	19026	15. 52	478.5	0.04
地盤ばね2	3	23615	28165	19.36	478.5	0.05

(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)







6.3 - 108

472



473



(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を表4.1-7 に示す。連続地中壁基礎の鉛直方 向に対して許容応力度法による照査を行った結果,せん断応力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( $V_{a}$ )と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ )を合わせた許容せん断力( $V_{a}$ )以下であることを確認した。なお,発生応力は 各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1-7(1) せん断力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
地盤ばね1	2	1546	0.210	0.825	0.26	38953	0.04
地盤ばね2	2	1417	0.190	0.825	0.24	38953	0.04

表 4.1-7(2) せん断力に対する照査結果(津波時: T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね1	2	2106	0.280	1.100	0.26	43563	0.05
地盤ばね2	2	2110	0.280	1.100	0.26	43563	0. 05





6.3 - 113



478





- 4.1.3 連続地中壁基礎(水平)の評価結果
  - (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表4.1-8に示す。連続地中 壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果,圧縮応力度が短期許容 応力度以下であることを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値 を示している。

表 4.1-8(1) 連続地中壁基礎(水平)の曲げ軸力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

	評価 位置	発生断面力		圧縮	短期許容	昭本信
検討ケース		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね1	37, 64	261	366	0.37	16.8	0.03
地盤ばね2	37, 64	289	405	0. 41	16.8	0.03

表 4.1-8(2) 連続地中壁基礎(水平)の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生) 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	圧縮 応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ c/ σ <sub>ca</sub>
地盤ばね1	37, 64	423	593	0.60	22.4	0.03
地盤ばね2	37, 64	442	620	0.63	22.4	0.03



図 4.1-10(1) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね1)





図 4.1-10(2) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね1)



モーメント (kN・m)

軸力 (kN)

図 4.1-10(3) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね2)





図 4.1-10(4) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね2)



図 4.1-10(5) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね1)





図 4.1-10(6) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね1)



図 4.1-10(7) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね2)





図 4.1-10 (8) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね2)

## (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表4.1-9 に示す。連続地中壁基礎の 水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果,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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示して いる。

表 4.1-9(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生断面力		引張	短期許容	照杳値
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$
地盤ばね1	2,8	199	78	5.47	348.0	0.02
地盤ばね2	2,8	220	86	6.06	348.0	0.02

表 4.1-9(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

検討ケース	評価 位置	発生) 曲げモーメント (kN・m/m)	f面力 軸力 (kN/m)	引張 応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σ <sub>s</sub> / σ <sub>sa</sub>
地盤ばね1	2,8	322	126	8.87	382.8	0.03
地盤ばね2	2,8	337	132	9.28	382.8	0.03

(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)



図 4.1-11(1) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね1)





図 4.1-11(2) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね1)



6.3 - 128

軸力 (kN)

図 4.1-11 (3) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね2)




図 4.1-11(4) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね2)



図 4.1-11 (5) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね1)

6.3-130





図 4.1-11 (6) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね1)



図 4.1-11(7) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね2)

496





図 4.1-11 (8) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね2)

(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を表 4.1-10 に示す。連続地中壁基礎の水平 方向に対して許容応力度法による照査を行った結果,せん断応力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( $V_{a}$ )と斜め引張鉄筋の許容せん 断力( $V_{sa}$ )を合わせた許容せん断力( $V_{a}$ )以下であることを確認した。なお,発生応 力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1-10(1) せん断力に対する照査結果(津波時:基準津波時)

検討ケース	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね1	38, 65	78	0.043	0. 660	0.07	3245	0.03
地盤ばね2	38, 65	86	0.048	0. 660	0. 08	3245	0. 03

表 4.1-10(2) せん断力に対する照査結果(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね1	38, 65	126	0.070	0.880	0.08	3707	0.04
地盤ばね2	38, 65	132	0.073	0.880	0.09	3707	0.04



図 4.1-12(1) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね1)

6.3-135





図 4.1-12(2) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね1)



モーメント (kN・m)

軸力 (kN)

図 4.1-12(3) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね2)

6.3 - 137





図 4.1-12(4) 断面力図(津波時:基準津波時,地盤ばね2)



モーメント (kN・m)

軸力 (kN)

図 4.1-12(5) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね1)

6.3 - 139







図 4.1-12(7) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね2)

6.3 - 141





図 4.1-12(8) 断面力図(津波時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね2)

## 4.1.4 放水路の評価結果

津波時における放水路の側壁及び隔壁の評価結果を表 4.1-11 に示す。放水路の側壁及 び隔壁に対して耐震壁の照査を行った結果,せん断応力度が許容せん断応力度以下である ことを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

検討ケース	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ a
地盤ばね1	0.093	1.350	0.07
地盤ばね2	0.095	1.350	0.08

表 4.1-11(1) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果(津波時:基準津波時)

表 4.1-11(2) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果(津波時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τa
地盤ばね1	0.146	1.350	0.11
地盤ばね2	0.153	1.350	0.12

## 4.2 重畳時の強度評価結果

4.2.1 1次元有効応力解析結果

1次元有効応力解析結果から、地表面水平最大加速度、地表面最大変位及び最大せん断 ひずみをまとめたものを表4.2-1に示す。

	1	2	3	4	5	6
	原地盤に基づ	地盤物性のは	地盤物性のば	地盤を強制的	原地盤におい	地盤物性のば
	く液状化強度	らつきを考慮	らつきを考慮	に液状化させ	て非液状化の	らつきを考慮
検討ケース	特性を用いた	(+1σ) ί	(-1 σ) し	ることを仮定	条件を仮定し	(+1 σ) し
	解析ケース(基	た解析ケース	た解析ケース	した解析ケー	た解析ケース	て非液状化の
	本ケース)			ス		条件を仮定し
						た解析ケース
地表面最大						
水平加速度	127.8	123.1	125.2	77.28	182.7	183.0
$(cm/s^2)$						
地表面最大						
変位	0.134	0.130	0.145	0.229	0.119	0.106
(m)						
最大せん断	2 02	2 16	2 94	0.20	2 97	0.24
ひずみ(%)	5.05	5.10	3.24	0.30	2.01	0.34

表 4.2-1 1 次元有効応力解析結果

表4.2-1 より、地盤ばね3は地表面最大加速度が発生する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、地盤ばね4は地表面最大変位が発 生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく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、地盤ばね5は最大せん断ひずみが発生する③地盤物 性のばらつきを考慮(-1  $\sigma$ )した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加 速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主 応力 $\sigma$ '<sub>m</sub>及びせん断ひずみ $\gamma$ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用い て地盤ばねを設定する。

各地盤ケースにおける地盤変位は,地表面最大加速度発生時刻,地表面最大変位発生時 刻,最大せん断ひずみ発生時刻それぞれの地盤変位の深度分布を与える。 各地盤ケースで の地盤変位分布及びその比較を図4.2-1に,水平方向地盤反力係数,水平方向地盤反力上 限値及びその比較を図4.2-2に示す。





図4.2-1(2) 地盤変位分布図の比較(地盤ばね3,地盤ばね4及び地盤ばね5)



図 4.2-2(1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(地盤ばね3)



図 4.2-2(2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(地盤ばね4)

6.3 - 146



図 4.2-2(3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(地盤ばね5)



図 4.2-2(3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値の比較 (地盤ばね3,地盤ばね4及び地盤ばね5)

6.3 - 147

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生 時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震 時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースの設計震度を表4.2-2に示す。

	水平震度	鉛直震度			
地盤ばね3	<mark>0.19 (183.00cm/s<sup>2</sup>)</mark>	<mark>0.20 (194.80cm/s<sup>2</sup>)</mark>			
地盤ばね4	<mark>0.08 (77.28cm/s<sup>2</sup>)</mark>	<mark>0.20 (189.30cm/s²)</mark>			
地盤ばね5	<mark>0.13 (125.20cm/s<sup>2</sup>)</mark>	<mark>0.20 (189.30cm/s<sup>2</sup>)</mark>			

表 4.2-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度

上記の水平震度を用いて,次式により算出した防潮堤天端及び設置地盤標高において算 出した余震時の動水圧を表4.2-3に示す。

 $P_{d}(z) = 7/8 \times \gamma_{0} \times K_{h} \times \sqrt{(h \cdot z)}$ 

ここで, γ<sub>0</sub>:水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

K<sub>h</sub>:水平震度

- h:水深 (m)
- z:水面を0とし下向きにとった座標(m)

	防潮堤	入力津波	設置地盤	防潮堤	設置地盤標高	
	天端高	高さ	標高	天端動水圧	での動水圧	
	(T.P.)	(T.P.)	(T.P.)	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	
地盤ばね3				<mark>0. 0</mark>	<mark>19. 0</mark>	
地盤ばね4	<mark>+20.0</mark>	<mark>+17.9</mark>	<mark>+6.6</mark>	<mark>0. 0</mark>	<mark>8. 0</mark>	
地盤ばね5				<mark>0. 0</mark>	<mark>13. 0</mark>	

表 4.2-3(1) 動水圧(基準津波時)

表 4.2-3 (2) 動水圧 (T.P.+24 m 津波時)

	防潮堤	入力津波	設置地盤	防潮堤	設置地盤標高
	天端高	高さ	標高	天端動水圧	での動水圧
	(T.P.)	(T.P.)	(T.P.)	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$
地盤ばね3				<mark>14. 0</mark>	<mark>29. 2</mark>
地盤ばね4	<mark>+20.0</mark>	+24.0	<mark>+6.6</mark>	<mark>5. 9</mark>	<mark>12. 3</mark>
地盤ばね5				<mark>9.6</mark>	<mark>20. 0</mark>

- 4.2.2 防潮壁の評価結果
  - (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 4.2-4に、概略配筋図を図 4.2-3に、評価位置を 図 4.2-4示す。

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表4.2-5 に示す。防潮壁の 曲げ軸力に対する照査を行った結果,圧縮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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

		断面	性状				主鉄筋	主鉄筋   段数 鉄筋間隔 鉄筋量   (-) (nm) (cm <sup>2</sup> )   2 200 195.8   1 200 101.4		
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$	
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8	
地中連読壁 基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4	
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1	

表 4.2-4(1) 断面諸元一覧表(主鉄筋)

		断面	性状		せん断補強筋				
部位	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	150	8本	8.1
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600	31.7

表 4.2-4(2) 断面諸元一覧表(せん断補強鉄筋)

図 4.2-3(1) 概略配筋図(防潮壁)

図 4.2-3(2) 概略配筋図(地中連壁基礎)



防潮壁及び地中連続壁基礎(鉛直)

地中連続壁基礎 (水平)

図 4.2-4 評価位置

検討	テース	莿価	発生断	面力	圧縮	短期許容	昭杏信
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
	鉛直上向き	1	19410	1446	3.66	21.0	0.18
地盤はなる	鉛直下向き	1	20765	2048	3.96	21.0	0.19
LL ALL Y	鉛直上向き	1	17408	1429	3. 29	21.0	0.16
地盤は4444	鉛直下向き	1	18652	1982	3. 57	21.0	0.17
	鉛直上向き	1	18091	1346	3. 41	21.0	0.17
「山(張)よ4より	鉛直下向き	1	19459	1954	3. 71	21. 0	0. 18

表 4.2-5(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

表 4.2-5(2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ク	ケース	<b>萩</b> (王	発生脚	f面力	<b></b>	短期許容	昭本信
地盤ばね	慣性力	計価 位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
単態であっ	鉛直上向き	1	32878	1528	6.09	28.0	0.22
地盤はは3	鉛直下向き	1	34155	2172	6.40	28.0	0.23
	鉛直上向き	1	30420	1510	5. 65	28.0	0.21
地盤はななな	鉛直下向き	1	31781	2115	5.96	28.0	0.22
utano mita	鉛直上向き	1	31721	1509	5.88	28.0	0.21
「山(環)するの	鉛直下向き	1	32954	2057	6.17	28.0	0.23



518



519



520



521













6.3 - 161

525












(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表4.2-6に示す。防潮壁の曲げ軸力 に対する照査を行った結果,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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-6(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース		莿年	発生断面力		引張	短期許容	昭本値
地盤ばね	慣性力	計価 位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
地盤ばね3	鉛直上向き	1	19410	1446	137.77	435.0	0.32
	鉛直下向き	1	20765	2048	136.72	435.0	0.32
地盤ばね4	鉛直上向き	1	17408	1429	120. 73	435.0	0.28
	鉛直下向き	1	18652	1982	119.84	435.0	0.28
地盤ばね5	鉛直上向き	1	18091	1346	128.45	435.0	0.30
	鉛直下向き	1	19459	1954	127.40	435.0	0.30

表 4.2-6(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース		莿年	発生断面力		引張	短期許容	昭杏庙
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
地盤ばね3	鉛直上向き	1	32878	1528	253. 42	478.5	0.53
	鉛直下向き	1	34155	2172	250. 47	478.5	0.53
地盤ばね4	鉛直上向き	1	30420	1510	232. 37	478.5	0. 49
	鉛直下向き	1	31781	2115	231.04	478.5	0.49
地盤ばね5	鉛直上向き	1	31721	1509	243. 75	478.5	0.51
	鉛直下向き	1	32954	2057	242.51	478.5	0.51











533



534











6.3 - 174

538











541



542

## (3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を表 4.2-7 に示す。防潮壁のせん断力に対す る照査を行った結果,せん断応力度が許容せん断応力度以下,又は発生せん断力がコンク リートの許容せん断力( $V_{ca}$ )と斜め引張鉄筋の許容せん断力( $V_{sa}$ )を合わせた許容せ ん断力( $V_{a}$ )以下であることを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大 となる値を示している。

表 4.2-7(1) せん断力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

<u>検討</u> 地盤ばね	ケース 慣性力	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね3	鉛直上向き	1	2340	0. 410	0.825	0.50	9542	0.25
	鉛直下向き	1	2340	0. 410	0.825	0.50	9542	0.25
地盤ばね4	鉛直上向き	1	2028	0.350	0.825	0.43	9542	0.22
	鉛直下向き	1	2028	0.350	0.825	0.43	9542	0.22
地盤ばね5	鉛直上向き	1	2145	0.370	0.825	0.45	9542	0.23
	鉛直下向き	1	2145	0. 370	0.825	0. 45	9542	0.23

表 4.2-7(2) せん断力に対する照査結果(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

<u>検討</u> 地盤ばね	ケース 慣性力	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね3	鉛直上向き	1	3561	0. 620	1.100	0.57	11015	0. 33
	鉛直下向き	1	3503	0. 610	1.100	0.56	11015	0.32
地盤ばね4	鉛直上向き	1	3333	0.580	1.100	0.53	11015	0.31
	鉛直下向き	1	3333	0.580	1.100	0.53	11015	0.31
地盤ばね5	鉛直上向き	1	3492	0. 610	1.100	0.56	11015	0.32
	鉛直下向き	1	3492	0.610	1.100	0.56	11015	0.32





545



546



547



548















553



554





- 4.2.3 連続地中壁基礎(鉛直)の評価結果
  - (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査
    重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表4.2-8 に示す。連続地中
    壁基礎の鉛直方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果,圧縮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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-8(1) 連続地中壁基礎(鉛直)の曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース		⇒ ▼/≖	発生脚	·面力	圧縮	短期許容	昭本信
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね3	鉛直上向き	2	129332	12529	3. 11	21.0	0. 15
	鉛直下向き	2	121350	18367	2.85	21.0	0.14
地盤ばね4	鉛直上向き	3	172556	18269	4. 10	21.0	0. 20
	鉛直下向き	3	155183	23270	3.64	21.0	0. 18
地盤ばね5	鉛直上向き	2	184603	11932	4.62	21.0	0. 22
	鉛直下向き	2	179955	16909	4. 34	21.0	0. 21

表 4.2-8(2) 連続地中壁基礎(鉛直)の曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース		汞価	発生断面力		圧縮	短期許容	昭杏値
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね3	鉛直上向き	2	155169	11980	3. 82	28.0	0.14
	鉛直下向き	2	144847	17050	3. 40	28.0	0. 13
地盤ばね4	鉛直上向き	3	198840	17586	4.83	28.0	0. 18
	鉛直下向き	3	187948	21413	4. 42	28.0	0.16
地盤ばね5	鉛直上向き	2	235181	12665	5.94	28.0	0. 22
	鉛直下向き	2	233634	17619	5.77	28.0	0. 21



6.3-193

557



558





図4.2-8(4) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



561







563



564


565









## (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表4.2-9に示す。連続地中壁基礎の <mark>鉛直方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果</mark>,引張応力が短期許容応力度以下であるこ とを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-9(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース		≣⊽/≖:	発生断面力		引張	短期許容	昭本値
地盤ばね	慣性力	位置	曲 げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$
地盤ばね3	鉛直上向き	2	125557	11683	49.90	435.0	0.12
	鉛直下向き	2	115469	16198	17.95	435.0	0.05
地盤ばね4	鉛直上向き	3	172556	18269	54.26	435.0	0. 13
	鉛直下向き	3	151433	21400	23.08	435.0	0.06
地盤ばね5	鉛直上向き	2	182487	11370	114. 95	435.0	0. 27
	鉛直下向き	2	174708	15756	72.89	435.0	0.17

## 表 4.2-9(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

## (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討	ケース	⇒⊽∕≖	発生断面力		引張	短期許容	昭本信
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
地盤ばね3	鉛直上向き	2	152498	11329	81.40	478.5	0. 18
	鉛直下向き	2	137887	15410	38. 58	478.5	0.09
地盤ばね4	鉛直上向き	2	164842	11533	93. 53	478.5	0.20
	鉛直下向き	2	169158	16045	65.16	478.5	0.14
地盤ばね5	鉛直上向き	2	232329	11878	169.11	478.5	0.36
	鉛直下向き	2	230419	16900	124.66	478.5	0.27



570



571







573









6.3 - 212

576







578







(3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を表 4.2-10 に示す。 連続地中壁基礎の鉛直 方向のせん断力に対する照査を行った結果, 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( $V_{a}$ )と斜め引張鉄筋の許容せん断力( $V_{a}$ ) 。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 盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-10(1) せん断力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

<u>検討</u> 地盤ばね	ケース 慣性力	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>al</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ/τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね3	鉛直上向き	2	6130	-	-	_	38953	0.16
	鉛直下向き	2	5943	0. 795	0.825	0.97	38953	0.16
地盤ばね4	鉛直上向き	3	8080	-	-	-	38953	0. 21
	鉛直下向き	3	10737	_	_	_	38953	0. 28
地盤ばね5	鉛直上向き	2	9410	-	_	-	38953	0. 25
	鉛直下向き	2	9410	_	-	_	38953	0. 25

表 4.2-10(2) せん断力に対する照査結果(重畳時: T.P.+24.0 m 津波時)

<u>検討</u> 地盤ばね	rース 慣性力	評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね3	鉛直上向き	2	6755	0. 903	1.100	0.83	43563	0.16
	鉛直下向き	2	6556	0.880	1.100	0.80	43563	0.16
地盤ばね4	鉛直上向き	3	9304	-	-	-	43563	0. 22
	鉛直下向き	3	12170	-	-	-	43563	0. 28
地盤ばね5	鉛直上向き	2	10965	-	-	-	43563	0.26
	鉛直下向き	2	10964	_	_	_	43563	0.26



583



6.3-220

584



285



図 4.2-10(4) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



587



885



689







591



図 4.2-10(10) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



593



594

- 4.2.4 連続地中壁基礎(水平)の評価結果
  - (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 4.2-11 に示す。連続地 中壁基礎の水平方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果, 圧縮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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示し ている。

表 4.2-11(1) 連続地中壁基礎(水平)の曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース		莿年	発生断面力		圧縮	短期許容	昭本値
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね3	鉛直上向き	37, 64	630	883	0.90	16.8	0.06
	鉛直下向き	37, 64	598	838	0.90	16.8	0.06
地盤ばね4	鉛直上向き	37, 64	2551	3507	3.60	16.8	0. 22
	鉛直下向き	37, 64	3016 (2588)	4118 (3617)	4. 30 (3. 69)	16.8	0.26 (0.22)
地盤ばね5	鉛直上向き	37, 64	1271	1781	1.80	16.8	0. 11
	鉛直下向き	37, 64	1268	1778	1.80	16.8	0.11

表 4.2-11(2) 連続地中壁基礎(水平)の曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討	ケース	<b>証</b> /冊	発生断面力		圧縮	短期許容	昭杏庙
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>ca</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$
地盤ばね3	鉛直上向き	37, 64	554	777	0.79	22. 4	0.04
	鉛直下向き	37, 64	685	932	0.97	22. 4	0.05
地盤ばね4	鉛直上向き	37, 64	2994	4118	4.26	22. 4	0.20
	鉛直下向き	37, 64	3460 (2977)	4726 (4159)	4. 92 (4. 24)	22. 4	0. 22 (0. 19)
地盤ばね5	鉛直上向き	37, 64	1359	1905	1.94	22. 4	0. 09
	鉛直下向き	37, 64	1417	1942	2.01	22. 4	0.09

※1 () 内の値は, 両押し時の照査結果



図 4.2-11(1) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)





図 4.2-11(2) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)



図 4.2-11(3) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)





図 4.2-11(4) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)



図 4.2-11(5) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)

6.3-236




図4.2-11(6) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)



図 4.2-11(7) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)





図4.2-11(8) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



図 4.2-11(9) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)

604



せん断力 (kN)

図 4.2-11(10) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)



図 4.2-11(11) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)



せん断力 (kN)

図 4.2-11(12) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)



図 4.2-11(13) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)





図 4.2-11 (14) 断面力図 (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時, 地盤ばね3, 鉛直上向き)



図 4.2-11 (15) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)

610



せん断力 (kN)

図 4.2-11(16) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)



図 4.2-11(17) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)





図 4.2-11(18) 断面力図(重畳時: T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)



図 4.2-11 (19) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)





図 4.2-11 (20) 断面力図 (重畳時: T.P. +24.0 m 津波時, 地盤ばね4, 鉛直下向き)



図 4.2-11(21) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)





図 4.2-11(22) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)



図 4.2-11 (23) 断面力図 (重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)



せん断力 (kN)

図 4.2-11(24) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)



図 4.2-11(25) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)



せん断力 (kN)

図 4.2-11(26) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)



図 4.2-11(27) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)



せん断力 (kN)

図 4.2-11(28) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)

## (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 4.2-12 に示す。連続地中壁基礎 の水平方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果,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,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-12(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース		莿年	発生断面力		引張	短期許容	昭本信
地盤ばね	慣性力	辞仙 位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$
地盤ばね3	鉛直上向き	2, 8	480	188	13. 20	348.0	0.04
	鉛直下向き	2, 8	455	178	12.50	348.0	0.04
地盤ばね4	鉛直上向き	2, 8	1, 881	783	50. 30	348.0	0.15
	鉛直下向き	2, 8	2199 (1984)	935 (271)	58. 10 (71. 53)	348.0	0. 17 (0. 21)
地盤ばね5	鉛直上向き	2, 8	968	379	26. 70	348.0	0.08
	鉛直下向き	2, 8	967	379	26.60	348.0	0.08

表 4.2-12(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース		莿価	発生断面力		引張	短期許容	昭杏信
地盤ばね	慣性力	位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> /σ <sub>sa</sub>
地盤ばね3	鉛直上向き	2, 8	423	165	11.63	382. 8	0.04
	鉛直下向き	2, 8	496	213	13.06	382. 8	0.04
地盤ばね4	鉛直上向き	2, 8	2210	918	59.13	382.8	0.16
	鉛直下向き	2, 8	2524 (2281)	1072 (312)	66. 78 (82. 26)	382.8	0. 18 (0. 22)
地盤ばね5	鉛直上向き	2, 8	1036	406	28. 51	382.8	0.08
	鉛直下向き	2, 8	1047	410	28.82	382.8	0.08

※1 ()内の値は、両押し時の照査結果



図 4.2-12(1) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)

625





図 4.2-12(2) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)



図 4.2-12(3) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)

6.3-263





図 4.2-12(4) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)



図 4.2-12(5) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)

629





図 4.2-12(6) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)



図 4.2-12(7) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)

3 - 267





図 4.2-12(8) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



図 4.2-12(9) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)





図 4.2-12(10) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)



図 4.2-12(11) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)





図 4.2-12(12) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)


図 4.2-12(13) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)

6.3 - 273





図 4.2-12(14) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)



図 4.2-12(15) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)

6.3 - 275





図 4.2-12(16) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)



図 4.2-12(17) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)

6.3-277





図 4.2-12(18) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)



図 4.2-12(19) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)

6.3 - 279





図 4.2-12(20) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



図 4.2-12(21) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)





図 4.2-12(22) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)



図 4.2-12(23) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)

6.3 - 283







図 4.2-12(25) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)

6.3 - 285



せん断力 (kN)

図4.2-12(26) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)



図 4.2-12(27) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)

6.3-287



せん断力 (kN)

図 4.2-12(28) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)

(3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を表 4.2-13 に示す。連続地中壁基礎の水平 方向のせん断力に対する照査を行った結果, せん断応力度が許容せん断応力度以下,又は 発生せん断力がコンクリートの許容せん断力( $V_{ca}$ )と斜め引張鉄筋の許容せん断力( $V_{sa}$ )を合わせた許容せん断力( $V_{a}$ )以下であることを確認した。なお,発生応力は各地 盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2-13(1) せん断力に対する照査結果(重畳時:基準津波時)

検討? 地盤ばね	ケース 慣性力	· 評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>a1</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
地盤ばね3	鉛直上向き	38, 65	188	0. 104	0.660	0.16	3245	0.06
	鉛直下向き	38, 65	178	0. 098	0.660	0.15	3245	0.06
地盤ばね4	鉛直上向き	38, 65	783	0.430	0.660	0.66	3245	0.25
	鉛直下向き	38, 65	935 (1281)	0.52 (-)	0.660	0.79 (-)	3245	0.29 (0.40)
地盤ばね 5	鉛直上向き	38, 65	379	0. 210	0.660	0.32	3245	0.12
	鉛直下向き	38, 65	379	0. 210	0.660	0.32	3245	0.12

表 4.2-13(2) せん断力に対する照査結果(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時)

<u>検討</u> 地盤ばね	ケース 慣性力	· 評価 位置	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 τ / τ <sub>al</sub>	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va
地盤ばね3	鉛直上向き	38, 65	172	0.100	0.880	0.12	3707	0.05
	鉛直下向き	38, 65	213	0. 120	0.880	0.14	3707	0.06
地盤ばね4	鉛直上向き	38, 65	918	0.510	0.880	0.58	3707	0.25
	鉛直下向き	38, 65	1072 (1473)	0.59 (0.81)	0.880	0.68 (0.93)	3707	0.29 (0.40)
地盤ばね5	鉛直上向き	38, 65	406	0.224	0.880	0.26	3707	0.11
	鉛直下向き	38, 65	436	0.240	0.880	0.28	3707	0.12

※1 ()内の値は、両押し時の照査結果



図 4.2-13(1) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)





図 4.2-13(2) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)



図 4.2-13(3) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)





図 4.2-13(4) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)



図 4.2-13(5) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)





図 4.2-13(6) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)



図 4.2-13(7) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)

6.3-296





図 4.2-13(8) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



図 4.2-13(9) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)

6.3-298





図 4.2-13(10) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)



図 4.2-13(11) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)

6.3 - 300



せん断力 (kN)

図 4.2-13(12) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)



図 4.2-13 (13) 断面力図 (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直上向き)

6.3 - 302



せん断力 (kN)

図 4.2-13 (14) 断面力図 (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時, 地盤ばね3, 鉛直上向き)



図 4.2-13 (15) 断面力図 (重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)

3 - 304



せん断力 (kN)

図 4.2-13(16) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3,鉛直下向き)



図 4.2-13(17) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)

6.3 - 306



せん断力 (kN)

図 4.2-13(18) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直上向き)



図 4.2-13 (19) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)

6.3-308




図 4.2-13 (20) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き)



図 4.2-13 (21) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)

6.3 - 310



せん断力 (kN)

図 4.2-13(22) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね5,鉛直上向き)



図 4.2-13(23) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)

6.3-312



せん断力 (kN)

図 4.2-13(24) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね5,鉛直下向き)



図 4.2-13(25) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)

6.3 - 314



せん断力 (kN)

図 4.2-13(26) 断面力図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)



モーメント (kN・m)

軸力 (kN)

図 4.2-13 (27) 断面力図 (重畳時: T.P. +24.0 m 津波時, 地盤ばね4, 鉛直下向き, 両押し時)



せん断力 (kN)

図 4.2-13(28) 断面力図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4,鉛直下向き,両押し時)

### 4.2.5 放水路の評価結果

重畳時における放水路の側壁及び隔壁の評価結果を表 4.2-14 に示す。放水路の側壁及 び隔壁に対して耐震壁の照査を行った結果,せん断応力度が許容せん断応力度以下である ことを確認した。なお,発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

検討ケース		せん断	短期許容	昭杏値
地盤ばね	慣性力	応力度 τ(N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau / \tau_a$
半空かり	鉛直上向き	0.202	1.350	0.15
地俗はなる	鉛直下向き	0.202	1.350	0.15
北船がある	鉛直上向き	0. 151	1.350	0.12
地涵は4よ4	鉛直下向き	0. 152	1.350	0.12
	鉛直上向き	0. 191	1.350	0.15
地盤はなり	鉛直下向き	0. 194	1.350	0.15

表 4.2-14(1) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース		せん断	短期許容	昭杏値
地盤ばね	慣性力	応力度 τ(N/mm <sup>2</sup> )	応力度 τ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau / \tau_a$
	鉛直上向き	0.259	1.350	0.20
地盤は423	鉛直下向き	0.256	1.350	0.19
山山のジンゴンへ	鉛直上向き	0. 222	1.350	0.17
地盛は4444	鉛直下向き	0. 223	1.350	0.17
生をなって	鉛直上向き	0. 263	1.350	0.20
地溢は4より	鉛直下向き	0.266	1.350	0.20

表 4.2-14(2) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果(重畳時: T.P. +24.0 m 津波時)

4.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-15に、接地圧分布図を図4.2-14に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の最大接地圧は2755 kN/m<sup>2</sup>であり,基礎地盤の極限支持力度6371 kN/m<sup>2</sup>以下である。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の基礎地盤は,津波時及び 重畳時の荷重に対し,支持性能を有する。

表 4.2-15(1) 基礎地盤の支持性能評価結果(重畳時:基準津波時)

検討ケース	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤ばね3	2525	6371
地盤ばね4	2645	6371
地盤ばね5	2673	6371

表 4.2-15(2) 基礎地盤の支持性能評価結果(重畳時: T.P.+24.0 m 津波時)

検討ケース	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤ばね3	2589	6371
地盤ばね4	2717	6371
地盤ばね5	2755	6371







図 4.2-14(2) 防潮壁横断方向の接地圧分布図(重畳時:基準津波時,地盤ばね4)







図 4.2-14(4) 防潮壁横断方向の接地圧分布図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね3)



図 4.2-14(5) 防潮壁横断方向の接地圧分布図(重畳時:T.P.+24.0 m 津波時,地盤ばね4)



4.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)について、津波時及び重畳時の荷重に対し、構造物 の曲げ軸力及びせん断力,並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)は,津波時及び重畳時の荷重に対 して,要求機能を維持できる。 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する参考資料

### (参考)1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力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α=0となる剛性比例型減衰とする。 Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的と なることから、地盤全体系に対して、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。設定 した Rayleigh 減衰を図1-1に示す。

1次の基準モードについては、地盤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。



(参考) 6.3.1-3



(参考) 6.3.1-4

本資料のうち,	枠囲みの内容は
営業秘密又は防	<b>演進上の観点から</b>
公開できません。	5

東海第二発電所	工事計画審査資料
資料番号	補足-340-8 改 34
提出年月日	平成 30 年 8 月 16 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】

8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価

18. 可搬型設備用軽油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	<ul> <li>・P.3~5に補足説明資料と添付書類との関連を記載</li> <li>・1.4.1章,1.4.4章~1.4.7章を修正</li> <li>・4章を新規作成し,追加</li> </ul>
改2	H30. 4. 6	<ul> <li>・1.4.2章, 1.4.11章, 1.4.17章を新規作成し, 追加</li> <li>・4章を修正</li> <li>・12章を新規作成し, 追加</li> </ul>
改3	H30. 4. 9	<ul> <li>・1.3章,2章を新規作成し,追加</li> <li>・4.4章を修正</li> </ul>
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	<ul> <li>・10 章を新規作成し、追加</li> </ul>
改 6	H30. 4. 13	<ul> <li>・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</li> <li>・1.5 章, 1.6 章を新規作成し, 追加</li> <li>・5 章, 6 章, 7 章, 9 章, 14 章, 16 章, 17 章を新規作成し, 追加</li> </ul>
改7	H30. 4. 23	<ul> <li>・10章,11章,17章を修正</li> <li>・3章,13章,15章,18章を新規作成し,追加</li> </ul>
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	<ul> <li>・改6のうち、1.6章及び5章を改定</li> <li>・改3のうち、4章を改訂</li> </ul>
改10	H30. 5. 14	<ul> <li>・1.7章, 1.8章を新規作成し, 追加</li> </ul>
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	<ul> <li>・改3のうち,1.4.2章を改定</li> <li>・改3のうち,2章を改定</li> </ul>
改13	H30. 5. 31	<ul> <li>・改0のうち、1.4.3章を改定</li> </ul>
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> <li>・改6のうち、1.4.13章及び1.4.15章を改定</li> <li>・改7のうた、12章及び1.4.音を改定</li> </ul>
改 19	H30. 6. 25	<ul> <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	・改6のうち,1.5章を改定 ・改14のうち,1.9章を改定 ・改19のうち,11章を改定
改 21	H30.7.5	<ul> <li>・改9のうち、4章及び5章を改定</li> </ul>
改 22	H30. 7. 5	・改 12 のうち,2章を改定 ・改 20 のうち,1.9章を改定
改 23	H30.7.6	・改6のうち,7章を改定
改 24	НЗО. 7. 9	<ul> <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	НЗО. 7. 9	<ul> <li>・改4のうち,8章を改定</li> </ul>
改 26	H30. 7. 26	・改 10 のうち, 1.7 章を改定 ・改 11 のうち, 1.6 章を改定
改 27	H30. 8. 1	<ul> <li>・改6のうち,9章を改定</li> </ul>
改 28	H30. 8. 2	・改 11 のうち, 1.4.10 章を改定 ・改 22 のうち, 1.9 章を改定
改 29	H30. 8. 6	・改 21 のうち,4章及び5章を改定 ・改 23 のうち,7章を改定
改 30	H30. 8. 6	・改 24 のうち,16 章を改定
改 31	H30. 8. 13	<ul> <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> <li>・改6のうち,6章を改定</li> </ul>
改 33	H30. 8. 14	・改 18 のうち, 15 章を改定 ・改 24 のうち, 13 章を改定
改 34	H30.8.16	・改 24 のうち,18 章を改定 ・改 25 のうち,8 章を改定

目 次

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0H30.3.8]
- 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 SA用海水ピットの断面選定の考え方[改6H30.4.16]
- 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 SA用海水ピット取水塔の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]
- 1.4.17 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の断面選定の考え方[改3 H30.4.9]
- 1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方[改 6 H30.4.16]
- 1.5 地盤物性のばらつきの考慮方法[改 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 22 H30.7.5]
- 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]

[	]内は	t,当該箇所を提	
出	(最新)	したときの改訂	
を見	示す。		

- 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 3 H30.4.9]
- 13. 緊急用海水取水管の耐震安全性評価[改 33 H30.8.14]
- 14. SA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. SA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 24 H30.7.9]
- 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。

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

補足説明資料と添付書類との関連

	<ol> <li>1.5 地盤物性・材料物性のばらつきの考慮</li> <li>方法</li> </ol>	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	共通事項
	算定方法について	
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	Ⅴ-2-2-21-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水
	備の耐震安全性評価	設備の地震応答計算書
		Ⅴ-2-2-22-1 常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水
		設備の耐震性についての計算書
5.	常設代替高圧電源装置用カルバート(トンネル	V-2-2-21-3 常設代替高圧電源装置用カルバート(トンネ
	部)の耐震安全性評価	ル部)の地震応答計算書
		V-2-2-22-3 常設代替高圧電源装置用カルバート(トンネ
		ル部)の耐震性についての計算書
6.	常設代替高圧電源装置用カルバート(立坑部)	V-2-2-21-4 常設代替高圧電源装置用カルバート(立坑
	の耐震安全性評価	部)の地震応答計算書
		V-2-2-22-4 常設代常設代替高圧電源装置用カルバート
		(立坑部)の耐震性についての計算書
7.	常設代替高圧電源装置用カルバート(カルバー	Ⅴ-2-2-21-2 常設代替高圧電源装置用カルバート(カルバ
	ト部)の耐震安全性評価	ート部)の地震応答計算書
		Ⅴ-2-2-22-2 常設代替高圧電源装置用カルバート(カルバ
		ート部)の耐震性についての計算書
8.	代替淡水貯槽の耐震安全性評価	∇-2-2-27 代替淡水貯槽の地震応答計算書
		V-2-2-28 代替淡水貯槽の耐震性についての計算書
9.	常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価	∇-2-2-25 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答計算書
		V-2-2-26 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震性について
		の計算書
10.	常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安	V-2-2-29 常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答
	全性評価	計算書
		V-2-2-30 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震性に
		ついての計算書

