

## 2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋

### 2.6.1 基本設計

#### 2.6.1.1 設置の目的

既設1～4号機の原子炉建屋，タービン建屋（コントロール建屋及び，2，3号機海水配管トレンチ・立坑<sup>※1</sup>を含む），廃棄物処理建屋には，高レベル放射性汚染水（以下，「滞留水」という。）が滞留している。また，集中廃棄物処理建屋のうち，プロセス主建屋，雑固体廃棄物減容処理建屋（以下，「高温焼却炉建屋」という。）は，1～4号機のタービン建屋の滞留水を移送するための受け入れ先とするものであることから，各建屋の滞留水の状況を適切に監視し，放射性物質の建屋外への漏えいを防止するための機能を満足する設備とする。

※1：立坑とは，規模の大きな地中構造物のうち，比較的深い（10m程度）「縦の坑道」をいう。

#### 2.6.1.2 要求される機能

- (1) 建屋等に滞留する滞留水の状況を監視できる機能を有し，建屋等の外への漏えいを防止できる機能を有すること。
- (2) 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合にも，建屋等の外への漏えいを防止できるよう水位を管理できること。
- (3) 滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出を抑制・管理できる機能を有すること。
- (4) 建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能を有すること。

#### 2.6.1.3 設計方針

- (1) 建屋等の滞留水の状況を監視できる機能を有し，建屋等の外への漏えいを防止できる機能を有する設計とする。

具体的には，建屋等の滞留水の状況を監視できる機能として，水位計を設置する。また，各建屋からの滞留水の漏えいを防止するために，建屋に滞留する滞留水の水位が地下水の水位よりも低くなるように管理する必要があること，地下水の水位は，サブドレン水<sup>※2</sup>の水位により確認していることから，建屋近傍の適切なサブドレンに水位計を設置する。

※2：サブドレン水とは，建屋周辺の地下水をいう。

- (2) 汚染水処理設備の長期間の停止，豪雨等があった場合にも，建屋等の外への漏えいが

防止できるよう水位を管理する。

具体的には、汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を余裕のある水位に維持することにより管理する。また、プロセス主建屋、高温焼却炉建屋については、受け入れを停止すれば問題とならない。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

- (3) 滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出を抑制・管理できる機能を有する設計とする。

具体的には、滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、必要に応じて各建屋についてダストサンプリングを実施する。

- (4) 建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能を有する設計とする。

具体的には、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

- (5) 必要に応じて、貯留または滞留している滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理が適切に行える機能を有する設計とする。

具体的には、滞留水を建屋内に貯蔵した後に水素濃度測定を実施し水素の滞留のないことを確認する。また、念のため、必要に応じて換気口を設けるなど水素の滞留を抑制する。

- (6) 環境条件に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

海水による影響については、「Ⅲ. 3. 1. 3. 1. 2(5) 1～4号機原子炉建屋の点検について及び、同 添付資料-6 コメント回答③」に記載している。

- (7) 電源停止に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

全電源喪失による水位の遠隔監視機能が喪失の場合でも、これまでの実績から地下水の流入及び原子炉注水による水位の上昇は緩慢なものであり、水位のシミュレーションも可能である。また、交流電源を使用しない別の水位計により電源復旧までの間、手動での水位計測も可能である。以上のことから、漏えい防止の水位監視機能は喪失しないことから、安全上の問題は生じない。

- (8) 信頼性に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

建屋等の外への漏えいを防止できる機能については、多重性を持たないが、滞留水を貯留する機能については、1～4号機各建屋の滞留水をプロセス主建屋、高温焼却炉建屋に



移送することができ、更に、タービン建屋の復水器等にも移送が可能であり、それぞれ独立した設備であることから多重性、独立性を有している。

(9) 検査可能性に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

建屋そのものの構造・強度の健全性については、直接的には、水没部が高線量であり確認することは出来ないが、類似箇所からの類推評価や解析により健全性を評価することが可能である。

また、建屋の滞留水を貯留する能力については、滞留水の水位制御により担保されていることから、水位が規定の値に制御されていることにより能力が保たれていることを確認することが可能である。また、建屋周囲のサブドレン水の放射能濃度を計測することにより、漏えいがないことを確認でき、滞留水の地下水への漏えいのないことを確認可能である。

(10) 建屋等内に滞留する滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減にかかる方針は、次の通りとする。

滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減を図るためには、今後、地下水位を管理し地下水の流入を抑制し滞留水の水位を下げタービン建屋、原子炉建屋、廃棄物処理建屋内にある滞留水を処理する必要がある。このため、地下水バイパス、トレンチ止水等の方策を検討する。

#### 2.6.1.4 供用期間中に確認する項目

(1) 建屋等の外への滞留水の漏えいを防止できる機能を有すること

#### 2.6.1.5 主要な機器

(1) 設備概要

滞留水を貯留している建屋等は、集中廃棄物処理建屋のうち、滞留水を貯留するプロセス主建屋、高温焼却炉建屋と、滞留水が滞留する1～4号機の原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋で構成する。

各号機の建屋等について設計内容を目標ごとに以下に記載する。

(2) プロセス主建屋

プロセス主建屋に貯留する滞留水は、1号機、2号機、3号機及び4号機から滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で移送され、汚染水処理設備で処理されることにより水位調整を行う。移送については、移送元の1～4号機の水位や移送先となる集中廃棄物処理建屋の水位の状況を考慮し実施する。

プロセス主建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、水位計を設置し、建屋内水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 貫通部の止水

漏えいの経路となり得る当該建屋の系外への貫通部に適切な止水を実施する。

(b) 外壁、床面等の亀裂からの漏えい対策

亀裂等からの漏えい対策として、外壁、床面等の亀裂や浸潤などにひび割れ補修を実施する。

(c) 建屋に貯留する滞留水の水位管理

建屋に貯留する滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、建屋近傍の適切なサブドレンに水位計を設置する。

(d) コンクリート壁中における放射性物質の拡散について

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

(e) サイトバンカ建屋における滞留水の対応について

プロセス主建屋に隣接するサイトバンカ建屋においては、地下に滞留している水に放射能が検出されていることから、プロセス主建屋に貯留する滞留水が両建屋間を繋ぐ階段室を介し流入した可能性は否定できない。

このため、サイトバンカ建屋の滞留水は適宜プロセス主建屋へ移送する。

また、サイトバンカ建屋近傍のサブドレン水の水位及び放射能濃度を監視する。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、受け入れ元であるタービン建屋等の水位を余裕のある水位に維持する。このことから、プロセス主建屋への受け入れを停止すれば問題とならない。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、可能な限り地下開口部の閉塞を行う。また、必要に応じてプロセス主建屋についてもダストサンプリングを実施する。

なお、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として設置する局所排風機は、チャコールフィルタ、高性能粒子フィルタを通して排気するものとする。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水を建屋内に貯蔵した後に水素濃度測定を実施し、水素の滞留のないことを確認する。また念のため、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として、建屋上部より吸気して排気する局所排風機を設置する。

なお、滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞する部位については、可燃性ガスが滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(3) 高温焼却炉建屋

高温焼却炉建屋に貯留する滞留水は、1号機、2号機、3号機及び4号機から滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で移送することにより受け入れ、汚染水処理設備により処理することにより水位調整を行う。移送については、移送元の1～4号機の水位や移送先となる集中廃棄物処理建屋の水位の状況を考慮し実施する。

高温焼却炉建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、水位計を設置し、建屋内水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 貫通部の止水

漏えいの経路となり得る当該建屋の系外への貫通部に適切な止水工事を実施する。

(b) 外壁、床面等の亀裂からの漏えい対策

亀裂等からの漏えい対策として、外壁、床面等の亀裂や浸潤などにひび割れ補修を実施する。

(c) 建屋に貯留する滞留水の水位管理

建屋に貯留する滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理する。そのため、建屋近傍の適切なサブドレンに水位計を設置する。

(d) コンクリート壁中における放射性物質の拡散について

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

(e) 隣接する地下通路への滞留水の漏えい対応について

高温焼却炉建屋の滞留水は、隣接する地下通路に漏えいしていることが確認されたが地下通路部の水位の方が高いことから漏えいは抑制されていると考える。念のため、高温焼却炉建屋近傍のサブドレン水の水位及び放射能濃度を監視する。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、受け入れ元であるタービン建屋等の水位を余裕のある水位に維持する。このことから、高温焼却炉建屋への受け入れを停止すれば問題とならない。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、可能な限り地下開口部の閉塞を行う。また、必要に応じてプロセス主建屋についてもダストサンプリングを実施する。

なお、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として設置する局所排風機は、チャコールフィルタ、高性能粒子フィルタを通して排気するものとする。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの監視箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水を建屋内に貯蔵した後に水素濃度測定を実施し、水素の滞留のないことを確認する。また念のため、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として、建屋上部より吸気して排気する局所排風機を設置する。

なお、滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞する部位については、可燃性ガスが滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(4) 1号機

1号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、原子炉建屋から主に廃棄物処理建屋を通して2号機廃棄物処理建屋へ流出するとと

もに、タービン建屋にも流出する場合がありますと考えられる。これらの滞留水は、1号機原子炉建屋・タービン建屋から3号タービン建屋または集中廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）を通じて移送することにより水位調整を行う。また、1号機タービン建屋の滞留水については、水位状況に応じて1号機廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）を通じて2号機タービン建屋に移送する。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。1号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置した場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、1号機の滞留水が流入する2号機タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、原子炉建屋上部及び必要に応じてタービン建屋、廃棄物処理建屋についてダストサンプリングを実施する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(5) 2号機

2号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、各建屋間において水位状況に応じた滞留水の連動があり、2号機原子炉建屋・タービン建屋・廃棄物処理建屋から3号機タービン建屋または集中廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）を通じて移送することにより水位調整を行う。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。2号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

T. P. 2, 564mmに開口部を有する立坑については閉塞する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置する場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏

えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持し、滞留水が急激に増加した場合の海洋への放出リスクの高まる T.P. 2, 564mm までの余裕を確保する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、原子炉建屋上部及び必要に応じてタービン建屋、廃棄物処理建屋についてもダストサンプリングを実施する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(6) 3号機

3号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、3/4号機の各建屋間において水位状況に応じた滞留水の連動がある。また、1号機および2号機から滞留水移送装置で移送された滞留水が流入する。これらの滞留水は3号機原子炉建屋・タービン建屋・廃棄物処理建屋から4号機タービン建屋、集中廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で移送することにより水位調整を行う。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。3号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するた

め、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

T. P. 2, 564mmに開口部を有する立坑については閉塞する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置する場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持し、滞留水が急激に増加した場合の海洋への放出リスクの高まる T. P. 2, 564mm までの余裕を確保する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、原子炉建屋上部及び必要に応じてタービン建屋、廃棄物処理建屋についてもダストサンプリングを実施する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。



(7) 4号機

4号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、3/4号機の各建屋間において水位状況に応じた滞留水の連動があり、3号機タービン建屋または4号機原子炉建屋・タービン建屋・廃棄物処理建屋から滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で集中廃棄物処理建屋へ移送することにより水位調整を行う。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。4号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

T. P. 2, 564mmに開口部を有する立坑については閉塞する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置する場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため拡散評価を実施する。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持し、滞留水が急激に増加した場合の海洋への放出リスクの高まる T. P. 2, 564mm までの余裕を確保する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、必要に応じて原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋についてもダストサンプリングを実施

する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P. から T.P. への読替値(-727mm)を用いて、下記に基づき換算している。 <換算式> T.P. = 旧 O.P. -1,436mm
--

水位は、「2.35 サブドレン他水処理施設 添付-11 別紙-7 サブドレン及び建屋滞留水水位への測量結果の反映について」に基づき、計測する。

#### 2.6.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

津波対策は、「Ⅲ.3.1.3.2 津波への対応」に記載している。

(2) 豪雨・台風

豪雨・台風対策は、「Ⅲ.3.1.4.1 台風・豪雨について」に記載している。

(3) 竜巻

竜巻対策は、「Ⅲ.3.1.4.2 竜巻について」に記載している。

(4) 火災

建屋内の各設備においては、設備毎に必要な火災対策を実施している。また、滞留水を貯留・滞留している建屋地下エリアは、火気作業が無いため火災が発生するリスクが低く、仮に火災が発生したとしても、滞留水の貯留機能に影響はないことから、追加の火災対策は不要である。

## 2.6.1.7 構造強度及び耐震性

### (1) プロセス主建屋

#### a. 東北地方太平洋沖地震後の地震応答解析，点検による確認

プロセス主建屋は耐震Bクラスであり，今回の東北地方太平洋沖地震及びその余震を経験したものの，弾性範囲の挙動を示したものと考えられるが，構造物としての健全性が維持されていることについて，地震応答解析，点検により確認を行う。

#### b. 地下階への貯水後における耐震安全性評価

大量（満水）の滞留水を貯蔵する荷重条件に対し，参考に基準地震動 $S_s$ に対して，構造強度を満足することを確認する。

### (2) 高温焼却炉建屋

#### a. 東北地方太平洋沖地震後の地震応答解析，点検による確認

高温焼却炉建屋は耐震Bクラスであり，今回の東北地方太平洋沖地震及びその余震を経験したものの，弾性範囲の挙動を示したものと考えられるが，構造物としての健全性が維持されていることについて，地震応答解析，点検により確認を行う。

#### b. 地下階への貯水後における耐震安全性評価

大量（満水）の滞留水を貯蔵する荷重条件に対し，参考に基準地震動 $S_s$ に対して，構造強度を満足することを確認する。

### (3) 1～4号機

#### a. 東北地方太平洋沖地震後の地震応答解析

原子炉建屋は耐震Sクラス，タービン建屋，廃棄物処理建屋は耐震Bクラスであり，今回の東北地方太平洋沖地震及びその余震を経験したものの，弾性範囲の挙動を示したものと考えられるが，原子炉建屋とタービン建屋は構造物としての健全性が維持されていることについて，地震応答解析により確認を行う。

#### b. 地下階への貯水後における耐震安全性評価

大量（満水）の滞留水を貯蔵する荷重条件に対し，原子炉建屋について，基準地震動 $S_s$ に対して，構造強度を満足することを確認する。

また，参考に，タービン建屋，廃棄物処理建屋について，基準地震動 $S_s$ に対して，構造強度を満足することを確認する。

## 2.6.2 添付資料

### 添付資料－1 系統概略図

- 添付資料－ 2 構造強度及び耐震性
- 添付資料－ 3 地下水バイパスによる地下水流入量の低減
- 添付資料－ 4 プロセス主建屋の貫通部の止水措置
- 添付資料－ 5 プロセス主建屋の健全性 ひび割れ等の漏えい対策
- 添付資料－ 6 プロセス主建屋の建屋外への放射性物質移行量の評価
- 添付資料－ 7 高温焼却炉建屋の貫通部の止水措置
- 添付資料－ 8 高温焼却炉建屋の健全性 ひび割れ等の漏えい対策
- 添付資料－ 9 高温焼却炉建屋の建屋外への放射性物質移行量の評価
- 添付資料－ 1 0 1～4号機の各建屋外への放射性物質移行量の評価
- 添付資料－ 1 1 建屋等内に滞留する滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減にかか  
る方針
- 添付資料－ 1 2 汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策
- 添付資料－ 1 3 汚染された地下水の港湾への流出抑制策等について
- 添付資料－ 1 4 陸側遮水壁設置による地下水流入量の低減
- 添付資料－ 1 5 陸側遮水壁の閉合について
- 添付資料－ 1 6 陸側遮水壁（山側ライン）の試験凍結の実施

系統概略図

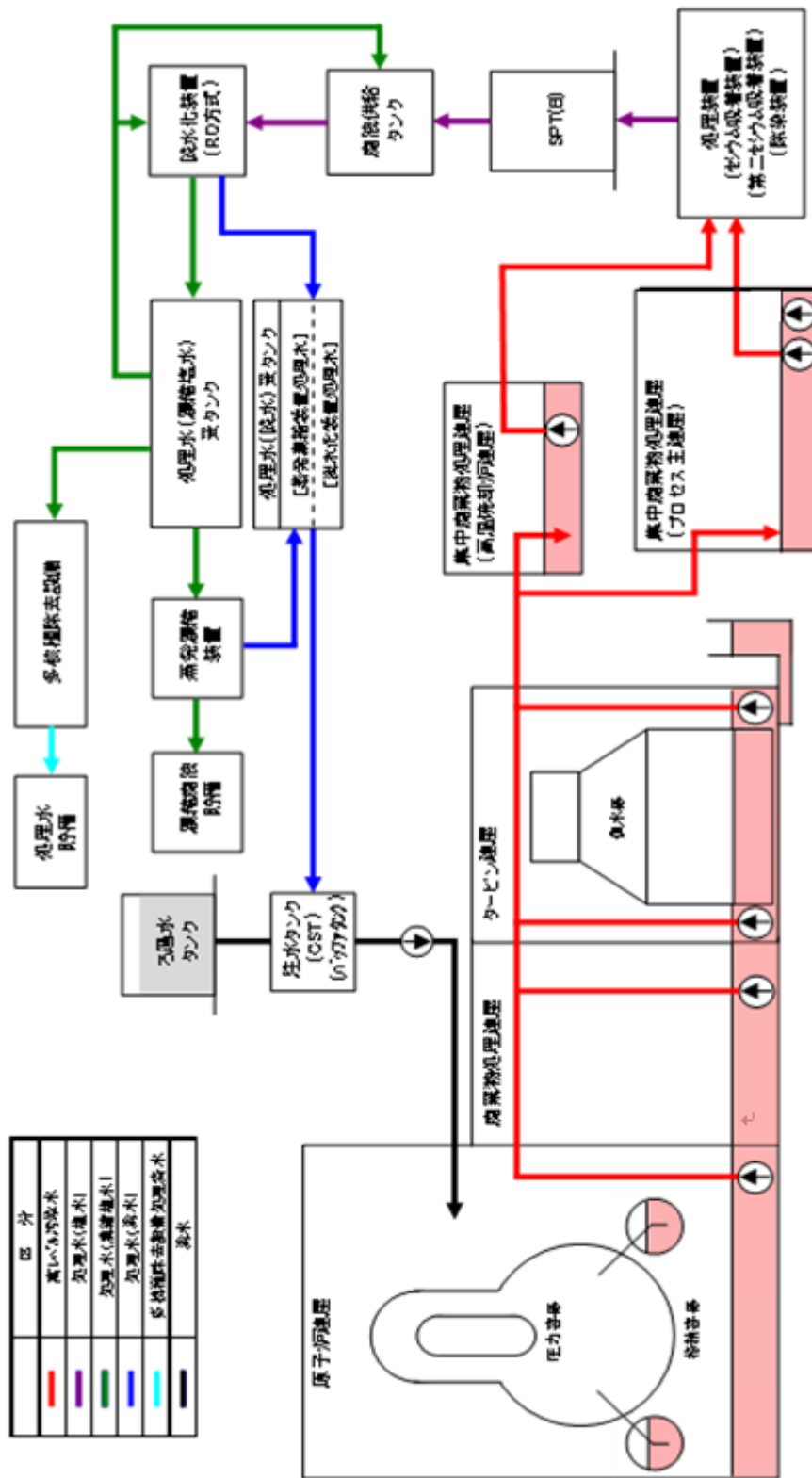


図1 滞留水移送概念図

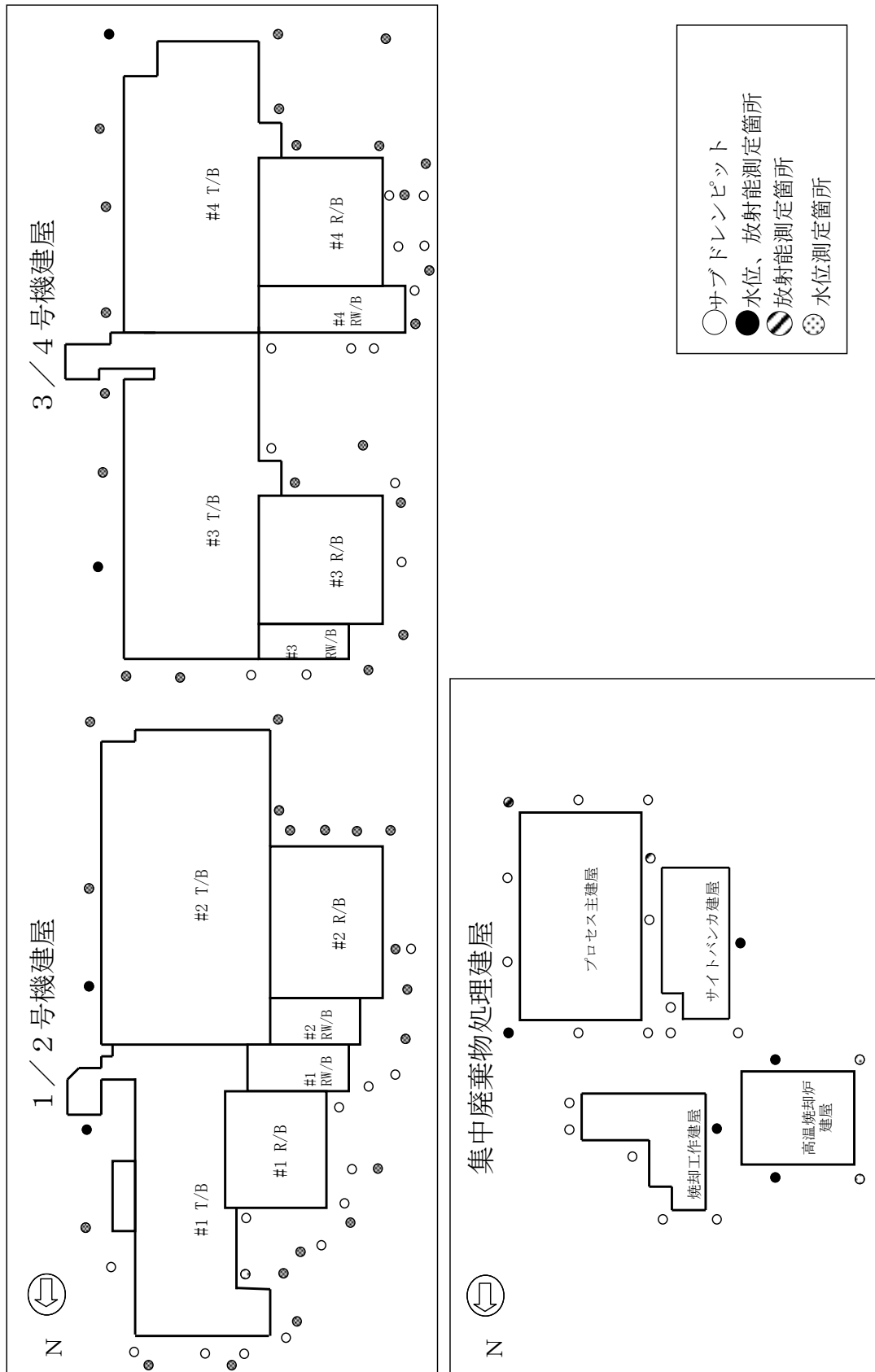


図2 サブドレンピット概略配置図

- : 制御水位計設置位置
- : 監視水位計設置位置<sup>※</sup>
- : 個別水位管理箇所

※局所的な水の滞留が確認された場合は、  
個別の水位管理を実施  
(「Ⅲ. 3. 1. 7」参照)

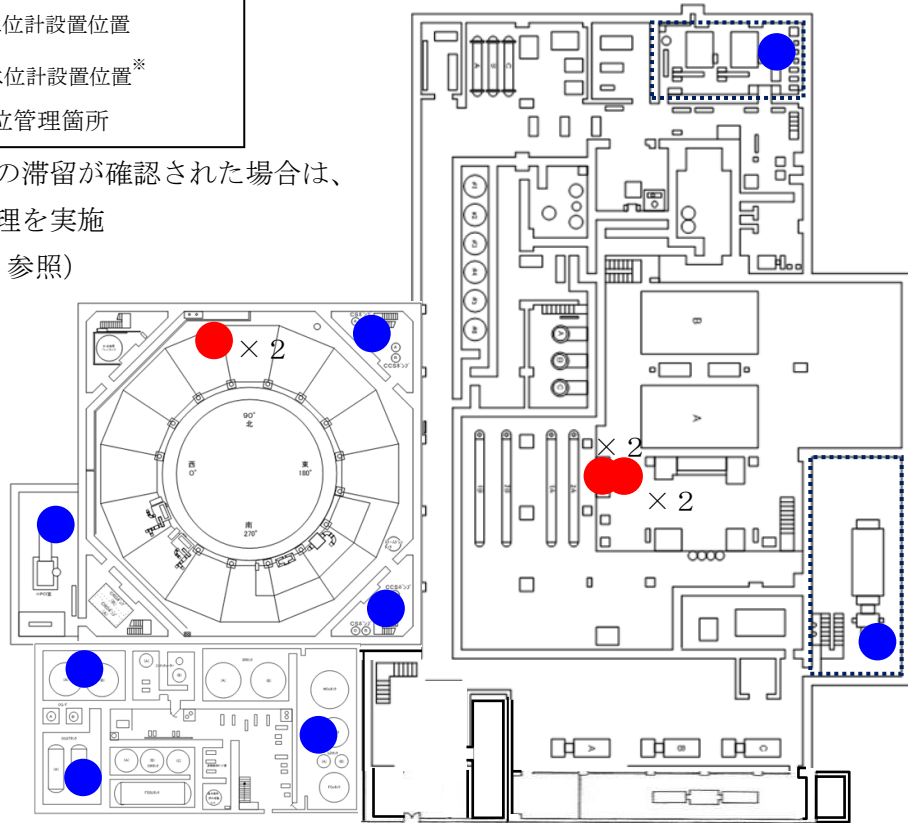


図3 1号機水位計設置位置図

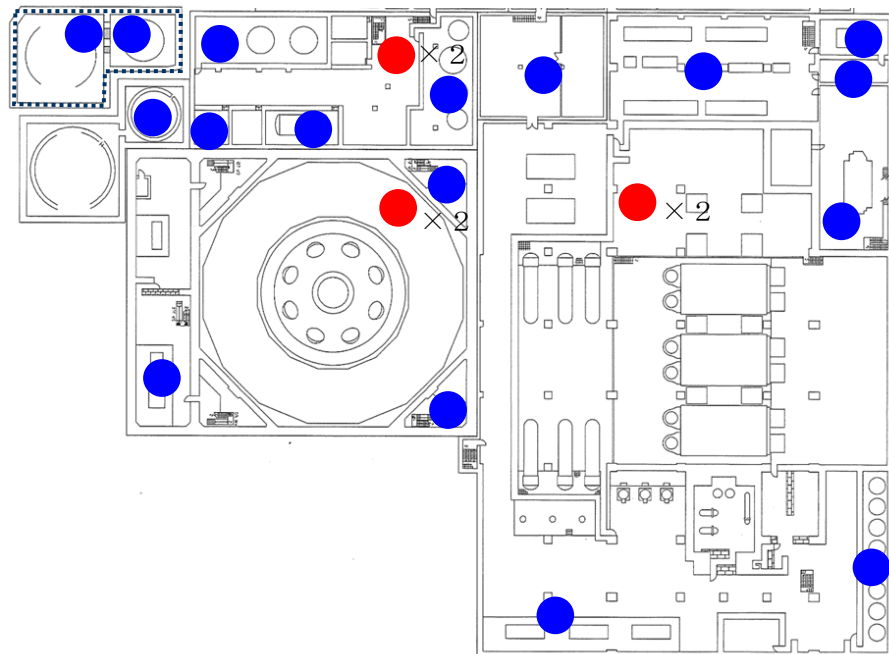
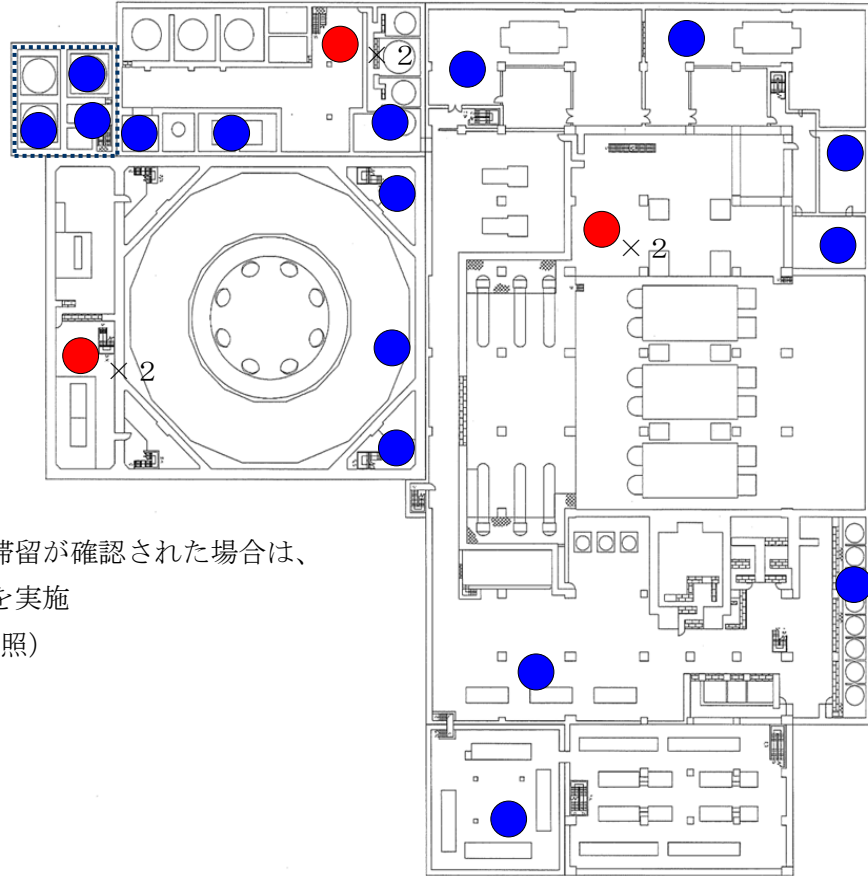
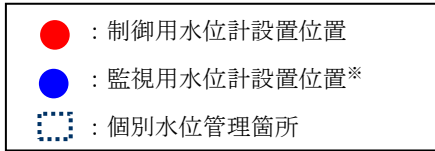


図4 2号機水位計設置位置図



※局所的な水の滞留が確認された場合は、  
個別の水位管理を実施  
(「Ⅲ.3.1.7」参照)

図5 3号機水位計設置位置図

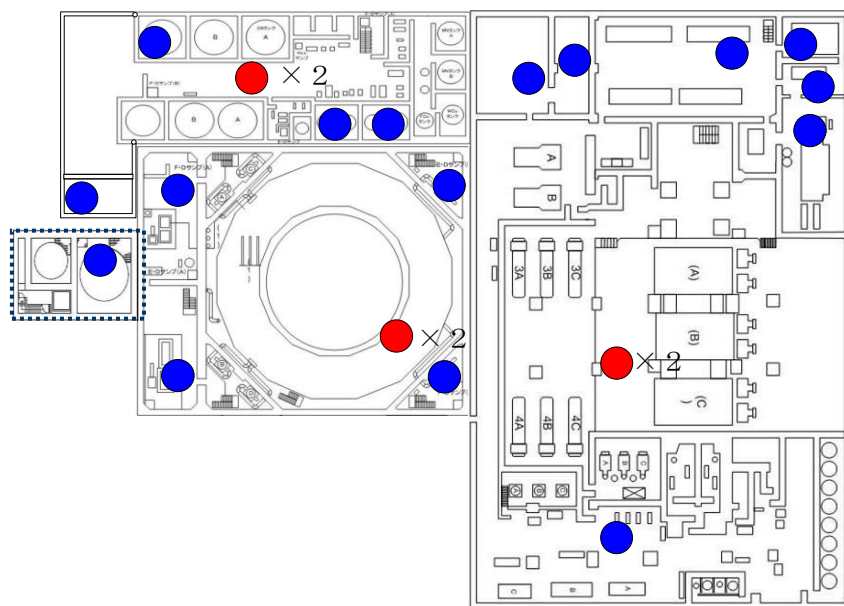


図6 4号機水位計設置位置図



構造強度及び耐震性  
(地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全性評価)

1 はじめに

地下に滞留水を貯留する1～4号機原子炉建屋，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋及び1～4号機コントロール建屋について，地下階に滞留水があることを考慮し，基準地震動 $S_s$ に対し，地下外壁が崩壊しないことを確認する。なお，判定は地下階の耐震壁が終局限界に至らないことを確認する。

1～4号機原子炉建屋について，基準地震動 $S_s$ に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁の耐震安全性を評価する。(4号機原子炉建屋については，Ⅲ.3.1.3 添付資料3を参照)

また，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋及び1～4号機コントロール建屋について，それぞれ代表号機を選定した上で，基準地震動 $S_s$ に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁の耐震安全性を評価する。なお，代表号機以外については，代表号機の耐震安全性評価結果を踏まえ，建屋の類似性等を考慮して，耐震安全性を評価する。ここで，代表号機は滞留水の容量が最大の号機とする。

## 2 原子炉建屋

### 2.1 1号機原子炉建屋

#### 2.1.1 解析評価方針

1号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

解析モデルは、地下1階から地上5階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認することとする。

1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図2.1.1-1に示す。

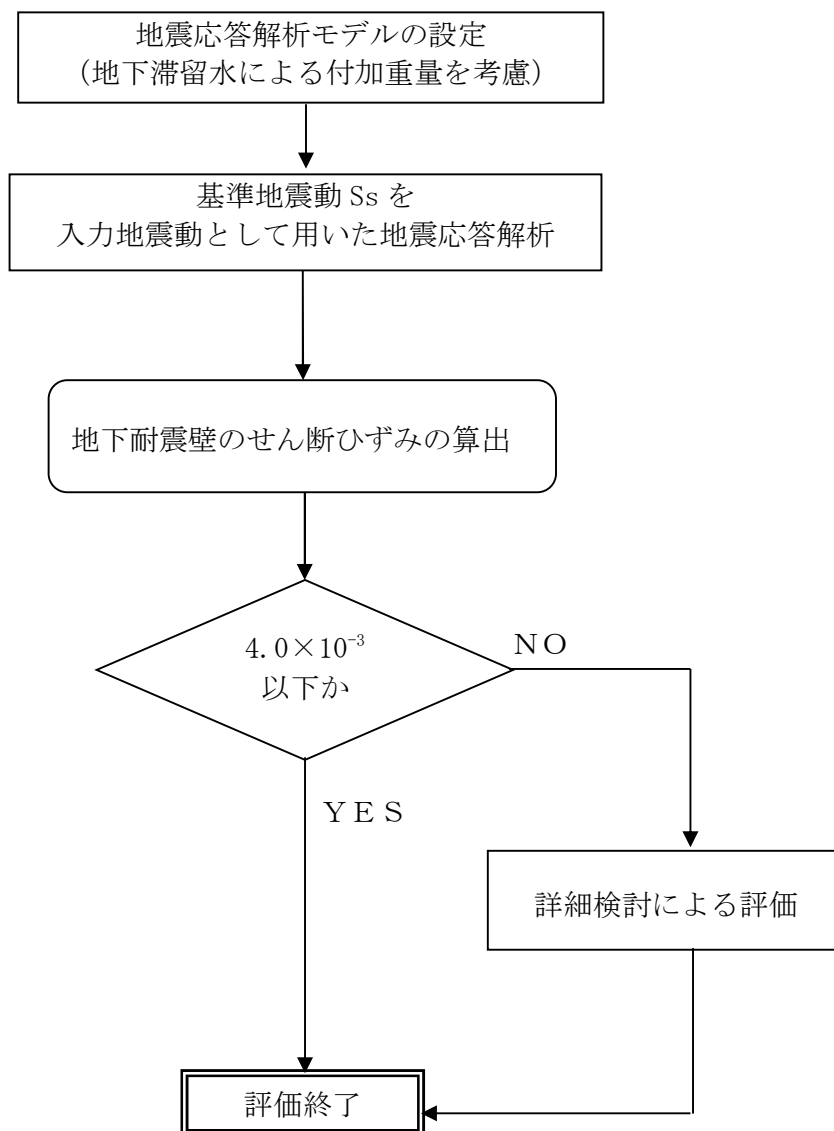


図 2.1.1-1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

## 2.1.2 1号機原子炉建屋の水位及び地下滞留水量

1号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 2.1.2-1 に示す。

表 2.1.2-1 1号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1号機
水位	G. L. -3, 000
貯水量	5, 600m <sup>3</sup>

### 2.1.3 解析に用いる入力地震動

1号機原子炉建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図2.1.3-1に示す。この1号機原子炉建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動  $S_s$  の加速度波形について、図2.1.3-2に示す。

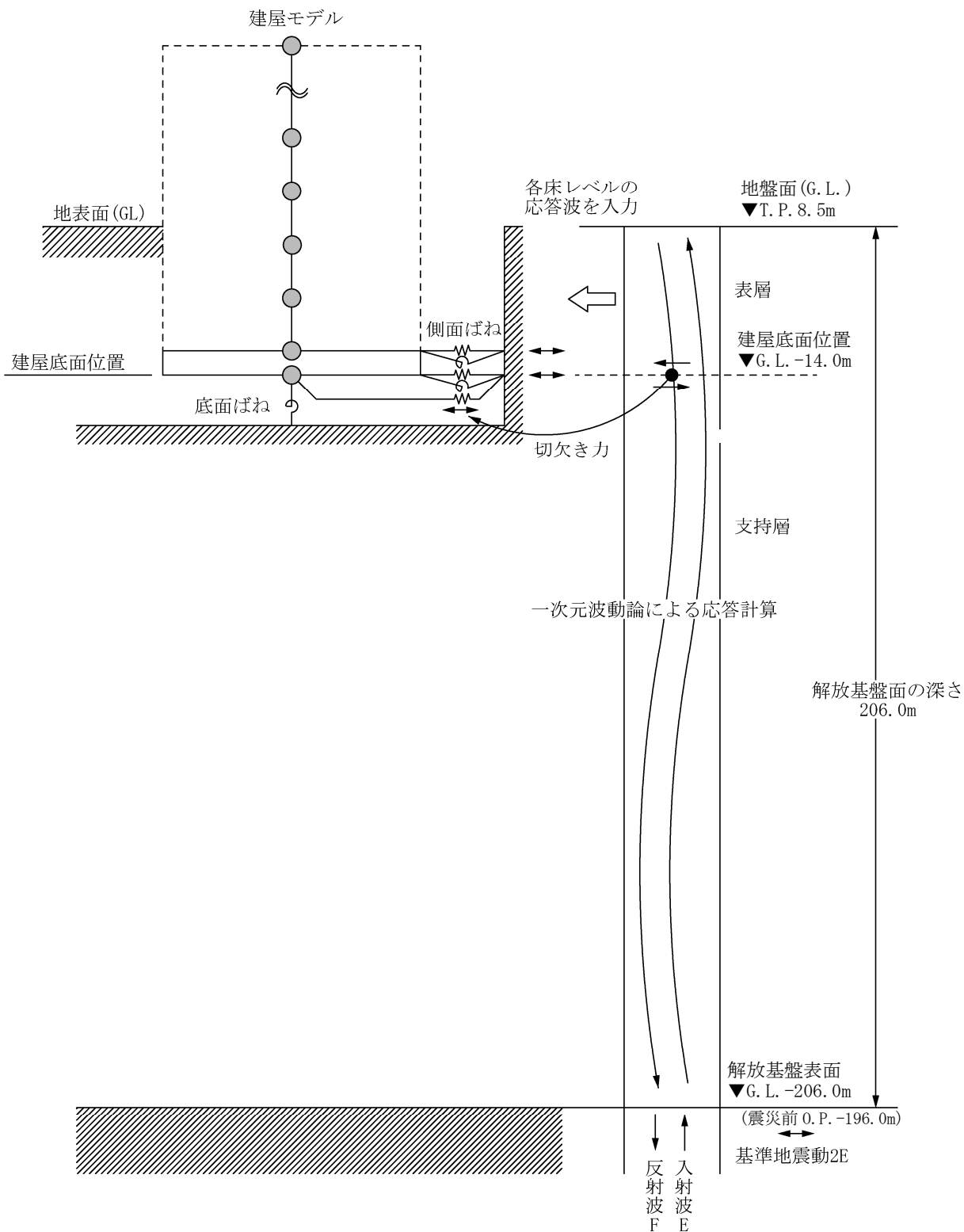


図 2. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P. から T.P. への読替値(-727mm)を用いて、下記に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. -1, 436mm

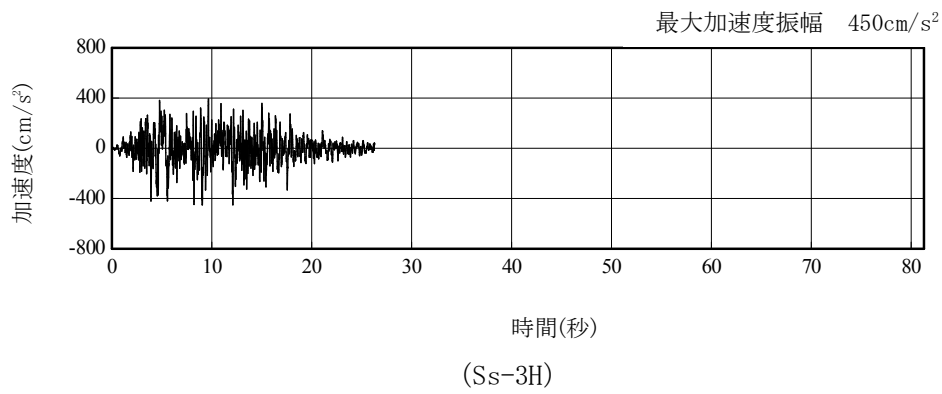
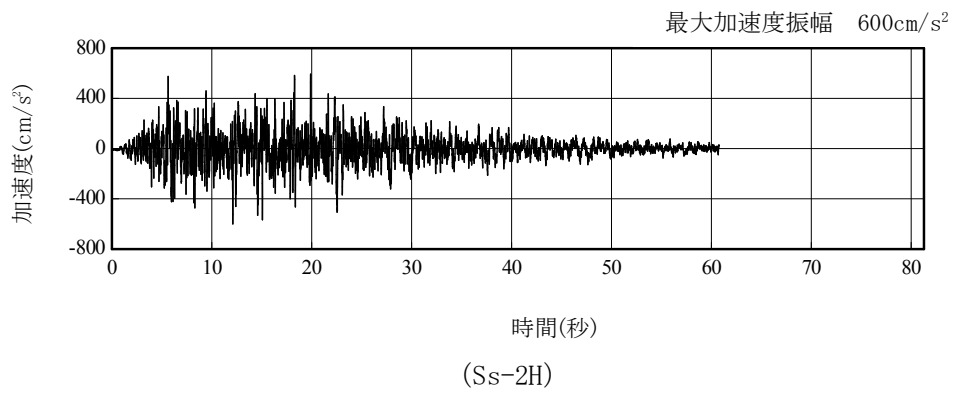
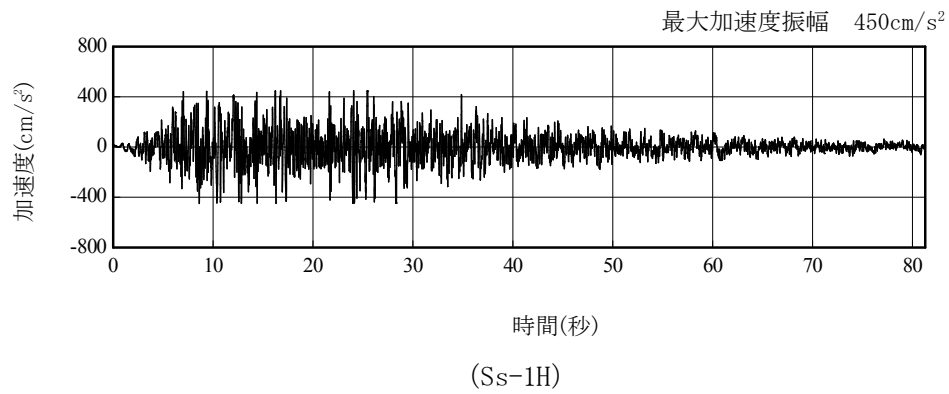


図 2.1.3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

#### 2.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動  $S_s$  に対する 1 号機原子炉建屋の地震応答解析は、「2.1.3 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 2.1.4-1 及び図 2.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 2.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 2.1.4-2 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表 2.1.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋込部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平及び回転ばねを「JEAG4601-1991」により NOVAK ばねに基づいて近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 2.1.4-3 に示すようにばね定数 ( $K_c$ ) として実部の静的な値を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。



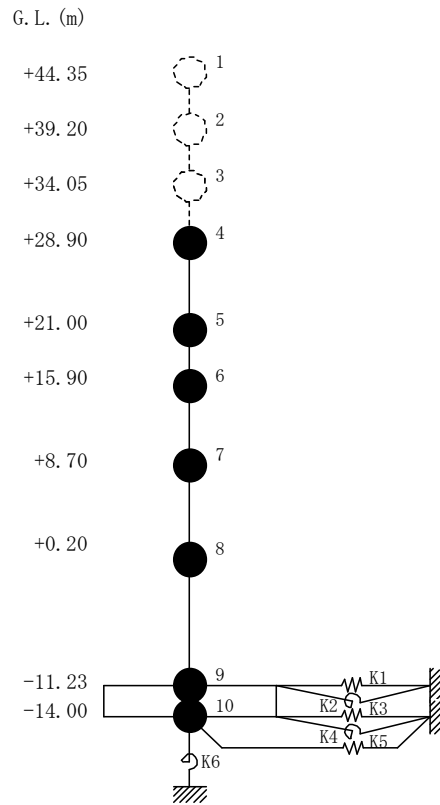


図 2.1.4-1 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

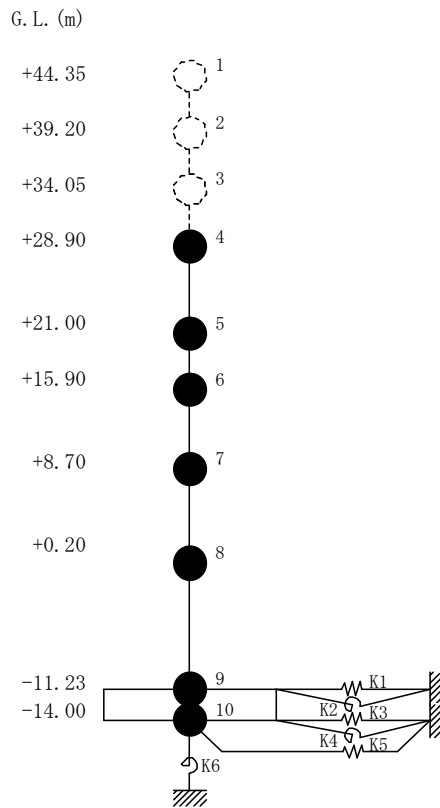


図 2.1.4-2 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

表 2.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*2 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数*2 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	35.0	2.57×10 <sup>4</sup>	1.07×10 <sup>4</sup>	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

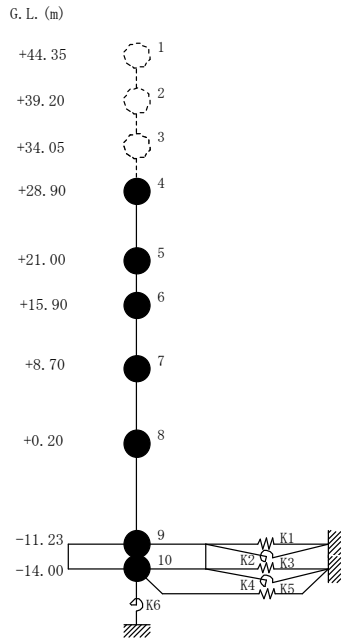
\*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

\*2：実強度に基づく値を示す。

\*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 2.1.4-2 建屋解析モデルの諸元

NS 方向

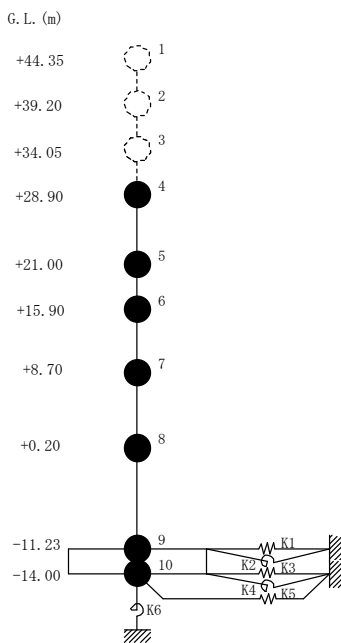


質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	84.43	—	—
5	67,910	97.77	135.0	16,012
6	77,220	111.11	160.8	21,727
7	88,440 [1,240]	127.32 [1.79]	132.8	24,274
8	162,800 (16,780)	234.31 (24.15)	155.6	36,481
9	185,210 (38,140)	266.64 (54.91)	294.0	52,858
10	62,400	89.83	1,914.3	275,530
合計	702,670			

注 ( )内は滞留水による付加分を示す。  
[ ]内はカバリング工事による付加分を示す。

ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 41.56m (NS 方向)  $\times$  43.56m (EW 方向)

EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	48.34	—	—
5	67,910	55.90	102.7	9,702
6	77,220	63.55	163.9	13,576
7	88,440 [1,240]	127.32 [1.79]	131.6	14,559
8	162,800 (16,780)	234.31 (24.15)	197.8	36,427
9	185,210 (38,140)	327.39 (67.42)	294.0	52,858
10	62,400	110.32	1,914.3	338,428
合計	702,670			

注 ( )内は滞留水による付加分を示す。  
[ ]内はカバリング工事による付加分を示す。

ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 41.56m (NS 方向)  $\times$  43.56m (EW 方向)

表 2.1.4-3 (1) 地盤定数

(Ss-1)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 2.1.4-3 (2) 地盤定数

(Ss-2)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 2.1.4-3 (3) 地盤定数

(Ss-3)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩  (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

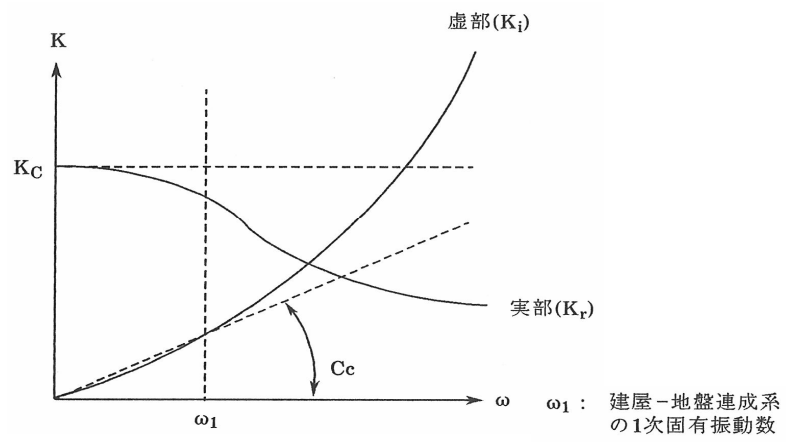


図 2.1.4-3 地盤ばねの近似

### 2.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向の最大応答加速度を，滞留水を未考慮<sup>\*注</sup>の場合と比較して，図 2.1.5-1～図 2.1.5-6 に示す。

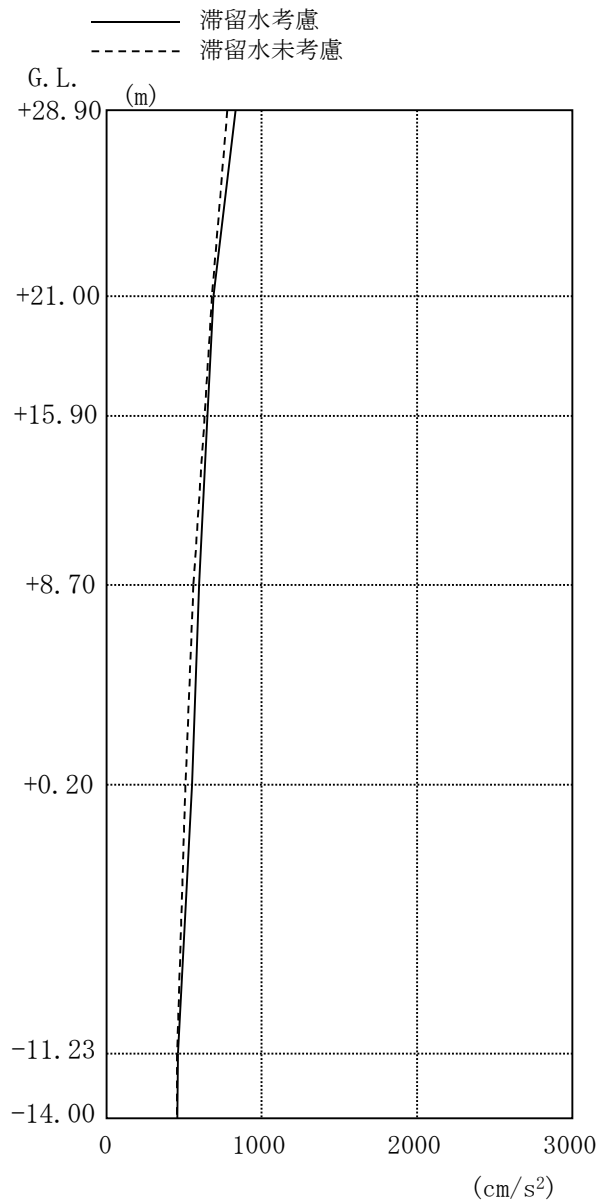


図 2.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

\*注：滞留水考慮：本検討における結果であり，滞留水の重量の他，原子炉建屋カバーの重量を考慮したもの。

滞留水未考慮：損傷前の「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書 (改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)の結果。

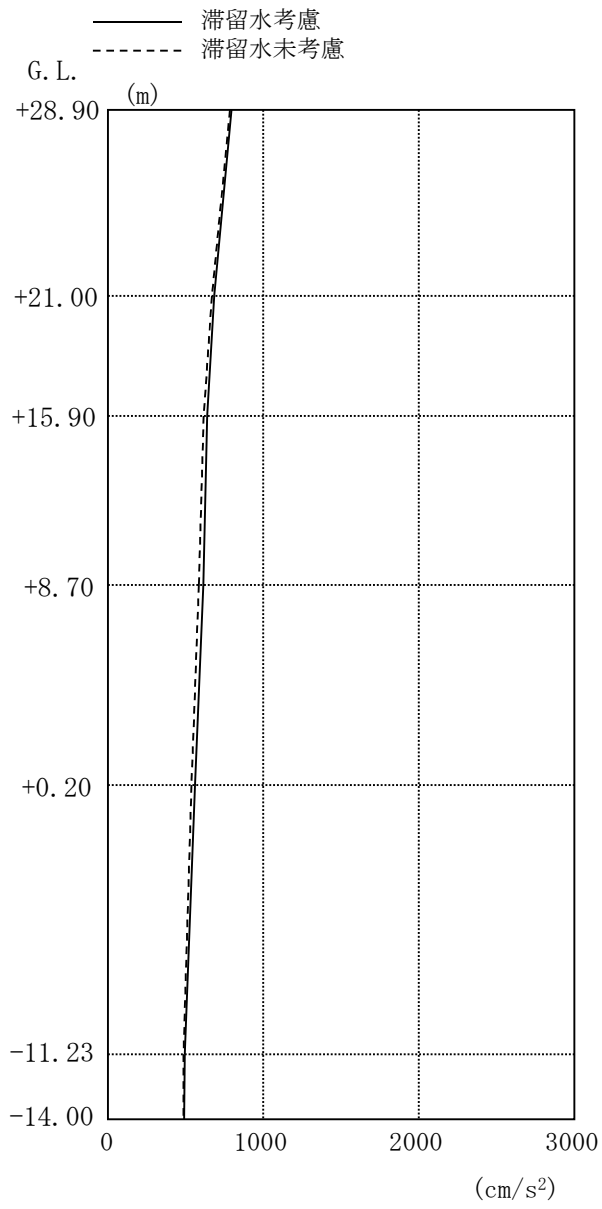


图 2. 1. 5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)



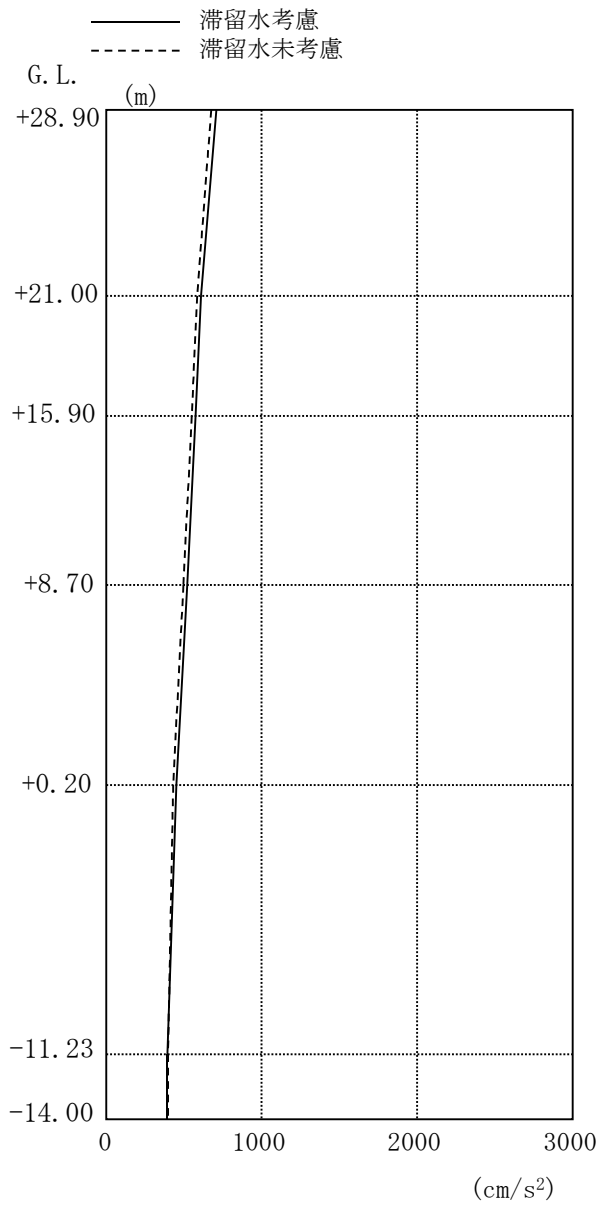


图 2.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

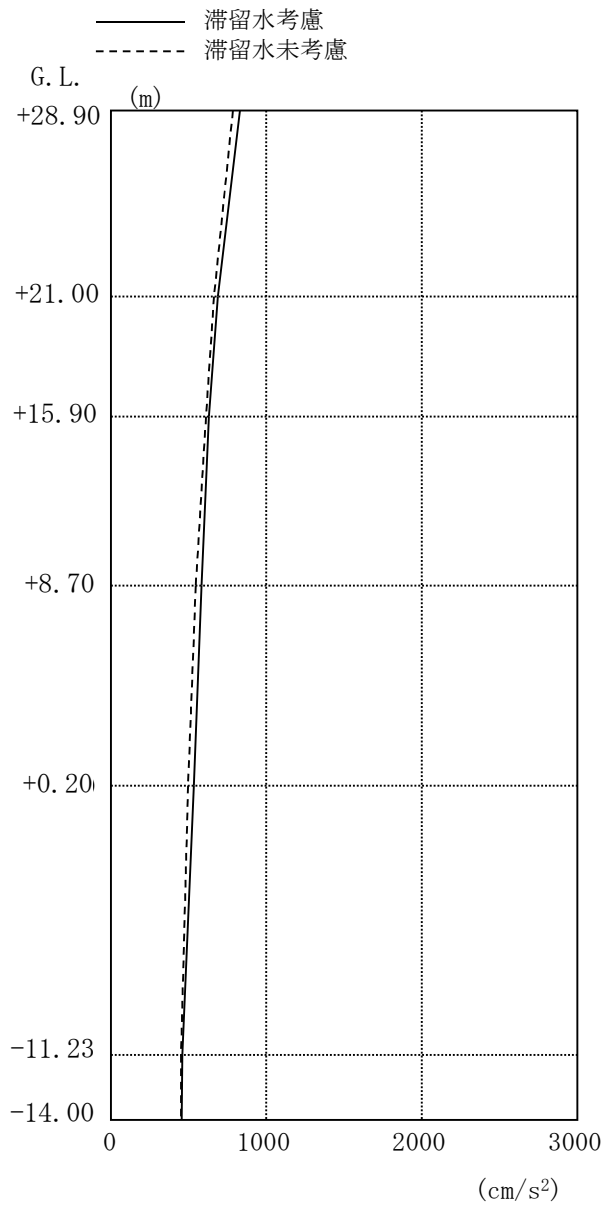


图 2.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

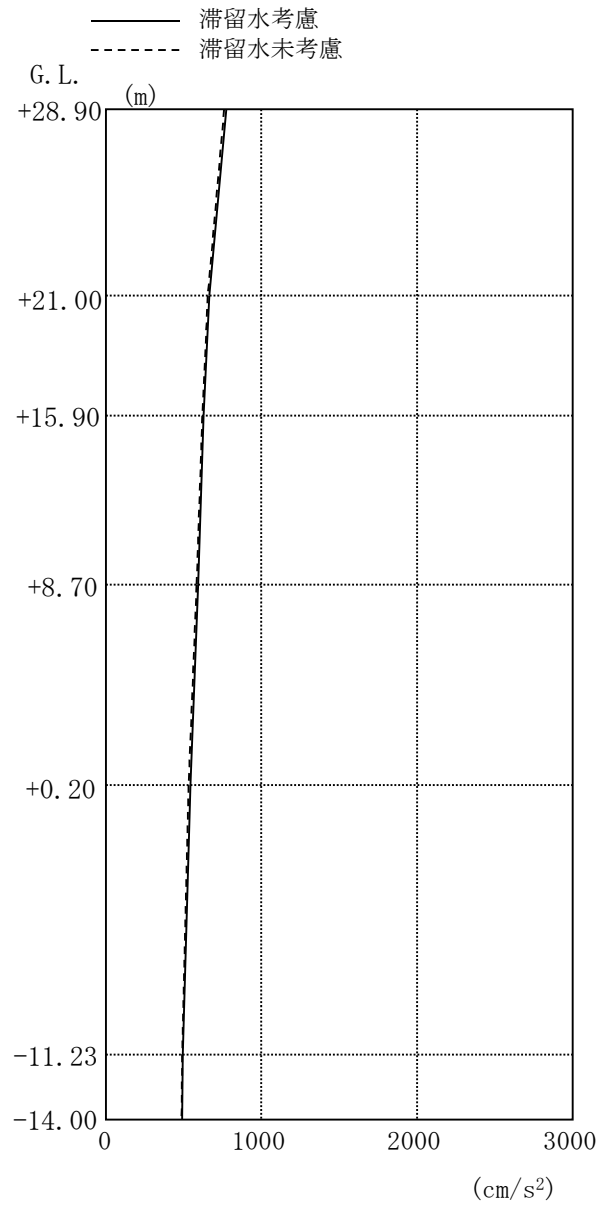


图 2. 1. 5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

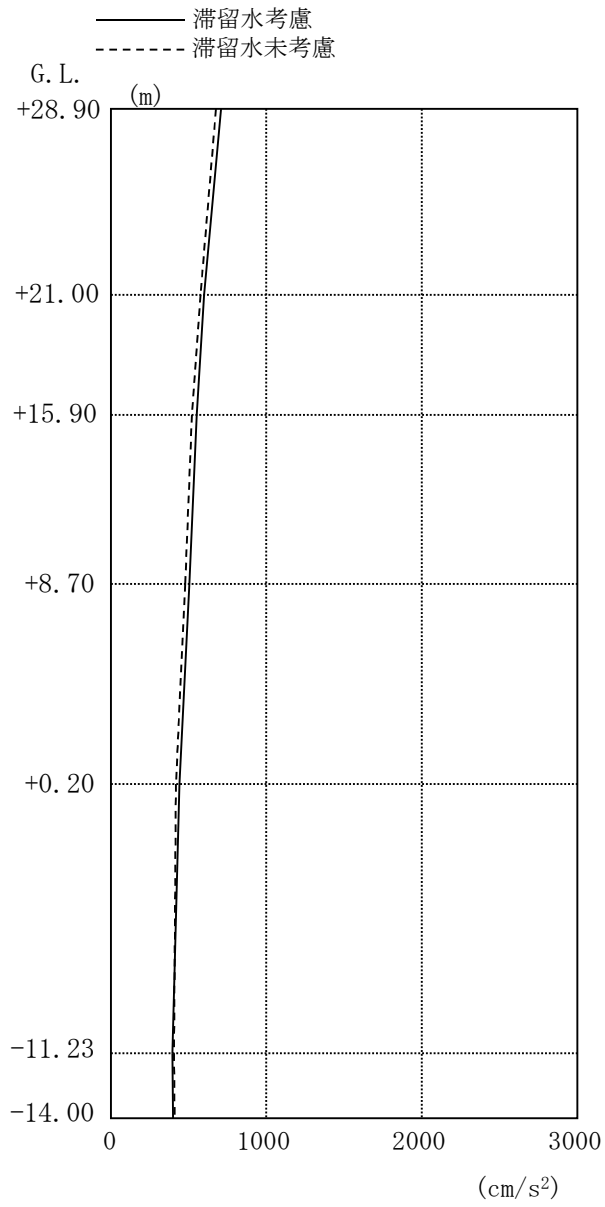


图 2.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

## 2.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 2.1.6-1 及び表 2.1.6-2 に示す。また、図 2.1.6-1 及び図 2.1.6-2 に基準地震動 Ss に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で  $0.09 \times 10^{-3}$  であり、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分余裕がある。なお、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、1号機原子炉建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 2.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

(単位:  $\times 10^{-3}$ )

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-11.23	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	

表 2.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位:  $\times 10^{-3}$ )

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-11.23	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	

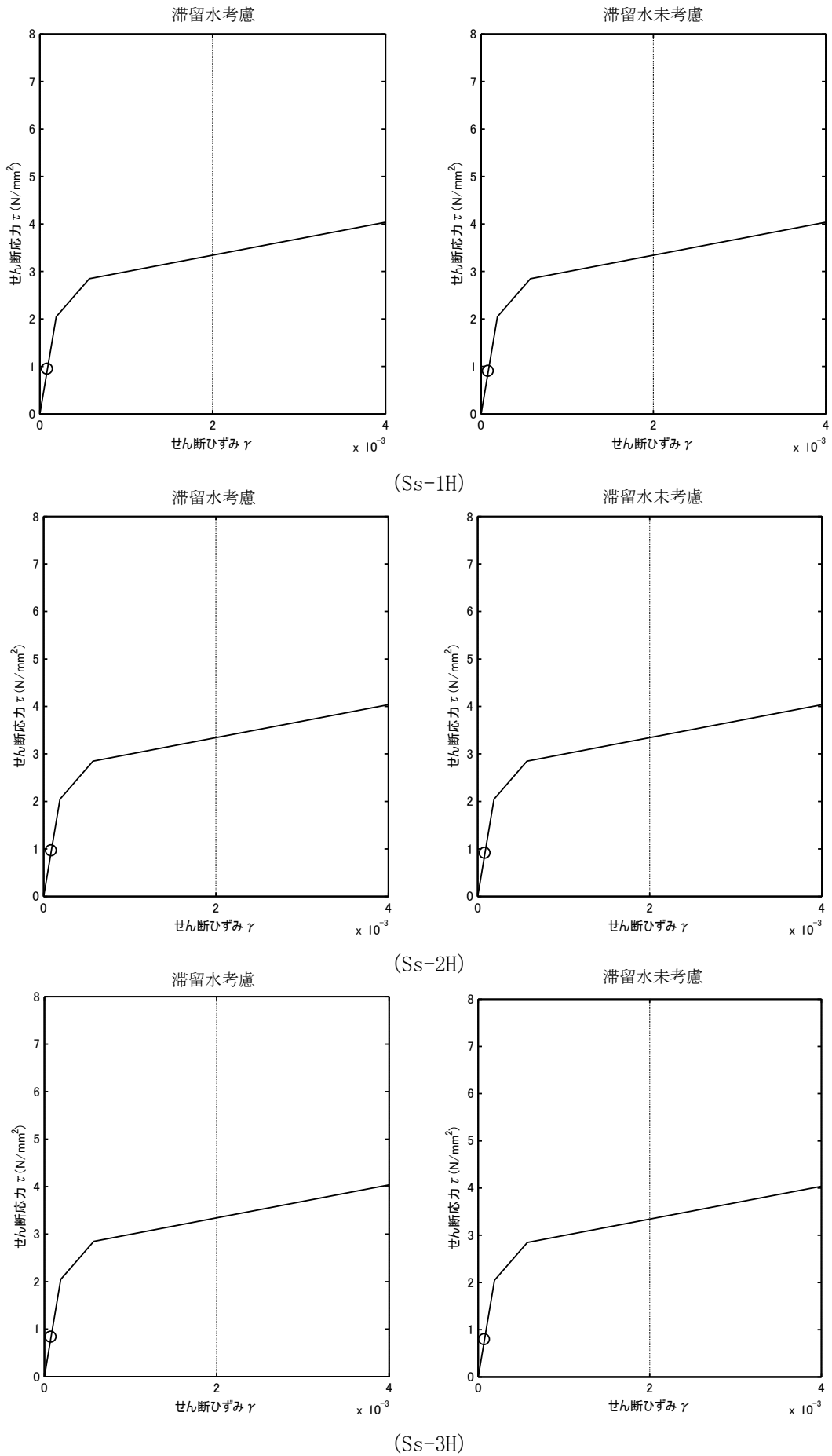
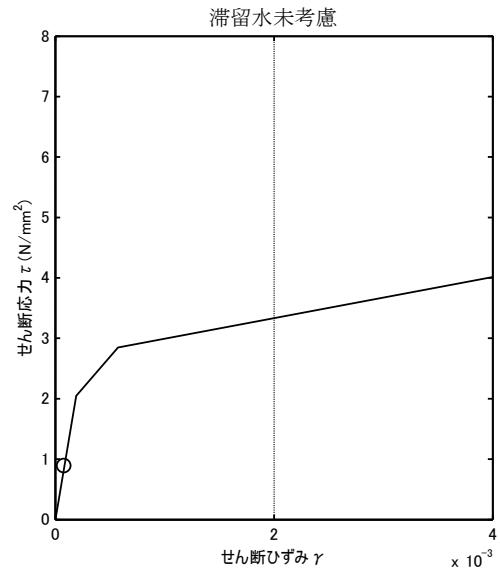
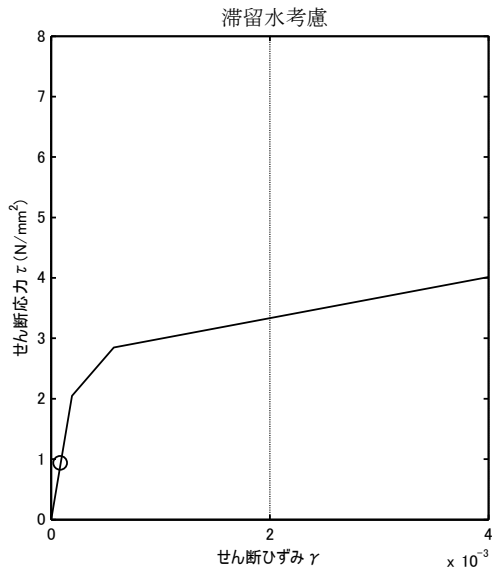
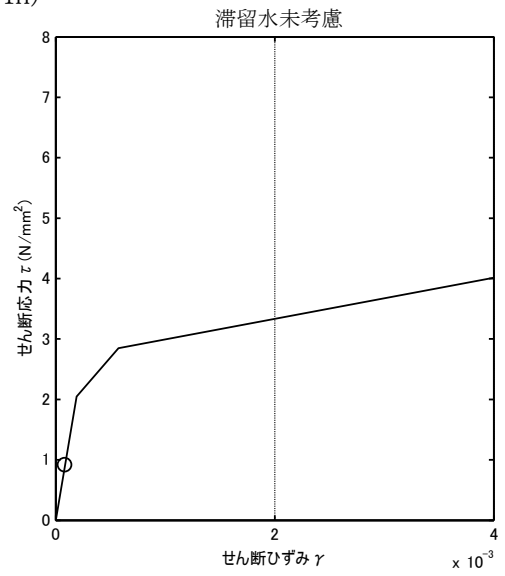
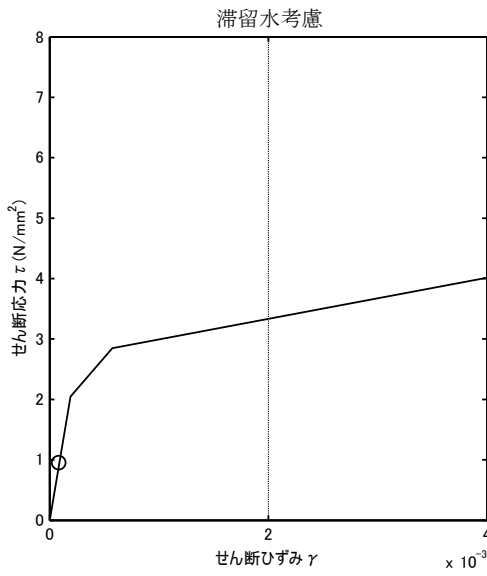


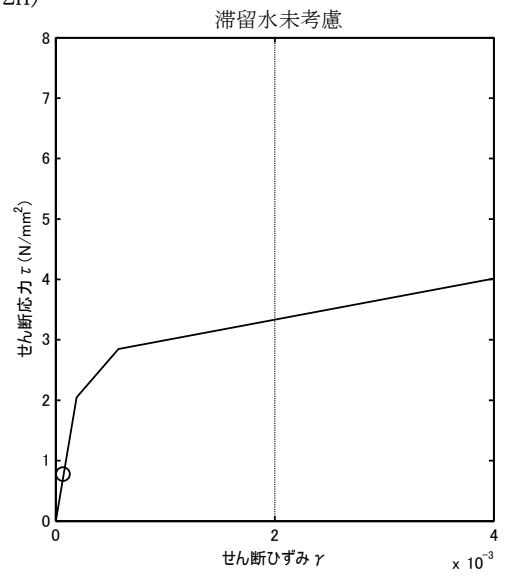
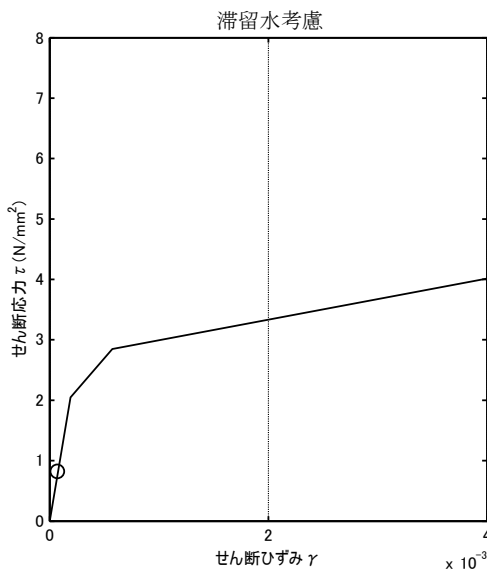
図 2.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

## 2.2 2号機原子炉建屋

### 2.2.1 解析評価方針

2号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

解析モデルは、地下1階から地上5階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認することとする。

2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図 2.2.1-1 に示す。



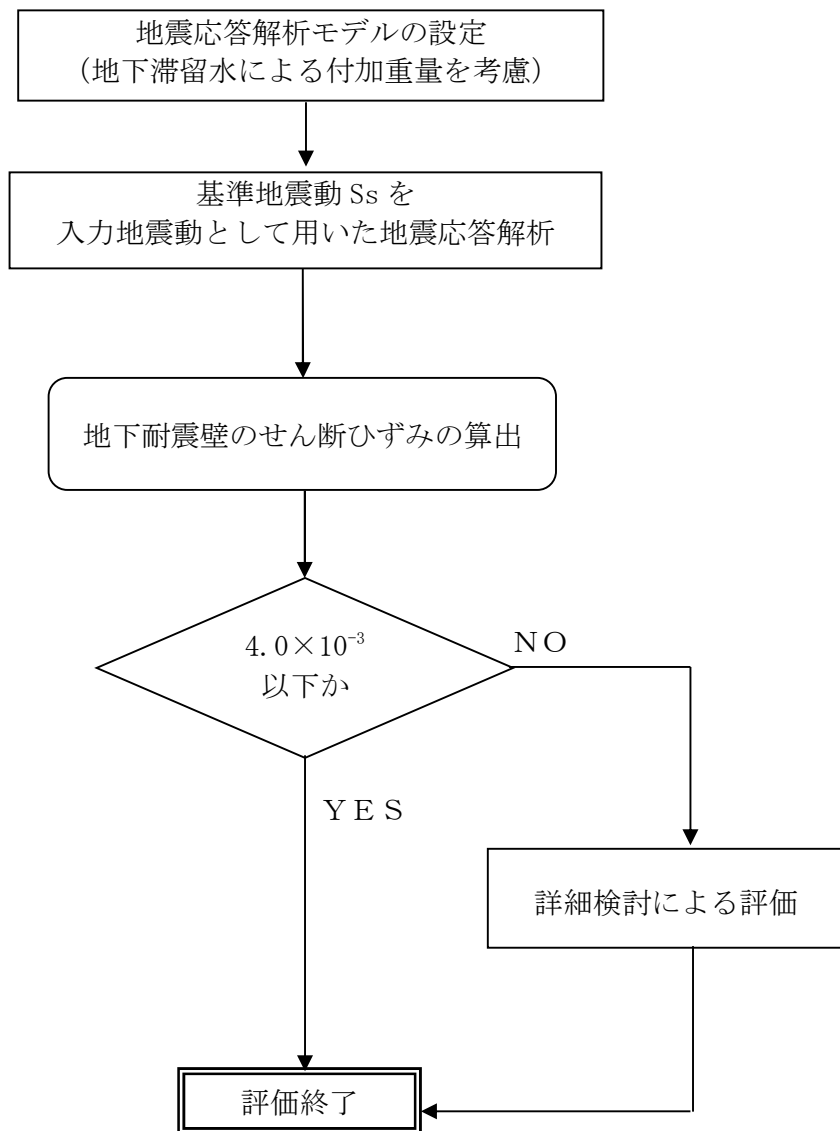


図 2.2.1-1 2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

## 2.2.2 2号機原子炉建屋の水位及び地下滞留水量

2号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 2.2.2-1 に示す。

表 2.2.2-1 2号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	2号機
水位	G. L. -6, 000
貯水量	6, 500m <sup>3</sup>

### 2.2.3 解析に用いる入力地震動

2号機原子炉建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.2.3-1 に示す。この2号機原子炉建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動  $S_s$  の加速度波形について、図 2.2.3-2 に示す。

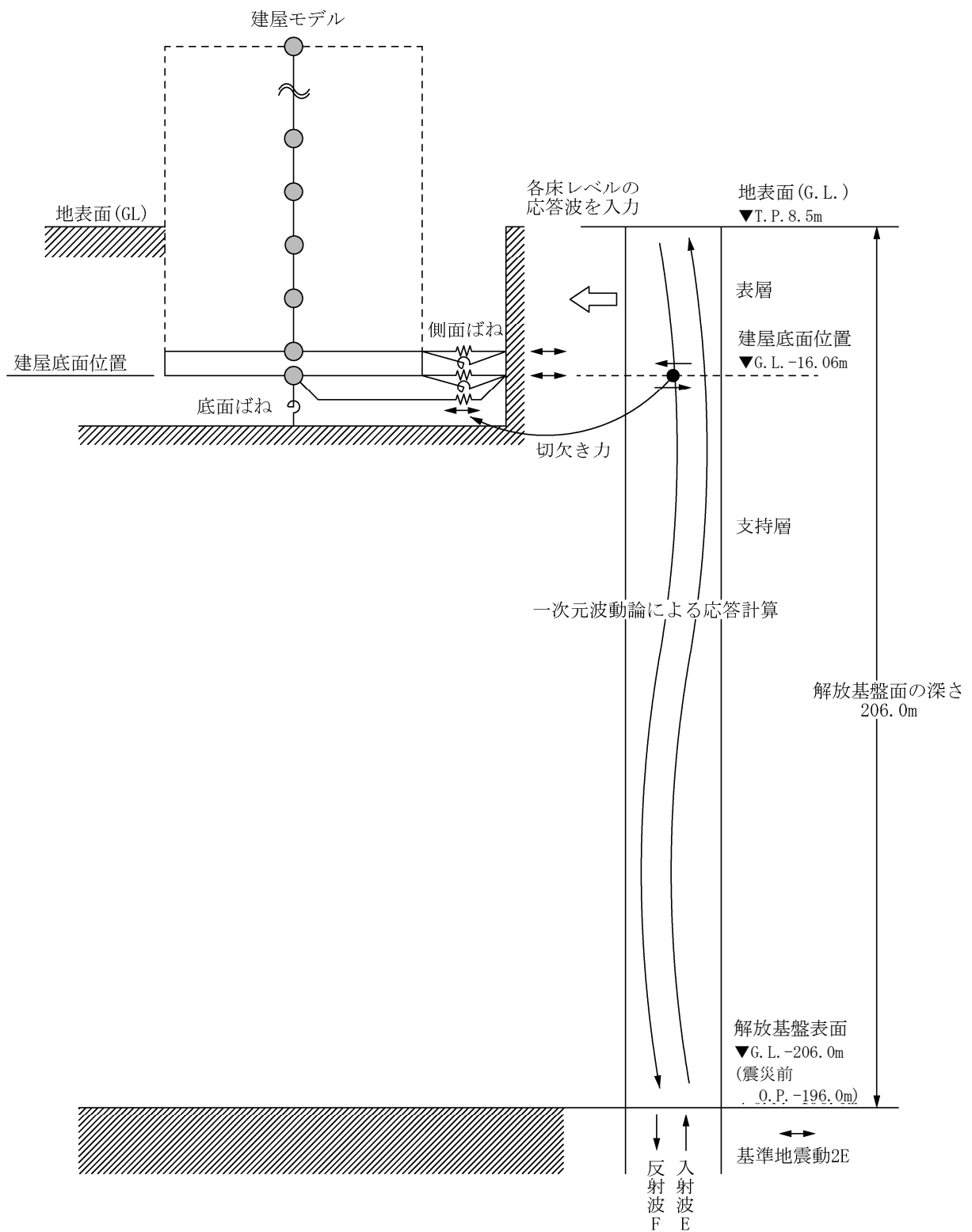


図 2. 2. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O. P. から T. P. への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 〈換算式〉 T. P. = 旧 O. P. - 1, 436mm

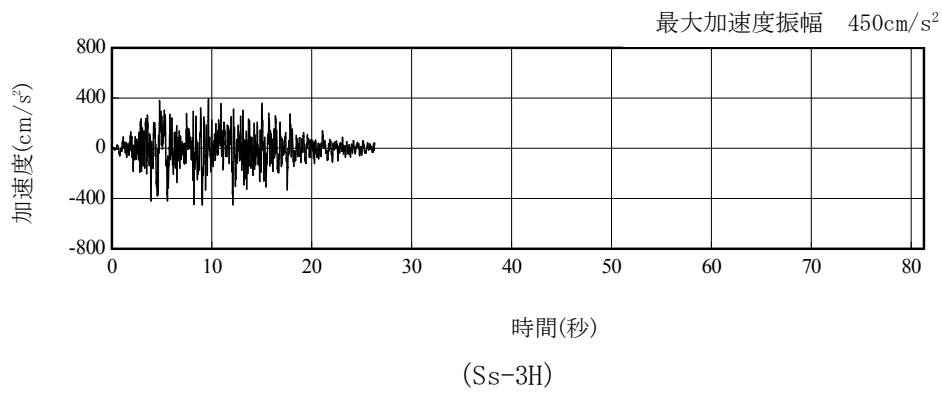
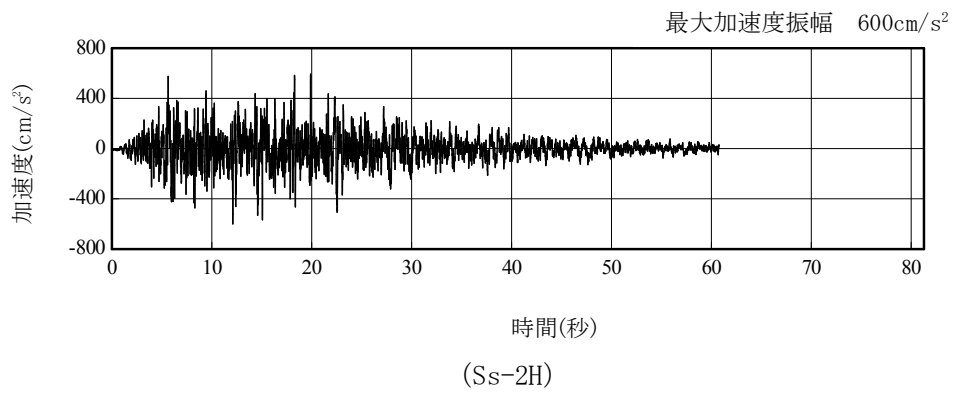
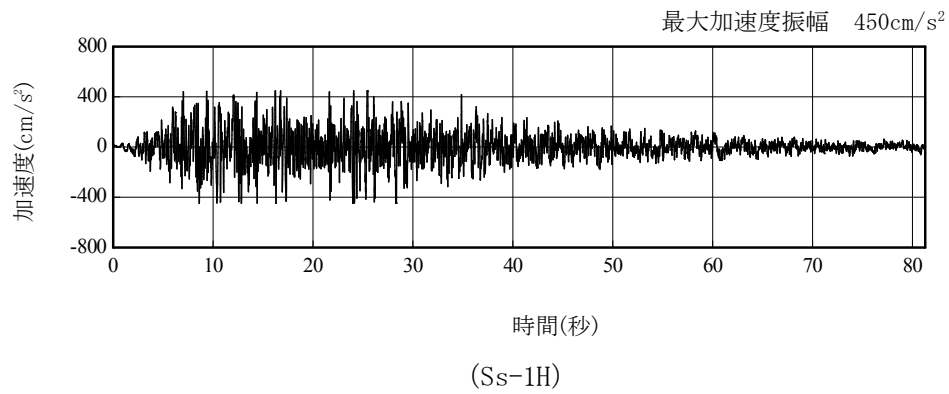


図 2. 2. 3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

#### 2.2.4 地震応答解析モデル

基準地震動  $S_s$  に対する 2 号機原子炉建屋の地震応答解析は、「2.2.3 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 2.2.4-1 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 2.2.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 2.2.4-2 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表 2.2.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋込部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平及び回転ばねを「JEAG4601-1991」により NOVAK ばねに基づいて近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 2.2.4-2 に示すようにばね定数 ( $K_c$ ) として実部の静的な値を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

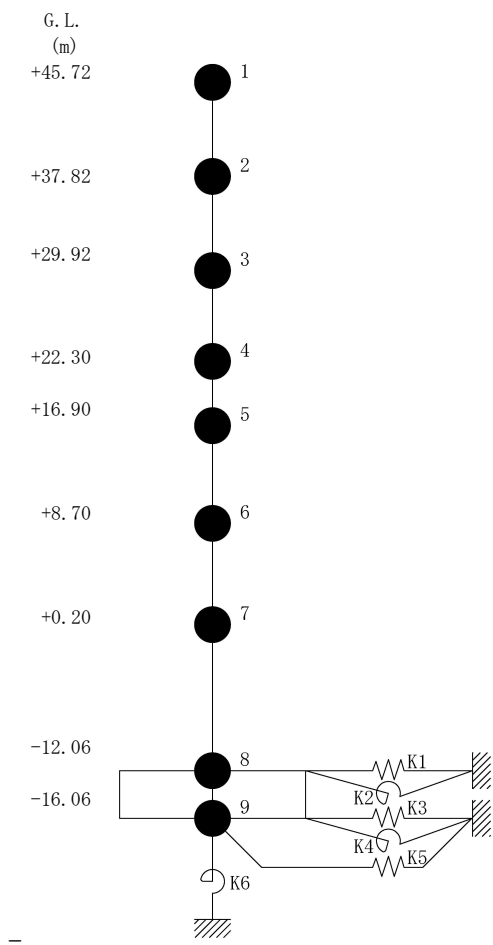


図 2.2.4-1 2号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS・EW 方向)

表 2. 2. 4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*2 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数*2 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	35.0	2.57×10 <sup>4</sup>	1.07×10 <sup>4</sup>	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

\*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

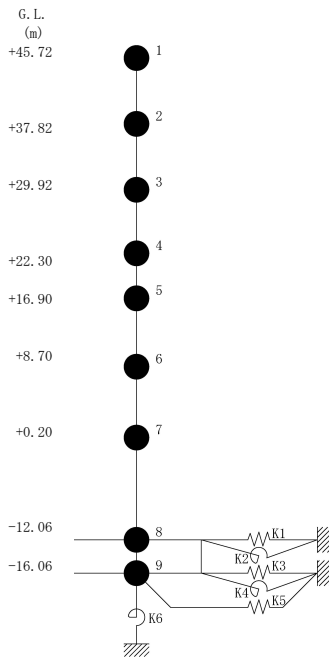
\*2：実強度に基づく値を示す。

\*3：鉄筋コンクリートの値を示す。



表 2.2.4-2 建屋解析モデルの諸元

NS 方向

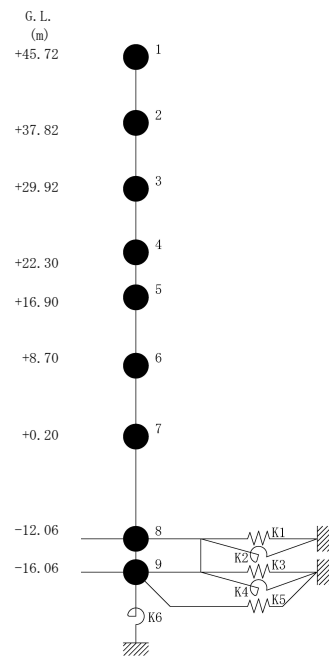


質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I ( $\text{m}^4$ )
1	14,380	25.99		
2	10,220	18.53	18.6	10,154
3	58,470	105.81	18.6	10,675
4	70,440	127.49	184.3	22,551
5	107,720	194.96	166.8	24,629
6	116,670	211.14	249.3	44,401
7	199,190	360.49	157.1	40,661
8	341,290 (63,750)	617.55 (115.35)	456.8	110,444
9	125,030	226.24	2,656.2	480,675
合計	1,043,410			

注 ( )内は滞留水による付加分を示す。

ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 46.60m (NS 方向)  $\times$  57.00m (EW 方向)

EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I ( $\text{m}^4$ )
1	14,380	14.71		
2	10,220	10.40	14.0	5,941
3	58,470	59.72	14.0	6,307
4	70,440	71.88	108.2	11,927
5	107,720	194.96	117.3	14,199
6	116,670	211.14	185.7	33,796
7	199,190	539.37	173.1	41,960
8	341,290 (63,750)	923.98 (172.59)	418.1	132,121
9	125,030	338.53	2,656.2	719,166
合計	1,043,410			

注 ( )内は滞留水による付加分を示す。

ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 46.60m (NS 方向)  $\times$  57.00m (EW 方向)

表 2.2.4-3 (1) 地盤定数

(Ss-1)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 2.2.4-3 (2) 地盤定数

(Ss-2)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 2.2.4-3 (3) 地盤定数

(Ss-3)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

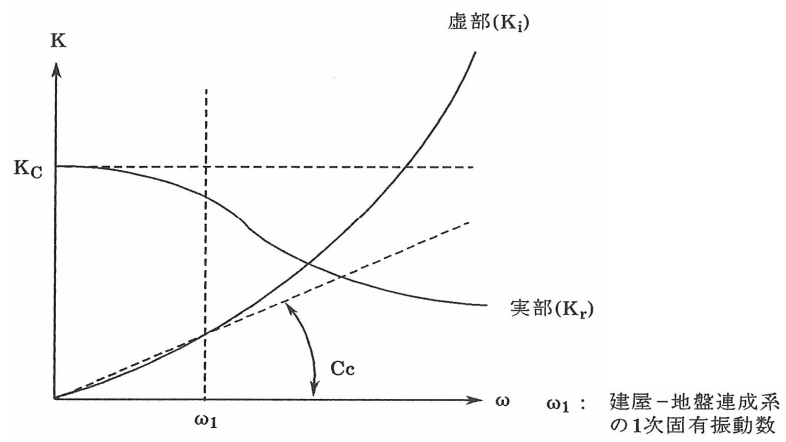


図 2.2.4-2 地盤ばねの近似

### 2.2.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められたNS方向、EW方向の最大応答加速度を、滞留水を未考慮の場合と比較して、図2.2.5-1～図2.2.5-6に示す。

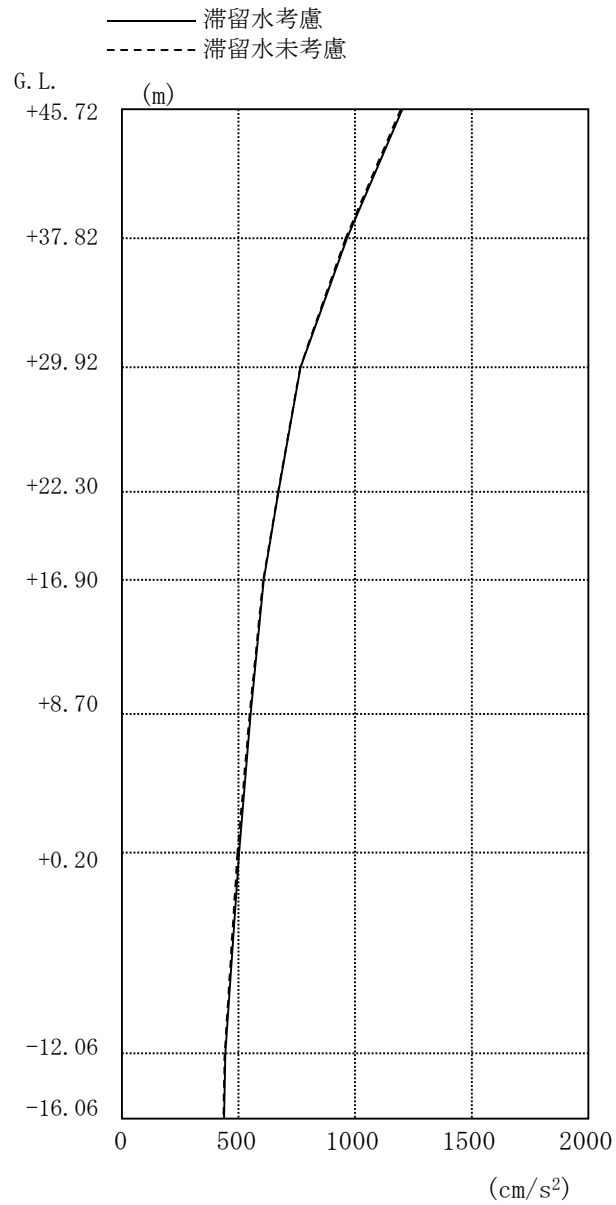


図 2.2.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

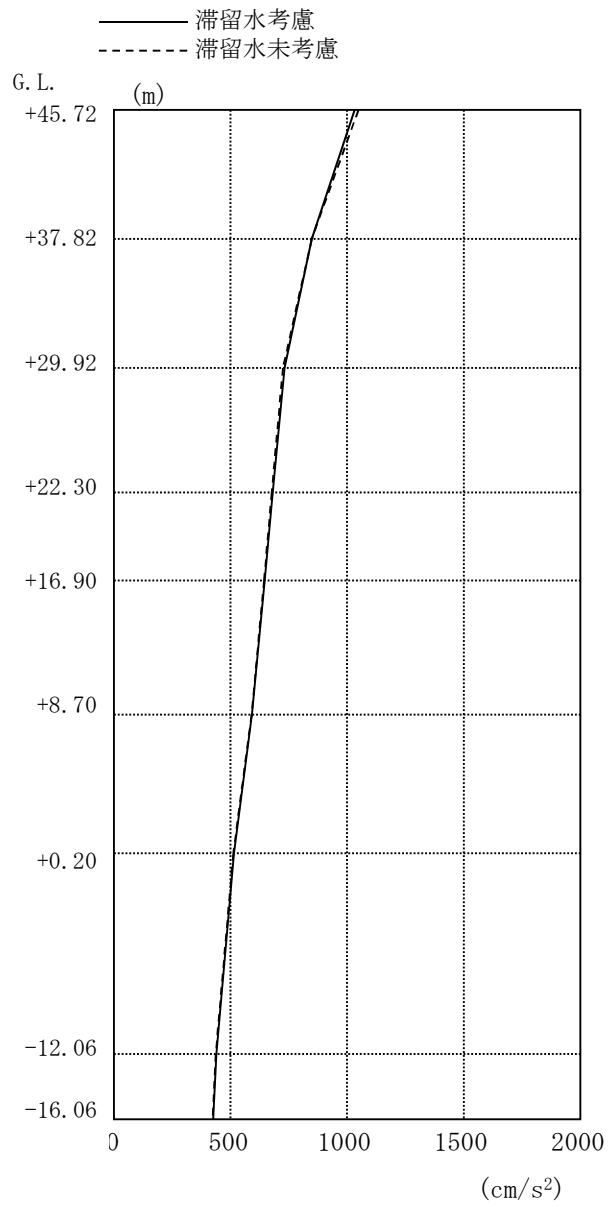


图 2. 2. 5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

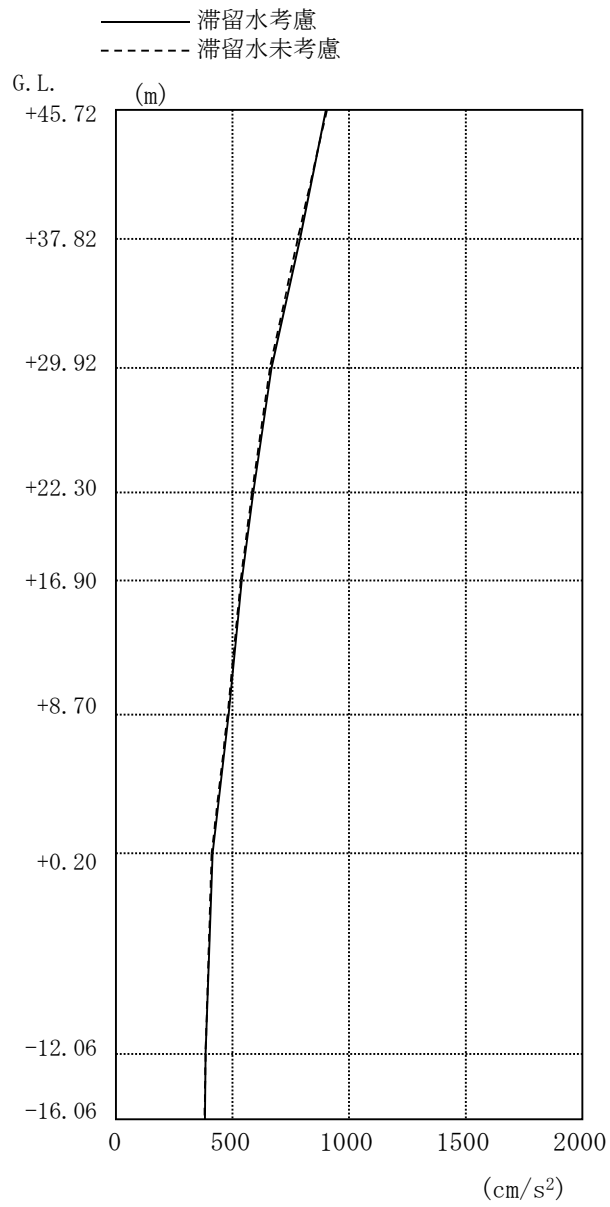


图 2. 2. 5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

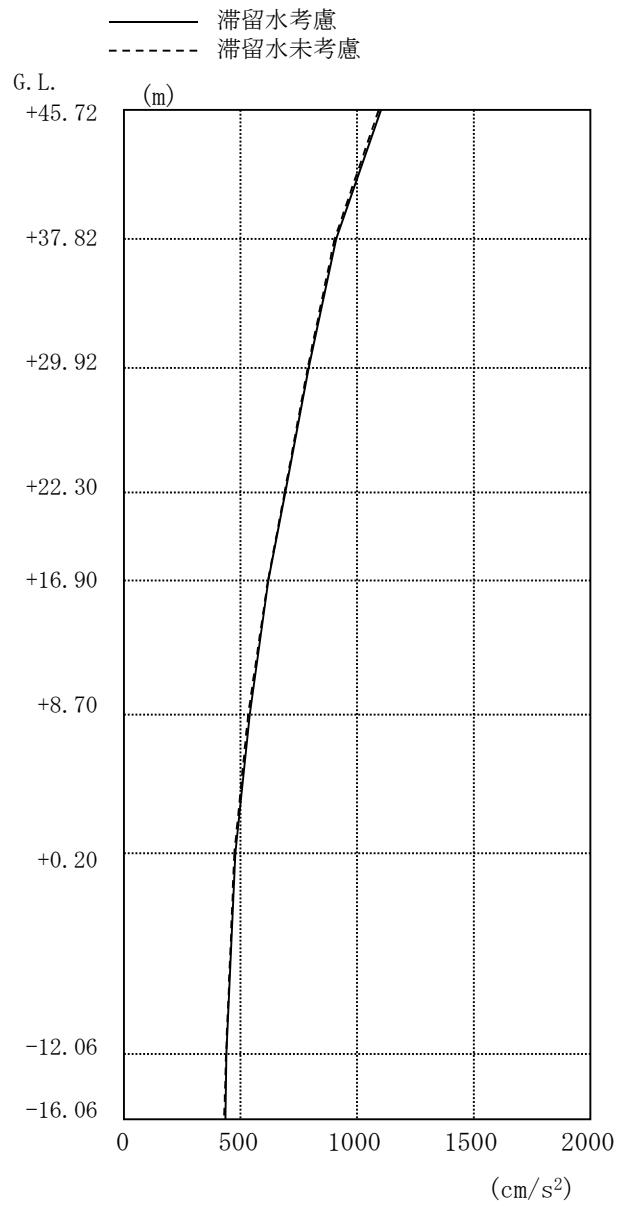


图 2. 2. 5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)



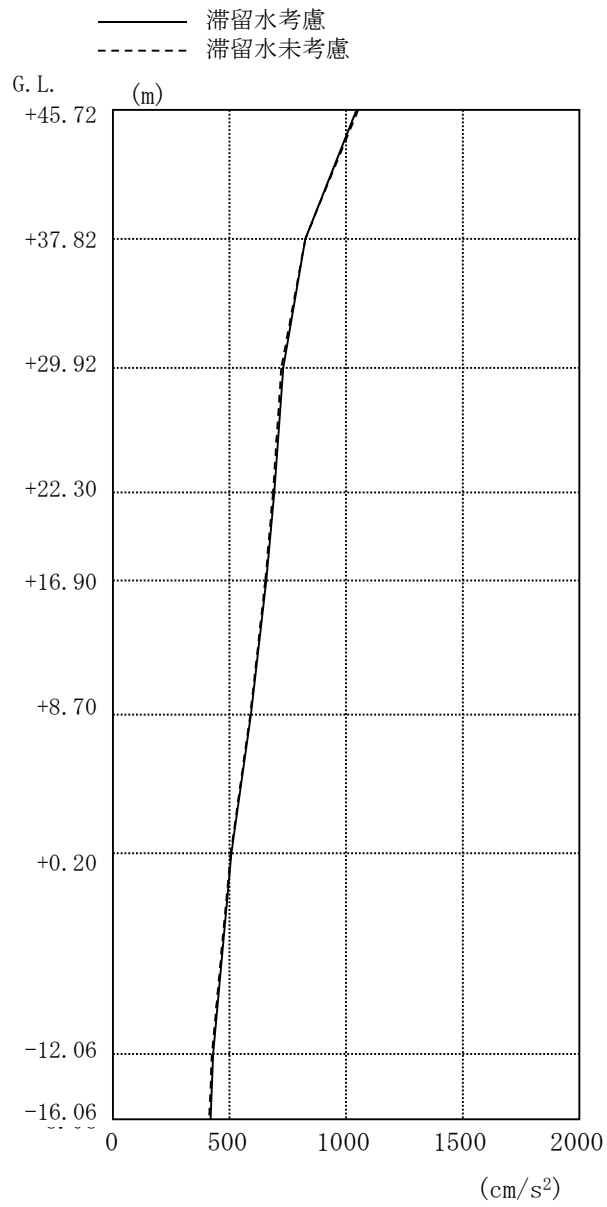


图 2.2.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

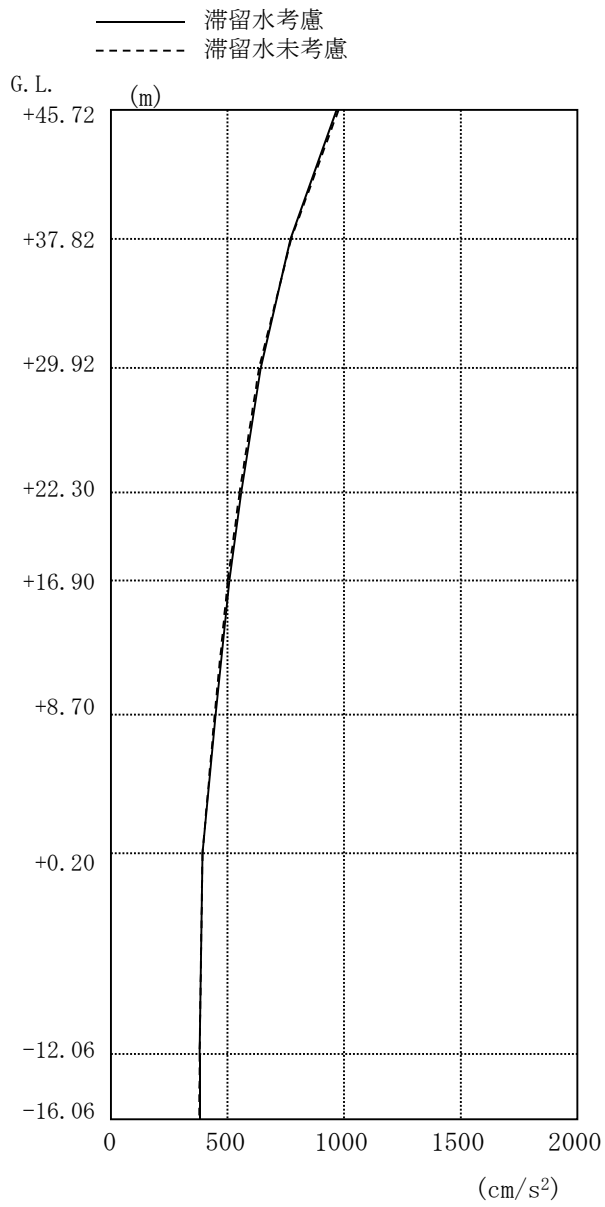


图 2. 2. 5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

## 2.2.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 2.2.6-1 及び表 2.2.6-2 に示す。また、図 2.2.6-1 及び図 2.2.6-2 に基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で  $0.08 \times 10^{-3}$  であり、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分余裕がある。なお、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、2号機原子炉建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 2.2.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

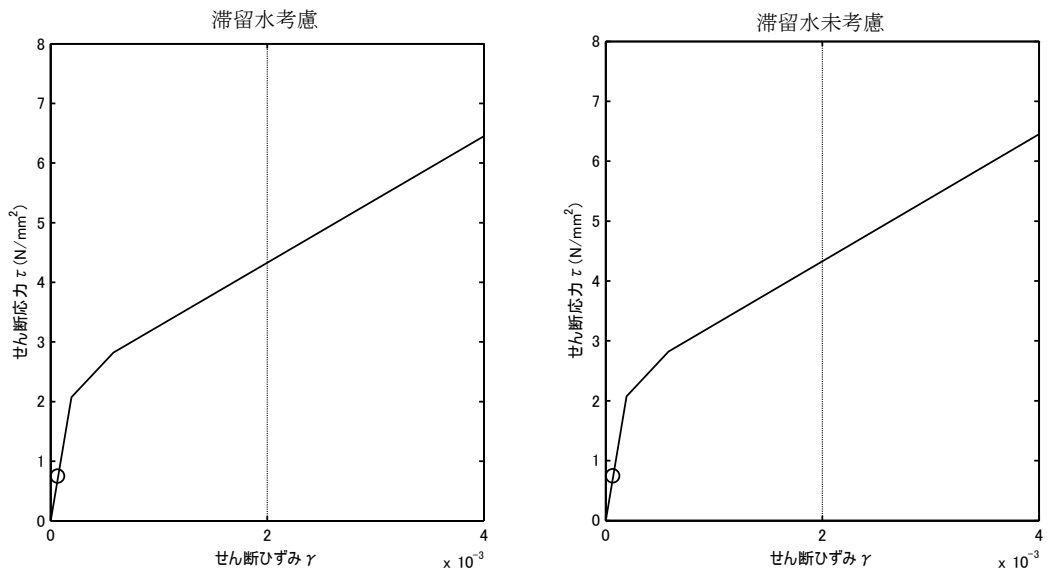
(単位:  $\times 10^{-3}$ )

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.07	0.08	0.07	4.0 以下
		未考慮	0.07	0.07	0.06	

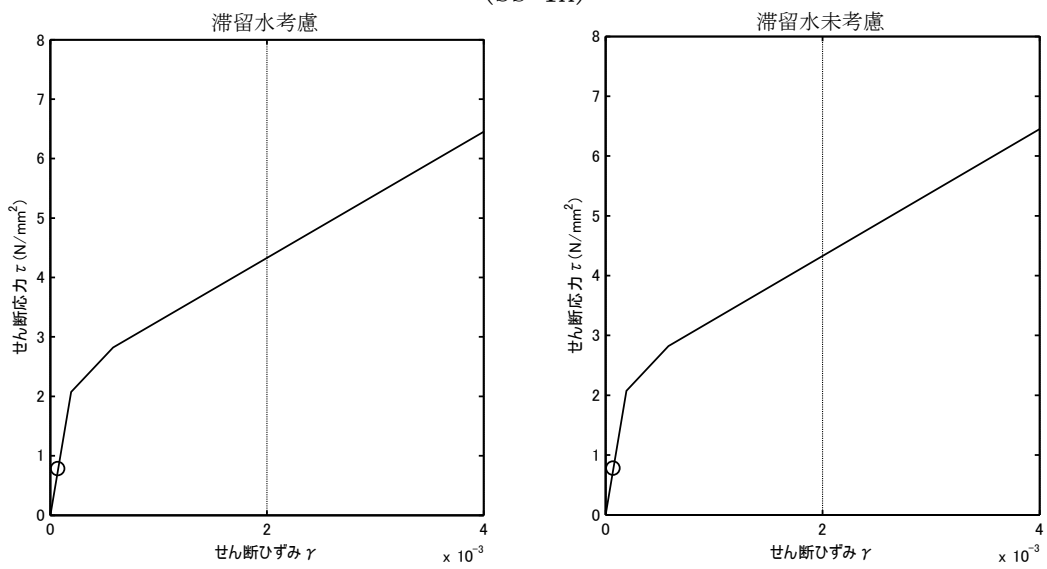
表 2.2.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位:  $\times 10^{-3}$ )

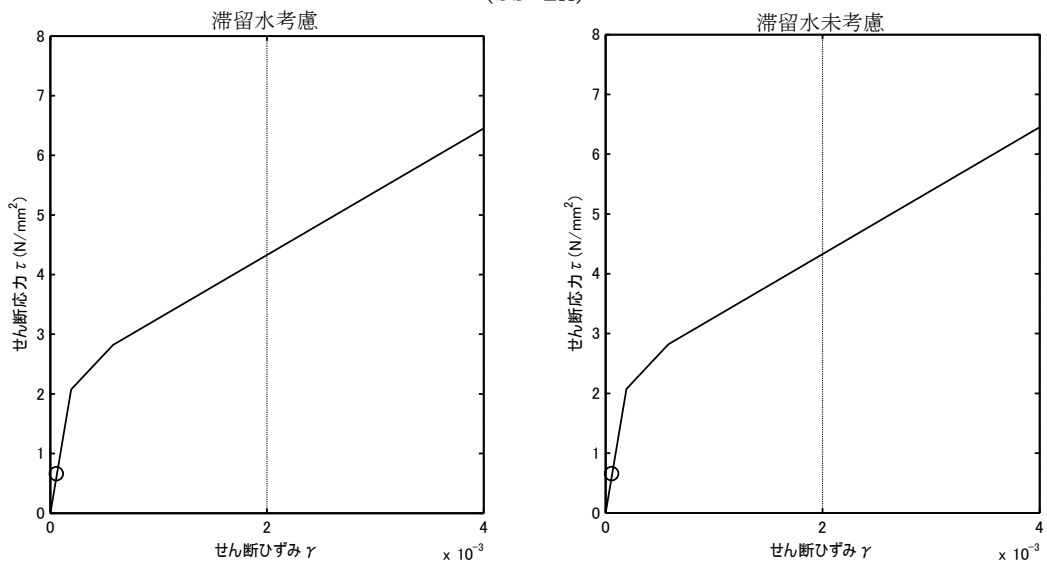
階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.08	0.08	0.07	4.0 以下
		未考慮	0.07	0.08	0.06	



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.2.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

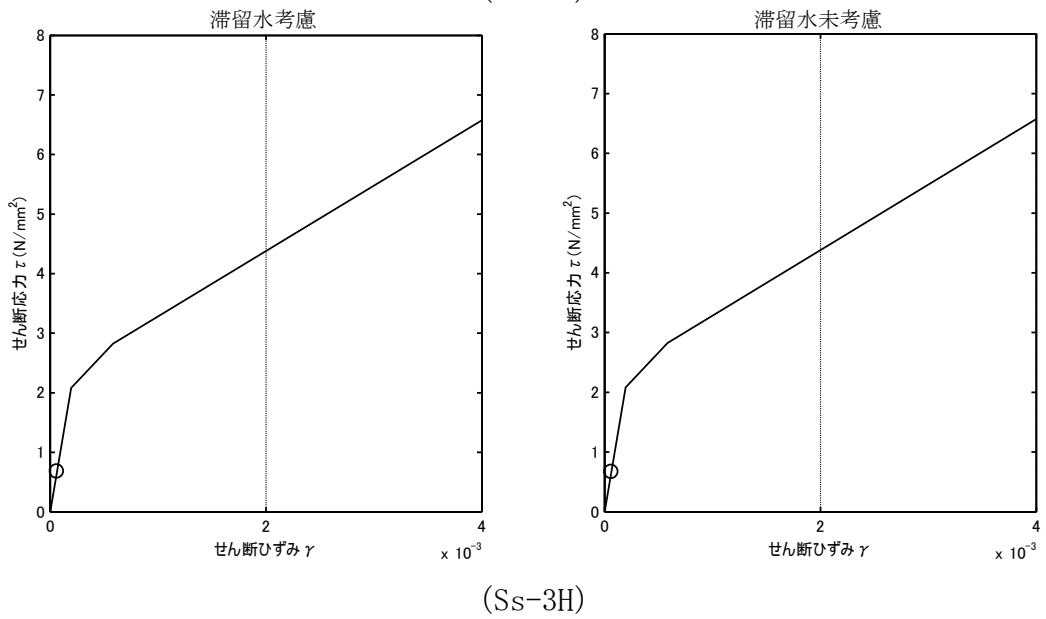
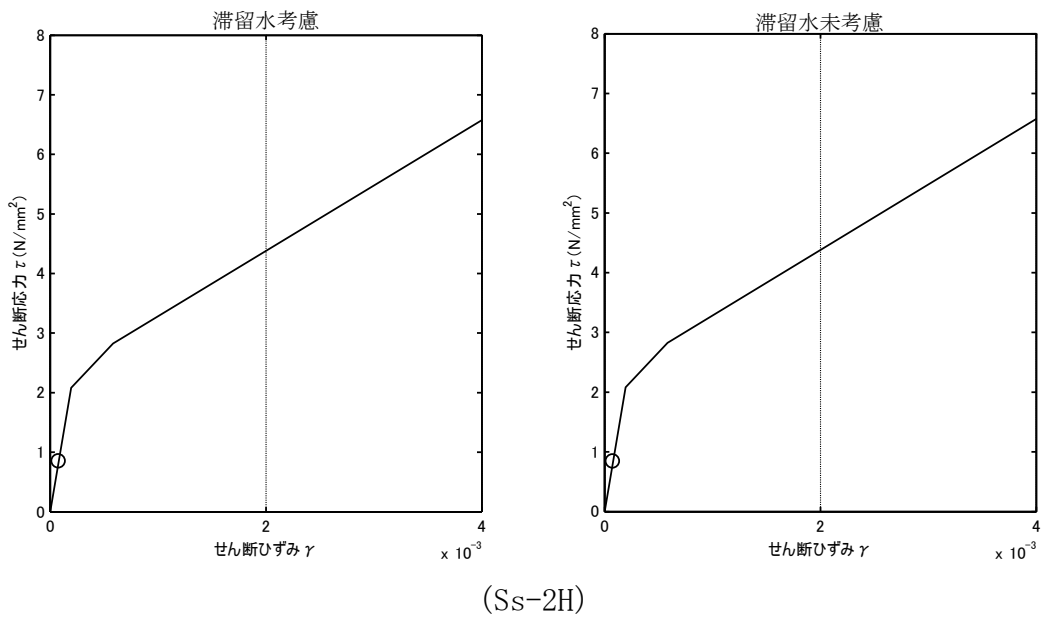
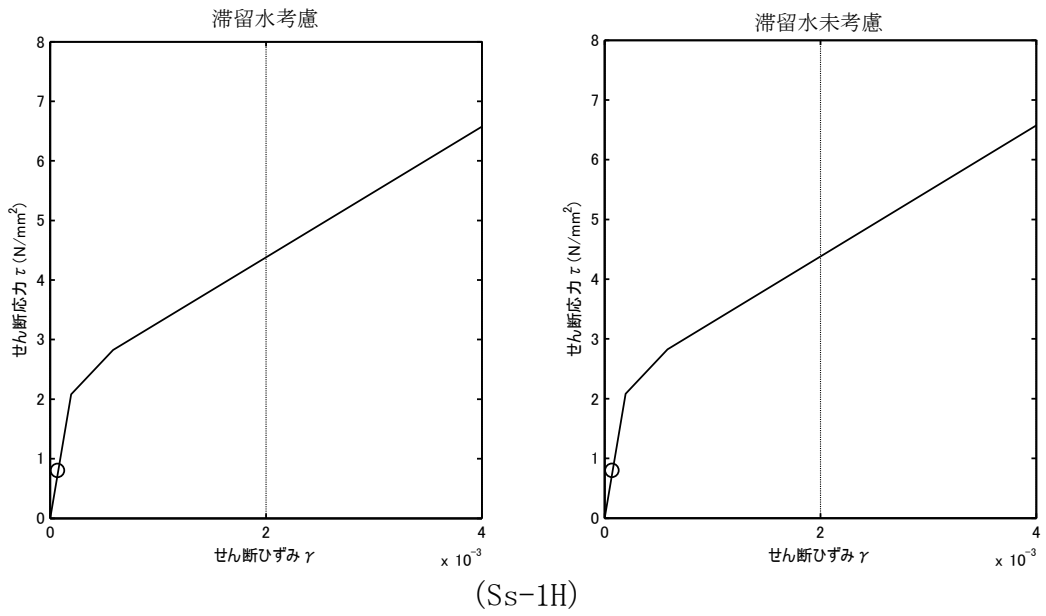


図 2.2.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

## 2.3 3号機原子炉建屋

### 2.3.1 解析評価方針

3号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

解析モデルは、地下1階から地上5階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認することとする。

3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図2.3.1-1に示す。

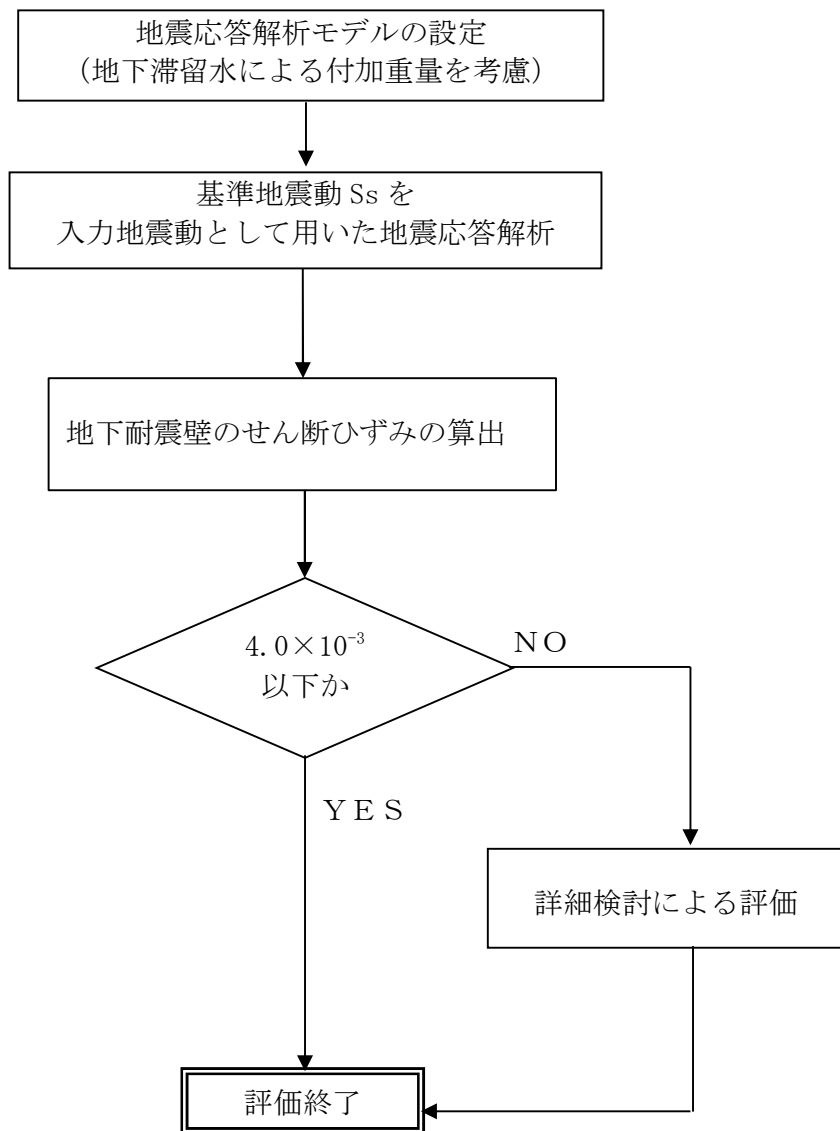


図 2.3.1-1 3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

### 2.3.2 3号機原子炉建屋の水位及び地下滞留水量

3号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.2-1 3号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	3号機
水位	G. L. -6, 000
貯水量	6, 800m <sup>3</sup>



### 2.3.3 解析に用いる入力地震動

3号機原子炉建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図2.3.3-1に示す。この3号機原子炉建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動  $S_s$  の加速度波形について、図2.3.3-2に示す。

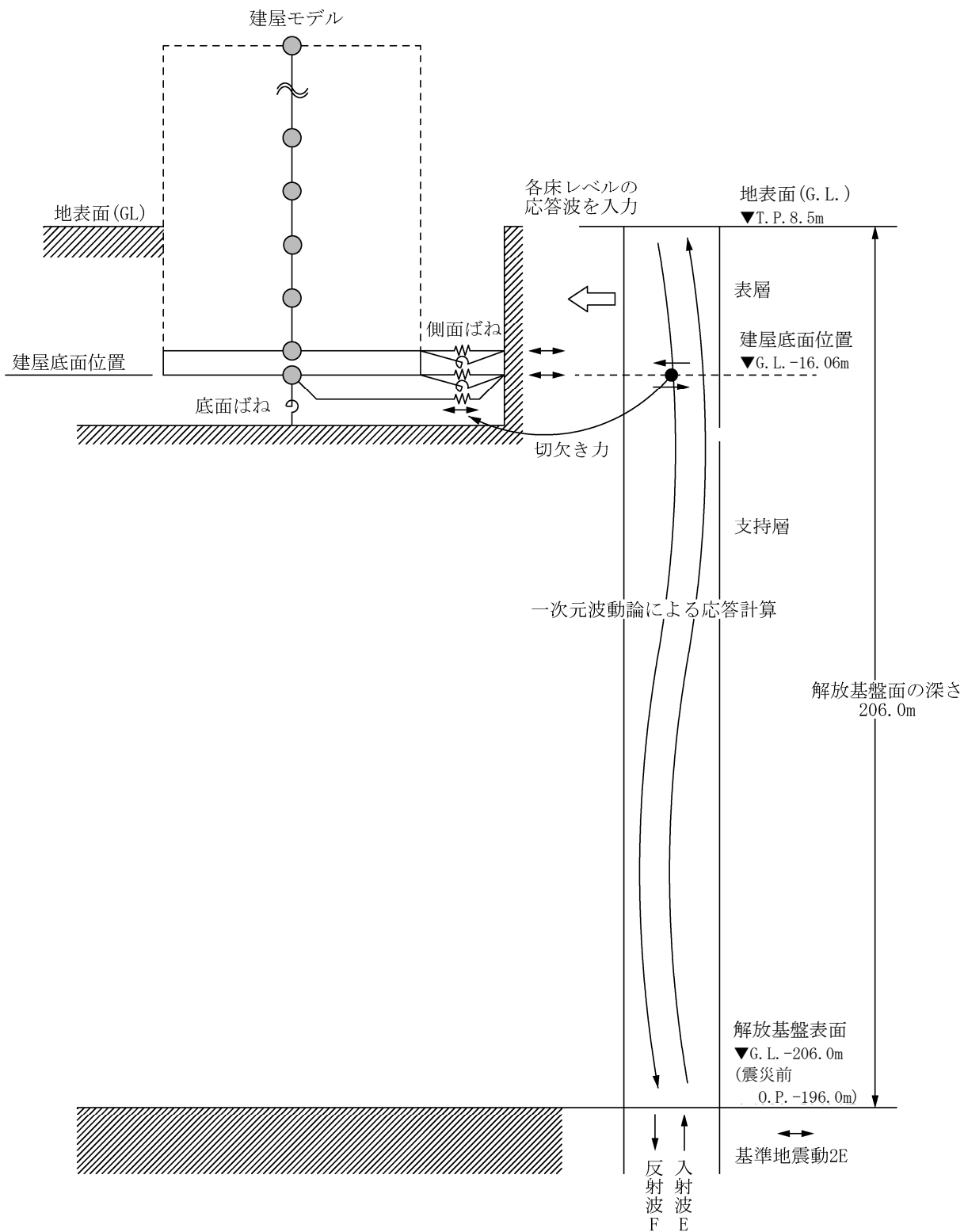


図 2.3.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 〈換算式〉 T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

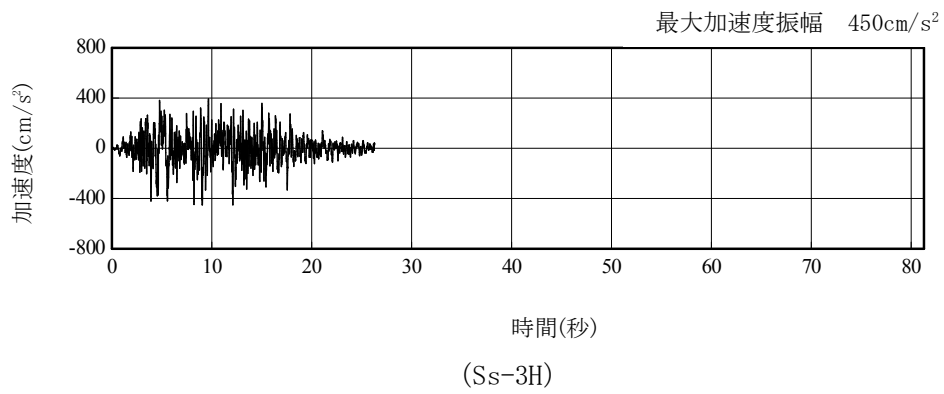
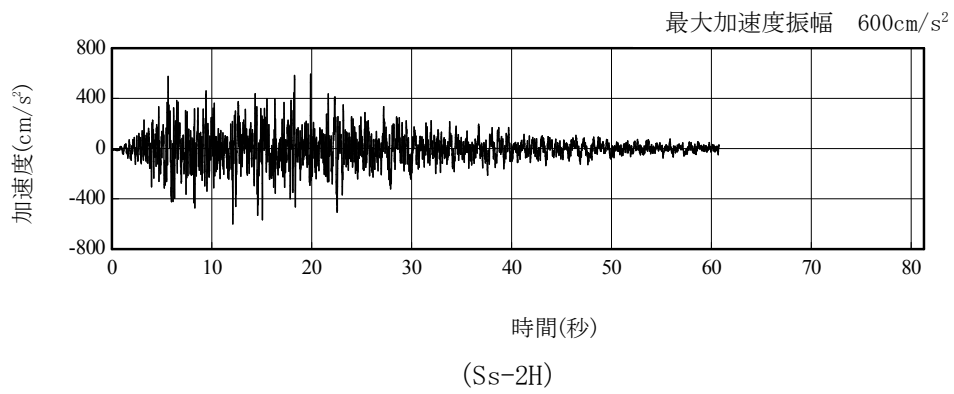
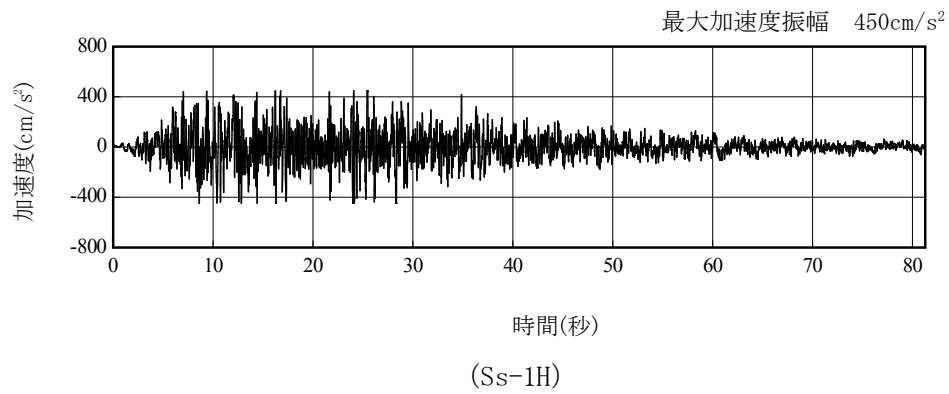


図 2.3.3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

#### 2.3.4 地震応答解析モデル

基準地震動  $S_s$  に対する 3 号機原子炉建屋の地震応答解析は、「2.3.3 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 2.3.4-1 及び図 2.3.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 2.3.4-1 に、建屋解析モデルの諸元<sup>\*注</sup>を表 2.3.4-2 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表 2.3.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋込部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平及び回転ばねを「JEAG4601-1991」により NOVAK ばねに基づいて近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 2.3.4-3 に示すようにばね定数 ( $K_c$ ) として実部の静的な値を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

\*注：建屋に係る部分の諸元については、「II-2-11 添付資料-4-2 3. 第 3 号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について」において原子炉建屋の耐震安全性評価に用いたモデルに、滞留水による重量増分を付加したものである。

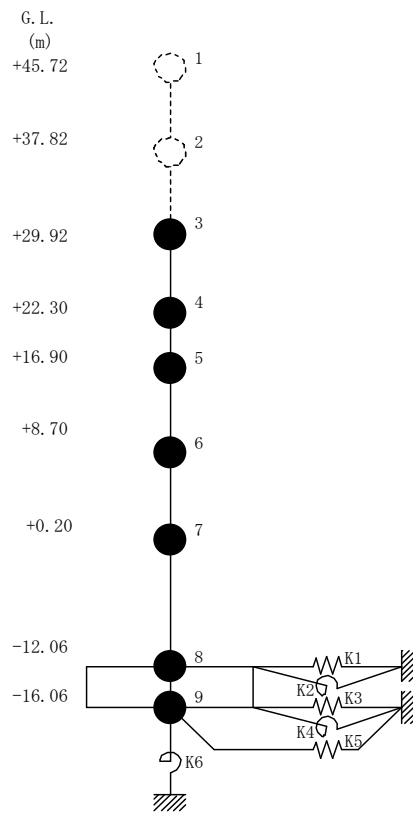


図 2.3.4-1 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

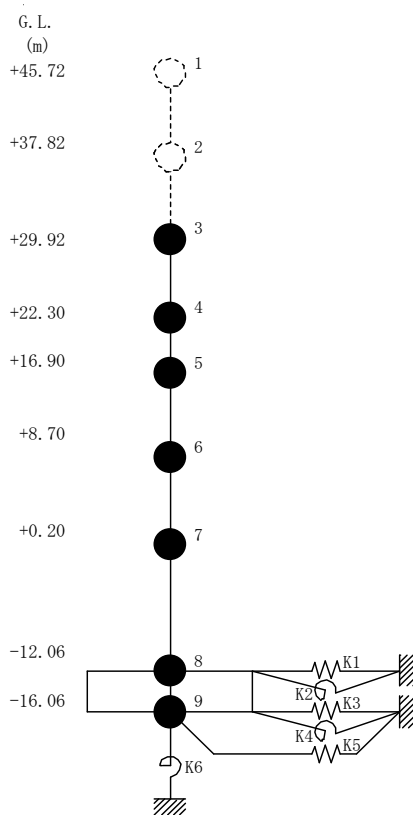


図 2.3.4-2 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2.3.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*2 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数*2 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	35.0	2.57×10 <sup>4</sup>	1.07×10 <sup>4</sup>	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

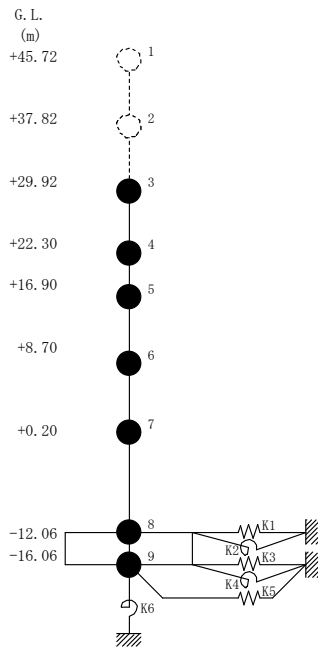
\*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

\*2：実強度に基づく値を示す。

\*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 2.3.4-2 建屋解析モデルの諸元

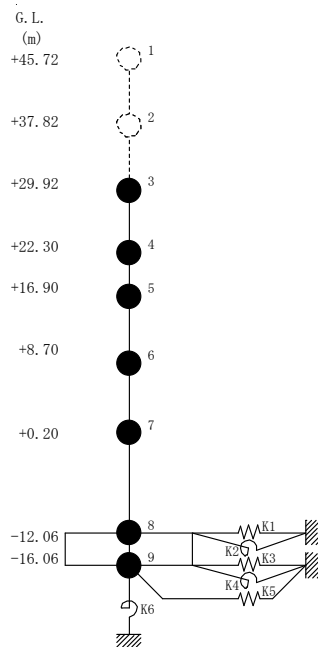
NS 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	87,590	92.34	145.3	9,598
4	119,490	238.33	146.1	29,271
5	111,340	204.95	237.3	56,230
6	130,160	239.58	208.6	60,144
7	253,710	467.09	458.7	112,978
8	367,710 (66,690)	676.94 (122.77)	2,697.8	496,620
9	127,000	233.79		
合計	1,197,000			

柱：( )内は滞留水による付加分を示す  
 ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 47.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)

EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	87,590	67.32	61.9	5,665
4	119,490	124.49	123.4	12,460
5	111,340	204.95	204.1	41,352
6	130,160	239.58	226.6	61,084
7	253,710	696.62	431.3	135,128
8	367,710 (66,690)	1,009.61 (183.11)	2,697.8	740,717
9	127,000	348.72		
合計	1,197,000			

柱：( )内は滞留水による付加分を示す  
 ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 47.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)

表 2.3.4-3 (1) 地盤定数

(Ss-1)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 2.3.4-3 (2) 地盤定数

(Ss-2)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-



表 2.3.4-3 (3) 地盤定数

(Ss-3)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩  (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

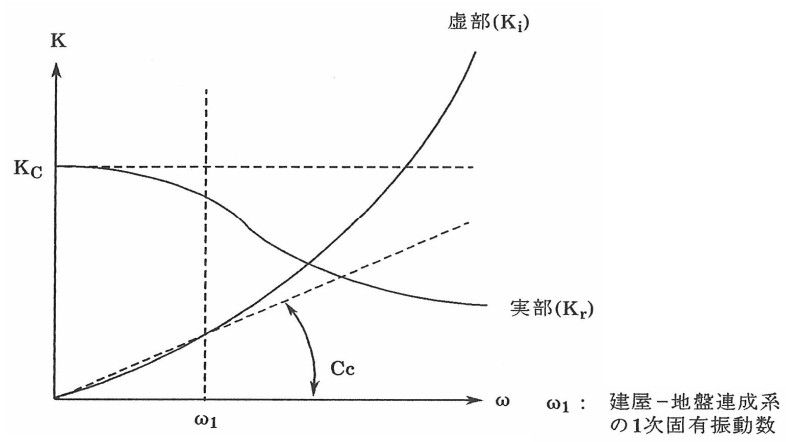


図 2.3.4-3 地盤ばねの近似

### 2.3.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を, 滞留水を未考慮の場合と比較して\*注, 図 2.3.5-1~図 2.3.5-6 に示す。

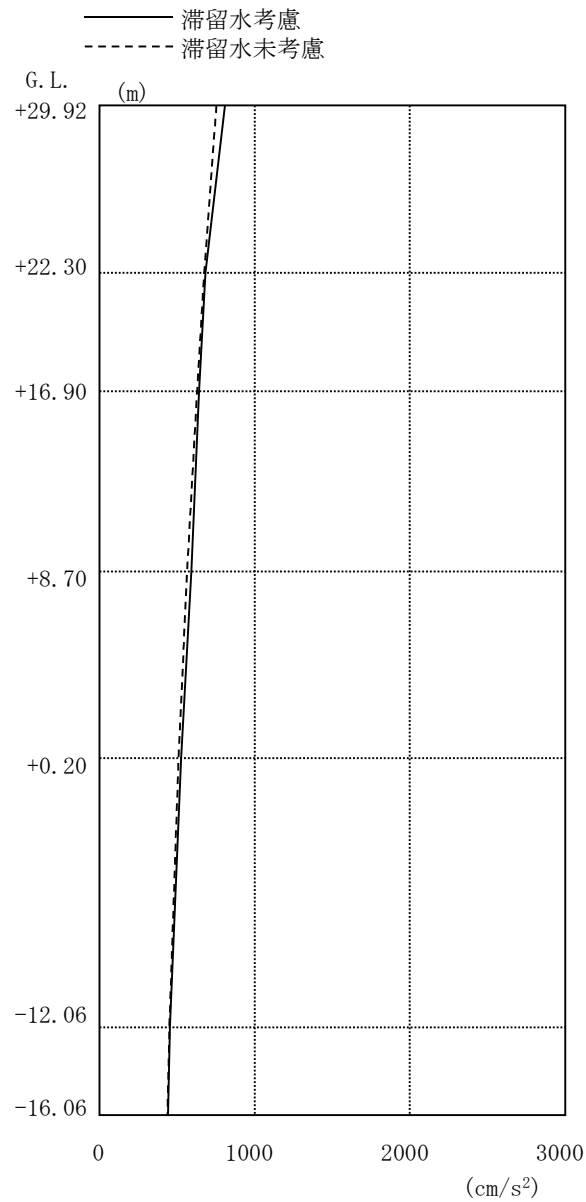


図 2.3.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

\*注：滞留水考慮：本検討における結果であり，滞留水の重量の他，瓦礫撤去等による重量増減や燃料取り出し用カバの重量を考慮したもの。

滞留水未考慮：損傷前の「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書 (改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)の結果。

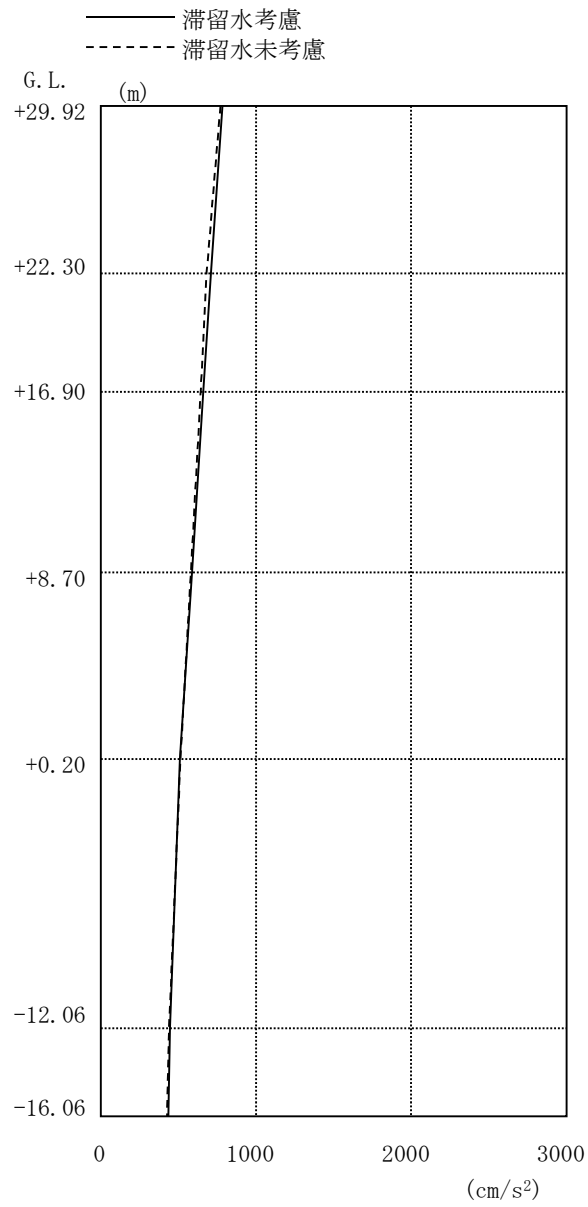


图 2.3.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

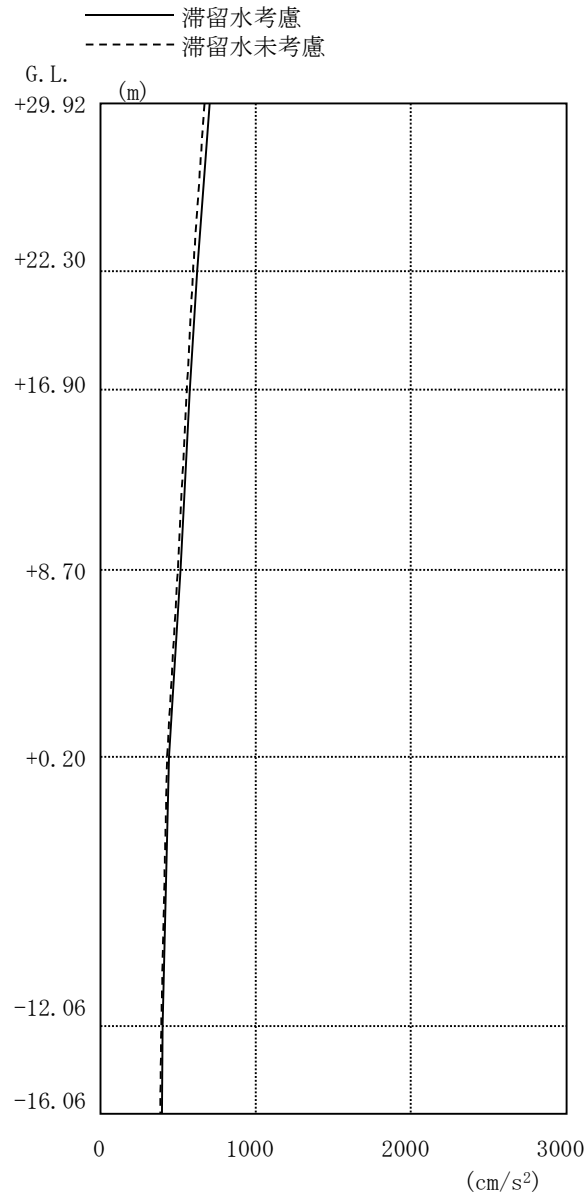


图 2.3.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

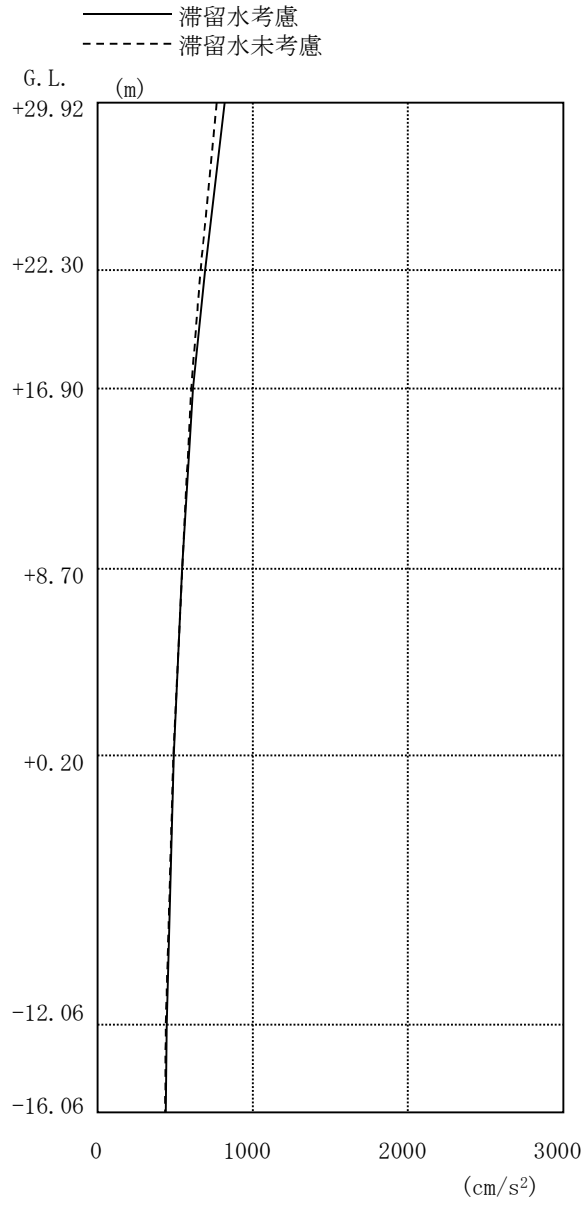


图 2.3.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

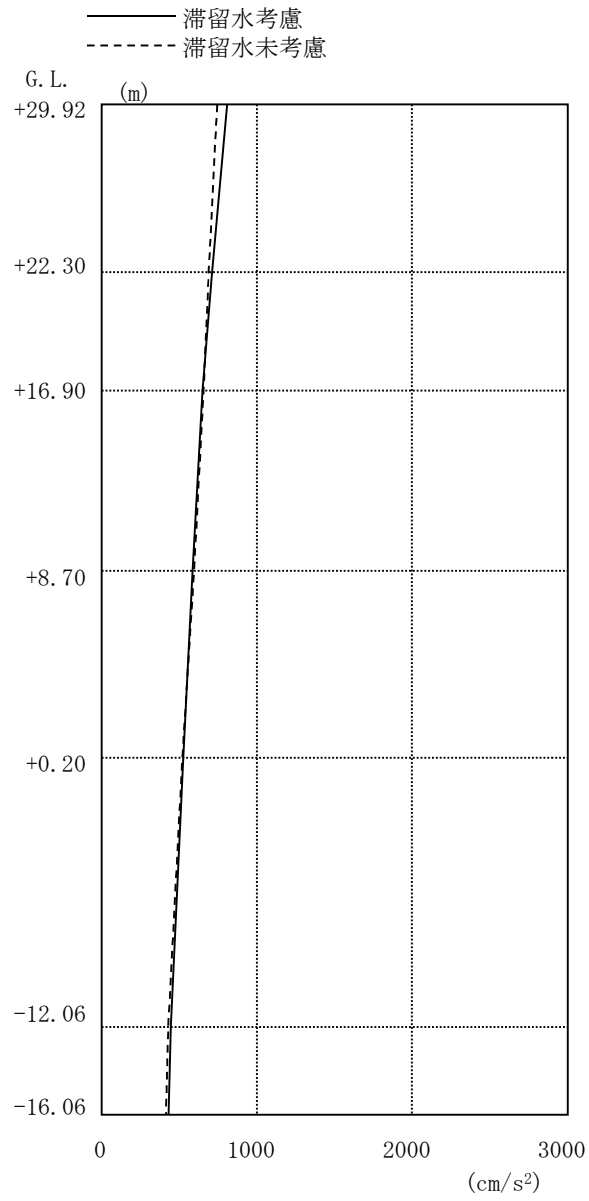


图 2.3.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

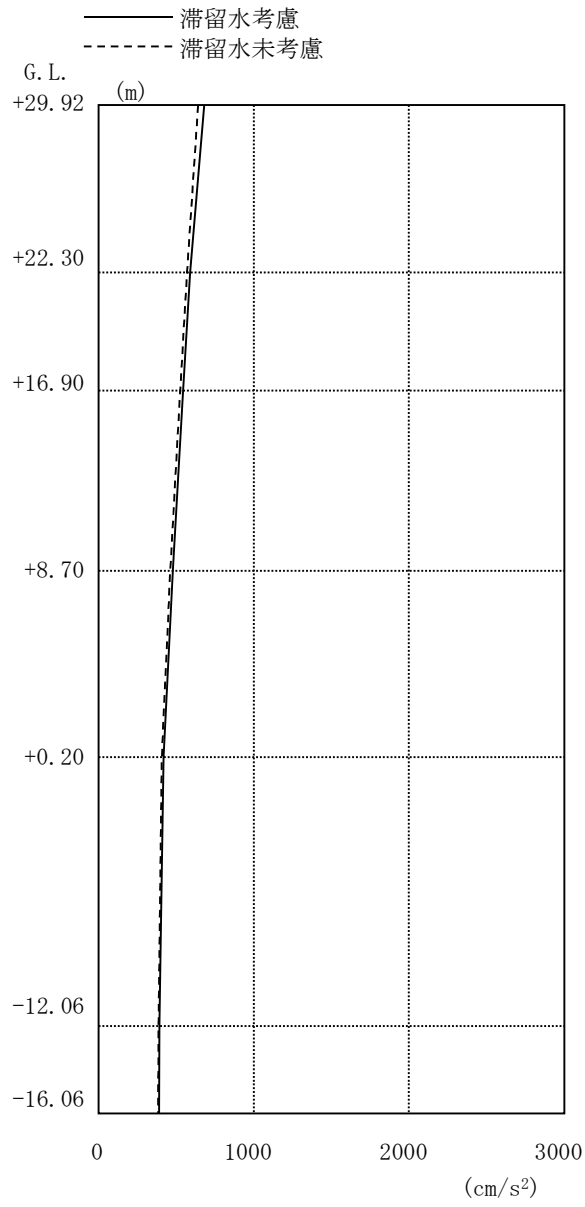


图 2.3.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)



### 2.3.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 2.3.6-1 及び表 2.3.6-2 に示す。また、図 2.3.6-1 及び図 2.3.6-2 に基準地震動 Ss に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で  $0.10 \times 10^{-3}$  であり、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分余裕がある。なお、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、3号機原子炉建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 2.3.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

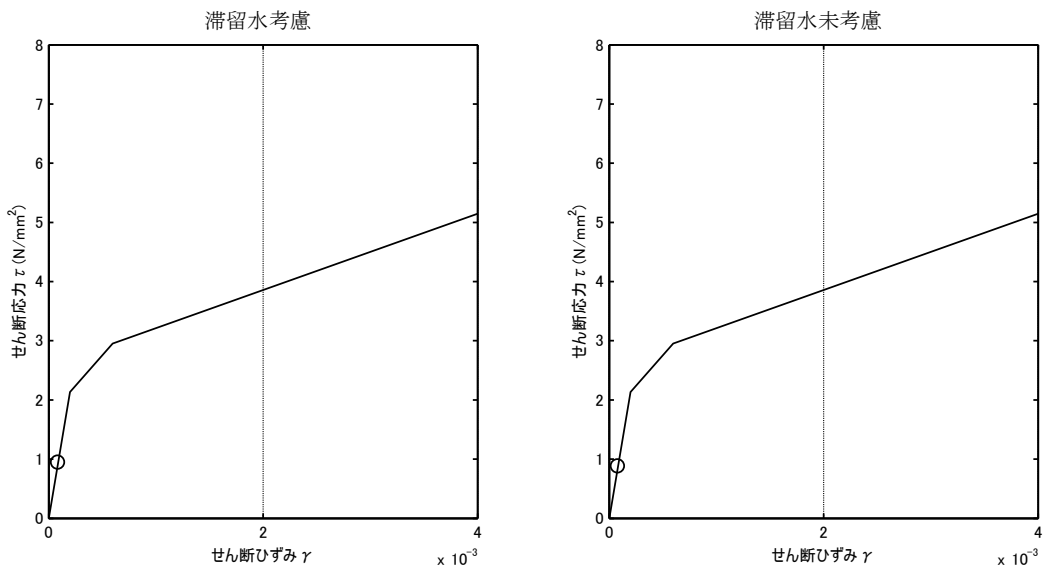
(単位:  $\times 10^{-3}$ )

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.08	0.07	

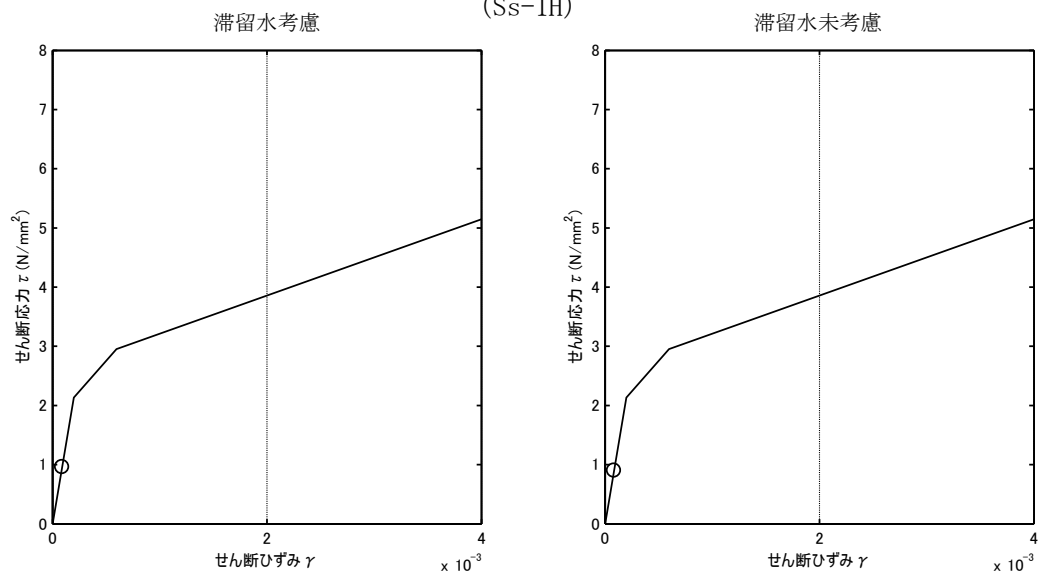
表 2.3.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位:  $\times 10^{-3}$ )

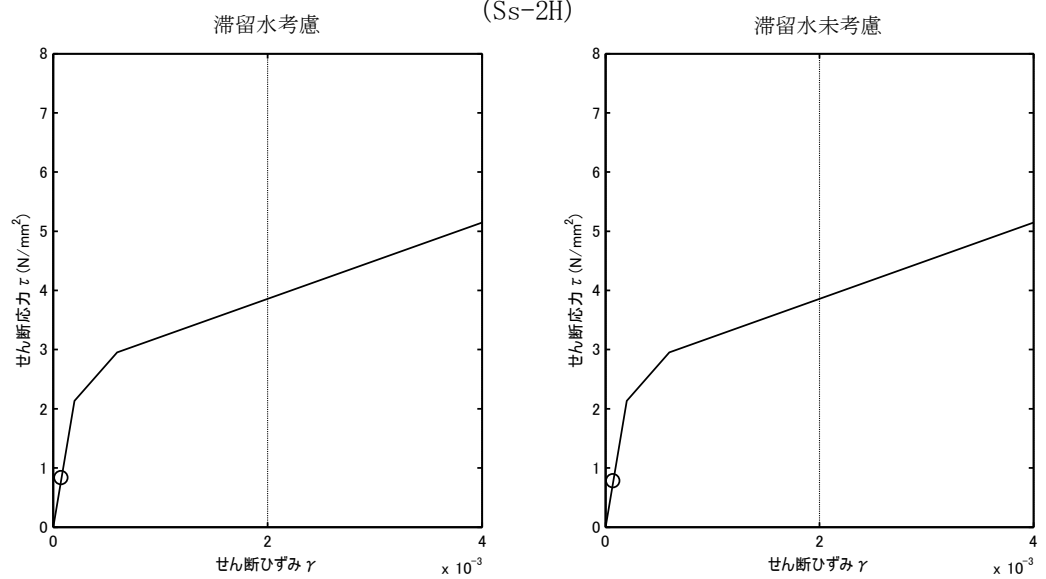
階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.09	0.10	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.3.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

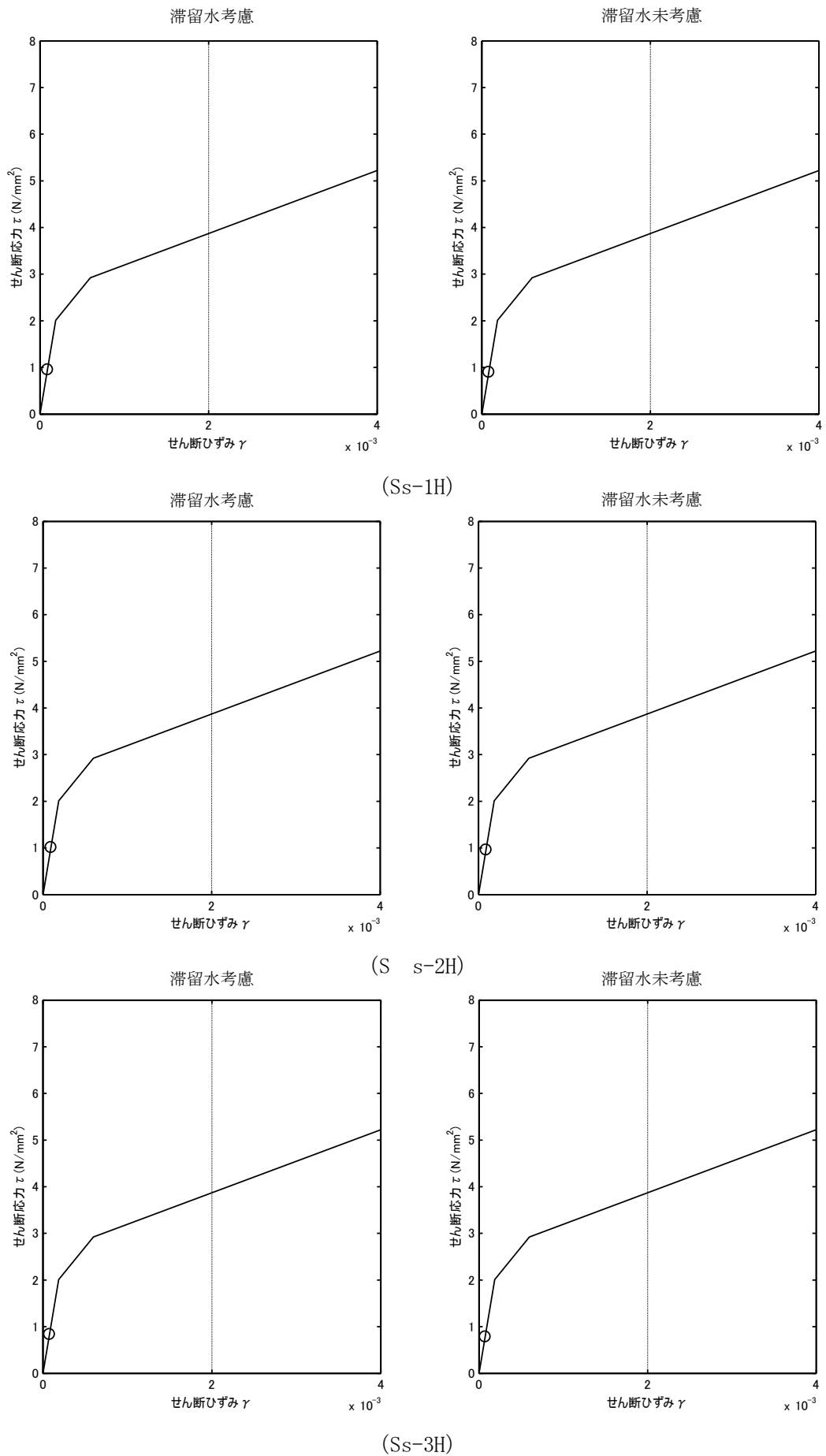


図 2.3.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

### 3 タービン建屋

#### 3.1 3号機タービン建屋（代表号機）

##### 3.1.1 解析評価方針

タービン建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

タービン建屋については地下滞留水量が最大となる代表号機を選定する。

解析モデルは、地下1階から地上3階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも多軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認することとする。

タービン建屋の地震応答解析の評価手順例を、図-3.1.1に示す。

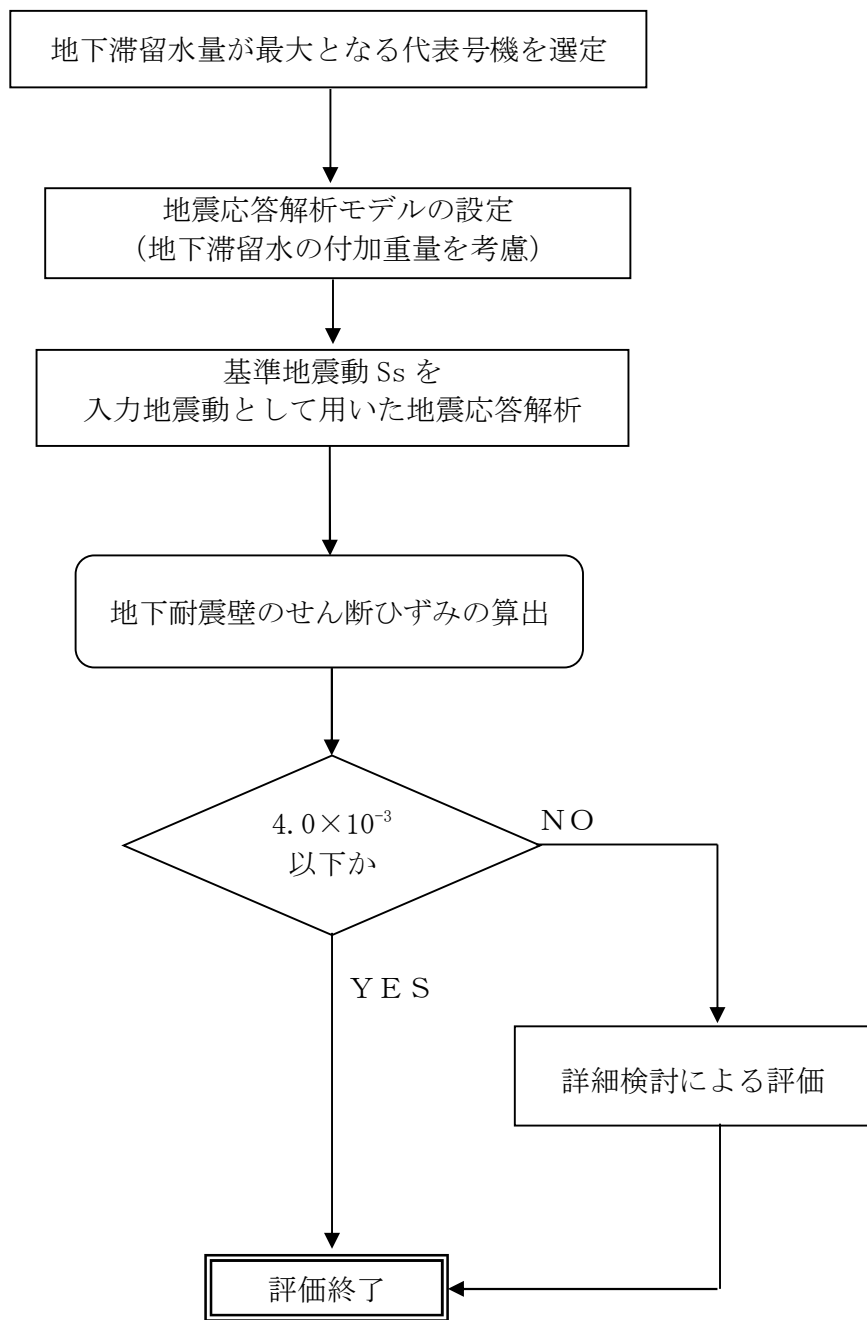


図 3.1.1-1 タービン建屋の地震応答解析の評価手順例

### 3.1.2 代表号機の選定

タービン建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 3.1.2-1 に示す。表 3.1.2-1 より、貯水量の最も多い3号機を代表号機と選定する。

表 3.1.2-1 タービン建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1号機	2号機	3号機	4号機
水位	G. L. -4, 700	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000
貯水量	9, 600m <sup>3</sup>	13, 500m <sup>3</sup>	16, 400m <sup>3</sup>	12, 800m <sup>3</sup>

### 3.1.3 解析に用いる入力地震動

3号機タービン建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図3.1.3-1に示す。この3号機タービン建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動  $S_s$  の加速度波形について、図3.1.3-2に示す。

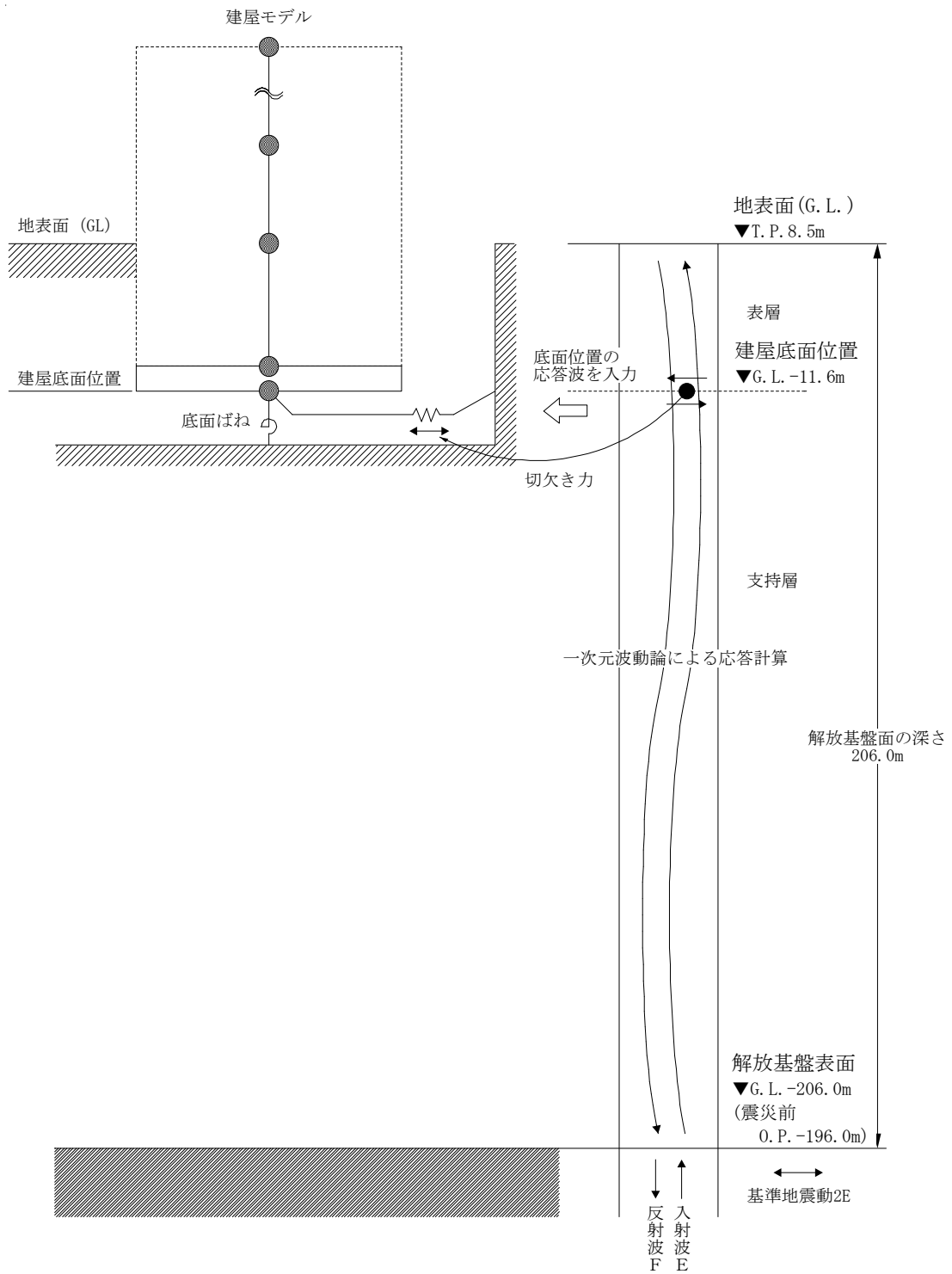
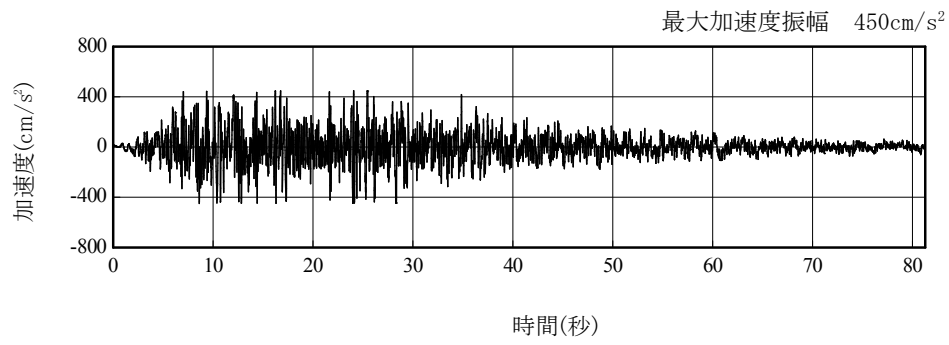


図 3. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

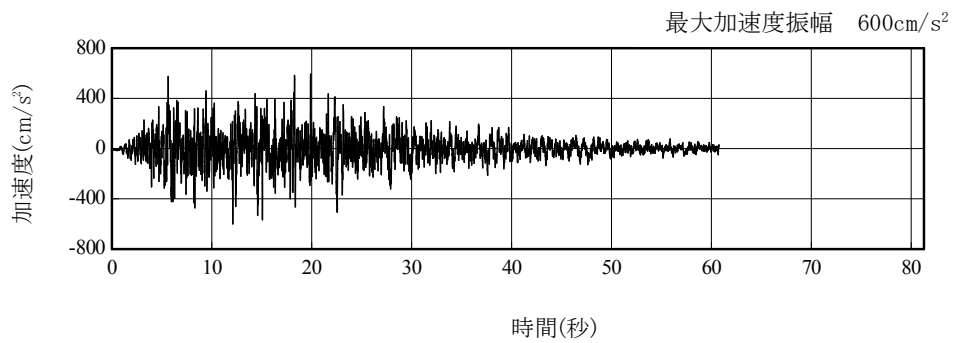
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-710mm) と O.P. から T.P. への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。

〈換算式〉 T.P. = 旧 O.P. - 1,437mm

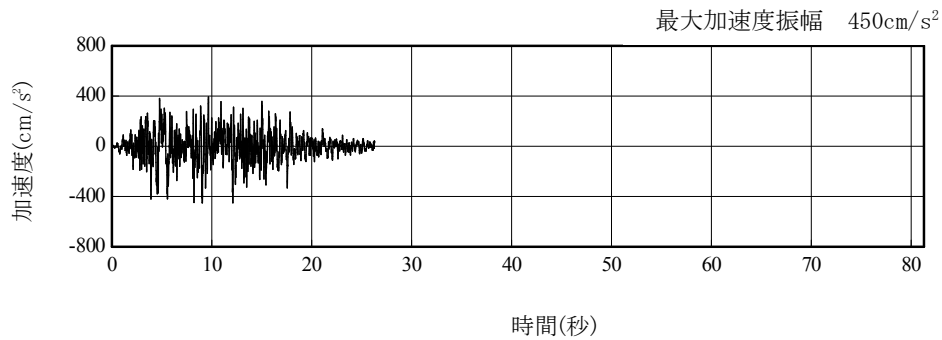




(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 3. 1. 3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

#### 3.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動  $S_s$  に対する 3号機タービン建屋の地震応答解析は、「3.1.3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 3.1.4-1 及び図 3.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 3.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を図 3.1.4-3～図 3.1.4-6 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表 3.1.4-2 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 3.1.4-7 に示すようにばね定数 ( $K_c$ ) として実部の静的な値を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

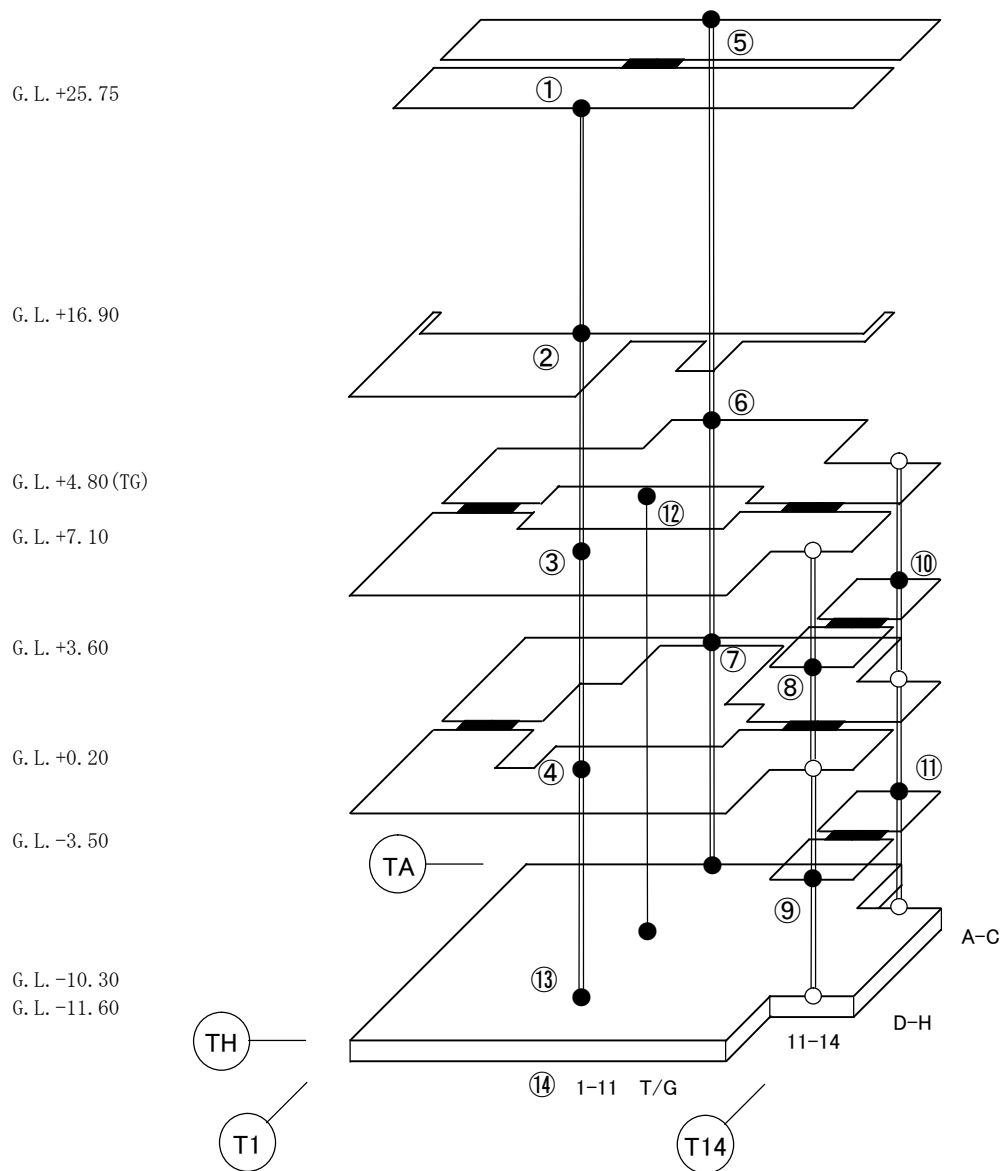


図 3.1.4-1 3号機タービン建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

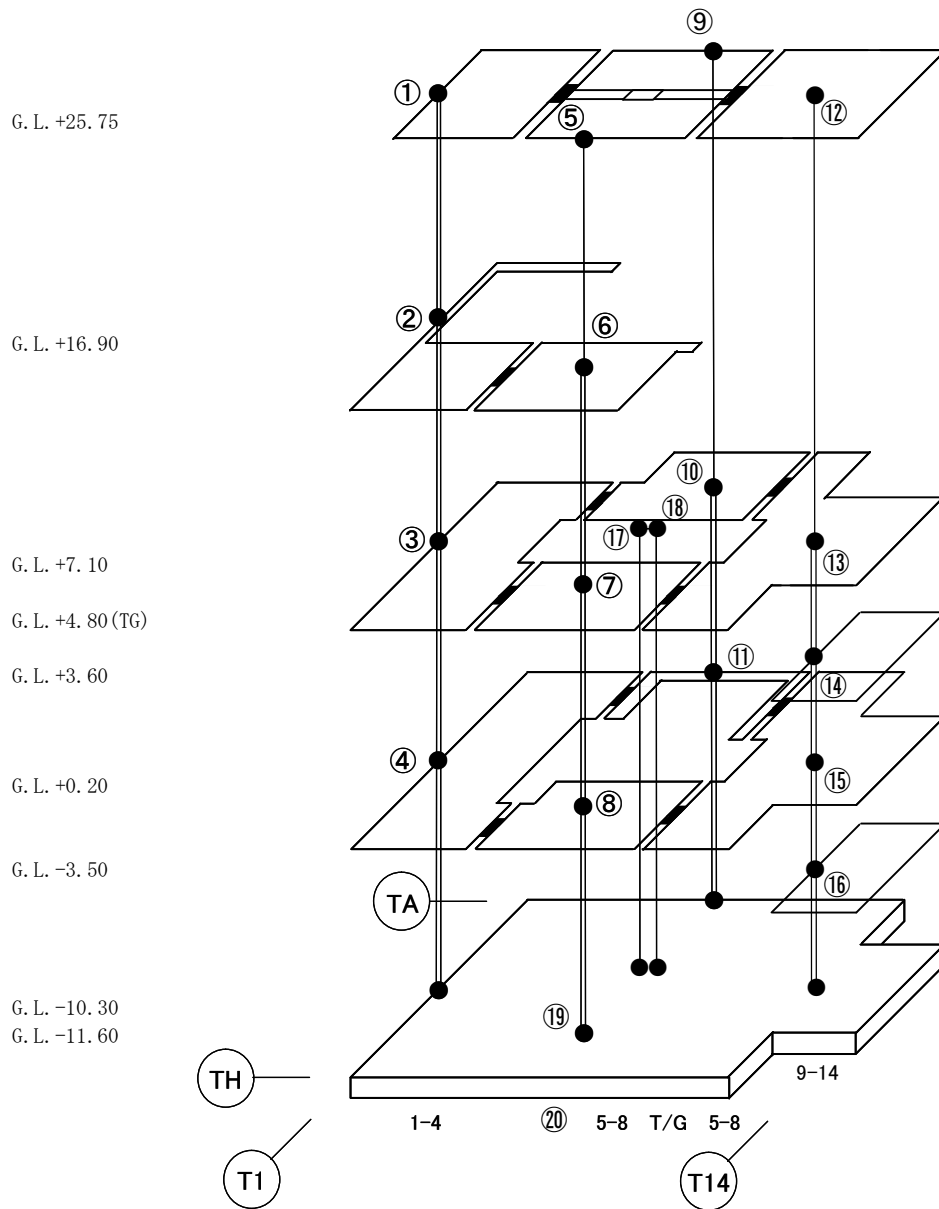


図 3. 1. 4-2 3号機タービン建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

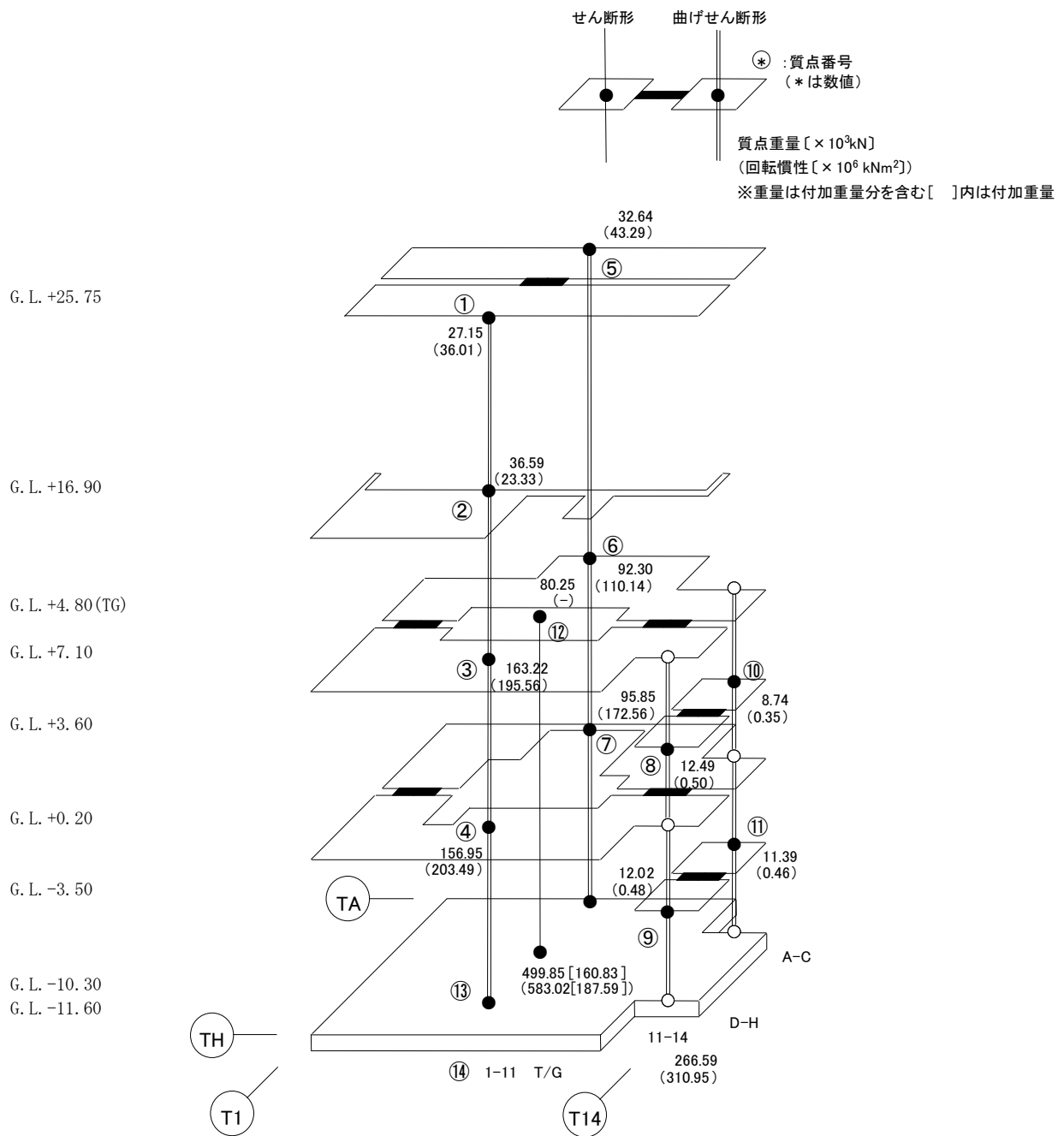
表 3.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*2 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数*2 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	35.0	2.57×10 <sup>4</sup>	1.07×10 <sup>4</sup>	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

\*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

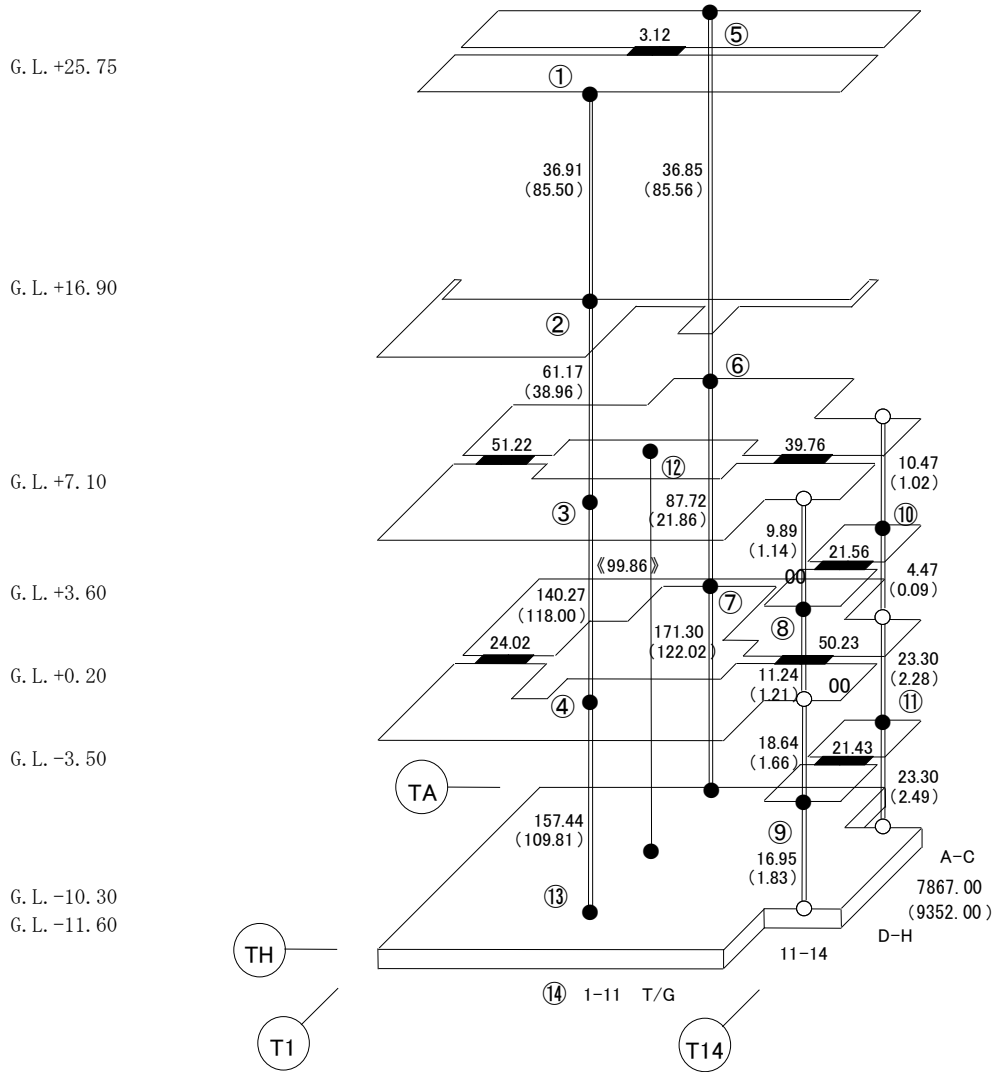
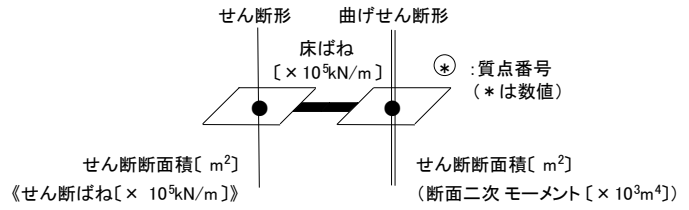
\*2：実強度に基づく値を示す。

\*3：鉄筋コンクリートの値を示す。



総重量 : 1,496,030 kN

図 3.1.4-3 建屋解析モデルの諸元 (重量・回転慣性) (NS 方向)



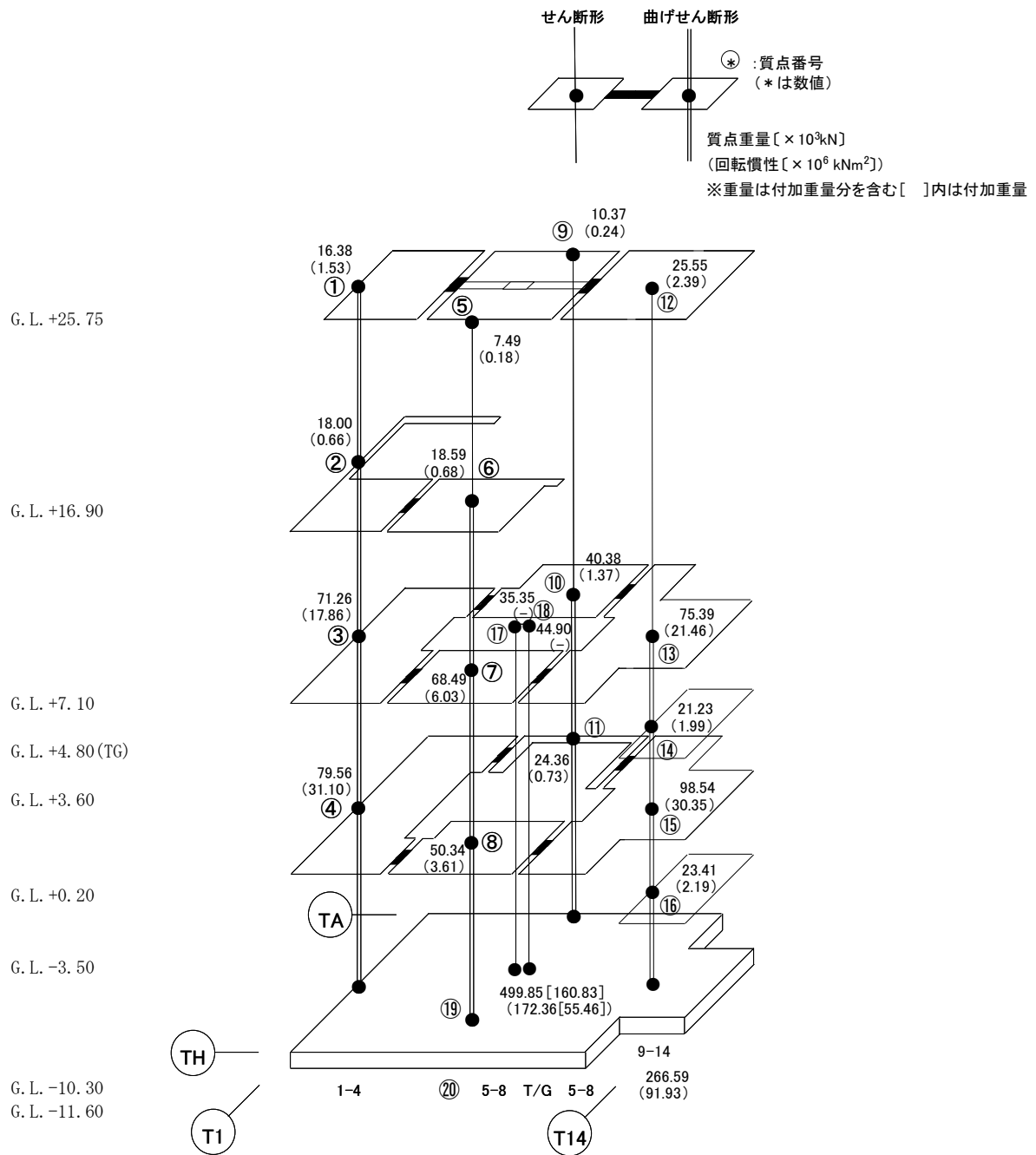
建屋の物性値

ヤング係数 :  $E = 2.57 \times 10^7$  [  $\text{kN/m}^2$  ] コンクリートの物性

せん断弾性係数 :  $G = 10.7 \times 10^6$  [  $\text{kN/m}^2$  ] コンクリートの物性

基礎形状 116.38m (NS 方向) x 67.60m (EW 方向)

図 3.1.4-4 建屋解析モデルの諸元 (剛性) (NS 方向)



総重量 : 1,496,030 kN

図 3.1.4-5 建屋解析モデルの諸元 (重量・回転慣性) (EW 方向)



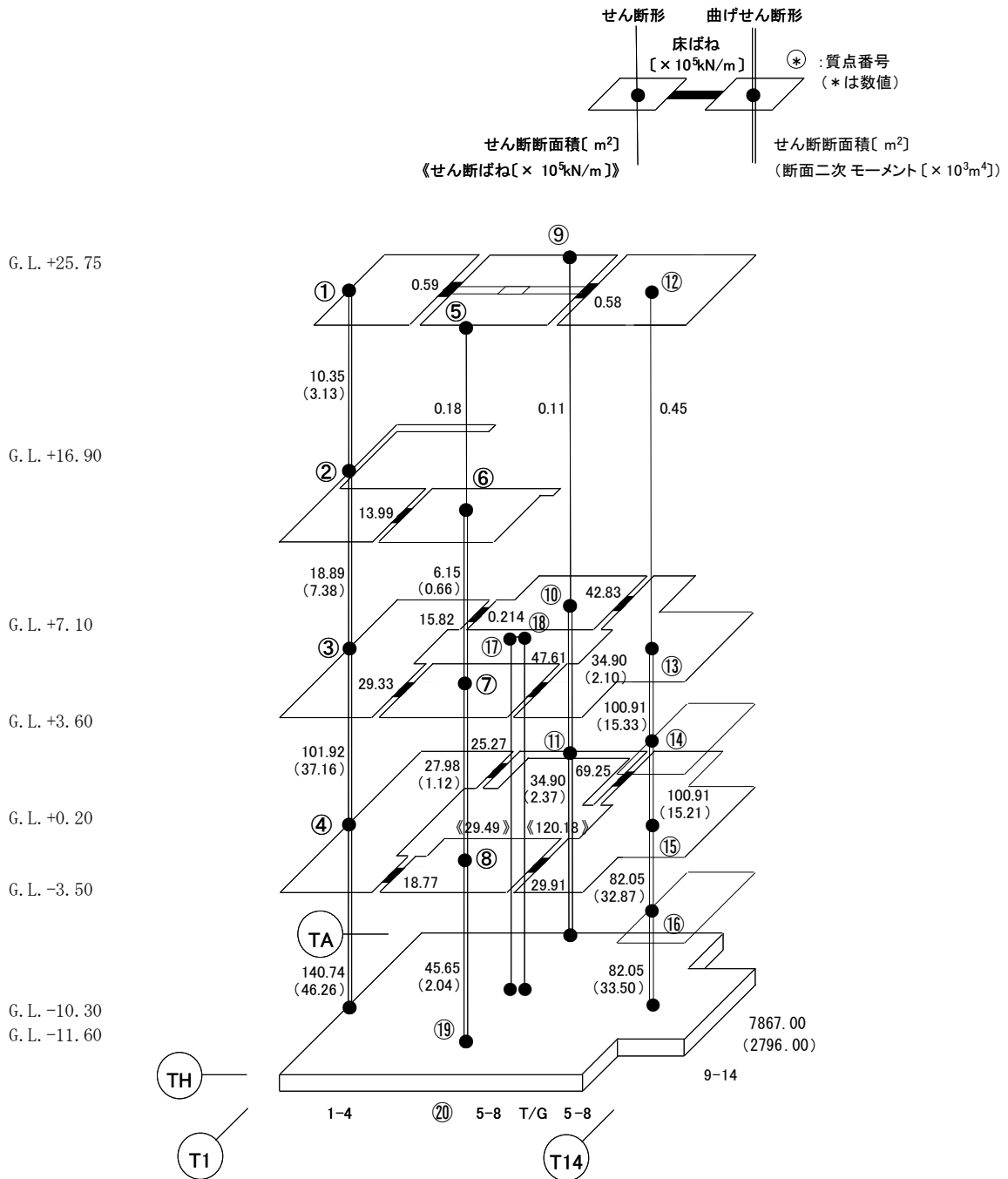


図 3.1.4-6 建屋解析モデルの諸元 (剛性) (EW 方向)

表 3.1.4-2 (1) 地盤定数

(Ss-1)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 3.1.4-2 (2) 地盤定数

(Ss-2)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 3.1.4-2 (3) 地盤定数

(Ss-3)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩  (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

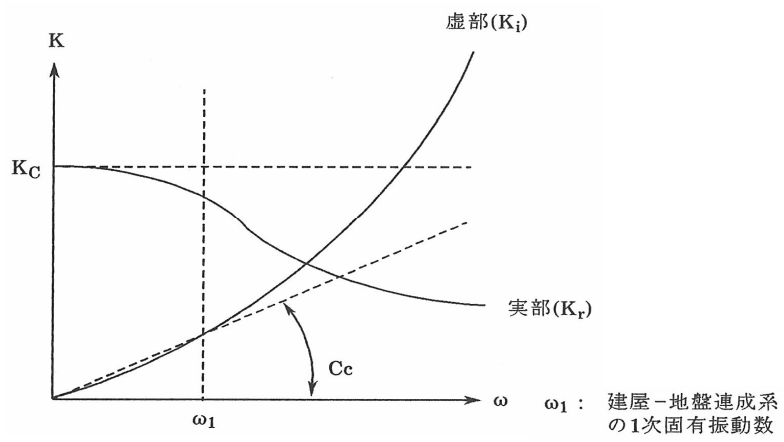


図 3.1.4-7 地盤ばねの近似

### 3.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を, 滞留水を未考慮の場合と比較して, 図 3.1.5-1～図 3.1.5-6 に示す。

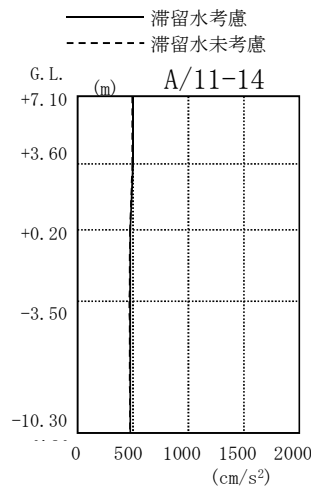
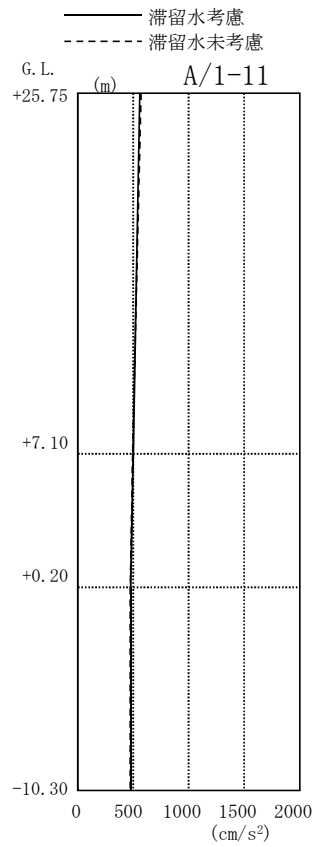
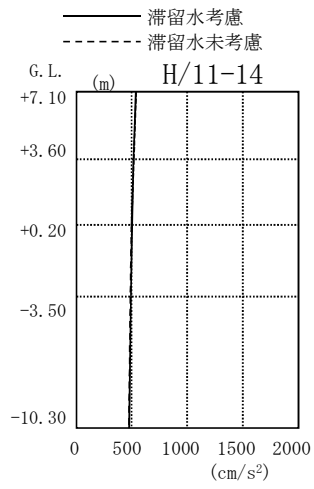
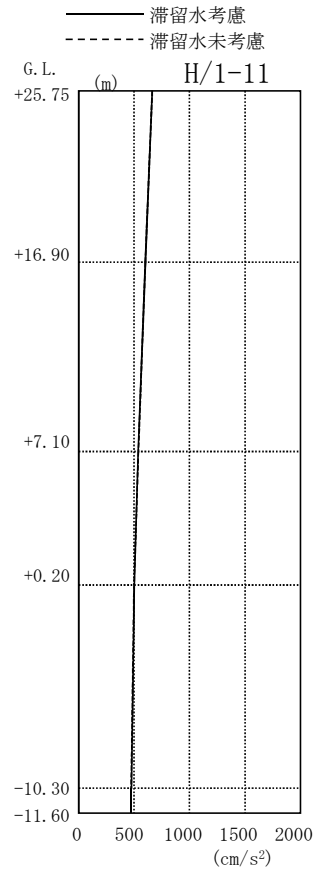


図 3.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・S<sub>S</sub>-1H)

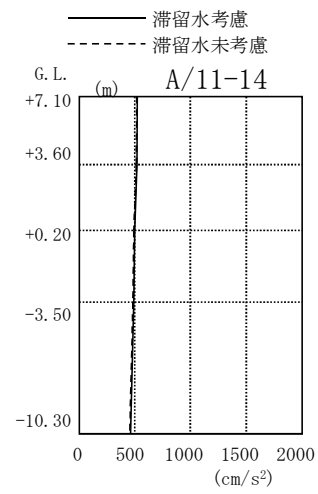
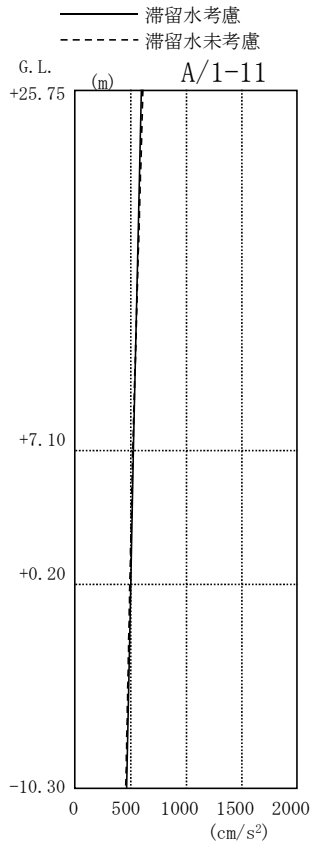
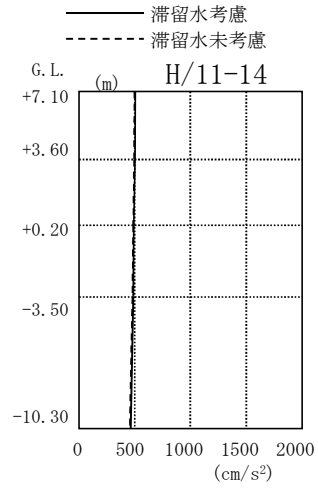
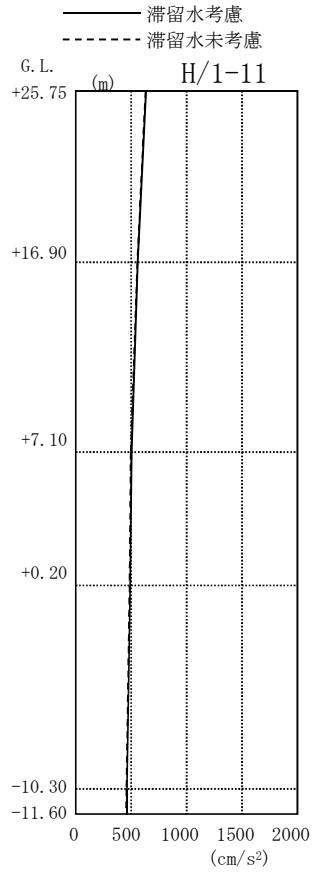


图 3.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

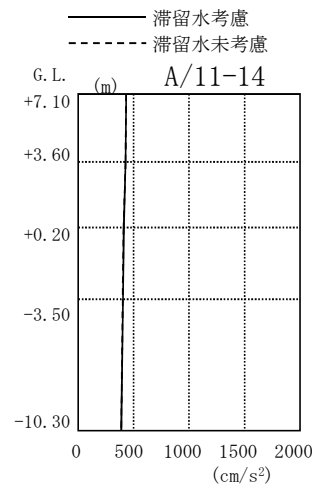
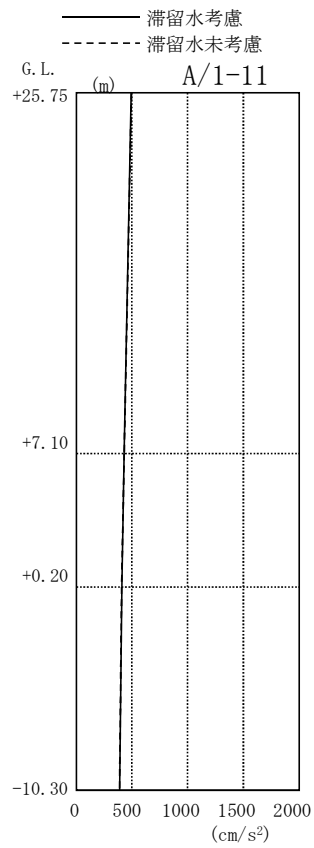
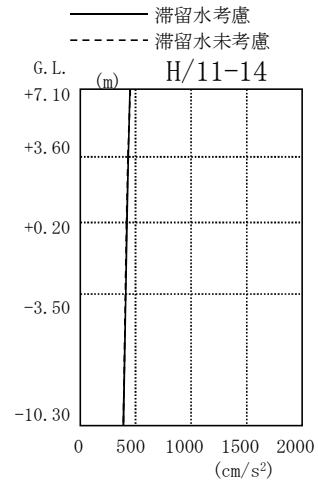
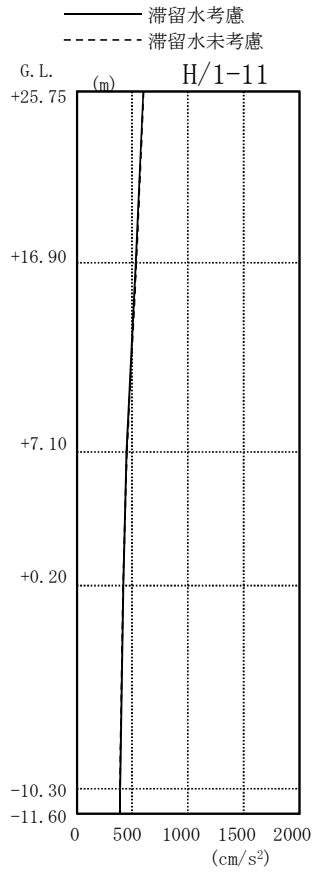


図 3. 1. 5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)



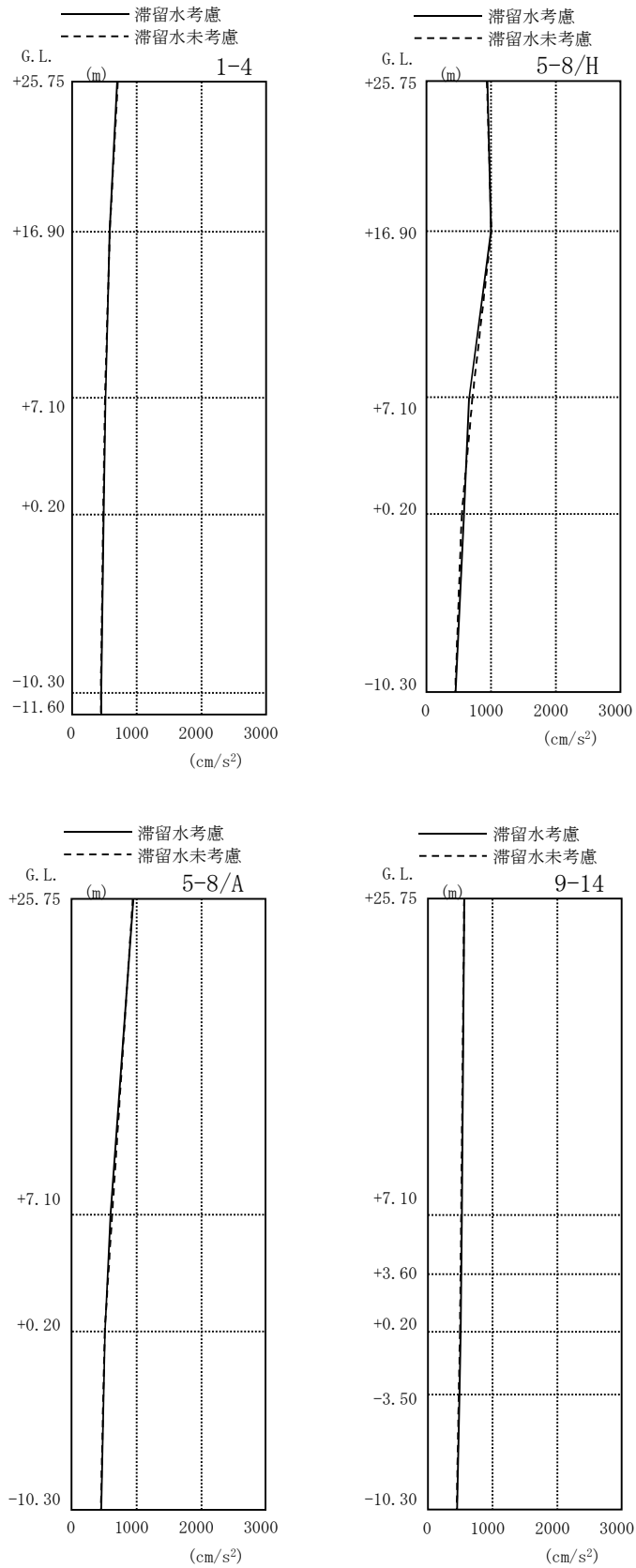


图 3.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

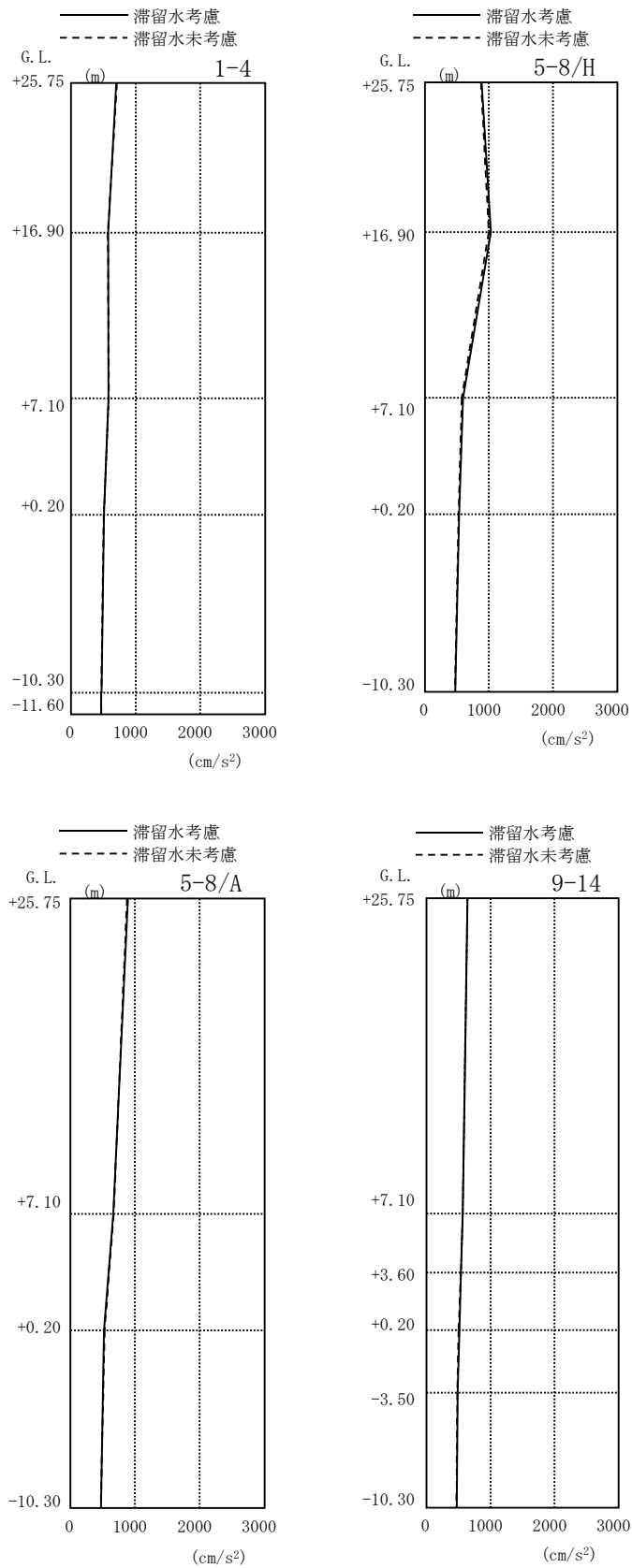


图 3.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・S<sub>S</sub>-2H)

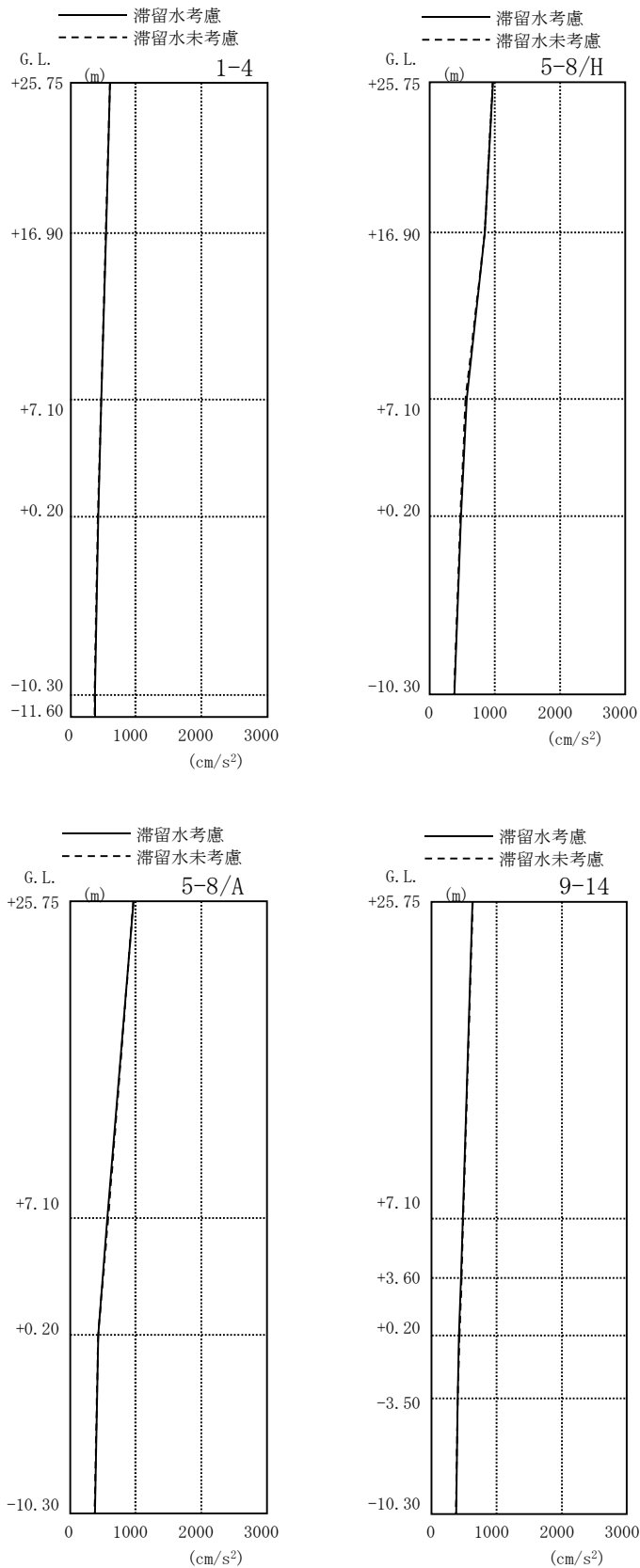


图 3.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・SS-3H)

