

福島第一原子力発電所
特定原子力施設への指定に際し
東京電力株式会社福島第一原子力発電所に
対して求める措置を講ずべき事項について
等への適合性について（案）
（ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設
の設置等について）
補足説明資料

令和4年4月
東京電力ホールディングス株式会社

目 次

2 章 特定原子力施設の設計、設備

2.9 放射性液体廃棄物の処理・保管・管理への適合性.....	2.9-1
別紙-8 海水の取放水・希釈後の ALPS 処理水の放水方法に関する補足説明	
2.14 設計上の考慮.....	2.14-1
2.14.1 準拠規格及び基準への適合性.....	2.14.1-1
別紙-4 放水立坑（上流水槽）の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明	
別紙-5 放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水立坑（下流水槽））	
別紙-6 放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水トンネル）	
別紙-7 放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水口）	
別紙-8 放水設備の要求事項に関する補足説明（水理計算）	
2.14.2 自然現象に対する設計上の考慮への適合性.....	2.14.2-1
別紙-2 放水設備の自然現象に対する設計上の考慮に関する補足説明（放水トンネル）	
2.14.4 火災に対する設計上の考慮へ適合性.....	2.14.4-1
別紙-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の火災対策の補足説明	
2.14.5 環境条件に対する設計上の考慮への適合性.....	2.14.5-1
2.14.9 検査可能性に対する設計上の考慮への適合性.....	2.14.9-1

2.9 放射性液体廃棄物の処理・保管・管理 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

9. 放射性液体廃棄物の処理・保管・管理

○施設内で発生する汚染水等の放射性液体廃棄物の処理・貯蔵にあたっては，その廃棄物の性状に応じて，当該廃棄物の発生量を抑制し，放射性物質濃度低減のための適切な処理，十分な保管容量確保，遮へいや漏えい防止・汚染拡大防止等を行うことにより，敷地周辺の線量を達成できる限り低減すること。また，処理・貯蔵施設は，十分な遮へい能力を有し，漏えい及び汚染拡大し難い構造物により地下水や漏水等によって放射性物質が環境中に放出しないようにすること。

2.9.1 措置を講ずべき事項への適合方針

放射性液体廃棄物処理施設で処理した放射性液体廃棄物のうち，ALPS 処理水を排水する際は，敷地境界における実効線量を達成出来る限り低減するために，多量の海水による希釈により，排水中の放射性物質の濃度を低減する。

また，ALPS 処理水希釈放出設備は，ALPS 処理水の海洋への放出に当たって，漏えい防止・汚染拡大防止等の対策を行い，希釈が不十分である等の「意図しない形での ALPS 処理水の海洋放出」が発生しない，もしくは発生したとしてもその漏えい量が極めて小さくなる設計・運用とする。

なお，ALPS 処理水希釈放出設備では，地下水等の原子炉建屋等への流入により増加する汚染水を，「2.5 汚染水処理設備等」，「2.16.1 多核種除去設備」，「2.16.2 増設多核種除去設備」，「2.16.3 高性能多核種除去設備」により，トリチウムを除く放射性核種の告示濃度限度比総和が 1 未満となった ALPS 処理水を取扱うことから，放射性液体廃棄物の発生量抑制，放射性物質の濃度低減のための適切な処理，十分な保管容量の確保，遮へい等については，上述の実施計画において変更認可を受けた内容にて対応している。

2.9.2 対応方針

< 1～4号機 >

- 廃棄物の発生量の抑制及び放射性物質濃度低減のための適切な処理

放射性液体廃棄物処理施設で処理した放射性液体廃棄物については、処理済水の貯蔵を行う。

また、施設内で発生する汚染水等については、汚染水処理設備により、吸着等の浄化処理を行い、放射性物質を低減する。浄化処理に伴い発生する処理済水は貯蔵を行い、淡水化した処理済水については原子炉の冷却用水等へ再利用し、新たな汚染水等の発生量を抑制する。

- 十分な保管容量確保

タンクの増設や処理済水の低減により、保管容量を確保する。

- 遮へいや漏えい防止・汚染拡大防止

機器等には設置環境や内部流体の性状等に応じた適切な材料を使用し、遮へいや漏えい防止を行う。また、機器等は独立した区画内に設けるかあるいは周辺に堰等を設け、汚染拡大防止の対策を講じる。

- 敷地周辺の線量を達成できる限り低減

上記3項目を実施し、継続的に改善することにより、放射性液体廃棄物等の処理・貯蔵に伴う敷地周辺の線量を達成できる限り低減する。

- 十分な遮へい能力を有し、漏えい及び汚染拡大し難い構造物（処理・貯蔵施設）

汚染水等を扱う処理・貯蔵施設に対して、人が近づく可能性のある箇所を対象に作業員の線量低減の観点で遮へいを設置する等の対策を講じる。また、当該施設は独立した区画内に設けるかあるいは周辺に堰等を設け、漏えいの拡大の対策を講じることにより、万が一漏えいしても漏えい水が排水路等を通じて所外へ流出しないようにする。

- 放射性液体廃棄物等の管理

放射性液体廃棄物処理施設で処理した放射性液体廃棄物のうち、トリチウムを除く放射性核種の告示濃度比総和1未満を満足したALPS処理水を排水する際は、敷地境界における実効線量を達成出来る限り低減するために、多量の海水による希釈により、排水中の放射性物質の濃度を低減する。

(実施計画：II-1-9-1)

青字：変更案

(1) ALPS 処理水希釈放出の概要

ALPS 処理水希釈放出設備は、測定・確認用設備、移送設備、希釈設備により構成する。

測定・確認用設備では、タンク内およびタンク群の放射性物質濃度を均一にした後、試料採取・分析を行い、ALPS 処理水に含まれる、トリチウムを除く放射性核種の告示濃度比総和が1未満であること及びトリチウム濃度を確認する。

その後、移送設備により ALPS 処理水を希釈設備まで移送し希釈設備により海水で希釈した後、放水立坑（上流水槽）まで移送し、放水設備へ排水する。

(実施計画：II-2-50-4)

なお、測定・確認用設備として使用するタンクは、現状の汚染水発生量と ALPS 処理水に含まれる放射性物質量の測定・評価に要する時間を踏まえ、ALPS 処理水の海洋放出までには、少なくとも約1万 m³分の容量が必要であることから、1群当たり約1万 m³分のタンク群（約0.1万 m³のタンク×10基）を3群設け、それぞれのタンク群をALPS 処理水の受入工程、測定・確認工程及び放出工程に振り分けて運用する。

(2) 海洋放出前のタンク内 ALPS 処理水の放射能濃度の均質化

測定・確認用設備では、代表となる試料が得られるよう、採取する前にタンク群の水を循環ポンプにより循環することでタンク群の放射性物質の濃度をほぼ均一にする。循環は、「発電用軽水型原子炉施設における放出放射性物質の測定に関する指針」に基づきタンク群の容量分以上を確保する。また、各タンクに攪拌機器を設置し、均一化の促進を図る。

受入工程で、測定・確認用タンクに受け入れた ALPS 処理水に含まれる放射性物質の濃度は、移送元の貯蔵タンクごとにばらつきがあることから、ALPS 処理水の海洋放出前の測定・確認工程においては、当該工程にあるタンク群の10基全てのタンクを連結し、循環ポンプ、攪拌器等により均質化した上でサンプリングを行い、当該タンク群内の ALPS 処理水に含まれる放射性物質の濃度を測定・評価する。

また、均質化に要する循環・攪拌時間等については、第三リン酸ナトリウムを試薬として用いた循環攪拌実証試験により、適切に設定する。

更に、ALPS 処理水を均質化した後の分析では、トリチウム及びその他核種の測定・評価を行い、ALPS 処理水中のトリチウム濃度を決定するとともに、その他核種の告示濃度限度比総和が1未満であることを確認した上で、ALPS 処理水の放出可否を判断する。

(実施計画：II-2-50-添2-3)

(3) ALPS 処理水の海水への混合希釈率の調整及び監視

○混合希釈率の方法・調整

敷地境界における実効線量を達成できる限り低減するために、ALPS 処理水を希釈した後の海水（以下、「希釈後海水」という。）中に含まれるトリチウムの濃度が運用目標である 1,500 Bq/L 未満、海水による希釈倍率が 100 倍以上になるよう、以下の希釈処理及び評価を行う。

○ALPS 処理水の希釈に必要な海水量

測定・確認工程で測定したトリチウム濃度に応じて、ALPS 処理水移送ポンプ、ALPS 処理水流量調整弁、ALPS 処理水流量計等により、ALPS 処理水の流量を最大 500 m³/日（最小流量は汚染水発生量以上とする）の範囲で設定する。

また、希釈後海水中に含まれるトリチウム濃度を運用目標である 1,500 Bq/L 未満かつ希釈倍率を 100 倍以上とするため、容量 17 万 m³/日の海水移送ポンプを 3 台設置した上で、ALPS 処理水の流量に応じて、海水移送ポンプを常時 2 台以上運転することにより、必要な海水量を確保する。

○解析コードによる ALPS 処理水の混合希釈状態の評価

放出する ALPS 処理水と希釈用の海水については、海水配管ヘッダ及び海水配管で混合希釈した後、希釈後海水として海洋へ放出する。

また、海水配管ヘッダ及び海水配管における ALPS 処理水の混合希釈状態を確認するため、解析コードを用いた数値シミュレーションにより、以下のとおり、混合希釈効果を評価する。

① 評価手法

a. 評価の考え方

海水配管ヘッダ及び海水配管において、ALPS 処理水が十分に混合希釈されることを確認するため、希釈用の海水中に移流・拡散した ALPS 処理水の質量割合の分布を評価する。

b. 解析コード

混合希釈状態の評価においては、流体挙動についての基本式（質量保存式、運動量保存式、エネルギー保存式）を解く事により、3 次元空間における流体の運動（流速、圧力）や温度を解析評価する事ができ、乱流実験等により検証されている STAR-CCM+コードを用いる。

なお、当該解析コードは、流体の流れ（流速、圧力、温度）を3次元の数値流体計算で求める機能に加え、流体の移流・拡散解析機能を有することから、希釈用の海水中に注入されるALPS処理水が混合・拡散される状況の解析評価が可能である。

c. 評価条件

- ・通常運転時に想定される運転条件のうち、希釈倍率が最も厳しくなる条件として、ALPS処理水の流量を計画最大流量である $5.0 \times 10^2 \text{ m}^3/\text{d}$ とし、海水の流量を最低限の流量である $3.4 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{d}$ とする。
- ・ALPS処理水に含まれるトリチウムの濃度については、設備稼働率8割で、年間トリチウム放出量（22兆Bq）を放出する際のALPS処理水の1日当たりの計画最大流量となる $5.0 \times 10^2 \text{ m}^3/\text{d}$ に応じて、低濃度の $1.5 \times 10^5 \text{ Bq/L}$ とする。
- ・ALPS処理水の海水配管ヘッダ及び海水配管内での拡散については、乱流による拡散を考慮する。また、解析においては、実験的に決定される乱流拡散係数（乱流シュミット数）に支配される乱流拡散挙動の影響を小さくする観点から、ALPS処理水の密度及び粘度を純水相当とみなす。

d. 判断基準

- ・海水配管出口におけるALPS処理水の最大質量割合が1.0%以下（希釈倍率が100以上）となること。
- ・最大質量割合にALPS処理水中のトリチウム濃度（ $1.5 \times 10^5 \text{ Bq/L}$ ）を乗じた場合の、希釈後海水中に含まれるトリチウム濃度が $1.5 \times 10^3 \text{ Bq/L}$ 未満となること。

② 評価結果

評価の結果、ALPS処理水の注入位置から海水配管下流約20mの位置におけるALPS処理水の最大質量割合が0.23%であること、また、この際の希釈後海水に含まれるトリチウムの濃度が $3.5 \times 10^2 \text{ Bq/L}$ であることから、いずれについても、海水配管出口における判断基準を満足する。

③ 不確かさの影響評価

a. 解析コードにおける不確かさの影響

STAR-CCM+コードは、モデル化する際のメッシュサイズによる不確かさを有するが、当該条件のパラメータスタディを実施し、メッシュ感度が収束していることを確認した条件を使用することとしたため、解析コードの不確かさが判断に与える影響はない。

b. 評価条件の不確かさの影響

乱流拡散挙動については、採用する乱流シュミット数と、乱流モデルに不確かさがある。これについては、前者の乱流シュミット数については、密度成層内乱流で使用される1.3を採用し、後者の乱流モデルについては、標準 k-ε モデルとの感度解析を行い、最大質量濃度が保守側に算出される RNG k-ε モデルを採用することで、それぞれ厳しい結果を与えるような条件を想定しており、最確条件とした場合には乱流拡散による混合希釈の割合が上昇することから、判断基準を満足することには変わりはない。

(解析モデルのコメント内容確認中)

(実施計画：II-2-50-添2-3)

この結果より、注入水は放水立坑に向かう海水配管内で最大濃度部においても、 $100/0.231 \approx 430$ 倍に薄められているという結論を得た

(実施計画：II-2-50-添2-9)

○混合希釈率の監視

ALPS 処理水希釈放出設備は、海水希釈後のトリチウム濃度が告示濃度限度 (60,000Bq/L) を十分下回る水準となるよう、ALPS 処理水を 100 倍以上に希釈できる容量を有する設計とする。

(実施計画：II-2-50-2)

ALPS 処理水の放出には、希釈設備の流量及び ALPS 処理水の移送量を定めた上で行うが、(以下、省略)

(実施計画：II-2-50-添2-2)

(4) 漏えい防止・汚染拡大防止等の対策

青字：変更案

・漏えい発生防止及び管理されない放出の防止

ALPS 処理水希釈放出設備は、ALPS 処理水を取り扱うことから、液体状の放射性物質の漏えい防止及び敷地外への管理されない放出を防止するため、次の各項を考慮した設計とする。

- a. 漏えいの発生を防止するため、機器等には設置環境や内部流体の性状に応じた適切な材料を使用する。
- b. 液体状の放射性物質が漏えいした場合は、漏えいの早期検出を可能にするとともに、漏えい液体の除去を容易に行えるようにする。
- c. 漏えい検知等の警報については、免震重要棟集中監視室等に表示し、異常を確実に運転員に伝え適切な措置をとれるようにする。
- d. ALPS 処理水を内包する機器は、周辺に堰を設けた区画内に設け、漏えいの拡大を防止する。また、ALPS 処理水を内包する配管は可能な限り排水路から離隔するとともに、使用するポリエチレン管の外側に外装管（接合部は防水カバー）を取り付けることで漏えい拡大を防止する施工を行う。
- e. ALPS 処理水の放出は、希釈放出前に放射性物質濃度の測定・確認を行い、ALPS 処理水に含まれる放射性核種の告示濃度比総和が 1 未満であること及びトリチウム濃度を確認し、希釈設備の流量に対し、ALPS 処理水を 100 倍以上に希釈できることを確認した上で行う（詳細は「III 2.1.2 放射性液体廃棄物等の管理」参照）。また、運転員の誤操作等により、測定・確認前の水を放出することがない設計とする。

(実施計画：II-2-50-2)

・漏えい発生防止

- a. 循環ポンプ及び ALPS 処理水移送ポンプについては、耐腐食性に優れた二相ステンレス鋼等を使用する。
- b. ALPS 処理水の移送配管は、耐腐食性を有するポリエチレン管、耐圧ホース、十分な肉厚を有する炭素鋼鋼管またはステンレス鋼鋼管とする。主要配管の炭素鋼材料の内面には、耐腐食性を有する塗装を施す。また、可撓性を要する部分は耐腐食性を有する合成ゴム製伸縮継手とする。
- c. 循環ポンプ及び ALPS 処理水移送ポンプの軸封部は、漏えいの発生し難いメカニカルシール構造とする。
- d. 放水立坑（上流水槽）については、曲げモーメントが卓越して圧縮域が確保され、水密性が確保されやすい設計としている。

(実施計画：II-2-50-添 2-1)

・漏えい検知・漏えい拡大防止

- a. 循環ポンプ，ALPS 処理水移送ポンプ及び緊急遮断弁は，漏えいの早期検知及び漏えいの拡大防止として，機器の周囲に堰を設けるとともに，堰内に漏えい検知器を設置する。
- b. 漏えい検知の警報は，免震重要棟集中監視室等に表示し，運転操作員により流量等の運転監視パラメータ等の状況を確認し，ポンプ運転・停止等の適切な対応がとれるようにする。
- c. ALPS 処理水移送配管について，以下の対応を行う。
 - ・ 屋外に敷設される移送配管について，ポリエチレン管とポリエチレン管の接合部は漏えい発生防止のため融着構造とし，ポリエチレン管と鋼管との取合い等でフランジ接続となる箇所については養生を行い，漏えい拡大防止を図る。
 - ・ 移送配管は，万一，漏えいしても排水路を通じて環境に放出することがないように，排水路から可能な限り離隔するとともに，移送配管に使用するポリエチレン管は，管の外側に外装管（接合部は防水カバー）を取り付けることで漏えい拡大を防止する施工を行う。
 - ・ 巡視点検により，移送配管からの漏えいの早期検知を図る。

(実施計画：II-2-50-添2-1)

・被ばく低減

ALPS 処理水はトリチウムを除く放射性核種を告示濃度比総和 1 未満としており，タンク等に貯蔵しても，これを線源とした表面線量率は $1\mu\text{Sv/h}$ 以下であることから，機器等の設計において遮へい機能を考慮する必要はない。

- (5) 海水の取水方法・希釈後の ALPS 処理水の放水方法（港湾内の放射性物質の取水への移行防止策を含む）

(別紙－8にて説明)

(6) 異常の検出と ALPS 処理水の海洋放出の停止方法

ALPS 処理水が管理されない状態で海洋へ放出されることを防止するため、移送設備には緊急遮断弁を設置し、正常な運転状態を逸脱すると判断される場合においては**インターロック**により閉動作させるとともに、**ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設に影響を及ぼしうる自然現象等が発生した場合、海域モニタリングで異常値が検出された場合又はその他当直長が必要と認める場合には、運転員の操作により ALPS 処理水の海洋放出を停止する。**

① インターロック

以下の条件に合致する場合、緊急遮断弁を動作させ ALPS 処理水の海洋への放出を停止させる。

- a. ALPS 処理水の放出には、希釈設備の流量及び ALPS 処理水の移送量を定めた上で行うが、万一定めた流量が確保できない場合、または定めた移送量を超えた場合に緊急遮断弁閉のインターロックを設ける。
- b. ALPS 処理水移送ラインに設置した放射線モニタ*で異常を検出した場合に緊急遮断弁閉のインターロックを設ける。

※：測定・確認用設備において、放射性核種（トリチウムを除く。）の告示濃度比総和 1 未満を確認するものの、万一に備え移送設備に放射線モニタを設置する。

② 運転員の操作による停止

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設に影響を及ぼしうる自然現象等が発生した場合、海域モニタリングで異常値が検出された場合は、ALPS 処理水の海洋放出を手動で停止させる。

(実施計画：II-2-50-添 2-2)

海水の取水方法・希釈後のALPS処理水の放水方法に関する補足説明
 (港湾内の放射性物質の取水への移行防止策を含む)

図 2.9.8-1 に取放水設備の概念図を示す。

取水設備は、5/6号機取水路開渠を仕切堤（捨石傾斜堤+シート）にて1-4号機取水路開渠側の発電所港湾から仕切るとともに、北防波堤透過防止工北側の一部を改造（一部撤去）し5/6号機放水口北側の発電所港湾外から希釈用の海水を取水する設計とする。

放水設備は、放水立坑内の堰を越流した水を、放水立坑（下流水槽）水位と発電所港湾外海面水位（潮位）との水頭差により、約1km離れた放水口まで移送する設計とする。また、放水設備における摩擦損失や水位上昇等を顧慮した設計とする。なお、設計内容については、2.14 設計上の考慮にて述べる。

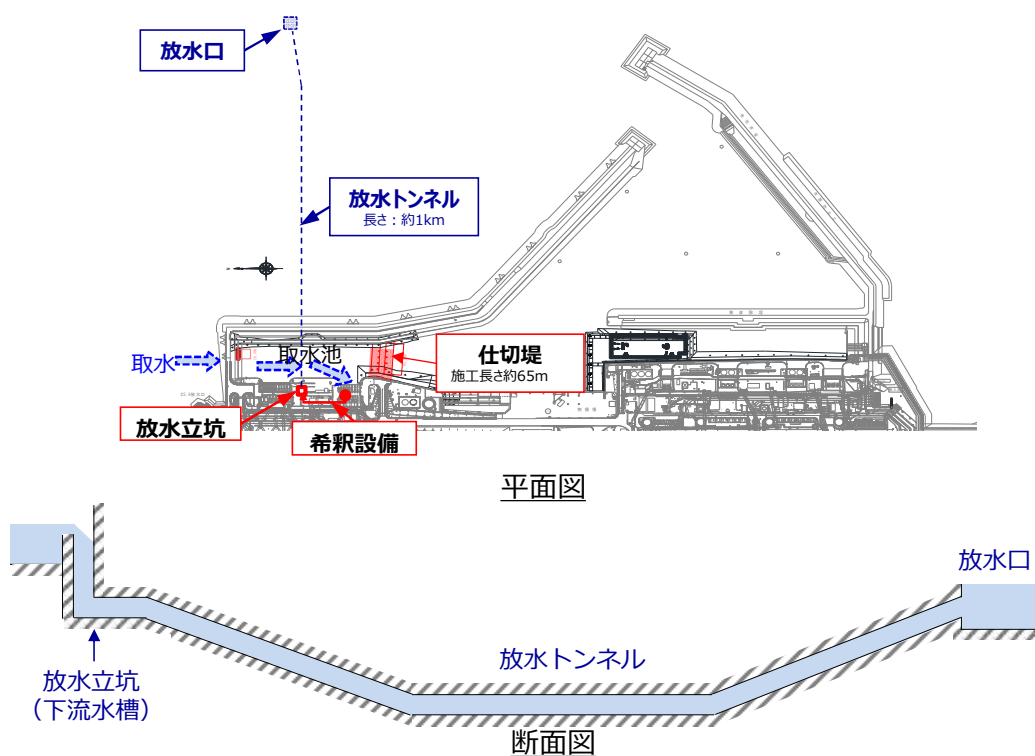


図 2.9.8-1 取放水設備の概要図

1. 希釈用海水の取水方法

取水設備の全体概要図を図 2.9.8-2 に示す。取水方法は、5/6号機取水路開渠を仕切堤（捨石傾斜堤+シート）にて1-4号機取水路開渠側の発電所港湾から仕切るとともに、北防波堤透過防止工北側の一部を改造（一部撤去）し5/6号機放水口北側の発電所港湾外から希釈用の海水を取水する設計とする。

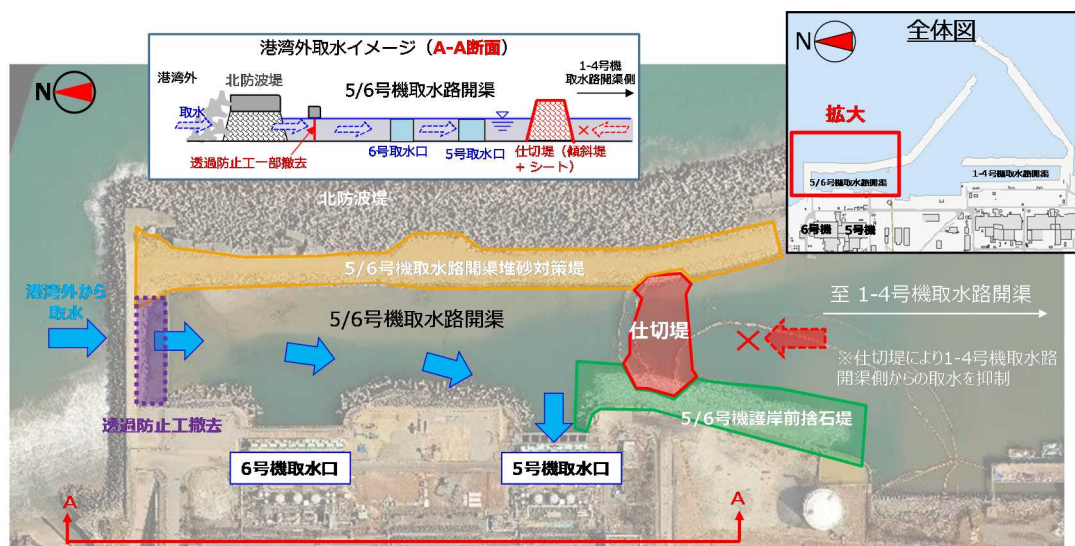


図 2.9.8-2 取水設備 全体概要図

図 2.9.8-3 に 5/6号機取水路開渠の現況と取水設備工事後の希釈用海水取水イメージを示す。現況では北防波堤の透過防止工により港湾外北側からの海水流入がないが、取水設備工事後は、北防波堤の透過防止工を一部撤去することにより港湾外北側から海水を取水する。また、仕切堤を構築することで、1-4号機取水路開渠側からの比較的放射性物質濃度の高い海水の流入を抑制する。

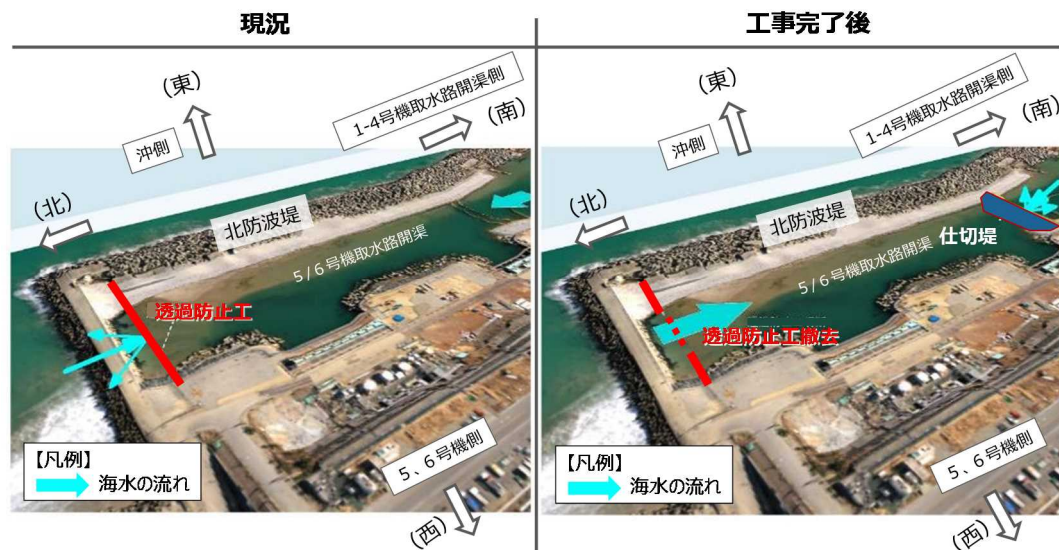


図 2.9.8-3 5/6 号機取水路開渠現況および取水設備工事完了後イメージ図

(1) 仕切堤の概要

希釈用の海水を 5 号機取水口より継続的に取水するが、1-4 号機取水路開渠側の比較的放射性物質濃度の高い海水および海底土の影響により、希釈用の海水放射性物質濃度が上昇するリスクがあるため、5/6 号機取水路開渠と 1-4 号機取水路開渠側の港湾を仕切る仕切堤（捨石傾斜堤+シート）を構築し、1-4 号機取水路開渠側からの海水および海底土の取水を抑制する。

(2) 仕切堤の構造

仕切堤の構造は、捨石傾斜堤の両側にシートを敷設する。図 2.9.8-4 に仕切堤平面図を図 2.9.8-5 に仕切堤断面図を示す。捨石にて傾斜堤構築後、両側にシートを敷設、表面を捨石にて被覆する。シートは軟質塩化ビニル製マット（厚さ：5mm）であり、シート同士を重ね合わせることで敷設する。

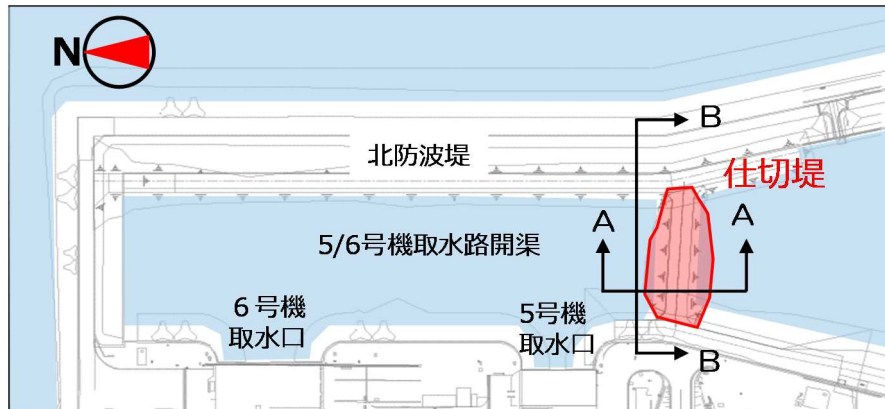


図 2.9.8-4 仕切堤平面図

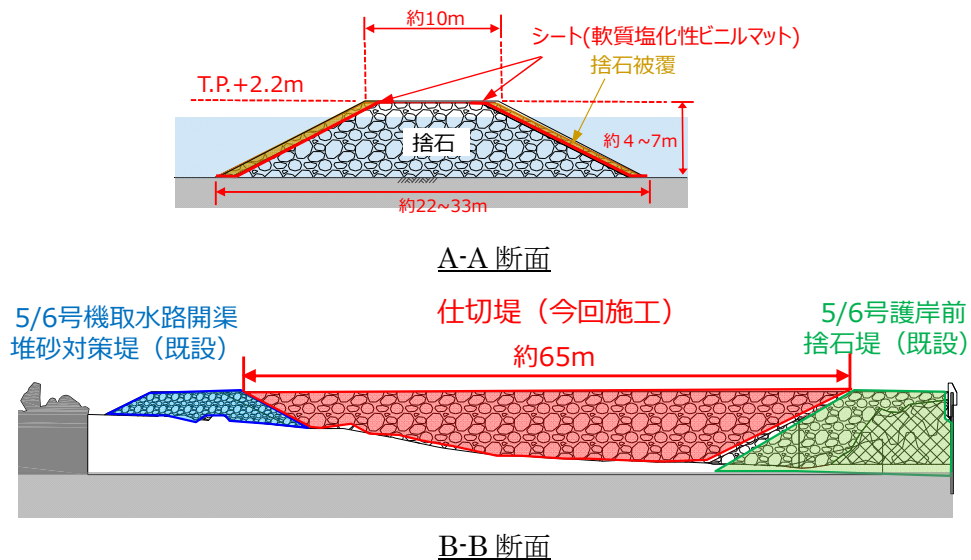


図 2.9.8-5 仕切堤断面図

(3) 仕切堤構築による効果とその確認方法他について

現在は2重のシルトフェンスにより、5/6号機取水路開渠と1-4号機取水を開渠側の港湾を仕切っているが、潮位や波浪の影響で完全に放射性物質濃度の高い海水の流入を抑制できていない。仕切堤は捨石傾斜堤にシートを敷設する構造のため、1-4号機取水路開渠側の港湾からの比較的放射性物質濃度の高い海水および海底土の取水を抑制する設備としての機能と安定性はシルトフェンスに比べて向上する。

仕切堤構築による抑制効果の確認については、構築後に仕切堤の5/6号機取水路開渠(北)側と1-4号機取水路開渠(南)側の海水をそれぞれサンプリングし、放射性物質濃度の比較を行う。

仕切堤構築後の維持管理方法については、長期点検計画に基づき、定期点検を実施した上で、必要に応じて修繕・改善等を実施していく。

(4) 透過防止工改造について

仕切堤構築により 1-4 号機取水路開渠側からの港湾内海水の取水を抑制した後、希釈用に必要な海水を発電所北側の港湾外から取水するため、北防波堤の透過防止工の一部（上部コンクリートおよび鋼矢板）を撤去する。図 2.9.8-6 に透過防止工改造平面図を、図 2.9.8-7 に透過防止工改造断面図を示す。なお、撤去した透過防止工（上部コンクリートおよび鋼矢板）は、固体廃棄物として発電所構内に保管する。

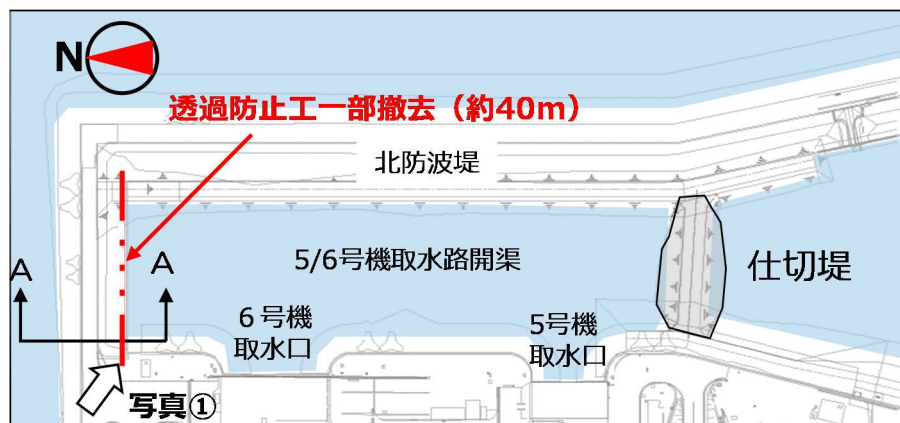


図 2.9.8-6 透過防止工改造平面図

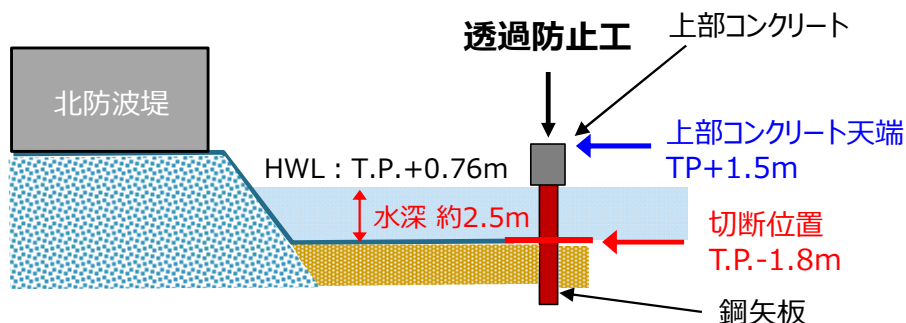


図 2.9.8-7 透過防止工改造断面図 (A-A 断面)

(5) 仕切堤構築および透過防止工改造による 5/6 号機非常用冷却水取水への影響について

図 2.9.8-8 に北防波堤および 5/6 号機取水路開渠堆砂対策堤の構造図を示す。5/6 号機取水路開渠前の北防波堤は震災による津波で上部工および透過防止工が倒壊し、北防波堤の基礎部分および震災後に設置された消波ブロック部を外洋からの海水が通過できる状態となっている。また、開渠内への砂の流入防止のために捨石堤と防砂シートが設置され、砂の流入は抑制されているが、外洋からは海水が通過できる状態となっている。

したがって、仕切堤構築後から透過防止工改造（一部撤去）の間は、1-4 号機側の港湾からの海水供給がほとんどないが、北防波堤側からの海水供給があるため、5/6 号機の非常用冷却水の取水には影響がない。

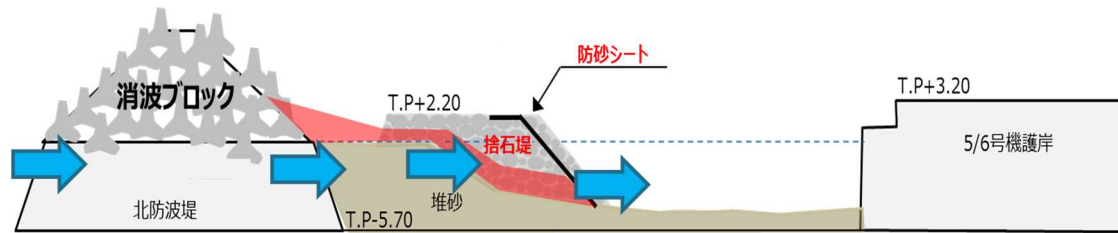


図 2.9.8-8 北防波堤および 5/6 号機取水路開渠堆砂対策イメージ図 (断面)

(6) 仕切堤施工中の海底放射性物質濃度拡散の抑制対策について

仕切堤は捨石を海中に投入し構築するが、施工中の海底土巻き上がりによる海水放射性物質濃度の上昇が懸念されるため、工事用汚濁防止フェンスを設置するとともに通常よりも施工スピードを落とすことで、海底土巻き上がり・拡散を抑制する。至近3年間の港湾内工事にて捨石等の材料を海中投入した際は、同様の対策を講じることで、施工中の海水放射性物質濃度上昇を抑制できている。

(7) 取水に伴う、開渠内堆積砂の移動について

希釈用の海水を既設の5号機取水口より取水するが、取水による砂の移動、巻き上がりが発生し、放射性物質を含む砂の取水する可能性があることから、取水に伴う砂移動について検討する。

○ 検討方法

取水のためにポンプを起動させると、底面流速や底面せん断力が増大し、砂(底質)の移動が始まる。移動限界を超えたせん断力が砂(底質)に作用すると底質が掃流状態となり移動する。この砂(底質)の初期移動限界は、定常流場での底質に作用する抗力と重力との釣り合いから得られる移動限界シールズ数 ψ_c を用いて表示することができる。このシールズ数は、後段に示す参考文献において、実験や数値解析により検証されている。ここでは、5号機取水口前面部でのシールズ数 ψ (海底面での砂の動きやすさを示す指標)を求め、それが砂の移動限界シールズ数 ψ_c (それ以下では砂が移動しない指標)を超えないかを確認する。ただし、ここでは仕切堤構築後は波などの影響を受けないものとし、取水による影響のみを考慮した評価を実施した。

○境界条件

境界条件については、最も流速が大きくなる(最も保守的な)条件として、以下を設定した。

① 潮位

朔望平均干潮位(L.W.L.): T.P.-0.778m: 最も通水断面が小さくなる干潮時を設定

② 運転条件

ポンプ運転台数(流量): 3台(2m³/s×3台=6m³/s): 通常時は2台運転となるが、保守的に3台運転時を設定

③ 水路条件 (5号機取水口スクリーン室)

幅 : 4.0m

底板標高 : T.P.-4.9m

水深 (底板標高-潮位) h : 4.2m

水路数 : 6本

④ 底質条件 (細砂)

粒径 d : 0.2 mm

震災後、発電所港湾内の海底土は放射性物質濃度が高く、発電所構外 (放射線管理対象区域外) に持ち出し粒度分析を実施することが不可能であったため、当社が2019年に発電所港湾口 (放射線管理対象区域外) で採取した海底土の粒度分析結果から、代表粒径 : 0.2mm (細砂) を使用した。また、同調査において港湾内の粒度形成は全体の90%以上が砂であることが分かっている。港湾内に堆積する砂のほとんどが港湾口より流入するため、港湾口での粒度分析結果を利用することは適切であるといえる。

海水密度 ρ : 1.03tf/m³

底質の水中比重 s : 1.65tf/m³

重力加速度 g : 9.8m/s²

○ 計算方法

底面せん断応力 τ_b は海底面上の平均流れの対数分布則に基づく次式から算定した (西畑ら, 2007)。

$$\sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = u_{*b} = \frac{\kappa|U|}{\ln(h/z_0) - 1} \quad (\text{式1})$$

ここで、 u_{*b} は摩擦速度、 κ はカルマン係数 (=0.4)、 h は水深、 z_0 は粗度高さであり、相当粗度 k_N から次式によって算定した。(西畑ら, 2007)

$$z_0 = \frac{k_N}{30} \quad (\text{式2})$$

ただし、相当粗度 k_N はHerrmannら (2007) に倣って、次式のようにシールズ数 ψ に依存させた。

$$k_N = 2d + 4.5(\psi - \psi_c)d \quad (\text{式3})$$

シールズ数 ψ は次式のように定義される (土木学会, 1998)。

$$\psi = \frac{u_{*b}^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd} \quad (\text{式4})$$

○ 砂移動の評価

上記計算の結果、シールズ数 ψ 0.001 を得た。

細砂の移動限界シールズ数 ψ_c は、0.075 以上で初期移動状態（海底面の底質がいくつか移動し始める状態）となり、0.11 以上で完全移動状態（海底面の表層粒子がほとんど移動し始める状態）となるといわれている（渡辺，1979）。今回求められたシールズ数 ψ 0.001 は、移動限界シールズ数に比べ十分小さいため、砂移動は発生しないと評価した。

○ 参考文献

西畑 剛・佐貫 宏・森屋陽一・後藤和久（2007）：津波による地形変化モデルに関する研究，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.521-525.

Herrmann, M. and O.S.Madsen（2007）：Effect of stratification due to suspended sediment on velocity and concentration distribution in unidirectional flows, J. Geophys. Res., vol.112, C02006, 13p.

土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会（1998）：漂砂環境の創造に向けて，1.3 掃流移動限界，pp.74.

渡辺 晃（1979）：振動流境界層と海浜過程，水工学に関する夏期研修会講義集，B-3-1-17.

2. 希釈後の ALPS 処理水の放水方法

希釈後の ALPS 処理水の放水方法は，放水立坑（上流水槽）側から隔壁を越流した水を放水立坑（下流水槽）水位と海面水位（潮位）との水頭差により，約 1 km 離れた放水口まで移送する設計とする。また，放水設備における摩擦損失や水位上昇等を顧慮した設計とする。なお，設計については 2.14 設計上の考慮にて述べる。

(1) 放水設備工事の施工方法

海上工事の概要図（平面）を図 2.9.8-9 に示す。放水設備工事は福島第一原子力発電所の沖合約 1km まで放水トンネルを設置し，終端部に放水ロケーソンを設置する。また，工事には大型の作業船舶を使用することから，放水口部を囲む 800m×800m の範囲を工事区域として設定することで，公衆船舶の航行安全にも配慮する。

○ 灯浮標・シンカーブロック設置

工事区域を設定するため，灯浮標 4 基と灯浮標係留用のシンカーブロック 4 基（25t）を起重機船にて工事区域の四隅にそれぞれ設置する。また，作業船舶を係留するためのシンカーブロックを起重機船にて港湾外に 4 基（110t），港湾内に 3 基（25t，40t）設置する。図 2.9.8-10 に灯浮標および船舶係留用シンカーブロックのイメージ図を示す。

○ 海上掘削

放水ロケーソン設置のため，発電所沖合約 1km の地点の海底をグラブ浚渫船にて掘削する。掘削した海底土は発電所港湾内の物揚場まで土運船にて運搬，陸上のバックホウにて揚土，ダンプトラックにて構内の土捨て場に運搬する。図 2.9.8-11 に海上掘削概要図（平面）を図 2.9.8-12 に海上掘削イメージ図（断面）を示す。



図 2.9.8-9 海上工事概要図（平面）

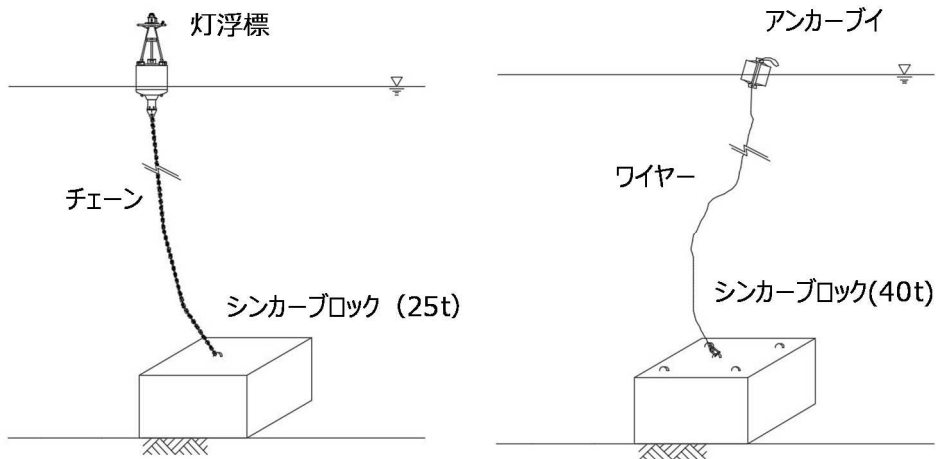


図 2.9.8-10 灯浮標および船舶係留用シンカーブロックイメージ図

○ 捨石投入・均し

海上掘削した底面を放水口ケーソン据付のため不陸整生を行う。不陸整正は、起重機船にて捨石を所定の厚さで投入し、表面を平らに敷き均す。

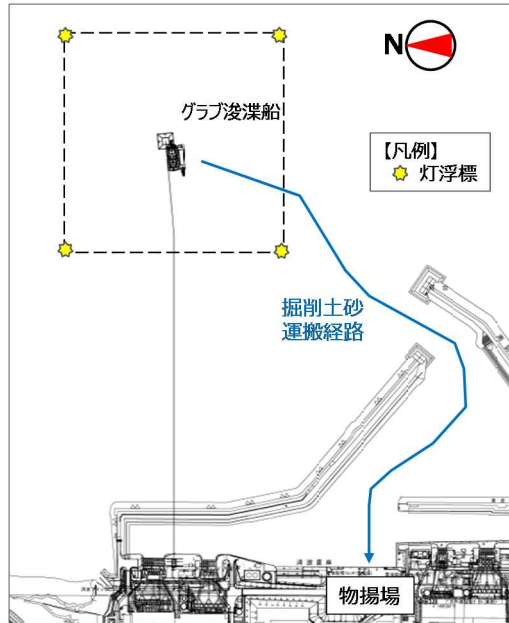


図 2.9.8-11 海上掘削概要図（平面）

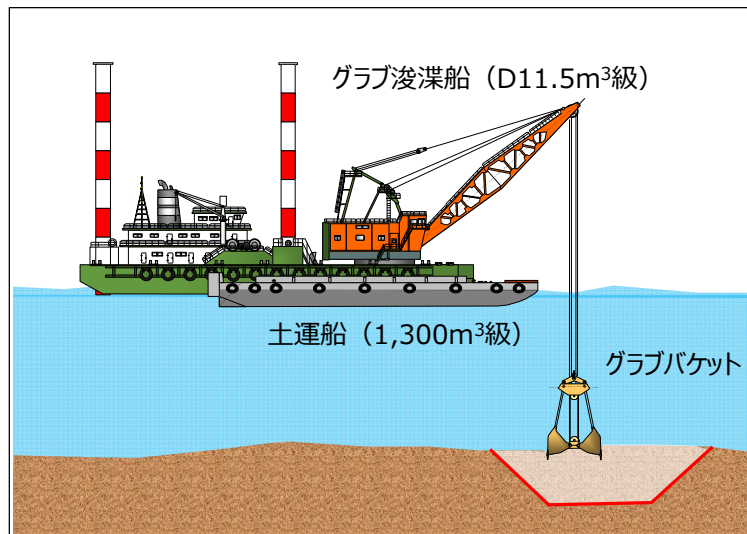


図 2.9.8-12 海上掘削イメージ図（断面）

○ 放水ロケーション製作

発電所構外にて鉄筋コンクリート製の放水ロケーションを製作する。放水ロケーションには、据付時の位置誘導と放水トンネルを掘進するシールドマシンが放水口に到達する際の位置情報管理のための測量檣（鋼製）と放水トンネルを掘進してきたシールドマシンが到達するための到達管（鋼製）を設置する。到達管には、撤去時に海水を注水するための注水バルブと空気抜き孔を設置する。図 2.9.8-13 に放水ロケーション製作イメージ図（模型），図 2.9.8-14 に放水ロケーション部断面図を示す。

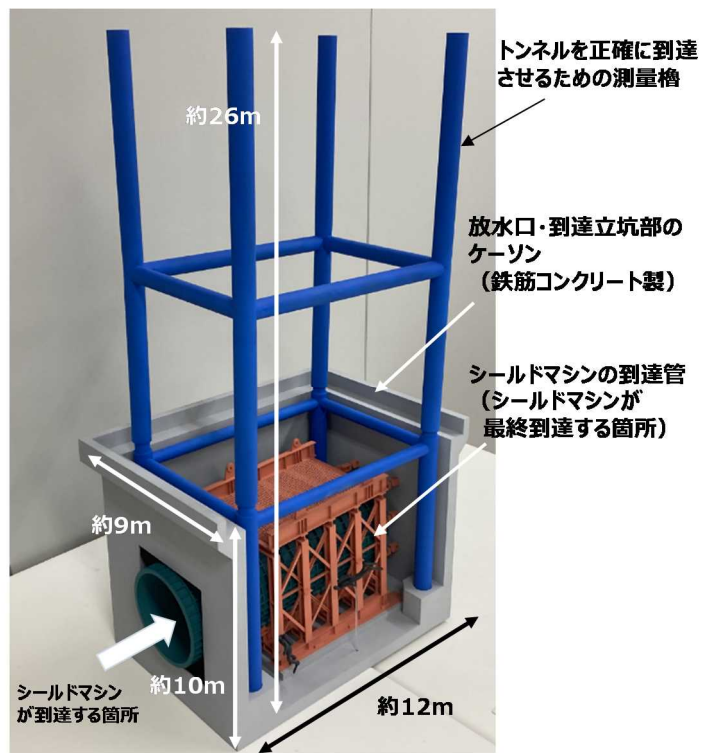


図 2.9.8-13 放水ロケーソン製作イメージ図 (模型)

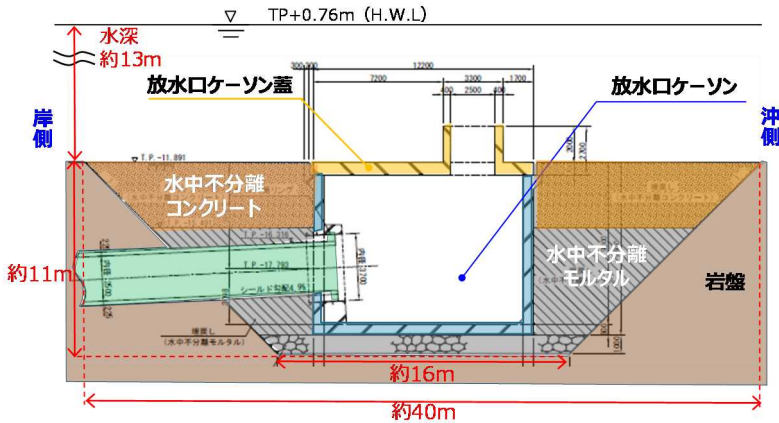


図 2.9.8-14 放水ロケーソン部断面図

○ 放水ロケーソン据付

発電所構外で製作した放水ロケーソンを、海上掘削し底面に捨石を敷き均した箇所に据え付ける。発電所構外で製作した放水ロケーソンを大型起重機船に積込、発電所沖合の据付位置まで海上運搬する。大型起重機船は、事前に設置した船舶係留用のシンカーブロック 4 基 (110t) と自船のアンカーを使用し係留、係留ワイヤーをウインチにて操作しながら放水ロケーソン据付位置まで移動し、放水ロケーソンを据付ける。据付位置の誘導は、起重機船に搭載した GPS および放水ロケーソンに事前設置した測量櫓を陸上の 2 地点から測量するこ

とで行う。図 2.9.8-15 に放水ロケソン据付作業概要図（平面）および図 2.9.8-16 に放水ロケソン据付イメージ図（断面）を示す。

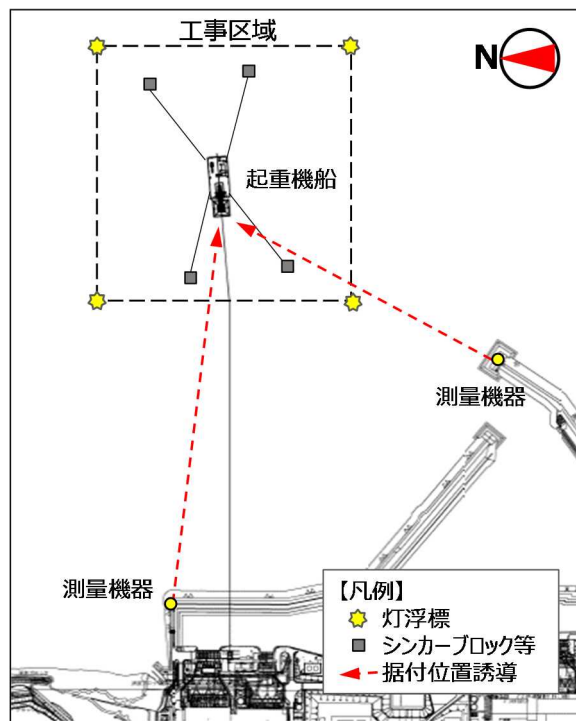


図 2.9.8-15 放水ロケソン据付概要図（平面）

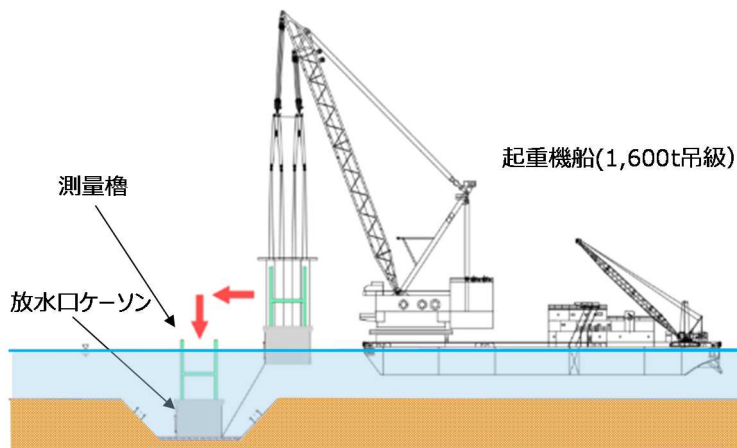


図 2.9.8-16 放水ロケソン据付イメージ図（断面）

○ 放水ロケソン埋戻し

据付けた放水ロケソン周囲にコンクリートプラント船により水中不分離コンクリートおよび水中不分離モルタルをそれぞれ所定の厚さで打設し、放水ロケソンを埋戻す。図 2.9.8-14 に示すように、水中不分離モルタルは放水トンネルを掘進してきたシールドマシンが通過する部分、水中不分離コンクリートはそれ以外の海底面までの部分にそれぞれ打設する。

○ 測量櫓・シールドマシン撤去

放水口トンネルを掘進し構築してきたシールドマシンが放水口ケーソン内に設置された到達管内に到達した後、位置情報管理のために使用した測量櫓を起重機船にて撤去する。その後、到達管の空気抜き孔にホースを設置、注水バルブを操作することで放水トンネル内に海水を注水する。放水トンネル内が海水で満たされたことを確認し、到達管と放水口ケーソンの接続部を切り離す。切り離し完了後、起重機船にて到達管と一緒にシールドマシンを撤去する。図 2.9.8-17 にシールドマシン（到達管）撤去イメージ図（断面）を示す。

○ 放水口ケーソン蓋据付

発電所構外にて鉄筋コンクリート製の放水口ケーソン蓋を製作する。製作した放水口ケーソン蓋（鉄筋コンクリート製）を起重機船に積込、発電所構外まで海上運搬し、放水口ケーソン上部に設置する。図 2.9.8-18 に放水口ケーソン蓋据付イメージ図（断面）を示す。

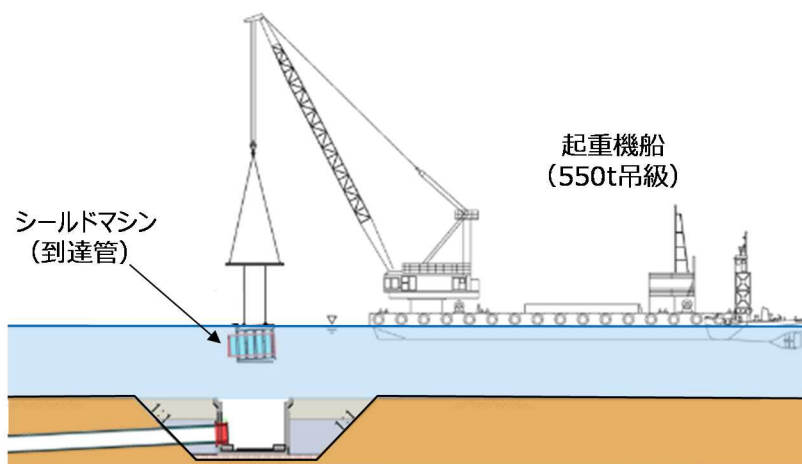


図 2.9.8-17 シールドマシン（到達管）撤去イメージ図（断面）

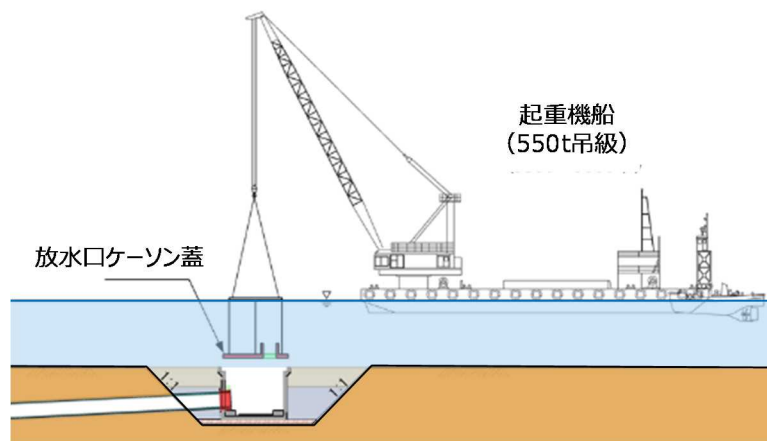


図 2.9.8-18 シールドマシン（到達管）撤去イメージ図（断面）

4. 取放水設備設置工事におけるモニタリングの強化

発電所港湾内および発電所沖合にて海上工事を実施するにあたり、海底土の巻き上りによる濁りの拡散、放射性物質の拡散が懸念されることから、以下の対応を実施する。

- ・海水モニタリング
- ・掘削土砂のサンプリング
- ・濁り拡散抑制対策

港湾内については、震災時の事故由来の放射性物質を含んだ海底土の巻き上り・拡散が懸念されるため、海水の放射性物質濃度モニタリングを実施し、放射性物質濃度の上昇がないことを確認するとともに、対策として施工方法の工夫と工事用汚濁防止フェンス設置による放射性物質を含んだ砂の港湾外への拡散、5/6号機取水への取り込みを抑制する。

