

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^{※1}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^{※2}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を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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

(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、高濃度滞留水受けタンク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、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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

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、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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

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過して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ると考えられる。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）を通じて移送することにより2号機タービン建屋に移送する。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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

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。

なお、原子炉からの放射性物質の飛散抑制の応急措置的対策のため、原子炉建屋にカバーを設置する。本カバーの設置とともに排気設備を設置し、チャコールフィルタ及び高性能粒子フィルタを通して排気することにより、滞留水に起因する気体

状の放射性物質の環境への放出の低減を図る。

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号機タービン建屋から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。

OP. 4000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OP. 4000 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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

- 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、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号機タービン建屋から4号機タービン建屋、3号機または4号機タービン建屋から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。

OP. 4000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口の高まるOP. 4000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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

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号機タービン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。

OP. 4000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OP. 4000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、高濃度滞留水受タンク等に貯留する。

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。

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 凍土遮水壁設置による地下水流入量の低減

系統概略図

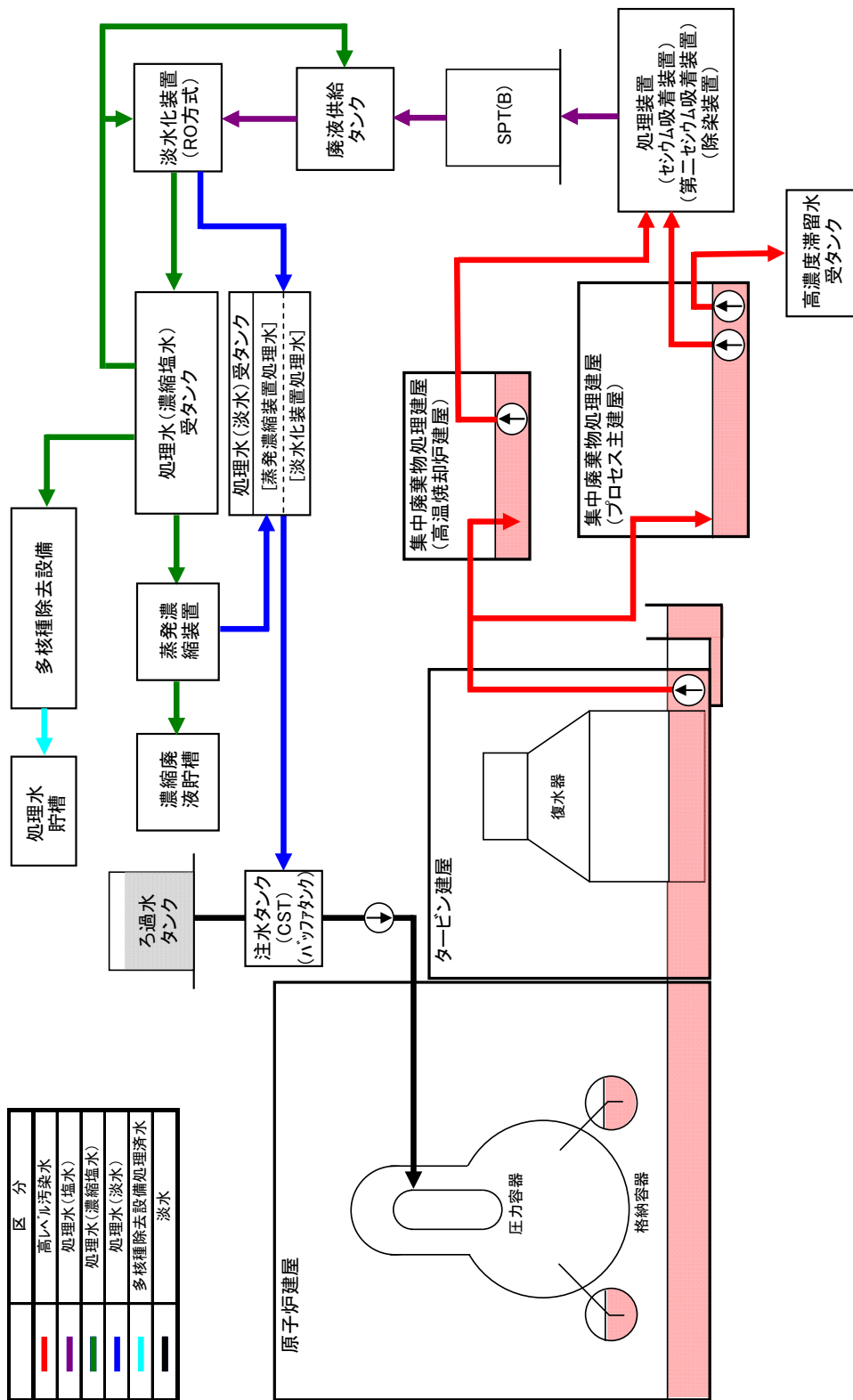
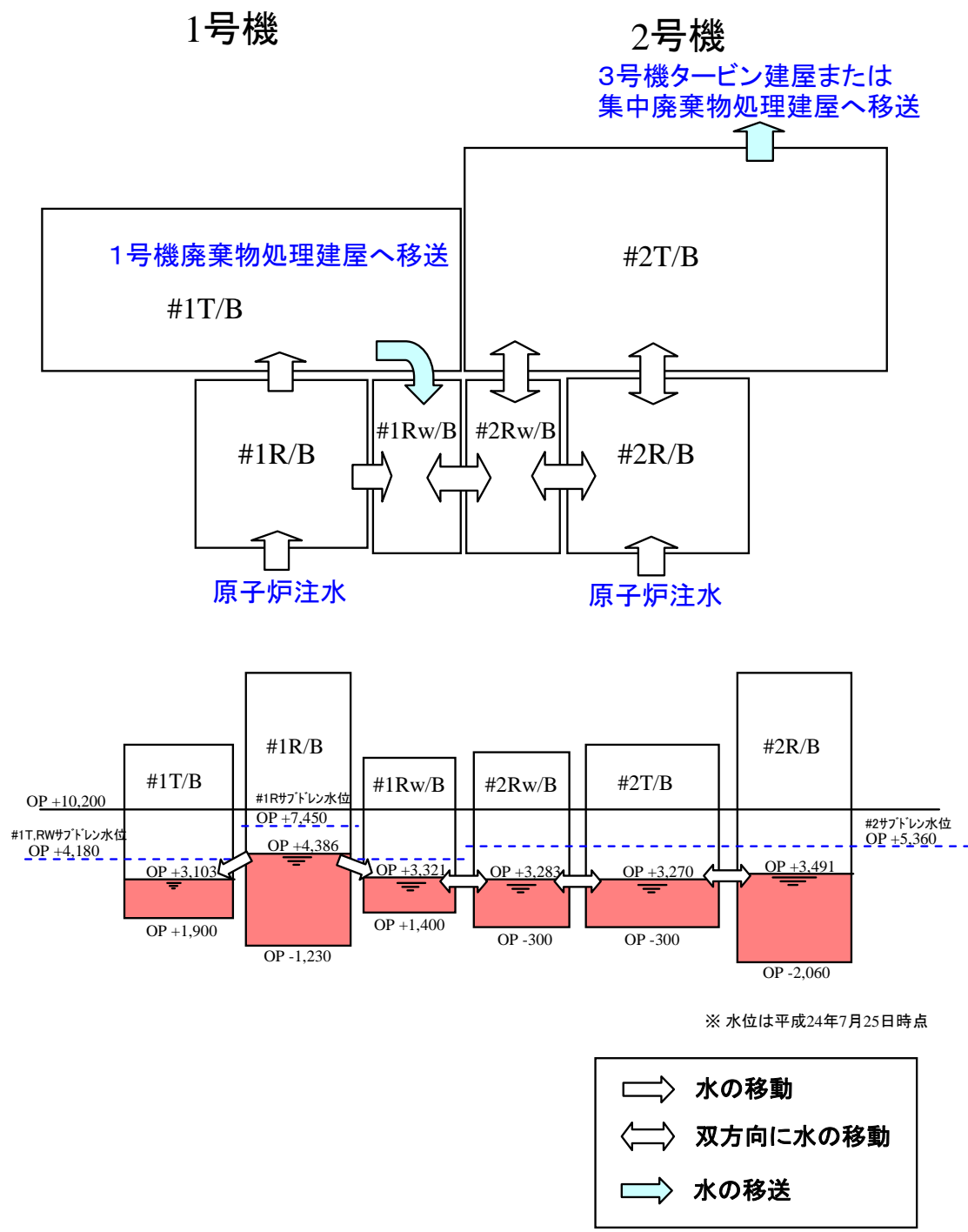
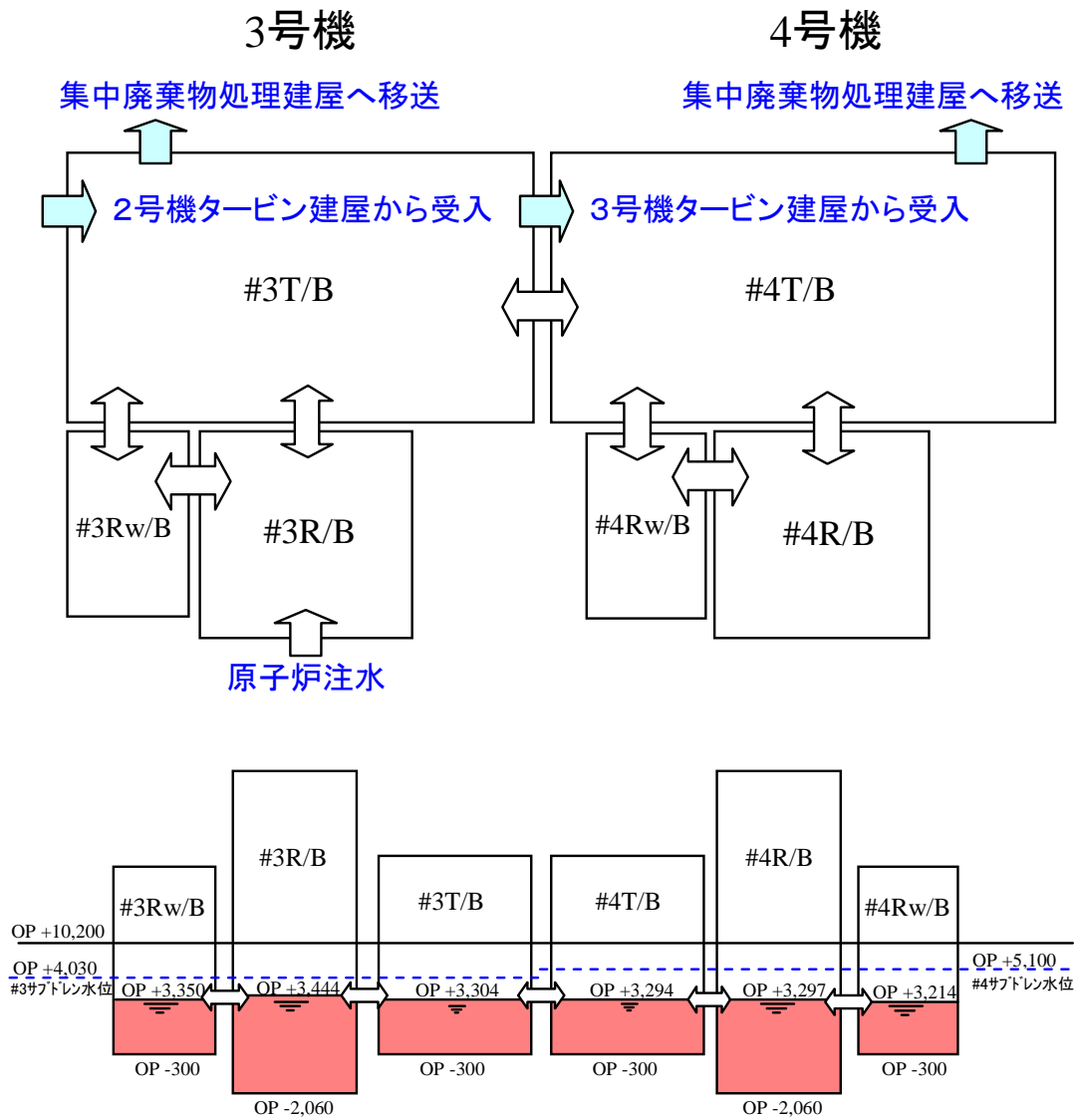


図1 滞留水移送概念図

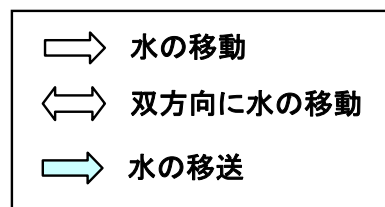


注 #n: n号機, R/B:原子炉建屋, T/B:タービン建屋, Rw/B:廃棄物処理建屋

図2 1 / 2号機建屋間における滞留水の流れのイメージ



※ 水位は平成24年7月25日時点



注 #n: n号機, R/B:原子炉建屋, T/B:タービン建屋, Rw/B:廃棄物処理建屋

図3 3 / 4号機建屋間における滞留水の流れのイメージ

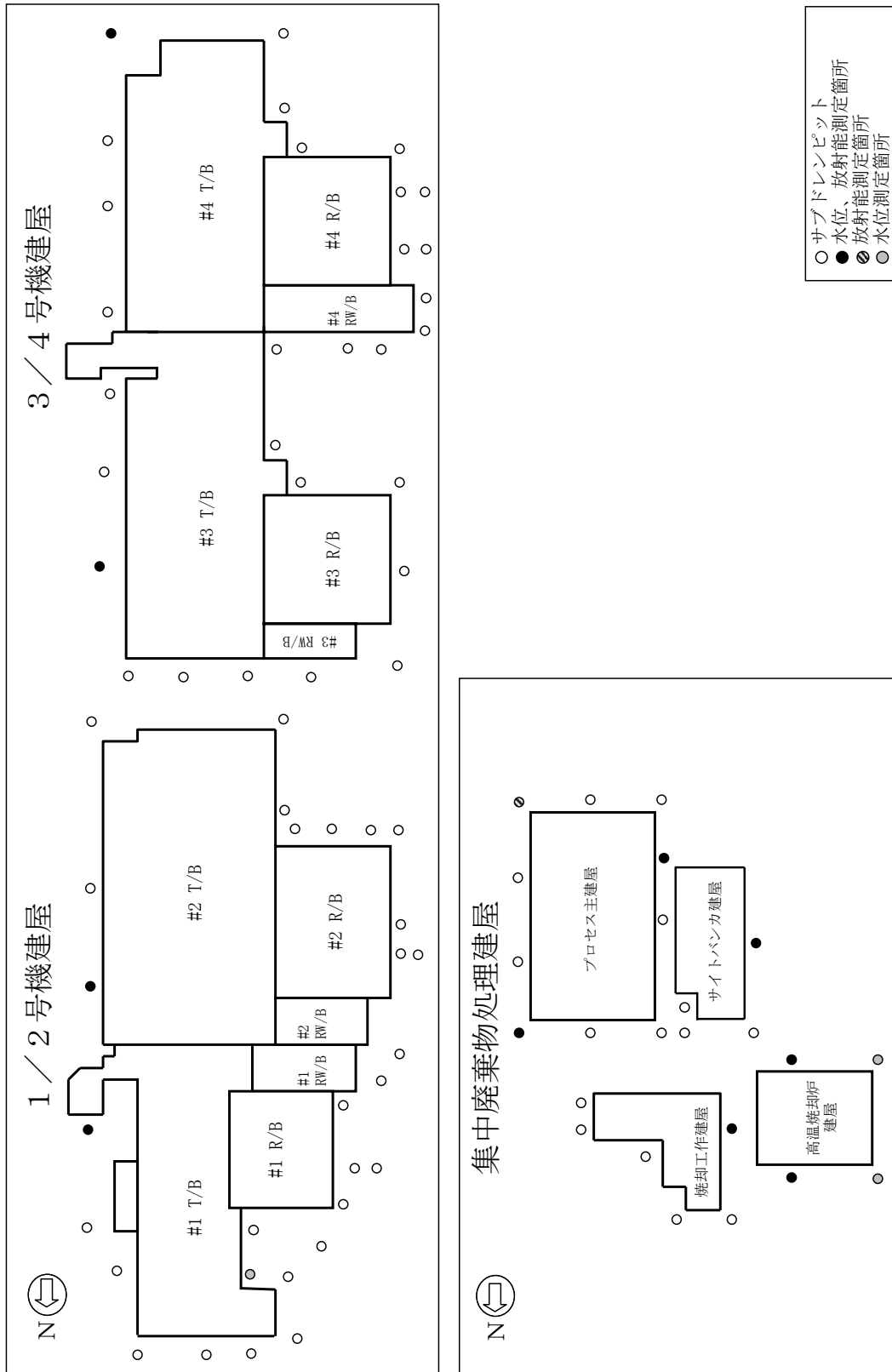


図4 サブドレンピット概略配置図

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 (4.0×10^{-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。

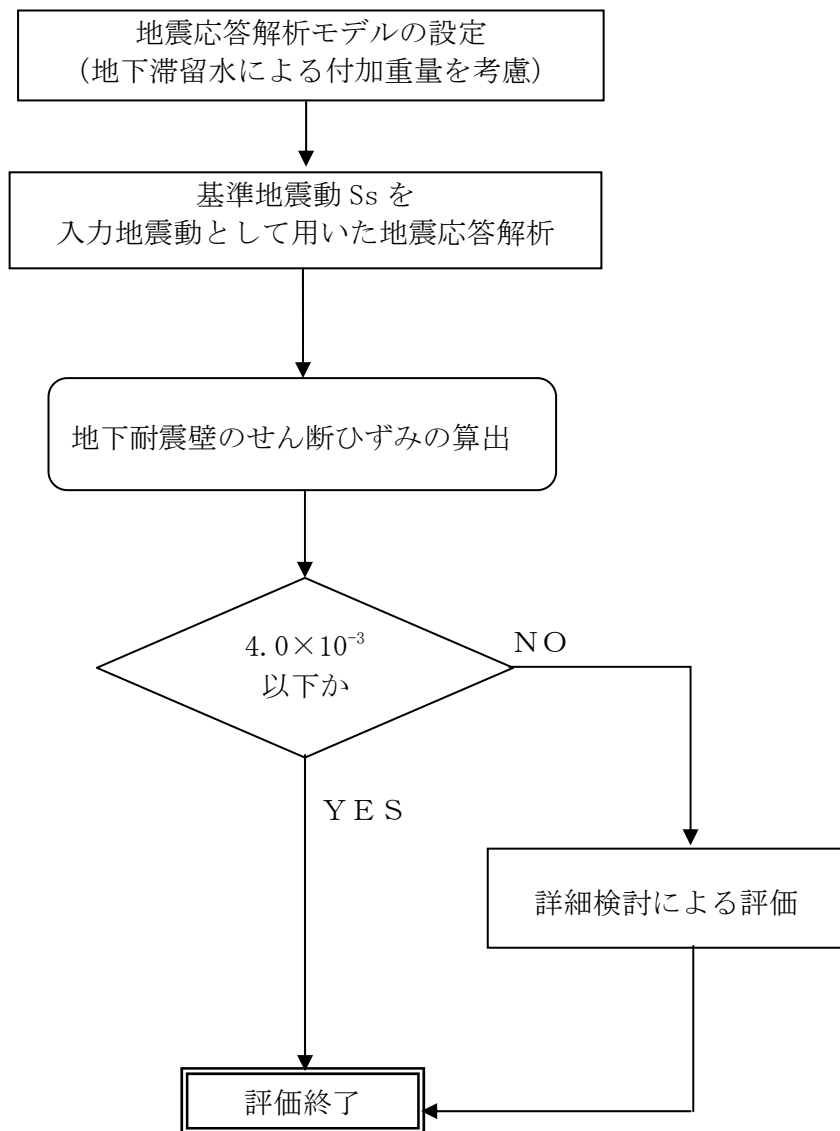


図 2.1.1-1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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	O.P. 7,000
貯水量	5,600m ³

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 (O.P. -196.0m) 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。

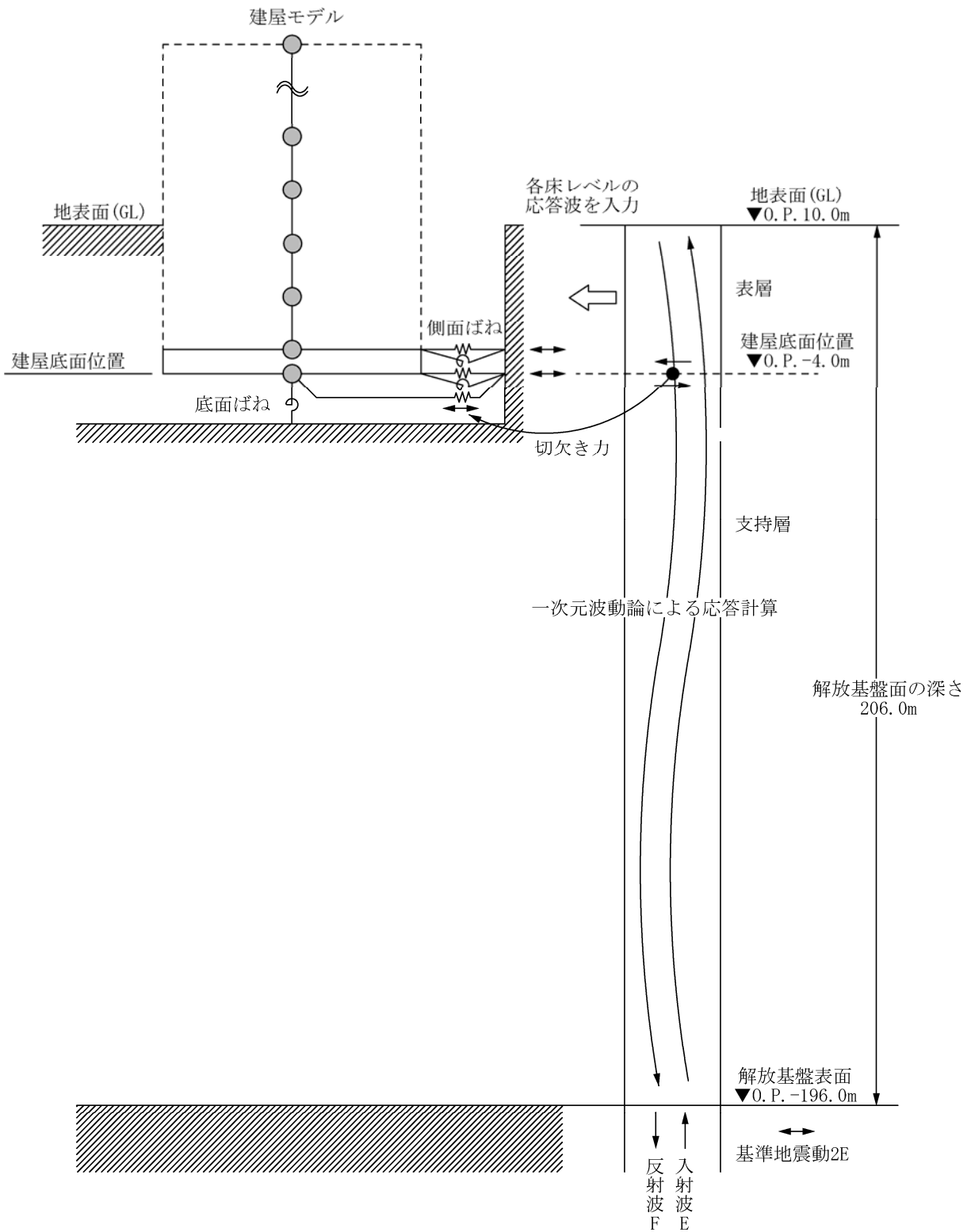


図 2. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

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。

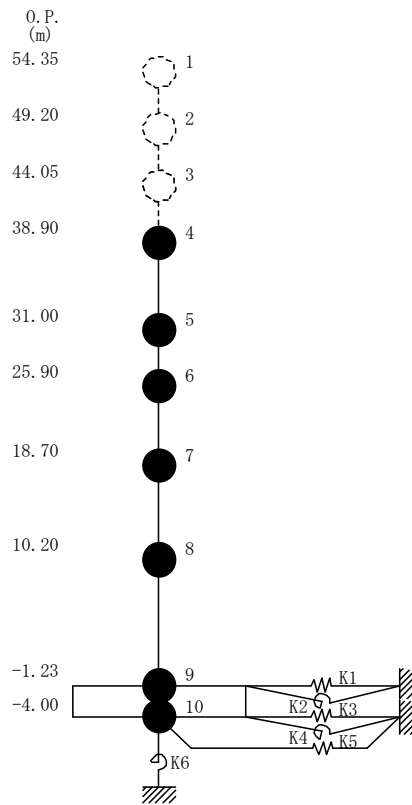


図 2.1.4-1 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

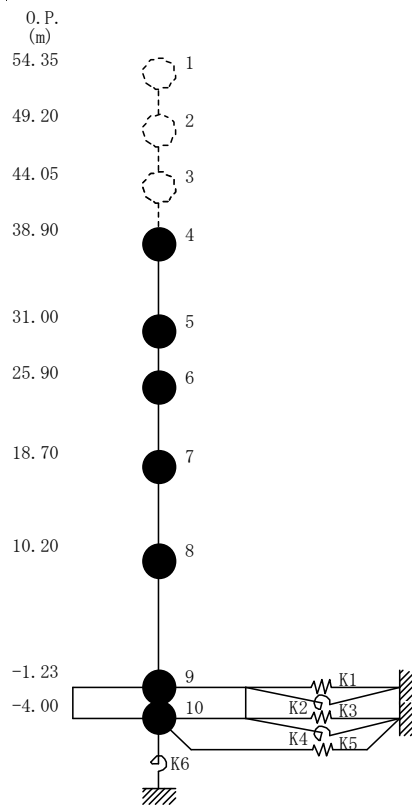


図 2.1.4-2 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

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

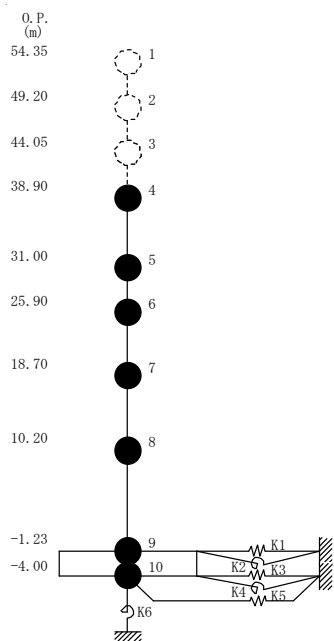
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*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

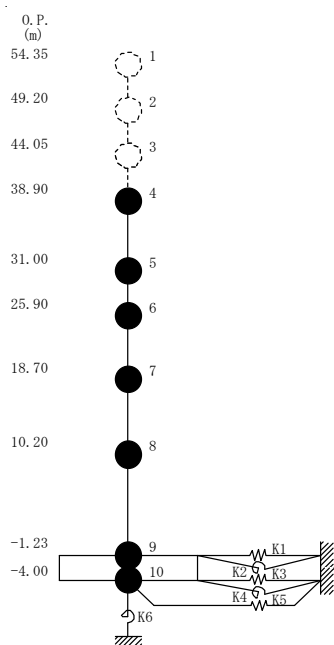


質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	84.43	—	—
5	67,910	97.77	135.0	16,012
6	77,220	111.11	160.8	21,727
7	88,440 [1,240]	127.32 [1.79]	132.8	24,274
8	162,800 (16,780)	234.31 (24.15)	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 ν 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 $41.56\text{m}(\text{NS 方向}) \times 43.56\text{m}(\text{EW 方向})$

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 ν 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 $41.56\text{m}(\text{NS 方向}) \times 43.56\text{m}(\text{EW 方向})$

表 2.1.4-3 (1) 地盤定数

(Ss-1)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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	-

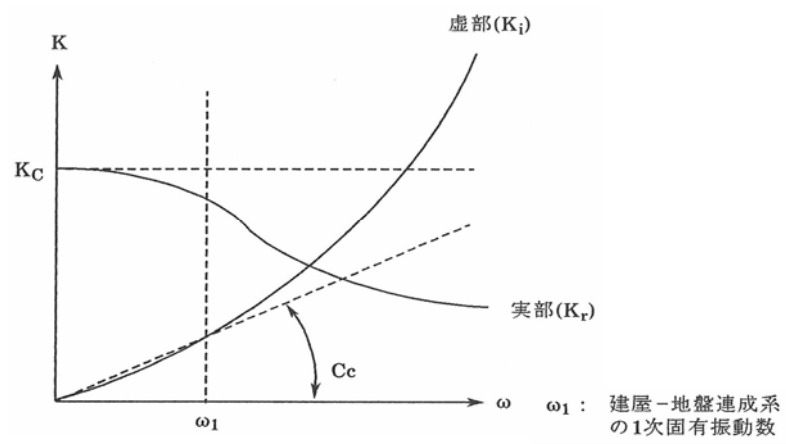


図 2.1.4-3 地盤ばねの近似

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, 滞留水を未考慮の場合と比較して*注, 図 2.1.5-1~図 2.1.5-6 に示す。

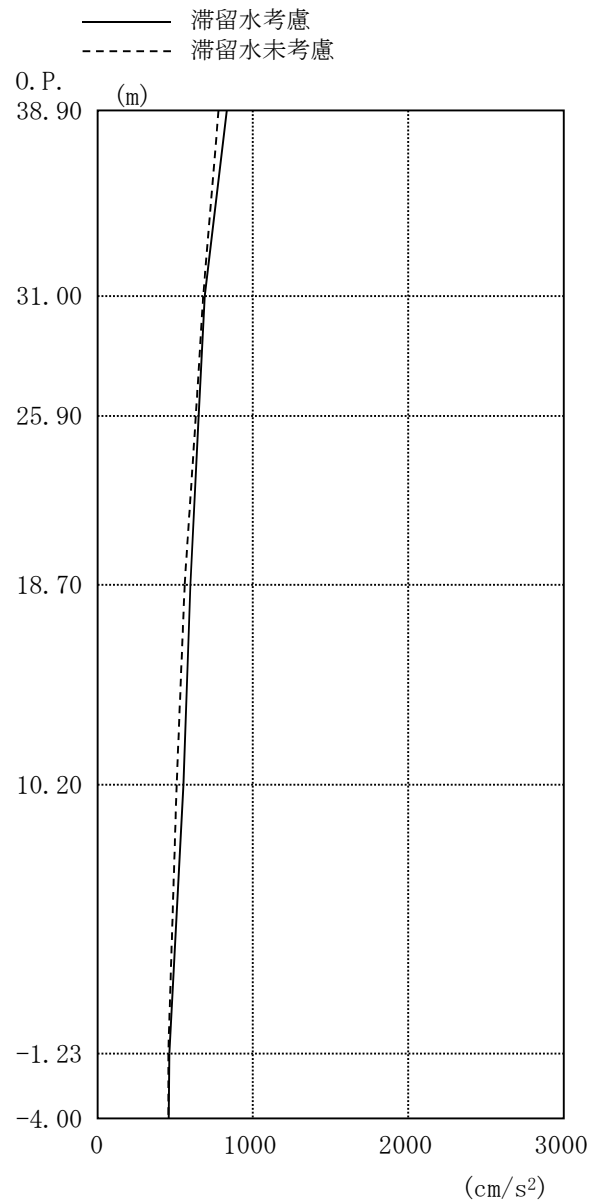


図 2.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

*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。

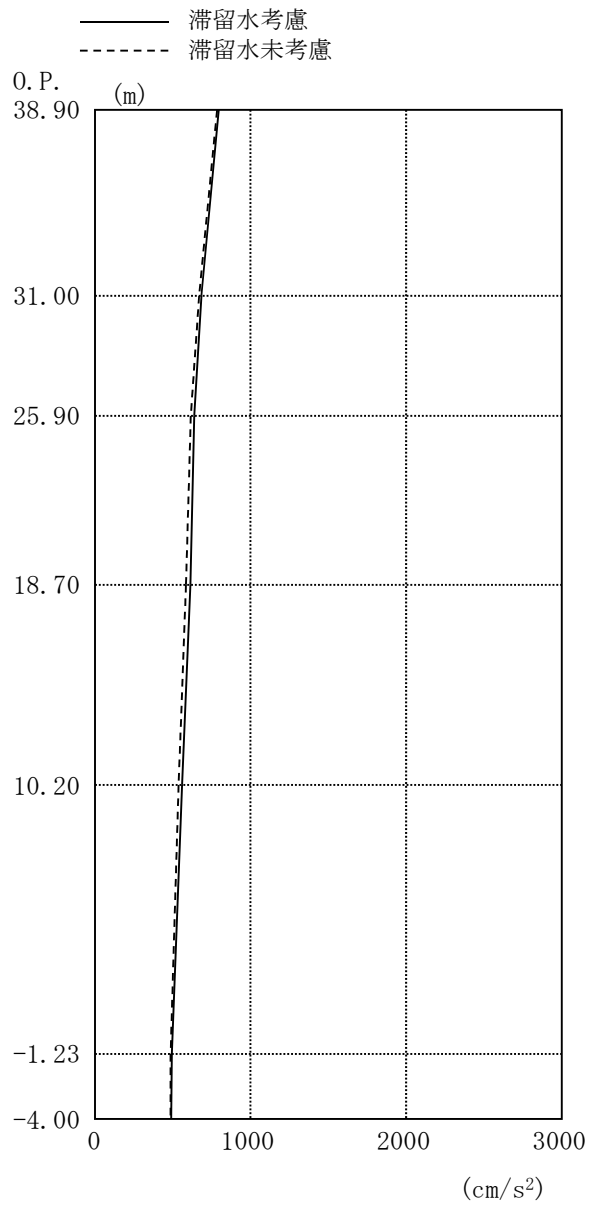


图 2.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

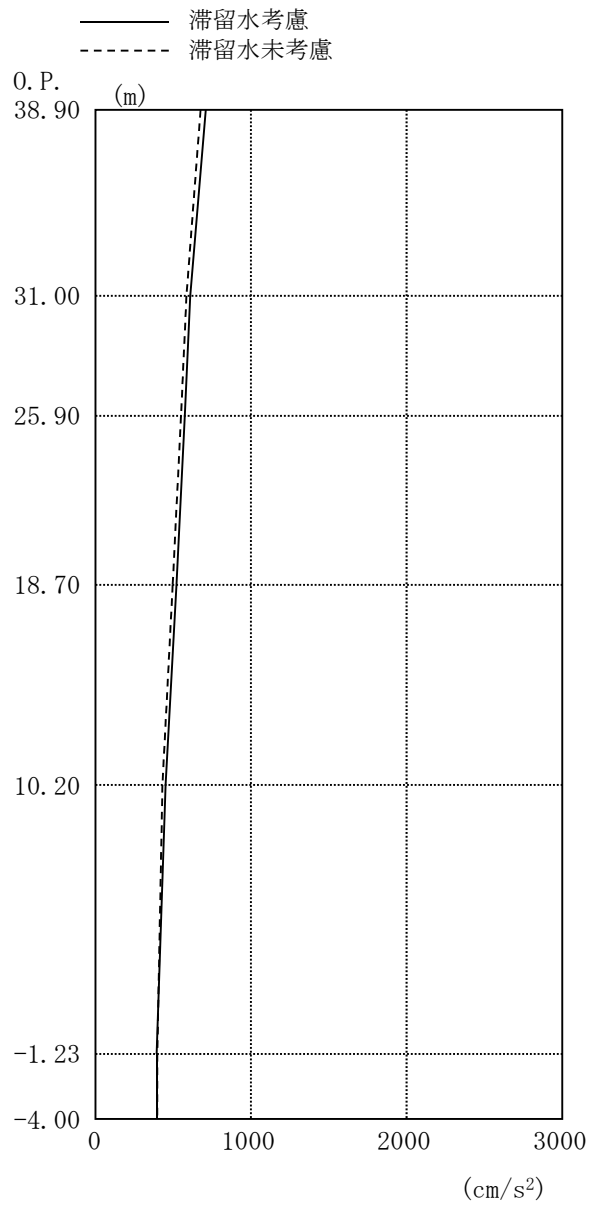


图 2.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

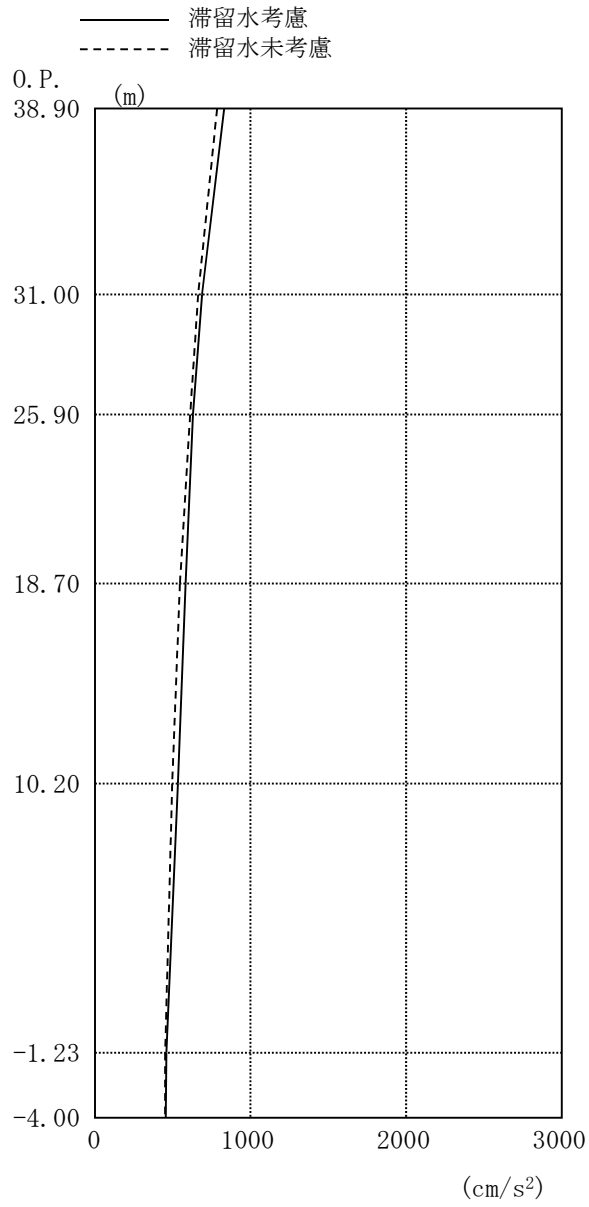


图 2.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

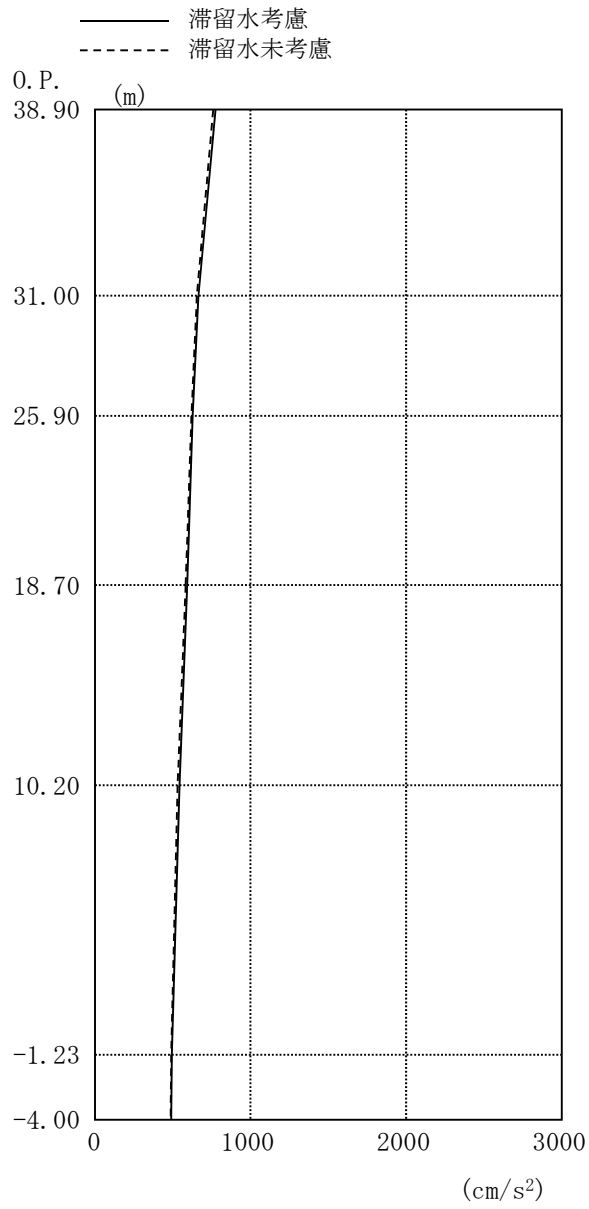


图 2.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

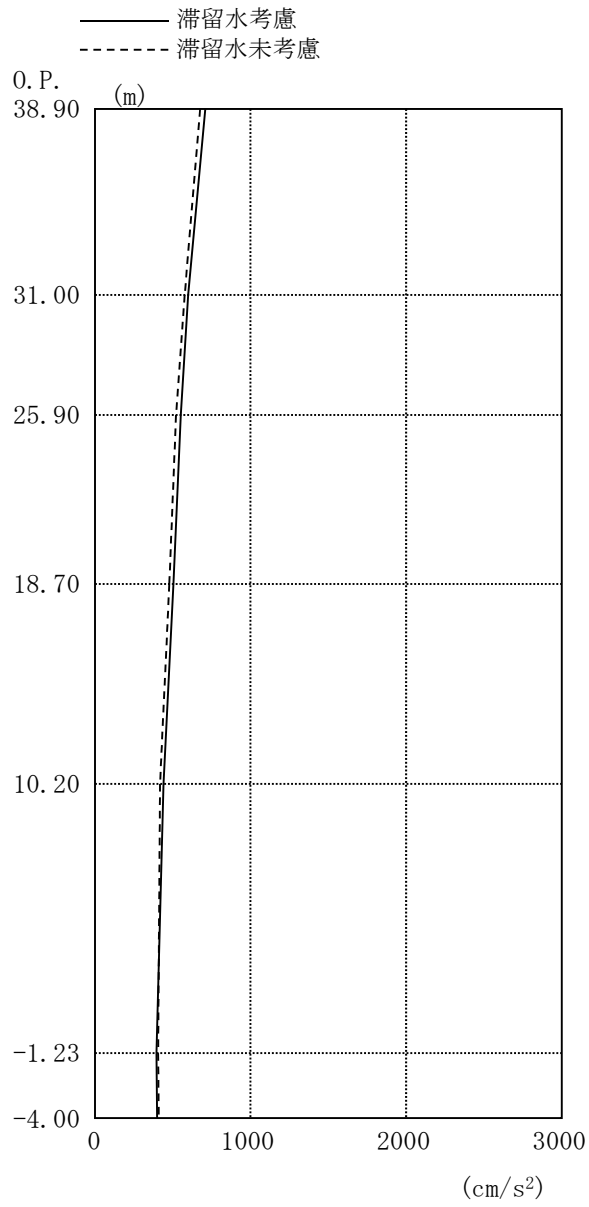


图 2.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

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 0.09×10^{-3} であり、評価基準値 (4.0×10^{-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	O. P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20～ -1.23	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	O. P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20～ -1.23	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	

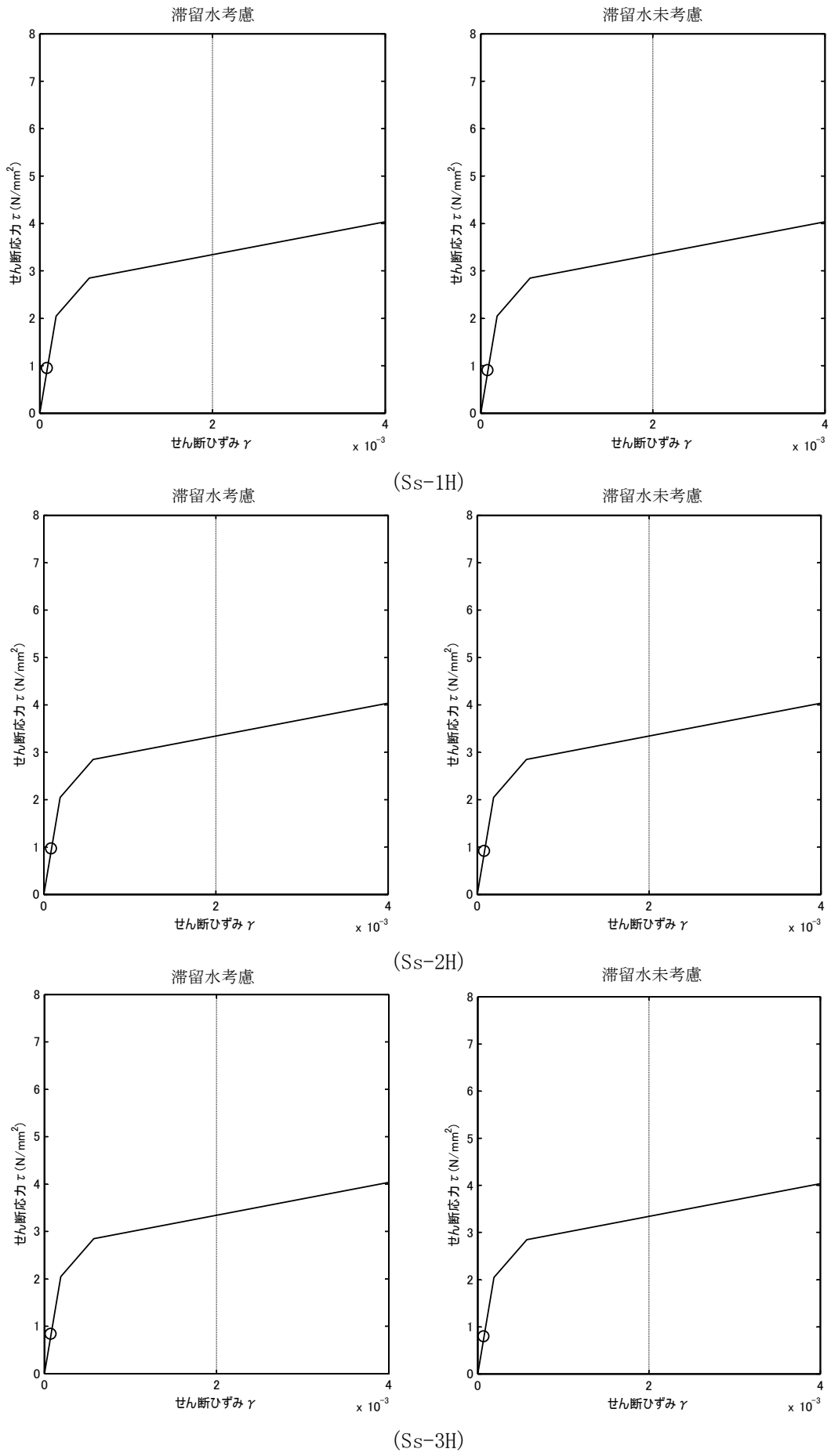
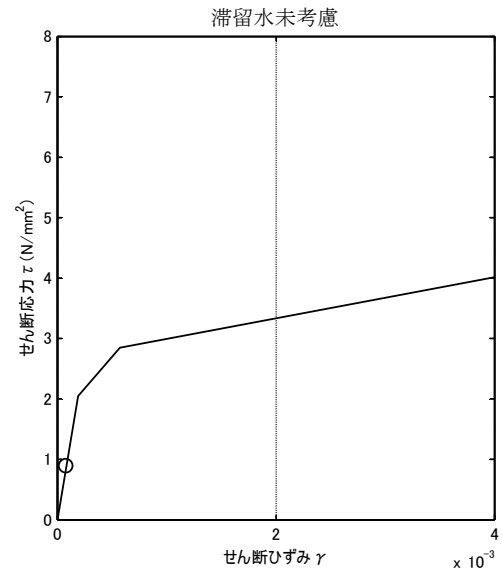
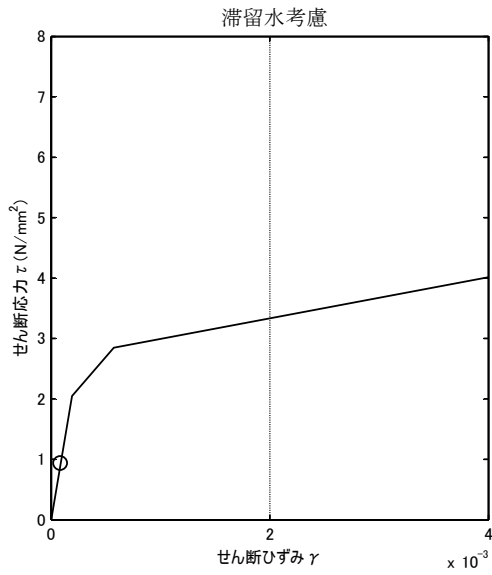
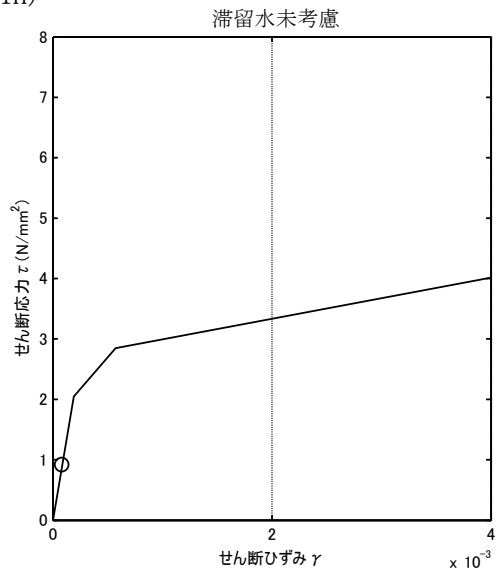
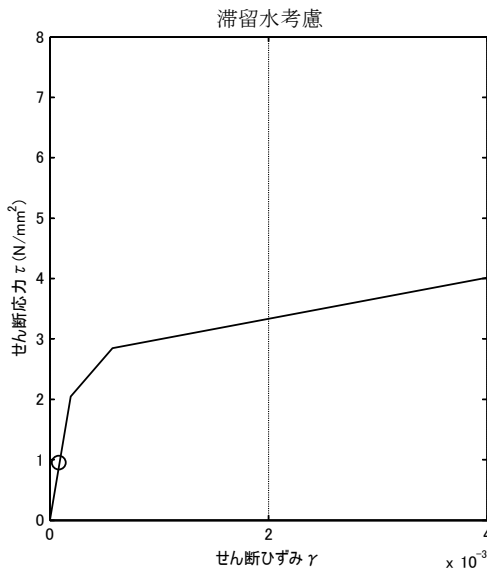


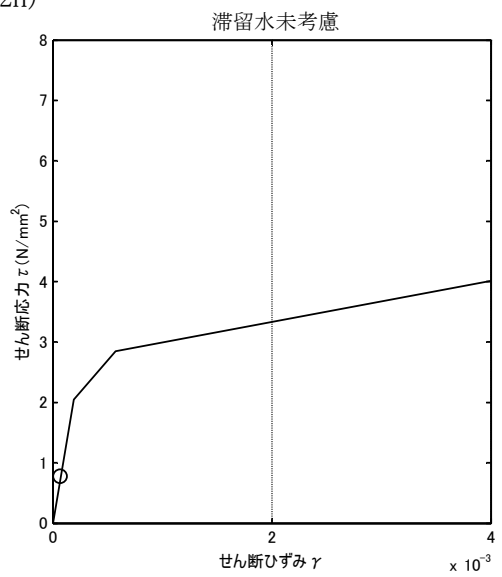
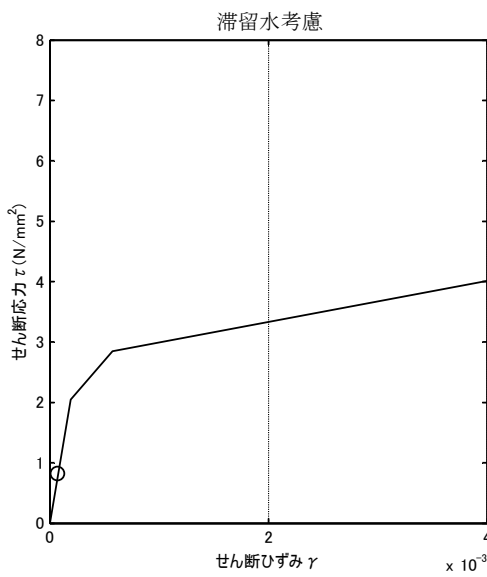
図 2.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(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 (4.0×10^{-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。

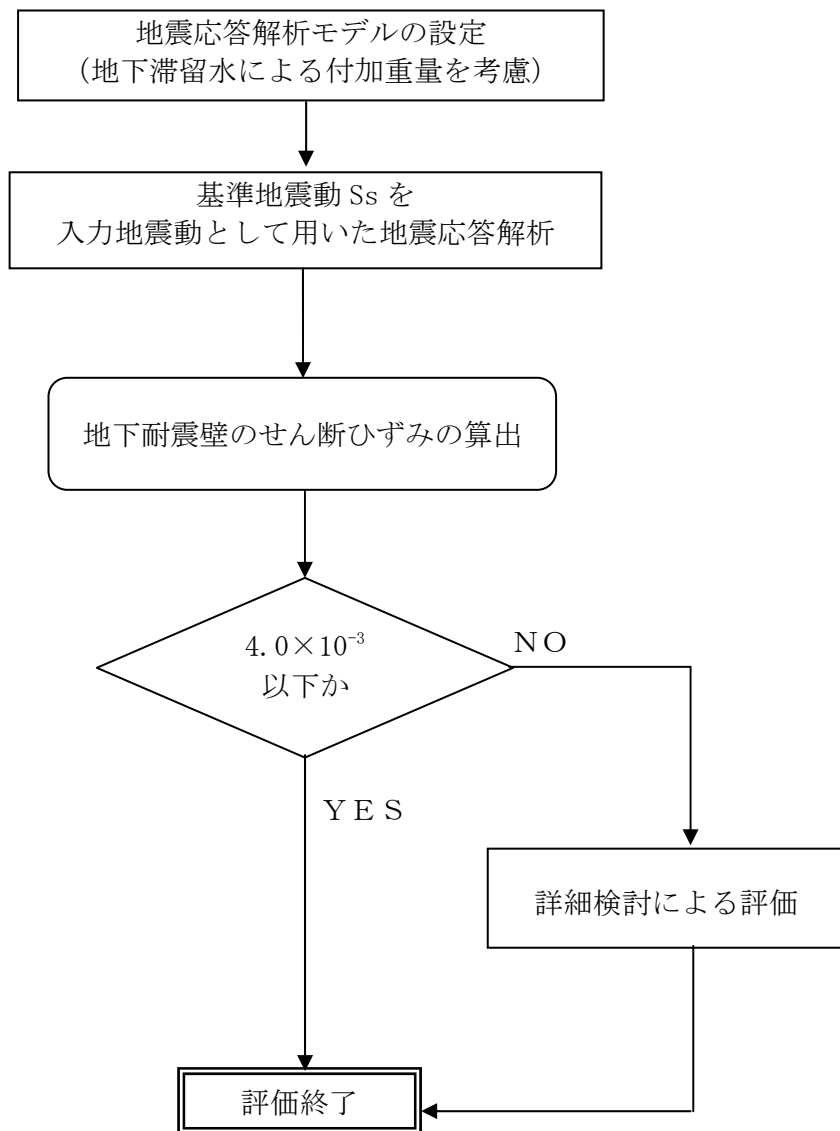


図 2.2.1-1 2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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	O.P. 4,000
貯水量	6,500m ³

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 (O.P. -196.0m) 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。

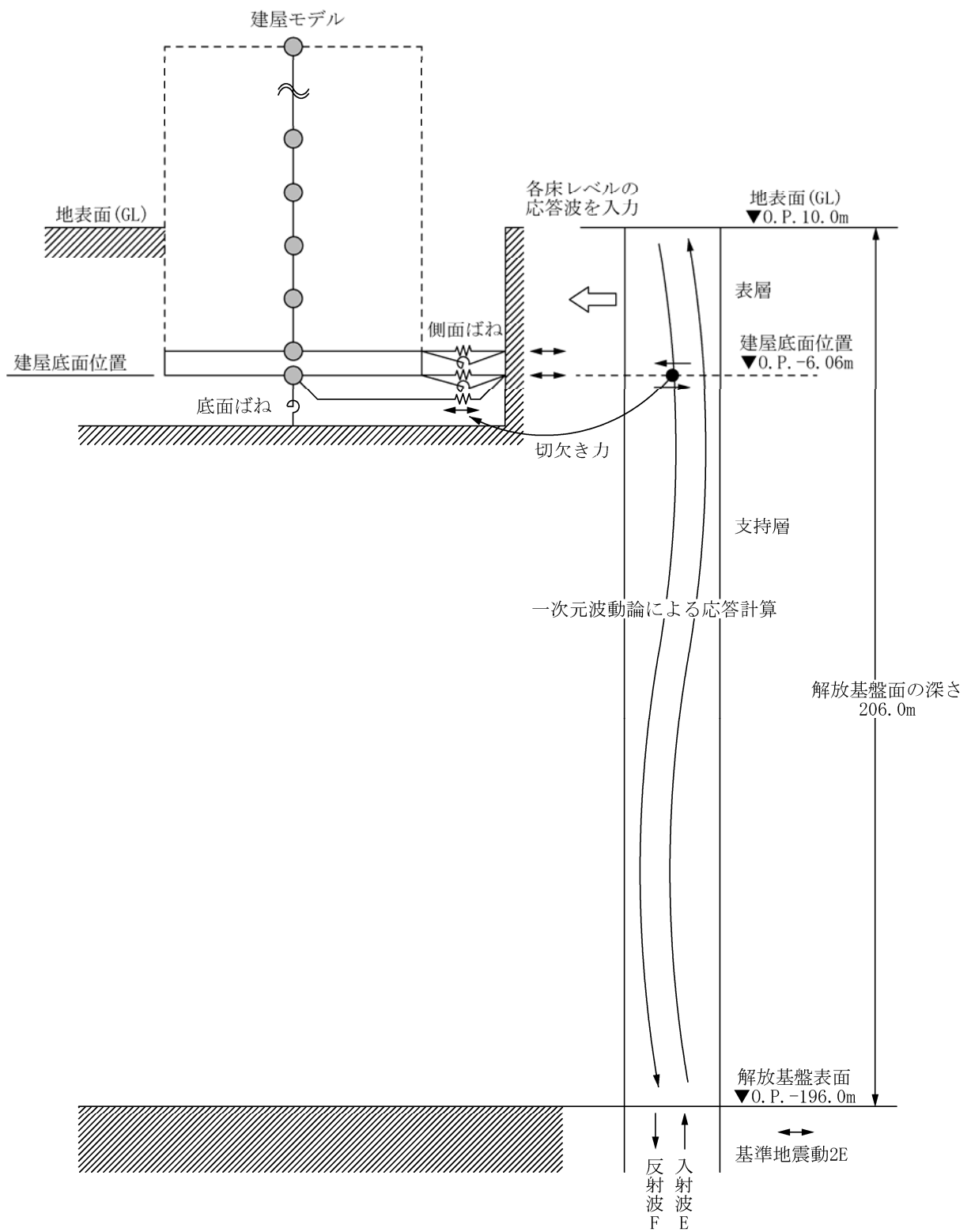


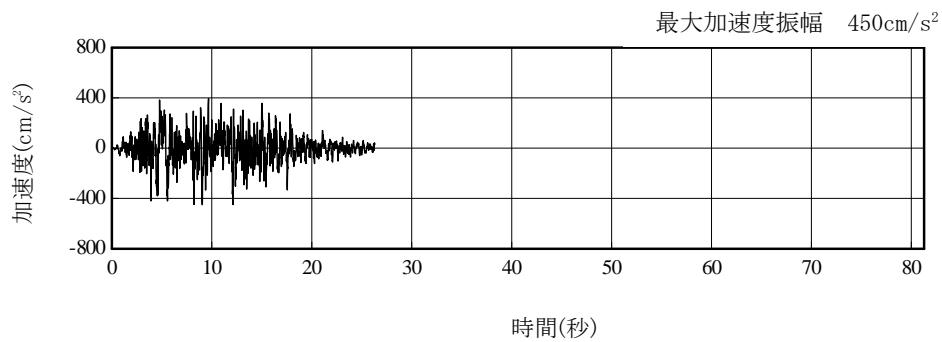
図 2. 2. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

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。

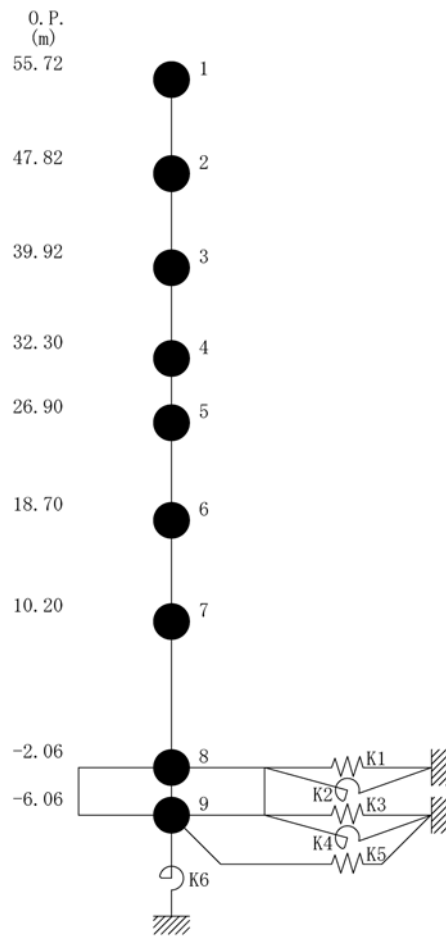


図 2.2.4-1 2号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS・EW 方向)

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 _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

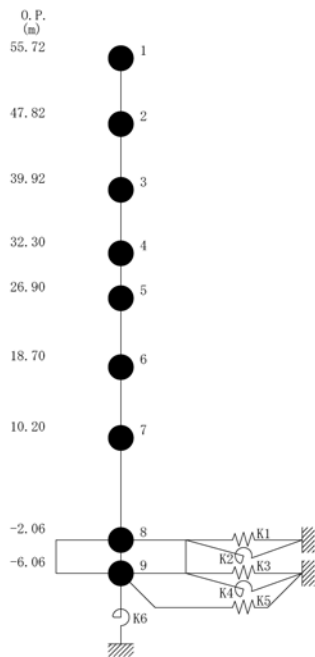
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*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

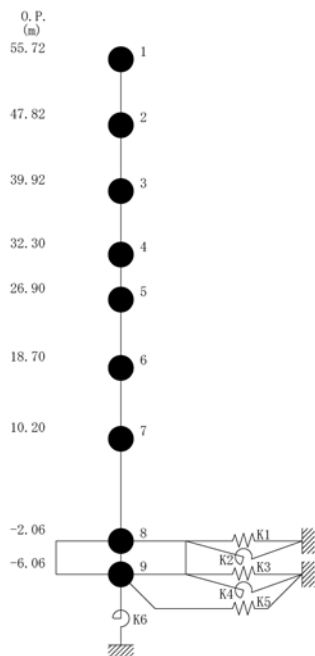


質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I (m^4)
1	14,380	25.99		
2	10,220	18.53	18.6	10,154
3	58,470	105.81	18.6	10,675
4	70,440	127.49	184.3	22,551
5	107,720	194.96	166.8	24,629
6	116,670	211.14	249.3	44,401
7	199,190	360.49	157.1	40,661
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 ν 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 (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 ν 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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-10.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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 2.2.4-2 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。