### 3.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 3.1.6-1 及び表 3.1.6-2 に示す。また、図 3.1.6-1 及び図 3.1.6-2 に基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で  $0.15 \times 10^{-3}$  であり、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分余裕がある。なお、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEA4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、3号機タービン建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 3.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

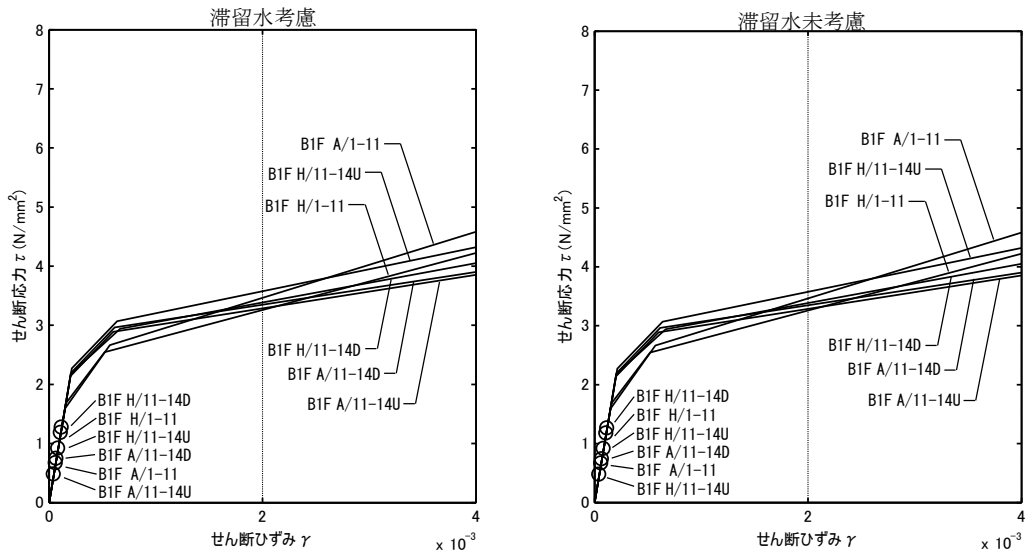
(単位： $\times 10^{-3}$ )

階	通り	G. L.	S <sub>s</sub> -1H		S <sub>s</sub> -2H		S <sub>s</sub> -3H		評価基準	
			滞留水		滞留水		滞留水			
			考慮	未考慮	考慮	未考慮	考慮	未考慮		
B1F	H/1-11	+0.20~-10.30	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	4.0 以下	
	H/11-14	U	+0.20~-3.50	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08		0.08
		D	-3.50~-10.30	0.12	0.12	0.12	0.12	0.11		0.11
	A/1-11	+0.20~-10.30	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06		
	A/11-14	U	+0.20~-3.50	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04		0.04
		D	-3.50~-10.30	0.07	0.07	0.08	0.07	0.06		0.06

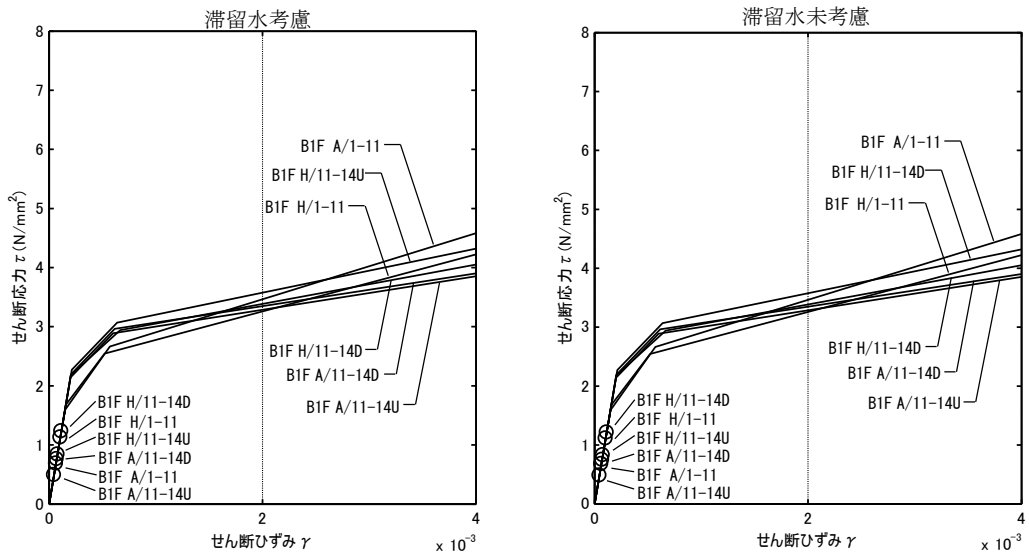
表 3.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位： $\times 10^{-3}$ )

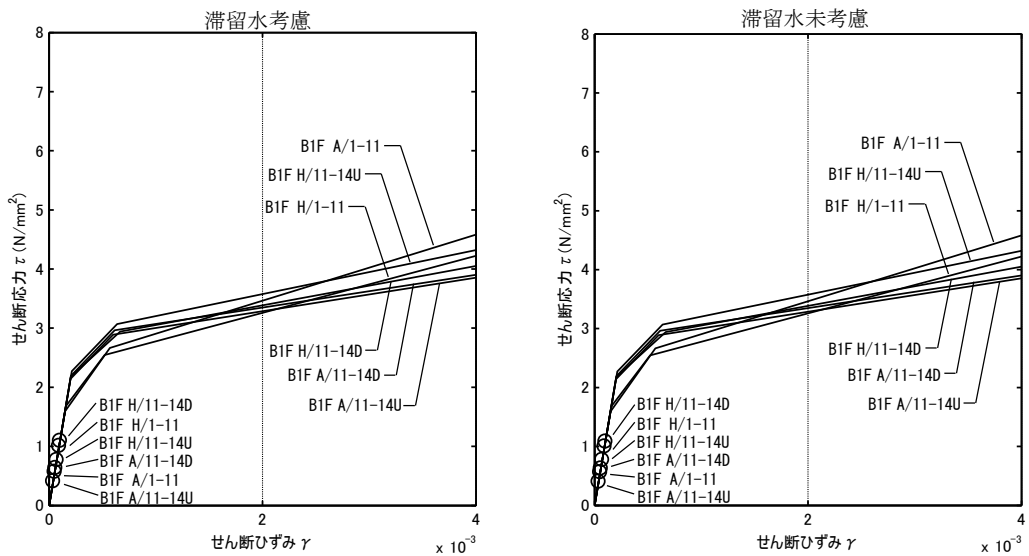
階	通り	G. L.	S <sub>s</sub> -1H		S <sub>s</sub> -2H		S <sub>s</sub> -3H		評価基準	
			滞留水		滞留水		滞留水			
			考慮	未考慮	考慮	未考慮	考慮	未考慮		
B1F	1-4	+0.20~-10.30	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	4.0 以下	
	5-8/H	+0.20~-10.30	0.09	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08		
	5-8/A	+0.20~-10.30	0.09	0.09	0.10	0.10	0.08	0.08		
	9-14	U	+0.20~-3.50	0.13	0.13	0.14	0.13	0.11		0.11
		D	-3.50~-10.30	0.14	0.14	0.15	0.15	0.12		0.12



(Ss-1H)

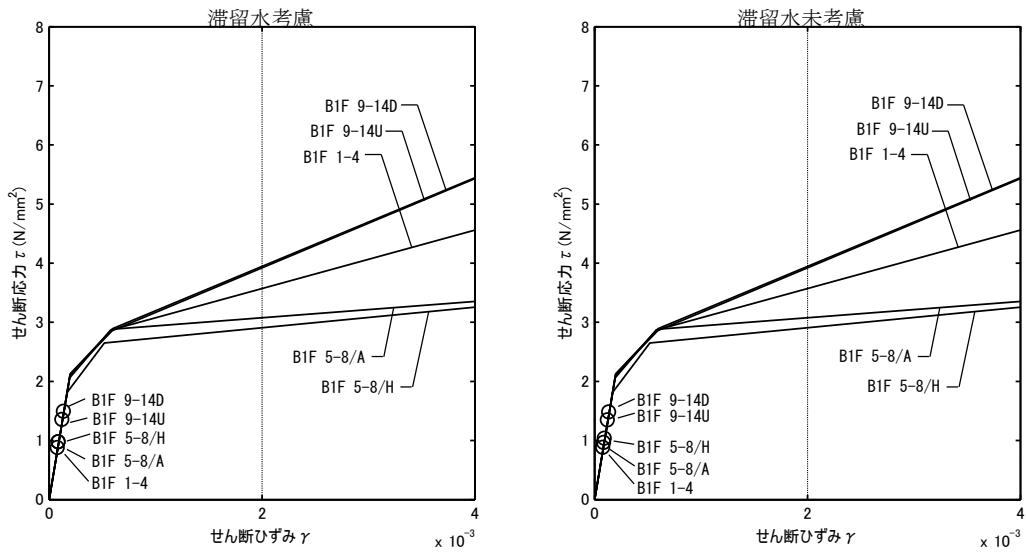


(Ss-2H)

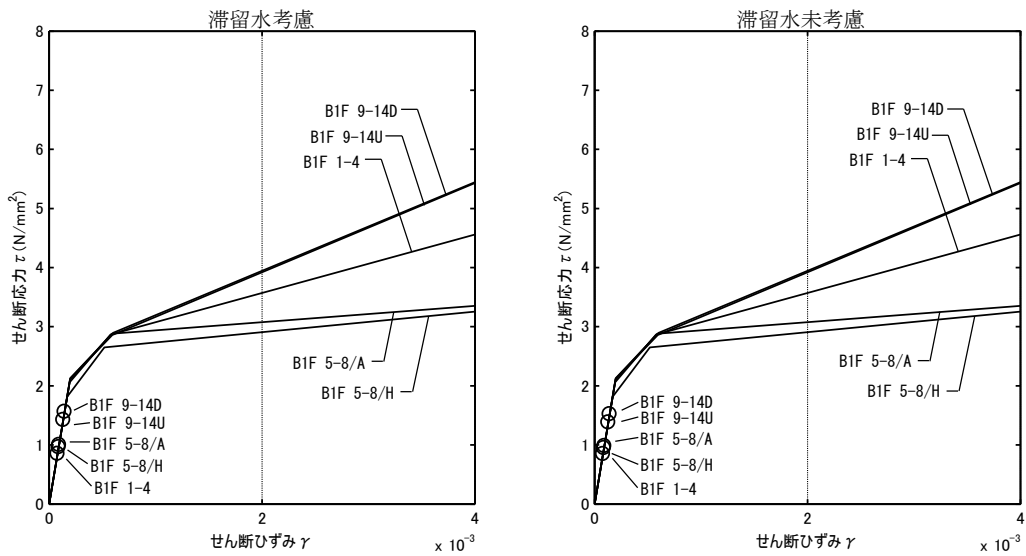


(Ss-3H)

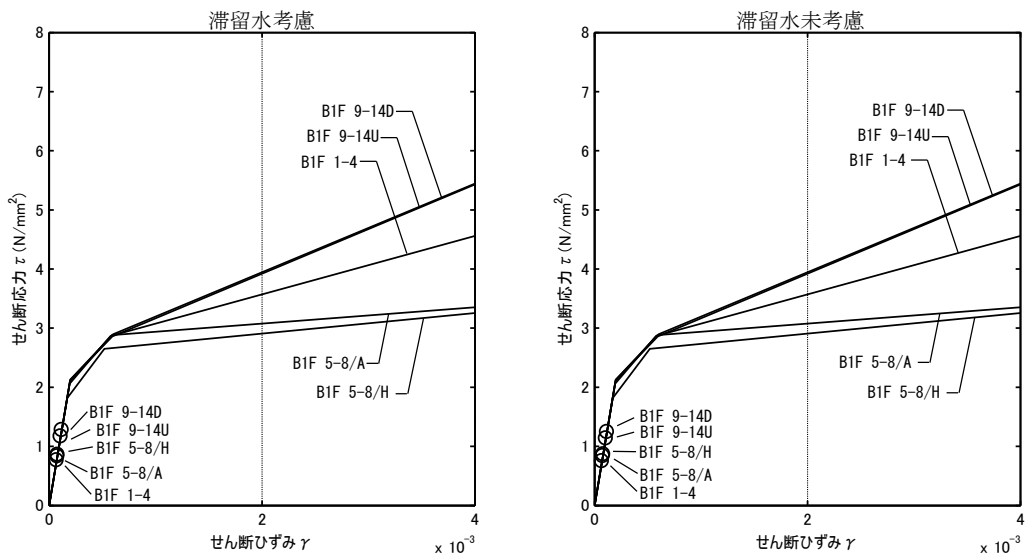
図 3.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

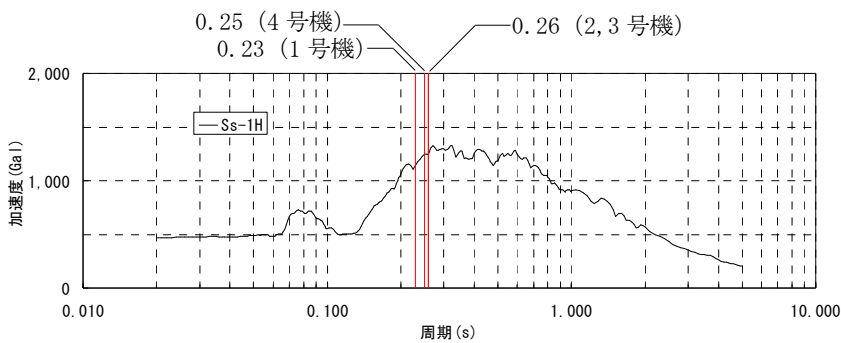
図 3. 1. 6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

### 3.2 代表号機以外の検討

滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる3号機タービン建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

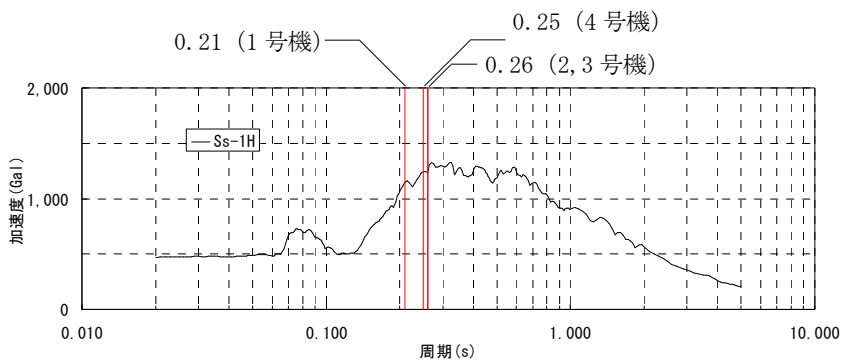
また、タービン建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機のタービン建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.23～0.26秒、EW方向で0.21～0.26秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルに各建屋の一次固有周期を重ね描きしたもの、および代表号機の地下外壁の最大応答せん断ひずみに、代表号機の入力動の応答スペクトルにおける代表号機の一次固有周期の応答加速度 $\alpha_{T1}$ と各号機の一次固有周期の応答加速度 $\alpha_{T1}$ の比 $\alpha_{amp}$ を乗じた $\gamma_{resp}$ を図3.2-1～図3.2-3に示す。 $\gamma_{resp}$ は各号機ともに評価基準値 $4 \times 10^{-3}$ に対して十分に小さいことから、代表号機以外についても地下外壁の耐震安全性は確保されているといえる。



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.23	1,139	0.92	0.11
#2	0.26	1,238	1.00	0.12
#3	0.26	1,238	—	0.12
#4	0.25	1,247	1.01	0.13

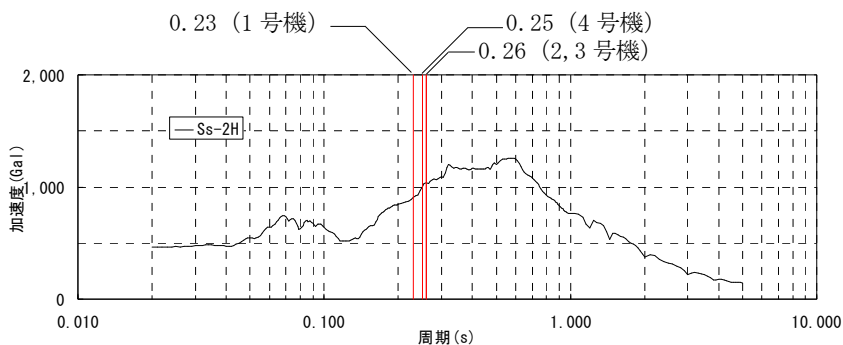
(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.21	1,150	0.93	0.13
#2	0.26	1,238	1.00	0.14
#3	0.26	1,238	—	0.14
#4	0.25	1,247	1.01	0.15

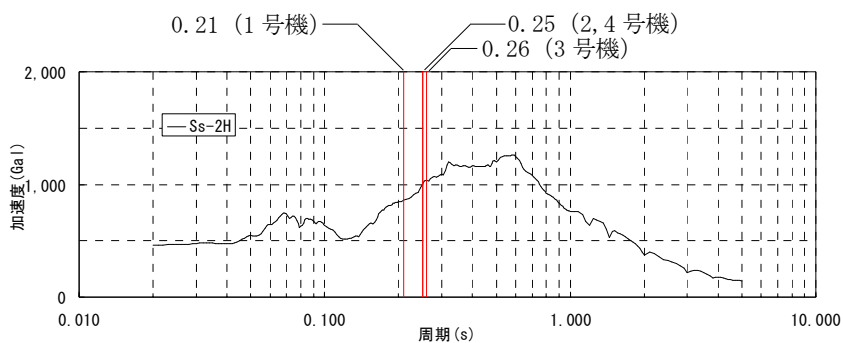
(タービン建屋 EW 方向)

図 3.2-1 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-1H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.23	909	0.88	0.11
#2	0.26	1,038	1.00	0.12
#3	0.26	1,038	—	0.12
#4	0.25	1,000	0.96	0.12

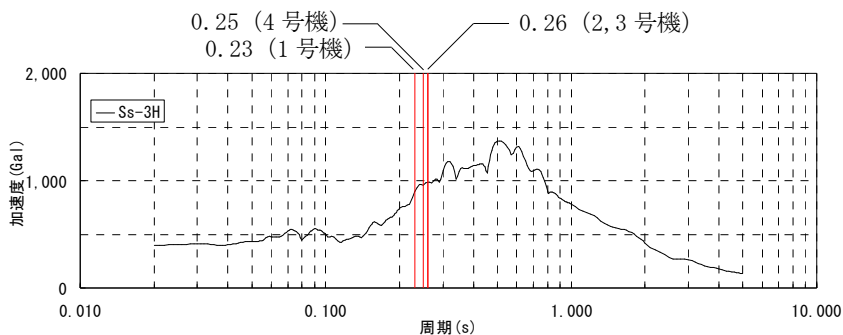
(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.21	860	0.83	0.13
#2	0.25	1,000	0.96	0.15
#3	0.26	1,038	—	0.15
#4	0.25	1,000	0.96	0.15

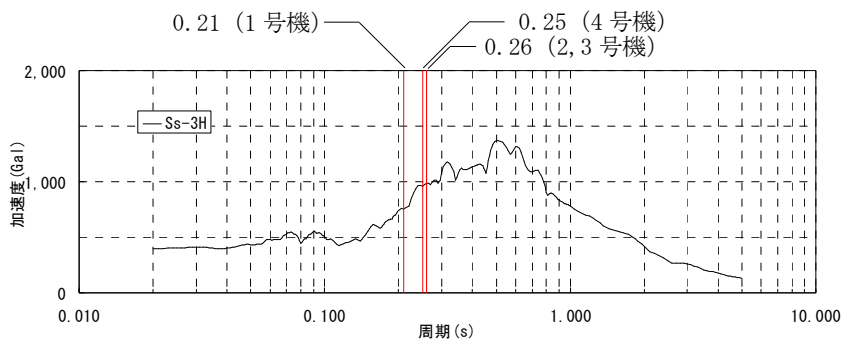
(タービン建屋 EW 方向)

図 3.2-2 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-2H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.23	898	0.91	0.10
#2	0.26	984	1.00	0.11
#3	0.26	984	—	0.11
#4	0.25	959	0.97	0.11

(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.21	757	0.77	0.10
#2	0.26	984	1.00	0.12
#3	0.26	984	—	0.12
#4	0.25	959	0.97	0.12

(タービン建屋 EW 方向)

図 3.2-3 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-3H)



表 3.2-1 タービン建屋の形状・一次固有周期・滞留水量の比較

		1号機タービン建屋	2号機タービン建屋	3号機タービン建屋 (代表号機)	4号機タービン建屋	
一次固有周期 (s)	N S	Ss-1H	0.23	0.26	0.26	0.25
		Ss-2H	0.23	0.26	0.26	0.25
		Ss-3H	0.23	0.26	0.26	0.25
	E W	Ss-1H	0.21	0.26	0.26	0.25
Ss-2H		0.21	0.25	0.26	0.25	
Ss-3H		0.21	0.26	0.26	0.25	
滞留水量 (m <sup>3</sup> )		9,600	13,500	16,400	12,800	
同一レベルの滞留比率※		B1F:0.330	B1F:0.313	B1F:0.370	B1F:0.285	

※同一レベルの滞留水重量と質点重量の比率

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(下記)と0.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。

建屋名	地盤沈下量	換算式
1号機	-730mm	T.P. = 旧0.P. - 1,457mm
2号機	-725mm	T.P. = 旧0.P. - 1,452mm
3号機	-710mm	T.P. = 旧0.P. - 1,437mm
4号機	712mm	T.P. = 旧0.P. - 1,439mm

## 4 廃棄物処理建屋

### 4.1 4号機廃棄物処理建屋（代表号機）

#### 4.1.1 解析評価方針

廃棄物処理建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

廃棄物処理建屋については地下滞留水量が最大となる代表号機を選定する。

解析モデルは、地下1階から地上3階に設置された機器を含む建屋全域をNS, EW方向とも多軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、保守的にその全てを固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認することとする。

廃棄物処理建屋の地震応答解析の評価手順例を、図4.1.1-1に示す。

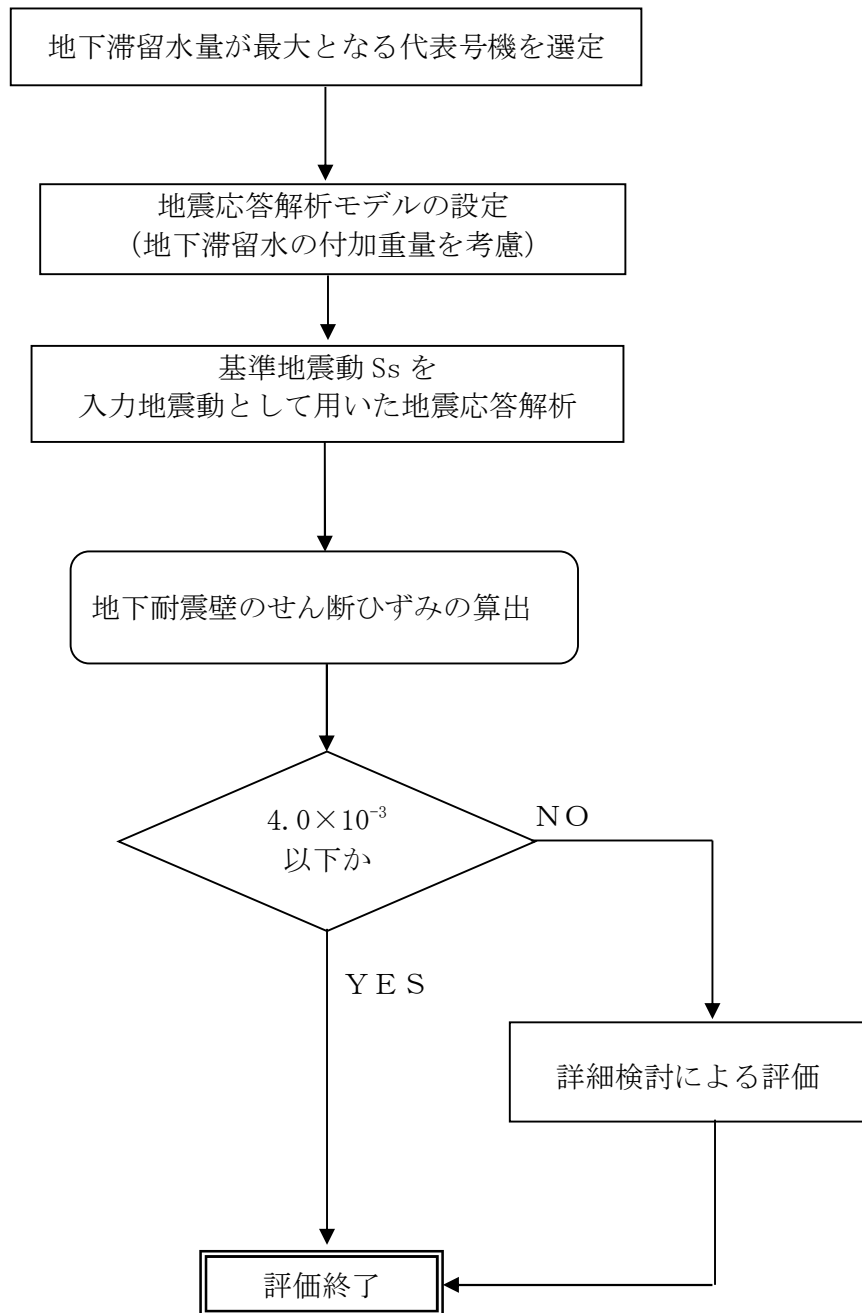


図 4.1.1-1 廃棄物処理建屋の地震応答解析の評価手順例

#### 4.1.2 代表号機の選定

廃棄物処理建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 4.1.2-1 に示す。表 4.1.2-1 より、貯水量の最も多い4号機を代表号機と選定する。

表 4.1.2-1 廃棄物処理建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1号機	2号機	3号機	4号機
水位	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000
貯水量	1, 400m <sup>3</sup>	2, 600m <sup>3</sup>	2, 600m <sup>3</sup>	4, 500m <sup>3</sup>

#### 4.1.3 解析に用いる入力地震動

4号機廃棄物処理建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図4.1.3-1に示す。この廃棄物処理建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動  $S_s$  の加速度波形について、図4.1.3-2に示す。

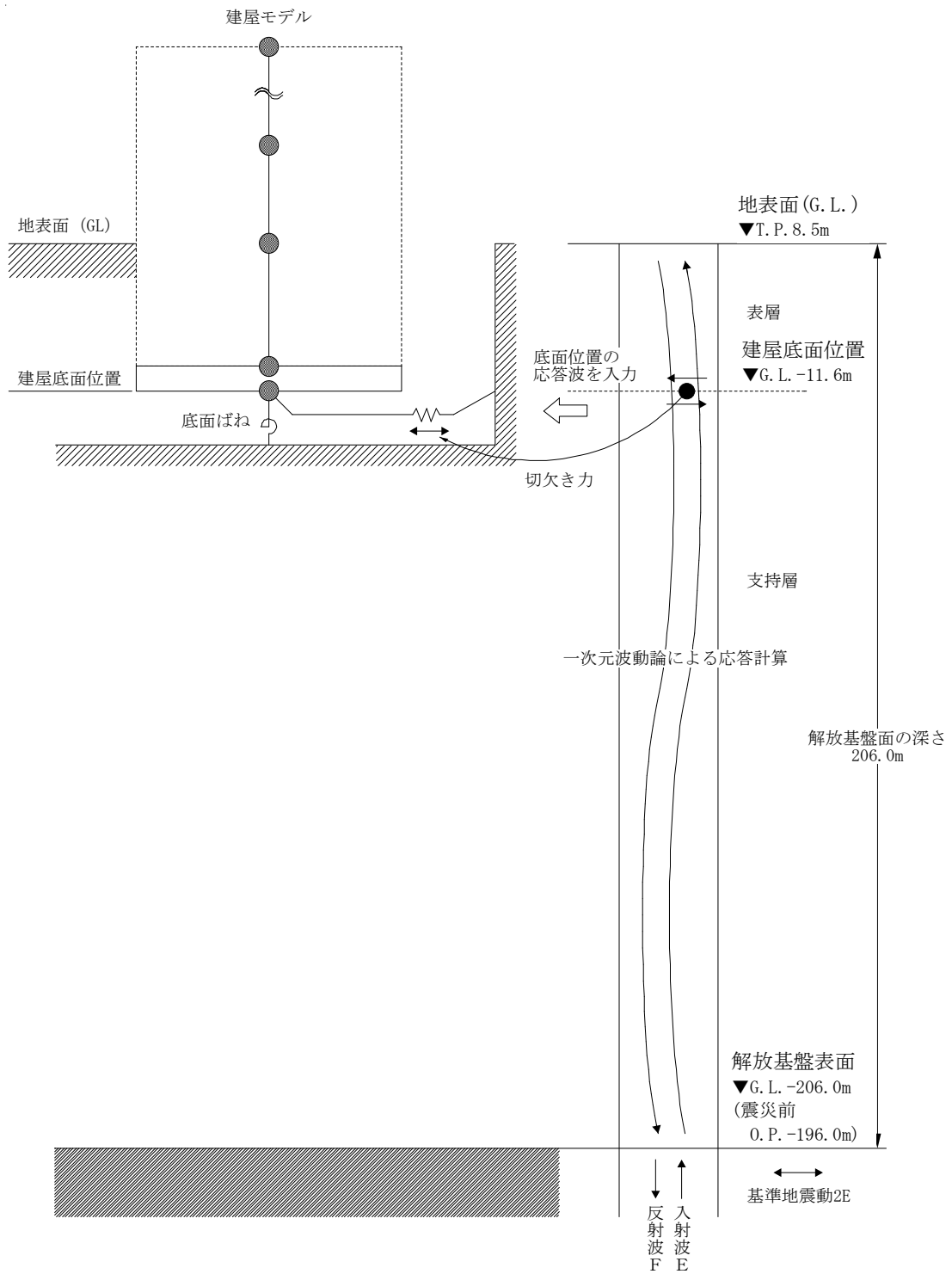


図 4.1.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。

〈換算式〉 T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

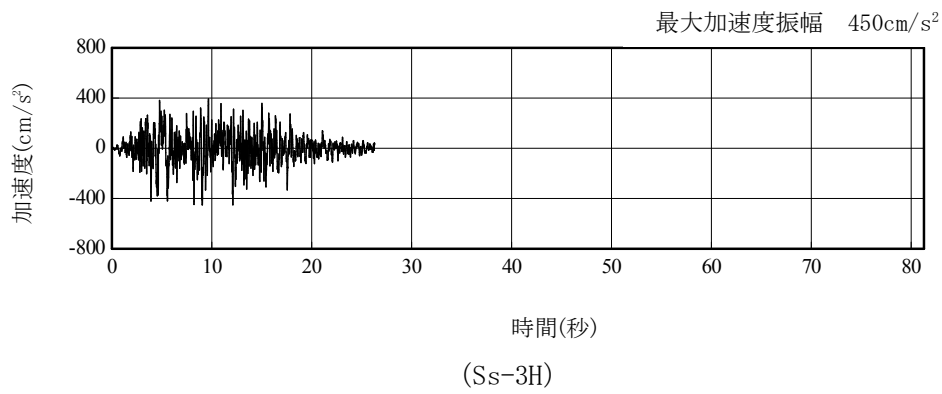
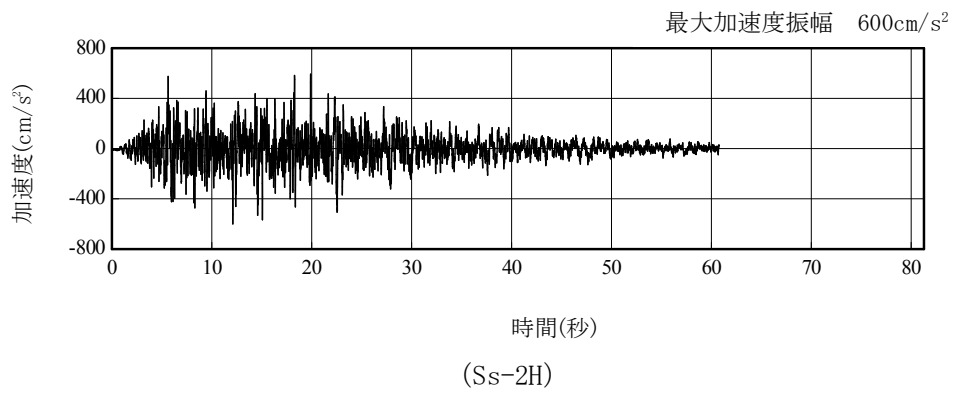
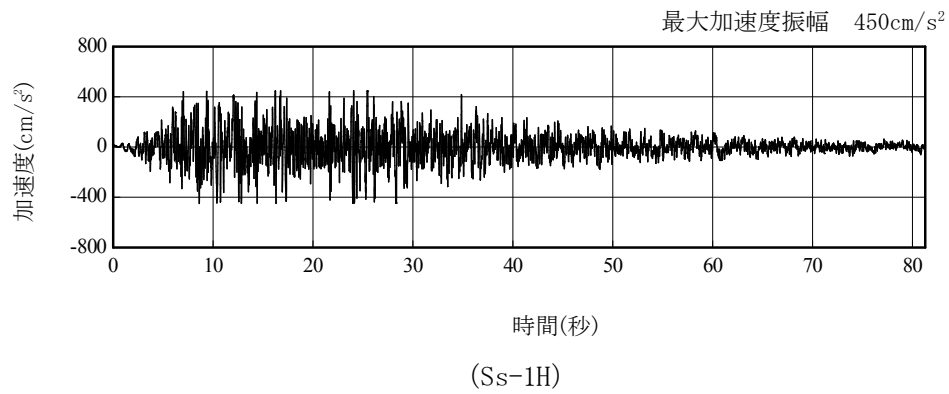


図 4. 1. 3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

#### 4.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動  $S_s$  に対する 4 号機廃棄物処理建屋の地震応答解析は、「4.1.3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 4.1.4-1 及び図 4.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 4.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 4.1.4-2 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表 4.1.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-1.4.3 に示すようにばね定数 ( $K_c$ ) として実部の静的な値を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。



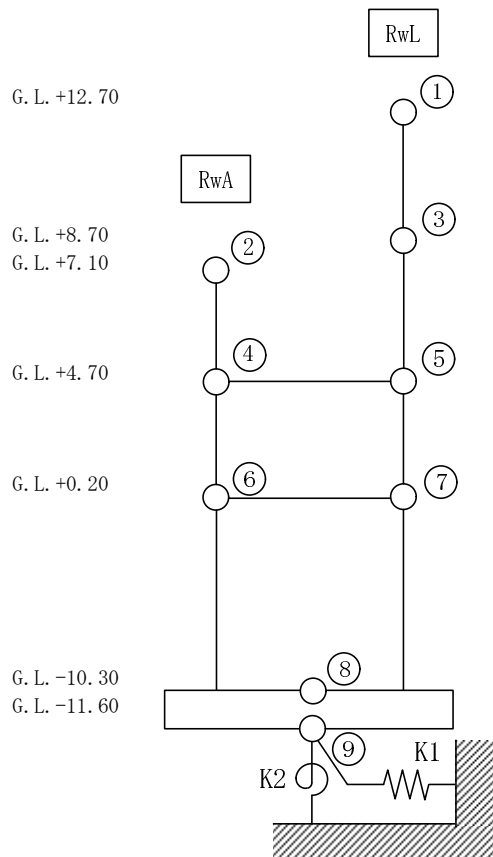


図 4. 1. 4-1 4号機廃棄物処理建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

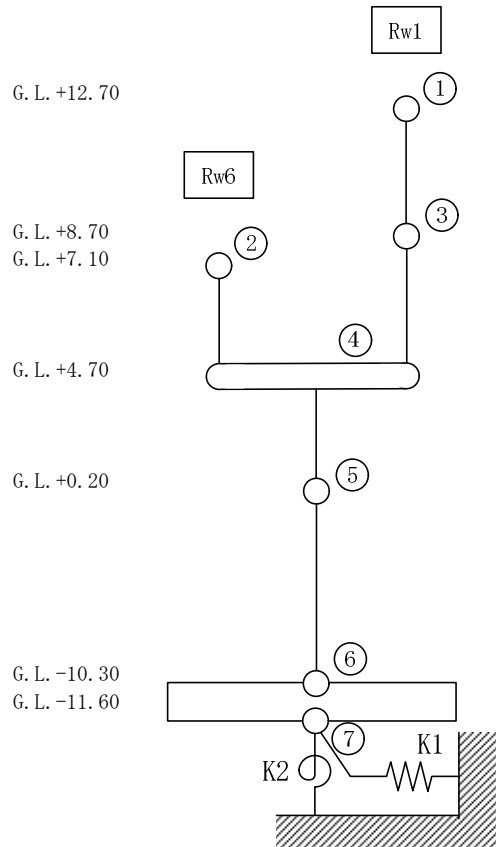


図 4. 1. 4-2 4号機廃棄物処理建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4. 1. 4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンクリート	強度*1 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*2 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数*2 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	35.0	2.57×10 <sup>4</sup>	1.07×10 <sup>4</sup>	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

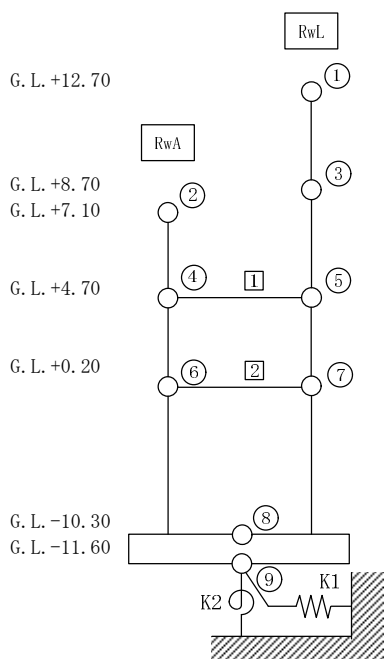
\*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

\*2：実強度に基づく値を示す。

\*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 4.1.4-2 建屋解析モデルの諸元

NS 方向

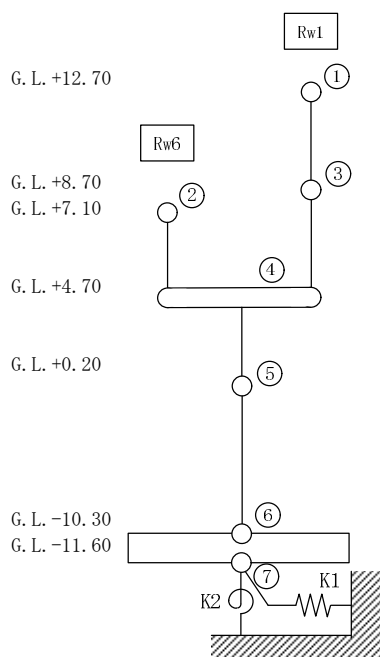


質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 $I_R$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	せん断断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	断面2次モメント $I_B$ (m <sup>4</sup> )	質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 $I_R$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	せん断断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	断面2次モメント $I_B$ (m <sup>4</sup> )
						①	+12.7	4,050	0.69		
②	+7.1	1,920	0.65	16.0	987	③	+8.7	11,790	2.33	13.2	271
④	+4.7	13,110	5.48	34.3	4,408	⑤	+4.7	24,610	10.29	30.6	1,186
⑥	+0.2	35,150	14.70	44.1	6,208	⑦	+0.2	75,660	63.32	50.9	6,138
⑧	-10.3	129,370 (44,130)	91.69 (31.28)	1,832.6	129,874					125.7	25,167
⑨	-11.6	28,040	19.87								
合計		323,700									

注 ( ) 内は滞留水による付加分を示す。

ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 25.22m(NS 方向)  $\times$  72.65m(EW 方向)  
 床のせん断ばね定数  $K_s$  ①:  $44.48 \times 10^5$  (kN/m) ②:  $45.21 \times 10^5$  (kN/m)

EW 方向



質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 $I_R$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	せん断断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	断面2次モメント $I_B$ (m <sup>4</sup> )	質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 $I_R$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	せん断断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	断面2次モメント $I_B$ (m <sup>4</sup> )
						①	+12.7	4,050	0.52		
②	+7.1	1,920	0.08	5.4	30	③	+8.7	11,790	5.15	21.2	280
④	+4.7	37,730	127.38	151.8	30,007					45.2	1,824
⑤	+0.2	110,800	526.07	176.5	66,926						
⑥	-10.3	129,370 (44,130)	614.23 (209.52)	1,832.6	870,078						
⑦	-11.6	28,040	133.13								
合計		323,700									

注 ( ) は滞留水による付加分を示す。

ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 25.22m(NS 方向)  $\times$  72.65m(EW 方向)

表 4. 1. 4-3(1) 地盤定数

(Ss-1)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 4. 1. 4-3 (2) 地盤定数

(Ss-2)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

表 4. 1. 4-3 (3) 地盤定数

(Ss-3)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

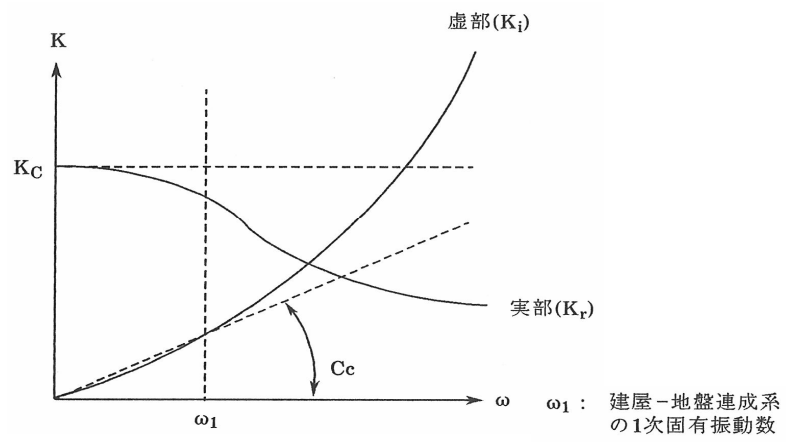


図 4. 1. 4-3 地盤ばねの近似

#### 4.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を, 滞留水を未考慮の場合と比較して, 図 4.1.5-1~図 4.1.5-6 に示す。

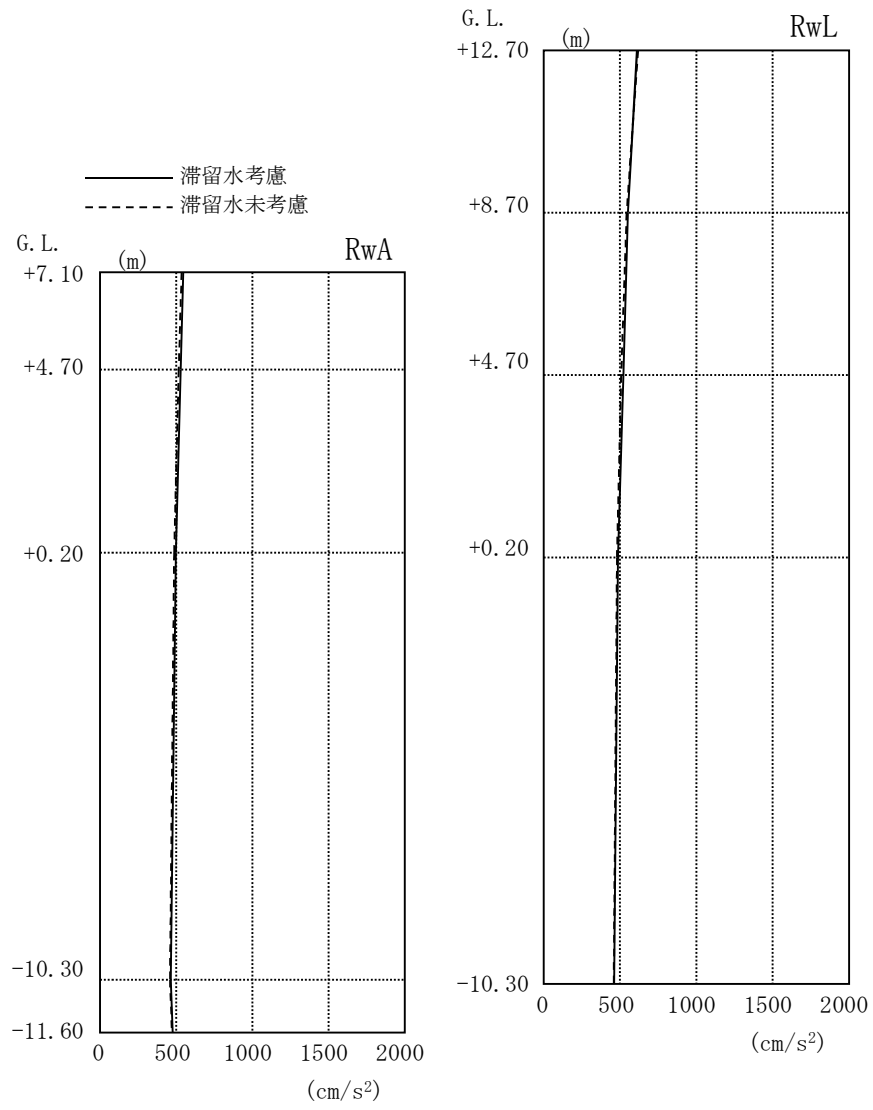


图 4.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)



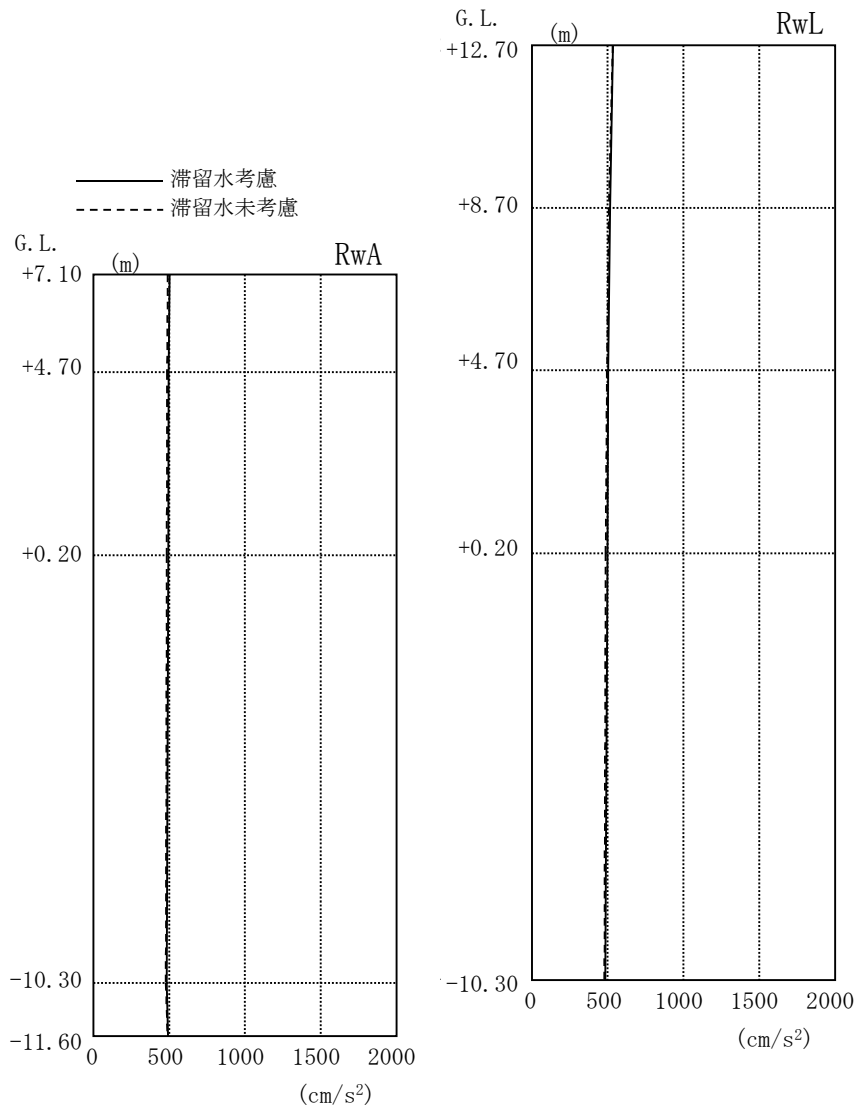


图 4.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

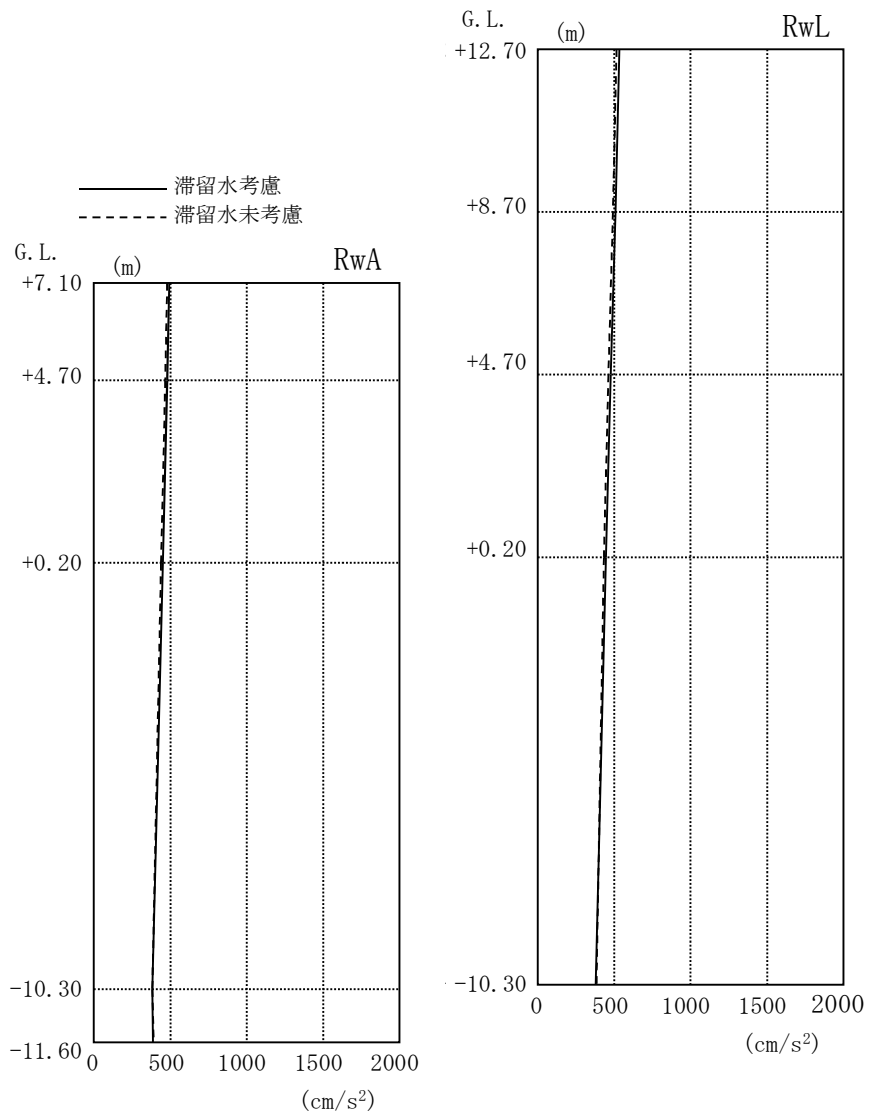


图 4.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

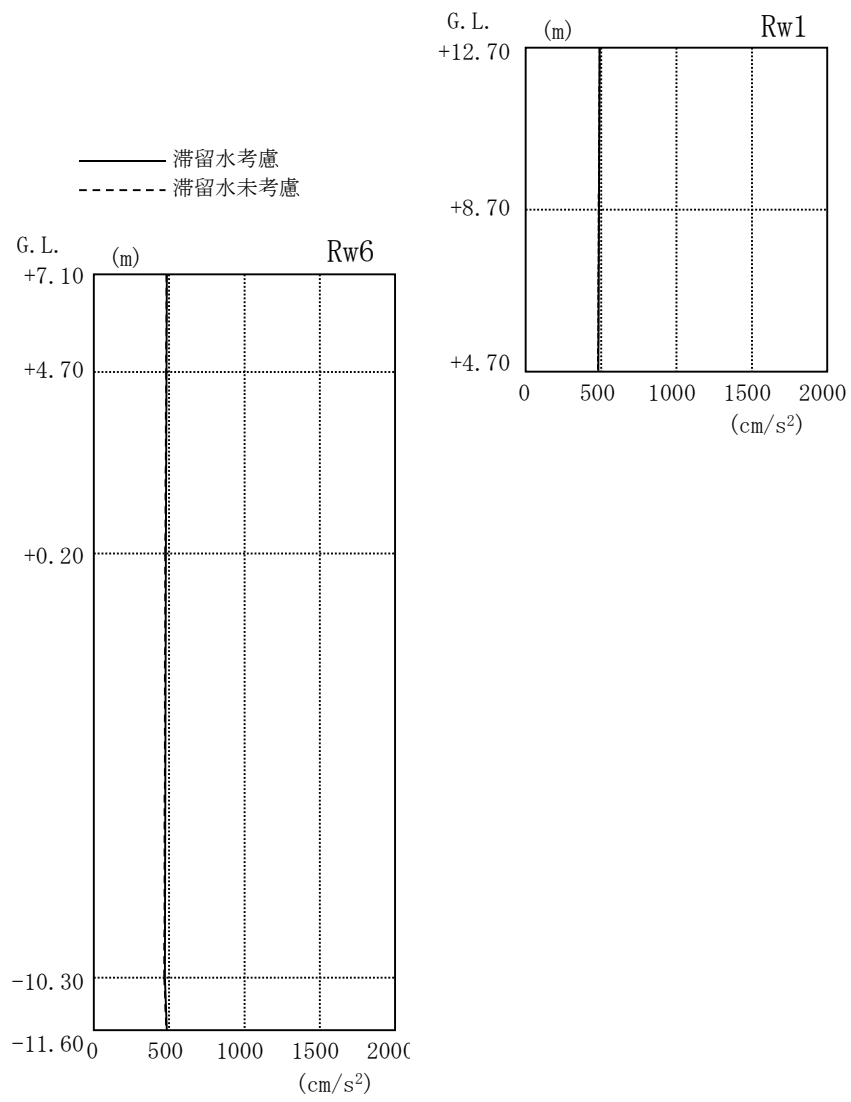


图 4.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

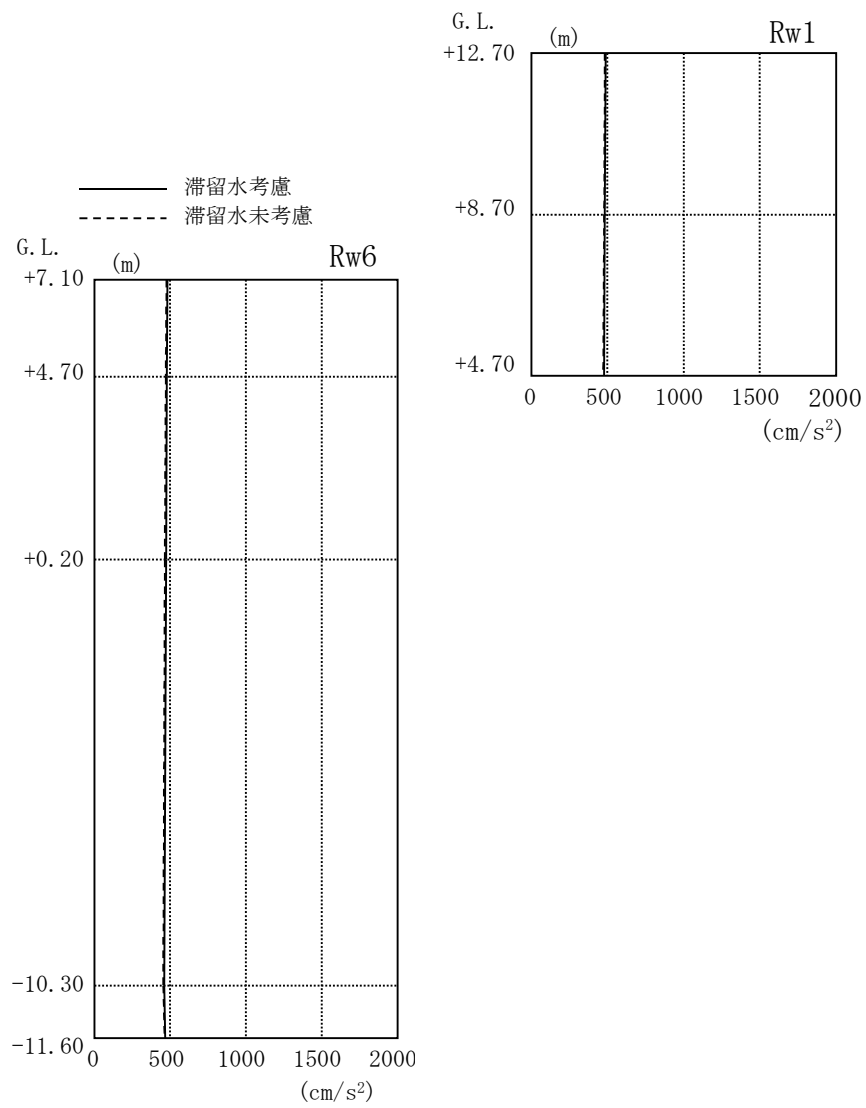


图 4.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

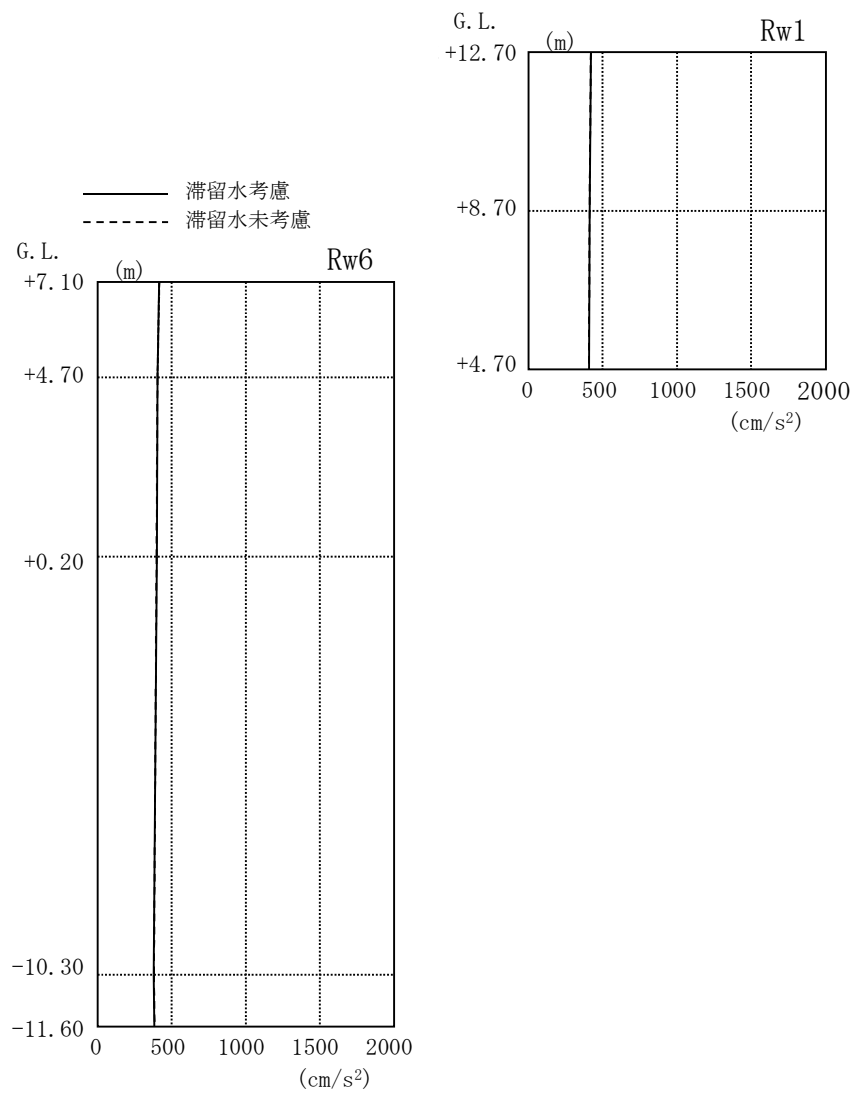


图 4.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

#### 4.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 4.1.6-1 及び表 4.1.6-2 に示す。また、図 4.1.6-1 及び図 4.1.6-2 に基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で  $0.06 \times 10^{-3}$  であり、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分余裕がある。なお、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、4号機廃棄物処理建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 4.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

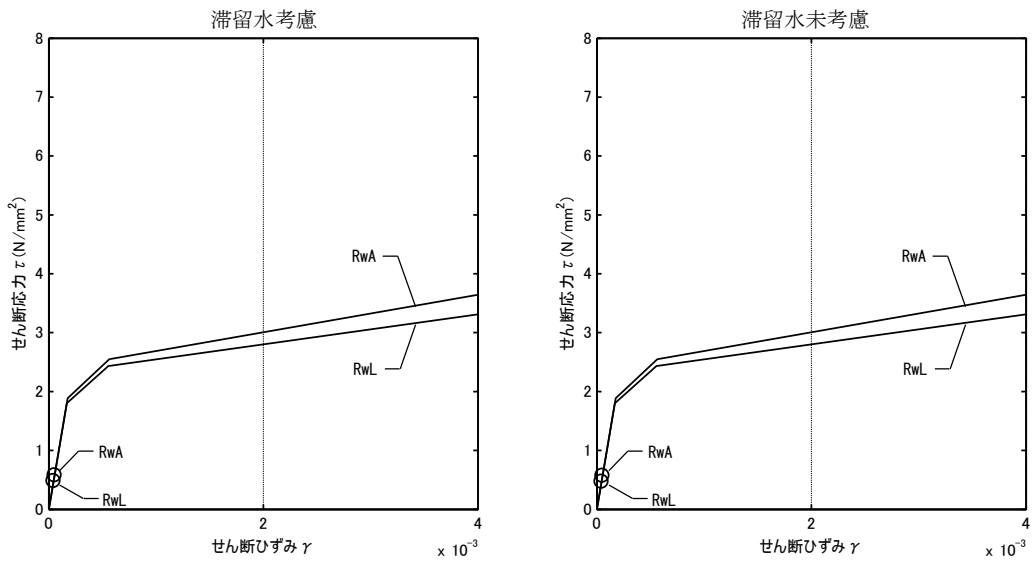
(単位:  $\times 10^{-3}$ )

階	通り	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	RwA	+0.20~ -10.30	考慮	0.06	0.06	0.05	4.0 以下
			未考慮	0.06	0.06	0.05	
	RwL	+0.20~ -10.30	考慮	0.05	0.05	0.05	
			未考慮	0.05	0.05	0.04	

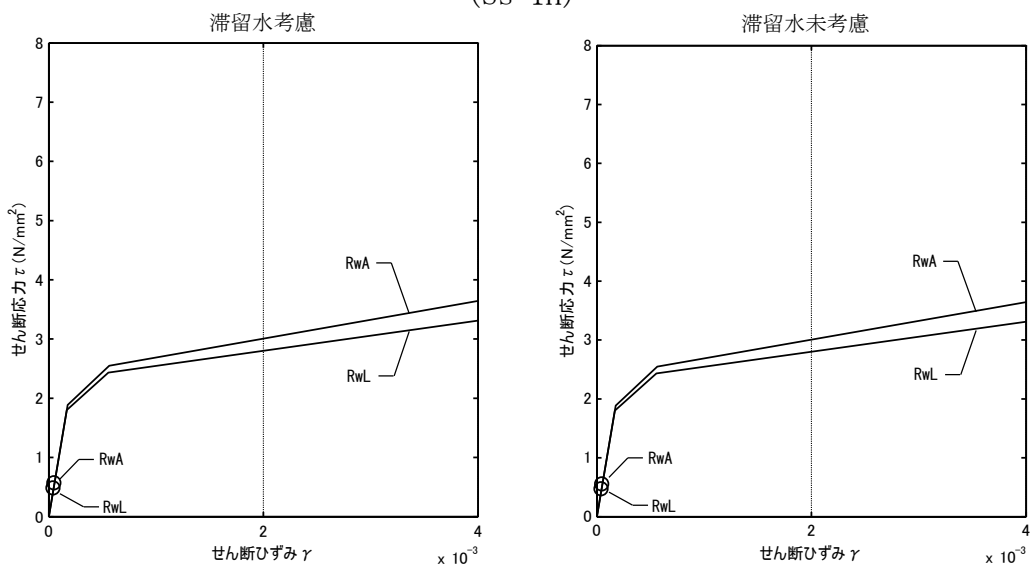
表 4.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位:  $\times 10^{-3}$ )

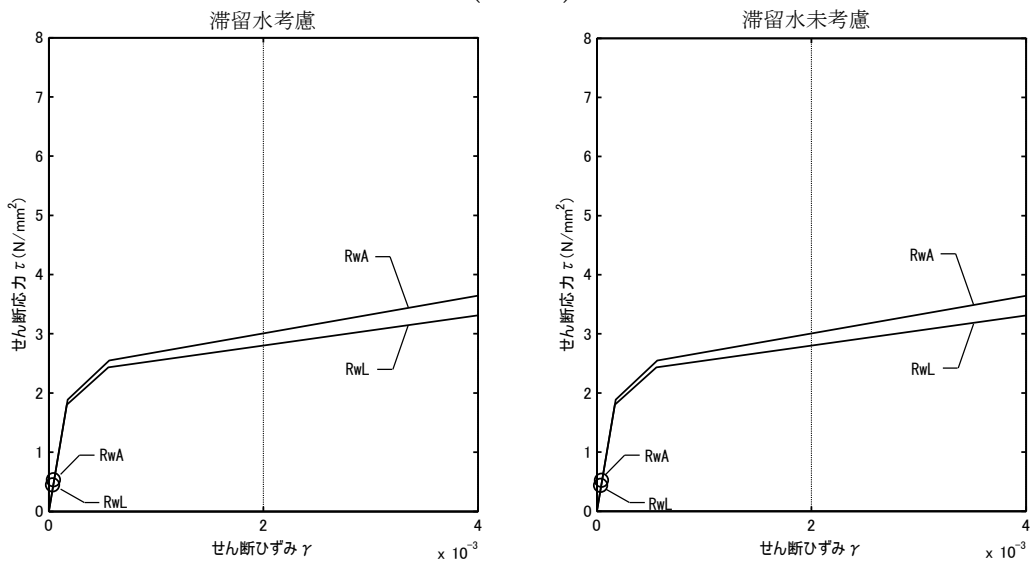
階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-10.30	考慮	0.05	0.05	0.04	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.04	



(Ss-1H)

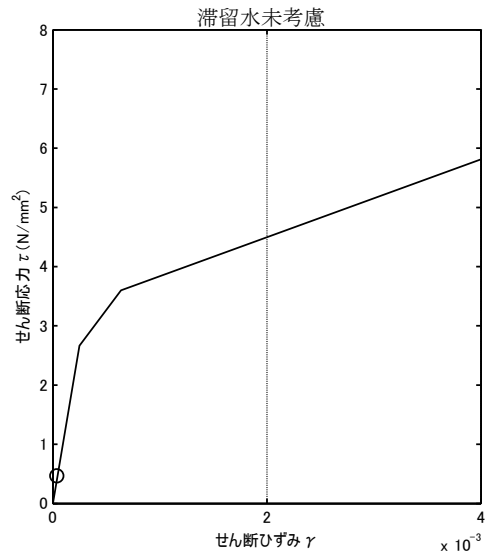
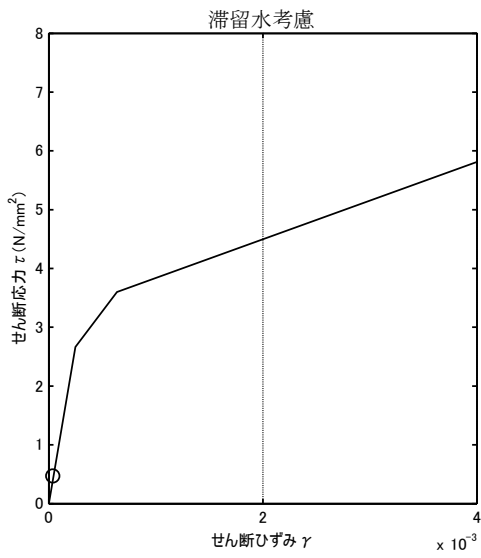


(Ss-2H)

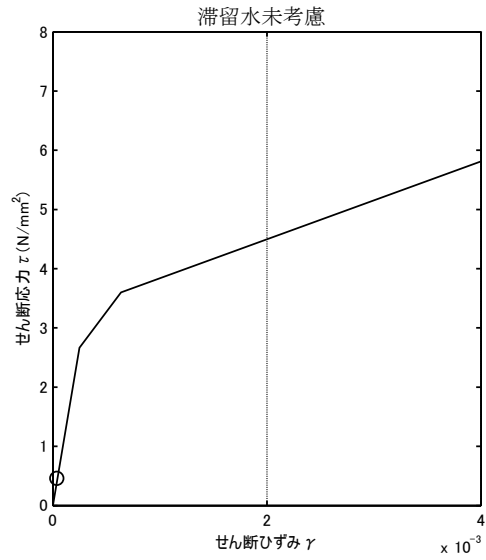
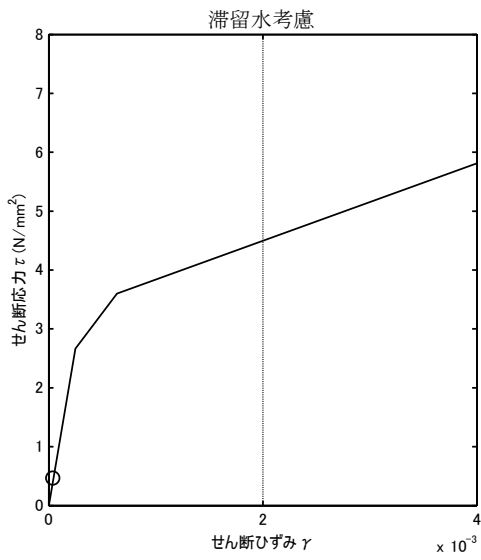


(Ss-3H)

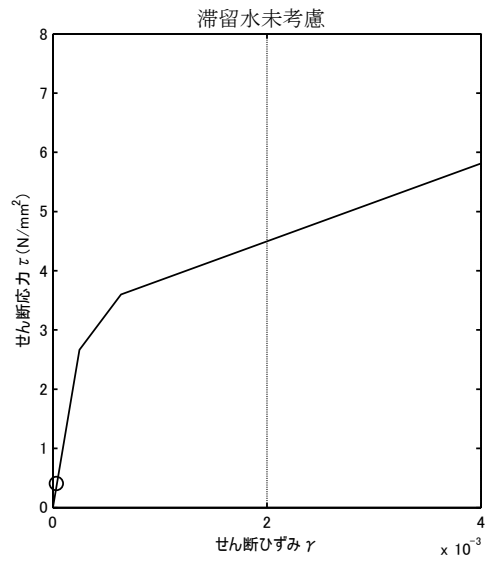
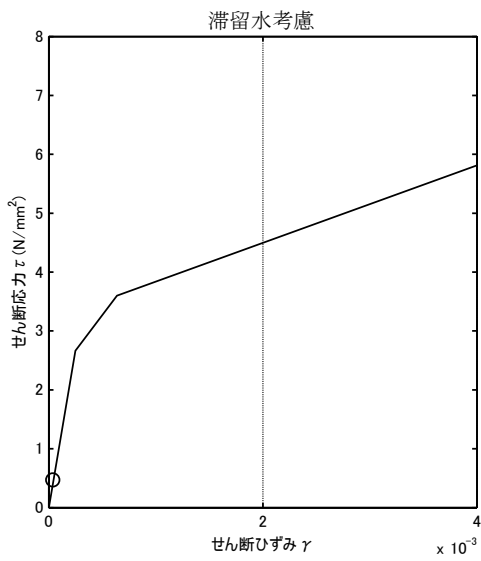
図 4.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 4.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

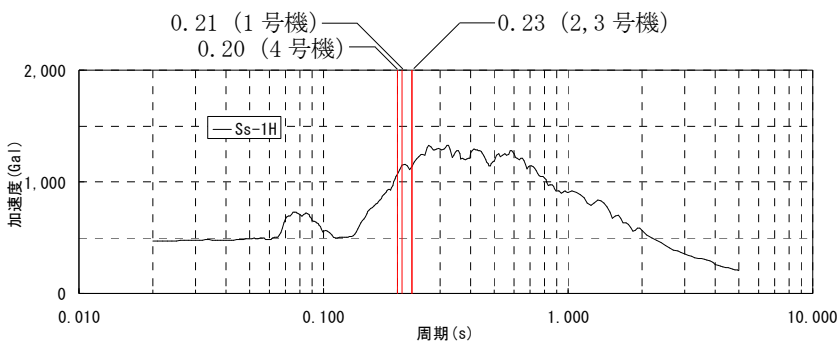


#### 4.2 代表号機以外の検討

滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる4号機廃棄物処理建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

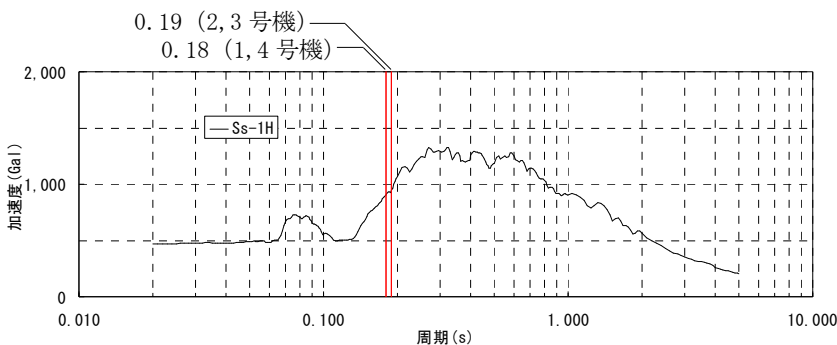
また、廃棄物処理建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機の廃棄物処理建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.21~0.23秒、EW方向で0.18~0.19秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルに各建屋の一次固有周期を重ね描きしたものの、および代表号機の地下外壁の最大応答せん断ひずみに、代表号機の入力動の応答スペクトルにおける代表号機の一次固有周期の応答加速度 $\alpha_{T1}$ と各号機の一次固有周期の応答加速度 $\alpha_{T1}$ の比 $\alpha_{amp}$ を乗じた $\gamma_{resp}$ を図4.2-1~図4.2-3に示す。 $\gamma_{resp}$ は各号機ともに評価基準値 $4 \times 10^{-3}$ に対して十分に小さいことから、代表号機以外についても地下外壁の耐震安全性は確保されているといえる。



(廃棄物処理建屋 NS 方向)

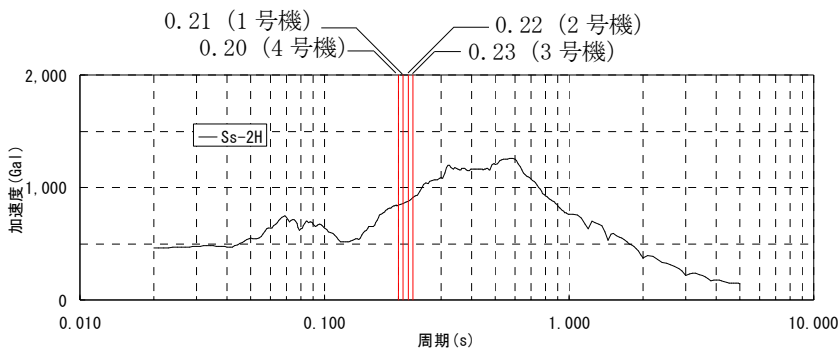
号機	一次固有周期 $T_1$ (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.21	1,150	1.08	0.07
#2	0.23	1,139	1.07	0.07
#3	0.23	1,139	1.07	0.07
#4	0.20	1,067	—	0.06



(廃棄物処理建屋 EW 方向)

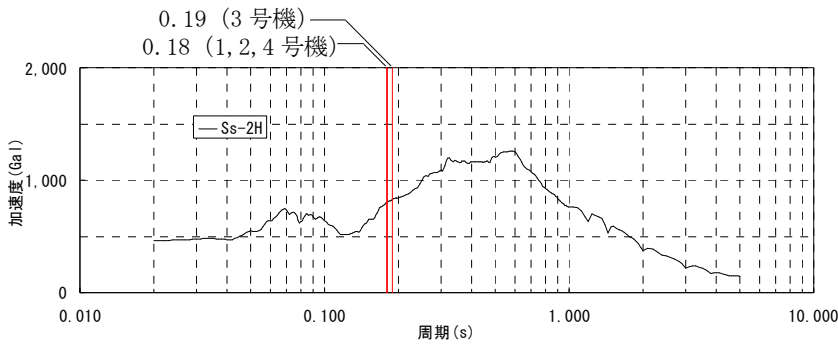
号機	一次固有周期 $T_1$ (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.18	903	1.00	0.05
#2	0.19	944	1.05	0.06
#3	0.19	944	1.05	0.06
#4	0.18	903	—	0.05

図 4.2-1 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-1H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.21	860	1.02	0.07
#2	0.22	877	1.04	0.07
#3	0.23	909	1.07	0.07
#4	0.20	847	—	0.06

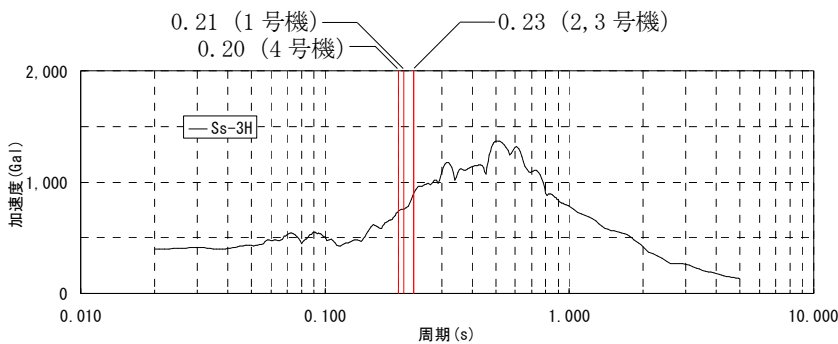
(廃棄物処理建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.18	805	1.00	0.05
#2	0.18	805	1.00	0.05
#3	0.19	832	1.03	0.06
#4	0.18	805	—	0.05

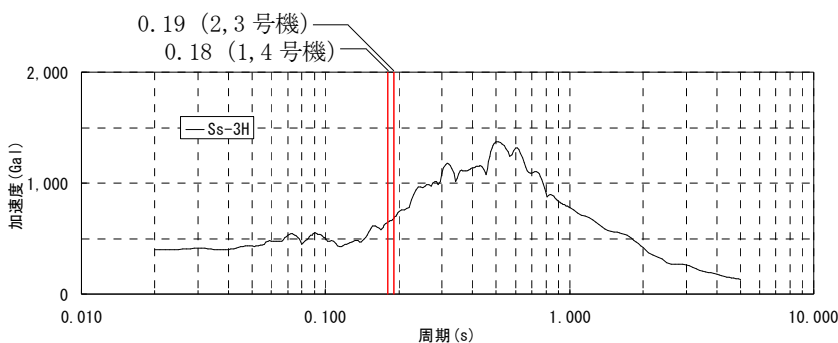
(廃棄物処理建屋 EW 方向)

図 4.2-2 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-2H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-5}$ )
#1	0.21	757	1.02	0.06
#2	0.23	898	1.21	0.07
#3	0.23	898	1.21	0.07
#4	0.20	742	—	0.05

(廃棄物処理建屋 NS 方向)

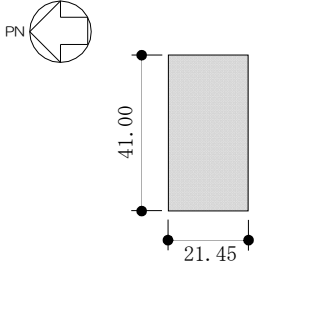
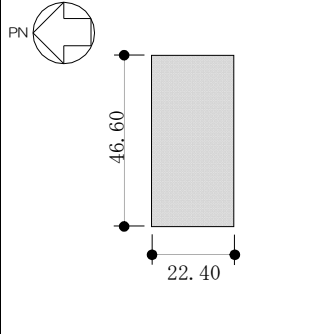
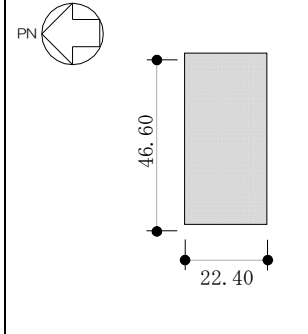
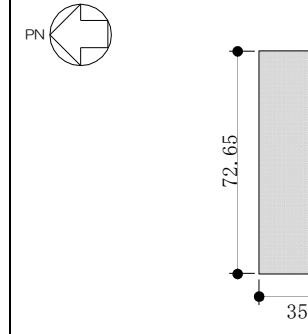
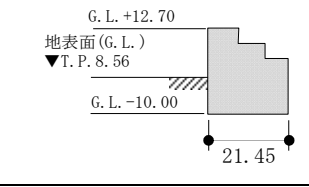
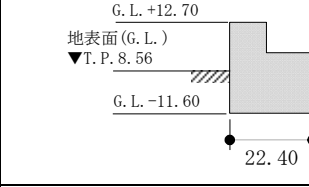
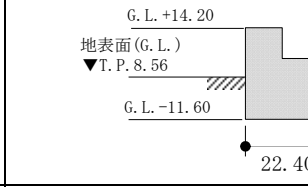
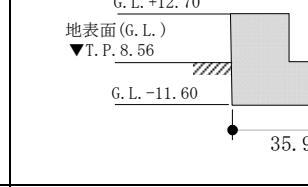
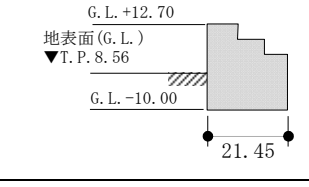
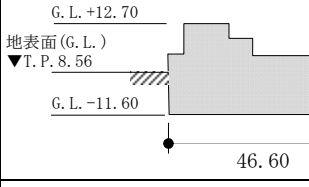
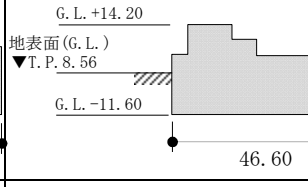
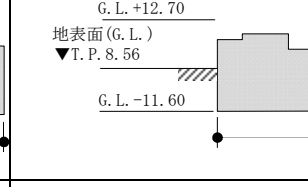


号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.18	647	1.00	0.04
#2	0.19	683	1.06	0.05
#3	0.19	683	1.06	0.05
#4	0.18	647	—	0.04

(廃棄物処理建屋 EW 方向)

図 4.2-3 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-3H)

表 4.2-1 廃棄物処理建屋の形状・一次固有周期・滞留水量の比較

		1号機廃棄物処理建屋	2号機廃棄物処理建屋	3号機廃棄物処理建屋	4号機廃棄物処理建屋	
平面図						
N S 方向断面						
E W 方向断面						
一次固有周期 (s)	NS	Ss-1H	0.21	0.23	0.23	0.20
		Ss-2H	0.21	0.22	0.23	0.20
		Ss-3H	0.21	0.23	0.23	0.20
	EW	Ss-1H	0.18	0.19	0.19	0.18
		Ss-2H	0.18	0.18	0.19	0.18
		Ss-3H	0.18	0.19	0.19	0.18
滞留水量(m³)		1,400	2,600	2,600	4,500	
同一レベルの貯留比率*		B1F:0.286	B1F:0.495	B1F:0.512	B1F:0.518	

※同一レベルの滞留水重量と質点重量の比率

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下記に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧O.P. - 1,436mm

## 5 コントロール建屋

### 5.1 3号機コントロール建屋（代表号機）

#### 5.1.1 解析評価方針

コントロール建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

コントロール建屋については、地下滞留水量が最大となる代表号機を選定する。

解析モデルは、地下2階から地上2階に設置された機器を含む建屋全域をNS, EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認することとする。

コントロール建屋の地震応答解析の評価手順例を、図 5.1.1-1 に示す。

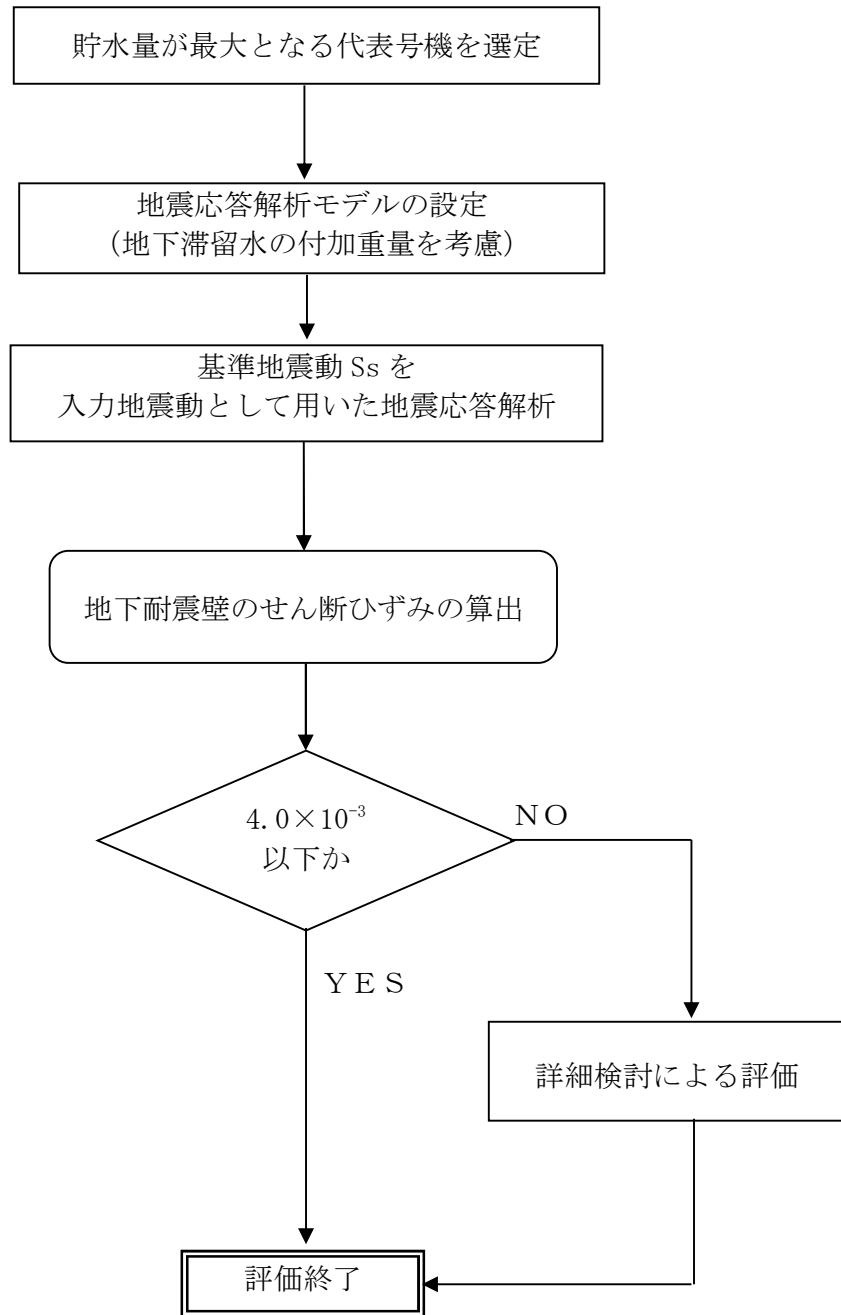


図 5.1.1-1 コントロール建屋の地震応答解析の評価手順例

### 5.1.2 代表号機の選定

コントロール建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 5.1.2-1 に示す。表 5.1.2-1 より、貯水量の最も多い 3 号機を代表号機と選定する。

表 5.1.2-1 コントロール建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1 号機	2 号機	3 号機	4 号機
水位	G. L. -4, 700	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000
貯水量	700m <sup>3</sup>	1, 600m <sup>3</sup>	1, 900m <sup>3</sup>	1, 600m <sup>3</sup>

### 5.1.3 解析に用いる入力地震動

3号機コントロール建屋への入力地震動は、「福島第一原子力発電所 『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図5.1.3-1に示す。このコントロール建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動  $S_s$  に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動  $S_s$  の加速度波形について、図5.1.3-2に示す。

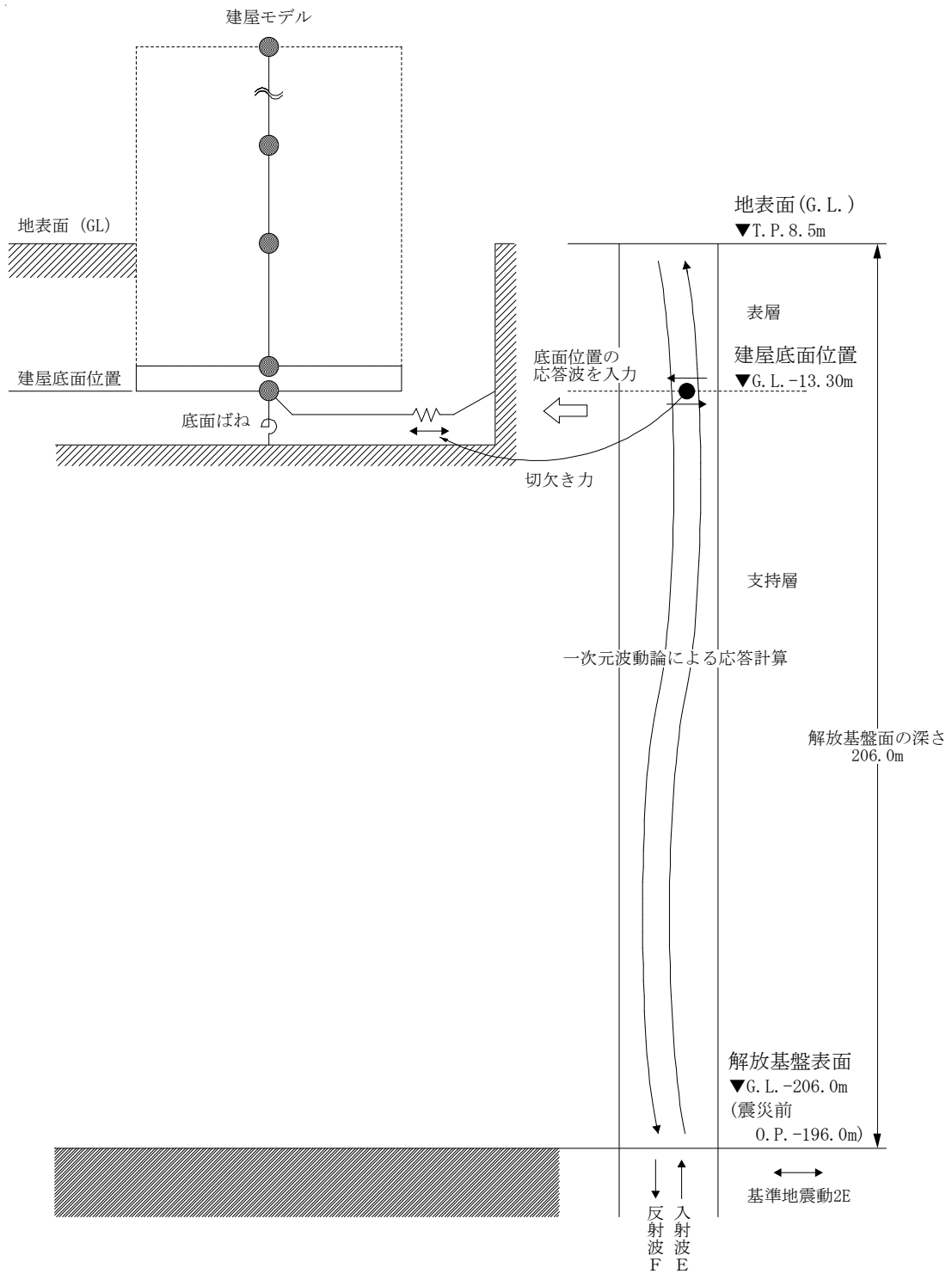
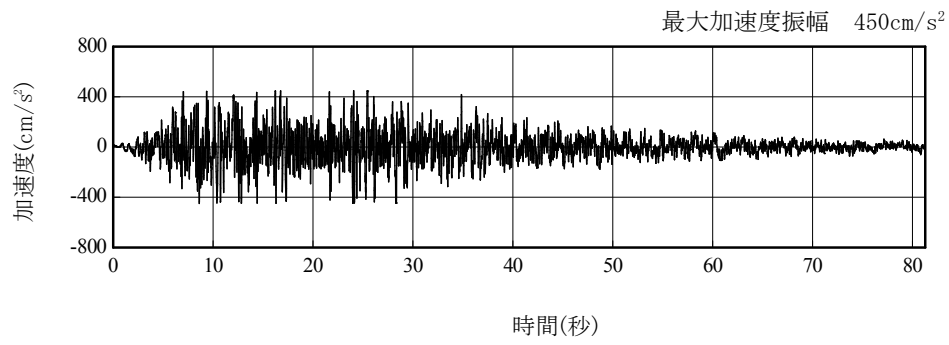


図 5.1.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

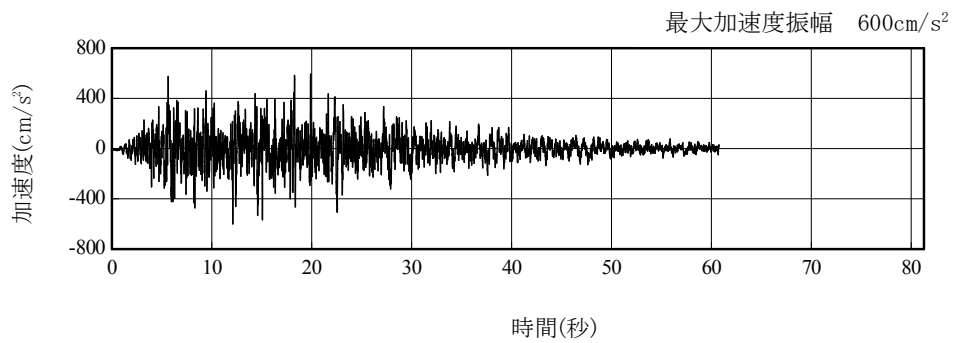
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。

〈換算式〉 T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

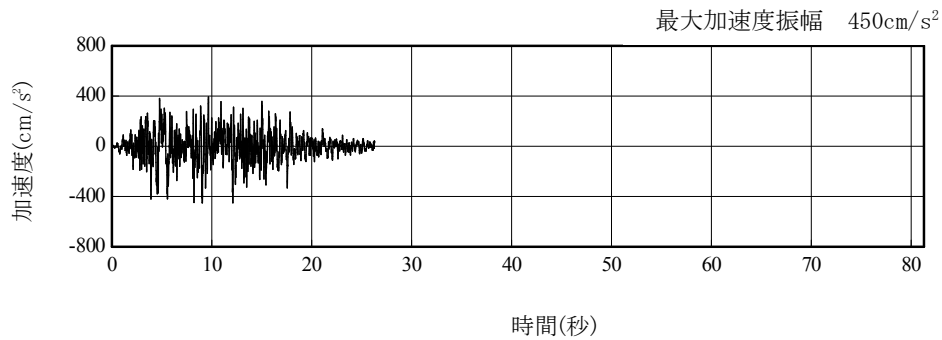




(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 5. 1. 3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

#### 5.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動  $S_s$  に対する 3号機コントロール建屋の地震応答解析は、「5.1.3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

水平方向の地震応答解析モデルは、図 5.1.4-1 及び図 5.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 5.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 5.1.4-2 に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し、地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。解析に用いた地盤定数を表 5.1.4-3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 5.1.4-3 に示すようにばね定数 ( $K_c$ ) として実部の静的な値を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

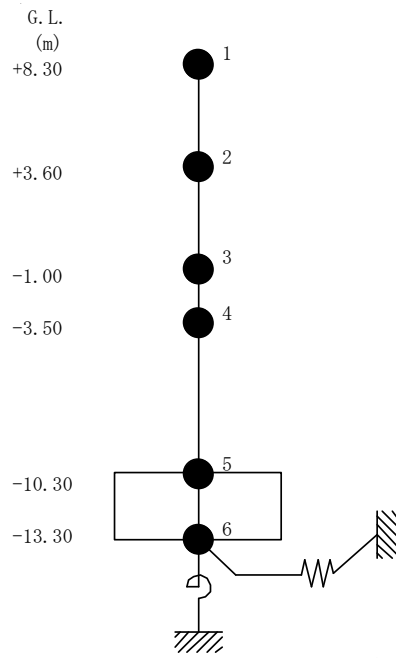


図 5.1.4-1 3号機コントロール建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

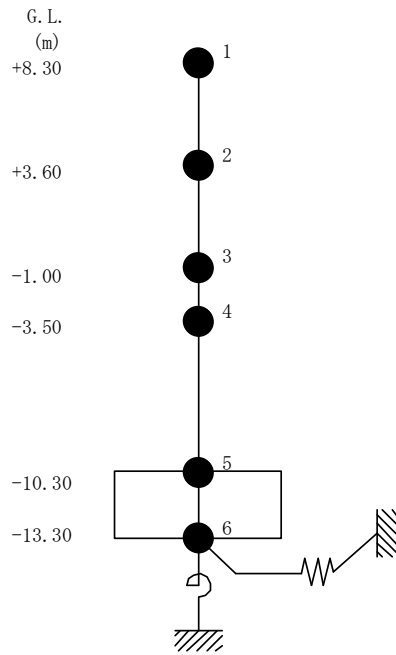


図 5.1.4-2 3号機コントロール建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 5.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*2 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数*2 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m <sup>3</sup> )
	35.0	2.57×10 <sup>4</sup>	1.07×10 <sup>4</sup>	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

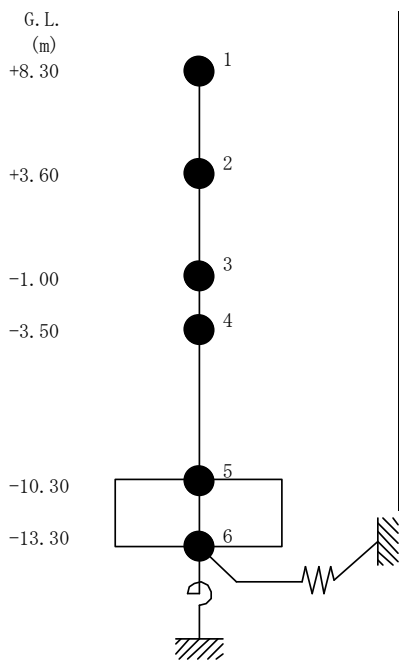
\*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

\*2：実強度に基づく値を示す。

\*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 5.1.4-2 建屋解析モデルの諸元

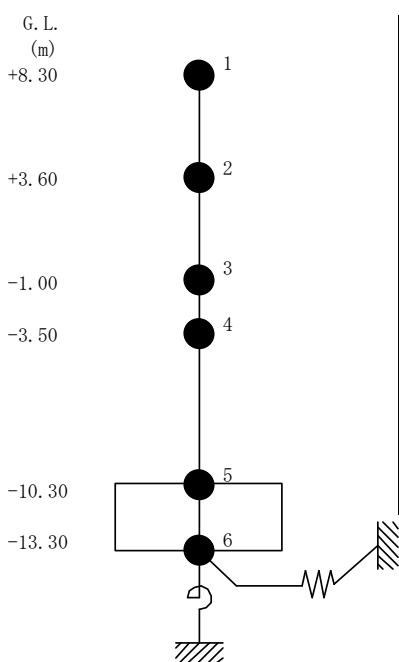
NS 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	13,620	547		
2	9,160	368	21.5	2,658
3	8,290	333	21.5	3,177
4	15,110 (3,900)	607 (157)	33.8	5,271
5	36,680 (14,740)	1,473 (592)	33.8	5,271
6	16,230	652	459.9	18,463
合計	99,090			

注 ( )内は滞留水による付加分を示す。  
 ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 21.95m(NS 方向)  $\times$  20.95m(EW 方向)

EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	13,620	498		
2	9,160	335	16.0	2,855
3	8,290	303	20.5	2,957
4	15,110 (3,900)	553 (143)	32.2	4,654
5	36,680 (14,740)	1,342 (539)	32.2	4,654
6	16,230	594	459.9	16,819
合計	99,090			

注 ( )内は滞留水による付加分を示す。  
 ヤング係数  $E_c$   $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 せん断弾性係数  $G$   $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$   
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰  $h$  5%  
 基礎形状 21.95m(NS 方向)  $\times$  20.95m(EW 方向)

表 5.1.4-3(1) 地盤定数

(Ss-1)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩  (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

表 5.1.4-3 (2) 地盤定数

(Ss-2)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩  (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

表 5.1.4-3 (3) 地盤定数

(Ss-3)

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩  (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

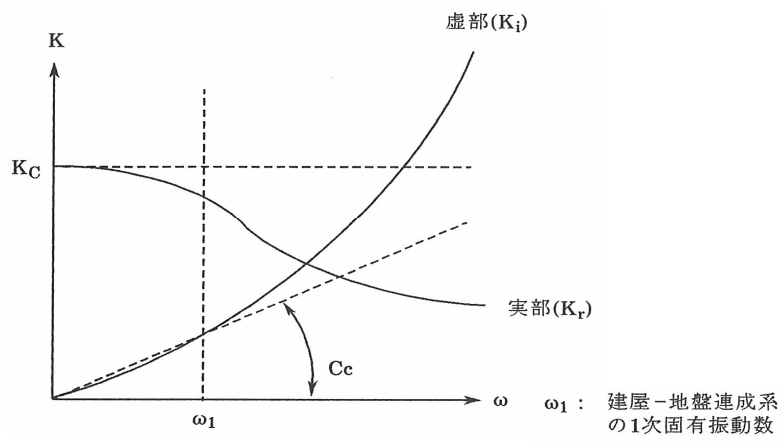


図 5. 1. 4-3 地盤ばねの近似



### 5.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められたNS方向,EW方向の最大応答加速度を図5.1.5-1及び図5.1.5-2に,地下滞留水の影響を考慮しない場合と併せて示す。

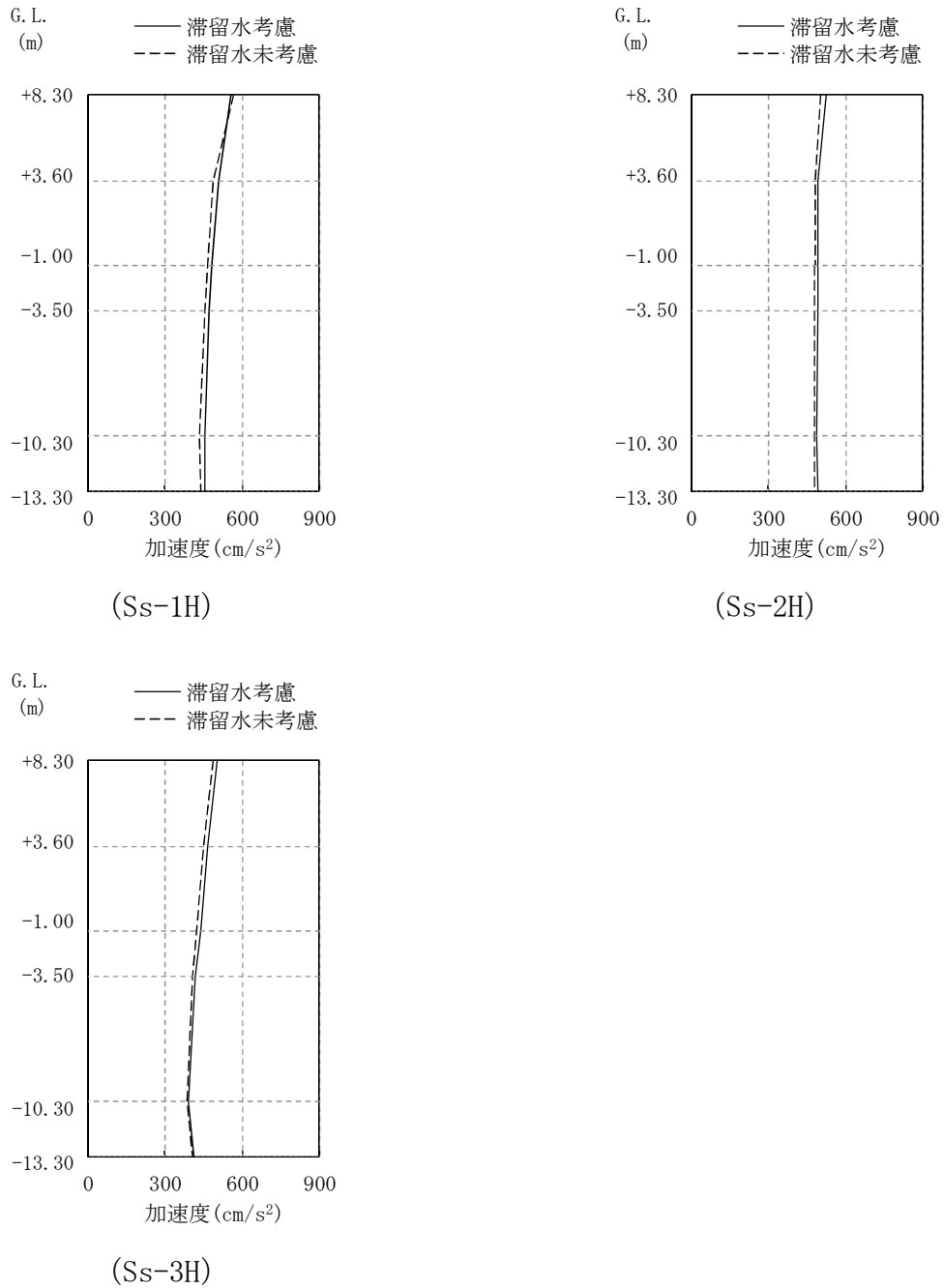
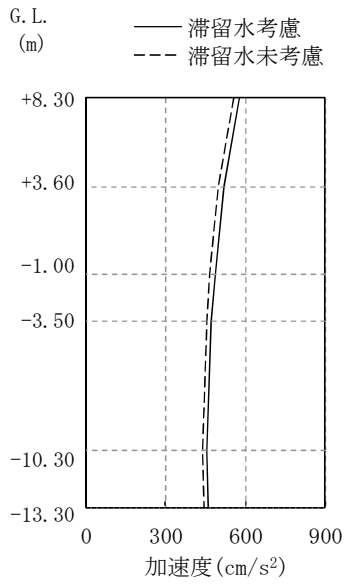
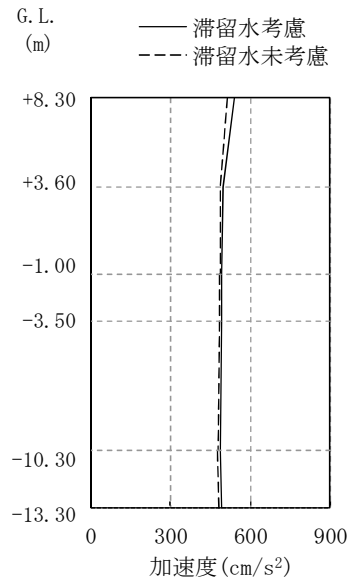


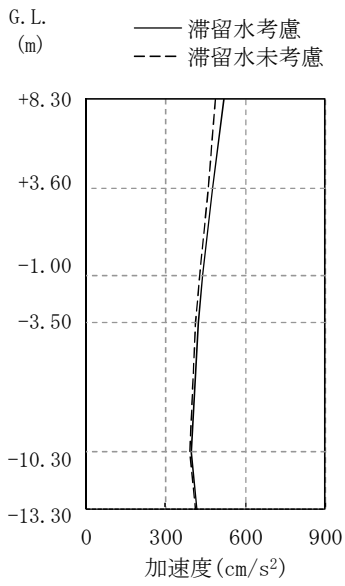
図 5.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

图 5.1.5-2 最大応答加速度 (EW 方向)

### 5.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、表 5.1.6-1 及び表 5.1.6-2 に示す。また、図 5.1.6-1 及び図 5.1.6-2 に基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で  $0.07 \times 10^{-3}$  であり、評価基準値 ( $4.0 \times 10^{-3}$ ) に対して十分余裕がある。なお、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、3号機コントロール建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 5.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

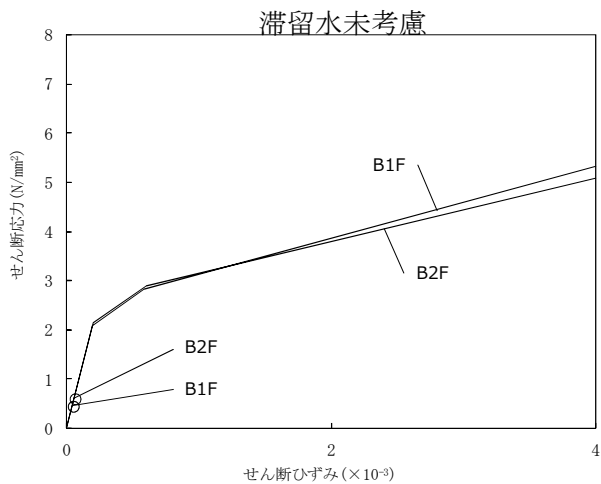
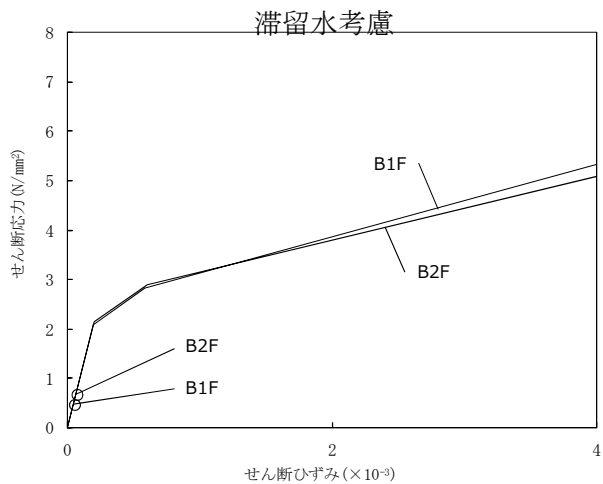
(単位:  $\times 10^{-3}$ )

階	G. L.	地下滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	-1.00 ~ -3.50	考慮	0.05	0.05	0.05	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.04	
B2F	-3.50 ~ -10.30	考慮	0.07	0.07	0.06	
		未考慮	0.06	0.06	0.06	

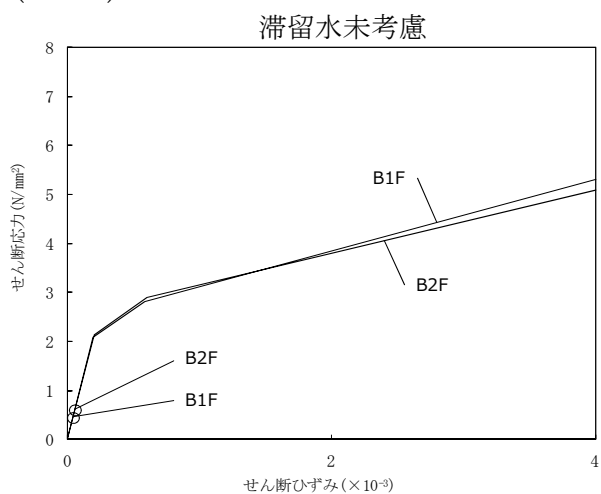
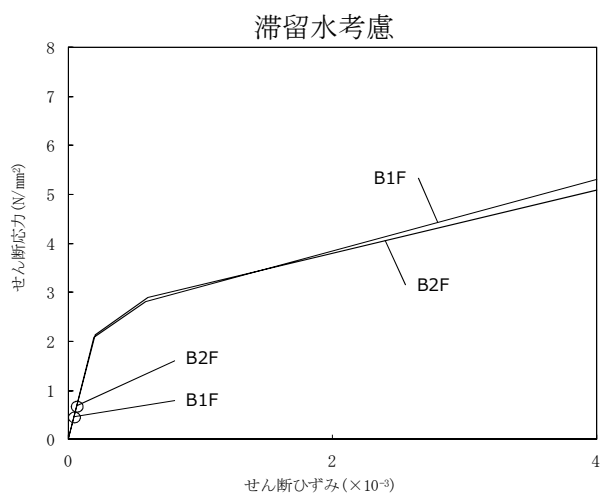
表 5.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位:  $\times 10^{-3}$ )

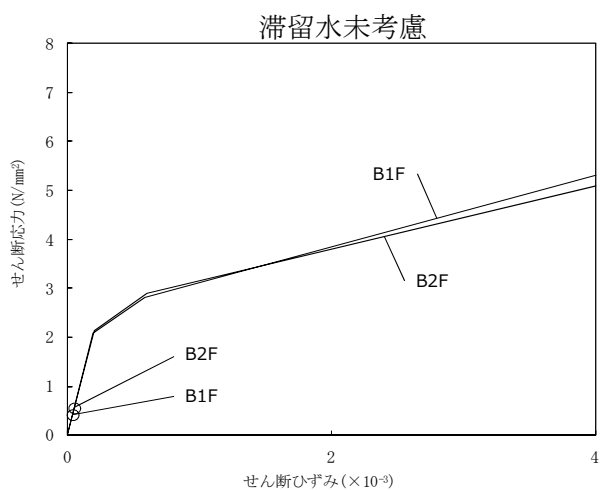
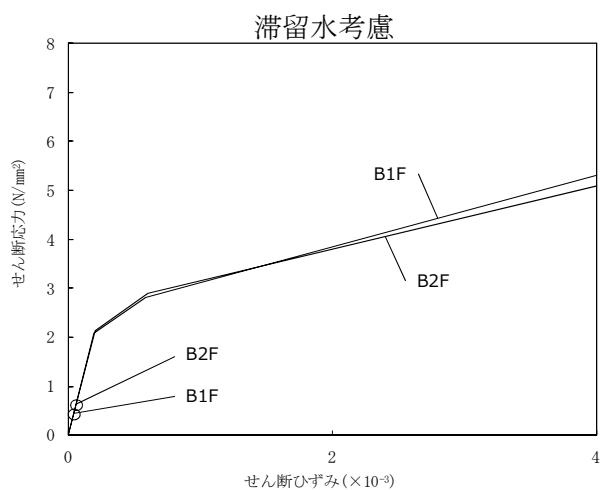
階	G. L.	地下滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	-1.00 ~ -3.50	考慮	0.05	0.05	0.05	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.05	
B2F	-3.50 ~ -10.30	考慮	0.07	0.07	0.07	
		未考慮	0.06	0.06	0.06	



(Ss-1H)

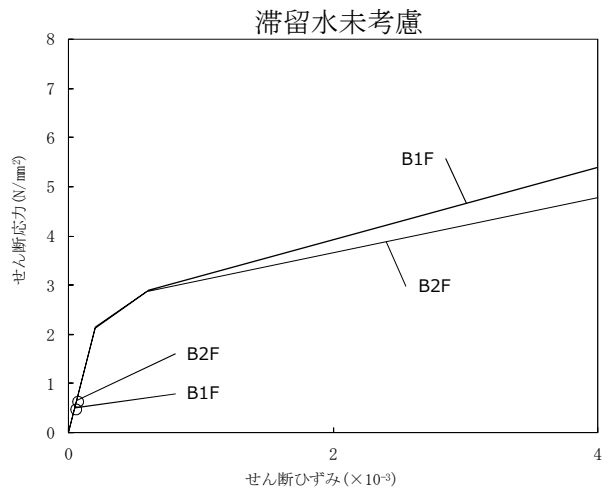
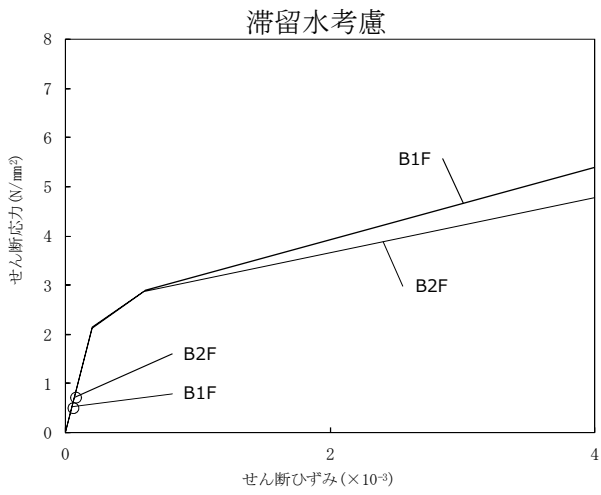


(Ss-2H)

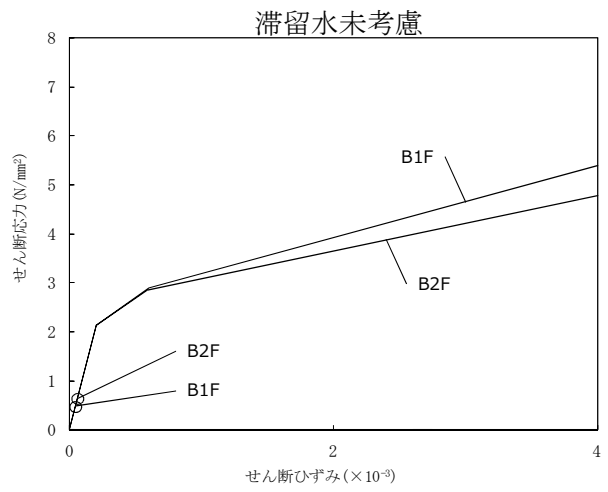
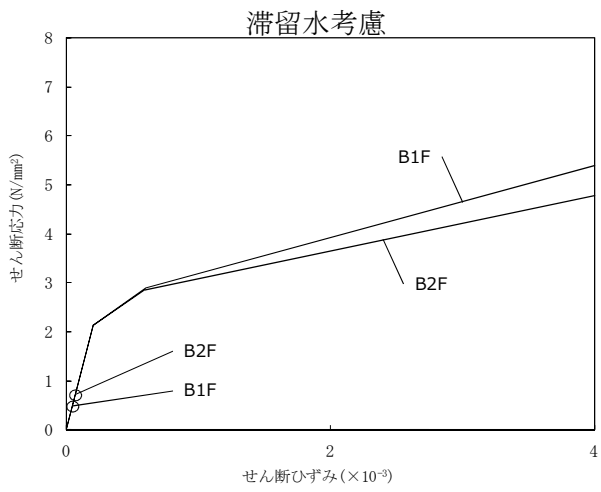


(Ss-3H)

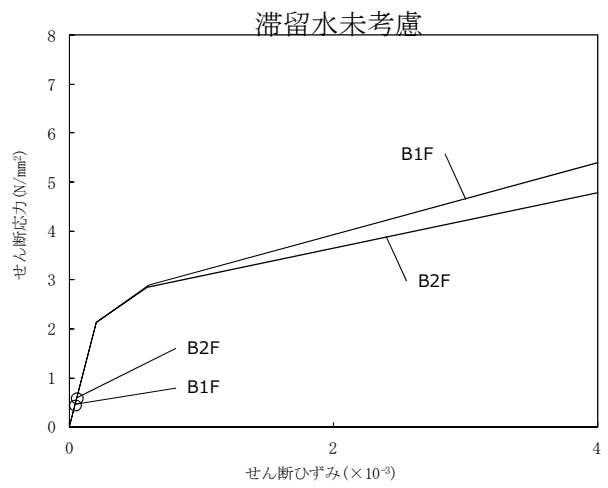
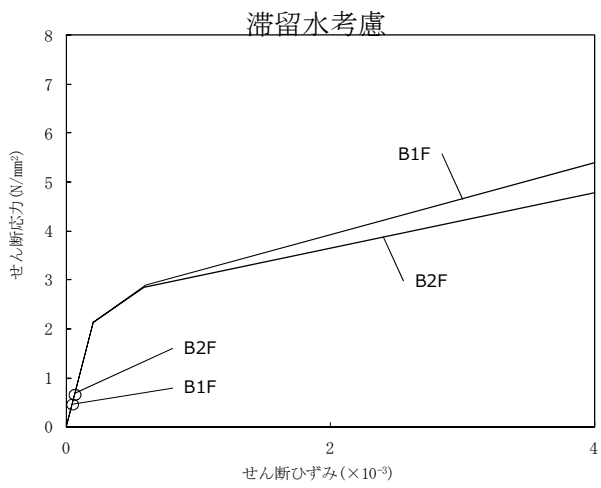
図 5.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

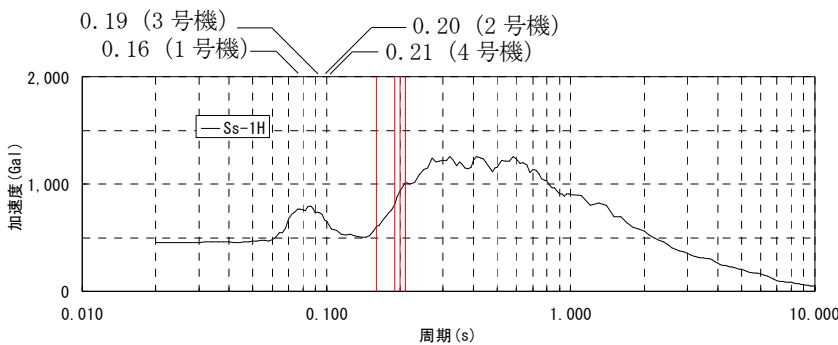
図 5.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

## 5.2 代表号機以外の検討

滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる3号機コントロール建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

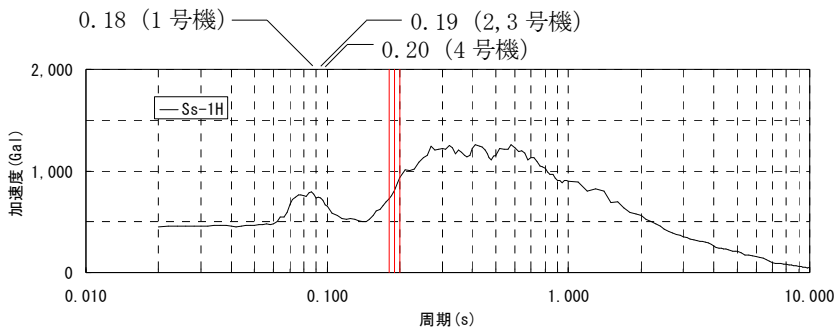
また、コントロール建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機のコントロール建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.16~0.21秒、EW方向で0.18~0.20秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルに各建屋の一次固有周期を重ね描きしたもの、および代表号機の地下外壁の最大応答せん断ひずみに、代表号機の入力動の応答スペクトルにおける代表号機の一次固有周期の応答加速度 $\alpha_{T1}$ と各号機の一次固有周期の応答加速度 $\alpha_{T1}$ の比 $\alpha_{amp}$ を乗じた $\gamma_{resp}$ を図5.2-1~図5.2-3に示す。 $\gamma_{resp}$ は各号機ともに評価基準値 $4 \times 10^{-3}$ に対して十分に小さいことから、代表号機以外についても地下外壁の耐震安全性は確保されているといえる。



(コントロール建屋 NS 方向)

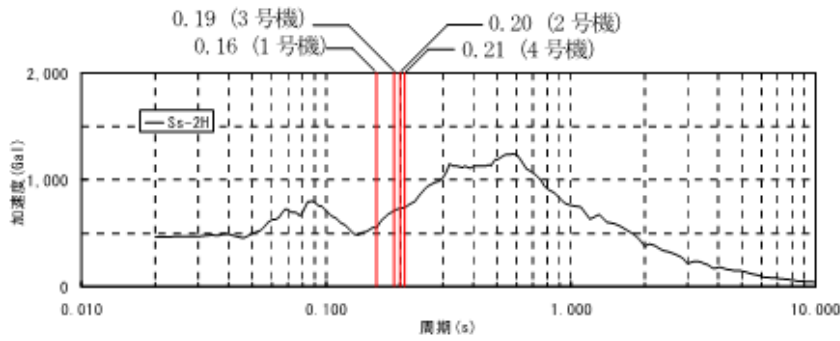
号機	一次固有周期 $T_1$ (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.16	606	0.75	0.06
#2	0.20	934	1.16	0.09
#3	0.19	807	—	0.07
#4	0.21	1,012	1.25	0.09



(コントロール建屋 EW 方向)

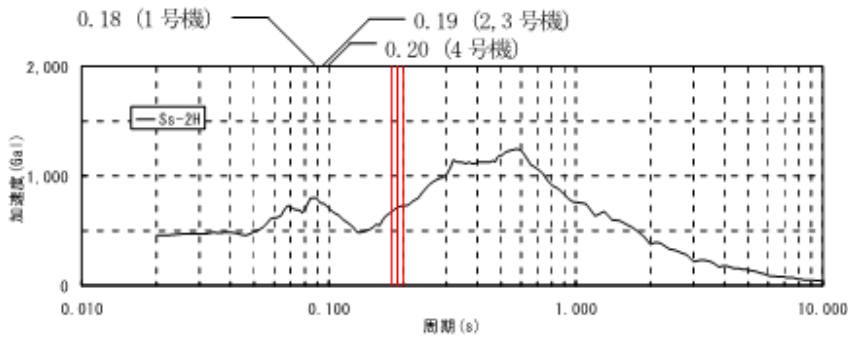
号機	一次固有周期 $T_1$ (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.18	728	0.90	0.07
#2	0.19	807	1.00	0.07
#3	0.19	807	—	0.07
#4	0.20	934	1.16	0.09

図 5.2-1 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-1H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.16	549	0.78	0.06
#2	0.20	728	1.03	0.08
#3	0.19	708	—	0.07
#4	0.21	734	1.04	0.08

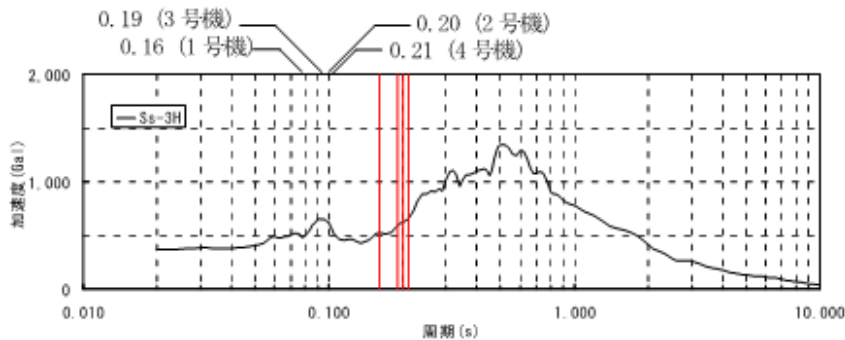
(コントロール建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.18	678	0.96	0.07
#2	0.19	708	1.00	0.07
#3	0.19	708	—	0.07
#4	0.20	728	1.03	0.08

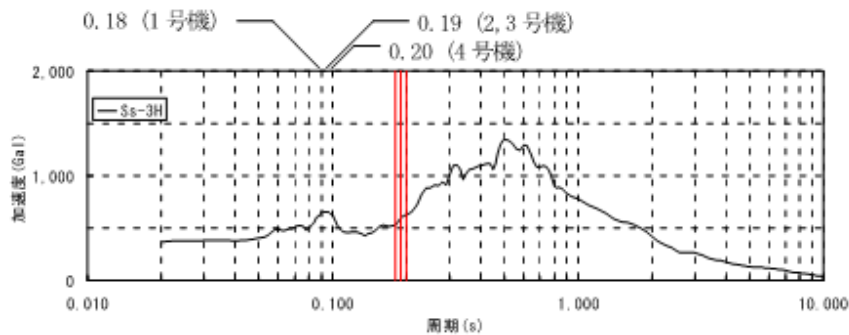
(コントロール建屋 EW 方向)

図 5.2-2 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一時固有周期 (Ss-2H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.16	528	0.89	0.06
#2	0.20	625	1.05	0.07
#3	0.19	594	—	0.06
#4	0.21	655	1.10	0.07

(コントロール建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 $\alpha_{T1}$ (Gal)	応答 加速度比 $\alpha_{amp}$	$\gamma_{resp}$ ( $\times 10^{-3}$ )
#1	0.18	532	0.90	0.07
#2	0.19	594	1.00	0.07
#3	0.19	594	—	0.07
#4	0.20	625	1.05	0.08

(コントロール建屋 EW 方向)

図 5.2-3 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一時固有周期 (Ss-3H)

表 5.2-1 コントロール建屋の形状・一次固有周期・滞留水量の比較

		1号機コントロール建屋	2号機コントロール建屋	3号機コントロール建屋	4号機コントロール建屋	
平面図						
NS方向断面						
EW方向断面						
一次固有周期 (s)	NS	Ss-1H	0.16	0.20	0.19	0.21
		Ss-2H	0.16	0.20	0.19	0.21
		Ss-3H	0.16	0.20	0.19	0.21
	EW	Ss-1H	0.18	0.19	0.19	0.20
		Ss-2H	0.18	0.19	0.19	0.20
		Ss-3H	0.18	0.19	0.19	0.20
滞留水量(m³)		700	1,600	1,900	1,600	
同一レベルの貯留比率*		B1F:0.342	B1F:0.623 B2F:0.273	B1F:0.348 B2F:0.672	B1F:0.487	

※同一レベルの滞留水重量と質点重量の比率

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と  
O.P. から T.P. への読替値(-727mm)を用いて、  
下記に基づき換算している。  
<換算式> T.P. =旧 O.P. -1,436mm



## 地下水バイパスによる地下水流入量の低減

## 1 概要

建屋周辺の地下水は、山側から海側に向かって流れていることから、建屋山側の高台で地下水を揚水し、その流路を変更して海にバイパスすることにより、建屋周辺の地下水位を段階的に低下させ、建屋への地下水流入量の低減を図っていく（図1）。

地下水バイパスの設備は、建屋山側で地下水を汲み上げる揚水井及びポンプ、汲み上げた地下水を一時的に貯留して水質を確認するタンク、地下水を移送するための配管等からなる（図2）。

## 2 地下水バイパスによる地下水の建屋流入抑制効果

建屋周辺の地下水位は、浸透流解析により検討した結果、地下水バイパスの実施に伴い、原子炉建屋山側で現況（T. P. + 7. 5 m程度）より最大で1. 3 m程度、タービン建屋海側で現況（T. P. + 2. 5 m程度）より最大で0. 2 m程度低下するものと想定され（図3～5）、これにより、建屋内への地下水流入量は現況より20 m<sup>3</sup>/日～120 m<sup>3</sup>/日程度低減されるものと考えられる。

## 3 滞留水の建屋外漏えい防止対策への影響

地下水バイパスの実施にあたっては、地下水低下状況及び水質等をモニタリングし、浸透流解析結果の検証を行いつつ、段階的に地下水位を低下させることで（図6）、建屋内滞留水が建屋外に漏れ出さないように慎重な水位管理を実施していく。

モニタリングにあたっては、原子炉建屋山側のサブドレンを活用するとともに、原子炉建屋と揚水井の間に観測孔を新設する（図7）。

なお、豪雨等の発生による直接的な雨水の流入及び地下水位上昇による地下水流入量の増加時には、地下水位と建屋内滞留水の水位を注意深く監視し、必要に応じて、集中廃棄物処理建屋への移送量を増加すること等により、建屋内滞留水の水位上昇を抑制する。

## 4 地下水の汲み上げによる地盤沈下

地下水バイパスの実施に伴い地下水を汲み上げるが、T. P. + 8. 5 m盤の原子炉建屋、タービン建屋、運用補助共用施設（共用プール）などの建屋については、直接岩盤に支持されていることから沈下の恐れはないと考えられる。また、建屋周辺の地下水位は、東北地方太平洋沖地震前にはサブドレンが稼働し十分に低下していたことから、地下水バイパスの実施に伴い現況から地下水位が低下しても、建屋周辺の地盤沈下の恐れはないと考えられる。

T. P. + 3. 5 m盤のタンクエリア等の一部については、地下水位が若干低下

するが、その量は2 m程度以下と少なく、また、揚水する地下水は不圧地下水であり、現況の地下水位よりも下の地層は地質年代が古く（新第三紀）、十分圧密されていることから、地下水位の低下に伴う沈下の恐れはないと考えられる。

#### 5 汲み上げた地下水の管理

地下水バイパスの実施に伴い汲み上げた地下水は、一時貯留タンクに貯留し、含まれる放射性物質濃度が告示濃度限度よりも十分に低い運用目標（告示濃度限度に対する割合の和0.22）を満足することを確認した後に、排水を行う。汲み上げた地下水を汚染させない管理については、以下のとおりである。

- ・ 水質確認のための一時貯留タンクとバイパス用の専用配管を通して移送する。
- ・ 一時貯留タンクエリア周辺の空気は、事故発災後の測定において、管理区域設定基準を超えておらず、現在は基準値の2桁程度低い濃度で安定に推移しているが、万一の空气中放射性物質混入を防止する対策として、一時貯留タンクの吸気管口を汚染のおそれのない管理対象区域に設ける。
- ・ 水質確認の結果、運用目標以上の放射性物質が確認された場合には、揚水井からの地下水くみ上げを停止する。

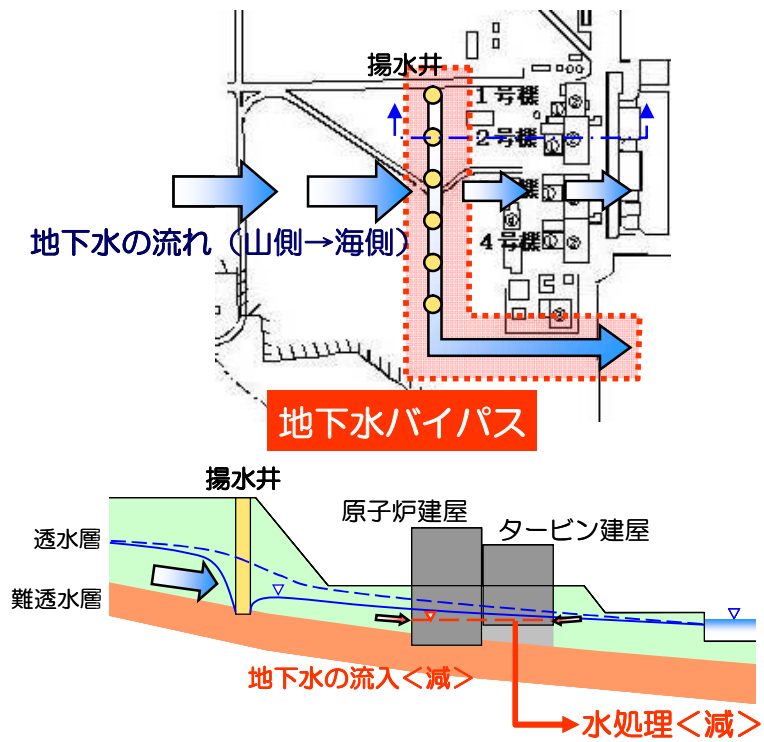


図1 地下水バイパス (イメージ)

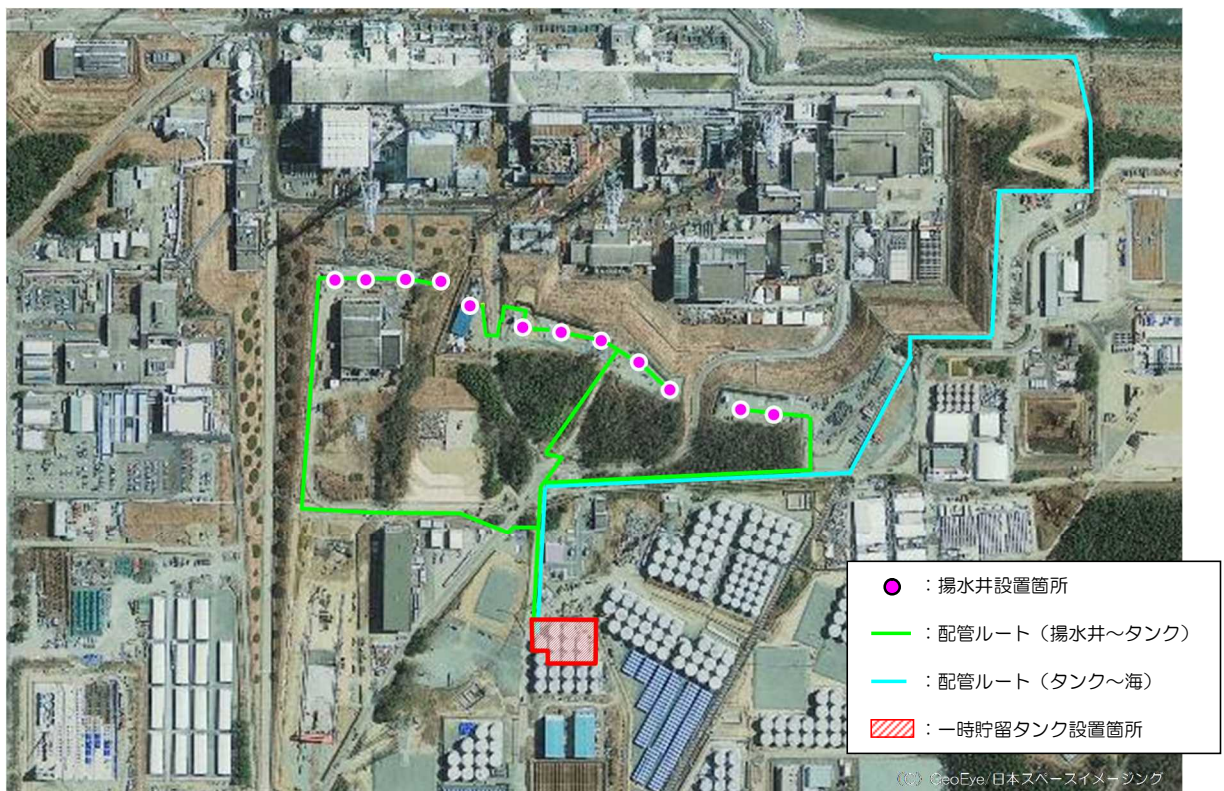


図2 地下水バイパスの設備

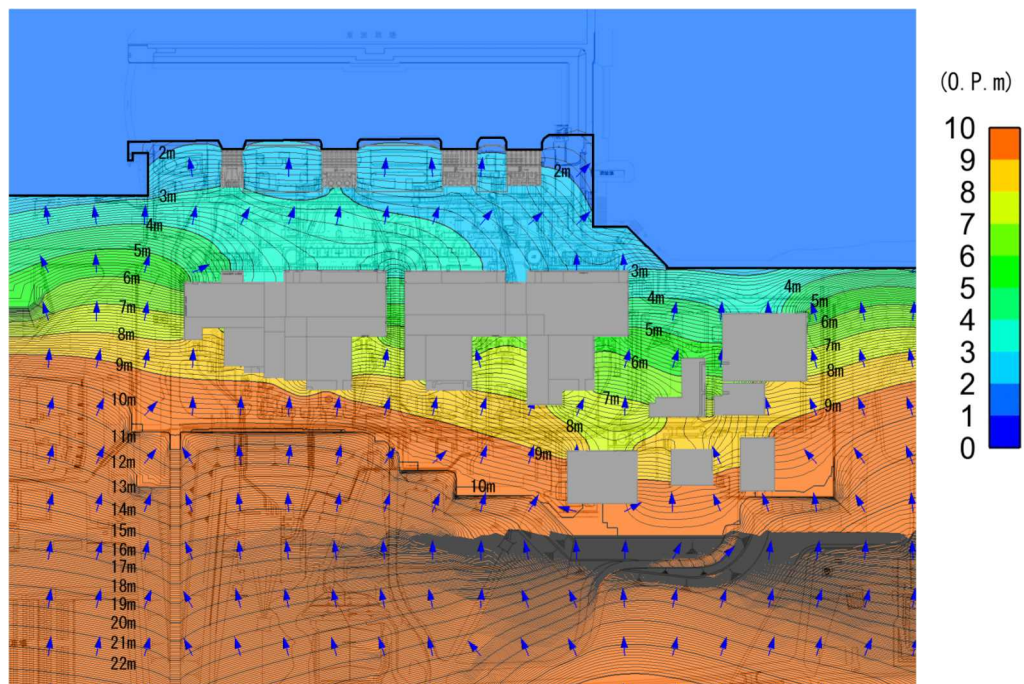


図3 建屋周りの地下水位（現況）

※O. P. 表記は震災前の「旧 O. P. 表記」を指す。

T. P. 表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O. P. から T. P. への読み替え地（-727mm）を用いて、下式に基づき換算する。

<換算式>T. P. =旧 O. P. -1, 436mm



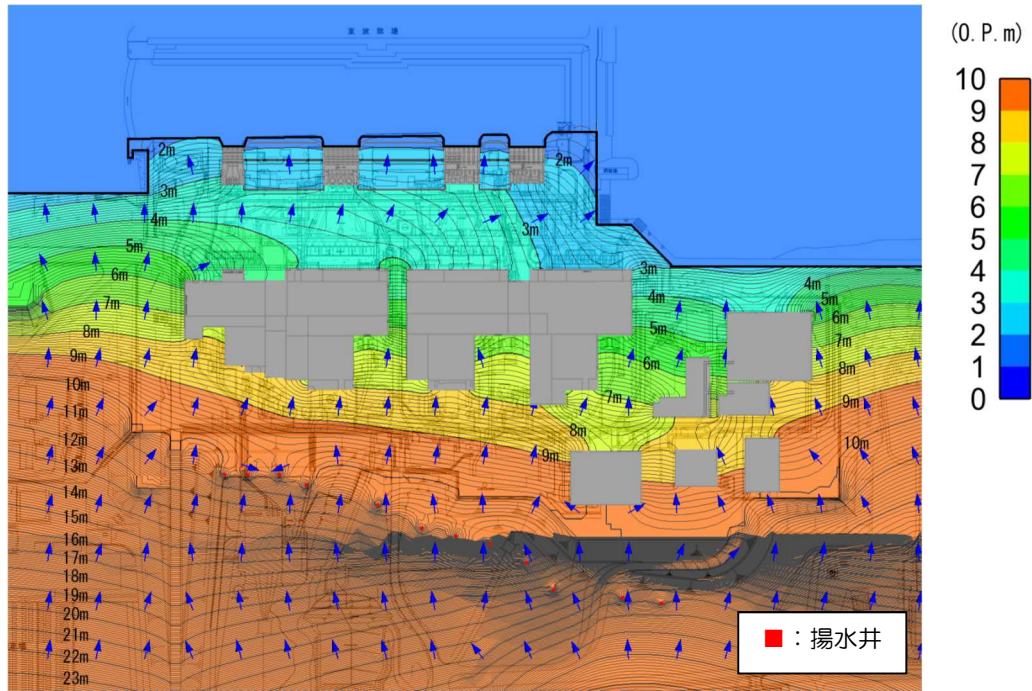


図4 建屋周りの地下水位（地下水バイパス実施後）

※O.P. 表記は震災前の「旧 O.P. 表記」を指す。

T.P. 表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P. から T.P. への読み替え地（-727mm）を用いて、下式に基づき換算する。

<換算式>T.P. = 旧 O.P. -1, 436mm

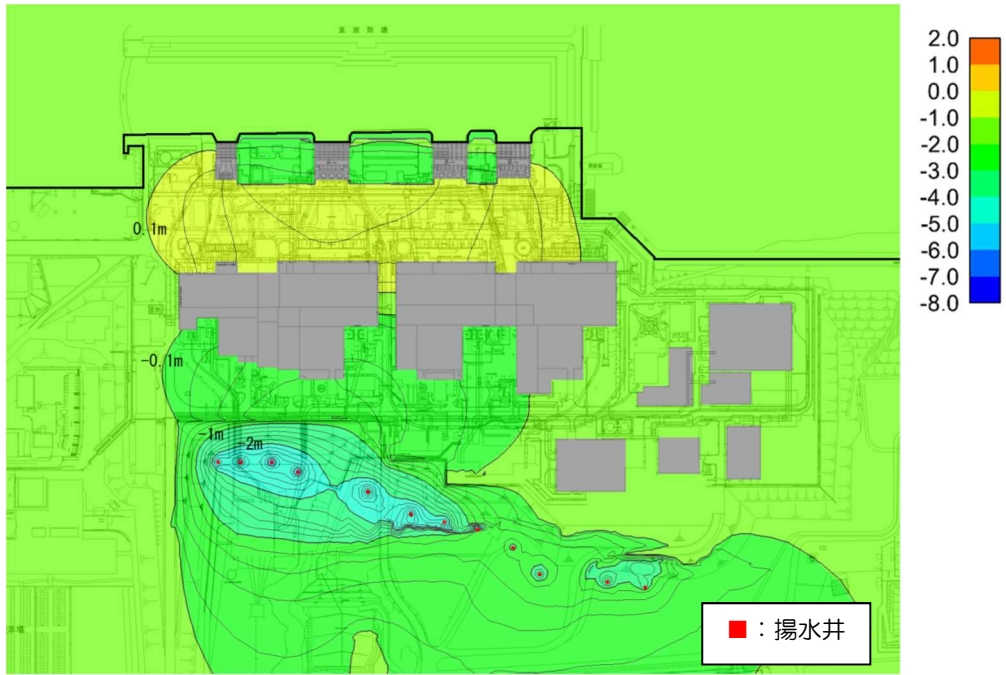


図5 建屋周りの地下水位の低下量（現況と地下水バイパス実施後の差分）

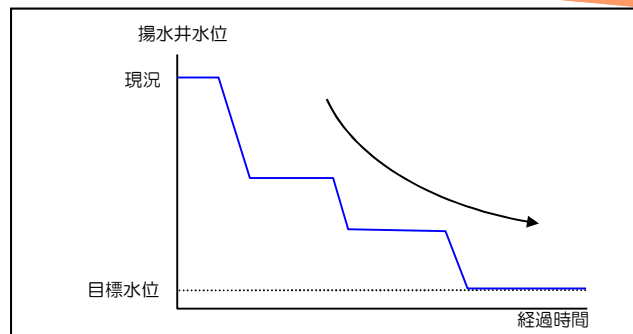
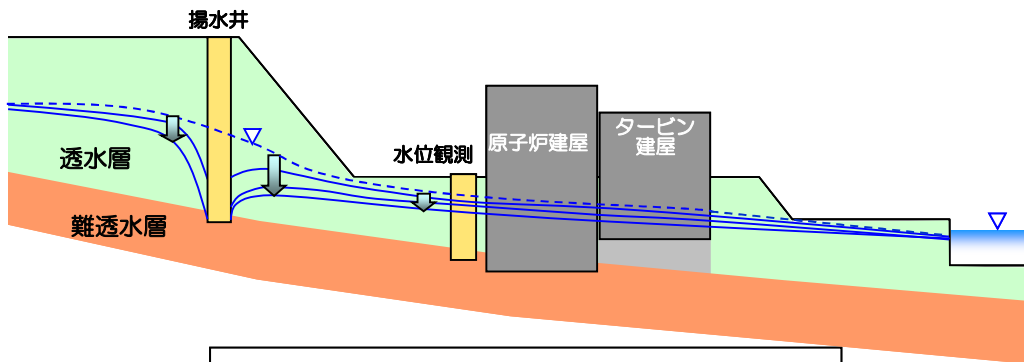


図6 段階的な地下水位低下のイメージ

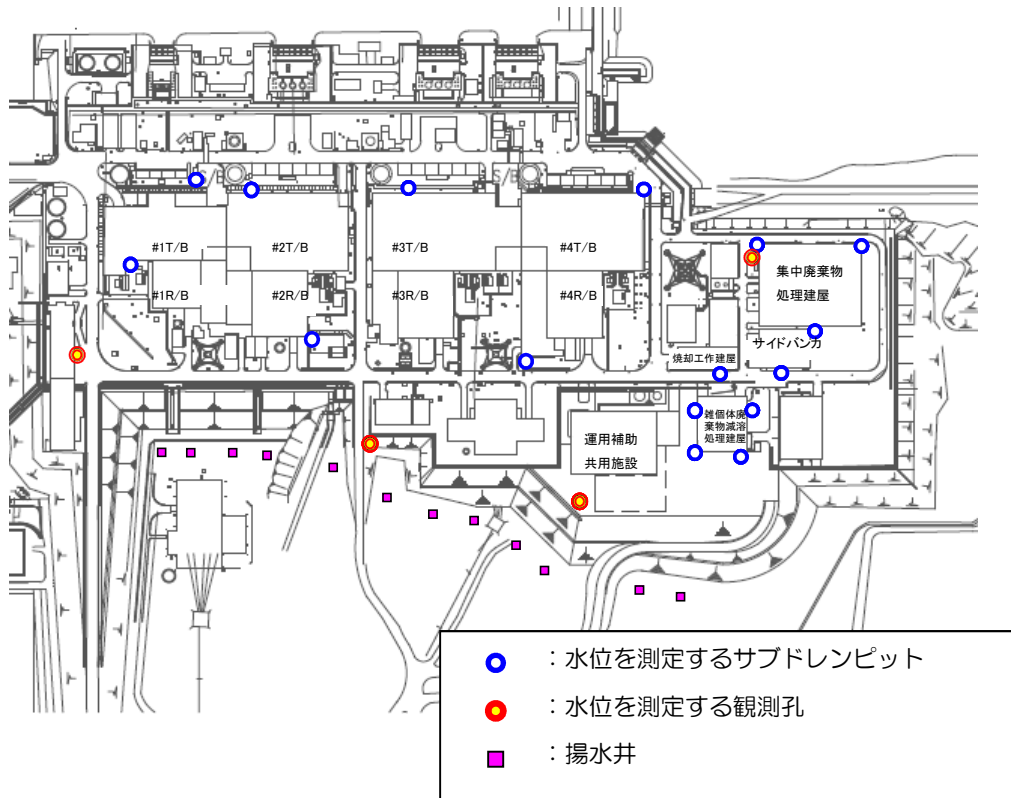
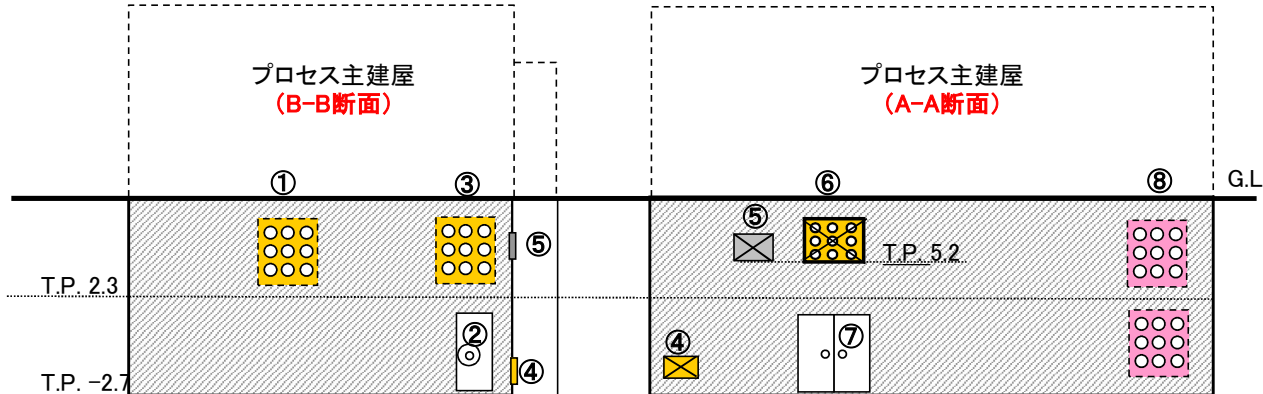
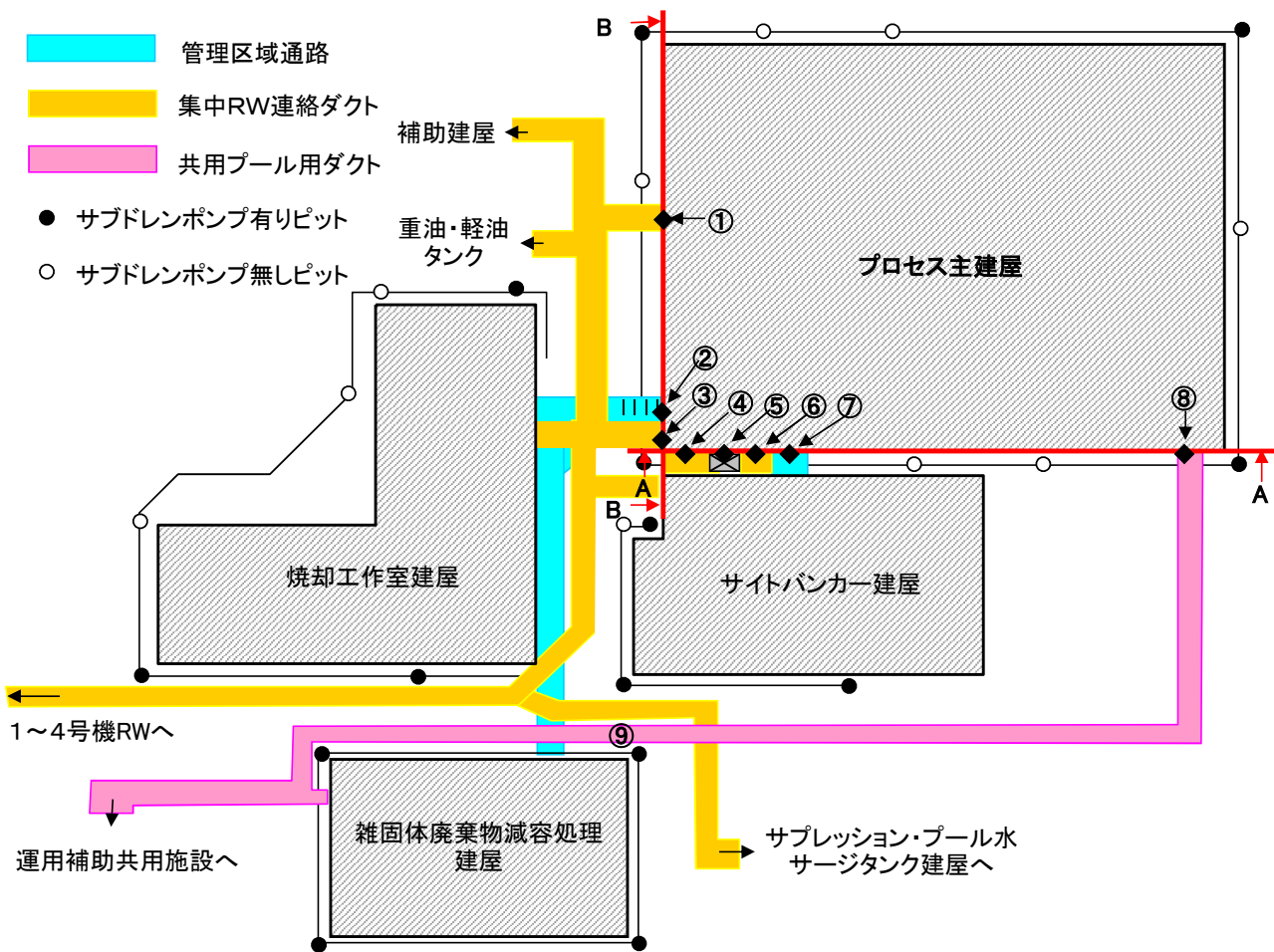
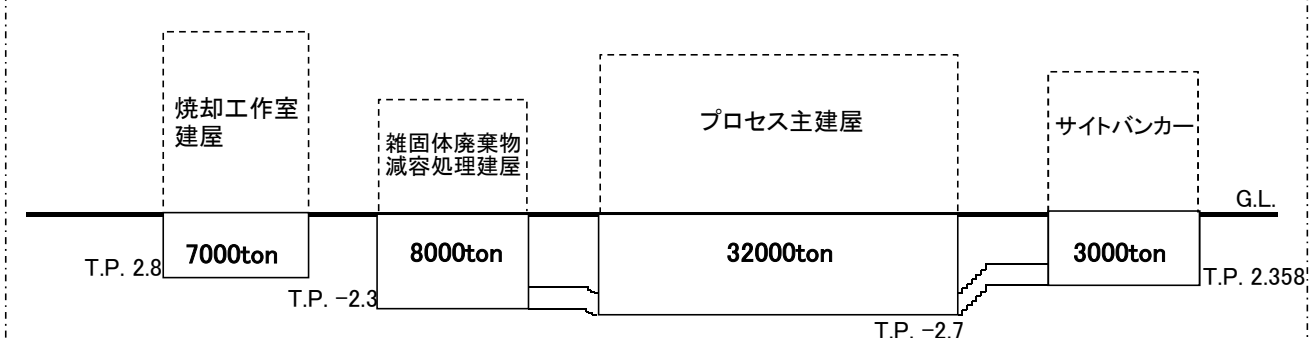


図7 モニタリング計画

プロセス主建屋の貫通部の止水措置



プロセス主建屋位置関係図



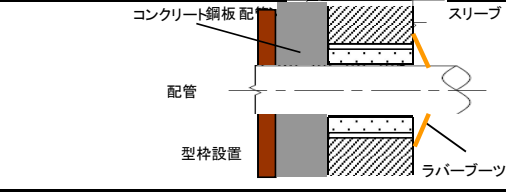
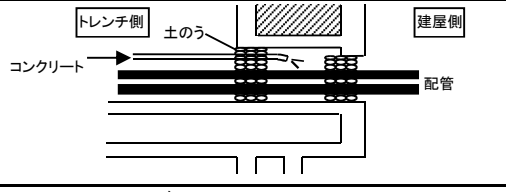
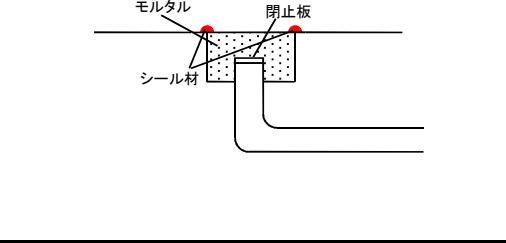
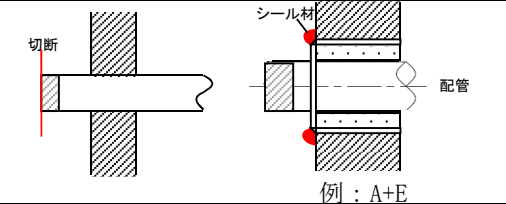
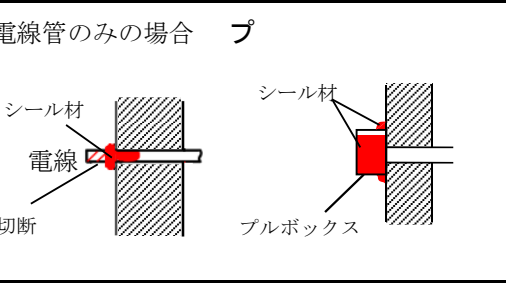
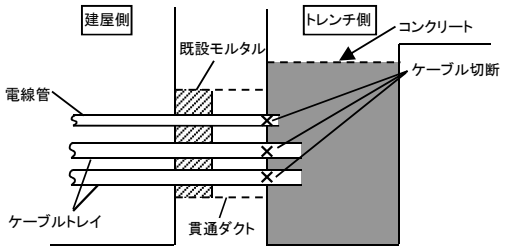
集中廃棄物処理建屋断面図 (地下部空体積)



添付資料-4に記載の標高は、震災後の地盤沈下量と、O.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。

建屋名	地盤沈下量	換算式
プロセス主建屋	-635mm	T.P. = 旧O.P. - 1,362
焼却工作室建屋	-665mm	T.P. = 旧O.P. - 1,392
雑固体廃棄物減容処理建屋	-719mm	T.P. = 旧O.P. - 1,446
サイトバンカー建屋	-711mm	T.P. = 旧O.P. - 1,438

貫通部止水工事 施工方法について

	<p>型枠を設置してコンクリートを充填する。</p>		<p>B</p>
	<p>開口部の両端に土のうを積み開口内部にコンクリートを充填する。</p>		<p>C</p>
	<p>ファンネル流入口に閉止板を設置し、モルタルをファンネル内に充填した後、床面と充填したモルタルの境界表面にシール材を塗布する。</p>		<p>D</p>
	<p>配管を切断し、閉止板を溶接にて取り付けることにより閉塞する。</p>	 <p style="text-align: right;">例：A+E</p>	<p>E</p>
<p>電線管</p>	<p>電線管切断後、シール材を充填する。</p>	<p>電線管のみの場合 プ</p> 	<p>F</p>
	<p>トレンチ側の電線を切断し、コンクリートで充填する。</p>		<p>G</p>

設備	処置方法	概要図	記号
ダクト	ダクトを切断し、プレートを取り付けて閉止した後、溶接箇所にはシール材を塗布する。		H1
	ダクトに閉止板を設置し、型枠との隙間にコンクリートを充填する。		H2
煙道	煙道出口に閉止板を設置した後、コンクリートを充填して閉塞する。		I
扉	型枠を設置した後、コンクリートを充填することで閉塞する。		J
トレンチ	地上との貫通部よりコンクリートを充填する。		K
予備スリーブ	予備スリーブの加工箇所の壁面、モルタル充填部表面にシール材を塗布		L

## プロセス主建屋の健全性 ひび割れ等の漏えい対策

## 1 はじめに

プロセス主建屋の地下躯体部分の水密性を確保する観点から、ひび割れ点検を行うとともに、ひび割れ箇所の補修を行った。

## 2 現場確認方法

プロセス主建屋のひび割れ点検は、日常点検における記録を基に地震後に新たに生じたと考えられるひび割れについて目視点検を行った。

## 3 点検結果及び評価

点検では、新たに地震により生じたひび割れは確認されなかった。今回の地震前から存在していたと思われるひび割れは確認されたが、縦方向のひび割れであることから、経年によるコンクリートの乾燥収縮によって生じたひび割れと判断した。

その他のひび割れについても、ひび割れ部分にはエフロッセンス（白華現象）等の変化が見られないことから、通常時には漏水等の問題はなかったものと考えられる。

また、プロセス主建屋は、不透水層である富岡層（泥岩）に基礎マットが設置されていること、地下外壁面周囲にアスファルト防水が施工されていることから、止水性は確保されているものと考えられるが、地下外壁のひび割れ部の補修を行い、水密性を高めるものとする。

## 4 ひび割れ補修

## 4.1 補修範囲

ひび割れの補修は、プロセス主建屋の日常点検により記録されたひび割れのほか、目視で確認できる全てのひび割れについて実施した。プロセス主建屋のひび割れの補修本数を表-1に示す。

表-1 ひび割れ補修本数

	部 位	実施本数 (0.3mm以上のひび割れ)
プロセス主建屋	地下1階	59
	地下2階	249

## 4.2 補修方法

- ・ 目視で確認できるひび割れを全て補修する。
- ・ 使用材料：ポリマーセメント系塗膜防水材

## 5 まとめ

対象となるひび割れについて全て補修を実施し、当社は適切に補修されたことを確認した。

6 ひび割れ調査図 (壁展開図・ひび割れ幅 0.3mm 以上のものを記録)

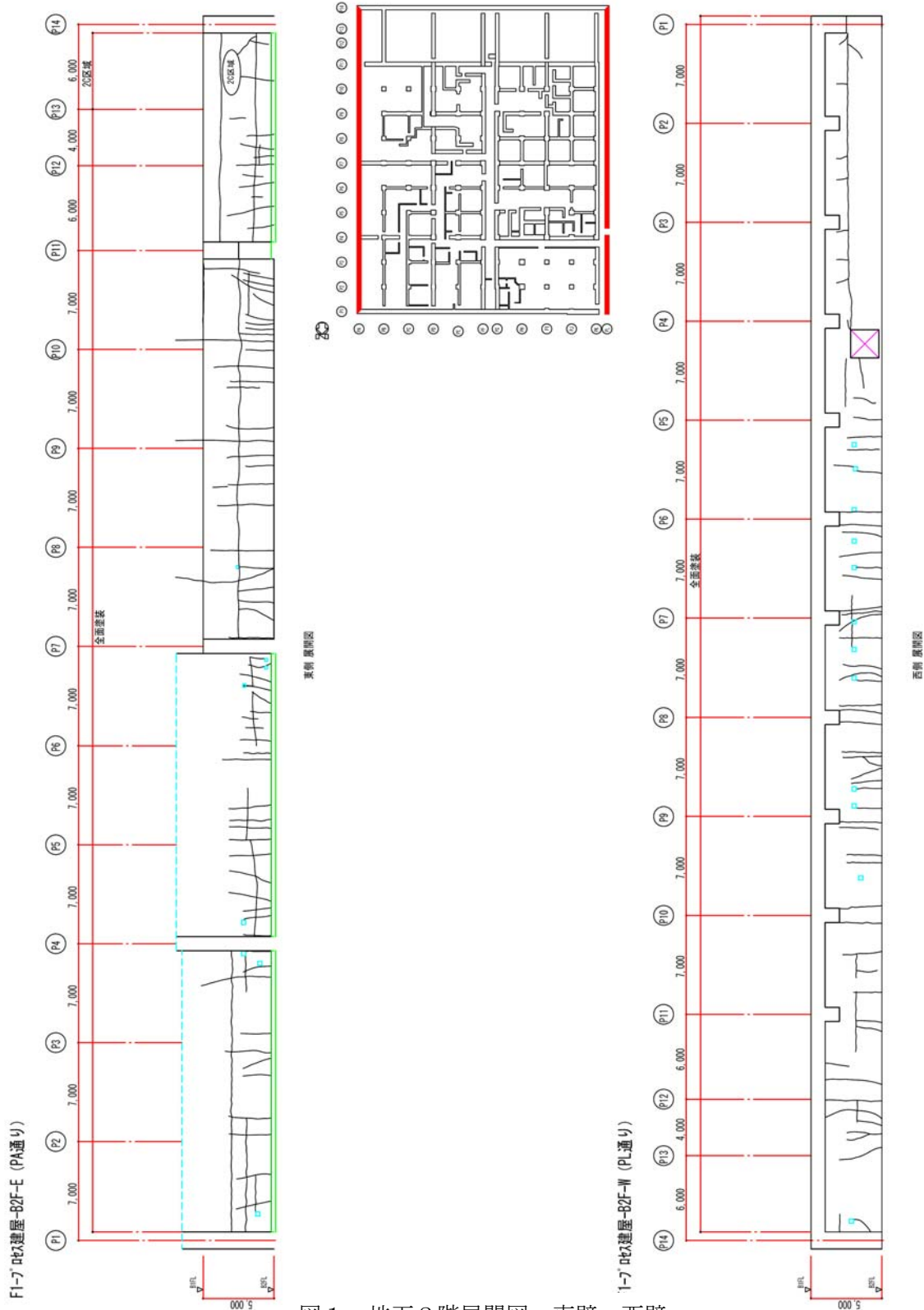


図1 地下2階展開図 東壁, 西壁

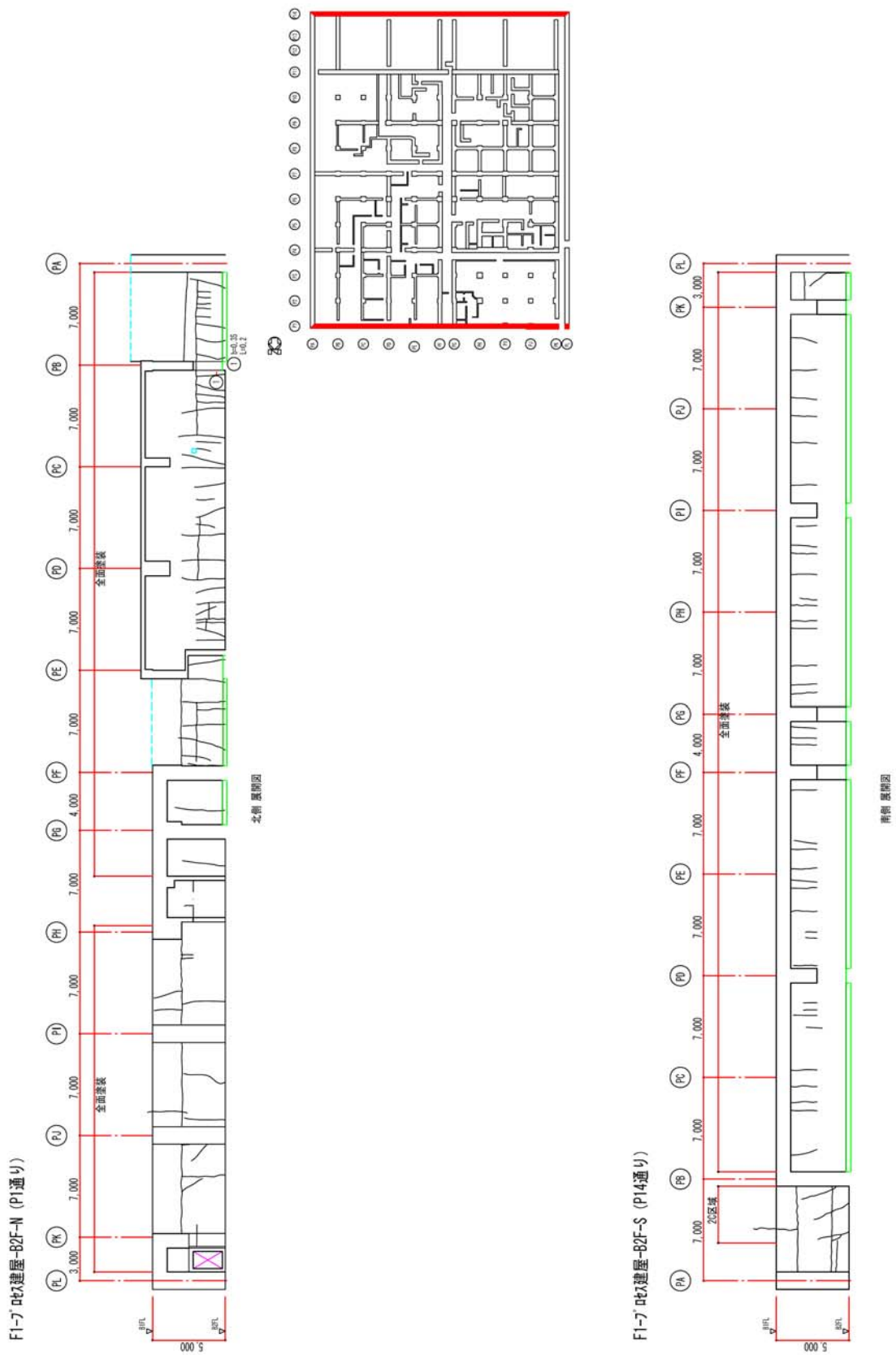
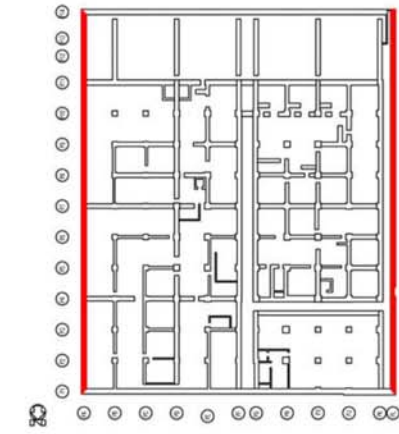
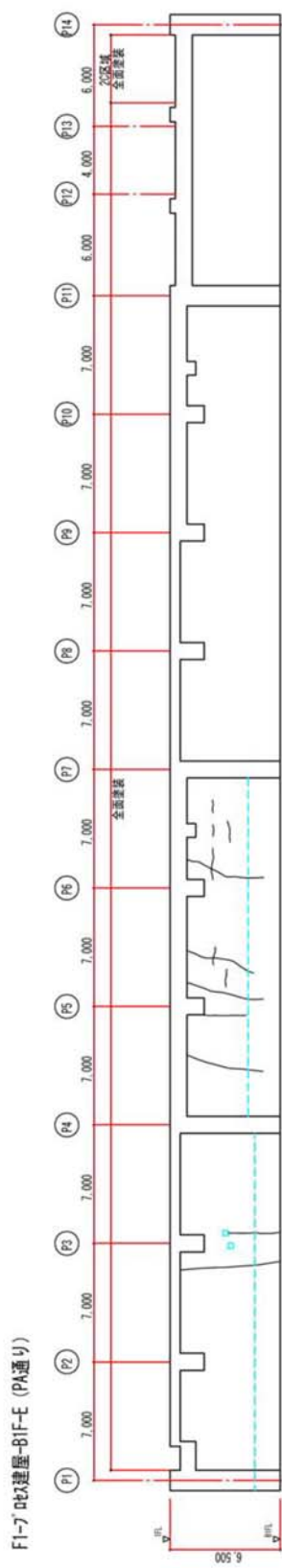
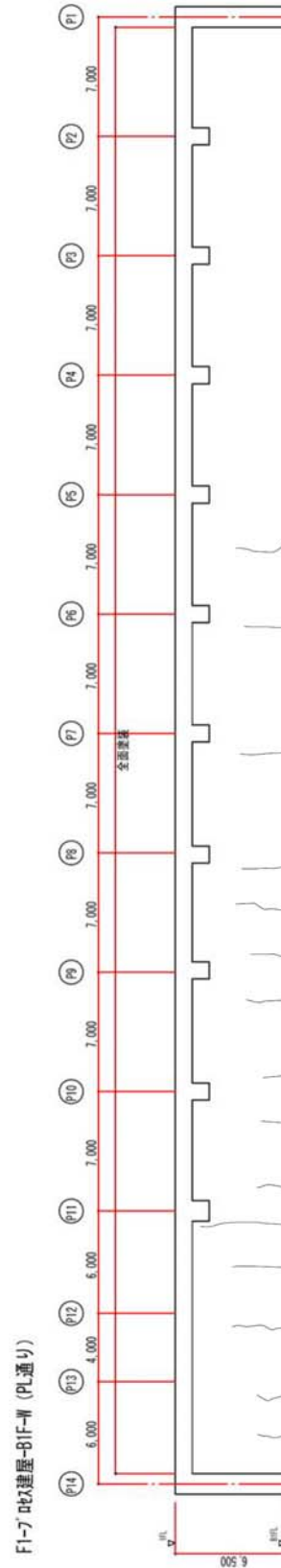


図2 地下2階展開図 北壁, 南壁



東側 展開図



西側 展開図

図3 地下1階展開図 東壁, 西壁



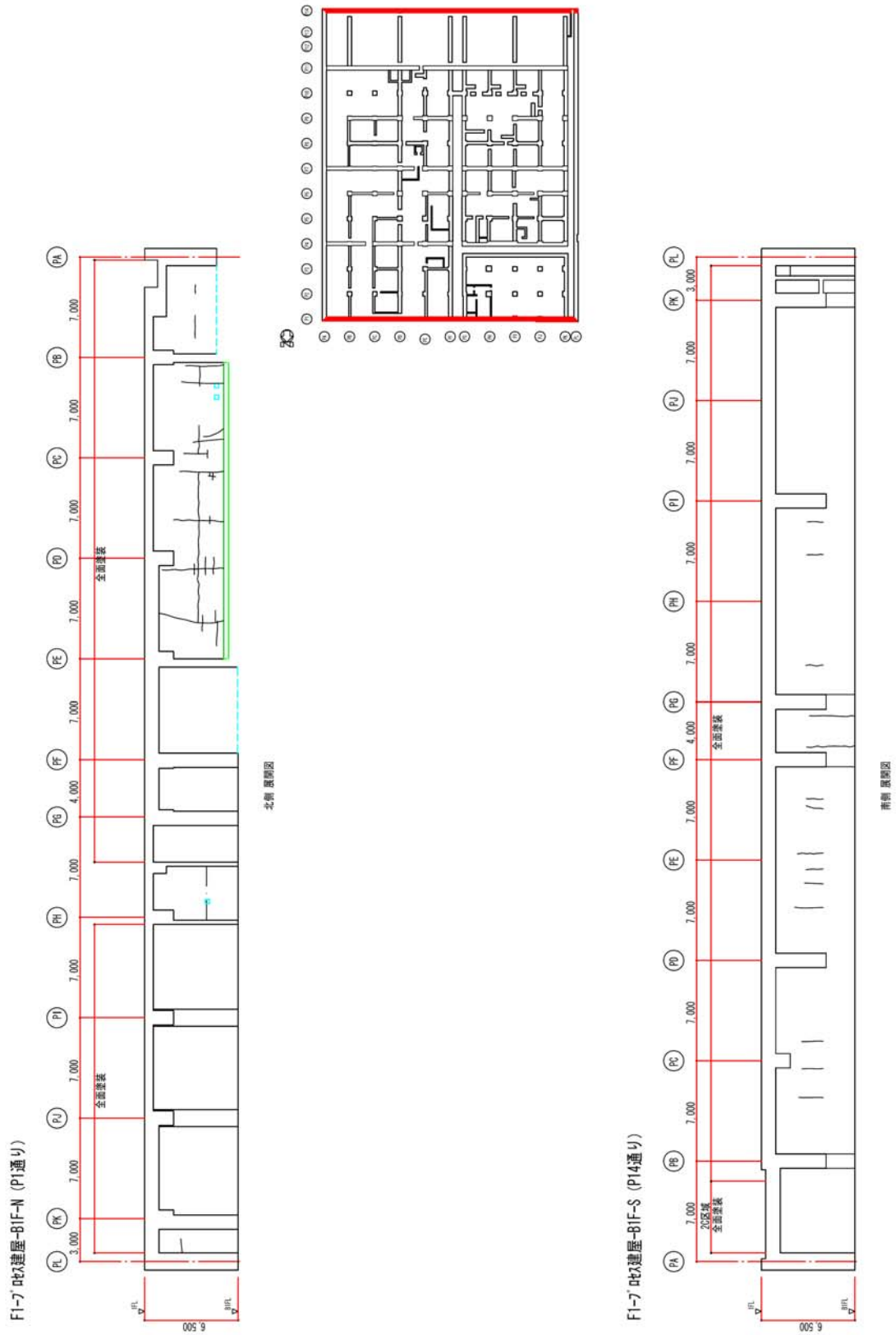
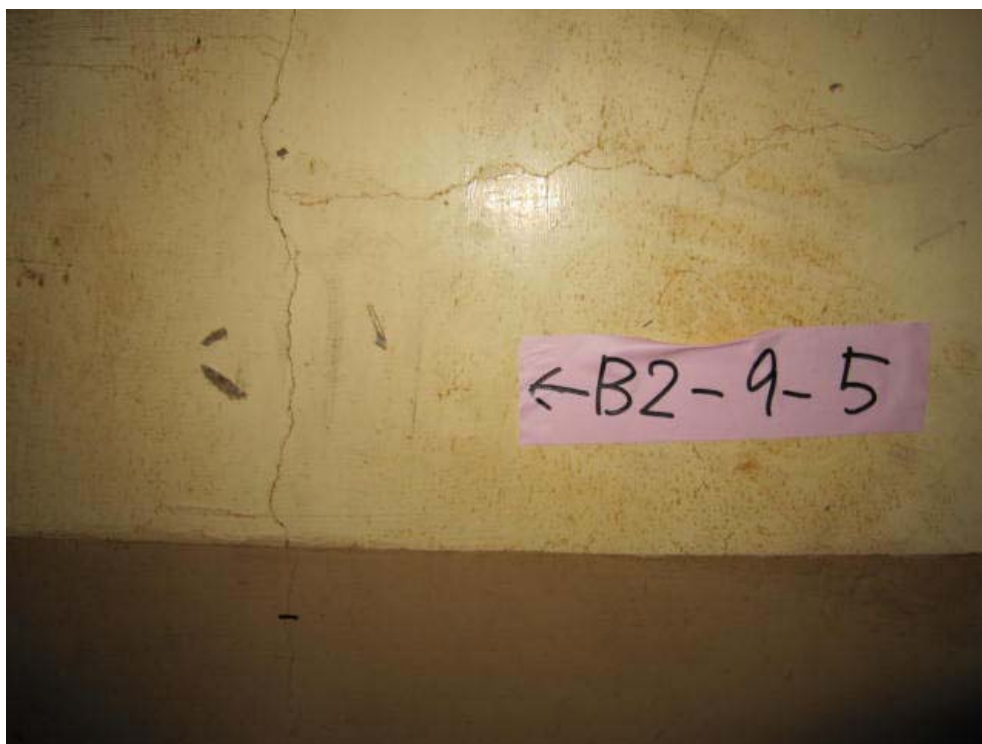


図4 地下1階展開図 北壁, 南壁

7 幅 0.3mm 以上のひび割れ補修状況



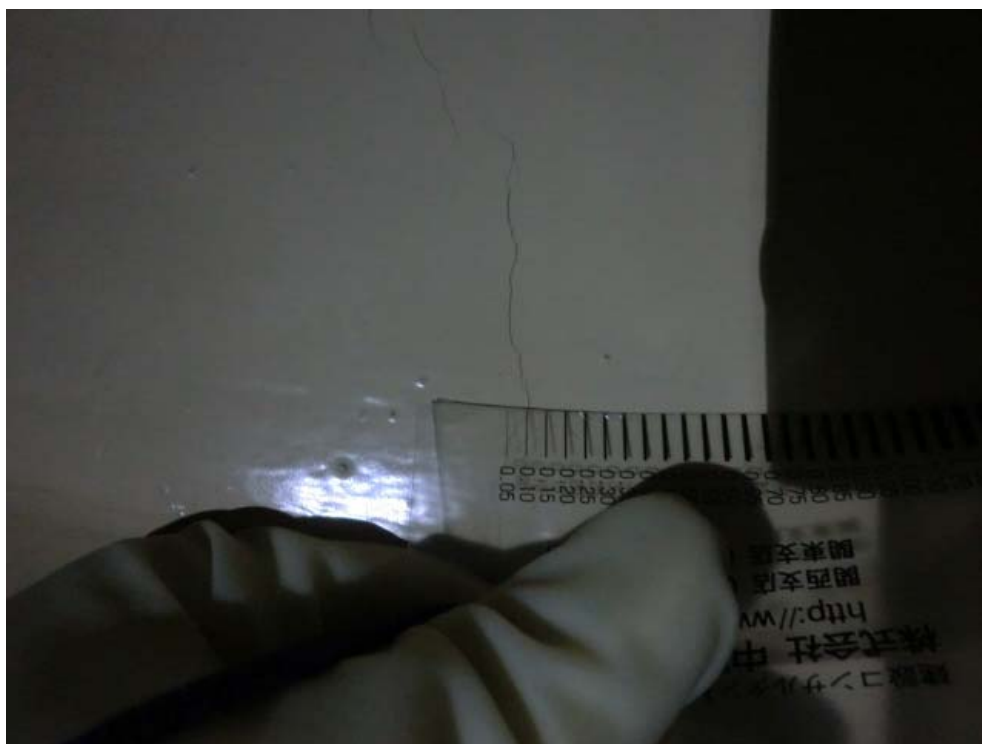
補修前



補修後

図 5 幅 0.3mm 以上のひび割れ補修状況

8 幅 0.3mm 未満のひび割れ補修状況



補修前



補修後

図 6 幅 0.3mm 未満のひび割れ補修状況

## プロセス主建屋の建屋外への放射性物質移行量の評価

## 1 建屋外への放射性物質の移行

放射性廃液を建屋の地下に貯蔵した場合には、建屋周辺の地下水水頭よりも建屋内部の水頭が高い場合には圧力差による放射性廃液の漏出が考えられる。この圧力差による漏出は建屋内外の水位の管理によって回避することができるが、その場合でも建屋コンクリートの健全部の拡散による移行が考えられるので、ここでは、その移行量を評価する。

## 2 評価モデルの概念と主要な評価パラメータ

廃液を現状地下水水位と同等未満の高さまで貯蔵する場合には、周辺の地下水水頭が建屋内部の水頭よりも大きいので、内向きの流れと拡散による移行が考えられる。ひび割れ部のような透水性の高い開口部では、1 mm程度の水頭差による移流によって拡散移行量が無視小となるので、一定の水頭差があれば、健全部の拡散が支配的となる。

地下水水位と同等の水頭高さまで貯蔵するケースの建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念を図1に示す。

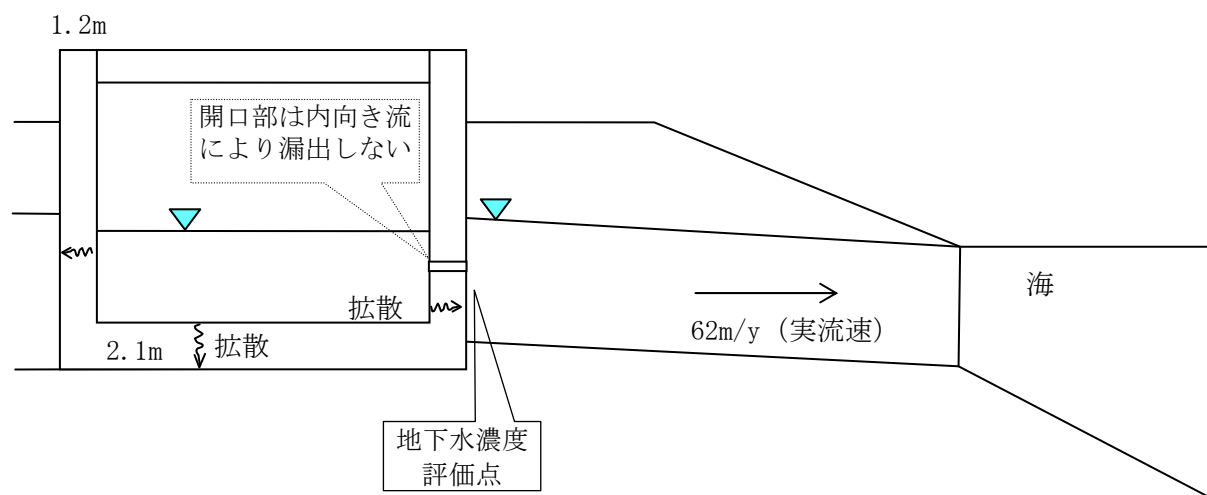


図1 建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念

図1の場合には、建屋からの放射性物質の漏出について、地下水流れが生じないこと及びひび割れ等の開口部の拡散は無視小となるので、健全部の拡散だけを考慮した次式で計算できる。

$$R = -Sc \cdot Dec \cdot \left. \frac{\partial Cc(z,t)}{\partial z} \right|_{z=L} \dots\dots\dots (1)$$

$$\varepsilon c \cdot Rfc \cdot \frac{\partial Cc(z,t)}{\partial t} = Dec \cdot \frac{\partial^2 Cc(z,t)}{\partial z^2} - \lambda \cdot \varepsilon c \cdot Rfc \cdot Cc(z,t) \dots\dots\dots (2)$$

$$Cc(0,t) = Cw = Cw0 \cdot e^{-\lambda \cdot t}$$

$$Cc(L,t) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$Cc(z,0) = 0$$

$$Cc(0,t) = 0, (t > Tc)$$

- $R$  : 放射性物質の漏出量 (Bq/s)
- $Cw$  : 廃液中の放射性物質の濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- $Cw0$  : 廃液中の放射性物質の初期濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- $Sc$  : 建屋コンクリートの底面積または側面積 (m<sup>2</sup>)
- $Dec$  : コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m<sup>2</sup>/s)
- $Cc(z, t)$  : コンクリート中の放射性物質の間隙水中濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- $\cdot$  : 崩壊定数 (1/s)
- $L$  : コンクリートの側面厚さまたは底面厚さ (m)
- $Rfc$  : 放射性物質のコンクリートにおける遅延係数 (-) =  $1 + \frac{1-\varepsilon c}{\varepsilon c} \cdot \rho c \cdot Kdc$
- $\cdot c$  : コンクリートの間隙率 (-)
- $\cdot c$  : コンクリートの粒子密度 (kg/m<sup>3</sup>)
- $Kdc$  : コンクリートの分配係数 (m<sup>3</sup>/kg)
- $Tc$  : 廃液貯蔵終了時間 (s)

### 3 評価に用いたパラメータ

評価に用いたパラメータの一覧を表1に示す。

表1 評価に用いたパラメータ一覧

パラメータ	設定値	備考
廃液中の放射性物質の濃度 (Bq/m <sup>3</sup> )	I-131 : 1.3E+13 Cs-134 : 3.1E+12 Cs-137 : 3.0E+12	2011/3/27 採水 2号機タービン建屋 滞留水の分析結果に基づく
建屋コンクリートの内面積 (m <sup>2</sup> )	底面積 : 5834.24 側面積 : 1751.04	底面積 : 84.8W×68.8L 側面積 : 84.8W, 68.8L, 5.7H の 4 側面
コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m <sup>2</sup> /s)	1E-11	土木学会技術資料より
コンクリートの間隙率 (-)	0.2	
コンクリートの粒子密度 (kg/m <sup>3</sup> )	2700	単位体積重量 2.15 t/m <sup>3</sup> と間隙率 0.2 より, 2.15/0.8=2.7 (t/m <sup>3</sup> )
コンクリートの分配係数 (m <sup>3</sup> /kg)	I : 0 Cs : 0.001	JAEA-Review 2006-011 の海水系地下水のセメントモルタルの値をオーダーでまるめた。
コンクリート健全部のダルシー流速 (m/s)	0	健全部の内向き流は小さいので保守的に考慮しない。

パラメータ	設定値	備考
開口部面積 (m <sup>2</sup> )	実質 0	逆向き流れになるので、拡散に寄与しない。
建屋からの漏出継続期間 (y)	0.25~10 継続	3ヶ月から10年の範囲で検討
帯水層のダルシー流速 (m/y)	25.42	実流速 62 m/y (2E-5m/s×0.04/0.41) ダルシー流速 = 実流速×0.41
帯水層の厚さ (m)	7	底板下面から地下水面までの高さを保守的に設定

#### 4 評価結果

コンクリートひび割れ部からの流れを内向きになるように管理した場合の評価結果を図2及び図3に示す。継続期間を3ヶ月～10年及び永年としたケースを合わせて示した。

この結果では、100年以内に建屋を解体撤去することにより、建屋外への移行は、環境試料の放射能濃度分析におけるCs-137の検出限界である $8 \times 10^{-6}$  Bq/cm<sup>3</sup>を下回る値となる。

廃液貯蔵継続年数の影響確認 (Cs-137)

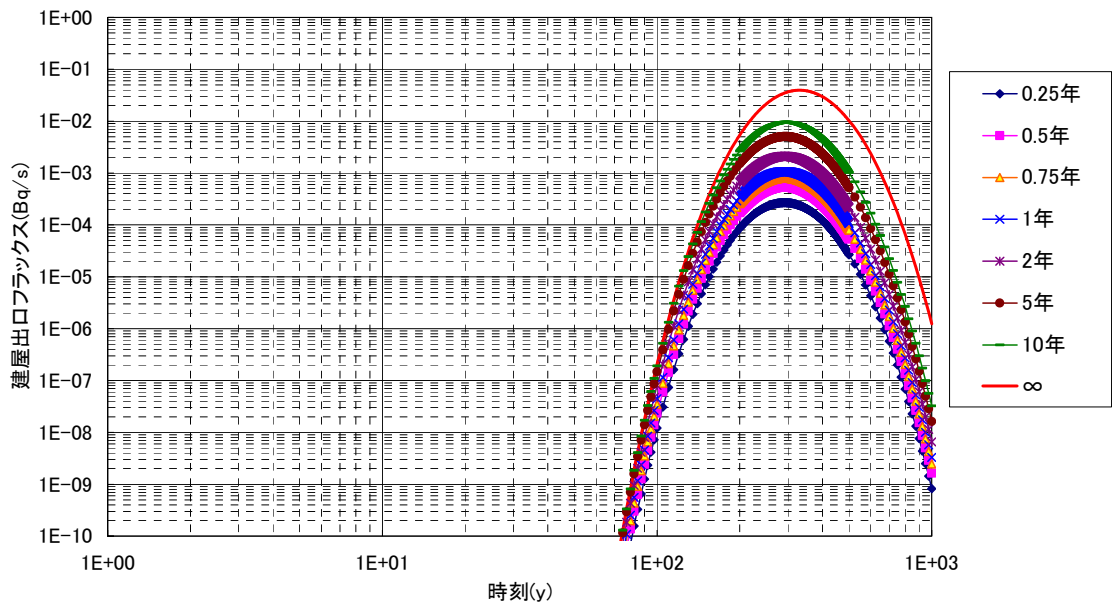


図2 建屋からの流出フラックス  
(プロセス主建屋 側壁 1.2 m)

廃液貯蔵継続年数の影響確認 (Cs-137)

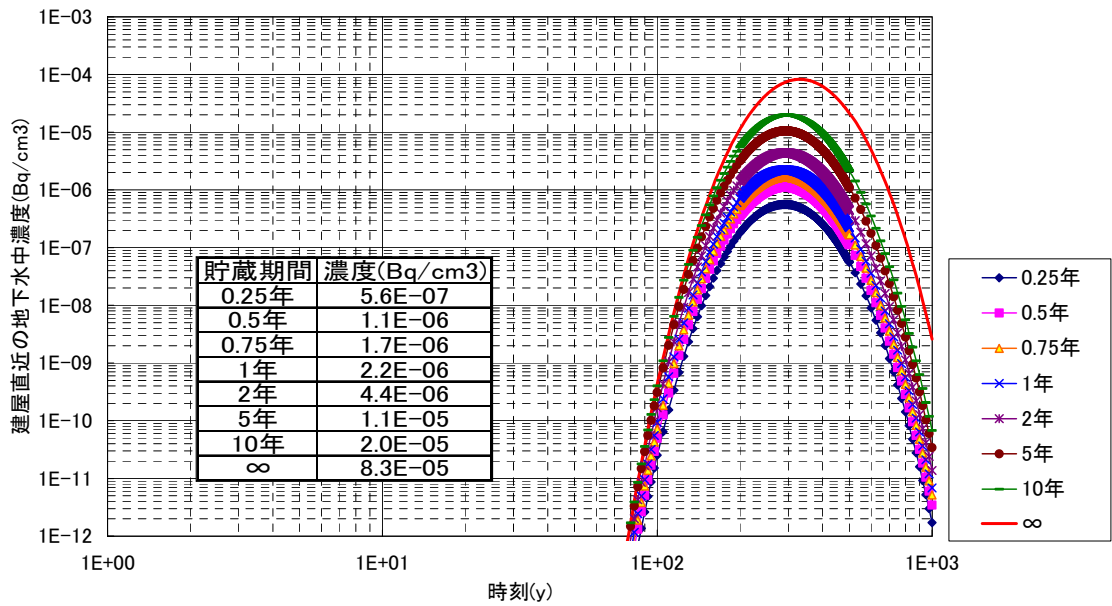
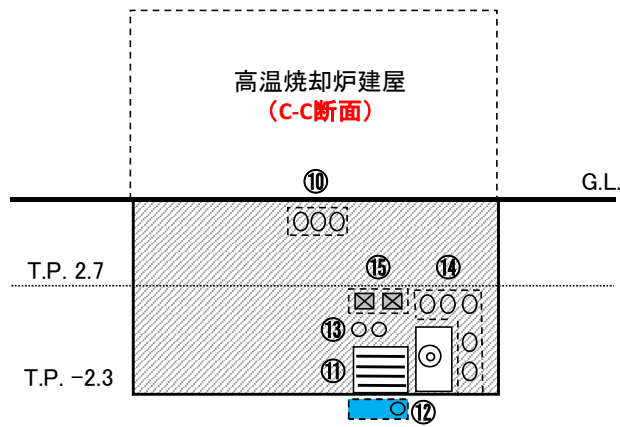
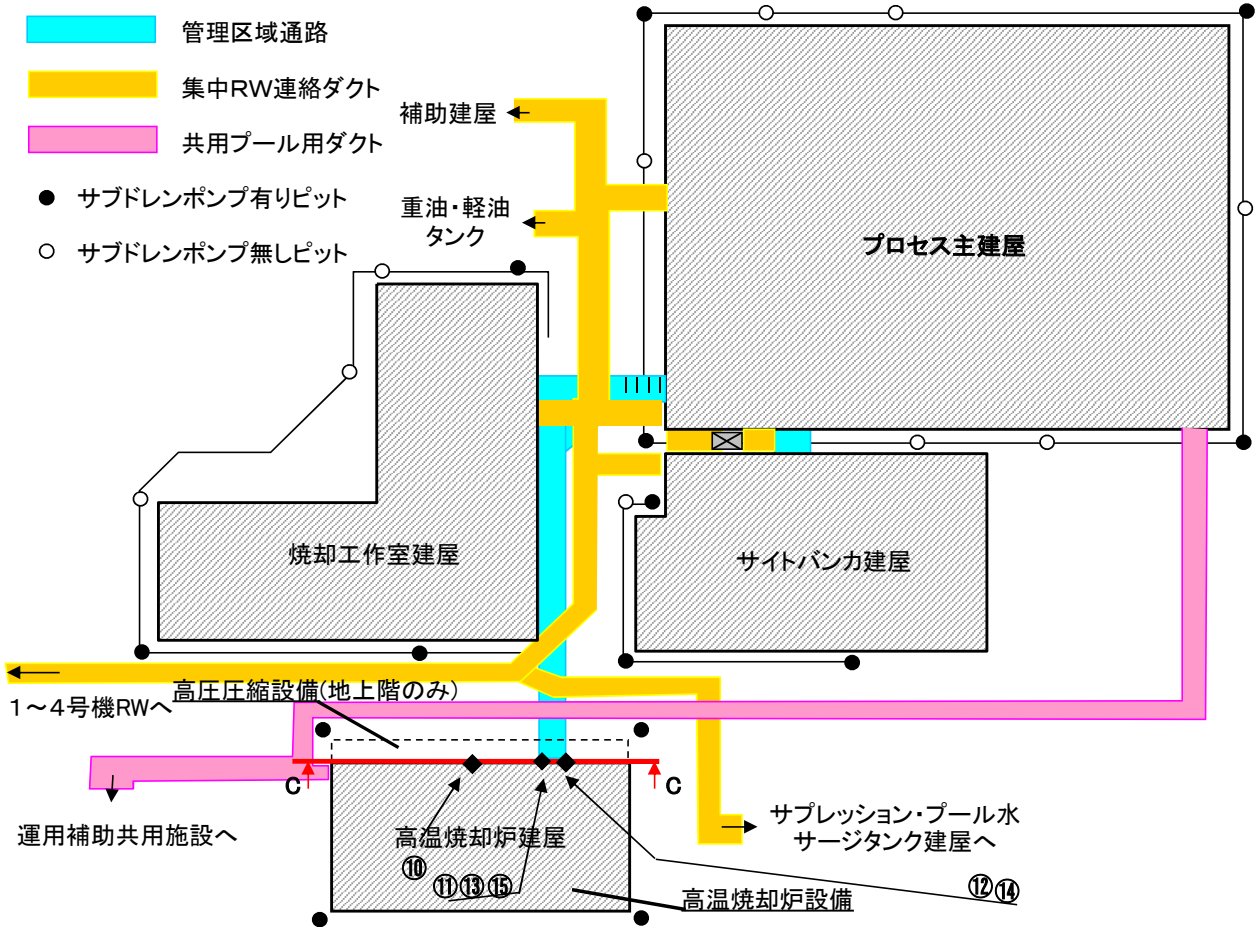
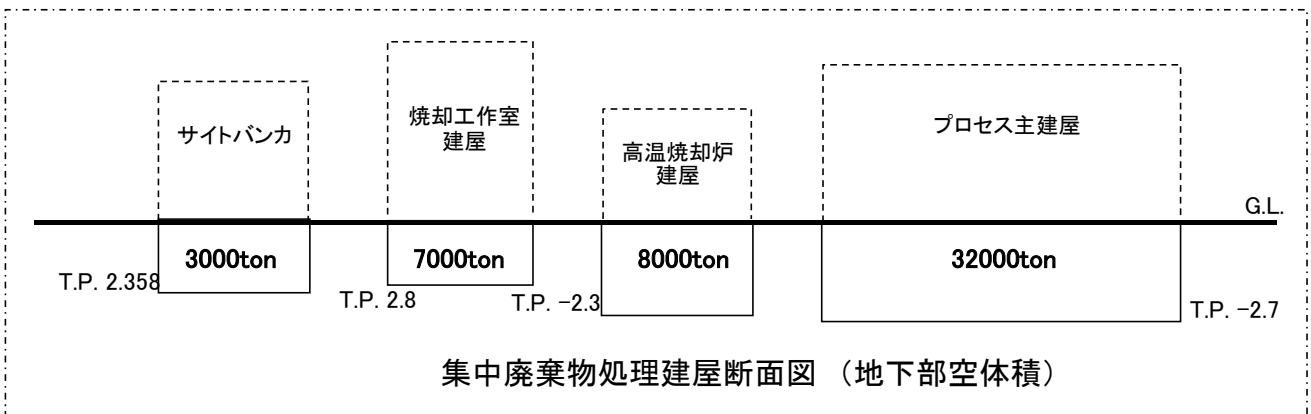


図3 建屋直近の放射性物質の濃度  
(プロセス主建屋 側壁 1.2 m)



高温焼却炉建屋位置関係図





添付資料-7に記載の標高は、震災後の地盤沈下量と、O.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。

建屋名	地盤沈下量	換算式
プロセス主建屋	-635mm	T.P. = 旧O.P. - 1,362
焼却工作室建屋	-665mm	T.P. = 旧O.P. - 1,392
高温焼却炉建屋	-719mm	T.P. = 旧O.P. - 1,446
サイトバンク建屋	-711mm	T.P. = 旧O.P. - 1,438

## 高温焼却炉建屋の健全性 ひび割れ等の漏えい対策

## 1 はじめに

高温焼却炉建屋の地下躯体部分の水密性を確保する観点から、ひび割れ点検を行うとともに、ひび割れ箇所の補修を行った。

## 2 現場確認方法

高温焼却炉建屋のひび割れ点検は、地下外壁を対象とし、日常点検における記録を基に地震後に新たに生じたと考えられるひび割れについて目視点検を行った。

## 3 点検結果及び評価

点検では、新たに地震により生じたひび割れは確認されなかった。今回の地震前から存在していたと思われるひび割れは確認されたが、縦方向のひび割れであることから、経年によるコンクリートの乾燥収縮によって生じたひび割れと判断した。

また、その他のひび割れについても、ひび割れ部分にはエフロレッセンス（白華現象）等の変化が見られないことから、通常時には漏水等の問題はなかったものと考えられる。

また、高温焼却炉建屋は、不透水層である富岡層（泥岩）に基礎マットが設置されていること、地下外壁面周囲にアスファルト防水が施工されていることから、止水性は確保されているものと考えられるが、地下外壁のひび割れ部の補修を行い、水密性を高めるものとする。

## 4 ひび割れ補修

## 4.1 補修範囲

ひび割れの補修は、高温焼却炉建屋の日常点検により記録されたひび割れのほか、目視で確認できる全てのひび割れについて実施した。高温焼却炉建屋のひび割れの補修本数を表-1 に示す。

表-1 ひび割れ補修本数

	部 位	実施本数 (0.3mm 以上のひび割れ)
高温焼却炉建屋	地下1階	42
	地下2階	48

## 4.2 補修方法

- ・ 目視で確認できるひび割れを全て補修する。
- ・ 使用材料：ポリマーセメント系塗膜防水材

## 5 まとめ

対象となるひび割れについて全て補修を実施し、当社は適切に補修されたことを確認した。

6 ひび割れ調査図（壁展開図・ひび割れ幅 0.3mm 以上のものを記録）

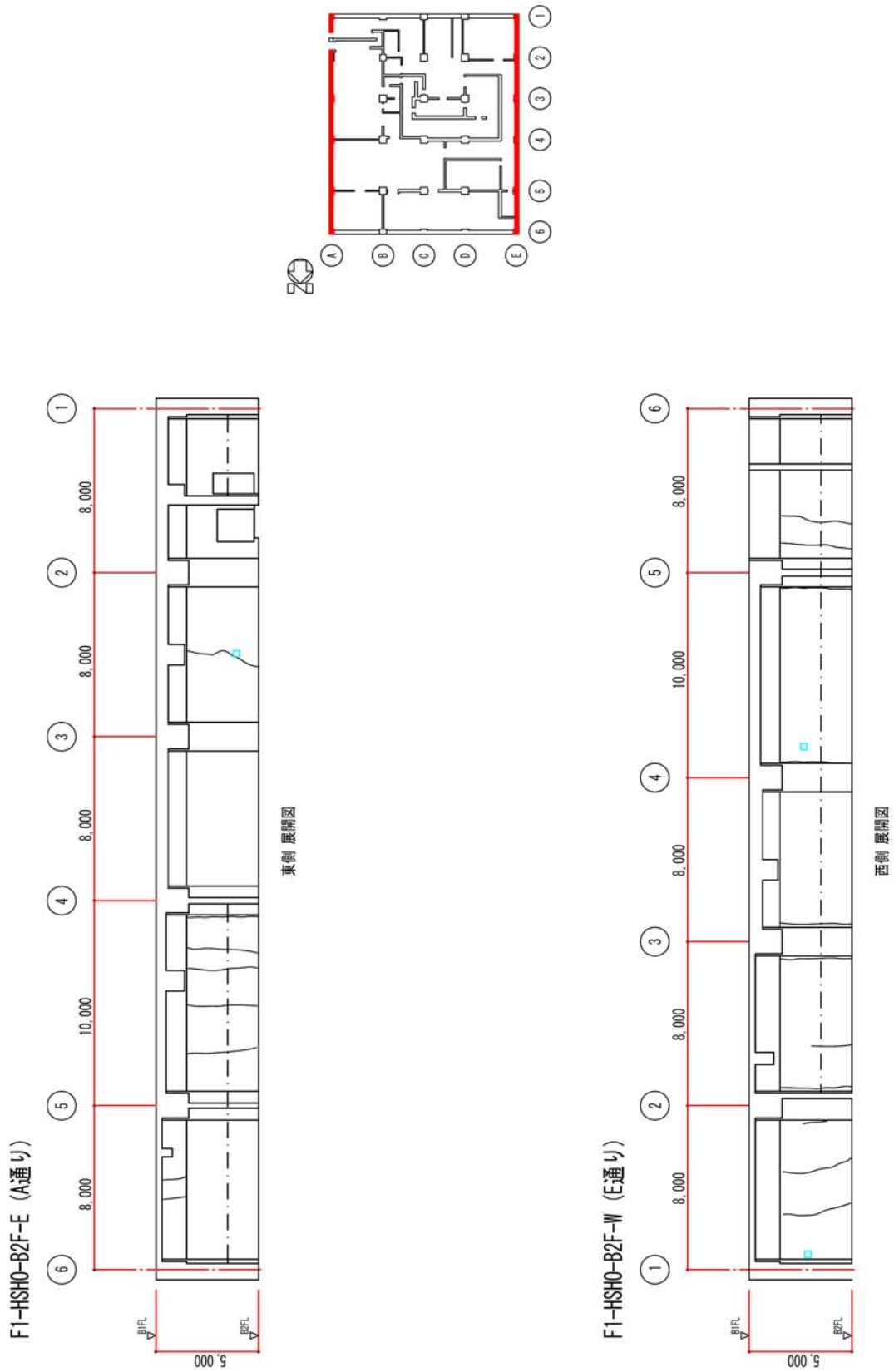


図1 地下2階展開図 東壁, 西壁

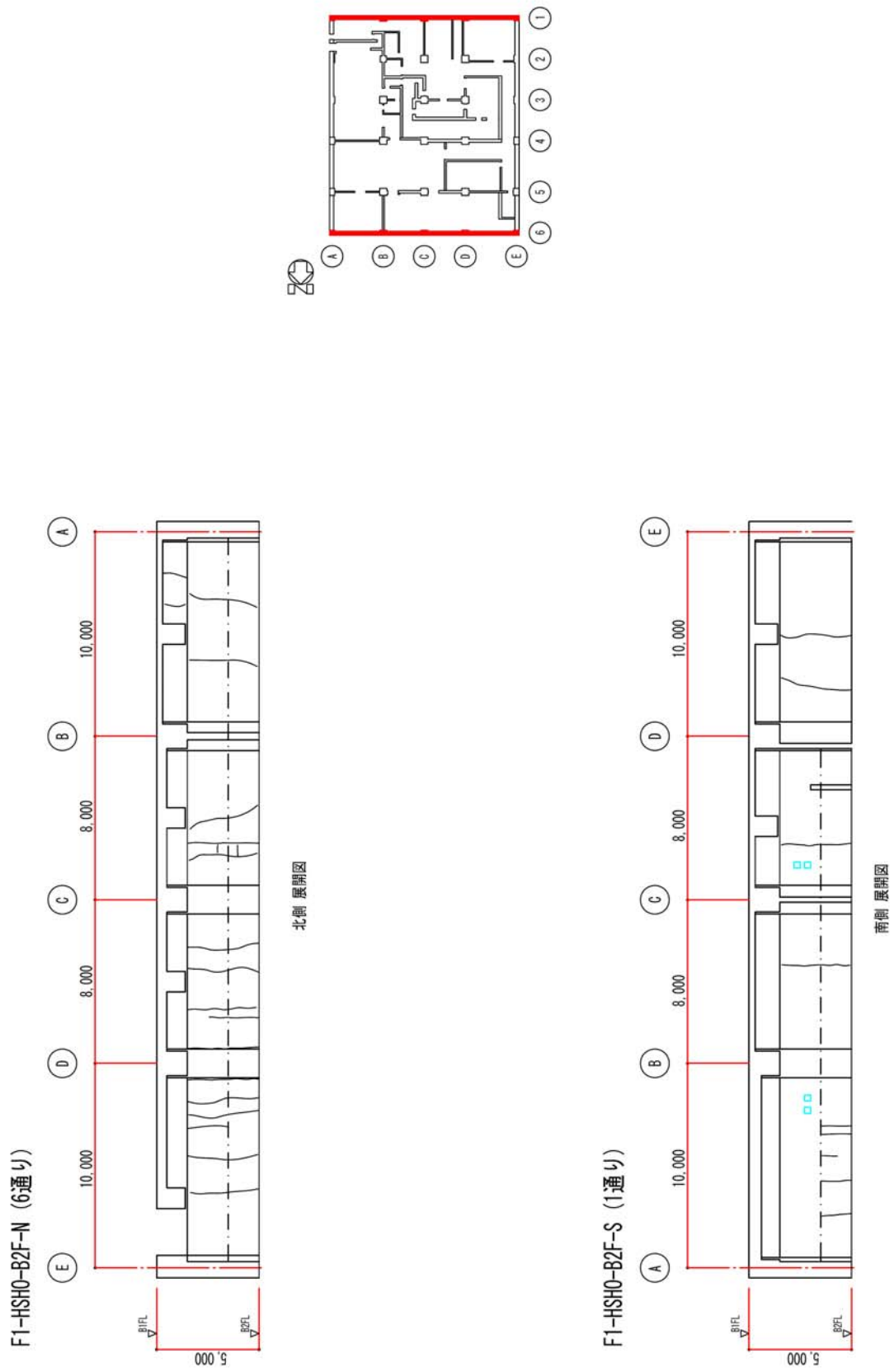


図2 地下2階展開図 北壁, 南壁

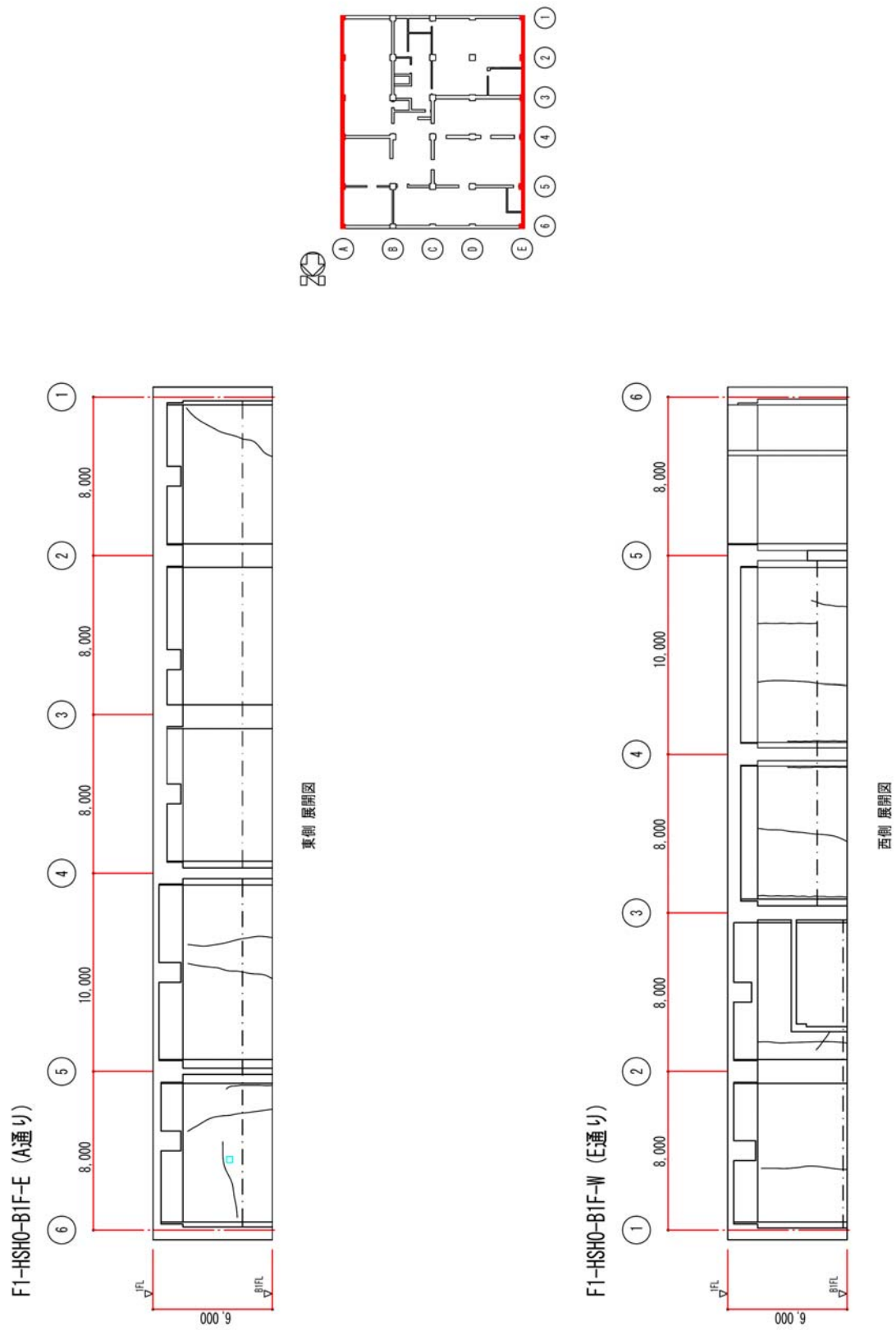


図3 地下1階展開図 東壁，西壁

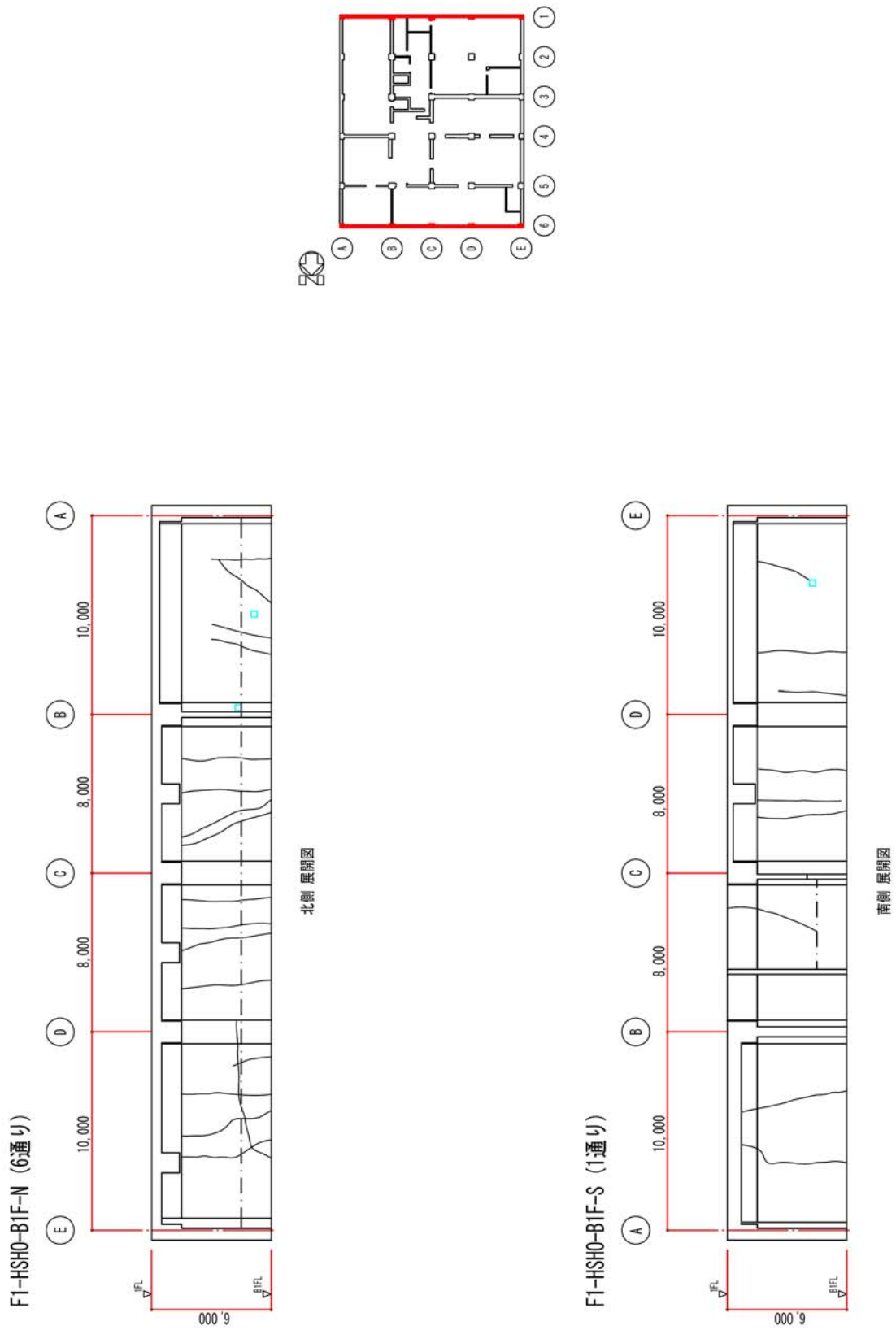
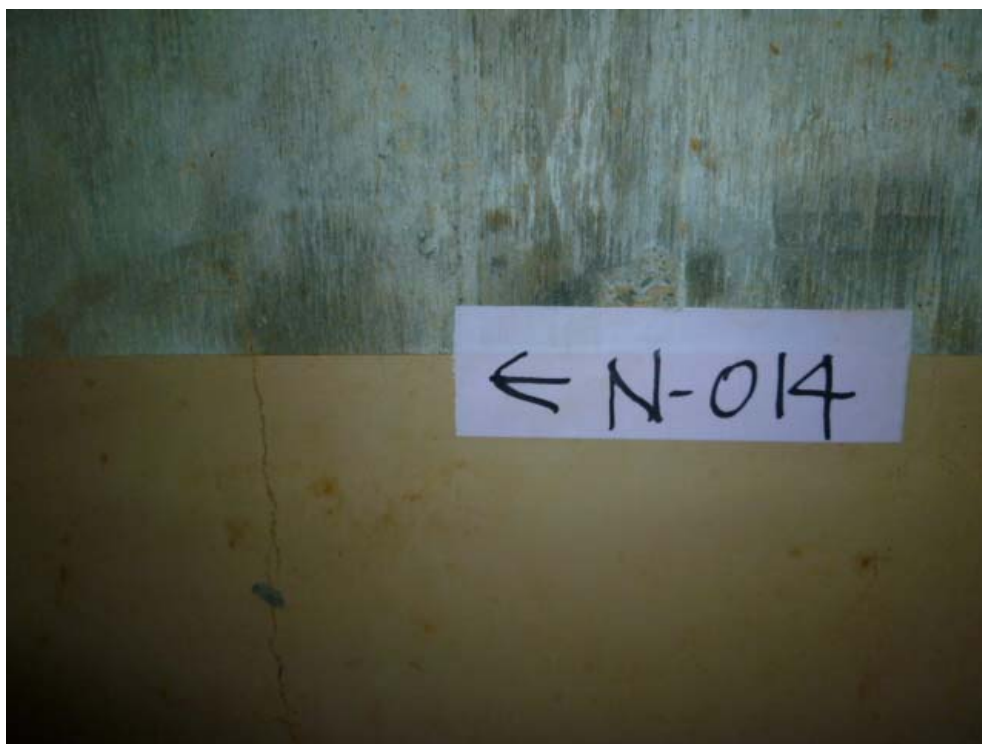
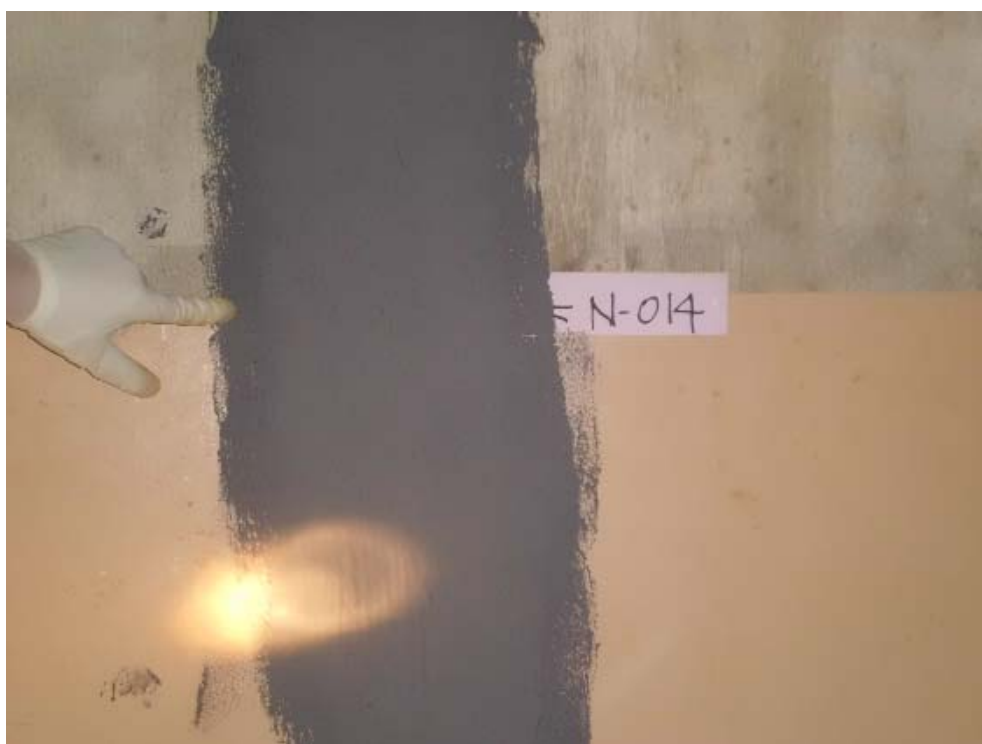