港湾外については、これまでの海底土サンプリング結果から放射性物質濃度が測定下限値以下であることから、一般的な海域の環境管理の観点で、掘削等による海底土の巻き上りによる濁りの管理を行うとともに、対策として施工方法の検討や濁り拡散時の物理的抑制対策を行う。

(1) 発電所港湾内における放射性物質の拡散抑制対策

発電所港湾内における仕切提構築等の施工中は濁り対策および放射性物質の拡散抑制対策を実施する。

具体的な対策としては、施工中、工事用汚濁防止フェンスを設置するとともに、通常よりも施工速度を落とし、慎重に施工するなど、放射性物質を含む海底土の巻き上がりおよび拡散を抑制する。

海水中セシウム濃度に有意な上昇が確認された場合または濁りがひどい場合は、工事を中断する。その後、海水中セシウム濃度および濁り状況が問題のない状態になったことを確認し、工事を再開する。

(2) 発電所沖合における海水モニタリング計画

発電所沖合における海上工事（海上掘削、捨石投入、放水ロケーション据付等）の期間中、施工箇所では海水サンプリングを行い、作業による海水中セシウム濃度の上昇の有無を確認する。期間は工事開始前と工事中とし、作業日毎に行うが、施工状況により実施方法を検討する。

海水中セシウム濃度に有意な上昇が確認された場合は、工事を中断する。その後、海水中セシウム濃度および濁り状況が問題のない状態になったことを確認し、工事を再開する。

(3) 掘削土砂の分析計画

放水ロケーション終端部を海上掘削した土砂の一部をサンプリングし、土中のセシウム濃度分析を実施する。サンプリングは、海上掘削施工期間中の初期、中期、完了時に行うが、施工状況により実施方法を検討する。

土中セシウム濃度が構内土捨て場の受入れ基準値を超える場合は、コンテナに箱詰めし適切に構内で管理するとともに、掘削を中断しその後の対応を検討する。

(4) 発電所沖合における濁り対策

発電所沖合における海上工事（海上掘削等）の期間中、濁り対策を実施する。施工初期は、施工速度を落とし、時間当たりの施工量を少なくすることにより、濁り発生を抑制する。その後、濁り発生状況をみながら施工速度を調整する。

濁りの確認方法は、現場での目視による確認と、工事区域（800m×800m）の境界（4箇所）にて濁度計による確認を行う。濁度については、事前にSS（浮遊物質質量）との相関を確認し、SS指標で管理し、管理値は、BG（バックグラウンド）+10mg/Lとする。

濁りがひどい場合、またはSS管理値を超える場合は、作業を中断する。濁り状況により、オイルフェンス（油対策を兼用）等を設置し、沈降剤（無機凝集剤）の使用を検討する。その後、工事海域での濁り状況が問題のない状態になったことを確認し、工事を再開する。

(5) その他の工事における一般的な環境対策

港湾内の北防波堤透過防止工の一部（上部コンクリート）を撤去する際は、粉塵対策を講じる。粉塵対策は、コンクリートブレーカでの上部コンクリート取り壊し時、施工部に真水を散水しながら取り壊しすることで、粉塵の発生を抑制する。

以上

2.14 設計上の考慮

2.14.1 準拠規格及び基準への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

① 準拠規格及び基準

安全機能を有する構築物，系統及び機器は，設計，材料の選定，製作及び検査について，それらが果たすべき安全機能の重要度を考慮して適切と認められる規格及び基準によるものであること。

2.14.1.1 措置を講ずべき事項への適合性

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，それらが果たすべき安全機能の重要度を考慮して適切と認められる規格及び基準を考慮して，設計，材料の選定，製作及び検査を実施する。

2.14.1.2 対応方針

施設の設計については、安全上の重要度を考慮して以下について適切に考慮したものと
する。

○準拠規格及び基準

安全機能を有する構築物、系統及び機器は、設計、材料の選定、製作及び検査につい
て、それらが果たすべき安全機能の重要度を考慮して適切と認められる規格及び基準によ
るものとする。

(実施計画：II-1-14-1)

青字：変更案

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する構築物、系統及び機器の設計、材料の選定、製作
及び検査について、発電用原子力設備規格設計・建設規格（JSME）、日本産業規格（JIS）
等※を適用することにより信頼性を確保する。

※「JIS G 3454 圧力配管用炭素鋼鋼管」、「JIS G 3457 配管用アーク溶接炭素鋼鋼管」、「JIS G 3459 配管用ステンレス鋼鋼管」、
「JIS G 3468 配管用溶接大径ステンレス鋼鋼管」、「JWWAK 144 水道配水用ポリエチレン管」

① 構築物に対する準拠規格及び基準

また、ALPS 処理水希釈放出設備のうち、放水立坑（上流水槽）の設計、材料の選
定、製作について、下記に準拠して信頼性を確保する。

- ・プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル（改訂版；2020年）（公財）日本下
水道新技術機構
- ・コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会
- ・コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会
- ・下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版-（公社）日本下水道協会
- ・道路橋示方書・同解説I 共通編 2012年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説IV 下部構造編 2012年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説V 耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会
- ・エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（改訂版；2013年）
（公社）土木学会
- ・共同溝設計指針 1986年（公社）日本道路協会
- ・水理公式集 2018年（公社）土木学会

(実施計画：II-2-50-3)

② 系統及び機器に対する準拠規格及び基準

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する各設備のうち、ALPS 処理水を内包する主要な機器は、[実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則](#)において、廃棄物処理設備等に相当するクラス 3 機器に準ずるものと位置づけられる。

(実施計画：II-2-50-6)

ALPS 処理水を内包する鋼管については、「JSME S NC1-2012 発電用原子力設備規格設計・建設規格（以下、「設計・建設規格」という。）」のクラス 3 機器の規定を適用することとし、必要に応じて日本産業規格（JIS）等の国内外の民間規格も適用する。

(実施計画：II-2-50-6)

ポリエチレン管は ISO 規格または JWWA 規格に準拠したものを、適用範囲内で使用することで、構造強度を有すると評価する。また、耐圧ホース、伸縮継手については、製造者仕様範囲内の圧力及び温度で使用することで構造強度を有すると評価する。

(実施計画：II-2-50-6)

(2) 放水設備

設計、材料の選定、製作について、下記に準拠して評価を行う。

- ・ 火力・原子力発電所土木構造物の設計（増補改訂版）（一社）電力土木技術協会
- ・ コンクリート標準示方書（設計編；2017 年制定）（公社）土木学会
- ・ [コンクリート標準示方書（設計編；2012 年制定）](#)（公社）土木学会
- ・ [コンクリート標準示方書（設計編；2007 年制定）](#)（公社）土木学会
- ・ [コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）](#)（公社）土木学会
- ・ トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説/〔シールド工法編〕・同解説（2016 年制定）（公社）土木学会
- ・ トンネル標準示方書〔開削工法〕・同解説（2016 年制定）（公社）土木学会
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説 2018 年（公社）日本港湾協会
- ・ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 2017 年（公社）日本道路協会
- ・ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 2017 年（公社）日本道路協会
- ・ [道路橋示方書・同解説 I 共通編 2012 年](#)（公社）日本道路協会
- ・ [道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 2012 年](#)（公社）日本道路協会
- ・ 共同溝設計指針 1986 年 日本道路協会
- ・ [内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き（1999 年制定）](#)（財団法人）先端建設技術センター
- ・ [シールド工用標準セグメント](#) 土木学会・日本下水道協会共編（2001 年制定）

- ・ 土木研究所資料 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）-平成4年3月」
建設省土木研究所・地震防災部耐震研究所
- ・ 下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版-（公社）日本下水道協会
- ・ 下水道施設耐震計算例-管路施設編-2015年版 （公社）日本下水道協会
- ・ 水理公式集 2018年（公社）土木学会
(実施計画：II-2-50-8)

放水設備を構成する各設備について、日本産業規格（JIS）等の国内外の民間規格を適用する。

(実施計画：II-2-50-9)

○構造

放水設備を岩盤に設置することで、地震の影響を受けにくい構造とする。また、放水トンネルについては、岩盤内部に設置することとし、海底部の掘進における施工時のリスクや供用期間中の耐久性を考慮し、シールド工法を採用する。放水トンネルを構成する鉄筋コンクリート製の覆工板にシール材を設けることで止水性を確保する。

(実施計画：II-2-50-7)

○健全性に対する考慮

長期荷重および短期荷重に対して、許容応力度以内であることを確認し、構造を設定している。また、構造物の浮き上がりが生じないことを確認している。さらに、鉄筋コンクリート製の躯体に生じるひび割れ幅および塩害の照査を実施し、適切な鉄筋かぶりを設定し、供用期間中の耐久性が確保されることを確認している。なお、供用期間中は、鉄筋コンクリート製の躯体に対して、保全を不要とするまでの保守的な設計とする。（一般土木構造物と同様に、長期点検計画に基づき維持管理する。）

(実施計画：II-2-50-7)

○放水設備については、表 2.14-1 の照査を行うことで、供用期間中の健全性が確保されることを確認している。なお、構造物の使用目的に適合するための要求性能を満足することを踏まえ、照査項目を設定している。

表 2.14-1 放水設備の照査項目

照査項目		放水立坑 (下流水槽)	放水 トンネル	放水口	照査内容
常時	構造	○	○	○	許容応力度以内であること
	構造 (波浪)		○	○	許容応力度以内であること
	ひび割れ	○	○	○	ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下であること
	塩害	○	○	○	鋼材位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界に達しないこと
	浮上がり	○		○	浮上がりが生じないこと
地震時		○	○	○	地震に対して許容応力度以内であること

放水立坑（上流水槽）の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明

1. 設計概要

放水立坑（上流水槽）の設計は、図2.14.1.4-1に示すように、プレキャスト部材であるL型形状の側壁ブロック、逆T型形状の隔壁ブロックを所定の間隔をおいて敷設し、そのブロック間に頂版スラブを設置して各々のブロックを連結する。底版については、現場打ちのコンクリートにより構成している。

「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、長期および短期における各部位の安全性を照査する。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

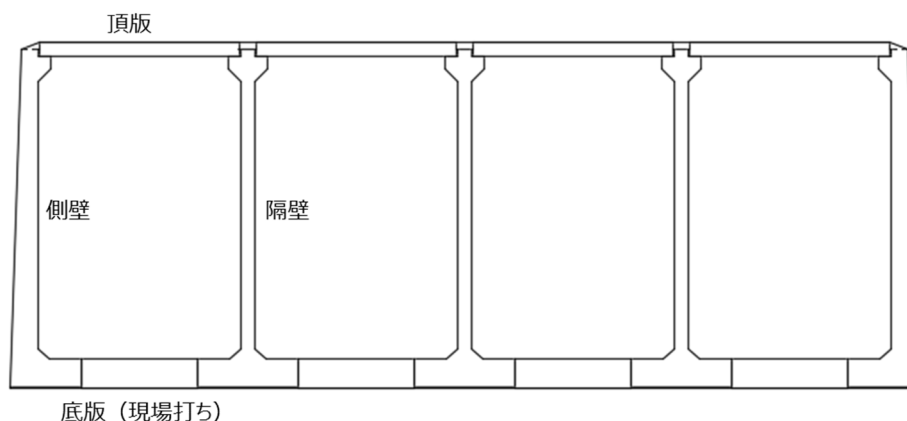


図2.14.1.4-1 放水立坑（上流水槽）概要図

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時については、各部材の自重および静止土圧、外水圧を考慮し、水槽内に水を貯留していない状態における設計とする。また、供用時については、施工時の荷重に加え、内水圧を考慮した設計とする。

2.2 短期

短期においては、供用時に発生する短期的な荷重（地震時荷重）を考慮したケースとする。地震時荷重としては、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水立坑（上流水槽）に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度は 40N/mm^2 、鉄筋は SD345 とする。

各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.4-1, 2 に示す。

表 2.14.1.4-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
40	14	0.55	21	0.825

表 2.14.1.4-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数を表 2.14.1.4-3 に示す。

表 2.14.1.4-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m^3)	水中単位体積重量 (kN/m^3)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)	変形係数 (kN/m^2)
1	盛土	5.08	18.0	9.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	2.00	18.4	9.4	0	38.6	94,400

3.3 単位体積重量

設計に用いた材料の単位体積重量を表 2.14.1.4-4 に示す。

表 2.14.1.4-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m^3)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を表 2.14.1.4-5 に示す。施工時の地下水位については、既往の施工実績に基づき T.P.+1.00m とする。また、供用時の内水位については、ポンプ 3 台使用時の水理計算結果に基づき、T.P.+3.112m とする。

表 2.14.1.4-5 地下水位および内水位

		水位
地下水位	施工時	T.P.+1.00m
	供用時	T.P.+2.50m
内水位	施工時	内水なし
	供用時	T.P.+3.112m

4. 荷重条件

4.1 自重（単位体積重量）

- ・鉄筋コンクリート: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- ・盛土: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・地下水: $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ (海水)

4.2 載荷荷重

載荷荷重については、「プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル（改訂版；2020年）（公財）日本下水道新技術機構」に基づき下記の通り設定する。

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

4.3 土圧

$$p = K_o (q + \Sigma \gamma \cdot H)$$

ここに、 p : 側圧

K_o : 静止土圧係数 (=0.50)

q : 地表面載荷重

γ : 土の単位体積重量

なお、地下水位以浅は単位体積重量、地下水位以深は水中単位体積重量とする。

H : 地表面から土圧を求める位置までの層厚

4.4 設計水平震度

地震時慣性力は構造物の重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

4.5 地震時土圧係数

地震時土圧係数は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会」に準じる。

$$\begin{aligned} K_{ea} &= 0.24 + 1.08 \cdot K_h \quad (K_h = 0.20) \\ &= 0.456 \end{aligned}$$

4.6 地震の影響

地震の影響としては躯体に作用する慣性力と水槽内の動水圧を考慮し、水平震度は $K_h = 0.2$ とする。

動水圧は、「下水道施設耐震計算例－処理場・ポンプ場編－」に基づき、ウエスタガードの式を水深 h と水路幅 B の比により補正した式で求める。

また、 $h > 0.75B$ となる箇所においては、水槽下部が固定水となる条件で算定する。

$$P(z) = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{hz}$$

ここに、 $P(z)$: 壁面に作用する単位面積あたりの動水圧 (kN/m^2)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

β : 水槽の水深 h と水路幅 B による補正係数(表 2.14.1.4-6 による)

γ_w : 水の単位重量 = $10.3 \text{ (kN/m}^3)$

K_h : 水平震度 (=0.20)

h : 水深 (m)

表 2.14.1.4-6 水槽の水深と幅による補正係数

B/h	β
0.0	0.000
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996

$h > 0.75B$ の場合、 $p_{w1} = p_{w2}$ となる水深 h_c 以深の動水圧は p_{w2} で一定とする。

$$p_{w1} = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{hz}$$

$$p_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2$$

4.8 荷重の組合せ

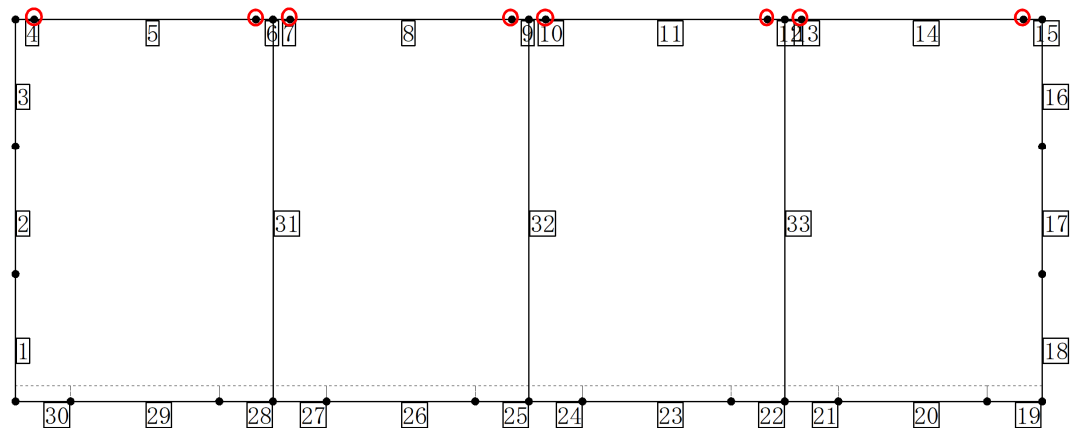
断面力照査を実施する際の長期（施工時）、長期（供用時）、短期（供用時）における荷重の組合せを表 2.14.1.4-7 に示す。

表 2.14.1.4-7 各検討ケースにおける荷重の組合せ

検討荷重	長期		短期
	施工時	供用時	供用時
自重	○	○	○
載荷荷重	○	○	-
土圧	○	○	○
外水圧	○	○	○
内水圧	-	○	○
慣性力	-	-	○
動水圧	-	-	○
許容値割増係数	1.0	1.0	1.5

5. 解析モデル

解析モデルはボックスカルバートを表したフレームモデルで、隅角部となる部材には本体ブロックを、本体ブロック間の線部材には頂版スラブならびに底版現場打ちを配置する。本体ブロックとの接合方法は、底版現場打ちを剛接点、頂版スラブをピン接合とする。また、解析モデルの骨組み図 2.14.1.4-2 に示す。解析モデルは 33 の部材を設定し、各着目点における断面力を算出し、応力度照査を実施する。



○ : ピン接合

図 2.14.1.4-2 解析モデル（骨組み）

6. 荷重の算定

6.1 長期荷重

6.1.1 自重

$$W_i = \gamma_c \cdot t_i$$

ここに、 W_i : 対象部材の自重 [kN/m²]

γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 [=24.5 kN/m³]

t_i : 対象部材の部材厚 [m]

表-2.14.1.4-8 各部材の自重

部材	部材厚 t_i	自重 W_i	部材長	部材数	合計
	[m]	[kN/m ²]	[m]	[カ所]	[kN/m]
側壁 (壁部) 上端	0.350	8.575	6.415	2	141.451
側壁 (壁部) 下端	0.550	13.475			
側壁 (スラブ掛部)	0.530 ^{※1}	12.985	0.310	2	8.051
隔壁 (スラブ掛部)	0.530 ^{※1}	12.985	0.285	6	22.204
隔壁 (壁部)	0.300	4.400 ^{※2}	6.415	3	84.678
側壁 (底版部)	0.550	13.475	0.925	2	24.929
隔壁 (底版部)	0.550	13.475	0.900	6	72.765
頂版スラブ	0.280	6.860	3.730	4	102.351
底版 (現場打ち部)	0.550	13.475	2.500	4	134.750
合計					591.179

※1 : スラブ掛部の部材厚は「スラブ掛部厚+頂版スラブ厚」とする

※2 : 隔壁 (壁部) の自重は通水孔を考慮して算定する($W_i \times 0.895\text{m}/1.495\text{m}$)

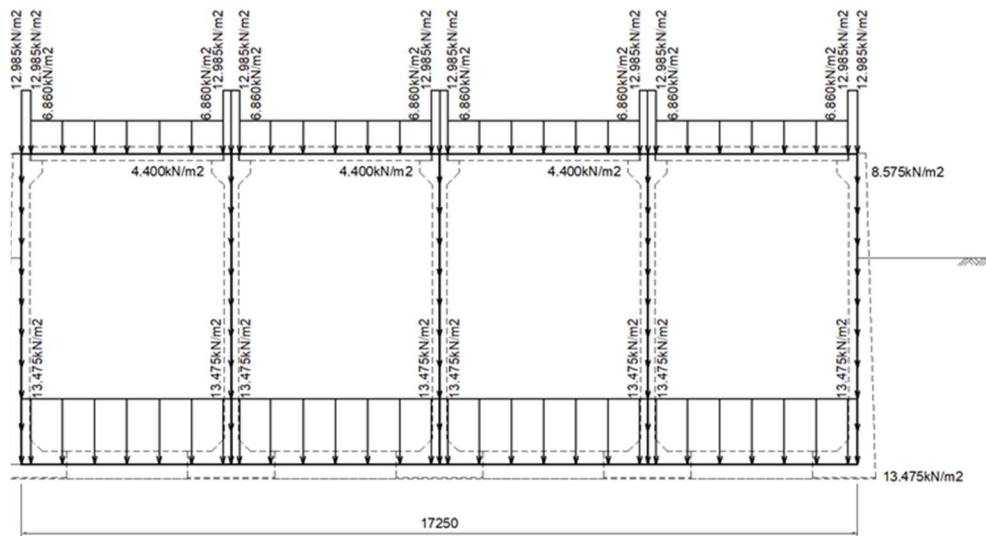


図 2.14.1.4-3 荷重図 (自重)

6.1.2 載荷荷重

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

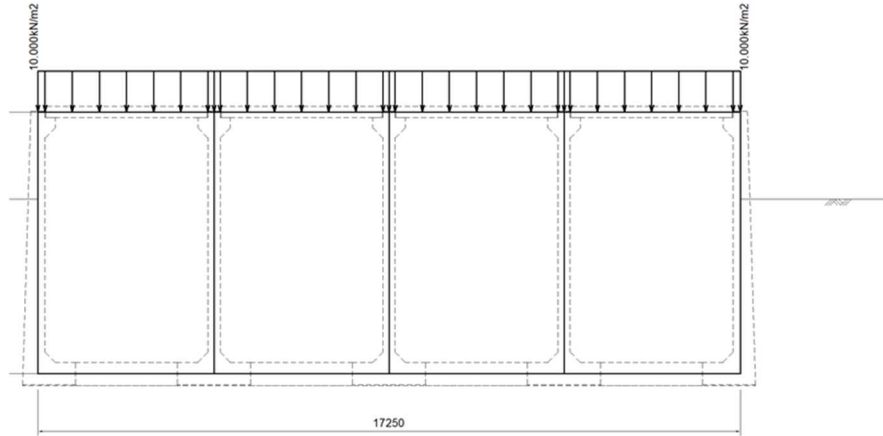


図 2.14.1.4-4 荷重図 (載荷荷重)

6.1.3 側圧

①土圧

各位置における静止土圧を下記の通り設定する。

- ・ 地表面

$$Pa1 = 0.50 \times (9.0 \times 0.0 + 10.0) = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版軸心

$$Pa2 = 5.00 + 0.50 \times 9.0 \times 4.275 = 24.238 \text{ kN/m}^2$$

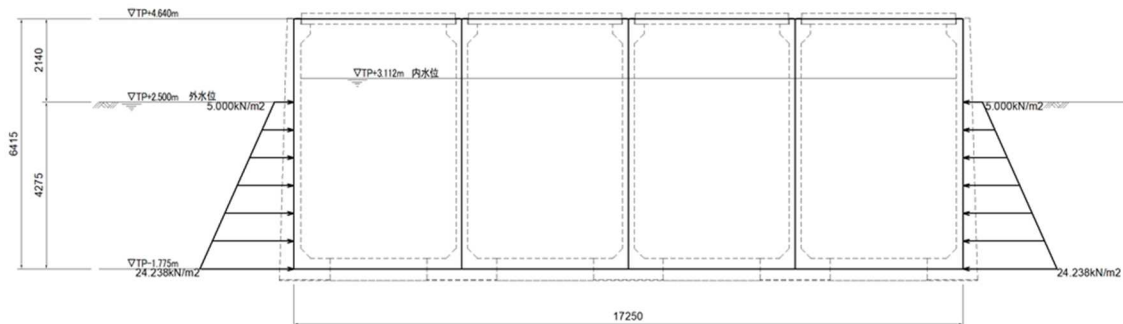


図 2.14.1.4-5 荷重図 (土圧)

②外水圧

底版軸心における外水圧を下記の通り設定する。

- ・ 底版軸心

$$Pw = 10.3 \times 4.275 = 44.033 \text{ kN/m}^2$$

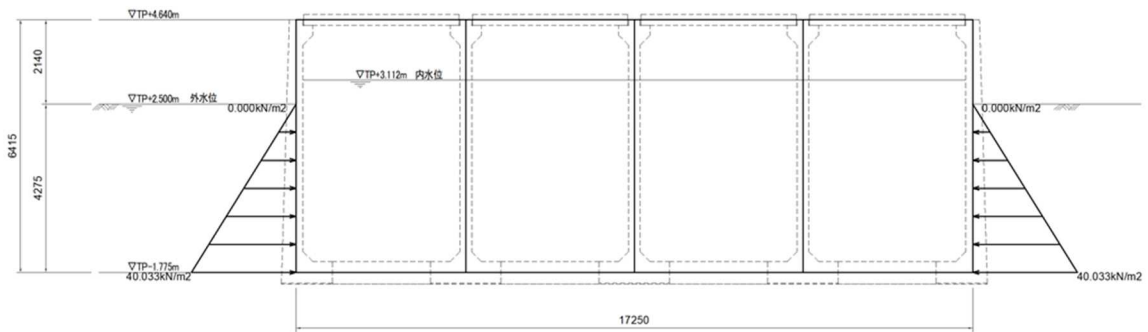


図 2.14.1.4-6 荷重図 (外水圧)

6.1.4 内水圧

底版位置における内水圧を下記の通り設定する。

- ・底版

$$P_w = 10.3 \times 4.612 = 47.504 \text{ kN/m}^2$$

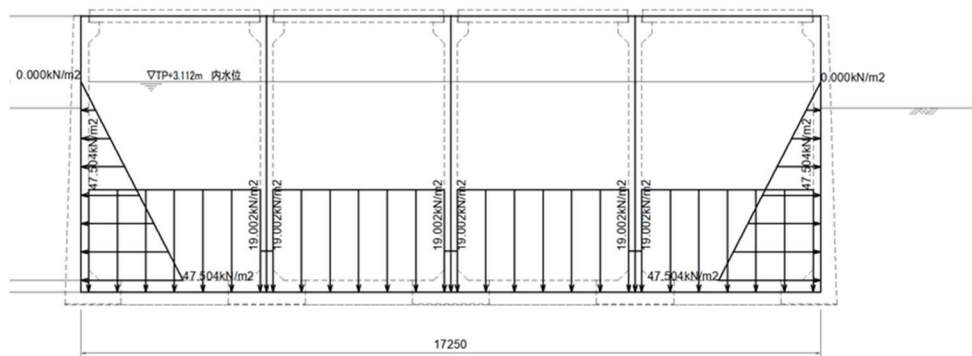


図 2.14.1.4-7 荷重図 (内水圧)

6.2 短期荷重

6.2.1 地震時水平土圧

各位置における地震時水平土圧を下記の通り設定する。

- ・底版軸心

$$P_{ea1} = 0.456 \times 9.0 \times 4.275 = 17.545 \text{ kN/m}^2$$

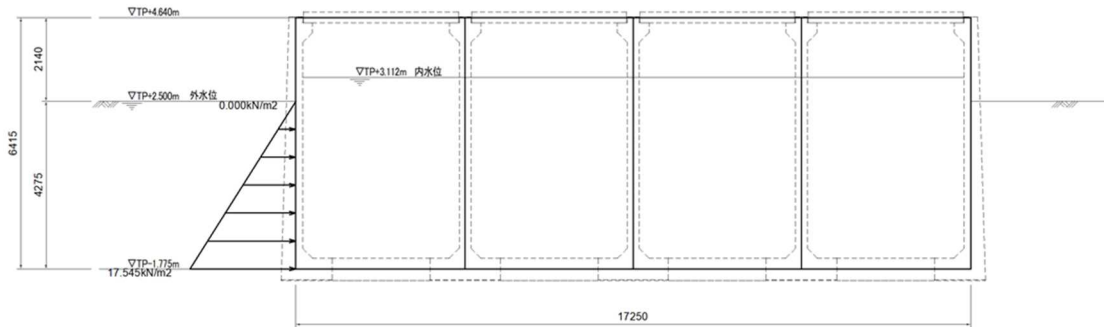


図 2.14.1.4-8 荷重図（地震時水平土圧）

6.2.2 慣性力

各部材に生じる慣性力はを下記の通り設定する。

- ・側壁上部

$$P1=24.5 \times 0.35 \times 0.2=1.715\text{kN/m}^2$$

- ・側壁下部

$$P2=24.5 \times 0.55 \times 0.2=2.695\text{kN/m}^2$$

- ・隔壁

$$P3=24.5 \times 0.18^{\ast} \times 0.2=0.880\text{kN/m}^2$$

※通水孔を考慮した比率から算出

- ・頂版スラブ

$$P4=24.5 \times 0.28 \times 0.2=1.372\text{kN/m}^2$$

- ・底版

$$P5=24.5 \times 0.55 \times 0.2=2.695\text{kN/m}^2$$

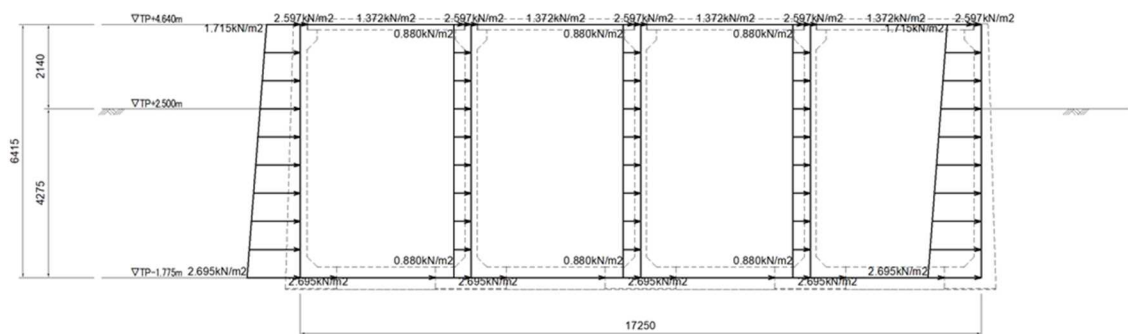


図 2.14.1.4-9 荷重図（慣性力）

6.2.3 動水圧

1) 固定水の有無判定

$H' = B/2 \cdot 1.5 < H_w$ より、自由水と固定水が併存する。

ここに、
 B : 水路幅 (=4.000m)
 H_w : 全水深 (=4.162m)

2) 動水圧の算出

$$P_{w1} = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{h_w \cdot h_i}$$

$$P_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2 \quad (= \text{固定水の動水圧})$$

ここに、
 P_w : 動水圧荷重 (kN/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 K_h : 設計水平震度 (=0.200)
 h_w : 自由水深 (=2.840m)
 h_i : 水面からの深さ (m)
 β : 水路幅による補正係数

$$B/h_w = 4.000/2.840 = 1.408 \text{ より } \beta = 0.805$$

動水圧の分布は以下ようになる。

表 2.14.1.4-9 動水圧

水深 h_i (m)	水圧 P_w (kN/m ²)
0.000	0.000
0.710	2.060
1.420	2.913
2.130	3.568
2.840	4.120
4.612	4.120

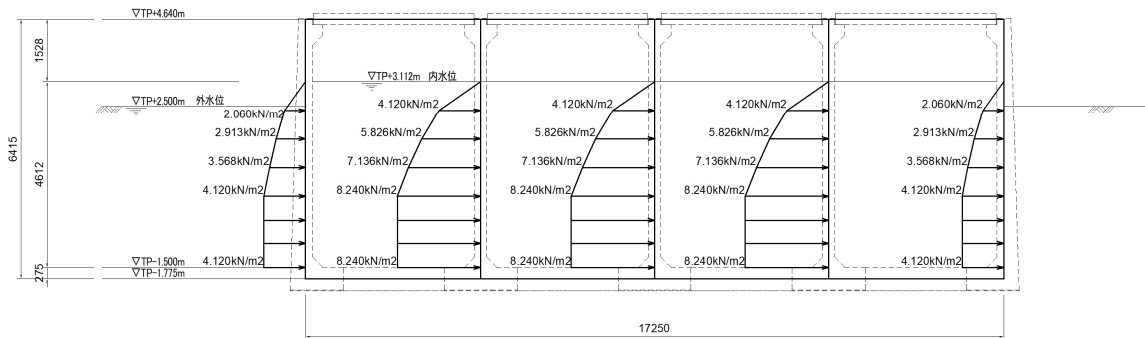


図 2.14.1.4-10 荷重図 (動水圧)

7. 評価結果

7.1 部材の照査

作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位および荷重ケースの照査結果を表 2.14.1.4-10 に示す。長期、短期に対して、許容応力度以内であること（作用応力/許容応力<1）を確認した。

表 2.14.1.4-10 応力度照査の結果

検討部位	荷重ケース	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	短期	鉄筋	曲げモーメント	108	300	0.36
側壁	短期	鉄筋	曲げモーメント	117	300	0.39
隔壁	短期	鉄筋	曲げモーメント	177	300	0.59
頂版	長期	コンクリート	せん断力	0.144	0.55	0.26

7.2 断面力および応力度の照査結果

7.2.1 底版

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-11 に示す。

表 2.14.1.4-11 底版の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置		部材		側壁（底版部）		
		着目点		端部	ハッチ	h/2
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	633	550	550
地山鉄筋	位置	d	mm	82.5	82.5	82.5
	径	φ	mm	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6
	位置	d	mm	470.5	470.5	470.5
内空鉄筋	径	φ	mm	19	19	19
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s '	mm ²	1908.1	1908.1	1908.1
	検討断面位置※	X	m	0.000	0.250	0.675
断面力	M	kN-m	-183.4	-163.0	-130.8	
	N	kN	69.1	67.1	63.6	
	S	kN	—	—	73.6	
発生応力度	σ _c	N/mm ²	3.9	4.2	3.4	
	σ _s	N/mm ²	103.1	108.4	85.6	
	τ	N/mm ²	—	—	0.157	
許容応力度	σ _{cs}	N/mm ²	21.0	21.0	21.0	
	σ _{sa}	N/mm ²	300.0	300.0	300.0	
	τ _s	N/mm ²	0.825	0.825	0.825	
照査値	σ _c /σ _{cs}	—	0.19	0.20	0.16	
	σ _s /σ _{sa}	—	0.34	0.36	0.29	
	τ/τ _s	—	—	—	0.19	
判定			O.K	O.K	O.K	

※：検討断面位置は、解析モデルの左端部からの距離を示す。

7.2.2 側壁

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-12 に示す。

表 2.14.1.4-12 側壁の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置		部材		側壁（壁部）				
		着目点		下端	下ハッチ	下h/2	M _{max}	上端
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	616	526	521	446	350
地山鉄筋	位置	d	mm	82.5	82.5	82.5	82.5	82.5
	径	φ	mm	25	25	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6
	位置	d	mm	450.2	443.5	438.5	363.5	267.5
内空鉄筋	径	φ	mm	25	25	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A' _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6
検討断面位置 [*]		Y	m	0.000	0.250	0.675	3.205	6.415
断面力	M	kN-m		-183.4	-168.1	-147.3	54.3	-4.6
	N	kN		87.5	84.2	78.6	46.9	16.8
	S	kN		—	—	45.5	—	19.1
発生応力度	σ _c	N/mm ²		4.1	4.5	4.0	2.1	0.3
	σ _s	N/mm ²		105.0	117.0	103.2	45.0	3.7
	τ	N/mm ²		—	—	0.104	—	0.071
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²		21.0	21.0	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²		300.0	300.0	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²		0.825	0.825	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—		0.20	0.21	0.19	0.10	0.01
	σ _s /σ _{sa}	—		0.35	0.39	0.34	0.15	0.01
	τ/τ _a	—		—	—	0.13	—	0.09
判定				O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデル下端からの距離を示す。

7.2.3 隔壁

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-13 に示す。

表 2.14.1.4-13 隔壁の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置		部材		隔壁（壁部）			
		着目点		下端	下ハッチ	下h/2	上端
断面	幅	B	mm	598	598	598	598
	高さ	H	mm	466	300	300	300
負鉄筋	位置	d	mm	164.3	81.0	81.0	81.0
	径	φ	mm	22	22	22	22
	本数	—	本	4.00	4.00	4.00	4.00
	鉄筋量	A _s	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
	位置	c	mm	301.7	219.0	219.0	219.0
正鉄筋	径	d	mm	22	22	22	22
	本数	—	本	4.00	4.00	4.00	4.00
	鉄筋量	A' _s	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
検討断面位置 [*]		Y	m	0.000	0.250	0.675	6.415
断面力	M	kN-m		-64.0	-55.9	-42.9	0.0
	N	kN		61.2	60.1	58.2	33.0
	S	kN		—	—	28.6	4.4
発生応力度	σ _c	N/mm ²		6.9	9.8	7.5	0.1
	σ _s	N/mm ²		123.2	176.8	131.7	-2.2
	τ	N/mm ²		—	—	0.218	0.033
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²		21.0	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²		300.0	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²		0.825	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—		0.33	0.47	0.36	0.00
	σ _s /σ _{sa}	—		0.41	0.59	0.44	0.01
	τ/τ _a	—		—	—	0.26	0.04
判定				O.K	O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデル下端からの距離を示す。

7.2.4 頂版

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-14 に示す。

表 2.14.1.4-14 頂版の断面力および応力度の照査結果（長期）

照査位置		部材		頂版スラブ		
		着目点		左 h/2	M _{max}	右 h/2
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	280	280	280
上側鉄筋	位置	d	mm	78.0	78.0	78.0
	径	φ	mm	16	16	16
	本数	—	本	8.69	8.69	8.69
	鉄筋量	A _s	mm ²	1725.8	1725.8	1725.8
下側鉄筋	位置	d	mm	199.0	199.0	199.0
	径	φ	mm	22	22	22
	本数	—	本	8.69	8.69	8.69
	鉄筋量	A _s '	mm ²	3363.9	3363.9	3363.9
検討断面位置 ^{※1}		X	m	0.140	1.865	3.590
断面力 ^{※2}		M	kN-m	-8.6	16.5	-8.6
		N	kN	637.4	637.4	637.4
		S	kN	29.1	—	29.1
発生応力度		σ _c	N/mm ²	2.2	3.1	2.2
		σ _s	N/mm ²	-29.3	-35.7	-29.3
		τ	N/mm ²	0.144	—	0.144
許容応力度		σ _{ca}	N/mm ²	14.0	14.0	14.0
		σ _{sa}	N/mm ²	200.0	200.0	200.0
		τ _a	N/mm ²	0.550	0.550	0.550
照査値		σ _c /σ _{ca}	—	0.16	0.22	0.16
		σ _s /σ _{sa}	—	0.15	0.18	0.15
		τ/τ _a	—	0.26	—	0.26
判定				O.K	O.K	O.K

※1：検討断面位置は、解析モデル左端部からの距離を示す。

※2：断面力は、解析の値にPC緊張力を考慮した値である

PC緊張力による軸力N：240kN/本×4本/1.495m=642.140kN/mを加える。

PC緊張力による曲げM：642.140kN×(-0.02m)=-12.843kN・m/mを加える

8. 耐久性の評価

8.1 曲げひび割れ幅

8.1.1 照査式

曲げひび割れ幅に対する照査は、各部位での発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、放水立坑（上流水槽）の鉄筋には耐久性向上の観点から、エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため、照査式および許容ひび割れ幅は「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（改訂版；2013年）（公社）土木学会」および「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数。エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため 1.1。

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

8.1.2 照査結果

放水立坑（上流水槽）の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し，発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.4-15 に示す。

表 2.14.1.4-15 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.19	0.27	0.70
側壁	0.20	0.27	0.74
隔壁	0.06	0.27	0.22
頂版	0.06	0.27	0.22

また，表 2.14.1.4-15 に示す各検討部位の曲げひび割れ幅の計算結果について，表 2.14.1.4-16 に示す。

表 2.14.1.4-16 曲げひび割れ幅の計算結果

項目	単位	底版	側壁	隔壁	頂版
ϕ	mm	25	25	22	22
c_s	mm	150	150	150	115
n	段	1			
f_c	N/mm ²	40			
k_1	-	1.1			
k_2	-	0.95			
k_3	-	1.0			
c	mm	70			
σ_{se}	N/mm ²	61	65	0	0
E_s	N/mm ²	200,000			
ε'_{csd}	-	0.00015			
W	mm	0.19	0.20	0.06	0.06
w_a	mm	0.27			
w/w_a		0.70	0.74	0.06	0.06

8.2 塩害

8.2.1 照査式

「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会」に基づき照査を行い，照査の基本的な考え方を以下に示す。

- ・ 与えられた環境条件のもと，塩害の照査を満足するために，かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・ 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために，曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

①照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し，それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

②鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(0.1/2\sqrt{t} (c/\sqrt{D_d} + c_{ep}/\sqrt{D_{epd}}) \right) \right\}$$

γ_{cl} : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

t : 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数

c : かぶり (mm)

D_d : 設計拡散係数

c_{ep} : エポキシ樹脂塗膜厚さの期待値 (mm)

D_{epd} : エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

③設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \left[\frac{w}{l} \right] \cdot \left[\frac{w}{w_a} \right]^2 \cdot D_0$$

- γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)
 D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 (cm²/年)
 D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 (cm²/年) (=400cm²/年)
 w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

④コンクリート表面における塩害 C_0

飛沫滞に設置することから、 $C_0=13.0 \text{ kg/m}^3$ とする。

⑤鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）（公社）土木学会」より、 $C_{lim}=1.2\text{kg/m}^3$ とする。

⑥コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。ポルトランドセメントを適用し、 D_k は下式により求める。

$$\log_{10}D_k = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5$$

⑦構造物の環境条件

構造物の環境条件は、特に厳しい腐食性環境とし、曲げひび割れ幅の限界値については $0.0035c$ (c は純かぶり) とする。ただし、エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため安全率 1.1 を乗じて、 $0.0035c*1.1$ とする。

⑧耐用年数

30 年とする。

8.2.2 照査結果

放水立坑（上流水槽）における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.4-17 に示す。

表 2.14.1.4-17 塩害に対する照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.06	1.20	0.05
側壁	0.06	1.20	0.05

隔壁	0.04	1.20	0.03
頂版	0.04	1.20	0.03

また、表 2.14.1.4-17 に示す各検討部位に対する塩害の計算結果について、表 2.14.1.4-18 に示す。

表 2.14.1.4-18 塩害に対する計算結果

	条件	記号	単位	底版	側壁	隔壁	頂版	
C_{lim}	検討地域			飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	
	水セメント比	W/C	%	0.420	0.420	0.420	0.420	
	セメント種類			N	N	N	N	
	鋼材腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	1.20	1.20	1.20	1.20	
D_d	塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.96	0.98	0.78	0.78	
	部位			その他	その他	その他	その他	
	コンクリートの材料係数	γ_c	-	1.0	1.0	1.0	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.69	0.69	0.69	0.69	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l		0.00137	0.00143	0.00045	0.00045	
	鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	61.4	65.2	0.0	0.0	
	PC鋼材応力度の増加量	σ_{pe}	N/mm ²	-	-	-	-	
	鉄筋のヤング係数	E_s	N/mm ²	200000	200000	200000	200000	
	PC鋼材のヤング係数	E_p	N/mm ²	-	-	-	-	
	ひび割れ幅の発生値と限界値の比	w/w_a		1.00	1.00	1.00	1.00	
	コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	ε'_{csd}		0.00015	0.00015	0.00015	0.00015	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	200	200	200	200	
	D_{epd}	エポキシ樹脂塗膜厚さの期待値	c_{ep}	mm	0.22	0.22	0.22	0.22
		エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値	D_{epd}	cm ² /年	0.000002	0.000002	0.000002	0.000002
C_d	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値	C_d	kg/m ³	0.06	0.06	0.04	0.04	
	コンクリート表面における塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	13.00	13.00	13.00	13.00	
	飛沫帯 or 汀線からの距離			飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	
	汀線からの距離		km	0	0	0	0	
	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数	γ_{cl}		1.3	1.3	1.3	1.3	
	耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値	c_d		70.0	70.0	70.0	70.0	
	かぶり	c		70.0	70.0	70.0	70.0	
	施工誤差	Δc_e		0	0	0	0	
	塩化物イオンの侵入に対する耐用年数	t	年	30	30	30	30	
構造物係数	構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00	1.00	
	評価値			0.05	0.05	0.03	0.03	
	評価結果			OK	OK	OK	OK	

9. 安定性の評価

9.1 検討概要

供用時における放水立坑（上流水槽）の浮上がりについて、以下の式にて検討を行う。

$$F_s = W/U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水)の単位体積重量 (kN/m³)

9.2 検討条件

放水立坑（上流水槽）の浮上がりに対する検討条件を下記に示す。

浮力に対する必要安全率	Fa=1.20
外水位	T.P.+2.50m
内水位	T.P.+2.50m
底版全幅	B=18.000m

9.3 評価結果

水槽および内水の荷重を表 2.14.1.4-19, 20 に示す。

表 2.14.1.4-19 水槽荷重

部材	部材厚 t _i	自重 W _i	部材長	部材数	合計
	[m]	[kN/m ²]	[m]	[カ所]	[kN/m]
側壁（壁部）上端	0.350	8.575	6.415	2	141.451
側壁（壁部）下端	0.550	13.475			
側壁（スラブ掛部）	0.530	12.985	0.310	2	8.051
隔壁（スラブ掛部）	0.530	12.985	0.285	6	22.204
隔壁（壁部）	0.300	4.400	6.415	3	84.678
側壁（底版部）	0.550	13.475	0.925	2	24.929
隔壁（底版部）	0.550	13.475	0.900	6	72.765
頂版スラブ	0.280	6.860	3.730	4	102.351
底版（現場打ち部）	0.550	13.475	2.500	4	134.750
合計					591.179

表 2.14.1.4-20 内水位の荷重

水深 (m)	水路幅 (m)	静水圧荷重 (kN/m ³)	列数 (列)	合計 (kN/m)
4.00	4.00	41.20	4	659.200

以上より，放水立坑（上流水槽）の供用時の鉛直荷重は下記の通りである。

$$W = W_1 + W_2 = 591.179 + 659.200 = 1250.379 \text{ kN/m}$$

また，地下水による放水立坑（上流水槽）に生じる浮力は下表の通りである。

表 2.14.1.4-21 放水立坑（上流水槽）に生じる浮力

名称	底版全幅 (m)	地下水位 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	合計 (kN/m)
浮力	18.00	4.570	10.300	847.278

以上より，浮上りの安全率は下記の通り算出され，安全であることを確認した。

$$F_1 = W/U = 1250.379 / 847.278 = 1.48 \geq 1.20$$

10. プレキャスト部材接続部の接続方法および止水方法

10.1 プレキャスト部材同士の接続部

10.1.1 接続方法

放水立坑（上流水槽）を構築するプレキャスト部材のうち，図 2.14.1.4-11 に示すプレキャスト同士（側壁および隔壁同士）の接続方法は，PC 鋼棒によるトルク連結方法を採用する。トルク連結方法は一般的なプレキャスト部材の接続方法として採用されている方法である。

トルク連結の際には，図 2.14.1.4-12 に示すように，プレキャスト部材に事前に設けている切り欠き部より，トルクレンチを用いてトルク管理を行う。また，トルク締付け後は，図 2.14.1.4-13 に示すように，シーす内にグラウトを充填し，鋼材に錆が生じないように保護する。なお，連結に用いる PC 鋼棒についても鉄筋同様，耐久性向上の観点からエポキシ樹脂塗装を施す。さらに，図 2.14.1.4-14 に示すように，連結のための切り欠き部は，部材の締付け完了後，無収縮モルタルを充填して防護を行う。

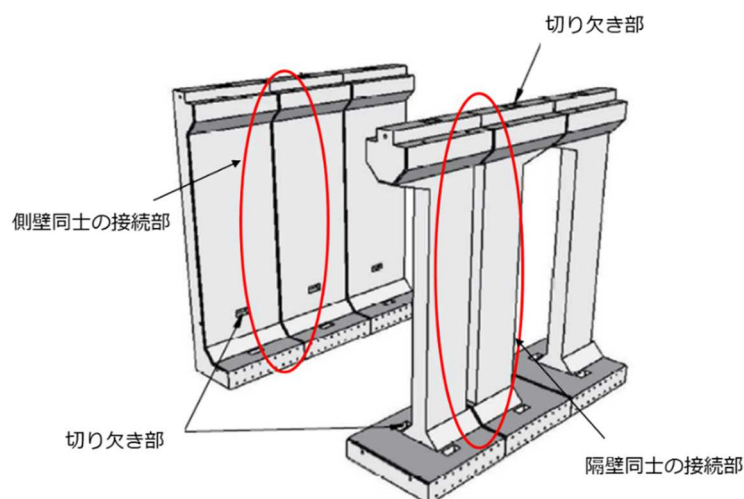


図 2.14.1.4-11 プレキャスト部材同士の接続部



図 2.14.1.4-12 プレキャスト製品（隔壁）組立状況

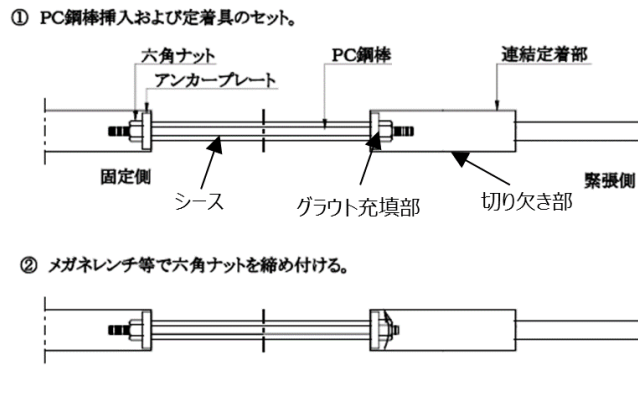


図 2.14.1.4-13 トルク連結方法

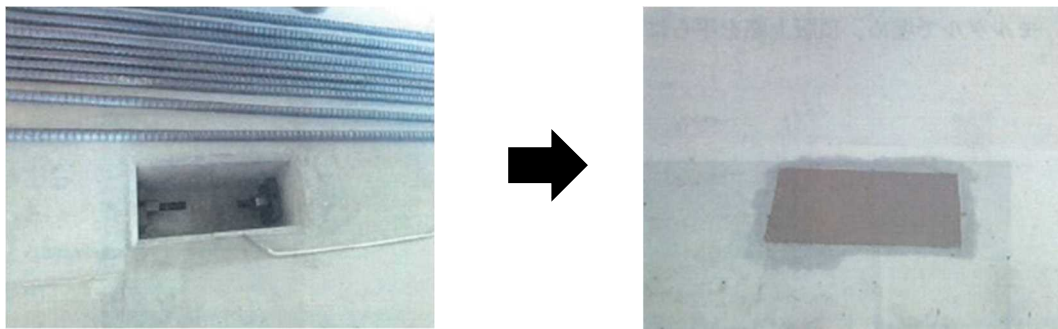


図 2.14.1.4-14 切り欠き部のモルタル充填状況

10.1.2 止水方法

接続部の止水対策として、プレキャスト部材間には水膨張性の目地材を設置し、図 2.14.1.4-15, 16 に示すように目地シーリング材およびライニング材による目地処理を行う。止水対策としては、目地シーリング材の上部にのみライニング材を塗布するのが一般的であるが、放水立坑（上流水槽）では、水槽内部全面（側壁、底版）にライニング材を塗布することで、水槽内の止水性のさらなる向上を図る。なお、ライニング材としては、福島第一原子力発電所内の汚染水タンク基礎にて採用実績のあるポリウレア塗装を採用する。

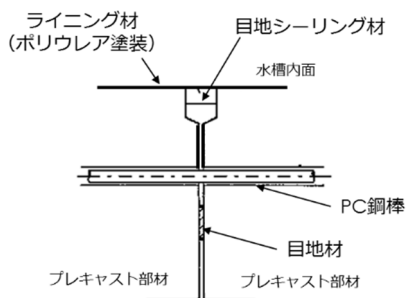


図 2.14.1.4-15 目地処理イメージ断面図

図 2.14.1.4-16 目地シーリング施工状況

10.2 プレキャスト部材と現場打ちコンクリート部の接続部

10.2.1 接続方法

放水立坑（上流水槽）のうち、図 2.14.1.4-17 に示すプレキャスト部材（側壁，隔壁）と底板（現場打ちコンクリート部）の接続方法としては、図 2.14.1.4-18 に示すように一般的に採用されている機械式継手を採用し、プレキャスト部材および現場打ちコンクリートの一体化を図る。さらに、プレキャスト部材の接続面については、事前に工場にて目荒らしを行うことで、現場打ちコンクリートとの一体化のさらなる向上を図る。

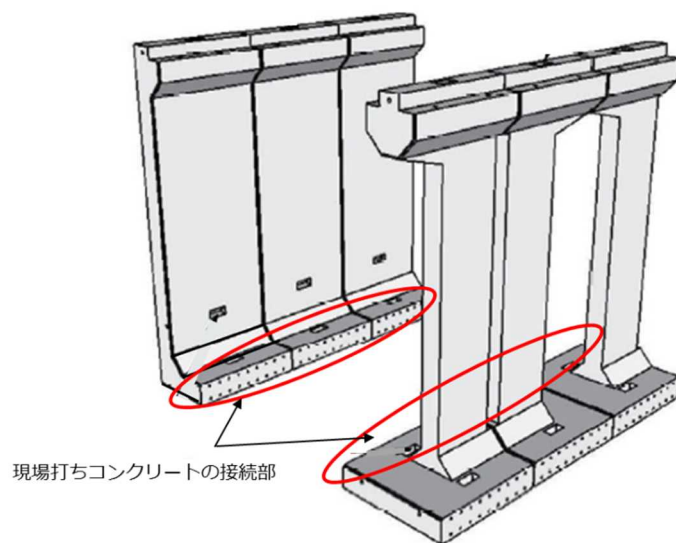


図 2.14.1.4-17 プレキャスト部材と現場打ちコンクリートの接続部

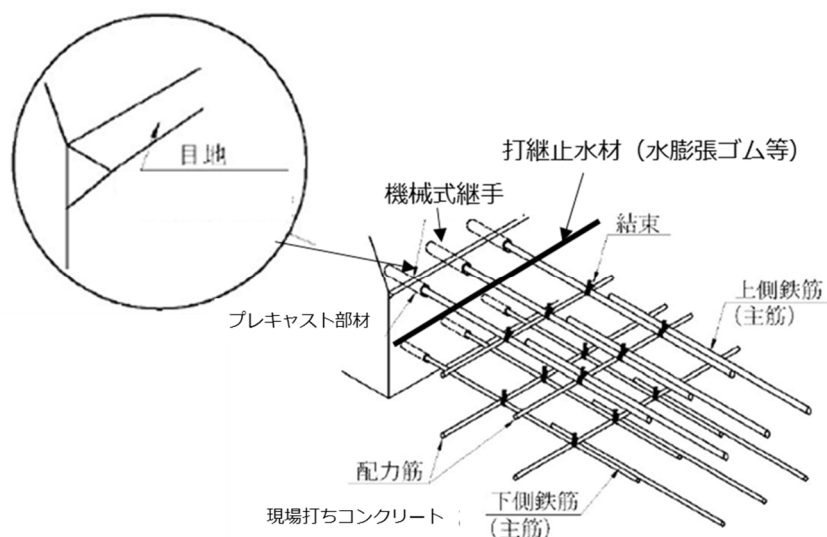


図 2.14.1.4-18 プレキャスト部材と現場打ちコンクリートの接続方法

10.2.2 止水方法

接続部の止水対策としては、図 2.14.1.4-18 に示すように、上側鉄筋および下側鉄筋の間に、水膨張性の打継止水材を設置し、さらに、プレキャスト部材同士の止水方法と同様に、目地シーリングおよびライニング材による目地処理を行う。

以上

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水立坑（下流水槽））

1. 設計概要

放水立坑（下流水槽）の設計は、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、長期および短期における各部位の安全性を照査する。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時については、各部材の自重および静止土圧、外水圧を考慮し、水槽内に水を貯留していない状態における設計とする。また、供用時については、施工時の荷重に加え、内水圧を考慮した設計とする。

2.2 短期

短期において検討するケースは、供用時の長期的な荷重に加え、短期的に発生する荷重（地震時荷重）を考慮したケースとする。地震時荷重としては、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水立坑（下流水槽）に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度は24N/mm²、鉄筋はSD345とする。

各使用材料の許容応力度を表2.14.1.5-1, 2に示す。

表 2.14.1.5-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
24	9.0	0.45	13.5	0.675