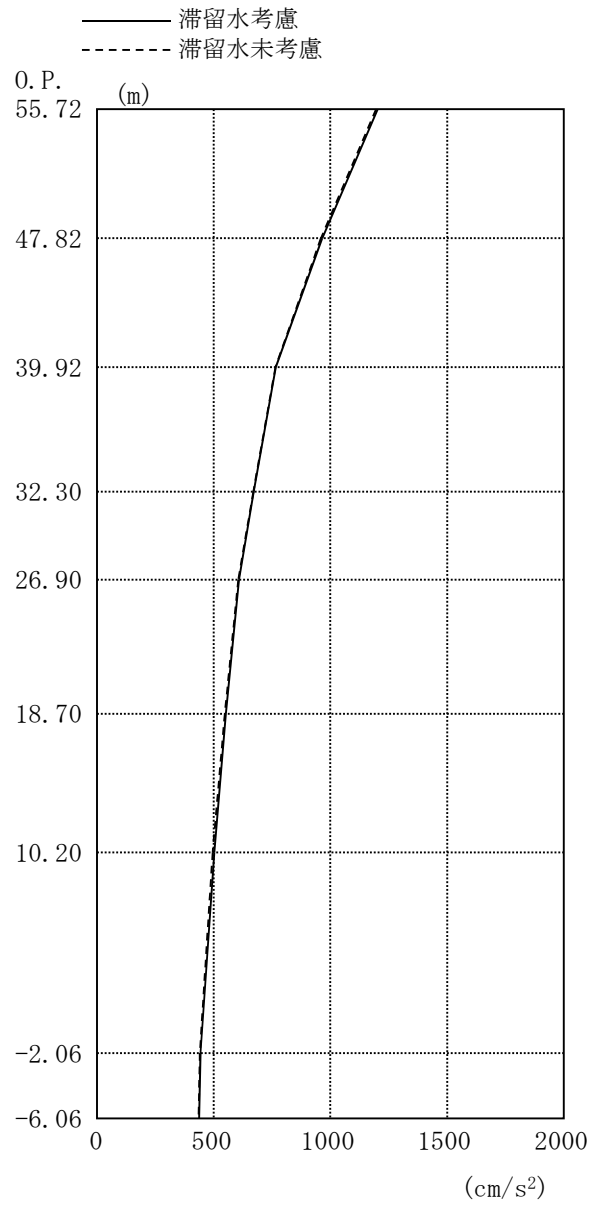


図 2.2.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

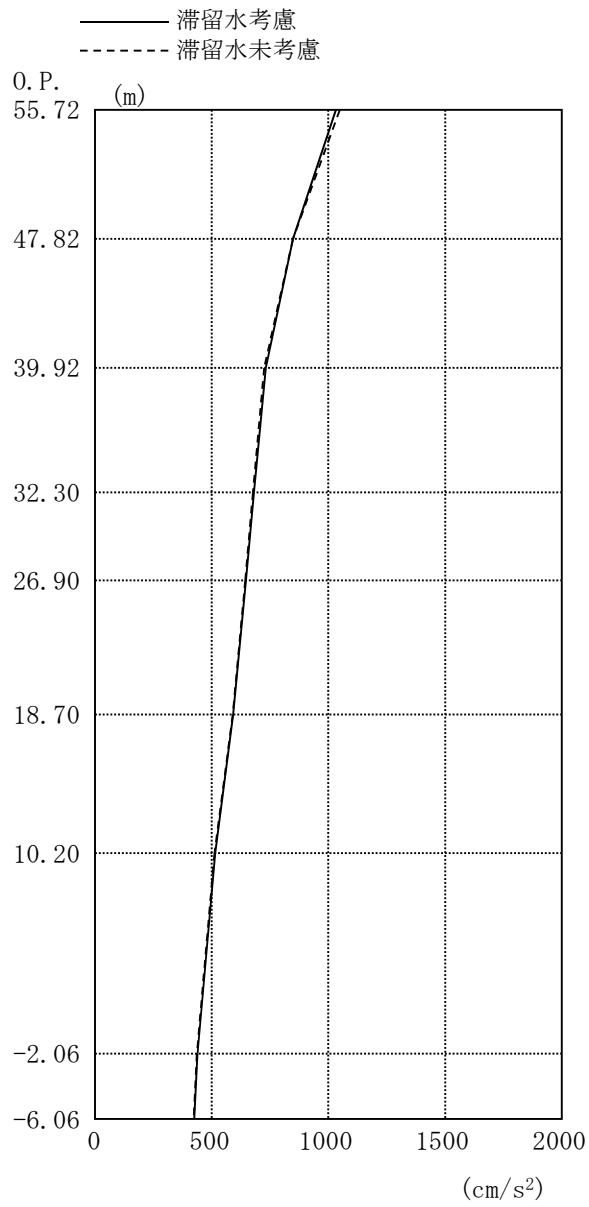


图 2.2.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

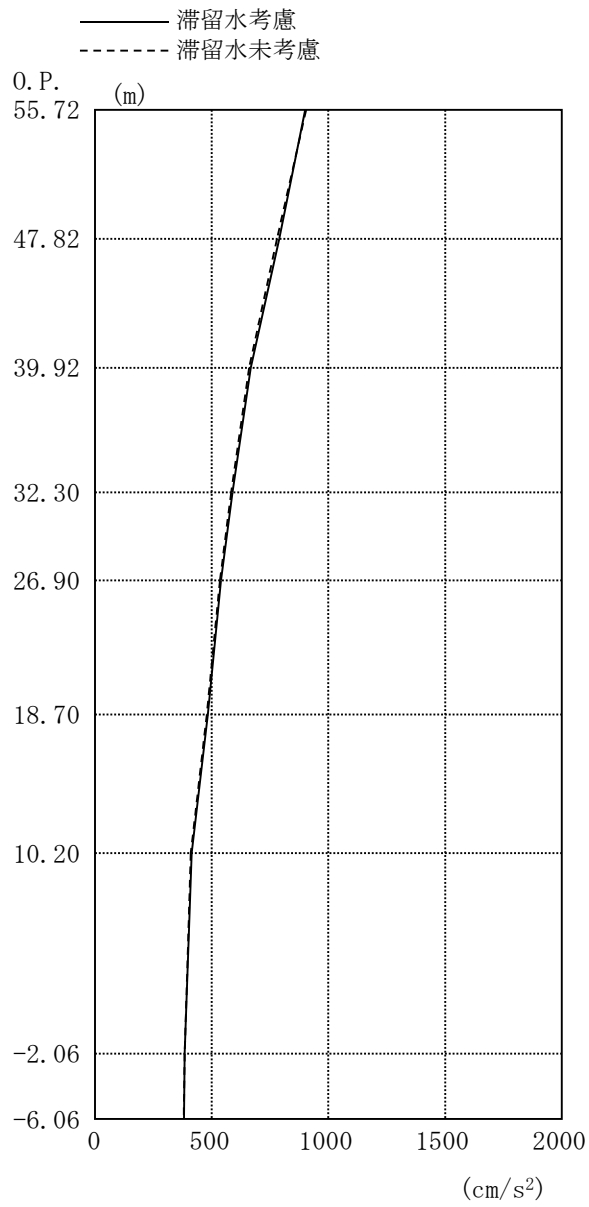


图 2. 2. 5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

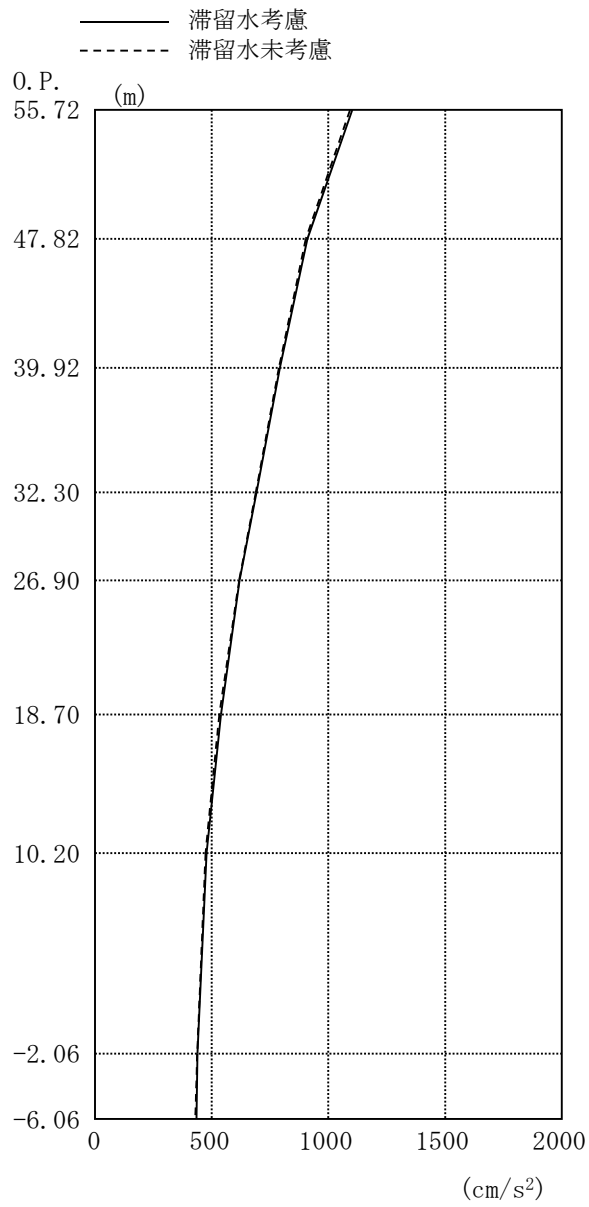


图 2.2.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

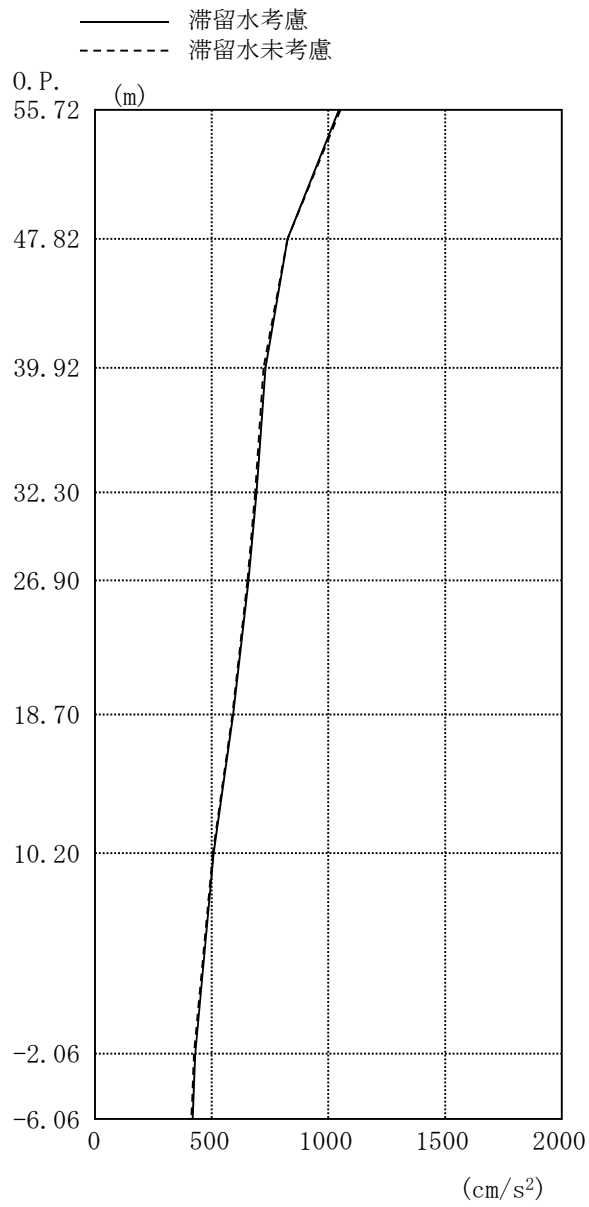


图 2.2.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

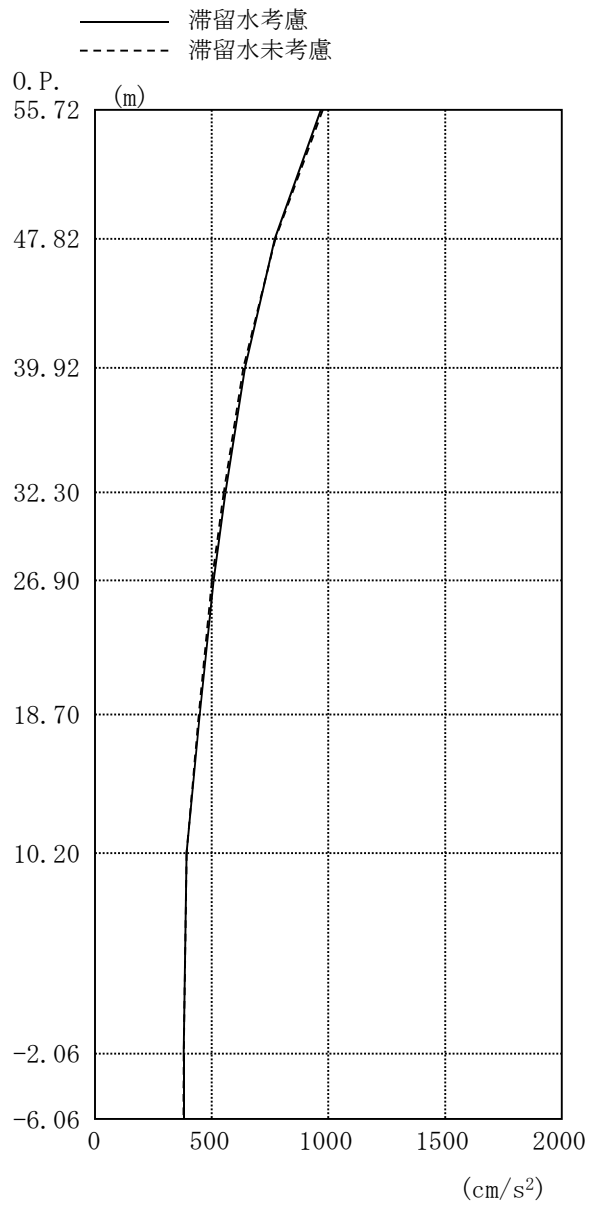


图 2.2.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

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 0.08×10^{-3} であり、評価基準値 (4.0×10^{-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)

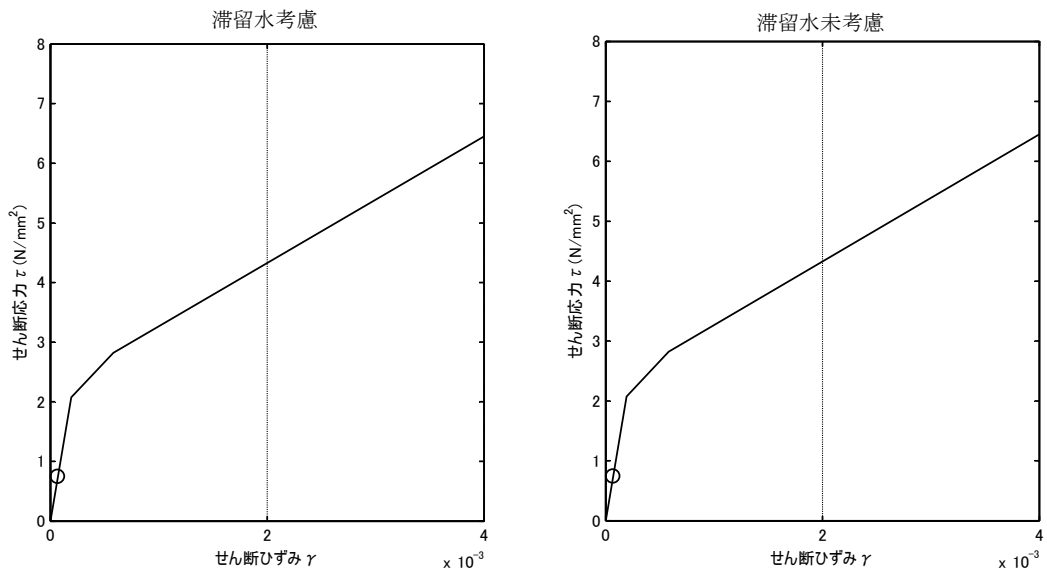
(単位: $\times 10^{-3}$)

階	O.P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20~-2.06	考慮	0.07	0.08	0.07	4.0 以下
		未考慮	0.07	0.07	0.06	

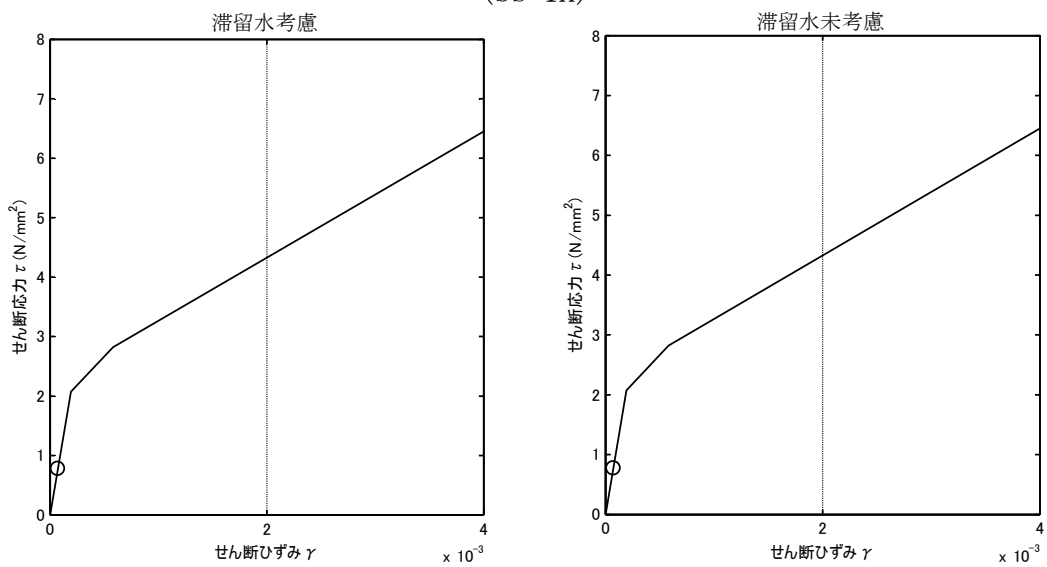
表 2.2.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

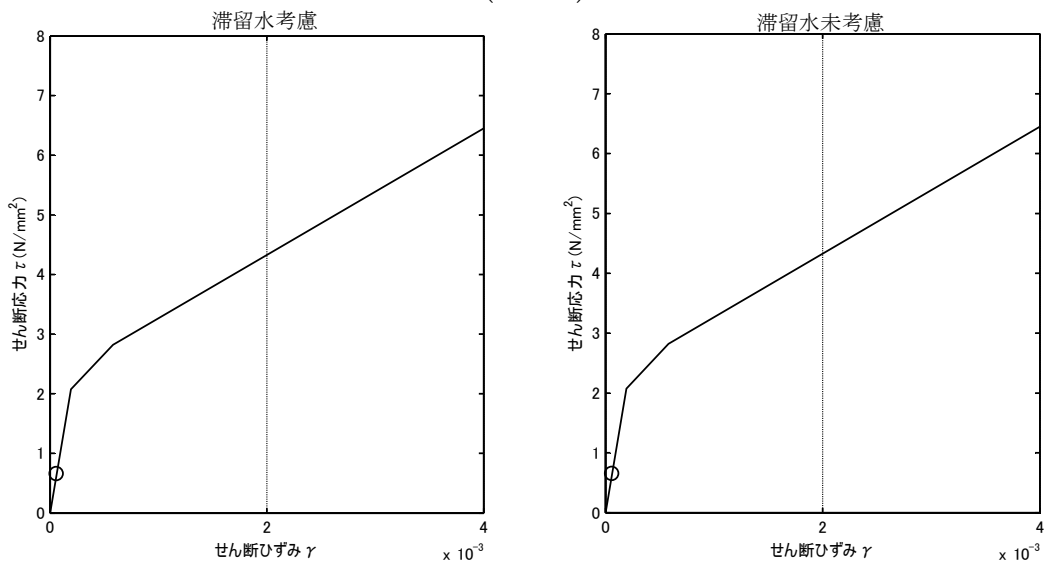
階	O.P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20~-2.06	考慮	0.08	0.08	0.07	4.0 以下
		未考慮	0.07	0.08	0.06	



(Ss-1H)

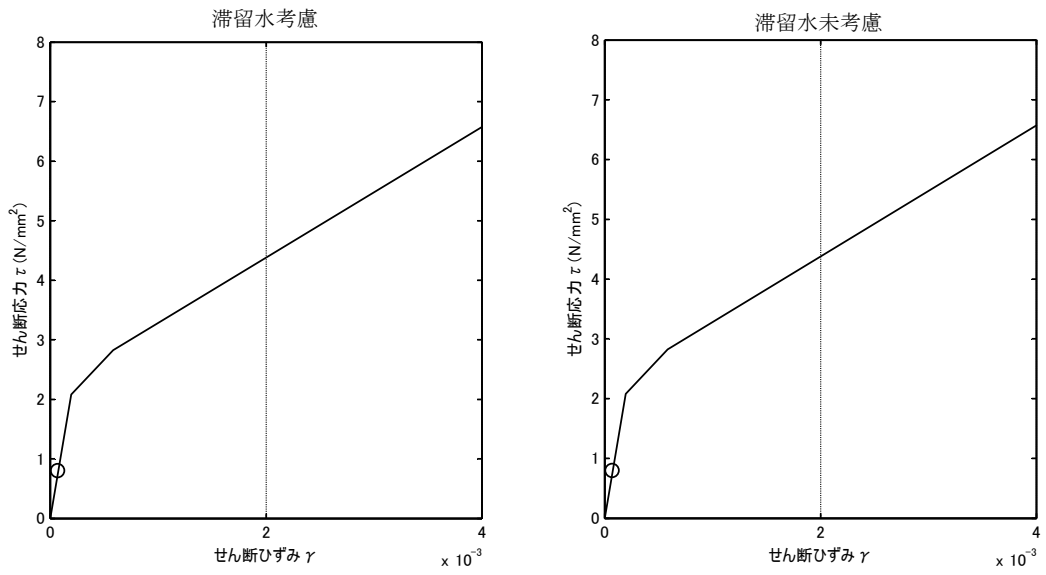


(Ss-2H)

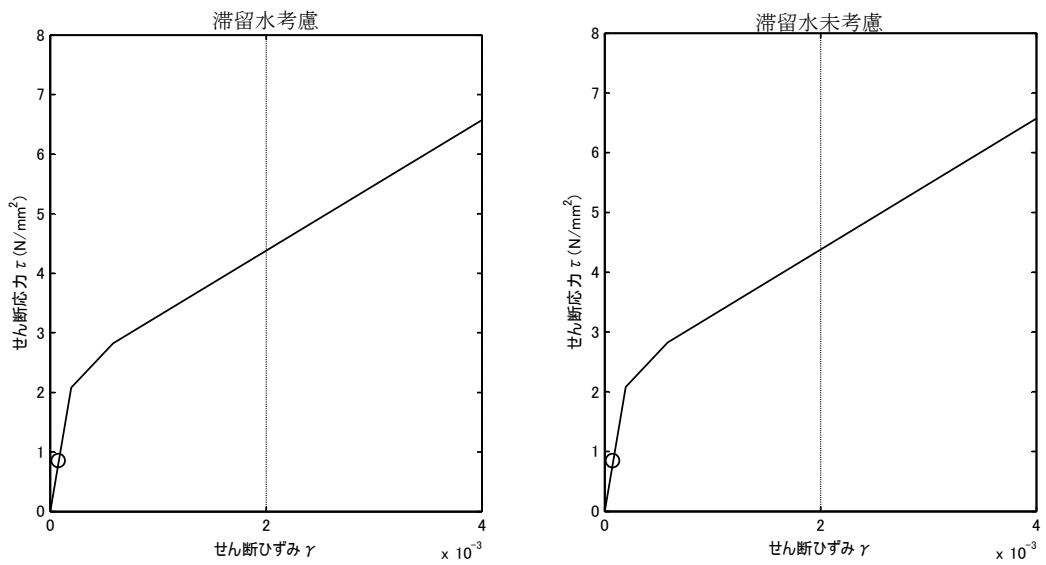


(Ss-3H)

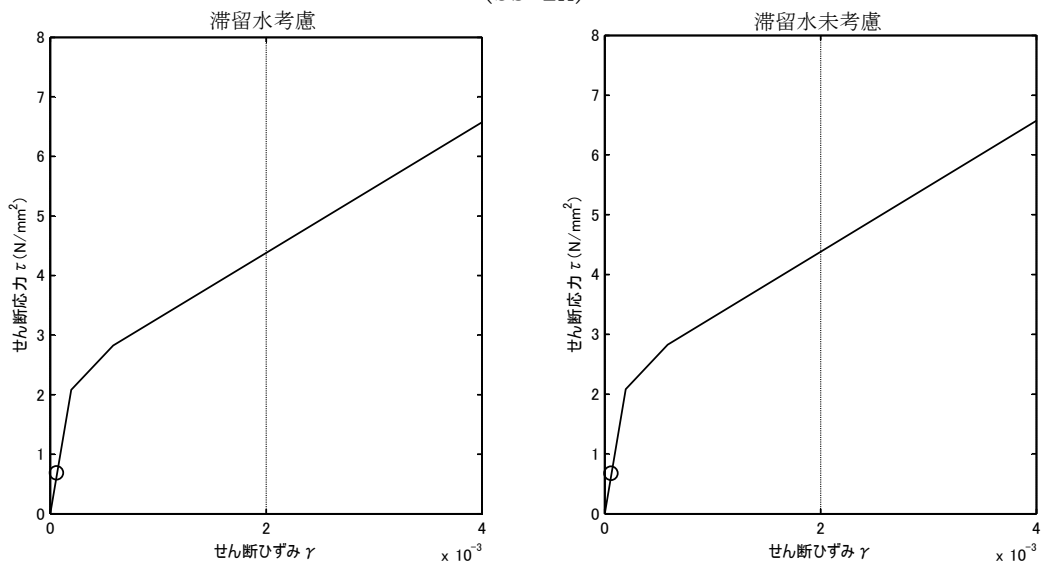
図 2.2.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

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 (4.0×10^{-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。

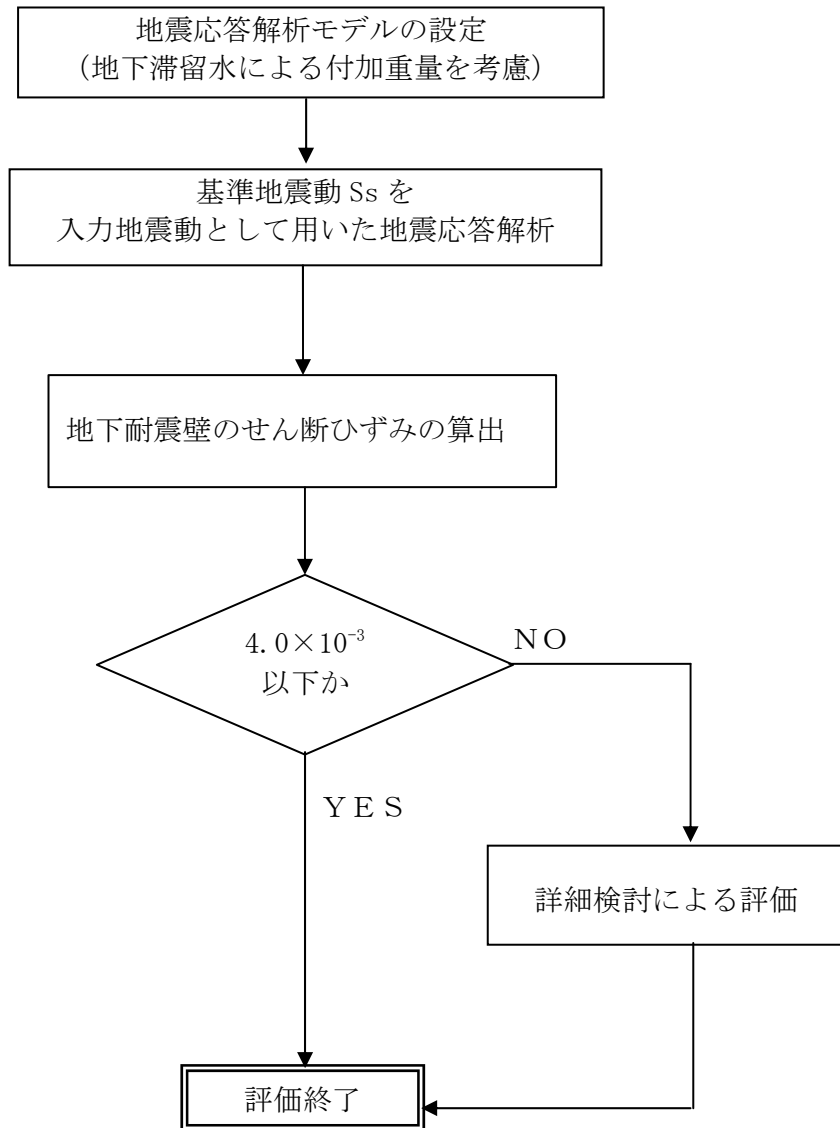


図 2.3.1-1 3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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	O.P. 4,000
貯水量	6,800m ³

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 (O.P. -196.0m) 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。

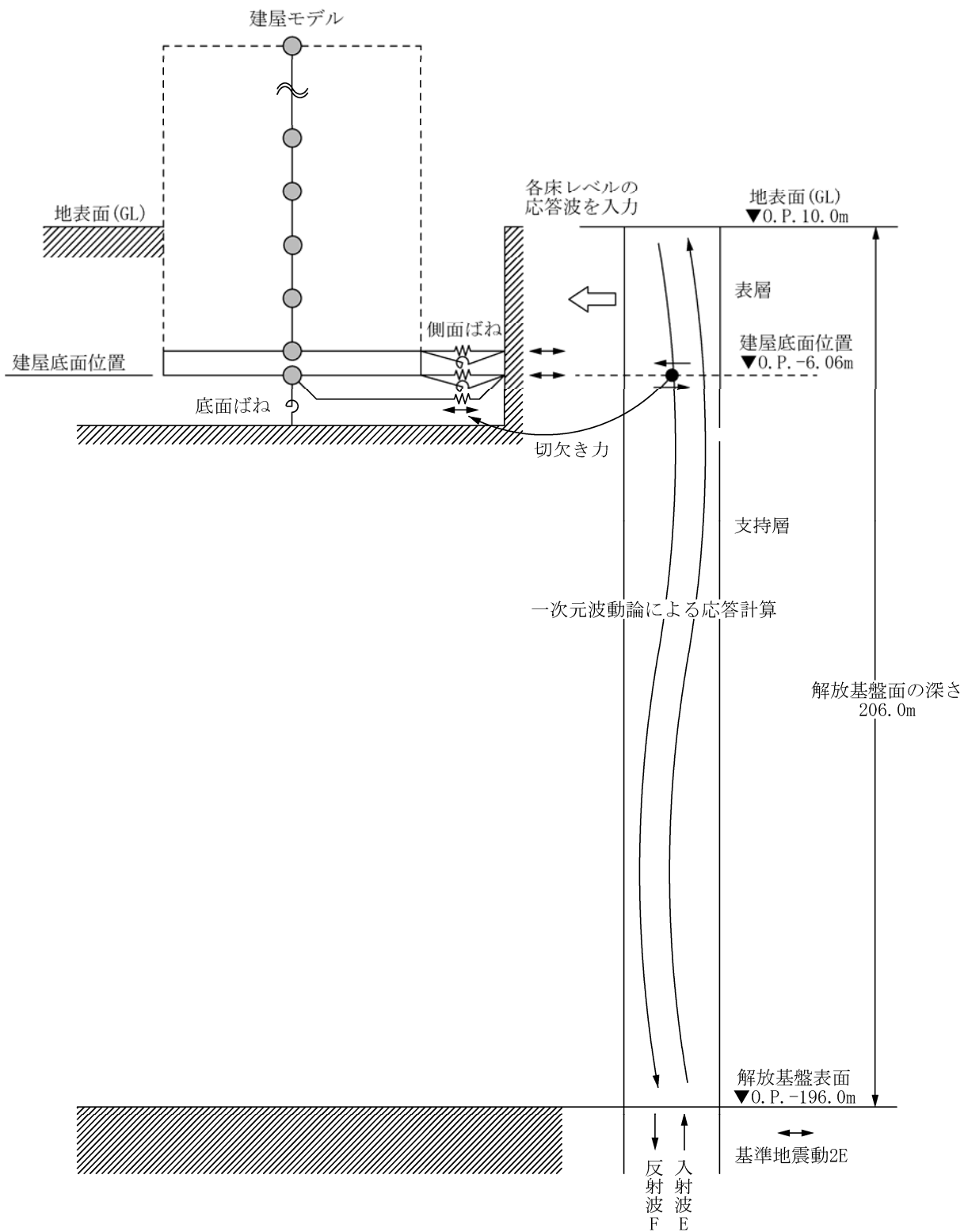
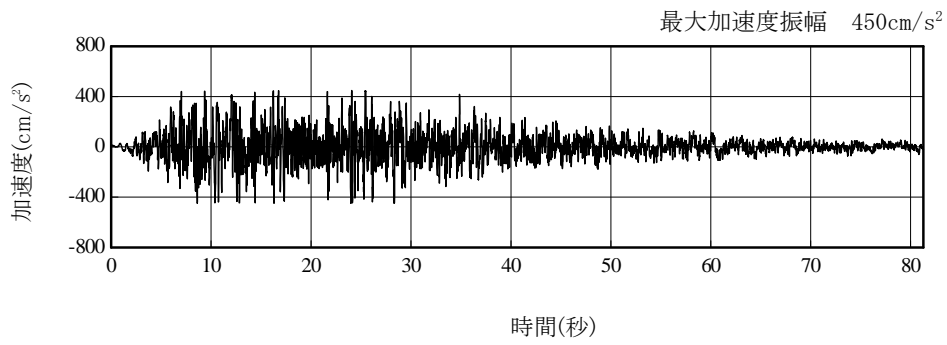
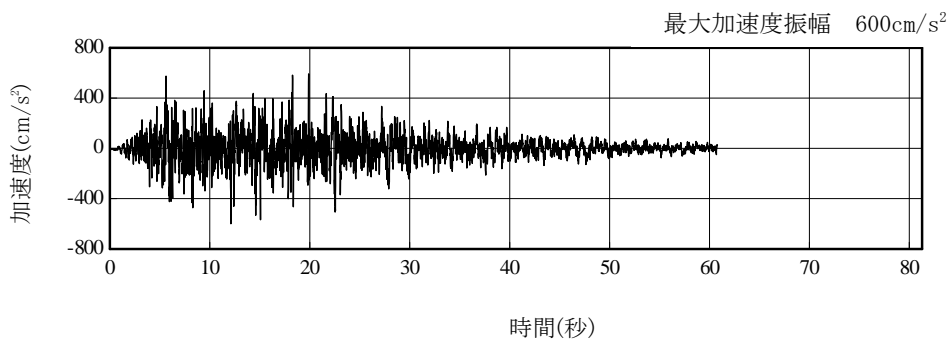


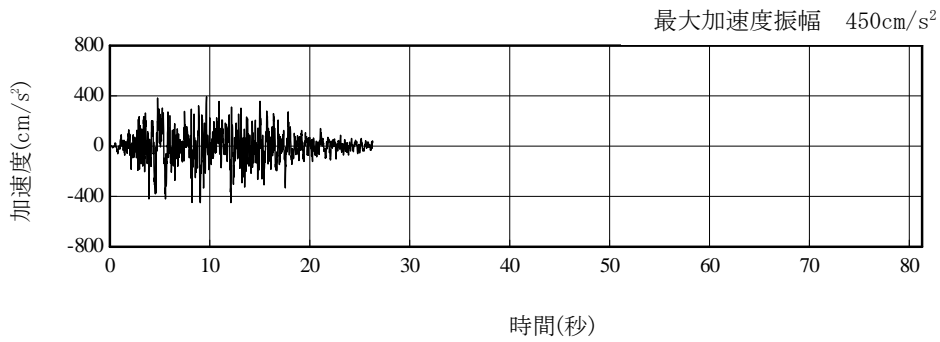
図 2. 3. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

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^{*注}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。

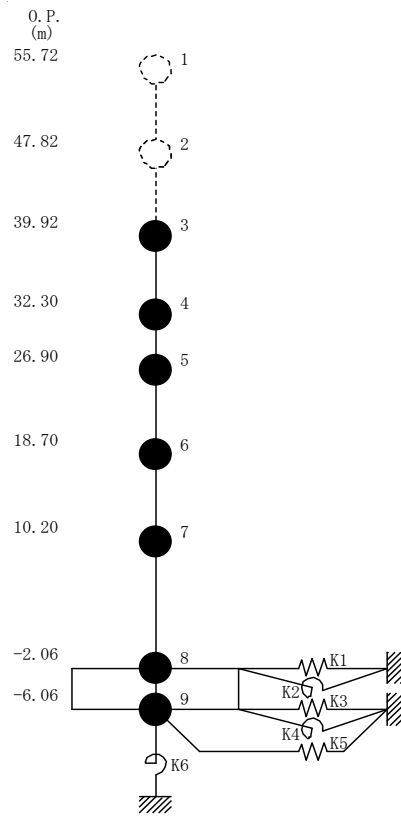


図 2.3.4-1 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

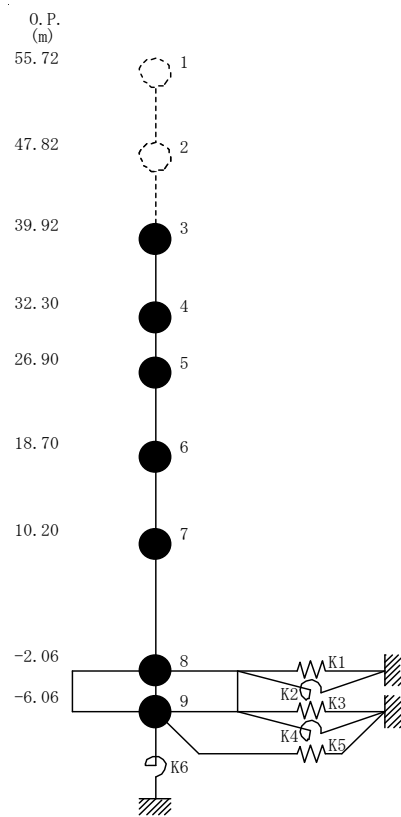


図 2.3.4-2 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2.3.4-1 地震応答解析に用いる物性値

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

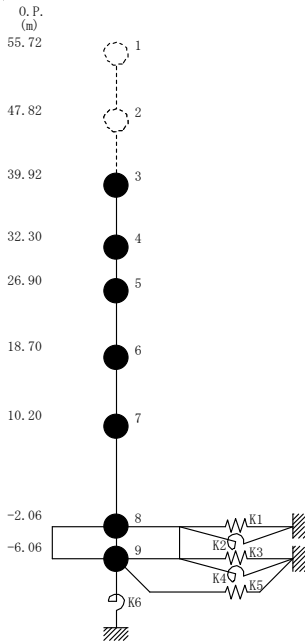
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*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

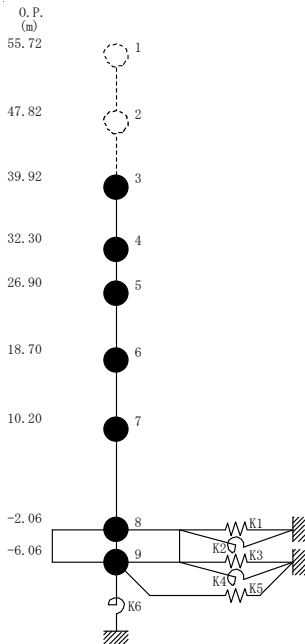
NS 方向



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 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 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 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-10.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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。

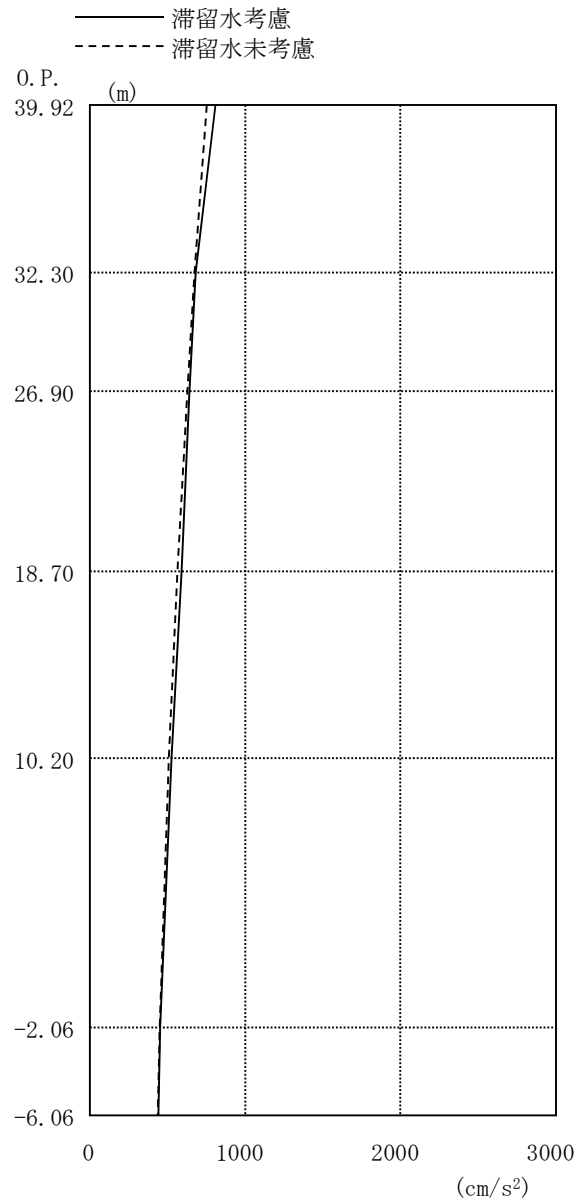


図 2.3.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

*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ール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。

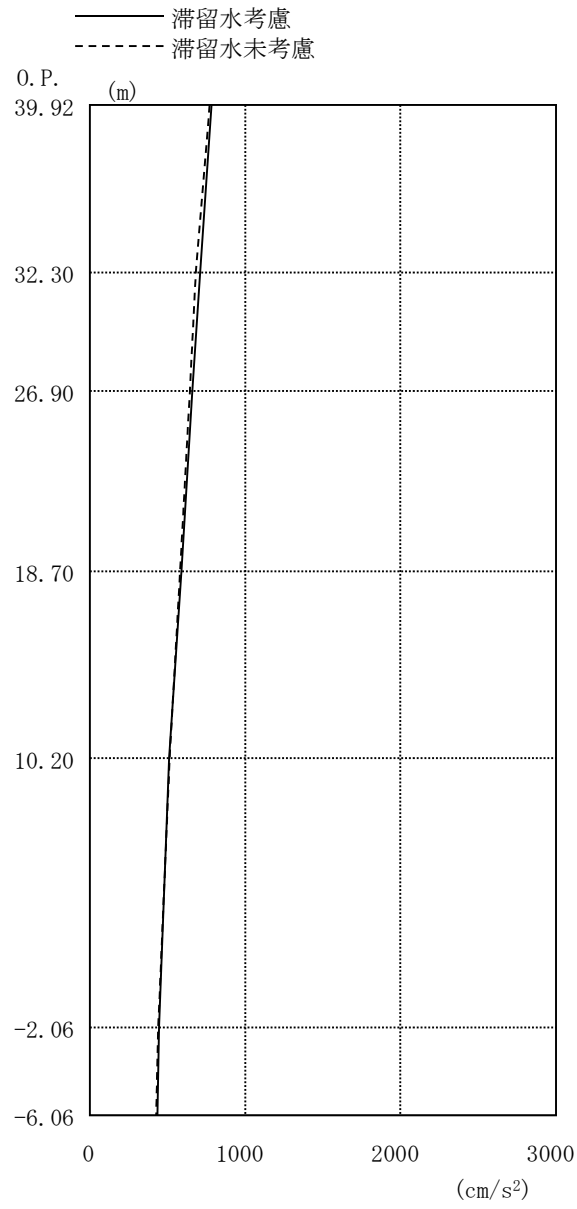


图 2.3.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

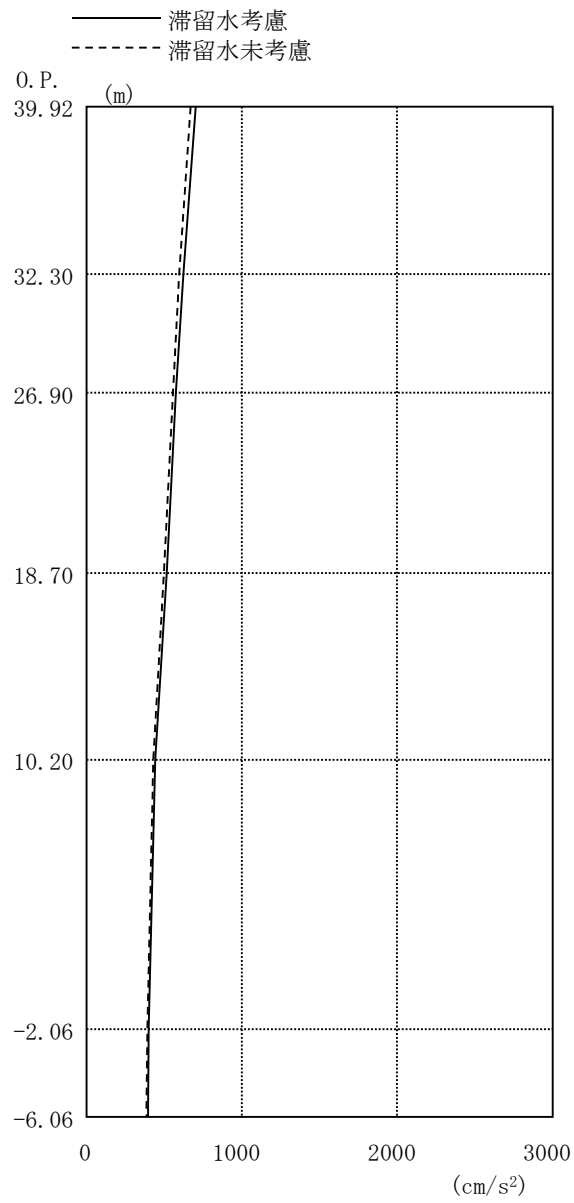


图 2.3.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

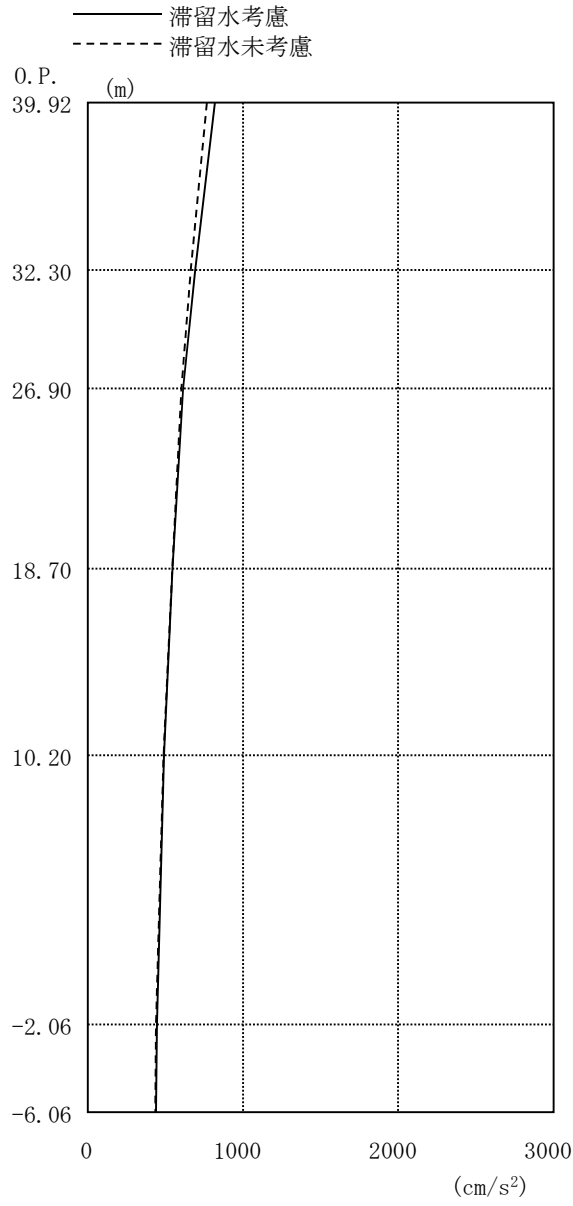


图 2.3.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

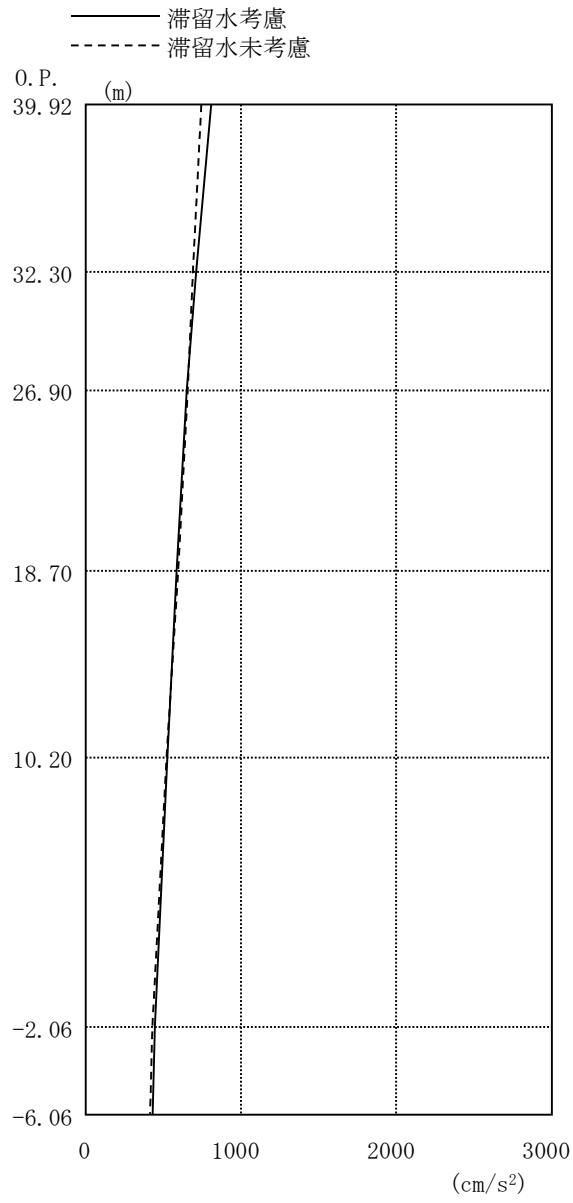


图 2.3.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

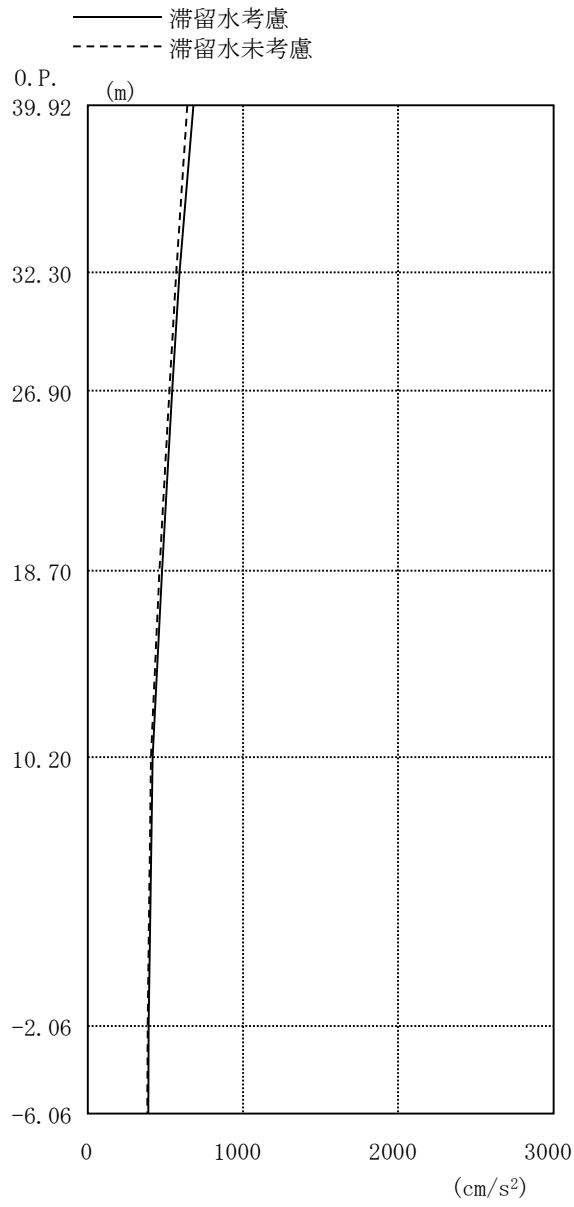


图 2.3.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

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 0.10×10^{-3} であり、評価基準値 (4.0×10^{-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)

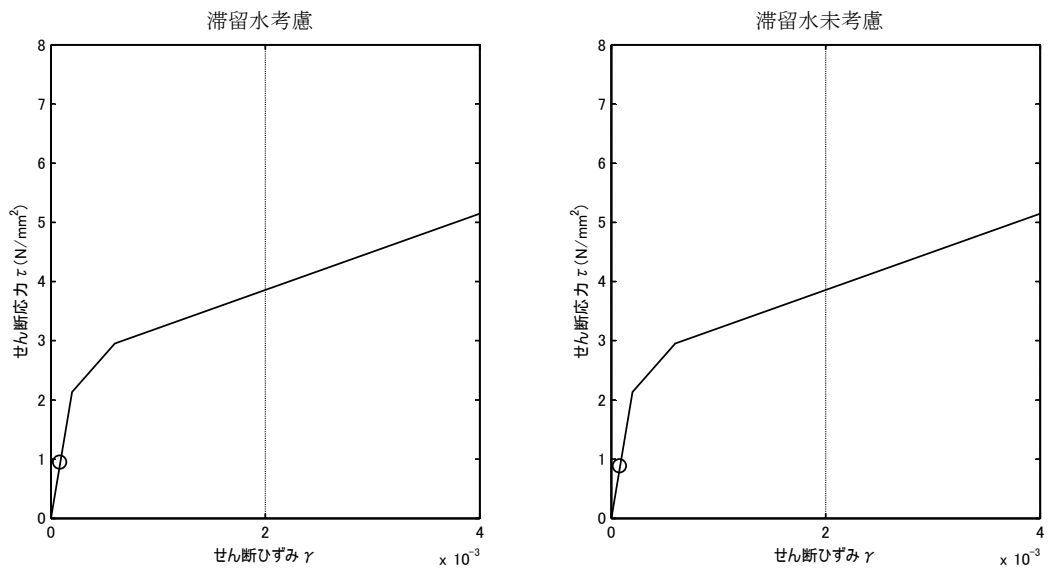
(単位： $\times 10^{-3}$)

階	O. P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20～ -2.06	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.08	0.07	

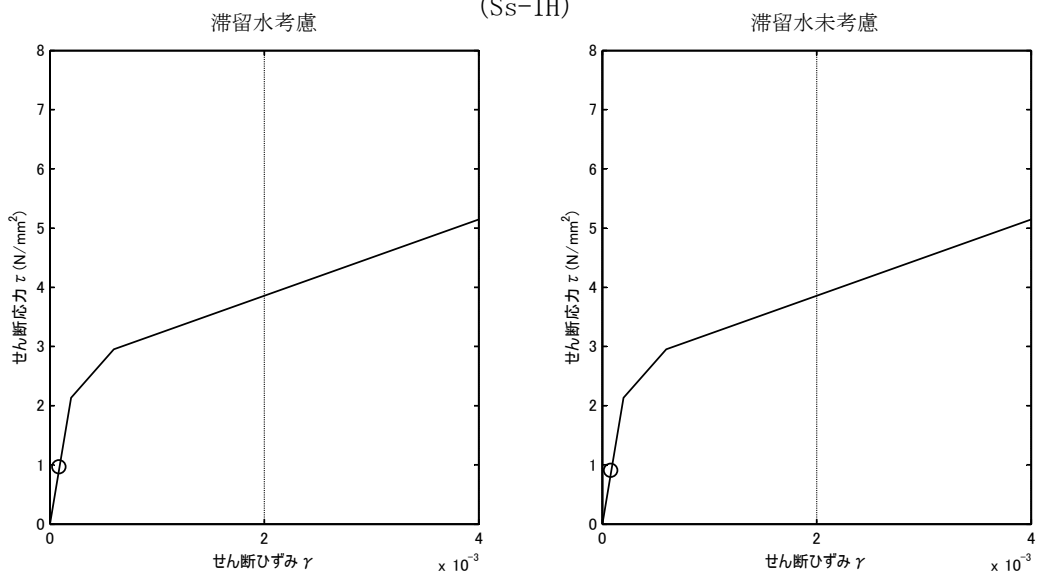
表 2.3.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位： $\times 10^{-3}$)

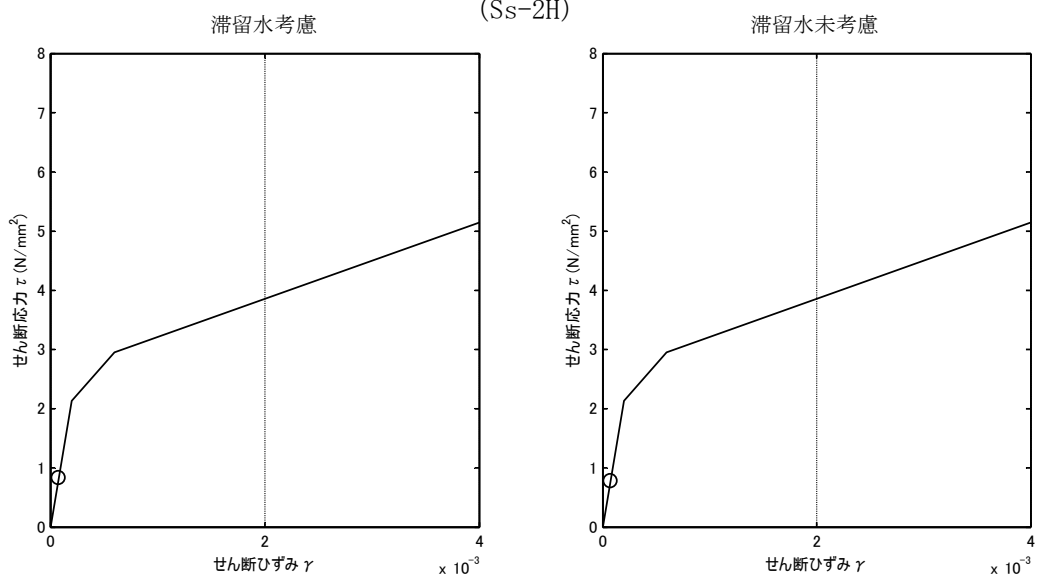
階	O. P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20～ -2.06	考慮	0.09	0.10	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.3.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

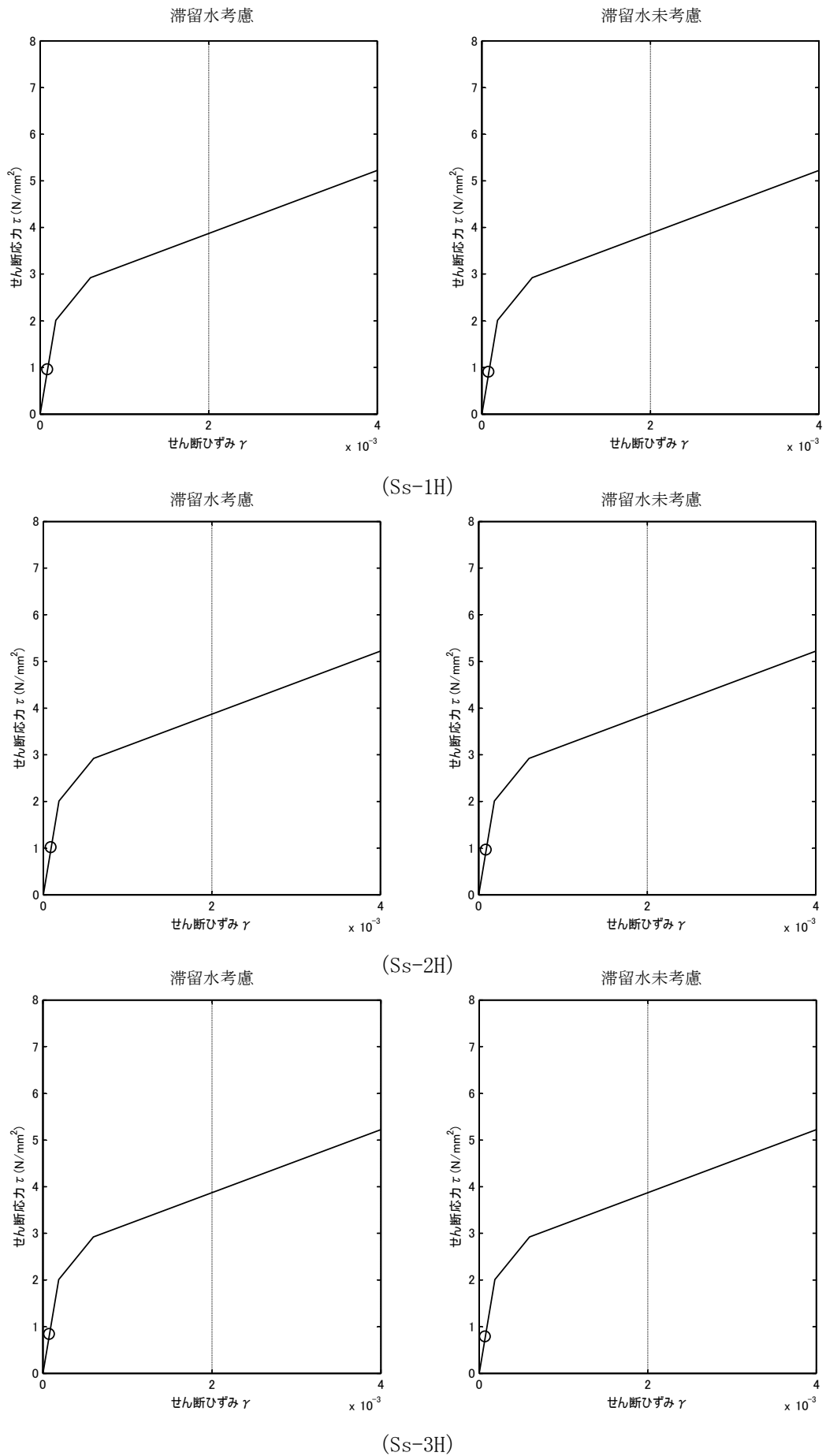


図 2.3.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

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 (4.0×10^{-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。

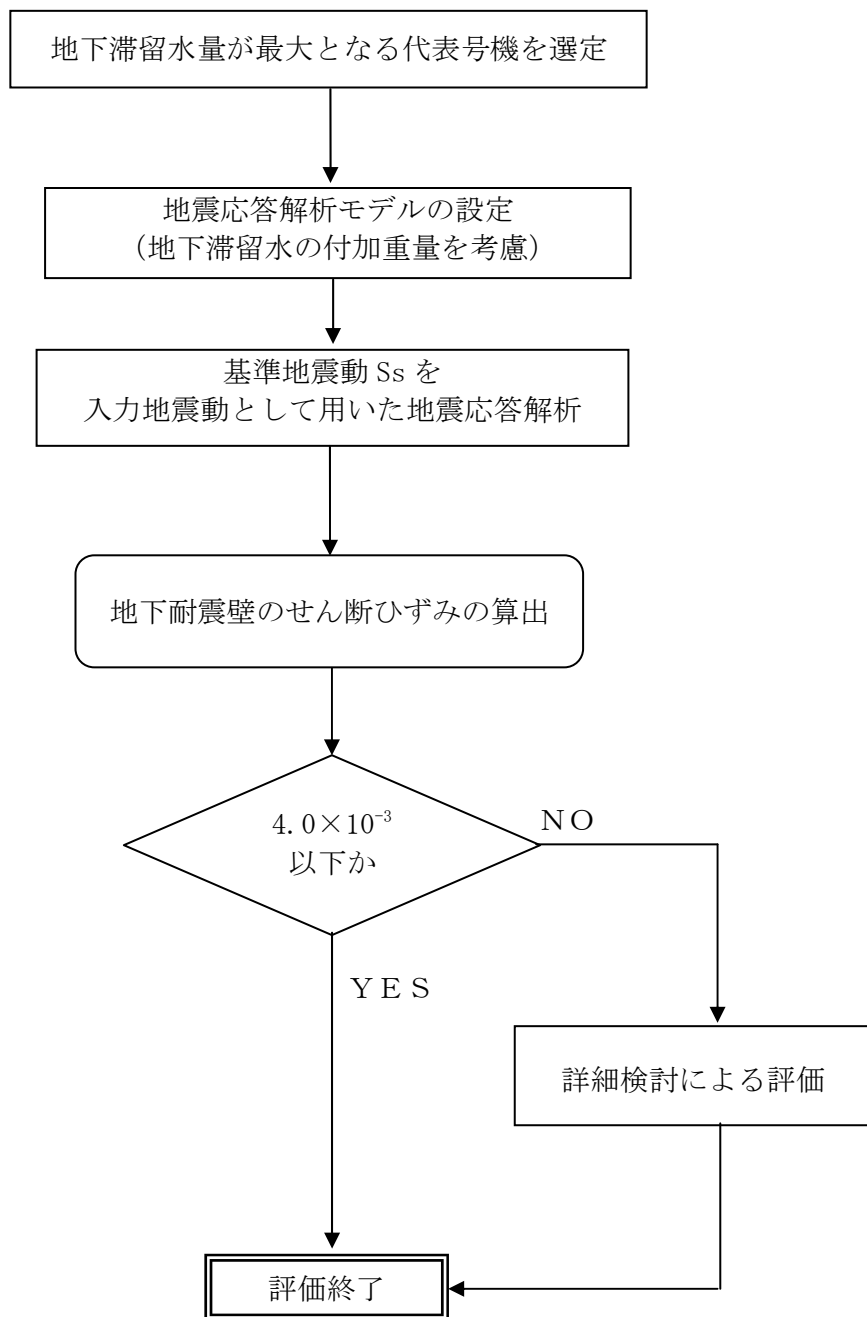


図 3.1.1-1 タービン建屋の地震応答解析の評価手順例

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	O.P. 5,300	O.P. 4,000	O.P. 4,000	O.P. 4,000
貯水量	9,600m ³	13,500m ³	16,400m ³	12,800m ³

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 (O.P. -196.0m) 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。

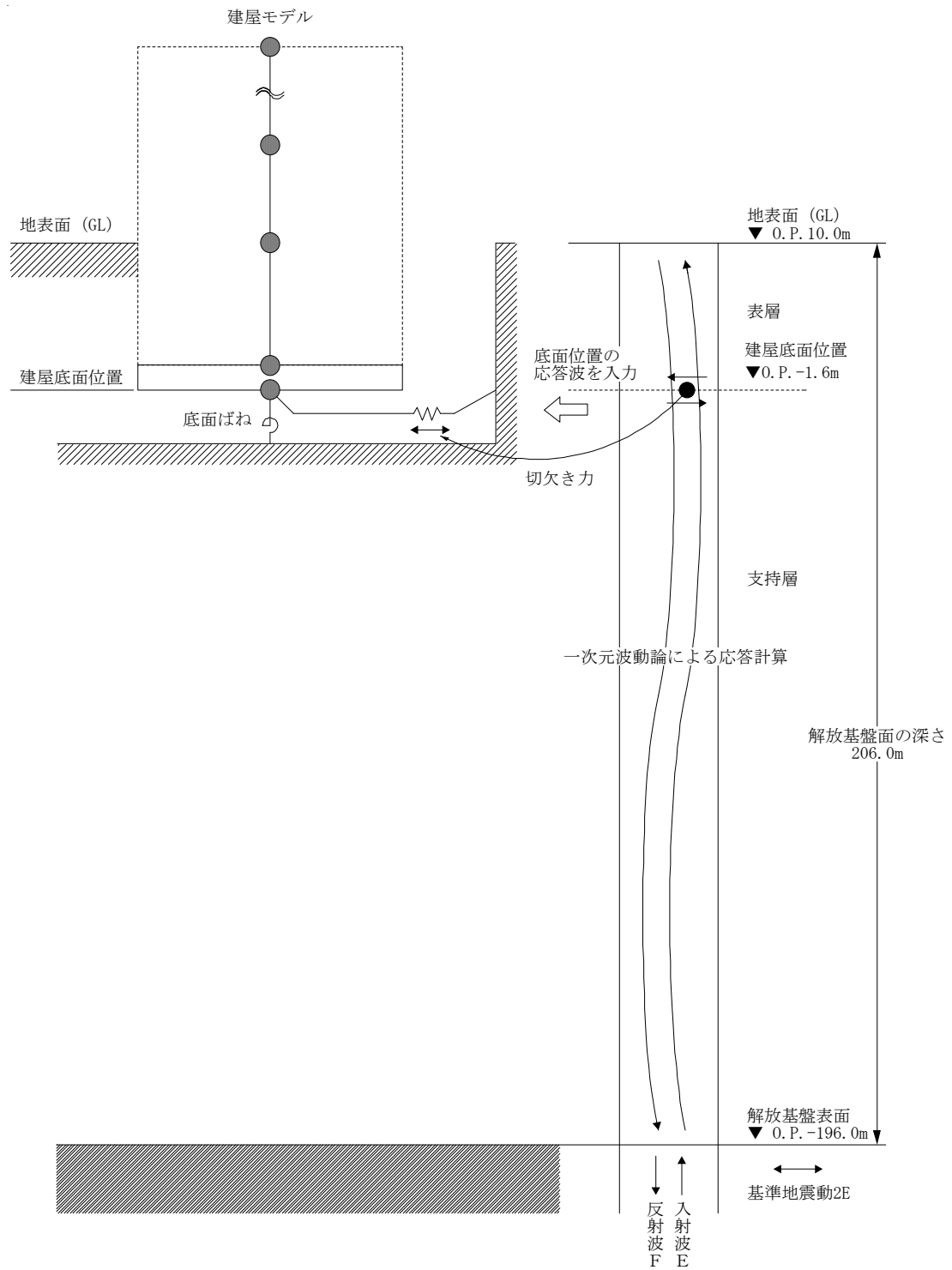
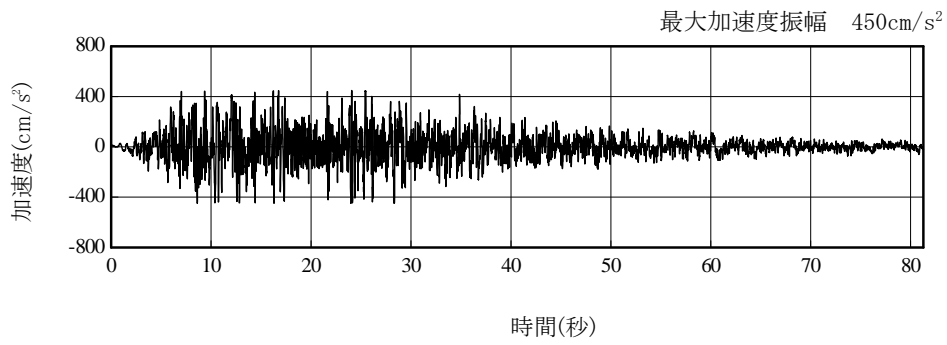
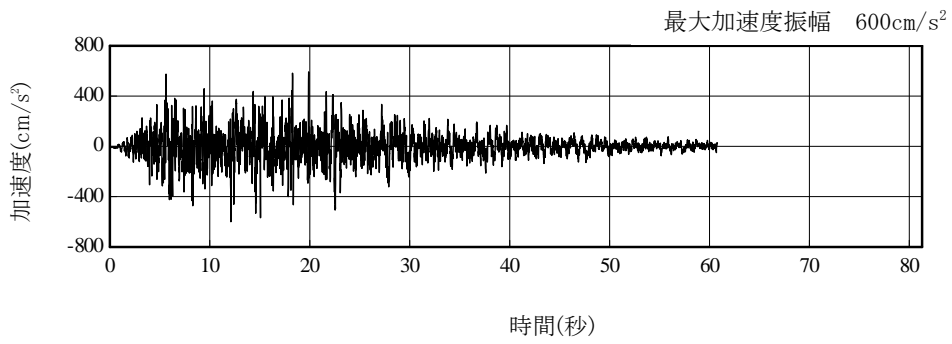


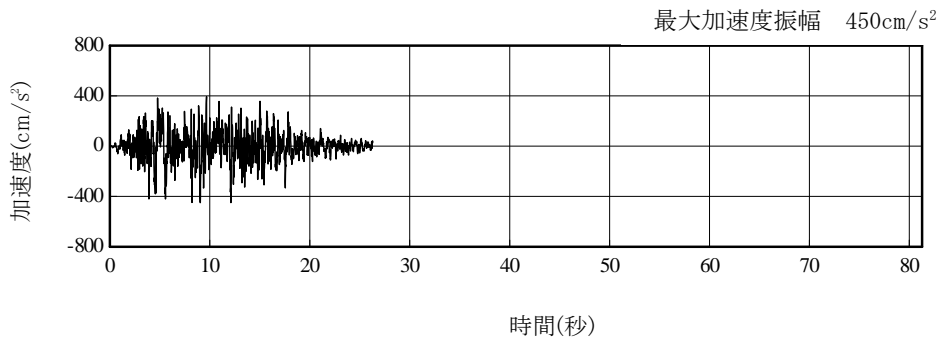
図 3. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(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。