11.	格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの	V-2-2-19 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの地
	耐震安全性評価	震応答計算書
		Ⅴ-2-2-20 格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの耐
		震性についての計算書
12.	緊急用海水ポンプピットの耐震安全性評価	∇-2-2-33 緊急用海水ポンプピットの地震応答計算書
		V-2-2-34 緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計
		算書
13.	緊急用海水取水管の耐震安全性評価	V-2-10-4-5 緊急用海水取水管の耐震性についての計算書
14.	SA用海水ピットの耐震安全性評価	V-2-2-31 SA用海水ピットの地震応答計算書
		V-2-2-32 SA用海水ピットの耐震性についての計算書
15.	海水引込み管の耐震安全性評価	V-2-10-4-3 海水引込み管の耐震性についての計算書
16.	SA用海水ピット取水塔の耐震安全性評価	V-2-10-4-2 SA用海水ピット取水塔の耐震性についての
		計算書
17.	緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎	V-2-2-11 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の
	の耐震安全性評価	地震応答計算書
		V-2-2-12 緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク基礎の
		耐震性についての計算書
18.	可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評	∇-2-2-23 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答計算書
	価	V-2-2-24 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震性について
		の計算書

1. 共通事項

### 1.1 対象設備

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

また,同様に耐震安全性評価の対象とする「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事 故緩和設備」及び「常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重 大事故等対処施設」に該当する土木構造物である代替淡水貯槽,常設低圧代替注水系ポンプ室, 常設低圧代替注水系配管カルバート,格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート,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。

図1.1-1 屋外重要土木構造物等位置図

## 8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価

## 目次

8.1 評価方針	1
8.2 評価条件	2
8.2.1 適用 <mark>規格</mark>	2
8.2.2 耐震安全性評価フロー	3
8.2.3 評価対象断面の方向	8
8.2.4 評価対象断面の選定	
8.2.5 使用材料及び材料定数	16
8.2.6 評価構造物諸元	19
8.2.7 地下水位	20
8.2.8 地震応答解析手法	20
8.2.9 解析モデルの設定	
8.2.10 減衰特性	
8.2.11 荷重の組合せ	
8.2.12 地震応答解析の検討ケース	
8.3 評価内容	
8.3.1 入力地震動の設定	
8.3.2 許容限界の設定	77
8.3.3 <mark> 側壁の評価</mark>	83
<mark>8.3.4 版部材の評価</mark>	87
8.3.5 <mark> 隅角部の拘束効果に対する評価</mark>	89
8.4 評価結果	91
8.4.1 地震応答解析結果	91
8.4.2 <mark> 側壁</mark> 鉛直断面に対する評価結果	
8.4.3 側壁水平断面の検討	
8.4.4 頂版の <mark>評価結果</mark>	
8.4.5 底版の <mark>評価結果</mark>	
8.4.6 <mark>隅角部の拘束効果に対する評価結果</mark>	
8.4.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	
8.5 まとめ	403
8.6 概略配筋図	

8.1 評価方針

代替淡水貯槽は,重大事故等対処設備のうちの「常設耐震重要重大事故防止設備」及び「常設 重大事故緩和設備」に分類され,常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源の一つとして設 置し,貯水機能と止水機能が要求される。

代替淡水貯槽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,敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた 上で保守性を考慮して設定する。

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。

代替淡水貯槽について基準地震動 S。による耐震安全性評価として,構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

構造部材の健全性評価については,構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。 基礎地盤の支持性能評価については,基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界 以下であることを確認する。

## 8.2 評価条件

8.2.1 適用<mark>規格</mark>

適用する規格,基準類を以下に示す。 ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]((社)土木学会,2002年制定) ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987((社)日本電気協会) ・道路橋示方書(I共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成24年3 月)

項目ごとの適用する規格,基準類を表 8.2-1 に示す。

項目	適用する規格,基準類	備考
使用材料及び	・コンクリート標準示方書	
材料定数	[構造性能照查編]	
	(2002年制定)	—
	・道路橋示方書(I共通編・IV下部構	
	造編)・同解説(平成 24 年 3 月)	
荷重及び	・コンクリート標準示方書	・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重
荷重の組合せ	[構造性能照査編]	の適切な組合せを検討
	(2002年制定)	
	・道路橋示方書(I共通編・IV下部構	
	造編)・同解説(平成 24 年 3 月)	
許容限界	・コンクリート標準示方書	・耐震評価により算定した曲げ圧縮応
	[構造性能照査編]	<mark>力,曲げ引張応力及びせん断応力が短</mark>
	(2002年制定)	<mark>期許容限界以下であることを確認</mark>
	・道路橋示方書(I共通編・IV下部構	・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持
	造編)・同解説(平成 24 年 3 月)	力に基づく許容限界以下であること
		を確認
地震応答解析	・JEAG4601-1987 <mark>((社)日本</mark>	<ul> <li>・有限要素法による2次元モデルを用い</li> </ul>
	電気協会)	た時刻歴非線形解析

表 8.2-1 適用する規格,基準類

8.2.2 耐震安全性評価フロー

図 8.2-1 に代替淡水貯槽の耐震安全性フローを示す。



部材評価フローを図 8.2-2 に,部材評価概念図を図 8.2-3 に,各部材評価で照査対象と する鉄筋を図 8.2-4 に示す。また,各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 8.2-2 に示す。



図 8.2-2 代替淡水貯槽の耐震安全性評価フロー



a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出



b) 立坑線形はり要素の鉛直断面設計



c) 水平断面の設計(フレーム計算)





底版



d) スラブの設計

図 8.2-3 部材評価概念図


立坑 鉛直断面



内空部 水平断面



頂·底板 水平断面

図 8.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

部材	照查対象鉄筋	部材評価	備考
	<i>补</i> ,古 杂5.		
	如但政肋	( <mark>曲げ軸力</mark> )	
		立坑線形はり要素の鉛直断面設計	
<mark>側壁</mark>	小亚杂日本	(せん断力)	
	小平妖肋	水平断面の設計	*
		( <mark>曲げ軸力</mark> )	
	せん断補強筋	水平断面の設計(せん断力)	
皮垢	水平鉄筋	底版の設計(曲げモーメント)	
底版	せん断補強筋	底版の設計(せん断力)	
百旧	水平鉄筋	頂版の設計(曲げモーメント)	
贝贝瓜	せん断補強筋	頂版の設計(せん断力)	

#### 表 8.2-2 各部材評価で照査対象とする鉄筋

注記 \* 側壁の水平方向の鉄筋の設計は,コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会,2002 年制定)に準拠して,円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し 実施する。各2次元鉛直断面モデル(2次元有効応力解析モデル)による各側壁の面 内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋(面内方向のせん断補強 筋)と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する 曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋(主鉄筋)は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算 定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向 に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の 最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置す る。

> 直交する2つの2次元鉛直断面モデル(2次元有効応力解析モデル)により求められ る各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき,4辺の側壁全てについ て、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量(面内方向の必要せん断補 強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量)以上を各側壁の面内方向に 配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

### 8.2.3 評価対象断面の方向

代替淡水貯槽の位置を図 8.2-5 に示す。

代替淡水貯槽は,内空 20.0 m,内空高さ 21.5 mの円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。構造物本体の強軸及び弱軸の方向性は明確でないが,構造物の周辺地盤は東西方向と南北方向で相違があるため,東西方向と南北方向の両方向を評価対象断面とする。



8 - 8



### 8.2.4 評価対象断面の選定

図 8.2-6 及び図 8.2-7 に代替淡水貯槽の平面図及び断面図を示す。

代替淡水貯槽は,内空 20.0 m,内空高さ 21.5 mの円筒形の鉄筋コンクリート造であり, 十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

評価対象断面は、「1.4.8 代替淡水貯槽の断面算定の考え方」で記載したとおり、円筒形の 鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないが、構造物の周辺地盤は東西方向 と南北方向で相違があるため、東西方向と南北方向の2 断面を選定し、基準地震動S。に対 する耐震性評価を実施する。

評価対象断面位置図を図 8.2-8 に,評価対象断面図を図 8.2-9 に示す。

図 8.2-6 代替淡水貯槽 平面図

図 8.2-7(1) 代替淡水貯槽断面図(東西方向断面)

図 8.2-7(2) 代替淡水貯槽断面図(南北方向断面)



図 8.2-8 代替淡水貯槽 耐震評価対象断面選定位置



図 8.2-9(1) 代替淡水貯槽評価対象断面図(東西方向断面)



図 8.2-9(2) 代替淡水貯槽評価対象断面図(南北方向断面)

8.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は,適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 8.2-3 に、材料物性値を表 8.2-4 示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 8.2-5 に示す。

表 8.2-3 使用材料

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

表 8.2-4 材料物性值

++*	単位体積重量	ヤング係数	ポマソンド	減衰定数
1/1 1/7	$(kN/m^3)$	$(N/mm^2)$	ホノノン比	(%)
鉄筋コンクリート	24. $5^{*1}$	3. $1 \times 10^4 * 1$	$0.2^{*1}$	5*2

注記 \*1:コンクリート標準示方書 [構造性能照査編](土木学会,2002年制定)
 \*2:JEAG4601-1987((社)日本電気協会)

							原北	也盤				
パラメータ				埋戻土	埋戻土 第四系 (液状化検討対象層)							豊浦標準砂
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
竹性	間隙比	е	-	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
	ポアソン比	$\nu_{\rm CD}$	_	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ' <sub>ma</sub>	kN/m²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{\text{max}}$	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度	粘着力	C <sub>CD</sub>	$N/mm^2$	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
特性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
	液状化パラメータ	$\phi_{\rm p}$	_	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	$S_1$	_	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
液 状	液状化パラメータ	$W_1$	_	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
特	液状化パラメータ	$P_1$	_	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
T±	液状化パラメータ	$P_2$	_	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	_	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

# 表 8.2-5(1) 地盤の解析用物性値一覧対象層)

表 8.2-5(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

					原地盤						
	パラメータ				第四系(非	液状化層)		新第三系			
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km			
物理性	密度 () は地下水位以浅	ρ	$g/cm^2$	1.65	1.77	1. 47 (1. 43)	1.77	1.72–1.03×10 <sup>-4</sup> · z			
* 牡	間隙比	е	_	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16			
	ポアソン比	$ u_{\text{CD}}$	_	0.10	0. 22	0.14	0. 22	0.16+0.00025 • z			
変 形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m²	480	696	249 (223)	696	<i>札사규고</i> 가나내)~ # ~ > >			
特 性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m²	121829	285223	38926 (35783)	285223	動的変形特性に基づき z(標高)毎に物性値を 設定			
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	_	0.200	0.186	0.151	0.186				
強度	粘着力	C <sub>CD</sub>	$N/mm^2$	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603 · z			
特 性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23. 2+0. 0990• z			

z :標高(m)

表 8.2-5 (3)	地盤の解析用物性値一覧	(新第三系 Km 層)
-------------	-------------	-------------

区分	設定深度				密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
	TP(m)	適用消	彩度 TI	P (m)	ρ		CCD	фср	速度Vs	せん断剛性 Gma	弾性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率		速度Vp	1000*Vp
番号	Z				$(g/cm_3)$	ν <sub>cd</sub>	$(kN/m^2)$	(°)	(m/s)	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	mG, mK	hmax(-)	νd	(m/s)	
1	10	9.5	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	~	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5	~	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-0.b	~	-b. b	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	-1.b	~	-0.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1, 648, 000
20	-9	-9.5	~	-8.5	1.72	0.10	400	22.4	439	331, 400	378 607	504	0.0	0.109	0.462	1,002	1,002,000
20	-10	-11	~	-9.5	1.72	0.10	412	22.0	441	334 507	380 420	504	0.0	0.110	0.462	1,000	1,000,000
21	-19	-13	~	-11	1.72	0.10	430	22.0	442	336 026	382 147	504	0.0	0.110	0.462	1,009	1,003,000
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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	-57	~	-55	1.73	0.15	064 604	17.9	4/5	390, 331	421, 505	498	0.0	0.118	0.457	1,088	1,006,000
45	-58	-59	~	-57	1. 73	0.15	708	17.5	478	395, 977	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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-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	$\sim$	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1, 758, 000

# 8.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う代替淡水貯槽の諸元を表 8.2-6 に示す。また,評価部位を図 8.2-10 に示す。

	仕	様	材料			
部位	部材幅	部材高	コンクリート	杂生合本	機能要求	
	(m)	(m)	f'ck (N/mm <sup>2</sup> )	亚大月力		
広振	1 000	2 000	40	SD390		
运成	1.000	3.000	40	SD490		
和旧会	1 000	2 000	40	SD390		
侧壁	1.000	3.000	40	SD490	代替淡水貯槽用のポンプ	
百匹	1 000	2 500	40	SD390	及び配管の間接支持機能	
項版	1.000	2. 500	40	SD490		
掀山入口加辟	1 000	0.750	40	SD390		
	1.000	0.750	40	SD490		

表 8.2-6 評価構造物諸元



図 8.2-10 評価部位

8.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

#### 8.2.8 地震応答解析手法

代替淡水貯槽の地震応答解析は,地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法 を用いて,基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による時刻歴非 線形解析にて行う。部材については,はり要素を用いることとする。また,地盤については, 有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析 については,解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお,解析コードの検証及び妥 当性確認の概要については,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 8.2-11 に示す。



図 8.2-11 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応カ~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カ~せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及 び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

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

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

- 8.2.9 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、JEAG4601-1987を参考に、図 8.2-12に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、モデル高さを構造物幅の2倍以上を確保する。

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 20Hz 及びせん断波速度V<sub>s</sub>で算定される波長の5又は4分割、すなわちV<sub>s</sub>/100又はV<sub>s</sub>/80を考 慮し、要素高さを1m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。

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 8.2-13 に示す。また、代替淡水貯槽 周辺の地質断面図を図 8.2-14 に示す。



### 図 8.2-12 モデル範囲の考え方



図 8.2-13 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 8.2-14(1) 地質断面図(東西方向断面)



図 8.2-14(2) 地質断面図(南北方向断面)

- (2) 境界条件
  - a. 固有值解析時

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 8.2-15 に示す。



図 8.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによ る常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固 定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。 境界条件の概念図を図 8.2-16 に示す。



図 8.2-16 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 8.2-17 に示す。 図 8.2-17(1) 代替淡水貯槽の地震応答解析モデル(東西方向断面)

図 8.2-17(2) 代替淡水貯槽の地震応答解析モデル(南北方向断面)

(3) 構造物のモデル化構造部材は線形はり要素でモデル化する。

①立坑構造(線形はり要素)

代替淡水貯槽の構造部材は、ピット中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、立 坑高さ方向の形状(一般部,開口部,底版)に応じた断面諸量(断面積A,断面2次モーメ ントI)を設定する。また、側壁部にある開口は側壁の部材厚に対して十分小さく、開口部 には適切な開口補強を実施することから、2次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮 せずモデル化する。一方、頂版の開口は搬出入口としてあるためモデル化する。

立坑構造の質量は,質点質量として設定する。なお,質点には回転慣性を付与する。 代替淡水貯槽の解析モデル概念図を図 8.2−18 に示す。

図 8.2-18 代替淡水貯槽の解析モデル概念図

②立坑側方(仮想剛梁要素)

<mark>立坑の構造部材と地盤との相互作用を考慮するため,構造部材に対して剛な断面性能の仮</mark> 想剛梁を配置する。

```
軸剛性=100×EA
```

曲げ剛性=100×E I

質量密度 ρ = 0.0

③側面(仮想柔梁要素)

立坑構造と地盤の接合面にジョイント要素を設けるため、側面に仮想柔梁を配置する。仮 想柔梁は、解析モデルの挙動に影響を及ぼさないよう十分に柔な断面性能とする。

軸剛性=EA/106

曲げ剛性=EI/10<sup>6</sup>

質量密度 ρ =0.0

④底面(仮想剛梁要素)

底面のロッキング挙動を考慮するため、立坑の構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁 を配置する。

軸剛性=100×EA

曲げ剛性=100×EI

質量密度 ρ=0.0

⑤その他

側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し,接合面の剥離及びすべりを考慮 する。

機器配管荷重及び積雪荷重については節点付加質量で考慮する。

#### (4) 地盤のモデル化

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

(5) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。 法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥 離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上の せん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.2-19 に、ジョ イント要素の考え方を示す。

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,

φとする。(表 8.2-7 参照)

周辺の状況		粘着力c(N/mm²)	内部摩擦角(度)	備考
	f1 層	0	37.3	du 層で代用
	du 層	0	37.3	_
第四紀層	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	_
	D2g-3 層	0	44. 4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 \pm 0.0990 \cdot z$	—

表 8.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

z:標高(m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値 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 8.2-8のとおり設定す る。

	せん断剛性 ks	圧縮剛性 k <sub>n</sub>
	$(kN/m^3)$	$(kN/m^3)$
側方及び底面	$1.0 imes10^6$	$1.0  imes 10^{6}$

表 8.2-8 ジョイント要素のばね定数



(6) <u>相互作用ばねの設定</u>

地盤とシャフトの接合面に相互作用ばねを設けることにより、強震時の地盤とシャフトの 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。

なお、相互作用ばねのばね定数は、径及び間隔を与えることで、ばね周辺の地盤のせん断 剛性に応じて設定される\*。

\* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」



# (7) 材料特性の設定

構造部材は,線形はり要素及び質点と地盤間をつなぐ仮想剛梁要素によりモデル化する。 地盤は,マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し,地震時の有効応力の変化に 応じた非線形せん断応力~せん断ひずみ関係を考慮する。

#### 8.2.10 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められ固有周期及 び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。

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

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

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

 $\begin{bmatrix} C \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} + \beta \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}$ ここで、  $\begin{bmatrix} C \end{bmatrix} : 減衰係数マトリックス \\ \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} : 質量マトリックス \\ \begin{bmatrix} K \end{bmatrix} : 剛性マトリックス \\ \alpha, \beta : 係数$ 

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$
$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%(解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的 となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している)と する。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%(JEAG460 1-1987)とする。

図 8.2-21 に Rayleigh 減衰の設定フローを,表 8.2-9 に固有値解析結果を示す。



図 8.2-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 8.2-9(1) 固有值解析結果(東西方向断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.746	164.310	1次として採用
2	1.521	-0.129	—
3	2.131	-49.757	—
4	2.304	22.747	—
5	2.436	-11.036	—
6	3.049	14.490	—
7	3.275	2.948	—
8	3.482	24.486	—
9	3.637	4.974	—

(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)

表 8.2-9(2) 固有值解析結果(南北方向断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.747	164.160	1次として採用
2	1.523	-0.020	_
3	2.138	-51.716	_
4	2.306	17.869	_
5	2.426	-7.950	_
6	3.039	15.287	_
7	3.205	-8.096	_
8	3. 378	21.583	_
9	3.637	1.946	_

(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)

表 8.2-9(3) 固有值解析結果(東西方向断面)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.746	164.360	1次として採用
2	1.522	0. 185	—
3	2.146	-50.989	_
4	2.335	19.263	—
5	2.460	13. 120	_
6	3.075	-14.061	_
7	3. 322	-5. 586	—
8	3.572	-25.186	_
9	3.679	6.235	_

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1 g)した解析ケース)

表 8.2-9(4) 固有值解析結果(南北方向断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考	
1	0.747	164. 210	1次として採用	
2	1.525	-0.005	—	
3	2.145	-51.643	—	
4	2.342	17.341	—	
5	2.450	-11.604	—	
6	3.057	14. 442	—	
7	3. 290	-1.736	—	
8	3. 449	-23. 493	—	
9	3.667	1.796	—	

(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)

表 8.2-9(5) 固有值解析結果(東西方向断面)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.745	164.240	1次として採用
2	1.519	-0.073	—
3	2. 112	-47.785	_
4	2.261	26.873	—
5	2. 411	-8.136	_
6	3.016	15.251	_
7	3. 198	-1.236	_
8	3. 387	-24.195	—
9	3. 587	1.068	_

(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 g)した解析ケース)

表 8.2-9(6) 固有值解析結果(南北方向断面)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考	
1	0.746	164.090	1次として採用	
2	1.522	-0.063	1	
3	2. 127	52.300	_	
4	2.250	15.331	-	
5	2.405	-4.250	-	
6	3.011	-18.711	_	
7	3.086	8. 311	-	
8	3. 328	19.845	_	
9	3.606	-1.547	_	

(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)

表 8.2-9(7) 固有值解析結果(東西方向断面)

(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

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.744	162.720	1次として採用
2	1. 521	0.588	
3	1.779	-18.273	
4	1.910	44.625	
5	2. 315	-9.634	
6	2. 598	-28.769	
7	2. 786	-4. 445	Ι
8	2.955	26.173	_
9	3.051	-8.406	_

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 8.2-9(8) 固有值解析結果(南北方向断面)

(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

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考	
1	0.746	162.790	1次として採用	
2	1.523	0.390		
3	1.832	13.499	_	
4	1.924	-46.672	_	
5	2.323	8.424	_	
6	2.624	28.643	-	
7	2.801	-1.140		
8	2.984	-27.147	_	
9	3.093	1.117	_	

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)

#### 8.2.11 荷重の組合せ

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

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

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

荷重の組合せを表 8.2-10 に示す。地震時に代替淡水貯槽に作用する内水圧については、 内水圧を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

種別		荷重		算定方法		
	常時考慮	躯体自重	0	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の		
				単位体積重量を乗じて設定		
		機器・配管荷重	$\bigcirc$	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定		
	荷重	土被り荷重	0	・初期応力解析により設定		
永久		シカト封告重		・恒常的に配置された設備はないことから、考慮し		
荷重		小八丄戦何里	_	ない。		
	静止土圧		0	・初期応力解析により設定		
	外水圧		0	・地下水位に応じた静水圧として設定		
				・水の単位体積重量を考慮		
	内水圧		0	・内水(淡水)の単位体積重量を考慮		
				・ 積雪 荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の		
र्या	新生生	<mark>積雪</mark> 荷重以外	_	配置状況を踏まえると,偶発荷重(地震荷重)と		
· 资	到何里			組合せるべき変動荷重はない		
		<mark>積雪</mark> 荷重 ○		・ <mark>搬出入口天端に積雪</mark> 荷重を考慮		
		水平地震動	0	・基準地震動S。による水平・鉛直同時加振		
偶発荷重		鉛直地震動	0	・躯体の慣性力,動土圧を考慮		
				・水位条件,密度,永久荷重と同様		
				・外水の地震時動水圧を流体要素により考慮		
		<u> </u>	U	<ul> <li>・内水の地震時動水圧は、自由水面がある動水圧と</li> </ul>		
				して付加質量で考慮		

表 8.2-10 荷重の組合せ

(1) 外水圧

代替淡水貯槽周辺の地盤においては、地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm<sup>3</sup>とする。

(2) 内水圧

代替淡水貯槽内の内水圧水頭は, EL. +2.00m(頂版下面から1mのクリアランス)とする。 水の密度として1.00g/cm<sup>3</sup>を考慮する。頂版下面より1.0mのクリアランスがあることより, 内水は自由水面のある動水圧としてモデル化する。図 8.2-22 に自由水面のある動水圧のモ デル化の概念図を示す。



図 8.2-22 内水圧のモデル化

# (3) <mark>積雪</mark>荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施行細則 第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cm あたり の荷重を20 N/m<sup>2</sup>として、積雪量は30 cm としていることから常時の積雪荷重は600 N/m<sup>2</sup>となる。地震時は、常時の雪荷重の0.35 倍となることから210 N/m<sup>2</sup>として設定する。解析上は、搬出入口の重量に雪荷重を見込んで モデル化している。図 8.2-23 に代替淡水貯槽への雪荷重の考慮方法を示す。



図 8.2-23 積雪荷重の作用方法

- 8.2.12 地震応答解析の検討ケース
  - (1) 耐震評価における検討ケース 耐震評価における検討ケースを表 8.2-11 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動Ss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 8.2-24 に示す。

		1	2	3	4	5	6		
		原地盤に基	地盤物性の	地盤物性の	地盤を強制	原地盤にお	地盤物性のば		
		づく液状化	ばらつきを	ばらつきを	的に液状化	いて非液状	らつきを考慮		
	検討ケー	ス	強度特性を	考慮(+1	考慮 (-1	させること	化の条件を	(+1 σ) し	
			用いた解析	<ul><li>σ)した解</li></ul>	σ)した解	を仮定した	仮定した解	て非液状化の	
			ケース(基	析ケース	析ケース	解析ケース	析ケース	条件を仮定し	
			本ケース)					た解析ケース	
			<mark>原地盤に基</mark>	原地盤に基	<mark>原地盤に基</mark>	敷地に存在	液状化パラ	液状化パラ	
	<b>海</b> 出44 油 库	特性	<mark>づく液状化</mark>	<mark>づく液状化</mark>	<mark>づく液状化</mark>	しない豊浦	メータを	メータを	
	成代自然反の部学	.11117	<mark>強度特性</mark>	<mark>強度特性</mark>	<mark>強度特性</mark>	標準砂に基	非適用	非適用	
	の設定		(標準偏差	<mark>(標準偏</mark> 差	(標準偏差	づく液状化			
			<mark>を考慮)</mark>	<mark>を考慮)</mark>	<mark>を考慮)</mark>	強度特性			
		(H + V +)	実施						
	C D 1	(H+V-)	実施						
	S <sub>s</sub> -D1	(H-V+)	実施	全ての基準地震動Ssに対して実施する①の検討ケー					
ᆈᆈ		(H - V -)	実施						
地震	$S_{s} - 1 1$		実施	カ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					
波	$S_{s} - 12$		実施						
	$S_{s} - 1 3$		実施						
1121 相	$S_{s} - 14$		実施	──					
	$S_{s} = 2.1$		実施						
	$S_{s} = 22$		実施	900					
	C 9.1	(H+V+)	実施						
	5 <sub>s</sub> -31	(H - V +)	実施						

表 8.2-11 耐震評価における検討ケース

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行

う。


図 8.2-24 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 8.2-12 に示す。 全ての基準地震動Ss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。

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	<ul> <li>⑥</li> <li>地盤物性のばらつき</li> <li>を考慮(+1σ)し</li> <li>て非液状化の条件を</li> <li>仮定した解析ケース</li> </ul>
液状化強度特性 の設定			敷地に存在しない豊 浦標準砂に基づく液 状化強度特性	液状化パラメータを 非適用	液状化パラメータを 非適用
地震波(位相)	$S_{s} - D 1$ $S_{s} - 1 1$ $S_{s} - 1 2$ $S_{s} - 1 3$ $S_{s} - 1 4$ $S_{s} - 2 1$ $S_{s} - 2 2$ $S_{s} - 3 1$	(H+V+) (H+V-) (H-V+) (H-V-)	<ul> <li>全ての基準地震動</li> <li>S<sub>s</sub>に対して実施す</li> <li>る⑤の検討ケース</li> <li>(原地盤において非</li> <li>液状化の条件を仮定</li> <li>した解析ケース)に</li> <li>おいて,上載される</li> <li>機器・配管系の固有</li> <li>振動数帯で加速度応</li> <li>答が最も大きくなる</li> <li>地震動を用い、④及</li> <li>び⑥より追加検討ケース</li> <li>へスを実施する。</li> </ul>	実施         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         実         支 <t< td=""><td>全ての基準地震動 Ss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 機動数帯で加速度応 客が最も大きくなる 地震動を用い,④及 び⑥より追加検討ケ ースを実施する。</td></t<>	全ての基準地震動 Ss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 機動数帯で加速度応 客が最も大きくなる 地震動を用い,④及 び⑥より追加検討ケ ースを実施する。

表 8.2-12 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

## 8.3 評価内容

8.3.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は,解放基盤表面で定義される基準地震動S。を,1次 元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の 概念図を図 8.3-1に示す。

入力地震動の算定には,解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解折コードの検 証及び妥当性確認の概要については,V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に 示す。

なお,基準地震動S。のうち断層モデル波については,特定の方向性を有することから, 構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の 地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め,各々を足し合わせることで方位補正し た基準地震動を設定する。

図 8.3-2 及び図 8.3-3 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示 す。



図 8.3-1 入力地震動算定の概念図













































(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2(6) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-12)



















































































1

0.1

0. 01

67

10









0.1

500

0. 01

(b) 加速度応答スペクトル

周期(s)

1

10









































 (b)加速度応答スペクトル
 図 8.3-3(11) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-21)







 (b)加速度応答スペクトル
 図 8.3-3(13) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-22)





















## 8.3.2 許容限界の設定

## (1) 鉄筋コンクリート(代替淡水貯槽)許容限界

代替淡水貯槽の構造部材は,許容応力度法による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度,鉄筋の引張応力度,コンクリートのせん断応力度が許容応力度以下であることを確認する。許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会,2002年制定)」及び「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社) 日本道路協会,平成24年3月)に基づき、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割り 増し係数1.5を考慮し、表 8.3-1のとおり設定する。

	許容限界		
	$(N/mm^2)$		
コンクリート*1		短期許容曲げ圧縮応力度 σ <sub>ca</sub>	21.0
(f' $_{\rm c~k}\!=\!40$ N/mm²)		短期許容せん断応力度τal	$0.825^{*2}$
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ <sub>sa</sub> (曲げ)	309
<i>2</i> 4+ 25-		短期許容引張応力度 σ <sub>sa</sub> (せん断)	309
亚大肋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ <sub>sa</sub> (曲げ)	435
		短期許容引張応力度σ <sub>sa</sub> (せん断)	300

表 8.3-1 使用材料の許容限界

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

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

\*3:斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会、2002 年制定)」に基づき、次式により求められる許容 せん断力(V<sub>a</sub>)を許容限界とする。各部材における許容限界を表 8.3-2 に 示す。

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

ここで, V<sub>ca</sub>:コンクリートの負担するせん断力

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

- Vsa : 斜め引張鉄筋の負担するせん断力
  - $V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$
- τ<sub>a1</sub>:斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
- b<sub>w</sub> :有効幅
- j : 1/1.15
- d : 有効高さ
- Aw : 斜め引張鉄筋断面積
- σ<sub>sa</sub>:鉄筋の許容引張応力度
- s : 斜め引張鉄筋間隔
|        |      | 断面                 | 性状  |      | せ    | ん断補強 | 筋    | 許容せ    | ん断力       | /국 #n 글는 문국                  |
|--------|------|--------------------|-----|------|------|------|------|--------|-----------|------------------------------|
| 位置     | 部材幅  | 部材高                | かぶり | 有効高  | 谷    | Sb   | Ss   | コンクリート | 鉄筋<br>Vsa | 短期計谷<br>せん断力Va<br>(=Vca+Vsa) |
|        | (mm) | mm) (mm) (mm) (mm) | II. | (mm) | (mm) | (kN) | (kN) | (kN)   |           |                              |
| 底版     | 1000 | 3000               | 200 | 2740 | D25  | 200  | 400  | 982.83 | 4527.25   | 5510                         |
| 頂版     | 1000 | 2500               | 200 | 2300 | D22  | 400  | 400  | 825.00 | 1451.63   | 2276                         |
| 側壁No.1 | 1000 | 3000               | 200 | 2725 | D22  | 400  | 200  | 977.45 | 3439.72   | 4417                         |
| 側壁No.2 | 1000 | 3000               | 200 | 2669 | D25  | 400  | 200  | 957.36 | 4409.94   | 5367                         |
| 側壁No.3 | 1000 | 3000               | 200 | 2725 | D25  | 400  | 200  | 977.45 | 4502.47   | 5479                         |
| 搬出入口   | 1000 | 750                | 120 | 630  | D19  | 600  | 300  | 225.98 | 261.59    | 487                          |

表 8.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界(東西方向断面)

表 8.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界(南北方向断面)

		断面	性状		선	ん断補強	筋	許容せ	ん断力	后世来应
位置	部材幅	部材高	かぶり	有効高	径	Sb	Ss	コンクリート Vca	鉄筋 Vsa	短期計谷 せん断力Va (=Vca+Vsa)
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	II.	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
底版	1000	3000	200	2740	D25	400	200	982.83	4527.25	5510
頂版	1000	2500	200	2300	D22	400	400	825.00	1451.63	2276
側壁No.1	1000	3000	200	2725	D22	400	200	977.45	3439.72	4417
側壁No.2	1000	3000	200	2669	D25	400	200	957.36	4409.94	5367
側壁No.3	1000	3000	200	2725	D25	400	200	977.45	4502.47	5479
搬出入口	1000	750	120	630	D19	600	300	225.98	261.59	487

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能については、構造物の接地圧が基礎地盤の極限支持力以下であること を確認する。

代替淡水貯槽の基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は,代替淡水貯槽の基礎地盤 を構成する新第三系 Km 層の極限支持力を用いる。極限支持力については,「道路橋示方書(I 共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成24年3月)」のケーソン基礎の設計 に基づき,以下の通り設定する。

$$q_{d} = \alpha c N_{c} + \frac{1}{2} \beta \gamma_{1} B N_{\gamma} + \gamma_{2} D_{f} N_{q}$$

- q<sub>d</sub>:基礎底面地盤の極限支持力度
- c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力(「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1における Km 層の非排水せん断強度)
- γ<sub>1</sub> :基礎底面より下にある地盤の単位体積重量。ただし、地下水位以下では水 中単位体積重量とする
- γ<sub>2</sub> : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量。ただし、地下水位以下で は水中単位体積重量とする
- *α*, *β* :表 8.3-3 に示す基礎底面の形状係数
- B : 基礎幅
- D<sub>f</sub> : 基礎の有効根入れ深さ
- N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub>:図 8.3-4 に示す支持力係数

基礎底面の形状形状係数	帯	状	正方形,円形	長方形,小判形
and the state $lpha$ , the transfer of $lpha$	1	.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1	.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

表 8.3-3 基礎底面の形状係数

D:ケーソン前面幅(m),B:ケーソン側面幅(m)

ただし, B/D>1の場合, B/D=1とする。

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



「道路橋示方書(I共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成24年3月)」より 図 8.3-4 支持力係数を求めるグラフ

代替淡水貯槽の極限支持力の算定結果を表 8.3-4 に示す。

項目	算定結果	備考
極限支持力度q <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	6206	
$\alpha$ c N c (kN/m <sup>2</sup> )	5921	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_{1} B N_{\gamma} (kN/m^{2})$	0	
$\gamma'_{2} D_{f} N_{q} (kN/m^{2})$	285	
粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	911	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'」 (kN/m <sup>3</sup> )	7.083	
周辺地盤の単位体積重量 γ'2(kN/m³)	9.680	
形状係数α	1.3	
形状係数β	0.6	
基礎幅B(m)	26.000	
有効根入れ深さD <sub>f</sub> (m)	29.500	
N <sub>c</sub>	5	図 8.3-4より
Νγ	0	図 8.3-4より
N q	1	図 8.3-4より

表 8.3-4(1) 基礎地盤の支持力に対する許容限界(東西断面方向)

項目	算定結果	備考
極限支持力度q <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	6208	
$\alpha$ c N <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	5921	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_{1} B N_{\gamma} (kN/m^{2})$	0	
$\gamma'_2 D_f N_q (kN/m^2)$	287	
粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	911	
せん断抵抗角 φ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'」 (kN/m <sup>3</sup> )	7.083	
周辺地盤の単位体積重量 γ'2 (kN/m <sup>3</sup> )	9.746	
形状係数α	1.3	
形状係数β	0.6	
基礎幅B (m)	26.000	
有効根入れ深さD <sub>f</sub> (m)	29.500	
N <sub>c</sub>	5	図 8.3-4より
Νγ	0	図 8.3-4より
N q	1	図 8.3-4より

表 8.3-4(2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界(南北断面方向)

#### 8.3.3 <mark>側壁の評価</mark>

(1) 鉛直断面の評価

側壁の鉛直断面の曲げ及び軸力に対する評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の設計を行う。鉛直鉄筋は解析によって算出される線形はり要素の発生断面力である曲げモーメントおよび軸力を用いて照査を行う。

側壁の開口は部材厚よりも小さく開口補強が可能なため、開口による剛性低下を考慮しな いモデルで断面力を算定し、実配筋としては、開口に配置されるはずであった鉄筋と同量の 鉄筋を開口部周囲に配置する。