表 2.14.1.5-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数を表 2.14.1.5-3 に示す。

表 2.14.1.5-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	水中単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩 擦角 (°)	変形係 数 (kN/m ²)
1	盛土	5.08	18.0	9.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	2.00	18.4	9.4	0	38.6	94,400
3	泥岩	-	17.1	8.1	1,500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.5-4 に示す。

表 2.14.1.5-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を表 2.14.1.5-5 に示す。

供用中 (ポンプ 2 台運転時) の下流水槽と海面との水頭差は水理計算の結果より, 約 0.73m であることから, 平均潮位 (MWL=T.P.+0.12m) 時の下流水槽内の水位を求めると,

$$T.P.+0.12m+0.73m=T.P.+0.85m$$

以上より、供用時の下流水槽内水位を T.P.+0.90m とする。

表 2.14.1.5-5 地下水位および内水位

		水位
地下水位 (外水位)	施工時	T.P.+1.00m
	供用時	T.P.+2.50m
内水位	施工時	内水なし
	供用時	T.P.+0.90m

4. 設計荷重

4.1 自重（単位体積重量）

- ・鉄筋コンクリート: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- ・盛土: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・地下水: $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ （海水）

4.2 地表面荷重

地表面荷重については、「火力・原子力発電所土木構造指針」に準じる。

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

4.3 土圧および水圧（側圧）

$$p = K_o (q + \Sigma \gamma \cdot H) + p_w$$

ここに、 p: 側圧

K_o : 静止土圧係数 (=0.50)

q: 地表面載荷重

γ : 土の単位体積重量

なお、地下水位以上は湿潤重量、地下水位以下は水中重量とする。

H: 地表面から土圧を求める位置までの層厚

p_w : 計算点における間隙水圧

4.4 揚圧力

揚圧力は構造底面における間隙水圧とする。

4.5 設計水平震度

地震時慣性力は構造物の重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

4.6 地震時土圧係数

地震時土圧は、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会」に準じる。

$$\begin{aligned} K_{ea} &= 0.24 + 1.08 \cdot K_h \quad (K_h = 0.20) \\ &= 0.456 \end{aligned}$$

4.7 地震の影響

地震の影響としては躯体に作用する慣性力と水槽内の動水圧を考慮し、水平震度は $K_h = 0.2$ とする。

動水圧は、「下水道施設耐震計算例—処理場・ポンプ場編—」に基づき、ウエスタガードの式を水深 h と奥行き B の比により補正した式で求める。

また、 $h > 0.75B$ となる箇所においては、水槽下部が固定水となる条件で算定する。

$$P(z) = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{(hz)}$$

ここに、 $P(z)$: 壁面に作用する単位体積あたりの動水圧 (kN/m²)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

β : 水槽の水深 h と奥行き B による補正係数 (下表による)

γ_w : 水の単位重量 = 10.3 (kN/m³)

K_h : 水平震度 (=0.20)

h : 水深 (m)

表 2.14.1.5-6 水槽の水深と奥行きによる補正係数

B/h	β
0.0	0.000
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996

$h > 0.75B$ の場合、 $p_{w1} = p_{w2}$ となる水深 h_c 以深の動水圧は p_{w2} で一定とする。

$$p_{w1} = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{(hz)}$$

$$p_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2$$

4.8 荷重の組合せ

断面力照査を実施する際の長期（施工時）、長期（供用時）、短期（供用時）における荷重の組合せを表 2.14.1.5-7 に示す。

表 2.14.1.5-7 各検討ケースにおける荷重の組合せ

検討荷重	長期		短期
	施工時	供用時	供用時
自重	○	○	○
地表面載荷	○	○	-
側圧 (土圧+外水圧)	○	○	○
揚圧力	○	○	○
内水圧	-	○	○
慣性力	-	-	○
動水圧	-	-	○
許容値割増係数	1.0	1.0	1.5

5 解析モデル

5.1 底版

底版は壁を固定端とする4辺固定版，壁は各辺を個別の版としてモデル化し，外側から土水圧が作用しない気中部（H=2000m）をモデル範囲から除外し自由辺として扱う。

検討条件 : 4辺固定板

検討モデル寸法 : 11,200×5,800

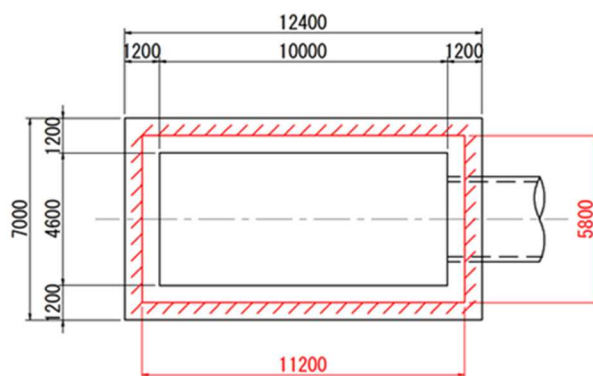


図 2.14.1.5-1 解析モデル（底版）

5.2 側板

検討条件 : 3辺固定，1辺自由端

検討モデル寸法 : 11,200×15,800

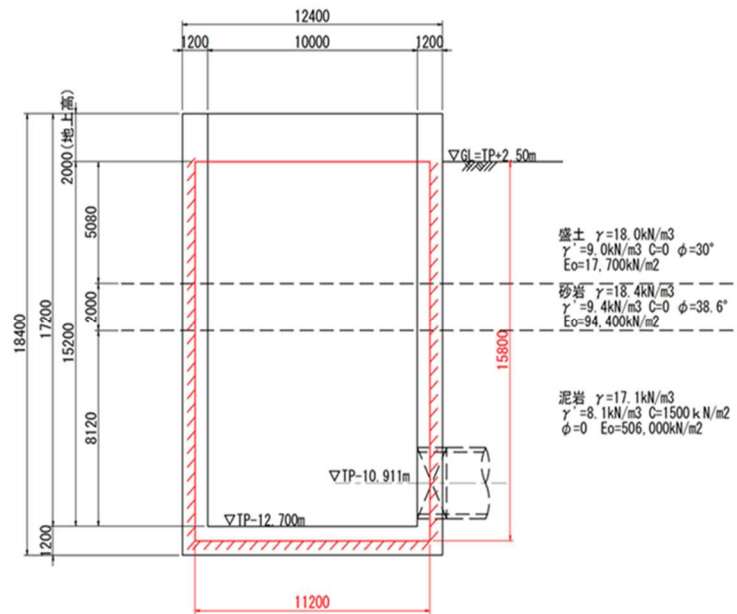


図 2.14.1.5-2 解析モデル (側壁)

5.3 棲壁

検討条件 : 3 辺固定, 1 辺自由端

検討寸法モデル : 5,800 × 15,800

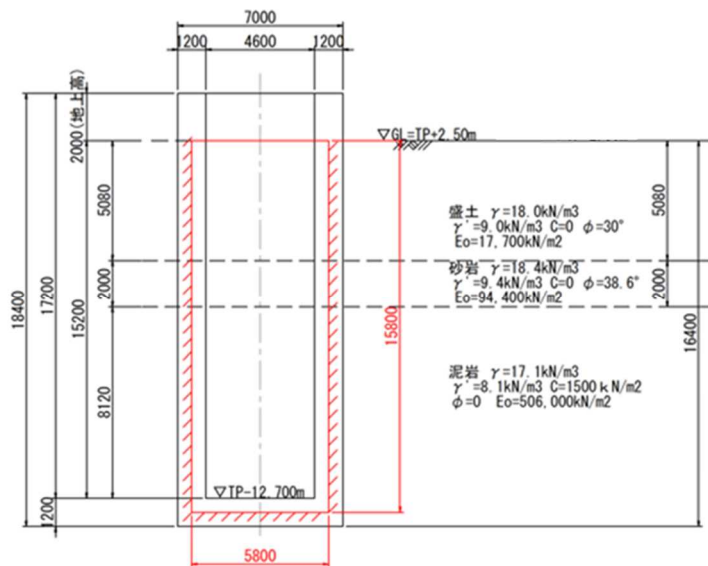


図 2.14.1.5-3 解析モデル (棲壁)

6 荷重の算定

6.1 長期荷重

6.1.1 自重

棲・側壁 $W1=1.200 \times 24.5 = 29.40 \text{ kN/m}^2$

底版 $W2=1.200 \times 24.5 = 29.40 \text{ kN/m}^2$

6.1.2 地表面載荷

$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

6.1.3 側圧（土圧+外水圧）

各位置における側圧（土圧+外水圧）を下記の通り設定する。

静止土圧係数： $K_0=0.5$

- ・地表面

$Pa1 = 0.500 \times (18.0 \times 0.000 + 10.0) = 5.00 \text{ kN/m}^2$

- ・層境界（盛土/砂岩）

$Pa2 = 5.00 + 0.500 \times 9.0 \times 5.080 + 10.3 \times 5.080 = 80.18 \text{ kN/m}^2$

- ・層境界（砂岩/泥岩）

$Pa3 = 80.18 + 0.500 \times 9.4 \times 2.000 + 10.3 \times 2.000 = 110.18 \text{ kN/m}^2$

- ・底版上面

$Pa4 = 110.18 + 0.500 \times 8.1 \times 8.120 + 10.3 \times 8.120 = 226.70 \text{ kN/m}^2$

- ・底版軸心

$Pa5 = 226.70 + 0.500 \times 8.1 \times 0.60 + 10.3 \times 0.60 = 235.31 \text{ kN/m}^2$

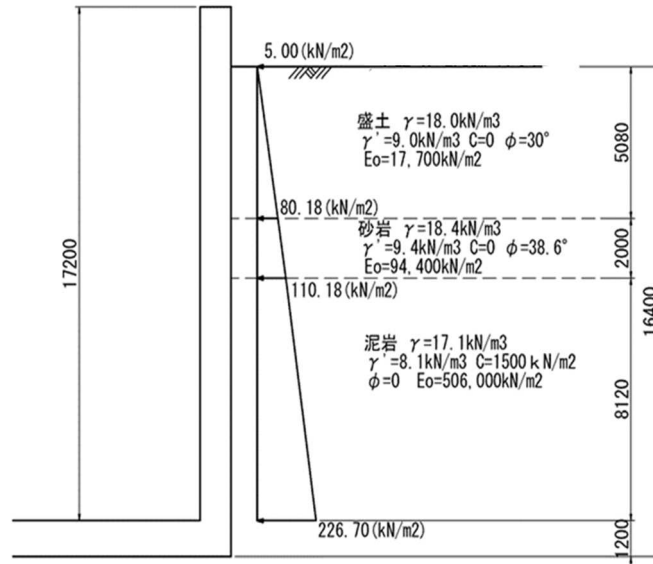


図 2.14.1.5-4 荷重図（土圧+水圧）

6.1.4 揚圧力

底版に作用する揚圧力を下記の通り設定する。

$$U = 16.400 \times 10.3 = 168.92 \text{ kN/m}^2$$

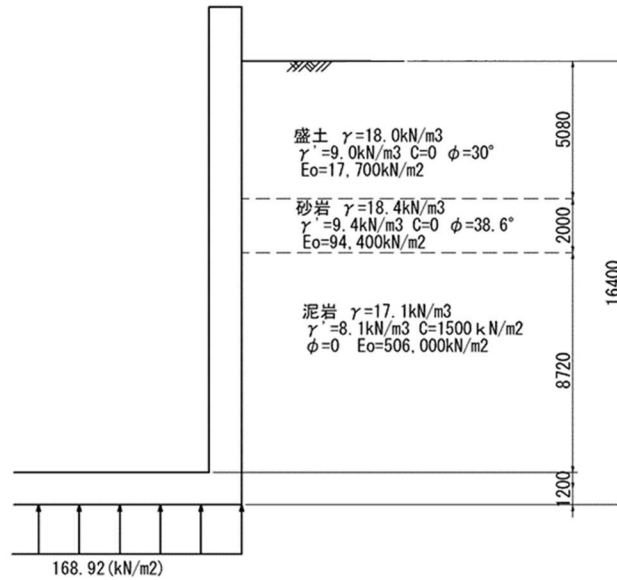


図 2.14.1.5-5 荷重図 (揚圧力)

6.1.5 内水圧

供用時の水槽内水位を T.P.+0.90m として、内水圧を下記の通り設定する。

- ・層境界 (盛土/砂岩)

$$P1 = (5.08 - 1.60) \times 10.3 \approx 35.84 \text{ kN/m}^2$$

- ・層境界 (砂岩/泥岩)

$$P2 = (5.08 + 2.00 - 1.60) \times 10.3 = 56.44 \text{ kN/m}^2$$

- ・底版上面

$$P3 = 13.60 \times 10.3 = 140.08 \text{ kN/m}^2$$

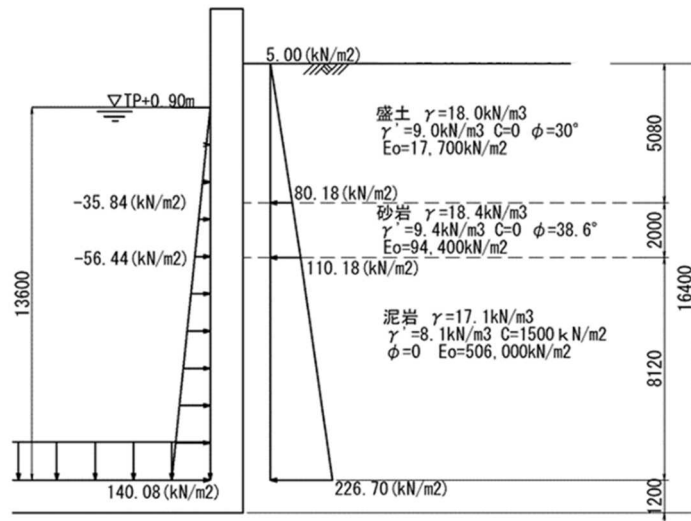


図 2.14.1.5-6 荷重図 (内水圧)

6.2 短期荷重

6.2.1 地震時側圧 (土圧+外水圧)

各位置における地震時の側圧荷重は下記の通り設定する。(Kea=0.456)

- ・ 地表面

$$Pa1 = 0.456 \times (18.0 \times 0.000 + 0.0) = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (盛土/砂岩)

$$Pa2 = 0.00 + 0.456 \times 9.0 \times 5.080 + 10.3 \times 5.080 = 73.17 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (砂岩/泥岩)

$$Pa3 = 73.17 + 0.456 \times 9.4 \times 2.000 + 10.3 \times 2.000 = 102.34 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版上面

$$Pa4 = 102.34 + 0.456 \times 8.1 \times 8.120 + 10.3 \times 8.120 = 215.97 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版軸心

$$Pa5 = 215.97 + 0.456 \times 8.1 \times 0.60 + 10.3 \times 0.60 = 224.37 \text{ kN/m}^2$$

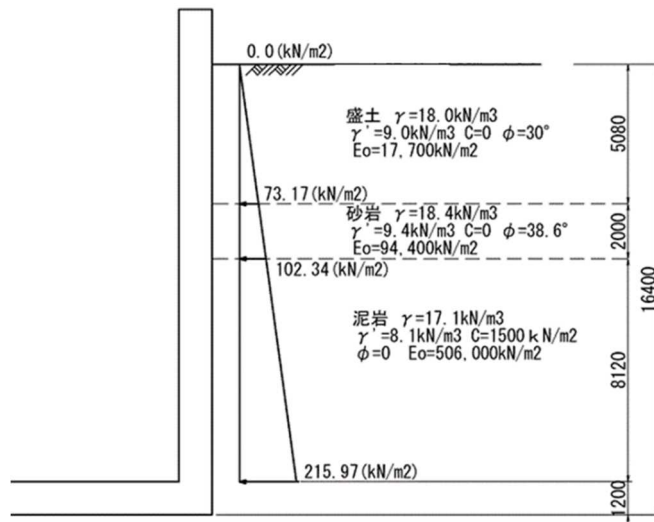


図 2.14.1.5-7 荷重図 (側圧)

6.2.2 慣性力

設計水平震度: $K_h=0.20$

それぞれの部位に作用する荷重は下記の通り設定する。

棲・側壁 $H1-1 = 1.2 \times 24.5 \times 0.20 = 5.88 \text{ kN/m}^2$

底版 $H1-2 = 1.2 \times 24.5 \times 0.20 = 5.88 \text{ kN/m}^2$

6.2.3 動水圧

1) 固定水の有無判定

$H' = B/2 \cdot 1.5 < H_w$ より, 自由水と固定水が併存する。

ここに, B : 水槽幅 (=4.600m)

H_w : 全水深 (=17.20m)

2) 動水圧の算出

$$P_{w1} = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{h_w \cdot h_i}$$

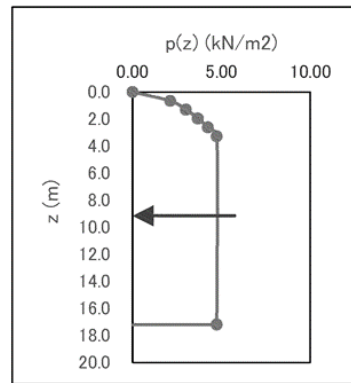
$$P_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2 \quad (= \text{固定水の動水圧})$$

- ここに、
- P_w : 動水圧荷重 (kN/m²)
 - γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 - K_h : 設計水平震度 (=0.200)
 - h_w : 自由水深 (=3.266m)
 - h_i : 水面からの深さ (m)
 - β : 水路幅による補正係数

$$B/h_w = 4.600/3.266 = 1.408 \text{ より } \beta = 0.805$$

動水圧の分布は以下のようなになる。

z (m)	p(z) (kN/m ²)	合力 作用高 下端回りM		
		Pi (kN/m)	yi (m)	Mi (kN-m/m)
0.000	0.00			
0.653	2.12	0.69	16.764	11.60
1.307	3.00	1.67	16.201	27.07
1.960	3.67	2.18	15.556	33.87
2.613	4.24	2.58	14.906	38.50
3.266	4.74	2.93	14.254	41.79
17.200	4.74	66.02	6.967	459.93
		76.07	8.055	612.77
		$z_{\text{mean}} =$	9.145	

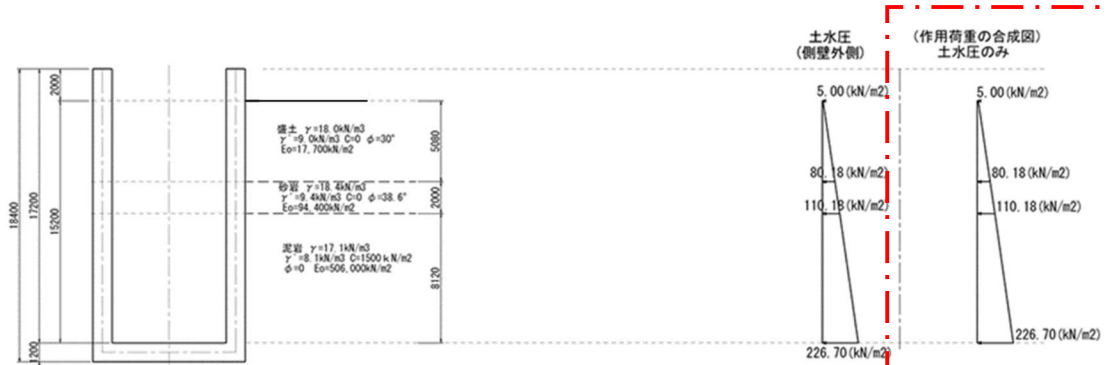


水深 $h_c=3.266\text{m}$ 以深は固定水の動水圧 $p=4.74 \text{ kN/m}^2$ が作用するものとする。

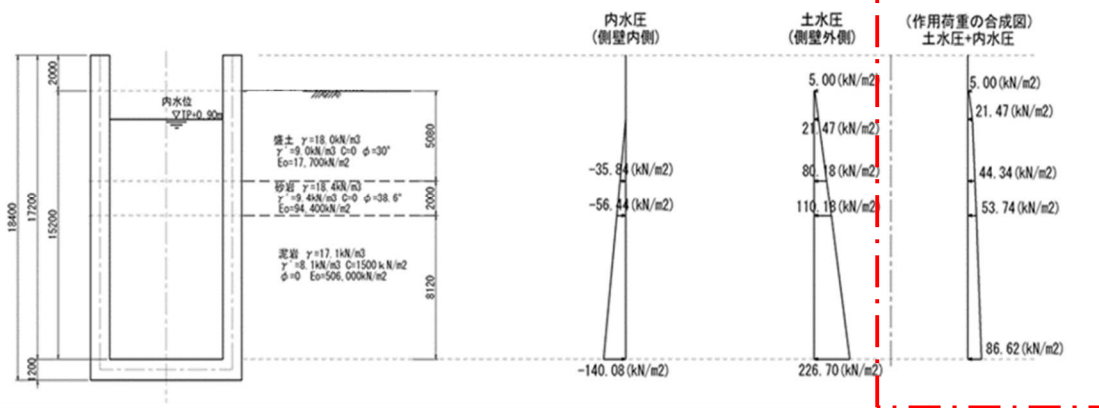
6.3 荷重の合成

各検討ケースにおける作用荷重とその合成図を図 2.14.1.5-8 に示す。供用時における内水圧は外側から作用している土水圧を打ち消す方向に作用するため、合成荷重が最大となる長期（施工時）の荷重を用いて応力度照査を実施する。

・長期（施工時）



・長期（供用時）



・短期（供用時）

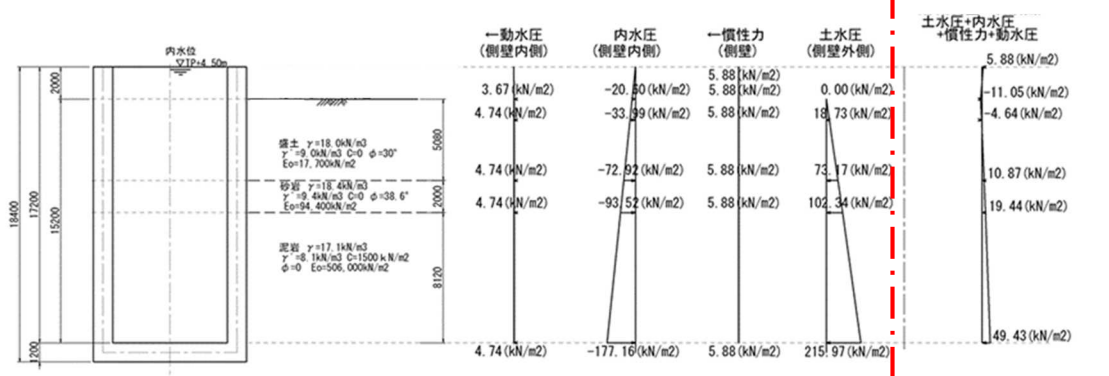


図 2.14.1.5-8 各検討ケースにおける作用荷重および荷重合成図

7 評価結果

7.1 部材の照査

長期（施工時）における各検討部位の作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-8 に示す。各検討部位において、コンクリートおよび鉄筋に作用する曲げモーメントが許容応力以下であることを確認した。

一方で、コンクリートに作用するせん断力は底版、側壁においては許容応力を超過する結果となったが、超過分に対してはせん断補強筋を配筋することでせん断耐力を確保する。

せん断補強筋の評価方法としては、せん断補強筋が負担するせん断力を鉄筋の必要断面積に換算し、配置するせん断補強筋の総断面積が必要断面積を確保していることを確認する。なお、せん断補強筋の耐力評価については、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）（公社）土木学会」に基づき実施している。照査式は下式の通りである。

$$S_c = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot z$$

$$S_v = S - S_c$$

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

ここに、 S_c ：コンクリートが受け持つせん断力（kN）

τ_{a1} ：コンクリート許容せん断力（kN/mm²）

b ：部材断面幅（mm）

z ：全圧縮力の作用点から引張鉄筋断面のまでの図心距離（mm）

S_v ：せん断補強筋が受け持つせん断力（kN）

S ：全せん断力（kN）

A_v ：せん断補強筋の必要断面積（kN）

s ：せん断補強筋お部材方向の間隔（mm）

σ_{sa} ：せん断補強筋の許容応力度（kN/mm²）

表 2.14.1.5-8 長期（施工時）における各検討部位の応力度照査結果

検討部位	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	鉄筋	曲げモーメント	98	200	0.49
	コンクリート	せん断力	0.52	0.45	0.68*
側壁	鉄筋	曲げモーメント	148	200	0.74
	コンクリート	せん断力	0.72	0.45	0.57*
棲壁	コンクリート	せん断力	0.31	0.45	0.69

※コンクリートに作用するせん断力が許容応力を超過するため、配置するせん断補強筋の総断面積と必要せん断補強筋断面積の比を記載

7.2 断面力および応力度の照査結果

7.2.1 底版

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-9,10 に示す。

表 2.14.1.5-9 曲げモーメントに対する応力度照査結果 (底版)

		底版				
		1	2	3	4	
		短辺端部	短辺中間	長辺端部	長辺中間	
		下引張	上引張	下引張	上引張	
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	193	183.5
		断面積(径一本数)	D29 - 6.7	D41 - 6.7	D25 - 6.7	D32 - 6.7
		As (mm ²)	4282.88	8933.78	3378.17	5294.93
		位置 : d (mm)				
	引張側鉄筋	断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
位置 : d (mm)	980	980	1016.5	1007		
断面積(径一本数)	D41 - 6.7	D29 - 6.7	D32 - 6.7	D25 - 6.7		
As (mm ²)	8933.78	4282.88	5294.93	3378.17		
ヤング係数比 : n		15	15	15	15	
曲げモーメント : M (kN-m)		718.7	364.0	401.6	129.7	
軸力 : N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置 : xp (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置 : x (mm)		376.4	275.2	314.8	254.8	
応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	3.97	2.55	2.52	0.96	
	引張 : σ_s (N/mm ²)	95.5	98.0	84.1	42.3	
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		8933.78	4282.8808	5294.9314	3378.1689	
引張鉄筋比 (%)		0.912	0.437	0.521	0.335	

表 2.14.1.5-10 せん断力に対する応力度照査結果 (底版)

				底版		
				長辺h/2点	短辺h/2点	
				下引張	下引張	
せん断補強の必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1016.5	980	
	せん断力	S	(kN)	298.08	448.36	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.34	0.52	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				- OK -	要検討
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c=1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	—	192.94
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v=S-S_c$			(kN)	—	255.42
	スターラップの必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	—	200	
	部材方向の間隔	s	(mm)	—	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	—	446.8	
鉄筋量	鉄筋径			—	D16	
	本数			—	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	—	661.9338	
	判 定				—	- OK -

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

長辺方向

y=2.90m

x (m)	Q _x (kN/m)
1.12	311.32
2.24	125.92
1.20	298.08

壁面よりh/2の位置

短辺方向

x=5.60m

y (m)	Q _y (kN/m)
1.16	459.16
1.74	302.51
1.20	448.36

壁面よりh/2の位置

7.3.2 側壁

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-11,12 に示す。

表 2.14.1.5-11 曲げモーメントに対する応力度照査結果 (側壁)

		側壁								
		1	2	3	4					
		鉛直下端	鉛直中間	水平両端	水平中間					
		外引張	内引張	外引張	内引張					
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000					
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200					
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	179	182				
		断面積 (径一本数)	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3	D41 - 6.7				
		As (mm ²)	3188.35	8933.78	4466.22	8933.78				
	引張側鉄筋					位置 : d (mm)	980	980	1021	1018
						断面積 (径一本数)	D41 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3
						As (mm ²)	8933.78	3188.35	8933.78	4466.22
						位置 : d (mm)	980	980	1021	1018
	ヤング係数比 : n					15	15	15	15	
	曲げモーメント : M (kN-m)					1074.3	362.3	1173.6	563.5	
	軸力 : N (kN)					0.00	0.00	0.00	0.00	
	作用位置 : xp (mm)					600	600	600	600	
	中立軸位置 : x (mm)					381.0	249.2	380.4	274.0	
	応力度					圧縮 : σ_c (N/mm ²)	6.04	2.93	5.87	3.42
						引張 : σ_s (N/mm ²)	142.5	128.9	148.3	139.5
	許容値					圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9
引張 : σ_{sa} (N/mm ²)						200	200	200	200	
判定						- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース						空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		8933.78	3188.3478	8933.78	4466.22					
引張鉄筋比 (%)		0.912	0.325	0.875	0.439					

表 2.14.1.5-12 セン断力に対する応力度照査結果 (側壁)

			側壁	
			壁面h/2点 外引張	底面h/2点 外引張
せん断補強の 必要性	部材断面幅	b (mm)	1000	1000
	有効高	d (mm)	1018	980
	せん断力	S (kN)	548.21	615.31
	平均せん断応力度	τ (N/mm ²)	0.62	0.72
	許容応力度	τ_{a1} (N/mm ²)	0.45	0.45
	判定		要検討	要検討
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$ (kN)		200.42	192.94
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v = S - S_c$ (kN)		347.79	422.37
	スターラップの必要断面積			
	許容応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	200	200
	部材方向の間隔	s (mm)	300	300
	断面積	A_v (mm ²)	585.7	738.8
鉄筋量	鉄筋径		D22	D22
	本数		3.333	3.333
	総断面積	A_v (mm ²)	1290.2043	1290.2043
	判定		- OK -	- OK -

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

水平方向

y=11.06m	<u>x (m)</u>	<u>Qx (kN/m)</u>	
	1.12	561.51	
	2.24	375.26	
	1.20	548.21	壁面よりh/2の位置

鉛直方向

x=5.60m	<u>y (m)</u>	<u>Qy (kN/m)</u>	
	15.80	955.54	
	14.22	507.57	
	14.60	615.31	底面よりh/2の位置

7.3.3 棲壁

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-13,14 に示す。

表 2.14.1.5-13 曲げモーメントに対する応力度照査結果（棲壁）

		棲壁				
		1	2	3	4	
		鉛直下端	鉛直中間	水平両端	水平中間	
		外引張	内引張	外引張	内引張	
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	186.5	183.5
		断面積(径一本数)	D32 - 3.3	D32 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7
		As (mm ²)	2647.07	5294.93	3188.35	8933.78
		位置 : d (mm)				
	引張側鉄筋	断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		980	980	1016.5	1013.5	
断面積(径一本数)		D32 - 6.7	D32 - 3.3	D41 - 6.7	D35 - 3.3	
As (mm ²)		5294.9314	2647.07	8933.78	3188.35	
ヤング係数比 : n		15	15	15	15	
曲げモーメント : M (kN-m)		239.0	98.1	442.2	223.2	
軸力 : N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置 : x _p (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置 : x (mm)		313.7	237.2	386.8	241.5	
応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	1.63	0.88	2.30	1.60	
	引張 : σ_s (N/mm ²)	52.0	41.4	56.2	76.8	
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		5294.9314	2647.0686	8933.78	3188.3478	
引張鉄筋比 (%)		0.540	0.270	0.879	0.315	

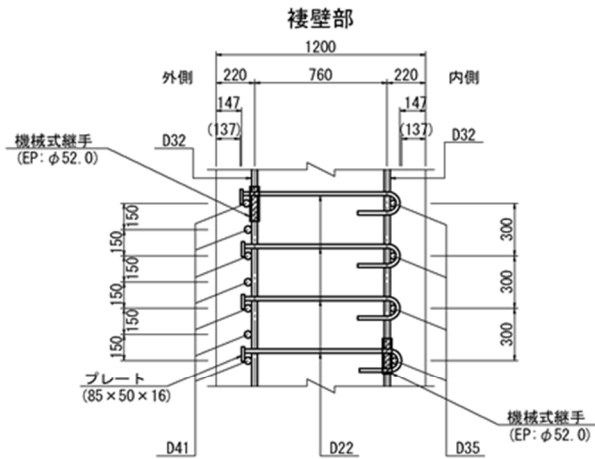


表 2.14.1.5-14 せん断力に対する応力度照査結果 (棲壁)

				棲壁		
				壁面h/2点 外引張	底面h/2点 外引張	
せん断補強の 必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1016.5	980	
	せん断力	S	(kN)	274.82	217.88	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.31	0.25	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				- OK -	- OK -
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c=1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	-	-
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v=S-S_c$			(kN)	-	-
	スターラップの必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	-	-	
	部材方向の間隔	s	(mm)	300	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	-	-	
鉄筋量	鉄筋径			D22	D22	
	本数			3.333	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	-	-	
	判 定				-	-

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

水平方向

y=12.64m

x (m)	Q _x (kN/m)
1.16	281.82
1.74	180.28
1.20	274.82

1.16 281.82

1.74 180.28

1.20 274.82 壁面よりh/2の位置

鉛直方向

x=2.90m

y (m)	Q _y (kN/m)
15.80	408.2
14.22	157.61
14.60	217.88

15.80 408.2

14.22 157.61

14.60 217.88 底面よりh/2の位置

8 耐久性の評価

8.1 曲げひび割れ幅

8.1.1 照査式

曲げひび割れ幅に対する照査は、各検討部位の発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、照査式および許容ひび割れ幅は「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

8.1.2 照査結果

放水立坑（下流水槽）の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し，発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-15 に示す。

表 2.14.1.5-15 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.34	0.50	0.68
側壁	0.39	0.50	0.78
棲壁	0.24	0.50	0.48

表 2.14.1.5-15 に示す各検討部位の曲げひび割れ幅の照査結果について，表 2.14.1.5-16 に示す。

表 2.14.1.5-16 曲げひび割れ幅の照査条件

項目	単位	底版	側壁	棲壁
φ	mm	29	35	35
cs	mm	150	300	300
n	段	1		
f _c	N/mm ²	24		
k ₁	-	1.00		
k ₂	-	1.04		
k ₃	-	1.00		
c	mm	205.5	202.5	161.5
σ_{se}	N/mm ²	44.6	48.3	29.5
E _s	N/mm ²	200,000		
ε'_{csd}	-	0.0001		

8.2 塩害

8.2.1 照査式

「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき照査を行い、照査の基本的な考え方を以下に示す。

- ・ 与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・ 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

①照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

②鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \cdot \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot C_d}{2 \cdot \sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i$$

γ_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩害 (kg/m^3)

D_d : 設計拡散係数

③設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$) (=400 $\text{cm}^2/\text{年}$)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼすひび割れの影響を表す係数

④コンクリート表面における塩害 C_0

飛沫滞に設置することから、 $C_0=13.0 \text{ kg/m}^3$ とする。

⑤鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

普通ポルトランドセメントを適用し、 C_{lim} は下式により求める。

$$C_{lim} = -3.0(W/C) + 3.4$$

⑥コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。
ポルトランドセメントを適用し、 D_k は下式により求める。

$$\log_{10} D_k = 3.0(W/C) - 1.8$$

⑦構造物の環境条件

ひび割れ幅の限界値は $0.005c$ (c は純かぶり) とする。

⑧耐用年数

30年とする。

なお、コンクリートの最小かぶりは「H30 港湾基準」を参考に 70mm とする。

8.2.2 照査結果

放水立坑（下流水槽）における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-17 に示す。

表 2.14.1.5-17 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)	鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度
底版	0.94	1.84	0.51
側壁	1.66	1.84	0.90
棲壁	0.89	1.84	0.48

表 2.14.1.5-17 に示す塩害照査結果について、表 2.14.1.5-18 に示す。

表 2.14.1.5-18 塩害に対する照査結果

	条件	記号	単位	底版	側壁	棲壁	
C_{lim}	検討地域			飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	
	水セメント比	W/C	%	0.520	0.520	0.520	
	セメント種類			N	N	N	
	鋼材腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	1.84	1.84	1.84	
D_d	塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.79	0.83	0.75	
	部位			その他	その他	その他	
	コンクリートの材料係数	γ_c	-	1.0	1.0	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.58	0.58	0.58	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l		0.00037	0.00043	0.00030	
	鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	42.9	55.8	29.5	
	PC鋼材応力度の増加量	σ_{pe}	N/mm ²	-	-	-	
	鉄筋のヤング係数	E_s	N/mm ²	200000	200000	200000	
	PC鋼材のヤング係数	E_p	N/mm ²	-	-	-	
	ひび割れ幅の発生値と限界値の比	w/w_a		1.00	1.00	1.00	
	コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	e'_{csd}		0.0001	0.00015	0.00015	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400	400	
	C_d	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値	C_d	kg/m ³	0.936	1.662	0.887
		コンクリート表面における塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	13.00	13.00	13.00
		飛沫帯 or 汀線からの距離			飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯
汀線からの距離			km	0	0	0	
鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数		γ_{cl}		1.3	1.3	1.3	
耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値		c_d		143.5	123.5	142.0	
かぶり		c		143.5	123.5	142.0	
塩化物イオンの侵入に対する耐用年数		t	年	30	30	30	
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00	
	評価値			0.51	0.90	0.48	
	評価結果			OK	OK	OK	

9 安定性の評価

9.1 検討概要

供用時における放水立坑（下流水槽）の浮上がりについて、以下の式にて検討を行う。

$$F_s = W / U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水)の単位体積重量 (kN/m³)

9.2 検討条件

放水立坑（下流水槽）の浮上がりに対する検討条件を下記に示す。

浮力に対する必要安全率	Fa=1.20
外水位	T.P.+2.50m (GL±0.0m)
内水位	T.P.-0.78m (LWL)

9.3 評価結果

放水立坑（下流水槽）に作用する浮力 U を表 2.14.1.5-19 に示す。

表 2.14.1.5-19 放水立坑（下流水槽）に作用する浮力

躯体外寸(地下水面下)				体積	単重	浮力
				ΣV _w	γ _w	ΣU
浮力算出	L	B	hw	①	②	①×②
	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)
	12.400	7.000	16.400	1,423.52	10.3	14,662

また、放水立坑（下流水槽）の躯体コンクリートおよび内水の体積を表 2.14.1.5-20 に示す。

表 2.14.1.5-20 放水立坑（下流水槽）の体積および内水容量

	L	B	H	外寸 V
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
I.外寸 V	12.400	7.000	18.400	1,597.1
II.控除	a	b	h	ΔV
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
水 槽	10.000	4.600	17.200	791.2
上流水槽との 接続部	8.300	1.200	2.000	19.9
棲壁開口部	1.475	1.475	3.141	8.2
控除計				819.3
躯体コンクリート	I-II+III		ΣVc=(外寸 V-ΔV)	777.8

	a	b	h	ΔV
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
内 水	10.000	4.600	11.92	548.3

以上より、放水立坑（下流水槽）について、供用時の浮上がり照査結果を表 2.14.1.5-21 に示す。照査結果より安全率を満たすことを確認した。

表 2.14.1.5-21 浮上がり照査結果

躯体重量	ΣV	γ	ΣWc	Fs	
	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)	(ΣWc/ΣU)	
	777.8	24.5	19,056	1.68	
水重量	548.3	10.3	5,647		
				Fsa=	1.20

以上

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水トンネル）

1. 設計概要

放水トンネルは、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、長期・短期の各部位の安全性を照査する。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

2. 設計検討ケース

2.1 長期

長期の検討における検討ケースは、供用時のみの1ケースである。考慮する荷重は、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、内水圧(波浪含む)、外水圧(波浪含む)である。放水トンネル内に水が存在している状態における部材の設計を行う。

2.2 短期

短期の検討における検討ケースは、施工時と供用時の2ケースである。施工時に考慮する荷重は、放水トンネル内に水が存在していない状態を想定しているため、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、外水圧(波浪含む)、地震時水平土圧、慣性力、動水圧である。

また、供用時に考慮する荷重は、放水トンネル内に水が存在する状態を想定しているため、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、内水圧(波浪含む)、外水圧(波浪含む)、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮している。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水トンネルに用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリート(普通ポルトランドセメント、高炉セメントB種)とし、設計基準強度は42N/mm²とする。鉄筋はSD345とする。各使用材料の許容応力度を表2.14.1.6-1,表2.14.1.6-2に示す。

表 2.14.1.6-1 コンクリートの許容応力度^{※)}

設計基準強度 (N/mm ²)	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
42	16	0.73	24	1.095

※) トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [シールド工法編]・同解説, 2016年制定, (社)日本下水道協会, P.77 以下、「トンネル標準示方書」と記す。

表 2.14.1.6-2 鉄筋の許容応力度^{※)}

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

※) トンネル標準示方書 P.78

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数および単位体積重量を表 2.14.1.6-3 に示す。

表 2.14.1.6-3 土質定数

層数	土質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E0 (kN/m ²)
1	盛土	18.0	8.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	18.4	8.4	0	38.6	94,400
3	泥岩	17.1	7.1	1500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.6-4 に示す。

表 2.14.1.6-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
地盤	表 2.14.1.6-3 参照
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水水位および内水位を下に示す。

外水位	発進部	T.P. ±0.000m
	最深部	T.P.+0.757m(H.W.L ^{※1}) T.P. -0.778m(L.W.L ^{※2})
内水位	発進部	T.P.+6.400m ^{※3}
		T.P.+9.300m ^{※4}
	最深部	T.P.+6.400m ^{※3}
		T.P.+9.300m ^{※4}

※1：朔望平均干潮面

※2：朔望平均満潮面

※3：50年確率の有義波高から求めた内水位

※4：50年確率の最大波高から求めた内水位

3.5 荷重条件

3.5.1 荷重の組み合わせ

断面力照査を実施する際の荷重条件を表 2.14.1.6-5 に示す。なお、短期については、施工時と供用時の2ケースを想定した。施工時は、内水圧が作用しないため短期の安全性では最も厳しい荷重条件となる。供用時は、工事が完成した以降の満水時を想定した。

表 2.14.1.6-5 荷重条件

検討荷重	長期(施工時)	長期(供用時)	短期(施工時)	短期(供用時)
自重	○	○	○	○
載荷荷重	○	○	○	○
土圧	○	○	○	○
内水圧(波浪含む)		○		○
外水圧(波浪含む)	○	○	○	○
地震時慣性力			○	○

3.5.2 自重

自重は、覆工の図心線に沿って分布する鉛直荷重とする。

$$g = \frac{w}{\pi \cdot Dc \cdot b}$$

ここで、

g: リングの単位面積当たりの自重(kN/m²)

w: リング 1 リング分の重量(kN)

Dc: リングの図心直径(m)

b: 覆工板幅(m)

3.5.3 載荷荷重

発進立坑部では、載荷荷重 10kN/m² を考慮する。

放水トンネル最深部では、載荷荷重を考慮しない。

3.5.4 土圧

3.5.4.1 鉛直方向土圧

土圧は、最大土圧、最小土圧の 2 ケースについて行う。土圧の算定は、「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [シールド工法編]・同解説,2016 年制定,(社)日本下水道協会」によると、土と水を分離して取り扱う考え方(土水分離)、と水を土の一部として包含する考え方(土水一体)とがあり、一般的に、土水分離は砂質土において、土水一体は粘性土において採用される傾向にあるが、自律性が高い硬質粘土や固結シルトでは土水分離として取り扱うことがある、とされている。

放水トンネルがシルト系の岩盤に設置されることから土水分離地盤とみなし、テルツァーギ(Terzaghi)の緩み土圧算定式により、緩み土圧を算出する。この緩み土圧から換算緩み高さ h を求め、次のとおりに最大土圧を決める最大換算ゆるみ高さおよび、最小土圧を決める最小換算ゆるみ高さを決定する。図 2.14.1.6-1 に換算緩み高さと緩み土圧の関係を示す。

$0 \leq h \leq 2D$ のとき、最大換算緩み高さ: $2D^{*1}$ 、最小換算緩み高さ: $0.175D^{*2}$

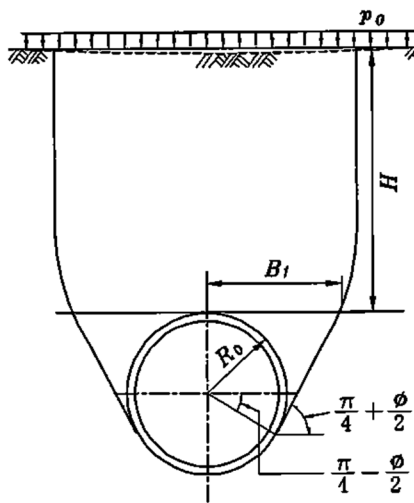
$2D < h$ のとき、最大換算緩み高さ: h、最小換算緩み高さ: $0.175D$

※1) 「シールド工事中標準覆工板,2001 年改訂,(社)日本下水道協会」

以下、「標準覆工板」と記す

※2) 内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き,1999 年,(財)先端建設技術センター 編

以下、「内水圧の手引き」と記す



$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \varphi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1}) + p_0 \cdot e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

σ_v : Terzaghi の緩み土圧

K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比(通常 $K_0=1$ としてよい)

φ : 土の内部摩擦角

p_0 : 上載荷重

γ : 土の単位体積重量

c : 土の粘着力

ただし、 p_0/γ が H に比べ小さい場合には下記の式によってよい。

$$\sigma'_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \varphi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1})$$

図 2.14.1.6-1 換算緩み高さ と 緩み土圧

放水トンネルの発進部および最深部の換算緩み高さを以下のとおり算出した。緩み土圧の算定結果を表 2.14.1.6-6.1 および表 2.14.1.6-6.2 に示し、換算緩み高さを表 2.14.1.6-7 に示す。

(a) 発進立坑部

表 2.14.1.6-6.1 発進部 緩み土圧の算定結果

緩み土圧 σ_v の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 γ_i (kN/m ³)	内部摩擦 ϕ_i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 σ_{oi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	5.080	8.000	30	0	10.000	27.089
2	2.000	8.400	38.6	98	27.089	0.000
3	4.856	7.100	31.7	502	0.000	0.000

緩み土圧 $\sigma_v = 0.000$ (kN/m²)

緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

○ σ_v より算定される緩み高さ : $h_0 = 0.000$ (m)

(b) 最深部

表 2.14.1.6-6.2 最深部 緩み土圧の算定結果

緩み土圧 σ_v の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 γ_i (kN/m ³)	内部摩擦 ϕ_i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 σ_{vi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	1.650	8.000	30	0	0.000	10.986
2	5.500	8.000	30	0	10.986	28.078
3	5.900	7.100	31.7	502	28.078	0.000

緩み土圧 $\sigma_v = 0.000$ (kN/m²)

緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

○ σ_v より算定される緩み高さ : $h_0 = 0.000$ (m)

表 2.14.1.6-7 緩み土圧と換算緩み高さの計算結果

	緩み土圧 σ_v (kN/m ²)	換算緩み高さ h (m)
発進部	0.00	0.00
最深部	0.00	0.00

発進部、最深部どちらも緩み土圧は、0.00kN/m² となるため、最大土圧は 2D、最小土圧は 0.175D となる。

3.5.4.2 水平方向(側方)土圧

側方土圧係数(λ)および地盤反力係数(k)

側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k は、「トンネル標準示方書」より決定する。

表 2.14.1.6-8 側方土圧係数(λ)および地盤反力係数(k)

(出典：「トンネル標準示方書」P55 より)

土水の扱い	土の種類	λ	k (MN/m ³)	N値による目安
土水分離	非常によく締まった砂質土	0. 35~0. 45	30~50	30 \leq N
	締まった砂質土	0. 45~0. 55	10~30	15 \leq N<30
	緩い砂質土	0. 50~0. 60	0~10	N<15
	固結した粘性土	0. 35~0. 45	30~50	25 \leq N
	硬い粘性土	0. 45~0. 55	10~30	8 \leq N<25
	中位の粘性土	0. 45~0. 55	5~10	4 \leq N<8
土水一体	中位の粘性土	0. 65~0. 75	5~10	4 \leq N<8
	軟らかい粘性土	0. 65~0. 75	0~5	2 \leq N<4
	非常に軟らかい粘性土	0. 75~0. 85	0	N<2

シールド通過土層は、泥岩層(N=202)となり、上表の固結した粘性土となることから土水分離地盤となり、側方土圧係数 λ および地盤反力係数kは、それぞれ以下の値となる。

$$\lambda=0.35$$

$$k=50(\text{MN}/\text{m}^3)$$

3.5.5 内水圧

内水圧は下記の式に従い算出する。

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot h_{wi}$$

ここに、 P_{wo} : 内水圧 [kN/m²]

γ_w : 水の単位体積重量 [kN/m³]

h_{wi} : 水深 [m]

水深 h_{wi} を求めるために、再現期間50年における有義波高および再現期間50年における最大波高から内水位を決定した。表2.14.1.6-9.1に50年確率の有義波高から求めた内水位と放水トンネル躯体までの水深、表2.14.1.6-9.2に50年確率の最大波高から求めた内水位と放水トンネル躯体までの水深を示す。なお、放水トンネル躯体までの水深とは、海水面から放水トンネル躯体までの鉛直方向の距離を言う。

表 2.14.1.6-9.1 50 年確率の有義波高から求めた内水位と水深

	放水トンネル躯体 の水深(m)	50 年確率の有義波 高から求めた内水位 (m)	水深 h_{wi} (m)
発進部	T.P.-9.436	T.P.+6.400	15.836
最深部	T.P.-24.270m		30.670

表 2.14.1.6-9.2 50 年確率の最大波高から求めた内水位と水深

	放水トンネル躯体 の水深(m)	50 年確率の最大波 高から求めた内水位 (m)	水深 h_{wi} (m)
発進部	T.P.-9.436	T.P.+9.300	18.736
最深部	T.P.-24.270m		33.570

3.5.6 外水圧

外水圧は、福島第一原子力発電所 7/8 号機環境影響評価書(H12.12)に基づき以下の潮位により設定した。

発進立坑部：G.L.±0.00m

海底トンネル部 L.W.L：T.P. -0.778 m

海底トンネル部 H.W.L：T.P. + 0.757 m

3.5.7 短期荷重

地震動は「下水道施設の耐震対策指針と解説-2014 年版」、「共同溝設計指針」および「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に準拠し設定した。

なお、放水トンネルの発進部および最深部の応力度照査を、耐震 C クラス (設計水平震度 $K_h=0.2$)により行った結果、共同溝設計指針に準拠した場合よりも作用応力度/許容応力度が小さくなった。よって、安全側の検討として共同溝設計指針に準拠した地震時の検討を以下で示す。

共同溝設計指針に基づく地震力の算定方法の概要を下記に示す。地震力 q_k および q_j は、法線方向と接線方向に対し各々の地盤ばね定数を乗ずることで求める。

$$a) \text{法線方向地震力 } q_k = \Delta U \cdot \sin\theta \cdot ds \cdot K_h \text{ (kN/m)}$$

$$b) \text{接線方向地震力 } q_j = \Delta U \cdot \cos\theta \cdot ds \cdot K_s \text{ (kN/m)}$$

地盤の応答変位は、次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

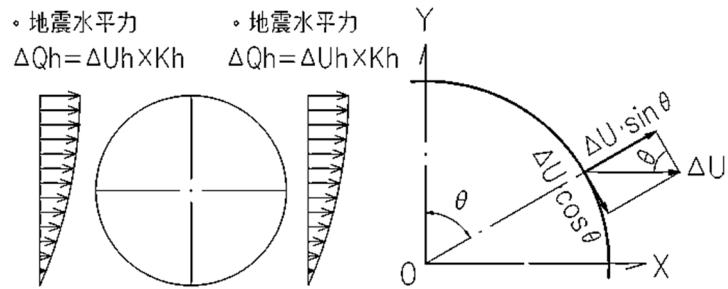


図 2.14.1.6-2 地震時水平荷重と分力イメージ

a) 地震時水平変位 $U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$

b) 法線方向成分 = $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)

c) 接線方向成分 = $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)

ここで、

S_V : 設計応答速度 (m/s)

T_S : 地盤の固有周期 (s)

Z : トンネル中心までの深さ (m)

H : 表層地盤までの層厚 (m)

d_s : フレームモデルにおける 1 要素の長さ (m)

k_h : 法線方向地盤ばね定数 (kN/m)

k_s : 接線方向地盤ばね定数 (kN/m)

以下では、上記のパラメータのうち、 S_V 、 T_S 、 K_h 、 K_s の算定方法を示す。

3.5.7.1 S_v の求め方

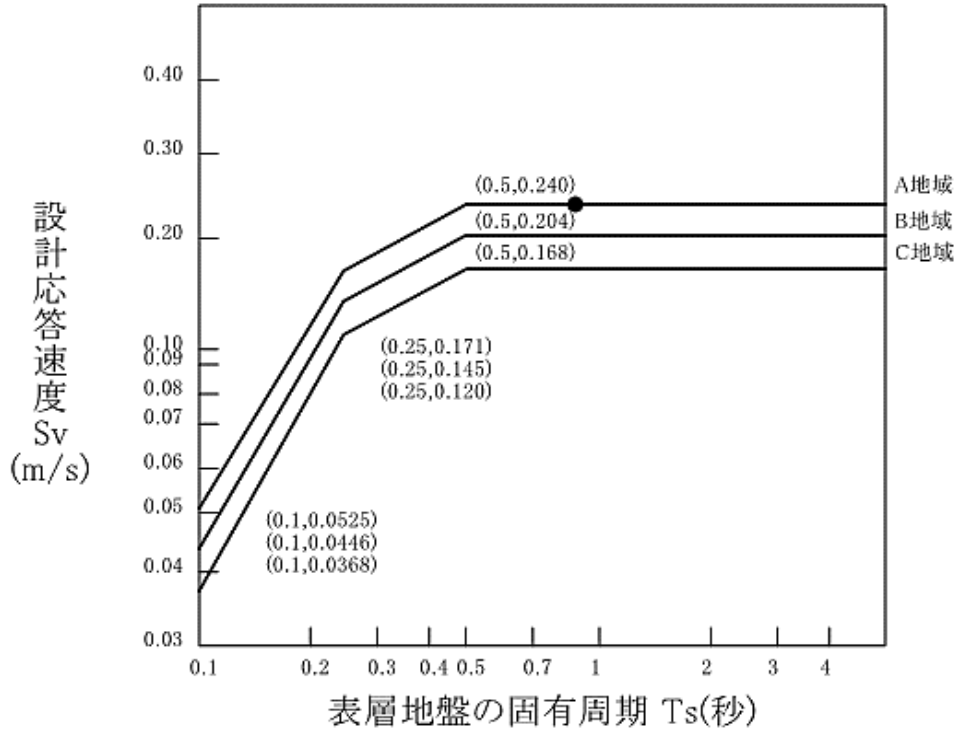


図 2.14.1.6-3 設計応答速度と表層地盤の固有周期

図 2.14.1.6-3 によって S_v を求める。このうち、地域区分は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に準拠し、図 2.14.1.6-4 より、福島県の地域区分を A2 とした。

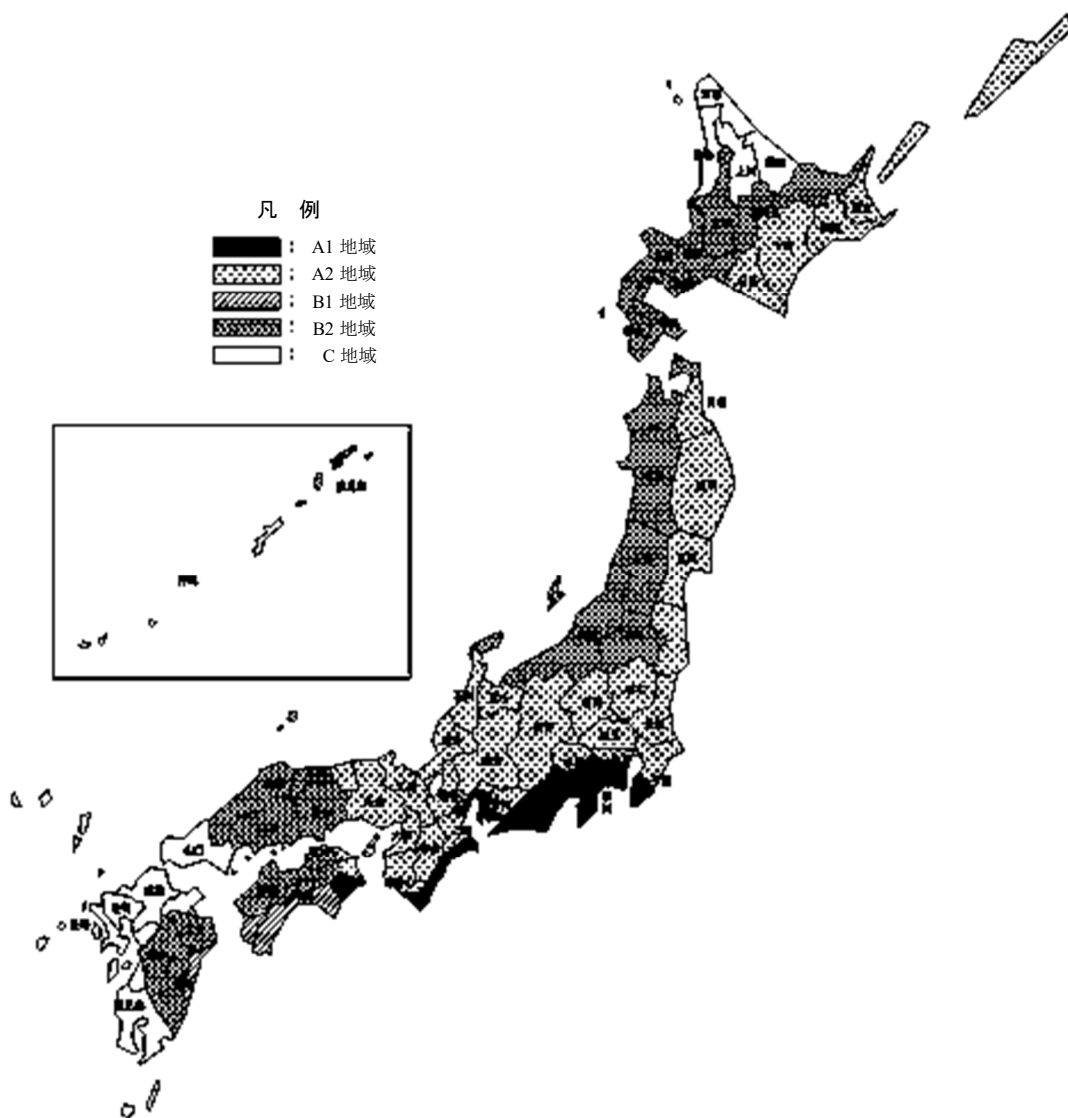


図 2.14.1.6-4 地域区分

3.5.7.2 T_s の求め方

T_s は地盤の特性値 T_G により下式で表わされる。

$$T_s = 1.25 \cdot T_G$$

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに

T_G : 地盤の特性値(sec)