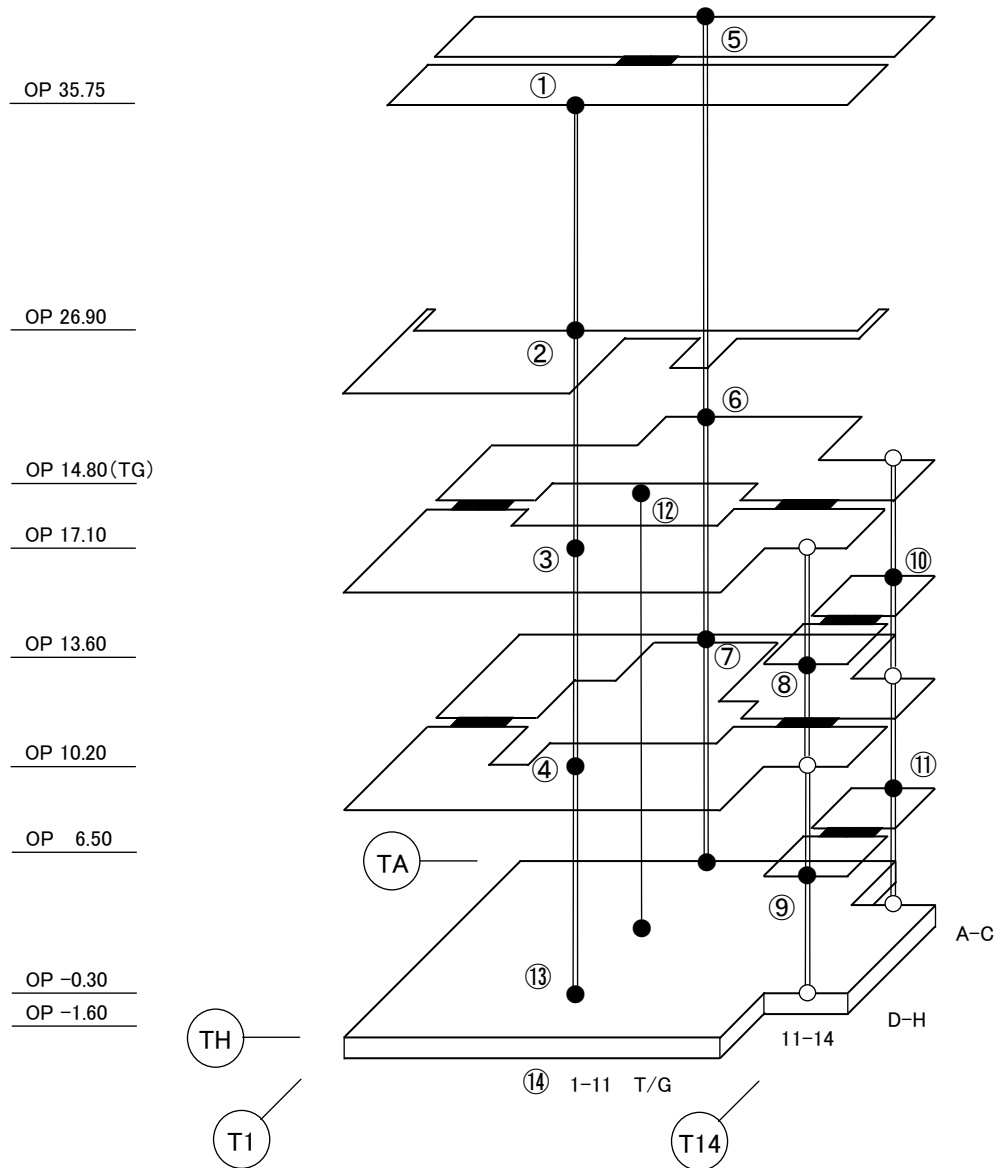


図 3.1.4-1 3号機タービン建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

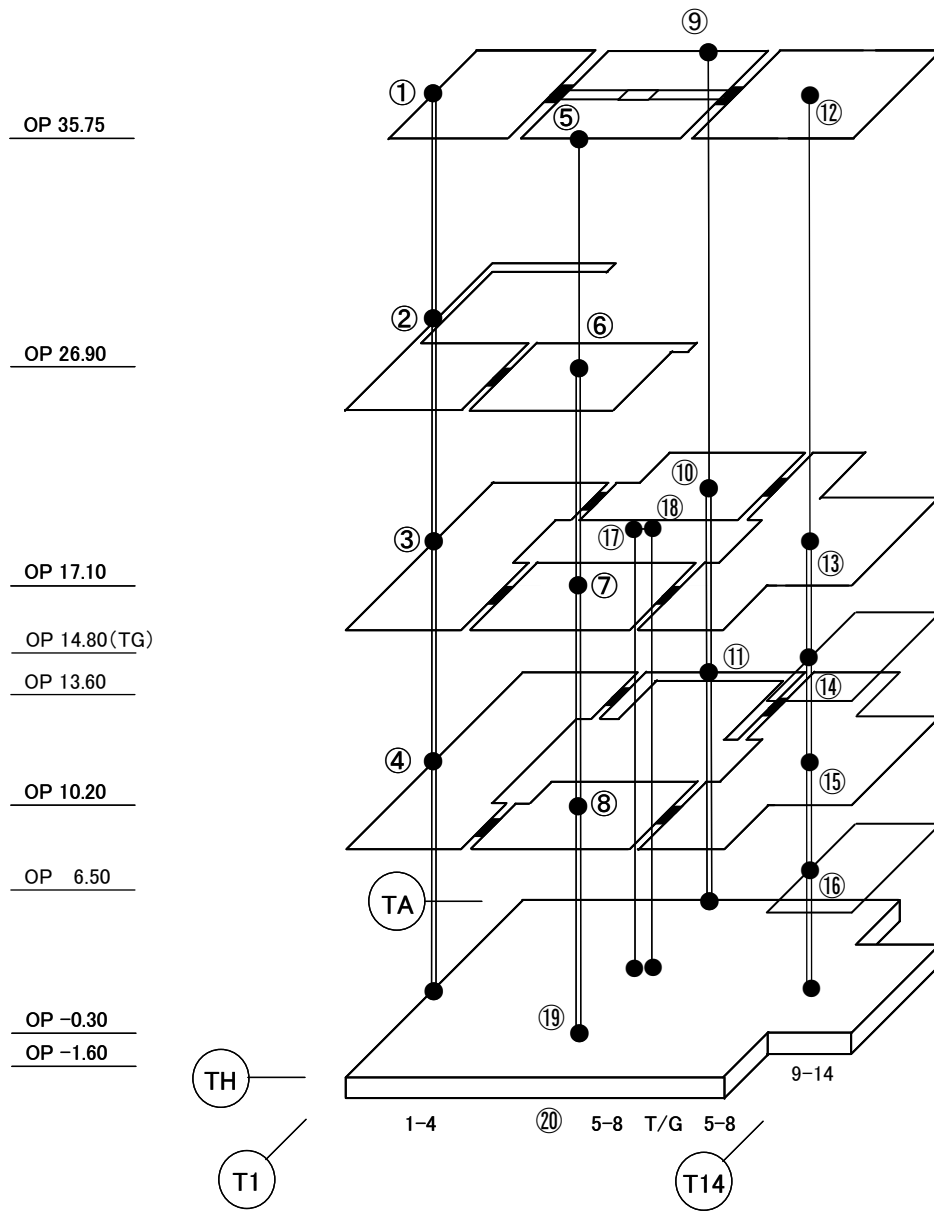


図 3. 1. 4-2 3号機タービン建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

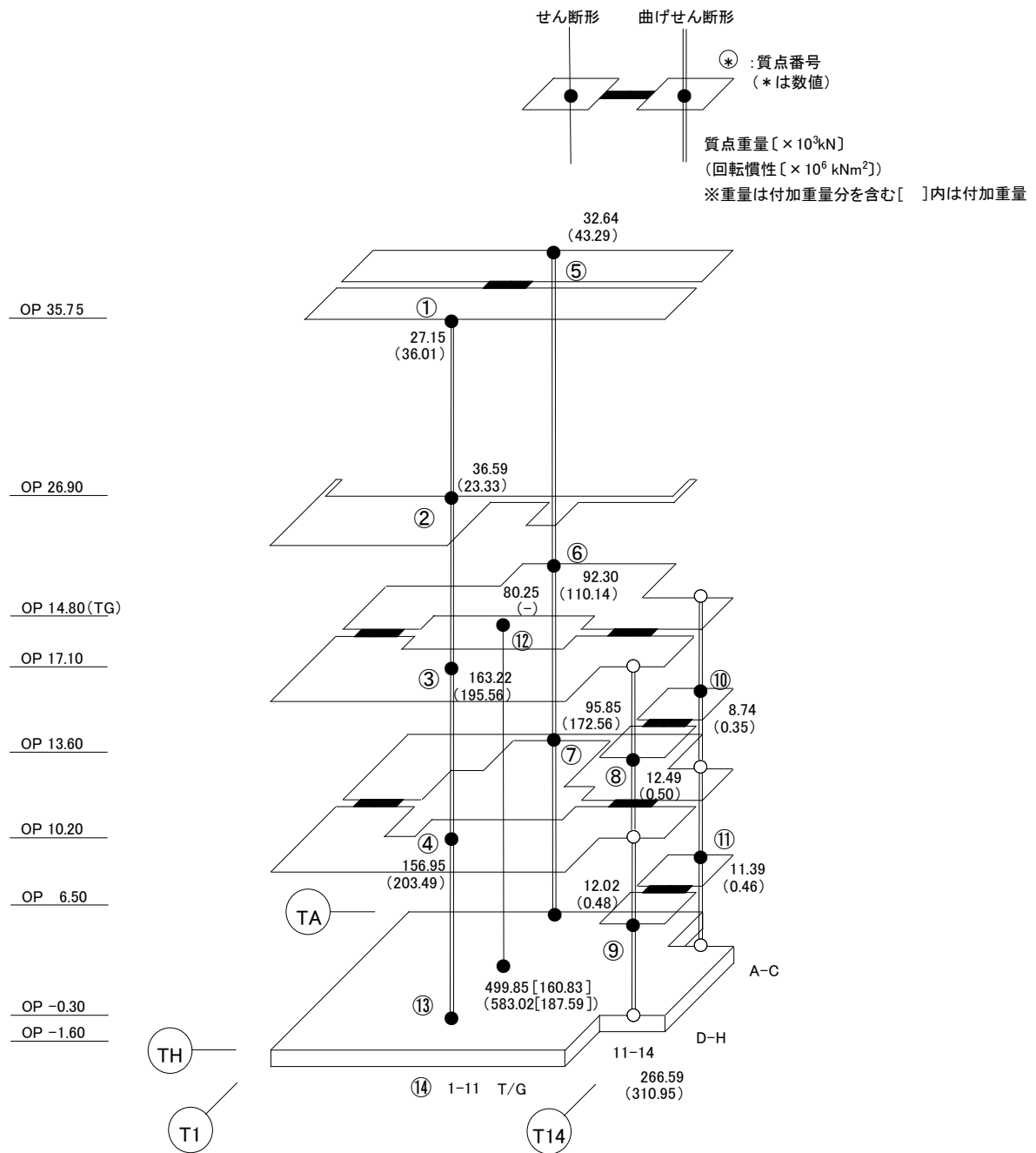
表 3.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	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。

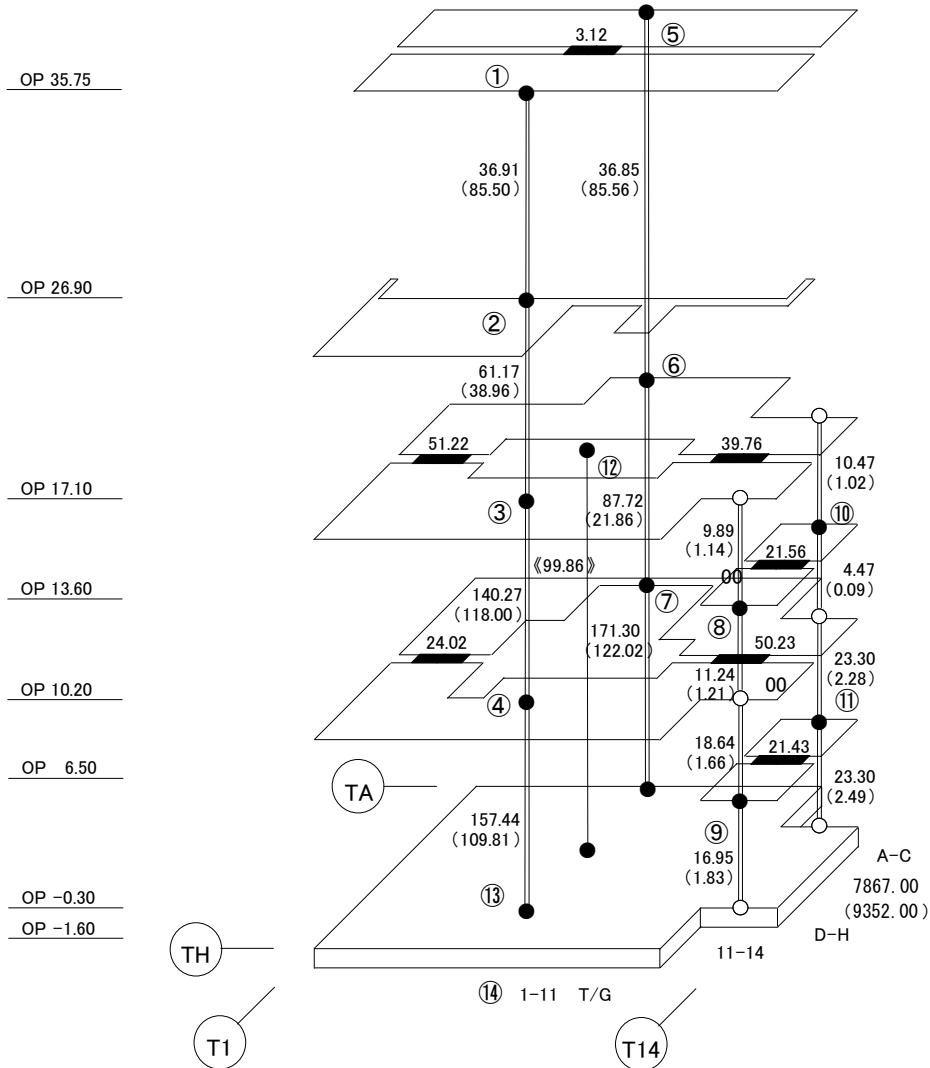
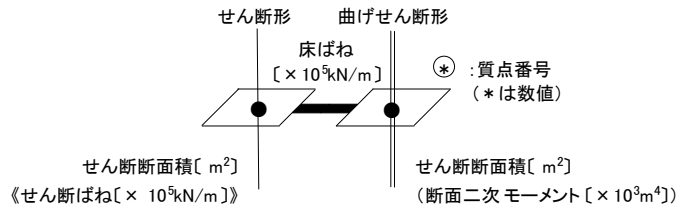
*2：実強度に基づく値を示す。

*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)



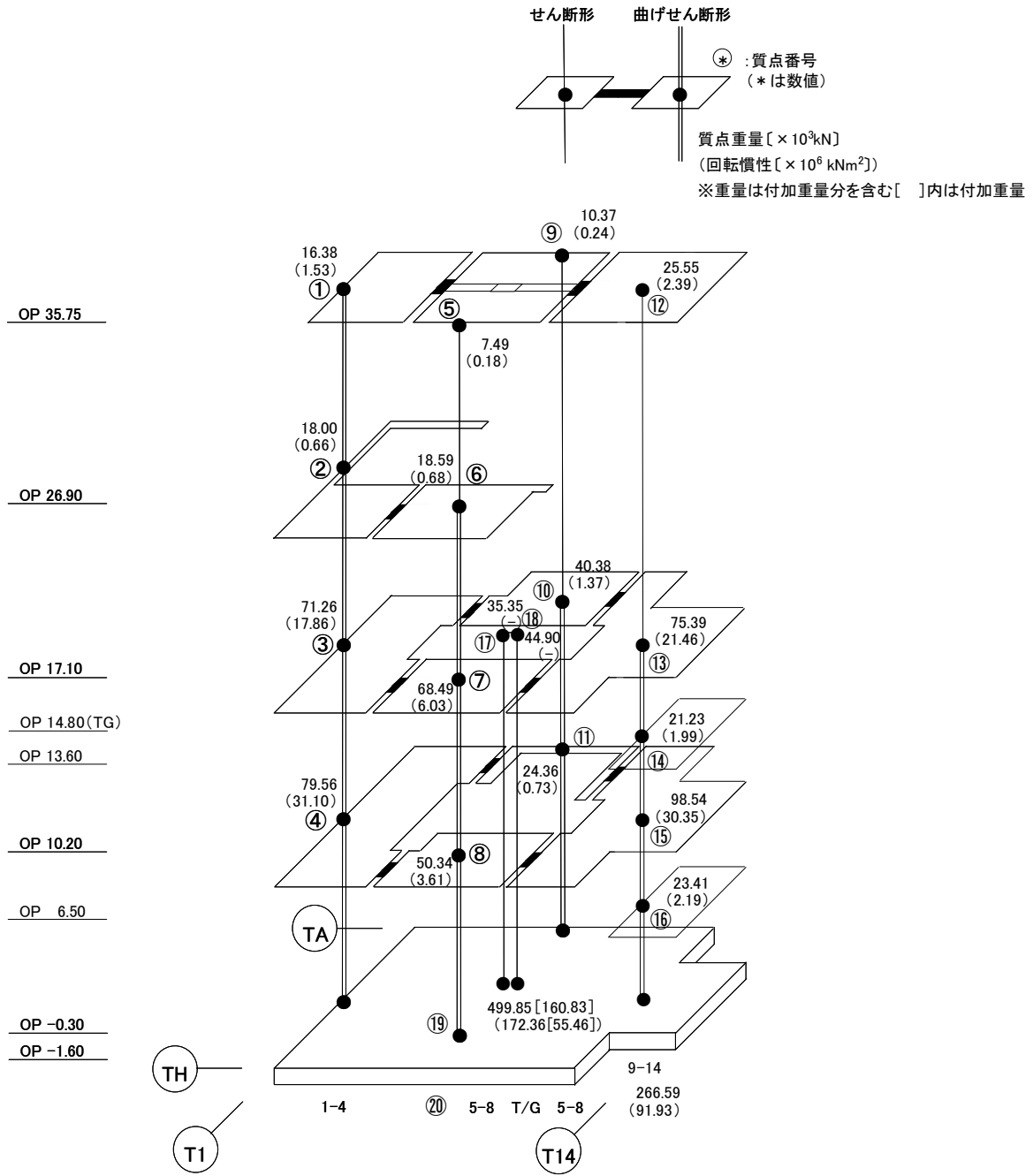
建屋の物性値

ヤング係数 : $E = 2.57 \times 10^7$ [kN/m²] コンクリートの物性

せん断弾性係数 : $G = 10.7 \times 10^6$ [kN/m²] コンクリートの物性

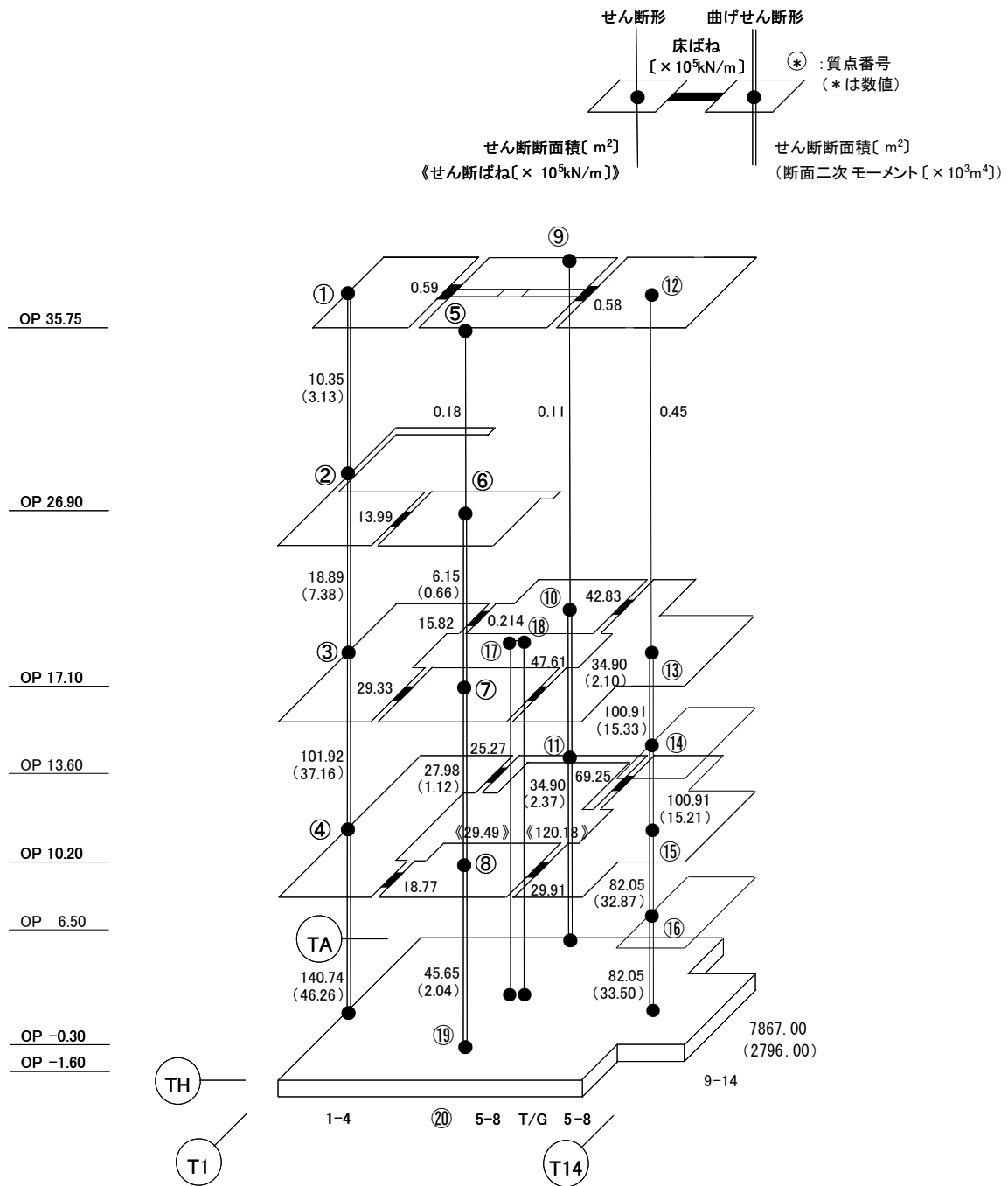
基礎形状 116.38m (NS 方向) x 67.60m (EW 方向)

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)



建屋の物性値

ヤング係数 : $E = 2.57 \times 10^7$ [kN/m²] コンクリートの物性
せん断弾性係数 : $G = 10.7 \times 10^6$ [kN/m²] 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. 4-6 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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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 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。

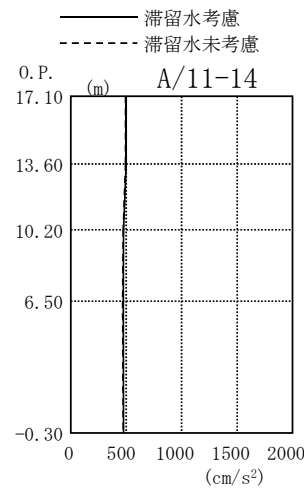
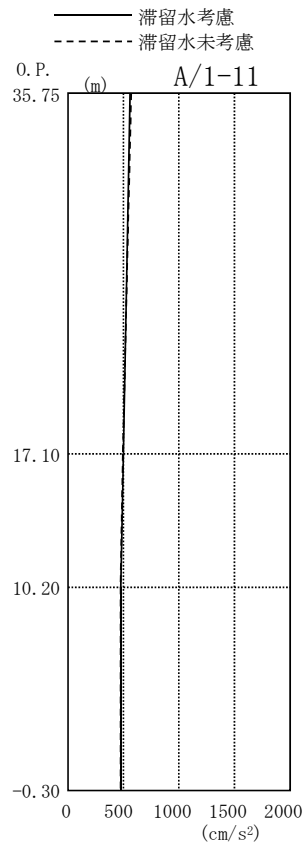
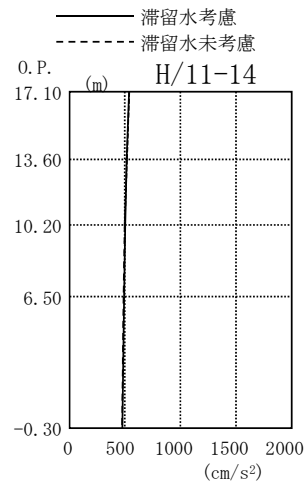
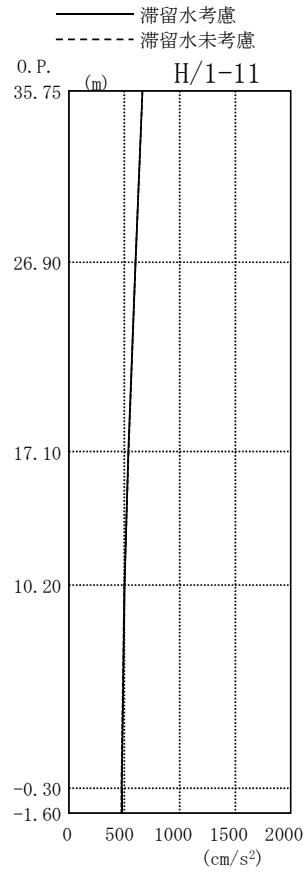


図 3.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・S_S-1H)

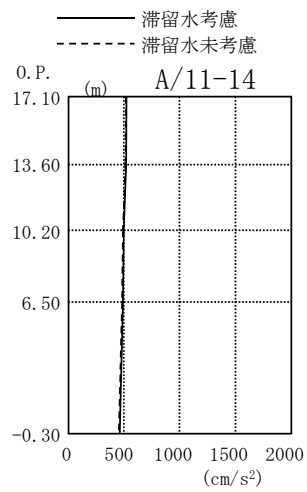
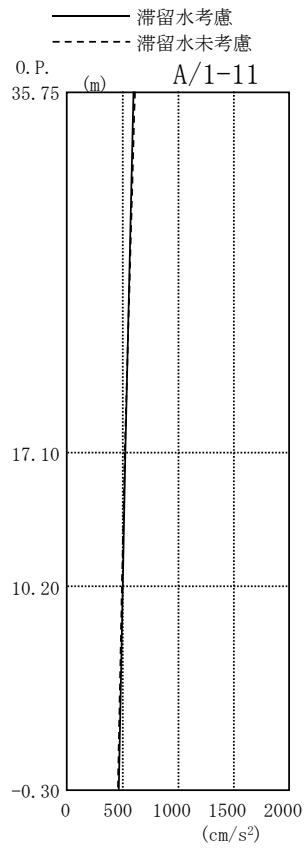
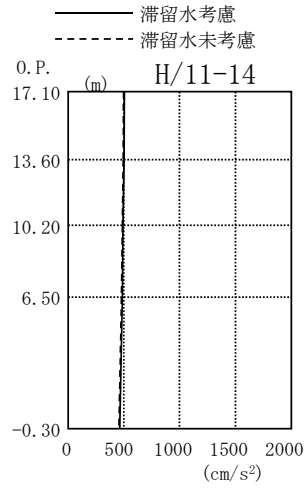
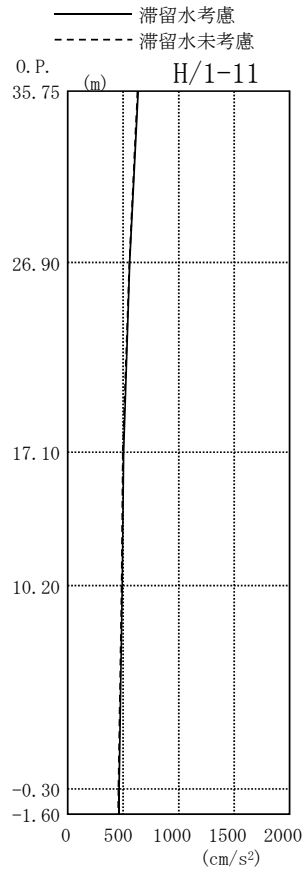


図 3.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

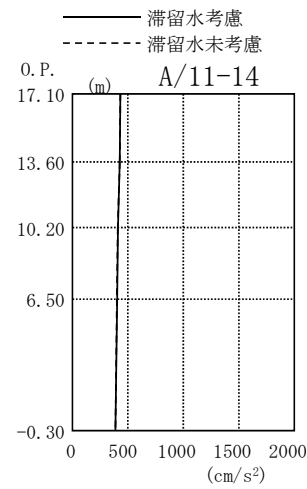
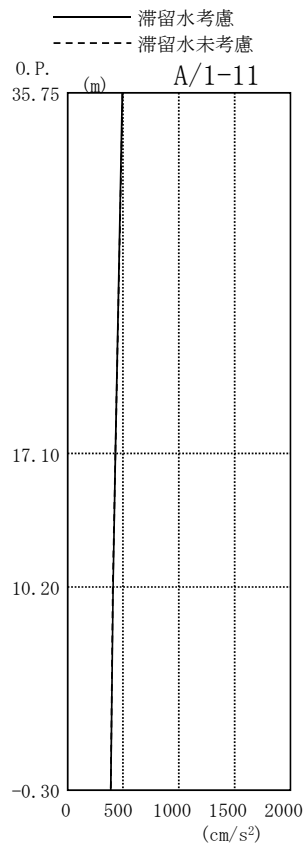
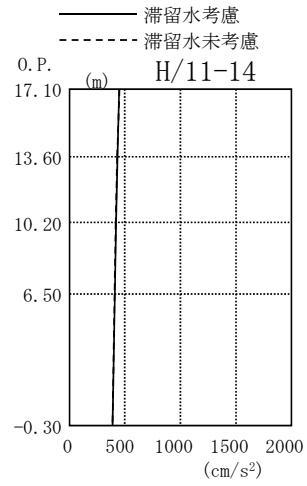
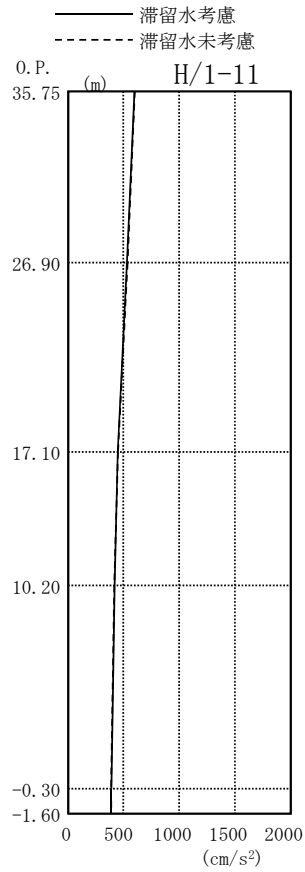


図 3.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

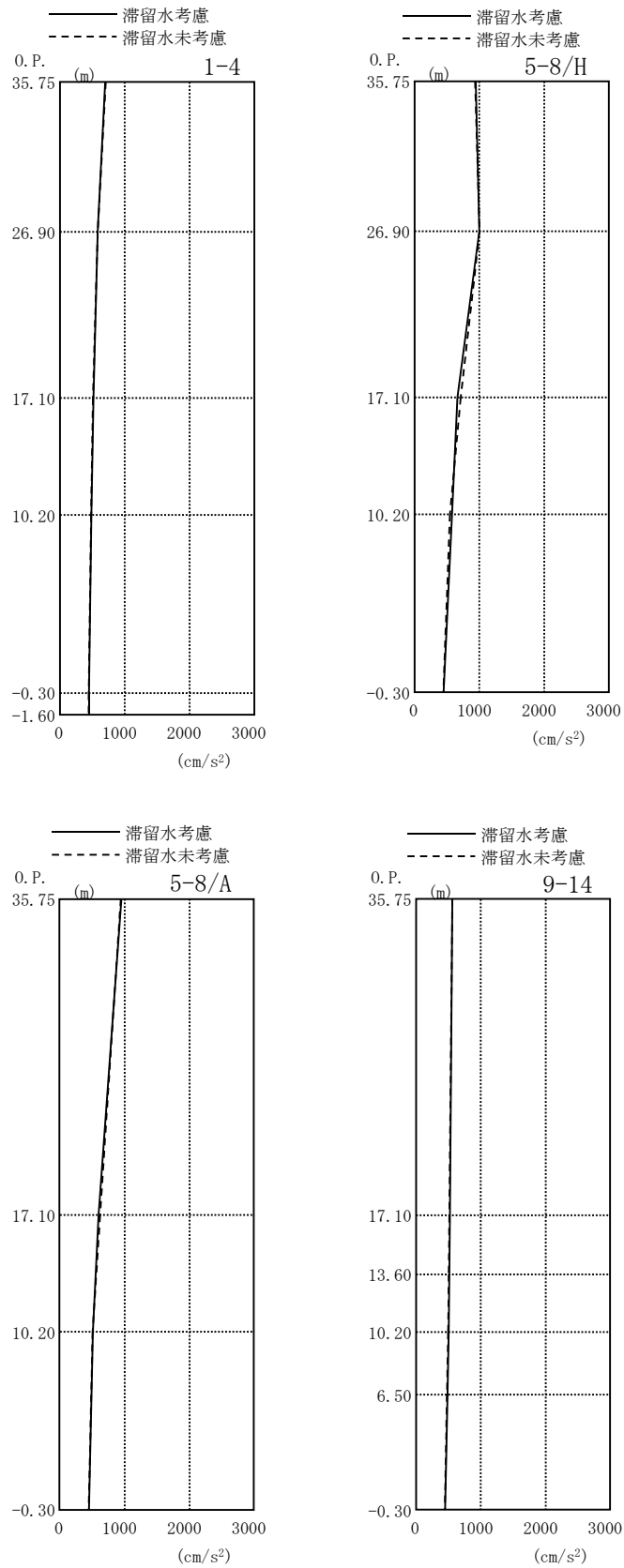


图 3.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

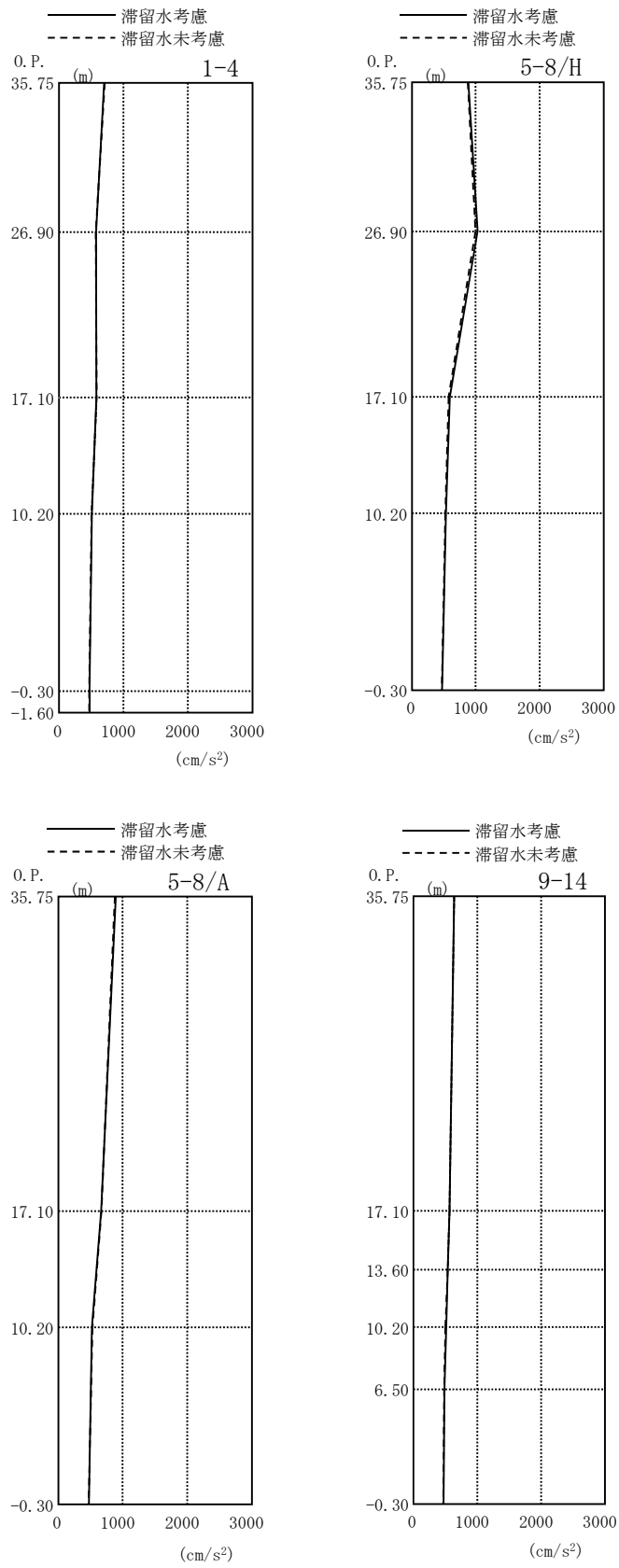


图 3.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

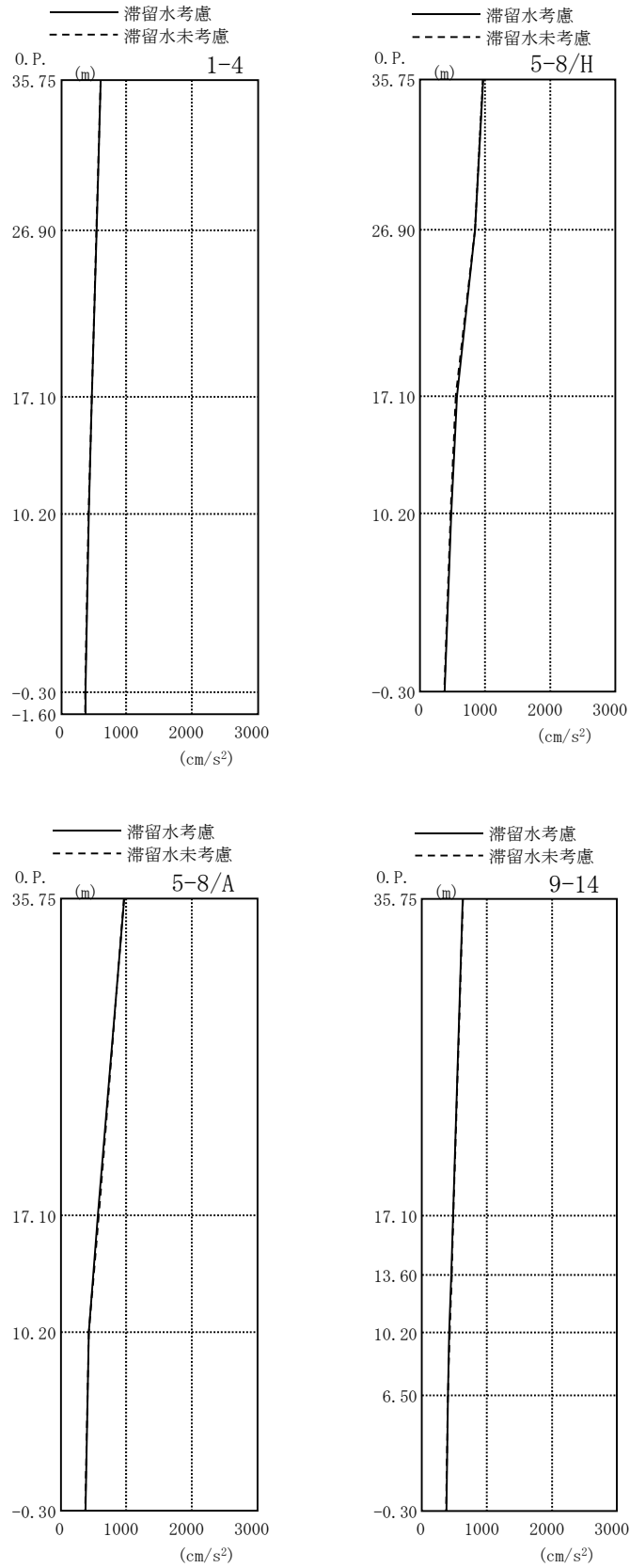


图 3.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・SS-3H)

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 0.15×10^{-3} であり、評価基準値 (4.0×10^{-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)

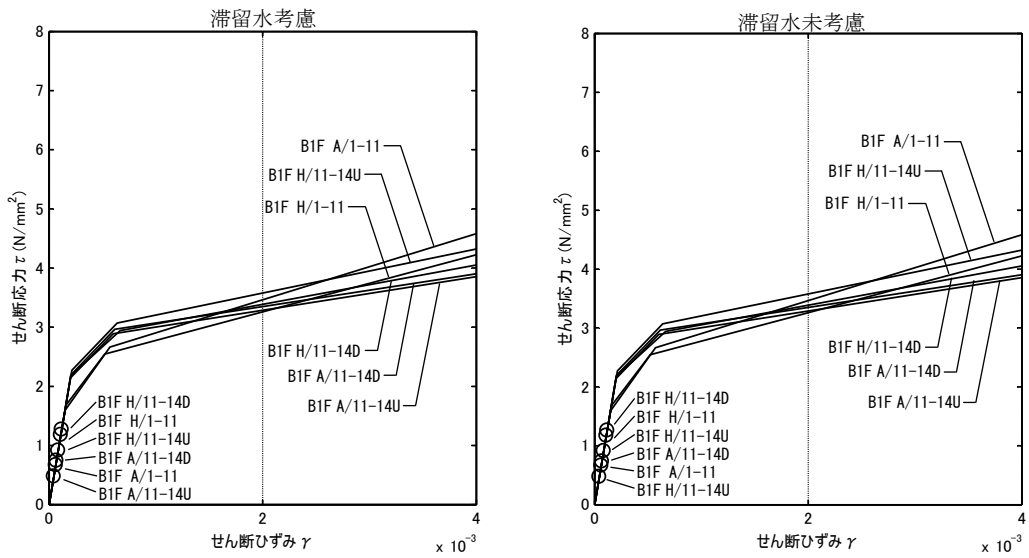
(単位: $\times 10^{-3}$)

階	通り	O.P.	S _s -1H		S _s -2H		S _s -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	10.20~-0.30	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	4.0 以下	
	H/11-14	U	10.20~6.50	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08		0.08
		D	6.50~-0.30	0.12	0.12	0.12	0.12	0.11		0.11
	A/1-11	10.20~-0.30	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06		
	A/11-14	U	10.20~6.50	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04		0.04
		D	6.50~-0.30	0.07	0.07	0.08	0.07	0.06		0.06

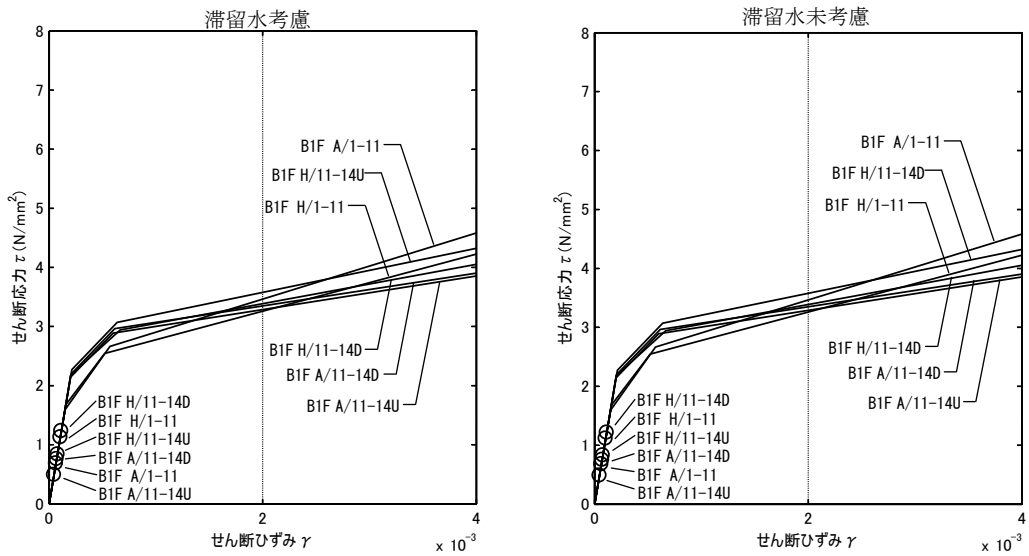
表 3.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

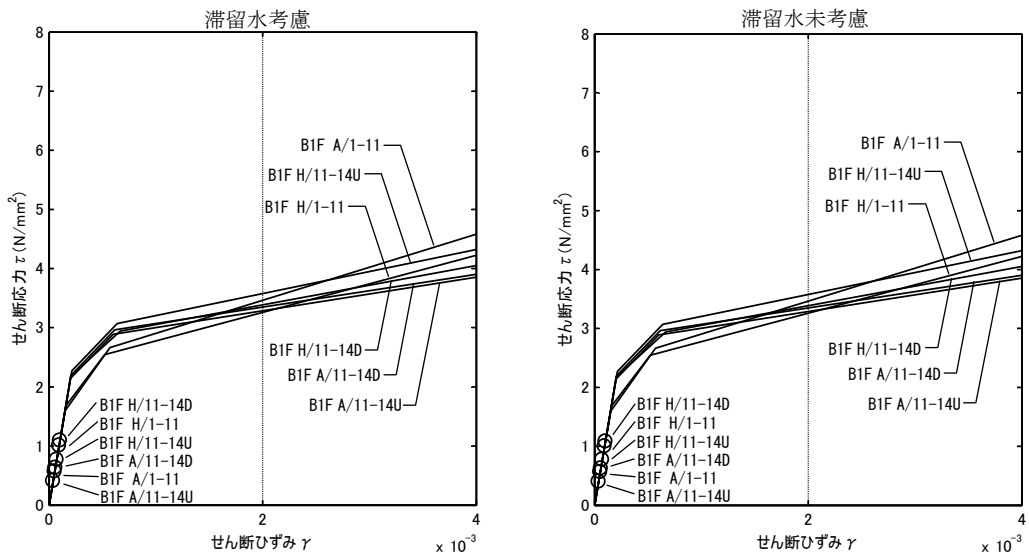
階	通り	O.P.	S _s -1H		S _s -2H		S _s -3H		評価基準	
			滞留水		滞留水		滞留水			
			考慮	未考慮	考慮	未考慮	考慮	未考慮		
B1F	1-4	10.20~-0.30	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	4.0 以下	
	5-8/H	10.20~-0.30	0.09	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08		
	5-8/A	10.20~-0.30	0.09	0.09	0.10	0.10	0.08	0.08		
	9-14	U	10.20~6.50	0.13	0.13	0.14	0.13	0.11		0.11
		D	6.50~-0.30	0.14	0.14	0.15	0.15	0.12		0.12



(Ss-1H)

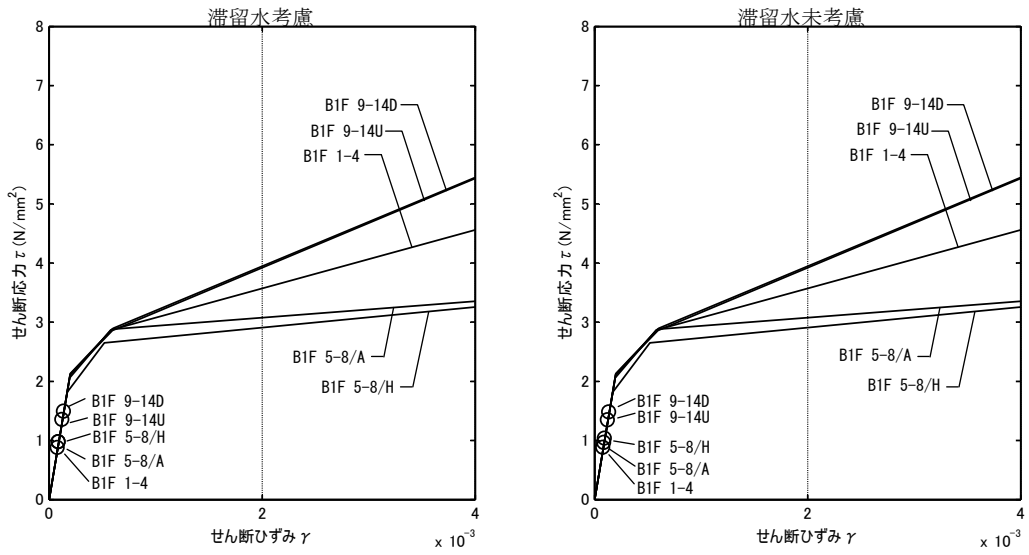


(Ss-2H)

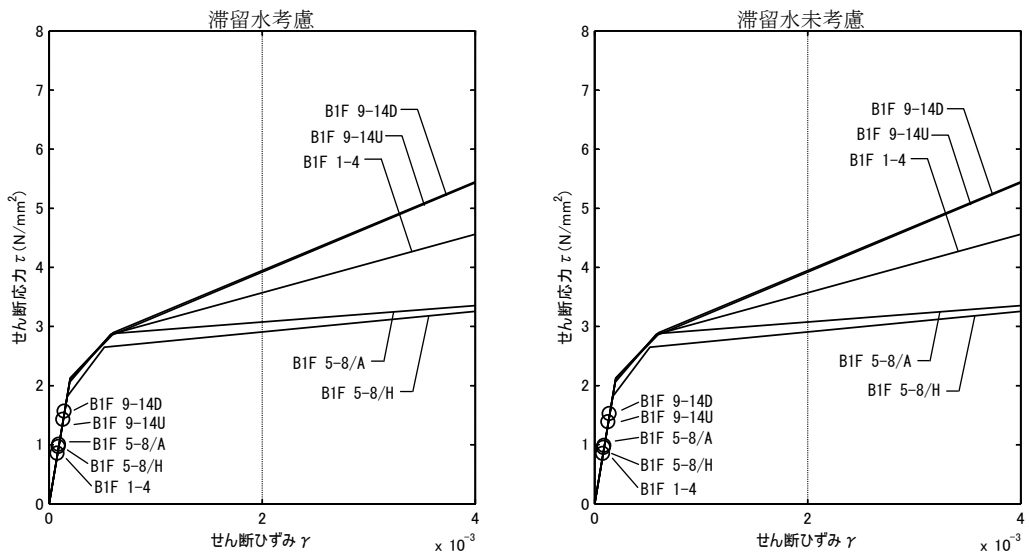


(Ss-3H)

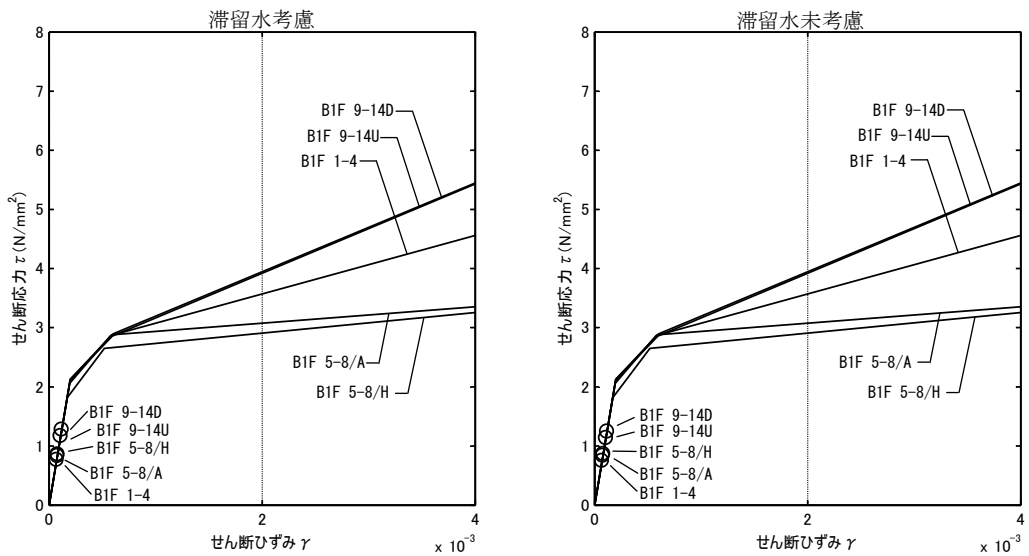
図 3. 1. 6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

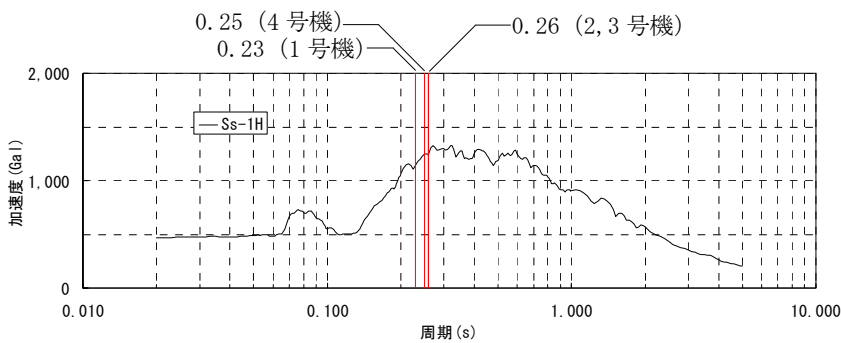
図 3.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

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。

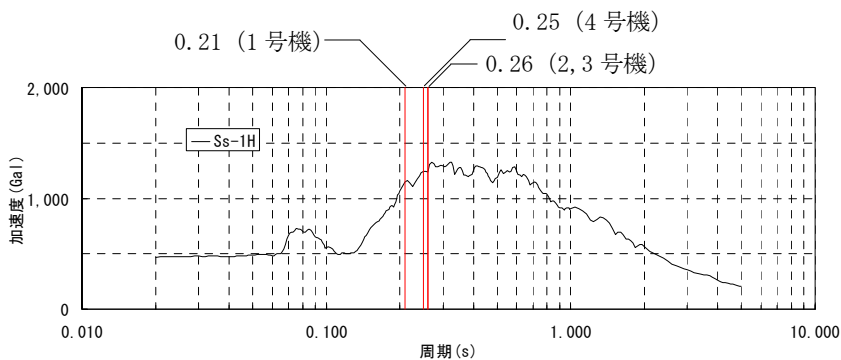
また、タービン建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機のタービン建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.23～0.26秒、EW方向で0.21～0.26秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

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 α_{T1} と各号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} の比 α_{amp} を乗じた γ_{resp} を図3.2-1～図3.2-3に示す。 γ_{resp} は各号機ともに評価基準値 4×10^{-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 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{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

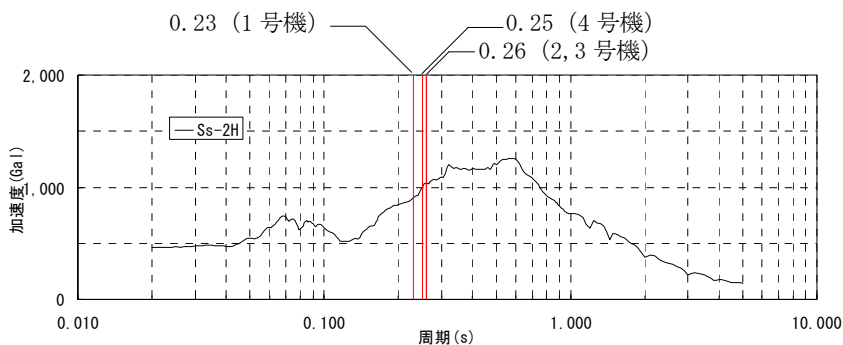
(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{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

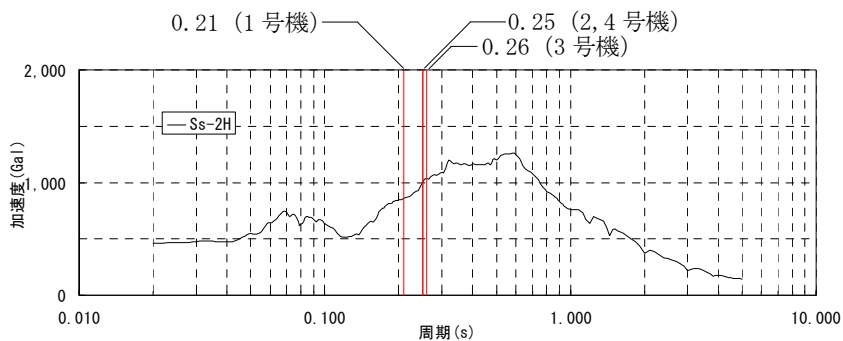
(タービン建屋 EW 方向)

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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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

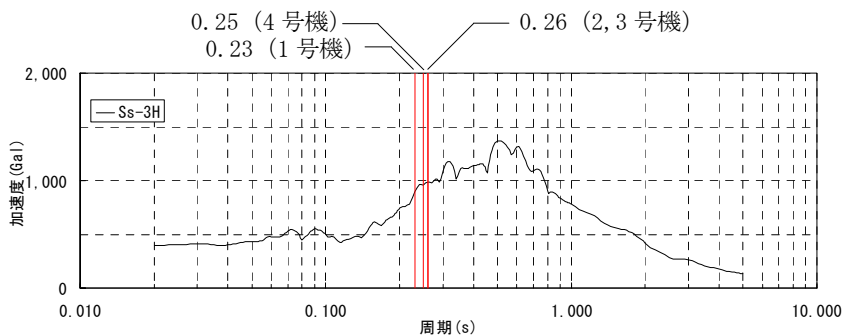
(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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

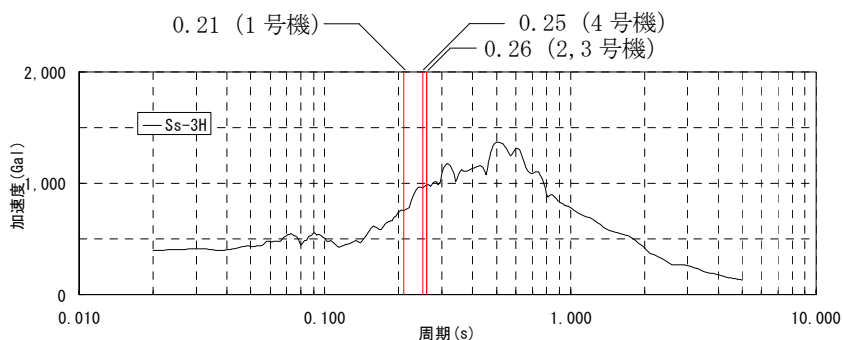
(タービン建屋 EW 方向)

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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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	
平面図						
N S 方向断面						
E W 方向断面						
一次固有周期 (s)	N	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	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 ³)		9,600	13,500	16,400	12,800	
同一レベルの貯留比率※		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

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 (4.0×10^{-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。

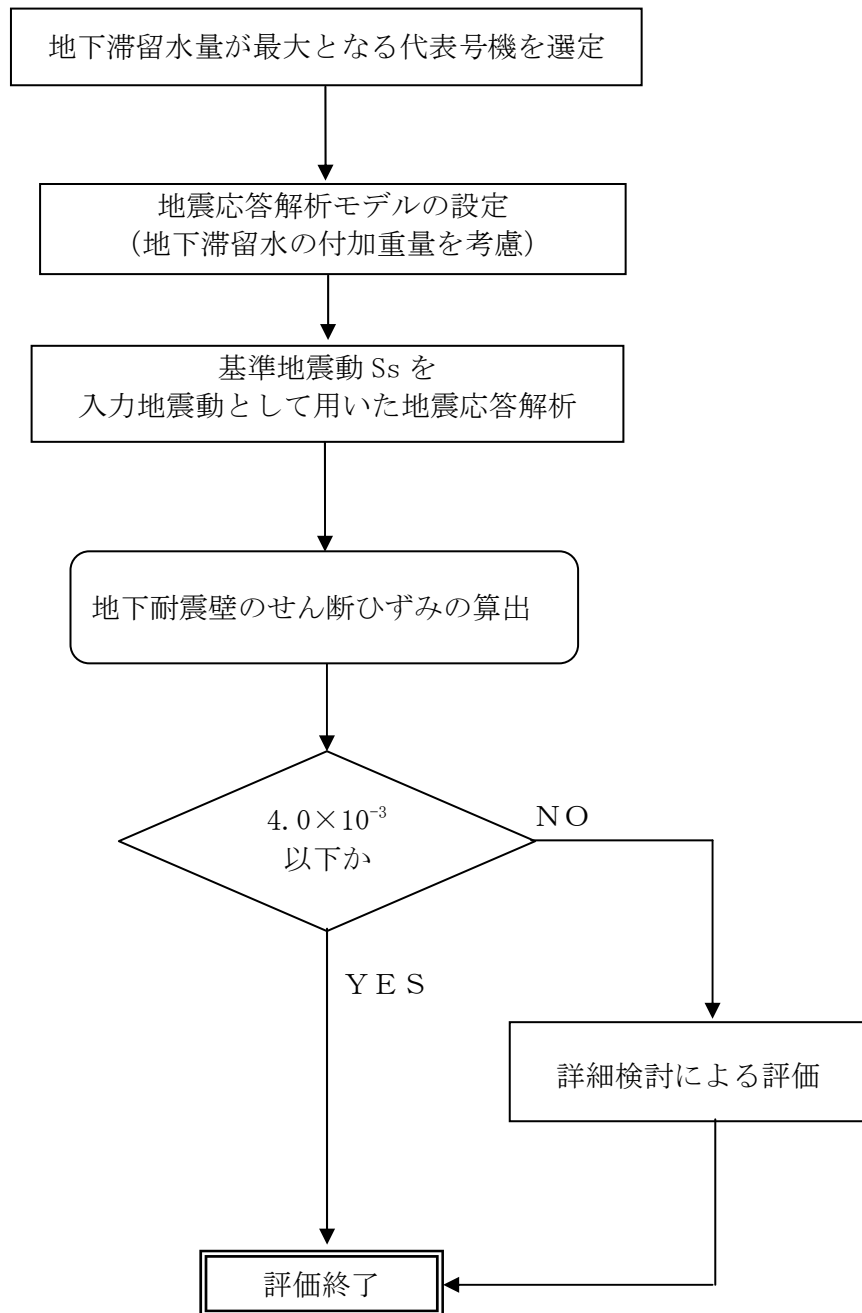


図 4.1.1-1 廃棄物処理建屋の地震応答解析の評価手順例

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	O.P. 4,000	O.P. 4,000	O.P. 4,000	O.P. 4,000
貯水量	1,400m ³	2,600m ³	2,600m ³	4,500m ³

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 (O.P. -196.0m) 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。

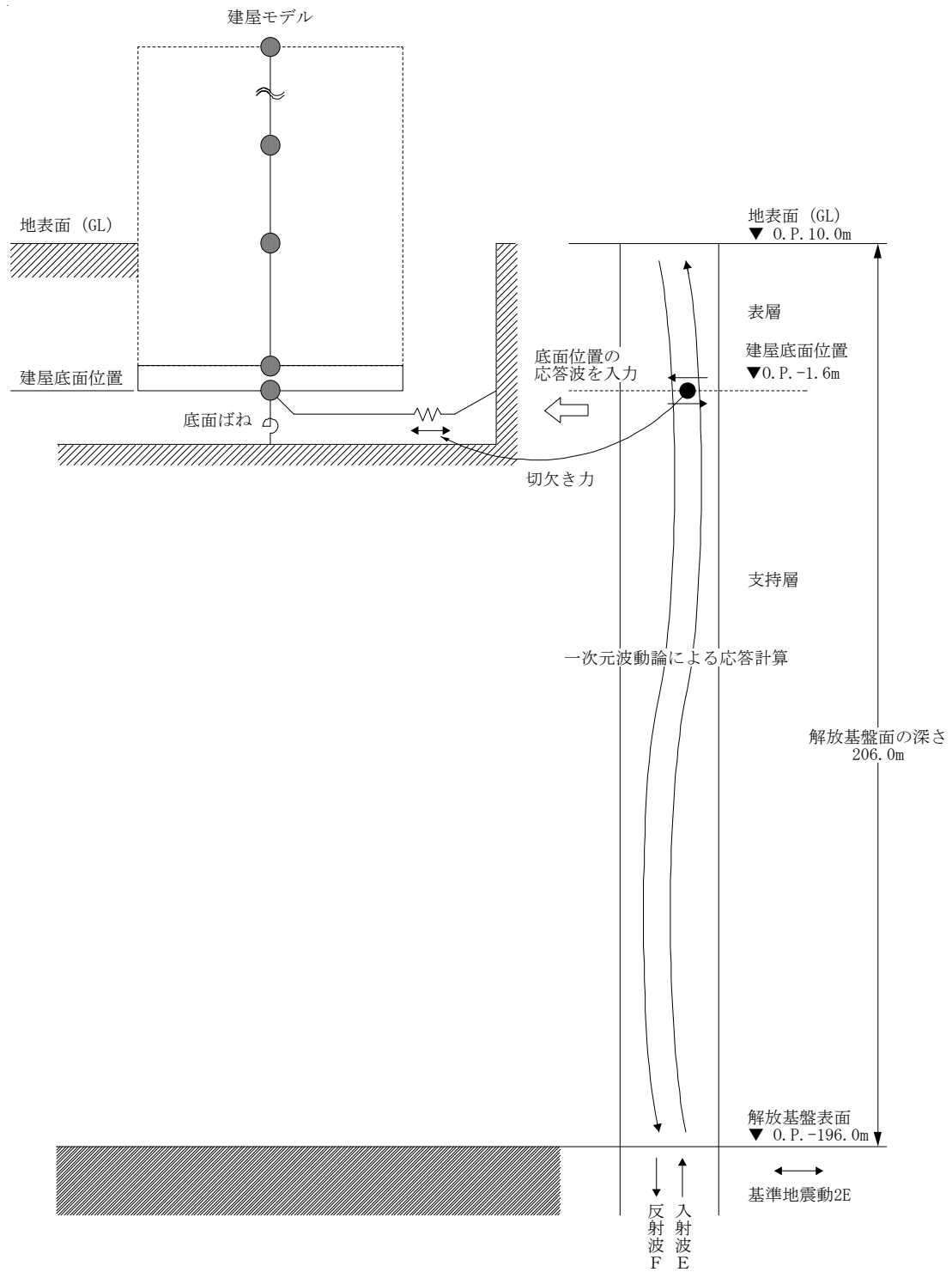


図 4. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

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。

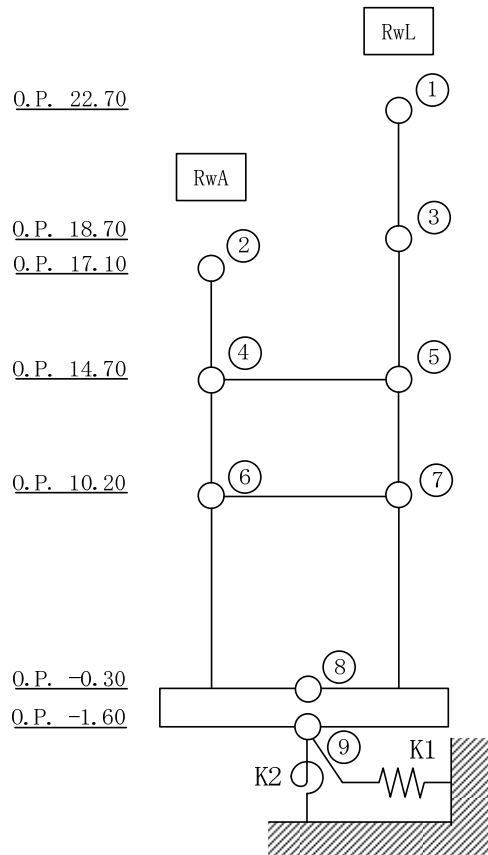


図 4. 1. 4-1 4号機廃棄物処理建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

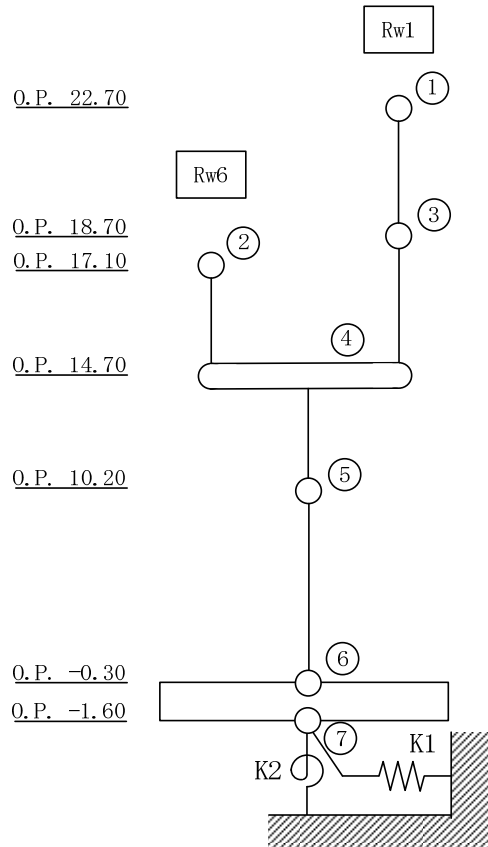


図 4. 1. 4-2 4号機廃棄物処理建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

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 _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