図4 地下1階展開図 北壁, 南壁

7 ひび割れ補修状況（幅 0.3mm 以上のひび割れ）



補修前



補修後

図5 ひび割れ補修状況（幅 0.3mm 以上のひび割れ）



## 高温焼却炉建屋の建屋外への放射性物質移行量の評価

## 1 屋外への放射性物質の移行

放射性廃液を建屋の地下に貯蔵した場合には、建屋周辺の地下水水頭よりも建屋内部の水頭が高い場合には圧力差による放射性廃液の漏出が考えられる。この圧力差による漏出は建屋内外の水位の管理によって回避することができるが、その場合でも建屋コンクリートの健全部の拡散による移行が考えられるので、ここでは、その移行量を評価する。

## 2 評価モデルの概念と主要な評価パラメータ

廃液を現状地下水水位と同等未満の高さまで貯蔵する場合には、周辺の地下水水頭が建屋内部の水頭よりも大きいので、内向きの流れと拡散による移行が考えられる。ひび割れ部のような透水性の高い開口部では、1 mm 程度の水頭差による移流によって拡散移行量が無視小となるので、一定の水頭差があれば、健全部の拡散が支配的となる。

地下水水位と同等の水頭高さまで貯蔵するケースの建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念を図 1 に示す。

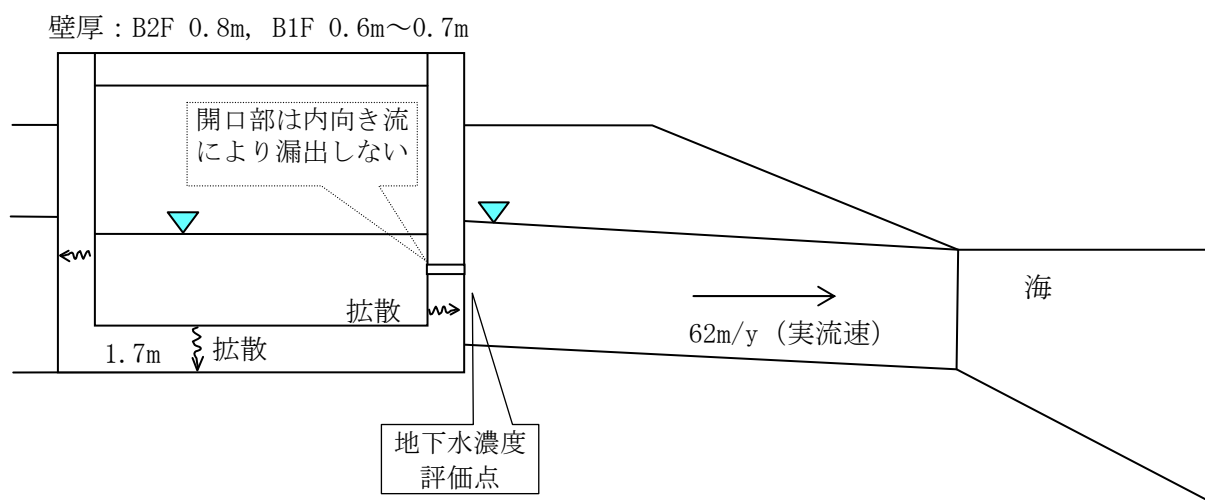


図 1 建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念

図 1 の場合には、建屋からの放射性物質の漏出について、地下水流れが生じないこと及びひび割れ等の開口部の拡散は無視小となるので、健全部の拡散だけを考慮した次式で計算できる。

$$R = -Sc \cdot Dec \cdot \frac{\partial Cc(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=L} \dots\dots\dots (1)$$

$$\varepsilon c \cdot Rfc \cdot \frac{\partial Cc(z,t)}{\partial t} = Dec \cdot \frac{\partial^2 Cc(z,t)}{\partial z^2} - \lambda \cdot \varepsilon c \cdot Rfc \cdot Cc(z,t) \dots\dots\dots (2)$$

$$Cc(0,t) = Cw = Cw0 \cdot e^{-\lambda \cdot t}$$

$$Cc(L,t) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$Cc(z,0) = 0$$

$$Cc(0,t) = 0, (t > Tc)$$

- $R$  : 放射性物質の漏出量 (Bq/s)
- $Cw$  : 廃液中の放射性物質の濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- $Cw0$  : 廃液中の放射性物質の初期濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- $Sc$  : 建屋コンクリートの底面積または側面積 (m<sup>2</sup>)
- $Dec$  : コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m<sup>2</sup>/s)
- $Cc(z, t)$  : コンクリート中の放射性物質の間隙水中濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- $\cdot$  : 崩壊定数 (1/s)
- $L$  : コンクリートの側面厚さまたは底面厚さ (m)
- $Rfc$  : 放射性物質のコンクリートにおける遅延係数 (-)  $= 1 + \frac{1-\varepsilon c}{\varepsilon c} \cdot \rho c \cdot Kdc$
- $\cdot c$  : コンクリートの間隙率 (-)
- $\cdot c$  : コンクリートの粒子密度 (kg/m<sup>3</sup>)
- $Kdc$  : コンクリートの分配係数 (m<sup>3</sup>/kg)
- $Tc$  : 廃液貯蔵終了時間 (s)

### 3 評価に用いたパラメータ

評価に用いたパラメータの一覧を表1に示す。

表1 評価に用いたパラメータ一覧

パラメータ	設定値	備考
廃液中の放射性物質の濃度 (Bq/m <sup>3</sup> )	I-131 : 1.3E+13 Cs-134 : 3.1E+12 Cs-137 : 3.0E+12	2011/3/27 採水 2号機タービン建屋 滞留水の分析結果に基づく
建屋コンクリートの内面積 (m <sup>2</sup> )	底面積 : 1465.56 側面積: B2F(壁厚0.8m) 768.0 B1F(壁厚0.6m) 414.96 B1F(壁厚0.7m) 174.42	底面積 : 41.4W×35.4L 側面積 : B2F 41.4W, 35.4L, 5.0H の4側面 B1F(壁厚0.6m) 壁厚0.6m, 0.65m 部分の長さ 109.2×3.8H B1F(壁厚0.7m) 壁厚0.7m部分の 長さ 45.9×3.8H
コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m <sup>2</sup> /s)	1E-11	土木学会技術資料より
コンクリートの間隙率 (-)	0.2	
コンクリートの粒子密度 (kg/m <sup>3</sup> )	2700	単位体積重量 2.15 t/m <sup>3</sup> と間隙率 0.2より, 2.15/0.8=2.7 (t/m <sup>3</sup> )

パラメータ	設定値	備考
コンクリートの分配係数 ( $\text{m}^3/\text{kg}$ )	I : 0 Cs : 0.001	JAEA-Review 2006-011 の海水系地下水のセメントモルタルの値をオーダーでまるめた。
コンクリート健全部のダルシー流速 ( $\text{m}/\text{s}$ )	0	健全部の内向き流は小さいので保守的に考慮しない。
開口部面積 ( $\text{m}^2$ )	実質 0	逆向き流れになるので、拡散に寄与しない。
建屋からの漏出継続期間 (y)	0.25~10 継続	3ヶ月から10年の範囲で検討
帯水層のダルシー流速 ( $\text{m}/\text{y}$ )	25.42	実流速 62 $\text{m}/\text{y}$ ( $2\text{E}-5\text{m}/\text{s} \times 0.04 / 0.41$ ) ダルシー流速 = 実流速 $\times 0.41$
帯水層の厚さ (m)	7	底板下面から地下水面までの高さを保守的に設定

#### 4 評価結果

コンクリートひび割れ部からの流れを内向きになるように管理した場合の評価結果を図2及び図3に示す。継続期間を3ヶ月～10年及び永年としたケースを合わせて示した。

この結果では、30年以内に建屋を解体撤去することにより、建屋外への移行は、環境試料の放射能濃度分析におけるCs-137の検出限界である $8 \times 10^{-6} \text{ Bq}/\text{cm}^3$ を下回る値となる。

廃液貯蔵継続年数の影響確認 (Cs-137)

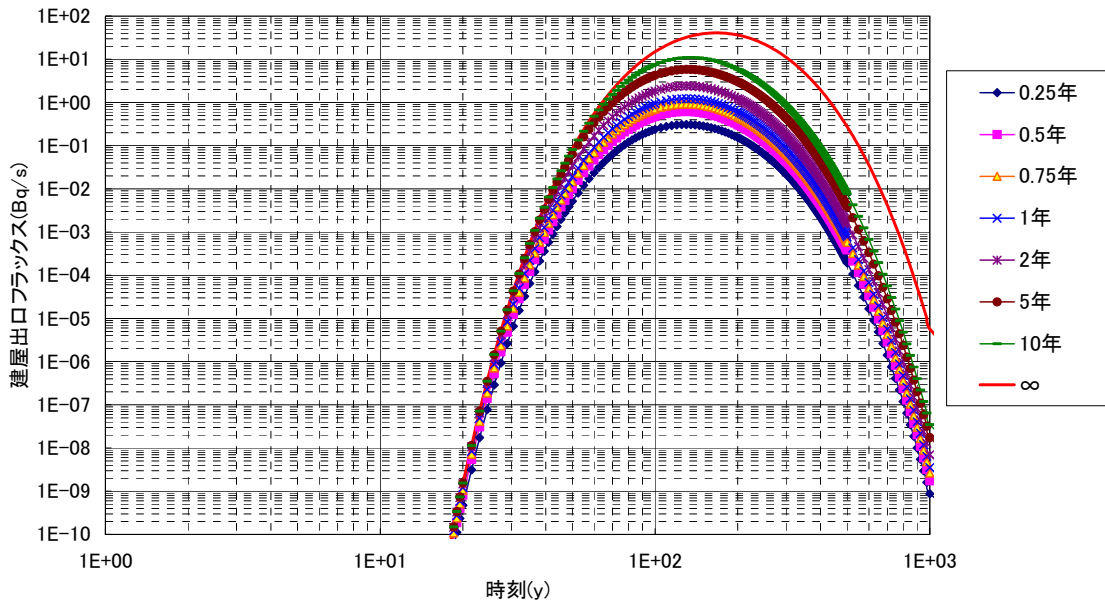


図2 建屋からの流出フラックス  
(高温焼却炉建屋)

廃液貯蔵継続年数の影響確認 (Cs-137)

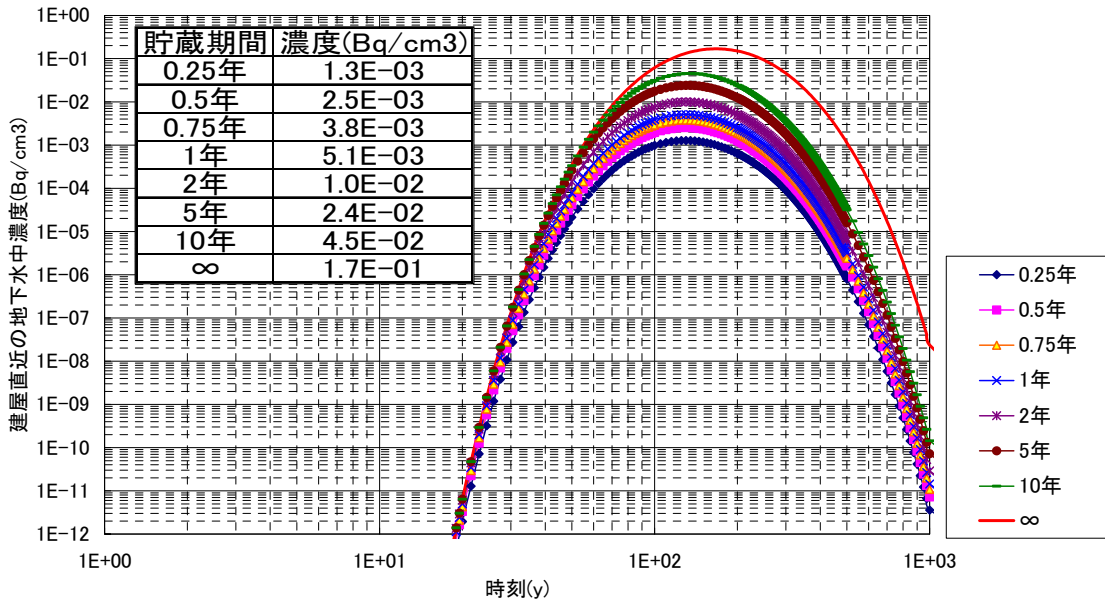


図3 建屋直近の放射性物質の濃度  
(高温焼却炉建屋)

## 1～4号機の各建屋外への放射性物質移行量の評価

## 1 建屋外への放射性物質の移行

高レベル放射性汚染水（以下、「滞留水」という。）が建屋の地下に滞留した場合、建屋周辺の地下水水頭よりも建屋内部の水頭が高くなったときに圧力差による滞留水の漏出が考えられる。この圧力差による漏出は建屋内外の水位の管理によって回避することができるが、その場合でも建屋コンクリートの健全部の拡散による移行が考えられるので、ここでは、その移行量を評価する。

## 2 評価モデルの概念と主要な評価パラメータ

滞留水を現状地下水水位と同等未満の高さまで貯蔵する場合には、周辺の地下水水頭が建屋内部の水頭よりも大きいので、内向きの流れと拡散による移行が考えられる。ひび割れ部のような透水性の高い開口部では、1mm程度の水頭差による移流によって拡散移行量が無視小となるので、一定の水頭差があれば、健全部の拡散が支配的となる。

地下水水位と同等の水頭高さまで貯蔵するケースの建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念を図1に示す。

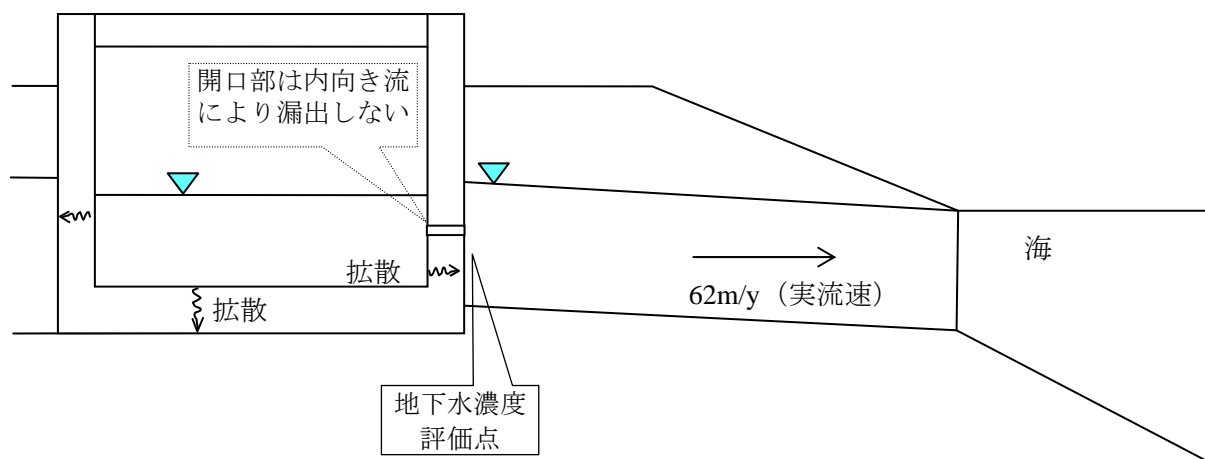


図1 建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念

図1の場合には、建屋からの放射性物質の漏出について、地下水流れが生じないこと及びひび割れ等の開口部の拡散は無視小となるので、健全部の拡散だけを考慮した次式で計算できる。

$$R = -Sc \cdot Dec \cdot \left. \frac{\partial Cc(z,t)}{\partial z} \right|_{z=L} \dots\dots\dots (1)$$

$$\varepsilon c \cdot Rfc \cdot \frac{\partial Cc(z,t)}{\partial t} = Dec \cdot \frac{\partial^2 Cc(z,t)}{\partial z^2} - \lambda \cdot \varepsilon c \cdot Rfc \cdot Cc(z,t) \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{aligned} Cc(0,t) &= Cw = Cw0 \cdot e^{-\lambda \cdot t} \\ Cc(L,t) &= 0 \\ Cc(z,0) &= 0 \\ Cc(0,t) &= 0, \quad (t > Tc) \end{aligned} \dots\dots\dots (3)$$

- R* : 放射性物質の漏出量 (Bq/s)
- Cw* : 滞留水中の放射性物質の濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- Cw0* : 滞留水中の放射性物質の初期濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- Sc* : 建屋コンクリートの底面積または側面積 (m<sup>2</sup>)
- Dec* : コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m<sup>2</sup>/s)
- Cc(z,t)* : コンクリート中の放射性物質の間隙水中濃度 (Bq/m<sup>3</sup>)
- λ* : 崩壊定数 (1/s)
- L* : コンクリートの側面厚さまたは底面厚さ (m)
- Rfc* : 放射性物質のコンクリートにおける遅延係数 (-) =  $1 + \frac{1 - \varepsilon c}{\varepsilon c} \cdot \rho c \cdot Kdc$
- εc* : コンクリートの間隙率 (-)
- ρc* : コンクリートの粒子密度 (kg/m<sup>3</sup>)
- Kdc* : コンクリートの分配係数 (m<sup>3</sup>/kg)
- Tc* : 滞留水貯蔵終了時間 (s)

3 評価に用いたパラメータ

評価に用いたパラメータの一覧を表1に示す。

表1 評価に用いたパラメータ一覧

パラメータ	設定値	備考
滞留水中の放射性物質の濃度 (Bq/m <sup>3</sup> )	Cs-137: 1.5E+12	2011/7/17 採水_2号機タービン建屋滞留水の分析結果に基づく
建屋コンクリートの内面積 (m <sup>2</sup> )	—	表2 (滞留水に接する表面積) 参照
コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m <sup>2</sup> /s)	1E-11	土木学会技術資料より
コンクリートの間隙率 (-)	0.2	
コンクリートの粒子密度 (kg/m <sup>3</sup> )	2700	単位体積重量 2.15 t/m <sup>3</sup> と間隙率 0.2 より, 2.15/0.8=2.7 (t/m <sup>3</sup> )
コンクリートの分配係数 (m <sup>3</sup> /kg)	I: 0 Cs: 0.001	JAEA-Review 2006-011 の海水系地下水のセメントモルタルの値をオーダーでまらめた。
コンクリート健全部のダルシー流速 (m/s)	0	健全部の内向き流は小さいので保守的に考慮しない。

パラメータ	設定値	備考
開口部面積 (m <sup>2</sup> )	実質 0	逆向き流れになるので、拡散に寄与しない。
建屋からの漏出継続期間 (y)	0.25～10 継続	3 ヶ月から 10 年，継続の範囲で検討
帯水層のダルシー流速 (m/y)	25.42	実流速 62m/y (2E-5m/s×0.04／0.41) ダルシー流速 = 実流速×0.41
帯水層の厚さ (m)	7	底板下面から地下水面までの高さを保守的に設定

#### 4 評価結果

コンクリートひび割れ部からの流れを内向きになるように管理した場合の評価結果を図 2 及び表 2 に示す。継続期間を 3 ヶ月～10 年及び永年としたケースを合わせて示した。

この結果では、今後 3 年間程度に 1～4 号機の各建屋のコンクリート壁中から放射性物質が拡散により建屋外への漏えいする可能性は低いと考える。

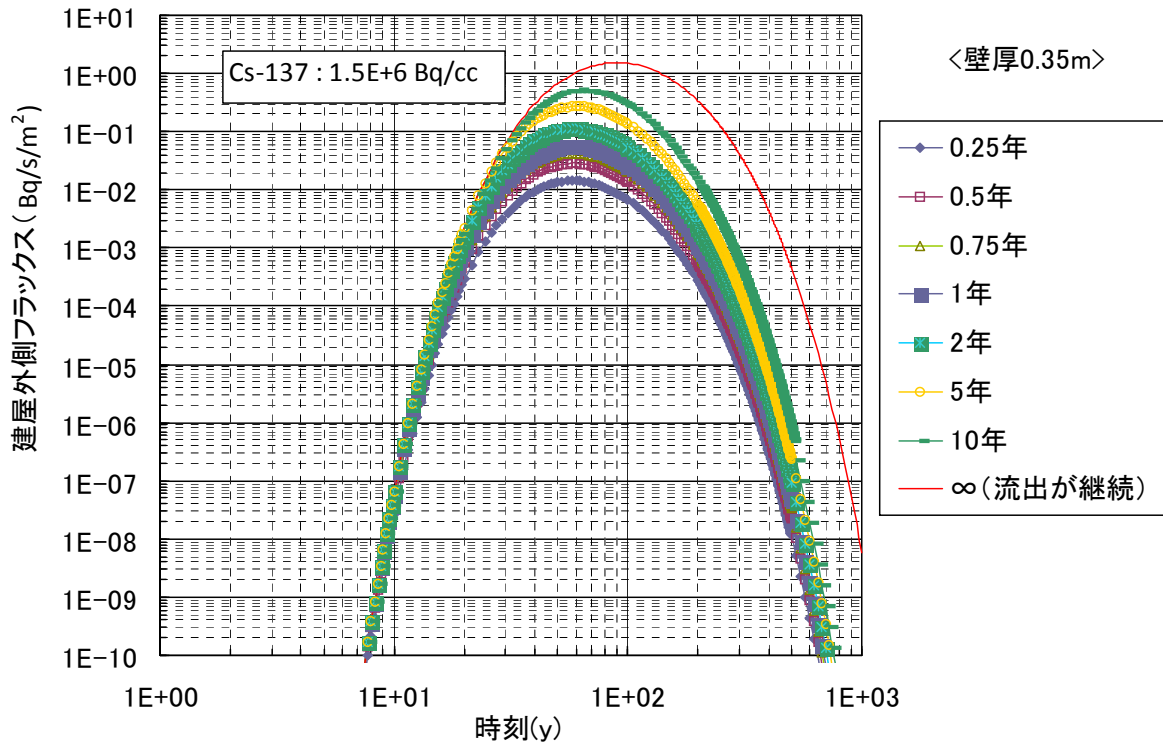


図2 (1) 建屋からの流出フラックス  
(側壁 0.35m)

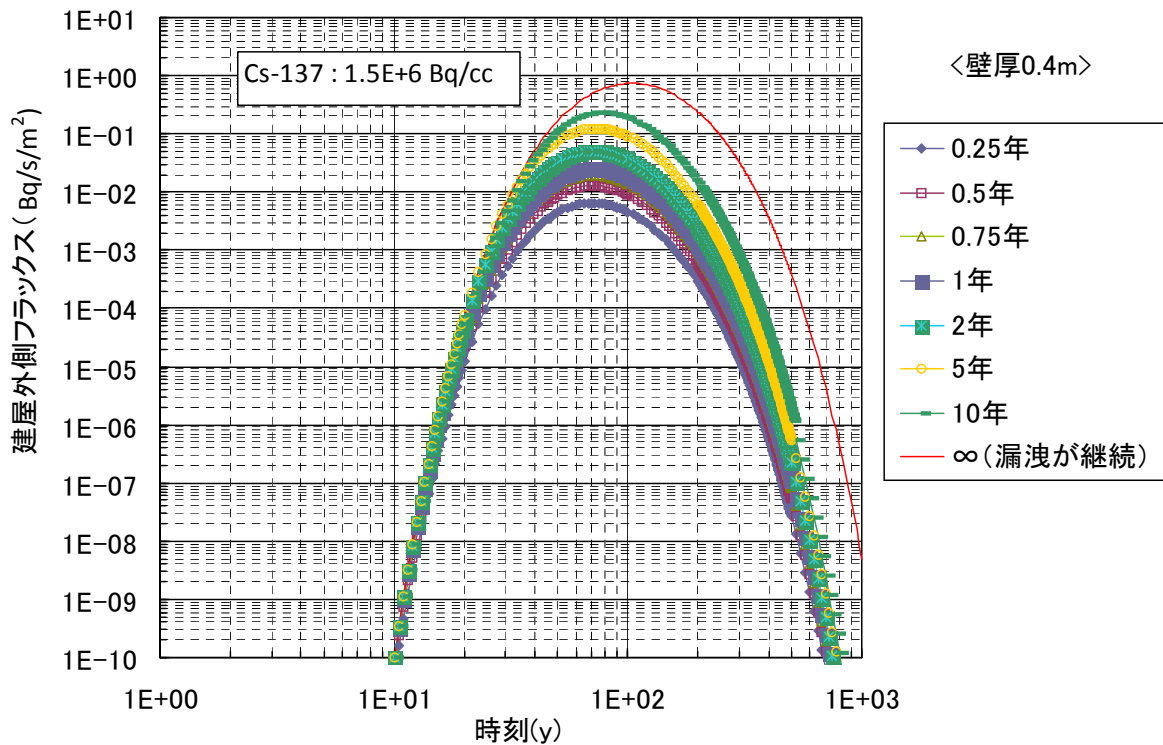


図2 (2) 建屋からの流出フラックス  
(側壁 0.4m)



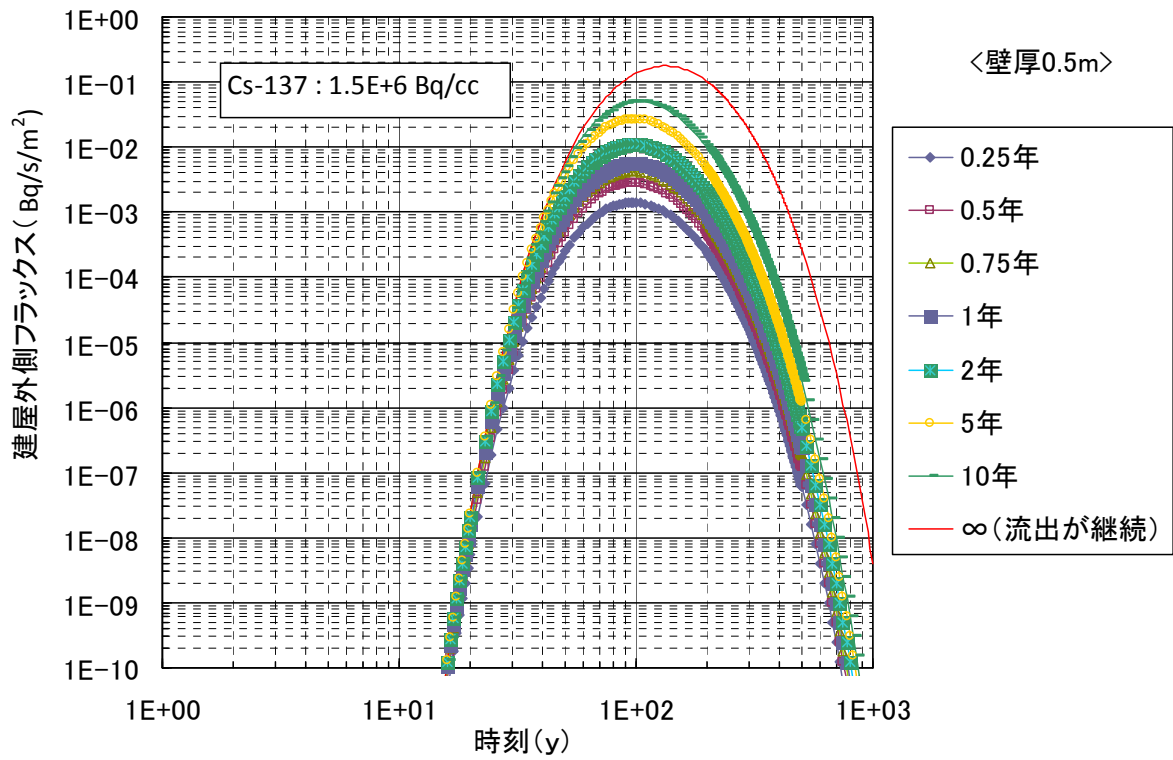


図2 (3) 建屋からの流出フラックス  
(側壁 0.5m)

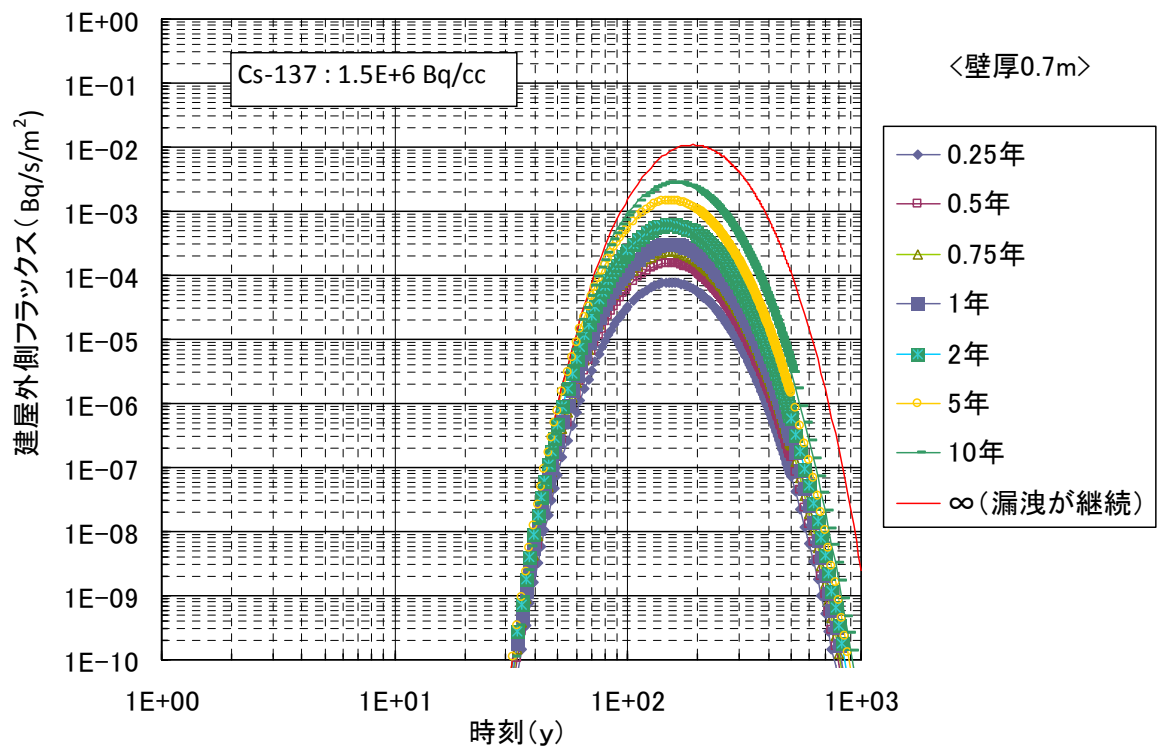


図2 (4) 建屋からの流出フラックス  
(側壁 0.7m)

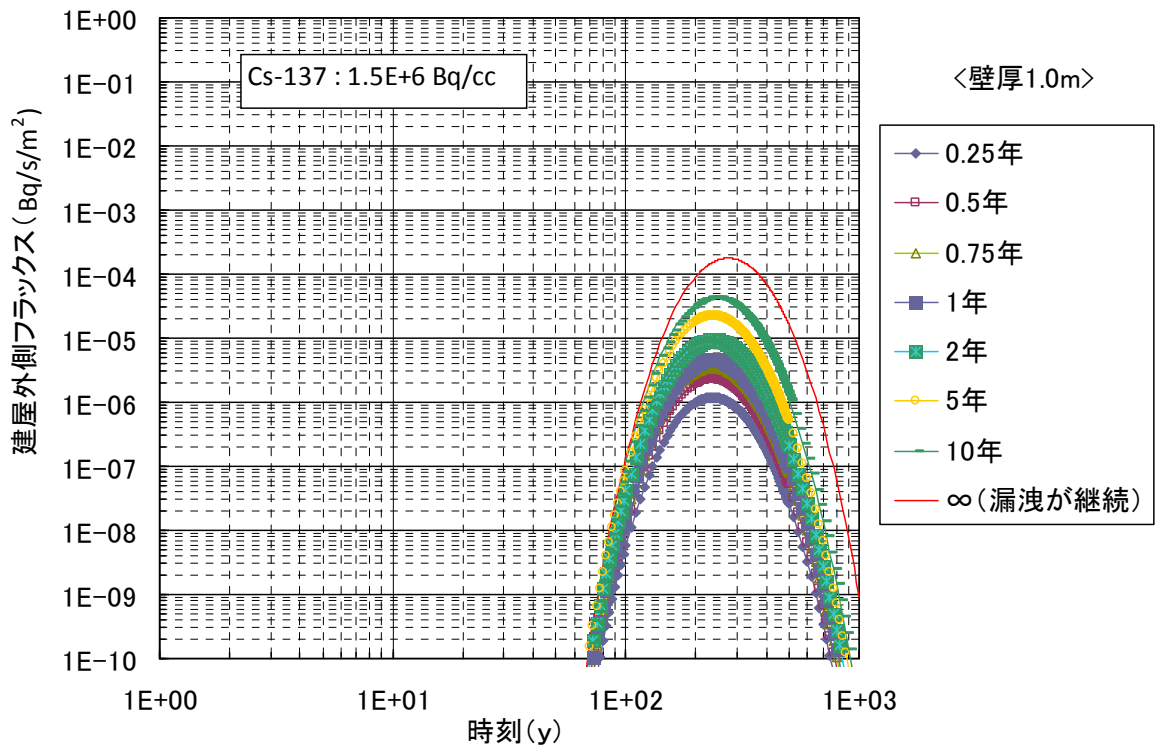


図2 (5) 建屋からの流出フラックス  
(側壁 1.0m)

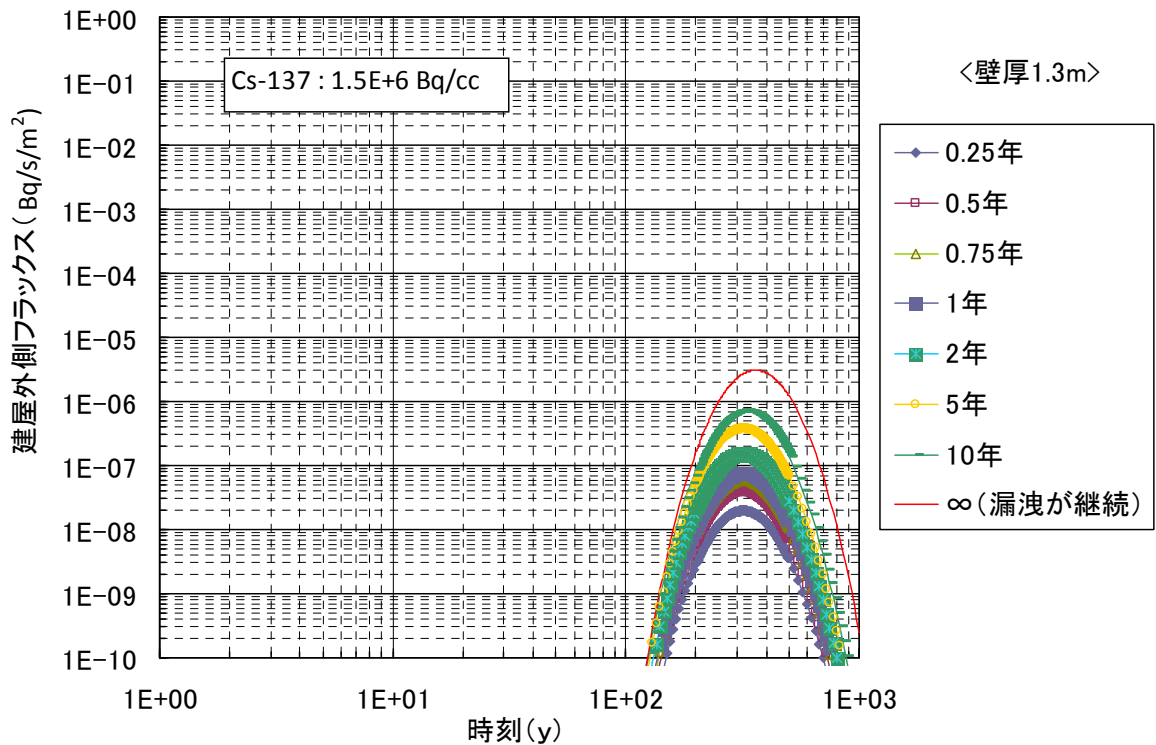


図2 (6) 建屋からの流出フラックス  
(側壁 1.3m)

表2 建屋外への放射性物質移行量の評価

1号炉	壁厚(m)	滞留水に接する 表面積(m <sup>2</sup> )	建屋の南北長(m)	8E-6Bq/cm <sup>3</sup> となる経過年
R/B	1.3	3040	42	200
T/B	0.5	6250	97	20
RW/B	0.5	1080	22	20

2号炉	壁厚(m)	滞留水に接する 表面積(m <sup>2</sup> )	建屋の南北長(m)	8E-6Bq/cm <sup>3</sup> となる経過年
R/B	1.5	3760	47	200* <sup>1</sup>
T/B	0.55	8530	105	20* <sup>2</sup>
RW/B	0.7	1510	23	40

3号炉	壁厚(m)	滞留水に接する 表面積(m <sup>2</sup> )	建屋の南北長(m)	8E-6Bq/cm <sup>3</sup> となる経過年
R/B	1.5	3840	47	200* <sup>1</sup>
T/B	0.7	9800	128	40
RW/B	0.7	2050	23	40

4号炉	壁厚(m)	滞留水に接する 表面積(m <sup>2</sup> )	建屋の南北長(m)	8E-6Bq/cm <sup>3</sup> となる経過年
R/B	1.5	3840	47	200* <sup>1</sup>
T/B	0.5	8410	106	20* <sup>1</sup>
RW/B	0.7	2760	36	40

	壁厚(m)	滞留水に接する 表面積(m <sup>2</sup> )	トレンチの南北長(m)	8E-6Bq/cm <sup>3</sup> となる経過年
2号炉トレンチ	0.4	1380	7	13
3号炉トレンチ	0.4	1180	6	13
4号炉トレンチ	0.35	1090	5	10

\*1: 壁厚1.3mで評価

\*2: 壁厚0.5mで評価

## 建屋等内に滞留する滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減にかかる方針

### 1 現状及び中期的見通し

現状、1～4号機の滞留水については、建屋内水位を地下水水位よりも低く管理し滞留水の系外流出を防止している。

滞留水の増加抑制及び拡散リスク低減を図るためには、今後、地下水位を管理し地下水の流入を抑制し滞留水の水位を下げタービン建屋、原子炉建屋、廃棄物処理建屋内にある滞留水を処理する必要がある。このため、地下水バイパス、トレンチ止水等の方策を検討する。

### 2 基本的対応方針及び中期的計画

滞留水の水位を維持するとともに、下記の基本的考え方に基づき、処理を継続していく。将来的には、水位低下に必要となる技術、工法の研究開発を進め、滞留水の減少を図っていく。

#### 滞留水処理の基本的考え方

- ・現行水処理設備について、引き続き一部機器の設備改善などを行い、更なる信頼性向上を図るとともに、運転継続・延命化を行い、安定運転を維持する。
- ・タービン建屋等の滞留水の水位が建屋周囲に設けられたサブドレン水位を上回らないように管理しつつ、サブドレン水位を低下させ、地下水流入量の抑制を図る。
- ・今後実施する研究開発成果に基づき滞留水量を減少させていくとともに、これに応じた循環ラインの段階的な縮小化等を検討していく。

中期的には、現行水処理設備の信頼性向上による運転継続、サブドレン水位の低下方法の検討・水位低下を進める。

#### 今後の検討と対策

##### (1) 建屋等からの漏えい防止

1～4号機建屋内に滞留している高濃度放射性汚染水については、プロセス主建屋、高温焼却炉建屋に移送し、さらに、汚染水処理設備により放射性核種のセシウム及び塩分を除去して淡水を生成し、原子炉への注水に再使用している（循環注水冷却）。ただし、1～4号機の建屋内には地下水が流入しているため、高濃度放射性汚染水が系外に放出しないよう適切に建屋内水位を管理する必要がある。

建屋内の水位については、引き続き管理を継続していく。また、万一、水位が T. P. 2, 564mm に到達するようなことになれば、高濃度放射性汚染水をタービン建屋の

復水器等に移送する措置を施す。さらに、滞留水の地下水への流出を防止するため、建屋内の水位をサブドレン水位より低く管理している。

万一、建屋内の水位がサブドレン水位より高くなった場合は、サブドレン水の放射能濃度を確認し、建屋内からサブドレンへの滞留水の流出の有無を確認する。また、当該建屋からプロセス主建屋、高温焼却炉建屋、タービン建屋の復水器等へ滞留水を移送することにより、当該建屋内の水位を早期に下げることとする。

今後、地下水の流入量を低減させるため、建屋山側の高台で地下水を揚水し、建屋周辺の地下水の水位を段階的に低下させる計画である（地下水バイパス）。

地下水バイパスの設備は、建屋山側で地下水を汲み上げる揚水井及びポンプ、汲み上げた地下水を一時的に貯留して水質を確認するタンク、地下水を移送するための配管等からなる。地下水バイパスの稼働にあたっては、段階的な稼働とモニタリングにより、水質及び地下水低下状況等を確認し、建屋内滞留水が建屋外に漏れ出さないように慎重な水位管理を実施していく。

## (2) 止水・回収方法

### ①建屋に滞留する汚染水の止水・回収

汚染水の上流側に位置する原子炉建屋（格納容器下部を含む）を止水するためには、漏えい箇所を特定し、漏えい状況に応じた補修（止水）工法や装置を検討する必要がある。現在、漏えい箇所を調査・補修（止水）するための工法と遠隔操作装置を研究開発しているところである。今後、開発成果を活用して漏えい箇所の特定や漏えい状況の確認を行うとともに、補修（止水）工法や装置の開発成果をもって原子炉建屋（格納容器下部を含む）を補修（止水）する予定である。建屋内に滞留する汚染水については、水処理状況を踏まえつつ、原子炉建屋やタービン建屋等への地下水の流入を抑制するため建屋周辺の地下水位を低下させながら回収する。

地下水位を低下させるには、建屋周辺のサブドレン水を汲み上げる方法が有力であるが、一部のサブドレンピット内の水に僅かな汚染が確認されていることから、サブドレンピット内の溜まり水の浄化を行った後にサブドレン設備の復旧を順次実施する。

また、漏えい箇所の調査や止水のための工法・装置開発を進めつつ、建屋間の配管貫通部を対象とした止水工法・材料の検討も行っている。建屋間の配管貫通部からの漏水を模擬した大型試験装置を製作し、基礎試験で選定した止水材料を用いて止水試験を行い、効果を確認している。

なお、建屋内に滞留する汚染水を回収するまでの間、2、3号機立坑、プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋の滞留水の水位を制限値以下に維持し、原子炉建屋及びタービン建屋等の滞留水の水位についても周辺のサブドレン水の水位以下に維持するとともにサブドレン水の放射性物質濃度を監視していく。

### ②トレンチ等に滞留する汚染水の止水・回収

建屋内と同レベルの高濃度の汚染水が滞留していると想定される2号機、3号機並びに4号機海水配管トレンチ等については、タービン建屋内の汚染水の水位よりもトレンチの接続高さが低いことから、トレンチ内の汚染水を回収しても、継続的にタービン建屋から汚染水が流入するため、現時点では、汚染水の回収は困難である。

このため、タービン建屋内の汚染水が回収され、海水配管トレンチ等への汚染水の再流入が無い状態になってから、海水配管トレンチ等の汚染水を回収することとしていたが、系外への流出リスクの低減の観点から、海水配管トレンチ等の汚染水の回収をできるだけ早期に実施できるように、タービン建屋と海水配管トレンチの接続部における止水の可能性について検討を進めるとともに、水処理状況等を踏まえ、可能なトレンチ等から順次、止水・回収を実施する予定である。

なお、海水配管トレンチ等から海へ汚染水が流出しないように、ピットの閉塞等の措置は既に実施しており、2、3号機立坑、プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋の滞留水の水位を制限値以下に維持し、原子炉建屋及びタービン建屋等の滞留水の水位についても周辺のサブドレン水の水位以下に維持するとともにサブドレン水の放射性物質濃度を監視していく。

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下記に基づき換算している。

<換算式> T.P. = 旧 O.P. -1, 436mm

水位は、「2.35 サブドレン他水処理施設 添付-11 別紙-7 サブドレン及び建屋滞留水水位への測量結果の反映について」に基づき、計測する。

添付資料12に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧O.P.-1,436mm

## 汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策

### 1 陸側遮水壁の設置

#### 【基本方針】

陸側遮水壁は、1号機～4号機の汚染水が滞留している建屋を囲い込むように、遮水性の高い壁を設置するものである。これにより、山側から建屋に向かう地下水の流れを遮断し、建屋周辺の地下水位を低下させることができ、建屋内への地下水の流入を抑制するものである。この陸側遮水壁を設置し、可能な限り早期の建設・運用を行う。また、地下水の流入抑制を効果的に行うために、地下水観測網の整備、遮水壁で囲い込む範囲の地下水位の管理等を実施するとともに、フェーシング（地面をアスファルト等で覆うことで、雨水の地下への浸透を防止するなど）等の検討を進める。汚染水処理対策委員会で、凍土方式による施工が適切と判断されていることを踏まえ、今後、概念設計等を進めていく中で、技術的な課題の解決状況を検証していく。

また、建屋周辺の地下水と建屋内の汚染水の水位のバランスを十分に制御することも重要な技術課題である。

#### 【目標工程】

2013年6月～	概念設計，詳細設計，施工計画等の策定
2013年上期	地下水観測網の拡充，早期の整備
2013年12月	陸側遮水壁の施工性，効果，水位管理方法等の検証の実施
2013年度内	陸側遮水壁のフェージビリティ・スタディの実施
2015年度上期	陸側遮水壁の運用開始

### 2 海水配管トレンチ内の汚染水の除去

#### 【基本方針】

2号機及び3号機の海水配管トレンチ<sup>※1</sup>には、高濃度な汚染水が滞留している。早期に海水配管トレンチ内の汚染水を処理するため、まず、汚染水の放射性物質の濃度を再計測し、建屋接続部の止水方法、トレンチ内の汚染水の移送方法、トレンチ内の充填方法等について直ちに具体化するとともに、その濃度の低減を図るなどの環境改善措置を行う。また、この対策は、建屋を囲い込む形で陸側遮水壁を運用開始する前に、完了させることを目指す。

#### 【目標工程】

2014年度内	海水配管トレンチ内の汚染水の除去完了を目指す
---------	------------------------

※1 「地下水の流入抑制のための対策」汚染水処理対策委員会（平成25年5月30日）には、高濃度の汚染水が滞留する海水配管トレンチを2号機から4号機としたが、その後の調査結果により2/3号機とされた。

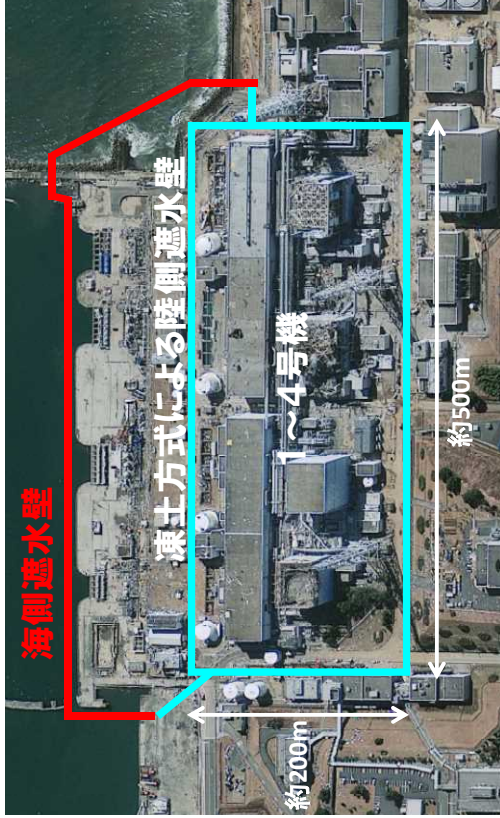
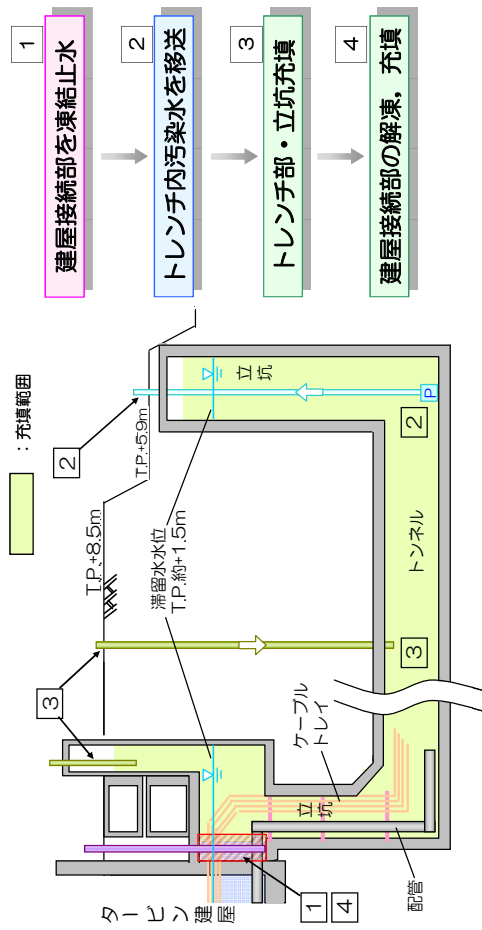
### 陸側遮水壁の設置

- 1号機～4号機の汚染水が滞留している建屋を囲い込むように、遮水性の高い壁を設置することで、山側から建屋に向かう地下水の流れを遮断し、建屋内への地下水の流入を抑制する。
- 汚染水処理対策委員会で、凍土方式による施工が適切と判断されており、今後、凍土方式による陸側遮水壁について、概念設計等を進め、2013年内を目的に技術的課題の解決状況を検証する。
- 2013年度末までにフィージビリティスタディを実施し、その後準備が整い次第速やかに建設工事着手、2015年度上期を目的に運用開始する。

### 海水配管トレンチ内の汚染水の除去

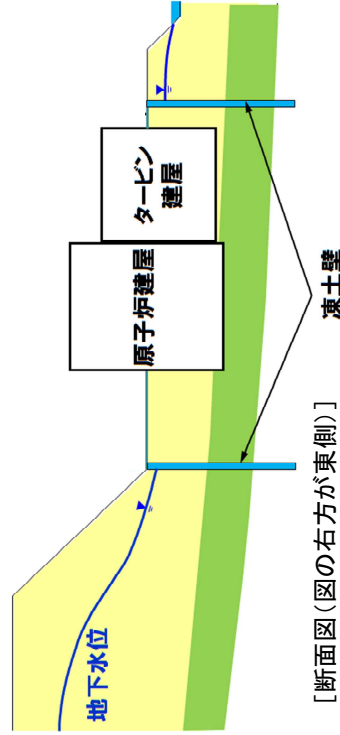
- 2号機から4号機の海水配管トレンチに滞留している、高濃度な汚染水について、2014年度中の除去完了を目指す。

#### ■ 2号機施工案



[平面図(図の上方が東側)]

[凍土による陸側遮水壁の配置イメージ(図の上方が東側)]



[断面図(図の右方が東側)]

[断面イメージ(図の右方が東側)]



添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P. からT.P. への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. =旧O.P. -1, 436mm

## 汚染された地下水の港湾への流出抑制策等について

### 1 現状及び基本的対応方針について

1, 2号機タービン建屋東側の護岸付近の地下水において、放射性物質が告示濃度限度（海水中の放射性物質濃度が線量限度等を定める告示に定める周辺監視区域外の濃度限度）を上回る高い濃度で検出されており、港湾内海水中の放射性物質濃度が減少しておらず、地下水の水位等のデータ分析結果から、汚染された地下水が海水に漏れいしているものと推定した。

このため、地下水を経由しての海洋汚染の拡大を抑制する措置を早急に講じるとともに、地下水のモニタリング等により汚染経路の調査を実施する。

また、高濃度の汚染水が滞留している2号機及び3号機の海水配管トレンチ等については、トレンチ内の汚染水の処理、移送、止水を検討、実施していく。

さらに、地下水及び港湾内の海水についてモニタリングを強化する。

また、海洋汚染の拡大防止のための対策として着手している海側遮水壁の設置を進めていく。

なお、本流出抑制策等については、可能な限り早期に着手・実施していくとともに、新たな対策についても継続して検討していく。

### 2 具体的計画について

#### (1) 護岸付近の地盤改良

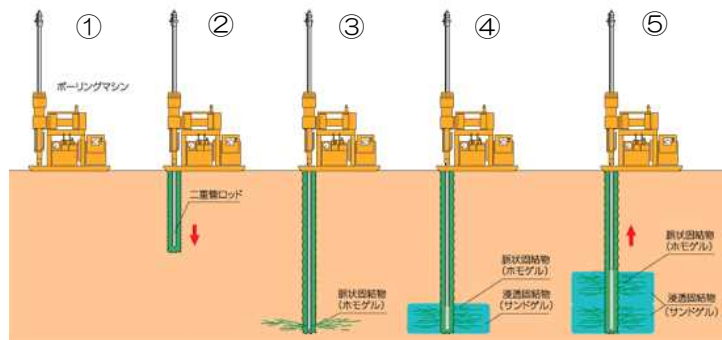
告示濃度限度を超える放射性物質の海域への流出を抑制するため、護岸付近の地盤改良や地下水の移送等の対策を実施する。特に、海水中におけるトリチウム濃度の上昇傾向が見られることから、1-2号機間、2-3号機間、3-4号機間の護岸付近において、地盤改良による汚染範囲の囲い込みを実施することなど、可及的速やかに汚染水の海洋への漏れい拡大抑制対策の実施・完了を目指す（図1、図2）。

#### (2) トレンチ内汚染水処理・排水及び閉塞

2号機及び3号機の主トレンチ（図3、図4）、2号機の分岐トレンチ（図5）には、高濃度の汚染水が滞留していることが確認されている。早期にこれらトレンチ内の汚染水を処理するため、トレンチ毎（電源ケーブル管路を含む）に汚染水の滞留状況を調査する。その後、調査結果に基づき、分岐トレンチについては、汚染水の排水及び当該トレンチの閉塞を実施する。主トレンチについては、建屋接続部の止水方法、トレンチ内の汚染水の移送方法、トレンチ内の充填方法等について具体化するとともに、その濃度の低減を図るなどの環境改善措置を行う。

主トレンチ内の放射性物質濃度の低減策としては、モバイル式の処理装置を導入する





出典：ライト工業（株） マルチライザー工法パンフレット

図1 薬液注入による地盤改良（概念図）

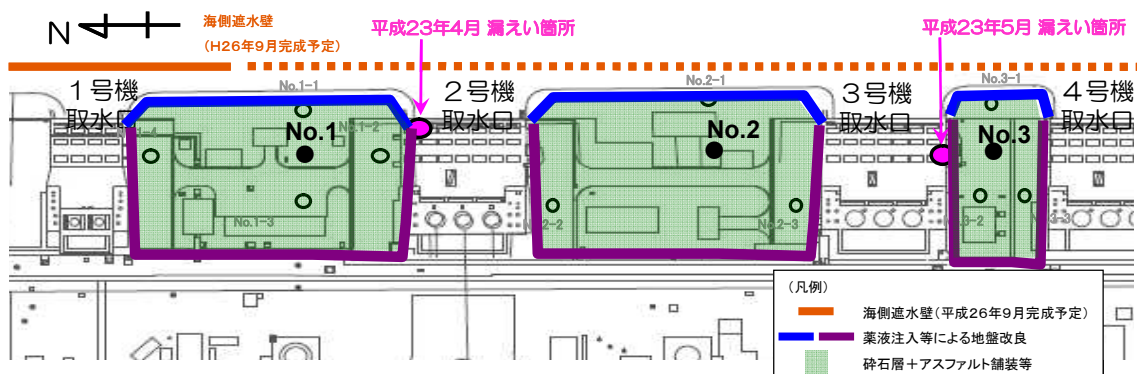


図2 地盤改良等の範囲（イメージ）

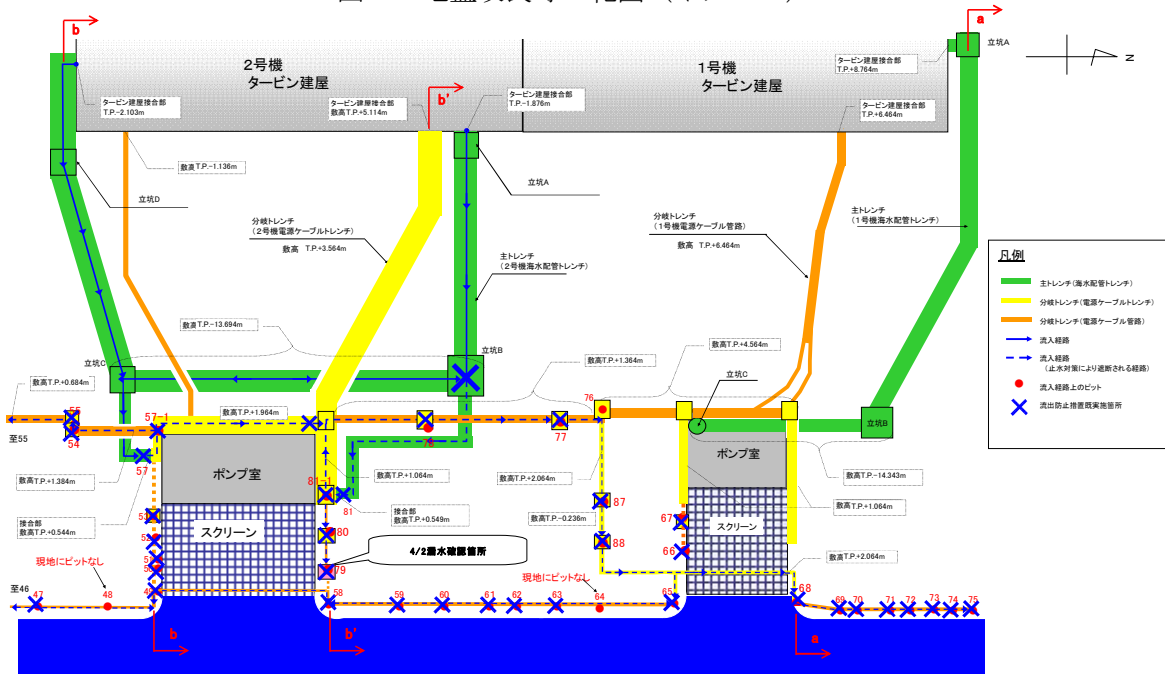


図3 1 / 2号機海側トレンチ平面図

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と0.P. から T.P. への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。  
 $\text{換算式} > \text{T.P.} = \text{旧0.P.} - 1,436\text{mm}$

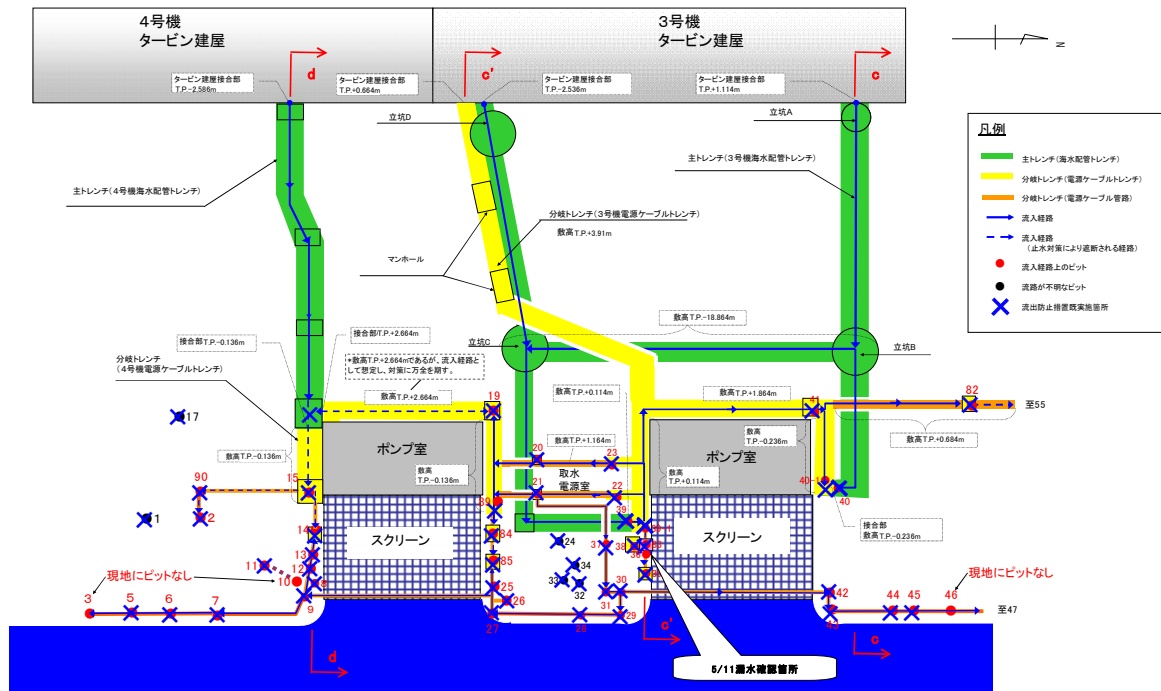
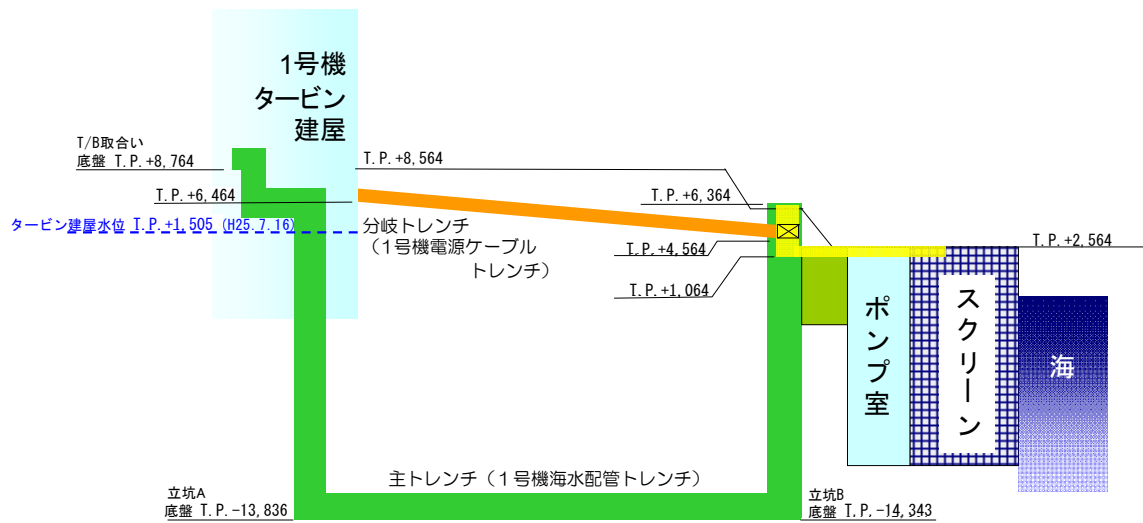
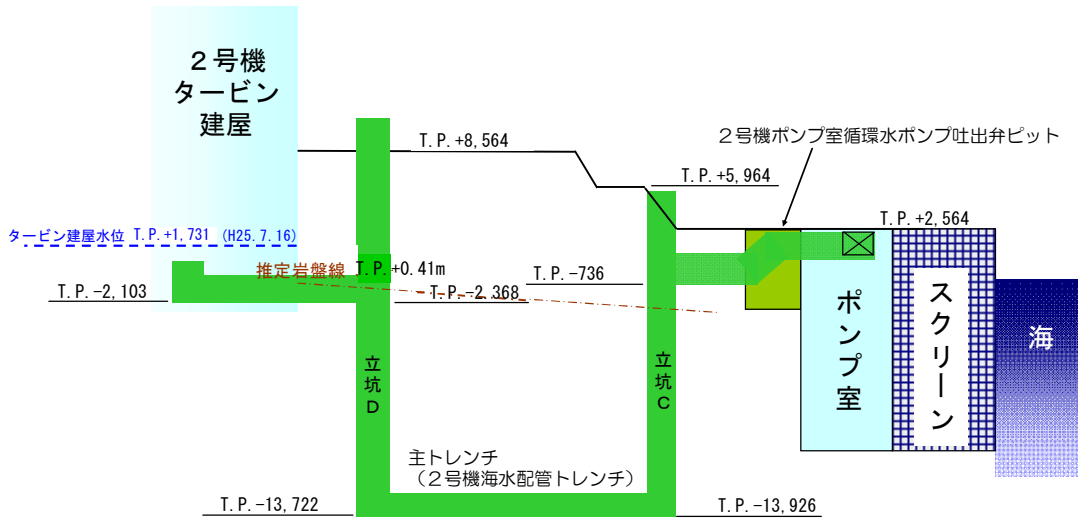


図4 3 / 4号機海側トレンチ平面図

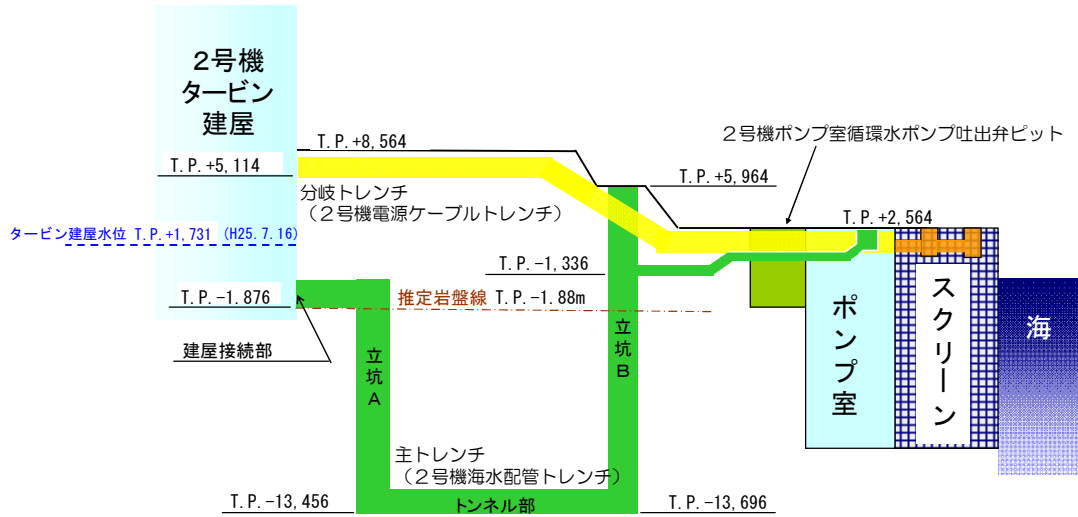


1号機 (a - a 断面)

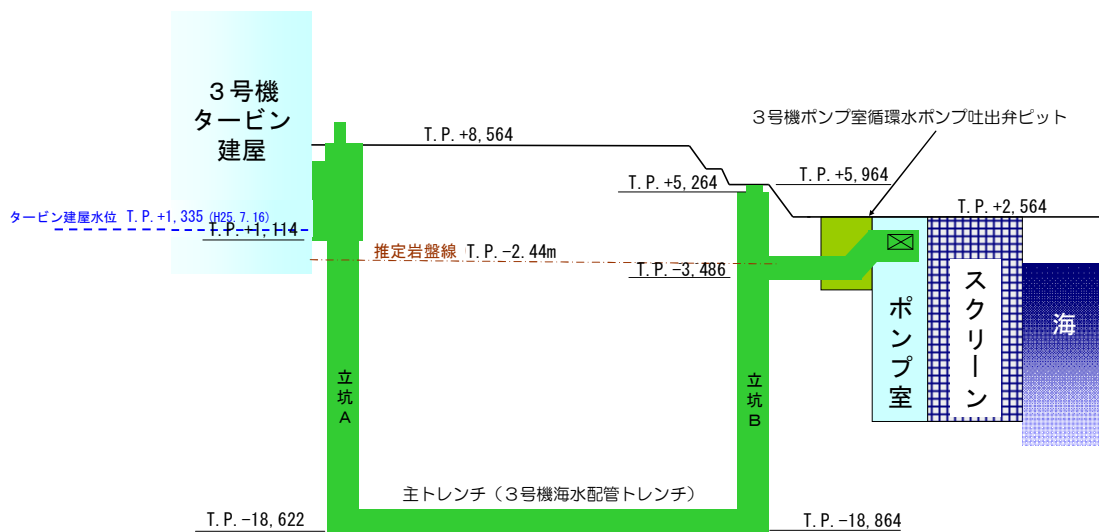
添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P. から T.P. への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. =旧O.P. -1,436mm



2号機 (b - b 断面)

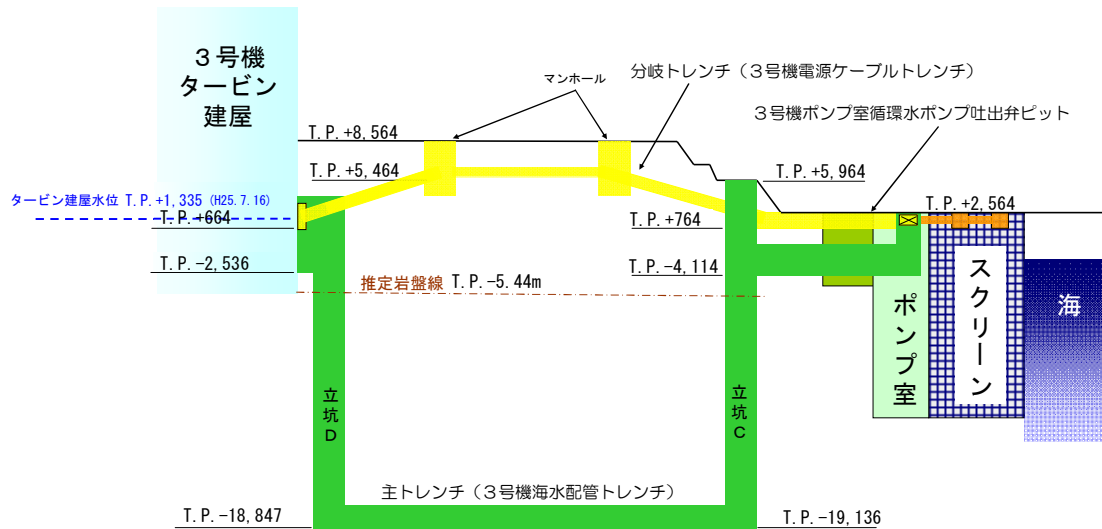


2号機 (b' - b' 断面)

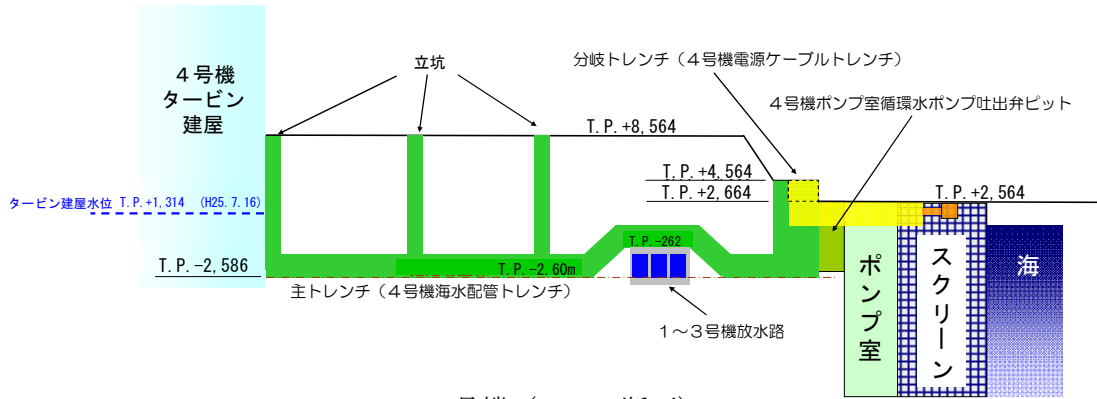


3号機 (c - c 断面)

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. =旧O.P. -1,436mm



3号機 (c' - c' 断面)

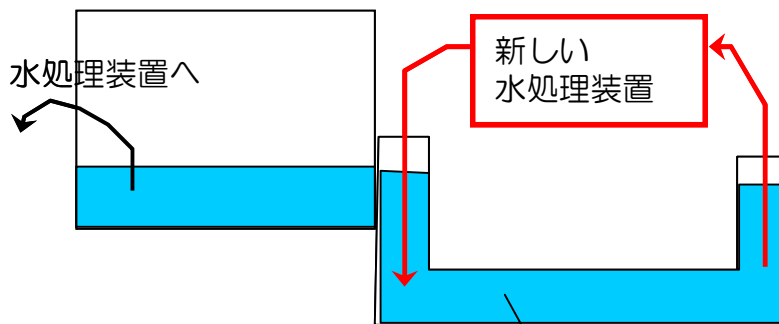


4号機 (d - d 断面)

図5 1~4号機トレンチの構造図

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と0.P.からT.P.への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. =旧0.P. -1,436mm

新しい水処理装置にてトレンチ内の水を循環処理



T/B建屋からの流出を制限することにより、T/B建屋より低濃度まで処理可能

トレンチ内水処理装置の追設

図6 処理装置設置のイメージ

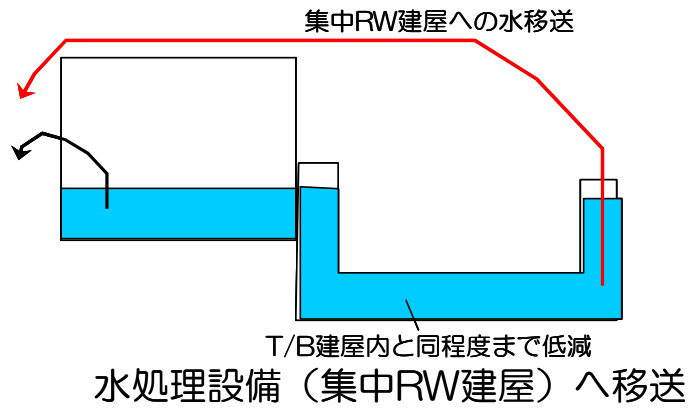


図7 既存水処理設備への移送のイメージ

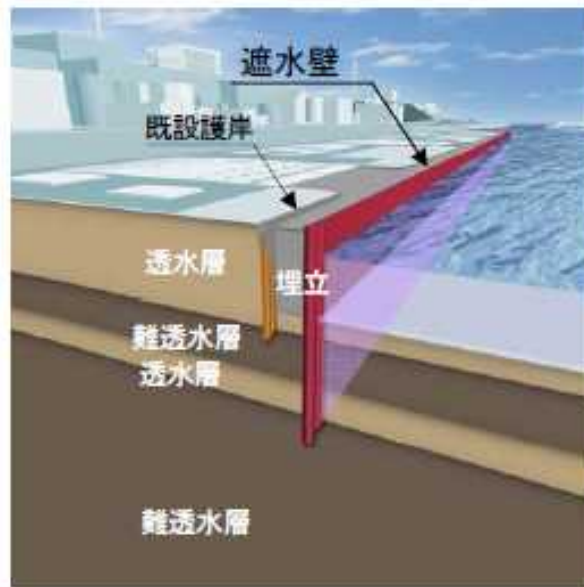


図8 海側遮水壁（概念図）

## 陸側遮水壁設置による地下水流入量の低減

## 1 概要

汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策（添付資料－ 1 2）に基づき、汚染源に水を「近づけない」重層的な対策の一つとして、高レベル放射性汚染水が滞留している 1～4 号機の原子炉建屋，タービン建屋，廃棄物処理建屋（以下「1～4 号機のタービン建屋等」という）の周囲に陸側遮水壁（汚染水処理対策委員会の「凍土方式の陸側遮水壁」を「陸側遮水壁」とする）を造成する。

陸側遮水壁は、「汚染源である建屋に水を近づけない」ことが必要な期間に限り凍結を行い、その必要がなくなった場合には速やかに解凍する。

既認可範囲および今回の申請範囲は、以下のとおりとする。なお、観測井等の設置および建屋内外の水位管理計画、緊急時の対応については、必要な事項を別途実施計画変更で反映する。

陸側遮水壁解凍後の凍結管等の処理方法については解凍時期に近づいた段階で検討する。

## &lt;既認可範囲&gt;

○山側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事（図 1－1 参照）

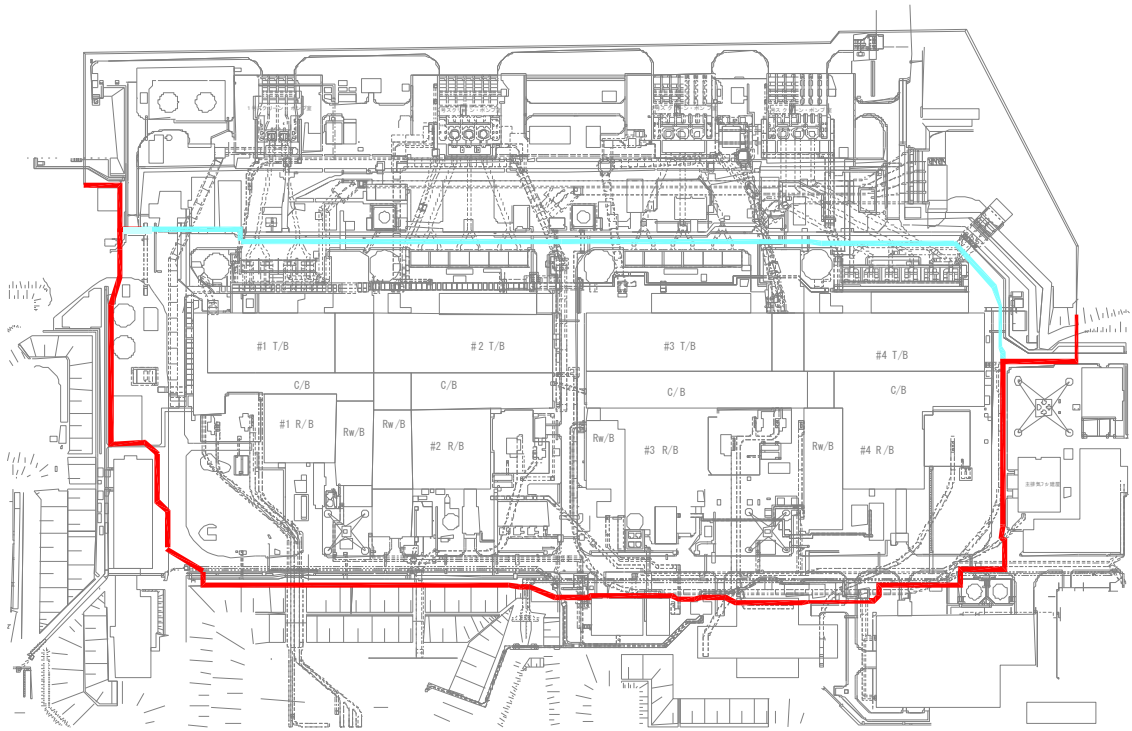
- ・ 埋設物の貫通施工は、「別添－ 2 5 山側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所」における、貫通施工箇所を対象とする。
- ・ 埋設物の貫通は、埋設物内部等の状況により、以下の方法を用いて施工する。
  - ボーリング工法を用いて埋設物を単純に貫通する施工方法（以下、単純貫通工法と言う）
  - 内部充填により貫通箇所の水密性を確保し、ボーリング工法を用いて埋設物を貫通する施工方法（以下、内部充填工法と言う）
  - マルチステップ（多段式）ボーリング工法を用いて貫通箇所の水密性を確保し、埋設物を貫通する施工方法（以下、マルチステップ工法と言う）

○陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

○山側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策

○不明埋設物への対応







海側ライン		既認可における申請範囲外
山側ライン		既認可範囲

図 1 - 1 埋設物干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事に関する申請範囲図 (既認可)

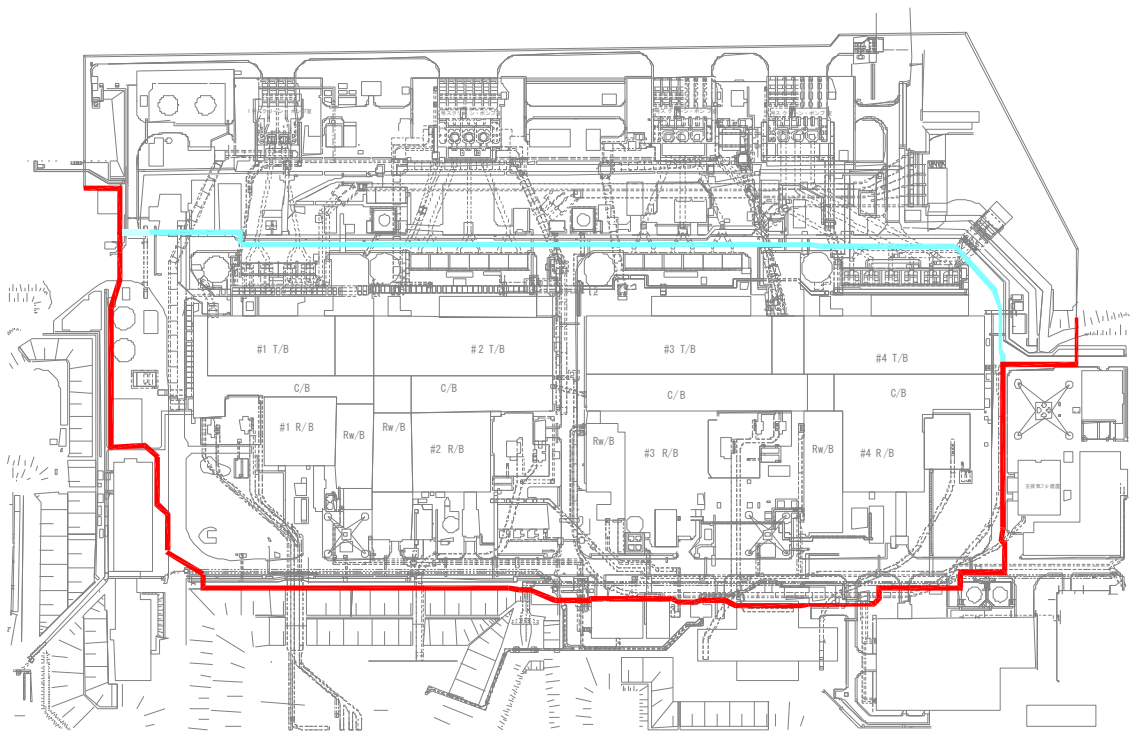
注) 陸側遮水壁のルートについては、現場支障物などの状況により変更の可能性あり。  
貫通施工の方法が申請範囲と異なる場合は、別途変更申請を行う。

<今回申請範囲>

○海側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事（図1-2参照）

- ・ 埋設物の貫通施工は、「別添-3 5 海側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所」における、貫通施工箇所を対象とする。
- ・ 埋設物の貫通は、埋設物内部等の状況により、以下の方法を用いて施工する。
  - ボーリング工法を用いて埋設物を単純に貫通する施工方法（以下、単純貫通工法と言う）

○海側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策





山側ライン		申請範囲（既認可）
海側ライン		申請範囲（今回申請）

図 1 - 2 埋設物干涉箇所での貫通施工による凍結管設置工事に関する申請範囲図（今回申請）

注) 陸側遮水壁のルートについては、現場支障物などの状況により変更の可能性あり。貫通施工の方法が申請範囲と異なる場合は、別途変更申請を行う。

## 2 陸側遮水壁の造成方法

陸側遮水壁を造成するための機器は、冷凍機、冷却塔、冷却水循環ポンプ、ブライン循環ポンプ、ブライン供給ポンプ、ブラインタンク、ブライン移送管、接続管、凍結管である。

上記のうち、冷凍機、冷却塔、冷却水循環ポンプ、ブライン循環ポンプ、ブライン供給ポンプ、ブラインタンクについては凍結プラント(1)、凍結プラント(2)として2系統に分割して設置し、冷凍機については建屋内に設置する。ブライン移送管(主管)については、陸側遮水壁造成ライン上に設置し、30m程度毎にブライン移送管(ヘッダー管)を設け接続管を介して凍結管に接続する。凍結管は二重管構造とし、ボーリングにて所定の深度まで削孔した後、保護ケーシング管内に設置する(図2～6参照)。

陸側遮水壁造成には、冷凍機で冷却したブラインを、ポンプ圧送により、ブライン移送管(主管・ヘッダー管)を経由して、地中に配置した各凍結管の中を循環させることで凍結管周辺の地盤を凍結させる。循環後温められたブラインは、ブラインタンクに回収され、再度冷凍機で冷却することで連続的に陸側遮水壁の造成を行う。

冷凍機・ポンプ等の運転監視は監視制御装置で行い、電源は異なる2系統の所内高圧母線から受電できる。

機器類の運転状況については、免震重要棟集中監視室で遠隔監視する。

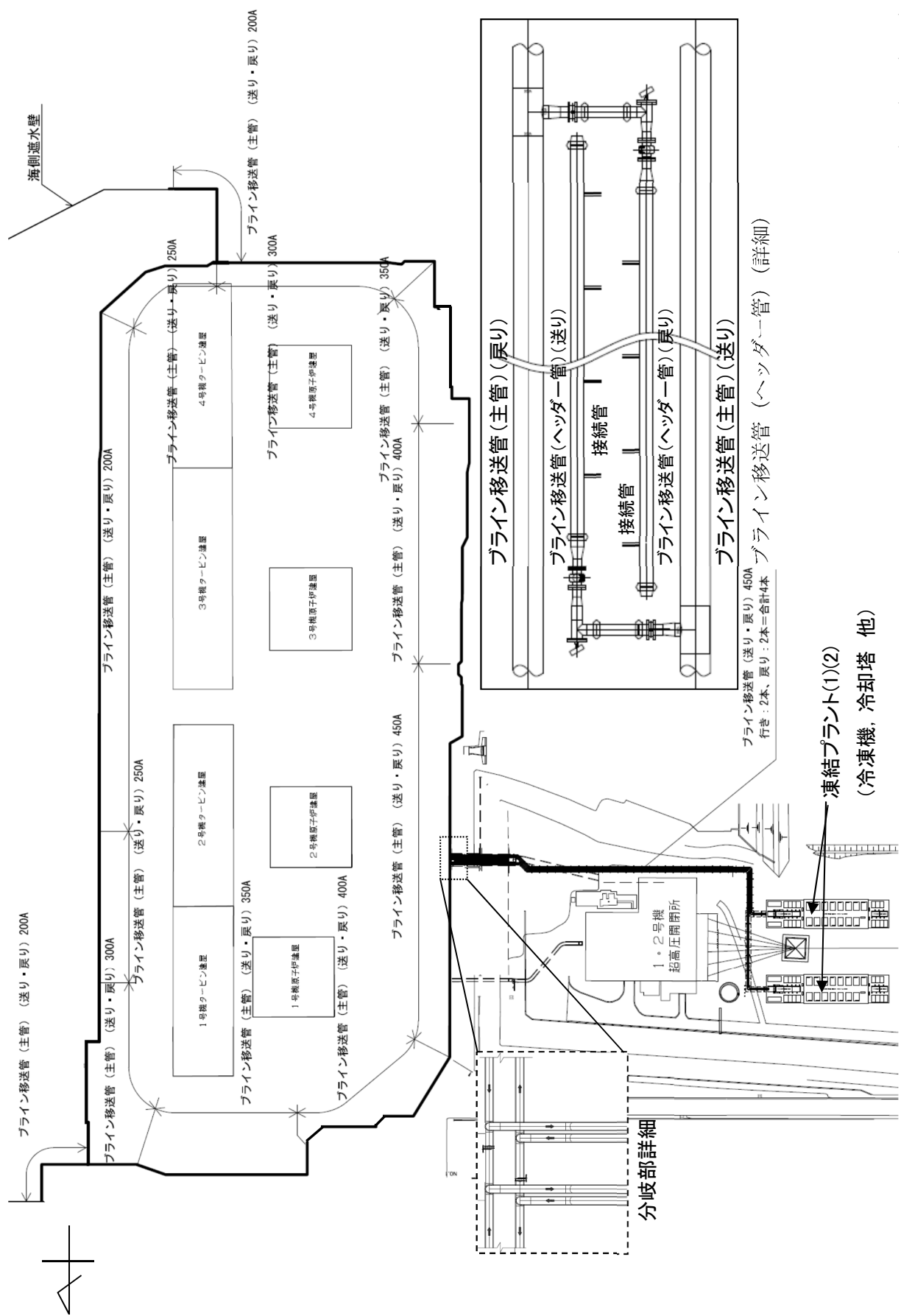


図2 陸側遮水壁を造成する機器配置 平面図

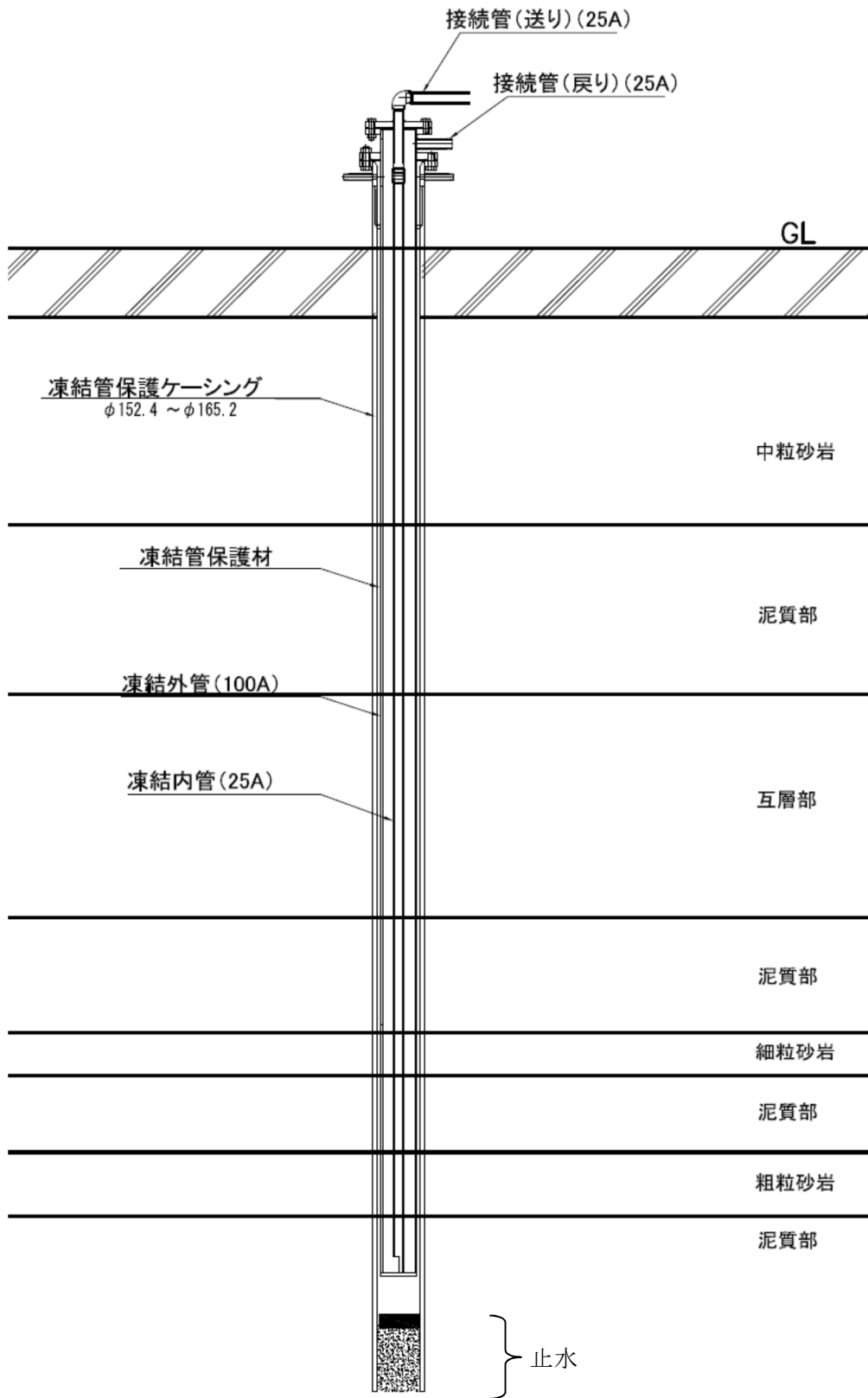


図3 凍結管基本構造図

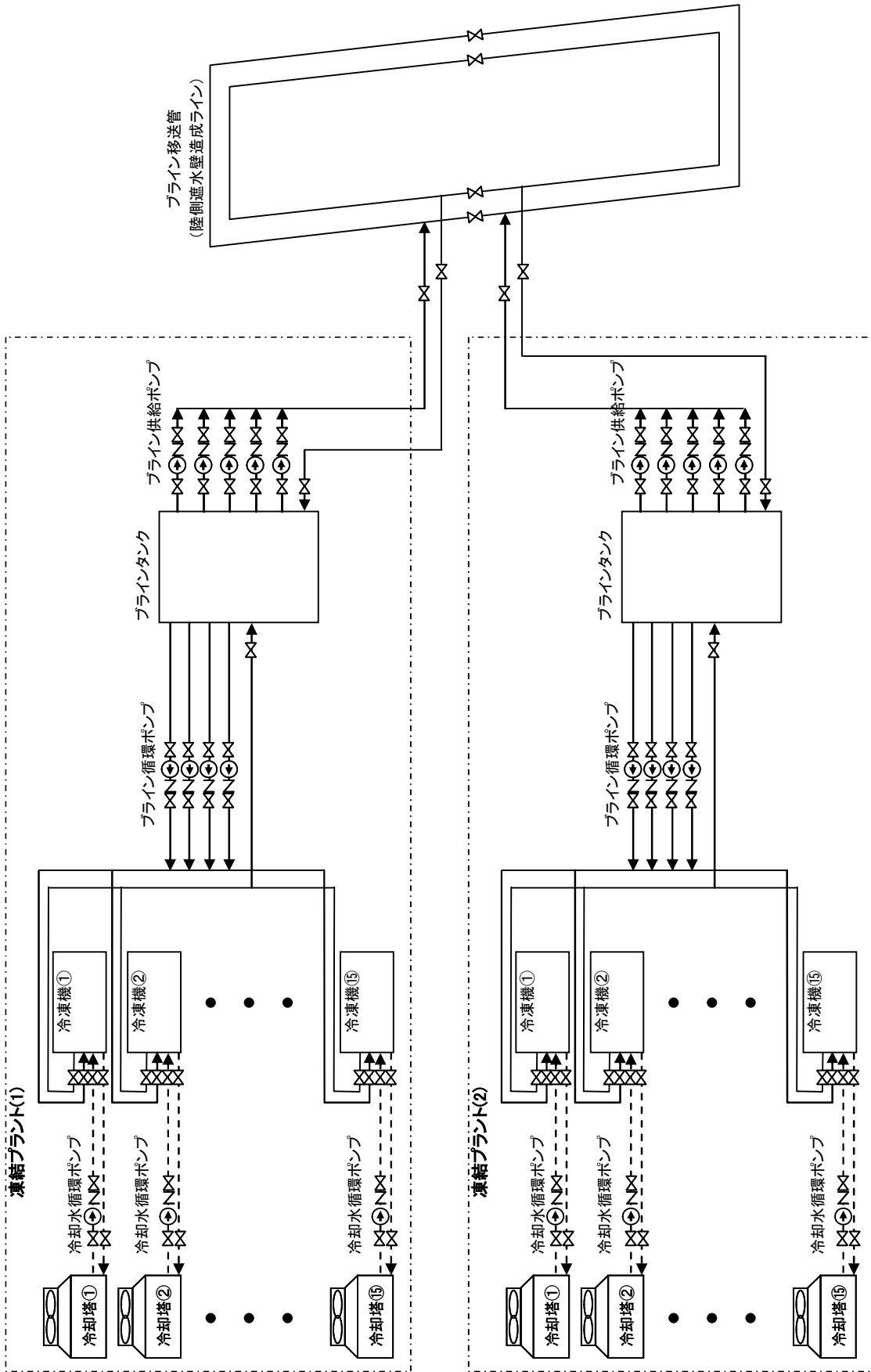
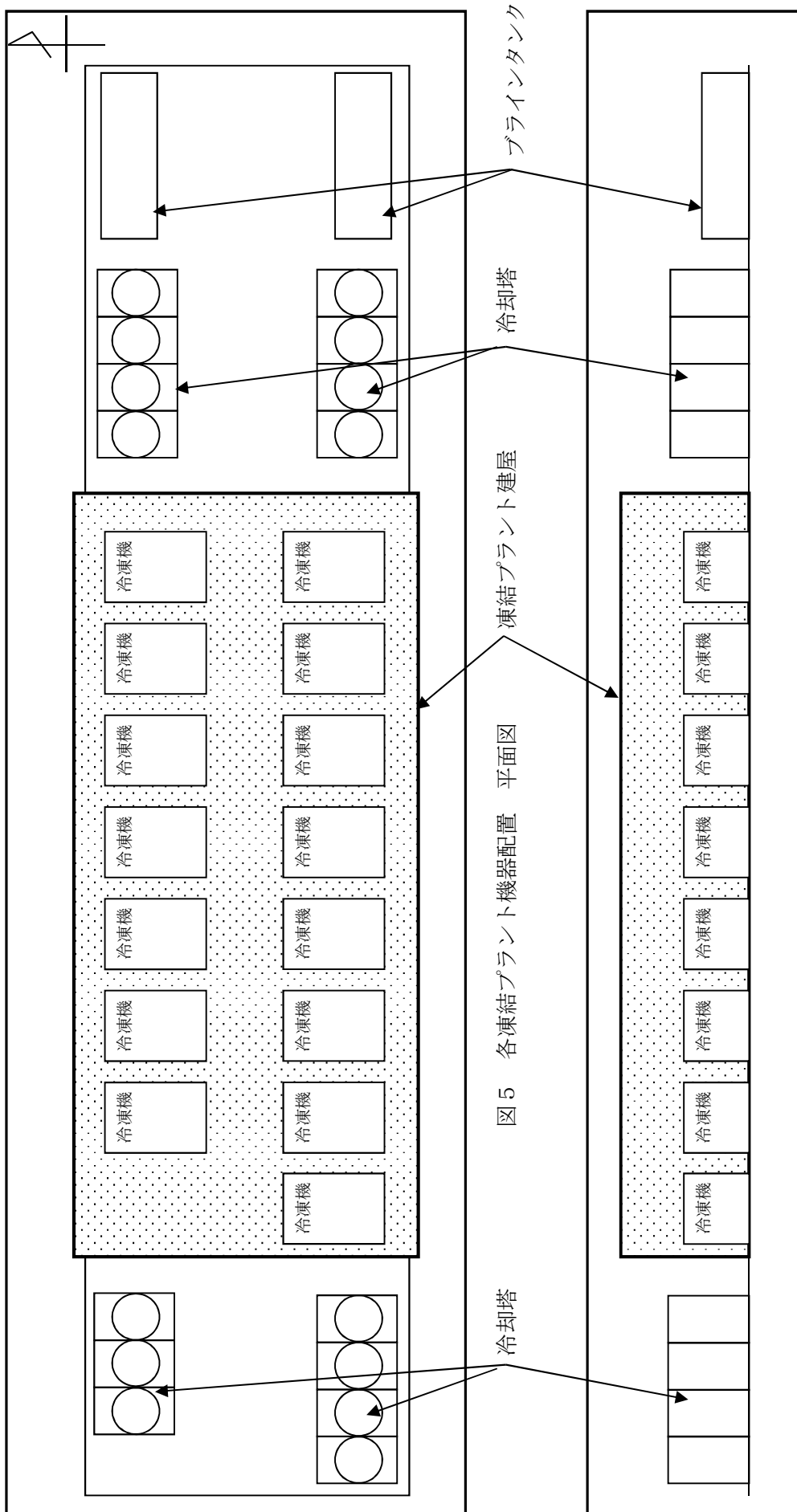


図 4 陸側遮水壁を造成する機器 系統図 (概略)





### 3 主要機器の基本仕様

#### (1) 冷凍機 (完成品)

形式	ユニット型 (高圧ガス保安法 冷凍保安規則による)
基数	30
使用冷媒	R404A
冷凍能力	261 kW (1基あたり)

#### (2) ブライン

種類	塩化カルシウム水溶液
----	------------

#### (3) 冷却塔 (完成品)

形式	密閉型
基数	30
冷却能力	2,721 kW (4連タイプ) 2,041 kW (3連タイプ)

#### (4) 冷却水循環ポンプ (完成品)

台数	30
容量	1,750 L/min (1台あたり)
揚程	27 m

#### (5) ブライン循環ポンプ (完成品)

台数	8
容量	3,400 L/min (1台あたり)
揚程	17 m

#### (6) ブライン供給ポンプ (完成品)

台数	10
容量	4,000 L/min (1台あたり)
揚程	40 m

#### (7) ブラインタンク (完成品)

基数	4
容量	40m <sup>3</sup> (1基あたり)
寸法	L 8.0×W 2.5×H 2.4 m (1基あたり)

#### 4 陸側遮水壁による地下水の建屋流入抑制効果

1～4号機のタービン建屋等の周辺を高い遮水性が確保できる陸側遮水壁で囲むことにより、1～4号機のタービン建屋等への地下水の流入量が低減されるものと考える。

第11回汚染水処理対策委員会（平成25年12月10日）の報告より、T.P.2.5m盤対策（ガラス固化壁、ウェルポイント）だけの場合（ケース1）と比較して、陸側遮水壁を追加設置した場合（ケース6）では、1～4号機のタービン建屋等への地下水の流入量が320トン/日から30トン/日へと低減するというシミュレーション結果が得られている。

表1 各対策工実施後の建屋流入量・地下水汲上げ量の想定

ケース	対策工					建屋流入量（トン/日）			地下水汲上げ量（トン/日）		
	4m盤対策 (ガラス固化壁、ウェルポイント)	地下水バイパス	海側遮水壁 (地下水ドレン)	山/海側 サドレ	陸側遮水壁 (凍土壁)	合計	1～4号機 建屋	プロセス主 建屋、高温 焼却炉建屋	タービン+地 下水ドレ	地下水 バイパス	山/海側 サドレ
1	●					410	320	90	50	—	—
6	●				●	130	30	100	10	—	—

注) 汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）より抜粋，一部，加筆

## 5 陸側遮水壁造成後の地下水位低下に伴う地盤沈下

陸側遮水壁造成後の1～4号機建屋周りの地下水位低下に伴う原子炉建屋・タービン建屋基礎地盤の不等沈下を評価した。保守的な条件から求まる基礎底面の傾斜は最大1/10,000程度となり、各種基準に示される基礎地盤の傾斜の目安値1/2,000～1/500以下であることから、建屋基礎の安定上問題ないものと評価した（別添-1参照）。

また、建屋基礎の沈下量をモニタリングして、建屋基礎が安定上問題ないことを確認していくこととする。

## 6 埋設物に対する施工時の考慮

陸側遮水壁と干渉する埋設物周辺の施工にあたっては、埋設物を図面・試掘・現地調査で確認し、構造形式、内容物、埋設物内部の状況を整理した上で、埋設物の幅・機能に応じて、適切な施工方法を選定する（別添-2, 3参照）。

なお、運用中の設備および運用中の設備を内包している構造物を横断して陸側遮水壁を施工する箇所（図7-1・7-2, 表2-1・2-2参照）については、図面・試掘・現地調査で確認し、構造物に損傷を与えないように適切に施工する。また、施工に先立ち、防護が完了していることを確認してから工事を実施する。

運用中の設備の損傷防止策として以下の対策を実施する。

- 図面等による位置の把握および現地確認
- 試掘（震災前の地盤面以深2mまで\*）による敷設場所の確認
- 注意喚起の表示（図8参照）
- 配管移動・防護（表3-1・3-2, 図9-1～9-4参照）

※ 震災前の地盤面から深さ2mまで試掘することにより、東日本大震災以降に設置した電源ケーブル等の確認を行う。

万が一、運用中の設備および運用中の設備を内包している構造物が損傷した場合は、損傷箇所を速やかに復旧する（表4-1・4-2参照）。

また、貫通施工を行わない1～4号機海水配管トレンチの上部・側部に凍結管を設置（図10-1～10-6）する際は、凍結管の設置予定位置における探査ボーリングの結果に基づき、当該地点における同トレンチの位置・深度を把握し、施工計画を作成した上で施工する。施工計画の作成にあたっては以下について留意し、同トレンチの損傷を防止する。

- 海水配管トレンチ上部：  
凍結管設置箇所にて探査ボーリングを全数実施し、最も浅い到達深度より1m上方を安全深度として削孔深度を決定する（図10-7）。削孔深度が安全深度以深とならないよう削孔ケーシング長・本数を管理する。
- 海水配管トレンチ側部：  
凍結管設置箇所より同トレンチ側にて探査ボーリングを実施し、同トレンチに接触

することがない範囲を安全隔離として削孔位置を決定する（図10-8）。削孔位置は現地に削孔不可範囲を明示し、管理する。

なお、探査ボーリングにて同トレンチに接触する場合には、同トレンチから離れる方向で再度、探査ボーリングを行い、接触が回避できる位置を確認して削孔位置を決定する。ただし、同トレンチ側部の凍結管と近接する凍結管の隔離が確保できない場合は、削孔深度を上記「海水配管トレンチ上部」に従い決定し、施工する（図10-9）。

なお、1～4号機海水配管トレンチの下部を閉合しないことによる影響が生じる等で当該部を施工する場合には、必要に応じて変更申請を行う。

## 7 ボーリング削孔水管理

ボーリング削孔作業時には、ボーリング孔内部より削孔機先端へ泥水（以下、削孔水）を注水し、削孔箇所地上部においてボーリング孔壁に沿って地上に戻った削孔水（一部は地盤中に逸水）を回収する。回収された削孔水は削孔プラント※にて濁水処理し、水（構内の作業用水）を補給した上で、削孔水として再利用する（ボーリング孔内部より注水）。削孔水の役割、性状は以下の通りである。

※ 汲み上げた削孔水から切削した土を分離し、水（構内の作業用水）を補給した上で再度削孔箇所へ送水する設備

- ・役割：削孔機先端の切削土の排出，削孔機の回転不良防止，ボーリング孔壁の保護
- ・性状：ベントナイトおよび切削土混じりの泥水

なお、削孔水の放射性物質濃度は1～4号機サブドレンピットの放射性物質濃度（図11-1参照），1～4号機建屋周辺観測井の放射性物質濃度（図11-2参照）と同程度と想定される。

ボーリング削孔作業における削孔水については、削孔箇所地上部，削孔プラントそれぞれで以下の漏えい対策（図12-1・12-2参照）を実施することにより、閉じた系統で循環する。なお、地下水の放射性物質濃度が高い場所では、漏えい対策に万全を期す。

- ・削孔プラント：周囲に堰の設置，雨水浸入防止カバーの設置  
万削孔プラントから堰内に削孔水が漏えいした場合は自動起動のポンプにより削孔プラントに移送する。
- ・削孔箇所地上部：地表部をシート等で囲み，削孔水を集水し，ポンプで削孔プラントへ移送する。

削孔区間は、山側についてはサブドレンおよび対象観測井，海側についてはそれらに加え必要に応じ陸側遮水壁ライン上で事前の地下水調査を行うことで，陸側遮水壁ライン近傍の放射性物質濃度分布を把握した上で，濃度が同様であると想定される区間ごとに定める（図11-1，2参照）。現状想定される各削孔区間の地下水の放射性物質濃度レベ

ルは表6に示す通りであり、今後、削孔作業完了後に削孔プラント内に残った使用済みの削孔水（以下、余剰水）の放射性物質濃度を確認した上で、表5に示すオーダー（桁数）単位の管理で、余剰水を削孔水として再利用できる削孔区間を選定する。

余剰水については、当該削孔区間よりも放射性物質濃度レベルが高い（表5において、Cs-134, Cs-137, 全β, H-3全て該当するものとする）削孔区間の削孔水に再利用することは可能であるが、当該削孔区間よりも放射性物質濃度レベルが低い（表5において、Cs-134, Cs-137, 全β, H-3の1つでも該当するものとする）削孔区間の削孔水に利用することはできない。

最終的に再利用できない余剰水は「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係わる実施計画」に記載の汚染水処理設備で処理する。

削孔プラント内に残った泥土（ベントナイトおよび切削土）については、飛散しない状態（トンパックに入れるなど）で管理して、一時保管エリアで保管する。また、泥土の発生量※は、「Ⅱ 2.10 放射性固体廃棄物等の管理施設」に示している瓦礫等の保管量に見込んでいる。

※ ボーリング削孔による泥土の発生量は、2,000m<sup>3</sup>程度と想定され、瓦礫等の一時保管エリアの保管容量（「Ⅱ 2.10 放射性固体廃棄物等の管理施設」を参照）に対して十分に少量（現在の貯蔵量の1%程度）で、一時保管エリアの運用に支障を与えるものではない。

## 8 施工時の放射線被ばく管理

放射線業務従事者が立ち入る場所では、外部放射線に係わる線量率を把握し、放射線業務従事者等の立入頻度の管理、滞在時間等を考慮した遮へいの設置や除染等を実施することにより、作業時における放射線業務従事者が受ける線量が労働安全衛生法およびその関連法令に定められた線量限度（100mSv/5年および50mSv/年）を超えないようにする※<sup>1</sup>。

※<sup>1</sup> 陸側遮水壁工事における年間被ばく線量は40mSvを限度とする。

陸側遮水壁施工時の作業空間における被ばく線量低減対策として空間線量率・現場状況に応じて、施工前に以下の対策を実施する（図13-1～13-11参照）。

- ・線源の除去（表土すき取り、清掃、高線量ガレキの撤去 等）
- ・線源からの遮蔽（L型擁壁・タングステンマット・コンクリートパネル・遮へいボックス※<sup>2</sup>・鉛板※<sup>2</sup>の設置、被覆実施 等）

※<sup>2</sup> 「福島第一原子力発電所における放射線管理に関する検討課題」（第24回特定原子力施設監視・評価検討会 資料2）を踏まえて、更なる遮蔽対策として遮へいボックス・鉛板の設置に加え図13-7、13-8の追加対策を実施した。また、海側の被ばく線量対策として図13-9の瓦礫撤去を実施した。

さらに、必要に応じて作業員の被ばくを低減させるため遮蔽ベストの着用を行う（図14参照）。

長期にわたる、かつ、高線量エリアにおける施工であるため、現場状況を踏まえ、今後継

続的に被ばく線量低減に向けた線源の把握と除去，線源からの遮蔽，区域管理作業等を行い，更なる被ばく線量低減に努める。

#### 9 陸側遮水壁と他工事との調整状況

陸側遮水壁造成に関する工事期間において，他の安定化に向けた工事・作業との干渉について作業区域・道路占有・作業期間等について必要な調整を行った。今後も，工事・作業の進捗等に合わせて随時調整しながら，工事を進める（図15参照）。

#### 10 施工時の熱中症対策

陸側遮水壁造成に関する工事は炎天下，高気温下での作業が多く発生すると想定されることから，特に熱中症について対策を実施する（表6参照）。

#### 11 緊急時の避難

「Ⅱ 1 1.13 緊急時対策」に準じて適切に対応する。緊急時には緊急放送・ペーシング等により構内に周知されるが，本工事では施工エリアが複数にわたることから，これに加えて各施工エリアの責任者に携帯電話にて避難指示を行い，図16に示す避難経路により避難する。これらについては，新規入場者教育にて本工事の関係者（作業員含む）に周知される。なお，構内の車両通行規制（避難経路含む）の情報については，1回／週程度で行う連絡会議で作業員に周知する。

#### 12 別添

別添ー1 陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

別添ー2 山側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

別添ー3 海側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

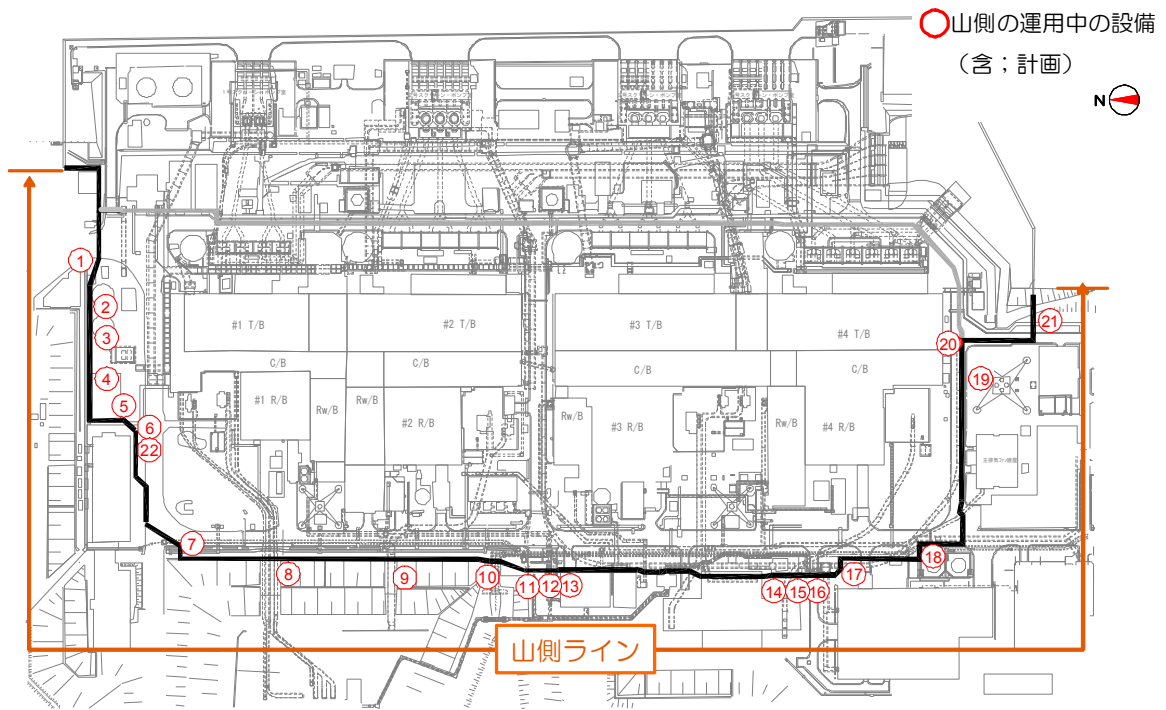


図 7 - 1 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（既認可）

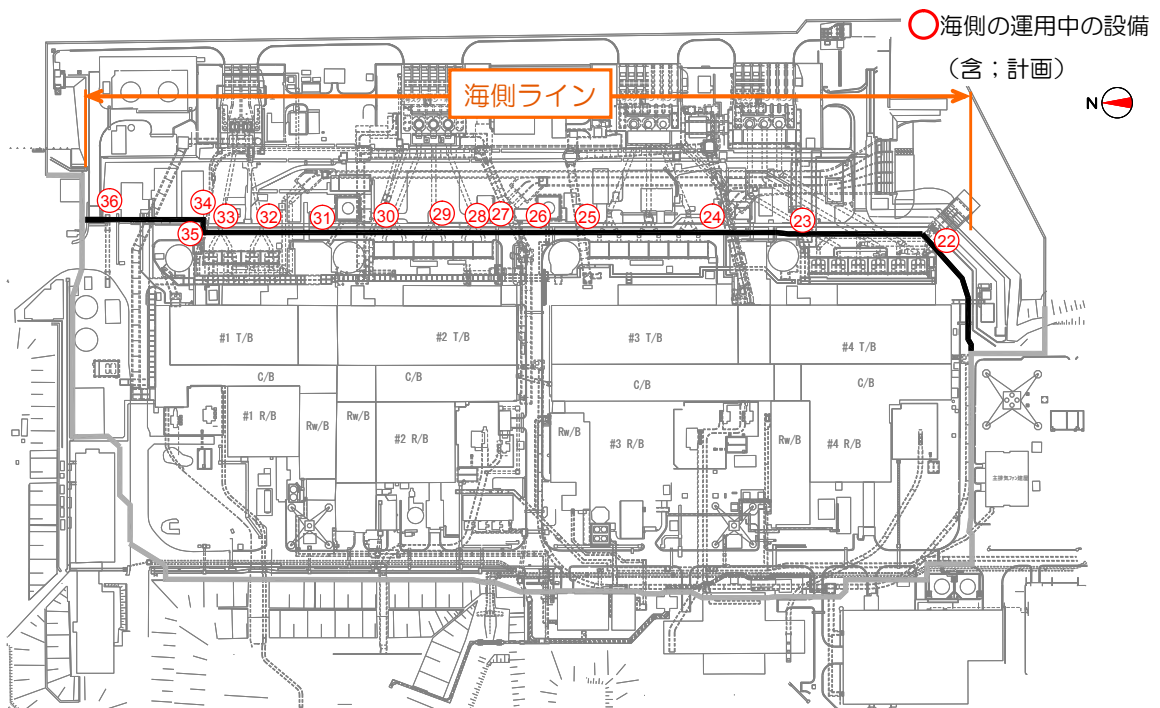


図 7 - 2 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（今回申請）

表 2-1 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（既認可）

位置番号 (図 7 平面図参照)	設備名称 注) ( ) 内の数字は表 4 と対応	交差位置での状況	防護パターン (図 9 参照)
①	(1) 原子炉圧力容器・炉注水ライン※	地上	A
①	(2) 原子炉格納容器内窒素封入ライン	地上	A
①	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
①	(5) 電源ケーブル	地上	A
①	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
①	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
②	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
③	(5) 電源ケーブル	地上	A
④	(1) 原子炉圧力容器・炉注水ライン	地上	A
④	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑤	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑥	(6) 通信用光ケーブル	地下	B
⑦	(2) 原子炉格納容器内窒素封入ライン	地上	A
⑦	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑦	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑧	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
⑨	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
⑩	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑪	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑫	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑬	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑭	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑮	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑯	(5) 電源ケーブル	地上	A
⑰	(5) 電源ケーブル	地上	A
⑰	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑱	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地下 (K排水路内部)	A
⑲	(6) 通信用光ケーブル	地下	B
⑳	(4) 滞留水移送ライン	地上	C
㉑	(5) 電源ケーブル	地上	A
㉒	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
㉓	(5) 電源ケーブル	地下 (仮設ケーブルトンネル内部)	A

※：格納容器ホウ酸水注入ラインは，原子炉圧力容器・炉注水ラインと兼用

合計 32 設備



表 2-2 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（今回申請）

位置番号 (図7-2平面図参照)	設備名称 注) ( ) 内の数字は表4-2と対応		交差位置での状況	防護パターン (図9参照)
㉒	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉓	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉔	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉕	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉖	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉗	(4)	滞溜水移送ライン	地上	D
㉘	(6)	通信用光ケーブル	地上	A
㉙	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉚	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉛	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉜	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉝	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉞	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉟	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊱	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊲	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊳	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊴	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊵	(7)	サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
㊶	(2)	原子炉格納容器内窒素封入ライン	地上	A
㊷	(5)	電源ケーブル	地上	A
㊸	(6)	通信用光ケーブル	地上	A
㊹	(7)	サブドレン他水処理施設ライン	地上	A

合計 19 設備

本対策については、今後の現場調査により変更の可能性があるとともに、新規設置設備が発生した際も、現場環境により同様の対策を実施する。



図8 運用中の設備の損傷防止策（注意喚起の表示（例））

表3-1 運用中の設備の防護パターン（既認可）

防護パターン	施工内容
A	地上部で陸側遮水壁ラインを横断・近接する運用中設備について、必要に応じて移動・結束などを行い整理し、単管・足場板等を用いて、作業区域との区画分けを行い防護する。
B	地下部で陸側遮水壁ラインを横断・近接する運用中設備について、試掘(G.L.-2m)により埋設位置を確認し、埋設後は地上部に注意喚起表示を行う。
C	陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては、地上で確認できるコンクリート製の堅固な防護が施されており、仮にコンクリート構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。

表3-2 運用中の設備の防護パターン（今回申請）

防護パターン	施工内容
D	陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては、地上で確認できる鋼製の堅固な防護が施されており、仮に鋼製構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。

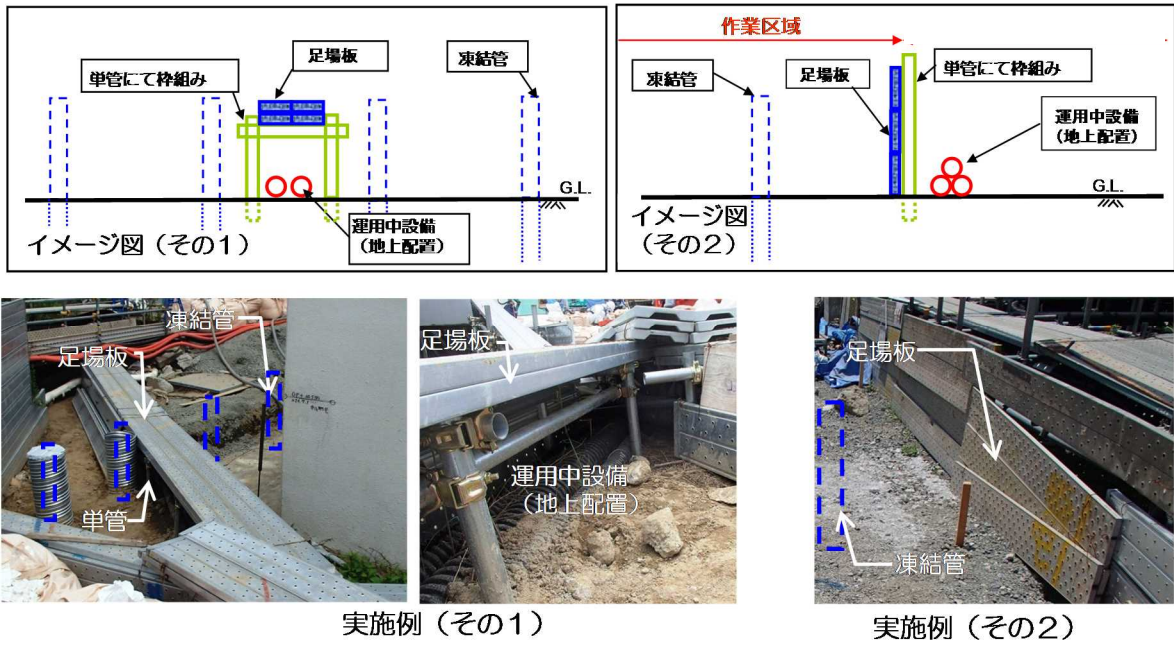


図 9-1 運用中の設備の防護パターンA (既認可)

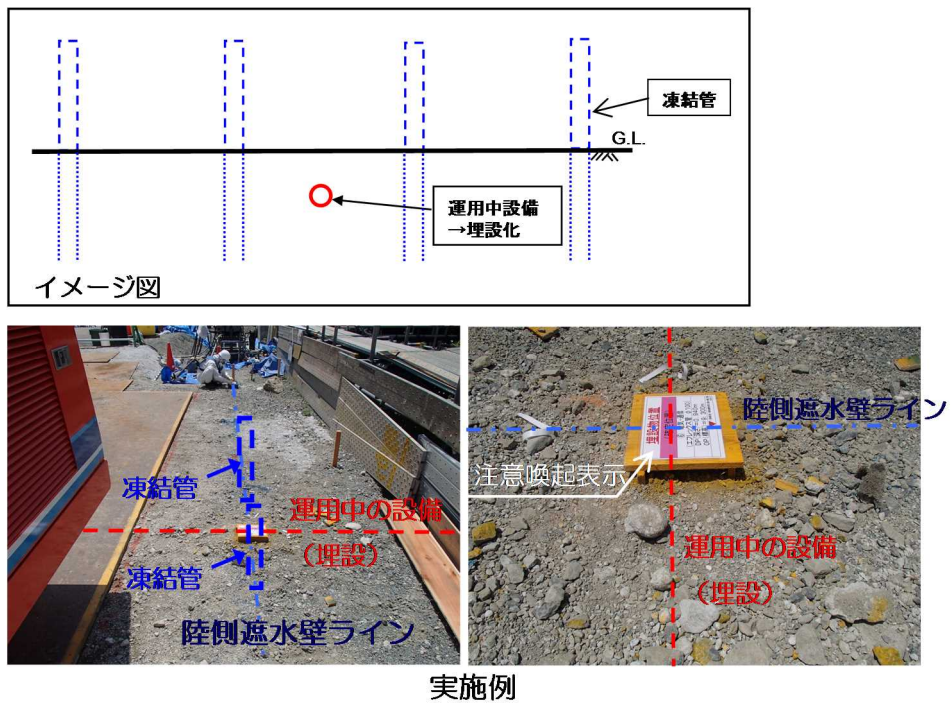
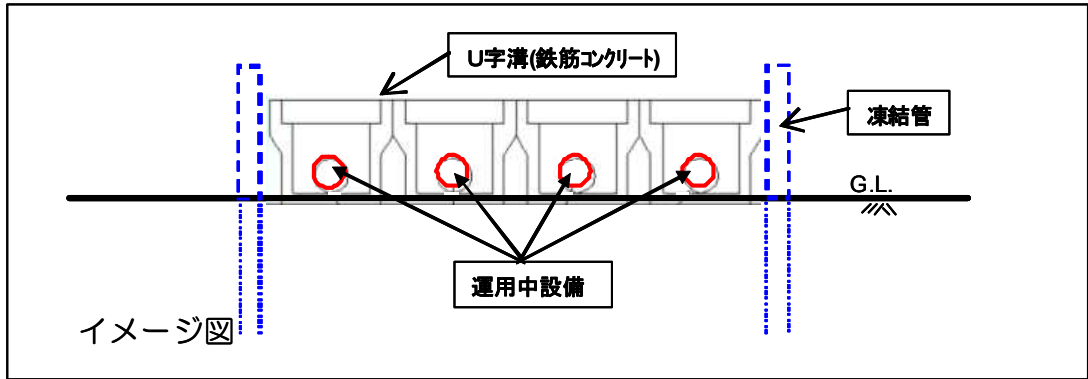
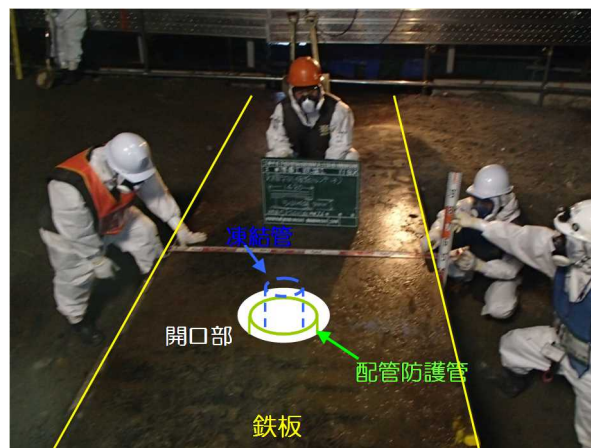
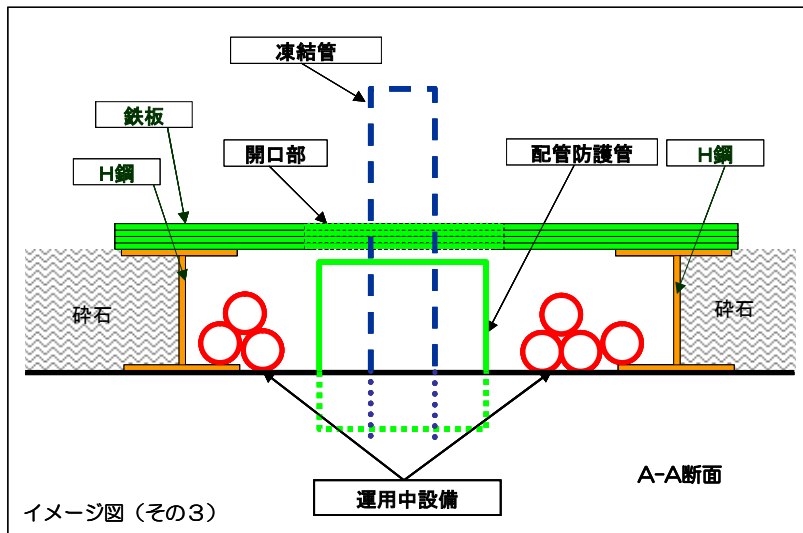
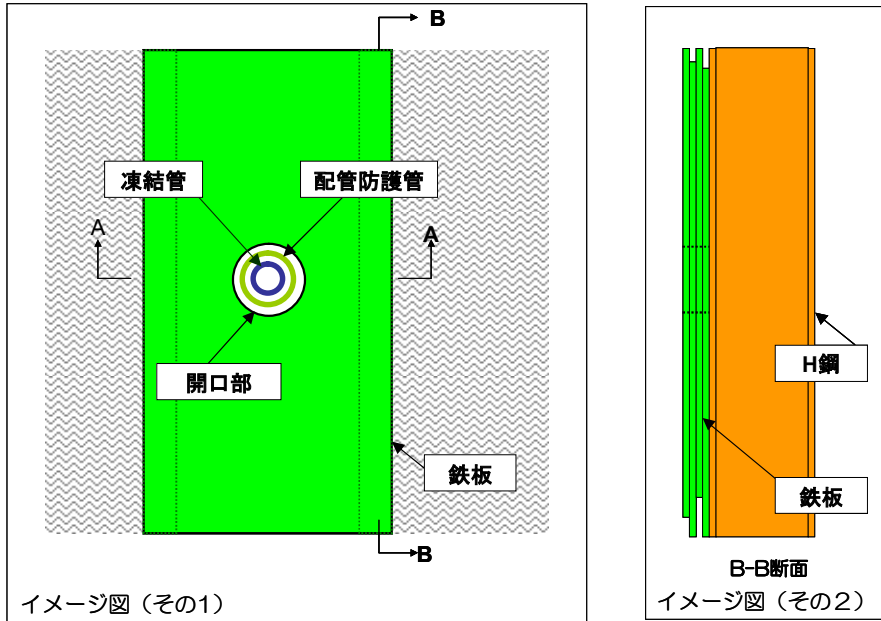


図 9-2 運用中の設備の防護パターンB (既認可)



実施例

図 9 - 3 運用中の設備の防護パターンC (既認可)



実施例

図9-4 運用中の設備の防護パターンD (今回申請)

表4-1 運用中の設備が損傷した場合の対応（既認可）

	設備名称	損傷した場合の対応
(1)	原子炉圧力容器・炉注水ライン (格納容器ホウ酸水注入ライン)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。</li> </ul>
(2)	原子炉格納容器内窒素封入ライン	
(3)	使用済燃料プール冷却ライン	
(4)	滞留水移送ライン	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。</li> <li>・陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては, 地上で確認できるコンクリート製の堅固な防護が施されており, 仮にコンクリート構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。</li> </ul>
(5)	電源ケーブル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・速やかに損傷の影響を判断して, 代替手段を検討・実行するとともに, 損傷箇所を復旧する。</li> </ul>
(6)	通信用光ケーブル	
(7)	サブドレン他水処理施設ライン	

表4-2 運用中の設備が損傷した場合の対応（今回申請）

	設備名称	損傷した場合の対応
(2)	原子炉格納容器内窒素封入ライン	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。</li> </ul>
(4)	滞留水移送ライン	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。</li> <li>・陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては, 地上で確認できる鋼製の堅固な防護が施されており, 仮に鋼製構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。</li> </ul>
(5)	電源ケーブル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・速やかに損傷の影響を判断して, 代替手段を検討・実行するとともに, 損傷箇所を復旧する。</li> </ul>
(6)	通信用光ケーブル	
(7)	サブドレン他水処理施設ライン	
(8)	雨水排水ライン	<ul style="list-style-type: none"> <li>・陸側遮水壁ラインを横断・近接する雨水排水ラインについては, コンクリート製の堅固な防護が施されており, 仮にコンクリート構造物に接触しても雨水排水ラインを傷つけることはない。</li> </ul>



本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

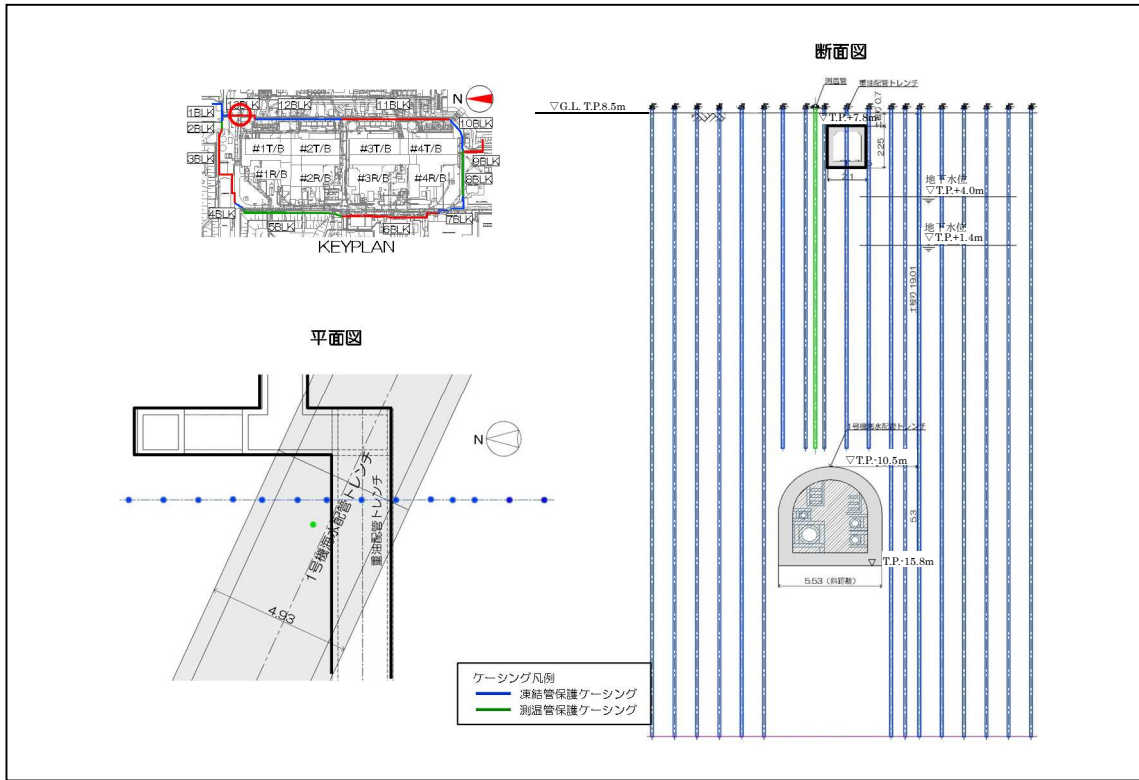


図 10-1 1号機海水配管トレンチ部 施工平面図・断面図

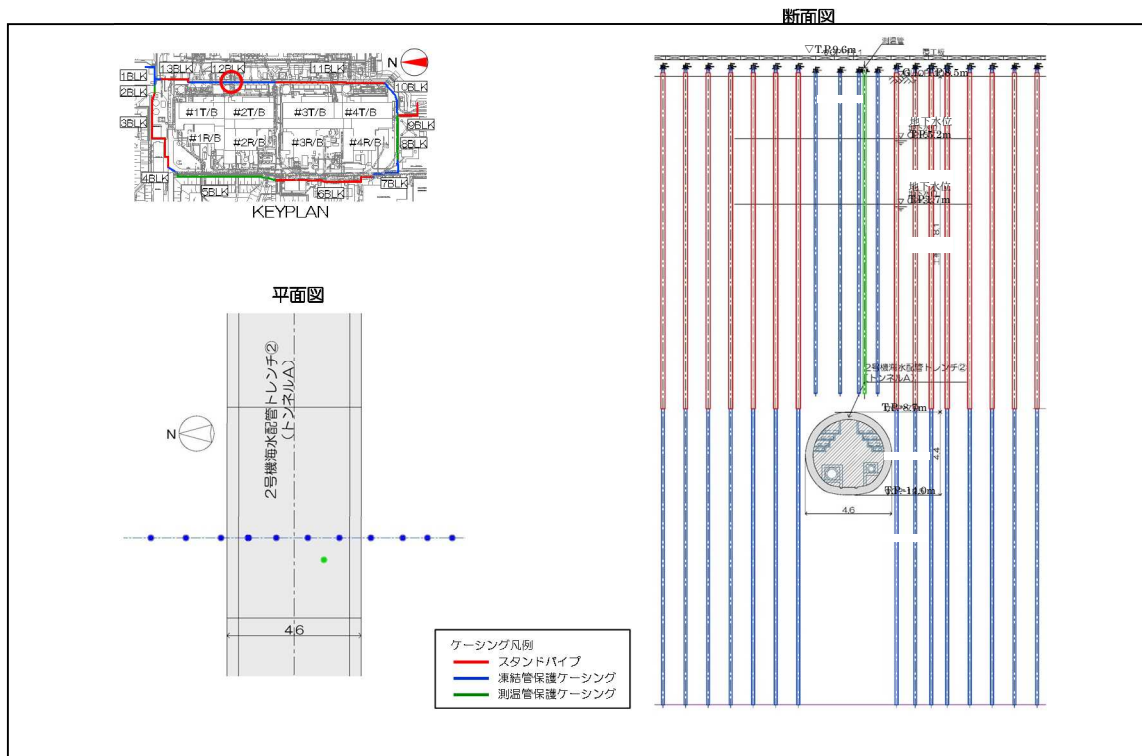


図 10-2 2号機海水配管トレンチトンネルA部 施工平面図・断面図







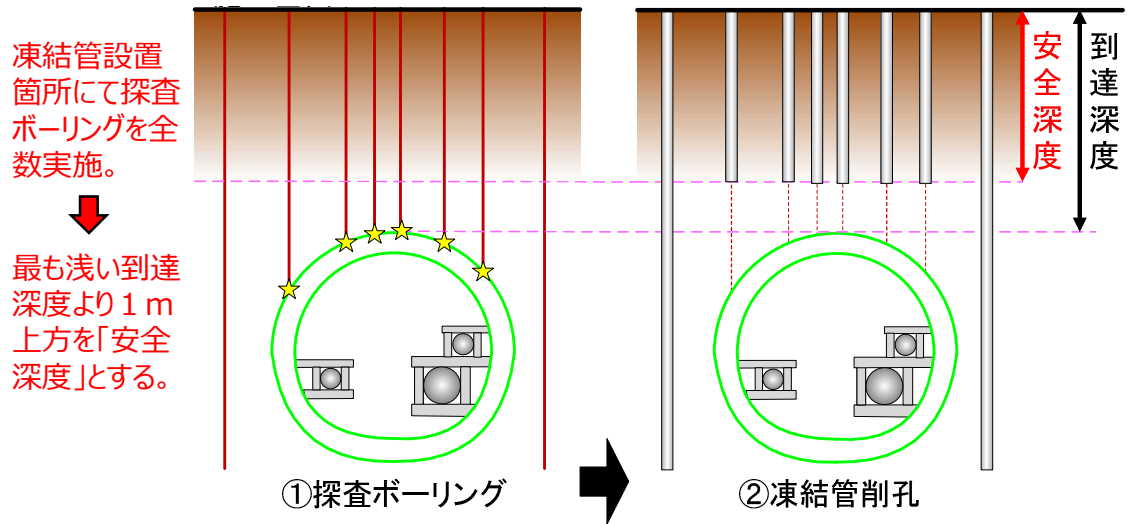


図10-7 海水配管トレンチ上部 削孔深度の決定方法

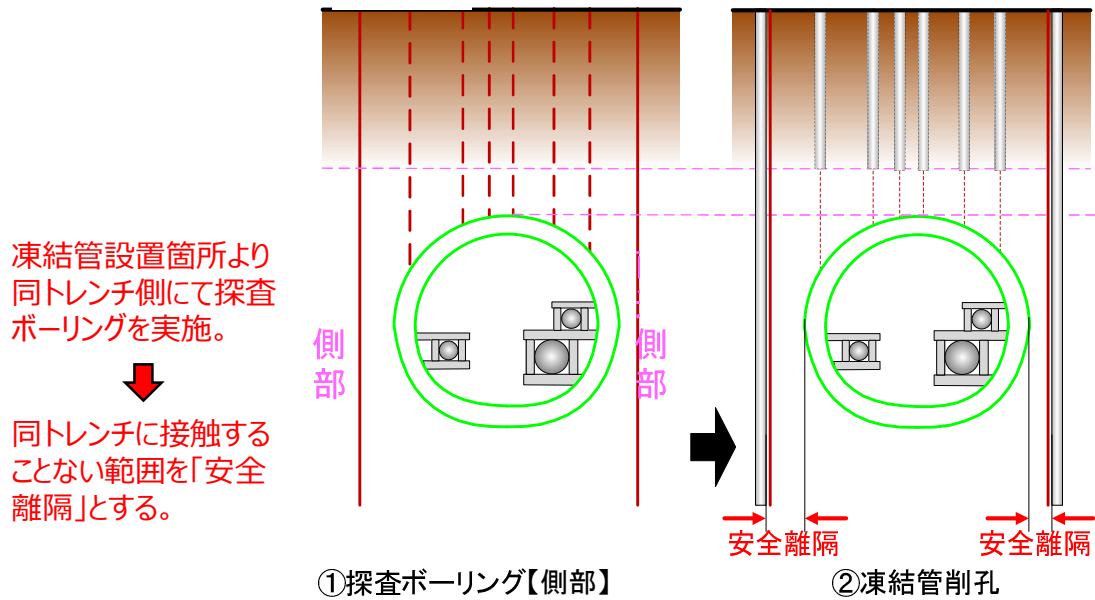


図10-8 海水配管トレンチ側部 削孔位置の決定方法

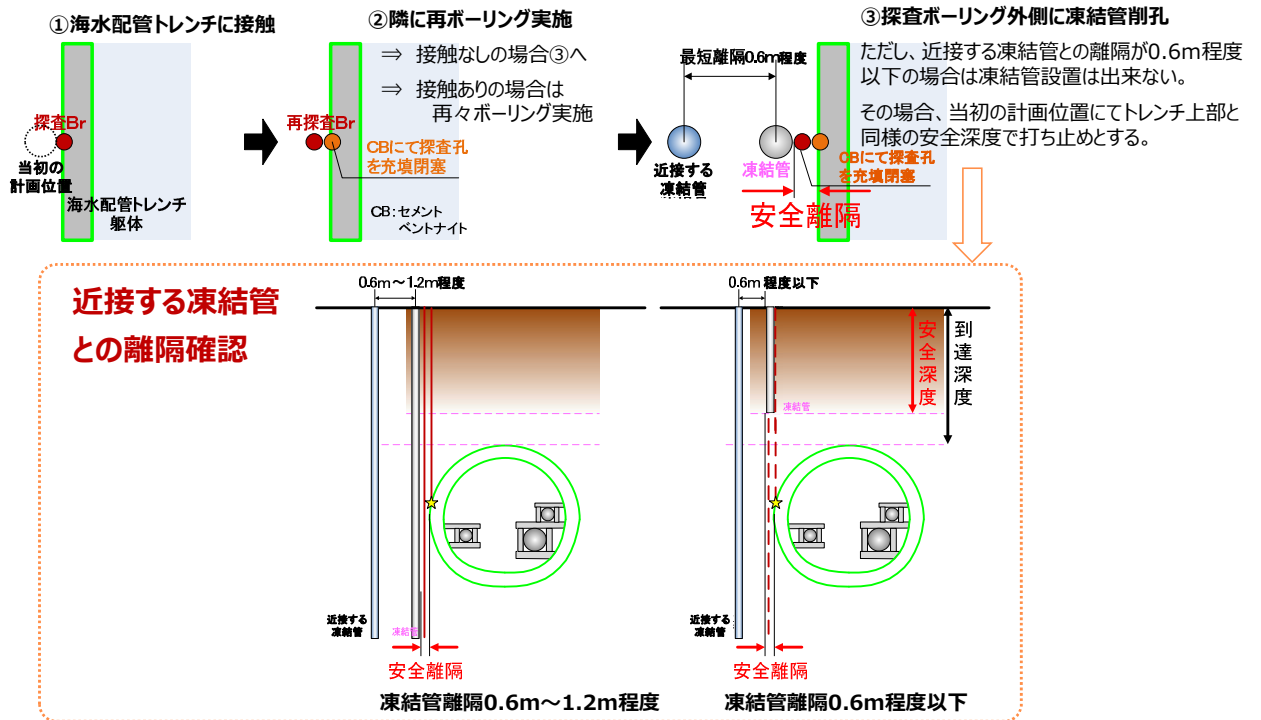
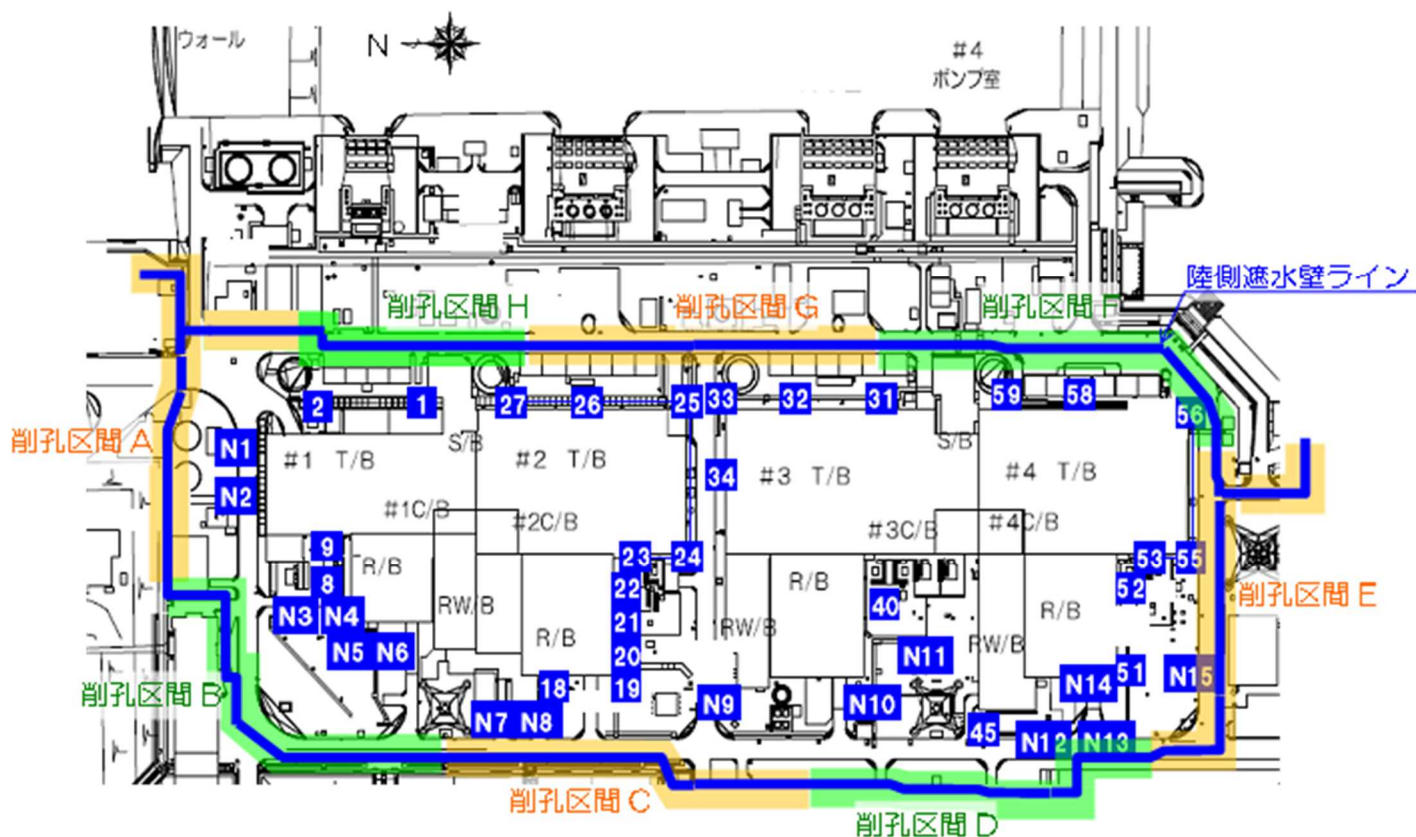


図 10-9 探査ボーリングにて海水配管トレンチに接触する場合の対応



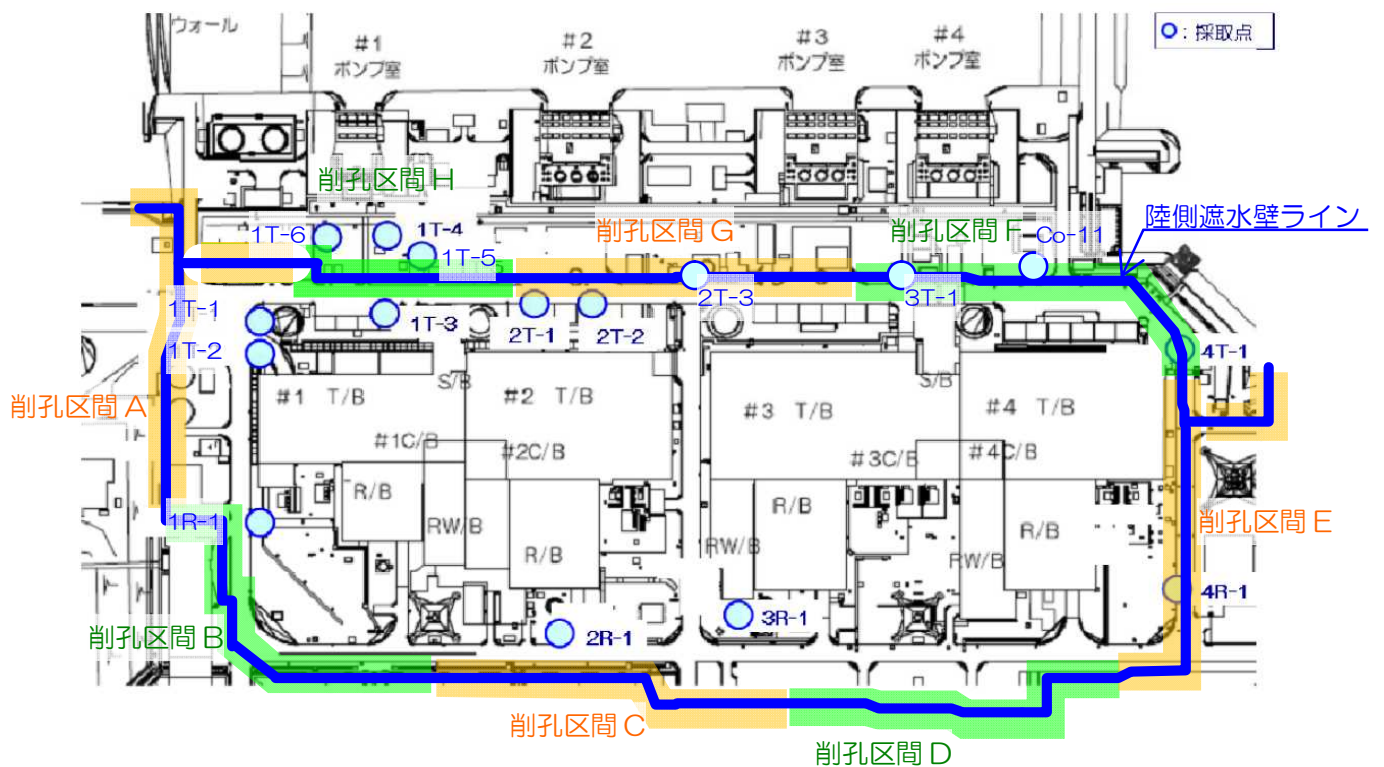
建屋	ピット	セシウム 134	セシウム 137	全β	トリチウム	採取日
1号機	1	21	76	81	45,000	H26 10/22
	2	ND(8.4)	6.9	ND(17)	640	H26 10/22
	8	59	240	320	2,100	H26 10/22
	9	42	160	240	1,400	H26 10/22
	18	3,800	14,000	17,000	1,100	H27 1/8
2号機	19	1,600	6,200	7,300	1,800	H27 1/8
	20	ND(13)	20	60	1,500	H27 1/8
	21	15	60	100	1,500	H26 10/22
	22	44	140	220	650	H26 10/22
	23	ND(8.4)	23	67	790	H26 10/22
	24	100	280	350	530	H26 10/22
	25	38	140	250	480	H26 10/22
	26	37	150	270	ND(120)	H26 10/22
3号機	27	50	140	220	ND(120)	H26 10/22
	31	200	590	1,000	300	H26 10/22
	32	ND(9.4)	5.9	ND(17)	ND(120)	H26 10/22
	33	13	43	65	390	H26 10/22
4号機	34	63	180	290	690	H26 10/22
	40	3,500	11,000	16,000	500	H26 10/22
	45	ND(12)	ND(19)	ND(16)	ND(110)	H26 10/17
	51	ND(12)	ND(20)	21	760	H26 10/17
	52	ND(9.4)	ND(6.8)	ND(17)	210	H26 10/22

建屋	ピット	セシウム 134	セシウム 137	全β	トリチウム	採取日	
サブドレン 既設ピット	4号機	53	ND(8.1)	ND(6.2)	ND(17)	ND(120)	H26 10/22
		55	ND(7.2)	ND(6.2)	ND(17)	170	H26 10/22
		56	ND(9.4)	ND(5.9)	ND(17)	290	H26 10/22
		58	ND(8.5)	37	30	140	H26 10/22
		59	ND(8.4)	12	ND(17)	130	H26 10/22
サブドレン 新設ピット	1号機	N1	ND(6.5)	ND(6.2)	ND(17)	ND(110)	H26 10/22
		N2	ND(6.7)	ND(5.9)	ND(17)	110	H26 10/22
		N3	ND(8.5)	ND(7.2)	ND(17)	260	H26 10/22
		N4	ND(7.6)	9.0	69	210	H26 10/22
		N5	ND(7.2)	ND(6.2)	ND(17)	240	H26 10/22
		N6	ND(7.3)	ND(6.8)	ND(17)	ND(110)	H26 10/22
	2号機	N7	ND(5.5)	ND(6.2)	ND(17)	150	H26 10/22
		N8	ND(11)	ND(17)	ND(16)	ND(100)	H27 1/8
	3号機	N9	ND(9.4)	ND(7.1)	ND(16)	490	H26 10/22
		N10	ND(11)	ND(17)	20	ND(110)	H26 10/17
		N11	ND(11)	ND(16)	16	120	H26 10/17
	4号機	N12	ND(12)	ND(19)	ND(16)	150	H26 10/17
		N13	ND(11)	ND(17)	ND(16)	410	H26 10/17
		N14	ND(13)	ND(19)	ND(16)	12,000	H26 10/17
		N15	ND(7.6)	ND(8.0)	ND(17)	ND(110)	H26 10/22

単位：ベクレル/リットル

注) 「ND」は検出限界値未満を表し、( )内に検出限界値を示す。

図 1 1 - 1 1～4号機サブドレンピットの放射性物質濃度



単位: Bq/L

	観測井															
	建屋海側											建屋山側				
	1号機					2号機			3号機	4号機		1号機	2号機	3号機	4号機	
	1T-1	1T-2	1T-3	1T-4	1T-5	1T-6	2T-1	2T-2	2T-3	3T-1	4T-1	Co-11	1R-1	2R-1	3R-1	4R-1
採取日	平成23年9月5日	平成23年9月19日	平成23年9月5日	平成23年10月11日	平成23年10月11日	平成23年12月2日	平成23年9月11日	平成23年9月11日	平成23年7月1日	平成23年7月1日	平成23年9月9日	平成23年10月21日	平成23年9月5日	平成23年9月3日	平成23年9月23日	平成23年9月18日
Cs-134 (約2年)	ND(0.37)	ND(0.38)	ND(0.54)	ND(0.67)	ND(0.73)	ND(0.82)	ND(0.36)	ND(0.47)	ND(0.35)	1.5	ND(0.38)	ND(0.29)	0.64	ND(0.55)	ND(0.43)	ND(0.46)
Cs-137 (約30年)	ND(0.47)	ND(0.45)	ND(0.52)	ND(0.74)	0.98	ND(0.84)	0.66	ND(0.60)	ND(0.43)	3.3	ND(0.44)	0.41	1.3	0.97	ND(0.58)	ND(0.59)
全β	ND(21)	ND(18)	ND(21)	8,500	5,000	13,000	ND(24)	830	550	42	ND(17)	ND(15)	ND(21)	36	ND(17)	ND(18)
H-3 (約12年)	200	200	80,000	12,000	2,500	3,300	20,000	770	740	1,700	1,800	ND(112)	150	31	1,100	ND(7)
Sr-90 (約29年)	0.90	1.3	1.1	—	—	8,700	0.36	740	—	—	ND(0.28)	—	0.46	2.4	ND(0.26)	ND(0.28)

注1) NDは検出限界値未満を表し、( )内に検出限界値を示す。

注2) 測定対象外の項目は「—」と記す。

図 1 1 - 2 1 ~ 4 号機建屋周辺観測井の放射性物質濃度



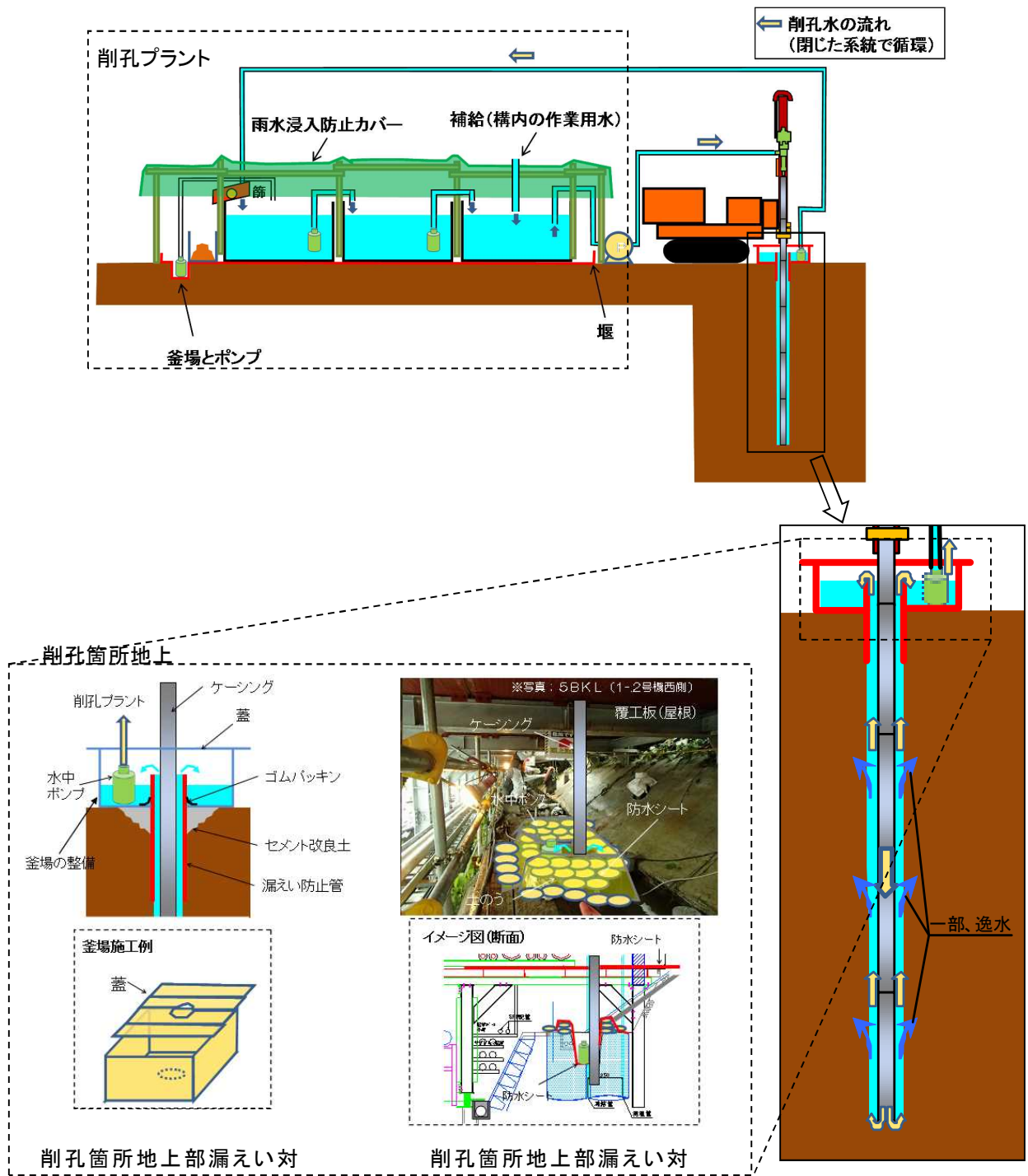


図 1 2 - 1 削孔水の漏えい対策イメージ (既認可)

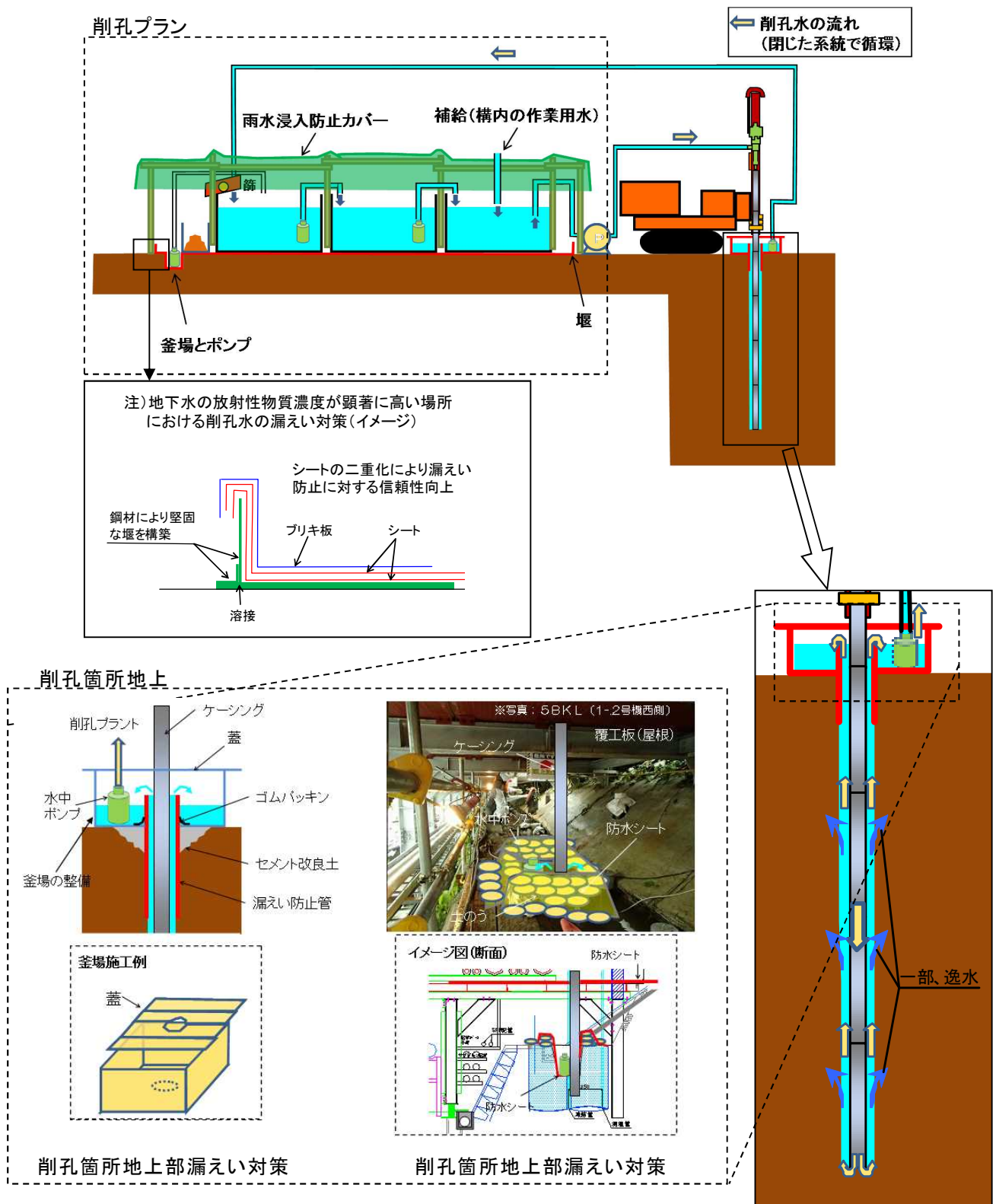


図12-2 削孔水の漏えい対策イメージ (今回申請)

表5 各削孔区間の放射性物質濃度レベル

単位：Bq/L（桁数オーダー表示）

削孔区間	対象サブドレンピット※ 対象観測井※	Cs-134	Cs-137	全β	H-3
A	N1, N2 1T-1	ND	ND	ND	ND～10 <sup>2</sup>
B	N3, N4, N5, N6 1R-1	ND	ND～10 <sup>0</sup>	ND～10 <sup>1</sup>	ND～10 <sup>2</sup>
C	N7, N8, N9 2R-1, 3R-1	ND	ND	ND～10 <sup>1</sup>	ND～10 <sup>3</sup>
D	45, N10, N11, N12, N13	ND	ND	ND～10 <sup>1</sup>	ND～10 <sup>2</sup>
E	55, N15 4R-1	ND	ND	ND～10 <sup>1</sup>	ND～10 <sup>2</sup>
F	31, 56, 58, 59 3T-1, 4T-1, Co-11	ND～10 <sup>2</sup>	ND～10 <sup>2</sup>	ND～10 <sup>3</sup>	ND～10 <sup>3</sup>
G	25, 26, 32, 33 2T-1, 2T-2, 2T-3	ND～10 <sup>1</sup>	ND～10 <sup>2</sup>	ND～10 <sup>2</sup>	ND～10 <sup>4</sup>
H	2, 27 1T-3, 1T-4, 1T-5, 1T-6	ND～10 <sup>1</sup>	ND～10 <sup>2</sup>	ND～10 <sup>4</sup>	ND～10 <sup>4</sup>

※ 陸側遮水壁ラインに近いサブドレンピット・観測井として選択

注1) 各削孔区間の放射性物質濃度の最大値に着目し、相対的に低いレベルから網掛なし・緑・黄・橙・赤で表示

注2) 海側の削孔区間については、陸側遮水壁ライン近傍のデータを充実することを目的とした事前の地下水質調査（Co-11）を実施し、同結果により放射性物質濃度レベルを確認した。



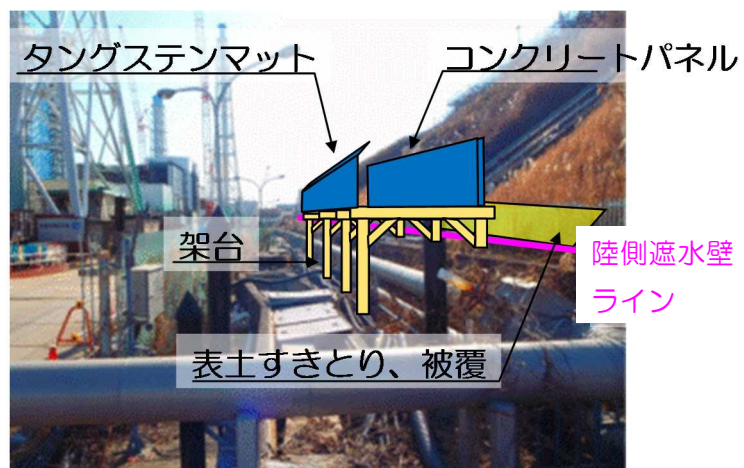
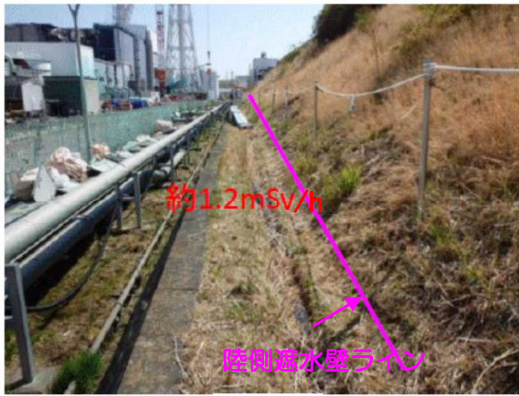


図 1 3 - 1 被ばく線量低減対策実施例 1 (既認可)

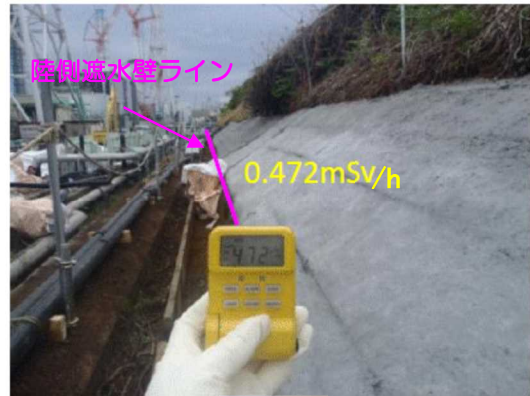


1・2号原子炉建屋西側斜面において、飛散ガレキの除去を実施した。

図 1 3 - 2 被ばく線量低減対策実施例 2 (既認可)



対策前



対策後

1号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（側溝清掃，表土すきとり，被覆）を実施し，簡易放射線測定器\*で測定した結果，空間線量率は半分以下に低減した。  
 ※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-3 被ばく線量低減対策実施例3（既認可）



対策前



対策後

1号機原子炉建屋北側 旧事務本館前で、被ばく線量低減対策（表土除去，砂利敷き，擁壁設置）を実施し，簡易放射線測定器\*で測定した結果，空間線量率は大幅に低減した。  
 ※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-4 被ばく線量低減対策実施例4（既認可）



作業待ち時間中の被ばく低減のため、一時退避できる遮へいボックスを設置。

図 1 3 - 5 被ばく線量低減対策実施例 5 (既認可)



対策前



対策後

2号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（鉛板設置）を実施し、簡易放射線測定器\*で測定した結果、空間線量率は半分以下に低減した。

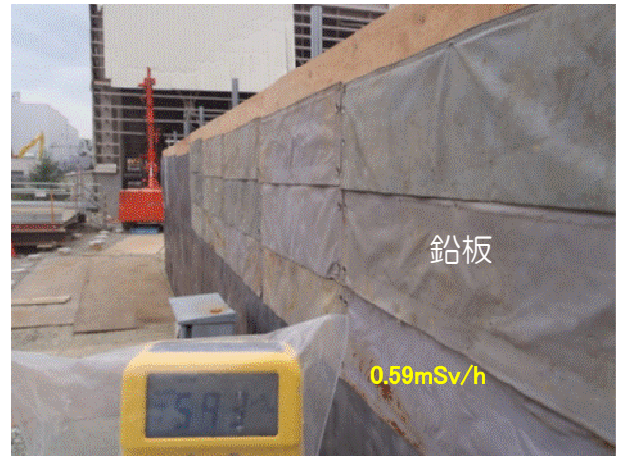
※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図 1 3 - 6 被ばく線量低減対策実施例 6 (既認可)





対策前



対策後

3号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（鉛板設置）を実施し、簡易放射線測定器\*で測定した結果、空間線量率は半分程度に低減した。

※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-7 被ばく線量低減対策実施例7（今回申請）



対策前

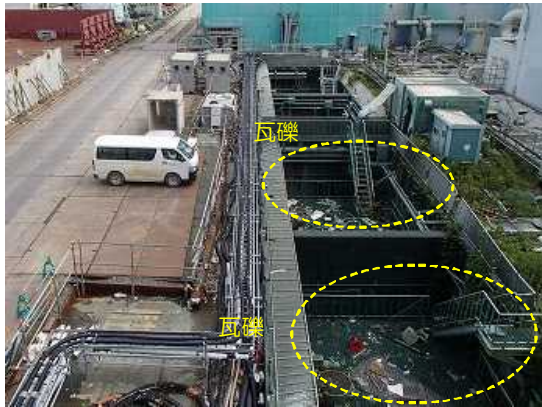


対策後

3号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（擁壁設置）を実施し、簡易放射線測定器\*で測定した結果、空間線量率は大幅に低減した。

※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-8 被ばく線量低減対策実施例8（今回申請）



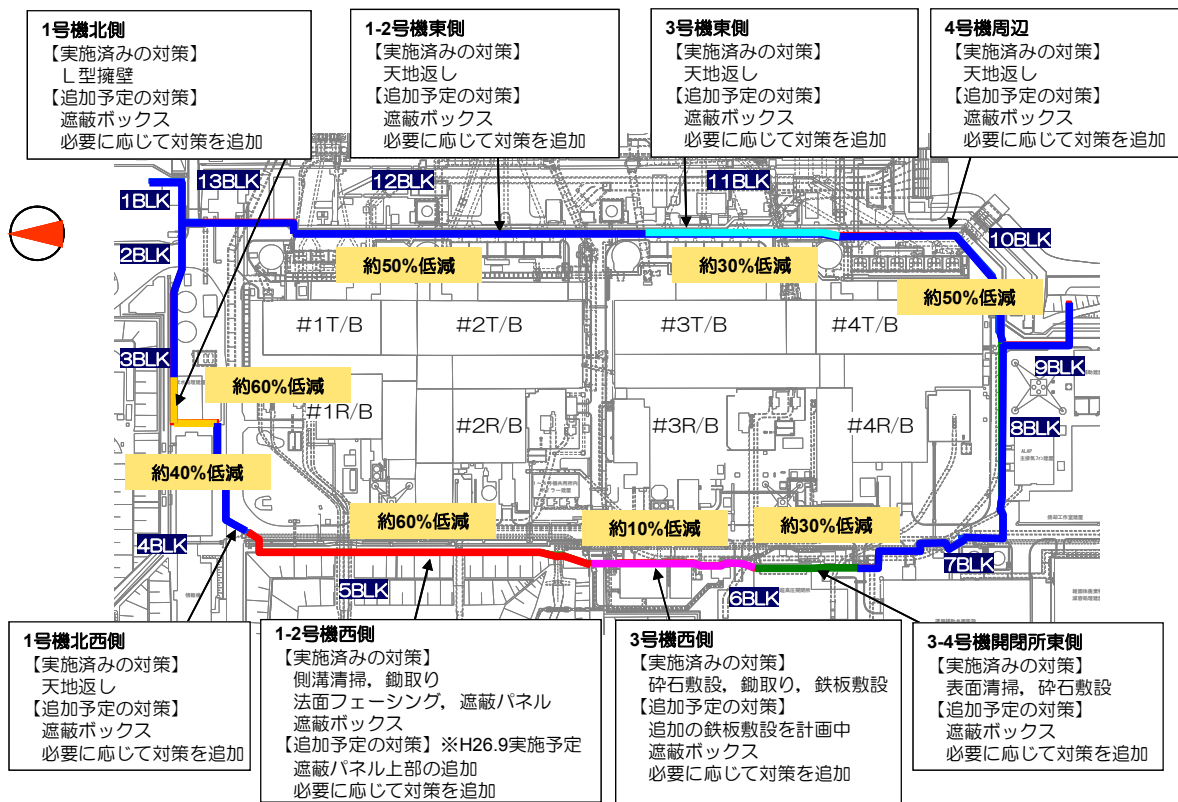
対策前



対策後

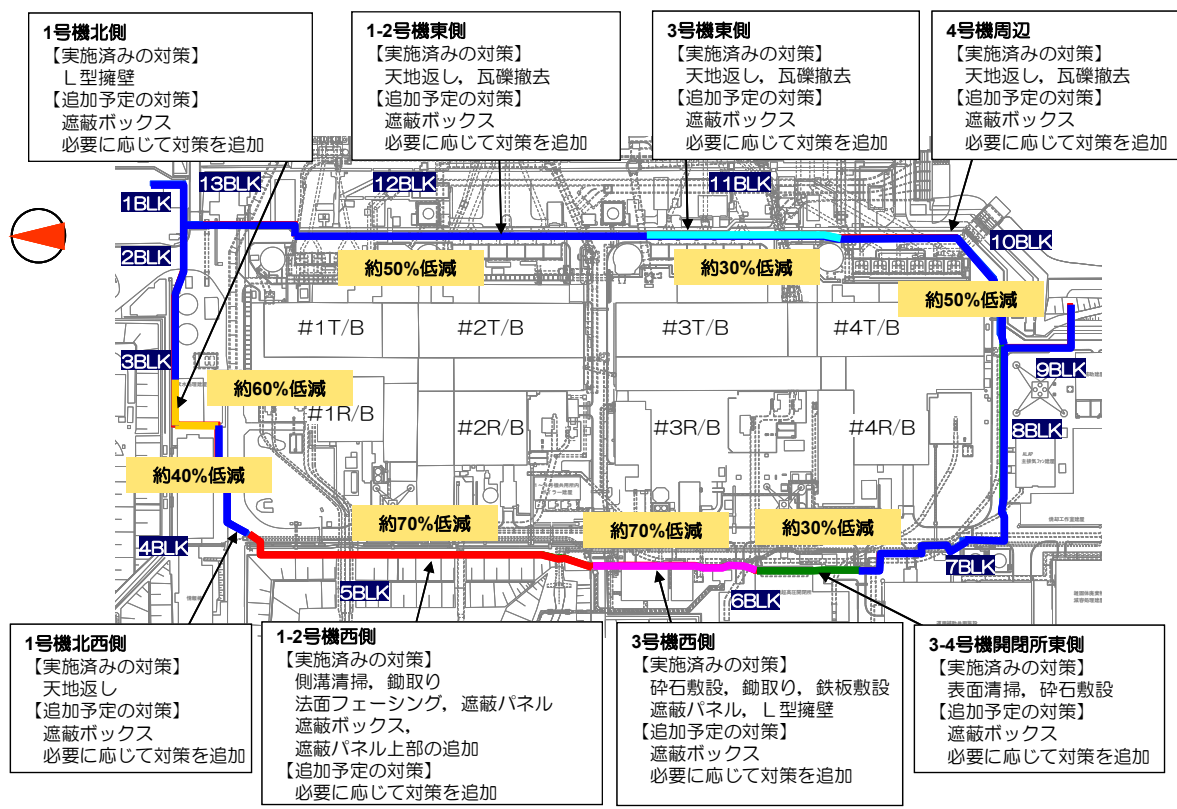
タービン建屋海側で、被ばく線量低減対策（瓦礫撤去）を実施した。  
（写真は1号機タービン建屋海側）

図13-9 被ばく線量低減対策実施例9（今回申請）



注1) ■内は、作業エリア付近における代表測点の空間線量率の平均値を用いて、対策前に対する対策後の空間線量率の低減量を示している。  
 注2) 3号機西側の低減量は、対策工の施工途中における測定結果を用いているため、再度、測定を予定している。

図 1 3 - 1 0 被ばく線量低減対策の実施状況 (既認可)



注) ■内は、作業エリア付近における代表測点の空間線量率の平均値を用いて、対策前に対する対策後の空間線量率の低減量を示している。

図 1 3 - 1 1 被ばく線量低減対策の実施状況 (今回申請)



図 1 4 遮蔽ベスト着用例



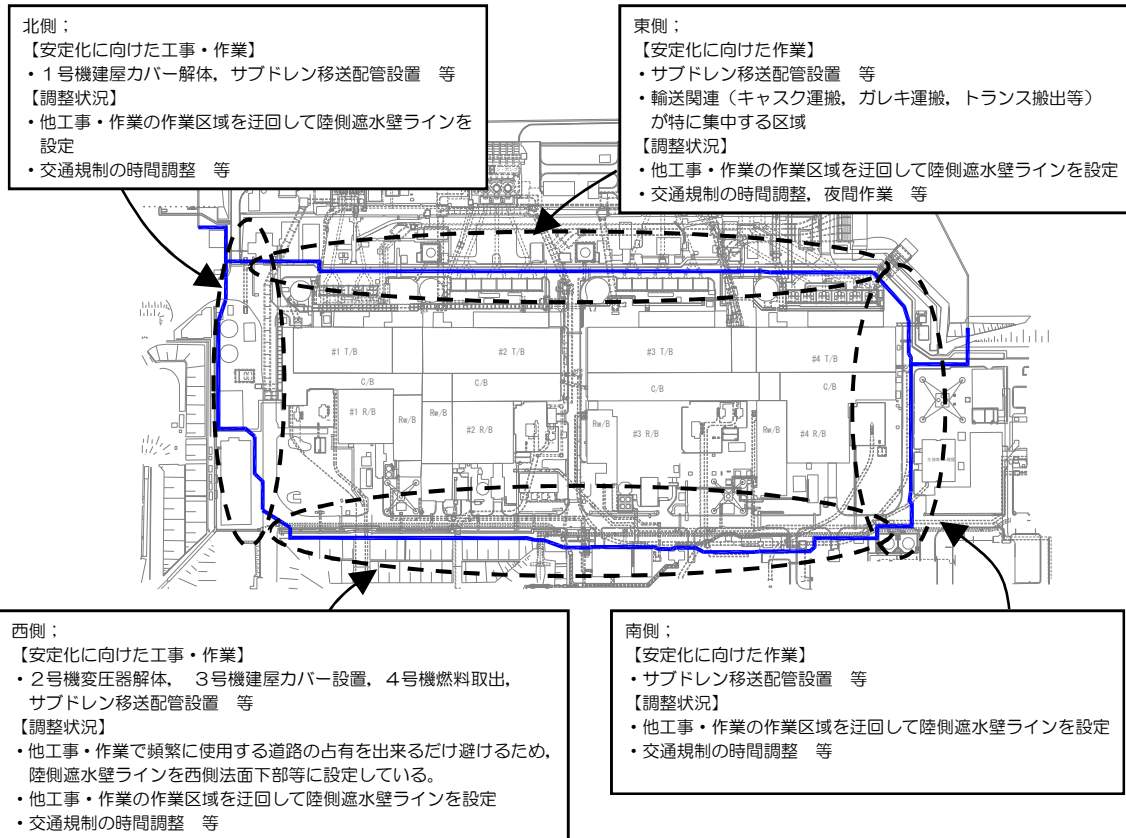


図 1 5 陸側遮水壁と他の廃炉に向けた工事・作業との調整状況

表 6 施工時の熱中症対策

体調管理のチェック	作業開始前にチェックリストを用いて体調確認。
水分・塩分の摂取	作業前後に、十分な水分・塩分の摂取。
クールベストの着用	WBGT値が25℃以上と予想される時は、クールベストの着用を義務付ける。
休憩時間の設定 (WBGT値の活用など)	作業場所ごとにWBGT測定器を設置し、WBGT値を基準に連続作業時間の上限を設け、その都度作業員の体調を確認し、必要に応じ現場の休憩所（エアコン設置）における休憩時間の確保等を行う。
体調不良者の早期発見	作業員同士の声掛けにより、体調不良者の早期発見に努める。

注) WBGT 値（暑さ指数）：人体の熱収支に影響の大きい湿度、輻射熱、気温の3つを取り入れた指標で、乾球温度・湿球温度・黒球温度の値を使って計算する。



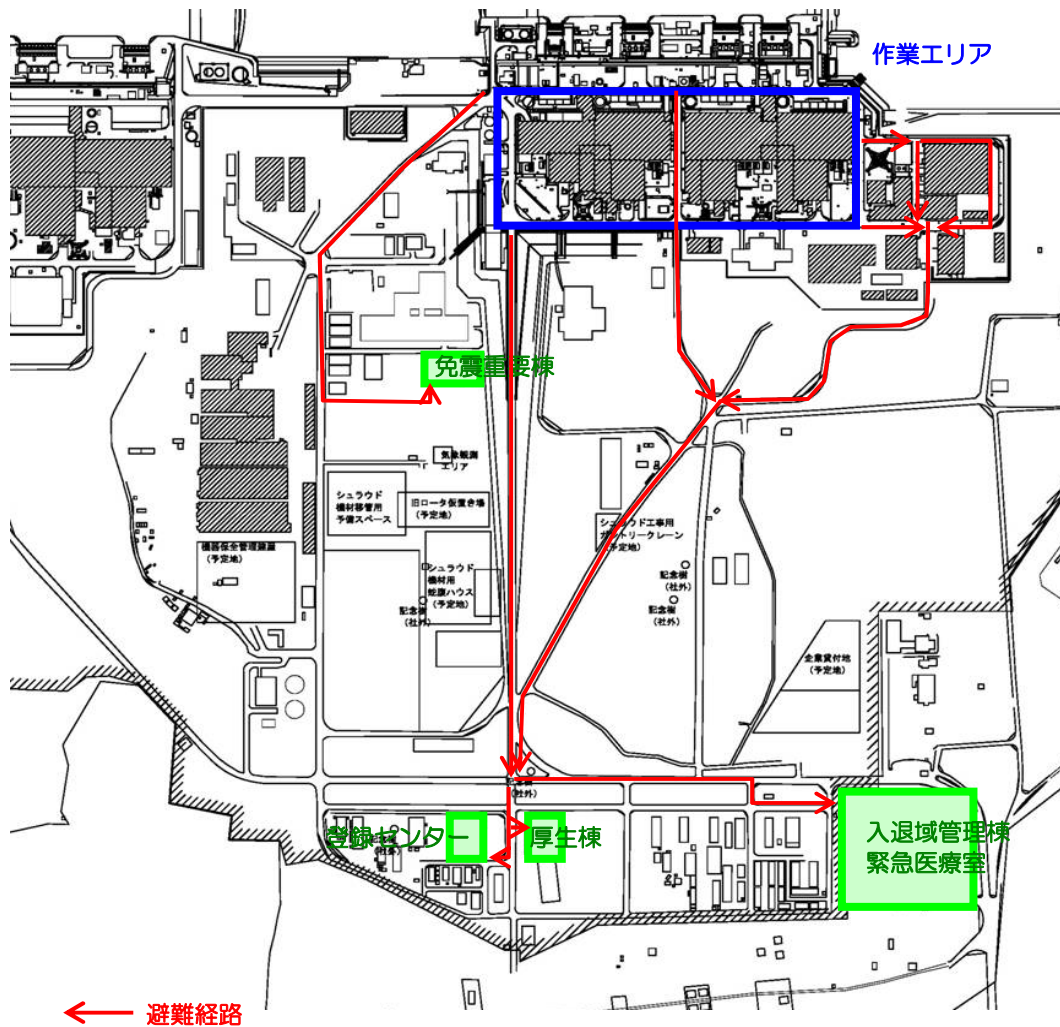


図 1 6 緊急時の避難経路

表 7 工事工程表

	平成 25 年度	平成 26 年度				平成 27 年度	
	1 月	4 月	7 月	10 月	1 月	4 月	7 月
陸側遮水壁	準備工事 (ヤード整備他)		本工事 (機器設置等)				
							造成・維持

注) 現場状況等により変更の可能性有り

陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

1 1～4号機建屋周辺の地層構成

既往の調査結果より作成した1～4号機建屋周辺の地層構成を図1に示す。敷地を構成する地層は、上位より段丘堆積物、中粒砂岩層（I層）、泥質部（II層）、互層部（III層）、泥質部（IV層）から構成され、IV層は細粒砂岩、粗粒砂岩からなる二層の砂岩層薄層を含む地層からなり、敷地全域にわたってほぼ水平な成層構造である。

敷地内地質層序表

地質時代	地層名	主な岩相・層相	
第四紀	沖積層	暗緑灰色～褐色の粘土及び砂、未固結	
	段丘堆積物	黄褐色の砂礫及び砂、半固結	
第三紀	仙台層群 富岡層	T <sub>3</sub> 部層	砂質泥岩～泥岩 軽石粒、凝灰岩を挟在 上部に砂岩を挟在
		T <sub>2</sub> 部層	泥質砂岩 軽石粒、凝灰岩を挟在
		T <sub>1</sub> 部層	泥質砂岩 軽石粒、凝灰岩を多く挟在
中新世	多賀層群	上部	泥質砂岩
		下部	泥質砂岩
古第三紀	湯長谷層群	白水層群	泥岩、砂岩泥岩互層 軽石粒、スコリア粒、凝灰岩等を挟在
			硬質な泥質砂岩～泥岩

〰〰〰 不整合

陸側遮水壁施工で影響する地層

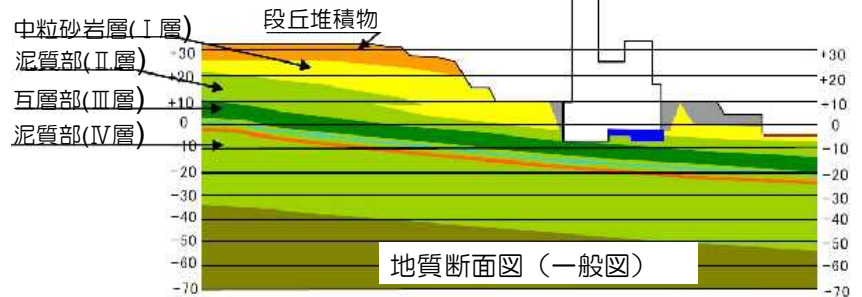
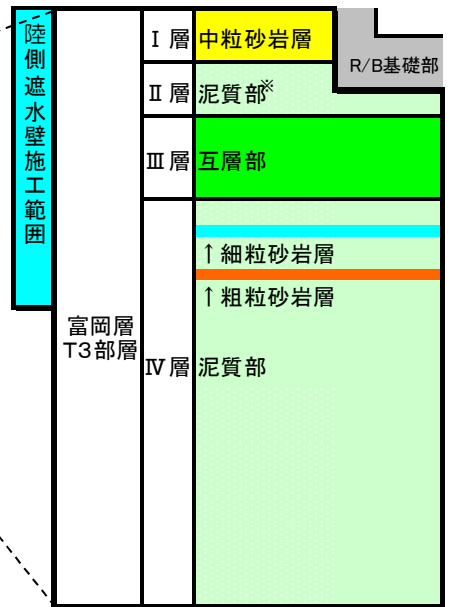


図1 1～4号機建屋周辺の地層構成

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

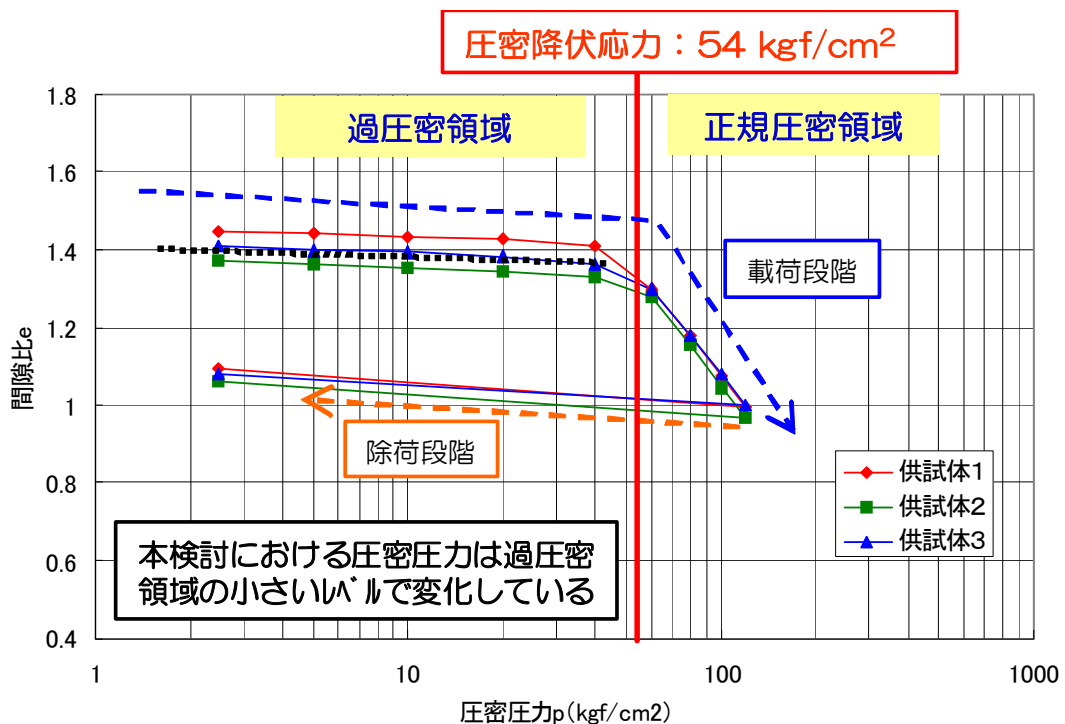
## 2 地盤の荷重履歴

現地地盤（第一泥質部）より採取した供試体3体の圧密試験結果を図2に示す。本試験結果から、建屋基礎地盤は形成過程において相当の圧縮応力（圧密降伏応力；54kgf/cm<sup>2</sup>）を受けていたことがわかる。

「(a)発電所建設前」,「(b)発電所建設中(切土後)」,「(c)運転時(震災前)」,「(d)震災後」,「(e)陸側遮水壁造成後」それぞれのフェーズにおいて建屋基礎地盤に生じていた、或いは生じると想定される全応力、間隙水圧、有効応力を算定し、それぞれの有効応力レベルを上記圧密試験結果に追記した(図3-1~3-5)。

上記より、建屋基礎地盤に生じる有効応力のレベルは、以下の状態であることがわかる。

- ・ 建屋設置後((c) 運転時(震災前)~(d)震災後~(e)陸側遮水壁造成後)は、圧密降伏応力(54kgf/cm<sup>2</sup>)に対して3~4kgf/cm<sup>2</sup>程度と小さく、十分な余裕がある。
- ・ (e)陸側遮水壁造成後は、(d)震災後に対して1kgf/cm<sup>2</sup>程度増加することになるが、震災前も同様にサブドレンで水位低下させていたことから、(c)運転時(震災前)と同程度となる。



※「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」のデータより作成

図2 圧密試験結果

(a) 発電所建設前

- 1～4号機建屋設置箇所は，造成前はT.P.+33.5m程度の丘陵地であった。
- そのため，建屋基礎地盤には相当の上載荷重が作用していたこととなり，十分に圧縮・圧密していたことが想定される。

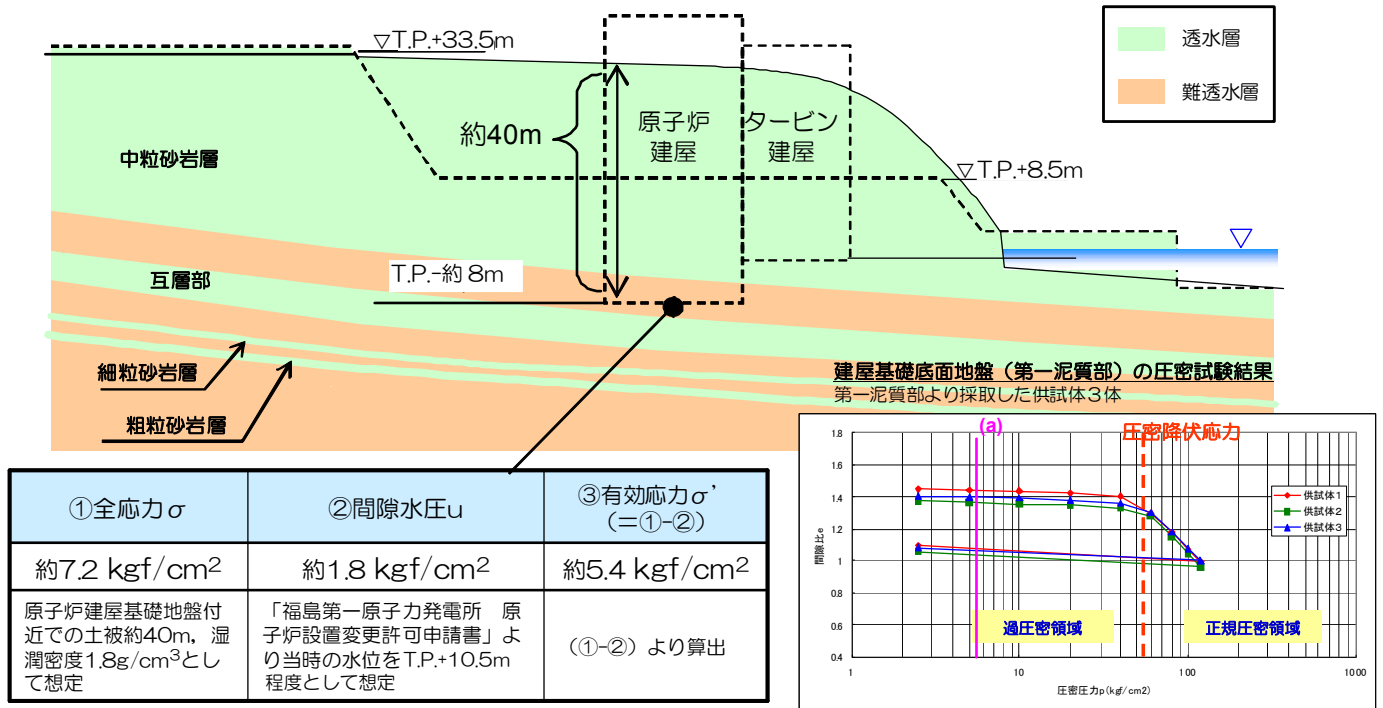


図3-1 「(a) 発電所建設前」の全応力，間隙水圧，有効応力

(b) 発電所建設中（切土後）

- 1～4号機建屋設置に当たっては、基盤となる岩盤面を露出させるため、T.P.-8～-9m 程度まで掘削し、その上に各建屋を構築した。
- そのため、建屋基礎地盤は、上部地盤相当の上載荷重が除荷される。

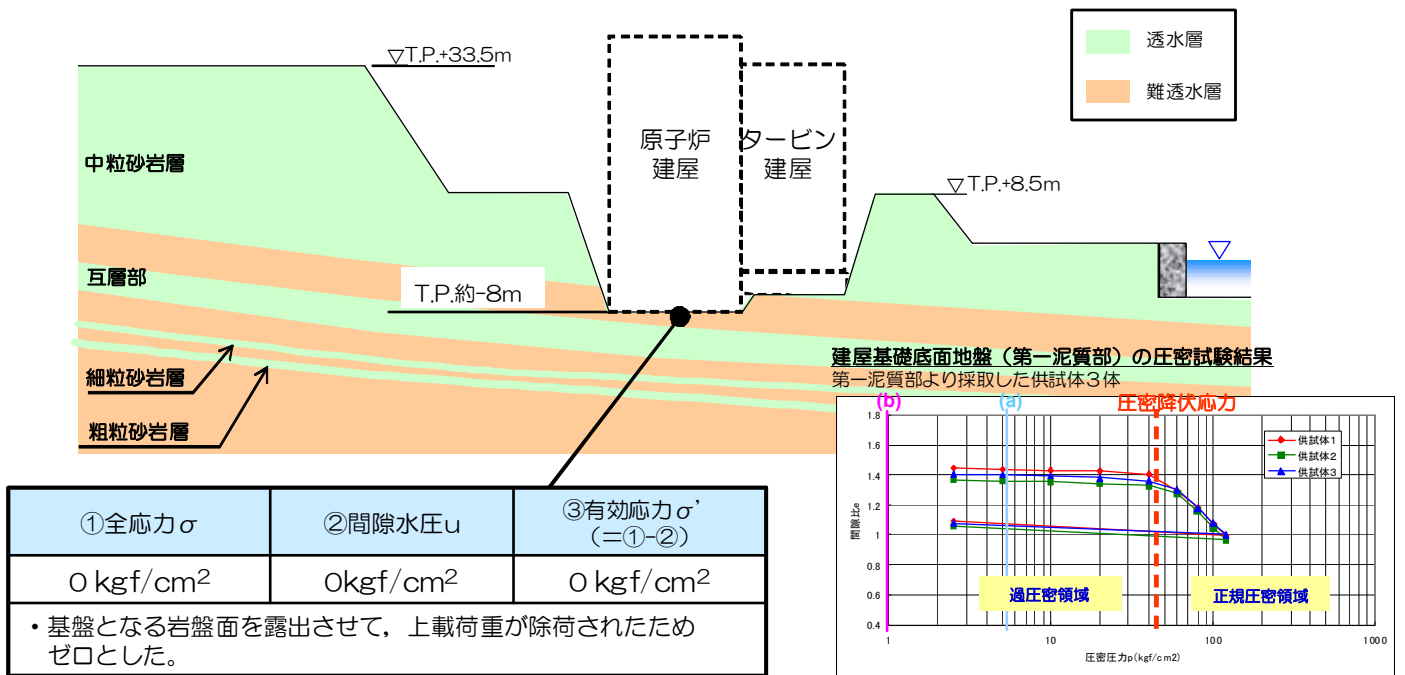


図 3 - 2 「(b) 発電所建設中（切土後）」の全応力，間隙水圧，有効応力

(c) 運転時（震災前）

- 建屋基礎地盤は、建屋・機器重量の上載荷重による圧縮力を受ける。
- 運転中は、建屋周囲に配置したサブドレンにより、建屋周りの地下水位を原子炉建屋の床面付近まで低下させていた。

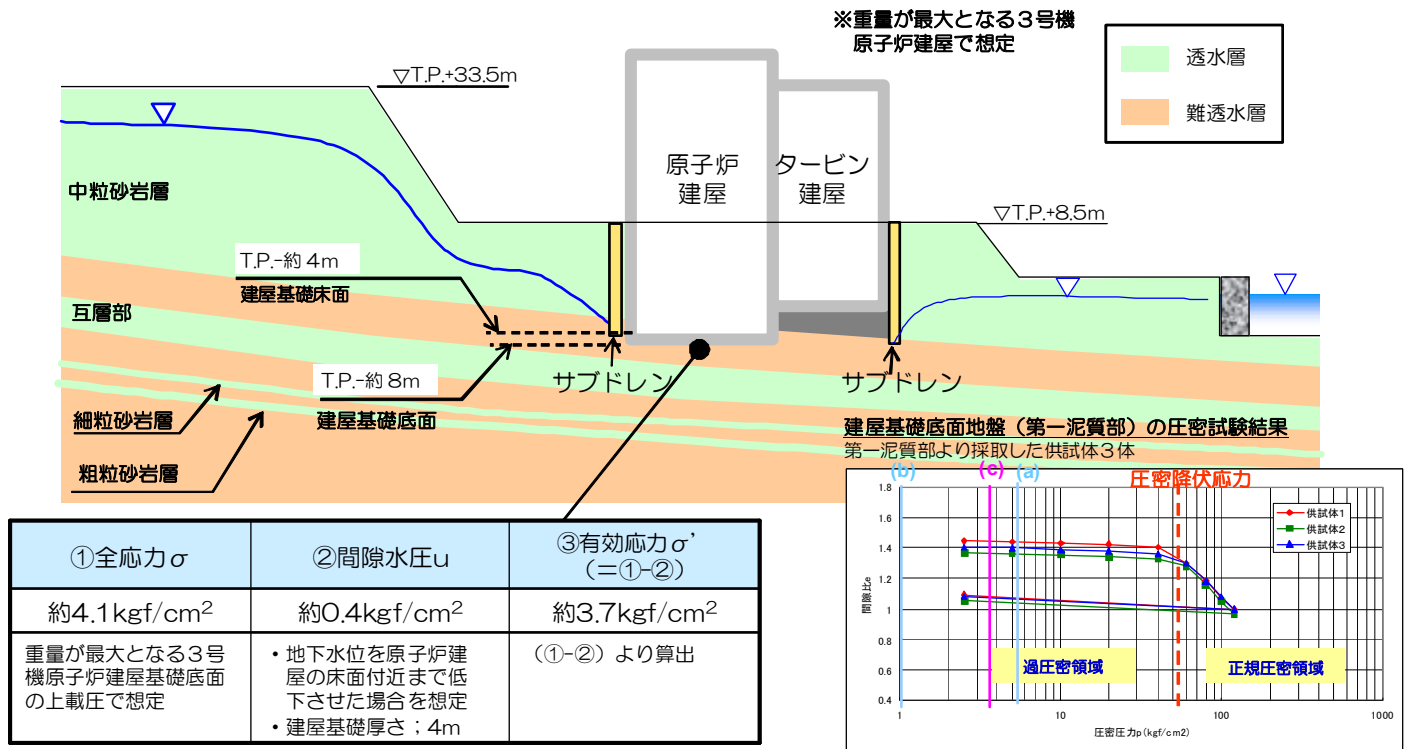


図 3 - 3 「(c) 運転時（震災前）」の全応力，間隙水圧，有効応力

(d) 震災後

- ・サブドレンが停止し、建屋周りの地下水水位が上昇。
- ・地下水水位が上昇したことにより、建屋基礎底面に働く地下水の揚圧力（浮力）が震災前より増加。
- ・一方、建屋内滞留水により建屋基礎に働く荷重が増加。

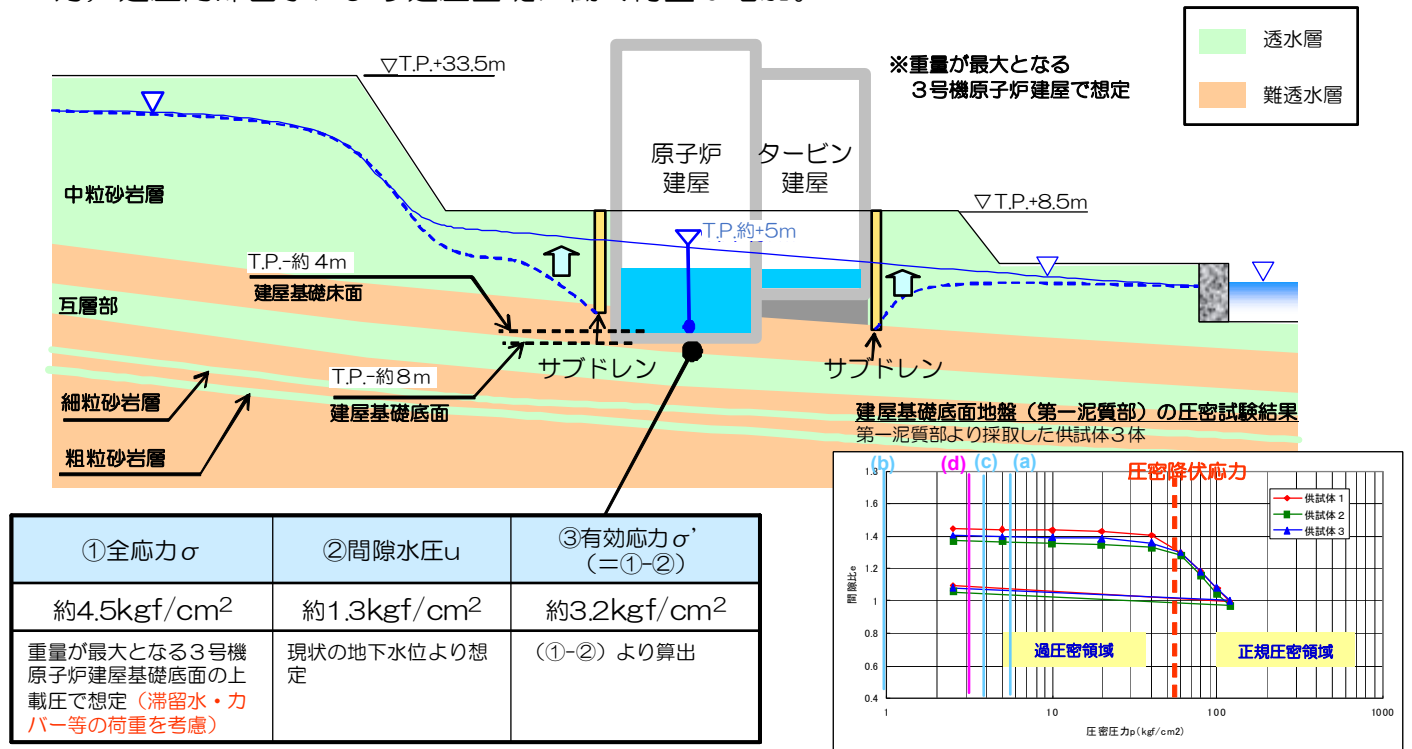


図3-4 「(d)震災後」の全応力，間隙水圧，有効応力

(e) 陸側遮水壁造成後

- 陸側遮水壁造成後，建屋水位を原子炉建屋基礎床面（T.P.-1~-4m 程度）付近まで低下し，滞留水分の荷重が低下。
- 地下水位低下に伴い，建屋基礎底面に働く地下水の揚圧力（浮力）が陸側遮水壁造成前よりも低下。