H_i : i 番目地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度(m/sec)

平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/sec) は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」平成 24 年 3 月に基づき下式より求めた。

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面[※]まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号

※)基盤面と工学的基盤面

基盤面位置: 耐震設計における工学基盤面は、耐震設計上振動するとみなす地盤下部に存在する十分堅固でかつ対象地点に共通する広がりや安定した層厚を持つ地盤上面を指し、当該地盤調査及び土質試験結果に基づき設定するものであるが、一般には以下の条件により規定される。

工学基盤面: 粘性土の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は N 値が 50 以上の地層の上面もしくは、せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。(※ 基盤面のせん断弾性波速度 300m/s とは、上式の粘土の場合の $N=25$ の時及び、砂質土の $N=50$ を当てはめた場合の数値) なお、「トンネルライブラリー 第 9 号開削トンネルの耐震設計」-土木学会では、さらに『開削トンネルがこのような硬い地盤の中に構築されることもあるが(上記に示す基盤条件を満足する地層を示す)その場合の基盤面はトンネルの下スラブから少なくとも 5m 以上下方を基盤面とする必要がある』と示している。

3.5.7.3 K_h 、 K_s の求め方

図-1に示すフレームモデルのとおり、 K_h および K_s を設定する。地盤ばねおよび地震力については、法線-接線方向モデルとして扱い、周面せん断力も考慮する。

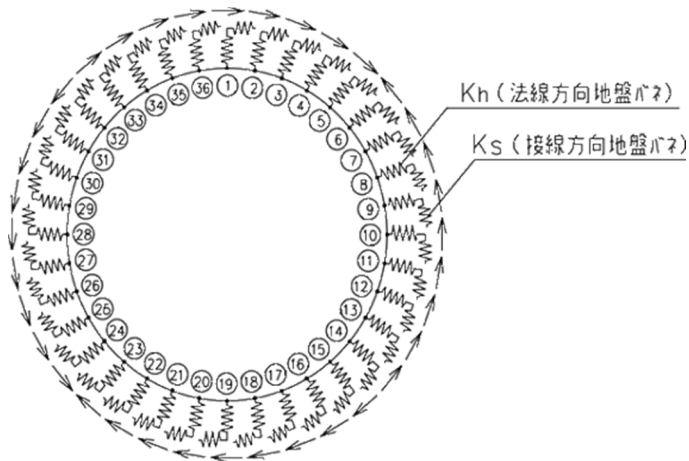


図 2.14.1.6-5 短期断面力算定フレームモデル

各節点の地盤ばね定数 K_h 、 K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / ((1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_C)$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここで、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

R_C : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \cdot G_s$$

G_s : 次項より、85407.000 (KN/m²)

表層地盤の動的ポアソン比は、次式により求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 0 (m)

H_g : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)

なお ν_{D1}, ν_{D2} は一般に表 2.14.1.6-10 の値をとる。

表 2.14.1.6-10 動的ポアソン比の一般値

地層	vD	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

動的せん断変形係数 G_s の算定 γ_{teq}

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

$$\therefore V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 49.066}{0.891} = 220.3 (\text{m/sec})$$

$$\therefore G_s = \frac{17.246}{9.8} \cdot 220.3^2 = 85,407 (\text{kN/m}^2)$$

ここで、

G_s	動的せん断変形係数	(kN/m ²)
g	重力加速度	9.8 (m/sec ²)
V_{DS}	表層地盤のせん断弾性波速度	(m/sec)
H	表層地盤の厚さ	49.066 (m)
T_s	表層地盤の固有周期	0.891 (sec)
γ_{teq}	表層地盤の換算単位体積重量	(kN/m ³)

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} = \frac{846.201}{49.066} = 17.246 (\text{kN/m}^3)$$

表 2.14.1.6-11 表層地盤の換算単位面積重量

層	土質	各層厚 H _i (m)	土の単位 体積重量 γ _{ti} (kN/m ³)	γ _{ti} ・H _i
1	砂質土	5.080	18.000	91.440
2	砂質土	2.000	18.400	36.800
3	砂質土	41.986	17.100	717.961
	合計			846.201

3.6 主断面の設計

3.6.1 主断面の応力状態の判定

コンクリート覆工板の主断面決定の設計計算は、断面に生じる応力状態が全断面圧縮状態か、もしくは、曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合になるかによって異なり、これを偏心管軸方向圧縮力が心外になるか、心内になるかで判定する。

応力状態判定式

$K_i \geq f$ 全断面圧縮状態

$K_i < f$ 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生ずる状態

ただし、

$$K_i = \frac{I_i}{A_i \cdot (h - u)}$$

$$A_i = B \cdot h + n \cdot (A_s + A_{s'})$$

$$u = (0.5 \cdot B \cdot h^2 + n \cdot (A_s \cdot d + A_{s'} \cdot d')) / A_i$$

$$I_i = B \cdot (u^3 + (h - u)^3) / 3 + n \cdot (A_s \cdot (d - u)^2 + A_{s'} \cdot (u - d')^2)$$

$$e = M / N$$

$$f = u - \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

ここで、

A_i	： 換算等値断面積	(mm ²)
B	： 覆工板幅	(mm)
u	： 軸力側の縁側から換算等値断面の図心までの距離	(mm)
h	： 覆工板厚	(mm)
I_i	： 換算等値面積の断面二次モーメント	(mm ⁴ /Ring)
e	： 重心より軸力作用位置までの距離	(mm)
n	： ヤング係数比	
A_s	： 引張側鉄筋量	(cm ²)
$A_{s'}$	： 圧縮側鉄筋量	(cm ²)
d	： 引張側有効高	(mm)
d'	： 圧縮側有効高	(mm)
M	： 正の曲げモーメント	(kN・m)
N	： 正の曲げモーメント位置軸力	(kN)

3.6.2 主断面の応力算定式

1) 全断面圧縮状態 ($K_i \geq f$ の場合)

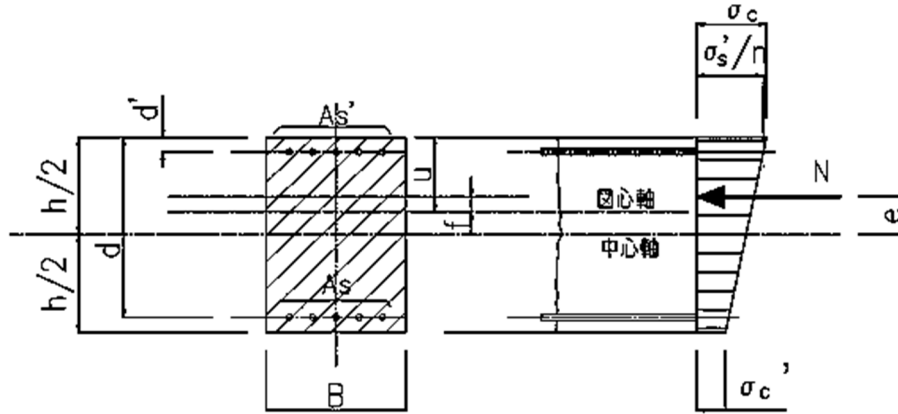


図 2.14.1.6-6.1 全断面圧縮状態の応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} \cdot u \leq \sigma_{ca}$$

ただし、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_c : コンクリート最大圧縮応力度 (N/mm²)

2) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 ($K_i < f$ の場合、 $N \neq 0$ の場合)

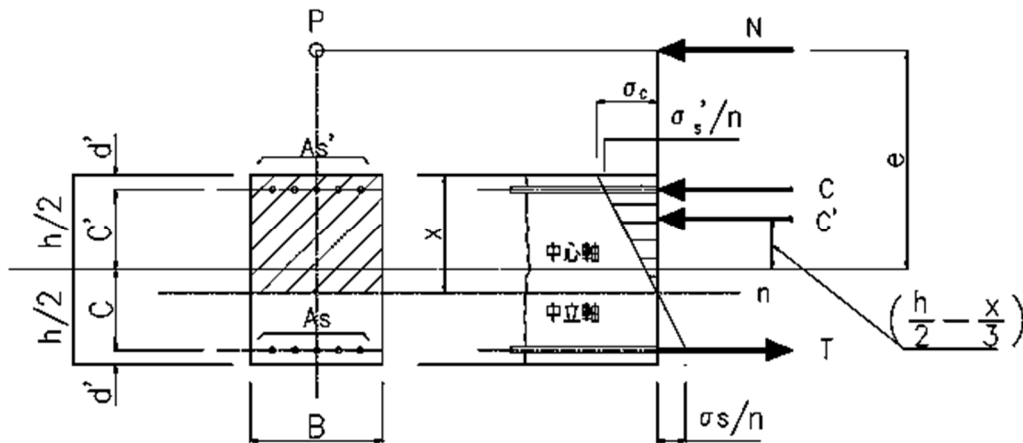


図 2.14.1.6-6.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\begin{aligned} & \chi^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \chi^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) + As' \cdot (e - C')) \\ & \quad \cdot \chi - (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) \cdot (C + h/2) + As' \cdot (e - C') \cdot (h/2 - C')) = 0 \\ \\ \sigma_c &= \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (h/2 - \chi/3) + (n \cdot As' / \chi) \cdot C' \cdot (C' - h/2 + \chi) + (n \cdot As / \chi) \cdot C \cdot (C + h/2 - \chi)} \leq \sigma_{ca} \\ \\ \sigma_s &= \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot (C + \frac{h}{2} - \chi) \leq \sigma_{sa} \\ \\ \sigma_{s'} &= \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot (C' - \frac{h}{2} + \chi) \leq \sigma_{sa} \end{aligned}$$

3) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 (Ki < f の場合、N = 0 の場合)

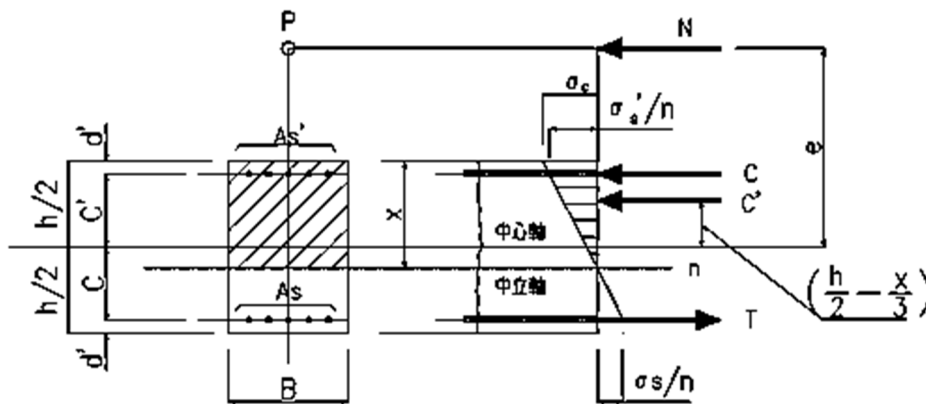


図 2.14.1.6-6.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\begin{aligned} \chi &= -n \cdot \frac{(As + As')}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (As + As')}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot As + d' \cdot As')} \\ \\ \sigma_c &= \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (d - \chi / 3) + n \cdot As' \cdot (\chi - d' / \chi) \cdot (d - d')} \leq \sigma_{ca} \\ \\ \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - \chi}{\chi} \leq \sigma_{sa} \\ \\ \sigma_{s'} &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{\chi - d'}{\chi} \leq \sigma_{sa} \end{aligned}$$

ここで、

- χ : 圧縮側縁から中立軸までの距離 (mm)
- C : 覆工板厚中心から引張鉄筋までの距離 (mm)
- C' : 覆工板厚中心から圧縮鉄筋までの距離 (mm)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

$\sigma_{s'}$: 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)

4) せん断力に対する設計

a) せん断応力度 τ_c は、

$$\tau_c = \frac{1.15 \cdot Q_{max}}{B \cdot d} \leq \tau_a$$

ここで、 Q_{max} : 最大せん断力(kN)

3.7 解析モデル

構造設計は、下図に示すような覆工板(放水トンネルを構成する2次製品の鉄筋コンクリート製の部材)を組み立てたリング状の断面を骨組構造にモデル化して解析する。

覆工板およびリングの概要図を図 2.14.1.6-7.1 に、解析モデルの骨組み図を図 2.14.1.6-7.2 に示す。解析モデルにおいて1リングを36の要素に分割し、断面力を算出する。

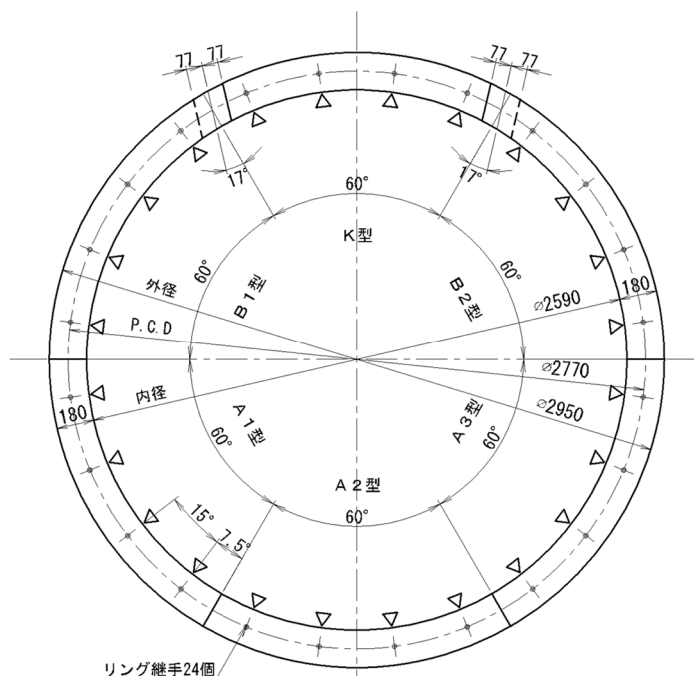


図 2.14.1.6-7.1 覆工板およびリング概要図

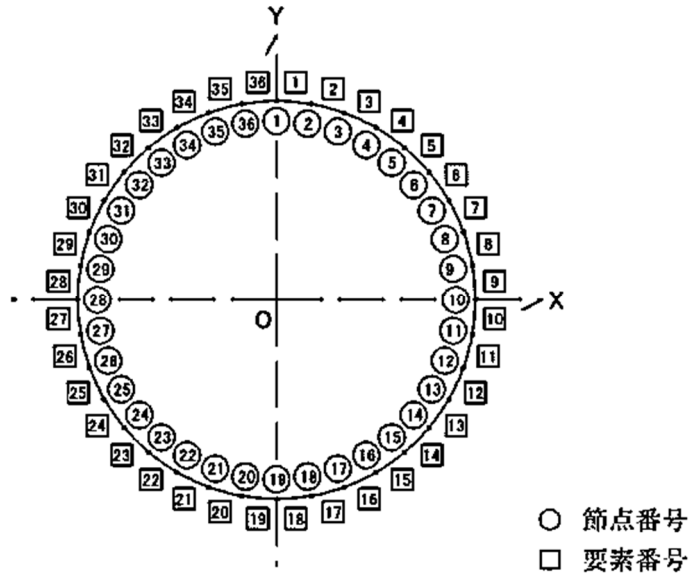


図 2.14.1.6-7.2 解析モデル（骨組み）

なお、放水トンネルは、覆工板をシールドマシン内部においてリング状に組み立て、リング同士を放水トンネルの延長方向に連結させることで構築される。覆工板同士およびリング同士は、予め覆工板に内挿されている機械式継手（覆工板同士を繋ぐ継手を覆工板継手、リング同士を繋ぐ継手をリング継手と呼ぶ）により連結する構造である。この継手の影響を下記の通り考慮している。

リング同士を接続するリング継手による剛性の低下を考慮[※]し、曲げ剛性の有効率 η を与えた剛性一様なリング[※]とした。また、覆工板同士は千鳥に組むことにより、リング継手の存在による剛性の低下を補うことができるが、覆工板に発生する曲げモーメントは、すべてがリング継手を通じて伝達されず、その一部はリング継手のせん断剛性により千鳥に組まれた隣り合う覆工板に伝達する[※]。この曲げモーメントの一部の負担分を、曲げモーメントの割増率 ζ として与えた。また、内水圧によって生じる覆工板への影響を適切に評価するため地盤ばねを配置したモデルとした。曲げ剛性の有効率 η および曲げモーメントの割増率 ζ を表2.14.1.6-12に示す。

表 2.14.1.6-12 曲げ剛性の有効率 η および曲げモーメントの割増率 ζ

曲げ剛性の有効率 η	曲げモーメントの割増率 ζ
0.80	0.25

4. 検討ケース

検討ケースは表 2.14.1.6-13 のとおり。なお、短期は、空水時(施工時)がクリティカルケースとなるため表 2.14.1.6-13 に記載以外の検討ケースは省略した。これは、内水圧が作用する供用時は、内水圧が短期慣性力を低減させる方向に働くため、内水圧が作用する場合は見かけ上の水平力が大きくなり、クリティカルケースとならないためである。

表 2.14.1.6-13 検討ケース

検討部位	荷重パターン	トンネルの状態	土圧	外水位
覆工板 (発進部)	長期	空水時	2D	G.L.±0.00
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
	短期	空水時	0.175D	
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
覆工板 (最深部)	長期	空水時	2D	H.W.L(T.P.+0.757m)
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		L.W.L(T.P.-0.778m)
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
	短期	空水時	0.175D	H.W.L(T.P.+0.757m)
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		L.W.L(T.P.-0.778m)
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
短期	空水時	2D	H.W.L(T.P.+0.757m)	
		0.175D	L.W.L(T.P.-0.778m)	

5. 評価結果

発進部および最深部のクリティカルケースを表 2.14.1.6-14 に示す。また、放水トンネルの表-2.14.1.6-13 に示す長期の各検討ケースにおいて、発進部および最深部の照査結果（最大作用応力，作用応力/許容応力の比）を表 2.14.1.6-15.1、表 2.14.1.6-15.2、表 2.14.1.6-16、表 2.14.1.6-17.1、表 2.14.1.6-17.2、表 2.14.1.6-18 に示す。

それぞれのケースにおける長期荷重に対して，各検討部位の作用応力が許容応力度以内であることを確認した。

表 2.14.1.6-14 覆工板のクリティカルケース

検討部位	荷重 ケース	対象材料	応力	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
覆工板 (発進部)	長期	鉄筋	曲げ モーメント	78	200	0.39
覆工板 (最深部)	長期	鉄筋	曲げ モーメント	91	200	0.46

表 2.14.1.6-15.1 発進部・土被り 2D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	2D	空水時	G.L. ± 0.00m	M+	2.9	-	-	0.18	-	-
				M-	2.3	-	-	0.14	-	-
				Smax	1.6	-	0.09	0.10	-	0.12
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)		M+	4.2	64.1	-	0.26	0.32	-
				M-	4.2	65.6	-	0.26	0.33	-
				Smax	0.4	5.6	0.13	0.03	0.03	0.18
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)		M+	4.2	73.9	-	0.26	0.37	-
				M-	4.3	78.4	-	0.27	0.39	-
				Smax	0.3	15.9	0.13	0.02	0.08	0.18

表 2.14.1.6-15.2 発進部・土被り 0.175D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	0.175D	空水時	G.L. ± 0.00m	M+	1.2	-	-	0.08	-	-
				M-	1.1	-	-	0.07	-	-
				Smax	1.0	-	0.03	0.06	-	0.04
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)		M+	1.2	27.5	-	0.08	0.14	-
				M-	1.2	29.8	-	0.08	0.15	-
				Smax	0.2	14.2	0.04	0.01	0.07	0.05
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)		M+	1.1	37.7	-	0.07	0.19	-
				M-	1.2	43.1	-	0.08	0.22	-
				Smax	0.0	23.2	0.04	0.00	0.12	0.05

表 2.14.1.6-16 発進部における
覆工板の応力度照査結果【短期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの 状態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コンク リート	鉄筋	せん断
短期	2D	空水時	G.L. ±0.00m	M+	6.2	45.9	0.014	0.26	0.15	0.01
				M-	6.4	41.7	0.054	0.27	0.14	0.05
				Smax	1.2	15.0	0.235	0.05	0.05	0.21
	0.175D			M+	5.7	46.5	0.022	0.24	0.16	0.02
				M-	5.6	37.3	0.070	0.23	0.12	0.06
				Smax	1.6	16.5	0.206	0.07	0.06	0.19

表 2.14.1.6-17.1 最深部・土被り 2D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん断
長期	2D	空水時	H.W.L	M+	3.4	-	-	0.21	-	-
				M-	3.0	-	-	0.19	-	-
				Smax	2.4	-	0.09	0.15	-	0.12
			L.W.L	M+	3.3	-	-	0.21	-	-
				M-	2.9	-	-	0.18	-	-
				Smax	2.3	-	0.09	0.14	-	0.12
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)	M+	4.1	73.4	-	0.26	0.37	-	
			M-	4.1	78.2	-	0.26	0.39	-	
			Smax	0.2	17.3	0.12	0.01	0.09	0.16	
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)	M+	4.0	83.2	-	0.25	0.42	-	
			M-	4.2	91.0	-	0.26	0.46	-	
			Smax	0.0	26.6	0.12	0.00	0.13	0.16	

表 2.14.1.6-17.2 最深部・土被り 0.175D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力			
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断	
長期	0.175D	空水時	H.W.L	M+	2.1	-	-	0.13	-	-	
				M-	2.0	-	-	0.13	-	-	
				Smax	1.8	-	0.03	0.11	-	0.04	
			L.W.L	M+	2.0	-	-	0.13	-	-	
				M-	1.9	-	-	0.12	-	-	
				Smax	1.7	-	0.03	0.11	-	0.04	
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)	L.W.L	M+	0.7	34.2	-	0.04	0.17	-	
				M-	1.0	41.2	-	0.06	0.21	-	
				Smax	0.0	24.9	0.03	0.00	0.12	0.04	
			内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)	L.W.L	M+	0.4	44.3	-	0.03	0.22	-
					M-	1.0	54.6	-	0.06	0.27	-
					Smax	0.0	36.7	0.03	0.00	0.18	0.04

表 2.14.1.6-18 発進部における
覆工板の応力度照査結果【短期】

荷重 ケース	土被り	トンネル の状態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コンク リート	鉄筋	せん断
短期	2D	空水時	H.W.L (T.P.+0.757m)	M+	7.0	40.3	0.092	0.29	0.13	0.08
				M-	6.8	44.9	0.071	0.28	0.15	0.06
				Smax	1.8	25.0	0.270	0.08	0.08	0.25
	0.175D		L.W.L (T.P.-0.778m)	M+	6.7	37.1	0.029	0.28	0.12	0.03
				M-	6.2	42.7	0.041	0.26	0.14	0.04
				Smax	1.7	23.5	0.246	0.07	0.08	0.22

表 2.14.1.6-14 に示したケースについて検討内容の詳細を以下で示す。

6. 長期の詳細検討内容

6.1 検討条件

(a)発進部・土被り 2D の場合

6.1.1.1 荷重算定についての地盤の分類

覆工板の荷重算定における地盤の分類は、土質学上の土の分類とは異にし、原則的に次の区分によるものとする。

- ・土水一体地盤 : 土圧と水圧を一体として考える。
- ・土水分離地盤 : 土圧と水圧を分離して考える。

6.1.1.2 鉛直土圧の考え方

- ・土水一体地盤 : 全土被り重量
- ・土水分離地盤 : 土被りが覆工板外径 D_0 の 2 倍以下 ($2D_0 \geq H_0$) ……全土被り重量
土被りが覆工板外径 D_0 の 2 倍を超える ($2D_0 < H_0$) ……Terzaghi
の緩み土圧

但し、緩み土圧を緩み高さに換算したとき、これが覆工板外径の 2 倍以下の場合には、緩み高さは 2 倍以下になることはないものとし、2 倍を下限とする。図 2.14.1.6-8 に発進部かつ土被り 2D の地盤条件を示す。

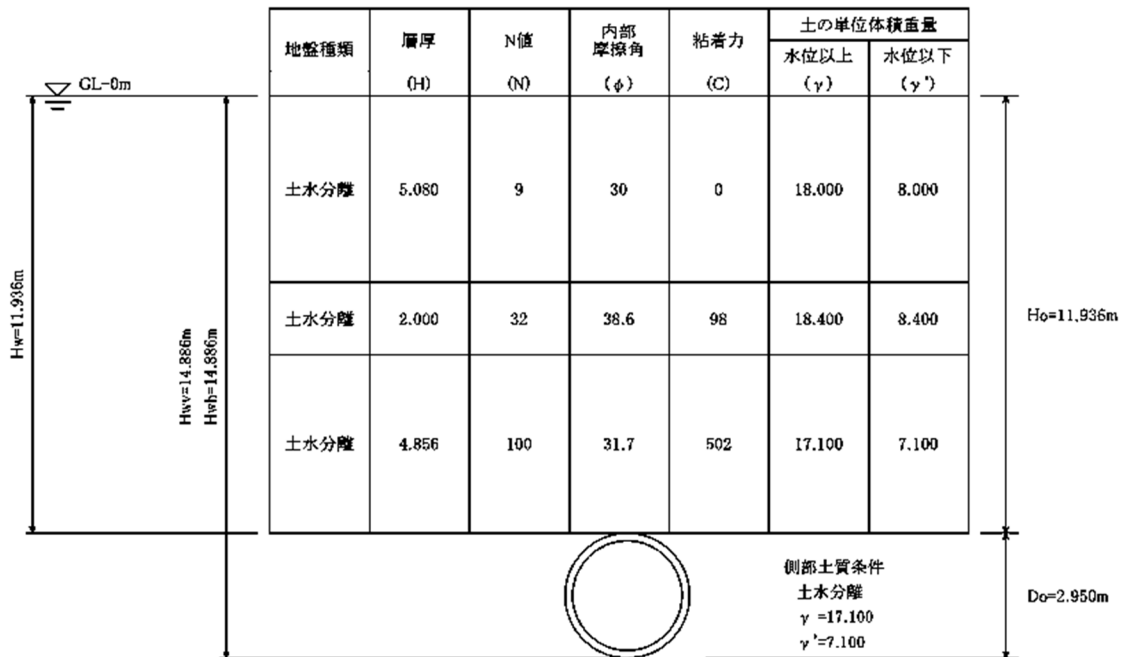


図 2.14.1.6-8 地盤条件

6.1.1.3 側方土圧係数 λ 及び地盤反力 k の選定

側方土圧係数 λ 及び地盤反力係数 k については、表 2.14.1.6-19 に示す「標準覆工板」ならびに表 2.14.1.6-20 に示す「トンネル標準示方書」に準じ、 λ 、 k の組合せ表より選択する。

表 2.14.1.6-19 側方土圧係数(λ)と地盤反力係数(k)との組合せ

土水分離地盤の場合					土水一体地盤の場合				
k (MN/m ³)	10	20	40	80	k (MN/m ³)	0	2.5	5.0	10
λ					λ				
0.4			○	○	0.6			○	○
0.5	○	○	○	○	0.7	○	○	○	○
0.6	○	○	○	○	0.8	○	○	○	○
0.7	○	○			0.9	○	○		

表 2.14.1.6-20 側方土圧係数(λ)及び地盤反力係数(k)

地盤の分類	土の工学的分類	λ	k(MN/m ³)	N値による目安
土水分離地盤	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	30 ≤ N
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	15 ≤ N < 30
	ゆるい砂質土	0.50~0.60	0~10	N < 15
	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 ≤ N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 ≤ N < 25
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 ≤ N < 8
土水一体地盤	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	4 ≤ N < 8
	軟らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	2 ≤ N < 4
	非常に軟らかい粘性土	0.75~0.85	0	N < 2

※原則的に下水道協会の『シールド工事前標準覆工板』では表 2.14.1.6-19 の○印の組合せ数値で考えられている。

これより $\lambda = 0.35$

$k = 50$ (MN/m³) とする。

6.1.2 設計条件

6.1.2.1 上載荷重

6.1.2.1.1 活荷重

管にかかる活荷重 $W_0 = 0.000$ (KN/m²) とする。

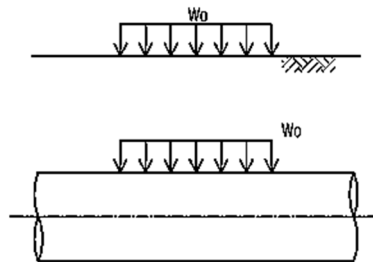


図 2.14.1.6-9 活荷重

6.1.2.1.2 死荷重

Terzaghi の緩み高さに考慮される死荷重 $P_0' = 10.000$ (KN/m²) とする。

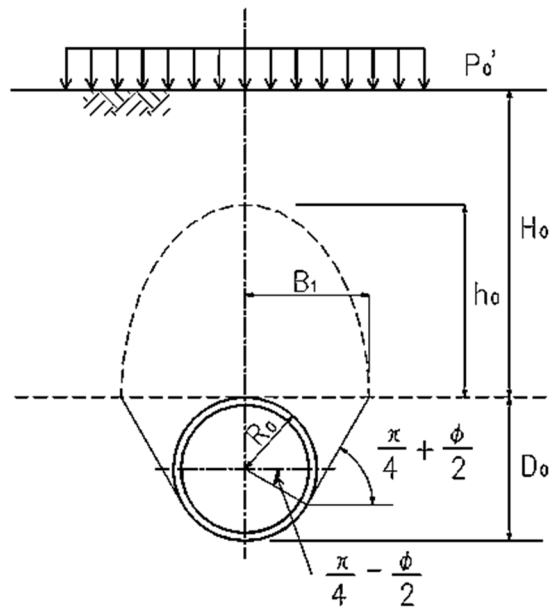


図 2.14.1.6-10 死荷重

6.1.3 土圧の算定

6.1.3.1 鉛直土圧

鉛直土圧については、土質が土水分離地盤であり、且つ $2 \times D_0 < H_0$ の条件を満たすため、Terzaghi の緩み土圧算定式により算出する。

6.1.3.2 多層地盤における緩み土圧 σ_v の算定

多層地盤における緩み土圧 σ_v は下式および図 2.14.1.6-11 によって算出する。結果を表 2.14.1.6-21 に示す。

$$\sigma_{v1} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_1 - C_1 / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_1} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1 / B_1}) + (P_0 + W_0) \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1 / B_1}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_2 - C_2 / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_2} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2 / B_1}) + \sigma_{v1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2 / B_1}$$

$$\sigma_{vi} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_i - C_i / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_i} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i / B_1}) + \sigma_{vi-1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i / B_1}$$

$$\sigma_v = \frac{B_1 \cdot (\gamma_n - C_n / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_n} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_n \cdot H_n / B_1}) + \sigma_{vn-1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_n \cdot H_n / B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot \left(\frac{\pi / 4 + \phi_v / 2}{2} \right)$$

$$= 1.475 \times \cot \left(\frac{\pi / 4 + 31.7^\circ / 2}{2} \right) = 2.512 \text{ (m)}$$

なお、内部摩擦角 $\phi=0$ の場合は

$\sigma_{vi} = (\gamma_i - C_i / B_1) \cdot H_i + \sigma_{vi-1}$ とする

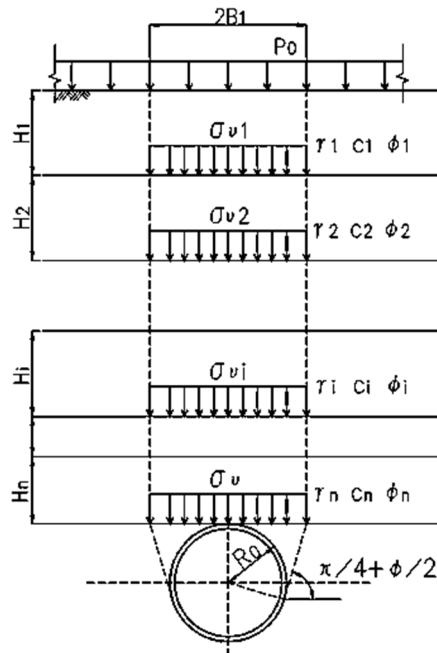


図 2.14.1.6-11 緩み土圧

表 2.14.1.6-21 緩み土圧の計算結果

緩み土圧 σ_v の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 γ_i (kN/m ³)	内部摩擦 ϕ_i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 σ_{vi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	5.080	8.000	30	0	10.000	27.089
2	2.000	8.400	38.6	98	27.089	0.000
3	4.856	7.100	31.7	502	0.000	0.000

緩み土圧 $\sigma_v = 0.000$ (kN/m²)

$2D_0$ 分の土圧 = 43.247 (kN/m²)

$2D_0$ 分の土圧 \geq 緩み土圧 \Rightarrow 鉛直土圧 $P_{SV} = 43.247$ (kN/m²) とする。

6.1.3.3 緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

σ_v より算定される緩み高さ : $h_0 = 0.000$ (m)

○地下水位以下の土水分離地盤層厚 = 11.936 (m)

○地下水位以下の土水一体地盤層厚 = 0.000 (m)

○管頂から地下水位までの距離 $H_w = 11.936$ (m)

6.1.4 設計荷重の算定

6.1.4.1 鉛直荷重 : P_{V1}

○上載荷重 (活荷重) : $W_0 = 0.000$ (kN/m²)

○上載荷重 (死荷重) : $P_0 = 0.000$ (kN/m²)

○土圧: $P_{SV} = 43.247$ (kN/m²)

○水圧: $P_{wv} = \gamma W \cdot (H_{wv} - D_0)$

$$= 10.000 \times (14.886 - 2.950)$$

$$= 119.360 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\therefore P_{V1} = W_0 + P_0 + P_{SV} + P_{wv}$

$$= 0.000 + 0.000 + 43.247 + 119.360$$

$$= 162.607 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.1.4.2 頂部水平荷重 : P_{H1}

○上載荷重 (活荷重) : $W_H = \lambda \cdot W_0 = 0.35 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○上載荷重 (死荷重) : $P_H = \lambda \cdot P_0 = 0.35 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○土圧: $P_{Sh1} = \lambda \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 - R_C))$
 $= 0.35 \times (43.247 + 7.100 \times (2.950 / 2 - 1.3850))$
 $= 15.360 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○水圧: $P_{W1} = \gamma W \cdot (H_{Wh} - D_0 / 2 - R_C)$
 $= 10.000 \times (14.886 - 2.950 / 2 - 1.3850) = 120.260 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$\therefore P_{H1} = W_H + P_H + P_{Sh1} + P_{W1}$
 $= 0.000 + 0.000 + 15.360 + 120.260 = 135.620 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.1.4.3 底部水平荷重 : P_{H2}

○土圧: $P_{Sh2} = \lambda \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 + R_C))$
 $= 0.35 \times (43.247 + 7.100 \times (2.950 / 2 + 1.3850))$
 $= 22.244 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○水圧: $P_{W2} = \gamma W \cdot (H_{Wh} - (D_0 / 2 - R_C))$
 $= 10.000 \times (14.886 - (2.950 / 2 - 1.3850))$
 $= 147.960 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$\therefore P_{H2} = W_H + P_H + P_{Sh2} + P_{W2}$
 $= 0.000 + 0.000 + 22.244 + 147.960 = 170.204 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.1.4.4 自重による底部反力荷重 : P_g

覆工板の自重 (1m 当り) $w_g = 40.73 \text{ kN/m}$

したがって、覆工板円周単位当り重量 : W_g は、

$$W_g = \frac{w_g}{2 \cdot \pi \cdot R_C} = \frac{40.73}{2 \times \pi \times 1.3850} = 4.680 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\therefore P_g = \pi \cdot W_g = \pi \times 4.680 = 14.703 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.1.4.5 頂部内水圧(T.P.+6.4m) : P_1

$$P_1 = \gamma W \cdot H_{Wi}$$

$$\begin{aligned} &= 10.000 \times 15.836 \\ &= 158.360 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.6 水平上部内水压(T.P.+6.4m) : P2

$$\begin{aligned} P2 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 - RC) \\ &= 10.000 \times (15.836 + 2.950 / 2 - 1.3850) \\ &= 159.260 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.7 水平下部内水压(T.P.+6.4m) : P3

$$\begin{aligned} P3 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 + RC) \\ &= 10.000 \times (15.836 + 2.950 / 2 + 1.3850) \\ &= 186.960 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.8 底部内水压(T.P.+6.4m) : P4

$$\begin{aligned} P4 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0) \\ &= 10.000 \times (15.836 + 2.950) \\ &= 187.860 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.9 頂部内水压(T.P.+9.3m) : P1

$$\begin{aligned} P1 &= \gamma W \cdot HW_i \\ &= 10.000 \times 18.736 \\ &= 187.360 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.10 水平上部内水压(T.P.+9.3m) : P2

$$\begin{aligned} P2 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 - RC) \\ &= 10.000 \times (18.736 + 2.950 / 2 - 1.3850) \\ &= 188.260 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.11 水平下部内水圧(T.P.+9.3m) : P3

$$\begin{aligned}
 P3 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 + RC) \\
 &= 10.000 \times (18.736 + 2.950 / 2 + 1.3850) \\
 &= 215.960 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.12 底部内水圧(T.P.+9.3m) : P4

$$\begin{aligned}
 P4 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0) \\
 &= 10.000 \times (18.736 + 2.950) \\
 &= 216.860 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.5 曲げ剛性

曲げ剛性は下記の通り算出した。

表 2.14.1.6-22 曲げ剛性

項 目		単 位	諸 元 値	備 考
セグメント外径	D_o	mm	2950	
図心半径	R_c	mm	1385	
断面積	A	m^2	0.180000	
断面二次モーメント	I_s	m^4/m	0.000486	
ヤング係数	E_s	kN/m^2	33000000	
曲げ剛性の有効率	η	%	80	
曲げモーメントの割増率	ζ	%	25	
曲げ剛性	EI	$kN \cdot m^2/m$	12830.4	※1

※1 曲げ剛性 : $EI = \eta \cdot E_s \cdot I_s$
 $= 0.80 \times 33000000 \times 0.000486$
 $= 12830.4 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2/\text{m)}$

6.1.6 作用荷重と検討ケース

各設計ケースに用いる荷重イメージを図 2.14.1.6-12、以下で示す検討ケースを表 2.14.1.6-23 に示す。

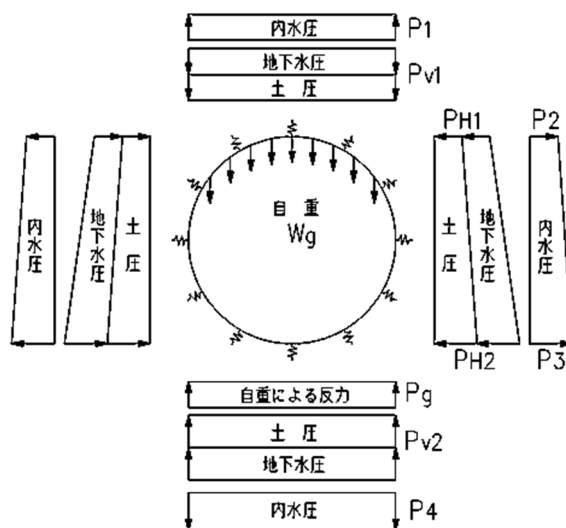


図 2.14.1.6-12 作用荷重分布図

表 2.14.1.6-23 長期・発進部・土被り 2D の検討ケース

ケース番号	単位	ケース 1	ケース 2	ケース 3
管内の状態	—	空水の状態	平常時内水位	平常時内水位
外荷重の算定	—	土圧大	土圧大	土圧大
土と水の考え方	—	土水分離	土水分離	土水分離
鉛直土圧	—	緩み土圧	緩み土圧	緩み土圧
側方土圧係数 λ	—	0.35	0.35	0.35
土の単位体積重量 γ	kN/m ³	17.100	17.100	17.100
土の水中重量 γ'	kN/m ³	7.100	7.100	7.100
粘着力 C	kN/m ²	502.00	502.00	502.00
摩擦係数 ϕ	°	32	32	32
地盤反力係数 k	MN/m ³	50.00	50.00	50.00
地下水	—	有	有	有
GL-	m	0.000	0.000	0.000
H _w	m	14.886	14.886	14.886
H _w	m	14.886	14.886	14.886
内水圧	—	無	有	有
H _{wi}	m	—	15.836	18.736
水の単位体積重量 γ_w	kN/m ³	10.000	10.000	10.000
基本荷重				
鉛直荷重 P _{v1}	kN/m ²	162.607	162.607	162.607
水平荷重(頂部) P _{h1}	kN/m ²	135.620	135.620	135.620
水平荷重(底部) P _{h2}	kN/m ²	170.204	170.204	170.204
底部反力 P _{v2}	kN/m ²	162.607	162.607	162.607
自重 W _g	kN/m ²	4.680	4.680	4.680
自重反力 P _g	kN/m ²	14.703	14.703	14.703
側方地盤反力 q	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
内水圧				
P ₁	kN/m ²	—	-158.360	-187.360
P ₂	kN/m ²	—	-159.260	-188.260
P ₃	kN/m ²	—	-186.960	-215.960
P ₄	kN/m ²	—	-187.860	-216.860
許容応力度				
割増係数	—	1.00	1.00	1.00

※クリティカルケースである赤四角についての計算を示す。

6.1.7 断面力算定

6.1.7.1 節点座標

覆工板断面力の算定には、覆工板周長を下図のとおり36分割したフレームモデルを用い、その節点をX、Y座標で整理する。

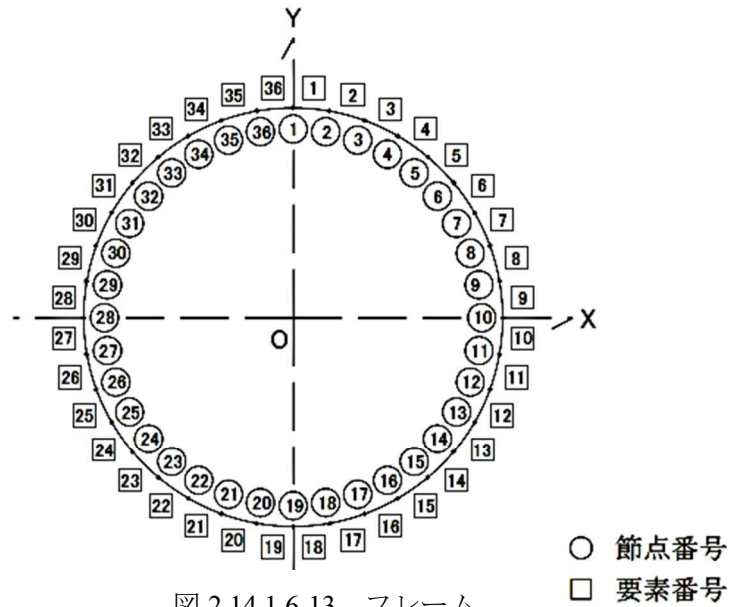


図 2.14.1.6-13 フレーム

表 2.14.1.6-24 座標と節点

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	1.385	19	0.000	-1.385
2	0.241	1.364	20	-0.241	-1.364
3	0.474	1.301	21	-0.474	-1.301
4	0.693	1.199	22	-0.693	-1.199
5	0.890	1.061	23	-0.890	-1.061
6	1.061	0.890	24	-1.061	-0.890
7	1.199	0.693	25	-1.199	-0.693
8	1.301	0.474	26	-1.301	-0.474
9	1.364	0.241	27	-1.364	-0.241
10	1.385	0.000	28	-1.385	0.000
11	1.364	-0.241	29	-1.364	0.241
12	1.301	-0.474	30	-1.301	0.474
13	1.199	-0.693	31	-1.199	0.693
14	1.061	-0.890	32	-1.061	0.890
15	0.890	-1.061	33	-0.890	1.061
16	0.693	-1.199	34	-0.693	1.199
17	0.474	-1.301	35	-0.474	1.301
18	0.241	-1.364	36	-0.241	1.364

6.1.8 フレーム計算

6.1.8.1 基本荷重 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

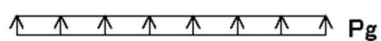
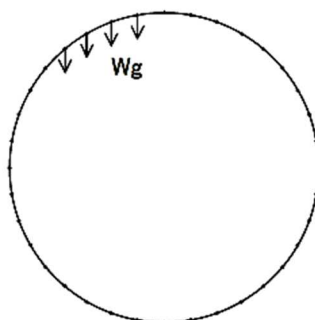


図 2.14.1.6-14 自重と反力

表 2.14.1.6-25 自重と反力

項 目		単 位	荷 重 値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	0.000
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	0.000
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	0.000
底部地盤反力	P_{V2}	kN/m^2	0.000
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	4.680
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	14.703
側部地盤反力	q	kN/m^2	0.000

6.1.8.2 各節点に作用する荷重 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

要素長	$ds=0.242m$
鉛直荷重	$P_{V1}=162.607 \text{ kN/m}^2$
頂部水平荷重	$P_{H1}=135.620 \text{ kN/m}^2$
底部水平荷重	$P_{H2}=170.204 \text{ kN/m}^2$
底部地盤反力	$P_{V2}=162.607 \text{ kN/m}^2$
円周単位 m 当り自重	$Wg=4.680 \text{ kN/m}^2$
自重による下部反力	$Pg=14.703 \text{ kN/m}^2$
側方地盤反力	$q=0.000 \text{ kN/m}^2$

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると以下表のとおりとなる。尚、覆工板内側方向を正としていた荷重座標は、ここで X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-26 自重により各節点に作用する荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	0.000	-0.566	19	19	0.000	1.202
1	2	0.000	-0.566	19	20	0.000	1.202
2	2	0.000	-0.566	20	20	0.000	1.149
2	3	0.000	-0.566	20	21	0.000	1.149
3	3	0.000	-0.566	21	21	0.000	1.043
3	4	0.000	-0.566	21	22	0.000	1.043
4	4	0.000	-0.566	22	22	0.000	0.888
4	5	0.000	-0.566	22	23	0.000	0.888
5	5	0.000	-0.566	23	23	0.000	0.689
5	6	0.000	-0.566	23	24	0.000	0.689
6	6	0.000	-0.566	24	24	0.000	0.452
6	7	0.000	-0.566	24	25	0.000	0.452
7	7	0.000	-0.566	25	25	0.000	0.184
7	8	0.000	-0.566	25	26	0.000	0.184
8	8	0.000	-0.566	26	26	0.000	-0.106
8	9	0.000	-0.566	26	27	0.000	-0.106
9	9	0.000	-0.566	27	27	0.000	-0.411
9	10	0.000	-0.566	27	28	0.000	-0.411
10	10	0.000	-0.411	28	28	0.000	-0.566
10	11	0.000	-0.411	28	29	0.000	-0.566
11	11	0.000	-0.106	29	29	0.000	-0.566
11	12	0.000	-0.106	29	30	0.000	-0.566
12	12	0.000	0.184	30	30	0.000	-0.566
12	13	0.000	0.184	30	31	0.000	-0.566
13	13	0.000	0.452	31	31	0.000	-0.566
13	14	0.000	0.452	31	32	0.000	-0.566
14	14	0.000	0.689	32	32	0.000	-0.566
14	15	0.000	0.689	32	33	0.000	-0.566
15	15	0.000	0.888	33	33	0.000	-0.566
15	16	0.000	0.888	33	34	0.000	-0.566
16	16	0.000	1.043	34	34	0.000	-0.566
16	17	0.000	1.043	34	35	0.000	-0.566
17	17	0.000	1.149	35	35	0.000	-0.566
17	18	0.000	1.149	35	36	0.000	-0.566
18	18	0.000	1.202	36	36	0.000	-0.566
18	19	0.000	1.202	36	1	0.000	-0.566

6.1.8.3 節点変位 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

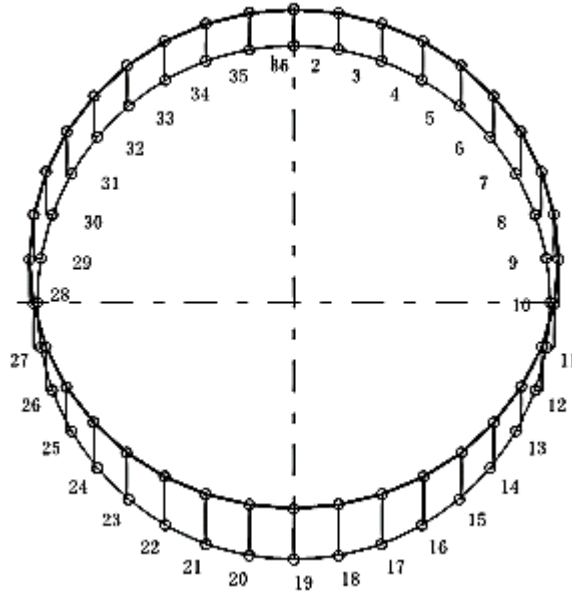


図 2.14.1.6-15 自重による節点

表 2.14.1.6-27 自重による節点変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	0.000823	0.000000	1					
2	0.000001	0.000830	0.000057	1	36	-0.000001	0.000830	-0.000057	1
3	0.000006	0.000849	0.000108	1	35	-0.000006	0.000849	-0.000108	1
4	0.000019	0.000877	0.000147	1	34	-0.000019	0.000877	-0.000147	1
5	0.000041	0.000909	0.000171	1	33	-0.000041	0.000909	-0.000171	1
6	0.000071	0.000939	0.000177	1	32	-0.000071	0.000939	-0.000177	1
7	0.000105	0.000963	0.000162	1	31	-0.000105	0.000963	-0.000162	1
8	0.000137	0.000978	0.000128	1	30	-0.000137	0.000978	-0.000128	1
9	0.000161	0.000985	0.000078	1	29	-0.000161	0.000985	-0.000078	1
10	0.000172	0.000987	0.000016	1	28	-0.000172	0.000987	-0.000016	1
11	0.000168	0.000987	-0.000051	0	27	-0.000168	0.000987	0.000051	0
12	0.000149	0.000993	-0.000113	0	26	-0.000149	0.000993	0.000113	0
13	0.000119	0.001008	-0.000164	0	25	-0.000119	0.001008	0.000164	0
14	0.000083	0.001033	-0.000194	0	24	-0.000083	0.001033	0.000194	0
15	0.000049	0.001067	-0.000199	0	23	-0.000049	0.001067	0.000199	0
16	0.000023	0.001105	-0.000179	0	22	-0.000023	0.001105	0.000179	0
17	0.000007	0.001140	-0.000134	0	21	-0.000007	0.001140	0.000134	0
18	0.000001	0.001164	-0.000072	0	20	-0.000001	0.001164	0.000072	0
19	0.000000	0.001173	0.000000	0					

6.1.8.4 断面力 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

表 2.14.1.6-28 自重による断面力

要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	3.092	-0.656	-1.008	36	1	3.092	0.656	-1.008
1	2	2.933	-0.656	-1.008	36	36	2.933	0.656	-1.008
2	2	2.933	-1.914	-0.586	35	36	2.933	1.914	-0.586
2	3	2.471	-1.914	-0.586	35	35	2.471	1.914	-0.586
3	3	2.471	-3.012	0.233	34	35	2.471	3.012	0.233
3	4	1.744	-3.012	0.233	34	34	1.744	3.012	0.233
4	4	1.744	-3.852	1.402	33	34	1.744	3.852	1.402
4	5	0.814	-3.852	1.402	33	33	0.814	3.852	1.402
5	5	0.814	-4.350	2.849	32	33	0.814	4.350	2.849
5	6	-0.236	-4.350	2.849	32	32	-0.236	4.350	2.849
6	6	-0.236	-4.438	4.488	31	32	-0.236	4.438	4.488
6	7	-1.308	-4.438	4.488	31	31	-1.308	4.438	4.488
7	7	-1.308	-4.070	6.216	30	31	-1.308	4.070	6.216
7	8	-2.290	-4.070	6.216	30	30	-2.290	4.070	6.216
8	8	-2.290	-3.221	7.921	29	30	-2.290	3.221	7.921
8	9	-3.068	-3.221	7.921	29	29	-3.068	3.221	7.921
9	9	-3.068	-1.895	9.487	28	29	-3.068	1.895	9.487
9	10	-3.525	-1.895	9.487	28	28	-3.525	1.895	9.487
10	10	-3.525	-0.134	10.645	27	28	-3.525	0.134	10.645
10	11	-3.558	-0.134	10.645	27	27	-3.558	0.134	10.645
11	11	-3.558	1.850	11.006	26	27	-3.558	-1.850	11.006
11	12	-3.111	1.850	11.006	26	26	-3.111	-1.850	11.006
12	12	-3.111	3.700	10.447	25	26	-3.111	-3.700	10.447
12	13	-2.218	3.700	10.447	25	25	-2.218	-3.700	10.447
13	13	-2.218	5.093	9.124	24	25	-2.218	-5.093	9.124
13	14	-0.988	5.093	9.124	24	24	-0.988	-5.093	9.124
14	14	-0.988	5.793	7.294	23	24	-0.988	-5.793	7.294
14	15	0.410	5.793	7.294	23	23	0.410	-5.793	7.294
15	15	0.410	5.679	5.272	22	23	0.410	-5.679	5.272
15	16	1.781	5.679	5.272	22	22	1.781	-5.679	5.272
16	16	1.781	4.758	3.390	21	22	1.781	-4.758	3.390
16	17	2.930	4.758	3.390	21	21	2.930	-4.758	3.390
17	17	2.930	3.158	1.945	20	21	2.930	-3.158	1.945
17	18	3.692	3.158	1.945	20	20	3.692	-3.158	1.945
18	18	3.692	1.105	1.162	19	20	3.692	-1.105	1.162
18	19	3.959	1.105	1.162	19	19	3.959	-1.105	1.162

6.1.8.5 地盤ばね [外荷重]

地盤ばねは、覆工が地盤内に変位する節点にのみ考慮する。

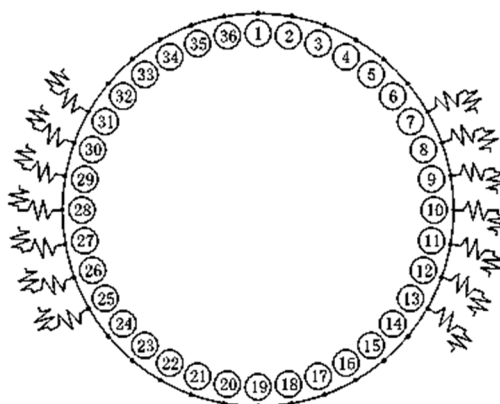


図 2.14.1.6-16 地盤ばね

表 2.14.1.6-29 各節点の地盤ばね

節点 番号	節点 角度 $\theta(^{\circ})$	法線方向バネ kh(kN/m ²)	接線方向バネ ks(kN/m ²)	要素長 ds(m)	1要素長当り 法線方向バネ ds \cdot kh(kN/m ²)	1要素長当り 接線方向バネ ds \cdot ks(kN/m ²)
1	0.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
2	10.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
3	20.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
4	30.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
5	40.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
6	50.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
7	60.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
8	70.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
9	80.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
10	90.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
11	100.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
12	110.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
13	120.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
14	130.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
15	140.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
16	150.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
17	160.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
18	170.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
19	180.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
20	190.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
21	200.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
22	210.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
23	220.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
24	230.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
25	240.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
26	250.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
27	260.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
28	270.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
29	280.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
30	290.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
31	300.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
32	310.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
33	320.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
34	330.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
35	340.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
36	350.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000

6.1.8.6 基本荷重 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

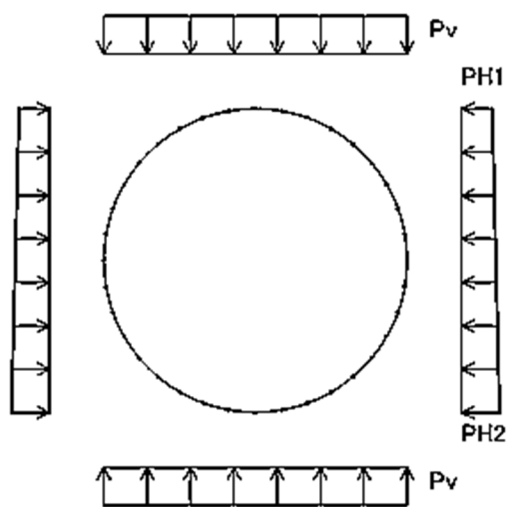


図 2.14.1.6-17 外荷重

表 2.14.1.6-30 外荷重

項 目		単 位	荷 重 値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	162.607
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	135.620
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	170.204
底部地盤反力	P_{V2}	kN/m^2	162.607
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	0.000
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	0.000
側部地盤反力	q	kN/m^2	0.000