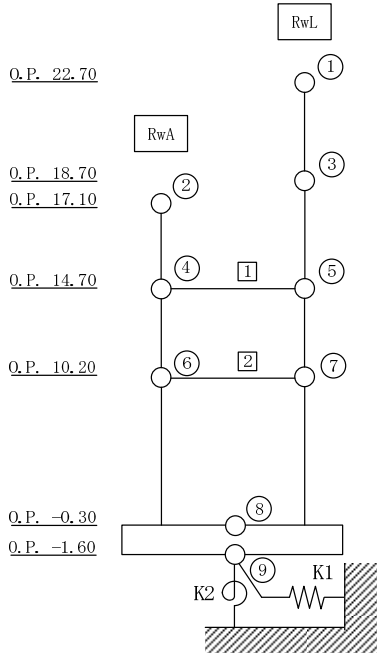
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

*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

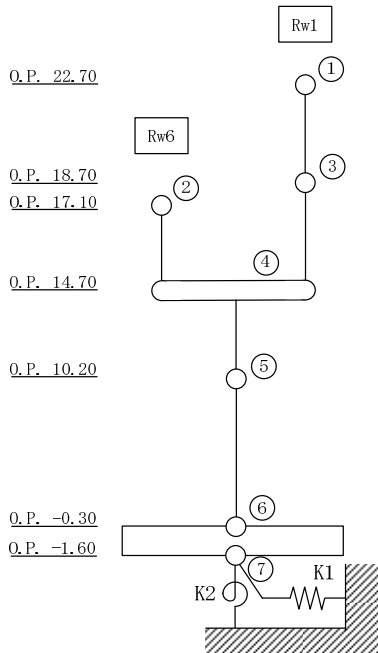


質点番号	質点位置 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)	質点番号	質点位置 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)
						①	22.7	4,050	0.69		
						②	17.1	1,920	0.65	13.2	271
				16.0	987	③	18.7	11,790	2.33	30.6	1,186
				34.3	4,408	④	14.7	24,610	10.29	50.9	6,138
				44.1	6,208	⑤	10.2	75,660	63.32	125.7	25,167
				1,832.6	129,874	⑥	-0.3	129,370 (44,130)	91.69 (31.28)		
						⑦	-1.6	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 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 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]: 44.48×10^5 (kN/m) [2]: 45.21×10^5 (kN/m)

EW 方向



質点番号	質点位置 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)	質点番号	質点位置 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)
						①	22.7	4,050	0.52		
						②	17.1	1,920	0.08	21.2	280
				5.4	30	③	18.7	11,790	5.15	45.2	1,824
				151.8	30,007	④	14.7	37,730	127.38		
				176.5	66,926	⑤	10.2	110,800	526.07		
				1,832.6	870,078	⑥	-0.3	129,370 (44,130)	614.23 (209.52)		
						⑦	-1.6	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 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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。

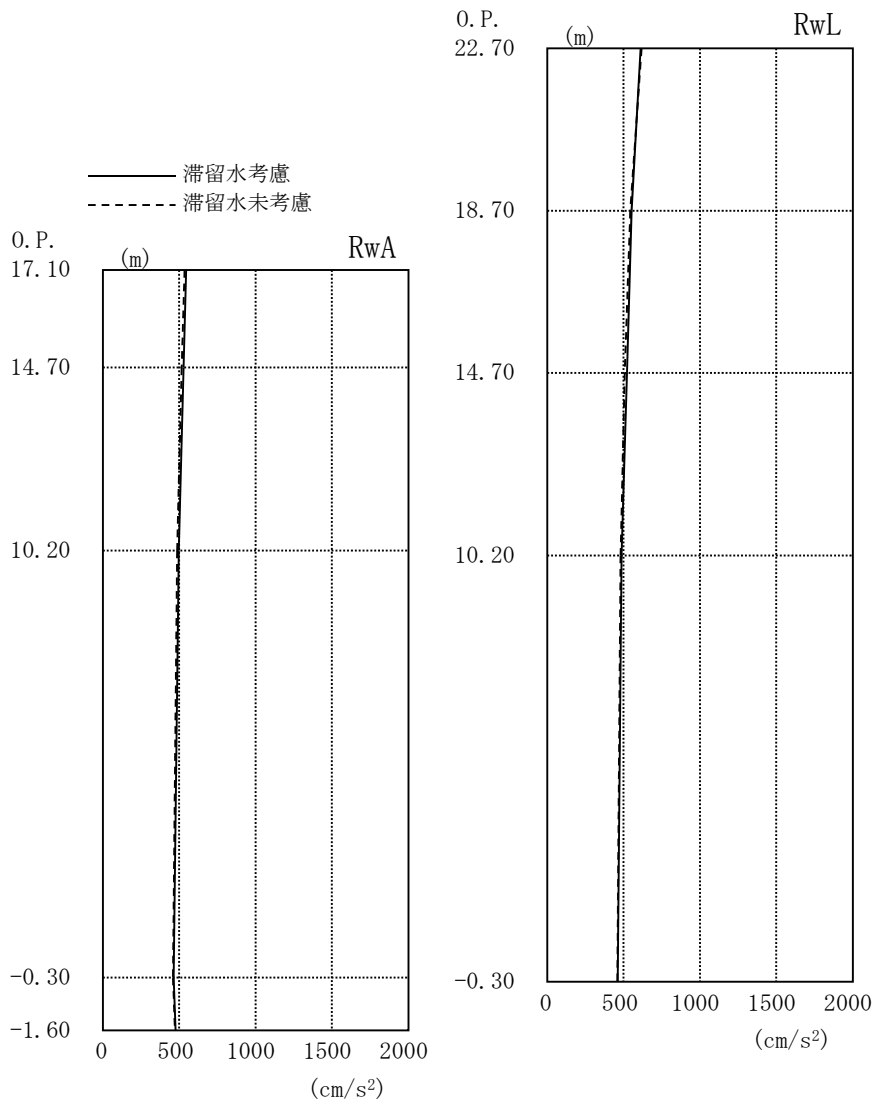


图 4.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

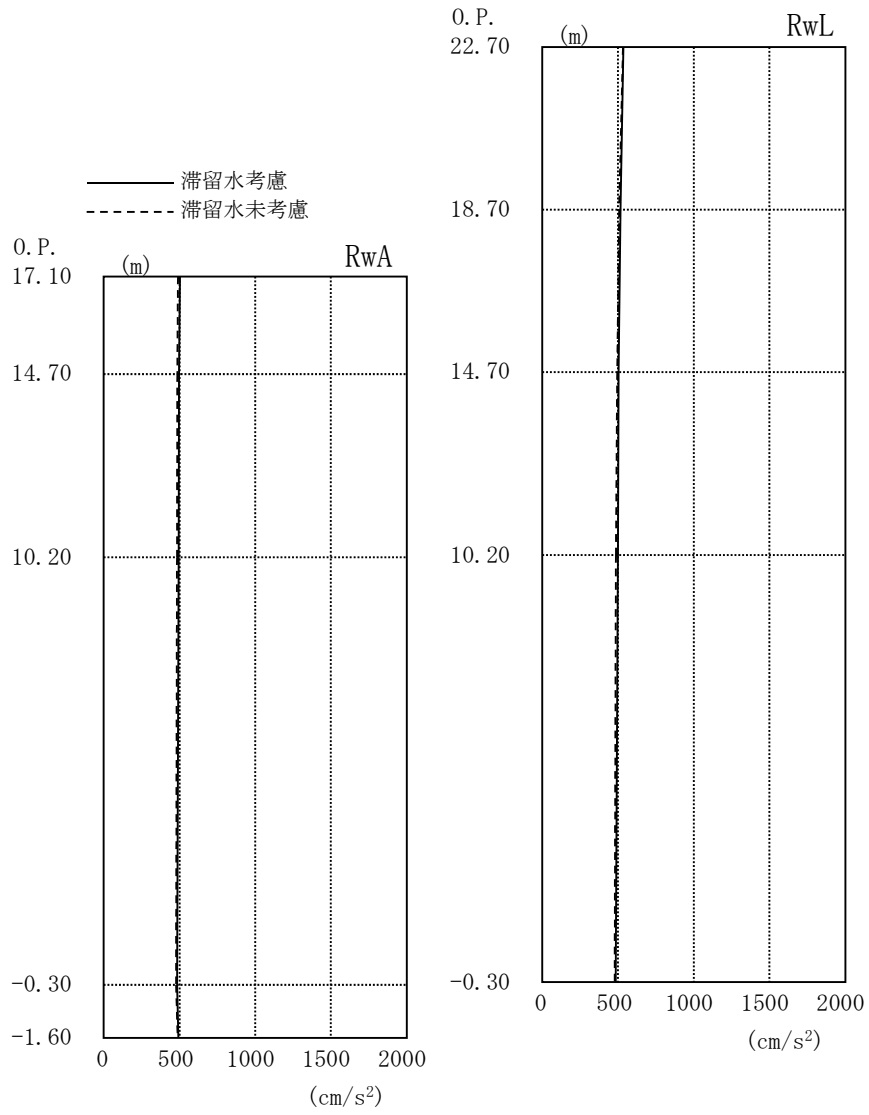


图 4.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

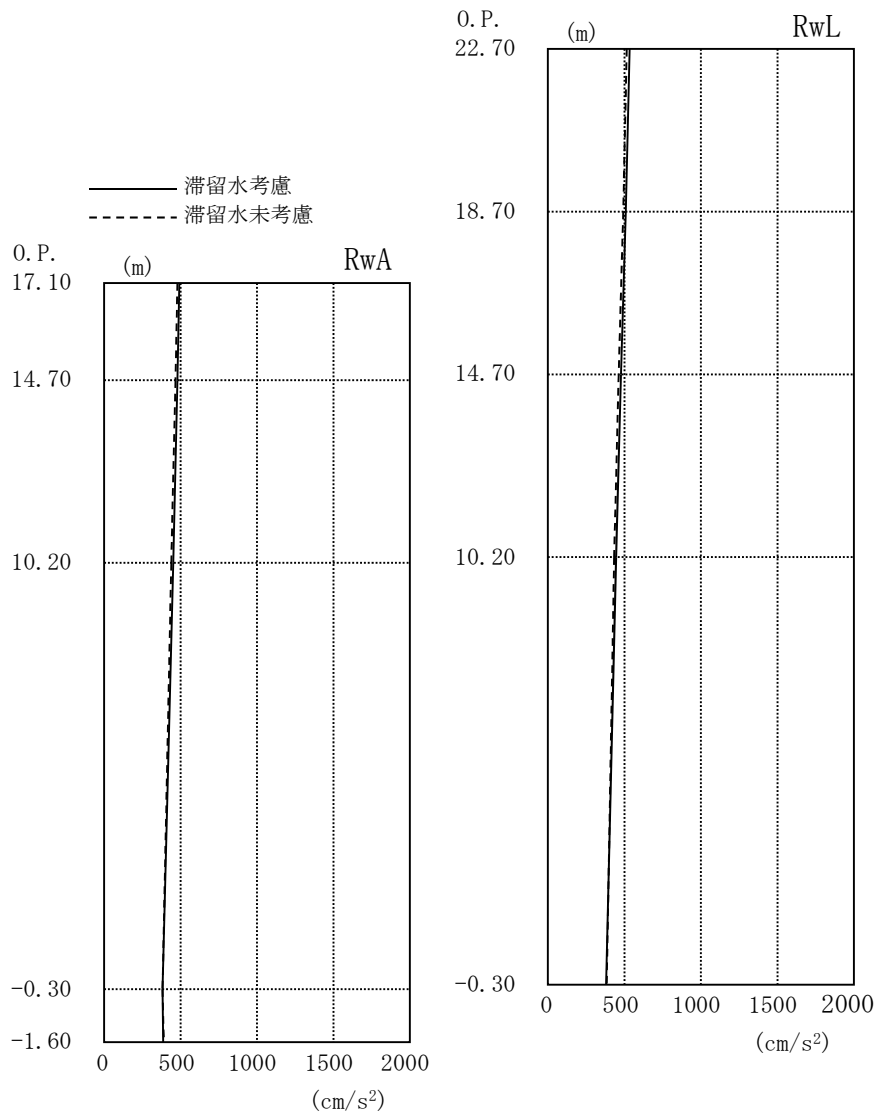


図 4.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

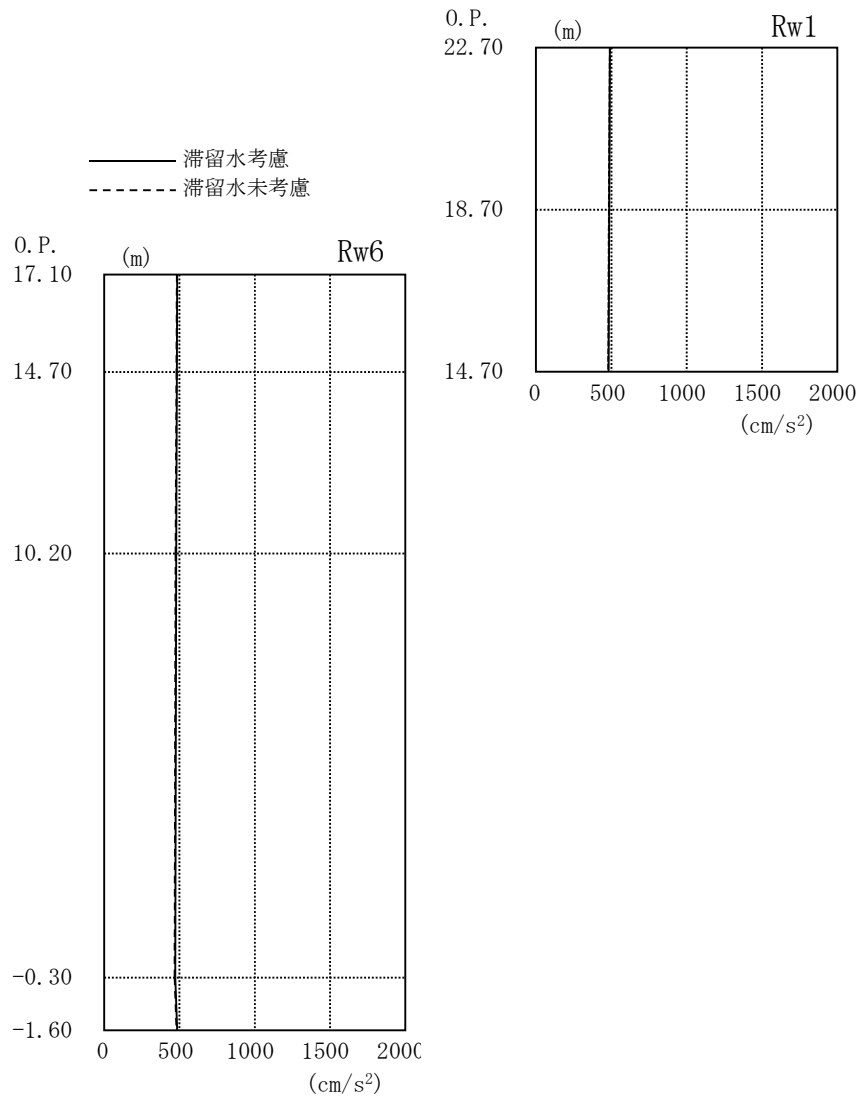


図 4.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

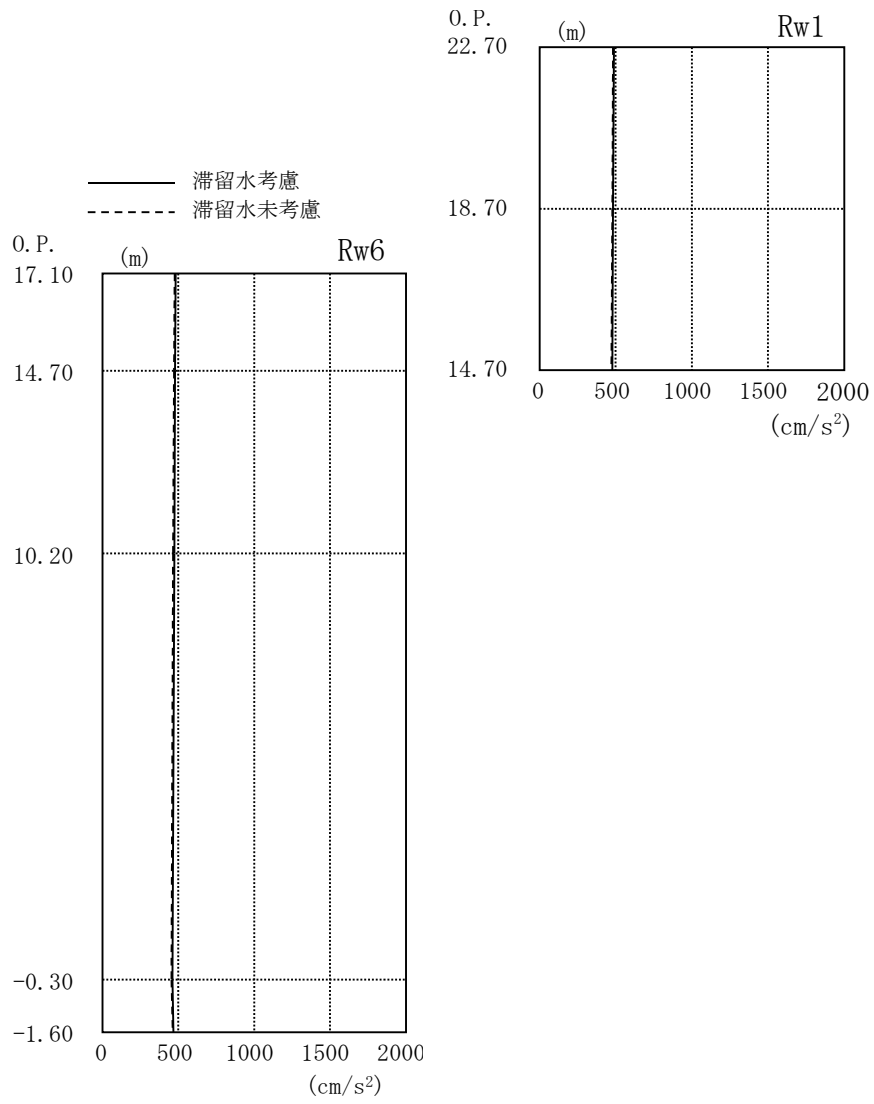


图 4.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

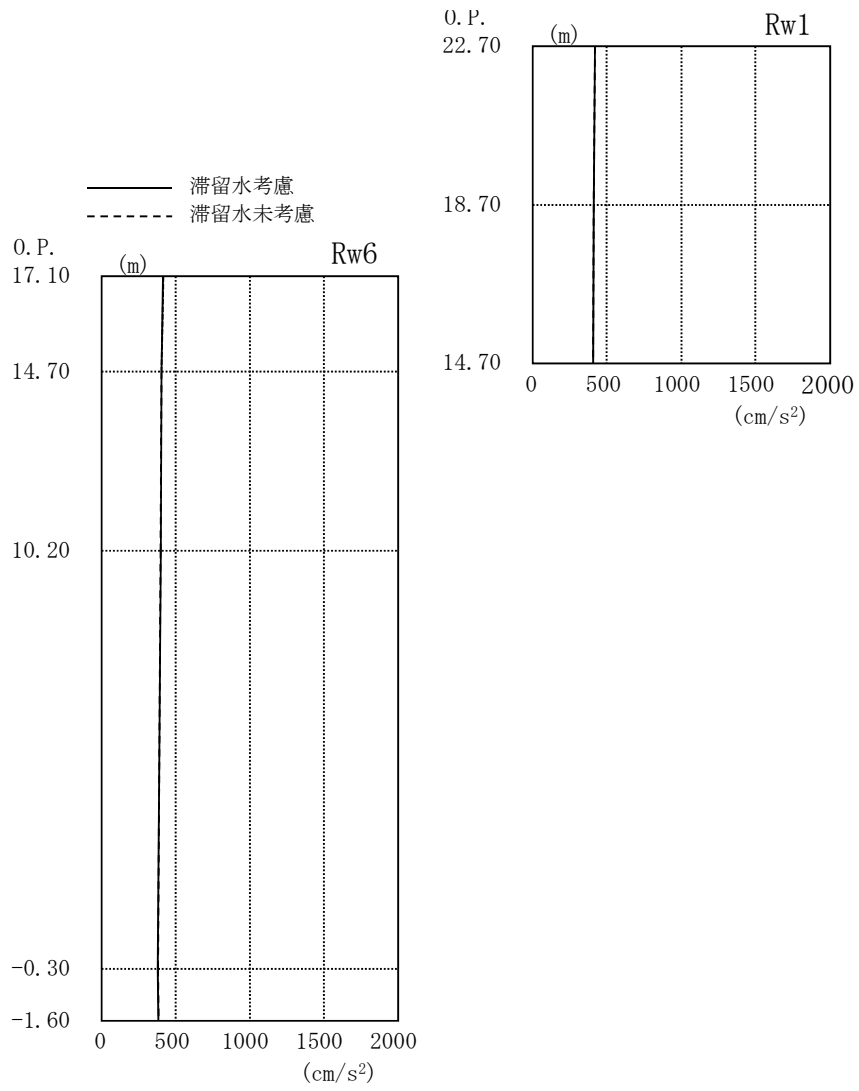


图 4.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

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 0.06×10^{-3} であり、評価基準値 (4.0×10^{-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)

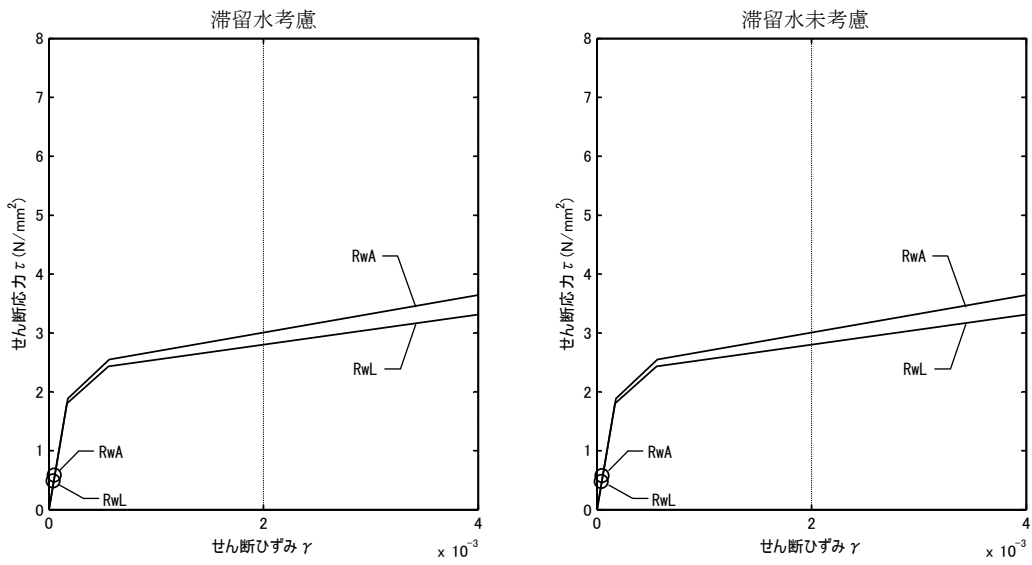
(単位: $\times 10^{-3}$)

階	通り	O. P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	RwA	10.20～ -0.30	考慮	0.06	0.06	0.05	4.0 以下
			未考慮	0.06	0.06	0.05	
	RwL	10.20～ -0.30	考慮	0.05	0.05	0.05	
			未考慮	0.05	0.05	0.04	

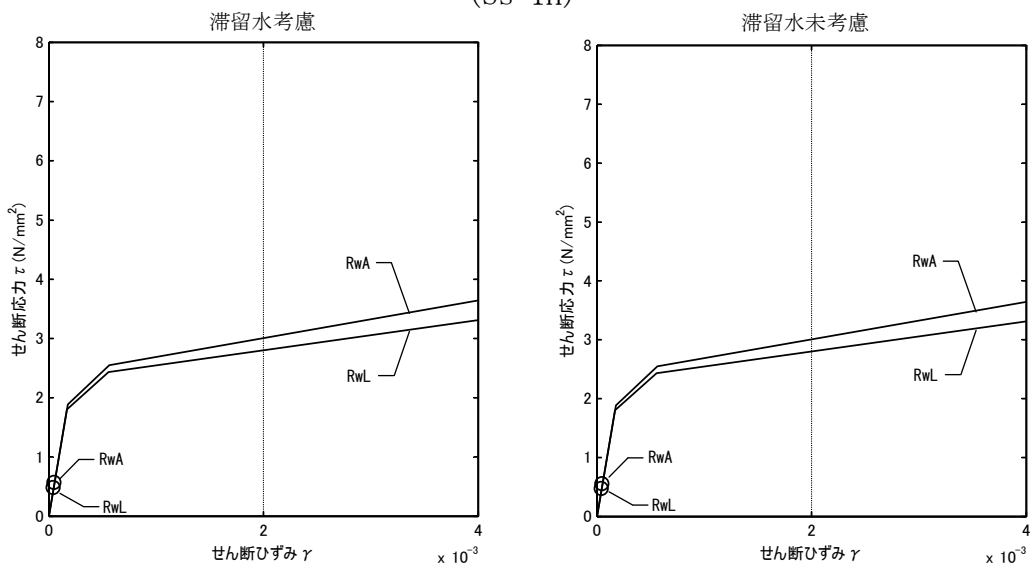
表 4.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

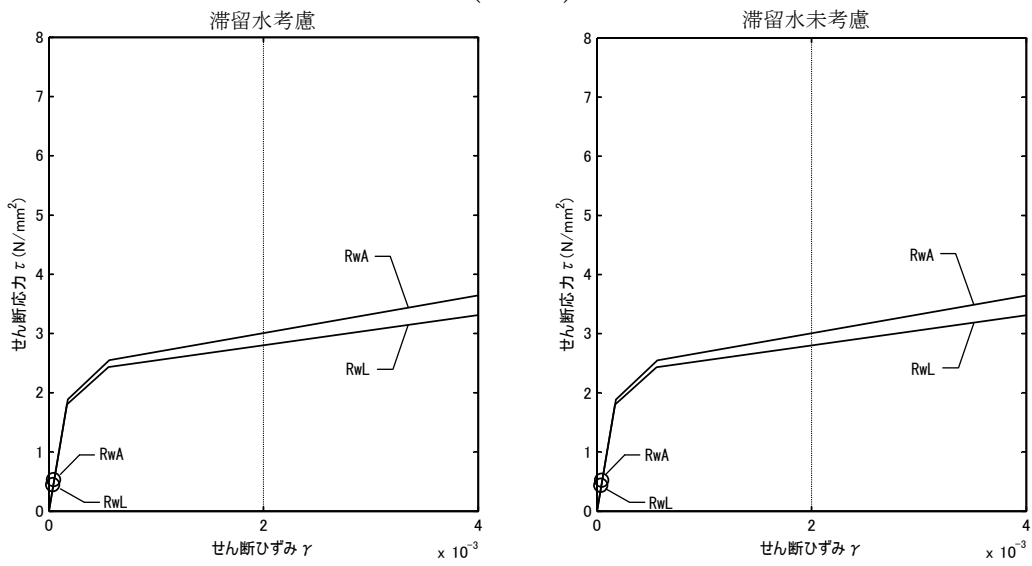
階	O. P.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	10.20～-0.30	考慮	0.05	0.05	0.04	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.04	



(Ss-1H)

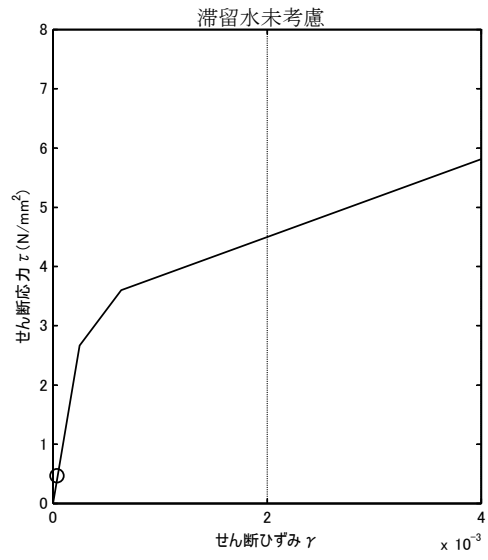
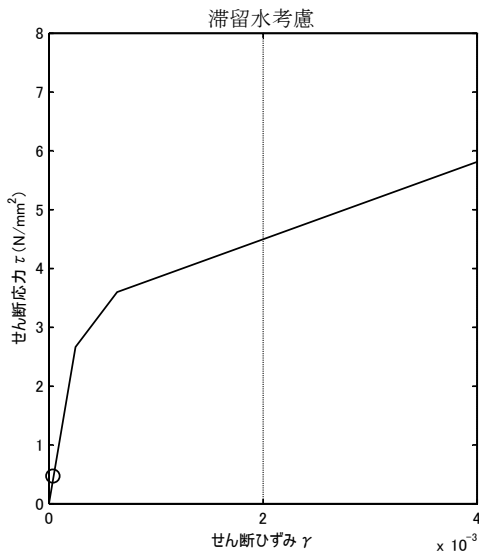


(Ss-2H)

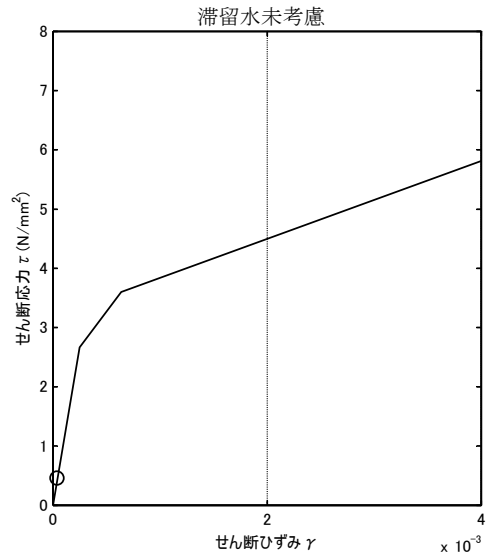
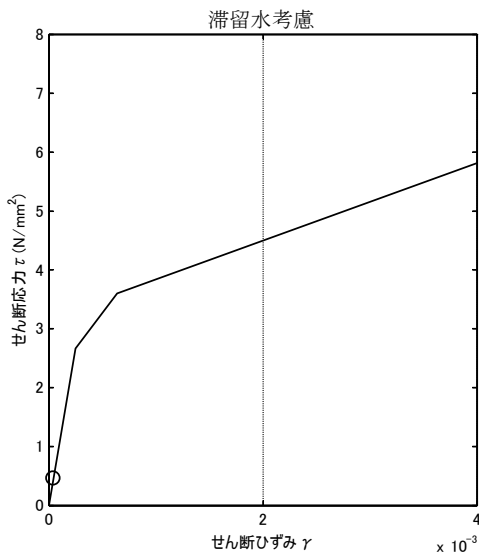


(Ss-3H)

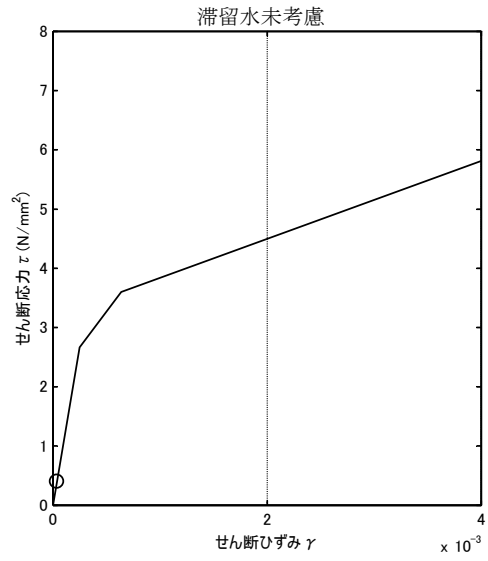
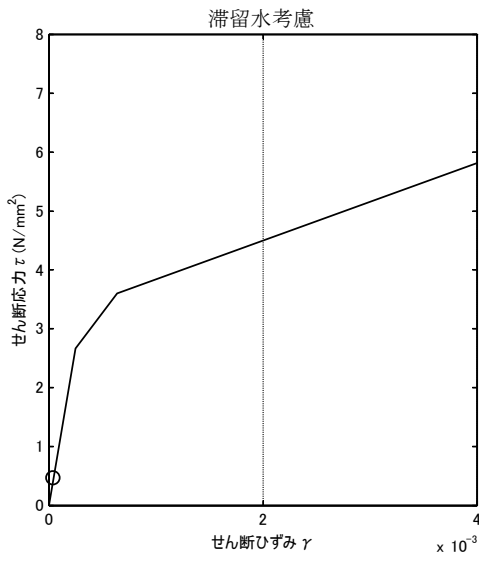
図 4.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

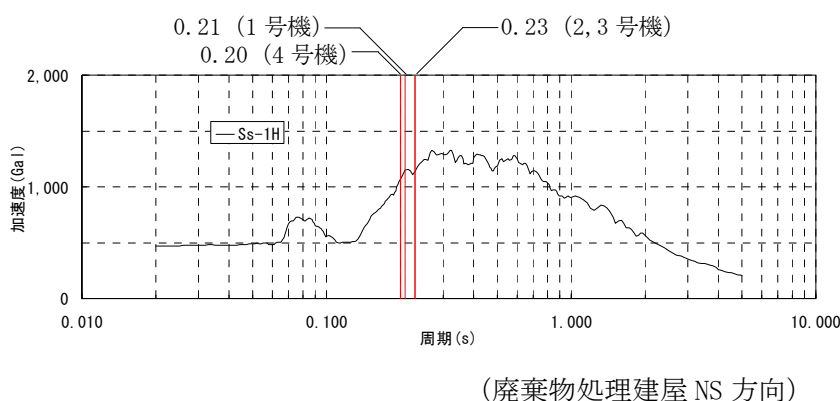
図 4.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

4.2 代表号機以外の検討

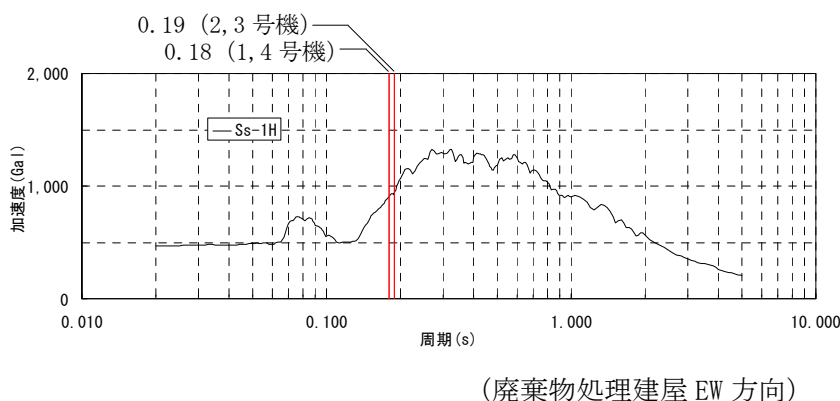
滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる4号機廃棄物処理建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

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 α_{T1} と各号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} の比 α_{amp} を乗じた γ_{resp} を図4.2-1~図4.2-3に示す。 γ_{resp} は各号機ともに評価基準値 4×10^{-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。

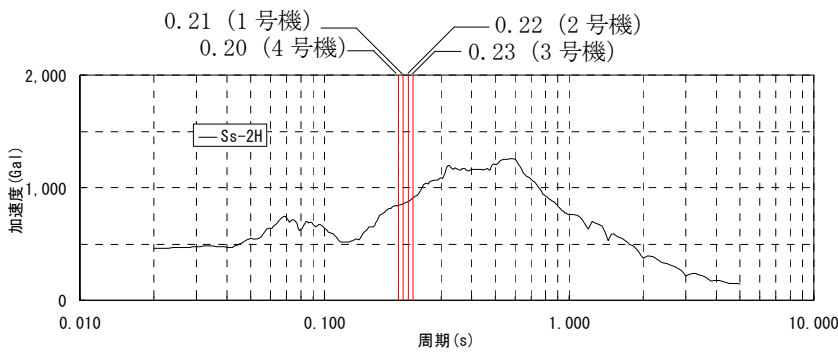


号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.21	1,150	1.08	0.07
#2	0.23	1,139	1.07	0.07
#3	0.23	1,139	1.07	0.07
#4	0.20	1,067	—	0.06



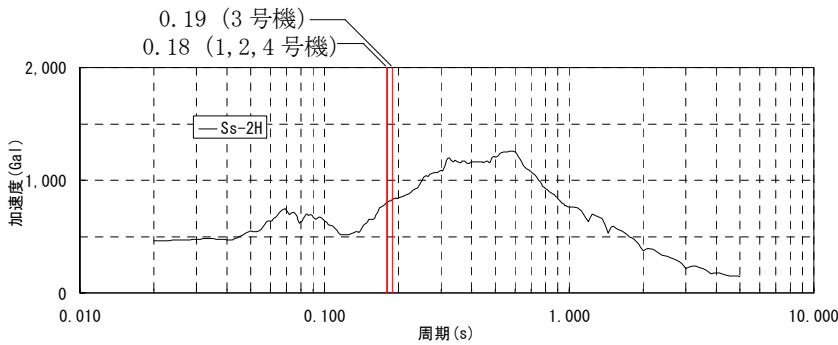
号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	903	1.00	0.05
#2	0.19	944	1.05	0.06
#3	0.19	944	1.05	0.06
#4	0.18	903	—	0.05

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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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

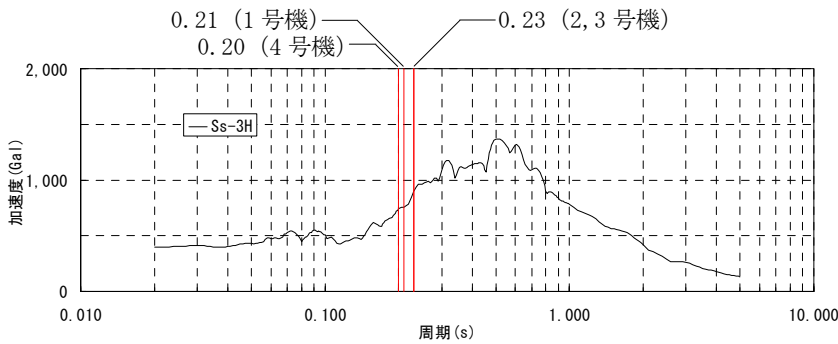
(廃棄物処理建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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

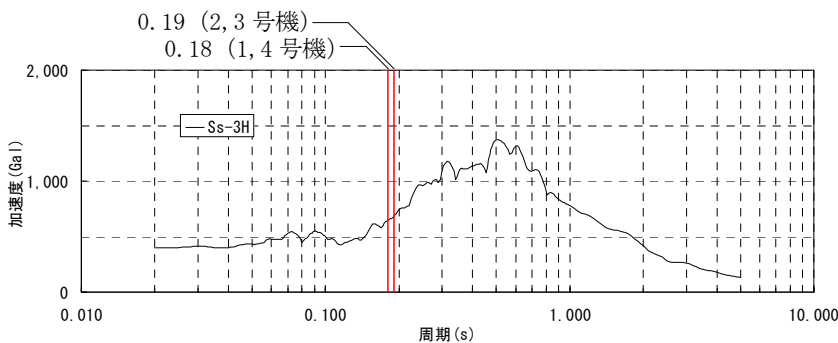
(廃棄物処理建屋 EW 方向)

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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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 (m ³)		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

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 (4.0×10^{-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。

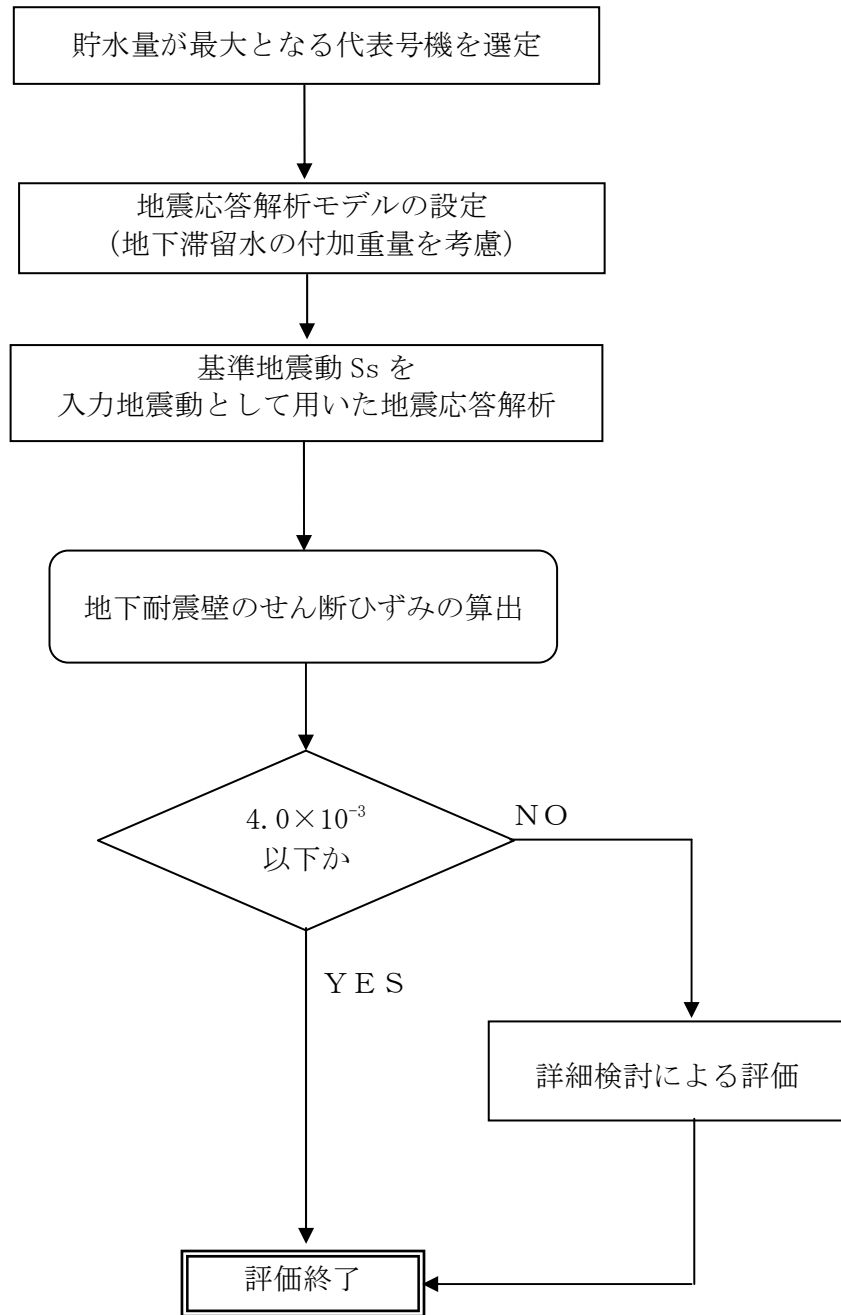


図 5.1.1-1 コントロール建屋の地震応答解析の評価手順例

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	O.P. 5,300	O.P. 4,000	O.P. 4,000	O.P. 4,000
貯水量	700m ³	1,600m ³	1,900m ³	1,600m ³

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 (O.P. -196.0m) 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。

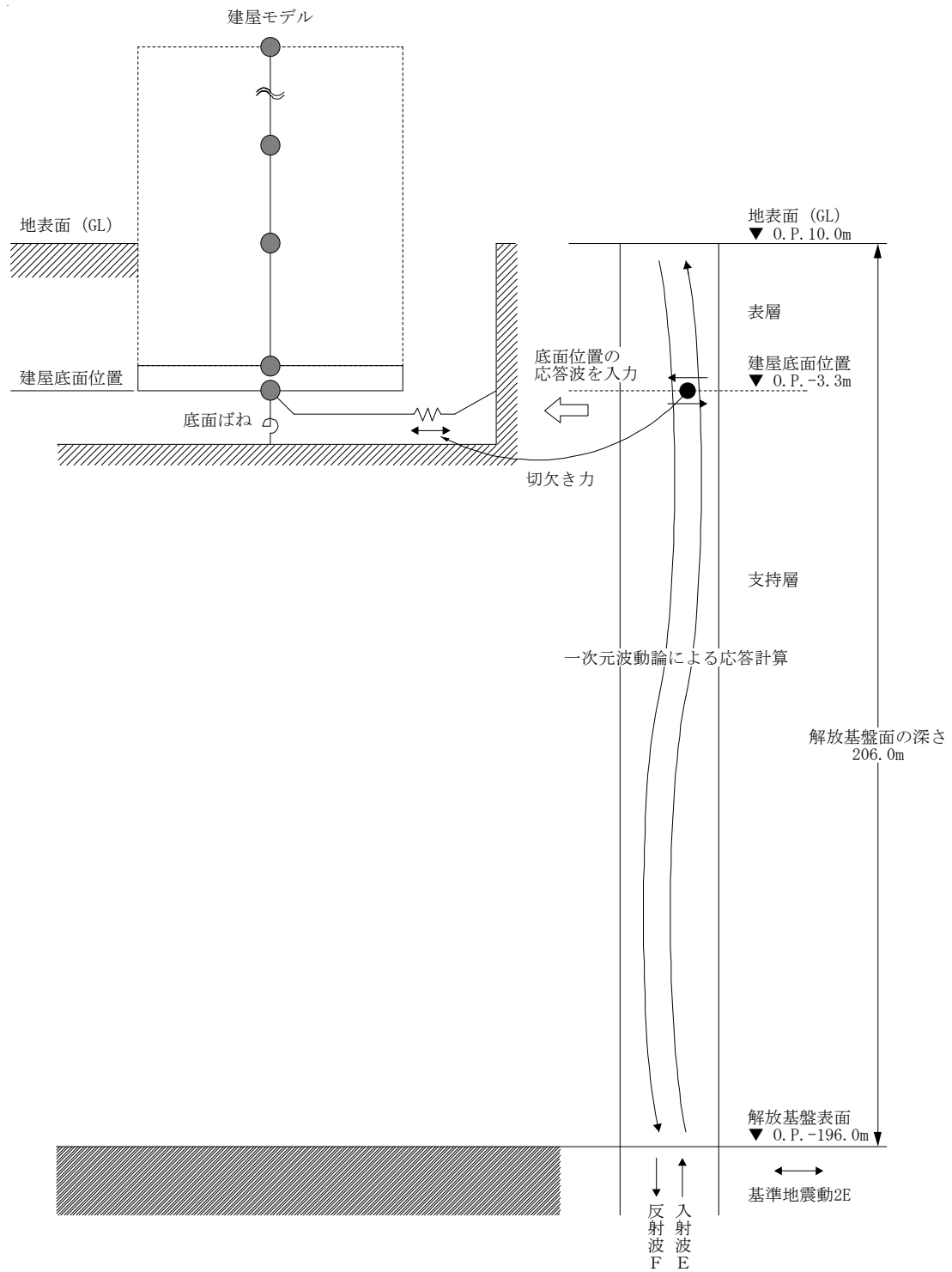
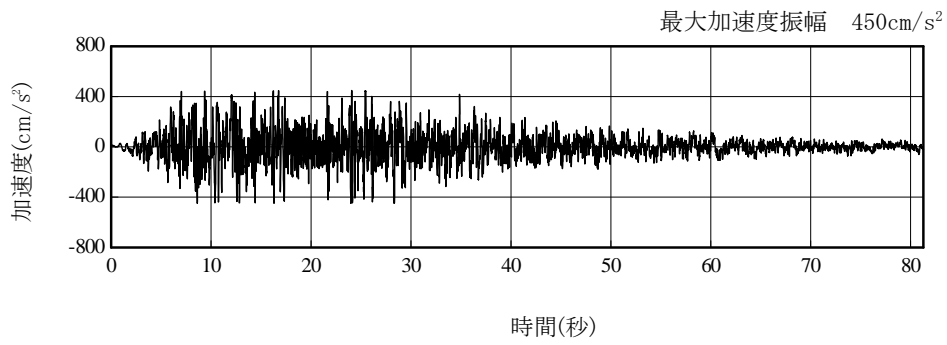
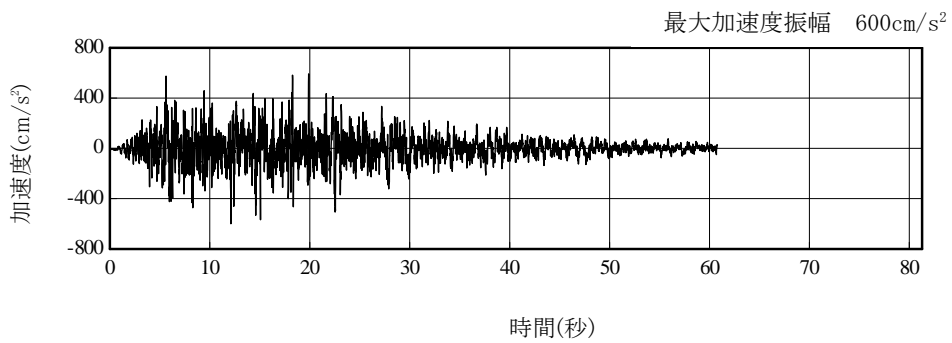


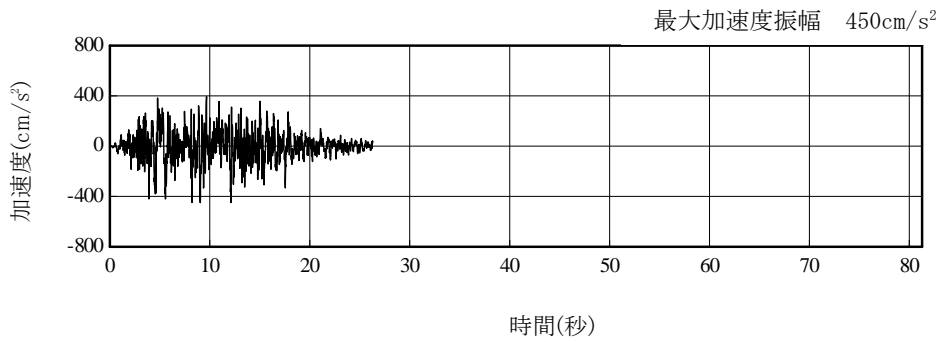
図 5. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(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。

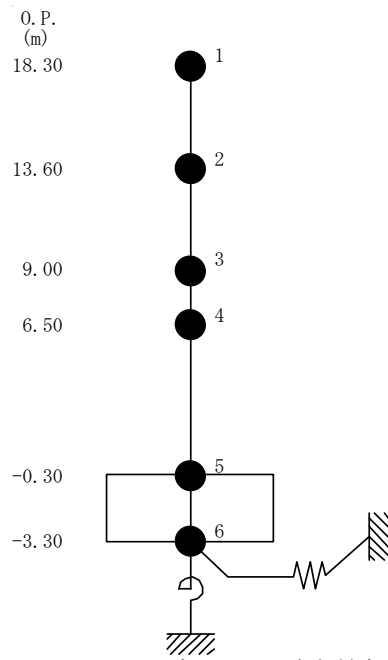


図 5.1.4-1 3号機コントロール建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

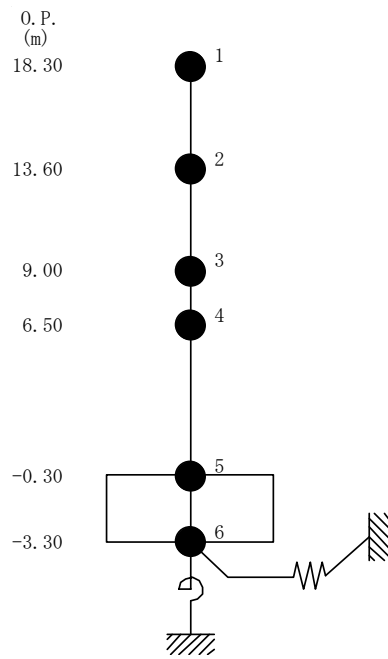


図 5.1.4-2 3号機コントロール建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

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 _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

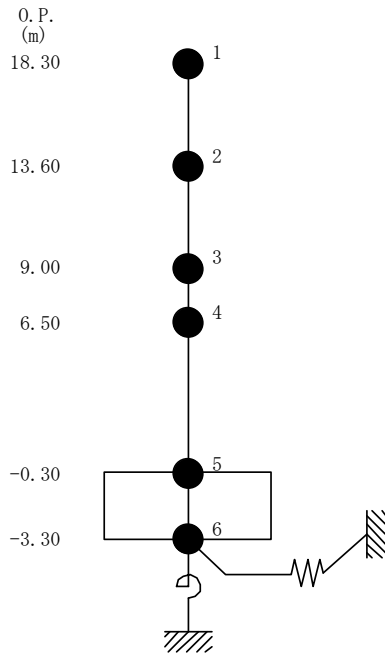
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*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

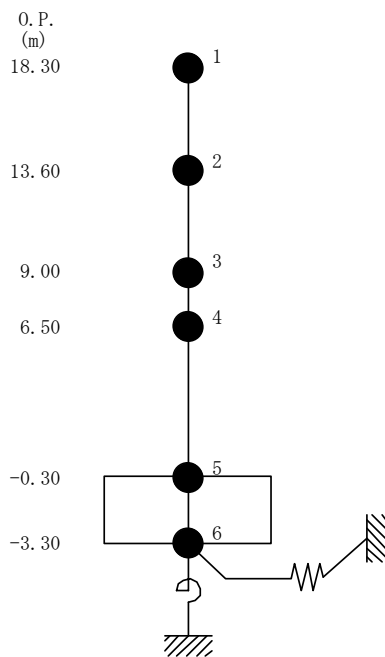
NS 方向



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 ν 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 ν 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)

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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)

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-10.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-196.0		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)

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0										
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-10.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-80.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-196.0		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	-	-

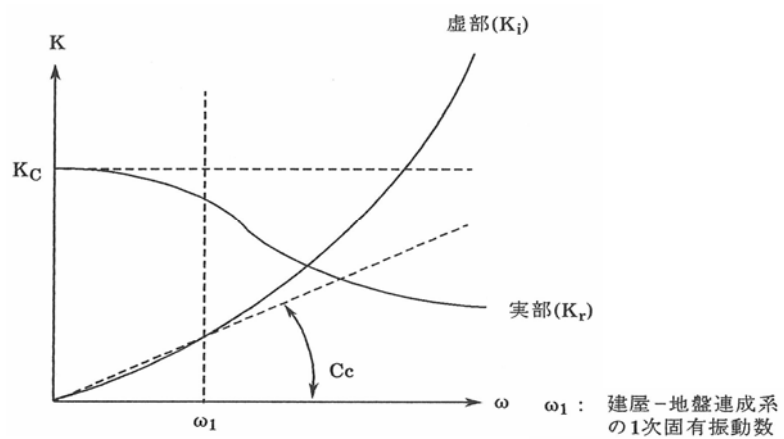


図 5.1.4-3 地盤ばねの近似

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。

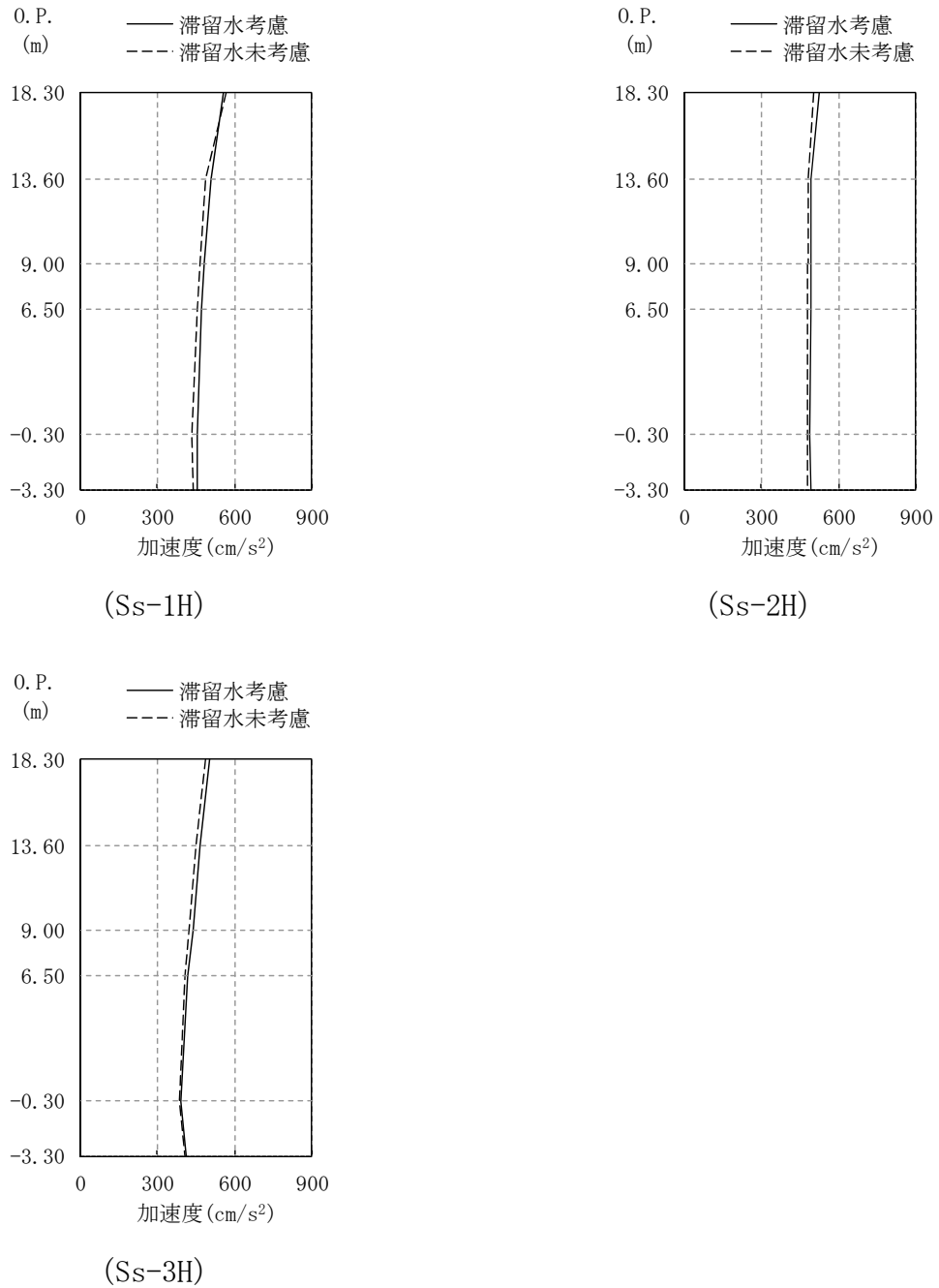
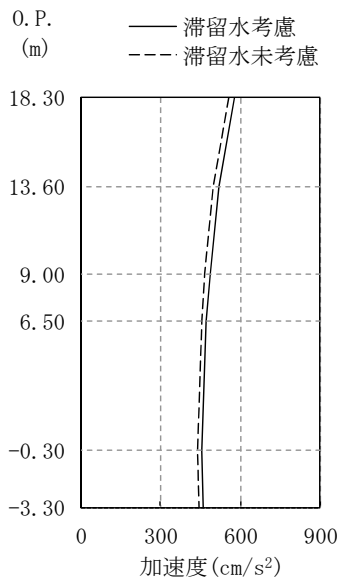
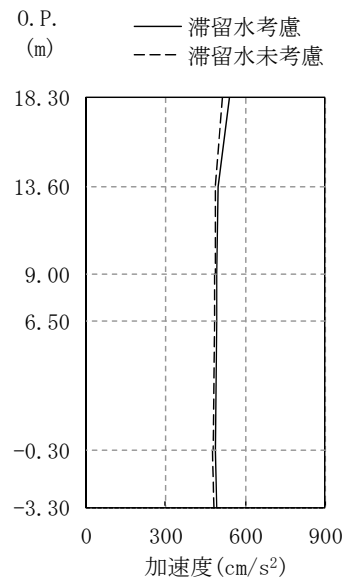


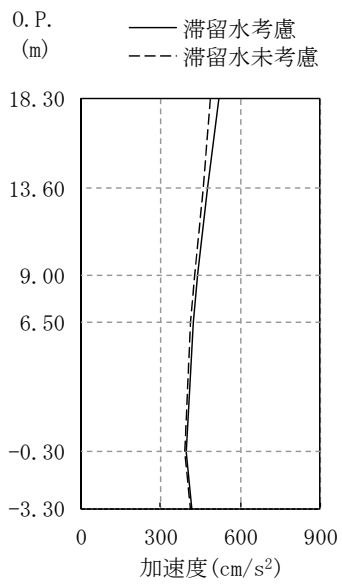
図 5.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向)



(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 Ss 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 0.07×10^{-3} であり、評価基準値 (4.0×10^{-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)

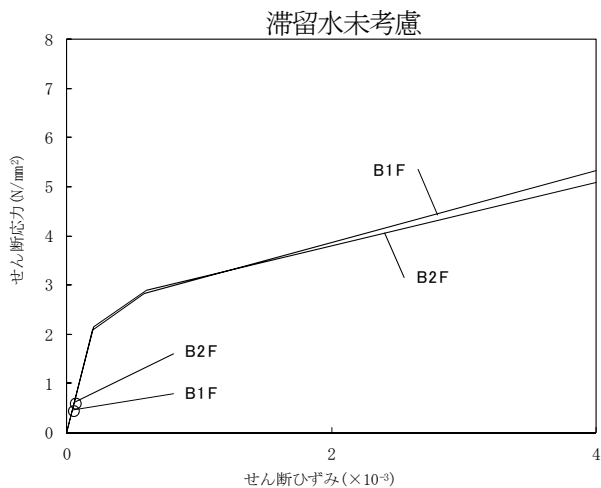
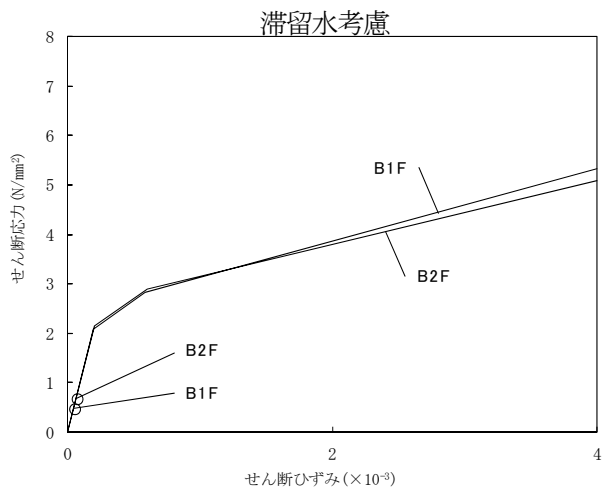
(単位： $\times 10^{-3}$)

階	O.P.	地下滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	9.00～ 6.50	考慮	0.05	0.05	0.05	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.04	
B2F	6.50～ -0.30	考慮	0.07	0.07	0.06	
		未考慮	0.06	0.06	0.06	

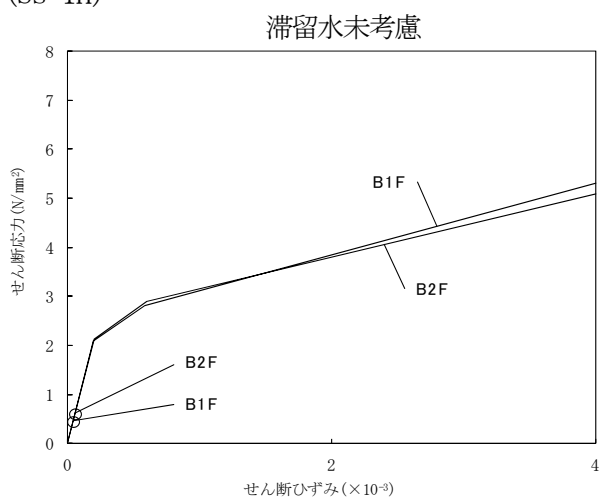
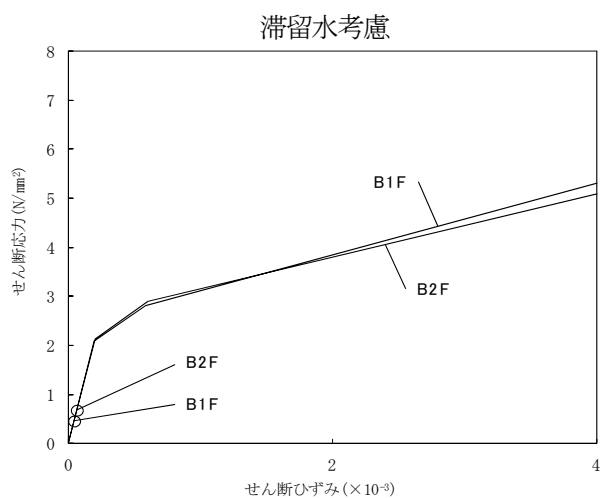
表 5.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位： $\times 10^{-3}$)

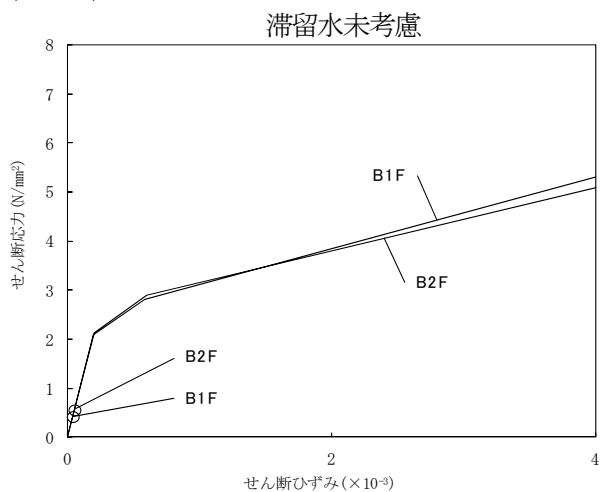
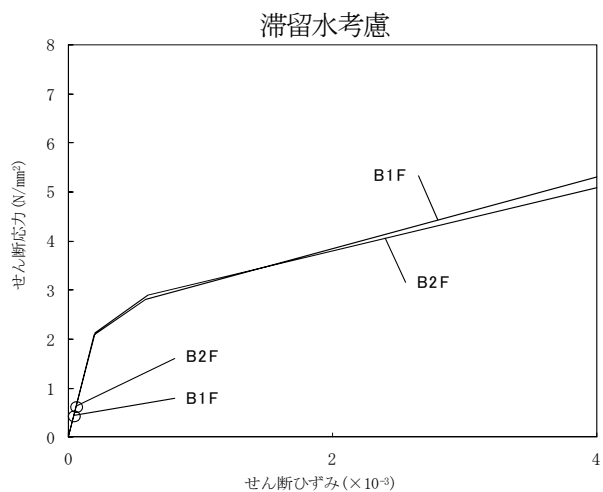
階	O.P.	地下滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	9.00～ 6.50	考慮	0.05	0.05	0.05	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.05	
B2F	6.50～ -0.30	考慮	0.07	0.07	0.07	
		未考慮	0.06	0.06	0.06	



(Ss-1H)

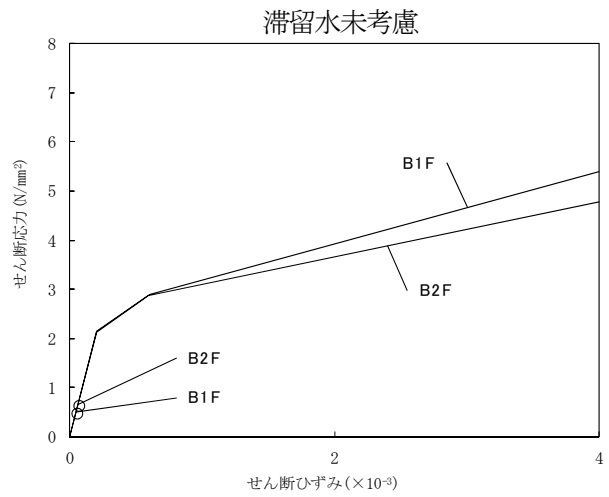
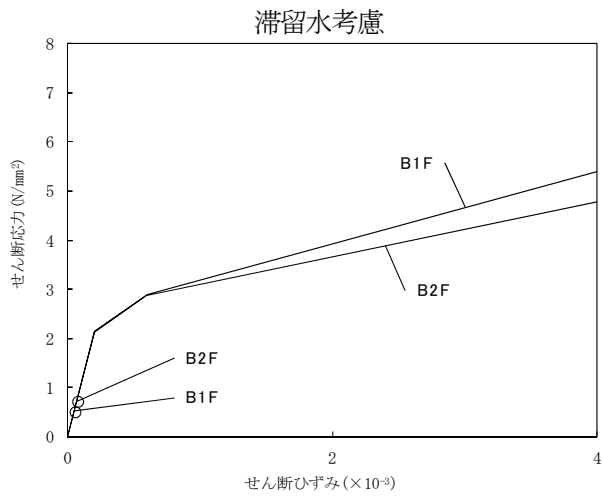