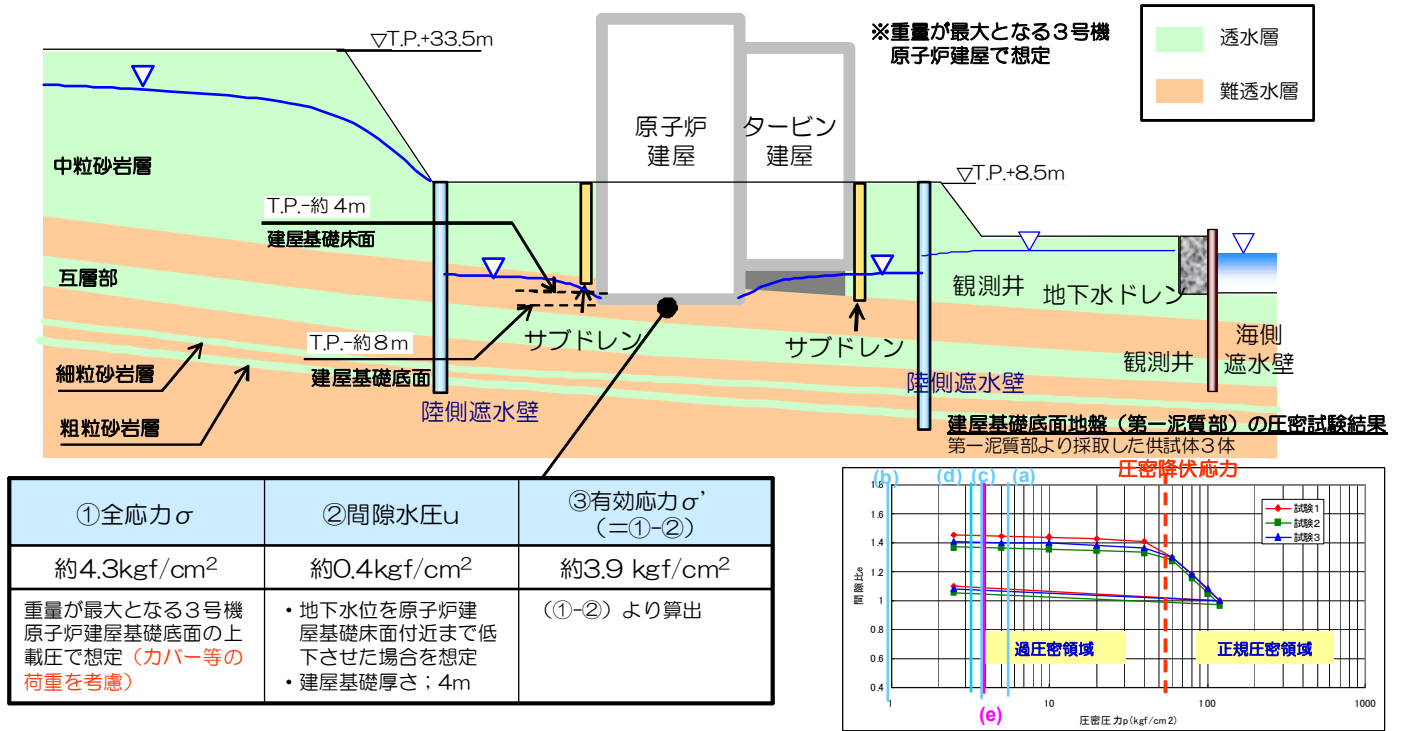


図 3 - 5 「(e)陸側遮水壁造成後」の全応力，間隙水圧，有効応力





### 3 基礎地盤沈下量の算定

本検討では、現状（(d)震災後）から地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）にかけて変化する有効応力をパラメータとし、原子炉建屋・タービン建屋の基礎地盤の沈下量を算定した。算定方法の概要を図4に、算定フローを図5に示す。

- 対象箇所
  - ・ 1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋の建屋四隅の地点について地下水位・水圧の低下に伴い発生する基礎地盤の沈下量（32箇所）を算定。  
（原子炉建屋；1～4号機×4箇所，タービン建屋；1～4号機×4箇所）
- 計算方法
  - ・ 算定地点において、砂岩層と泥質部の変形量を地層ごとに計算し、総和を地盤沈下量とした。
  - ・ 各地層の扱いは以下の通りとした。  
砂岩層；互層部（砂岩），細粒砂岩層，粗粒砂岩層  
泥質部；泥質部，互層部（泥岩）
  - ・ 砂岩層は，弾性圧縮による変形量を一次元計算で算出。
  - ・ 泥質部は，圧密試験の結果に基づいて変形量を一次元計算で算出。

図4 沈下量算定方法の概要

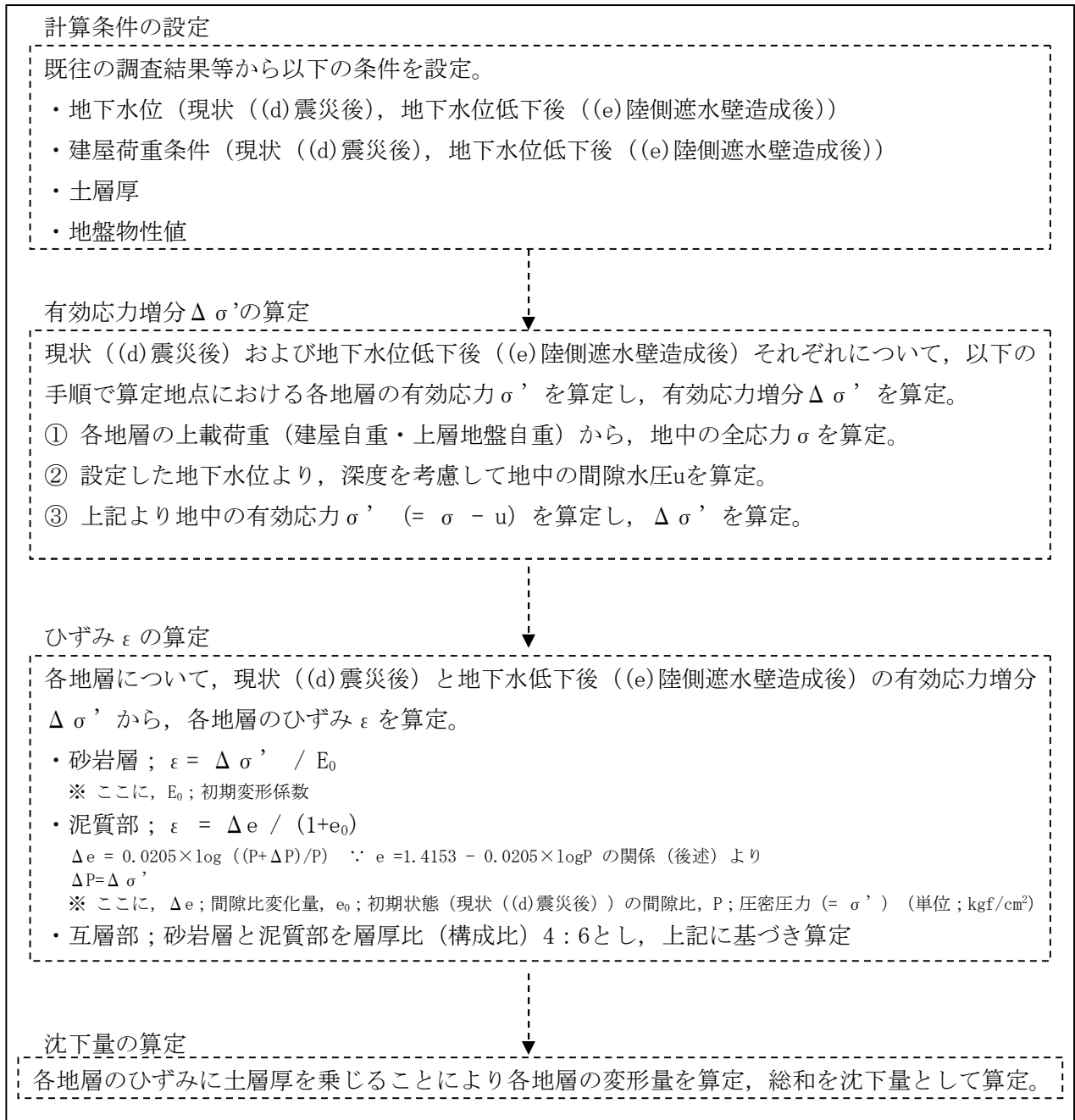


図5 算定フロー

### 3.1 計算条件の設定

沈下量算定に用いる計算条件を表1に示す。

表1 計算条件一覧

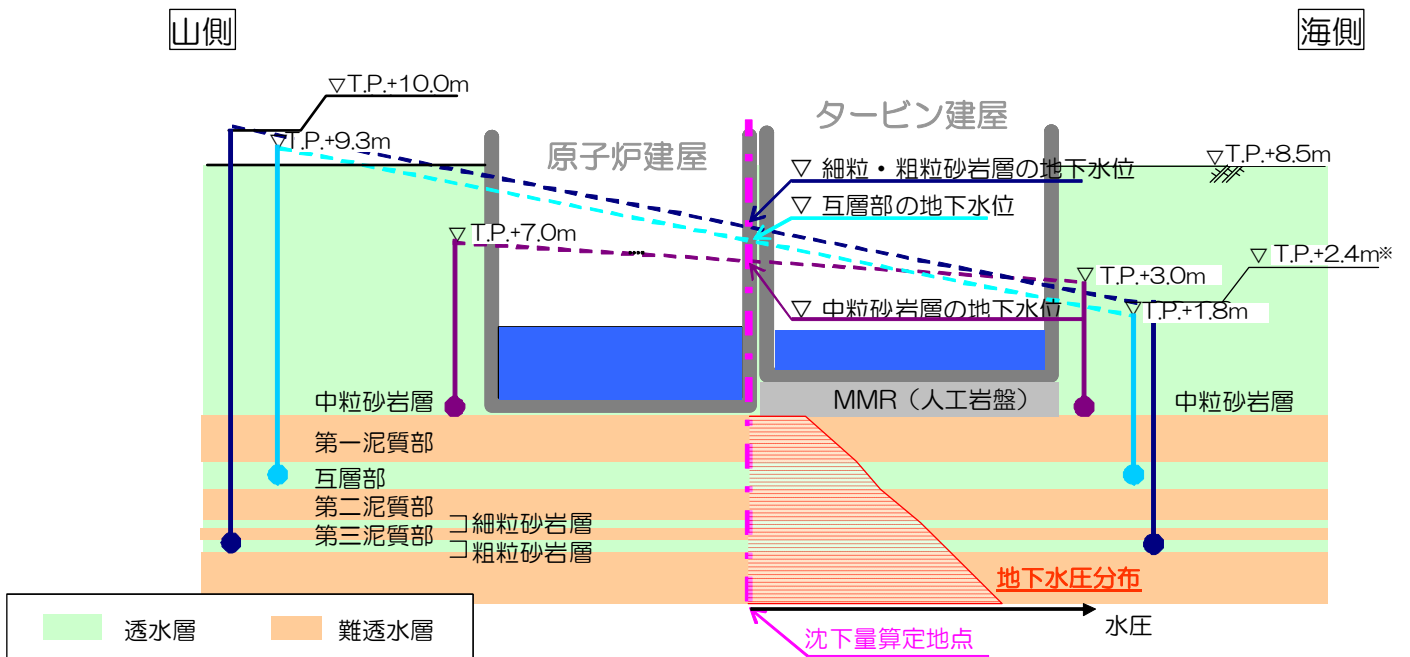
	現状 ((d) 震災後)	地下水位低下後 (e) 陸側遮水壁造成後)	備考
地下水位	各透水層の建屋海・山側の測定値（サブドレン・地下水観測井）より、建屋直下の地下水位を線形補完し設定 ※ 細粒・粗粒砂岩層は同一水位とした	各透水層全て、1～4号機建屋のうち最も深い2～4号機原子炉建屋基礎上面の標高（T.P. -3.50m）を地下水位とし設定	沈下量算定地点毎に設定
建屋荷重条件	滞留水等の付加重量を含む荷重	左記より滞留水重量を差し引いた荷重	
土層厚	ボーリング調査結果に基づき作成した三次元地質構造モデル（汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）にて示された解析モデル）に基づき設定		沈下量算定地点毎に設定
地盤物性値	<p>【湿潤単位体積重量 <math>\gamma_t</math> (gf/cm<sup>3</sup>)】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・砂岩層：1.84</li> <li>・泥質部：1.71</li> </ul> <p>【変形特性】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・砂岩層；<math>\sigma' = E_0 \cdot \varepsilon</math> ここで、<math>E_0</math>：初期変形係数 ※1 今回の試算における応力状態の変化量（約0.7kgf/cm<sup>2</sup>，3号機原子炉建屋下面センター）は破壊強度（13.3kgf/cm<sup>2</sup>）に対して十分に小さいため変形係数Eについては初期変形係数<math>E_0</math>を使用。 ※2 三軸圧縮試験結果に基づき、以下の通り設定。 <math>E_0 = 124P + 963</math>（P；有効上載圧，単位；kgf/cm<sup>2</sup>）</li> <li>・泥質部；<math>e = 1.4153 - 0.0205 \times \log P</math>（単位；kgf/cm<sup>2</sup>） ※ 圧密試験結果に基づき設定（第一泥質部より採取した供試体3体の試験結果（過圧密領域）を線形近似したもの）</li> </ul>		泥質部の変形特性のみ今回設定。 上記以外は福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書等に準拠。

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

### 3.1.1 地下水位の設定

現状（(d)震災後）、地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の具体的な地下水位の設定方法を図6，7に示す。

- 現状（(d)震災後）の地下水位は各透水層の至近の1年間（H25.4～H26.5）の測定値の平均値を用いて以下の通り設定。
  - ・ 中粒砂岩層；山側 T.P.+7.0m，海側 T.P.+3.0m
  - ・ 互層部；山側 T.P.+9.3m，海側 T.P.+1.8m
  - ・ 細粒・粗粒砂岩層；山側 T.P.+10.0m，海側 T.P.+2.4m\*
- 難透水層の地下水位は上下に接する各透水層の地下水位より線形補完し設定。



※ 細粒・粗粒砂岩層の海側の地下水位は、細粒・粗粒砂岩層の山側および互層部の地下水位より推定した。

図6 現状（(d)震災後）の地下水位設定方法

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

- 地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の地下水位は2～4号機原子炉建屋基礎上面の標高（T.P.-3.5m）として設定。
- 難透水層の地下水位は上下に接する各透水層の地下水位より線形補完し設定。

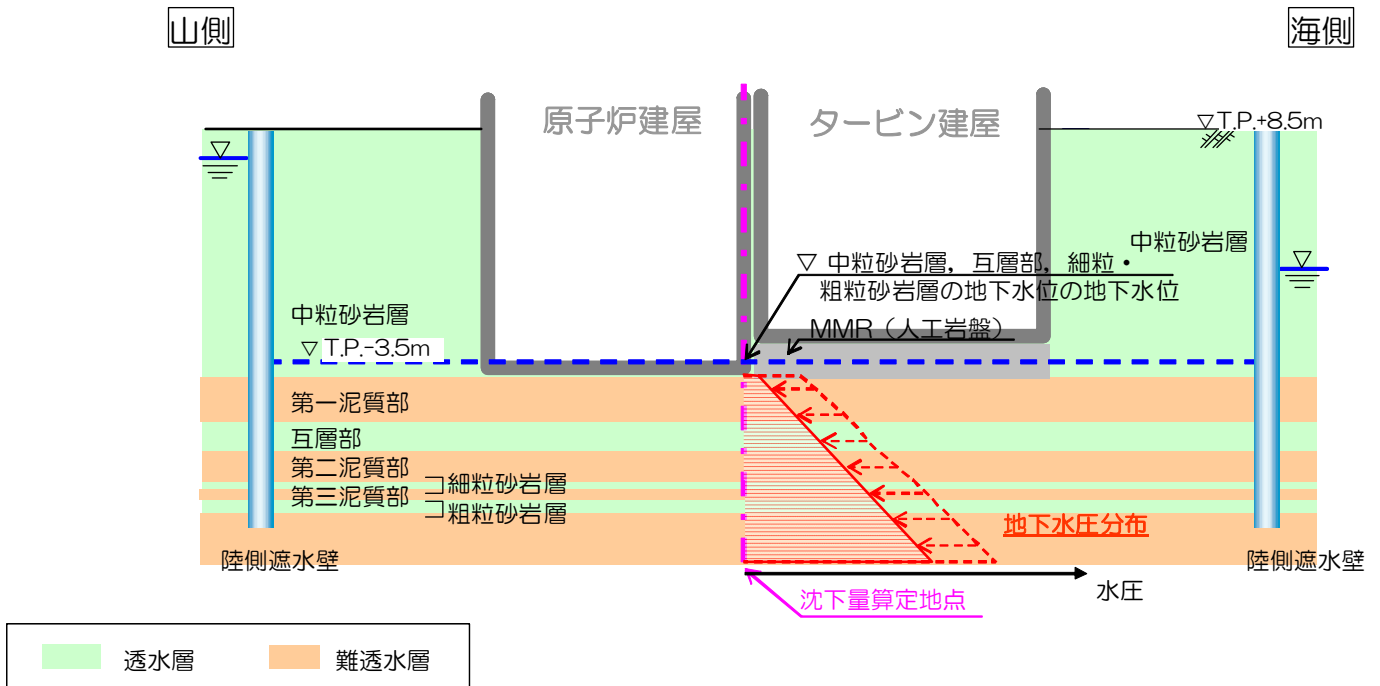


図7 地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の地下水位設定方法

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

### 3.1.2 建屋荷重条件の設定

現状（(d)震災後）の建屋荷重については建屋内滞留水の重量等を考慮，地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の建屋荷重については建屋内滞留水分を差し引いて設定した（「Ⅱ 2.6 2.6.2 添付資料－2」および「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）（追補版）（改定2）」（H24.12）等に基づき設定）。

現状（(d)震災後），地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の具体的な建屋荷重を表2，3に示す。

表2 現状（(d)震災後）の建屋荷重

	重量 (ton)	基礎形状(NS×EW, m)	基礎面積 (m <sup>2</sup> )	接地圧 (ton/m <sup>2</sup> )	備考
#1 R/B	71,652	41.56*43.56	1,810	40	滞留水等付加重量分含む
#1 T/B	75,671	96.76*46.49	4,498	17	滞留水等付加重量分含む
#2 R/B	106,398	46.60*57.00	2,656	40	滞留水等付加重量分含む
#2 T/B	133,060	104.95*67.60	7,095	19	滞留水等付加重量分含む
#3 R/B	122,060	47.00*57.40	2,698	45	滞留水等付加重量分含む
#3 T/B	152,553	116.38*67.60	7,867	19	滞留水等付加重量分含む
#4 R/B	114,053	49.00*57.40	2,813	41	滞留水等付加重量分含む
#4 T/B	127,279	105.15*67.60	7,108	18	滞留水等付加重量分含む

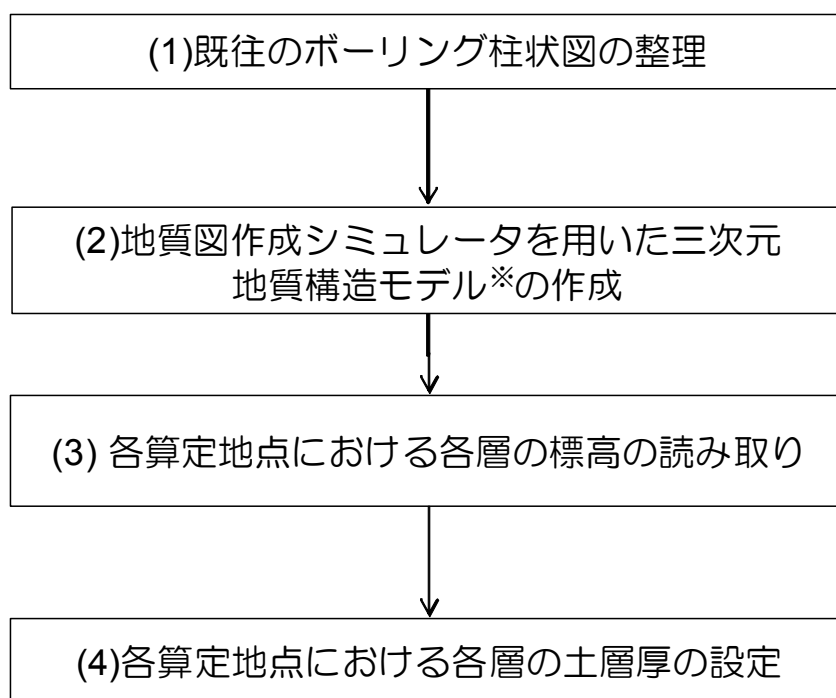
表3 地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の建屋荷重

	重量 (ton)	基礎形状(NS×EW, m)	基礎面積 (m <sup>2</sup> )	接地圧 (ton/m <sup>2</sup> )	備考
#1 R/B	66,052	41.56*43.56	1,810	36	滞留水等付加重量分除く
#1 T/B	66,071	96.76*46.49	4,498	15	滞留水等付加重量分除く
#2 R/B	99,898	46.60*57.00	2,656	38	滞留水等付加重量分除く
#2 T/B	119,560	104.95*67.60	7,095	17	滞留水等付加重量分除く
#3 R/B	115,260	47.00*57.40	2,698	43	滞留水等付加重量分除く
#3 T/B	136,153	116.38*67.60	7,867	17	滞留水等付加重量分除く
#4 R/B	107,253	49.00*57.40	2,813	38	滞留水等付加重量分除く
#4 T/B	114,479	105.15*67.60	7,108	16	滞留水等付加重量分除く

### 3.1.3 土層厚の設定

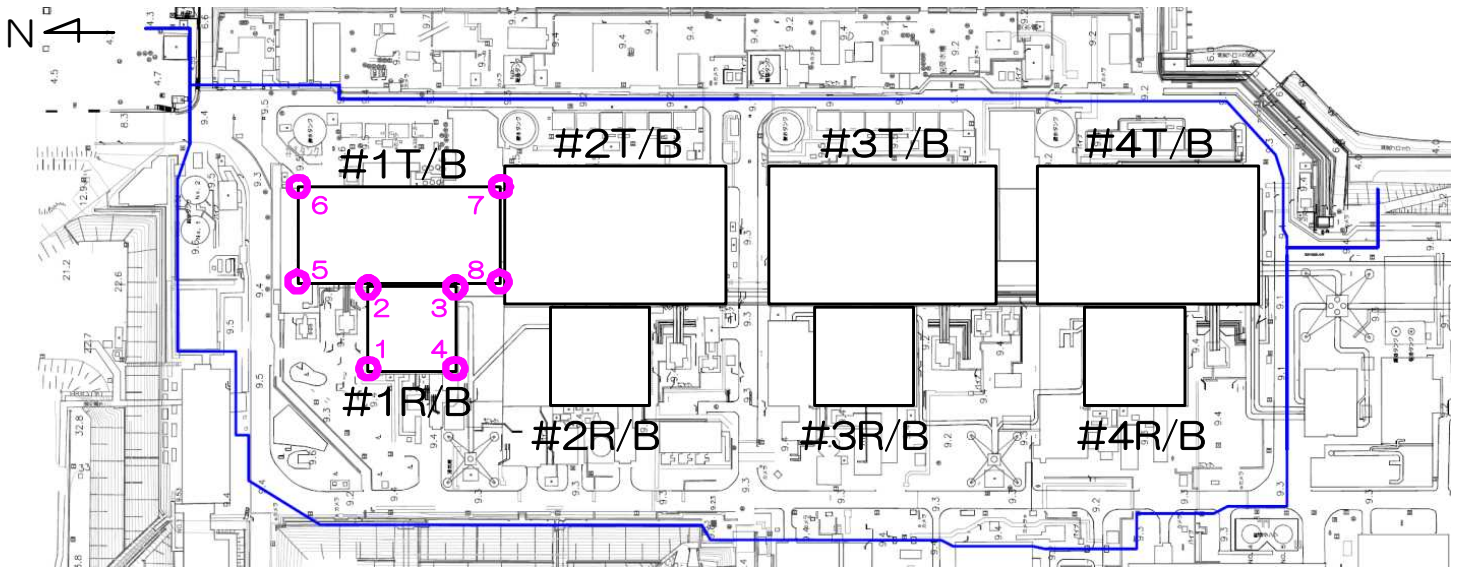
既往のボーリング柱状図を用い、地質図作成シミュレータにて作成した発電所敷地周辺の三次元地質構造モデルに基づき、各算定地点における土層厚を設定した。

具体的な土層厚設定フローを図8に、これに基づき設定した1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚を図9-1～4に示す。



※ 汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）にて示された解析モデル

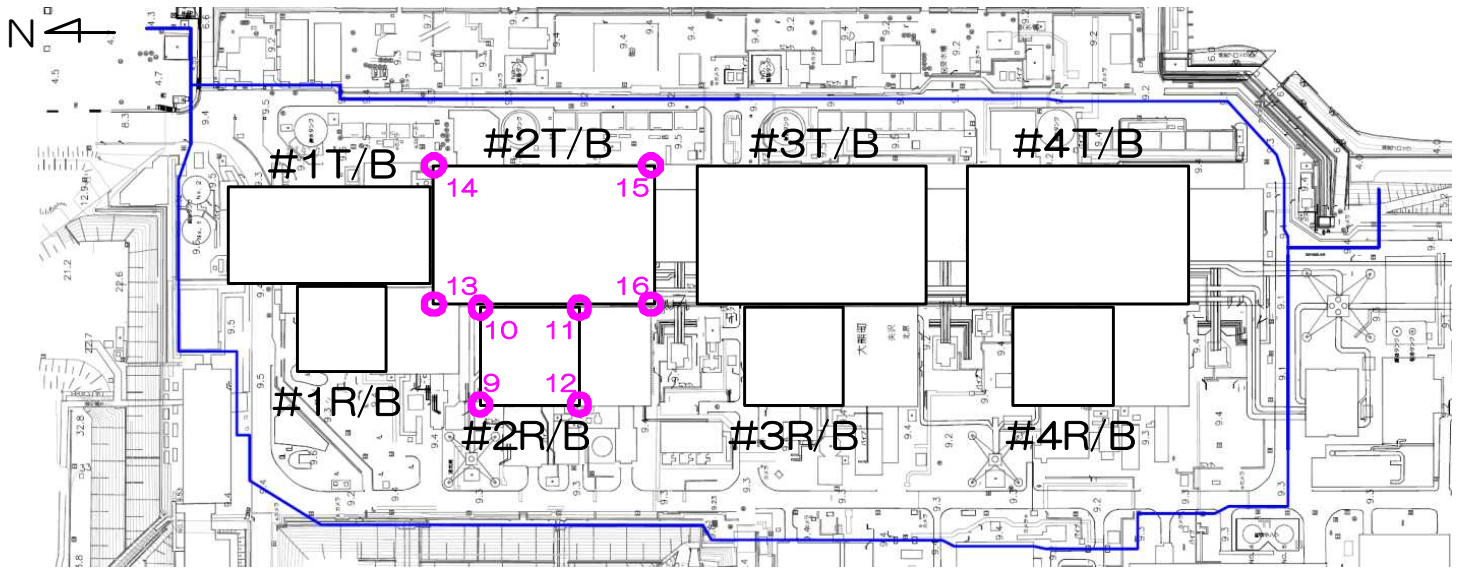
図8 土層厚設定フロー



土層厚 (m)	#1R/B 1	#1R/B 2	#1R/B 3	#1R/B 4	#1T/B 5	#1T/B 6	#1T/B 7	#1T/B 8
MMR	—	—	—	—	3.30	3.30	3.30	3.30
第1泥質部	3.45	4.50	4.45	3.63	5.06	6.20	5.88	5.00
互層部	6.15	5.76	5.77	5.79	5.74	5.59	5.83	5.82
第2泥質部	1.29	1.74	1.80	1.32	1.86	1.90	2.49	1.90
細粒砂岩層	1.18	0.91	1.26	1.73	0.76	0.58	1.16	1.51
第3泥質部	1.15	1.40	1.18	0.91	1.53	1.88	1.34	1.05
粗粒砂岩層	0.13	0.24	0.31	0.21	0.23	0.52	0.43	0.35

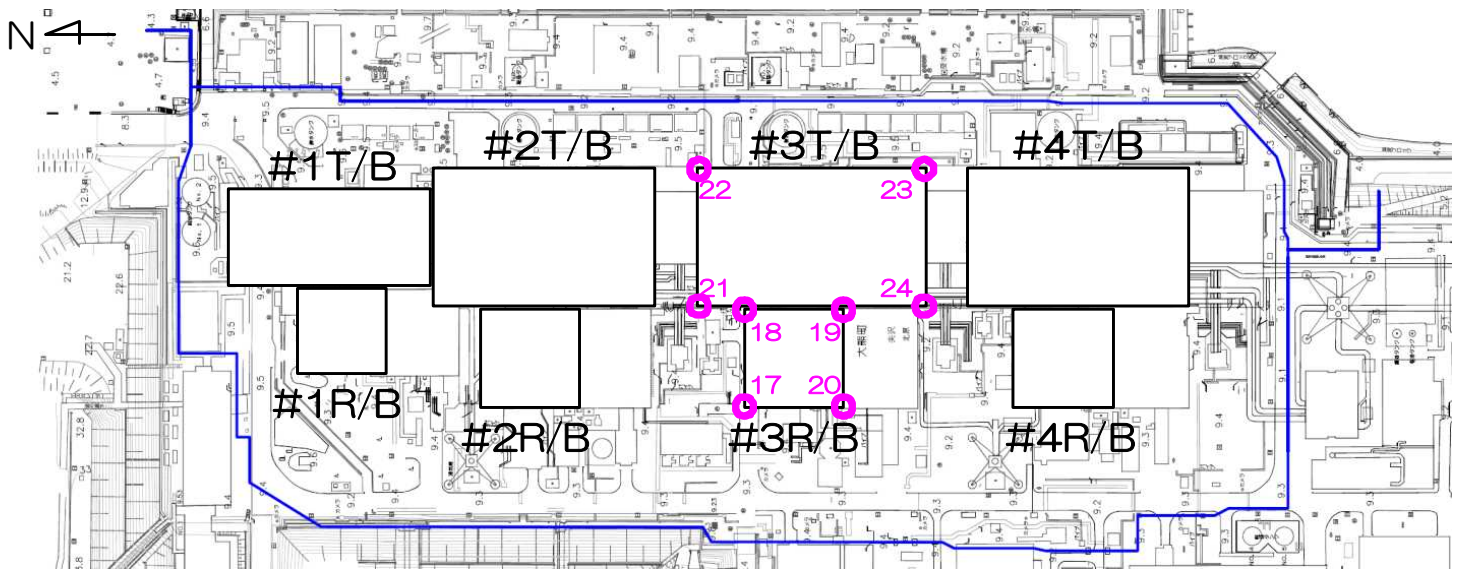
図9-1 1号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚





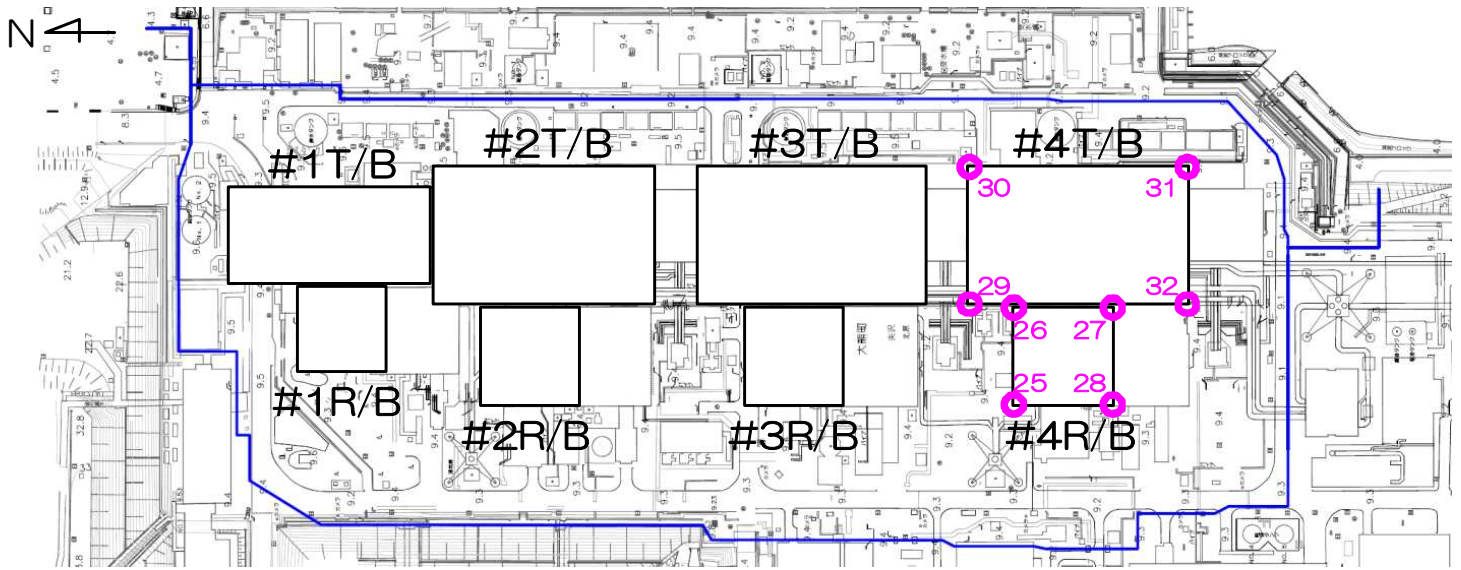
土層厚 (m)	#2R/B 9	#2R/B 10	#2R/B 11	#2R/B 12	#2T/B 13	#2T/B 14	#2T/B 15	#2T/B 16
MMR	—	—	—	—	1.70	3.80	3.80	1.70
第1泥質部	1.24	2.01	1.96	0.50	4.87	4.01	4.23	4.98
互層部	4.95	5.69	5.39	5.18	5.74	5.80	5.96	5.01
第2泥質部	1.49	1.93	2.36	1.88	1.80	2.61	3.07	2.73
細粒砂岩層	2.83	1.90	2.09	3.69	1.63	1.16	1.63	1.70
第3泥質部	0.50	0.88	0.98	0.23	0.99	1.39	0.67	1.23
粗粒砂岩層	0.34	0.37	0.33	0.33	0.33	0.44	0.46	0.39

図9-2 2号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚



土層厚 (m)	#3R/B 17	#3R/B 18	#3R/B 19	#3R/B 20	#3T/B 21	#3T/B 22	#3T/B 23	#3T/B 24
MMR	—	—	—	—	1.70	3.80	3.80	1.70
第1泥質部	0.51	1.49	0.94	0.00	4.61	5.35	3.75	3.30
互層部	5.55	5.88	6.31	5.97	5.44	4.61	5.17	6.19
第2泥質部	2.24	2.86	2.83	2.49	2.87	3.07	3.47	3.02
細粒砂岩層	1.29	1.50	1.28	1.53	1.62	1.02	0.87	1.29
第3泥質部	1.97	1.12	1.39	1.56	1.00	1.57	1.91	1.36
粗粒砂岩層	0.56	0.80	0.59	0.50	0.71	0.41	0.56	0.72

図9-3 3号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚



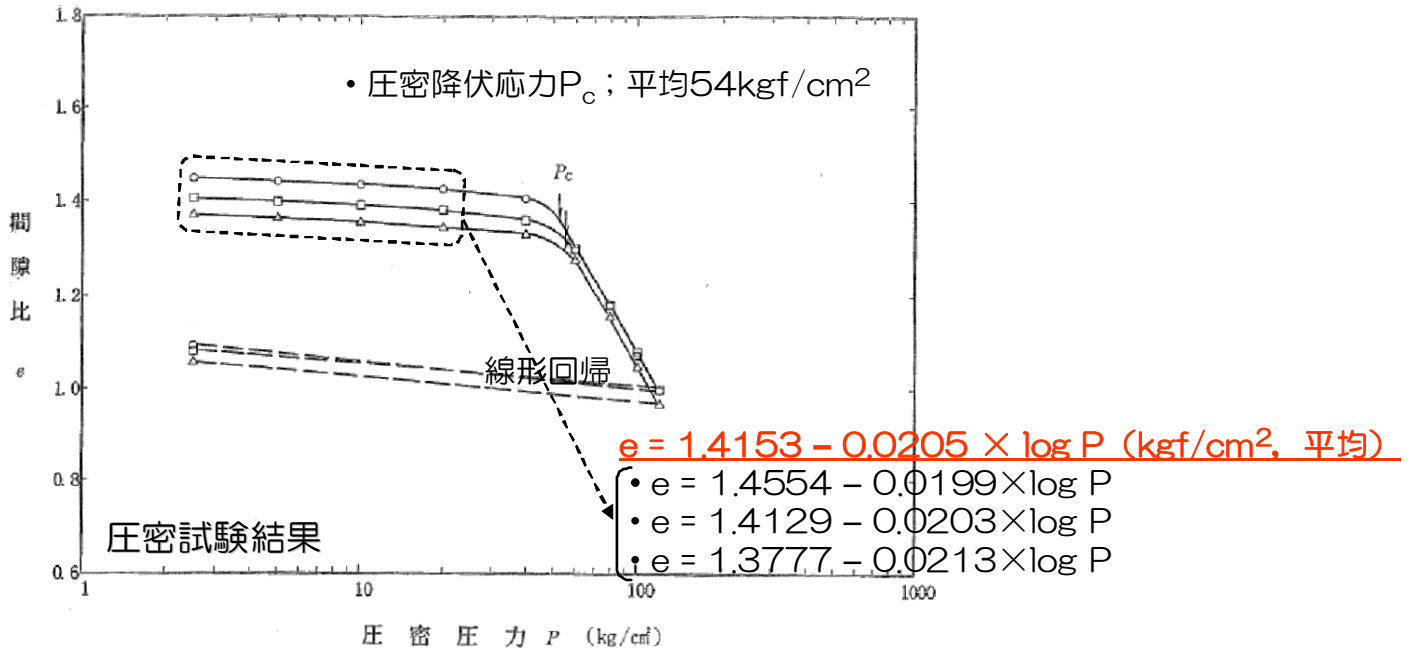
土層厚 (m)	#4R/B 25	#4R/B 26	#4R/B 27	#4R/B 28	#4T/B 29	#4T/B 30	#4T/B 31	#4T/B 32
MMR	4.90	4.90	4.90	4.90	2.86	3.72	3.72	2.86
第1泥質部	—	—	—	—	1.87	3.48	1.33	0.54
互層部	—	0.91	—	—	6.08	5.21	5.65	5.64
第2泥質部	3.09	3.24	3.25	1.60	3.09	3.50	3.56	3.65
細粒砂岩層	1.32	1.36	1.65	1.28	1.31	0.99	0.87	0.33
第3泥質部	1.52	1.41	1.76	2.46	1.37	1.96	1.96	3.42
粗粒砂岩層	0.91	1.15	1.22	1.15	0.93	0.66	1.01	1.06

図9-4 4号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚

### 3.1.4 地盤物性値の設定

地盤物性値については既往の調査結果(福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書等)に基づき設定した。

なお、泥質部の変形特性(e-logP関係)については、圧密試験結果を線形近似し、設定した(図10参照)。



※ 「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」より抜粋，一部加筆

図10 泥質部の変形特性(e-logP関係)の線形近似結果

### 3.2 有効応力増分 $\Delta \sigma'$ の算定

3.1 により設定した計算条件に基づき、現状 ((d)震災後) および地下水位低下後 ((e)陸側遮水壁造成後) それぞれについて、算定地点における各地層の全応力  $\sigma$ 、間隙水圧  $u$ 、有効応力  $\sigma'$  ならびに有効応力増分  $\Delta \sigma'$  を算定した。

全応力分布、間隙水圧分布、有効応力分布を比較した算定結果例 (3号機原子炉建屋の地点「17」) を図11に示す。

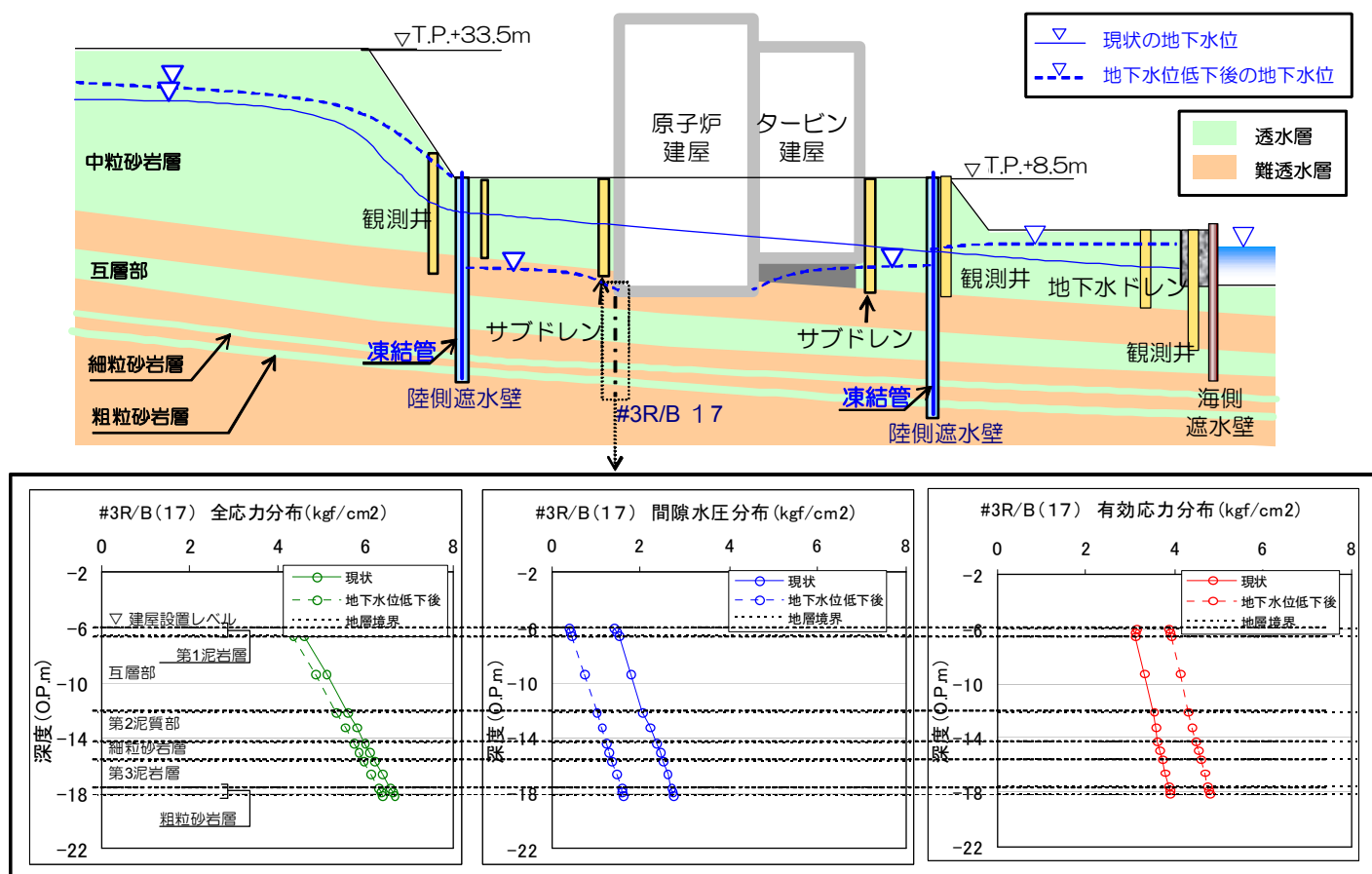
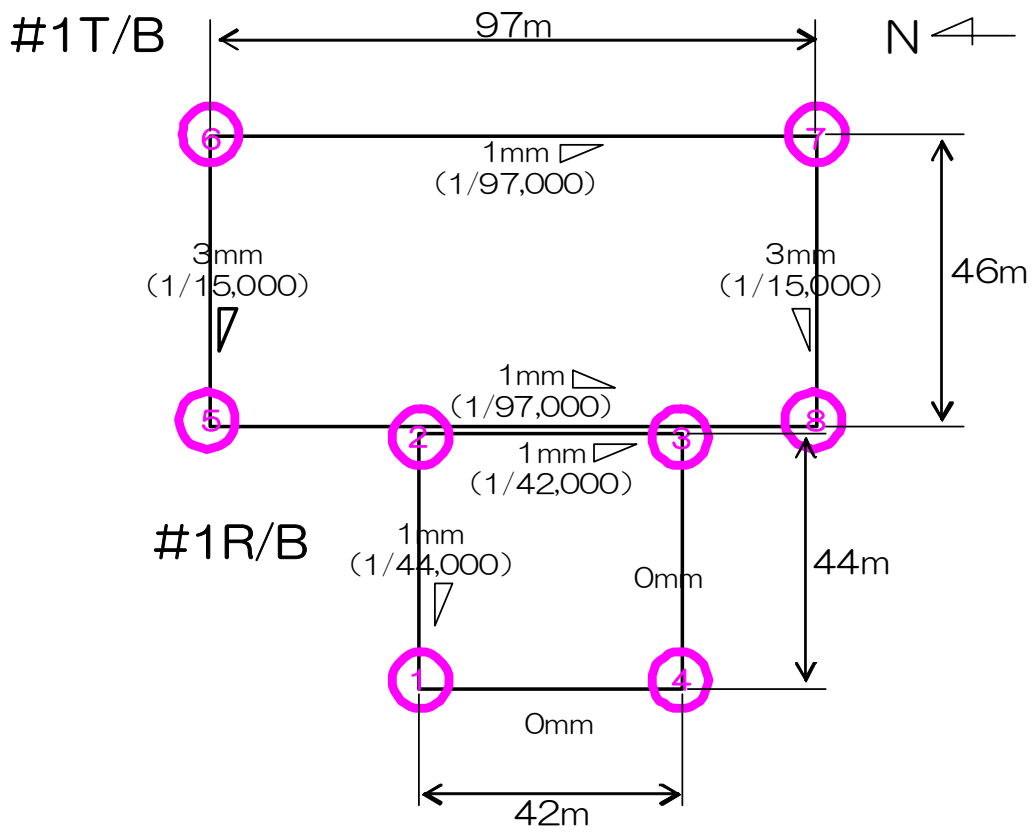


図 1 1 全応力分布、間隙水圧分布、有効応力分布を比較した計算結果例 (3号機原子炉建屋の地点「17」)

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。  
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下記に基づき換算する。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

### 3.3 沈下量の算定

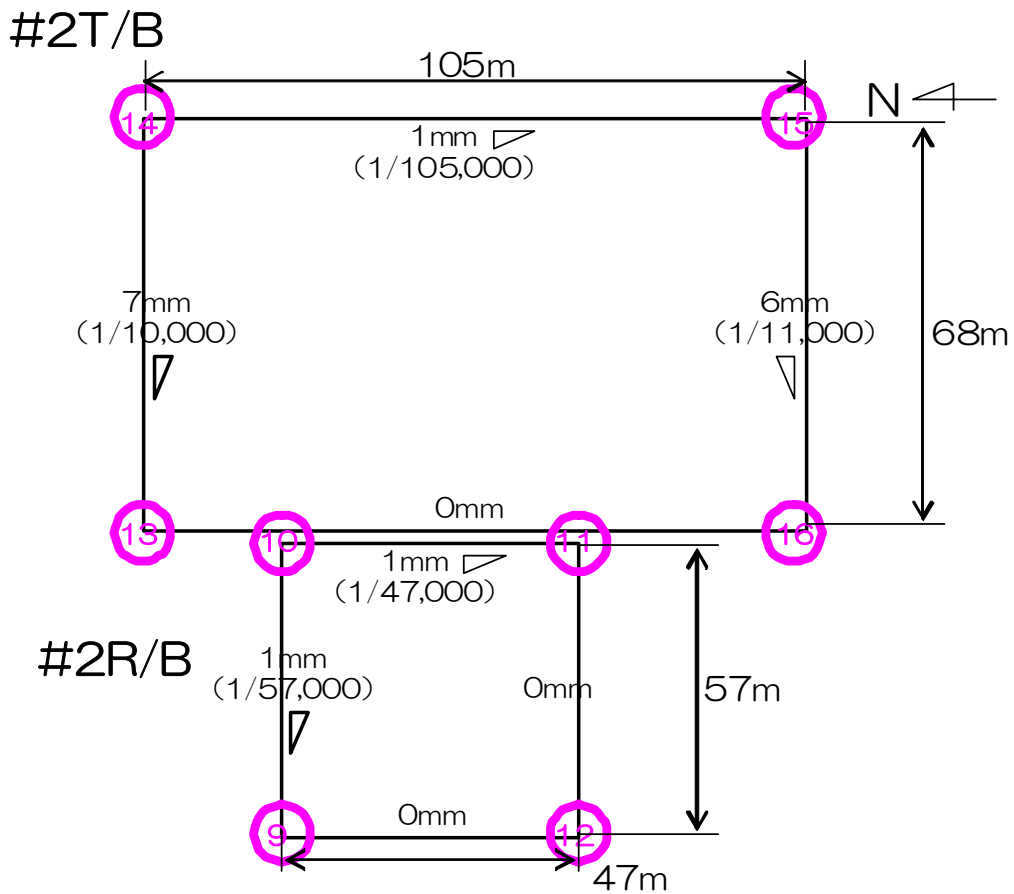
1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量算定結果および基礎底面の傾斜を図12-1～12-4に示す。



沈下量 (mm)	#1T/B 5	#1T/B 6	#1T/B 7	#1T/B 8
合計	-13	-10	-11	-14
第1泥質部	-6	-5	-5	-6
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-3	-2	-2	-3
第2泥質部	-2	-1	-2	-2
細粒砂岩層	0	0	0	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

沈下量 (mm)	#1R/B 1	#1R/B 2	#1R/B 3	#1R/B 4
合計	-9	-8	-9	-9
第1泥質部	-3	-3	-3	-3
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-2	-2	-2	-2
第2泥質部	-1	-1	-1	-1
細粒砂岩層	-1	0	-1	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

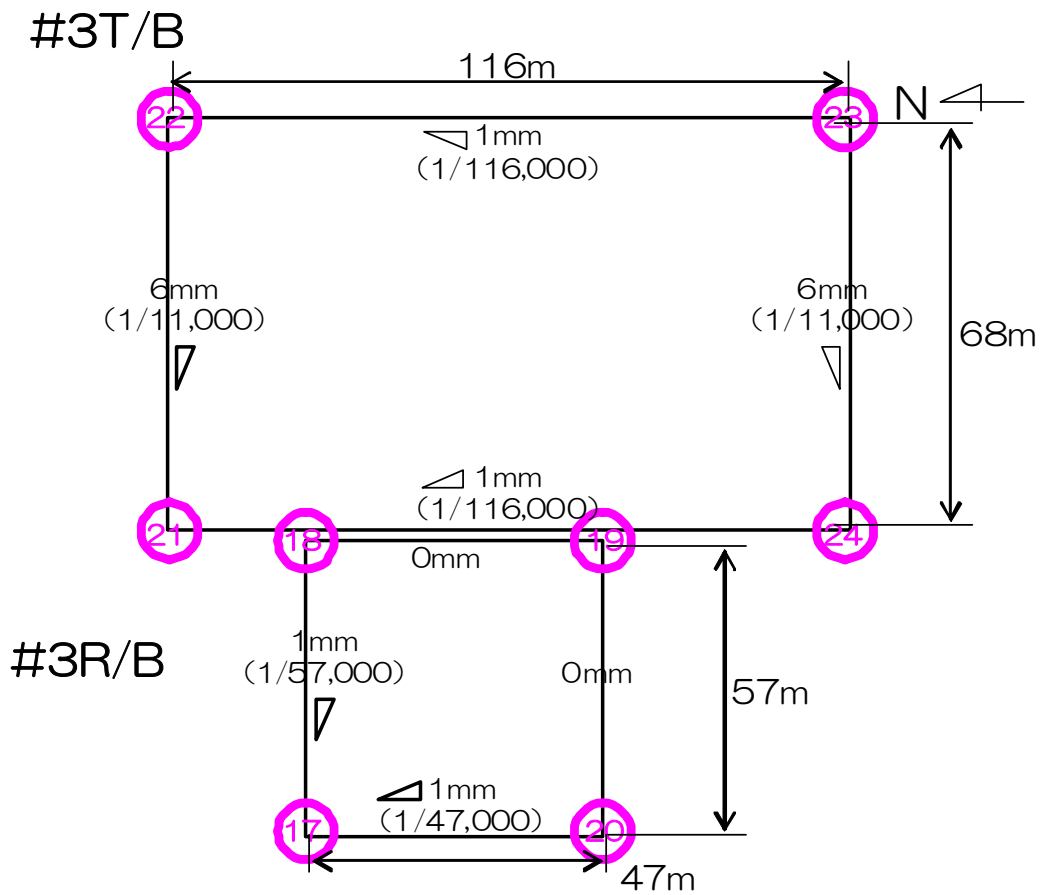
図 1 2 - 1 1号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜



沈下量 (mm)	#2T/B 13	#2T/B 14	#2T/B 15	#2T/B 16
合計	-16	-9	-10	-16
第1泥質部	-7	-3	-4	-7
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-4	-2	-2	-3
第2泥質部	-2	-2	-2	-3
細粒砂岩層	-1	0	-1	-1
第3泥質部	-1	-1	0	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

沈下量 (mm)	#2R/B 9	#2R/B 10	#2R/B 11	#2R/B 12
合計	-8	-7	-8	-8
第1泥質部	-1	-1	-1	0
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-3	-2	-2	-3
第2泥質部	-1	-1	-2	-2
細粒砂岩層	-2	-1	-1	-2
第3泥質部	0	-1	-1	0
粗粒砂岩層	0	0	0	0

図 1 2 - 2 2号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜

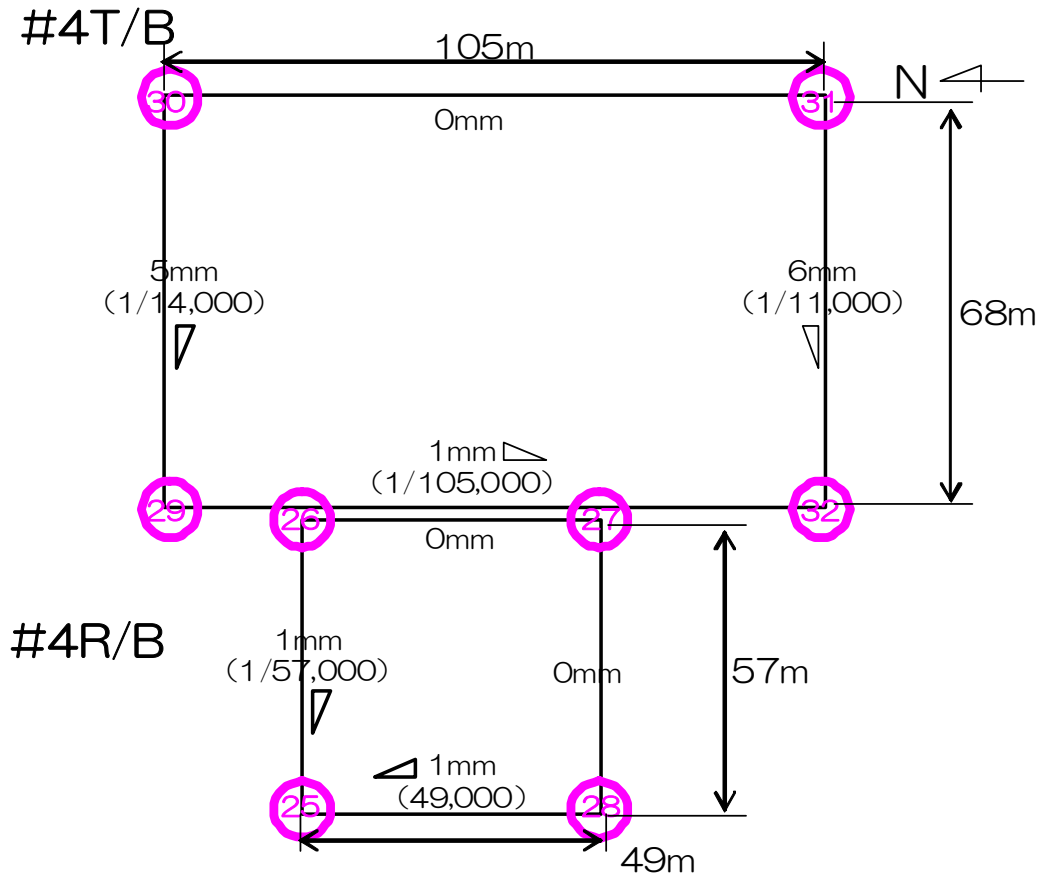


沈下量 (mm)	#3T/B 21	#3T/B 22	#3T/B 23	#3T/B 24
合計	-16	-10	-9	-15
第1泥質部	-6	-4	-3	-5
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-4	-2	-2	-4
第2泥質部	-3	-2	-2	-3
細粒砂岩層	-1	0	0	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

沈下量 (mm)	#3R/B 17	#3R/B 18	#3R/B 19	#3R/B 20
合計	-9	-8	-8	-8
第1泥質部	0	-1	-1	0
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-3	-2	-2	-3
第2泥質部	-2	-2	-2	-2
細粒砂岩層	-1	-1	-1	-1
第3泥質部	-2	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

図 1 2 - 3 3号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜





沈下量 (mm)	#4T/B 29	#4T/B 30	#4T/B 31	#4T/B 32
合計	-14	-9	-9	-15
第1泥質部	-3	-3	-1	-1
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-4	-2	-3	-4
第2泥質部	-3	-2	-3	-4
細粒砂岩層	-1	0	0	0
第3泥質部	-1	-1	-1	-4
粗粒砂岩層	-1	0	0	-1

沈下量 (mm)	#4R/B 25	#4R/B 26	#4R/B 27	#4R/B 28
合計	-6	-5	-5	-5
第1泥質部	-	-	-	-
互層部(砂岩)	-	0	-	-
互層部(泥岩)	-	0	-	-
第2泥質部	-3	-2	-2	-1
細粒砂岩層	-1	-1	-1	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-2
粗粒砂岩層	-1	-1	-1	-1

図 1 2 - 4 4号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜

#### 4 建屋基礎地盤の沈下量の評価

各建屋の基礎底面の傾斜（最大値）および各種基準に示される目安値<sup>※</sup>を整理し、表4に示す。各建屋の基礎底面の傾斜（最大値）は、同目安値以下であることから、建屋基礎の安定上問題ないものと評価した。

また、「鉄筋コンクリート造の建物に構造的な障害が発生する限度角となる変形角の目安値」に対して余裕があることから、現状の建屋構造に有意な変化が生じることはなく、建屋構造部材や現状の滞留水管理に有害な影響を与えないものとする。

※ 目安値

①基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド（平成25年6月原子力規制委員会）

；発電用軽水炉型原子炉施設の各建物及び構築物の基礎底面の傾斜に対する目安値

②建築基礎構造設計指針（日本建築学会）

；鉄筋コンクリート造の建物に構造的な障害が発生する限度角となる変形角の目安値

表4 各建屋基礎底面の傾斜の最大値および各種基準に示される目安値

		基礎底面の傾斜 (最大)	評価① (安定性評価に係る審査ガイド)	評価② (建築基礎構造設計指針)
			【目安値】 1/2,000	【目安値】 1/1,000~1/500
原子炉 建屋	1号機	1/42,000	OK	OK
	2号機	1/47,000	OK	OK
	3号機	1/47,000	OK	OK
	4号機	1/49,000	OK	OK
タービン 建屋	1号機	1/15,000	OK	OK
	2号機	1/10,000	OK	OK
	3号機	1/11,000	OK	OK
	4号機	1/11,000	OK	OK

山側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

1 はじめに

陸側遮水壁は、地盤中に凍結管を約1m間隔で設置し、凍結管内に-30℃のブライン（冷却材）を循環させて凍結管周囲の地盤を凍結して造成する。建屋周辺の地盤中には、トレンチ・配管・排水路等の埋設物が存在し、埋設物が陸側遮水壁を横断する箇所では、埋設物の周囲の地盤を巻き込んで陸側遮水壁を造成する。陸側遮水壁を横断する埋設物周辺の施工にあたっては、埋設物を図面・試掘・現地調査で確認し、構造形式、内容物、埋設物内部の状況を整理した上で、埋設物の幅・機能に応じて、適切な施工方法を選定する。

1.1 陸側遮水壁の施工手順

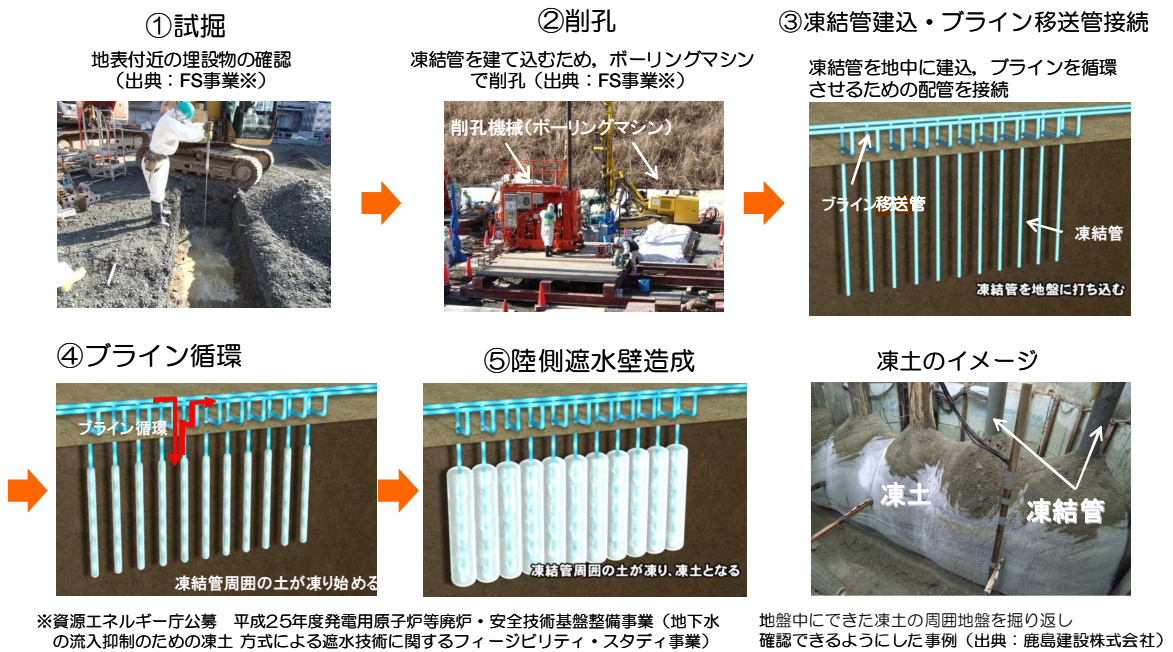


図1 陸側遮水壁の施工手順イメージ

## 1.2 埋設物の種類

建屋周辺の地盤中には、建屋間を連絡する電気・通信ケーブルや配管を内包するトレンチおよび雨水用の排水路等の埋設物が存在する。

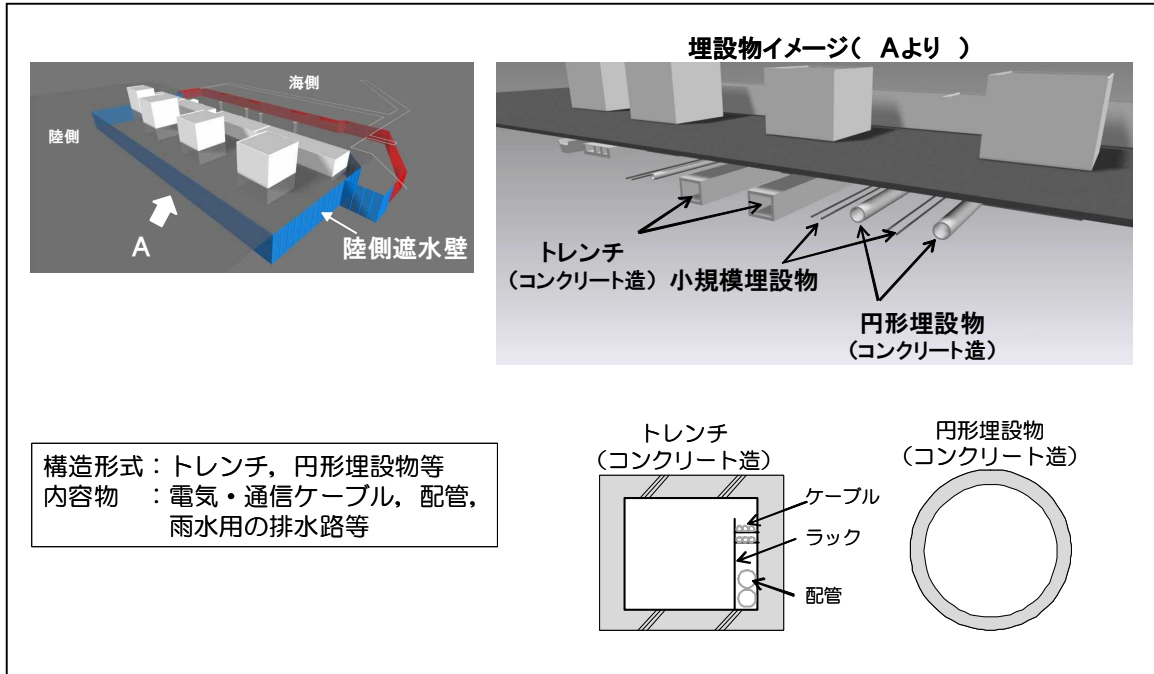


図2 埋設物のイメージ

## 2 埋設物に対する施工方法

陸側遮水壁の凍結管は、一般部では約1m間隔で1列に設置することから、幅1m程度以下の埋設物が横断する箇所では、凍結管の設置間隔を微調整することで干渉を回避することができる。しかし、幅1m程度以上の埋設物が横断する箇所では、干渉を回避すると凍結管の間隔が広がるため、十分な凍結効果が得られず、凍結管の間に未凍結部分が生じるおそれがある。このような埋設物の横断箇所においては、埋設物を貫通して凍結管を設置する貫通施工や、埋設物の軸方向に複数の凍結管を設置する複列施工を用いて、埋設物周囲の地盤を巻き込んで凍結する。

### 2.1 単列施工

一般部と同様の間隔で凍結管を設置し、埋設物周囲の地盤を巻き込んで凍結する。

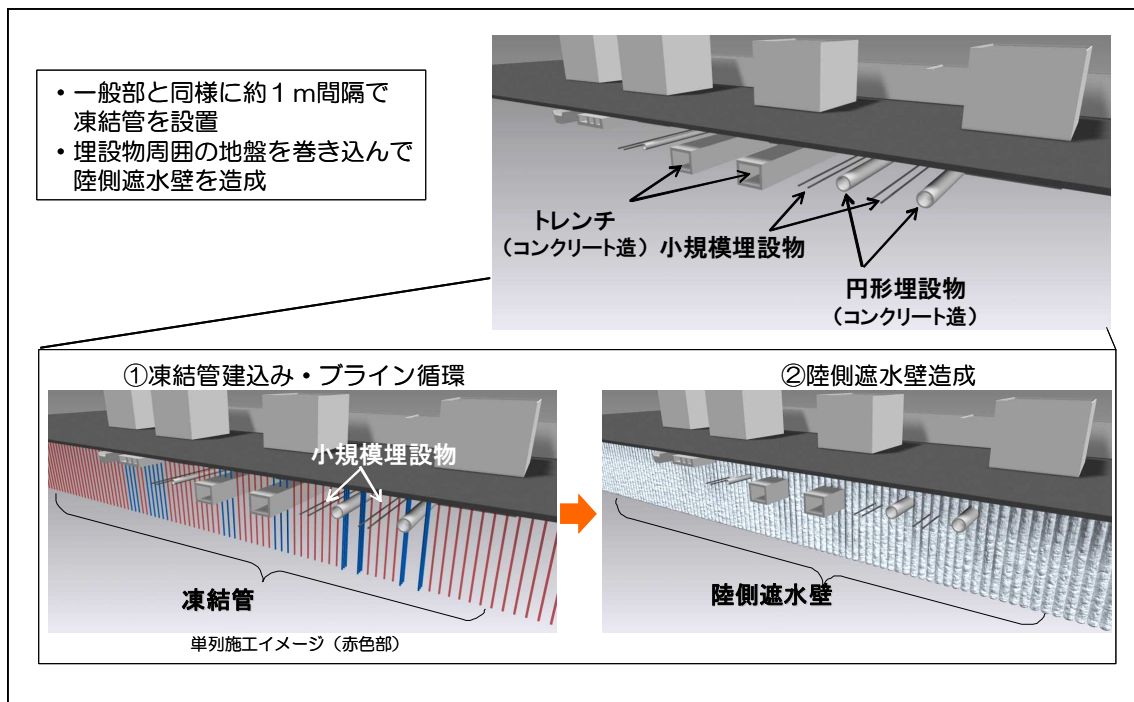


図3 単列施工のイメージ

## 2.2 貫通施工

- 埋設物の頂版・底版を切削・貫通して凍結管を設置し，埋設物周囲の地盤を巻き込んで陸側遮水壁を造成する。
- 埋設物の貫通は，埋設物内部等の状況により，単純貫通工法，内部充填工法，マルチステップ工法のいずれかを用いて施工する。

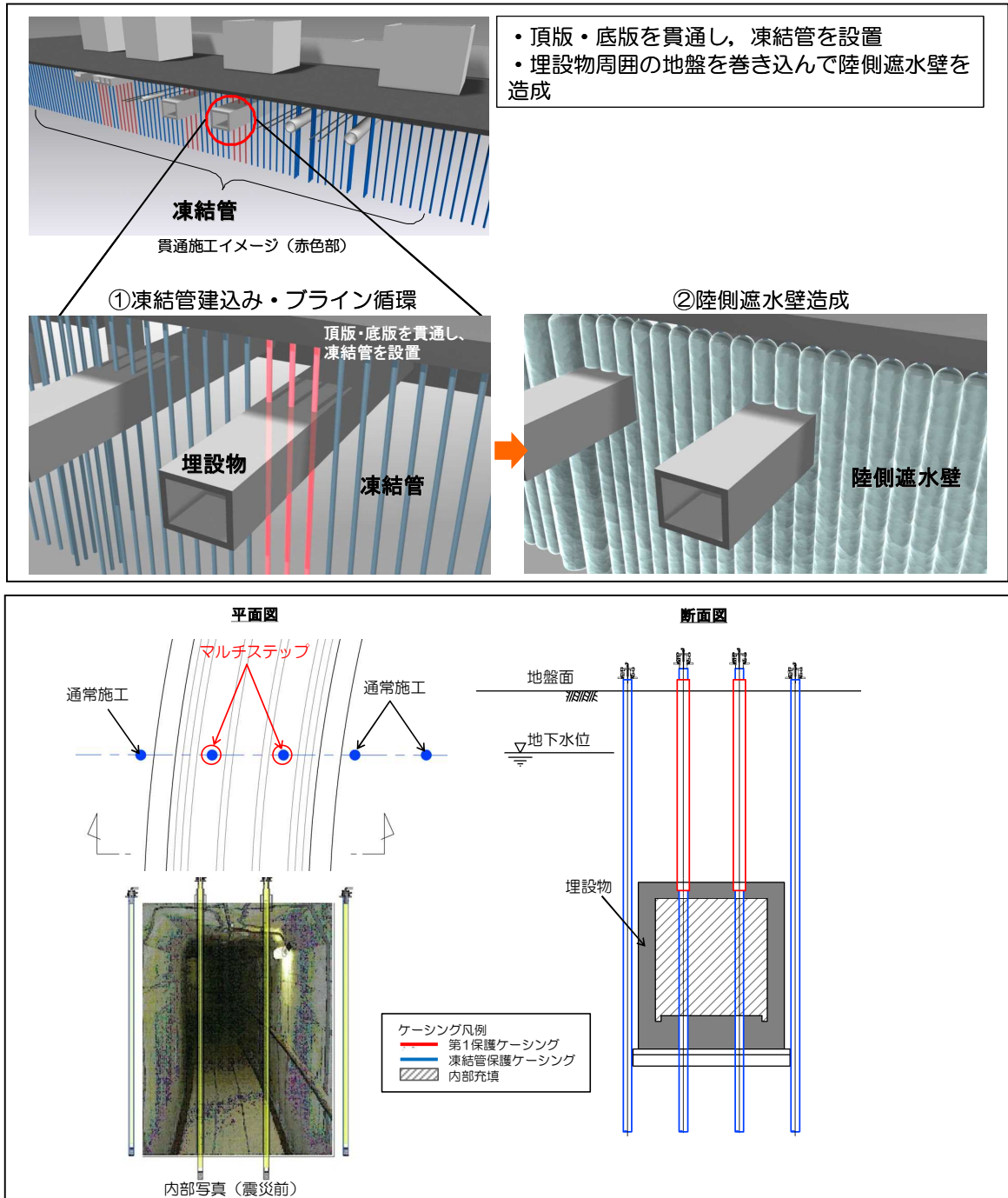


図4 貫通施工のイメージ

### 2.3 複列施工

埋設物の幅が1 m程度以上で、必要な埋設物内部の通水断面が貫通施工では確保できない箇所において、埋設物の軸方向に複数の凍結管を設置し、埋設物周囲の地盤を巻き込んで陸側遮水壁を造成する。

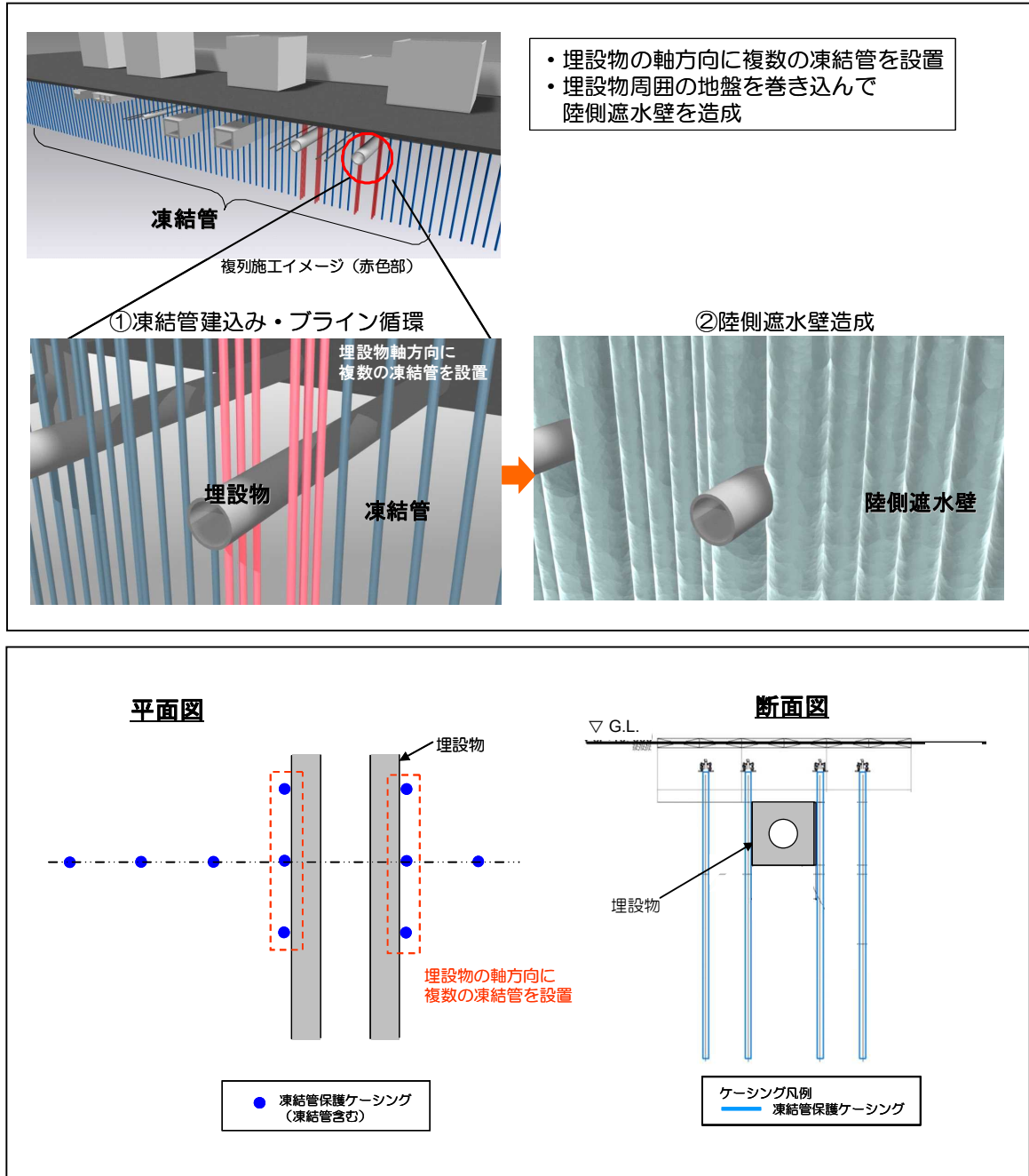


図5 複列施工のイメージ



### 3 貫通施工の基本方針

#### 3.1 貫通施工の種類と施工パターン

##### 3.1.1 貫通施工の種類

- 単純貫通工法 : ボーリング工法を用いて埋設物を単純に貫通する施工方法
- 内部充填工法 : 内部充填により貫通箇所の水密性を確保し、ボーリング工法を用いて埋設物を貫通する施工方法
- マルチステップ工法 : マルチステップ(多段式)ボーリング工法を用いて貫通箇所において漏えい防止の水密性を確保し、埋設物を貫通する施工方法

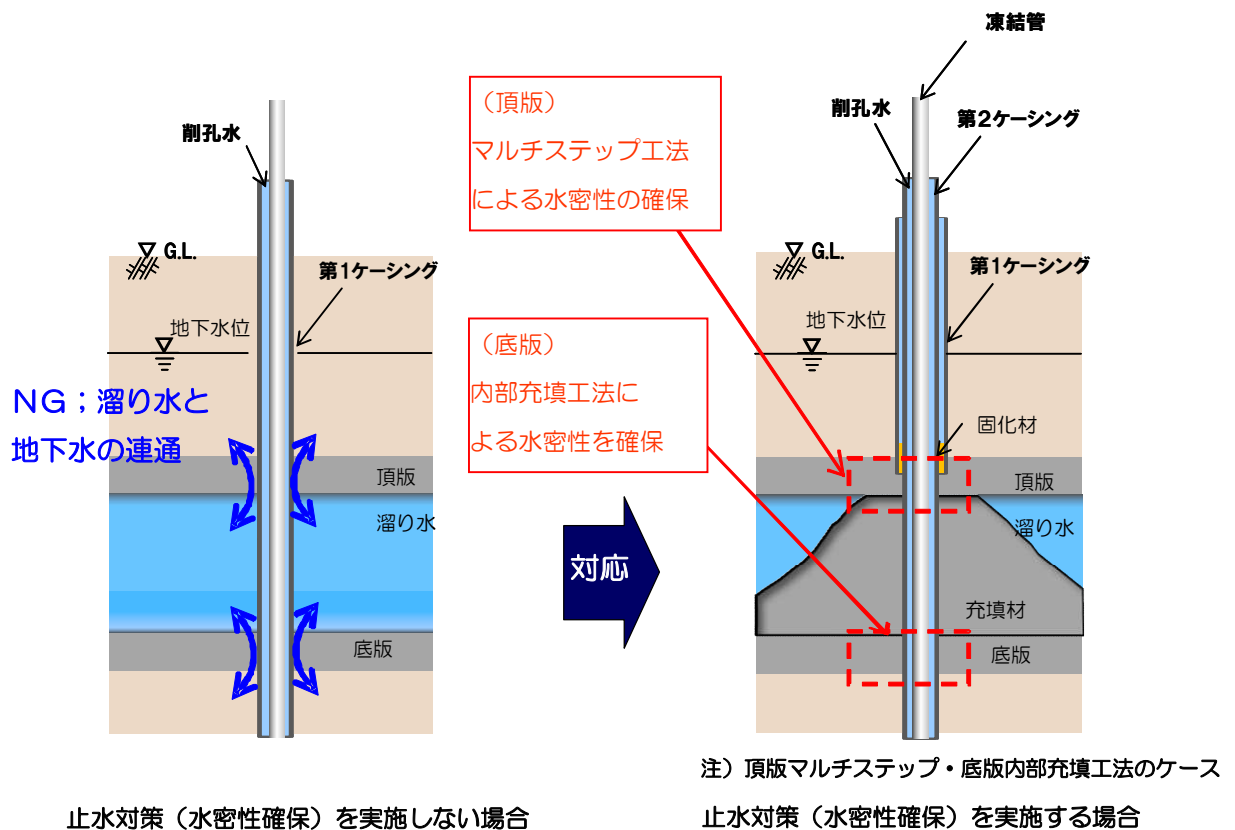
貫通箇所の水密性の確保は、埋設物の頂版はマルチステップ工法、底版は内部充填工法を用いる。ただし、内部の通水を確保する必要がある排水路の底版においては、マルチステップ工法を用いて貫通箇所の水密性を確保する。

### 3.2 貫通施工における水密性の確保

#### 3.2.1 貫通施工時の留意事項

貫通施工を行う際には、以下について留意する。

留意事項	対応
埋設物内の溜り水と地下水の連通の防止	水密性の確保（内部充填工法・マルチステップ工法の適用）
OF ケーブル（Oil Filled, ケーブル油含む）や運用中の通信・制御ケーブルの損傷の防止	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ OF ケーブル；トレンチ内の位置確認，移動</li> <li>・ 通信・制御ケーブル；図面・現地確認により使用状況を確認，必要に応じて移動</li> </ul>



#### マルチステップ工法における水密性確保に関する成立性確認

マルチステップ工法による埋設物頂版・底版貫通施工時の水密性確保については、資源エネルギー庁公募「平成 25 年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業（地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフェージビリティ・スタディ事業）」により成立性が確認されている。

図 6 貫通施工時の留意事項

### 3.2.2 貫通施工の施工パターン

貫通施工は、以下の施工パターンの工法を用いて施工する。

#### (1) 頂版単純貫通・底版内部充填工法

埋設物周辺の地下水位が頂版より低く、かつ、貫通箇所の溜り水が自由水面を持つ場合に適用する。

#### (2) 頂版マルチステップ・底版内部充填工法

埋設物周辺の地下水位が頂版より高い場合、または、貫通箇所の溜り水が被圧されている場合（不明な場合を含む）に適用する。

#### (3) 頂版撤去・底版内部充填工法

浅部に設置されて掘削して頂版に開口部を設けることが可能な埋設物、または、頂版が蓋掛け構造の埋設物において、貫通箇所に溜り水が存在する場合に適用する。

#### (4) 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法

埋設物周辺の地下水位が頂版より低く、かつ、内部の溜り水が自由水面を持つ埋設物において、貫通箇所の通水を確保する必要がある場合（排水路を想定）に適用する。

#### (5) 頂版単純貫通・底版単純貫通工法

埋設物周辺の地下水位が底版より低く、かつ、貫通箇所に溜り水がない場合に適用する。

### 3.3.1 頂版単純貫通・底版内部充填工法

頂版単純貫通・底版内部充填工法の施工手順を図7に示す。

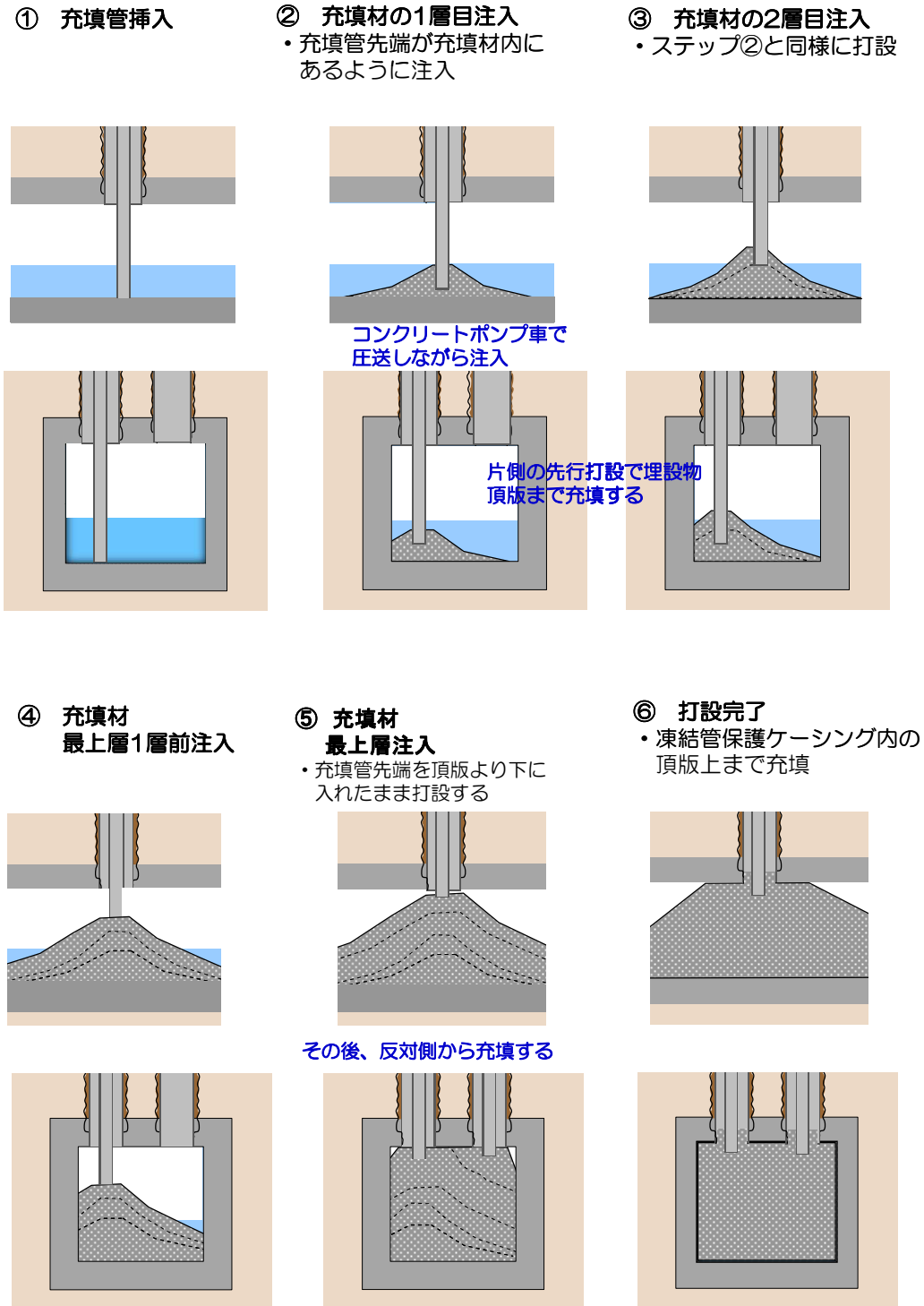
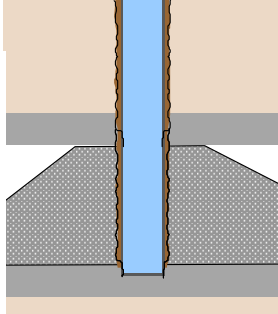


図7-1 頂版単純貫通・底版内部充填工法の施工手順（1）

⑦ 底版切込・水密性確認

- ・凍結管保護ケーシングで削孔
- ・底版切込後、ケーシングを少し引上げ、水密性確認



⑧ 底版貫通・地盤削孔

- ・凍結管保護ケーシングで底版を削孔貫通
- ・継続して、地盤を削孔

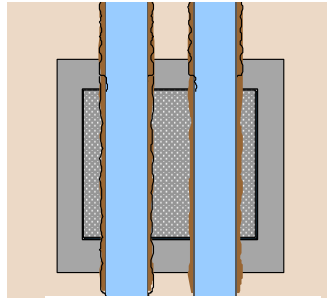
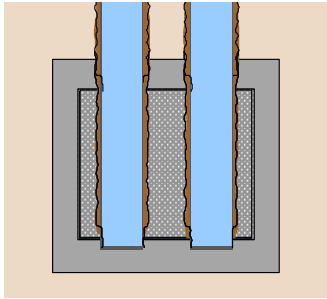
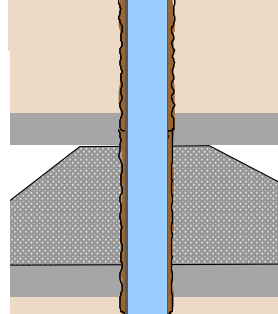


図 7 - 2 頂版単純貫通・底版内部充填工法の施工手順 (2)

### 3.3.2 頂版マルチステップ・底版内部充填工法

頂版マルチステップ・底版内部充填工法の施工手順を図8に示す。

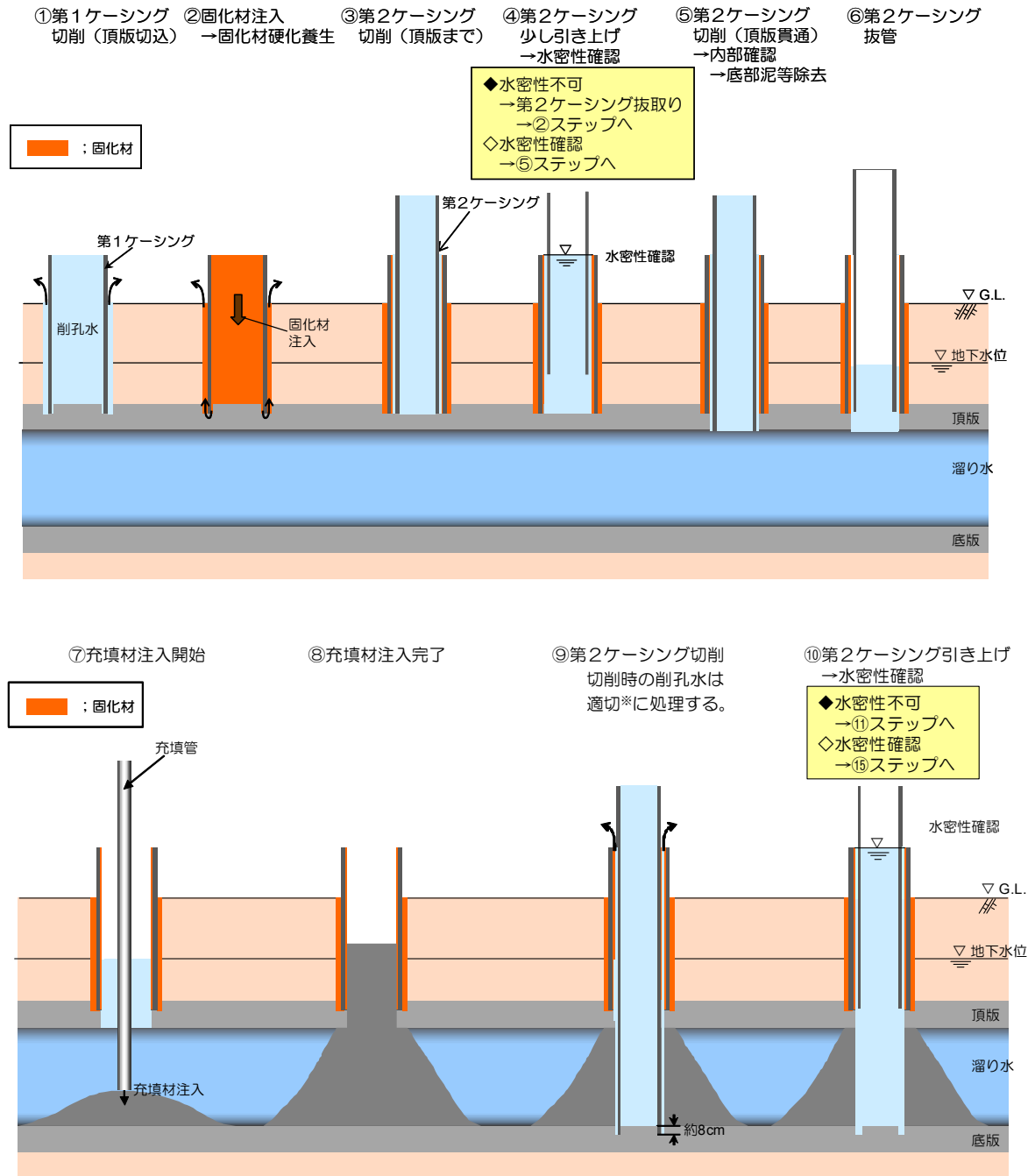
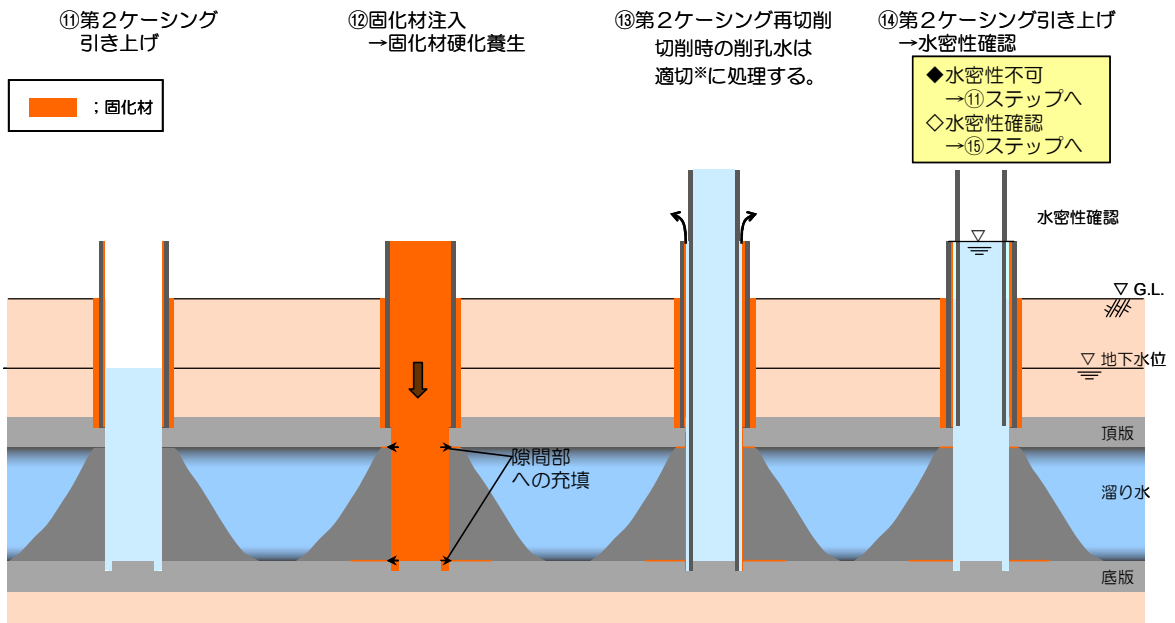


図8-1 頂版マルチステップ・底版内部充填工法の施工手順（1）



注) 同一の構造物における同一の手順の削孔には再利用する。  
また、放射性物質濃度を測定した上で、同程度の濃度以上の溜り水を有する構造物における同一手順の削孔にも再利用する。  
最終的に再利用できない余剰水は「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係わる実施計画」に記載の設備で処理する。

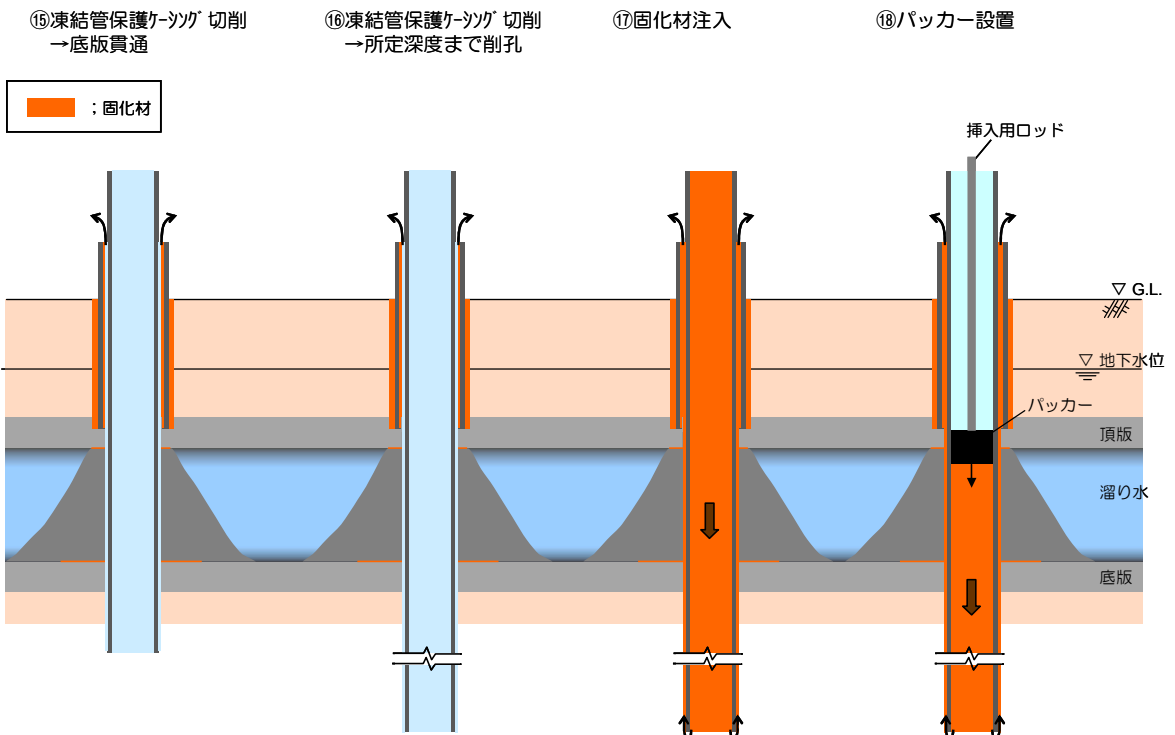


図 8 - 2 頂版マルチステップ・底版内部充填工法の施工手順 (2)

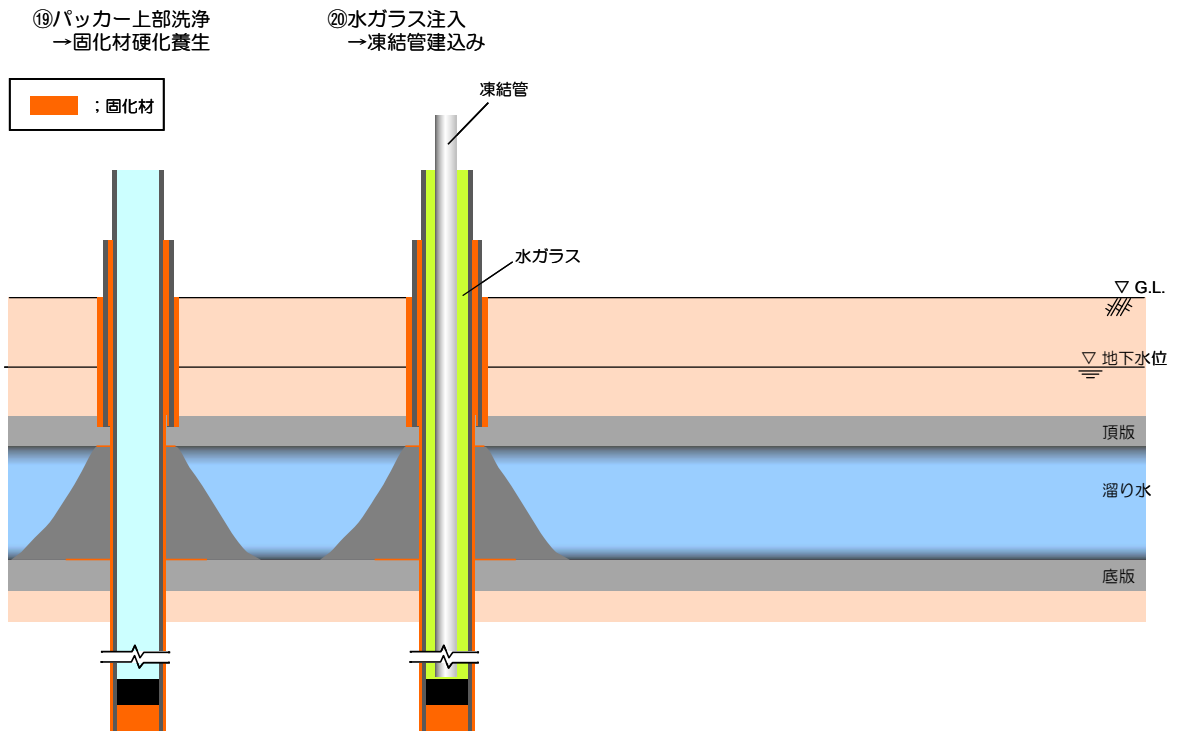


図 8 - 3 頂版マルチステップ・底版内部充填工法の施工手順 (3)

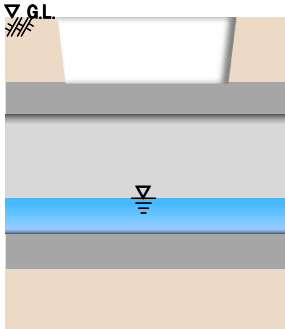


### 3.3.3 頂版撤去・底版内部充填工法

頂版撤去・底版内部充填工法の施工手順を図9に示す。

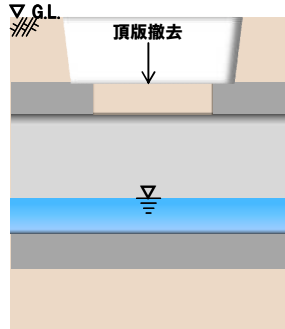
#### ① 埋設物上部地盤の掘削

- ・試掘により埋設物の位置を確認した上で、埋設物上部の地盤を掘削



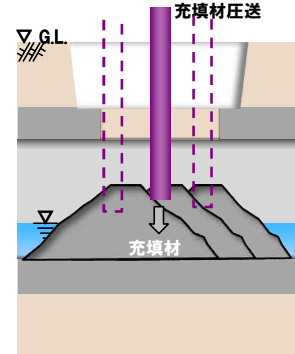
#### ② 頂版撤去

- ・頂版撤去後、内部状況を確認



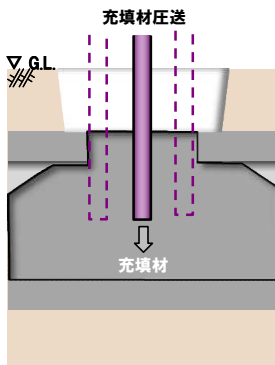
#### ③ 内部充填

- ・内部状況確認しながら、充填管を用いて開口部より均等に充填材を圧送



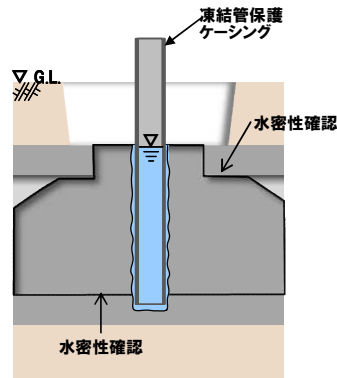
#### ④ 内部充填

- ・埋設物内部が均等に充填されていることを確認しながら、頂版上まで充填



#### ⑤ 底版切込・水張試験

- ・凍結管保護ケーシングで削孔
- ・頂版を切削後、ケーシングを少し引き上げ
- 水密性確認



#### ⑥ 底版貫通・地盤削孔

- ・水質確認後、凍結管保護ケーシングで底版貫通
- ・ケーシングで地盤を削孔

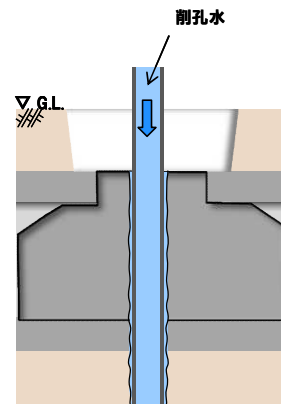


図9 頂版撤去・底版内部充填工法の施工手順

### 3.3.4 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法

頂版単純貫通・底版マルチステップ工法の施工手順を図10に示す。

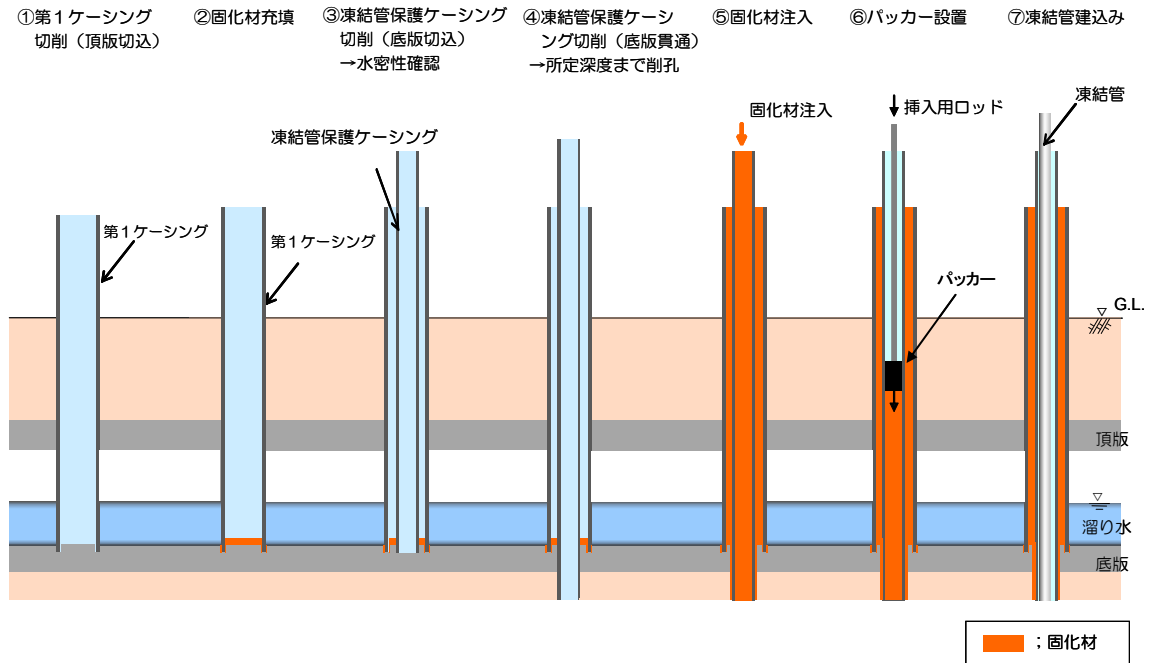


図10 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法の施工手順

### 3.3.5 頂版単純貫通・底版単純貫通工法

埋設箇所の水密性確保を必要としない箇所については、通常のボーリング削孔を用いて埋設物の頂版および底版を削孔する。

### 3.3.6 施工後の貫通箇所の水密性確認

#### (1) 排水路を除く埋設物

- ・埋設物内の溜り水および貫通箇所近傍地下水の水位・水質を測定し、貫通箇所の水密性確認を行う。

#### (埋設物内の溜り水)

貫通施工前後に埋設物内の溜り水の水位・水質を測定し、貫通箇所の漏えい有無を確認する。

＜確認時期＞・施工前：順次実施

- ・施工後：各年実施する「福島原子力発電所 1～4号機トレンチ内滞留水の点検」に、貫通施工を対象とする埋設物を追加して確認

#### (貫通箇所近傍地下水)

貫通箇所近傍<sup>※1</sup>地下水の水位・水質について測定する。Cs-137 または Sr-90 の放射性物質濃度が告示濃度限度<sup>※2</sup>を超えた場合は、調査頻度の増加等により原因を調査する。実施にあたっては、漏えい監視計画を作成した上で実施する。

＜確認時期＞・初回：溜り水水位より周辺地下水水位が低下する前に実施<sup>※3</sup>

- ・2回目以降：各年実施する「福島原子力発電所 1～4号機トレンチ内滞留水の点検」の点検時期に合わせて実施<sup>※4</sup>
- ・溜り水水位より周辺地下水水位が低下した時<sup>※5</sup>

- ※1 新たに観測井を設置する場合は、構造物の貫通箇所から地下水の流下方向で干渉物を避けた最短位置に可能な限り速やかに設置する。
- ※2 東京電力株式会社福島第一原子力発電所原子炉施設の保安及び特定核燃料物質の防護に関して必要な事項を定める告示に基づく周辺監視区域外の水中の濃度限度
- ※3 貫通施工箇所近傍の観測井を活用して確認する。なお、貫通施工箇所と観測井の離隔距離等の状況によっては、新たに観測井を設置し確認箇所を可能な限り速やかに変更する。但し、溜り水水位より周辺地下水水位が低下した後に観測井を変更した場合は、設置後速やかに水位・水質を測定する。
- ※4 初回から2回目の確認の期間が6ヶ月以上の間隔が空く場合は、追加の確認を実施する。
- ※5 溜り水水位より周辺地下水水位が低下する時期は、貫通箇所周辺の観測井等の水位データを活用して判断する。

(2)排水路

- ・地下水位など埋設物ごとの周辺状況に応じた方法で、水密性を確認する。

＜確認時期＞ 貫通施工後～凍結開始前

(排水路内の流況を踏まえて確認時期を確定する)

(3)漏えいが確認された場合の対応

- ・別途、変更申請を行う。

表1 施工後の排水路の貫通箇所における水密性の確認方法

設 備		確認方法	備 考
4-1	K排水路①	・水張り試験による貫通箇所周辺の水密性確認	・地下水位<底版標高
5-3	大芋沢排水路		・常時没水
7-3	K排水路②	・排水路内部点検による貫通箇所の湧水の有無確認	・底版標高<地下水位

#### 4 凍結防止措置

陸側遮水壁を横断する埋設物のうち、埋設物内部の凍結を防止する必要がある箇所では、以下に示す方法等により対応する。

##### 4.1 凍結管外周部に断熱材を設置する方法

凍結管外周部に断熱材を設置し、埋設物内部の凍結を防止する。

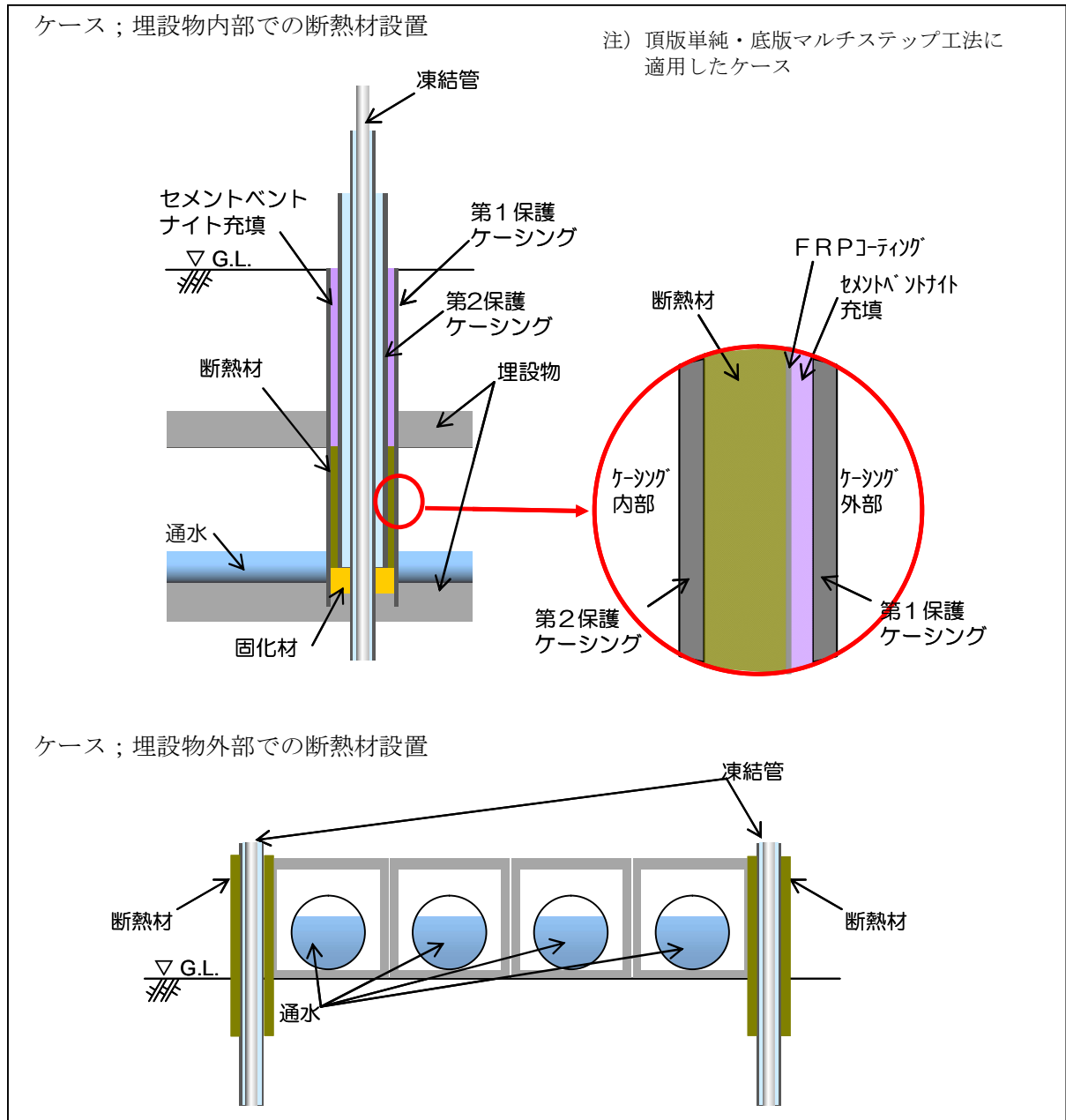


図 1 1 凍結管外周部への断熱材設置による凍結防止イメージ

#### 4.2 埋設物外周部に断熱材を設置する方法

埋設物外周部に断熱材を設置し，埋設物内側の凍結を防止する。

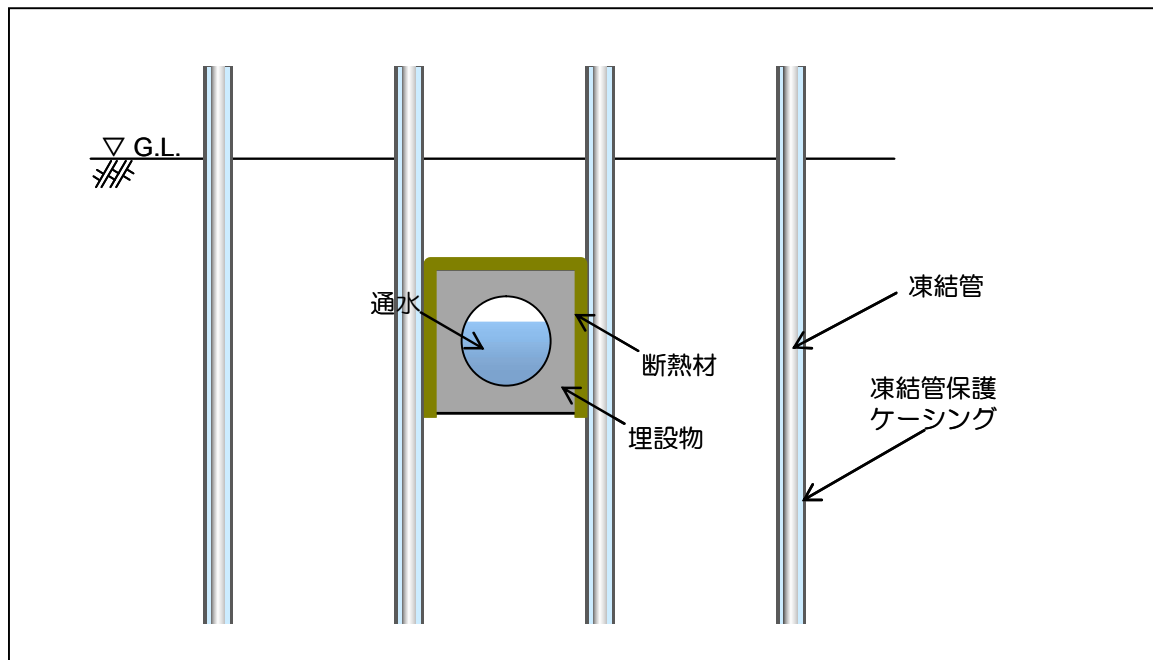


図 1 2 埋設物外周部への断熱材設置による凍結防止イメージ

5 山側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所

山側ライン上の凍結管（測温管含む）の貫通施工・複列施工の対象箇所を図1-3、表2に示す。また、それぞれ箇所での施工方法を図1-6に示す。

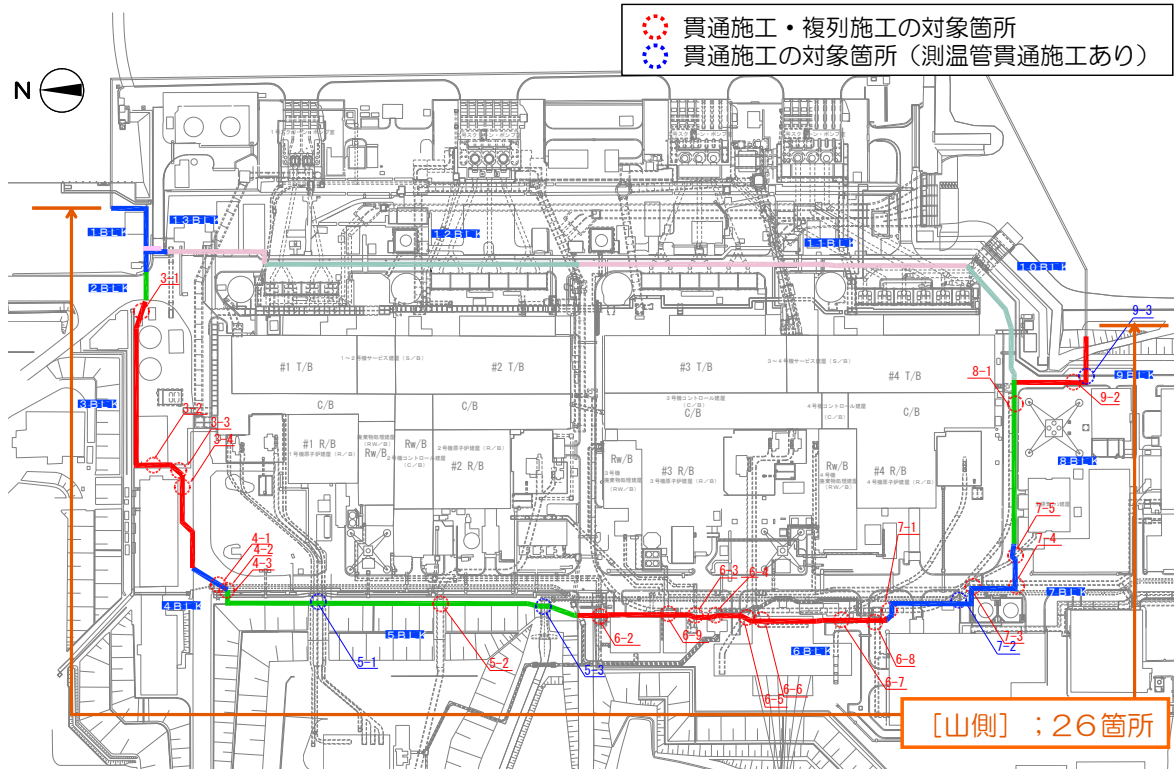


図1-3 貫通施工・複列施工の対象箇所

表2 貫通施工・複列施工の対象箇所

	構造物名	溜り水調査※4		貫通施工箇所での溜り水※4		調査時期	施工パターン	備考
		溜り水※3の有無	溜り水※1の区分	有無	自由水面・被圧			
3BLK	3-1 排水ヒューム管①	—※2	—	—	—	—	複列	
	3-2 水処理建屋～1号機T/B連絡ダクト①	有	C	—	—	H25.12	複列	
	3-3 水処理建屋～1号機T/B連絡ダクト②			—	—		複列	
	3-4 仮設ケーブルトレンチ	無	—	無	—	H26.12	複列	
4BLK	4-1 K排水路①	—※2	—	—	—	—	(頂版)単純 (底版)マルチステップ	
	4-2 ケーブルダクト	無	—	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)頂版撤去 (底版)単純	蓋がほぼ地上に位置している
	4-3 発電所西側ケーブルダクト	無	—	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)頂版撤去 (底版)単純	蓋がほぼ地上に位置している
5BLK	5-1 1号機電気ケーブルダクト	有	C	無	—	H23.12 ～H24.1 H25.12	(頂版)単純 (底版)単純	・起動用変圧器洞道 ・主要変圧器洞道 ・測温管貫通施工あり ・予備電源ケーブル洞道 ・コントロール洞道 ・測温管貫通施工あり
	5-2 2号機主変圧器ケーブルダクト	有	C	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)単純 (底版)単純	
	5-3 大芋沢排水路	—※2	—	—	—	—	(頂版)単純 (底版)マルチステップ	測温管貫通施工あり
6BLK	6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト	有	C	有	自由水面	H23.12 ～H24.1	(頂版・中床版)単純 (底版)内部充填	
	6-3 3号機オフガス配管ダクト(北側)	—	—	—	—	—	複列	
	6-4 1～4号機共用所内ポイラトレンチ	無	—	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)頂版撤去 (底版)単純	
	6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト	有	C	有	被圧	H23.12 ～H24.1	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト	有	C	有	被圧	H25.12	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト	有	C	有	被圧	H23.12 ～H24.1	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	6-8 2～4号機DG連絡ダクト①	有	C	無	—	H25.12	(頂版)単純 (底版)単純	
6-9 3号機活性炭ホールドアップ管路	無	—	無	—	H26.11	(頂版)単純 (底版)単純		
7BLK	7-1 2～4号機DG連絡ダクト②	有	C	有	被圧	H24.12	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	7-2 2～4号機DG連絡ダクト③					H24.12	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	測温管貫通施工あり
	7-3 K排水路②	—※2	—	—	—	—	(頂版)単純 (底版)マルチステップ	
	7-4 廃棄物系共通配管ダクト①	有	C	有	自由水面	H25.12	(頂版)頂版撤去 (底版)内部充填	
	7-5 廃棄物系共通配管ダクト②	有	C	有	自由水面	H26.11	(頂版)単純 (底版)内部充填	
8BLK	8-1 滞留水移送管	—※2	—	—	—	—	複列	
9BLK	9-2 配管ダクト	無	—	無	—	H26.10	(頂版)単純 (底版)単純	
	9-3 集中ラド側カルパート	無	—	無	—	H26.10	(頂版)単純 (底版)単純	測温管貫通施工あり

※1 貫通施工に関する溜り水の区分(放射性物質濃度(Cs))

- A: 1.0 × 10<sup>6</sup>Bq/L以上
- B: 1.0 × 10<sup>4</sup>Bq/L以上～1.0 × 10<sup>6</sup>Bq/L未満
- C: 1.0 × 10<sup>4</sup>Bq/L未満

今後の陸側遮水壁貫通施工に伴う調査により上記区分のA、Bに相当する溜り水が確認された場合は、溜り水の除去の計画を検討の上、実施する。

※2 排水設備および滞留水移送管

排水設備については雨水や地表水が流れる構造である。

※3 上表で溜り水「無」の埋設構造物内に、貫通施工前の調査によって溜り水を有することが確認された場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。ただし、測定の結果、明らかに雨水由来あるいは地下水由来の水と推定される場合については報告する。

※4 貫通施工を行う埋設構造物の貫通施工中に埋設構造物内の溜り水の水位が大きく変動した場合など、溜り水の漏えいを防止する観点で、上表の施工パターンを変更する必要がある場合には直ちに工事を中止し、別途変更申請を行う。

注1) 「6-1 2～3号機共用所内ポイラトレンチ」については、現地調査等により溜り水がないこと、また、現状使用しておらず今後とも使用しないことを確認したため、陸側遮水壁ラインと干渉する部分を撤去することとした。

これに伴い「貫通施工・複列施工の対象箇所」から除外した。

注2) 「8-2 排水ヒューム管②」及び「9-1 排水ヒューム管③」については、現地調査等により単列施工にて対応可能であることを確認したため、「貫通施工・複列施工の対象箇所」から除外した。



6 貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物からの溜り水漏えいについて

貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物に対して貫通施工を行う下記の8箇所については、溜り水水位と地下水位の関係で2種類の貫通施工方法を選択する。

建屋のひび割れ部において建屋内部の滞留水の水頭に対して外部の地下水の水頭が高い場合には、建屋外部から内部への移流が支配的となる。同様に、埋設物の貫通施工が完了した箇所において万一水密性が損なわれた場合、埋設物内の溜り水の調査結果から、溜り水の水頭よりも構造物周辺地下水の水頭が高くなる状態では、地下水が埋設物内に流入する“移流”が支配的となり、埋設物から溜り水が漏えいすることはない。一方、溜り水水頭よりも構造物周辺地下水の水頭が低くなる状態となり、万一貫通箇所の水密性が損なわれて溜り水が漏えいした場合においても、解析から得られた放射性物質濃度の上昇幅を、貫通箇所周辺地下水（震災以降に設置したサブドレンピット・観測井）の放射性物質濃度に加えた値が告示濃度限度以下であることから、周辺環境に与える影響はないものと考えられる（6.2 参照）。

表3 貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物の貫通施工方法

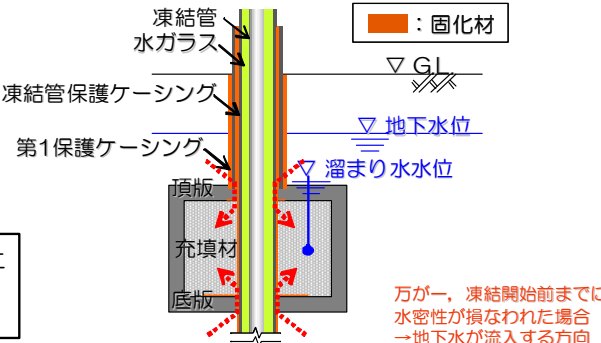
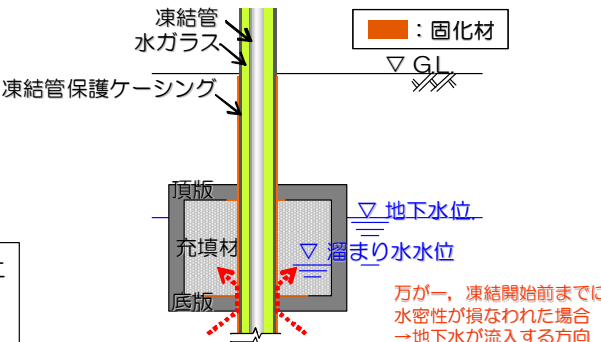
対象貫通箇所	貫通施工方法
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト</li> <li>• 6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト</li> <li>• 6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト</li> <li>• 7-1 2~4号機DG連絡ダクト②</li> <li>• 7-2 2~4号機DG連絡ダクト③</li> </ul> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;">                     以下の施工方法により溜り水の漏えいを防止                      頂版：マルチステップ工法                      底版：内部充填工法                 </div>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト</li> <li>• 7-4 廃棄物系共通配管ダクト①</li> <li>• 7-5 廃棄物系共通配管ダクト②</li> </ul> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;">                     以下の施工方法により溜り水の漏えいを防止                      頂版：単純貫通工法または頂版撤去                      底版：内部充填工法                 </div>	

表4 貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物の溜り水水位と地下水位

対象貫通箇所	貫通施工方法	溜り水水位（測定時期）	地下水位※（測定時期）
6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト	頂版・中床版 ：単純貫通 底版：内部充填	T. P. +4.96m (平成24年1月)	T. P. +5.1m (地下水位観測孔B孔 平成24年12月20日)
6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト	頂版：マルチステップ 底版：内部充填	T. P. +5.16m (平成24年1月)	T. P. +6.4m (サブドレンNo.45 平成24年4月18日)
6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト		T. P. +6.28m (平成25年12月)	
6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト		T. P. +5.81m (平成24年1月)	
7-1 2～4号機DG連絡ダクト②		T. P. +4.69m (平成24年12月)	
7-2 2～4号機DG連絡ダクト③			
7-4 廃棄物系共通配管ダクト①	頂版：頂版撤去 底版：内部充填	T. P. +5.74m (平成25年12月)	
7-5 廃棄物系共通配管ダクト②	頂版：単純貫通 底版：内部充填	T. P. +5.99m (平成26年11月)	

※：地下水位については貫通箇所近傍のサブドレン・地下水位観測孔の震災後の観測値（既往最低）より保守的に推定した。

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

#### 6.1 施工時の確認事項

上記の8箇所のうち2～4号機DG連絡ダクトを除く6箇所については、貫通施工を開始する前に、過去1年程度以内の測定結果を用いて当該埋設物の「溜り水水位 ≤ 地下水位」の確認、および、放射性物質濃度（Cs）が至近の測定データに対して有意に上昇していないこと（桁数オーダーで上昇していないこと）を確認した上で、当該箇所の貫通施工を実施する。なお、頂版の貫通施工後にも当該埋設物内の溜り水の水位計測を行い「溜り水水位 ≤ 地下水位」の確認を行った上で、その後の施工を実施する。

2～4号機DG連絡ダクトについては、自由水面を持つ箇所にアクセス出来ないことから、マルチステップにて頂版貫通を行った後に、水位および水質を計測し当該埋設物の「溜り水水位 ≤ 地下水位」の確認、および、放射性物質濃度（Cs）が至近の測定データに対して有意に上昇していないこと（桁数オーダーで上昇していないこと）を確認する。

上記条件を逸脱する計測・調査結果が得られた場合には別途変更申請を行う。

また、上記 8 箇所以外の埋設物貫通箇所については、貫通施工前に溜り水の有無を調査し、溜り水を有することが確認された場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。ただし、測定の結果、明らかに雨水由来あるいは地下水由来の水と推定される場合については報告する。

また、貫通施工を行う埋設物の貫通施工中に埋設物内の溜り水の水位が大きく変動した場合など、溜り水の漏えいを防止する観点で、表 2 記載の施工パターンを変更する必要性が生じた場合には直ちに工事を中止し、別途変更申請を行う。

## 6.2 溜り水を有する埋設物の貫通箇所から漏えいが生じた場合の影響

溜り水を有する埋設物の貫通箇所については、貫通箇所から溜り水の漏えいを生じさせない対策として、施工時に内部充填、水密性確認により水密性を確保するが、万一貫通箇所の水密性が損なわれた場合を仮定して、周辺地下水への影響を評価した。

影響の評価にあたり、貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物に対して貫通施工を行う 8 箇所について水質調査を実施した結果、「6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト」の放射性物質濃度（Cs-137, 全β）が最も高かった（表 5 参照）。このため、「6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト」について、一次元核種移流拡散解析を用いて、貫通箇所から漏えいした溜り水が地下水を移流し地下水の流れ方向に位置する地点に到達した場合の核種の移流時間、濃度上昇幅を解析した結果、貫通箇所から流れ方向に 1 m 離れた地点における地下水の放射性物質濃度の上昇幅は Cs-137 で 1.4Bq/L, Sr-90 で 0.16Bq/L 程度であった。なお、解析に用いた計算条件を表 6 に示す。

解析から得られた放射性物質濃度の上昇幅を、貫通箇所周辺地下水（震災以降に設置したサブドレンピット・観測井）の放射性物質濃度（図 1 5 参照）に加えた値が告示濃度限度以下であることから、万一貫通箇所の水密性が損なわれて溜り水が漏えいした場合においても、周辺環境に与える影響はないものと考えられる（表 7 参照）。

ただし、念のため、溜り水を有する埋設物の貫通施工箇所について、貫通施工後に、溜り水および貫通箇所周辺地下水の水位・水質を測定する（3.3.6 参照）。

表5 溜り水を有する埋設物の貫通施工箇所における溜り水調査結果

(単位: Bq/L)

	Cs-137	全β	Sr-90	H-3	採水日
6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト	210 170	300 240	—	210 190	平成26年10月18日 平成26年10月18日
6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト	200	330	7.3	150	平成27年3月4日*
6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト	250	370	8.1	ND(110)	平成27年3月4日*
6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト	50	68	—	ND(110)	平成26年10月16日
7-1 2~4号機DG連絡ダクト②	64	71	—	ND(110)	平成26年10月29日
7-2 2~4号機DG連絡ダクト③	76	84	—	ND(110)	平成26年11月5日
7-4 廃棄物系共通配管ダクト①	62	75	—	230	平成26年10月25日
7-5 廃棄物系共通配管ダクト②	48	100	—	210	平成26年11月7日

注) NDは検出限界値未満を表し、( )内に検出限界値を示す。

※ 平成26年10~11月の調査で放射性物質濃度が高かったことから、平成27年3月にSr-90を含めた再調査を実施

表6 一次元核種移流拡散解析に用いた計算条件

項目	設定値	備考	
貫通箇所周りの地下水流速 (ダルシー流速)	11.4 cm/sec	<ul style="list-style-type: none"> <li>6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクトの底版貫通施工箇所において想定されるダルシー流速</li> <li>海側遮水壁が閉合し、サブドレン稼働水位を屋屋水位+1m*の場合を仮定し、3次元地下水浸透流解析を用いて想定した。</li> <li>※サブドレン稼働の設定水位                             <ul style="list-style-type: none"> <li>No.8,9,N4,N5,N6 : T.P.+3.5m</li> <li>上記以外のビット : T.P.+2.5m</li> </ul> </li> </ul>	
漏えい期間	継続	—	
地盤の間隙率	0.41	<ul style="list-style-type: none"> <li>中粒砂岩相当 (『福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書』平成5年4月(平成5年7月一部補正))</li> <li>地盤の真密度: 2650 kg/m<sup>3</sup></li> </ul>	
比重	2.65		
地盤間隙の屈曲度	1.414	• Kozeny-Carmanの式での定数	
分散長	1 m (移行距離の1/10)	<ul style="list-style-type: none"> <li>貫通施工箇所とその周辺の観測井の距離(数m~20m)を評価対象区間とし、その中間地点(10m)の分散長を想定し、移行距離(10m)の1/10として設定した。また、1/10については以下の文献を参考にした。</li> <li>Gelhar et al.1992. A critical review of data on field-scale dispersion in Water Resources Research, Vol.28(7) ,pp.1955-1974.</li> </ul>	
解析期間	25年	—	
半減期	Cs-137	30.17年	—
	Sr-90	28.90年	—
分配係数	Cs-137	0.4 m <sup>3</sup> /Kg	• 現地で採取した砂岩を用いた室内試験結果
	Sr-90	7×10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup> /Kg	
水中拡散係数	Cs-137	2.02×10 <sup>-9</sup> m <sup>2</sup> /sec	• 文献 (Gray, 1972)からの引用
	Sr-90	7.94×10 <sup>-10</sup> m <sup>2</sup> /sec	

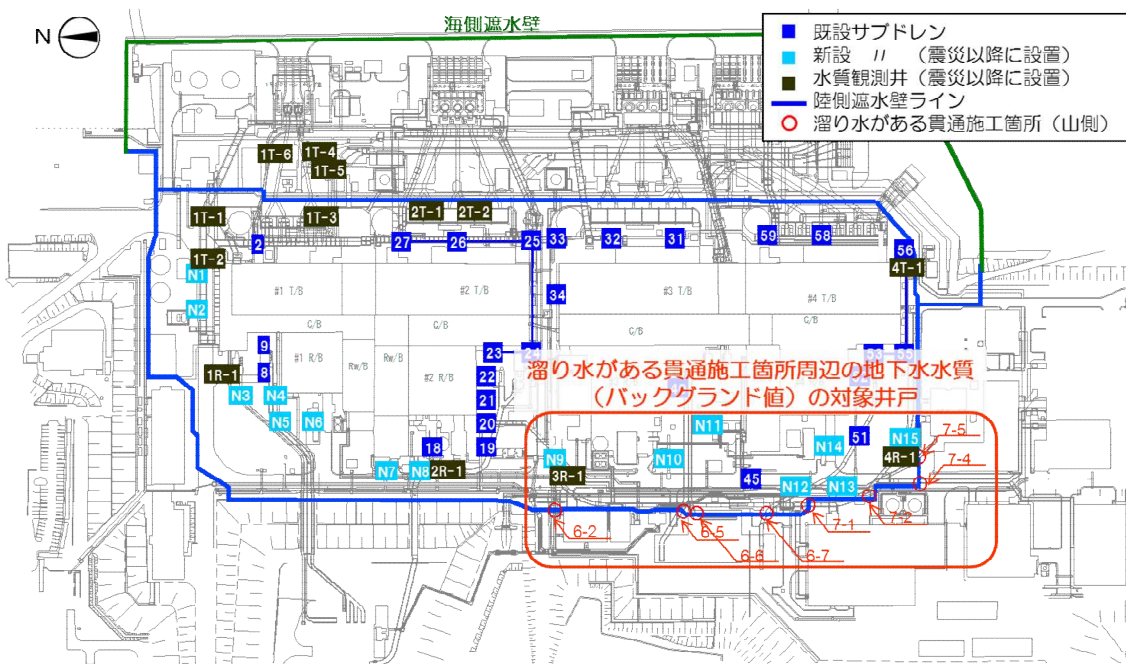


図 1 4 埋設物内に溜り水を有する貫通箇所周辺地下水の水質を測定するためのサブドレンピット・観測井 位置図

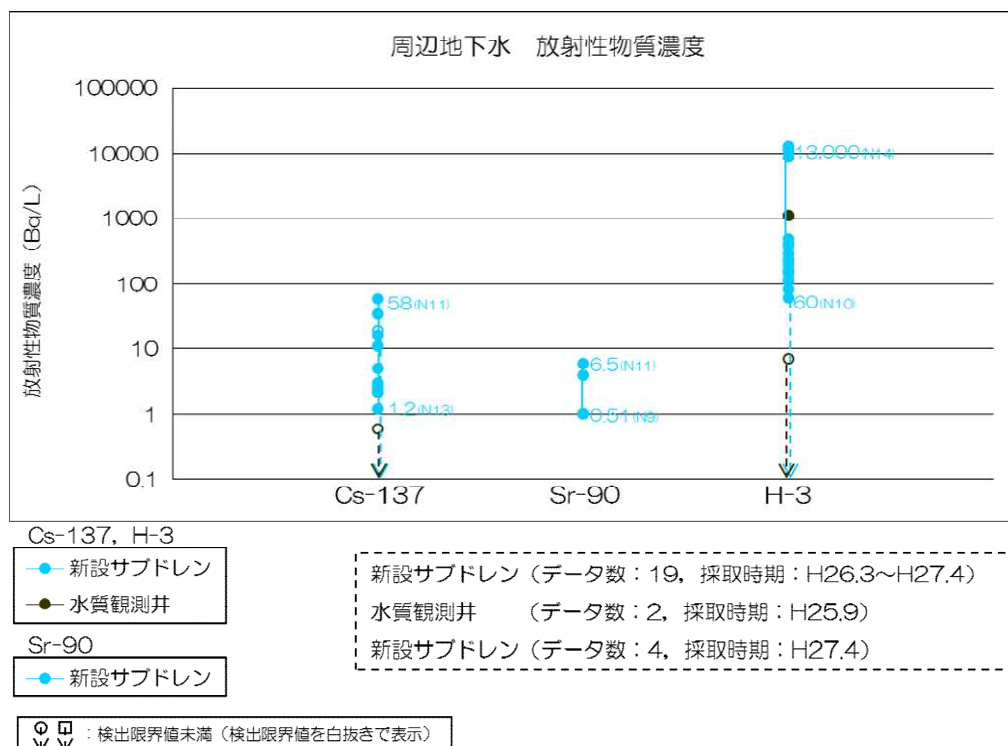


図 1 5 貫通箇所周辺地下水 (震災以降に設置したサブドレンピット・観測井) の放射性物質濃度

表7 貫通箇所から流れ方向に1 m離れた地点における放射性物質濃度変化

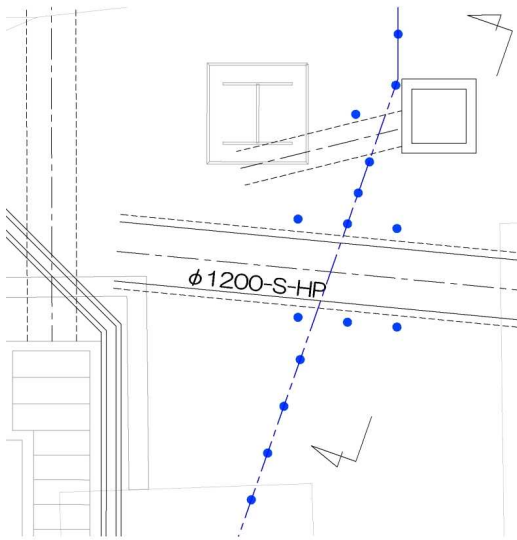
	濃度ピーク到達 までの期間	濃度ピーク到達時または 25年後の最大濃度	(参考) 3-4号機建屋山側における震災以降に設置 したサブドレンピット・観測井の放射性物質濃度
Cs-137	25年以上	1.4Bq/L	1.2~58Bq/L
Sr-90	1,000日程度	0.16Bq/L	0.51~6.5Bq/L

注1 埋設物内部の溜り水が凍結管と外壁の隙間を漏えい経路として、周辺地下水に継続して流出したものと仮定し、周辺地下水のCs-137, Sr-90の移行時間、濃度変化を一次元核種移流拡散解析により推定した。

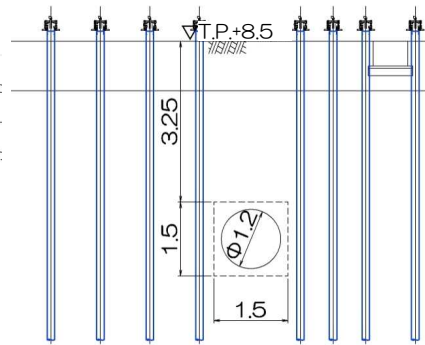
注2 埋設物内の溜り水のトリチウム濃度は周辺地下水と同程度であるため、漏えいした場合においても周辺環境への影響はないことから対象外とした。



平面図



断面図



<埋設物情報>

位置：山側 3BLK  
形状：円形  
寸法：幅1.5m  
標高：T.P.+5.31m  
溜り水：－  
内部施設：雨水排水

<施工パターン>

複列

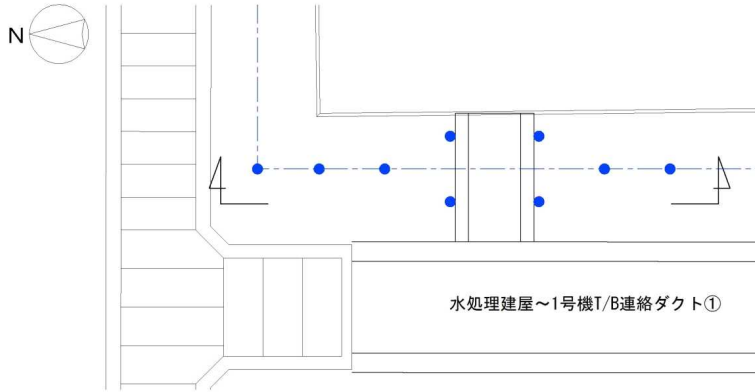
※ 地下水位及びヒューム管内部状況を確認し、必要に応じて凍結防止対策を実施する。

ケーシング凡例  
— 凍結管保護ケーシング

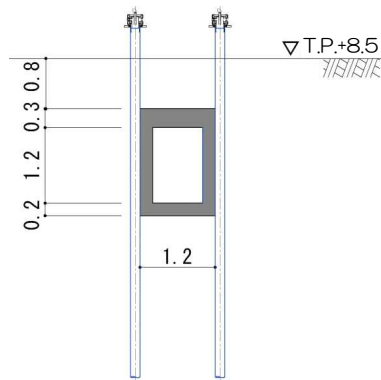
図16-1 【3-1】排水ヒューム管① 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
<換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

### 平面図



### 断面図



写真(震災後)

#### <埋設物情報>

位置：山側 3BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅1.2m  
 標高：T.P.+7.7m  
 溜り水：有  
 ・Cs-134： $1.4 \times 10^2$ Bq/L  
 ・Cs-137： $3.2 \times 10^2$ Bq/L  
 (H25.12測定)  
 内部施設：電気ケーブル

#### <施工パターン>

複列

#### ケーシング凡例

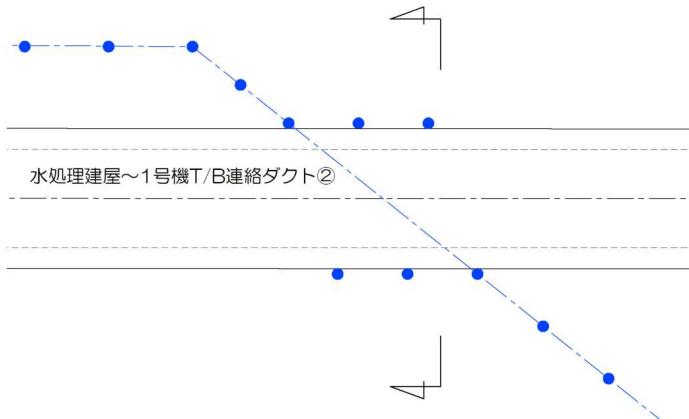
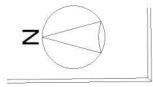
凍結管保護ケーシング

図16-2 【3-2】水処理建屋～1号機 T/B 連絡ダクト① 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



平面図



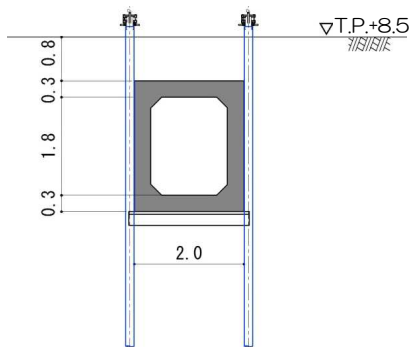
<埋設物情報>

位置：山側 3BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅2.0m  
 標高：T.P.+7.7m  
 溜り水：有  
 ・Cs-134： $1.4 \times 10^2 \text{Bq/L}$   
 ・Cs-137： $3.2 \times 10^2 \text{Bq/L}$   
 (H25.12測定)  
 内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>

複列

ケーシング凡例  
 — 凍結管保護ケーシング



写真(震災後)

図16-3 【3-3】水処理建屋～1号機 T/B 連絡ダクト② 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

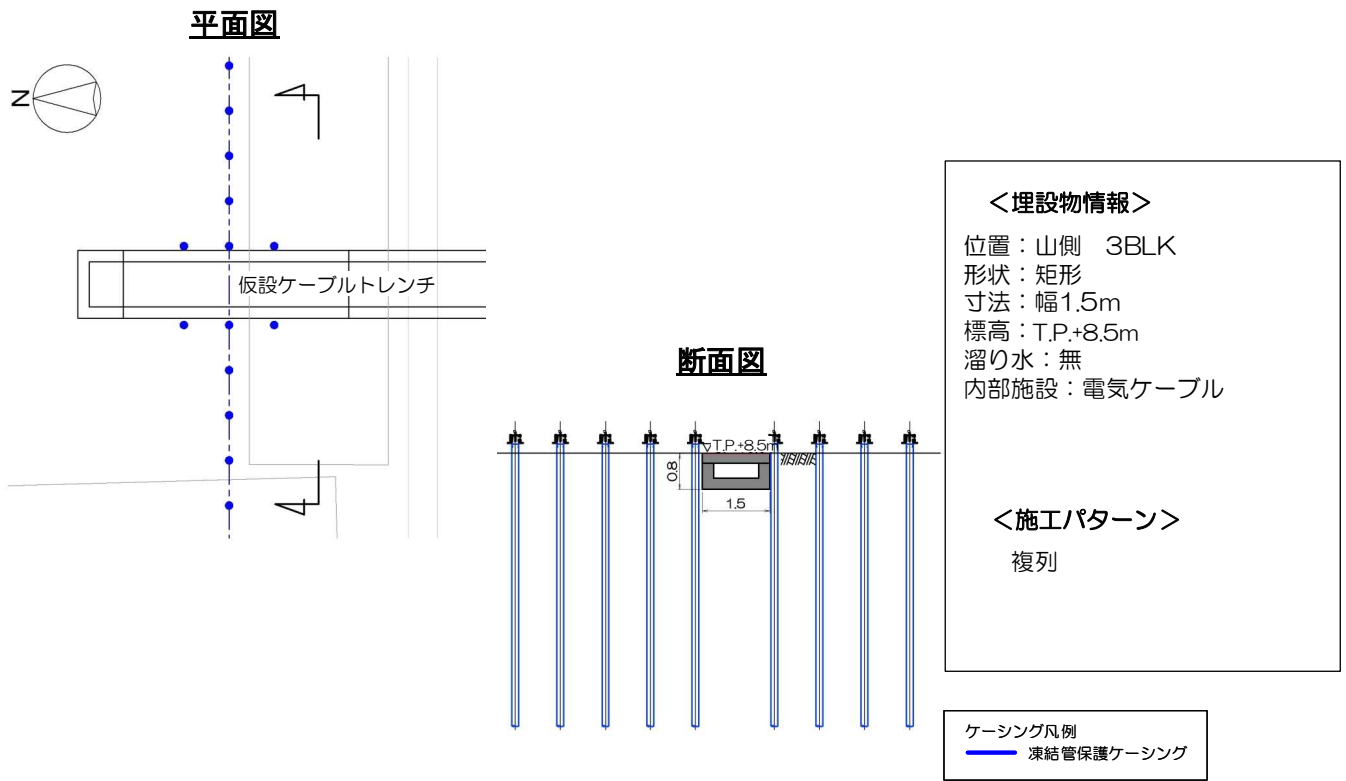
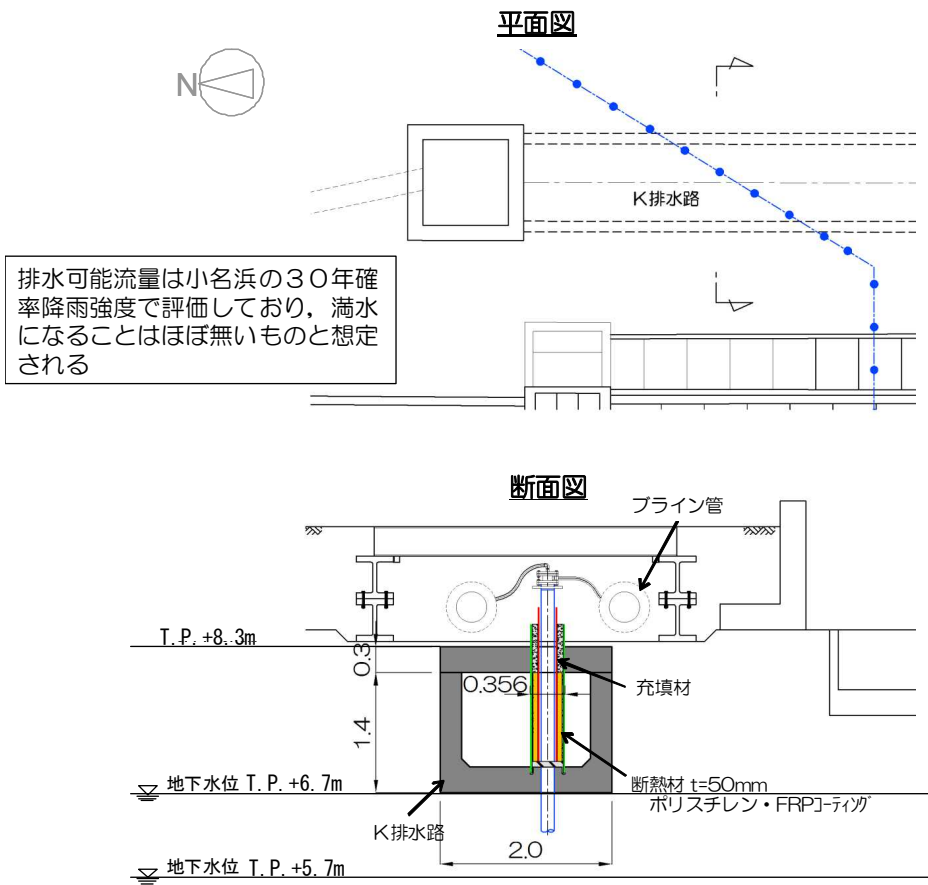


図16-4 【3-4】 仮設ケーブルトレンチ 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



排水可能流量は小名浜の30年確率降雨強度で評価しており、満水になることはほぼ無いものと想定される

**<埋設物情報>**  
 位置：山側 4BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅2.0m  
 標高：T.P.+8.3m  
 溜り水：－  
 内部施設：雨水排水

**<施工パターン>**  
 【頂版】単純  
 【底板】マルチステップ

- ・排水路内部は凍結管に断熱材取付け（排水流量は確保）

ケーシング凡例  
 第1保護ケーシング (断熱材保護用)  
 第2保護ケーシング  
 凍結管保護ケーシング

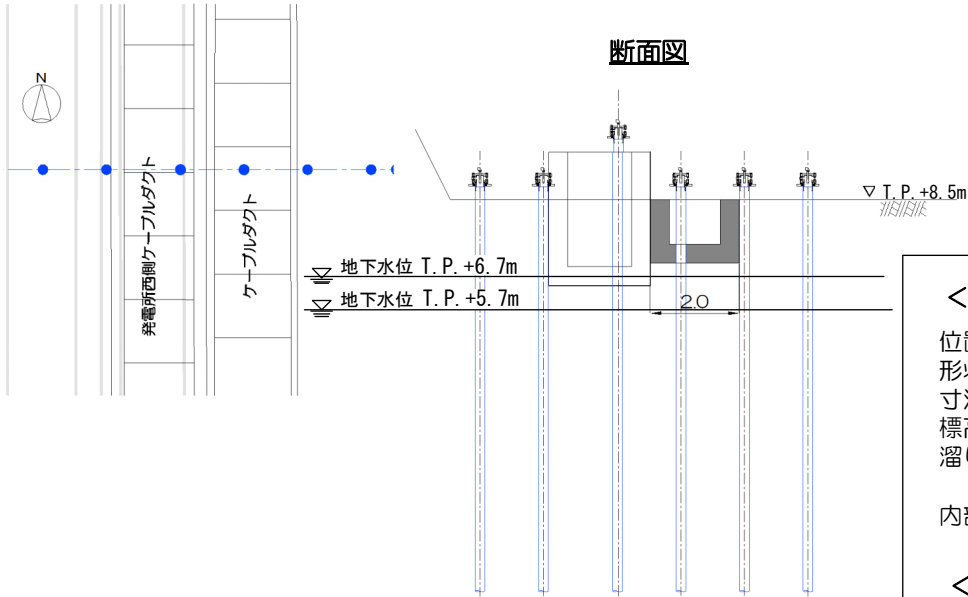
A孔の地下水位観測値  
 ・最大値；T.P.+6.7m (H25.10.22)  
 ・最小値；T.P.+5.7m (H25.3.27)

注) 貫通施工完了後に補助工法（水中不分離コンクリート等）を用いて第1保護ケーシングと構造物境界面の止水を行う。

図 16-5 【4-1】 K排水路① 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

平面図



<埋設物情報>

位置：山側 4BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅2.0m  
 標高：T.P.+8.5m  
 溜り水：無  
 （貫通施工前に調査）  
 内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>

【頂版】頂版撤去  
 【底板】単純貫通

A孔の地下水位観測値

- ・最大値；T.P.+6.7m (H25.10.22)
- ・最小値；T.P.+5.7m (H25.3.27)

ケーシング凡例  
 凍結管保護ケーシング

図16-6 【4-2】 ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

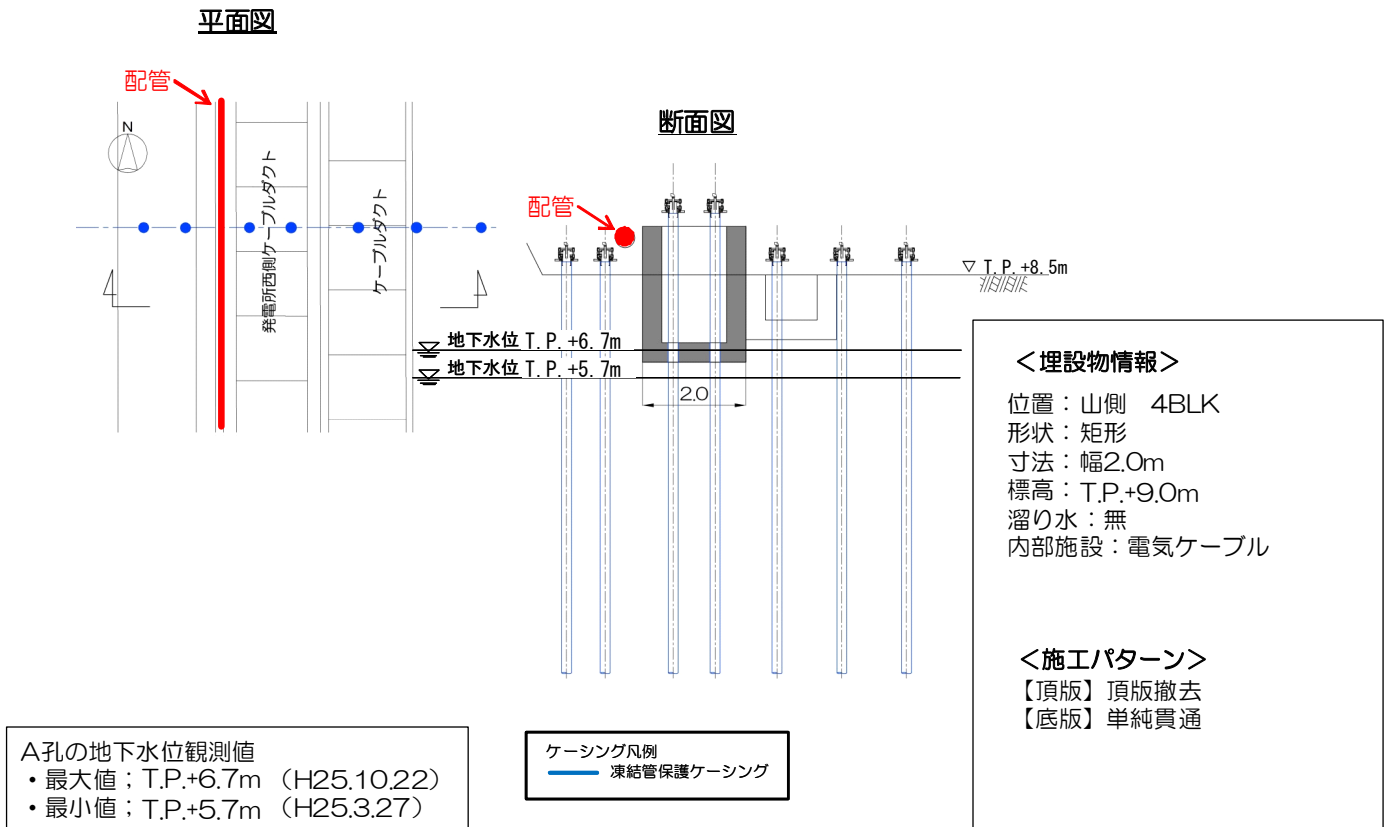
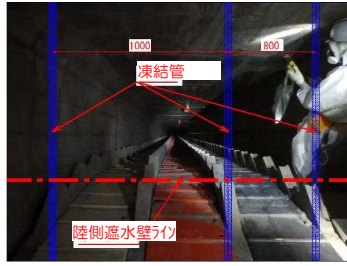
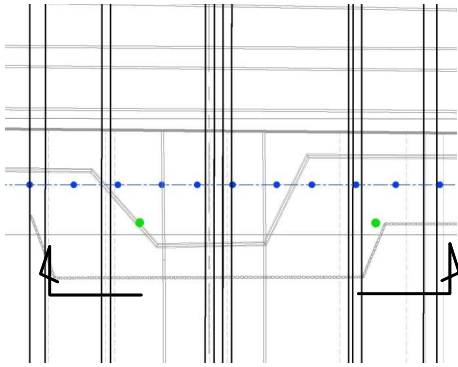


図 1 6 - 7 【 4 - 3 】 発電所西側ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



平面図



内部写真



内部写真 (溜り水)

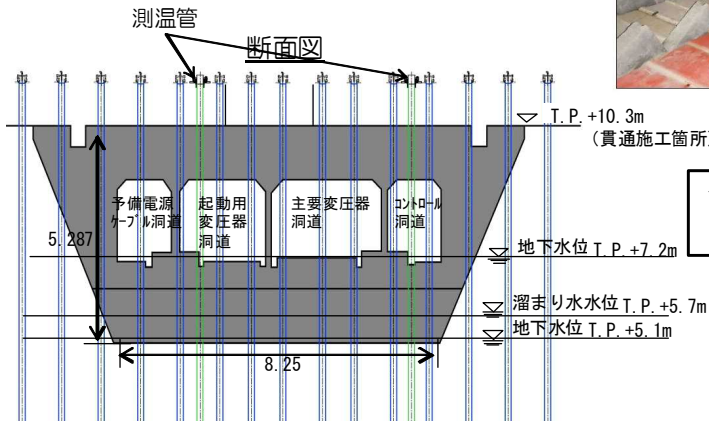
<埋設物情報>

位置：山側 5BLK  
形状：矩形  
寸法：幅8.25m  
標高：T.P.+10.3m  
溜り水：有（貫通箇所：無）  
（貫通施工前に水位を調査）

- (予備電源ケーブル洞道) \*1
    - ・Cs-134： $6.4 \times 10^1$ Bq/L
    - ・Cs-137： $2.4 \times 10^2$ Bq/L
  - (起動用変圧器洞道) \*2
    - ・Cs-134： $2.2 \times 10^3$ Bq/L
    - ・Cs-137： $3.0 \times 10^3$ Bq/L
  - (主要変圧器洞道) \*2
    - ・Cs-134： $1.5 \times 10^3$ Bq/L
    - ・Cs-137： $2.3 \times 10^3$ Bq/L
  - (コントロール洞道) \*1
    - ・Cs-134： $1.7 \times 10^2$ Bq/L
    - ・Cs-137： $4.1 \times 10^2$ Bq/L
- (\*1：H25.12測定)  
(\*2：H23.12~H24.1測定)  
内部施設：電気ケーブル (OFケーブル)

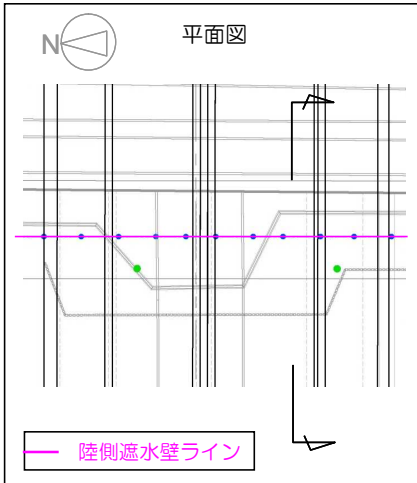
<施工パターン>

- 【頂版】単純
- 【底板】単純



B孔の地下水位観測値

- ・最大値； T.P.+7.2m (H25.10.26)
- ・最小値； T.P.+5.1m (H24.12.20他)



本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

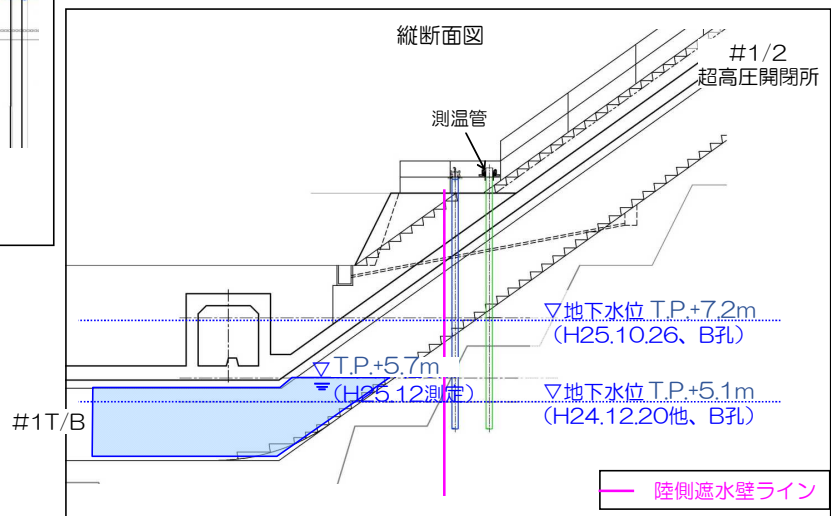
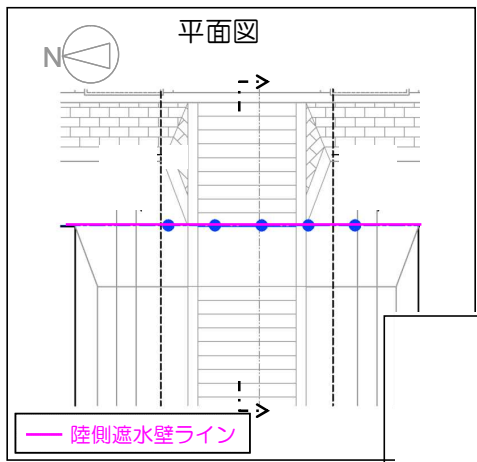
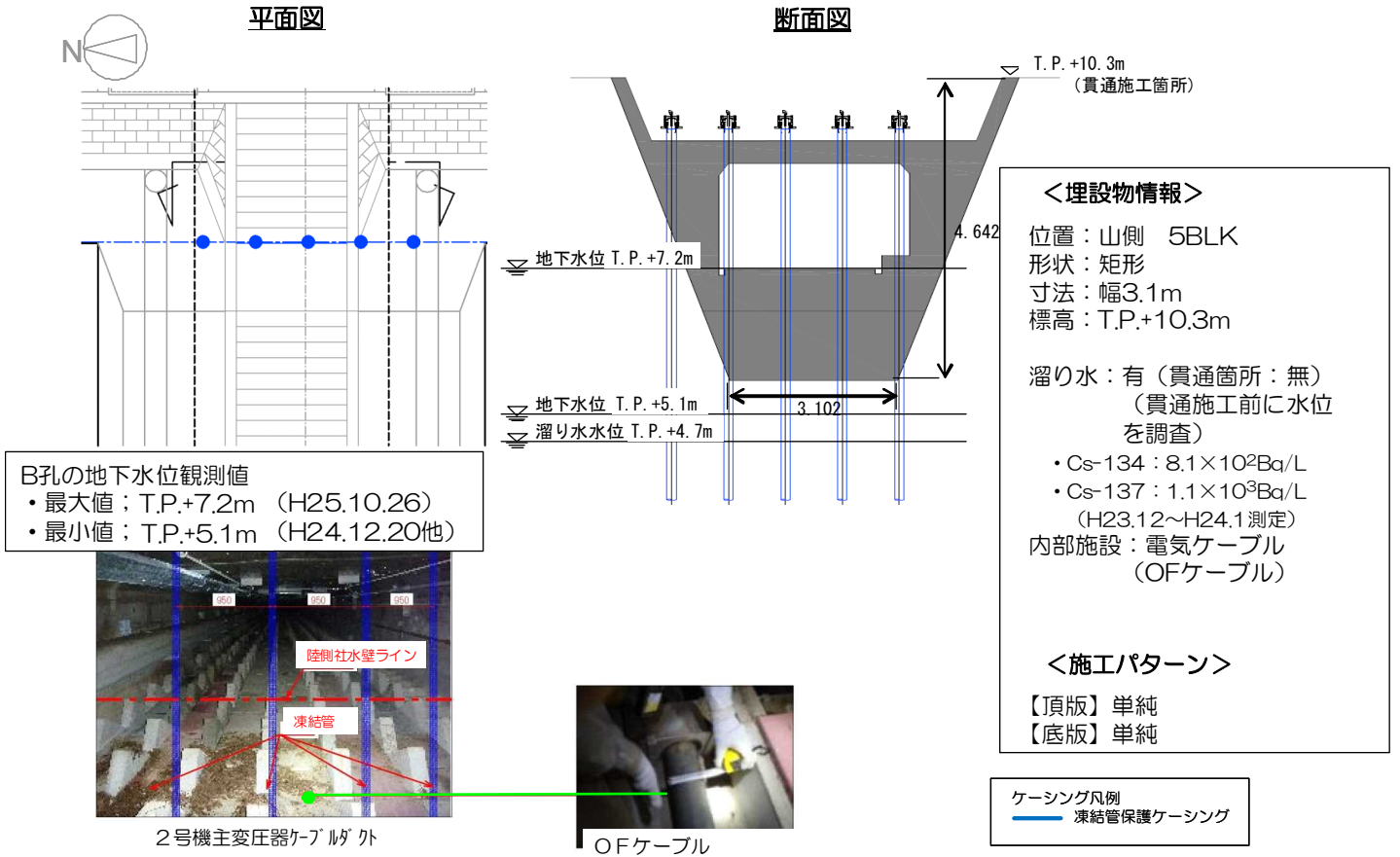


図16-8 【5-1】1号機電気ケーブルダクト 施工方法 (貫通施工)



本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

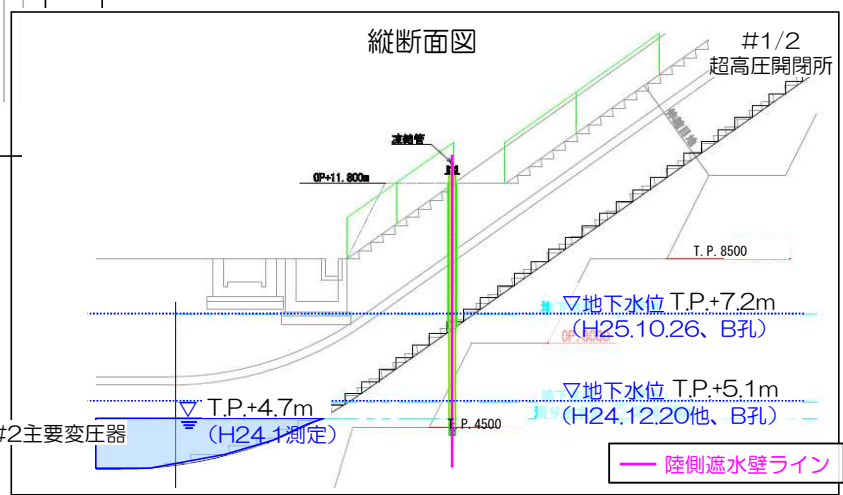


図16-9 【5-2】2号機主変圧器ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

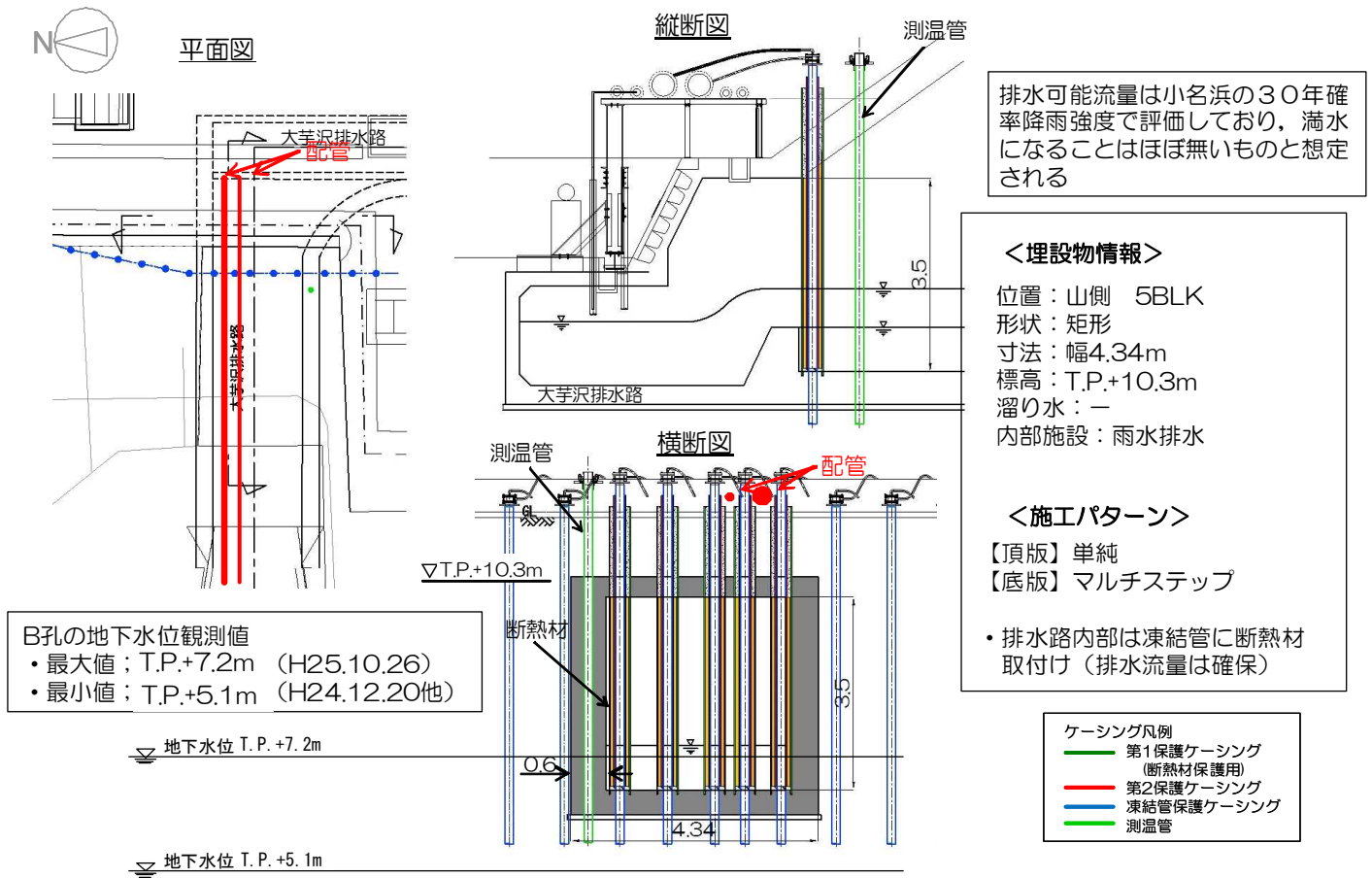


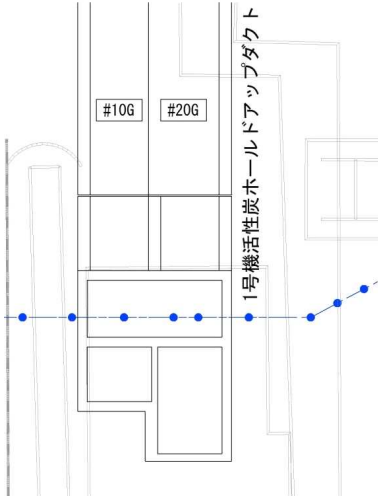
図16-10 【5-3】大芋沢排水路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

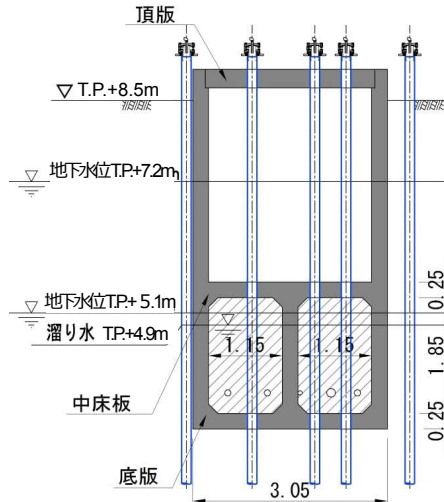




平面図



断面図



＜埋設物情報＞

位置：山側 6BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅3.05m  
 標高：T.P.+8.5m 以上  
 溜り水：有  
 （貫通施工前に調査）  
 ・Cs-134： $1.6 \times 10^2$ Bq/L  
 ・Cs-137： $2.7 \times 10^2$ Bq/L  
 （H23.12～H24.1測定）  
 内部施設：電気ケーブル  
 オフガス配管

＜施工パターン＞

【頂版】単純貫通  
 【中床板】単純貫通  
 （またはマルチステップ）  
 【底板】内部充填

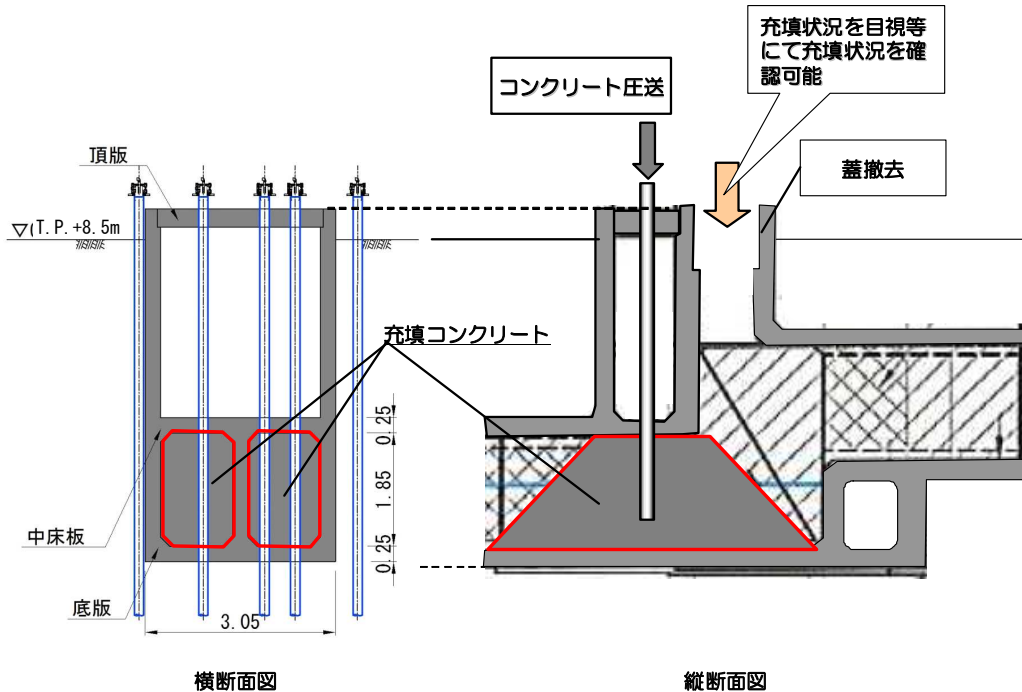
B孔の地下水位観測値

- ・最大値；T.P.+7.2m (H25.10.26)
- ・最小値；T.P.+5.1m (H24.12.20)

ケーシング凡例

- 凍結管保護ケーシング
- ▨ 内部充填

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 ＜換算式＞T.P.=旧 O.P.-1,436mm



注) 1号機活性炭ホルドアップダクトの下部構造充填コンクリートの打設時には、直ぐ横が立坑構造となっているため、蓋を外して直接目視にて充填状況を確認する。

図 16-11 【6-2】1号機活性炭ホルドアップダクト 施工方法（貫通施工）

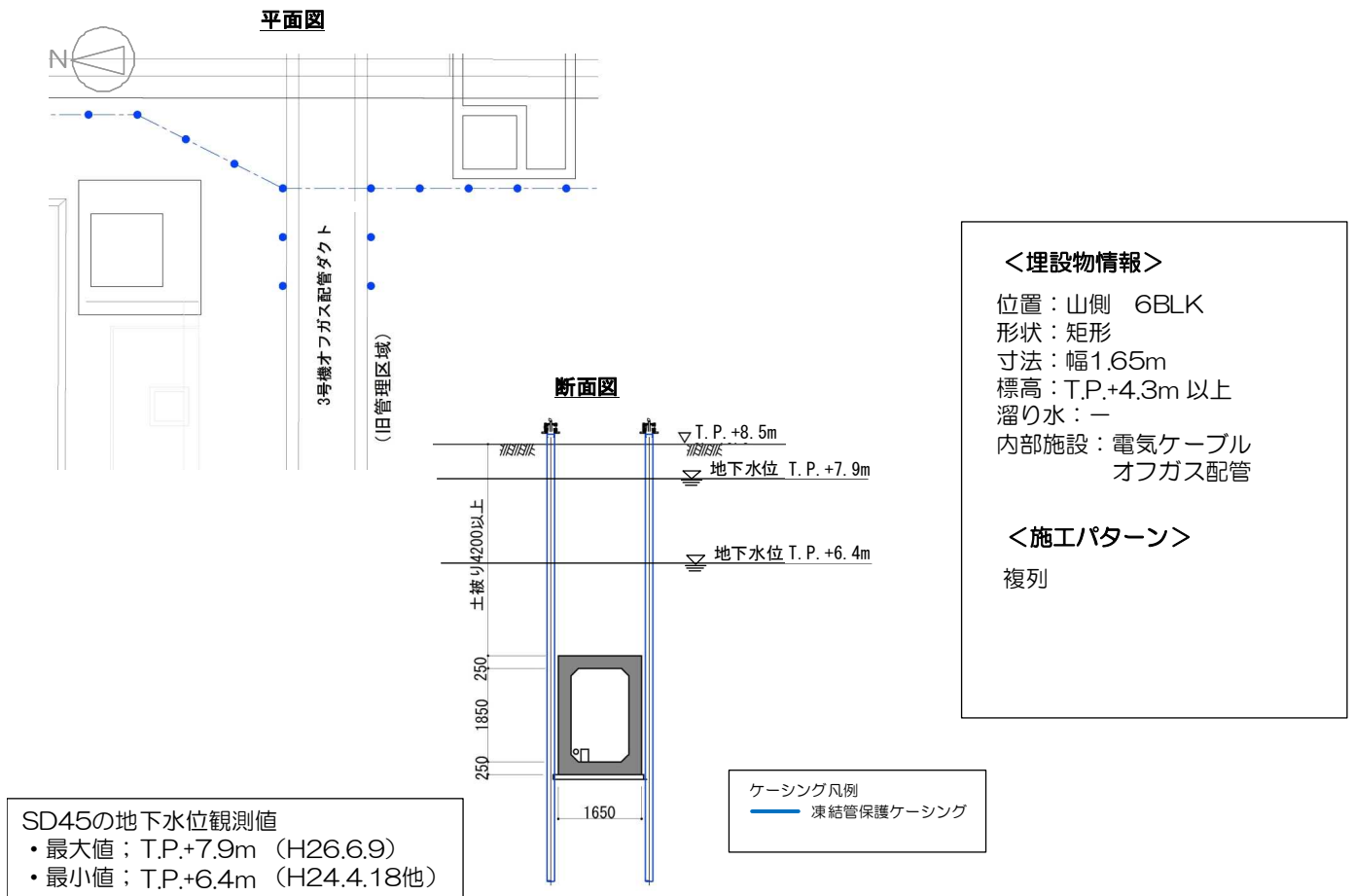
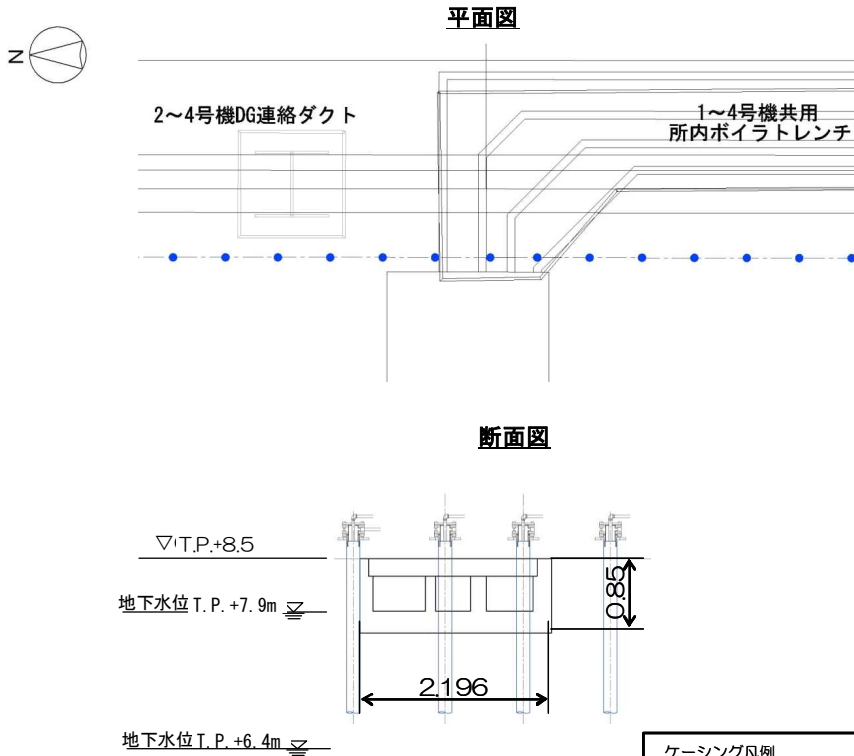


図 1 6 - 1 2 【 6 - 3 】 3号機オフガス配管ダクト（北側） 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**  
 位置：山側 6BLK  
 形状：矩形  
 寸法：外幅2.2m  
 標高：T.P.+8.5m  
 溜り水：無（施工前に調査）  
 内部施設：CVケーブル

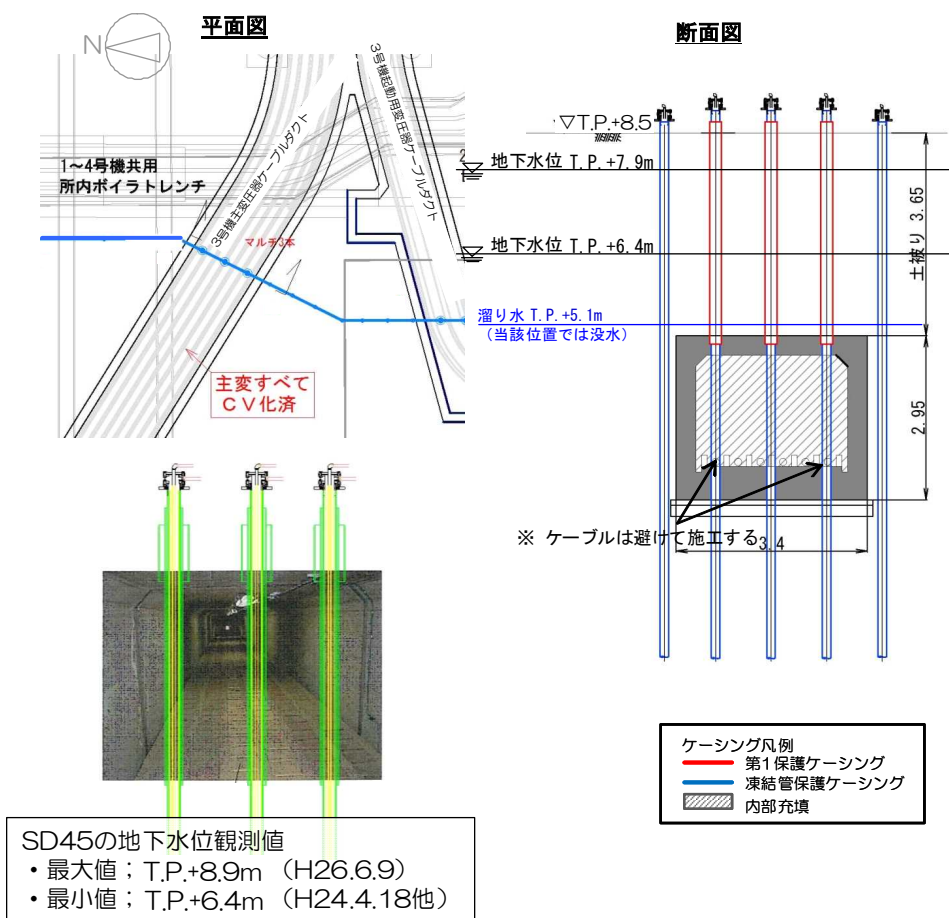
**<施工パターン>**  
 【頂版】頂版撤去  
 【底版】単純貫通

SD45の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+7.9m (H26.6.9)  
 ・最小値：T.P.+6.4m (H24.4.18他)

ケーシング凡例  
 — 凍結管保護ケーシング

図 16-13 【6-4】 1~4号機共用所内ボイラトレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**

位置：山側 6BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅3.4m  
 標高：T.P.+4.91m (天端)  
 溜り水：有 (施工前に調査)  
 ・Cs-134： $1.4 \times 10^3$ Bq/L  
 ・Cs-137： $1.8 \times 10^3$ Bq/L  
 (H23.12~H24.1測定)  
 内部施設：電気ケーブル

**<施工パターン>**

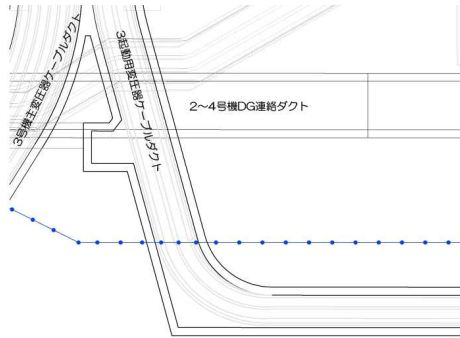
【頂版】マルチステップ  
 【底版】内部充填

図16-14 【6-5】3号機主変圧器ケーブルダクト 施工方法 (貫通施工)

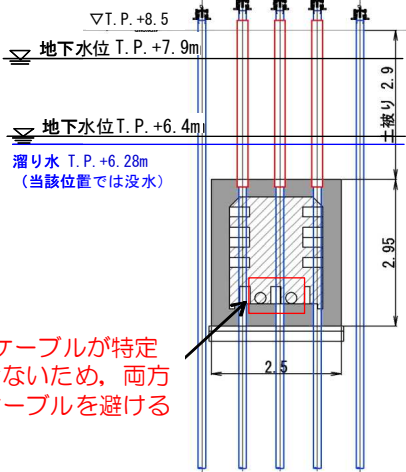
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への  
 読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



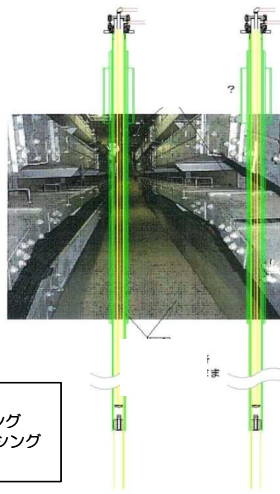
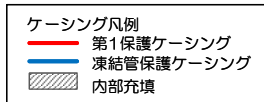
**平面図**



**断面図**



OFケーブルが特定できないため、両方のケーブルを避ける



**<埋設物情報>**

位置：山側 6BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅2.5m  
 標高：T.P.+5.6m(天端)  
 溜り水：有（貫通施工前に調査）  
 ・Cs-134： $3.0 \times 10^2$ Bq/L  
 ・Cs-137： $7.4 \times 10^2$ Bq/L  
 （H25.12測定）  
 内部施設：電気ケーブル  
 （CVケーブル・OFケーブル）

**<施工パターン>**

【頂版】マルチステップ  
 【底板】内部充填  
 （OFケーブルは貫通しない）

SD45の地下水位観測値  
 ・最大値；T.P.+7.9m（H26.6.9）  
 ・最小値；T.P.+6.4m（H24.4.18他）

図16-15 【6-6】3号機起動用変圧器ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

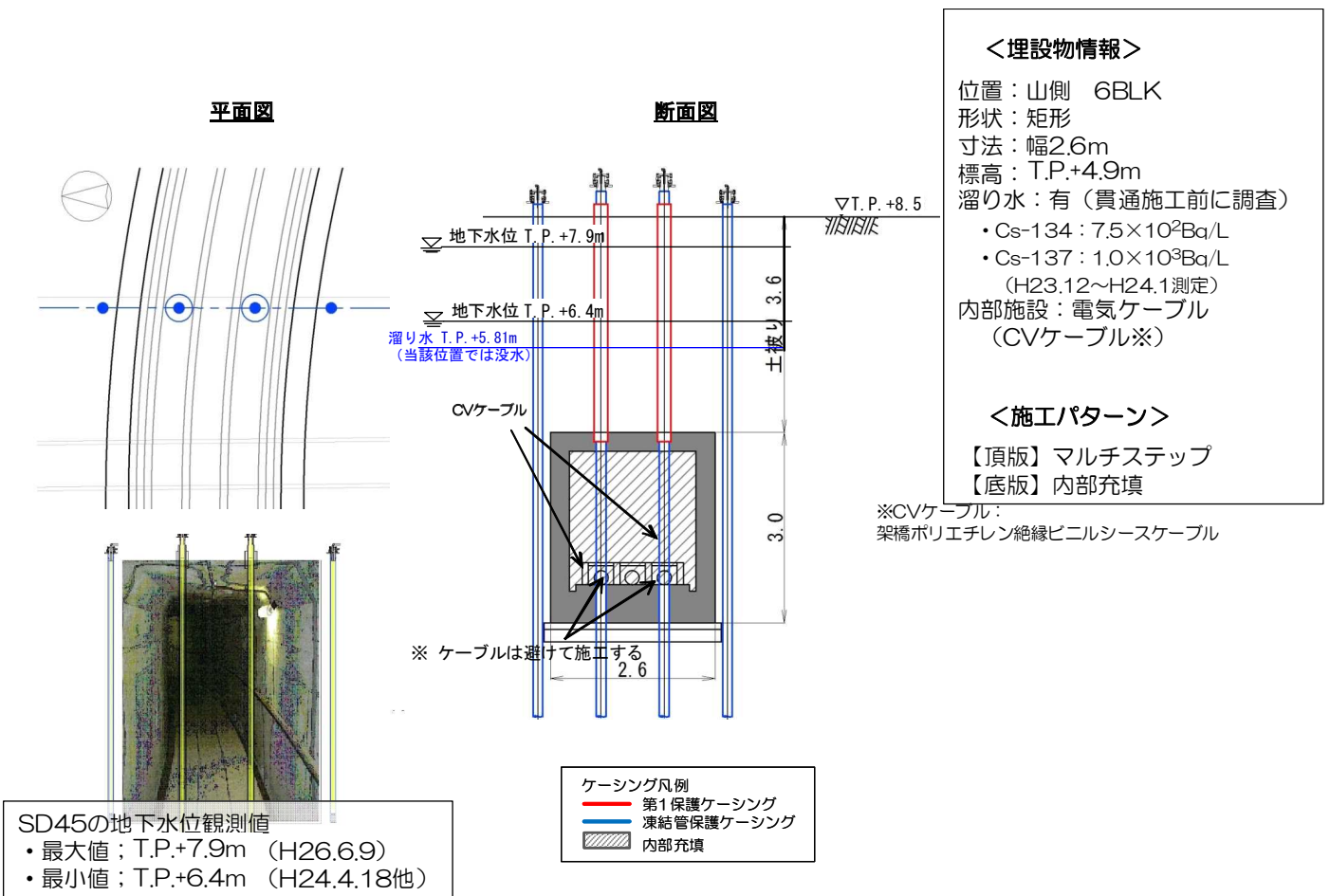
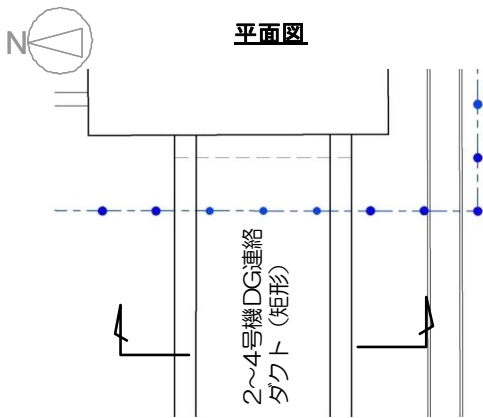


図16-16 【6-7】4号機主変圧器ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

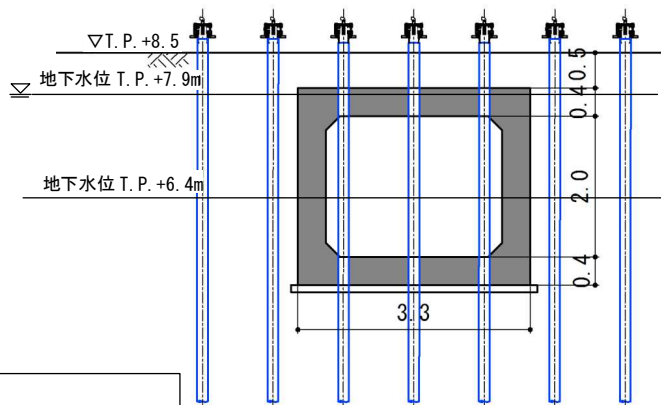
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



平面図

2~4号機DG連絡ダクト (矩形)

断面図



<埋設物情報>

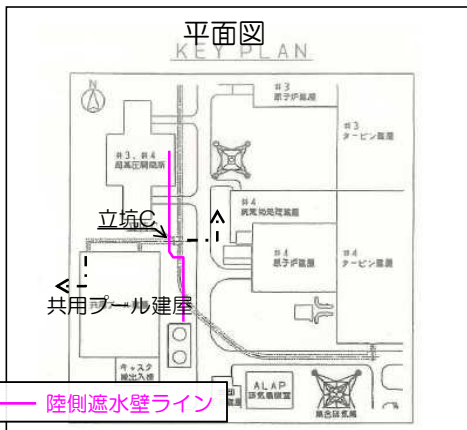
位置：山側 6BLK  
 形状：矩形  
 寸法：外幅3.3m  
 標高：T.P.+7.0m  
 溜り水：有（貫通箇所：無）  
 貫通施工前に調査  
 ・Cs-134： $1.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$   
 ・Cs-137： $2.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$   
 (H24.12測定)  
 内部施設：電気ケーブル  
 (CVケーブル)

<施工パターン>

【頂版】単純  
 【底版】単純

ケーシング凡例  
 凍結管保護ケーシング

SD45の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+8.9m (H26.6.9)  
 ・最小値：T.P.+6.4m (H24.4.18他)

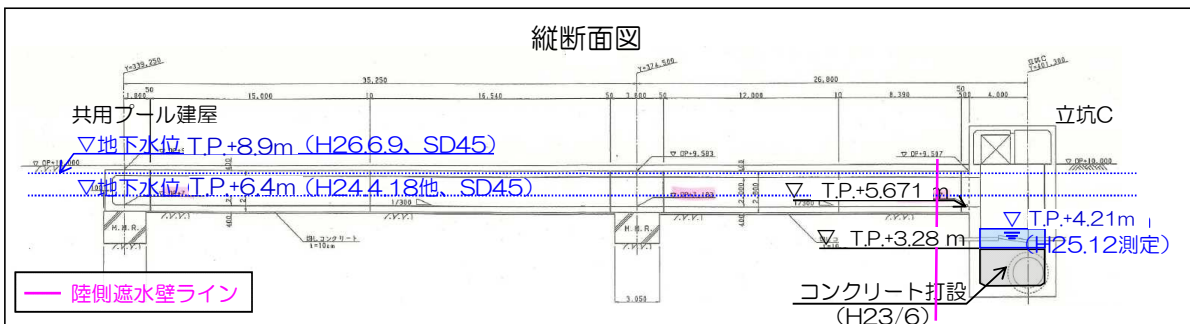


平面図

陸側遮水壁ライン

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

縦断面図

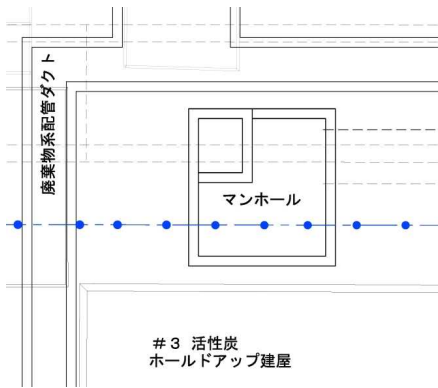


陸側遮水壁ライン

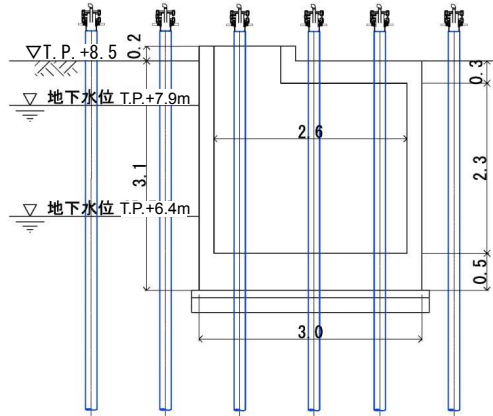
図16-17 【6-8】2~4号機DG連絡ダクト① 施工方法（貫通施工）



### 平面図



### 断面図



#### SD45の地下水水位観測値

- ・最大値；T.P.+7.9m (H26.6.9)
- ・最小値；T.P.+6.4m (H24.4.18他)

#### ケーシング凡例

凍結管保護ケーシング

#### <埋設物情報>

位置：山側 6BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅3.0m  
 標高：T.P.+8.7m  
 溜り水：無  
 内部施設：電気ケーブル

#### <施工パターン>

- 【頂版】単純
- 【底版】単純

図16-18 【6-9】3号機活性炭ホールドアップ管路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への  
 読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



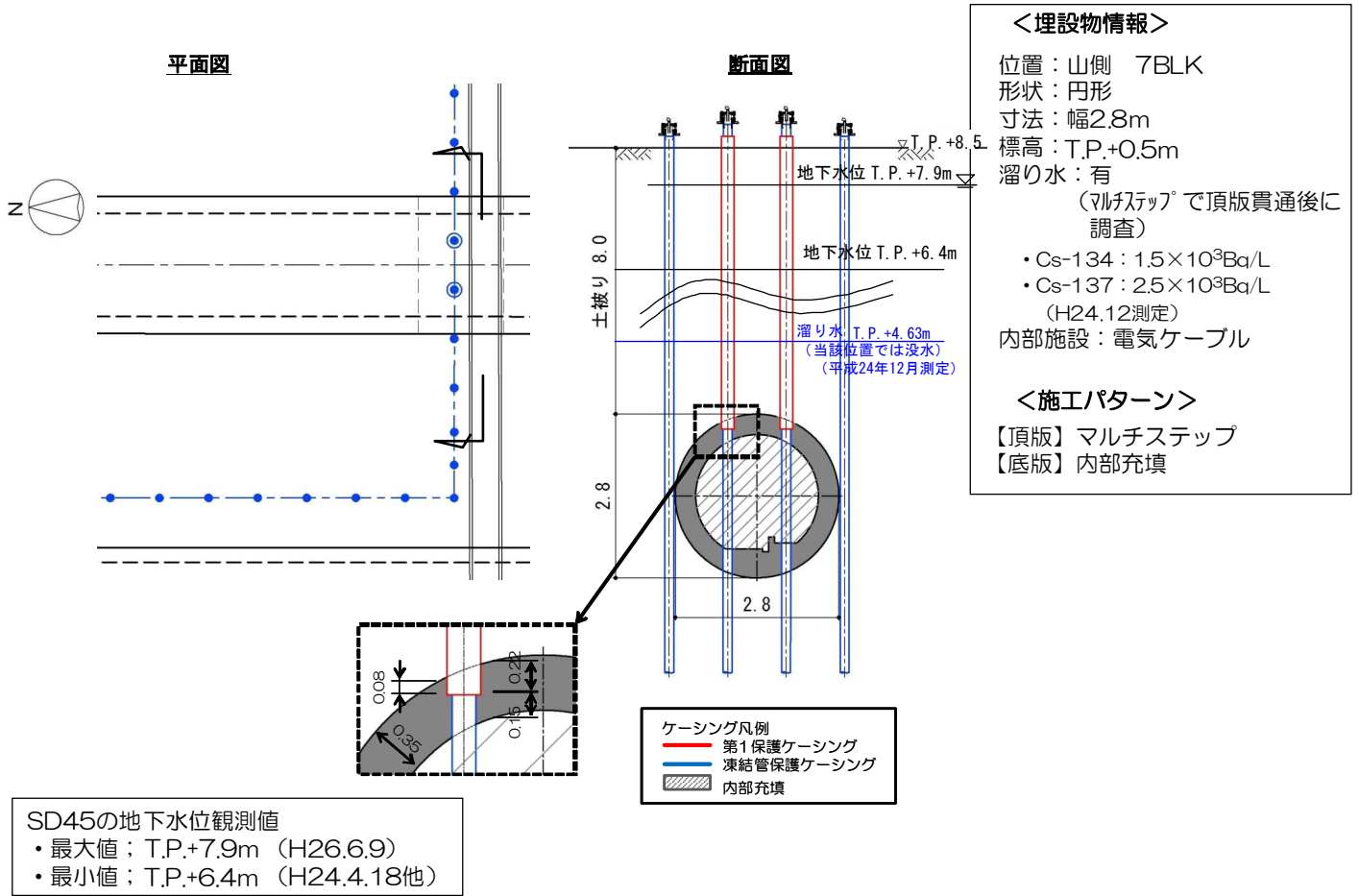
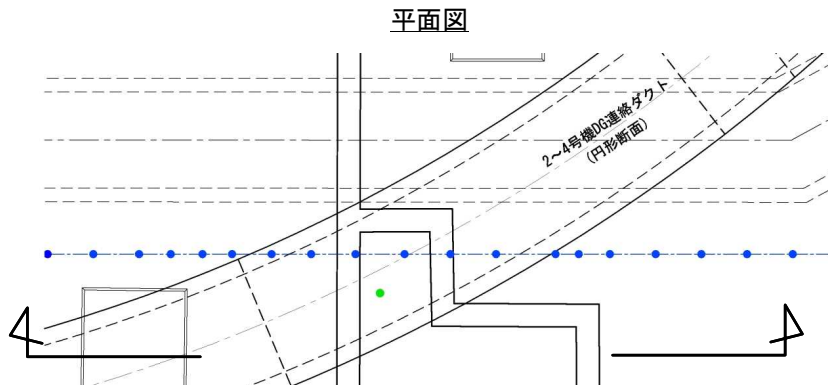


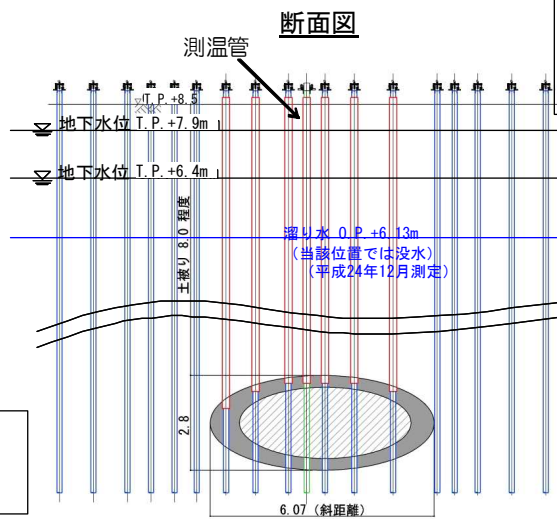
図 1 6 - 1 9 【 7 - 1 】 2~4 号機 DG 連絡ダクト② 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**  
 位置：山側 7BLK  
 形状：円形  
 寸法：外幅6.07m  
 標高：T.P.+0.5m  
 溜り水：有  
 (マルチステップで頂版貫通後に調査)  
 ・Cs-134： $1.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$   
 ・Cs-137： $2.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$   
 (H24.12測定)  
 内部施設：電気ケーブル

**<施工パターン>**  
 【頂版】マルチステップ  
 【底版】内部充填

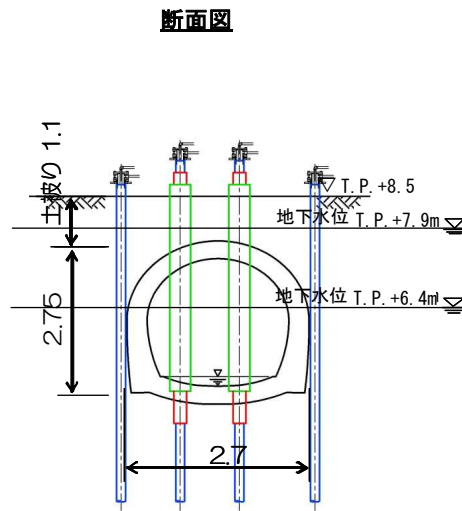
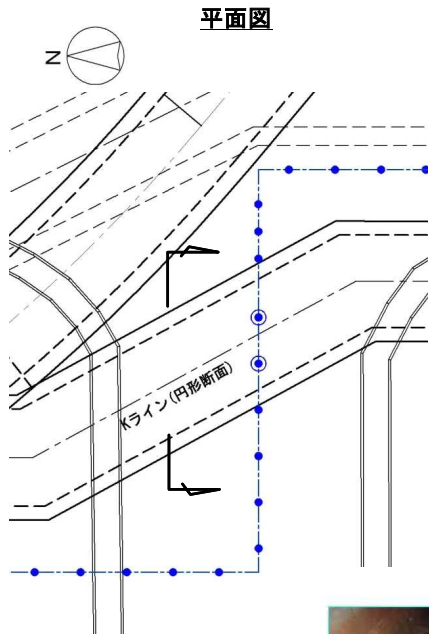


**SD45の地下水位観測値**  
 ・最大値；T.P.+7.9m (H26.6.9)  
 ・最小値；T.P.+6.4m (H24.4.18他)

**ケーシング凡例**  
 第1保護ケーシング  
 凍結管保護ケーシング  
 内部充填  
 測温管

図16-20 【7-2】2~4号機DG連絡ダクト③ 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



排水可能流量は小名浜の30年確率降雨強度で評価しており、満水になることはほぼ無いものと想定される

<埋設物情報>

位置：山側 7BLK  
 形状：円形  
 寸法：外幅2.7m  
 標高：T.P.+7.4m（天端）  
 溜り水：－  
 内部施設：雨水排水

<施工パターン>

【頂版】単純  
 【底版】マルチステップ  
 （排水管内部は凍結管に断熱材取付け）

雨水看



内部写真(調査時)



SD45の地下水位観測値

- ・最大値；T.P.+7.9m（H26.6.9）
- ・最小値；T.P.+6.4m（H24.4.18他）

- ケーシング凡例
- 第1保護ケーシング
  - 第2保護ケーシング
  - 凍結管保護ケーシング

貫通施工完了後に補助工法（水中不分離コンクリート等）を用いて第1保護ケーシングと構造物境界面の止水を行う。

図16-21 【7-3】K排水路② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm

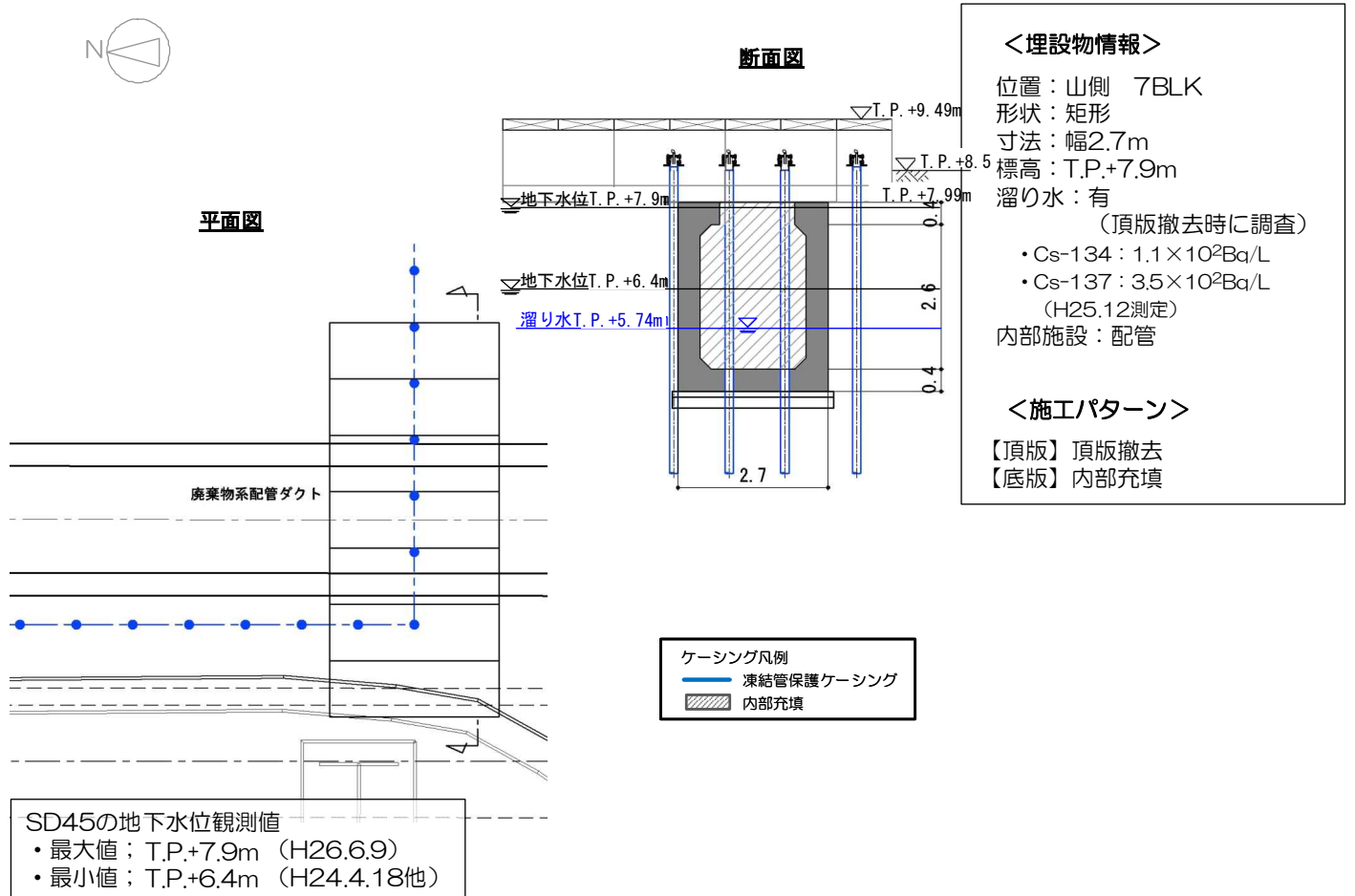


図 16-22 【7-4】 廃棄物系共通配管ダクト① 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

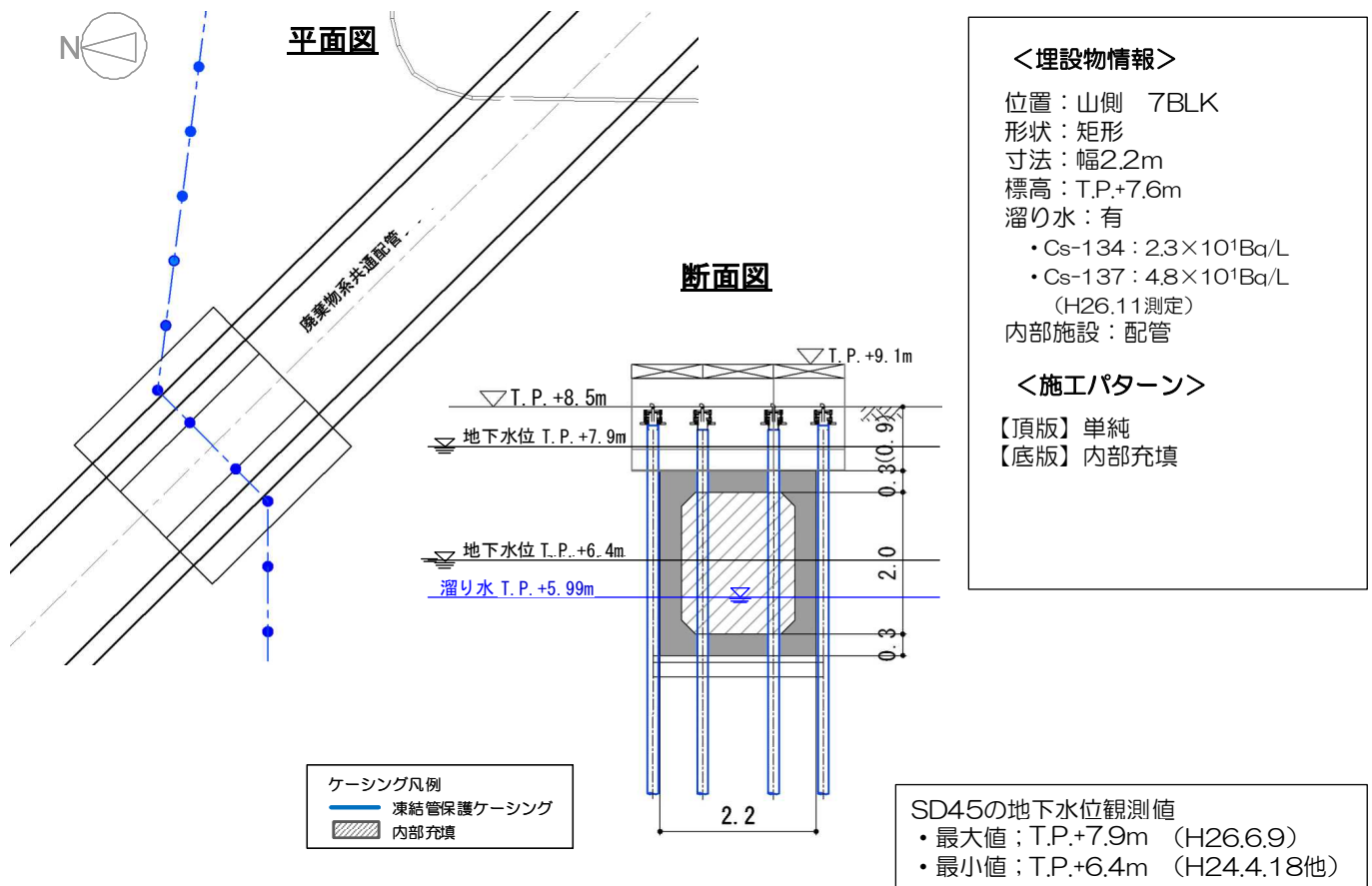
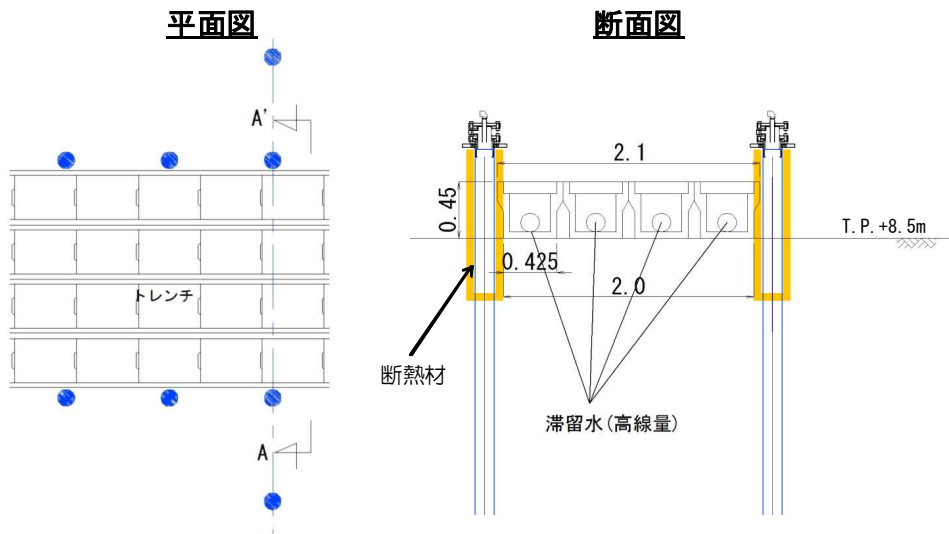


