東海第二発電所　工事計画審査資料	
資料番号	補足-60-1 改 52
提出年月日	平成 30 年 6 月 19 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）

平成 30 年 6 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 （提出年月日）	改定内容
改０	H30.2.5	・新規制定 ・「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を新規作成し，追加
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	・改０の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改３	H30.2.9	・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	・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）
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	H30.3.1	・「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 ・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
改 13	H30.3.6	・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
改 14	H30.3.6	・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） ・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

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 15	H30.3.9	・資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更（改定番号は継続） ・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 ・改 10 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 16	H30.3.12	・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	・改 15 の内,「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 18	H30.3.30	・「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 ・改 17 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
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	・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 ・「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
改 21	H30.4.6	・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 ・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」を新規作成）
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	・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 ・改 21 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定
改 24	H30.4.11	・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） ・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」のうち,「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を改定） ・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 ・「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 ・「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 ・「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 ・「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」を新規作成し追加 ・「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
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	・改 25 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定

改定	改定日 （提出年月日）	改定内容
改 28	H30.4.19	・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） ・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 ・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」 ・「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 ・「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 ・「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 ・「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
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	・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 ・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」 ・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） ・「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 ・「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
改 32	H30.5.1	・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 ・「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 ・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） ・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） ・「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 ・「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
改 33	H30.5.7	・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 ・「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 ・「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 ・「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 ・「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

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	H30.5.7	・改 27 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 ・「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
改 35	H30.5.14	・改 34 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の実証試験の記載等について適正化
改 36	H30.5.17	・「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 ・「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 ・「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
改 37	H30.5.17	・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 ・改 18 の内,「3.1　砂移動による影響確認について」を改定 ・「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
改 38	H30.5.18	・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） ・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） ・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
改 39	H30.5.22	・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。 ・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
改 40	H30.5.25	・「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 ・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
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	・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） ・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 ・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 ・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
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	H30.6.5	・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 ・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） ・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）
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	・改 39 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 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記載。
改 47	H30.6.8	・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 ・改 32 の「5.13.2　鋼製防護壁シール材について」を改定 ・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
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	・改 46 の「6.1.3　止水機構に関する補足説明」を改定 ・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
改 51	H30.6.15	・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 ・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
改 52	H30.6.19	・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 ・「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 ・「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

下線は，今回提出資料を示す。

目　　次

［　　］内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

1.　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 29 H30.4.19]
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
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 37 H30.5.17]
3.2　海水ポンプの波力に対する強度評価について
3.3　電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
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 26 H30.4.13]
4.3　漂流物荷重について[改 48 H30.6.11]
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 12 H30.3.1]
5.3　強度計算に用いた規格・基準について
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の設計に用いる規格・基準類の適用性について
5.6　浸水量評価について[改 26 H30.4.13]
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 15 H30.3.9]
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
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 38 H30.5.18]
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 44 H30.6.5]
5.10.8　構内排水路逆流防止設備[改 44 H30.6.5]

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
5.12 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 42 H30.5.31]
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
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 51 H30.6.15]
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 32 H30.5.1]
6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30.5.17]
6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 50 H30.6.12]
6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
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 44 H30.6.5]
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 33 H30.5.7]
6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
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
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[改 24 H30.4.11]
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[改 33 H30.5.7]
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 51 H30.6.15]
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 33 H30.5.7]
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 28 H30.4.19]（土木）
6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30.5.17]
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 50 H30.6.12]

[ ]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

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 32 H30.5.1]
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
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 42 H30.5.31]
6.8.1.2　貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30.5.7]
6.8.2　貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30.4.19]
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 52 H30.6.19]
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
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 52 H30.6.19]
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
6.10.3 加振試験の条件について[改 52 H30.6.19]
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 52 H30.6.19]
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
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]

[　　]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

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

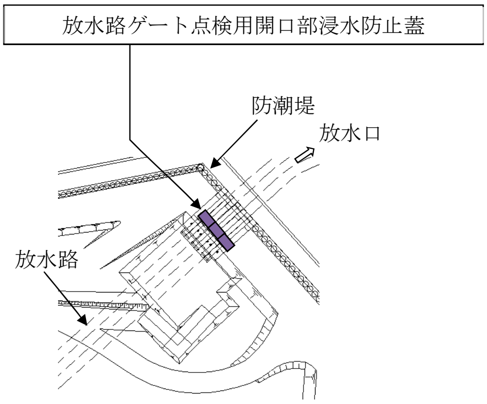
(1)　概要

本資料は，浸水防護施設のうち浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の耐震計算及び強度計算の詳細について説明するものであり，耐震計算に当たっては，添付資料Ⅴ-2-1-9「機能維持の基本方針」にて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，強度計算に当たっては，添付資料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」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，浸水防護施設のうち浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の耐震計算書及び強度計算書に示した評価について補足するものである。対象となる浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置を図6.9.1-1に示す。対象となる浸水防止蓋及び水密ハッチの構造図を図6.9.2～図6.9.6，逆止弁の構造図を図6.9.7～図6.9.8にそれぞれ示す。

: 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

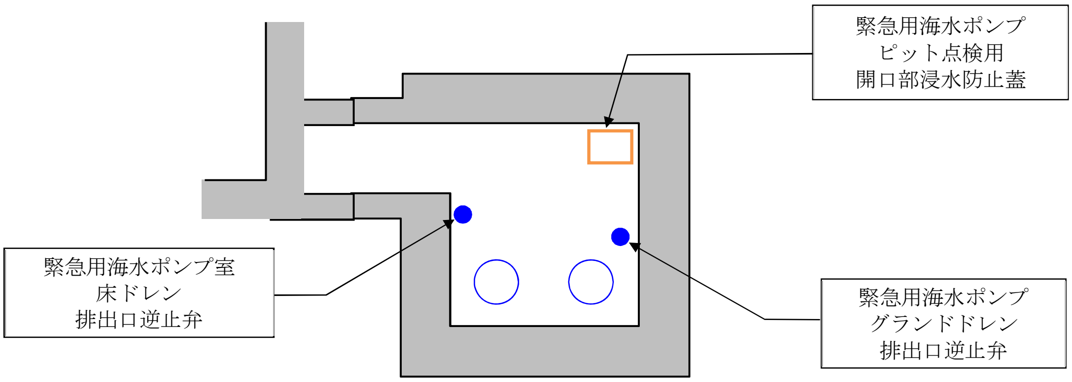
図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（1／5）

□：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



図❶（放水口周辺拡大図）

図❷（海水ポンプエリア周辺拡大図）



図❸（緊急用海水ポンプピット上版拡大図）

図 6.9.1-1　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配置図（2／5）

：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

図❹（常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）拡大図）

図 6.9.1-1　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配置図（3／5）

：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

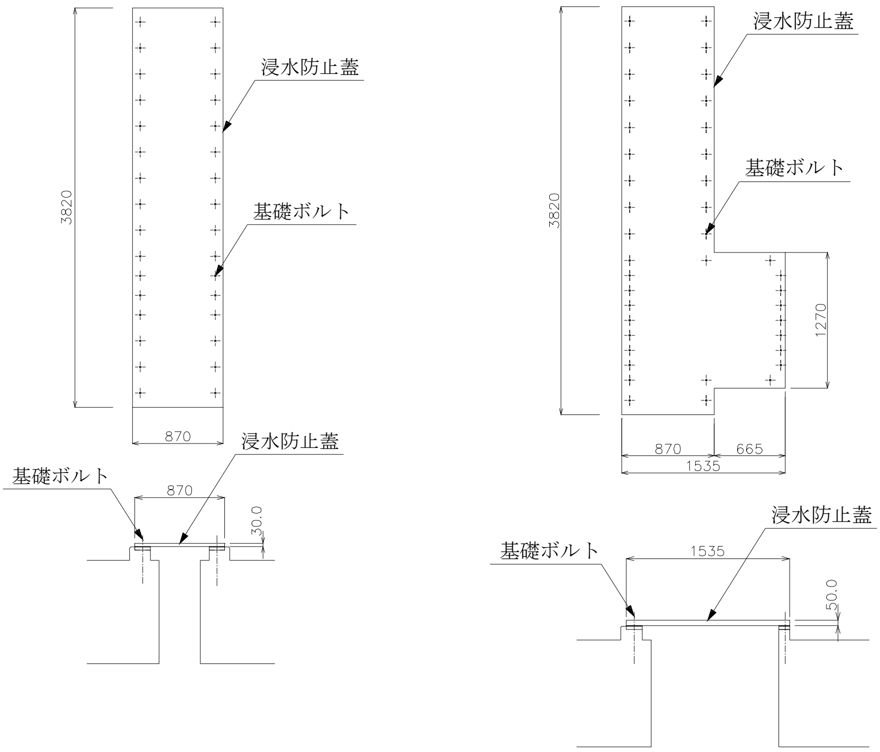
図❺（原子炉建屋廻り拡大図）

図 6.9.1-1　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配置図（4／5）

：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

図❻（原子炉建屋拡大図）

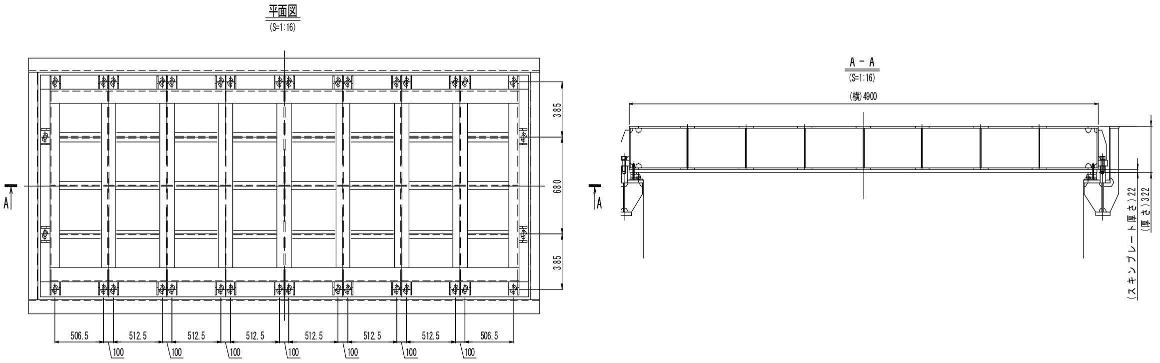
図 6.9.1-1　浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置図（5／5）



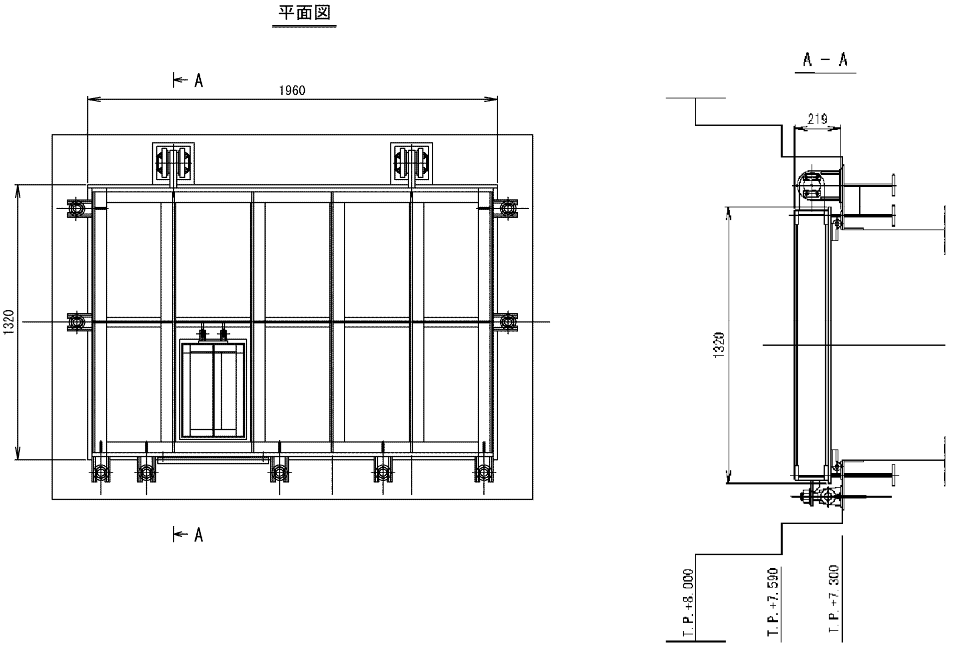
蓋（1,10）　　　　　　　　　　　　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

（取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造図）

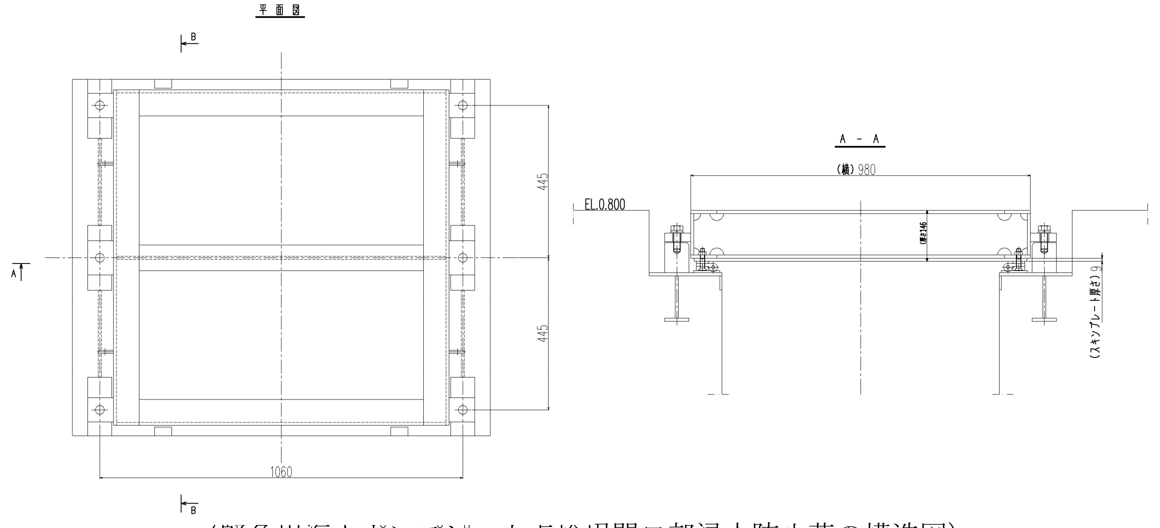
図 6.9.1-2　下側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図（桁なし）



（放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図）

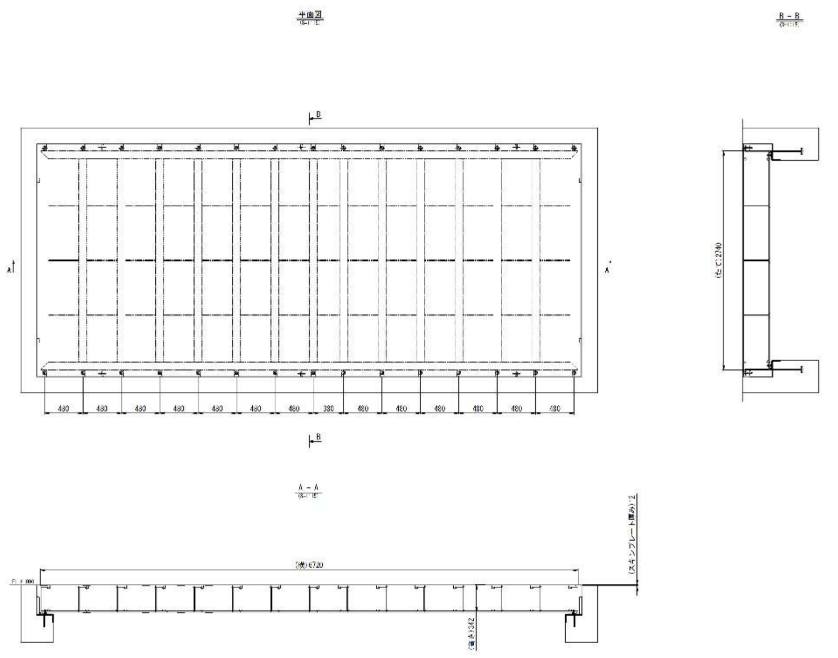


（ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造図）

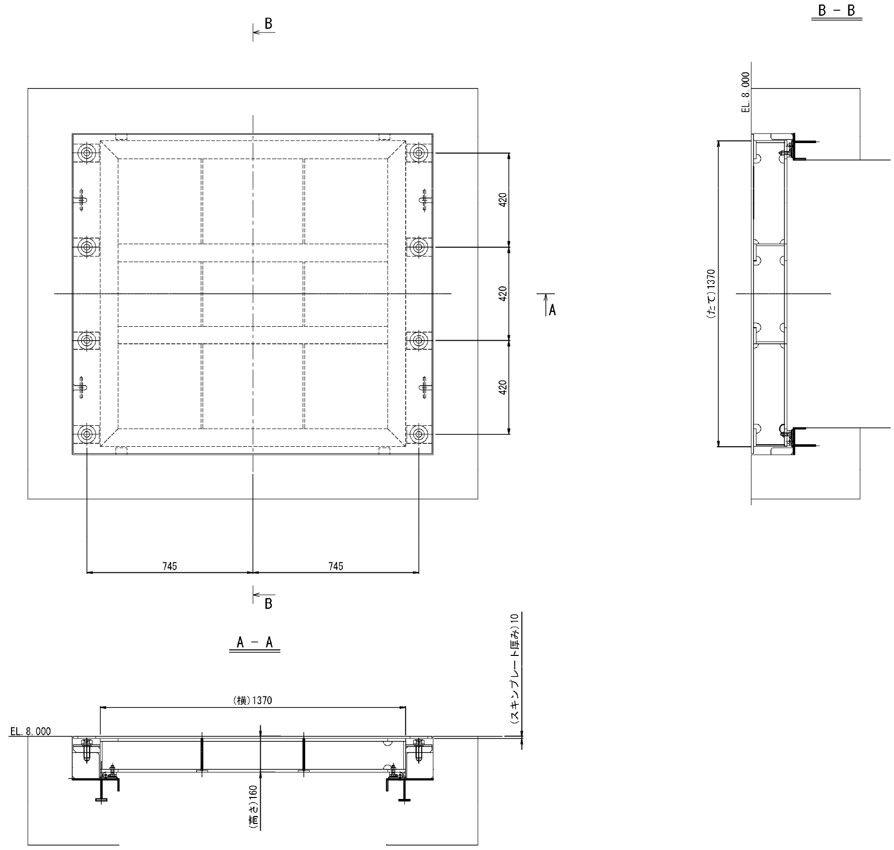


（緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図）

図 6.9.1-3　下側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図（桁あり）

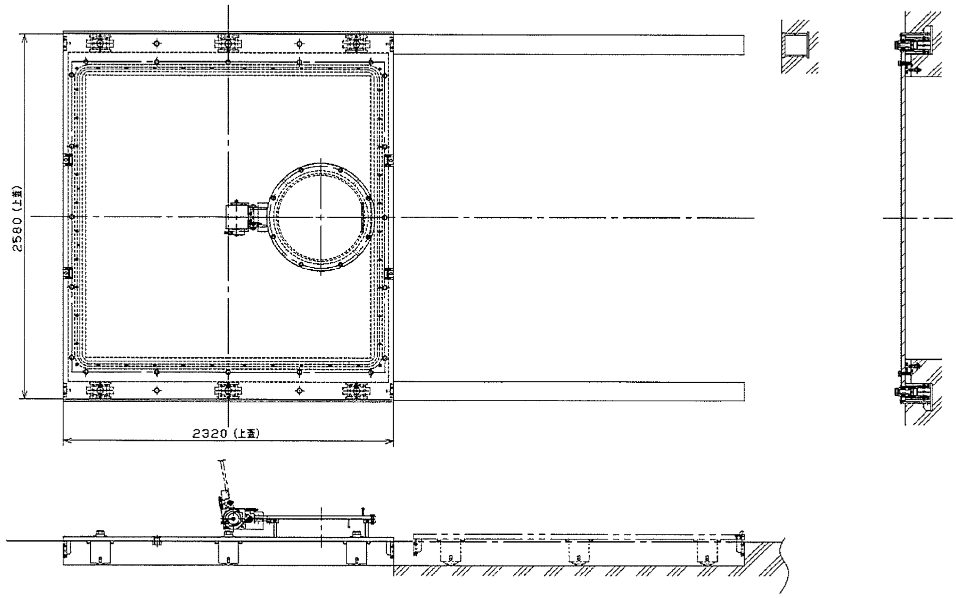


（緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の構造図）

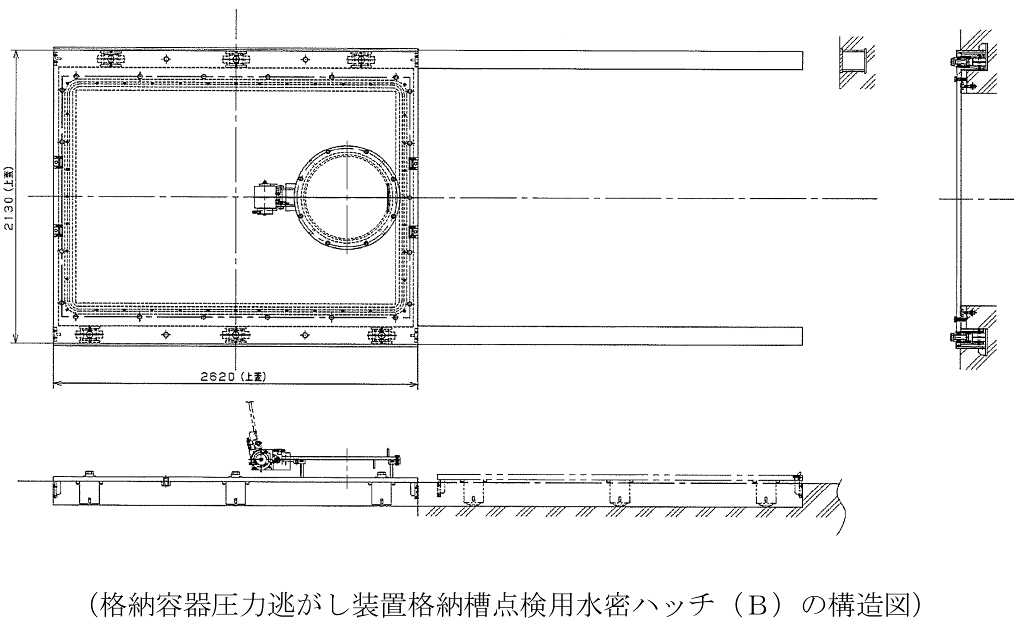


（緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋の構造図）

図 6.9.1-4　上側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図（桁あり）

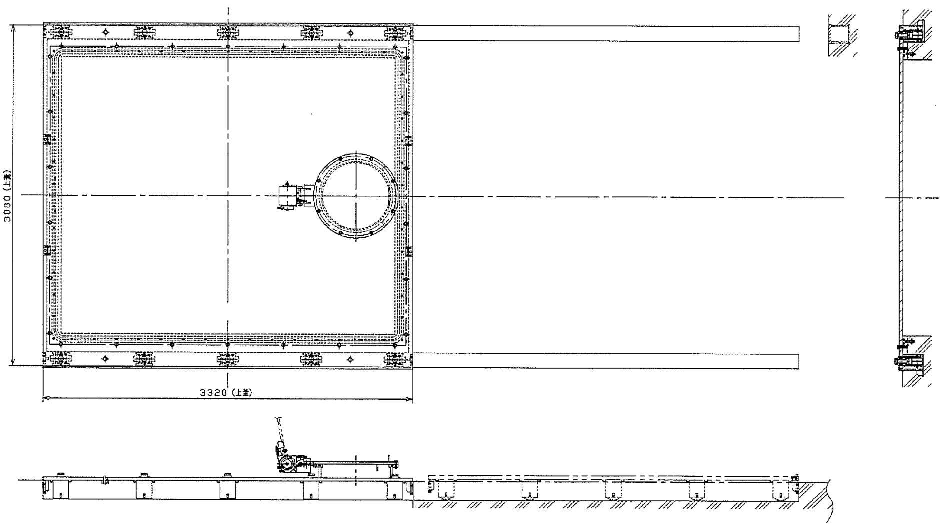


（格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ（A）の構造図）

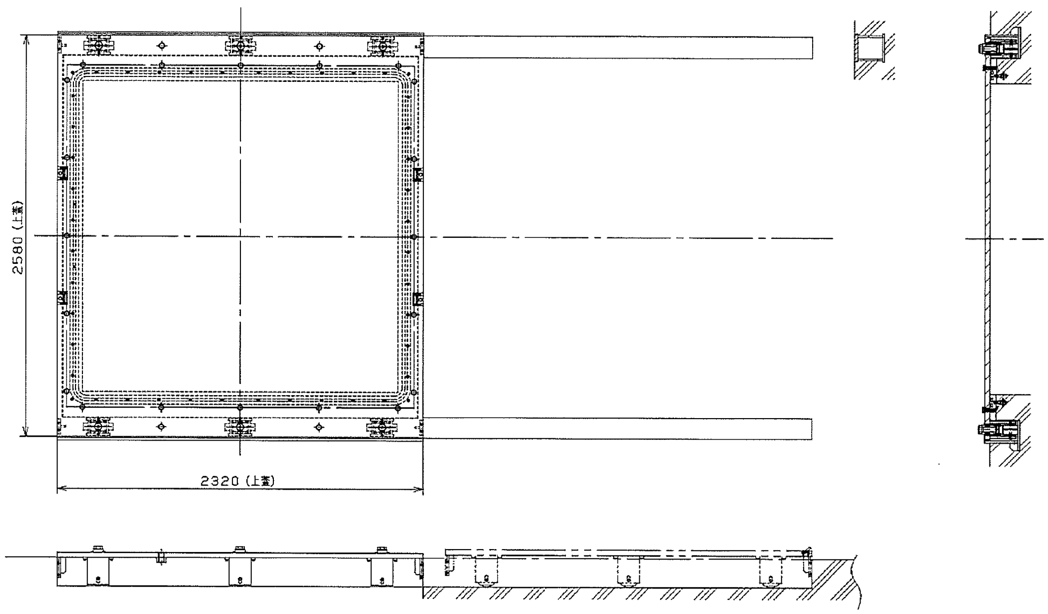


（格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ（B）の構造図）

図 6.9.1-5　上側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図（桁なし）（1／2）

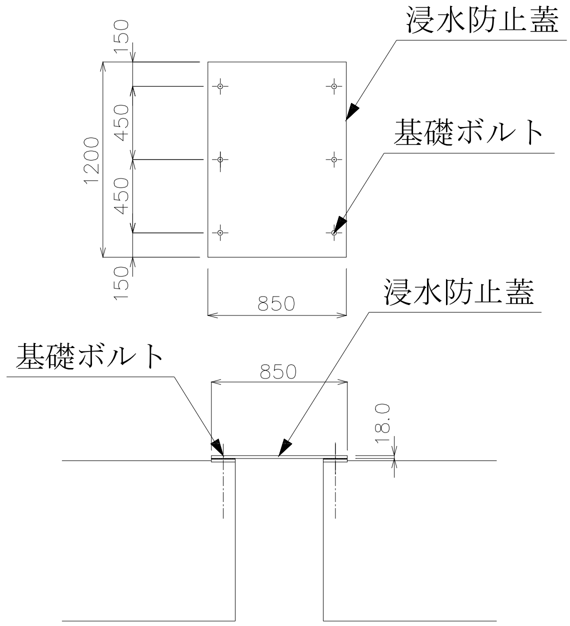


（常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの構造図）



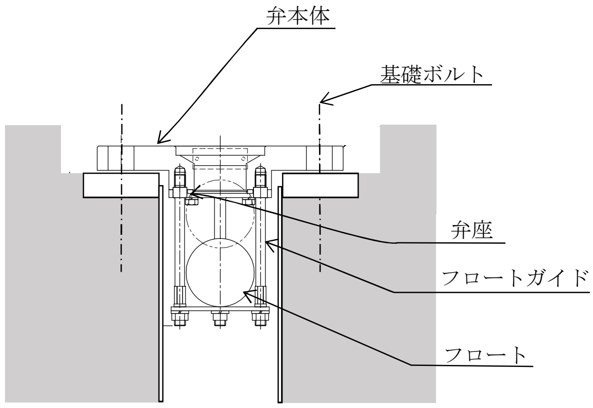
（常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ（A），（B）の構造図）