(Ss-2H)

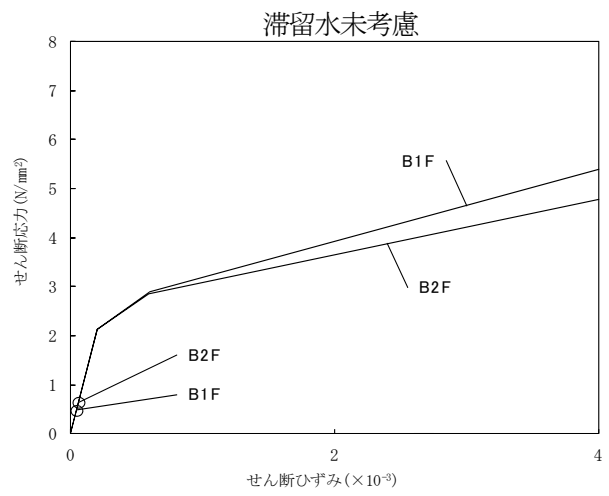
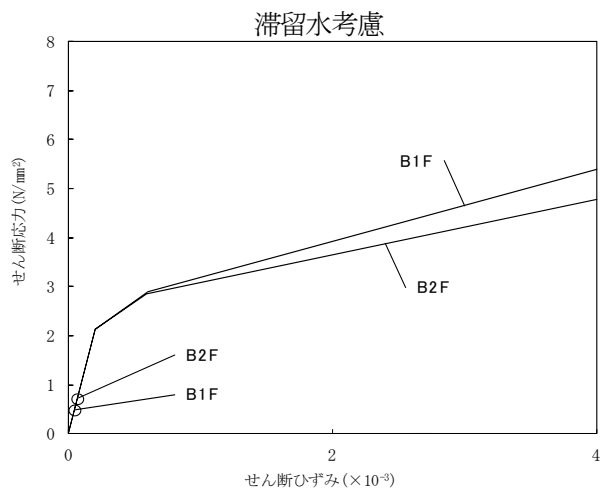


(Ss-3H)

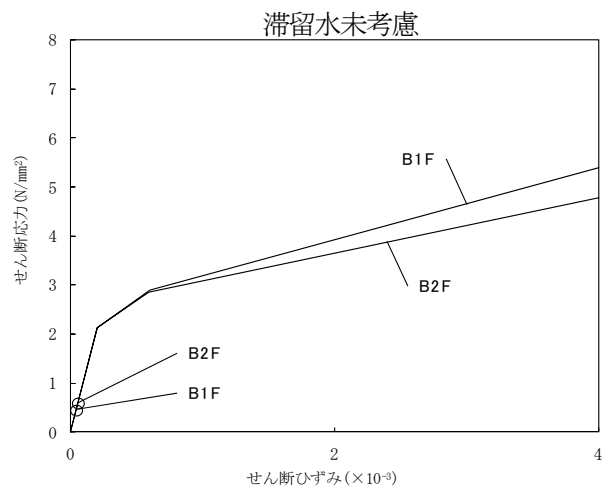
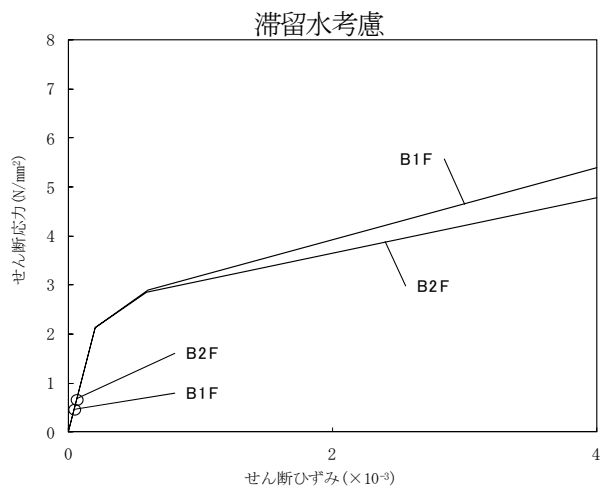
図 5.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

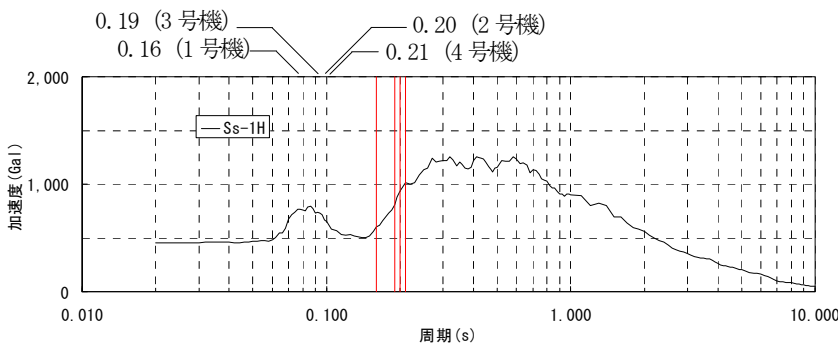
図 5. 1. 6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

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。

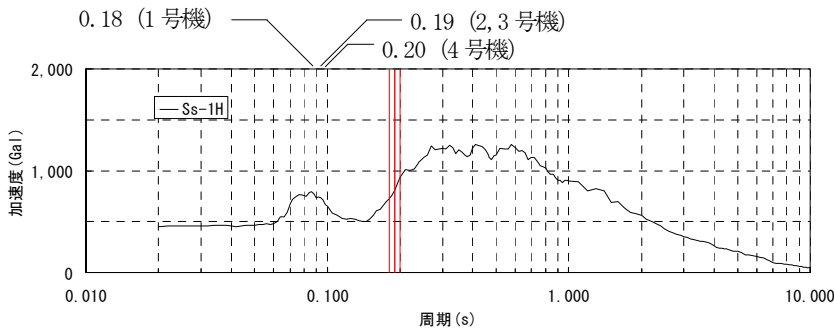
また、コントロール建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機のコントロール建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.16～0.21秒、EW方向で0.18～0.20秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

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 α_{T1} と各号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} の比 α_{amp} を乗じた γ_{resp} を図5.2-1～図5.2-3に示す。 γ_{resp} は各号機ともに評価基準値 4×10^{-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)

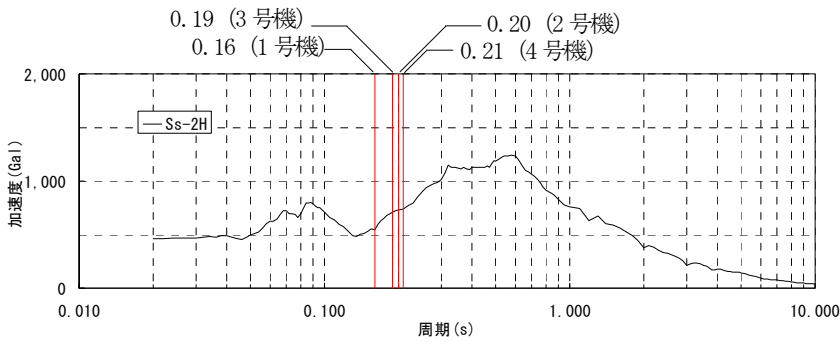
号機	一次固有周期 T_1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.16	606	0.75	0.06
#2	0.20	934	1.16	0.09
#3	0.19	807	—	0.07
#4	0.21	1,012	1.25	0.09



(コントロール建屋EW方向)

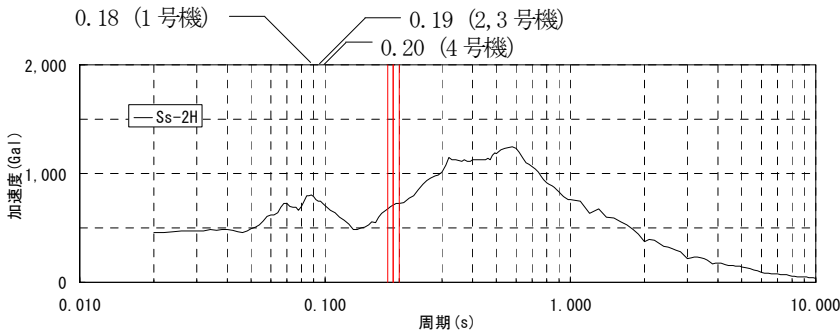
号機	一次固有周期 T_1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	728	0.90	0.07
#2	0.19	807	1.00	0.07
#3	0.19	807	—	0.07
#4	0.20	934	1.16	0.09

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)



(コントロール建屋NS方向)

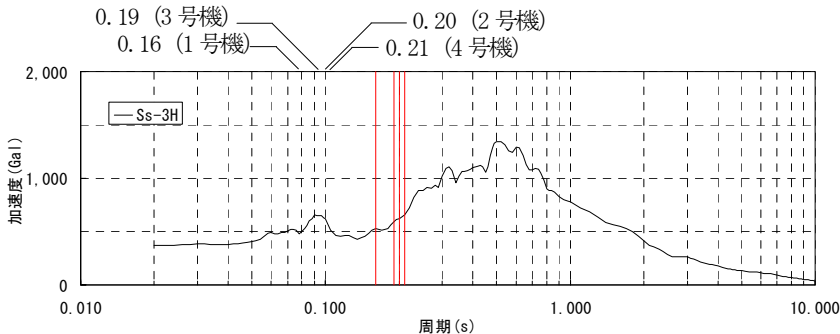
号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.16	549	0.78	0.06
#2	0.20	728	1.03	0.08
#3	0.19	708	—	0.07
#4	0.21	734	1.04	0.08



(コントロール建屋EW方向)

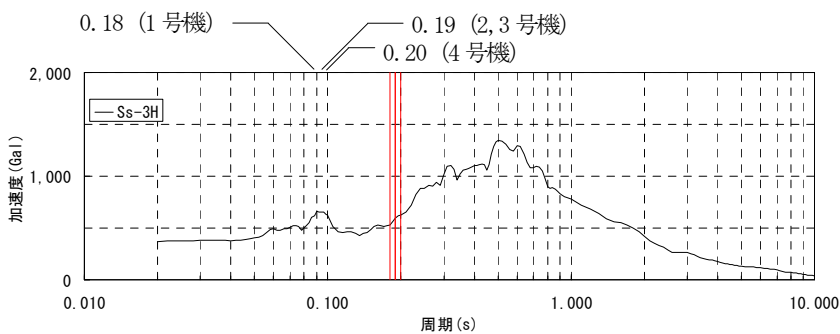
号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	678	0.96	0.07
#2	0.19	708	1.00	0.07
#3	0.19	708	—	0.07
#4	0.20	728	1.03	0.08

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次固有周期 (Ss-2H)



(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 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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

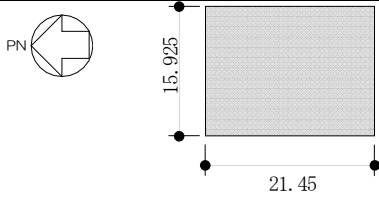
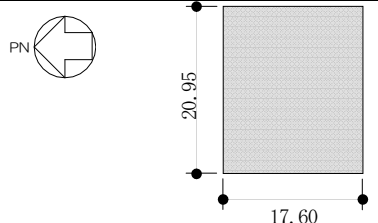
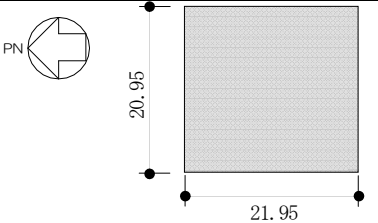
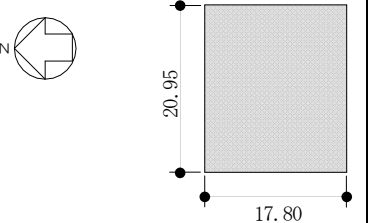
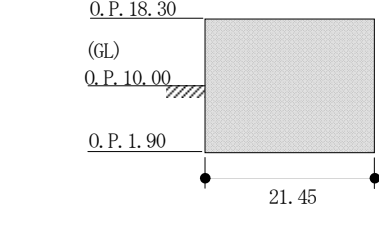
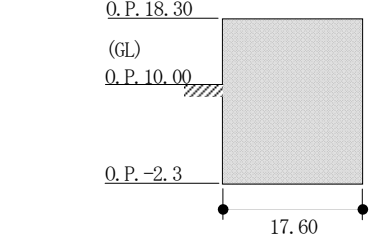
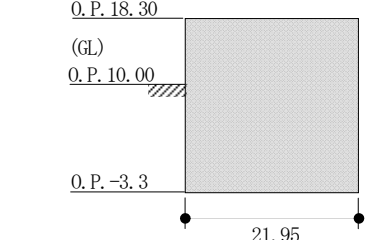
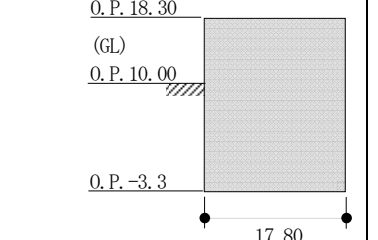
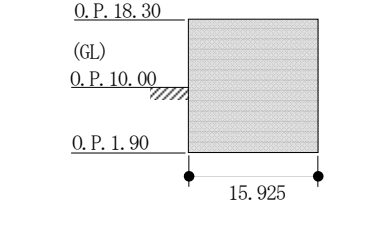
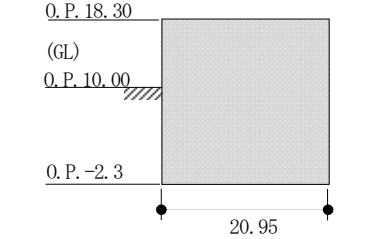
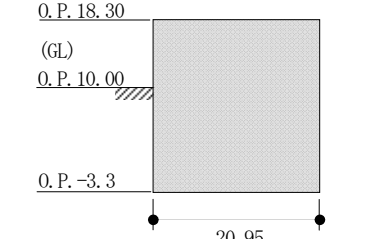
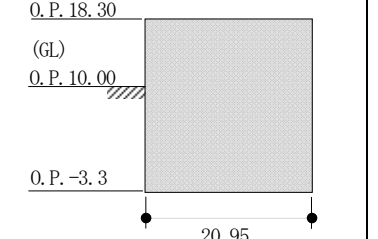


(コントロール建屋EW方向)

号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{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

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次固有周期 (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(m ³)		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

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、現況より原子炉建屋山側で3 m程度（O. P. + 9 m→O. P. + 6 m）、タービン建屋海側で1 m程度（O. P. + 4 m→O. P. + 3 m）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の半分程度に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、O. P. + 10 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。

O. 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、念のため放射性物質を有意に含んでいないことを確認するが、東北地方太平洋沖地震前における放射線管理区域内からの排水と同じ管理を行い、免震重要棟等から生じる生活排水と同様に一般排水として扱う。発電所敷地内の観測井における地下水の水質（放射性物質濃度）は、発電所周辺の河川で検出された濃度より低く、告示濃度の数百分の1程度である。

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（新設）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。
- 放水前には一時貯留タンクから採水し、水質を確認する。
- 水質確認の結果、放射性物質の有意な混入が確認された場合には、稼働を停止し、一時貯留タンク内の地下水を浄化处理する。

6 計画工程

地下水バイパスの計画工程を（図8）に示す。

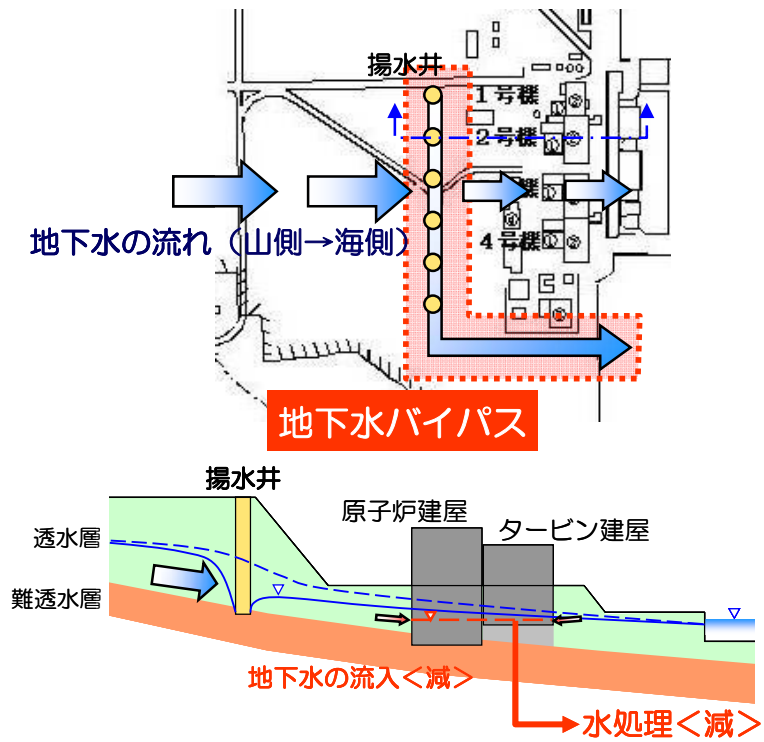


図1 地下水バイパス (イメージ)

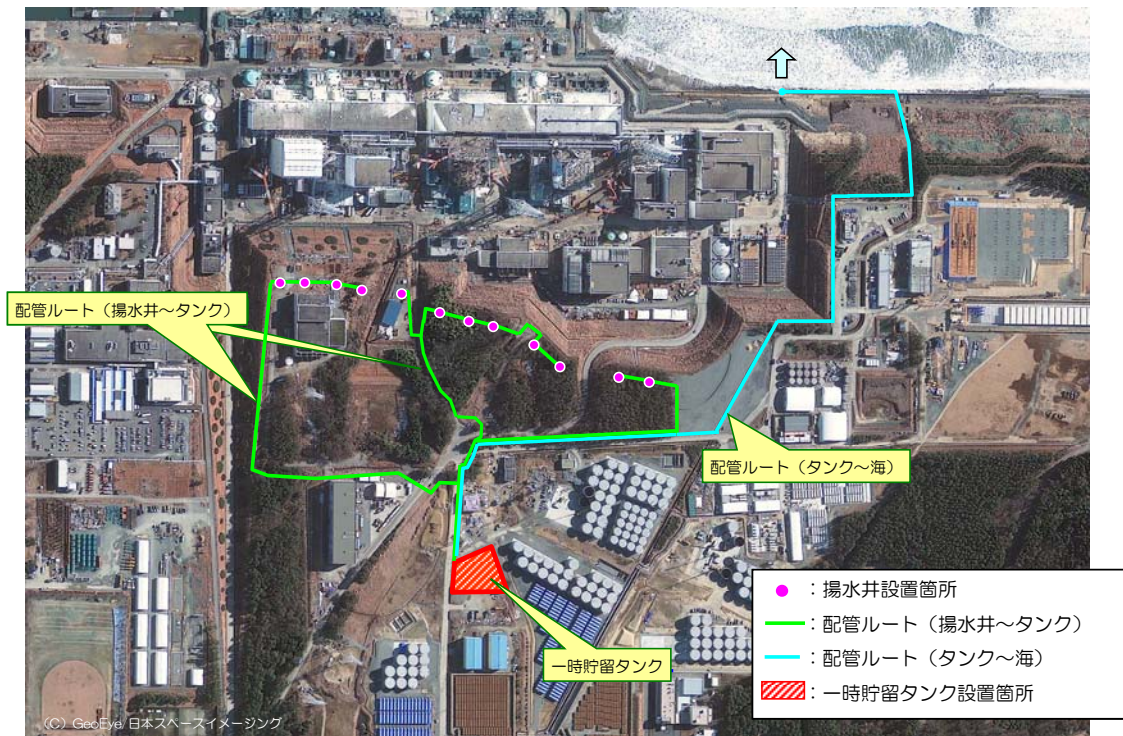


図2 地下水バイパスの設備

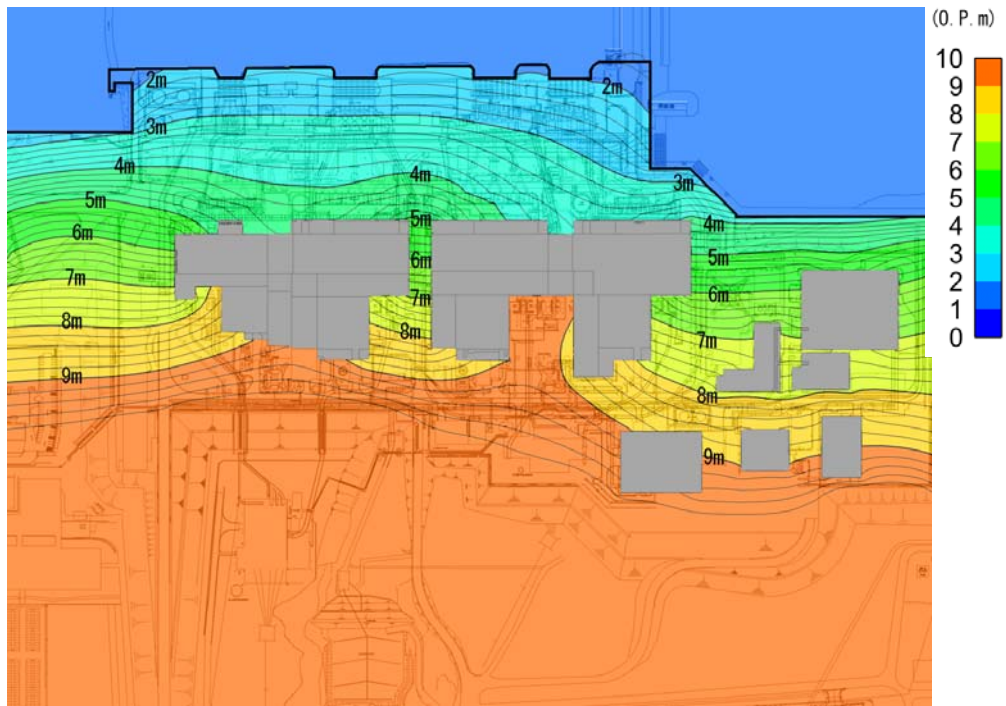


図3 建屋周りの地下水位（現況）

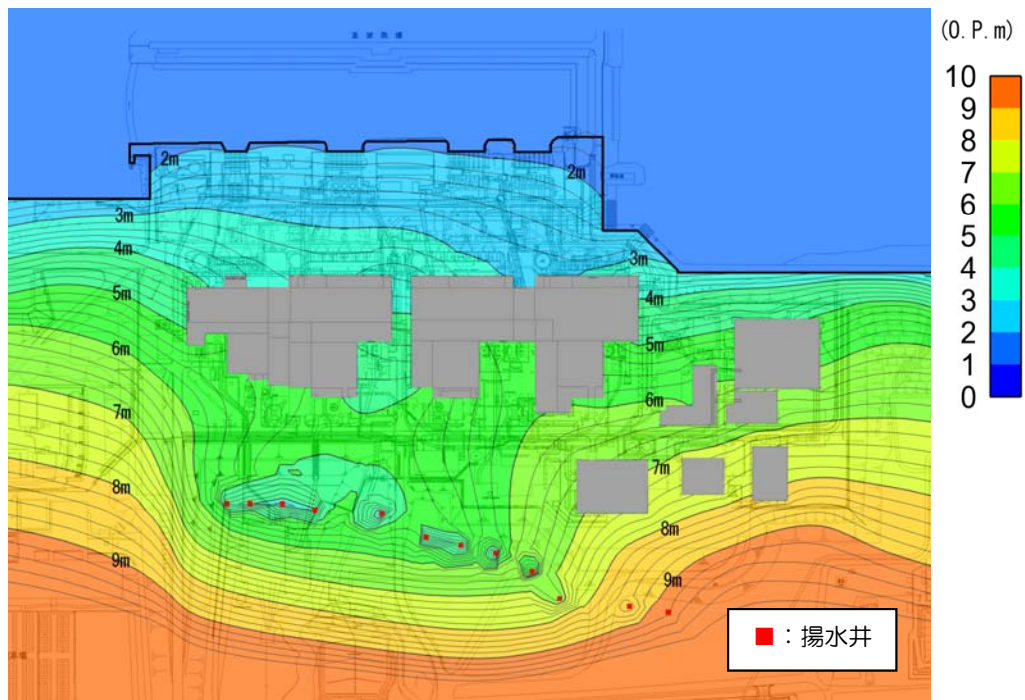


図4 建屋周りの地下水位（地下水バイパス実施後）

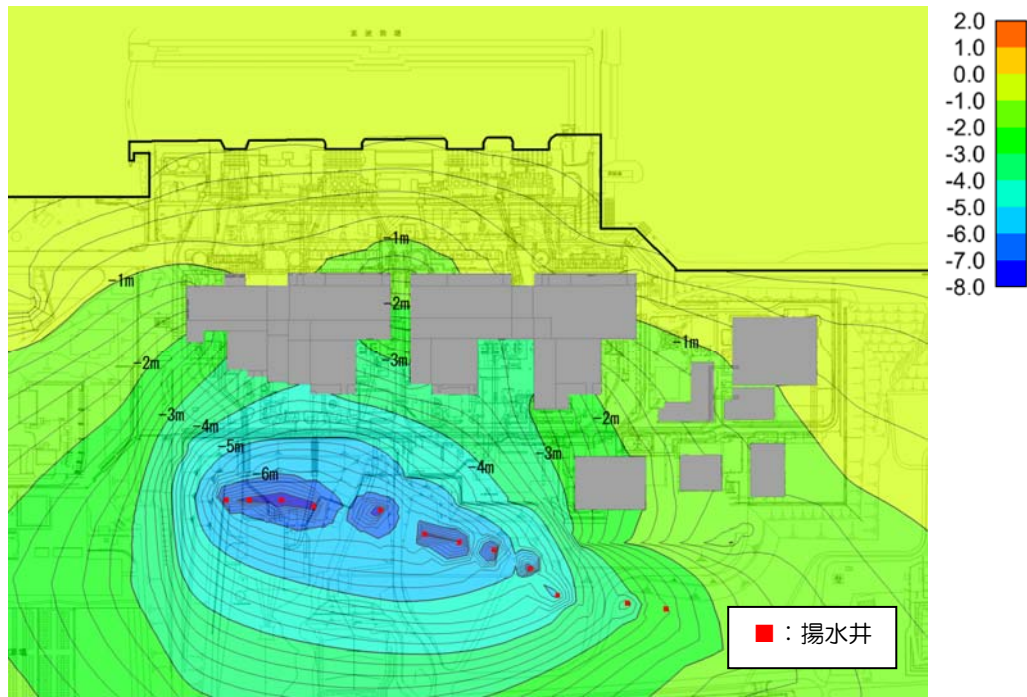


図5 建屋周りの地下水位の低下量（現況と地下水バイパス実施後の差分）

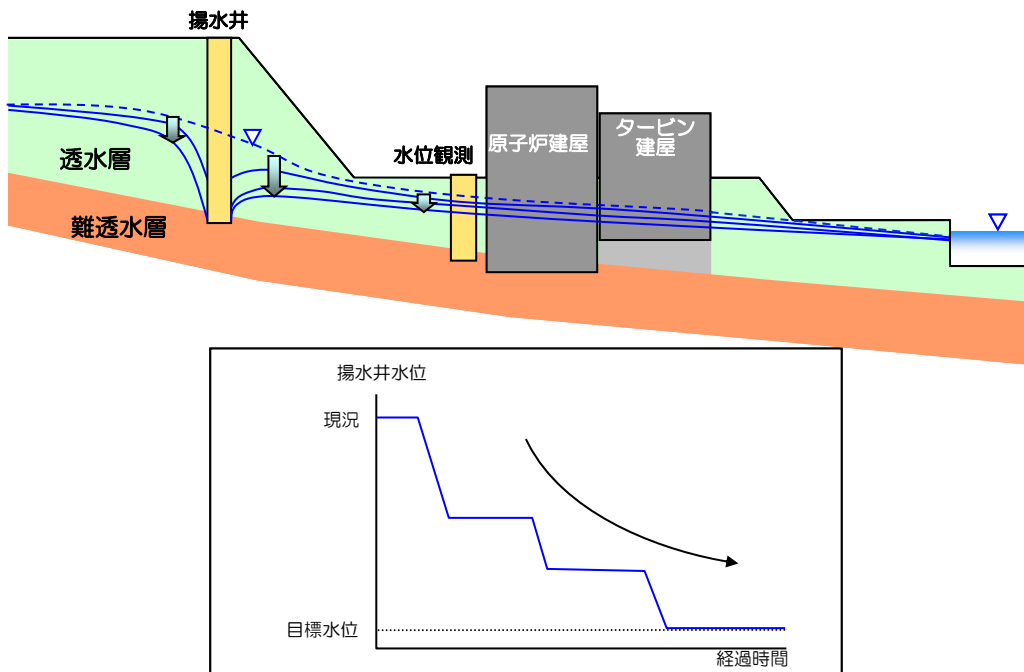


図6 段階的な地下水位低下のイメージ

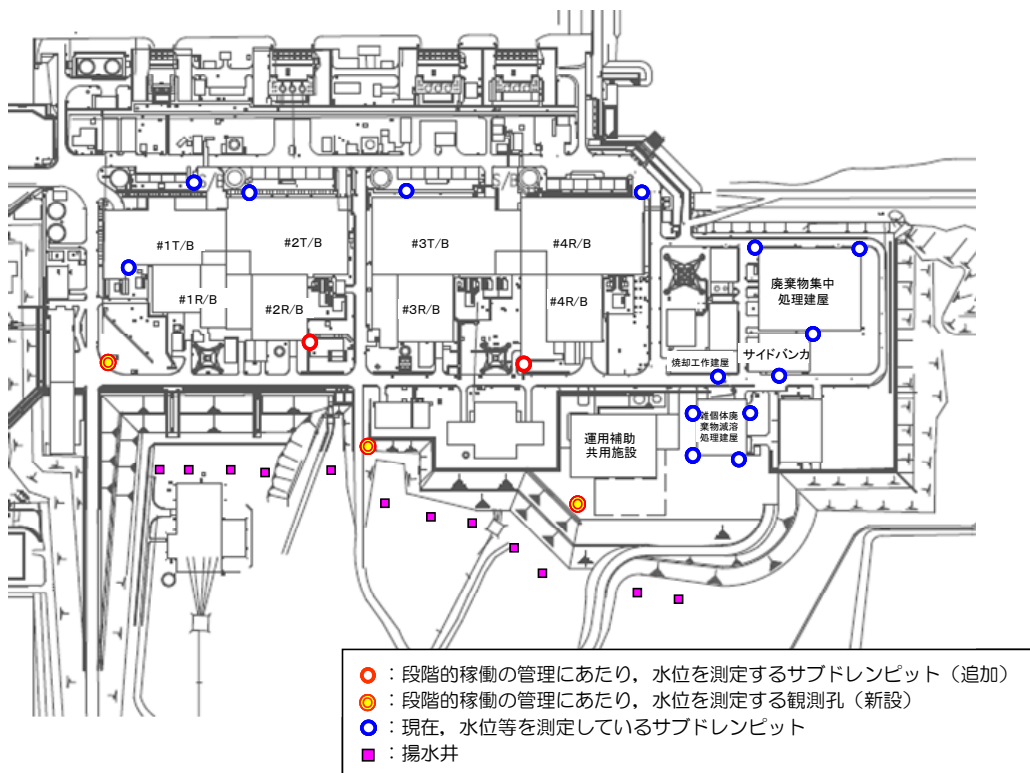
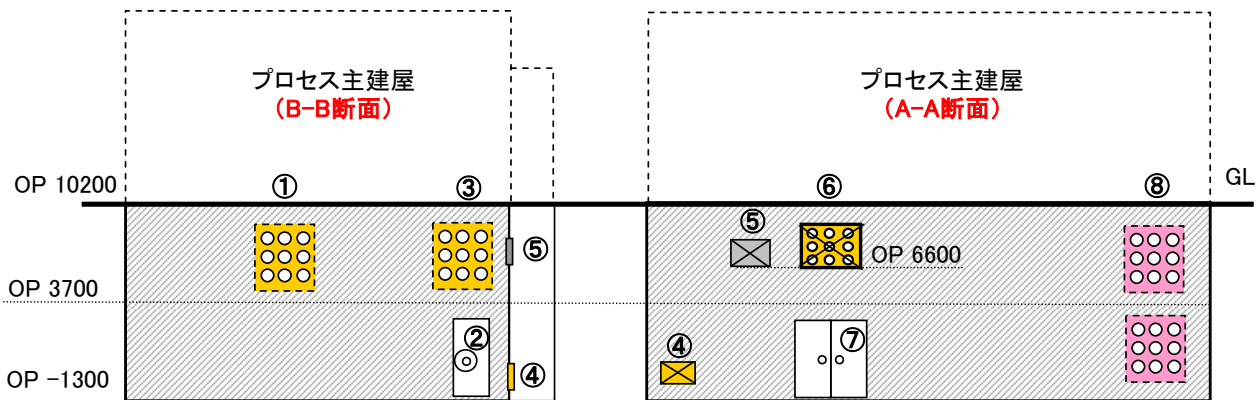
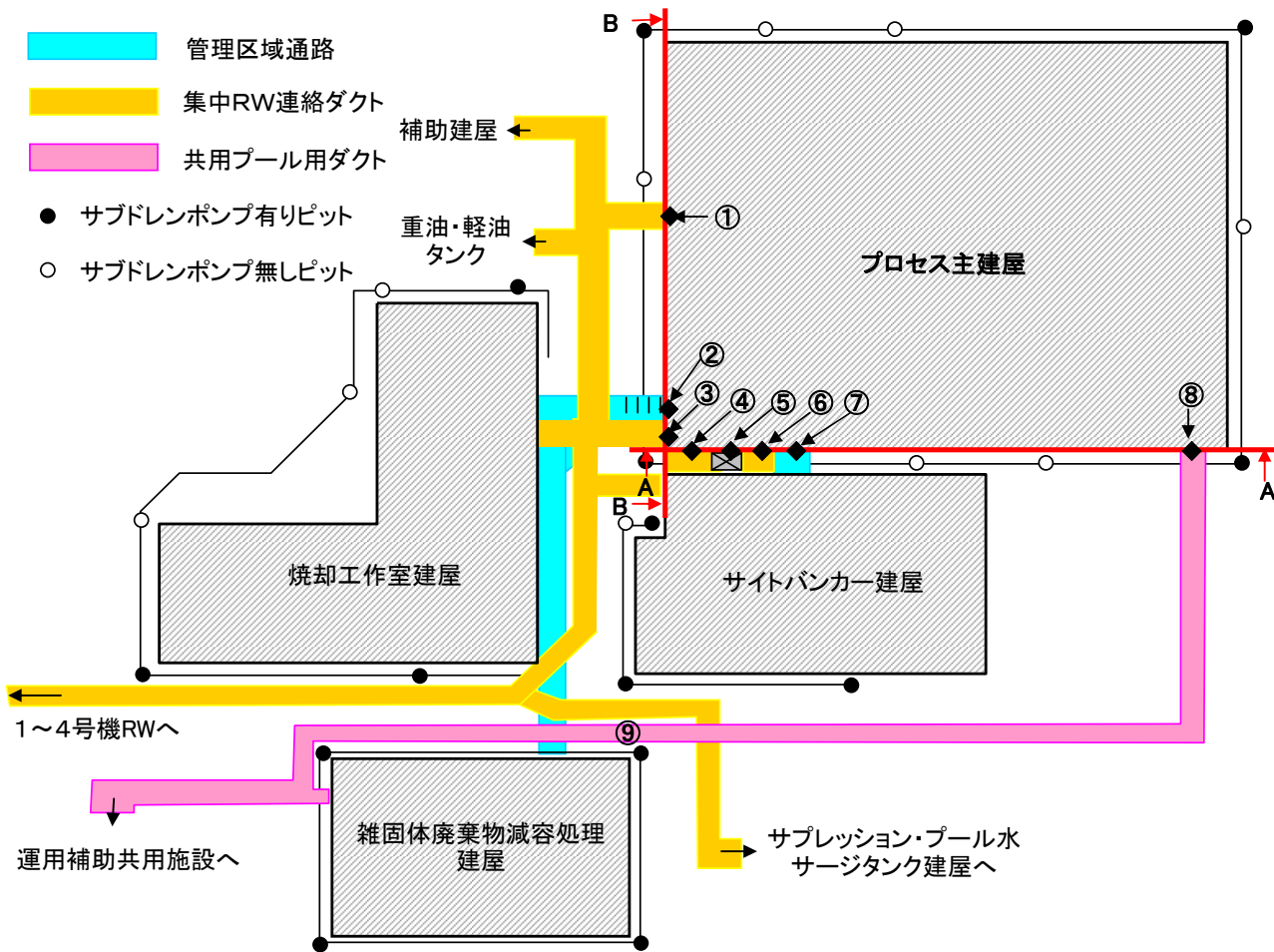


図7 モニタリング計画

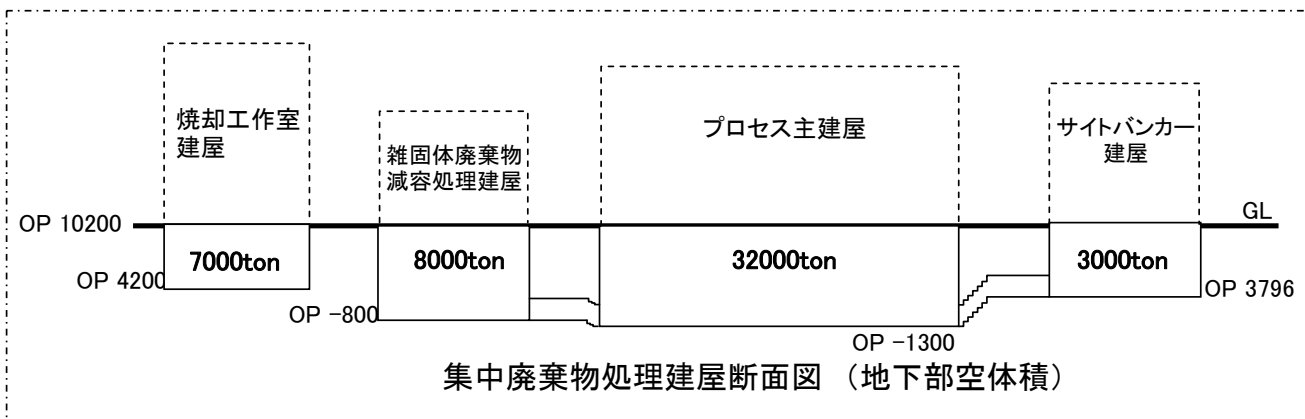
	平成 25 年												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
地下水バイパスの設置				□	現地工事								
									□□□	試運転、水質確認			

図8 計画工程

プロセス主建屋の貫通部の止水措置



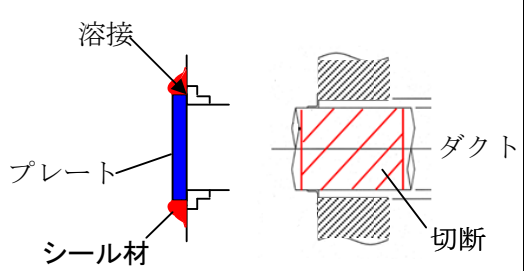
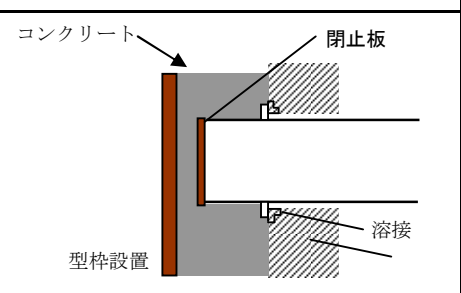
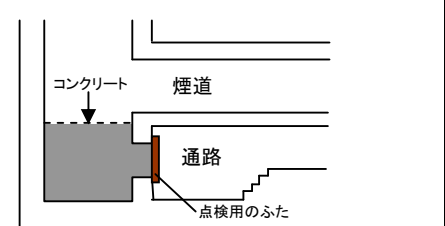
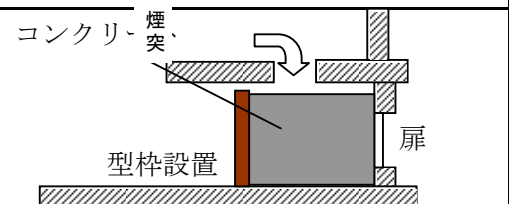
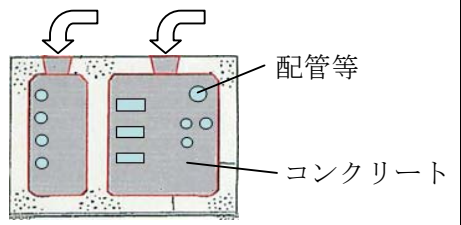
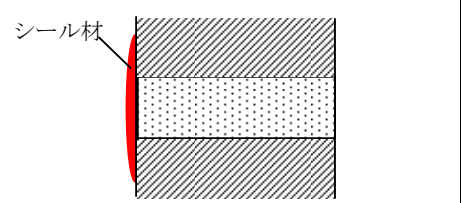
プロセス主建屋位置関係図



集中廃棄物処理建屋断面図 (地下部空体積)

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 プルボックスの場合</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)

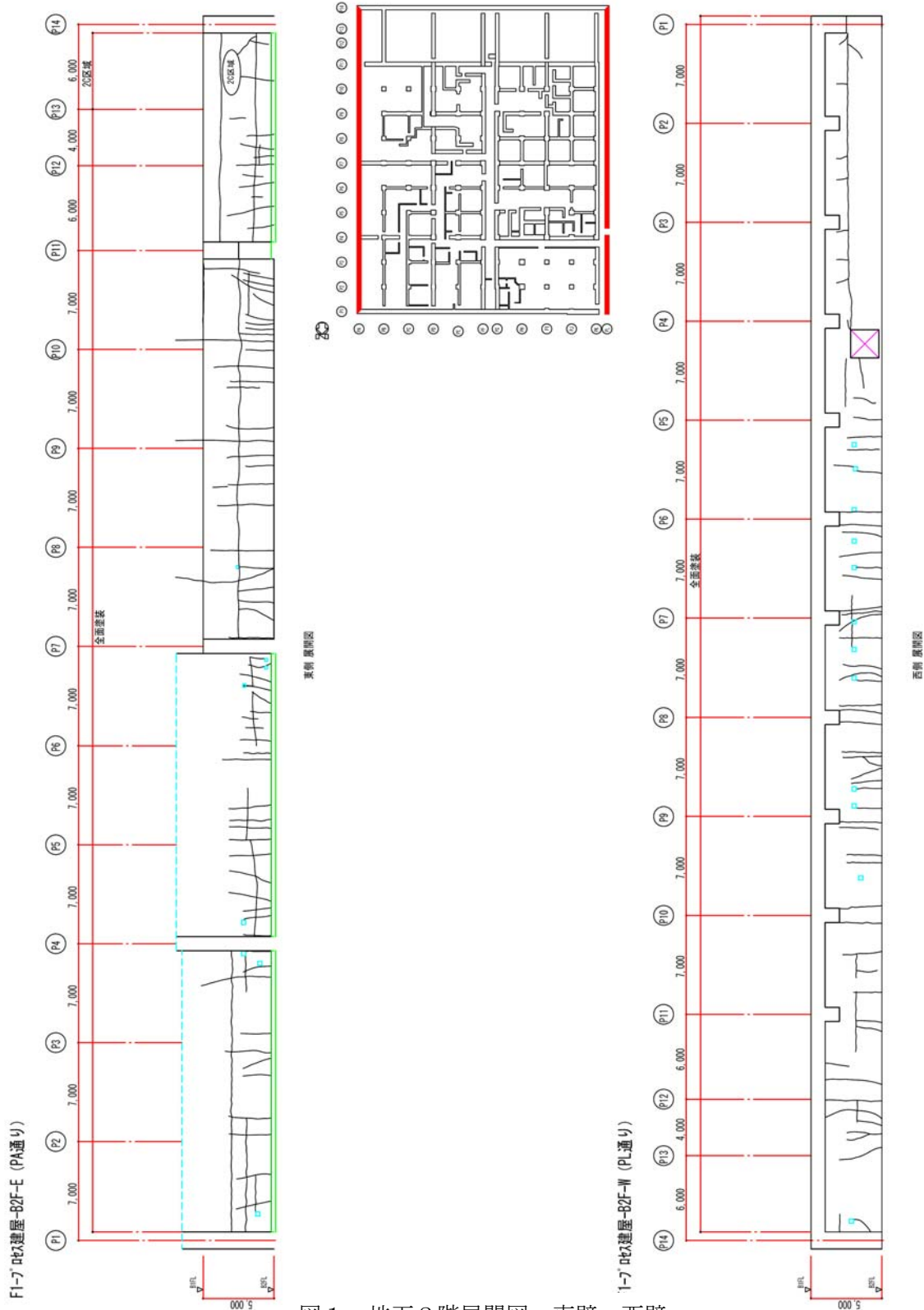
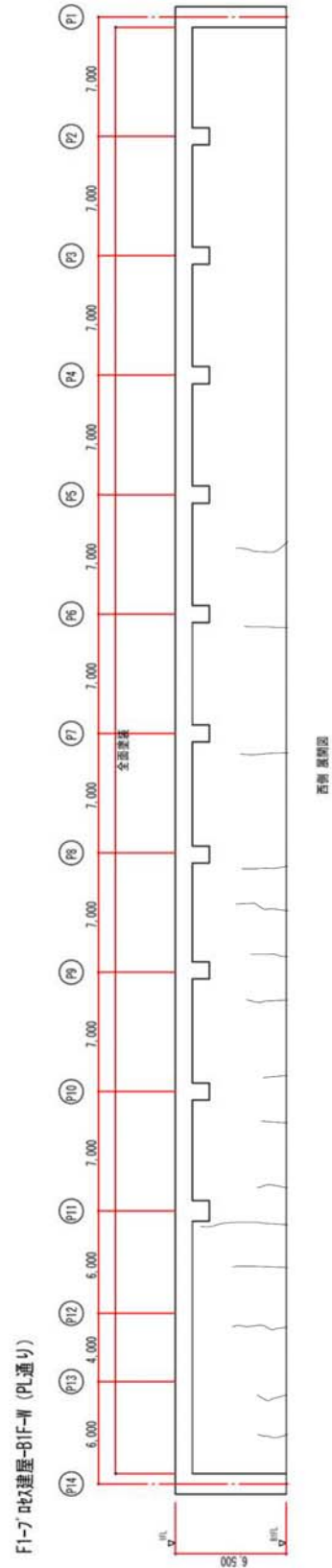
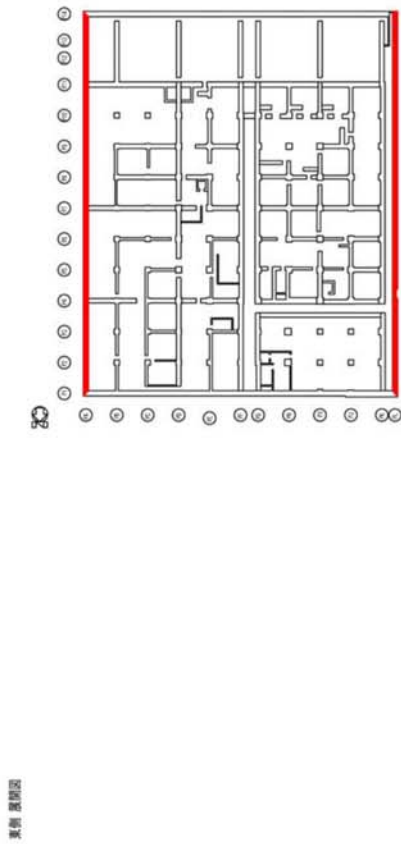
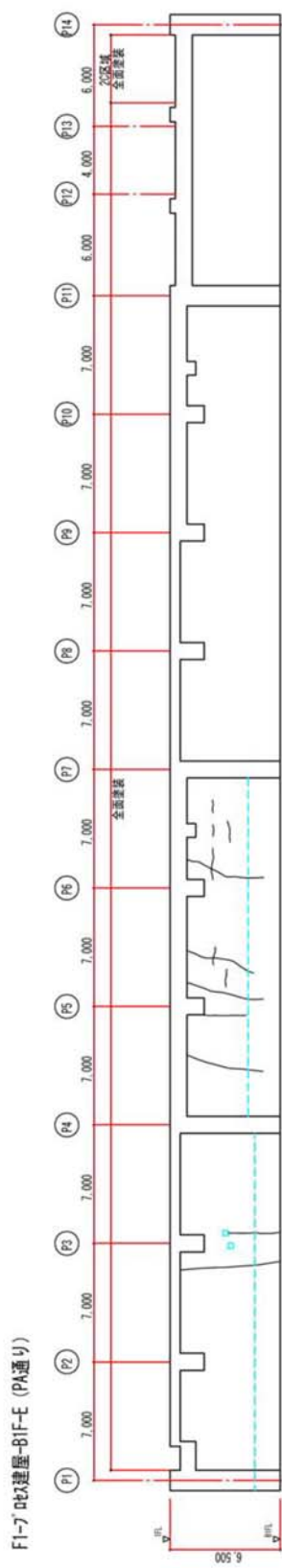


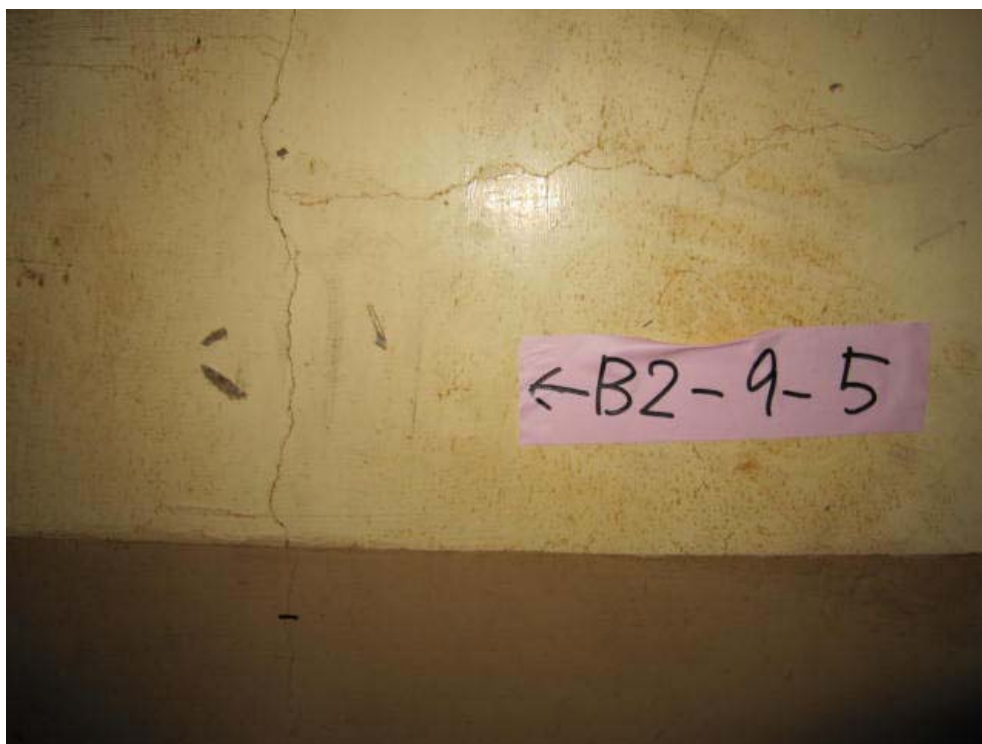
図1 地下2階展開図 東壁, 西壁



西側 展開図

図3 地下1階展開図 東壁, 西壁

7 幅 0.3mm 以上のひび割れ補修状況



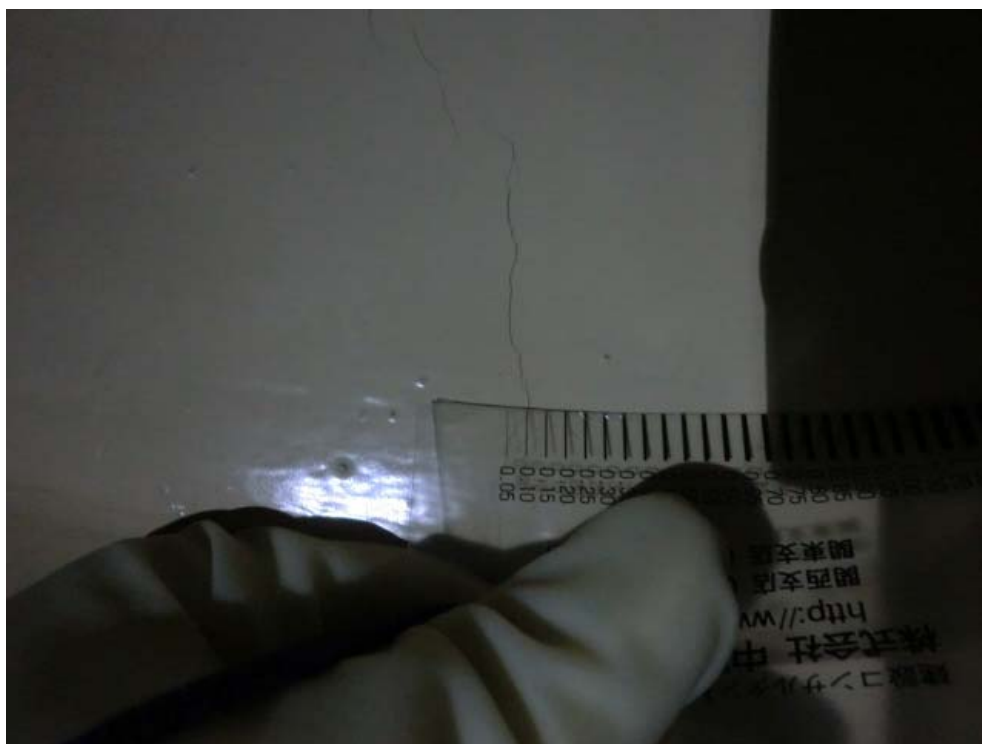
補修前



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。

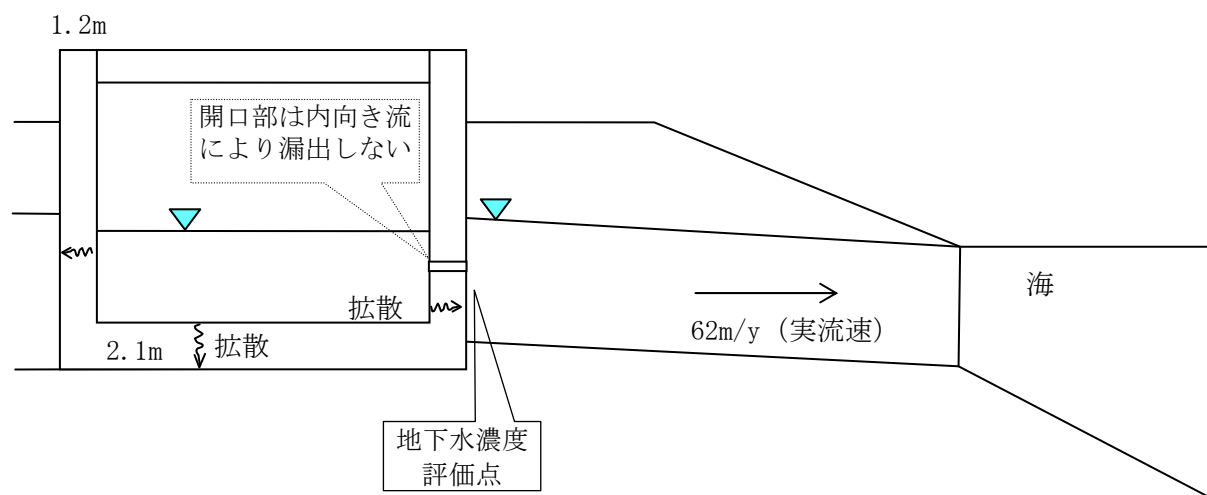


図1 建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念

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/m³)
- $Cw0$: 廃液中の放射性物質の初期濃度 (Bq/m³)
- Sc : 建屋コンクリートの底面積または側面積 (m²)
- Dec : コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m²/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/m³)
- \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/m³)
- Kdc : コンクリートの分配係数 (m³/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 ³)	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 ²)	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 ² /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 ³)	2700	単位体積重量 2.15 t/m ³ と間隙率 0.2 より, 2.15/0.8=2.7 (t/m ³)
コンクリートの分配係数 (m ³ /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 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 (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 8×10^{-6} Bq/cm³を下回る値となる。

廃液貯蔵継続年数の影響確認(Cs-137)

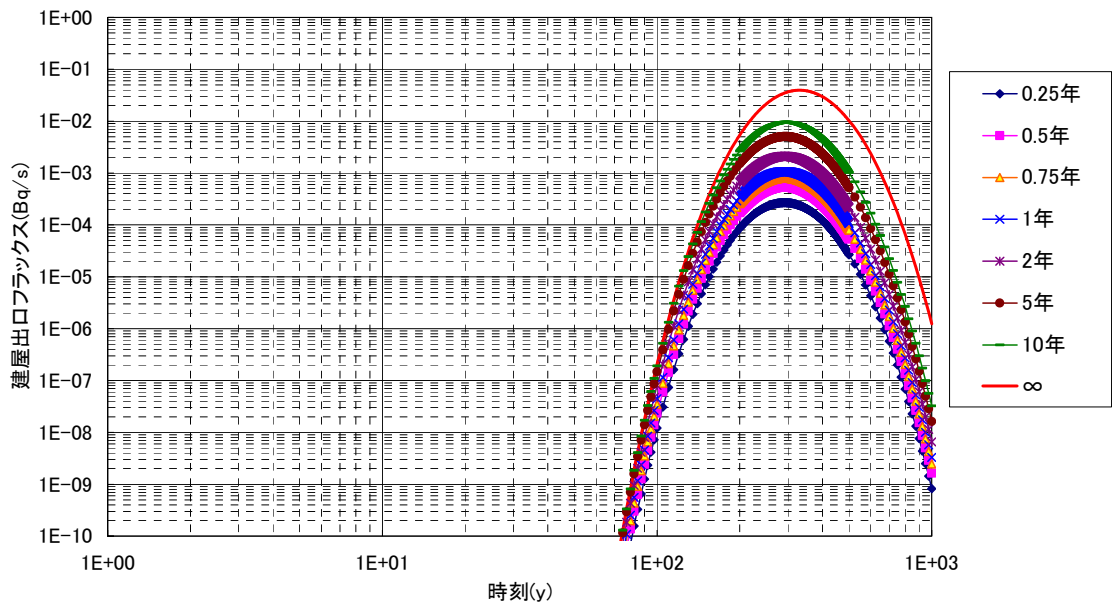


図2 建屋からの流出フラックス
(プロセス主建屋 側壁 1.2 m)

廃液貯蔵継続年数の影響確認(Cs-137)

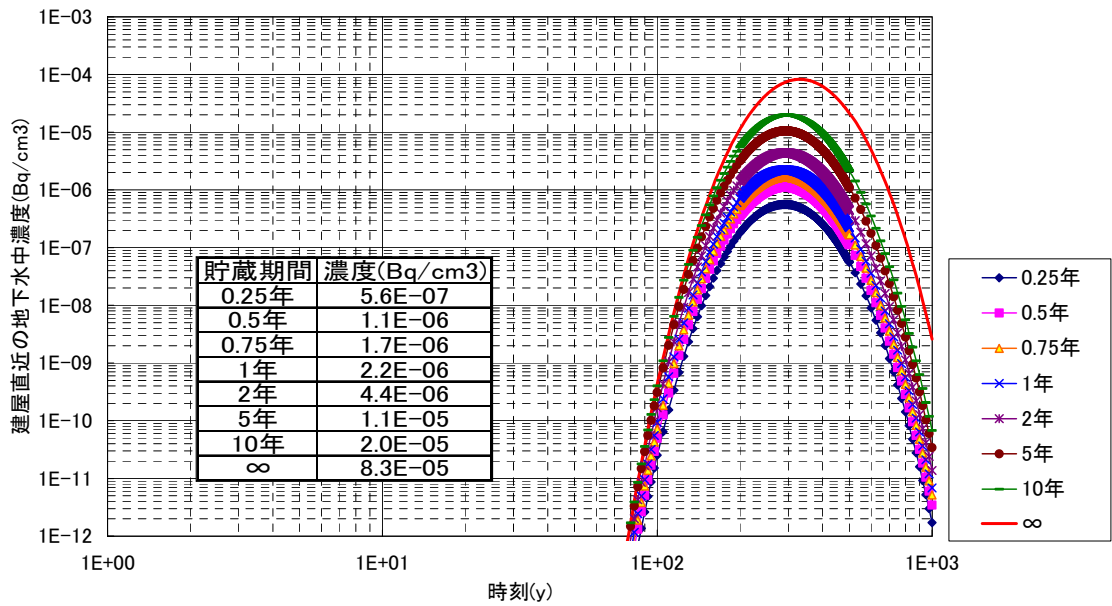
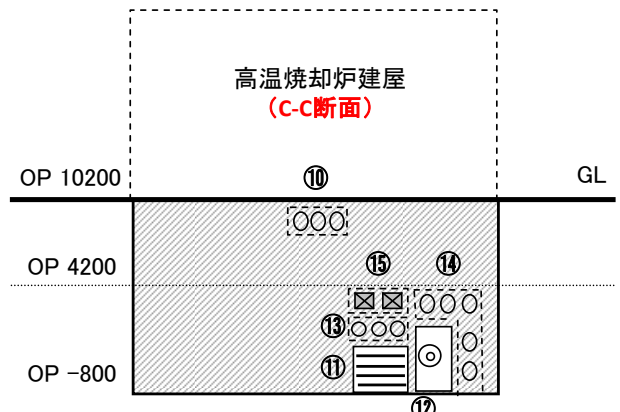
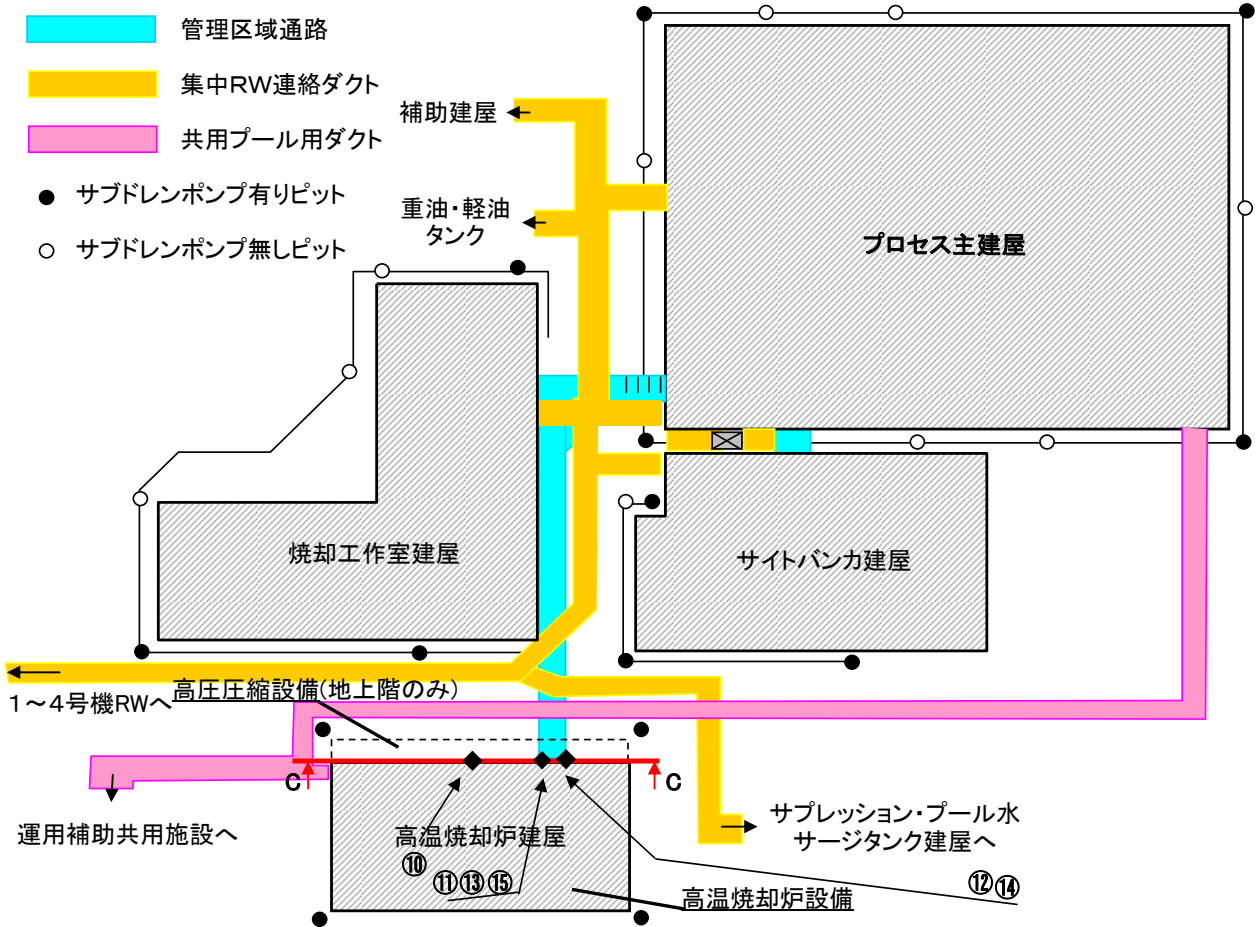
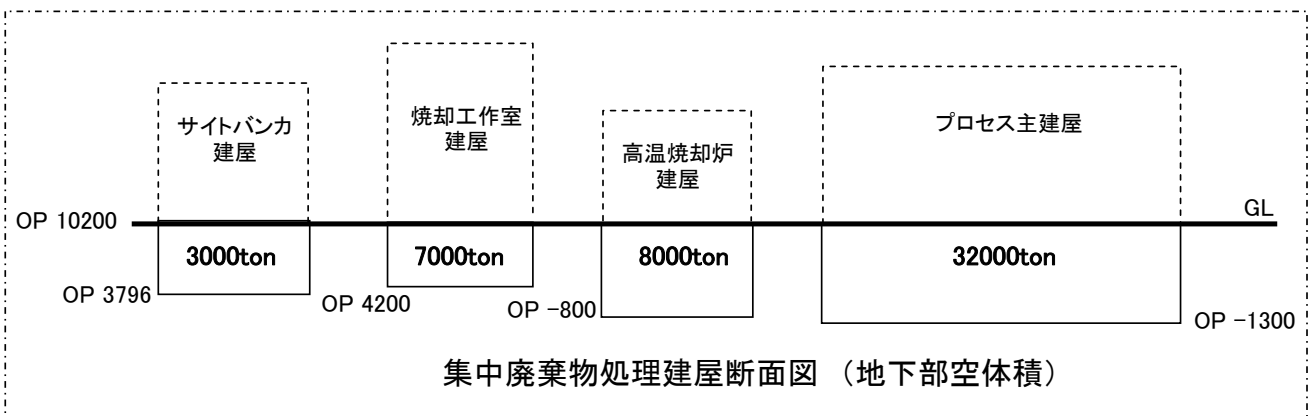


図3 建屋直近の放射性物質の濃度
(プロセス主建屋 側壁 1.2 m)



高温焼却炉建屋位置関係図



集中廃棄物処理建屋断面図 (地下部空体積)