鉛直断面モデルのせん断照査については発生せん断力(S)に対し有効断面積( $A_w$ )で 抵抗するものとし,せん断応力度  $\tau = S/A_w$ が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)に示される許容せん断応力度( $\tau_{a1}$ )以下であることを確認する。ま た,せん断応力度が許容せん断応力度( $\tau_{a1}$ )を超える場合は,せん断補強筋が必要となる。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は,コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木 学会,2002年制定)に準拠して,円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。 各2次元鉛直断面モデル(2次元有効応力解析モデル)による各側壁の面内方向のせん断力 に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋(面内方向のせん断補強筋)と,水平断面フレー ム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄 筋(主鉄筋)は,同じ方向の鉄筋であり,両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせ た合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に,水平断面フレーム 解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補 強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル(2次元有効応力解析モデル)により求められる各 側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき,4辺の側壁全てについて,上記 の設計計算により,面内方向の合計必要水平鉄筋量(面内方向の必要せん断補強筋量と必要 主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量)以上を各側壁の面内方向に配置し,面外方向 の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

(2) 水平断面の評価

<mark>側壁の水平断面の評価</mark>は,側壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により照査を行う。 円形立坑の水平断面解析モデル概念図を図 8.3-5 に示す。

地盤と立坑の連成系モデルによる2次元有効応力解析の結果に基づき、立坑水平断面の検 討では、立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合(両押し時)と、片側のみに地 盤からの最大荷重を作用させる場合(片押し時)の2つの荷重状態について検討する。

水平断面の設計荷重として,図 8.3-5 に示すように,両押し時は,2次元有効応力解析に より得られる立坑側方の地震時地盤反力(地盤要素の水平有効直応力(σ<sub>x</sub>')+間隙水要素 の発生応力(Δu))の全時刻の最大値を抽出し,立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷 重と共に作用させる。

片押し時は、両押し時と同じ地震時地盤反力の最大値を立坑平面の片側から最大荷重とし て常時荷重と共に作用させる。 常時荷重については、常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部 (最小)及び最深部(最大)の常時荷重を算定し、図 8.3-5に示すように、立坑水平断面の 静的フレーム解析に用いる。

水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると、構造体が変形するのに伴い地盤反力が生 じることから、「シールド工事用立坑の設計((社) 土木学会、2015 年)」に従い構造体の変 形に応じた地盤反力を考慮できるが、地盤反力による構造体の変形抑制効果を考慮しなくて も構造成立する場合は、設計上の保守的な配慮として、構造体の変形に応じた地盤反力を考 慮しない設計とする。なお、「シールド工事用立坑の設計((社) 土木学会、2015 年)」に従 い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮する場合は、保守的に Km 層に限って適用する。

境界条件については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(ケーソン基礎の設計)」に 基づき、単純支持とする。

静的フレーム解析におけるはり要素の要素分割については、土木学会マニュアルに準拠して、各分割要素が断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度の長さとし、各分割要素が部材の断面厚または有効高さの約2.0倍以下として設定する。



## 常時荷重最小位置

\*1:立坑左右地盤の「【常時土圧+静水圧】(最大・最小)+【地震時最大地盤反力】」を両側に作用させる。 \*2:立坑左右地盤の「【常時土圧+静水圧】(最大・最小)+【地震時最大地盤反力】」を片側に作用させる。

図 8.3-5(1) 水平断面解析モデル概念図(単純支持)



図 8.3-5(2) 水平断面解析モデル概念図(ばね支持)

### 8.3.4 版部材の評価

(1) 頂版の<mark>評価</mark>

頂版についてはシェル解析により設計断面力を算定する。頂版は搬出入口の開口を考慮し てモデル化する。スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とす る。

設計荷重は、面外方向に躯体の慣性力、上載土の地盤反力及び静水圧を静的に作用させる。 慣性力については、2次元有効応力解析により頂版位置における最大鉛直加速度を算出し、 重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。上載土の地盤反力は、2次元有効応力 解析において、仮想剛体要素(上面)上面の地盤反力(地盤要素の鉛直方向有効直応力(σx') +間隙水要素の発生応力(Δu))の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。静水 圧は分布荷重として考慮する。図 8.3-6 に頂版の解析モデル概念図を示す。

単純支持のシェル解析により求めた主鉄筋を頂版上下面に格子状に配置し, せん断補強筋 は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。また, 頂版端部においては, 側壁からの廻り込 み曲げモーメントを考慮するため, 8.3.5 において後述する側壁の固定効果による曲げモー メントとの和を設計曲げモーメントとし, それに対して主鉄筋の引張応力を算定する。

シェル解析における要素分割については、土木学会マニュアルに準拠して、各分割要素が 断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度の長さとし、各分割要素が部材の断面厚または有効高 さの2.0倍以下として設定する。

シェル要素のアスペクト比については、「コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用する ためのガイドライン (1989 年 3 月 日本コンクリート工学協会)」を参考に原則 1:1 とし、 最大でも 1:5 程度を限度とする。



8 - 87

# (2) 底版の<mark>評価</mark>

底版は接続する側壁の中心間距離をスパンとしたシェル解析により設計断面力を算定する。 境界条件は単純支持とする。

設計荷重は、面外方向に底面地盤反力および静水圧を静的に作用させる。地盤反力は、2 次元有効応力解析において、仮想剛体要素(下面)下面の地盤反力(地盤要素の鉛直方向有 効直応力(σy')+間隙水要素の発生応力(Δu))の合算値が最大となる時刻の地盤反力分 布を用いる。静水圧は分布荷重として考慮する。図 8.3-7 に底版の解析モデル概念図を示す。 シェル解析における要素分割は、頂版における設定と同じとする。また、頂版の設計と同 様に、単純支持のシェル解析により求めた主鉄筋を底版上下面に格子状に配置し、せん断補 強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。また、底版端部においては側壁からの廻り 込み曲げモーメントを考慮する。



図 8.3-7 底版の解析モデル概念図

#### 8.3.5 隅角部の拘束効果に対する評価

側壁と版部材の隅角部には,各部材が剛結されている構造形状であることに関する端曲げ が生じる可能性があるため,隅角部における曲げモーメントの廻り込みを考慮した局所的な 曲げモーメントの増分に対する評価を行う。なお,本検討は部材決定ケースとなる地震波に 対し実施する。

### (1) 側壁上端及び下端の拘束効果の評価

個壁上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、「シールド工事用立 坑の設計 平成27年1月 土木学会」において、円形立坑の設計として記載されている方法に 準拠して、図 8.3-8のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。円形立坑の側壁 には考慮する規模の開口が存在しないため、側壁をはり要素でモデル化し、円形立坑である ことによる3次元形状に応じたリングバネを用いてモデル化し、側壁の鉛直方向の曲げモー メント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は、2次元有効応力解析において、各鉛直スパンの地盤反力(地 盤要素の水平有効直応力( $\sigma x'$ )+間隙水要素の発生応力( $\Delta u$ ))の合算値が最大となる時 刻の地盤反力分布を用いる。図 8.3-8の側壁の固定境界に発生する曲げモーメントが側壁の 隅角部で考慮する曲げモーメント( $M_1$ ,  $M_2$ )となる。なお、リングバネは次式による。

$$K = \frac{p + \Delta p}{\frac{p r^{2}}{A E} + \frac{\Delta p r^{4}}{1 2 E I}}$$

ここに,

- K:リングばねのばね定数, E:側壁部材のヤング係数,
- A:水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積,
- I:水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント,
- r: 立坑の半径, p: 側壁に作用する側圧,
- Δ p : 側壁に作用する偏圧

## (2) 版部材両端の拘束効果の評価

版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、項版及び底版において固定支持のシェル解析を実施する。この版部材端部に発生する曲げモーメントが版部材の隅角 部で考慮する曲げモーメント(M<sub>0</sub>)となる。

### (3) **隅各部の評価**

側壁については、版部材の端曲げモーメント( $M_0$ )及び版部材に拘束された側壁に発生 する端曲げモーメント( $M_1$ ,  $M_3$ の最大値及び $M_2$ )の和を設計曲げモーメントとする。得ら れた設計曲げモーメントから鉛直鉄筋の引張応力度を算定し、二次元有効応力解析で求めら れた鉛直鉄筋に必要となる鉄筋を加算する。

頂版については、版部材の端部曲げモーメント(Mo)及び側壁又は搬出入口側壁から頂

版に廻り込む曲げモーメント( $M_1$ ,  $M_3$ の最大値)の和を設計曲げモーメントとする。底版 については、版部材の端部曲げモーメント( $M_0$ )及び側壁から底版に廻り込む曲げモーメ ント( $M_2$ )の和を設計曲げモーメントとする。上記により得られる設計曲げモーメントか ら版部材主鉄筋の引張応力を算定する。



p:::地盤応力+間隙水要素の応力

(抽出時刻:立坑に作用する地盤応力+間隙水要素の発生応力の総和が最大の時)

図 8.3-8 版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント算定概念図

#### 8.4 評価結果

8.4.1 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「最大加速度分布」を示す。

(1) 地震時断面力図(部材に着目した地震時断面力図)

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。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 8.4-1 及び表 8.4-2 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。

代替淡水貯槽の各部材における最も厳しい照査値(曲げ, せん断)とその地震波を表 8.4-3 及び表 8.4-4 に示す。解析モデルにおける断面力の方向を図 8.4-1 に, はり要素の方向を図 8.4-2 に示す。代替淡水貯槽の基準地震動 S<sub>s</sub>による断面力(曲げモーメント, 軸力, せん断 力)を図 8.4-3 及び図 8.4-4 に示す。本図は構造部材の曲げ, せん断照査結果が最も厳しく なる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

検訴	ナケース		曲げ軸フ	」照査(コン	クリート曲に	げ圧縮)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.11	0.12	0.11	0.16	0.07	0.07
S <sub>s</sub> –D 1	+-	0.12					
	-+	0.12					
		0.11					
S <sub>s</sub> -11		0.05					
S <sub>s</sub> -12		0.05					
S <sub>s</sub> -13		0.05					
$S_{s} - 14$		0.04					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.05					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.06					
C 2 1	++	0.08					
$5_{s} - 31$	-+	0.08					

表 8.4-1(1) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

表 8.4-1(2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

検訴	ナ ケース		曲に	げ軸力照査(	鉄筋曲げ引き	脹)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.09	0.11	0.08	0.18	0.02	0.02
S <sub>s</sub> – D 1	+-	0.08					
	-+	0.08					
		0.06					
S <sub>s</sub> - 1 1		*1					
S <sub>s</sub> -12		*1					
S <sub>s</sub> -13		_*1					
S <sub>s</sub> -14		*1					
S <sub>s</sub> -21		*1					
S <sub>s</sub> -22		*1					
S <sub>s</sub> - 3 1	++	0.02					
	-+	0.02					

※1 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

検許	ケース			せん断	力照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.29	0.30	0.29	0.40	0.24	0.24
S <sub>s</sub> –D 1	+-	0.30					
	-+	0.23					
		0.23					
S <sub>s</sub> -11		0.10					
$S_{s} - 12$		0.11					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.11					
$S_{s} - 14$		0.08					
S <sub>s</sub> -21		0.11					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.17					
C 91	++	0.13					
$5_{s} = 31$	-+	0.27					

表 8.4-1(3) 東西方向断面のせん断に対する検討ケースと照査値

検訴	ナケース		曲げ軸フ	」照査(コン	クリート曲に	げ圧縮)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.12	0.12	0.11	0.17	0.08	0.07
S <sub>s</sub> –D 1	+-	0.12					
	-+	0.12					
		0.12					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.05					
S <sub>s</sub> -12		0.05					
S <sub>s</sub> -13		0.05					
$S_{s} - 14$		0.04					
S <sub>s</sub> -21		0.07					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.07					
S 2 1	++	0.08					
$5_{s} - 31$	-+	0.08					

表 8.4-2(1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

表 8.4-2(2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

検訴	ナース		曲に	げ軸力照査(	鉄筋曲げ引き	脹)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.09	0.10	0.08	0.19	0.02	0.02
S <sub>s</sub> –D 1	+-	0.07					
	-+	0.09					
		0.07					
S <sub>s</sub> - 1 1		*1					
S <sub>s</sub> -12		_*1					
S <sub>s</sub> -13		_*1					
S <sub>s</sub> -14		*1					
S <sub>s</sub> - 2 1		_*1					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.02					
	++	0.02					
$5_{s} - 31$	-+	0.01					

※1 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

検許	ケース			せん断	力照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.28	0.28	0.28	0.38	0.23	0.23
S <sub>s</sub> –D 1	+-	0.28					
	-+	0.22					
		0.22					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.07					
$S_{s} - 12$		0.13					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.12					
$S_{s} - 14$		0.09					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.16					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.19					
C 91	++	0.12					
$5_{s} = 31$	-+	0.25					

表 8.4-2(3) 南北方向断面のせん断に対する検討ケースと照査値

		断	f面性状(m	n)		発生團	所面力	圧縮	短期許容			
評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		(),,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2112	341	1.72	21.0	0.09	<b>(4)</b>	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1194410	102422	1.62	21.0	0.08	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2433980	139232	3.36	21.0	0.16	(4)	S <sub>s</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2454700	136987	2.65	21.0	0.13	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)

表 8.4-3(1) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



評価位置		断	f面性状(m	n)		発生断面力		引張	短期許容			
		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σs	応力度 σ sa	、力度 照査値 σ sa σ s/ σ sa	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$			
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2078	327	94	435	0.22	<b>(4)</b>	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1184250	101356	23	435	0.06	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2422990	137561	78	435	0.18	<b>(4)</b>	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2445250	135425	46	435	0.11	<b>(4)</b>	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)

表 8.4-3(2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



評価位置		断	i面性状(m	m)		発生	短期許容			
		部材幅     部材高     有効高       b(mm)     h(mm)     d(mm)		有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	せん断力 Va	照査値 V/Va	基準地震動 (検討ケース)	地震波
				d(mm)		(kN/m)	(kN/m)			
搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	970	5084	0.19	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	133439	504412	0.27	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	205404	657347	0.32	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	200106	504412	0.40	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)

表 8.4-3(3) 東西方向断面のせん断力に対する照査結果



評価位置		断	「面性状(m	m)		発生断面力		圧縮	短期許容	照査値 σ c/σ ca	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		外径 内径 !		壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca			
		R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)	011-0.000	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	1.24	21.0	0.06	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1180900	102297	1.60	21.0	0.08	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2529470	144436	3.50	21.0	0.17	4	S <sub>s</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	2.67	21.0	0.13	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)

表 8.4-4(1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



評価位置		断	i面性状(m	n)		発生断面力		引張	短期許容	照査値 σ s/ σ sa	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		外径	外径 内径 壁厚		鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σs	応力度 σ sa			
	R1 (mm		R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		() () ()	
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	64	435	0.15	<b>(</b> <u>4</u> <b>)</b>	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1173770	101196	22	435	0.05	<b>(4)</b>	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2522470	142611	81	435	0.19	<b>(</b> <u>4</u> <b>)</b>	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	44	435	0.11	(4)	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)

表 8.4-4(2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



評価位置		断	i面性状(m	m)		発生	短期許容			
		部材幅     部材高     有効高さ       b(mm)     h(mm)     d(mm)		有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	せん断力 Va	照査値 V/Va	<ul><li>基準地震動</li><li>(検討ケース)</li></ul>	地震波
				d (mm)		(kN/m)	(kN/m)			
搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	986	5084	0.20	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)
側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	130358	504412	0.26	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	206637	657347	0.32	4	S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)
側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	189618	504412	0.38	4	S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)

表 8.4-4(3) 南北方向断面のせん断力に対する照査結果





図 8.4-1 応力の方向

# 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:上端が圧縮となる曲げモーメント
		負:上端が引張となる曲げモーメント
軸力	(N)	正:引張
		負:圧縮



図 8.4-2 はり要素の方向(代替淡水貯槽)



せん断力 (kN)

 図 8.4-3(1) 東西方向断面の搬出入口側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の 照査値となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=54.20s)
 (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)



図 8.4-3(2) 東西方向断面の側壁 No.1において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)
 (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



図 8.4-3(3) 東西方向断面の側壁 No.2 において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値と

なる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.90s)

(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



せん断力 (kN)

図 8.4-3(4) 東西方向断面の側壁 No.3 において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.90s)
 (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



せん断力 (kN)

図 8.4-3(5) 東西方向断面の搬出入口側壁において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる時

刻の断面力 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=54.21s)

(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



時刻の断面力 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.92s)

(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



図 8.4-3(7) 東西方向断面の側壁 No.2 において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる 時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=53.91s)

(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



せん断力 (kN)

図 8.4-3(8) 東西方向断面の側壁 No.3 において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる
 時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)

(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



図 8.4-3(9) 東西方向断面の搬出入口側壁において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断

面力 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)

(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



図 8.4-3 (10) 東西方向断面の側壁 No.1 において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.89s)

(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



図 8.4-3 (11) 東西方向断面の側壁 No.2 において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.88s)

(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


図 8.4-3 (12) 東西方向断面の側壁 No.3 において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.88s)

(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



せん断力 (kN)

 図 8.4-4(1) 南北方向断面の搬出入口側壁において最も厳しいコンクリートの曲げの照査値 となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.92s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-4(2) 南北方向断面の側壁 No.1 において最も厳しいコンクリートの曲げの照査値 となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)



 図 8.4-4 (3) 南北方向断面の側壁 No.2 において最も厳しいコンクリートの曲げの照査値 となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.90s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-4(4) 南北方向断面の側壁 No.3 において最も厳しいコンクリートの曲げの照査値 となる時刻の断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)



図 8.4-4(5) 南北方向断面の搬出入口側壁において最も厳しい鉄筋の曲げの照査値となる時刻の

断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=53.92s)

(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



図 8.4-4(6) 南北方向断面の側壁 No.1 において最も厳しい鉄筋の曲げの照査値となる時刻の断 面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.92s)

(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



せん断力 (kN)

図 8.4-4(7) 南北方向断面の側壁 No.2 において最も厳しい鉄筋の曲げの照査値となる時刻の断

面力 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)

(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



せん断力 (kN)

図 8.4-4(8) 南北方向断面の側壁 No.3 において最も厳しい鉄筋の曲げの照査値となる時刻の断

面力 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91s)

(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



図 8.4-4(9) 南北方向断面の搬出入口側壁において最も厳しいせん断の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.92s)

(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



せん断力 (kN)

図 8.4-4(10) 南北方向断面の側壁 No.1 において最も厳しいせん断の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.89s)

(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



図 8.4-4(11) 南北方向断面の側壁 No.2において最も厳しいせん断の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.88s)

(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



図 8.4-4(12) 南北方向断面の側壁 No.3 において最も厳しいせん断の照査値となる時刻の 断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.88s)

(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

(2) 断面力図(検討ケースに着目した地震時断面力図)

代替淡水貯槽の各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表 8.4-5 及び表 8.4-6 に示す。

代替淡水貯槽の基準地震動S。による断面力(曲げモーメント,軸力,せん断力)を図8.4-5 及び図8.4-6 に示す。本図は各検討ケースにおいて、コンクリートの曲げに対する照査,鉄筋の曲げに対する照査及びせん断に対する照査のうち、照査値が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

検討ケース		抽出照査値と照査項目		
		照查值	照査項目	評価位置
① S s - D 1	H+, V+	0.29	せん断	3
① S s - D 1	H+, V-	0.30	せん断	3
① S s - D 1	H-, V+	0.23	せん断	3
① S s - D 1	H-, V-	0.23	せん断	3
① S s - 1 1	H+, V+	0.10	せん断	1
① S s - 1 2	H+, V+	0.11	せん断	3
① S s - 1 3	H+, V+	0.11	せん断	3
(]S s - 1 4	H+, V+	0.08	せん断	3
(] S s - 2 1	H+, V+	0.11	せん断	1
(1)Ss - 22	H+, V+	0.17	せん断	3
① S s - 3 1	H+, V+	0.13	せん断	3
(] S s - 3 1	H-, V+	0.27	せん断	3
② S s - D 1	H+, V+	0.30	せん断	3
③ S s − D 1	H+, V+	0.29	せん断	3
(4) S s $-$ D 1	H+, V+	0. 40	せん断	3
⑤ S s − D 1	H+, V+	0. 24	せん断	3
⑥ S s − D 1	H+, V+	0.24	せん断	3

表 8.4-5 東西方向断面の各検討ケースにおいて最も厳しい照査値と その照査項目及び評価位置結果

※1 評価位置は下図に示す



検討ケース		抽出照査値と照査項目		
		照查值	照査項目	評価位置
① S s - D 1	H+, V+	0.28	せん断	3
① S s - D 1	H+, V-	0.28	せん断	3
① S s - D 1	H-, V+	0.22	せん断	3
① S s - D 1	H-, V-	0.22	せん断	3
① S s - 1 1	H+, V+	0.07	せん断	3
① S s - 1 2	H+, V+	0.13	せん断	3
① S s - 1 3	H+, V+	0.12	せん断	3
(]S s - 1 4	H+, V+	0.09	せん断	1
(] S s - 2 1	H+, V+	0.16	せん断	3
(1)Ss - 22	H+, V+	0.19	せん断	3
① S s - 3 1	H+, V+	0.12	せん断	3
(] S s - 3 1	H-, V+	0.25	せん断	3
② S s - D 1	H+, V+	0.28	せん断	3
③ S s − D 1	H+, V+	0. 28	せん断	3
(4) S s $-$ D 1	H+, V+	0. 38	せん断	3
⑤ S s − D 1	H+, V+	0.23	せん断	3
⑥ S s − D 1	H+, V+	0.23	せん断	3

表 8.4-6 南北方向断面の各検討ケースにおいて最も厳しい照査値と その照査項目及び評価位置結果

<sup>※1</sup> 評価位置は下図に示す





曲げモーメント (kN・m)

TIME=





図 8.4-5(1) 東西方向断面の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(t=53.88s)





TIME=



曲げモーメント (kN・m)





せん断力 (kN)

図 8.4-5(2) 東西方向断面の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(t=53.88s)







曲げモーメント (kN・m)





図 8.4-5(3) 東西方向断面の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(t=69.04s)







曲げモーメント (kN・m)





せん断力(kN) 図 8.4-5(4) 東西方向断面の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(t=69.04s)



図 8.4-5(5) 東西方向断面のSs-11(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=23.53s)



せん断力 (kN)

図 8.4-5(6) 東西方向断面のSs-12(H+, V+)において最も厳しい照査値となる時刻の

断面力(t=28.71s)



図 8.4-5(7) 東西方向断面のSs-13(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=25.93s)



図 8.4-5(8) 東西方向断面のSs-14(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=28.78s)



図 8.4-5(9) 東西方向断面のSs-21(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=63.54s)



せん断力 (kN)

図 8.4-5 (10) 東西方向断面のS s - 2 2 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる 時刻の断面力 (t=76.26s)



せん断力 (kN)

図 8.4-5(11) 東西方向断面の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(t=9.48s)





TIME=



せん断力 (kN)

図 8.4-5(12) 東西方向断面の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(t=8.71s)







曲げモーメント (kN・m)



せん断力 (kN)

図 8.4-5(13) 東西方向断面の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(t=53.89s)

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1))した解析ケース)









せん断力 (kN)

図 8.4-5(14) 東西方向断面の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(t=53.88s)

(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1)した解析ケース)



(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



せん断力 (kN)

図 8.4-5(16) 東西方向断面の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(t=53.87s)

(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)





断面力(t=53.88s)



断面力(t=53.88s)





せん断力(kN) 図 8.4-6(3) 南北方向断面の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(t=69.03s)


せん断力 (kN)

図 8.4-6(4) 南北方向断面の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(t=69.03s)





図 8.4-6(6) 南北方向断面のSs-12(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=31.57s)



図 8.4-6(7) 南北方向断面のSs-13(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=28.78s)





図 8.4-6(9) 南北方向断面のSs-21(H+,V+)において最も厳しい照査値となる時刻の 断面力(t=66.78s)



図 8.4-6(10) 南北方向断面のSs-22(H+, V+)において最も厳しい照査値となる 時刻の断面力(t=74.20s)



図 8.4-6(11) 南北方向断面の S s - 3 1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる 時刻の断面力(t=9.47s)



せん断力 (kN)

図 8.4-6(12) 南北方向断面の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(t=8.70s)



図 8.4-6(13) 南北方向断面の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(t=53.88s)

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1)した解析ケース)



(+:引張, -: 圧縮)



TIME=



せん断力 (kN)

図 8.4-6(14) 南北方向断面の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(t=53.87s)

(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1)した解析ケース)



時刻の断面力(t=53.88s)

(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-6(16) 南北方向断面の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(t=53.87s)

(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)



(3) 最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布図を図 8.4-7 及び図 8.4-8 に示す。これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

図 8.4-7(1) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-7(2) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-7(3) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-7(4) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-7(5) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-11[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 8.4-7(6) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-7(7) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-13[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 8.4-7(8) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-7 (9) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S<sub>s</sub>-21 [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 8.4-7(10) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-22[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 8.4-7(11) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-7(12) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-7 (13) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S<sub>s</sub>-D1 [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)

図 8.4-7(14) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-D1[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) 図 8.4-7(15) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(④ S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

図 8.4-7(16) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8. 4-7(17) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-D1〔H+, V+〕) (検討ケース⑥:地盤物性のばらつきを考慮(+1g)して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

図 8.4-8(1) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8(2) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8(3) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8(4) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8(5) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-11[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 8.4-8(6) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-8(7) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-13[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 8.4-8(8) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-8 (9) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S<sub>s</sub>-21 [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 8.4-8(10) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-22〔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 8.4-8(11) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8(12) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8 (13) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+]) (検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1g) した解析ケース)

図 8.4-8(14) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+]) (検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1<sub>0</sub>)した解析ケース) 図 8.4-8(15) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

図 8.4-8(16) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-8(17) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-D1〔H+, V+〕) (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

## (4) 過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布図を図 8.4-9 及び図 8.4-10 に示す。これらの図は,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 8.4-9(1) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-9(2) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-9(3) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-9(4) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-9(5) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-11〔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 8.4-9(6) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-9(7) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-13[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 8.4-9(8) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-9(9) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-21〔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 8.4-9(10) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-22〔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 8.4-9(11) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-9(12) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-9(13) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-D1[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)

図 8.4-9(14) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-D1〔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) 図 8.4-9(15) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布(④ S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

図 8.4-10(1) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-10(2) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-10(3) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-10(4) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-10(5) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-11〔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 8.4-10(6) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-12〔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 8.4-10(7) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-13〔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 8.4-10(8) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-14〔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 8.4-10(9) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-21〔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 8.4-10(10) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-22[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 8.4-10(11) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-10(12) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-10(13) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+]) (検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1g)した解析ケース)

図 8.4-10(14) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-D1〔H+, V+〕) (検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1<sub>0</sub>)した解析ケース) 図 8.4-10(15) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

## (5) 最大水平加速度分布

最大水平加速度分布図を図 8.4-11 及び図 8.4-12 に示す。これらの図は、各節点における水平加速 度の全時刻における最大値の分布を示したものである。 図 8.4-11(1) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11(2) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11(3) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11(4) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11(5) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-11[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 8.4-11(6) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-11(7) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-13 [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 8.4-11(8) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-11(9) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-21 [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 8.4-11(10) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-22[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 8.4-11(11) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11(12) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11(13) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-D1[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)

図 8.4-11(14) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-D1 [H+,V+]) (検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1))した解析ケース) 図 8.4-11 (15) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

図 8.4-11(16) 東西方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-11 (17) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S<sub>s</sub>-D1 [H+,V+]) (検討ケース⑥:地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

図 8.4-12(1) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12(2) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12(3) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12(4) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12(5) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-11[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 8.4-12(6) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-12(7) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-13[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 8.4-12(8) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-12(9) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-21 [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 8.4-12(10) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-22[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 8.4-12(11) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12(12) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12(13) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+]) (検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1g)した解析ケース)

図 8.4-12(14) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-D1 [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) 図 8.4-12(15) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)

図 8.4-12(16) 南北方向断面の最大水平加速度分布(S<sub>s</sub>-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 8.4-12 (17) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S<sub>s</sub>-D1 [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)

- 8.4.2 側壁鉛直断面に対する評価結果
- (1) 構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 8.4-7 及び表 8.4-8 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果を 表 8.4-9 及び表 8.4-10 にそれぞれ示す。概略配筋図を図 8.4-13 に,断面計算に用いた断面 諸元の一覧を表 8.4-11 に示す。

鉛直断面の構造部材の曲げに関する発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

検討ケース	評価位置		断面性状				発生断面力		圧縮	短期許容	
			外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σca (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)			
① S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1682	333	1.35	21.0	0.07
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	901030	93892	1.21	21.0	0.06
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1701910	130983	2.32	21.0	0.11
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1688730	131891	1.86	21.0	0.09
① S <sub>s</sub> - D 1 (H+, V-)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1683	372	1.33	21.0	0.07
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	927331	109767	1.24	21.0	0.06
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1738520	151129	2.35	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1724730	152510	1.92	21.0	0.10
① S <sub>s</sub> -D1 (H-,V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1668	358	1.32	21.0	0.07
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	922461	107056	1.23	21.0	0.06
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1732270	146276	2.35	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1742500	153696	1.94	21.0	0.10
① S <sub>s</sub> -D1 (H-,V-)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1661	396	1.30	21.0	0.07
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	891804	124044	1.22	21.0	0.06
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1693360	167457	2.27	21.0	0.11
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1690320	176454	1.91	21.0	0.09

表 8.4-7(1) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

※1 評価位置は下図に示す



検討ケース	評価位置		断面性状				発生断面力		圧縮	短期許容	
			外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 σca (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)			
① S <sub>s</sub> -11 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	538	400	0.28	21.0	0.02
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	201868	125155	0.65	21.0	0.03
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	309383	172617	0.93	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	312241	205394	0.93	21.0	0.05
① S <sub>s</sub> -12 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	553	285	0.36	21.0	0.02
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	154178	138720	0.67	21.0	0.04
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	302515	172322	0.92	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	280049	207496	0.92	21.0	0.05
① S <sub>s</sub> -13 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	549	356	0.31	21.0	0.02
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	152318	136204	0.66	21.0	0.04
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	153486	192549	0.88	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	91628	234404	0.88	21.0	0.05
① S <sub>s</sub> -14 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	394	374	0.18	21.0	0.01
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	87518	132287	0.59	21.0	0.03
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	133394	176135	0.80	21.0	0.04
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	165962	211993	0.85	21.0	0.04

表 8.4-7(2) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

※1 評価位置は下図に示す


検討ケース				断面性状			発生團	而力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	656	368	0.41	21.0	0.02
① S <sub>s</sub> - 2 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	192835	140751	0.71	21.0	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	288575	191935	0.99	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	277096	228862	0.99	21.0	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	874	330	0.63	21.0	0.03
① S <sub>s</sub> - 2 2	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	299422	140382	0.79	21.0	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	595795	192007	1.22	21.0	0.06
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	503261	228776	1.14	21.0	0.06
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1374	391	1.05	21.0	0.05
① S <sub>S</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	743723	113352	1.04	21.0	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1157860	149076	1.56	21.0	0.08
	侧壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1155600	153604	1.36	21.0	0.07

表 8.4-7(3) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果(3)



検討ケース				断面性状			発生購	所面力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1344	364	1.03	21.0	0.05
① S <sub>s</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	720596	111989	1.01	21.0	0.05
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1116580	158249	1.53	21.0	0.08
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1034120	190588	1.37	21.0	0.07
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1714	336	1.37	21.0	0.07
② S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	986457	98340	1.32	21.0	0.07
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1809890	134141	2.47	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1803570	135535	1.98	21.0	0.10
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1689	332	1.35	21.0	0.07
3 S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	841247	93259	1.12	21.0	0.06
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1619390	128145	2.20	21.0	0.11
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1606960	129076	1.78	21.0	0.09

表 8.4-7(4) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果



検討ケース				断面性状			発生時	所面力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2112	341	1.72	21.0	0.09
④ S <sub>s</sub> − D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1194410	102422	1.62	21.0	0.08
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2433980	139232	3.36	21.0	0.16
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2454700	136987	2.65	21.0	0.13
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1279	344	0.98	21.0	0.05
⑤ S <sub>S</sub> − D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	692858	103302	0.96	21.0	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1110600	141063	1.49	21.0	0.07
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1105760	144396	1.30	21.0	0.07
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1259	344	0.97	21.0	0.05
⑥ S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	674879	103285	0.94	21.0	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1067500	141204	1.44	21.0	0.07
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1065590	144436	1.26	21.0	0.06

表 8.4-7(5) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果



検討ケース				断面性状			発生購	而力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1419	339	1.11	21.0	0.06
① S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	909035	100706	1.22	21.0	0.06
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1767870	143663	2.40	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1721870	147830	1.91	21.0	0.09
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1420	368	1.10	21.0	0.06
① S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	912632	113727	1.23	21.0	0.06
(H+,V−)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1769230	162508	2.38	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1724020	166519	1.93	21.0	0.10
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1418	363	1.10	21.0	0.06
① S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	905592	104966	1.21	21.0	0.06
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1774370	144673	2.41	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1699160	148791	1.89	21.0	0.09
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1419	393	1.09	21.0	0.06
① S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	888648	120035	1.20	21.0	0.06
(H-,V-)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1751030	165895	2.35	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1691310	172010	1.91	21.0	0.09

表 8.4-8(1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果



検討ケース				断面性状			発生時	而力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	- , -
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	391	373	0.18	21.0	0.01
① S <sub>S</sub> - 1 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	97027	139795	0.63	21.0	0.03
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	148269	198566	0.90	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	162826	229887	0.91	21.0	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	626	379	0.37	21.0	0.02
① S <sub>s</sub> - 1 2	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	300201	117500	0.70	21.0	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	438822	169902	1.01	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	414819	197258	0.97	21.0	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	544	425	0.27	21.0	0.02
① S <sub>s</sub> - 1 3	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	249783	120215	0.67	21.0	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	412448	162695	0.97	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	383844	189000	0.92	21.0	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	451	372	0.22	21.0	0.01
① S <sub>s</sub> - 1 4	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	124507	131305	0.62	21.0	0.03
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	153412	186288	0.86	21.0	0.04
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	147973	214433	0.85	21.0	0.04

表 8.4-8(2) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果



検討ケース		-		断面性状			発生関	而力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	884	329	0.64	21.0	0.03
① S <sub>s</sub> - 2 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	379313	134754	0.83	21.0	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	736915	186976	1.31	21.0	0.07
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	646177	214301	1.19	21.0	0.06
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1055	344	0. 78	21.0	0.04
① S <sub>s</sub> - 2 2	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	351617	140127	0.83	21.0	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1051980	154055	1.45	21.0	0.07
	側壁No.3	2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	981044	167027	1.25	21.0	0.06
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1257	387	0.94	21.0	0.05
① S <sub>s</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	703105	109482	0.99	21.0	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1111280	148149	1.50	21.0	0.08
	側壁No.3	2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1081220	156984	1.30	21.0	0.07

表 8.4-8(3) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

ф



検討ケース				断面性状			発生購	而力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1241	369	0.94	21.0	0.05
① S <sub>s</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	706234	115593	1.01	21.0	0.05
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1118100	166916	1.55	21.0	0.08
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1047940	191350	1.38	21.0	0.07
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1414	336	1.11	21.0	0.06
② S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	959176	100669	1.28	21.0	0.06
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1828060	143617	2.49	21.0	0.12
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1790280	147816	1.98	21.0	0.10
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1427	337	1.12	21.0	0.06
3 S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	826455	97477	1.11	21.0	0.06
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1646940	140866	2.23	21.0	0.11
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1598270	144981	1.78	21.0	0.09

表 8.4-8(4) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

ф



検討ケース				断面性状			発生購	而力	圧縮	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	1.24	21.0	0.06
④ S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1180900	102297	1.60	21.0	0.08
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2529470	144436	3.50	21.0	0.17
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	2.67	21.0	0.13
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1083	351	0.81	21.0	0.04
⑤ S <sub>S</sub> − D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	683402	104218	0.95	21.0	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1129340	146959	1.52	21.0	0.08
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1098870	151864	1.30	21.0	0.07
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1067	349	0. 79	21.0	0.04
⑥ S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	660281	104341	0.93	21.0	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1074270	147043	1.46	21.0	0.07
	側壁No.3	2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1034440	158373	1.27	21.0	0.06

表 8.4-8(5) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

ф



				断面性状			発生購	而力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1682	333	71	435	0.17
① S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	901030	93892	12	435	0.03
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1693100	129485	39	435	0.09
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1679500	130361	24	435	0.06
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1683	372	68	435	0.16
① S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	927331	109767	8	435	0.02
(H+,V−)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1721950	149221	33	435	0.08
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1709200	150473	20	435	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1657	353	68	435	0.16
① S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	748302	82250	8	435	0.02
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1402930	111453	31	435	0.08
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1418960	116749	19	435	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1584	365	63	435	0.15
① S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	892098	123168	5	435	0.02
(H-,V-)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1693360	167457	24	435	0.06
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1690320	176454	15	435	0.04