図 6.9.1-5　上側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図（桁なし）（2／2）

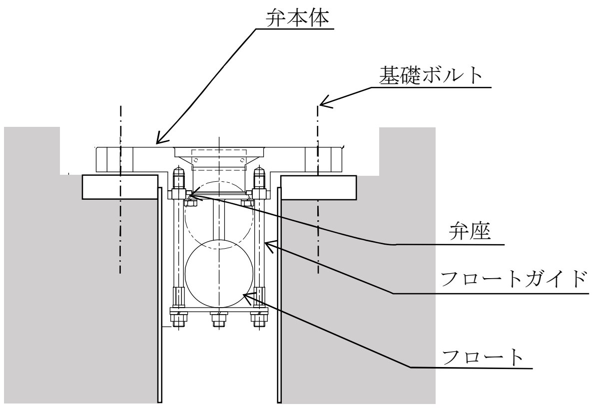


(海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図)

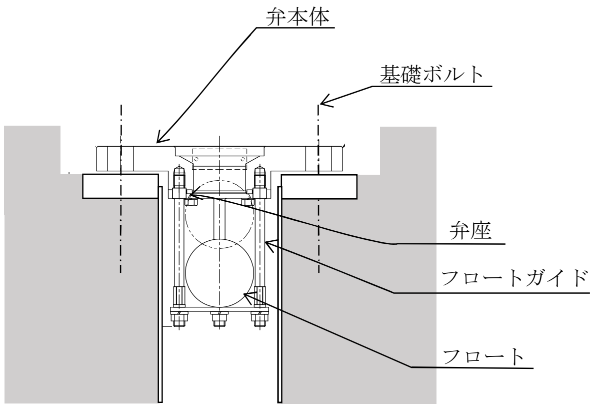
図 6.9.1-6　専ら内郭防護用の浸水防止蓋の構造図



（海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造図）

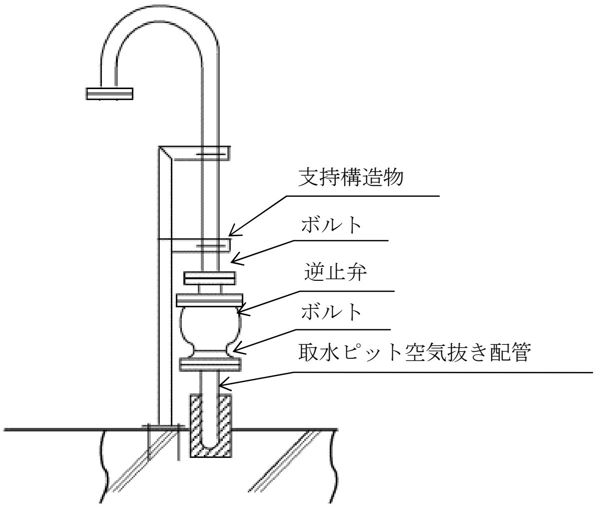


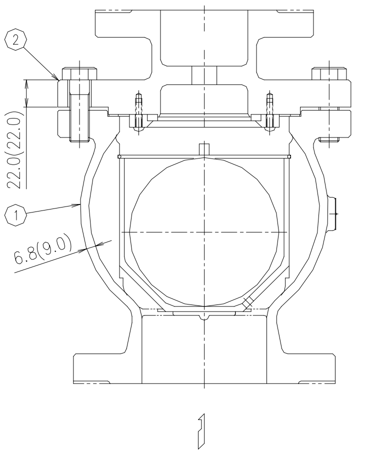
（緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造図）



（緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の構造図）

図 6.9.1-7　弁箱がない逆止弁の構造図





（取水ピット空気抜き配管逆止弁の構造図）

図 6.9.1-8　弁箱がある逆止弁の構造図

耐震計算及び強度計算の詳細の説明に当たっては，浸水防護施設毎の構造，外郭防護又は内郭防護の種類を踏まえ設備を分類し，各分類における設備毎の津波荷重水位又は設備の大きさを考慮し代表の設備を選定する。選定した代表の設備に対する耐震計算及び強度計算の評価結果を説明する。

浸水防止蓋及び水密ハッチのうち，桁がないタイプの構造であり，設備に対し下側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 1」とする。浸水防止蓋 1 は取水路点検用開口部浸水防止蓋のみが該当することから，取水路点検用開口部浸水防止蓋の評価結果を説明する。

桁があるタイプの構造であり，設備に対し下側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 2」とする。浸水防止蓋 2 に分類される設備の設置位置における津波荷重水位を表 6.9.1-1 に示す。表 6.9.1-1 に示すとおり，浸水防止蓋 2 のうち最も津波荷重水位の大きい放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋を浸水防止蓋 2 の代表とする。

表 6.9.1-1　浸水防止蓋 2 の設備の設置位置における津波荷重水位一覧

分類	設備名称	基準津波による津波荷重水位 (T.P. ＋m)	代表
浸水防止蓋 2	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	30.0	○
	ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋	12.0	－
	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	12.0	－

桁があるタイプの構造であり，設備に対し上側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 3」とする。浸水防止蓋 3 に分類される設備の寸法を表 6.9.1-2 に示す。表 6.9.1-2 に示すとおり，浸水防止蓋 3 のうち最も面積の大きい緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋を浸水防止蓋 3 の代表とする。

表 6.9.1-2　浸水防止蓋 3 の設備の面積一覧

分類	設備名称	面積 (㎜^{2})	代表
浸水防止蓋 3	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	1.841×10^7	○
	緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋	1.877×10^6	－

桁がないタイプの構造であり，設備に対し上側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 4」とする。浸水防止蓋 4 に分類される設備の寸法を表 6.9.1-3 に示す。表 6.9.1-3 に示すとおり，浸水防止蓋 4 のうち最も面積の大きい常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチを浸水防止蓋 4 の代表とする。

表 6.9.1-3　浸水防止蓋 4 の設備の面積一覧

分類	設備名称	面積 (㎟)	代表
浸水防止蓋 4	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ（A）	5.986×10^{6}	－
	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ（B）	5.581×10^{6}	－
	常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	1.023×10^{7}	○
	常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ（A），（B）	5.986×10^{6}	－

専ら内郭防護用の浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 5」とする。浸水防止蓋 5 は海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋のみが該当することから，海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の評価結果を説明する。

浸水防護設備の内，浸水防止蓋の代表選定結果を表 6.9.1-4 に示す。

表 6.9.1-4　設備の構造及び防護区分を踏まえた浸水防止蓋の代表選定結果

分類	構造形式		防護区分				設備名称	代表	代表選定の考え方
	桁あり	桁なし	基準津波		敷地に遡上する津波				
			外郭	内郭	外郭	内郭			
浸水防止蓋 1	−	○	○	−	○	−	取水路点検用開口部浸水防止蓋	○	−
浸水防止蓋 2	○	−	○	−	○	−	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	○	津波荷重水位の最も大きな設備を選定
							ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋	−	
							緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	−	
浸水防止蓋 3	○	−	−	○	○	○	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○	面積の最も大きな設備を選定
							緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋	−	
浸水防止蓋 4	−	○	−	○	○	○	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ	−	面積の最も大きな設備を選定
							常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	○	
							常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ	−	
浸水防止蓋 5	−	○	−	○	−	−	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	○	−

逆止弁のうち，フランジ（弁箱がない）タイプの逆止弁の分類を「逆止弁 1」とする。逆止弁 1 に分類される設備の設置位置における津波荷重水位を表 6.9.1-5 に示す。表 6.9.1-5 に示すとおり，逆止弁 1 のうち最も津波荷重水位の大きい海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁を逆止弁 1 の代表とする。

表 6.9.1-5　逆止弁 1 の設備の設置位置における津波荷重水位一覧

分類	設備名称	基準津波による津波荷重水位（T.P. ＋m）	代表
逆止弁 1	海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	22.0	○
	緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	12.0	－
	緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	12.0	－

弁箱があるタイプの逆止弁の分類を「逆止弁 2」とする。逆止弁 2 は取水ピット空気抜き配管逆止弁のみが該当することから，取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価結果を説明する。

浸水防護設備の内，逆止弁の代表選定結果を表 6.9.1-6 に示す。

表 6.9.1-6　設備の構造及び防護区分を踏まえた逆止弁の代表選定結果

分類	構造形式		防護区分				設備名称	代表	代表選定の考え方
	弁箱あり	弁箱なし	基準津波		敷地に遡上する津波				
			外郭	内郭	外郭	内郭			
逆止弁 1	－	○	○	－	○	－	海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	○	津波荷重水位の最も大きな設備を選定
							緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	－	
							緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	－	
逆止弁 2	○	－	○	－	○	－	取水ピット空気抜き配管逆止弁	○	－

a.　取水路点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a)　固有値解析

イ．　固有振動数の計算

蓋は，たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから，たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は,「機械工学便覧（1986年)，日本機械学会」より，次のとおり与えられる。

$f=\lambda^2/(2\pi\cdot L^2)\cdot\sqrt{(E\cdot I/(\rho\cdot A))}$

ここで，

f　：一次固有振動数（Hz）

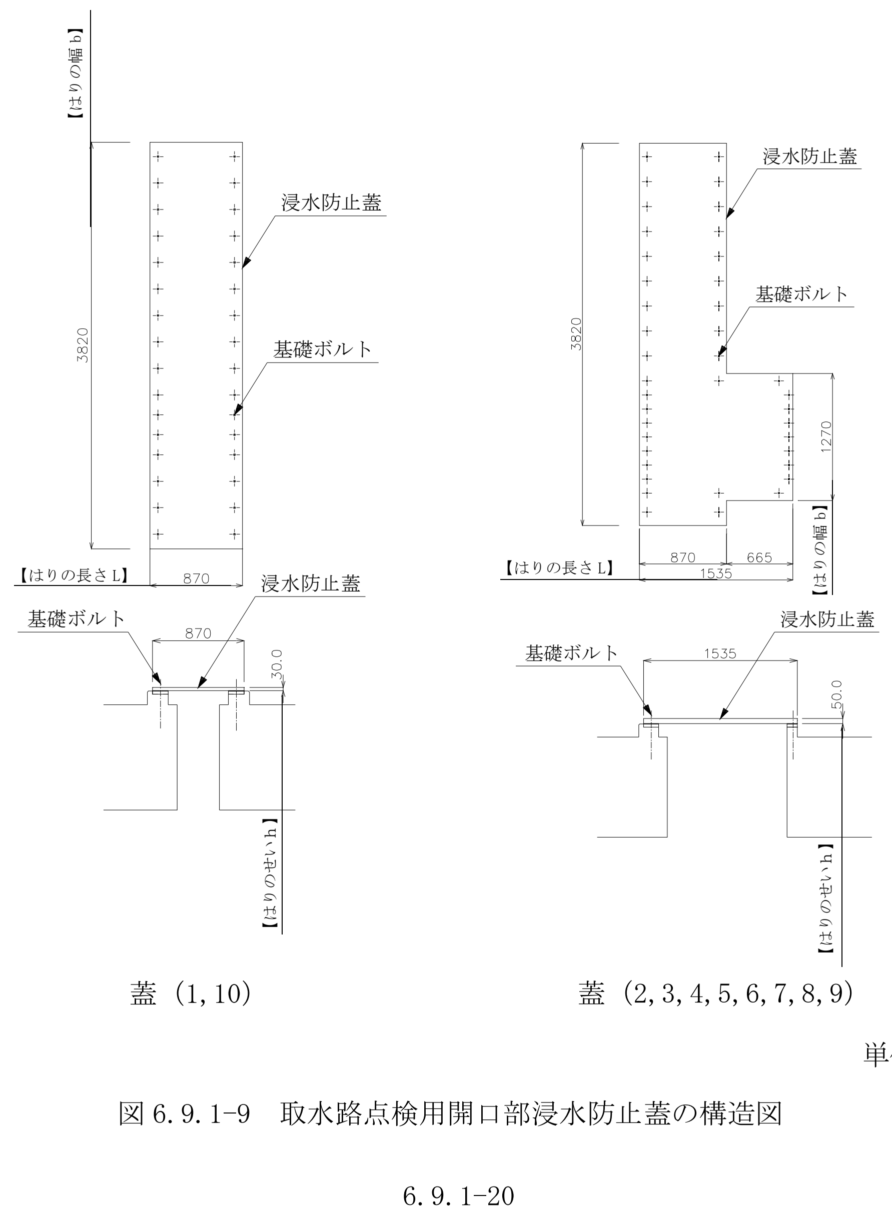
λ：振動数係数　＝π

取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造図を図6.9.1-9に示す。

図6.9.1-9に示す構造図から，はりの長さをそれぞれ以下のとおりとする。

L　：はりの長さ（m）　蓋（1,10）　＝0.87

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）　＝1.535



単位（mm）

図6.9.1-9　取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造図

E ：縦弾性係数（Pa） $=1.94\times10^{11}$

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は，温度 20 ℃の縦弾性係数 195000 MPa と，温度 50 ℃の縦弾性係数 193000 MPa より，比例法を用いて計算する。

$195000+(193000-195000)\times(40-20)/(50-20)=193667\ \mathrm{MPa}=1.94\times10^{11}$

I ：断面二次モーメント（m^4） 蓋（1,10） $=8.595\times10^{-6}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9） $=1.323\times10^{-5}$

$I=b\cdot h^3/12$

図 6.9.1-9 に示す構造図から，はりの幅 b 及びはりのせい h をそれぞれ以下のとおりとする。

b：はりの幅（m） 蓋（1,10） $=3.82$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9） $=1.27$

h：はりのせい（蓋の厚さ）（m） 蓋（1,10） $=0.0300$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9） $=0.0500$

以上より，

蓋（1,10）

$I=b\cdot h^3/12$

$=3.82\times0.0300^3/12$

$=8.59500\times10^{-6}\ m^4=8.595\times10^{-6}\ m^4$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$I=b\cdot h^3/12$

$=1.27\times0.0500^3/12$

$=1.32291\times10^{-5}\ m^4=1.323\times10^{-6}\ m^4$

ρ ：はりの単位体積質量（kg/m^3） $=7.93\times10^3$

（「JIS G4310（1999）ステンレス鋼板及び耐熱鋼板質量算出方法 表 1 ステンレス鋼板の基本質量」より）

A：はりの断面積（m^2） 蓋（1,10） $=1.146\times10^{-1}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9） $=6.350\times10^{-2}$

蓋（1,10）

$A=b\cdot h$

$=3.82\times0.0300$

$=0.114600\ m^2=1.146\times10^{-1}\ m^2$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$A=b\cdot h$

$=1.27\times0.0500$

$=0.0635000\ m^2=6.350\times10^{-2}\ m^2$

以上より，

蓋（1,10）

$f=\pi^2/(2\pi\cdot 0.87^2)\cdot\sqrt{(1.94\times10^{11}\times8.595\times10^{-6}/(7.93\times10^3\times1.146\times10^{-1}))}$

$=88.8947\ \mathrm{Hz}=88\ \mathrm{Hz}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$f=\pi^2/(2\pi\cdot 1.535^2)\cdot\sqrt{(1.94\times10^{11}\times1.323\times10^{-5}/(7.93\times10^3\times6.350\times10^{-2}))}$

$=47.5949\ \mathrm{Hz}=47\ \mathrm{Hz}$

ロ．　固有値解析結果

蓋（1,10）

固有振動数は 88 Hz であり，20 Hz 以上であることから，剛構造である。

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

固有振動数は 47 Hz であり，20 Hz 以上であることから，剛構造である。

(b)　評価条件の整理

イ．　固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

$w_D=(m_D/A)\cdot g$

ここで，

w_D：固定荷重による鉛直等分布荷重（MPa）

m_D：蓋の質量（kg）

A：蓋の面積（mm^2）

g：重力加速度（m/s^2）＝9.80665

$m_D=A\cdot t\cdot\rho$

ここで，

A：蓋の面積（mm^2）

t：蓋の厚さ（mm）　蓋（1,10）＝30

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）＝50

ρ：蓋の単位体積質量（kg/mm^3）＝7.93×10^{-6}

以上より，

蓋（1,10）

$A_1=870\times3820$

$=3323400\ mm^2=3.323\times10^6\ mm^2=3.323\ m^2$

$m_D=3.323\times10^6\times30\times7.93\times10^{-6}$

$=790.541\ \mathrm{kg}$

保守的に 1000 kg とする。

$w_D=(1000/3.323\times10^6)\times9.80665$

$=2.95114\times10^{-3}\ \mathrm{MPa}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

A_2 ＝870×3820＋665×1270

＝4167950 mm^2＝4.168×10^6 mm^2＝4.168 m^2

m_D ＝4.168×10^6×50×7.93×10^{-6}

＝1652.61 kg

保守的に 2000 kg とする。

w_D＝（2000/4.168×10^6）×9.80665

＝4.70568×10^{-3} MPa

ロ.　積雪荷重

積雪荷重は以下のとおりとする。

w_s＝（m_s/A）・g

ここで,

w_s：常時の積雪荷重による鉛直等分布荷重（MPa）

m_s：常時の積雪荷重による質量（kg）

A：蓋の面積（mm^2）

g：重力加速度（m/s^2）＝9.80665

m_s＝（0.35・S/10^6）・A

ここで,

S：積雪質量（kg/m^2）

垂直積雪量 30 cm，単位荷重 20 Pa/cm より，600 Pa

600 Pa/g＝61.1829 kg/m^2 →保守的に 62 kg/m^2 とする。

A：蓋の面積（mm^2）

以上より,

蓋（1,10）

A_1＝3.323×10^6 mm^2

m_s＝（$0.35\times62/10^6$）$\times3.323\times10^6$

＝72.1091 kg

w_s＝（$72.1091/3.323\times10^6$）×9.80665

＝2.12804×10^{-4} MPa

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

A_2＝4.168×10^6 mm^2

m_s＝（$0.35\times62/10^6$）$\times4.168\times10^6$

＝90.4456 kg

w_s＝（$90.4456/4.168\times10^6$）×9.80665

＝2.12804×10^{-4} MPa

(c)応力計算

イ.　基準津波時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

(a-2)　積雪荷重

積雪荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

(a-3)　基準津波荷重

基準津波荷重は以下のとおりとする。

P_{kt}＝（$\rho \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2$）$/10^6$

ここで，

P_{kt}：基準津波荷重（MPa）

ρ：海水の密度（kg/m^3）　＝1030

g　：重力加速度（m/s^2）　＝9.80665

h　：津波荷重水位（m）　＝22.0

（基準津波の水位に対し，参照する裕度である＋0.65mを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位）

C_D：抗力係数　＝2.01

U：流速（m/s）　＝2.0

以上より，

P_{kt}　＝（$1030 \times 9.80665 \times 22.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2$）$/10^6$

＝0.226359 MPa

(ロ)　各部の応力計算

蓋に作用する基準津波荷重(鉛直上向き)は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1)　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1)　蓋（1,10）

(a-1-1-1)　発生荷重＜基準津波時＞

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 0.87 \times 10^3$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w \cdot L^2/8$

$= 0.226359 \times (0.87 \times 10^3)^2/8$

$= 21416.3$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 870/2$

$= 98.4661$ N/mm

(a-1-1-2)　断面性能

蓋の厚さ　$t = 30$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$

$= 30^2/6$

$= 150$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$

$= 30$ mm^2/mm

(a-1-1-3)　発生応力＜基準津波時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M = 21416.3$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = 98.4661$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b = M/Z$

$= 21416.3/150$

$= 142.775$ MPa $= 143$MPa

せん断応力　$\tau = Q/A_S$

$= 98.4661/30$

$= 3.28220$ MPa $= 4$MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(143^2 + 3 \times 4^2)}$

$= 143.167$ MPa $= 144$MPa

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重＜基準津波時＞

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=1.535\times10^{3}$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^{2}/8$

$=0.226359\times(1.535\times10^{3})^{2}/8$

$=66669.0$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times1.535\times10^{3}/2$

$=173.730$ N/mm

(a-1-2-2)　断面性能

蓋の厚さ　$t=50$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^{2}/6$

$=50^{2}/6$

$=416.666$ mm^{3}/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_{S}=t$

$=50$ mm^{2}/mm

(a-1-2-2)　発生応力＜基準津波時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M=66669.0$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q=173.730$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_{b}=M/Z$

$=66669.0/416.666$

$=160.005$ MPa＝161MPa

せん断応力　$\tau=Q/A_{S}$

$=173.730/50$

$=3.47460$ MPa＝4MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_{b}^{2}+3\cdot\tau^{2})}$

$=\sqrt{(161^{2}+3\times4^{2})}$

$=161.148$ MPa＝162MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　蓋（1,10）

(a-2-1-1)　発生荷重<基準津波時>

(a-2-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 0.87 \times 10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 0.87 \times 10^3/2$

$= 98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b = 249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 98.4661 \times 249$

$= 24518.0$ N

(a-2-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 0.87 \times 10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 0.87 \times 10^3/2$

$= 98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b = 218$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 98.4661 \times 218$

$= 21465.6$ N

(a-2-1-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅187 mm）

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 0.87 \times 10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 0.87 \times 10^3/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=187$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times187$

$=18413.1$ N

(a-2-1-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi=16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m=\pi/4\cdot\phi^2$

$=201.061$ mm^2

(a-2-1-3)　発生応力<基準津波時>

(a-2-1-3-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=24518.0/201.061$

$=121.943$ MPa$=122$MPa

(a-2-1-3-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=21465.6/201.061$

$=106.761$ MPa$=107$MPa

(a-2-1-3-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅187 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=18413.1/201.061$

$=91.5796$ MPa$=92$MPa

(a-2-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-2-2-1)　発生荷重<基準津波時>

(a-2-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅140 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=1.535\times10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times1.535\times10^3/2$

$=173.730$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=140$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=173.730\times 140$

$=24322.2$ N

(a-2-2-1-2)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=0.87\times 10^{3}$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 0.87\times 10^{3}/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 249$

$=24518.0$ N

(a-2-2-1-3)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=0.87\times 10^{3}$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=194.5$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times 194.5$

$=19151.6$ N

(a-2-2-1-4)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 165 mm）

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=0.87\times 10^{3}$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times 870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅（mm）　$b=165$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661 \times 165$

$=16246.9$ N

(a-2-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$

$= 201.061$ mm^2

(a-2-2-3)　発生応力<基準津波時>

(a-2-2-3-1)　支点間距離 L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅 140 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 24322.2/201.061$

$= 120.969$ MPa $= 121$ MPa

(a-2-2-3-2)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 24518.0/201.061$

$= 121.943$ MPa $= 122$ MPa

(a-2-2-3-3)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 19151.6/201.061$

$= 95.2526$ MPa $= 96$ MPa

(a-2-2-3-4)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 165 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 16246.9/201.061$

$= 80.8058$ MPa $= 81$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は，蓋を介してコンクリート躯体部基礎ボルトに伝達されるものとする。

(a-3-1)　蓋 (1,10)

(a-3-1-1)　発生荷重＜基準津波時＞

(a-3-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 249 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝24518.0 N

＝2.452×10^{4} N

(a-3-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 218 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝21465.6 N

＝2.147×10^{4} N

(a-3-1-1-3)　支点間距離L＝870 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 187 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝18413.1 N

＝1.841×10^{4} N

(a-3-2)　蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)

(a-3-2-1)　発生荷重＜基準津波時＞

(a-3-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 140 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝24322.2 N

＝2.432×10^{4} N

(a-3-2-1-2)　支点間距離L＝870 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 249 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝24518.0 N

＝2.452×10^{4} N

(a-3-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝19151.6 N

＝1.915×10^{4} N

(a-3-2-1-4)　支点間距離L＝870 mm 箇所（基礎ボルトの負担幅 165 mm 箇所）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb}＝16246.9 N

＝1.625×10^{4} N

ロ．　S_s地震時

（イ）　荷重条件

（a-1）　固定荷重

固定荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

（a-2）　積雪荷重

積雪荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)　S_s 地震荷重

基準地震動 S_s に伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-7 に，応力評価に用いる S_s 地震荷重の最大震度を表 6.9.1-8 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は鉛直震度が 1G を超えないため，固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は，固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-7　基準地震動 S_s に伴う最大床応答加速度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_s-D1L	正転	正転	303	693
	反転	正転	302	671
	正転	反転	346	688
	反転	反転	279	681
S_s-11	正転	正転	284	722
S_s-12	正転	正転	245	739
S_s-13	正転	正転	223	712
S_s-14	正転	正転	209	555
S_s-21	正転	正転	287	699
S_s-22	正転	正転	290	633
S_s-31	正転	正転	281	275
	反転	正転	272	269

追而

表 6.9.1-8　応力評価に用いる S_s 地震荷重の最大震度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_s-D1L	正転	反転	346	688	<u>0.36</u>*1	0.71
S_s-12	正転	正転	245	739	0.25	<u>0.76</u>*1

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる設計震度を示す。

追而

地震荷重は以下のとおりとする。

$W_{hk}=C_H\cdot(m_D+m_s)\cdot g$

$W_{vk}=C_V\cdot(m_D+m_s)\cdot g$

$w_{vk}=C_V\cdot(m_D+m_s)\cdot g/A$

ここで,

W_{hk}：水平地震荷重（N）

W_{vk}：鉛直地震荷重（N）

w_{vk}：鉛直地震等分布荷重（MPa）

C_H ：設計水平震度　　　　＝0.36

C_V ：設計鉛直震度　　　　＝0.76

m_D ：蓋の質量（設計値）（kg）　＝1000（蓋 1,10）

＝2000（蓋 2,3,4,5,6,7,8,9）

m_s：積雪荷重による質量（kg）＝72.1091（蓋 1,10）

＝90.4456（蓋 2,3,4,5,6,7,8,9）

g：重力加速度（m/s^2）　　　＝9.80665

A：蓋の面積（mm^2）　　　　＝3323400＝3.323×10^6（蓋 1,10）

＝4167950＝4.168×10^6(蓋 2,3,4,5,6,7,8,9)

以上より,

蓋（1,10）

$W_{hk}=0.36\times(1000+72.1091)\times9.80665$

$=3784.96$ N

$W_{vk}=0.76\times(1000+72.1091)\times9.80665$

$=7990.48$ N

$w_{vk}=0.76\times(1000+72.1091)\times9.80665/3.323\times10^6$

$=2.40460\times10^{-3}$ MPa

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$W_{hk}=0.36\times(2000+90.4456)\times9.80665$

$=7380.09$ N

$W_{vk}=0.76\times(2000+90.4456)\times9.80665$

$=15580.2$ N

$w_{vk}=0.76\times(2000+90.4456)\times9.80665/4.168\times10^6$

$=3.73805\times10^{-3}$ MPa

（ロ） 各部の応力計算

蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き）は，コンクリート躯体に支持される。また，蓋に作用する水平地震力は蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。蓋の水平地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 蓋（1,10）

(a-1-1-1) 発生荷重<S_s地震時>

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重 $w_D = 2.95114\times10^{-3}$ MPa

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重 $w_S = 2.12804\times10^{-4}$ MPa

蓋に作用する鉛直地震等分布荷重 $w_{vk} = 2.40460\times10^{-3}$ MPa

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$$w = w_D + w_S + w_{vk}$$
$$= 2.95114\times10^{-3} + 2.12804\times10^{-4} + 2.40460\times10^{-3}$$
$$= 5.56854\times10^{-3}\ \text{MPa}$$

支点間距離 $L = 0.87\times10^3$ mm

単位幅当たり曲げモーメント $M = w\cdot L^2/8$

$$= 5.56854\times10^{-3}\times(0.87\times10^3)^2/8$$
$$= 526.853\ \text{N·mm/mm}$$