6.1.8.7 各節点に作用する荷重 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

要素長	$ds=0.242m$
鉛直荷重	$P_{V1}=162.607 \text{ kN/m}^2$
頂部水平荷重	$P_{H1}=135.620 \text{ kN/m}^2$
底部水平荷重	$P_{H2}=170.204 \text{ kN/m}^2$
底部地盤反力	$P_{V2}=162.607 \text{ kN/m}^2$
円周単位 m 当り自重	$Wg=4.680 \text{ kN/m}^2$
自重による下部反力	$Pg=14.703 \text{ kN/m}^2$
側方地盤反力	$q=0.000 \text{ kN/m}^2$

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると以下表のとおりとなる。

尚、覆工板内側方向を正としていた荷重座標は、ここで X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-31 外荷重により各節点に作用する荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	-1.427	-19.554	19	19	1.790	19.554
1	2	-1.429	-19.554	19	20	1.789	19.554
2	2	-4.251	-18.960	20	20	5.303	18.960
2	3	-4.264	-18.960	20	21	5.291	18.960
3	3	-6.988	-17.789	21	21	8.613	17.789
3	4	-7.021	-17.789	21	22	8.581	17.789
4	4	-9.580	-16.079	22	22	11.594	16.079
4	5	-9.640	-16.079	22	23	11.534	16.079
5	5	-11.967	-13.879	23	23	14.137	13.879
5	6	-12.058	-13.879	23	24	14.046	13.879
6	6	-14.082	-11.258	24	24	16.158	11.258
6	7	-14.204	-11.258	24	25	16.036	11.258
7	7	-15.858	-8.295	25	25	17.600	8.295
7	8	-16.007	-8.295	25	26	17.450	8.295
8	8	-17.224	-5.080	26	26	18.434	5.080
8	9	-17.394	-5.080	26	27	18.264	5.080
9	9	-18.117	-1.711	27	27	18.659	1.711
9	10	-18.298	-1.711	27	28	18.478	1.711
10	10	-18.478	1.711	28	28	18.298	-1.711
10	11	-18.659	1.711	28	29	18.117	-1.711
11	11	-18.264	5.080	29	29	17.394	-5.080
11	12	-18.434	5.080	29	30	17.224	-5.080
12	12	-17.450	8.295	30	30	16.007	-8.295
12	13	-17.600	8.295	30	31	15.858	-8.295
13	13	-16.036	11.258	31	31	14.204	-11.258
13	14	-16.158	11.258	31	32	14.082	-11.258
14	14	-14.046	13.879	32	32	12.058	-13.879
14	15	-14.137	13.879	32	33	11.967	-13.879
15	15	-11.534	16.079	33	33	9.640	-16.079
15	16	-11.594	16.079	33	34	9.580	-16.079
16	16	-8.581	17.789	34	34	7.021	-17.789
16	17	-8.613	17.789	34	35	6.988	-17.789
17	17	-5.291	18.960	35	35	4.264	-18.960
17	18	-5.303	18.960	35	36	4.251	-18.960
18	18	-1.789	19.554	36	36	1.429	-19.554
18	19	-1.790	19.554	36	1	1.427	-19.554

6.1.8.8 節点変位 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

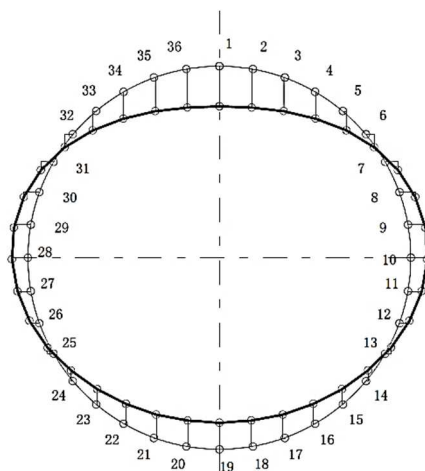


図 2.14.1.6-18 外荷重による節点変

表 2.14.1.6-32 外荷重による節点変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	-0.000247	0.000000	0					
2	-0.000007	-0.000236	0.000083	0	36	0.000007	-0.000236	-0.000083	0
3	-0.000008	-0.000206	0.000151	0	35	0.000008	-0.000206	-0.000151	0
4	0.000002	-0.000165	0.000193	0	34	-0.000002	-0.000165	-0.000193	0
5	0.000023	-0.000120	0.000204	0	33	-0.000023	-0.000120	-0.000204	0
6	0.000050	-0.000080	0.000184	0	32	-0.000050	-0.000080	-0.000184	0
7	0.000077	-0.000050	0.000138	1	31	-0.000077	-0.000050	-0.000138	1
8	0.000097	-0.000031	0.000077	1	30	-0.000097	-0.000031	-0.000077	1
9	0.000105	-0.000019	0.000013	1	29	-0.000105	-0.000019	-0.000013	1
10	0.000100	-0.000010	-0.000046	1	28	-0.000100	-0.000010	0.000046	1
11	0.000084	0.000000	-0.000093	1	27	-0.000084	0.000000	0.000093	1
12	0.000060	0.000016	-0.000125	1	26	-0.000060	0.000016	0.000125	1
13	0.000035	0.000038	-0.000141	1	25	-0.000035	0.000038	0.000141	1
14	0.000012	0.000065	-0.000140	0	24	-0.000012	0.000065	0.000140	0
15	-0.000005	0.000094	-0.000126	0	23	0.000005	0.000094	0.000126	0
16	-0.000013	0.000122	-0.000102	0	22	0.000013	0.000122	0.000102	0
17	-0.000014	0.000145	-0.000071	0	21	0.000014	0.000145	0.000071	0
18	-0.000009	0.000160	-0.000036	0	20	0.000009	0.000160	0.000036	0
19	0.000000	0.000165	0.000000	0					

6.1.8.9 断面力 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

表 2.14.1.6-33 外荷重による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	4.585	-1.654	205.444	36	1	4.585	1.654	205.444
1	2	4.186	-1.654	205.444	36	36	4.186	1.654	205.444
2	2	4.186	-4.626	207.091	35	36	4.186	4.626	207.091
2	3	3.069	-4.626	207.091	35	35	3.069	4.626	207.091
3	3	3.069	-6.655	210.081	34	35	3.069	6.655	210.081
3	4	1.463	-6.655	210.081	34	34	1.463	6.655	210.081
4	4	1.463	-7.339	213.873	33	34	1.463	7.339	213.873
4	5	-0.309	-7.339	213.873	33	33	-0.309	7.339	213.873
5	5	-0.309	-6.550	217.803	32	33	-0.309	6.550	217.803
5	6	-1.891	-6.550	217.803	32	32	-1.891	6.550	217.803
6	6	-1.891	-4.461	221.230	31	32	-1.891	4.461	221.230
6	7	-2.967	-4.461	221.230	31	31	-2.967	4.461	221.230
7	7	-2.967	-2.015	223.376	30	31	-2.967	2.015	223.376
7	8	-3.454	-2.015	223.376	30	30	-3.454	2.015	223.376
8	8	-3.454	0.253	224.487	29	30	-3.454	-0.253	224.487
8	9	-3.393	0.253	224.487	29	29	-3.393	-0.253	224.487
9	9	-3.393	2.045	224.660	28	29	-3.393	-2.045	224.660
9	10	-2.899	2.045	224.660	28	28	-2.899	-2.045	224.660
10	10	-2.899	3.182	224.160	27	28	-2.899	-3.182	224.160
10	11	-2.131	3.182	224.160	27	27	-2.131	-3.182	224.160
11	11	-2.131	3.649	223.345	26	27	-2.131	-3.649	223.345
11	12	-1.250	3.649	223.345	26	26	-1.250	-3.649	223.345
12	12	-1.250	3.598	222.558	25	26	-1.250	-3.598	222.558
12	13	-0.381	3.598	222.558	25	25	-0.381	-3.598	222.558
13	13	-0.381	3.305	222.040	24	25	-0.381	-3.305	222.040
13	14	0.416	3.305	222.040	24	24	0.416	-3.305	222.040
14	14	0.416	2.679	221.675	23	24	0.416	-2.679	221.675
14	15	1.063	2.679	221.675	23	23	1.063	-2.679	221.675
15	15	1.063	1.867	221.688	22	23	1.063	-1.867	221.688
15	16	1.514	1.867	221.688	22	22	1.514	-1.867	221.688
16	16	1.514	1.113	221.967	21	22	1.514	-1.113	221.967
16	17	1.782	1.113	221.967	21	21	1.782	-1.113	221.967
17	17	1.782	0.545	222.321	20	21	1.782	-0.545	222.321
17	18	1.914	0.545	222.321	20	20	1.914	-0.545	222.321
18	18	1.914	0.157	222.557	19	20	1.914	-0.157	222.557
18	19	1.952	0.157	222.557	19	19	1.952	-0.157	222.557

6.1.8.10 地盤ばね [内水圧]

地盤ばねは、覆工が地盤内に変位する節点にのみ考慮する。

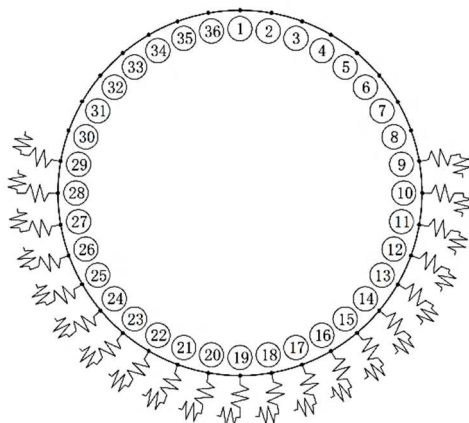


図 2.14.1.6-19 内水圧作用時の地盤

表 2.14.1.6-34 内水圧作用時の各節点の地盤ばね

節点番号	節点角度 $\theta (^{\circ})$	法線方向バネ $kh(kN/m^2)$	接線方向バネ $ks(kN/m^2)$	要素長 $ds(m)$	1要素長当り 法線方向バネ $ds \cdot kh(kN/m^2)$	1要素長当り 接線方向バネ $ds \cdot ks(kN/m^2)$
1	0.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
2	10.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
3	20.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
4	30.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
5	40.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
6	50.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
7	60.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
8	70.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
9	80.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
10	90.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
11	100.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
12	110.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
13	120.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
14	130.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
15	140.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
16	150.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
17	160.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
18	170.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
19	180.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
20	190.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
21	200.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
22	210.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
23	220.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
24	230.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
25	240.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
26	250.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
27	260.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
28	270.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
29	280.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
30	290.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
31	300.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
32	310.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
33	320.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
34	330.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
35	340.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
36	350.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000

6.1.8.11 内水圧 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

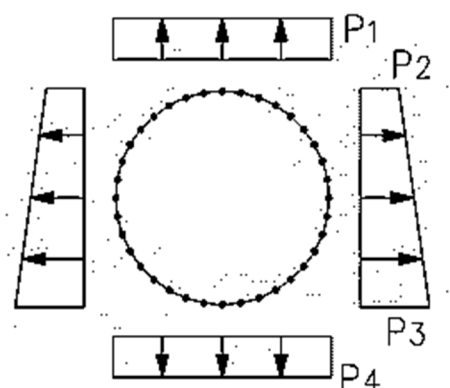


図 2.14.1.6-20 内水圧による荷重

表 2.14.1.6-35 内水圧による荷重

項 目		単 位	荷 重 値
頂部内水圧	P ₁	kN/m ²	-187.360
水平上部内水圧	P ₂	kN/m ²	-188.260
水平下部内水圧	P ₃	kN/m ²	-215.960
底部内水圧	P ₄	kN/m ²	-216.860

6.1.8.12 各節点に作用する荷重 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

要素長	ds=0.242m
鉛直荷重	P _{V1} =162.607 kN/m ²
頂部水平荷重	P _{H1} =135.620 kN/m ²
底部水平荷重	P _{H2} =170.204 kN/m ²
底部地盤反力	P _{V2} =162.607 kN/m ²
円周単位 m 当り自重	Wg=4.680 kN/m ²
自重による下部反力	Pg=14.703 kN/m ²
側方地盤反力	q=0.000 kN/m ²
内水圧	P ₁ = -187.360 kN/m ²
	P ₂ = -188.260 kN/m ²
	P ₃ = -215.960 kN/m ²
	P ₄ = -216.860 kN/m ²

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると以下表のとおりとなる。
 尚、覆工板内側方向を正としていた荷重座標は、ここで X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-36 内水圧による各節点の荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	1.982	22.530	19	19	-2.273	-26.078
1	2	1.983	22.530	19	20	-2.271	-26.078
2	2	5.903	21.846	20	20	-6.745	-25.285
2	3	5.913	21.846	20	21	-6.736	-25.285
3	3	9.686	20.497	21	21	-10.988	-23.725
3	4	9.712	20.497	21	22	-10.961	-23.725
4	4	13.235	18.526	22	22	-14.848	-21.443
4	5	13.283	18.526	22	23	-14.800	-21.443
5	5	16.455	15.992	23	23	-18.193	-18.510
5	6	16.528	15.992	23	24	-18.120	-18.510
6	6	19.251	12.972	24	24	-20.914	-15.015
6	7	19.349	12.972	24	25	-20.816	-15.015
7	7	21.533	9.558	25	25	-22.928	-11.063
7	8	21.653	9.558	25	26	-22.809	-11.063
8	8	23.217	5.854	26	26	-24.186	-6.775
8	9	23.353	5.854	26	27	-24.050	-6.775
9	9	24.232	1.971	27	27	-24.666	-2.282
9	10	24.376	1.971	27	28	-24.521	-2.282
10	10	24.521	-2.282	28	28	-24.376	1.971
10	11	24.666	-2.282	28	29	-24.232	1.971
11	11	24.050	-6.775	29	29	-23.353	5.854
11	12	24.186	-6.775	29	30	-23.217	5.854
12	12	22.809	-11.063	30	30	-21.653	9.558
12	13	22.928	-11.063	30	31	-21.533	9.558
13	13	20.816	-15.015	31	31	-19.349	12.972
13	14	20.914	-15.015	31	32	-19.251	12.972
14	14	18.120	-18.510	32	32	-16.528	15.992
14	15	18.193	-18.510	32	33	-16.455	15.992
15	15	14.800	-21.443	33	33	-13.283	18.526
15	16	14.848	-21.443	33	34	-13.235	18.526
16	16	10.961	-23.725	34	34	-9.712	20.497
16	17	10.988	-23.725	34	35	-9.686	20.497
17	17	6.736	-25.285	35	35	-5.913	21.846
17	18	6.745	-25.285	35	36	-5.903	21.846
18	18	2.271	-26.078	36	36	-1.983	22.530
18	19	2.273	-26.078	36	1	-1.982	22.530

6.1.8.13 節点変位 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

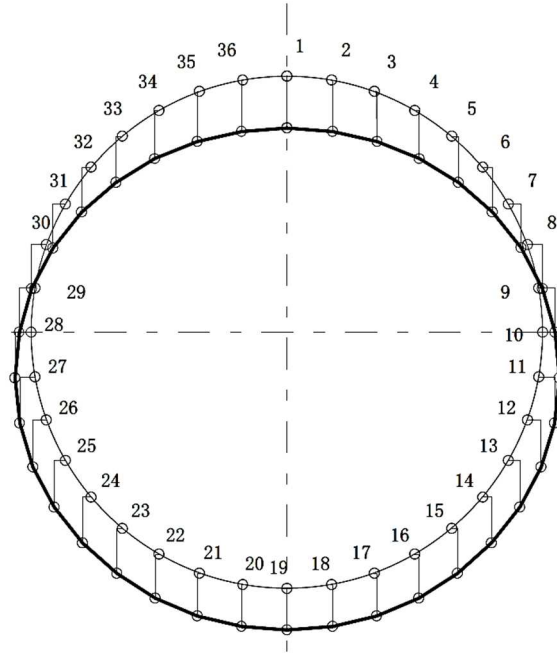


図 2.14.1.6-21 内水圧による変位

表 2.14.1.6-37 内水圧による変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	-0.000585	0.000000	0					
2	0.000011	-0.000580	0.000052	0	36	-0.000011	-0.000580	-0.000052	0
3	0.000026	-0.000565	0.000097	0	35	-0.000026	-0.000565	-0.000097	0
4	0.000048	-0.000544	0.000130	0	34	-0.000048	-0.000544	-0.000130	0
5	0.000076	-0.000523	0.000147	0	33	-0.000076	-0.000523	-0.000147	0
6	0.000109	-0.000505	0.000143	0	32	-0.000109	-0.000505	-0.000143	0
7	0.000141	-0.000496	0.000119	0	31	-0.000141	-0.000496	-0.000119	0
8	0.000167	-0.000495	0.000078	0	30	-0.000167	-0.000495	-0.000078	0
9	0.000183	-0.000502	0.000029	1	29	-0.000183	-0.000502	-0.000029	1
10	0.000184	-0.000512	-0.000021	1	28	-0.000184	-0.000512	0.000021	1
11	0.000173	-0.000522	-0.000063	1	27	-0.000173	-0.000522	0.000063	1
12	0.000152	-0.000527	-0.000094	1	26	-0.000152	-0.000527	0.000094	1
13	0.000125	-0.000527	-0.000113	1	25	-0.000125	-0.000527	0.000113	1
14	0.000095	-0.000519	-0.000119	1	24	-0.000095	-0.000519	0.000119	1
15	0.000068	-0.000507	-0.000113	1	23	-0.000068	-0.000507	0.000113	1
16	0.000044	-0.000492	-0.000097	1	22	-0.000044	-0.000492	0.000097	1
17	0.000025	-0.000479	-0.000070	1	21	-0.000025	-0.000479	0.000070	1
18	0.000011	-0.000469	-0.000037	1	20	-0.000011	-0.000469	0.000037	1
19	0.000000	-0.000465	0.000000	1					

6.1.8.14 断面力 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

表 2.14.1.6-38 内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	2.824	-0.694	-266.439	36	1	2.824	0.694	-266.439
1	2	2.657	-0.694	-266.439	36	36	2.657	0.694	-266.439
2	2	2.657	-2.045	-266.139	35	36	2.657	2.045	-266.139
2	3	2.163	-2.045	-266.139	35	35	2.163	2.045	-266.139
3	3	2.163	-3.261	-265.498	34	35	2.163	3.261	-265.498
3	4	1.376	-3.261	-265.498	34	34	1.376	3.261	-265.498
4	4	1.376	-4.186	-264.485	33	34	1.376	4.186	-264.485
4	5	0.365	-4.186	-264.485	33	33	0.365	4.186	-264.485
5	5	0.365	-4.614	-263.120	32	33	0.365	4.614	-263.120
5	6	-0.749	-4.614	-263.120	32	32	-0.749	4.614	-263.120
6	6	-0.749	-4.313	-261.526	31	32	-0.749	4.313	-261.526
6	7	-1.790	-4.313	-261.526	31	31	-1.790	4.313	-261.526
7	7	-1.790	-3.088	-259.946	30	31	-1.790	3.088	-259.946
7	8	-2.535	-3.088	-259.946	30	30	-2.535	3.088	-259.946
8	8	-2.535	-0.850	-258.734	29	30	-2.535	0.850	-258.734
8	9	-2.741	-0.850	-258.734	29	29	-2.741	0.850	-258.734
9	9	-2.741	1.018	-260.316	28	29	-2.741	-1.018	-260.316
9	10	-2.495	1.018	-260.316	28	28	-2.495	-1.018	-260.316
10	10	-2.495	2.136	-262.353	27	28	-2.495	-2.136	-262.353
10	11	-1.979	2.136	-262.353	27	27	-1.979	-2.136	-262.353
11	11	-1.979	2.629	-264.265	26	27	-1.979	-2.629	-264.265
11	12	-1.344	2.629	-264.265	26	26	-1.344	-2.629	-264.265
12	12	-1.344	2.781	-265.841	25	26	-1.344	-2.781	-265.841
12	13	-0.673	2.781	-265.841	25	25	-0.673	-2.781	-265.841
13	13	-0.673	2.758	-267.203	24	25	-0.673	-2.758	-267.203
13	14	-0.007	2.758	-267.203	24	24	-0.007	-2.758	-267.203
14	14	-0.007	2.607	-268.441	23	24	-0.007	-2.607	-268.441
14	15	0.622	2.607	-268.441	23	23	0.622	-2.607	-268.441
15	15	0.622	2.310	-269.571	22	23	0.622	-2.310	-269.571
15	16	1.180	2.310	-269.571	22	22	1.180	-2.310	-269.571
16	16	1.180	1.837	-270.542	21	22	1.180	-1.837	-270.542
16	17	1.623	1.837	-270.542	21	21	1.623	-1.837	-270.542
17	17	1.623	1.189	-271.263	20	21	1.623	-1.189	-271.263
17	18	1.910	1.189	-271.263	20	20	1.910	-1.189	-271.263
18	18	1.910	0.412	-271.648	19	20	1.910	-0.412	-271.648
18	19	2.010	0.412	-271.648	19	19	2.010	-0.412	-271.648

6.1.8.15 断面力 (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

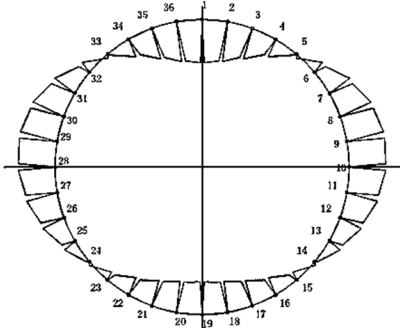
[自重 + 外荷重 + 内水圧]

表 2.14.1.6-39 自重+外荷重+内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	10.501	-3.004	-62.003	36	1	10.501	3.004	-62.003
1	2	9.776	-3.004	-62.003	36	36	9.776	3.004	-62.003
2	2	9.776	-8.585	-59.634	35	36	9.776	8.585	-59.634
2	3	7.703	-8.585	-59.634	35	35	7.703	8.585	-59.634
3	3	7.703	-12.928	-55.184	34	35	7.703	12.928	-55.184
3	4	4.583	-12.928	-55.184	34	34	4.583	12.928	-55.184
4	4	4.583	-15.377	-49.210	33	34	4.583	15.377	-49.210
4	5	0.870	-15.377	-49.210	33	33	0.870	15.377	-49.210
5	5	0.870	-15.514	-42.468	32	33	0.870	15.514	-42.468
5	6	-2.876	-15.514	-42.468	32	32	-2.876	15.514	-42.468
6	6	-2.876	-13.212	-35.808	31	32	-2.876	13.212	-35.808
6	7	-6.065	-13.212	-35.808	31	31	-6.065	13.212	-35.808
7	7	-6.065	-9.173	-30.354	30	31	-6.065	9.173	-30.354
7	8	-8.279	-9.173	-30.354	30	30	-8.279	9.173	-30.354
8	8	-8.279	-3.818	-26.326	29	30	-8.279	3.818	-26.326
8	9	-9.202	-3.818	-26.326	29	29	-9.202	3.818	-26.326
9	9	-9.202	1.168	-26.169	28	29	-9.202	-1.168	-26.169
9	10	-8.919	1.168	-26.169	28	28	-8.919	-1.168	-26.169
10	10	-8.919	5.184	-27.548	27	28	-8.919	-5.184	-27.548
10	11	-7.668	5.184	-27.548	27	27	-7.668	-5.184	-27.548
11	11	-7.668	8.128	-29.914	26	27	-7.668	-8.128	-29.914
11	12	-5.705	8.128	-29.914	26	26	-5.705	-8.128	-29.914
12	12	-5.705	10.079	-32.836	25	26	-5.705	-10.079	-32.836
12	13	-3.272	10.079	-32.836	25	25	-3.272	-10.079	-32.836
13	13	-3.272	11.156	-36.039	24	25	-3.272	-11.156	-36.039
13	14	-0.579	11.156	-36.039	24	24	-0.579	-11.156	-36.039
14	14	-0.579	11.079	-39.472	23	24	-0.579	-11.079	-39.472
14	15	2.095	11.079	-39.472	23	23	2.095	-11.079	-39.472
15	15	2.095	9.856	-42.611	22	23	2.095	-9.856	-42.611
15	16	4.475	9.856	-42.611	22	22	4.475	-9.856	-42.611
16	16	4.475	7.708	-45.185	21	22	4.475	-7.708	-45.185
16	17	6.335	7.708	-45.185	21	21	6.335	-7.708	-45.185
17	17	6.335	4.892	-46.997	20	21	6.335	-4.892	-46.997
17	18	7.516	4.892	-46.997	20	20	7.516	-4.892	-46.997
18	18	7.516	1.674	-47.929	19	20	7.516	-1.674	-47.929
18	19	7.921	1.674	-47.929	19	19	7.921	-1.674	-47.929

6.1.9 フレーム計算結果

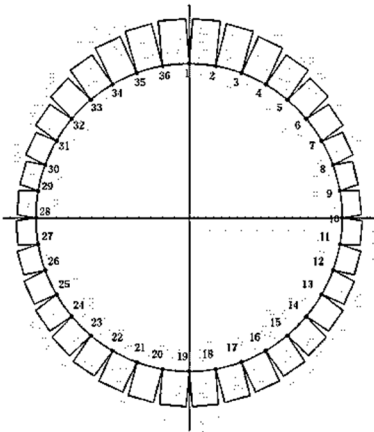
6.1.9.1 断面力図（計算ケース 3：内水位 T.P.+9.3m）



正最大曲げモーメント = 10.501 (kN·m)

負最大曲げモーメント = -9.202 (kN·m)

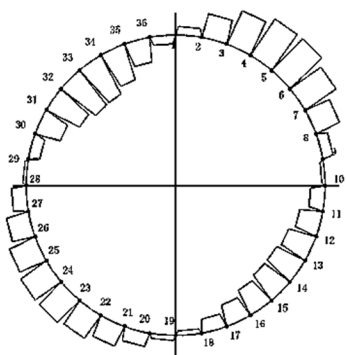
図 2.14.1.6-22 曲げモーメント図



正最大曲げモーメント位置軸力 = -62.003 (kN)

負最大曲げモーメント位置軸力 = -26.326 (kN)

図 2.14.1.6-23 軸力図



最大せん断力 = -15.514 (kN)

図 2.14.1.6-24 せん断力図

6.1.9.2 発進部クリティカルケース 断面力一覧(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-40 断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部	M	10.501	-9.202	0.870
クリティカルケース	N	-62.003	-26.326	-42.468
	Q	-3.004	-3.818	-15.514

M:曲げモーメント

N:軸力

Q:せん断力

6.1.9.3 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

(覆工板幅 B および曲げモーメントの割増率 ζ を考慮した場合)

覆工板幅 B = 1.000 m

曲げモーメント割増率 ζ = 25 %(リング当り)

表 2.14.1.6-41 ζ を考慮した断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部	$M \cdot B \cdot (1+\zeta)$	13.126	-11.503	1.088
クリティカルケース	$M \cdot B \cdot (1-\zeta)$	7.876	-6.902	0.653
	N・B	-62.003	-26.326	-42.468
	Q・B	-3.004	-3.818	-15.514

6.2 検討条件

(b)最深部・土被り 2D の場合

最深部・土被り 2D の詳細検討内容は、(a)発進部・土被り 2D の詳細検討内容と同様であるため省略する。

最深部・土被り 2D の地盤条件および検討結果を以下に示す。

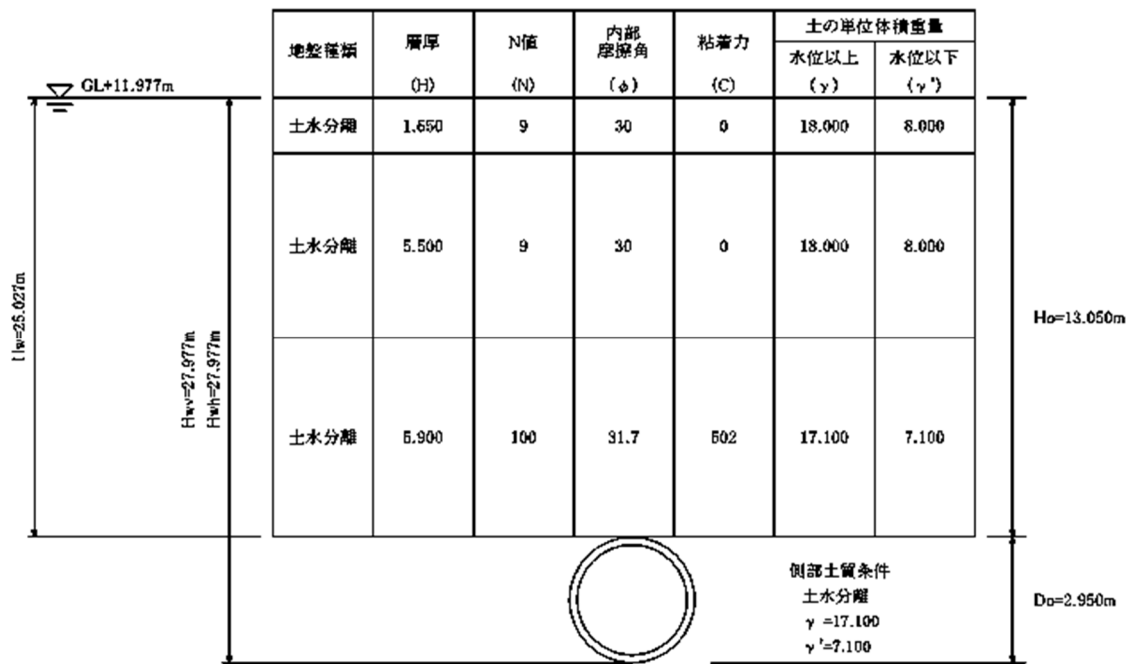


図 2.14.1.6-25 地盤条件

6.2.1 断面力 (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

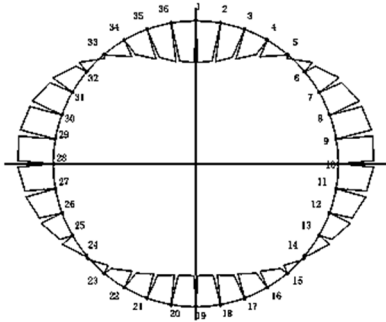
[自重 + 外荷重 + 内水圧]

表 2.14.1.6-42 自重+外荷重+内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	10.130	-2.910	-68.015	36	1	10.130	2.910	-68.015
1	2	9.427	-2.910	-68.015	36	36	9.427	2.910	-68.015
2	2	9.427	-8.314	-65.712	35	36	9.427	8.314	-65.712
2	3	7.420	-8.314	-65.712	35	35	7.420	8.314	-65.712
3	3	7.420	-12.517	-61.391	34	35	7.420	12.517	-61.391
3	4	4.398	-12.517	-61.391	34	34	4.398	12.517	-61.391
4	4	4.398	-14.880	-55.589	33	34	4.398	14.880	-55.589
4	5	0.806	-14.880	-55.589	33	33	0.806	14.880	-55.589
5	5	0.806	-14.999	-49.041	32	33	0.806	14.999	-49.041
5	6	-2.815	-14.999	-49.041	32	32	-2.815	14.999	-49.041
6	6	-2.815	-12.747	-42.570	31	32	-2.815	12.747	-42.570
6	7	-5.894	-12.747	-42.570	31	31	-5.894	12.747	-42.570
7	7	-5.894	-8.490	-37.282	30	31	-5.894	8.490	-37.282
7	8	-7.943	-8.490	-37.282	30	30	-7.943	8.490	-37.282
8	8	-7.943	-3.479	-35.220	29	30	-7.943	3.479	-35.220
8	9	-8.783	-3.479	-35.220	29	29	-8.783	3.479	-35.220
9	9	-8.783	1.039	-34.812	28	29	-8.783	-1.039	-34.812
9	10	-8.531	1.039	-34.812	28	28	-8.531	-1.039	-34.812
10	10	-8.531	4.795	-35.844	27	28	-8.531	-4.795	-35.844
10	11	-7.374	4.795	-35.844	27	27	-7.374	-4.795	-35.844
11	11	-7.374	7.687	-37.820	26	27	-7.374	-7.687	-37.820
11	12	-5.518	7.687	-37.820	26	26	-5.518	-7.687	-37.820
12	12	-5.518	9.782	-40.349	25	26	-5.518	-9.782	-40.349
12	13	-3.156	9.782	-40.349	25	25	-3.156	-9.782	-40.349
13	13	-3.156	10.825	-43.430	24	25	-3.156	-10.825	-43.430
13	14	-0.542	10.825	-43.430	24	24	-0.542	-10.825	-43.430
14	14	-0.542	10.662	-46.545	23	24	-0.542	-10.662	-46.545
14	15	2.031	10.662	-46.545	23	23	2.031	-10.662	-46.545
15	15	2.031	9.439	-49.390	22	23	2.031	-9.439	-49.390
15	16	4.310	9.439	-49.390	22	22	4.310	-9.439	-49.390
16	16	4.310	7.359	-51.719	21	22	4.310	-7.359	-51.719
16	17	6.086	7.359	-51.719	21	21	6.086	-7.359	-51.719
17	17	6.086	4.661	-53.355	20	21	6.086	-4.661	-53.355
17	18	7.211	4.661	-53.355	20	20	7.211	-4.661	-53.355
18	18	7.211	1.593	-54.195	19	20	7.211	-1.593	-54.195
18	19	7.596	1.593	-54.195	19	19	7.596	-1.593	-54.195

6.2.2 フレーム計算結果

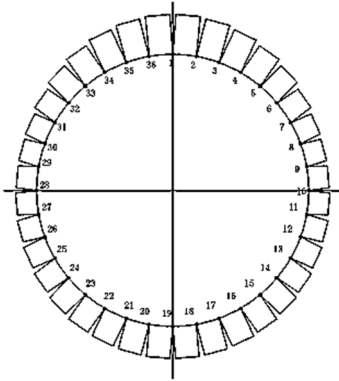
6.2.2.1 断面力図 (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)



正最大曲げモーメント = 10.130 (kN・m)

負最大曲げモーメント = -8.783 (kN・m)

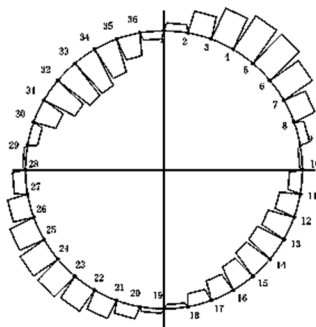
図 2.14.1.6-26 曲げモーメント図



正最大曲げモーメント位置軸力 = -68.015 (kN)

負最大曲げモーメント位置軸力 = -35.220 (kN)

図 2.14.1.6-27 軸力図



最大せん断力 = -14.999 (kN)

図 2.14.1.6-28 せん断力図

6.2.2.2 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-43 断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部	M	10.130	-8.783	0.806
クリティカルケース	N	-68.015	-35.220	-49.041
	Q	-2.910	-3.479	-14.999

M:曲げモーメント

N:軸力

Q:せん断力

6.2.2.3 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

(覆工板幅 B および曲げモーメントの割増率 ζ を考慮した場合)

覆工板幅 B = 1.000 m

曲げモーメント割増率 ζ = 25 %(リング当り)

表 2.14.1.6-44 ζ を考慮した断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部	$M \cdot B \cdot (1+\zeta)$	12.663	-10.979	1.008
クリティカルケース	$M \cdot B \cdot (1-\zeta)$	7.598	-6.587	0.605
	$N \cdot B$	-68.015	-35.220	-49.041
	$Q \cdot B$	-2.910	-3.479	-14.999

7. 短期の詳細検討内容

放水トンネルの設計において短期はクリティカルケースではなく、長期がクリティカルケースとなるが、補足として短期におけるクリティカルケースの検討内容を以下に示す。

7.1 検討条件

(a)発進部・土被り 2D の場合

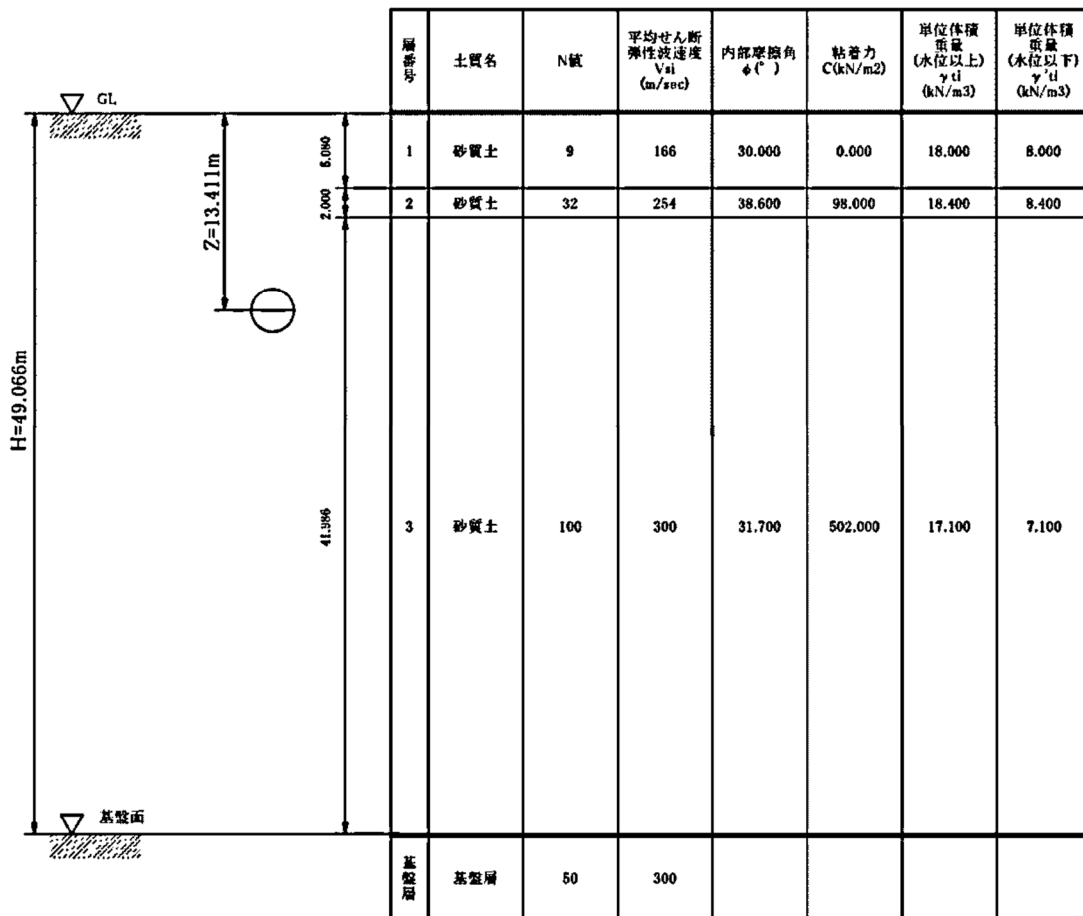


図 2.14.1.6-29 地盤条件

但し、平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/sec) について、実測値がない為、下式より求めた。
 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編」平成 24 年 3 月

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号

工学的基盤面の条件より、当該地盤における基盤面位置は G.L.-49.066m の基盤層上面とする

7.1.1 地盤モデル

7.1.1.1 地盤の特性値の算定

地盤の特性値は前項に示した地盤条件を基に以下の式より求めるものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに

T_G : 地盤の特性値 (sec)

H_i : i 番目地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

上式に各表層地盤条件を入れると次表のとおりとなる。

表 2.14.1.6-45 地盤の特性値

層	土質	各層厚 H_i (m)	N値	各層のせん断 弾性波速度 V_{si} (m/sec)	地盤の特性値 $4 \cdot H_i/V_{si}$ (sec)
1	砂質土	5.080	9	166	0.122
2	砂質土	2.000	32	254	0.031
3	砂質土	41.986	100	300	0.560
	合計	49.066			0.713

よって、表層地盤の特性値 $T_G = 0.713$ (sec)となる。

7.1.1.2 固有周期の算定

表層地盤の固有周期は、地盤の特性値を基準として地震時に生じるせん断ひずみを考慮して以下の式より求める。(日本道路協会『共同溝設計指針』参照)

$$T_s = 1.25 \cdot T_G = 1.25 \times 0.713 = 0.891 \text{ (sec)}$$

ここに、

T_s : 表層地盤の固有周期

T_G : 地盤の特性値=0.713(sec)

7.1.1.3 設計応答速度の設定

レベル 1 地震動による設計応答速度は、表層地盤の固有周期及び地震活動度の地域区分に応じて求める。地域区分は、建設省告示第 1621 号 (昭和 53 年 10 月 20 日)に従っており、地域区分 A、B、C に対する補正係数は 1.0、0.85、0.7 としている。

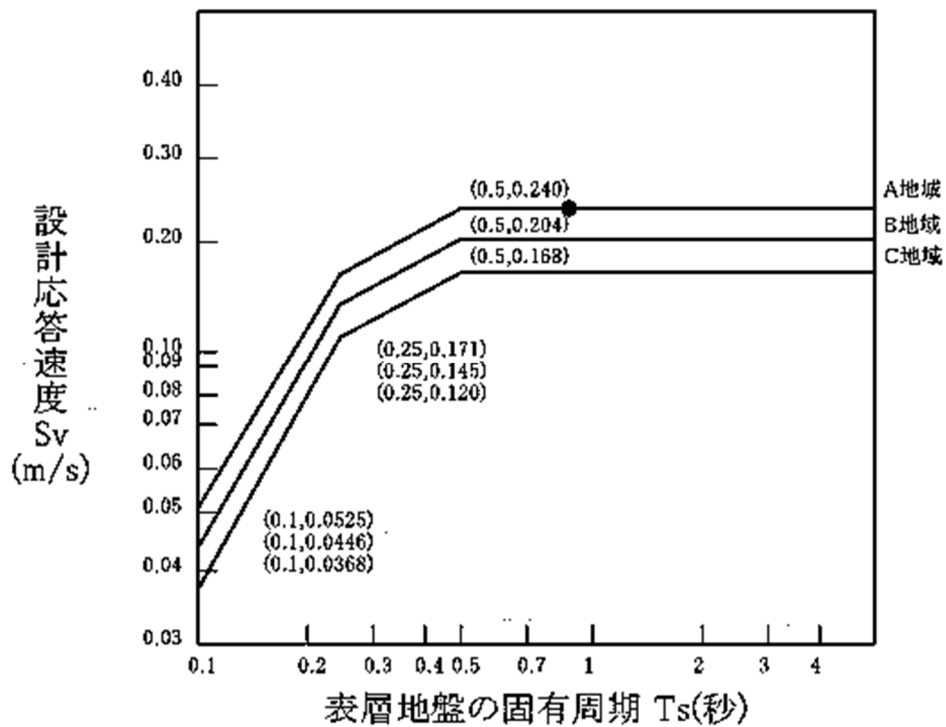


図 2.14.1.6-30 設計応答速度と表層地盤の固有周期

固有周期 $T_s = 0.891 \text{ (sec)}$ のときの設計応答速度 S_v は 0.240 (m/sec) となる。

7.1.1.4 動的せん断変形係数 G_s の算定 γ_{teq}

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

$$\therefore V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 49.066}{0.891} = 220.3 (\text{m/sec})$$

$$\therefore G_s = \frac{17.246}{9.8} \cdot 220.3^2 = 85,407 (\text{kN/m}^2)$$

ここで、

G_s	動的せん断変形係数	(kN/m ²)
g	重力加速度	9.8 (m/sec ²)
V_{DS}	表層地盤のせん断弾性波速度	(m/sec)
H	表層地盤の厚さ	49.066 (m)
T_s	表層地盤の固有周期	0.891 (sec)
γ_{teq}	表層地盤の換算単位体積重量	(kN/m ³)

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} = \frac{846.201}{49.066} = 17.246 (\text{kN/m}^3)$$

表 2.14.1.6-46 表層地盤の換算単位面積重量

層	土質	各層厚 H _i (m)	土の単位 体積重量 γ _{ti} (kN/m ³)	γ _{ti} ・H _i
1	砂質土	5.080	18.000	91.440
2	砂質土	2.000	18.400	36.800
3	砂質土	41.986	17.100	717.961
	合計			846.201

7.1.2 フレームモデルによるシールド鉛直断面の計算

7.1.2.1 節点座標

覆工板断面力の算定には長期と同様、覆工板周長を下図のとおり36分割したフレームモデルを用い、その節点をX、Y座標で整理する。また、短期断面力は長期断面力と短期増分荷重による断面力の重ね合わせにより求めるが、この短期増分荷重は地盤水平力による地震荷重と周面せん断力により構成される。

$$\text{短期断面力} = (\text{長期断面力}) + (\text{短期断面力})$$

$$\therefore (\text{短期断面力}) = (\text{地盤水平力による地震力}) + (\text{周面せん断力})$$

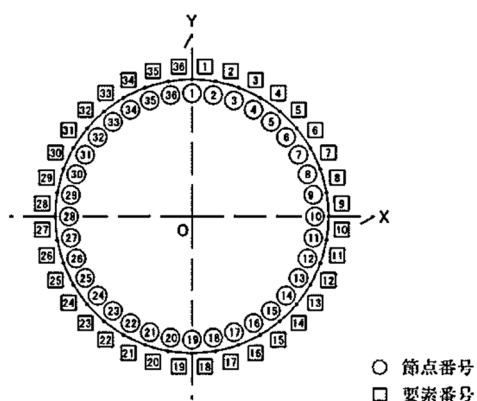


図 2.14.1.6-31 解析モデル(骨組み)

表 2.14.1.6-47 座標と節点

節点 番号	X座標(m)	Y座標(m)	節点 番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.0000	1.3850	19	0.0000	-1.3850
2	0.2405	1.3640	20	-0.2405	-1.3640
3	0.4737	1.3015	21	-0.4737	-1.3015
4	0.6925	1.1994	22	-0.6925	-1.1994
5	0.8903	1.0610	23	-0.8903	-1.0610
6	1.0610	0.8903	24	-1.0610	-0.8903
7	1.1994	0.6925	25	-1.1994	-0.6925
8	1.3015	0.4737	26	-1.3015	-0.4737
9	1.3640	0.2405	27	-1.3640	-0.2405
10	1.3850	0.0000	28	-1.3850	0.0000
11	1.3640	-0.2405	29	-1.3640	0.2405
12	1.3015	-0.4737	30	-1.3015	0.4737
13	1.1994	-0.6925	31	-1.1994	0.6925
14	1.0610	-0.8903	32	-1.0610	0.8903
15	0.8903	-1.0610	33	-0.8903	1.0610
16	0.6925	-1.1994	34	-0.6925	1.1994
17	0.4737	-1.3015	35	-0.4737	1.3015
18	0.2405	-1.3640	36	-0.2405	1.3640

7.1.2.2 曲げ剛性

曲げ剛性は下記の通り算出した。

- ・ 弾性係数

$$E_c = 33000000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・ 断面積

$$A = b \cdot h = 1.00 \times 0.180 = 0.180 \text{ (m}^2\text{)}$$

- ・ 部材の断面二次モーメント

$$I_{SE} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.180^3}{12} = 0.000486 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、

b: 部材幅 1.00 (m)

h: 覆工板厚 0.180 (m)

- ・ 覆工の曲げ剛性

$$\begin{aligned} EI &= \eta \cdot E_c \cdot I_{SE} \\ &= 0.80 \times 33000000 \times 0.000486 \\ &= 12830 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

ここで、

E_c : コンクリートの弾性係数 33,000,000 (kN/m²)

η : 曲げ剛性の有効率 80 (%)

7.1.2.3 長期断面力算定（長期の再掲）

表 2.14.1.6-48 長期の断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	0.049	-0.482	182.355	36	1	0.049	0.482	182.355
1	2	-0.068	-0.482	182.355	36	36	-0.068	0.482	182.355
2	2	-0.068	-1.254	182.886	35	36	-0.068	1.254	182.886
2	3	-0.371	-1.254	182.886	35	35	-0.371	1.254	182.886
3	3	-0.371	-1.493	183.798	34	35	-0.371	1.493	183.798
3	4	-0.731	-1.493	183.798	34	34	-0.731	1.493	183.798
4	4	-0.731	-0.973	184.841	33	34	-0.731	0.973	184.841
4	5	-0.966	-0.973	184.841	33	33	-0.966	0.973	184.841
5	5	-0.966	0.366	185.726	32	33	-0.966	-0.366	185.726
5	6	-0.877	0.366	185.726	32	32	-0.877	-0.366	185.726
6	6	-0.877	1.733	185.818	31	32	-0.877	-1.733	185.818
6	7	-0.460	1.733	185.818	31	31	-0.460	-1.733	185.818
7	7	-0.460	2.613	185.642	30	31	-0.460	-2.613	185.642
7	8	0.172	2.613	185.642	30	30	0.172	-2.613	185.642
8	8	0.172	2.823	185.445	29	30	0.172	-2.823	185.445
8	9	0.853	2.823	185.445	29	29	0.853	-2.823	185.445
9	9	0.853	2.329	185.574	28	29	0.853	-2.329	185.574
9	10	1.415	2.329	185.574	28	28	1.415	-2.329	185.574
10	10	1.415	1.286	186.238	27	28	1.415	-1.286	186.238
10	11	1.725	1.286	186.238	27	27	1.725	-1.286	186.238
11	11	1.725	-0.085	187.429	26	27	1.725	0.085	187.429
11	12	1.705	-0.085	187.429	26	26	1.705	0.085	187.429
12	12	1.705	-1.531	189.196	25	26	1.705	1.531	189.196
12	13	1.335	-1.531	189.196	25	25	1.335	1.531	189.196
13	13	1.335	-2.694	191.586	24	25	1.335	2.694	191.586
13	14	0.685	-2.694	191.586	24	24	0.685	2.694	191.586
14	14	0.685	-3.192	194.440	23	24	0.685	3.192	194.440
14	15	-0.086	-3.192	194.440	23	23	-0.086	3.192	194.440
15	15	-0.086	-2.735	197.409	22	23	-0.086	2.735	197.409
15	16	-0.746	-2.735	197.409	22	22	-0.746	2.735	197.409
16	16	-0.746	-2.039	199.670	21	22	-0.746	2.039	199.670
16	17	-1.238	-2.039	199.670	21	21	-1.238	2.039	199.670
17	17	-1.238	-1.279	201.390	20	21	-1.238	1.279	201.390
17	18	-1.547	-1.279	201.390	20	20	-1.547	1.279	201.390
18	18	-1.547	-0.439	202.322	19	20	-1.547	0.439	202.322
18	19	-1.653	-0.439	202.322	19	19	-1.653	0.439	202.322

7.1.3 短期断面力算定

7.1.3.1 フレームモデル

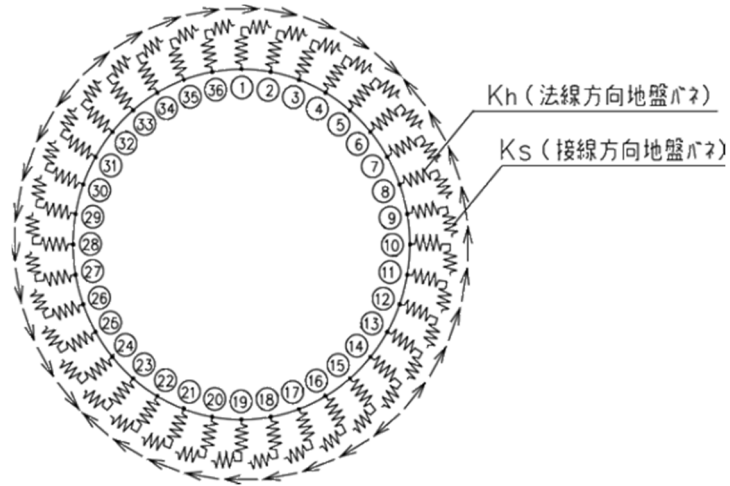


図 2.14.1.6-32 短期断面力算定フレームモデル

各節点の地盤ばね定数 K_h 、 K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / ((1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_C)$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここで、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

R_C : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m^2)

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \cdot G_s$$

G_s : 次項より、 85407.000 (KN/m^2)

表層地盤の動的ポアソン比は、次式により加重平均をして求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 0 (m)

H_g : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)

なお ν_{D1}, ν_{D2} は一般に表 2.14.1.6-49 の値をとる。

表 2.14.1.6-49 動的ポアソン比の一般値

地層	vD	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

7.1.3.2 各層の地盤条件

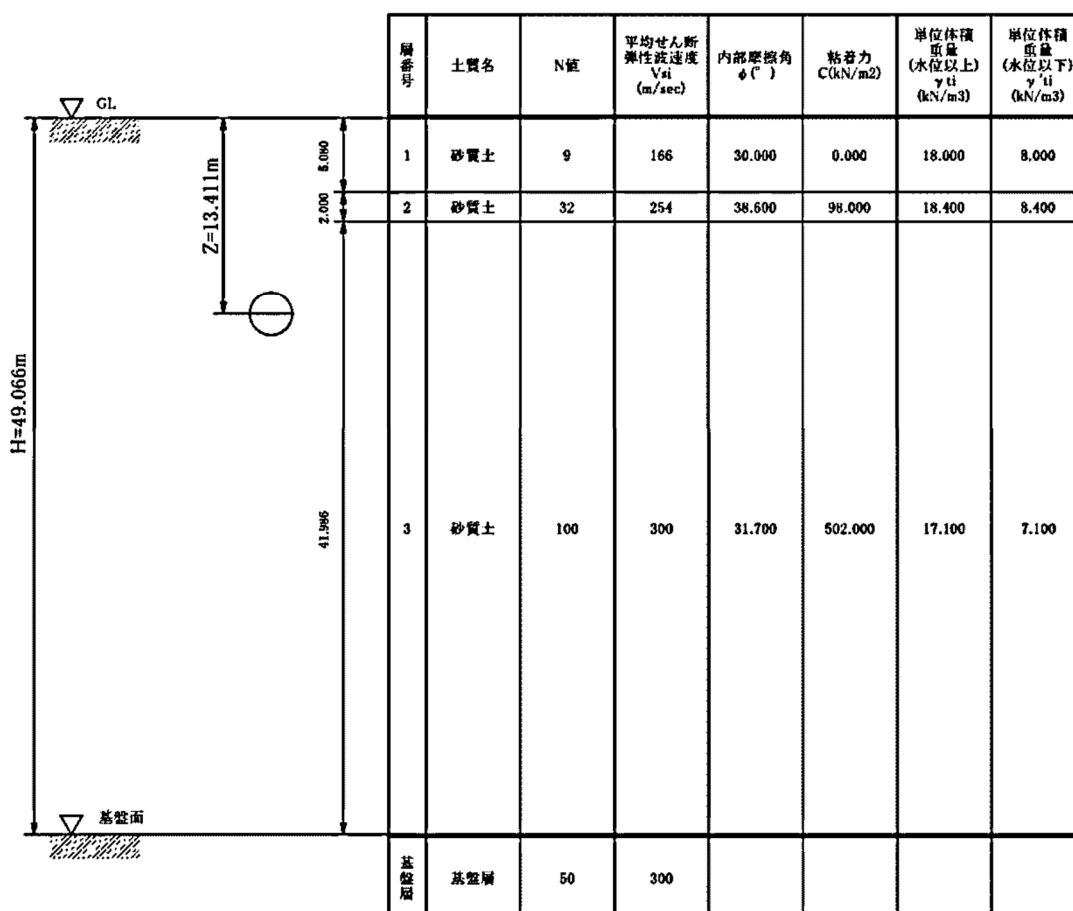


図 2.14.1.6-33 地盤条件

表 2.14.1.6-50 地盤条件

土層	土質名称	層厚	N値	γ	γ'	C	ϕ
1	砂質土	5.080	9	18.000	8.000	0.000	30.000
2	砂質土	2.000	32	18.400	8.400	98.000	38.600
3	砂質土	41.986	100	17.100	7.100	502.000	31.700

表層地盤の動的ポアソン比の算定

$$v_D = (H_w \cdot 0.45 + (H_g - H_w) \cdot 0.50) / H_g \text{ より}$$

$$v_D = (0 \cdot 0.45 + (49.066 - 0) \cdot 0.50) / 49.066$$

$$= 0.500$$

7.1.3.3 各節点の地盤ばね定数

表 2.14.1.6-51 各節点における地盤ばね

節点 番号	土層 番号	動的ポアソン 比 v_D	動的変形係 数 E_D (kN/m^2)	1要素長 差 ds (m)	K_h (kN/m^3)	K_s (kN/m^3)
1		3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
2	36	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
3	35	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
4	34	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
5	33	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
6	32	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
7	31	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
8	30	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
9	29	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
10	28	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
11	27	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
12	26	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
13	25	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
14	24	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
15	23	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
16	22	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
17	21	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
18	20	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
19		3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704