表 8.4-9(1) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果



				断面性状			発生購	而力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	539	381	6	435	0.02
① S <sub>s</sub> - 1 1	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	9450	137014	I	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	34188	190513	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	15149	228921	-	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	553	285	12	435	0.03
① S <sub>s</sub> - 1 2	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	4100	128278	I	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	102604	193145	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	56976	235317	-	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	485	285	9	435	0.02
① S <sub>s</sub> - 1 3	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	14799	131370	-	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	78563	192516	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	24570	234760	Ι	435	-
	搬出入口側壁	$-^{*2}$	3500	2000	750	D22@300	1	446	-	435	-
① S <sub>s</sub> - 1 4	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	3520	131397	Ι	435	-
(H+,V+)	侧壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	7095	183118	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	16109	222524	-	435	-

表 8.4-9(2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



				断面性状			発生購	所面力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	643	352	13	435	0.03
① S <sub>s</sub> - 2 1	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	11294	141631	Ι	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	25943	192974	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	43679	236304	-	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	874	330	26	435	0.06
① S <sub>s</sub> - 2 2	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	7581	141855	I	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	26937	195243	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2770	235643	Ι	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1374	391	50	435	0.12
① S <sub>S</sub> – 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	743723	113352	3	435	0.01
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1127560	142608	8	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1154950	152763	6	435	0.02

表 8.4-9(3) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



検討ケース				断面性状			発生購	所面力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σs/σsa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1344	364	50	435	0.12
① S <sub>s</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	720596	111989	2	435	0.01
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1090570	151461	6	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1114010	162266	4	435	0.01
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1706	333	72	435	0.17
② S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	986457	98340	14	435	0.04
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1809890	134141	44	435	0.11
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1803570	135535	26	435	0.06
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1689	332	72	435	0.17
3 S <sub>S</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	833877	92008	9	435	0.02
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1394780	104571	33	435	0.08
	侧壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1389620	104151	20	435	0.05

表 8.4-9(4) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

10



				断面性状			発生開	所面力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2078	327	94	435	0.22
④ S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1184250	101356	23	435	0.06
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2422990	137561	78	435	0.18
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2445250	135425	46	435	0.11
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1279	344	48	435	0.11
⑤ S <sub>S</sub> − D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	689517	102072	3	435	0.01
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1110600	141063	8	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1105760	144396	6	435	0.02
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1259	344	47	435	0.11
(6) S <sub>S</sub> - D 1 (H+, V+)	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	672106	102092	2	435	0.01
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1059150	139785	7	435	0.02
	侧壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1065590	144436	5	435	0.02

表 8.4-9(5) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

ф



				断面性状			発生時	而力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σs	応力度 σ sa	照査値 σ s/σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1415	335	56	435	0.13
① S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	905373	99850	10	435	0.03
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1767870	143663	37	435	0.09
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1400020	114049	19	435	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1420	368	54	435	0.13
(1) S <sub>S</sub> −D 1 (H+,V−)	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	912632	113727	7	435	0.02
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1756120	160098	30	435	0.07
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1709580	164161	18	435	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1413	358	54	435	0.13
① S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	905592	104966	9	435	0.02
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1774370	144673	37	435	0.09
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1385060	115398	18	435	0.05
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1419	393	52	435	0.12
①S <sub>S</sub> -D1 (H-,V-)	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	888648	120035	5	435	0.02
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1751030	165895	28	435	0.07
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1691310	172010	16	435	0.04

表 8.4-10(1) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果



				断面性状			発生時	而力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 <i>5</i> , 0 <i>5</i> 4
	搬出入口側壁	$-^{*2}$	3500	2000	750	D22@300	31	454	-	435	-
① S <sub>s</sub> - 1 1	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	6088	140394	-	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	6091	199015	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	3234	229765	-	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	608	360	11	435	0.03
$(]S_{S} - 12$ (H+,V+)	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	28482	145955	-	435	-
	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	31203	206813	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	27517	239415	-	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	531	342	8	435	0.02
① S <sub>s</sub> - 1 3	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	1512	145537	-	435	I
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	7725	205803	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	11428	237810	-	435	-
	搬出入口側壁	$-^{*2}$	3500	2000	750	D22@300	59	457	-	435	-
①S <sub>S</sub> -14 (H+,V+)	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	24375	138558	-	435	-
	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	27505	195878	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	22505	226184	-	435	-

表 8.4-10(2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



				断面性状			発生購	所面力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
		-	R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	884	329	27	435	0.07
① S <sub>s</sub> - 2 1	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	7168	143895	Ι	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	9642	200740	-	435	-
	側壁No.3	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	13428	233283	-	435	-
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1014	326	34	435	0.08
① S <sub>s</sub> - 2 2	側壁No.1	$-^{*2}$	26000	20000	3000	2-D41@200	2060	142197	Ι	435	-
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	998595	138244	5	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	894184	132335	3	435	0.01
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1257	387	44	435	0.11
① S <sub>s</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	703105	109482	2	435	0.01
(H+, V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1080320	141954	7	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1083230	151409	4	435	0.01

表 8.4-10(3) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



				断面性状			発生購	所面力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1238	368	44	435	0.11
① S <sub>s</sub> - 3 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	706234	115593	2	435	0.01
(H-,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1087840	158928	4	435	0.01
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1095430	171871	3	435	0.01
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1414	336	56	435	0.13
② S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	959176	100669	12	435	0.03
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1828060	143617	41	435	0.10
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1790280	147816	23	435	0.06
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1427	337	57	435	0.14
③ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	713013	79966	8	435	0.02
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1443050	111767	33	435	0.08
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1405660	114296	19	435	0.05

表 8.4-10(4) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

10



				断面性状			発生購	而力	引張	短期許容	
検討ケース	評価位置		外径	内径	壁厚	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/σ sa
			R1 (mm)	R2 (mm)	t(mm)		(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	64	435	0.15
④ S <sub>s</sub> - D 1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1173770	101196	22	435	0.05
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2522470	142611	81	435	0.19
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	44	435	0.11
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1083	351	37	435	0.09
⑤S <sub>S</sub> −D1	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	680812	102880	2	435	0.01
(H+,V+)	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1117930	145180	7	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1098870	151864	5	435	0.02
	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1067	349	36	435	0.09
(6) S <sub>S</sub> - D 1 (H+, V+)	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	657619	103033	2	435	0.01
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1028690	139405	6	435	0.02
	側壁No.3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1036410	150166	4	435	0.01

表 8.4-10(5) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

10



図 8.4-13(1) 概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-13(2) 概略配筋図(南北断面方向)

			断面	性状				主鉄	筋	
部位	材料No.	外径	内径	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	n	鉄筋量
		R1 (m)	R2 (m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(本)	$(cm^2)$
搬出入口側壁	M1	3.500	2.000	0.120	1.880	SD490	22	1	24	92.904
側壁No.1	M2	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No.2	M3	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No.3	M4 4	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	51	2	428	22006 220
		26.000	20. 000	0.200	21.875	SD490	41	1	428	23000.320

表 8.4-11(1) 東西断面方向の断面諸元一覧表(曲げ軸力に対する評価)



			断面	性状				主鉄	筋	
部位	材料No.	外径	内径	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	n	鉄筋量
掀山入口創辟		R1 (m)	R2 (m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(本)	$(cm^2)$
搬出入口側壁	M1	3.500	2.000	0.120	1.880	SD490	22	1	24	92.904
側壁No.1	M1 M2	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No.2	MЗ	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No.3	M4	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	51	2	428	22006 220
		26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	1	428	23080. 320

表 8.4-11(2) 南北断面方向の断面諸元一覧表(曲げ軸力に対する評価)



(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-12 及び表 8.4-13 にせん断力に対する照査結果を示す。図 8.4-14 に概略配筋図を, 表 8.4-14 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

鉛直断面の構造部材の発生せん断応力,又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

検討ケース				断面性状			発生	照查用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置		部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応刀度 て <sub>a1</sub>	<ul> <li>τ<sub>a1</sub>に対する</li> <li>照査値</li> </ul>	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	874	0.272	0.825	0.33	5084	0.18
① S <sub>s</sub> - D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	104798	_	0.825	_	504412	0.21
(H+,V+)	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	152135	-	0.825	_	657347	0.24
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	146615	_	0.825	_	504412	0.29
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	873	0.271	0.825	0.33	5084	0.18
① S <sub>s</sub> - D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	105653	_	0.825	_	504412	0.21
(1)S <sub>S</sub> -D1 (H+,V-)	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	154149	—	0.825	_	657347	0.24
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	148322	_	0.825	_	504412	0.30
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	768	0.238	0.825	0.29	5084	0.16
① S <sub>s</sub> - D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	82738	0.818	0.825	1.00	504412	0.17
(H-,V+)	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	118906	_	0.825	_	657347	0.18
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	113274	_	0.825	_	504412	0.23
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	768	0.239	0.825	0.29	5084	0.16
①S <sub>S</sub> -D1 (H-,V-)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	82580	0.817	0.825	0.99	504412	0.17
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	118688	-	0.825	_	657347	0.18
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	113670	-	0.825	-	504412	0.23

表 8.4-12(1) 東西方向断面のせん断力照査結果

10



検討ケース				断面性状			発生	照查用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置		部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 <sub>て a1</sub>	<ul> <li>τ<sub>a1</sub>に対する</li> <li>照査値</li> </ul>	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h (mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	226	0.070	0.825	0.09	5084	0.05
① S <sub>s</sub> - 1 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	32767	0.324	0.825	0.40	504412	0.07
(H+,V+)	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	46085	0.456	0.825	0.56	657347	0.07
	側壁No. 3	1	5318	23042	21875	2-D51@200	48761	0.482	0.825	0.59	504412	0.10
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	207	0.064	0.825	0.08	5084	0.04
① S <sub>s</sub> - 1 2	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	37666	0.373	0.825	0.46	504412	0.08
(H+,V+)	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	51797	0.512	0.825	0.62	657347	0.08
_	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	51922	0.514	0.825	0.63	504412	0.11
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	303	0.094	0.825	0.12	5084	0.06
①S <sub>s</sub> -13	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	38764	0.384	0.825	0.47	504412	0.08
(H+,V+)	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	52970	0.524	0.825	0.64	657347	0.08
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	52944	0.524	0.825	0.64	504412	0.11
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	248	0.077	0.825	0.10	5084	0.05
①S <sub>S</sub> -14 (H+,V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	31944	0.316	0.825	0.39	504412	0.07
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	39387	0.390	0.825	0.48	657347	0.06
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	39367	0.390	0.825	0.48	504412	0.08

表 8.4-12(2) 東西方向断面のせん断力照査結果

10



検討ケース				断面性状			発生	照杳用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置		部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 て <sub>a1</sub>	τ <sub>a1</sub> に対する 照香値	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
		-	b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	316	0.098	0.825	0.12	5084	0.07
① S <sub>s</sub> - 2 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	36437	0.361	0.825	0.44	504412	0.08
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	51258	0.507	0.825	0.62	657347	0.08
	側壁No.3	1	5318	23042	21875	2-D51@200	52855	0.523	0.825	0.64	504412	0.11
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	495	0.154	0.825	0.19	5084	0.10
① S <sub>s</sub> - 2 2	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	55837	0.552	0.825	0.67	504412	0.11
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	84091	Ι	0.825	_	657347	0.13
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	84340	-	0.825	_	504412	0.17
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	324	0.101	0.825	0.13	5084	0.07
①S <sub>S</sub> -31 (H+,V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	44279	0.438	0.825	0.53	504412	0.09
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	64589	0.639	0.825	0. 78	657347	0.10
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	65120	0.644	0.825	0. 78	504412	0.13

表 8.4-12(3) 東西方向断面のせん断力照査結果

ф



検討ケース				断面性状			発生	照杳用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置		部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 <sub>て a1</sub>	τ <sub>a1</sub> に対する 照香値	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	735	0.228	0.825	0.28	5084	0.15
① S <sub>s</sub> – 3 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	97737	Ι	0.825	-	504412	0.20
(H-,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	135259		0.825	_	657347	0.21
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	132189	I	0.825	_	504412	0.27
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	885	0.275	0.825	0.34	5084	0.18
② S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	109756	-	0.825	-	504412	0.22
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	156789	I	0.825	_	657347	0.24
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	149975	I	0.825	_	504412	0.30
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	879	0.273	0.825	0.33	5084	0.18
(3) S <sub>S</sub> - D 1 (H+,V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	101198	-	0.825	-	504412	0.20
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	148333	-	0.825	_	657347	0.23
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	143891	_	0.825	_	504412	0.29

表 8.4-12(4) 東西方向断面のせん断力照査結果

ф



				断面性状			発生	照査用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置		部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 <sub>て a1</sub>	τ <sub>a1</sub> に対する 照香値	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	970	0.301	0.825	0. 37	5084	0.19
④ S <sub>s</sub> − D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	133439	Ι	0.825	-	504412	0.27
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	205404		0.825	_	657347	0.32
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	200106	I	0.825	_	504412	0.40
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	693	0.215	0.825	0.26	5084	0.14
⑤ S <sub>S</sub> − D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	91405	-	0.825	-	504412	0.19
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	122985	I	0.825	_	657347	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	120217	I	0.825	_	504412	0.24
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	686	0.213	0.825	0.26	5084	0.14
(6) S <sub>S</sub> - D 1 (H+, V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	90254	-	0.825	-	504412	0.18
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	120677	-	0.825	_	657347	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	118289	_	0.825	_	504412	0.24

表 8.4-12(5) 東西方向断面のせん断力照査結果

ф



			断面性状			発生	照査用	短期許容		短期許容	U Iz the to Z	
検討ケース	評価位置	評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 て <sub>a1</sub>	<ul> <li>τ<sub>a1</sub>に対する</li> <li>照査値</li> </ul>	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
① S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	896	0.278	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	103330	-	0.825	_	504412	0.21
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	155282	Ι	0.825	_	657347	0.24
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	140738		0.825	_	504412	0.28
① S <sub>S</sub> -D1 (H+,V-)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	896	0.278	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	103663	-	0.825	-	504412	0.21
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	155228	I	0.825	_	657347	0.24
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	140670	I	0.825	_	504412	0.28
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	786	0.244	0.825	0.30	5084	0.16
① S <sub>s</sub> - D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	81556	0.807	0.825	0.98	504412	0.17
(H-,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	121179	I	0.825	_	657347	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	108355		0.825	_	504412	0.22
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	785	0.244	0.825	0.30	5084	0.16
①S <sub>S</sub> -D1 (H-,V-)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	81391	0.805	0.825	0. 98	504412	0.17
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	120949	-	0.825	—	657347	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	108143	-	0.825	_	504412	0.22

表 8.4-13(1) 南北方向断面のせん断力照査結果

10



			断面性状				発生	照査用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置	評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 て <sub>a1</sub>	<ul> <li>τ<sub>a1</sub>に対する</li> <li>照査値</li> </ul>	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>-</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
①S <sub>S</sub> -11 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	216	0.067	0.825	0.09	5084	0.05
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	26608	0.263	0.825	0.32	504412	0.06
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	33810	0.335	0.825	0. 41	657347	0.06
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	33089	0.328	0.825	0.40	504412	0.07
①S <sub>S</sub> -12 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	400	0.124	0.825	0.15	5084	0.08
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	49387	0.489	0.825	0.60	504412	0.10
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	65184	0.645	0.825	0.79	657347	0.10
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	62487	0.618	0.825	0.75	504412	0.13
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	361	0.112	0.825	0.14	5084	0.08
① S <sub>s</sub> - 1 3	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	47354	0.469	0.825	0.57	504412	0.10
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	61616	0.610	0.825	0.74	657347	0.10
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	59049	0.584	0.825	0.71	504412	0.12
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	300	0.093	0.825	0.12	5084	0.06
① S <sub>S</sub> -14 (H+,V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	34837	0.345	0.825	0.42	504412	0.07
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	43088	0.426	0.825	0.52	657347	0.07
	側壁No.3	1	5318	23042	21875	2-D51@200	41652	0.412	0.825	0. 50	504412	0.09

表 8.4-13(2) 南北方向断面のせん断力照査結果

10



				断面性状		Ad. 64-11 136	発生	照査用	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置		部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 て <sub>a1</sub>	τ <sub>a1</sub> に対する 照香値	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm²)	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
① S <sub>S</sub> -21 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	559	0.174	0.825	0.21	5084	0.11
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	56519	0.559	0.825	0.68	504412	0.12
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	84597	I	0.825	_	657347	0.13
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	79162	0. 783	0.825	0.95	504412	0.16
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	674	0.209	0.825	0.26	5084	0.14
① S <sub>s</sub> - 2 2	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	68674	0.679	0.825	0.83	504412	0.14
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	102473	Ι	0.825	_	657347	0.16
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	93816		0.825	_	504412	0.19
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	348	0.108	0.825	0.13	5084	0.07
① S <sub>S</sub> -31 (H+,V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	44844	0.444	0.825	0.54	504412	0.09
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	65026	0.643	0.825	0.78	657347	0.10
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	60852	0.602	0.825	0.73	504412	0.12

表 8.4-13(3) 南北方向断面のせん断力照査結果

ф



				断面性状			発生	照査用 応力度	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置	評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V		応力度 て <sub>a1</sub>	τ <sub>a1</sub> に対する 照香値	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
$(1)S_{s} = 31$	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	789	0.245	0.825	0. 30	5084	0.16
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	97166	-	0.825	-	504412	0.20
(H-,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	131943		0.825	_	657347	0.20
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	124327	I	0.825	_	504412	0.25
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	895	0.278	0.825	0.34	5084	0.18
② S <sub>s</sub> – D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	107099	-	0.825	-	504412	0.22
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	154271		0.825	_	657347	0.24
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	139343	-	0.825	-	504412	0.28
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	901	0.280	0.825	0.34	5084	0.18
(3) S <sub>S</sub> - D 1 (H+, V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	99305	-	0.825	-	504412	0.20
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	150723	-	0.825	_	657347	0.23
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	137004	_	0.825	_	504412	0.28

表 8.4-13(4) 南北方向断面のせん断力照査結果

ф



				断面性状		Not Arter ( 1, 1326	発生	照査用 応力度	短期許容		短期許容	
検討ケース	評価位置	評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V		応力度 て <sub>a1</sub>	τ <sub>a1</sub> に対する 照香値	せん断力 Va	Vaに対する 照査値
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		(kN/m)	
(∰ S <sub>S</sub> −D 1 (H+,V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	986	0.306	0.825	0.37	5084	0.20
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	130358	Ι	0.825	_	504412	0.26
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	206637		0.825	_	657347	0.32
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	189618	I	0.825	_	504412	0.38
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	704	0.219	0.825	0.27	5084	0.14
⑤ S <sub>s</sub> − D 1	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	91471	-	0.825	_	504412	0.19
(H+,V+)	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	122813	I	0.825	_	657347	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	114358	Ι	0.825	_	504412	0.23
	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	695	0.216	0.825	0.27	5084	0.14
⑥ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	89793	-	0.825	-	504412	0.18
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	2-D51@200 D41@200	119552	-	0.825	_	657347	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	112071	_	0.825	_	504412	0.23

表 8.4-13(5) 南北方向断面のせん断力照査結果

ф



図 8.4-14(1) 概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-14(2) 概略配筋図(南北断面方向)

	材料No.		断面	性状		せん断補強鉄筋					
部位		部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	n	Ss	鉄筋量	
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(本)	(mm)	$(cm^2)$	
搬出入口側壁	M1	1.329	3.102	0.120	2.789	SD490	22	4	300	15.484	
側壁No.1	M2	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160	
相旧来NI。 9	Mo	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	215 760	
则空NO.2	MO	5.318	23.042	042 0.200 21.875 SD490 41		41	4	200	215.700		
側壁No.3	M4	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160	

表 8.4-14(1) 東西断面方向の断面諸元一覧表(せん断力に対する評価)


			断面	性状		せん断補強鉄筋					
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	n	Ss	鉄筋量	
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(本)	(mm)	$(cm^2)$	
搬出入口側壁	M1	1.329	3.102	0.120	2.789	SD490	22	4	300	15.484	
側壁No.1	M2	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160	
相相学Na 9	MO	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	915 760	
侧型NO.2	MO	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	41	4	200	215.760	
側壁No.3	M4	5. 318	23. 042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162. 160	

表 8.4-14(2) 南北断面方向の断面諸元一覧表(せん断力に対する評価)



- 8.4.3 側壁水平断面の検討
  - (1) 設計荷重の設定

側壁水平断面の検討に用いる設計荷重を設定するために,地震応答解析の各検討ケースに おいて側壁に作用する最大地盤反力度を抽出した結果を表 8.4-15 及び表 8.4-16 に示す。地 盤反力度の抽出に当たって,図 8.4-15 に示すように部材の評価位置を搬出入口部および側 壁部(区間 No.1~No.3)に区分した。水平断面の検討では,最大地盤反力度が最大となる検 討ケースの最大地盤反力度を用いる。側壁水平断面の検討では,(2)で述べるように,最大地 盤反力以外に静水圧を作用させるとともに,加振直交方向に常時土圧を作用させ,静的フレ ーム解析を実施した。荷重の作用方法および検討ケースについて図 8.4-16 に示す。

水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると,構造体が変形するのに伴い地盤反力が生 じることから,「シールド工事用立坑の設計((社)土木学会,2015年)」に従い構造体の変 形に応じた地盤反力を考慮する。なお,構造体の変形に応じた地盤反力は,保守的に区間 No.3 (Km 層根入れ部)のみにおいて考慮する。



図 8.4-15 側壁評価区分

検討	ケース		1	最大地盤反力	D度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	12			10		
	+-	12					
$S_s = DI$	-+	12					
S <sub>s</sub> - 1 1		12					
$S_{s} = 12$		12					
S <sub>s</sub> - 1 3		12					
$S_{s} - 14$		12					
$S_{s} - 21$		11					
S <sub>s</sub> - 2 2		11					
C 9.1	++	12					
$5_{s} = 31$	-+	12					

表 8.4-15(1) 水平断面設計に用いる地盤反力(搬出入口,東西方向断面)

表 8.4-15(2) 水平断面設計に用いる地盤反力(側壁 No.1, 東西方向断面)

	ケース		Ţ	最大地盤反力	b度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1)	2	3	4	5	6
	++	263			314		
	+-	288					
$S_s = DI$	-+	265					
		304					
S <sub>s</sub> -11		204					
S <sub>s</sub> -12		237					
S <sub>s</sub> -13		232					
S <sub>s</sub> -14		227					
S <sub>s</sub> - 2 1		225					
S <sub>s</sub> -22		244					
C 9.1	++	250					
$5_{s} - 31$	-+	218					

検討	ケース		ļ	最大地盤反力	D度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	354			424		
	+-	372					
$S_s = DI$	-+	367					
S <sub>s</sub> - 1 1		293					
$S_{s} = 12$		361					
S <sub>s</sub> -13		356					
$S_{s} - 14$		338					
$S_{s} - 21$		316					
S <sub>s</sub> - 2 2		353					
C 9.1	++	325					
$5_{s} = 31$	-+	285					

表 8.4-15(3) 水平断面設計に用いる地盤反力(側壁 No.2, 東西方向断面)

表 8.4-15(4) 水平断面設計に用いる地盤反力(側壁 No.3, 東西方向断面)

検訴	ナケース		ļ	最大地盤反 <i>7</i>	力度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1	2	3	4)	(5)	6
	++	690			866		
	+-	753					
$S_s - DI$	-+	758					
		804					
S <sub>s</sub> -11		240					
S <sub>s</sub> -12		308					
S <sub>s</sub> -13		303					
S <sub>s</sub> -14		292					
S <sub>s</sub> -21		327					
S <sub>s</sub> -22		368					
	++	633					
$S_{s} = 31$	-+	470					

検討	ケース		ļ	最大地盤反力	J度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	12			11		
	+-	12					
$S_s = DI$	-+	12					
S <sub>s</sub> - 1 1		12					
$S_{s} - 12$		12					
S <sub>s</sub> - 1 3		12					
$S_{s} - 14$		12					
$S_{s} - 21$		12					
S <sub>s</sub> - 2 2		12					
C 9.1	++	12					
$5_{s} = 31$	-+	12					

表 8.4-16(1) 水平断面設計に用いる地盤反力(搬出入口,南北方向断面)

表 8.4-16(2) 水平断面設計に用いる地盤反力(側壁 No.1,南北方向断面)

検討	ケース		ļ	最大地盤反力	D度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	260			316		
	+-	293					
$S_s = D_1$	-+	259					
		298					
S <sub>s</sub> - 1 1		164					
S <sub>s</sub> -12		239					
S <sub>s</sub> -13		254					
$S_{s} - 14$		189					
S <sub>s</sub> - 2 1		226					
S <sub>s</sub> - 2 2		260					
C 9.1	++	256					
$5_{s} - 31$	-+	227					

検討	ケース		ļ	最大地盤反力	D度(kN/m <sup>2</sup> )		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	362			420		
	+-	422					
$S_s = DI$	-+	367					
S <sub>s</sub> - 1 1		258					
$S_{s} - 12$		375					
S <sub>s</sub> -13		381					
$S_{s} - 14$		328					
$S_{s} - 21$		400					
S <sub>s</sub> - 2 2		394					
C 9.1	++	460					
$5_{s} = 31$	-+	342					

表 8.4-16(3) 水平断面設計に用いる地盤反力(側壁 No.2,南北方向断面)

表 8.4-16(4) 水平断面設計に用いる地盤反力(側壁 No.3,南北方向断面)

÷~~	1		1	皇子神影臣士	古 庄 $(1-N/m^2)$		
使許	ヨクース		ر ا	<b>収八地盈区</b> /	J皮(KIV/Ⅲ)		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	741			948		
	+-	819					
$S_s - DI$	-+	803					
		836					
S <sub>s</sub> - 1 1		237					
S <sub>s</sub> -12		387					
S <sub>s</sub> -13		406					
S <sub>s</sub> -14		321					
S <sub>s</sub> - 2 1		501					
S <sub>s</sub> -22		547					
C 0 1	++	610					
$S_{s} = 31$	-+	495					



## 常時荷重最小位置

\*1:立坑左右地盤の「【常時土圧+静水圧】(最大・最小)+【地震時最大地盤反力】」を両側に作用させる。 \*2:立坑左右地盤の「【常時土圧+静水圧】(最大・最小)+【地震時最大地盤反力】」を片側に作用させる。

> 図 8.4-16(1) 水平断面解析の荷重載荷方法 (単純支持)



## (2) 地震時断面力図

水平断面の各検討ケースにおける発生断面力と照査値を表 8.4-17 及び表 8.4-18 に示す。 静的フレーム解析により求められた断面力(曲げモーメント,軸力,せん断力)を図 8.4-17 及び図 8.4-18 に示す。

					断面性状			発生購	所面力	圧縮	短期許容		
評価位置	地震	常時	引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照查值	地震波
	仰里	上小江		b (mm)	h (mm)	d (mm)	(八十四人用力)	(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 C/ 0 Ca	
			外側	1000	750	630	D22@300	10	50	0.18	21.0	0.01	
	II. Image	最小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
	斤押し	E L	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	
搬出入口		<b></b>	内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	1
側壁		ы	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	0.35	21.0	0.02	$S_{S} - 3_{I}$ (H- V+)
		菆小	内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.42	21.0	0.02	(11,,,))
	両押し	E L	外側	1000	750	630	D22@300	2	50	0.08	21.0	0.01	
		取人	内側	1000	750	630	D22@300	1	46	0.08	21.0	0.01	
		<b></b>	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	7993	4282	5.86	21.0	0.28	
	日期1	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8855	562	5.77	21.0	0.28	
	万押し	日十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4023	4294	3.22	21.0	0.16	
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4458	2261	3.26	21.0	0.16	(4) 0 D 1
No. 1		星山	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	13745	4272	9.65	21.0	0.46	$S_{S} - DI$ (H+, V+)
	三十月)	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13604	461	8.76	21.0	0.42	(11 + , + + )
	阿押し	見上	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8153	4272	5.97	21.0	0.29	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	7970	1496	5.42	21.0	0.26	
		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7184	5553	5.07	21.0	0.25	
	H- HH 1	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7971	2037	5.02	21.0	0.24	
	Лけし	見上	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	4984	5560	3.79	21.0	0.18	~
側壁		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	5546	2978	3.74	21.0	0.18	(4) S D 1
No. 2		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13630	5528	8.93	21.0	0.43	(H+, V+)
	両押し	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13403	857	7.91	21.0	0.38	( · ) · · /
	MUUT C	是十	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10519	5528	7.08	21.0	0.34	
		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10282	1946	6.35	21.0	0.31	
		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9218	7589	7.06	21.0	0.34	
	出生用工	JQ / J ·	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11201	4680	8.05	21.0	0.39	
	ЛІТС	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8507	7691	6.61	21.0	0.32	
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9834	5321	7.22	21.0	0.35	(4) S. – D. 1
No. 3		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9904	10482	7.92	21.0	0.38	(H+, V+)
	क्त आग ।	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12843	4830	9.15	21.0	0.44	
	MJT C	是十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8948	10481	7.33	21.0	0.35	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11491	5470	8.35	21.0	0.40	

表 8.4-17(1) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



					断面性状			発生関	所面力	引張	短期許容		
評価位置	地震	常時	引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水 亚鉄 笛)	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照查值	地震波
	刊里	1./1/1		b(mm)	h (mm)	d (mm)		(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 5/ 0 54	
		E.I.	外側	1000	750	630	D22@300	10	50	1	435	0.01	
	LL Arra a	取小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
	万押し		外側	1000	750	630	D22@300	3	43	- <sup>*2</sup>	435	-	
搬出入口		取人	内側	1000	750	630	D22@300	2	34	_ *2	435	-	1
側壁		<b>B</b> .1	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	6	435	0.02	$S_{S} = 31$ (H = V+)
	ままり	取小	内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	(11,,,,)
	両押し		外側	1000	750	630	D22@300	2	50	_ *2	435	-	
		取人	内側	1000	750	630	D22@300	1	46	- <sup>*2</sup>	435	—	
		E. J.	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	7993	4282	79	435	0.19	
	1	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8855	562	173	435	0.40	
	万押し	日十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4023	4294	12	435	0.03	-
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4458	2261	46	435	0.11	(4) C D 1
No. 1			外側	1000	2000	2725	2-D51@200	13745	4272	195	435	0.45	$S_S = D_I$ (H+ V+)
	ままり	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13604	461	275	435	0.64	(,,
	阿押し	見上	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8153	4272	82	435	0.19	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	7970	1496	134	435	0.31	
		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7184	5553	38	435	0.09	
	1		内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7971	2037	100	435	0.23	
	Лサし	「押し」	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	4984	5560	11	435	0.03	~
側壁		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	5546	2978	46	435	0.11	(4) S . – D 1
No. 2		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13630	5528	138	435	0.32	(H+, V+)
	तन्त्र भग १	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13403	857	211	435	0.49	(,,
	回けし	是十	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10519	5528	88	435	0.21	
		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10282	1946	140	435	0.33	
		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9218	7589	51	435	0.12	
	出册1	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11201	4680	135	435	0.31	
	Лサし	是十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8507	7691	39	435	0.09	0
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9834	5321	96	435	0.22	(4) S. – D. 1
No. 3		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9904	10482	30	435	0.07	(H+, V+)
	両押り	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12843	4830	165	435	0.38	
	PH11T U	是十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8948	10481	19	435	0.05	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11491	5470	126	435	0.29	

表 8.4-17(2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



評価位置	地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	断面性状 部材高 h(mm)	有効高さ d(mm)	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 τ <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>a1</sub> に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va	地震波
	the left of	最小	1000	750	630	D19@300×600	21	0.039	0.825	0.05	487	0.05	
搬出入口	片押し	最大	1000	750	630	D19@300×600	8	0.015	0.825	0.02	487	0.02	1
側壁		最小	1000	750	630	D19@300×600	28	0.052	0.825	0.07	487	0.06	$S_{S} - 3_{I}$ (H- V+)
	両押し	最大	1000	750	630	D19@300×600	7	0.013	0.825	0.02	487	0.02	(11,,,))
	出掘1	最小	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	1907	0.805	0.825	0.98	3228	0.59	
側壁	万押し	最大	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	1193	0.504	0.825	0.61	3228	0.37	(4) C D 1
No. 1	ままり	最小	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	2555	-	0.825		3228	0.80	$S_{S} = D_{I}$ (H+, V+)
	阿押し	最大	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	1677	0.708	0.825	0.86	3228	0.52	(, , /
	比细1	最小	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	1908	0.823	0.825	1.00	3752	0.51	0
側壁	Лガゼレ	最大	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	1512	0.652	0.825	0.79	3752	0.41	(4) C D 1
No. 2	क्र मा ।	最小	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	2654		0.825		3752	0.71	$S_{S} = D_{I}$ (H+, V+)
	阿伊し	最大	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	2165		0.825		3752	0.58	(,,
	ik-±man1	最小	1000	3000	2725	$D25@200 \times 400$	3070		0.825		5479	0.56	0
側壁	Лガゼレ	最大	1000	3000	2725	$D25@200 \times 400$	2868	-	0.825		5479	0.53	(4) S D 1
No. 3	क्रमण	最小	1000	3000	2725	D25@200×400	3000	_	0.825	_	5479	0.55	$S_{S} = D_{I}$ (H+, V+)
両	凹がせし	最大	1000	3000	2725	D25@200×400	2790	_	0.825	_	5479	0.51	(, ( 1 /

表 8.4-17(3) 東西方向断面のせん断力に対する照査結果



		常時 土水圧		断面性状				発生断面力		圧縮	短期許容	TT - La M	[				
評価位置	地震 荷重		引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水平鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度応力	応力度 g ca	照査値 σ.c/σ.ca	地震波				
	回里			b(mm)	h) $h(mm) d(mm)$ (k	(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 C/ 0 Ca							
搬出入口 側壁	片押し	<b>B</b> (	外側	1000	750	630	D22@300	10	51	0.18	21.0	0.01	① S <sub>S</sub> -31 (H-,V+)				
		最小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02					
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01					
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01					
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	0.36	21.0	0.02					
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.43	21.0	0.02					
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	0.09	21.0	0.01					
			内側	1000	750	630	D22@300	2	46	0.08	21.0	0.01					
			外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8270	4295	6.05	21.0	0.29	④ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)				
	片押し	菆小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9164	460	5.94	21.0	0.29					
		最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4049	4308	3.24	21.0	0.16					
側壁 No.1			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4486	2264	3.28	21.0	0.16					
	両押し	最小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	14126	4287	9.90	21.0	0.48					
			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13990	579	9.03	21.0	0.43					
		最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8197	4287	6.00	21.0	0.29					
			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8013	1496	5.45	21.0	0.26					
	片押し	最小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	8581	5961	5.97	21.0	0.29	① S <sub>S</sub> -31 (H+,V+)				
			内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	9503	1850	5.88	21.0	0.28					
		最大	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	6533	5965	4.75	21.0	0.23					
側壁			内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7230	2746	4.71	21.0	0.23					
No. 2		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15677	6694	10.32	21.0	0.50					
		取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15396	1329	9.17	21.0	0.44					
	阿伊し	最大	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12630	5941	8.40	21.0	0.40					
			内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12376	1629	7.49	21.0	0.36					
		最小 し 最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10079	8243	7.72	21.0	0.37	④ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)				
側壁 No. 3	片押し		内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12250	5060	8.79	21.0	0.42					
			外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9640	8405	7.44	21.0	0.36					
			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11693	5375	8.47	21.0	0.41					
		最小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10829	11408	8.65	21.0	0.42					
	両知り		内側	1000	2000	2725	2-D51@200	14047	5224	10.00	21.0	0.48					
	両押し	最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10370	11408	8.36	21.0	0.40					
			取八	取入	取八	取人	取入	取人	最大	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13398	5531	9.62