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）

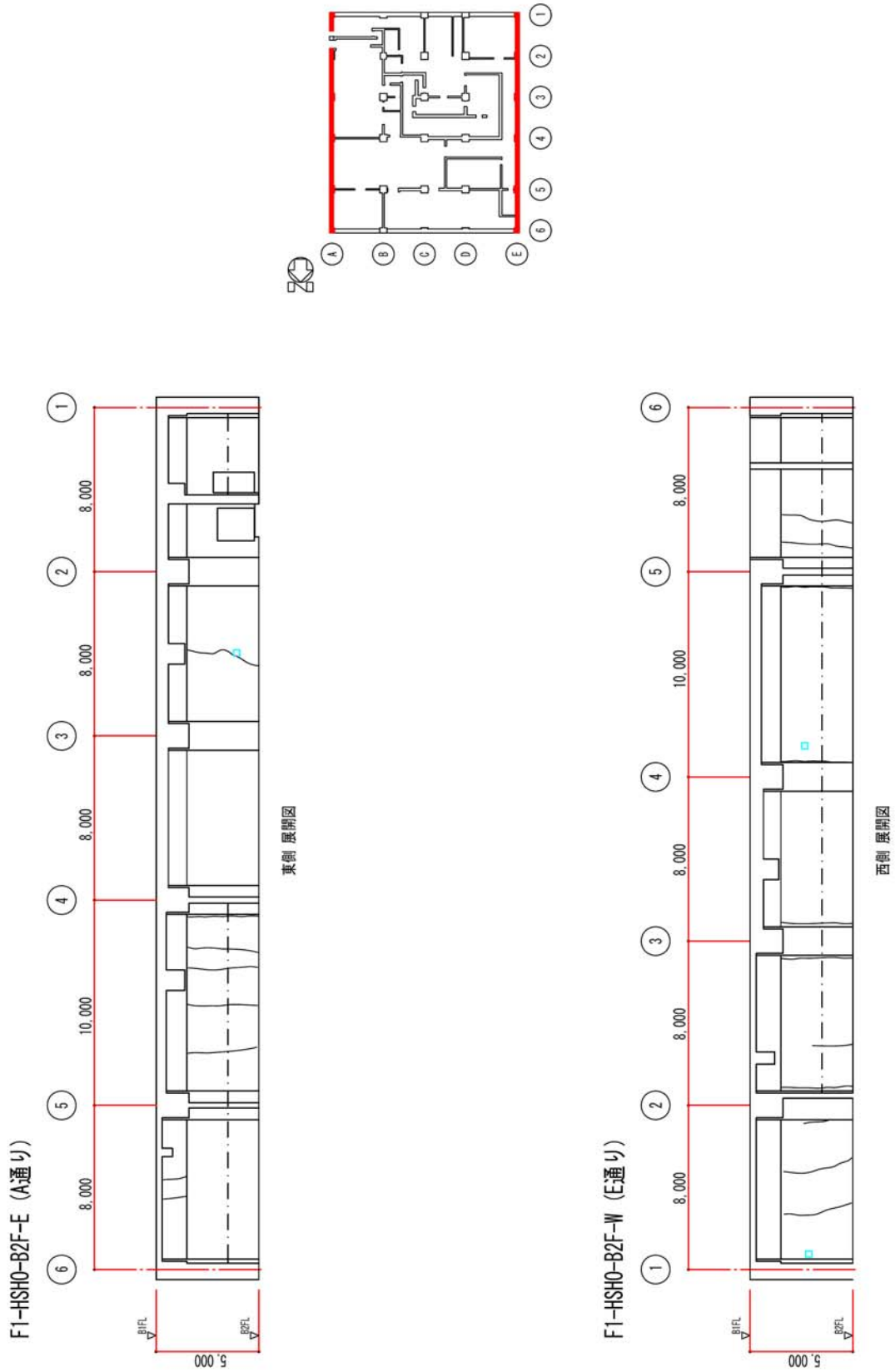


図1 地下2階展開図 東壁, 西壁

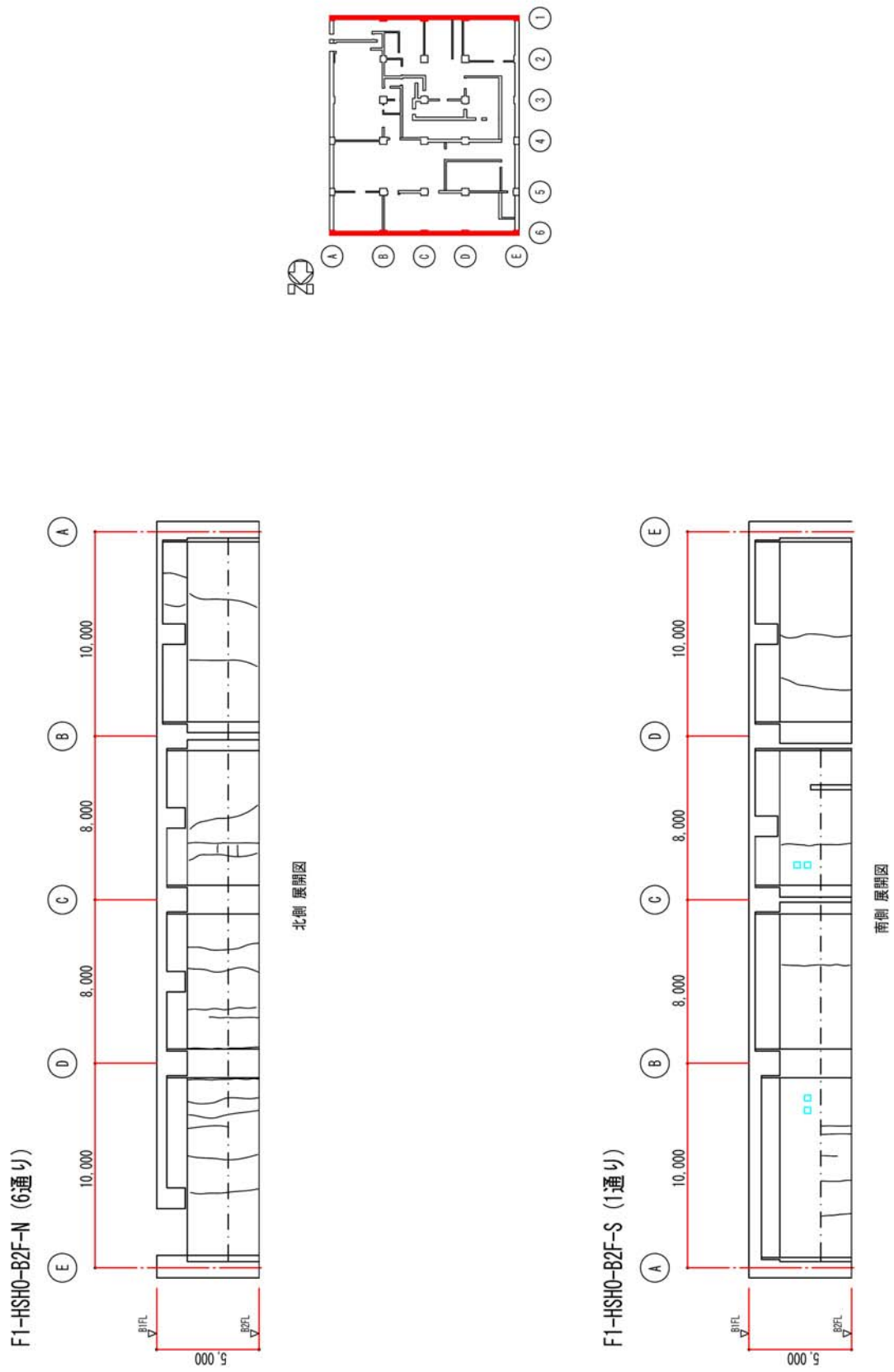


図2 地下2階展開図 北壁, 南壁

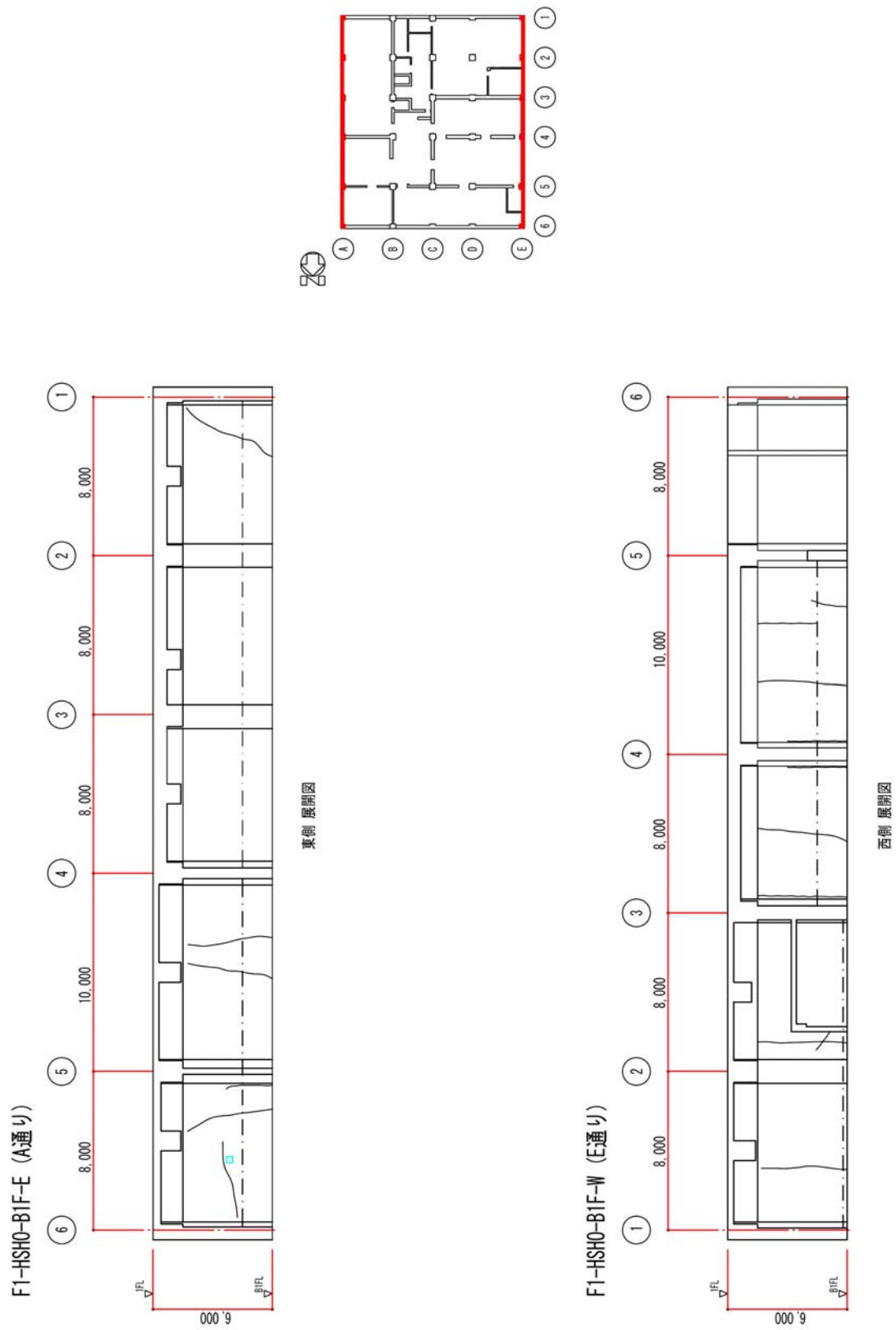


図3 地下1階展開図 東壁, 西壁

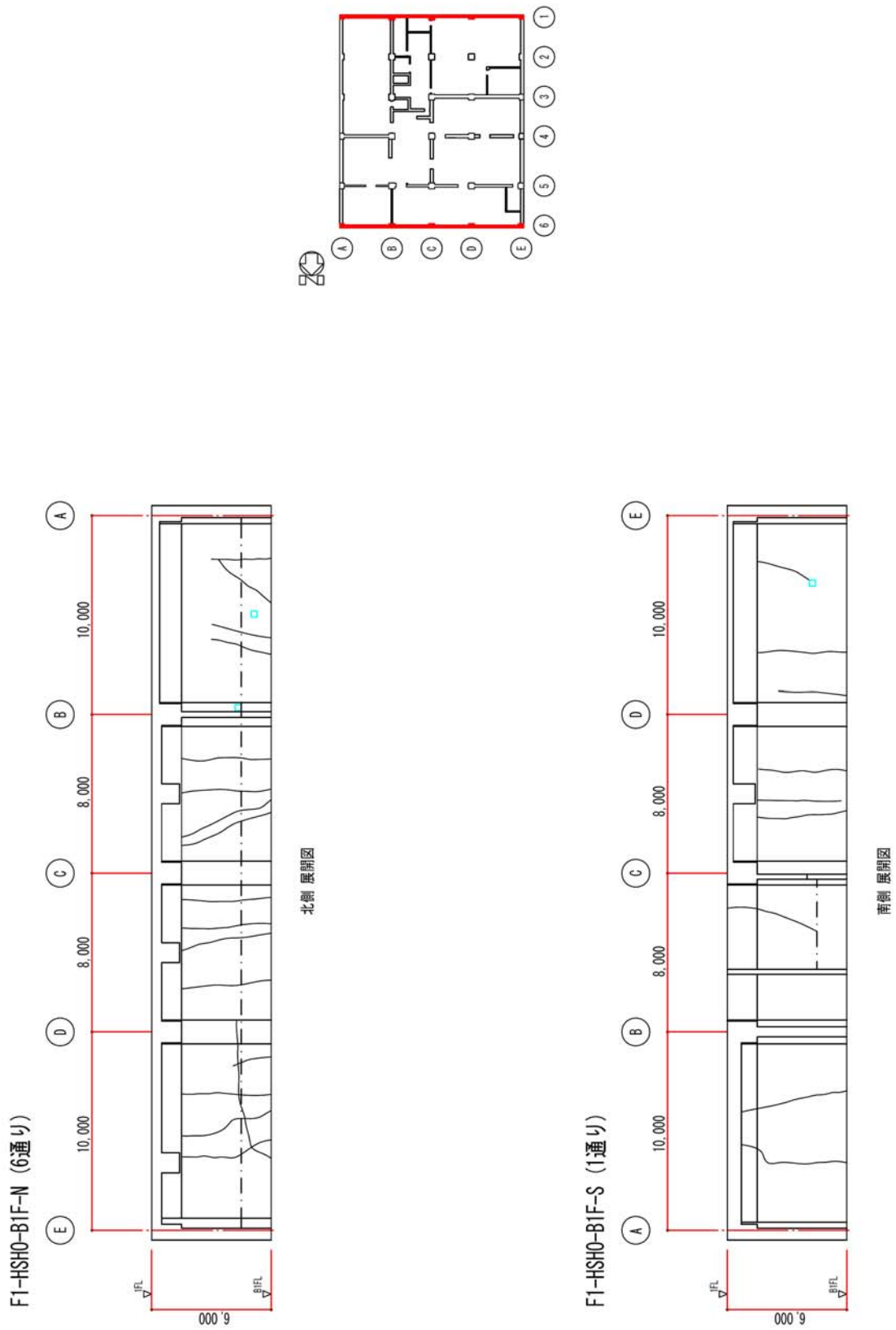
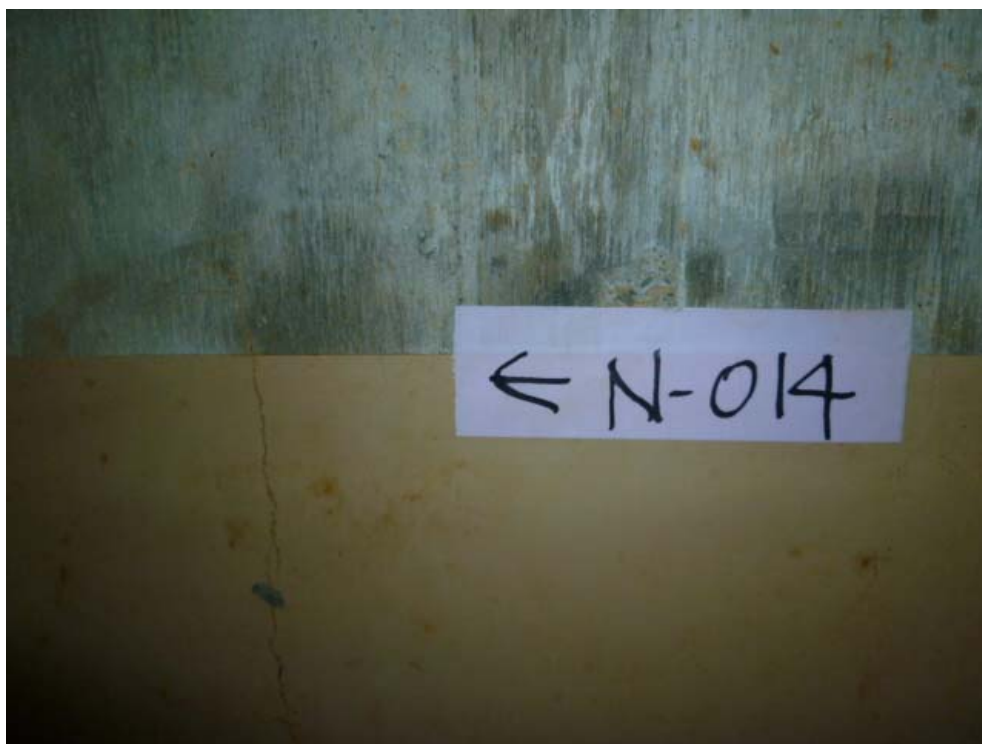
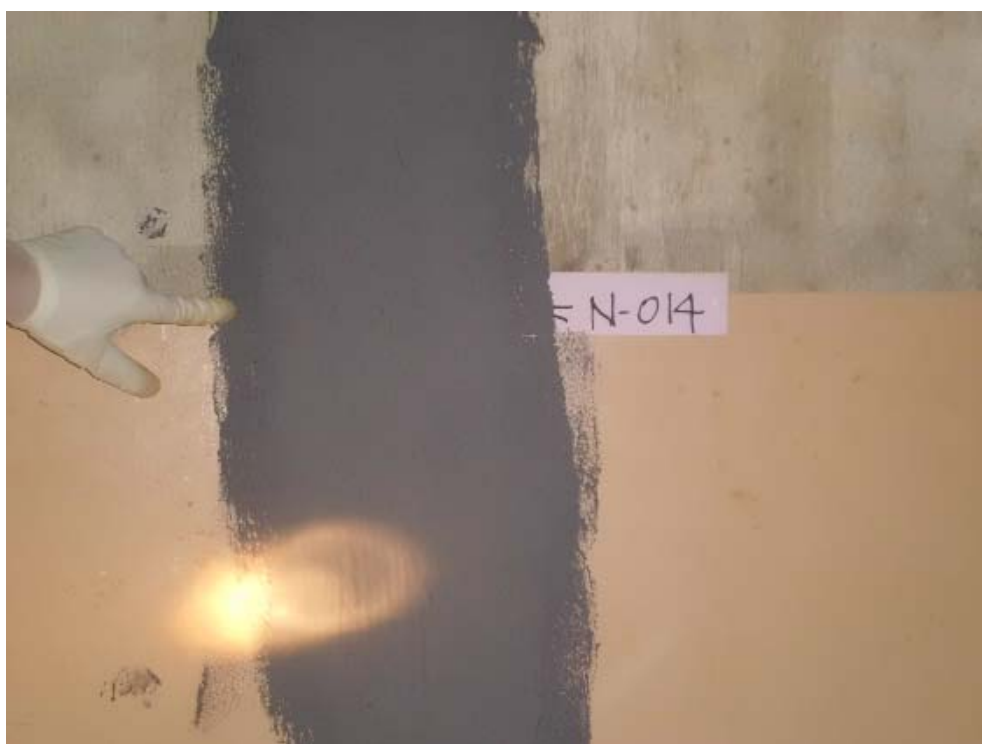


図4 地下1階展開図 北壁, 南壁

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。

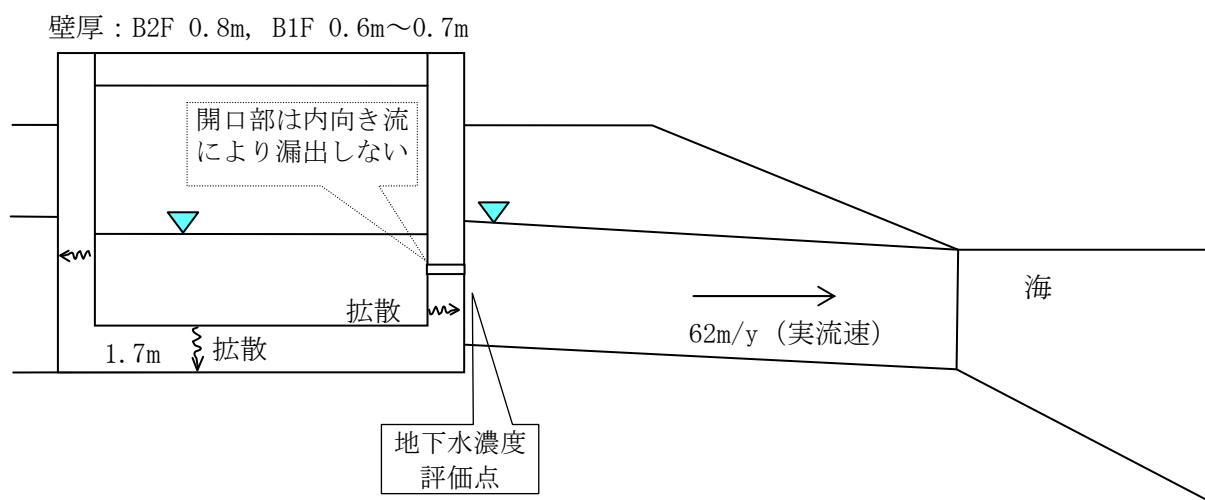


図1 建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念

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/m³)
- $Cw0$: 廃液中の放射性物質の初期濃度 (Bq/m³)
- Sc : 建屋コンクリートの底面積または側面積 (m²)
- Dec : コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m²/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/m³)
- \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/m³)
- Kdc : コンクリートの分配係数 (m³/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 ³)	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 ²)	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 ² /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 ³)	2700	単位体積重量 2.15 t/m ³ と間隙率 0.2より, 2.15/0.8=2.7 (t/m ³)

パラメータ	設定値	備考
コンクリートの分配係数 (m^3/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。
開口部面積 (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 (m/y)	25.42	実流速 62 m/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)

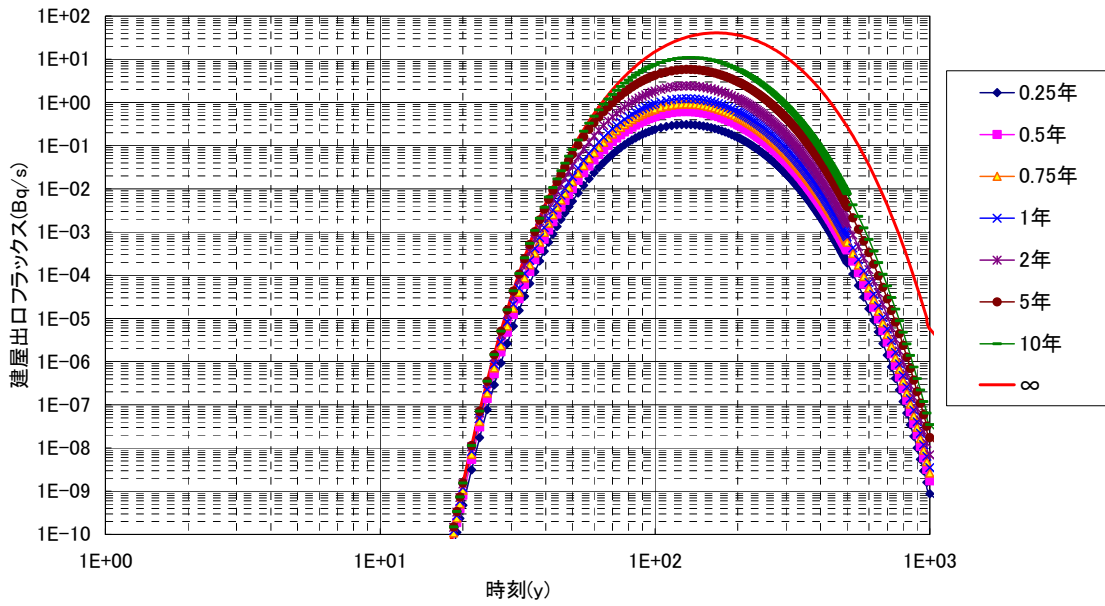


図2 建屋からの流出フラックス
(高温焼却炉建屋)

廃液貯蔵継続年数の影響確認 (Cs-137)

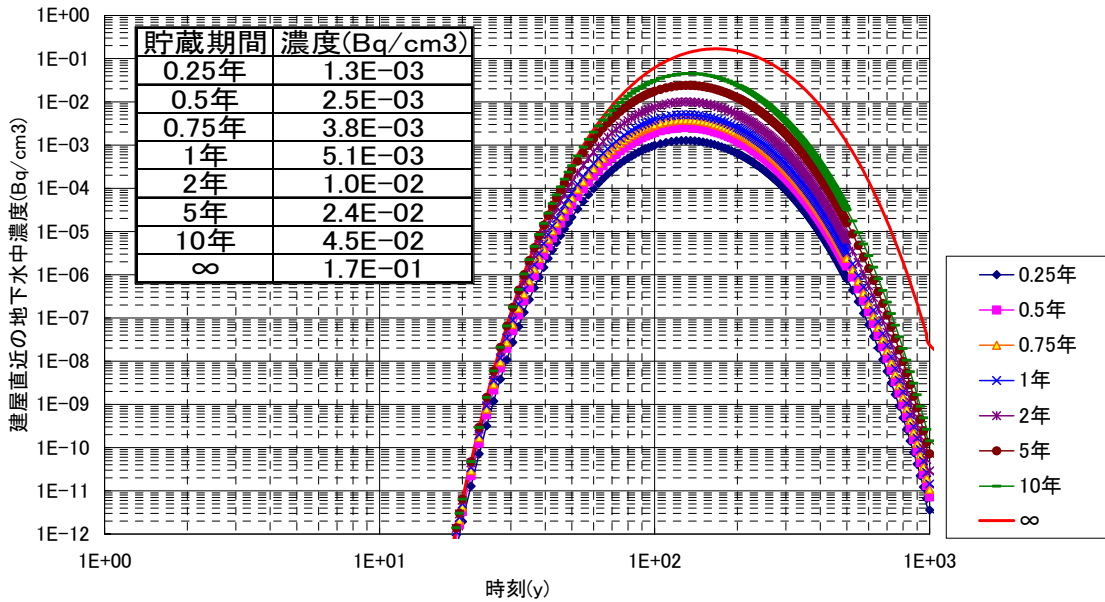


図3 建屋直近の放射性物質の濃度
(高温焼却炉建屋)

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、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。

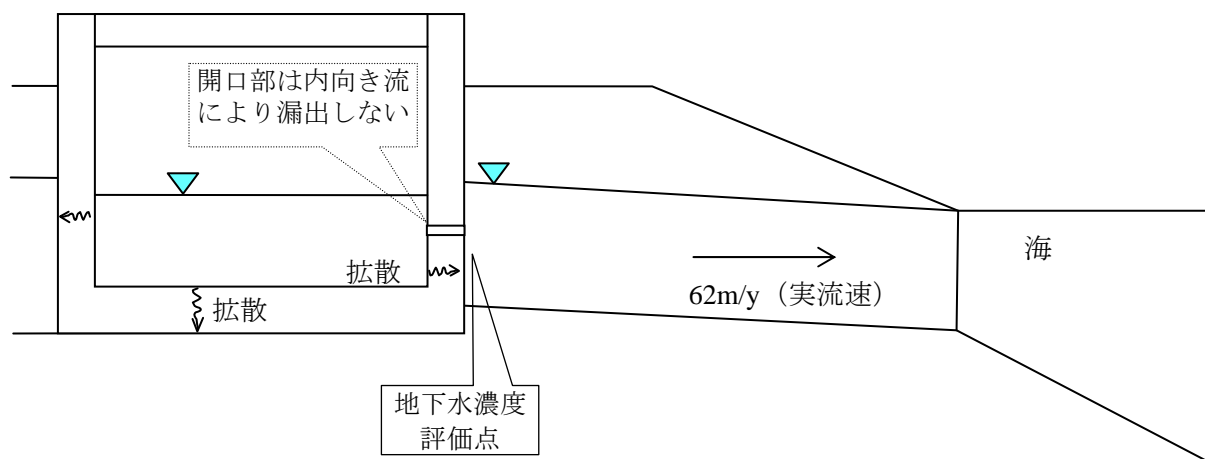


図1 建屋からの漏出と放射性物質の地下水移行の概念

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。

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

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

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

- 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/m³)
- Cw0* : 滞留水中の放射性物質の初期濃度 (Bq/m³)
- Sc* : 建屋コンクリートの底面積または側面積 (m²)
- Dec* : コンクリート中の放射性物質の実効拡散係数 (m²/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/m³)
- 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/m³)
- Kdc* : コンクリートの分配係数 (m³/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 ³)	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 ²)	—	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 ² /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 ³)	2700	単位体積重量 2.15 t/m ³ と間隙率 0.2 より, 2.15/0.8=2.7 (t/m ³)
コンクリートの分配係数 (m ³ /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 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，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。

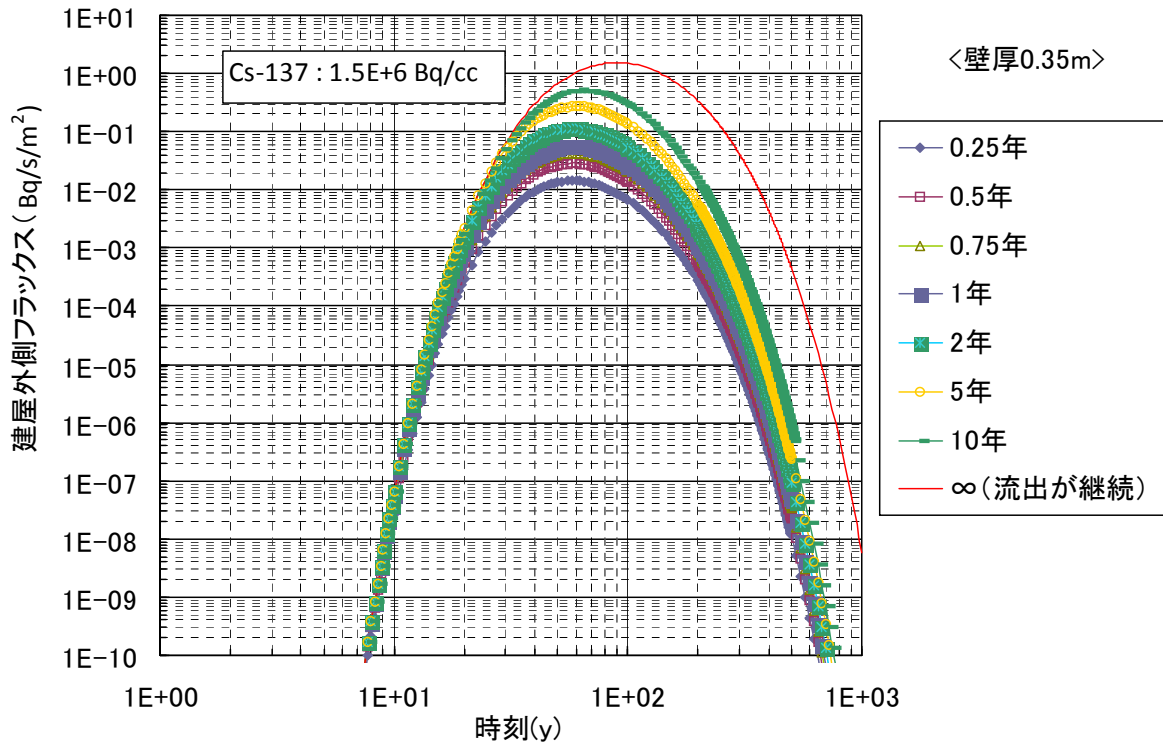


図2 (1) 建屋からの流出フラックス
(側壁 0.35m)

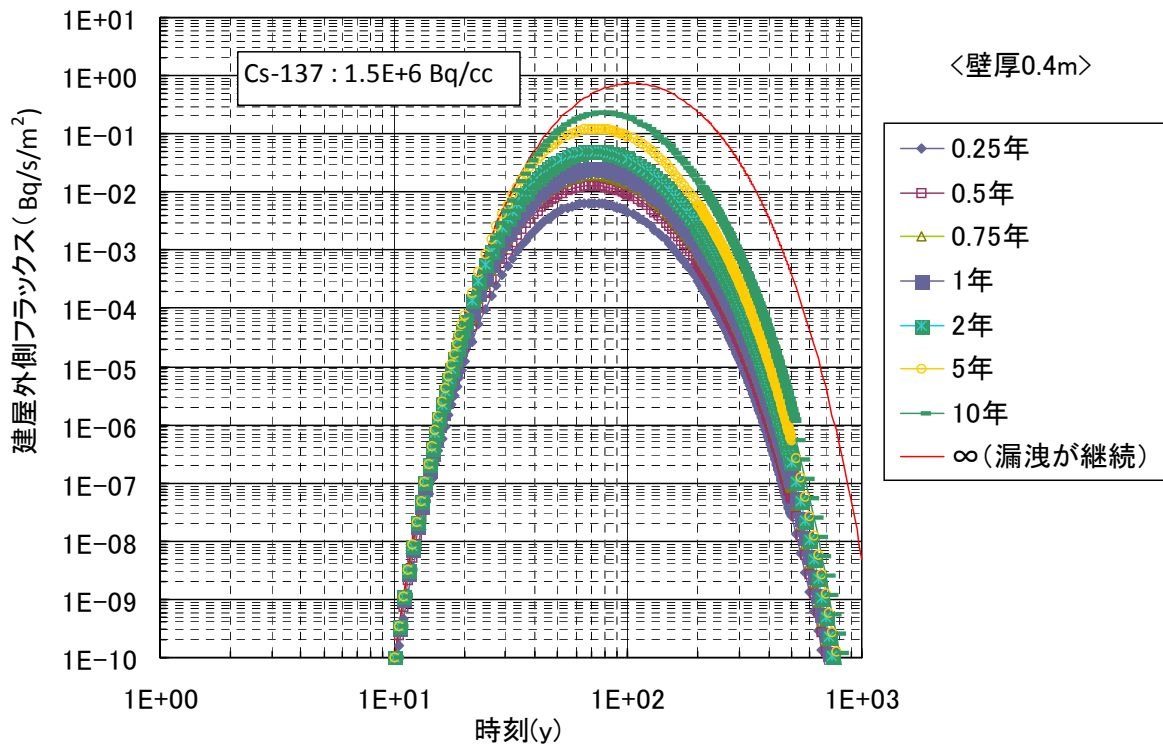


図2 (2) 建屋からの流出フラックス
(側壁 0.4m)

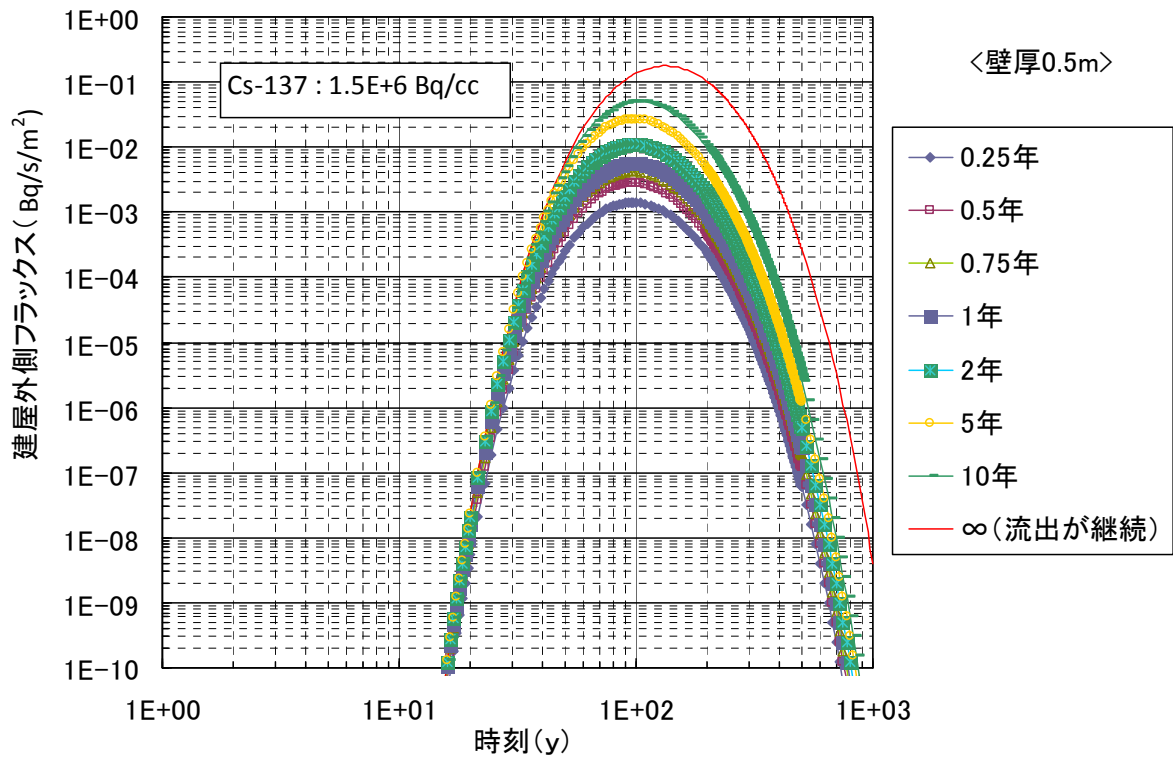


図2 (3) 建屋からの流出フラックス
(側壁 0.5m)

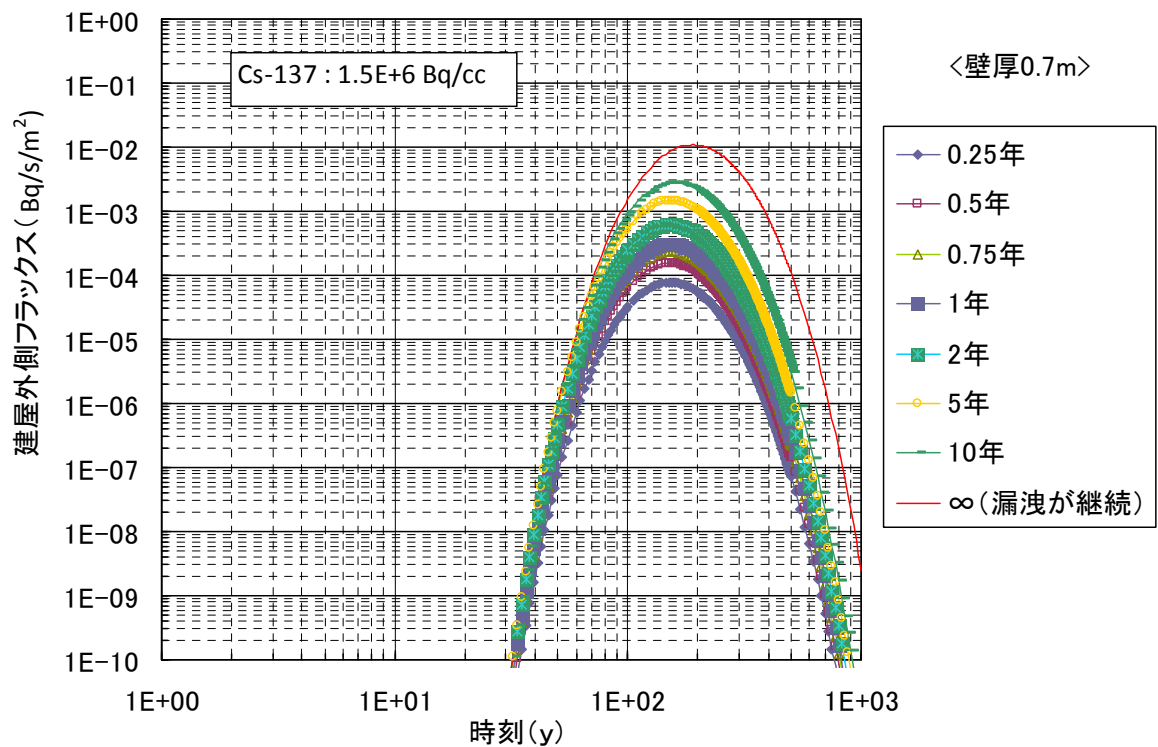


図2 (4) 建屋からの流出フラックス
(側壁 0.7m)

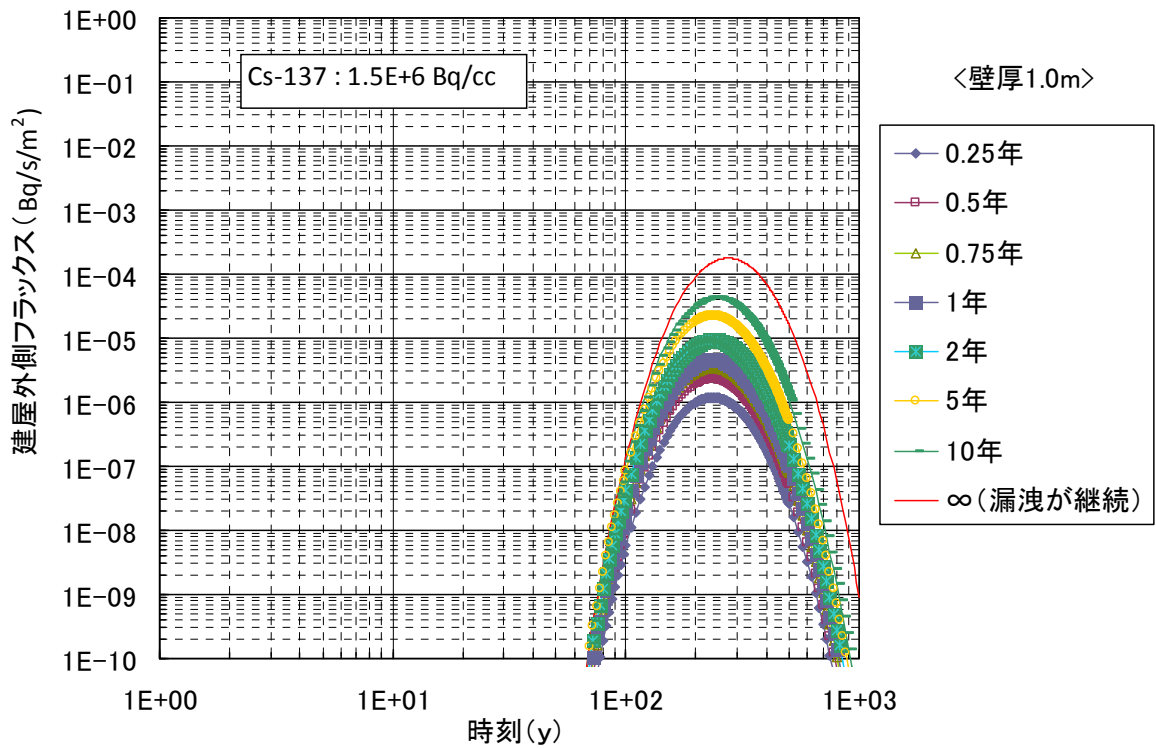


図2 (5) 建屋からの流出フラックス
(側壁 1.0m)

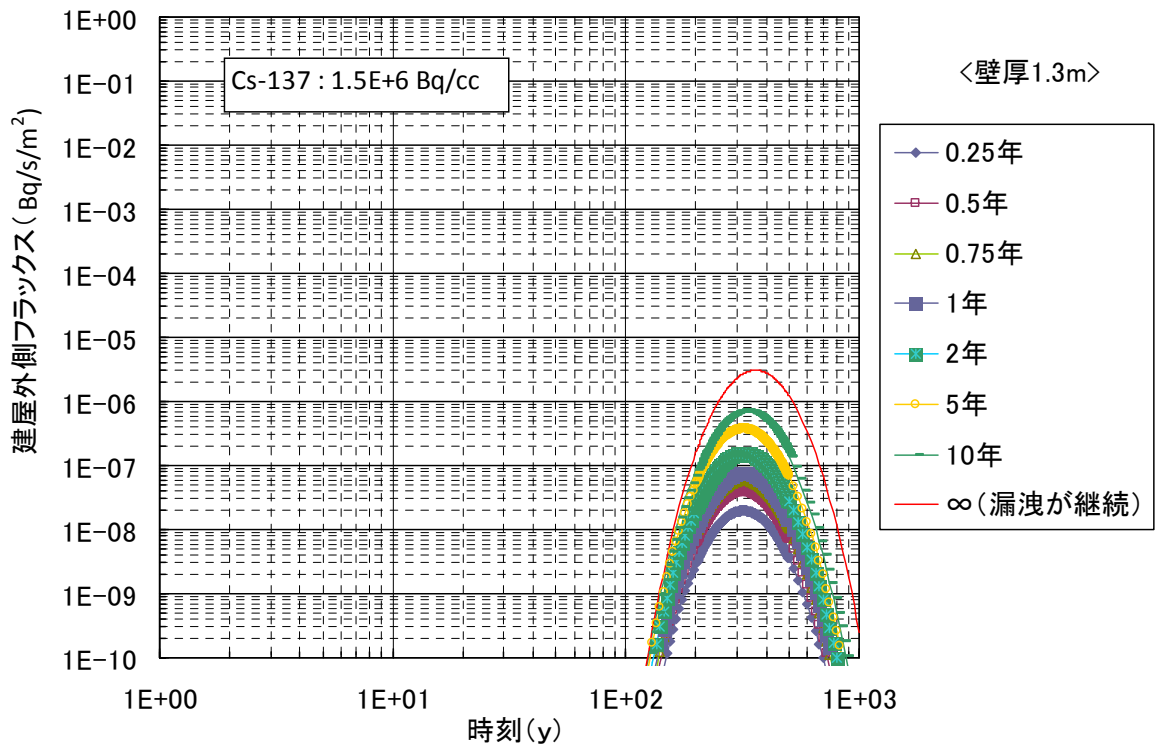


図2 (6) 建屋からの流出フラックス
(側壁 1.3m)

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 ²)	建屋の南北長(m)	8E-6Bq/cm ³ 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 ²)	建屋の南北長(m)	8E-6Bq/cm ³ となる経過年
R/B	1.5	3760	47	200* ¹
T/B	0.55	8530	105	20* ²
RW/B	0.7	1510	23	40

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

	壁厚(m)	滞留水に接する 表面積(m ²)	トレンチの南北長(m)	8E-6Bq/cm ³ 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OP. 4000に到達するようなことになれば、高濃度放射性汚染水を高濃度滞留水

受タンク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、高濃度滞留水受タンク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。

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^{※1}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。

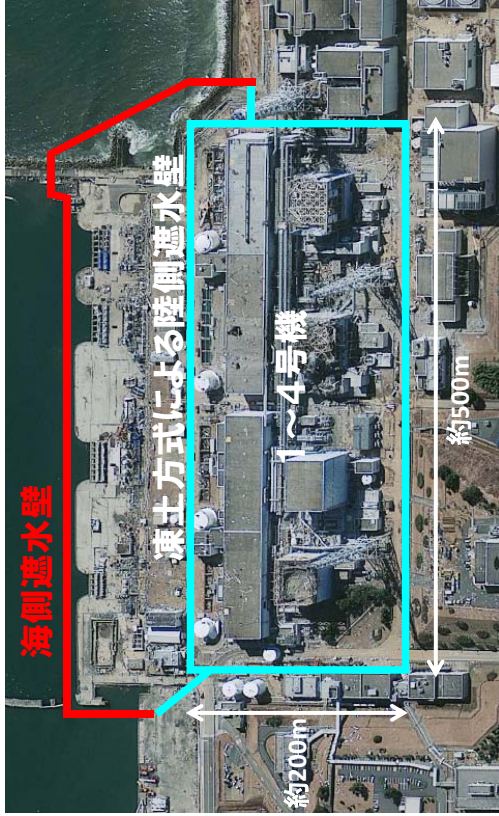
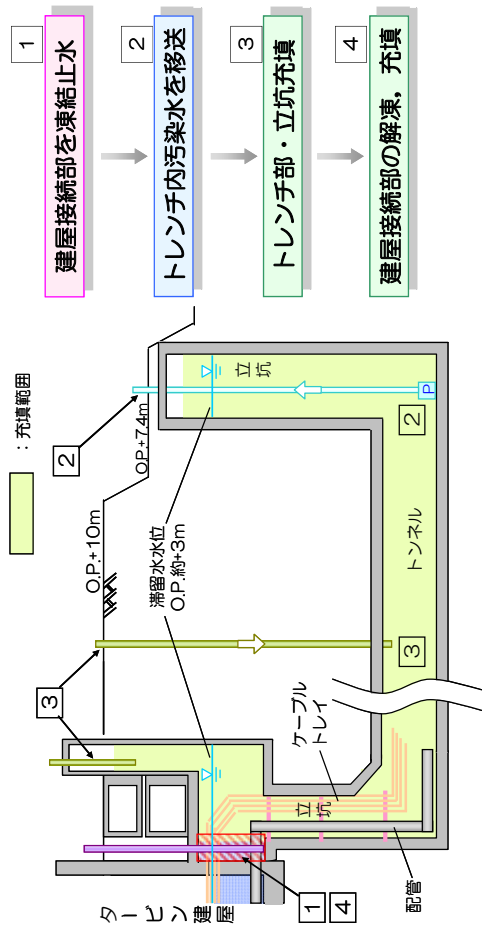
陸側遮水壁の設置

- 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

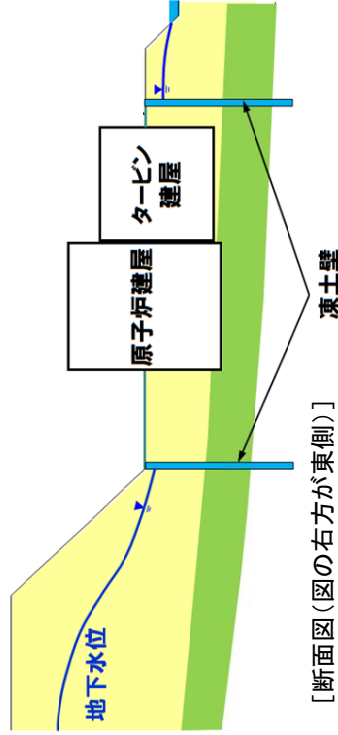
- 2号機から4号機の海水配管トレンチに滞留している、高濃度な汚染水について、2014年度中の除去完了を目指す。

■ 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)〕

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え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

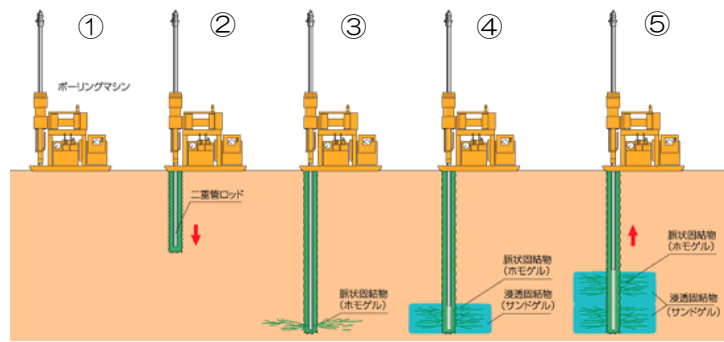
(1) 護岸付近の地盤改良

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え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）

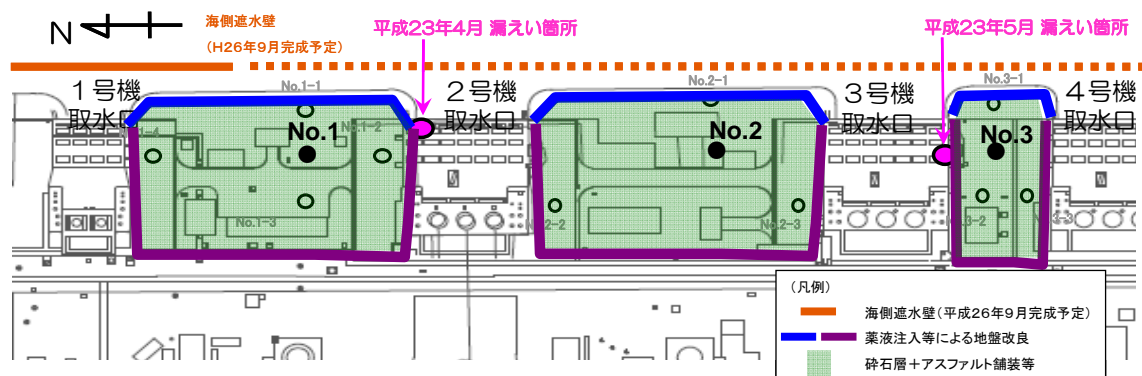


図2 地盤改良等の範囲（イメージ）

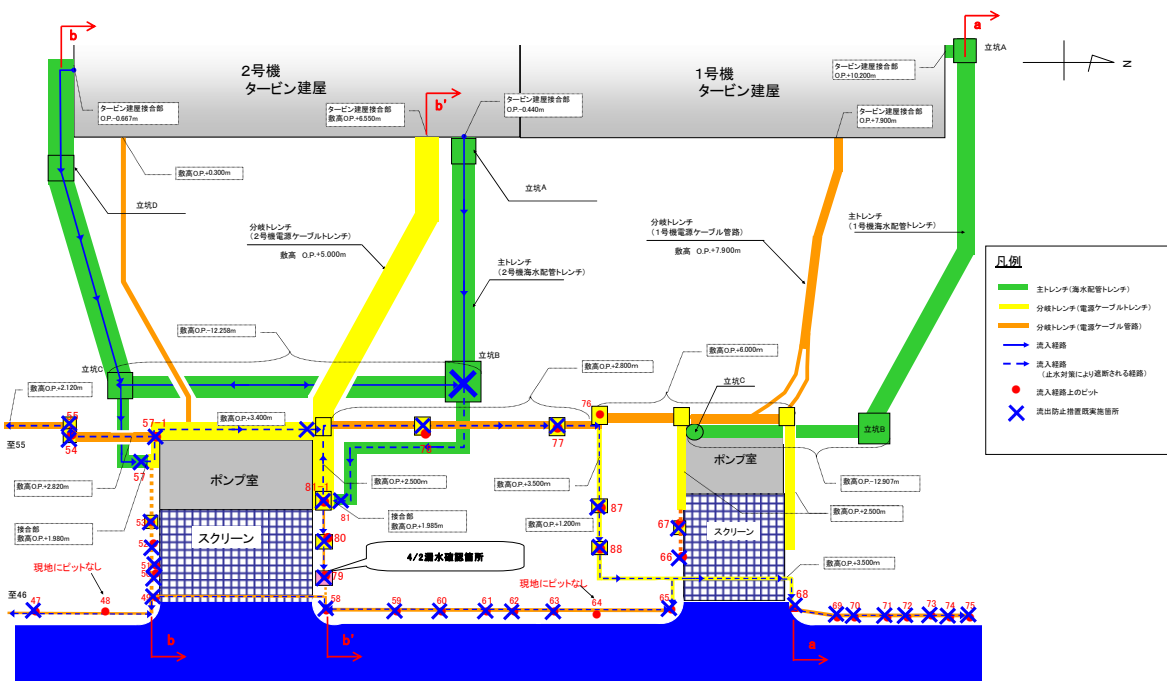


図3 1 / 2号機海側トレンチ平面図

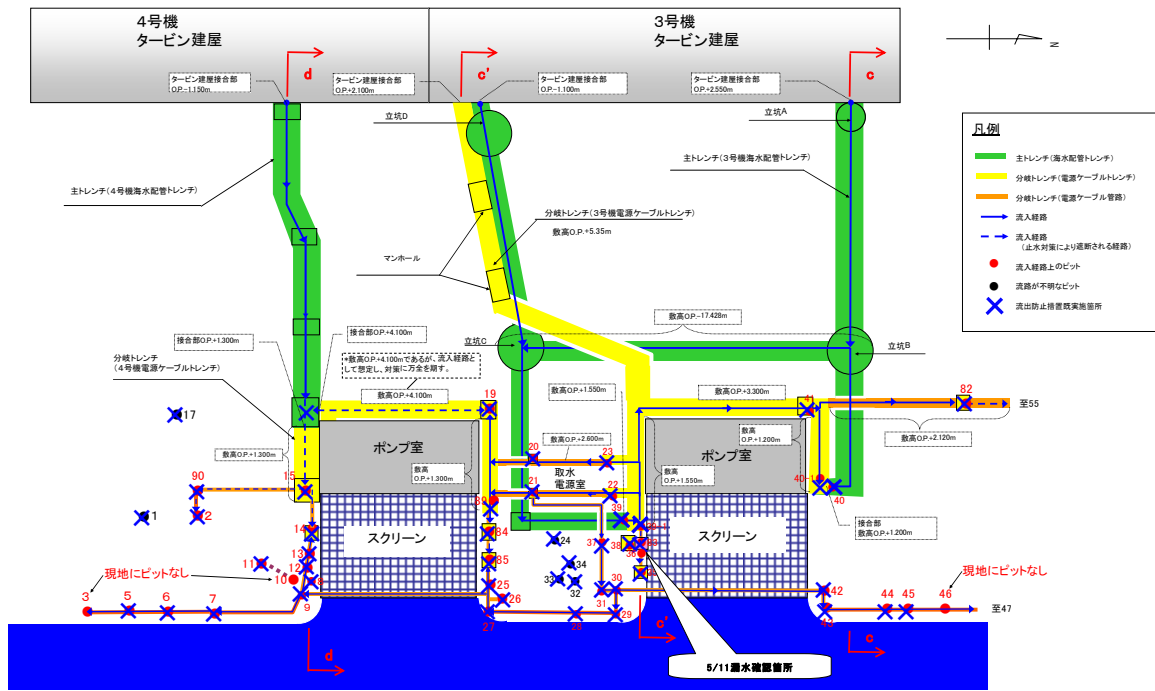
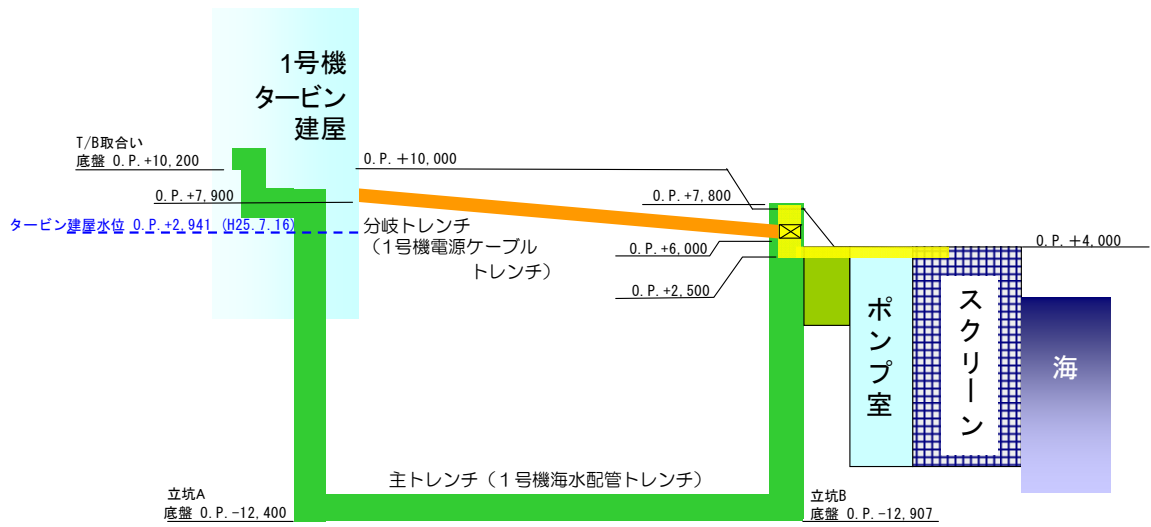
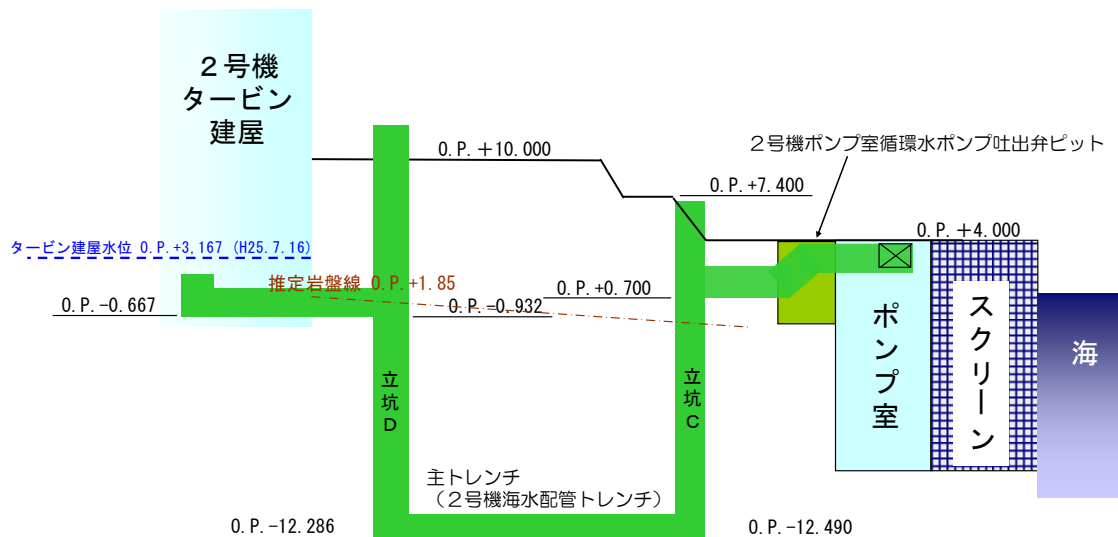


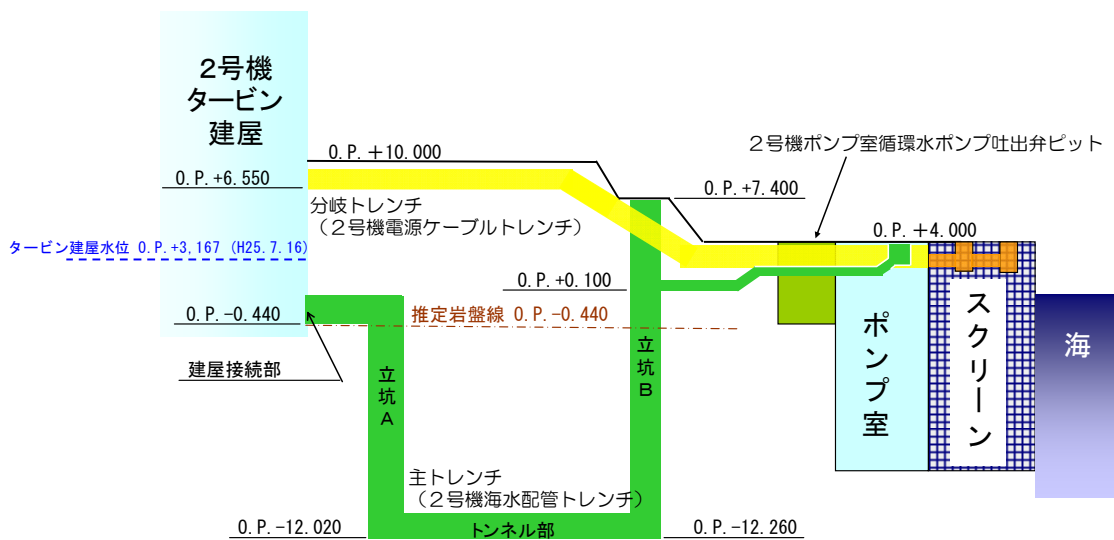
図4 3 / 4号機海側トレンチ平面図



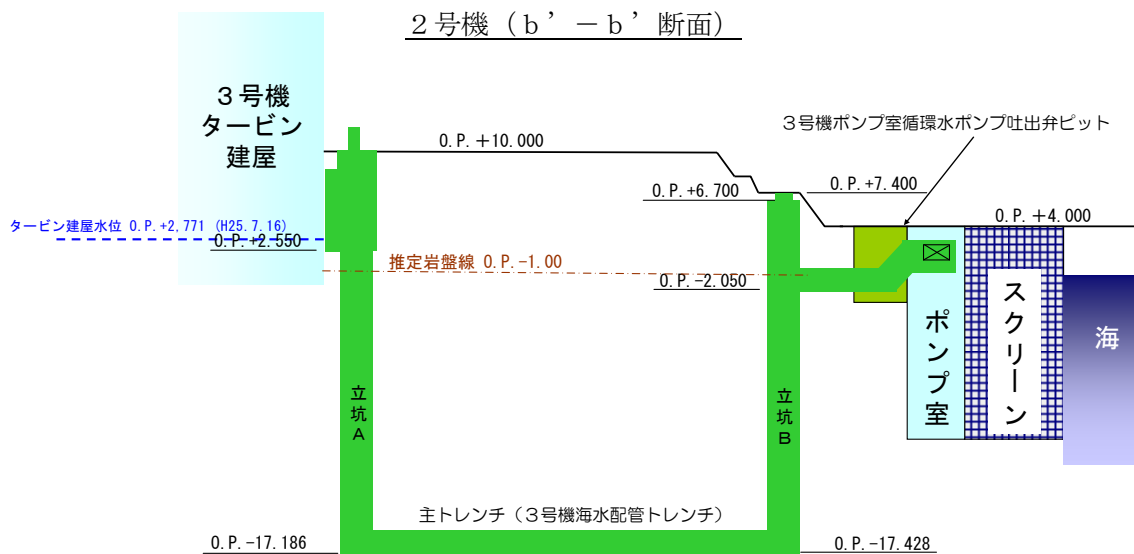
1号機 (a-a 断面)



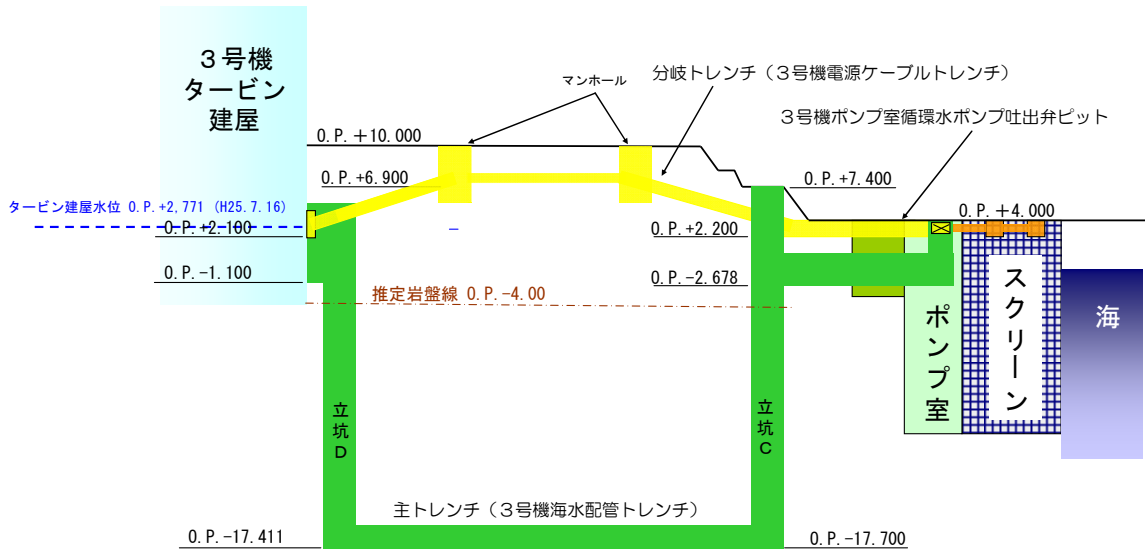
2号機 (b - b 断面)



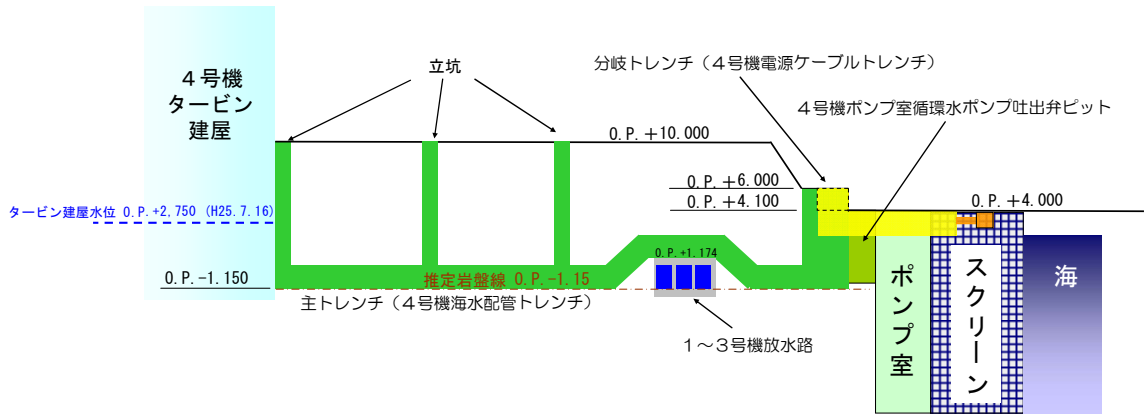
2号機 (b' - b' 断面)