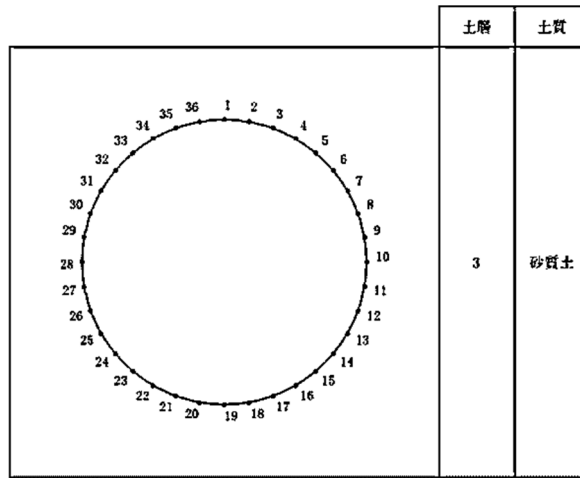


図 2.14.1.6-34 各節点が属する土層

7.1.3.4 地震時における覆工板の法線および接線方向地震力

地盤の応答変位を次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

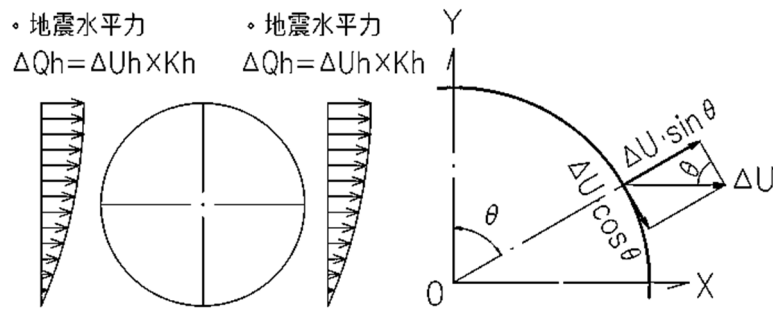


図 2.14.1.6-35 地震時水平力と分力イメージ

a) 地震時水平変位 $U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$

b) 法線方向成分 = $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)

c) 接線方向成分 = $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)

地震力 q_k および q_j は、法線方向と接線方向に対し各々の地盤ばね定数を乗ずること
で求める。表-52 に各節点における地震力を示す。

a) 法線方向地震力 $q_k = \Delta U \cdot \sin\theta \cdot ds \cdot K_h$ (kN/m)

b) 接線方向地震力 $q_j = \Delta U \cdot \cos\theta \cdot ds \cdot K_s$ (kN/m)

表 2.14.1.6-52 各節点における地震力

節点番号	深度Z (m)	水平変位 Uh(Z) (m)	相対変位 ΔU (m)	法線方向地 震変位成分 $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)	接線方向地 震変位成分 $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)	1要素長当り 地盤ばね定数 $ds \cdot Kh$ (kN/m ²)	1要素長当り せん断ばね定数 $ds \cdot Ks$ (kN/m ²)	法線方向 地震力 qk (kN/m)	接線方向 地震力 qj (kN/m)
1	12.0260	0.0402	0.0016	0.000000	0.001600	44713.802	14904.601	0.0000	23.8474
2	12.0470	0.0402	0.0016	0.000278	0.001576	44713.802	14904.601	12.4232	23.4851
3	12.1095	0.0401	0.0015	0.000513	0.001410	44713.802	14904.601	22.9395	21.0086
4	12.2116	0.0401	0.0015	0.000750	0.001299	44713.802	14904.601	33.5354	19.3616
5	12.3500	0.0400	0.0014	0.000900	0.001072	44713.802	14904.601	40.2381	15.9846
6	12.5207	0.0399	0.0013	0.000996	0.000836	44713.802	14904.601	44.5286	12.4546
7	12.7185	0.0398	0.0012	0.001039	0.000600	44713.802	14904.601	46.4679	8.9428
8	12.9373	0.0397	0.0011	0.001034	0.000376	44713.802	14904.601	46.2190	5.6074
9	13.1705	0.0395	0.0009	0.000886	0.000156	44713.802	14904.601	39.6310	2.3293
10	13.4110	0.0394	0.0008	0.000800	0.000000	44713.802	14904.601	35.7710	0.0000
11	13.6515	0.0393	0.0007	0.000689	-0.000122	44713.802	14904.601	30.8241	-1.8117
12	13.8847	0.0391	0.0005	0.000470	-0.000171	44713.802	14904.601	21.0086	-2.5488
13	14.1035	0.0390	0.0004	0.000346	-0.000200	44713.802	14904.601	15.4893	-2.9809
14	14.3013	0.0389	0.0003	0.000230	-0.000193	44713.802	14904.601	10.2758	-2.8741
15	14.4720	0.0388	0.0002	0.000129	-0.000153	44713.802	14904.601	5.7483	-2.2835
16	14.6104	0.0387	0.0001	0.000050	-0.000087	44713.802	14904.601	2.2357	-1.2908
17	14.7125	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
18	14.7750	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
19	14.7960	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
20	14.7750	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
21	14.7125	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
22	14.6104	0.0387	0.0001	-0.000050	-0.000087	44713.802	14904.601	-2.2357	-1.2908
23	14.4720	0.0388	0.0002	-0.000129	-0.000153	44713.802	14904.601	-5.7483	-2.2835
24	14.3013	0.0389	0.0003	-0.000230	-0.000193	44713.802	14904.601	-10.2758	-2.8741
25	14.1035	0.0390	0.0004	-0.000346	-0.000200	44713.802	14904.601	-15.4893	-2.9809
26	13.8847	0.0391	0.0005	-0.000470	-0.000171	44713.802	14904.601	-21.0086	-2.5488
27	13.6515	0.0393	0.0007	-0.000689	-0.000122	44713.802	14904.601	-30.8241	-1.8117
28	13.4110	0.0394	0.0008	-0.000800	0.000000	44713.802	14904.601	-35.7710	0.0000
29	13.1705	0.0395	0.0009	-0.000886	0.000156	44713.802	14904.601	-39.6310	2.3293
30	12.9373	0.0397	0.0011	-0.001034	0.000376	44713.802	14904.601	-46.2190	5.6074
31	12.7185	0.0398	0.0012	-0.001039	0.000600	44713.802	14904.601	-46.4679	8.9428
32	12.5207	0.0399	0.0013	-0.000996	0.000836	44713.802	14904.601	-44.5286	12.4546
33	12.3500	0.0400	0.0014	-0.000900	0.001072	44713.802	14904.601	-40.2381	15.9846
34	12.2116	0.0401	0.0015	-0.000750	0.001299	44713.802	14904.601	-33.5354	19.3616
35	12.1095	0.0401	0.0015	-0.000513	0.001410	44713.802	14904.601	-22.9395	21.0086
36	12.0470	0.0402	0.0016	-0.000278	0.001576	44713.802	14904.601	-12.4232	23.4851

7.1.3.5 周面せん断力 τ 、 σ の算定

周面せん断力 τ (τ_x, τ_y) は、図 2.14.1.6-36 に示す通りシールド外周面に作用するがその大きさは以下の通りとなる。

$$\tau_x = \tau_y = G_s / (\pi \cdot H) \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin(\pi Z / 2H)$$

ここに

G_s : 動的せん断変形係数

H : 表層厚

T_s : 表層地盤の固有周期

Z : 表層面からの深さ

となる。

したがって、図 2.14.1.6-36 に示される地震時周面せん断力が働いたときに作用する τ 、および σ は以下のとおりとなる。

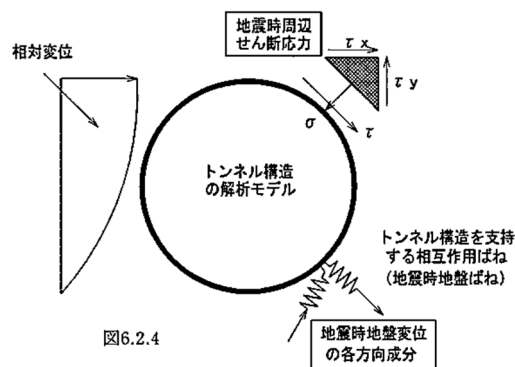


図 2.14.1.6-36 地震時周面せん断力による τ 、および σ

$\tau_x = \tau_y$ の時、

$$\tau = (\tau_x - \tau_y) / 2 + (\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \cos 2\theta$$

$$\sigma = -(\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \sin 2\theta$$

但し、地震時周面せん断力の最大値は

$$\tau_{\max} = C + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

ここに

C : 地盤の粘着力

σ_n : 有効上載圧

φ : 内部摩擦角

となるため、本値との比較のうえ決定する。

表 2.14.1.6-53 地震時周面せん断力 τ 、 σ の算定

節点 番号	深度z (m)	土層 番号	層厚 h (m)	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	σ_n (kN/m ²)	τ_{max} (kN/m ²)	τ_x, τ_y (kN/m ²)	採用 τ_x, τ_y (kN/m ²)	決定 τ 値 (kN/m ²)	決定 σ 値 (kN/m ²)
1	12.0260	3	0.0000	17.1	502	31.7	212.8166	633.4382	44.4969	44.4969	44.4969	0.0000
2	12.0470	3	0.0210	17.1	502	31.7	213.1764	633.6604	44.5709	44.5709	41.8829	-15.2441
3	12.1095	3	0.0625	17.1	502	31.7	214.2449	634.3203	44.7904	44.7904	34.3114	-28.7907
4	12.2116	3	0.1020	17.1	502	31.7	215.9896	635.3979	45.1484	45.1484	22.5742	-39.0997
5	12.3500	3	0.1385	17.1	502	31.7	218.3575	636.8603	45.6336	45.6336	7.9242	-44.9403
6	12.5207	3	0.1707	17.1	502	31.7	221.2766	638.6632	46.2305	46.2305	-8.0278	-45.5282
7	12.7185	3	0.1978	17.1	502	31.7	224.6584	640.7518	46.9202	46.9202	-23.4601	-40.6341
8	12.9373	3	0.2188	17.1	502	31.7	228.3999	643.0626	47.6811	47.6811	-36.5258	-30.6488
9	13.1705	3	0.2332	17.1	502	31.7	232.3875	645.5254	48.4895	48.4895	-45.5652	-16.5844
10	13.4110	3	0.2405	17.1	502	31.7	236.5001	648.0654	49.3204	49.3204	-49.3204	0.0000
11	13.6515	3	0.2405	17.1	502	31.7	240.6127	650.6054	50.1484	50.1484	-47.1241	17.1518
12	13.8847	3	0.2332	17.1	502	31.7	244.6003	653.0682	50.9484	50.9484	-39.0287	32.7490
13	14.1035	3	0.2188	17.1	502	31.7	248.3419	655.3791	51.6964	51.6964	-25.8482	44.7704
14	14.3013	3	0.1978	17.1	502	31.7	251.7236	657.4676	52.3703	52.3703	-9.0940	51.5747
15	14.4720	3	0.1707	17.1	502	31.7	254.6427	659.2705	52.9504	52.9504	9.1947	52.1460
16	14.6104	3	0.1385	17.1	502	31.7	257.0106	660.7330	53.4197	53.4197	26.7098	46.2628
17	14.7125	3	0.1020	17.1	502	31.7	258.7553	661.8105	53.7649	53.7649	41.1863	34.5594
18	14.7750	3	0.0625	17.1	502	31.7	259.8238	662.4704	53.9760	53.9760	50.7208	18.4609
19	14.7960	3	0.0210	17.1	502	31.7	260.1836	662.6927	54.0470	54.0470	54.0470	0.0000
20	14.7750	3	0.0210	17.1	502	31.7	259.8238	662.4704	53.9760	53.9760	50.7208	-18.4609
21	14.7125	3	0.0625	17.1	502	31.7	258.7553	661.8105	53.7649	53.7649	41.1863	-34.5594
22	14.6104	3	0.1020	17.1	502	31.7	257.0106	660.7330	53.4197	53.4197	26.7099	-46.2628
23	14.4720	3	0.1385	17.1	502	31.7	254.6427	659.2705	52.9504	52.9504	9.1947	-52.1460
24	14.3013	3	0.1707	17.1	502	31.7	251.7236	657.4676	52.3703	52.3703	-9.0940	-51.5747
25	14.1035	3	0.1978	17.1	502	31.7	248.3419	655.3791	51.6964	51.6964	-25.8482	-44.7704
26	13.8847	3	0.2188	17.1	502	31.7	244.6003	653.0682	50.9484	50.9484	-39.0287	-32.7490
27	13.6515	3	0.2332	17.1	502	31.7	240.6127	650.6054	50.1484	50.1484	-47.1241	-17.1518
28	13.4110	3	0.2405	17.1	502	31.7	236.5001	648.0654	49.3204	49.3204	-49.3204	0.0000
29	13.1705	3	0.2405	17.1	502	31.7	232.3875	645.5254	48.4895	48.4895	-45.5652	16.5844
30	12.9373	3	0.2332	17.1	502	31.7	228.3999	643.0626	47.6811	47.6811	-36.5258	30.6488
31	12.7185	3	0.2188	17.1	502	31.7	224.6584	640.7518	46.9202	46.9202	-23.4601	40.6341
32	12.5207	3	0.1978	17.1	502	31.7	221.2766	638.6632	46.2305	46.2305	-8.0278	45.5282
33	12.3500	3	0.1707	17.1	502	31.7	218.3575	636.8603	45.6336	45.6336	7.9242	44.9403
34	12.2116	3	0.1385	17.1	502	31.7	215.9896	635.3979	45.1484	45.1484	22.5742	39.0997
35	12.1095	3	0.1020	17.1	502	31.7	214.2449	634.3203	44.7904	44.7904	34.3114	28.7907
36	12.0470	3	0.0625	17.1	502	31.7	213.1764	633.6604	44.5709	44.5709	41.8829	15.2441

ただし、

$$\text{決定 } \tau \text{ 値} = \text{採用 } \tau_x \cdot \cos 2\theta$$

$$\text{決定 } \sigma \text{ 値} = -\text{採用 } \tau_x \cdot \sin 2\theta$$

7.1.4 地盤水平力による地震力と周面せん断力の合成

7.1.4.1 法線方向

法線方向の地震力については法線方向周面せん断力 $\sigma \cdot ds$ が地盤水平力による法線方向地震力に加わる事から $qk + \sigma \cdot ds$ (kN/m)となる。

表 2.14.1.6-54 法線方向の地震力と周面せん断力の合成

節点番号	法線方向 地震力qk (kN/m)	周面 せん断力 σ (kN/m ²)	1要素 長さds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\sigma \cdot ds$ (kN/m)	法線方向 地震力 qk+ 周面せん断力 $\sigma \cdot ds$
1	0.0000	-0.0000	0.2417	0.0000	0.0000
2	12.4232	15.2441	0.2417	3.6845	16.1077
3	22.9395	28.7907	0.2417	6.9587	29.8982
4	33.5354	39.0997	0.2417	9.4504	42.9857
5	40.2381	44.9403	0.2417	10.8621	51.1001
6	44.5286	45.5282	0.2417	11.0042	55.5327
7	46.4679	40.6341	0.2417	9.8213	56.2892
8	46.2190	30.6488	0.2417	7.4078	53.6268
9	39.6310	16.5844	0.2417	4.0084	43.6395
10	35.7710	-0.0000	0.2417	0.0000	35.7710
11	30.8241	-17.1518	0.2417	-4.1456	26.6786
12	21.0086	-32.7490	0.2417	-7.9154	13.0932
13	15.4893	-44.7704	0.2417	-10.8210	4.6683
14	10.2758	-51.5747	0.2417	-12.4656	-2.1898
15	5.7483	-52.1460	0.2417	-12.6037	-6.8554
16	2.2357	-46.2628	0.2417	-11.1817	-8.9460
17	0.0000	-34.5594	0.2417	-8.3530	-8.3530
18	0.0000	-18.4609	0.2417	-4.4620	-4.4620
19	0.0000	-0.0000	0.2417	0.0000	0.0000
20	0.0000	18.4609	0.2417	4.4620	4.4620
21	0.0000	34.5594	0.2417	8.3530	8.3530
22	-2.2357	46.2628	0.2417	11.1817	8.9460
23	-5.7483	52.1460	0.2417	12.6037	6.8554
24	-10.2758	51.5747	0.2417	12.4656	2.1898
25	-15.4893	44.7704	0.2417	10.8210	-4.6683
26	-21.0086	32.7490	0.2417	7.9154	-13.0932
27	-30.8241	17.1518	0.2417	4.1456	-26.6786
28	-35.7710	-0.0000	0.2417	0.0000	-35.7710
29	-39.6310	-16.5844	0.2417	-4.0084	-43.6395
30	-46.2190	-30.6488	0.2417	-7.4078	-53.6268
31	-46.4679	-40.6341	0.2417	-9.8213	-56.2892
32	-44.5286	-45.5282	0.2417	-11.0042	-55.5327
33	-40.2381	-44.9403	0.2417	-10.8621	-51.1001
34	-33.5354	-39.0997	0.2417	-9.4504	-42.9857
35	-22.9395	-28.7907	0.2417	-6.9587	-29.8982
36	-12.4232	-15.2441	0.2417	-3.6845	-16.1077

7.1.4.2 接線方向

接線方向の地震力については接線方向周面せん断力 $\tau \cdot ds$ が地盤水平力による接線方向地震力に加わる事から $q_j + \tau \cdot ds$ (kN/m)となる。

表 2.14.1.6-54 法線方向の地震力と周面せん断力の合成

節点番号	接線方向 地震力 q_j (kN/m)	周面 せん断力 τ (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	1要素当り周面 せん断力 $\tau \cdot ds$ (kN/m)	接線方向地震力 $q_j +$ 周面せん断力 $\tau \cdot ds$
1	23.8474	44.4969	0.2417	10.7549	34.6023
2	23.4851	41.8829	0.2417	10.1231	33.6082
3	21.0086	34.3114	0.2417	8.2931	29.3017
4	19.3616	22.5742	0.2417	5.4562	24.8178
5	15.9846	7.9242	0.2417	1.9153	17.8999
6	12.4546	-8.0278	0.2417	-1.9403	10.5143
7	8.9428	-23.4601	0.2417	-5.6703	3.2725
8	5.6074	-36.5258	0.2417	-8.8283	-3.2209
9	2.3293	-45.5652	0.2417	-11.0131	-8.6838
10	0.0000	-49.3204	0.2417	-11.9207	-11.9207
11	-1.8117	-47.1241	0.2417	-11.3899	-13.2016
12	-2.5488	-39.0287	0.2417	-9.4332	-11.9821
13	-2.9809	-25.8482	0.2417	-6.2475	-9.2284
14	-2.8741	-9.0940	0.2417	-2.1980	-5.0722
15	-2.2835	9.1947	0.2417	2.2224	-0.0611
16	-1.2908	26.7098	0.2417	6.4558	5.1650
17	0.0000	41.1863	0.2417	9.9547	9.9547
18	0.0000	50.7208	0.2417	12.2592	12.2592
19	0.0000	54.0470	0.2417	13.0632	13.0632
20	0.0000	50.7208	0.2417	12.2592	12.2592
21	0.0000	41.1863	0.2417	9.9547	9.9547
22	-1.2908	26.7099	0.2417	6.4558	5.1650
23	-2.2835	9.1947	0.2417	2.2224	-0.0611
24	-2.8741	-9.0940	0.2417	-2.1980	-5.0722
25	-2.9809	-25.8482	0.2417	-6.2475	-9.2284
26	-2.5488	-39.0287	0.2417	-9.4332	-11.9821
27	-1.8117	-47.1241	0.2417	-11.3899	-13.2016
28	0.0000	-49.3204	0.2417	-11.9207	-11.9207
29	2.3293	-45.5652	0.2417	-11.0131	-8.6838
30	5.6074	-36.5258	0.2417	-8.8283	-3.2209
31	8.9428	-23.4601	0.2417	-5.6703	3.2725
32	12.4546	-8.0278	0.2417	-1.9403	10.5143
33	15.9846	7.9242	0.2417	1.9153	17.8999
34	19.3616	22.5742	0.2417	5.4562	24.8178
35	21.0086	34.3114	0.2417	8.2931	29.3017
36	23.4851	41.8829	0.2417	10.1231	33.6082

7.1.5 地震時のみの節点変位

表 2.14.1.6-55 地震時のみの節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)
1	0.001520	0.000000	0.000437				
2	0.001529	0.000102	0.000395	36	0.001529	-0.000102	0.000395
3	0.001549	0.000181	0.000272	35	0.001549	-0.000181	0.000272
4	0.001567	0.000222	0.000084	34	0.001567	-0.000222	0.000084
5	0.001561	0.000217	-0.000150	33	0.001561	-0.000217	-0.000150
6	0.001513	0.000171	-0.000402	32	0.001513	-0.000171	-0.000402
7	0.001408	0.000100	-0.000643	31	0.001408	-0.000100	-0.000643
8	0.001244	0.000025	-0.000844	30	0.001244	-0.000025	-0.000844
9	0.001030	-0.000032	-0.000978	29	0.001030	0.000032	-0.000978
10	0.000786	-0.000053	-0.001030	28	0.000786	0.000053	-0.001030
11	0.000541	-0.000032	-0.000995	27	0.000541	0.000032	-0.000995
12	0.000321	0.000026	-0.000874	26	0.000321	-0.000026	-0.000874
13	0.000150	0.000104	-0.000678	25	0.000150	-0.000104	-0.000678
14	0.000038	0.000180	-0.000434	24	0.000038	-0.000180	-0.000434
15	-0.000015	0.000230	-0.000171	23	-0.000015	-0.000230	-0.000171
16	-0.000022	0.000238	0.000081	22	-0.000022	-0.000238	0.000081
17	-0.000004	0.000196	0.000289	21	-0.000004	-0.000196	0.000289
18	0.000017	0.000110	0.000427	20	0.000017	-0.000110	0.000427
19	0.000027	0.000000	0.000474				

7.1.6 地震時のみの断面力

表 2.14.1.6-56 地震時のみの断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント (kN・m)	せん断力Q (kN)	軸力N (kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力Q (kN)	軸力N (kN)
1	1	0.000	-18.718	7.631	36	1	0.000	-18.718	-7.631
1	2	-4.519	-18.718	7.631	36	36	4.519	-18.718	-7.631
2	2	-4.519	-16.356	22.171	35	36	4.519	-16.356	-22.171
2	3	-8.468	-16.356	22.171	35	35	8.468	-16.356	-22.171
3	3	-8.468	-12.917	33.289	34	35	8.468	-12.917	-33.289
3	4	-11.586	-12.917	33.289	34	34	11.586	-12.917	-33.289
4	4	-11.586	-7.024	41.304	33	34	11.586	-7.024	-41.304
4	5	-13.282	-7.024	41.304	33	33	13.282	-7.024	-41.304
5	5	-13.282	-0.744	44.142	32	33	13.282	-0.744	-44.142
5	6	-13.461	-0.744	44.142	32	32	13.461	-0.744	-44.142
6	6	-13.461	5.564	41.684	31	32	13.461	5.564	-41.684
6	7	-12.118	5.564	41.684	31	31	12.118	5.564	-41.684
7	7	-12.118	11.735	34.211	30	31	12.118	11.735	-34.211
7	8	-9.285	11.735	34.211	30	30	9.285	11.735	-34.211
8	8	-9.285	17.672	22.385	29	30	9.285	17.672	-22.385
8	9	-5.018	17.672	22.385	29	29	5.018	17.672	-22.385
9	9	-5.018	18.811	7.331	28	29	5.018	18.811	-7.331
9	10	-0.477	18.811	7.331	28	28	0.477	18.811	-7.331
10	10	-0.477	19.295	-8.760	27	28	0.477	19.295	8.760
10	11	4.181	19.295	-8.760	27	27	-4.181	19.295	8.760
11	11	4.181	19.008	-24.426	26	27	-4.181	19.008	24.426
11	12	8.770	19.008	-24.426	26	26	-8.770	19.008	24.426
12	12	8.770	13.604	-37.296	25	26	-8.770	13.604	37.296
12	13	12.054	13.604	-37.296	25	25	-12.054	13.604	37.296
13	13	12.054	7.529	-45.936	24	25	-12.054	7.529	45.936
13	14	13.872	7.529	-45.936	24	24	-13.872	7.529	45.936
14	14	13.872	0.880	-49.330	23	24	-13.872	0.880	49.330
14	15	14.084	0.880	-49.330	23	23	-14.084	0.880	49.330
15	15	14.084	-6.071	-46.891	22	23	-14.084	-6.071	46.891
15	16	12.619	-6.071	-46.891	22	22	-12.619	-6.071	46.891
16	16	12.619	-12.785	-38.566	21	22	-12.619	-12.785	38.566
16	17	9.532	-12.785	-38.566	21	21	-9.532	-12.785	38.566
17	17	9.532	-18.406	-24.905	20	21	-9.532	-18.406	24.905
17	18	5.089	-18.406	-24.905	20	20	-5.089	-18.406	24.905
18	18	5.089	-21.077	-8.601	19	20	-5.089	-21.077	8.601
18	19	0.000	-21.077	-8.601	19	19	0.000	-21.077	8.601

7.1.7 短期変位

表 2.14.1.6-57 短期変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)
1	0.001781	-0.000390	0.000437				
2	0.001783	-0.000271	0.000531	36	0.001796	-0.000475	0.000258
3	0.001807	-0.000144	0.000525	35	0.001812	-0.000506	0.000020
4	0.001847	-0.000035	0.000416	34	0.001807	-0.000478	-0.000249
5	0.001883	0.000035	0.000215	33	0.001760	-0.000398	-0.000516
6	0.001890	0.000057	-0.000052	32	0.001656	-0.000284	-0.000752
7	0.001844	0.000038	-0.000353	31	0.001493	-0.000161	-0.000932
8	0.001729	-0.000003	-0.000648	30	0.001279	-0.000052	-0.001039
9	0.001545	-0.000042	-0.000895	29	0.001035	0.000022	-0.001061
10	0.001307	-0.000053	-0.001064	28	0.000786	0.000053	-0.000996
11	0.001041	-0.000020	-0.001137	27	0.000562	0.000043	-0.000853
12	0.000780	0.000058	-0.001105	26	0.000383	0.000006	-0.000642
13	0.000555	0.000172	-0.000970	25	0.000266	-0.000036	-0.000385
14	0.000387	0.000299	-0.000753	24	0.000210	-0.000062	-0.000114
15	0.000287	0.000410	-0.000481	23	0.000205	-0.000051	0.000140
16	0.000246	0.000480	-0.000187	22	0.000230	0.000005	0.000348
17	0.000249	0.000493	0.000093	21	0.000263	0.000102	0.000485
18	0.000270	0.000445	0.000323	20	0.000286	0.000225	0.000530
19	0.000287	0.000348	0.000474				

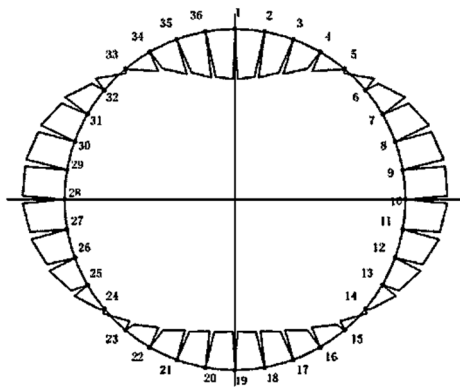
7.1.8 短期断面力

表 2.14.1.6-58 短期断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモー メントM(kN· m)	せん断 力Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモー メントM (kN·m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	7.677	-21.028	212.067	36	1	7.677	-16.408	196.805
1	2	2.600	-21.028	212.067	36	36	11.638	-16.408	196.805
2	2	2.600	-22.896	228.676	35	36	11.638	-9.816	184.334
2	3	-2.928	-22.896	228.676	35	35	14.008	-9.816	184.334
3	3	-2.928	-22.584	243.603	34	35	14.008	-3.250	177.025
3	4	-8.379	-22.584	243.603	34	34	14.793	-3.250	177.025
4	4	-8.379	-18.215	256.579	33	34	14.793	4.167	173.971
4	5	-12.777	-18.215	256.579	33	33	13.787	4.167	173.971
5	5	-12.777	-11.644	264.794	32	33	13.787	10.156	176.510
5	6	-15.588	-11.644	264.794	32	32	11.334	10.156	176.510
6	6	-15.588	-3.335	267.402	31	32	11.334	14.463	184.034
6	7	-16.393	-3.335	267.402	31	31	7.843	14.463	184.034
7	7	-16.393	5.650	263.803	30	31	7.843	17.820	195.381
7	8	-15.029	5.650	263.803	30	30	3.541	17.820	195.381
8	8	-15.029	14.704	254.793	29	30	3.541	20.640	210.023
8	9	-11.479	14.704	254.793	29	29	-1.443	20.640	210.023
9	9	-11.479	18.961	241.478	28	29	-1.443	18.661	226.816
9	10	-6.901	18.961	241.478	28	28	-5.947	18.661	226.816
10	10	-6.901	22.343	226.045	27	28	-5.947	16.247	243.565
10	11	-1.508	22.343	226.045	27	27	-9.870	16.247	243.565
11	11	-1.508	24.507	209.925	26	27	-9.870	13.509	258.777
11	12	4.409	24.507	209.925	26	26	-13.131	13.509	258.777
12	12	4.409	20.902	195.709	25	26	-13.131	6.306	270.301
12	13	9.455	20.902	195.709	25	25	-14.653	6.306	270.301
13	13	9.455	15.927	185.228	24	25	-14.653	-0.869	277.100
13	14	13.300	15.927	185.228	24	24	-14.444	-0.869	277.100
14	14	13.300	9.352	179.639	23	24	-14.444	-7.592	278.299
14	15	15.557	9.352	179.639	23	23	-12.611	-7.592	278.299
15	15	15.557	1.475	180.069	22	23	-12.611	-13.617	273.851
15	16	15.914	1.475	180.069	22	22	-9.324	-13.617	273.851
16	16	15.914	-6.914	186.791	21	22	-9.324	-18.656	263.923
16	17	14.244	-6.914	186.791	21	21	-4.820	-18.656	263.923
17	17	14.244	-14.703	199.361	20	21	-4.820	-22.109	249.171
17	18	10.695	-14.703	199.361	20	20	0.517	-22.109	249.171
18	18	10.695	-19.815	215.118	19	20	0.517	-22.339	232.320
18	19	5.911	-19.815	215.118	19	19	5.911	-22.339	232.320

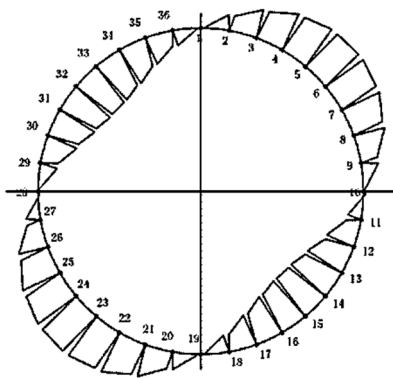
7.1.9 断面力図

7.1.9.1 曲げモーメント図



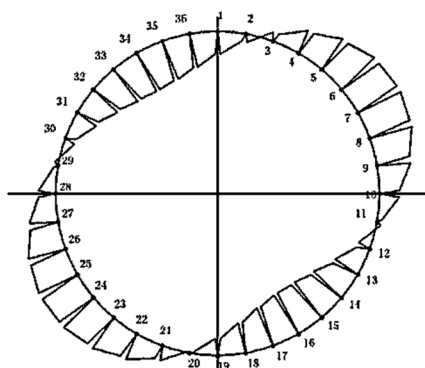
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント = 7.677 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント = -6.461 (kN・m)

図 2.14.1.6-37 長期曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 14.084 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント = -14.084 (kN・m)

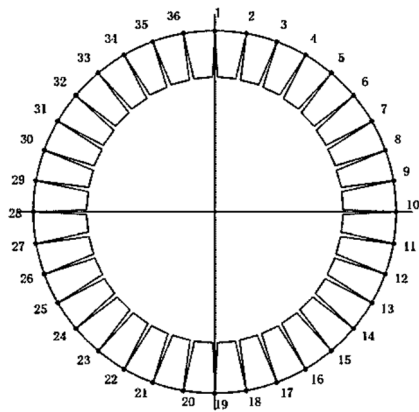
図 2.14.1.6-38 地震時のみの曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =15
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =16
 正の最大曲げモーメント = 15.914 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント = -16.393 (kN・m)

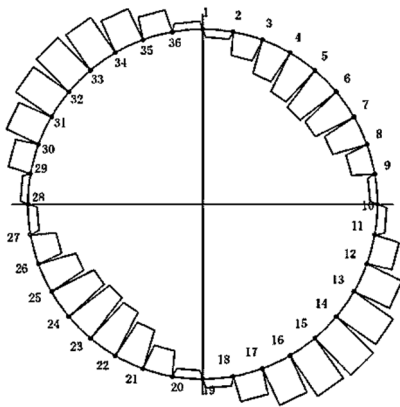
図 2.14.1.6-39 短期曲げモーメント

7.1.9.2 軸力図



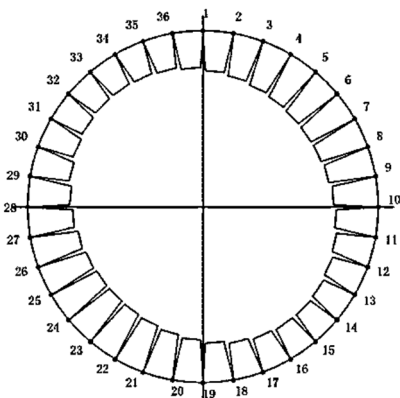
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 232.408 (kN・m)

図 2.14.1.6-40 長期軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = -49.330 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 46.891 (kN・m)

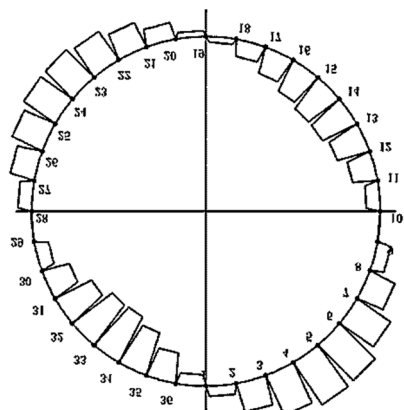
図 2.14.1.6-41 地震時のみの軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =15
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =16
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 180.069 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 263.803 (kN・m)

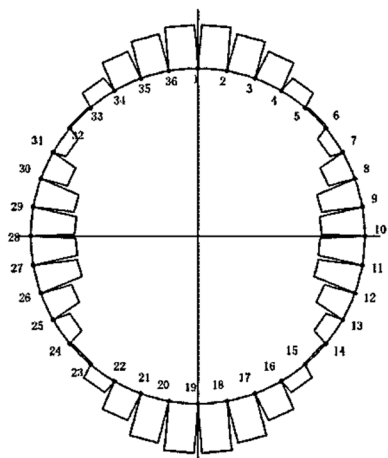
図 2.14.1.6-42 短期軸力

7.1.9.3 せん断力図



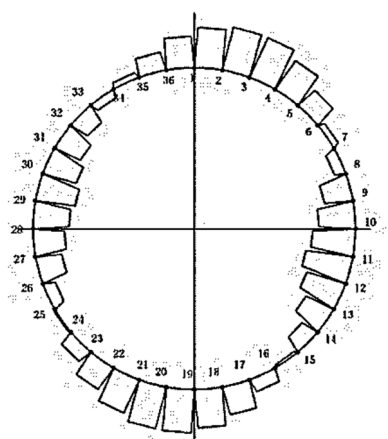
最大せん断力が発生する要素 =4
 最大せん断力が発生する節点 =4
 最大せん断力 = -11.191 (kN)

図 2.14.1.6-43 長期せん断力



最大せん断力が発生する要素 =18
 最大せん断力が発生する節点 =18
 最大せん断力 = -21.077 (kN)

図 2.14.1.6-44 地震時のみのせん断力



最大せん断力が発生する要素 =11
 最大せん断力が発生する節点 =11
 最大せん断力 = 24.507 (kN)

図 2.14.1.6-45 短期せん断力

7.1.9.4 発進部クリティカルケース 断面力一覧(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-58 短期断面力より、正曲げモーメント、負曲げモーメント、せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

表 2.14.1.6-59 断面力一覧表(単位 m 当り)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	15	16	15.914	180.069	1.475
-Mmax	7	7	-16.393	263.803	5.650
Qmax	11	11	-1.508	209.925	24.507

これを 1 リング当り断面力に換算する。

$$M=M \cdot B \cdot (1+\zeta)$$

$$N=N \cdot B$$

$$Q=Q \cdot B$$

ここで、

B: 覆工板幅 1.000 (m)

ζ: 曲げモーメント割増率 25(%)

表 2.14.1.6-60 断面力一覧表(1 リング当たり断面力)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	15	16	19.892	180.069	1.475
-Mmax	7	7	-20.491	263.803	5.650
Qmax	11	11	-1.885	209.925	24.507

7.9.1.5 応力度照査

(1)主断面の応力状態の判定

長期と同様であるため省略。

(2) 主断面の応力算定式

長期と同様であるため省略。

7.9.1.6 応力度の算定一覧表

表 2.14.1.6-61 応力度照査

検討位置		正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置		
節点番号		16		7		11		
断面寸法	B	m	1.000		1.000		1.000	
	h	m	0.180		0.180		0.180	
断面力	M	kN・m	19.892		-20.491		-1.885	
	N	kN	180.069		263.803		209.925	
	Q	kN	1.475		5.650		24.507	
引張側有効高	d	mm	120		120		120	
引張側鉄筋量	As	cm ²	22.9200		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	60		60		60	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		22.9200		22.9200	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
応力度	e	mm	110		78		9	
	Ai	mm ²	238212		238212		238212	
	u	mm	91		89		89	
	Ii	mm ⁴ /Ring	537970442		537970442		537970442	
	Ki	mm	25		25		25	
	f	mm	112		76		8	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	χ	mm	80.3		83.7		—	
	σc	N/mm ²	6.2	OK	6.4	OK	1.2	OK
	σs	N/mm ²	45.9	OK	41.7	OK	—	—
	σs'	N/mm ²	23.5	OK	27.2	OK	15.0	OK
	τc	N/mm ²	0.014	OK	0.054	OK	0.235	OK
	許容応力度	σca	N/mm ²	24		24		24
σsa		N/mm ²	300		300		300	
τα		N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

7.2 (b)最深部・土被り 2D の場合

最深部・土被り 2D の検討内容の記載は、発進部・土被り 2D の検討内容と同様であるため省略する。

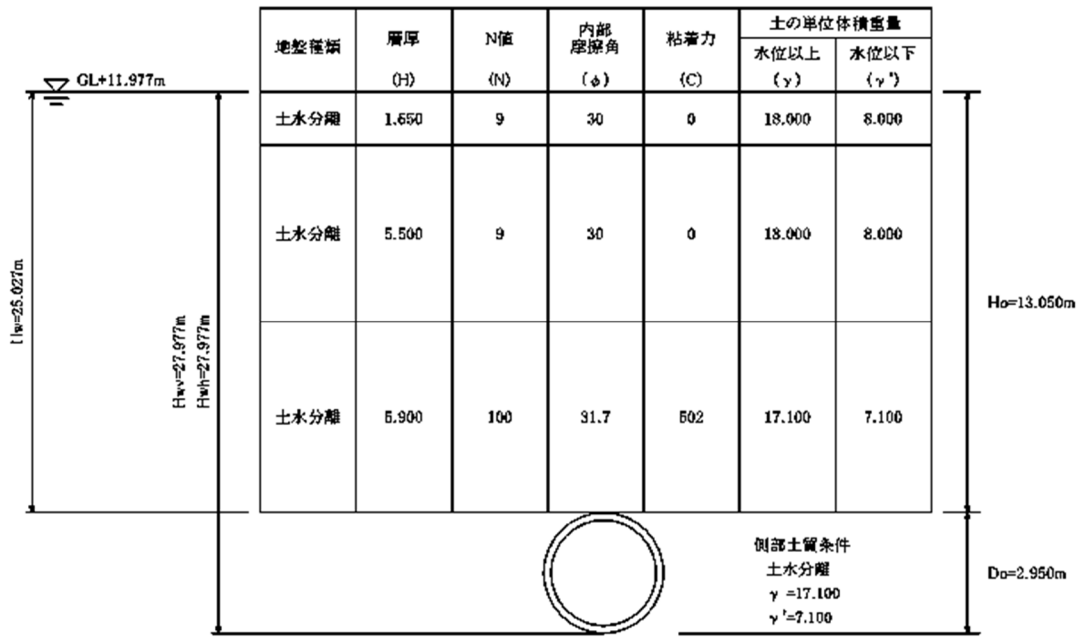


図 2.14.1.6-46 地盤条件

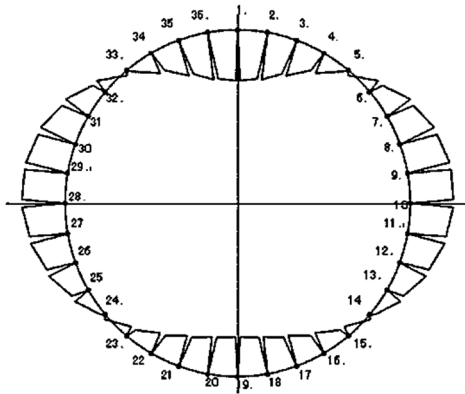
7.2.1 短期断面力

表 2.14.1.6-62 短期断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断Q (kN)	軸力N (kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断Q (kN)	軸力N (kN)
1	1	7.826	-24.663	391.718	36	1	7.826	-20.033	374.538
1	2	1.872	-24.663	391.718	36	36	12.662	-20.033	374.538
2	2	1.872	-26.306	410.120	35	36	12.662	-13.178	360.206
2	3	-4.479	-26.306	410.120	35	35	15.843	-13.178	360.206
3	3	-4.479	-25.411	426.632	34	35	15.843	-5.937	351.192
3	4	-10.614	-25.411	426.632	34	34	17.276	-5.937	351.192
4	4	-10.614	-20.115	440.708	33	34	17.276	2.579	346.892
4	5	-15.470	-20.115	440.708	33	33	16.654	2.579	346.892
5	5	-15.470	-12.012	449.463	32	33	16.654	10.366	348.761
5	6	-18.370	-12.012	449.463	32	32	14.152	10.366	348.761
6	6	-18.370	-1.420	451.868	31	32	14.152	17.312	356.410
6	7	-18.714	-1.420	451.868	31	31	9.972	17.312	356.410
7	7	-18.714	7.405	446.775	30	31	9.972	20.193	369.253
7	8	-16.925	7.405	446.775	30	30	5.097	20.193	369.253
8	8	-16.925	16.762	436.057	29	30	5.097	23.078	385.619
8	9	-12.879	16.762	436.057	29	29	-0.475	23.078	385.619
9	9	-12.879	22.243	420.769	28	29	-0.475	22.113	404.441
9	10	-7.508	22.243	420.769	28	28	-5.812	22.113	404.441
10	10	-7.508	27.531	402.990	27	28	-5.812	21.357	423.644
10	11	-0.863	27.531	402.990	27	27	-10.969	21.357	423.644
11	11	-0.863	28.183	384.699	26	27	-10.969	16.757	441.165
11	12	5.942	28.183	384.699	26	26	-15.014	16.757	441.165
12	12	5.942	24.163	368.702	25	26	-15.014	8.631	454.604
12	13	11.776	24.163	368.702	25	25	-17.098	8.631	454.604
13	13	11.776	19.075	356.498	24	25	-17.098	1.459	462.752
13	14	16.380	19.075	356.498	24	24	-17.450	1.459	462.752
14	14	16.380	9.593	350.817	23	24	-17.450	-7.829	464.139
14	15	18.696	9.593	350.817	23	23	-15.560	-7.829	464.139
15	15	18.696	-0.271	351.998	22	23	-15.560	-15.595	459.086
15	16	18.631	-0.271	351.998	22	22	-11.795	-15.595	459.086
16	16	18.631	-9.898	360.080	21	22	-11.795	-21.722	447.956
16	17	16.241	-9.898	360.080	21	21	-6.551	-21.722	447.956
17	17	16.241	-18.373	374.386	20	21	-6.551	-25.791	431.596
17	18	11.805	-18.373	374.386	20	20	-0.325	-25.791	431.596
18	18	11.805	-23.863	392.148	19	20	-0.325	-26.385	412.812
18	19	6.045	-23.863	392.148	19	19	6.045	-26.385	412.812

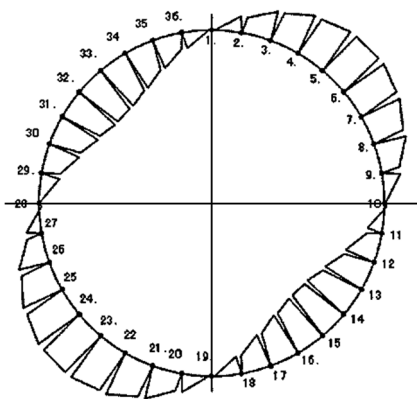
7.2.2 断面力図

7.2.2.1 曲げモーメント図



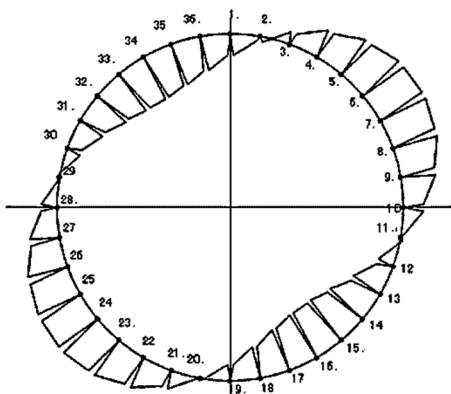
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント = 7.826 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント = -6.677 (kN・m)

図 2.14.1.6-47 長期曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 17.128 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント = -17.128 (kN・m)

図 2.14.1.6-48 地震時のみの曲げモーメント

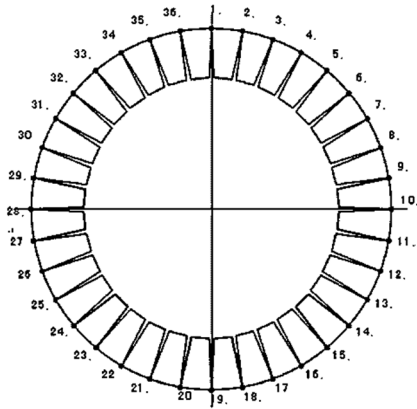


正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 18.696 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント = -18.714 (kN・m)

図 2.14.1.6-49 短期曲げモーメント

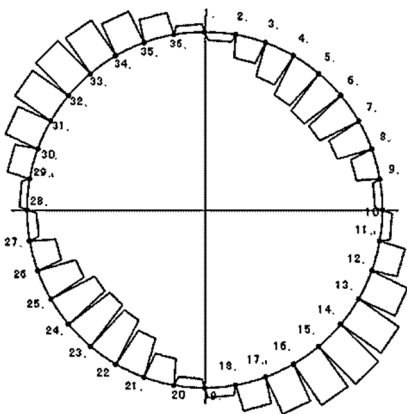
7.2.2.2 軸力図

長期軸力



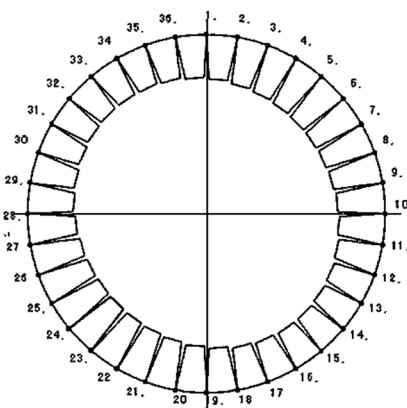
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =186.238 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =410.838 (kN・m)

図 2.14.1.6-50 長期軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =-56.661 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =53.544 (kN・m)

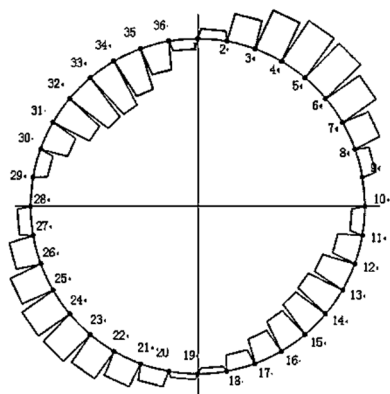
図 2.14.1.6-51 地震時のみの軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =350.817 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =446.775 (kN・m)

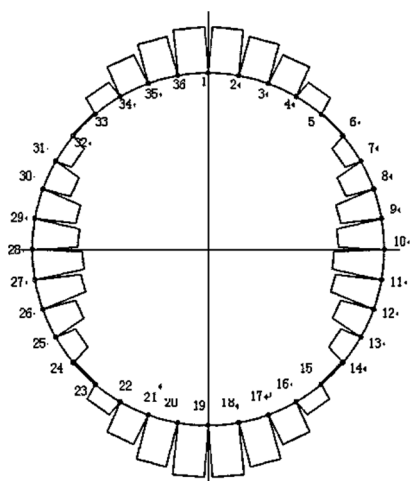
図 2.14.1.6-52 短期軸力

7.2.2.3 せん断力図



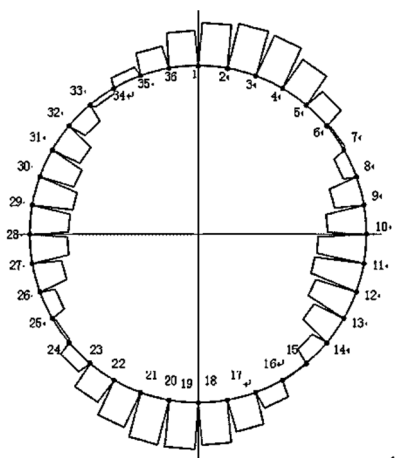
最大せん断力が発生する要素 =4
 最大せん断力が発生する節点 =4
 最大せん断力 = -11.347 (kN)

図 2.14.1.6-53 長期せん断力



最大せん断力が発生する要素 =18
 最大せん断力が発生する節点 =18
 最大せん断力 = -25.0124 (kN)

図 2.14.1.6-54 地震時のみのせん断力



最大せん断力が発生する要素 =11
 最大せん断力が発生する節点 =11
 最大せん断力 = 28.183 (kN)

図 2.14.1.6-55 短期せん断力

7.2.2.4 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(単位 m 当たり)

表 2.14.1.6-62 短期断面力より、正曲げモーメント、負曲げモーメント、せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

表 2.14.1.6-63 断面力一覧表(単位m当たり)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	18.696	350.817	9.593
-Mmax	7	7	-18.714	446.775	7.405
Qmax	11	11	-0.863	384.699	28.183

7.2.2.5 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

これを1リング当たり断面力に換算する。

$$M=M \cdot B \cdot (1+\zeta)$$

$$N=N \cdot B$$

$$Q=Q \cdot B$$

ここで、

B: 覆工板幅 1.000 (m)

ζ : 曲げモーメント割増率 25(%)

表 2.14.1.6-64 ζ を考慮した断面力一覧表(1リング当たり断面力)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	23.370	350.817	9.593
-Mmax	7	7	-23.392	446.775	7.405
Qmax	11	11	-1.079	384.699	28.183

7.2.2.6 応力度の算定一覧表

表 2.14.1.6-65 応力度照査

検討位置			正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置	
節点番号			15		7		11	
断面寸法	B	m	1.000		1.000		1.000	
	h	m	0.180		0.180		0.180	
断面力	M	kN・m	23.370		-23.392		-1.079	
	N	kN	350.817		446.775		384.699	
	Q	kN	9.593		7.405		28.183	
引張側有効高	d	mm	120		120		120	
引張側鉄筋量	As	cm ²	22.9200		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	60		60		60	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		22.9200		22.9200	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
応力度	e	mm	67		52		3	
	Ai	mm ²	238,212		238,212		238,212	
	u	mm	91		89		89	
	Ii	mm ⁴	537,970,442		537,970,442		537,970,442	
	Ki	mm	25		25		25	
	f	mm	68		51		1	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	χ	mm	97.3		107.2		—	
	σ _c	N/mm ²	7.0	OK	6.8	OK	1.8	OK
	σ _s	N/mm ²	24.5	OK	12.2	OK	—	—
	σ _{s'}	N/mm ²	40.3	OK	44.9	OK	25.0	OK
	τ _c	N/mm ²	0.092	OK	0.071	OK	0.270	OK
	許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²	24		24		24
σ _{sa}		N/mm ²	300		300		300	
τ _a		N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

8. 耐久性の照査

8.1 曲げひび割れ幅

ひび割れに対する照査は、各検討部位の発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、照査式および許容ひび割れ幅はコンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \varphi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数。

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

φ : 引張鉄筋径で、最小鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

表 2.14.1.6-66 曲げひび割れ幅の照査条件

項目	単位	覆工板の内面(通水側)	覆工板の外側(地山側)
φ	mm	19	16
cs	mm	140	
n	段	1	
f _c	N/mm ²	42	
k ₁	-	1.00	
k ₂	-	0.94	
k ₃	-	1.00	
c	mm	50.5	52
σ _{se}	N/mm ²	64.1	65.6
E _s	N/mm ²	200,000	
ε' _{csd}	-	0.00015	

表 2.14.1.6-67 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
覆工板 (発進部)	0.14*	0.18	0.76
覆工板 (最深部)	0.15	0.18	0.84

*実施計画 2 章 2.50 添付資料 5 からの記載の適正化

8.2 塩害

塩害に対する照査では、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを確認する。照査式を下記に示す。ひび割れの照査と同様に、「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

耐久性照査に用いる設計条件は表 2.14.1.6-68 の値を用いる。

表 2.14.1.6-68 耐久性照査に用いる設計条件

		放水トンネル
耐用年数	(年)	30
表面 塩化物イオン	C_0 (kg/m ³)	9.0
腐食発生限界濃度	C_{lim} (kg/m ³)	2.19
拡散係数	D_k (cm/年)	0.052

- ・与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 cd と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

設計拡散係数 D_d は次式で算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l}\right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数

w : ひび割れ幅 (mm)

表 2.14.1.6-69 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m ³)	鉄筋位置における塩 化物イオン濃度/鉄筋 腐食発生限界濃度
覆工板 (発進部)	1.81	2.19	0.83
覆工板 (最深部)	2.02	2.19	0.92

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水口）

1. 設計方針

放水口の設計は、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会（以下、「2002コ示」と記す）に準拠し、許容応力度法により、曲げおよびせん断力に対する検討を行う。また、港湾の施設の技術上の基準・同解説 2018年（公社）日本港湾協会（以下、「H30 港湾基準」と記す）に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅、コンクリートの圧縮強度）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、放水口ケーソンの安定性に対する検討を実施する。

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

施工時を長期扱いとし、長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時は、側部埋戻により発生する断面力は側壁を3辺固定版としてモデル化し、算定する。なお、埋戻により発生する応力は供用時に残留するため、施工時における応力照査は省略し、供用時における照査において埋戻による断面力を足し合わせる。よって、断面力の算定結果のみを示す。

供用時は、側壁の水平方向については水平力により発生する断面力に対して検討を行う。

なお、常時において水平力は作用しないため、施工時荷重（側部埋戻における打設圧）により発生する断面力を長期（常時）の断面力とする。

2.2 短期

短期においては、地震時荷重又は波浪荷重を考慮し、2.1の供用時に示す断面力に、地震時荷重（慣性力、動水圧）又は波力により発生する断面力を足し合わせ、水平方向の幅が大きい南北面の側壁を対象として検討を行う。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水口に用いる材料のうち、コンクリート（高炉セメントB種）の設計基準強度は 30N/mm^2 、鉄筋はSD345とする。各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.7-1,2 に示す。

表 2.14.1.7-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
30	11.0	0.50	16.5	0.75

表 2.14.1.7-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数及び材料の単位体積重量を表 2.14.1.7-3 に示す。放水口は露岩域に設け、ケーソン周囲をコンクリートで埋戻すため、下部、側部ともに地盤は岩盤とする。

なお、放水口設置位置の海底面のレベルは T.P.-11.891 とする。

表 2.14.1.7-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	水中単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩 擦角 (°)	変形係 数 (kN/m ²)
1	泥岩	-	17.1	8.1	1,500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.7-4 に示す。「H30 港湾基準」に準拠して設定している。

表 2.14.1.7-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
水 (海水)	10.1

3.4 潮位

設計に用いた潮位は、福島第一原子力発電所 7/8 号機環境影響評価書 (H12.12) に基づき、表 2.14.1.7-5 に示す。なお、福島第一原子力発電所で使用している東京湾平均潮位面 T.P.と小名浜湾平均海面 O.P.は次式の関係にある。

$$T.P.(m) = O.P.(m) - 0.727m$$

表 2.14.1.7-5 福島第一原子力発電所の天文潮位

項目		単位	数値	単位	数値
期間最高潮面	HHWL	O.P.(m)	1.880	T.P.(m)	1.153
朔望平均満潮面	HWL	O.P.(m)	1.484	T.P.(m)	0.757
平均潮面	MWL	O.P.(m)	0.841	T.P.(m)	0.114
東京湾平均潮位面	T.P.	O.P.(m)	0.727	T.P.(m)	0.000
朔望平均干潮面	LWL	O.P.(m)	-0.051	T.P.(m)	-0.778
期間最低潮面	LLWL	O.P.(m)	-0.370	T.P.(m)	-1.097

3.5 波浪条件

波浪条件は以下のとおりとする。

50年確率波として、有義波高 $H_{1/3} = 7.0m$ 、周期 $T_{1/3} = 15.0s$ とする。

砕波を考慮し、最大波高は「H30 港湾基準」に示された砕波帯内の最高波高の算定図 (図 2.14.1.7-1) から求める。算定結果を以下に示す。なお、 $H_0' = 7.0m$ とし算定する。