単位幅当たりせん断力 $Q = w\cdot L/2$

$$= 5.56854\times10^{-3}\times0.87\times10^3/2$$
$$= 2.42231\ \text{N/mm}$$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ $t = 30$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数 $Z = t^2/6$

$$= 30^2/6$$
$$= 150\ \text{mm}^3/\text{mm}$$

蓋の単位幅当たりのせん断断面積 $A_S = t$

$$= 30\ \text{mm}^2/\text{mm}$$

(a-1-1-3) 発生応力<S_s地震時>

単位幅当たり曲げモーメント $M = 526.853$ N·mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = 2.42231$ N/mm

曲げ応力 $\sigma_b = M/Z$

$$= 526.853/150$$

$=3.51235\ \mathrm{MPa}=4\ \mathrm{MPa}$

せん断応力　$\tau=Q/A_S$

$=2.42231/30$

$=0.0807436\ \mathrm{MPa}=1\ \mathrm{MPa}$

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b{}^2+3\cdot\tau^2)}$

$=\sqrt{(4^2+3\times1^2)}$

$=4.35889\ \mathrm{MPa}=5\ \mathrm{MPa}$

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重<S_s地震時>

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重　$w_D=4.70568\times10^{-3}\ \mathrm{MPa}$

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重　$w_S=2.12804\times10^{-4}\ \mathrm{MPa}$

蓋に作用する鉛直地震等分布荷重　$w_{vk}=3.73805\times10^{-3}\ \mathrm{MPa}$

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$w=w_D+w_S+w_{vk}$

$=4.70568\times10^{-3}+2.12804\times10^{-4}+3.73805\times10^{-3}$

$=8.65663\times10^{-3}\ \mathrm{MPa}$

支点間距離　$L=1.535\times10^3\ \mathrm{mm}$

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^2/8$

$=8.65653\times10^{-3}\times(1.535\times10^3)^2/8$

$=2549.59\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=8.65653\times10^{-3}\times1.535\times10^3/2$

$=6.64388\ \mathrm{N/mm}$

(a-1-2-2)　断面性能

蓋の厚さ　$t=50$

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^2/6$

$=50^2/6$

$=416.666\ \mathrm{mm^3/mm}$

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S=t$

$=50\ \mathrm{mm^2/mm}$

(a-1-2-3)　発生応力<S_s地震時>

単位幅当たり曲げモーメント　$M=2549.59\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

単位幅当たりせん断力　$Q=6.64388\ \mathrm{N/mm}$

曲げ応力　$\sigma_b=M/Z$

$=2549.59/416.666$

$=6.11902\ \mathrm{MPa} \fallingdotseq 7\ \mathrm{MPa}$

せん断応　$\tau = Q/A_S$

$= 6.64388/50$

$= 0.132877\ \mathrm{MPa} \fallingdotseq 1\ \mathrm{MPa}$

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b{}^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(7^2 + 3 \times 1^2)}$

$= 7.21110\ \mathrm{MPa} \fallingdotseq 8\ \mathrm{MPa}$

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　蓋（1,10）

(a-2-1-1)　発生荷重<S_s地震時>

蓋に作用する水平地震荷重	W_{hk}＝3784.96 N
基礎ボルトの本数	n＝32 本
基礎ボルト１本に作用するせん断荷重	Q＝W_{hk}/n
	＝3784.96/32
	＝118.280 N/本

(a-2-1-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）	ϕ＝16 mm
基礎ボルトの呼び径断面積	A_m＝π/4・ϕ^2
	＝201.061 mm^2

(a-2-1-3)　発生応力<S_s地震時>

せん断応力	τ＝Q/A_m
	＝118.280/201.061
	＝0.588279 MPa
	≒1 MPa

(a-2-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-2-2-1)　発生荷重<S_s地震時>

蓋に作用する水平地震荷重	W_{hk}＝7380.09 N
基礎ボルトの本数	n＝40 本
基礎ボルト１本に作用するせん断荷重	Q＝W_{hk}/n
	＝7380.09/40
	＝184.502 N/本

(a-2-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）	ϕ＝16 mm
基礎ボルトの呼び径断面積	A_m＝π/4・ϕ^2
	＝201.061 mm^2

(a-2-2-3)　発生応力<S_s地震時>

せん断応力	τ＝Q/A_m
	＝184.502/201.061
	＝0.917641 MPa

＝1 MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達されるものとする。

(a-3-1)　蓋（1,10）

(a-3-1-1)　発生荷重＜S_s地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝118.280 N/本

＝1.183×10^{2} N/本

(a-3-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-3-2-1)　発生荷重＜S_s地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝184.502 N/本

＝1.845×10^{2} N/本

ハ.　基準津波＋S_d地震時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

(a-2)　積雪荷重

積雪荷重は基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。ただし，水平地震力を求めるにあたっては，積雪荷重による質量を考慮する。積雪荷重はS_s地震時と同じ値とする。

(a-3)　基準津波荷重

基準津波荷重は「基準津波時」と同じ値とする。

(a-4)　S_d地震荷重

弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-9 に，応力評価に用いるS_d地震荷重の最大震度を表 6.9.1-10 に示す。震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は鉛直震度が 1G を超えないため，鉛直上向きは考慮しない。また，鉛直下向きに固定荷重及び積雪荷重が作用するが，基準津波荷重を緩和する方向に作用することから，考慮しない。

水平地震荷重は，固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-9　弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_d-D1L	正転	正転	192	357
	反転	正転	187	371
	正転	反転	199	373
	反転	反転	332	551

追而

表 6.9.1-10　応力評価に用いるS_d地震荷重の最大震度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_d-D1L	反転	反転	332	551	0.34*1	0.57

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる設計震度を示す。

追而

水平地震荷重は以下のとおりとする。

$W_{hk}=C_H\cdot(m_D+m_s)\cdot g$

ここで,

W_{hk}：水平地震荷重（N）

C_H：設計水平震度　＝0.34

m_D：蓋の質量（設計値）（kg）　＝1000（蓋1,10）

＝2000（蓋2,3,4,5,6,7,8,9）

m_s：積雪荷重による質量（kg）　＝72.1091（蓋1,10）

＝90.4456（蓋2,3,4,5,6,7,8,9）

g：重力加速度（m/s^2）　＝9.80665

以上より,

蓋（1,10）

$W_{hk}=0.34\times(1000+72.1091)\times 9.80665$

$=3574.69$ N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$W_{hk}=0.34\times(2000+90.4456)\times 9.80665$

$=6970.09$ N

（ロ）　各部の応力計算

蓋に作用する基準津波荷重（鉛直上向き）及びS_d水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

（a-1）　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

蓋の水平地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

（a-1-1）　蓋（1,10）

（a-1-1-1）　発生荷重＜基準津波＋S_d地震時＞

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 0.87 \times 10^3$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w \cdot L^2/8$

$= 0.226359 \times (0.87 \times 10^3)^2/8$

$= 21416.3$ N·mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 0.87 \times 10^3/2$

$= 98.4661$ N/mm

（a-1-1-2）　断面性能

蓋の厚さ　$t = 30$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$

$= 30^2/6$

$= 150$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$

$= 30$ mm^2/mm

（a-1-1-3）　発生応力＜基準津波＋S_d地震時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M = 21416.3$ N·mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = 98.4661$ N/mm

曲げ応力　$\sigma_b = M/Z$

$= 21416.3/150$

$= 142.775$ MPa$= 143$ MPa

せん断応力　$\tau = Q/A_S$

$= 98.4661/30$

$= 3.28220$ MPa$= 4$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(143^2 + 3 \times 4^2)}$

$=143.167\ \mathrm{MPa}=144\ \mathrm{MPa}$

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　発生荷重<基準津波＋S_d地震時>

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359\ \mathrm{MPa}$

支点間距離　$L=1.535\times10^{3}\ \mathrm{mm}$

単位幅当たり曲げモーメント　$M=w\cdot L^{2}/8$

$=0.226359\times(1.535\times10^{3})^{2}/8$

$=66669.0\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

単位幅当たりせん断力　$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times1.535\times10^{3}/2$

$=173.730\ \mathrm{N/mm}$

(a-1-2-2)　断面性能

ＪＩＳによる蓋厚の製造公差－0.25 mmを考慮する。

蓋の厚さ　$t=50\ \mathrm{mm}$

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z=t^{2}/6$

$=50^{2}/6$

$=416.666\ \mathrm{mm^{3}/mm}$

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S=t$

$=50\ \mathrm{mm^{2}/mm}$

(a-1-2-3)　発生応力＜基準津波＋S_d地震時＞

単位幅当たり曲げモーメント　$M=66669.0\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

単位幅当たりせん断力　$Q=173.730\ \mathrm{N/mm}$

曲げ応力　$\sigma_b=M/Z$

$=66669.0/416.666$

$=160.005\ \mathrm{MPa}=161\ \mathrm{MPa}$

せん断応力　$\tau=Q/A_S$

$=173.730/50$

$=3.47460\ \mathrm{MPa}=4\ \mathrm{MPa}$

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma=\sqrt{(\sigma_b{}^{2}+3\cdot\tau^{2})}$

$=\sqrt{(161^{2}+3\times4^{2})}$

$=161.148\ \mathrm{MPa}=163\ \mathrm{MPa}$

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重及びS_d水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　蓋（1,10）

(a-2-1-1)　発生荷重<基準津波＋S_d地震時>

(a-2-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

(a-2-1-1-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w＝P_{kt}$

$＝0.226359$ MPa

支点間距離　$L＝0.87×10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q＝w・L/2$

$＝0.226359×870/2$

$＝98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b＝249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}＝Q・b$

$＝98.4661×249$

$＝24518.0$ N

(a-2-1-1-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk}＝3574.72$ N

基礎ボルトの本数　$n＝32$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q＝W_{hk}/n$

$＝3574.72/32$

$＝111.710$ N

(a-2-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

(a-2-1-1-2-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w＝P_{kt}$

$＝0.226359$ MPa

支点間距離　$L＝0.87×10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q＝w・L/2$

$＝0.226359×870/2$

$＝98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b＝218$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}＝Q・b$

$＝98.4661×218$

$＝21465.6$ N

(a-2-1-1-2-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk}＝3574.72$ N

基礎ボルトの本数　$n＝32$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

$=3574.72/32$

$=111.710$ N

(a-2-1-1-3)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

(a-2-1-1-3-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=0.87\times10^{3}$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　b＝187 mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times187$

$=18413.1$ N

(a-2-1-1-3-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk}=3574.72$ N

基礎ボルトの本数　n＝32 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

$=3574.72/32$

$=111.710$ N

(a-2-1-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi=16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m=\pi/4\cdot\phi^2$

$=201.061$ mm^2

(a-2-1-3)　発生応力<基準津波＋S_d地震時>

(a-2-1-3-1)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t=P_{tb}/A_m$

$=24518.0/201.061$

$=121.943$ MPa＝122 MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau=Q/A_m$

$=111.710/201.061$

$=0.555602$ MPa

$=1$ MPa

(a-2-1-3-2)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 218 mm）

基礎ボルトの引張応力　σ_t ＝P_{tb}/A_m

＝21465.6/201.061

＝106.761 MPa＝107 MPa

基礎ボルトのせん断応力　τ ＝Q/A_m

＝111.710/201.061

＝0.555602 MPa＝1 MPa

(a-2-1-3-3)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

基礎ボルトの引張応力　σ_t ＝P_{tb}/A_m

＝18413.1/201.061

＝91.5796 MPa＝92 MPa

基礎ボルトのせん断応力　τ ＝Q/A_m

＝111.710/201.061

＝0.555602 MPa＝1 MPa

(a-2-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-2-2-1)　発生荷重〈基準津波＋S_d地震時〉

(a-2-2-1-1)　支点間距離 L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅 140 mm）

(a-2-2-1-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　w ＝P_{kt}

＝0.226359 MPa

支点間距離　L ＝1.535×10^3 mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

Q＝w・L/2

＝0.226359×1535/2

＝173.730 N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　b ＝140 mm

基礎ボルトの引張荷重　P_{tb} ＝Q・b

＝173.730×140

＝24322.2 N

(a-2-2-1-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　W_{hk} ＝6970.08 N

基礎ボルトの本数　n ＝40 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　Q ＝W_{hk}/n

＝6970.08/40

＝174.252 N

(a-2-2-1-2)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

(a-2-2-1-2-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　w ＝P_{kt}

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=0.87\times10^{3}$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b=249$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times249$

$=24518.0$ N

(a-2-2-1-2-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk}=6970.08$ N

基礎ボルトの本数　$n=40$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

$=6970.08/40$

$=174.252$ N

(a-2-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm）

(a-2-2-1-3-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w=P_{kt}$

$=0.226359$ MPa

支点間距離　$L=0.87\times10^{3}$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q=w\cdot L/2$

$=0.226359\times870/2$

$=98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b=194.5$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb}=Q\cdot b$

$=98.4661\times194.5$

$=19151.6$ N

(a-2-2-1-3-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk}=6970.08$ N

基礎ボルトの本数　$n=40$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q=W_{hk}/n$

$=6970.08/40$

$=174.252$ N

(a-2-2-1-4)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 165 mm） (a-2-2-1-4-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

基準津波波圧　$w = P_{kt}$

$= 0.226359$ MPa

支点間距離　$L = 0.87 \times 10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.226359 \times 870/2$

$= 98.4661$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 165$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 98.4661 \times 165$

$= 16246.9$ N

(a-2-2-1-4-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重　$W_{hk} = 6970.08$ N

基礎ボルトの本数　$n = 40$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = W_{hk}/n$

$= 6970.08/40$

$= 174.252$ N

(a-2-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$

$= 201.061$ mm^2

(a-2-2-3)　発生応力<基準津波＋S_d地震時>

(a-2-2-3-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅140 mm）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 24322.2/201.061$

$= 120.969$ MPa $= 121$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$= 174.252/201.061$

$= 0.866662$ MPa $= 1$ MPa

(a-2-2-3-2)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅249 mm箇所）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 24518.0/201.061$

$= 121.943$ MPa $= 122$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$= 174.252/201.061$

$=0.866662$ MPa$=1$ MPa

(a-2-2-3-3)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅194.5 mm箇所）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$=19151.6/201.061$

$=95.2526$ MPa$=96$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$=174.252/201.061$

$=0.866662$ MPa$=1$ MPa

(a-2-2-3-4)　支点間距離L＝870 mm箇所（基礎ボルトの負担幅165 mm箇所）

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$=16246.9/201.061$

$=80.8058$ MPa$=81$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$=174.252/201.061$

$=0.866662$ MPa$=1$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する基準津波荷重及び水平地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体部に伝達されるものとする。

(a-3-1)　蓋（1,10）

(a-3-1-1)　発生荷重＜基準津波＋S_d地震時＞

(a-3-1-1-1)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝24518.0 N

＝2.452×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重： Q ＝111.710 N

＝1.117×10^{2} N

(a-3-1-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 218 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝21465.6 N

＝2.147×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重： Q ＝111.710 N

＝1.117×10^{2} N

(a-3-1-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝18413.1 N

＝1.841×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重： Q ＝111.710 N

＝1.117×10^{2} N

(a-3-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-3-2-1)　発生荷重＜基準津波＋S_d地震時＞

(a-3-2-1-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅 140 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝24322.2 N

＝2.432×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174.252 N

＝1.743×10^{2} N

(a-3-2-1-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 249 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝24518.0 N

＝2.452×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174.252 N

＝1.743×10^{2} N

(a-3-2-1-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 194.5 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝19151.6 N

＝1．915×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174．252 N

＝1．743×10^{2} N

(a-3-2-1-4)　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 165 mm）

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重：P_{tb} ＝16246．9 N

＝1．625×10^{4} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重：Q＝174．252 N

＝1．743×10^{2} N

(d)　許容応力

許容応力は，供用状態C(許容応力状態Ⅲ$_A$S)として設定する。

イ．　蓋の許容応力

許容応力算定用基準値　$F = \min〔S_y,\ 0.7 \cdot S_u〕$

$= \min〔205,\ 0.7 \times 520〕$

$= \min〔205,\ 364〕$

$= 205$ MPa

（イ）　基準津波時，S_s地震時，基準津波＋S_d地震時

(a-1)　許容曲げ応力　$1.5 \cdot f_b = (F/1.5) \cdot 1.5$

$= (205/1.5) \times 1.5$

$= 136 \times 1.5$

$= 204$ MPa

(a-2)　許容せん断応力　$1.5 \cdot f_s = \{F/(1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{205/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

(a-3)　許容引張応力　$1.5 \cdot f_t = (F/1.5) \cdot 1.5$

$= (205/1.5) \times 1.5$

$= 136 \times 1.5$

$= 204$ MPa

ロ．　基礎ボルトの許容応力

許容応力算定用基準値　$F=\min〔S_y,\ 0.7\cdot S_u〕$

$=\min〔205,\ 0.7\times 520〕$

$=\min〔205,\ 364〕$

$=205$ MPa

（イ）　基準津波時

許容引張応力　$1.5\cdot f_t=(F/2)\cdot 1.5$

$=(205/2)\times 1.5$

$=153$ MPa

（ロ）　S_s地震時

許容せん断応力　$1.5\cdot f_s=\{F/(1.5\cdot\sqrt{3})\}\cdot 1.5$

$=\{205/(1.5\times\sqrt{3})\}\times 1.5$

$=78\times 1.5$

$=117$ MPa

（ハ）　基準津波＋S_d地震時

（a-1）　許容引張応力

$1.5\cdot f_t=(F/2)\cdot 1.5$

$=(205/2)\times 1.5$

$=153$ MPa

（a-2）　許容せん断応力

$1.5\cdot f_s=\{F/(1.5\cdot\sqrt{3})\}\cdot 1.5$

$=\{205/(1.5\times\sqrt{3})\}\times 1.5$

$=78\times 1.5$

$=117$ MPa

（a-3）　組合せ応力

組合せ応力の許容応力として，せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

(a)　蓋（1,10）

ア．　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

ボルトに作用するせん断応力　$\tau=1$ MPa

$1.5\cdot f_{ts1}=1.4\cdot(1.5\cdot f_{t0})-1.6\cdot\tau$

$=1.4\times 153-1.6\times 1$

$=212$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

イ．　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 218 mm）

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 1$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1$

$= 212$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

ウ．　支点間距離 L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅 187 mm）

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 1$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1$

$= 212$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

(b)　蓋 (2,3,4,5,6,7,8,9)

ア.　支点間距離 L＝1535 mm (基礎ボルトの負担幅 140 mm)

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 1$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1$

$= 212$ MPa

ここで,

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より,

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

イ.　支点間距離 L＝870 mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 1$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1$

$= 212$ MPa

ここで,

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より,

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

ウ.　支点間距離 L＝870 mm (基礎ボルトの負担幅 194.5 mm)

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 1$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1$

$= 212$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

エ．　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅165 mm）

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 1$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1$

$= 212$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 153$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (212,\ 153)$

$= 153$ MPa

ハ.　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力及び評価

（イ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力

(a-1)　許容引張力

(a-1-1)　基準津波時，基準津波＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力は,「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010 年 11 月)」に基づき設定する。

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力については,コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合のP_{a1}と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のP_{a2}を比較し，値が小さい方を許容引張力として設定する。

$P_a = \min〔P_{a1}，P_{a2}〕$

ここで,

P_a　：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力

P_{a1}　：コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合の許容引張力

$P_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_1　：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{pa}$：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度　＝205 N/mm^2

${}_{sc}\alpha$　：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積　の小さい方の値

${}_{sc}\alpha = \min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕$

$= \min〔166,\ 157〕$

$= 157\ \mathrm{mm}^2$

よって,

$P_{a1} = 1.0 \times 205 \times 157$

$= 32185.0\ \mathrm{N}$

P_{a2}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のコンクリート

躯体部基礎ボルトの許容引張力 (N)

$P_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c$

ここで,

ϕ_2　：低減係数（短期荷重用）＝2/3

${}_c\sigma_t$：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

${}_c\sigma_t = 0.31 \cdot \sqrt{F_c}$

$= 1.38636\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで,

F_c　：コンクリートの設計基準強度　＝20 N/mm^2

A_c　：コーン状破壊面の有効水平投影面積

複数本のコンクリート躯体部基礎ボルトを近接して設ける場合は重複する面積を累加しない。

へりあき，はしあき寸法による欠損面積を考慮する。

コンクリート躯体部基礎ボルトのコンクリート躯体への有効埋込み長さは次のとおりとする。

有効埋込み長さ（mm）

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm：l_e＝175 mm

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm：l_e＝185 mm（西側）

：l_e＝155 mm（東側）

支点間距離 870 mm：l_e＝155 mm

コンクリート躯体部基礎ボルトの定着板の直径は次のとおりとする。

定着板の直径（mm）

製造公差－1 mm を考慮する。

D＝48－1

＝47 mm

よって，コーン状破壊面の有効水平投影面積は次のとおりとなる。

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

A_c ＝84000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm

A_c ＝73000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm

A_c ＝63000 mm^2

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm

A_c＝35000 mm^2（西側）

A_c＝44000 mm^2（東側）

なお，許容引張力の算定には小さい方の値の有効水平投影面積を用いる。

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

A_c＝77000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm

A_c＝61000 mm^2

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm

A_c＝52000 mm^2

よって，

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×84000

＝77636.1 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×73000

＝67469.5 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×63000

＝58227.1 N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×35000

＝32348.4 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×77000

＝71166.4 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×61000

＝56378.6 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm

P_{a2} ＝2/3×1.38636×52000

＝48060.4 N

以上より，

蓋（1,10）

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，77636.1〕

＝32185.0 N＝3.219×10^4 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，67469.5〕

＝32185.0 N＝3.219×10^4 N

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，58227.1〕

＝32185.0 N＝3.219×10^4 N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

支点間距離 1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm

P_a ＝min〔P_{a1}，P_{a2}〕

＝min〔32185.0，32348.4〕

$=32185.0\ \mathrm{N}=3.219\times10^{4}\ \mathrm{N}$

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm

$P_a\ =\min〔P_{a1},\ P_{a2}〕$

$=\min〔32185.0,\ 71666.4〕$

$=32185.0\ \mathrm{N}=3.219\times10^{4}\ \mathrm{N}$

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm

$P_a\ =\min〔P_{a1},\ P_{a2}〕$

$=\min〔32185.0,\ 56378.6〕$

$=32185.0\ \mathrm{N}=3.219\times10^{4}\ \mathrm{N}$

支点間距離 870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm

$P_a\ =\min〔P_{a1},\ P_{a2}〕$

$=\min〔32185.0,\ 48060.4〕$

$=32185.0\ \mathrm{N}=3.219\times10^{4}\ \mathrm{N}$

(a-2)　許容せん断力

(a-2-1)　S_s地震時，基準津波＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力は,「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010 年 11 月)」に基づき設定する。

なお，コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力については，コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の q_{a1}，コンクリート躯体部基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の q_{a2}，及び，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の q_{a3} を比較し，値が小さい方を許容せん断力として設定する。

$q_a = \min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

ここで,

q_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力

q_{a1}：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力

$q_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_1　：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{qa}$：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度　＝143 MPa

${}_s\sigma_{qa} = 0.7 \cdot {}_s\sigma_y$

$= 0.7 \times 205$

$= 143.5\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで,

${}_s\sigma_y$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度

${}_s\sigma_y = 205\ \mathrm{N/mm^2}$

${}_{sc}\alpha$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

${}_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

$= \min〔166,\ 157〕$

$= 157\ \mathrm{mm^2}$

よって,

$q_{a1} = 1.0 \times 143.5 \times 157$

$= 22529.5\ \mathrm{N}$

q_{a2}：基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力

$q_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_2　：低減係数（短期荷重用）＝2/3

${}_c\sigma_{qa}$：コンクリートの支圧強度

${}_c\sigma_{qa} = 0.5 \cdot \sqrt{}\ (F_c \cdot E_c)$

$=339.116\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで，

F_c：コンクリートの設計基準強度　　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

E_c：コンクリートのヤング係数　　 $=2.3\times10^4\ \mathrm{N/mm^2}$

${}_{sc}\alpha$：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

${}_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

$=157\ \mathrm{mm^2}$

よって，

$q_{a2}=2/3\times339.116\times157$

$=35494.1\ \mathrm{N}$

q_{a3}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力

$q_{a3}=\phi_2\cdot{}_c\sigma_t\cdot A_{qc}$

ここで，

ϕ_2：低減係数（短期荷重用）＝2/3

${}_c\sigma_t$：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

${}_c\sigma_t=0.31\cdot\sqrt{F_c}$

$=1.38636\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで，

F_c：コンクリートの設計基準強度　$=20\ \mathrm{N/mm^2}$

A_{qc}：せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積

$A_{qc}=0.5\cdot\pi\cdot c^2$

ここで，

c ：へりあき寸法（mm）

最も短いへりあき寸法と，隣接するコンクリート躯体部基礎ボルトの有効投影面積が重ならない範囲までの最も短いへりあき方向寸法との，小さい方の値を代表して用いる。

蓋（1,10）

最も短いへりあき寸法　＝160 mm

隣接するコンクリート躯体部基礎ボルトの有効投影面積が重ならない範囲までの最も短いへりあき方向寸法　＝93.5 mm

c＝min〔160，93.5〕

＝93.5 mm

$A_{qc}=0.5\cdot\pi\cdot c^2$

$=0.5\times\pi\times93.5^2$

$=13732.2\ \mathrm{mm^2}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

最も短いへりあき寸法　＝60 mm

隣接するコンクリート躯体部基礎ボルトの有効投影面積が重ならない範囲までの最も短いへりあき方向寸法　＝70 mm

$c＝\min〔60,\ 70〕$

$＝60$ mm

$A_{qc}＝0.5・\pi・c^2$

$＝0.5×\pi×60^2$

$＝5654.86$ mm^2

よって，

蓋（1,10）

$q_{a3}\ ＝\phi_2・{}_c\sigma_t・A_{qc}$

$＝2/3×1.38636×13732.2$

$＝12691.8$ N

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$q_{a3}\ ＝\phi_2・{}_c\sigma_t・A_{qc}$

$＝2/3×1.38636×5654.86$

$＝5226.44$ N

以上より，

蓋（1,10）

$q_a＝\min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

$＝\min〔22529.5,\ 35494.1,\ 12691.8〕$

$＝12691.8\ \mathrm{N}＝1.269×10^4\ \mathrm{N}$

蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

$q_a＝\min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$

$＝\min〔22529.5,\ 35494.1,\ 5226.44〕$

$＝5226.44\ \mathrm{N}＝5.226×10^3\ \mathrm{N}$

（ロ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの評価

引張力とせん断力を同時に受けることから，組合せ荷重についての検討を行う。

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2 \leqq 1$

ここで，

P　：コンクリート躯体部基礎ボルトの引張力（N）

P_a：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力（N）

q　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断力（N）

q_a：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力（N）

（a-1）　基準津波＋S_d地震時

（a-1-1）　蓋（1,10）

（a-1-1-1）　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

$P = 24518.0\ N = 2.452\times10^4\ N$

$P_a = 32185.0\ N = 3.219\times10^4\ N$

$q = 111.710\ N = 1.117\times10^2\ N$

$q_a = 12691.8\ N = 1.269\times10^4\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (2.452\times10^4/3.219\times10^4)^2 + (1.117\times10^2/1.269\times10^4)^2$

$= 0.5803 \quad \leqq \ 1$

（a-1-1-2）　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅218 mm）

$P = 21465.6\ N = 2.147\times10^4\ N$

$P_a = 32185.0\ N = 3.219\times10^4\ N$

$q = 111.710\ N = 1.117\times10^2\ N$

$q_a = 12691.8\ N = 1.269\times10^4\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (2.147\times10^4/3.219\times10^4)^2 + (1.117\times10^2/1.269\times10^4)^2$

$= 0.4449 \quad \leqq \ 1$

（a-1-1-3）　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅187 mm）

$P = 18413.1\ N = 1.841\times10^4\ N$

$P_a = 32185.0\ N = 3.219\times10^4\ N$

$q = 111.710\ N = 1.117\times10^2\ N$

$q_a = 12691.8\ N = 1.269\times10^4\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$=(1.841\times10^4/3.219\times10^4)^2+(1.117\times10^2/1.269\times10^4)^2$