3号機 (c - c 断面)



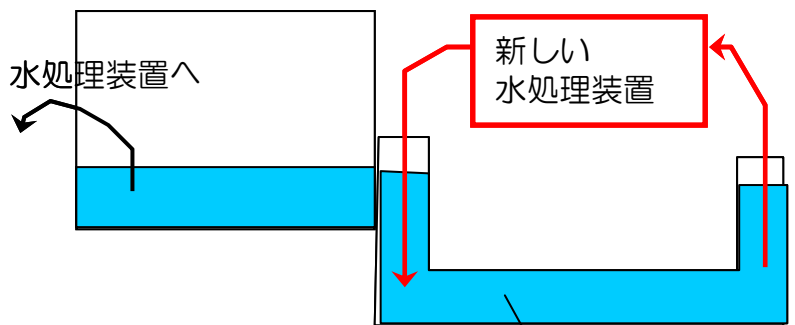
3号機 (c' - c' 断面)



4号機 (d - d 断面)

図5 1～4号機トレンチの構造図

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

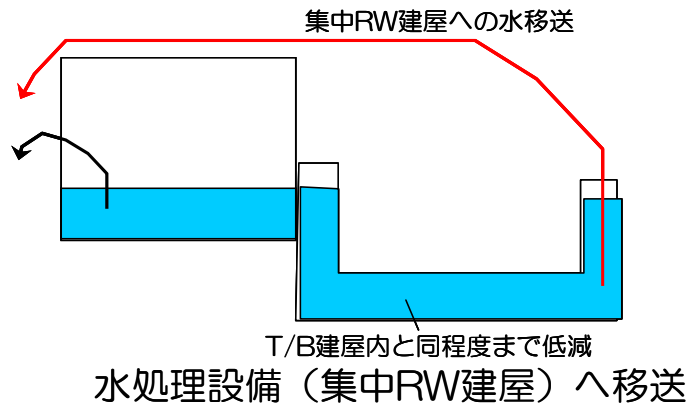


図7 既存水処理設備への移送のイメージ

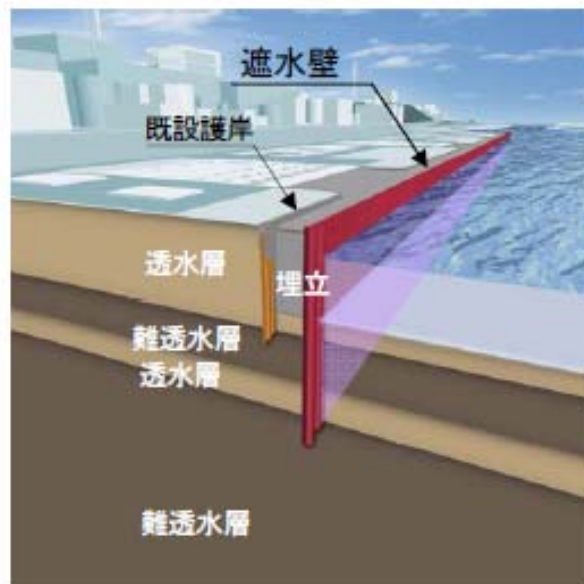


図8 海側遮水壁（概念図）

凍土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－12）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、高い遮水性が確保できる凍結工法を用いて地下水の流れを遮断する凍土方式の陸側遮水壁（以下「凍土遮水壁」という）を設置し、これらの建屋への地下水流入量を低減させることで高レベル放射性汚染水の増加を抑制する。

2 設備概要

凍土遮水壁を造成するための設備は、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、凍結管で構成する。

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、ブライントankについては35m盤に凍結プラント(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、凍土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1～5 参照）。

凍土遮水壁造成時には、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、35m盤に設置したブライントankに回収され、再度冷凍機で冷却することで連続的に凍土遮水壁の造成を行う。

凍土遮水壁の造成状況を確認するため、凍土遮水壁造成ラインに沿って5m程度の間隔で凍結管周辺の地中温度を測定する。また、凍土遮水壁内外の水位を計測する（図6 参照）。地中温度および水位については、免震重要棟集中監視室で遠隔監視可能な設備とする。

冷凍機・ポンプ等の運転監視を行う監視制御装置を設置する。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。

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可能な設備とする。

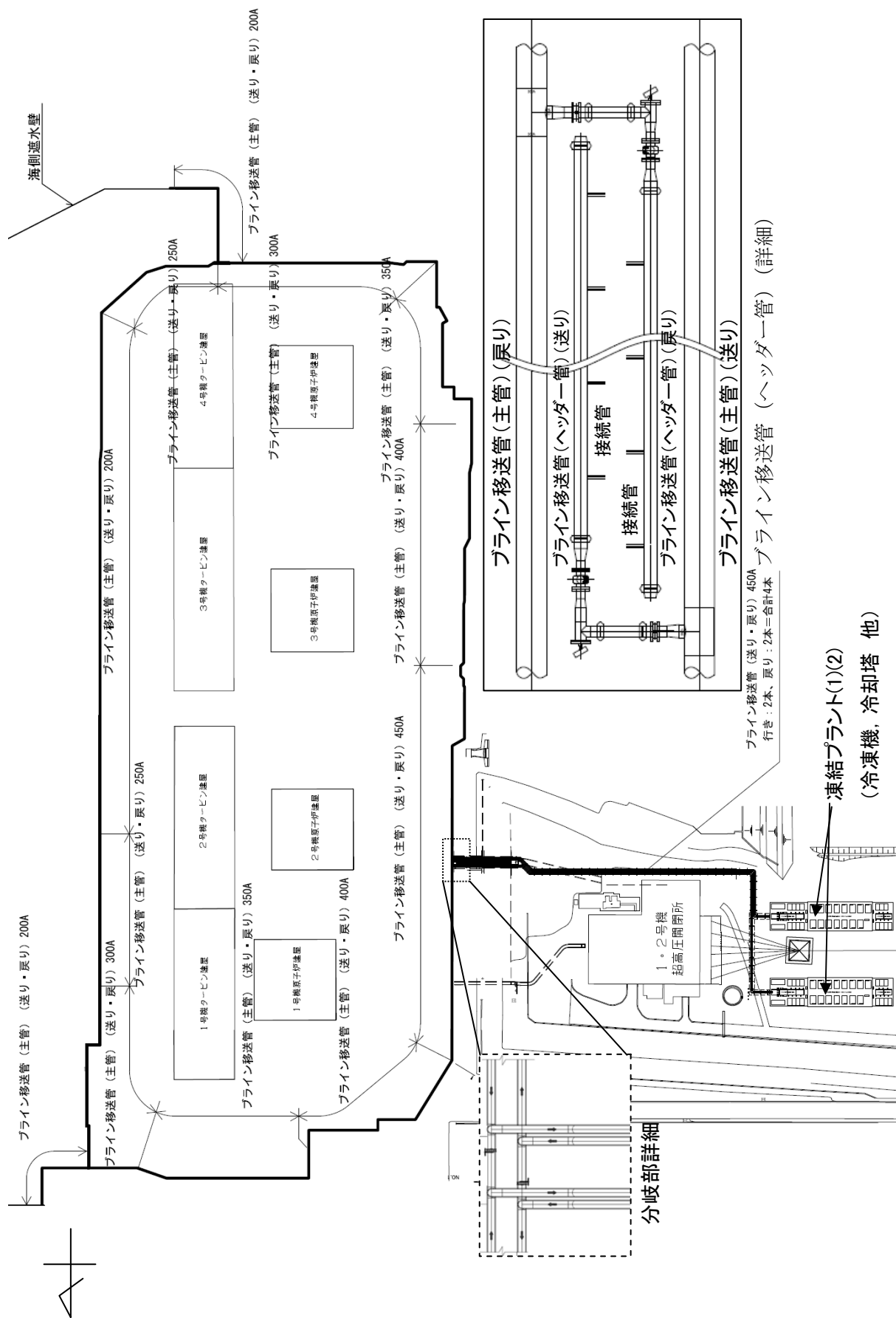


図1 凍土遮水壁造成設備 平面図

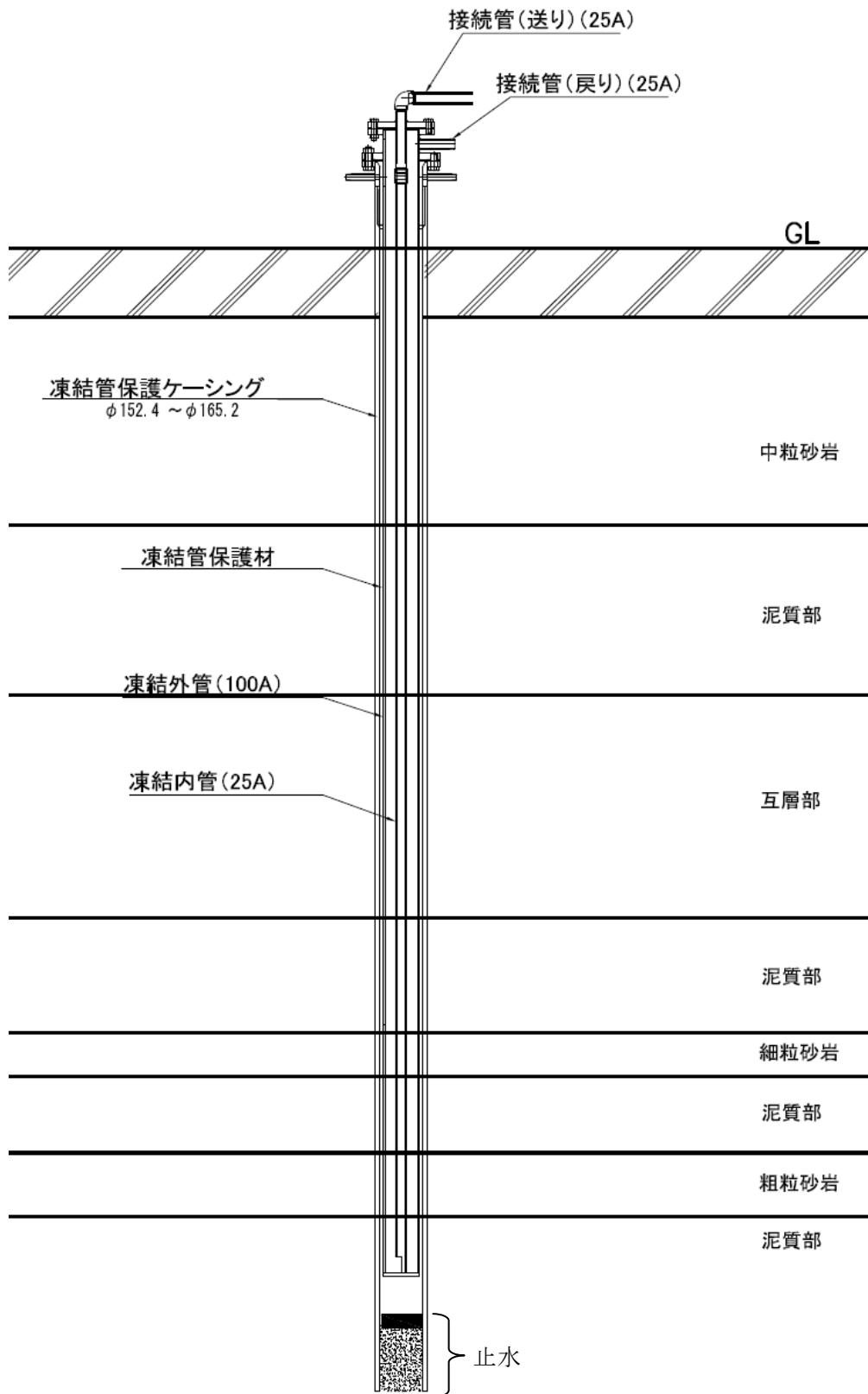


図2 凍結管基本構造図

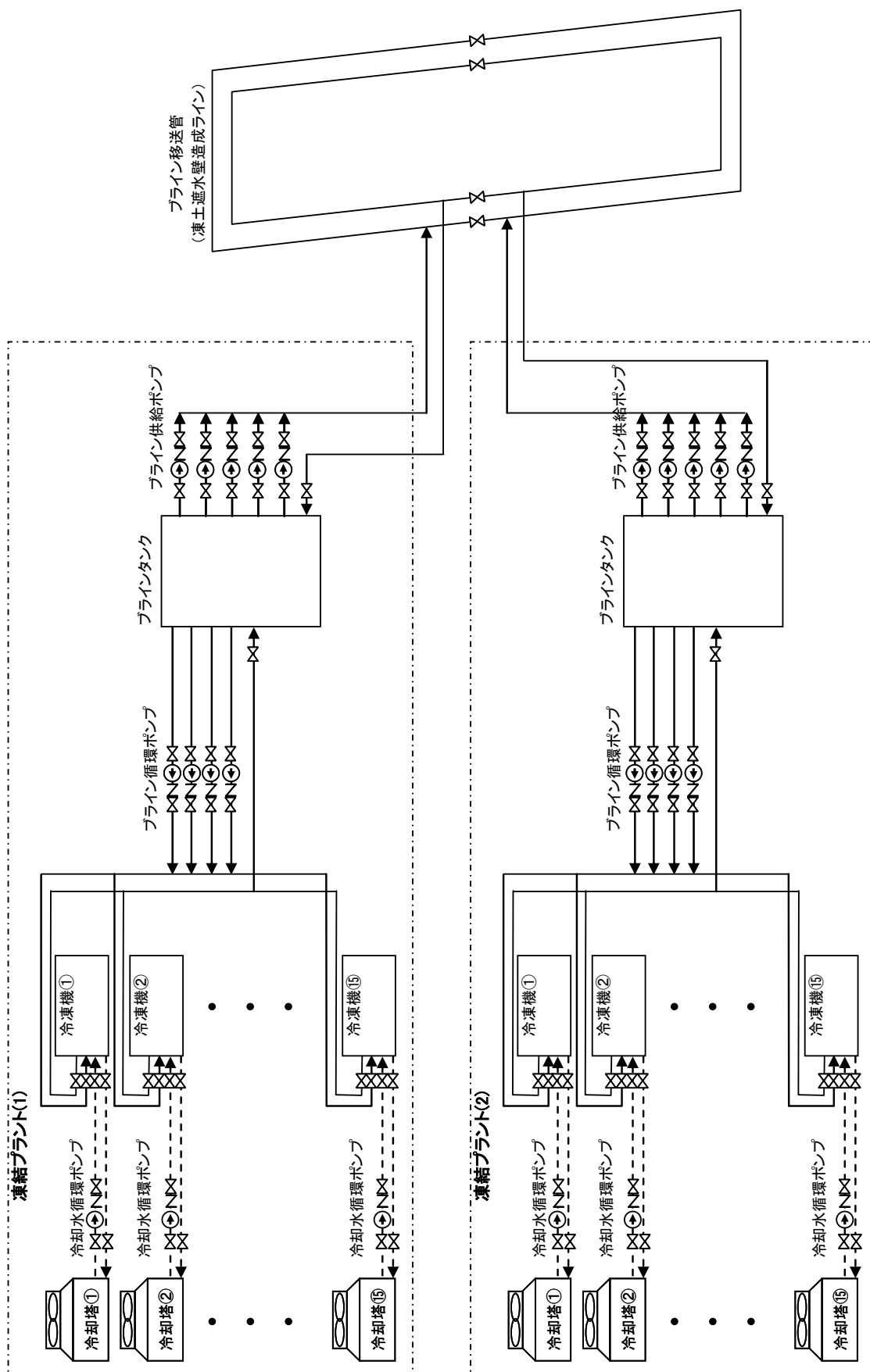


図3 凍土遮水壁造成設備 系統図 (概略)

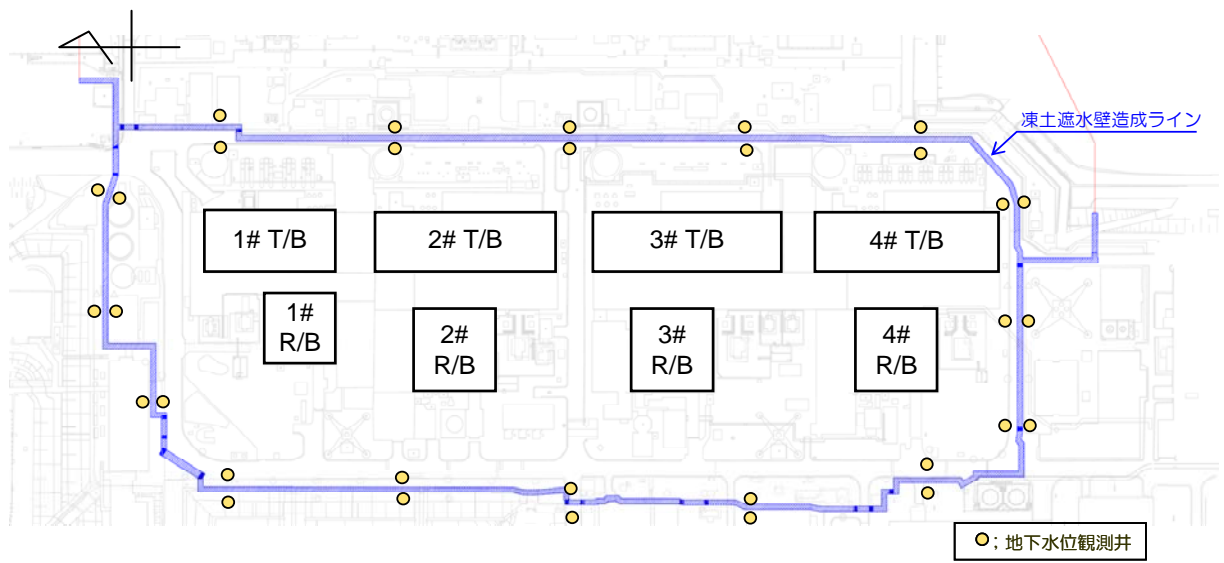


図6 凍土遮水壁内外の地下水位計測位置

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
交換熱量	600 kW (1基あたり)

(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	19 m

(5) ブライン循環ポンプ (完成品)

台数	8
容量	3,385 L/min (1台あたり)
揚程	13 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 ³ (1基あたり)
寸法	L 8.0×W 2.5×H 2.4 m (1基あたり)

4 凍土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凍土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する。

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、4m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、凍土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ypass	海側遮水壁 （地下水ドレン）	山/海側サブドレン	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	ウェルポイント+地下水ドレン	地下水バypass	山/海側サブドレン
1	●					410	320	90	50	—	—
6	●				●	130	30	100	10	—	—

※汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）より抜粋，一部，加筆

5 滞留水の建屋外漏えい防止対策への影響

建屋内の汚染水が建屋外へ流出しないよう、1～4号機のタービン建屋等内の滞留水の水位がサブドレン水の水位より低くなるように管理を継続する。

現状、汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、高濃度滞留水受タンク等に貯留するとしているが、建屋内の汚染水が建屋外へ流出するリスクを更に低下させるため、35m盤に設置する水タンクに貯留した水を注水配管で流下・移送して建屋周辺の地盤中に注水できる井戸を設置する（図7 参照）。

なお、注水による地下水位の変動は緩慢なものであり、緊急時の対応に備えるものではない。

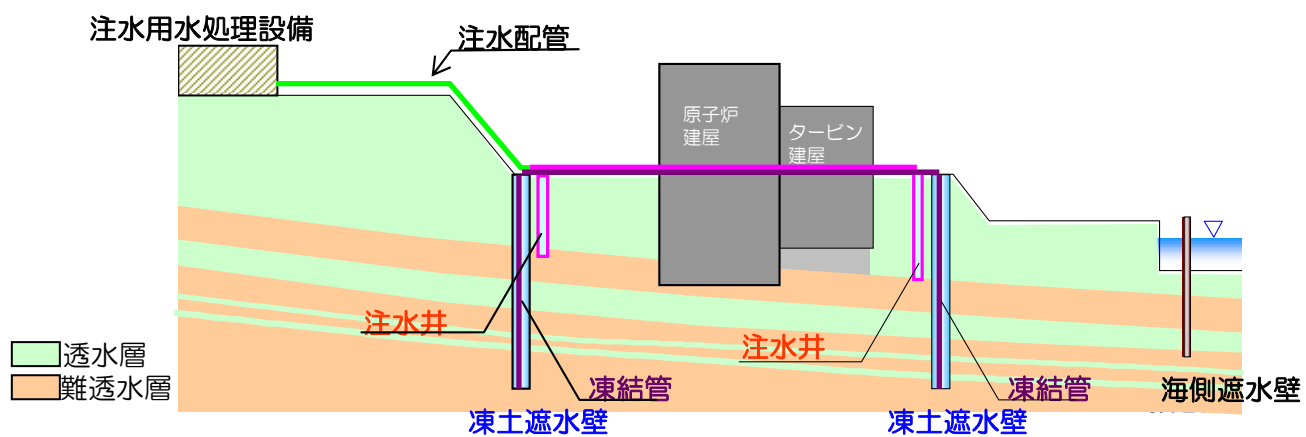
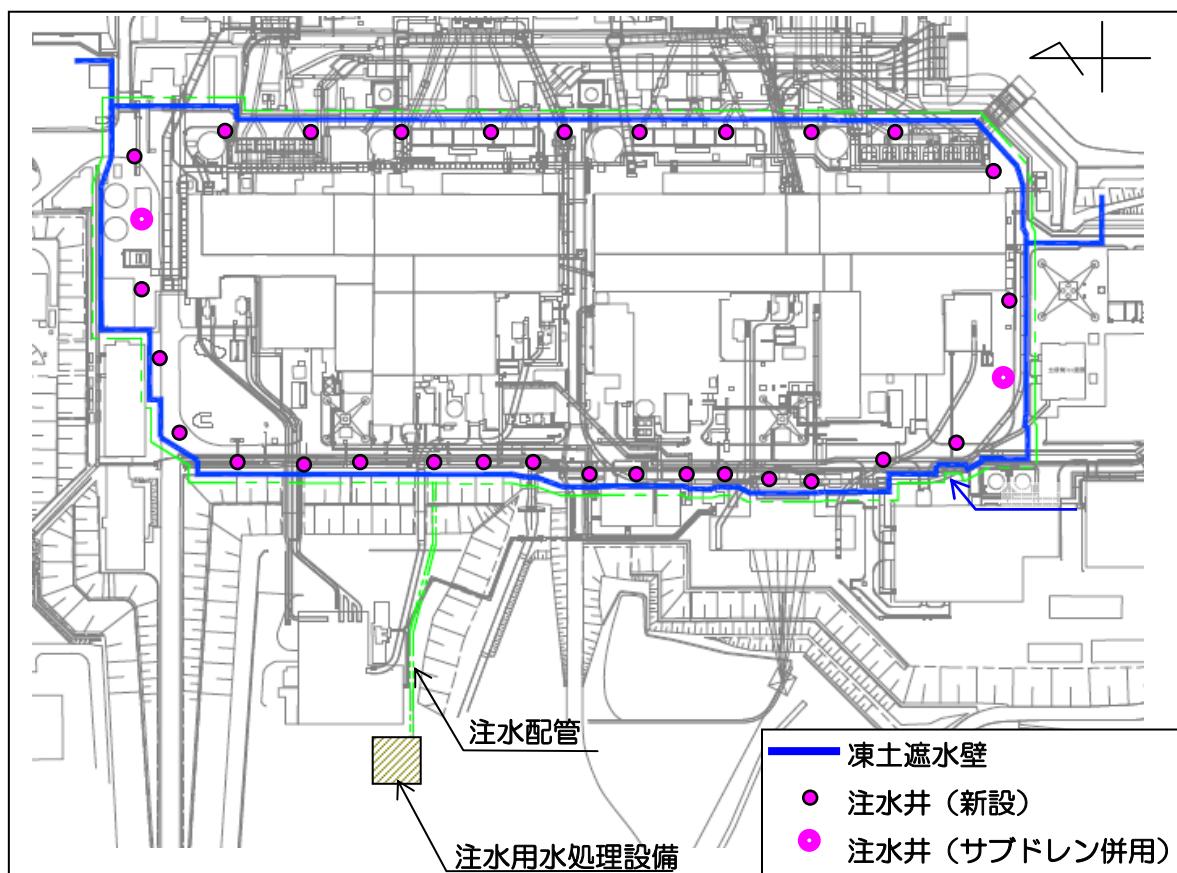


図7 注水設備全体概要図 平面図・断面図

6 凍土遮水壁造成後の地下水位低下に伴う地盤沈下

凍土遮水壁造成後の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。

7 埋設物に対する施工時の考慮等

凍土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（図8参照）を横断して凍土遮水壁を施工する箇所については、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。

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を超えないようにする。

9 凍土遮水壁の凍結膨張に対する考慮

凍土遮水壁の凍結膨張に対する考慮として、凍土遮水壁と汚染水を貯留している建屋の距離が近接する箇所において、地中および地表の変位量を確認する（図9参照）。建屋に有害な影響を与える有意な変位が認められる場合には、適切に対策を実施する。

10 別添

別添－1 凍土遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

別添－2 埋設物に対する施工時の考慮

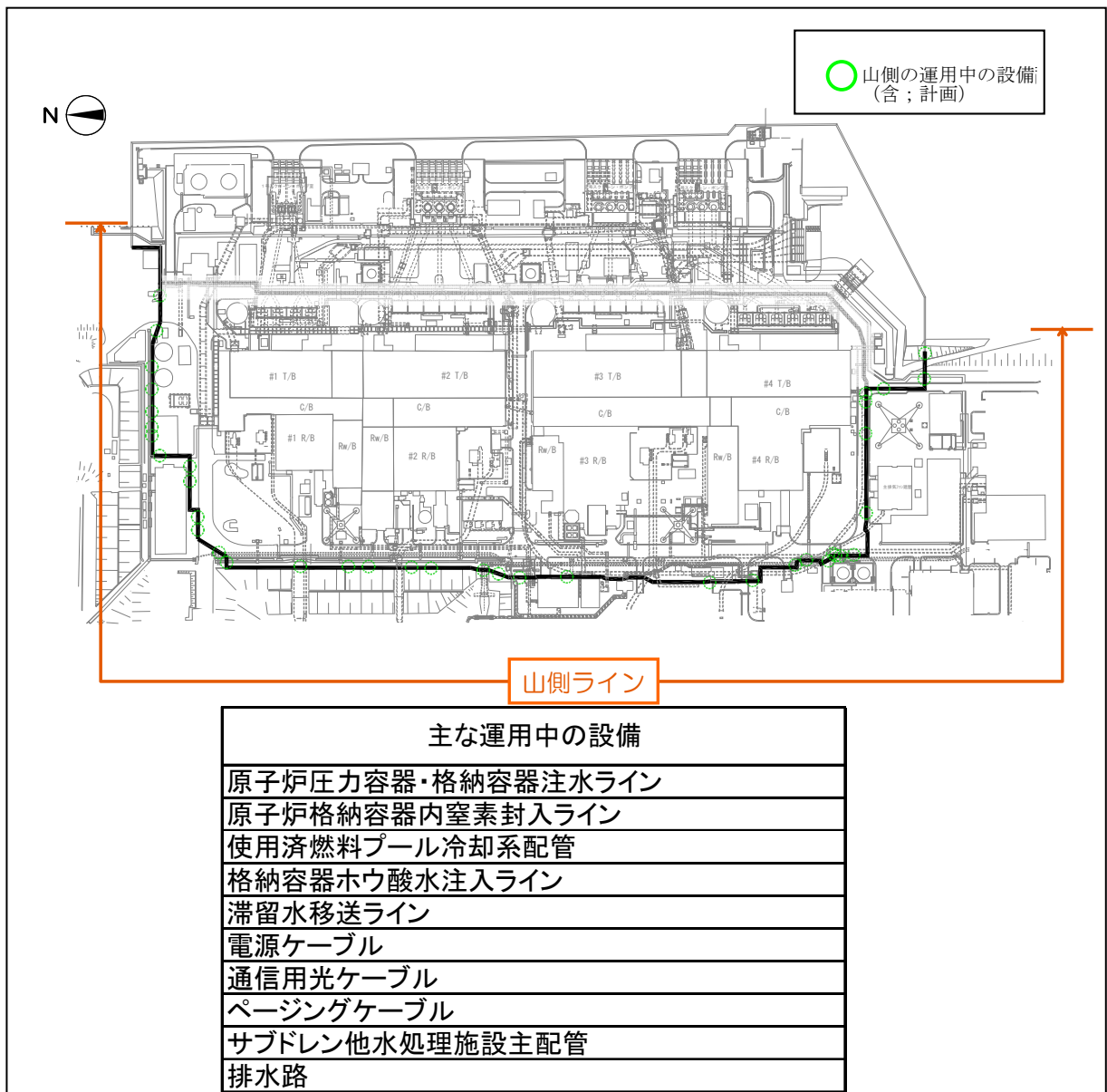


図8 主な運用中の設備と凍土遮水壁の横断箇所

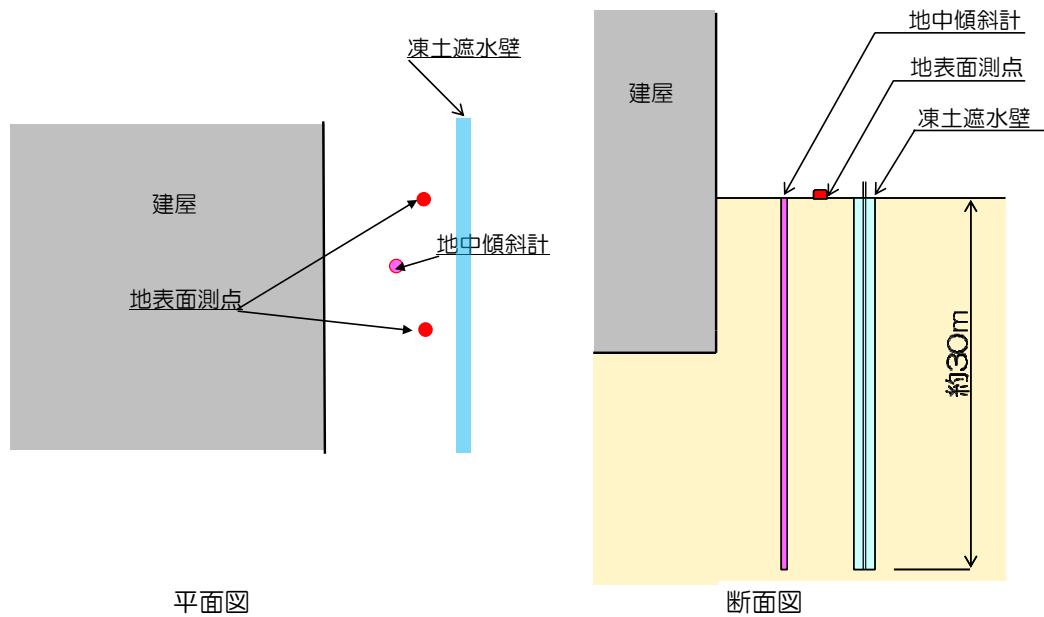


図9 凍結膨張に対するモニタリング

表2 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
凍土遮水壁	準備工事 (ヤード整備他)			本工事 (設備設置等)			
						凍土造成・維持	

※ 現場状況等により変更の可能性有り

凍土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	完新世	沖積層	暗緑灰色～褐色の粘土及び砂、未固結
	更新世	段丘堆積物	黄褐色の砂礫及び砂、半固結
第三紀	鮮新世	富岡層 T ₃ 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 ₂ 部層	泥質砂岩 軽石粒、凝灰岩を挟在
		T ₁ 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	漸新世	湯長谷層群	泥岩、砂岩泥岩互層 軽石粒、スコリア粒、凝灰岩等を挟在
古第三紀	漸新世	白水層群	硬質な泥質砂岩～泥岩

〰〰〰 不整合

凍土遮水壁施工で影響する地層

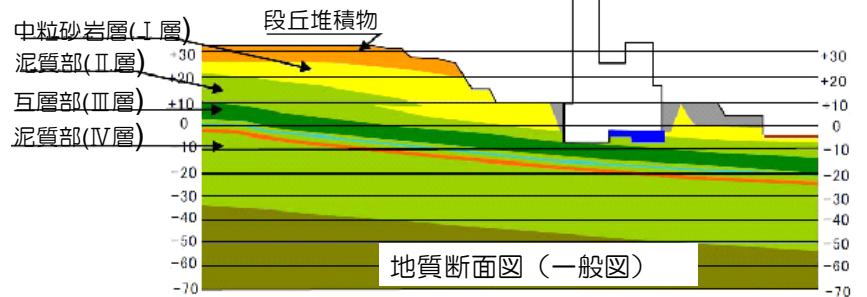
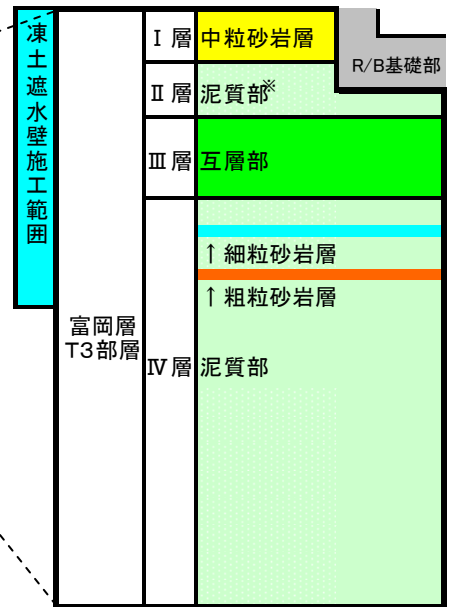


図1 1～4号機建屋周辺の地層構成

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/cm²）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)凍土遮水壁造成後」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)凍土遮水壁造成後）は、圧密降伏応力（54kgf/cm²）に対して3~4kgf/cm²程度と小さく、十分な余裕がある。
- ・ (e)凍土遮水壁造成後は、(d)震災後に対して1kgf/cm²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。

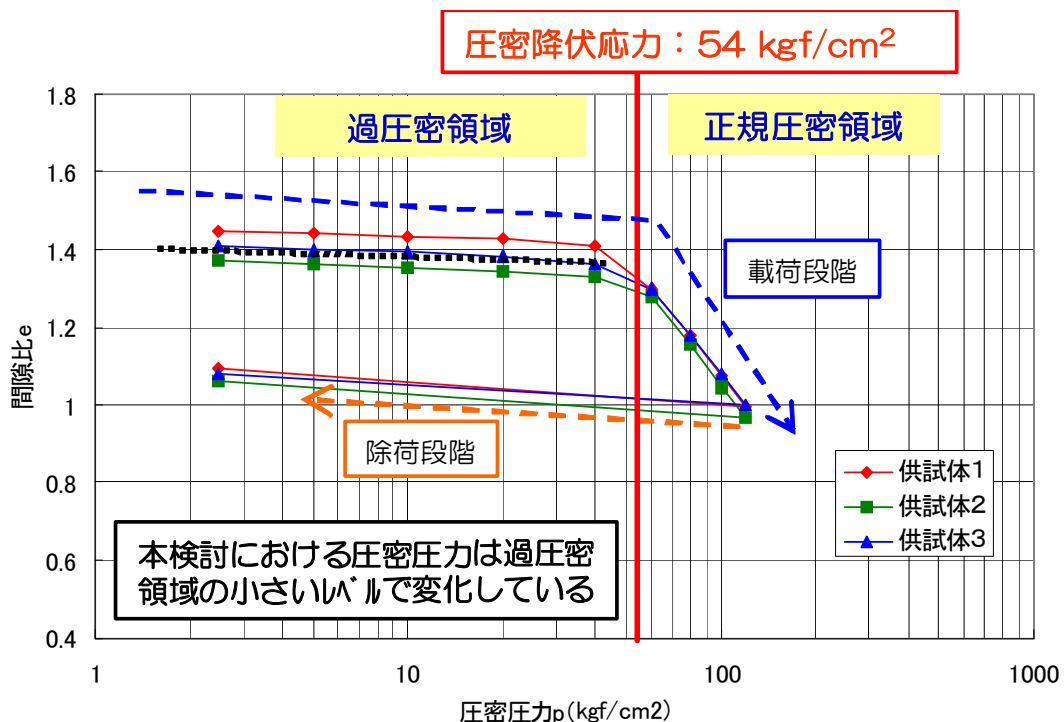


図2 圧密試験結果

(a) 発電所建設前

- ・ 1～4号機建屋設置箇所は、造成前はO.P.+35m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。

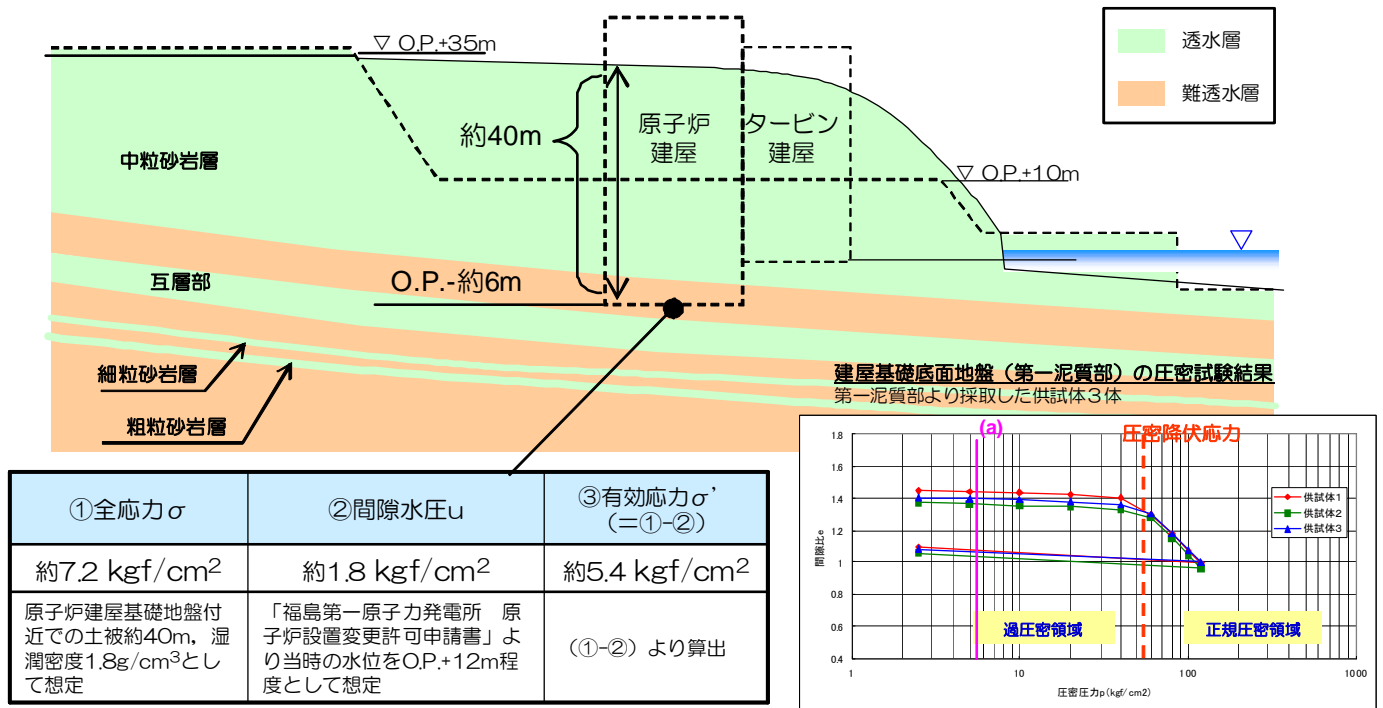


図 3 - 1 「(a) 発電所建設前」の全応力，間隙水圧，有効応力

(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、O.P.-6～7m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。

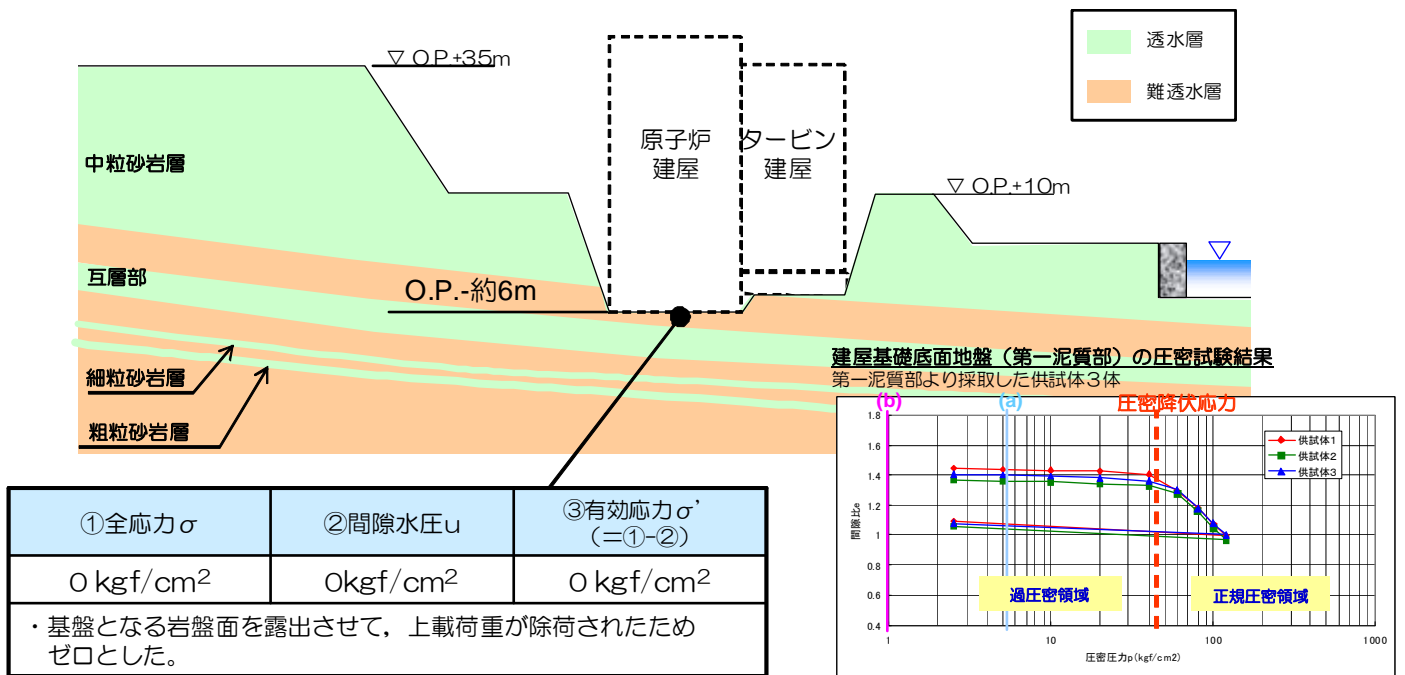


図 3 - 2 「(b) 発電所建設中（切土後）」の全応力，間隙水圧，有効応力

(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。

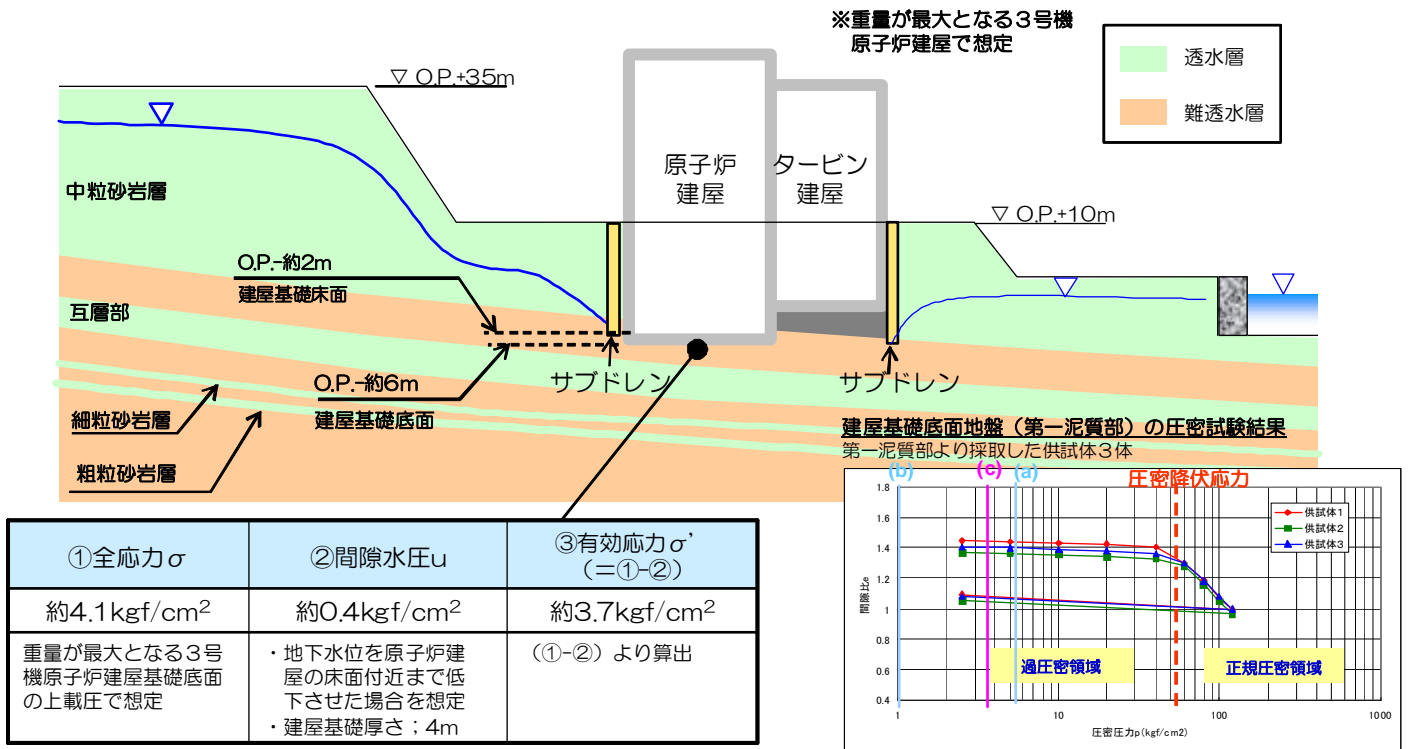


図 3 - 3 「(c) 運転時（震災前）」の全応力，間隙水圧，有効応力

(d) 震災後

- ・サブドレンが停止し、建屋周りの地下水位が上昇。
- ・地下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。

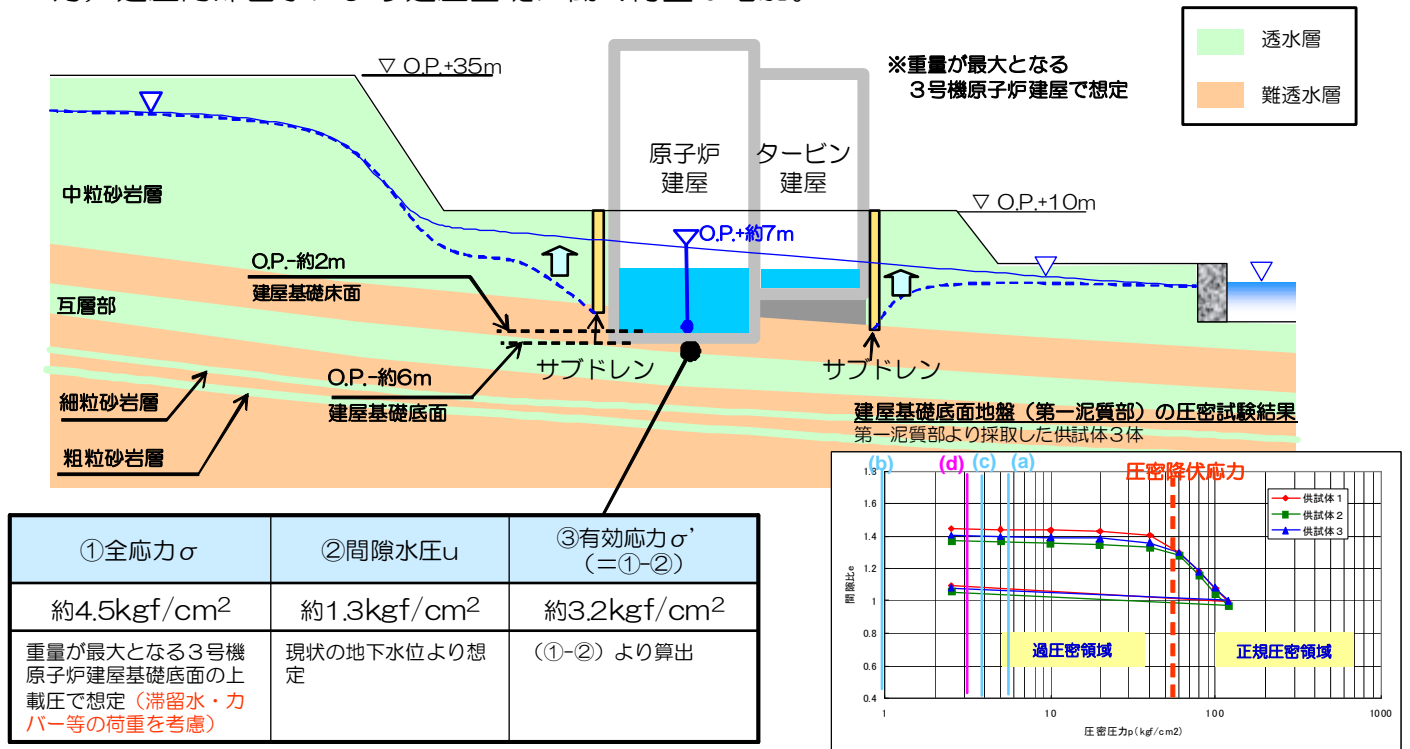


図3-4 「(d)震災後」の全応力，間隙水圧，有効応力

(e) 凍土遮水壁造成後

- ・ 凍土遮水壁造成後，建屋水位を原子炉建屋基礎床面（O.P.+1~-2m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）が凍土遮水壁造成前よりも低下。

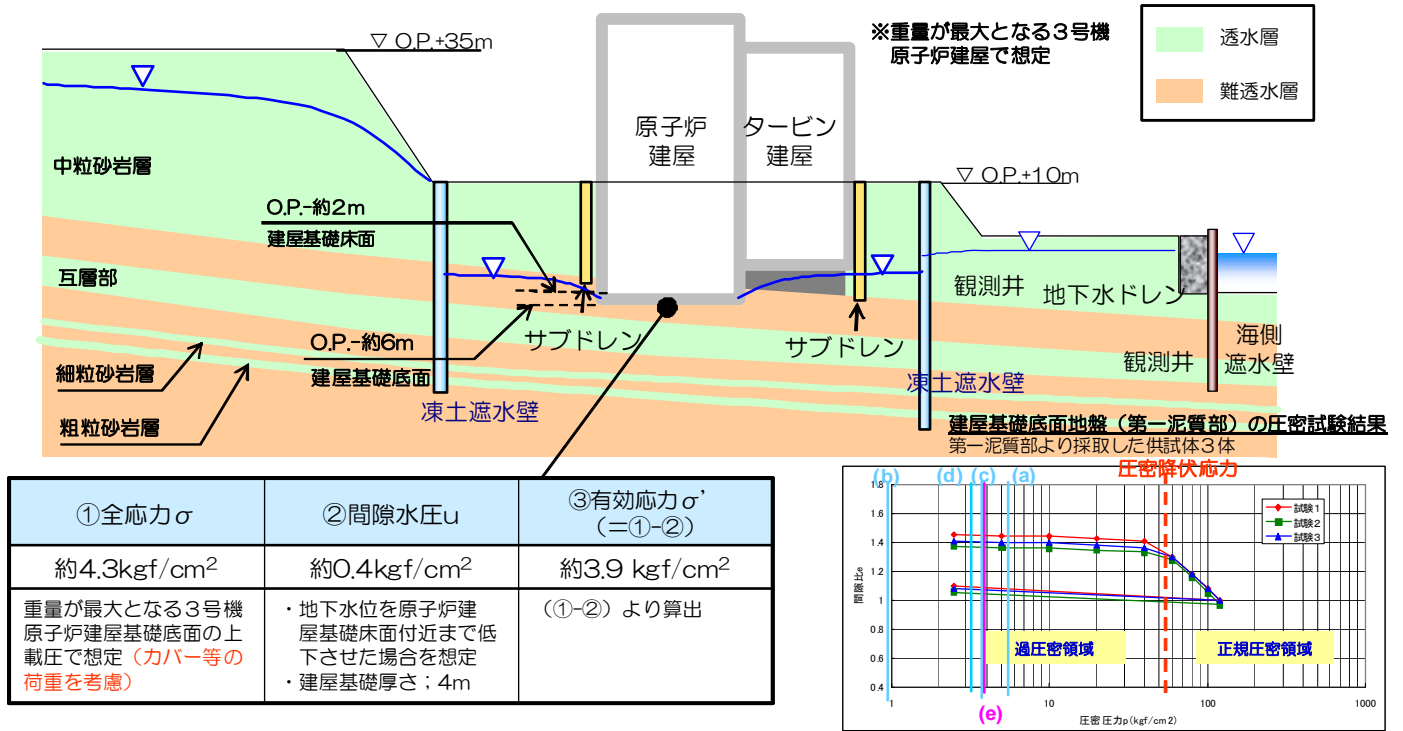


図3-5 「(e)凍土遮水壁造成後」の全応力，間隙水圧，有効応力

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)凍土遮水壁造成後）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

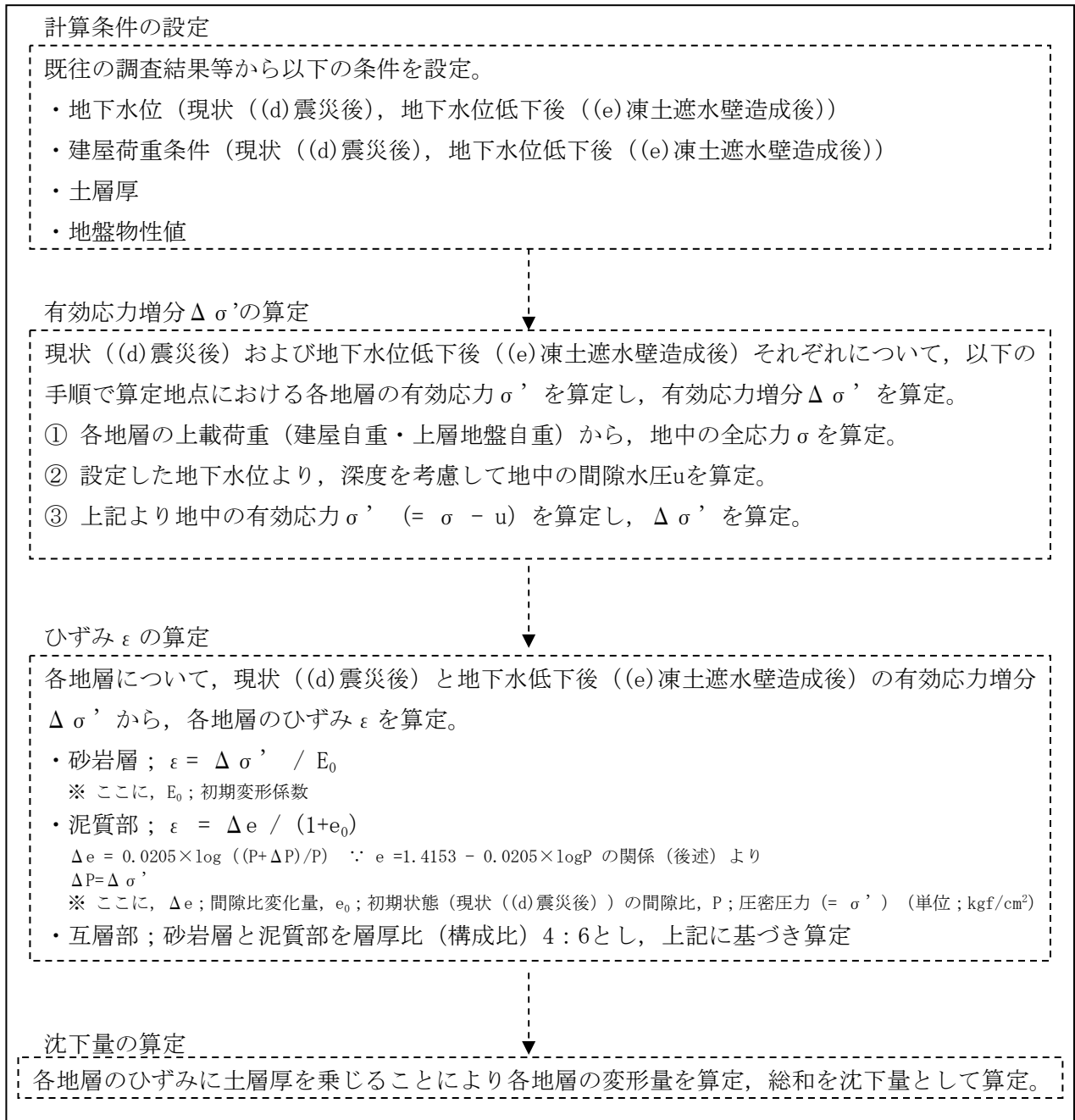


図5 算定フロー

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。

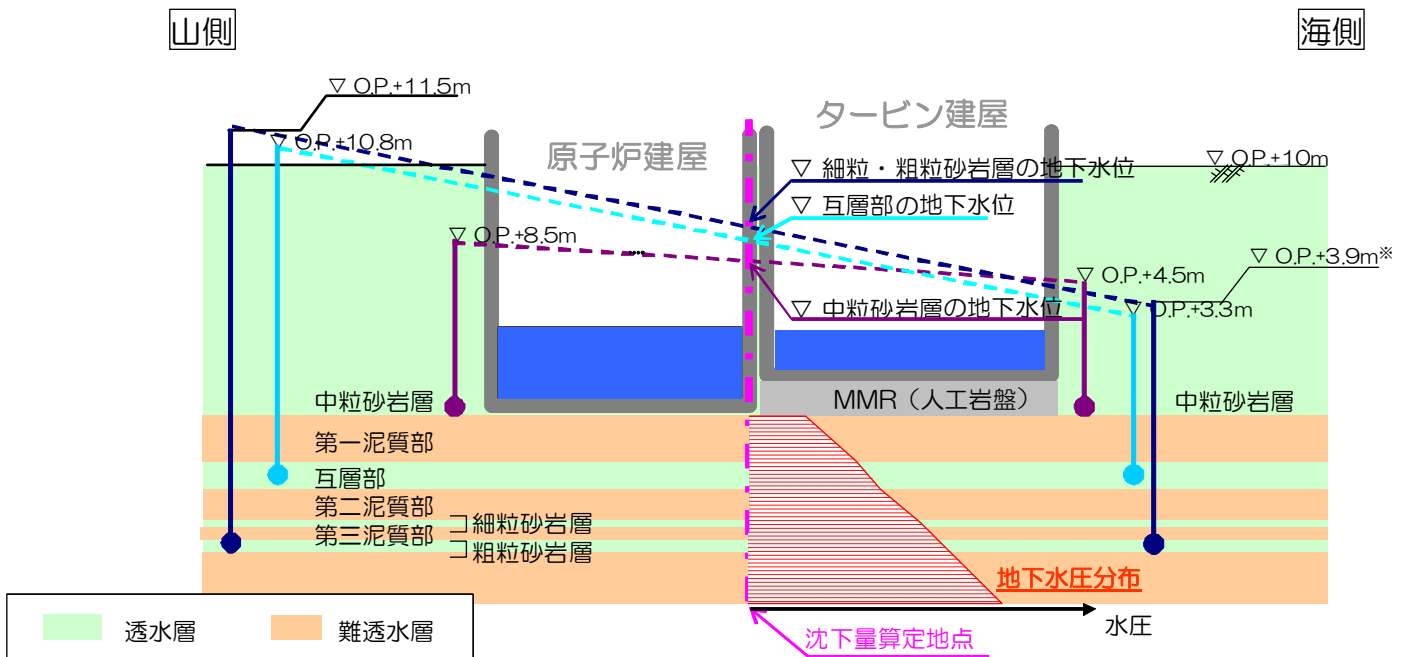
表1 計算条件一覧

	現状 ((d) 震災後)	地下水位低下後 (e) 凍土遮水壁造成後)	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（O.P. -2.06m）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 γ_t (gf/cm³)】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・砂岩層：1.84 ・泥質部：1.71 <p>【変形特性】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・砂岩層；$\sigma' = E_0 \cdot \varepsilon$ ここで，E_0：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/cm²，3号機原子炉建屋下面センター）は破壊強度（13.3kgf/cm²）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E_0を使用。 ※2 三軸圧縮試験結果に基づき，以下の通り設定。 $E_0 = 124P + 963$（P；有効上載圧，単位；kgf/cm²） ・泥質部；$e = 1.4153 - 0.0205 \times \log P$（単位；kgf/cm²） ※ 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） 		<p>泥質部の変形特性のみ今回設定。</p> <p>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。</p>

3.1.1 地下水位の設定

現状 ((d)震災後), 地下水位低下後 ((e)凍土遮水壁造成後) 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 O.P.+8.5m, 海側 O.P.+4.5m
 - ・ 互層部; 山側 O.P.+10.8m, 海側 O.P.+3.3m
 - ・ 細粒・粗粒砂岩層; 山側 O.P.+11.5m, 海側 O.P.+3.9m*
- 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

- 地下水位低下後（(e)凍土遮水壁造成後）の地下水位は2～4号機原子炉建屋基礎上面の標高（O.P.-2.06m）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。

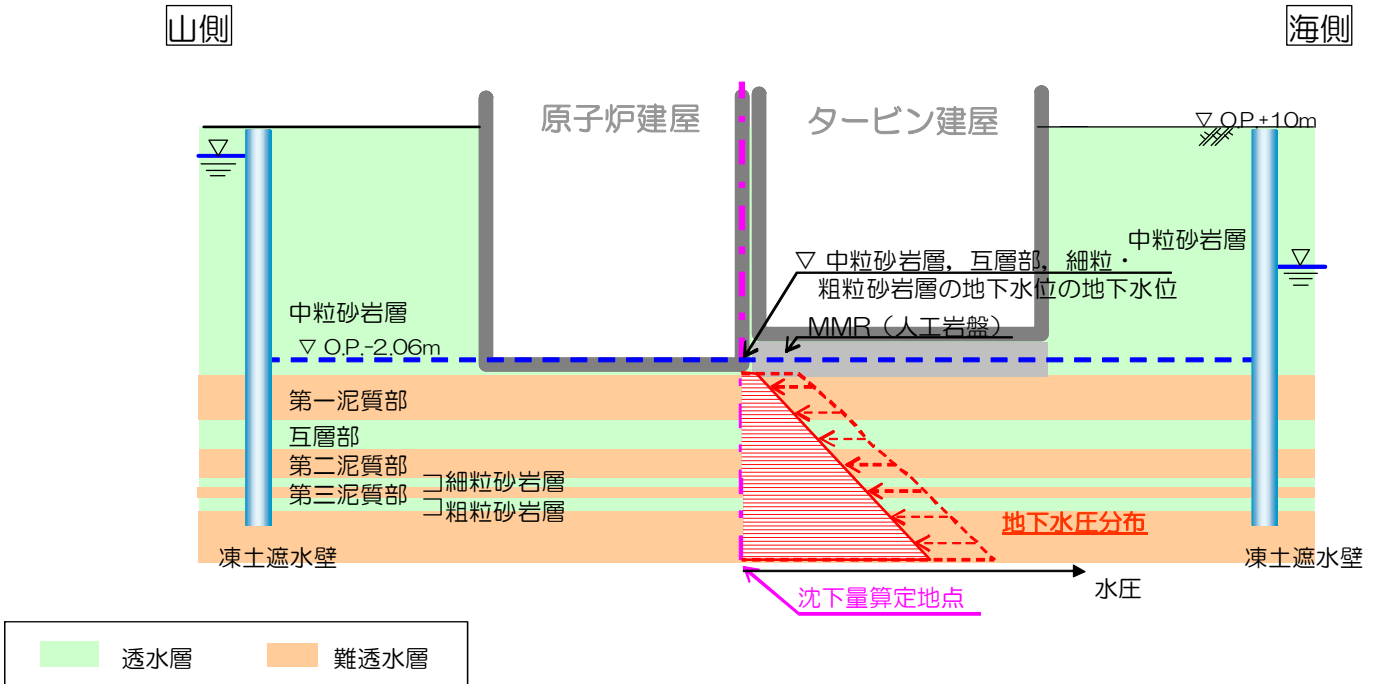


図7 地下水位低下後（(e)凍土遮水壁造成後）の地下水位設定方法

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)凍土遮水壁造成後）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)凍土遮水壁造成後）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 ²)	接地圧(ton/m ²)	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

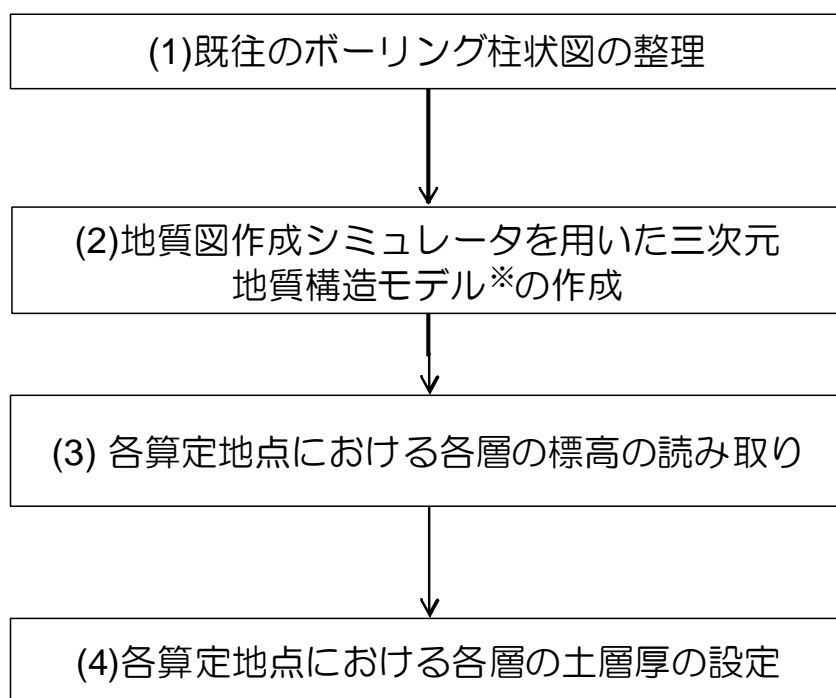
表3 地下水位低下後（(e)凍土遮水壁造成後）の建屋荷重

	重量(ton)	基礎形状(NS×EW、m)	基礎面積(m ²)	接地圧(ton/m ²)	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

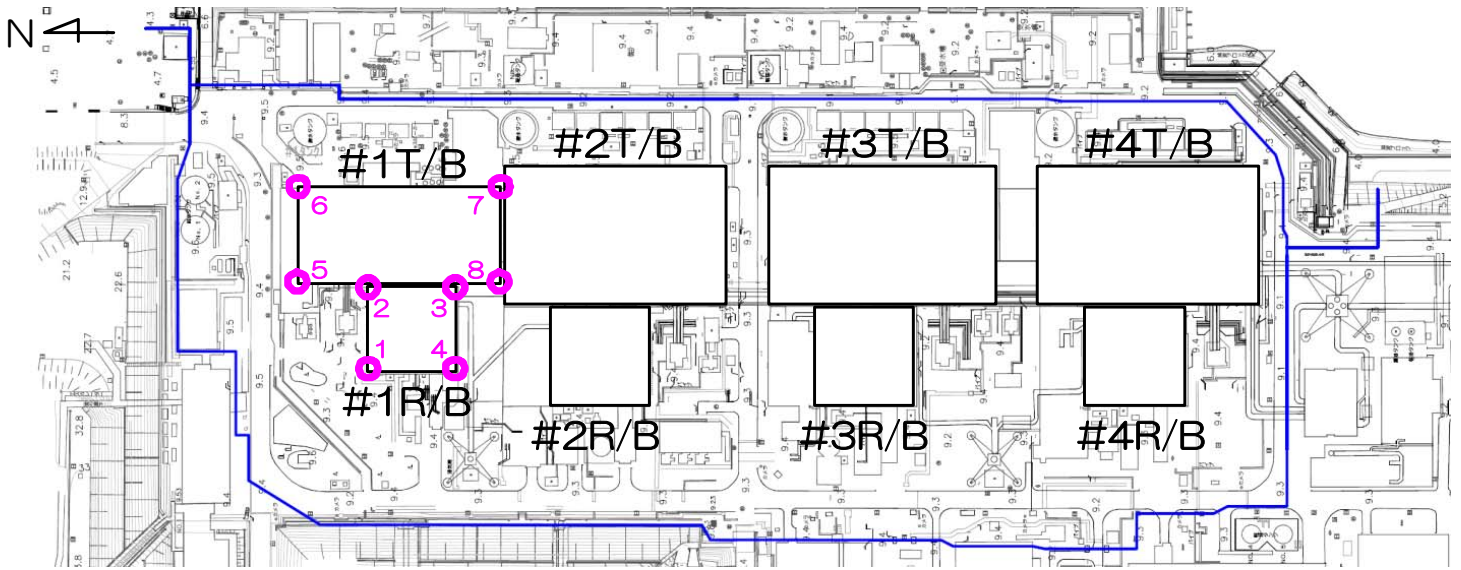
既往のボーリング柱状図を用い、地質図作成シミュレータにて作成した発電所敷地周辺の三次元地質構造モデルに基づき、各算定地点における土層厚を設定した。