表 8.4-18(1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



評価位置		常時 土水圧		断面性状				発生断面力		引張	短期許容	TT - La L															
	地震		引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水 亚 鉄 箆)	曲げモーメント	軸力	応力度 応 σs (N/mm <sup>2</sup> ) (N	応力度	照査値 σ s/ σ sa	地震波														
	刊里			b(mm)	h (mm)	d (mm)		(kN·m/m)	(kN/m)		$(N/mm^2)$																
搬出入口 側壁	片押し		外側	1000	750	630	D22@300	10	51	1	435	0.01															
		菆小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	① S <sub>S</sub> -31 (H-,V+)														
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	- <sup>*2</sup>	435	-															
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	_ *2	435	-															
		最小	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	6	435	0.02															
	ままり		内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06															
	阿押し	最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	_ *2	435	-															
			内側	1000	750	630	D22@300	2	46	- <sup>*2</sup>	435	—															
		最小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8270	4295	84	435	0.20	④ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)														
	1		内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9164	460	182	435	0.42															
側壁 No.1	万押し	最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4049	4308	12	435	0.03															
			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4486	2264	47	435	0.11															
	両押し	是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	14126	4287	202	435	0.47															
		取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13990	579	281	435	0.65															
		最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8197	4287	83	435	0.19															
			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8013	1496	135	435	0.31															
	片押し	最小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	8581	5961	53	435	0.13	① S <sub>s</sub> -31 (H+,V+)														
			内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	9503	1850	129	435	0.30															
		最大	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	6533	5965	25	435	0.06															
側壁			内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7230	2746	76	435	0.18															
No. 2	田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田田	是小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15677	6694	154	435	0.36															
		取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15396	1329	237	435	0.55															
	回けし	最大	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12630	5941	116	435	0.27															
			内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12376	1629	181	435	0.42															
		最小 最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10079	8243	56	435	0.13	④ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)														
側壁	片押し		内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12250	5060	148	435	0.34															
			外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9640	8405	47	435	0.11															
			内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11693	5375	131	435	0.31															
No. 3		最小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10829	11408	33	435	0.08															
	तन्त्र भग १		内側	1000	2000	2725	2-D51@200	14047	5224	182	435	0.42															
	両押し	最大	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10370	11408	27	435	0.07															
			取八	取八	取人	取八	取八	取八	取八	取八	取八	取八	取八	取八	取入	取入	取八	<b></b>	<b>東</b> 天	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13398	5531	162

表 8.4-18(2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



評価位置	地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	断面性状 部材高 有効高さ h(mm) d(mm)		鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 <sub>て a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	<sub>て a1</sub> に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va	地震波	
搬出入口 側壁	片押し	最小	1000	750	630	D19@300×600	22	0.041	0.825	0.05	451	0.05		
		最大	1000	750	630	D19@300×600	8	0.015	0.825	0.02	451	0.02	① S <sub>S</sub> -31 (H-,V+)	
	両押し	最小	1000	750	630	D19@300×600	28	0.052	0.825	0.07	451	0.07		
		最大	1000	750	630	D19@300×600	7	0.013	0.825	0.02	451	0.02		
側壁 No. 1	片押し	最小	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	1958	-	0.825		3228	0.61	$ \begin{array}{c} \textcircled{4}\\ S_{s} - D 1\\ (\texttt{H}+, \texttt{V}+) \end{array} $	
		最大	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	1199	0.506	0.825	0.62	3228	0.38		
	両押し	最小	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	2616	-	0.825		3228	0.81		
		最大	1000	3000	2725	$D25@400 \times 400$	1685	0.712	0.825	0.87	3228	0.53	(, , /	
側壁 No. 2	片押し	最小	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	2199	-	0.825		3752	0.59		
		最大	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	1826	0.787	0.825	0.96	3752	0.49		
	両押し	最小	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	3083		0.825		3752	0.83	$S_{s} - 3_{1}$ (H+, V+)	
		最大	1000	3000	2669	$D29@400 \times 400$	2535		0.825		3752	0.68	(,,	
側壁 No. 3	片押し	最小	1000	3000	2725	$D25@200 \times 400$	3353		0.825		5479	0.62	0	
		最大	1000	3000	2725	$D25@200 \times 400$	3248	_	0.825	-	5479	0.60	(4) C D 1	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D25@200×400	3276	_	0.825	_	5479	0.60	$S_S = D_I$ (H+ V+)	
		両押し	両押し	両押し	最大	1000	3000	2725	D25@200×400	3175	—	0.825	_	5479

表 8.4-18(3) 南北方向断面のせん断力に対する照査結果





せん断力 (kN)

図 8.4-17(1) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し載荷における常時土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.01s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(2) 東西方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t =44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(3) 東西方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(4) 東西方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=54.15s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-17(5) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し載荷における常時土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.01s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(6) 東西方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t =44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(7) 東西方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t =44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(8) 東西方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=54.15s) (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)



せん断力 (kN)

図 8.4-17(9) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し載荷における常時土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.01s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-17(10) 東西方向断面の側壁 No.1 において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(11) 東西方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の両押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(12) 東西方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の両押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=54.15s) (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)



せん断力 (kN)

図 8.4-17(13) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し載荷における常時土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.01s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(14) 東西方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の両押し載荷における常時 土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=44.40s) (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)



せん断力 (kN)

図 8.4-17(15) 東西方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-17(16) 東西方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の両押し載荷における常時 土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=54.15s) (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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(1) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し載荷における常時土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.02s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-18(2) 南北方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t =44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(3) 南北方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の片押し載荷における常時
土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H+, V+], t=8.78 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-18(4) 南北方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.87 s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(5) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し載荷における常時土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.02s)
(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)


せん断力 (kN)

図 8.4-18(6) 南北方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の片押し載荷における常時
土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t =44.40 s)
(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)



図 8.4-18(7) 南北方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の片押し載荷における常時
土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H+, V+], t=8.78 s)
(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)



せん断力 (kN)

 図 8.4-18(8) 南北方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の片押し載荷における常時 土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.87 s) (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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(9) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し載荷における常時土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.02s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(10) 南北方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=44.40 s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(11) 南北方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H+, V+], t=8.78 s)
(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 8.4-18(12) 南北方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の両押し載荷における常時 土水圧最小部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.87 s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(13) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し載荷における常時土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.02s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(14) 南北方向断面の側壁 No.1において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1[H+, V+], t=44.40s)
(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)



せん断力 (kN)

図 8.4-18(15) 南北方向断面の側壁 No.2において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-31 [H+, V+], t=8.78 s)
(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 8.4-18(16) 南北方向断面の側壁 No.3において最大地盤反力の両押し載荷における常時
土水圧最大部の地震時断面力(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.87 s)
(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) 水平断面の構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 8.4-19 及び表 8.4-20 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果 を表 8.4-21 及び表 8.4-22 にそれぞれ示す。

以上より,代替淡水貯槽の水平断面における構造部材の応答値は,許容限界以下であるこ とを確認した。

概略配筋図を図 8.4-19 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 8.4-23 に示す。

評価位置 地震 荷重				断面性状			発生團	所面力	圧縮	短期許容			
評価位置	地震 荷重	常時 十水圧	引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水平鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca	地震波
	1.1			b (mm)	h(mm)	d (mm)	01.10000	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,	
		<b></b>	外側	1000	750	630	D22@300	10	50	0.18	21.0	0.01	
	LL +m )	<b></b>	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
	万押し	日十	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	_
搬出入口		取八	内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	
側壁		星小	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	0.35	21.0	0.02	$S_{S} = 31$ (H=, V+)
	ままり	取小	内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.42	21.0	0.02	(11,,,,)
	阿押し	日十	外側	1000	750	630	D22@300	2	50	0.08	21.0	0.01	
		取八	内側	1000	750	630	D22@300	1	46	0.08	21.0	0.01	
		E. J.	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	7993	4282	5.86	21.0	0.28	
	1	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8855	562	5.77	21.0	0.28	
	Лサし	日十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4023	4294	3.22	21.0	0.16	
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4458	2261	3.26	21.0	0.16	(4) S D 1
No. 1		县小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	13745	4272	9.65	21.0	0.46	(H+, V+)
NO. 1 両打	ままり	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13604	461	8.76	21.0	0.42	(,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,
	阿押し	見上	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8153	4272	5.97	21.0	0.29	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	7970	1496	5.42	21.0	0.26	
		县小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7184	5553	5.07	21.0	0.25	
	1	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7971	2037	5.02	21.0	0.24	
	Лサし	星士	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	4984	5560	3.79	21.0	0.18	
側壁		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	5546	2978	3.74	21.0	0.18	(4) S - D 1
No. 2		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13630	5528	8.93	21.0	0.43	(H+, V+)
	तन्त्र भग १	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13403	857	7.91	21.0	0.38	
	1m] ] · [ · C	星士	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10519	5528	7.08	21.0	0.34	
		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10282	1946	6.35	21.0	0.31	
		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9218	7589	7.06	21.0	0.34	
	出册1	取/1、	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11201	4680	8.05	21.0	0.39	
	Лサし	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8507	7691	6.61	21.0	0.32	0
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9834	5321	7.22	21.0	0.35	(4) S D 1
側壁 No. 3		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9904	10482	7.92	21.0	0.38	(H+, V+)
	両押り	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12843	4830	9.15	21.0	0.44	
	PH11T U	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8948	10481	7.33	21.0	0.35	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11491	5470	8.35	21.0	0.40	

表 8.4-19 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果



					断面性状			発生團	所面力	圧縮	短期許容		
評価位置	地震 荷重	常時	引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水 亚鉄 笛)	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照查值	地震波
	刊里	上小山		b (mm)	h (mm)	d (mm)		(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 C/ 0 Ca	
			外側	1000	750	630	D22@300	10	51	0.18	21.0	0.01	
	LL Arra a	最小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
	斤押し		外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	
搬出入口		取人	内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	1
側壁		ы	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	0.36	21.0	0.02	$S_{S} - 3_{I}$ (H- V+)
		菆小	内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.43	21.0	0.02	(11,,,))
	両押し		外側	1000	750	630	D22@300	2	51	0.09	21.0	0.01	
		取人	内側	1000	750	630	D22@300	2	46	0.08	21.0	0.01	
		<b></b>	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8270	4295	6.05	21.0	0.29	
	11-1-11-1	<b></b>	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9164	460	5.94	21.0	0.29	
	万押し		外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4049	4308	3.24	21.0	0.16	_
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4486	2264	3.28	21.0	0.16	(4) 0 D 1
No. 1		E. J.	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	14126	4287	9.90	21.0	0.48	$S_S = D_I$ (H+ V+)
No.1 両押し	三畑リ	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13990	579	9.03	21.0	0.43	(11 + , + + )
	阿押し	見上	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8197	4287	6.00	21.0	0.29	
	最大	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8013	1496	5.45	21.0	0.26		
		县小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	8581	5961	5.97	21.0	0.29	
	1	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	9503	1850	5.88	21.0	0.28	
	ЛТТС	見上	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	6533	5965	4.75	21.0	0.23	
側壁		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7230	2746	4.71	21.0	0.23	
No. 2		县小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15677	6694	10.32	21.0	0.50	(H+,V+)
	त्त्व भाषा १	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15396	1329	9.17	21.0	0.44	( · ) · · /
	MJT U	星士	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12630	5941	8.40	21.0	0.40	
		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12376	1629	7.49	21.0	0.36	
		星小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10079	8243	7.72	21.0	0.37	
	出册)	取/1、	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12250	5060	8.79	21.0	0.42	
片	ЛТТС	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9640	8405	7.44	21.0	0.36	0
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11693	5375	8.47	21.0	0.41	(4) S D 1
No. 3		星小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10829	11408	8.65	21.0	0.42	(H+, V+)
	両押コ	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	14047	5224	10.00	21.0	0.48	
NO. 2 両打 側壁 No. 3 両打			外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10370	11408	8.36	21.0	0.40	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13398	5531	9.62	21.0	0.46	

表 8.4-20 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果



					断面性状			発生團	所面力	引張	短期許容		
評価位置	地震	常時	引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水 亚鉄窑)	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照查值	地震波
	间里	1.///1.		b (mm)	h (mm)	d (mm)	(/// / 56/7////	(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 37 0 34	
			外側	1000	750	630	D22@300	10	50	1	435	0.01	
	the first second	最小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
	斤押し	E L	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	_*2	435	_	
搬出入口		最大	内側	1000	750	630	D22@300	2	34	- <sup>*2</sup>	435	_	1
側壁		<b></b>	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	6	435	0.02	$S_{S} - 3I$ (H - V + )
		取小	内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	(11,,,))
	両押し	E L	外側	1000	750	630	D22@300	2	50	- <sup>*2</sup>	435	_	
		菆入	内側	1000	750	630	D22@300	1	46	_ <sup>*2</sup>	435	-	
		<b></b>	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	7993	4282	79	435	0.19	
	14-11-1	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8855	562	173	435	0.40	
	万押し		外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4023	4294	12	435	0.03	_
側壁		取人	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4458	2261	46	435	0.11	(4) C D 1
No. 1		目(.	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	13745	4272	195	435	0.45	$S_S - DI$ (H+ V+)
No. 1 両	ままり	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13604	461	275	435	0.64	(11+,++)
	阿押し	具卡	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8153	4272	82	435	0.19	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	7970	1496	134	435	0.31	
		具小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7184	5553	38	435	0.09	
	H- HH 1	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7971	2037	100	435	0.23	
	Лガヤレ	是十	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	4984	5560	11	435	0.03	_
側壁		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	5546	2978	46	435	0.11	(4) S D 1
No. 2		星山	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13630	5528	138	435	0.32	(H+,V+)
	तन्त्र भग १	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	13403	857	211	435	0.49	(, , , , , , , , , , , , , , , , , ,
	回けし	是十	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10519	5528	88	435	0.21	
		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	10282	1946	140	435	0.33	
		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9218	7589	51	435	0.12	
	出册)	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11201	4680	135	435	0.31	
片	ЛІТС	是十	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8507	7691	39	435	0.09	0
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9834	5321	96	435	0.22	(4) S. – D. 1
側壁 No.3		星小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9904	10482	30	435	0.07	(H+,V+)
	両押し	取/1、	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12843	4830	165	435	0.38	(n+, v+)
	Г№ЈЗТ U	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8948	10481	19	435	0.05	
用 供 用 例 壁 No. 1 所 相 例 壁 No. 2 所 相 所 和 の 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月 月		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11491	5470	126	435	0.29	

表 8.4-21 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



					断面性状			発生関	所面力	引張	短期許容		
評価位置	地震	常時	引張	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水 亚鉄 笛)	曲げモーメント	軸力	応力度	応力度	照查值	地震波
	刊里	1.///		b(mm)	h (mm)	d (mm)		(kN·m/m)	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 5/ 0 54	
		н	外側	1000	750	630	D22@300	10	51	1	435	0.01	
	LL Arra a	菆小	内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
	斤押し	E L	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	- <sup>*2</sup>	435	-	
搬出入口		菆大	内側	1000	750	630	D22@300	2	34	_*2	435	-	1
側壁		н	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	6	435	0.02	$S_{S} - 3_{I}$ (H- V+)
		菆小	内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	(11, 17)
	両押し	E L	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	_ <sup>*2</sup>	435	_	
		菆大	内側	1000	750	630	D22@300	2	46	_*2	435	—	
		<b></b>	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8270	4295	84	435	0.20	
	LL +m )	<b></b>	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	9164	460	182	435	0.42	
	万押し		外側	1000	2000	2725	2-D51@200	4049	4308	12	435	0.03	_
側壁		取人	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	4486	2264	47	435	0.11	(4)
No. 1			外側	1000	2000	2725	2-D51@200	14126	4287	202	435	0.47	$S_S - DI$ (H+ V+)
側壁 No. 1		取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13990	579	281	435	0.65	(11 + , + + )
	阿押し	見上	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	8197	4287	83	435	0.19	
		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	8013	1496	135	435	0.31	
		星小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	8581	5961	53	435	0.13	
	14-1491	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	9503	1850	129	435	0.30	
	Лサし	日十	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	6533	5965	25	435	0.06	
側壁		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	7230	2746	76	435	0.18	(1)
No. 2		县小	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15677	6694	154	435	0.36	(H+,V+)
	तन्त्र भग १	取小	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	15396	1329	237	435	0.55	(,,
	回けし	見十	外側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12630	5941	116	435	0.27	
		取八	内側	1000	2000	2669	2-D51@200+D41@200	12376	1629	181	435	0.42	
		星山	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10079	8243	56	435	0.13	
	1	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	12250	5060	148	435	0.34	
片	Лサし	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	9640	8405	47	435	0.11	0
側壁		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	11693	5375	131	435	0.31	(4) S D 1
側壁 No. 3		是小	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10829	11408	33	435	0.08	(H+,V+)
	両押り	取小	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	14047	5224	182	435	0.42	
	16134 C	星士	外側	1000	2000	2725	2-D51@200	10370	11408	27	435	0.07	]
周壁 片押   個壁 両押   側壁 片押   個壁 「打押   No. 2 両押   小o. 3 「押		取八	内側	1000	2000	2725	2-D51@200	13398	5531	162	435	0.38	

表 8.4-22 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。



図 8.4-19(1) 概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-19(2) 概略配筋図(南北断面方向)

			断面	性状		主鉄筋					
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量	
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$	
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	22	1	300	12.903	
側壁No.1	M2	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	51	2	200	202.700	
	MO	1 000	2 000	0.000	0 000	SD490	51	2	200	960 700	
侧型NO.2	MO	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	41	1	200	269.700	
側壁No.3	M4	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	51	2	200	202.700	



表 8.4-23(1) 東西断面方向の断面諸元一覧表(曲げ軸力に対する評価)



			断面	性状		主鉄筋						
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量		
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$		
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	22	1	300	12.903		
側壁No.1	M2	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	51	2	200	202.700		
相坦民学 11- 0	MO	1 000	2 000	0.000	0 000	SD490	51	2	200	960 700		
侧空NO.2	MO	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	41	1	200	269.700		
側壁No.3	M4	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	51	2	200	202.700		

表 8.4-23(2) 南北断面方向の断面諸元一覧表(曲げ軸力に対する評価)



(4) 水平断面の構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-24 及び表 8.4-25 にせん断力に対する照査結果を示す。

代替淡水貯槽について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せん 断力が,搬出入口はコンクリートの許容せん断力( $V_{ca}$ )以下,側壁はコンクリートの許容 せん断力( $V_{ca}$ )と,斜め引張鉄筋の許容せん断力( $V_{sa}$ )を合わせた許容せん断力( $V_{a}$ ) 以下であることを確認した。

以上より,代替淡水貯槽の水平断面における構造部材の応答値は,許容限界以下であるこ とを確認した。

図 8.4-20 に概略配筋図を、表 8.4-26 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

評価位置	地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	断面性状 部材高 h(mm)	有効高さ d(mm)	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照查用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 て <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	<sub>τ a1</sub> に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	地震波
	1	最小	1000	750	630	D19@600×300	21	0.039	0.825	0.05	487	0.05	
搬出入口	万押し	最大	1000	750	630	D19@600×300	8	0.015	0.825	0.02	487	0.02	
側壁	ままり	最小	1000	750	630	D19@600×300	28	0.052	0.825	0.07	487	0.06	$S_{S} = 31$ (H = V+)
	阿押し	最大	1000	750	630	D19@600×300	7	0.013	0.825	0.02	487	0.02	(11,,,,)
	出出	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	1907	0.805	0.825	0.98	4417	0.44	
月 御壁 No. 1	万押し	最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1193	0.504	0.825	0.61	4417	0.27	(4) C D 1
	ままり	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2555	-	0.825		4417	0.58	$S_{S} = D_{I}$ (H+, V+)
	阿押し	最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1677	0.708	0.825	0.86	4417	0.38	(,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,
	出版	最小	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	1908	0.823	0.825	1.00	5367	0.36	
側壁	Лガゼレ	最大	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	1512	0.652	0.825	0.79	5367	0.29	(4) C D 1
No. 2	ままり	最小	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	2654	-	0.825		5367	0.50	$S_{S} - D_{I}$ (H+ V+)
	阿押し	最大	1000	3000	2669	D25@400×200	2165	-	0.825	—	5367	0.41	(11 + , + + )
	出出	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3070	-	0.825	—	5479	0.56	_
側壁	万押し	最大	1000	3000	2725	D25@400×200	2868	-	0.825	-	5479	0.53	(4) C D 1
间型 No. 3	± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ±	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3000	_	0.825	_	5479	0.55	$S_S - DI$ (H+ V+)
	阿伊し	最大	1000	3000	2725	D25@400×200	2790	_	0.825	_	5479	0.51	(11   , 1   )

表 8.4-24 東西方向断面のせん断力照査結果



評価位置	地震 荷重	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	断面性状 部材高 h(mm)	有効高さ d(mm)	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照查用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 て <sub>a1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	<sub>τ a1</sub> に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照查値 V/Va	地震波
	出掘1	最小	1000	750	630	D19@600×300	22	0.041	0.825	0.05	487	0.05	~
搬出入口	万押し	最大	1000	750	630	D19@600×300	8	0.015	0.825	0.02	487	0.02	
側壁	ままり	最小	1000	750	630	D19@600×300	28	0.052	0.825	0.07	487	0.06	$S_{S} = 31$ (H = V+)
	阿押し	最大	1000	750	630	D19@600×300	7	0.013	0.825	0.02	487	0.02	(11,,,,))
	出出	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	1958	_	0.825		4417	0.45	0
月 例壁 No. 1	万押し	最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1199	0.506	0.825	0.62	4417	0.28	(4) C D 1
	ままり	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2616	_	0.825		4417	0.60	$S_{S} = D_{I}$ (H+, V+)
	阿押し	最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1685	0.712	0.825	0.87	4417	0.39	(,,
	出版	最小	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	2199	-	0.825		5367	0.41	0
側壁	Лガゼレ	最大	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	1826	0.787	0.825	0.96	5367	0.34	
No. 2	क्र मा ।	最小	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	3083	_	0.825		5367	0.58	$S_{S} = 31$ (H+, V+)
	阿伊し	最大	1000	3000	2669	$D25@400 \times 200$	2535	_	0.825		5367	0.48	(, , )
	ik-±man1	最小	1000	3000	2725	$D25@400 \times 200$	3353	_	0.825		5479	0.62	0
側壁	Лガゼレ	最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3248	_	0.825		5479	0.60	(4) S D 1
间空 No. 3	त्र मा	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3276	_	0.825	_	5479	0.60	$S_{S} = D_{I}$ (H+, V+)
	阿伊し	最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3175	_	0.825	_	5479	0.58	(11 + , * + )

表 8.4-25 南北方向断面のせん断力照査結果



図 8.4-20(1) 概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-20 (2) 概略配筋図 (南北断面方向)

			断面	性状			せん	し断補強	鉄筋	
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	19	600	300	4.775
側壁No.1	M2	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	22	400	200	9.678
側壁No.2	MЗ	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	25	400	200	12.668
側壁No.3	M4	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	25	400	200	12.668

表 8.4-26(1) 断面諸元一覧表(東西断面方向)



			断面	性状			せん	し断補強	鉄筋	
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	19	600	300	4.775
側壁No.1	M2	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	22	400	200	9.678
側壁No.2	MЗ	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	25	400	200	12.668
側壁No.3	M4	1.000	3.000	0.200	2.800	SD490	25	400	200	12.668

表 8.4-26(2) 断面諸元一覧表(南北断面方向)



## 8.4.4 頂版の<mark>評価結果</mark>

(1) 設計荷重の設定

頂版の設計に用いる設計荷重を設定するために,地震応答解析の各検討ケースにおいて頂版に作用する最大鉛直地盤反力(頂版部地盤反力の合計値)を抽出した結果を表 8.4-27 に,最大鉛直加速度を抽出した結果を表 8.4-28 に示す。頂版の設計は,最大地盤反力とその時刻で発生した頂版の加速度,及び頂版の最大加速度とその時刻で生じた地盤反力の 2 つの荷重ケースについて実施する。検討に当たって,最大加速度を重力加速度で除することにより震度に換算し,震度に頂版自重を乗じることによって慣性力を算出した。頂版の設計に用いる荷重値をを表 8.4-29 に示す。

頂版の検討では、(2)で述べるように、最大地盤反力、慣性力以外に静水圧を作用させ、シ ェル解析を実施した。

検訴	ナケース			最大地盤反	力(kN/m)		
地震動		1	2	3	4	5	6
++ +-		884			877		
S <sub>s</sub> – D 1	+-	937					
	-+	906					
		930					
S <sub>s</sub> -11		856					
$S_{s} = 1 1$ $S_{s} = 1 2$		886					
S <sub>s</sub> - 1 3		866					
$S_{s} - 14$		815					
$\frac{S_{s} - 2}{S_{s} - 2}$		892					
S <sub>s</sub> - 2 2		949					
	++	677					
$5_{s} - 31$	-+	685					

表 8.4-27(1) 東西方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

表 8.4-27(2) 南北方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

検討	fケース			最大地盤反	力(kN/m)		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	888			882		
S <sub>s</sub> – D 1	+-	935					
$S_s - D_1$	-+	911					
	_	938					
S <sub>s</sub> - 1 1		856					
$\frac{S_s - 1}{S_s - 1} \frac{1}{2}$		891					
S <sub>s</sub> -13		880					
$S_{s} - 14$		828					
$S_{s} - 21$		924					
S <sub>s</sub> - 2 2		942					
S 9.1	++	678					
$5_{s} - 31$	-+	687					

検討ケース		最大鉛直加速度(m/s <sup>2</sup> )						
地震動		1	2	3	4	5	6	
	++	3.7			3.9			
	+-	3.4						
S <sub>s</sub> – D I	-+	3.7						
		3.2						
S <sub>s</sub> -11		2.9						
$S_{s} - 12$		3.2						
S <sub>s</sub> -13		2.9						
S <sub>s</sub> -14		2.3						
S <sub>s</sub> -21		3.8						
S <sub>s</sub> - 2 2		4.1						
S <sub>s</sub> - 3 1	++	1.4						
	-+	1.4						

表 8.4-28(1) 東西方向断面における各検討ケースの最大加速度

表 8.4-28(2) 南北方向断面における各検討ケースの最大加速度

検討ケース		最大鉛直加速度(m/s <sup>2</sup> )					
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	3.7			3.8		
	+-	3.4					
$S_s - D_1$	-+	3.6					
		3.3					
S <sub>s</sub> -11		2.9					
S <sub>s</sub> - 1 2		3.1					
S <sub>s</sub> -13		3.0					
S <sub>s</sub> -14		2.2					
S <sub>s</sub> -21		4.0					
S <sub>s</sub> -22		3.9					
S <sub>s</sub> - 3 1	++	1.4					
	-+	1.4					

検手をニッ	時刻	地盤反力	鉛直加速度*1	
検討クース	(秒)	(kN/m)	$(m/s^2)$	
最大地盤反力 (①S <sub>s</sub> -22)	73. 25	949	3. 7	
最大鉛直加速度 (①S <sub>s</sub> -22)	74. 43	93	-4.1	

表 8.4-29(1) 東西方向断面における地盤反力度と地震時慣性力の組合せ

※1 上向き:+

表 8.4-29(2) 南北方向断面における地盤反力度と地震時慣性力の組合せ

松手を、フ	時刻	地盤反力	鉛直加速度*1	
使 前 ク ー ス	(秒)	(kN/m)	$(m/s^2)$	
最大地盤反力 (①S <sub>s</sub> -22)	69. 42	942	3. 6	
最大鉛直加速度 (①S <sub>s</sub> -21)	68.62	111	-4.0	

※1 上向き:+

## (2) 地震時断面力図

解析結果の応力成分を図 8.4-21 に示す。代替淡水貯槽頂版の地震時断面力(曲げモーメント, せん断力)を表 8.4-30 に、断面力図(曲げモーメント, 軸力, せん断力)を図 8.4-22 及び図 8.4-23 に示す。境界条件は単純支持である。なお、作用荷重には搬出入口の重量および地震時慣性力を考慮した。



※図中の2重矢印の向きは、回転の向きに右ねじを回したときに、右ねじの進む方向を表しています。

図 8.4-21 応力成分

	曲げモーメント		せん断力				
検討ケース	(kN • m/m)		(kN/m)				
	Mx	Му	Qx	Qy	$\sqrt{{Q_x}^2 + {Q_y}^2}$		
最大地盤反力 (①S <sub>s</sub> -22)	-2979	-2579	1208	45	1209		
最大鉛直加速度 (①S₅-22)	-3009	-2598	-1174	113	1180		

表 8.4-30(1) 東西方向断面における頂版の最大地震時断面力

表 8.4-30(2) 南北方向断面における頂版の地震時断面力

• •	( ) ( ) ( )				•
	曲げモーメント		せん断力		
検討ケース	(kN • m/m)		(kN/m)		
	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{{Q_x}^2 + {Q_y}^2}$
最大地盤反力 (①S <sub>s</sub> -22)	-2988	-2582	-1214	45	1215
最大鉛直加速度 (①S <sub>s</sub> -21)	-3013	-2600	-1180	112	1186

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-22(1) 東西方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-22, t=73.25s)

(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)

せん断力 Qx (kN/m)

せん断力 Qy (kN/m)

図 8.4-22(2) 東西方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-22, t=73.25s)

(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)

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-22(3) 東西方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-22, t=74.43s)

(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)
せん断力 Qx (kN/m)

せん断力 Qy (kN/m)

図 8.4-22(4) 東西方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-22, t=74.43s)

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-23(1) 南北方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-22, t=69.42s)

せん断力 Qx (kN/m)

せん断力 Qy (kN/m)

図 8.4-23(2) 南北方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-22, t=69.42s)

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-23 (3) 南北方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-21, t=68.62s)

せん断力 Qx (kN/m)

せん断力 Qy (kN/m)

図 8.4-23(4) 南北方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布 (S<sub>s</sub>-21, t=68.62s)

(3) 頂版の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 8.4-31 及び表 8.4-32 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果 を表 8.4-33 及び表 8.4-34 にそれぞれ示す。図 8.4-24 に概略配筋図を,表 8.4-35 に断面計 算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、頂版の曲げ軸力に関する発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

断面性状 圧縮 短期許容 発生断面力 応力度 鉄筋仕様 応力度 照査値 評価位置 検討ケース 部材幅 部材高 有効高さ 曲げモーメント 軸力 (鉛直鉄筋) σca σс σc/σca b(mm) h(mm) d (mm)  $(kN \cdot m/m)$ (kN/m)  $(N/mm^2)$  $(N/mm^2)$ 1000 2500 2300 21.0 D51@200 2979 0 3.45 0.17最大地盤反力 1000 2500 2300 D51@200 2988 0 3.46 21.0 0.17 中央 頂版 1000 D51@200 2500 2300 3009 0 3.49 21.0 0.17 最大加速度 1000 2500 2300 D51@200 3013 0 3.49 21.0 0.17

表 8.4-31 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

表 8.4-32 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

				断面性状			発生時	所面力	圧縮	短期許容	
評価位	置	検討ケース	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
			b (mm)	h(mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
		星七年8月十	1000	2500	2300	D51@200	2582	0	2.99	21.0	0.15
西山	њњ	取八地盈区刀	1000	2500	2300	D51@200	2579	0	2.99	21.0	0.15
項瓜	中天	四十百年月	1000	2500	2300	D51@200	2600	0	3.01	21.0	0.15
		取八川迷皮	1000	2500	2300	D51@200	2598	0	3.01	21.0	0.15

表 8.4-33 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

				断面性状			発生時	而力	引張	短期許容	
評価位	置	検討ケース	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σs	応力度 σ sa	熊査値 σ s/ σ sa
			b(mm)	h(mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 5, 0 54
		具上地船口力	1000	2500	2300	D51@200	2979	0	141	435	0.33
TTELLE	њњ	取入地盛区刀	1000	2500	2300	D51@200	2988	0	141	435	0.33
項瓜	中天	星十世年	1000	2500	2300	D51@200	3009	0	142	435	0.33
		取入加速度	1000	2500	2300	D51@200	3013	0	142	435	0.33

表 8.4-34 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

				断面性状			発生開	所面力	引張	短期許容	
評価位	置	検討ケース	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
			b(mm)	h (mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	0 5, 0 54
		皇士神影百士	1000	2500	2300	D51@200	2582	0	122	435	0.28
百旧	њњ	取八地盈区刀	1000	2500	2300	D51@200	2579	0	122	435	0.28
貝瓜	中天	<b>具十加注</b> 库	1000	2500	2300	D51@200	2600	0	123	435	0.29
		取八加述及	1000	2500	2300	D51@200	2598	0	123	435	0.29



図 8.4-24(1) 頂版の概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-24(2) 頂版の概略配筋図(南北断面方向)

				断面	性状				主鉄筋		
部位		材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
頂版	中央	M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350

表 8.4-35(1) 断面諸元一覧表(東西断面方向)



				断面	性状				主鉄筋		
部位		材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
頂版	中央	M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350

表 8.4-35(2) 断面諸元一覧表(南北断面方向)



(4) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-36 及び表 8.4-37 に頂版のせん断力に対する照査結果を示す。図 8.4-25 に概略配 筋図を,表 8.4-38 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より, 頂版の発生せん断応力, 又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 8.4-36 頂版のせん断力照査結果(東西断面方向)

			断面性状			発生	照查用	短期許容	$\tau \rightarrow k$	短期許容	Valč
評価位置	検討ケース	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	ん力度 て a1	対する	せん断力 Va	対する
		b(mm)	h(mm)	d (mm)	(2)0 [5] [11132(1))	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	照査値	(kN/m)	照査値
танс	最大地盤反力	1000	2500	2300	D22@400×400	1209	0.605	0.825	0.74	2276	0.54
J貝加	最大加速度	1000	2500	2300	D22@400×400	1180	0.590	0.825	0.72	2276	0.52

表 8.4-37 頂版のせん断力照査結果(南北断面方向)

			断面性状			発生	照查用	短期許容	$\tau \rightarrow k$	短期許容	Vali
評価位置	検討ケース	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	心刀度	対する	せん断力 Va	対する
評価位置   椅		b(mm)	h(mm)	d (mm)	( 2/0 14111132(1))	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	照查値	(kN/m)	照查値
石屿	最大地盤反力	1000	2500	2300	D22@400×400	1215	0.608	0.825	0.74	2276	0.54
項版	最大加速度	1000	2500	2300	D22@400×400	1186	0.593	0.825	0.72	2276	0.53



# 図 8.4-25(1) 頂版の概略配筋図(東西断面方向)



# 図 8.4-25(2) 頂版の概略配筋図(南北断面方向)

		断面性状				せん断補強鉄筋					
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	Sb	Ss	鉄筋量	
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$	
頂版	M4, M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	22	400	400	9.678	

表 8.4-38(1) 断面諸元一覧表(東西断面方向)



			断面	性状		せん断補強鉄筋					
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	Sb	Ss	鉄筋量	
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$	
頂版	M4, M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	22	400	400	9.678	

表 8.4-38(2) 断面諸元一覧表(南北断面方向)



#### 8.4.5 底版の<mark>評価結果</mark>

(1) 設計荷重の設定

底版の設計に用いる設計荷重を設定するために,地震応答解析の各検討ケースにおいて底版に作用する鉛直地盤反力(底版部地盤反力の合計値)を抽出した結果を表 8.4-39 及び表 8.4-40 に示す。底版の設計は,各検討ケースの最大地盤反力を比較し,最大となった検討ケースを抽出して用いる。

底版の検討では、(2)で述べるように、最大地盤反力以外に静水圧を作用させ、シェル解析 を実施した。

検訴	ケース			最大地盤反	力(kN/m)		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	8866			8342		
	+-	9406					
$S_s - DI$	-+	9044					
		9911					
S <sub>s</sub> - 1 1		8779					
$S_{s} - 12$		9071					
$S_{s} - 1 3$		8996					
$S_{s} - 14$		8291					
$S_{s} = 2.1$		9231					
S <sub>s</sub> - 2 2		9621					
S _ 2 1	++	7022					
$5_{s} - 5_{1}$	-+	6689					

表 8.4-39 東西方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

表 8.4-40 南北方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

検討	ケース			最大地盤反	力(kN/m)		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	8850			8305		
	+-	9077					
$S_s - D_1$	-+	8978					
		9810					
S <sub>s</sub> - 1 1		8650					
S <sub>s</sub> -12		9015					
S <sub>s</sub> -13		8906					
S <sub>s</sub> -14		8340					
S <sub>s</sub> - 2 1		8987					
S <sub>s</sub> - 2 2		9284					
C 2 1	++	7085					
$5_{s} - 31$	-+	6642					

#### (2) 地震時断面力図

代替淡水貯槽底版の地震時断面力(曲げモーメント, せん断力)の値を表 8.4-41 に示す。 地震時断面力(曲げモーメント, せん断力)を図 8.4-26 及び図 8.4-27 に示す。境界条件は 単純支持である。

	曲げモー	-メント		せん断力	
検討ケーフ	(kN•	m/m)		(kN/m)	
便可ククス	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{{Q_x}^2 + {Q_y}^2}$
最大地盤反力 (①S <sub>s</sub> -D1〔H-,V-〕)	12817	12766	160	2869	2874

表 8.4-41(1) 東西方向断面における底版の最大地震時断面力

表 8.4-41(2) 南北方向断面における底版の最大地震時断面力

	r				
	曲げモー	-メント		せん断力	
検討ケーフ	(kN•	m/m)		(kN/m)	
便前ケーム	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{{Q_x}^2 + {Q_y}^2}$
最大地盤反力 (①S <sub>s</sub> -D1 [H-, V-])	12678	12728	160	2851	2856

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-26(1) 東西方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V-], t=22.63s) (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) せん断力 Qx (kN/m)

せん断力 Qy (kN/m)

 図 8.4-26(2) 東西方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V-], t=22.63s)
(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) 曲げモーメント Mx (kN・m/m)

曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-27(1) 南北方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V-], t=22.63s) (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) せん断力 Qx (kN/m)