$=0.3272 \leqq 1$

(a-1-2)　蓋（2,3,4,5,6,7,8,9）

(a-1-2-1)　支点間距離L＝1535 mm（基礎ボルトの負担幅140 mm）

$P=24322.2\ N=2.432\times10^4\ N$

$P_a=32185.0\ N=3.219\times10^4\ N$

$q=174.252\ N=1.743\times10^2\ N$

$q_a=5226.44\ N=5.226\times10^3\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

$=(2.432\times10^4/3.219\times10^4)^2+(1.743\times10^2/5.226\times10^3)^2$

$=0.5719 \leqq 1$

(a-1-2-2)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅249 mm）

$P=24518.0\ N=2.452\times10^4\ N$

$P_a=32185.0\ N=3.219\times10^4\ N$

$q=174.252\ N=1.743\times10^2\ N$

$q_a=5226.44\ N=5.226\times10^3\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

$=(2.452\times10^4/3.219\times10^4)^2+(1.743\times10^2/5.226\times10^3)^2$

$=0.5813 \leqq 1$

(a-1-2-3)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅194.5 mm）

$P=19151.6\ N=1.915\times10^4\ N$

$P_a=32185.0\ N=3.219\times10^4\ N$

$q=174.252\ N=1.743\times10^2\ N$

$q_a=5226.44\ N=5.226\times10^3\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

$=(1.915\times10^4/3.219\times10^4)^2+(1.743\times10^2/5.226\times10^3)^2$

$=0.3550 \leqq 1$

(a-1-2-4)　支点間距離L＝870 mm（基礎ボルトの負担幅165 mm）

$P=16246.9\ N=1.625\times10^4\ N$

$P_a=32185.0\ N=3.219\times10^4\ N$

$q=174.252\ N=1.743\times10^2\ N$

$q_a=5226.44\ N=5.226\times10^3\ N$

以上より，

$(P/P_a)^2+(q/q_a)^2$

$=(1.625\times10^4/3.219\times10^4)^2+(1.743\times10^2/5.226\times10^3)^2$

$=0.2560 \leqq 1$

(e)　応力評価結果

イ．　基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-11 及び表 6.9.1-12 に示す。

表 6.9.1-11　基準津波時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

<table>
<tr><th colspan="3">部位</th><th>評価応力</th><th>発生応力
(MPa)</th><th>許容応力
(MPa)</th><th>判定
発生応力≦許容応力</th></tr>
<tr><td rowspan="6">蓋</td><td colspan="2" rowspan="3">1,10</td><td>曲げ</td><td>143</td><td>204</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>せん断</td><td>4</td><td>117</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>組合せ*1</td><td>144</td><td>204</td><td>OK</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">2,3,4,5,6,7,8,9</td><td>曲げ</td><td>161</td><td>204</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>せん断</td><td>4</td><td>117</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>組合せ*1</td><td>162</td><td>204</td><td>OK</td></tr>
<tr><td rowspan="7">基礎ボルト</td><td rowspan="3">1,10</td><td>支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm</td><td>引張</td><td>122</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm</td><td>引張</td><td>107</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm</td><td>引張</td><td>92</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
<tr><td rowspan="4">2,3,4,5,6,7,8,9</td><td>支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm</td><td>引張</td><td>121</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm</td><td>引張</td><td>122</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm</td><td>引張</td><td>96</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm</td><td>引張</td><td>81</td><td>153</td><td>OK</td></tr>
</table>

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

表 6.9.1-12　基準津波時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位			評価力	発生力 (N)	許容力 (N)	比*1 (−)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	2.452×10^4	3.219×10^4	0.7617	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	2.147×10^4	3.219×10^4	0.6670	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	1.841×10^4	3.219×10^4	0.5719	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	2.432×10^4	3.219×10^4	0.7555	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	2.452×10^4	3.219×10^4	0.7617	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	1.915×10^4	3.219×10^4	0.5949	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	1.625×10^4	3.219×10^4	0.5048	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

ロ．　S_s 地震時

S_s 地震時の評価結果を表 6.9.1-13 及び表 6.9.1-14 に示す。

表 6.9.1-13　S_s 地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	1, 10	曲げ	4	204	OK
		せん断	1	117	OK
		組合せ*1	5	204	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	曲げ	7	204	OK
		せん断	1	117	OK
		組合せ*1	8	204	OK
基　礎 ボルト	1, 10	せん断	1	117	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	せん断	1	117	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

追而

表 6.9.1-14　S_s地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位			評価力	発生力 (N)	許容力 (N)	比*1 (−)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	せん断	1.183×10^{2}	1.269×10^{4}	0.009322	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	せん断	1.183×10^{2}	1.269×10^{4}	0.009322	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	せん断	1.183×10^{2}	1.269×10^{4}	0.009322	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L=1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	せん断	1.845×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03530	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	せん断	1.845×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03530	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	せん断	1.845×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03530	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	せん断	1.845×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03530	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

追而

ハ.　基準津波＋S_d地震時

基準津波＋S_d地震時の評価結果を表 6.9.1-15 及び表 6.9.1-16 に示す。

表 6.9.1-15　基準津波＋S_d地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）（1／2）

部位			評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	1,10		曲げ	143	204	OK
			せん断	4	117	OK
			組合せ*1	144	204	OK
	2,3,4,5,6,7,8,9		曲げ	161	204	OK
			せん断	4	117	OK
			組合せ*1	162	204	OK
基　礎ボルト	1,10	支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	122	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	107	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK
		支点間距離 L=870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	92	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK

注記　*1：曲げとせん断の組合せである。

*2：引張とせん断の組合せである。

*3：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力

追而

表 6.9.1-15　基準津波＋S_d地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）（2／2）

基　礎ボルト		支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	121	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK
	2，3，4，5，6，7，8，9	支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	122	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	96	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	81	153	OK
			せん断	1	117	OK
			組合せ*2	122	153*3	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。
　　　＊2：引張とせん断の組合せである。
　　　＊3：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力

追而

表 6.9.1-16　基準津波＋S_d地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位			評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	2.452×10^{4}	3.219×10^{4}	0.7617	OK
			せん断	1.117×10^{2}	1.269×10^{4}	0.008802	OK
			組合せ*2	0.5803	1	0.5803	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	2.147×10^{4}	3.219×10^{4}	0.6670	OK
			せん断	1.117×10^{2}	1.269×10^{4}	0.008802	OK
			組合せ*2	0.4449	1	0.4449	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	1.841×10^{4}	3.219×10^{4}	0.5719	OK
			せん断	1.117×10^{2}	1.269×10^{4}	0.008802	OK
			組合せ*2	0.3272	1	0.3272	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L＝1535 mm，基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	2.432×10^{4}	3.219×10^{4}	0.7555	OK
			せん断	1.743×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03335	OK
			組合せ*2	0.5719	1	0.5719	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	2.452×10^{4}	3.219×10^{4}	0.7617	OK
			せん断	1.743×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03335	OK
			組合せ*2	0.5813	1	0.5813	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	1.915×10^{4}	3.219×10^{4}	0.5949	OK
			せん断	1.743×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03335	OK
			組合せ*2	0.3550	1	0.3550	OK
		支点間距離 L＝870 mm，基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	1.625×10^{4}	3.219×10^{4}	0.5048	OK
			せん断	1.743×10^{2}	5.226×10^{3}	0.03335	OK
			組合せ*2	0.2560	1	0.2560	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値である。

＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値が 1 以下であることの確認。

追而

b.　放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

c.　ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

d.　緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

e.　緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

f.　緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
追而

g.　格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a)　固有値解析

イ.　固有振動数の計算

上蓋は，全周囲を固定ボルトにより支持されていることから，周辺固定の長方形板モデルとする。周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は,「機械工学便覧（1986 年)，日本機械学会」より，次式を用いて算出する。

$$f=\frac{\lambda\cdot\pi\cdot\frac{hp}{2}}{2\cdot b^2}\cdot\sqrt{\frac{E\cdot g}{3\cdot\left(1-\nu^2\right)\cdot\rho}}$$

ここで,

a　：モデル化に用いる蓋材の幅（長辺）（m）

b　：モデル化に用いる蓋材の長さ（短辺）（m）

f　：一次固有振動数（Hz）

λ　:振動数係数（a／b 及び振動系によって決まる係数）「機械工学便覧（1986 年)，日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより，a／b＝1 のときλ＝3.65，a／b＝1.5 のときλ＝2.74，a／b＝2 のときλ＝2.49

π　：円周率　＝3.14159

h_p　：上蓋の厚さ（m）（公称厚）　＝0.030

E　：縦弾性係数（MPa）　$=1.93666\times10^5$

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は，温度 20 ℃の縦弾性係数 195000 MPa と，温度 50 ℃の縦弾性係数 193000 MPa より，直線補間を用いて計算する。

$$E=E_{20}-\frac{(t_{40}-t_{20})\cdot(E_{50}-E_{20})}{(t_{50}-t_{20})}$$

$$=195000-\frac{(40-20)\times(193000-19500)}{(50-20)}$$

$$=1.93666\times10^5\ \text{(MPa)}$$

ここで,

t_{20}，t_{40}，t_{50}：温度（各 20℃，40℃，50℃）

E_{20}，E_{50}　：各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数（E_{20}：20℃の時 195000MPa，E_{50}：50℃の時 193000MPa）

g　：重力加速度（m/s^2）　＝9.80665

ν　：ポアソン比　＝0.3

ρ　：材料の密度（kg/m^3）オーステナイト系ステンレス鋼　＝7930

表 6.9.1-17　上蓋の固有振動数の算出条件

	モデル化に用いる上蓋の幅ａ　(m)	モデル化に用いる上蓋の長さｂ　(m)	振動数係数 λ※1※2	一次固有振動数 ｆ※1※2　(Hz)
水密ハッチＡ	2.580	2.320	2.74	35.8752
水密ハッチＢ	2.620	2.130	2.74	42.5597

注記　※1　水密ハッチＡの振動数係数λは，ａ／ｂ≒1.1 の場合の定数λが無いため，より小さな値として算出されるａ／ｂ＝1.5 の場合の定数λ＝2.74 を用いた。

※2　水密ハッチＢの振動数係数λは，ａ／ｂ≒1.2 の場合の定数λが無いため，より小さな値として算出されるａ／ｂ＝1.5 の場合の定数λ＝2.74 を用いた。

※3　水密ハッチＡの一次固有振動数ｆは以上より，

$$f=\frac{2.74\times3.14159\times\frac{0.030}{2}}{2\times2.320^2}\sqrt{\frac{1.93666\times10^{11}\times9.80665}{3\times(1-0.3^2)\times7930\times9.80665}}$$

＝35.8752

※4　水密ハッチＢの一次固有振動数ｆは以上より，

$$f=\frac{2.74\times3.14159\times\frac{0.030}{2}}{2\times2.130^2}\sqrt{\frac{1.93666\times10^{11}\times9.80665}{3\times(1-0.3^2)\times7930\times9.80665}}$$

＝42.5597

ロ．　固有値解析結果

水密ハッチＡ

固有振動数は 35 Hz であり，20 Hz 以上であることから，剛構造である。

水密ハッチＢ

固有振動数は 42 Hz であり，20 Hz 以上であることから，剛構造である。

(b)　応力計算

（イ）　荷重条件

(a-1)　　常時作用する固定荷重（Ｄ）＜重畳時及び地震時＞

固定荷重は以下のとおりとする。

Ｄ＝ｍ・ｇ

ここで，

Ｄ：固定荷重（N）

ｍ：上蓋の質量（kg）

表 6.9.1-18　水密ハッチの質量及び固定荷重

	上蓋の質量m（kg）	固定荷重D※1※2（N）
水密ハッチＡ	1700	16671.3
水密ハッチＢ	1600	15690.6

注記　※1　水密ハッチＡの固定荷重Ｄは以上より

$D=1700\times 9.80665$

$=16671.3$

※2　水密ハッチＢの固定荷重Ｄは以上より

$D=1600\times 9.80665$

$=15690.6$

(a-2)　積雪荷重（P_S）＜重畳時及び地震時＞

積雪荷重P_Sについては，30cm の積雪量を想定し，平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$P_S=k\cdot\omega\cdot H$

ここで，

P_S：積雪荷重（Pa）

k　：定数（積雪荷重算出）　　=0.35

ω　：積雪の単位荷重（Pa/cm）　　=20

H　：垂直積雪高さ（cm）　　=30

以上より，

$P_S=0.35\times 20\times 30$

$=210$

(a-3)　浸水津波荷重（P_h）＜重畳時＞

浸水津波荷重として，経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し，次式を用いて算出する。

$$P_h=\rho_0\cdot g\cdot h$$

ここで，

P_h：浸水津波荷重による静水圧荷重（Pa）

ρ_0：海水の密度（kg/m³）　　=1030

港湾の施設の技術上の基準・同解説（(社）日本港湾協会　平成 19 年）より

h　：水位差（m）　　=0.200

以上より，

P_h＝1030×9.80665×0.200

＝2020.17

(a-4)　余震荷重（S_d）＜重畳時＞

余震荷重は，添付資料 V-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動S_dを入力して得られた地震応答解析に伴う格納容器圧力逃がし装置格納槽上版における最大応答加速度の最大値を静的震度として，水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。なお，静的震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの最大床応答加速度を表 6.9.1-19 に，応力評価に用いるS_d地震荷重の最大静的震度を表 6.9.1-20 に示す。

表 6.9.1-19　水密ハッチの最大床応答加速度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度（Gal）	
			水平方向	鉛直方向
S_d－D１L	正転	正転	192	357
	反転	正転	187	371
	正転	反転	199	373
	反転	反転	332	551

追而

表 6.9.1-20　応力評価に用いる最大静的震度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度（Gal）		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_d－D１L	反転	反転	332	551	0.34	0.57

追而

地震荷重による水方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

P_{HSd}＝C_H・（D＋P_s・A）

ここで，

P_{HSd}：水平方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-21 参照

A　　：上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m^2）表 6.9.1-21 参照

地震荷重による鉛直方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

P_{VSd}＝C_V・（D＋P_s・A）

ここで，

P_{VSd}：鉛直方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-21 参照

表 6.9.1-21　余震による地震荷重

	上蓋端幅（m）	上蓋端長さ(m)	上蓋面積 A (m^2)	水平地震荷重※1※2 P_{HSd} (N)	鉛直地震荷重※3※4 P_{VSd} (N)
水密ハッチＡ	2.32	2.58	5.9856	6095.61	10219.1
水密ハッチＢ	2.13	2.62	5.5806	5733.26	9611.64

注記　※1　水密ハッチＡの水平地震荷重P_{HSd}は以上より

$$P_{HSd}=0.34\times(16671.3+210\times5.9856)$$
$$=6095.61$$

※2　水密ハッチＢの水平地震荷重P_{HSd}は以上より

$$P_{VSd}=0.34\times(15690.6+210\times5.5806)$$
$$=5733.26$$

※3　水密ハッチＡの鉛直地震荷重P_{VSd}は以上より

$$P_{VSd}=0.57\times(16671.3+210\times5.9856)$$
$$=10219.1$$

※4　水密ハッチＢの鉛直地震荷重P_{VSd}は以上より

$$P_{VSd}=0.57\times(15690.6+210\times5.5806)$$
$$=9611.64$$

(a-5)　地震荷重（S_s）＜地震時＞

水基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

ここで，応力評価に用いる静的震度は格納容器圧力逃がし装置格納槽上版における最大加速度を重力加速度で除して算出し，各方向での最大値を用いる。表 6.9.1-22 に応力評価に用いる静的震度（評価用震度）を示す。

表 6.9.1-22　設計用震度

設置場所及び床面高さ(m)	水平方向			鉛直方向		
	設計用地震動（表 2-1 より）	裕度	評価用震度 C_{HSS}※1	設計用地震動（表 2-2 より）	裕度	評価用震度 C_{VSS}※2
8.2	1.10	2.5	2.75	0.96	1.2	1.152

注記　※1　水平方向の評価用震度C_{HSS}は以上より

$$C_{HSS}=1.10\times2.5$$
$$=2.75$$

※2　鉛直方向の評価用震度C_{VSS}は以上より

$$C_{VSS}=0.96\times1.2$$

＝1.152

表２－１　基準地震動Ｓｓによる原子炉建屋内機器・配管系の
水平方向評価用震度（1.2DASs×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍）

質点番号	標高 EL (m)	水平方向 評価用震度　(1.2DASs ×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍) 基準地震動Ss																
		Ss-D1		Ss-11		Ss-12		Ss-13		Ss-14		Ss-21		Ss-22		Ss-31		評価用震度 (8波包絡)
		NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	
1	63.65	2.15	2.19	1.49	1.43	1.74	1.11	1.70	1.14	0.99	1.10	2.40	2.01	2.34	2.45	2.09	2.33	2.45
2	57.00	1.89	1.94	1.16	1.14	1.38	0.90	1.35	0.92	0.86	0.90	2.09	1.58	2.01	2.06	1.95	2.04	2.09
3	46.50	1.56	1.55	0.59	0.63	0.71	0.65	0.72	0.65	0.59	0.51	1.61	0.77	1.58	1.29	1.74	1.71	1.74
4	38.80	1.41	1.41	0.47	0.57	0.60	0.60	0.60	0.60	0.48	0.47	1.37	0.63	1.32	1.04	1.62	1.67	1.67
5	34.70	1.35	1.32	0.41	0.54	0.54	0.57	0.54	0.60	0.45	0.45	1.17	0.59	1.28	0.95	1.62	1.64	1.64
6	29.00	1.22	1.25	0.45	0.48	0.51	0.59	0.50	0.60	0.44	0.45	1.05	0.53	1.07	0.81	1.55	1.53	1.55
7	20.30	1.07	1.07	0.45	0.53	0.50	0.57	0.54	0.59	0.45	0.44	0.89	0.56	0.89	0.75	1.26	1.34	1.34
8	14.00	0.96	0.98	0.50	0.54	0.51	0.53	0.57	0.54	0.45	0.41	0.89	0.56	0.75	0.66	1.10	1.13	1.13
[redacted]																		
10	2.00	0.80	0.80	0.48	0.51	0.51	0.42	0.57	0.44	0.44	0.36	0.78	0.53	0.68	0.60	0.95	0.96	0.96
11	-4.00	0.77	0.77	0.47	0.48	0.53	0.39	0.59	0.42	0.41	0.35	0.72	0.51	0.68	0.56	0.87	0.83	0.87

追而

表２－２　基準地震動Ｓｓによる原子炉建屋内機器・配管系の
鉛直方向評価用震度（1.2DASVs×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍）

質点番号	標高 EL (m)	鉛直方向 評価用震度　(1.2DASVs ×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍) 基準地震動Ss								
		Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31	評価用震度 (8波包絡)
25	63.65	4.14	2.25	2.87	3.11	1.86	3.30	3.57	2.18	4.14
24	63.65	3.42	1.55	1.80	1.79	1.28	2.04	2.99	2.01	
23	63.65	2.99	1.83	2.12	2.22	1.53	2.40	2.58	1.49	
22	63.65	2.12	1.86	2.22	2.25	1.58	2.40	2.57	0.87	
1	63.65	1.35	1.65	1.34	1.34	1.07	1.88	1.82	0.69	1.88
2	57.00	1.31	1.55	1.26	1.29	0.98	1.77	1.71	0.66	1.77
3	46.50	1.20	1.28	1.08	1.10	0.80	1.52	1.38	0.57	1.52
4	38.80	1.16	1.19	1.07	1.07	0.75	1.44	1.29	0.54	1.44
5	34.70	1.08	1.10	1.02	1.01	0.72	1.34	1.19	0.51	1.34
6	29.00	0.99	0.98	0.93	0.92	0.71	1.17	1.08	0.45	1.17
7	20.30	0.95	0.81	0.81	0.78	0.68	1.01	1.01	0.38	1.01
8	14.00	0.93	0.75	0.78	0.75	0.65	0.93	0.99	0.35	0.99
[redacted]										
10	2.00	0.89	0.77	0.77	0.69	0.60	0.81	0.92	0.32	0.92
11	-4.00	0.84	0.77	0.74	0.71	0.60	0.77	0.90	0.32	0.90

追而

地震荷重による水方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

$$P_{HSS}=C_{HSS}\cdot(D+P_s\cdot A)$$

ここで，

P_{HSS}：水平方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-23 参照

A　　：上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m²）表 6.9.1-23 参照

地震荷重による鉛直方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

$$P_{VSS}=C_V\cdot(D+P_s\cdot A)$$

ここで，

P_{VSS}：鉛直方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-23 参照

表 6.9.1-23　地震（S_S）による地震荷重

	上蓋端 幅（m）	上蓋端 長さ（m）	上蓋面積 A（m²）	水平地震荷重※1※2 P_{HSS}（N）	鉛直地震荷重※3※4 P_{VSS}（N）
水密ハッチA	2.32	2.58	5.9856	49302.8	20653.4
水密ハッチB	2.13	2.62	5.5806	46371.9	19425.6

注記　※1　水密ハッチAの水平地震荷重P_{HSS}は以上より

$$P_{HSS}=2.75\times(16671.3+210\times5.9856)=49302.8$$

※2　水密ハッチBの水平地震荷重P_{HSS}は以上より

$$P_{VSS}=2.75\times(15690.6+210\times5.5806)=46371.9$$

※3　水密ハッチAの鉛直地震荷重P_{VSS}は以上より

$$P_{VSS}=1.152\times(16671.3+210\times5.9856)=20653.4$$

※4　水密ハッチBの鉛直地震荷重P_{VSS}は以上より

$$P_{VSS}=1.152\times(15690.6+210\times5.5806)=19425.6$$

（ロ） 各部の応力計算

（a-1） 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き方向）は，コンクリート躯体に支持されることから，上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

尚，水平荷重（水平２方向）は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

（a-1-1） 重畳時

（a-1-1-1） 曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生する曲げ応力は，「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma b=\frac{\beta_{2}\cdot\left(\frac{D+P_{Vsd}}{A}+Ph+P_{s}\right)\cdot a'^{2}}{t^{2}}$$

ここで，

σ_b：周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力（MPa）表 10 参照

β_2：周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会　第 4 編材料力学 第 37 表及び　第 160 図」より求める。表 6.9.1-24 参照

t　：上蓋の厚さ（公称値）（m）　＝0.030

a’　：モデル化に用いる上蓋の短辺長さ（m）表 10 参照

b’　：モデル化に用いる上蓋の長辺長さ（m）表 10 参照

表 6.9.1-24　上蓋の応力算出緒元及び曲げ応力

	モデル化に用いる上蓋の短辺長さ a’（m）	モデル化に用いる上蓋の長辺長さ b’（m）	応力係数※1※2 β_2	上蓋の厚さ t（m）	上蓋の曲げ応力※3※4 σ_b（MPa）
水密ハッチＡ	2.320	2.580	0.33	0.030	34
水密ハッチＢ	2.130	2.620	0.45	0.030	39

注記　※1　水密ハッチＡの応力係数β_2はｂ’／ａ’から

ｂ’／ａ’＝2.580／2.320

＝1.11207

第160図から

β_2＝0.33

※2　水密ハッチBの応力係数β_2はｂ’／ａ’から

ｂ’／ａ’＝2.620／2.130

＝1.23004

第160図から

β_2＝0.45

※3　水密ハッチAの曲げ応力σ_bは以上より

$$\sigma_b=\frac{0.33\times(\frac{16671.3+10219.1}{5.9856}+2020.17+210)\times 2.320^2}{0.030^2}\cdot 10^{-6}$$

＝13.2675

小数点第一位切り上げより　14MPa

※4　水密ハッチBの曲げ応力σ_bは以上より

$$\sigma_b=\frac{0.45\times(\frac{15690.6+9611.64}{5.5806}+2020.17+210)\times 2.130^2}{0.030^2}\cdot 10^{-6}$$

＝15.34401

小数点第一位切り上げより　16MPa

(a-1-1-2)　せん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生するせん断応力は，すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau=\frac{D+P_{Vsd}+(Ph+P_s)\cdot A}{t\cdot(a'+b')\cdot 2}$$

ここで，

τ ：せん断応力（MPa）

水密ハッチAのせん断応力τは以上より

$$\tau=\frac{16671.3+10219.1+(2020.17+210)\times 5.9856}{0.030\times(2.320+2.580)\times 2}\cdot 10^{-6}$$

＝0.136868

小数点第一位切り上げより　1MPa

水密ハッチＢのせん断応力τは以上より

$$\tau = \frac{15690.6+9611.64+(2020.17+210)\times 5.5806}{0.030\times(2.130+2.620)\times 2} \cdot 10^{-6}$$

＝0.132449

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-1-1-3)　組合せ応力<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について，「ＪＳＭＥ Ｓ ＮＣ１－2005／2007　SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2}$$

ここで,

σ　　　：組合せ応力　(MPa)　表 6.9.1-25 参照

σｘ，σｙ：互いに直交する垂直応力（σｂと同値）　(MPa)　表 6.9.1-25 参照

τｘｙ　：σｘ，σｙの作用する面内のせん断応力（τと同値）　(MPa)　表 6.9.1-25

表 6.9.1-25　組合せ応力

	垂直応力σｘ（σｂ）(MPa)	垂直応力σｙ（σｂ）(MPa)	せん断応力τｘｙ（τ）　(MPa)	組合せ応力※1※2 σ　(MPa)
水密ハッチＡ	14	14	1	15
水密ハッチＢ	16	16	1	17

注記　※1　水密ハッチＡの組合せ応力σは以上より

$$\sigma = \sqrt{14^2+14^2-14\times 14+3\times 1^2}$$

＝14.1067

小数点第一位切り上げより　15MPa

※2　水密ハッチＢの組合せ応力σは以上より

$$\sigma = \sqrt{16^2+16^2-16\times 16+3\times 1^2}$$

＝16.0935

小数点第一位切り上げより　17MPa

(a-1-2)　地震時

(a-1-2-1)　曲げ応力＜地震時＞

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生する曲げ応力は，「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + P_{Vss}}{A} + P_s\right) \cdot a'^2}{t^2}$$

ここで，

σ_{bss}：周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力（MPa）

t　：上蓋の厚さの公称値（m）　＝0.030

水密ハッチＡの曲げ応力σ_{bss}は以上より

$$\sigma_{bSS} = \frac{0.33 \times \left(\frac{16671.3 + 20653.4}{5.9856} + 210\right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

＝12.7210

小数点第一位切り上げより　13MPa

水密ハッチＢの曲げ応力σ_{bss}は以上より

$$\sigma_{bSS} = \frac{0.45 \times \left(\frac{15690.6 + 19425.6}{5.5806} + 210\right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

＝14.7507

小数点第一位切り上げより　15MPa

(a-1-2-2)　せん断応力〈地震時〉

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生するせん断応力は，すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{SS} = \frac{D + P_{Vss} + P_s \cdot A}{t \cdot (a' + b') \cdot 2}$$

ここで，

τ_{SS}：せん断応力（MPa）

水密ハッチＡのせん断応力τは以上より

$$\tau_{SS} = \frac{16671.3 + 20653.4 + 210 \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

=0.131230

小数点第一位切り上げより　1MPa

水密ハッチBのせん断応力τは以上より

$$\tau_{SS}=\frac{15690.6+19425.6+210\times5.5806}{0.030\times(2.130+2.620)\times2}\cdot10^{-6}$$

=0.127327

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-1-2-3)　組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について,「JSME S NC1-2005/2007　SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表6.9.1-26に示す。

$$\sigma_{SS}=\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2-\sigma_x\cdot\sigma_y+3\cdot\tau_{xy}^2}$$

表6.9.1-26　組合せ応力

	垂直応力σx (σbss) (MPa)	垂直応力σy (σbss) (MPa)	せん断応力τxy (τss) (MPa)	組合せ応力※1※2 σss (MPa)
水密ハッチA	13	13	1	14
水密ハッチB	15	15	1	16

注記　※1　水密ハッチAの組合せ応力σは以上より

$$\sigma_{SS}=\sqrt{13^2+13^2-13\times13+3\times1^2}$$

=13.1149

小数点第一位切り上げより　14MPa

※2　水密ハッチBの組合せ応力σは以上より

$$\sigma_{SS}=\sqrt{15^2+15^2-15\times15+3\times1^2}$$

=15.0997

小数点第一位切り上げより　16MPa

(a-2)　固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は，上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