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。



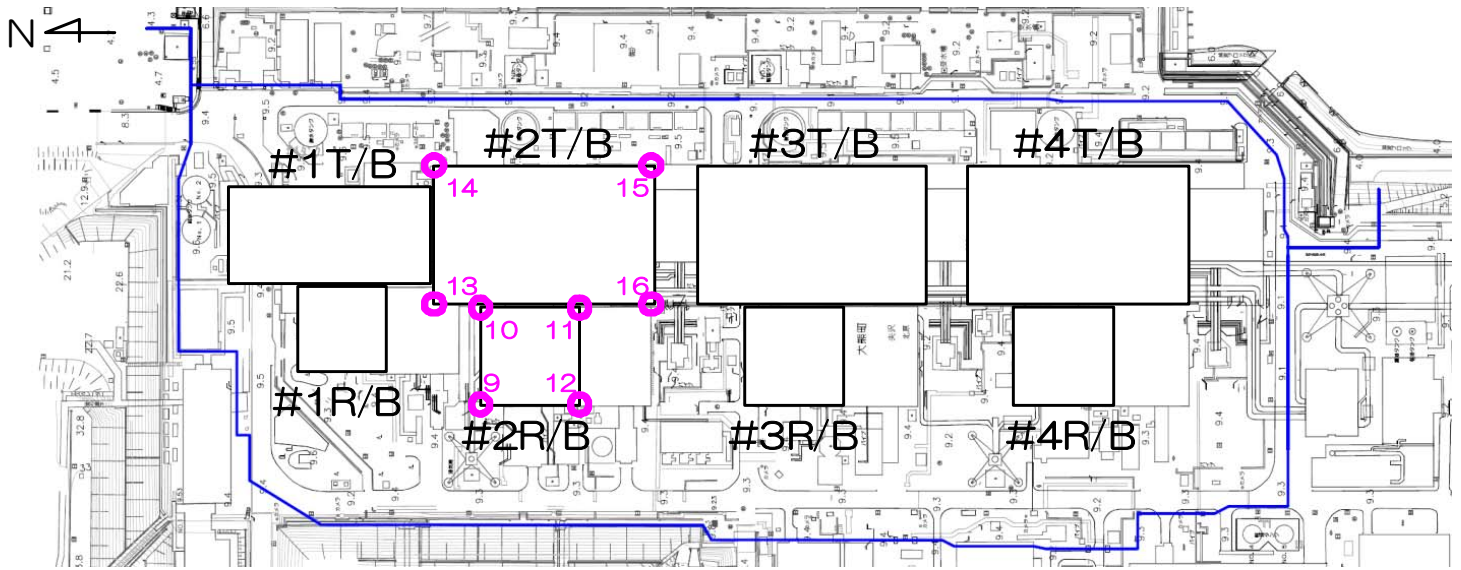
※ 汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）にて示された解析モデル

図8 土層厚設定フロー



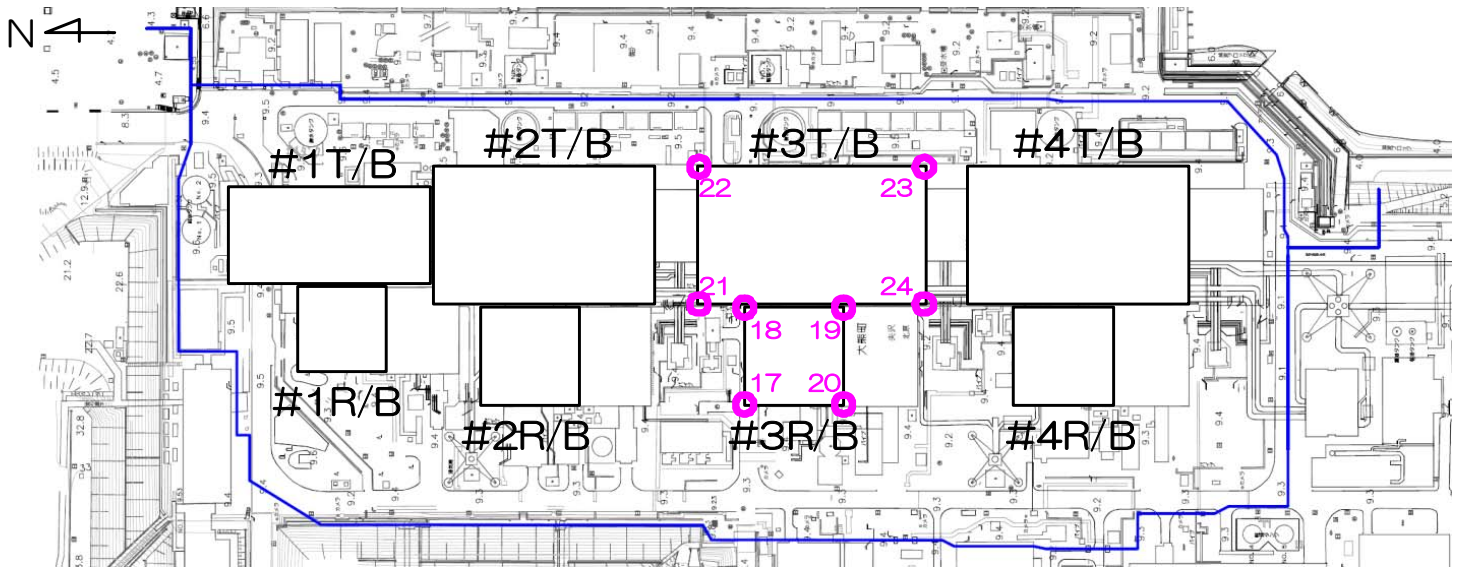
土層厚 (m)	#1R/B 1	#1R/B 2	#1R/B 3	#1R/B 4	#1T/B 5	#1T/B 6	#1T/B 7	#1T/B 8
MMR	—	—	—	—	3.30	3.30	3.30	3.30
第1泥質部	3.45	4.50	4.45	3.63	5.06	6.20	5.88	5.00
互層部	6.15	5.76	5.77	5.79	5.74	5.59	5.83	5.82
第2泥質部	1.29	1.74	1.80	1.32	1.86	1.90	2.49	1.90
細粒砂岩層	1.18	0.91	1.26	1.73	0.76	0.58	1.16	1.51
第3泥質部	1.15	1.40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



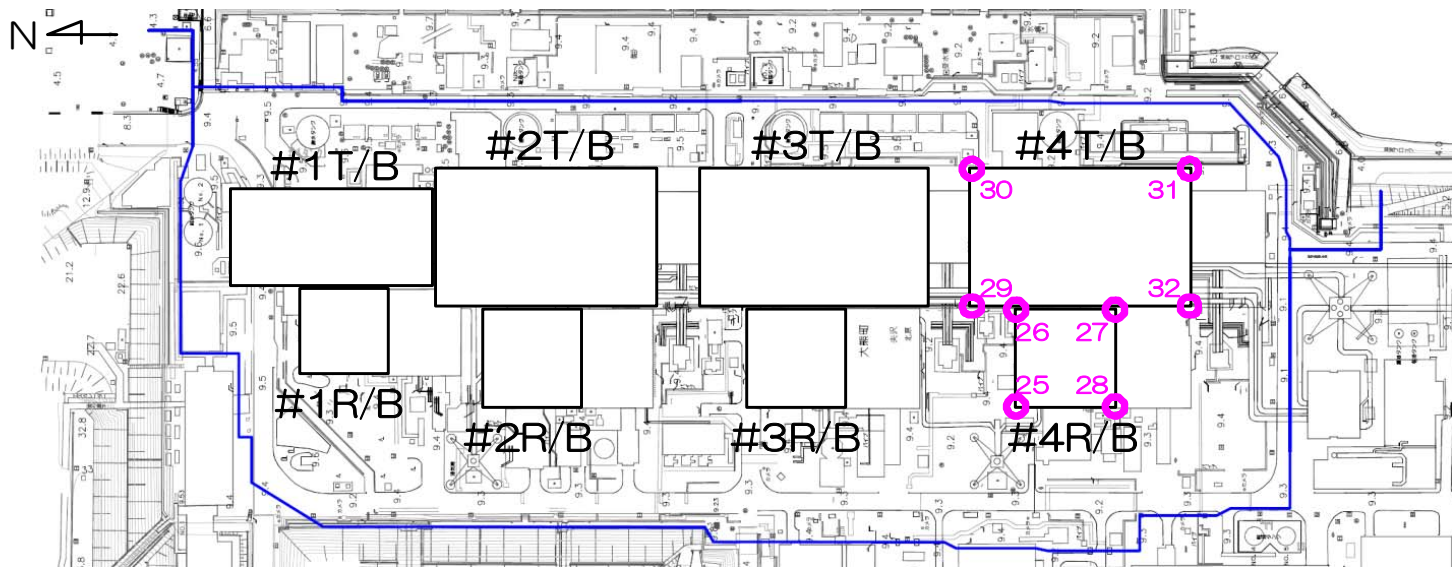
土層厚 (m)	#2R/B 9	#2R/B 10	#2R/B 11	#2R/B 12	#2T/B 13	#2T/B 14	#2T/B 15	#2T/B 16
MMR	—	—	—	—	1.70	3.80	3.80	1.70
第1泥質部	1.24	2.01	1.96	0.50	4.87	4.01	4.23	4.98
互層部	4.95	5.69	5.39	5.18	5.74	5.80	5.96	5.01
第2泥質部	1.49	1.93	2.36	1.88	1.80	2.61	3.07	2.73
細粒砂岩層	2.83	1.90	2.09	3.69	1.63	1.16	1.63	1.70
第3泥質部	0.50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



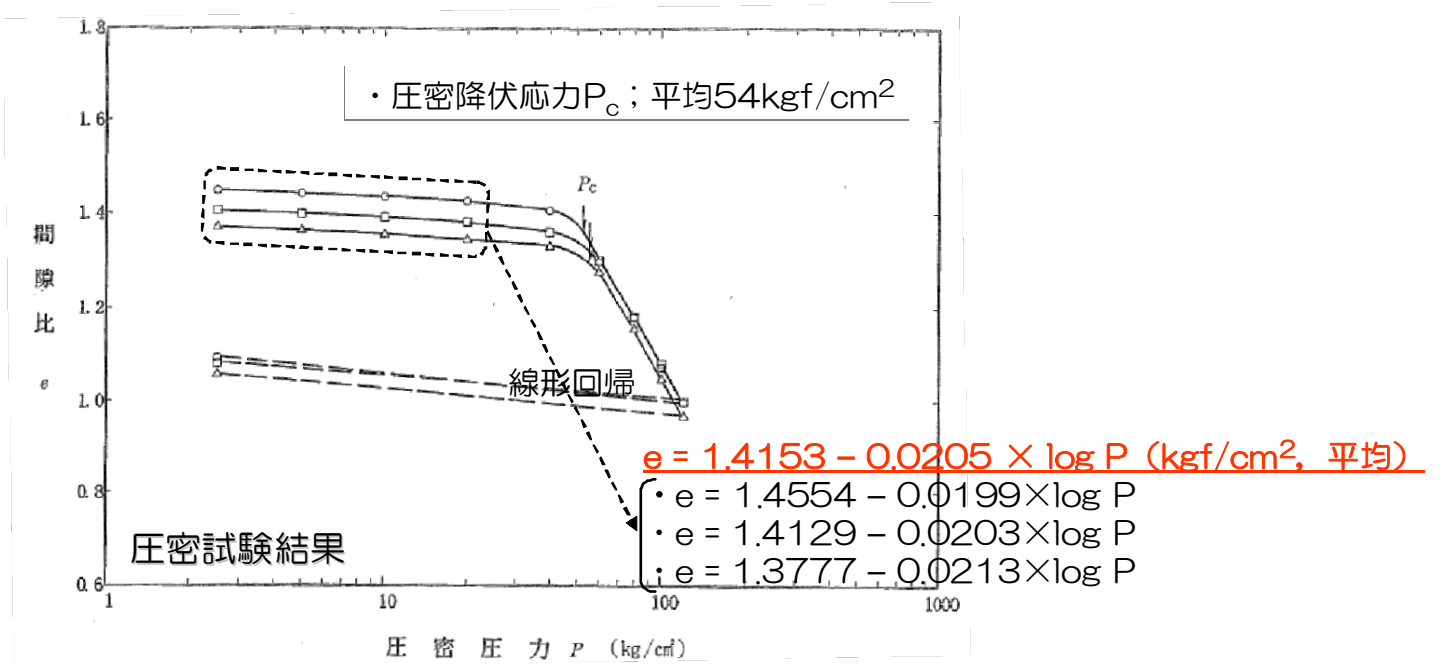
土層厚 (m)	#4R/B 25	#4R/B 26	#4R/B 27	#4R/B 28	#4T/B 29	#4T/B 30	#4T/B 31	#4T/B 32
MMR	4.90	4.90	4.90	4.90	2.86	3.72	3.72	2.86
第1泥質部	—	—	—	—	1.87	3.48	1.33	0.54
互層部	—	0.91	—	—	6.08	5.21	5.65	5.64
第2泥質部	3.09	3.24	3.25	1.60	3.09	3.50	3.56	3.65
細粒砂岩層	1.32	1.36	1.65	1.28	1.31	0.99	0.87	0.33
第3泥質部	1.52	1.41	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 - $\log P$ 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 - $\log P$ 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)凍土遮水壁造成後）それぞれについて、算定地点における各地層の全応力 σ 、間隙水圧 u 、有効応力 σ' 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。

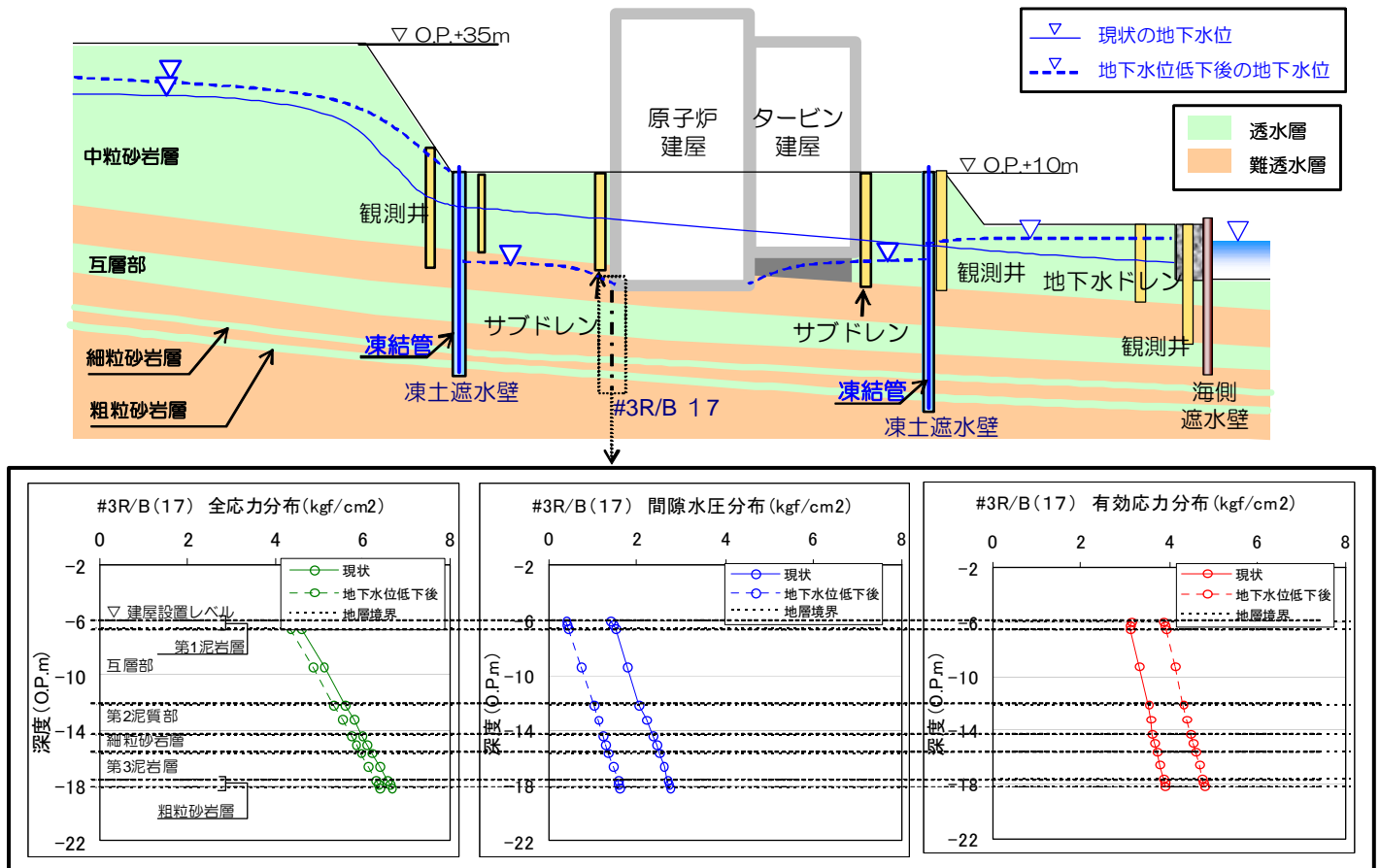
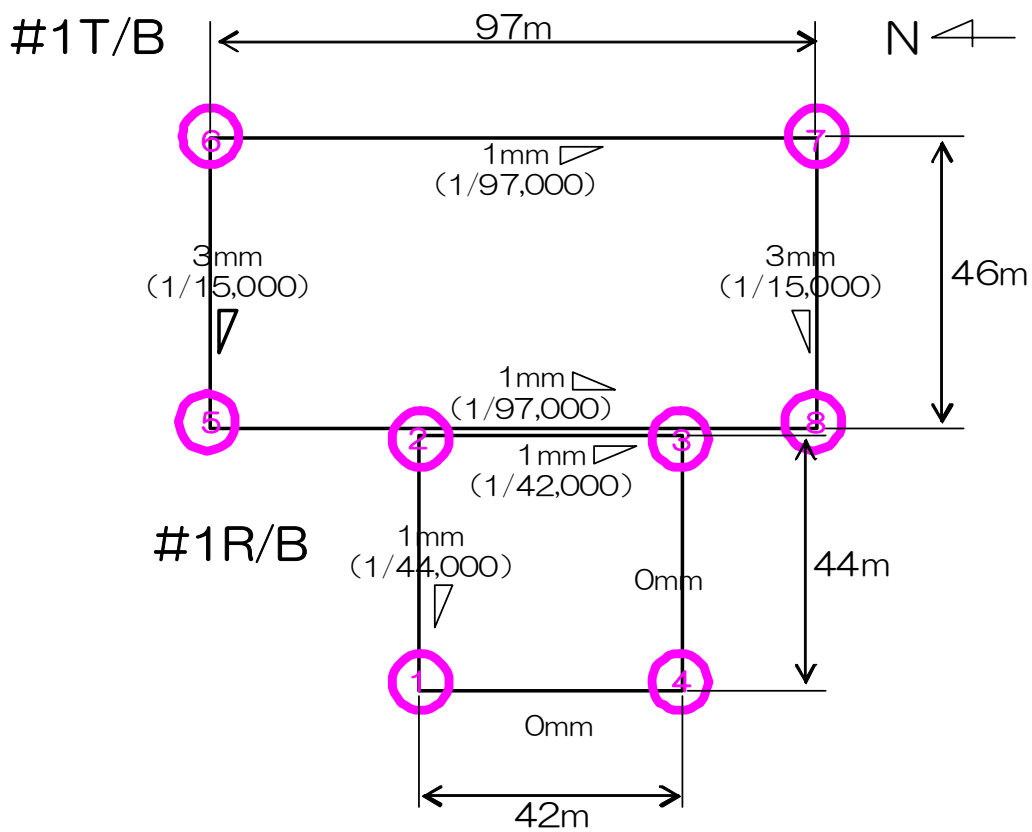


図11 全応力分布、間隙水圧分布、有効応力分布を比較した計算結果例
（3号機原子炉建屋の地点「17」）

3.3 沈下量の算定

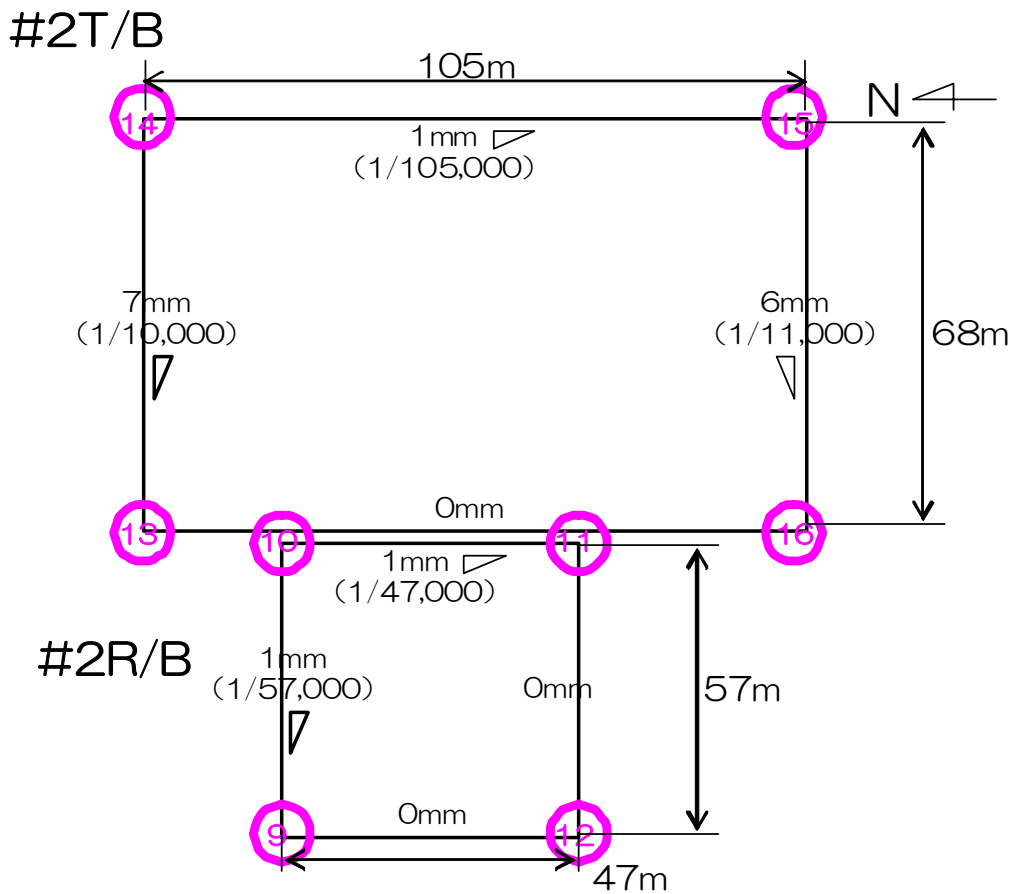
1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量算定結果および基礎底面の傾斜を図12-1～12-4に示す。



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

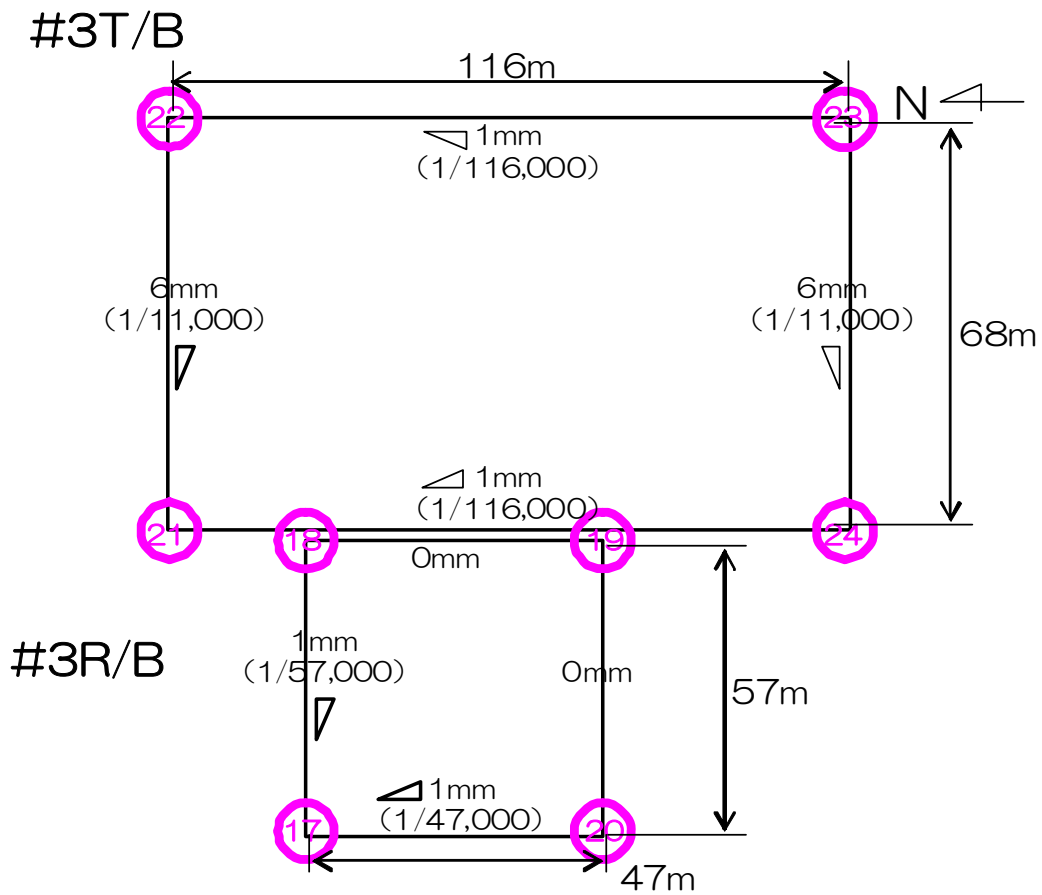
図 1 2 - 1 1号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜



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

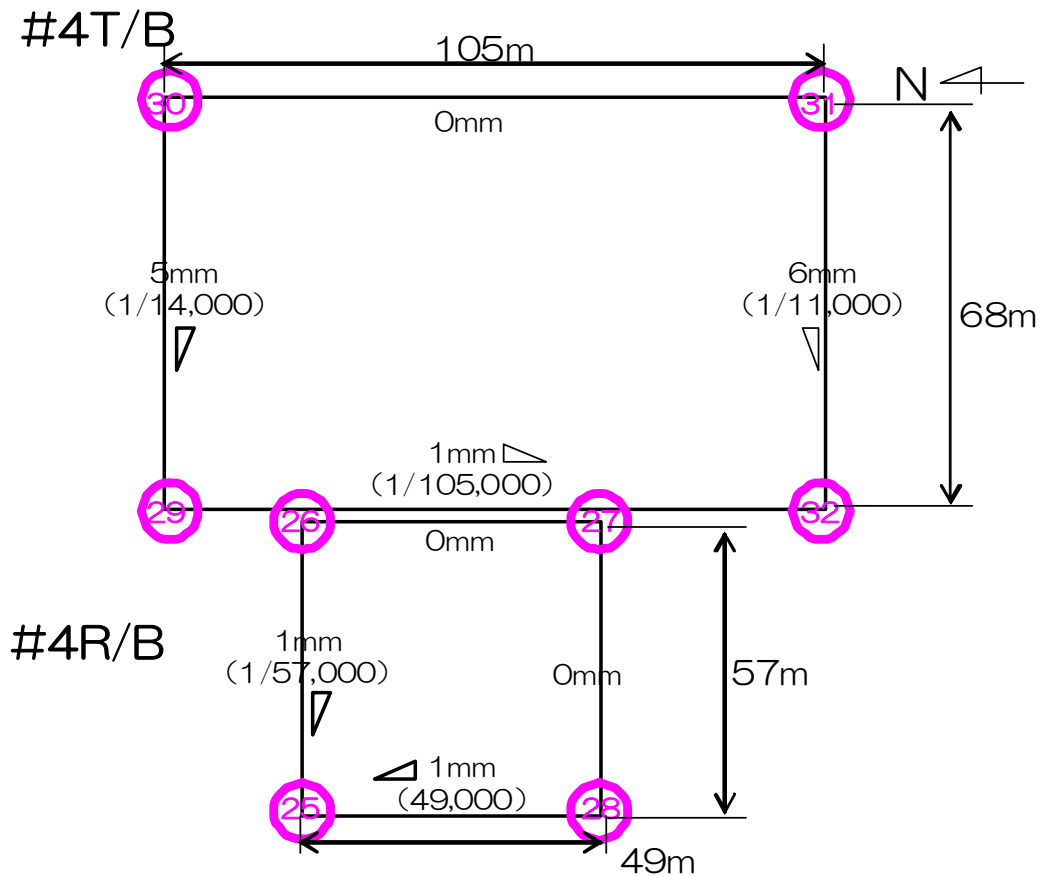
図 1 2 - 2 2号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜



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[※]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

埋設物に対する施工時の考慮

1 はじめに

凍土遮水壁は、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、埋設物が凍土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凍土遮水壁を造成する。凍土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 凍土遮水壁の施工手順

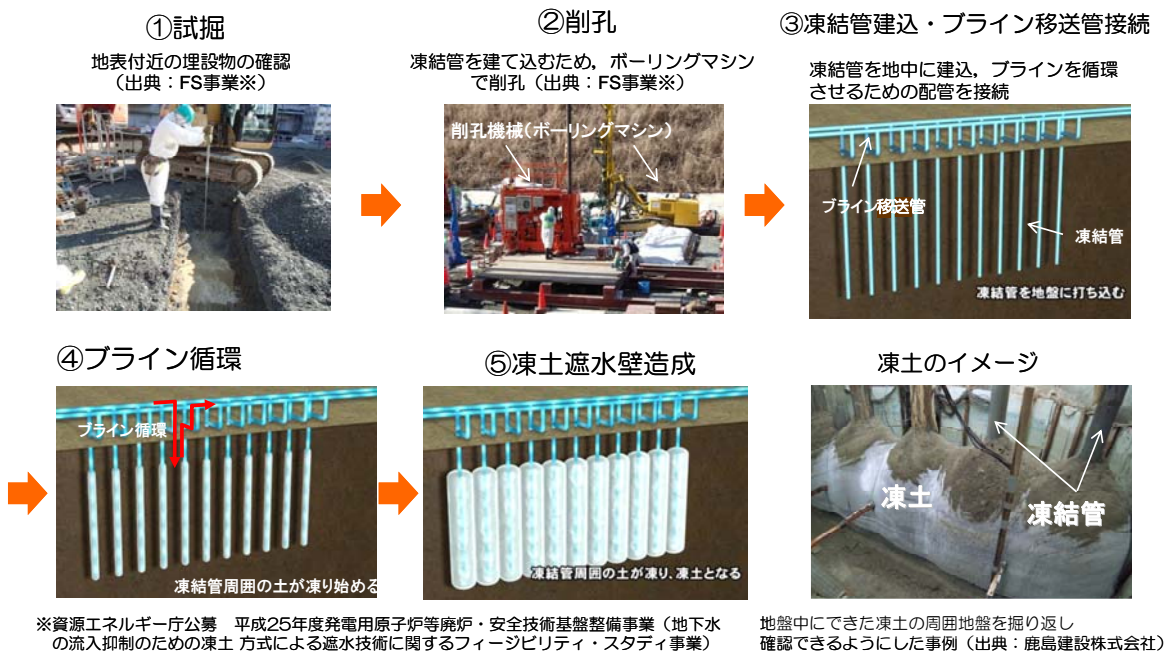


図1 凍土遮水壁の施工手順

※施工方法は、現場状況等により変更の可能性がある

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。

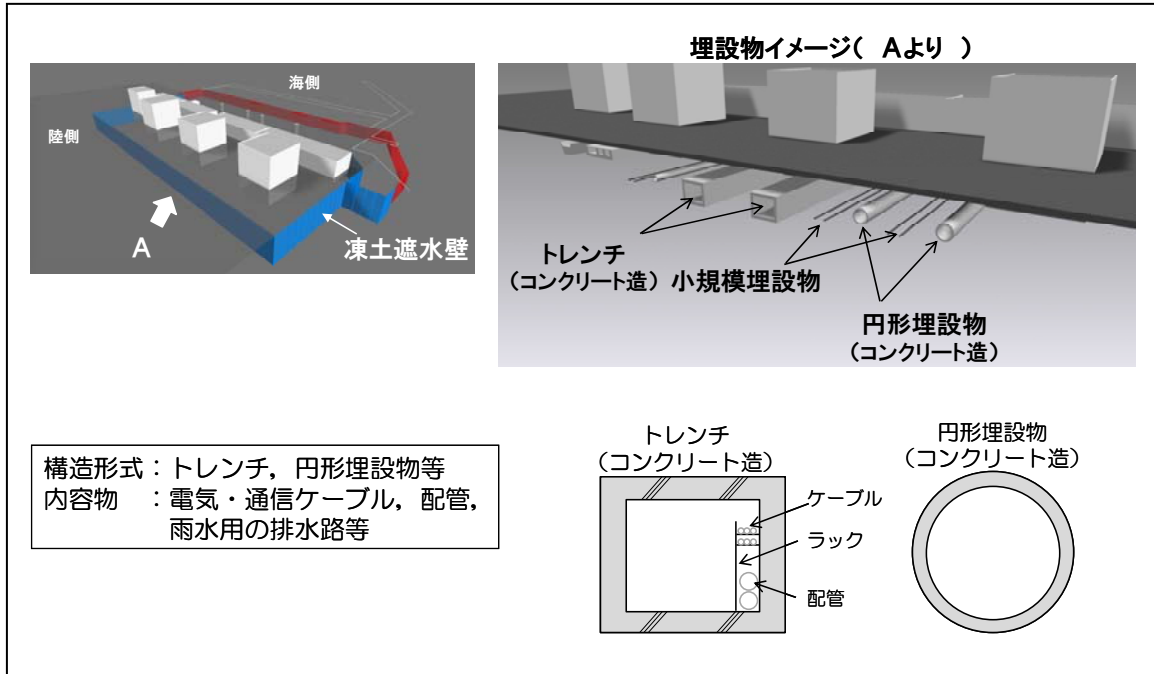


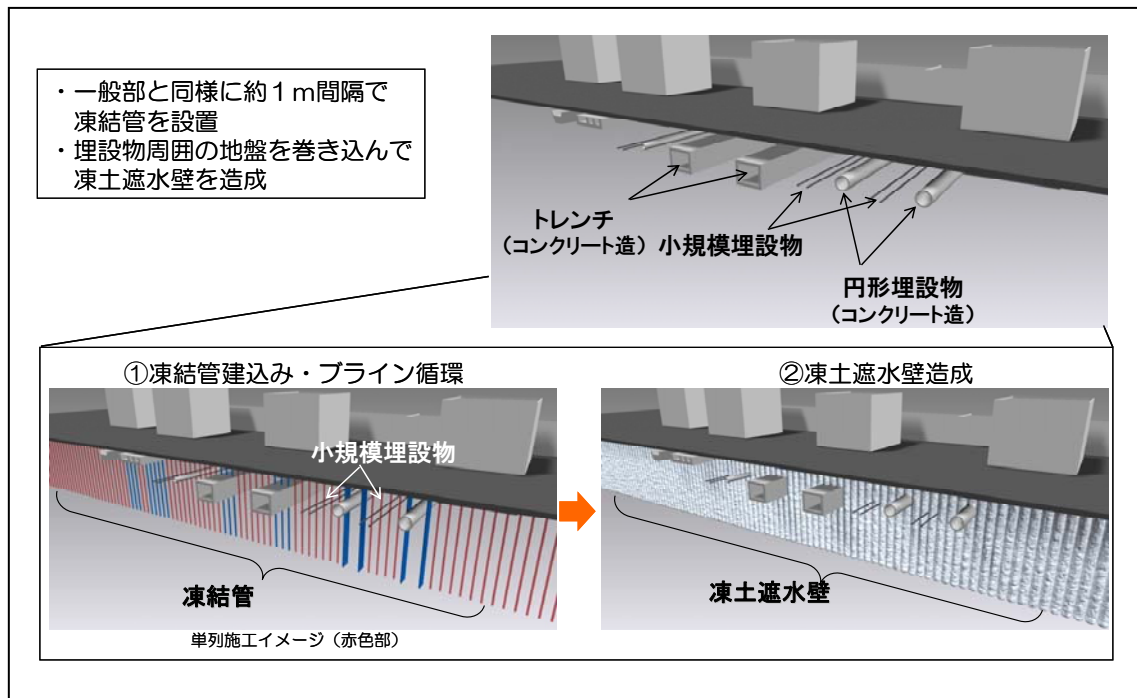
図2 埋設物のイメージ

2 埋設物に対する施工方法

凍土遮水壁の凍結管は、一般部では約1m間隔で1列に配置して設置することから、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。なお、凍結管の間に未凍結部分が生じた場合は、セメント系地盤改良工法等を補助的に用いて遮水する。

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。

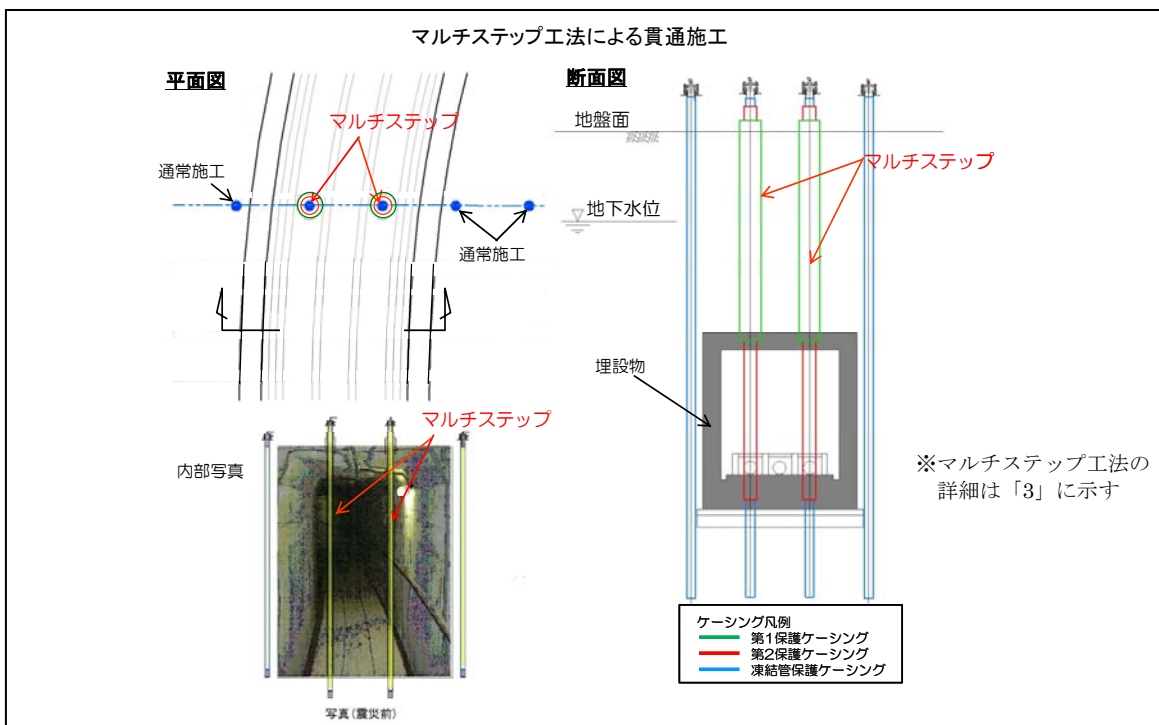
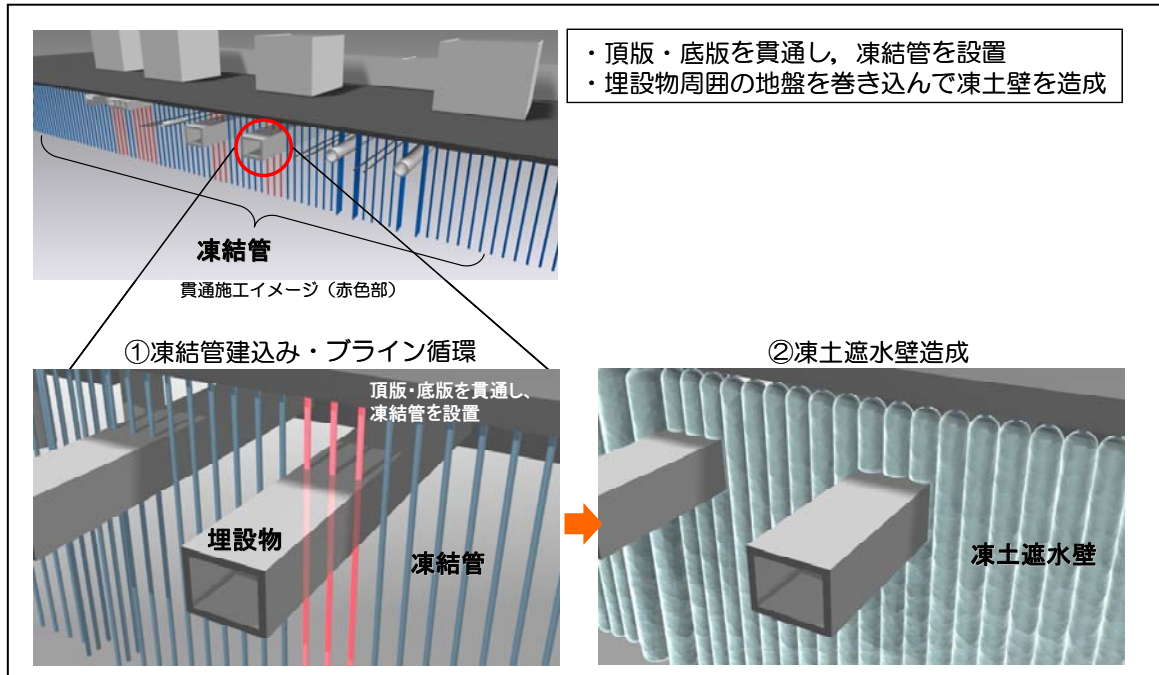


※施工方法は、現場状況等により変更の可能性がある

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凍土遮水壁を造成する。切削・貫通時に水密性を確保する場合は、マルチステップ（多段式）ボーリング工法（以下、マルチステップ工法と言う）を用いて施工する。

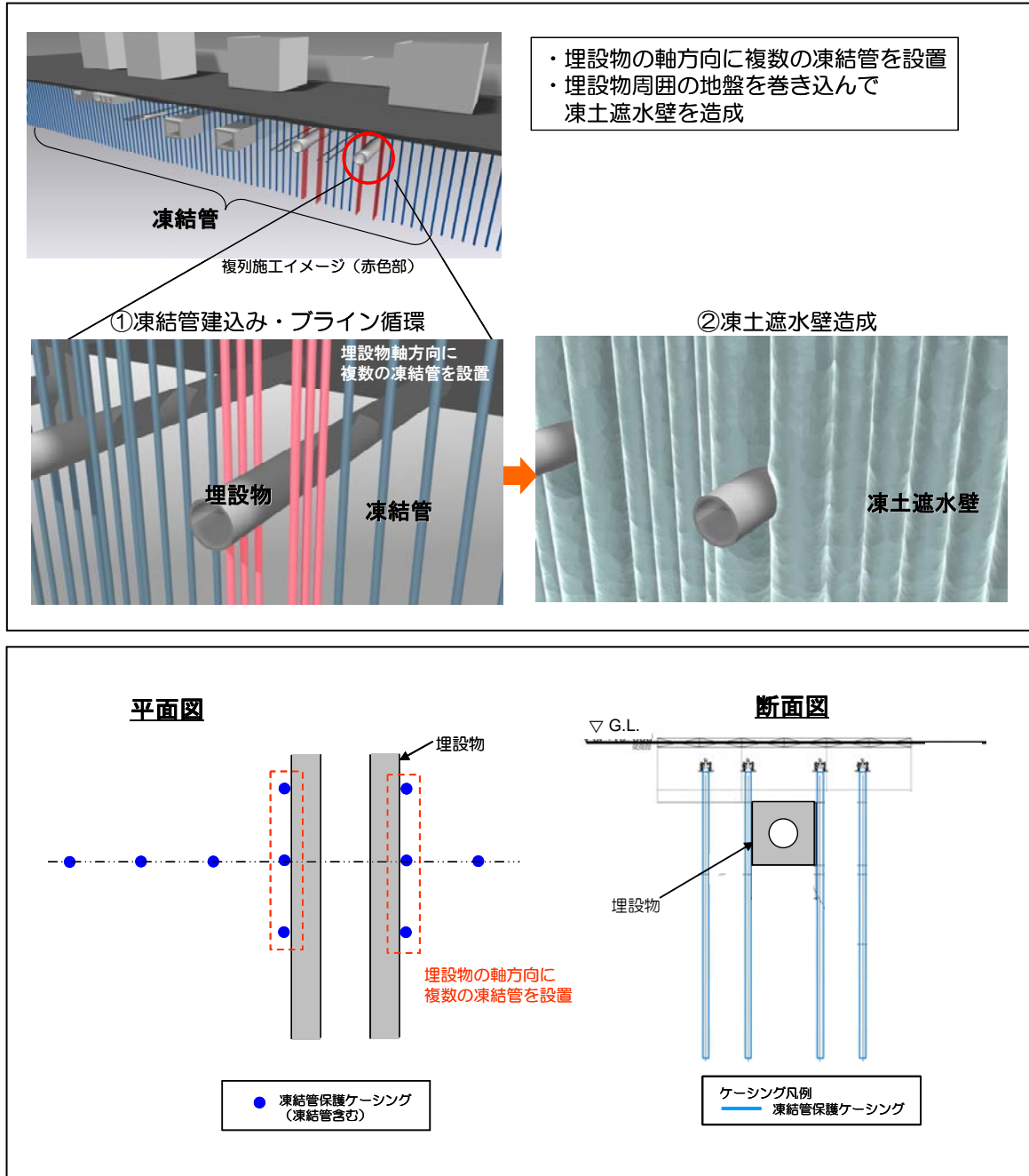


※施工方法は、現場状況等により変更の可能性がある

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凍土遮水壁を造成する。



※施工方法は、現場状況等により変更の可能性がある

図5 複列施工のイメージ

3 マルチステップ工法による水密性確保

埋設物の貫通時に、埋設物内部の溜り水と地下水の連通が生じる可能性がある場合は、マルチステップ工法を用いて、水密性を確保する。マルチステップ工法の適用は、埋設物と地下水位の位置関係、溜り水の被圧有無（自由水面の有無）に応じて、埋設物の底版にのみ適用するケース（頂版単純貫通・底版マルチステップ工法）と頂版・底版に適用するケース（頂版・底版マルチステップ工法）がある。

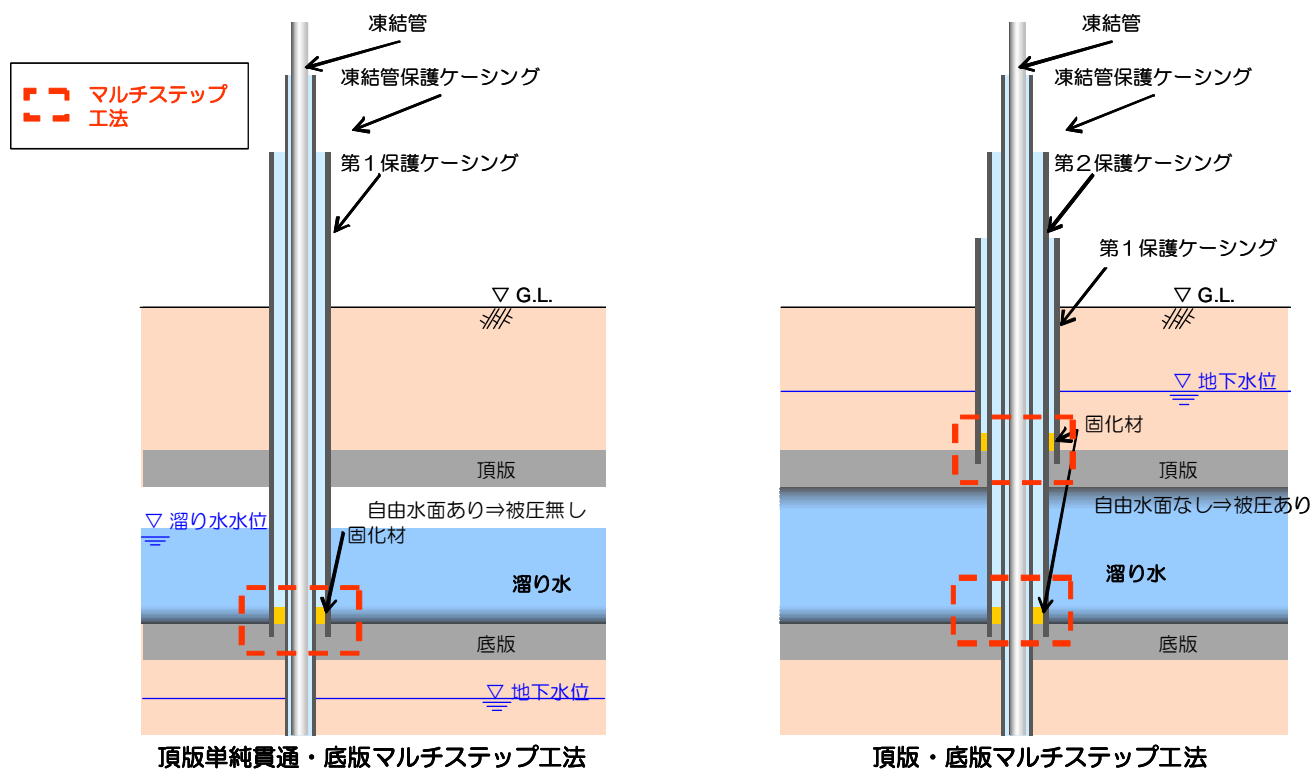
3.1 マルチステップ工法の適用ケース

3.1.1 底版のみの適用（頂版単純貫通・底版マルチステップ工法）

埋設物の頂版が、地下水レベル以浅、かつ、埋設物内部の溜り水が被圧されていない箇所においては、底版のみ適用する。

3.1.2 頂版・底版それぞれ適用（頂版・底版マルチステップ工法）

埋設物の頂版が、地下水レベル以深、または、埋設物内部の溜り水が被圧されている箇所においては、頂版および底版に適用する。



※山側埋設物の頂版・底版厚（頂版厚 250～1,800mm，底版厚 250～1,500mm）

図6 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法と頂版・底版マルチステップ工法

3.2 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（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"> ・OF ケーブル；トレンチ内の位置確認，移動 ・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

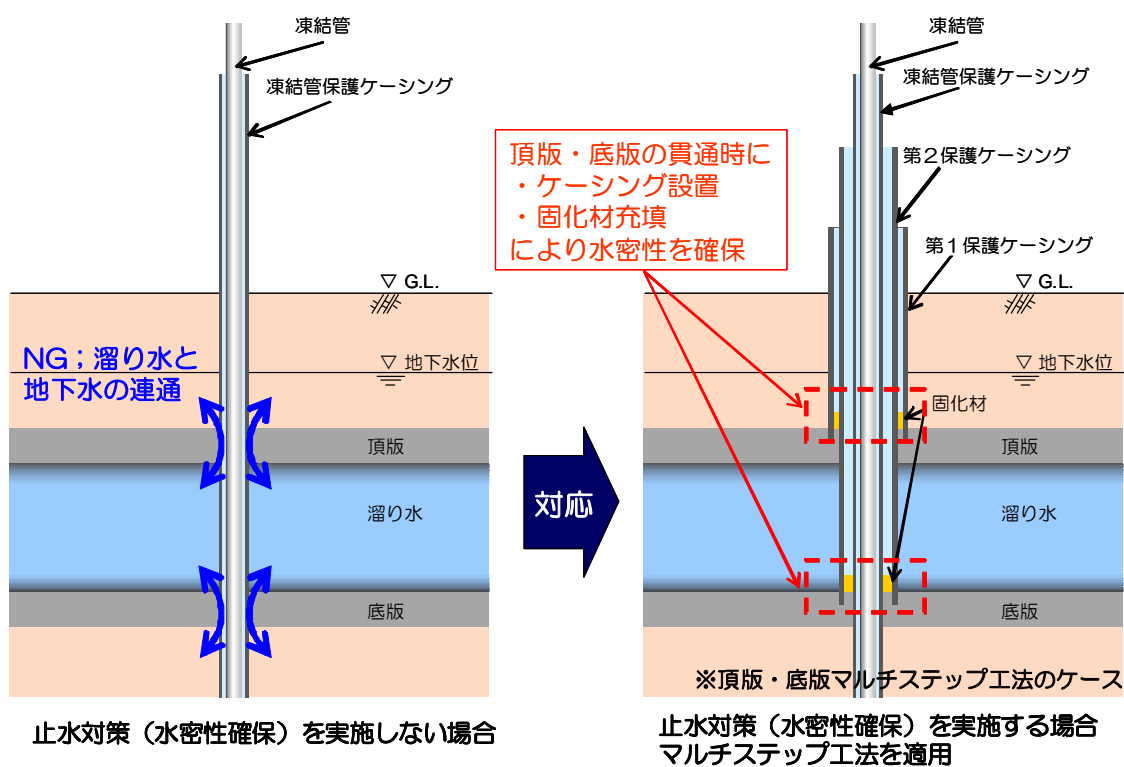


図7 貫通施工時の留意事項

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ィージビリティ・スタディ事業）」により成立性が確認されている。

3.3 マルチステップ工法の施工手順

頂版・底版マルチステップ工法のケースにおけるマルチステップ工法の手順を、以下に示す。

[頂版の貫通]

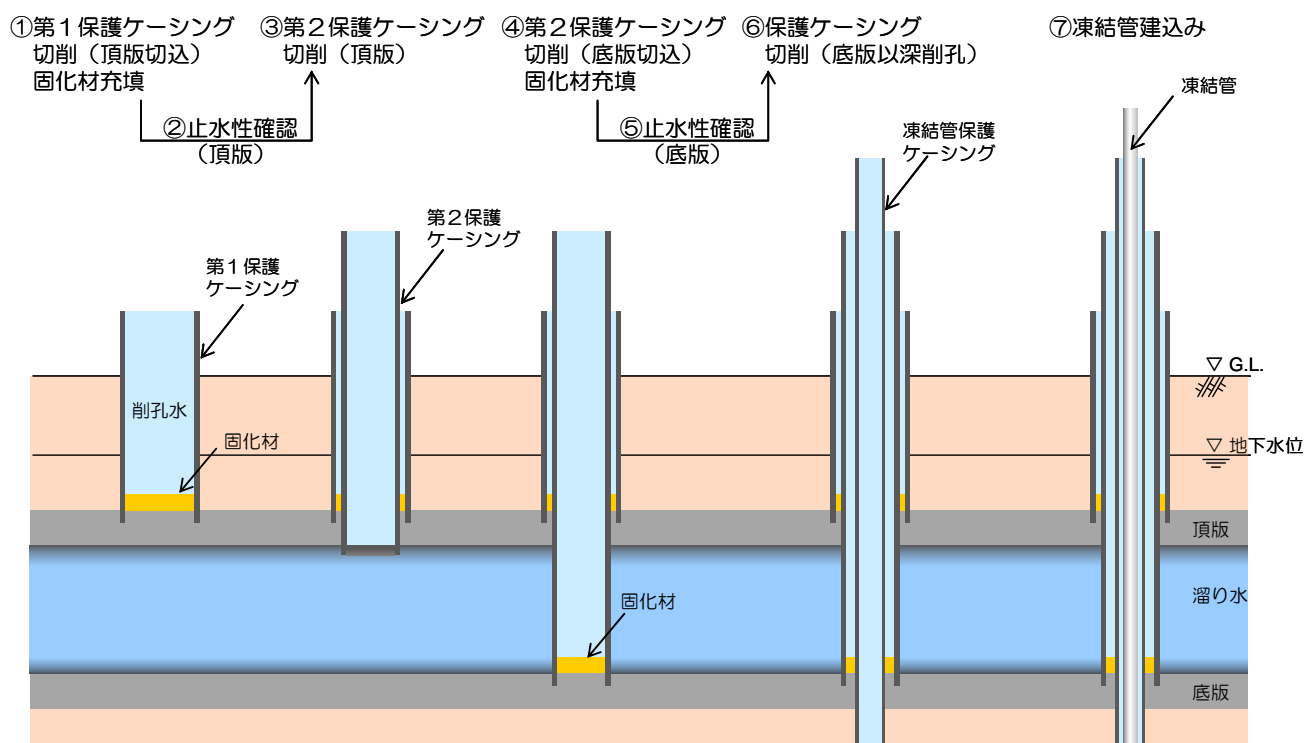
- ① 第1保護ケーシングで頂版の切削（頂版切込）を行い、先端部に固化材を充填して止水する。
- ② 固化材硬化後、第1保護ケーシングの内側を第2保護ケーシングで切削し、第2保護ケーシングを引き上げて、止水性の確認（水張試験）を行う。
- ③ 止水性の確認後、第2保護ケーシングで頂版を切削・貫通する。

[底版の貫通]

- ④ 第2保護ケーシングで底版の切削（底版切込）を行い、先端部に固化材を充填して止水する。
- ⑤ 固化材硬化後、第2保護ケーシングの内側を凍結管保護ケーシングで切削し、凍結管保護ケーシングを引き上げて、止水性の確認（水張試験）を行う。
- ⑥ 止水性の確認後、凍結管保護ケーシングで底版を切削・貫通する。

[凍結管の建込]

- ⑦ 底版の貫通後に、埋設物下部の地盤を通常のボーリング工と同様に凍結管保護ケーシングで削孔した後、凍結管を建込む。

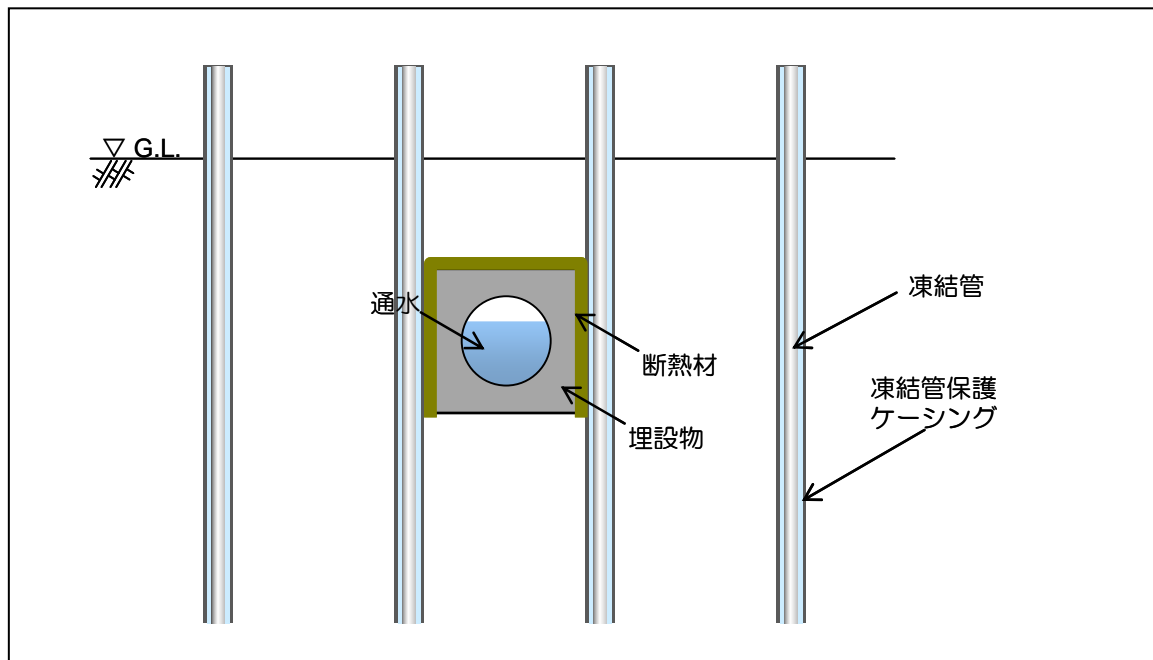


※削孔水は汚染状況を確認した上で適切に処理する

図8 マルチステップ工法の施工手順（頂版・底版マルチステップ工法のケース）

4.2 埋設物外周部に断熱材を設置する方法

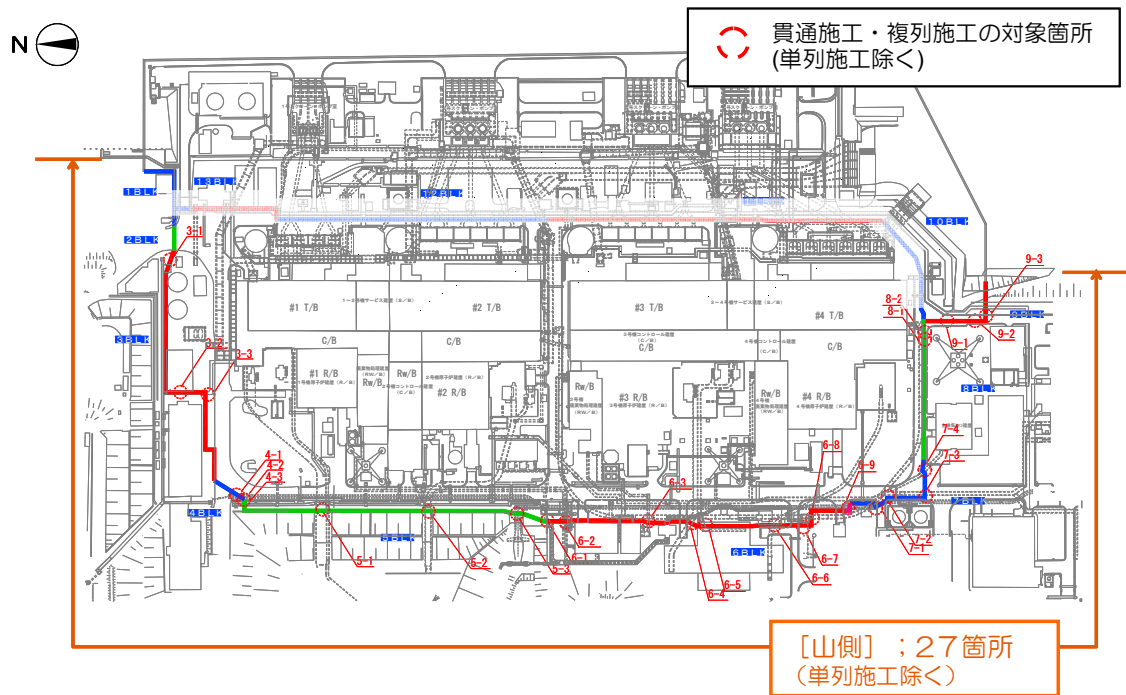
埋設物外周部に断熱材を設置し，埋設物内側の凍結を防止する。



※施工方法は，現場状況等により変更の可能性がある

図 1 0 埋設物外周部への断熱材設置による凍結防止

5 貫通施工・複列施工の対象箇所



	構造物名
3BLK	排水ヒューム管①
	水処理建屋～1号機T/B連絡ダクト①
	水処理建屋～1号機T/B連絡ダクト②
4BLK	K排水路①
	ケーブルダクト 発電所西側ケーブルダクト
5BLK	1号機電気ケーブルダクト
	2号機主変圧器ケーブルダクト
	大芋沢排水路
6BLK	2～3号機共用所内ボイラトレンチ
	1号機活性炭ホールドアップダクト
	3号機オフガス配管ダクト(北側)
	3号機主変圧器ケーブルダクト
	3号機起動用変圧器ケーブルダクト
	4号機主変圧器ケーブルダクト
	2～4号機DG連絡ダクト①
	2～4号機DG連絡ダクト②
	K排水路②

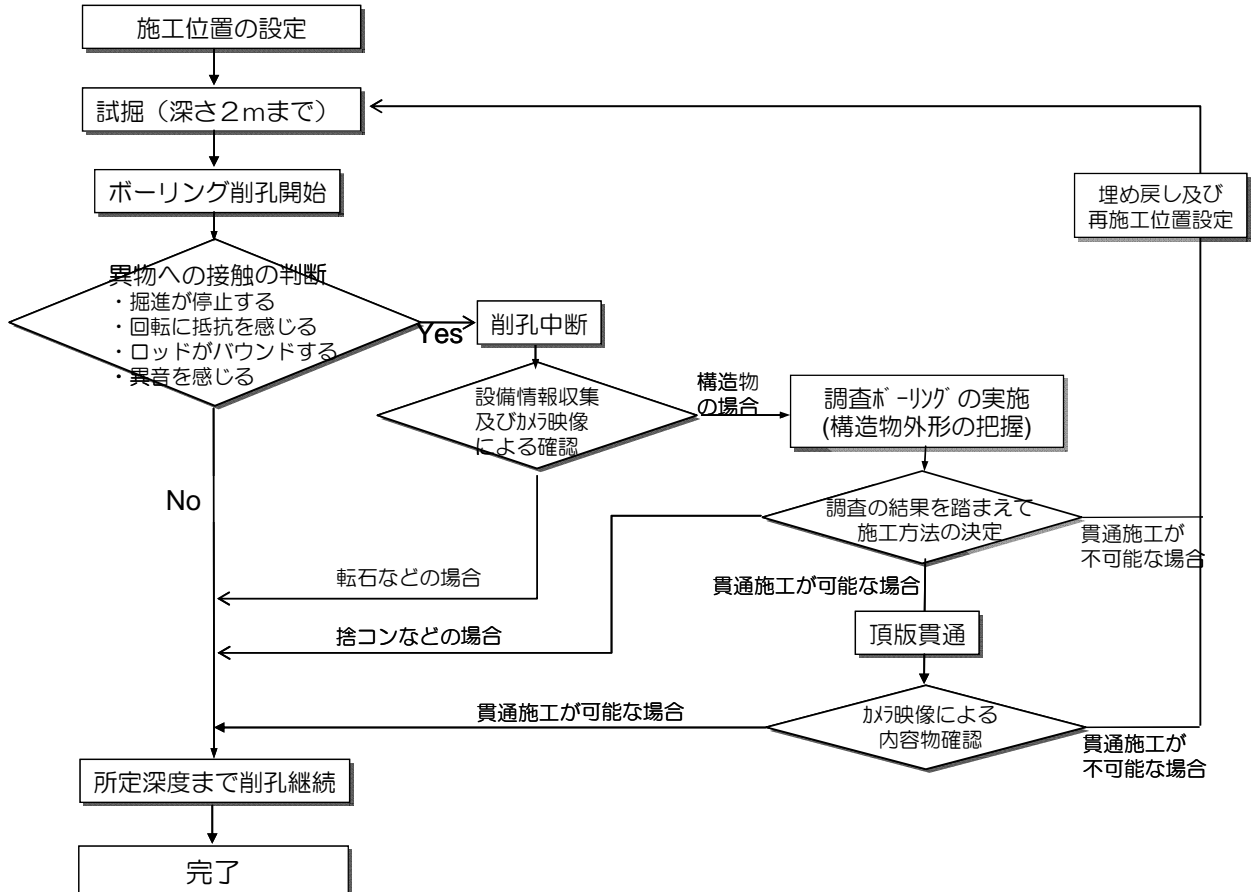
	構造物名
7BLK	2～4号機DG連絡ダクト③
	K排水路③
	廃棄物系共通配管ダクト① 廃棄物系共通配管ダクト②
8BLK	滞留水移送管
	排水ヒューム管②
9BLK	排水ヒューム管③
	配管ダクト 集中ラド側カルバート

※ 海側については詳細が確定した段階で反映する

図 1 1 貫通施工・複列施工の対象箇所

6 不明埋設物への対応

ボーリング削孔中に「掘進が停止する」、「ロッドがバウンドする」、「異音を感じる」等により、図面には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。



※不明埋設物への対応フローは、現場状況により変更の可能性がある

図 1 2 不明埋設物への対応フロー

以上