せん断力 Qy (kN/m)

 図 8.4-27(2) 南北方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V-], t=22.63s)
(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) (3) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 8.4-42 及び表 8.4-43 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果 を表 8.4-44 及び表 8.4-45 にそれぞれ示す。図 8.4-28 に概略配筋図を,表 8.4-46 に断面計 算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、底版の曲げ軸力に関する発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 8.4-42 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

		断面性状			発生断	而力	圧縮	短期許容		
評価位	置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σ c/σ ca
		b(mm)	h(mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
內垢	њњ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12817	0	8.84	21.0	0.42
底版	中天	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12678	0	8.75	21.0	0.42

表 8.4-43 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

			断面性状			発生断面力		圧縮	短期許容	
評価位	置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
		b(mm)	h(mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	- , -
古田	њњ	1000	2500	2740	D51@200+D41@200	12728	0	8.78	21.0	0.42
底版	甲犬	1000	2500	2740	D51@200+D41@200	12766	0	8. 81	21.0	0. 42

表 8.4-44 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

			断面性状			発生断面力		引張	短期許容	
評価位	置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σ s/ σ sa
		b(mm)	h(mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
広振	њњ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12817	0	318	435	0.74
瓜瓜	甲犬	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12678	0	314	435	0.73

表 8.4-45 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

			断面性状			発生断面力		引張	短期許容	
評価位	置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σ s	応力度 σ sa	照査値 σs/σsa
		b(mm)	h(mm)	d (mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
皮垢	нн	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12728	0	315	435	0.73
底版	中共	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12766	0	316	435	0.73



図 8.4-28(1) 底版の概略配筋図(東西断面方向)



図 8.4-28(2) 底版の概略配筋図(南北断面方向)

				断面	性状		主鉄筋				
部位		材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
			b(m)	h (m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
は市	њњ	M7	1 000	2 000	0.200	9 740	SD490	51	1	200	169 250
広版	中央	MI (	1.000	5.000	0.200	2.740	SD490	41	1	200	108.350

表 8.4-46(1) 断面諸元一覧表(東西断面方向)



				断面	性状		主鉄筋				
部位		材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
呼馬	њњ	M7	1 000	2 000	0.200	9 740	SD490	51	1	200	169 250
瓜瓜	甲央	IVI (	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	41	1	200	108.350

表 8.4-46(2) 断面諸元一覧表(南北断面方向)



(4) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-47 及び表 8.4-48 に頂版のせん断力に対する照査結果を示す。図 8.4-29 に概略配 筋図を,表 8.4-49 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より, 頂版の発生せん断応力, 又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 8.4-47 底版のせん断力照査結果(東西断面方向)

		断面性状			発生	照查用	短期許容	Talk	短期許容	ValC
評価位置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 <sub>て a1</sub>	対する	せん断力 Va	対する
	b(mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	照查值	(kN/m)	熊査値
底版	1000	3000	2740	D25@200×400	2874	-	0.825	_	5510	0.53

表 8.4-48 底版のせん断力照査結果(南北断面方向)

		断面性状			発生	照査用	短期許容	$\tau_{a1}E$	短期許容	Valč
評価位置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	せん断力 V	応力度	応力度 <sub>て a1</sub>	対する	せん断力 Va	対する
	b(mm)	h(mm)	d (mm)		(kN/m)	(N/mm²)	$(N/mm^2)$	照查值	(kN/m)	<u> </u>
底版	1000	3000	2740	D25@400×200	2856	_	0.825	_	5510	0.52



# 図 8.4-29(1) 底版の概略配筋図(東西断面方向)



# 図 8.4-29(2) 底版の概略配筋図(南北断面方向)

		断面性状				せん断補強鉄筋				
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
底版	M6, M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	25	200	400	25.335

表 8.4-49(1) 断面諸元一覧表(東西断面方向)



		断面性状				せん断補強鉄筋				
部位	材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	$(cm^2)$
底版	M6, M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	25	400	200	12.668

表 8.4-49(2) 断面諸元一覧表(南北断面方向)



#### 8.4.6 隅角部の拘束効果に対する評価結果

(1) 設計荷重の設定

版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価は「8.4.2 <mark>側壁</mark>鉛直断面に対する評価結 果」において、鉛直方向の照査が最も厳しいケースにおいて実施することとし、東西方向断 面、南北方向断面ともに、④S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+)をそれぞれ選定した。

側壁の検討では,選定した検討ケースにおける最大地盤反力(側壁側面地盤反力の合計値) を用いることとし、(2)で述べるように,最大地盤反力以外に静水圧を作用させ,静的フレー ム解析を実施した。なお,解析モデルは両端固定の梁とし,円形立坑の三次元効果をリング ばねとしてモデル化した。

頂版のシェル解析は、選定した検討ケースにおける最大地盤反力(頂版上面地盤反力の合計値)とその時刻で発生した頂版の加速度、及び頂版の最大加速度とその時刻で生じた地盤 反力の2つの荷重ケースについて実施した。検討に当たって、最大加速度を重力加速度で除することにより震度に換算し、震度に頂版自重を乗じることによって慣性力を算出した。頂版のシェル解析では、(2)で述べるように、最大地盤反力、慣性力以外に静水圧を作用させた。

底版のシェル解析は, 選定した検討ケースにおける最大地盤反力(底版下面地盤反力の合計値)を用いることし,(2)で述べるように,最大地盤反力以外に静水圧を作用させた。

隅角部の照査に用いる荷重値を表 8.4-50 に示す。

采 0. 1 00 V		これ の重重()	
<b>亚</b> — 位 墨	検討ケーフ	地盤反力	鉛直加速度*1
前书11四19上1月。	便的分子不	(kN/m)	$(m/s^2)$
側壁	最大地盤反力	9879	_
搬出入口側壁	最大地盤反力	2	_
百归	最大地盤反力	877	3. 3
貝瓜	最大加速度	104	-3.9
底版	最大地盤反力	8342	_

表 8.4-50(1) 隅各部の照査に用いる荷重値(東西方向)

※1 上向き:+

表 8.4-50(2) 隅各部の照査に用いる荷重値(南北方向)

評価位置	検討ケース	地盤反力	鉛直加速度*1
		(kN/m)	$(m/s^2)$
側壁	最大地盤反力	9541	_
搬出入口側壁	最大地盤反力	2	_
頂版	最大地盤反力	882	3. 3
	最大加速度	111	-3.8
底版	最大地盤反力	8305	—

※1 上向き:+

#### (2) 地震時断面力図

a. 側壁

代替淡水貯槽搬出入口及び側壁の地震時地盤反力による断面力(曲げモーメント,せん断力)の値を表 8.4-51 に示す。解析モデルにおける断面力の方向を図 8.4-30 に,はり要素の 方向を図 8.4-31 に,断面力図を図 8.4-32 及び図 8.4-33 に示す。

表 8.4-51(1) 側壁の地震時断面力(東西方向断面)

	評価位置	材端部曲げモーメント	
検討ケース		$(kN \cdot m)$	
		上端	下端
	搬出入口*1	—	-7
(4)S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	側壁*2	-4658	-7079

※1 材端部曲げモーメントは、頂版上端位置。

※2 材端部曲げモーメントは、頂版下端及び底版上端位置。

	表 8.4-51	(2)	側壁の地震時断面力	(南北方向断面
--	----------	-----	-----------	---------

		材端部曲げモーメント	
検討ケース	評価位置	$(kN \cdot m)$	
		上端	下端
(AC D1(U V))	搬出入口*1	—	-7
$(4)S_{s}$ -D1 (H+, V+)	側壁*2	-4415	-6457

※1 材端部曲げモーメントは,頂版上端位置。

※2 材端部曲げモーメントは、頂版下端及び底版上端位置。



図 8.4-30 断面力の方向

記号の説明 曲げモーメント : M

断面力の符号

- 曲げモーメント(M) 正:上端が圧縮となる曲げモーメント 負:上端が引張となる曲げモーメント



図 8.4-31 はり要素の方向(代替淡水貯槽)




b. 版部材

代替淡水貯槽において境界条件を固定支持とした頂版及び底版(シェル要素)の断面力を 表 8.4-52 に,断面力分布図を図 8.4-34 及び図 8.4-35 に示す。

評価位置	検討ケース	曲げモー (kN・	-メント m/m)
		Mx	Му
	最大地盤反力	1911	1415
頂版	$(4)S_{s}$ -D1 (H+, V+)	1211	1415
」貝几次	最大加速度	1007	1205
	(④S₅−D1 (H+, V+)	1227	1395
虎垢	最大地盤反力	6469	7262
瓜瓜	(④S₅−D1 (H+, V+)	-0402	-7303

表 8.4-52(1) 版部材の地震時断面力(東西方向断面)

- 孜 0, 4 52 (2) - 瓜印竹 7 地展时的 田刀 (用孔刀)的间	表 8.4-52	(2)	版部材の地震時断面力	(南北方向断面)
-----------------------------------------	----------	-----	------------	----------

		曲げモー	-メント			
評価位置	検討ケース	(kN • m/m)				
		Mx	Му			
	最大地盤反力	1011	1416			
頂版	(€) (€, V+) (€, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4,	1211	1410			
1只几人	最大加速度	1910	1295			
	(€) (€, V+) (€, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4, 4,	1219	1305			
店店	最大地盤反力	GEEO	7496			
底版	(④S₅−D1 (H+, V+)	-0009	-7480			

曲げモーメント Mx (kN・m/m)



図 8.4-34(1) 東西方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布 (Ss-D1(H+, V+), t=45.95s)

(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

曲げモーメント Mx (kN・m/m)



図 8.4-34(2) 東西方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布 (Ss-D1(H+, V+), t=44.31s)

(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

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

## 曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-34 (3) 東西方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布 (Ss-D1 (H+, V+), t=41.23s)

(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)

曲げモーメント Mx (kN・m/m)



図 8.4-35(1) 南北方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布 (Ss-D1(H+, V+), t=45.95s)

(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

曲げモーメント Mx (kN・m/m)



図 8.4-35(2) 南北方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布 (Ss-D1(H+, V+), t=44.31s)

(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

曲げモーメント Mx (kN・m/m)

## 曲げモーメント My (kN・m/m)

図 8.4-35(3) 南北方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布 (Ss-D1(H+, V+), t=45.95s)

(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) 構造部材の曲げに対する評価結果

側壁,頂・底版端部について,各解析により得られたモーメントの足し合わせを行った。 側壁上端部に対しては,版部材が側壁を固定することによる隅角部の検討で算出した曲げモ ーメントに,頂版のシェル解析(固定支持)で算出した曲げモーメントを足し合わせた。側 壁下端部に対しては,版部材が側壁を固定することによる隅角部の検討で算出した曲げモー メントに,底版のシェル解析(固定支持)で算出した曲げモーメントを足し合わせた。頂・ 底版の端部に対しては,シェル解析(固定支持)で算出した曲げモーメントに,側壁を固定 することによる隅角部の検討で算出した曲げモーメント(頂版については搬出入口側壁と側 壁の曲げモーメントの最大値)を足し合わせた。頂版のシェル解析結果は,2つの荷重ケー スの最大の断面力を用いた。鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 8.4-53 及び表 8.4-54 に示す。図 8.4-36 に概略配筋図を,表 8.4-55 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より,版部材が側壁を固定することによる隅角部の発生応力は,許容限界以下である ことを確認した。

				断面性状		鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮	短期許容		
検討ケース		評価位置		部材高	有効高さ		曲げモーメント	曲げモーメント 軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σ c/σ ca	
				h (mm)	d(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,	
		シェル解析(固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1227	0	1.06	21.0	0.05	
(∰ S <sub>S</sub> −D 1 (H+,V+)	側壁上端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4658	0	4.00	21.0	0.19	
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5885	0	5.05	21.0	0.24	
		シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6462	0	4.00	21.0	0.19	
	(11) 但	側壁下端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7079	0	4.38	21.0	0.21
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13541	0	8.37	21.0	0.40	

表 8.4-53(1) 側壁のコンクリートの曲げ軸力照査結果(東西方向断面)

## 表 8.4-53(2) 頂版及び底版のコンクリートの曲げ軸力照査結果(東西方向断面)

				断面性状		0+ 05 LL +24	発生開	而力	圧縮	短期許容 応力度 σ ca	
検討ケース		評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水平鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc		照査値 σc/σca
				h (mm)	d(mm)	()1( + 3)()))	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1227	0	1.42	21.0	0.07
(4) S <sub>s</sub> - D 1 (H+, V+)	頂版	拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4658	0	5.39	21.0	0.26
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5885	0	6.81	21.0	0.33
	底版	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6462	0	4.46	21.0	0.22
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7079	0	4.89	21.0	0.24
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13541	0	9.34	21.0	0.45

	表 8.4-53 (3)	側壁の鉄筋の曲げ軸力照査結果	(東西方向断面)
--	--------------	----------------	----------

		評価位置		断面性状		0+ 07 L+ H4	発生陶	f面力	引張	短期許容		
検討ケース				部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント	曲げモーメント 軸力	応力度 応力 σs σs	応力度 σ sa	照査値 a s/a sa	
				h (mm)	d(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		
		シェル解析(固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1227	0	48	435	0.11	
④S <sub>S</sub> −D1 (H+,V+)	側壁上端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4658	0	181	435	0.42	
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5885	0	229	435	0.53	
	(H+,V+)		シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6462	0	135	435	0.31
	側壁下端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7079	0	147	435	0.34	
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13541	0	281	435	0.65	

表 8.4-53(4) 頂版及び底版の鉄筋の曲げ軸力照査結果(東西方向断面)

				断面性状			発生時	f面力	引張	短期許容	
検討ケース		評価位置		部材高	有効高さ		曲げモーメント	曲げモーメント 軸力	応力度 の s の sa	応力度 σ sa	照査値 σ s/σ sa
				h (mm)	d(mm)	01.100.00	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
		シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1227	0	58	435	0.14
(4) S <sub>S</sub> - D 1 (H+, V+)	頂版	拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4658	0	220	435	0.51
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5885	0	278	435	0.64
	底版	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6462	0	160	435	0.37
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7079	0	176	435	0.41
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13541	0	335	435	0.77

			断面性状			0H-575-61-1-26	発生断面力		圧縮	短期許容		
検討ケース		評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント 軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 g g/g ga		
				h (mm)	d(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,	
		シェル解析(固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1416	0	1.22	21.0	0.06	
(∰ S <sub>S</sub> −D 1 (H+,V+)	側壁上端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4415	0	3.79	21.0	0.18	
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5831	0	5.00	21.0	0.24	
	(H+,V+) (B+,V+) 側壁下		シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6457	0	3.99	21.0	0.19
		側壁下端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7486	0	4.63	21.0	0.22
	·	合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13943	0	8.62	21.0	0.41	

表 8.4-54(1) 側壁のコンクリートの曲げ軸力照査結果(南北方向断面)

## 表 8.4-54(2) 頂版及び底版のコンクリートの曲げ軸力照査結果(南北方向断面)

				断面性状		At 11-14	発生開	而力	圧縮	短期許容 広力度	
検討ケース		評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水平鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σc	応力度 σ ca	照査値 σc/σca
				h (mm)	d(mm)	(11) 13(11)	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1416	0	1.64	21.0	0.08
(4) S <sub>s</sub> - D 1 (H+, V+)	頂版	拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4415	0	5.11	21.0	0.25
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5831	0	6.75	21.0	0.33
		シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7486	0	5.17	21.0	0.25
	底版	拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6457	0	4.46	21.0	0.22
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13943	0	9.62	21.0	0.46

表 8.4-54 (3)	側壁の鉄筋の曲げ軸力照査結果	(南北方向断面)

				断面性状		建筑仕塔	発生時	而力	引張	短期許容	
検討ケース		評価位置		部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	曲げモーメント 軸力	応力度 応力度 σs σsa	照査値 σ s/ σ sa		
				h (mm)	d(mm)		$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	,
		シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1416	0	55	435	0.13
④ S <sub>S</sub> -D1 (H+,V+)	側壁上端 側壁下端	拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4415	0	172	435	0.40
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5831	0	227	435	0.53
		シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6457	0	134	435	0.31
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7486	0	156	435	0.36
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13943	0	290	435	0.67

表 8.4-54(4) 頂版及び底版の鉄筋の曲げ軸力照査結果(南北方向断面)

			断面性状				発生断面力		引張	短期許容	
検討ケース		評価位置	部材幅	部材高	有効高さ	鉄筋仕様 (水平鉄筋)	曲げモーメント	軸力	応力度 σs	応力度 σ sa	・ 力度 照査値 σ sa σ s/σ sa
			b(mm)	h (mm)	d(mm)	(11) (00)	$(kN \cdot m/m)$	(kN/m)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	5 2, 0 Ba
(4) S <sub>s</sub> - D 1 (H+,V+)	頂版	シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1416	0	67	435	0.16
		拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4415	0	208	435	0.48
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5831	0	275	435	0.64
	底版	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7486	0	186	435	0.43
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6457	0	160	435	0.37
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13943	0	345	435	0.80

図 8.4-36(1) 側壁の概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-36(2) 側壁の概略配筋図(南北断面方向)



図 8.4-36(3) 頂版及び底版の概略配筋図(東西断面方向)

図 8.4-36(4) 頂版及び底版の概略配筋図(南北断面方向)

部位			断面性状				主鉄筋				
		材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
			b(m)	h (m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
頂版	端部	M4	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350
側壁上端	端部	M1	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	41	2	200	134.000
(미 명주 그 가 다 가 다 구요		女7 110	1 000	0.000	0.000	9 669	SD490	51	2	200	960 700
側壁下端	小田 剖ን	MQ	1.000	3.000	0.200	2.008	SD490	41	1	200	209.700
底版	端部	M6	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	51	1	200	101.350





部位			断面性状				主鉄筋				
		材料No.	部材幅	部材高	かぶり	有効 高さ	鉄筋 種別	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
			b(m)	h(m)	d'(m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	$(cm^2)$
頂版	端部	M4	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350
側壁上端	端部	M1	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	41	2	200	134.000
		±77 ¥10	1 000	0.000	0.000	0.000	SD490	51	2	200	960 700
側壁下端	/ 编 部	M3	1.000	3.000	0.200	2.008	SD490	41	1	200	269.700
底版	端部	M6	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	51	1	200	101.350





8.4.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 8.4-56 に基礎地盤の支持性能評価結果を,図 8.4-37 及び図 8.4-38 に接地圧分布図を示す。

代替淡水貯槽の接地圧は④S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+](南北断面方向)で 1,082 kN/m<sup>2</sup>であり,基礎地盤の極限支持力 6,208 kN/m<sup>2</sup>以下である。

以上のことから,代替淡水貯槽の基礎地盤は,基準地震動S。に対し,支持性能を有する。

甘淮地電動	/++ +=	最大接地圧	極限支持力度	
<b>本</b> 平 地 辰 期	1立7日	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	
① S s - D 1	H+, V+	685	6206	
① S s - D 1	H+, V-	740	6206	
① S s - D 1	H-, V+	743	6206	
① S s - D 1	H-, V-	767	6206	
① S s - 1 1	H+, V+	376	6206	
① S s - 1 2	H+, V+	391	6206	
① S s - 1 3	H+, V+	388	6206	
$\bigcirc$ S s - 1 4	H+, V+	359	6206	
(] S s - 2 1	H+, V+	385	6206	
(] S s - 2 2	H+, V+	447	6206	
① S s - 3 1	H+, V+	524	6206	
① S s - 3 1	H-, V+	601	6206	
② S s - D 1	H+, V+	737	6206	
③ S s − D 1	H+, V+	655	6206	
(4)Ss – D1	H+, V+	1014	6206	
⑤ S s − D 1	H+, V+	534	6206	
⑥ S s − D 1	H+, V+	522	6206	

表 8.4-56(1) 基礎地盤の支持性能評価結果(東西断面方向)

A 0. 1 00 (2)			
甘淮北雪乱	行生生日	最大接地圧	極限支持力度
<b>本</b> 平 地 辰 則	1业1日	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$
① S s - D 1	H+, V+	751	6208
① S s - D 1	H+, V-	795	6208
① S s - D 1	H-, V+	737	6208
① S s - D 1	H-, V-	779	6208
① S s - 1 1	H+, V+	373	6208
① S s - 1 2	H+, V+	405	6208
① S s - 1 3	H+, V+	385	6208
① S s - 1 4	H+, V+	363	6208
(]S s - 2 1	H+, V+	498	6208
(]S s - 2 2	H+, V+	551	6208
① S s - 3 1	H+, V+	512	6208
① S s - 3 1	H-, V+	617	6208
② S s − D 1	H+, V+	780	6208
③ S s − D 1	H+, V+	711	6208
④ S s - D 1	H+, V+	1082	6208
⑤S s −D 1	H+, V+	558	6208
6 S s - D 1	H+, V+	540	6208

表 8.4-56(2) 基礎地盤の支持性能評価結果(南北断面方向)



図 8.4-37(1) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-37(2) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-37(3) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-37(4) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-37(5) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-11[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 8.4-37(6) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-37(7) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-13[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 8.4-37(8) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-37(9) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-21 [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 8.4-37(10) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-22[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 8.4-37(11) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-37(12) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-37 (13) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+]) (検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1<sub>0</sub>)した解析ケース)



図 8.4-37(14) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-D1 [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)



図 8.4-37 (15) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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



図 8.4-37(16) 東西断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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)



(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 8.4-38(2) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-38(3) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-38(4) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-38(5) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-11[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 8.4-38(6) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-12[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 8.4-38(7) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-13[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 8.4-38(8) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-14[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 8.4-38(9) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-21 [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 8.4-38(10) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-22〔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 8.4-38(11) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-38(12) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-38(13) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-D1 [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)



図 8.4-38(15) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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せることを仮定した解析ケース)


図 8.4-38(16) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-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 8.4-38(17) 南北断面方向の接地圧分布図(S<sub>s</sub>-D1[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)

8-402

## 8.5 まとめ

代替淡水貯槽について,基準地震動S。による地震力に対し,構造物に発生する曲げ軸力及び せん断力,並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、代替淡水貯槽は、基準地震動S 。による地震力に対して、要求機能を維持できる。

# 8.6 概略配筋図



Ĵ	窮	回工事	計画認可	可申	請	第	図
		東海第二発電所					
名 称		代替注	炎水貯槽	町	概略酉	己筋図	
		日本原	原子力発	電相	朱式会	社	4.0
							40

代替淡水貯槽の耐震安全性評価に関する参考資料

#### 1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰をα=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 8-1 に示す。また,設定した Rayleigh 減 衰を図 8-2 に示す。

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

なお、初期減衰定数は、地盤については1%(解析における減衰は、ひずみが大きい領 域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値とし て1%を採用している。)とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについ ては5%(JEAG4601-1987)とする。



(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)

(東西方向断面)

図 8-1(1) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(参考) 8-3



(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)

(南北方向断面)

図8-1(2) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(参考) 8-4



(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1°)した解析ケース)

(東西方向断面)

図 8-1(3) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(参考) 8-5



(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮(+1 0) した解析ケース)

(南北方向断面)

図8-1(4) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(参考) 8-6



(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 a)した解析ケース)

(東西方向断面)

図 8-1(5) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(参考)8-7



(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース)

(南北方向断面)

図 8-1(6) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(参考) 8-8





(東西方向断面)

(参考) 8-9



(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) (南北方向断面)



図 8-2(1) 設定した Rayleigh 減衰(東西方向断面) (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 8-2(2) 設定した Rayleigh 減衰(南北方向断面) (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 8-2(3) 設定した Rayleigh 減衰(東西方向断面) (検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース)



図 8-2(4) 設定した Rayleigh 減衰(南北方向断面) (検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1 g)した解析ケース)







図 8-2(6) 設定した Rayleigh 減衰(南北方向断面)
(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 g)した解析ケース)



図 8-2(7) 設定した Rayleigh 減衰(東西方向断面) (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)



図 8-2(8) 設定した Rayleigh 減衰(南北方向断面) (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)

# 18. 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価

目次

18.1 評価方法
18.2 評価条件・・・・・2
18.2.1 適用基準・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
18.2.2 耐震安全性評価フロー・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
18.2.3 評価対象断面の方向・・・・・.5
18.2.4 評価対象断面の選定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
18.2.5 使用材料及び材料定数・・・・・・12
18.2.6 評価構造物諸元・・・・・・16
18.2.7 地下水位
18.2.8 地震応答解析手法
18.2.9 解析モデルの設定・・・・・・18
18.2.10 減衰定数
18.2.11 荷重の組合せ・・・・・・・43
18.2.12 地震応答解析の検討ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
18.3 評価内容 ····································
18.3.1 入力地震動の設定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
18.3.2 許容限界の設定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・82
18.4 評価結果・・・・・.86
18.4.1 地震応答解析結果・・・・・86
18.4.2 耐震評価結果・・・・・190
18.4.3 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・238

#### 18.1 評価方法

可搬型設備用軽油タンク基礎は,西側と南側に分散配置され,可搬型設備用軽油タンクを 間接支持する内空幅約 11 m (タンク軸方向)×約 13 m (タンク横断方向),内空高さ約 4 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり,杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置 する。可搬型設備用軽油タンク基礎について基準地震動S。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。

可搬型設備用軽油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、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏ま えた上で保守性を考慮して設定する。

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。

### 18.2 評価条件

18.2.1 適用基準

可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震評価に当たっては,原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987((社)日本電気協会),コンクリート標準示方書 [構造性能照 査編]((社)土木学会,2002年制定)を適用するが,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 18.2-1 に適用する規格,基準類を示す。

		_ , ,,, .
項目	適用する規格,基準類	備考
は田井北日なっ、ミナナギリマン	・コンクリート標準示方書 [構造	
使用材料及0材料定数	性能照查編](2002年制定)	
世手及び世手の知人止	・コンクリート標準示方書 [構造	・永久荷重+偶発荷重+従たる変
何里及い何里の組合を	性能照查編](2002年制定)	動荷重の適切な組合せを検討
	・コンクリート標準示方書 [構造	
	性能照査編](2002年制定)	・曲げに対する照査は、発生応力
	・道路橋示方書(I共通編・IV下	が,許容応力以下であることを
	部構造編)・同解説(平成 24 年	確認
許容限界	3月)	・せん断に対する照査は、発生応
	・道路橋示方書(I共通編・IV下	力又は発生せん断力が,許容限
	部構造編)・同解説(平成 14 年	界以下であることを確認
	3月)	
	• JEAG4601-1987	
地雪亡父韶托	LEAC 4601 - 1097	・有限要素法による2次元モデル
地辰心谷胜饥	· JEAG4001-1987	を用いた時刻歴非線形解析

表 18.2-1 適用する規格,基準類

18.2.2 耐震安全性評価フロー

図 18.2-1 に可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価フローを示す。



### 18.2.3 評価対象断面の方向

可搬型設備用軽油タンク基礎の位置を図 18.2-2 に示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎は、内空幅約 11 m (タンク軸方向) ×約 13 m (タンク横断 方向),内空高さ約 4 m の鉄筋コンクリート造である。可搬型設備用軽油タンク基礎の縦 断方向(南北方向)は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むこと ができることから、強軸断面方向となる。一方、横断面方向(東西方向)は、タンクを格 納するため側壁の離隔が大きいことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから,可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震評価では,構造の<mark>弱軸断面方向で</mark> ある東西方向を評価対象断面の方向とする。

図 18.2-2 可搬型設備用軽油タンク基礎の位置図(全体平面図)

18.2.4 評価対象断面の選定

図 18.2-3, 図 18.2-4 <mark>及び図 18.2-5</mark>に可搬型設備用軽油タンク基礎の断面位置図, 断面図<mark>及び構造概要図</mark>を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎は、内空幅約11m(タンク軸方向)×約13m(タンク横断 方向)、内空高さ約4mの鉄筋コンクリート造である。

評価対象断面は、「1.4.18 可搬型設備用軽油タンク基礎の断面選定の考え方」で記載 したとおり、第四紀層が厚く(約40m)堆積し、構造物の弱軸断面方向である①-①断面 を代表として耐震評価を実施する。なお、④-④断面についても、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 18.2-3 可搬型設備用軽油タンク基礎の断面位置図



(①-①断面)



(④-④断面)

図 18.2-4 可搬型設備用軽油タンク基礎の断面図



図 18.2-5 (2)	構造概要図( <mark>A</mark> - <mark>A</mark> 断面)	

図 18.2-5(3) 構造概要図(<mark>B</mark>-B断面)

#### 18.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は,規格,基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 18.2-2に,材料物性値を表 18.2-3に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を 用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できる モデルとする。地盤の物性値を表 18.2-4 に、地盤改良体(セメント改良)の物性値を表 18.2-5 に示す。また、地盤改良体(薬液注入)については、文献(浸透固化処理工法技 術マニュアル(2010 年版)((財)沿岸技術研究センター、平成 22 年 6 月))に基づき 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 18.2-2 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	SKK490

表 18.2-3 材料物性值

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. $5^{*1}$	3. $1 \times 10^{4*1}$	$0.2^{*1}$	5* <sup>2</sup>	
鋼管杭	$77^{*3}$	2. $0 \times 10^{5*3}$	$0.3^{*3}$	$3^{*4}$	

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: JEAG4601-1987((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)

	パラメータ			埋戻土	第四系	甘象層)	豊浦標準砂		
				fl	du	D2s-3	D2g-3		
物理的	密度 () は地下水位以浅	ρ	$g/cm^3$	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	1.92	2.15 (2.11)	1.958	
特性	間隙比	е		0.75	0.75	0.79	0.43	0.702	
	ポアソン比	$\nu_{\rm CD}$		0.26	0.26	0.19	0.26	0.333	
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	$kN/m^2$	358 (312)	358 (312)	966	1167 (1167)	12.6	
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	$kN/m^2$	253529 (220739)	253529 (220739)	650611	1362035 (1362035)	18975	
	最大履歴減衰率	h <sub>max</sub>	_	0. 220	0.220	0.192	0.130	0.287	
強 度	粘着力	C <sub>CD</sub>	$N/mm^2$	0	0	0.01	0	0	
特性	内部摩擦角	$\phi_{ ext{CD}}$	度	37.3	37.3	35.8	44. 4	30	
	液状化パラメータ	$\phi_{\rm p}$		34.8	34.8	33.4	41.4	28	
迹	液状化パラメータ	$S_1$		0.047	0.047	0.048	0.030	0.005	
液 状	液状化パラメータ	$W_1$		6.5	6.5	17.6	45.2	5.06	
化特性	液状化パラメータ	$P_1$		1.26	1.26	4.80	8.00	0.57	
1-1-	液状化パラメータ	$P_2$	_	0.80	0.80	0.96	0.60	0.80	
	液状化パラメータ	$C_1$	_	2.00	2.00	3.15	3.82	1.44	

表 18.2-4(1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

表 18.2-4(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

				原地盤				
	パラメータ			第四系(非	第四系(非液状化層) 新第三系			
				D2c-3	lm	Km		
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	$g/cm^3$	1.77	1.47 (1.43)	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$		
特性	間隙比	е	-	1.09	2.8	1.16		
	ポアソン比	$\nu_{CD}$	-	0.22	0.14	0.16+0.00025 · z		
変 形	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	$kN/m^2$	696	249 (223)			
特性	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	$kN/m^2$	285223	38926 (35783)	動的変形特性に基づき z(標高)毎に物性値を 設定		
	最大履歷減衰率	h <sub>max</sub>	-	0.186	0.151			
強度	粘着力	C <sub>CD</sub>	$N/mm^2$	0.026	0.042	0.358-0.00603 · z		
特性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	35.6	27.3	23.2+0.0990 · z		

z:標高(m)

表 18.2-4(3) 地盤の解析用物性値一覧(新第二糸 Km/	表 18.2-4(3)	地盤の解析用物性値一覧	(新第三系 Km 層)
----------------------------------	-------------	-------------	-------------

区分	設定深度			密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
포트	TP(m)	適用深度 TF	Р(m)	ρ		CCD	ф св	速度Vs	せん断剛性 Gma	弹性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率		速度Vp	1000*Vp
- HE -7	Z			$(g/cm_3)$	V CD	$(kN/m^2)$	(°)	(m/s)	(kN/m²)	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	mG, mK	hmax(-)	νa	(m/s)	
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 ~ 7.5 ~	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
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
10	1	0.5 ~	1.5	1.72	0.16	352	23. 3	431	320, 993	365, 051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1, 646, 000
11	0	-0.5 ~	0.5	1.72	0.16	358	23. 2	433	322, 481	366, 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~	-0.5	1.72	0.16	364	23. 1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1, 653, 000
13	-2	-2.5 ~	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1, 657, 000
14	-3	-3.5 ~	-2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
10	-6	-6.5 ~	-5, 5	1.72	0.10	394	22. 6	437	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 ~ -17 ~	-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
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	$-23 \sim$	-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	$-25 \sim$	-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	$-27 \sim$	-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
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	$-37 \sim$	-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	$-39 \sim$	-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	$-41 \sim$	-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
40	-48	-49 ~	-47	1.72	0.15	647	18. 0	400	379, 948	412, 399	498	0.0	0.117	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	$-53 \sim$	-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	$-55 \sim$	-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	-60	-59 ~ -61 ~	-59 -59	1.73	0.15	720	17.3	4/8	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1, 699, 000
47	-62	-63 ~	-61	1.73	0.14	732	17.1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0. 120	0.457	1,702	1, 709, 000
48	-64	$-65 \sim$	-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	$-67 \sim$	-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	$-69 \sim$	-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
54	-74	-77 ~	-75	1.73	0, 14	816	15. 9	492	410, 373	442, 036	492	0.0	0.122	0,455	1, 705	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	$-85 \sim$	-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	$-90 \sim$	-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 61	-98	-101 ~	-95	1.73	0.14	949	13.5	512	448, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1, 736, 000
62	-112	-115 ~	-108	1.73	0, 13	1,033	12. 5	519	465. 995	474, 391	486	0.0	0, 120	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

		地盤改良体(1	マメント改良)				
	項目		一軸圧縮強度 (>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)				
物 理 特 性	密度 ρ <sub>t</sub> (g/cm³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1					
静 的 変	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159				
形 特 性	静ポアソン比 <sub>vs</sub>	0.1	260				
動的変	初期せん断 剛性 G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	G <sub>0</sub> = ρ <sub>t</sub> / Vs = 147.6 × q <sub>u</sub> :一軸圧縮強	$\begin{array}{l} 1000 \times \ \mathrm{Vs}^2 \\ \mathrm{q_u}^{0.417} \ (\mathrm{m/s}) \\ \mathrm{jt} \ (\mathrm{kgf/cm^2}) \end{array}$				
	動ポアソン比 <sub>v d</sub>	0. 431					
形 特 性	動せん断弾性係数 のひずみ依存性 G/G <sub>0</sub> ~γ	G/G <sub>0</sub> = <u>1</u> 1+γ/0.000537 γ:せん断ひずみ(一)	G/G <sub>0</sub> = <u>1</u> 1+γ/0.001560 γ:せん断ひずみ (-)				
	減衰定数 h~γ	h=0.152 <mark>γ/0.000537</mark> + γ/0.000537 γ:せん断ひずみ (-)	h=0.178 <u>γ/0.001560</u> + γ/0.001560 γ:せん断ひずみ (-)				
	粘着力 C(N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ q <sub>u</sub> :一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )					
強度特性	ピーク強度 C <sub>u</sub> (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/mm²)				
	残留強度 τ <sub>0</sub> (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/mm²)				

# 表 18.2-5 地盤改良体の物性値一覧

## 18.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う可搬型設備用軽油タンク基礎の評価構造物諸元を表 18.2-6 に示す。評価部位を図 18.2-6 に示す。

部位	仕様		材料		
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f ' ck (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	機能要求
底版	1.000	1.000	40	SD490	
側壁	1.000	0.800	40	SD490	可搬型設備用軽油タンク
隔壁	1.000	0.800	40	SD490	の間接支持機能
頂版	1.000	0.500	40	SD490	

表 18.2-6(1) 評価部位とその仕様(その1)

表 18.2-6(2) 評価部位とその仕様(その2)

	仕様				
部位	杭径	板厚	材料	機能要求	
	(mm)	(mm)			
鋼管杭	1000	40	SKK490	可搬型設備用軽油タンク <mark>の間接支持機能</mark>	



図 18.2-6 評価部位

18.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

#### 18.2.8 地震応答解析手法

可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析は,地盤と構造物の相互作用を考慮できる 2次元有限要素法を用いて,基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時 加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については,線形はり要素及び 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等の概要に 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。

START (手法設定の考え方) 【解析手法①】 屋外重要土木構造物と地盤の動的相互作用を考慮でき る連成系の地震応答解析手法を用いること。 (ガイドにおける要求事項) 質点系解析 FEM解析 【解析手法②】 地震応答解析は、線形、等価線形、非線形解析のいず れかによることとし、地盤材料の地震時における非線 形性を考慮する。 非線形解析 線形解析 **笔価線形解析** (ガイドにおける要求事項) 【構造モデル】 構造物を線形はり要素としてモデル化する。 線形要素 はり要素  $(M - \phi)$ ファイバー要素 【地盤モデル】 地盤の応力-ひずみ関係をモデル化する。 地震による有効応力の変化を考慮する。 双曲線モデル 指数関数モデル (H-Dモデル) (R-0モデル)