図 16-23 【7-5】 廃棄物系共通配管ダクト② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



<埋設物情報>

位置：山側 8BLK  
 形状：矩形  
 寸法：外幅2.1m  
 標高：T.P.+8.5m (下端)  
 溜り水：—  
 内部施設：

<施工パターン>

複列



ケーシング凡例  
 — 凍結管保護ケーシング

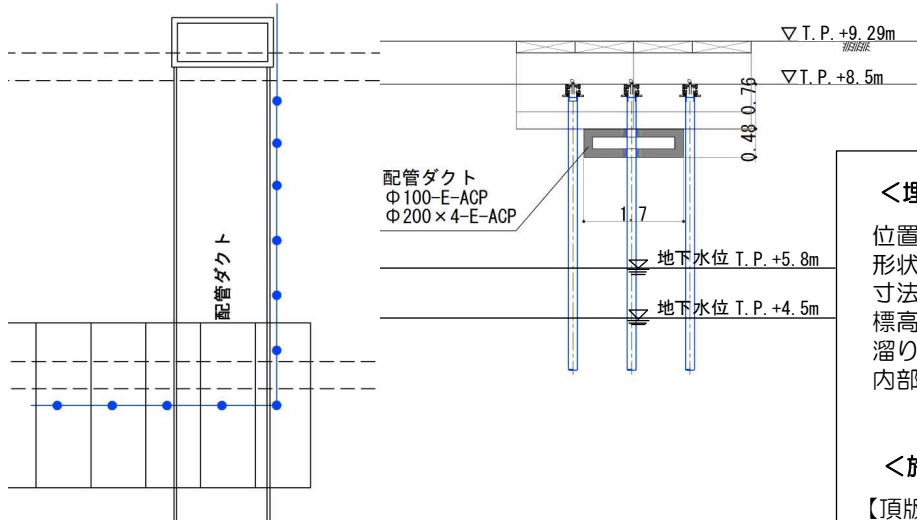
図16-24 【8-1】滞留水移送管 施工方法 (複列施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への  
 読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**平面図**

**断面図**



**<埋設物情報>**

位置：山側 9BLK  
形状：矩形  
寸法：幅1.7m  
標高：T.P.+7.7m  
溜り水：無  
内部施設：配管

**<施工パターン>**

【頂版】単純  
【底板】単純

ケーシング凡例  
— 凍結管保護ケーシング

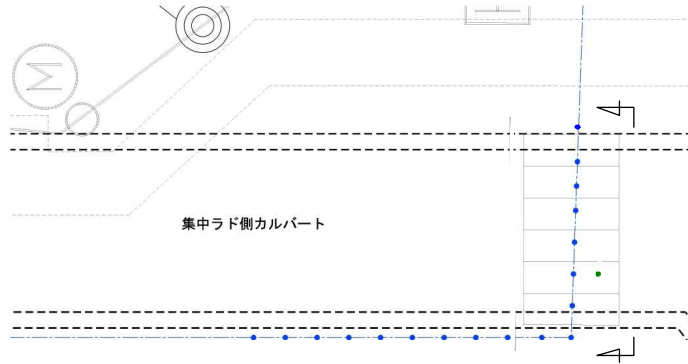
**SD55の地下水位観測値**

- ・最大値； T.P.+5.8m (H25.10.21)
- ・最小値； T.P.+4.5m (H26.1.20他)

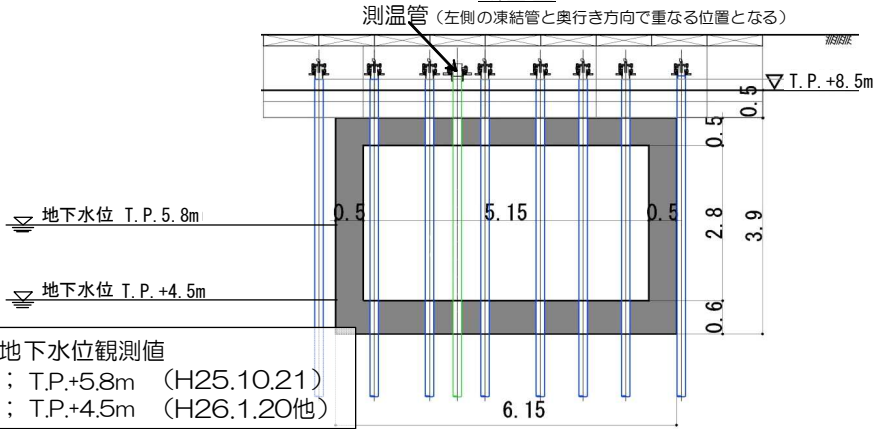
図 16-25 【9-2】配管ダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

平面図



断面図



<埋設物情報>

位置：山側 9BLK  
 形状：矩形  
 寸法：幅6.15m  
 標高：T.P.+8.0m  
 溜り水：無  
 内部施設：海水配管

<施工パターン>

【頂版】単純  
 【底板】単純

ケーシング凡例  
 凍結管保護ケーシング  
 測温管

図 1 6 - 2 6 【 9 - 3 】 集中ラド側カルバート 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



3次元解析の結果では、建屋周辺（T.P.8.5m 盤、山側）の中粒砂岩層の水位は2～4%程度の勾配で山から海に向かって低下している。

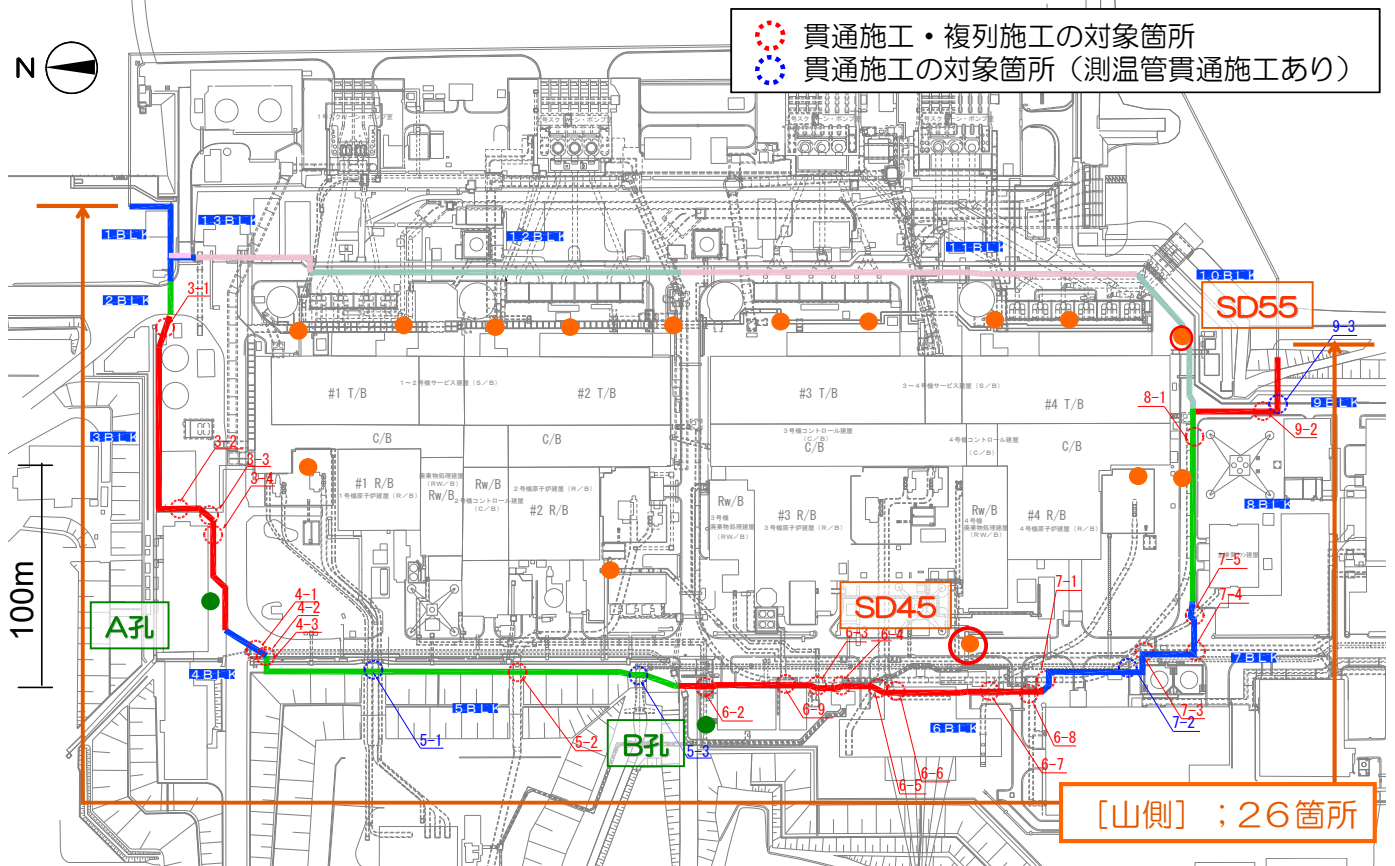
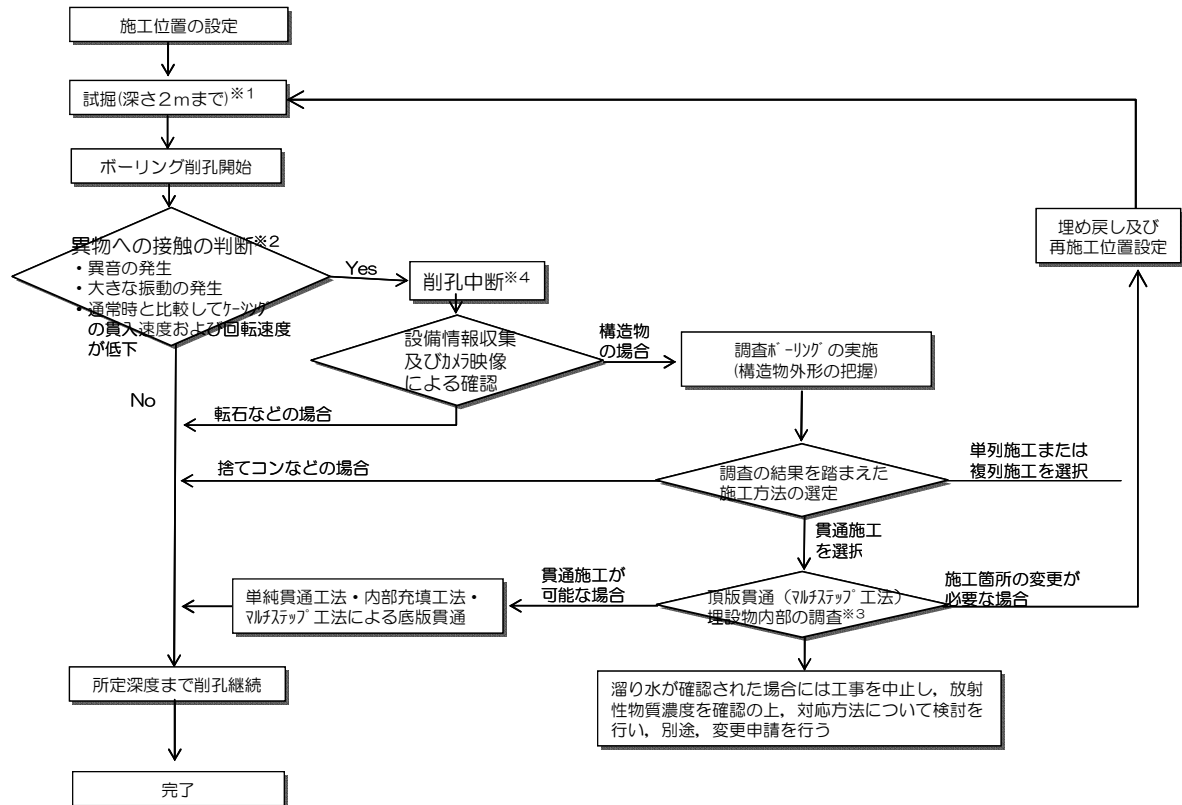


図 1 6 - 2 7 陸側遮水壁ライン近傍のサブドレン・地下水位観測孔 配置図

## 7 不明埋設物への対応

ボーリング削孔中に「異音が発生する」、「大きな振動が発生する」等により、図面がない不明な埋設物が確認された場合は削孔を中断し、カメラ等により埋設物の状況の確認等を行った上で、適切な施工方法を選定、または、施工位置の移動等を行う。



※1 旧地盤面から深さ2mまで試掘することにより、東日本大震災以降に設置した電源ケーブル等の確認を行う。この試掘により、削孔作業において比較的容易に損傷する可能性が想定される埋設物（直接埋設された配管・ケーブル等）については、その位置・規模を全て特定出来る。2m以深の埋設物のうち、建屋と連通している埋設物については、基本的には図面等で確認済みであり、不明埋設物の多くが建屋建設当時の残置物（配管・ガレキ・仮設物基礎等）であると想定している。

※2 「異物への接触の判断」は、削孔深度が所定の深度に達するまで、異物への接触の都度に行う。

※3 カメラ映像による内容物確認および水質調査

※4 万が一、不明埋設物を誤って破損した際には、溜り水が有る場合には水の放射性物質濃度を確認する。並行して「不明物対処確認委員会」で不明埋設物の同定・対応方法について検討する。

図17 不明埋設物への対応フロー

以上

海側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

1 はじめに

陸側遮水壁は、地盤中に凍結管を約1m間隔で設置し、凍結管内に-30℃のブライン（冷却材）を循環させて凍結管周囲の地盤を凍結して造成する。海側ライン上の埋設物周辺の施工にあたっては、埋設物を図面・試掘・現地調査で確認し、構造形式、内容物、埋設物内部の状況を整理した上で、埋設物の幅・機能に応じて、適切な施工方法を選定する。

1.1 陸側遮水壁の施工手順

「添付資料-14 別添-2 1.1 陸側遮水壁の施工手順」に示す通り。

1.2 埋設物の種類

建屋周辺の地盤中には、建屋間を連絡する電気・通信ケーブルや配管を内包するトレンチや取水管、放水管等の埋設物が存在する。

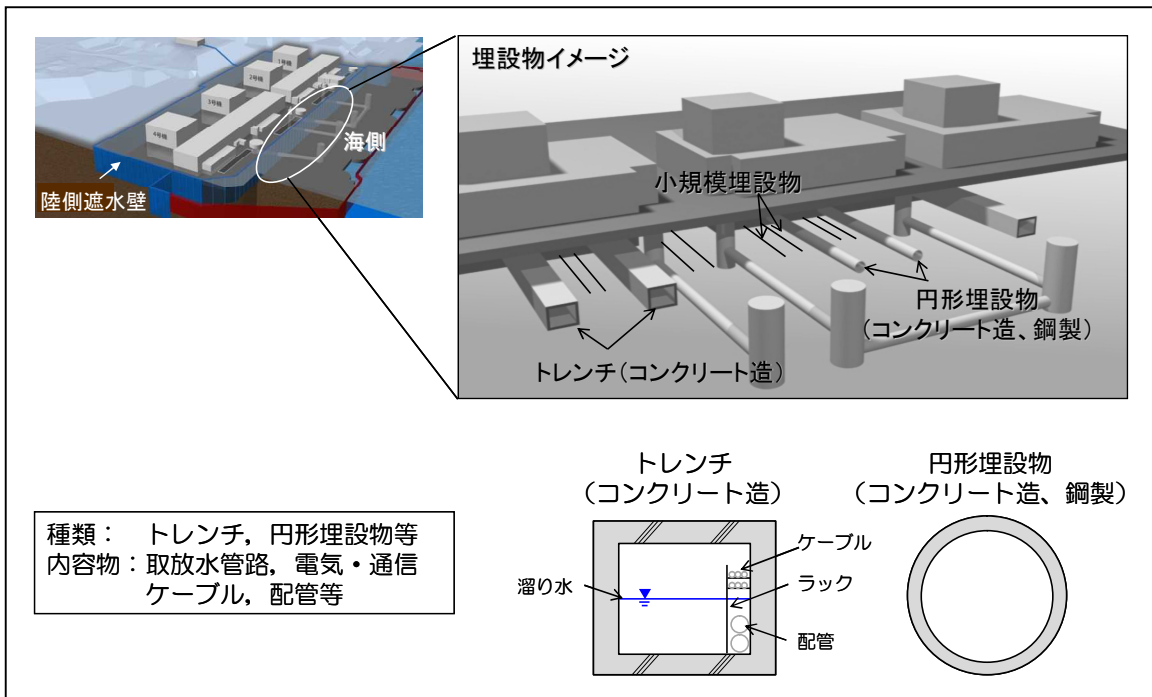


図1 埋設物のイメージ

2 埋設物に対する施工方法

「添付資料-14 別添-2 2 埋設物に対する施工方法」に示す通り。

### 3 貫通施工の基本方針

#### 3.1 貫通施工の種類とパターン

「添付資料－1 4 別添－2 3.1 貫通施工の種類とパターン」に示す通り。

#### 3.2 貫通施工時の留意事項

留意事項	対応
重油配管, 軽油配管および薬品配管や運用中の通信・制御ケーブルの損傷の防止	・重油配管, 軽油配管および薬品配管 ; トレンチ内の位置確認, 防護・離隔確保 ・通信・制御ケーブル ; 図面・現地確認により使用状況を確認, 必要に応じて移動

#### 3.3 貫通施工の施工パターン

「添付資料－1 4 別添－2 3.2.2 貫通施工の施工パターン」に示す施工パターンを用いて施工する。

### 4 凍結防止措置

「添付資料－1 4 別添－2 4 凍結防止措置」に示す通り。

5 海側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所

海側ライン上の凍結管（測温管含む）の貫通施工・複列施工の対象箇所を図2，表1に示す。また，それぞれ箇所での施工方法を図3に示す。

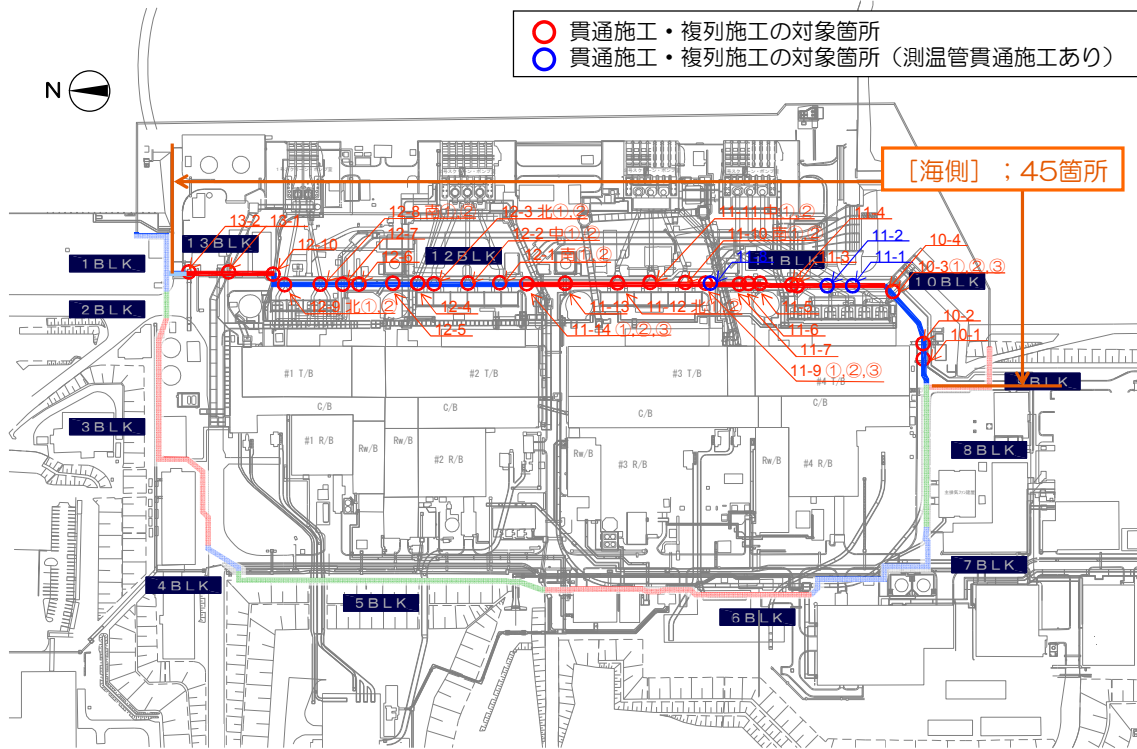


図2 貫通施工・複列施工の対象箇所

表1 貫通施工・複列施工の対象箇所

	構造物名	溜り水調査		貫通施工箇所での溜り水		調査時期	施工パターン	備考
		溜り水※2の有無	溜り水※1の区分	有無	自由水面・被圧			
10BLK	10-1 消火配管トレンチ(4号機南側)	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	10-2 4号機薬品タンク連絡ダクト	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	4号機放水管①	有	C	—	—	H26.9	複列	
	10-3 4号機放水管②	有	C	—	—	H26.9	複列	
	4号機放水管③	有	C	—	—	H26.9	複列	
10-4 4号機海水配管(SW)埋設ダクト	無	—	—	—	H26.10	複列		
11BLK	11-1 4号機取水管-南	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統	測温管貫通施工あり
	11-2 4号機取水管-中	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統	測温管貫通施工あり
	11-3 4号機取水管-北	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統	
	11-4 4号機海水配管トレンチ(SW系)	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	11-5 4号機別棟機械室連絡トレンチ	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	11-6 ストームドレン配管トレンチ	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	11-7 3号機薬品タンク連絡ダクト	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	11-8 3号機取水電源ケーブル管路	無	—	無	—	H26.11	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	測温管貫通施工あり
	3号機放水管①	有	C	—	—	H27.5	複列	
	11-9 3号機放水管②	有	C	—	—	H27.5	複列	
	3号機放水管③	有	C	—	—	H27.5	複列	
	11-10 3号機取水管-南①	無	—	無	—	H26.8	(頂部)単統 (底部)単統	
	3号機取水管-南②	無	—	無	—	H26.8	(頂部)単統 (底部)単統	
	11-11 3号機取水管-中①	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単統 (底部)単統	
3号機取水管-中②	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単統 (底部)単統		
11-12 3号機取水管-北①	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単統 (底部)単統		
3号機取水管-北②	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単統 (底部)単統		
11-13 No.2軽油配管トレンチ	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単統		
2号機放水管①	有	C	—	—	H27.6	複列		
11-14 2号機放水管②	有	C	—	—	H27.6	複列		
2号機放水管③	有	C	—	—	H27.6	複列		
12BLK	12-1 2号機取水管-南①	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単統 (底部)単統	
	2号機取水管-南②	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単統 (底部)単統	
	12-2 2号機取水管-中①	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統	
	2号機取水管-中②	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統	
	12-3 2号機取水管-北①	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単統 (底部)単統	
	2号機取水管-北②	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単統 (底部)単統	
	12-4 2号機取水電源ケーブル管路A, B	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	管路Aは溜り水なしを確認
	12-5 No.1軽油配管トレンチ	無	—	無	—	H26.10	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	12-6 1号機ボイラー室電気品室連絡トレンチ	有	C	無	—	H26.10	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
	1号機放水管①	有	B	—	—	H27.6	複列	
1号機放水管②	有	B	—	—	H27.6	複列		
12-8 1号機取水管-南①	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統		
1号機取水管-南②	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単統 (底部)単統		
12-9 1号機取水管-北①	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単統 (底部)単統		
1号機取水管-北②	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単統 (底部)単統		
12-10 1号機取水電源ケーブル管路	無	—	無	—	H26.10	(頂部)単統 (底部)単統		
13BLK	13-1 重油配管トレンチ	無	—	無	—	H26.10	(頂部)頂版撤去 (底部)単統	
13-2 地下通路	無	—	無	—	H26.10	(頂部)単統 (底部)単統		

※1 貫通施工に関する溜り水の区分 (放射性物質濃度 (Cs) )

- A : 1.0 × 10<sup>4</sup>Bq/L以上
- B : 1.0 × 10<sup>3</sup>Bq/L以上 ~ 1.0 × 10<sup>4</sup>Bq/L未満
- C : 1.0 × 10<sup>2</sup>Bq/L未満

※2 今後の陸側遮水壁貫通施工に伴う調査により上記区分のA, Bに相当する溜り水が確認された場合は、溜り水の除去の計画を検討の上、実施する。

※3 上表で溜り水「無」の埋設構造物内に、貫通施工前の調査によって溜り水を有することが確認された場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。

調査予定

「3号機取水管-中①②」、「3号機取水管-北①②」、「2号機取水電源ケーブル管路B」、「1号機取水管-北①②」は貫通施工前に調査孔により溜り水の有無を確認する。溜り水の有無・放射性物質濃度を確認した後に施工方法を決定する。

溜り水がある場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。

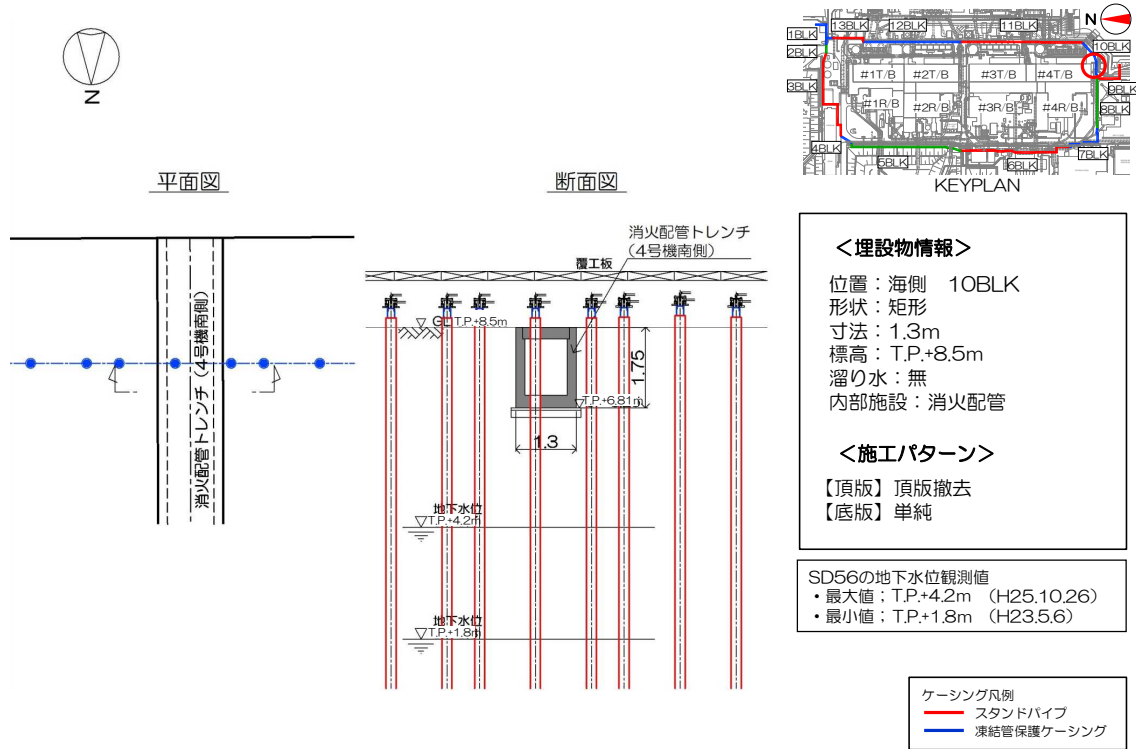
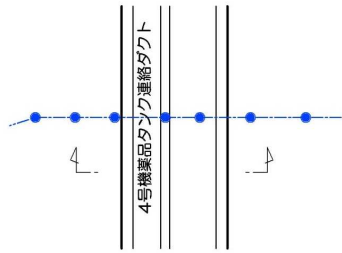


図3-1 【10-1】消火配管トレンチ 4号機南側 施工方法（貫通施工）

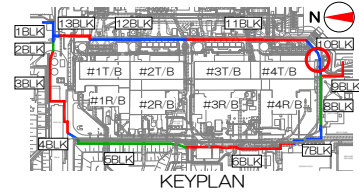
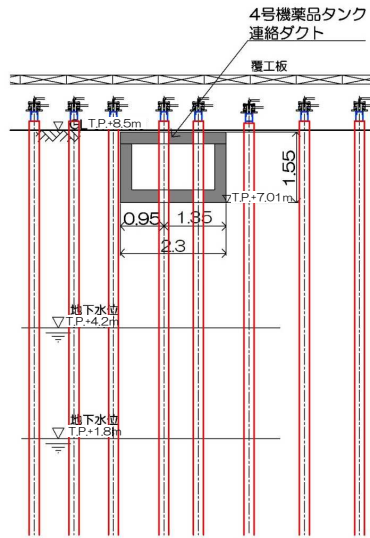
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



平面図



断面図



KEYPLAN

<埋設物情報>

位置：海側 10BLK  
形状：矩形  
寸法：2.3m  
標高：T.P.+8.5m  
溜り水：無  
内部施設：配管

<施工パターン>

【頂版】頂版撤去  
【底版】単純

SD56の地下水位観測値  
・最大値：T.P.+4.2m (H25.10.26)  
・最小値：T.P.+1.8m (H23.5.6)

ケーシング凡例  
— スタンドパイプ  
— 凍結管保護ケーシング

図 3-2 【10-2】 4号機薬品タンク連絡ダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
<換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



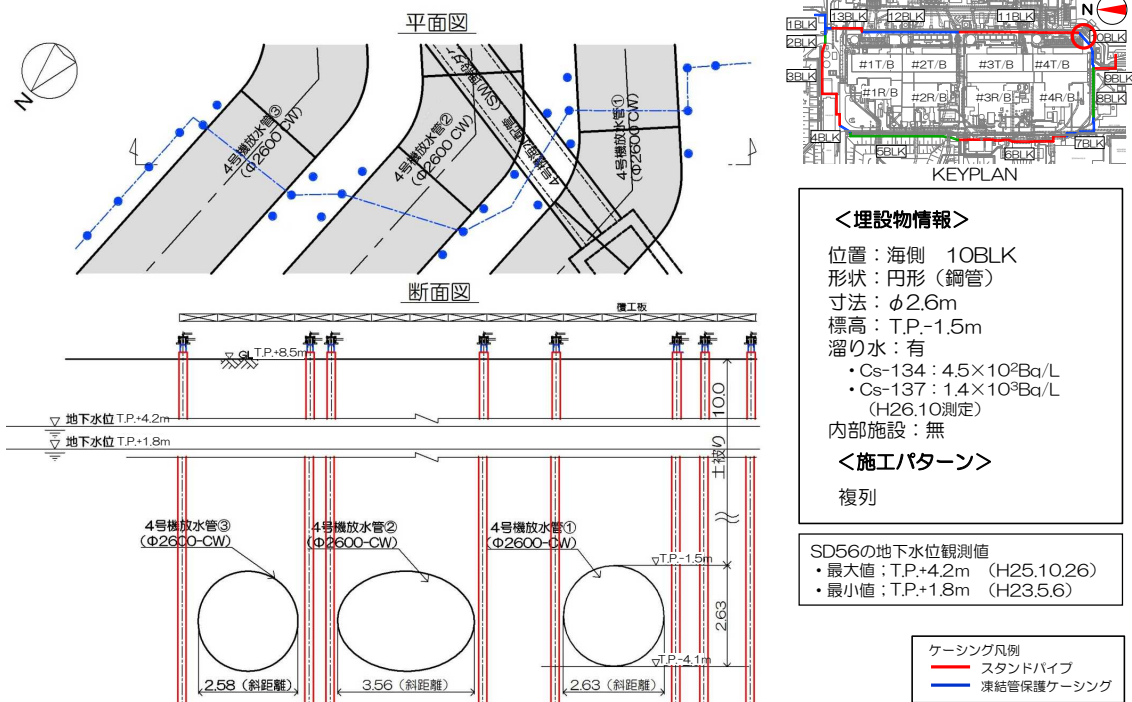


図 3-3 【10-3】4号機放水管①②③ 施工方法(複列施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

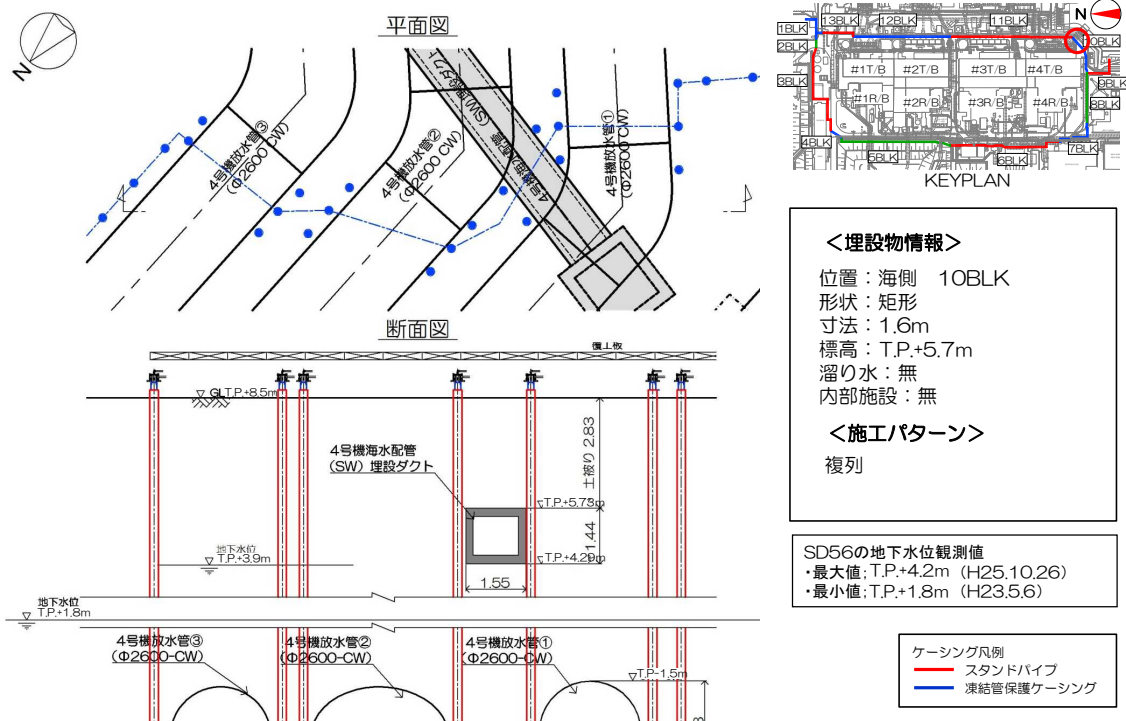
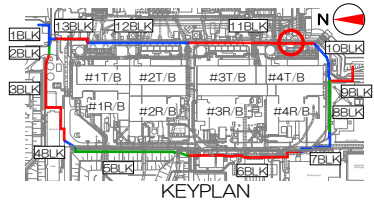
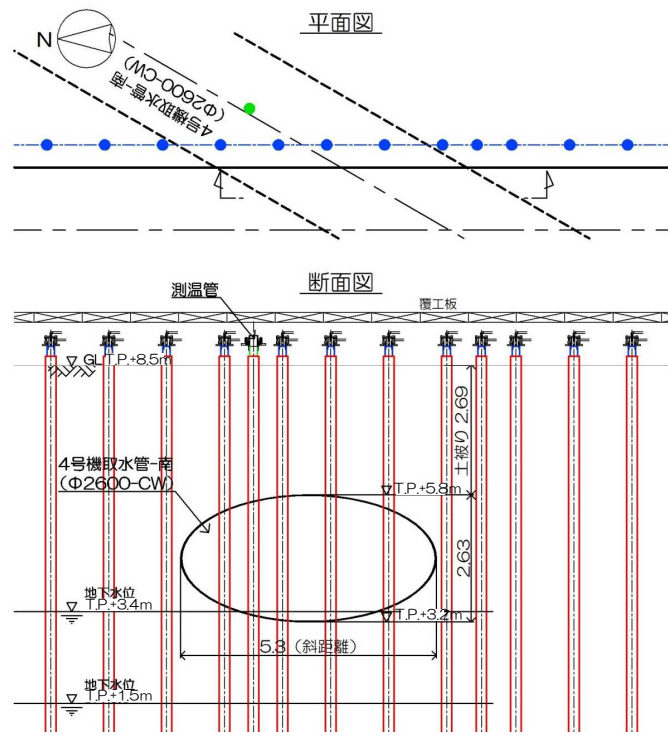


図3-4 【10-4】4号機海水配管（SW）埋設ダクト 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）とO.P.からT.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**  
 位置：海側 11BLK  
 形状：円形（鋼管）  
 寸法：φ2.6m  
 標高：T.P.+5.8m  
 溜り水：無  
 内部施設：無

**<施工パターン>**  
 【頂版】単純  
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+3.4m (H25.10.21)  
 ・最小値：T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング  
 〓 测温管

図 3 - 5 【 1 1 - 1 】 4号機取水管-南 施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

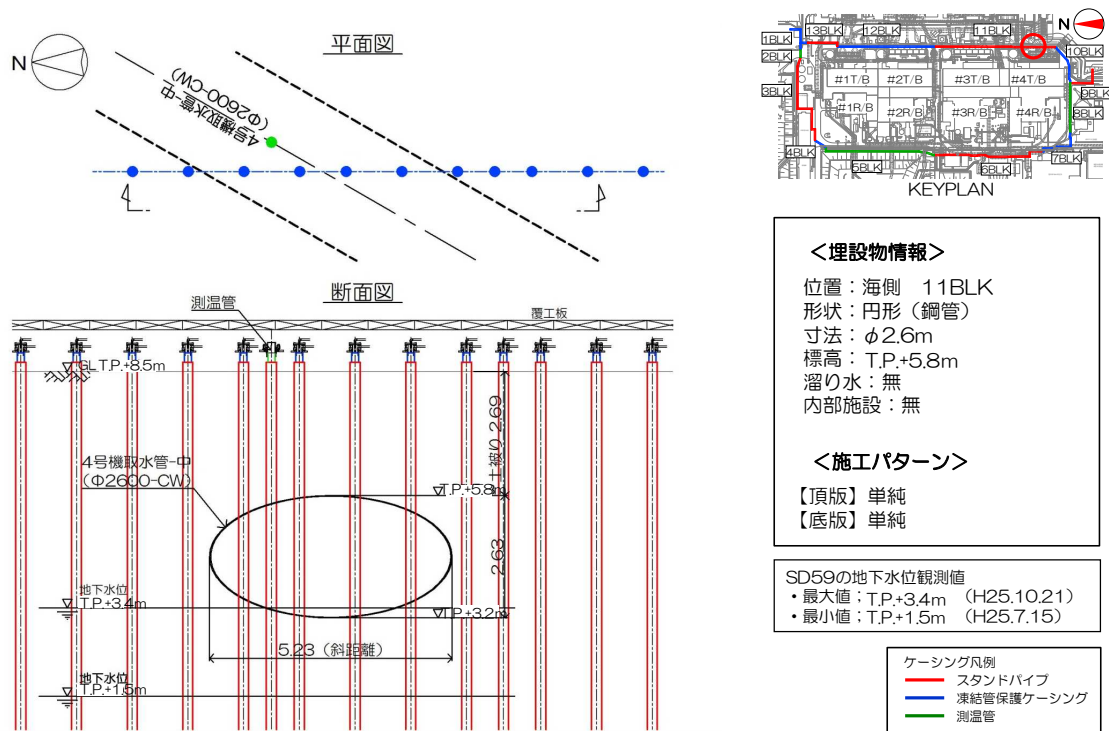
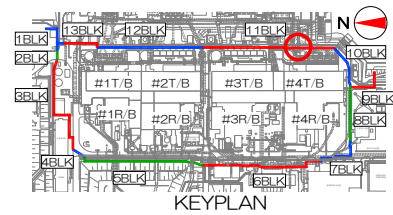
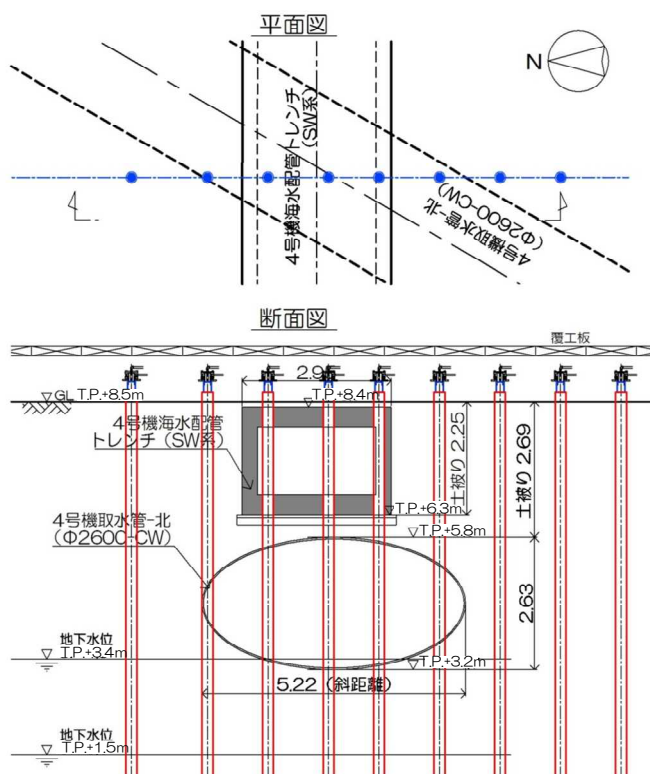


図3-6 【11-2】4号機取水管-中 施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



<埋設物情報>

位置：海側 11BLK  
 形状：円形（鋼管）  
 寸法：φ2.6m  
 標高：T.P.+5.8m  
 溜り水：無  
 内部施設：無

<施工パターン>

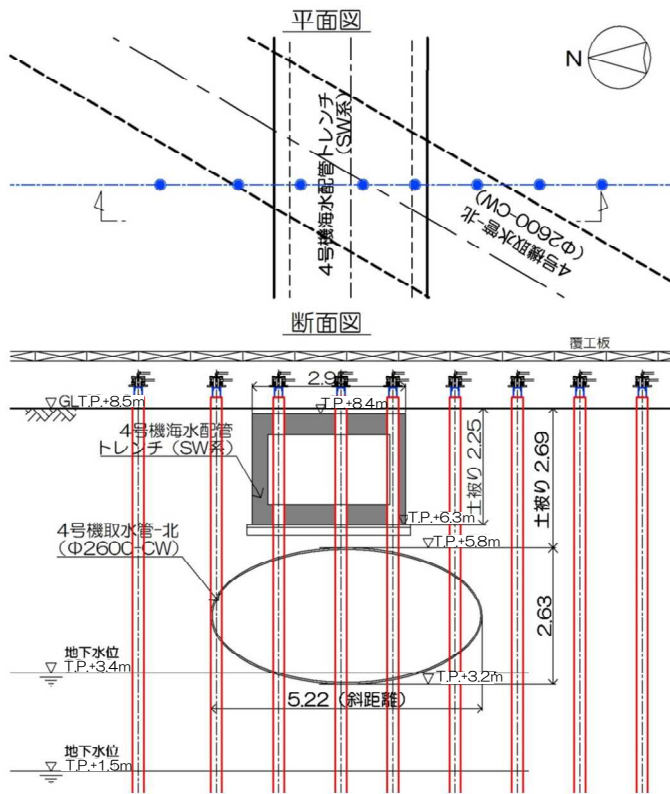
【頂版】単純  
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+3.4m (H25.10.21)  
 ・最小値：T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング

図 3 - 7 【 1 1 - 3 】 4号機取水-北 施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**  
 位置：海側 11BLK  
 形状：矩形  
 寸法：2.95m  
 標高：T.P.+8.4m  
 溜り水：無  
 内部施設：配管

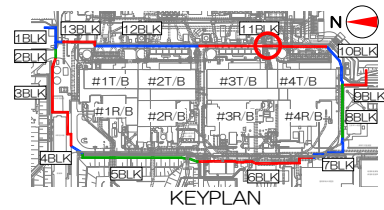
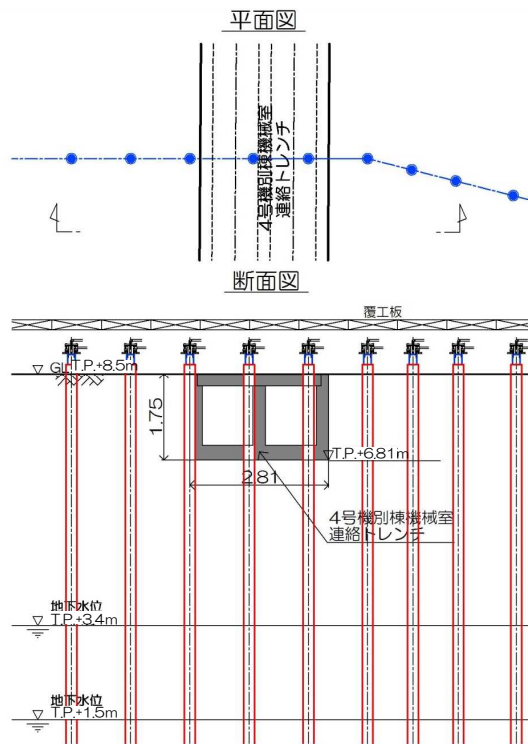
**<施工パターン>**  
 【頂版】頂版撤去  
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値  
 ・最大値；T.P.+3.4m (H25.10.21)  
 ・最小値；T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング

図3-8 【11-4】4号海水配管トレンチ (SW系) 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**

位置：海側 11BLK  
 形状：矩形  
 寸法：2.81m  
 標高：T.P.+8.5m  
 溜り水：無  
 内部施設：配管

**<施工パターン>**

【頂版】頂版撤去  
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+3.4m (H25.10.21)  
 ・最小値：T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例	
<span style="color: red;">—</span>	スタンドパイプ
<span style="color: blue;">—</span>	凍結管保護ケーシング

図3-9 【11-5】4号機別棟機械室連絡トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

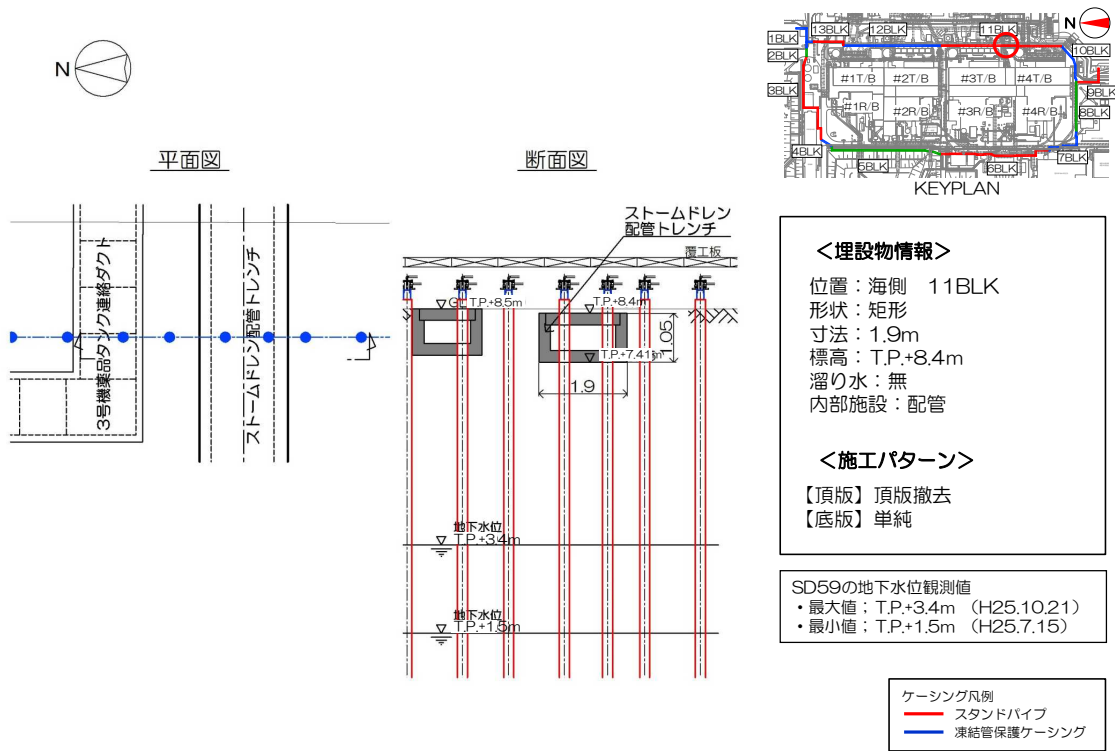


図3-10 【11-6】ストームドレン配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



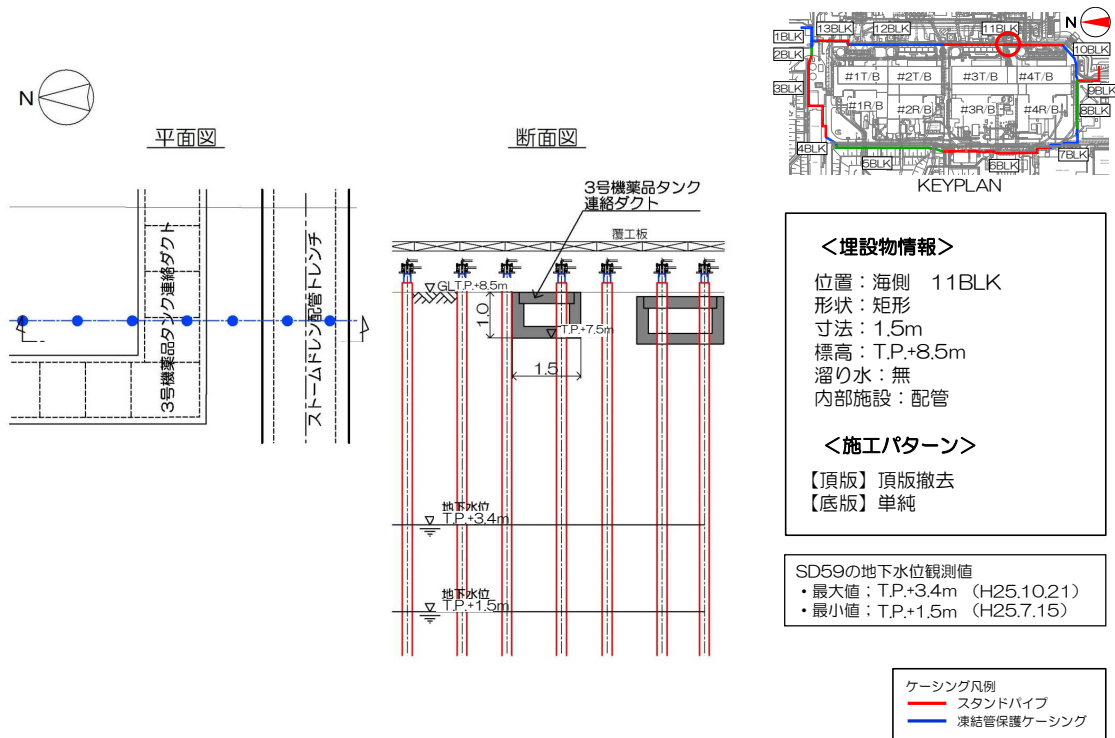


図 3-11 【11-7】3号機薬品タンク連絡ダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

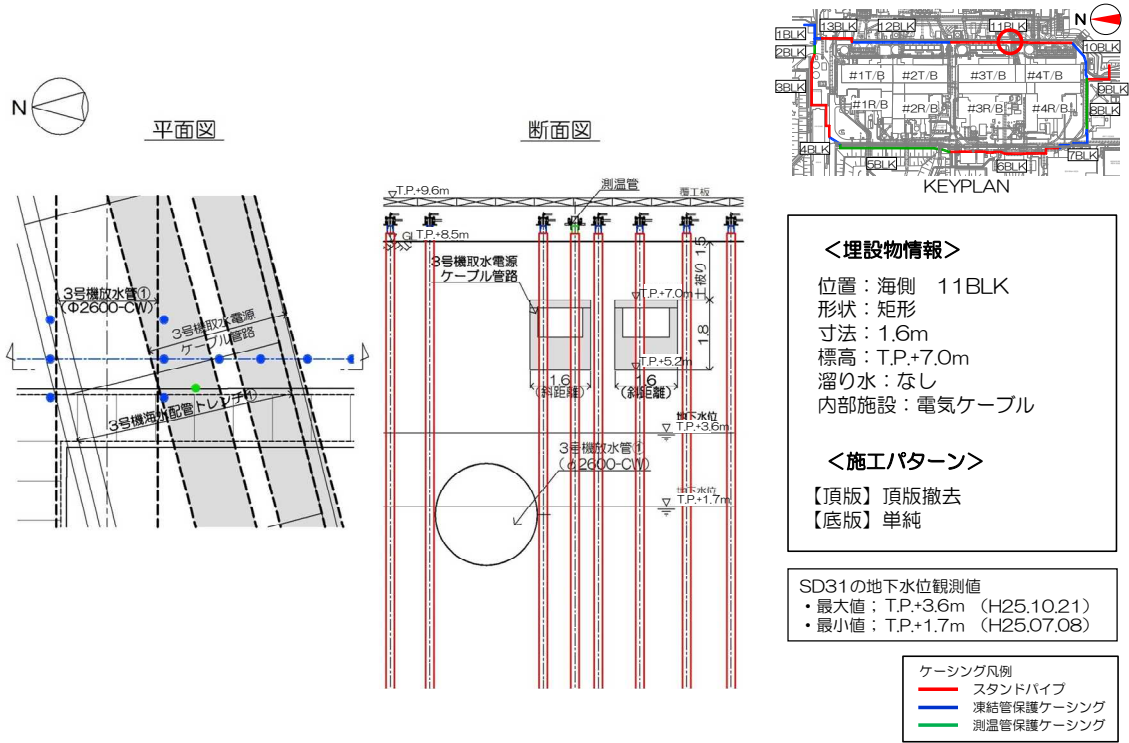


図 3-12 【11-8】 3号機取水電源ケーブル管路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

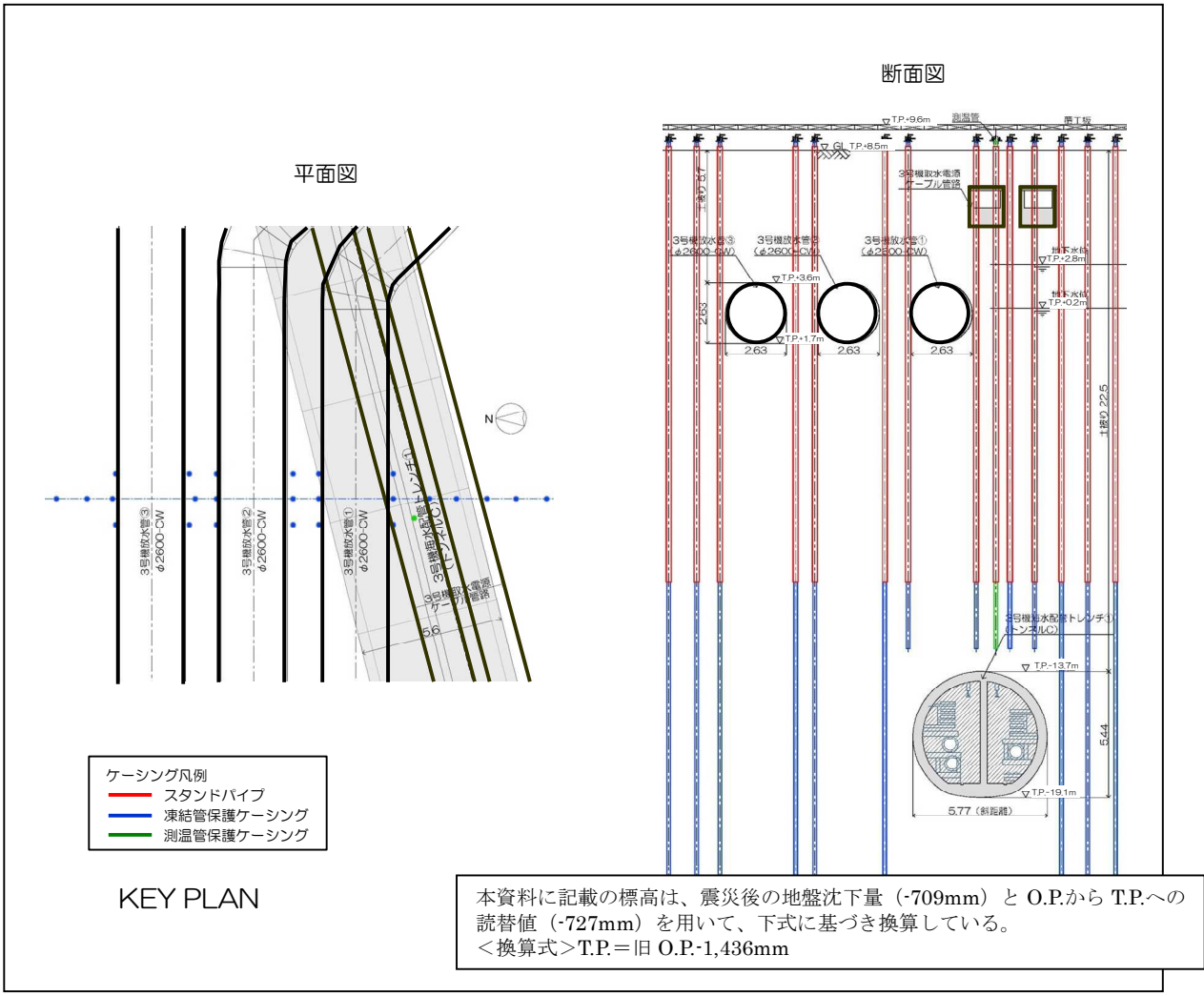
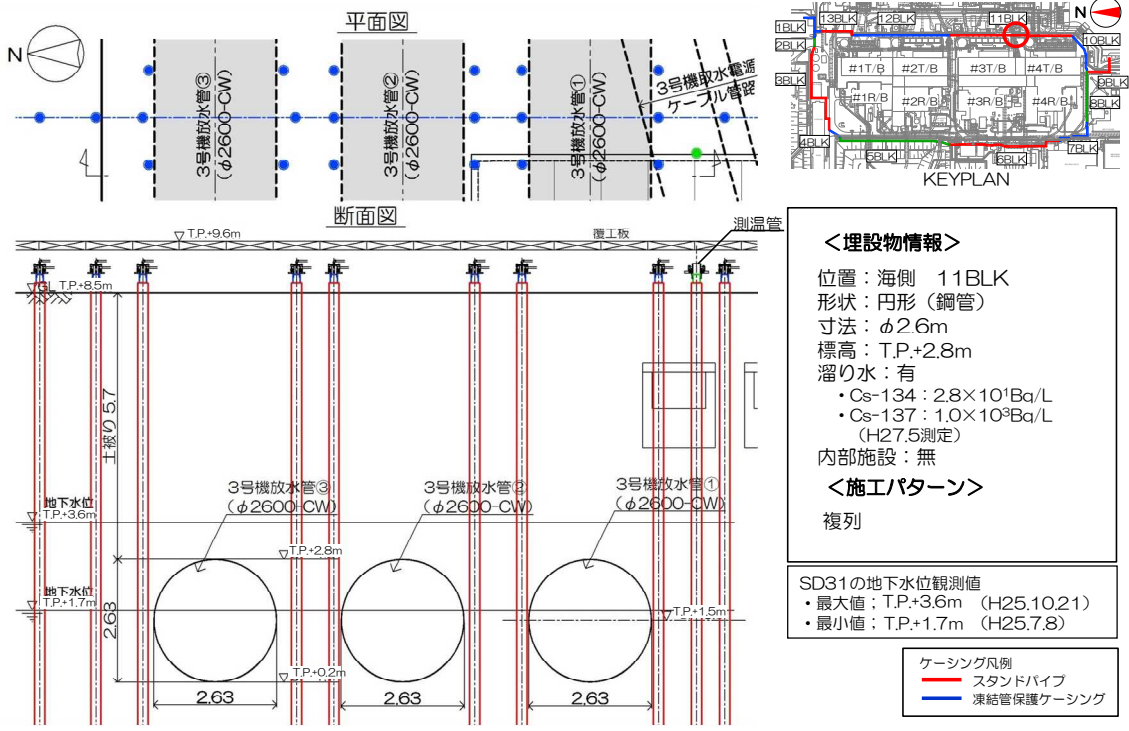


図 3 - 1 3 【 1 1 - 9 】 3 号機放水管①②③ 施工方法（複列施工）

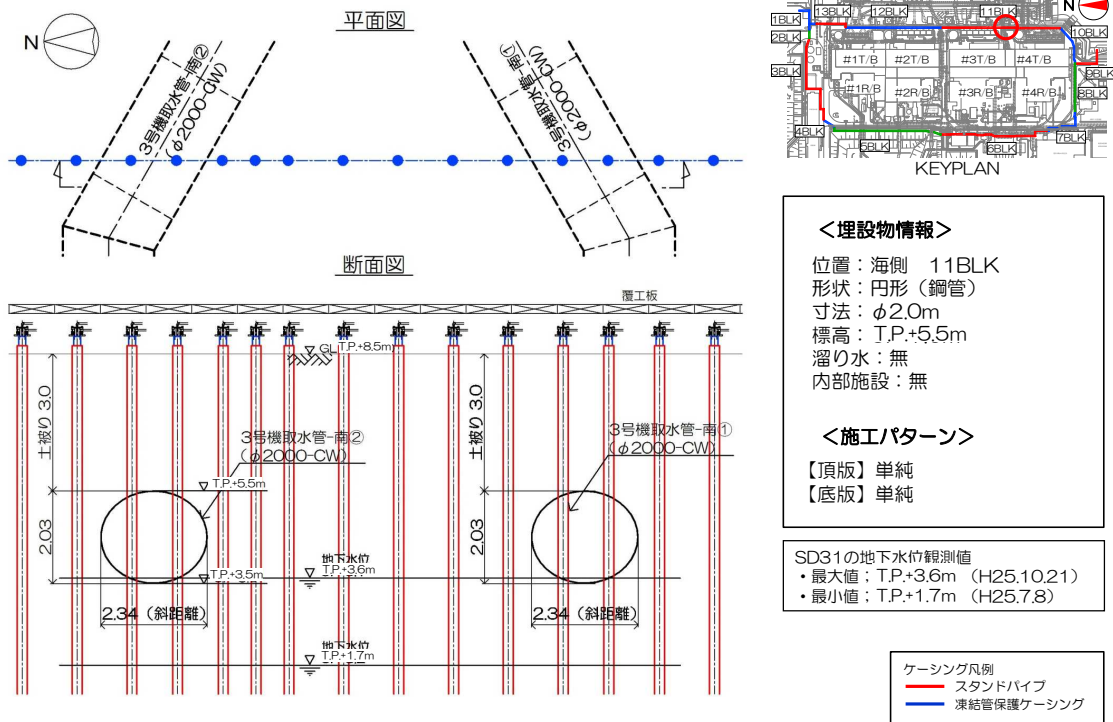
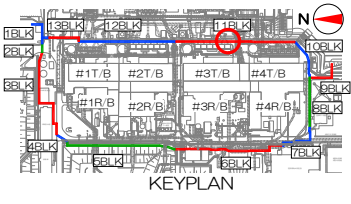
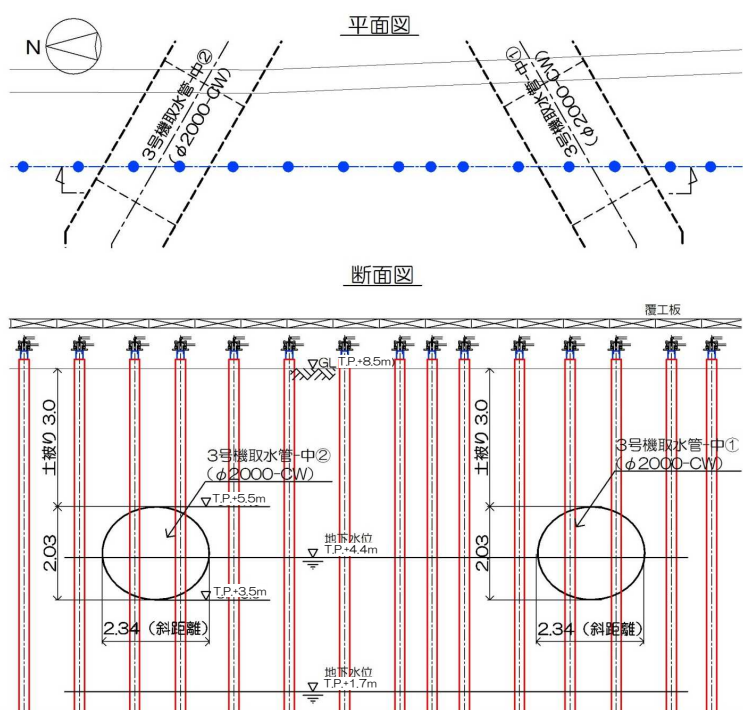


図 3-14 【11-10】3号機取水管-南①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



<埋設物情報>  
 位置：海側 11BLK  
 形状：円形（鋼管）  
 寸法：φ2.0m  
 標高：T.P.+5.5m  
 溜り水：貫通施工前に調査  
 内部施設：無

<施工パターン>  
 【頂版】単純  
 【底版】単純

SD32の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+4.4m（H25.10.21）  
 ・最小値：T.P.+1.7m（H25.7.17）

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング

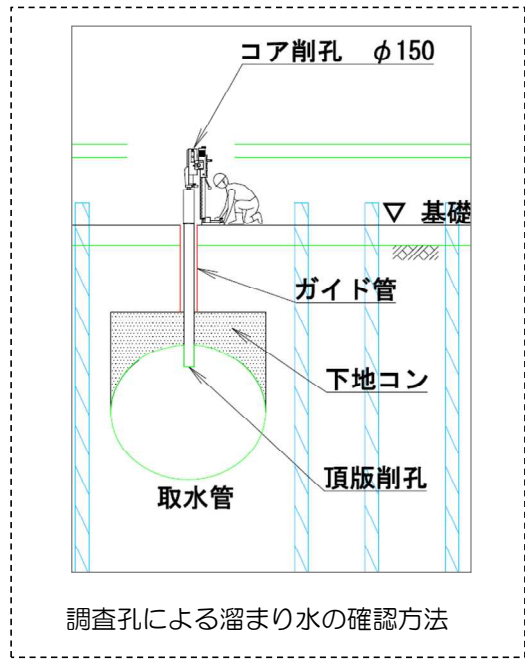
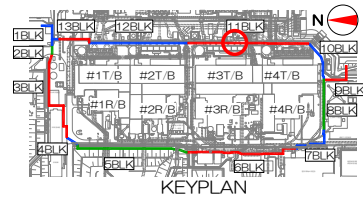
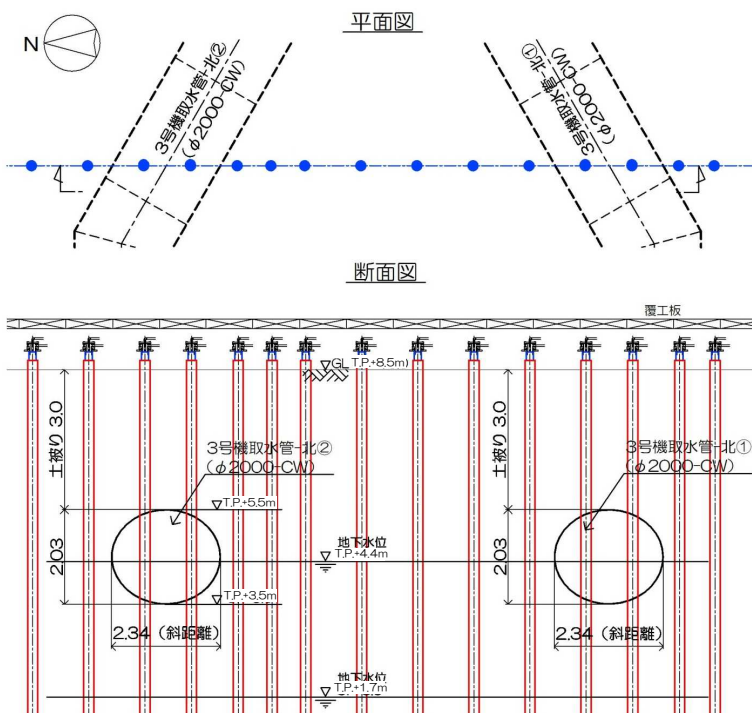


図3-15 【11-11】3号機取水管-中①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



<埋設物情報>

位置：海側 11BLK  
 形状：円形（鋼管）  
 寸法：φ2.0m  
 標高：T.P.+5.5m  
 溜り水：貫通施工前に調査  
 内部施設：無

<施工パターン>

【頂版】単純  
 【底板】単純

SD32の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+4.4m (H25.10.21)  
 ・最小値：T.P.+1.7m (H25.7.17)

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング

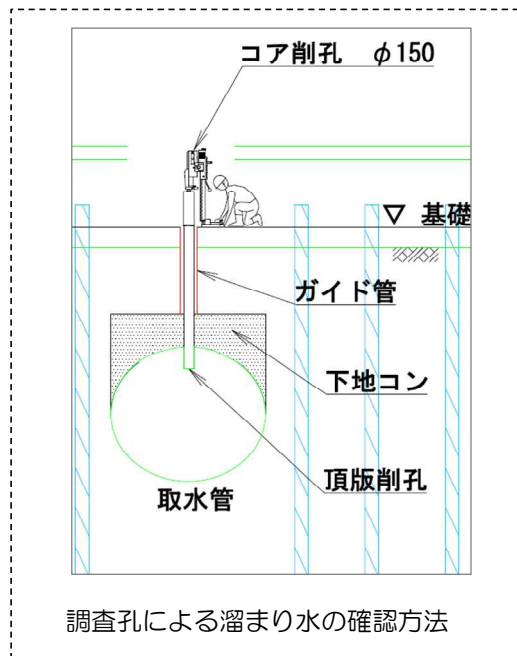


図3-16 【11-12】3号機取水管-北①② 施工方法（貫通施工）

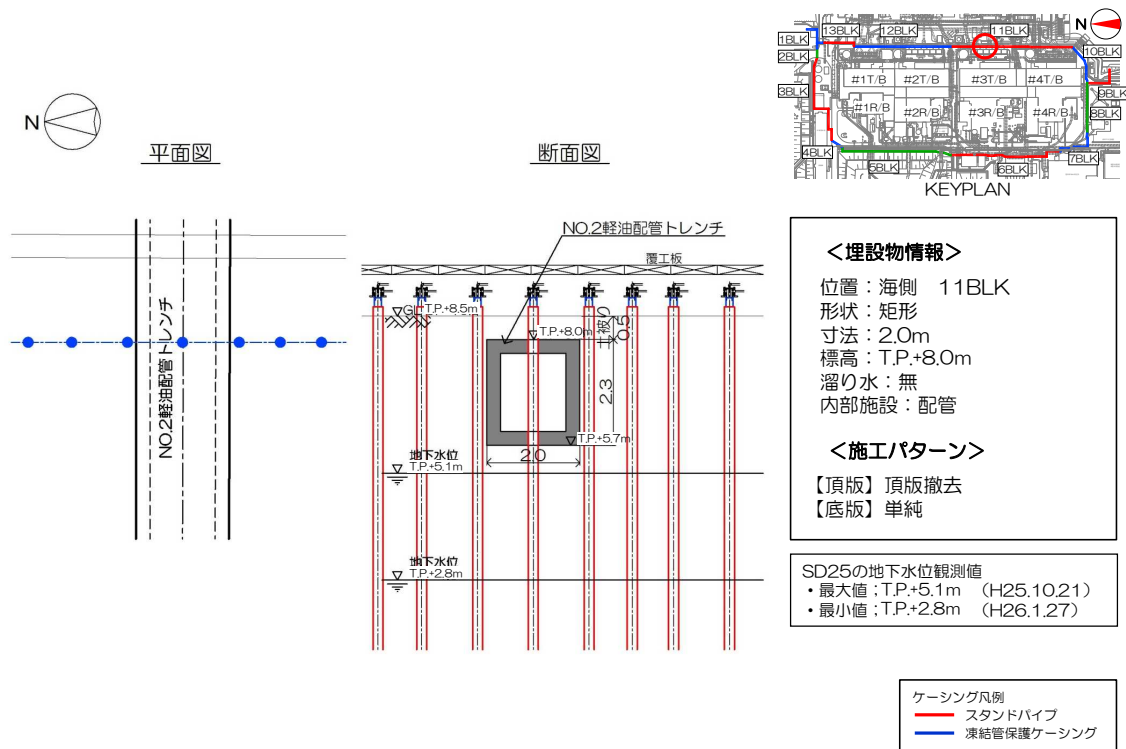
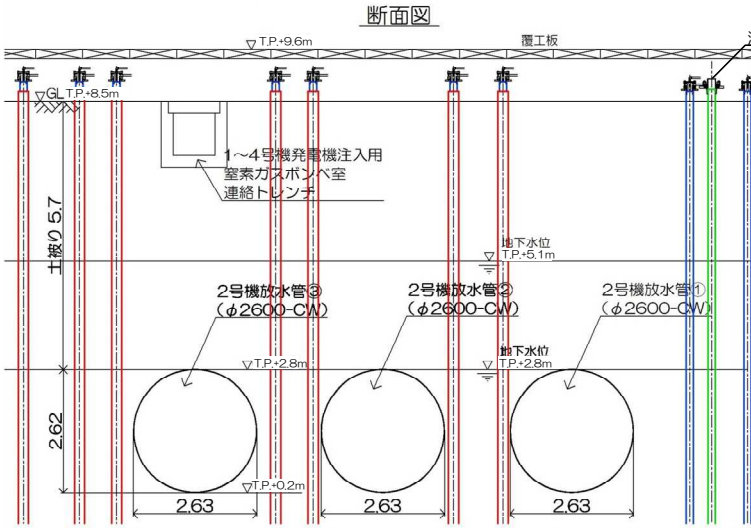
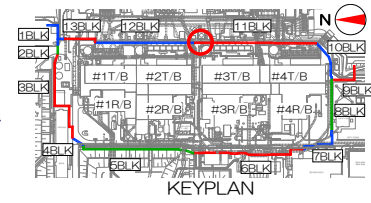
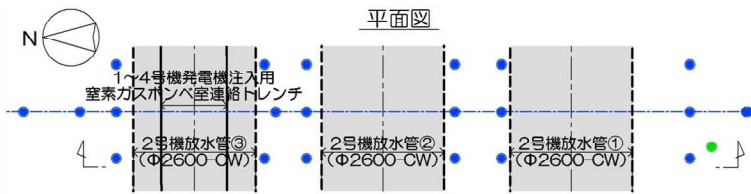


図 3-17 【11-13】 No. 2 軽油配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

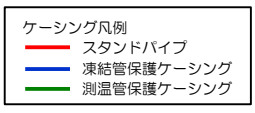
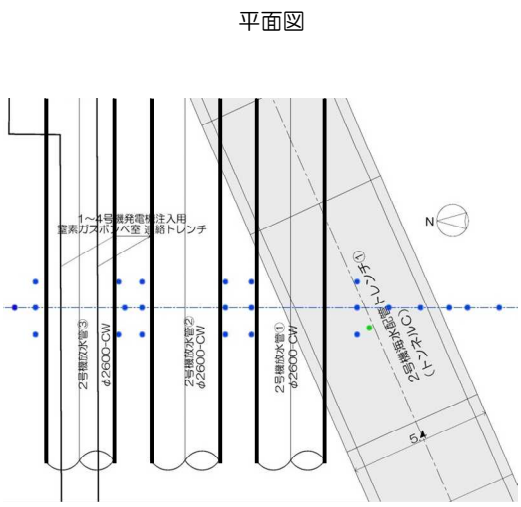
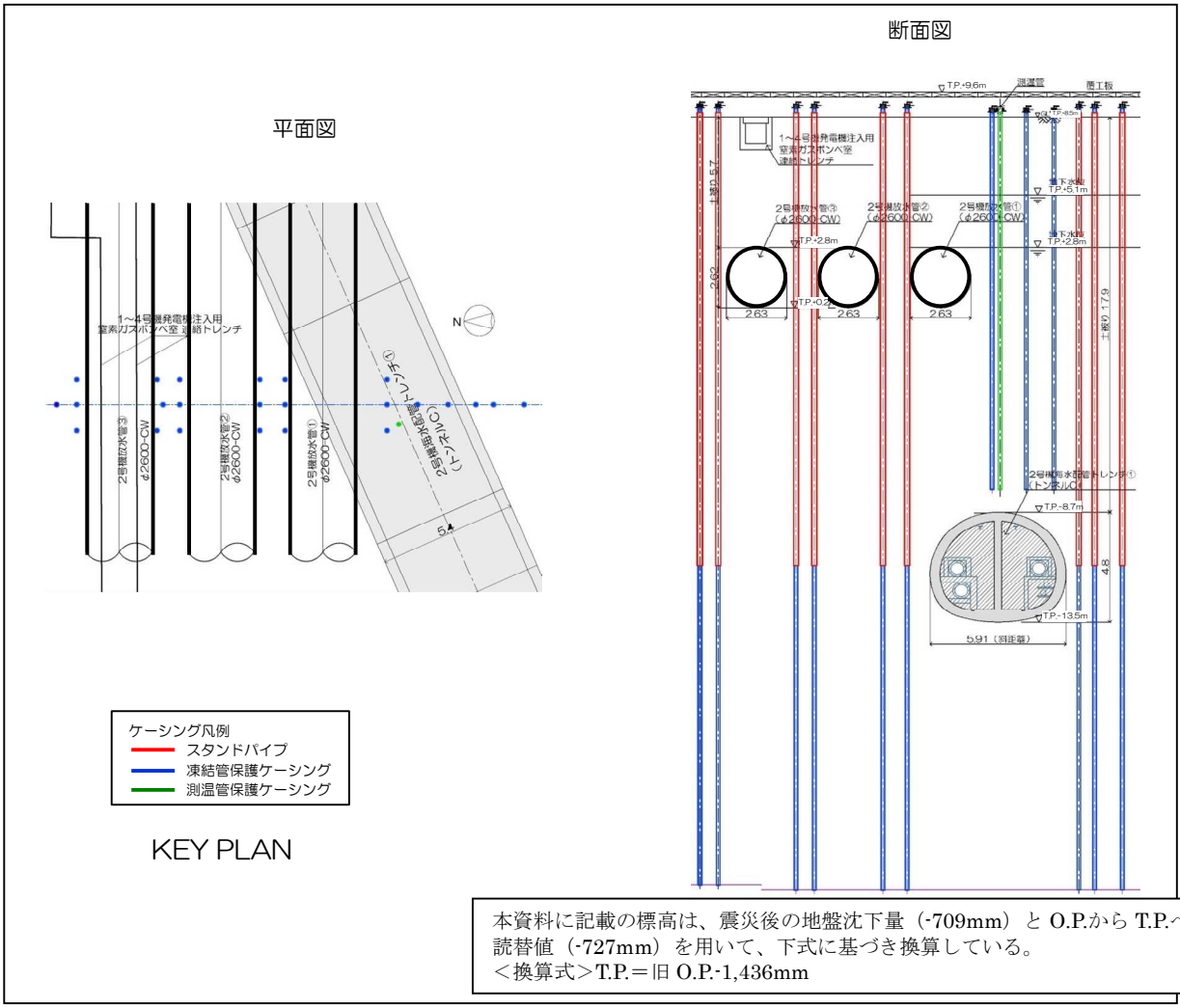
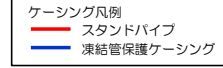




**<埋設物情報>**  
 位置：海側 11BLK  
 形状：円形（鋼管）  
 寸法：φ2.6m  
 標高：T.P.+2.8m  
 溜り水：有  
 ・Cs-134：9.4×10<sup>1</sup>Bq/L  
 ・Cs-137：3.7×10<sup>2</sup>Bq/L  
 （H27.6測定）  
 内部施設：無

**<施工パターン>**  
 複列

SD25の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+5.1m（H25.10.21）  
 ・最小値：T.P.+2.8m（H26.1.27）



KEY PLAN

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm

図3-18 【11-14】2号機放水管①②③ 施工方法（複列施工）



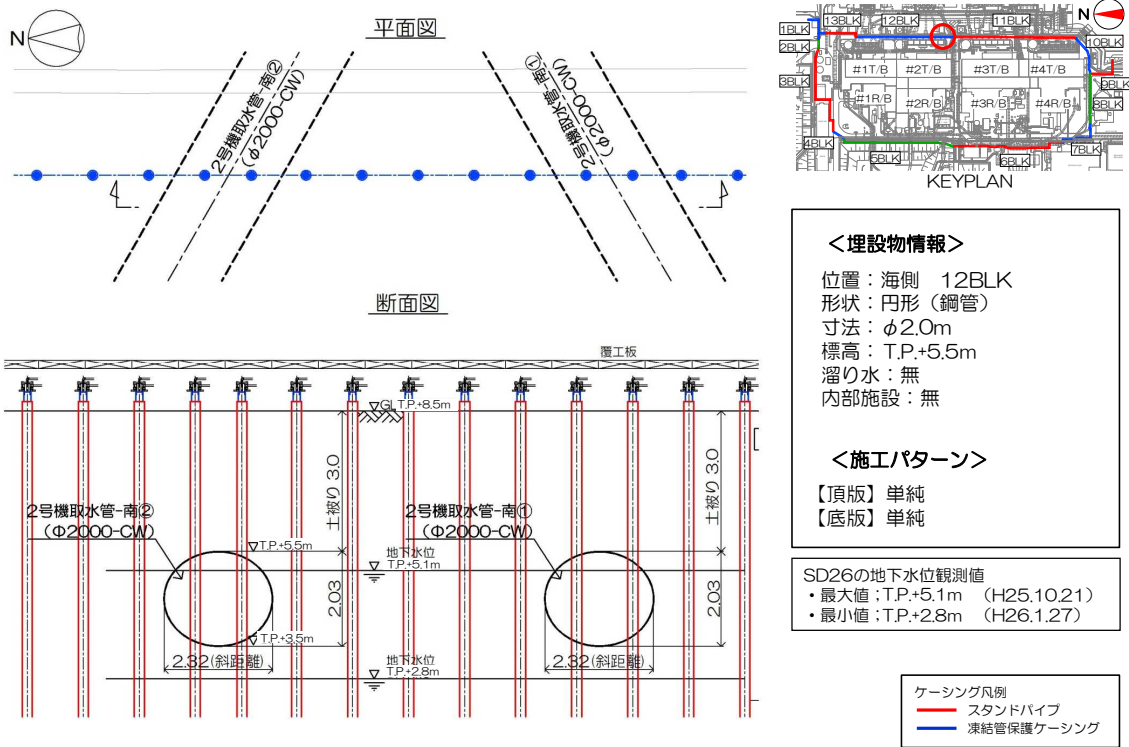


図 3-1-9 【12-1】2号機取水管-南①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

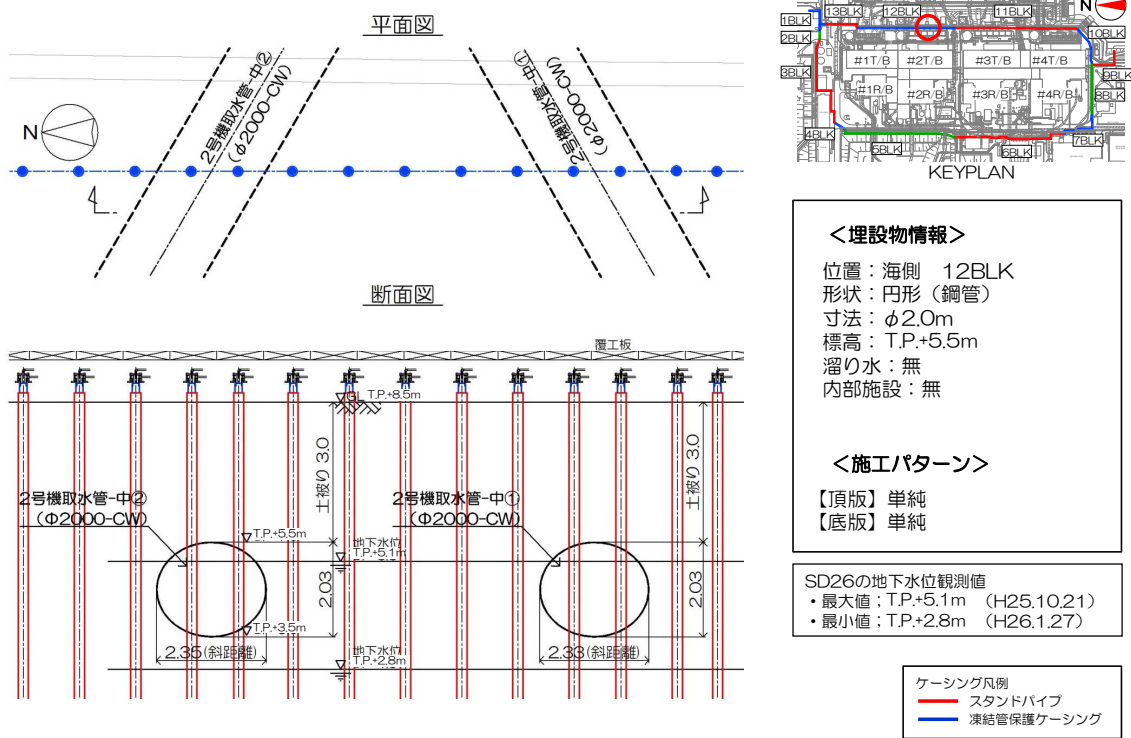


図 3-20 【12-2】2号機取水管-中①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

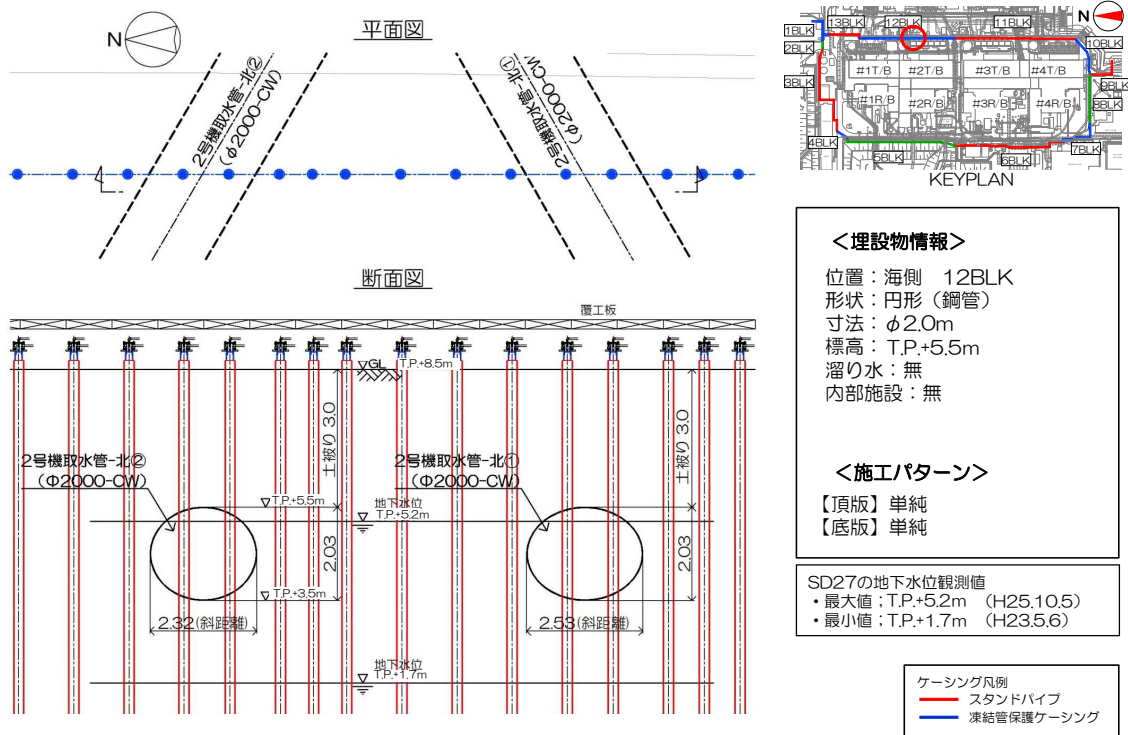
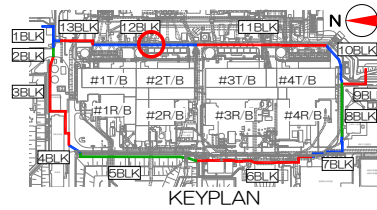
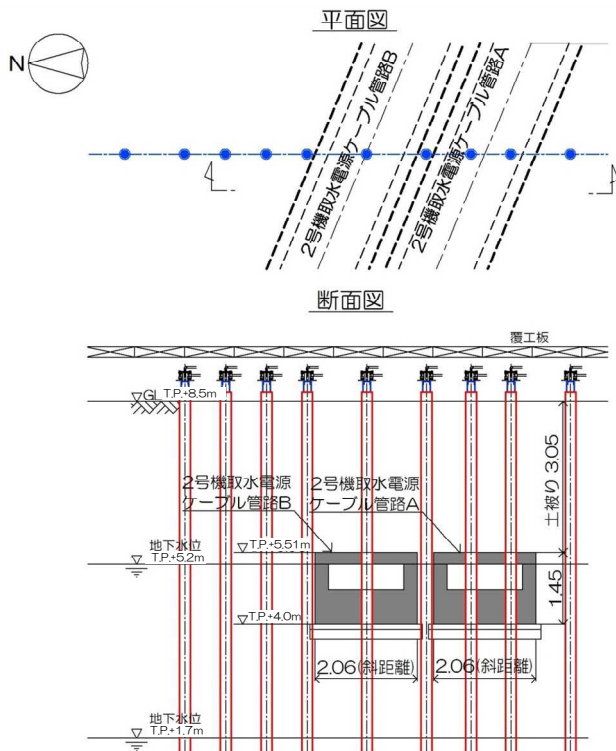


図 3-21 【12-3】2号機取水管-北①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



**<埋設物情報>**  
 位置：海側 12BLK  
 形状：矩形  
 寸法：1.9m  
 標高：T.P.+5.51m  
 溜り水：無（管路A）  
 貫通施工前に調査（管路B）  
 内部施設：電気ケーブル  
**<施工パターン>**  
 【頂版】頂版撤去  
 【底板】単純

SD27の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+5.2m (H25.10.5)  
 ・最小値：T.P.+1.7m (H23.5.6)

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング

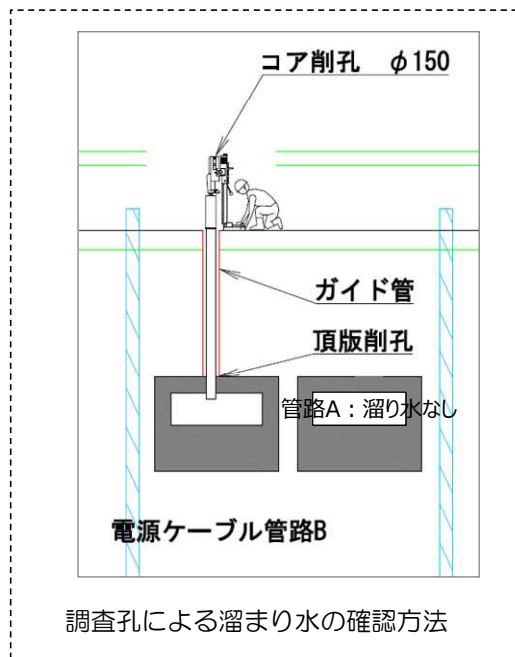


図3-22 【12-4】2号機取水電源ケーブル管路A,B 施工方法（貫通施工）

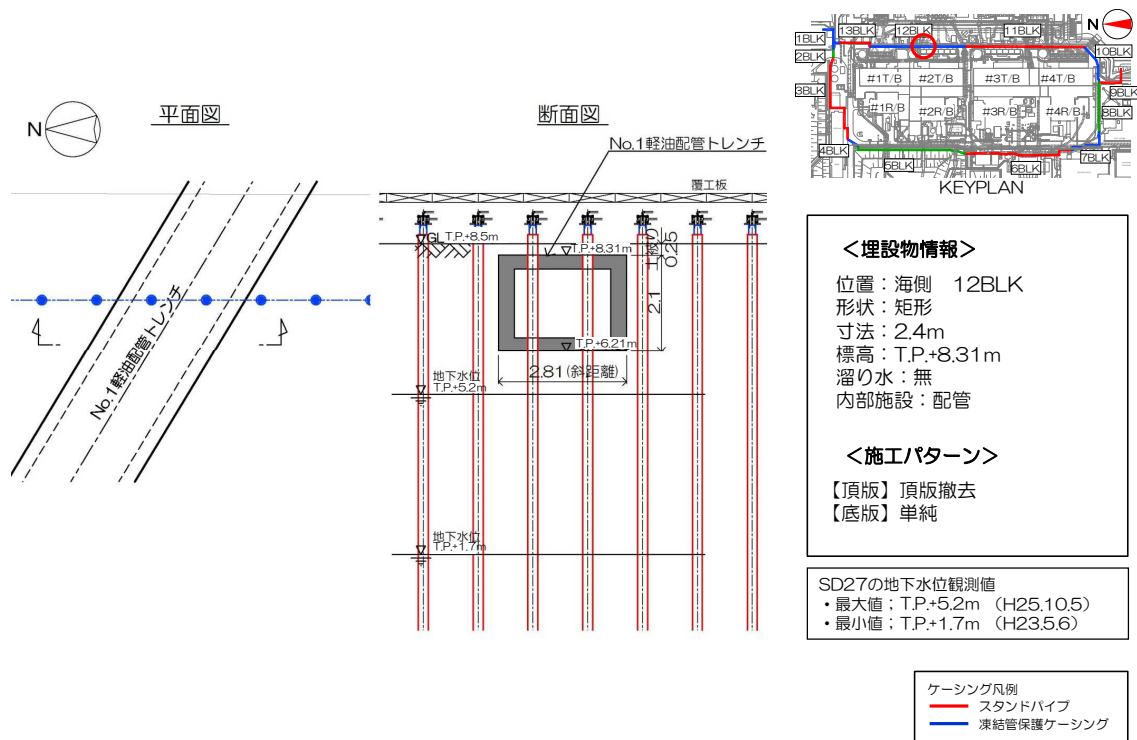
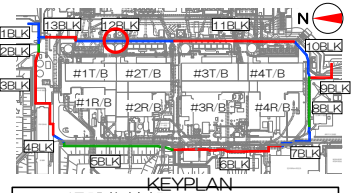
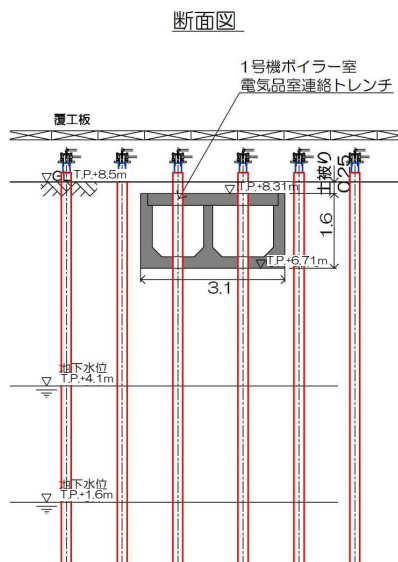
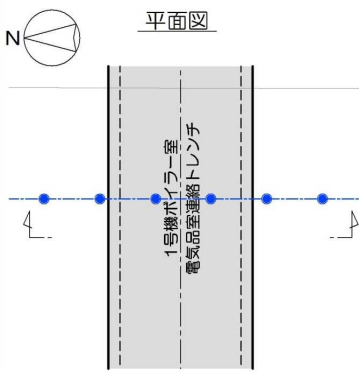


図 3-23 【12-5】 No.1 軽油配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

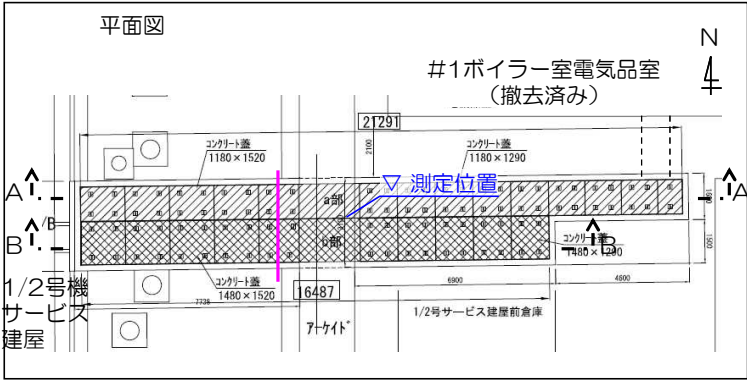
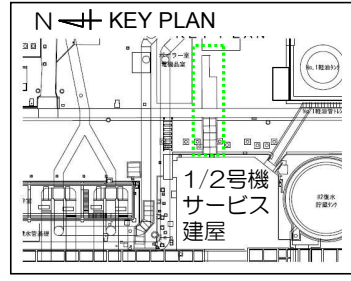


**<埋設物情報>**  
 位置：海側 12BLK  
 形状：矩形  
 寸法：3.1m  
 標高：T.P.+8.31m  
 溜り水：有（貫通箇所：無）  
 ・Cs-134：1.2×10<sup>2</sup>Bq/L  
 ・Cs-137：3.2×10<sup>2</sup>Bq/L  
 （H24.1測定）  
 内部施設：電源ケーブル  
 配管

**<施工パターン>**  
 【頂版】頂版撤去  
 【底板】単純

SD1の地下水水位観測値  
 ・最大値：T.P.+4.1m (H23.9.21)  
 ・最小値：T.P.+1.6m (H23.5.9)

ケーシング凡例  
 〓 スタンドパイプ  
 〓 凍結管保護ケーシング



陸側遮水壁ライン

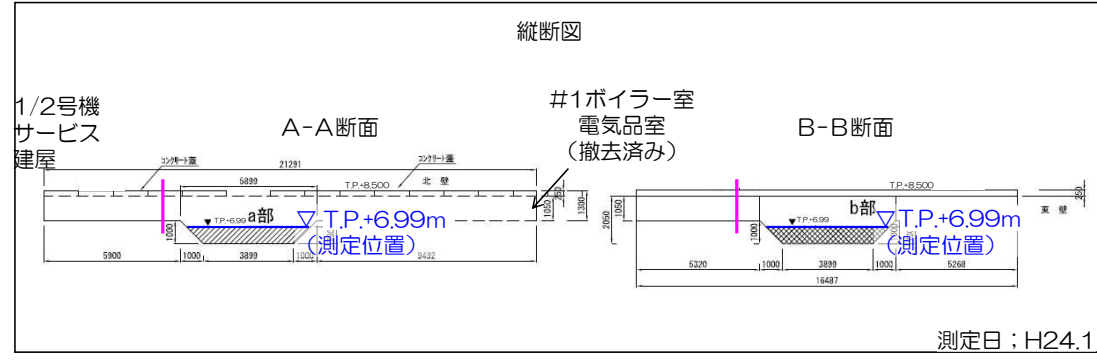


図3-24 【12-6】1号機ボイラー室電気品室連絡トレンチ 施工方法（貫通施工）

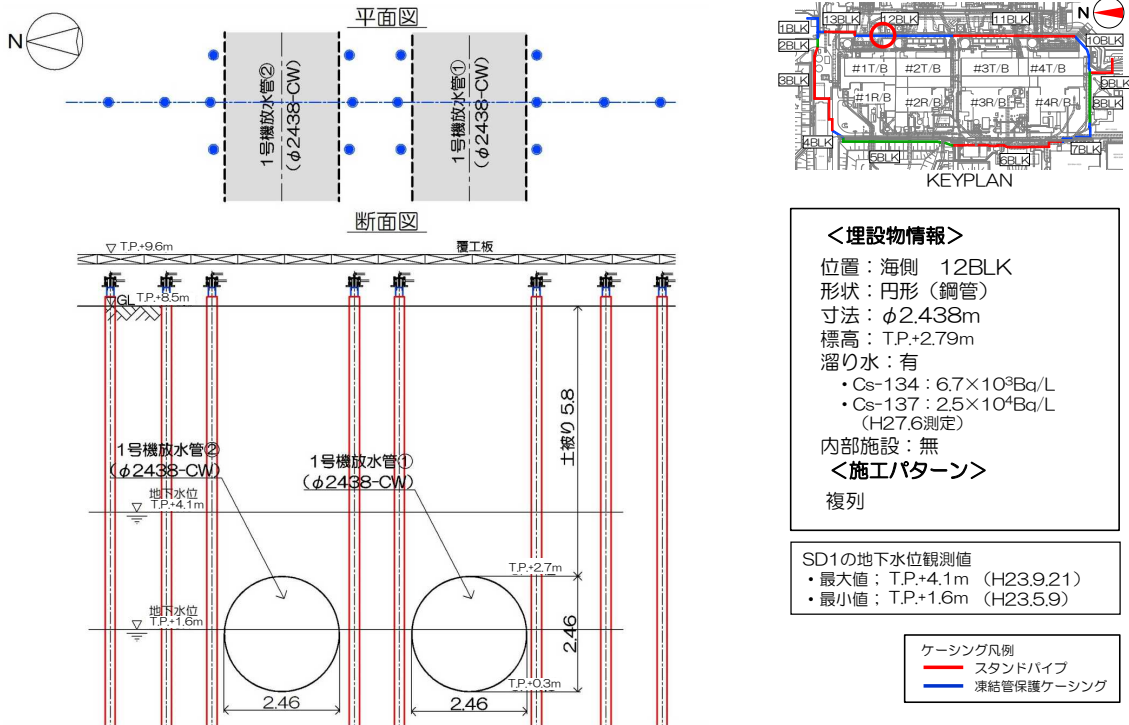


図 3-25 【12-7】1号機放水管①② 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm

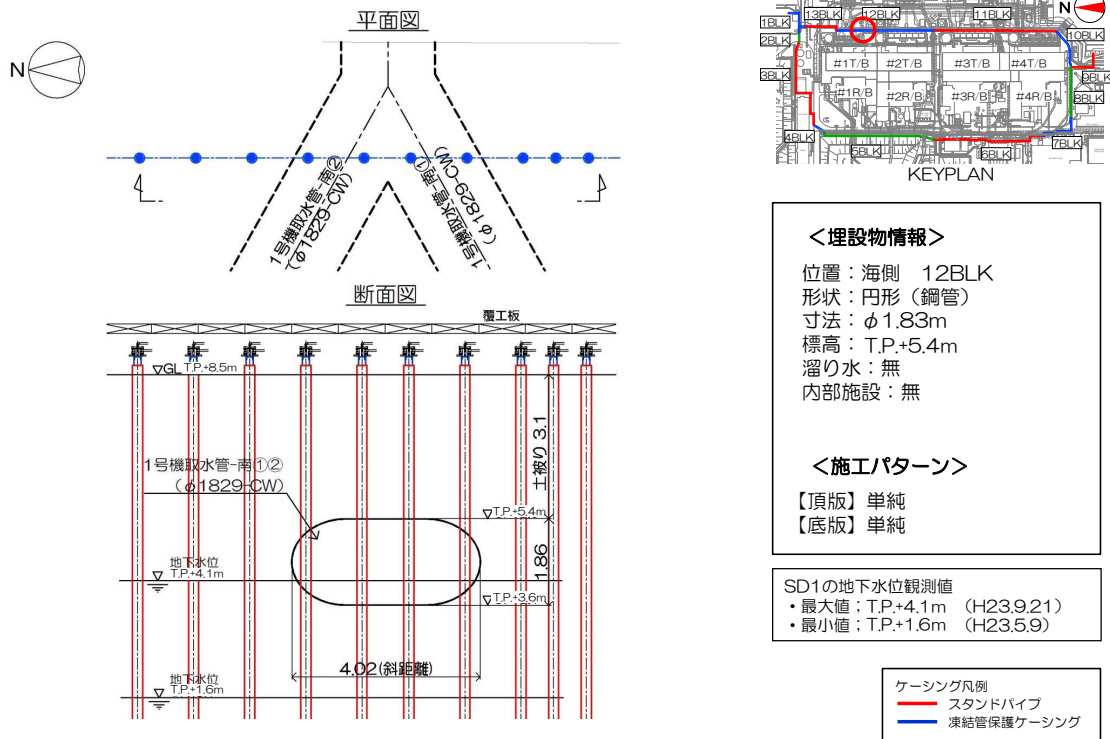


図 3-26 【12-8】1号機取水 pipe-南①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

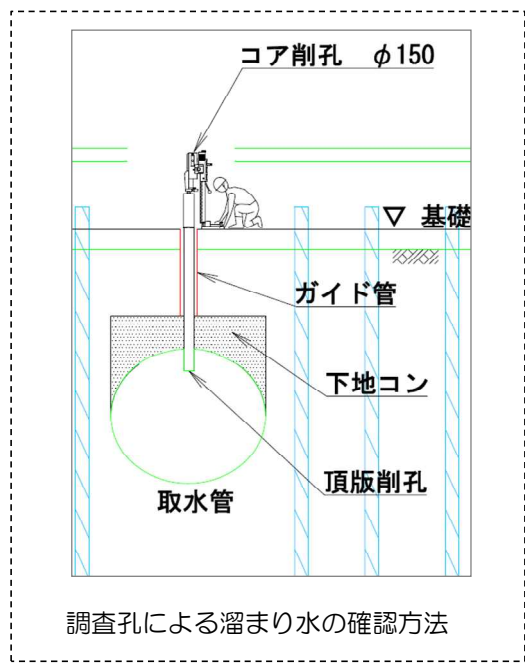
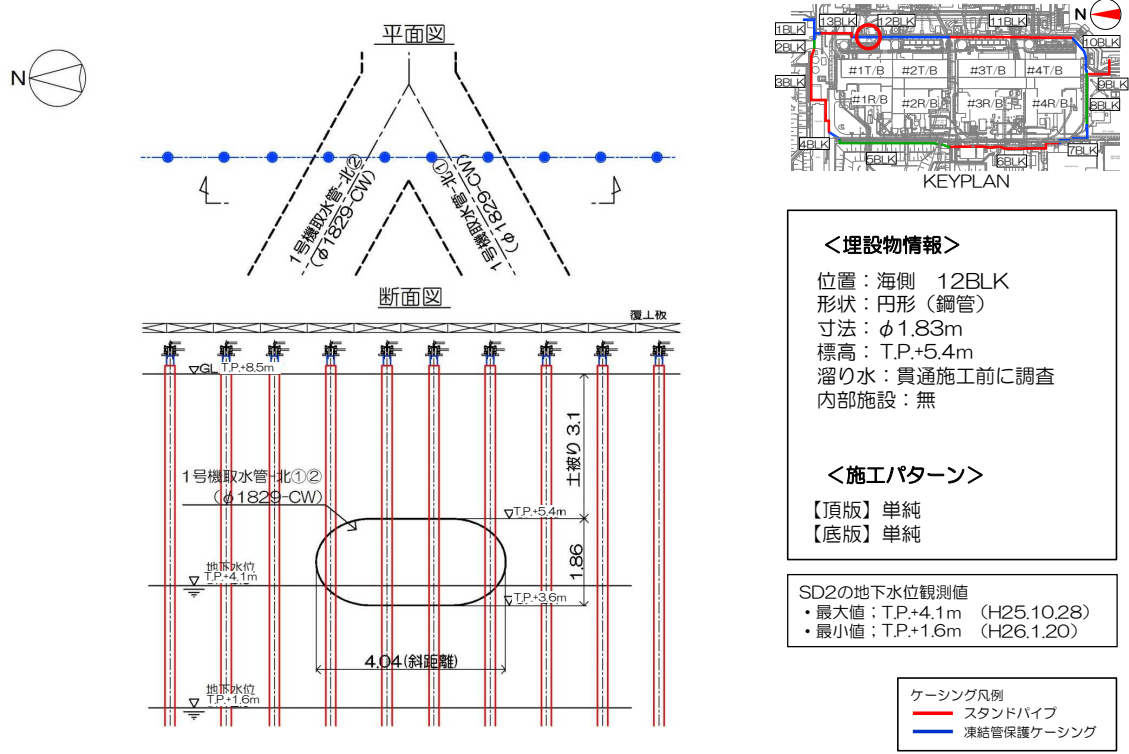


図 3-27 【12-9】1号機取水管-北①② 施工方法（貫通施工）

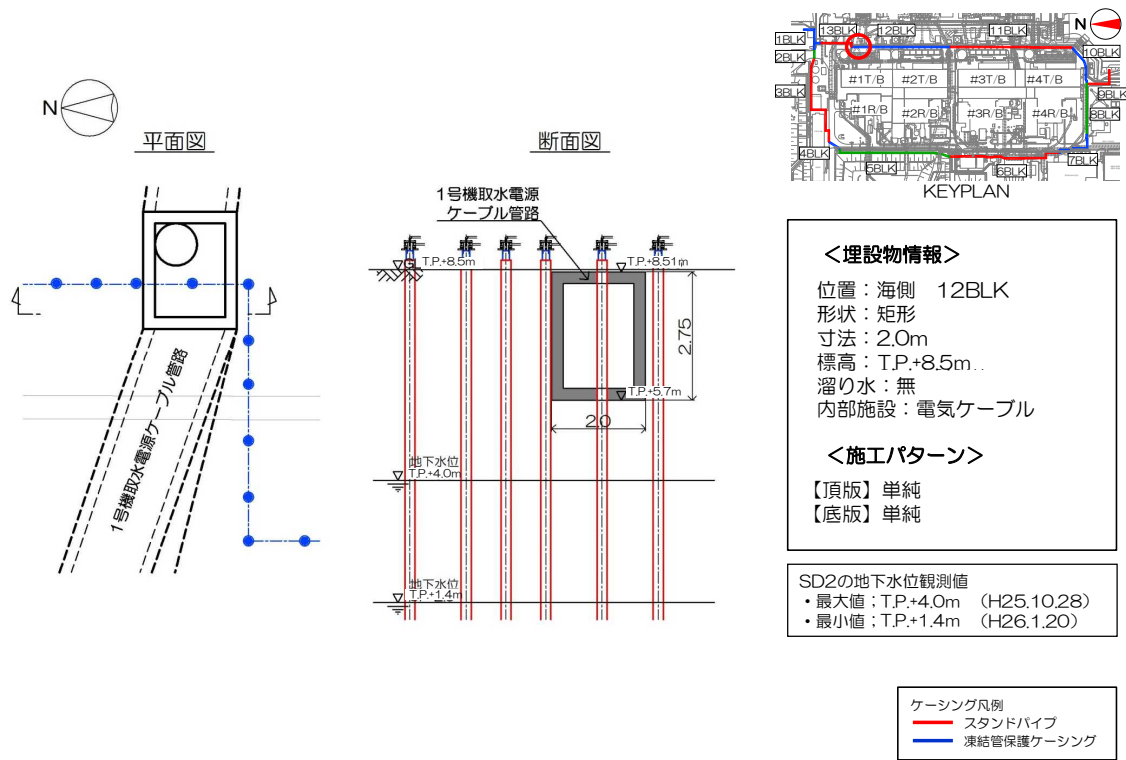
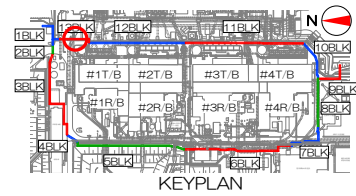
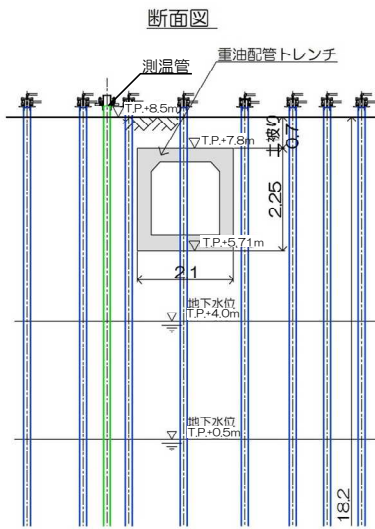
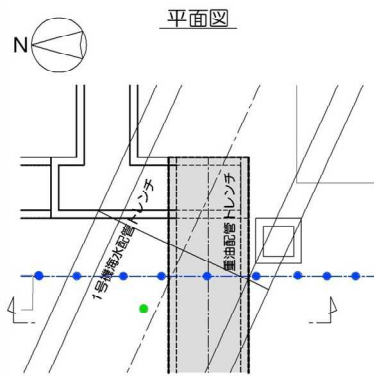


図 3-28 【12-10】1号機取水電源ケーブル管路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



<埋設物情報>  
 位置：海側 13BLK  
 形状：矩形  
 寸法：2.1m  
 標高：T.P.+7.8m  
 溜り水：無  
 内部施設：配管

<施工パターン>  
 【頂版】頂版撤去  
 【底板】単純

SD2の地下水位観測値  
 ・最大値：T.P.+4.0m (H25.10.28)  
 ・最小値：T.P.+0.5m (H26.1.20)

ケーシング凡例  
 凍結管保護ケーシング  
 測温管保護ケーシング

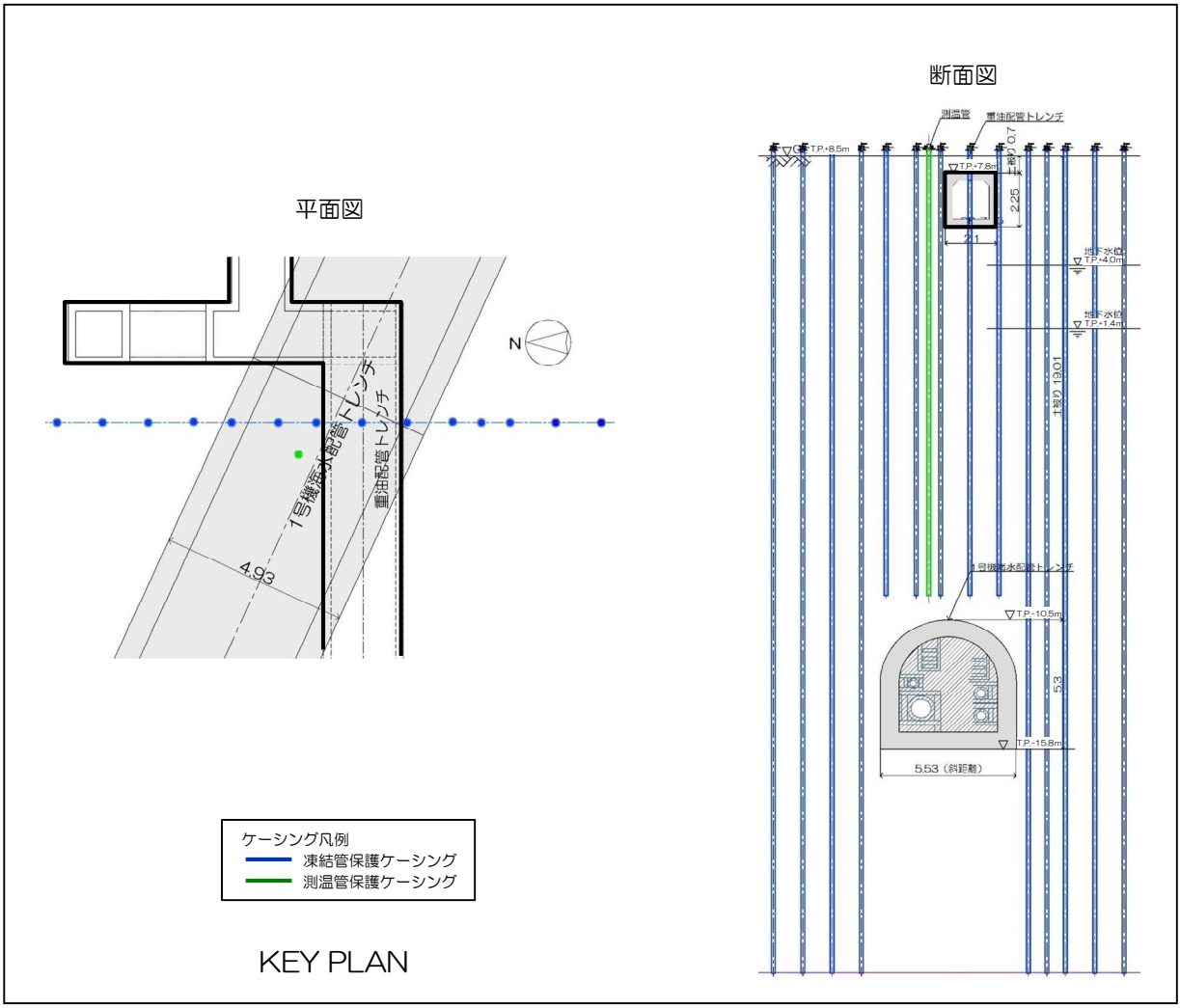


図 3-29 【13-1】重油配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

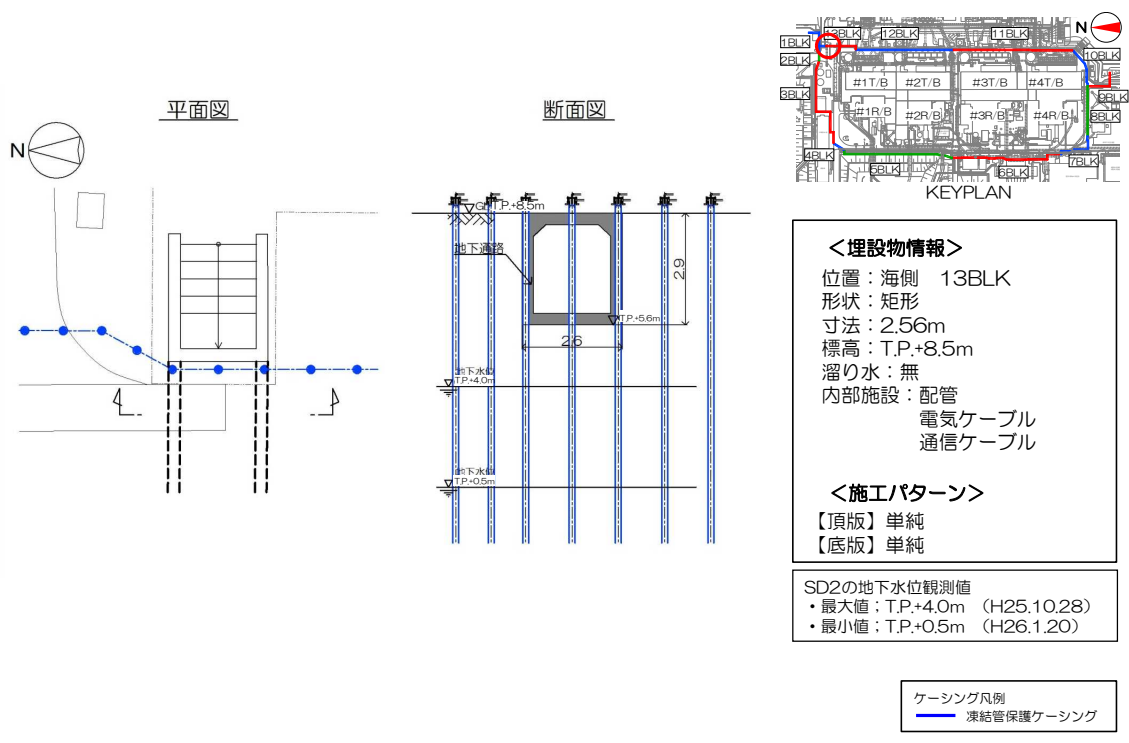


図 3 - 3 0 【 1 3 - 2 】 地下通路 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

3次元解析の結果では、建屋周辺(T.P.8.5m 盤、山側)の中粒砂岩層の水位は2~4%程度の勾配で山から海に向かって低下している。

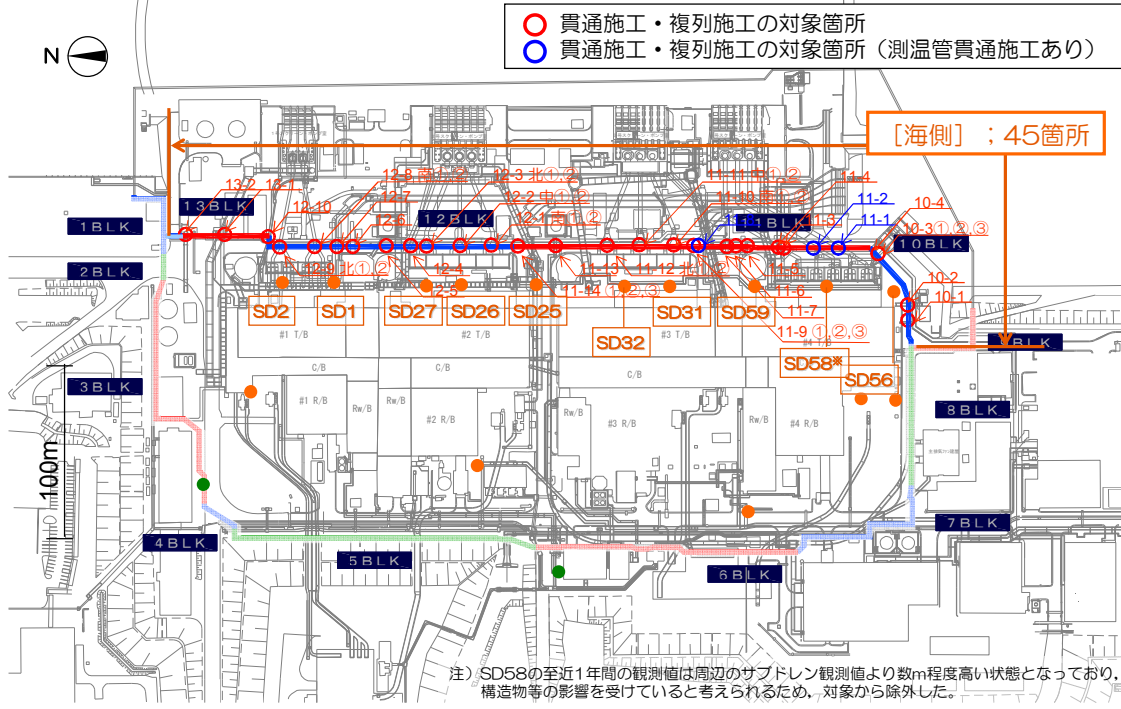


図 3 - 3 1 陸側遮水壁ライン近傍のサブドレン・地下水位観測孔 配置図

6 不明埋設物への対応

「添付資料－14 別添－2 7 不明埋設物への対応」に示す通り。

以 上

## 陸側遮水壁の閉合について

## 1. 概要

汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策（添付資料－ 1 2）に基づき、汚染源に水を「近づけない」重層的な対策の一つとして、高レベル放射性汚染水が滞留している1～4号機の原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋（以下「1～4号機のタービン建屋等」という）の周囲に陸側遮水壁（汚染水処理対策委員会の「凍土方式の陸側遮水壁」を「陸側遮水壁」とする）を造成する。

陸側遮水壁の閉合は以下の3段階で進める。

- 第一段階：海側全面閉合＋山側部分閉合する段階
- 第二段階：第一段階と第三段階の間の段階
- 第三段階：完全閉合する段階

なお、陸側遮水壁は、「汚染源である建屋に水を近づけない」ことが必要な期間に限り凍結を行い、その必要がなくなった場合には速やかに解凍する。陸側遮水壁解凍後の凍結管等の処理方法については解凍時期に近づいた段階で検討する。

## 2. 申請範囲

<既認可範囲>

- 山側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事
- 海側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事
- 陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討
- 山側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策
- 海側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策
- 不明埋設物への対応
- 陸側遮水壁（山側ライン）における試験凍結の実施
- 陸側遮水壁海側全面閉合及び山側部分閉合（第一段階）
- 陸側遮水壁未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）（第二段階）
- 陸側遮水壁未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）（第二段階）

<今回の申請範囲>

- 陸側遮水壁の完全閉合（第三段階）

第三段階は、サブドレンが稼働していることを前提に、建屋周りの地下水位が低下し

た際にも、サブドレンを停止することで迅速かつ確実に地下水位が回復でき、建屋滞留水水位と地下水位が逆転しないよう、未凍結箇所（西側③）を閉合し、陸側遮水壁を完全閉合していく段階である。

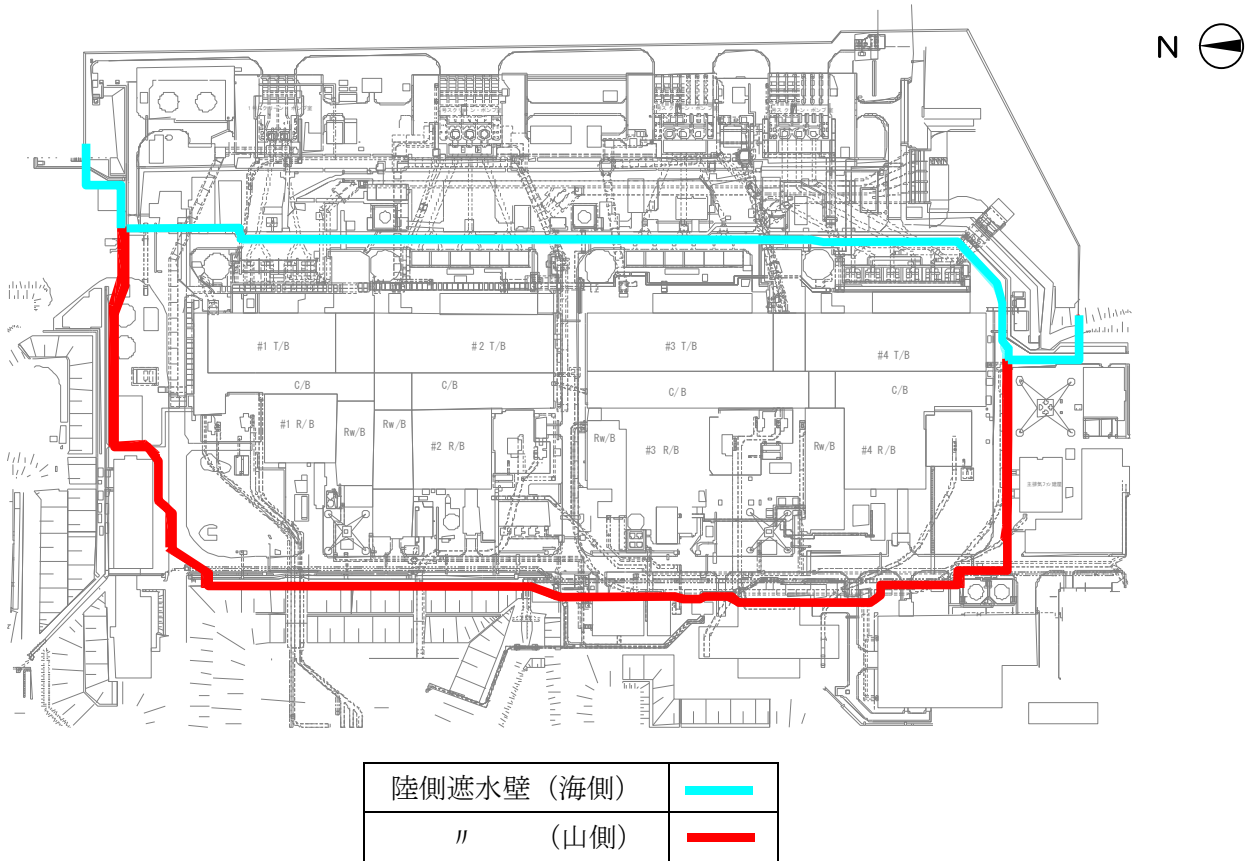


図-1 陸側遮水壁全体図



### 3. 計画上考慮すべき事項

陸側遮水壁閉合開始後、遮水性の発現に伴って、閉合範囲内の地下水位は全体に変化することが想定される。その際にも、建屋滞留水の水位を周辺地下水の水位よりも低く維持し、水位逆転を生じさせないとの前提のもと、下記を考慮し、陸側遮水壁の閉合を計画する。

#### (1) 絶対下限水位

万が一、地下水位が絶対下限水位（これ以上低下することのない水位：平均潮位）まで低下した場合でも、いずれの建屋からも滞留水を移送することが可能であり、地下水位と建屋滞留水水位の逆転は生じない。なお、建屋滞留水の移送先については、移送状況により貯蔵設備容量は変動する。今後も、上記の緊急時に必要な移送量を考慮し、貯蔵設備の増設等により必要な容量を確保していく。（別紙－1）

#### (2) 周辺状況

##### ① 地質構造と地下水環境

1～4号機建屋周辺の各透水層の水位・水頭の実測データによれば、中粒砂岩層の水位に対して、互層部、細粒・粗粒砂岩の水頭は同等または高く、陸側遮水壁範囲内の各透水層間に介在する泥質部は難透水性を有している。従って、中粒砂岩層の地下水が難透水層を抜けて深部に移動することは考え難い。（別紙－2）

##### ② 海側遮水壁の遮水性能

閉合後の海側遮水壁は、海の潮汐変動と遮水壁内の地下水位変動の実測値の比較によれば、 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 程度の遮水性を有している。（別紙－3）

4. 陸側遮水壁閉合における実施事項と確認事項

(1) 第一段階の実施事項

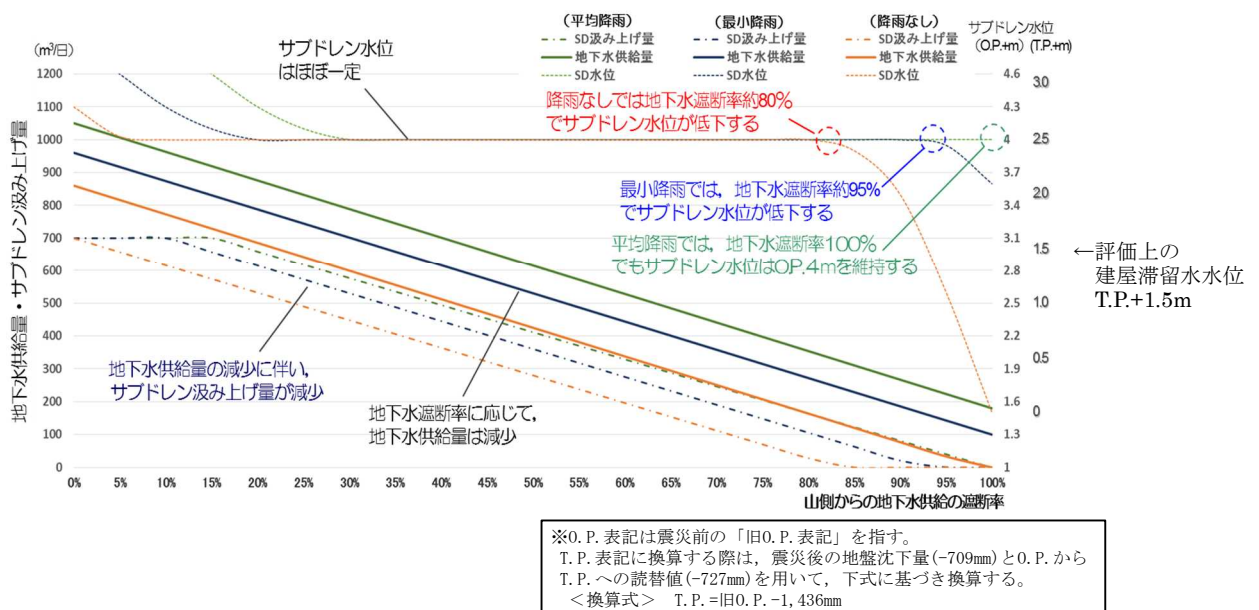
① 閉合範囲

陸側遮水壁（海側）：全面的に閉合（別紙－4）

陸側遮水壁（山側）：山側総延長の約95%以下を閉合（閉合率※1約95%以下）

※1：山側総延長に対して閉合する長さの割合

山側の段階的閉合を進めていくと、山側からの地下水流入の減少にともない、陸側遮水壁内の地下水位は低下し、サブドレンの汲み上げ量が減少する（図－2）。



図－2 地下水遮断率※2とサブドレン汲み上げ量及び  
建屋周辺地下水位（サブドレン水位）の関係

※2：山側からの地下水流入量に対する減少量の割合

実測に基づく地下水収支計算（別紙－5）によれば、年間平均降雨（4mm/日）相当の降水量があれば、地下水遮断率を100%とした場合でもサブドレンは停止することなく稼働を続け、緊急時にはサブドレンの稼働を停止することで地下水位の回復が可能であり、建屋との水位差を維持できる。降雨の条件を最小降雨※3（2mm/日）とした場合、地下水遮断率約95%までサブドレンは稼働する。無降雨の状態を想定しても、地下水遮断率約80%までサブドレンは稼働する。

解析では、山側の閉合率95%に対し地下水遮断率は約50～60%の結果を得ており（別紙－6）、無降雨の状態でサブドレンが停止し水位が低下する変曲点である約80%よりも十分低い値となっている。第一段階は、サブドレンが稼働し

ていることを前提とし、建屋周りの地下水位が低下した際にも、サブドレンを停止することで迅速かつ確実に地下水位が回復でき、建屋滞留水水位と地下水位の逆転リスクが極めて低い段階であることから、十分余裕を持ってサブドレン稼働を継続できるように山側の閉合率を95%以下とする。

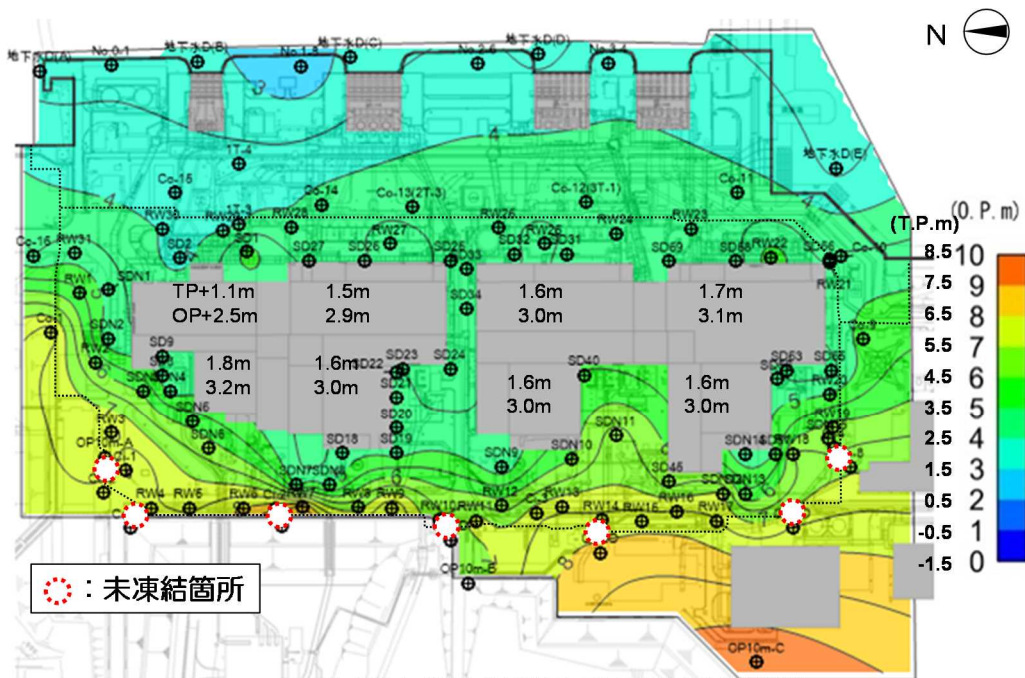
※3：浪江地点の過去30年間における12ヶ月間累積最小降雨実績  
(気象庁HP) から設定 (763mm/365日≒2mm/日)

② 未凍結箇所の配置に当たり留意すべき事項

(ア) 陸側遮水壁閉合範囲内への地下水流入量の確保

陸側遮水壁閉合範囲内への一定の地下水流入を確保するために、現状の地下水の流れをもとに未凍結箇所を配置する。

地下水の等水位線は汀線と平行に分布し、地下水は山側（西）から海側（東）の流れが支配的であり、建屋山側に局所的に特異な地下水の流れは認められない（図-3）。未凍結箇所は可能な限り山側（西）に配置することで地下水流入を確保する。念のため、南北にも未凍結箇所を設けることで1号機建屋北側周辺、4号機建屋南側周辺への地下水流入を確保する。



サブドレン稼働・海側遮水壁閉合後(2016/1/17)

〔海側サブドレン稼働水位T.P.+2.8m〕

〔山側サブドレン稼働水位T.P.+3.1m〕

地下水位分布は実測の地下水位から、Golden Software社のソフトウェアSurfer ver13を用いてKriging法に基づいて作成した。

図-3 中粒砂岩層の地下水位 (2016年1月17日時点)

※0.P.表記は震災前の「旧0.P.表記」を指す。  
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と0.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。  
<換算式> T.P.=旧0.P.-1,436mm

(イ) 地下水管理への配慮

陸側遮水壁閉合範囲内の地下水位のばらつきが少なくなるように、未凍結箇所を均等に配置する。また、未凍結箇所からの地下水流入量を評価するため、観測井近傍に未凍結箇所を配置する。

(ウ) 凍結状態管理への配慮

未凍結長さを適切に管理するため、測温管の近傍に未凍結箇所を配置する。

(エ) 陸側遮水壁（海側）閉合による影響への対処

陸側遮水壁（海側）閉合によりせき止められた地下水が南北方向へ移動することによる周辺環境への影響（別紙－ 7）を考慮して未凍結箇所を配置する。

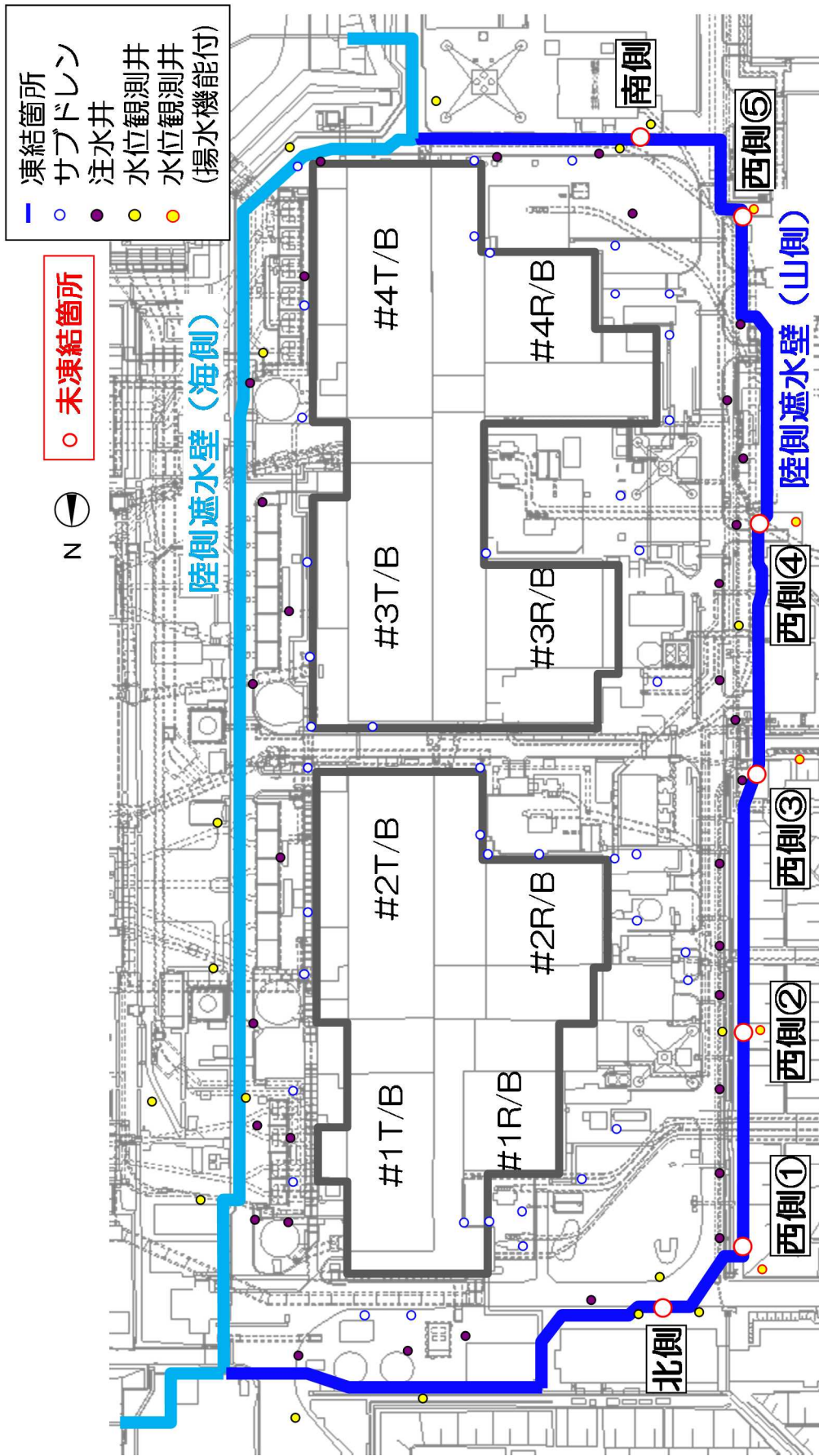
(オ) 第二段階における施工性への配慮

第二段階以降に未凍結箇所を凍結する際には、地下水流速が速くなり、凍結しにくい状態となる可能性がある。地下水流速を低減させて凍結させるために計画している補助工法（地盤改良により地下水流速を低減させて凍結し易くする方法）の施工性や揚水機能付観測井の位置を考慮して未凍結箇所を配置する。

③ 未凍結箇所の配置

上記留意事項に基づき設定した未凍結箇所の配置と長さを図－ 4 と表－ 1 に、各未凍結箇所の凍結管等の具体的な配置を図－ 5 ～ 1 1 に示す。

未凍結箇所では、凍結管のバルブを閉として、ブライン（冷凍液）を循環させないことで未凍結状態を保持する。また、隣接する凍結管による凍土の造成を考慮し、ブラインを循環させない凍結管を未凍結長さの範囲外に設定することで、表－ 1 に示す未凍結長さ以上を確保する。



※サブドレンの配置は参考であり、H28.3時点のもの

図-4 観測井・未凍結箇所の配置 (第一段階の実施範囲)



表-1 各未凍結箇所の未凍結長さ

北側	約4m
西側①	約6m
西側②	約9m
西側③	約7m
西側④	約8m
西側⑤	約7m
南側	約4m
合計	約45m (山側総延長約860mの約5%)

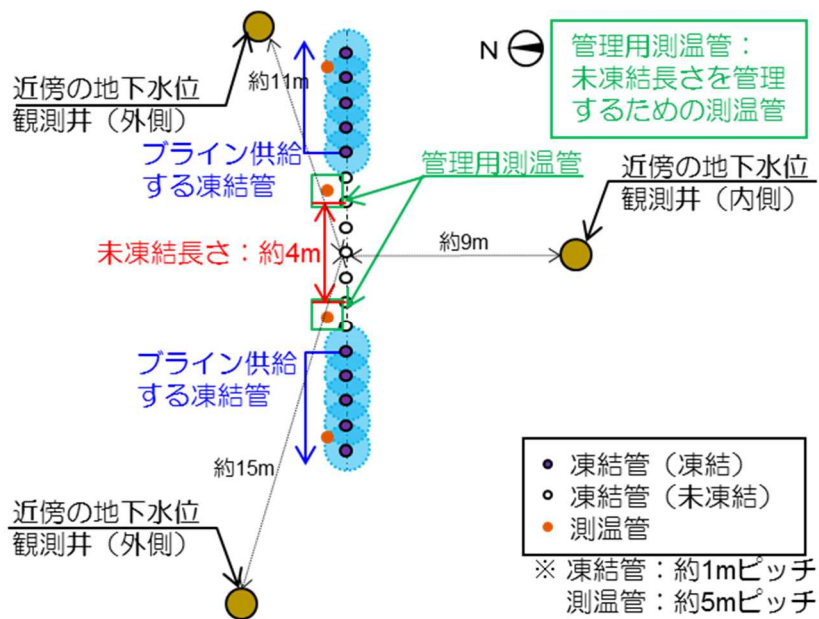
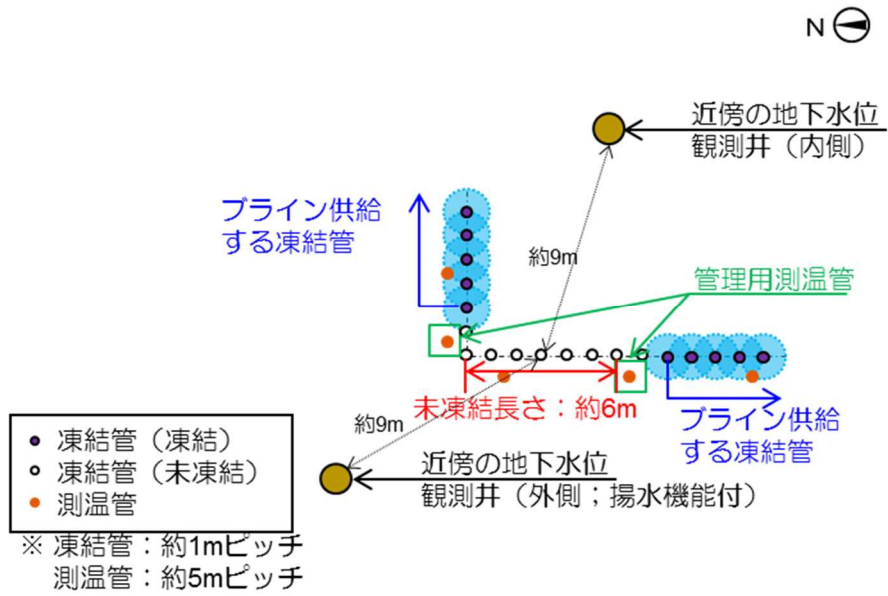
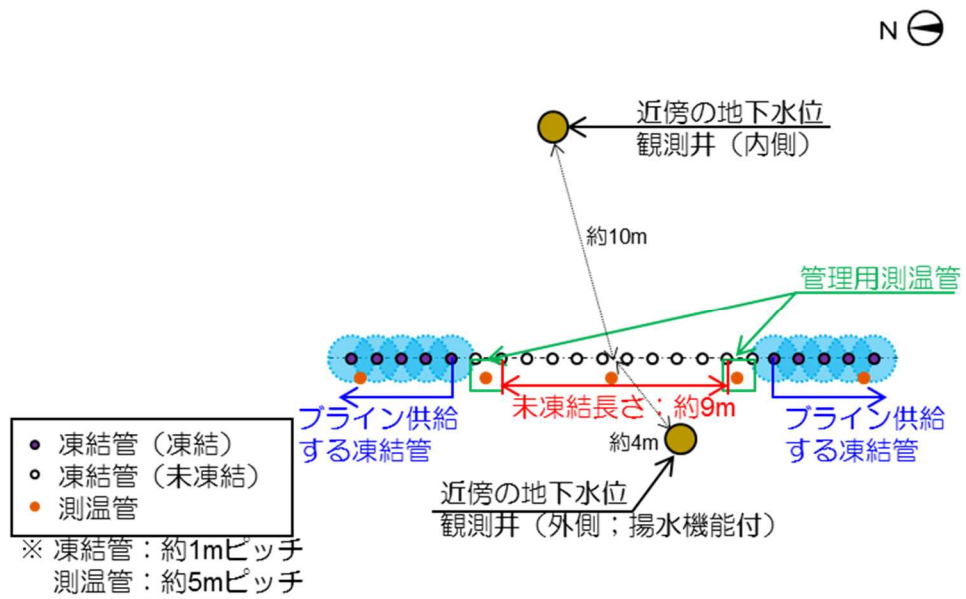


図-5 未凍結箇所の配置（北側）



図－6 未凍結箇所配置 (西側①)



図－7 未凍結箇所配置 (西側②)

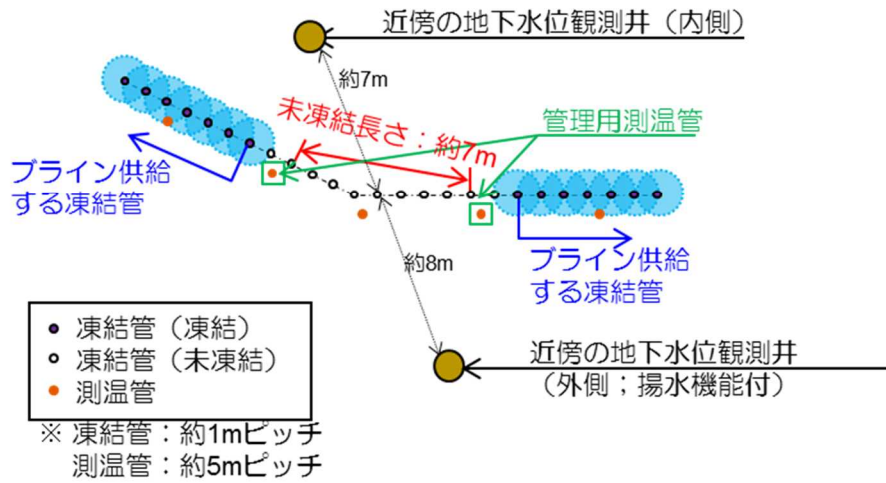


図-8 未凍結箇所配置 (西側③)

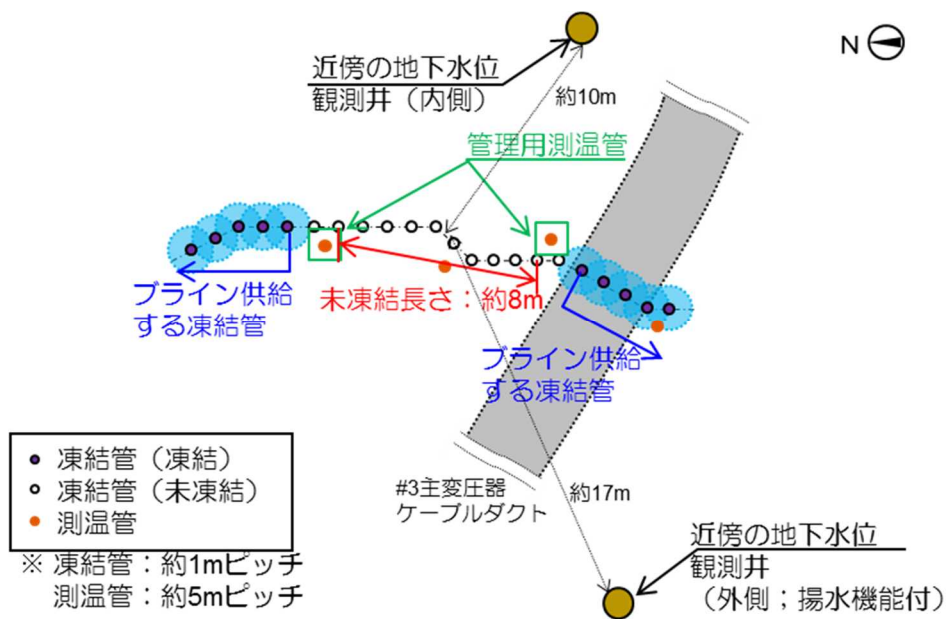


図-9 未凍結箇所配置 (西側④)



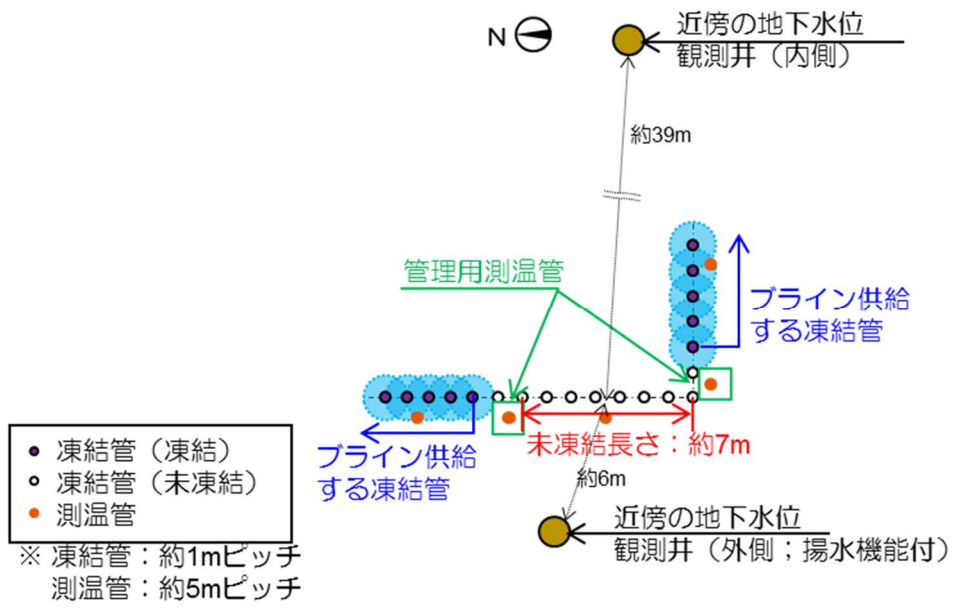


図-10 未凍結箇所の配置 (西側⑤)

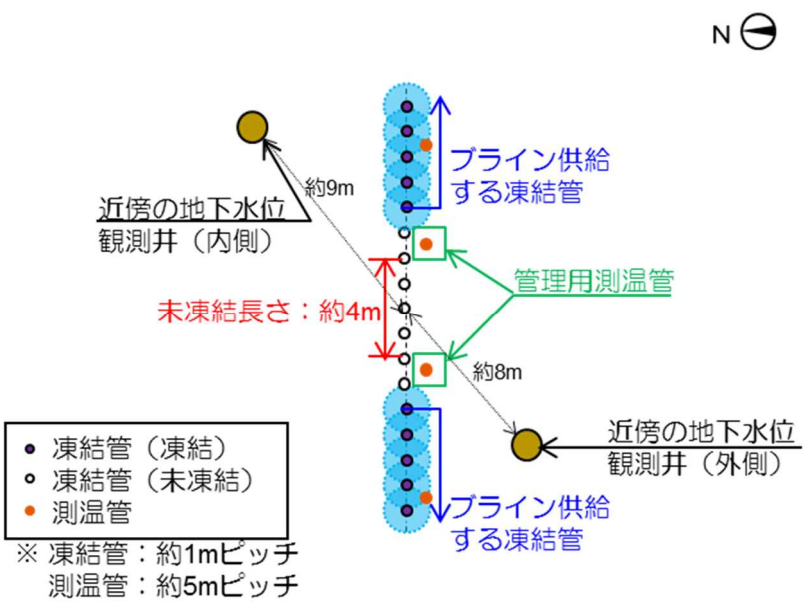


図-11 未凍結箇所の配置 (南側)

#### ④ 第一段階の閉合手順

第一段階では更に段階的に2つのフェーズを設け、フェーズ毎の凍結状況を確認しながら慎重に閉合を進める。

##### (ア) フェーズ1

フェーズ1では、陸側遮水壁の「海側全面」、「北側一部」、「山側の部分先行凍結箇所（凍結管間隔が広く凍りにくい箇所等）」を同時に凍結する。

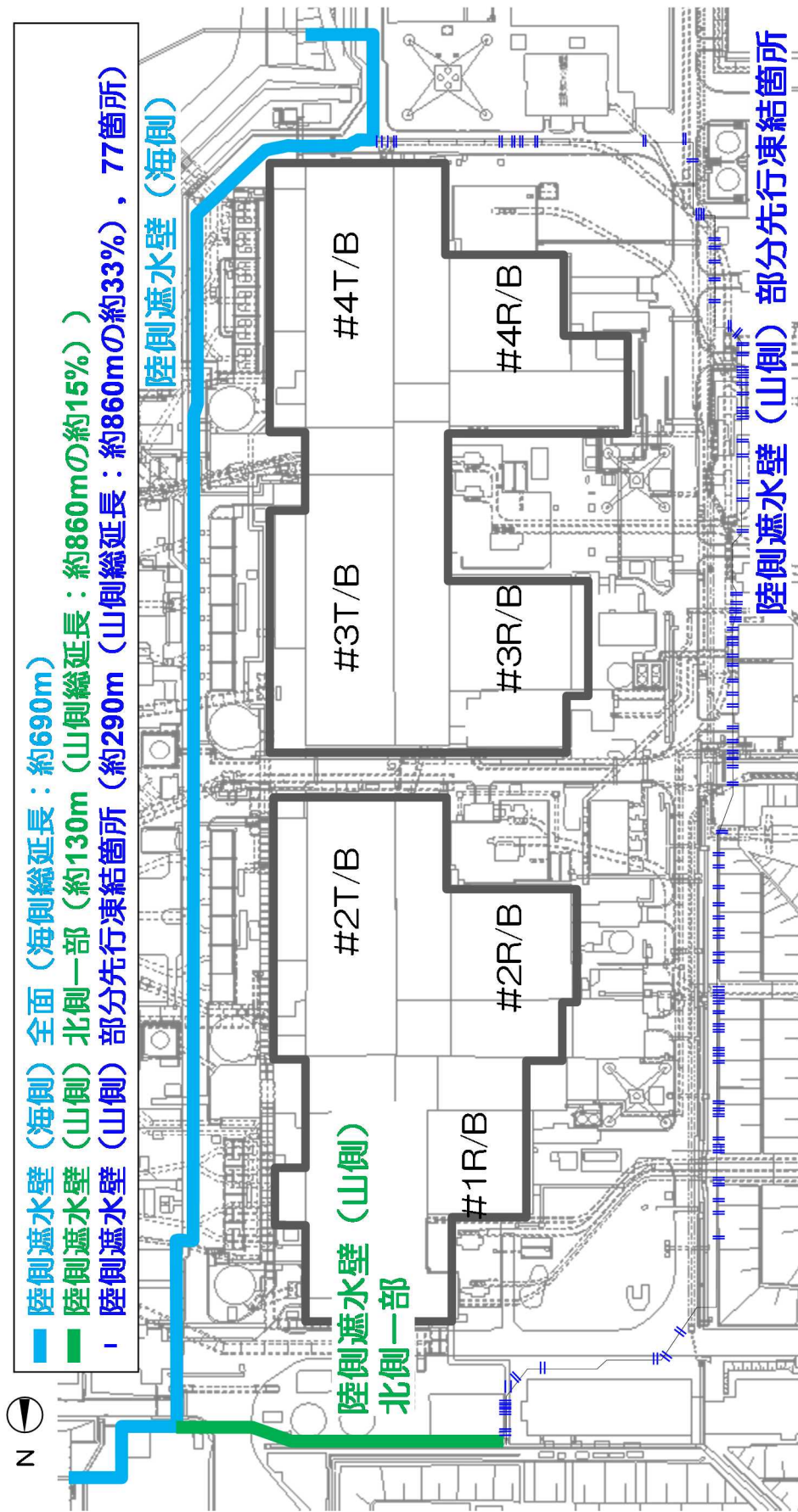
(図-12)

- 海側全面：山側より先行させることにより、水位逆転リスクを低減するため
- 北側一部：1号機建屋周辺の地下水の拡散を抑制するため（別紙-7）
- 部分先行凍結箇所：凍結管間隔が広く凍りにくい箇所等を先行し、確実に凍結するため<sup>※4</sup>

※4：凍結管間隔が広い箇所（複列施工箇所など）等は、陸側遮水壁（山側）一般部（凍結管間隔：約1m）と比較して、凍結に時間を要するため、一般部と同時に凍結開始した場合、地下水流が集中し、さらに凍結しにくくなる事象が想定される。これを避けるため、そのような部位を一般部に先行して凍結する。

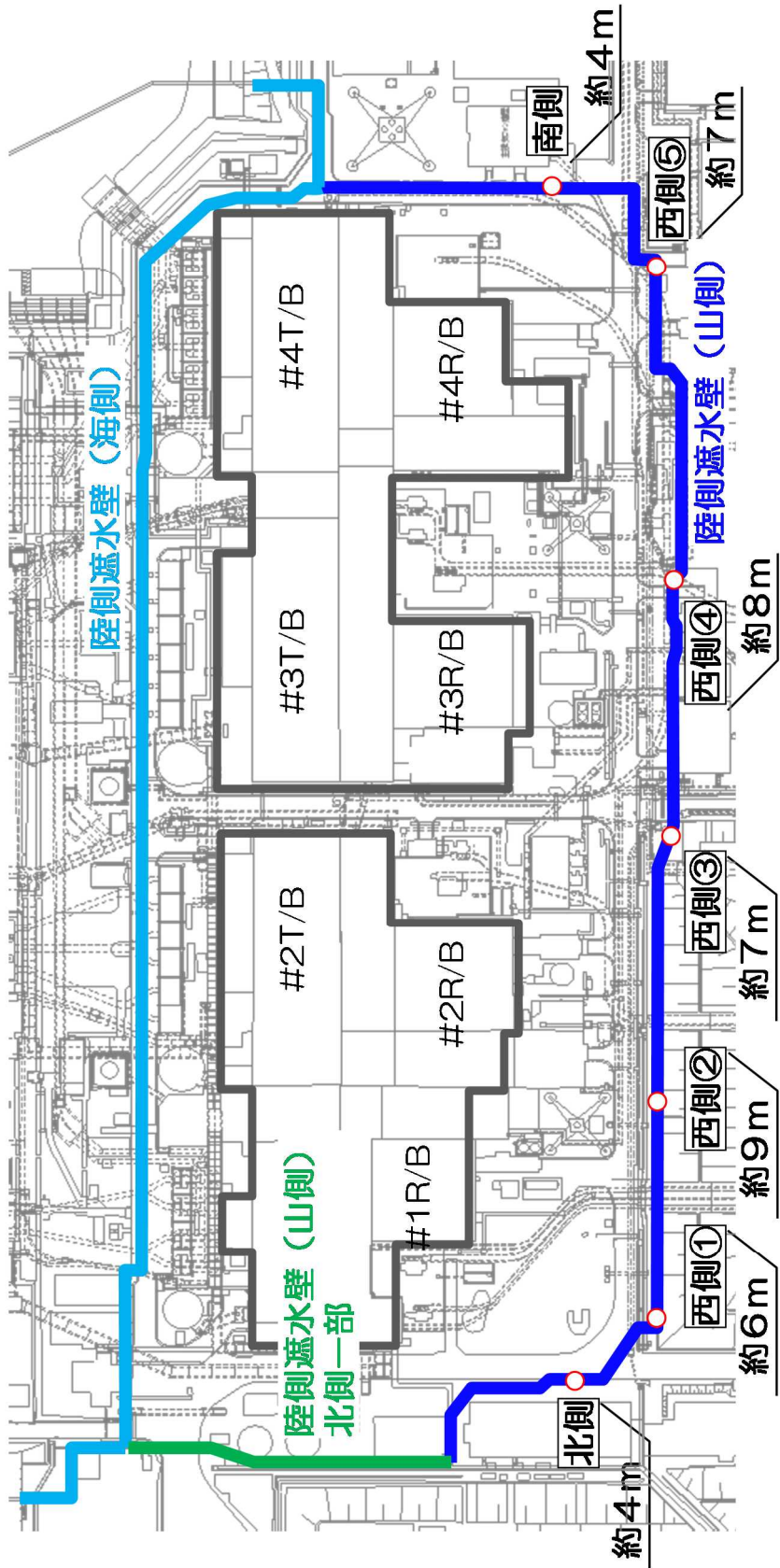
##### (イ) フェーズ2

フェーズ2では、海側の遮水効果発現開始に併せて第一段階の「未凍結箇所」を除く山側の残りの部位を凍結する。山側の閉合範囲は山側総延長の95%以下となる。(図-13)



図一12 第一段階フェーズ1 (海側全面凍結+北側一部+山側部分先行凍結箇所)

○ 未凍結箇所（未凍結長さ計：約45m（山側総延長：約860mの約5%），7箇所）



※ 図中の数値は各未凍結箇所の未凍結長さ

図-13 第一段階フェーズ2（フェーズ1の凍結箇所+未凍結箇所7箇所を除く山側）

⑤ フェーズ1からフェーズ2への移行

陸側遮水壁（海側）凍結開始後は、隣接する凍結管周りの凍土柱が成長し、陸側遮水壁（海側）内外で地下水位差が生じ、その後、陸側遮水壁（海側）から離れた建屋周りやT.P. 2.5m盤の地下水位に変化が現われる。遮水状況の管理上、「陸側遮水壁（海側）内外の地下水位差の変化」が観測され始める時点を経て、効果発現開始とする。

フェーズ1において陸側遮水壁（海側）の効果発現開始を確認し、フェーズ2へ移行する。

効果発現開始は、陸側遮水壁（海側）内外の地下水位差が拡大することを確認する。但し、海水配管トレンチ下部の非凍結箇所の影響範囲は除く。地下水位差の拡大については、必要に応じ一定期間確認を継続する。なお、降雨の影響は、凍結開始前の降雨時の挙動で評価する。

一定期間確認を継続しても地下水位差の拡大が明瞭でない場合は、陸側遮水壁（海側）内側・外側それぞれにおいて一つ以上の確認項目（表-2）が有意な変化<sup>※5</sup>を示し、一定期間変化した状態を継続していることを確認することで、地下水位差による確認を補完する。

上記の確認は、別途定めた手順に基づいて実施する。

※5：実測値に基づき、降雨の影響を考慮した地下水位の変動幅を評価し、変動幅を超えて地下水位が上昇した場合等

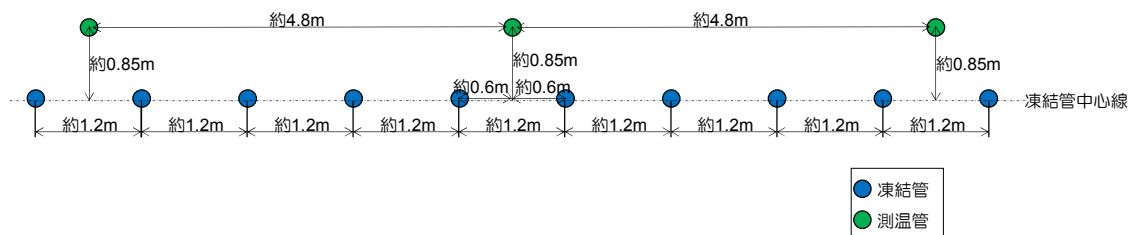
表-2 陸側遮水壁（海側）効果発現開始に関する確認項目（水位差が明瞭でない場合）

	確認項目	確認内容
内側	建屋周りの地下水位	・陸側遮水壁（海側）とタービン建屋間の地下水位の上昇傾向
	建屋周りのサブドレン稼働状況	・サブドレンの汲み上げ量の増加傾向
	建屋流入量	・建屋流入量の増加傾向
外側	陸側遮水壁（海側）より海側の地下水位	・陸側遮水壁（海側）より海側の地下水位の低下傾向
	地下水ドレン稼働状況	・地下水ドレンの汲み上げ量の減少傾向
	ウェルポイント稼働状況	・ウェルポイントの汲み上げ量の減少傾向

⑥ 第一段階の確認事項

- ・第一段階を通じて、陸側遮水壁の効果発現状況を遮水壁内外の水位差およびサブドレン・ウェルポイント・地下水ドレンの汲み上げ量等の変化により確認する。なお、凍結管周辺に設置した測温管（海側は約4.8mに1箇所、深度方向約30m）で地中温度を測定し、凍結状況を把握する。（図-14）





※ 現場の状況により，基本配置通りに測温管を配置していない箇所がある。

図－14 測温管の基本配置（海側の例）

- ・ 陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係の不確実性を考慮して，第一段階を通じて，全体的な地下水収支を見ていくことで，「地下水遮断率」を総合的に評価し，過大となっていないことを確認していく。また，第一段階においてはサブドレンが稼働していることを前提としていることから，サブドレンの稼働状態や周辺の観測井等の水位変動から地下水挙動を確認していく。

第一段階の途中において，下記のいずれかの状態に対して，十分余裕を持って凍結（冷却ラインの供給）の停止<sup>※6</sup>を行うことで，それ以上第一段階の閉合を進めないこととする。その後，地下水の状況や凍結状態を踏まえ，以降の対応を検討する<sup>※7</sup>。（別紙－8）

- 「地下水遮断率が80%<sup>※8</sup>」以上であると評価した場合
- サブドレンの広範囲な停止<sup>※9</sup>が発生した場合

※6：フェーズ2で凍結開始した凍結管へのライン供給を停止する。

※7：原因究明や必要に応じて対策を実施し，再開の可否を検討する。

※8：図－2に示した評価において降雨なしの状態サブドレンが停止し水位が低下する変曲点が地下水遮断率約80%である。

※9：「サブドレンの広範囲な停止」に至る前においても，地下水位が低下することにより局所的にサブドレン水位が低下し，サブドレンポンプ停止水位（L値）を連続的に下回った状態となった場合，周辺の地下水位変動状況等を確認し，注水井への注水等の必要な対策を行う。（水質・機器メンテナンス等の理由により人為的に停止しているサブドレンは除く。）

- ・ 第一段階を通じて，サブドレンや陸側遮水壁内外の水位観測孔により地下水位を測定し，地下水挙動や北側一部凍結による海洋への流出抑制効果等を確認する。また，フェーズ毎で想定される地下水挙動と比較して状況を確認する。

(2) 第二段階（未凍結箇所の一部閉合）の実施事項

① 閉合範囲

陸側遮水壁（山側）における第一段階の未凍結箇所の一部を閉合する。

未凍結箇所の閉合に当たっては、一部を閉合した後においても、サブドレンが稼働を継続し、建屋の内外水位が逆転しないことを前提として、実測の地下水収支等に基づき閉合箇所を選定する。

一部閉合後に関する事前評価は、保守的な評価として閉合箇所から陸側遮水壁へ流入していた地下水が他へ回り込むことなく全て減少するという仮定条件の下、地下水収支により行う。（別紙－10，11）

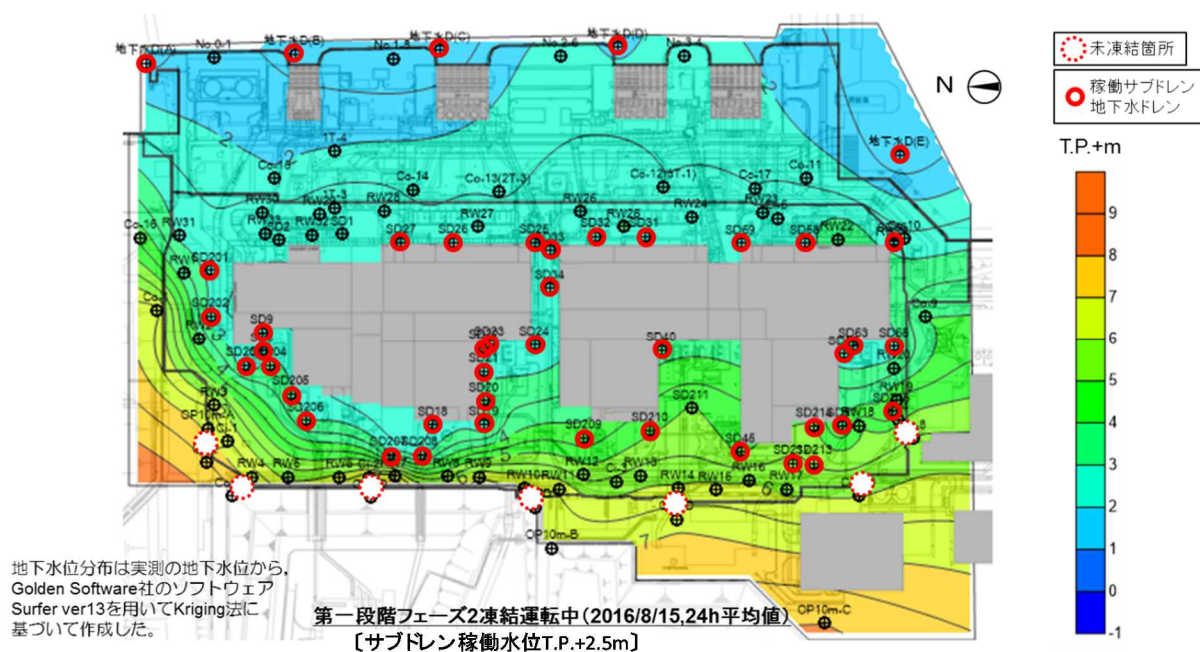
② 未凍結箇所の一部閉合に当たり留意すべき事項

(ア) 陸側遮水壁閉合範囲内への地下水流入量の確保

地下水の等水位線は汀線と平行に分布し、地下水は山側から海側への流れが支配的であり、建屋山側に局所的に特異な地下水の流れは認められない。

（図－15）

未凍結箇所は、第一段階における陸側遮水壁内への一定の地下水流入確保の観点から主に建屋山側に配置されており、山側の未凍結箇所からの流入が陸側遮水壁内への地下水流入に対し支配的であることから、山側の未凍結箇所の一部を残すことで、一定の地下水流入を確保し、建屋周辺における急激な地下水位低下へ配慮する。



図－15 地下水位の状況（2016年8月15日時点）

(イ) 地下水管理への配慮

一部閉合前の観測井水位等の計測結果を用いて、未凍結箇所を通じた地下水流入量や閉合範囲内の地下水位状況を確認しながら閉合箇所を選定する。

また、一部閉合後の未凍結箇所を通じた地下水流入量や閉合範囲内の地下水位状況を確認し、次の一部閉合に反映する。

③ 一部閉合箇所の選定

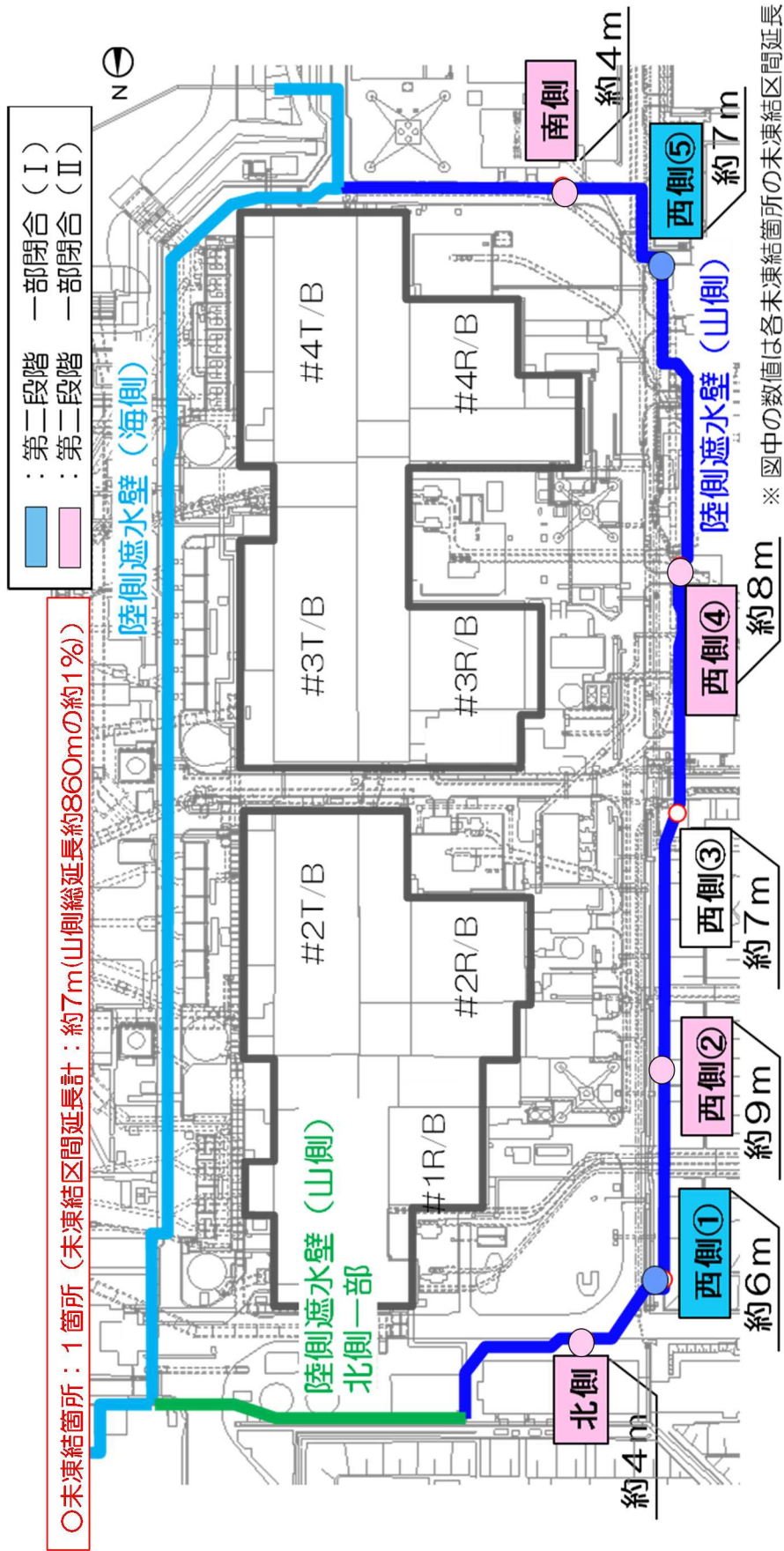
(ア) 一部閉合 (Ⅰ)

上記留意事項に基づき図-16に示す2箇所(西側①, 西側⑤)を一部閉合箇所として選定する。

(イ) 一部閉合 (Ⅱ)

上記留意事項に基づき図-16に示す4箇所(北側, 西側②, 西側④, 南側)を一部閉合箇所として選定する。





図一16 第二段階（未凍結箇所の一部閉合箇所）

④ 第二段階（未凍結箇所の一部閉合）の確認事項

- ・ 陸側遮水壁の効果発現状況を陸側遮水壁（山側）内外の地下水位差およびサブドレンのくみ上げ量の変化等により確認する。また、凍結管周辺に設置した測温管で地中温度を測定し、凍結状況を把握する。
- ・ サブドレンが稼働していることを前提としていることから、陸側遮水壁内の地下水収支に基づいて、サブドレンの稼働が継続することを随時評価し、未凍結箇所の一部閉合によって山側からの地下水流入が過剰に減少していないことを確認していく。（別紙－１０， １１）

一部閉合の途中において、下記のいずれかの状態に対して、十分余裕を持って凍結（冷却ブラインの供給）の停止<sup>※10</sup>を行うことで、それ以上閉合を進めないこととする。その後、地下水の状況や凍結状態を踏まえ、以降の対応を検討する<sup>※7</sup>。

- 将来サブドレンの停止が想定されると評価した場合
- サブドレンの広範囲な停止<sup>※9</sup>が発生した場合

※10：一部閉合で凍結開始した凍結管へのブライン供給を停止する。

(3) 第三段階（完全閉合）の実施事項

① 閉合範囲

陸側遮水壁（山側）における未凍結箇所（西側③）を閉合する。

完全閉合後に関する事前評価は、保守的な評価として山側から陸側遮水壁へ流入していた地下水が全て減少するという仮定条件の下、地下水収支により行う。（別紙－１３）

② 第三段階（完全閉合）の確認事項

- ・ 陸側遮水壁の効果発現状況を陸側遮水壁（山側）内外の地下水位差およびサブドレンのくみ上げ量の変化等により確認する。また、凍結管周辺に設置した測温管で地中温度を測定し、凍結状況を把握する。
- ・ サブドレンが稼働していることを前提としていることから、陸側遮水壁内の地下水収支に基づいて、サブドレンの稼働が継続することを随時評価していく。（別紙－１３）

完全閉合の途中において、下記のいずれかの状態に対して、十分余裕を持って凍結（冷却ブラインの供給）の停止<sup>※10</sup>を行うことで、それ以上閉合を進めないこととする。その後、地下水の状況や凍結状態を踏まえ、以降の対応を検討する<sup>※7</sup>。

- 将来サブドレンの停止が想定されると評価した場合

- サブドレンの広範囲な停止<sup>※9</sup>が発生した場合
- ・ 西側③閉合後の一定期間においては、陸側遮水壁内の西側③周辺の注水井・観測井の水位低下状況を確認する。

## 5. 建屋内外水位差等の管理

### (1) 建屋内外水位差の管理

建屋滞留水水位の管理方法は「2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋」本文に記載の通り。

サブドレン水位の管理方法は「2.35 サブドレン他水処理施設 添付資料-11」に記載の通り。

既認可の「建屋滞留水とサブドレン間の水位差の確保」「建屋滞留水水位管理」「サブドレン水位管理」の運用は変わることなく、陸側遮水壁閉合の各段階において同様の管理を行う。

既認可に基づく上述の運用に加え、サブドレンの「ポンプ停止バックアップ位置（LL値）の警報」が発報した場合には、「建屋-サブドレン水位差」を確保するため、地下水挙動を分析・評価し、早急な対応の要否を判断し対応する

#### ① 局所的な地下水位低下の場合

局所的な地下水位低下の場合には、当該サブドレン周辺の注水井への注水（本申請では申請対象外）を行い、状況が改善されない場合には更に注水範囲を拡大する。

上記を行っても状況が改善されない場合には「②早急な対応が必要な場合」に記載の通り対応する。

#### ② 早急な対応が必要な場合（別紙-9）

上記①で状況改善されない場合や、広範囲のサブドレンで「ポンプ停止バックアップ位置（LL値）の警報」が発報した場合等には、下記の対策について実測データ等から総合的に判断し、必要な対策を実施する。これらの対策を複合的に実施することで、余裕を持って水位差確保あるいは水位回復が可能である。

- ・ 建屋滞留水の移送<sup>※11</sup>
- ・ 陸側遮水壁（山側）へのブライン供給停止
- ・ 陸側遮水壁（山側）の部分撤去
- ・ その他緊急対策（注水量・注水範囲の拡大、建屋周辺地盤面への散水、原因に対する対策実施（止水・地盤改良 等））

※11：別紙-1参照

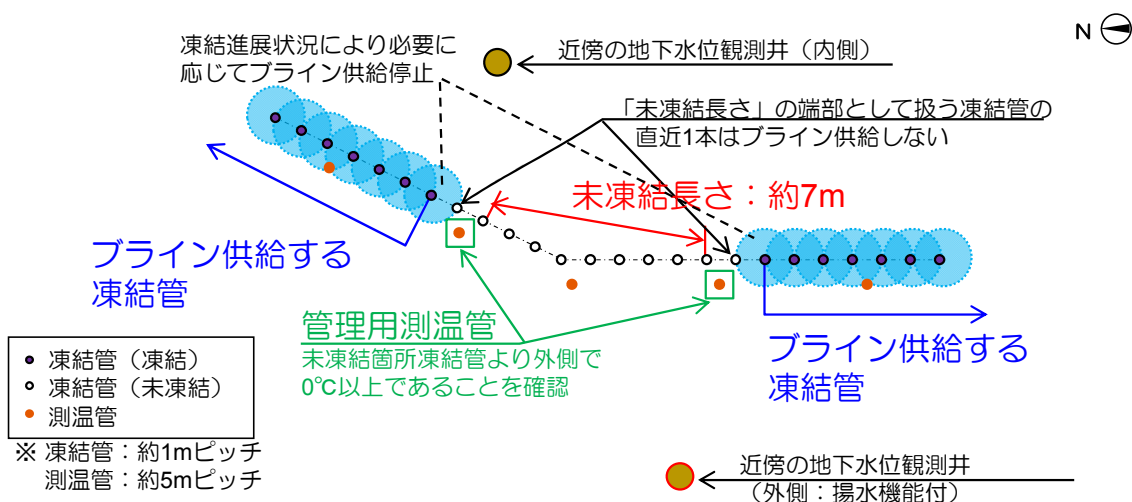
また、「注水井への注水」については上記に限らず、降雨が少ない時期が継続する等の際には実施する場合がある。散水は構内に常備されている散水車等を用いて、必要箇所へ実施する。（別紙－１２）

(2) 未凍結長さの管理

未凍結箇所外側に配置した管理用測温管の温度を確認することで、未凍結長さが計画値を下回らないように未凍結箇所単位で管理する。

管理用測温管の深さ方向の平均温度<sup>※12</sup>で0℃未満が確認された場合、凍結箇所の一番外側に位置する凍結管からバルブを閉止し、ラインの供給を停止して温度を回復する。（図－１７）

※12：地表付近で外気温の影響を受ける範囲を除く。



図－１７ 未凍結長さの管理図（例：西側③）

6. 第一段階、第二段階および第三段階で主に用いる観測データ

陸側遮水壁閉合の第一段階、第二段階および第三段階で蓄積していく地下水位等の主な実測データについて表－３に示す。「4. 陸側遮水壁閉合における実施事項と確認事項」「5. 建屋内外水位差等の管理」の各項の確認・評価等に用いる実測データを表－４に示す。なお、確認・評価の方法や用いるデータは地下水環境の実態にあわせて適宜見直す場合がある。

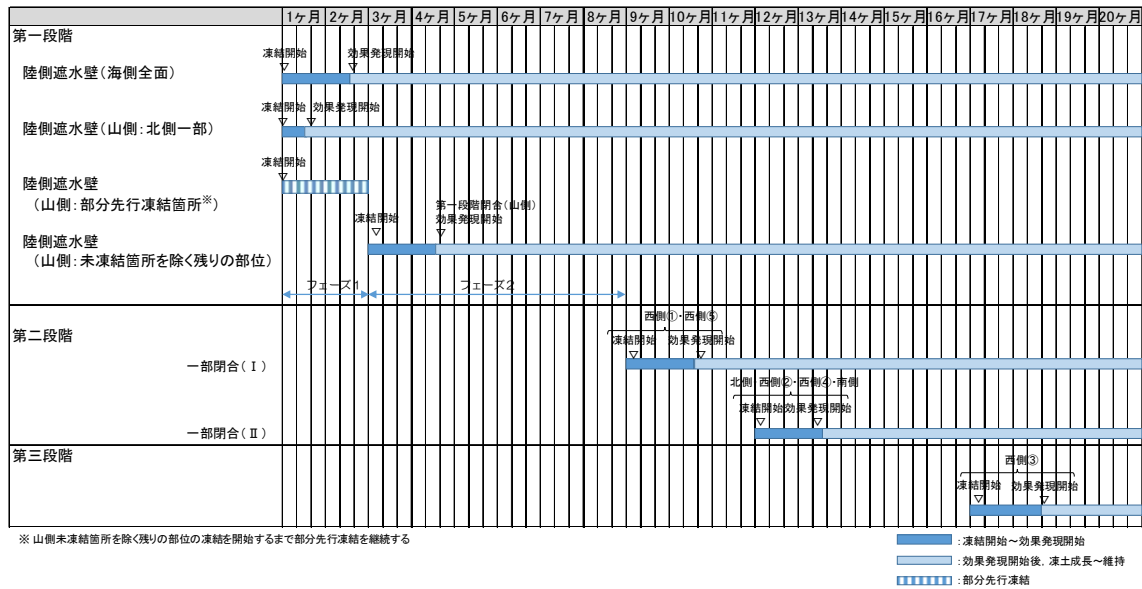
表－3 第一段階，第二段階および第三段階で蓄積する地下水位等主な観測データ

① 中粒砂岩層水位， 互層部，細粒・粗粒砂岩水頭	①-1 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲外側 一般部
	①-2 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲内側 一般部
	①-3 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲外側 海水配管トレンチ下部非凍結部近傍
	①-4 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲内側 海水配管トレンチ下部非凍結部近傍
	①-5 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲外側 一般部
	①-6 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲内側 一般部
	①-7 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲外側 未凍結部近傍
	①-8 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲内側 未凍結部近傍
② サブドレン汲上量	
③ サブドレン稼働状況	
④ サブドレン水位	
⑤ 建屋流入量	
⑥ 地下水ドレン汲上量 ウェルポイント汲上量	
⑦ 地中温度	⑦-1 一般部
	⑦-2 未凍結箇所近傍
⑧ 降雨量	

表－4 「4. 陸側遮水壁閉合における実施事項と確認事項」「5. 建屋内外水位差等の管理」の各項の確認・評価等に用いる観測データ

項目	主に使用するデータ	
【4.(1)】第一段階フェーズ1からフェーズ2への移行	①-1, 2, ②, ⑤, ⑥, ⑧	
【4.(1),(2)】陸側遮水壁の凍結状況の把握	①-1, 2, 5~8, ②, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧	
【4.(1),(2)】地下水遮断率の評価	①-3, 4, 7, 8, ②, ⑤, ⑦, ⑧	
【4.(1),(2)】サブドレンの継続稼働	②, ③, ④, ⑧	
【4.(1),(2)】地下水挙動と北側一部凍結状況の把握	①-1~8, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑧	
【5.(1)】建屋内外水位差等の管理	④, ⑧	
【5.(2)】未凍結長さの管理	⑦-2	
その他	陸側遮水壁閉合範囲周辺の地下水位・水頭全体変化傾向の把握	①-1~8, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑧
	中粒砂岩層と深部（互層部，細粒・粗粒砂岩）の水頭比較	①-1~8, ⑧
	地盤安定性の評価	①-3, 4, 7, 8

## 7. 概略工程



## 8. 別紙

別紙ー 1 : 周辺地下水位が絶対下限水位まで低下する際の建屋内外の水位管理について

【第一～第三段階共通】絶対下限水位を想定した建屋内外水位差管理の安全性

別紙ー 2 : 発電所建屋周辺の地質構造・地下水位

【第一～第三段階共通】地下水位変化想定に関する地盤境界条件の設定根拠

別紙ー 3 : 海側遮水壁の遮水性能の評価

【第一～第三段階共通】地下水位変化想定に関する海域部境界条件の設定根拠

別紙ー 4 : 陸側遮水壁(海側)の閉合範囲

【第一段階】陸側遮水壁(海側)の閉合範囲と海水配管トレンチ下部非凍結箇所の影響

別紙ー 5 : 地下水収支と地下水位低下挙動

【第一～第三段階】遮断率毎の地下水収支及び地下水位低下挙動

- 別紙－ 6 : 陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係  
【第一段階】陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係（パラメータスタディ）等
- 別紙－ 7 : 陸側遮水壁（海側）のみを閉合した場合の影響評価  
【第一段階】フェーズ1にて陸側遮水壁（山側）の北側一部の閉合を実施しない場合の環境影響評価
- 別紙－ 8 : 地下水遮断率の評価とサブドレン稼働状態  
【第一段階】第一段階の確認事項として地下水遮断率を評価
- 別紙－ 9 : 地下水位の回復方策  
【第一～第三段階共通※】地下水位低下時の早急な対応方策とその妥当性  
※ 妥当性検討では最も厳しい条件（第三段階）を設定
- 別紙－ 1 0 : 第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）の評価  
【第二段階】第二段階の未凍結箇所一部閉合（Ⅰ）による陸側遮水壁内への地下水流入量を評価
- 別紙－ 1 1 : 第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の評価  
【第二段階】第二段階の未凍結箇所一部閉合（Ⅱ）による陸側遮水壁内への地下水流入量を評価
- 別紙－ 1 2 : 注水・散水用水の確保  
【第二～第三段階】注水・散水における用水の確保
- 別紙－ 1 3 : 陸側遮水壁（山側）の完全閉合の評価  
【第三段階】完全閉合後における建屋周辺の地下水位変動を評価

## 周辺地下水位が絶対下限水位まで低下する際の建屋内外の水位管理について

敷地周辺の地下水位は全て海水面以上であり、地下水の流出先として最も低い水位は海水面である。そのため、地下水位が海水面を超えて低下することは考えにくい。なお、参考2に示す通り、潮汐の変動が、建屋周辺の地下水位に与える影響は軽微であることから、海水面の平均である平均潮位を絶対下限水位として設定した。

「陸側遮水壁（山側）により地下水供給が遮断される」条件下で、「海側遮水壁の遮水性を喪失」、かつ、「無降雨の状態が継続」した場合に、建屋周辺の地下水位は低下を続け、最終的に海水面（平均潮位：絶対下限水位（これ以上低下することのない水位）と設定）まで低下する想定外の異常事象を対象に、建屋内外の水位管理に関する安全性を確認する。

## 1. 建屋内外の水位管理

各建屋に設置している滞留水移送ポンプにて排水できる水位は、表－1に示すとおり、設置床面より0.2～0.3m高い位置である。これを考慮して、絶対下限水位（平均潮位 T.P. -0.098m<sup>※</sup>）に対する各建屋の滞留水の移送可能なレベル（ポンプによる最低排水レベル）を確認した結果、絶対下限水位よりも最低排水レベルが高い建屋は、1号機タービン建屋だけである。

1号機タービン建屋において建屋滞留水を最低排水レベル:T.P. 0.74mまで移送した場合、主に復水器エリア・復水ポンプピット等に200m<sup>3</sup>程度の滞留水が残留する。

この状況においては、仮設ポンプ（約10m<sup>3</sup>/h）を床面上に追加設置し、残留する滞留水を他の建屋へ移送することにより、1日程度で排水することが可能である。

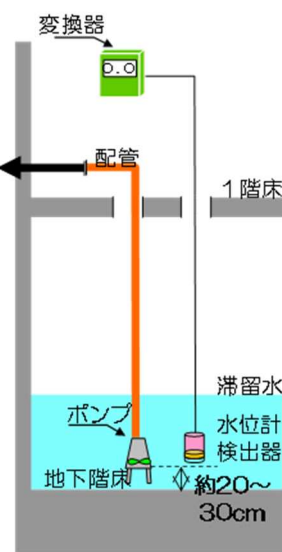
※ 気象庁HPより小名浜地点の平均潮位はT.P. -0.098m（2010～2014年平均）



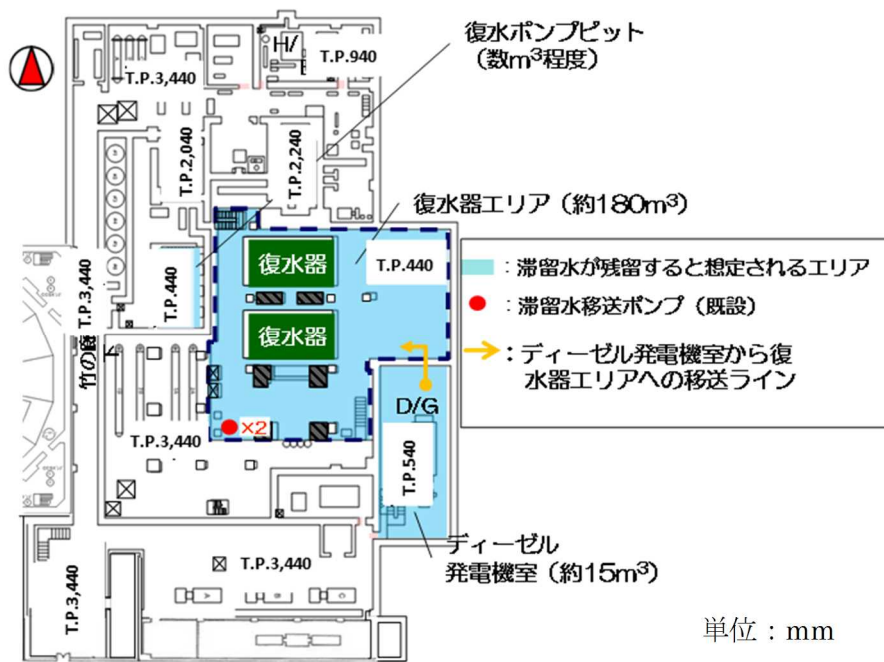
建屋		ポンプの最低排水レベル※1 T.P.+m	最低床レベル※1 T.P.+m	【参考】水位計測下限レベル T.P.+m
1号	R/B	-0.40	-2.67	-2.54
	T/B	0.74	0.44	0.56
	Rw/B	-0.04※2	-0.04	-0.04※2
2号	R/B	-0.08※3	-4.80	-0.26
	T/B	-1.40	-1.75	0.57
	Rw/B	-1.43	-1.74	-1.61
3号	R/B	-2.09	-4.80	-3.40
	T/B	-1.34	-1.74	0.58
	Rw/B	-1.43	-1.74	-1.58
4号	R/B	-3.20	-4.80	-0.15
	T/B	-1.44	-1.74	-1.62
	Rw/B	-1.44	-1.74	-1.59

【注】 T/B：タービン建屋、R/B：原子炉建屋、Rw/B：廃棄物処理建屋

- ※1：各建屋の水位は、滞留水移送ポンプの吸い込み高さ等の関係から、床面より約20～30cmの高さまで滞留水を移送し低下させることが可能である。ただし、移送ポンプ・水位計は、干渉物等の影響から、各建屋の最低床レベルに設置出来ない箇所がある。
- ※2：1号Rw/Bは、2号Rw/Bと開いた扉で連通しているため、移送ポンプを設置していない。2号Rw/Bの移送ポンプにより水位を低下させることで、2号Rw/Bの最低排水レベルまでは低下可能。残水はピット内に少量（数m<sup>3</sup>程度）。
- ※3：2号R/Bは2号T/BとT.P.-1.75付近で連通しているため、2号T/B水位を低下させることで、2号R/B水位を連通高さまでは低下可能と評価している。



表－1 各建屋の滞留水移送ポンプの最低排水レベル（2016年2月現在）



図－1 1号タービン建屋で最低排水レベルまで移送した場合の建屋内滞留水の残水量（2016年2月現在）

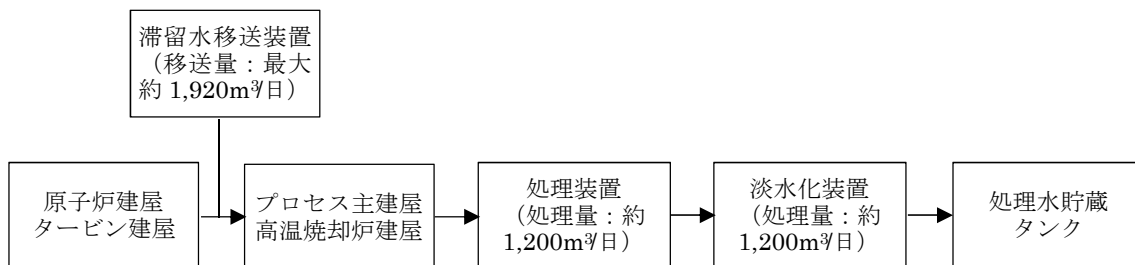
1～4号建屋の滞留水水位を絶対下限水位（平均潮位）まで低下させる場合の低下可能な速度について、滞留水移送設備や水処理設備の設備容量による律速条件を検討した。

- ・滞留水水位を低下させるために定常的に移送可能な量は、移送設備の移送可能な量が最大約 1,920m<sup>3</sup>/日であるが、その後の水処理設備の処理容量約 1,200m<sup>3</sup>/日に律速される（図－2参照）。なお、水処理設備の点検等を実施している状態で発生した場合、速やかに移送できる状態に復旧させる。
- ・300m<sup>3</sup>/日程度の原子炉注水量、200m<sup>3</sup>/日程度の建屋流入量および400m<sup>3</sup>/日程度のT.P.2.5m盤から建屋への移送量がある場合、0.013m/日程度の建屋滞留水水位低下（300m<sup>3</sup>/日の滞留水移送）が可能である（表－2のケース1）。
- ・至近の実績（2016年2月11～17日の平均値）の場合の原子炉への注水量・建屋流入量・T.P.2.5m盤から建屋への移送量の実績に基づいて算定すると、0.022m/日程度（515m<sup>3</sup>/日程度の滞留水移送）の建屋滞留水水位低下が可能である（表－2のケース1'）。
- ・海側遮水壁の遮水性喪失時などを想定した場合には、0.03m/日（700m<sup>3</sup>/日程度の滞留水移送）程度の水位低下が可能である。ただし、建屋への地下水流入量が現状から減らないなど、算出条件は保守的に設定しており、実際にはこれ以上の建屋滞留水水位低下が可能である（表－2のケース2）。

なお、建屋滞留水の移送先については、移送状況により各貯留設備容量が変動する。

今後も、上記の緊急時に必要な移送量を考慮し、貯留設備の増設等により、必要な容量を確保していく。また、上記の緊急時において淡水化装置（図－2参照）中の逆浸透膜装置の廃水を移送する際には溶接タンクへの貯留を基本とするが、止むを得ずフランジタンクへ貯留した場合は、緊急移送による貯留量増加分については、1年間を目途に処理作業を進めていく。さらに、漏えいリスクを低減させるために、水位計による監視・巡視点検等による監視強化を図る。

なお、万が一のフランジタンクからの漏えいを想定して、補修材を準備し、漏えい拡散の抑制を図る。



図－2 建屋滞留水の移送可能量

表－2 建屋滞留水の水位低下速度

	建屋への流入量			建屋滞留水 移送可能量 <sup>※4</sup> (m <sup>3</sup> /日)	水位低下の ための移送分 (m <sup>3</sup> /日)	建屋有効面積 (下表参照) (m <sup>2</sup> )	建屋滞留水 水位低下速度 (m/日)
	原子炉への注水量 (m <sup>3</sup> /日)	建屋流入量 <sup>※3</sup> (m <sup>3</sup> /日)	T.P.2.5m盤から 建屋への移送量 (m <sup>3</sup> /日)				
ケース1	300	200	400	1,200	300	23,470	0.013
ケース1 <sup>※1</sup>	315	220	150		515		0.022
ケース2 <sup>※2</sup>	300	200	0		700		0.030

※1：2016年2月11～17日の原子炉注水量・建屋流入量・T.P.2.5m盤から建屋への移送量の各実績の平均値に基づいて算出した。  
 ※2：海側遮水壁の遮水性喪失時などにT.P.2.5m盤の地下水位が低下し、T.P.2.5m盤のみ上げ量は0m<sup>3</sup>/日になったと仮定した。  
 ※3：建屋流入量は、周辺地下水位の低下により減少すると考えられるが、保守的な検討女権として、現状程度の建屋流入量が継続すると仮定した。  
 ※4：建屋滞留水移送可能量は、律速となる滞留水処理設備の処理量1,200m<sup>3</sup>/日とした。

表－3 建屋有効面積

	1号	2号	3号	4号	計
建屋有効面積 <sup>※5</sup> (m <sup>2</sup> )	1,750	6,840	7,730	7,150	23,470

※5：建屋有効面積は、建屋構造上の平面積（壁等で囲まれた範囲）から、機器類の専有面積を除いて算出した。

(参考：平均潮位まで建屋滞留水水位を低下させるのに必要な建屋滞留水移送量：約18,260m<sup>3</sup>に対して、滞留水移送先の空き容量：約39,700m<sup>3</sup> (2017年6月1日現在))

表－4 滞留水移送先の空き容量 (2017年6月1日現在)

貯留設備 (滞留水移送先)	空き容量 (m <sup>3</sup> )
プロセス主建屋・高温焼却炉建屋	約15,200
貯留設備(処理水貯蔵タンク：溶接タンク)	約4,000
貯留設備(処理水貯蔵タンク：フランジタンク <sup>(*)</sup> )	約18,600
貯留設備(多核種処理水貯槽)	約1,900
合計	約39,700

(\*) Sr 処理水・濃縮塩水貯槽のフランジタンク空き容量。但し、H5/H6エリアのタンク容量(約55,600m<sup>3</sup>)については、上記に含んでいない。

以上を踏まえ、陸側遮水壁（山側）閉合後、地下水位の予期せぬ低下が発生する想定外の異常事象を対象に、建屋内外の水位変動を評価した。なお、評価は保守的に、陸側遮水壁（海側）の遮水性が無い条件で実施した。

#### 【検討条件】

- ・地下水位の予期せぬ低下の発生要因：海側遮水壁の遮水性喪失※  
※ 海側遮水壁の継手の一部が損傷し、遮水性が失われた状態を想定した。遮水壁内から海への地下水流出量は、海側遮水壁閉合作業進捗に伴い生じた遮水壁内側の地下水位低下時の実測データを基に設定した。
- ・陸側遮水壁：（山側）遮水性 100%，（海側）遮水性 0%
- ・降雨：無降雨期間が継続
- ・建屋滞留水水位：1号タービン建屋最低排水レベル（T.P.0.74m）まで滞留水移送による低下実施（低下速度：0.01m/日）

#### 【評価結果】

地下水位は、初期は建屋滞留水水位低下速度を上回る速度で低下するものの、地下水位の低下に伴い低下速度は徐々に小さくなり、建屋滞留水水位低下速度を下回る。建屋滞留水を適切に移送することにより、建屋滞留水水位と地下水位には余裕がある水位差を確保した状態を維持して建屋滞留水水位を低下させることができることから、地下水位が1号機タービン建屋最低排水レベルに達するまでには約4.5ヶ月の時間的余裕がある※（図-3参照）。この間、仮設ポンプによる残水処理（約10m<sup>3</sup>/h）を行うことで、建屋内外の水位逆転を回避することが十分可能である。

また、地下水位は最終的に絶対下限水位（平均潮位）に漸近するが、1号機タービン建屋以外の建屋における最低排水レベルは絶対下限水位（平均潮位）以下である。1号機タービン建屋以外の建屋においても建屋滞留水水位と地下水位には余裕がある水位差を確保した状態を維持して建屋滞留水水位を低下させることができることから、水位逆転することはない。

※ 現状（2016年3月現在）のサブドレン運用で認可されているポンプ停止位置（L値）はT.P.2.464mであり、LL値はT.P.2.264mである。これを考慮し、地下水位低下前の建屋周辺地下水位をT.P.2.264mとした場合には、地下水位が1号機タービン建屋最低排水レベルに達するまでの期間は約3.5ヶ月となるが、上記と同様、仮設ポンプによる残水処理（約10m<sup>3</sup>/h）を行うことで、建屋内外の水位逆転を回避することが十分可能である。

水位(T.P.+m)

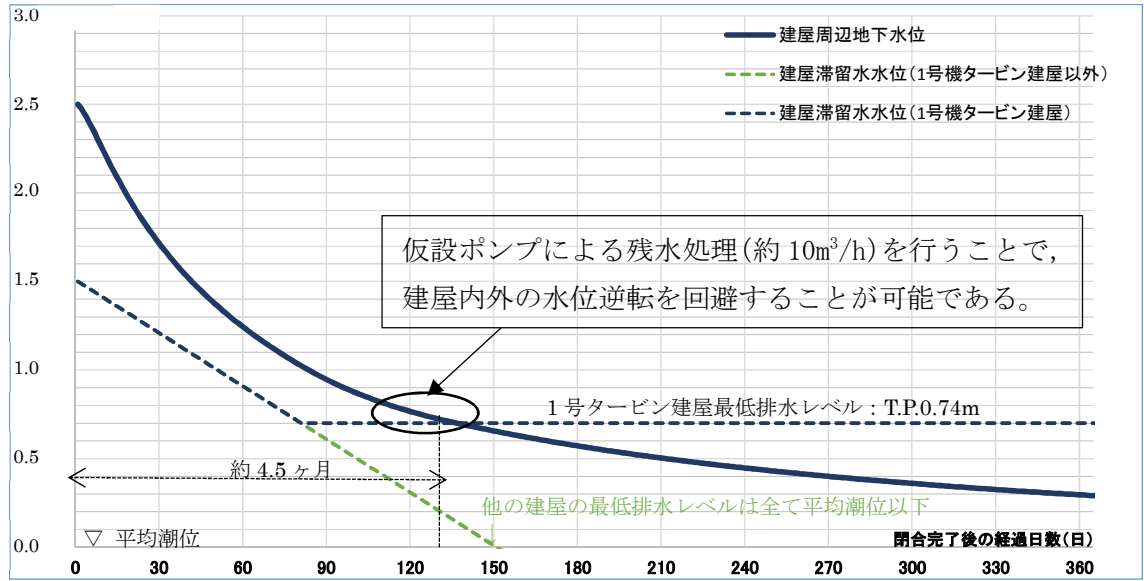


図-3 想定外の異常事象における建屋滞留水水位と地下水位の低下

【参考1】1号機原子炉建屋の水位低下状況

図-4に1号機原子炉建屋の建屋滞留水水位低下状況の実績を示す。滞留水移送ポンプによる移送により、2015年12月において、約0.03m/h程度で建屋滞留水水位を低下することができている。

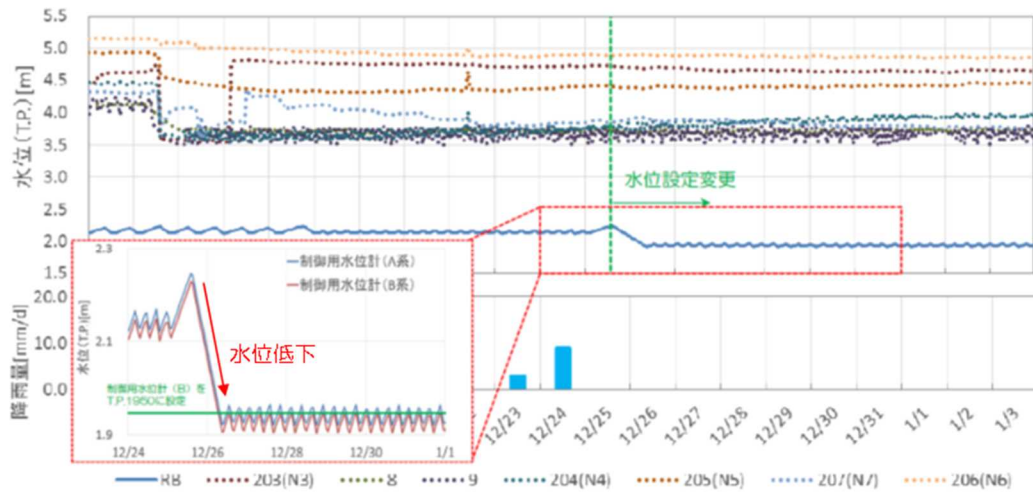


図-4 1号機原子炉建屋の建屋滞留水水位低下状況（実績）

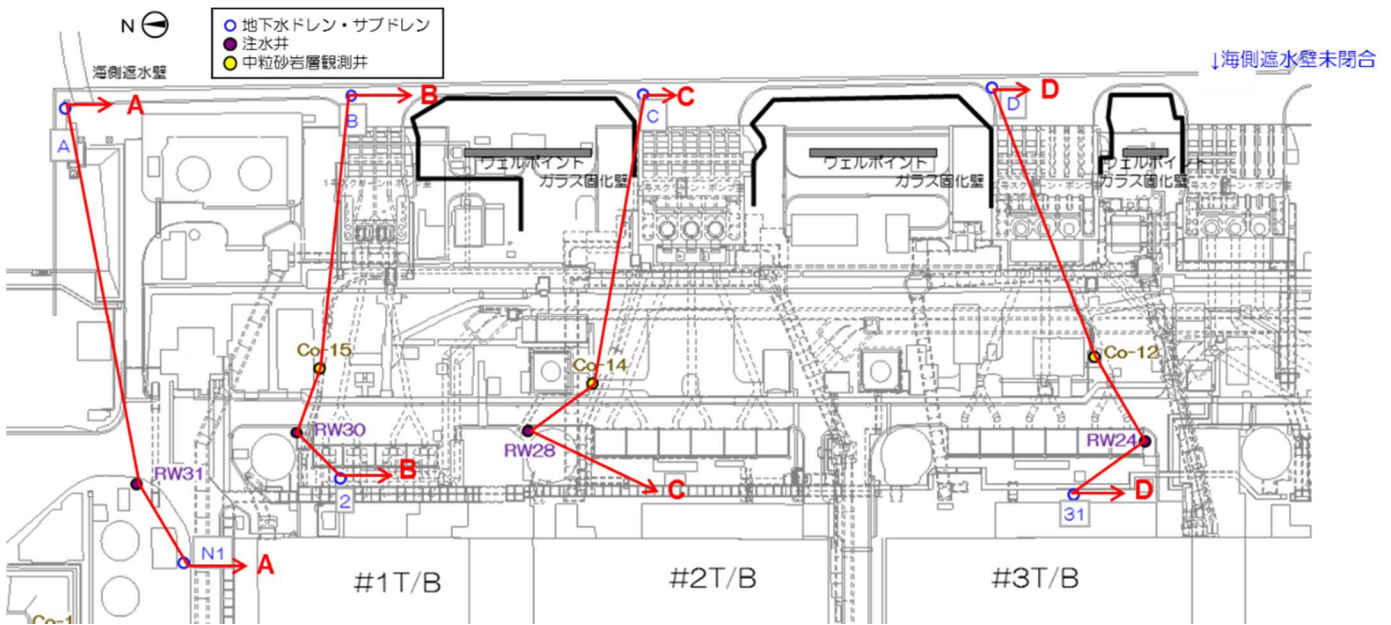
【参考2】絶対下限水位を平均潮位とすることの妥当性

現在は、海側遮水壁が閉合されているため、潮汐の変動が建屋周辺の地下水位に与える影響は極めて小さいと考えられる。しかし、安全側の観点から、海側遮水壁閉合前のデータを用いて、絶対下限水位を平均潮位とすることの妥当性を検討する。検討にあたっては、海側遮水壁閉合前の小名浜地点潮位データと建屋海側の地下水位データを用いた。