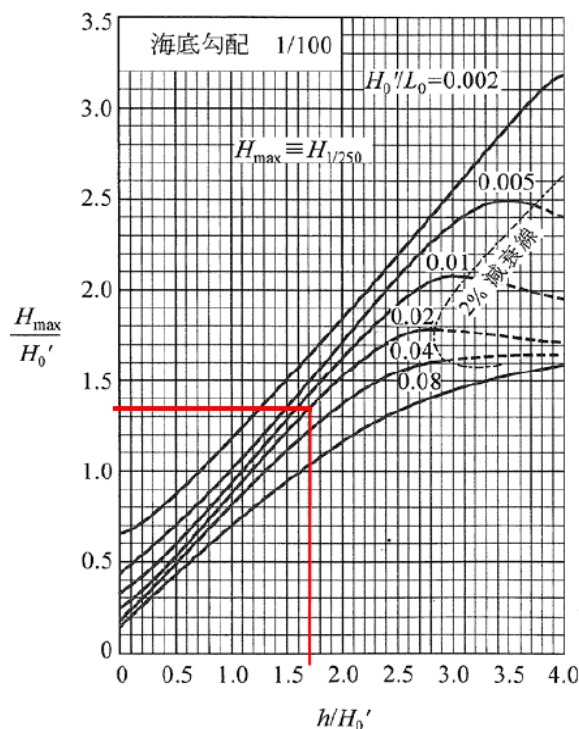


図 2.14.1.7-1 砕波帯内の最高波高算定図

$$h = 0.114 - (-11.891) = 12.0m, \quad h/H_0' = 12.0/7.0 = 1.7$$

$$L_0 = 1.56 \times 15^2 = 351m, \quad H_0'/L_0 = 7.0/351 = 0.02$$

$$H_{max}/H_0' = 1.35, \quad H_{max} = 1.35 \times 7.0 = 9.5m$$

3.6 荷重条件

3.6.1 荷重の組合せ

断面力照査を実施する際の施工時、供用時における検討ケースおよび荷重の組合せを表 2.14.1.7-6 に示す。側部埋戻し後は、ケーソン本体には波浪が作用しないため、波浪時における部材の検討は行わない。

表 2.14.1.7-6 荷重条件

検討ケース	長期		短期	
	施工時	供用時	波浪時	地震時
自重	○	○	○	○
水圧（浮力）	-	○	○	○
打設圧	○	-	-	-
損失水頭による圧力	-	○	○	○
波力	-	-	○	-
地震時慣性力	-	-	-	○
動水圧	-	-	-	○
許容応力度の割増	1.0	1.0	1.5	1.5

3.6.2 土圧

「H30 港湾基準」に準拠して土圧を算定した場合、周辺岩盤の粘着力が十分に大きいため常時、地震時ともに主働土圧は作用しない。従って、設計計算において主働土圧は考慮しないが、安定計算においては「H30 港湾基準」に準拠して算定した受働土圧を考慮する。

3.6.3 損失水頭による圧力

開口部における損失水頭の算定結果を表 2.14.1.7-7 に示す。摩擦損失は軽微であるため、摩擦損失は無視し、急縮による損失と出口損失のみを考慮する。

平均流速は、最大流量 $6.0\text{m}^3/\text{s}$ の条件において、蓋開口部（寸法： $2.5\text{m}\times 2.5\text{m}$ ）に貝付着代 10cm を考慮して算定した。

表 2.14.1.7-7 損失水頭

項目		単位	値
急縮による損失	損失係数	-	0.50
	平均流速	m/s	1.13
	重力加速度	m/s ²	9.81
	損失水頭	m	0.033
出口損失	損失係数	-	1.00
	平均流速	m/s	1.13
	重力加速度	m/s ²	9.81
	損失水頭	m	0.065
合計	損失水頭	m	0.098

3.6.4 波力

(1) 水平方向

波力はモリソン式に基づき算定する。

$$\vec{f}_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\vec{u}_n| \vec{u}_n D \Delta S + C_M \rho_0 \vec{a}_n A \Delta S$$

\vec{f}_n : 部材軸方向の微小長さ ΔS (m) に作用する、部材軸と水粒子運動方向の共通面における部材軸に直角な方向の力 (kN)

\vec{u}_n, \vec{a}_n : 部材軸と水粒子運動方向の共通面における、部材軸直角方向 (\vec{f}_n と同じ方向) の水粒子速度成分 (m/s) および加速度成分 (m/s²) (部材によって乱されない入射波による成分)

$|\vec{u}_n|$: \vec{u}_n の絶対値 (m/s)

C_D : 抗力係数

C_M : 慣性力係数

D : \vec{f}_n の方向から見た部材軸直角方向の部材幅 (m)

A : 部材軸に垂直な面で切った部材断面積 (m²)

ρ_0 : 海水の密度 (= 1.03t/m³)

(2) 鉛直方向

鉛直方向に作用する力として揚力を考慮する。揚力は「H30 港湾基準」に準拠して下式により算定し、揚力係数 C_L は 0.8 とする。

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_0 A_L U^2$$

- F_L : 物体に作用する流れと直角方向の揚力 (N)
- C_L : 揚力係数
- A_L : 流れと直角方向の物体の投影面積 (m²)

3.6.5 地震時慣性力

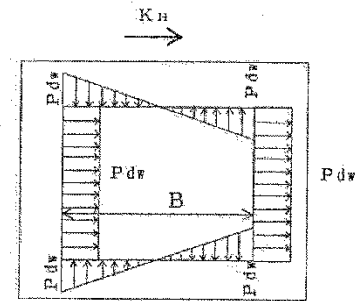
地震時慣性力は構造物の気中重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

3.6.6 動水圧

放水口のうち海底面以深の部分に作用する動水圧は下式により算定する。海底面以浅の部材に作用する動水圧は境界要素法により算定する。

$$P_{dw} = \frac{1}{2} K_H \gamma_w B$$

- P_{dw} : 動水圧 (kN/m²)
- K_H : 水平震度
- γ_w : 内水の単位体積重量 (kN/m³)
- B : 水路幅 (m)



3.7 部材の設計

部材の設計において、施工時においては側壁側部埋戻時を考慮し、供用時においては底板・側壁鉛直方向と側壁水平方向のそれぞれにおいて長期および短期の荷重を考慮する。以下、この分類に従い、供用時に長期と短期の設計内容を記載する。

3.7.1 施工時：側壁側部埋戻時

(1) 解析モデル

側部埋戻により発生する断面力は側壁を3辺固定版としてモデル化し、算定する。なお、埋戻により発生する応力は供用時に残留するため、施工時における応力照査は省略し、供用時における照査において埋戻による断面力を足し合わせる。よって、ここでは、断面力の算定結果のみを示す。

解析モデルを図 2.14.1.7-2 に示す。

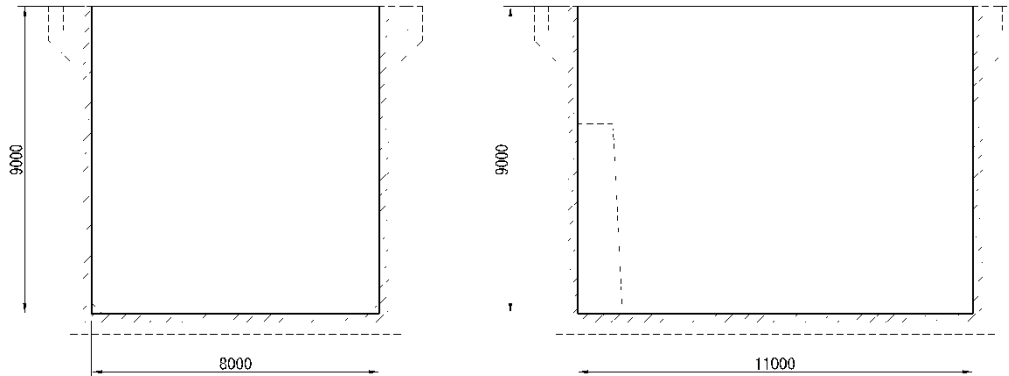


図 2.14.1.7-2 解析モデル図（側壁 側部埋戻時 左：東西面モデル 右：南北面モデル）

(2) 部材諸元

部材諸元を表 2.14.1.7-8 に示す。ヤング係数は、コンクリートの設計基準強度 30N/mm^2 から設定した（以下同様）。

表 2.14.1.7-8 部材諸元（側壁 側部埋戻時）

部材	ヤング係数 E (kN/m ²)	厚さ H (m)
側壁	2.80E + 07	0.600

(3) 荷重算定結果

打設圧の算定結果を以下に示す。なお、1 回あたり最大打設高さは 2.0m とする。

$$\text{最大打設圧} : 2.0\text{m} \times (22.6\text{kN/m}^3 - 10.1\text{kN/m}^3) = 25\text{kN/m}^2$$

荷重図を図 2.14.1.7-3 に示す。

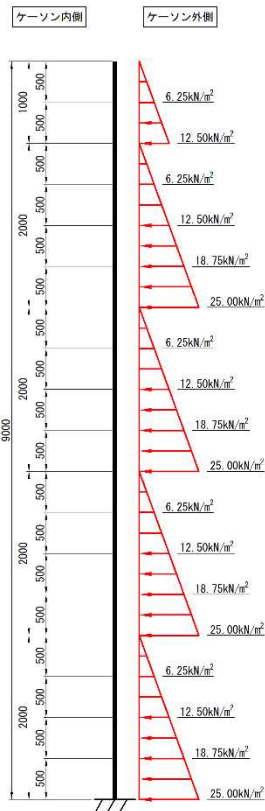


図 2.14.1.7-3 荷重図（側部埋戻時）

3.7.2 供用時：底版・側壁鉛直方向

(1) 解析モデル

解析モデルを図 2.14.1.7-4 に示す。なお、ケーソン本体への蓋を介した荷重伝達を考慮していることから、蓋を構造部材として考慮する。

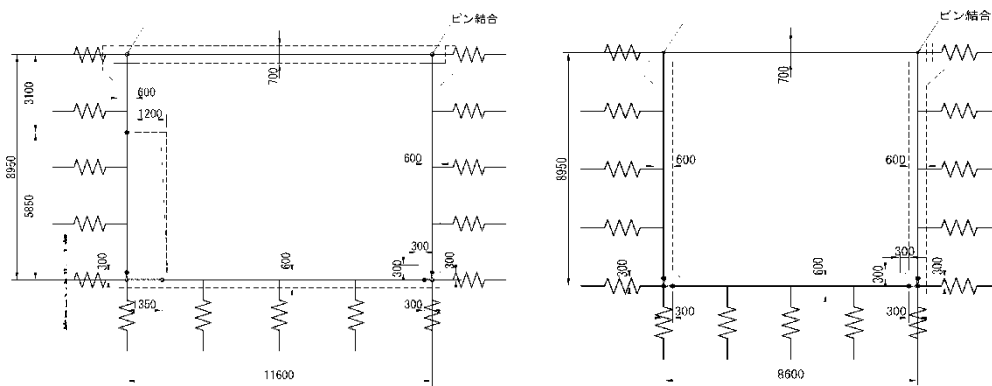


図 2.14.1.7-4 解析モデル図

（底版・側壁鉛直方向 左：東西方向モデル 右：南北方向モデル）

(2) 断面性能

断面性能は、奥行き 1m あたりでモデル化する。断面性能を表 2.14.1.7-9 に示す。

表 2.14.1.7-9 部材諸元（底版・側壁鉛直方向）

部材	ヤング 係数 E (kN/m ²)	幅 B (m)	高さ H (m)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)
底版	2.80E+07	1.000	0.600	6.00E-01	1.80E-02
側壁	2.80E+07	1.000	0.600	6.00E-01	1.80E-02
側壁(孔口コンクリート部)	2.80E+07	1.000	1.800	1.80E+00	4.86E-01
蓋	2.80E+07	1.000	0.700	7.00E-01	2.86E-02

(3) 剛域

剛域は「2012 コ示」に準拠し、図 2.14.1.7-5 の通り設定する。

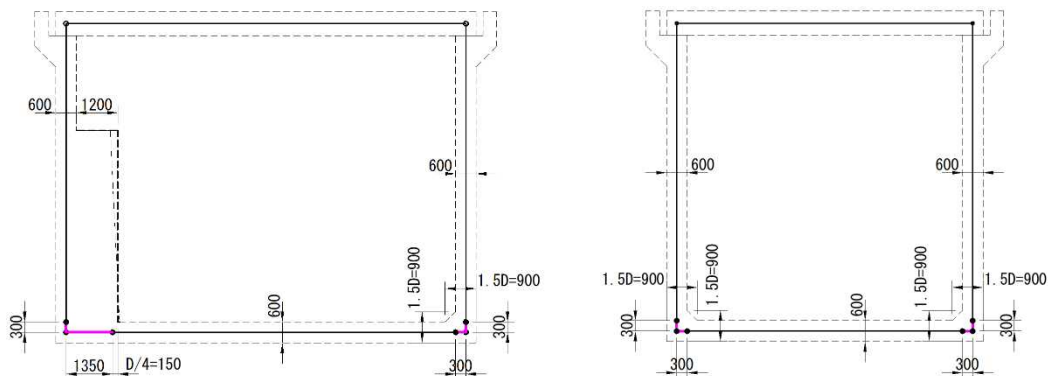


図 2.14.1.7-5 剛域の設定

(底版・側壁鉛直方向 左：東西方向モデル 右：南北方向モデル)

(4) 地盤ばね

地盤ばねは、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 2012 年（公社）日本道路協会（以下、「H24 道示IV」と記す）に準拠し設定する。なお、側面はコンクリートで埋め戻すが安全側に現地盤（岩盤）相当として地盤ばねを設定する。

地盤ばねの算定結果を表 2.14.1.7-10, 11 に示す。係数 a については、H24 道示IVに基づき、長期（常時）で 1.0、短期（地震時）は 2.0 と設定する。

表 2.14.1.7-10 地盤ばね 東西方向モデル

		長辺 B_1 m	短辺 B_2 m	換算載荷幅 B m	地盤の変形係数 E_0 kN/m ²	α ※ -	k_0 kN/m ³	地盤反力係数 k kN/m ³
底版	常時	12.200	9.200	10.59	506000	1.0	1686667	116466
	地震時							232931
側壁	常時	9.200	9.000	9.10	506000	1.0	1686667	130494
	地震時							260987

表 2.14.1.7-11 地盤ばね 南北方向モデル

		長辺 B_1 m	短辺 B_2 m	換算載荷幅 B m	地盤の変形係数 E_0 kN/m ²	α ※ -	k_0 kN/m ³	地盤反力係数 k kN/m ³
底版	常時	12.200	9.200	10.59	506000	1.0	1686667	116466
	地震時							232931
側壁	常時	12.200	9.000	10.48	506000	1.0	1686667	117381
	地震時							234763

(5) 荷重の算定

① 死荷重

死荷重の算定結果を以下に示す。なお、側壁頂部の蓋掛部は、影響が軽微であるため、海底面まで0.6m厚の部材であるものとした。荷重図を図 2.14.1.7-6 に示す。

ケーソン

- ・標準部 : $24.0\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} = 14.4\text{kN/m}^2$ (底版, 側壁とも)
- ・坑口コン : $24.0\text{kN/m}^3 \times 1.2\text{m} = 28.8\text{kN/m}^2$ (標準部からの増分)

放水蓋

- ・自重 : $24.0\text{kN/m}^3 \times 0.7\text{m} = 16.8\text{kN/m}^2$

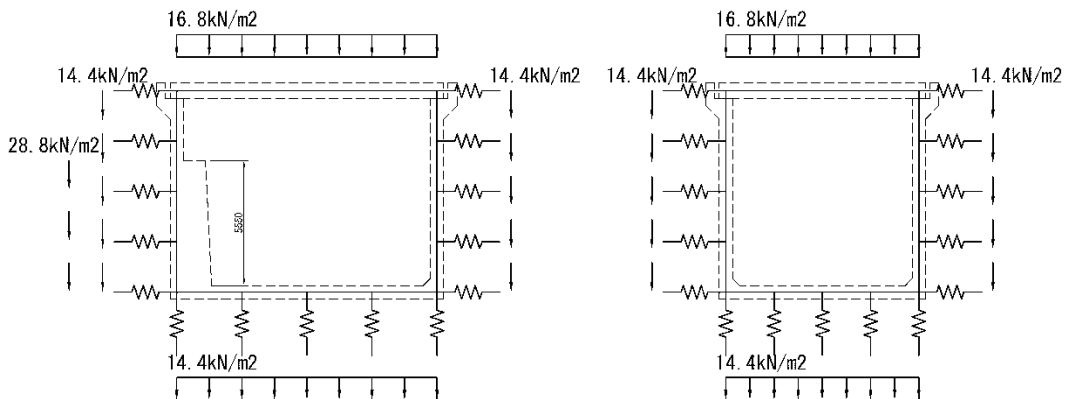


図 2.14.1.7-6 荷重図 自重 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

② 水圧（浮力）

水圧（浮力）の算定結果を以下に示す。側壁頂部の蓋掛部は、影響が軽微であるため、海底面まで0.6m厚の部材であるものとした。荷重図を図2.14.1.7-7に示す。

ケーソン

- ・標準部 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} = 6.1\text{kN/m}^2$ (底版, 側壁とも)
- ・坑口コン : $10.1\text{kN/m}^3 \times 1.2\text{m} = 12.1\text{kN/m}^2$ (標準部からの増分)

放水蓋

- ・浮力 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 0.7\text{m} = 7.1\text{kN/m}^2$

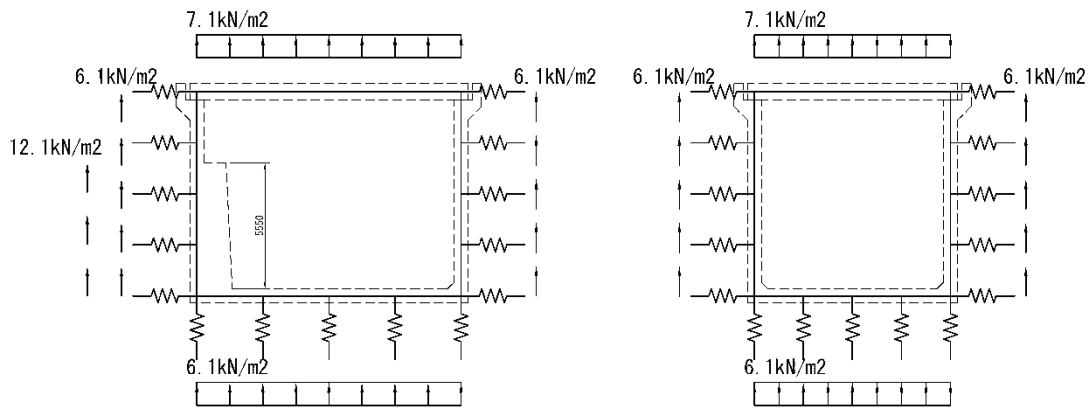


図 2.14.1.7-7 荷重図 浮力 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

③ 損失による圧力

損失による圧力を以下に示す。また、荷重図を図2.14.1.7-8に示す。

- 損失による圧力 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 0.098\text{m} = 1.0\text{kN/m}^2$

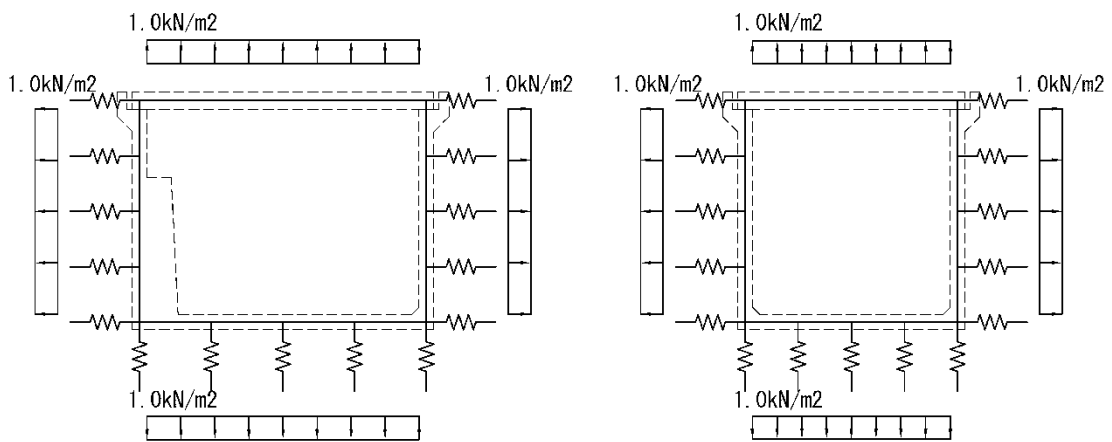


図 2.14.1.7-8 荷重図 損失 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

④ 地震時慣性力

地震時慣性力の算定結果を以下に示す。また、荷重図を図 2.14.1.7-9 に示す。

ケースン

- ・標準部 : $14.4\text{kN/m}^2 \times 0.20 = 2.9\text{kN/m}^2$ (底版, 側壁とも)
- ・坑口コン : $28.8\text{kN/m}^2 \times 0.20 = 5.8\text{kN/m}^2$ (標準部からの増分)

放水蓋

- ・地震時慣性力 : $16.8\text{kN/m}^2 \times 0.20 = 3.4\text{kN/m}^2$

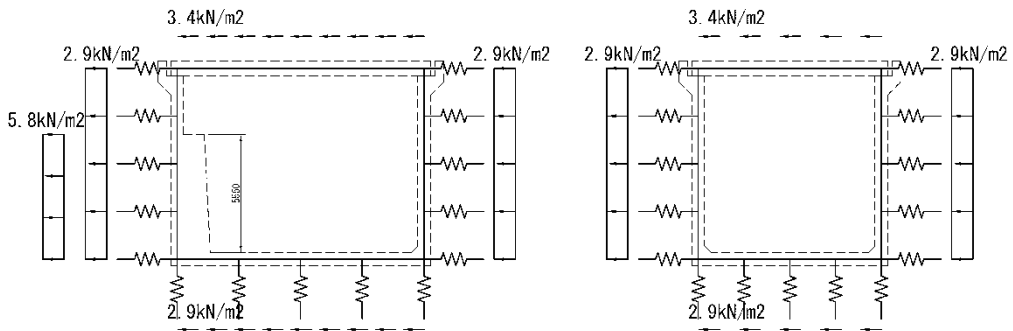


図 2.14.1.7-9 荷重図 地震時慣性力 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

⑤ 動水圧

動水圧の算定結果を以下に示す。また、荷重図を図 2.14.1.7-10 に示す。

東西方向

- ・動水圧 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 11\text{m} \div 2 \times 0.20 = 11.1\text{kN/m}^2$

南北方向

- ・動水圧 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 8\text{m} \div 2 \times 0.20 = 8.1\text{kN/m}^2$

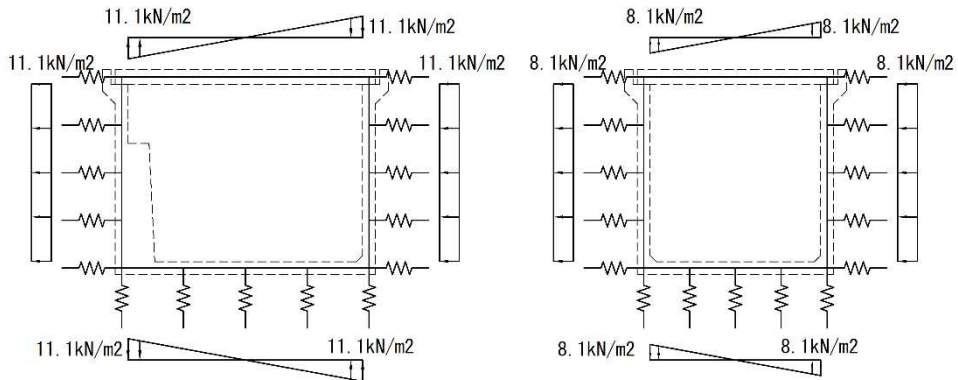


図 2.14.1.7-10 荷重図 動水圧 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

3.7.3 供用時（側壁水平方向）

(1) 解析モデル

地震時荷重により発生する断面力は南北面の側壁を対象として、東西面の側壁および底板を固定、放水蓋部を単純支持とした3辺固定、1辺単純支持版としてモデル化する。解析モデルを図2.14.1.7-11に示す。

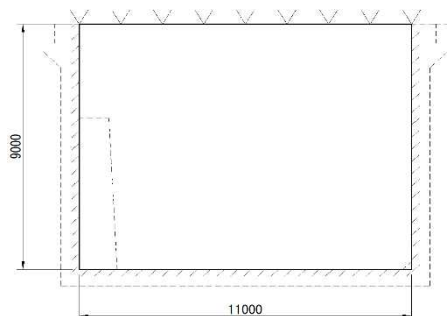


図 2.14.1.7-11 解析モデル図（側壁 供用時 南北面モデル）

(2) 部材諸元

部材諸元を表2.14.1.7-12に示す。

表 2.14.1.7-12 部材諸元（側壁 供用時）

部材	ヤング係数 E (kN/m ²)	厚さ H (m)
側壁	2.80E+07	0.600

(3) 荷重の算定

① 地震時慣性力

地震時慣性力の算定結果を以下に示す。

- ・地震時慣性力 : $24.0\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} \times 0.2 = 2.9\text{kN/m}^2$

② 動水圧

動水圧の算定結果を以下に示す。

- ・動水圧（東西面） : $10.1\text{kN/m}^3 \times 11.0\text{m} \div 2 \times 0.2 = 11.1\text{kN/m}^2$
- ・動水圧（南北面） : $10.1\text{kN/m}^3 \times 8.0\text{m} \div 2 \times 0.2 = 8.1\text{kN/m}^2$

4. 算定結果

4.1 部材の照査

作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位および荷重ケースの照査結果を表 2.14.1.7-13 に示す。常時荷重、波浪荷重および地震時荷重に対して、許容応力度以内であること（作用応力/許容応力<1）を確認した。

表 2.14.1.7-13 応力度照査の結果

検討部位	荷重ケース	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	長期	コンクリート	せん断力	0.23	0.50	0.46
側壁	長期	コンクリート	せん断力	0.24	0.50	0.48

4.2 断面力の算定結果

表 2.14.1.7-13 に示す荷重ケースの断面力について、算定結果をそれぞれ、底版を表 2.14.1.7-14、側壁を表 2.14.1.7-15 に示す。また、断面力図を図 2.14.1.7-12 に示す。

表 2.14.1.7-14 底版の断面力算定結果（長期（常時）せん断力）

検討 ケース	荷重の種類	単位	東西方向 (放水トンネル軸方向)	南北方向 (放水トンネル軸直角方向)
供用時 常時	施工時打設圧	kN	0	0
	自重・水圧	kN	100	76
	合計	kN	100	76
供用時 地震時 (西⇒東)	施工時打設圧	kN	0	—
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	105	—
	合計	kN	105	—
供用時 地震時 (東⇒西)	施工時打設圧	kN	0	—
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	103	—
	合計	kN	103	—
供用時 地震時 (南北)	施工時打設圧	kN	—	0
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	—	85
	合計	kN	—	85

表 2.14.1.7-15 側壁（鉛直方向）の断面力算定結果（長期（常時）せん断力）

検討 ケース	荷重の種類	単位	鉛直方向		
			東西面 (放水トンネル軸方向断面)		南北面 (放水トンネル軸直角方向断面)
			開口コンクリート部	標準部	標準部
供用時 常時	施工時打設圧	kN	41	41	57
	自重・水圧	kN	61	53	40
	合計	kN	102	94	97
供用時 地震時 (西→東)	施工時打設圧	kN	41	41	—
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	98	96	—
	合計	kN	139	137	—
供用時 地震時 (東→西)	施工時打設圧	kN	41	41	—
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	80	67	—
	合計	kN	121	108	—
供用時 地震時 (南北)	施工時打設圧	kN	—	—	57
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	—	—	58
	合計	kN	—	—	115

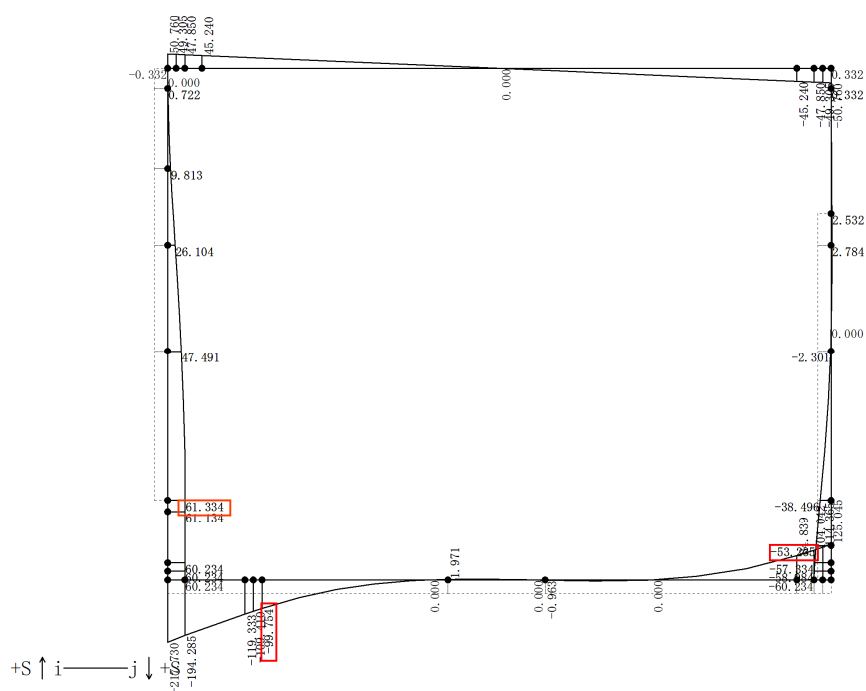


図 2.14.1.7-12 断面力図（長期（常時）せん断力 東西方向）

4.3 応力度の照査結果

表 2.14.1.7-13 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、底版を 2.14.1.7-16 に、側壁を表 2.14.1.7-17 に示す。

表 2.14.1.7-16 底版の応力度照査結果（長期（常時）せん断力）

検討ケース				東西方向 (放水トンネル軸方向)	南北方向 (放水トンネル軸直角方向)		
				常時	常時		
諸元	部材幅	B_w	mm	1000	1000		
	部材高さ	H	mm	600	600		
	有効高さ	d	mm	485.0	460.0		
	設計基準強度	f_{ck}	N/mm ²	30	30		
	全圧縮応力の作用点から 引張鉄筋の図心までの距離	z	mm	426.2	401.8		
発生値	発生せん断力	V	kN	100	76		
	平均せん断応力度	τ	N/mm ²	0.23	0.19		
コンクリートのみで負担できる許容せん断応力度				τ_{a1}	N/mm ²	0.500	0.500
照査 (τ/τ_{a1})				—	—	0.46	0.38
判定				—	—	OK	OK

表 2.14.1.7-17 側壁（鉛直方向）の応力度照査結果（長期（常時）せん断力）

検討ケース				東西面鉛直方向 (放水トンネル軸方向断面)		南北面鉛直方向 (放水トンネル軸直角方向断面)		
				孔口コンクリート部	標準部	標準部		
				常時	常時	常時		
諸元	部材幅	B_w	mm	1000	1000	1000		
	部材高さ	H	mm	1500	600	600		
	有効高さ	d	mm	1365.0	465.0	465.0		
	設計基準強度	f_{ck}	N/mm ²	30	30	30		
	全圧縮応力の作用点から 引張鉄筋の図心までの距離	z	mm	1231.7	406.1	406.1		
発生値	発生せん断力	V	kN	102	94	97		
	平均せん断応力度	τ	N/mm ²	0.08	0.23	0.24		
コンクリートのみで負担できる許容せん断応力度				τ_{a1}	N/mm ²	0.500	0.500	0.500
照査 (τ/τ_{a1})				—	—	0.16	0.46	0.48
判定				—	—	OK	OK	OK

5. 耐久性の照査

5.1 照査の方法

(1) 曲げひび割れ幅

ひび割れに対する照査は、発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式および算定式を以下に示す。

$$w / w_a \leq 1.0$$

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (=1.0)

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、最小鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 (鋼材の腐食に対する照査を行う場合、 ε'_{csd} の値は 100×10^{-6} 程度)

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

(2) 塩害

「H30 港湾基準」を参考に耐久性の照査を行い、照査の基本的な考え方を以下に示す。

- 与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

① 照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

② 鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \cdot \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot C_d}{2 \cdot \sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i$$

γ_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩害 (kg/m^3)

D_d : 設計拡散係数

③ 設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$) (=400 $\text{cm}^2/\text{年}$)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼすひび割れの影響を表す係数

④ かぶりの設計値 cd

施工誤差 Δc_e を予め考慮して次式で求める。

$$cd = c - \Delta c_e$$

c : 設計図面上のかぶり

⑤ コンクリート表面における塩害 C_0

「H30 港湾基準」に基づき、次式により設定する。

$$C_0 = -6.0x + 15.1$$

C_0 : 表面塩化物イオン量 (kg/m^3) で $6.0\text{kg}/\text{m}^3$ を下回らないものとする。

x : 海水面 (H.W.L) から部材下面までの距離 (m)

放水口は、水面下に設置することから、 $C_0 = 15.1 \text{ kg}/\text{m}^3$ とする。

⑥ 鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

「H30 港湾基準」に基づき、 $C_{lim} = 2.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ とする。

⑦ コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。

放水口においては高炉セメント B 種を適用し、 D_k は次式により求める。

$$\log_{10} D_k = 2.5(W/C) - 1.8$$

⑧ 構造物の環境条件

ひび割れ幅の限界値は次のように設定する。

・ 躯体内面 : $0.0035c$

・ 躯体外面 : $0.004c$

c は純かぶりを示す。

⑨ 耐用年数

30 年とする。

なお、コンクリートの最小かぶりは「H30 港湾基準」を参考に 70mm とする。

4.2.2 照査結果

ひび割れ幅および塩害の照査の結果、供用期間中の耐久性が確保されることを確認した。

(1) ひび割れ幅

放水口の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し、発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.7-18 に示す。

表 2.14.1.7-18 ひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅 /許容曲げひび割れ幅
底版	0.262	0.4	0.66
側壁	0.302	0.4	0.76

表 2.14.1.7-18 に示すひび割れ幅の照査結果について、底版を表 2.14.1.7-19 に、側壁を表 2.14.1.7-20 に示す。

表 2.14.1.7-19 ひび割れ幅に対する照査結果（底版）

対象部材			東西方向（放水口軸方向）				南北方向（放水口軸直角方向）						
			ハンチ部		標準部		ハンチ部		標準部				
検討ケース			外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側			
環境条件			常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時			
諸元	梁幅	B mm	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000			
	梁高さ	H mm	700	700	600	600	700	700	600	600			
	有効高さ	d mm	585.0	492.0	485.0	492.0	560.0	470.0	460.0	470.0			
	主鉄筋の段数	— 段	1	1	1	1	1	1	1	1			
	主鉄筋の純かぶり	c mm	102.5	197.0	102.5	97.0	127.5	219.0	127.5	119.0			
	主鉄筋1段目	呼び径	—	D25	D22	D25	D22	D25	D22	D25	D22		
		本数	— 本	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000		
		中心間隔	c_s mm	125	125	125	125	125	125	125	125		
	主鉄筋の鉄筋量	A_s mm ²	4,053.6	3,096.8	4,053.6	3,096.8	4,053.6	3,096.8	4,053.6	3,096.8			
	鉄筋のヤング係数	E_s kN/mm ²	200	200	200	200	200	200	200	200			
	設計基準強度	f_{ck} N/mm ²	30	30	30	30	30	30	30	30			
	コンクリートのヤング係数	E_c kN/mm ²	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0			
	曲げひび割れ幅に対する照査	発生値	鉄筋形状の影響係数	k_1 —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
コンクリート品質の影響係数			k_2 —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
引張鉄筋の段数の影響係数			k_3 —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
曲げモーメント			M_d kN・m	-109	0	-140	32	-126	0	-101	62		
軸方向力			N_d kN	0	0	0	0	0	0	0	0		
鉄筋応力度の増加量			σ_{se} N/mm ²	49.5	0.0	79.4	23.1	58.7	0.0	60.3	46.2		
収縮・クリープ等によるひずみ			$\epsilon'_{csd} \times 10^{-6}$	100	100	100	100	100	100	100	100		
曲げひび割れ幅			w mm	0.183	0.095	0.262	0.109	0.251	0.104	0.256	0.200		
限界値			ひび割れ幅の限界値	w_a mm	0.400	0.350	0.400	0.340	0.400	0.350	0.400	0.350	
構造物係数			γ_i —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
照査			$\gamma_i \cdot w/w_a$	—	—	0.66	0.32	0.63	0.30	0.64	0.57		
判定	$\gamma_i \cdot w/w_a \leq 1.0$	—	—	OK	OK	OK	OK	OK	OK				
コンクリートの圧縮応力度に対する照査	発生値	コンクリートの圧縮応力度	σ'_c N/mm ²	2.7	—	4.4	1.1	3.3	—	3.5	2.4		
		限界値	$0.4f'_{ck}$	—	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0		
		照査	$\sigma'_c/0.4f'_{ck}$	—	—	0.23	—	0.37	0.09	0.28	—	0.29	0.20
		判定	$\sigma'_c/0.4f'_{ck} \leq 1.0$	—	—	OK	—	OK	OK	OK	—	OK	

注) 発生曲げモーメントは、内側曲げを正とする。軸力は、圧縮を正とする。

表 2.14.1.7-20 ひび割れ幅に対する照査結果（側壁）

対象部材				南北面鉛直方向（放水口軸直角方向断面）				
				ハンチ部		標準部		
				外側	内側	外側	内側	
検討ケース				常時	常時	常時	常時	
環境条件				腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	
諸元	梁幅	B	mm	1,000	1,000	1,000	1,000	
	梁高さ	H	mm	700	700	600	600	
	有効高さ	d	mm	565.0	480.0	465.0	480.0	
	主鉄筋の段数	—	段	1	1	1	1	
	主鉄筋の純かぶり	c	mm	122.5	210.5	122.5	110.5	
	主鉄筋 1段目	呼び径	—	—	D25	D19	D25	D19
		本数	—	本	8.000	8.000	8.000	8.000
		中心間隔	c_s	mm	125	125	125	125
	主鉄筋の鉄筋量	A_s	mm ²	4,053.6	2,292.0	4,053.6	2,292.0	
	鉄筋のヤング係数	E_s	kN/mm ²	200	200	200	200	
	設計基準強度	f_{ck}	N/mm ²	30	30	30	30	
	コンクリートのヤング係数	E_c	kN/mm ²	28.0	28.0	28.0	28.0	
曲げ ひび割れ幅 に対する 照査	発生値	鉄筋形状の影響係数	k_1	—	1.00	1.00	1.00	1.00
		コンクリート品質の影響係数	k_2	—	1.00	1.00	1.00	1.00
		引張鉄筋の段数の影響係数	k_3	—	1.00	1.00	1.00	1.00
		曲げモーメント	M_d	kN・m	-145	0	-132	29
		軸方向力	N_d	kN	0	0	0	0
		鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	68.0	0.1	78.0	28.0
		収縮・クリープ等によるひずみ	ϵ'_{csd}	$\times 10^{-6}$	100	100	100	100
	曲げひび割れ幅	w	mm	0.271	0.101	0.302	0.136	
	限界値	ひび割れ幅の限界値	w_a	mm	0.400	0.350	0.400	0.350
	構造物係数	γ_i	—	1.00	1.00	1.00	1.00	
	照査	$\gamma_i \cdot w/w_a$	—	—	0.68	0.29	0.76	0.39
判定	$\gamma_i \cdot w/w_a \leq 1.0$	—	—	OK	OK	OK	OK	
コンクリートの 圧縮 応力度 に対する 照査	発生値	コンクリートの圧縮応力度	σ'_c	N/mm ²	3.7	—	4.5	1.2
	限界値	$0.4f_{ck}$	—	N/mm ²	12.0	12.0	12.0	12.0
	照査	$\sigma'_c/0.4f_{ck}$	—	—	0.31	—	0.38	0.10
	判定	$\sigma'_c/0.4f_{ck} \leq 1.0$	—	—	OK	—	OK	OK

注) 発生曲げモーメントは、内側曲げを正とする。軸力は、圧縮を正とする。

(2) 塩害

放水口における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.7-21 に示す。

表 2.14.1.7-21 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋腐食発生限界 濃度 (kg/m ³)	鉄筋位置における塩 化物イオン濃度/鉄筋 腐食発生限界濃度
底版	1.93	2.00	0.97
側壁	1.95	2.00	0.98

表 2.14.1.7-21 に示す塩害の照査結果について、底版を表 2.14.1.7-22 に、側壁を表 2.14.1.7-23 に示す。

表 2.14.1.7-22 塩害に対する照査結果（底版）

対象部材				東西方向（放水トンネル軸方向）				南北方向（放水トンネル軸直角方向）				
				ハンチ部		標準部		ハンチ部		標準部		
				外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側	
検討ケース				常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時	
設計供用期間		t	年	30	30	30	30	30	30	30	30	
諸元	セメントの種類	—	—	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	
	水セメント比	W/C	—	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	最外縁鉄筋のかぶりの設計値	c	mm	102.5	197.0	102.5	97.0	102.5	197.0	102.5	97.0	
塩害に対する照査	拡散係数	コンクリートの拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	
		塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400	400	400	400	400	400	
		コンクリートの材料係数	γ_c	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		ひび割れ幅の存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数	λ	—	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	
		ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l	—	0.00035	0.00010	0.00050	0.00022	0.00039	0.00010	0.00040	0.00033
		塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.492	0.342	0.582	0.414	0.516	0.342	0.522	0.480
	発生値	表面塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10
		初期塩化物イオン濃度	C_i	kg/m ³	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
		安全係数	γ_{cl}	—	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
		鉄筋位置における塩化物イオン濃度	C_d	kg/m ³	1.46	0.30	1.93	1.31	1.58	0.30	1.62	1.69
	限界値	鉄筋腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
	構造物係数	γ_i	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	判定	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim}$	—	—	0.73	0.15	0.97	0.66	0.79	0.15	0.81	0.85
	照査	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$	—	—	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表 2.14.1.7-23 塩害に対する照査結果（側壁）

対象部材				水平方向		
				外側	内側	
検討ケース				常時	常時	
設計供用期間		t	年	30	30	
諸元	セメントの種類	—	—	高炉セメント	高炉セメント	
	水セメント比	W/C	—	0.50	0.50	
	最外縁鉄筋のかぶりの設計値	c	mm	103.5	91.5	
塩害に対する照査	拡散係数	コンクリートの拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.282	0.282
		塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400
		コンクリートの材料係数	γ_c	—	1.00	1.00
		ひび割れ幅の存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数	λ	—	1.50	1.50
		ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l	—	0.00049	0.00031
		塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.576	0.468
	発生値	表面塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	15.10	15.10
		初期塩化物イオン濃度	C_i	kg/m ³	0.30	0.30
		安全係数	γ_{cl}	—	1.30	1.30
		鉄筋位置における塩化物イオン濃度	C_d	kg/m ³	1.84	1.95
	限界値	鉄筋腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	2.00	2.00
	構造物係数	γ_i	—	1.00	1.00	
	判定	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim}$	—	—	0.92	0.98
	照査	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$	—	—	OK	OK

4.3 安定性の検討

安定性検討はケーソン幅が小さい放水トンネル軸直角方向に対して行う。

4.3.1 荷重の算定

(1) 自重

自重の算定結果を表 2.14.1.7-24 に、算定に伴う方向の設定を図 2.14.1.7-13 に示す。

表 2.14.1.7-24 自重算定結果 (ケーソン)

	寸法			体積 V (m^3)	単位体積 重量 γ (kN/m^3)	自重 W (kN)	作用位置		抵抗 モーメント M_r (kNm)
	X方向	Y方向	Z方向				軸直角方向 Y (m)	高さ Z (m)	
	Lx (m)	Ly (m)	Lz (m)						
底版	12.2	9.2	0.6	67.3	24.0	1,615.2	4.600	0.300	7,430
側壁 (北側)	12.2	0.6	9.0	65.9	24.0	1,581.6	0.300	5.100	474
側壁 (南側)	12.2	0.6	9.0	65.9	24.0	1,581.6	8.900	5.100	14,076
側壁 (東側)	0.6	8.0	9.0	43.2	24.0	1,036.8	4.600	5.100	4,769
側壁 (西側)	0.6	8.0	9.0	43.2	24.0	1,036.8	4.600	5.100	4,769
放水トンネル控除	$\phi 3700 \times 0.6m$			-6.5	24.0	-156.0	4.600	3.698	-718
蓋	12.2	9.2	0.7	78.6	24.0	1,886.4	4.600	9.250	8,677
放水口	3.3	3.3	2.0	21.8	24.0	523.2	4.600	10.600	2,407
放水口控除	2.5	2.5	2.7	-16.9	24.0	-405.6	4.600	10.250	-1,866
合計						8,700.0			40,018

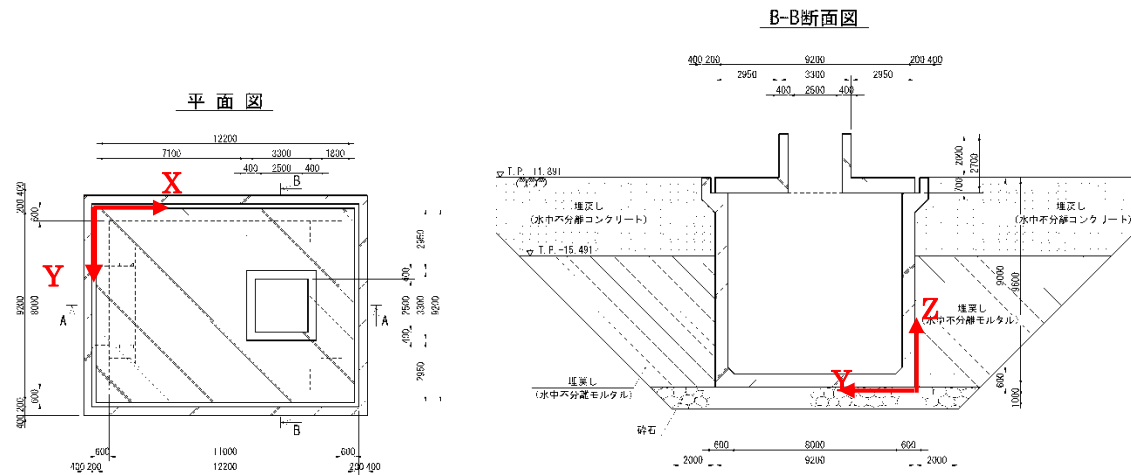


図 2.14.1.7-13 算定に伴う方向の設定

(2) 浮力

浮力の算定結果を表 2.14.1.7-25 に示す。

表 2.14.1.7-25 浮力算定結果 (ケーソン安定性)

	体積 V (m^3)	単位体積 重量 γ (kN/m^3)	浮力 W (kN)	作用位置		抵抗 モーメント M_r (kNm)
				軸直角方向	高さ	
				Y (m)	Z (m)	
底版	67.3	10.1	-679.7	4.600	0.300	-3,127
側壁 (北側)	65.9	10.1	-665.6	0.300	5.100	-200
側壁 (南側)	65.9	10.1	-665.6	8.900	5.100	-5,924
側壁 (東側)	43.2	10.1	-436.3	4.600	5.100	-2,007
側壁 (西側)	43.2	10.1	-436.3	4.600	5.100	-2,007
放水口制御 蓋	-6.5	10.1	65.7	4.600	3.698	302
蓋	78.6	10.1	-793.9	4.600	9.250	-3,652
放水口	21.8	10.1	-220.2	4.600	10.600	-1,013
放水口制御	-16.9	10.1	170.7	4.600	10.250	785
合計			-3,661.2			-16,843

(3) 損失による水圧

損失による水圧は、鉛直方向、水平方向ともに釣り合っているため、考慮しない。

(4) 地震時慣性力

地震時慣性力の算定結果を表 2.14.1.7-26 に示す。

表 2.14.1.7-26 地震時慣性力算定結果 (ケーソン安定性)

	重量 W (kN)	設計 震度 k_h (-)	慣性力 H (kN)	作用位置		転倒 モーメント M_0 (kNm)
				軸直角方向	高さ	
				Y (m)	Z (m)	
底版	1,615.2	0.20	323.0	4.600	0.300	97
側壁 (北側)	1,581.6	0.20	316.3	0.300	5.100	1,613
側壁 (南側)	1,581.6	0.20	316.3	8.900	5.100	1,613
側壁 (東側)	1,036.8	0.20	207.4	4.600	5.100	1,058
側壁 (西側)	1,036.8	0.20	207.4	4.600	5.100	1,058
放水口制御 蓋	-156.0	0.20	-31.2	4.600	3.698	-115
蓋	1,886.4	0.20	377.3	4.600	9.250	3,490
放水口	523.2	0.20	104.6	4.600	10.600	1,109
放水口制御	-405.6	0.20	-81.1	4.600	10.250	-831
合計	8,700.0		1,740.0			9,092

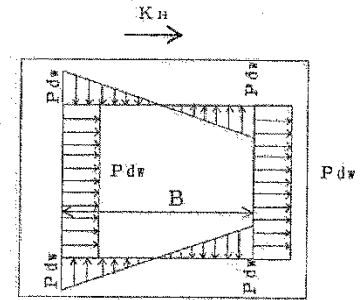
(5) 動水圧

ケーソンおよび放水蓋下面に作用する動水圧は下式により算定する。なお、底版と放水蓋下面に作用する鉛直方向の動水圧は釣り合っているため考慮しない。また、安全側に、水路幅は東西方向の 11.0m を用いて算定する。

$$P_{dw} = \frac{1}{2} K_H \gamma_w B$$

ここに、

- P_{dw} : 動水圧 (kN/m²)
- K_H : 水平震度
- γ_w : 内水の単位体積重量 (kN/m³)
- B : 水路幅 (m)



放水口部に作用する動水圧は境界要素法により算定する。放水口部に作用する動水圧の算定結果を図 2.14.1.7-14、表 2.14.1.7-27 に示す。

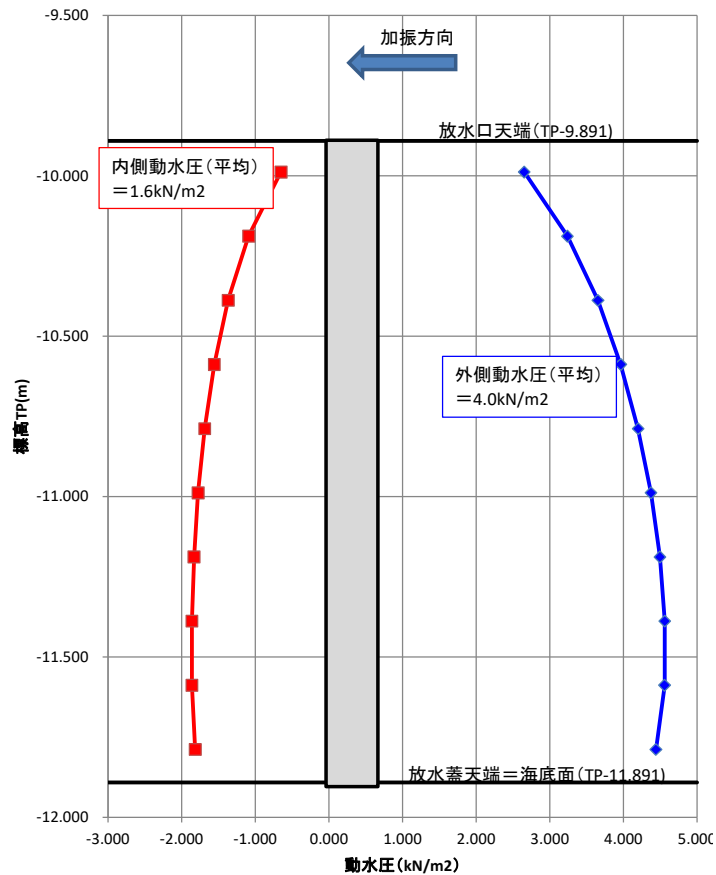


図 2.14.1.7-14 放水口に作用する動水圧

表 2.14.1.7-27 動水圧算定結果（ケーソン安定性）

	寸法		面積 <i>A</i> (m ²)	箇所数 <i>n</i> -	動水圧 強度 <i>p</i> (kN/m ²)	動水圧 <i>H</i> (kN)	作用位置		転倒 モーメント <i>M₀</i> (kNm)
	X方向	Z方向					軸直角方向 <i>Y</i> (m)	高さ <i>Z</i> (m)	
	<i>L_x</i> (m)	<i>L_z</i> (m)							
側壁（北側）	11.0	8.3	91.3	1	11.1	1,013.4	0.600	4.750	4,814
側壁（南側）	11.0	8.3	91.3	1	11.1	1,013.4	8.600	4.750	4,814
放水口外面	3.3	2.0	6.6	2	4.0	52.8	4.600	10.600	560
放水口内面	2.5	2.7	6.8	2	1.6	21.8	4.600	10.250	223
合計						2,101.4			10,411

側壁に作用する動水圧強度は安全側に東西方向の水路幅11.0mを用いて算定。

$$p=11.0\text{m}/2 \times 10.1\text{kN}/\text{m}^3 \times 0.2 = 11.1\text{kN}/\text{m}^2$$

(6) 放水口に作用する水平波力

海底面近傍における水粒子速度および水粒子加速度の算定結果を図 2.14.1.7-15 に示す。

同図より、それぞれ以下となる。

最大水粒子速度：3.899m/s

最大水粒子加速度：2.067m/s²

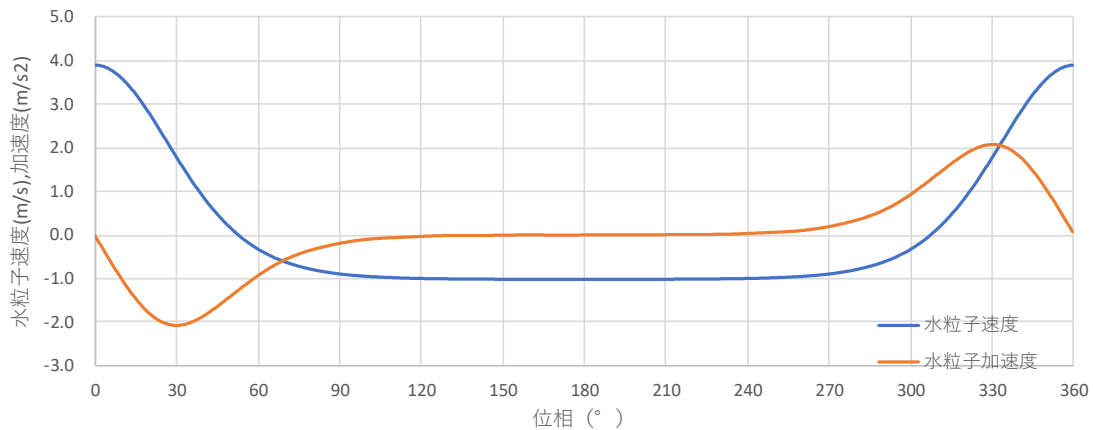


図 2.14.1.7-15 水粒子速度・水粒子加速度

海底面以浅に位置する放水口に作用する水平波力の算定条件を表 2.14.1.7-28 に、算定結果を図 2.14.1.7-16 に、最大水平波力算定結果（ケーソン安定性）を表 2.14.1.7-29 に示す。

表 2.14.1.7-28 水平波力算定条件

	寸法			受圧面積	体積	抗力係数	慣性力係数
	X方向	Y方向	Z方向				
	Lx (m)	Ly (m)	Lz (m)	A (m ²)	V (m ³)	C _D -	C _M -
放水口	3.3	3.3	2.0	6.6	21.8	1.60	1.67

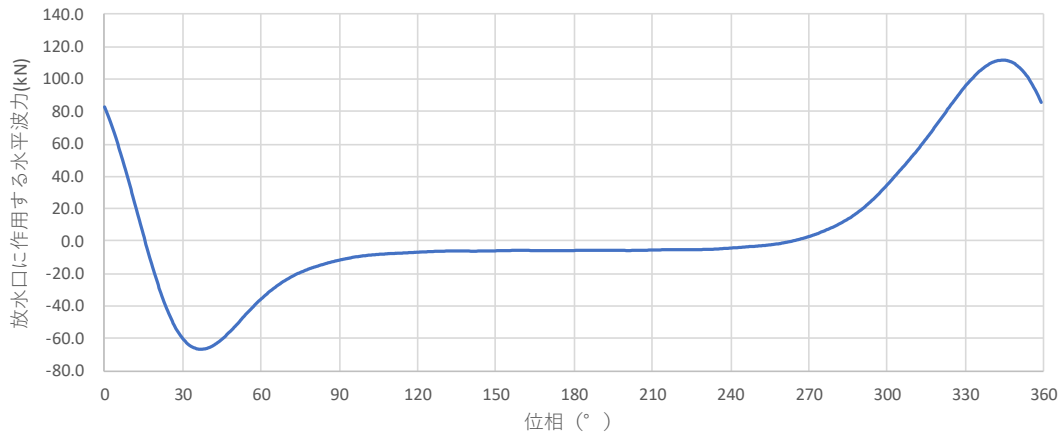


図 2.14.1.7-16 放水口に作用する水平波力

表 2.14.1.7-29 最大水平波力算定結果（ケーソン安定性）

位相	水粒子速度	水粒子加速度	抗力係数	慣性力係数	抗力	慣性力	水平波力	作用位置		転倒モーメント
								軸直角方向	高さ	
θ (°)	u (m/s)	a (m/s ²)	C _D -	C _M -	H _D (kN)	H _M (kN)	H (kN)	Y (m)	Z (m)	M ₀ (kNm)
344.88	3.234	1.456	1.60	1.67	56.9	54.6	111.5	4.600	10.600	1,182