尚，鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1Gを超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起こらないことから，固定ボルトは引張の評価を行わない。地震時は鉛直震度が 1Gを超えるため引張も考慮する。

(a-2-1)　重畳時

(a-2-1-1)　せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は，以下の式より算出する。

$$\tau k = \frac{P_{Hsd}}{n \cdot Ab}$$

ここで，

τ_k　：固定ボルトに作用するせん断応力（MPa）表 6.9.1-27 参照

n　：固定ボルトの本数（本）　表 6.9.1-27 参照

A_b　：固定ボルトの呼び径の断面積（mm^2）呼び径 M20mm より

$A_b = \pi \cdot 20^2 / 4$

$= 3.14159 \times 20^2 / 4$

$= 314.159$

表 6.9.1-27　固定ボルトのせん断応力

	固定ボルト本数 n（本）	固定ボルトの断面積 A_b（mm^2）	せん断応力※1※2 τ_k（MPa）
水密ハッチA	20	314.159	1
水密ハッチB	22	314.159	1

注記　※1　水密ハッチAの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_k = \frac{6095.61}{20 \times 314.159}$$

$= 0.970147$

小数点第一位切り上げより　1MPa

※2　水密ハッチBの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_k = \frac{5733.26}{22 \times 314.159}$$

$= 0.829525$

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-2-2)　地震時

(a-2-2-1)　引張応力<地震時>

地震（S_S）による鉛直荷重が作用した際の固定ボルトの引張応力は，以下の式より算出する。

$$\sigma_{tSS} = \frac{P_{VSS} - D - P_S \cdot A}{n \cdot A_b}$$

ここで，

σ_{tSS}：鉛直方向の地震荷重（S_S）による固定ボルトに作用する引張応力(MPa)

水密ハッチＡの固定ボルトの引張応力は以上より

$$\sigma_{tSS} = \frac{20653.4 - 16671.3 - 210 \times 5.9856}{20 \times 314.159}$$

$= 0.433717$

小数点第一位切り上げより　1MPa

水密ハッチＢの固定ボルトの引張応力は以上より

$$\sigma_{tSS} = \frac{19425.6 - 15690.6 - 210 \times 5.5806}{22 \times 314.159}$$

$= 0.370842$

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-2-2-2)　せん断応力<地震時>

地震（S_S）による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は，以下の式より算出する。

$$\tau_{kSS} = \frac{P_{HSS}}{n \cdot A_b}$$

ここで，

τ_{kSS}：水平方向の地震荷重（S_S）による固定ボルトに作用するせん断応力(MPa)

水密ハッチＡの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{kSs}=\frac{49302.8}{20\times 314.159}$$

＝7.84679

小数点第一位切り上げより　8MPa

水密ハッチＢの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{kSs}=\frac{46371.9}{22\times 314.159}$$

＝6.70938

小数点第一位切り上げより　7MPa

(a-2-2-3)　組合せ応力<地震時>

地震（S_S）荷重が作用した際の固定ボルトの引張応力とせん断応力を同時に受けるボルトは「ＪＳＭＥ Ｓ ＮＣ１－2005／2007　SSB-3132」より，その影響を許容値にて考慮する。

（ハ）　許容応力

許容応力は，S_s地震時，浸水津波＋S_d地震時は，供用状態C(許容応力状態Ⅲ$_A$S)として設定する。

(a-1)　上蓋の許容応力

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned}F&=\min\,[S_y,\ 0.7\cdot S_u]\\&=\min\,[205,\ 0.7\times 520]\\&=\min\,[205,\ 364]\\&=205\ \text{MPa}\end{aligned}$$

(a-1-1)　許容曲げ応力

$$\begin{aligned}1.5\cdot f_b&=(F/1.5)\cdot 1.5\\&=(205/1.5)\times 1.5\\&=136\times 1.5\\&=204\ \text{MPa}\end{aligned}$$

(a-1-2)　許容せん断応力

$$\begin{aligned}1.5\cdot f_s&=\{F/(1.5\cdot\sqrt{3})\}\cdot 1.5\\&=\{205/(1.5\times\sqrt{3})\}\times 1.5\\&=78\times 1.5\\&=117\ \text{MPa}\end{aligned}$$

(a-1-3)　許容引張応力

$$\begin{aligned}1.5\cdot f_t&=(F/1.5)\cdot 1.5\\&=(205/1.5)\times 1.5\\&=136\times 1.5\\&=204\ \text{MPa}\end{aligned}$$

(a-2)　基礎ボルトの許容応力

許容応力算定用基準値

$F = \min〔S_y，0.7 \cdot S_u〕$

$= \min〔205，0.7 \times 520〕$

$= \min〔205，364〕$

$= 205$ MPa

(a-2-1)　許容引張応力

$1.5 \cdot f_t =（F/2）\cdot 1.5$

$=（205/2）\times 1.5$

$= 153$ MPa

(a-2-2)　許容せん断応力

$1.5 \cdot f_s = \{F/（1.5 \cdot \sqrt{3}）\} \cdot 1.5$

$= \{205/（1.5 \times \sqrt{3}）\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

(a-2-3)　組合せを考慮した許容引張応力

$f_{ts} = 1.4 \cdot 1.5 \cdot f_t - 1.6 \tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 8$

$= 201.4$ MPa

$> 1.5 \cdot f_t = 153$ MPa より

許容引張応力は $1.5 \cdot f_t$ を使用する。

h.　常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチの設計に関する補足説明

追而

i.　常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a)　固有値解析

イ.　固有振動数の計算

上蓋は，全周囲を固定ボルトにより支持されていることから，周辺固定の長方形板モデルとする。周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数ｆは,「機械工学便覧（1986 年)，日本機械学会」より，次式を用いて算出する。

$$f=\frac{\lambda\cdot\pi\cdot\frac{hp}{2}}{2\cdot b^2}\cdot\sqrt{\frac{E\cdot g}{3\cdot\left(1-\nu^2\right)\cdot\rho}}$$

ここで,

ａ　：モデル化に用いる蓋材の幅（長辺）　(m)

ｂ　：モデル化に用いる蓋材の長さ（短辺）　(m)

ｆ　：一次固有振動数 (Hz)

λ　:振動数係数(ａ／ｂ及び振動系によって決まる係数)「機械工学便覧(1986年)，日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより，ａ／ｂ＝1 のときλ＝3.65，ａ／ｂ＝1.5 のときλ＝2.74，ａ／ｂ＝2 のときλ＝2.49

π　：円周率　＝3.14159

h_p　：上蓋の厚さ（m）（公称厚）　＝0.030

Ｅ　：縦弾性係数 (MPa)　$=1.93666\times10^5$

JSME　S　NC1-2005/2007　付録材料図表　Part6　表 1 を用いて計算する。温度 40 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は,温度 20 ℃の縦弾性係数 195000 MPa と，温度 50 ℃の縦弾性係数 193000 MPa より，直線補間を用いて計算する。

$$E=E_{20}-\frac{(t_{40}-t_{20})\cdot(E_{50}-E_{20})}{(t_{50}-t_{20})}$$

$$=195000-\frac{(40-20)\times(193000-19500)}{(50-20)}$$

$$=1.93666\times10^5\ \text{(MPa)}$$

ここで,

t_{20}，t_{40}，t_{50}：温度（各 20℃，40℃，50℃）

E_{20}，E_{50}　：各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数（E_{20}：20℃の時 195000MPa，E_{50}：50℃の時 193000MPa）

ｇ　：重力加速度 (m/s²)　＝9.80665

ν　：ポアソン比　＝0.3

ρ　：材料の密度 (kg/m³) オーステナイト系ステンレス鋼　＝7930

表 6.9.1-28　上蓋の固有振動数の算出条件

	モデル化に用いる上蓋の幅ａ（m）	モデル化に用いる上蓋の長さｂ（m）	振動数係数 λ※1	一次固有振動数 ｆ※2（Hz）
水密ハッチ	3.320	3.080	2.74	20.3549

注記　※1　水密ハッチＡの振動数係数λは，ａ／ｂ≒1.1 の場合の定数λが無いため，より小さな値として算出されるａ／ｂ＝1.5 の場合の定数λ＝2.74 を用いた。

※2　水密ハッチの一次固有振動数ｆは以上より，

$$f = \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 3.080^2} \sqrt{\frac{1.93666 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}}$$

$$= 20.3549$$

ロ．　固有値解析結果

水密ハッチ

固有振動数は 20.3 Hz であり，20 Hz 以上であることから，剛構造である。

(b)　応力計算

（イ）　荷重条件

（a-1）　常時作用する固定荷重（Ｄ）＜重畳時及び地震時＞

固定荷重は以下のとおりとする。

Ｄ＝ｍ・ｇ

ここで，

Ｄ：固定荷重（N）

ｍ：上蓋の質量（kg）

表 6.9.1-29　水密ハッチの質量及び固定荷重

	上蓋の質量ｍ（kg）	固定荷重Ｄ※（N）
水密ハッチ	2800	27458.6

注記　※　水密ハッチの固定荷重Ｄは以上より

Ｄ＝2800×9.80665

＝27458.6

（a-2）　積雪荷重（P_S）＜重畳時及び地震時＞

積雪荷重P_Sについては，30cm の積雪量を想定し，平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$P_S = k \cdot \omega \cdot H$

ここで，

P_S：積雪荷重（Pa）

k　：定数（積雪荷重算出）　＝0.35

ω　：積雪の単位荷重（Pa/cm）　＝20

H　：垂直積雪高さ（cm）　＝30

以上より，

P_S＝0.35×20×30

＝210

(a-3)　浸水津波荷重（P_h）＜重畳時＞

浸水津波荷重として，経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し，次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで，

P_h：浸水津波荷重による静水圧荷重（Pa）

ρ_0：海水の密度（kg/m^3）　＝1030

港湾の施設の技術上の基準・同解説（(社）日本港湾協会　平成19年）より

h　：水位差（m）　＝0.200

以上より，

P_h＝1030×9.80665×0.200

＝2020.17

(a-4)　余震荷重（S_d）＜重畳時＞

余震荷重は，添付資料 V-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動S_dを入力して得られた地震応答解析に伴う格納容器圧力逃がし装置格納槽上版における最大応答加速度の最大値を静的震度として，水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。なお，静的震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの最大床応答加速度を表 6.9.1-30 に，応力評価に用いるS_d地震荷重の最大静的震度を表 6.9.1-31 に示す。

表 6.9.1-30　水密ハッチの最大床応答加速度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度（Gal）	
			水平方向	鉛直方向
S_d－D1L	正転	正転	192	357
	反転	正転	187	371
	正転	反転	199	373
	反転	反転	332	551

追而

表 6.9.1-31　応力評価に用いる最大静的震度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度（Gal）		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_d－D1L	反転	反転	332	551	0.34	0.57

追而

地震荷重による水方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

$P_{HSd}=C_H\cdot(D+P_s\cdot A)$

ここで,

P_{HSd}：水平方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-32 参照

A　：上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m^2）表 6.9.1-32 参照

地震荷重による鉛直方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

$P_{VSd}=C_V\cdot(D+P_s\cdot A)$

ここで,

P_{VSd}：鉛直方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-32 参照

表 6.9.1-32　余震による地震荷重

	上蓋端幅（m）	上蓋端長さ(m)	上蓋面積 A (m^2)	水平地震荷重※1 P_{HSd} (N)	鉛直地震荷重※2 P_{VSd} (N)
水密ハッチ	3.32	3.08	10.2256	10066.0	16875.4

注記　※1　水密ハッチの水平地震荷重 P_{HSd} は以上より

$P_{HSd}=0.34\times(27458.6+210\times10.2256)$

$=10066.0$

※2　水密ハッチの鉛直地震荷重 P_{VSd} は以上より

$P_{VSd}=0.57\times(27458.6+210\times10.2256)$

$=16875.4$

(a-5)　地震荷重（Ｓｓ）＜地震時＞

水基準地震動Ｓｓによる荷重を考慮する。

　ここで，応力評価に用いる静的震度は格納容器圧力逃がし装置格納槽上版における最大加速度を重力加速度で除して算出し，各方向での最大値を用いる。表 6.9.1-33 に応力評価に用いる静的震度（評価用震度）を示す。

表 6.9.1-33　設計用震度

設置場所及び床面高さ(m)	水平方向			鉛直方向		
	設計用地震動（表 2-1 より）	裕度	評価用震度 C_{HSS} ※1	設計用地震動（表 2-2 より）	裕度	評価用震度 C_{VSS} ※2
8.2	1.10	2.5	2.75	0.96	1.2	1.152

注記　※1　水平方向の評価用震度 C_{HSS} は以上より

$$C_{HSS}=1.10\times 2.5$$
$$=2.75$$

※2　鉛直方向の評価用震度 C_{VSS} は以上より

$$C_{VSS}=0.96\times 1.2$$
$$=1.152$$

表 2－1　基準地震動Ｓｓによる原子炉建屋内機器・配管系の
水平方向評価用震度（1.2DASs×「④地盤物性等のばらつき」1.5 倍）

質点番号	標高 EL (m)	水平方向 評価用震度　（1.2DASs ×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍） 基準地震動Ss																
		Ss-D1		Ss-11		Ss-12		Ss-13		Ss-14		Ss-21		Ss-22		Ss-31		評価用震度 (8波包絡)
		NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	
1	63.65	2.15	2.19	1.49	1.43	1.74	1.11	1.70	1.14	0.99	1.10	2.40	2.01	2.34	2.45	2.09	2.33	2.45
2	57.00	1.89	1.94	1.16	1.14	1.38	0.90	1.35	0.92	0.86	0.90	2.09	1.58	2.01	2.06	1.95	2.04	2.09
3	46.50	1.56	1.55	0.59	0.63	0.71	0.65	0.72	0.65	0.59	0.51	1.61	0.77	1.58	1.29	1.74	1.71	1.74
4	38.80	1.41	1.41	0.47	0.57	0.60	0.60	0.60	0.60	0.48	0.47	1.37	0.63	1.32	1.04	1.62	1.67	1.67
5	34.70	1.35	1.32	0.41	0.54	0.54	0.57	0.54	0.60	0.45	0.45	1.17	0.59	1.28	0.95	1.62	1.64	1.64
6	29.00	1.22	1.25	0.45	0.48	0.51	0.59	0.50	0.60	0.44	0.45	1.05	0.53	1.07	0.81	1.55	1.53	1.55
7	20.30	1.07	1.07	0.45	0.53	0.50	0.57	0.54	0.59	0.45	0.44	0.89	0.56	0.89	0.75	1.26	1.34	1.34
8	14.00	0.96	0.98	0.50	0.54	0.51	0.53	0.57	0.54	0.45	0.41	0.89	0.56	0.75	0.66	1.10	1.13	1.13
10	2.00	0.80	0.80	0.48	0.51	0.51	0.42	0.57	0.44	0.44	0.36	0.78	0.53	0.68	0.60	0.95	0.96	0.96
11	-4.00	0.77	0.77	0.47	0.48	0.53	0.39	0.59	0.42	0.41	0.35	0.72	0.51	0.68	0.56	0.87	0.83	0.87

追而

表２－２　基準地震動Ｓｓによる原子炉建屋内機器・配管系の
鉛直方向評価用震度（1.2DASVs×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍）

質点番号	標高 EL (m)	鉛直方向 評価用震度 （1.2DASVs ×「④地盤物性等のばらつき」1.5倍） 基準地震動Ss								
		Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31	評価用震度 (8波包絡)
25	63.65	4.14	2.25	2.87	3.11	1.86	3.30	3.57	2.18	4.14
24	63.65	3.42	1.55	1.80	1.79	1.28	2.04	2.99	2.01	
23	63.65	2.99	1.83	2.12	2.22	1.53	2.40	2.58	1.49	
22	63.65	2.12	1.86	2.22	2.25	1.58	2.40	2.57	0.87	
1	63.65	1.35	1.65	1.34	1.34	1.07	1.88	1.82	0.69	1.88
2	57.00	1.31	1.55	1.26	1.29	0.98	1.77	1.71	0.66	1.77
3	46.50	1.20	1.28	1.08	1.10	0.80	1.52	1.38	0.57	1.52
4	38.80	1.16	1.19	1.07	1.07	0.75	1.44	1.29	0.54	1.44
5	34.70	1.08	1.10	1.02	1.01	0.72	1.34	1.19	0.51	1.34
6	29.00	0.99	0.98	0.93	0.92	0.71	1.17	1.08	0.45	1.17
7	20.30	0.95	0.81	0.81	0.78	0.68	1.01	1.01	0.38	1.01
8	14.00	0.93	0.75	0.78	0.75	0.65	0.93	0.99	0.35	0.99
[redacted]										
10	2.00	0.89	0.77	0.77	0.69	0.60	0.81	0.92	0.32	0.92
11	-4.00	0.84	0.77	0.74	0.71	0.60	0.77	0.90	0.32	0.90

追而

地震荷重による水方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

$P_{HSS}＝C_{HSS}・(D＋P_s・A)$

ここで,

P_{HSS}：水平方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-34 参照

A　　：上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m^2）表 6.9.1-34 参照

地震荷重による鉛直方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_S）を考慮し次式を用いて算出する。

$P_{VSS}＝C_V・(D＋P_s・A)$

ここで,

P_{VSS}：鉛直方向の静的地震荷重（N）表 6.9.1-34 参照

表 6.9.1-34　地震（Ｓs）による地震荷重

	上蓋端幅 (m)	上蓋端長さ(m)	上蓋面積 A (m^2)	水平地震荷重※1 P_{HSS}(N)	鉛直地震荷重※2 P_{VSS}(N)
水密ハッチ	3.080	3.320	10.2256	81416.4	34106.1

注記　※1　水密ハッチＡの水平地震荷重P_{HSS}は以上より

$$P_{HSS}=2.75\times(27458.6+210\times10.2256)$$
$$=81416.4$$

※2　水密ハッチＡの鉛直地震荷重P_{VSS}は以上より

$$P_{VSS}=1.152\times(27458.6+210\times10.2256)$$
$$=34106.1$$

（ロ）　各部の応力計算

(a-1)　上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き方向）は，コンクリート躯体に支持されることから，上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

尚，水平荷重（水平 2 方向）は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

(a-1-1)　重畳時

(a-1-1-1)　曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生する曲げ応力は，「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma b=\frac{\beta_2\cdot\left(\frac{D+P_{Vs\,d}}{A}+Ph+P_s\right)\cdot a'^2}{t^2}$$

ここで，

σ_b：周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)　表 10 参照

β_2：周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会　第 4 編材料力学 第 37 表及び　第 160 図」より求める。表 6.9.1-35 参照

t　：上蓋の厚さ（公称値）（m）　＝0.030

a’　：モデル化に用いる上蓋の短辺長さ（m）表 6.9.1-35 参照

b’　：モデル化に用いる上蓋の長辺長さ（m）表 6.9.1-35 参照

表 6.9.1-35　上蓋の応力算出緒元及び曲げ応力

	モデル化に用いる上蓋の短辺長さ a’（m）	モデル化に用いる上蓋の長辺長さ b’（m）	応力係数※1 β_2	上蓋の厚さ t（m）	上蓋の曲げ応力※2 σ_b(MPa)
水密ハッチ	3.080	3.320	0.32	0.030	23

注記　※1　水密ハッチの応力係数 β_2 は b’／a’ から

b’／a’＝3.320／3.080

＝1.07792

第 160 図から

β_2＝0.32

※2　水密ハッチの曲げ応力 σ_b は以上より

$$\sigma_b=\frac{0.32\times\left(\frac{27458.6+16875.4}{10.2256}+2020.17+210\right)\times 3.080^2}{0.030^2}\cdot 10^{-6}$$

＝22.1459

小数点第一位切り上げより　23MPa

(a-1-1-2)　せん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生するせん断応力は，すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau=\frac{D+P_{Vsd}+(Ph+P_s)\cdot A}{t\cdot(a'+b')\cdot 2}$$

ここで，

τ　：せん断応力（MPa）

水密ハッチのせん断応力 τ は以上より

$$\tau=\frac{27458.6+16875.4+(2020.17+210)\times 10.2256}{0.030\times(3.080+3.320)\times 2}\cdot 10^{-6}$$

＝0.174841

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-1-1-3)　組合せ応力<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について,「ＪＳＭＥ Ｓ ＮＣ１－2005／2007　SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}{}^2}$$

ここで,

σ　　　　：組合せ応力　(MPa)　　表 6.9.1-36 参照

σ_x, σ_y：互いに直交する垂直応力（σ_bと同値）　(MPa)　　表 6.9.1-36 参照

τ_{xy}　　：σ_x, σ_yの作用する面内のせん断応力（τと同値）　(MPa)　　表 6.9.1-36 参照

表 6.9.1-36　組合せ応力

	垂直応力σ_x（σ_b）(MPa)	垂直応力σ_y（σ_b）(MPa)	せん断応力τ_{xy}（τ）(MPa)	組合せ応力※ σ (MPa)
水密ハッチ	23	23	1	24

注記　※　水密ハッチの組合せ応力σは以上より

$$\sigma = \sqrt{23^2 + 23^2 - 23 \times 23 + 3 \times 1^2}$$

＝23.0651

小数点第一位切り上げより　24MPa

(a-1-2)　地震時

(a-1-2-1)　曲げ応力＜地震時＞

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生する曲げ応力は,「機械工学便覧（1986 年), 日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + P_{Vss}}{A} + P_s \right) \cdot a'^2}{t^2}$$

ここで,

σ_{bss}：周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t　　：上蓋の厚さの公称値（m)　　＝0.030

水密ハッチの曲げ応力σ_{bss}は以上より

$$\sigma_{bSS}=\frac{0.32\times(\dfrac{27458.6+34106.1}{10.2256}+210)\times 3.080^2}{0.030^2}\cdot 10^{-6}$$

$=21.0156$

小数点第一位切り上げより　22MPa

(a-1-2-2)　せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，上蓋に発生するせん断応力は，すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{SS}=\frac{D+P_{VSS}+P_s\cdot A}{t\cdot(a'+b')\cdot 2}$$

ここで，

τ_{SS}：せん断応力（MPa）

水密ハッチのせん断応力τは以上より

$$\tau_{SS}=\frac{27458.6+34106.1+210\times 10.2256}{0.030\times(3.080+3.320)\times 2}\cdot 10^{-6}$$

$=0.103844$

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-1-2-3)　組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について，「ＪＳＭＥ Ｓ ＮＣ１－2005／2007　SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表6.9.1-37に示す。

$$\sigma_{SS}=\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2-\sigma_x\cdot\sigma_y+3\cdot\tau_{xy}^2}$$

表6.9.1-37　組合せ応力

	垂直応力σ_x (σ_{bSS}) (MPa)	垂直応力σ_y (σ_{bSS}) (MPa)	せん断応力τ_{xy} (τ_{SS}) (MPa)	組合せ応力※ σ_{SS} (MPa)
水密ハッチ	22	22	1	23

注記　※　水密ハッチの組合せ応力σは以上より

$$\sigma_{SS}=\sqrt{22^2+22^2-22\times22+3\times1^2}$$

$=22.0681$

小数点第一位切り上げより　23MPa

(a-2)　固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は，上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

尚，鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1Gを超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起こらないことから，固定ボルトは引張の評価を行わない。地震時は鉛直震度が 1G を超えるため引張も考慮する。

(a-2-1)　重畳時

(a-2-1-1)　せん断応力〈重畳時〉

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は，以下の式より算出する。

$$\tau k=\frac{P_{Hsd}}{n\cdot Ab}$$

ここで，

τ_k　：固定ボルトに作用するせん断応力（MPa）表 6.9.1-38 参照

n　：固定ボルトの本数（本）　表 6.9.1-38 参照

A_b　：固定ボルトの呼び径の断面積（mm^2）呼び径 M20mm より

$A_b=\pi\cdot20^2/4$

$=3.14159\times20^2/4$

$=314.159$

表 6.9.1-38　固定ボルトのせん断応力

	固定ボルト本数 n（本）	固定ボルトの断面積 A_b（mm^2）	せん断応力※ τ_k（MPa）
水密ハッチ	26	314.159	1

注記　※　水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_k=\frac{10066.0}{26\times314.159}$$

$=1.23235$

小数点第一位切り上げより　2MPa

(a-2-2)　地震時

(a-2-2-1)　引張応力<地震時>

地震（Ｓ$_S$）による鉛直荷重が作用した際の固定ボルトの引張応力は，以下の式より算出する。

$$\sigma_{tSS}=\frac{P_{VSS}-D-P_S\cdot A}{n\cdot A_b}$$

ここで，

σ_{tSS}：鉛直方向の地震荷重（Ｓ$_S$）による固定ボルトに作用する引張応力(MPa)

水密ハッチの固定ボルトの引張応力は以上より

$$\sigma_{tSS}=\frac{34106.1-27458.6-210\times10.2256}{26\times314.159}$$

＝0.550937

小数点第一位切り上げより　1MPa

(a-2-2-2)　せん断応力<地震時>

地震（Ｓ$_S$）による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は，以下の式より算出する。

$$\tau_{kSS}=\frac{P_{HSS}}{n\cdot A_b}$$

ここで，

τ_{kSS}：水平方向の地震荷重（Ｓ$_S$）による固定ボルトに作用するせん断応力(MPa)

水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{kSS}=\frac{81416.4}{26\times314.159}$$

＝9.96756

小数点第一位切り上げより　10MPa

(a-2-2-3)　組合せ応力<地震時>

地震（Ｓ$_S$）荷重が作用した際の固定ボルトの引張応力とせん断応力を同時に受けるボルトは「ＪＳＭＥ Ｓ ＮＣ１－2005／2007　SSB-3132」より，そ

の影響を許容値にて考慮する。

(ハ)　許容応力

許容応力は，S_s地震時，浸水津波＋S_d地震時は，供用状態C(許容応力状態Ⅲ$_A$S)として設定する。

(a-1)　上蓋の許容応力

許容応力算定用基準値

$$F = \min\left[S_y,\ 0.7 \cdot S_u\right] = \min\left[205,\ 0.7 \times 520\right] = \min\left[205,\ 364\right] = 205\ \mathrm{MPa}$$

(a-1-1)　許容曲げ応力

$$1.5 \cdot f_b = (F/1.5) \cdot 1.5 = (205/1.5) \times 1.5 = 136 \times 1.5 = 204\ \mathrm{MPa}$$

(a-1-2)　許容せん断応力

$$1.5 \cdot f_s = \{F/(1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 = \{205/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 = 78 \times 1.5 = 117\ \mathrm{MPa}$$

(a-1-3)　許容引張応力

$$1.5 \cdot f_t = (F/1.5) \cdot 1.5 = (205/1.5) \times 1.5 = 136 \times 1.5 = 204\ \mathrm{MPa}$$

(a-2)　基礎ボルトの許容応力

許容応力算定用基準値　　$F = \min〔S_y, 0.7 \cdot S_u〕$

$= \min〔205, 0.7 \times 520〕$

$= \min〔205, 364〕$

$= 205$ MPa

(a-2-1)　許容引張応力

$1.5 \cdot f_t = (F/2) \cdot 1.5$

$= (205/2) \times 1.5$

$= 153$ MPa

(a-2-2)　許容せん断応力

$1.5 \cdot f_s = \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 78 \times 1.5$

$= 117$ MPa

(a-2-3)　組合せを考慮した許容引張応力

$f_{ts} = 1.4 \cdot 1.5 \cdot f_t - 1.6\tau$

$= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 10$

$= 198.2$ MPa

$> 1.5 \cdot f_t = 153$ MPa より

許容引張応力は $1.5 \cdot f_t$ を使用する。

j.　海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a)　固有値解析

イ.　固有振動数の計算

蓋は，たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから，たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は,「機械工学便覧（1986年），日本機械学会」より，次のとおり与えられる。