【使用データ】

- ・小名浜地点潮位データ：2015年4月1日～9月1日（気象庁HPより取得）
- ・地下水位データ：2015年4月1日～9月1日

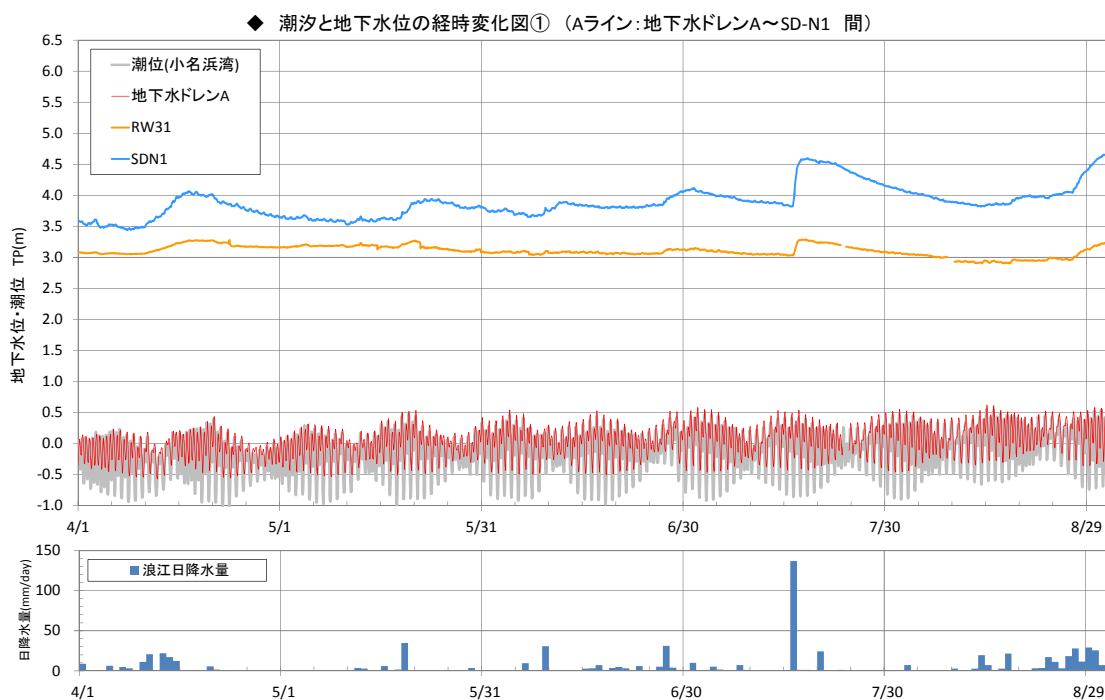
地下水ドレンA～Dを起点とし、山側に向かうライン上の  
中粒砂岩層地下水観測井，注水井，サブドレン（図－5参照）



図－5 検討位置図

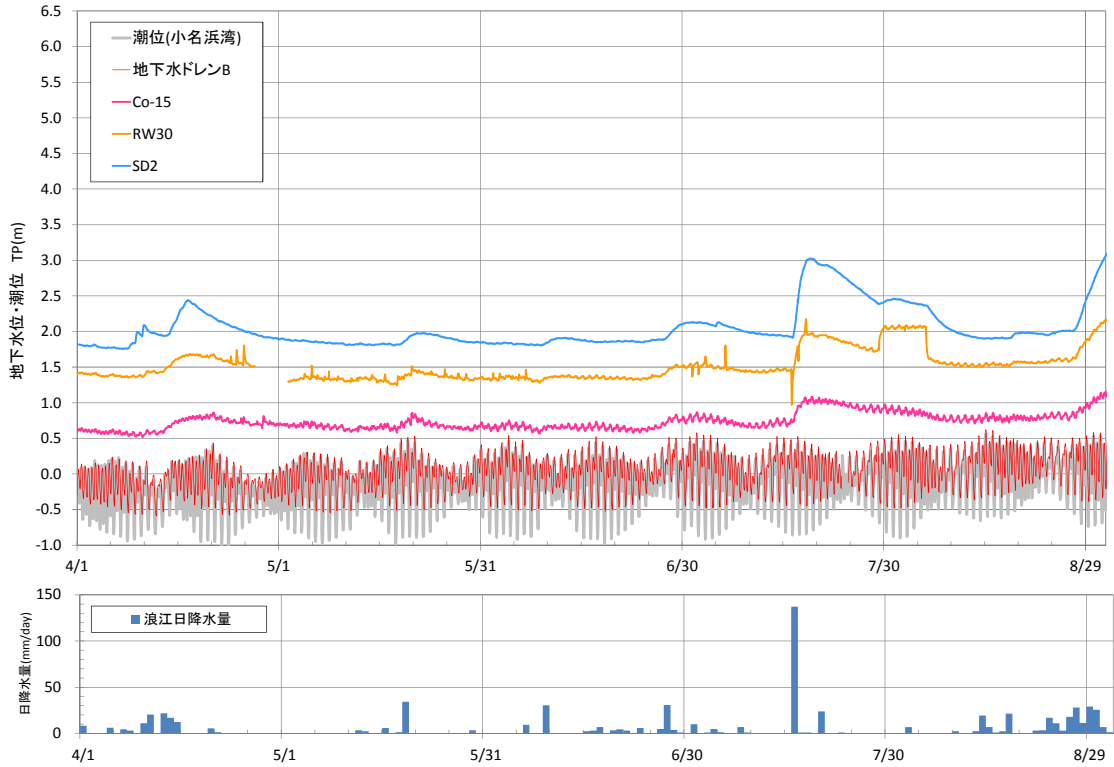
地下水ドレンA～Dの各ライン上の地下水位と小名浜地点潮位の経時変化を図－6～9に示す。

地下水ドレンA～Dでは、潮汐と同様の周期での水位変動が明瞭であるが、海から遠い地点では、潮汐と同様の周期での水位変動が明瞭ではない。



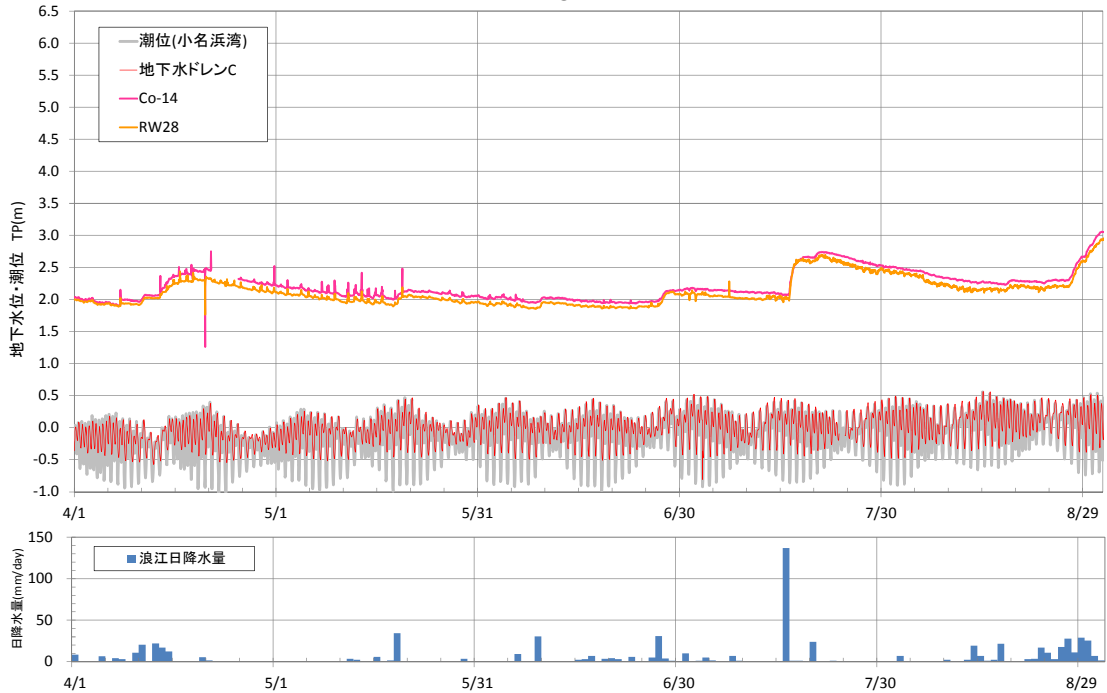
図－6 地下水ドレンAライン上の地下水位の経時変化

◆ 潮汐と地下水位の経時変化図② (Bライン: 地下水ドレンB～SD2 間)



図ー 7 地下水ドレンBライン上の地下水位の経時変化

◆ 潮汐と地下水位の経時変化図③ (Cライン: 地下水ドレンC～RW28 間)



図ー 8 地下水ドレンCライン上の地下水位の経時変化



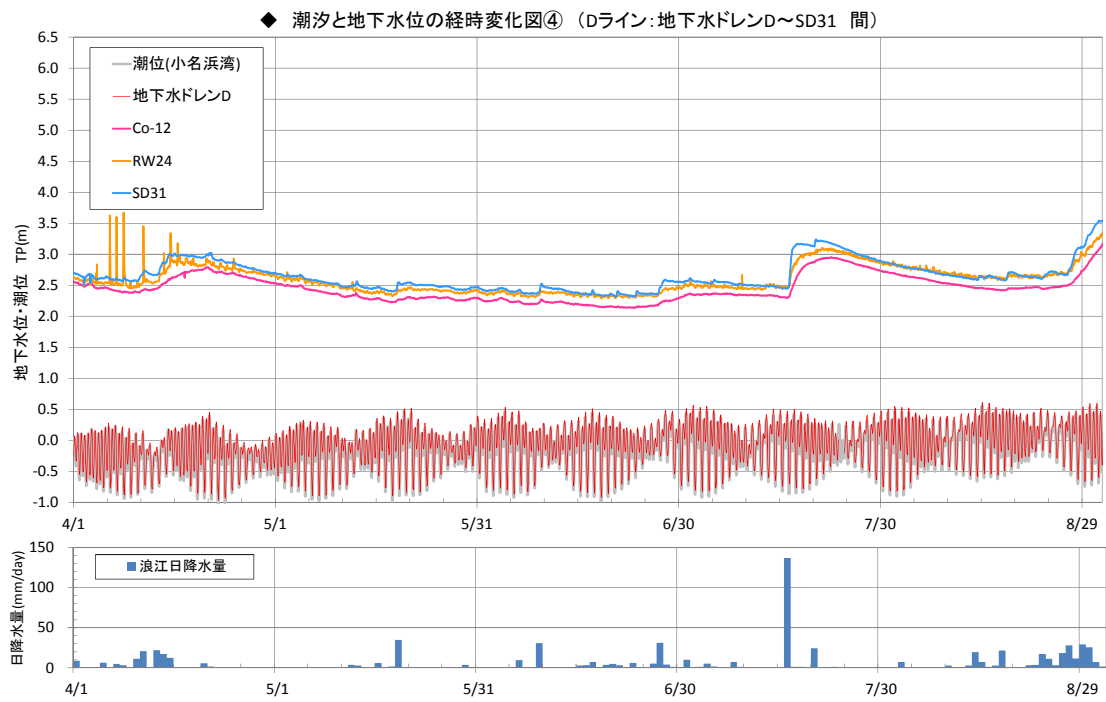


図-9 地下水ドレンDライン上の地下水位の経時変化

地下水位への潮汐の影響をより詳しく把握するために、周波数分析を実施した。結果を図-10～24に示す。

小名浜地点潮位，地下水ドレンA～Dでは，明瞭な卓越周期（0.52日，1.00日，0.50日，1.08日）が認められる。

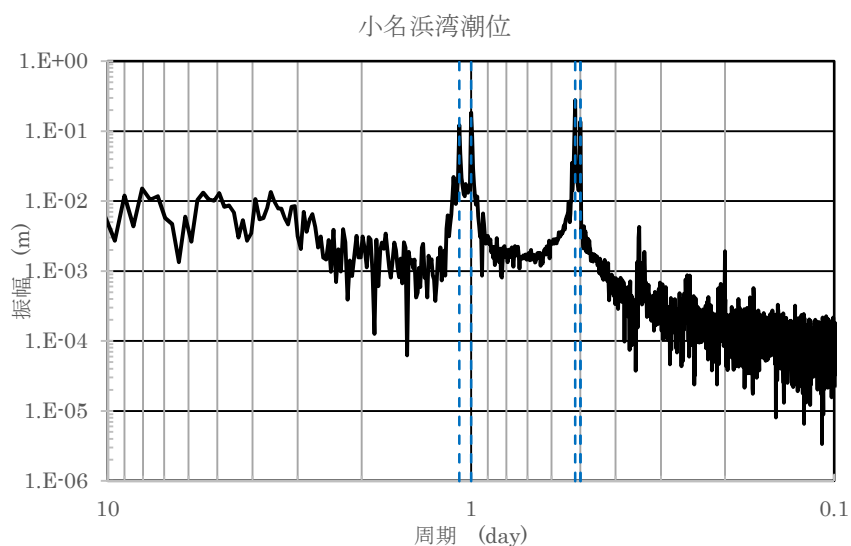


図-10 周波数分析の結果（小名浜潮位）

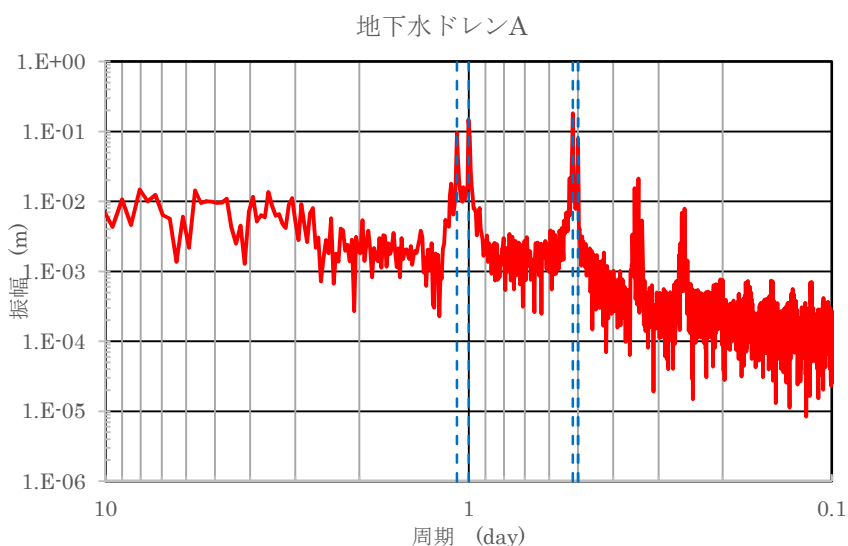


図-11 周波数分析の結果（地下水ドレンA）

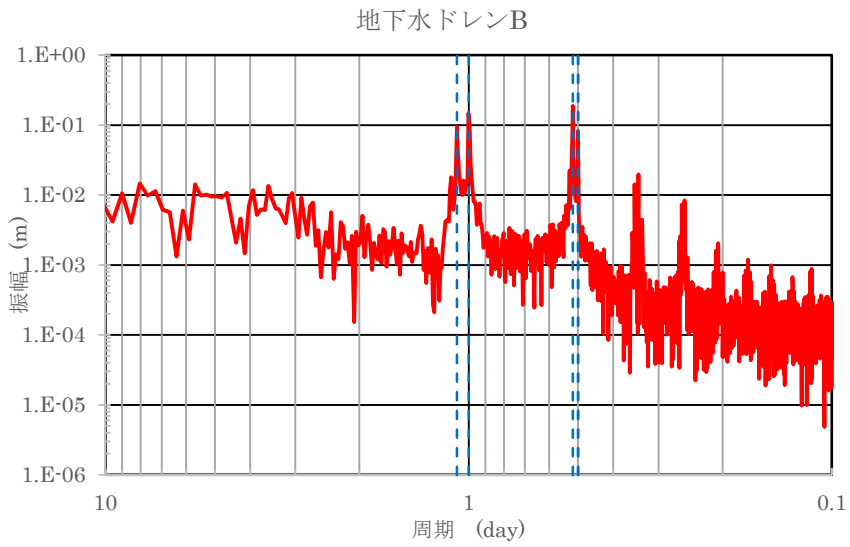


図-12 周波数分析の結果 (地下水ドレンB)

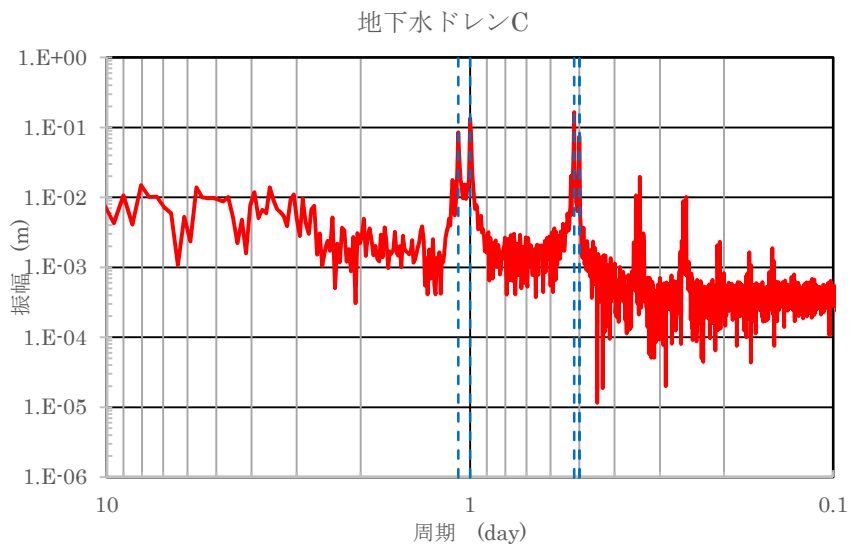


図-13 周波数分析の結果 (地下水ドレンC)

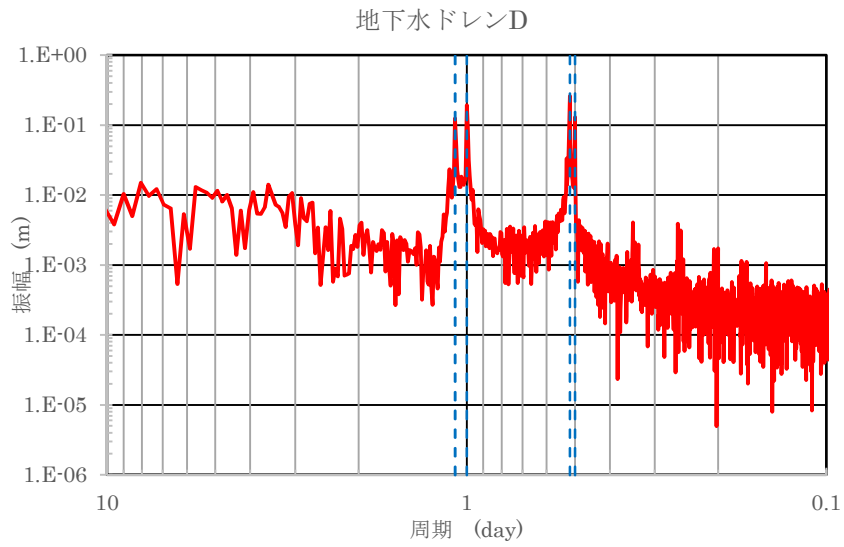


図-14 周波数分析の結果 (地下水ドレンD)

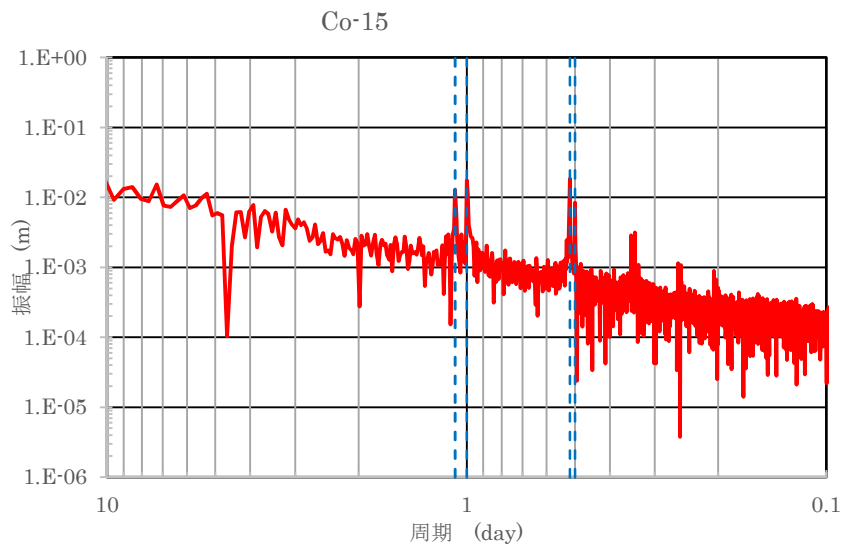


図-15 周波数分析の結果 (Co-15)

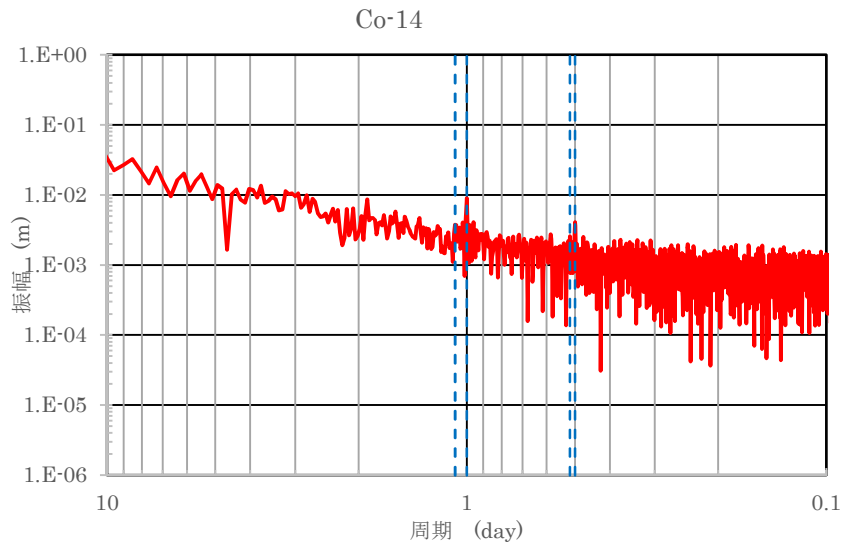


図-16 周波数分析の結果 (Co-14)

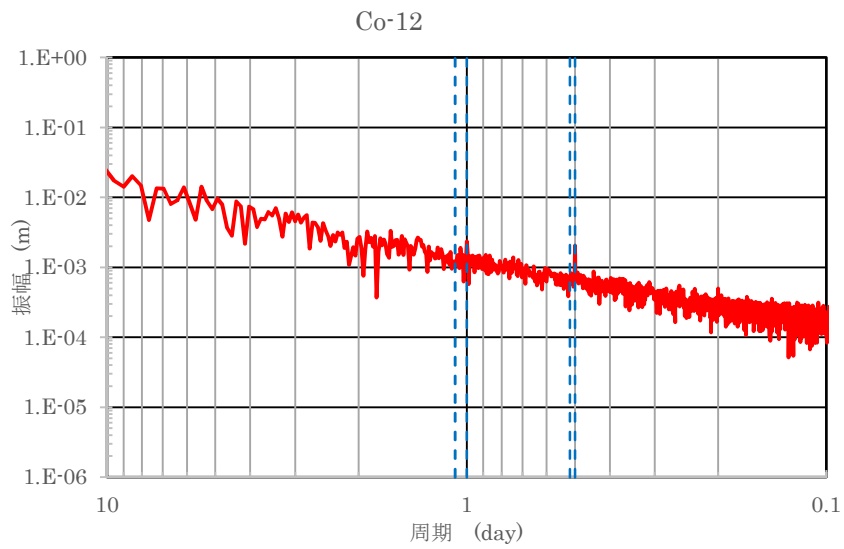


図-17 周波数分析の結果 (Co-12)

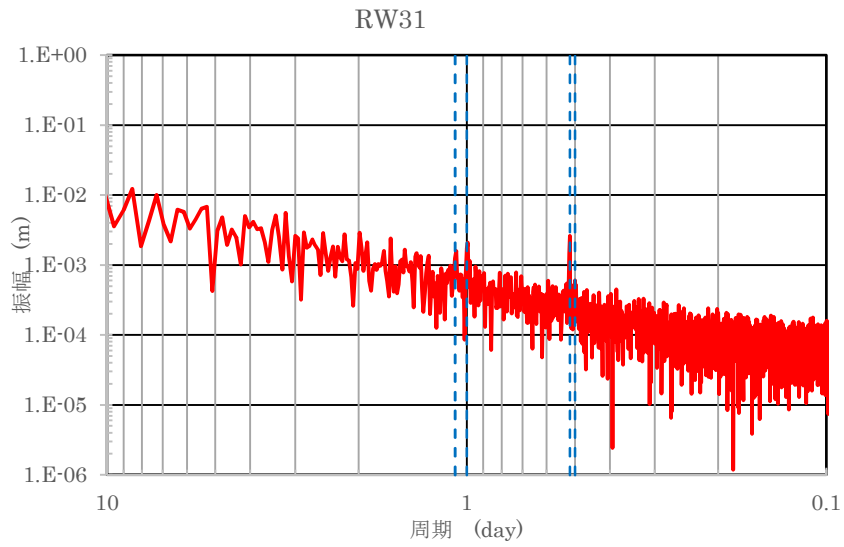


図-18 周波数分析の結果 (RW31)

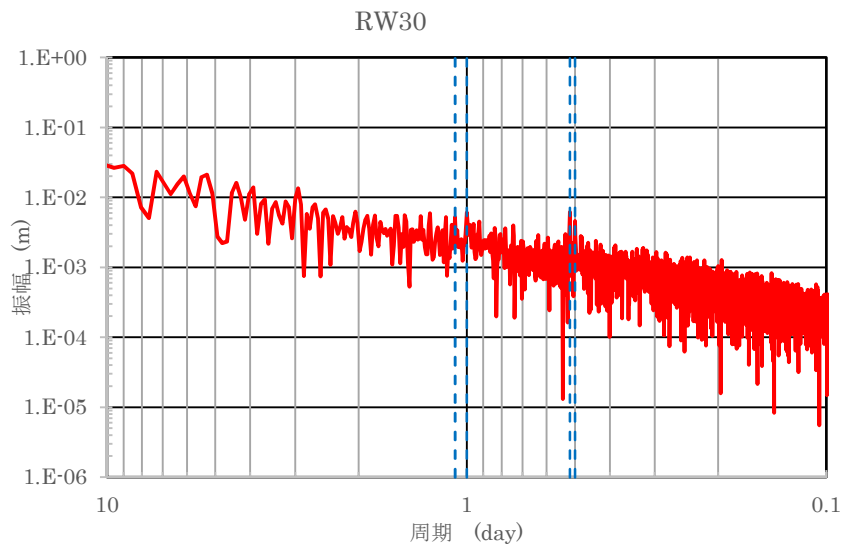


図-19 周波数分析の結果 (RW30)

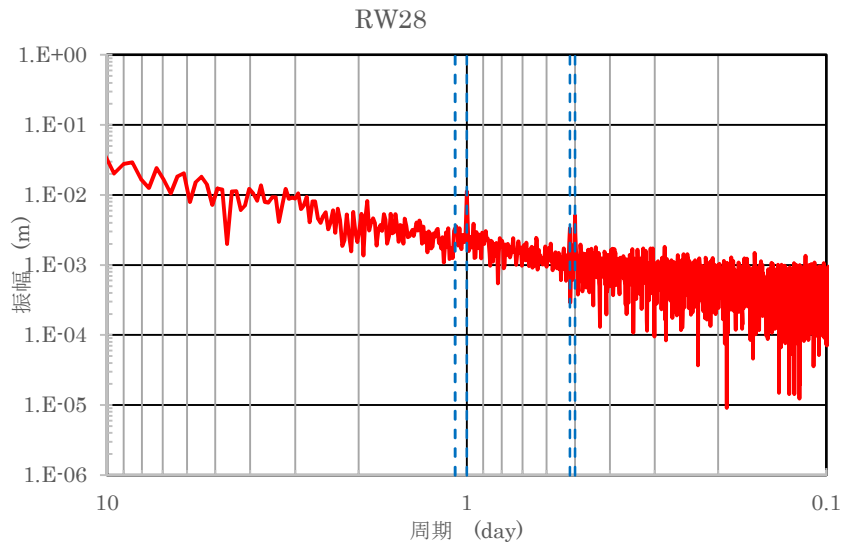


図-20 周波数分析の結果 (RW28)

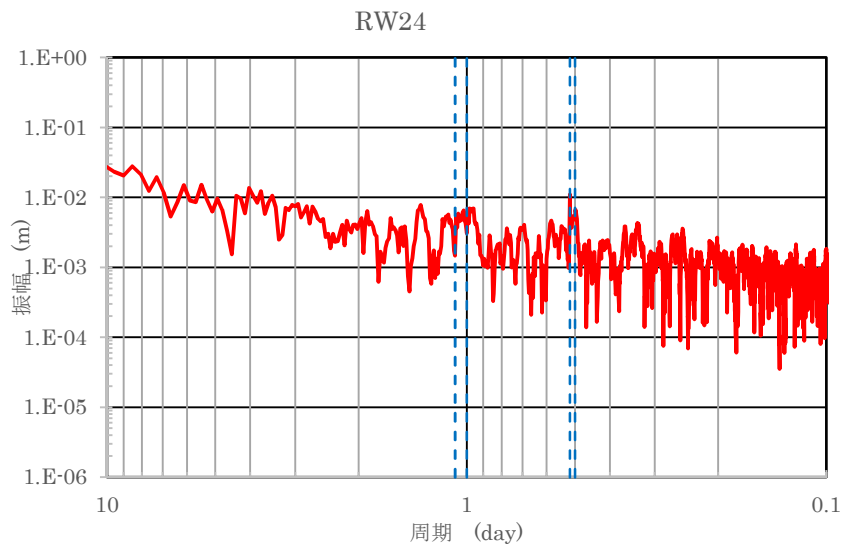


図-21 周波数分析の結果 (RW24)

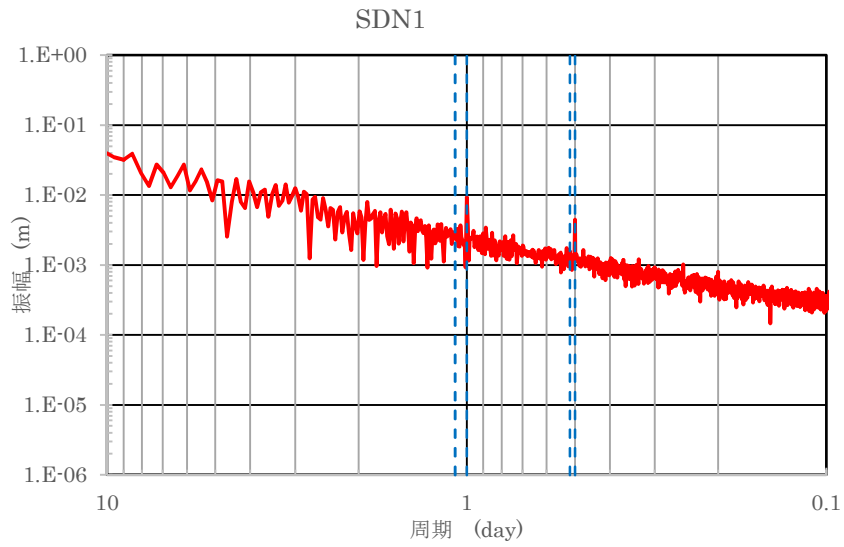


図-22 周波数分析の結果 (SDN1)

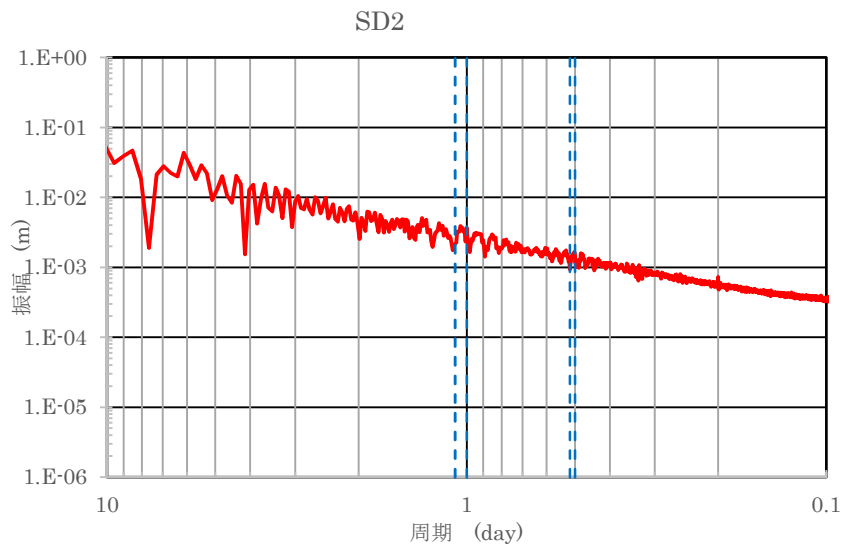


図-23 周波数分析の結果 (SD2)



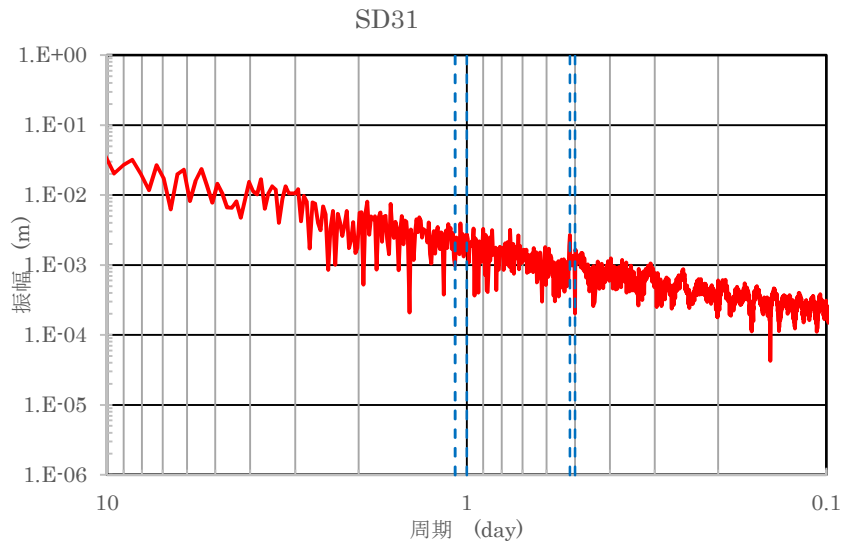


図-24 周波数分析の結果 (SD31)

表-5及び図-25に、小名浜地点潮位の卓越周期(0.52日, 1.00日, 0.50日, 1.08日)における振幅を示す。

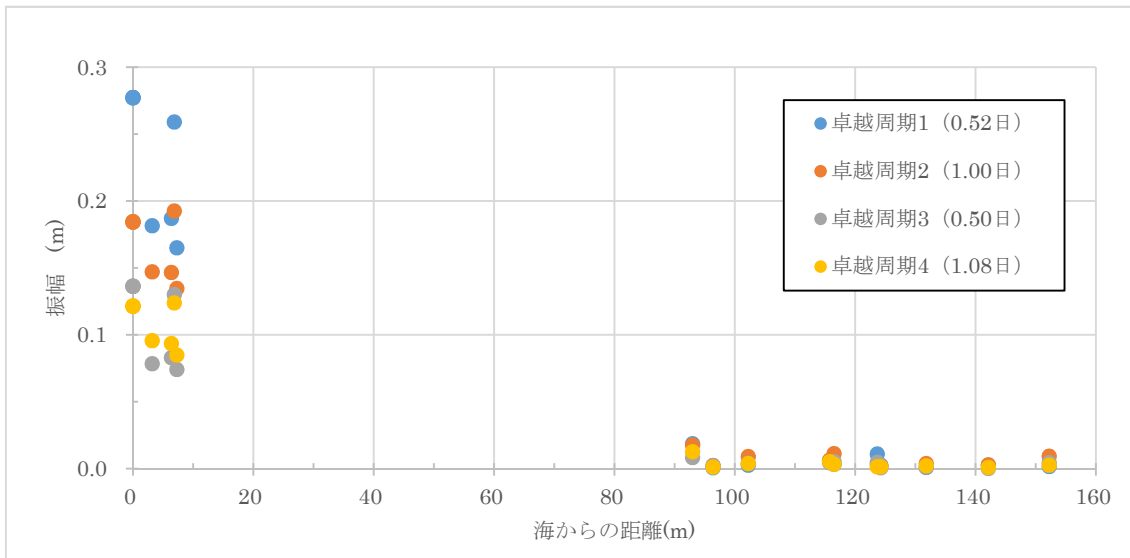
海から近い地点(地下水ドレンA~D)においては、小名浜地点潮位の卓越周期における振幅は大きいままであるが、海から100m以上離れた建屋周辺(RW31, SDN1, RW30, SD2, RW28, RW24, SD31)においては、卓越周期1(0.52日)で4.0%以下、卓越周期2(1.00日)で6.1%以下、卓越周期3(0.50日)で3.8%以下、卓越周期4(1.08日)で4.3%以下に減衰し、振幅は0.011m以下であることが確認できる。

以上から、潮汐の変動が建屋周辺での地下水位に与える影響は軽微であり、絶対下限水位を平均潮位とすることは妥当と判断している。

なお、仮に、朔望平均満潮位(T.P.+0.764m)及び朔望平均干潮位(T.P.-0.736m)の潮位振幅が継続した場合でも、上記の減衰を考慮すると、建屋周辺での地下水位の振幅は0.05m以下になると考えられる。これは、現状の建屋内外水位差の運用目標(サブドレン稼働時0.8m, 非稼働時0.45m)内に包含される。

表－5 海からの距離と小名浜地点潮位の卓越周期における振幅の関係

	地点名	海からの距離(m)	振幅 (m)			
			卓越周期1 (0.52日)	卓越周期2 (1.00日)	卓越周期3 (0.50日)	卓越周期4 (1.08日)
地下水ドレンAライン	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンA	3	0.182	0.147	0.078	0.096
	RW31	124	0.003	0.002	0.001	0.001
	SDN1	152	0.002	0.009	0.004	0.003
地下水ドレンBライン	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンB	6	0.187	0.147	0.083	0.094
	Co-15	93	0.019	0.018	0.008	0.013
	RW30	116	0.006	0.006	0.005	0.005
地下水ドレンCライン	SD2	132	0.001	0.004	0.001	0.002
	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンC	7	0.165	0.135	0.074	0.085
	Co-14	102	0.003	0.009	0.004	0.004
地下水ドレンDライン	RW28	116	0.003	0.011	0.005	0.003
	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンD	7	0.259	0.193	0.130	0.124
	Co-12	96	0.001	0.002	0.002	0.001
	RW24	124	0.011	0.003	0.005	0.001
SD31	142	0.003	0.003	0.000	0.001	



図－25 海からの距離と小名浜地点潮位の卓越周期における振幅の関係

以上

## 発電所建屋周辺の地質構造・地下水位

## 1. 発電所周辺の地形

発電所の敷地は、周囲を川に挟まれた海拔 T.P. 33.5m 程度の台地であり、海側を掘削し海拔約 T.P. 8.5m の地盤に、発電所建屋を設置している。



図-1 発電所周辺の地形

## 2. 発電所周辺の地質構造

敷地を中心とする半径約 30km の範囲及びその周辺について、文献調査、地表地質調査、海上音波探査等を実施し、敷地内について、地表地質調査、ボーリング調査等を実施している。

発電所敷地に分布する富岡層は、発電所の西方約 8km から海岸部までの範囲に広く分布し、海で堆積した泥岩及び砂岩が主体である。凝灰岩を多く挟在し良好な鍵層（地層の生成年代を対比し連続性を判断する際に目印となる地層）が認められ、敷地内の地層でもこの鍵層が確認できる。

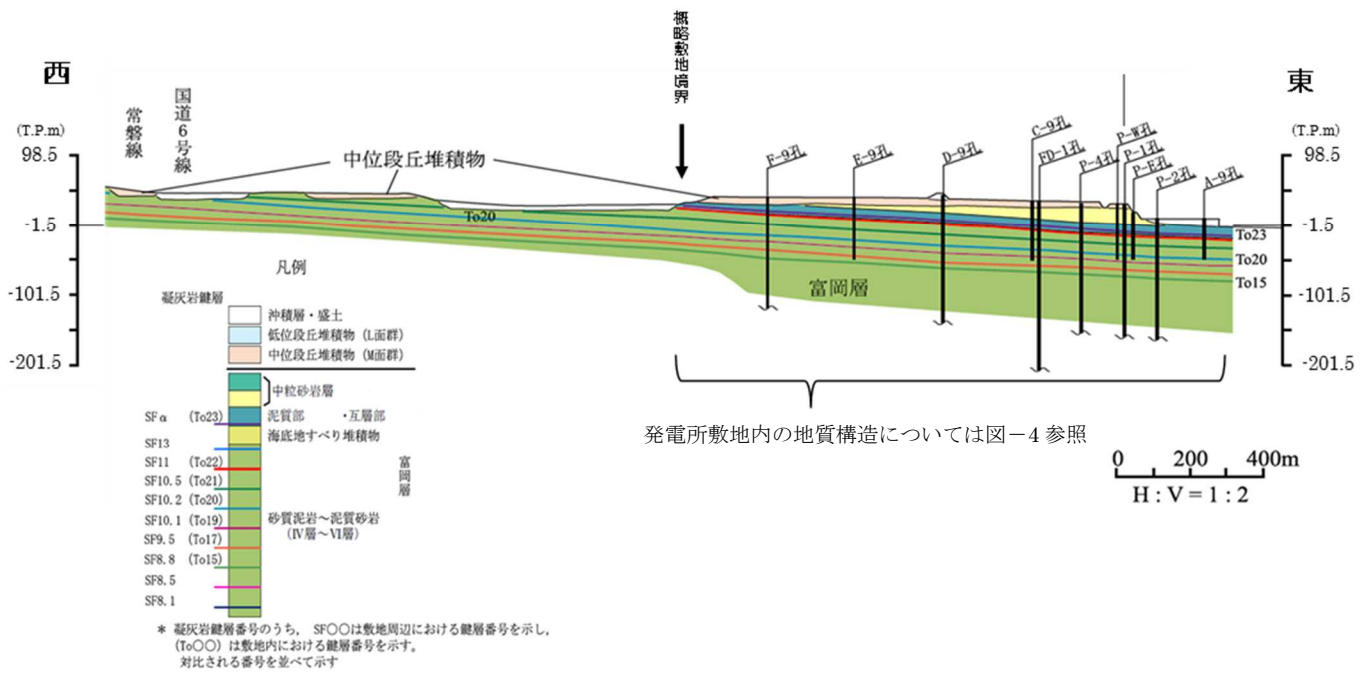


図-2 発電所周辺の地質構造

### 3. 発電所敷地内でのボーリング

発電所の調査・建設時以降に建屋付近を中心に構内で実施した約200孔(平均孔長約170m)のボーリングについて地質の判別を行い、周辺露頭調査結果と合わせて発電所周辺の三次元地質モデルを構築している。



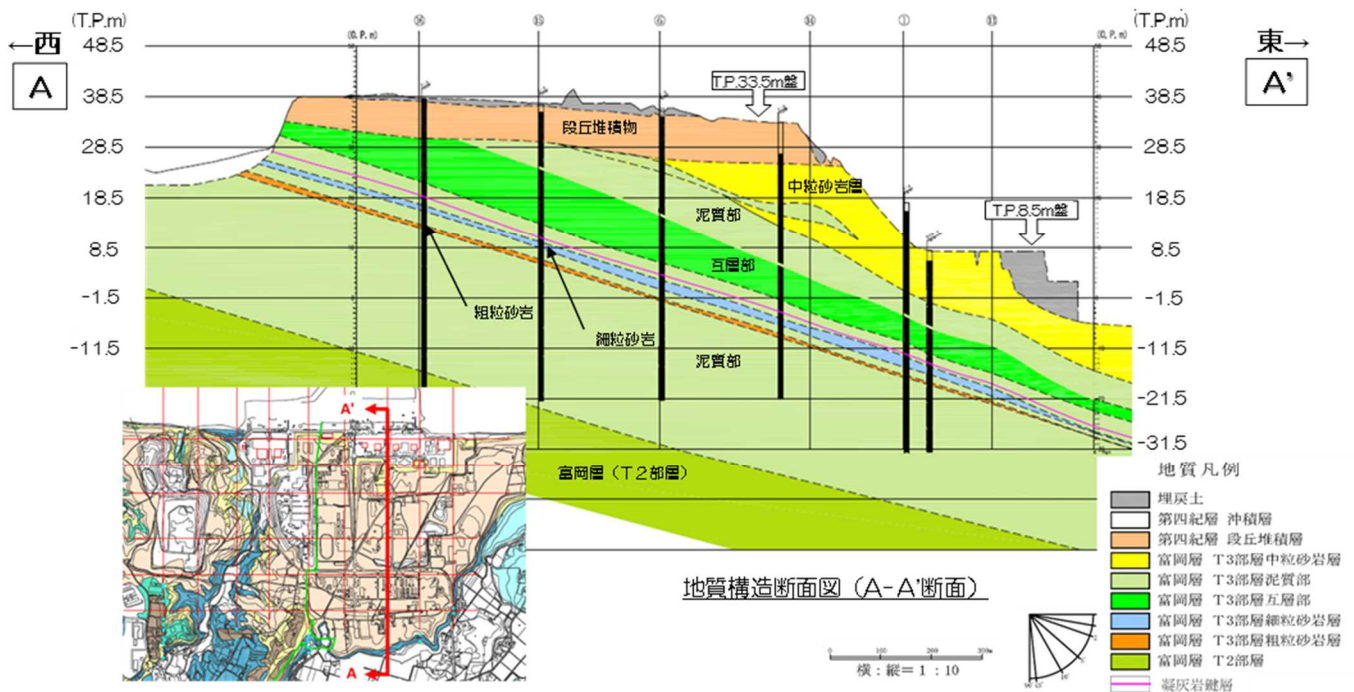
図-3 発電所敷地内でのボーリング位置図



#### 4. 発電所敷地内の地質構造（東西断面）

発電所敷地内の地層は、地表面付近の段丘堆積物より下層が、富岡層（T3 部層）の砂岩・泥岩主体の地層であり、上から中粒砂岩層（中粒砂岩を主体としシルト岩を挟在）、泥質部、互層部（数 cm～の間隔で中粒砂岩とシルト岩が交互に分布）、泥質部（2層の連続性のよい砂層（細粒砂岩・粗粒砂岩）を挟在）が敷地内に連続し、傾斜角約2度で海側に傾いている。西側で台地が切れることから、中粒砂岩層・互層部の地下水は主に台地への降雨により涵養されている。

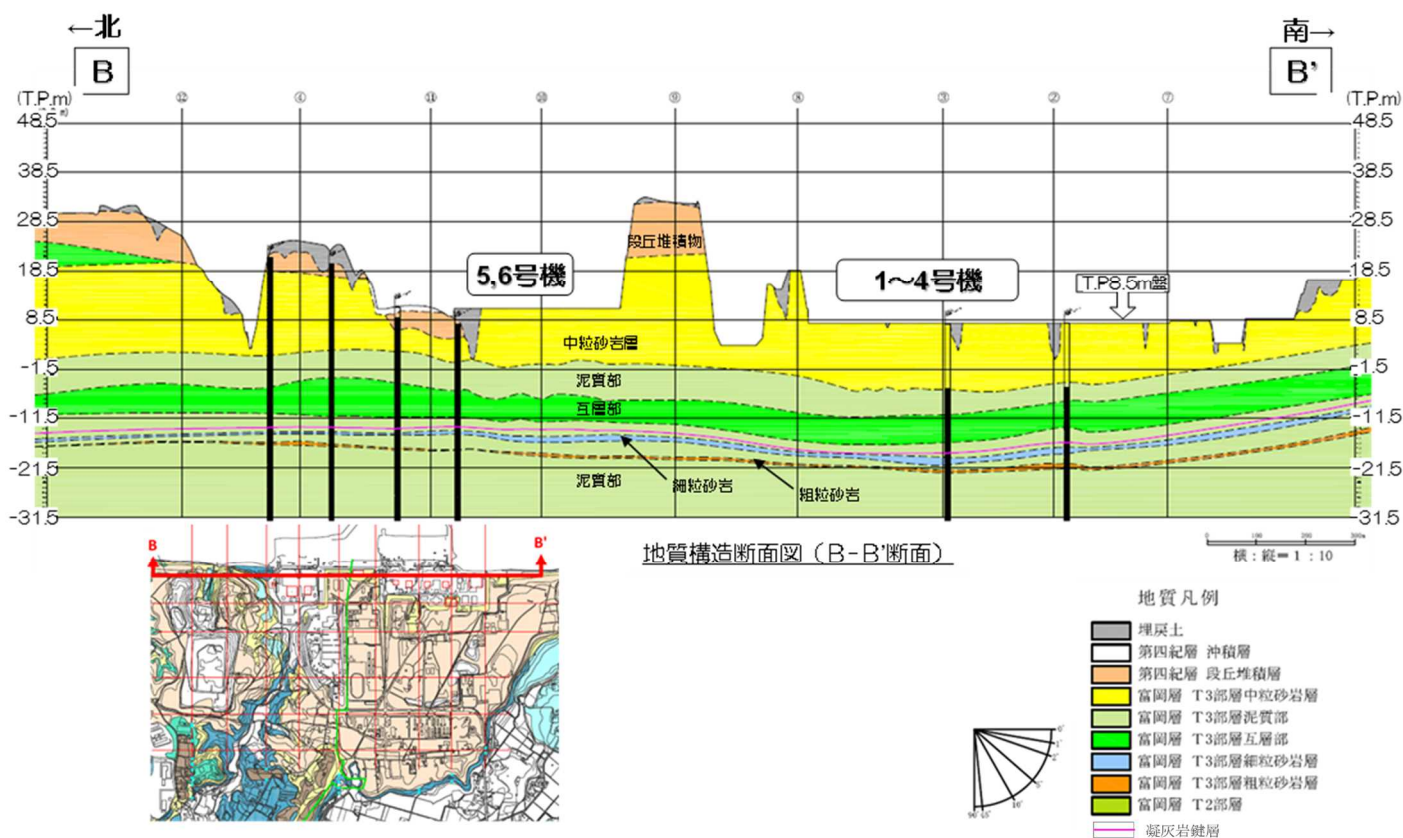
富岡層（T3 部層）の下部には、砂岩・泥岩主体で厚さ約 100m の富岡層（T2 部層）が分布する。



図－4 発電所敷地内の地質構造（東西断面）

#### 5. 発電所敷地内の地質構造（南北断面）

地層は南北方向にほぼ水平に分布している。中粒砂岩層と互層部を隔てる泥質部は厚さ数 m、互層部下側の泥質部は厚さ 30～40m で連続して分布する。



図一 5 発電所敷地内の地質構造 (南北断面)

## 6. 発電所内の地下水

地層の透水性は、ボーリング孔内における透水試験の結果をもとに、段丘堆積物・中粒砂岩層・互層部・細粒砂岩・粗粒砂岩を透水層（水の通りやすい層）、泥質部を難透水層（水の通りにくい層）としている。

地表に近い地下水は不圧地下水（地下水面を有する地下水）で、段丘堆積物・中粒砂岩層を流れ、地形の低下に伴い台地から建屋付近に向かって大きく水位が低下する。

難透水層に上下を挟まれた透水層（互層部・細粒砂岩・粗粒砂岩）の地下水は被圧地下水（水面を持たず圧力がかかっている）となっていて、それぞれの層の中を海側に向かって流れており、4号機建屋付近を除き、不圧地下水とは隔てられている。

中粒砂岩層の地下水が、建屋内・建屋海側に流入することで汚染水増加の主要因となっている。

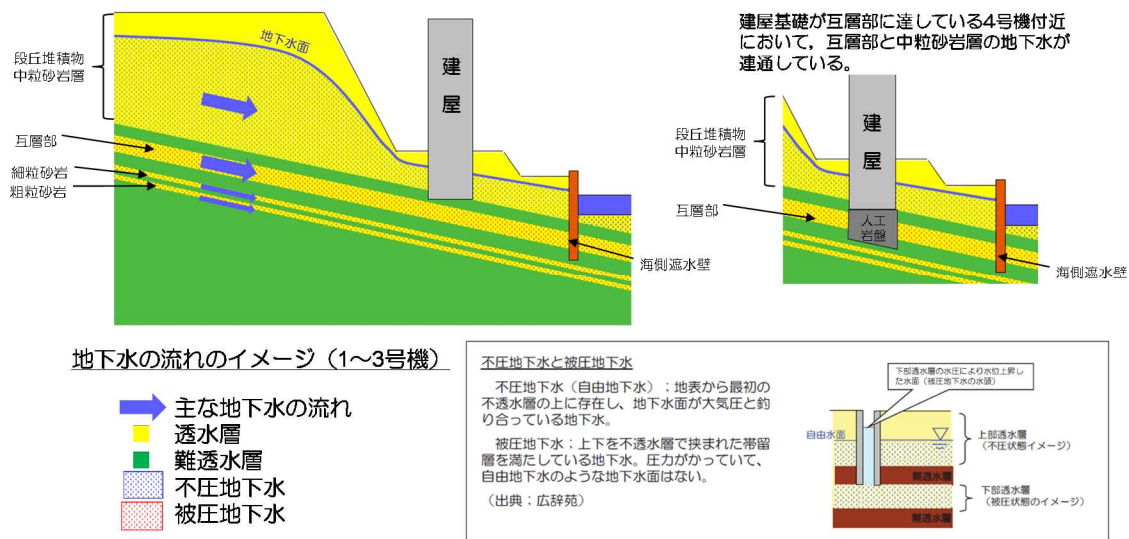


図-6 発電所内の地下水（イメージ）

## 7. 中粒砂岩層と互層部および細粒・粗粒砂岩の水頭比較

地下水位観測井位置を図-7, 中粒砂岩層, 互層部及び細粒・粗粒砂岩のエリア毎の水頭比較を図-8. 1~8. 12に示す。

建屋山側1・2号機周辺での互層部の水頭は, 中粒砂岩層の地下水位よりも水頭差で約2~5m高くなっている(図-8. 1~8. 3)。このことから, 中粒砂岩層と互層部間の泥質部は難透水層であると評価される。細粒・粗粒砂岩の水頭は, 互層部の水頭と同程度である(図-8. 1, 8. 3~8. 4)。

互層部の水頭と中粒砂岩層の地下水位との差は, 南側に行くほど小さくなり, 4号機付近では両者の差がなくなる(図-8. 2~8. 5)。建屋基礎が互層部に達していることにより, 地下水が連通していると考えられる。

建屋山側と同様に, 建屋海側においても互層部の水頭と中粒砂岩層の地下水位の差は, 南側に行くほど小さくなる(図-8. 6~8. 9)。細粒・粗粒砂岩の水頭は, 南側に行くほど互層部水頭より大きくなる(図-8. 7~8. 8)。細粒・粗粒砂岩と互層部に水頭差があることから, その間にある泥質部は難透水層であると評価される。

4号機建屋南側では, 中粒砂岩層の地下水位, 互層部の水頭, 細粒・粗粒砂岩の水頭に差異が認められ(図-8. 10), 中粒砂岩層と互層部, 互層部と細粒・粗粒砂岩それぞれの間にある泥質部は難透水層であると評価される。

T.P. 2.5m盤の中粒砂岩層の水位はウェルポイントによる汲上げ等の影響を受け, 変動している(図-8. 11~8. 12)。互層部の水頭は海側遮水壁閉合後, 上昇が確認され, 現時点では, 中粒砂岩層の水位よりも安定して高くなっており, 中粒砂岩層と互層部の泥質部は難透水層であると評価される。

以上より, 中粒砂岩層/互層部/細粒・粗粒砂岩間の泥質部の存在により, 中粒砂岩層と



深部間の地下水の連通性は小さい。また，互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭はいずれも T.P. ±0m を上回っており，平均潮位まで下がることは考えにくい。

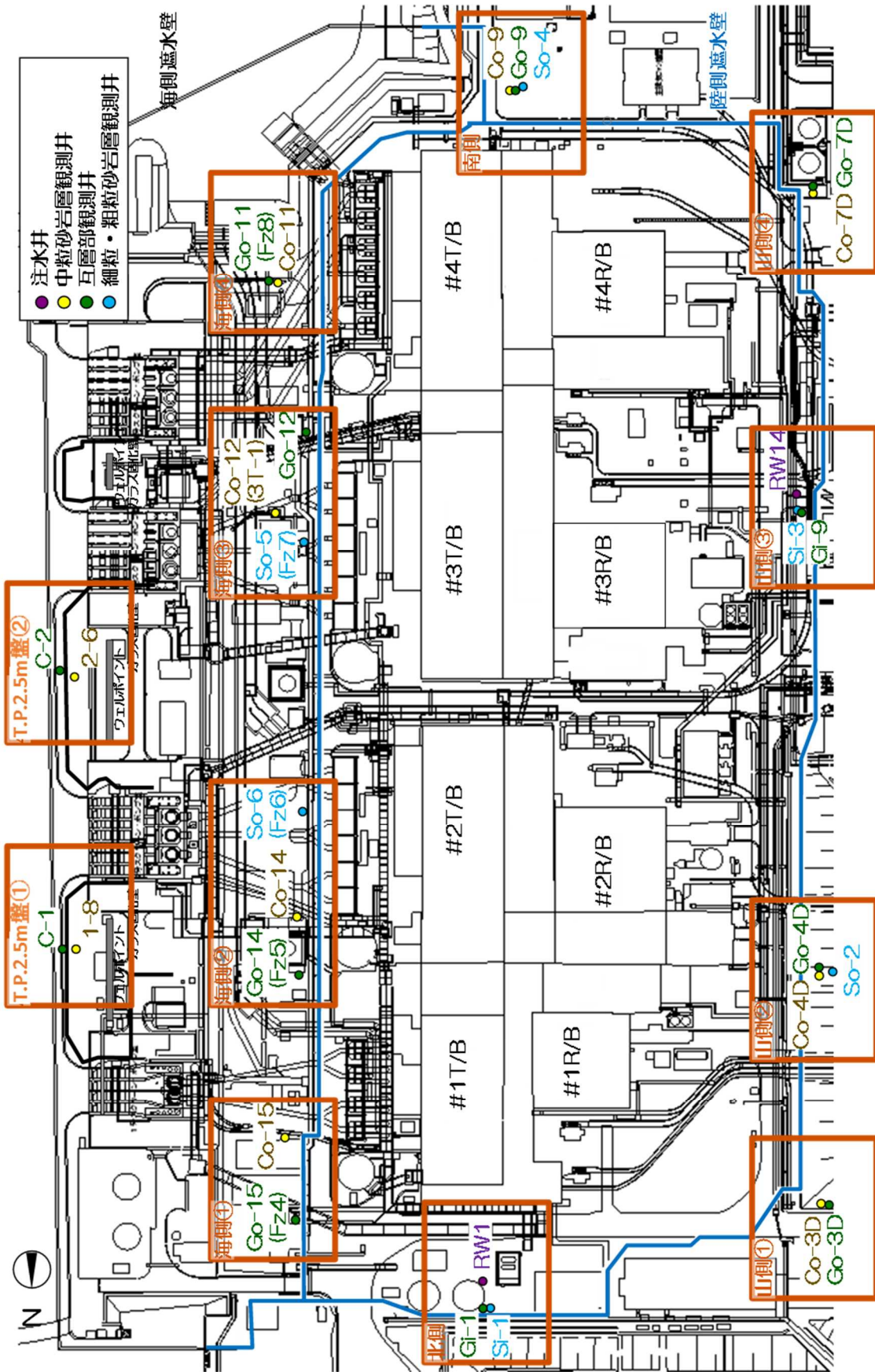
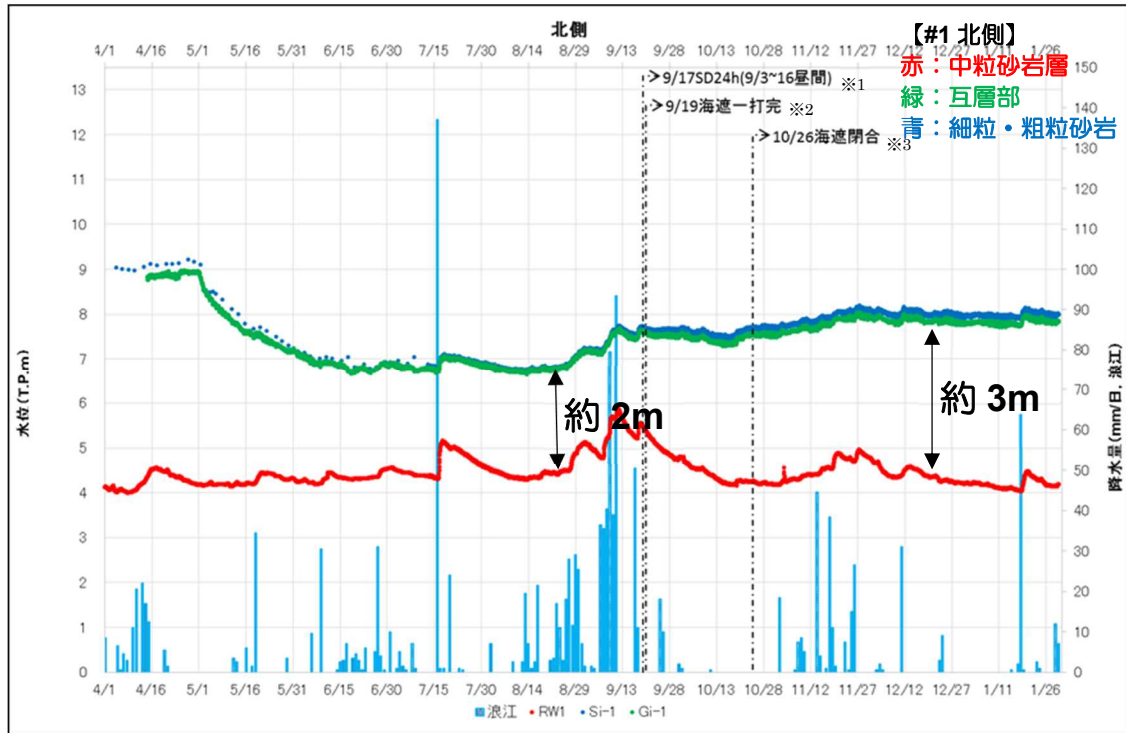
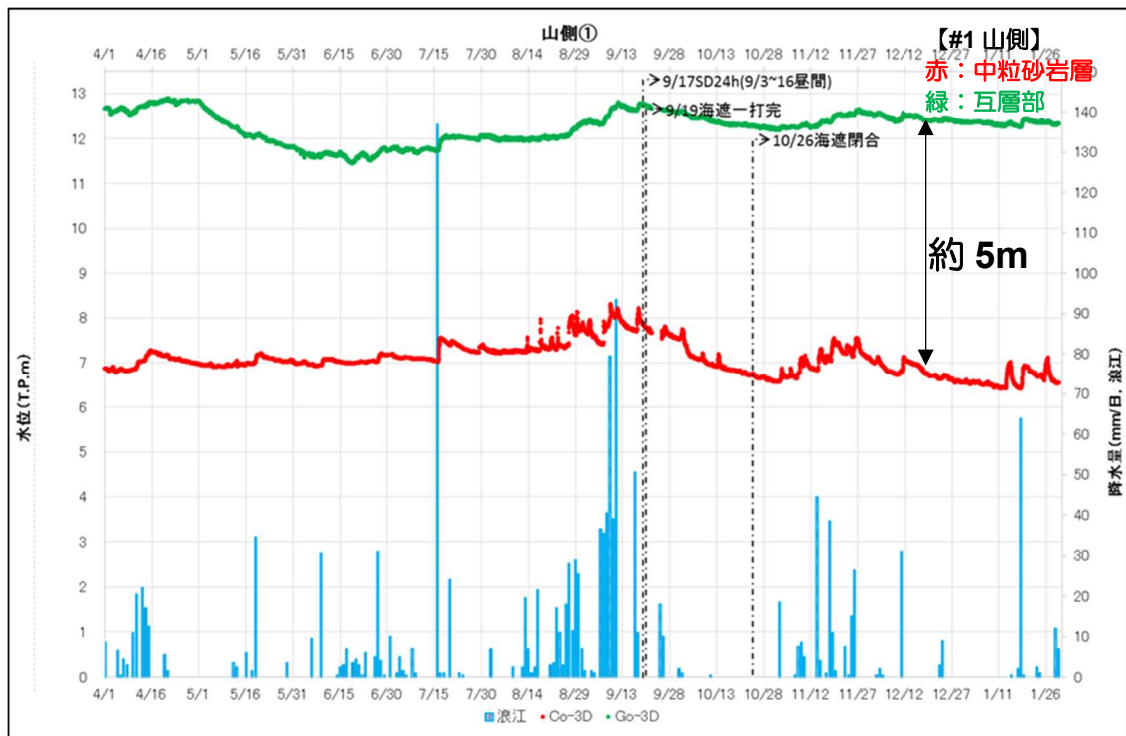


図-7 地下水観測井位置図

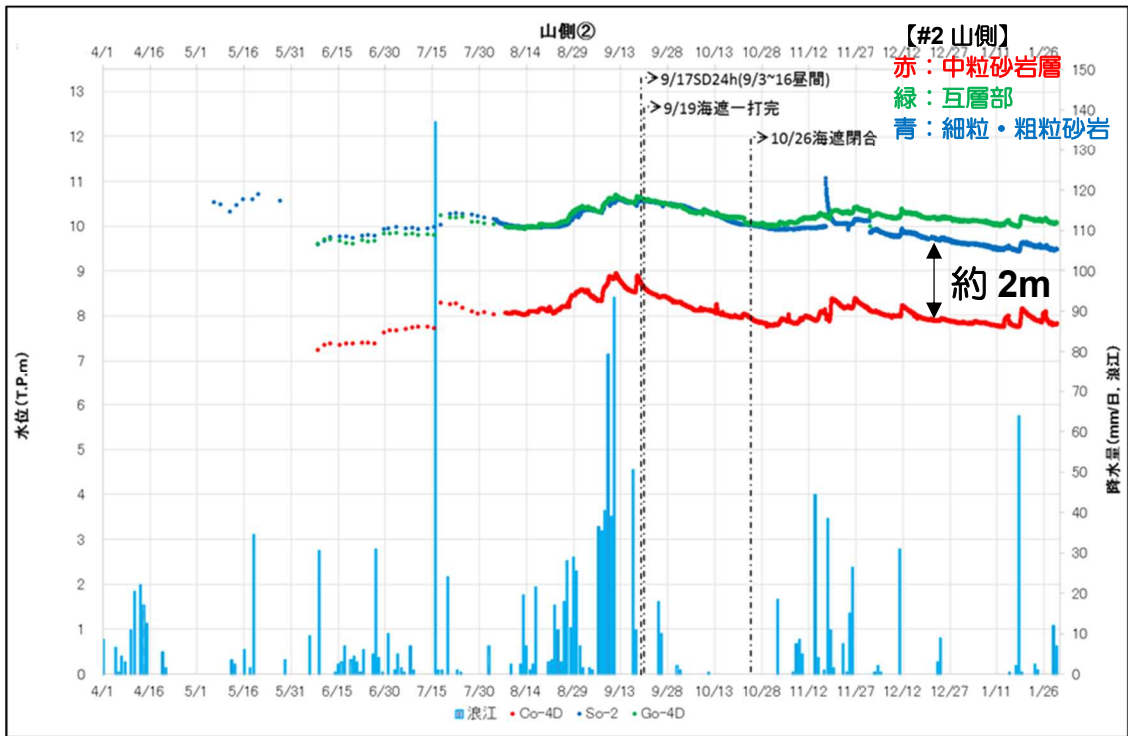
※1 9/17：サブドレン 24 時間稼働開始  
 ※2 9/19：海側遮水壁鋼管矢板一次打設完了  
 ※3 10/26：海側遮水壁閉合完了



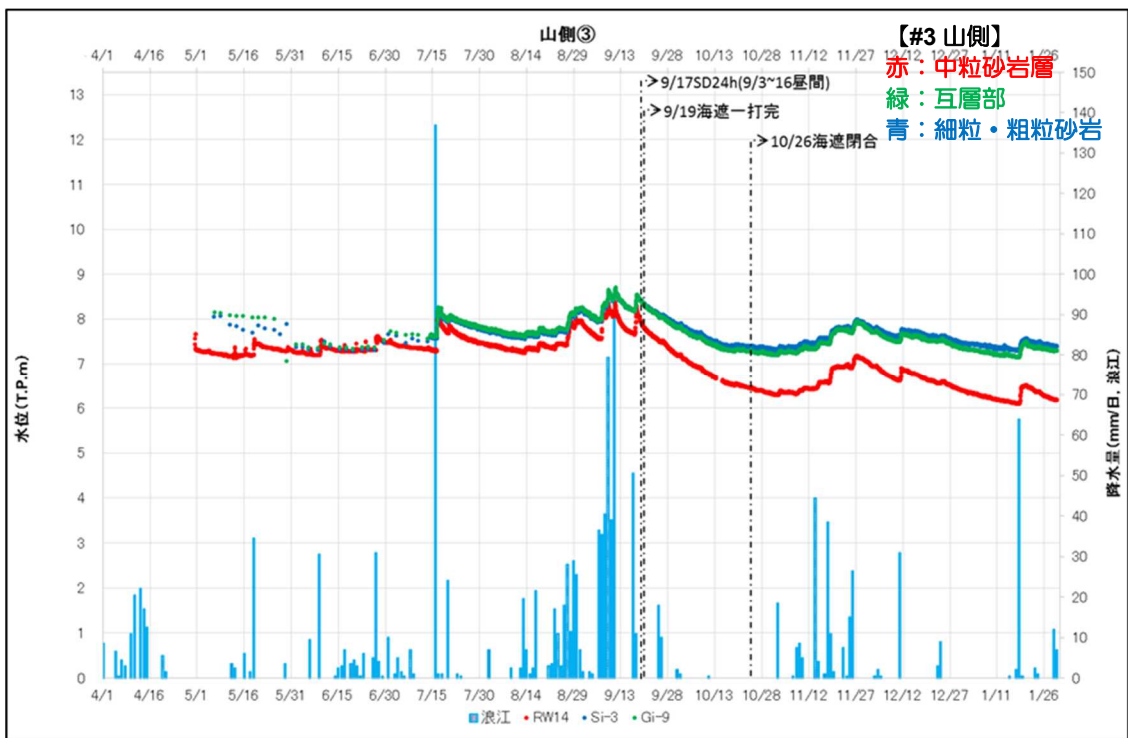
図一8. 1 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（北側）



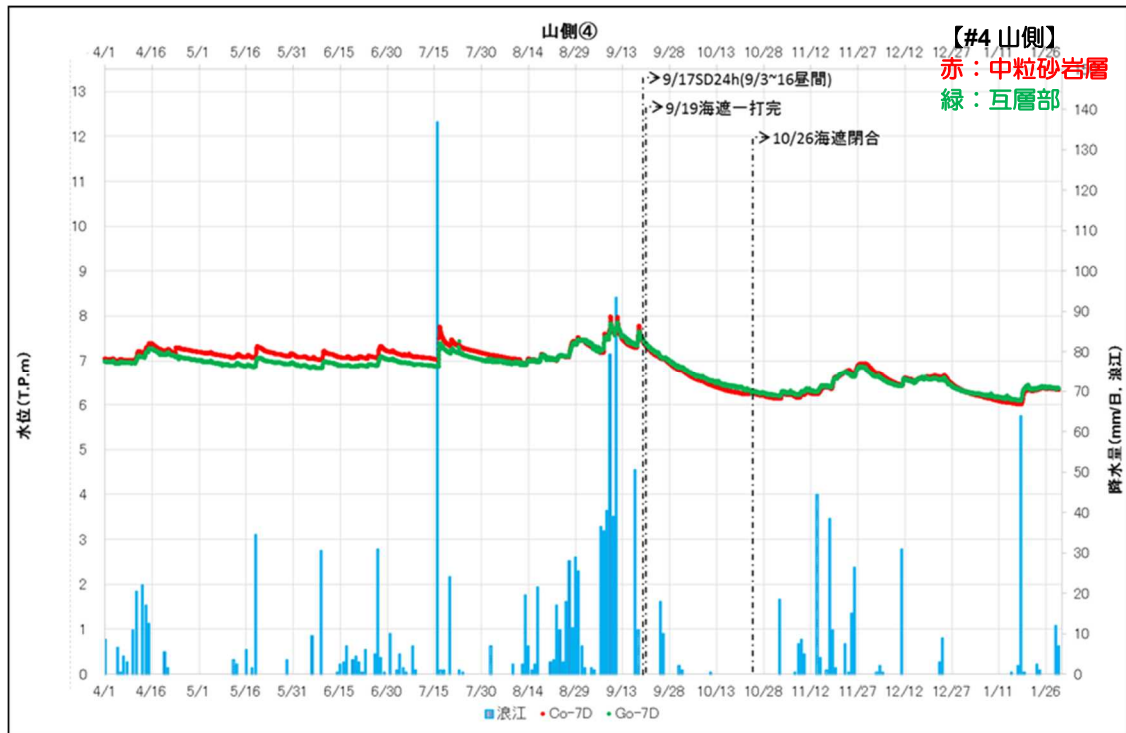
図一8. 2 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側①）



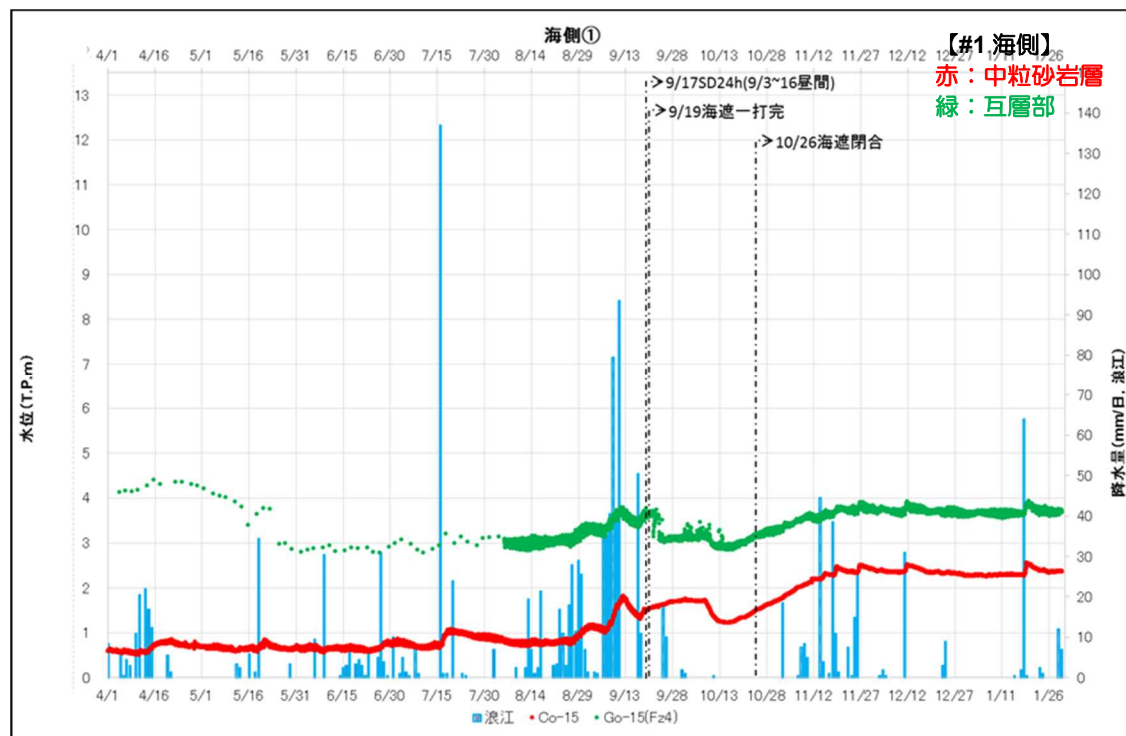
図一 8. 3 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側②）



図一 8. 4 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側③）

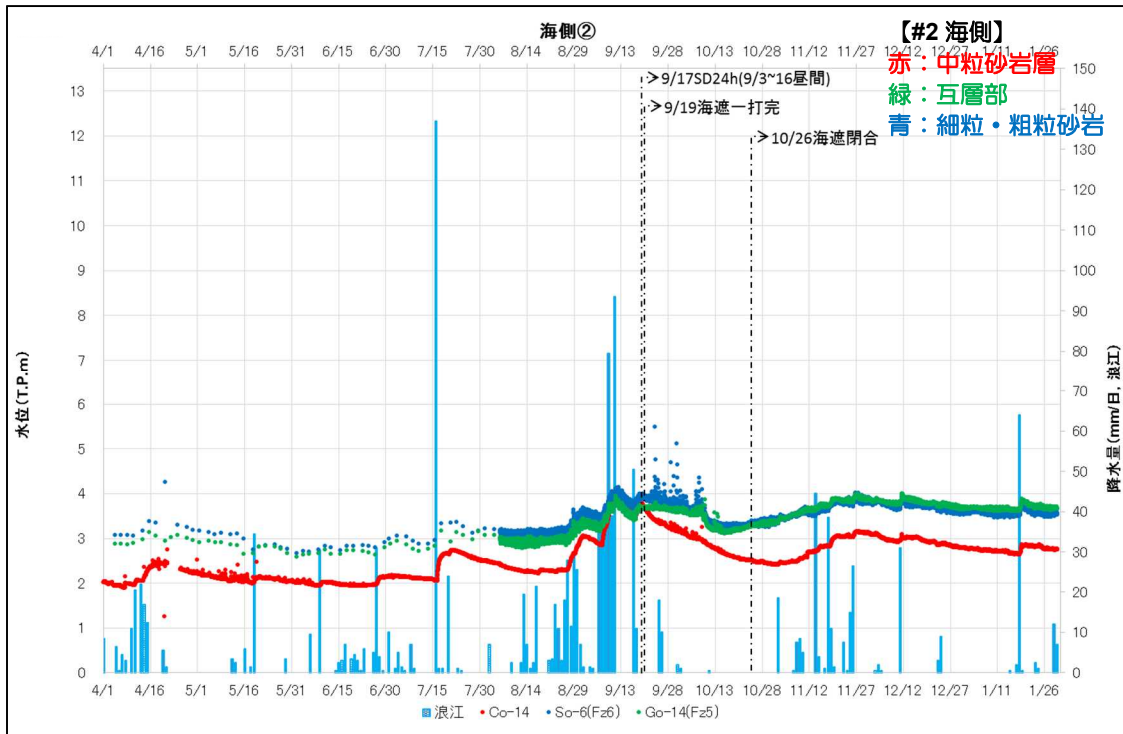


図一8. 5 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側④）

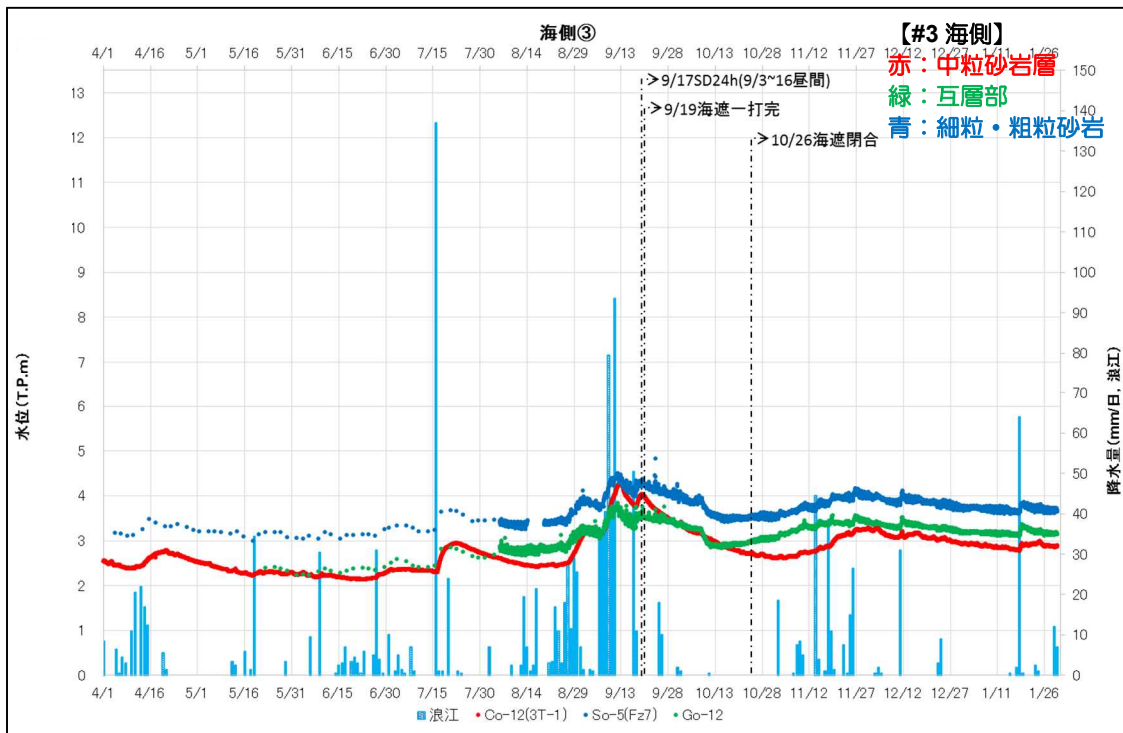


図一8. 6 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側①）

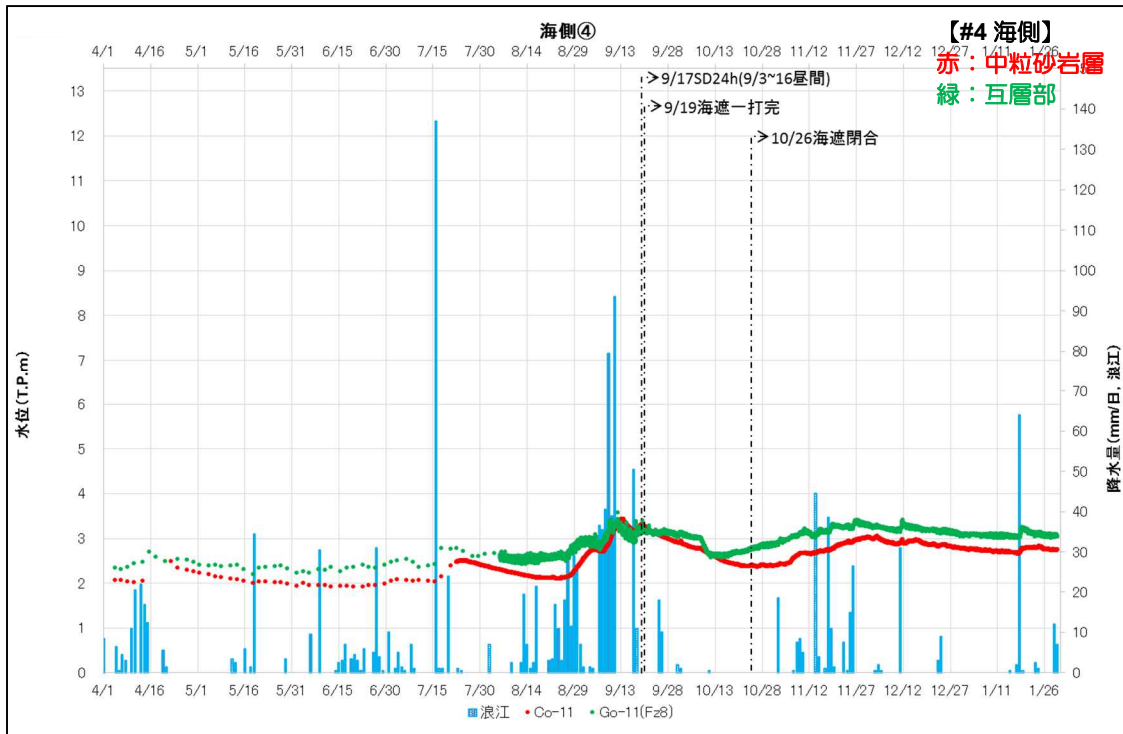




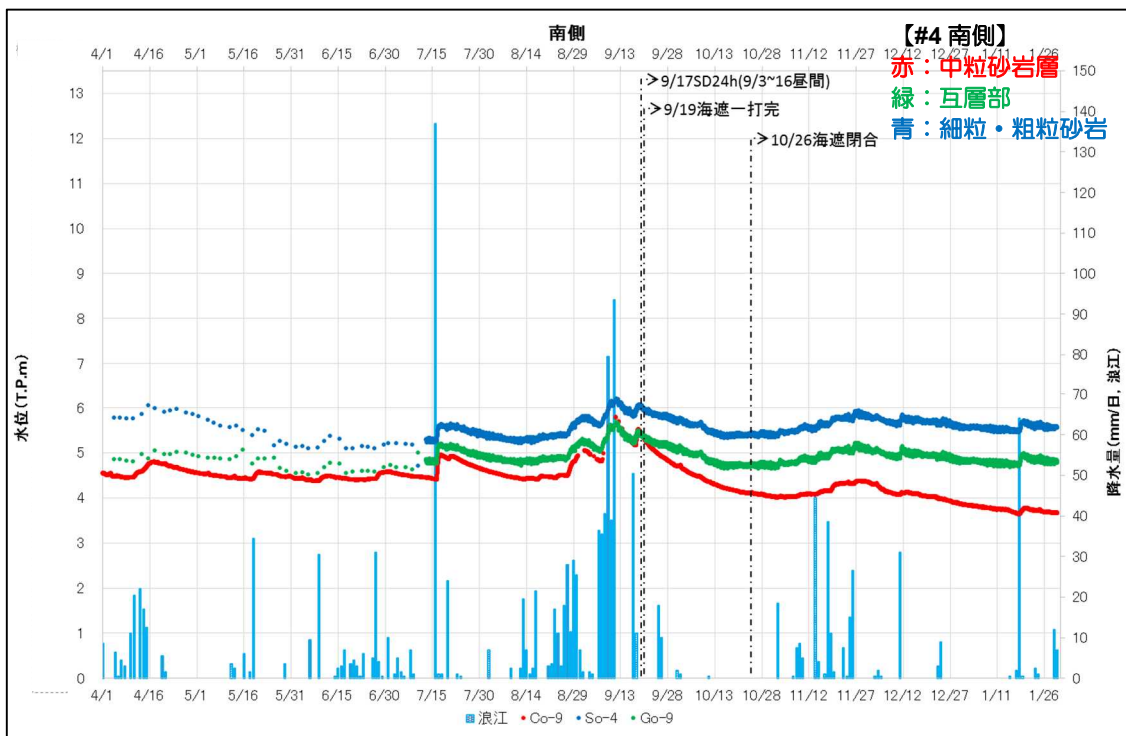
図一8. 7 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側②）



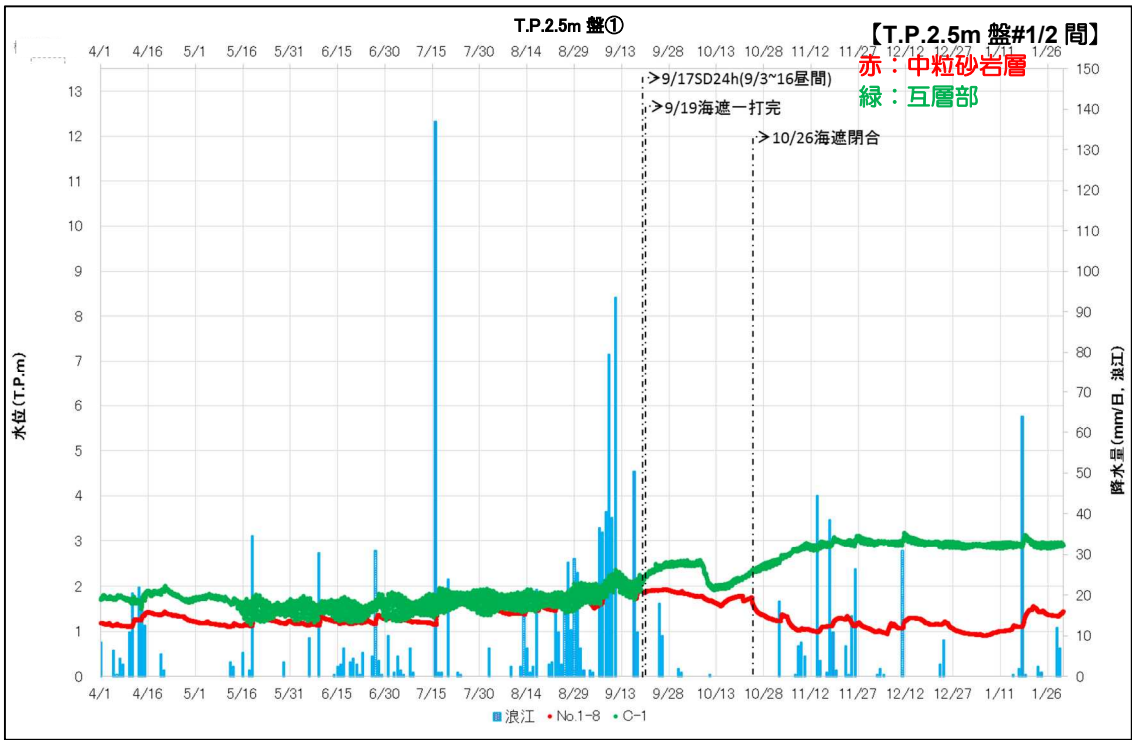
図一8. 8 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側③）



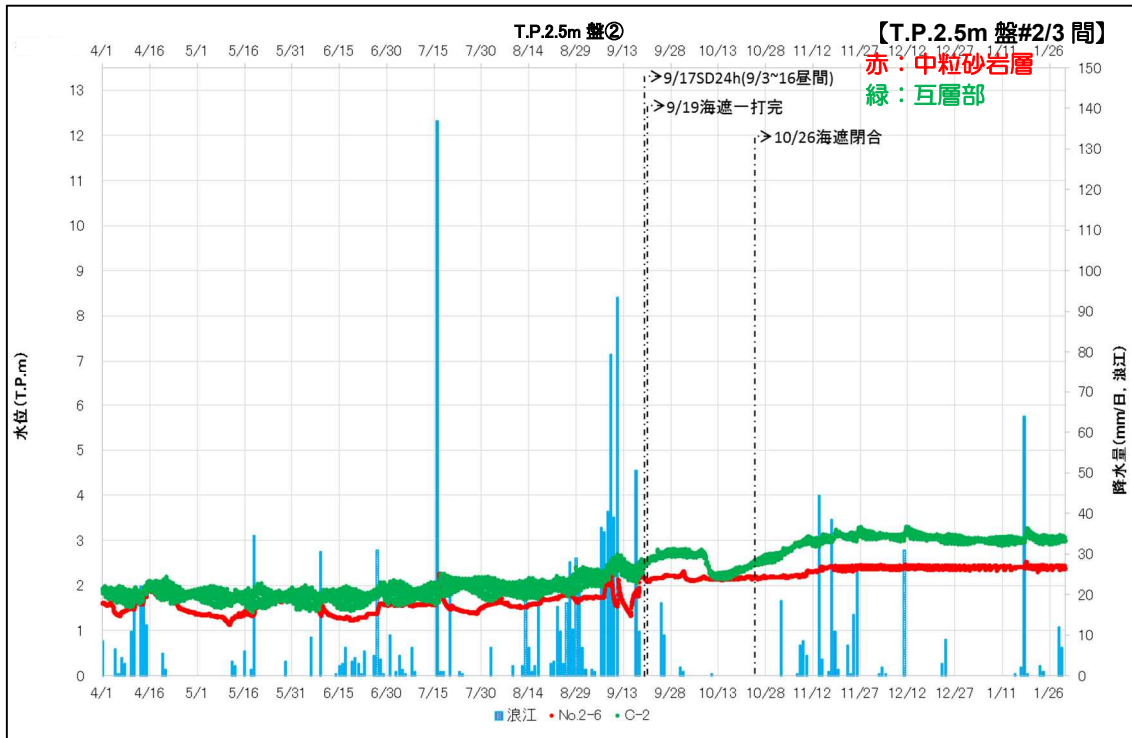
図一8. 9 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側④）



図一8. 10 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（南側）



図一八. 1 1 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（T. P. 2. 5m盤①）



図一八. 1 2 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（T. P. 2. 5m盤②）

以上



## 海側遮水壁の遮水性能の評価

## 1. 概要

海側遮水壁の遮水性は、既往の文献等を勘案して、建屋周辺の難透水層と同等程度である、 $1 \times 10^{-6}$ cm/sec 程度の透水係数を有していると想定しており、同値を陸側遮水壁の検討における地下水収支や地下水シミュレーションの計算条件に用いている。

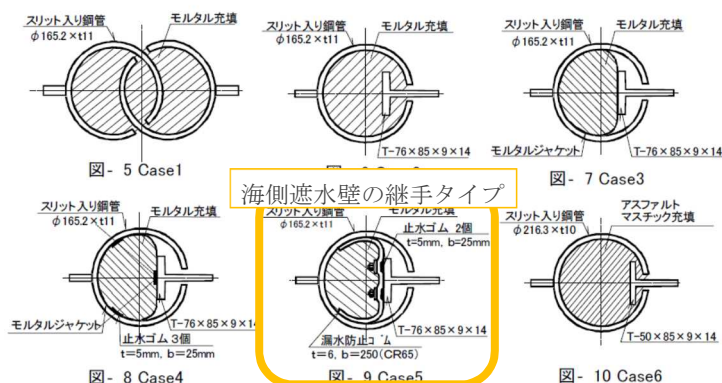
なお、海側遮水壁閉合後の鋼管矢板の透水係数を直接測定することは困難であることから、潮位変動と地下水ドレンポンドの水位変動の関係から海側遮水壁閉合後の透水係数を試算し、 $1 \times 10^{-6}$ cm/sec 程度を有していると評価した。

## 2. 既往の文献に基づく海側遮水壁の透水係数の想定

『土木学会第56回年次学術講演会 鋼管矢板継手の遮水性能評価試験』に基づいて、海側遮水壁に採用している鋼管矢板の継手形式である、P-T 継手（ベロ式ゴム＋止水ゴム）の透水係数を確認した。なお、上記試験では、試験実施前に継手の曲げひずみが  $250 \mu$  となるよう変形を与えた状態で実施している。

地下水ドレンポンド揚水ポンプ起動水位（H 値）が T.P. 約 1.8m であり、平均潮位 T.P. 約 0m との水位差が約 1.8m であることから、载荷水圧を  $0.02\text{MPa}$ （ $\approx 1.8\text{m} \times 9.8\text{kN/m}^3 \times 10^{-3}$ ）とした時の試験結果より、透水係数は  $1 \times 10^{-8}$ cm/sec 程度を有すると確認出来る（図－1 参照）。

以上より保守性を考慮して、海側遮水壁の透水係数を  $1 \times 10^{-6}$ cm/sec と想定した。



試験体番号	継手タイプ	モルタルジャケット	充填材	継手管曲げ歪み	特徴
Case1	P-P型	無	無収縮モルタル	500 $\mu$	従来型
Case2	P-T型	無	無収縮モルタル	500 $\mu$	従来型
Case3	P-T型	有	無収縮モルタル	250 $\mu$	モルタルジャケットのみ
Case4	P-T型	有	無収縮モルタル	250 $\mu$	モルタルジャケット+止水ゴム
Case5	P-T型	無	無収縮モルタル	250 $\mu$	へろ式ゴム+止水ゴム
Case6	P-T型	無	アスファルトマスチック	500 $\mu$	アスファルトマスチック充填

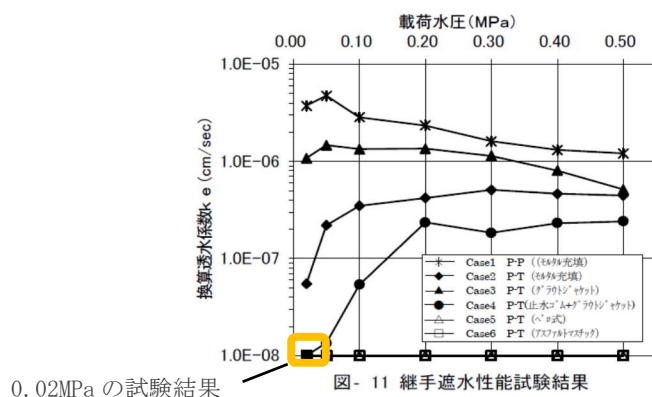


図-1 鋼管矢板継手の遮水性能試験結果  
(土木学会第56回年次学術講演会 鋼管矢板継手の遮水性能評価試験)

### 3. 海側遮水壁閉合後の遮水性能の評価

海側遮水壁閉合後の鋼管矢板の透水係数を直接測定することは困難であることから、潮位変動と地下水ドレンポンドの水位変動の関係から透水係数の試算を行った。

「海の潮汐変動による湾岸地下水の水位変動（周期変動の伝播）」については、『土と基礎 実用数式・図表の解説／土質工学会編』において、図-2の（式7.15）のとおり示されている。

$$\left. \begin{aligned} h(x, t) &= D + \Delta h_0 e^{-\alpha x} \cos(\sigma t - \alpha x) \\ \alpha &= \sqrt{\sigma S / 2kD} \end{aligned} \right\} (7.15)$$

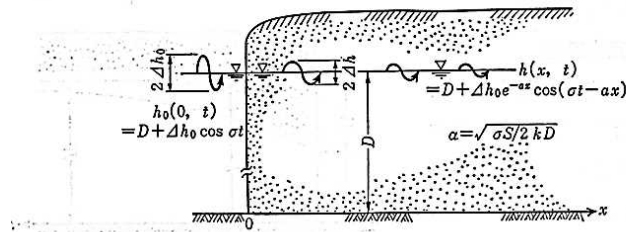


図-7.7 地下水位の周期変動の伝播

$S$ : 貯留係数,  $t$ : 時間,  $\sigma$ : 周期

海の潮汐変動による海岸地下水の水位変動などは上式(7.15)を用いて計算できる。

$h(x, t)$	: 境界から $x$ の位置の $t$ 時間後の水位
$D$	: 水深
$\Delta h_0$	: 潮汐変動
$\Delta h_0 e^{-\alpha x}$	: 境界から $x$ の位置の地下水位変動
$\sigma$	: 周期
$S$	: 貯留係数
$t$	: 時間
$k$	: 透水係数

出典「土質工学ライブラリー7 土と基礎 実用数式・図表の解説／土質工学会編」

図-2 海の潮汐変動による海岸地下水の水位変動  
(土と基礎 実用数式・図表の解説／土質工学会編)

海側遮水壁閉合後の降雨や地下水ドレン稼働の影響を受けていない期間(2015年10月29日～11月1日)における海側遮水壁内の地下水位は、約0.9cm(図-3赤文字①～⑮)の変動を伴いながら上昇しているが、2周期/日の潮汐変動(約88cm;図-3青文字①～⑮)との明瞭な同調は見られない。従って、海側遮水壁の透水係数は極めて小さいと考えられる。

海側遮水壁の透水係数を大きめに評価するため、潮汐変動と明瞭な同調が見られていない図-3中の地下水位の変動(赤文字①～⑮)が全て潮汐(青文字①～⑮)の影響によるものと仮定し、式7.15に基づき海側遮水壁の透水係数を算定すると、約 $1 \times 10^{-6}$ cm/sec(換算厚0.5m)となった。

以上より、陸側遮水壁の検討において用いた海側遮水壁の遮水性の想定に対して、同等以上の遮水性を有していると評価した。

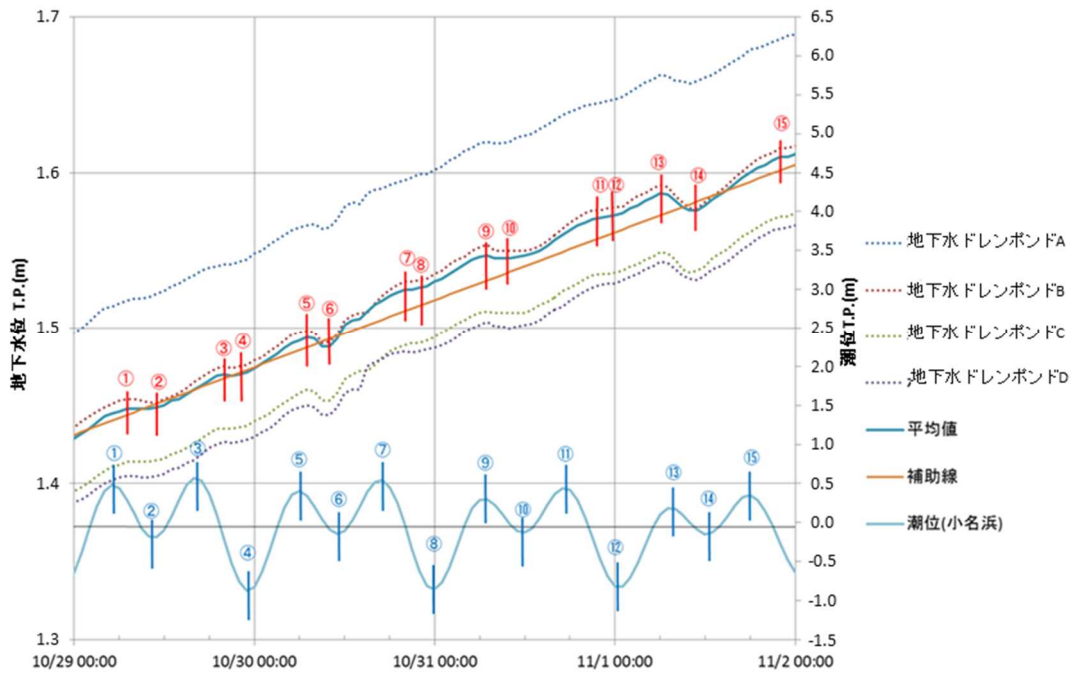
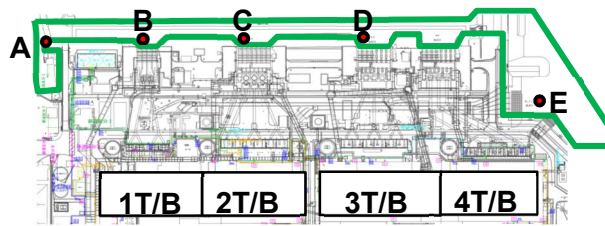


図-3 海側遮水壁閉合後における潮汐と地下水位との関係

以上

## 陸側遮水壁（海側）の閉合範囲

### 1. 概要

陸側遮水壁（海側）は1～4号機海水配管トレンチ下部は非凍結とし、残りの部分を凍結する。

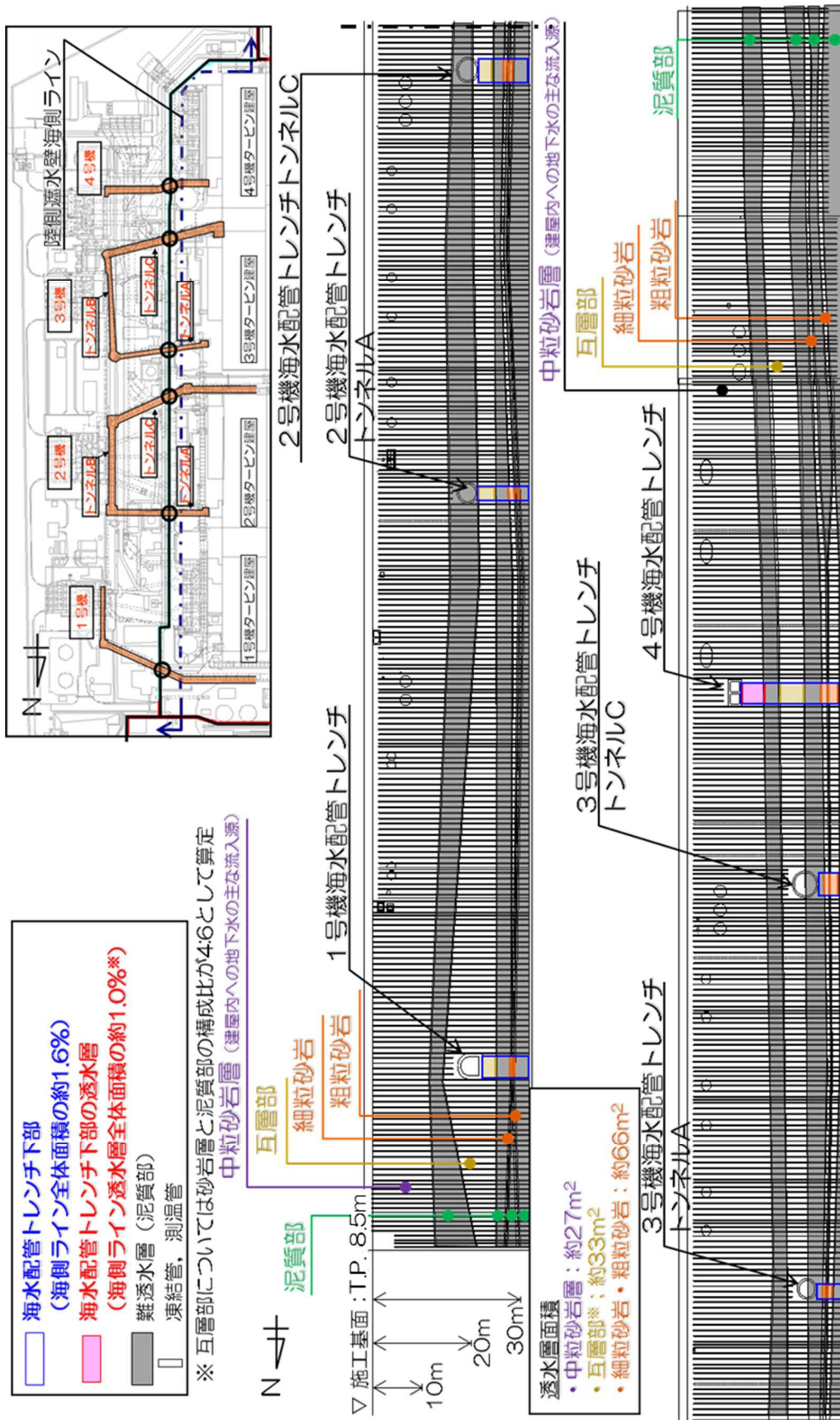
そのため、第一段階の海水配管トレンチ下部の非凍結箇所における地下水流の影響による地盤安定性を評価することを目的として以下の検討を行った。

### 2. 陸側遮水壁（海側）における海水配管トレンチ下部の非凍結箇所

1～4号機海水配管トレンチ（海水配管トレンチ）部においては、削孔ビットがトレンチ内部の配管架台（H鋼等）等と干渉し、削孔に長時間を要することから、まず、海水配管トレンチ下部の地盤を除いた範囲を凍結することとする。その後、海水配管トレンチ近傍で地下水位のモニタリングを実施し、周辺地下水位との比較や建屋流入量への影響などを評価して、海水配管トレンチ下部の施工時期を決める。

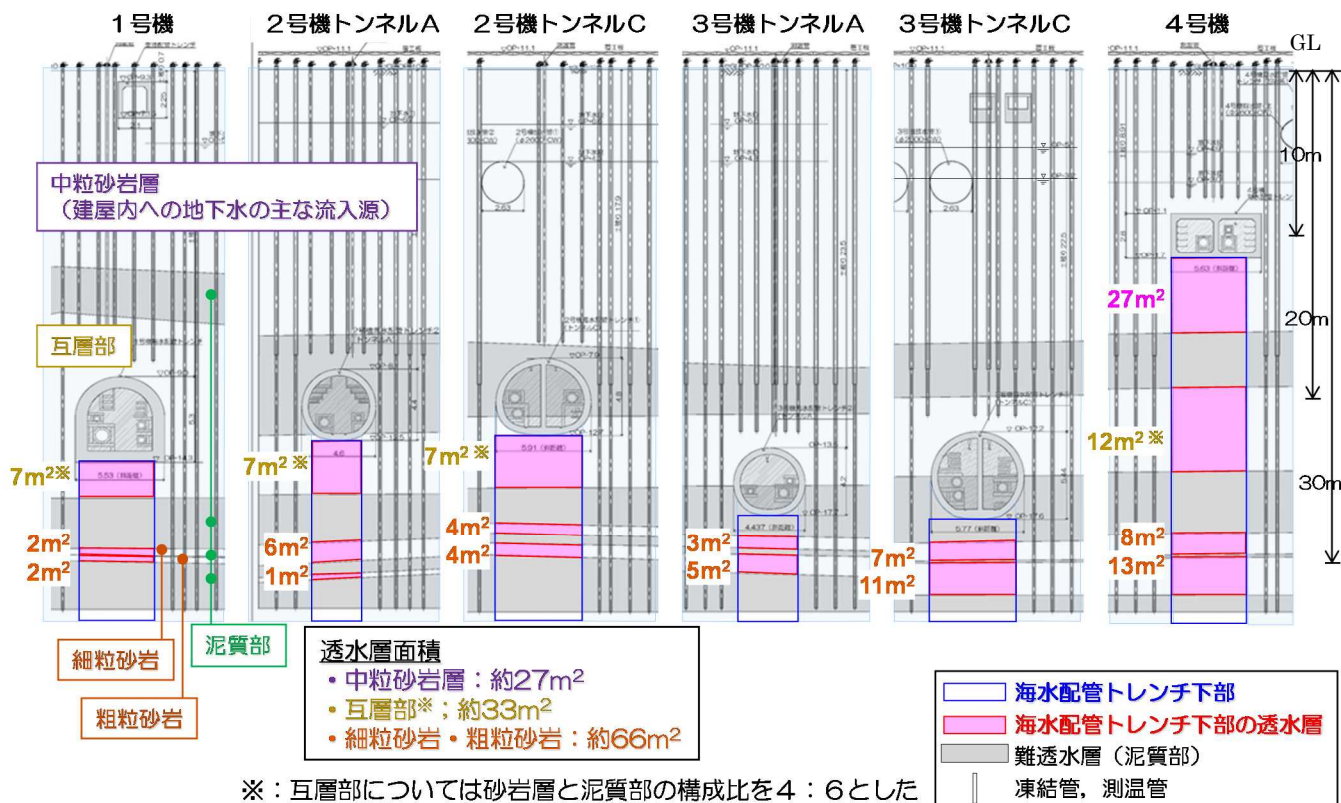
従って、第一段階の海側の閉合時には、図－1に示す海水配管トレンチ下部を非凍結（海側ライン全体面積の約1.6%、海側ライン透水層全体面積の約1.0%）とする。

なお、非凍結箇所の透水層面積は中粒砂岩層：約27m<sup>2</sup>、互層部：約33m<sup>2</sup>、細粒・粗粒砂岩：約66m<sup>2</sup>、計126 m<sup>2</sup>となっている（図－2）。



図一1 海水配管トレンチ下部の非凍結範囲 (概要)





図一 2 海水配管トレンチ下部の非凍結範囲（詳細）

### 3. 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた陸側遮水壁外への地下水移動量の評価

海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた陸側遮水壁外への地下水移動量を確認するため、陸側遮水壁（海側）西側の地下水位が上昇し、移動量が大きくなる第一段階フェーズ1を対象とし、評価を実施した。なお、評価に使用した物性値を表一1に示す。

陸側遮水壁（海側）西側の地下水収支計算（図一3）を、海水配管トレンチ下部の非凍結箇所（中粒砂岩層、互層、細粒・粗粒砂岩）を通じた地下水の移動を考慮して実施し、地下水収支がバランスする地下水位および非凍結箇所を通じた移動量を算定した。ただし、フェーズ1で南北方向へ地下水が移動しないと仮定した。

#### ① 中粒砂岩層・互層

上述の計算により、フェーズ1での中粒砂岩層の地下水位は T.P. 3.5m、最大上昇量は 1.0m となった。互層は陸側遮水壁（海側）内外で中粒砂岩層の上昇量相当の 1.0m の水頭差が生じるとした。海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた地下水移動量は、中粒砂岩層が約 60m<sup>3</sup>/日、互層が約 20m<sup>3</sup>/日となった（図一4）。

但し、互層を通じて流出した地下水は、以下の②と同様の経路により、全量、海へ流出すると考えた。

#### ② 細粒・粗粒砂岩

建屋周辺の下部に存在する泥質部は遮水性が高いことから、4号機建屋周辺を除き、下部への地下水の流れは生じ難く、陸側遮水壁（海側）の海水配管トレンチ下部の細粒・粗粒砂岩に一部非凍結の箇所があっても遮水壁内の地下水の移動は考え難い。しかし、ここでは保守的に、海側遮水壁近傍で細粒・粗粒砂岩の圧力が抜けた場合を仮定して、海水配管トレンチ下部の細粒・粗粒砂岩を通じて海へと移動する地下水量を算定した。

①で示した通り、フェーズ1での中粒砂岩層の地下水位はT.P.3.5mとなった。移動経路を図-5に示す通り、陸側遮水壁（海側）西側の互層部→泥質部→細粒・粗粒砂岩→泥質部→互層部→泥質部→海域として算定すると、海水配管トレンチ下の非凍結箇所（細粒・粗粒砂岩）を通じた移動量は約30m<sup>3</sup>/日となった（図-5）。

表-1 物性値

地層区分	震災前		震災後		有効間隙率 (実流速換算時)	備考
	透水係数(cm/sec)		透水係数(cm/sec)			
地層名	水平	鉛直	水平	鉛直		
盛土	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	0.46	
段丘堆積物	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	中粒砂岩層同様
沖積層	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	0.41	文献値
中粒砂岩	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	
中粒砂岩(南側、上部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	T.P.3.5m盤の号測線以南範囲
中粒砂岩(南側、下部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
互層	1.0E-03	1.1E-06	1.0E-03	1.1E-06	0.41	異方性考慮
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
細粒砂岩	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
粗粒砂岩	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
建屋基礎およびMMR	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
建屋側壁	1.0E-06	1.0E-06	5.0E-06	5.0E-06	0.30	感度解析から設定 <sup>※1</sup>
既設矢板	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-04	1.0E-04	0.30	感度解析から設定、施工幅0.8m <sup>※2</sup>
ポンプ室およびピット	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
T.P.2.5m盤グラウチング	-	-	3.0E-05	3.0E-05	0.30	中粒砂岩層の1/100相当、施工幅2m
碎石	-	-	1.0E-01	1.0E-01	0.41	埋立部
鋼管矢板	-	-	1.0E-06	1.0E-06	0.30	海側バウンダリ、施工幅2m
陸側遮水壁	-	-	0.0E+00	0.0E+00	-	施工幅2m

※1:建屋への流入量が400m<sup>3</sup>/日を再現できる透水係数  
 ※2:地下水位(C-3, C-4, C-5)が再現できる透水係数

沖積層の透水係数については実測データがないため、日本の地盤を対象とした地下水データベース（梅田浩司、柳澤孝一、米田茂夫(1995)：日本の地盤を対象とした透水係数データベースの作成、地下水学会誌、第37巻、第1号、1995)の第四紀更新世（平均値：1.2E-03 cm/sec）と第四紀完新世（平均値：5.6E-04 cm/sec）の透水係数の平均値(8.1E-4 cm/sec)から1E-3(cm/sec)と設定した。



T.P.2.5m盤のフェーシングエリア  
 における降雨浸透率は0%と仮定。  
 ○内の数字は降雨浸透率を30%  
 とした場合の参考値。

	地下水供給量 (m <sup>3</sup> /日) ①	降雨浸透量 (m <sup>3</sup> /日) ②	供給量計 (m <sup>3</sup> /日) <sup>※1</sup> ③=①+②	SD水位 (T.P.+m)	SD汲み上 げ量 (m <sup>3</sup> /日) ④	建屋流入 量 (m <sup>3</sup> /日) ⑤	T.P.2.5m盤 汲み上げ量 (m <sup>3</sup> /日) ⑥	港湾内へ の移動量 (m <sup>3</sup> /日) ⑦	系外への 移動量 (m <sup>3</sup> /日) ⑧	支出量計 (m <sup>3</sup> /日) ⑨= Σ④~⑧
海側閉合 平均降雨	860	190 (250)	1,050 (1,110)	3.5	700	190	80 (140)	30	50	1,050 (1,110)

※1 供給量は至近のデータ（2015年11月6日～2016年1月7日）に基づく

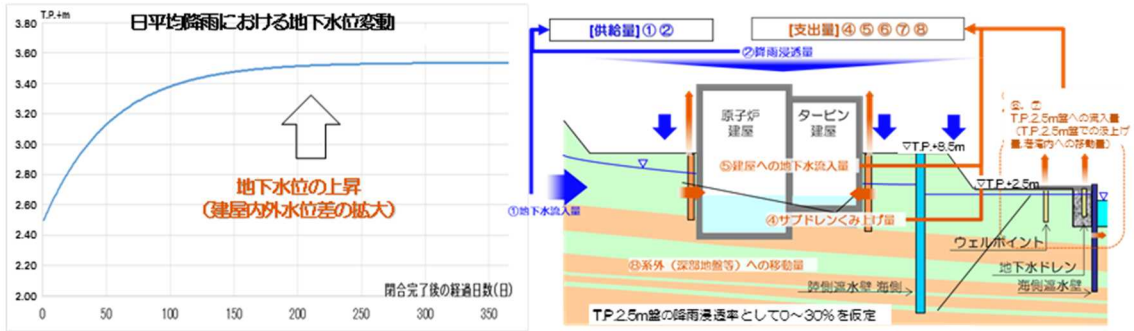
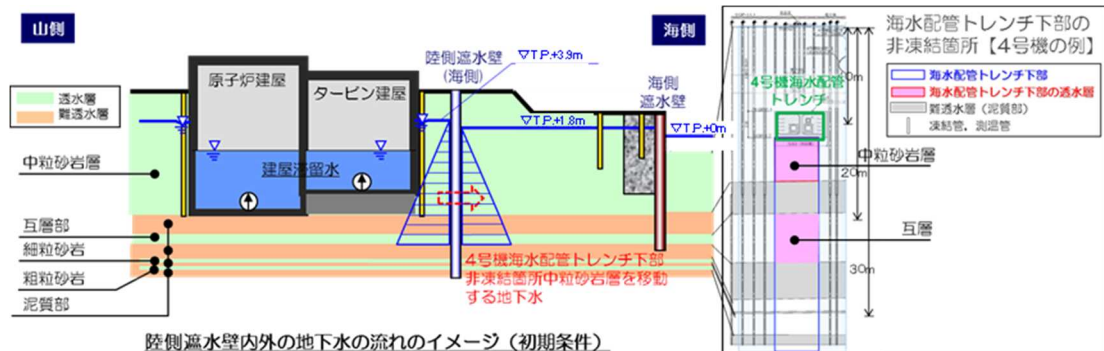


図-3 陸側遮水壁（海側）のみ閉合した場合の地下水収支想定



陸側遮水壁内外の地下水の流れのイメージ (初期条件)

	流出量 (m <sup>3</sup> /日)	
	中粒砂岩層	互層
フェーズ1	約60	約20

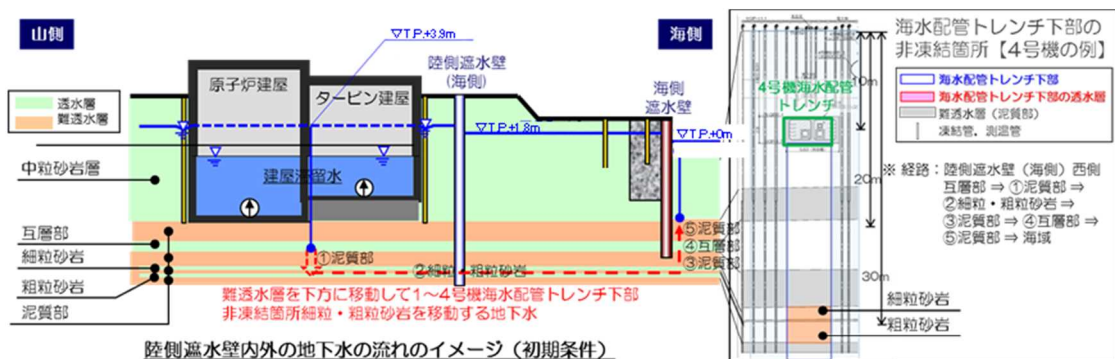
【算定式】

$$Q = A \times k \times \frac{\Delta h}{L}$$

【試算条件】

- 陸側遮水壁 厚さ L : 2m
  - <中粒砂岩層>
    - 中粒砂岩層透水係数 :  $3.4 \times 10^{-3}$  (cm/s, 試験結果対数平均)
    - 水位差  $\Delta h$  : 1.7 m
    - 【陸側遮水壁 (海側) 西側】 T.P.+3.5m
    - 【陸側遮水壁 (海側) ~ 海側遮水壁】 : T.P.+1.9m
    - 断面積 A : 27m<sup>2</sup>
  - <互層>
    - 互層透水係数 :  $1.3 \times 10^{-3}$  (cm/s, 試験結果対数平均)
    - 水頭差  $\Delta h$  : 1.0m (中粒砂岩層上昇相当)
    - 断面積 A : 32m<sup>2</sup>
- 互層の非凍結箇所から流出した地下水は全量海側に流出すると考えた。

図-4 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた地下水移動量の想定 (第一段階フェーズ1 中粒砂岩層)



陸側遮水壁内外の地下水の流れのイメージ (初期条件)

	流出量 (m <sup>3</sup> /日)	
	細粒・粗粒砂岩	
フェーズ1	約30	

【算定式】

$$Q = \Delta h \times \frac{k_1 \times \frac{A_1}{L_1} \times k_2 \times \frac{A_2}{L_2}}{K_1 \times \frac{A_1}{L_1} + k_2 \times \frac{A_2}{L_2}}$$

【試算条件】

- 通過経路のうち, ①, ② (陸側遮水壁 (海側) 通過部のみ), ③~⑤の経路通過による圧力損失を考慮。
- 圧力損失  $\Delta h$  : 3.5m
- 【陸側遮水壁 (海側) 西側】 T.P.+3.5m , 【海域】 : T.P.±0m
- ①・③~⑤
  - 透水係数 k :  $2.5 \times 10^{-6}$  (cm/s, 試験結果対数平均),
  - ※ 互層部の鉛直透水係数は泥質部と同一の透水係数に設定
  - 泥質部・互層部厚さ L : 計 18m, 断面積 A : 100,000m<sup>2</sup> (陸側遮水壁 (海側) 西側面積)
- ② (陸側遮水壁 (海側) 通過部)
  - 透水係数 k :  $1.8 \times 10^{-3}$  (cm/s, 試験結果対数平均)
  - 陸側遮水壁 (海側) 厚さ L : 2m, 断面積 A : 66m<sup>2</sup> (海水配管トレンチ下部非凍結箇所面積)

図-5 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた地下水移動量の想定 (第一段階フェーズ1 細粒・粗粒砂岩)

#### 4. 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所における地下水流速増加に対する地盤の安定性

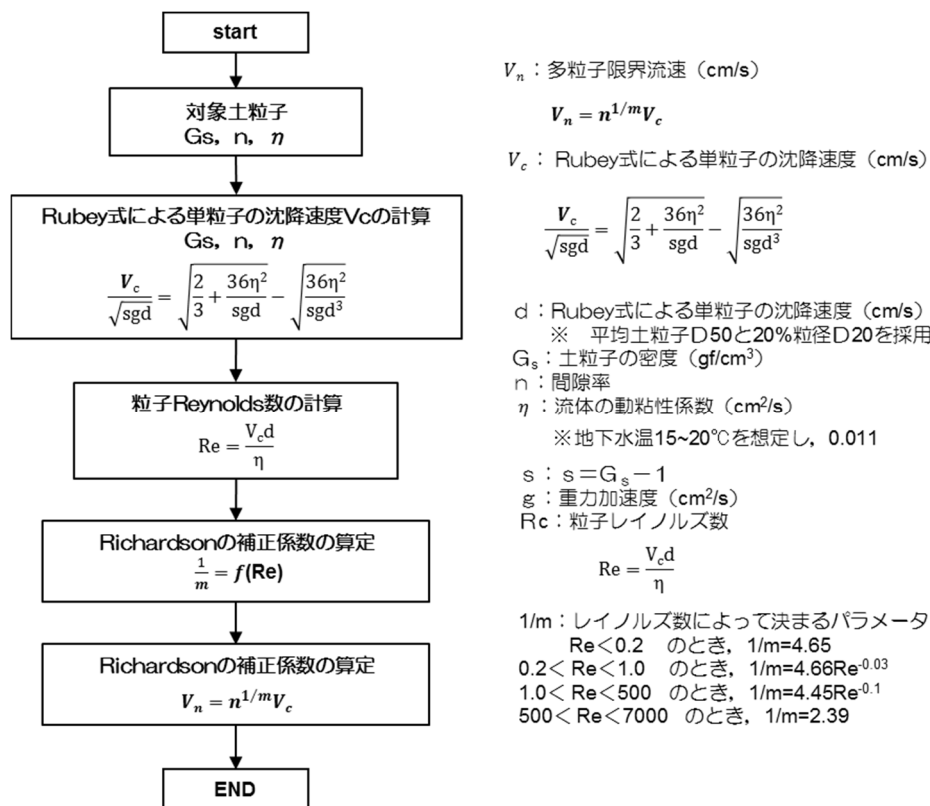
陸側遮水壁（海側）の閉合後，海水配管トレンチ下部の非凍結箇所では，地下水流速が速くなり，地盤中の土粒子が動いて地盤に損傷を与える懸念があることから，地下水流速に対する地盤安定性について評価する。ここでは海水配管トレンチ下部の非凍結箇所の地下水流速による地盤損傷を確認するため，地下水流速が厳しい，第一段階（フェーズ1）を対象とする。

##### (1) 評価方法

3次元浸透流解析等を用いて，陸側遮水壁（海側）の海水配管トレンチ下部の非凍結箇所の地下水流速を想定し，地盤中の土粒子が地下水の流れにより動き出す時の地下水流速（限界実流速）よりも小さいことを確認する。

具体的には，地盤中の土粒子が動く限界実流速の算定にあたっては，土粒子付近に発生する渦や摩擦等の影響を考慮した「多粒子限界流速の算定式」（杉井他 1997）（図-6）を用いて算定した平均粒径（D50）および20%粒径（D20）における限界実流速が，非凍結箇所の実流速（3次元浸透流解析結果）よりも大きいことを確認する。

なお，評価に用いる土粒子の粒径は，土質試験を複数実施している5号機南側付近（5試料）の試験結果を用いる。



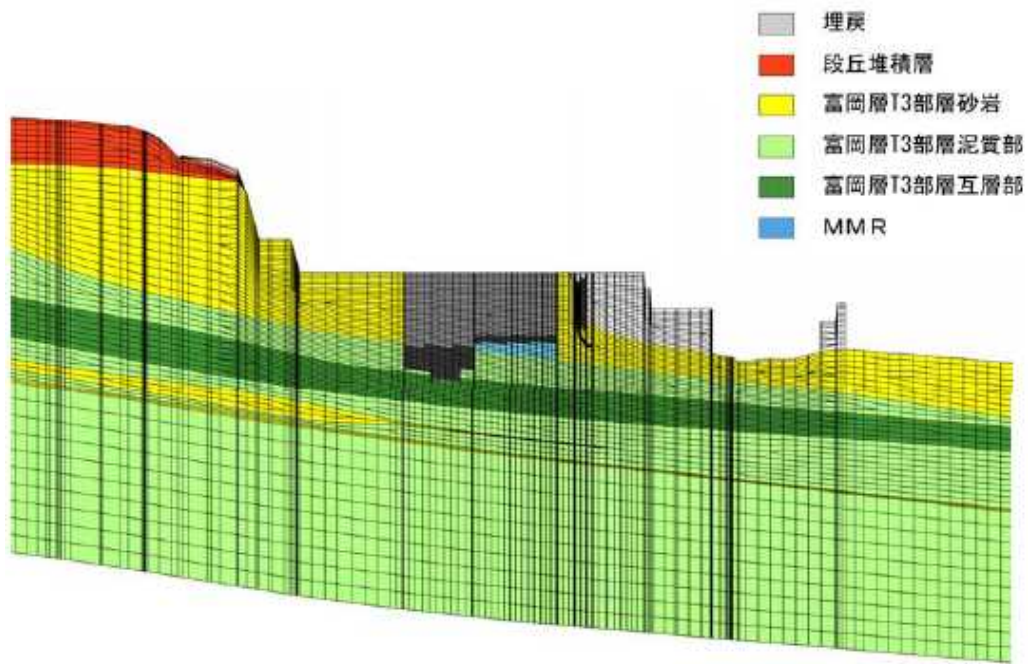
出典 浸透破壊における粒子群を考慮した限界流速 (1997, 杉井, 宇野, 山田ら)

図-6 多粒子限界流速の算定式フロー

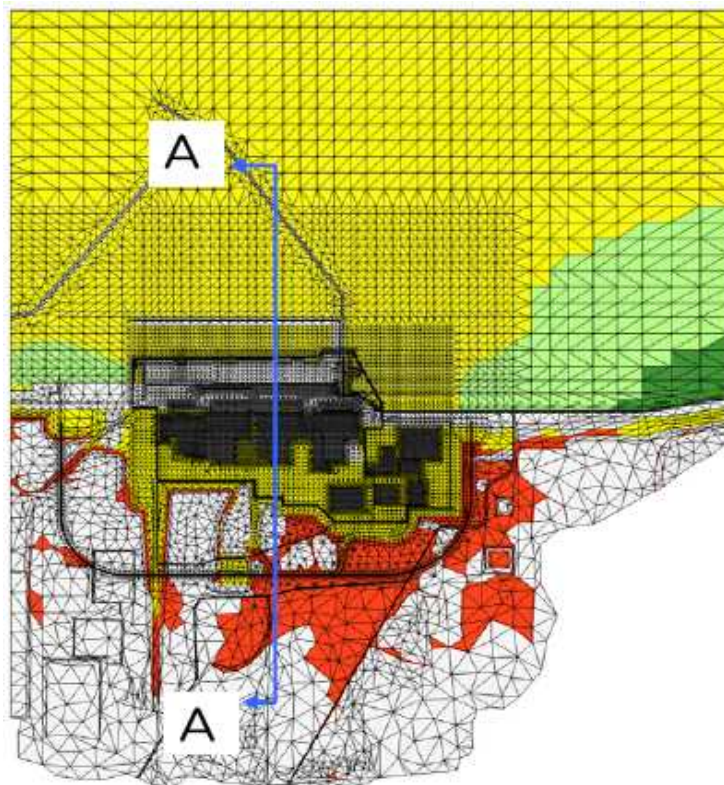
(2) 非凍結箇所における地下水実流速の想定

海側のみを閉合した条件で、3次元浸透流解析を用いて海水配管トレンチ下部の透水層における流速を基に、実流速を算定した。解析モデルを図-7に、物性値は表-1に、解析条件を表-2に、解析により算定した地下水分布を図-8、9に示す。その結果、表-3に示す通り、1号機海水配管トレンチ下部の互層部において地下水実流速が最大となり3.6m/day ( $4.2 \times 10^{-3}$ cm/s)程度になった。

上記解析では、陸側遮水壁(山側)の北側一部を未閉合の状態で評価している。この影響を保守的に考慮するため、「3.②」で述べた建屋周辺地下水位の地下水収支計算上における最大上昇量(約1.0m)を、上記3次元浸透流解析により得られた陸側遮水壁(海側)内外の水位差に考慮し、地下水実流速を求めた。その結果、1号機海水配管トレンチ下部の互層部における地下水実流速は、7.2m/day ( $8.3 \times 10^{-3}$ cm/s)程度になった。



【断面図 (A-A)】



【平面図】

図-7 解析モデル

表-2 3次元浸透流解析に用いた計算条件

各設備		解析条件
降雨量		年平均降雨量1,545mm (建屋以外の領域に降雨)
降雨浸透率		55%
海側(鋼管)遮水壁		閉合
T.P.2.5m盤	地盤改良	海側のみ
	揚水工(ゲル林1号)	T.P. 1.9m
	地下水ドレン	T.P. 1.9m
	フェーシング	100%
T.P.2.5~8.5m盤	フェーシング	0%
T.P.8.5m盤 (陸側遮水壁内)	フェーシング	0%
	1~4号建屋水位	T.P. 1.5m
	サブドレン	T.P. 2.5m
	陸側遮水壁	海側:閉合 山側:0%
T.P.33.5m盤	注水井からの注水	無
	地下水バイパス	稼働



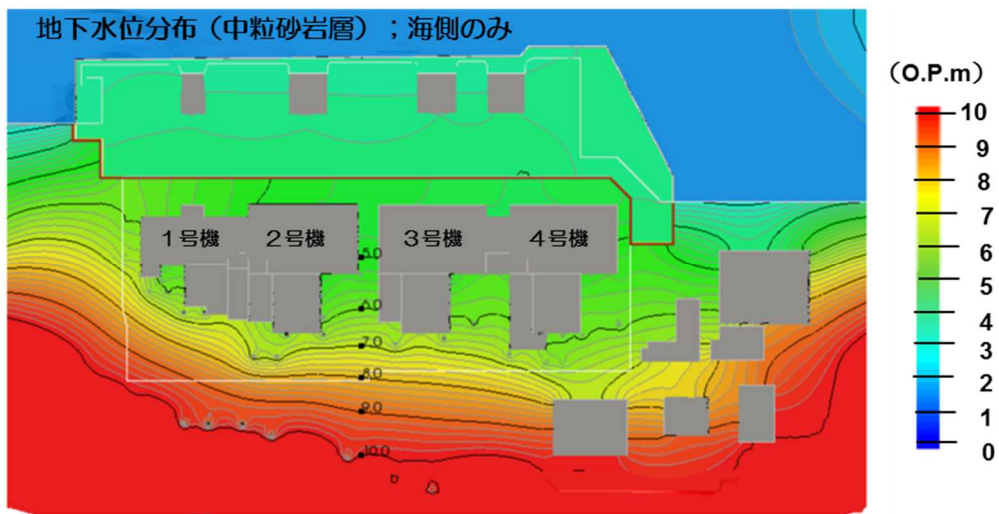


図-8 3次元浸透流解析結果による地下水水位分布（中粒砂岩層）

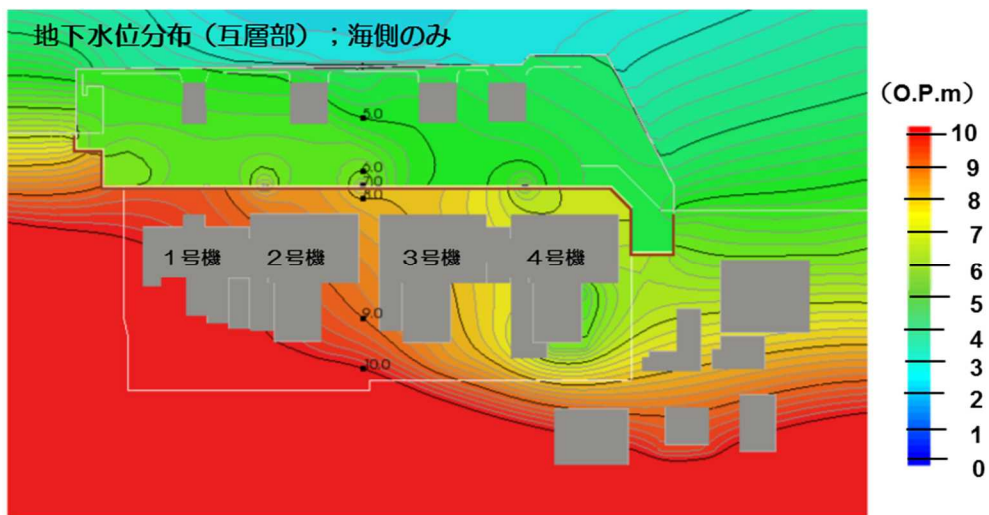


図-9 3次元浸透流解析結果による地下水水位分布（互層部）

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。

T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。

<換算式>  $T.P. = \text{旧 O.P.} - 1,436\text{mm}$

表－3 非凍結箇所での最大流速（3次元浸透流解析結果）

	中粒砂岩層	互層部	細粒砂岩	粗粒砂岩
最大流速が発生する箇所	4号機下	1号機下	1号機下	1号機下
ダルシー流速 (cm/day)	27.4	42.8	54	39.1
実流速① (cm/day)	66.8	261	132	95.4
実流速② (cm/day)	91.3	357	180	130

①有効間隙率：41%，②有効間隙率:30%

互層部内のうち砂岩のみ地下水が流れるものと仮定（砂岩：泥岩=4:6）

(3) 互層部の土質試験結果

土質試験結果（5号機南側，5試料）による互層部（互層部中の砂岩）の粒度試験結果は表－4に示す通り，20%粒径は0.205mm，平均粒径は0.306mmであった。

表－4 粒度試験結果（5号機南側付近 互層部内の砂岩）

（単位：mm）

ボーリング名	20%粒径	平均粒径
ow5c-8	0.190	0.300
ow5c-10	0.180	0.300
ow6c-8	0.220	0.320
ow6c-9	0.235	0.310
ow7c-10	0.200	0.300
平均値	0.205	0.306

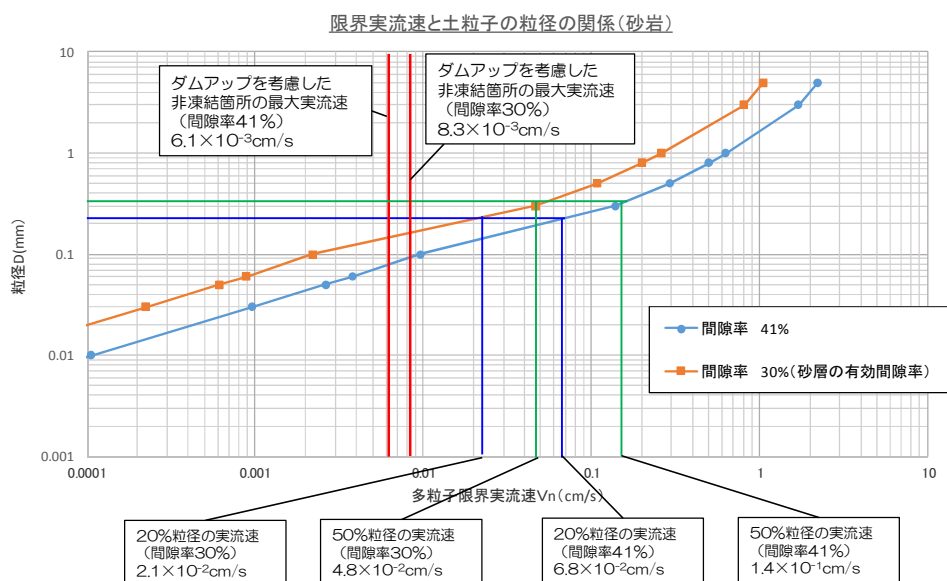
20%粒径をD20，平均粒径をD50とした



(4) 陸側遮水壁（海側）の非凍結箇所での地盤安定性の評価

地盤中の土粒子が動き出す時の最大流速（限界実流速）と土粒子の関係，想定最大実流速を図-10に示す。20%粒径および50%粒径の限界実流速は，間隙率が30%（砂層の有効間隙率），41%（室内試験値）のいずれの条件でも，想定最大実流速の方が小さい結果となった。

以上より，陸側遮水壁の海側の非凍結箇所は，地盤安定上は問題ないものと評価する。



※ 水平方向における土粒子の抵抗を考慮して多粒子限界実流速は「多粒子限界実流速の算定式」の算出結果に摩擦係数（内部摩擦角38.5°）を乗じた値としている。内部摩擦角は、「福島第一原子力発電所 原子炉変更許可申請書」を参照。

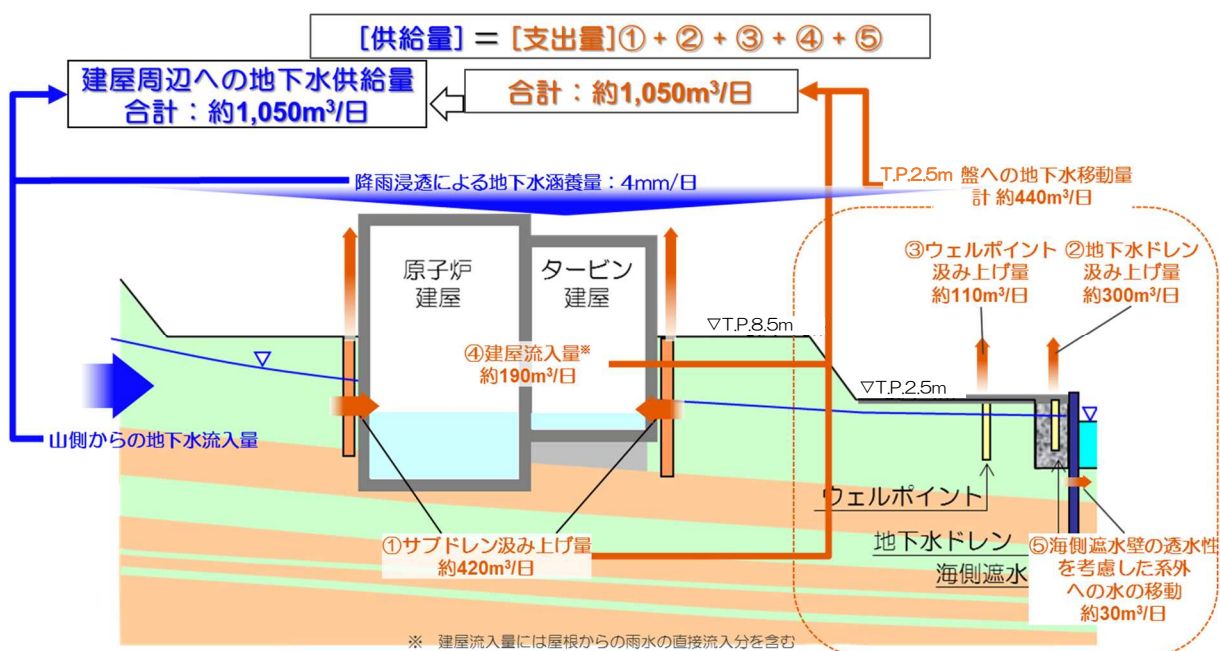
図-10 限界実流速と土粒子の粒径の関係および想定最大実流速

以上

地下水収支と地下水位低下挙動

1. 陸側遮水壁閉合前の建屋周辺への地下水供給量

陸側遮水壁閉合前の建屋周辺への地下水供給量については、地下水ドレンの汲み上げを開始した2015年11月6日から2016年1月7日までの間の建屋流入量・各種汲み上げ量の実績等から、1,050m<sup>3</sup>/日程度（下式）と評価した。



図－1 陸側遮水壁閉合前の建屋周辺への地下水供給量の評価結果

## 2. 陸側遮水壁閉合後の地下水収支と地下水位低下挙動

陸側遮水壁山側の段階閉合時における地下水遮断率ごとの地下水収支、地下水位低下挙動を評価する。

### (1) 評価の考え方と仮定

#### ①地下水収支

陸側遮水壁閉合域内の地下水収支は、下式で表せる（図－2 参照）。

降雨浸透による地下水涵養量【E】＋ 山側からの地下水流入量【F】＝  
サブドレン汲み上げ量【A】＋建屋流入量【B】＋T.P. 2.5m盤への地下水移動量【C】  
＋ 陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量【D】

上流からの地下水流入量が減少すると、閉合域内の地下水位が低下するとともに、A、B、C、D各々が減少する。ここで、Eは定数、Fは地下水遮断率のみに、B、C、Dは、地下水位のみに依存すると仮定すると、Aは、E＋FとB＋C＋Dの差分で示すことができる。下記のように地下水遮断率を設定し、収束計算により、地下水位、並びにA、B、C、Dを算定する。

なお、ここでは、以下を仮定する。

- ・地下水遮断率：50%，90%，100%
- ・降雨浸透率：T.P. 2.5m 盤以外：55%，T.P. 2.5m 盤：0%※，(参考)30%※

※段階閉合時の地下水位低下量に関して、降雨による地下水涵養量を少なく評価するために、T.P. 2.5m 盤のフェーシング効果を100%見込み、降雨浸透率を0%と仮定した。

なお、参考として、浸透率を30%とした場合の評価も併せて示す。

- ・降雨量：12ヶ月間累積最小降雨（【参考】参照）にもとづき、2mm/日（ $\div 763\text{mm}/365$ 日）とする。
- ・地下水位：閉合域内の地下水位は一様に変動する
- ・建屋流入量：建屋滞留水水位とT.P. 8.5m 盤地下水水位（サブドレン水位）との水位差に比例する
- ・T.P. 2.5m 盤への地下水移動量：T.P. 8.5m 盤地下水水位（サブドレン水位）とT.P. 2.5m 盤地下水水位との水位差に比例する。但し、互層を通じた地下水の移動は考慮しない。（別紙－4 図－4 参照）
- ・陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量：深部地盤への地下水の移動が存在すると仮定し、T.P. 8.5m 盤地下水水位（サブドレン水位）と潮位との水位差に比例する（別紙－4 図－5 参照）
- ・陸側遮水壁閉合範囲内の地下水位（サブドレン水位）の初期値：T.P. +2.5m

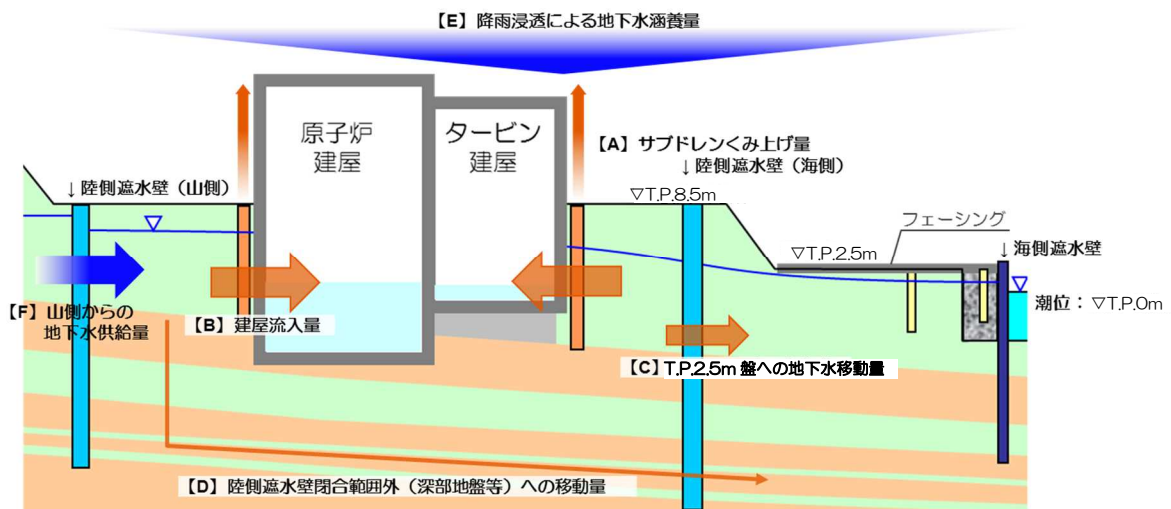
- T. P. 6m～2.5m 盤の地下水位の初期値：T. P. +1.9m

## ②地下水水位低下挙動

設定した遮断率の状態が、長期間継続すると仮定し、その期間の地下水水位低下量の時間的変動を評価する。評価は地下水遮断率を 50% (ケース 1)、90% (ケース 2)、100% (ケース 3) の 3 ケースについて行う。①の考え方をもとに、建屋滞留水水位を固定し、降雨浸透による涵養量および建屋流入量等の地下水収支に基づき、地下水水位の変化量を算出する。変化後の地下水位を基に地下水収支を算出し、地下水水位変化量を算出する繰り返し計算により地下水水位低下量の時間的変動を評価する。

ここでは、①の仮定のうち、以下を変更する。

- 降雨量：1～12ヶ月間の累積最小降雨（【参考】参照）にもとづき、各月の降雨量から、1日あたりの降雨量を評価。
- 降雨浸透率：T. P. 2.5m 盤以外：55%，T. P. 2.5m 盤：0%



図－2 地下水収支・地下水水位変動量の時間的変動の算定に関わる各種項目

## (2) 評価結果

### ①地下水収支 (図－3)

地下水遮断率を 50%とした場合において建屋流入量は現状より減少するものの、サブドレン汲み上げ量は現状とほぼ変わらない結果であった。

地下水遮断率を 90%とした場合においても、サブドレン汲み上げ量は約 30m<sup>3</sup>/日程度であり、サブドレン水位は T. P. 2.5m を維持している。

地下水遮断率	山側からの地下水流入量① (m <sup>3</sup> /日)	降雨浸透による地下水涵養量② (m <sup>3</sup> /日)	供給量計③=①+② (m <sup>3</sup> /日)	サブドレン水位 (T.P.m)	サブドレン汲み上げ量④ (m <sup>3</sup> /日)	建屋流入量⑤ (m <sup>3</sup> /日)	4m盤汲み上げ量⑥ (m <sup>3</sup> /日)	港湾内への移動量⑦ (m <sup>3</sup> /日)	支出量計⑧=Σ④~⑦ (m <sup>3</sup> /日)
0%現状	860	190	1050	3.5	420	190	410	30	1050
50%最小降雨	430	100(130)	530(560)	2.5	370	90	40(70)	30	530(560)
90%最小降雨	90	100(130)	190(220)	2.5	30	90	40(70)	30	190(220)
100%最小降雨	0	100(130)	100(130)	2.0	0	50	20(50)	30	100(130)

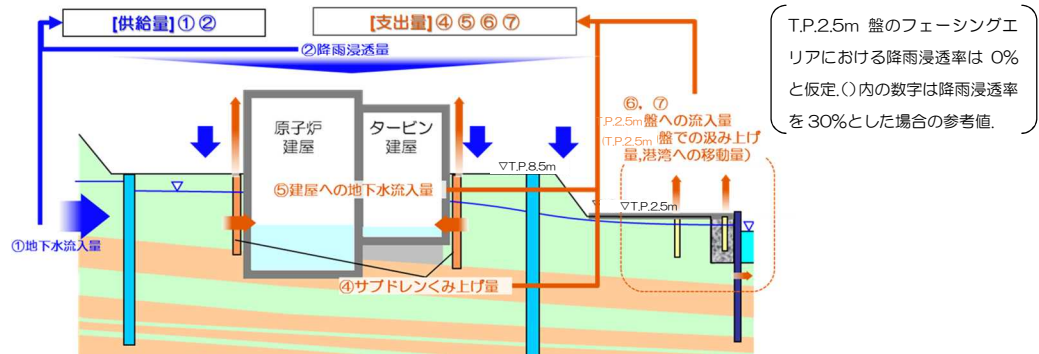


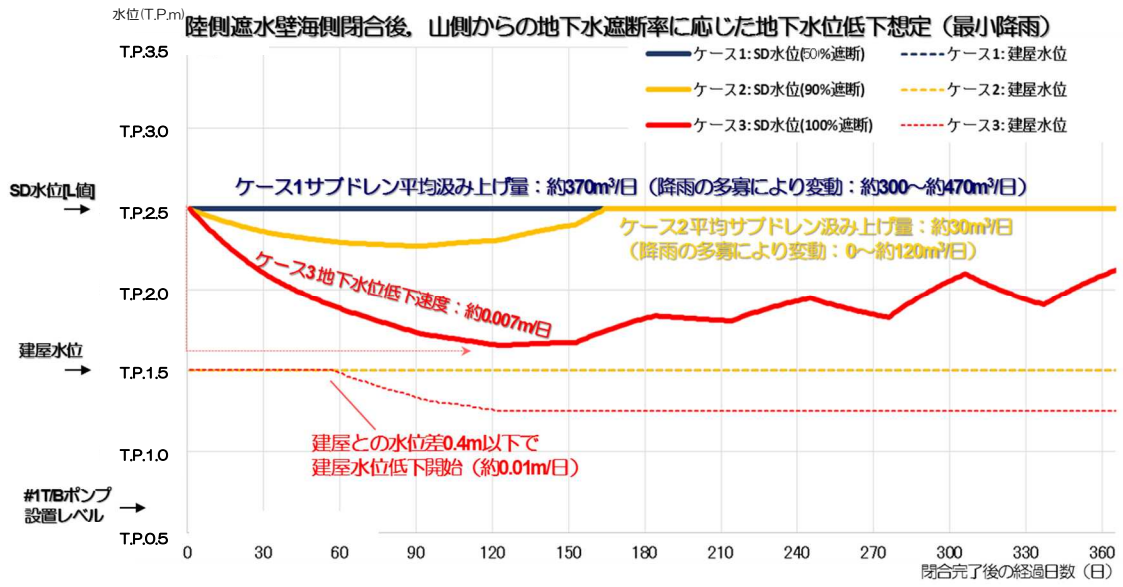
図-3 山側からの地下水流入の遮断率に応じた地下水収支イメージ

## ②地下水水位低下挙動 (図-4)

ケース 1 (遮断率 50%) では、上流からの地下水の流入および降雨浸透が日平均で約 530m<sup>3</sup>/日あり、サブドレンの稼働が継続し、地下水水位は平均的に T.P. 2.5m に維持される。

ケース 2 (遮断率 90%) では、供給量が日平均で約 190m<sup>3</sup>/日あり、少雨時期にはサブドレン稼働水位以下まで地下水水位が低下するものの、降雨とともに徐々に水位が回復し、サブドレンが稼働すると評価できる。

一方、ケース 3 (遮断 100%) では、山側からの流入が完全に遮断されるため、地下水水位は低下するが、その地下水水位低下量 (最大約 0.007m/日) は建屋滞留水水位制御能力 (約 0.01m/日) 以下であり、建屋内外水位差が逆転することはないと評価している。なお、降雨とともに水位が回復し、建屋との水位差を保持した状態で推移する。



図－4 山側からの地下水流入の遮断率に応じた地下水変動の想定

【参考】浪江地点の1～12ヶ月累積最小降雨

降雨条件については、地域気象観測システム（アメダス）浪江地点の30年間の降水実績（気象庁HPより）から、下表のように1～12ヶ月累積最小降雨（対象月は表-1のとおり）および、降水量の月間差分を算出し、設定した。なお、サイトが位置する大熊地点（福島第一原子力発電所構内）の降水量とほぼ同程度であることを確認済みであり、長期間のデータの信頼性（欠測期間の有無・長さ）を考慮し、浪江地点の降水量実績を用いることとした。

表-1 浪江地点の1～12ヶ月の累積最小降雨の設定

月間	時期	降水量 (mm)	降水量月間差分 (mm)
1	1985年1月 1995年12月	2	2
2	1977年1～2月	11	9
3	1995年12月～1996年2月	25	14
4	1998年11月～1999年2月	54	29
5	1995年10月～1996年2月	105	51
6	1995年10月～1996年3月	200	95
7	1995年10月～1996年4月	262	62
8	1995年10月～1996年5月	369	107
9	1995年10月～1996年6月	421	52
10	1995年10月～1996年7月	569	148
11	1995年10月～1996年8月	619	50
12	1983年10月～1984年9月	763	144

以上

## 陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係

## 1. 閉合率と地下水遮断率の関係

未凍結箇所では地下水の流れが集中して流速が大きくなり流入量が増加することから、陸側遮水壁（山側）閉合による山側からの地下水流入の減少の割合（地下水遮断率）は、陸側遮水壁（山側）総延長に対する凍結長さの割合（閉合率）より小さくなる。

ここでは、閉合率と地下水遮断率の関係について、解析を用いて評価する。

## (1) 評価方法

陸側遮水壁（山側）を段階的に凍結した場合の、閉合率と地下水遮断率の関係について、3次元浸透流解析を用いて評価した。

解析モデルを図-1に、物性値を表-1に、解析条件を図-2に示す。

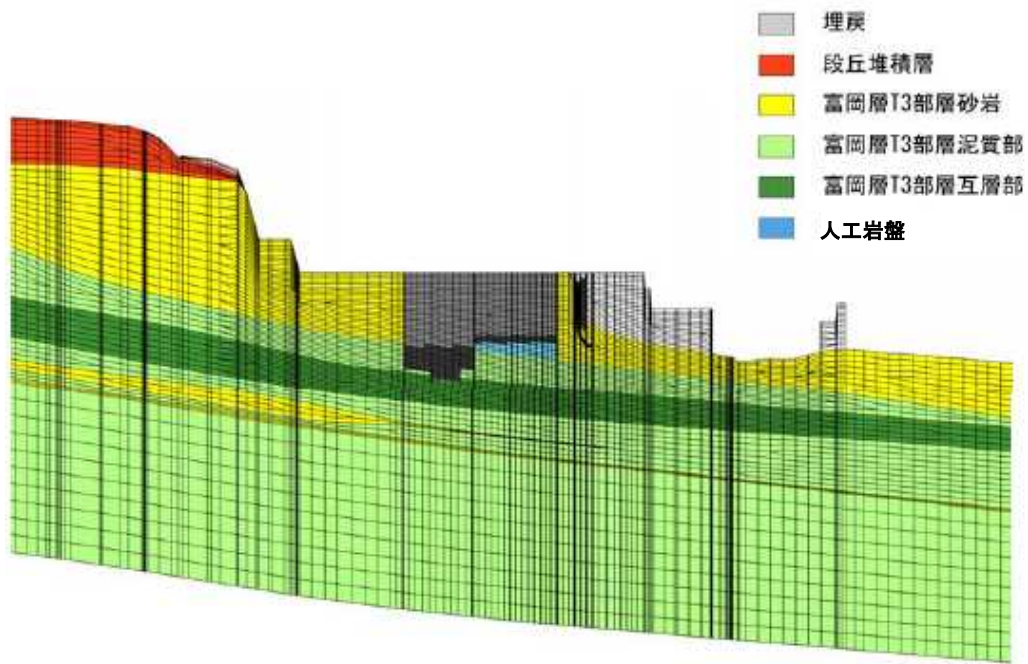
解析ケースは、ケース1が陸側遮水壁（山側）の閉合率が0%の場合、ケース2と2'で「未凍結箇所の中粒砂岩の透水係数（現地透水試験結果の平均値と最小値）」を、ケース2と3で「未凍結箇所の配置（南北面への配置の有無）」をパラメータとして設定した。

山側からの地下水流入量は、①建屋流入量、②サブドレンくみ上げ量、③海水配管トレンチ下の未凍結箇所を通じたT.P. 2.5m盤への地下水流出量から、陸側遮水壁内の降雨浸透量（④）を除いた量（①+②+③-④）と算定した。地下水遮断率は、陸側遮水壁（山側）の閉合率が0%の場合（ケース1）の地下水流入量に対する、閉合率が約95%の場合（ケース2, 2', 3）の地下水流入量の減少率として算定した。

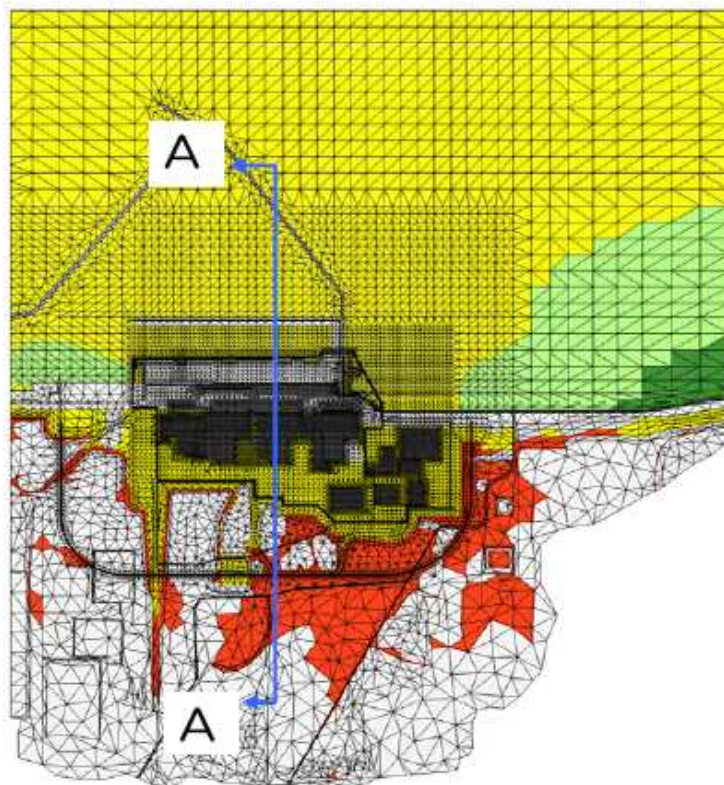
## (2) 評価結果

陸側遮水壁（山側）の閉合率95%の場合の地下水遮断率は、約50~60%であった。





【断面図 (A-A)】 (縦・横で縮尺は異なる)



【平面図】

図-1 解析モデル

表-1 物性値

地層区分	震災前		震災後		有効間隙率 (実流速換算時)	備考
	透水係数(cm/sec)		透水係数(cm/sec)			
地層名	水平	鉛直	水平	鉛直		
盛土	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	0.46	
段丘堆積物	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	中粒砂岩層同様
沖積層	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	0.41	文献値
中粒砂岩	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	
中粒砂岩(南側、上部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	T.P.33.5m 盤の号側線以南範囲
中粒砂岩(南側、下部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
互層	1.0E-03	1.1E-06	1.0E-03	1.1E-06	0.41	異方性考慮
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
細粒砂岩	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
粗粒砂岩	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
建屋基礎およびMMR	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
建屋側壁	1.0E-06	1.0E-06	5.0E-06	5.0E-06	0.30	感度解析から設定 <sup>※1</sup>
既設矢板	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-04	1.0E-04	0.30	感度解析から設定、施工幅0.8m <sup>※2</sup>
ポンプ室およびピット	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
T.P.25m 盤グラウチング	—	—	3.0E-05	3.0E-05	0.30	中粒砂岩層の1/100相当、施工幅2m
碎石	—	—	1.0E-01	1.0E-01	0.41	埋立部
鋼管矢板	—	—	1.0E-06	1.0E-06	0.30	海側バウンダリ、施工幅2m
陸側遮水壁	—	—	0.0E+00	0.0E+00	—	施工幅2m

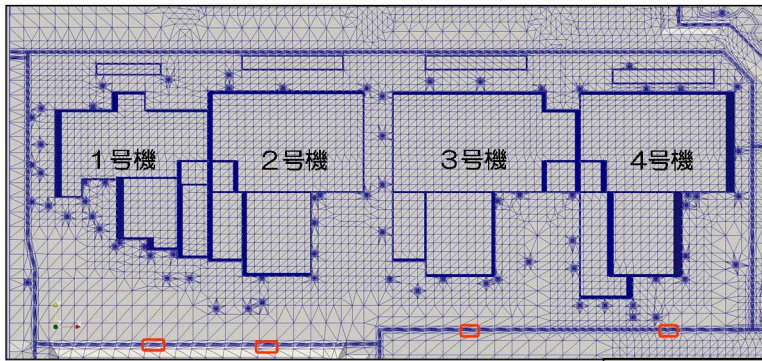
※1: 建屋への流入量が400m<sup>3</sup>/日を再現できる透水係数  
 ※2: 地下水位(C-3, C-4, C-5)が再現できる透水係数

沖積層の透水係数については実測データがないため、日本の地盤を対象とした地下水データベース(梅田浩司, 柳澤孝一, 米田茂夫(1995): 日本の地盤を対象とした透水係数データベースの作成, 地下水学会誌, 第37巻, 第1号, 1995)の第四紀更新世(平均値: 1.2E-03 cm/sec)と第四紀完新世(平均値: 5.6E-04 cm/sec)の透水係数の平均値(8.1E-4 cm/sec)から1E-3(cm/sec)と設定した。

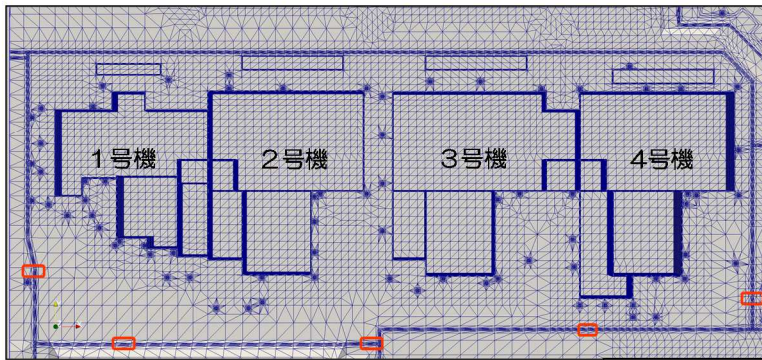
検討ケース

	陸側遮水壁 (山側)の閉合率	未凍結箇所配置	未凍結箇所 中粒砂岩層の透水係数※1
ケース1	0%		
ケース2	95%	西側4箇所	$3.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$
ケース2'		西側4箇所	$1.4 \times 10^{-3} \text{cm/s}$
ケース3		西側3箇所, 南北各1箇所	$3.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$

※1 透水係数は、現地透水試験結果の平均値 ( $3.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ) と最小値 ( $1.4 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ) とした。



未凍結箇所の配置 (ケース2, 2') □ 未凍結箇所



未凍結箇所の配置 (ケース3) □ 未凍結箇所

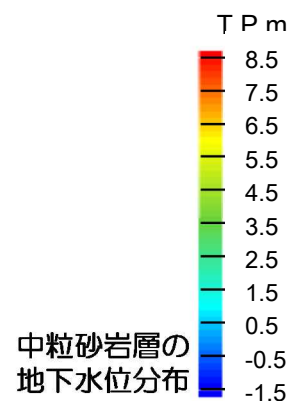
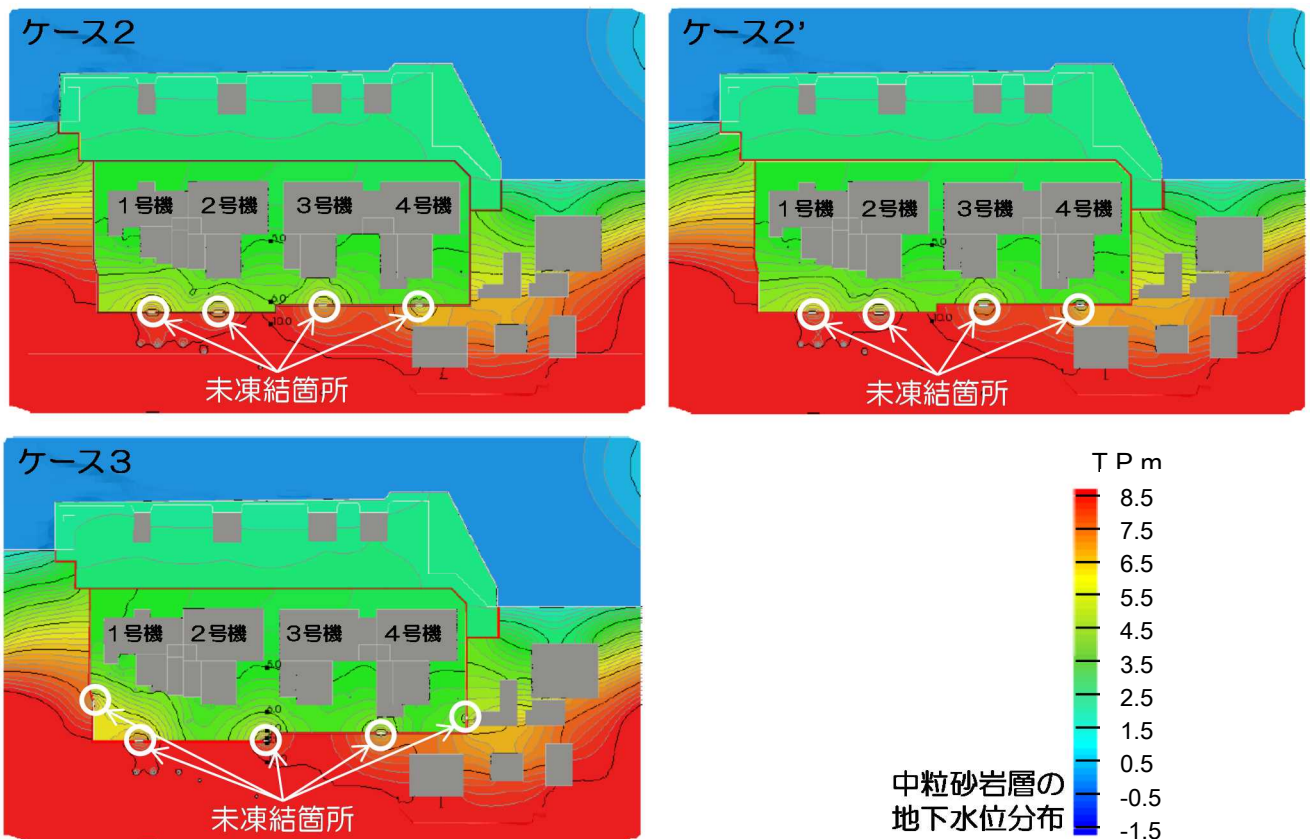
解析条件設定

各設備		解析条件
海側(鋼管)遮水壁		閉合
T.P.2.5m 盤	地盤改良 揚水工 (ウエル・イト)	海側のみ
	地下水ドレン	T.P.1.9m
	フェーシング	100%
T.P.2.5~8.5m 盤	フェーシング	0%
	フェーシング	0%
T.P.8.5m 盤 (陸側遮水壁内)	1~4号建屋水位	T.P.1.5m
	サブドレン	T.P.2.5m
	陸側遮水壁	海側: 閉合 山側: 検討ケース参照
	注水井からの注水	無
T.P.33.5m 盤	地下水バイパス	稼働

降雨量	約4mm/日 一定 (建屋以外の領域に降雨)	年平均降雨量1,545mm
降雨 浸透率	55%	汚染水処理対策委員会報告より

図-2 閉合率と地下水遮断率に関する解析条件





浸透流解析の結果 ※2 陸側遮水壁内の面積を64,000m<sup>2</sup>として算定  
※3 ケース1に対する地下水流入量の減少率

	閉合率	建屋流入量 ①	サブドレン 汲上げ量②	海水配管トレンチ下の T.P. 2.5m盤への流出③	降雨浸透量 ④※2	地下水流入量 ⑤=①+②+③-④	地下水 遮断率※3
ケース1	0%	230	370	5	140	465	—
ケース2	95%	180	170	5	140	215	54%
ケース2'	95%	170	150	5	140	185	60%
ケース3	95%	170	170	5	140	205	56%

図-3 閉合率と地下水遮断率に関する解析結果

## 2. 地下水流速増加に対する地盤の安定性

未凍結箇所では、地下水流速が速くなり、地盤中の土粒子が動いて地盤に損傷を与える懸念があることから、地下水流速に対する地盤安定性について評価した。

### (1) 評価方法

別紙-4 3. (1)と同様とした。

### (2) 未凍結箇所の実流速の想定

「1. 閉合率と地下水遮断率の関係」についての解析結果のうち、地下水流速が最も大きい「ケース2」を検討対象として、実流速を想定した。その結果、表-2に示す通り、

1号機西側の互層部において地下水実流速が最大となり 2.6m/day ( $3.0 \times 10^{-3}$ cm/s) 程度になった。

表-2 未凍結箇所最大の流速 (3次元浸透流解析結果)

	中粒砂岩層	互層部*	細粒砂岩	粗粒砂岩
ダルシー流速 (cm/day)	74	31	40	55
実流速① (cm/day)	180.5	189.0	97.6	134.1
実流速② (cm/day)	246.7	258.3	133.3	183.3

①間隙率41%、②有効間隙率30%

※互層部内のうち砂岩のみ地下水が流れるものと仮定 (砂岩：泥岩=4:6)

### (3) 互層部の土質試験結果

土質試験結果 (5号機南側, 5試料) による互層部 (互層部中の砂岩) の粒度試験結果は表-3に示す通り。20%粒径は0.205mm, 平均粒径は0.306mmであった。

表-3 粒度試験結果 (5号機南側付近 互層部内の砂岩)

(単位: mm)

ボーリング名	20%粒径	平均粒径
ow5c-8	0.190	0.300
ow5c-10	0.180	0.300
ow6c-8	0.220	0.320
ow6c-9	0.235	0.310
ow7c-10	0.200	0.300
平均値	0.205	0.306

20%粒径をD20, 平均粒径をD50とした

### (4) 陸側遮水壁 (山側) の未凍結箇所の地盤安定性の評価

地盤中の土粒子が動き出す時の最大流速 (限界実流速) と土粒子の関係, 想定最大実流速を図-4に示す。20%粒径および50%粒径の限界実流速は, 間隙率が30% (砂層の有効間隙率), 41% (室内試験値) のいずれの条件でも, 想定最大実流速より1オーダー程度大きい結果となった。

以上より, 陸側遮水壁 (山側) の未凍結箇所は, 地盤安定上問題ないものと評価した。

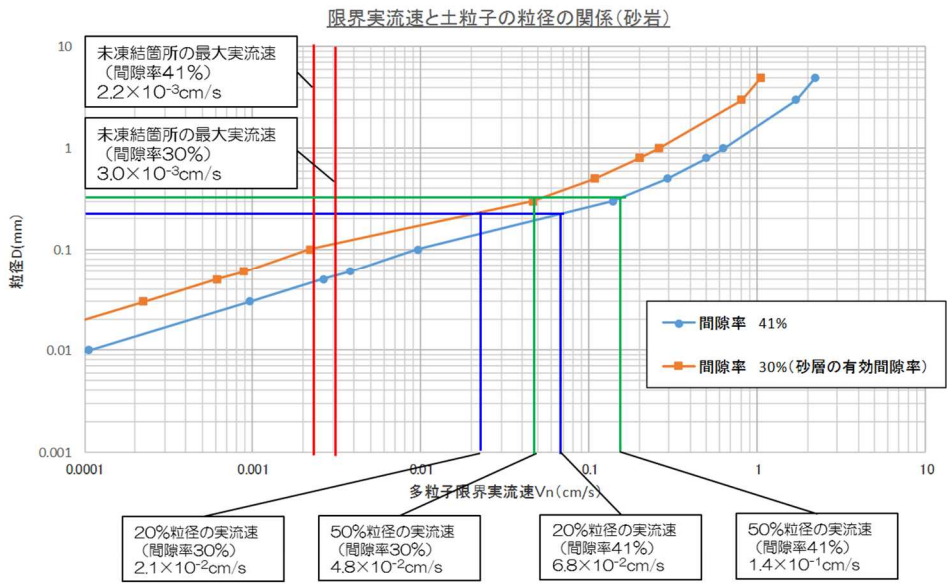


図-4 限界実流速と土粒子の粒径の関係と想定最大実流速

以上

## 陸側遮水壁（海側）のみを閉合した場合の影響評価

## 1. 概要

ここでは、仮に第一段階（フェーズ1）において、陸側遮水壁（山側）の北側一部を閉合しない場合、山側から流れ込む地下水は、建屋近傍の汚染されたエリアを通過し、陸側遮水壁（海側）の南北両脇から護岸付近に到達する可能性があることから、その影響を評価する。

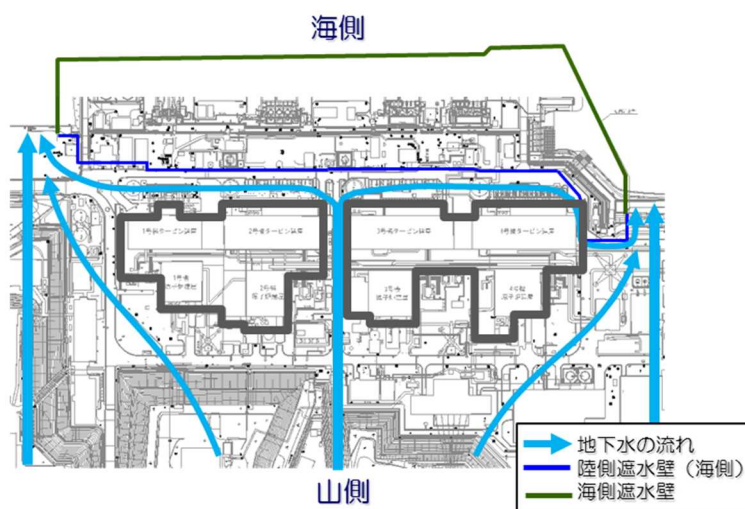


図-1 第一段階（フェーズ1）において陸側遮水壁（山側）の北側一部を閉合しない場合の建屋周辺の地下水の流れの概要

## 2. 建屋周辺の観測井における放射性物質濃度測定結果

建屋周辺の地下水の放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）を図-2～4に示す。

測定の結果、セシウム-137については、2号機建屋山側において $10^3$ Bq/L オーダー、1, 2号機建屋海側において $10^2$ Bq/L オーダーが検出されている。トリチウムについては、1, 2号機建屋海側において $10^4$ Bq/L オーダーが検出されている。ストロンチウム-90については、1号機タービン建屋海側において $10^3$ Bq/L オーダーが検出されている。

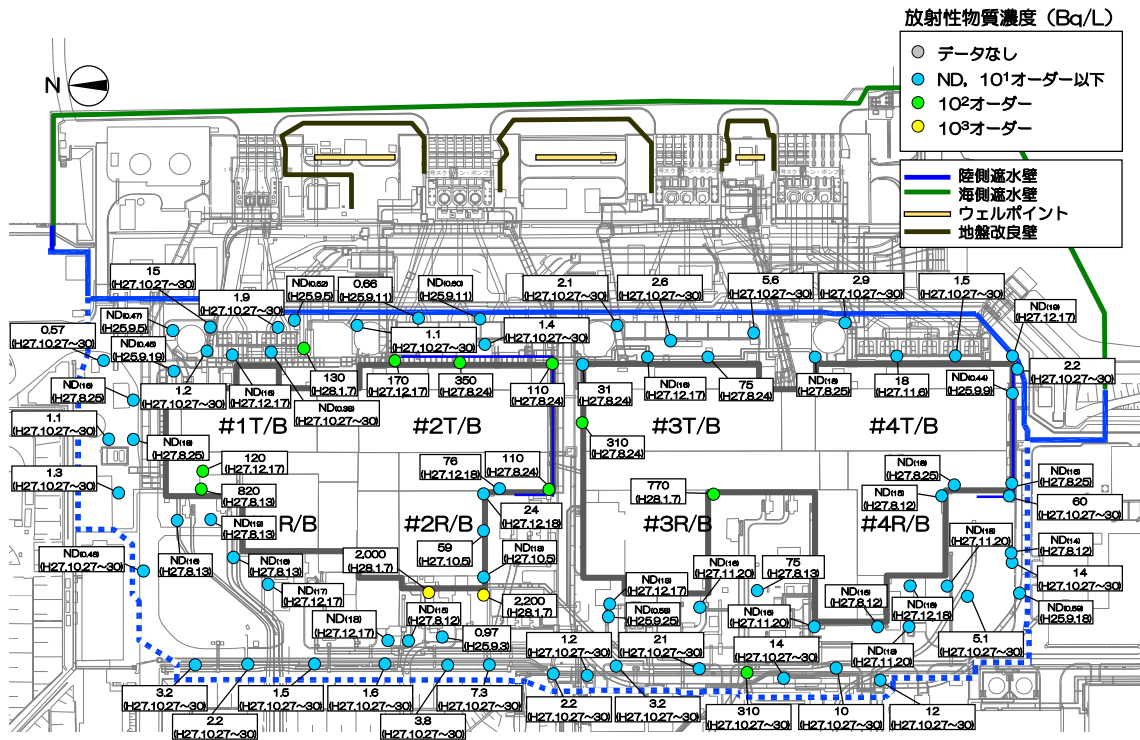


図-2 建屋周辺（海側）の観測井における放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）  
（セシウム-137）

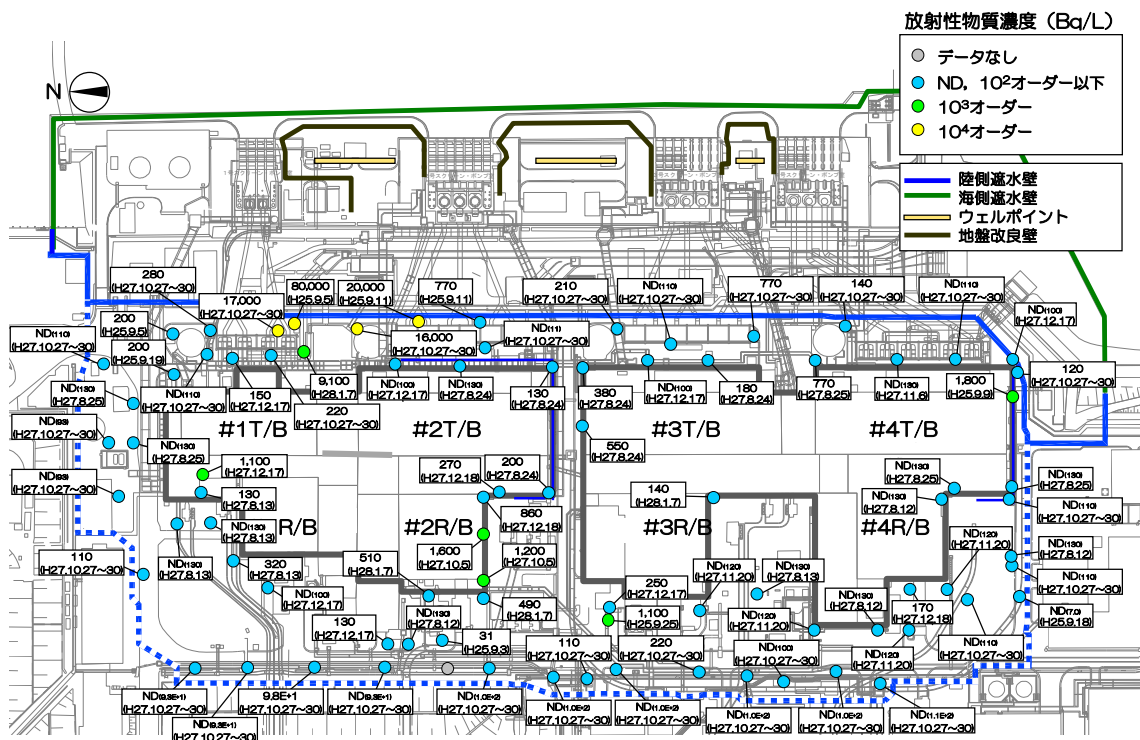


図-3 建屋周辺（海側）の観測井における放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）  
（トリチウム）



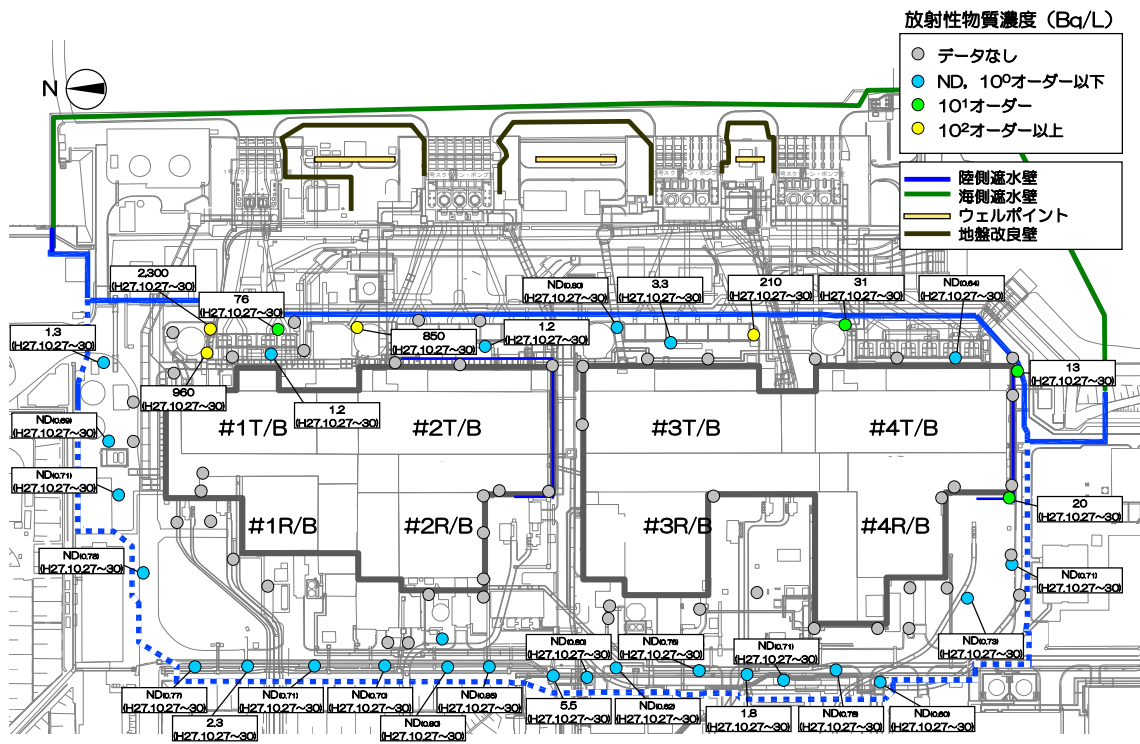


図-4 建屋周辺（海側）の観測井における放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）  
（ストロンチウム-90）

### 3. 評価方法

測定結果（図－2～4）より地下水中の放射性物質濃度が高く護岸に近い1，2号機タービン建屋海側を対象として，陸側遮水壁（海側）を閉合，陸側遮水壁（山側）を閉合しない条件で，建屋近傍の汚染されたエリアを通過した地下水が，護岸に到達した場合の核種の到達時間，濃度上昇幅を一次元核種移流分散解析により評価する。解析条件を表－1に，設定値を表－2に示す。検討ケースは，表－3に示す通り，1，2号機建屋海側の放射性物質濃度を平均値とした場合（ケース1）と放射性物質濃度を最大値とした場合（ケース2）の2ケースを実施する。

表－1 解析条件

概要	・評価エリアから護岸までの流速を求めて，評価地点での地下水の放射性物質濃度の濃度変化を一次元移流分散解析を用いて評価する
評価エリア	・放射性物質濃度が高く護岸に近い建屋海側の北側エリア（1,2号機タービン建屋海側） ※南側エリアは放射性物質濃度が低く，また，陸側遮水壁（海側）ラインの配置上，護岸に到達しにくい ため，評価対象外とした
流出経路	・観測井から護岸まで構造物を迂回しながら最短距離となる経路
条件	・「海側閉合＋山側段階的閉合」の場合，陸側遮水壁（山側）が閉合後は陸側遮水壁（海側）の両脇の流れは抑制されるが，本検討では陸側遮水壁（山側）を運用しないと仮定し，継続して流出した場合を想定した。
解析対象核種	・Cs-137 ・H-3 ・Sr-90

表－2 設定値

項目	設定値	備考	
投入期間	継続	・観測井の初期の放射性物質濃度に対して放射壊変の影響を考慮した	
建屋海側近傍の地下水位	T.P.+5.6m	・建屋周り地下水位は陸側遮水壁（海側）のダムアップ効果により上昇し，サブドレン稼働前の建屋山側の地下水位（T.P.4.5m～5.5m）程度まで上昇するものと仮定	
平均潮位	T.P.0m	－	
透水係数（ $k$ ）	$3.0 \times 10^{-3}$ cm/sec	・中粒砂岩層の透水係数を適用	
地盤の間隙率（ $\alpha$ ）	0.41	・中粒砂岩相当（『福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書』1993年4月（1993年7月一部補正）） ・比重：2.65	
地盤の真密度（ $\rho$ ）	$2,650 \text{ kg/m}^3$		
地盤間隙の屈曲度（ $\delta$ ）	1.414	・Kozeny-Carmanの式での定数	
分散長（ $a$ ）	RW30	12m	・対象とする注水井から護岸付近までの移行距離の1/10として設定 ・文献 Gelhar et al.,1992. A critical review of data on field-scale dispersion in Water Resources Research, Vol.28(7) ,pp.1955-1974.
	1T-3	16m	
	SD26	35m	
半減期	Cs-137	30.17年	－
	H-3	12.32年	－
	Sr-90	28.90年	－
分配係数（ $K_d$ ）	Cs-137	$0.4 \text{ m}^3/\text{Kg}$	・現地で採取した砂岩を用いた室内試験結果
	Sr-90	$7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{Kg}$	
水中拡散係数（ $D_w$ ）	Cs-137	$2.02 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{sec}$	・文献（Gray, 1972）からの引用
	Sr-90	$7.94 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{sec}$	

表 3 検討ケース

	初期濃度			護岸付近までの移動距離	
	データ	対象核種	放射性物質濃度 (Bq/L)		
ケース1	北側 (1,2号機建屋海側) の平均値	Cs-137	47	120m	・ 建屋海側近傍のうち、最も護岸に近い観測井から護岸までの距離
		H-3	8,600		
		Sr-90	700		
ケース2	北側 (1,2号機建屋海側) の最大値	Cs-137 (SD26)	350	350m	・ 核種ごとに最大の放射性物質濃度が測定された観測井から護岸までの距離
		H-3 (1T-3)	80,000	160m	
		Sr-90 (RW30)	2,300	120m	

#### 4. 評価結果

解析の結果、護岸での放射性物質濃度の上昇幅は、以下の通りであった。

(ケース 1)

Cs-137 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後で 0.1Bq/L 未満である。

H-3 : 護岸での濃度上昇幅は、3 年後に 7,000Bq/L 程度である。

Sr-90 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後に 1 Bq/L 程度である。

(ケース 2)

Cs-137 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後でも 0Bq/L である。

H-3 : 護岸での濃度上昇幅は、4～5 年後に 59,000Bq/L 程度である。

Sr-90 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後に 4 Bq/L 程度である。

以上

## 地下水遮断率の評価とサブドレン稼働状態

## 1. 第一段階のフェーズ2における地下水遮断率の評価方法

実測値等を用いて地下水遮断率を下式に基づき評価し、「地下水遮断率が80%」以下であることを確認する。

【第一段階のフェーズ2における地下水遮断率の評価方法】

$$\frac{F_0 - F_1}{F_0} \leq 80\%$$

$F_0$ ：陸側遮水壁（山側）設置前の状態での地下水流入量

$F_1$ ：フェーズ2における山側からの地下水流入量

$F_0$ は凍結を開始する前の地下水環境を評価するために必要な期間を設定し、建屋流入量や各種汲み上げ量の実績等をもとに統計的な処理を行い、評価を行う。なお、降雨や現場の状況などが地下水流入量に影響を与える場合には、必要に応じて見直しを行う。

**参 考** 地下水遮断率の評価例

地下水遮断率の評価は、【方法1：地下水収支に基づく評価】と【方法2：未凍結箇所からの流入量に基づく評価】を併用して評価していくことで、「地下水遮断率が80%」以下であることを確認する。【方法1】は、フェーズ2の期間を通じて適用性が高い、また【方法2】は、閉合がある程度進み、未凍結箇所からの流入が支配的になっている状態での適用性が高いため、凍結状況に応じて両者を総合的に評価することで、地下水遮断率が過大になっていないことを確認する。

なお、計算条件や算定方法などは地下水環境の実態に合わせて適宜修正を行っていく。

(次頁に続く)

(前頁の続き)

【方法1】 地下水収支に基づく評価

フェーズ2の初期段階など、陸側遮水壁（山側）の遮水効果が発現途中の場合は、7箇所の未凍結箇所以外からの流入も大きく、未凍結箇所以外からの流入量を考慮した地下水遮断率を、以下により評価する。

図-1に示すように地下水収支は下式で表される。

降雨浸透による地下水涵養量【E】 + 山側からの地下水流入量【F】 =  
サブドレン汲み上げ量【A】 + 建屋流入量【B】 + T.P.2.5m盤への地下水移動量【C】 + 陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量【D】

この時、山側からの地下水流入量（F）は7箇所の未凍結箇所からの流入（イ）、遮水壁の他部位からの流入（ロ）、深部地盤からの流入（ハ）から成る。

7箇所の未凍結箇所からの流入量（イ）を $F_{1a}$ とすると、A、B、C、Eが既知であることから、他の部位からの地下水流入量（ロ、ハ）はDに含まれることになる。そこで、山側からの地下水流入量（ $F_{1a}'$ ）を7箇所の未凍結箇所からの流入量（ $F_{1a}$ ）及び他からの流出入量（ $D'$ ）の合計として、地下水遮断率を評価する。

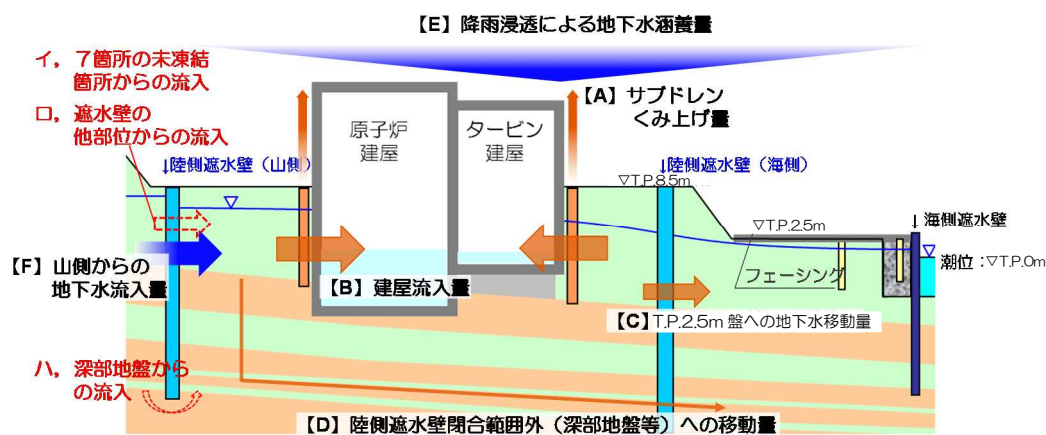
$$F_{1a}' = F_{1a} - D' = A + B + C - E$$

$F_{1a}'$  : 7箇所の未凍結箇所以外からの流入量を含めた山側からの地下水流入量等

$F_{1a}$  : 7箇所の未凍結箇所からの流入量

$D'$  : 「陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量【D】」

+ 「ロ. 遮水壁の他部位からの流入」 + 「ハ. 深部地盤からの流入」



(次頁に続く)

(前頁の続き)

**【方法2】 未凍結箇所からの流入量に基づく評価**

閉合がある程度進み、7箇所の未凍結箇所からの流入が支配的になっている状態では、地下水遮断率を以下により評価する。この方法では、フェーズ2の初期段階などでは地下水流入量を過小評価し、地下水遮断率を過大評価するため、利用には注意が必要である。

- ① 各未凍結箇所からの地下水の流入量 ( $Q_i$ ) を下式に示す通り算定する。

$$Q_i = A(\text{m}^2) \times k(\text{m}/\text{日}) \times \frac{\Delta H(\text{m})}{L(\text{m})}$$

A : 開口箇所面積 (m<sup>2</sup>)  
k : 透水係数 (m/日)  
 $\Delta H$  : 内外水位差 (m)  
L : 陸側遮水壁厚さ (m)  
i : 未凍結箇所

A : 開口箇所面積 (m<sup>2</sup>)

未凍結箇所の開口部幅と開口部高さの積を開口箇所面積とする。

k : 透水係数 (m/日)

既往の透水試験結果に基づいて設定する。

$\Delta H$  : 内外水位差 (m)

未凍結箇所近傍における陸側遮水壁の内側と外側に位置する地下水位観測井の水位差により算定する。

L : 陸側遮水壁厚さ (m)

陸側遮水壁の計画厚さとする。

- ② ①で求めた各未凍結箇所からの地下水流入量を合計 (7箇所) して、地下水流入量 ( $F_{1b}$ ) を算出し、地下水遮断率を評価する。

$$F_{1b} = \sum (Q_i) \quad (i = 1 \sim 7) \quad i : \text{未凍結箇所}$$

## 2. サブドレンの広範囲な停止について

「サブドレンの広範囲な停止」の発生とは、建屋周辺毎（図-2）に過半数のサブドレンにおいて、水位が低下することによりサブドレンポンプ停止水位（L値）を連続的に下回った状態となった場合とする。但し、水質・機器メンテナンス等の理由により人為的に停止しているサブドレンは除く。

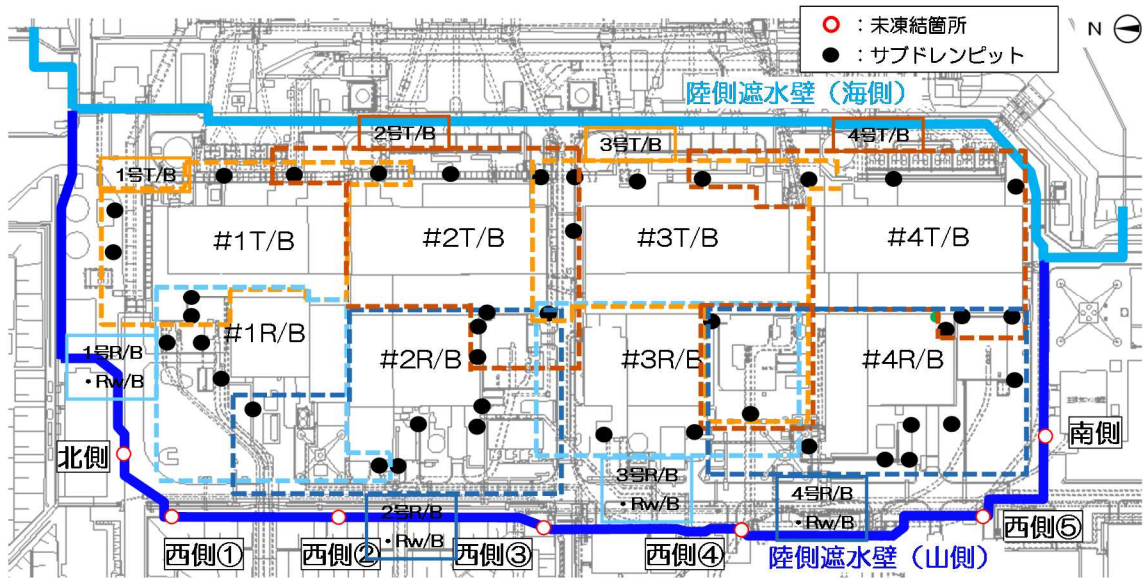


図-2 建屋周辺サブドレン位置図

以上

## 地下水位の回復方策

## 1. 概要

「サブドレンのポンプ停止バックアップ位置 (LL 値) の警報」が発報した場合において、「建屋－サブドレン水位差」を確保するため、早急な対応が必要と判断された場合の実施方策及びその妥当性を示す。

## 2. 注水による地下水位の回復・維持

陸側遮水壁内に設置した注水井から注水することで、建屋周辺地下水位の低下を抑制する。

注水による地下水位の回復・維持を目的に陸側遮水壁内に 33 孔注水井を設けている。注水設備の構造について、図－1 に示す。

注水井は、内径 450mm、深さ 10～20m 程度で中粒砂岩層および埋戻し土を対象に全体で最大約 360m<sup>3</sup>/日の水を供給できる構造となっている。

注水配管は、本管から分岐した枝管を通じて各注水井に水を供給する構造となっている。

各注水井に対して電磁流量計・電磁弁・水位計を設置しており、注水井 1 孔毎の計測データを取り込み、免震重要棟にて遠隔監視・操作が可能となっている。また、電磁弁が故障した等の場合には、手動バルブで注水井に水を供給する。

注水井は図－2 のように配置し、注水を行う。全ての注水井において、設計最大量 (10L/分以上) の注水が可能であることを確認している。



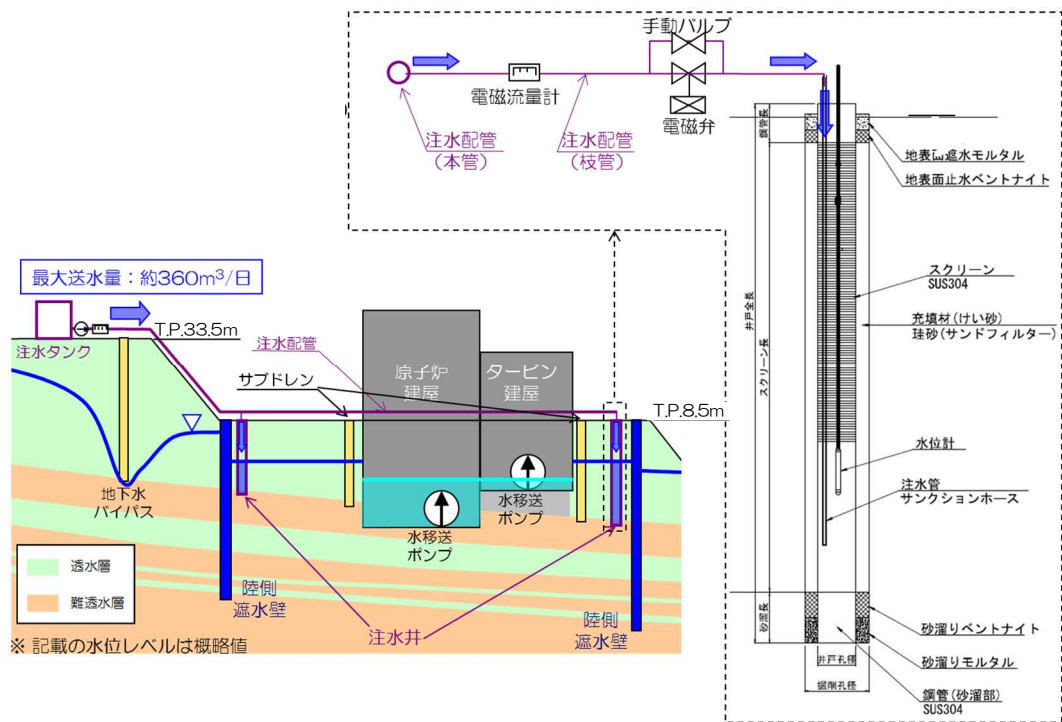
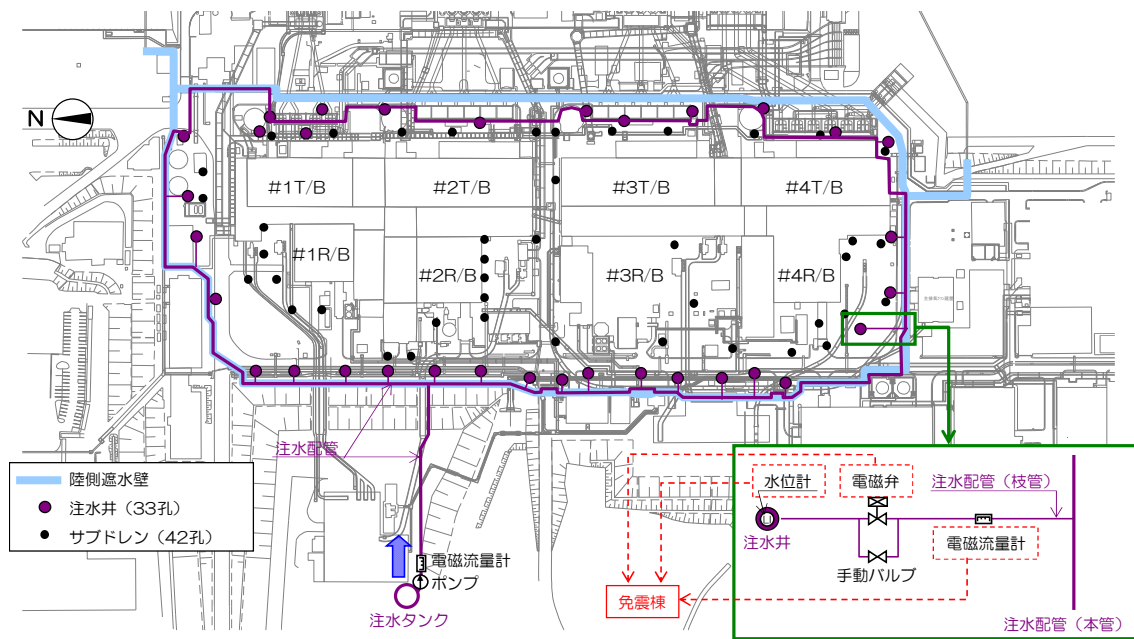


図-1 注水設備 構造概要



※サブドレンの配置は参考であり、H28.3時点のもの

図-2 注水井の配置

### 3. 陸側遮水壁（山側）へのブライン供給の停止

陸側遮水壁（山側）へのブライン供給を停止し，陸側遮水壁（山側）の凍土を融解させることで，山側からの地下水流入を回復する。

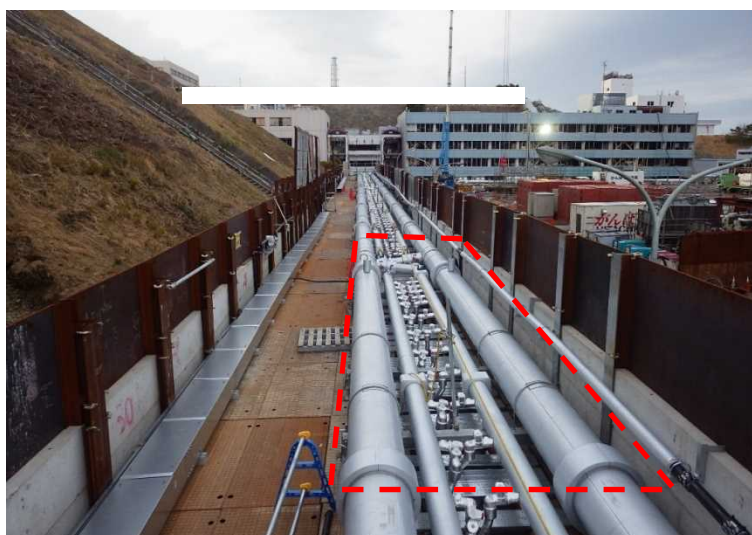
### 4. 陸側遮水壁（山側）の部分撤去

陸側遮水壁（山側）の一部分を強制的に撤去することで，山側からの地下水流入を回復する。陸側遮水壁（山側）の部分撤去方法を以下に示す。

- ・撤去方法：ボーリングマシンによる削孔後，削孔箇所には砕石等を充填
- ・撤去期間：（準備作業）約0.7ヶ月，（撤去作業）約1ヶ月

#### 準備作業

- ・ブライン供給停止後，陸側遮水壁（山側）上部の配管類を撤去。
- ・ボーリングマシン，削孔プラント等を手配，据え付け。



図－3 配管類撤去箇所の例

## 撤去作業

- ・撤去箇所それぞれでボーリング削孔を行い、削孔箇所に碎石等を充填。



図-4 ボーリング削孔（イメージ）

### 【削孔手順例】

- (1) 凍土中心部（①～④）を削孔，碎石等充填，ケーシング引抜き。
- (2) 凍土壁内側及び外側（⑤）を削孔，碎石等充填。ケーシングは残置。
- (3) 凍土壁内側及び外側（⑤）の手順(2)の完了後，残置したケーシング引抜き。  
凍土壁内側と外側の水位差に応じて，地下水が流入。

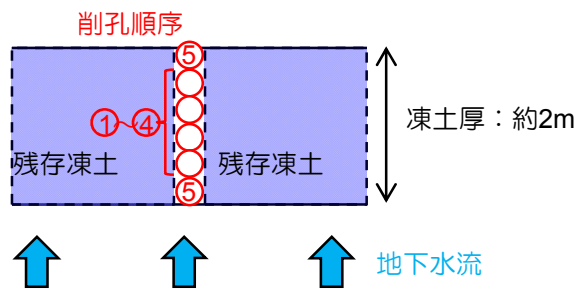


図-5 ボーリング削孔手順例

## 5. 地下水位回復方策の妥当性

### 【検討内容】

陸側遮水壁（山側）閉合後，地下水位の予期せぬ低下が起きた場合に，地下水位を回復させるのに要する期間について，想定外の最悪の条件（山側からの地下水流入がない第三段階を想定）で検討した。

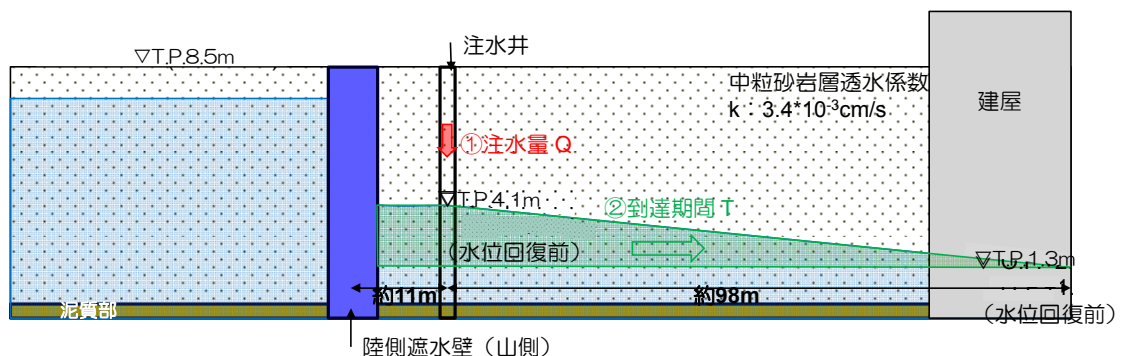
- ・ 地下水位の予期せぬ低下の発生要因：海側遮水壁の遮水性喪失
- ・ 陸側遮水壁：（山側）遮水性 100%（初期状態），（海側）遮水性 0%（継続）
- ・ 降雨：降雨がない期間が継続
- ・ 建屋滞留水水位：1号タービン建屋最低排水レベル（T.P. 0.7m）まで滞留水移送による低下実施（低下速度：0.01m/日）
- ・ 目標地下水位回復レベル：T.P. 1.7m  
（1号機タービン建屋最低排水レベル+1m）
- ・ 異常時に以下の対策を施した場合の地下水位回復期間を評価
  - (1) 注水井からの注水
  - (2) 凍結運転停止
  - (3) 陸側遮水壁（山側）の部分撤去

### 【検討結果】

#### (1) 注水井からの注水

##### ① 計算条件

- ・ 地下水位低下確認後，注水井への注水開始。同時に建屋滞留水水位低下開始。
- ・ 注水した地下水が建屋周辺まで到達，到達後サブドレン水位が上昇。



図－6 注水井への注水 計算条件

#### (ア) 注水量Q

- ・ 約 360m<sup>3</sup>/日（一定流量継続）

注) 総注水量のうち, 3/4 が T.P. 8.5m 盤水位(サブドレン水位), 1/4 が T.P. 2.5m 盤水位に寄与すると仮定した。

(イ) 到達期間T : 約1.9ヶ月

断面積は定常状態でバランスする水位, 奥行き延長は一様(約500m)を仮定して, 陸側遮水壁(山側)~建屋周辺まで地下水が到達し, 建屋周辺の地下水が上昇し始めるまでの期間を算定。

## ②計算結果

注水井からの注水により地下水位を回復させる場合, 「地下水位低下前の水位(建屋滞留水水位+1m)」まで地下水位が回復するまでに必要な期間は約3.9ヶ月(到達期間: 約1.9ヶ月 + 地下水位回復: 約2ヶ月)となる。建屋周辺の地下水位(サブドレン水位)は1号機タービン建屋最低排水レベル(T.P. 0.7m)以上であり, 水位は逆転しない。

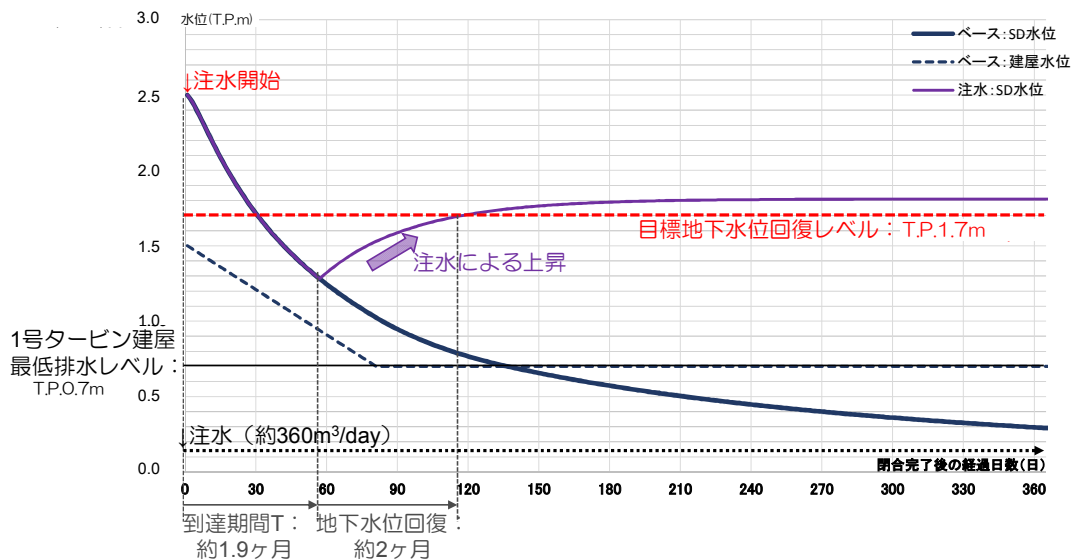


図-7 注水井からの注水 計算結果

(2) 凍結運転停止

① 計算条件

- 水位低下確認後，凍結運転を停止。同時に建屋滞留水水位低下開始。
- 凍結運転停止後，2ヶ月後に地表-2m，3ヶ月後に地表-3mの凍土が融解<sup>※1</sup>（地表-3m以深の融解は考えない），融解範囲より地下水が越流。
- ※1 小規模凍土実証試験結果による（詳細は参考1参照）
- 越流した地下水が建屋周辺まで到達，到達後サブドレン水位が上昇。