地震応答解析手法の選定フローを図 18.2-7 に示す。

図 18.2-7 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。

- 18.2.9 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、JEAG4601-1987を適用し、図18.2-8 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。

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1m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 18.2-8 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 18.2-9 に示す。また、 地質断面図を図 18.2-10 に示す。





図 18.2-10 (1) 地質断面図 (①-①断面)



図 18.2-10 (2) 地質断面図 (④-④断面)

- (2) 境界条件
  - a. 固有值解析時

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 18.2-11 に示す。



図 18.2-11 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 18.2-12 に示す。



#### 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 18.2-13 に示す。



(①-①断面 モデル全体)

図 18.2-13 (2) 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (①-①断面 モデル位置拡大)

図 18.2-13 (3) 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (④-④断面 モデル全体) 図 18.2-13(4) 可搬型設備用軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (④-④断面 モデル位置拡大) (3) 構造物のモデル化

①-①断面における可搬型設備用軽油タンク基礎は、底版、側壁、隔壁、頂版及び鋼管 杭を線形はり要素としてモデル化する。

④-④断面における可搬型設備用軽油タンク基礎は,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。④-④断面に平行である側壁と隔壁は,平面ひずみ要素 としてモデル化する。

底版,側壁,隔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。

可搬型設備用軽油タンク基礎の解析モデル図を図 18.2-14 に示す。



図 18.2-14(1) 可搬型設備用軽油タンク基礎の解析モデル(①-①断面)

図 18.2-14(2) 可搬型設備用軽油タンク基礎のモデル概要(①-①断面) (構造物部分拡大図)

図 18.2-14 (3) 可搬型設備用軽油タンク基礎のモデル概要(④-④断面)

図 18.2-14(4) 可搬型設備用軽油タンク基礎のモデル概要(④-④断面) (構造物部分拡大図)

#### (4) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部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 18.2-7 参照)

 $\tau_{\rm f} = c + \sigma' \tan \phi$  $\Xi \Xi \tilde{C},$ 

τ<sub>f</sub> : せん断強度

c : 粘着力

φ :内部摩擦角

周辺の状況		粘着力c(N/mm²)	内部摩擦角(度)	備考
	f 1 層	0	37.3	du 層で代用
	du 層	0	37.3	—
笠町幻屋	1m 層	0.042	27.3	—
弗四杧唐	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.01	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	新第三系 Km層 c=0.358-0.00603・z		$\phi = 23.2 \pm 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		0.5	0	_

表 18.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

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 18.2-8のとおり設定する。ジョイント要素の設定位置を図 18.2-15 に、ジョイント要素設定の考え方を図 18.2-16 に示す。

表 18.2-8 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k <sub>s</sub>	圧縮剛性 k <sub>n</sub>	
	$(kN/m^3)$	$(kN/m^3)$	
側方及び底面	$1.0 \times 10^{6}$	$1.0  imes 10^{6}$	

(①-①断面)



(④-④断面)

----- : ジョイント要素

図 18.2-15 ジョイント要素の設定位置



図 18.2-16 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 18.2-17 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 18.2 – 9 参照)

```
\tau_{\rm f} = c + \sigma' \tan \phi
```

ここで,

τ<sub>f</sub> : せん断強度

c :付着力

φ : 内部摩擦角

の状況	粘着力c (N/mm²)	内部摩擦角(度)	備考
f 1 層	0	37.3	du 層で代用
du 層	0	37.3	—
1m 層	0.042	27.3	—
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		$\phi = 23.2 \pm 0.0990 \cdot z$	_
<b> </b>	0.5	0	_
	>状況 f 1 層 du 層 1m 層 D2c-3 層 D2s-3 層 D2g-3 層 Km 層 文良体	NK況     粘着力 c (N/mm²)       f 1 層     0       du 層     0       lm 層     0.042       D2c-3 層     0.026       D2s-3 層     0.01       D2g-3 層     0       Km 層     c =0.358-0.00603 · z       文良体     0.5	大況粘着力 c $(N/mm^2)$ 内部摩擦角 (度)f 1 層037.3du 層037.3du 層0.04227.3D2c-3 層0.02635.6D2s-3 層0.0135.8D2g-3 層044.4Km 層c = 0.358-0.00603 · z $\phi = 23.2+0.0990 · z$ 故良体0.50

表 18.2-9 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

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 18.2-10のとおり設定する。

また,杭一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 18.2-10	杭-地盤相互作用ばねのばね定数
-----------	-----------------

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



(①-①断面)



(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 18.2-17 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方

(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 18.2-11のとおり設定する。図 18.2-18に杭下端ジョイントばねの 考え方を示す。

表 18.2- <mark>11</mark> 机下端ン	ヨイントはねのはね走数
	圧縮剛性 k <sub>v</sub>
	(kN/m)
杭軸方向	$1.0  imes 10^{6}$

表 18.2-<mark>11</mark> 杭下端ジョイントばねのばね定数



図 18.2-18 杭下端ジョイントばねの考え方

#### 18.2.10 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α=0となる剛性比例型減衰とする。

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

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

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

[C] = α [M] + β [K]
 ここで、
 [C] :減衰係数マトリックス
 [M] :質量マトリックス
 [K] :剛性マトリックス
 α, β :係数

係数α, βは以下のように求めている。

 $\alpha = 0$   $\beta = \frac{h}{\pi f}$ ここで、 f : 固有値解析により求められた1次固有振動数 h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%(解析における減衰は,ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配 的となる。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%(JEAG4601-1987)とする。

図 18.2-19 に Rayleigh 減衰の設定フローを,表 18.2-12 に固有値解析結果を示す。



図 18.2-19 Rayleigh 減衰の設定フロー

# 表 18.2-12(1) 固有值解析結果

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.831	278.73	1次として採用
2	1.026	30.00	_
3	1.386	-14.67	_
4	1.624	3. 63	—
5	1.745	20.25	_
6	1.865	-9.72	_
7	1.907	19.03	_
8	2.012	-59.46	_
9	2.066	-39.45	_

(a) ①-①断面

(b)	(4)-	-④断面
(0)	9	ЧРIШ

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.780	151.61	1次として採用
2	1.536	2.40	
3	2.022	20. 33	-
4	2.136	-39.47	-
5	2.459	-14.95	1
6	2.776	19.24	
7	2.896	5.96	
8	3.208	-20.68	_
9	3. 225	-8.36	_

# 表 18.2-12(2) 固有值解析結果

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1))した解析ケース)

()		
(a)	U-	-①例囬

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.838	280.55	1次として採用
2	1.053	25.81	_
3	1.444	-9.78	_
4	1.654	4.22	
5	1.789	13.77	_
6	1.915	-16.48	_
7	2.037	2.32	
8	2.102	-47.27	
9	2.153	55.90	_

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.780	151.67	1次として採用
2	1.536	2.31	—
3	2.052	20.77	_
4	2.155	39.97	_
5	2.470	-13.85	—
6	2.812	-19.32	_
7	2.925	5.45	_
8	3.249	20.76	_
9	3.286	-6.26	_

# 表 18.2-12 (3) 固有值解析結果

(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考			
1	0.819	275.55	1次として採用			
2	1.003	35.14	—			
3	1.331	-20.53	—			
4	1.587	3. 47	—			
5	1.696	25.41	—			
6	1.784	26.23	—			
7	1.825	-1.17	—			
8	1.908	-67.05	_			
9	1.948	30. 37	_			

(a) ①-①断面

# 表 18.2-12 (4) 固有值解析結果

(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	0.780	260.79	1次として採用
2	0.928	52.72	_
3	1.179	-17.70	_
4	1.338	-16.81	_
5	1.442	-42.30	_
6	1.603	18.23	_
7	1.626	42.95	_
8	1.692	-63.01	_
9	1.707	-43.65	_

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.770	149.31	1次として採用
2	1.410	22.27	—
3	1.551	7.29	—
4	1.795	32.66	—
5	1.951	18.06	—
6	2.244	-18.30	—
7	2.471	-1.94	—
8	2.543	2.40	—
9	2.624	20.60	_

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

荷重の組合せを表 18.2-13 に示す。地震時に可搬型設備用軽油タンク基礎に作用する機器・配管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。

種別		荷重		算定方法		
		躯体自重	0	・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		
	冶吐			て設定		
	吊吁	機器・配管自重	0	・機器・配管の重さに基づいて設定		
	<u> </u>			・内包される砂の荷重を考慮		
永久	何里	土被り荷重 -		・天端が地表面であることから、考慮しない		
荷重		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		0	・常時応力解析により設定		
	外水圧		0	・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		_	<ul> <li>・水を保有しない設備であることから、考慮しない</li> </ul>		
変動荷重		雪荷重 〇		・雪荷重を考慮		
		風荷重 一		・地中に埋設された構造物であるため、考慮しない		
Im the the T.		水平地震動 〇		・基準地震動S。による水平・鉛直同時加振		
	何里	鉛直地震動 ○		・躯体の慣性力,動土圧を考慮		
(地晨何里)		<sup>里)</sup> 動水圧 <mark>一</mark>		・ 水を保有しない設備であることから、考慮しない		

表 18.2-13 荷重の組合せ

(1) 機器・配管荷重

図 18.2-20 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。可搬型設備 用軽油タンクの内空には砂が充填されているため、内空容積から可搬型設備用軽油タンク の容積を除いた部分をすべて砂(比重 1.7)として考慮する。





図 18.2-20 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 g/cm<sup>3</sup>を考慮する。

(3) 雪荷重

図 18.2-21 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 N/m<sup>2</sup>/cm として、積雪 量は30 cm としていることから積雪荷重は600 N/m<sup>2</sup>であるが、地震時短期荷重として積雪 荷重の0.35 倍である0.21 kN/m<sup>2</sup>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。



- 18.2.12 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 可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震設計における検討ケースを表 18.2-14 に示す。 耐震評価においては、全ての基準地震動Ss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 18.2-に示す。

水 10.2 14 回展取目にわける便的ケーム										
			1	2	3	4	5	6		
			原地盤に基	地盤物性の	地盤物性の	地盤を強制	原地盤にお	地盤物性のば		
			づく液状化	ばらつきを	ばらつきを	的に液状化	いて非液状	らつきを考慮		
	検討ケー	ス	強度特性を	考慮(+1	考慮 (-1	させること	化の条件を	(+1 σ) し		
			用いた解析	σ)した解	σ)した解	を仮定した	仮定した解	て非液状化の		
			ケース(基	析ケース	析ケース	解析ケース	析ケース	条件を仮定し		
			本ケース)					た解析ケース		
			原地盤に基	原地盤に基	原地盤に基	敷地に存在	液状化パラ	液状化パラ		
	液状化強度	特性	づく液状化	づく液状化	づく液状化	しない豊浦	メータを	メータを		
	の設定		強度特性	強度特性	強度特性	標準砂に基	非適用	非適用		
		(標準偏差	(標準偏差	(標準偏差	づく液状化					
	1	· · ·	を考慮)	を考慮)	を考慮)	強度特性				
		(H+V+)	実施							
	S <sub>s</sub> -D1	(H+V-)	実施							
		(H - V +)	実施	全ての基準地震動Ssに対して実施する①の検討ケ						
내서		(H - V -)	実施	ス(基本ケース)において、せん断力照査及び曲げ軸						
地雪	$S_{s} - 1 1$		実施							
度波	S <sub>s</sub> -12		実施	一 力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照						
	$S_{s} - 1 3$		実施	査値が最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さ						
杠相	$S_{s} - 14$		実施	い) 地	── ── い)地震動を用い、②~⑥より追加検討ケースを実施 ──					
) II	$S_s - 21$		実施							
	$S_s - 2.2$		実施	9 00						
	S = 31	(H+V+)	実施							
		(H - V +)	実施							

### 表 18.2-14 耐震設計における検討ケース

異なる<mark>構築物間</mark>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。



(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 18.2-15に示す。

	検討ケース	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	<ul> <li>⑥</li> <li>地盤物性のばらつき</li> <li>を考慮(+1σ)し</li> <li>て非液状化の条件を</li> <li>仮定した解析ケース</li> </ul>
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> -D1	(H+V+) (H+V-) (H-V+) (H-V-)	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 (原地般においてま	実施       実施       実施       実施       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
	$S_{s} - 1 1$		液状化の条件を仮定	実施	液状化の条件を仮定
	$S_{s} - 12$		した解析ケース)に	実施	した解析ケース)に おいて、上載される
	$S_{s} - 1 3$		おいて、上載される	実施	
	$S_{s} - 14$		機 森・ 配 官 糸の 固 有 振動数 帯で 加速 唐広	実施	機         ・         能         官         ・         の         固         作         ・         能         む         ・         能         市         数         書         で         加         速         e         広         ・         1
	$S_{s} - 21$		答が最も大きくなる	実施	答が最も大きくなる
	$S_s - 22$		地震動を用い、④及	実施	地震動を用い、④及
	S = 21	(H+V+)	び⑥より追加検討ケ ースを実施する。	実施	び⑥より追加検討ケ
	5 <sub>s</sub> -31	(H-V+)		実施	ースを実施する。

表 18.2-15 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

18.3 評価内容

18.3.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は,解放基盤表面で定義される基準地震動 S 。を1次 元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。

図 18.3-1 に入力地震動算定の概念図を,図 18.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形 と加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」 を使用する。

なお、 基準地震動S<sub>s</sub>のうち断層モデル波については、 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<sub>s</sub>-11~ S<sub>s</sub>-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 18.3-1 入力地震動算定の概念図







(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(1) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-D1)



図 18.3-2(2) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形
 及び加速度応答スペクトル
 (鉛直方向:S<sub>s</sub>-D1)



 図 18.3-2(3) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形
 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-11)



図 18.3-2(4) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-11)



図 18.3-2(5) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル

(水平方向: S<sub>s</sub>-12)


図 18.3-2(6) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル



図 18.3-2(7) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-13)



図 18.3-2(8) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-13)



図 18.3-2(9) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-14)



図 18.3-2(10) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-14)



図 18.3-2 (11) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-21)





周期(s)

1

0.1

500

0. 01

484

10



図 18.3-2(13) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-22)



図 18.3-2(14) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-22)



図 18.3-2(15) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向: S<sub>s</sub>-31)



図 18.3-2(16) 東西方向断面(①-①断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-31)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(17) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-D1)

MAX 499  $cm/s^2$  (44.24 s) 1200 1000 800 600 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 400 200 0 -200 -400 -600 -800 -1000 -1200 0 50 100 150 200 時間 (s)

(a) 加速度時刻歷波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(18) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-D1)

MAX 455  $cm/s^2$  (26.01 s)









図 18.3-2(19) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形
及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S<sub>s</sub>-11)

MAX 502  $cm/s^2$  (25.03 s)







(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2 (20) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-11)







図 18.3-2(21) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-12)

MAX 474  $cm/s^2$  (27.83 s)







(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(22) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-12)

MAX 586  $cm/s^2$  (25.38 s) 1200 1000 800 600 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 400 h 200 here and the second of the second 0 -200 -400-600 -800 -1000 -1200 L 50 100 150 200 時間 (s)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(23) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-13)

MAX 473  $cm/s^2$  (25.05 s)







(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(24) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-13)

MAX  $342 \text{ cm/s}^2$  (29.35 s) 1200 1000 800 600 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 400 200 0 MM -200 -400-600 -800 -1000 -1200 L 50 100 150 200 時間 (s)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2 (25) 南北方向断面(④-④断面)のの入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-14)

MAX 393  $cm/s^2$  (28.99 s)







(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(26) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-14)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2 (27) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-21)





<sup>(</sup>b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(28) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-21)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2(29) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-22)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2 (30) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-22)

MAX 574  $cm/s^2$  (8.32 s) 1200 1000 800 600 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 400 A 200 hwn W 0 -200 -400-600 -800 -1000 -1200 L 5 10 15 20 時間 (s)





(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2 (31) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (水平方向:S<sub>s</sub>-31)

1200 1000 800 600 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 400 200 MMMMMM 0 -200 -400 -600 -800 -1000 -1200 L 5 10 15 20 時間 (s) (a) 加速度時刻歷波形 h=0.05 3500 3000 2500 加速度 (cm/s<sup>2</sup>) 2000 1500 1000 500 0 0.01 0.1 1 10 周期(s)

MAX 245  $cm/s^2$  (7.83 s)

(b) 加速度応答スペクトル

図 18.3-2 (32) 南北方向断面(④-④断面)の入力地震動の加速度時刻歴波形 及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:S<sub>s</sub>-31) 18.3.2 許容限界の設定

(1) 許容応力度法による許容限界

可搬型設備用軽油タンク基礎の構造部材は,許容応力度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18.3-1のとおり設定する。

	評価項目		短期許容応力度
			$(N/mm^2)$
コンクリート*1	許容曲げ圧約	縮応力度 σ <sub>ca</sub>	21.0
(f' $_{ck}$ =40 N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断	$0.825^{*4}$	
h = h + h + h + h + h + h + h + h + h +	許容引張応力	435	
政肋(SD490)	許容引張応力度	300	
	四. 壮士立[7	引張	277.5
鋼管杭(SKK490)* <sup>3</sup>	应 这 按 招	圧縮	277.5
	(47)文印)	せん断	157.5

表 18.3-1 許容応力度

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

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

\*3: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。)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  $V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_{w} \cdot j \cdot d$   $V_{sa} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_{w} \cdot j \cdot d$   $V_{sa} = A_{w} \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$   $\tau_{a1}$  : 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

: 斜め引張鉄筋断面積  $A_{w}$ 

σ<sub>sa2</sub>:鉄筋の許容引張応力度

: 斜め引張鉄筋間隔 S

表 18.3-2 斜め引張鉄筋を配直する部材のせん断力に対する計容限界												
		断面形状				せん断補強鉄筋			断断力	短期許容		
位置言	部材幅  部材高			<b>大型</b> 素	47	01	Ss	コンクリート	鉄筋	せん断力 Va		
		前材局	かふり	有幼尚	佺	56		Vca	Vsa	(=Vca+Vsa)		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)		
底版(上引張)	1000	1000	120	880	D16	250	250	315.65	729.47	1045		
底版(下引張)	1000	1000	250	750	D16	250	250	269.02	621.70	890		
側壁	1000	800	120	680	D16	250	250	243. 91	563.68	807		
隔壁	1000	800	120	680	D16	250	250	243. 91	563.68	807		
頂版	1000	500	120	380	D16	250	250	136.30	315.00	451		

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

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

極限支持力算定式(杭基礎[中堀り工法])

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

R<sub>u</sub>:地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

q<sub>d</sub>: 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>)

 $q_d = 3 \cdot q_u$ 

qu: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<sub>i</sub>:周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)
- f<sub>i</sub>: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>)

可搬型設備用軽油タンク基礎における許容限界を表18.3-3に示す。

項目	算定結果	備考								
極限支持力R <sub>u</sub> (kN)	—									
$q_{d} A$ (kN)	—									
$U \Sigma L_i f_i$ (kN)	—									
杭先端の極限支持力度q_d(kN/m <sup>2</sup> )	5352	$=3 \cdot q_u$								
一軸圧縮強度q <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	1784	=非排水せん断強度×2								
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	892									
杭先端標高 EL. (m)	-15.9									
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 <sub>i</sub> (m)	—									
最大周面摩擦力度 f i (kN/m <sup>2</sup> )	_									

表18.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

18.4 評価結果

18.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力<mark>分布」,</mark>「最大せん断ひずみ分布」,「過剰間隙水圧 比分布」及び「<mark>可搬型設備用軽油タンク基礎</mark>周辺に発生する最大加速度分布」を記載する。

(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Ss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 18.4-1 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。

可搬型設備用軽油タンク基礎のコンクリートの曲げ<mark>軸力</mark>に対する照査,鉄筋の曲げ<mark>軸力</mark>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 18.4-2~表 18.4-4に示す。

可搬型設備用軽油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 18.4-3~図 18.4-5 に示す。本図は、タンク基礎躯体のコンクリートの曲げ<mark>軸力</mark>に対 する照査,鉄筋の曲げ<mark>軸力</mark>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 18.4-1(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)

(側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査(コンクリート曲げ圧縮)							
地震動		1	2	3	4	5	6		
	++	0.39							
. D.	+-	0.39	0.38	0.40	0.40	0.30	0.29		
5 <sub>s</sub> - D 1	-+	0.34							
		0.35							
S <sub>s</sub> - 1 1		0.20							
S <sub>s</sub> - 1 2		0.20							
$S_s - 1.3$		0.20							
$S_{s} - 1.4$		0.15							
$S_{s} - 21$		0.20							
S <sub>s</sub> - 2 2		0.26							
C 0.1	++	0.30							
S <sub>s</sub> - 3 1	-+	0.30							

検診	サケース	曲げ軸力照査(コンクリート曲げ圧縮)									
地震動		1	2	3	4	5	6				
	++	0.33									
8 - D 1	+-	0.33	0.32	0.33	0.30	0.28	0.27				
$S_s = DT$	-+	0.29									
		0.30									
$S_{s} - 1 1$		0.20									
$S_{s} - 12$		0.22									
$S_{s} - 1.3$		0.23									
$S_{s} - 1.4$		0.18									
$S_{s} = 2.1$		0.20									
S <sub>s</sub> - 2 2		0.24									
S <sub>s</sub> - 3 1	++	0.27									
	-+	0.31									

(隔壁)

検許	ケース		曲げ軸フ	)照査(コン	クリート曲	げ圧縮)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.45					
C D1	+-	0.45	0.44	0.46	0.47	0.38	0.37
5 s - D 1	-+	0.42					
		0.42					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.25					
$S_s - 1.2$		0.27					
$S_s - 1.3$		0.28					
$S_{s} - 1.4$		0.21					
$S_{s} - 2.1$		0.26					
S s - 2 2		0.31					
8 - 2 1	++	0.39					
3,-31	-+	0.41					

検討ケース			曲げ軸フ	5照査(コン	クリート曲	げ圧縮)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.36					
${\rm S}_{\rm s} - {\rm D}1$	+-	0.36	0.35	0.36	0.42	0.31	0.30
	-+	0.35					
		0.35					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.22					
$S_{s} - 12$		0.24					
$S_{s} - 1.3$		0.25					
$S_s - 1.4$		0.21					
$S_s - 2.1$		0.23					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.28					
8 - 2 1	++	0.31					
S <sub>s</sub> - 3 1	-+	0.33					

(頂版)

# 表 18.4-1(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

### (底版)

(側壁)

検討	検討ケース		曲げ軸力照査(鉄筋曲げ引張)							
地震動		1	2	3	4	5	6			
	++	0.55								
C D1	+-	0.54	0.54	0.52	0.63	0.38	0.38			
5 <sub>s</sub> – D 1	-+	0.62								
		0.62								
$S_{s} - 1 1$		0.37								
$S_{s} - 12$		0.32								
$S_{s} - 1.3$		0.30								
$S_{s} - 1.4$		0.29								
$S_{s} - 2.1$		0.34								
S <sub>s</sub> - 2 2		0.39								
C 2.1	++	0.54								
5 <sub>s</sub> - 31	-+	0.44								

	サケース	曲げ軸力照査(鉄筋曲げ引張)								
地震動		1	2	3	4	5	6			
	++	0.49								
S - D 1	+-	0.49	0.47	0.49	0.49	0.37	0.36			
5 <sub>s</sub> -D1	-+	0.43								
		0.43								
$S_{s} = 1.1$		0.31								
$S_{s} - 1.2$		0.24								
$S_{s} = 1.3$		0.25								
$S_{s} - 1.4$		0.23								
$S_{s} - 2.1$		0.30								
$S_{s} - 2.2$		0.30								
C 21	++	0.45								
S <sub>s</sub> - 3 1	-+	0.38								

(隔壁)

検討ケース 地震動			曲げ	軸力照査(	鉄筋曲げ引	張)	
		0	2	3	4	5	6
	++	0.66					
S $_{\rm s}$ – D 1	+-	0.67	0.65	0.67	0.68	0.55	0.54
	-+	0.61					
		0.61					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.35					
S <sub>s</sub> -12		0.37					
S <sub>s</sub> = 1 3		0.38					
S <sub>s</sub> - 1 4		0.28					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.36					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.45					
C 21	++	0.57					
S <sub>s</sub> - 3 1	-+	0.61					

(頂版)

検討	サケース		曲に	げ軸力照査(	鉄筋曲げ引引	脹)	
地震動		1	2	3	4	5	6
	+ +	0.35					
C D1	+-	0.35	0.35	0.36	0.45	0.29	0.29
5 s - D I	-+	0.38					
		0.38					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.25					
$S_s - 1.2$		0.23					
$S_{s} - 1.3$		0.23					
$S_{s} - 1.4$		0.20					
$S_s - 2.1$		0.24					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.26					
0 0 1	++	0.35					
5 <sub>s</sub> - 31	-+	0.32					

# 表 18.4-1(3) せん断力に対する検討ケースと照査値

(底版)

(側壁)

検討	寸ケース		せん断力照査							
地震動	地震動		2	3	4	5	6			
	++	0.38								
	+-	0.39	0.39	0.39	0.43	0.30	0.30			
5 <u>s</u> – D 1	-+	0.33								
		0.35								
S <sub>s</sub> - 1 1		0.20								
$S_{s} - 12$		0.19								
$S_{s} - 1 3$		0.19								
$S_{s} - 14$		0.16								
S <sub>s</sub> -21		0.21								
S <sub>s</sub> - 2 2		0.25								
S _ 9 1	++	0.34								
S <sub>s</sub> - 3 1	-+	0.29								

検討ケース		せん断刀照査								
地震動		1	2	3	4	5	6			
S <sub>s</sub> – D 1	++	0.59								
	+ -	0.59	0.58	0.60	0.59	0.51	0.50			
	-+	0.52								
		0.55								
S <sub>s</sub> -11		0.35								
S <sub>s</sub> -12		0.39								
S <sub>s</sub> -13		0.40								
S <sub>s</sub> -14		0.33								
S s - 2 1		0.37								
S s - 2 2		0.41								
S $_{\rm s}-3$ 1	++	0.46								
	+ -	0.53								

(隔壁)

検討ケース地震動		せん断力照査								
		1	2	3	4)	5	6			
S <sub>s</sub> – D 1	++	0.42								
	+-	0.43	0.42	0.43	0.44	0.39	0.39			
	-+	0.40								
		0.40								
S <sub>s</sub> -11		0.25								
S <sub>s</sub> -12		0.26								
S <sub>s</sub> -13		0.27								
S <sub>s</sub> - 1 4		0.22								
S <sub>s</sub> - 2 1		0.25								
S s - 2 2		0.30								
S <sub>s</sub> – 3 1	++	0.40								
	-+	0.42								

(頂版)

検討ケース 地震動		せん断力照査								
		1	2	3	4	5	6			
S <sub>s</sub> – D 1	++	0.22								
	+-	0.22	0.22	0.22	0.25	0.19	0.19			
	-+	0.21								
		0.22								
$S_{s} - 1 1$		0.17								
$S_s - 1 2$		0.17								
$S_{s} - 1 3$		0.18								
S <sub>s</sub> - 1 4		0.16								
$S_s = 2.1$		0.16								
$S_{s} - 22$		0.18								
S $_{\rm s}=3~1$	++	0.19								
	-+	0.20								

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)								)				
断面形状(		nm)	引張	曲げ	曲げ		短期許容		松計			
評価	位置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	甲田ノJ (LN)	応力度	応力度	照査値	使う	地震波
		幅	高	高	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$	(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$			
底版	10	1000	1000	750	4053.6	-784	557	8.3	21.0	0.40	4	Ss-D1_+-
側壁	4	1000	800	680	4053.6	541	110	6.9	21.0	0.33	3	Ss-D1_+-
隔壁	6	1000	800	680	4053.6	760	154	9.7	21.0	0.47	4	Ss-D1_+-
頂版	12	1000	500	380	4053.6	247	-15	8.7	21.0	0.42	4	Ss-D1_+-

表 18.4-2 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

※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

軸力

負:引張

図 18.4-1 断面力の方向



図 18.4-2 はり要素の方向(可搬型設備用軽油タンク基礎)
















表 18.4-<mark>3</mark> 鉄筋の引張に対する照査結果

		断面形状(mm)			引張	曲げ	軸力	引張	短期許容		檢討	
評価	位置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	+щ/J	応力度	応力度	照査値	ケーフ	地震波
		幅	高	恒	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$	(KIV)	(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		· · · · ·	
底版	8	1000	1000	880	4053.6	869	12	272	435	0.63	4	Ss-D1_+-
側壁	4	1000	800	680	4053.6	502	-47	213	435	0.49	4	Ss-D1_+-
隔壁	6	1000	800	680	4053.6	760	148	295	435	0.68	4	Ss-D1_+-
頂版	12	1000	500	380	4053.6	247	-16	194	435	0.45	4	Ss-D1_+-

※1 評価位置は下図に示す





曲げモーメント (kN・m)















Data: EWN-2\_dyna\_t\_Ss-D1L\_+-\_N 要素值:轴力 時刻: 22.80s



1000 kN 500 kN



### 表 18.4-4 コンクリートのせん断力に対する照査結果

評価位置		断面形状(mm)			せん断	発生	短期許容		格計	
		立(大大市三	立材宣	古地古	補強筋	せん断力	せん断力	照査値	ケース	地震波
		田中にいけ			(mm)	(kN)	(kN)		, , , ,	
底版	7	1000	1000	750	D16	-377	890	0.43	4	Ss-D1_+-
側壁	4	1000	800	680	D16	-478	807	0.60	3	Ss-D1_+-
隔壁	6	1000	800	680	D16	349	807	0.44	4	Ss-D1_+-
頂版	12	1000	500	380	D16	-110	451	0.25	4	Ss-D1_+-

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

※1 評価位置は下図に示す





曲げモーメント (kN・m)



軸力(kN)(+: 圧縮, -: 引張)





#### 18 - 111





曲げモーメント (kN・m)



軸力(kN)(+: 圧縮, -: 引張)





# 軸力(kN)(+: 圧縮, -: 引張)



(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Ss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18.4-5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。

可搬型設備用軽油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 18.4-6~表 18.4-7に示す。

可搬型設備用軽油タンク<mark>杭基礎</mark>の断面力分布(曲げモーメント,軸力,せん断力)を図 18.4-6~図18.4-7に示す。本図は,鋼管杭の曲げ<mark>軸力</mark>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 18.4-5(1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

(鋼管杭(左))

検討ケース				曲け軸	1刀照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.46					
S - D 1	+-	0.47	0.46	0.48	0.56	0.36	0.33
5 <sub>s</sub> – D 1	-+	0.42					
		0.43					
S <sub>s</sub> -11		0.22					
$S_s - 12$	S <sub>s</sub> -12						
$S_{s} = 1.3$		0.23					
$S_{s} - 14$		0.17					
S <sub>s</sub> -21		0.18					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.31					
8 - 21	++	0.38					
3 s - 3 I	-+	0.39					

(鋼管杭(右))

検詐	検討ケース			曲げ軸	力照査		
地震動		1	2	3	4	5	6
	++	0.41					
C D1	+-	0.42	0.42	0.43	0.74	0.33	0.30
5 <sub>s</sub> – D 1	-+	0.42					
		0.46					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.18					
$S_s - 1.2$		0.28					
$S_s - 1.3$		0.27					
$S_{s} - 1.4$		0.21					
$S_{s} = 2.1$		0.22					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.23					
C 0.1	++	0.37					
5, - 31	-+	0.38					

(鋼管杭(中))

検討ケース 地震動				曲げ軸	DID照査		
		1	2	3	4	5	6
	++	0.41					
6 D1	+-	0.42	0.41	0.43	0.53	0.34	0.31
5 <sub>s</sub> – D 1	-+	0.37					
		0.37					
S <sub>s</sub> -11		0.15					
$S_{s} - 12$		0.18					
$S_{s} - 1 3$		0.15					
$S_{s} - 1.4$		0.11					
$S_{s} = 2.1$		0.15					
S <sub>s</sub> -22		0.23					
0 21	++	0.31					
S <sub>s</sub> -31	-+	0.33					

## 表 18.4-5(2) 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

(鋼管杭(左))

(鋼管杭(中))

検討ケース 地震動				せん断	力照査		
		1	2	3	4	5	6
	++	0.11					
C D1	+-	0.11	0.10	0.12	0.25	0.09	0.08
5 <sub>s</sub> - D 1	-+	0.11					
		0.11					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.04					
$S_s - 1.2$		0.05					
S <sub>s</sub> - 1 3		0.05					
$S_{s} - 1.4$		0.04					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.04					
S <sub>s</sub> - 2 2		0.06					
C _ 2 1	++	0.09					
S <sub>s</sub> - 3 1	-+	0.09					

検討	検討ケース			ぜん断	7刀照宜		
地震動	~	0	2	3	4	5	6
	++	0.12					
S D 1	+-	0.12	0.12	0.13	0.22	0.10	0.09
5 <sub>s</sub> - D 1	-+	0.11					
		0.11					
S <sub>s</sub> - 1 1		0.05					
S <sub>s</sub> -12		0.05					
S <sub>s</sub> = 1 3		0.05					
$S_{s} = 1.4$		0.03					
$S_s = 2.1$	S <sub>s</sub> - 2 1						
S s - 2 2	S <sub>s</sub> - 2 2						
8 21	++	0.10					
5, - 31	-+	0.09					

(鋼管杭(右))

検許	検討ケース 地震動			せん断	力照査		
地震動			2	3	4	5	6
	++	0.12					
S - D 1	+-	0.11	0.11	0.12	0.25	0.10	0.09
5 <sub>s</sub> -D1	-+	0.10					
		0.10					
S <sub>s</sub> -11		0.05					
$S_s = 1.2$		0.07					
$S_{s} = 1.3$		0.06					
$S_{s} - 1.4$		0.05					
S <sub>s</sub> - 2 1		0.05					
S <sub>s</sub> -22		0.06					
8 9 1	++	0.09					
S <sub>s</sub> -31	-+	0.09					

	(最も厳しい照査値とその地震波)										
評価位置	曲げ	十	発生	短期許容		松計					
	モーメント	甲田/J	応力度	応力度	照査値	ケース	地震波				
	$(kN \cdot m)$	(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$							
鋼管杭	-4091	6384	205.2	277.5	0.74	4	Ss-D1_+-				





.....