$f=\lambda^2/(2\pi\cdot L^2)\cdot\sqrt{(E\cdot I/(\rho\cdot A))}$

ここで,

f　：一次固有振動数（Hz）

λ：振動数係数　　　　　　　＝π

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図を6.9.1-10に示す。

図6.9.1-10に示す構造図から，はりの長さをそれぞれ以下のとおりとする。

L　：はりの長さ（m）　　　　　＝0.85

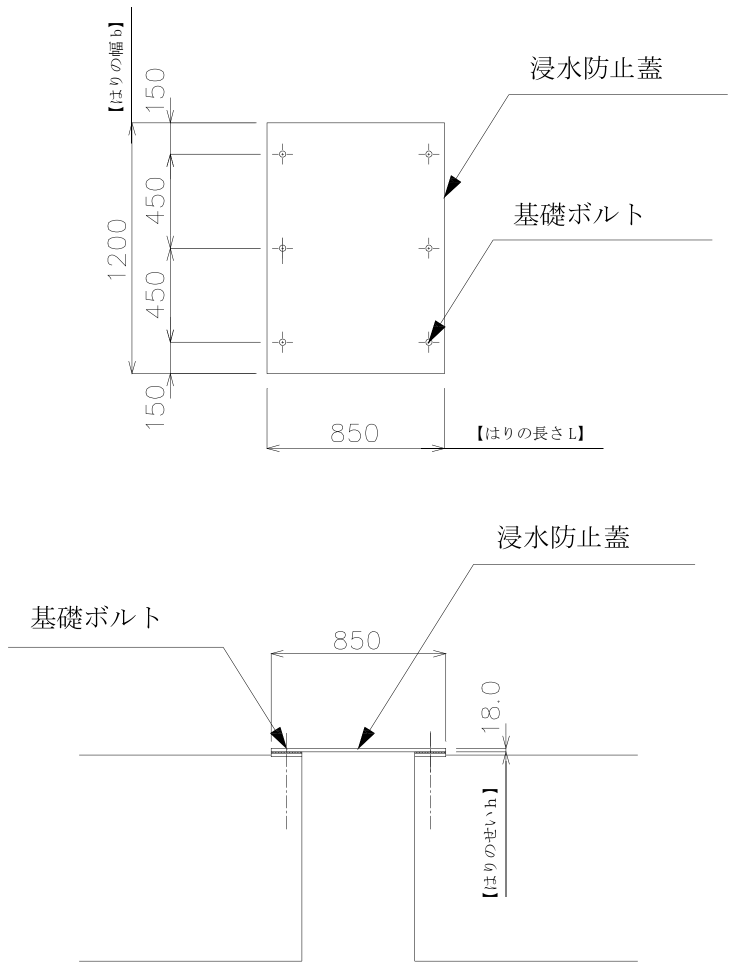


図6.9.1-10　海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図

E ：縦弾性係数（Pa）　　　　　　　$=1.93\times10^{11}$

温度 50 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は，

JSME　S　NC1-2005/2007　付録材料図表　Part6　表 1 より，

193000（MPa）$=1.93\times10^{11}$（Pa）

I ：断面二次モーメント（m^4）　　$=5.832\times10^{-7}$

$I=b\cdot h^3/12$

図 6.9.1-10 に示す構造図から，はりの幅 b 及びはりのせい h をそれぞれ以下のとおりとする。

b：はりの幅（m）　　　　　　　　$=1.2$

h：はりのせい（蓋の厚さ）（m）$=0.018$

以上より，

$I=b\cdot h^3/12$

$=1.2\times0.018^3/12$

$=5.83200\times10^{-7}$

$=5.832\times10^{-7}\ m^4$

ρ：はりの単位体積質量（kg/m^3）　$=7.93\times10^3$

（「JIS　G4310（1999）ステンレス鋼板及び耐熱鋼板質量算出方法　表 1　ステンレス鋼板の基本質量」より）

A：はりの断面積（m^2）　　　　　$=2.160\times10^{-2}$

$A=b\cdot h$

$=1.2\times0.018$

$=2.160\times10^{-2}\ m^2$

以上より，

$f=\pi^2/(2\pi\cdot0.85^2)\cdot\sqrt{}(1.93\times10^{11}\times5.832\times10^{-7}/(7.93\times10^3\times2.160\times10^{-2}))$

$=55.7321$

$=55$ Hz

ロ．　固有値解析結果

固有振動数は 55 Hz であり，20 Hz 以上であることから，剛構造である。

(b)　評価条件の整理

イ．　固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

$D=m_D\cdot g$

ここで，

D ：固定荷重（N）

m_D：蓋の質量（kg）

g ：重力加速度（m/s^2）

m_D＝A・t・ρ

ここで，

A ：蓋の面積（mm^2）

t ：蓋の厚さ（mm） ＝18

ρ：蓋の単位体積質量（kg/mm^3） ＝7.93×10^{-6}

以上より，

A＝850×1200

＝1020000 mm^2＝1.020×10^6 mm^2＝1.020 m^2

m_D＝$1.020\times10^6\times18\times7.93\times10^{-6}$

＝145.594 kg

保守的に200 kgとする。

D ＝200×9.80665

＝1961.33 N

ロ．　風荷重及び積雪荷重

添付資料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」にて設定した荷重の組合せに基づき，考慮しない。

(c)　応力計算

イ．　溢水時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

蓋の自重が基礎ボルトに，せん断力として作用する。

蓋の質量は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-1-1)　発生荷重<溢水時>

$Q = m_D \cdot g / n$

ここで，

Q	：基礎ボルト１本当たりのせん断力（N/本）	
m_D	：蓋の質量（kg）	＝200
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
n	：基礎ボルト本数	＝6

以上より，

$Q = 200 \times 9.80665 / 6$

$= 326.888$ N/本

(a-2)　風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)　溢水荷重

溢水荷重は以下のとおりとする。

$P_h = \rho \cdot g \cdot h$

ここで，

P_h	：溢水による静水圧荷重（MPa）	
ρ	：溢水の密度（kg/m^3）	＝1030
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
h	：溢水水位（m）	＝8.2

以上より，

$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 8.2 / 10^6$

$= 0.0828269$ MPa

（ロ） 各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重（水平方向）は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 発生荷重＜溢水時＞

溢水荷重 $w = P_h$

$= 0.0828269$ MPa

支点間距離 $L = 0.85\times10^3$ mm

単位幅当たり曲げモーメント $M = w \cdot L^2/8$

$= 0.0828269\times(0.85\times10^3)^2/8$

$= 7480.30$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = w \cdot L/2$

$= 0.0828269\times0.85\times10^3/2$

$= 35.2014$ N/mm

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ $t = 18$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数 $Z = t^2/6$

$= 18^2/6$

$= 54$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積 $A_S = t$

$= 18$ mm^2/mm

(a-1-3) 発生応力＜溢水時＞

単位幅当たり曲げモーメント $M = 7480.31$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = 35.2014$ N/mm

曲げ応力 $\sigma_b = M/Z$

$= 7480.31/54$

$= 138.524$

$= 139$ MPa

せん断応力 $\tau = Q/A_S$

$= 35.2014/18$

$= 1.95563$

$= 2$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断） $\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3\cdot\tau^2)}$

$= \sqrt{(139^2 + 3\times2^2)}$

$=139.043$

$=140$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　発生荷重<溢水時>

(a-2-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

溢水荷重　$w = P_h$

$P_h = 0.0828269$ MPa

支点間距離　$L = 0.85 \times 10^3$ mm

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L/2$

$= 0.0828269 \times 0.85 \times 10^3/2$

$= 35.2014$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 450$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 35.2014 \times 450$

$= 15840.6$ N

(a-2-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量　$m_D = 200$ kg

基礎ボルト本数　$n = 6$ 本

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = m_D \cdot g/n$

$= 200 \times 9.80665/6$

$= 326.888$ N/本

(a-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$

$= 201.061$ mm^2

(a-2-3)　発生応力<溢水時>

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$= 15840.6/201.061$

$= 78.7850$

$= 79$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q/A_m$

$= 326.888/201.061$

$= 1.62581$

$= 2$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重は，蓋を介してコンクリート躯体部基礎ボルトに伝達されるものとする。

(a-3-1)　発生荷重＜溢水時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重	P_{tb}	＝15840.6 N
		＝15841 N
		＝1.584×10^4 N
コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重	Q	＝326.888 N/本
		＝3.269×10^2 N/本

ハ.　S_s地震時

(イ)　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2)　風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)　S_s 地震荷重

基準地震動 S_s に伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-39 に，応力評価に用いる S_s 地震荷重の最大震度を表 6.9.1-40 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は，固定荷重と同じ方向の鉛直下向きの方向を考慮する。

水平地震荷重は，固定質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-39　基準地震動 S_s に伴う最大床応答加速度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_s-D1L	正転	正転	299	1105
	反転	正転	280	1196
	正転	反転	335	1195
	反転	反転	247	1109
S_s-11	正転	正転	250	1257
S_s-12	正転	正転	265	1061
S_s-13	正転	正転	273	993
S_s-14	正転	正転	260	639
S_s-21	正転	正転	372	1232
S_s-22	正転	正転	348	1449
S_s-31	正転	正転	239	656
	反転	正転	251	681

追而

表 6.9.1-40　応力評価に用いる S_s 地震荷重の最大震度

基準地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_s-21	正転	正転	372	1232	0.38*1	1.26
S_s-22	正転	正転	348	1449	0.36	1.48*1

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる設計震度を示す。

追而

地震荷重は以下のとおりとする。

W_{hk} ＝C_H・m_D・g

W_{vk} ＝C_V・m_D・g

w_{hk} ＝C_H・m_D・g/A

ここで，

C_H	：設計水平震度	＝0.38
C_V	：設計鉛直震度	＝1.48
W_{hk}	：水平地震荷重（N）	
W_{vk}	：鉛直地震荷重（N）	
w_{hk}	：水平地震等分布荷重（MPa）	
m_D	：蓋の質量（設計値）（kg）	＝200
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
A	：蓋の面積（mm^2）	＝1.020×10^6

以上より，

W_{hk}＝0.38×200×9.80665

＝7.45305×10^2 N

W_{vk} ＝1.48×200×9.80665

＝2.90276×10^3 N

w_{hk} ＝0.38×200×9.80665/1.020×10^6

＝7.30691×10^{-4} MPa

（ロ） 各部の応力計算

蓋に作用する地震力（水平方向及び鉛直方向）は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

蓋の鉛直地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 発生荷重<S_s地震時>

蓋に作用する水平地震等分布荷重 $w = w_{hk}$

$= 7.30691 \times 10^{-4}$ MPa

支点間距離 $L = 0.85 \times 10^{3}$ mm

単位幅当たり曲げモーメント $M = w \cdot L^2/8$

$= 7.30691 \times 10^{-4} \times (0.85 \times 10^{3})^2/8$

$= 65.9905$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = w \cdot L/2$

$= 7.30691 \times 10^{-4} \times 0.85 \times 10^{3}/2$

$= 0.310543$ N/mm

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ $t = 18$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数 $Z = t^2/6$

$= 18^2/6$

$= 54$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積 $A_S = t$

$= 18$ mm^2/mm

(a-1-3) 発生応力<S_s地震時>

単位幅当たり曲げモーメント $M = 65.9905$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力 $Q = 0.310543$ N/mm

曲げ応力 $\sigma_b = M/Z$

$= 65.9905/54$

$= 1.22204$

$= 2$ MPa

せん断応力 $\tau = Q/A_S$

$= 0.310543/18$

$= 0.0172523$

$= 1$ MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(2^2 + 3 \times 1^2)}$

$= 2.64575$

$= 3$ MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力及び鉛直地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　発生荷重<S_s地震時>

(a-2-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力　$Q = 0.310543$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 450$ mm

基礎ボルトの引張荷重　$P_{tb} = Q \cdot b$

$= 0.310543 \times 450$

$= 139.744$ N

(a-2-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量　$m_D = 200$ kg

基礎ボルト本数　$n = 6$ 本

鉛直地震荷重　$W_{vk} = 2.90276 \times 10^3$ N

基礎ボルトに作用するせん断荷重　$Q = (m_D \cdot g + W_{vk}) / n$

$= (200 \times 9.80665 + 2.90276 \times 10^3) / 6$

$= 810.681$ N/本

(a-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径（M16）　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積　$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$

$= 201.061$ mm^2

(a-2-3)　発生応力<S_s地震時>

基礎ボルトの引張応力　$\sigma_t = P_{tb} / A_m$

$= 139.744 / 201.061$

$= 0.695032$

$= 1$ MPa

基礎ボルトのせん断応力　$\tau = Q / A_m$

$= 810.681 / 201.061$

$= 4.03201$

$= 5$ MPa

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力及び鉛直地震力は,蓋を介して基礎ボルトに伝達し,基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達されるものとする。

(a-3-1)　発生荷重＜S_s地震時＞

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重　P_{tb}　＝139.744 N

＝1.397×10^{2} N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重　Q　＝810.681 N/本

＝8.107×10^{2} N/本

ニ．　溢水＋S_d地震時

（イ）　荷重条件

(a-1)　固定荷重

固定荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2)　風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b)　評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)　溢水荷重

溢水荷重は「溢水時」と同じ値とする。

(a-4)　S_d地震荷重

弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度を表 6.9.1-41 に，応力評価に用いるS_d地震荷重の最大震度を表 6.9.1-42 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は，固定荷重と同じ方向の鉛直下向きの方向を考慮する。

水平地震荷重は，固定質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-41　弾性設計用地震動S_dに伴う最大床応答加速度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)	
			水平方向	鉛直方向
S_d-D1L	正転	正転	183	514
	反転	正転	182	503
	正転	反転	179	529
	反転	反転	180	521

追而

表 6.9.1-42　応力評価に用いるS_d地震荷重の最大震度

弾性設計用地震動	水平地震動	鉛直地震動	最大床応答加速度 (Gal)		水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
			水平方向	鉛直方向		
S_d-D1L	正転	正転	183	514	$\underline{0.19}$*1	0.53
	正転	反転	179	529	0.19	$\underline{0.54}$*1

注記　＊1：下線部は応力評価に用いる設計震度を示す。

追而

地震荷重は以下のとおりとする。

W_{hk} ＝C_H・m_D・g

W_{vk} ＝C_V・m_D・g

w_{hk} ＝C_H・m_D・g/A

ここで,

W_{hk}：水平地震荷重（N）

W_{vk}：鉛直地震荷重（N）

w_{hk}：水平地震等分布荷重（MPa）

C_H	：設計水平震度	＝0.19
C_V	：設計鉛直震度	＝0.54
m_D	：蓋の質量（設計値）（kg）	＝200
g	：重力加速度（m/s^2）	＝9.80665
A	：蓋の面積（mm^2）	＝1.020×10^6

以上より,

W_{hk} ＝0.19×200×9.80665

＝3.72652×10^2 N

W_{vk} ＝0.54×200×9.80665

＝1.05911×10^3 N

w_{hk} ＝$0.19\times200\times9.80665/1.020\times10^6$

＝3.65345×10^{-4} MPa

(ロ)　各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重及びS_d地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1)　蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

蓋の鉛直地震荷重による面内応力は，発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1)　発生荷重<溢水＋S_d地震時>

溢水荷重による水平等分布荷重　$w_h = P_h$

$= 0.0828269$ MPa

蓋に作用する水平地震等分布荷重　$w_{hk} = 3.65345\times10^{-4}$ MPa

蓋に作用する水平等分布荷重　$w = w_h + w_{hk}$

$= 0.0828269 + 3.65345\times10^{-4}$

$= 0.0831922$ MPa

支点間距離　$L = 0.85\times10^3$ mm

単位幅当たり曲げモーメント　$M = w\cdot L^2/8$

$= 0.0831922\times(0.85\times10^3)^2/8$

$= 7513.29$ N･mm/mm

単位幅当たりせん断力　$Q = w\cdot L/2$

$= 0.0831922\times0.85\times10^3/2$

$= 35.3566$ N/mm

(a-1-2)　断面性能

蓋の厚さ　$t = 18$ mm

蓋の単位幅当たりの断面係数　$Z = t^2/6$

$= 18^2/6$

$= 54$ mm^3/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積　$A_S = t$

$= 18$ mm^2/mm

(a-1-3)　発生応力<溢水＋S_d地震時>

単位幅当たり曲げモーメント　M ＝7513.29 N·mm/mm

単位幅当たりせん断力　Q ＝35.3566 N/mm

曲げ応力　σ_b ＝M/Z

＝7513.29/54

＝139.135

＝140 MPa

せん断応力　τ ＝Q/A_S

＝35.3566/18

＝1.96425

＝2 MPa

組合せ応力（垂直＋せん断）　$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$= \sqrt{(140^2 + 3 \times 2^2)}$

＝140.042

＝141 MPa

(a-2)　基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重及びS_d地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1)　発生荷重<溢水＋S_d地震時>

(a-2-1-1)　基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力　$Q = 35.3566$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm)　$b = 450$ mm

基礎ボルトの引張荷重

$$P_{tb} = Q \cdot b = 35.3566 \times 450 = 15910.4\ \mathrm{N}$$

(a-2-1-2)　基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量　$m_D = 200$ kg

基礎ボルト本数　$n = 6$ 本

鉛直地震荷重　$W_{vk} = 1.05911 \times 10^3$ N

基礎ボルトに作用するせん断荷重

$$Q = (m_D \cdot g + W_{vk})/n = (200 \times 9.80665 + 1.05911 \times 10^3)/6 = 503.406\ \mathrm{N/本}$$

(a-2-2)　断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)　$\phi = 16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積

$$A_m = \pi/4 \cdot \phi^2 = 201.061\ \mathrm{mm^2}$$

(a-2-3)　発生応力<溢水＋S_d地震時>

基礎ボルトの引張応力

$$\sigma_t = P_{tb}/A_m = 15910.4/201.061 = 79.1322 = 80\ \mathrm{MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力

$$\tau = Q/A_m = 503.406/201.061 = 2.50374 = 3\ \mathrm{MPa}$$

(a-3)　コンクリート躯体部基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重及びS_d地震力は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体部に伝達されるものとする。

(a-3-1)　発生荷重<溢水＋S_d地震時>

コンクリート躯体部基礎ボルトの引張荷重　P_{tb}＝15910.4 N

＝1.591×10^4 N

コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断荷重　Q＝503.406 N/本

＝5.034×10^2 N/本

(d)　許容応力

許容応力は，供用状態 C（許容応力状態Ⅲ$_A$S）として設定する。

許容応力の設定に用いる設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u は，JSME　S　NC1-2005/2007　付録材料図表　Part5　表 8 を用いて計算する。

温度 50 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u は，温度 40 ℃における設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u と，温度 75℃における設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u より，比例法を用いて計算する。

温度 50 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の設計降伏点 S_y

温度 40 ℃における設計降伏点 S_y＝205MPa，温度 75 ℃における設計降伏点 S_y＝183MPa であるため，205＋(183－205)×(50－40)/(75－40)＝198.714＝198MPa

温度 50 ℃におけるオーステナイト系ステンレス鋼の設計引張強さ S_u

温度 40 ℃における設計引張強さ S_u＝520MPa，温度 75 ℃における設計引張強さ S_u＝466MPa であるため，520＋(466－520)×(50－40)/(75－40)＝504.571＝504MPa

イ.　蓋の許容応力

許容応力算定用基準値

$$F = \min\left[S_y,\ 0.7\cdot S_u\right] = \min\left[198,\ 0.7\times 504\right] = \min\left[198,\ 352\right] = 198\ \text{MPa}$$

（イ）　溢水時，S_s 地震時，溢水＋S_d 地震時

(a-1)　許容曲げ応力

$$1.5\cdot f_b = (F/1.5)\cdot 1.5 = (198/1.5)\times 1.5 = 132\times 1.5 = 198\ \text{MPa}$$

(a-2)　許容せん断応力

$$1.5\cdot f_s = \{F/(1.5\cdot\sqrt{3})\}\cdot 1.5 = \{198/(1.5\times\sqrt{3})\}\times 1.5 = 76\times 1.5 = 114\ \text{MPa}$$

(a-3)　許容引張応力

$$1.5\cdot f_t = (F/1.5)\cdot 1.5 = (198/1.5)\times 1.5 = 132\times 1.5 = 198\ \text{MPa}$$

ロ．　基礎ボルトの許容応力

許容応力算定用基準値　$F = \min〔S_y,\ 0.7 \cdot S_u〕$

$= \min〔198,\ 0.7 \times 504〕$

$= \min〔198,\ 352〕$

$= 198$ MPa

（イ）　溢水時

(a-1)　許容引張応力

$1.5 \cdot f_t = (F/2) \cdot 1.5$

$= (198/2) \times 1.5$

$= 148$ MPa

(a-2)　許容せん断応力

$1.5 \cdot f_s = \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{198 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 76 \times 1.5$

$= 114$ MPa

(a-3)　組合せ応力

組合せ応力の許容応力として，せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 2$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 148 - 1.6 \times 2$

$= 204$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (198/2) \times 1.5$

$= 148$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 148$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}\ (1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}\ (204,\ 148)$

$= 148$ MPa

ハ．　S_s 地震時

(a-1)　許容引張応力

$1.5 \cdot f_t = (F/2) \cdot 1.5$

$= (198/2) \times 1.5$

$=148$ MPa

(a-2)　許容せん断応力

$1.5 \cdot f_s = \{F/(1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{198/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 76 \times 1.5$

$= 114$ MPa

(a-3)　組合せ応力

組合せ応力の許容応力として，せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力　$\tau = 5$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$

$= 1.4 \times 148 - 1.6 \times 5$

$= 199$ MPa

ここで，

$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$

$= (198/2) \times 1.5$

$= 148$ MPa

$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$

$= 148$ MPa

以上より，

$1.5 \cdot f_{ts} = \mathrm{Min}(1.5 \cdot f_{ts1},\ 1.5 \cdot f_{ts2})$

$= \mathrm{Min}(199,\ 148)$

$= 148$ MPa

(ニ)　溢水＋S_d地震時

(a-1)　許容引張応力

$1.5 \cdot f_t = (F/2) \cdot 1.5$

$= (198/2) \times 1.5$

$= 148$ MPa

(a-2)　許容せん断応力

$1.5 \cdot f_s = \{F/(1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5$

$= \{198/(1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5$

$= 76 \times 1.5$

$= 114$ MPa

(a-3)　組合せ応力

組合せ応力の許容応力として，せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力　　　　　　　　　$\tau=3$ MPa

$$1.5\cdot f_{ts1}=1.4\cdot(1.5\cdot f_{t0})-1.6\cdot\tau$$
$$=1.4\times148-1.6\times3$$
$$=202\ \text{MPa}$$

ここで，

$$1.5\cdot f_{t0}=(F/2)\cdot1.5$$
$$=(198/2)\times1.5$$
$$=148\ \text{MPa}$$

$$1.5\cdot f_{ts2}=1.5\cdot f_{t0}$$
$$=148\ \text{MPa}$$

以上より，

$$1.5\cdot f_{ts}=\text{Min}\ (1.5\cdot f_{ts1},\ 1.5\cdot f_{ts2})$$
$$=\text{Min}\ (202,\ 148)$$
$$=148\ \text{MPa}$$

ハ.　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力及び評価

（イ）　コンクリート躯体部基礎ボルトの許容力

(a-1)　許容引張力

(a-1-1)　溢水時，S_s地震時，溢水＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力は,「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010年11月)」に基づき設定する。

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力については,コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合のP_{a1}と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のP_{a2}を比較し，値が小さい方を許容引張力として設定する。

$P_a = \min〔P_{a1}, P_{a2}〕$

ここで,

P_a　：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力

P_{a1}　：コンクリート躯体部基礎ボルトの降伏により決まる場合の許容引張力

$P_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}\alpha$

ここで,

ϕ_1：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{pa}$：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度　＝205 N/mm^2

${}_{sc}\alpha$：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

${}_{sc}\alpha$　＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166, 157〕

＝157 mm^2

よって,

P_{a1}　＝1.0×205×157

＝32185.0 N

P_{a2}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のコンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力 (N)

$P_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c$

ここで,

ϕ_2　：低減係数（短期荷重用）＝2/3

${}_c\sigma_t$　：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

${}_c\sigma_t = 0.31 \cdot \sqrt{F_c}$

＝1.38636 N/mm^2

ここで,

F_c：コンクリートの設計基準強度　＝20 N/mm^2

A_c：コーン状破壊面の有効水平投影面積　＝164000 mm^2

複数本のコンクリート躯体部基礎ボルトを近接して設ける場合は重複する面積を累加しない。

へりあき，はしあき寸法による欠損面積を考慮する。

コンクリート躯体部基礎ボルトのコンクリート躯体への有効埋込み長さは次のとおりとする。

有効埋込み長さ：299 mm

コンクリート躯体部基礎ボルトの定着板の直径は次のとおりとする。

定着板の直径：製造公差－1 mmを考慮する。

$$D=48-1$$
$$=47\ \mathrm{mm}$$

よって，

$$P_{a2}=2/3\times1.38636\times164000$$
$$=151575\ \mathrm{N}$$

以上より，

$$P_a=\min〔P_{a1},\ P_{a2}〕$$
$$=\min〔32185.0,\ 151575〕$$
$$=32185.0\ \mathrm{N}$$
$$=3.219\times10^4\ \mathrm{N}$$

(a-2)　許容せん断力

(a-2-1)　溢水時，S_s地震時，溢水＋S_d地震時

コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（(社) 日本建築学会　2010年11月)」に基づき設定する。

なお，コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力については，コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合のq_{a1}，コンクリート躯体部基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のq_{a2}，及び，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のq_{a3}を比較し，値が小さい方を許容せん断力として設定する。

$$q_a=\min〔q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}〕$$

ここで，

q_a　：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力

q_{a1}　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力

$$q_{a1}=\phi_1\cdot{}_s\sigma_{qa}\cdot{}_{sc}\alpha$$

ここで，

ϕ_1：低減係数（短期荷重用）　＝1.0

${}_s\sigma_{qa}$　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断強度　＝143.5 N/mm²

$_s\sigma_{qa}$＝0.7・$_s\sigma_y$

＝0.7×205

＝143.5 N/mm^2

ここで，

$_s\sigma_y$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの規格降伏点強度

$_s\sigma_y$＝205 N/mm^2

$_{sc}\alpha$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

$_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

＝157 mm^2

よって，

q_{a1}＝1.0×143.5×157

＝22529.5 N

q_{a2}：基礎ボルトの定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力

q_{a2}＝ϕ_2・$_c\sigma_{qa}$・$_{sc}\alpha$

ここで，

ϕ_2 ：低減係数（短期荷重用）＝2/3

$_c\sigma_{qa}$ ：コンクリートの支圧強度

$_c\sigma_{qa}$＝0.5・$\sqrt{}$ (F_c・E_c)

＝339.116 N/mm^2

ここで，

F_c ：コンクリートの設計基準強度　＝20 N/mm^2

E_c ：コンクリートのヤング係数　＝2.3×10^4 N/mm^2

$_{sc}\alpha$ ：コンクリート躯体部基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値

$_{sc}\alpha$ ＝min〔軸部断面積，ねじ部有効断面積〕

＝min〔166，157〕

＝157 mm^2

よって，

q_{a2} ＝2/3×339.116×157

＝35494.1 N

q_{a3}：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力

q_{a3}＝ϕ_2・$_c\sigma_t$・A_{qc}

ここで，

ϕ_2 ：低減係数（短期荷重用）＝2/3

$_c\sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$_c\sigma_t = 0.31 \cdot \sqrt{F_c}$

$= 1.38636\ \mathrm{N/mm^2}$

ここで,

F_c ：コンクリートの設計基準強度　$= 20\ \mathrm{N/mm^2}$

A_{qc} ：せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積

$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$

$= 0.5 \times \pi \times 75^2$

$= 8835.73\ \mathrm{mm^2}$

ここで,

c ：へりあき寸法（mm）＝75

よって,

$q_{a3} = \phi \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_{qc}$

$= 2/3 \times 1.38636 \times 8835.73$

$= 8166.34\ \mathrm{N}$

以上より,

$q_a = \min\,[q_{a1},\ q_{a2},\ q_{a3}]$

$= \min\,[22529.5,\ 35494.1,\ 8166.34]$

$= 8166.34\ \mathrm{N}$

$= 8.166 \times 10^3\ \mathrm{N}$

(ロ)　コンクリート躯体部基礎ボルトの評価

引張力とせん断力を同時に受けることから,組合せ荷重についての検討を行う。

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2 \leqq 1$

ここで,

P　：コンクリート躯体部基礎ボルトの引張力 (N)