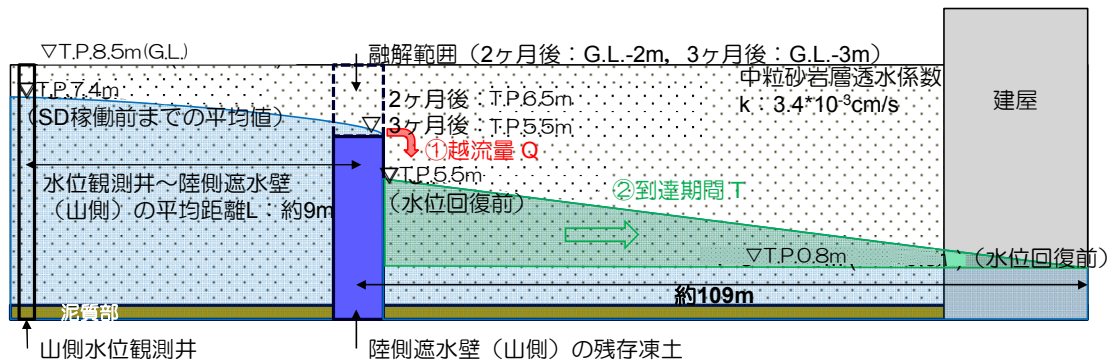


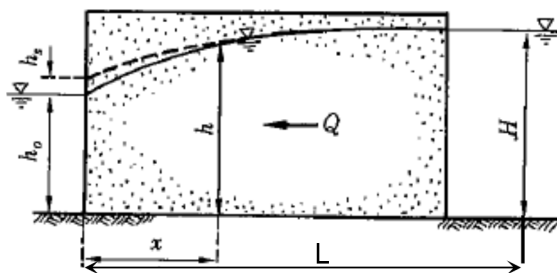
図-8 凍土の自然融解 計算条件

(ア) 越流量Q

定常一次元地下水流を仮定し，越流量を算定。

- 2ヶ月後：約70m<sup>3</sup>/日（延長500m，地表-2m融解），L=9m，H=0.9(=8.9-8)m，h<sub>0</sub>=0m
- 3ヶ月後以降：約300m<sup>3</sup>/日（延長500m，地表-3m融解），L=9m，H=1.9(=8.9-7)m，h<sub>0</sub>=0m

注) 2~3ヶ月間は一定速度でG.L.-2~3mの範囲が融解し，それに応じて越流量が増加するものとした。



$$Q = \frac{k}{2L} (H^2 - h_0^2)$$

ここで，  
Q：流量，k：透水係数，  
H：x=0での水頭，h<sub>0</sub>：x=Lでの水頭

「地下水工学（河野,1989）」より引用，加筆

図-9 定常一次元地下水流における水頭と流量

(イ) 到達期間T：約1.2ヶ月

断面積は定常状態でバランスする水位，奥行き延長は一樣（約500m）を仮定して，陸側遮水壁（山側）～建屋周辺まで地下水が到達し，建屋周辺の地下水が上昇し始めるまでの期間を算定。



②計算結果

凍結運転停止・自然融解により地下水位を回復させる場合、「地下水位低下前の水位（建屋滞留水水位+1m）」まで地下水位が回復するまでに必要な期間は、約 8.1 ヶ月（自然融解：約 3 ヶ月 + 到達期間：約 1.2 ヶ月 + 地下水位回復：約 3.9 ヶ月）である。建屋周辺の地下水位(サブドレン水位)は 1 号機タービン建屋最低排水レベル(T.P. 0.7m) 以上であり、水位は逆転しない。

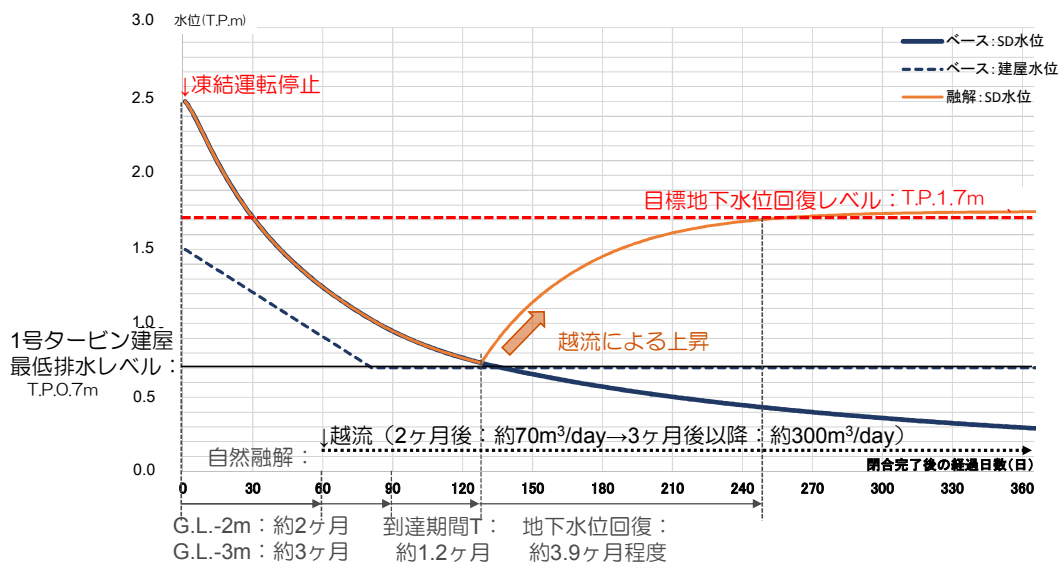


図-10 凍土の自然融解 計算結果

(3) 陸側遮水壁（山側）の部分撤去

①計算条件

- ・水位低下確認後，部分撤去作業を準備（約 0.7 ヶ月），撤去作業を実施（約 1 ヶ月）。同時に建屋滞留水水位低下開始。
- ・部分撤去作業開始後，撤去範囲（深度：地表より約-10m）より地下水が流入。
- ・流入した地下水が建屋周辺まで到達，到達後サブドレン水位が上昇。

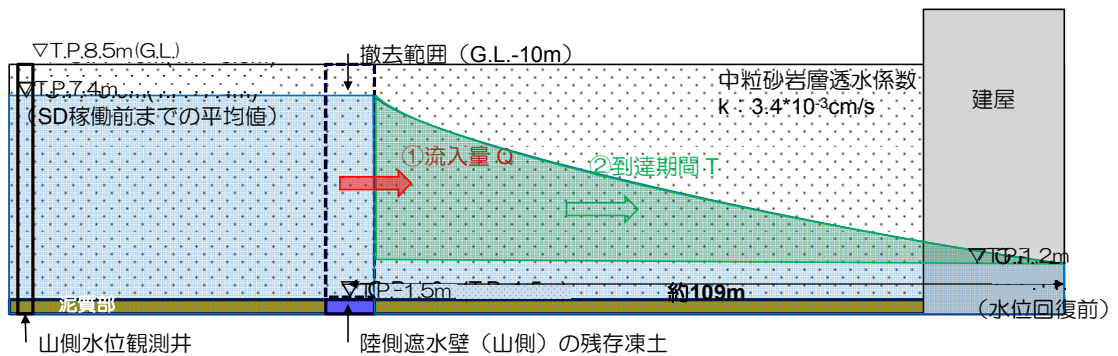


図- 1 1 凍土の部分撤去 計算条件

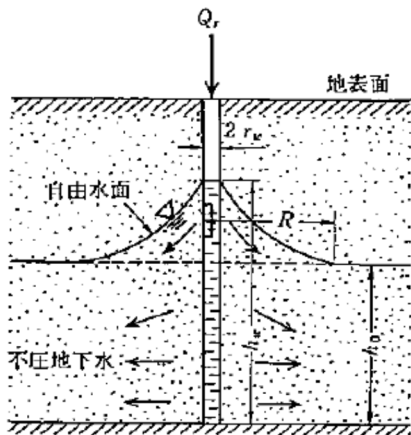
(ア) 流入量Q

撤去箇所からの流入を注水井からの注水時の定常地下水流と仮定し，以下の算定式により流入量を算定。

- ・約 470m<sup>3</sup>/日（撤去延長 10m×5 箇所とした場合）

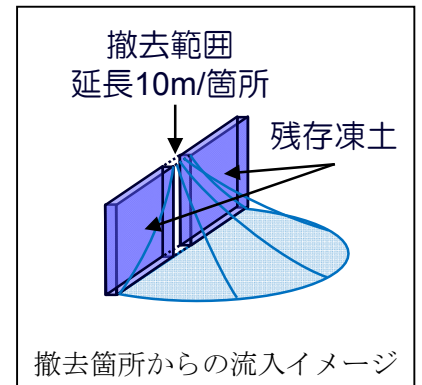
$h_w=8.9m, h_0=2.7m, R=109m, r_w=3.2m$ （撤去延長 10m に相当する井戸半径）

注）撤去期間中は撤去延長分に相当する流入量を段階的に増加し算定。また，地下水位の回復に応じて流入量は減少するものとした。



$$Q_r = \frac{\pi k (h_w^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} \frac{R}{r_w}}$$

- ただし， $Q_r$ ：注水量  
 $h_w$ ：井戸内水位  
 $h_0$ ：地下水位  
 $R$ ：影響圏  
 $r_w$ ：井戸半径  
 $D$ ：被圧帯水層の厚さ  
 $k$ ：透水係数



「根切り工事と地下水・調査・設計から施工まで」（地盤工学会,1991）より引用

図- 1 2 注水井からの注水時の定常地下水流



(イ) 到達期間T：（撤去完了後）約0.6ヶ月

撤去範囲からの流入が定常状態でバランスする体積を仮定し，陸側遮水壁（山側）～建屋周辺まで地下水が到達して，建屋周辺の地下水が上昇し始めるまでの期間を算定。

## ②計算結果

凍土の部分撤去実施により地下水位を回復させる場合，「地下水位低下前の水位（建屋滞留水水位+1m）」まで地下水位が回復するまでに必要な期間は，約3.1ヶ月（撤去作業準備・実施：約1.7ヶ月＋到達期間：約0.6ヶ月＋地下水位回復：約0.8ヶ月）となる。建屋周辺の地下水位（サブドレン水位）は1号タービン建屋最低排水レベル（T.P.0.7m）以上であり，水位は逆転しない。

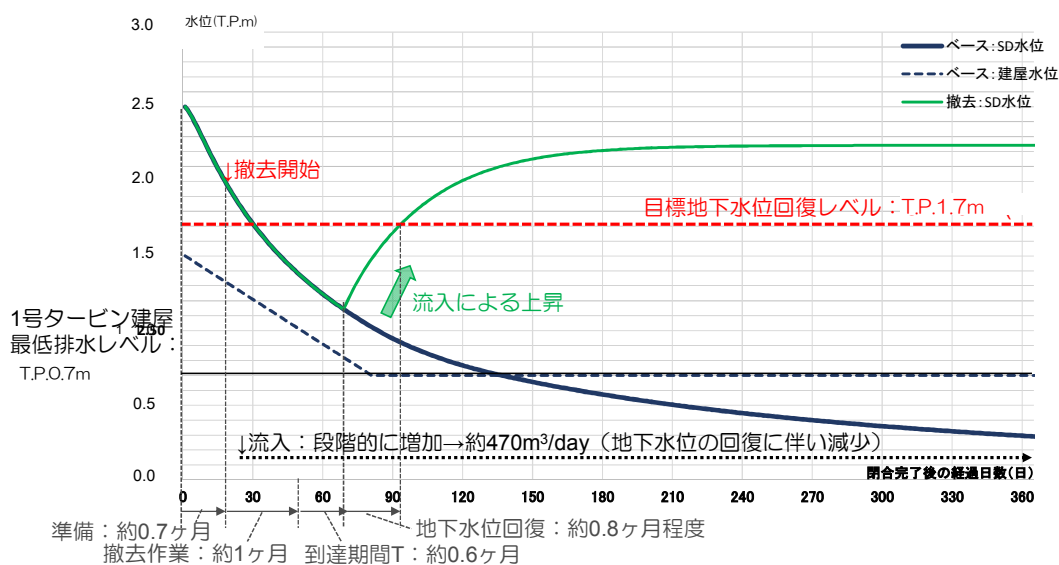


図-13 凍土の部分撤去 計算結果

小規模凍土実証試験における凍土融解期間

1～4号機建屋西側(共用プール西側)で実施された小規模凍土実証試験\*では、冷凍機の運転停止後2ヶ月程度で地表から2m程度、3ヶ月程度で地表から3m程度の深さが融解した。

※ 資源エネルギー庁公募「平成25年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業(地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフェージビリティ・スタディ事業)」のうち①凍土方式の小規模遮水壁実証試験

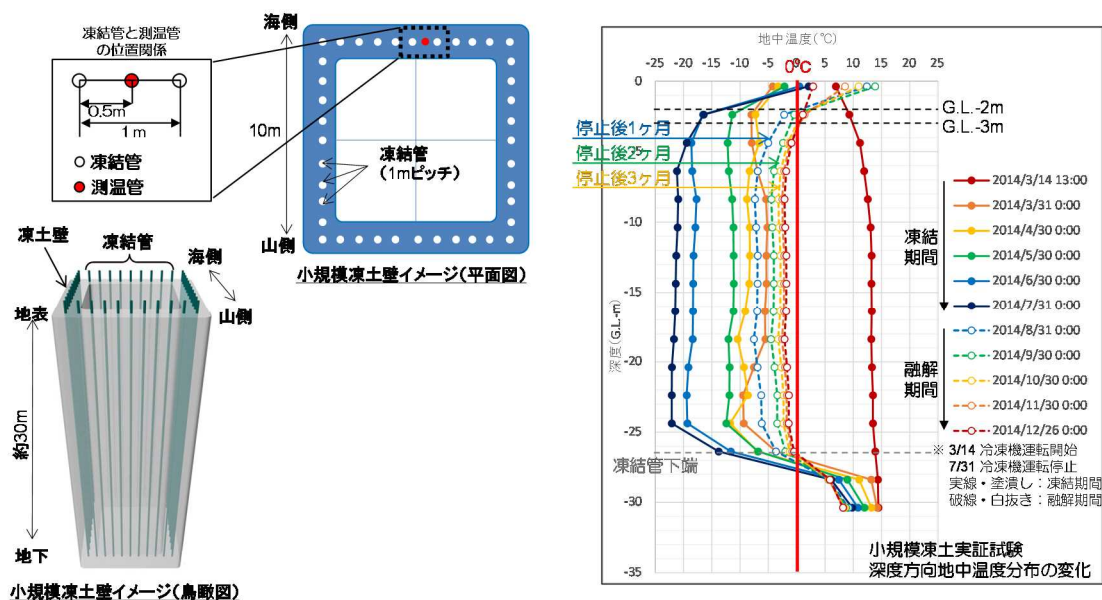


図-14 小規模凍土実証試験結果

以上

## 第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）の評価

## 1. 概要

第二段階において、第一段階フェーズ 2 で凍結対象外としていた山側の 7 箇所の未凍結箇所（図-1）のうち、一部（西側①と西側⑤）を閉合する場合に、閉合後に陸側遮水壁閉合域内への地下水流入量が確保され、建屋内外水位の逆転は生じないことについて評価した。

なお、未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）後の地下水流況についても、本評価方法を用いて建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

また、一部閉合（Ⅱ）の実施期間については、別紙-11 の評価方法を用いて、建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

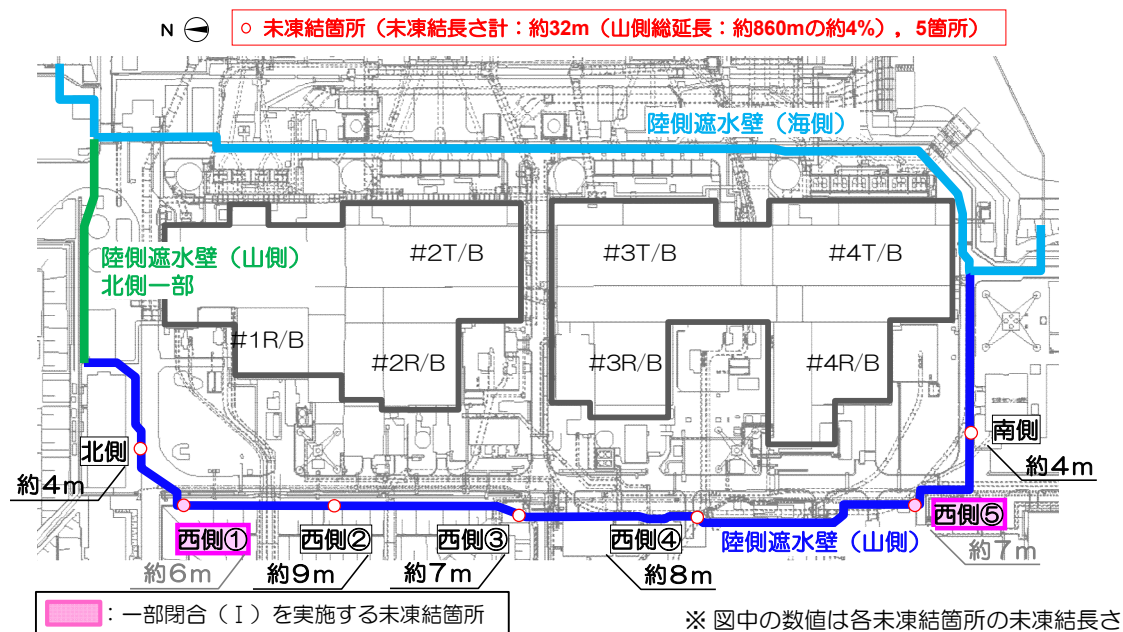


図-1 第二段階 一部閉合（Ⅰ）実施箇所

## 2. 未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）の評価

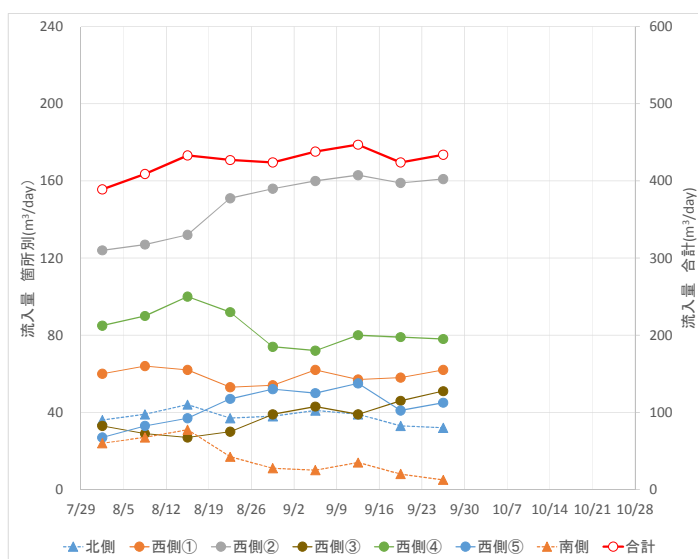
山側からの地下水は「凍結に至っていない箇所<sup>※1</sup>」と「未凍結箇所」から流入している。評価にあたっては、一部閉合（Ⅰ）後に「凍結に至っていない箇所」が全て凍結して地下水流入が無くなる状態を想定して、一部閉合（Ⅰ）を実施した箇所以外の残りの「未凍結箇所」からの陸側遮水壁閉合域内への地下水流入により、建屋内外水位の逆転は起こらないことを確認する。

※1：第一段階フェーズ2で凍結対象としていた範囲で凍結に至っていない箇所

(1) 未凍結箇所を2箇所閉合した場合の地下水流入の減少割合

山側の未凍結箇所からの流入量を，実測値（2016.8～9）に基づいて評価<sup>※2</sup>した（図－2）。その結果，未凍結箇所のうち西側①と西側⑤を閉合した場合，その閉合割合は，想定流量比や延長比から未凍結全箇所の30%未満になるものと想定される（表－1）。そこで評価にあたっては，2箇所閉合後の地下水流入量の減少割合を保守的に30%と設定する。

※2：通水面積（中粒砂岩層・互層部）と内外水位差・透水係数（平均値）を用いたダルシー則により評価した。



図－2 山側の未凍結箇所からの想定流入量

表－1 山側の未凍結箇所の区間延長と想定流入量

	未凍結区間延長	想定流入量 (m³/日) 8/12時点
北側	約4m	約40
西側①	約6m	約60
西側②	約9m	約130
西側③	約7m	約30
西側④	約8m	約100
西側⑤	約7m	約40
南側	約4m	約30
計	約45m	約430

西側①,西側⑤の合計  
延長 : 約13m  
想定流入量 : 約100m³/日

(2) 一部閉合（Ⅰ）後の建屋周辺への地下水流量の想定

一部（西側①と西側⑤）閉合後の建屋周辺への地下水流量について、以下に示す2ケースで評価した。

（ケース1）第一段階フェーズ2の閉合が進み、かつ降雨が少ない期間（2016. 8. 1～8. 15）の実測値に基づいて、今後 T. P. 2. 5m 盤への地下水移動量（ $C_2$ ）が、閉合が進むとともに減少する場合

（ケース2）ケース1よりも山側の凍結に至っていない箇所での凍結が進んだ期間（2016. 10. 13～10. 27）の実測値に基づいて、閉合後の T. P. 2. 5m 盤への地下水移動量（ $C_2$ ）が、閉合前と同程度とした場合

[ケース1]

ケース1における、一部（西側①と西側⑤）閉合後の建屋周辺への地下水流量について、以下のように評価した。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

閉合前の山側からの地下水流入量を、第一段階フェーズ2の閉合が進み、かつ降雨が少ない期間（2016.8.1～8.15）の実測値に基づいて評価した。その結果、山側からの流入量は690m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図-3）。

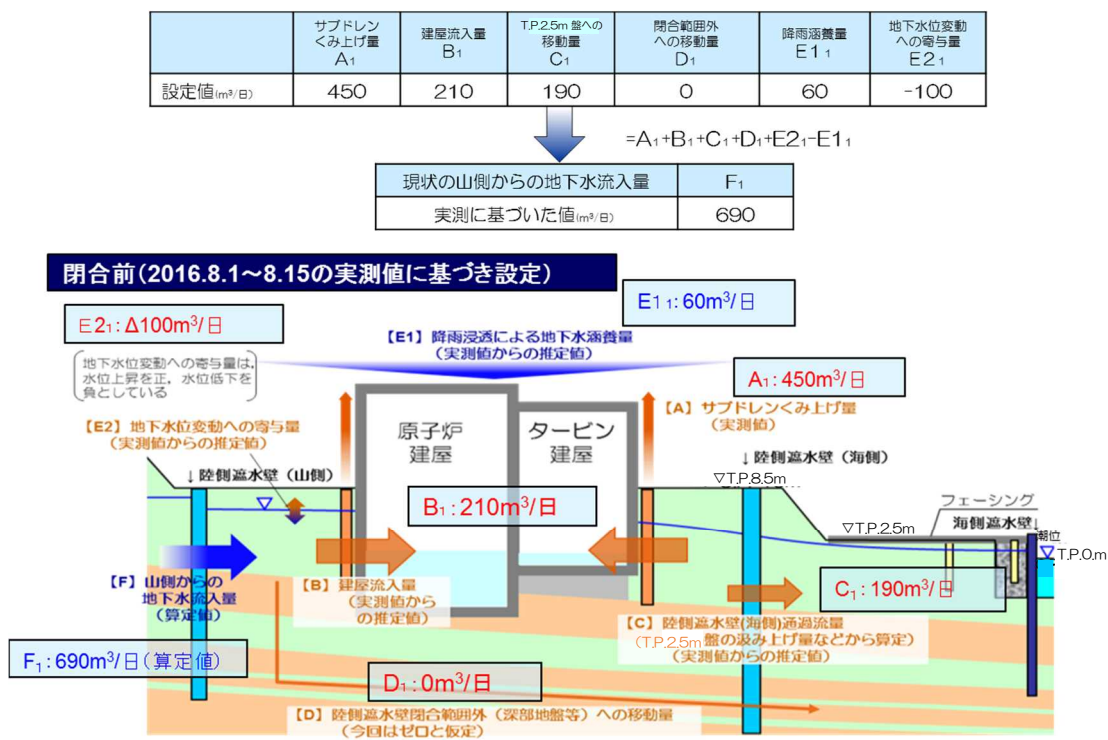
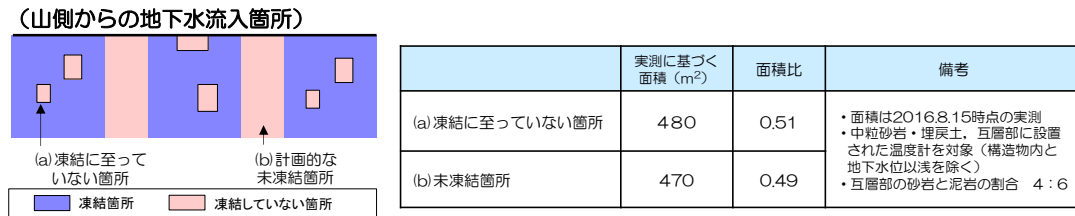


図-3 一部閉合（I）前の山側からの地下水流入量の想定（ケース1）

(イ) 一部閉合（I）後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定

山側からの地下水流入量には、(a)凍結に至っていない箇所と、(b)7箇所の計画的な未凍結箇所からの流入があり、(a)(b)からの流入量については、山側からの地下水流入量のそれぞれの通水面積比より想定する。そのうち、(a)からの流入は凍結が進めばなくなることから、閉合後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量は、(b)からの流入量に未凍結箇所を2箇所閉じた場合の地下水流入の減少割合（約30%）を乗じた値とした。

その結果、未凍結箇所（西側①，西側⑤）を閉合後、残り 5 箇所の未凍結箇所からの地下水流入量は 240m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図-4）。



(凍結に至っていない箇所および未凍結箇所からの流入量の想定)

(単位：m<sup>3</sup>/日)

	現状	未凍結2箇所閉合後
山側からの地下水流入量 $F_n$ ((a)+(b))	690	240
(a)凍結に至っていない箇所からの流入量	350 (0.51) ※3	0
(b)未凍結箇所からの流入量	340 (0.49) ※3	240※4

※3：括弧内は面積比  
 ※4：現状の未凍結箇所からの流入量の30%減

図-4 一部閉合（I）後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定（ケース1）

(ウ) 一部閉合（I）後の建屋周辺への地下水流入量の想定

一部閉合（I）後に山側からの地下水流入量が 240m<sup>3</sup>/日に減少した場合でも、サブドレン稼働（A<sub>2</sub>）と建屋への地下水流入（B<sub>2</sub>）が継続するための地下水が建屋周辺へ供給されていることを評価し、サブドレン稼働の調整により建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお、閉合後の地下水収支の想定にあたっては、以下の点に留意した。

- ・T.P.2.5m盤への地下水の移動量（C<sub>2</sub>）は、閉合が進むとともに今後減少し、30m<sup>3</sup>/日※5になるものとした。
- ・閉合後の降雨涵養量（E<sub>12</sub>）は、過去（1977～2015年）の年間最小降雨量に基づき 90m<sup>3</sup>/日とした。

その結果、建屋周辺への地下水供給量（サブドレンくみ上げ量（A<sub>2</sub>）と建屋流入量（B<sub>2</sub>）の合計値）は、300m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図-5）。

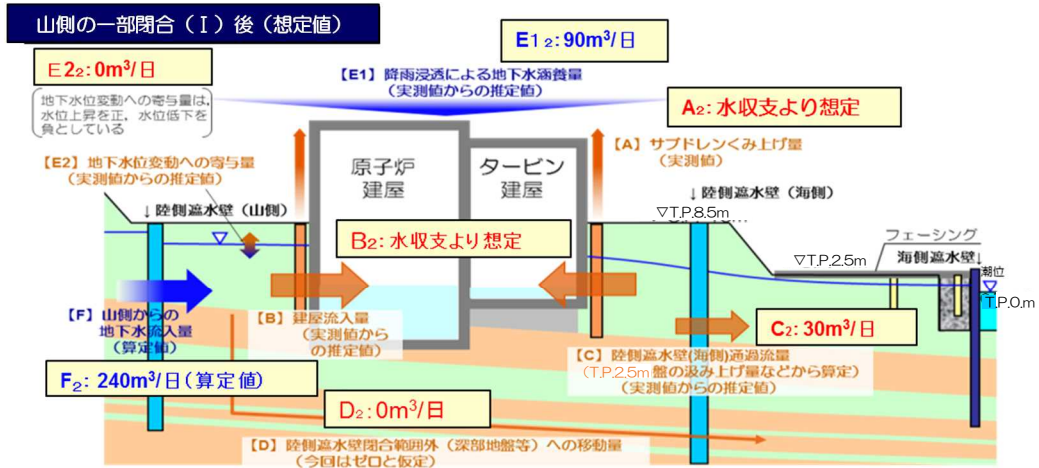
※5：T.P.2.5m盤への地下水移動量（C<sub>2</sub>）は、実測値の状況に応じて評価していく。



	T.P.2.5m盤への移動量 C <sub>2</sub>	閉合範囲外への移動量 D <sub>2</sub>	降雨浸透量 E <sub>1 2</sub>	地下水位変動への寄与量 E <sub>2 2</sub>	山側からの地下水流入量 F <sub>2</sub>
設定値(m <sup>3</sup> /日)	30	0	90	0	240

↓  
=E<sub>1 2</sub>+F<sub>2</sub>-C<sub>2</sub>-D<sub>2</sub>-E<sub>2 2</sub>

	サブドレンくみ上げ量A <sub>2</sub> +建屋流入量B <sub>2</sub>
想定値(m <sup>3</sup> /日)	300



- 注1) D<sub>2</sub>は、山側の一部閉合 (I) 後も中粒砂岩層と深部の被圧透水層の水位・水頭関係は変わらないことから、ゼロとした。
- 注2) E<sub>2 2</sub>は、地下水位の定常状態を想定しゼロとする。

図-5 一部閉合 (I) 後の山側からの地下水流入量の想定 (ケース1)

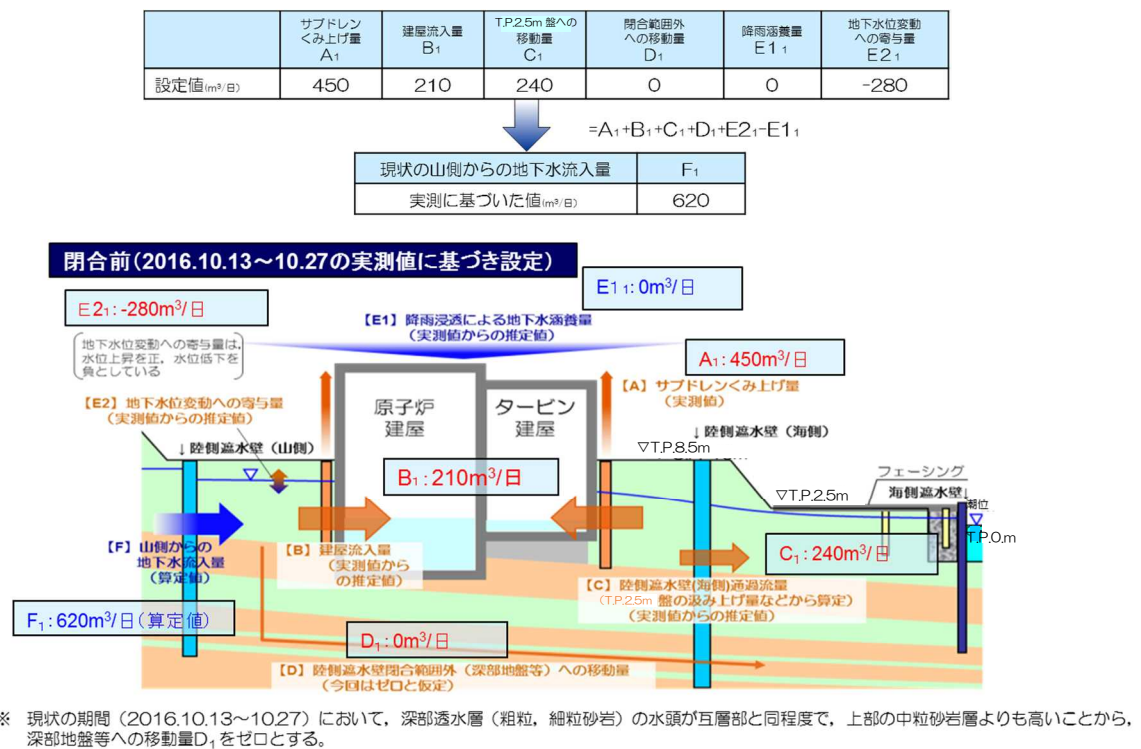


[ケース 2]

ケース 2 における、一部（西側①と西側⑤）閉合後の建屋周辺への地下水流量について、以下のように評価した。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

閉合前の山側からの地下水流入量を，ケース 1 よりも山側の凍結に至っていない箇所での凍結が進んだ期間（2016. 10. 13～10. 27）の実測値に基づいて評価した。その結果，山側からの流入量は 620m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図－6）。

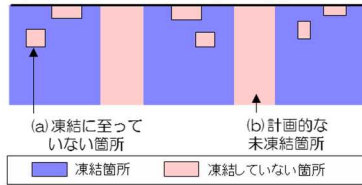


図－6 一部閉合 (I) 前の山側からの地下水流入量の想定 (ケース 2)

(イ) 一部閉合 (I) 後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定

ケース 1 (イ) と同様に，一部（西側①と西側⑤）閉合後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量を想定した結果，残り 5 箇所の未凍結箇所からの地下水流入量は 300m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図－7）。

(山側からの地下水流入箇所)



	実測に基づく面積 (m <sup>2</sup> )	面積比	備考
(a)凍結に至っていない箇所	210	0.30	・面積は2016.10.20時点の実測 ・中粒砂岩、埋戻土、互層部に設置された温度計を対象（構造物内と地下水位以浅を除く） ・互層部の砂岩と泥岩の割合 4：6
(b)未凍結箇所	500	0.70	

(凍結に至っていない箇所および未凍結箇所からの流入量の想定)

(単位：m<sup>3</sup>/日)

	現状	未凍結2箇所閉合後
山側からの地下水流入量 $F_n$ (a)+(b)	620	300
(a)凍結に至っていない箇所からの流入量	190 (0.30) ※3	0
(b)未凍結箇所からの流入量	430 (0.70) ※3	300※4

※3：括弧内は面積比  
 ※4：現状の未凍結箇所からの流入量の30%減

図-7 一部閉合（I）後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定（ケース2）

(ウ) 一部閉合（I）後の建屋周辺への地下水流入量の想定

一部閉合（I）後に山側からの地下水流入量が 300m<sup>3</sup>/日に減少した場合でも、サブドレン稼働（A<sub>2</sub>）と建屋への地下水流入（B<sub>2</sub>）が継続するための地下水が建屋周辺へ供給されていることを評価し、サブドレン稼働の調整により建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお、閉合後の地下水収支の想定にあたっては、以下の点に留意した。

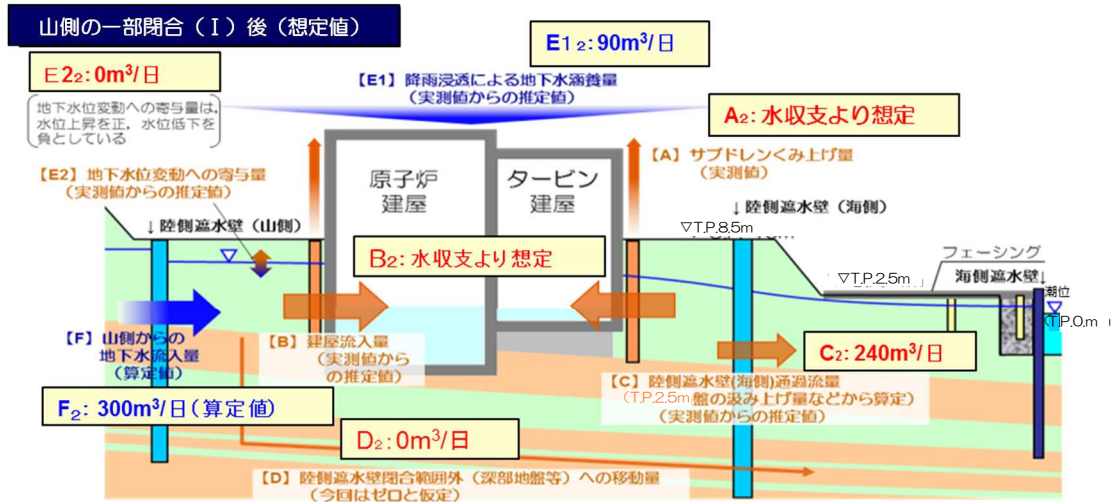
- ・ T.P. 2.5m盤への地下水の移動量（C<sub>2</sub>）は、閉合前の期間（2016.10.13～10.27）と同程度とした。
- ・ 閉合後の降雨涵養量（E<sub>12</sub>）は、過去（1977～2015年）の年間最小降雨量に基づき 90m<sup>3</sup>/日とした。

その結果、建屋周辺への地下水供給量（サブドレンくみ上げ量（A<sub>2</sub>）と建屋流入量（B<sub>2</sub>）の合計値）は、150m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図-8）。

	TP.2.5m盤への移動量 C <sub>2</sub>	閉合範囲外への移動量 D <sub>2</sub>	降雨浸透量 E <sub>1,2</sub>	地下水位変動への寄与量 E <sub>2,2</sub>	山側からの地下水流入量 F <sub>2</sub>
設定値(m <sup>3</sup> /日)	240	0	90	0	300

$$=E_{1,2} + F_2 - C_2 - D_2 - E_{2,2}$$

	サブドレンくみ上げ量A <sub>2</sub> +建屋流入量B <sub>2</sub>
想定値(m <sup>3</sup> /日)	150



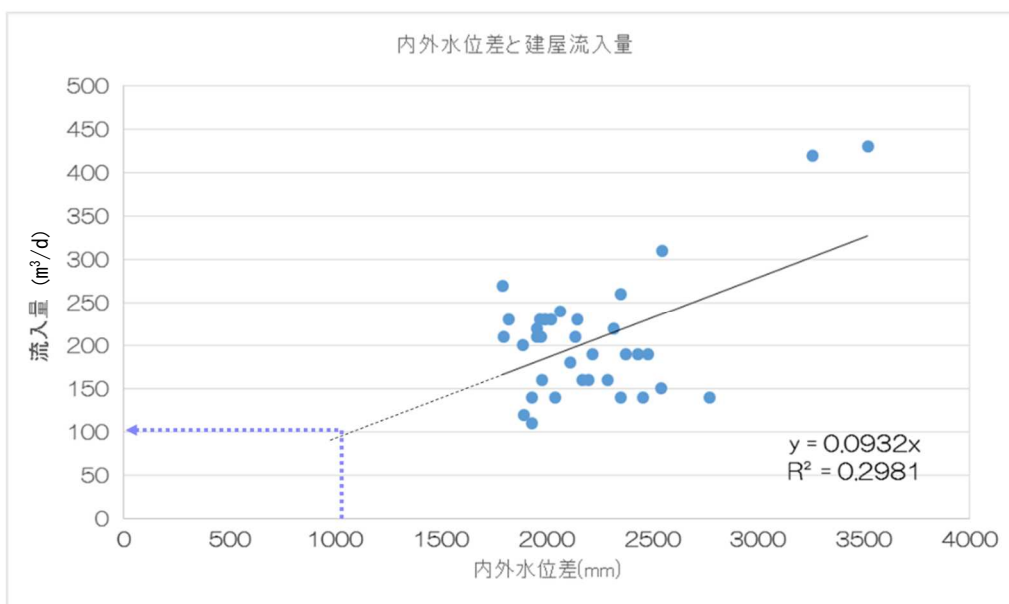
- 注1) D<sub>2</sub>は、山側の一部閉合 (I) 後も中粒砂岩層と深部の被圧透水層の水位・水頭関係は変わらないことから、ゼロとした。  
 注2) E<sub>2,2</sub>は、地下水位の定常状態を想定しゼロとする。

図-8 一部閉合 (I) 後の山側からの地下水流入量の想定 (ケース2)

### (3) 評価結果

西側①, 西側⑤の一部閉合 (I) 後に山側未凍結箇所からの地下水流入量が 30%減少した場合の地下水収支を想定して、サブドレンくみ上げ量と建屋流入量を確認した結果、合計でケース1は 300m<sup>3</sup>/日程度、ケース2は 150m<sup>3</sup>/日程度となる。建屋流入量と内外水位差の関係 (期間: 2016.1~2016.9) から、建屋内外水位差が 1mの場合における建屋流入量は 100m<sup>3</sup>/日程度と想定されるため (図-9), 一部閉合 (I) 後も陸側遮水壁内側への地下水流入量は十分に確保されサブドレン稼働が継続 (汲み上げ量は、ケース1は 200m<sup>3</sup>/日程度、ケース2は 50m<sup>3</sup>/日程度) し、建屋内外水位の逆転は生じないと評価した。

上記より、未凍結箇所のうち西側①と西側⑤を閉合しても、地下水位管理上、問題とはならないものと考えられる。



図－9 建屋内外水位差と建屋流入量の関係（期間：2016.1～2016.9）

以上

## 第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の評価

## 1. 概要

第一段階フェーズ 2 および第二段階一部閉合（Ⅰ）で凍結対象外としていた山側の 5 箇所  
の未凍結箇所（図-1）のうち、一部（北側、西側②、西側④、南側）の閉合後においても  
陸側遮水壁閉合域内への地下水流入量が確保され、建屋内外水位の逆転は生じないこと  
について評価した。

なお、未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の実施期間における地下水流況についても、本評価方  
法を用いて建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

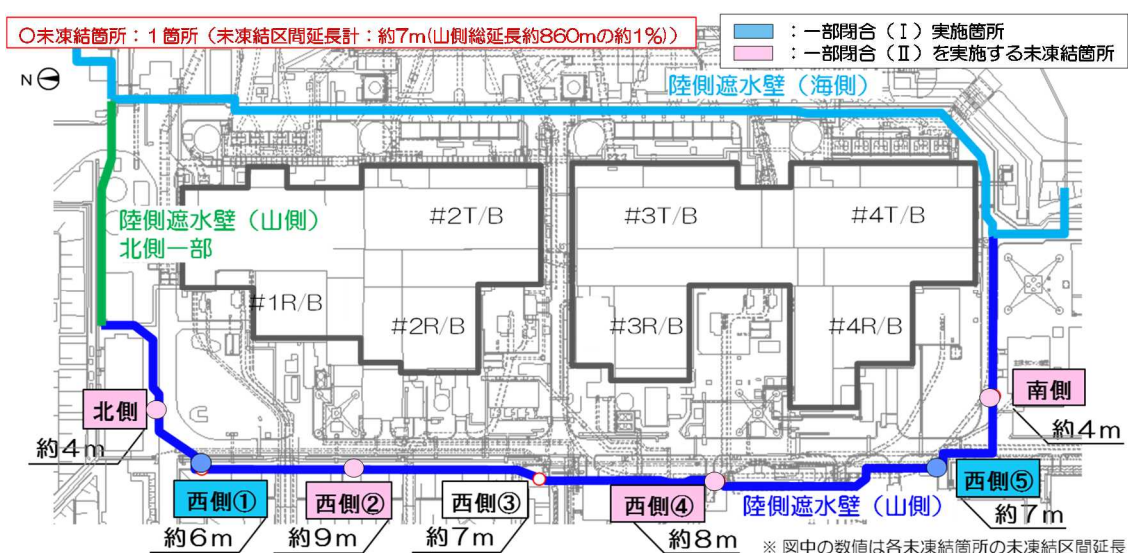


図-1 第二段階 一部閉合（Ⅱ）実施箇所

## 2. 未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の評価

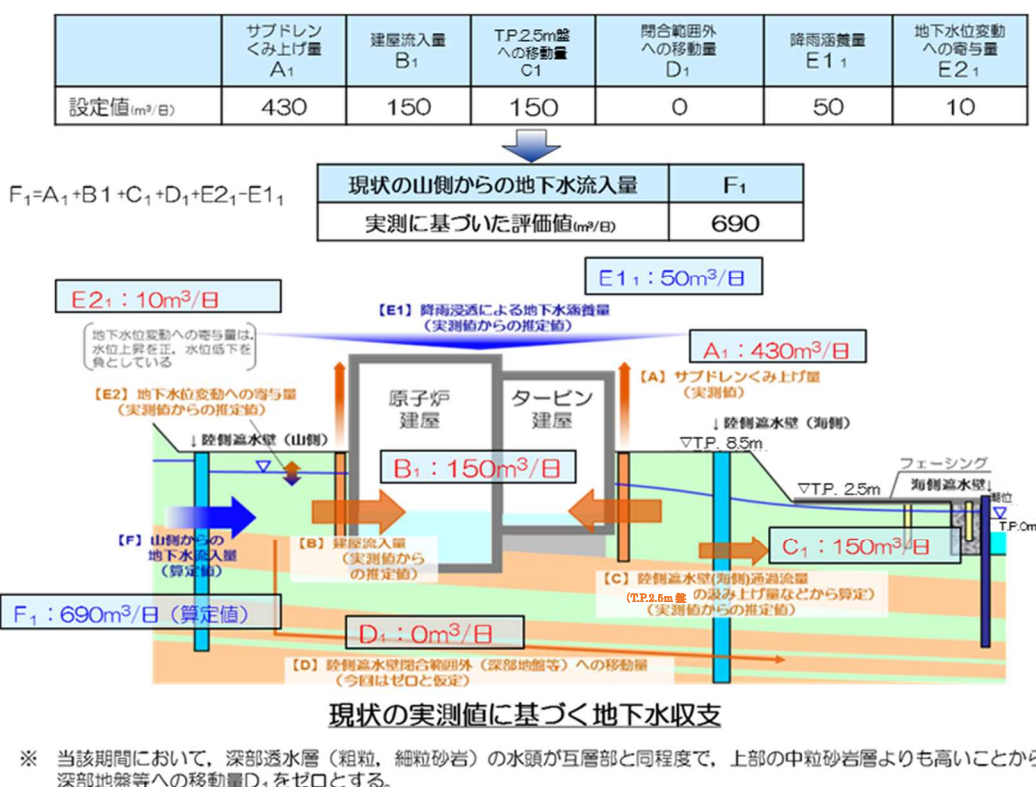
山側からの地下水は「凍結に至っていない箇所※1」と「未凍結箇所」から流入している。評価にあたっては、一部閉合（Ⅱ）の実施期間に「凍結に至っていない箇所」が全て凍結して地下水流入が無くなる状態を想定して、一部閉合（Ⅱ）実施箇所以外の残りの「未凍結箇所（西側③）」からの陸側遮水壁閉合域内への地下水流入により、建屋内外水位の逆転は起こらないことを確認する。

※1：第一段階フェーズ2および一部閉合（Ⅰ）で凍結対象としていた範囲で凍結に至っていない箇所

(1) 一部閉合（Ⅱ）の実施期間における建屋周辺への地下水流量の想定  
 一部閉合（Ⅱ）（北側，西側②，西側④，南側）の実施期間における建屋周辺への地下水流量について，下記の通り評価した。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

一部閉合（Ⅱ）実施前の山側からの地下水流入量を，一部閉合（Ⅰ）開始後の期間（2017. 1. 6～1. 19）の実測値に基づいて評価した。その結果，山側からの流入量は690m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図－2）。



図－2 一部閉合（Ⅱ）実施前の山側からの地下水流入量の想定

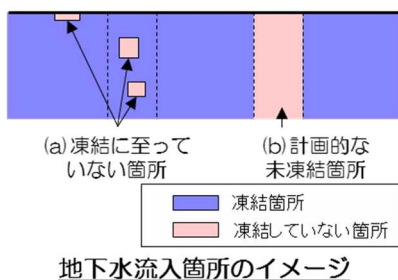
(イ) 一部閉合（Ⅱ）の実施期間における凍結箇所からの地下水流入量の想定

山側からの地下水流入量には，(a)凍結に至っていない箇所（第一段階，第二段階一部閉合（Ⅰ））と，(b)5箇所の計画的な未凍結箇所からの流入があり，(a)(b)からの流入量については，山側からの地下水流入量のそれぞれの通水面積比より想定する。そのうち，(a)からの流入は凍結が進めばなくなることから，閉合後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量は，(b)からの流入量に未凍結箇所を4箇所閉じた場合の通水面積比を乗じた値とした。

その結果，未凍結箇所の4箇所（北側，西側②，西側④，南側）を閉合後，残り1箇所



所の未凍結箇所(西側③)からの地下水流入量は 120m<sup>3</sup>/日程度と想定される(図-3)。



現状に基づいた一部閉合(Ⅱ)後の山側からの地下水流入量の想定

	現状			一部閉合(Ⅱ)(北側・西側②・④・南側閉合後の想定)	
	未凍結面積※1		流入量 m <sup>3</sup> /日	未凍結面積 m <sup>2</sup>	流入量 m <sup>3</sup> /日
	m <sup>2</sup>	%			
山側全体 (a)+(b)	400	100	690※2	70	120
(a)凍結に至っていない箇所 (第一段階, 第二段階(一部閉合(Ⅰ)))	60	15	100	0	0
(b)未凍結箇所(5箇所→1箇所)	340	85	590	70	120

※1: 2017.1.16の0℃以上の領域の通水面積  
中粒砂岩, 埋戻土, 互層部に設置された測温点を対象(構造物内と地下水位以浅を除く)  
互層部の砂岩と泥岩の割合 4:6  
※2: 2017.1.6~2017.1.19の地下水収支より

図-3 一部閉合(Ⅱ)の実施期間における残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定

(ウ) 一部閉合(Ⅱ)の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

一部閉合(Ⅱ)の実施期間に山側からの地下水流入量が 120m<sup>3</sup>/日に減少した場合でも, サブドレン稼働と建屋への地下水流入が継続するための地下水が建屋周辺へ供給されていることを評価し, 建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお, 閉合開始後の地下水位変動の想定にあたっては, 以下の点に留意した。

- ・今後, 建屋滞留水位を T.P. +0.43 まで徐々に低下するとともに, サブドレンの設定水位(L値)を建屋水位低下に伴い建屋水位+1m とすると仮定した。
- ・建屋への地下水流入量(B<sub>1</sub>)は, 建屋内外水位差の減少に伴い減少するものとした。(図-4)
- ・T.P. 2.5m 盤への地下水の移動量(C<sub>1</sub>)は, 陸側遮水壁(海側)の内外水位差の減少に伴い減少するものとした。(図-5)
- ・閉合後の降雨涵養量(E<sub>11</sub>)は, 過去(1977~2015年)の12か月間累積最小降雨を用いた。

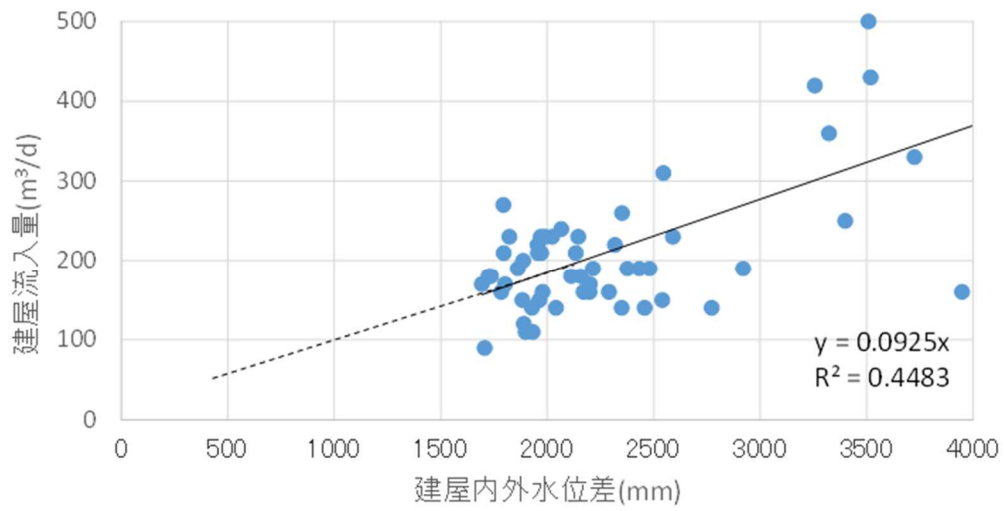


図-4 建屋内外水位差と建屋流入量の関係 (期間：2016.1～2017.1)

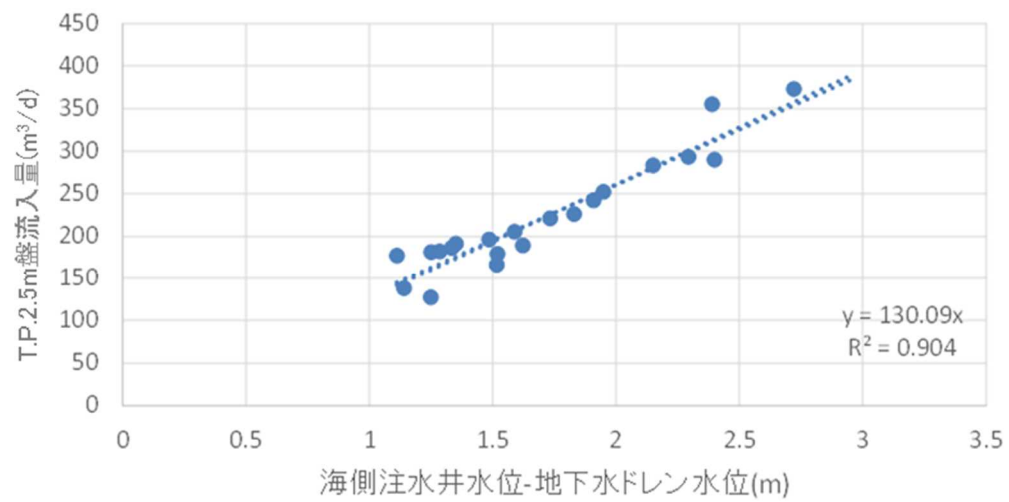


図-5 海側注水井水位-地下水ドレン水位と T.P. 2.5m 盤流入量の関係  
(期間：2016.7～2017.1)



その結果、一部閉合（Ⅱ）の効果が現れ、未凍結箇所からの流入量が 120m<sup>3</sup>/日となった後においても、サブドレンの稼働は継続し、また建屋内外水位差は 1m 以上確保されると想定される（図-6）。

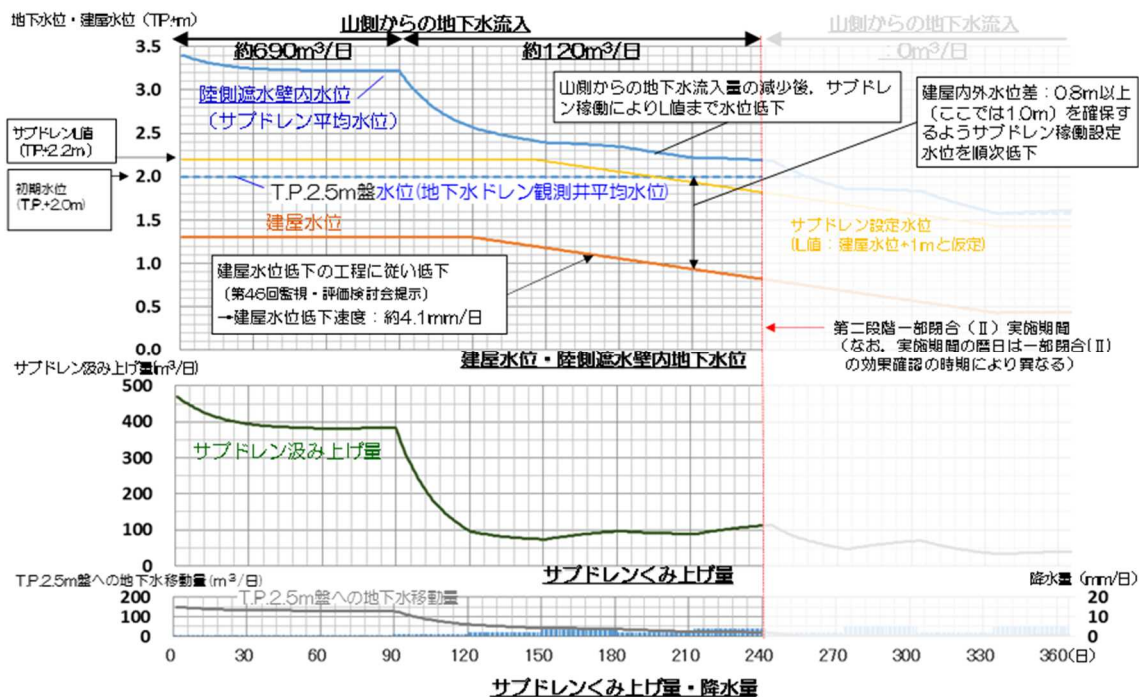


図-6 一部閉合（Ⅱ）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

(2) 評価結果

北側、西側②、西側④、南側閉合後に、山側未凍結箇所からの地下水流入量が減少した場合の地下水収支を確認した結果、サブドレンの稼働は継続し、建屋周辺の地下水位はサブドレン設定水位（L 値）よりも高い位置で推移すると想定されることから、建屋内外水位の逆転は生じないと評価した。

上記より、未凍結箇所のうち北側、西側②、西側④、南側を閉合しても、地下水位管理上、問題とはならないものと考えられる。

以上

## 注水・散水用水の確保

### 1. 概要

早急な対応が必要と判断された場合や、降雨が少ない時期が継続する等の場合における、地下水涵養の方策として注水・散水の実施にあたり、用水の確保について示す。

### 2. 用水の確保

注水・散水に使用可能な用水として、坂下ダムから所内へ導水している原水と、原水を水源とする浄水設備（処理能力：600m<sup>3</sup>/日程度）より給水される浄水がある。浄水は、凍結プラントの冷却補給水に使用しており、残りを注水と散水に使用する。

原水の水源である坂下ダムにおける当社の最大使用可能量は 11,000m<sup>3</sup>/日である。また、浄水設備への給水とは別に、坂下ダムから所内までの導水管から分岐して、水処理設備付近へ原水を直接導水していることから、仮に浄水から注水(最大量約 360m<sup>3</sup>/日)した場合においても、原水の直接供給分を含めると、約 240m<sup>3</sup>/日<sup>\*</sup>以上は散水等へ利用可能であり、注水や散水の用水は確保されている。

<sup>\*</sup>降水量換算で約 3.8mm/日程度 (240m<sup>3</sup>/64,000m<sup>2</sup>≒0.0038m)

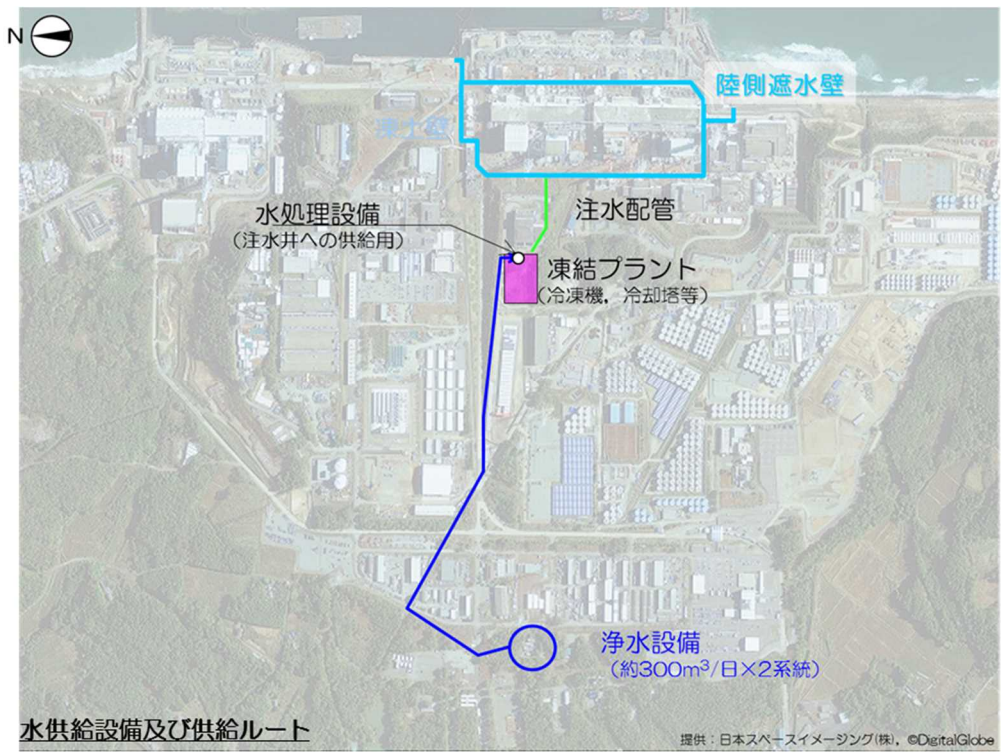


図 水供給設備および供給ルート概要

以上

## 陸側遮水壁（山側）の完全閉合の評価

## 1. 概要

第一段階フェーズ 2 および第二段階で凍結対象外としていた未凍結箇所である西側③の閉合後においても、建屋内外水位の逆転は生じないことについて評価した。

なお、第三段階（完全閉合）の実施期間における地下水流況についても、本評価方法を用いて建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

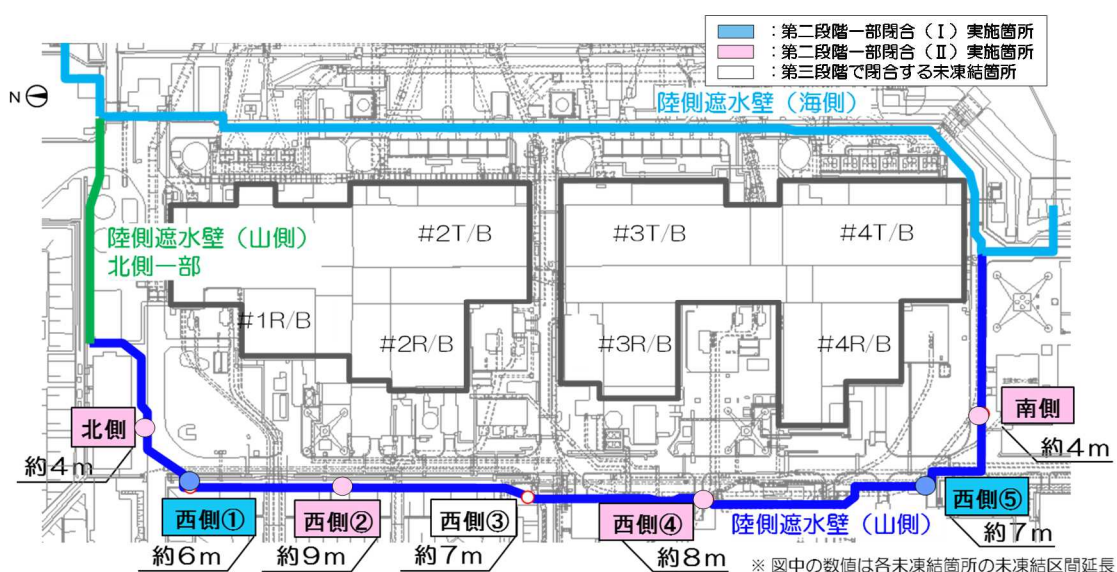


図-1 第三段階（完全閉合）における閉合実施箇所

## 2. 第三段階（完全閉合）の評価

山側からの地下水は「凍結に至っていない箇所<sup>※1</sup>」と「未凍結箇所（西側③）」から流入している。評価にあたっては、第三段階（完全閉合）の実施期間に「凍結に至っていない箇所」および「未凍結箇所（西側③）」が全て凍結し、地下水流入が無くなる状態を想定しても、建屋内外水位の逆転は起こらないことを確認する。

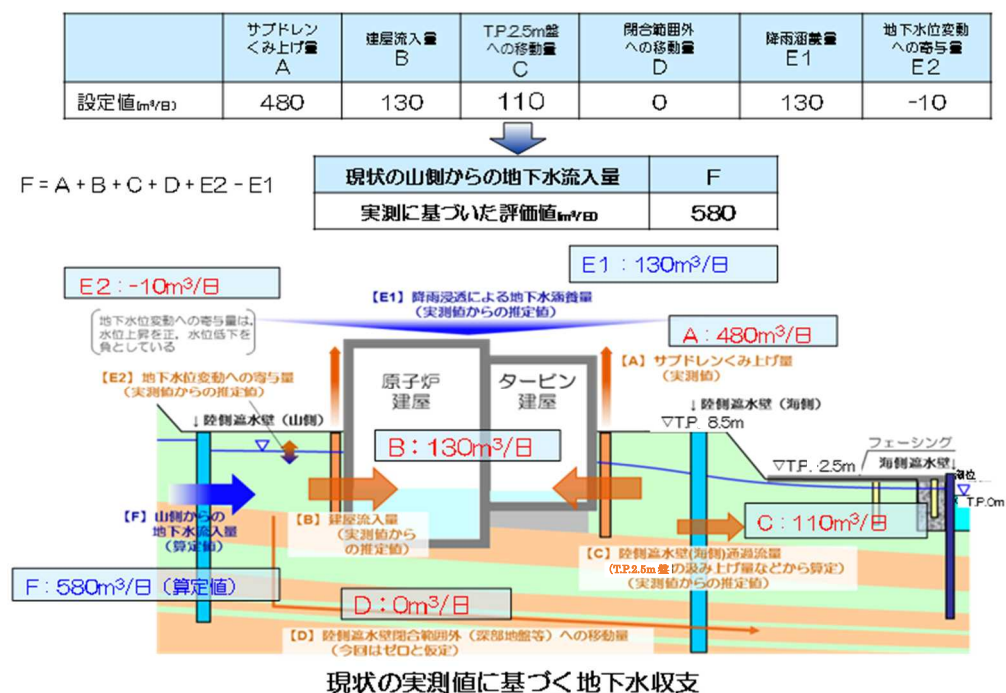
※1：第一段階フェーズ2および第二段階一部閉合（I）、（II）で凍結対象としていた範囲で凍結に至っていない箇所

## (1) 第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動について、下記の通り想定される。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

第三段階（完全閉合）実施前の山側からの地下水流入量を，第二段階一部閉合（Ⅱ）開始後の期間（2017.5.1～5.31）の実測値に基づいて評価した。その結果，山側からの流入量は 580m<sup>3</sup>/日程度と想定される（図－2）。



※ 当該期間において，深部透水層（粗粒，細粒砂岩）の水頭が互層部と同程度で，上部の中粒砂岩層よりも高いことから，深部地盤等への移動量D<sub>1</sub>をゼロとする。

図－2 第三段階（完全閉合）実施前の山側からの地下水流入量の想定

(イ) 第三段階（完全閉合）の実施期間における山側からの地下水流入量の想定

山側からの地下水流入量には，(a)凍結に至っていない箇所（第一段階，第二段階一部閉合（Ⅰ），（Ⅱ））と，(b)1箇所の計画的な未凍結箇所からの流入がある。

(a)からの流入は凍結が進めばなくなること，閉合後には(b)からの流入量もなくなることから，山側からの地下水流入量は 0m<sup>3</sup>/日となると仮定した。

(ウ) 第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

第三段階（完全閉合）の実施期間における山側からの地下水流入量が 0m<sup>3</sup>/日となった場合でも，サブドレン稼働と建屋への地下水流入が継続することを評価し，建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお，閉合開始後の地下水位変動の想定にあたっては，以下の点に留意した。

- ・今後、建屋滞留水位を T. P. -0.036m まで徐々に低下するとともに、サブドレンの設定水位 (L 値) を建屋水位低下に伴い建屋水位+0.9m とすると仮定した。
- ・建屋への地下水流入量 (B) は、建屋内外水位差の減少に伴い減少するものとした。  
(図-3)
- ・T. P. 2.5m 盤への地下水の移動量 (C) は、陸側遮水壁 (海側) の内外水位差の減少に伴い減少するものとした。(図-4)
- ・閉合後の降雨涵養量 (E 1) は、過去 (1977~2016 年) の 24 か月間累積最小降雨を用いた。

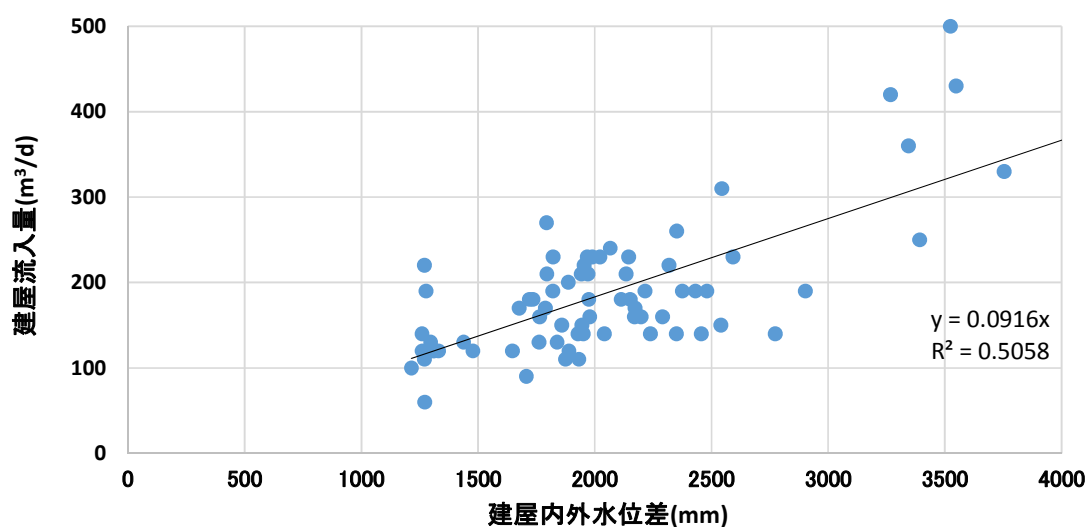


図-3 建屋内外水位差と建屋流入量の関係 (期間: 2016.1~2017.5)

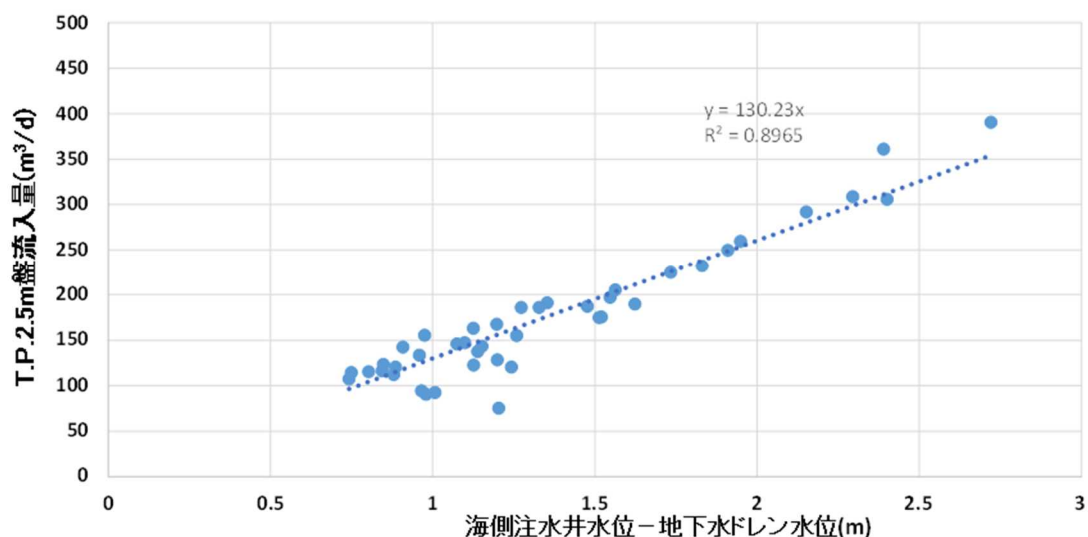


図-4 海側注水井水位-地下水ドレン水位と T. P. 2.5m 盤流入量の関係  
(期間: 2016.7~2017.5)



その結果、完全閉合の効果が現れ、山側からの地下水流入量が  $0\text{m}^3/\text{日}$  となった後においても、サブドレンの稼働は継続し、また建屋内外水位差は  $0.9\text{m}$  以上確保されると想定される（図-5）。

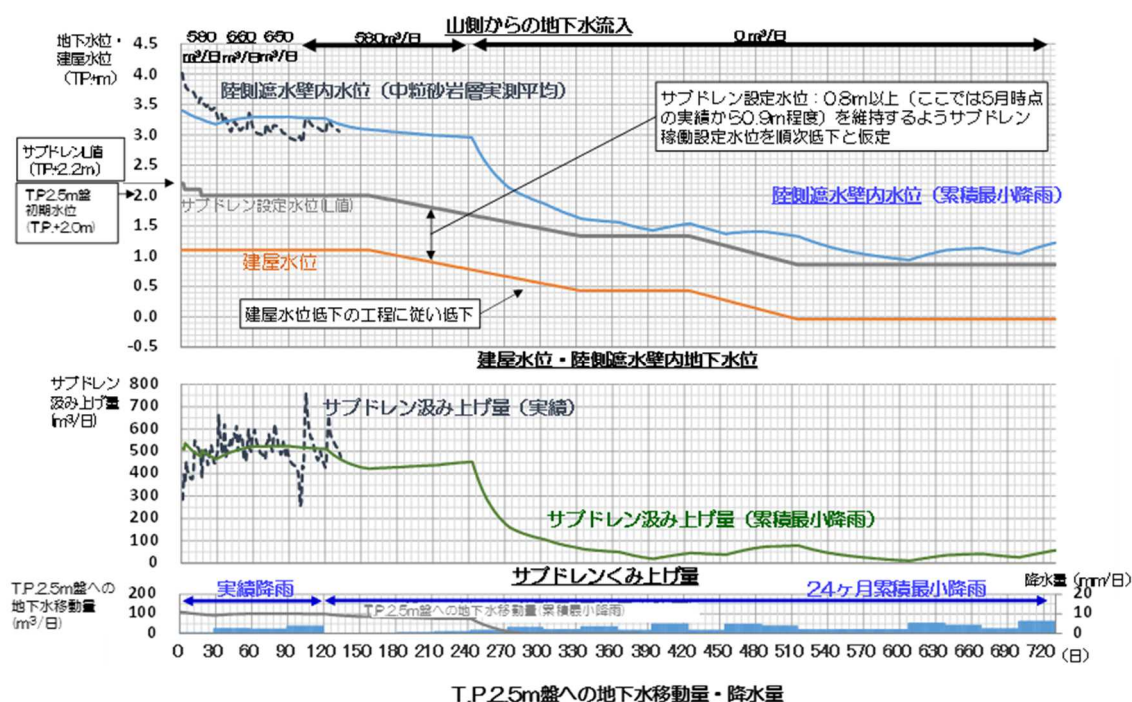


図-5 第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

## (2) 評価結果

第三段階（完全閉合）後に、山側からの地下水流入量が  $0\text{m}^3/\text{日}$  となった場合の地下水収支を確認した結果、サブドレンの稼働は継続し、建屋周辺の地下水位はサブドレン設定水位（L値）よりも高い位置で推移すると想定されることから、建屋内外水位の逆転は生じないと評価した。

上記より、未凍結箇所（西側③）を閉合しても、地下水位管理上、問題とはならないともと考えられる。

以上

## 陸側遮水壁（山側ライン）における試験凍結の実施

## 1. はじめに

陸側遮水壁は、地盤中に凍結管を約1 m間隔で配置し、凍結管内にブライン（冷却材）を循環させて凍結管周囲の地盤を凍結して造成する。陸側遮水壁を造成するための機器は、冷凍機、冷却塔、冷却水循環ポンプ、ブライン循環ポンプ、ブライン供給ポンプ、ブライントank、ブライン移送管、接続管、凍結管（以下：「ブライン循環設備」という）で構成されている。

試験凍結では、主に、ブライン移送管や凍結管等に循環されるブラインや測温管で計測される地中の温度変化傾向を確認し、ブライン循環設備の全体システムや地下水流況の影響等を確認する。

本実施計画は、様々な条件下で上記の温度変化傾向を確認していくことが対象であり、試験凍結箇所での閉合確認を実施するものではない。また、陸側遮水壁（山側ライン）の閉合を開始するものではない。

## 2. 実施目的

試験凍結における具体的な実施目的は、以下の事項に関して、測温管で計測される地中温度、ブラインの送り側（ヘッダー管単位）温度、ブラインの戻り側（凍結管単位）温度の変化傾向を確認する。

- (1) ブライン循環設備の全体システムの稼働状況（ブライン移送距離、移送管設置形状）
- (2) 地下水流況の影響（設置箇所、背後斜面、周辺構造物）
- (3) 特殊環境の影響（複列箇所、試験凍結箇所が近接する場所）

上記の凍結環境において、特に影響が大きいと想定される箇所での凍結過程の地中温度などの温度変化傾向を確認することで、本格凍結時に留意すべき点の抽出や対応策を立案するための資料を得ることが可能となる。

## 3. 試験凍結箇所

具体的な実施箇所は以下の通り（図1参照）。



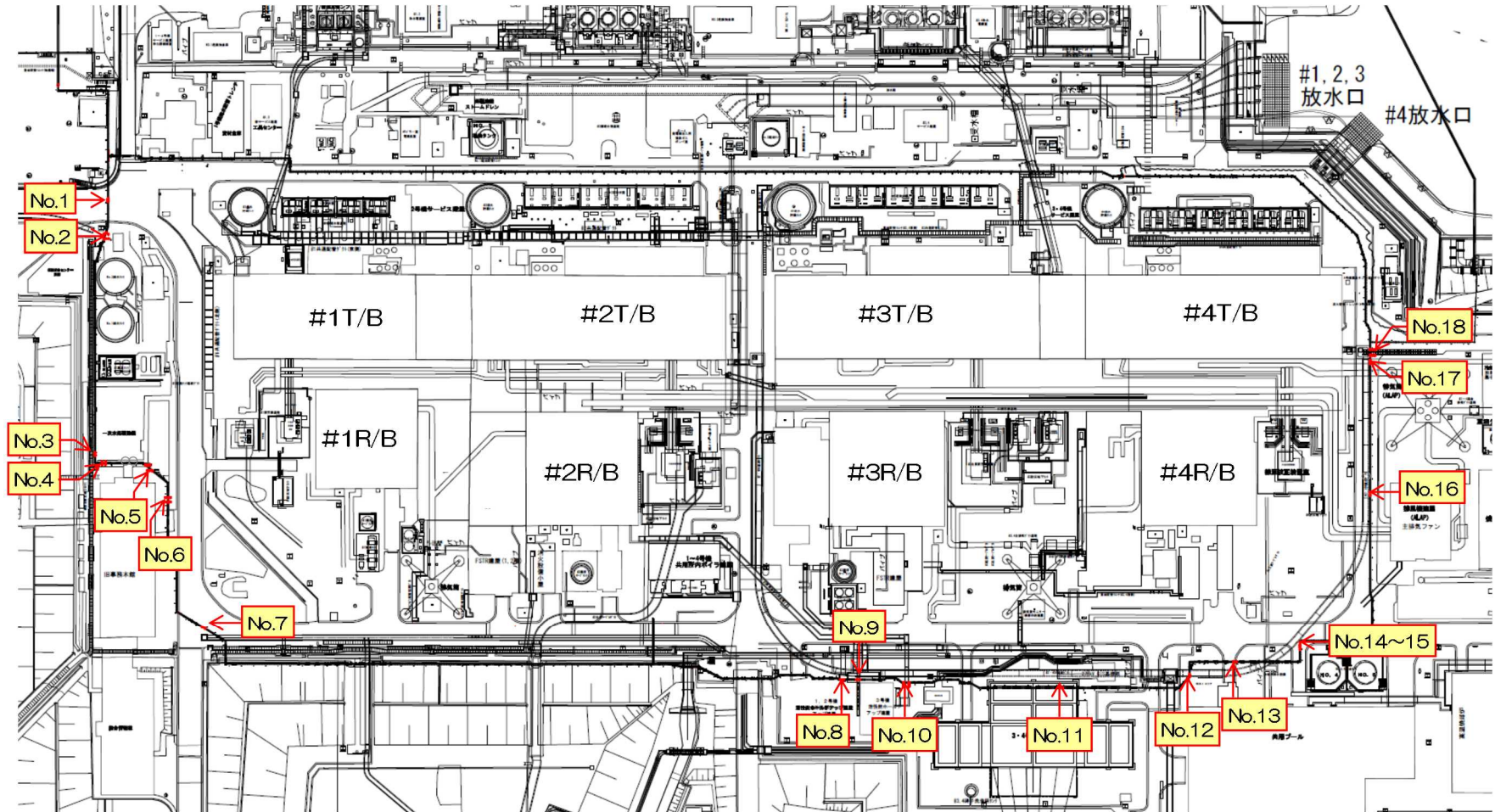


図1 試験凍結箇所

#### 4. 試験凍結での確認項目

以下の項目を確認し、「2. 実施目的」で記載した内容を確認する。

測温管で計測される地中温度

ブラインの送り側（ヘッダー管単位）の温度

ブラインの戻り側（凍結管単位）の温度

#### 5. 試験凍結時の建屋周辺地下水位に与える影響

フィージビリティ・スタディ※で実施した、延長12mの小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果および3次元浸透流解析結果から、今回の試験凍結実施においては、建屋周辺の地下水位低下の影響は僅かであるため、現状の建屋内滞留水と周辺地下水の水位差に大きく影響を与えるものではない。

※：資源エネルギー庁公募「平成25年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業（地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフィージビリティ・スタディ事業）」

以下にその理由を述べる。

- 1) フィージビリティ・スタディで実施した、延長12mの小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果から、小規模遮水壁実証試験では、凍結箇所近傍においては、約2.5ヶ月を経て15cm以下の水位低下であったこと、かつ約120m離隔したサブドレンの地下水位の低下傾向を確認できなかったことから、試験凍結の実施においては、降雨による一時的な水位上昇後の一過性による低下傾向を除き、建屋周辺の地下水位低下の影響は僅かである。（別添－1参照）
- 2) 今回実施する試験凍結時の3次元浸透流解析では、試験凍結前に対して、凍結完了後の地下水位低下幅は、凍結箇所近傍で1～3cm程度、建屋山側近傍で1cm程度の水位低下であり、かつ建屋海側近傍では水位低下はない結果であることから、試験凍結による建屋周辺の地下水位低下の影響は僅かである。（別添－2参照）

#### 6. 緊急時の対応

##### (1) 試験凍結箇所近傍での地下水位低下時

- a. 試験凍結により地下水位に有意な影響が見られた場合には、試験凍結を休止する。

具体的な方法は、以下の通り。

- ・試験凍結箇所近傍および複数の試験凍結影響範囲外の地下水位を観測し、前日計測値からの試験凍結影響範囲外の変化量（ $\Delta y_i$ ）、試験凍結箇所近傍の変化量

（ $\Delta x$ ）を算出

試験凍結箇所近傍の変化量  $\Delta x = H_{x前日} - H_{x本日}$ （単位：cm）

試験凍結影響範囲外の変化量  $\Delta y_i = H_{yi前日} - H_{yi本日}$ （単位：cm）（平均値で評価）

- ・荒天時等を除き，1日につき1回，上記2点を比較する。
- ・各々の変化量に関して，下記の評価式において15cm以上となった時点で，3日間の継続監視体制をとり，1日につき2回の監視体制をとる。なお，この評価式は試験凍結開始日より適用する。

$$\Sigma (\Delta X) - \Sigma (\Delta y_i) \geq 15\text{cm} \quad (\text{単位: cm})$$

ただし，4日目以降においても，15cm以上の場合は，試験凍結による地下水位に有意な影響が見られた場合と判断し，試験凍結を休止するとともに，原因究明を行う。

また，試験凍結休止以降においても，1日につき2回の監視体制をとる。

- ・試験凍結箇所近傍での地下水位を観測予定箇所等は図2に示す。

b. 試験凍結の休止の判断後においては，「2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋」の本文に記載のとおり，試験凍結実施箇所近傍のサブドレン水位が建屋内滞留水の水位よりも高いことを継続監視し，「2.6.1.3 設計方針（2） 汚染水処理設備の長期間の停止，豪雨等があった場合にも，建屋等の外への漏えいが防止できるよう水位を管理する。」に準拠する。

なお，休止解除にあつては，試験凍結箇所近傍や建屋周辺の地下水位を継続監視し，休止判断段階での基準水位に回復見込めた段階で試験凍結を再開する。

## (2) 機器の単一故障

ブライン循環設備の故障・破損時には，速やかに必要な対応・復旧を実施する。

## (3) 外部電源喪失時

ブライン循環設備の電源は，異なる2系統の所内高圧母線から受電できる構成とする。

## (4) 外部人為事象に対する対応

外部人為事象に対する設計上の考慮については，発電所全体の対応に従う（実施計画 II-1-14 設計上の考慮（3）外部人為事象に対する設計上の考慮）。

ブライン循環設備の機能確認に関する個別対応としては，凍結プラント建屋・制御盤等の施錠を行うことで，関係者以外の立ち入り・操作を制限する。

また，凍結プラント稼働状況，ブライン循環ポンプ，ブライン供給ポンプ等機器類の稼働状況等について，遠隔監視することで，不正操作の有無を速やかに検知する。

## 7. 別添

別添—1 小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果

別添—2 試験凍結時の3次元浸透流解析結果

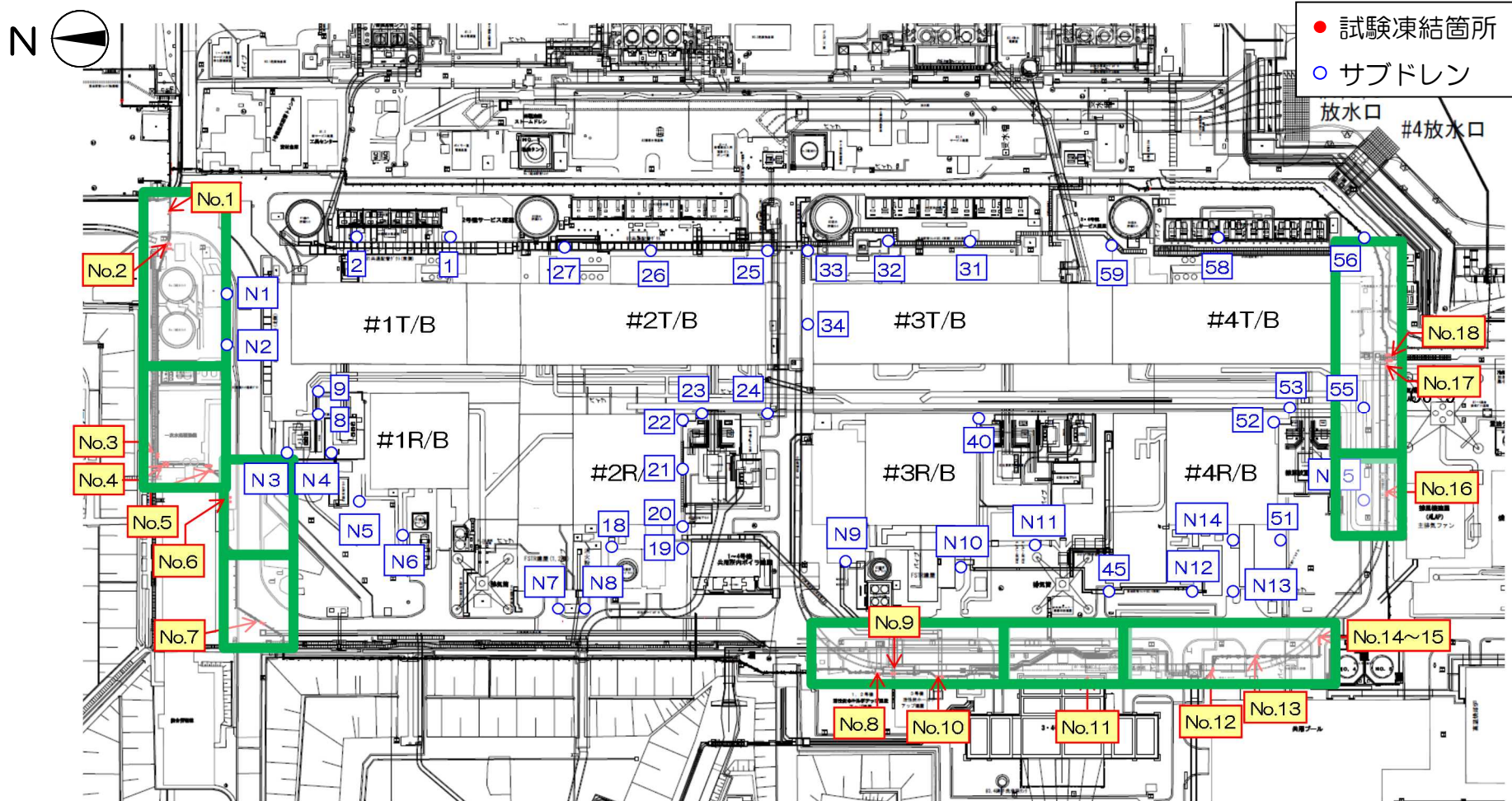


図2 試験凍結箇所・サブドレン・試験凍結箇所近傍地下水位観測予定箇所（緑枠※1） 位置関係

※1 試験凍結箇所近傍 地下水位観測予定箇所：敷地制約を考慮しながら、可能な限り試験凍結箇所近傍で地下水位を観測予定

※2 試験凍結影響範囲外 地下水位観測予定箇所：複数箇所（4箇所以上）を選定し、凍結影響範囲外で観測予定



小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果

1. 分析方法

フィージビリティ・スタディ<sup>※</sup>で実施した延長 12mの小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動について分析した（図1参照）。

今回着目した地下水位観測位置は、地下水の流れに対して以下の通りである。

上流側（遮水壁周辺）：OS-5, OS-6

下流側（遮水壁周辺）：OS-2, OS-3, OS-4, 観測井C

下流側（建屋周辺）：サブドレン SD45

なお、今回実施の試験凍結での最大造成長は約 8mであり、小規模遮水壁実証試験の方が遮水壁造成長の規模（12m）は大きく、地下水位変動の分析結果は保守的な評価といえる。

※：資源エネルギー庁公募「平成 25 年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業（地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフィージビリティ・スタディ事業）」

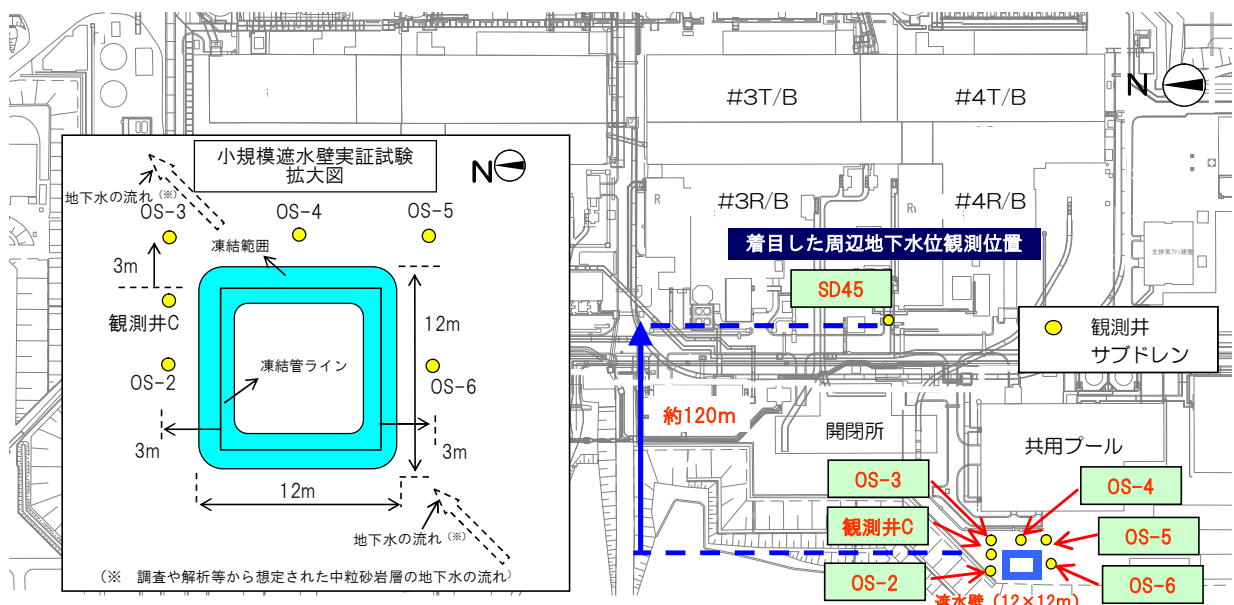


図1 小規模遮水壁実証試験での地下水位観測位置

## 2. 分析結果

小規模遮水壁周辺での地下水変動の経時変化（2014年3月～2014年5月）を以下に示す（図2，表1参照）。

なお，図中の①，②，③に関する定義は以下の通りである。

- ①：試験スタート時：2014/3/14～3/20（7日間平均値）
- ②：2014/5/25～5/31（7日間平均値）
- ③：降雨影響による水位変動幅：2014/4/30～5/1

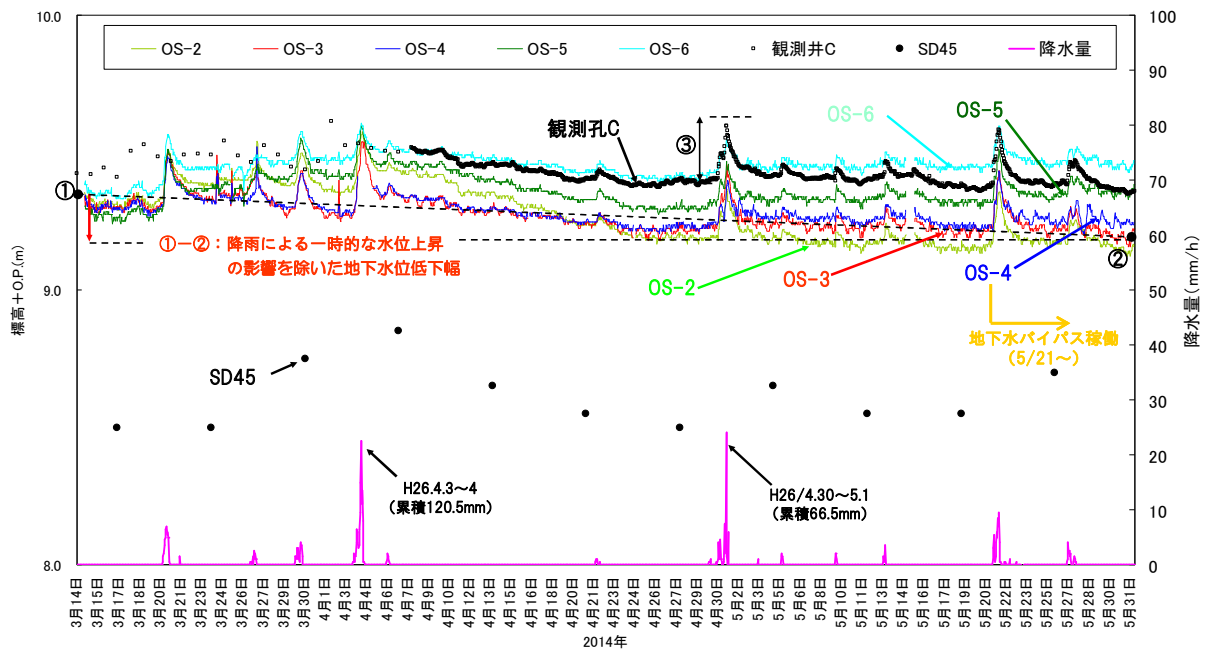


図2 小規模遮水壁実証試験での地下水変動の経時変化

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。  
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読み替え地（-727mm）を用いて、下式に基づき換算する。  
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

表1 小規模遮水壁近傍での地下水変動の経時変化量

[地下水位変動幅：+：上昇 ▲：低下]

測定箇所	平均低下幅 (3/14~5/31)	降雨影響 (4/30~5/1)
	降雨等の影響を除外 ※1 (cm)	※2 (cm)
OS-2	▲ 14	+18
OS-3	▲ 9	+24
OS-4	▲ 5	+17
OS-5	+8	+17
OS-6	+11	+14
観測井C	▲ 8	+20

※1：①と②の差分から算出

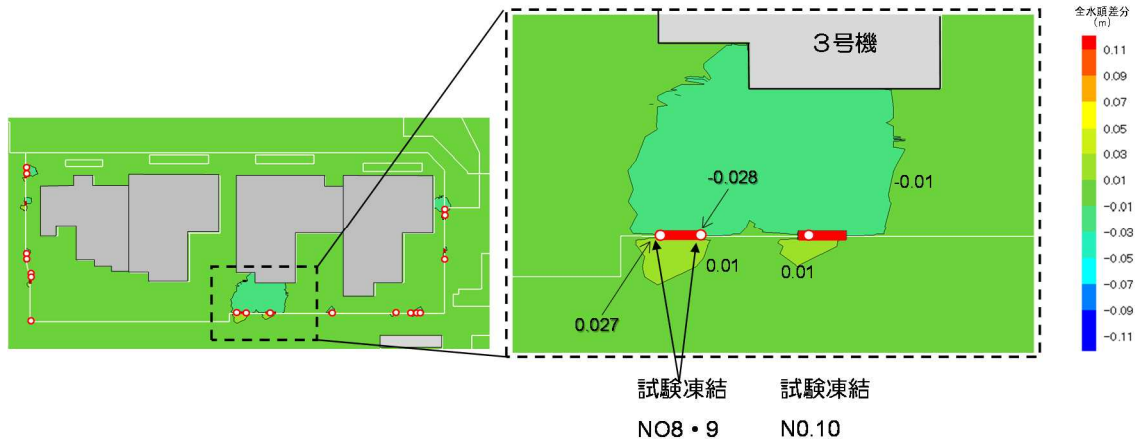
※2：降雨前3日間平均と降雨時最大値との差から算出

### 3. まとめ

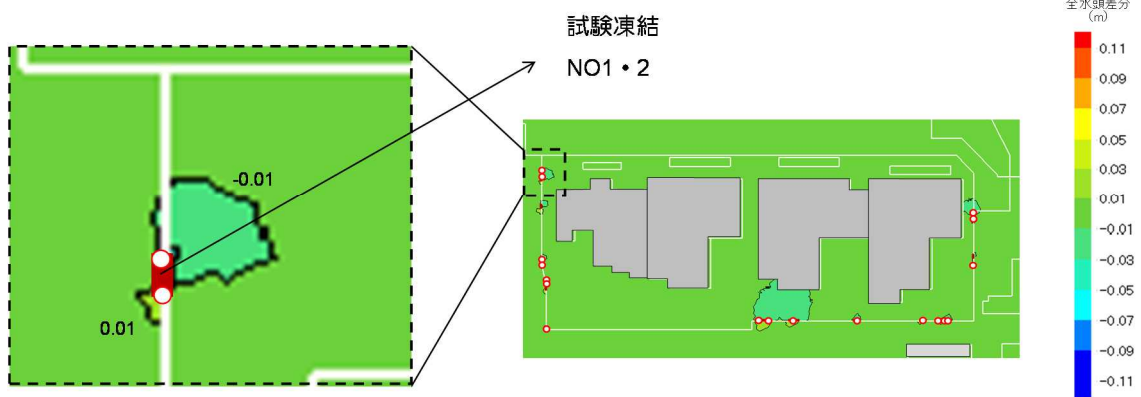
- ・小規模遮水壁近傍の地下水位観測値の分析結果から、降雨による一時的な水位上昇を除き、地下水位低下幅は近傍の水位観測孔において、約2.5ヶ月経て15cm以下。
- ・一方、降雨の影響による一時的な水位上昇幅は、2日間程度で20cm程度あり、降雨による変動上昇幅は大きく、その後の一過性による水位低下幅も大きい。
- ・小規模遮水壁から最近傍（東に約120m）のサブドレン（SD45）の地下水位変動は、低下傾向を確認できなかった。

試験凍結時の3次元浸透流解析結果

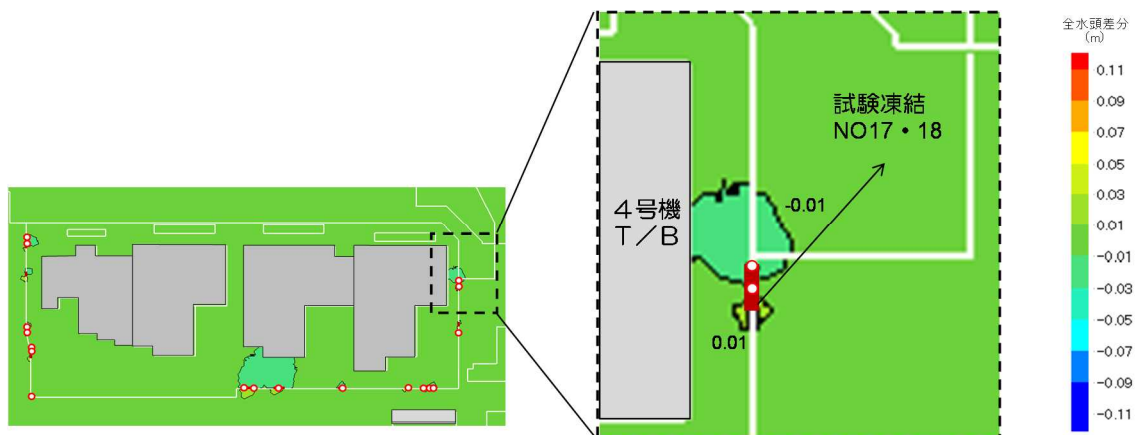
○3次元浸透流解析による試験凍結前に対する凍結後の地下水位増減の差分コンターを以下に示す。



西側：3号機山側



北側：1号機



南側：4号機



## 2.8 原子炉格納容器ガス管理設備

### 2.8.1 基本設計

#### 2.8.1.1 設置の目的

原子炉格納容器ガス管理設備は、原子炉格納容器内気体の抽気・ろ過等によって、環境へ放出される放射性物質の濃度及び量を達成できる限り低減することを目的とする。また、未臨界状態、水素濃度等の監視のため、原子炉格納容器内のガスを抽気することを目的とする。

#### 2.8.1.2 要求される機能

- (1) 環境へ放出される放射性物質の濃度及び量を達成できる限り低減できること。
- (2) 未臨界状態、水素濃度等の監視のため、原子炉格納容器内のガスの抽気ができること。
- (3) 当該設備内及び放出口近傍において、不活性雰囲気を維持できること。

※：未臨界状態、水素濃度等の監視については、原子炉圧力容器内・原子炉格納容器内監視計測器（Ⅱ.2.9 参照）に、放射性物質濃度及び量の監視については放射線管理関係設備（Ⅱ.2.15 参照）に各々記載。

#### 2.8.1.3 設計方針

##### (1) 放射性物質の放出抑制及び管理機能

原子炉格納容器の隔離機能または抽気機能によって、想定される事象に対して、環境へ放出される放射性物質の濃度及び量を達成できる限り低減できる設計とする。

##### (2) 不活性雰囲気の維持機能

原子炉格納容器ガス管理設備は、当該設備内及び放出口近傍において、不活性雰囲気を維持できる機能を有する設計とする。

##### (3) 構造強度

原子炉格納容器ガス管理設備は、材料の選定、製作及び検査について、適切と認められる規格及び基準によるものとする。

##### (4) 多重性又は多様性及び独立性

原子炉格納容器ガス管理設備のうち動的機器、フィルタ及び駆動電源は、多重性又は多様性及び独立性を備え、定期的に機能確認が行える設計とする。

##### (5) 異常時の対応機能

外部電源が利用できない場合においても放射性物質の放出抑制機能を継続できる設計とする。また、地震、津波等の発生を考慮しても、放射性物質の放出抑制機能

が再開可能である設計とする。

(6) 原子炉格納容器に接続する配管に対する考慮

原子炉格納容器に接続する原子炉格納容器ガス管理設備の配管は、水素爆発により、原子炉格納容器に影響を与えないよう、適切に対応するものとする。

(7) 火災防護

火災の早期検知に努めるとともに、消火設備を設けることで初期消火を行い、火災により安全性を損なうことのないようにする。

2.8.1.4 供用期間中に確認する項目

- (1) 排気ファンが運転しており、原子炉格納容器内のガスが抽気されていること。
- (2) フィルタユニットの前後差圧に異常がないこと。

2.8.1.5 主要な機器

(1) 原子炉格納容器ガス管理設備

原子炉格納容器ガス管理設備は、排気ファン、除湿機（1号機：空調機，2・3号機：放熱器），電気ヒータ，フィルタユニット及び流量計等で構成され，原子炉格納容器よりガスを抽気し，フィルタユニットにより放射性物質を除去した後に，一部のガスをタービン建屋脇より大気へ放出する。残りの大部分のガスは，再循環し，再びフィルタユニットを通る。フィルタの湿分対策として，除湿機等により抽出ガス中の水蒸気を凝縮・分離させ，電気ヒータにより相対湿度を低下させる。

原子炉格納容器ガス管理設備によるガス抽出がない場合は，原子炉圧力容器及び原子炉格納容器への窒素封入量分は原子炉格納容器から漏えいしている。一方，原子炉格納容器ガス管理設備からの放出放射エネルギーは，ガス抽出量に比例する。したがって，原子炉格納容器ガス管理設備は，窒素封入量と同程度のガスを抽気することで原子炉格納容器からの大気へ放射性物質の直接の漏えいを抑制するとともに，抽出したガスの放射性物質濃度を 1/100 以下にして放出することで，環境に放出される放射性物質の濃度及び量を低減させることができる。

原子炉格納容器ガス管理設備の動的機器及びフィルタユニットは，1系列100%容量を2系列とすることで，多重性を有する設計とする。

(2) 電源

動的機器及びフィルタユニットは2系統を有し，各々異なる系統の所内高圧母線から受電することとする。また，外部電源喪失の場合でも，非常用所内電源から電源を供給することでいずれかの系統が運転可能な構成とする。

### (3) 放射性物質除去設備

放射性物質除去設備は、フィルタユニットに取り付けられた高性能粒子フィルタ（HEPA フィルタ）により、セシウム等の粒子状の放射性物質を捕獲する。なお、気体状の放射性物質（希ガス）は、セシウム等の粒子状物質と比べて影響が小さいため、放射能の減衰設備は設けていない。

また、弁開閉操作により、フィルタユニット廻りの再循環量を変更することにより、大気へ放出する放射性物質の濃度を低減できるものとする。

### (4) その他

原子炉格納容器ガス管理設備は、窒素を注入できる構成とし、水素濃度が2.5%以上となった場合には、窒素の封入、設備の停止、隔離等の適切な対応をとることとする。原子炉格納容器ガス管理設備の配管等の枝管は、「BWR 配管における混合ガス（水素・酸素）の燃焼による配管損傷防止に関するガイドライン（第3版）」（一般社団法人 日本原子力技術協会）を参考に、水平下り勾配とする等、水素の滞留を防止する。

また、当該設備内に予備座を設けることにより、気体の採取ができる構成とする。

## 2.8.1.6 自然災害対策等

### (1) 津波

津波により、万が一、原子炉格納容器ガス管理設備の複数の系統や機器の機能が同時に喪失した場合には、当該設備の停止、隔離、巡視点検を行い、速やかに機器等の復旧を行う。原子炉格納容器ガス管理設備は、設備停止後は速やかに対応し運転を再開させる。

### (2) 火災

現場盤等からの火災が考えられることから、初期消火の対応ができるよう近傍に消火器を設置することとする。

## 2.8.1.7 構造強度及び耐震性

### (1) 構造強度

#### a. 基本方針

原子炉格納容器ガス管理設備は、既設設備に該当する系統は無いが、その用途から、換気空調系に類似すると考える。当該設備は、技術基準に定められた内包する流体の放射性物質の濃度が $37\text{mBq}/\text{cm}^3$ 以上に該当することから、排気ファン等の機器についてはクラス3機器相当、配管・ダクト等については放射線管理設備に属するダクトとしてクラス4配管相当と位置付けられる。

クラス3機器及びクラス4配管の構造・強度は、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下、設計・建設規格という）」で規定されるものであるが、設計・建設規格は、鋼材を基本とした要求事項を設定したものであり、非金属材料についての基準がない。従って、鋼材を使用している主要設備については、設計・建設規格のクラス3機器相当やクラス4配管相当での評価を行い、非金属材料等については、当該設備が JIS や独自の製品規格等を有している場合や、試験等を実施した場合はその結果などを活用できるものとし、評価を行う。また、溶接部については、耐圧試験、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい等のないことをもって評価を行う。

b. 主要設備の構造強度

(a) 排気ファン

排気ファンは、材料証明書がなく設計・建設規格におけるクラス3機器相当の要求を満足するものではないが、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認することで、必要な構造強度を有するものと評価する。

(b) フィルタユニット

フィルタユニットは、材料証明書がなく設計・建設規格におけるクラス3機器相当の要求を満足するものではないが、耐圧試験、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認することで、必要な構造強度を有するものと評価する。

(c) 除湿機

除湿機は、原子炉格納容器ガス管理設備内ガスを通気する放熱器について評価する。放熱器は、材料証明書がなく設計・建設規格におけるクラス3機器相当の要求を満足するものではないが、耐圧試験、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認することで、必要な構造強度を有するものと評価する。

(d) 配管類（鋼管、鋼板ダクト、ダクトホース、フレキシブルホース）

配管類は、材料証明書がなく設計・建設規格におけるクラス4配管相当の要求を満足するものではないが、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認することで、必要な構造強度を有するものと評価する。

## (2) 耐震性

### a. 基本方針

原子炉格納容器ガス管理設備は、既設設備に該当する系統が無いが、その用途から、換気空調系であるCクラス相当と位置付けられることから、一般構造物と同等の耐震性を有する設計とする。

### b. 主要設備の耐震構造

「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987」等を準用し、静的震度 (1.2Ci) に基づく主要機器の転倒等の評価を行い、Cクラス相当の耐震性を有するものと評価する。この他、フレキシビリティを有する材料を用いるなどして耐震性を確保する。

## 2.8.1.8 機器の故障への対応

### 2.8.1.8.1 機器の単一故障

#### (1) 排気ファン、フィルタユニット等の故障

排気ファン、フィルタユニット等の機器が故障した場合は、予備機への切替を行う。

#### (2) 電源喪失

原子炉格納容器ガス管理設備の電源は多重化されており、受電中の電源が喪失した場合には他系統の電源に切替えを行う。

#### (3) 配管類の損傷

配管類が損傷した場合については、排気ファンの上流は負圧であること及びフィルタユニットが排気ファンの上流側に設置されていることから、放射性物質の濃度の高いガスの系統外への漏えいの可能性は低い。

配管類の損傷が大きく復旧が困難な場合は、原子炉格納容器ガス管理設備を停止し、速やかに配管類の取替を行う。

### 2.8.1.8.2 複数の設備が同時に機能喪失した場合

地震、津波により、万が一、原子炉格納容器ガス管理設備の複数の系統や機器の機能が同時に喪失した場合には、当該設備の停止、隔離、巡視点検を行い、速やかに機器等の復旧を行う。原子炉格納容器ガス管理設備は、設備停止後は速やかに対応し運転を再開させる。

## 2.8.2 基本仕様

### 2.8.2.1 1号機 主要仕様

#### (1) 排気ファン (完成品)

種 類	遠心式
容 量	250 m <sup>3</sup> /h (1台あたり)
台 数	2
負荷容量	3.7 kW (1台あたり)

#### (2) フィルタユニット

種 類	高性能粒子フィルタ
効 率	単体 99.97% (粒径 0.3 μm) 以上 総合 99.9% (粒径 0.3 μm) 以上
基 数	4

#### (3) 凝縮配管室空調機

冷却能力	28 kW (1台あたり)
台 数	4
負荷容量	15.8 kW (1台あたり)

#### (4) 電気ヒータ

種 類	電気式
容 量	約 4 kW (1台あたり)
台 数	2
負荷容量	4 kW (1台あたり)

#### (5) 流量計

種 類	オリフィス式
計測範囲	0~40 m <sup>3</sup> /h
台 数	1

表 2. 8 - 1 1号機 主要配管仕様

名 称	仕 様	
<b>【1号機 原子炉格納容器ガス管 理設備】</b> (鋼管)	呼び径／厚さ  材質 最高使用圧力 最高使用温度	150A／Sch. 40 100A／Sch. 40 80A／Sch. 40 50A／Sch. 80 25A／Sch. 80 STPT370 0.35 MPa 100 °C
(鋼管)	呼び径／厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	150A／Sch. 40 STPT410 0.35 MPa 100 °C

## 2.8.2.2 2号機 主要仕様

### (1) 排気ファン (完成品)

種 類	遠心式
容 量	1000 m <sup>3</sup> /h (1 台あたり)
台 数	2
負荷容量	5.5 kW (1 台あたり)

### (2) フィルタユニット

種 類	高性能粒子フィルタ, 活性炭フィルタ
効 率	単体 (HEPA) 99.97% (粒径 0.3 μm) 以上, (活性炭) 99% (I <sub>2</sub> ガス) 以上 総合 99% (粒径 0.3 μm) 以上
基 数	2

### (3) 放熱器

種 類	空冷式
容 量	24.94 kW (1 基あたり)
材 料	銅チューブ (C1220T)、アルミフィン
基 数	4
負荷容量	0.4 kW (1 基あたり)

### (4) 電気ヒータ

種 類	電気式
容 量	1.95 kW/h (1 台あたり)
台 数	2
負荷容量	2 kW (1 台あたり)

### (5) 流量計

種 類	超音波式
計測範囲	2.5~150 m <sup>3</sup> /h
台 数	2
負荷容量	電池式



表 2. 8 - 2 2号機 主要配管仕様

名 称	仕 様	
【2号機 原子炉格納容器ガス管理設備】 (鋼管)	呼び径/厚さ  材質 最高使用圧力 最高使用温度	250A/Sch. 20S 250A/Sch. 10S 200A/Sch. 20S 125A/Sch. 20S 125A/Sch. 10S 50A/Sch. 20S SUS304TP 1.0 MPa 180 °C
(鋼管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	125Su SUS304TPD 1.0 MPa 180 °C
(鋼管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A, 20A SGP 1.0 MPa 180 °C
(ダクト)	外径 肉厚 材質 最高使用圧力 最高使用温度	260.0 mm 角 5.0 mm SUS304 5.8 kPa 180 °C
(ダクト)	外径 肉厚 材質 最高使用圧力 最高使用温度	257.8 mm 角 1.4 mm 合成ゴム 5.2 kPa 100 °C
(フレキシブルチューブ)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	125A 相当 SUS304 1.0 MPa 95 °C
(ダクトホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	250A 相当 合成ゴム 5.2 kPa 100 °C
(ダクトホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	60A 相当 テフロン 5.2 kPa(100°Cにおいて) 100 °C

### 2.8.2.3 3号機 主要仕様

#### (1) 排気ファン (完成品)

種 類	遠心式
容 量	1000 m <sup>3</sup> /h (1 台あたり)
台 数	2
負荷容量	5.5 kW (1 台あたり)

#### (2) フィルタユニット

種 類	高性能粒子フィルタ, 活性炭フィルタ
効 率	単体 (HEPA) 99.97% (粒径 0.3 μm) 以上, (活性炭) 99% (I <sub>2</sub> ガス) 以上 総合 99% (粒径 0.3 μm) 以上
基 数	2

#### (3) 放熱器

種 類	空冷式
容 量	24.94 kW (1 基あたり)
材 料	銅チューブ (C1220T)、アルミフィン
基 数	4
負荷容量	0.4 kW (1 基あたり)

#### (4) 電気ヒータ

種 類	電気式
容 量	1.95 kW/h (1 台あたり)
台 数	2
負荷容量	2 kW (1 台あたり)

#### (5) 流量計

種 類	超音波式
計測範囲	2.5~150 m <sup>3</sup> /h
台 数	2
負荷容量	電池式

表 2. 8 - 3 3号機 主要配管仕様

名 称	仕 様	
【3号機 原子炉格納容器ガス管理設備】 (鋼管)	呼び径/厚さ  材質 最高使用圧力 最高使用温度	250A/Sch. 20S 250A/Sch. 10S 200A/Sch. 20S 125A/Sch. 20S 125A/Sch. 10S 50A/Sch. 20S SUS304TP 1.0 MPa 180 °C
(鋼管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	125Su SUS304TPD 1.0 MPa 180 °C
(鋼管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A, 20A SGP 1.0 MPa 180 °C
(ダクト)	外径 肉厚 材質 最高使用圧力 最高使用温度	260.0 mm 角 5.0 mm SUS304 5.8 kPa 180 °C
(ダクト)	外径 肉厚 材質 最高使用圧力 最高使用温度	257.8 mm 角 1.4 mm 合成ゴム 5.2 kPa 100 °C
(フレキシブルチューブ)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	125A 相当 SUS304 1.0 MPa 95 °C
(ダクトホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	250A 相当 合成ゴム 5.2 kPa 100 °C
(ダクトホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	60A 相当 テフロン 5.2 kPa(100°Cにおいて) 100 °C

### 2.8.3 添付資料

添付資料—1 系統概略図

添付資料—2 構造強度及び耐震性について

添付資料—3 原子炉格納容器ガス管理設備からの放出放射エネルギーについて

添付資料—4 原子炉格納容器ガス管理設備に係る確認事項

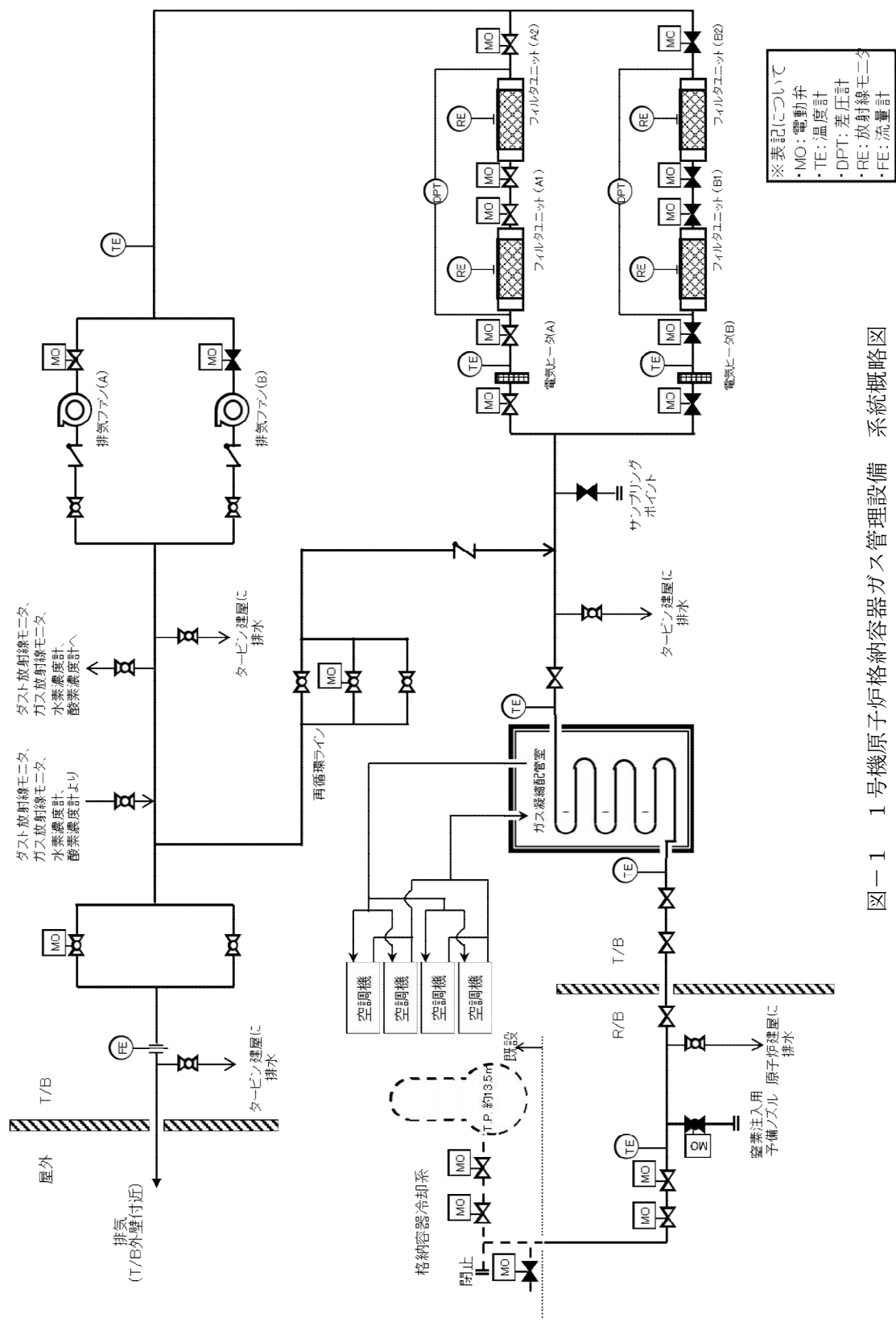


図-1 1号機原子炉格納容器ガス管理設備 系統概略図

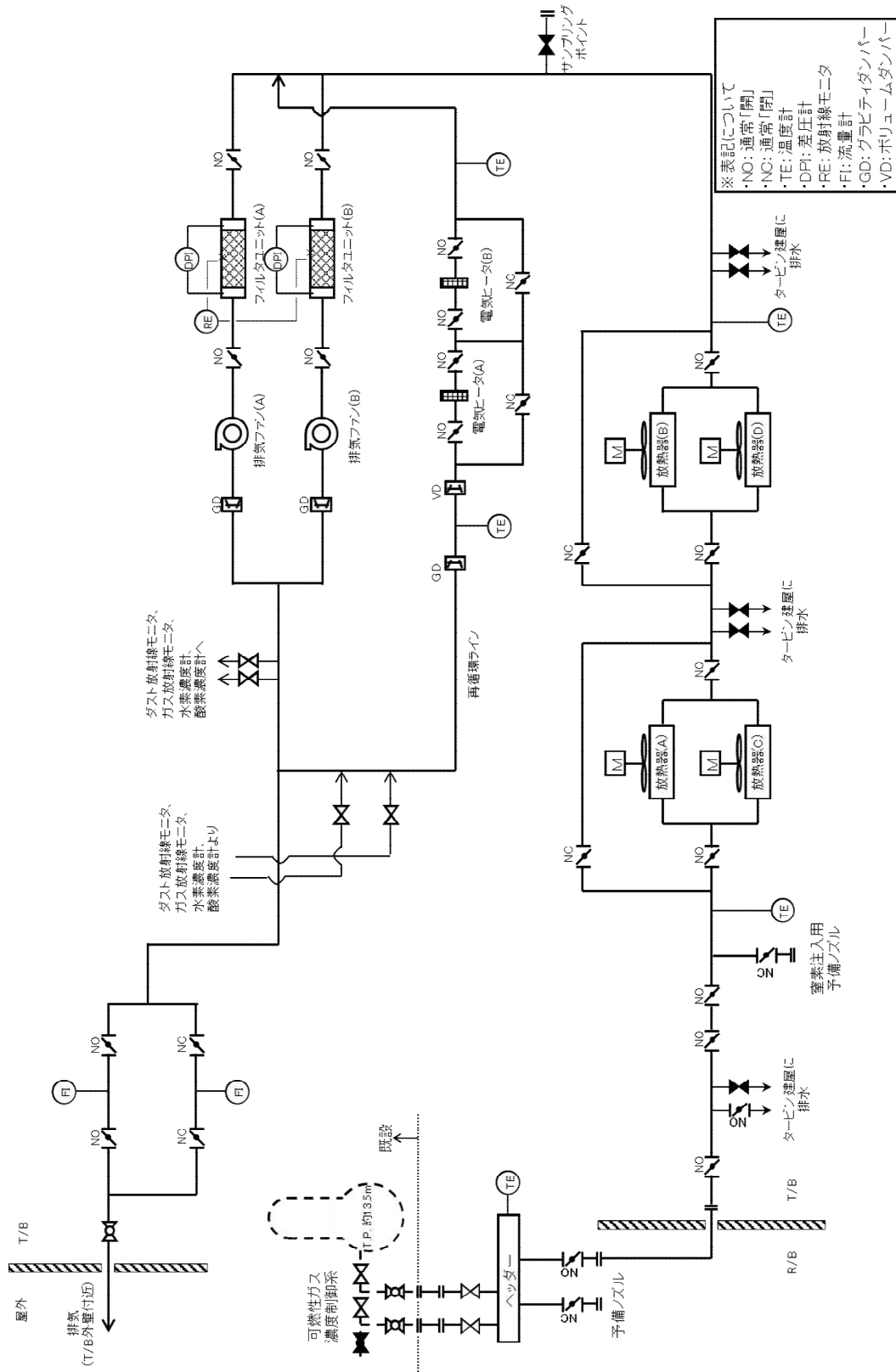


図-2 2号機原子炉格納容器ガス管理設備 系統概略図



## 構造強度及び耐震性について

## 1. 1号機

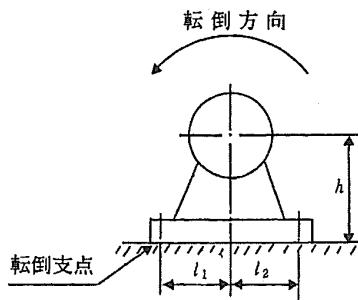
## (1) 排気ファンの構造強度及び耐震性

## (a) 構造強度

排気ファンについては、工場試験にて締切運転（約6kPa）を実施し、異常がないことを確認しており、排気ファンの運転にあたり十分な構造強度を有していると評価する。

## (b) 耐震性

排気ファンの耐震性評価として、「JEAG4601(1987年度)」を準用し、ファン基礎ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力（1号機：0.21G）を採用した。基礎ボルトの許容応力については、供用状態Dにおける許容応力を適用し、ボルトの評価温度は100℃とした。ボルト1本当りへの引張荷重及びせん断荷重を評価した結果、ボルトに生じる引張及びせん断荷重は許容荷重以下であり、ボルトの強度が確保されることを確認した（表-1参照）。



$C_H$  : 水平方向設計震度

$C_p$  : ファン振動による震度

$M_P$  : ファン回転により働くモーメント

$l_1$  : 軸心と基礎ボルト間の距離

$l_2$  : 軸心と基礎ボルト間の距離( $l_1 \leq l_2$ )

$d$  : 基礎ボルトの呼び径

$n$  : 基礎ボルトの本数

$n_f$  : 引張力の作用する基礎ボルトの評価本数

$h$  : 据付面から重心までの距離

$W$  : 据付面に作用する重量

$A_b$  : 基礎ボルトの軸断面積

$$\text{ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{W(C_H + C_p) \cdot h + M_P - W(1 - C_p) \cdot l_1}{1/2 \cdot n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

$$\text{ボルトに作用するせん断力} : Q_b = W(C_H + C_p)$$

$$\text{ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$



表-1 排気ファンの基礎ボルトの強度評価結果

号機	系統	応力種類	耐震Cクラス設備に適用される 静的地震力による評価	
			発生荷重[MPa]	許容荷重[MPa]
1	A, B	引張	5	174
		せん断	2	133

(2) フィルタユニットの構造強度及び耐震性

(a) 構造強度

フィルタユニットについては、最高使用圧力 0.35MPa に対し、工場にて 0.5MPa の耐圧試験を実施し、破損等の異常がないことを確認している。以上のことから、フィルタユニットについては、通常運転時の内圧に十分耐えうる構造強度を有していると判断する。

(b) 耐震性

フィルタユニットの耐震性評価として、「JEAG4601(1987年度)」を準用し、1.(1)(b)と同様の方法で基礎ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力(1号機:0.21G)を採用した。基礎ボルトの許容応力については、供用状態Dにおける許容応力を適用し、ボルトの評価温度は100℃とした。ボルト1本当たりの引張荷重及びせん断荷重を評価した結果、ボルトに生じる引張及びせん断荷重は許容荷重以下であり、ボルトの強度が確保されることを確認した(表-2参照)。

表-2 フィルタユニットの基礎ボルトの強度評価結果

号機	系統	応力種類	耐震Cクラス設備に適用される 静的地震力による評価	
			発生荷重[MPa]	許容荷重[MPa]
1	A, B	引張	作用しない	174
		せん断	10	133

(3) 凝縮配管室空調機ユニットの構造強度及び耐震性

(a) 構造強度

凝縮配管室空調機については、凝縮配管室内の空気を冷却するものであり原子炉格納容器から抽気したガスを通気するものではなく、一般的な汎用機器を使用している。

(b) 耐震性

凝縮配管室空調機ユニットの耐震性評価として、「JEAG4601(1987年度)」を準用し、1.(1)(b)と同様の方法で基礎ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力(1号機:0.21G)を採用した。基礎ボルトの許容応力については、保守的に供用状態Dにおける許容応力を適用し、ボルトの評価温度は100℃とした。ボルト1本当当たりの引張荷重及びせん断荷重を評価した結果、ボルトに生じる引張及びせん断荷重は許容荷重以下であり、ボルトの強度が確保されることを確認した(表-3参照)。

表-3 凝縮配管室空調機ユニットの基礎ボルトの強度評価結果

号機	系統	応力種類	耐震Cクラス設備に適用される 静的地震力による評価	
			発生荷重[MPa]	許容荷重[MPa]
1	A, B	引張	作用しない	174
		せん断	8	133

(4) 管の構造強度及び耐震性

(a) 構造強度

配管については、「設計・建設規格(2005年版)」に基づき、クラス4配管の必要最小厚さに対して十分な厚さを有していることを確認しており、十分な構造強度を有していると評価している(表-4参照)。

表-4 配管強度確認結果

型式	公称肉厚 [mm]	設計・建設規格上の 必要最小厚さ[mm]
円型	4.5	0.5
	5.5	0.5
	6.0	0.5
	7.1	0.5

(b) 耐震性

a. 評価条件

配管は、配管軸直角2方向拘束サポートを用いた両端単純支持の配管系(両端単純支持はり構造)とする。また、配管は水平方向主体のルートを想定し、管軸

方向については地震により管軸方向は動かないものとし、水平方向震度による管軸直角方向の配管応力評価を考える。水平方向震度は、0.21G とする。

b. 評価方法

管軸直角方向の地震による応力は、下図に示す自重による応力の震度倍で表現でき(1)式で表すことができる。

$$S_s = \alpha S_w \quad (1)$$

$S_s$ :地震による応力

$\alpha$ :水平方向震度

$S_w$ :自重による応力

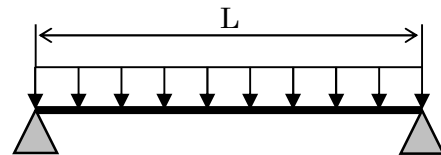
ここで、
$$S_w = \frac{wL^2}{8Z}$$

$S_w$ :自重による応力

$L$ :サポート支持間隔

$Z$ :断面係数

$w$ :等分布荷重



両端単純支持はりの等分布荷重より求まる自重による応力

また、崩壊制限に「JEAG4601 (1984 年度)」を準用し、供用状態 D の場合の一次応力制限を用いるとすると、地震評価としては(2)式で表すことができる。

$$S = S_p + S_w + S_s = S_p + S_w + \alpha S_w = S_p + (1 + \alpha) S_w \leq 0.9 S_u \quad (2)$$

$S_p$ :内圧による応力

$S_w$ :自重による応力

$S_s$ :地震による応力

$S$ :内圧, 自重, 地震による応力

$\alpha$ :水平方向震度

従って、上記(2)式を満足するように、配管サポート配置を設定することにより、配管の崩壊は抑制できる。

c. 評価結果

両端単純支持はりで自重による応力  $S_w$  が 40 MPa 程度の配管サポート配置とした場合、発生応力は許容応力に対して十分な裕度を有すると評価した。

- ・内圧による応力  $S_p=10$  MPa, 許容応力を STPT370(100°C) の  $0.9S_u=315$  MPa とし、(2)式に代入すると以下となる。

$$S = 59 \text{ MPa} \leq 0.9 S_u = 315 \text{ MPa} \quad (3)$$

- ・継手がある場合には、応力係数も存在する。応力係数を 3 とし、以下となる。

$$S = S_p + (1 + \alpha) S_w \times 3 = 156 \text{ MPa} \leq 0.9 S_u = 315 \text{ MPa} \quad (4)$$

## 2. 2 / 3号機

### (1) ユニット架台の構造強度及び耐震性

排気ファン、フィルタ、放熱器、電気ヒータ、ヘッダ、流量計は、鋼材と共にユニット化している。

#### (a) 構造強度

排気ファンユニットについては、材料証明書及び耐圧試験記録がなく、設計・建設規格におけるクラス 3 機器の要求を満足するものではないが、系統最高使用圧力 5.2kPa まで耐えうる構造で設計していることを確認している。

放熱器ユニットについては、系統最高使用圧力 5.2kPa に対し、設計・建設規格におけるクラス 3 機器の要求に準じて、工場にて 6.5kPa の気密試験により、漏えい等の異常がないことを確認している。

電気ヒータユニット、ヘッダユニット、流量計ユニットについては、ユニット内が配管で構成されているため、「(2) - 1 鋼管及び鋼板ダクト」の構造強度に示すとおり、必要な構造強度を有していることを確認している。

以上のことから、フィルタユニット以外のユニット架台については、系統最高使用圧力 5.2kPa に耐えうる構造強度を有していると判断する。

フィルタユニットについては、排気ファンの吸込側に設置しているため、フィルタユニットは負圧になる。そのため、工場にて設計風量における排気ファン吸込圧力に配管圧損を考慮した試験圧力-4.7kPa の気密試験により、漏えい等の異常がないことを確認していることから、負圧に耐えうる構造強度を有していると判断する。

#### (b) 耐震性

各ユニット架台の支持鋼材は、基礎ボルトで固定している。各ユニット架台の耐震性の評価として JEAC4601-2008 を準用し、基礎ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震 C クラス設備に適用される静的地震力 (2, 3号機 : 0.21G) を採用した。

評価の結果、ボルト 1 本あたりに生じる引張及びせん断荷重は許容荷重以下であり、ボルトの強度が確保されることを確認した (表-5, 6 参照)。

$$\text{ボルトに作用するせん断力} : Q = \frac{C_H \cdot m \cdot g}{n}$$

$$\text{ボルトに作用する引張力} : F = \frac{C_H \cdot m \cdot g \cdot h - m \cdot g \cdot L_1}{n_f \cdot (L_1 + L_2)}$$

$C_H$  : 水平方向設計震度  
 $m$  : 機器の運転時質量  
 $h$  : 重心高さ  
 $L1, L2$  : 重心とボルト間の水平距離( $L1 \leq L2$ )  
 $nf$  : 評価上引張力を受けるボルト本数  
 $n$  : 評価上せん断力を受けるボルト本数  
 $g$  : 重力加速度

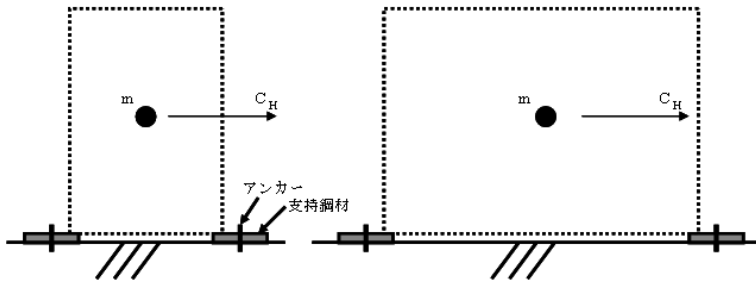


図-1 せん断評価

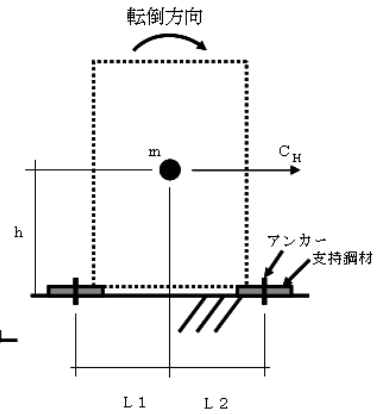


図-2 引張評価

表-5 ユニット架台の基礎ボルトの強度評価結果 (2号機)

ユニット名	系統	応力種類	耐震Cクラス設備に適用される 静的地震力による評価	
			発生荷重[N]	許容荷重[N]
排気ユニット	A	引張	0	2843
		せん断	327	1725
	B	引張	0	2843
		せん断	497	1725
フィルタ ユニット	-※	引張	0	2843
		せん断	411	1725
放熱器ユニット	A	引張	0	2843
		せん断	366	1725
	B	引張	0	2843
		せん断	389	1725
電気ヒータ ユニット	-※	引張	0	2843
		せん断	348	1725
ヘッドユニット	-	引張	0	2843
		せん断	399	1725
流量計ユニット	-※	引張	0	2843
		せん断	255	1725

※ : フィルタユニット, 電気ヒータユニット, 流量計ユニットは, 2つ (2系統) で1つのユニットとなっている。

表-6 ユニット架台の基礎ボルトの強度評価結果（3号機）

ユニット名	系統	応力種類	耐震Cクラス設備に適用される 静的地震力による評価	
			発生荷重[N]	許容荷重[N]
排気ユニット	A	引張	0	2843
		せん断	497	1725
	B	引張	0	2843
		せん断	327	1725
フィルタ ユニット	-※	引張	0	2843
		せん断	411	1725
放熱器ユニット	A	引張	0	2843
		せん断	366	1725
	B	引張	0	2843
		せん断	389	1725
電気ヒータ ユニット	-※	引張	0	2843
		せん断	348	1725
ヘッドユニット	-	引張	0	2843
		せん断	399	1725
流量計ユニット	-※	引張	0	2843
		せん断	255	1725

※：フィルタユニット，電気ヒータユニット，流量計ユニットは，2つ（2系統）で1つのユニットとなっている。

(2) 管の構造強度及び耐震性

(2) - 1 鋼管及び鋼板ダクト

(a) 構造強度

鋼管及び鋼板ダクトについては、「設計・建設規格(2005年版)」を準用し、クラス4配管の必要最小厚さに対して十分な厚さを有していることを確認しており、原子炉格納容器ガス管理設備における使用条件に対し、十分な構造強度を有していると判断する(表-7参照)。

表-7 配管強度確認結果

形式	公称肉厚 [mm]	設計・建設規格上の 必要最小厚さ[mm]
円形	2.0	0.5
	2.8	0.5
	3.4	0.5
	3.5	0.5
	3.8	0.5
	4.0	0.6
	5.0	0.5
	6.5	0.6
角形	5.0	0.8

(b) 耐震性

a. 評価条件

配管は、配管軸直角2方向拘束サポートを用いた両端単純支持の配管系(両端単純支持はり構造)とする。また、配管は水平方向主体のルートを想定し、管軸方向については地震により管軸方向は動かないものとし、水平方向震度による管軸直角方向の配管応力評価を考える。水平方向震度は、0.21Gとする。

b. 評価方法

管軸直角方向の地震による応力は、下図に示す自重による応力の震度倍で表現でき(1)式で表すことができる。

$$S_s = \alpha S_w \quad (1)$$

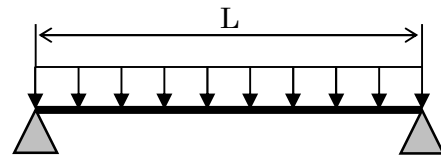
$S_s$ :地震による応力

$\alpha$ :水平方向震度

$S_w$ :自重による応力

ここで,  $S_w = \frac{wgL^2}{8Z}$

Sw: 自重による応力  
 L: サポート支持間隔  
 Z: 断面係数  
 w: 等分布質量  
 g: 重力加速度



両端単純支持はりの等分布荷重より  
 求まる自重による応力

また, 崩壊制限に「JEAC4601-2008」を準用し, 供用状態 Cs の場合の一次応力制限を用いるとすると, 地震評価としては(2)式で表すことができる。

$$S = S_p + S_w + S_s = S_p + S_w + \alpha S_w = S_p + (1 + \alpha) S_w \leq S_y \quad (2)$$

Sp: 内圧による応力                      Sw: 自重による応力  
 Ss: 地震による応力                      S : 内圧, 自重, 地震による応力  
 α: 水平方向震度

従って, 上記(2)式を満足するように, 配管サポート配置を設定することにより, 配管の崩壊は抑制できる。

c. 評価結果

両端単純支持はりで自重による応力 Sw が 24 MPa 程度の配管サポート配置とした場合, 発生応力は許容応力に対して十分な裕度を有すると評価した。

- ・ 内圧による応力 Sp=18 MPa, 許容応力を SUS304TP(100℃)の Sy=171 MPa とし, (2)式に代入すると以下となる。

$$S = S_p + (1 + \alpha) S_w = 48 \text{ MPa} \leq S_y = 171 \text{ MPa} \quad (3)$$

- ・ 継手や曲管, 分岐管, レジューサがある場合には, 応力係数も存在する。これらの応力係数を求めた結果, より安全側の評価となるように応力係数を5とし, 以下となる。

$$S = S_p + (1 + \alpha) S_w \times 5 = 164 \text{ MPa} \leq S_y = 171 \text{ MPa} \quad (4)$$



(2) - 2 ダクトホース

(a) 構造強度

ダクトホースは設計・建設規格に記載がない機器であるが、通常運転状態における漏えい確認試験を行い、有意な変形や漏えいがないことを確認していることから、必要な構造強度を有しているものと判断する。

(b) 耐震性

ダクトホースは、フレキシビリティを有しており、地震変位による有意な応力は発生しないと考えられる。

(2) - 3 フレキシブルホース

(a) 構造強度

フレキシブルホースは設計・建設規格に記載がない機器であるが、通常運転状態における漏えい確認試験を行い、有意な変形や漏えいがないことを確認していることから、必要な構造強度を有しているものと判断する。

(b) 耐震性

フレキシブルホースは、フレキシビリティを有しており、地震変位による有意な応力は発生しないと考えられる。

原子炉格納容器ガス管理設備からの放出放射エネルギーについて

1. 概要

原子炉格納容器ガス管理設備は、原子炉格納容器内のガスを抽出し、放射性物質を除去してから放出することで、環境へ放出される放射エネルギーを低減させる設備である。ここでは、当該設備を用いた場合に放出される放射性物質の量及び濃度ならびに当該設備全体の効率<sup>※1</sup>を評価<sup>※2</sup>した。

その結果、1～3号機合計で、放出する放射性物質の量は抽出した放射性物質の量の3千分の1以下に低減する能力を有すると評価した。

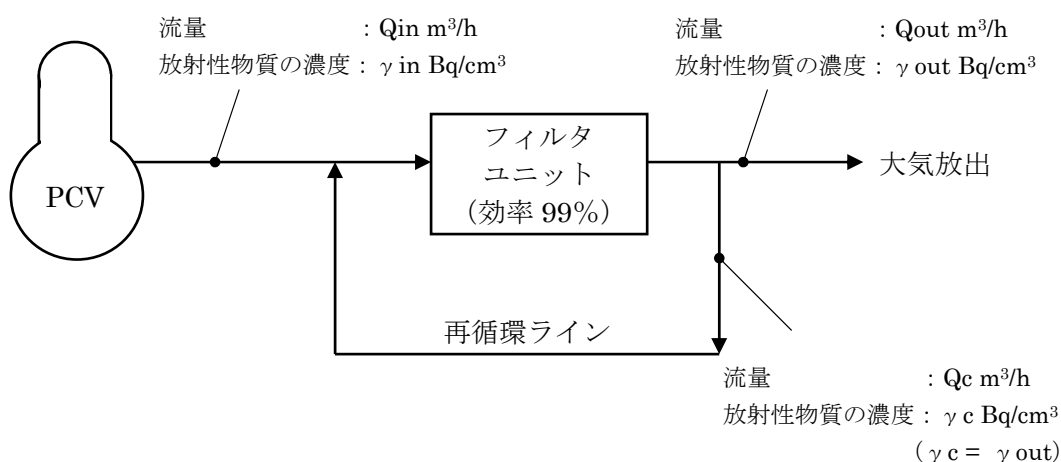
※1 フィルタユニット単体の除去効率に抽出したガスの再循環による放射性物質の除去を考慮したシステム全体としての放射性物質の除去効率

※2 検出されている粒子状放射性物質 Cs-134 及び Cs-137 について評価

2. 評価条件

(1) 評価モデル

原子炉格納容器ガス管理設備が運転し平衡状態に達すると、図—1 に示すモデルとなる。なお、原子炉格納容器より抽出したガスは、除湿機により、ガス中に含まれる水蒸気を凝縮・分離させるが、ここでは保守的に、放射性物質は水蒸気側に移行せず全量ガス中に残留しているものとした。



図—1 評価モデル

図—1 より、フィルタ前後の放射エネルギーの釣り合いは、下式となる。

$$(Q_{in} \cdot \gamma_{in} + Q_c \cdot \gamma_c) \cdot \frac{100 - 99}{100} = Q_{out} \cdot \gamma_{out} + Q_c \cdot \gamma_c \quad \dots \dots \dots \text{式 (1)}$$

図—1より  $\gamma_c = \gamma_{out}$  とし、上式を大気放出側の放射性物質の濃度  $\gamma_{out}$  についてまとめると、下記で示される。

$$\gamma_{out} = \frac{1}{100 \cdot Q_{out} + 99 \cdot Q_c} \cdot Q_{in} \cdot \gamma_{in} \quad \dots \dots \dots \text{式 (2)}$$

### (2) 評価条件

評価条件を表—1に示す。抽出側のガス流量  $Q_{in}$  は、流量が大きいほど、評価上厳しくなる。また、原子炉格納容器内の雰囲気温度に比例して、原子炉格納容器内の水蒸気量も増加することから、抽出側のガス流量  $Q_{in}$  は、抽出ガス温度が高いほど増加する。したがって、流量  $Q_{in}$  は、運転範囲を考慮し高温の  $95^\circ\text{C}$  とした。原子炉格納容器内ガスの放射性物質の濃度  $\gamma_{in}$  については、高濃度の  $100 \text{ Bq/cm}^3$  とした。放出側の流量  $Q_{out}$  については、放出時のガス温度が低いほど気体の密度が高くなると、放出時の放射性物質の濃度も高くなることから、保守的な条件として、放出ガス温度は冬場に  $5^\circ\text{C}$  に低下するとした。

## 3. 評価結果

上述の評価条件に基づく評価結果を表—2に示す。原子炉格納容器ガス管理設備は、1～3号機合計で、抽出する放射エネルギー  $3.83 \times 10^{10} \text{ Bq/h}$  を、 $1.2 \times 10^7 \text{ Bq/h}$  (3千分の一以下) に低減して放出すると評価した。放射性物質の濃度は、原子炉格納容器ガス管理設備全体の効率から、1号機で  $1/200$  程度、2・3号機で  $1/750$  程度になるものと評価した。この1号機と2・3号機の違いは、排気ファンの仕様の違いによるものであり、排気ファンの容量に比例して再循環量 (流量  $Q_c$ ) が増加することから、放射性物質が除去され放射性物質の濃度が低減した再循環ガスによる抽出ガス (流量  $Q_{in}$ ) の希釈割合が大きくなるためである。

## 4. 参考 (1～3号機原子炉格納容器ガス管理設備の運転実績)

1号機原子炉格納容器ガス管理設備の運転実績 (平成24年1月12日) は、放出放射エネルギー  $4.0 \times 10^2 \text{ Bq/h}$ 、当該設備全体の効率  $99.998\%$  以上であり、表—2の評価結果を十分に上回っている。(フィルタ入口側濃度 約  $1.1 \text{ Bq/cm}^{3*3}$ 、フィルタ出口側濃度 約  $1.3 \times 10^{-5} \text{ Bq/cm}^3$  未満<sup>\*3</sup>)

2号機原子炉格納容器ガス管理設備の運転実績 (平成23年11月14日) は、放出放射エネルギー  $1.2 \times 10^3 \text{ Bq/h}$ 、当該設備全体の効率  $99.995\%$  であり、表—2の評価結果を十分に上回っている。(フィルタ入口側濃度 約  $1.2 \text{ Bq/cm}^{3*3}$ 、フィルタ出口側濃度 約  $5.0 \times 10^{-5} \text{ Bq/cm}^{3*3}$ )

3号機原子炉格納容器ガス管理設備については、試運転中の実績 (平成24年2月24日) として、放出放射エネルギー  $3.7 \times 10^3 \text{ Bq/h}$ 、当該設備全体の効率  $99.98\%$  以下であり、

表一2の評価結果を上回るものとする。(フィルタ入口側濃度 約  $6.7 \times 10^{-1}$  Bq/cm<sup>3</sup> 未満<sup>\*3</sup>, フィルタ出口側濃度 約  $1.2 \times 10^{-4}$  Bq/cm<sup>3\*</sup>)

※3 Cs-134 と Cs-137 の合計値。検出限界未満の場合は、検出限界値として考慮。なお、フィルタ入口側についてはバイアル瓶によるガス採取であり、フィルタ出口側については粒子フィルタ及びチャコールフィルタによる採取。

表一1 評価条件

	1号機	2号機	3号機	備考
流量 Q <sub>in</sub>	123 m <sup>3</sup> /h (15m <sup>3</sup> /h (Normal))	130 m <sup>3</sup> /h (16 m <sup>3</sup> /h (Normal))	同左	抽出ガス温度 95℃条件
放射性物質の濃度 γ <sub>in</sub>	100 Bq/cm <sup>3</sup>	100 Bq/cm <sup>3</sup>	同左	
流量 Q <sub>out</sub>	15.3 m <sup>3</sup> /h (15 m <sup>3</sup> /h (Normal))	16.4 m <sup>3</sup> /h (16 m <sup>3</sup> /h (Normal))	同左	運用開始時における想定流量 (大気放出ガス温度は 5℃で換算)
流量 Q <sub>c</sub>	234.7 m <sup>3</sup> /h	983.6 m <sup>3</sup> /h	同左	排気ファン流量による (1号機 250m <sup>3</sup> /h, 2, 3号機 1,000m <sup>3</sup> /h)
(参考) 抽出する放射性物質の量 Q <sub>in</sub> × γ <sub>in</sub>	$1.23 \times 10^{10}$ Bq/h	$1.30 \times 10^{10}$ Bq/h	同左	1～3号機合計 $3.83 \times 10^{10}$ Bq/h

表一2 評価結果

	1号機	2号機	3号機	備考
原子炉格納容器ガス管理設備から放出される放射性物質の濃度 γ <sub>out</sub>	0.497 Bq/cm <sup>3</sup>	0.132 Bq/cm <sup>3</sup>	同左	—
原子炉格納容器ガス管理設備から放出される放射性物質の量 Q <sub>out</sub> × γ <sub>out</sub>	$7.6 \times 10^6$ Bq/h	$2.2 \times 10^6$ Bq/h	同左	1～3号機合計 $1.2 \times 10^7$ Bq/h
原子炉格納容器ガス管理設備全体の効率 $\left\{ \left( 1 - \frac{\gamma_{out}}{\gamma_{in}} \right) \cdot 100 \right\}$	99.503 %	99.868 %	同左	—

## 原子炉格納容器ガス管理設備に係る確認事項

今回（運総発官 26 第 198 号）の申請範囲における，原子炉格納容器ガス管理設備の構造強度に関する確認事項を以下に示す。

表－1 確認事項（原子炉格納容器ガス管理設備主配管（鋼管））

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	材料確認	実施計画に記載した主な材料について記録を確認する。	実施計画のとおりであること。
	寸法確認	実施計画に記載した外径，厚さについて記録を確認する。	実施計画のとおりであること。
	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	据付確認	配管の据付状態について確認する。	実施計画のとおり施工・据付されていること。
	耐圧・漏えい確認	確認圧力で保持した後，その圧力に耐えていることを確認する。 耐圧確認終了後，耐圧部分からの漏えいの有無を確認する。	圧力に耐え，かつ構造物の変形等がないこと。 また，耐圧部から漏えいがないこと。
機能	通気確認	通常運転状態にて連続運転を行い，実施計画に記載した箇所について通気されていることを確認する。	通常運転状態にて，通気されていること。

<構造強度・耐震性に係る準拠規格及び基準>

- ・ JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程
- ・ JEAG4601 原子力発電所耐震設計指針
- ・ JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格

表-2 確認事項（原子炉格納容器ガス管理設備主配管（鋼管））

確認事項	確認項目	確認内容	判定
溶接検査	材料検査	材料が、溶接規格に適合するものであり、溶接施工法の母材の区分に適合することを確認する。	材料が、溶接規格に適合するものであり、溶接施工法の母材の区分に適合するものであること。
	開先検査	開先形状が溶接規格に適合するものであることを確認する。	開先形状が溶接規格に適合するものであること。
	溶接作業検査	あらかじめ確認された溶接施工法又は実績のある溶接施工法又は管理されたプロセスを有する溶接施工法であることを確認する。あらかじめ確認された溶接士により溶接が行われていることを確認する。	あらかじめ確認された溶接施工法および溶接士により溶接施工をしていること。
	非破壊試験	溶接部（最終層）について非破壊検査（浸透探傷検査）を行い、その試験方法及び結果が溶接規格に適合するものであることを確認する。	溶接部（最終層）について非破壊検査（浸透探傷検査）を行い、その試験方法及び結果が溶接規格に適合するものであること。
	耐圧・外観検査	規定圧力で保持した後、規定圧力に耐えかつ漏えいが無いことを確認する。また、目視により溶接部の仕上がり状況を確認し、溶接規格に適合していることを確認する。	規定圧力で保持した後、規定圧力に耐えかつ漏えいが無いことを確認すること。また、溶接部に外観上、傷・へこみ・変形等の異常がなく、溶接規格に適合するものであること。

<溶接検査に係る準拠規格及び基準>

- ・ JSME S NB-1 発電用原子力設備規格 溶接規格
- ・ JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
- ・ 実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則第17条15号等

以上

## 2.33 5・6号機 放射性液体廃棄物処理系

### 2.33.1 5・6号機 既設設備

#### 2.33.1.1 系統の概要

放射性液体廃棄物処理系は、機器ドレン系、床ドレン系等で構成し、原子炉施設で発生する放射性廃液及び潜在的に放射性物質による汚染の可能性のある廃液を、その性状により分離収集し、処理する。

#### [系統の現況]

5・6号機タービン建屋等には津波により流入した大量の海水と地下水が、震災前から建屋内で管理されていた低濃度の放射性物質と共に滞留した。（以下、これを「滞留水」という）

地下水については止水処置を実施しているが、流入を完全に抑制できないことから建屋内水位が上昇した場合、冷温停止維持に必要な設備への影響が懸念される。

滞留水の発生抑制については、地下水の水位を低下させることが必要であるが、地下水を汲み上げて水位を下げる設備として建屋周辺に設置されているサブドレン設備は、震災により被災したことから、設備の浄化等を行いサブドレン設備の使用に向けた準備を実施する。

放射性液体廃棄物処理系については、一部未復旧の設備があるが、5・6号機で発生する廃液については、5号機にてろ過器、脱塩器による処理後、復水貯蔵タンクに回収することができる。しかし、大量の滞留水を処理することができないため、サブドレン設備及び放射性液体廃棄物処理系が復旧するまで、仮設の滞留水貯留設備にて処理している。（添付資料－1，2，3 参照）

#### 2.33.1.2 要求される機能

放射性液体廃棄物処理系は、原子炉施設で発生する廃液を、その性状により分離収集し、処理する機能を有すること。

#### 2.33.1.3 主要な機器

系統概要図 添付資料－4に示す。

##### (1) 5号機

##### a. 機器ドレン系

##### (a) 廃液収集タンク

廃液収集タンクについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。  
工事計画認可申請書(57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可)

##### (b) 廃液収集ポンプ

廃液収集ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。  
建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

##### (c) 廃液ろ過器

廃液ろ過器については、以下の工事計画認可申請書により確認している。  
工事計画認可申請書(62資庁第10732号 昭和62年12月4日認可)

(d) 廃液脱塩器

廃液脱塩器については、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

(e) 廃液サンプルタンク

廃液サンプルタンクについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

可)

(f) 廃液サンプルポンプ

廃液サンプルポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

(g) 廃液サージタンク

廃液サージタンクについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

可)

(h) 廃液サージポンプ

廃液サージポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

b. 床ドレン系

(a) 床ドレン収集タンク

床ドレン収集タンクについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

工事計画認可申請書(57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可)

(b) 床ドレン収集ポンプ

床ドレン収集ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)



(c)床ドレンろ過器

床ドレンろ過器については、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

(d)床ドレンサージタンク

床ドレンサージタンクについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

(e)床ドレン濃縮器給液ポンプ

床ドレン濃縮器給液ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

工事計画認可申請書(61資庁第13609号 昭和62年2月5日認可)

(f)床ドレン濃縮器

床ドレン濃縮器については、以下の工事計画届出書により確認している。

工事計画届出書(総文発官57第685号 昭和57年9月25日届出)

(g)床ドレン濃縮器復水器

床ドレン濃縮器復水器については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

建設時第5回工事計画変更認可申請書(49資庁第1067号 昭和49年4月26日認可)

(h)凝縮水貯蔵タンク

凝縮水貯蔵タンクについては、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。

建設時第8回工事計画軽微変更届出書(総官第534号 昭和49年7月29日届出)

(i)凝縮水移送ポンプ

凝縮水移送ポンプについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

建設時第3回工事計画軽微変更届出書(総官第923号 昭和48年10月30日届出)

(j)床ドレン脱塩器

床ドレン脱塩器については、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

(k) 床ドレンサンプルタンク

床ドレンサンプルタンクについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

(l) 床ドレンサンプルポンプ

床ドレンサンプルポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

c. 再生廃液系

(a) 廃液中和タンク

廃液中和タンクについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。  
工事計画認可申請書(57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可)

(b) 廃液中和ポンプ

廃液中和ポンプについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。  
建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)  
建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

(c) 廃液濃縮器給液ポンプ

廃液濃縮器給液ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

工事計画認可申請書(63資庁第13号 昭和63年5月31日認可)

(d) 廃液濃縮器

廃液濃縮器については、以下の工事計画認可申請書により確認している。

工事計画認可申請書(59資庁第10414号 昭和59年9月28日認可)

工事計画認可申請書(元資庁第4474号 平成元年6月15日認可)

(e) 廃液濃縮器復水器

廃液濃縮器復水器については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

工事計画認可申請書(63資庁第14698号 平成元年2月23日認可)

工事計画認可申請書(元資庁第4474号 平成元年6月15日認可)

建設時第5回工事計画変更認可申請書(49資庁第1067号 昭和49年4月26日認可)

d. 主配管

主配管については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

工事計画認可申請書(56資庁第3240号 昭和56年8月19日認可)

工事計画認可申請書(57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可)

工事計画認可申請書(61資庁第13609号 昭和62年2月5日認可)

工事計画認可申請書(62資庁第10732号 昭和62年12月4日認可)

工事計画認可申請書(63資庁第13号 昭和63年5月31日認可)

工事計画認可申請書(平成12・03・28資第17号 平成12年4月26日認可)

工事計画認可申請書(平成14・05・24原第9号 平成14年6月11日認可)

建設時第5回工事計画変更認可申請書(49資庁第1067号 昭和49年4月26日認可)

建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

建設時第2・3回工事計画変更認可申請書(52資庁第519号 昭和52年3月1日認可)

工事計画変更認可申請書(56資庁第15242号 昭和57年1月16日認可)

建設時第1・3回工事計画軽微変更届出書(総官第237号 昭和50年6月20日届出)

建設時第2・8回工事計画軽微変更届出書(総官第303号 昭和52年5月30日届出)

(2) 6号機

a. 機器ドレン系

(a) 機器ドレン収集タンク

機器ドレン収集タンクについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

(b) 機器ドレン混合ポンプ

機器ドレン混合ポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第2・6回工事計画変更認可申請書(53資庁第14829号 昭和53年12月9日認可)

(c) ろ過器給液ポンプ

ろ過器給液ポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第2・6回工事計画変更認可申請書(53資庁第14829号 昭和53年12月9日認可)

(d) 機器ドレンろ過器

機器ドレンろ過器については、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。

建設時第1・6回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

(e) 機器ドレンろ過水タンク

機器ドレンろ過水タンクについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

(f) 機器ドレンろ過水ポンプ

機器ドレンろ過水ポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第26回工事計画変更認可申請書(53資庁第14829号 昭和53年12月9日認可)

(g) 機器ドレン補助ろ過器ポンプ

機器ドレン補助ろ過器ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

工事計画認可申請書(60資庁第8681号 昭和60年7月24日認可)

(h) 機器ドレン補助ろ過器

機器ドレン補助ろ過器については、以下の工事計画認可申請書により確認している。

工事計画認可申請書(60資庁第8681号 昭和60年7月24日認可)

(i) 機器ドレン脱塩器

機器ドレン脱塩器については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

(j) 廃液サンプルタンク

廃液サンプルタンクについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)

(k) 廃液サンプルポンプ

廃液サンプルポンプについては、工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

建設時第26回工事計画変更認可申請書(53資庁第14829号 昭和53年12月9日認可)

b. 床ドレン化学廃液系

(a) 床ドレン化学廃液収集タンク

床ドレン化学廃液収集タンクについては、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。

建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)

(b) 床ドレン化学廃液混合ポンプ

床ドレン化学廃液混合ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

(c) 床ドレン化学廃液ろ過器

床ドレン化学廃液ろ過器については、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。

建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

(d) 床ドレン化学廃液ろ過水タンク

床ドレン化学廃液ろ過水タンクについては、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。

建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)

(e) 床ドレン化学廃液ろ過水ポンプ

床ドレン化学廃液ろ過水ポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

(f) 蒸発濃縮器給液ポンプ

蒸発濃縮器給液ポンプについては、以下の工事計画届出書により確認している。  
工事計画届出書(総文発官6第1066号 平成7年2月17日届出)

(g) 蒸発濃縮器

蒸発濃縮器については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

工事計画認可申請書(59資庁第10413号 昭和59年9月21日認可)

工事計画届出書(総文発官57第470号 昭和57年7月20日届出)

(h) 蒸発濃縮器復水器

蒸発濃縮器復水器については、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。

建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

(i) 蒸留水タンク

蒸留水タンクについては、以下の工事計画軽微変更届出書により確認している。  
建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)

(j) 蒸留水ポンプ

蒸留水ポンプについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。  
建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

(k) 蒸留水脱塩器

蒸留水脱塩器については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。  
建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)  
建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

(l) 蒸留水サンプルタンク

蒸留水サンプルタンクについては、以下の工事計画認可申請書により確認している。  
建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

(m) 蒸留水サンプルポンプ

蒸留水サンプルポンプについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。  
建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)  
建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

(n) 蒸発濃縮器循環ポンプ

蒸発濃縮器循環ポンプについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。  
建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)  
工事計画届出書(総文発官59第928号 昭和59年11月19日届出)

c. 洗浄廃液系

(a) 洗浄廃液収集タンク

洗浄廃液収集タンクについては、以下の工事計画認可申請書等により確認している。  
建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)  
建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

(b) 洗浄廃液ポンプ

洗浄廃液ポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

(c) 洗浄廃液ろ過器

洗浄廃液ろ過器については、以下の工事計画変更認可申請書等により確認している。

建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

d. 主配管

主配管については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

工事計画認可申請書(58資庁第2841号 昭和58年3月28日認可)

工事計画認可申請書(60資庁第8681号 昭和60年7月24日認可)

工事計画認可申請書(61資庁第8632号 昭和61年7月11日認可)

建設時第4回工事計画軽微変更届出書(総官第1193号 昭和50年2月26日届出)

建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

建設時第19回工事計画軽微変更届出書(総官第1268号 昭和52年12月12日届出)

建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)

(3) 5・6号機共用

a. シャワードレン系

(a) シャワードレン受タンク

シャワードレン受タンクについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

5号機：建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

(b) シャワードレン移送ポンプ

シャワードレン移送ポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

5号機：建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

(c) シャワードレンタンク

シャワードレンタンクについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

5号機：建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

(d) シャワードレンポンプ

シャワードレンポンプについては、以下の工事計画変更認可申請書により確認している。

5号機：建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

b. サプレッションプール水サージタンク

サプレッションプール水サージタンクについては、以下の工事計画変更認可申請書及び工事計画認可申請書により確認している。

5号機：建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

6号機：建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

6号機：建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

2.33.1.4 構造強度及び耐震性

構造強度及び耐震性については、以下の工事計画認可申請書等により確認している。

(1) 5号機

建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

工事計画認可申請書(59資庁第10414号 昭和59年9月28日認可)

工事計画認可申請書(61資庁第13609号 昭和62年2月5日認可)

工事計画認可申請書(62資庁第10732号 昭和62年12月4日認可)

工事計画認可申請書(63資庁第13号 昭和63年5月31日認可)

工事計画認可申請書(63資庁第14698号 平成元年2月23日認可)

工事計画認可申請書(元資庁第4474号 平成元年6月15日認可)

建設時第5回工事計画変更認可申請書(49資庁第1067号 昭和49年4月26日認可)

建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

建設時第23回工事計画変更認可申請書(52資庁第519号 昭和52年3月1日認可)

建設時第4回工事計画軽微変更届出書(総官第1375号 昭和49年1月30日届出)



(2) 6号機

建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

工事計画認可申請書(59資庁第10413号 昭和59年9月21日認可)

工事計画認可申請書(60資庁第8681号 昭和60年7月24日認可)

建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

建設時第26回工事計画変更認可申請書(53資庁第14829号 昭和53年12月9日認可)

建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総官第704号 昭和52年8月15日届出)

建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)

(3) 5・6号機共用

1号機：工事計画認可申請書(48公第657号 昭和48年3月3日認可)

5号機：建設時第3回工事計画認可申請書(47公第11378号 昭和48年2月19日認可)

5号機：建設時第9回工事計画変更認可申請書(49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可)

5号機：建設時第23回工事計画変更認可申請書(52資庁第519号 昭和52年3月1日認可)

## 2.33.2 5・6号機 仮設設備（滞留水貯留設備）

### 2.33.2.1 基本設計

#### 2.33.2.1.1 設置の目的

5・6号機タービン建屋等の大量の滞留水については、一部未復旧の設備がある既設放射性液体廃棄物処理系では処理できないことから、サブドレン設備復旧等による滞留水の発生量抑制及び放射性液体廃棄物処理系の復旧による滞留水の処理ができる時期（サブドレン設備復旧後3年を目途）まで、屋外に滞留水貯留設備を仮設にて設置し処理を行う。

#### 2.33.2.1.2 要求される機能

滞留水を貯留し、放射性物質を閉じ込める機能を有すること。

#### 2.33.2.1.3 設計方針

##### (1) 処理能力

地下水の流入により増加する滞留水に対して、十分対処できる貯留容量とすると共に、散水可能な放射能濃度を満足する性能を有するものとする。

##### (2) 規格・基準等

機器の設計、材料の選定、製作及び検査については、原則として適切と認められる規格及び基準によるものとする。

##### (3) 滞留水の漏えい防止及び管理されない放出の防止

滞留水の漏えい及び所外への管理されない放出を防止し、信頼性を確保するため、次の各項を考慮した設計とする。

- a. 漏えいを防止するため、滞留水貯留設備は、設置環境や滞留水の性状に応じた適切な材料を使用すると共に、タンク水位の検出器を設ける。
- b. 異常のないことを巡視点検等により容易に確認できる設備とし、漏えいを停止するための適切な処置ができるようにする。
- c. タンクは漏えい水の拡大を抑制するための堰を設ける。堰の高さは、想定最大漏えい量を確保できる高さとする。
- d. 鋼材もしくはポリエチレンの移送配管継手部は、可能な限り溶接構造もしくは融着構造とする。また、屋外でフランジ構造となる移送配管継手部は、漏えい拡大防止のため堰内に設置するか、堰内に漏えい水が導かれるよう受けを設置する。
- e. タンク水位は、6号機中央操作室に表示し、異常を確実に運転員に伝え適切な措置をとれるようにする。

f. 堰内に溜まった雨水のうち、その放射能濃度が排水基準（詳細は「Ⅲ 第3編 2.1.2 放射性液体廃棄物等の管理」を参照）を上回るものに対して、適切に処置できる設備とする。

(4) 遮へいに関する考慮

遮へいについては、内包する滞留水の線量が低いため設置は考慮しない。

(5) 監視

漏えいの検知及び貯留状況の確認に必要な水位を監視できる設計とする。また、設備の異常を検知できる設計とする。

(6) 設備の確認

滞留水貯留設備については、設備の健全性及び能力を確認できる設計とする。

(7) 検査可能性に対する設計上の考慮

5・6号機仮設設備（滞留水貯留設備）は、滞留水を移送できること及び処理量ならびに放射能濃度を低減できることを確認するための検査が可能な設計とする。

2.33.2.1.4 供用期間中に確認する項目

滞留水貯留設備からの有意な漏えいがないこと。

2.33.2.1.5 主要な機器

系統概要図 添付資料-4に示す。

滞留水は、6号機タービン建屋から移送設備により貯留設備に移送され、貯留する。

貯留設備に貯留された滞留水の一部は、浄化装置、浄化ユニット及び淡水化装置により放射性核種を除去した後、構内散水に使用し、滞留水を低減する。

滞留水は、これまでの実績より地下水の流入により約30m<sup>3</sup>/日で増加しており、構内散水により約25m<sup>3</sup>/日（実績）で増加を抑制している。なお、平成24年11月末現在、貯留タンクの設備容量約10,000m<sup>3</sup>に対し約70%貯留している。今後、滞留水は平衡状態にあるものの、地下水流入量の変動が予想されるため、貯留タンク全体の空き容量\*約2,000m<sup>3</sup>を目安に、貯留能力増強について計画する。

滞留水漏えい時の汚染拡大を防止し信頼性向上を図るため、受入タンク・油分分離装置エリア、受入タンクエリア、貯留タンクエリアの各エリアについて、堰（地面の防水処置含む）を設置する。（添付資料-5 参照）

震災以降緊急対応的に（平成25年8月14日より前に）設置した淡水化装置（以下、旧淡水化装置）については、新たに浄化ユニットを設置することに伴い廃止する。

\*：空き容量は、水位警報設定値の水位高までの容量とする。

## (1) 貯留設備

### a. タンク（受入タンク、貯留タンク及び中間タンク）

タンクは、屋外に設置された受入タンク、貯留タンク及び中間タンクで構成され、5・6号機の滞留水を貯留する。

受入タンクは、建屋からの滞留水を受け入れる。

貯留タンクは、受入タンクから必要に応じて油分除去した滞留水を受け入れた後、浄化装置又は浄化ユニットにより放射性核種を除去し、貯留する。また、淡水化装置の戻り水を貯留する。

中間タンクは、建屋からの滞留水及び浄化ユニットにより放射性核種を除去した処理水を一時的に貯留する。

## (2) 移送設備

移送設備は、滞留水を貯留設備へ移送することを目的に、移送ポンプ、耐圧ホース、鋼管及びポリエチレン管で構成する。

移送ポンプは、地下水の流入により増加する滞留水に対して十分対処可能な設備容量を確保する。滞留水の移送は、移送元のタービン建屋の水位や移送先となる貯留設備の水位の状況に応じて、移送ポンプの起動時間を適宜選定して実施する。

耐圧ホース、鋼管及びポリエチレン管は、使用環境を考慮した材料を選定し、必要に応じて保温等を設置する。また、屋外で耐圧ホースを使用する箇所は、汚染拡大防止のため、継手部に抜け防止治具の取付けを実施し、継手が外れない処置をする。

## (3) 油分分離装置

油分分離装置は、滞留水に含まれる油分を活性炭により除去する。

## (4) 浄化装置

浄化装置は、内部に充填されたキレート樹脂及びゼオライトにより、滞留水に含まれる放射性核種を除去する。

浄化装置の使用済キレート樹脂及びゼオライトは水抜きした後、固体廃棄物貯蔵庫に貯蔵する。

## (5) 淡水化装置

淡水化装置は、逆浸透膜の性質を利用して滞留水に含まれる放射性核種を散水可能な放射能濃度（詳細は「Ⅲ 第3編 2.1.2 放射性液体廃棄物等の管理」参照）まで除去する。

また、淡水化後は散水し滞留水の低減を実施する。

淡水化装置の使用済逆浸透膜及びフィルタ類は水抜きした後、固体廃棄物貯蔵庫に貯蔵する。

#### (6) 監視装置

滞留水貯留設備には、設備の状態を正確かつ迅速に把握できるように警報装置及び監視カメラを設置する。

警報装置は、タンク水位高・低及び移送ポンプ用電動機の過負荷を検知し、5・6号機の中央制御室に警報を発する。

#### (7) 電源設備

電源設備については、Ⅱ.2.32 参照。

#### (8) 浄化ユニット

浄化ユニットは、前置フィルタ、吸着塔タイプ1、吸着塔タイプ2、出口フィルタ、移送ポンプ、鋼管、耐圧ホースにて構成される。前置フィルタは、後に続く吸着塔の吸着性能に影響が出ないように、あらかじめ大きめの不純物を取り除き、吸着塔タイプ1に充填された活性炭により浮遊物質やコロイド状物質という比較的分子量の大きい物質を除去する。さらに、その後段の吸着塔タイプ2に充填されたセシウム/ストロンチウム同時吸着材により、滞留水に含まれる放射性核種を除去する。なお、出口フィルタは、前段までの吸着材が下流に流出することを防ぐために設置する。（添付資料-8 参照）

浄化ユニットの使用済セシウム/ストロンチウム同時吸着塔は水抜きした後、使用済セシウム吸着塔一時保管施設に一時的に貯蔵する。

なお、浄化ユニット処理水は別途許可されるまで直接散水しない。

### 2.33.2.1.6 自然災害対策等

#### (1) 津波

受入タンク、貯留タンク、中間タンク、浄化装置、淡水化装置、浄化ユニットは、アウターライズ津波が到達しないと考えられる5・6号機の標高より高台に設置する。

（Ⅲ.3.1.3 参照）

なお、アウターライズ津波を上回る津波の襲来に備え、大津波警報が出た際は装置の運転を停止し、隔離弁を閉止することで、滞留水の流失を防止する。

また、メガフロートについても、アウターライズ津波の影響は小さいが、港湾内構造物に衝突する可能性は否定できないため、被害が最小限になるような場所に係留する。（添付資料-6 参照）

#### (2) 台風・豪雨・竜巻

滞留水貯留設備は、大雨警報、暴風警報、竜巻警報、特別警報により台風・豪雨・竜巻の発生の可能性が予見される場合には、汚染水の漏えい防止を図るため、滞留水貯留設備の停止等を行い、設備損傷による影響が最小限になるよう対策を図る。

さらに、放射性物質を吸着する浄化ユニット吸着塔は、ジャバラハウス内に収納しており、直接、雨水、強風の影響を受けない構造としている。

#### (3) 外部人為事象

外部人為事象に対する設計上の考慮については、Ⅱ.1.14 参照。

#### (4) 火災

火災発生防止の観点から基本的に不燃性又は難燃性の材料を使用し、装置周辺から可能な限り可燃物を排除する。また、浄化ユニット及び電源設備の近傍に消火器を設置することで、万一火災が発生しても早急に初期消火できるよう備える。さらに火災の検知の観点から、巡視点検、監視カメラによる監視を行う。

#### (5) 環境条件

滞留水貯留設備については、屋外に設置されているため、紫外線による劣化及び凍結による破損が懸念されるが、貯留設備、油分分離装置、浄化装置及び淡水化装置は、主に鋼製の材料を使用していることから、問題ないと考える。また、耐圧ホース及びポリエチレン管については、紫外線による劣化及び凍結による破損が懸念されるため、保温材を取り付ける。

また、添付資料－8 別添－4に示す増設及び取替範囲に該当する設備の環境条件対策については以下に示す。

##### ① 腐食対策

海水による炭素鋼の腐食速度は、「材料環境学入門」（腐食防食協会編、丸善株式会社）より、0.1mm/年程度と評価される。炭素鋼を使用している配管・機器は、必要肉厚に対して十分な肉厚があり腐食代を有していることを確認している。また、炭素鋼を使用している配管及び浄化ユニット構成機器の内面に対して、ゴムライニング又はポリエチレンライニングを施す。

その他については、耐食性を有するステンレス材、ポリエチレン管等を使用する。

##### ② 紫外線対策

屋外に設置する移送ポンプ（水中ポンプを除く）はテントハウスに、浄化ユニットはジャバラハウスに設置することにより紫外線劣化を防止する。なお、ジャバラハウス及びテントハウスの素材は紫外線に強い素材を使用する。また、屋外に設置する配管は保温材を適切に設けることにより紫外線劣化を防止する。

##### ③ 凍結防止対策

屋外に設置する移送ポンプ（水中ポンプを除く）はテントハウスに、浄化ユニットはジャバラハウスに設置し、ヒータで加温することにより凍結を防止する。また、屋外に設置する配管には保温材等を適切に設けることにより凍結を防止する。

#### 2.33.2.1.7 構造強度

滞留水貯留設備を構成する機器は、発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令上、廃棄物処理設備に相当するクラス3 機器と位置付けられる。この適用規格は、「JSME SNC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格」（以下、「設計・建設規格」という。）で規定されるものであるが、各機器については、以下のとおり個別に評価する。

## (1) 貯留設備

- a. 震災以降緊急対応的に設置又は既に（平成25年8月14日より前に）設計に着手したタンクは、「設計・建設規格」におけるクラス3 機器の要求を満足するものではないが、漏えい試験を行い、有意な漏えいがないことを確認する。
- また、これらは全て大気開放のため、水頭圧以上の内圧が作用することはない。
- 以上のことから、震災以降緊急対応的に設置又は既に（平成25年8月14日より前に）設計に着手したタンクは、必要な構造強度を有するものと評価する。（添付資料－7 参照）
- b. 平成25年8月14日以降に設計するタンク
- 平成25年8月14日以降に設計するタンクは、「実用発電用原子炉及びその付属設備の技術基準に関する規則」において、廃棄物処理設備に相当するクラス3 機器の規定を適用することを基本とする。クラス3機器の適用規格は、「設計・建設規格」で規定される。
- 以上のことから、平成25年8月14日以降に設計するタンクは、必要な構造強度を有するものと評価する。（添付資料－7 参照）

## (2) 移送設備

- a. 移送ポンプ
- 移送ポンプについては、「設計・建設規格」におけるクラス3 機器の要求を満足するものではないが、系統の温度（常温）、圧力（約0.25MPa）を考慮して仕様を選定した上で、試運転を行い有意な漏えい、運転状態に異常がないことを確認する。
- 以上のことから、移送ポンプは、必要な構造強度を有するものと評価する。
- b. 耐圧ホース
- 「設計・建設規格」上のクラス 3 機器に対する規定を満足する材料ではないが、系統の温度（常温）、圧力（約 0.25MPa）を考慮して仕様を選定した上で、漏えい試験を行い、有意な漏えいがないことを確認する。従って、耐圧ホースは、必要な構造強度を有していると評価する。
- c. ポリエチレン管
- 「設計・建設規格」上のクラス 3 機器に対する規定を満足する材料ではないが、系統の温度（常温）、圧力（約 0.25MPa）を考慮して仕様を選定している。また、ポリエチレン管は、一般に耐食性、電気特性（耐電気腐食）、耐薬品性を有しており、鋼管と同等の信頼性を有している。また、以下により高い信頼性を確保している。
- ・ 日本水道協会規格（JWWA 規格）、ISO 規格に適合したポリエチレン管を採用。
  - ・ 継手は可能な限り融着構造とする。
  - ・ 敷設時には漏えい試験を行い、有意な漏えいがないことを確認する。
- 以上のことから、ポリエチレン管は、必要な構造強度を有するものと評価する。

### (3) 油分分離装置及び浄化装置

油分分離装置及び浄化装置は、「設計・建設規格」におけるクラス3 機器の要求を満足するものではないが、系統の温度（常温）、圧力（約0.25MPa）を考慮して仕様を選定した上で、漏えい試験を行い、有意な漏えいがないことを確認する。

以上のことから、油分分離装置及び浄化装置は、必要な構造強度を有するものと評価する。

### (4) 淡水化装置

淡水化装置は、「設計・建設規格」におけるクラス3 機器の要求を満足するものではないが、系統の温度（常温）、圧力（約0.25MPa）を考慮して仕様を選定した上で、試運転を行い、有意な漏えいがないこと及び運転状態に異常がないことを確認する。

以上のことから、淡水化装置は、必要な構造強度を有するものと評価する。

### (5) 浄化ユニット

浄化ユニットは、「実用発電用原子炉及びその付属設備の技術基準に関する規則」において、廃棄物処理設備に相当するクラス3 機器に準ずるものと位置付けられる。浄化ユニットについては、「設計・建設規格」、日本工業規格（JIS 規格）等の国内外の民間規格に適合した工業製品の採用、JIS 規格またはこれらと同等の技術的妥当性を有する規格での設計・製作・検査を行う。

また、「設計・建設規格」で規定される材料の JIS 規格年度指定は、技術的妥当性の範囲において材料調達性の観点から考慮しない場合もある。

さらに、「設計・建設規格」に記載のない非金属材料（耐圧ホース）については、現場の作業環境等から採用を継続する必要があるが、非金属材料については、JIS 規格、製品の試験データ等を用いて設計を行う。

以上のことから、浄化ユニットは、必要な構造強度を有するものと評価する。

## 2.33.2.1.8 耐震性

滞留水貯留設備を構成する機器のうち放射性物質を内包するものは、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」上の B クラス相当の設備と位置付けられる。

耐震性を評価するにあたっては、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」等に準拠して構造強度評価を行うことを基本とするが、評価手法、評価基準について実態に合わせたものを採用する場合もある。

支持部材がない等の理由によって、耐震性に関する評価ができない設備を設置する場合においては、可撓性を有する材料の使用等により、耐震性を確保する。（添付資料－7 参照）

## 2.33.2.1.9 機器の故障への対応

### (1) 移送ポンプの故障

移送ポンプが故障した場合は、ポンプの修理または交換を行い、1 週間程度で機能を回復する。



## (2) 電源喪失

移送ポンプの電源が喪失した場合は、仮設発電機を使用することで、1週間程度で機能を回復する。

## (3) 受入タンク・貯留タンク等からの漏えい

受入タンク・貯留タンク等から滞留水の漏えいが発生した場合は、タンク等の修理を行い、1ヶ月程度で機能を回復する。ただし、漏えいに伴い堰内に溜まった雨水の放射能濃度が排水基準を上回った場合、その雨水\*1を処理することになるが1ヶ月以内\*2で処理可能であることからタンク等の修理と合わせて2ヶ月以内で機能を回復する。

\*1：発電所周辺の年間降雨量1,500mmが降雨したと仮定した場合、推定される堰内に溜まる雨量は、最も広い面積を有する貯留タンクエリアで約1,500m<sup>3</sup>程度である。

\*2：滞留水貯留設備は1ヶ月間で最大3,000m<sup>3</sup>の処理が可能である。

## (4) 異常時の評価

滞留水貯留設備への移送が長期に停止した場合、地下水の流入により建屋内の水位が上昇し、冷温停止維持に必要な設備に電力を供給している所内高圧母線が被水する可能性がある。

移送停止後、建屋内水位が冷温停止維持に必要な設備に電力を供給している所内高圧母線が被水する可能性がある水位に達するまでの水量の余裕は、約4,500m<sup>3</sup>と想定しているため、地下水が約30m<sup>3</sup>/日で流入することを考慮しても約5ヶ月の余裕がある。

したがって、滞留水貯留設備の機器が故障した場合、長くても2ヶ月程度で機能を回復（受入タンク・貯留タンク等からの漏えい時）できるため、建屋内水位が電源設備に影響するまでの期間内（約5ヶ月）に十分復旧可能である。

### 2.33.2.2 基本仕様

#### (1) 貯留設備

##### a. 受入タンク（完成品）

合計容量	2,102 m <sup>3</sup>
基数	23基
容量	35 m <sup>3</sup> /基 × 6基
	42 m <sup>3</sup> /基 × 6基
	110 m <sup>3</sup> /基 × 4基
	160 m <sup>3</sup> /基 × 5基
	200 m <sup>3</sup> /基 × 2基

b-1. 貯留タンク

合計容量 16,101 m<sup>3</sup>  
 基数 34 基  
 容量 50 m<sup>3</sup>/基×4 基 (完成品)  
 90 m<sup>3</sup>/基×4 基 (完成品)  
 299 m<sup>3</sup>/基×3 基 (完成品)  
 508 m<sup>3</sup>/基×18 基 (完成品)  
 1,100 m<sup>3</sup>/基×5 基

(追 設)

b-2. 中間タンク

合計容量 5,800 m<sup>3</sup>  
 基数 5 基  
 容量 1,160 m<sup>3</sup>/基×5 基

タンク型式		—	溶接型
タンク容量		m <sup>3</sup>	1,160
主要寸法	内 径	mm	11,000
	胴板厚さ	mm	12.0
	底板厚さ	mm	12.0
	高 さ	mm	13,000
管台厚さ	100A	mm	6.0
	200A	mm	8.2
	650A	mm	12.0
材 料	胴板・底板	—	SM400C
	管台	—	STPG370, SM400C

c. (廃止) メガフロート (完成品)

d. 水位警報

(a) 受入タンク (35 m<sup>3</sup>, 42 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 1,835 mm 以下  
 水位低：底部より 205 mm 以上

(b) 受入タンク (110 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 2,051 mm 以下  
 水位低：底部より 206 mm 以上

(c) 受入タンク (160 m<sup>3</sup>, 200 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 4,100 mm 以下  
 水位低：底部より 600 mm 以上

(d) 貯留タンク (50 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 2,200 mm 以下  
 水位低：底部より 100 mm 以上

(e)貯留タンク (90 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 2,500 mm 以下  
水位低：底部より 100 mm 以上

(f)貯留タンク (299 m<sup>3</sup>, 508 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 8,242 mm 以下  
水位低：底部より 600 mm 以上

(g)貯留タンク (1,100 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 8,800 mm 以下  
水位低：底部より 1,500 mm 以上

(追 設)

(h)中間タンク (1,160 m<sup>3</sup>)

設定値 水位高：底部より 12,060 mm 以下  
水位低：底部より 1,150 mm 以上

(2)移送設備

a. 移送ポンプ (完成品)

台 数	16 台	
容量 揚程 台数	13.8 m <sup>3</sup> /h	20 m×3 台
	20 m <sup>3</sup> /h	33 m×2 台
	20 m <sup>3</sup> /h	54.4 m×5 台
	20 m <sup>3</sup> /h	65 m×1 台

(追 設)

容量 揚程 台数	13.8 m <sup>3</sup> /h	20 m×1 台
	24.2 m <sup>3</sup> /h	65 m×1 台
	20 m <sup>3</sup> /h	65 m×1 台
	13.8 m <sup>3</sup> /h	13 m×1 台
	35 m <sup>3</sup> /h	43.2 m×1 台

(廃 止)

容量 揚程 台数	20 m <sup>3</sup> /h	35 m×1 台
	12.5 m <sup>3</sup> /h	35 m×3 台

b. 耐圧ホース (完成品)

呼び径 75 A相当, 100 A相当, 200 A相当  
材質 ポリ塩化ビニル  
最高使用圧力 0.98 MPa  
最高使用温度 50 °C

c. ポリエチレン管 (完成品)

呼び径 50 A相当, 75 A相当, 100 A相当  
材質 ポリエチレン  
最高使用圧力 0.98 MPa  
最高使用温度 40 °C

(追 設)

名 称	仕 様	
6号機タービン建屋内移送ポンプ出口合流から6号機タービン建屋出口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
6号機タービン建屋出口配管分岐から受入タンクまで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
受入タンク出口配管分岐から中間タンク入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50 A相当, 75 A相当, 100 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
中間タンク出口から浄化ユニット入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50 A相当, 75 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
貯留タンク出口から浄化ユニット入口配管合流まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
浄化ユニット出口から中間タンク入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50 A相当, 100 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
中間タンク出口から移送ポンプ(65m)入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	100 A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C
(鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	100 A / S c h 40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98 MPa 40 °C

名 称	仕 様	
移送ポンプ（65m）出口から中間タンク入口まで （鋼管）	呼び径／厚さ	100A／Sch40
	材質	STPG370 +ポリエチレンライニング
（ポリエチレン管）	呼び径	100A相当
	材質	ポリエチレン
移送ポンプ（65m）出口配管分岐から貯留タンク入口配管合流まで （ポリエチレン管）	呼び径	50A相当，75A相当， 100A相当
	材質	ポリエチレン
中間タンク出口から移送ポンプ（43.2m）入口まで （鋼管）	呼び径	50A相当，100A相当
	材質	ポリエチレン
（鋼管）	呼び径／厚さ	50A／Sch40 65A／Sch40
	材質	STPG370 +ポリエチレンライニング
移送ポンプ（43.2m）出口から配管末端まで （鋼管）	呼び径／厚さ	50A／Sch40
	材質	STPG370 +ポリエチレンライニング
（ポリエチレン管）	呼び径	50A相当
	材質	ポリエチレン
（鋼管）	最高使用圧力	0.98 MPa
	最高使用温度	40℃
（ポリエチレン管）	最高使用圧力	0.98 MPa
	最高使用温度	40℃

名 称	仕 様	
中間タンク出口から移送ポンプ（13m）入口まで （ポリエチレン管）	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A相当，75A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40℃
（鋼管）	呼び径／厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A／Sch40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98 MPa 40℃
移送ポンプ（13m）出口から淡水化装置入口配管合流まで （鋼管）	呼び径／厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A／Sch40 50A／Sch40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98 MPa 40℃
（ポリエチレン管）	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A相当，75A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40℃
移送ポンプ（20m）（水中ポンプ）から貯留タンク出口まで （耐圧ホース）	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75A相当 ポリ塩化ビニル 0.98 MPa 50℃
貯留タンク出口から淡水化装置入口配管合流まで （ポリエチレン管）	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75A相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40℃

（廃 止）

名 称	仕 様	
6号機タービン建屋内移送ポンプ出口合流から6号機タービン建屋出口まで （耐圧ホース）	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75A相当 ポリ塩化ビニル 0.98 MPa 50℃
貯留タンク内の旧淡水化装置用移送ポンプ（35m）（水中ポンプ）から貯留タンク出口まで （耐圧ホース）	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75A相当 ポリ塩化ビニル 0.98 MPa 50℃

名 称	仕 様	
貯留タンク出口から旧淡水化装置入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75 A相当 ポリエチレン 0.98 MP a 40 °C
旧淡水化装置から貯留タンク入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	75 A相当 ポリエチレン 0.98 MP a 40 °C
旧淡水化装置から淡水化処理した水を貯留タンクへ送水する配管の分岐まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50 A相当 ポリエチレン 0.98 MP a 40 °C

(3)油分分離装置

処 理 量                                    20 m<sup>3</sup>/h  
 系 列 数                                    直列2 系列  
 最高使用圧力                            0.6 MP a

(4)浄化装置

吸 着 剤                                    キレート樹脂及びゼオライト  
 処 理 量                                    20 m<sup>3</sup>/h  
 系 列 数                                    1 系列  
 最高使用圧力                            0.6 MP a

(5)淡水化装置（完成品）

処 理 量                                    100 m<sup>3</sup>/日  
 基 数                                        1 基  
 最高使用圧力                            静水圧～6.0 MP a

(廃 止)

旧淡水化装置

(追 設)

(6)浄化ユニット

吸 着 材                                    活性炭  
     セシウム/ストロンチウム同時吸着材  
 処 理 量                                    100 m<sup>3</sup>/日/系列  
 系 列 数                                    4 系列  
 最高使用圧力                            0.98 MP a

a. 前置フィルタ

名 称		前置フィルタ	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m <sup>3</sup> /h/個	4.2	
最高使用圧力	MPa	0.98	
最高使用温度	℃	40	
主要寸法	胴 内 径	mm	339.8
	胴 板 厚 さ	mm	7.9
	上部鏡板厚さ	mm	8.0
	下部鏡板厚さ	mm	8.0
	高 さ	mm	1380.0
材 料	胴 板	—	SGP+ゴムライニング
	鏡 板	—	SS400+ゴムライニング
個 数	個/系列	1	
系 列 数	系列	4	

b. 吸着塔タイプ1

名 称		吸着塔タイプ1	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m <sup>3</sup> /h/個	4.2	
最高使用圧力	MPa	0.98	
最高使用温度	℃	40	
主要寸法	胴 外 径	mm	508.0
	胴 板 厚 さ	mm	9.53
	上部, 下部平板厚さ	mm	50.0
	高 さ	mm	2286.0
材 料	胴 板	—	ASTM A106Gr. B +ゴムライニング
	上部, 下部平板	—	SS400+ゴムライニング
個 数	個/系列	1	
系 列 数	系列	4	



c. 吸着塔タイプ2

名 称		吸着塔タイプ2	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m <sup>3</sup> /h/個	4.2	
最高使用圧力	MPa	0.98	
最高使用温度	℃	40	
主 要 寸 法	胴 内 径	mm	700.0
	胴 板 厚 さ	mm	8.0
	上部鏡板厚さ	mm	8.0
	下部鏡板厚さ	mm	8.0
	高 さ	mm	1500.0 ----- 1550.0
材 料	胴 板	—	SUS316L
	鏡 板	—	SUS316L
個 数	個/系列	3	
系 列 数	系列	4	

d. 移送ポンプ（完成品）

台 数	1 台/系列
容 量	100 m <sup>3</sup> /日/台
揚 程	91 m

e. 出口フィルタ（完成品）

名 称		出口フィルタ	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m <sup>3</sup> /h/個	4.2	
最高使用圧力	MPa	0.98	
最高使用温度	℃	40	
主 要 寸 法	胴 外 径	mm	219.0
	胴 板 厚 さ	mm	3.0
	上部鏡板厚さ	mm	3.0
	下部鏡板厚さ	mm	3.0
	高 さ	mm	1308.0
材 料	胴 板	—	GB S31603
	鏡 板	—	GB S31603
個 数	個/系列	1	
系 列 数	系列	4	

f. 主要配管仕様

名 称	仕 様	
浄化ユニット入口から 移送ポンプまで (鋼管)	呼び径/厚さ  材質  最高使用圧力 最高使用温度	50A/Sch40 40A/Sch40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98MPa 40℃
移送ポンプから 前置フィルタまで (鋼管)	呼び径/厚さ  材質  最高使用圧力 最高使用温度	40A/Sch40 32A/Sch40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98MPa 40℃
前置フィルタから 出口フィルタまで (鋼管)	呼び径/厚さ 材質  最高使用圧力 最高使用温度	40A/Sch40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98MPa 40℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A相当 EPDM(合成ゴム) 0.98MPa 40℃
出口フィルタから 浄化ユニット出口まで (鋼管)	呼び径/厚さ  材質  最高使用圧力 最高使用温度	50A/Sch40 40A/Sch40 STPG370 +ポリエチレンライニング 0.98MPa 40℃

(7) 堰

受入タンク・油分分離装置エリア

高 さ 510mm以上\*

受入タンクエリア

高 さ 560mm以上\*

貯留タンクエリア

高 さ 520mm以上\*

\*：高さは、以下の各エリア毎に想定最大量及び堰内の面積から算出。

受入タンク・油分分離装置エリア 想定最大量 408 m<sup>3</sup> 堰内の面積 814 m<sup>2</sup>

受入タンクエリア 想定最大量 1,043 m<sup>3</sup> 堰内の面積 1,865 m<sup>2</sup>

貯留タンクエリア 想定最大量 3,301 m<sup>3</sup> 堰内の面積 6,392 m<sup>2</sup>

### 2.33.3 添付資料

- 添付資料－1 建屋内の滞留水による影響について
- 添付資料－2 6号機 放射性液体廃棄物処理系の未復旧期間における廃液の処理について
- 添付資料－3 6号機 原子炉建屋付属棟の一部没水機器について
- 添付資料－4 系統概要図及び全体概要図
- 添付資料－5 滞留水貯留設備の増設について
- 添付資料－6 メガフロート係留場所の津波に対する考慮について
- 添付資料－7 タンク等の構造強度及び耐震性に関する評価結果について
- 添付資料－8 滞留水貯留設備の増設及び廃止について
- 添付資料－9 浄化ユニット用ジャバラハウスの耐震評価について
- 添付資料－10 浄化ユニット吸着塔，貯留タンク及び中間タンクからの敷地境界線量評価
- 添付資料－11 廃棄物発生量に関する評価
- 添付資料－12 メガフロート津波等リスク低減対策工事について

### 建屋内の滞留水による影響について

滞留水は 5 号機タービン建屋地下階・ 6 号機タービン建屋地下階及び 6 号機原子炉建屋付属棟地下階の 3 箇所に滞留しており、冷温停止維持に必要な設備への影響及び建屋外への漏えいを考慮し、定期的に水位の計測を実施している。(Ⅲ. 3. 1. 5 参照)

\* : 平成 25 年 7 月 1 日時点で、各建屋内滞留水の水量の合計は約 5, 600m<sup>3</sup>、放射能濃度は Cs-134 が約 0. 02Bq/cm<sup>3</sup>、Cs-137 が約 0. 08Bq/cm<sup>3</sup>である。

#### 1. 冷温停止維持に必要な設備への影響

前述の各建屋に隣接するコントロール建屋等（冷温停止維持に必要な設備の電源室）へ滞留水が流入する可能性のある水位は、各建屋の床面から約 2m であるが、仮設の滞留水貯留設備による処理により、水位はその半分以下で推移しているため、問題ないと考える。

#### 2. 建屋外への漏えい

5・6号機の各建屋内滞留水は、床面＋約 2m 以下で管理しており、現状のサブドレン水位は低い場所でも、5号機は床面＋約 2.3m 上、6号機は床面＋約 4m 上であることから、建屋外への漏えいはないと考える。

６号機 放射性液体廃棄物処理系の未復旧期間における廃液の処理について

５・６号機の廃液については、現状６号機の放射性液体廃棄物処理系が未復旧であることから、５号機の機器ドレン系にて全量処理後、５・６号機の復水貯蔵タンクに回収し、その全量を再使用している。

廃液の発生量は、設備の点検時に約 50m<sup>3</sup>程度（月 1 回以内）であり、仮に、５・６号機の点検が同時期になっても廃液発生量は約 100m<sup>3</sup>/月となり、処理能力 45m<sup>3</sup>/h を有する５号機の機器ドレン系にて、十分処理可能である。

また、復水貯蔵タンクの容量（５号機：2,500m<sup>3</sup>、６号機：3,194m<sup>3</sup>）に対して、震災以降、５・６号機共に概ねタンクの半分程度の保管量で推移しており、廃液の回収には十分な余裕がある。

なお、廃液の貯留を目的に設置されている、サプレッションプール水サージタンクは、津波による損傷が著しく使用できない状態にあるが、上記のとおり復水貯蔵タンクに回収できることから廃液の処理は問題ないと考える。

## 6号機 原子炉建屋付属棟の一部没水機器について

原子炉建屋付属棟の地下階は、大量の滞留水により没水している。

滞留水により没水している設備\*<sup>1</sup>のうち、放射性廃液を貯蔵しているタンクは、機器ドレン収集タンク、廃液サンプルタンク、床ドレン化学廃液収集タンク、蒸留水サンプルタンク、蒸留水タンクがある。また、タンクの付属配管についても一部没水している。

タンク及び付属配管の材質は、ステンレス鋼または炭素鋼である。

\*1：放射性固体廃棄物処理系のうち、機器ドレンフィルタスラッジ貯蔵タンク、原子炉浄化系フィルタスラッジ貯蔵タンク、使用済樹脂貯蔵タンク、濃縮廃液貯蔵タンク及び各付属配管（使用済樹脂貯蔵タンクを除く）についても一部没水している。（II.2.10参照）

## 1. ステンレス鋼製タンク及び付属配管

文献\*<sup>2</sup>によれば、通常の水環境において、ステンレス鋼の表面には保護皮膜が形成されるため、腐食速度は無視できるほど小さいが、環境中に濃度の高い塩化物イオンがあると、保護皮膜が局部的に破壊されて、腐食進展速度の大きい局部腐食が生じる場合がある。ステンレス鋼に局部腐食が発生し得る塩化物イオン濃度は、常温で500ppm程度とされているが、現状、設備外面が接する滞留水の塩化物イオン濃度は200ppm程度（水温約20℃）で推移しており、外面から腐食が発生する可能性は小さいと考えられる。なお、滞留水の増加要因は、主に地下水の流入であり、塩化物イオン濃度が増加する可能性は小さいが、引き続き、滞留水中の塩化物イオン濃度を確認する。

一方、設備内面が接する水環境は震災前と変わらないことから、内面からの腐食が発生する可能性も小さいと考えられる。

一部没水しているステンレス鋼製のタンク及び付属配管を表－1に示す。

\*2：宮坂松甫他、「ポンプの高信頼性と材料」、ターボ機械 第36巻 第9号、2008年9月

表－1 ステンレス鋼製タンク及び付属配管

機 器 名	材 質
床ドレン化学廃液収集タンク	SUS304（エポキシライニング）
機器ドレンフィルタスラッジ貯蔵タンク	SUS304
原子炉浄化系フィルタスラッジ貯蔵タンク	SUS304
使用済樹脂貯蔵タンク	SUS304
床ドレン化学廃液収集タンク付属配管	SUS316TP
濃縮廃液貯蔵タンク付属配管	SUS316LTP
廃液サンプルタンク付属配管	SUS304TP
蒸留水サンプルタンク付属配管	SUS304TP

## 2. 炭素鋼製タンク及び付属配管

タンク及び付属配管は、腐食防止のために表面塗装が施されており、塗装が健全であれば外面腐食を防止できる。しかしながら現状、滞留水が溜まっていることから、塗装がはく離し腐食している可能性がある。なお、タンク及び付属配管の内面は腐食がないものとし、ここでは、外面からの腐食について評価する。

### (1) 炭素鋼製タンク

これまででは、計画的な点検により表面状態を確認し、必要に応じて補修塗装を実施し健全性を維持している。

しかしながら、タンクが滞留水に一部没水しているため外面からの腐食が進む可能性がある。そのため、必要肉厚を下回るのにどの程度の時間的余裕があるか評価した。

ここで、塗装のはく離及び飛沫帯がある状態を想定する。腐食防食データブック\*<sup>3</sup>によれば、海水中では腐食速度は 0.1mm/年、飛沫帯では 0.3mm/年と報告されているため、水面からの飛沫があると仮定し腐食速度は 0.3mm/年とする。

その結果、必要肉厚に到達するまでの時間的余裕は約 10 年以上となると予測される。

一部没水している炭素鋼製タンクの評価結果を表-2に示す。

\* 3：腐食防食協会編；腐食防食データブック，丸善，p. 49（1995）.