(取も敵しい照査値とての地長仮)								
評価位置	発生	せん断	短期許容		+42=+			
	せん断力	応力度	応力度	照査値	仮可	地震波		
	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		<i>ŋ</i> — Ҳ			
鋼管杭	-2236	-38.06	157.5	0. 25	4	Ss-D1_+-		









#### (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,可搬型設備用軽油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 18.4-8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 18.4-8 に断面 力分布を示す。

表 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	查項目
	照査値	照査項目	評価位置
S s - D 1 (H+, V+)	0.66	鉄筋曲げ	6
S s - D 1 (H+, V-)	0.67	鉄筋曲げ	6
S s - D 1 (H-, V+)	0.62	鉄筋曲げ	10
S s - D 1 (H-, V-)	0.62	鉄筋曲げ	10
S s - 1 1	0.37	鉄筋曲げ	10
S s - 1 2	0.39	せん断	4
S s - 1 3	0.40	せん断	4
S s - 1 4	0.33	せん断	4
S s - 2 1	0.37	せん断	4
S s - 2 2	0.45	鉄筋曲げ	6
S s - 3 1 (H+, V+)	0.57	鉄筋曲げ	6
S s - 3 1 (H-, V+)	0.61	鉄筋曲げ	6











せん断力 (kN) +) において是

図 18.4-8(1) 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=69.01s)








せん断力 (kN) 図 18.4-8(2) 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=69.01s)







せん断力 (kN)

図 18.4-8(3) 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=54.18s)







せん断力 (kN)

図 18.4-8(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=54.18s)







せん断力(kN) 図 18.4-8(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=25.83s)





軸力(kN)(+: 圧縮, -: 引張)



せん断力(kN) 図 18.4-8(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=29.62s)

1000 kN 500 kN









せん断力(kN) 図 18.4-8(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=26.83s)



18 - 133





せん断力(kN) 図 18.4-8(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=64.76s)









せん断力(kN) 図 18.4-8(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=90.10s)







せん断力 (kN)

図 18.4-8(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=8.95s)









せん断力 (kN)

図 18.4-8(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=8.94s)

## (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,可搬型設備用軽油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 18.4-9 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 18.4 -9 に断面力分布を示す。

	抽出照査値と照査項目	
	照查値	照查項目
S s - D 1 (H+, V+)	0.46	曲げ
S s - D 1 (H+, V-)	0.47	曲げ
S s - D 1 (H-, V+)	0.42	曲げ
S s - D 1 (H-, V-)	0.46	曲げ
S s - 1 1	0.22	曲げ
S s - 1 2	0.28	曲げ
S s - 1 3	0.27	曲げ
S s - 1 4	0.21	曲げ
S s - 2 1	0.22	曲げ
S s - 2 2	0.31	曲げ
S s - 3 1 (H+, V+)	0.38	曲げ
S s - 3 1 (H-, V+)	0.39	曲げ

表 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





(t = 23.59s)









(t = 22.57s)









(t = 65.02s)





18 - 150











(t = 88.00s)





(t=91.16s)







•



図 18.4-9(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=9.82s)





図 18.4-9(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=8.90s)
### (<mark>5</mark>) 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 18.4-10 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 18.4-10(1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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18.4-10(2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-10 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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18.4-10(4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(Ss-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 18.4-10(5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(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)

図 18.4-10(6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(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) 図 18.4-10(7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(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)

図 18.4-10 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(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) 図 18.4-10(9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-10 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-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)



(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 18.4-10(13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-D1(H+, V-))

(検討ケース②:地盤物性のはらつきを考慮(+1σ)した解析ケース)

図 18.4-10(14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布(S<sub>s</sub>-D1(H+, V-) (検討ケース③:地盤物性のはらつきを考慮(-1σ)した解析ケース)







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 18.4-11 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 18.4-11(1) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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)



 $\overline{\nabla}$  18 4—11 (2) ①\_①联示の過剰問始水工化公本 (8 — D.1 (41— 444))

図 18.4-11 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-<mark>11</mark>(4) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(<mark>S<sub>S</sub>-D1(H-, V-)</mark>) (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 18.4-11(5) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(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)

図 18.4-11(6) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(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) 図 18.4-11 (7) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(<mark>S<sub>s</sub>-13</mark>) (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 18.4-11(8) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(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) 図 18.4-11(9) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-11 (10) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(<mark>S<sub>s</sub>-22</mark>) (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 18.4-11 (11) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-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 18.4-11 (12) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-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 18.4-11(13) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-D1(H+, V-)) (検討ケース②:地盤物性のはらつきを考慮(+1σ)した解析ケース)

図 18.4-11(14) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-D1(H+, V-)) (検討ケース③:地盤物性のはらつきを考慮(-1σ)した解析ケース) 図 18.4-11(15) ①-①断面の過剰間隙水圧比分布(S<sub>s</sub>-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) (7) 構造物の最大加速度分布図

①-①断面の最大加速度の分布図を図 18.4-12 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 18.4-12(1) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(2) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(3) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(4) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(5) ①-①断面の最大加速度分布(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)

図 18.4-12(6) ①-①断面の最大加速度分布(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) 図 18.4-12(7) ①-①断面の最大加速度分布(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)

図 18.4-12(8) ①-①断面の最大加速度分布(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) 図 18.4-12(9) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(10) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(11) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(12) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(13) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-D1(H+, V-)) (検討ケース②:地盤物性のはらつきを考慮(+1σ)した解析ケース)

図 18.4-12(14) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-D1(H+, V-)) (検討ケース③:地盤物性のはらつきを考慮(-1σ)した解析ケース) 図 18.4-12(15) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(16) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-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 18.4-12(17) ①-①断面の最大加速度分布(S<sub>s</sub>-D1(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)

- 18.4.2 耐震評価結果
  - (1) タンク基礎躯体の曲げ軸力に対する評価結果

表18.4-10,表18.4-11にタンク基礎躯体の曲げ軸力に対する照査結果を示す。 可搬型設備用軽油タンク基礎躯体における許容応力度法による照査を行った結果,評価 位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下である ことを確認した。なお,発生応力は各地震動,各部材において最大となる値を示している。 以上より,可搬型設備用軽油タンク基礎躯体の各部材の発生応力は,許容限界以下であ ることを確認した。

図 18.4-13 に概略配筋図を,表 18.4-12 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

検討 基準					断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
				幅	高	高	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$		
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-768	570	8.1	21.0	0.39
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	535	104	6.8	21.0	0.33
Û	38-D1	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	737	148	9.4	21.0	0.45
			頂版	13	1000	500	380	4053.6	210	325	7.4	21.0	0.36
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-769	568	8.1	21.0	0.39
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	537	107	6.8	21.0	0.33
	38-DI	v—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	740	149	9.4	21.0	0.45
			頂版	13	1000	500	380	4053.6	212	328	7.5	21.0	0.36

表 18.4-10(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準			莎在唐要		断面形状(mm)			曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	値
					幅	高	高	(1111)	(11, 11)		(1) 1111	(11) 1111	
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-672	483	7.1	21.0	0.34
	Sa-D1	H—	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-470	89	6.0	21.0	0.29
Û	55 DI	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	-682	161	8.7	21.0	0.42
			頂版	12	1000	500	380	4053.6	205	-2	7.2	21.0	0.35
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-695	510	7.3	21.0	0.35
	Sc-D1	Н—	側壁	4	1000	800	680	4053.6	481	105	6.1	21.0	0.30
L)	55 DI	V—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	-684	157	8.7	21.0	0.42
			頂版	12	1000	500	380	4053.6	206	-6	7.2	21.0	0.35

# 表 18.4-10(2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準		亚価位置		断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	高	高	$(mm^2)$	(kN • m)		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-398	361	4.2	21.0	0.20
	Sa - 11	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-317	-22	4.0	21.0	0.20
Û	58-11	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	401	155	5.2	21.0	0.25
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	132	129	4.6	21.0	0.22
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-387	338	4.1	21.0	0.20
	Sa - 19	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	343	374	4.5	21.0	0.22
Û	55-12	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	427	169	5.5	21.0	0.27
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	142	105	5.0	21.0	0.24

# 表 18.4-10(3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準		亚価位置		断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	高	高	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-394	397	4.1	21.0	0.20
	Sa - 19	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	357	394	4.7	21.0	0.23
Û	38-13	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	442	179	5.7	21.0	0.28
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	145	103	5.1	21.0	0.25
			底版	9	1000	1000	750	4053.6	-286	27	3.1	21.0	0.15
	Sa-14	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	277	354	3.6	21.0	0.18
Û	35-14	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	339	179	4.4	21.0	0.21
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	124	104	4.4	21.0	0.21

# 表 18.4-10(4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討 基準					断面形状(mm)			引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	高	曺	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-400	363	4.2	21.0	0.20
	C - 01	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	319	346	4.2	21.0	0.20
Û	38-21	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	419	151	5.4	21.0	0.26
			頂版	13	1000	500	380	4053.6	132	185	4.7	21.0	0.23
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-501	426	5.3	21.0	0.26
	Sa_99	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	380	254	4.9	21.0	0.24
Û	38-22	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	512	162	6.5	21.0	0.31
			頂版	13	1000	500	380	4053.6	162	179	5.7	21.0	0.28

# 表 18.4-10(5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準		評価位置		断面形状(mm)			引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	高	高	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	9	1000	1000	750	4053.6	-576	126	6.2	21.0	0.30
	Sa-21	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-449	-45	5.6	21.0	0.27
Û	38-31	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	-639	147	8.1	21.0	0.39
			頂版	12	1000	500	380	4053.6	182	2	6.4	21.0	0.31
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-586	515	6.1	21.0	0.30
	Sa-21	H—	側壁	4	1000	800	680	4053.6	492	397	6.4	21.0	0.31
Û	38-31	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	676	142	8.6	21.0	0.41
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	193	106	6.8	21.0	0.33

# 表 18.4-10(6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準	位相	<u>⇒</u> #/#/4-₽		断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	高	追	(mm <sup>2</sup> )	(kN • m)		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-750	552	7.9	21.0	0.38
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	524	108	6.7	21.0	0.32
2	38-DI	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	724	150	9.2	21.0	0.44
			頂版	13	1000	500	380	4053.6	208	314	7.3	21.0	0.35
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-774	559	8.2	21.0	0.40
0	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	541	110	6.9	21.0	0.33
0	55 -DI	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	746	148	9.5	21.0	0.46
			頂版	13	1000	500	380	4053.6	213	336	7.5	21.0	0.36

# 表 18.4-10(7) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準	位相	評価位置		断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	ース地震動	位相			部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント (kN・m)	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	高	挹				(1)/11111 )	(1)/11111 )	
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-784	557	8.3	21.0	0.40
	Sc-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	503	-38	6.3	21.0	0.30
(4)	55 DI	V—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	760	154	9.7	21.0	0.47
			頂版	12	1000	500	380	4053.6	247	-15	8.7	21.0	0.42
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-595	518	6.2	21.0	0.30
6	Sc-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	441	225	5.7	21.0	0.28
9	55 DI	V—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	618	144	7.9	21.0	0.38
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	181	115	6.4	21.0	0.31

### 表 18.4-10(8) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果



検討 基準		位相			断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	圧縮	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位置		部材 幅	部材 高	有効	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	値
			底版	10	1000	1000	750	4053.6	-576	509	6.0	21.0	0.29
ß	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	437	252	5.6	21.0	0.27
0	55-DI	v—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	606	146	7.7	21.0	0.37
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	176	106	6.2	21.0	0.30

表 18.4-10(9) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果


検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					唱	讵	挹	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	631	-360	239	435	0.55
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	535	99	209	435	0.49
Û	38-01	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	737	142	286	435	0.66
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	206	71	151	435	0.35
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	621	-342	234	435	0.54
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	537	102	209	435	0.49
Û	38-01	v—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	740	143	288	435	0.67
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	207	73	151	435	0.35

#### 表 18.4-11(1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					唱	讵	挹	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	708	-385	266	435	0.62
	Sa-D1	H—	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-470	84	184	435	0.43
Û	38-DI	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	-682	155	262	435	0.61
			頂版	14	1000	500	380	4053.6	174	-208	162	435	0.38
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	713	-385	268	435	0.62
	Sa-D1	H—	側壁	4	1000	800	680	4053.6	481	101	186	435	0.43
Û	38-DI	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	-684	151	264	435	0.61
			頂版	14	1000	500	380	4053.6	171	-228	162	435	0.38

#### 表 18.4-11(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	値
				_	幅	高	高		. ,				
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	414	-242	158	435	0.37
	Sa-11	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-317	-32	134	435	0.31
Û	58-11	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	401	149	148	435	0.35
			頂版	14	1000	500	380	4053.6	117	-113	105	435	0.25
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	362	-186	135	435	0.32
	Sa-19	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	343	324	104	435	0.24
Û	55 -12	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	427	162	157	435	0.37
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	142	104	96	435	0.23

#### 表 18.4-11(3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					幅	峒	恒	(mm <sup>2</sup> )	(kN • m)		(N/mm²)	(N/mm²)	
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	343	-178	128	435	0.30
	Sa - 19	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	357	340	107	435	0.25
Û	38-13	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	441	166	162	435	0.38
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	145	103	99	435	0.23
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	331	-189	125	435	0.29
	Sc-14	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-245	16	99	435	0.23
① Ss-	55 14	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	339	172	119	435	0.28
			頂版	14	1000	500	380	4053.6	101	-60	86	435	0.20

#### 表 18.4-11(4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
				-	幅	高	高	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	395	-203	147	435	0.34
	Sa-91	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-299	-39	128	435	0.30
Û	38-21	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	419	145	155	435	0.36
			頂版	14	1000	500	380	4053.6	119	-76	102	435	0.24
			底版	7	1000	1000	880	4053.6	462	-195	167	435	0.39
	Sa_99	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	353	139	129	435	0.30
Û	38-22	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	512	156	192	435	0.45
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	146	12	111	435	0.26

#### 表 18.4-11(5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
				-	幅	高	高	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	603	-376	232	435	0.54
	Sa-21	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	-448	-56	192	435	0.45
Û	38-31	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	-639	141	246	435	0.57
			頂版	14	1000	500	380	4053.6	166	-168	150	435	0.35
			底版	7	1000	1000	880	4053.6	531	-213	191	435	0.44
	Sa-21	H—	側壁	4	1000	800	680	4053.6	492	337	163	435	0.38
Û	38-31	V+	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	676	136	262	435	0.61
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	192	88	137	435	0.32

#### 表 18.4-11(6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					唱	讵	挹	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	618	-344	233	435	0.54
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	524	103	204	435	0.47
2	38-01	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	724	144	281	435	0.65
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	203	68	149	435	0.35
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	609	-311	226	435	0.52
0	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	541	105	210	435	0.49
0	38-01	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	746	142	290	435	0.67
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	210	79	153	435	0.36

#### 表 18.4-11(7) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	置	部材	部材	有効	鉄筋量	モーメント	(kN)	応力度	応力度	値
					唱	讵	挹	$(mm^2)$	$(kN \cdot m)$		(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	
			底版	8	1000	1000	880	4053.6	869	12	272	435	0.63
	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	502	-47	213	435	0.49
(4)	38-01	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	760	148	295	435	0.68
			頂版	12	1000	500	380	4053.6	247	-16	194	435	0.45
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	428	-267	165	435	0.38
Ē	Sa-D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	441	196	158	435	0.37
0	38-01	V-	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	618	138	238	435	0.55
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	181	115	126	435	0.29

#### 表 18.4-11(8) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果



検討	基準				断	面形状(m	m)	引張	曲げ	軸力	引張	短期許容	照査
ケース	地震動	位相	評価位	評価位置		部材	有効	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 (N/mm²)	値
			底版	10	1000	1000	880	4053.6	427	-264	164	435	0.38
	C D1	H+	側壁	4	1000	800	680	4053.6	437	221	154	435	0.36
0	5S-DI	V—	隔壁	6	1000	800	680	4053.6	606	140	233	435	0.54
			頂版	11	1000	500	380	4053.6	176	106	123	435	0.29

# 表 18.4-11(9) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果





	11	10.4 12		九 克孜			ургішт/		
		断面	性状				主鉄筋		
位置	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)	$(\rm mm^2/m)$
底版(上引張)	1000	1000	120	880	SD490	D25	1	125	4053.6
底版(下引張)	1000	1000	250	750	SD490	D25	1	125	4053.6
側壁	1000	800	120	680	SD490	D25	1	125	4053.6
隔壁	1000	800	120	680	SD490	D25	1	125	4053.6
頂版	1000	500	120	380	SD490	D25	1	125	4053.6

### 表 18.4-12 断面諸元一覧表(曲げ軸力に対する評価)

(2) タンク基礎躯体のせん断力に対する評価結果

表 18.4-13 にタンク基礎躯体のせん断力に対する照査結果を示す。

可搬型設備用軽油タンク基礎躯体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,発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と,斜め引張鉄筋 の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_{a}$ ) 以下であることを確認した。な お,発生応力は各地震動,各部材において最大となる値を示している。

以上より,可搬型設備用軽油タンク基礎躯体の各部材の発生せん断力は,許容限界以下 であることを確認した。

図 18.4-14 に概略配筋図を,表 18.4-14 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

榆計	基進					断面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
ケーフ	山雪動	位相	評価位	置				補強筋	せん断力	せん断力	照査値
<i>ŋ</i> - <i>×</i>	地長勤				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
			底版	10	1000	1000	750	D16	334	890	0.38
	C - D1	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-469	807	0.59
Û	55-D1	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-337	807	0.42
			頂版	11	1000	500	380	D16	96	451	0.22
			底版	10	1000	1000	750	D16	344	890	0.39
	C - D1	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-471	807	0.59
Û	55-DI	V—	隔壁	6	1000	800	680	D16	-339	807	0. 43
			頂版	11	1000	500	380	D16	96	451	0.22

表 18.4-13(1) せん断力に対する照査結果



榆計	基准					新面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
1,4,1	四十	位相	評価位	置				補強筋	せん断力	せん断力	照查值
ゲース	地震動				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
			底版	7	1000	1000	750	D16	-292	890	0.33
	C D1	H—	側壁	4	1000	800	680	D16	-418	807	0.52
Û	55-D1	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	318	807	0.40
			頂版	12	1000	500	380	D16	-93	451	0.21
			底版	7	1000	1000	750	D16	-303	890	0.35
	C - D1	H—	側壁	4	1000	800	680	D16	-440	807	0.55
Û	55-D1	V-	隔壁	6	1000	800	680	D16	320	807	0.40
			頂版	13	1000	500	380	D16	97	451	0.22

### 表 18.4-13(2) せん断力に対する照査結果



検討基準						新面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
		位相	評価位	評価位置				補強筋	せん断力	せん断力	照查值
クース 地震動				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)		
			底版	8	1000	1000	750	D16	170	890	0.20
	0 11	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-279	807	0.35
( <u>1</u> ) Ss-11	55-11	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	199	807	0.25
			頂版	11	1000	500	380	D16	73	451	0.17
			底版	10	1000	1000	750	D16	169	890	0.19
① Ss-	C- 19	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-310	807	0.39
	Ss-12	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-209	807	0.26
			頂版	11	1000	500	380	D16	76	451	0.17

### 表 18.4-13(3) せん断力に対する照査結果



榆計	其淮					断面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
ケーマ 地震重		位相	評価位	置				補強筋	せん断力	せん断力	照查值
クース 地震動				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)		
			底版	9	1000	1000	750	D16	-165	890	0.19
	C 19	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-321	807	0.40
( <u>1</u> ) Ss-13	55-15	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-217	807	0.27
			頂版	11	1000	500	380	D16	78	451	0.18
			底版	10	1000	1000	880	D16	-164	1045	0.16
① Ss-	S = 14	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-259	807	0.33
	Ss-14	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-172	807	0.22
			頂版	11	1000	500	380	D16	70	451	0.16

### 表 18.4-13(4) せん断力に対する照査結果



榆計	其淮					新面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
ケース地震		位相	評価位	評価位置				補強筋	せん断力	せん断力	照查値
クース 地展期				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)		
			底版	10	1000	1000	880	D16	-211	1045	0.21
	C- 91	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-293	807	0.37
( <u>1</u> ) Ss-21	55-21	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-199	807	0.25
			頂版	11	1000	500	380	D16	72	451	0.16
			底版	10	1000	1000	750	D16	220	890	0.25
① Ss-	C - 99	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-326	807	0.41
	Ss-22	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-240	807	0.30
			頂版	13	1000	500	380	D16	79	451	0. 18

### 表 18.4-13(5) せん断力に対する照査結果



検討 基準						新面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
	四十	位相	評価位	置				補強筋	せん断力	せん断力	照查值
ゲース	地震動				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
			底版	9	1000	1000	750	D16	-299	890	0.34
	C - 91	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	366	807	0.46
( <u>1</u> ) Ss-31	55-51	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	318	807	0.40
			頂版	12	1000	500	380	D16	-84	451	0.19
			底版	9	1000	1000	880	D16	300	1045	0.29
① Ss-	C - 91	H—	側壁	4	1000	800	680	D16	-426	807	0.53
	55-31	V+	隔壁	6	1000	800	680	D16	-331	807	0.42
			頂版	11	1000	500	380	D16	90	451	0.20

### 表 18.4-13(6) せん断力に対する照査結果



検討 基準						新面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
		位相	評価位	評価位置				補強筋	せん断力	せん断力	照查値
グース	グース 地震動				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
			底版	10	1000	1000	750	D16	343	890	0.39
	C - D1	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-460	807	0.58
(2) Ss-D1	55-D1	V-	隔壁	6	1000	800	680	D16	-333	807	0.42
			頂版	11	1000	500	380	D16	95	451	0.22
			底版	10	1000	1000	750	D16	341	890	0.39
3 Ss-	C - D1	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-478	807	0.60
	Ss-D1	V-	隔壁	6	1000	800	680	D16	-341	807	0.43
			頂版	11	1000	500	380	D16	97	451	0.22

### 表 18.4-13(7) せん断力に対する照査結果



検討基準						新面形状(mm	)	せん断	発生	短期許容	
		位相	評価位	評価位置				補強筋	せん断力	せん断力	照查值
ゲース	ケース 地震動				部材幅	部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)	
			底版	7	1000	1000	750	D16	-377	890	0.43
	C - D1	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-472	807	0.59
( <u>4</u> ) Ss-D1	55-D1	V-	隔壁	6	1000	800	680	D16	349	807	0.44
			頂版	12	1000	500	380	D16	-110	451	0.25
			底版	10	1000	1000	750	D16	266	890	0.30
	C - D1	H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-405	807	0.51
3	55-D1	V-	隔壁	6	1000	800	680	D16	-311	807	0.39
			頂版	11	1000	500	380	D16	85	451	0.19

### 表 18.4-13 (8) せん断力に対する照査結果



検討	基準					新面形状(mm)	)	せん断	発生	短期許容		
ケース 地震動		位相	評価位	価位置 部材幅				補強筋	せん断力	せん断力	照查值	
						部材高	有効高	(mm)	(kN)	(kN)		
٥	C D1			底版	10	1000	1000	750	D16	265	890	0.30
		H+	側壁	4	1000	800	680	D16	-399	807	0.50	
0	5s-D1	V-	隔壁	6	1000	800	680	D16	-308	807	0.39	
			頂版	11	1000	500	380	D16	84	451	0.19	

### 表 18.4-13(9) せん断力に対する照査結果



		断面	性状		せん断補強鉄筋					
位置	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)	$(\rm{mm}^2/\rm{m})$	
底版(上引張)	1000	1000	120	880	SD490	D16	250	250	794.4	
底版(下引張)	1000	1000	250	750	SD490	D16	250	250	794.4	
側壁	1000	800	120	680	SD490	D16	250	250	794.4	
隔壁	1000	800	120	680	SD490	D16	250	250	794.4	
頂版	1000	500	120	380	SD490	D16	250	250	794.4	

# 表 18.4-14 断面諸元一覧表(せん断力に対する評価)

(3) <mark>鋼管杭</mark>の曲げ<mark>軸力</mark>に対する評価結果

表 18.4-15 に<mark>鋼管杭</mark>の曲げ<mark>軸力</mark>に対する照査結果を示す。

<mark>鋼管杭</mark>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、<mark>鋼管杭</mark>の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

		表 18.4	<mark>—15 (1)</mark>	鋼管杭の自	<mark>由げ軸力に</mark>	対する照査統	<mark>吉果</mark>	
₩₹	甘淮		<b>萩</b> (井)	曲げ	書	発生	短期許容	
使可	本中	位相	計価	モーメント	甲田ノJ (1-NI)	応力度	応力度	照査値
	地展到		1匹 트	$(kN \cdot m)$		$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		U.L	左	-2534	3743	125.4	277.5	0.46
1	Ss-D1	n⊤ v⊥	中	-2828	888	111.9	277.5	0.41
		V Ŧ	右	-2313	3265	113. 1	277.5	0.41
		II	左	-2604	3787	128.3	277.5	0.47
① Ss-D1	Ss-D1	H+	中	-2936	872	115.7	277.5	0. 42
	V—	右	-2349	3428	115.8	277.5	0.42	



		表 18.4	-15 (2)	「「」「「」」「「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」」「」」」「	出け粗刀に	対する照省権	6 朱	
檢封	<b></b> 北淮		証価	曲げ	動力	発生	短期許容	
ケース	ケース 地震動	位相	位置	モーメント	4ш/)	応力度	応力度	照査値
				$(kN \cdot m)$	(IIII)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		п	左	2280	3586	114.6	277.5	0.42
1	Ss-D1		中	-2502	1143	102.0	277.5	0.37
	V +	右	-2406	3021	114. 5	277.5	0.42	
		п	左	2224	4119	117.1	277.5	0.43
① S:	Ss-D1	н— v—	中	2687	141	100.3	277.5	0.37
			右	-2605	3575	126.5	277.5	0. 46

2	L. H	中	右
			-

	表18.4~13(3) 動官机の曲り軸刀に対する思重結果							
₩⇒	甘浦		冠価	曲げ	動力	発生	短期許容	
ケーフ	坐中	位相	田 四	モーメント	平山ノJ (1-N)	応力度	応力度	照查値
	地展到		业直	$(kN \cdot m)$	(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		11 H+ V+	左	1083	2351	60.0	277.5	0.22
1	Ss-11		中	-1036	319	41.0	277.5	0.15
			右	-990	-1336	-47.9	-277.5	0.18
		s-12 H+ V+	左	1274	3111	73.5	277.5	0.27
1	Ss-12		中	-1185	429	47.4	277.5	0.18
			右	-1477	2577	76.4	277.5	0. 28

# 表 18.4-15 (3) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

左	中	右
		J

	衣18.4~13(4) 調管机の曲り軸力に対する思重結末							
検討	基準		評価	曲げ	軸力	発生	短期許容	
ケーフ	₩雪番	位相	位墨	モーメント	(1-N)	応力度	応力度	照查值
<i>ŋ</i> – ∧	地展到		位置	$(kN \cdot m)$	(KN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		13 H+ V+	左	1083	2763	63.5	277.5	0.23
1	Ss-13		中	-991	300	39.1	277.5	0.15
			右	-1432	2426	73.5	277.5	0.27
		14 H+ V+	左	826	1884	46.5	277.5	0.17
1	Ss-14		中	560	1108	30.1	277.5	0.11
			右	-1156	1793	57.9	277.5	0.21

# 表 18.4-15(4) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

左	中		右
			-

	衣18.4~13(5) 動官机の曲り軸刀に対する思律結果							
+~>=+	<b></b> 主 淮		冠価	曲げ	動力	発生	短期許容	
ケーフ	坐中	位相	田 四	モーメント	平山ノJ (1-N)	応力度	応力度	照查値
	地展到		位直	$(kN \cdot m)$	(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		21 H+ V+	左	911	1796	48.9	277.5	0.18
1	Ss-21		中	-986	424	40.0	277.5	0.15
			右	-1180	2036	60.9	277.5	0.22
		з—22 H+ V+	左	1515	3382	84.7	277.5	0.31
1	Ss-22		中	-1555	675	63.1	277.5	0.23
			右	1349	-1347	-61.2	-277.5	0. 23

# 表 18.4-15(5) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果

左	中	右
		-

		表 18.4	-15 (6)	「「」「「」」「「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」」「」」」「	出け粗刀に	対する照省権	6 朱	
協計 其進	基進		評価	曲げ	軸力	発生	短期許容	
	业重新	位相	位墨	モーメント	(1-N)	応力度	応力度	照査値
<i>ŋ</i> - <i>∧</i>	地展到		位直	$(kN \cdot m)$	(KIN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
			左	2199	2673	103.9	277.5	0.38
1	Ss-31	п+ v+	中	-2032	1040	83.8	277.5	0.31
		v	右	-2336	1933	102.6	277.5	0.37
		s-31 H- V+	左	2444	2010	107.3	277.5	0.39
1	Ss-31		中	-2163	1141	89.5	277.5	0.33
			右	-2294	2246	103.8	277.5	0. 38

左	中	右
		-

	衣18.4-13(1) - 動官机の曲り軸力に対する思査結果							
+4-2-1	<b></b> 主 淮		試研	曲げ	<b>曲</b> 力	発生	短期許容	
ケース	出生	位相	□□□	モーメント	平山ノJ (LN)	応力度	応力度	照査値
	地辰勤		位直	$(kN \cdot m)$	(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		)1 H+ V-	左	2426	4311	126.2	277.5	0.46
2	Ss-D1		中	-2808	1000	112.1	277.5	0.41
			右	-2282	3562	114. 5	277.5	0.42
		-D1 H+	左	-2735	3541	131.0	277.5	0.48
3	Ss-D1		中	-3034	821	118.9	277.5	0.43
			右	-2425	3405	118.5	277.5	0.43

# 四次との出げまして出たて四大分田

左	1	中	右
ľ			J

		衣 18.4	-15 (8)	「「「「「「「」」」「「」」「「」」」「」」「」」「」」「」」」「」」」「」	出け 粗刀に	対する照査が	<del>古朱</del>	
+4-2-1-	<b></b> 主 淮		预価	曲げ	<b>抽</b> 力	発生	短期許容	
ケース	出生	位相	□□□	モーメント	平山ノJ (LN)	応力度	応力度	照查值
	地辰勤		里坦	$(kN \cdot m)$	(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		D1 H+ V-	左	-3562	-2606	-153.6	-277.5	0.56
4	Ss-D1		中	-3563	1651	145.5	277.5	0.53
			右	-4091	6384	205.2	277.5	0.74
		-D1 H+ V-	左	-2251	1722	97.7	277.5	0.36
5	Ss-D1		中	-2411	481	93.0	277.5	0. 34
			右	-2357	-494	-91.2	-277.5	0. 33

左	中	右
		-

		10.4	13 (9)	野田 日 わし クロ	コリーキロノノリー	対する原直が		
松計	甘淮		誕年	曲げ	<b>市</b> 十	発生	短期許容	
ケーフ	本中	位相	<u></u> 一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一	モーメント	単田ノJ (1zN)	応力度	応力度	照查値
<i>ŋ</i> – <i>x</i>	地展到		(kN • m)		(KIV)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		II I	左	-2002	1773	89.0	277.5	0.33
6	Ss-D1	н+ v_	中	-2160	525	84.1	277.5	0.31
		v —	右	-2098	-451	-81.2	-277.5	0.30

## 表 18.4-15(9) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果



(4) 鋼管杭のせん断力に対する評価結果

表 18.4-16 に<mark>鋼管杭</mark>のせん断<mark>力</mark>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,評価位置においてせん断応力度 が許容せん断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、<mark>鋼管杭</mark>の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 18.4-16(1) 鋼管杭の	りせん断力に対する照査結果
-------------------	---------------

+4-2-1	<b></b> 北淮		z相 位置	発生	せん断	短期許容	
使削	本毕	位相		せん断力	応力度	応力度	照査値
7-5	地展動			(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
			左	1014	17.26	157.5	0.11
1	Ss-D1	H+, V+	中	1033	17.58	157.5	0.12
			右	1028	17.50	157.5	0.12
		D1 H+, V—	左	976	16.61	157.5	0.11
1	Ss-D1		中	1076	18.31	157.5	0.12
			右	1001	17.04	157.5	0.11



		表 18.4-16	(2) 爭	阿菅矶のせん	助刀に対する照金	<del>全結果</del>	
	甘淮		का (मा	発生	せん断	短期許容	
使う	本中	位相	計価	せん断力	応力度	応力度	照查値
7-5	地展到		11/1	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		H-, V+	左	-1001	-17.04	157.5	0.11
1	Ss-D1		中	-939	-15.98	157.5	0.11
			右	-889	-15.13	157.5	0.10
		s-D1 H-, V-	左	-1005	-17.11	157.5	0.11
1	Ss-D1		中	-985	-16.76	157.5	0. 11
			右	867	14.75	157.5	0. 10



		表 18.4-16	(3) 爭	阿官机のせん	助刀に対する照金	<del>全結果</del>	
	甘淮		誕年	発生	せん断	短期許容	
仮門	本中	位相	市画	せん断力	応力度	応力度	照查値
	地展到		心區	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		H+, V+	左	-354	-6.03	157.5	0.04
1	Ss-11		中	393	6.69	157.5	0.05
			右	-389	-6.62	157.5	0.05
		s-12 H+, V+	左	-437	-7.43	157.5	0.05
1	Ss-12		中	449	7.63	157.5	0.05
			右	572	9.74	157.5	0. 07



		表 18.4-16	(4) 爭	阿官机のせん	助刀に対する照金	<del>全結果</del>	
	甘淮		評価 位相	発生	せん断	短期許容	
使う	本中	位相		せん断力	応力度	応力度	照查値
7-5	メ 地震期		11/1	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		3 H+, V+	左	-411	-6.99	157.5	0.05
1	Ss-13		中	377	6.41	157.5	0.05
			右	544	9.25	157.5	0.06
		Ss-14 H+, V+	左	-323	-5.50	157.5	0.04
1	Ss-14		中	248	4.22	157.5	0.03
			右	453	7.70	157.5	0.05

\*1 評価位置は下図に示す。

左	中	右
		_

		表 18.4-16	(5) 爭	阿官机のせん	助刀に対する照金	<del>全結果</del>	
	11.1/1	<sup>長</sup> 準 位相 震動	家伍	発生	せん断	短期許容	
使う	本中		計価	せん断力	応力度	応力度	照查値
<i><i>y</i>-<i>x</i></i>	地展到		11/1	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
		H+, V+	左	-317	-5.39	157.5	0.04
1	Ss-21		中	376	6.40	157.5	0.05
			右	446	7.59	157.5	0.05
		H+, V+	左	-510	-8.68	157.5	0.06
1	Ss-22		中	586	9.97	157.5	0.07
			右	-504	-8.57	157.5	0.06

#### the table to a second

左	中	右
		-

		表 18.4-16	(6) 爭	間管杭の せん	助力に対する照金	<del>〕</del> 結果	
	甘淮		<u>∋</u> ⊽/≖	発生	せん断	短期許容	
使う	本中	位相	計加	せん断力	応力度	応力度	照查値
7-5		11/1	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		
		H+, V+	左	813	13.83	157.5	0.09
1	Ss-31		中	-841	-14.31	157.5	0.10
			右	785	13.36	157.5	0.09
		-31 H-, V+	左	-827	-14.07	157.5	0.09
1	Ss-31		中	815	13.86	157.5	0.09
			右	760	12.93	157.5	0.09

左	中	右
		J

		表 18.4-16	(7) 爭	阿官机のせん	助刀に対する 照金	<del>全結果</del>		
	甘油		新年	拉伍	発生	せん断	短期許容	
使う	本中	位相	計価	せん断力	応力度	応力度	照查値	
7-5	地展到		11/1	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		
		H+, V-	左	913	15.53	157.5	0.10	
2	Ss-D1		中	1033	17.58	157.5	0.12	
			右	931	15.85	157.5	0.11	
3 Ss-1		H+, V-	左	1045	17.79	157.5	0.12	
	Ss-D1		中	1113	18.94	157.5	0.13	
			右	1071	18.22	157.5	0.12	


		表 18.4-16	(8) 爭	間管杭の せん	助力に対する照金	<del>全結果</del>	
検討 ケース	基準 地震動	位相	評価 位置	発生	せん断	短期許容	
				せん断力	応力度	応力度	照查値
				(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
4	Ss-D1	H+, V-	左	-2236	-38.06	157.5	0.25
			中	-2012	-34.24	157.5	0.22
			右	-2234	-38.01	157.5	0.25
5	Ss-D1	H+, V-	左	825	14.04	157.5	0.09
			中	888	15.11	157.5	0.10
			右	856	14.57	157.5	0.10

## 

\*1 評価位置は下図に示す。



		表 18.4-16	(9) 爭	間管杭のせん間	助力に対する照金	<del>〕</del> 結果	
	甘淮		評価 位置	発生	せん断	短期許容	
使う	地震動	位相		せん断力	応力度	応力度	照査値
<i>ŋ</i> - <u>×</u>				(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
6	Ss-D1	H+, V-	左	733	12.47	157.5	0.08
			中	798	13.57	157.5	0.09
			右	764	13.00	157.5	0.09

## r 5 - 1 - 5

\*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 18.4-17 に杭基礎の支持性能評価結果を示す。 <mark>鋼管杭</mark>における最大接地圧は,<mark>検討ケース④S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-)</mark>で 2366 kN であ り,鋼管<mark>杭</mark>の極限支持力 5352 kN 以下である。

以上のことから,可搬型設備用軽油タンク基礎の杭基礎は,基準地震動 S<sub>s</sub>に対し,支 持性能を有する。

検討ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限 支持力 (kN/m <sup>2</sup> )
	S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	1076	5352
	S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	1235	5352
	S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	1057	5352
	S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	1203	5352
	S <sub>s</sub> -11	H+, V+	748	5352
	$S_s - 12$	H+, V+	829	5352
	$S_{s} - 13$	H+, V+	835	5352
	$S_{s} - 14$	H+, V+	753	5352
	$S_{s} - 21$	H+, V+	835	5352
	$S_s - 22$	H+, V+	896	5352
	$S_{s} - 31$	H+, V+	827	5352
	$S_{s} - 31$	H-, V+	846	5352
2	$S_s - D1$	H+, V-	1242	5352
3	$S_s - D1$	H+, V-	1241	5352
4	S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	2366	5352
5	S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	857	5352
6	S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	856	5352

表 18.4-17 基礎地盤の支持性能評価結果

## 18.4.3 まとめ

可搬型設備用軽油タンク基礎について,基準地震動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,可搬型設備用軽油タンク基礎は,基準地震動 S<sub>s</sub>による地震力に対して,要求性能を維持できる。

可搬型設備用軽油タンク基礎の耐震安全性評価に関する参考資料

## 1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha = 0$ と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 18-1 に示す。また,設定した Rayleigh 減衰を図 18-2 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%(JE AG4601-1987)とする。





①-①断面

(参考) 18-3





④-④断面

(参考) 18-4



図 18-1 (3) 可搬型設備用軽油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°)した解析ケース)

①-①断面

(参考) 18-5





(参考) 18-6





①-①断面

(参考) 18-7











図 18-2(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)



図 18-2(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(+1g)した解析ケース)



図 18-2(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)