P_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容引張力 (N)

q　：コンクリート躯体部基礎ボルトのせん断力 (N)

q_a ：コンクリート躯体部基礎ボルトの許容せん断力 (N)

(a-1)　溢水時

$P = 1.584 \times 10^4$ N

$P_a = 3.219 \times 10^4$ N

$q = 3.269 \times 10^2$ N

$q_a = 8.166 \times 10^3$ N

以上より,

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (1.584 \times 10^4 / 3.219 \times 10^4)^2 + (3.269 \times 10^2 / 8.166 \times 10^3)^2$

$= 0.2437 \leqq 1$

(a-2)　S_s 地震時

$P = 1.397 \times 10^2$ N

$P_a = 3.219 \times 10^4$ N

$q = 8.107 \times 10^2$ N

$q_a = 8.166 \times 10^3$ N

以上より,

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (1.397 \times 10^2 / 3.219 \times 10^4)^2 + (8.107 \times 10^2 / 8.166 \times 10^3)^2$

$= 0.009875 \leqq 1$

(a-3)　溢水＋S_d 地震時

$P = 1.591 \times 10^4$ N

$P_a = 3.219 \times 10^4$ N

$q = 5.034 \times 10^2$ N

$q_a = 8.166 \times 10^3$ N

以上より,

$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2$

$= (1.591 \times 10^4 / 3.219 \times 10^4)^2 + (5.034 \times 10^2 / 8.166 \times 10^3)^2$

$= 0.2481 \leqq 1$

(e)　応力評価結果

イ．　溢水時

溢水時の評価結果を表 6.9.1-43 及び表 6.9.1-44 に示す。

表 6.9.1-43　溢水時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	曲げ	143	198	OK
	せん断	2	114	OK
	組合せ*1	144	198	OK
基礎ボルト	引張	79	148	OK
	せん断	2	114	OK
	組合せ*2	79	148*3	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力

表 6.9.1-44　溢水時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位	評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	引張	1.584×10^{4}	3.219×10^{4}	0.4921	OK
	せん断	3.269×10^{2}	8.166×10^{3}	0.04003	OK
	組合せ*2	0.2437	1	0.2437	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値である。

＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値が 1 以下であることの確認。

ハ.　S_s地震時

S_s地震時の評価結果を表 6.9.1-45 及び表 6.9.1-46 に示す。

表 6.9.1-45　S_s地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	曲げ	2	198	OK
	せん断	1	114	OK
	組合せ*1	3	198	OK
基礎ボルト	引張	1	148	OK
	せん断	5	114	OK
	組合せ*2	1	148*3	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。
　　　＊2：引張とせん断の組合せである。
　　　＊3：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力

追而

表 6.9.1-46　S_s地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位	評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	引張	1.397×10^{2}	3.219×10^{4}	0.004340	OK
	せん断	8.107×10^{2}	8.166×10^{3}	0.09928	OK
	組合せ*2	0.009875	1	0.009875	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。
　　　＊2：引張とせん断の組合せである。
　　　＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値である。
　　　＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値が 1 以下であることの確認。

追而

ニ.　溢水＋S_d地震時

溢水＋S_d地震時の評価結果を表 6.9.1-47 及び表 6.9.1-48 に示す。

表 6.9.1-47　溢水＋S_d地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
蓋	曲げ	144	198	OK
	せん断	2	114	OK
	組合せ*1	145	198	OK
基礎ボルト	引張	80	148	OK
	せん断	3	114	OK
	組合せ*2	80	148*3	OK

注記　＊1：曲げとせん断の組合せである。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力

追而

表 6.9.1-48　溢水＋S_d地震時の評価結果（コンクリート躯体部基礎ボルト）

部位	評価力	発生力*3 (N)	許容力*4 (N)	比*1 (－)	判定 ≦1
コンクリート躯体部基礎ボルト	引張	1.591×10^4	3.219×10^4	0.4943	OK
	せん断	5.034×10^2	8.166×10^3	0.06165	OK
	組合せ*2	0.2481	1	0.2481	OK

注記　＊1：比＝発生力/許容力である。

＊2：引張とせん断の組合せである。

＊3：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値である。

＊4：組合せは，（引張力比）^{2}＋（せん断力比）^{2}の値が 1 以下であることの確認。

追而

k.　海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

l.　取水ピット空気抜き配管逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

m.　緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

n.　緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
　　追而

o.　貫通部止水処置の設計に関する補足説明
　　追而

p.　水密扉の設計に関する補足説明
　　追而

6.10.1　津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明

6.10.1.1 概要

本資料は，津波監視設備のうち津波・構内監視カメラの耐震計算の詳細について説明するものである。津波・構内監視カメラは，地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し，昼夜問わず敷地への津波の襲来状況を監視するために設置する。このため、耐震性に関する設計としては，基準地震動Ssによる地震力に対して津波監視機能が維持できる設計とする。また、風及び積雪による荷重を考慮するとともに波力及び漂流物の影響を受けない位置へ設置する設計とする。対象となる津波・構内監視カメラの配置を図6.10.1-1に示す。

図 6-10-1-1　津波・構内監視カメラ配置図

6.10.1.2　基本方針

津波・構内監視カメラの耐震計算は,「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて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，津波・構内監視カメラが設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していることを確認する。

耐震計算に当たっては津波・構内監視カメラの構成機器を踏まえ評価対象機器を以下の通り設定する。

(1)カメラ本体

(2)中央制御室制御盤

(3)緊急時対策所制御盤

(4)中央制御室監視モニタ

(5)緊急時対策所監視モニタ

6.10.1.3　評価方法

(1)カメラ本体

a.一般事項

図 6.10.1-2 にカメラ本体の概略構造図を示す。

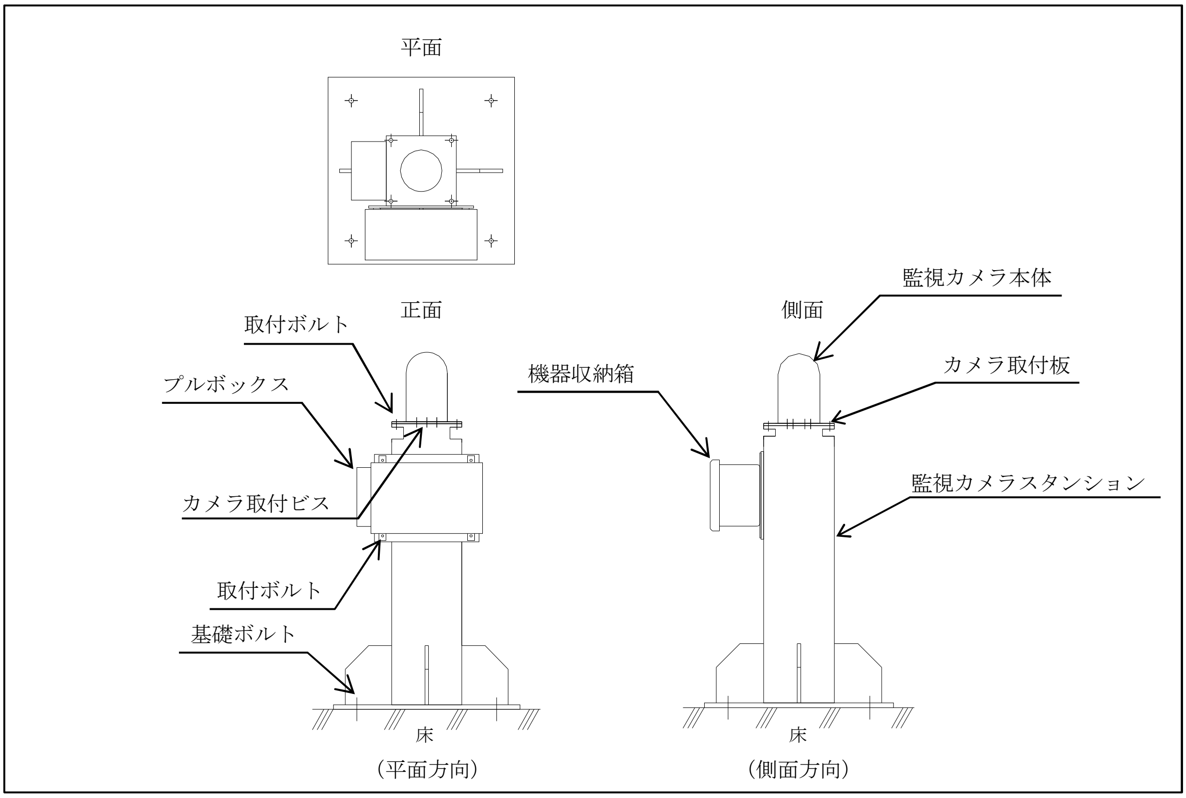


図 6.10.1-2　概略構造図(カメラ本体)

b.評価条件

＜基準地震動＞

設置場所の評価用震度（1.2DASs×1.5，Ｓs8 波包絡）を適用する。

設置場所：原子炉建屋屋上　水平方向震度（CH）:2.45 G

鉛直方向震度（CV）:1.88 G

防潮堤上部*　水平方向震度（CH）:1.87 G

鉛直方向震度（CV）:1.12 G

注記 *:据付場所が異なるため，包絡する原子炉建屋の設計用地震力で評価する。

＜雰囲気温度＞

40℃　（屋外）

＜各諸元＞

計算に使用する各諸元を表 6.10.1-1 に示す。

表 6.10.1-1　各諸元

記号	数値	単位
m		kg
A_b		mm^2
C_H	2.45	－
C_V	1.88	－
d		mm
g	9.80665	m/s^2
h		mm
ℓ_1		mm
ℓ_2		mm
n		－
nf		－

c.固有周期

水平方向の固有周期は次式にて求める。

$$T=2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{m}{1000}\cdot\left(\frac{h^3}{3\cdot E\cdot I}+\frac{h}{A_S\cdot G}\right)}$$

ここで

E：縦弾性係数

I：断面二次モーメント

As：最小有効せん断断面積

G：せん断弾性係数

縦弾性係数ＥをＪＳＭＥ　ＮＣ１　付録図表 Part6 表 1 より、比例法を用いて求める。

20℃におけるＥ：195000 MPa，50℃におけるＥ：193000 MPa

40℃における E=195000+(195000−193000)/(20−50)×(40−20)

=194000 (MPa)

断面二次モーメント I=1.83E+08 (m^4)

最小有効せん断断面積 As=2・(a−2・2t)・t

ここで

a：鋼材幅

t：鋼材厚さ

As=2×(300−2) ×2×12×12

=6048 (mm^2)

せん断弾性係数 G=E/(2・(1+ν))

ここで

ν：ポアソン比

G=194000/(2×(1+0.3))

=74615.38462

=74600 (MPa)

上記より，水平方向の固有周期 T は

[redacted]

固有振動数 f は

[redacted]

固有周期は[redacted]であり 0.05s 以下であることから，津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は剛構造である。

d.応力計算

＜自然現象の荷重の組み合わせ＞

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は屋外に設置されるため，耐震計算に考慮する荷重の組合せは以下のとおりとする。

基準地震動（Ss）＋風荷重（Pk）＋0.35×積雪荷重（Ps）

＜風荷重＞

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）に作用する風荷重 Pk は次式にて求める。

Pk=q×B×H×Cf

ここで

q：減速圧

B：被対象物幅

H：被対象物高さ

Cf：風力係数

減速圧 q は次式にて求める。

$q=0.6\times E\times V_0^2$

ここで

E：速度圧の高さ方向の分布を示す係数

V_0：基準風速 = 30 m/s

速度圧の高さ方向の分布を示す係数Ｅは次式にて求める。

$E=Er^2 \times Gf$

ここで

Er：平均風速の高さ方向の分布を示す係数

Gf：ガスト影響係数　= 2

平均風速の高さ方向の分布を示す係数Ｅｒは次式にて求める。

$Er=1.7\times(Ha/ZG)^{\alpha}$

ここで

Ha：建物高さ　= GL.58.4749 m

ZG：地表面粗度区分に応じて求められる係数 = 350 m

α：地表面粗度区分に応じて求められる係数 = 0.15

以上より，減速圧ｑは

$Er=1.7\times(58.4749/350)^{0.15}$

$=1.299822$

$=1.3$

$E=1.3^2\times 2$

$=3.38$

$q=0.6\times 3.38\times 30^2$

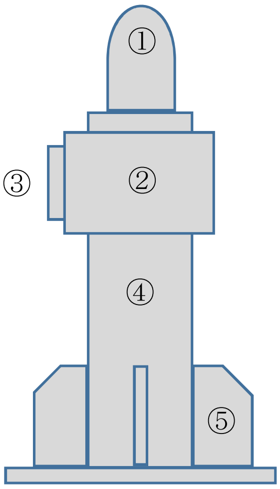
$=1825.2$

$\underline{=1826\ \mathrm{N/mm^2}}$

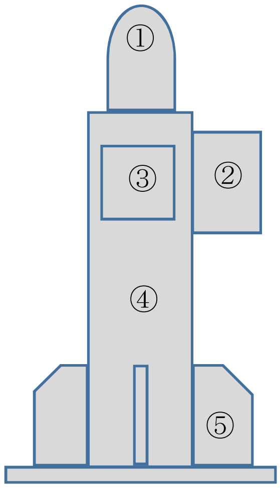
＜津波・構内監視カメラ（カメラ本体）への受風角度及び各種値＞

以下に津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の受風角度及び各種値（B,H,Cf）を示す。なお，風力係数 Cf は日本建築学会 建築物荷重指針・同解説（2004）の値を使用する。

カメラ本体正面



カメラ本体側面



（被対象物）

①監視カメラ

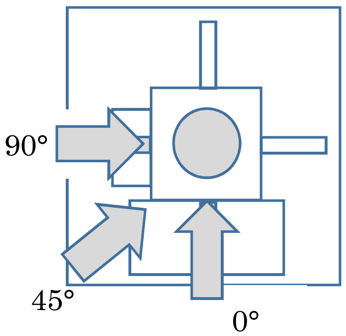
②機器収納箱

③プルボックス

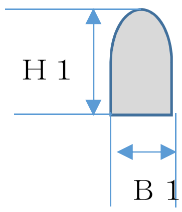
④架台

⑤架台下部

①監視カメラ



垂直断面



①監視カメラ

被対象物幅 B1

B1=0.1788 m

被対象物高さ H1

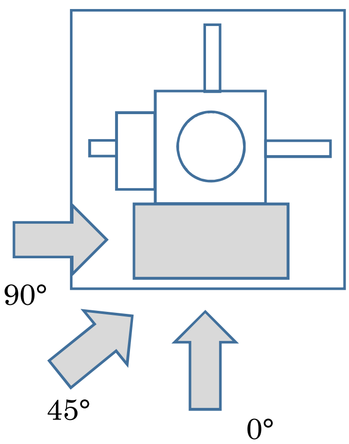
H1=0.2949 m

風力係数 Cf1

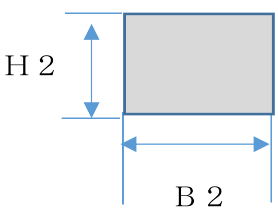
水平断面積形状：円形

Cf1=1.2

②機器収納箱



垂直断面



②機器収納箱

被対象物幅 B2

B2=0.48 m

被対象物高さ H2

H2=0.3 m

風力係数 Cf2

水平断面積形状：長方形

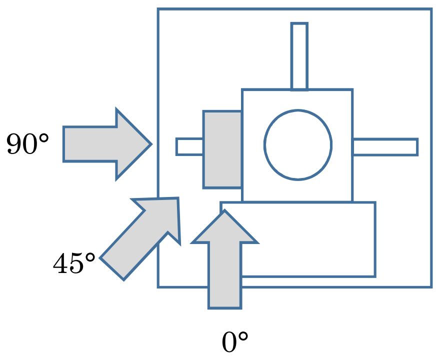
0Cfy2=2.4(0°)

45Cfx2=0.7(45°)

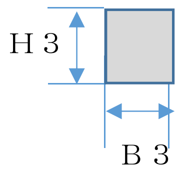
45Cfy2=1.6(45°)

90Cfx2=0.8(90°)

③プルボックス



垂直断面



③プルボックス

被対象物幅 B3

B3=0.25 m

被対象物高さ H3

H3=0.25 m

風力係数 Cf3

水平断面積形状：長方形

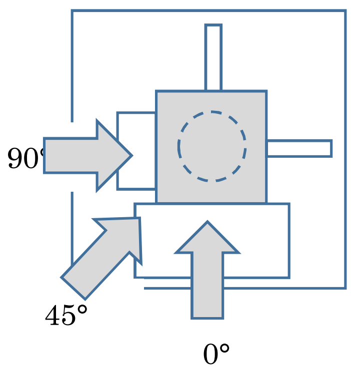
0Cfy3=0.8(0°)

45Cfx3=1.6(45°)

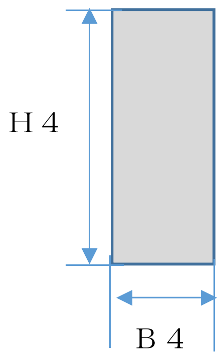
45Cfy3=0.7(45°)

90Cfx3=2.4(90°)

④架台



垂直断面



④架台

被対象物幅 B4

B4=0.3 m

被対象物高さ H4

H4=0.95 m

風力係数 Cf4

水平断面積形状：正方形

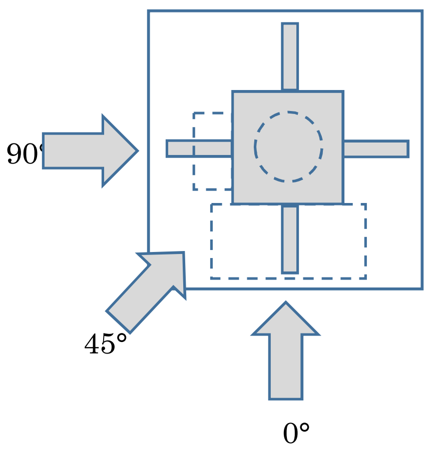
0Cfy4=2.1(0°)

45Cfx4=1.6(45°)

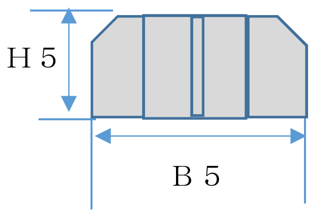
45Cfy4=1.6(45°)

90Cfx4=2.1(90°)

⑤ 架台下部



垂直断面



⑤架台下部

被対象物幅 B5

B5=0.7 m

被対象物高さ H5

H5=0.25 m

風力係数 Cf5

水平断面積形状：L 形

0Cfy5=1.9(0°)

45Cfx5=2.3(45°)

45Cfy5=2.3(45°)

90Cfx5=1.9(90°)

各被対象物①～⑤の風荷重 Pk を求める。

①監視カメラの風荷重 Pk1

Pk1=q×B1×H1×CF1

=1826×0.1788×0.2949×1.2

=114.9 N

②機器収納箱の風荷重 Pk2

Pk2=q×B2×H2×(0Cfy2,45Cfx2,45Cfy2,90Cfx2)

0Pky2=1826×0.48×0.3×2.4

=631.1 N

45Pkx2=1826×0.48×0.3×0.7

=184.1 N

45Pky2=1826×0.48×0.3×1.6

=420.7 N

90Pkx2=1826×0.48×0.3×0.8

=210.4 N

③プルボックスの風荷重 Pk3

Pk3=q×B3×H3×(0Cfy3,45Cfx3,45Cfy3,90Cfx3)

0Pky3=1826×0.25×0.25×0.8

=91.3 N

45Pkx3=1826×0.25×0.25×1.6

=182.6 N

45Pky3=1826×0.25×0.25×0.7

=79.89 N

90Pkx3=1826×0.25×0.25×2.4

=273.9 N

④架台の風荷重 Pk4

Pk4=q×B4×H4×(0Cfy4,45Cfx4,45Cfy4,90Cfx4)

0Pky4=1826×0.3×0.95×2.1

=1093 N

45Pkx4=1826×0.3×0.95×2.1

=832.7 N

45Pky4=1826×0.3×0.95×2.1

=832.7 N

90Pkx4=1826×0.3×0.95×2.1

=1093 N

⑤架台下部の風荷重 Pk5

$Pk5=q\times B5\times H5\times(0Cfy5,45Cfx5,45Cfy5,90Cfx5)$

$0Pky5=1826\times0.7\times0.25\times1.9$

$=607.1$ N

$45Pkx5=1826\times0.7\times0.25\times2.3$

$=735$ N

$45Pky5=1826\times0.7\times0.25\times2.3$

$=735$ N

$90Pkx5=1826\times0.7\times0.25\times1.9$

$=607.1$ N

各被対象物①～⑤に作用する風荷重を風角度ごとに足し合わせる。

風角度 0°　(Y 方向風)

$0Pk=Pk1+0Pky2+0Pky3+0Pky4+0Pky5$

$=114.9+631.1+91.3+1093+607.1$

$=2537$ N

風角度 45°　(X-Y 方向風)

$45Pk=Pk1+\sqrt{((45Pkx2)^2+(45Pkx2)^2)}+\sqrt{((45Pkx3)^2+(45Pkx3)^2)}+\sqrt{((45Pkx4)^2+(45Pkx4)^2)}$

$+\sqrt{((45Pkx5)^2+(45Pkx5)^2)}$

$=114.9+\sqrt{(184.1^2+420.7^2)}+\sqrt{(182.6^2+79.89^2)}+\sqrt{(832.7^2+832.7^2)}+\sqrt{(735^2+735^2)}$

$=2990$ N

風角度 90°　(X 方向風)

$90Pk=Pk1+90Pkx2+90Pkx3+90Pkx4+90Pkx5$

$=114.9+210.4+273.9+1093+607.1$

$=2299$N

風荷重 Pk は各角度の風荷重のうち，厳しいものとする。

$Pk=Max(0Pk,45Pk,90Pk)$

$=Max(2537,2990,2299)$

$\underline{=2990\ N}$

＜積雪荷重＞

カメラ本体（架台を含む）に作用する積雪荷重 Ps は次式にて求める。

$Ps=ds\times\rho s\times As$

ここで

ds：垂直堆積量　　　= 30 cm

ρs：単位荷重　　　=20 N/cm/m^2

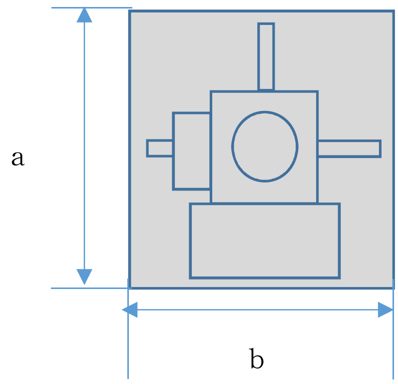
As：水平投影面積

$As=a\times b$

$=800\times800$

$=640000\ mm^2$

$=0.64\ m^2$



以上より，

$Ps=30\times20\times0.64$

$\underline{=384\ N}$

＜応力計算＞

①引張応力

基礎ボルトに作用する引張力 Fb

Fb=((m×g+0.35Ps) ×CH×h+Pk×h-(m×g+0.35Ps) × (1-Cv) ×ℓ2)/(nf× (ℓ1+ℓ2))

=((355×9.80665+0.35×384) ×2.45×1494.9+2990×1494.9-(355×9.80665+0.35×384)

×(1-1.88) ×300)/(2×(300+300))

=15555.87805

<u>=15560 N</u>

基礎ボルトに作用する引張応力ρb

ρb=Fb/Ab

=15560/201.1

=77.37444

<u>=78 MPa</u>

②せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力 Qb

Qb=(m×g＋0.35Ps) ×CH

=(355×9.80665)+0.35×384) ×2.45

=8858.613837

<u>=8859 N</u>

基礎ボルト 1 本あたりにに生じるせん断応力

τb=(Qb+Pk)/(n×Ab)

=(8859+2990)/(4×201.1)

=14.730233

<u>=15 MPa</u>

③F*値

設計温度における使用部材の設計降伏点Ｓｙと設計引張強さＳｕは 2005　設計・建設規格第Ⅰ編　付録図表 Part5 表 8,表 9 より

40℃における Sy=205 MPa

40℃における Su=520 MPa

F=Min(Sy,0.7Su)

=Min(205,0.7×520)

=Min(205,364)

<u>=205 MPa</u>

④許容引張応力

許容引張応力 fts

$fts=Min(1.4\times fto-1.6\times \tau b,fto)$

$fto=F/2\times 1.5\times 0.8$

$=205/2\times 1.5\times 0.8$

$=123$

$fts=Min(1.4\times 123-1.6\times 15,123)$

$=Min(148,123)$

$\underline{=123\ MPa}$

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 fsb

$fsb=F/(1.5\times \sqrt{3})\times 1.5\times 0.8$

$=205/(1.5\times \sqrt{3})\times 1.5\times 0.8$

$=94.685444$

$\underline{=94\ MPa}$

e.応力評価結果

カメラ本体の応力評価結果を表 6.10.1-2 に示す。

表 6.10.1-2　カメラ本体の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
基礎ボルト	引張	78	123	OK
	せん断	15	94	OK

(2)中央制御室制御盤

a.一般事項

図 6.10.1-3 に津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の概略構造図を示す。

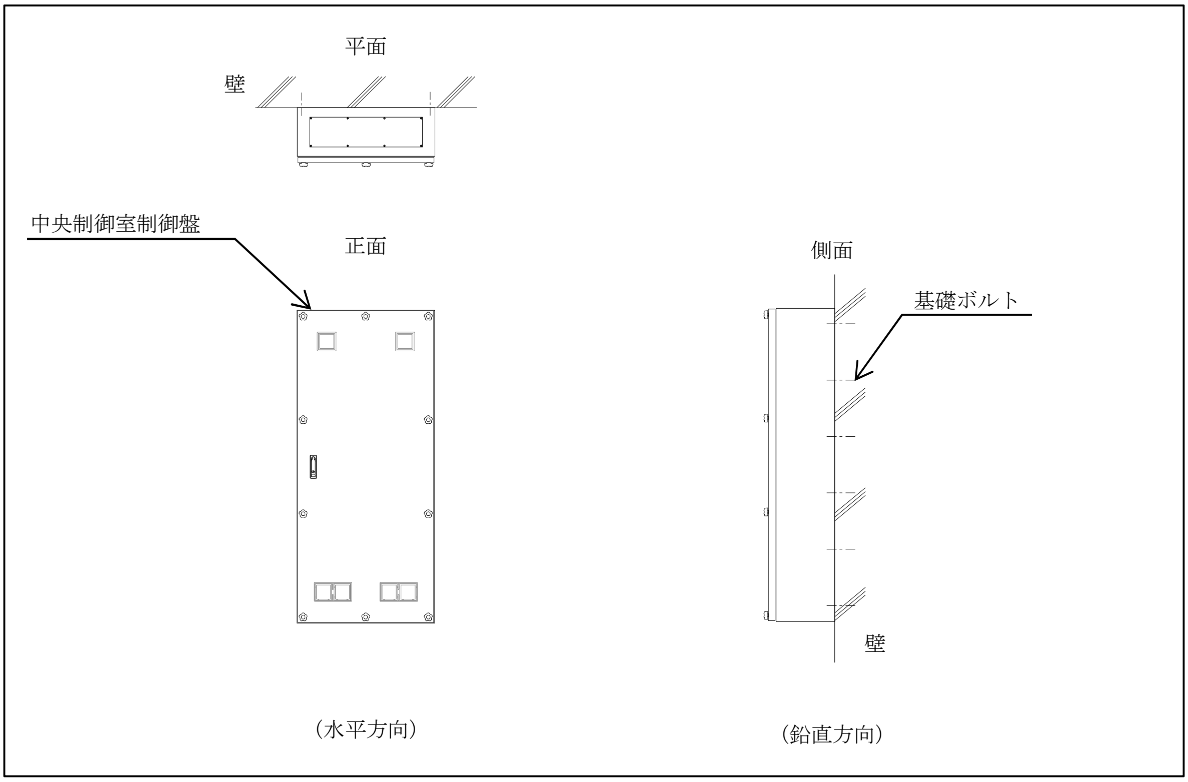


図 6.10.1-3　概略構造図(中央制御室制御盤)

b.計算条件

＜基準地震動＞

設置場所の評価用震度（1.2DASs×1.5, Ｓs8 波包絡）を適用する。

設置場所：中央制御室　　　水平方向震度（CH）:1.55 G

鉛直方向震度（CV）:1.17 G

＜雰囲気温度＞

40℃　（中央制御室）

＜各諸元＞

評価に使用する各諸元を表 6.10.1-3 に示す。

表 6.10.1-3　各諸元

記号	数値	単位
m1		kg
A_b1		mm^2
C_H	1.55	—
C_V	1.17	—
d1		mm
g	9.80665	m/s^2
h1		mm
ℓ11		mm
ℓ21		mm
ℓ31		mm
n		—
nfV1		—
nfV2		—

c.固有周期

津波・構内監視カメラ（央制御室制御盤）の固有周期は，振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果，固有周期は[redacted]であることを確認したため剛構造である。

d.応力計算

①引張応力

水平方向の引張力 Fb11

$Fb11=(m1\times(1+Cv)\times h1\times g)/(nfV1\times \ell 21)+(m1\times CH\times h1\times g)/(nfH1\times \ell 31)$