表-2 炭素鋼製タンクの評価結果

機器名	材質	肉厚 (mm)	必要肉厚 (mm)	必要肉厚 までの時間	備考
機器ドレン収集タンク	SM41 (エポキシライニング)	10.8	6.73	約 13 年	* 4
濃縮廃液貯蔵タンク	SM41A (エポキシライニング)	16.2	3.75	約 41 年	* 5
廃液サンプルタンク	SM41A (エポキシライニング)	6.96	3.81	約 10 年	
蒸留水サンプルタンク	SM41A (エポキシライニング)	9.96	3.81	約 10 年	
蒸留水タンク	SM41A (エポキシライニング)	7.1	3	約 13 年	

\* 4：建設時第4回工事計画認可申請書(49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可)

\* 5：建設時第7回工事計画変更認可申請書(51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可)

(2) 炭素鋼製タンク付属配管

付属配管の外表面は防食塗装が施工されているため、急速な腐食の進展は少ないと考えられるが、タンク同様に外表面よりの腐食速度を0.3mm/年とした結果、必要肉厚に到達するまでの時間的余裕は約6年以上となると予測される。

付属配管の内面については、内部流体が常時停滞しており温度も低い等の使用環境から減肉の可能性は低いが、定期的に肉厚の測定を実施し、減肉評価を実施する。(初回は、平成25年度に計画する)

一部没水している炭素鋼製タンク付属配管の評価結果を表-3に示す。

表-3 炭素鋼製タンク付属配管の評価結果

機器名	口径	材質	肉厚 (mm)	必要肉厚 (mm)	必要肉厚 までの時間	備考
機器ドレン収集タンク付属配管	100A	STPT42	5.2	3.4	6年	*6
	80A	STPT42	4.8	3.0	6年	*6
	40A	PT42	4.4	2.2	7年	*7
原子炉浄化系フィルタスラッジ貯蔵タンク付属配管	100A	STPT42	5.2	3.4	6年	*6
	80A	STPT42	4.8	3.0	6年	*6
	40A	PT42	4.4	2.2	7年	*7
機器ドレンフィルタスラッジ貯蔵タンク付属配管	100A	STPT42	5.2	3.4	6年	*6
	80A	STPT42	4.8	3.0	6年	*6
	40A	PT42	4.4	2.2	7年	*7
蒸留水タンク付属配管	80A	STPT42	4.8	3.0	6年	*6
	25A	PT42	3.9	1.7	7年	*7

\*6：建設時第16回工事計画軽微変更届出書(総文発官第704号 昭和52年8月15日届出)

\*7：建設時第25回工事計画軽微変更届出書(総文発官第636号 昭和53年8月31日届出)



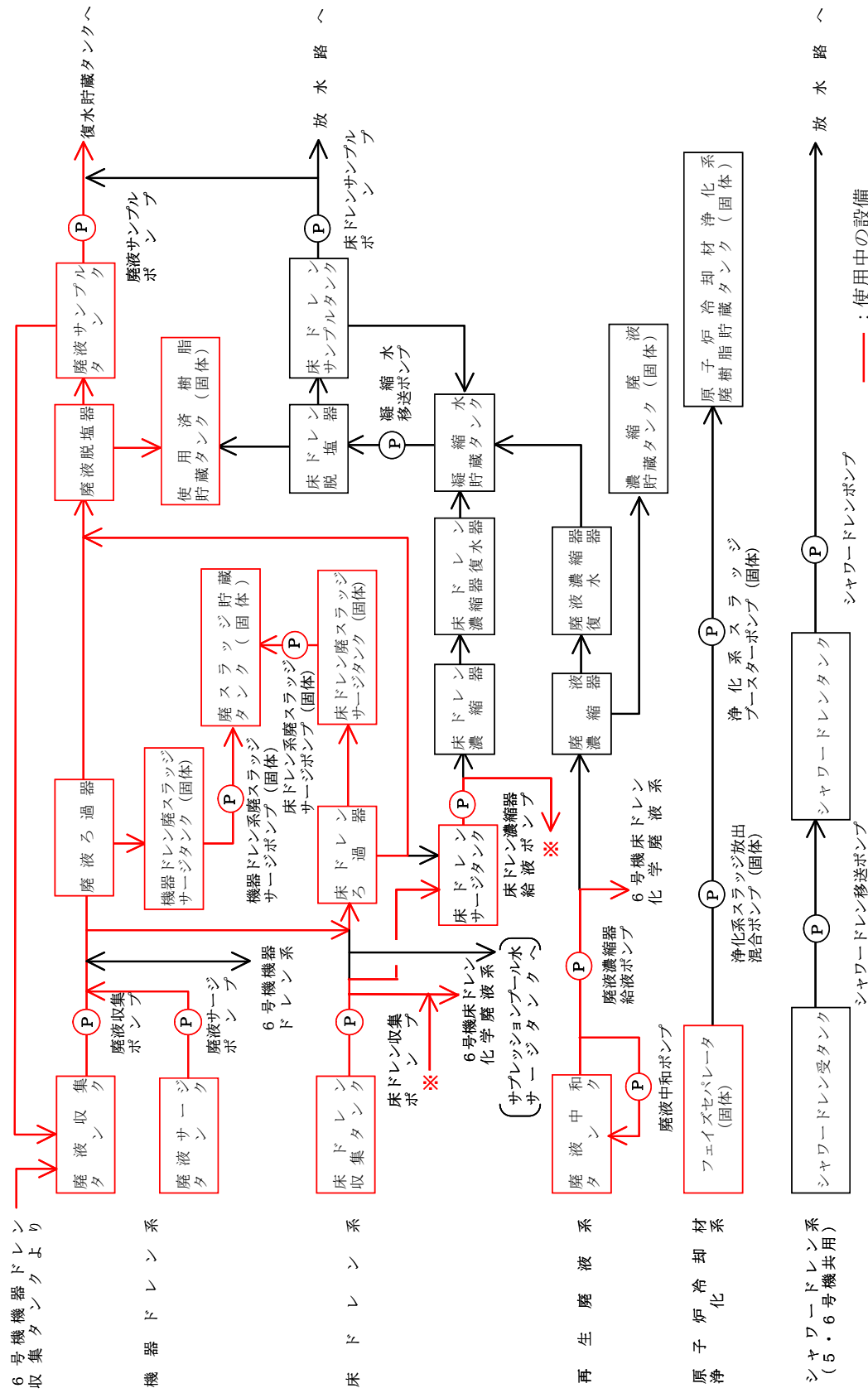
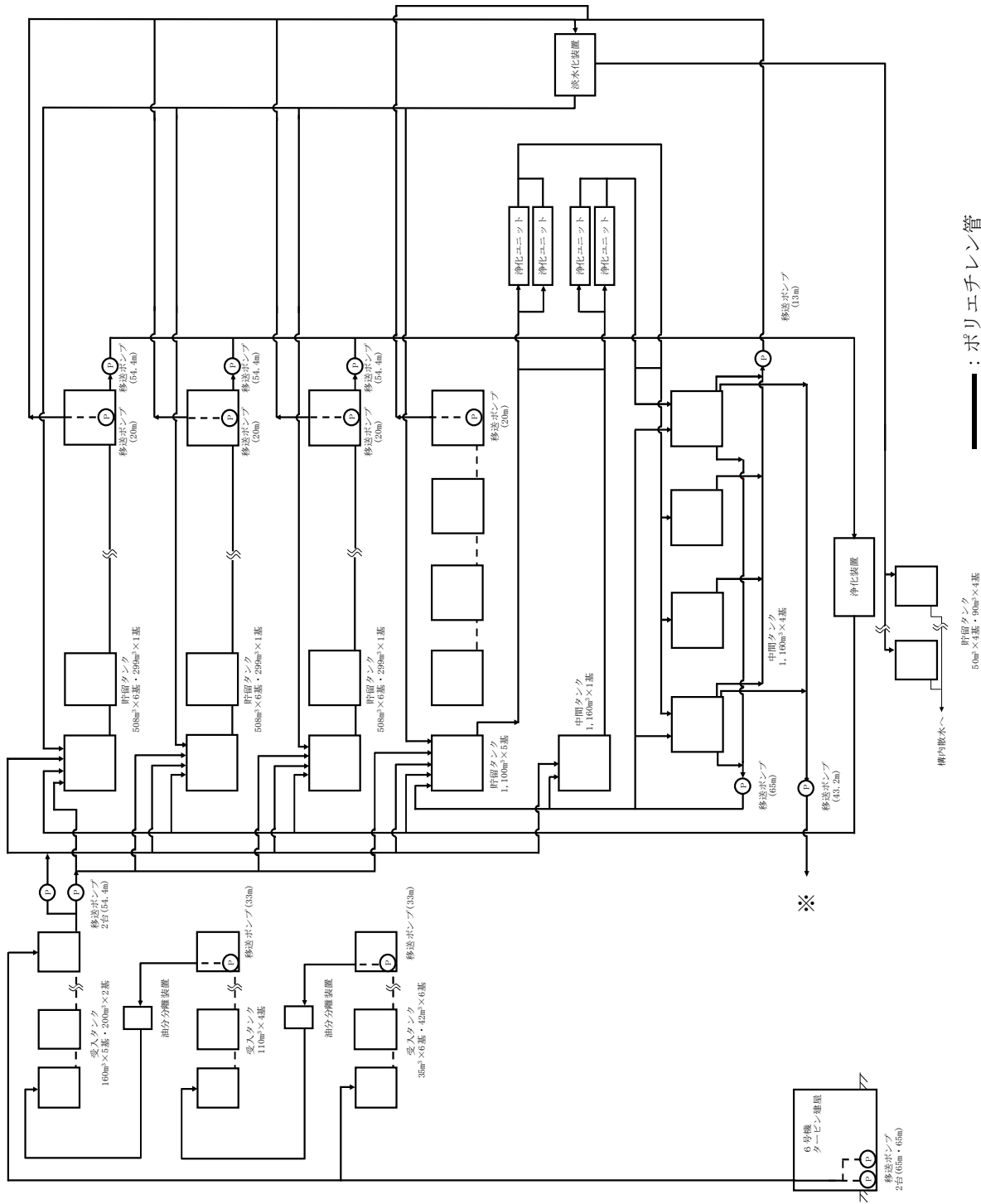


図-1 5号機 放射性液体廃棄物処理系 系統概要図

(固体)：放射性固体廃棄物処理系





※：浄化ユニット処理水は別途許可されるまで直接散水しない。

図-3 5・6号機 滞留水貯留設備 系統概要図

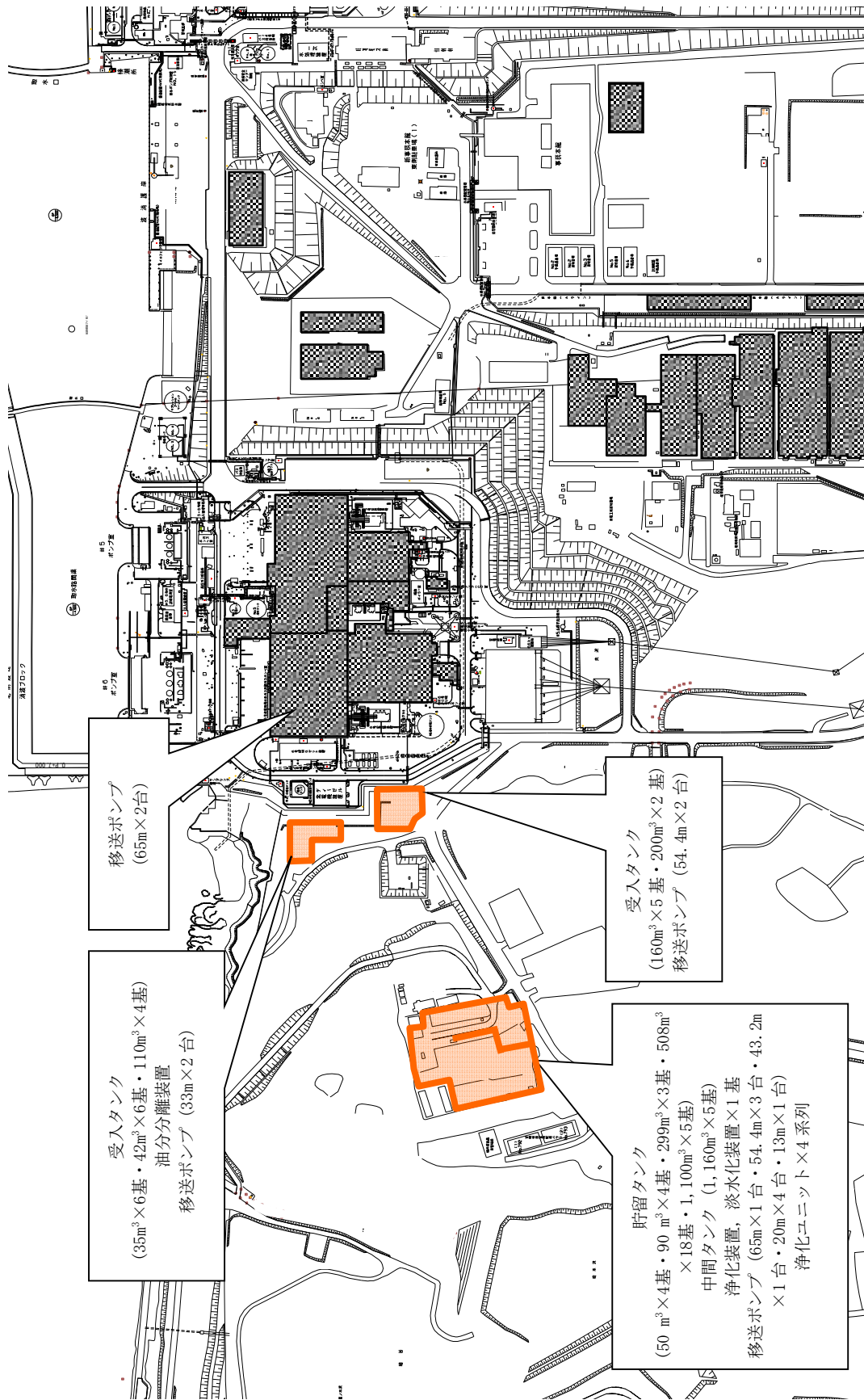


図-4 5・6号機 滯留水貯留設備 全体概要図

## 滞留水貯留設備の増設について

滞留水貯留設備は、貯留能力増強及び信頼性向上を目的とした以下の工事について計画し実施する。

### 1. 工事概要

#### (1) 貯留タンク増設

貯留設備の貯留能力増強を図るため、貯留タンクを増設する。増設計画は別添－ 1 に示す。

#### (2) 移送ポンプ増設

淡水化装置の増設に伴い、移送ポンプの増設を行う。

#### (3) 淡水化装置設置

淡水化装置の信頼性向上を図るため、増設を行う。

#### (4) 堰の設置

滞留水漏えい時の汚染拡大を防止し信頼性向上を図るため、受入タンク・油分分離装置エリア，受入タンクエリア，貯留タンクエリアの各エリアについて堰（地面の防水処置含む）の設置を行う。

### 2. 設備概要

淡水化装置概要図 別添－ 2 に示す。

### 3. 工 程

年度	2013				2014				
	6~12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月
移送ポンプ*1							増設		
淡水化装置*1						増設			
堰				設置					

\*1：各設備付属配管の増設を含む。

図-1 工事工程

### 4. 確認事項

表-1 移送ポンプ（水中ポンプ）

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
性能	運転確認	ポンプの運転確認を行う。	実施計画に記載の容量，揚程を満足すること。

表-2 淡水化装置

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	材料確認	納品書等に添付されている図面等により使用材料を確認する。	ろ過器：FRP 取水槽：FRP 前置ろ過器：SS400（FRPライニング） ろ過水槽：FRP チェックフィルタ：FRP ①耐衝撃性硬質ポリ塩化ビニル管：ポリ塩化ビニル* ②ナイロンコーティング管：SUS316LTP（ナイロンコーティング）* ③ナイロンコーティング管：STPG370（ナイロンコーティング）* と相違ないこと。
	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	据付確認	淡水化装置の据付位置、据付状態について確認する。	実施計画の通りに据付されていること。
	耐圧・漏えい確認	運転状態にて、運転圧に耐え、かつ、漏えいのないことを確認する。	耐圧部から漏えいがないこと。
性能	性能確認	淡水化装置の性能確認を行う。	実施計画に記載の処理量を満足すること。また、淡水化後の水質が構内散水可能な放射能濃度を満足すること。

\*：別添-4 図-1 5・6号機 淡水化装置概要図 参照

表－3 各設備付属配管

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	材料確認	納品書等に添付されている図面，カタログ等により使用材料を確認する。	④耐圧ホース（完成品）：ポリ塩化ビニル* ⑤ポリエチレン管（完成品）：ポリエチレン* と相違ないこと。
	寸法確認	納品書等に添付されている図面，カタログ等により確認する。	確認書類に示される寸法が，実施計画の通りであること。 ④耐圧ホース（完成品）：75 A相当 ⑤ポリエチレン管（完成品）：75 A相当
	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	耐圧・漏えい確認	運転状態にて，運転圧に耐え，かつ，漏えいのないことを確認する。	耐圧部から漏えいがないこと。

\*：別添－4 図－1 5・6号機 淡水化装置概要図 参照

表－4 堰

確認事項	確認項目	確認内容	判定
性能	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	寸法確認	高さを確認する。	実施計画に記載の通りであること。
	据付確認	堰の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通り据付されていること。

## 5. 別添

別添－1 滞留水貯留設備の貯留タンク増設計画について

別添－2 淡水化装置概要図



### 滞留水貯留設備の貯留タンク増設計画について

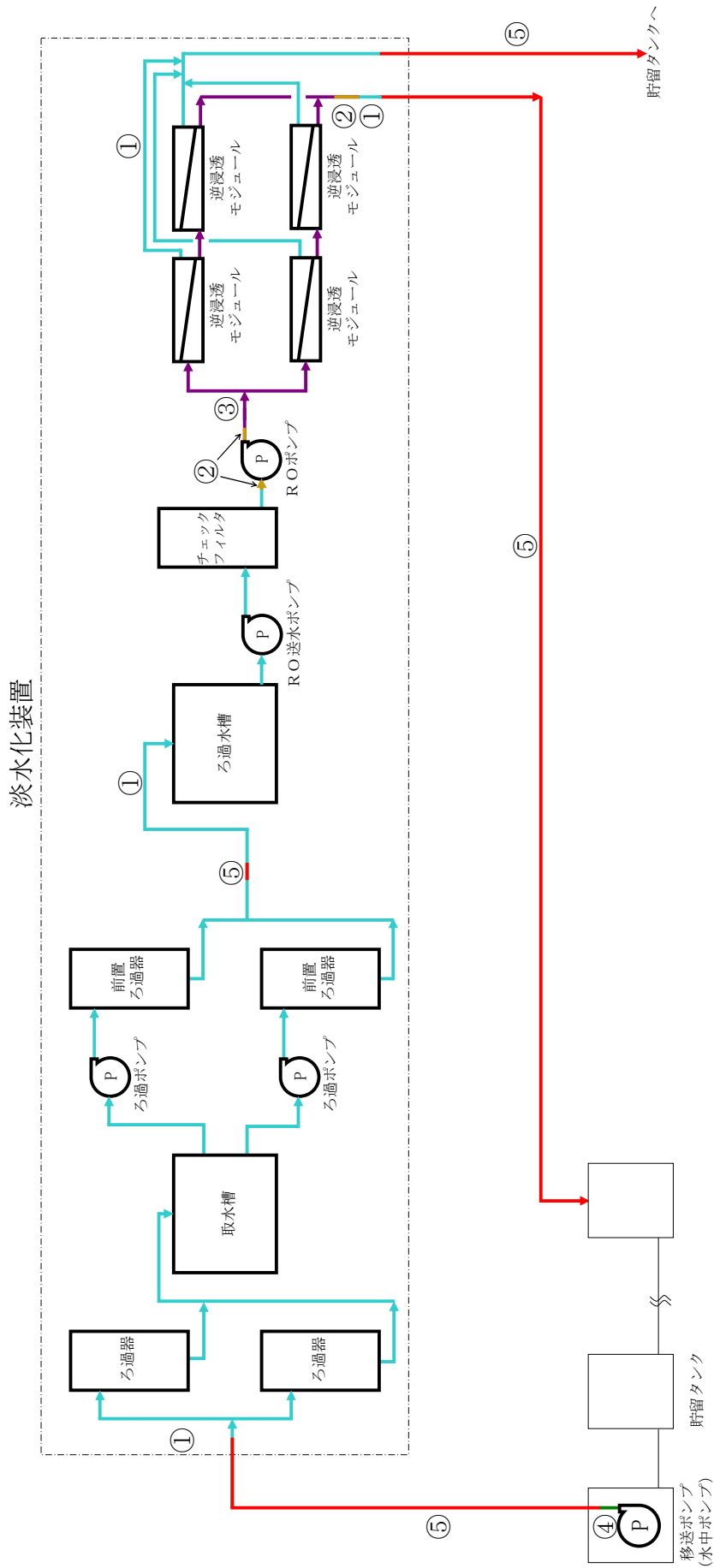
5・6号機の滞留水貯留設備は、貯留能力増強のため600m<sup>3</sup>タンク9基（フランジ型）の移設を計画していたが、1～4号機汚染水処理設備で発生したフランジ型タンクの漏えい事象に鑑み、移設するタンクが同型であったことからタンクの移設を中止した。

このため、貯留タンクの仕様をフランジ型から溶接型へ見直すと共に、1～4号機汚染水処理設備のタンク増設計画に影響を与えない範囲でタンクの増設を計画する。併せて、更なる信頼性向上を目的とした基礎外周堰の設置を計画する。

貯留タンク増設の方針は、以下のとおり。

- (1) 貯留タンク 溶接型
- (2) 適合規格 JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
- (3) 工 程 平成 26 年度下期以降実施

なお、過去1年間の実績から建屋内への地下水流入量（約20m<sup>3</sup>/日）と構内散水量は平衡状態にあり、平成26年6月現在、貯留タンクの設備容量約16,000m<sup>3</sup>に対し約1,000m<sup>3</sup>の余裕があるため、当面、地下水の流入による冷温停止維持に必要な設備への影響はない。



- ① : 耐衝撃性硬質ポリ塩化ビニル管
- ② : ナイロンコーティング管 (SUS316LTP)
- ③ : ナイロンコーティング管 (STPG370)
- ④ : 耐圧ホース
- ⑤ : ポリエチレン管

別添—2

図—1 5・6号機 淡水化装置概要図

## メガフロート係留場所の津波に対する考慮について

本資料では、メガフロート津波等リスク低減対策工事（添付資料－12 参照）を実施するまでの期間、メガフロートを5・6号機側港湾に係留した理由について記載する。

アウターライズで発生する津波は周期が長く（10分以上）、メガフロートは津波の潮位変動に応じた上下動を繰り返すと推測される。

アウターライズ津波による引波時には、メガフロート周辺の潮位の減少により、船底が沈下することが推定されるが、最も水深の浅い場所でも船底から約0.4mのクリアランスが残る。

同様に、アウターライズ津波による押波時には、メガフロート周辺における潮位上昇量は約3.3m程度と考えられるが、押波の場合は、吃水や潮位上昇量の関係からメガフロートが陸上へ乗り上げる可能性は小さい。

なお、アウターライズの引波の水流や波浪による水平方向の動揺や、押波時の垂直方向への上昇に伴う係留設備の破損で水平方向拘束が緩み、港湾内構造物に衝突する可能性は否定できないため、その可能性を最小限にするため、水深の確保及び海底の障害物の有無を考慮し、港湾内で比較的静穏な場所をメガフロートの係留場所に選定した。

## タンク等の構造強度及び耐震性に関する評価結果について

## 1. 構造強度及び耐震性

滞留水貯留設備を構成する機器の構造強度及び耐震性についての評価を行う。

## 2. 構造強度

(1) 震災以降緊急対応的に設置又は既に（平成25年8月14日より前に）設計に着手したタンク

円筒形タンクの板厚評価を実施した結果、水頭圧に耐えられることを確認した。

（表－1 参照）

$$t = \frac{DiH\rho}{0.204S\eta}$$

$t$  : 胴の必要板厚

$Di$  : 胴の内径

$H$  : 水頭

$\rho$  : 液体の比重

$S$  : 最高使用温度における材料（SS400）  
の許容引張応力

$\eta$  : 長手継手の効率

表－1 板厚評価結果

機器名称	評価部位	必要板厚[mm]	板厚[mm]
受入タンク (容量：160m <sup>3</sup> )	胴板	1.5	4.5
受入タンク (容量：200m <sup>3</sup> )	胴板	1.9	6.0
貯留タンク (容量：50m <sup>3</sup> )	胴板	0.5	8.0
貯留タンク (容量：90m <sup>3</sup> )	胴板	0.9	21.0
貯留タンク (容量：299m <sup>3</sup> )	胴板	3.1	9.0
貯留タンク (容量：508m <sup>3</sup> )	胴板	4.0	9.0
貯留タンク (容量：1,100m <sup>3</sup> )	胴板	9.6	12.0

(2) 平成 25 年 8 月 14 日以降に設計するタンク

a. 中間タンクの胴の厚さ評価

設計・建設規格に準拠し、板厚評価を実施した。評価の結果、水頭圧に耐えられることを確認した。(表-2-1 参照)

$$t = \frac{DiH\rho}{0.204S\eta}$$

- $t$  : 胴の計算上必要な厚さ  
 $Di$  : 胴の内径  
 $H$  : 水頭  
 $\rho$  : 液体の比重  
 $S$  : 最高使用温度における  
材料の許容引張応力  
 $\eta$  : 長手継手の効率

ただし、 $t$ の値は炭素鋼、低合金鋼の場合は $t=3$ [mm]以上、その他の金属の場合は $t=1.5$ [mm]以上とする。また、内径の区分に応じた必要厚さを考慮する。

表-2-1 中間タンクの胴の板厚評価結果

機器名称	評価部位	必要板厚[mm]	板厚[mm]
中間タンク (容量：1,160m <sup>3</sup> )	胴板	11.7	12.0

b. 中間タンクの底板の厚さ評価

設計・建設規格に準拠し、底板の厚さについて評価を実施した。評価の結果、必要板厚を確保していることを確認した。(表-2-2 参照)

表-2-2 中間タンクの底板の板厚評価結果

機器名称	評価部位	必要板厚[mm]	板厚[mm]
中間タンク (容量：1,160m <sup>3</sup> )	底板	3.0 <sup>※1</sup>	11.2

※1 地面、基礎等に直接接触するものについては、3mm (設計・建設規格)

c. 中間タンクの管台の厚さ評価

設計・建設規格に準拠し、管台の板厚評価を実施した。評価の結果、水頭圧に耐えられることを確認した。(表-2-3 参照)

$$t = \frac{DiH\rho}{0.204S\eta}$$

$t$  : 管台の計算上必要な厚さ

$Di$  : 管台の内径

$H$  : 水頭

$\rho$  : 液体の比重

$S$  : 最高使用温度における  
材料の許容引張応力

$\eta$  : 長手継手の効率

ただし、管台の外径の区分に応じた必要厚さを考慮する。

表-2-3 中間タンクの管台の板厚評価結果

機器名称	管台口径	評価部位	必要板厚[mm]	板厚[mm]
中間タンク (容量：1,160m <sup>3</sup> )	100A	管台板厚	3.5 <sup>※2</sup>	5.25
	200A		3.5 <sup>※2</sup>	7.18
	650A		3.5 <sup>※2</sup>	11.2

※2 管台の外径：82mm以上のものについては3.5mm（設計・建設規格）

d. 中間タンクの胴の穴の補強評価

設計・建設規格に準拠し、胴の穴の補強について評価を実施した。評価の結果、補強に有効な面積が補強に必要な面積より大きいため、補強は十分であることを確認した。(表-2-4 参照)

$$A_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$$

$$A_1 = (\eta t_s - Ft_{sr})(X - d)$$

$$-2\left(1 - \frac{S_n}{S_s}\right)(\eta t_s - Ft_{sr})t_n$$

$$X = X_1 + X_2$$

$$X_1 = X_2 = \text{Max}\left(d, \frac{d}{2} + t_s + t_n\right)$$

$$A_2 = 2((t_{n1} - t_{nr})Y_1 + t_{n2}Y_2)S_n / S_s$$

$$t_{nr} = \frac{PDi}{2S_n - 1.2P}$$

$$Y_1 = \text{Min}(2.5t_s, 2.5t_{n1} + Te)$$

$$Y_2 = \text{Min}(2.5t_s, 2.5t_{n2}, h)$$

$$A_3 = L_1L_1 + L_2L_2 + L_3L_3$$

$$A_4 = (W - Wi) \times Te$$

$$W = \text{Min}(X, De)$$

$$Ar = dt_{sr}F + 2\left(1 - \frac{S_n}{S_s}\right)t_{sr}Ft_n$$

$A_0$  : 補強に有効な総面積

$A_1$  : 胴、鏡板又は平板部分の補強に有効な面積

$A_2$  : 管台部分の補強に有効な面積

$A_3$  : すみ肉溶接部の補強に有効な面積

$A_4$  : 強め材の補強に有効な面積

$\eta$  : PVC-3161.2 に規定する効率

$t_s$  : 胴の最小厚さ

$t_{sr}$  : 継ぎ目のない胴の計算上必要な厚さ (PVC-3122(1)において  $\eta = 1$  としたものの)

$t_n$  : 管台最小厚さ

$t_{n1}$  : 胴板より外側の管台最小厚さ

$t_{n2}$  : 胴板より内側の管台最小厚さ

$t_{nr}$  : 管台の計算上必要な厚さ

$P$  : 最高使用圧力(水頭)=9.80665×10<sup>3</sup>H ρ

$S_s$  : 胴板材料の最高使用温度における許容引張応力

$S_n$  : 管台材料の最高使用温度における許容引張応力

$Di$  : 管台の内径

$X$  : 胴面に沿った補強に有効な範囲

$X_1$  : 補強に有効な範囲

$X_2$  : 補強に有効な範囲

$Y_1$  : 胴面に垂直な補強の有効な範囲 (胴より外側)

$Y_2$  : 胴面に垂直な補強の有効な範囲 (胴より内側)

$h$  : 管台突出し高さ (胴より内側)

$L_1$  : 溶接の脚長

$L_2$  : 溶接の脚長

$L_3$  : 溶接の脚長

$Ar$  : 補強が必要な面積

$d$  : 胴の断面に現れる穴の径

$F$  : 係数 (図 PVC-3161.2-1 から求めた値)

$Te$  : 強め材厚さ

$W$  : 強め材の有効範囲

$Wi$  : 開先を含めた管台直径

$De$  : 強め材外径

表-2-4 中間タンクの胴の穴の補強評価結果

機器名称	管台口径	評価部位	Ar [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>0</sub> [mm <sup>2</sup> ]
中間タンク (容量 : 1,160m <sup>3</sup> )	100A	管台	732	1,505
	200A		1,421	2,979
	650A		4,466	7,608



e. 強め材の取付け強さ

設計・建設規格に準拠し、強め材の取付け強さについて評価を実施した。評価の結果、溶接部の強度が十分であることを確認した。(表-2-5 参照)

$$F_1 = \frac{\pi}{2} d_o L_1 S \eta_1$$

$$F_2 = \frac{\pi}{2} d t_n S_n \eta_3$$

$$F_3 = \frac{\pi}{2} d'_o t_s S \eta_2$$

$$F_4 = \frac{\pi}{2} d_o L_2 S \eta_1$$

$$F_5 = \frac{\pi}{2} W_o L_3 S \eta_1$$

$$F_6 = \frac{\pi}{2} d'_o t_s S \eta_2$$

$$W = d'_o t_{sr} S - (t_s - F t_{sr}) (X - d'_o) S$$

$$W_1 = F_1 + F_2$$

$$W_2 = F_1 + F_6 + F_4$$

$$W_3 = F_5 + F_2$$

$$W_4 = F_5 + F_3$$

$$W_5 = F_1 + F_3$$

$$W_6 = F_5 + F_6 + F_4$$

$F_1$  : 断面 (管台外側のすみ肉溶接部) におけるせん断強さ

$F_2$  : 断面 (管台内側の管台壁) におけるせん断強さ

$F_3$  : 断面 (突合せ溶接部) におけるせん断強さ

$F_4$  : 断面 (管台内側のすみ肉溶接部) におけるせん断強さ

$F_5$  : 断面 (強め材のすみ肉溶接部) におけるせん断強さ

$F_6$  : 断面 (突合せ溶接部) におけるせん断強さ

$d_o$  : 管台外径

$d$  : 管台内径

$d_o'$  : 胴の穴の径

$W_o$  : 強め材の外径

$S$  : 胴板材料の最高使用温度における許容引張応力

$S_n$  : 管台材料の最高使用温度における許容引張応力

$L_1$  : すみ肉溶接部の脚長 (管台取付部 (胴より外側) )

$L_2$  : すみ肉溶接部の脚長 (管台取付部 (胴より内側) )

$L_3$  : 溶接部の脚長 (強め材)

$\eta_1$  : 強め材の取付け強さ (すみ肉溶接部のせん断)

$\eta_2$  : 強め材の取付け強さ (突合せ溶接部の引張)

$\eta_3$  : 強め材の取付け強さ (管台壁のせん断)

※表 PVC-3169-1 の値より

$W$  : 溶接部の負うべき荷重

$t_{sr}$  : 継目のない胴の計算上必要な厚さ  
(PVC-3122(1)において  $\eta = 1$  としたもの)

$F$  : 管台の取付角度より求まる係数  
(図 PVC-3161.2-1 から求まる値)

$X$  : 補強に有効な範囲

$W_1$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_2$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_3$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_4$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_5$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_6$  : 予想される破断箇所の強さ

表-2-5 中間タンクの強め材の取付け強さ

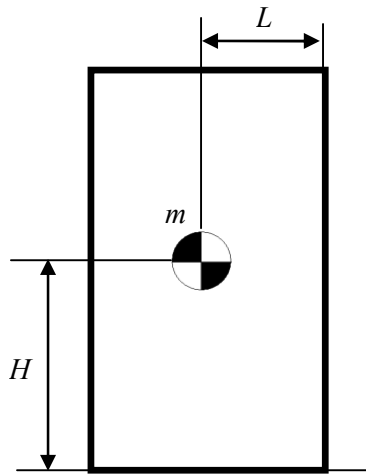
機器名称	管台 口径	溶接部の負 うべき荷重	予想される破断箇所の強さ					
		W [N]	W <sub>1</sub> [N]	W <sub>2</sub> [N]	W <sub>3</sub> [N]	W <sub>4</sub> [N]	W <sub>5</sub> [N]	W <sub>6</sub> [N]
中間タンク (容量:1,160m <sup>3</sup> )	100A	35,520	105,278	249,921	117,143	214,608	202,743	261,786
	200A	61,220	288,929	566,723	291,336	432,427	430,020	569,130
	650A	163,240	1,160,164	1,873,460	1,491,562	1,641,871	1,310,473	2,204,858

### 3. 耐震性

(1) 震災以降緊急対応的に設置又は既に（平成 25 年 8 月 14 日より前に）設計に着手したタンク

#### a. 転倒評価

地震時の水平荷重による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することにより転倒評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重による転倒モーメント<②自重による安定モーメント」となることから、転倒しないことを確認した。（表-3, 4 参照）



$C_H$  : 水平方向設計震度 (0.36)

$m$  : 機器質量

$g$  : 重力加速度

$H$  : 据付面からの重心までの距離

$L$  : 転倒支点から機器重心までの距離

①地震時の水平荷重による転倒モーメント： $M_1 = C_H \times m \times g \times H$

②自重による安定モーメント： $M_2 = m \times g \times L$

#### b. 滑動評価

地震時の水平荷重によるすべり力と接地面の摩擦力を比較することにより、滑動評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重によるすべり力<②接地面の摩擦力」となることから、滑動しないことを確認した。（表-3, 4 参照）

①地震時の水平荷重によるすべり力： $F_L = C_H \times m \times g$

②接地面の摩擦力： $F_\mu = \mu \times m \times g$

$C_H$  : 水平方向設計震度 (0.36)

$m$  : 機器質量

$g$  : 重力加速度

$\mu$  : 摩擦係数

(コンクリート上：0.4,

敷鉄板上：0.52)

c. 支持力評価

タンクの鉛直荷重と極限支持力を比較して、地震時の支持力に対する評価を行った。支持力の算定式は「社団法人日本道路協会（2002）：道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に基づき次式を用いた。評価の結果、「①タンクの鉛直荷重<②タンク基礎底面地盤の極限支持力」となり、安全性を有していることを確認した。（表-3，4 参照）

$$\textcircled{1}\text{タンクの鉛直荷重：} W = m \times g$$

$$\textcircled{2}\text{タンク基礎底面地盤の極限支持力：} Q_u = A_e \left( \alpha k c N_c S_c + k q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \right)$$

$m$  : 機器質量

$g$  : 重力加速度

$A_e$  : 有効載荷面積

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$k$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$c$  : 地盤の粘着力 ( $c=39\text{kN/m}^2$ )

$N_c, N_q, N_r$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c, S_q, S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$q$  : 上載荷重 ( $q=\gamma_2 D_f$ )

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 ( $\gamma_1, \gamma_2=15.9\text{kN/m}^2$ )

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ( $B_e=B-2e_B$ )

$B$  : 基礎幅

$e_B$  : 荷重の偏心量

表-3 機器質量及び基礎幅一覧

機器名称	$m^*$ (t)	$B$ (m)
受入タンク (容量: 35m <sup>3</sup> )	43.3	2.0
受入タンク (容量: 42m <sup>3</sup> )	51.0	2.3
受入タンク (容量: 110m <sup>3</sup> )	127.6	4.7
受入タンク (容量: 160m <sup>3</sup> )	169.7	6.9
受入タンク (容量: 200m <sup>3</sup> )	211.9	6.9
貯留タンク (容量: 50m <sup>3</sup> )	93.5	3.1
貯留タンク (容量: 90m <sup>3</sup> )	133.5	3.1
貯留タンク (容量: 299m <sup>3</sup> )	329.3	6.9
貯留タンク (容量: 508m <sup>3</sup> )	553.7	9.0
貯留タンク (容量: 1,100m <sup>3</sup> )	1,165.0	12.2
移送ポンプ(横置き型ポンプ)	0.2	0.7
油分分離装置	108.7	4.4
浄化装置	17.0	1.3
淡水化装置 (コンテナ)	17.2	12.2

\* : タンク及び油分分離装置は水の質量も含む。

表-4 評価結果

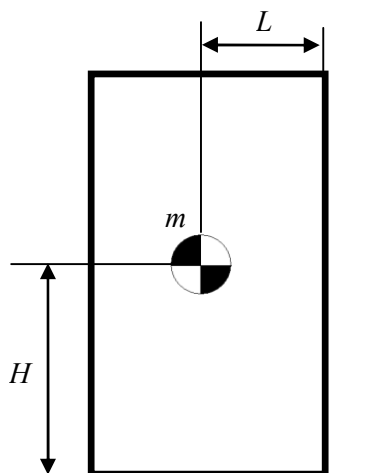
機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	①	②	単位
受入タンク (容量：35m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	172	428	kN・m
		滑動		153	220	kN
	地盤	支持力		425	3,164	kN
受入タンク (容量：42m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	203	579	kN・m
		滑動		181	260	kN
	地盤	支持力		501	3,937	kN
受入タンク (容量：110m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	577	2,940	kN・m
		滑動		451	650	kN
	地盤	支持力		1,252	11,210	kN
受入タンク (容量：160m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	1,348	5,658	kN・m
		滑動		600	865	kN
	地盤	支持力		1,665	10,048	kN
受入タンク (容量：200m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	2,058	7,065	kN・m
		滑動		749	1,080	kN
	地盤	支持力		2,079	9,241	kN
貯留タンク (容量：50m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	718	1,420	kN・m
		滑動		330	476	kN
	地盤	支持力		917	5,693	kN
貯留タンク (容量：90m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	1,025	2,028	kN・m
		滑動		472	680	kN
	地盤	支持力		1,309	4,960	kN
貯留タンク (容量：299m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	5,326	10,937	kN・m
		滑動		1,163	1,679	kN
	地盤	支持力		3,230	7,195	kN
貯留タンク (容量：508m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	9,026	23,989	kN・m
		滑動		1,955	2,823	kN
	地盤	支持力		5,430	14,926	kN

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	①	②	単位
貯留タンク (容量：1,100m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0.36	21,645	68,548	kN・m
		滑動		4,113	4,569	kN
	地盤	支持力		11,425	29,867	kN
移送ポンプ (横置き型ポンプ)	本体	転倒	0.36	0.14	0.34	kN・m
		滑動		0.71	0.78	kN
	地盤	支持力		1.97	192	kN
油分分離装置	本体	転倒	0.36	471	2,337	kN・m
		滑動		384	554	kN
	地盤	支持力		1,066	9,949	kN
浄化装置	本体	転倒	0.36	62	110	kN・m
		滑動		60	66	kN
	地盤	支持力		167	188	kN
淡水化装置 (コンテナ)	本体	転倒	0.36	124	201	kN・m
		滑動		61	87	kN
	地盤	支持力		169	3,342	kN

(2) 平成25年8月14日以降に設計するタンク

a. 転倒評価

地震時の水平荷重による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することにより転倒評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重による転倒モーメント<②自重による安定モーメント」となることから、転倒しないことを確認した。(表-5, 6 参照)



$C_H$  : 水平方向設計震度 (0.36)

$m$  : タンク空質量+内包液体質量 (満水時)

$m_1$  : タンク胴+内包液体質量 (満水時)

$m_2$  : 屋根板質量

$g$  : 重力加速度

$H_1$  : 据付面からの胴部重心までの距離

$H_2$  : 据付面からの天板重心までの距離

$L$  : 転倒支点から機器重心までの距離

①地震時の水平荷重による転倒モーメント :  $M_1 = (m_1 \times H_1 + m_2 \times H_2) \times g \times C_H$

②自重による安定モーメント :  $M_2 = m \times g \times L$

b. 滑動評価

地震時の水平荷重によるすべり力と接地面の摩擦力を比較することにより、滑動評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重によるすべり力<②接地面の摩擦力」となることから、滑動しないことを確認した。(表-5, 6 参照)

①地震時の水平荷重によるすべり力 :  $F_L = C_H \times m \times g$

②接地面の摩擦力 :  $F_\mu = \mu \times m \times g$

$C_H$  : 水平方向設計震度 (0.36)

$m$  : 機器質量

$g$  : 重力加速度

$\mu$  : 摩擦係数

(コンクリート上 : 0.4)



表－5 機器質量及び基礎幅一覧

機器名称	$m^*$ (t)	$B$ (m)
中間タンク (容量 : 1, 160m <sup>3</sup> )	1, 305. 0	11. 1

\* : 水の質量も含む。

表－6 評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	①	②	単位
中間タンク (容量 : 1, 160m <sup>3</sup> )	本体	転倒	0. 36	$3. 1 \times 10^4$	$7. 1 \times 10^4$	kN・m
		滑動		4, 608	5, 119	kN

c. タンク基礎の支持力評価

(a) 評価方法

タンクの鉛直荷重と極限支持力を比較して評価を行う。支持力の算定式は「社団法人日本道路協会（2002）：道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に基づき次式を用いる。計算した結果、①タンクの鉛直荷重<②タンク基礎底面地盤の極限支持力であり、安全性を有していることを確認する。

$$\textcircled{1}\text{タンクの鉛直荷重：} W = m \times g$$

$$\textcircled{2}\text{タンク基礎底面地盤の極限支持力：} Q_u = A_e \left( \alpha k c N_c S_c + k q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \right)$$

$m$  : 機器質量

$g$  : 重力加速度

$A_e$  : 有効載荷面積

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$k$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$c$  : 地盤の粘着力

$N_c, N_q, N_r$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c, S_q, S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$q$  : 上載荷重 ( $q = \gamma_2 D_f$ )

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 ( $\gamma_1, \gamma_2 = 15.9 \text{ kN/m}^2$ )

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ( $B_e = B - 2e_B$ )

$B$  : 基礎幅

$e_B$  : 荷重の偏心量

(b) 管理

地盤改良後、簡易支持力測定器（キャスポル）\*により地盤の強度を測定し、上記式により必要な極限支持力を有していることを確認する。

※ ランマー（重鎮）を一定の高さから地盤に自由落下させたときに生ずる衝撃加速度の最大値と地盤強度特性値と相関させる衝撃加速度法を基本原理とした簡易な測定器。

d. タンク基礎の不陸

(a) 評価方法

タンクの設置高さが、設計高さに対して許容値以内\*であることを確認する。

※ 設計高さ±30mm（社内基準値）

(b) 管理

タンク基礎高さ（レベル）を測量し、当該高さが設計高さに対して±30mm以内であることを確認する。

e. 応力評価及び座屈評価

中間タンクについては、以下の通り貯留機能維持について評価する。

『JEAC4601-2008 原子力発電所耐震設計技術規程』に基づき、タンク胴板の応力評価及び座屈評価により、発生する応力が許容値を超えないことを確認した。(表-7, 8 参照)

(a) 評価

1. 胴の応力評価

イ. 組合せ応力が胴の最高使用温度における許容応力  $S_a$  以下であること。

応力の種類	許容応力 $S_a$
一次一般膜応力	設計降伏点 $S_y$ と設計引張強さ $S_u$ の0.6倍のいずれか小さい方の値

一次応力の評価は算出応力が一次一般膜応力と同じ値であるので省略する。

応力計算において、静的地震力を用いる場合は、絶対値和を用いる。

(1) 静水頭及び鉛直方向地震による応力

$$\sigma_{\phi 1} = \frac{\rho' g H D_i}{2t}$$

$$\sigma_{\phi 2} = \frac{\rho' g H D_i C_v}{2t}$$

$$\sigma_{x1} = 0$$

(2) 運転時質量及び鉛直方向地震による応力

胴がベースプレートと接合する点には、胴自身の質量による圧縮応力と鉛直方向地震による軸方向応力が生じる。

$$\sigma_{x2} = \frac{m_e g}{\pi(D_i + t)t}$$

$$\sigma_{x3} = \frac{m_e g C_v}{\pi(D_i + t)t}$$

(3) 水平方向地震による応力

水平方向の地震力により胴はベースプレート接合部で最大となる曲げモーメントを受ける。この曲げモーメントによる軸方向応力と地震力によるせん断応力は次のように求める。

$$\sigma_{x4} = \frac{4C_{ri} m_0 g \ell_g}{\pi(D_i + t)^2 t}$$

$$\tau = \frac{2C_{ri} m_0 g}{\pi(D_i + t) t}$$

(4) 組合せ応力

(1)～(3)によって求めた胴の応力は以下のように組み合わせる。

a. 一次一般膜応力

(a) 組合せ引張応力

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 2}$$

$$\sigma_{xt} = \sigma_{x1} - \sigma_{x2} + \sigma_{x3} + \sigma_{x4}$$

$$\sigma_{ot} = \frac{1}{2} \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xt})^2 + 4\tau^2} \right\}$$

(b) 組合せ圧縮応力

$\sigma_{xc}$ が正の値（圧縮側）のとき、次の組合せ圧縮応力を求める。

$$\sigma_{\phi} = -\sigma_{\phi 1} - \sigma_{\phi 2}$$

$$\sigma_{xc} = -\sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3} + \sigma_{x4}$$

$$\sigma_{oc} = \frac{1}{2} \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xc})^2 + 4\tau^2} \right\}$$

したがって、胴の組合せ一次一般膜応力の最大値は、

$$\sigma_o = \text{Max} \left\{ \text{組合せ引張応力} (\sigma_{ot}), \text{組合せ圧縮応力} (\sigma_{oc}) \right\}$$

となる。一次応力は一次一般膜応力と同じになるので省略する。

表-7 中間タンク応力評価結果

機器名称	部材	材料	水平方向 設計震度	応力	算出応力 [MPa]	許容応力 [MPa]
中間タンク (容量：1,160m <sup>3</sup> )	胴板	SM400C	0.36	一次一般膜	70	138

ロ. 圧縮膜応力（圧縮応力と曲げによる圧縮側応力の組合せ）は次式を満足すること。  
 （座屈の評価）

$$\frac{\alpha(\sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\alpha\sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$$

ここで、 $f_c$ は次による。

$$\frac{Di+t}{2t} \leq \frac{1200g}{F} \text{ のとき,}$$

$$f_c = F$$

$$\frac{1200g}{F} < \frac{Di+t}{2t} < \frac{8000g}{F} \text{ のとき,}$$

$$f_c = F \left[ 1 - \frac{1}{6800g} \left\{ F - \phi_1 \left( \frac{8000g}{F} \right) \right\} \left( \frac{Di+t}{2t} - \frac{1200g}{F} \right) \right]$$

$$\frac{8000g}{F} \leq \frac{Di+t}{2t} \leq 800 \text{ のとき,}$$

$$f_c = \phi_1 \left( \frac{Di+t}{2t} \right)$$

ただし、 $\phi_1(x)$ は次の関数とする。

$$\phi_1(x) = 0.6 \frac{E}{x} \left[ 1 - 0.901 \left\{ 1 - \exp \left( -\frac{1}{16} \sqrt{x} \right) \right\} \right]$$

また、 $f_b$ は次による。

$$\frac{Di+t}{2t} \leq \frac{1200g}{F} \text{ のとき,}$$

$$f_b = F$$

$$\frac{1200g}{F} < \frac{Di+t}{2t} < \frac{9600g}{F} \text{ のとき,}$$

$$f_b = F \left[ 1 - \frac{1}{8400g} \left\{ F - \phi_2 \left( \frac{9600g}{F} \right) \right\} \left( \frac{Di+t}{2t} - \frac{1200g}{F} \right) \right]$$

$$\frac{9600g}{F} \leq \frac{Di+t}{2t} \leq 800 \text{ のとき,}$$

$$f_b = \phi_2 \left( \frac{Di+t}{2t} \right)$$

ただし、 $\phi_2(x)$ は次の関数とする。

$$\phi_2(x) = 0.6 \frac{E}{x} \left[ 1 - 0.731 \left\{ 1 - \exp \left( -\frac{1}{16} \sqrt{x} \right) \right\} \right]$$

$\alpha$ は安全率で次による。

$$\frac{Di+t}{2t} \leq \frac{1200g}{F} \text{ のとき,}$$

$$\alpha = 1$$

$$\frac{1200g}{F} < \frac{Di+t}{2t} < \frac{8000g}{F} \text{ のとき,}$$

$$\alpha = 1 + \frac{F}{13600g} \left( \frac{Di+t}{2t} - \frac{1200g}{F} \right)$$

$$\frac{8000g}{F} \leq \frac{Di+t}{2t} \text{ のとき,}$$

$$\alpha = 1.5$$

表-8 中間タンク座屈評価

機器名称	部材	材料	水平方向 設計震度	座屈評価結果
中間タンク (容量：1,160m <sup>3</sup> )	胴板	SM400C	0.36	0.36 < 1

記号の説明

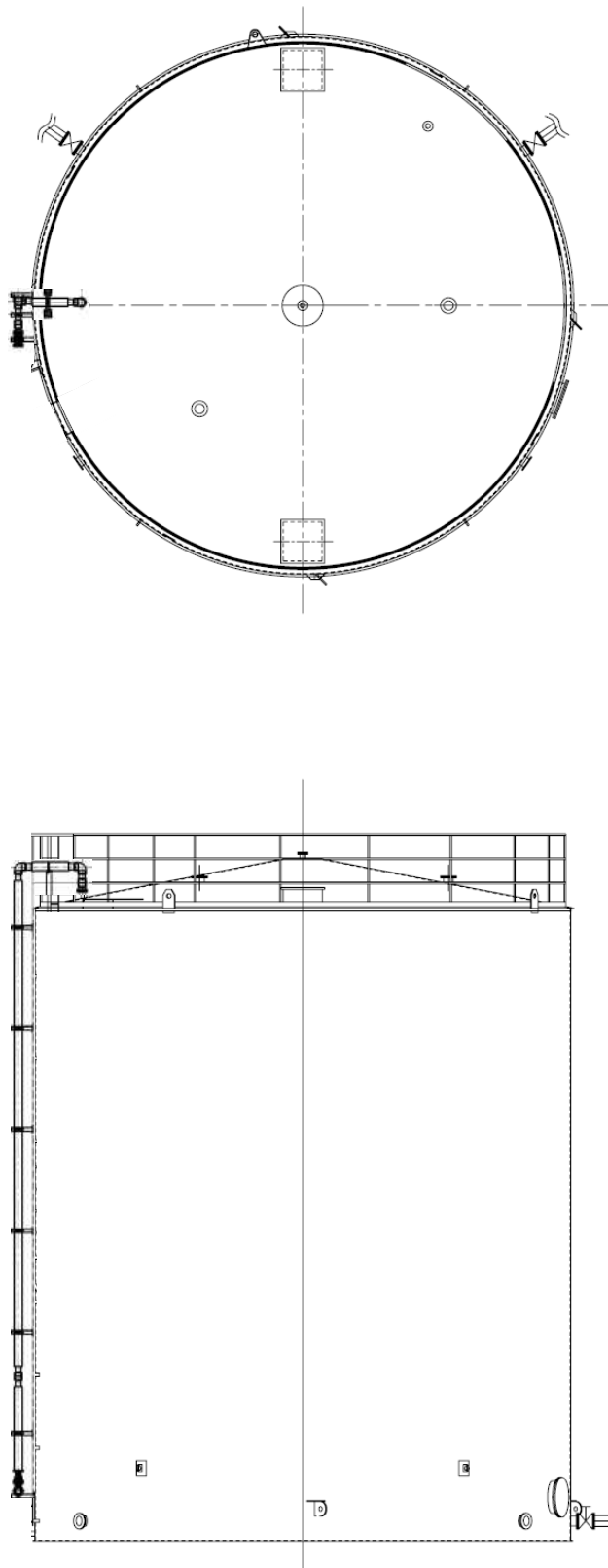
記号	記号の説明	単位
$C_H$	水平方向設計震度	—
$C_v$	鉛直方向設計震度	—
$D_i$	胴の内径	mm
$E$	胴の縦弾性係数	MPa
$F$	設計・建設規格 SSB-3121.1又はSSB-3131に定める値	MPa
$f_b$	曲げモーメントに対する許容座屈応力	MPa
$f_c$	軸圧縮荷重に対する許容座屈応力	MPa
$g$	重力加速度 (=9.80665)	m/s <sup>2</sup>
$H$	水頭	mm
$l_g$	基礎から容器重心までの距離	mm
$m_o$	容器の運転時質量	kg
$m_e$	容器の空質量	kg
$S$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表5に定める値	MPa
$S_a$	胴の許容応力	MPa
$S_u$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
$S_y$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$t$	胴板の厚さ	Mm
$\alpha$	座屈応力に対する安全率	—
$\pi$	円周率	—
$\rho'$	液体の密度 (=比重×10 <sup>-6</sup> )	kg/mm <sup>3</sup>
$\sigma_o$	胴の一次一般膜応力の最大値	MPa
$\sigma_{oc}$	胴の組合せ圧縮応力	MPa
$\sigma_{ot}$	胴の組合せ引張応力	MPa
$\sigma_{x1}, \sigma_{\phi 1}$	静水頭により胴に生じる軸方向及び周方向応力	MPa
$\sigma_{x2}$	胴の空質量による軸方向圧縮応力	MPa
$\sigma_{x3}$	胴の鉛直方向地震による軸方向応力	MPa
$\sigma_{x4}$	胴の水平方向地震による軸方向応力	MPa
$\sigma_{xc}$	胴の軸方向応力の和 (圧縮側)	MPa
$\sigma_{xt}$	胴の軸方向応力の和 (引張側)	MPa
$\sigma_{\phi}$	胴の周方向応力の和	MPa
$\sigma_{\phi 2}$	静水頭に鉛直方向地震が加わり胴に生じる周方向応力	MPa
$\tau$	地震により胴に生じるせん断応力	MPa
$\phi_1(x)$	圧縮荷重に対する許容座屈応力の関数	MPa
$\phi_2(x)$	曲げモーメントに対する許容座屈応力の関数	MPa

4. 別添

別添－1 中間タンク概略図

別添－2 滞留水貯留設備の中間タンクに対するスロッシング評価





中間タンク概略図

II-2-33-添 7-22

## 滞留水貯留設備の中間タンクに対するスロッシング評価

滞留水貯留設備の中間タンクについて地震発生時のタンク内包水のスロッシング評価を実施した。速度ポテンシャル理論に基づきスロッシング波高の評価を行った結果、スロッシング時のタンク内の液位がタンク天板に到達しないことを確認した。

スロッシング評価の流れは下記の通り。

- ・ 速度ポテンシャル理論に基づき、スロッシング固有周期（水面の一次固有周期）を算出する。
- ・ タンク設置エリアの地表面における基準地震動：Ss-1, 2, 3 に対する速度応答スペクトルから、スロッシング固有周期に応じた速度応答値を求める。
- ・ 速度ポテンシャル理論に基づき、速度応答値からスロッシング波高を算出する。
- ・ スロッシング波高がタンク高さを超えないことを確認する。

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.68g} \coth\left(\frac{3.68H}{D}\right)}$$

$$\eta = 0.837 \left(\frac{D}{2g}\right) \left(\frac{2\pi}{T_s}\right) S_v$$

$D$  : タンク内径 [m]

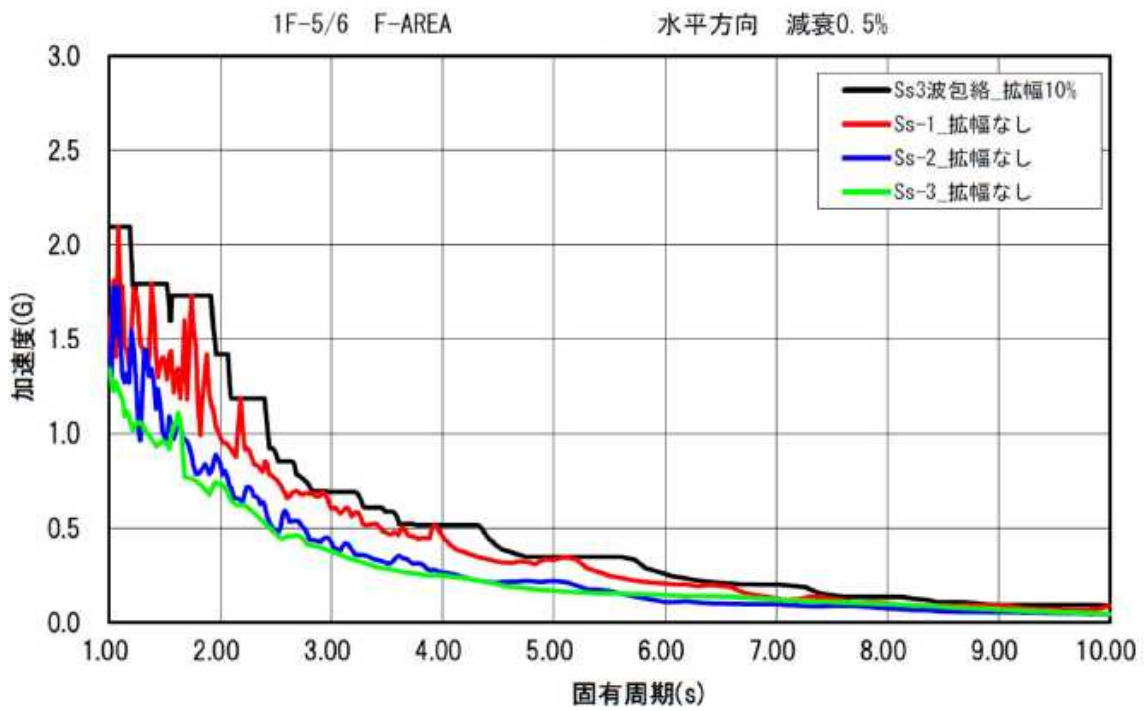
$H$  : タンク液位 [m]

$g$  : 重力加速度 [m/s<sup>2</sup>]

$T_s$  : スロッシング固有周期 [s]

$S_v$  : 速度応答値 [m/s]

$\eta$  : スロッシング波高 [m]



スロッシング床応答スペクトル

中間タンクのスロッシング評価結果

機器名称	スロッシング波高 [mm]	スロッシング時液位 [mm]	タンク高さ [mm]
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	693	12,899	13,000

## 滞留水貯留設備の増設及び廃止について

### 1. 工事概要

滞留水貯留設備について、中間タンク及び移送ポンプの増設、浄化ユニットの設置、堰の増設を実施する。

尚、堰設置にあたり、既設堰の一部を撤去する必要があるが、当該貯留タンクエリアには既に使用中の貯留タンクが設置されており、タンクから漏えいが発生した場合においても、常に堰外への漏えいを防ぐ必要がある。このため、既設堰の一部を撤去する前に仮堰(鉄板堰)を取付け、既設堰と仮堰(高さ 520 mm～594mm 以上\*)により、常に堰内に想定最大漏えい量を貯留できるよう計画する。

また、旧淡水化装置及びその移送設備並びに付属配管を廃止する。

※工事の各工程により異なる

### 2. 設備概要

工事概要図 別添－ 2 に示す。

系統概要図 (廃止範囲) 別添－ 3 に示す。

系統概要図 (増設及び取替範囲) 別添－ 4 に示す。

付属配管概要図 (増設及び取替範囲) 別添－ 5 に示す。

浄化ユニット概要図 別添－ 6 に示す。

全体概要図 (増設及び廃止後) 別添－ 7 に示す。

3. 工 程

図-1 工事工程

年度	2017	2018								2019			
	1~12月	1~3月	4~6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月
中間タンク*1				設置									
移送ポンプ*1				増設									
浄化ユニット*1				設置									
堰				設置									
旧淡水化装置 移送ポンプ 付属配管				廃止									

\*1：各設備付属配管の設置を含む。

4. 確認事項

表－1 中間タンク

確認事項	確認項目	確認内容	判定	
構造強度 ・耐震性	材料確認	実施計画に記載した主な材料について材料証明書により確認する。	実施計画に記載の材料が使用されていること。	
	寸法確認	主要寸法（板厚，内径，高さ）を確認する。	実施計画に記載の通りであること。	
	外観確認	タンク本体（塗装状態含む）の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。	
	据付確認		据付状態を確認する。	据付状態に異常がないこと。
			タンク基礎の不陸について確認する。	異常な不陸がないこと。
	耐圧・漏えい確認	設計・建設規格に基づき耐圧・漏えい試験を行う。	各部からの有意な漏えいおよび水位の低下がないこと。	
地盤支持力確認	支持力試験にてタンク基礎の地盤支持力を確認する。	必要な支持力を有していること。		
機能 ・性能	監視確認	水位計について，6号機中央操作室にタンク水位が表示できることを確認する。	6号機中央操作室にタンク水位が表示できること。	
	貯留機能	漏えいなく貯留できることを確認する。	タンク及び付属設備（マンホール，ドレン弁）に漏えいがないこと。	

表－2－1 移送ポンプ（水中ポンプ）

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
性能	運転確認	ポンプの運転確認を行う。	必要な流量を有していること。

表－2－2 移送ポンプ（横置きポンプ）

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
性能	運転確認	ポンプの運転確認を行う。	必要な流量を有していること。

表－3 浄化ユニット\*

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	材料確認	実施計画に記載した主な材料について材料証明書により確認する。	実施計画の通りであること。
	寸法確認	実施計画に記載した主要寸法について確認する。	寸法が許容範囲内であること。
	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	据付確認	浄化ユニットの据付位置、据付状態について確認する。	実施計画の通りに据付されていること。
	耐圧・漏えい確認	確認圧力で保持した後、確認圧力に耐えていること及び耐圧部から漏えいがないことについて記録を確認する。	確認圧力に耐え、かつ構造物の変形等がないこと。 また、耐圧部から著しい漏えいがないこと。
	運転時漏えい確認	運転時に漏えいの有無を確認する。	耐圧部から漏えいがないこと。
性能	性能確認	浄化ユニットの性能確認を行う。	実施計画に記載の処理量を満足すること。また、系統出口水の放射能濃度が入口放射能濃度より低減されていること。

\*：別添－6 図－1 5・6号機 浄化ユニット概要図 参照

表－4 漏えい検知器，警報装置

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	据付確認	装置の据付位置、据付状態について確認する。	実施計画の通り、施工・据付されていること。
機能	漏えい警報確認	漏えい信号により、警報が作動することを確認する。	警報が作動すること。

表－5 各設備付属配管\*

確認事項	確認項目	確認内容	判定
構造強度 ・耐震性	材料確認	実施計画に記載した主な材料について材料証明書により確認する。	実施計画の通りであること。
	寸法確認	主要寸法について記録を確認する。	実施計画の通りであること。
	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	運転時 漏えい確認	運転時に漏えいの有無を確認する。	耐圧部から漏えいがないこと。

\*：別添－5 図－1 5・6号機 付属配管概要図（増設及び取替範囲） 参照

表－6 堰

確認事項	確認項目	確認内容	判定
性能	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
	寸法確認	堰の高さを確認する。	実施計画に記載の通りであること。

表－7 淡水化装置，移送ポンプ，付属配管

確認事項	確認項目	確認内容	判定
機能	機能確認	淡水化装置，移送ポンプ，付属配管の廃止状態について確認する。	実施計画の通り廃止されていること。



## 5. 補足事項

- ・許容範囲について

表－8 許容範囲一覧

名称		寸法(mm)	許容範囲 (mm)	根拠
堰の高さ	貯留タンクエリア	520 以上	520 以上* <sup>2</sup>	自主管理値* <sup>1</sup>

\*<sup>1</sup>：想定最大量（水位警報設定値の水位高での容量）が漏えいしても堰外への汚染拡大を防止する。

\*<sup>2</sup>：高さは，以下の各エリア毎に想定最大量及び堰内の面積から算出。

貯留タンクエリア 想定最大量 3,301 m<sup>3</sup> 堰内の面積 6,392 m<sup>2</sup>

・浄化ユニット，中間タンク，移送配管で使用する主要材料については，以下の規格・基準類に準拠する。

- (1) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（JSME S NC1-2005/2007）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術規程（JEAC-4601(2008)）
- (3) 石油学会規格 縦形容器用レグ（JPI-7R-71-96）
- (4) 日本工業規格（JIS 規格）
- (5) ASTM インターナショナル（ASTM 規格）
- (6) 中華人民共和国国家標準（GB 規格）
- (7) 国際標準化機構規格（ISO 規格）
- (8) 日本水道協会規格（JWWA 規格）

## 6. 別添

- 別添－1 浄化ユニット等の構造強度及び耐震性に関する評価結果について
- 別添－2 工事概要図
- 別添－3 系統概要図（廃止範囲）
- 別添－4 系統概要図（増設及び取替範囲）
- 別添－5 付属配管概要図（増設及び取替範囲）
- 別添－6 浄化ユニット概要図
- 別添－7 全体概要図（増設及び廃止後）
- 別添－8 浄化ユニットの安全確保策
- 別添－9 旧淡水化装置の撤去方法について
- 別添－10 浄化ユニット基礎に関する説明書
- 別添－11 貯留タンクエリアの基礎外周堰の堰内容量に関する説明書

## 浄化ユニット等の構造強度及び耐震性に関する評価結果について

## 1.1 基本方針

## 1.1.1 構造強度評価の基本方針

浄化ユニット等を構成する機器は、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則（平成25年6月28日原子力規制委員会規則第6号）」において、廃棄物処理設備に相当するクラス3機器に準ずるものと位置付けられる。

浄化ユニット等を構成する機器については、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（JSME 規格）」（以下、「JSME 規格」という。）、日本工業規格（JIS 規格）等の国内外の民間規格に適合した工業用品の採用、またはこれらと同等の技術的妥当性を有する規格での設計・製作・検査を行う。

また、JSME 規格で規定される材料の日本工業規格（JIS）年度指定は、技術的妥当性の範囲において材料調達性の観点から考慮しない場合もある。

さらに、JSME 規格に記載のない非金属材料（耐圧ホース、ポリエチレン管等）については、現場の作業環境等から採用を継続する必要があるが、これらの機器等については、日本工業規格（JIS）や日本水道協会規格（JWWA 規格）、製品の試験データ等を用いて設計を行う。

## 1.1.2 耐震性評価の基本方針

浄化ユニット等を構成する機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置づけられる。耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」等に準拠して構造強度評価を行うことを基本とするが、評価手法、評価基準について実態にあわせたものを採用する。

浄化ユニットについては、構成する機器は架台に据え付けられ、架台は基礎に据え付けることから、機器単体と浄化ユニット全体に対し、それぞれ耐震性評価を行う。

ポンプ（水中ポンプを除く）については、スキッドに据え付け、スキッドは基礎に据え付けることから、ポンプ単体とポンプスキッド全体に対し、それぞれ耐震性評価を行う。

支持部材がない等の理由によって、耐震性に関する評価ができない設備を設置する場合においては、可撓性を有する材料の使用等により、耐震性を確保する。

## 1.2 評価結果

### 1.2.1 構造強度評価

#### (1) 前置フィルタ，吸着塔タイプ1，吸着塔タイプ2及び出口フィルタ板厚の強度評価

設計・建設規格に準拠し，板厚評価を行った。評価の結果，最高使用圧力に対して十分な厚さを有することを確認した。(表-1 参照)

a. 胴について，以下の計算式により必要な厚さを計算した。

(a) 前置フィルタ，吸着塔タイプ1，吸着塔タイプ2及び出口フィルタ

$$t = \frac{P \cdot Di}{2 \cdot S \cdot \eta - 1.2 \cdot P}$$

ここで，

$t$  : 胴の計算上必要な厚さ

$P$  : 最高使用圧力

$Di$  : 胴の内径

$S$  : 最高使用温度における材料の許容引張応力

$\eta$  : 長手継手の効率

b. 鏡板について，以下の計算式により必要な厚さを計算した。

(a) 前置フィルタ，出口フィルタ

以下の i，ii で計算した値のうちいずれか大きい値

i.

$$t = \frac{P \cdot Di}{2 \cdot S \cdot \eta - 1.2 \cdot P}$$

ここで，

$t$  : 鏡板の計算上必要な厚さ

$P$  : 最高使用圧力

$Di$  : 胴の内径

$S$  : 最高使用温度における材料の許容引張応力

$\eta$  : 長手継手の効率

ii.

$$t = \frac{P \cdot D \cdot K}{2 \cdot S \cdot \eta - 0.2 \cdot P}$$

ここで,

$t$  : 鏡板の計算上必要な厚さ

$D$  : 鏡板の内面における長径

$K$  : 半だ円形鏡板の形状による係数で、以下の計算式により計算した値

$$K = \frac{1}{6} \left\{ 2 + \left( \frac{D}{2h} \right)^2 \right\}$$

$h$  : 鏡板の内面における短径の 1/2

$P$  : 最高使用圧力

$S$  : 最高使用温度における材料の許容引張応力

$\eta$  : 鏡板を継ぎ合せて作る場合の当該継手の効率

(b) 吸着塔タイプ 1

$$t = d \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot K \cdot P}{S}}$$

$$K = 0.20 + \frac{1.0 \cdot F \cdot hg}{W \cdot d}$$

ここで,

$t$  : 平板の計算上必要な厚さ

$d$  : 平板の径

$P$  : 最高使用圧力

$S$  : 最高使用温度における材料の許容引張応力

$K$  : 平板の取付方法による係数

$F$  : 全体のボルトに作用する力

$hg$  : ボルトのピッチ円の直径と  $d$  との差の 1/2

$W$  : パッキンの外径又は平板の接触面の外径内の面積に作用する全圧力

(c) 吸着塔タイプ2

$$t = \frac{P \cdot R \cdot W}{2 \cdot S \cdot \eta - 0.2 \cdot P}$$

ここで,

$t$  : 鏡板の計算上必要な厚さ

$P$  : 最高使用圧力

$R$  : 鏡板の中央部の内半径

$W$  : さら形鏡板の形状による係数で, 以下の計算式により計算した値

$$W = \frac{1}{4} \left( 3 + \sqrt{\frac{R}{r}} \right)$$

$r$  : さら形鏡板のすみの丸みの内半径

$\eta$  : 鏡板を継ぎ合せて作る場合の当該継手の効率

$S$  : 最高使用温度における材料の許容引張応力

表ー1 前置フィルタ, 吸着塔タイプ1, 吸着塔タイプ2, 出口フィルタの強度評価

機器名称	評価部位	必要板厚 [mm]	板厚 [mm]
前置フィルタ	胴板	3.26	6.91
	鏡板	1.68	6.80
吸着塔タイプ1	胴板	3.00	7.43
	平板	41.78	49.00
吸着塔タイプ2	胴板	4.45	5.51
	鏡板	4.77	5.20
出口フィルタ	胴板	1.50	2.50
	鏡板	0.95	2.10

(2) 配管 (鋼管) の強度評価

設計・建設規格に準拠し, 板厚評価を行った。評価の結果, 最高使用圧力に対して十分な厚さを有することを確認した。(表ー2 参照)

内面に圧力を受ける配管について, 以下の計算式により計算した値及び設計・建設規格 表 PPD-3411-1 に定める値のいずれか大きい方の値以上であること。

$$t = \frac{P \cdot D_o}{2 \cdot S \cdot \eta + 0.8 \cdot P}$$

ここで、

$t$  : 管の計算上必要な厚さ

$P$  : 最高使用圧力

$D_o$  : 管の外径

$S$  : 最高使用温度における材料の許容引張応力

$\eta$  : 長手継手の効率

表-2 配管（鋼管）の板厚評価結果

機器名称	口径	スケジュール	材質	最高使用温度 (°C)	必要板厚 (mm)	設計板厚 (mm)
配管	32A	40	STPG370	40	1.9	3.10
配管	40A	40	STPG370	40	2.2	3.20
配管	50A	40	STPG370	40	2.4	3.40
配管	65A	40	STPG370	40	2.7	4.55
配管	100A	40	STPG370	40	3.4	5.25

### (3) 配管（ポリエチレン管）の強度評価

配管（ポリエチレン管）は鋼材ではなく、一般産業品であるため、設計・建設規格の要求に適合するものではない。しかしながら、配管（ポリエチレン管）は、一般に耐食性、電気特性（耐電気腐食）、耐薬品性を有しており、鋼管と同等の信頼性を有している。また、以下により高い信頼性を確保する。

- ・日本水道協会規格及び ISO 規格に適合したポリエチレン管を採用する。
- ・継手は、可能な限り融着構造とする。

また、配管（ポリエチレン管）には保温材を取付け凍結防止対策を施す。なお、本対策は、配管（ポリエチレン管）の紫外線劣化対策を兼ねる。

### (4) 配管（耐圧ホース）の強度評価

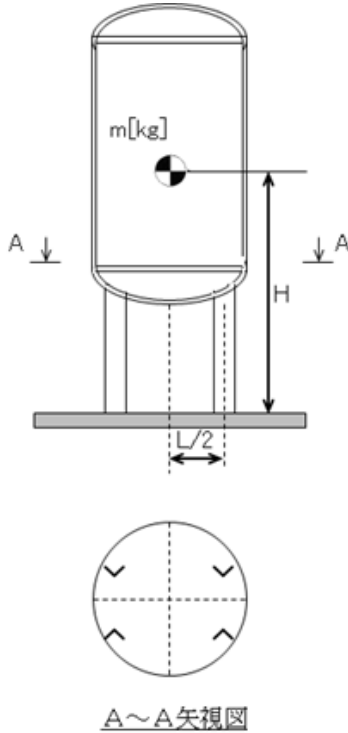
配管（耐圧ホース）は鋼材ではなく、一般産業品であるため、設計・建設規格の要求に適合するものではない。しかしながら、以下により高い信頼性を確保する。

- ・継手金属と樹脂の結合部（カシメ部）の外れ防止対策として、結合部に外れ防止金具を装着する。
- ・通水等による漏えい確認を行う。

## 1.2.2 耐震評価

### (1) 前置フィルタの耐震評価

耐震設計技術規程並びに「JPI-7R-71-96 石油学会規格 縦形容器レグ」の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、前置フィルタの胴板、脚及び取付ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-1 参照)



$L$  : 脚断面の図心の描く円の直径

$m$  : 機器重量

$g$  : 重力加速度

$H$  : 据付面から重心までの距離

$A_b$  : 取付ボルトの軸断面積

$C_H$  : 水平方向設計震度

$C_V$  : 鉛直方向設計震度

$\sigma_b$  : 脚に生じる曲げ応力

$\sigma_c$  : 脚に生じる圧縮応力

$\tau$  : 脚に生じるせん断応力

$f_b$  : 脚の許容曲げ応力

$f_c$  : 脚の許容圧縮応力

$\sigma_{\phi 1}$  : 内圧による周方向応力

$\sigma_{x 1}$  : 内圧による軸方向応力

$\sigma_{x 2}$  : 運転時質量による軸方向応力

$\sigma_{x 5}$  : 地震力により生じる転倒モーメントによる軸方向応力

$\sigma_{x 7}$  : 胴の鉛直方向地震による軸方向応力

#### a. 取付ボルトの耐震評価

$$\text{取付ボルトの引張応力} : \sigma_{bt} = \frac{1}{A_b} \left\{ \frac{m \times g \times C_H \times H}{L} - \frac{m \times g \times (1 - C_V)}{4} \right\}$$

$$\text{取付ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{1}{4 \times A_b} \{ m \times g \times C_H - 0.1 \times m \times g \times (1 - C_V) \}$$

#### b. 脚の耐震評価

$$\text{脚の組合せ応力} : \sigma_s = \sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \times \tau^2}$$

$$\text{脚の座屈評価} : \frac{\sigma_b}{f_b} + \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

#### c. 胴板の耐震評価

$$\text{胴板の一次一般膜応力} : \sigma_0 = \text{Max} \{ \sigma_{0\phi}, \sigma_{0x} \}$$

$$\text{胴板の一次一般膜応力 (周方向)} : \sigma_{0\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 7}$$

$$\text{胴板の一次一般膜応力 (軸方向)} : \sigma_{0x} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 7}$$

d. 条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
前置フィルタ	耐震Bクラス 相当	0.36	—	0.98	40	40

表-1 前置フィルタ耐震評価結果

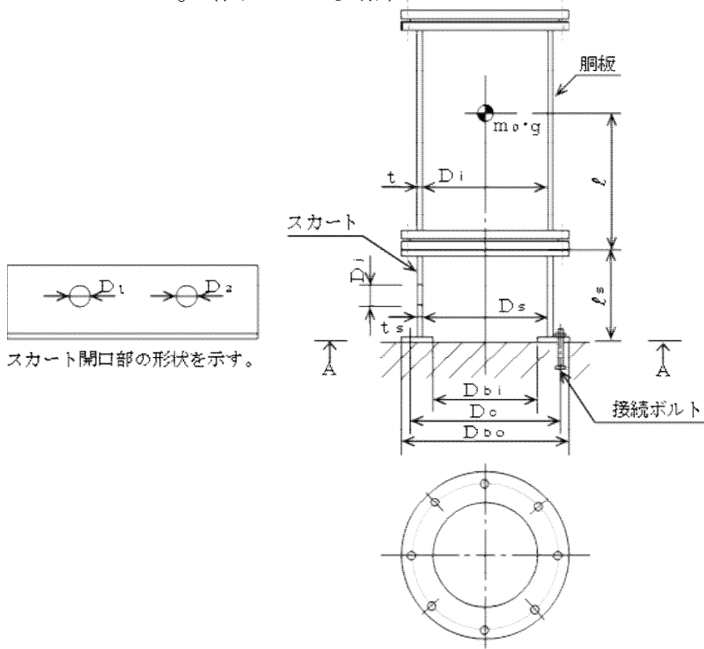
部材	材料	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
胴板	SGP	一次一般膜	$\sigma_o=22$	147
脚	SS400	組合せ	$\sigma_s=25$	245
		座屈	0.11 (無次元)	1 (無次元)
取付ボルト	SS400	引張	$\sigma_{bt}=10$	176
		せん断	$\tau_b=1$	135

すべて許容応力以下である。



(2) 吸着塔タイプ1の耐震評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、吸着塔タイプ1の胴板、スカート及び取付ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-2 参照)



スカート開口部の形状を示す。

A~A矢視図

- $m_0$  : 容器の運転時質量
- $g$  : 重力加速度
- $C_t$  : 取付ボルト計算における係数
- $D_c$  : 取付ボルトのピッチ円直径
- $t_1$  : 取付ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離
- $n$  : 取付ボルトの本数
- $A_b$  : 取付ボルトの軸断面積
- $C_H$  : 水平方向設計震度
- $F_t$  : 取付ボルトに作用する引張力
- $\sigma_{S1}$  : スカートの運転時質量による軸方向応力
- $\sigma_{S2}$  : スカートの曲げモーメントによる軸方向応力
- $\sigma_{S3}$  : スカートの鉛直方向地震力による軸方向応力
- $\tau_s$  : 地震によりスカートに生じるせん断力
- $\eta$  : 座屈応力に対する安全率
- $f_b$  : 曲げモーメントに対する許容座屈応力
- $f_c$  : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力
- $\sigma_\phi$  : 胴の周方向応力の和
- $\sigma_{xt}$  : 胴の軸方向応力の和 (引張側)
- $\sigma_{xc}$  : 胴の軸方向応力の和 (圧縮側)
- $\tau$  : 地震により胴に生じるせん断力

a. 取付ボルトの耐震評価

$$\text{取付ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{2 \times Ft}{t_1 \times D_c \times C_t}$$

$$\text{取付ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{C_H \times m_0 \times g}{n \times A_b}$$

b. スカートの耐震評価

$$\text{スカートの組合せ応力} : \sigma_s = \sqrt{(\sigma_{S1} + \sigma_{S2} + \sigma_{S3})^2 + 3 \times \tau_s^2}$$

$$\text{スカートの座屈評価} : \frac{\eta \times (\sigma_{S1} + \sigma_{S3})}{f_c} + \frac{\eta \times \sigma_{S2}}{f_b} \leq 1$$

c. 胴板の耐震評価

$$\text{胴板の組合せ応力} : \sigma_0 = \text{Max}\{\sigma_{0t}, \sigma_{0c}\}$$

$$\text{胴板の組合せ引張応力} : \sigma_{0t} = \frac{1}{2} \times \left\{ \sigma_\phi + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_{xt})^2 + 4 \times \tau^2} \right\}$$

$$\text{胴板の組合せ圧縮応力} : \sigma_{0c} = \frac{1}{2} \times \left\{ \sigma_\phi + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_{xc})^2 + 4 \times \tau^2} \right\}$$

d. 条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
吸着塔タイプ1	耐震Bクラス 相当	0.36	—	0.98	40	40

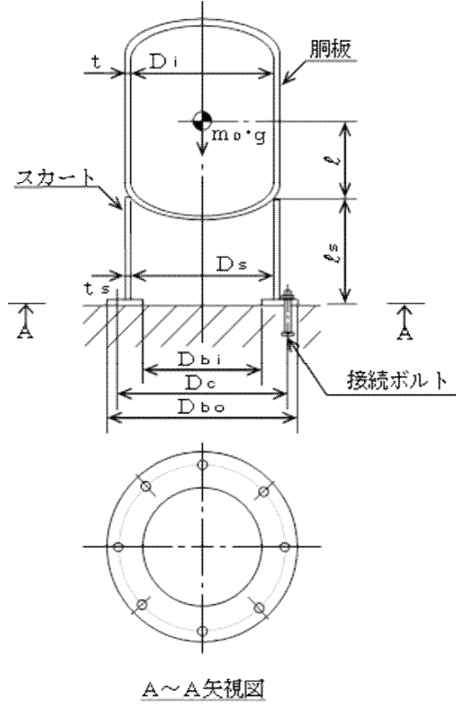
表-2 吸着塔タイプ1 耐震評価結果

部材	材料	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
胴板	ASTM A106 Gr. B	組合せ	$\sigma_o=26$	245
スカート	ASTM A106 Gr. B	組合せ	$\sigma_s=7$	245
		座屈	0.03 (無次元)	1 (無次元)
取付ボルト	SS400	引張	$\sigma_b=6$	176
		せん断	$\tau_b=3$	135

すべて許容応力以下である。

(3) 吸着塔タイプ2の耐震評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、吸着塔タイプ2の胴板、スカート及び取付ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-3 参照)



A~A矢視図

$m_0$  : 容器の運転時質量

$g$  : 重力加速度

$C_t$  : 取付ボルト計算における係数

$D_c$  : 取付ボルトのピッチ円直径

$t_l$  : 取付ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離

$n$  : 取付ボルトの本数

$A_b$  : 取付ボルトの軸断面積

$C_H$  : 水平方向設計震度

$F_t$  : 取付ボルトに作用する引張力

$\sigma_{S1}$  : スカートの運転時質量による軸方向応力

$\sigma_{S2}$  : スカートの曲げモーメントによる軸方向応力

$\sigma_{S3}$  : スカートの鉛直方向地震力による軸方向応力

$\tau_s$  : 地震によりスカートに生じるせん断力

$\eta$  : 座屈応力に対する安全率

$f_b$  : 曲げモーメントに対する許容座屈応力

$f_c$  : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力

$\sigma_\phi$  : 胴の周方向応力の和

$\sigma_{xt}$  : 胴の軸方向応力の和 (引張側)

$\sigma_{xc}$  : 胴の軸方向応力の和 (圧縮側)

$\tau$  : 地震により胴に生じるせん断力

a. 取付ボルトの耐震評価

$$\text{取付ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{2 \times F_t}{t_l \times D_c \times C_t}$$

$$\text{取付ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{C_H \times m_0 \times g}{n \times A_b}$$

b. スカートの耐震評価

$$\text{スカートの組合せ応力} : \sigma_s = \sqrt{(\sigma_{S1} + \sigma_{S2} + \sigma_{S3})^2 + 3 \times \tau_s^2}$$

$$\text{スカートの座屈評価} : \frac{\eta \times (\sigma_{S1} + \sigma_{S3})}{f_c} + \frac{\eta \times \sigma_{S2}}{f_b} \leq 1$$

c. 胴板の耐震評価

$$\text{胴板の組合せ応力} : \sigma_0 = \text{Max}\{\sigma_{0t}, \sigma_{0c}\}$$

$$\text{胴板の組合せ引張応力} : \sigma_{0t} = \frac{1}{2} \times \left\{ \sigma_\phi + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_{xt})^2 + 4 \times \tau^2} \right\}$$

$$\text{胴板の組合せ圧縮応力} : \sigma_{0c} = \frac{1}{2} \times \left\{ \sigma_\phi + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_{xc})^2 + 4 \times \tau^2} \right\}$$

d. 条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
吸着塔タイプ2	耐震Bクラス 相当	0.36	—	0.98	40	40

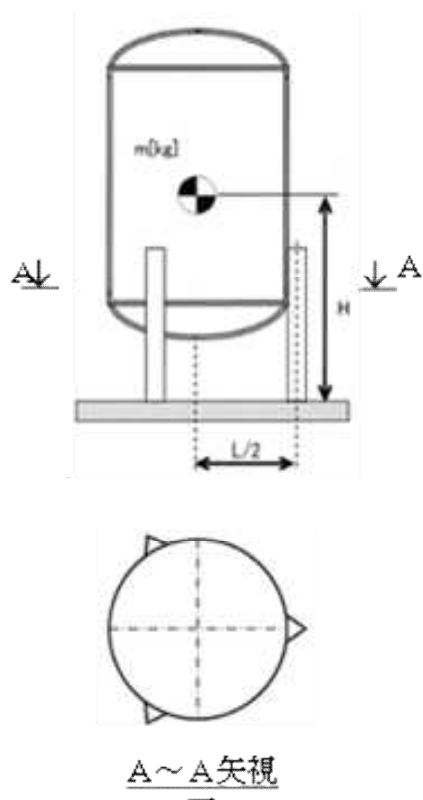
表-3 吸着塔タイプ2耐震評価結果

部材	材料	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
胴板	SUS316L	組合せ	$\sigma_o=44$	175
スカート	SUS316L	組合せ	$\sigma_s=2$	175
		座屈	0.01 (無次元)	1 (無次元)
取付ボルト	SS400	引張	$\sigma_b=1$	161
		せん断	$\tau_b=2$	124

すべて許容応力以下である。

(4) 出口フィルタの耐震評価

耐震設計技術規程並びに「JPI-7R-71-96 石油学会規格 豎形容器レグ」の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、出口フィルタの胴板、脚、取付ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-4 参照)



- $L$  : 脚断面の図心の描く円の直径
- $m$  : 機器質量
- $g$  : 重力加速度
- $H$  : 据付面から重心までの距離
- $A_b$  : 取付ボルトの軸断面積
- $C_H$  : 水平方向設計震度
- $C_V$  : 鉛直方向設計震度
- $\sigma_b$  : 脚に生じる曲げ応力
- $\sigma_c$  : 脚に生じる圧縮応力
- $\tau$  : 脚に生じるせん断応力
- $f_b$  : 脚の許容曲げ応力
- $f_c$  : 脚の許容圧縮応力
- $\sigma_{\phi 1}$  : 内圧による周方向応力
- $\sigma_{\phi 7}$  : 鉛直方向地震による胴の周方向応力
- $\sigma_{x 1}$  : 内圧による軸方向応力
- $\sigma_{x 2}$  : 運転時質量による軸方向応力
- $\sigma_{x 5}$  : 地震力により生じる転倒モーメントによる軸方向応力
- $\sigma_{x 7}$  : 胴の鉛直方向地震による軸方向応力

a. 取付ボルトの耐震評価

$$\text{取付ボルトの引張応力} : \sigma_{bt} = \frac{1}{3 \times A_b} \left\{ \frac{4 \times m \times g \times C_H \times H}{L} - m \times g \times (1 - C_V) \right\}$$

$$\text{取付ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{1}{3 \times A_b} \{ m \times g \times C_H - 0.1 \times m \times g \times (1 - C_V) \}$$

b. 脚の耐震評価

$$\text{脚の組合せ応力} : \sigma_s = \sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \times \tau^2}$$

$$\text{脚の座屈評価} : \frac{\sigma_b}{f_b} + \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

c. 胴板の耐震評価

$$\text{胴板の一次一般膜応力} : \sigma_0 = \text{Max} \{ \sigma_{0\phi}, \sigma_{0x} \}$$

$$\text{胴板の一次一般膜応力 (周方向)} : \sigma_{0\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 7}$$

$$\text{胴板の一次一般膜応力 (軸方向)} : \sigma_{0x} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 7}$$

d. 条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
出口フィルタ	耐震Bクラス 相当	0.36	—	0.98	40	40

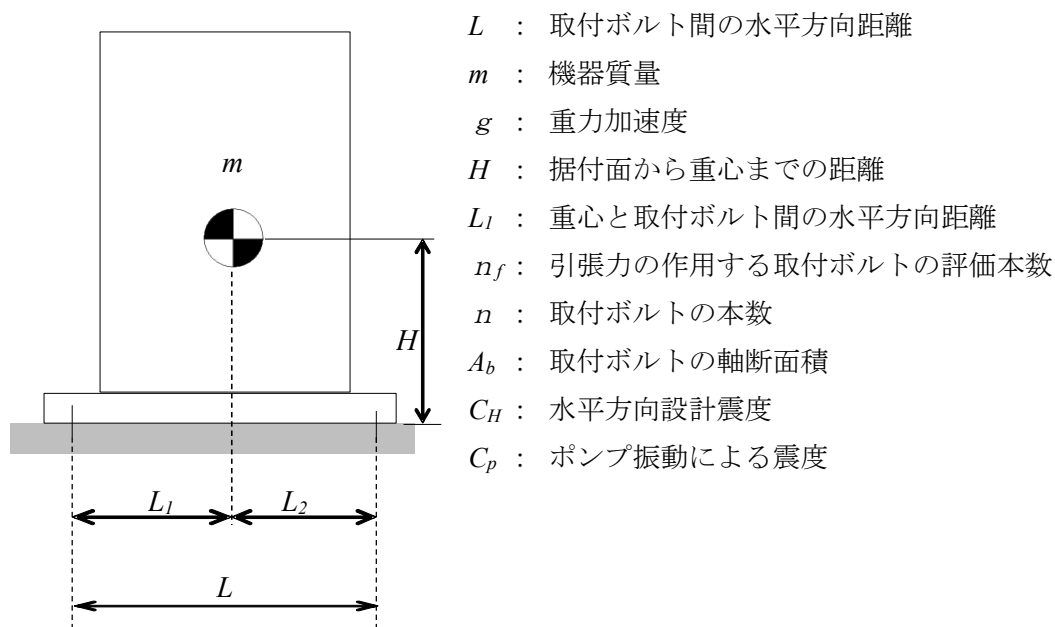
表-4 出口フィルタ耐震評価結果

部材	材料	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
胴板	GB S31603	一次一般膜	$\sigma_o=36$	175
脚	AISI 304	組合せ	$\sigma_s=51$	205
		座屈	0.27 (無次元)	1 (無次元)
取付ボルト	SS400	引張	$\sigma_{bt}=34$	183
		せん断	$\tau_b=2$	141

すべて許容応力以下である。

(5) 移送ポンプ取付ボルトの耐震評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、取付ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-5 参照)



- $L$  : 取付ボルト間の水平方向距離
- $m$  : 機器質量
- $g$  : 重力加速度
- $H$  : 据付面から重心までの距離
- $L_1$  : 重心と取付ボルト間の水平方向距離
- $n_f$  : 引張力の作用する取付ボルトの評価本数
- $n$  : 取付ボルトの本数
- $A_b$  : 取付ボルトの軸断面積
- $C_H$  : 水平方向設計震度
- $C_p$  : ポンプ振動による震度

$$\text{取付ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{1}{L} (m \times g \times (C_H + C_p) \times H - m \times g \times L_1)$$

$$\text{取付ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

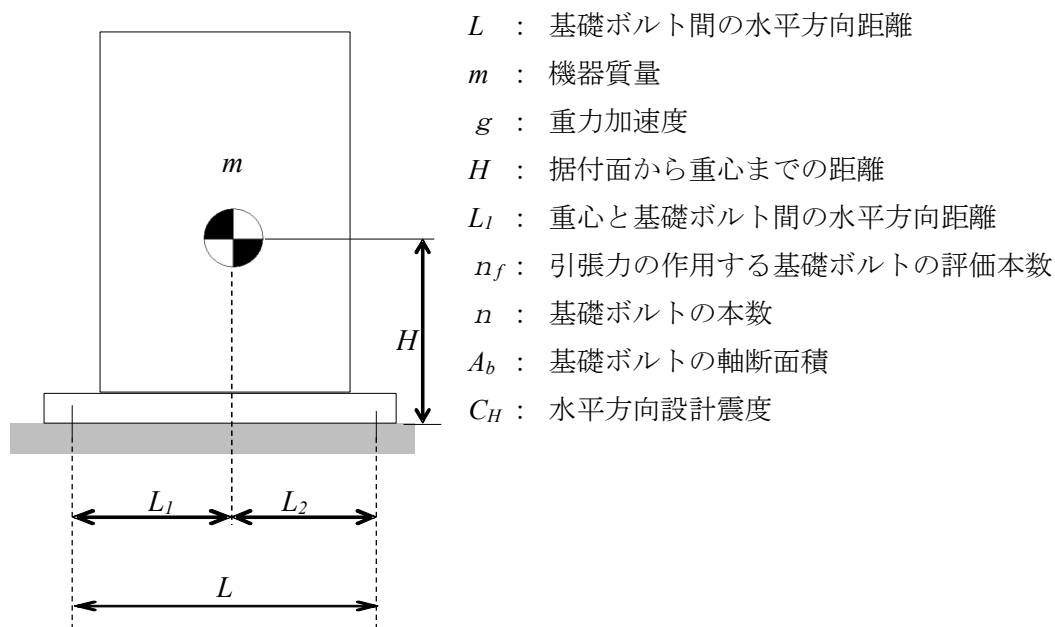
$$\text{取付ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times (C_H + C_p)}{n \times A_b}$$

表-5 移送ポンプ耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
移送ポンプ	取付ボルト	引張	0.36	—	153	MPa
		せん断	0.36	3	118	MPa

(6) 浄化ユニット基礎ボルトの耐震評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-6 参照)



- $L$  : 基礎ボルト間の水平方向距離
- $m$  : 機器質量
- $g$  : 重力加速度
- $H$  : 据付面から重心までの距離
- $L_1$  : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離
- $n_f$  : 引張力の作用する基礎ボルトの評価本数
- $n$  : 基礎ボルトの本数
- $A_b$  : 基礎ボルトの軸断面積
- $C_H$  : 水平方向設計震度

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{1}{L} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times L_1)$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$

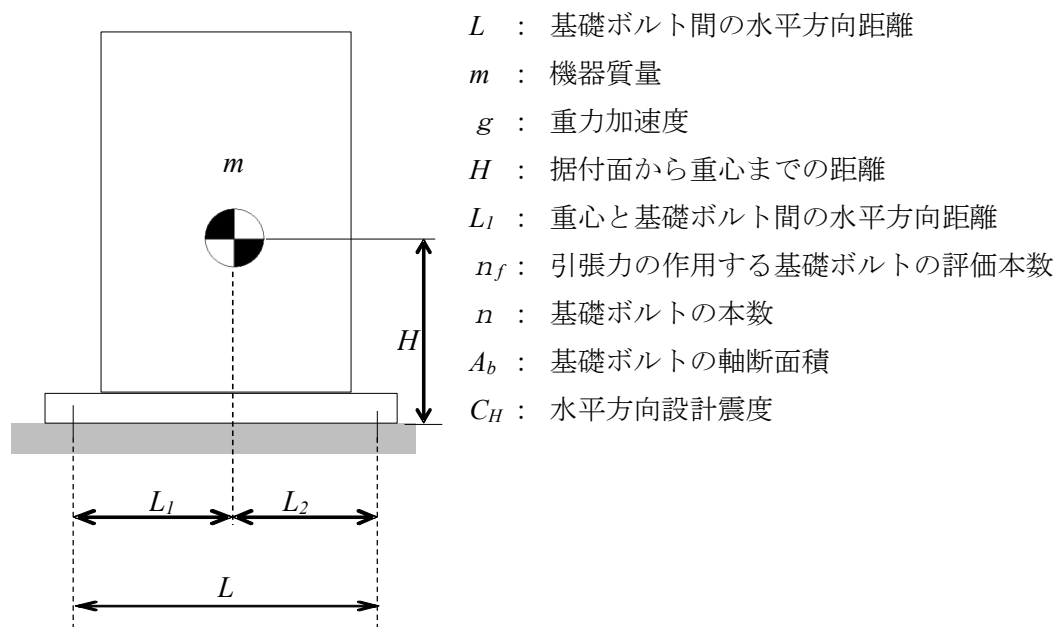
表-6 浄化ユニット耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
浄化ユニットA	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	18	38	MPa
浄化ユニットB	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	16	38	MPa
浄化ユニットC	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	17	38	MPa
浄化ユニットD	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	16	38	MPa



(7) 移送ポンプスキッド基礎ボルトの耐震評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠し、下記式にて評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されていることを確認した。(表-7 参照)



$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{I}{L} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times L_1)$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$

表-7 移送ポンプスキッド耐震評価結果

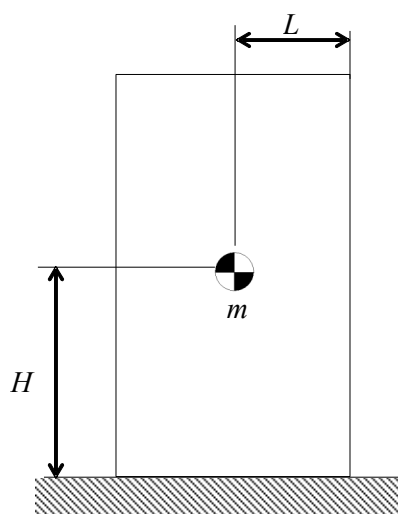
機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
移送ポンプ (6.5 m) スキッド	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	9	38	MPa
移送ポンプ (4.3. 2 m) スキッド	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	11	38	MPa
移送ポンプ (1.3 m) スキッド	基礎ボルト	引張	0.36	—	27	MPa
		せん断	0.36	5	38	MPa

注1) : 移送ポンプ (2.0 m) については、水中ポンプであり、タンク内へ吊り下げて設置するため耐震評価は行わない。

(8) 浄化ユニットの耐震評価

a. 転倒評価

地震時の水平荷重による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することにより転倒評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重による転倒モーメント<②自重による安定モーメント」となることから、転倒しないことを確認した。(表-8 参照)



- $C_H$  : 水平方向設計震度
- $m$  : 浄化ユニットの合計質量
- $g$  : 重力加速度
- $H$  : 地面から重心までの距離
- $L$  : 転倒支点から重心までの距離

①地震による転倒モーメント :  $M_1 = m \times g \times C_H \times H$

②自重による安定モーメント :  $M_2 = m \times g \times (1-C_V) \times L$

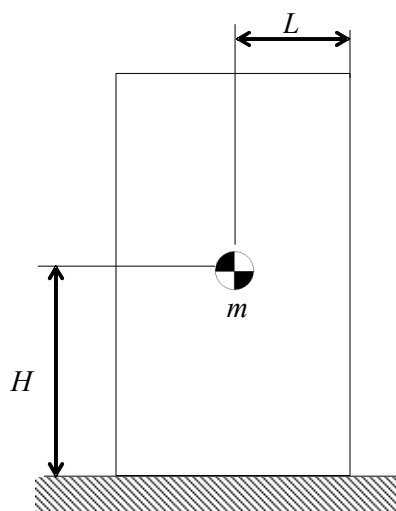
表-8 浄化ユニット耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	①	②	単位
浄化ユニットA	本体	転倒	0.36	110	304	kN・m
浄化ユニットB	本体	転倒	0.36	99	269	kN・m
浄化ユニットC	本体	転倒	0.36	99	280	kN・m
浄化ユニットD	本体	転倒	0.36	100	255	kN・m

(9) 移送ポンプスキッドの耐震評価

a. 転倒評価

地震時の水平荷重による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することにより転倒評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重による転倒モーメント<②自重による安定モーメント」となることから、転倒しないことを確認した。(表-9 参照)



- $C_H$  : 水平方向設計震度
- $m$  : 移送ポンプスキッドの合計質量
- $g$  : 重力加速度
- $H$  : 地面から重心までの距離
- $L$  : 転倒支点から重心までの距離

①地震による転倒モーメント :  $M_1 = m \times g \times C_H \times H$   
 ②自重による安定モーメント :  $M_2 = m \times g \times (1-C_V) \times L$

表-9 移送ポンプスキッド耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	①	②	単位
移送ポンプ (6.5 m) スキッド	本体	転倒	0.36	8	26	kN・m
移送ポンプ (4.3.2 m) スキッド	本体	転倒	0.36	8	21	kN・m
移送ポンプ (1.3 m) スキッド	本体	転倒	0.36	4	6	kN・m

注1) : 移送ポンプ (2.0 m) については、水中ポンプであり、タンク内へ吊り下げて設置するため耐震評価は行わない。

(10) 配管の耐震評価

a. 配管（鋼管）

配管（鋼管）は、定ピッチスパン法に基づき定められた間隔で支持する。

b. 配管（ポリエチレン管）

配管（ポリエチレン管）は、可撓性を有しており、地震変位による有意な応力は発生しないと考える。

c. 配管（耐圧ホース）

配管（耐圧ホース）は、可撓性を有しており地震により有意な応力は発生しない。

以上

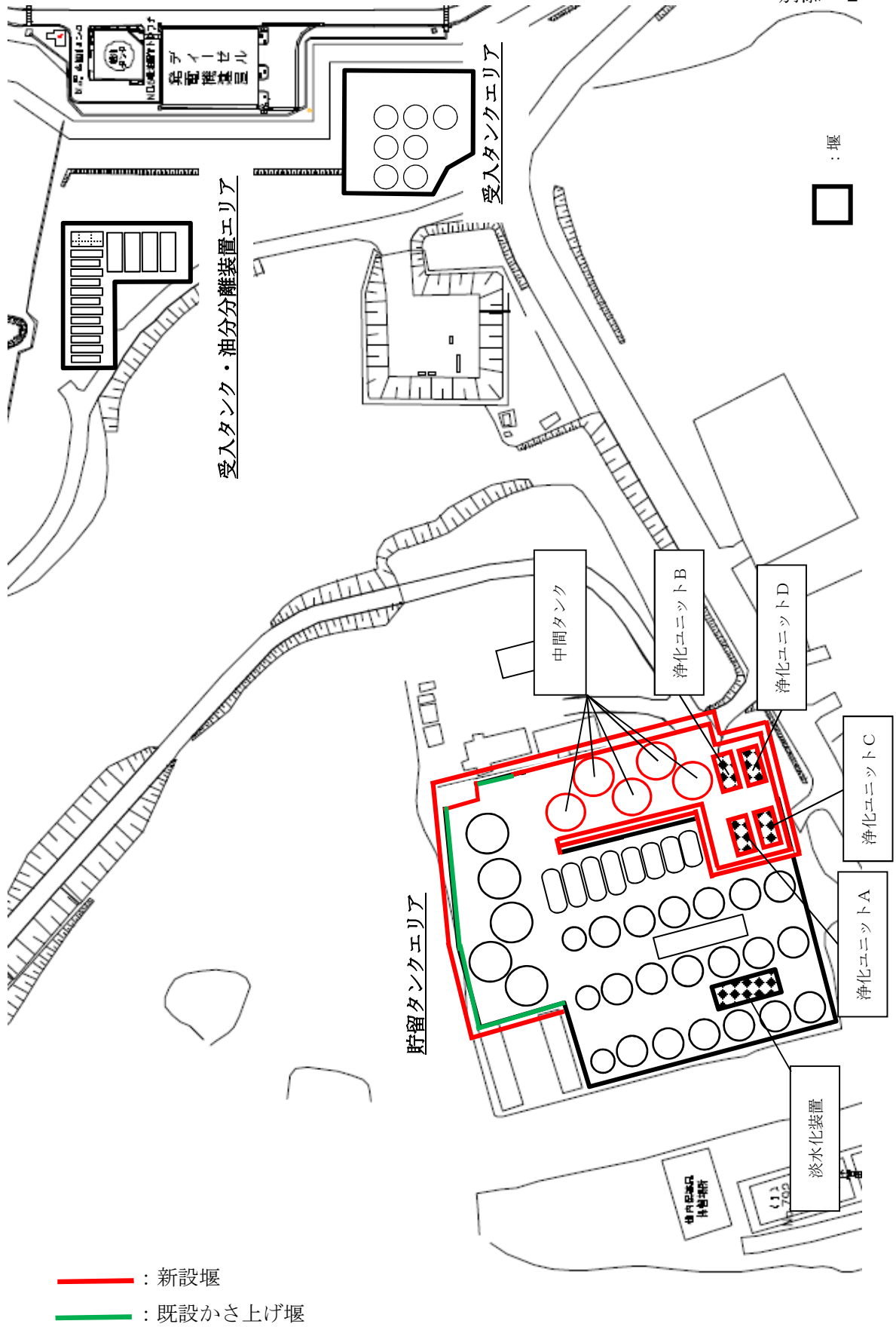


図-1 5・6号機 滞留水貯留設備 工事概要図

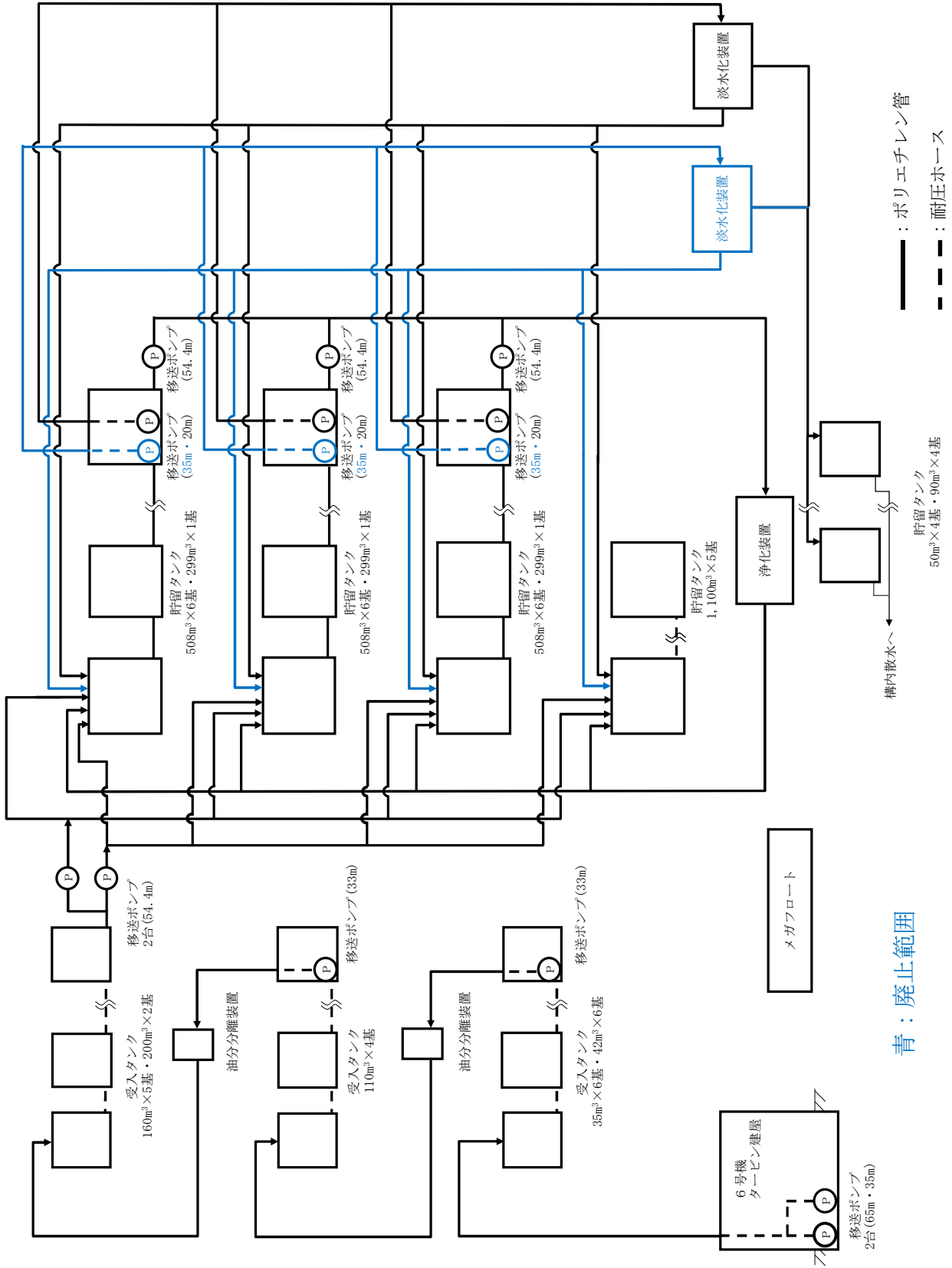


図-1 5・6号機 滞留水貯留設備 系統概要図 (廃止範囲)

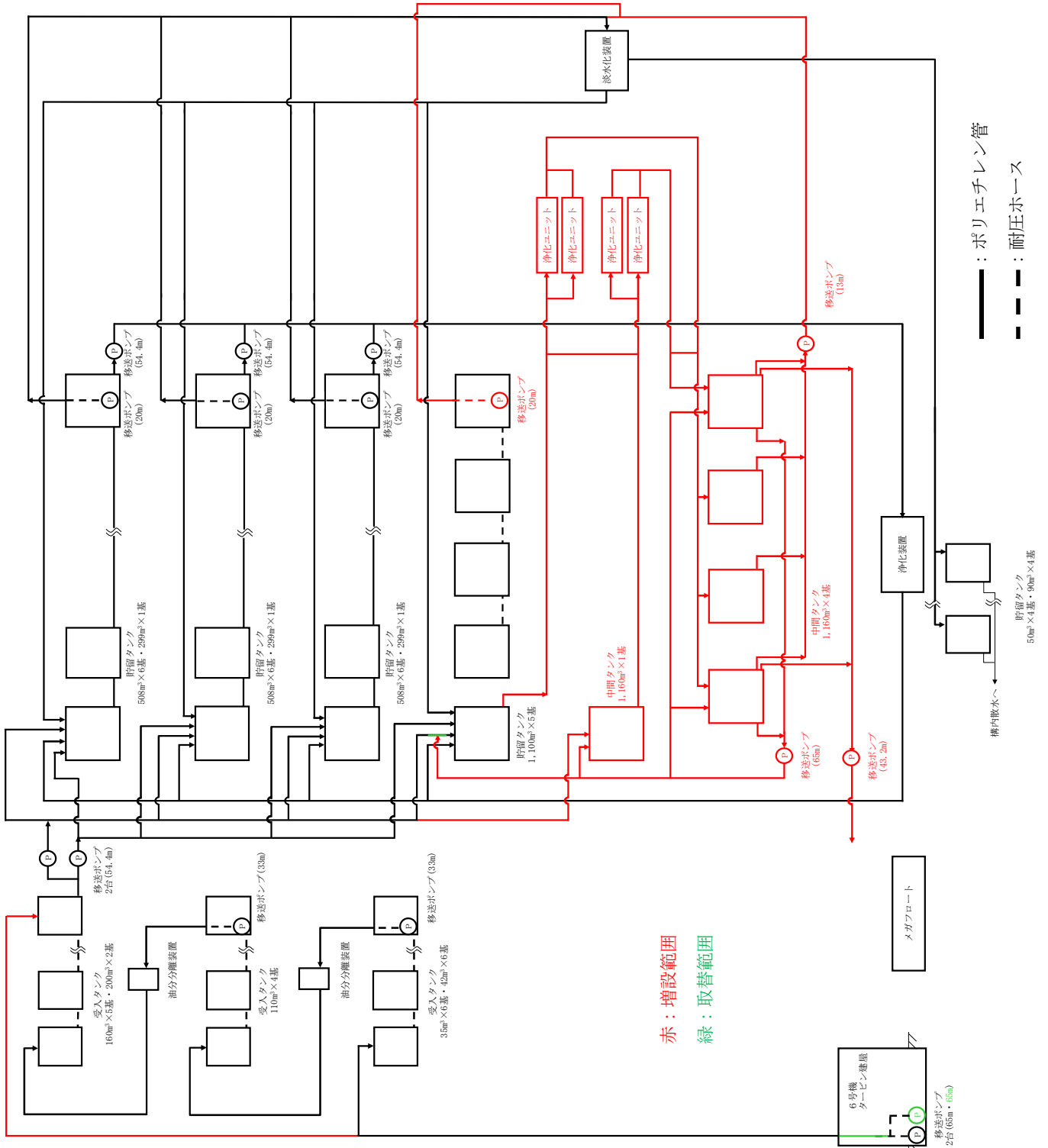
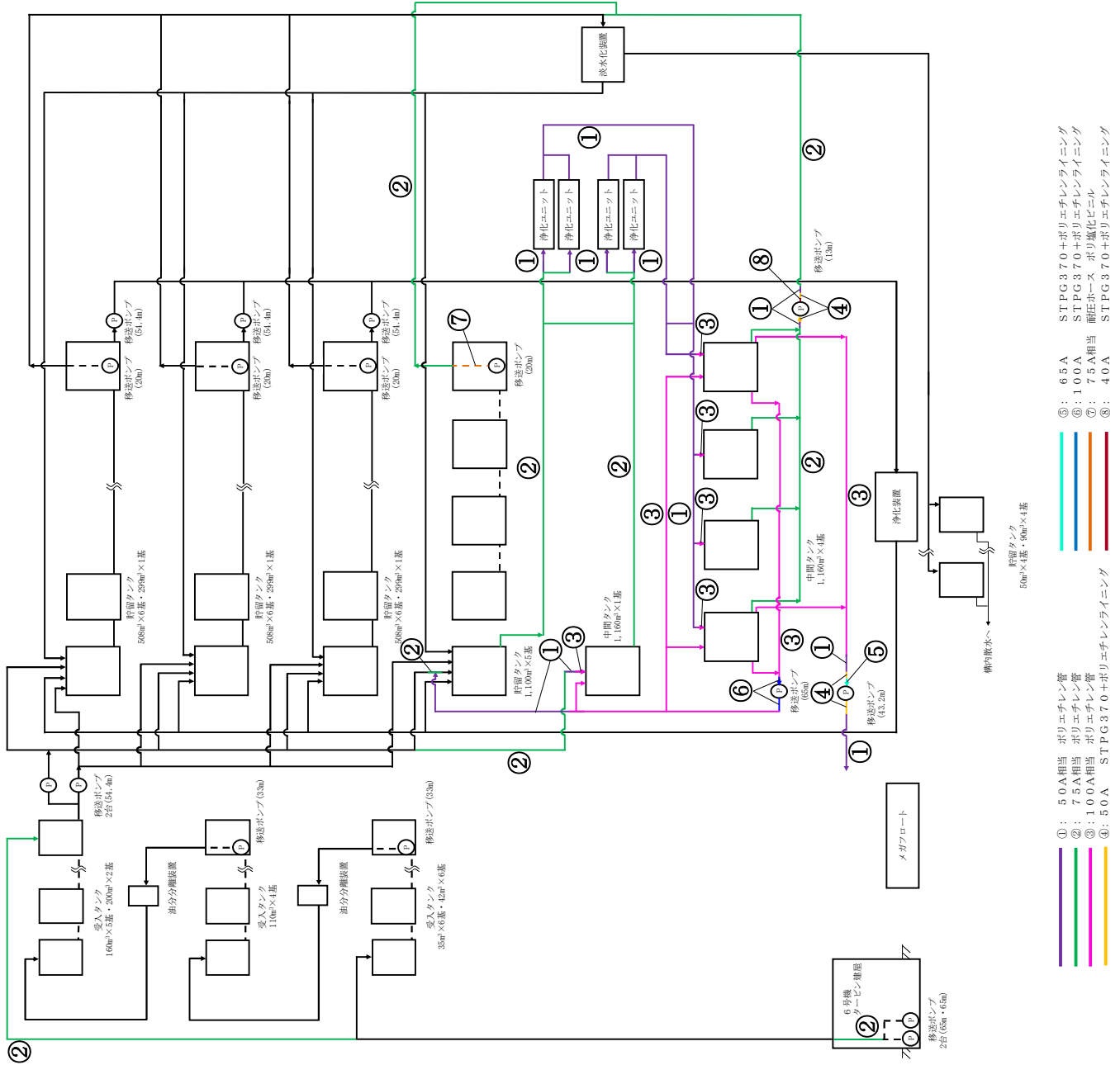


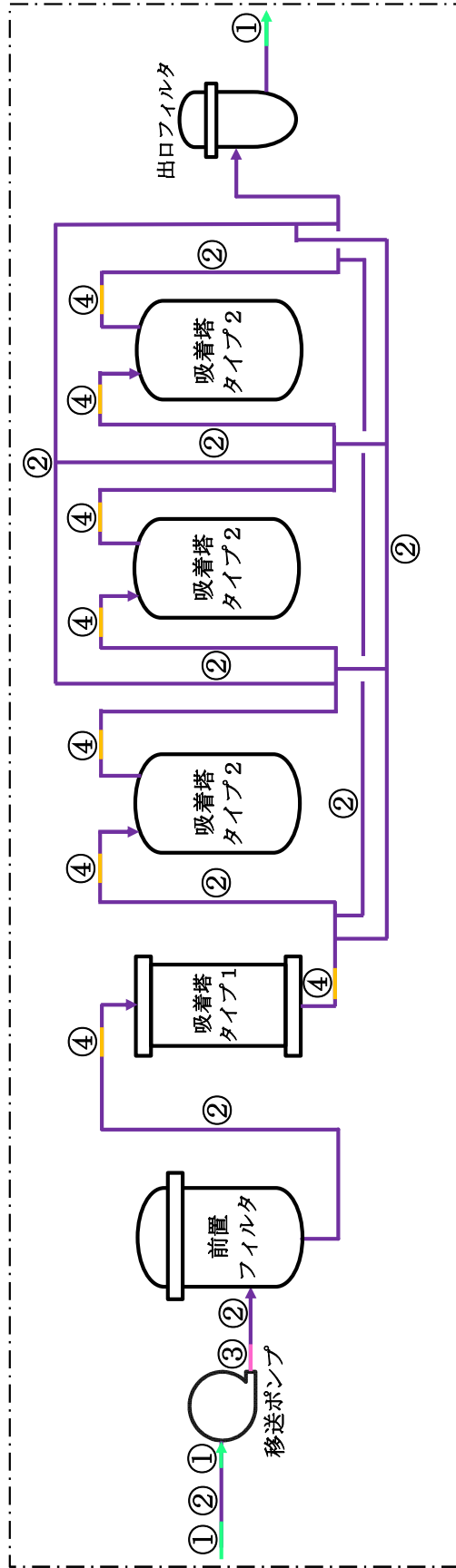
図-1 5・6号機 滯留水貯留設備 系統概要図 (増設及び取替範囲)



図一1 5・6号機 滞留水貯留設備 付属配管概要図 (増設及び取替範囲)



浄化ユニット



- ①: 50A STPG370+ポリエチレンライニング
- ②: 40A STPG370+ポリエチレンライニング
- ③: 32A STPG370+ポリエチレンライニング
- ④: 40A相当 EPDM (合成ゴム)

図-1 5・6号機 浄化ユニット概要図

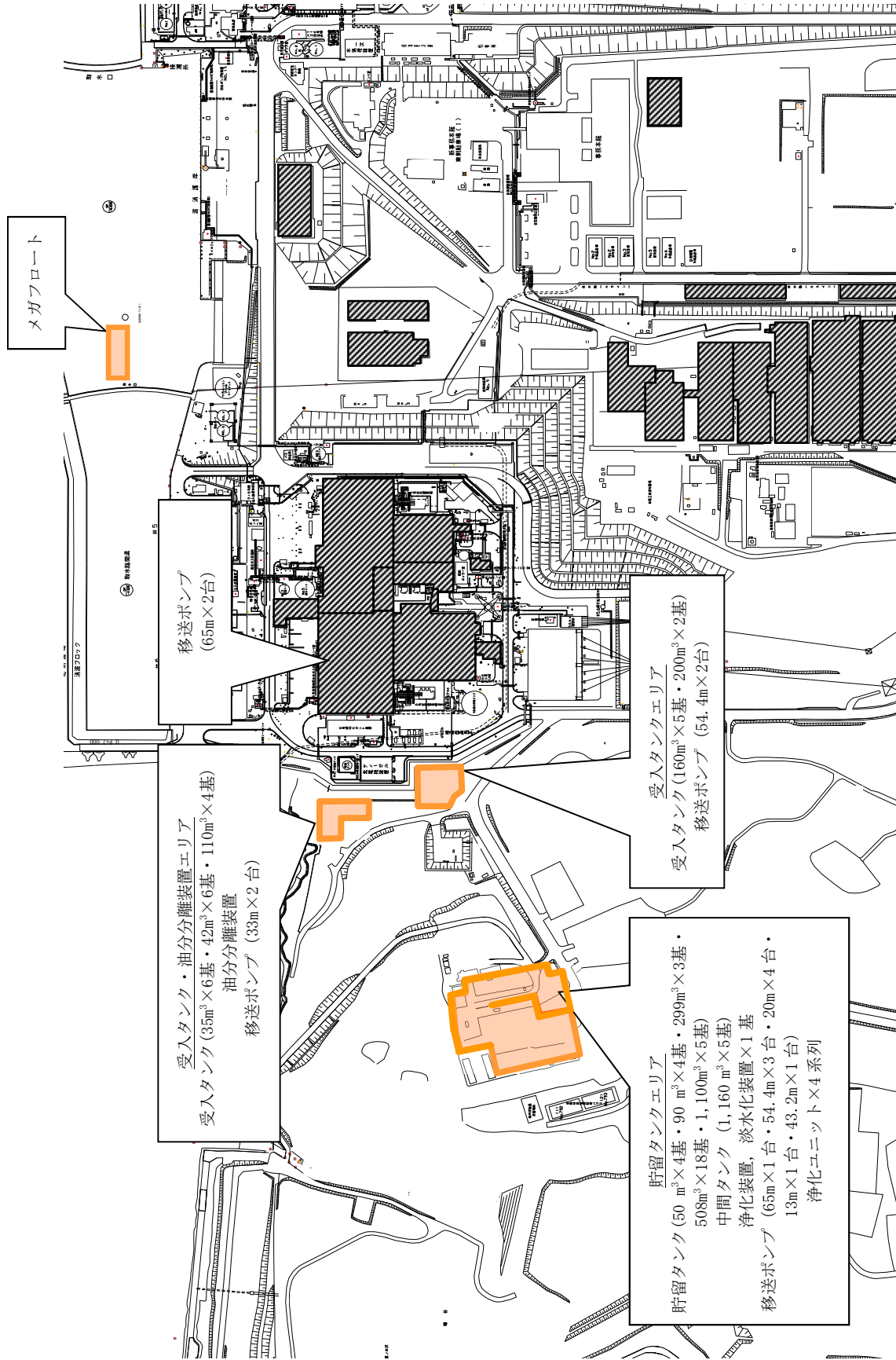


図-1 5・6号機 滯留水貯留設備 全体概要図 (増設及び廃止後)

## 浄化ユニット等の安全確保策

浄化ユニット等<sup>\*1</sup>における漏えい防止対策，放射線遮へい・被ばく低減，崩壊熱除去，可燃性ガス滞留防止，使用済吸着塔の貯蔵について，2.33.2.1.3 に記載した事項の他，追加的な安全確保策を以下の通り定め実施する。

※1：別添－4 に示す増設・取替範囲に該当する設備

### 1. 放射性物質漏えい防止等に対する考慮

#### (1) 漏えい発生防止

処理対象水及び処理済水の移送配管は，耐食性を有するポリエチレン管を基本とする。また，浄化ユニット内の配管は，耐食性を有するよう炭素鋼に内面ポリエチレンライニングを施し，前置フィルタ及び吸着塔タイプ1は炭素鋼に内面ゴムライニング，吸着塔タイプ2及び出口フィルタは，耐食性を有するステンレス鋼とする。

浄化ユニット内の配管のうち可撓性を要する部分は，耐食性を有する合成ゴム（EPDM）製耐圧ホースとする。なお，福島第一原子力発電所で発生した耐圧ホースと継手金属との結合部（カシメ部）の外れ事象に鑑み，耐圧ホースと継手金属の結合部（カシメ部）は外れを防止する設計とする。

タンク溢水による放射性物質の漏えいを防止するため，タンク水位の検出器，インターロック回路を設ける。また，浄化ユニット運転中は6号機中央操作室にて移送先タンクの水位を監視する。

#### (2) 漏えい検知・漏えい拡大防止

浄化ユニット等の漏えい検知・漏えい拡大防止として下記を実施する。

- a. 浄化ユニット，中間タンクは堰で囲まれている貯留タンクエリア内に設置する（添付資料－8 別添－2 参照）。これにより浄化ユニット，中間タンク及び堰内の移送配管から漏えいが発生した場合の漏えい拡大を防止する。
- b. 漏えいの早期検知として，浄化ユニット毎に漏えいパンを設けるとともに，漏えい検知器を設ける（図－1）。浄化ユニットの機器の取合点は，漏えいパン内に設置し，漏えい水は漏えいパンに受ける設計とする。
- c. 上記漏えいを検知した場合には，6号機中央操作室に警報を発するとともに，浄化ユニットの移送ポンプが自動停止し，装置内の隔離弁が自動閉止する。運転操作員は，移送ポンプの停止確認や漏えい拡大防止等の必要な措置を講ずる。
- d. 浄化ユニットは，運転開始までに漏えい確認等を実施し，施工不良，装置の初期欠陥等による大規模な漏えいの発生を防止する。また，浄化ユニット内包水が漏えい

した場合でも浄化ユニット内の漏えいパン内に収まることから、系外へ漏えいが拡大することはない。(表-1)

- e. 移送配管は、運転開始までに漏えい確認等を実施し、施工不良、装置の初期欠陥等による大規模な漏えいの発生を防止する。また、移送配管は定期的なパトロールを実施して、漏えい検知を図る。屋外でフランジ構造となる移送配管継手部は、漏えい拡大防止のため堰内に設置するか、堰内に漏えい水が導かれるよう受けを設置する。タンク等との接合部、装置との接合部はフランジ接合とするが、タンク堰内や浄化ユニット内に設置することで漏えい拡大を防止する。移送配管は、サポートにより地表面から離すことにより、漏えい検知を容易にする。

浄化ユニットは定期的なパトロール及び運転中の流量常時監視により、漏えい検知を図る。タンクは定期的なパトロール及び定期的な水位確認により、漏えい検知を図る。異常の場合は速やかに現場の状況を確認し、タンク止め弁の閉操作等適切な対応を取る。

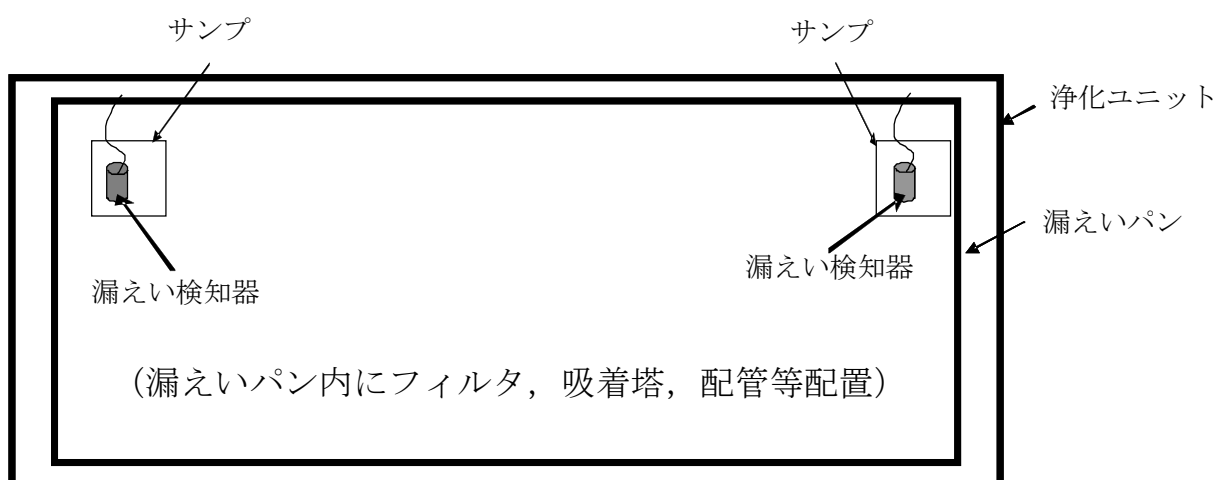


図-1 漏えいパンの概念図

表-1 浄化ユニットの漏えいパン仕様

対象設備	縦幅 (m)	横幅 (m)	高さ (m)	容積※1 (m <sup>3</sup> )	容器単体の 最大容量 (m <sup>3</sup> )
浄化ユニットA	12.198	2.288	0.3	6.69	3.04
浄化ユニットB	9.988	2.288	0.3	5.48	3.04
浄化ユニットC	11.488	2.288	0.3	6.30	3.04
浄化ユニットD	10.188	2.288	0.2	3.72	3.04

※1：漏えいパン容積のうち20%を機器の一部、サポートが占めると評価した値

## 2. 放射線遮へい・被ばく低減に対する考慮

浄化ユニットの処理対象水は放射性物質濃度が比較的低いことから、吸着塔を対象に放射線遮へい・被ばく低減を検討する。滞留水を処理した使用済吸着塔表面の吸着材中心高さにおける 1cm 線量当量率を評価した。評価の結果、1mSv/h 以下であり、作業員が過剰被ばくすることはないが、被ばく低減の観点から、浄化ユニットを設置するジャバラハウスの入口には吸着塔付近の線量表示、関係者以外立ち入りを禁止する表示を行い、作業員が不用意に近づくことを防止する。

なお、放射線遮へいの必要が生じた場合には、状況に応じて適切な放射線遮へいを行う。

## 3. 崩壊熱除去

滞留水を処理した使用済吸着塔内の吸着材中心温度を評価した。評価の結果、温度上昇は 1℃であり、吸着塔及び吸着材の健全性を損なうものではない。

## 4. 可燃性ガスの滞留防止

- a. 浄化ユニットでは、吸着塔で水の放射線分解により発生する可能性のある可燃性ガス（水素ガス）は、通水時は処理水とともに排出される。通水停止後は、吸着塔上部に設けたベント弁を開放し吸着塔外に排出する。
- b. 浄化ユニットにて発生する使用済吸着塔は、可燃性ガスの発生抑制のため、エアブローにより内部の水抜きを実施する。
- c. 使用済吸着塔一時保管施設においては、接続配管を開放した状態で保管することにより、可燃性ガスを大気に放出する。

### 1) 評価概要

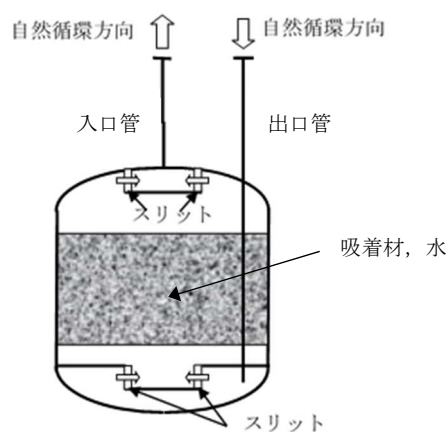
使用済吸着塔は、可燃性ガスの発生抑制のため、内部の水抜き後に使用済セシウム吸着塔一時保管施設に一時的に貯蔵するが、放射性物質を内包しており、内部に残留する湿分の放射線分解により、可燃性ガスが発生する恐れがあることから、使用済吸着塔内部の可燃性ガスの濃度を評価し、その濃度が 4%未満であることを確認する。

本評価では、吸着塔内部の温度変化による影響は小さいため 25 度の常温を代表点とし、吸着塔内部の湿分についても、吸着材領域は水で満たされているものとして評価した。（実際は、使用済吸着塔は水抜き後に保管される。）

### 2) 評価方法

吸着塔内の吸着材充填領域から発生した可燃性ガスは、吸着塔上部の空間部に排出され、空気との混合気体となる。吸着塔は、保管時に入口管と出口管を開放し、上部空間の混合気体は空気との密度差により上昇し入口管から排出される。また、排出

された混合気体の体積に応じて、出口管から空気が流入する（図－1 参照）。このときの混合気体の排出と空気の流入量を算出し、吸着塔内の水素濃度を評価した。



図－1 使用済吸着塔 保管時の概念図

### 3) 水素発生量

水素は、吸着した核種の崩壊エネルギーが容器内に残留する水に吸収され発生する。水素発生速度  $H$  (mol/s) は次式により求めた。

$$H = G \times E \div A$$

$H$  : 水素発生速度 (mol/s)

$G$  : 水が 100eV のエネルギーを吸収した際に発生する水素分子の個数, 0.45

$E$  : 水が吸収するエネルギー : 約  $2.75 \times 10^{13}$  (MeV/s)

$A$  : アボガドロ数 ( $6.02 \times 10^{23}$  個/mol)

評価の結果、爆発下限界 4% 未満であることを確認した。なお、吸着塔上部にはベント配管を設けてあり、常時開運用とすることで水素の滞留を防止する。

### 5. 耐放射線性

浄化ユニットの処理対象水は放射性物質濃度が比較的低いことから、機器への放射線照射による劣化の影響は小さい。

## 6. 使用済吸着塔の貯蔵

### a. 使用済吸着塔の発生量

使用済吸着塔は、淡水置換し、水抜きした後、使用済セシウム吸着塔一時保管施設（第1施設、第3施設、第4施設）（Ⅱ2.5.2.1.2 参照）のコンクリート製ボックスカルバート内に保管する。

使用済吸着塔の発生量は、最大でも年間4基程度、ボックスカルバートの使用数では最大でも年間2基程度と想定される。

なお、必要に応じて使用済セシウム吸着塔一時保管施設を増設する。

使用済吸着塔の貯蔵による敷地境界への直接線・スカイシャイン線による寄与は、使用済セシウム吸着塔一時保管施設に貯蔵される他の廃棄物と同程度であり、同施設の敷地境界線量の評価結果に包絡される。

## 旧淡水化装置の撤去方法について

旧淡水化装置の廃止に伴い、放射性物質に汚染されている可能性のある旧淡水化装置、移送ポンプ、配管等の撤去作業について定める。

## 1. 旧淡水化装置等

旧淡水化装置、移送ポンプ、配管等は貯留タンクエリア堰内で内部水抜き、残水回収後に汚染拡大防止を図った上で機器を取外し後、Fタンクエリア内の作業エリアへ運搬し、切断して減容を行い、切断した減容片は、表面線量率に応じて定められた一時保管エリアにて一時保管する。継続使用する設備との切り離しはフランジ部とし、開放部を閉止する。

## 1.1 作業内容と汚染拡大防止策

## 1.1.1 内部水抜き、残水回収作業時の汚染拡大防止策

旧淡水化装置、移送ポンプ、配管等に残る残水の回収処理作業では、仮設ホース、仮設ポンプ、仮設タンク等を使用し回収する。回収した残水は淡水化装置等を用いて処理する。

当該作業を行う際の漏えい防止策及び漏えい拡大防止策は以下の通り。

- a. 汚染水を内包している配管及びポンプ等の取外し作業は、隔離処置及び水抜き後に実施する。
- b. 仮設ホースの継手部がレバーロック式カプラの場合、継手部を固縛し外れ防止を行う。
- c. 漏えい拡大防止策として、仮設ホースの接続部を袋養生することにより、漏えい時に汚染水を受けられるようにすると共に、仮設ポンプ等の設置エリアには仮設の堰を設ける。また、残水移送中は作業員による常時監視を行う。

## 1.1.2 取外、運搬作業時の汚染拡大防止策

- a. 取外し作業時は、開口部からの放射性物質の飛散により、周辺に汚染を拡大させないように養生等を実施する。
- b. 取外された旧淡水化装置を減容場所まで運搬する際は、養生等に破損がないことを確認したうえで運搬する。



### 1.1.3 減容作業・保管時の汚染拡大防止策

- a. 減容作業は汚染拡大防止のためフィルター付局所排風機を設置した仮設ハウス内で作業を行う。破損の恐れの高い作業床は、足場板及び防炎シートで二重養生する。入口付近には、立入制限及び線量の表示を行う。また、切断にはバンドソー等を使用し、下方に溜まる切断屑は、適宜回収することにより汚染の拡大防止とする。
- b. 減容作業中は、作業エリアの空気中の放射性物質濃度を定期的に確認する。なお、測定値に異常が確認された場合には、速やかに作業を中断し、集塵の強化等の対策を実施し、測定値が通常時に戻ったことを確認してから再開する。
- c. 集塵の強化等の対策を実施しても測定値が通常時に戻らない場合には、作業を中止する。その後、原因を調査し、必要に応じて対策を施したうえで再開する。
- d. 旧淡水化装置、移送ポンプ、配管等を切断した減容片は、表面線量率に応じて定められた一時保管エリアにて一時保管する。

### 1.2 作業員の被ばく低減

旧淡水化装置、移送ポンプ、配管等の表面線量は約 0.015mSv/h 以下であり、撤去作業で作業員が過剰被ばくすることはないが、被ばく低減の観点から、作業エリアを区画することにより、作業員が容易に近付くことを防止する。また、線量当量率を測定し、作業員への注意喚起のために測定結果を表示する。

### 1.3 瓦礫類発生量

旧淡水化装置、移送ポンプ、配管等の撤去に伴い、約 200m<sup>3</sup>の瓦礫類が発生する見込みである。瓦礫類の表面線量率は 0.015mSv/h 以下であり、瓦礫類は、表面線量率に応じて定められた瓦礫類の一時保管エリア（C, F2, J, O, P1, V）にて一時保管する。

## 浄化ユニット基礎に関する説明書

## 1. 浄化ユニット基礎の支持力

## (1) 評価方法

浄化ユニットの鉛直荷重と極限支持力を比較し評価を行う。支持力の算定式は「社団法人日本道路協会（2002）：道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に基づき次式を用いる。計算した結果、①浄化ユニットの鉛直荷重<②浄化ユニット基礎底面地盤の極限支持力であり、安全性を有していることを確認する。

$$\textcircled{1} \text{ タンクの鉛直荷重： } W = m \times g$$

$$\textcircled{2} \text{ タンク基礎底面地盤の極限支持力： } Q_u = A_e \left( \alpha k c N_c S_c + k q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \right)$$

$m$  : 機器質量

$g$  : 重力加速度

$A_e$  : 有効載荷面積

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$k$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$c$  : 地盤の粘着力

$N_c, N_q, N_r$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_o, S_q, S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$q$  : 上載荷重 ( $q = \gamma_2 D_f$ )

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 ( $\gamma_1, \gamma_2 = 15.9 \text{ kN/m}^3$ )

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ( $B_e = B - 2e_B$ )

$B$  : 基礎幅

$e_B$  : 荷重の偏心量

## (2) 管理

地盤改良後、簡易支持力測定器（キャスポル）※により地盤の強度を測定し、上記式により必要な極限支持力を有していることを確認する。

※ランマー（重鎮）を一定の高さから地盤に自由落下させたときに生ずる衝撃加速度の最大値と地盤強度特性値と相関させる衝撃加速度法を基本原理とした簡易な測定器。

## 2. 浄化ユニット基礎の不陸

### (1) 評価方法

浄化ユニットの設置高さが、設計高さに対して許容値以内<sup>\*</sup>であることを確認する。

※ 設計高さ±30mm (社内基準値)

### (2) 管理

浄化ユニット基礎高さ (レベル) を測量し、当該高さが設計高さに対して±30mm 以内であることを確認する。

## 貯留タンクエリアの基礎外周堰の堰内容量に関する説明書

貯留タンクエリアは、中間タンク設置後も既設貯留タンクを残置するため、既設分を含めた堰内貯留量及び堰高を計算する。想定漏えい容量は貯留タンクエリア想定最大量の3,301m<sup>3</sup>とする。堰内はタンク以外に浄化ユニット等も含まれるため、それらの機器占有面積を削除し計算する。

なお、浄化ユニットの占有面積はジャバラハウスの面積とする。

貯留タンクエリアの基礎外周堰の高さ、堰内容量を表-1に示す。

表-1 貯留タンクエリアの基礎外周堰の堰内容量

想定最大漏えい量 (m <sup>3</sup> )	貯留可能面積 (m <sup>2</sup> )
3,301	6,392

$$\begin{aligned}
 \text{必要最低堰高 (m)} &= \text{想定最大漏えい量 (m}^3\text{)} \div \text{貯留可能面積 (m}^2\text{)} \\
 &= 3,301 \div 6,392 \\
 &= 0.52
 \end{aligned}$$

よって、貯留タンクエリアの堰高は0.52m以上とする。

なお、貯留タンクエリアの堰高は0.58m以上で管理されている。

## 浄化ユニット用ジャバラハウスの耐震評価について

### 1. 評価方針

浄化ユニットの上屋であるジャバラハウスは耐震Bクラス相当として設計する。

浄化ユニット用ジャバラハウスは、鉄骨造の地上1階建てで、全4棟の内、最大寸法は平面が約15m（NS）×約4.6m（EW）の建物で、地上高さは約5mである。

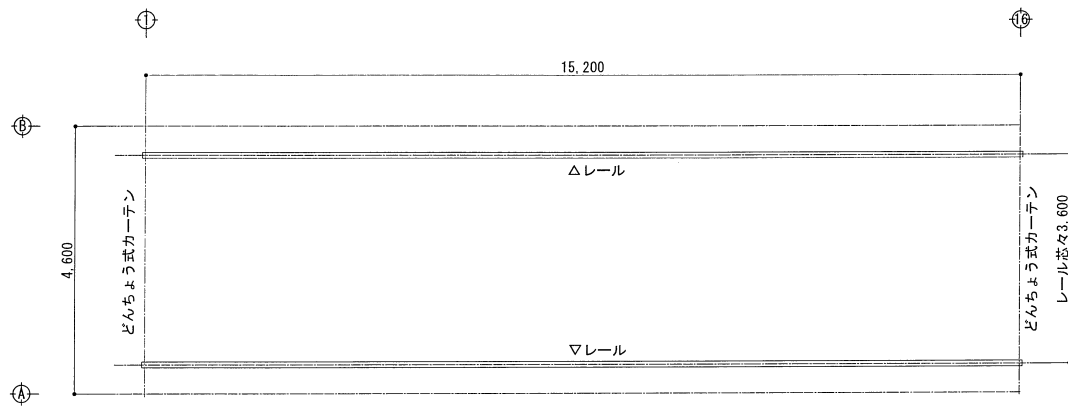
最大のジャバラハウスの平面図及び断面図を図－1に示す。

上屋に加わる地震時の水平力を、NS方向は柱・梁ともトラス形式のフレーム、EW方向はブレースで負担する。

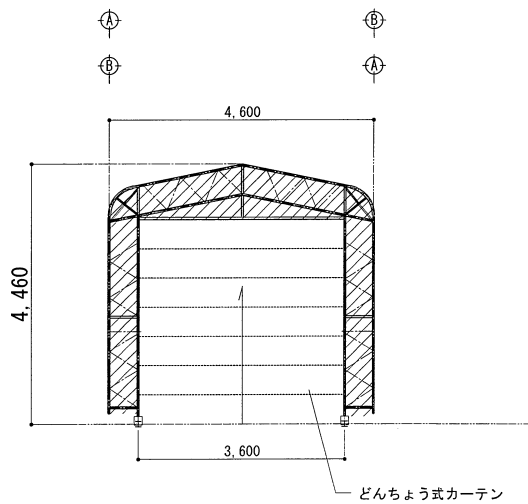
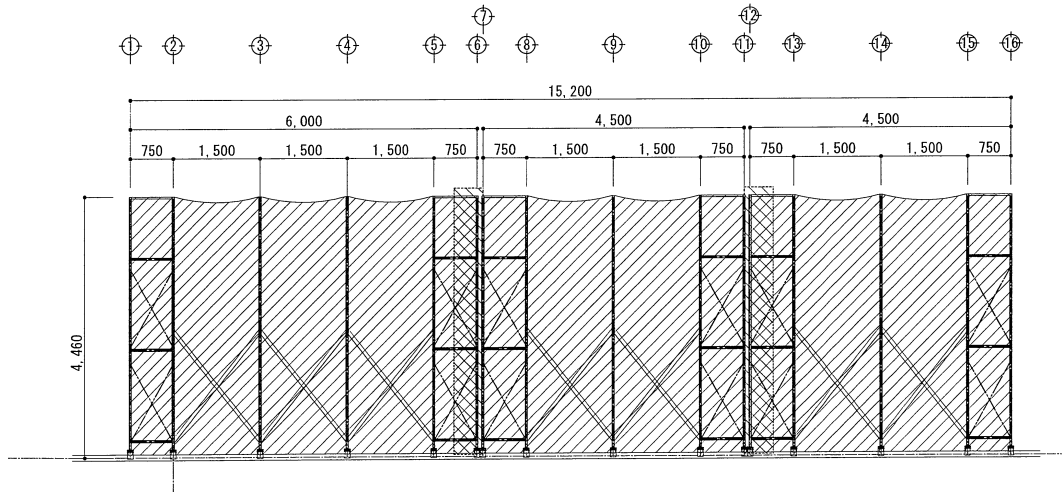
耐震性の評価は、地上1階の地震層せん断力係数として  $1.5 \cdot C_i$  を採用した場合の当該部位の応力に対して行う。

浄化ユニット用ジャバラハウスからの基礎への荷重算出手順を図－2に示す。

また、ジャバラハウスの設計は、建築基準法に準拠し、積雪荷重及び風荷重についても評価する。



平面図 S=1/100



妻面立面図 S=1/100

図—1 ジャバラハウス

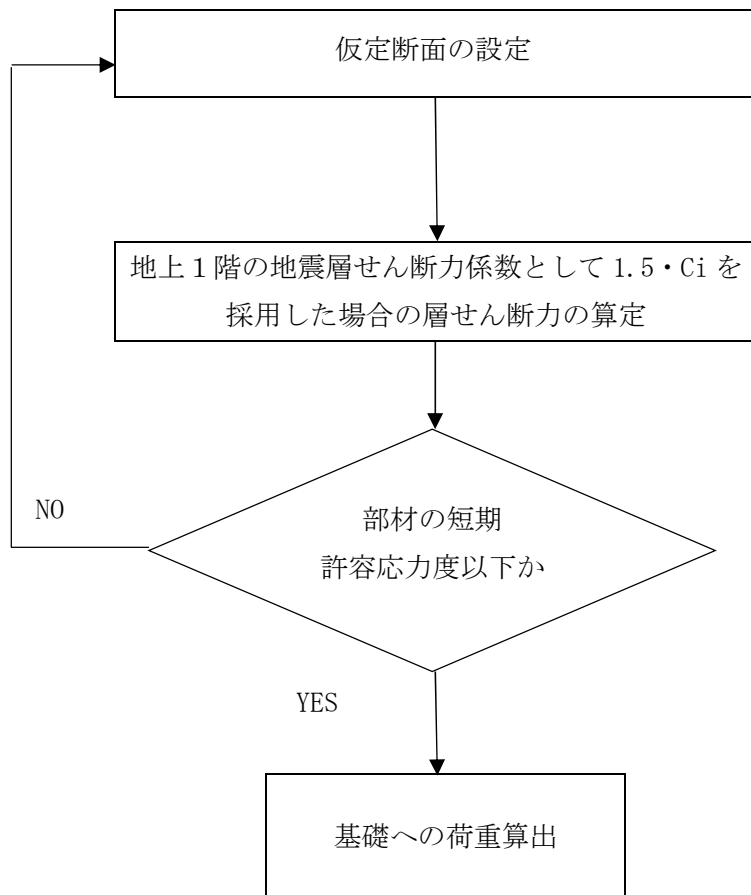


図-2 ジャバラハウスからの基礎への荷重算出手順

2. 評価条件

2. 1 使用材料並びに材料の許容応力度

浄化ユニット用ジャバラハウスの上屋に用いる鋼材及び膜材の許容応力度を表-1, 2に示す。

表-1 構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

	板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
構造用鋼材	t ≤ 40 mm	STK400	235	「鋼構造設計規準」に従って左記 F の値により求める。

注：日本建築学会「鋼構造設計規準・同解説」による。

表-2 膜材の許容応力度

(単位：N/cm, N/mm<sup>2</sup>)

	方向	基準強度 (Fm)	長期 (Fm/60 t)	短期 (Fm/30 t)
膜材	縦	866	27.23	54.47
	横	891	28.02	56.04



## 2. 2 荷重及び荷重の組合せ

### (1) 荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

#### 1) 鉛直荷重 (V L)

鉛直荷重は、固定荷重とする。

#### 2) 積雪荷重 (S N L)

積雪荷重は、建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30 cm, 単位荷重：20N/m<sup>2</sup>/cm

#### 3) 風荷重 (S W L)

建築基準法施行令第 87 条，建設省告示第 1454 号に基づく速度圧及び風力係数を用いて算定する。

- ・ 基準風速：30m/s
- ・ 地表面粗度区分：Ⅲ

#### 4) 地震荷重 (S E L)

水平地震力は下式による算定する。

地震層せん断力係数及び設計用地震力を表-3 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

ここで、

$Q_i$  : 水平地震力 (kN)

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数 ( $n=1.5$ )

$C_i$  : 地震層せん断力係数

$W_i$  : 当該層以上の重量 (kN)

$Z$  : 地震地域係数 ( $Z=1.0$ )

$R_t$  : 振動特性係数 ( $R_t=1.0$ )

$A_i$  : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_o$  : 標準せん断力係数 ( $C_o=0.2$ )

表－3 水平地震力の算定結果

建物高さ (m)	Wi (kN)	地震層せん断力係数 1.5・Ci		設計用地震力 (kN)	
		NS	EW	NS	EW
5	0.92	0.30		0.3	

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せについて表－4に示す。

表－4 荷重の組合せ

荷重状態	荷重ケース	荷重の組合せ	許容応力度
常時	A	VL	長期
積雪時	B	VL+SNL	短期
暴風時	W1	VL+SWL(S→N 方向)	
	W2	VL+SWL(W→E 方向)	
地震時	C1	VL+SEL(S→N 方向)	
	C2	VL+SEL(W→E 方向)	

注：「建築基準法施行令第82条」による。

### 3. 評価結果

#### 3. 1 浄化ユニット用ジャバラハウスの評価結果

解析モデルは、全ての部材を線材置換した平面モデルで、柱脚は半固定とする。

検討により得られた部材対応の内、検定比が最大となる鉄骨部材の断面検討結果を表一5に示す。また、外装材の検定比が最大となる膜材の断面検討結果を表一6に示す。

これより、鉄骨部材の応力度および外装材は、許容応力度以下であることを確認した。

表一5 鉄骨部材の応力度と短期許容応力度

部位	荷重条件	応力度 (kN/cm <sup>2</sup> )		許容応力度 (kN/cm <sup>2</sup> )		検定比 $\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c$
		曲げ: $\sigma_b$	圧縮: $\sigma_c$	曲げ: $f_b$	圧縮: $f_c$	
主フレームトラス梁 (STK400)	風荷重	7.08	0.43	12.16	12.16	$0.62 \leq 1.0$

表一6 外装材の応力度と短期許容応力度

部位	荷重条件	応力度 (N/mm) 引張: T	許容応力度 (N/mm) 引張: Ft	検定比 T/Ft
膜材	風荷重	3.61	28.87※1	$0.13 \leq 1.0$

※1: 膜材の短期許容引張応力度 Ft = 短期許容応力度 × 厚み 28.87 (N/mm)

※上表の通り主フレームの断面算定は風荷重にて行っているが、他荷重については下記のように風荷重に対して十分小さいことを確認している。

表一7 主フレームの最大応力

	荷重の組合せ	せん断力 Q (kN)
長期 (常時)	鉛直荷重 (VL)	0.53
短期	積雪荷重 (VL+SNL)	2.6
	風荷重 (VL+SWL)	4.1
	地震荷重 (VL+SEL)	1.5

### 3. 2 浄化ユニット用ジャバラハウス固定部の評価

浄化ユニット用ジャバラハウスアンカの強度評価を、浄化ユニット用ジャバラハウスの主フレームからの基礎への荷重により行った。浄化ユニット用ジャバラハウスの主フレームからの基礎への荷重を表-8に示す。

なお、浄化ユニット用ジャバラハウスの固定部はM16メカニカルアンカを使用する。

これより、浄化ユニット用ジャバラハウスの主フレームからの基礎への荷重算出値はM16メカニカルアンカの許容値以下であることを確認した。(表-9 参照)

表-8 主フレームからの基礎への荷重

	軸力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)
長期	1.04	0.00	0.00
短期(雪)	3.15	0.00	0.00
短期(風)	2.51	4.10	0.00
短期(地震)	0.58	0.60	0.00

表-9 ジャバラハウス固定部評価結果

機器名称	評価 部位	荷重 条件	評価 項目	算出値 (kN)	許容値 (kN)
ジャバラ ハウス	M16 メカニカル アンカ	風荷重	引張	1.26	5.50
			せん断	2.05	7.29

## 浄化ユニット吸着塔，貯留タンク及び中間タンクからの敷地境界線量評価

浄化ユニット吸着塔，貯留タンク及び中間タンク起因の敷地境界に対する直接線・スカイシャイン線の寄与を評価する。

### 1. 評価概要

#### 1. 1 評価手法

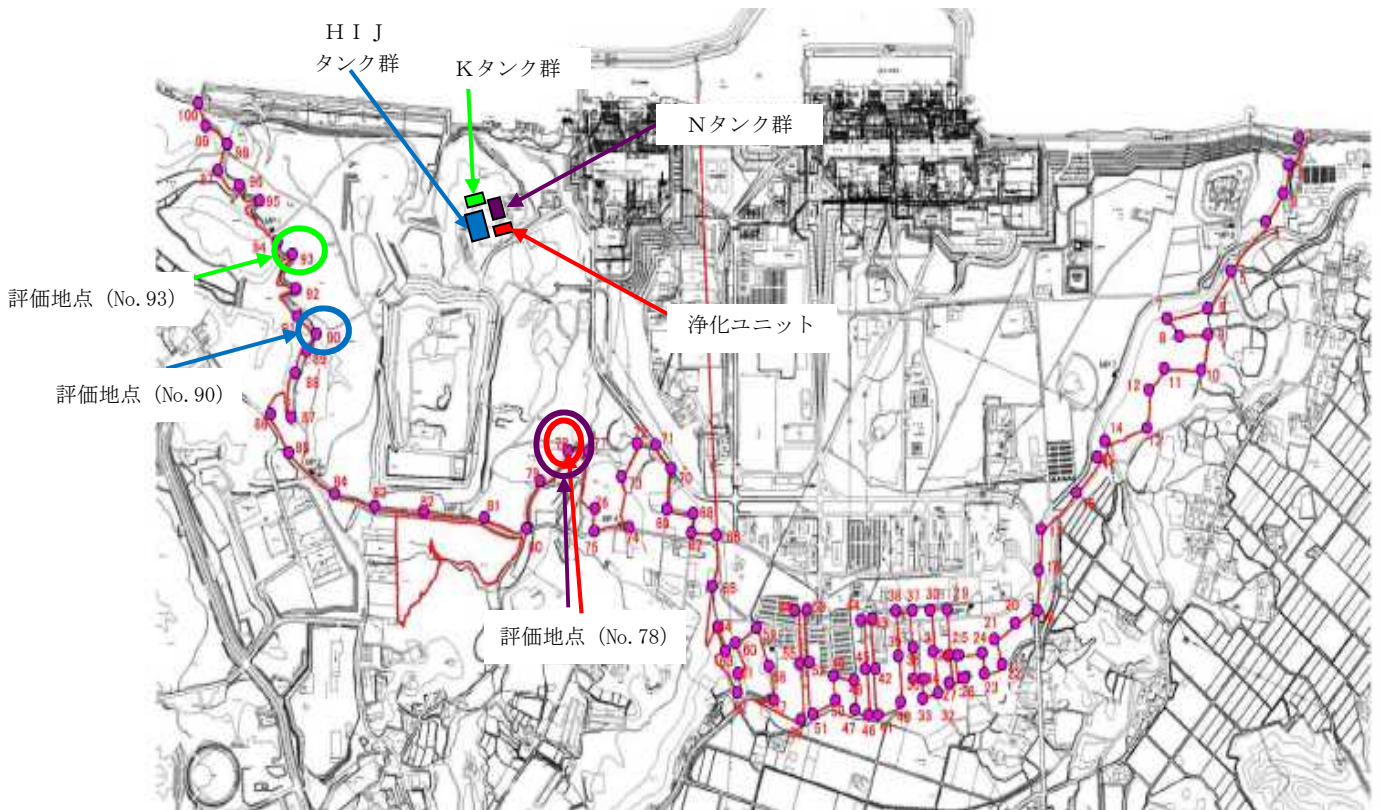
- ・ 解析コード MCNP を用いて評価

#### 1. 1. 1 浄化ユニット吸着塔の評価条件

- ・ 浄化ユニットから最寄りの敷地境界評価地点（敷地境界評価地点 No. 78，距離約 620m）を評価した（図－1）。
- ・ 評価上考慮する吸着塔は，浄化ユニットでは1 2基（3基×4系列）とした。
- ・ 吸着塔は遮へい鉄 8mm で評価した。
- ・ 評価点における直接線・スカイシャイン線の評価値は，吸着塔 1 基あたりの評価値を基数倍して算出した。

#### 1. 1. 2 貯留タンク及び中間タンクの評価条件

- ・ 貯留タンク（H I J タンク群）から最寄りの敷地境界評価地点（敷地境界評価地点 No. 90，距離約 610m），貯留タンク（K タンク群）から最寄りの敷地境界評価地点（敷地境界評価地点 No. 93，距離約 650m），中間タンク（N タンク群）から最寄りの敷地境界評価地点（敷地境界評価地点 No. 78，距離約 640m）を評価した（図－1）。
- ・ 評価上考慮する貯留タンク及び中間タンクは，H I J タンク群（小型 3 基，大型 18 基），K タンク群（5 基），N タンク群（5 基）とした。
- ・ 遮へいは，貯留タンク（H I J タンク群）鉄 9mm，貯留タンク（K タンク群）鉄 12mm，中間タンク（N タンク群）鉄 12mm で評価した。
- ・ 評価点における直接線・スカイシャイン線の評価値は，同板厚，同高さのタンク群を等価面積の大型円柱としてモデル化（H I J タンク群：半径 19.6m，水位 7.7m，K タンク群：半径 13.4m，水位 8.3m，N タンク群：半径 12.3m，水位 12.2m）して算出した。
- ・ 各タンク群保有水の放射能濃度は，貯留タンク（H I J タンク群）の分析結果（2017/1～2017/2）を基に淡水化装置による濃縮率を考慮して設定した。



- : 浄化ユニット設置位置とその評価地点
- : 貯留タンク（H I Jタンク群）設置位置と評価地点
- : 貯留タンク（Kタンク群）設置位置と評価地点
- : 中間タンク（Nタンク群）設置位置と評価地点

図ー1 浄化ユニット，貯留タンク及び中間タンクと評価点の位置関係

表ー1 浄化ユニット吸着塔の線源条件

機器名称	核種	線源強度 (Bq/塔)
吸着塔	Cs-134	2.45E+08
	Cs-137	8.27E+08
	Ba-137m	8.27E+08
	Sr-90	1.41E+09
	Y-90	1.41E+09

表－２ 貯留タンク及び中間タンクの線源条件

機器名称	核種	線源強度 (Bq/L)
貯留タンク 及び 中間タンク	Mn-54	3.434E+00
	Co-60	8.312E+00
	Sr-90	7.780E+03
	Ru-106	1.605E+01
	Sb-125	7.280E+00
	Cs-134	5.356E+01
	Cs-137	1.696E+02

## 2. 評価結果

上記条件により、評価を行った結果、各評価地点における直接線・スカイシャイン線の寄与は表－３、４の通りとなった。

表－３ 浄化ユニットの敷地境界線量評価結果

敷地境界評価地点	浄化ユニット評価値 (mSv/年)
No. 78	約 $5.1 \times 10^{-4}$

表－４ 貯留タンク及び中間タンクの敷地境界線量評価結果

貯留タンク 及び 中間タンク	敷地境界評価地点	貯留タンク及び中間タンク評価値 (mSv/年)
H I J タンク群	No. 90	$1.0 \times 10^{-4}$ 未満
K タンク群	No. 93	$1.0 \times 10^{-4}$ 未満
N タンク群	No. 78	$1.0 \times 10^{-4}$ 未満

最寄りの線量評価点 (No. 78, 90, 93) における直接線・スカイシャイン線の評価結果は、浄化ユニットが約  $5.1 \times 10^{-4}$  mSv/年、H I J・K・N タンク群が  $1.0 \times 10^{-4}$  mSv/年未満であり、敷地境界線量に及ぼす影響は小さい。また、敷地境界線上の最大線量評価点 (No. 70) (2018年4月現在) における直接線・スカイシャイン線の評価結果は、浄化ユニットが  $1.0 \times 10^{-4}$  mSv/年未満、H I J タンク群が  $1.0 \times 10^{-4}$  mSv/年未満、K タンク群が  $1.0 \times 10^{-4}$  mSv/年未満、N タンク群が  $1.0 \times 10^{-4}$  mSv/年未満であり、敷地境界線量に及ぼす影響は小さい。

## 廃棄物発生量に関する評価

5・6号機仮設設備（滞留水貯留設備）の運用に伴い、浄化装置、淡水化装置及び浄化ユニットから、廃棄物が発生する。5・6号機仮設設備（滞留水貯留設備）を運用した場合の廃棄物発生量について評価を行った。

## 1. 計算条件

計算条件は以下の通りとする。

- ・浄化装置は、定格処理量（ $26\text{m}^3/\text{h}$ ）とする。
- ・淡水化装置は、定格処理量（ $100\text{m}^3/\text{日}$ ）とする。
- ・浄化ユニットは、定格処理量（ $200\text{m}^3/\text{日}$ ）とする。

## 2. 評価結果

## 2.1. 浄化装置

浄化装置のキレート樹脂及びゼオライトは3～4か月を目途に取替を実施する。年間の廃棄物発生量は約 $34\text{m}^3$ 程度となる。

## 2.2. 淡水化装置

## a. 逆浸透膜

淡水化装置の逆浸透膜は膜差圧又は装置下流の導電率に応じて取替を実施する。交換頻度は、滞留水の水質により変動するが、30～40日に1回程度と想定する。年間の廃棄物発生量は約 $4\text{m}^3$ 程度となる。

## b. フィルタ類

淡水化装置のフィルタ類はフィルタ容器圧力又はポンプ吐出流量に応じて取替を実施する。交換頻度は、滞留水の水質により変動するが、2ヶ月に1回程度と想定する。年間の廃棄物発生量は約 $5\text{m}^3$ 程度となる。

## 2.3. 浄化ユニット

浄化ユニットのセシウム／ストロンチウム同時吸着塔は吸着塔差圧又は装置下流サンプリング水の測定結果に応じて取替を実施する。交換頻度は、滞留水の水質により変動するが、最大1年に4塔程度と想定する。年間の廃棄物発生量は約 $4\text{m}^3$ 程度となる。

## 3. 貯蔵計画

5・6号機仮設設備（滞留水貯留設備）で発生する固体廃棄物については、容器に収納し、表面の線量率を測定した上で、キレート樹脂及びゼオライト並びに逆浸透膜及びフィルタ類は固体廃棄物貯蔵庫、セシウム／ストロンチウム同時吸着塔は使用済セシウム吸着



塔一時保管施設に貯蔵する。処理対象の放射性物質濃度が低く、固体廃棄物への遮へいは不要である。

## メガフロート津波等リスク低減対策工事について

貯留設備のうちメガフロートについては、震災当初5・6号機の建屋内の滞留水を移送し、貯留するために使用していたが、2012年12月より貯留水の置換を行い、バラスト水としてろ過水を貯留している。

メガフロートは津波により港湾内構造物に衝突する恐れがあることから、メガフロート津波等リスク低減対策工事を実施する。また、本工事によりメガフロートは貯留機能が無くなることから、貯留設備のうちメガフロートについては廃止する。

以下に、メガフロート津波等リスク低減対策工事の作業方法について定める。

## 1. 工事概要

- ・メガフロート津波等リスク低減対策工事は1～4号機開渠内で実施するため、海側遮水壁への損傷防止対策として防衝盛土の施工を事前に実施する。
- ・メガフロート上部の付属機器（電動ウインチ、ボラード等）は取外後に減容を行い、表面線量率に応じて定められた一時保管エリアにて一時保管する。
- ・メガフロートを1～4号機開渠内へ移動し仮係留を行う。
- ・内部のバラスト水については、タンクローリー車等で5・6号機滞留水貯留設備受入タンクまたは貯留タンクまで移送する。
- ・5・6号機滞留水貯留設備受入タンクまたは貯留タンクに移送したバラスト水は、5・6号機淡水化装置を用いて処理する。
- ・バラスト水移送後に、メガフロート内部の除染を行う。
- ・1～4号機開渠内にメガフロート着底用のマウンドを造成し、メガフロートをマウンド上に移動し、海水を用いて仮着底を行う。
- ・メガフロート内部にモルタルを充填しマウンド上に着底させる。なお、仮着底時に使用した海水は港湾内に排水する。
- ・モルタル充填後のメガフロートについては、盛土工事等の整備工事を行い、本実施計画変更申請に基づき港湾設備の護岸及び物揚場の一部として有効活用する。

## 1.1 作業内容と汚染拡大防止策

## 1.1.1 内部水抜き、タンクローリー車等移送作業時の汚染拡大防止対策

メガフロート内部の水処理作業は仮設ホース、仮設ポンプ等を使用してタンクローリー車等に移送を行う。移送後、タンクローリー車等にて5・6号機滞留水貯留設備受入タンクまたは貯留タンクまで移送を行い、5・6号機淡水化装置を用いて処理する。

当該作業を行う際の漏えい防止策及び漏えい拡大防止策は以下の通り。

- a. 仮設ホースの継手部がレバーロック式カプラの場合、継手部を固縛し外れ防止を行う。フランジ継手部の場合、締付確認を行う。
- b. 漏えい拡大防止策として、仮設ホースの継手部は全て袋養生することにより、漏えい時に汚染水を受けられるようにすると共に、仮設ポンプ、タンクローリー受水エリアには仮設の堰を設ける。また、移送中は作業員による常時監視を行う。

#### 1.1.2 除染作業時の汚染拡大防止策

メガフロート内部は水圧洗浄による除染を行う。水圧洗浄はバラスト水を水源として実施する。そのため、メガフロート内部水抜きは作業しやすい水位まで低下させて中断し、水圧洗浄実施後に再開する。水圧洗浄に使用した水は仮設プールへ回収し、フィルタを通過させスラッジを捕集し、再度水圧洗浄に使用する。スラッジを捕集したフィルタは脱水後、一時保管エリアに保管する。水圧洗浄水は5・6号機淡水化装置を用いて処理を行う（移送及び処理時の漏えい防止及び漏えい拡大防止は、1.1.1にて実施）。

#### 1.2 作業員の被ばく低減

メガフロート内部等の空間線量率は約0.002mSv/h以下であり、作業員が過剰被ばくすることはないが、被ばく低減の観点から、作業エリアを区画することにより、作業員が容易に近付くことを防止する。また、線量当量率を測定し、作業員への注意喚起のために測定結果を表示する。

#### 1.3 瓦礫類発生量

メガフロート津波等リスク低減対策工事に伴い、メガフロート上部の付属機器（電動ウインチ、ボラード等）が瓦礫類として約600 m<sup>3</sup>発生する見込みである。瓦礫類の表面線量率は約0.002mSv/h以下であり、表面線量率に応じて定められた瓦礫類の一時保管エリア（J, O, P1, V）にて一時保管する。

別冊 2 4

5・6号機 放射性液体廃棄物処理系に係る補足説明

項目	内容
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...
21	...
22	...
23	...
24	...
25	...
26	...
27	...
28	...
29	...
30	...
31	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...
51	...
52	...
53	...
54	...
55	...
56	...
57	...
58	...
59	...
60	...
61	...
62	...
63	...
64	...
65	...
66	...
67	...
68	...
69	...
70	...
71	...
72	...
73	...
74	...
75	...
76	...
77	...
78	...
79	...
80	...
81	...
82	...
83	...
84	...
85	...
86	...
87	...
88	...
89	...
90	...
91	...
92	...
93	...
94	...
95	...
96	...
97	...
98	...
99	...
100	...

I 5・6号機 放射性液体廃棄物処理系のうち、  
仮設備（滞留水貯留設備）の構造強度及び耐震性について

仮設備（滞留水貯留設備）を構成する設備について、構造強度及び耐震性の評価を行う。

1. 中間タンクの構造強度評価

(1) 評価結果

a. 胴の厚さ評価

(a) 表-1 胴板

部材名称		胴板
材料		JIS G 3106 SM400C
最高使用温度	(°C)	66
中間タンクの内径	Di (m)	11
水頭	H (m)	13 <sup>※1</sup>
液体の比重	$\rho$ (-)	1
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	100
長手継手の効率	$\eta$ (-)	■
放射線検査の有無		なし
PVC-3920(1)	t (mm)	3
PVC-3920(2) 胴の計算上必要な厚さ		11.7
PVC-3920(3)	t (mm)	4.5
呼び厚さ	t <sub>b0</sub> (mm)	■
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0)	t <sub>b</sub> (mm)	■
評価： $t \leq t_b$ よって十分である。		

※1：満水での水頭

b. 底板の厚さ評価

(a) 表-2 底板

部材名称		底板
材料		JIS G 3106 SM400C
PVC-3970(1)の表PVD-3010-1による読み替え	t (mm)	3
呼び厚さ	t <sub>b0</sub> (mm)	■
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.8)	t <sub>b</sub> (mm)	■
評価： $t \leq t_b$ よって十分である。		



c. 管台の厚さ評価

(a) 表-3 管台100A

部材名称		管台100A
材料		JIS G 3454 STPG370
最高使用温度	(°C)	66
管台の内径	Di (m)	■
水頭	H (m)	13 <sup>*1</sup>
液体の比重	$\rho$ (-)	1
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$ (-)	■
放射線検査の有無		なし
PVC-3980(1) 管台の計算上必要な厚さ	t (mm)	0.1
PVC-3980(2)	t (mm)	3.5
呼び厚さ	t <sub>b0</sub> (mm)	■
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.75)	t <sub>b</sub> (mm)	■
評価: $t \leq t_b$ よって十分である。		

※1: 満水での水頭

(b) 表-4 管台200A

部材名称		管台200A
材料		JIS G 3454 STPG370
最高使用温度	(°C)	66
管台の内径	Di (m)	■
水頭	H (m)	13 <sup>*1</sup>
液体の比重	$\rho$ (-)	1
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$ (-)	■
放射線検査の有無		なし
PVC-3980(1) 管台の計算上必要な厚さ	t (mm)	0.2
PVC-3980(2)	t (mm)	3.5
呼び厚さ	t <sub>b0</sub> (mm)	■
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-1.02)	t <sub>b</sub> (mm)	■
評価: $t \leq t_b$ よって十分である。		

※1: 満水での水頭

(c) 表-5 管台650A

部材名称	管台650A	
材料	JIS G 3106 SM400C	
最高使用温度	(°C)	66
管台の内径	Di (m)	■
水頭	H (m)	13※ <sup>1</sup>
液体の比重	$\rho$ (-)	1
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	100
長手継手の効率	$\eta$ (-)	■
放射線検査の有無	なし	
PVC-3980(1) 管台の計算上必要な厚さ	t (mm)	0.7
PVC-3980(2)	t (mm)	3.5
呼び厚さ	$t_{b0}$ (mm)	■
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.8)	$t_b$ (mm)	■
評価: $t \leq t_b$ よって十分である。		

※1: 満水での水頭

c. 胴の穴の補強評価

設計・建設規格に準拠し、胴の穴の補強について評価を実施した。評価の結果、補強に有効な面積が補強に必要な面積より大きいため、補強は十分であることを確認した。(表-6~11参照)



$$A_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$$

$$A_1 = (\eta t_s - Ft_{sr})(X - d) - 2\left(1 - \frac{S_n}{S_s}\right)(\eta t_s - Ft_{sr})t_n$$

$$X = X_1 + X_2$$

$$X_1 = X_2 = \text{Max}\left(d, \frac{d}{2} + t_s + t_n\right)$$

$$A_2 = 2((t_{n1} - t_{nr})Y_1 + t_{n2}Y_2)S_n / S_s$$

$$t_{nr} = \frac{PDi}{2S_n - 1.2P}$$

$$Y_1 = \text{Min}(2.5t_s, 2.5t_{n1} + Te)$$

$$Y_2 = \text{Min}(2.5t_s, 2.5t_{n2}, h)$$

$$A_3 = L_1L_1 + L_2L_2 + L_3L_3$$

$$A_4 = (W - Wi) \times Te$$

$$W = \text{Min}(X, De)$$

$$Ar = dt_{sr}F + 2\left(1 - \frac{S_n}{S_s}\right)t_{sr}Ft_n$$

- $A_0$  : 補強に有効な総面積
- $A_1$  : 胴, 鏡板又は平板部分の補強に有効な面積
- $A_2$  : 管台部分の補強に有効な面積
- $A_3$  : すみ肉溶接部の補強に有効な面積
- $A_4$  : 強め材の補強に有効な面積
- $\eta$  : PVC-3161.2 に規定する効率
- $t_s$  : 胴の最小厚さ
- $t_{sr}$  : 継ぎ目のない胴の計算上必要な厚さ (PVC-3122(1)において  $\eta = 1$  としたもの)
- $t_n$  : 管台最小厚さ
- $t_{n1}$  : 胴板より外側の管台最小厚さ
- $t_{n2}$  : 胴板より内側の管台最小厚さ
- $t_{nr}$  : 管台の計算上必要な厚さ
- $P$  : 最高使用圧力(水頭) =  $9.80665 \times 10^3 \text{H} \rho$
- $S_s$  : 胴板材料の最高使用温度における許容引張応力
- $S_n$  : 管台材料の最高使用温度における許容引張応力
- $Di$  : 管台の内径
- $X$  : 胴面に沿った補強に有効な範囲
- $X_1$  : 補強に有効な範囲
- $X_2$  : 補強に有効な範囲
- $Y_1$  : 胴面に垂直な補強の有効な範囲 (胴より外側)
- $Y_2$  : 胴面に垂直な補強の有効な範囲 (胴より内側)
- $h$  : 管台突出し高さ (胴より内側)
- $L_1$  : 溶接の脚長
- $L_2$  : 溶接の脚長
- $L_3$  : 溶接の脚長
- $Ar$  : 補強が必要な面積
- $d$  : 胴の断面に現れる穴の径
- $F$  : 係数 (図 PVC-3161.2-1 から求めた値)
- $Te$  : 強め材厚さ
- $W$  : 強め材の有効範囲
- $Wi$  : 開先を含めた管台直径
- $De$  : 強め材外径



表-6 胴の補強に有効な面積 A1

管台名称	管台材料	最高使用温度 (°C)	F (-)	$\eta$ (-)	d (mm)	Sn (MPa)	Ss (MPa)	ts (mm)	tsr (mm)	tn (mm)	X (mm)	A1 (mm <sup>2</sup> )
管台100A	STPG370	66	■	1	■	93	100	■	■	■	■	■
管台200A	STPG370	66	■	1	■	93	100	■	■	■	■	■
管台650A	SM400C	66	■	0.6	■	100	100	■	■	■	■	■

表-7 管台の補強に有効な面積 A2

管台名称	管台材料	H (m)	$\rho$ (-)	P (MPa)	Di (mm)	Sn (MPa)	Ss (MPa)	tn (mm)	Te (mm)	h (mm)	tnr (mm)	ts (mm)	Y1 (mm)	Y2 (mm)	A2 (mm <sup>2</sup> )
管台100A	STPG370	13	1	0.1275	■	93	100	■	■	■	0.1	■	■	■	■
管台200A	STPG370	13	1	0.1275	■	93	100	■	■	■	0.2	■	■	■	■
管台650A	SM400C	13	1	0.1275	■	100	100	■	■	■	0.4	■	■	■	■

表-8 隅肉溶接部の面積 A3

管台名称	L <sub>1</sub> (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	L <sub>3</sub> (mm)	A3 (mm <sup>2</sup> )
管台100A	■	■	■	■
管台200A	■	■	■	■
管台650A	■	■	■	■

表-9 強め材の面積 A4

管台名称	Te (mm)	W (mm)	Wi (mm)	X (mm)	De (mm)	A4 (mm <sup>2</sup> )
管台100A	■	■	■	■	■	■
管台200A	■	■	■	■	■	■
管台650A	■	■	■	■	■	■

表-10 補強が必要な面積 Ar

管台名称	d (mm)	tsr (mm)	tn (mm)	F (-)	Sn (MPa)	Ss (MPa)	Ar (mm <sup>2</sup> )
管台100A	■	■	■	1	93	100	731.8
管台200A	■	■	■	1	93	100	1420.4
管台650A	■	■	■	1	100	100	4466.0

表-11 穴の補強評価結果

管台名称	評価部位	Ar (mm <sup>2</sup> )	A <sub>0</sub> (mm <sup>2</sup> )
管台100A	穴の補強	732	1505
管台200A	穴の補強	1421	2979
管台650A	穴の補強	4466	7608



d. 強め材の取付け強さの評価

設計・建設規格に準拠し、強め材の取付け強さについて評価を実施した。評価の結果、溶接部の強度が十分であることを確認した。(表-12~15参照)

$$F_1 = \frac{\pi}{2} d_o L_1 S \eta_1$$

$$F_2 = \frac{\pi}{2} d t_n S_n \eta_3$$

$$F_3 = \frac{\pi}{2} d'_o t_s S \eta_2$$

$$F_4 = \frac{\pi}{2} d_o L_2 S \eta_1$$

$$F_5 = \frac{\pi}{2} W_o L_3 S \eta_1$$

$$F_6 = \frac{\pi}{2} d'_o t_s S \eta_2$$

$$W = d'_o t_{sr} S - (t_s - F t_{sr})(X - d'_o) S$$

$$W_1 = F_1 + F_2$$

$$W_2 = F_1 + F_6 + F_4$$

$$W_3 = F_5 + F_2$$

$$W_4 = F_5 + F_3$$

$$W_5 = F_1 + F_3$$

$$W_6 = F_5 + F_6 + F_4$$

$F_1$  : 断面 (管台外側のすみ肉溶接部) におけるせん断強さ

$F_2$  : 断面 (管台内側の管台壁) におけるせん断強さ

$F_3$  : 断面 (突合せ溶接部) におけるせん断強さ

$F_4$  : 断面 (管台内側のすみ肉溶接部) におけるせん断強さ

$F_5$  : 断面 (強め材のすみ肉溶接部) におけるせん断強さ

$F_6$  : 断面 (突合せ溶接部) におけるせん断強さ

$d_o$  : 管台外径

$d$  : 管台内径

$d_o'$  : 胴の穴の径

$W_o$  : 強め材の外径

$S$  : 胴板材料の最高使用温度における許容引張応力

$S_n$  : 管台材料の最高使用温度における許容引張応力

$L_1$  : すみ肉溶接部の脚長 (管台取付部 (胴より外側))

$L_2$  : すみ肉溶接部の脚長 (管台取付部 (胴より内側))

$L_3$  : 溶接部の脚長 (強め材)

$\eta_1$  : 強め材の取付け強さ (すみ肉溶接部のせん断)

$\eta_2$  : 強め材の取付け強さ (突合せ溶接部の引張)

$\eta_3$  : 強め材の取付け強さ (管台壁のせん断)

※表 PVC-3169-1 の値より

$W$  : 溶接部の負うべき荷重

$t_{sr}$  : 継目のない胴の計算上必要な厚さ

(PVC-3122(1)において  $\eta=1$  としたもの)

$F$  : 管台の取付角度より求まる係数

(図 PVC-3161.2-1 から求まる値)

$X$  : 補強に有効な範囲

$W_1$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_2$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_3$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_4$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_5$  : 予想される破断箇所の強さ

$W_6$  : 予想される破断箇所の強さ

表-12 強め材取り付け強さの数値根拠 (1/2)

管台名称	S (MPa)	Sn (MPa)	Wo (mm)	do (mm)	d (mm)	do' (mm)	L <sub>1</sub> (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	L <sub>3</sub> (mm)
管台100A	100	93	■	■	■	■	■	■	■
管台200A	100	93	■	■	■	■	■	■	■
管台650A	100	93	■	■	■	■	■	■	■

表-13 強め材取り付け強さの数値根拠 (2/2)

管台名称	$\eta_1$ (-)	$\eta_2$ (-)	$\eta_3$ (-)	ts (mm)	tn (mm)	tsr (mm)	F (-)	X (mm)
管台100A	■	■	■	■	■	■	1	■
管台200A	■	■	■	■	■	■	1	■
管台650A	■	■	■	■	■	■	1	■

表-14 強め材取り付け強さの評価結果：各断面のせん断強さ

管台名称	F1 (N)	F2 (N)	F3 (N)	F4 (N)	F5 (N)	F6 (N)
管台100A	■	■	■	■	■	■
管台200A	■	■	■	■	■	■
管台650A	■	■	■	■	■	■

表-15 強め材取り付け強さの評価結果：各経路のせん断強さ

管台名称	W (N)	W1 (N)	W2 (N)	W3 (N)	W4 (N)	W5 (N)	W6 (N)
管台100A	35,520	105,278	249,921	117,143	214,608	202,743	261,786
管台200A	61,220	288,929	566,723	291,336	432,427	430,020	569,130
管台650A	163,240	1,160,164	1,873,460	1,491,562	1,641,871	1,310,473	2,204,858

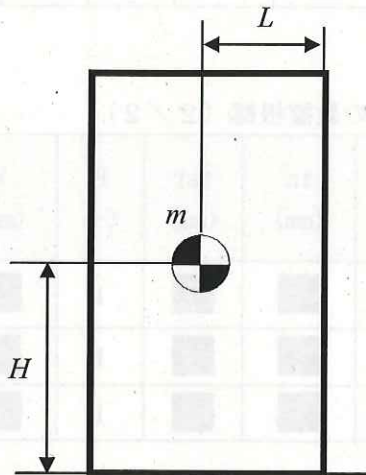


## 2. 中間タンクの耐震性評価

### (1) 評価結果

#### a. 転倒評価

地震時の水平荷重による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらと比較することにより転倒評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重による転倒モーメント<②自重による安定モーメント」となることから、転倒しないことを確認した。(表-16参照)



$C_H$  : 水平方向設計震度 (0.36)

$m$  : タンク空質量+内包液体質量 (満水時)

$m_1$  : タンク胴+内包液体質量 (満水時)

$m_2$  : 屋根板質量

$g$  : 重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

$H_1$  : 据付面からの胴部重心までの距離

$H_2$  : 据付面からの天板重心までの距離

$L$  : 転倒支点から機器重心までの距離

①地震時の水平荷重による転倒モーメント： $M_1 = (m_1 \times H_1 + m_2 \times H_2) \times g \times C_H$

②自重による安定モーメント： $M_2 = m \times g \times L$

表-16 中間タンクの転倒評価数値根拠

タンク名称	$m^*$ (t)	$m_1$ (t)	$m_2$ (t)	$H_1$ (mm)	$H_2$ (mm)	$L$ (mm)	$M_1$ (kN・m)	$M_2$ (kN・m)
中間タンク (容量：1,160m <sup>3</sup> )	■	■	■	■	■	■	$3.1 \times 10^4$	$7.1 \times 10^4$

\* : 水の質量も含む

b. 滑動評価

地震時の水平荷重によるすべり力と接地面の摩擦力を比較することにより、滑動評価を行った。評価の結果、「①地震時の水平荷重によるすべり力<②接地面の摩擦力」となることから、滑動しないことを確認した。(表-17参照)

$C_H$  : 水平方向設計震度 (0.36)

$m$  : タンク空質量+内包液体質量 (満水時)

$g$  : 重力加速度

$\mu$  : 摩擦係数 (コンクリート上 : 0.4)

①地震時の水平荷重によるすべり力 :  $F_L = C_H \times m \times g$

②接地面の摩擦力 :  $F_\mu = \mu \times m \times g$

表-17 中間タンクの滑動評価数値根拠

タンク名称	$m^*$ (t)	$g$ ( $m/s^2$ )	$F_L$ (kN)	$F_\mu$ (kN)
中間タンク (容量 : 1,160 $m^3$ )	■	9.80665	4,608	5,119

\* : 水の質量も含む



c. 応力評価及び座屈評価

中間タンクについては、以下の通り貯留機能維持について評価する。

『JEAC4601-2008 原子力発電所耐震設計技術規程』に基づき、タンク胴板の応力評価及び座屈評価の数値根拠を示す。(表-18~24参照)

(a) 評価

1. 胴の応力評価

イ. 組合せ応力が胴の最高使用温度における許容応力  $S_a$  以下であること。

応力の種類	許容応力 $S_a$
一次一般膜応力	設計降伏点 $S_y$ と設計引張強さ $S_u$ の0.6倍のいずれか小さい方の値

一次応力の評価は算出応力が一次一般膜応力と同じ値であるので省略する。

応力計算において、静的地震力を用いる場合は、絶対値和を用いる。

(1) 静水頭及び鉛直方向地震による応力

表-18 中間タンクの胴の応力評価の数値根拠 (1/6)

タンク名称	$\rho'$ (kg/mm <sup>3</sup> )	H (mm)	Di (mm)	t (mm)	$C_v$ (-)	$\sigma_{\phi 1}$ (MPa)	$\sigma_{\phi 2}$ (MPa)	$\sigma_{x 1}$ (MPa)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	$1.0 \times 10^{-6}$	■	■	■	■	58.44	0	0

(2) 運転時質量及び鉛直方向地震による応力

表-19 中間タンクの胴の応力評価の数値根拠 (2/6)

タンク名称	$m_e$ (kg)	Di (mm)	t (mm)	$C_v$ (-)	$\sigma_{x 2}$ (MPa)	$\sigma_{x 3}$ (MPa)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	■	■	■	■	1.42	0

(3) 水平方向地震による応力

表-20 中間タンクの胴の応力評価の数値根拠 (3/6)

タンク名称	$m_0$ (kg)	Di (mm)	t (mm)	$l_g$ (mm)	$C_{II}$ (-)	$\sigma_{x 4}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	■	■	■	■	0.36	26.28	22.03

(4) 組合せ応力

(1)～(3)によって求めた胴の応力は以下のように組み合わせる。

a. 一次一般膜応力

(a) 組合せ引張応力

表-21 中間タンクの胴の応力評価の数値根拠 (4/6)

タンク名称	$\sigma_{\phi}$ (MPa)	$\sigma_{xt}$ (MPa)	$\sigma_{ot}$ (MPa)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	58.44	24.86	69.35

(b) 組合せ圧縮応力

表-22 中間タンクの胴の応力評価の数値根拠 (5/6)

タンク名称	$\sigma_{\phi}$ (MPa)	$\sigma_{xc}$ (MPa)	$\sigma_{oc}$ (MPa)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	-58.44	27.70	33.01

(c) 組合せ応力の最大値

胴の組合せ一次一般膜応力の最大値は、

$$\sigma_o = \text{Max} \{ \text{組合せ引張応力} (\sigma_{ot}), \text{組合せ圧縮応力} (\sigma_{oc}) \}$$

$$= \text{Max} \{ 69.35, 33.01 \} = 69.35 \Rightarrow 70$$

となる。一次応力は一次一般膜応力と同じになるので省略する。

(d) 許容応力

表-23 中間タンクの胴の応力評価の数値根拠 (6/6)

タンク名称	胴板材質	最高使用温度 (°C)	設計降伏点 Sy (MPa)	設計引張強さ Su (MPa)	継手効率 $\eta$ (-)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	SM400C	66	234.60	385.88	■

胴の組合せ一次一般膜応力の許容応力Saは、

$$Sa = \text{Min} \{ Sy, 0.6Su \} \times \eta$$

$$= \text{Min} \{ 234.60, 0.6 \times 385.88 \} \times \text{■}$$

$$= \text{Min} \{ 234.60, 231.528 \} \times \text{■}$$

$$= 231.528 \times \text{■} = \text{■} \Rightarrow 138$$



よって、一次一般膜応力  $\sigma_0$  は許容応力  $S_a$  より低い値なので、強度として十分である。

ロ. 圧縮膜応力（圧縮応力と曲げによる圧縮側応力の組合せ）は次式を満足すること。  
（座屈の評価）

$$\text{評価式 } \alpha \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3}) / f_c + \alpha \cdot \sigma_{x4} / f_b \leq 1$$

表-24 中間タンクの座屈評価の数値根拠

タンク名称	$\alpha$ (-)	E (MPa)	$\sigma_{x2}$ (MPa)	$\sigma_{x3}$ (MPa)	$\sigma_{x4}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$f_b$ (MPa)	算出値* (-)
中間タンク (容量: 1,160m <sup>3</sup> )	1.5	200,360	1.42	0	26.28	87.82	120.69	0.36

※: 評価式 「 $\alpha \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3}) / f_c + \alpha \cdot \sigma_{x4} / f_b$ 」 の算出値

よって、評価式の算出値は1より低い値なので、強度として十分である。

項目	値	単位	備考
中間タンク	0.36	-	座屈評価

3. 浄化ユニットの構造強度及び耐震評価

(1) 前置フィルタ

a. 胴の厚さ評価

部材名称			胴板
材料			JIS G 3452 SGP
最高使用圧力	P	(MPa)	■
最高使用温度		(°C)	■
胴の内径	Di	(mm)	■
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	74
長手継手の効率	$\eta$	(-)	0.7
放射線検査の有無			なし
PVC-3121	t	(mm)	3
PVC-3122(1)胴の計算上必要な厚さ	t	(mm)	3.26
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	7.90
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.99)	t <sub>s</sub>	(mm)	■
評価： $t \leq t_s$ よって十分である。			

b. 鏡板の厚さ評価

部材名称			鏡板 (上部/下部)
鏡板の内面における長径	Di <sub>L</sub>	(mm)	■
鏡板の内面における短径の 1/2	h	(mm)	■
長径と短径の比	Di <sub>L</sub> /(2h)	(mm)	2
評価： $Di_L/(2h) \leq 2$ よって半だ円形鏡板である。(PVC-3210(3))			

部材名称			鏡板 (上部/下部)
材料			JIS G 3101 SS400
最高使用圧力	P	(MPa)	■
最高使用温度		(°C)	■
胴の内径	Di	(mm)	■
半だ円形鏡板の形状による係数	K	(-)	1.00
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	100
長手継手の効率	$\eta$	(-)	1.00
放射線検査の有無			なし
PVC-3220	t	(mm)	1.68
PVC-3225半だ円形鏡板の計算上必要な厚さ	t	(mm)	1.67
呼び厚さ	t <sub>co</sub>	(mm)	8.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-1.2)	t <sub>c</sub>	(mm)	■
評価： $t \leq t_c$ よって十分である。			



c. 胴板の強度評価

部材名称	胴板	
材料	JIS G 3452 SGP	
内圧による周方向応力	$\sigma_{\phi 1}$ (MPa)	■
鉛直方向地震力による胴の周方向応力	$\sigma_{\phi 7}$ (MPa)	■
内圧による軸方向応力	$\sigma_{x 1}$ (MPa)	■
運転時質量による軸方向応力	$\sigma_{x 2}$ (MPa)	■
地震力による生じる転倒モーメントによる軸方向応力	$\sigma_{x 5}$ (MPa)	■
胴の鉛直方向地震による軸方向応力	$\sigma_{x 7}$ (MPa)	■
胴の一次一般膜応力 (周方向)	$\sigma_{0\phi}$ (MPa)	22
胴の一次一般膜応力 (軸方向)	$\sigma_{0x}$ (MPa)	12
胴の一次一般膜応力	$\sigma_0$ (MPa)	22
胴の許容応力	$S_a$ (MPa)	147
評価： $\sigma_0 \leq S_a$ よって十分である		

$$\sigma_{0\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 7}$$

$$\sigma_{0x} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 7}$$

$$\sigma_0 = \text{Max}\{\sigma_{0\phi}, \sigma_{0x}\}$$

d. 脚の強度評価

部材名称	脚	
材料	JIS G 3101 SS400	
脚に生じる曲げ応力	$\sigma_b$ (MPa)	■
脚に生じる圧縮応力	$\sigma_c$ (MPa)	■
脚に生じるせん断応力	$\tau$ (MPa)	■
脚の組合せ応力	$\sigma_s$ (MPa)	25
脚の許容引張応力	$f_t$ (MPa)	245
脚の許容曲げ応力	$f_b$ (MPa)	245
脚の許容せん断応力	$f_s$ (MPa)	141
脚の許容圧縮応力	$f_c$ (MPa)	157
評価： $\sigma_s \leq f_t$ よって十分である		

e. 脚の座屈評価

部材名称	脚	
材料	JIS G 3101 SS400	
脚のF値	F (MPa)	245
脚取付部中心までの長さ	L (mm)	■
脚の断面特性 断面積	A1 (mm <sup>2</sup> )	■
脚断面の図心から本体外面までの距離	ee (mm)	■
水平荷重	FH (N)	■

脚の断面特性 荷重作用方向での断面係数	Z <sub>vv</sub> (mm <sup>3</sup> )	
脚の断面特性 容器の接線方向軸まわりの各レグの断面係数	Z <sub>v</sub> (mm <sup>3</sup> )	
脚に作用する圧縮力	F <sub>lc</sub> (N)	
座屈係数 λ	λ λ (-)	
座屈係数 Λ	Λ (-)	
座屈係数 ν	ν (-)	
脚に生じる圧縮応力	σ <sub>c</sub> (MPa)	4.293256846
脚の曲げ応力	σ <sub>b</sub> (MPa)	19.94847458
脚の許容圧縮応力	f <sub>c</sub> (MPa)	157.9267526
脚の許容曲げ応力	f <sub>b</sub> (MPa)	245
脚の組合せ応力評価 (座屈)		0.11
評価 : $\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c \leq 1$ よって座屈しない		

$$\sigma_c = F_{lc} / A_l$$

$$\sigma_b = FH \times L / (4 \times Z_{vv}) + F_{lc} \times ee / Z_v$$

$$\nu = 3/2 + (2/3) \times (\lambda \lambda / \Lambda)^2$$

$$f_c = \{1 - 0.4 \times (\lambda \lambda / \Lambda)^2\} \times F / \nu$$

$$f_b = F$$

f. 取付ボルトの強度評価

部材名称	取付ボルト	
材料	JIS G 3101 SS400	
取付ボルトの有効断面積	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	
前置フィルタ質量	m (kg)	
重力加速度	g (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
水平方向設計震度	C <sub>H</sub> (-)	0.36
鉛直方向設計震度	C <sub>V</sub> (-)	0
運転時の重心	H (mm)	
脚断面の図心の描く円の直径	L (mm)	
取付ボルトの引張応力	σ <sub>bt</sub> (MPa)	10
取付ボルトのせん断応力	τ <sub>b</sub> (MPa)	1
せん断力のみを受ける取付ボルトの 許容せん断応力	f <sub>sb</sub> (MPa)	135
引張力のみを受ける取付ボルトの 許容引張応力	f <sub>to</sub> (MPa)	176
引張とせん断力を同時に受ける 取付ボルトの許容引張応力	f <sub>ts</sub> (MPa)	176
評価 : $\sigma_{bt} \leq f_{ts}, \tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

取付ボルトSu値 : 400MPa

取付ボルトSy値 : 235MPa



$$F_i = \text{Min}\{S_y, 0.7 \times S_u\}$$

$$f_{sb} = F_i / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$f_{to} = (F_i / 2) \times 1.5$$

$$f_{ts} = \text{Min}\{1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to}\}$$

(2) 吸着塔タイプ1

a. 胴の厚さ評価

部材名称	胴板	
材料	ASTM A106 Gr. B	
最高使用圧力	P (MPa)	■
最高使用温度	(°C)	■
胴の内径	D <sub>i</sub> (mm)	■
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	103
長手継手の効率	η (-)	1.00
放射線検査の有無		なし
PVC-3121	t (mm)	3.00
PVC-3122(1) 胴の計算上必要な厚さ	t (mm)	2.34
呼び厚さ	t <sub>so</sub> (mm)	9.53
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-2.1)	t <sub>s</sub> (mm)	■
評価: $t \leq t_s$ よって十分である		

b. 平板の厚さ評価

部材名称	平板 (上部平板/下部平板)	
平板の取付け方法	表 PVD-3310-1 (n)	
平板の穴の有無	あり	
最高使用温度	(°C)	■
平板の径 (ガスケット有効幅)	d (mm)	■
平板の穴の径	d <sub>h</sub> (mm)	■
評価: $d_h \leq 1/2 \cdot d$ よってPVD-3322(1)bにより計算を行う		

部材名称	平板 (上部平板/下部平板)	
材料	JIS G 3101 SS400	
最高使用圧力	P (MPa)	■
最高使用温度	(°C)	■
平板の取付け方法による係数	K (-)	0.31
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	100
全体のボルトに作用する力	F (N)	■
ボルトのピッチ円の直径とdとの差の1/2	h <sub>g</sub> (mm)	■

パッキンの外径又は平板の接触面の外径内の面積に作用する全圧力	W (N)	■
PVD-3322(1)b平板の計算上必要な厚さ	t (mm)	41.78
呼び厚さ	tpo (mm)	50.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-1.0)	tp (mm)	■
評価：t ≤ tp よって十分である		

c. 胴板の強度評価

部材名称	胴板	
材料	ASTM A106 Gr. B	
胴の周方向応力の和	$\sigma_{\phi}$ (MPa)	■
胴の軸方向応力の和 (引張側)	$\sigma_{xt}$ (MPa)	■
胴の軸方向応力の和 (圧縮側)	$\sigma_{xc}$ (MPa)	■
地震により胴に生じるせん断応力	$\tau$ (MPa)	■
胴板の組合せ応力	$\sigma_o$ (MPa)	26
胴の許容応力	$S_a$ (MPa)	245
評価： $\sigma_o \leq S_a$ よって十分である		

胴板Su値：410MPa

胴板Sy値：245MPa

許容応力  $S_a = \text{Min}\{S_y, 0.6 \times S_u\}$

d. スカートの強度評価

部材名称	スカート	
材料	ASTM A106 Gr. B	
スカートの運転時質量による軸方向応力	$\sigma_{s1}$ (MPa)	■
スカートの曲げモーメントによる軸方向応力	$\sigma_{s2}$ (MPa)	■
スカートの鉛直方向地震による軸方向応力	$\sigma_{s3}$ (MPa)	■
地震によりスカートに生じるせん断応力	$\tau_s$ (MPa)	■
スカートの組合せ応力	$\sigma_s$ (MPa)	7
スカートの許容引張応力	$f_t$ (MPa)	245
評価： $\sigma_s \leq f_t$ よって十分である		

スカートSu値：410MPa

スカートSy値：245MPa

許容応力  $f_t = (\text{Min}\{S_y, 0.7 \times S_u\} / 1.5) \times 1.5$



e. スカートの座屈評価

部材名称	スカート
材料	ASTM A106 Gr. B
スカートの運転時質量による軸方向応力 $\sigma_{s1}$ (MPa)	
スカートの曲げモーメントによる軸方向応力 $\sigma_{s2}$ (MPa)	
スカートの鉛直方向地震による軸方向応力 $\sigma_{s3}$ (MPa)	
座屈応力に対する安全率 $\eta$ (-)	1
軸圧縮荷重に対する許容座屈応力 $f_c$ (MPa)	245
曲げモーメントに対する許容座屈応力 $f_b$ (MPa)	245
スカートの組合せ応力評価 (座屈)	.0.03
評価: $\eta \times (\sigma_{s1} + \sigma_{s3}) / f_c + \eta \times \sigma_{s2} / f_b \leq 1$ よって座屈しない	

スカートSu値: 410MPa

スカートSy値: 245MPa

$F = \text{Min}\{Sy, 0.7 \times Su\}$

$f_c = F$

$f_b = F$

f. 取付ボルトの強度評価

部材名称	取付ボルト
材料	JIS G 3101 SS400
取付ボルトの有効断面積 $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	
取付ボルトの本数 $n$ (-)	
容器の運転時質量 $m_o$ (kg)	
重力加速度 $g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
水平方向設計震度 $C_H$ (-)	0.36
取付ボルト計算における係数 $C_t$ (-)	
取付ボルトのピッチ円直径 $D_c$ (mm)	
取付ボルトに作用する引張力 $F_t$ (N)	
取付ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離 $t_1$ (mm)	
引張力とせん断力を同時に受ける取付ボルトの許容引張応力 $f_{ts}$ (MPa)	176
せん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力 $f_{sb}$ (MPa)	135
取付ボルトに生じる引張応力 $\sigma_b$ (MPa)	6
取付ボルトに生じるせん断応力 $\tau_b$ (MPa)	3
評価: $\sigma_b \leq f_{ts}, \tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である	

取付ボルトSu値: 400MPa

取付ボルトSy値: 235MPa

$F_i = \text{Min}\{Sy, 0.7 \times Su\}$

$f_{sb} = F_i / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$

$$f_{to} = (F_i/2) \times 1.5$$

$$f_{ts} = \text{Min}\{1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to}\}$$

(3) 吸着塔タイプ2

a. 胴の厚さ評価

部材名称			胴板
材料			JIS G 4304 SUS316L
最高使用圧力	P	(MPa)	
最高使用温度		(°C)	
胴の内径	Di	(mm)	
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	111
長手継手の効率	$\eta$	(-)	0.70
継手の種類			突合せ両側溶接
放射線検査の有無			なし
PVC-3121	t	(mm)	1.50
PVC-3122(1)胴の計算上必要な厚さ	t	(mm)	4.45
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	8.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-2.49)	t <sub>s</sub>	(mm)	
評価: $t \leq t_s$ よって十分である。			

b. 鏡板の厚さ評価

部材名称			鏡板 (上部/下部)
鏡板の外径	Doc	(mm)	
鏡板の中央部における内面の半径	R	(mm)	
鏡板のすみの丸みの内半径	r	(mm)	
鏡板の呼び厚さ	t <sub>co</sub>	(mm)	
3 · t <sub>co</sub>		(mm)	
0.06 · Doc		(mm)	
評価: $Doc \geq R, r \geq 3 \cdot t_{co}, r \geq 0.06 \cdot Doc, r \geq 50\text{mm}$ よってさら形鏡板である。 (PVC-3210(1))			

部材名称			鏡板 (上部/下部)
材料			JIS G 4304 SUS316L
最高使用圧力	P	(MPa)	
最高使用温度		(°C)	
胴の内径	Di	(mm)	
さら形鏡板の形状による係数	W		1.5406
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	111
継手効率	$\eta$	(-)	1.00



放射線検査の有無		なし
PVC-3221鏡板の計算上必要な厚さ	t (mm)	4.77
呼び厚さ	tco (mm)	8.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-2.8)	tc (mm)	■
評価: $t \leq tc$ よって十分である		

c. 胴板の強度評価

部材名称		胴板
材料		JIS G 4304 SUS316L
胴の周方向応力の和	$\sigma_{\phi}$ (MPa)	■
胴の軸方向応力の和(引張側)	$\sigma_{xt}$ (MPa)	■
胴の軸方向応力の和(圧縮側)	$\sigma_{xc}$ (MPa)	■
地震により胴に生じるせん断応力	$\tau$ (MPa)	■
胴板の組合せ応力	$\sigma_o$ (MPa)	44
胴の許容応力	$S_a$ (MPa)	175
評価: $\sigma_o \leq S_a$ よって十分である		

胴板Su値: 480MPa

胴板Sy値: 175MPa

胴板S値: 111MPa

許容応力  $S_a = \text{Max}\{1.2 \times S, \text{Min}\{S_y, 0.6 \times S_u\}\}$

d. スカートの強度評価

部材名称		スカート
材料		JIS G 4304 SUS316L
スカートの運転時質量による軸方向応力	$\sigma_{s1}$ (MPa)	■
スカートの曲げモーメントによる軸方向応力	$\sigma_{s2}$ (MPa)	■
スカートの鉛直方向地震による軸方向応力	$\sigma_{s3}$ (MPa)	■
地震によりスカートに生じるせん断応力	$\tau_s$ (MPa)	■
スカートの組合せ応力	$\sigma_s$ (MPa)	2
スカートの許容引張応力	$f_t$ (MPa)	175
評価: $\sigma_s \leq f_t$ よって十分である		

スカートSu値: 480MPa

スカートSy値: 175MPa

許容応力  $f_t = (\text{Min}\{S_y, 0.7 \times S_u\} / 1.5) \times 1.5$

e. スカートの座屈評価

部材名称		スカート
材料		JIS G 4304 SUS316L
スカートの運転時質量による軸方向応力	$\sigma_{s1}$ (MPa)	■
スカートの曲げモーメントによる軸方向応力	$\sigma_{s2}$ (MPa)	■

スカート鉛直方向地震による軸方向応力	$\sigma_{s3}$ (MPa)	
座屈応力に対する安全率	$\eta$ (-)	1
軸圧縮荷重に対する許容座屈応力	$f_c$ (MPa)	175
曲げモーメントに対する許容座屈応力	$f_b$ (MPa)	175
スカートの組合せ応力評価 (座屈)		0.01
評価: $\eta \times (\sigma_{s1} + \sigma_{s3}) / f_c + \eta \times \sigma_{s2} / f_b \leq 1$ よって座屈しない		

スカートSu値: 480MPa

スカートSy値: 175MPa

$F = \text{Min}\{Sy, 0.7 \times Su\}$

$f_c = F$

$f_b = F$

f. 取付ボルトの強度評価

部材名称	取付ボルト	
材料	JIS G 3101 SS400	
取付ボルトの有効断面積	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	
取付ボルトの本数	$n$ (-)	
容器の運転時質量	$m_o$ (kg)	
重力加速度	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
水平方向設計震度	$C_H$ (-)	0.36
取付ボルト計算における係数	$C_t$ (-)	
取付ボルトのピッチ円直径	$D_c$ (mm)	
取付ボルトに作用する引張力	$F_t$ (N)	
取付ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離	$t_l$ (mm)	
取付ボルトに生じる引張応力	$\sigma_b$ (MPa)	1
取付ボルトに生じるせん断応力	$\tau_b$ (MPa)	2
引張力とせん断力を同時に受ける取付ボルトの許容引張応力	$f_{ts}$ (MPa)	161
せん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力	$f_{sb}$ (MPa)	124
評価: $\sigma_b \leq f_{ts}, \tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

取付ボルトSu値: 400MPa

取付ボルトSy値: 215MPa

$F = \text{Min}\{Sy, 0.7 \times Su\}$

$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$

$f_{to} = (F/2) \times 1.5$

$f_{ts} = \text{Min}\{1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to}\}$



## (4) 出口フィルタ

## a. 胴の厚さ評価

部材名称			胴板
材料			GB S31603
最高使用圧力	P	(MPa)	■
最高使用温度		(°C)	■
胴の内径	Di	(mm)	■
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	111
長手継手の効率	$\eta$	(-)	0.70
継手の種類			突合せ両側溶接
放射線検査の有無			なし
PVC-3121	t	(mm)	1.50
PVC-3122(1) 胴の計算上必要な厚さ	t	(mm)	1.36
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	3.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.5)	t <sub>s</sub>	(mm)	■
評価： $t \leq t_s$ よって十分である			

## b. 鏡板の厚さ評価

部材名称			鏡板 (上部/下部)
鏡板の内面における長径	Di <sub>L</sub>	(mm)	■
鏡板の内面における短径の 1/2	h	(mm)	■
長径と短径の比	Di <sub>L</sub> /(2h)	(-)	2
評価： $Di_L/(2h) \leq 2$ よって半だ円形鏡板である (PVC-3210(3))			

部材名称			鏡板 (上部/下部)
材料			GB S31603
最高使用圧力	P	(MPa)	■
最高使用温度		(°C)	■
胴の内径	Di	(mm)	■
半だ円形鏡板の形状による係数	K		1.00
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	111
継手効率	$\eta$	(-)	1.00
放射線検査の有無			なし
PVC-3220	t	(mm)	0.95
PVC-3225 半だ円形鏡板の計算上必要な厚さ	t	(mm)	0.95
呼び厚さ	t <sub>co</sub>	(mm)	3.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.9)	t <sub>c</sub>	(mm)	2.10
評価： $t \leq t_c$ よって十分である			

c. 胴板の強度評価

部材名称			胴板
材料			GB S31603
内圧による周方向応力	$\sigma_{\phi 1}$	(MPa)	■
鉛直方向地震力による胴の周方向応力	$\sigma_{\phi 7}$	(MPa)	■
内圧による軸方向応力	$\sigma_{x 1}$	(MPa)	■
運転時質量による軸方向応力	$\sigma_{x 2}$	(MPa)	■
地震力による生じる転倒モーメントによる軸方向応力	$\sigma_{x 5}$	(MPa)	■
胴の鉛直方向地震による軸方向応力	$\sigma_{x 7}$	(MPa)	■
胴の一次一般膜応力 (周方向)	$\sigma_{0\phi}$	(MPa)	36
胴の一次一般膜応力 (軸方向)	$\sigma_{0x}$	(MPa)	21
胴の一次一般膜応力	$\sigma_0$	(MPa)	36
胴板の許容一次一般膜応力	$S_a$	(MPa)	175
評価： $\sigma_0 \leq S_a$ よって十分である			

$$\sigma_{0\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 7}$$

$$\sigma_{0x} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 7}$$

$$\sigma_0 = \text{Max}\{\sigma_{0\phi}, \sigma_{0x}\}$$

d. 脚の強度評価

部材名称			脚
材料			AISI 304
脚に生じる曲げ応力	$\sigma_b$	(MPa)	■
脚に生じる圧縮応力	$\sigma_c$	(MPa)	■
脚に生じるせん断応力	$\tau$	(MPa)	■
脚の組合せ応力	$\sigma_s$	(MPa)	51
脚の許容引張応力	$f_t$	(MPa)	205
脚の許容曲げ応力	$f_b$	(MPa)	205
脚の許容せん断応力	$f_s$	(MPa)	118
脚の許容圧縮応力	$f_c$	(MPa)	129
評価： $\sigma_s \leq f_t$ よって十分である			



e. 脚の座屈評価

部材名称			脚
材料			AISI 304
脚のF値	F	(MPa)	205
脚取付部中心までの長さ	L	(mm)	■
脚の断面特性 断面積	A1	(mm <sup>2</sup> )	■
脚断面の図心から本体外面までの距離	ee	(mm)	■
水平荷重	FH	(N)	■
脚の断面特性 荷重作用方向での断面二次モーメント	I <sub>vv</sub>	(mm <sup>4</sup> )	■
脚の断面特性 荷重作用方向での断面二次モーメントの総和	ΣI	(mm <sup>4</sup> )	■
脚の断面特性 荷重作用方向での断面係数	Z <sub>vv</sub>	(mm <sup>3</sup> )	■
脚の断面特性 容器の接線方向軸まわりの各レグの断面係数	Z <sub>v</sub>	(mm <sup>3</sup> )	■
脚に作用する圧縮力	F <sub>lc</sub>	(N)	■
座屈係数 λ	λ λ	(-)	■
座屈係数 Λ	Λ	(-)	■
座屈係数 ν	ν	(-)	■
脚に生じる圧縮応力	σ <sub>c</sub>	(MPa)	4.566098928
脚の曲げ応力	σ <sub>b</sub>	(MPa)	46.6
脚の許容圧縮応力	f <sub>c</sub>	(MPa)	129.3992272
脚の許容曲げ応力	f <sub>b</sub>	(MPa)	205
脚の組合せ応力評価 (座屈)		(-)	0.27
評価 : $\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c \leq 1$ よって座屈しない			

$$\sigma_c = F_{lc} / A1$$

$$\sigma_b = FH \times I_{vv} / \Sigma I \times L / Z_{vv} + F_{lc} \times ee / Z_v$$

$$\nu = 3/2 + (2/3) \times (\lambda \lambda / \Lambda)^2$$

$$f_c = \{1 - 0.4 \times (\lambda \lambda / \Lambda)^2\} \times F / \nu$$

$$f_b = F$$

f. 取付ボルトの強度評価

部材名称			取付ボルト
材料			JIS G 3101 SS400
取付ボルトの有効断面積	A <sub>b</sub>	(mm <sup>2</sup> )	■
出口フィルタ質量	m	(kg)	■
重力加速度	g	(m/s <sup>2</sup> )	9.80665
水平方向設計震度	C <sub>II</sub>	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	C <sub>V</sub>	(-)	0
運転時の重心	H	(mm)	■

脚断面の図心の描く円の直径	L (mm)	
取付ボルトの引張応力	$\sigma_{bt}$ (MPa)	34
取付ボルトのせん断応力	$\tau_b$ (MPa)	2
せん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力	$f_{sb}$ (MPa)	141
引張力のみを受ける取付ボルトの許容引張応力	$f_{to}$ (MPa)	183
引張とせん断力を同時に受ける取付ボルトの許容引張応力	$f_{ts}$ (MPa)	183
評価： $\sigma_{bt} \leq f_{ts}$ , $\tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

取付ボルトSu値：480MPa

取付ボルトSy値：175MPa

$F_i = \text{Min}\{S_y, 0.7 \times S_u\}$

$f_{sb} = F_i / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$

$f_{to} = (F_i / 2) \times 1.5$

$f_{ts} = \text{Min}\{1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to}\}$

#### (5) 配管

##### a. 配管の厚さ評価 (32A)

部材名称	配管	
材料	JIS G 3454 STPG370	
口径	32A	
スケジュール	40	
最高使用圧力	P (MPa)	0.98
最高使用温度	(°C)	40
配管の外径	$D_o$ (mm)	42.7
最高使用温度における材料の許容引張応力	S (MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$ (-)	1.00
PPD-3411(1)管の計算上必要な厚さ	t (mm)	0.23
PPD-3411(3)	t (mm)	1.90
呼び厚さ	$t_{so}$ (mm)	3.60
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.5)	$t_s$ (mm)	3.10
評価： $t \leq t_s$ よって十分である		

##### b. 配管の厚さ評価 (40A)

部材名称	配管	
材料	JIS G 3454 STPG370	
口径	40A	
スケジュール	40	
最高使用圧力	P (MPa)	0.98
最高使用温度	(°C)	40



配管の外径	Do	(mm)	48.6
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$	(-)	1.00
PPD-3411(1)管の計算上必要な厚さ	t	(mm)	0.26
PPD-3411(3)	t	(mm)	2.20
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	3.70
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.5)	t <sub>s</sub>	(mm)	3.20
評価： $t \leq t_s$ よって十分である			

c. 配管の厚さ評価 (50A)

部材名称	配管		
材料	JIS G 3454 STPG370		
口径	50A		
スケジュール	40		
最高使用圧力	P	(MPa)	0.98
最高使用温度		(°C)	40
配管の外径	Do	(mm)	60.5
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$	(-)	1.00
PPD-3411(1)管の計算上必要な厚さ	t	(mm)	0.32
PPD-3411(3)	t	(mm)	2.40
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	3.90
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.5)	t <sub>s</sub>	(mm)	3.40
評価： $t \leq t_s$ よって十分である			

d. 配管の厚さ評価 (65A)

部材名称	配管		
材料	JIS G 3454 STPG370		
口径	65A		
スケジュール	40		
最高使用圧力	P	(MPa)	0.98
最高使用温度		(°C)	40
配管の外径	Do	(mm)	76.3
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$	(-)	1.00
PPD-3411(1)管の計算上必要な厚さ	t	(mm)	0.41
PPD-3411(3)	t	(mm)	2.70
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	5.20
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.65)	t <sub>s</sub>	(mm)	4.55
評価： $t \leq t_s$ よって十分である			

e. 配管の厚さ評価 (100A)

部材名称			配管
材料			JIS G 3454 STPG370
口径			100A
スケジュール			40
最高使用圧力	P	(MPa)	0.98
最高使用温度		(°C)	40
配管の外径	Do	(mm)	114.3
最高使用温度における材料の許容引張応力	S	(MPa)	93
長手継手の効率	$\eta$	(-)	1.00
PPD-3411(1)管の計算上必要な厚さ	t	(mm)	0.60
PPD-3411(3)	t	(mm)	3.40
呼び厚さ	t <sub>so</sub>	(mm)	6.00
規格上必要な最小厚さ(呼び厚さ-0.75)	t <sub>s</sub>	(mm)	5.25
評価： $t \leq t_s$ よって十分である			

(6) 移送ポンプ取付ボルトの強度評価

機器名称			移送ポンプ
評価部位			取付ボルト
材質			JIS G 4303 SUS304
取付ボルト間の水平方向距離	L	(mm)	■
機器質量	m	(kg)	■
重力加速度	g	(m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	H	(mm)	■
重心と取付ボルト間の水平方向距離	L <sub>1</sub>	(mm)	■
重心と取付ボルト間の水平方向距離	L <sub>2</sub>	(mm)	■
引張力の作用する取付ボルトの評価本数	n <sub>f</sub>	(-)	■
取付ボルトの本数	n	(-)	■
取付ボルトの軸断面積	A <sub>b</sub>	(mm <sup>2</sup> )	■
水平方向設計震度	C <sub>H</sub>	(-)	0.36
ポンプ振動による震度	C <sub>P</sub>	(-)	■
取付ボルトに作用する引張力	F <sub>b</sub>	(N)	—
取付ボルトの引張応力	$\sigma_b$	(MPa)	—
取付ボルトのせん断応力	$\tau_b$	(MPa)	2.708679401
取付ボルトの許容引張応力	f <sub>ts</sub>	(MPa)	153
取付ボルトの許容せん断応力	f <sub>sb</sub>	(MPa)	118
評価： $\sigma_b \leq f_{ts}$ , $\tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である			

取付ボルトSu値：520MPa

取付ボルトSy値：205MPa



$$F_i = \text{Min}\{S_y, 0.7 \times S_u\}$$

$$f_{sb} = F_i / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$f_{to} = (F_i / 2) \times 1.5$$

$$f_{ts} = \text{Min}\{1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to}\}$$

(7) 浄化ユニット基礎ボルトの強度評価

a. 浄化ユニットA

機器名称	浄化ユニットA	
評価部位	基礎ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	
基礎ボルト間の水平方向距離	L (mm)	■
機器質量	m (kg)	■
重力加速度	g (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	H (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>1</sub> (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>2</sub> (mm)	■
引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	n <sub>f</sub> (-)	■
基礎ボルトの本数	n (-)	■
基礎ボルトの軸断面積	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	■
水平方向設計震度	C <sub>H</sub> (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	F <sub>b</sub> (N)	■
基礎ボルトの引張応力	σ <sub>b</sub> (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	τ <sub>b</sub> (MPa)	18
基礎ボルトの許容引張応力	f <sub>to</sub> (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	f <sub>sb</sub> (MPa)	38
評価：σ <sub>b</sub> ≤ f <sub>to</sub> , τ <sub>b</sub> ≤ f <sub>sb</sub> よって十分である		

b. 浄化ユニットB

機器名称	浄化ユニットB	
評価部位	基礎付ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	
基礎ボルト間の水平方向距離	L (mm)	■
機器質量	m (kg)	■
重力加速度	g (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	H (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>1</sub> (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>2</sub> (mm)	■
引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	n <sub>f</sub> (-)	■
基礎ボルトの本数	n (-)	■

基礎ボルトの軸断面積	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	■
水平方向設計震度	$C_H$ (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	$F_b$ (N)	■
基礎ボルトの引張応力	$\sigma_b$ (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	$\tau_b$ (MPa)	16
基礎ボルトの許容引張応力	$f_{to}$ (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	$f_{sb}$ (MPa)	38
評価： $\sigma_b \leq f_{to}$ , $\tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

c. 浄化ユニットC

機器名称	浄化ユニットC	
評価部位	基礎ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	
基礎ボルト間の水平方向距離	$L$ (mm)	■
機器質量	$m$ (kg)	■
重力加速度	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	$H$ (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	$L_1$ (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	$L_2$ (mm)	■
引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	$n_f$ (-)	■
基礎ボルトの本数	$n$ (-)	■
基礎ボルトの軸断面積	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	■
水平方向設計震度	$C_H$ (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	$F_b$ (N)	■
基礎ボルトの引張応力	$\sigma_b$ (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	$\tau_b$ (MPa)	17
基礎ボルトの許容引張応力	$f_{to}$ (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	$f_{sb}$ (MPa)	38
評価： $\sigma_b \leq f_{to}$ , $\tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

d. 浄化ユニットD

機器名称	浄化ユニットD	
評価部位	基礎ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	
基礎ボルト間の水平方向距離	$L$ (mm)	■
機器質量	$m$ (kg)	■
重力加速度	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	$H$ (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	$L_1$ (mm)	■
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	$L_2$ (mm)	■



引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	$n_f$ (-)	
基礎ボルトの本数	$n$ (-)	
基礎ボルトの軸断面積	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	
水平方向設計震度	$C_H$ (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	$F_b$ (N)	
基礎ボルトの引張応力	$\sigma_b$ (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	$\tau_b$ (MPa)	16
基礎ボルトの許容引張応力	$f_{t0}$ (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	$f_{sb}$ (MPa)	38
評価： $\sigma_b \leq f_{t0}$ , $\tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

(8) 移送ポンプスキッド基礎ボルトの強度評価

a. 移送ポンプ (6.5 m) スキッド

機器名称	移送ポンプ (6.5 m) スキッド	
評価部位	基礎ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	
基礎ボルト間の水平方向距離	$L$ (mm)	
機器質量	$m$ (kg)	
重力加速度	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	$H$ (mm)	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	$L_1$ (mm)	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	$L_2$ (mm)	
引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	$n_f$ (-)	
基礎ボルトの本数	$n$ (-)	
基礎ボルトの軸断面積	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	
水平方向設計震度	$C_H$ (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	$F_b$ (N)	
基礎ボルトの引張応力	$\sigma_b$ (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	$\tau_b$ (MPa)	9
基礎ボルトの許容引張応力	$f_{t0}$ (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	$f_{sb}$ (MPa)	38
評価： $\sigma_b \leq f_{t0}$ , $\tau_b \leq f_{sb}$ よって十分である		

b. 移送ポンプ (4.3.2 m) スキッド

機器名称	移送ポンプ (4.3.2 m) スキッド	
評価部位	基礎ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	

基礎ボルト間の水平方向距離	L (mm)	
機器質量	m (kg)	
重力加速度	g (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	H (mm)	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>1</sub> (mm)	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>2</sub> (mm)	
引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	n <sub>f</sub> (-)	
基礎ボルトの本数	n (-)	
基礎ボルトの軸断面積	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	
水平方向設計震度	C <sub>H</sub> (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	F <sub>b</sub> (N)	
基礎ボルトの引張応力	σ <sub>b</sub> (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	τ <sub>b</sub> (MPa)	11
基礎ボルトの許容引張応力	f <sub>t0</sub> (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	f <sub>sb</sub> (MPa)	38
評価：σ <sub>b</sub> ≤ f <sub>t0</sub> , τ <sub>b</sub> ≤ f <sub>sb</sub> よって十分である		

c. 移送ポンプ (13m) スキッド

機器名称	移送ポンプ (13m) スキッド	
評価部位	基礎ボルト	
材質	JIS G 3101 SS400	
基礎ボルト間の水平方向距離	L (mm)	
機器質量	m (kg)	
重力加速度	g (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
据付面からの重心までの距離	H (mm)	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>1</sub> (mm)	
重心と基礎ボルト間の水平方向距離	L <sub>2</sub> (mm)	
引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	n <sub>f</sub> (-)	
基礎ボルトの本数	n (-)	
基礎ボルトの軸断面積	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	
水平方向設計震度	C <sub>H</sub> (-)	0.36
基礎ボルトに作用する引張力	F <sub>b</sub> (N)	
基礎ボルトの引張応力	σ <sub>b</sub> (MPa)	—
基礎ボルトのせん断応力	τ <sub>b</sub> (MPa)	5
基礎ボルトの許容引張応力	f <sub>t0</sub> (MPa)	27
基礎ボルトの許容せん断応力	f <sub>sb</sub> (MPa)	38
評価：σ <sub>b</sub> ≤ f <sub>t0</sub> , τ <sub>b</sub> ≤ f <sub>sb</sub> よって十分である		



## (9) 浄化ユニットの転倒評価

## a. 浄化ユニットA

機器名称			浄化ユニットA
評価部位			本体
水平方向設計震度	$C_H$	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$	(-)	0.00
浄化ユニットの合計質量	$m$	(kg)	■
重力加速度	$g$	( $m/s^2$ )	9.80665
地面からユニットまでの距離	$H$	(mm)	■
転倒支点から重心までの距離	$L$	(mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)		110
自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)		304
評価: $M_1 < M_2$ よって転倒しない。			

## b. 浄化ユニットB

機器名称			浄化ユニットB
評価部位			本体
水平方向設計震度	$C_H$	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$	(-)	0.00
浄化ユニットの合計質量	$m$	(kg)	■
重力加速度	$g$	( $m/s^2$ )	9.80665
地面からユニットまでの距離	$H$	(mm)	■
転倒支点から重心までの距離	$L$	(mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)		99
自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)		269
評価: $M_1 < M_2$ よって転倒しない。			

## c. 浄化ユニットC

機器名称			浄化ユニットC
評価部位			本体
水平方向設計震度	$C_H$	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$	(-)	0.00
浄化ユニットの合計質量	$m$	(kg)	■
重力加速度	$g$	( $m/s^2$ )	9.80665
地面からユニットまでの距離	$H$	(mm)	■
転倒支点から重心までの距離	$L$	(mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)		99
自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)		280
評価: $M_1 < M_2$ よって転倒しない。			

d. 浄化ユニットD

機器名称			浄化ユニットD
評価部位			本体
水平方向設計震度	$C_H$	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$	(-)	0.00
浄化ユニットの合計質量	$m$	(kg)	■
重力加速度	$g$	( $m/s^2$ )	9.80665
地面からユニットまでの距離	$H$	(mm)	■
転倒支点から重心までの距離	$L$	(mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)		100
自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)		255
評価： $M_1 < M_2$ によって転倒しない。			

(10) 移送ポンプスキッドの安定性

a. 移送ポンプ (65m) スキッド

機器名称			移送ポンプ (65m) スキッド
評価部位			本体
水平方向設計震度	$C_H$	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$	(-)	0.00
移送ポンプスキッドの合計質量	$m$	(kg)	■
重力加速度	$g$	( $m/s^2$ )	9.80665
地面からユニットまでの距離	$H$	(mm)	■
転倒支点から重心までの距離	$L$	(mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)		8
自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)		26
評価： $M_1 < M_2$ によって転倒しない。			

b. 移送ポンプ (43.2m) スキッド

機器名称			移送ポンプ (43.2m) スキッド
評価部位			本体
水平方向設計震度	$C_H$	(-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$	(-)	0.00
移送ポンプスキッドの合計質量	$m$	(kg)	■
重力加速度	$g$	( $m/s^2$ )	9.80665
地面からユニットまでの距離	$H$	(mm)	■
転倒支点から重心までの距離	$L$	(mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)		8



自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)	21
評価： $M_1 < M_2$ によって転倒しない。		

c. 移送ポンプ (13m) スキッド

機器名称	移送ポンプ (13m) スキッド	
評価部位	本体	
水平方向設計震度	$C_H$ (-)	0.36
鉛直方向設計震度	$C_v$ (-)	0.00
移送ポンプスキッドの合計質量	m (kg)	■
重力加速度	g (m/s <sup>2</sup> )	9.80665
地面からユニットまでの距離	H (mm)	■
転倒支点から重心までの距離	L (mm)	■
地震による転倒モーメント	$M_1 = m \times g \times C_H \times H$ (kN・m)	4
自重による安定モーメント	$M_2 = m \times g \times (1 - C_v) \times L$ (kN・m)	6
評価： $M_1 < M_2$ によって転倒しない。		