$=(303\times(1+1.17)\times 165\times 9.80665)/(2\times 1800)+(303\times 1.55\times 165\times 9.80665)/(6\times 820)$

$=449.991200$

$\underline{=450\ N}$

鉛直方向の引張力 Fb21

$Fb21=(m1\times(1+Cv)\times h1\times g)+m1\times CH\times \ell 11\times g)/(nfV1\times \ell 21)$

$=(303\times(1+1.17)\times 165\times 9.80665+303\times 1.55\times 879\times 9.80665)/(2\times 1800)$

$=1420.088728$

$\underline{=1420\ N}$

ボルトに作用する引張力 Fb1

$Fb1=Max(Fb11,Fb21)$

$=Max(450,1420)$

$\underline{=1420\ N}$

ボルトに作用する引張応力 ρb1

$\rho b1=Fb1/Ab1$

$=1420/201.1$

$=7.061163$

$\underline{=7\ MPa}$

②せん断応力

水平方向地震によるせん断力 Qb11

$Qb11=m1\times CH\times g$

$=303\times 1.55\times 9.80665$

$=4605.693172$

$\underline{=4606\ N}$

鉛直方向地震によるせん断力 Qb11

Qb21=m1×(1+CV)×g

=303×(1+1.17)×9.80665

=6447.970441

=6448 N

ボルトに作用するせん断力 Qb1

Qb1=$\sqrt{}$(Qb1^2+Qb2^2)

=$\sqrt{}$(4606^2+6448^2)

=7924.136546

=7924 N

ボルト１本あたりに作用するせん断応力τb

τb=Qb1/(n1×Ab1)

=7925/(12×201.1)

=3.284021

=4 N

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点Ｓｙと設計引張強さＳｕは 2005 設計・建設規格第Ⅰ編 付録図表 Part5 表 8,表 9 より

40℃における Sy=205 MPa

40℃における Su=520 MPa

F=Min(Sy,0.7Su)

=Min(205,0.7×520)

=Min(205,364)

=205 MPa

④許容引張応力

許容引張応力 fts

fts=Min(1.4×fto-1.6×τb,fto)

fto=F/2×1.5×0.8

=205/2×1.5×0.8

=123

fts=Min(1.4×123-1.6×4,123)

=Min(165,123)

=123 MPa

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 fsb

fsb=F/(1.5×√3)×1.5×0.8

=205/(1.5×√3)×1.5×0.8

=94.685444

=94 MPa

e.応力評価結果

中央制御室制御盤の応力評価結果を表 6.10.1-4 に示す。

表 6.10.1-4　中央制御室制御盤の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
基礎ボルト	引張	7	123	OK
	せん断	4	94	OK

(3)緊急時対策所制御盤

a.一般事項

図 6.10.1-4 に津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の概略構造図を示す。

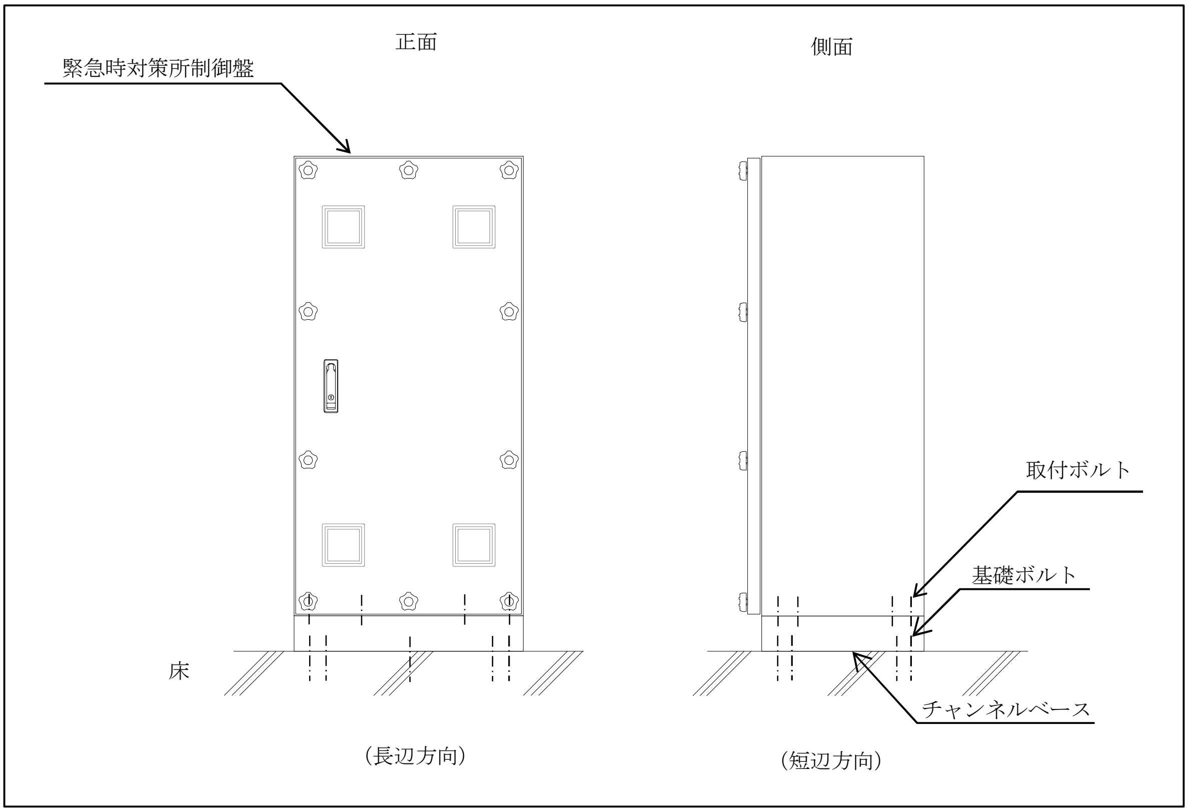


図 6.10.1-4　概略構造図(緊急時対策所制御盤)

b.計算条件

＜基準地震動＞

設置場所の評価用震度（1.2DASs×1.5, Ｓs8 波包絡）を適用する。

設置場所：緊急時対策所　　水平方向震度（CH）:1.54 G

鉛直方向震度（CV）:1.36 G

＜雰囲気温度＞

40℃　（緊急時対策所）

＜各諸元＞

計算に使用する各諸元を表 6.10.1-5 に示す。

表 6.10.1-5　各諸元

記号	数値	単位
m1		kg
m2		kg
Ab1		mm^2
Ab2		
C_H	1.55	―
C_V	1.17	―
d1		mm
d2		
g	9.80665	m/s^2
h1		mm
h2		
ℓ1(長辺方向)		mm
ℓ1(短辺方向)		mm
ℓ2(長辺方向)		mm
ℓ2(短辺方向)		mm
n1		―
n2		―
nf1(長辺方向)		―
nf1(短辺方向)		―
nf2(長辺方向)		―
nf2(短辺方向)		―

c.固有値解析

津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の固有周期は，振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果，固有周期は[redacted]であることを確認したため剛構造である。

d.応力計算

基礎ボルト(i=1)，取付ボルト(i=2)それぞれについて計算する。

①引張応力

＜基礎ボルト(i=1)＞

長辺方向の引張力Fb1-1

$Fb1\text{-}1=(m1\times CH\times h1\times g-m1\times(1-CV)\times \ell 2\times g)/(nf1\times(\ell 1+\ell 2))$

$=(217\times 1.54\times 701\times 9.80665-217\times(1-1.36)\times 298\times 9.80665)/(2\times(292+298))$

$=2140.342417$

$=2140\ N$

短辺方向の引張力Fb1-2

$Fb1\text{-}2=(m1\times CH\times h1\times g-m1\times(1-CV)\times \ell 2\times g)/(nf1\times(\ell 1+\ell 2))$

$=(217\times 1.54\times 701\times 9.80665-217\times(1-1.36)\times 212\times 9.80665)/(3\times(188+212))$

$=2049.766533$

$=2050\ N$

基礎ボルトに作用する引張力Fb1

$Fb1=Max(Fb1\text{-}1,FB1\text{-}2)$

$=Max(2140,2050)$

$\underline{=2140\ N}$

基礎ボルトに生じる引張応力ρb1

$\rho b1=Fb1/Ab1$

$=2140/201.1$

$=10.641471$

$\underline{=11\ MPa}$

＜取付ボルト(i=2)＞

長辺方向の引張力Fb2-1

$Fb2\text{-}1=(m2\times CH\times h2\times g-m2\times(1-CV)\times \ell 2\times g)/(nf2\times(\ell 1+\ell 2))$

$=(198\times 1.54\times 648\times 9.80665-198\times(1-1.36)\times 298\times 9.80665)/(2\times(292+298))$

$=1818.631607$

$=1819\ N$

短辺方向の引張力Fb1-2

$Fb1\text{-}2=(m2\times CH\times h2\times g-m2\times(1-CV)\times \ell 2\times g)/(nf2\times(\ell 1+\ell 2))$

$=(198\times 1.54\times 648\times 9.80665-198\times(1-1.36)\times 212\times 9.80665)/(2\times(188+212))$

$=2607.337184$

$=2607\ N$

取付ボルトに作用する引張力 Fb2

Fb2=Max(Fb2-1,FB2-2)

=Max(1819,2607)

<u>=2607 N</u>

取付ボルトに生じる引張応力ρb2

ρb2=Fb2/Ab2

=2607/113.1

=23.050397

<u>=23 MPa</u>

②せん断応力

＜基礎ボルト(i=1)＞

水平方向地震によるせん断力 Qb1

Qb1=m1×CH×g

=217×1.54×9.80665

=3277.186297

<u>=3277 N</u>

基礎ボルト１本あたりに生じるせん断応力τb1

τb1=Qb1/(n1×Ab1)

=3277/(10×201.1)

=1.62953

<u>=2 MPa</u>

＜取付ボルト(i=2)＞

水平方向地震によるせん断力 Qb2

Qb2=m2×CH×g

=198×1.54×9.80665

=2990.243718

<u>=2990 N</u>

取付ボルト１本あたりに生じるせん断応力τb2

τb2=Qb2/(n2×Ab2)

=2990/(8×113.1)

=3.30459

<u>=4 MPa</u>

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点Ｓｙと設計引張強さＳｕは 2005　設計・建設規格第Ｉ編　付録図表 Part5 表 8,表 9 より

40℃における Sy=205 MPa

40℃における Su=520 MPa

F=Min(Sy, 0.7Su)

=Min(205, 0.7×520)

=Min(205, 364)

=205 MPa

④許容引張応力

＜基礎ボルト(i=1)＞

許容引張応力 fts1

fts1=Min(1.4×fto1-1.6×τb1, fto1)

fto1=F/2×1.5×0.8

=205/2×1.5×0.8

=123

fts1=Min(1.4×123-1.6×2, 123)

=Min(169, 123)

=123 MPa

＜取付ボルト(i=2)＞

許容引張応力 fts2

fts2=Min(1.4×fto2-1.6×τb2, fto2)

fto2=F/2×1.5

=205/2×1.5

=153.75

=153

fts2=Min(1.4×153-1.6×4, 153)

=Min(208, 153)

=153 MPa

⑤許容せん断応力

＜基礎ボルト(i=1)＞

許容せん断応力 fsb1

fsb=F/(1.5×√3)×1.5×0.8

=205/(1.5×√3)×1.5×0.8

=94.685444

=94 MPa

＜取付ボルト(i=2)＞

許容せん断応力 fsb2

fsb2=F/(1.5×√3) ×1.5

=205/(1.5×√3) ×1.5

=118.356805

=118 MPa

e.応力評価結果

緊急時対策所制御盤の応力評価結果を表 6.10.1-6 に示す。

表 6.10.1-6　緊急時対策所制御盤の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力≦許容応力
基礎ボルト	引張	11	123	OK
	せん断	2	94	OK
取付ボルト	引張	23	153	OK
	せん断	4	118	OK

(4) 中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ

a. 一般事項

図 6.10.1-5 に津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の概略構造図を示す。

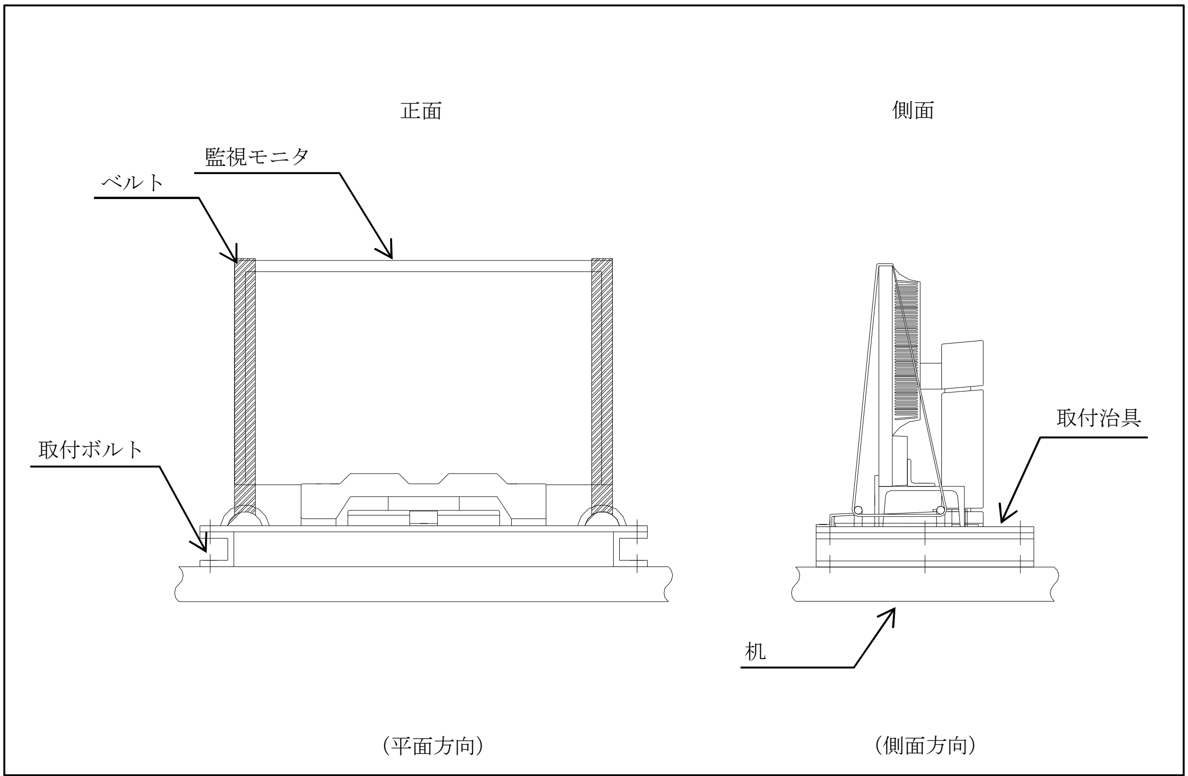


図 6.10.1-5　概略構造図(監視モニタ)

b. 固有値解析

津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の固有周期は，表示モニタを取付治具に取付けた状態で振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果，固有周期は[redacted]であることを確認したため剛構造である。

c. 評価方針

中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタは，建屋床に取り付けられた剛構造の机に固定する構造であるため，耐震計算書では，設置する建屋の地震応答解析結果を用いた津波・構内監視カメラ監視モニタの電気的機能維持評価について示す。

6.10.3　加振試験の条件について

6.10.3.1 概要

本資料は、津波監視設備の津波・構内監視カメラについて，加振試験により電気的機能の機能維持を確認する場合の試験条件について説明するものである。

6.10.3.2 加振条件の設定

加振試験では，掃引試験により固有振動数を確認する。その後，固有振動数を基準に正弦波で加振する。

正弦波による加振においては，設備の取付位置での応答速度以上となるよう加振試験の加速度を設定する。

加振試験においては，水平方向，鉛直方向それぞれ加振する。

6.10.3.3 判定基準の設定

津波・構内監視カメラのように電気的機能維持が要求される電気計装設備の機能維持については，原則として地震時の応答速度が各々の器具等に対する振動試験により得られた加速度以下であることを確認する。

6.10.3.4 加振試験の詳細

(1)津波・構内監視カメラ

a.加振条件

第 6.10.3-1 表　津波・構内監視カメラの加振条件（単位：×9.8 m/s²）

試験体	振動波形	方向	加速度
監視カメラ本体	正弦波	水平	
		鉛直	
機器収納箱	正弦波	水平	
		鉛直	
中央制御室制御盤	正弦波	水平	
		鉛直	
緊急時対策所制御盤	正弦波	水平	
		鉛直	
監視モニタ	正弦波	水平	
		鉛直	

b.加振試験の評価方法と判定基準

第 6.10.3-2 表　津波・構内監視カメラの加振試験の判定基準

試験体	評価・確認方法	判定基準
監視カメラ本体 機器収納箱 中央制御室制御盤 緊急時対策所制御盤 監視モニタ	加振試験後，外観及び動作状態の確認を行う。	・外観に異常がないこと ・正常に動作すること

6.10.3.5 加振試験評価結果

第 6.10.3-1 表　津波・構内監視カメラの加振試験評価結果（単位：×9.8 m/s^2）

試験体	方向	評価用 加速度	機能確認済 加速度	判定 評価用加速度 ≦機能確認済加速度
監視カメラ本体	水平	2.04		OK
	鉛直	1.56		OK
機器収納箱	水平	2.04		OK
	鉛直	1.56		OK
中央制御室制御盤	水平	1.29		OK
	鉛直	0.98		OK
緊急時対策所 制御盤	水平	1.28		OK
	鉛直	1.14		OK
中央制御室 監視モニタ	水平	1.11		OK
	鉛直	0.84		OK
緊急時対策所 監視モニタ	水平	1.28		OK
	鉛直	1.14		OK

6.10.4　津波監視設備の設備構成及び電源構成について

本資料は，津波監視設備の電源構成及び，中央制御室，緊急時対策所での監視機能について説明するものである。

津波・構内監視カメラ制御盤（中央制御室），監視モニタ（中央制御室），監視カメラ本体は所内常設直流電源設備から給電する。また，津波・構内監視カメラ制御盤（緊急時対策所），監視モニタ（緊急時対策所）は非常用電源設備から給電する設計とする。

津波・構内監視カメラの映像信号は中央制御室及び緊急時対策所へ伝送する設計とし，以下の方法で伝送する設計とする。

<table>
<tr><th rowspan="2">津波監視
設備</th><th rowspan="2">設置場所</th><th rowspan="2">数量</th><th colspan="2">伝送方法</th></tr>
<tr><th>設置場所～中央制御室</th><th>中央制御室～緊急時対策所</th></tr>
<tr><td rowspan="2">津波・構内
監視カメラ</td><td>原子炉建屋屋上</td><td>3</td><td rowspan="2">有線</td><td rowspan="2">有線及び無線</td></tr>
<tr><td>防潮堤上部</td><td>4</td></tr>
</table>

津波・構内監視カメラの概略構成図を図 6.10.4-1，津波監視設備の概略電源系統図を図 6.10.4-2，津波監視設備の電路配線ルートを図 6.10.4-3 に示す。

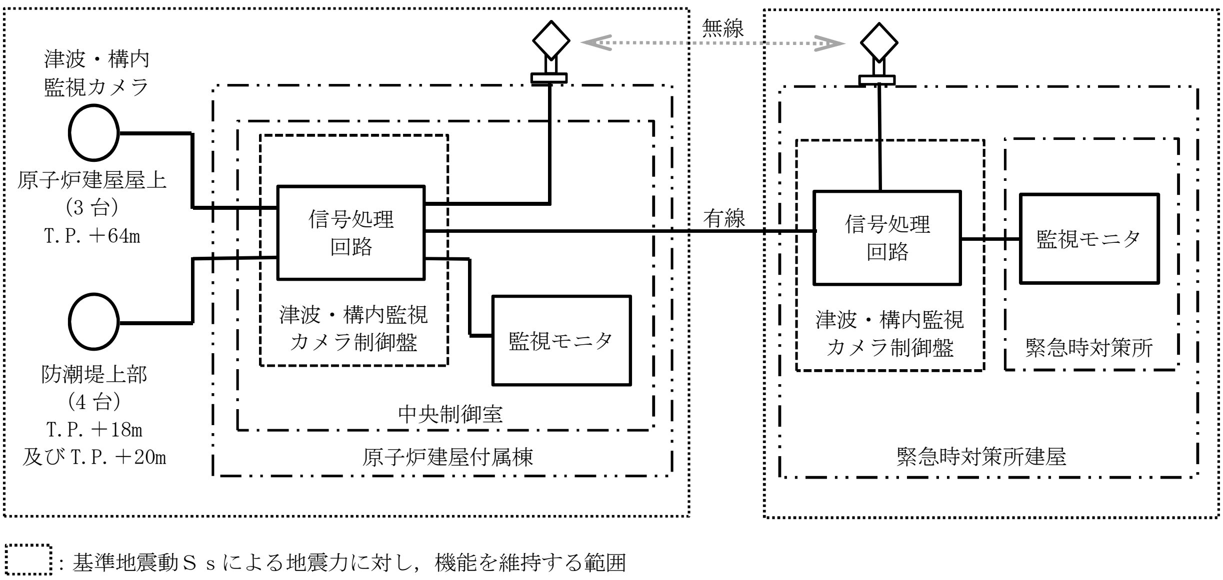
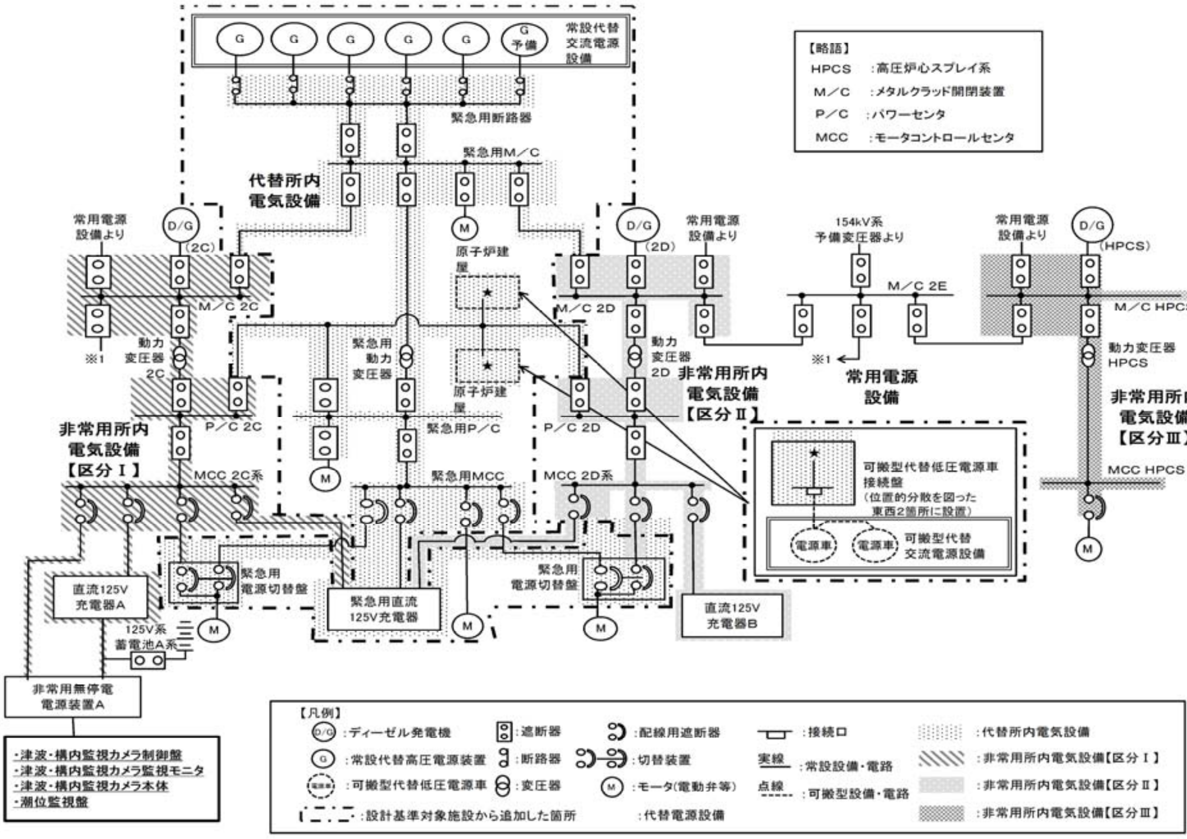


図 6.10.4-1 津波・構内監視カメラの概略構成図



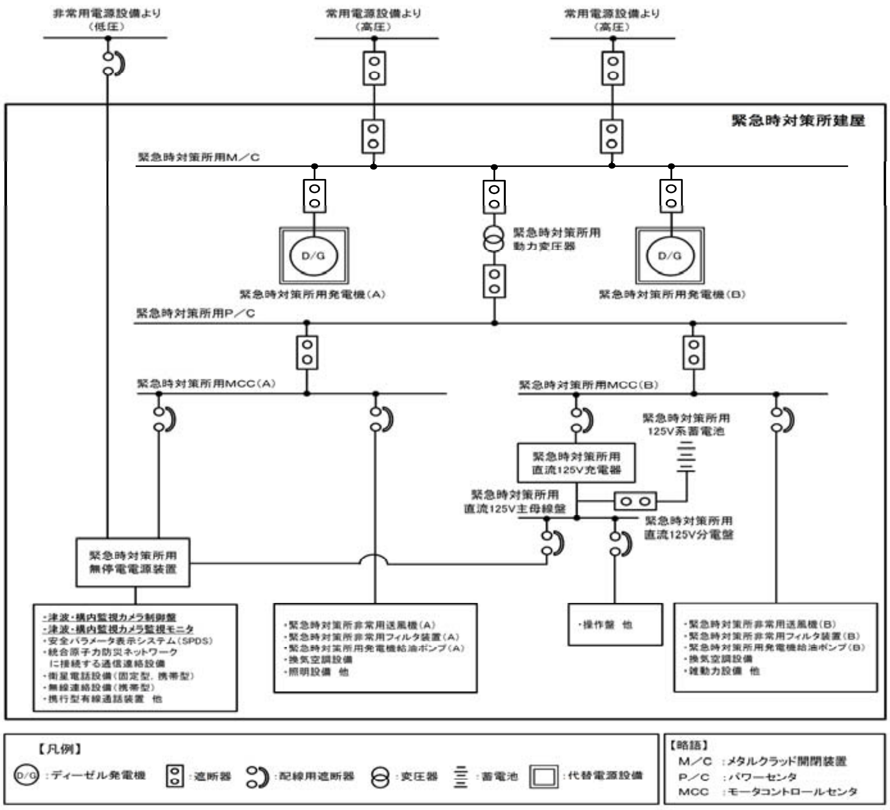


図 6.10.4-2　津波監視設備の概略電源系統図

図 6.10.4-3　津波監視設備の電路配線ルート