(7) 揚力

放水蓋に作用する揚力の算定条件を表 2.14.1.7-30 に、揚力の算定結果を図 2.14.1.7-17 に、最大揚力算定結果（ケーソン安定性）を表 2.14.1.7-31 に示す。

表 2.14.1.7-30 揚力算定条件

	寸法		面積	揚力係数
	X方向	Y方向		
	Lx (m)	Ly (m)	A (m ²)	C _L -
蓋	12.2	9.2	112.2	0.80

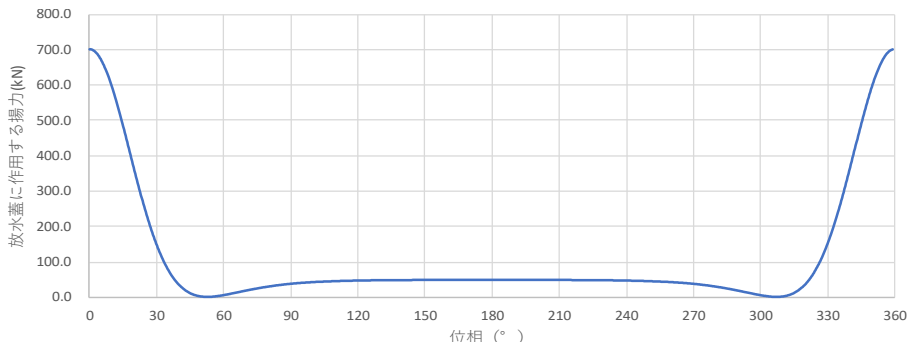


図 2.14.1.7-17 放水蓋に作用する揚力

表 2.14.1.7-31 最大揚力算定結果 (ケーソン安定性)

位相	水粒子速度	揚力係数	揚力	作用位置		抵抗モーメント
				軸直角方向	高さ	
θ ($^{\circ}$)	u (m/s)	C_L -	P (kN)	Y (m)	Z (m)	M_r (kNm)
0.00	3.899	0.80	-702.7	4.600	9.600	-3,232

4.3.2 荷重集計結果

波浪時および地震時における荷重の集計結果を表 2.14.1.7-32, 33 に示す。

表 2.14.1.7-32 荷重集計結果 (ケーソン安定性, 波浪時)

	鉛直力	水平力	抵抗モーメント	転倒モーメント
	P (kN)	H (kN)	M_r (kNm)	M_0 (kNm)
自重	8,700.0	0.0	40,018	0
浮力	-3,661.2	0.0	-16,843	0
水平波力	0.0	111.5	0	1,182
揚力	-702.7	0.0	-3,232	0
合計	4,336.1	111.5	19,943	1,182

表 2.14.1.7-33 荷重集計結果 (ケーソン安定性, 地震時)

	鉛直力	水平力	抵抗モーメント	転倒モーメント
	P (kN)	H (kN)	M_r (kNm)	M_0 (kNm)
自重	8,700.0	0.0	40,018	0
浮力	-3,661.2	0.0	-16,843	0
地震時慣性力	0.0	1,740.0	0	9,092
動水圧	0.0	2,101.4	0	10,411
合計	5,038.8	3,841.4	23,175	19,503

4.3.3 検討結果

(1) 滑動

滑動に対する検討において，受働土圧を考慮する。表 2.14.1.7-34 に示す受働土圧を抵抗として考慮した場合の滑動照査結果を表 2.14.1.7-35 に示す。

表 2.14.1.7-34 受働土圧算定結果

項目	記号	単位	値	備考
単位体積重量	γ	(kN/m ³)	16.8	
粘着力	c	(kN/m ²)	1,500	
躯体高さ	H	(m)	9.6	
海底面 土圧強度	pa1	(kN/m ²)	3,000	
躯体下端 土圧強度	pa2	(kN/m ²)	3,161	
奥行き1m当たり土圧	Pa	(kN)	29,573	
奥行き	B	(m)	9.2	安全側に南北方向の幅とする
受働土圧合力	Pa×B	(kN)	272,072	

表 2.14.1.7-35 滑動照査結果

検討ケース			波浪時	地震時
鉛直力	P	kN	4,336.1	5,038.8
摩擦係数	μ	-	0.60	0.60
抵抗項の特性値	Rk	kN	274,673.7	275,095.3
抵抗項に乗じる部分係数	γR	-	0.83	1.00
抵抗項の設計用値	Rd	kN	227,979.2	275,095.3
荷重項の特性値	Sk	kN	111.5	3,841.4
荷重項に乗じる部分係数	γS	-	1.08	1.00
荷重項の設計用値	Sd	kN	120.4	3,841.4
調整係数	m	-	1.00	1.20
荷重抵抗比	mSd/Rd	-	0.0005	0.02
判定		-	OK	OK

(2) 転倒

転倒に対する照査結果を表 2.14.1.7-36 に示す。

表 2.14.1.7-36 転倒照査結果

検討ケース			波浪時	地震時
抵抗項の特性値	Rk	kNm	19,943	23,175
抵抗項に乗じる部分係数	γR	-	0.95	1.00
抵抗項の設計用値	Rd	kNm	18,946	23,175
荷重項の特性値	Sk	kNm	1,182	19,503
荷重項に乗じる部分係数	γS	-	1.14	1.00
荷重項の設計用値	Sd	kNm	1,348	19,503
調整係数	m	-	1.00	1.10
荷重抵抗比	mSd/Rd	-	0.07	0.93
判定		-	OK	OK

(3) 支持力

支持力に対する照査結果を表 2.14.1.7-37 に示す。

表 2.14.1.7-37 支持力照査結果

検討ケース			波浪時	地震時
ケーソン端部から合力作用位置までの距離	d	(m)	4.327	0.729
ケーソン幅	B	(m)	9.200	9.200
ケーソン奥行き	B'	(m)	12.200	12.200
偏心距離	e	(m)	0.273	3.871
最大地盤反力度	qmax	(kN/m ²)	45.5	377.7
許容地盤反力度	qa	(kN/m ²)	900	900
判定	-	-	OK	OK

(4) 浮上がり

① 算定式

浮上がりの検討について、以下の式にて行う。

$$F_s = W / U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水) の単位体積重量 (kN/m³)

② 検討条件

放水口の浮上がりに対する安全率を表 2.14.1.7-38 に示す。

表 2.14.1.7-38 浮上がりに対する安全率

荷重条件	供用時	
適用条件	常時および波浪時	地震時
浮上がり安全率	1.20	

③ 照査結果

浮上がりに対する照査結果を表 2.14.1.7-39 に示す。

表 2.14.1.7-39 浮上がり照査結果

検討ケース			波浪時	地震時
浮力	P1	(kN)	-3,661.2	-3,661.2
揚力	P2	(kN)	-702.7	0.0
上向き荷重合計	P	(kN)	-4,363.9	-3,661.2
自重	W	(kN)	8,700.0	8,700.0
安全率	$F_s=W/P$	(-)	1.99	2.38
必要安全率	F_{sreq}	(-)	1.20	1.20
判定	-	-	OK	OK

以上

放水設備の要求事項に関する補足説明（水理計算）

希釈後の ALPS 処理水の放水設備は、放水立坑内の堰を越流した水を、放水立坑（下流水槽）と発電所港湾外海面との水頭差により、約 1 km 離れた放水口まで移送する設計とする。また、放水設備における摩擦損失や水位上昇等を考慮した設計とした。

放水立坑や放水トンネル等の構造物については、別項で示す設計により決まるため、ここでは設計された構造物において水理計算を実施し、所定の放水量を確保できるか評価を行った。

1. 検討条件

1.1 水路寸法

水理計算に用いる縦断線形および諸構造物の寸法は、別項にて記載した。水理計算に用いた諸元一覧表を表 2.14.1.8-1 に示す。

1.2 計算条件

水理計算は通常運転時およびポンプが地震・津波等で異常停止した時の 2 つの運転状態にて検討する。

(1) 通常運転時

通常運転時の水理計算に用いる計算条件は表 2.14.1.8-2 に示す 2 ケースとする。

① 運転条件

海水輸送ポンプについては、通常時、1 台あたり定格流量 $2\text{m}^3/\text{s}$ の 2 台運転であるが、万が一、ポンプ 1 台が停止または点検等の際を考慮し予備を 1 台用意し、計 3 台設置する。したがって、ポンプ 2 台運転時 ($4\text{m}^3/\text{s}$) に加え、保守的に 3 台運転時 ($6\text{m}^3/\text{s}$) についても検討した。

② 潮位条件

潮位については、高水位時として朔望平均満潮位 (HWL : T.P.+0.757)、低水位時として朔望平均干潮位 (LWL : T.P.-0.778) を用いる。

③ 壁面条件（貝代、粗度係数）

放水立坑や放水トンネル内の壁面については、貝等の付着による壁面摩擦（粗度係数）の増大、ならびに貝の付着による水路断面欠損（貝代）を考慮する。

水路の壁面は、海水に接する環境が継続することで貝等の海生生物が付着し、壁面粗度の上昇と水路断面の欠損が見られる。壁面粗度上昇による壁面摩擦の増大ならびに貝付着による水路断面の欠損は、発電所の運転に支障をきたす恐れがあることから、水理計算の際は、貝代および粗度係数を考慮している。

表 2.14.1.8-1 水理計算数量諸元一覧

区間	位置	測量 座標 m	距離 m	累積 距離 m	位置 区分	掘削 勾配	地上・海底 標高 T.P.(m)		岩盤 上限 勾配	岩盤上限 T.P.(m)	掘削		内空	
							掘削 勾配	掘削 勾配			敷高 TP m	頂版高 TP m	敷高 TP m	頂版高 TP m
上流水槽			50.000	0.000	陸域		2.50	-3.70					-1.50	4.50
				50.000			2.50	-3.70						-1.50
堰部			2.300	50.000	陸域		2.50	-3.70					2.50	4.50
				52.300			2.50	-3.70						2.50
下流水槽			5.000	52.300	陸域		2.50	-3.70					-12.70	4.50
				57.300			2.50	-3.70						-12.70
水槽壁			1.500	57.300	陸域	0.0%	2.50	-3.70	3.6%	-12.386	-9.436	-12.21	-12.21	-9.62
				58.800			2.50	-3.75		-12.386	-9.436	-12.21	-12.21	-9.62
トンネル取付 水平部		-201.0	15.000	58.800	海底	0.0%	-5.00	-3.75	3.6%	-12.386	-9.436	-12.21	-12.21	-9.62
				73.800			-5.00	-4.29		-12.386	-9.436	-12.21	-12.21	-9.62
斜路部1	CP1	84.0	250.020	73.800	海底	3.6%	-7.00	-4.29	3.6%	-12.386	-9.436	-12.21	-12.21	-9.62
	CP2'	84.0	162.030	323.820			-7.00	-13.29		-21.387	-18.437	-21.21	-21.21	-18.62
水平部1	CP4	226.0	426.798	485.950	海底	0.0%	-9.00	-13.29		-27.220	-24.270	-27.04	-27.04	-24.45
	CP4'	652.8	11.992	912.648			-12.00	-18.31		-27.220	-24.270	-27.04	-27.04	-24.45
斜路部2	CP6	664.8	162.320	924.640	海底	0.0%	-12.00	-18.31		-27.220	-24.270	-27.04	-27.04	-24.45
		827.1		1086.960			-4.9%	-12.00	-11.89		-27.220	-24.270	-27.04	-27.04
放水口 取付部			1.719	1086.960	海底	-4.9%	-12.20	-11.89		-18.266	-16.316	-19.09	-19.09	-16.50
				1088.679			-4.9%	-11.89	-11.89		-19.266	-16.316	-19.09	-19.09
放水口 ケーン			7.031	1088.679	海底	0.0%	-11.89	-11.89		-18.266	-16.316	-19.09	-19.09	-16.41
				1095.710			0.0%	-11.89	-11.89		-19.266	-16.316	-19.09	-19.09
放水口			2.700	1095.710	海底		-11.89	-11.89		-18.266	-16.316	-19.09	-19.09	-16.41
				1098.410				-11.89	-11.89		-19.266	-16.316	-19.09	-19.09
出口				1098.410										

表 2.14.1.8-2 水理計算条件一覧（通常運転時）

		ケース1	ケース2
運転条件	台数	2台	3台
	流量	4m ³ /s	6m ³ /s
潮位条件		朔望平均満潮位HWL T.P.+0.757m	
壁面条件	粗度係数	0.02	
	貝代	10cm	
水路条件	水路外径	295mm	
	セグメント厚	180mm	
	水路内径	2590mm	

一社）電力土木技術協会 火力原子力発電所土木構造物の設計－増補改訂版－に記載の既設発電所における取放水路の設計貝代・粗度係数について、表 2.14.1.8-3 に示す。これによると、当社および他地点の原子力・火力発電所取放水路の貝代、粗度係数の設定値は、各地点によってさまざまであり、これは対象地点の貝繁殖環境や発電所燃料冷却への影響（燃料冷却に影響を及ぼす取水路の方が放水路に比べ設定値が大きい）等によるものである。特に、瀬戸内海や内湾に位置する発電所は貝の生育が盛んであるため、粗度係数を高く設定している（0.025~0.027）が、その他の発電所における設定値は 0.012~0.02 である。

福島第一原子力発電所の放水路の貝付着状況については、6号機放水口～放水室マンホールまでの約 50m の区間において付着物の分布を調べた結果、放水路側面で最大 10cm の付着物を確認した。

また、表 2.14.1.8-4 に示す公社）土木学会 水理公式集によると、暗渠におけるコンクリートの粗度係数は 0.01~0.02 と示されている。

以上より、放水設備の水理設計に用いる貝代・粗度係数をそれぞれ、貝代 10cm、粗度係数 0.02 を設定した。

表 2.14.1.8-3 取・放水路の貝の付着代と粗度係数

種類	取放水路の形式	貝代 (cm)	粗度係数
取水路	暗渠	0.0~20.0 (0.0,5.0,10.0が多い)	0.014~0.027 (0.015,0.020が多い)
	管路	0.0~10.0	0.015~0.018
放水路	暗渠	0.0~20.0 (0.0が多い)	0.014~0.027
	トンネル	0.0~20.0 (0.0が多い)	0.014~0.027

※一社) 電力土木技術協会 火力原子力発電所土木構造物の設計—増補改訂版—より整理

表 2.14.1.8-4 Manning の粗度係数一覧表

水路の形式	材料および潤辺の性質	n の範囲	n の標準値	
暗きよ	真ちゅう	0.009~0.013	0.010	
	溶接鋼管	0.010~0.014	0.012	
	リベット鋼管	0.013~0.017	0.016	
	鑄鉄	塗装	0.010~0.014	0.013
		塗装なし	0.011~0.016	0.014
	コルゲート鋼管 (大型)	0.021~0.031	0.024	
	合成樹脂	0.008~0.010	0.009	
	ガラス	0.009~0.013	0.010	
	モルタル	0.011~0.015	0.013	
	コンクリート	0.010~0.020	0.014	

※公社) 土木学会 水理公式集より

④形状損失

管路の断面形状が急変する場合、急変部における圧力勾配の局所的な逆転などのため、はく離渦が発生して、局所的に水頭の損失が生じる。このような損失を形状損失という。

ここでは、放水トンネル線形の変化点における屈折の損失、放水トンネルと放水ロケソン接続部での急拡による損失、放水ロケソン内での曲がりによる損失、放水ロケソンと放水ロケソン出口部における急縮による損失、放水ロケソン出口から外洋に放水される際の流出による損失の5つの損失を考慮した設計を行う。

・屈折による損失 (土木学会 水理公式集 [2018年版])

$$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$$

$$f_{be} = 0.94 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.5 \sin^4 \frac{\theta}{2}$$

ここに、 h_{be} ：屈折による損失水頭(m)、 f_{be} ：屈折損失係数、 V ：管内断面平均流速(m/s)、 θ ：屈折角である。

- ・急拡による損失（土木学会 水理公式集 [2018 年版]）

$$h_{se} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\right]^2 \frac{V_1^2}{2g} = f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$$

ここに、 h_{se} ：急拡による損失水頭(m)、 f_{se} ：急拡損失係数、 V_1 、 V_2 ：急拡前後の管内断面平均流速(m/s)、 A_1 、 A_2 ：急拡前後の管断面積(m²)、 D_1 、 D_2 ：急拡前後の管径(m)である。図 2.14.1.8-1 に概念図を示す。

- ・急縮による損失（土木学会 水理公式集 [2018 年版]）

$$h_{sc} = \left(\frac{1}{C_c}\right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$$

ここに、 h_{sc} ：急縮による損失水頭(m)、 C_c ：縮流係数、 f_{sc} ：急縮損失係数、 V_1 、 V_2 ：急縮前後の管内断面平均流速(m/s)、 A_1 、 A_2 ：急縮前後の管断面積(m²)である。図 2.14.1.8-2 に概念図を示す。

図 2.14.1.8-2 のように断面が急縮する場合、急縮部下流において流水断面が $C_c A_2$ に縮小してから、 A_2 の面積に拡大するとして h_{sc} が求められる。

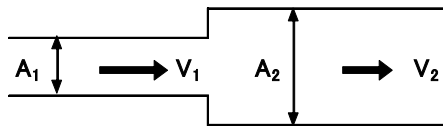


図 2.14.1.8-1 急拡管

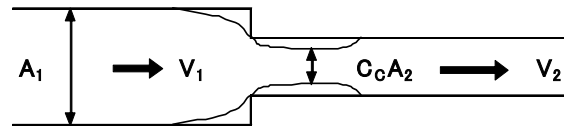


図 2.14.1.8-2 急縮管

(2) 異常停止時

地震・津波等発生によるポンプ異常停止に伴い、水槽およびトンネル内においてサージング（逆流）の発生が懸念されるため、異常停止時の水理計算を実施した。

① 運転条件

海水輸送ポンプについては、通常時 2 台運転であるが、より危険側の 3 台運転時を運転条件とした。

② 潮位条件

潮位については高水位時として朔望平均満潮位（HWL）T.P.+0.757 を用いた。

③ 解析手法

海水移送ポンプが急停止した際の水槽内の水槽内の水位変動を算出するため、非定常一次元管路流れモデルを適用する。これは、図 2.14.1.8-3 のようにピットと管路の 2 要素を用い

て取放水路をモデル化し、ピット水位および管路内平均流速の 2 変数を時間発展で求める方法である。なお、この方法では、管路は常に満管の条件が前提となる。

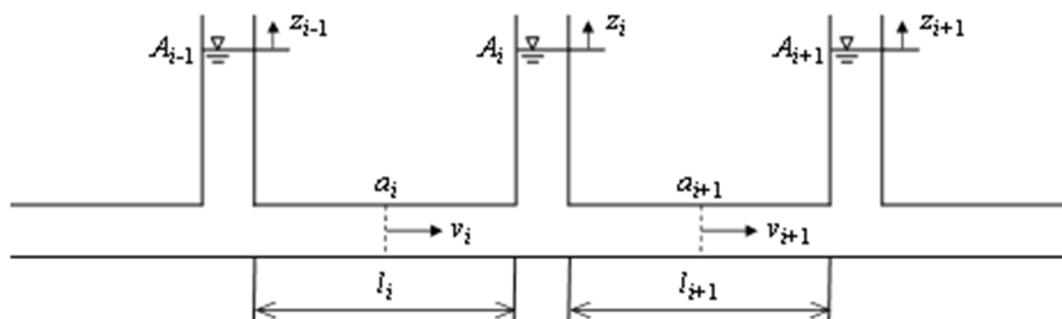


図 2.14.1.8-3 一次元管路流れモデル

④放流施設のモデル化

放水立坑から放水口までの区間は、堰部を除き、水路天端高が海水面に対して低く、満管状態と考えられるため、放水路の水理応答解析には非定常一次元管路流れモデルを適用した。

ここで使用する「非定常一次元管路流れモデル」は、管路（堰を含む）、ピットの 2 種類の要素で構成される。放水施設の水路モデルを図 2.14.1.8-4 に示す。



図 2.14.1.8-4 水路モデル

⑥境界条件

希釈後の ALPS 処理水の流量を放水立坑（上流水槽）へ流入させた。計算開始時には流入によって変動が発生するため、放水立坑内の水面が十分安定し定常状態となった後、流入量の変動を入力した。本計算では、定常解析の結果に基づき、計算開始から 1200 秒後に海水移送ポンプ流量の変動を入力した。

⑦摩擦損失

摩擦損失係数は、0.015（貝代なし）とした。予備検討を行った結果、サージングによる水位上昇は、貝代なしの場合により大きくなることを確認した。

⑧形状損失

(1) 通常運転時 ④形状損失と同様にする。

⑨波浪条件

波浪条件は、50 年確率有義波高 7.0m の設計波高を設定する。

2. 通常運転時の水理計算結果

表 2.14.1.8-5 に通常運転時の水理計算結果（放水立坑（上流水槽・下流水槽）の水位）を示す。また、表 2.14.1.8-6～8 に水理計算結果の詳細を示す。

放水立坑（下流水槽）は、放水トンネル、放水口を通じて外洋の潮位と連動する構造となるが、海水移送ポンプ 3 台運転時の最も流量が多い条件においても、放水立坑（下流水槽）と海底面の水頭差（1.64m：放水立坑（下流水槽）～放水口の損失合計）により、希釈後の ALPS 処理水を自然流下可能であることを確認した。

また、海水移送ポンプ 3 台運転、朔望平均満潮位（HWL）時において、放水立坑（下流水槽）の水位は T.P.+2.40m で堰部天端 T.P.+2.50m および放水立坑（下流水槽）天端 T.P.+4.50m を超えないことを確認した。

したがって、放水立坑（上流水槽）の水位は、放水立坑（下流水槽）の水位によらず、堰部での越流水深と放水立坑（上流水槽）内の摩擦損失のみで決まることを確認した。また、その時の最大水位 T.P.+3.11m は放水立坑（上流水槽）の天端 T.P.+4.50m を超えないことを確認した。

表 2.14.1.8-5 通常運転時の水理計算結果（放水立坑の水位）

ケース	運転条件 (ポンプ流量)	放水立坑 (上流水槽)	放水立坑(下流水槽)		トンネル内流速 (平均流速)
			HWL(T.P.+0.76m)	LWL(T.P.-0.78m)	
1	2台(4.0m ³ /s)	T.P.+2.97m	T.P.+1.49m	T.P.-0.05m	0.89m/s
2	3台(6.0m ³ /s)	TP.+3.11m	T.P.+2.40m	T.P.+0.86m	1.34m/s

表 2.14.1.8-8 水理計算結果 潮位 T.P.+0.76m (HWL) 流量 6.0m³/s (ポンプ3台運転)

区間	距離 m	管線 種類	管線 材質	管線 長さ TP(m)	内容 高さ TP(m)	内容 形状	水路 内径 m	水路 内径 -目次 m	立尺 内径 m	水深 TP(m)	水深 内径 TP(m)	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m	水深 内径 -目次 TP(m)	水深 内径 -目次 m						
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90				
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90			
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90		
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流本橋	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
上流	50.00			50.00	4.50	矩形	2.50	2.50	8.00	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90

3. 異常停止時の検討結果

海水移送ポンプの異常停止時（地震，津波，高波浪時等）に伴う，水槽およびトンネル内における水位変動（サージング）を計算した結果，放水立坑（下流水槽）での水位上昇は T.P.+2.4m となった。放水立坑（上流水槽）と放水立坑（下流水槽）を分ける堰部の天端高さは T.P.+2.5m であることから，水位変動による放水立坑（下流水槽）側から放水立坑（上流水槽）側への越水はないため，放水立坑（上流水槽）側の水位は T.P.+2.5m となる。また，放水立坑（上流水槽）と放水立坑（下流水槽）の天端高さは共に T.P.+4.5m であることから，放水立坑からの溢水のないことを確認した。

以上

2.14.2 自然現象に対する設計上の考慮 への適合性

放水設備の自然現象に対する設計上の考慮に関する補足説明（放水トンネル）

1. 設計概要

「2.14.2 自然現象に対する設計上の考慮への適合性」に基づき、許容応力度法により、地震時における放水立坑(下流水槽)および放水ロケソンと覆工板の接続部の耐震性を照査する。

放水トンネルは、リング継手により放水立坑(下流水槽)および放水ロケソンと接続される構造である。このため、地震時における応答が異なり、放水トンネルと放水立坑(下流水槽)および放水ロケソンの接続部には相対変位が生じる。

また、地中構造物の地震時の挙動は地盤変形の影響を強く受けるため、これを考慮した解析手法※1)を用いる必要がある。

以上より、地中構造物および周辺地盤の地震時における挙動を解析することができる2次元 FEM 解析を実施し、解析から得られた放水トンネルと放水立坑(下流水槽)および、放水トンネルと放水ロケソンの相対変位 Δ を接続部のリング継手の接続ボルトに与え、接続ボルトの作用応力度が許容応力度以内であることを確認することで、耐震性の照査を行う。

※1) トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [シールド工法編]・同解説,2016年制定,(社)日本下水道協会,P.331 以下、「トンネル標準示方書」と記す。

2. 解析手法と解析モデル

2.1 相対変位量の算出

変位量の算出に用いる解析手法は、2次元 FEM 解析による応答震度法であり、地震時の地盤慣性力を解析モデルの各要素に与える。

解析モデルは、2次元 FEM 解析を実施するため、周辺地盤、放水立坑(下流水槽)および放水ロケソンを平面ひずみ要素、放水トンネルを梁要素としてモデル化したものである。解析領域は、下方は基盤面位置、側方は、基盤面位置までの地盤深さを H としたとき、 $5.0H$ を設定した。境界条件は、下方は剛結とし、側方は鉛直方向に動くことを許すピンローラー支承とした。

2.2 相対変位量と接続ボルト

接続ボルトには、2次元 FEM 解析により得られた相対変位量 Δ に抵抗するためのせん断力 S および引張力 P が生じる。これらを接続ボルトの有効断面積 A で除し、次式のとおり接続ボルトの許容せん断応力度および、許容引張応力度以内であることを確認する。

a) トンネル軸直角方向の応力度照査

$$S=K_s \cdot \Delta$$
$$\tau = \frac{S}{A} < \tau_a$$

ここに、

Δ : 相対変位量(m)

k_s : 接続ボルトのせん断ばね定数(N/m)

τ : 接続ボルトのせん断応力度(N/mm²)

τ_a : 接続ボルトの許容せん断応力度(N/mm²)

A : 接続ボルトの有効断面積(mm²)

b) トンネル軸方向の応力度照査

$$P=K_v \cdot \Delta$$
$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_a$$

ここに、

Δ : 相対変位量(m)

k_v : 接続ボルトの引張ばね定数(N/m)

σ : 接続ボルトの引張応力度(N/mm²)

σ_a : 接続ボルトの許容引張応力度(N/mm²)

A : 接続ボルトの有効断面積(mm²)

接続ボルトのせん断ばね定数 K_s および、接続ボルトの引張ばね定数 K_v は、「小口径セグメント用スクリューボルト(M16)の開発,平成 22 年,土木学会第 65 回年次学術講演会」に倣い設定した。これは、今回の放水トンネルに用いるリング継手である、小口径セグメント用スクリューボルト(M16)を試験し K_s および K_v を定めたものである。表 2.14.2.2-1 に接続ボルトの諸元を示す。

ボルトの強度計算にあたっては、せん断ボルトとして使用する場合、ボルトの軸断面積(>有効断面積)を用いる^{*2)}が、リング継手に用いる接続ボルトは、ボルトのせん断破壊が生じる場合、ボルトの胴部ではなく、ねじ部でせん断破壊するため、せん断および引張応力度照査の両者に有効断面積を用いた。なお、有効断面積は「JIS B 1082:2009 ねじの有効断面積及び座面の負荷面積」に示されている値を用いた。

表 2.14.2.2-1 接続ボルト(M16)の諸元

ボルト 強度区分	ピッチ (並目ねじ) (mm)	せん断ばね定 数 K_s (kN/m)	引張ばね定 数 K_v (kN/m)	許容せん断 応力度 $\tau_a^{※2}$ (N/mm ²)	許容引張 応力度 $\sigma_a^{※2}$ (N/mm ²)	有効断面積 $A^{※3}$ (mm ²)
10.9	2	45,000	60,000	405	570	157

※2)「シールド工事中標準セグメント,2001年改訂,(社)日本下水道協会」,P87

以下、「標準セグメント」と記す

※3)標準セグメント標準,P88

3. 検討ケースと検討位置

放水トンネルの軸直角方向および放水トンネルの軸方向の2ケースの検討断面を設定した。検討位置は、発進部(放水トンネルと放水立坑(下流水槽)の接続部)と、到達部(放水トンネルと放水口ケーソンの接続部)の2か所である。図 2.14.2.2-1 および図 2.14.2.2-2 に、放水トンネル軸直角方向における発進部の検討モデル図、図 2.14.2.2-3 および図 2.14.2.2-4 に放水トンネル軸直角方向における到達部の検討モデル図、図 2.14.2.2-5 および図 2.14.2.2-6 に放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図、ならびに、図 2.14.2.2-7 および図 2.14.2.2-8 に放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図を示す。

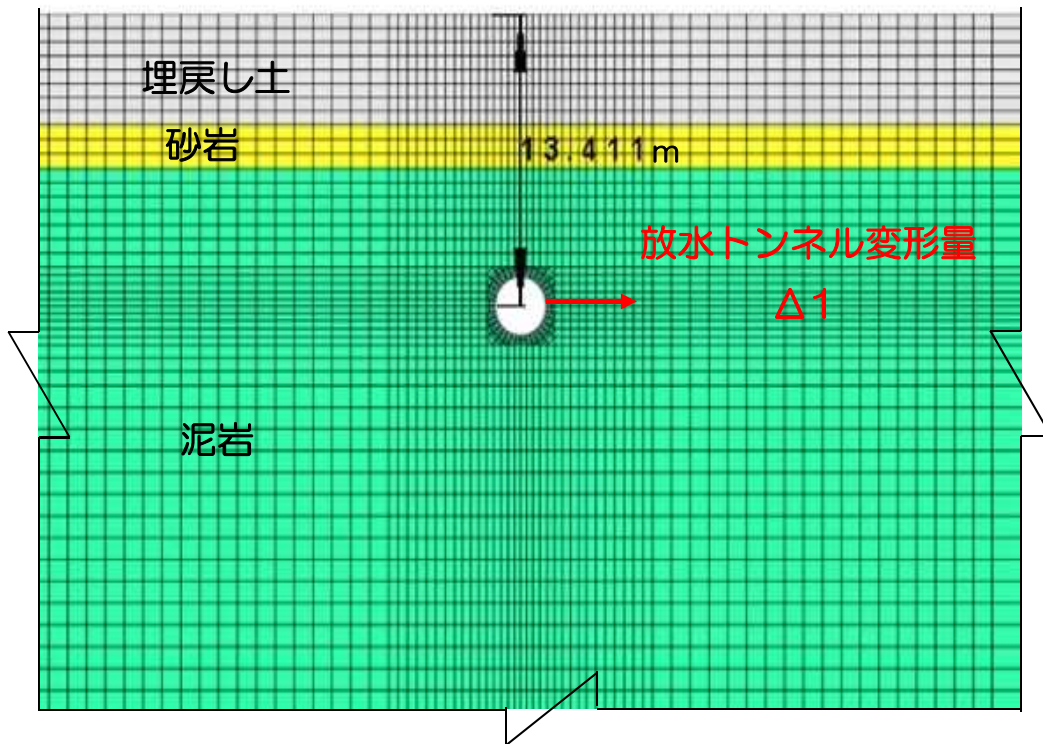


図 2.14.2.2-1 放水トンネル軸直角方向における発進部の検討モデル図
(発進部検討位置から放水ロケソン側を見たときの断面)

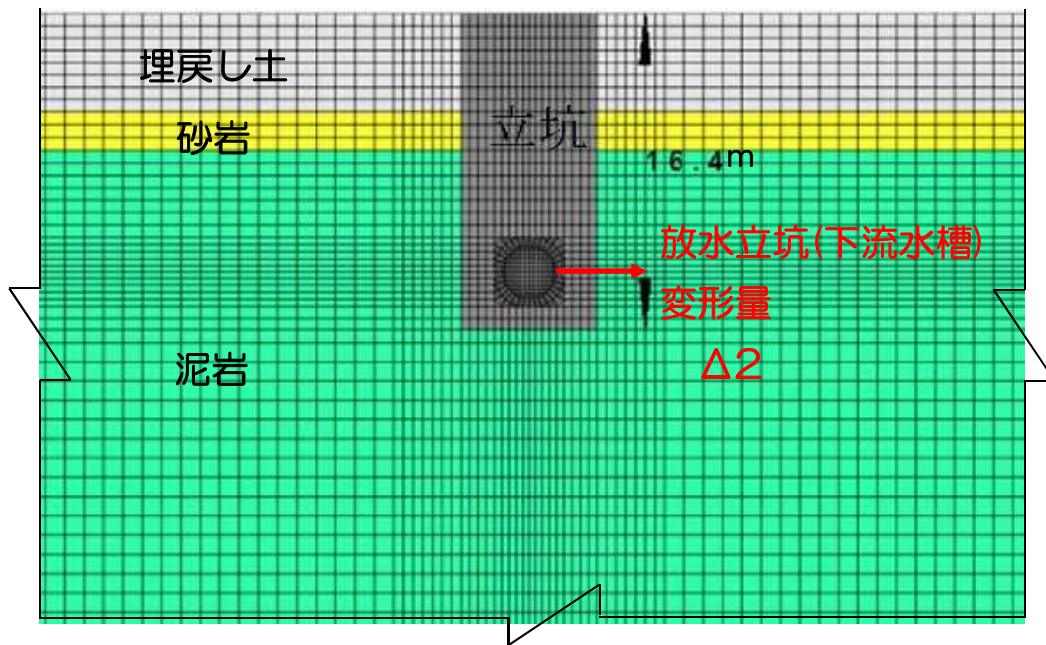


図 2.14.2.2-2 放水トンネル軸直角方向における発進部の検討モデル図
(発進部検討位置から放水立坑(下流水槽)側を見たときの断面)

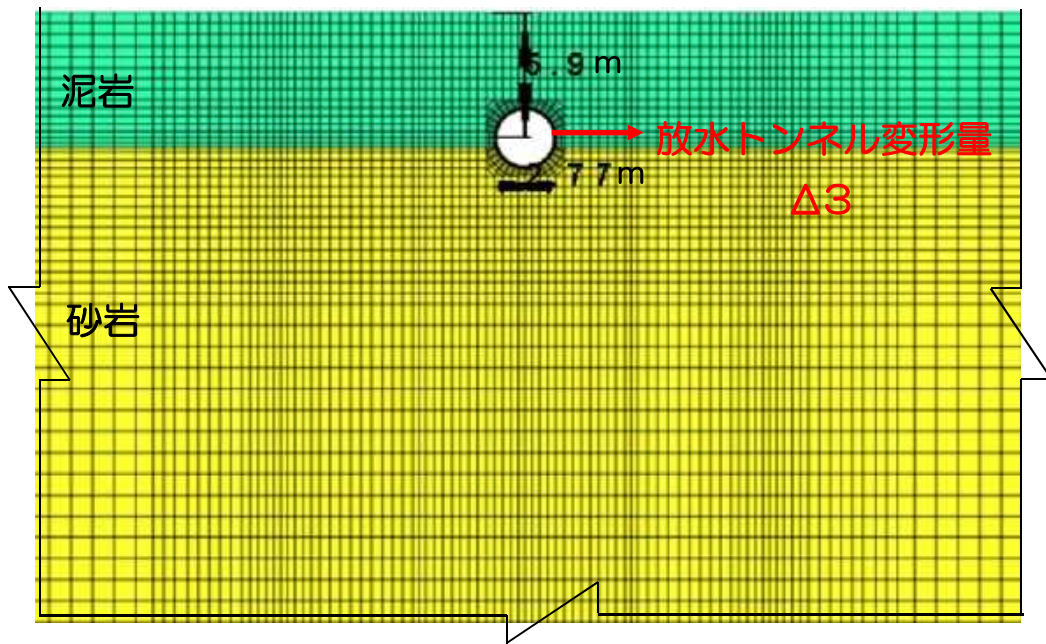


図 2.14.2.2-3 放水トンネル軸直角方向における到達部の検討モデル図
 (到達部検討位置から放水立坑(下流水槽)側を見たときの断面)

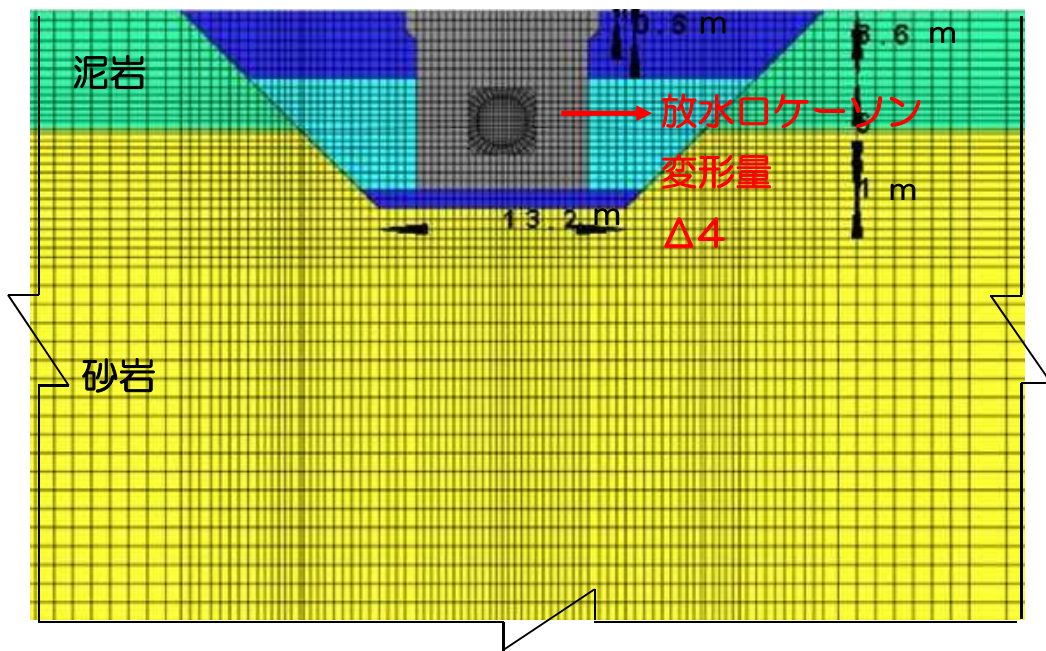


図 2.14.2.2-4 放水トンネル軸直角方向における到達部の検討モデル図
 (到達部検討位置から放水ロケーション側を見たときの断面)

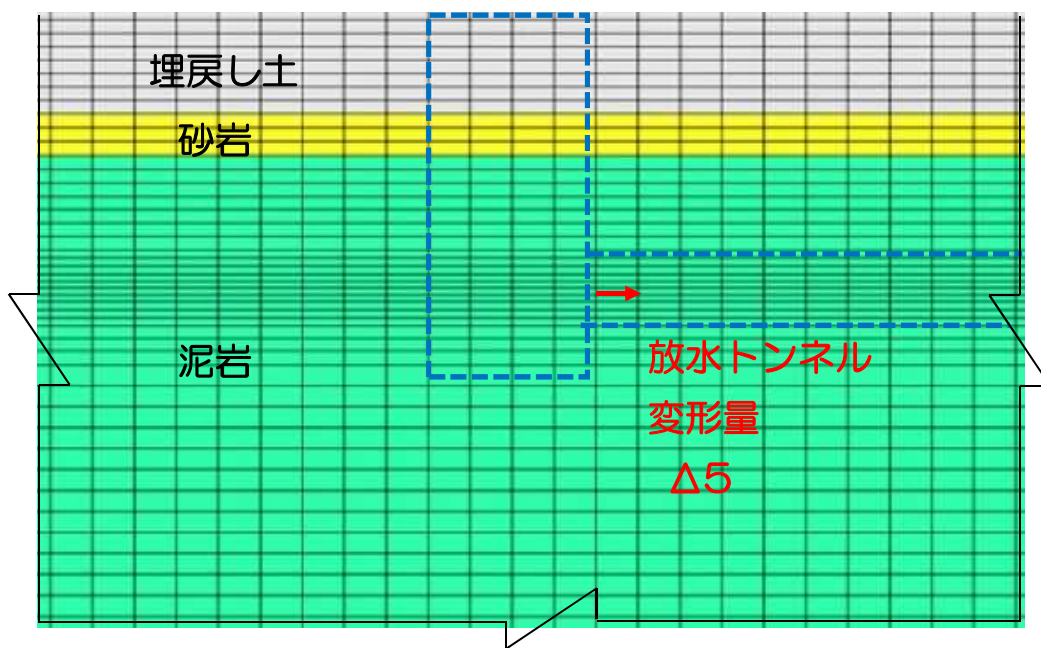


図 2.14.2.2-5 放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図
(放水トンネル)

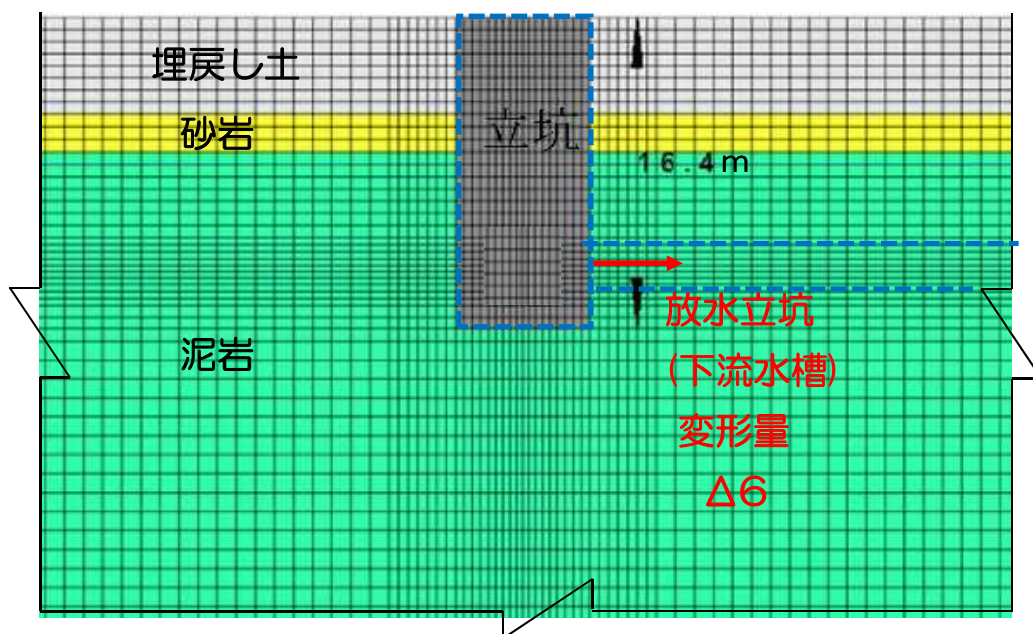


図 2.14.2.2-6 放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図
(放水立坑(下流水槽))

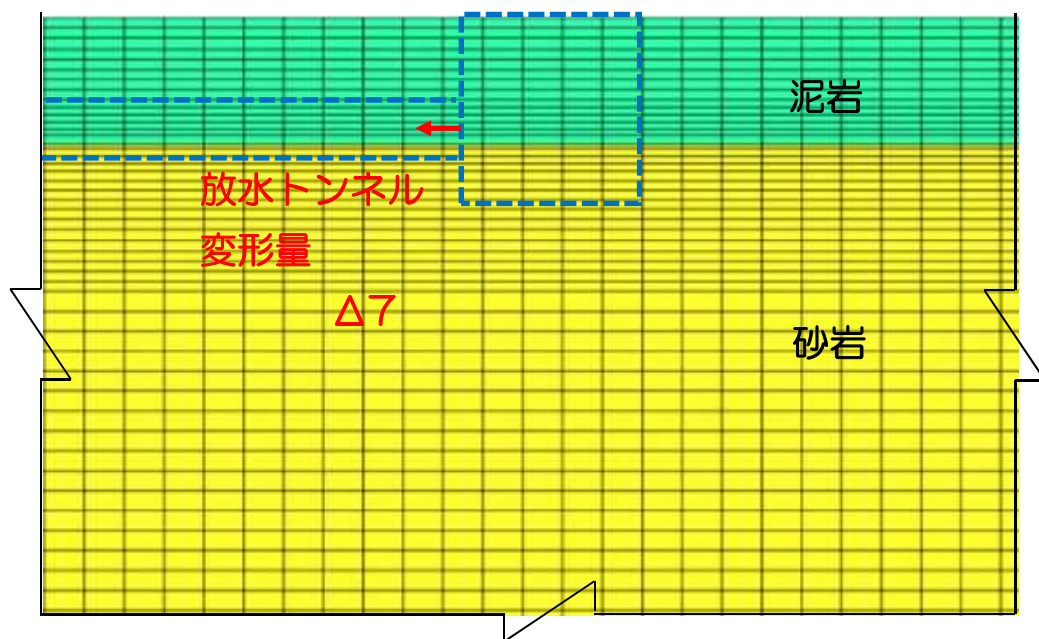


図 2.14.2.2-7 放水トンネル軸方向における到達部の検討モデル図
(放水トンネル)

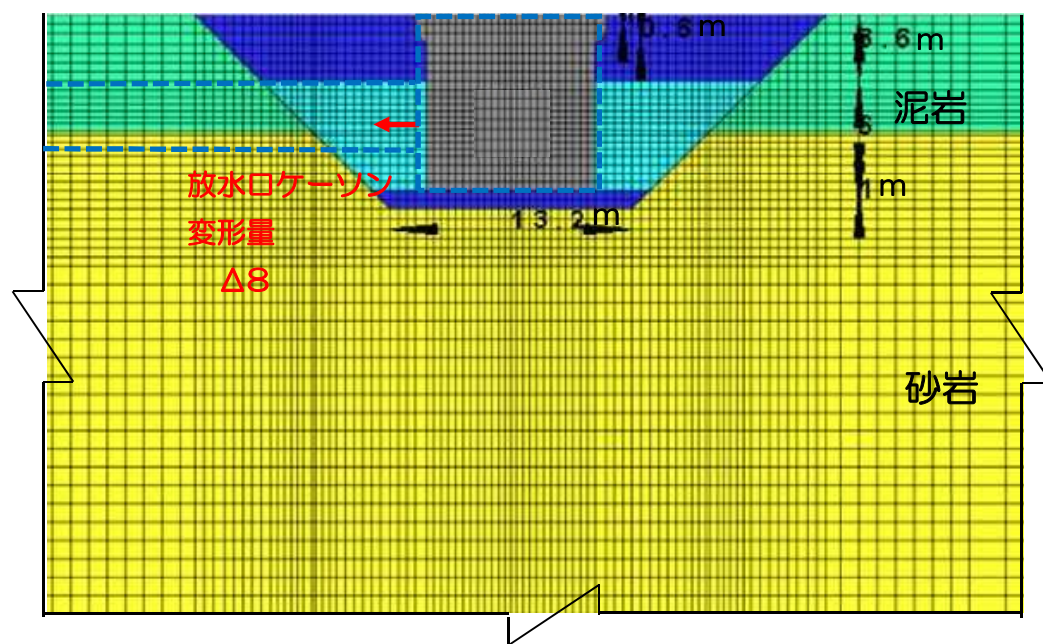


図 2.14.2.2-8 放水トンネル軸方向における到達部の検討モデル図
(放水ロケゾン)

なお、放水トンネル軸方向の変位検討時においては、放水トンネルは周辺地盤よりも剛性が大きく変形しにくいいため、安全側に放水トンネルはモデル化していない。リング継手の接続ボルトの引張応力度照査には、軸方向放水トンネルの位置における地盤と放水立坑(下流水槽)の相対変位(=| $\Delta 5 - \Delta 6$ |)および、放水トンネルの位置における地盤と放水口ケーソンの相対変位(=| $\Delta 7 - \Delta 8$ |)を用いた。

4. 設計条件

4.1 使用材料

4.1.1 覆工板

覆工板の材料は普通コンクリート(普通ポルトランドセメント、高炉セメントB種)である。材料条件、諸元を以下に示す。

- ・コンクリート設計基準強度 $f_{ck}=42\text{N/mm}^2$
- ・ヤング係数 $E_c=3.3 \times 10^7\text{kN/m}^2$
- ・ポアソン比 $\nu=0.20$
- ・単位体積重量 $\gamma=26.0\text{kN/m}^3$
- ・桁高 $t=0.180\text{m}$
- ・断面積 $A=0.180000\text{m}^2/\text{m}$
- ・断面二次モーメント $I=0.000486\text{m}^4/\text{m}$

4.1.2 放水立坑(下流水槽)および放水口ケーソン

放水立坑(下流水槽)および放水口ケーソンの材料は普通コンクリート(普通ポルトランドセメント)である。材料条件、諸元を以下に示す。到達立坑躯体周りの砕石・モルタル・水中コンクリートの物性値はケーソン躯体と同じものとした。

- ・コンクリート設計基準強度 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$
- ・ヤング係数 $E_c=2.5 \times 10^7\text{kN/m}^2$
- ・ポアソン比 $\nu=0.20$
- ・単位体積重量 $\gamma=24.5\text{kN/m}^3$

4.2 土質定数

設計に用いた土質定数および単位体積重量を表 2.14.2.2-2 に示す。

表 2.14.2.2-2 土質定数

No.	土層名	変形係数 E0(kN/m ²)	単位体積重量 γ(kN/m ³)	ポアソン比 ν
1	埋戻土	17,700	18.0	0.33
2	段丘堆積層	23,500	15.9	0.21
3	T3 部層 砂岩	94,400	18.4	0.48
4	T3 部層 泥岩	506,000	17.1	0.47

4.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.2.2-3 に示す。

表 2.14.2.2-3 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
地盤	表 2.14.2.2-2 参照
水 (海水)	10.3

4.4 水位

今回の設計は供用時における地震時を想定しているため、放水トンネル内が満水の状態で検討を行う。

4.5 荷重条件

考慮する荷重は、設計水平震度 $K_h=0.2$ を解析モデルの各要素に与えた際の地震時慣性力である。各要素に対応する地盤物性値や単位体積重量などを与え、各要素が持つ荷重を設定している。また、放水トンネル内に水が存在する状態を想定するため、動水圧荷重を節点荷重として覆工板の節点に作用させる。

5. 解析結果

解析の結果、得られた相対変位量を表 2.14.2.2-4 に示す。

表 2.14.2.2-4 相対変位量 Δ

検討ケース	場所	相対変位量 Δ (mm)
トンネル 軸直角方向	発進部(放水立坑(下流水槽)部)	0.5
	到達部(放水ロケーション部)	0.5
トンネル 軸方向	発進部(放水立坑(下流水槽)部)	0.1
	到達部(放水ロケーション部)	0.6

6. 評価結果

発進部および到達部の照査結果(最大作用応力, 作用応力度/許容応力度の比)を表 2.14.2.2-5, 表 2.14.2.2-6, に示す。各検討部位の作用応力が許容応力度以内であることを確認した。

6.1 放水トンネルの軸直角方向の応力度照査結果

表 2.14.2.2-5 地震時における接続ボルト応力度照査の結果(強度区分:10.9※)

検討箇所	荷重ケース	対象材料	相対変位 Δ (mm)	せん断力 S(kN/本)	作用せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
発進部	地震時	接続ボルト	0.5	22.5	143	405	0.35
到達部	地震時	接続ボルト	0.5	22.5	143	405	0.35

※ボルトの強度区分は JIS B 1051 に規定されており、ボルトの強度区分により許容応力度が異なる。

6.2 放水トンネルの軸方向の応力度照査結果

表 2.14.2.2-6 地震時における接続ボルト応力度照査の結果(強度区分:10.9)

検討箇所	荷重ケース	対象材料	相対変位 Δ (mm)	せん断力 S(kN/本)	作用せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
発進部	地震時	接続ボルト	0.1	6.0	38	570	0.07
到達部	地震時	接続ボルト	0.6	36.0	229	570	0.40

2.14.4 火災に対する設計上の考慮への 適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

④火災に対する設計上の考慮

火災発生防止，火災検知及び消火並びに火災の影響の軽減の方策を適切に組み合わせて，火災により施設の安全性を損なうことのない設計であること。

2.14.4.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，火災発生防止，火災検知及び消火並びに火災の影響の軽減の方策を適切に組み合わせて，火災により施設の安全性を損なうことのない設計とする。

2.14.4.2 対応方針

青字：変更案

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

ALPS 処理水希釈放出設備は、火災の発生を防止し、火災の検知及び消火を行い、並びに火災の影響を軽減するため、以下の対策を講じることにより、火災により施設の安全性を損なうことのない設計とする。

- ・火災の発生を防止し、火災の影響を軽減するため、実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用する^{※1}とともに、設備周辺には可能な限り可燃物を排除する。
 - ・本設備では巡視点検を実施し火災の早期検知に努めるとともに、多核種移送設備建屋内に設置する循環ポンプ、ALPS 処理水移送ポンプ及び、ALPS 電気品室に設置する電気品周辺については火災検知器による、火災の検知が可能な設計とする。また、各設備の近傍に消火器を設置し、初期消火の対応を可能にし、消火活動の円滑化を図る。
- さらに、多核種移送設備建屋及び ALPS 電気品室内には避難時における誘導用のために誘導表示を設置する。
- ・放水立坑（上流水槽）は、設備内部に海水が充水されていることから、火災のリスクは非常に低い。

※1：配管の一部に使用する可燃性材料を不燃性又は難燃性材料で養生することを含む。

（実施計画：II-2-50-5）

(2) 放水設備

火災発生を防止するため、実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用する。なお、設備内部に海水が充水されていることから、火災のおそれは非常に低い。

（実施計画：II-2-50-8）

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の火災対策の補足説明

(1) 火災の発生防止

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の各設備機器について、設置場所及び可燃物、難燃物、不燃物は表 2.14.4.1-1 の通り。なお、配管の一部に使用する可燃性材料については、周囲を不燃物又は難燃性材料で養生することで対策を行うとともに、図 2.14.4.1-1 の通り、最外周が可燃性材料となっている PE 管の周辺には、可能な限り可燃物（配管敷設箇所周囲の草木等の可燃物を除去含む）を排除することで火災の発生を防止する。また、循環ポンプ及び ALPS 処理水移送ポンプは潤滑油を含むものの、近傍に消火器を設置することで初期消火の円滑化を図る。屋外に設置されている電動弁及び海水ポンプについては、周辺に可能な限り可燃物（設備設置箇所周囲の草木等の可燃物を除去含む）を排除することで火災の発生を防止する。

表 2.14.4.1-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設における可燃物、難燃物、不燃物

	屋外	多核種移送 設備建屋	ALPS 電気品室	分類
PE 管	○	○	○	可燃物（対策実施）
鋼管	○	○	○	不燃物
耐圧ホース	○			可燃物（対策実施）
伸縮継手	○	○		可燃物（対策実施）
循環ポンプ， ALPS 処理水移送ポンプ		○		可燃物（対策実施）
海水ポンプ	○			可燃物（対策実施）
流量計，圧力計		○	○	不燃物
放射線モニタ		○		不燃物
電動弁	○	○	○	可燃物（対策実施）
手動弁	○	○	○	不燃物
AO 弁	○			不燃物
電源盤			○	不燃物
電気・計装ケーブル	○	○	○	難燃物
ベント弁周辺カバー	○			不燃物
放水立坑（上流水槽）	○			不燃物
放水立坑（下流水槽）	○			不燃物

放水トンネル	○			不燃物
放水口	○			不燃物

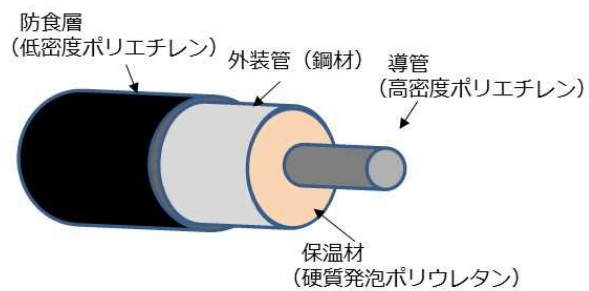


図 2.14.4.1-1 PE 管の構造

また、防火帯と ALPS 処理水希釈放出設備の位置関係及び 2022 年 3 月 16 日現在の設備周辺の伐採状況については図 2.14.4.1-2 に示す。



図 2.14.4.1-2 防火帯と ALPS 処理水希釈放出設備の位置関係及び設備周辺の伐採状況

(2) 火災の検知及び消火

多核種移送設備建屋及び ALPS 電気品室において、それぞれ火災検知器及び消火器を設置する場所を図 2.14.4.1-3, 4 に示す。消火器（ABC 粉末消火器（20 型））は、設備近傍に設置する。火災検知器の移報先及び対応箇所については表 2.14.4.1-2 に示す。

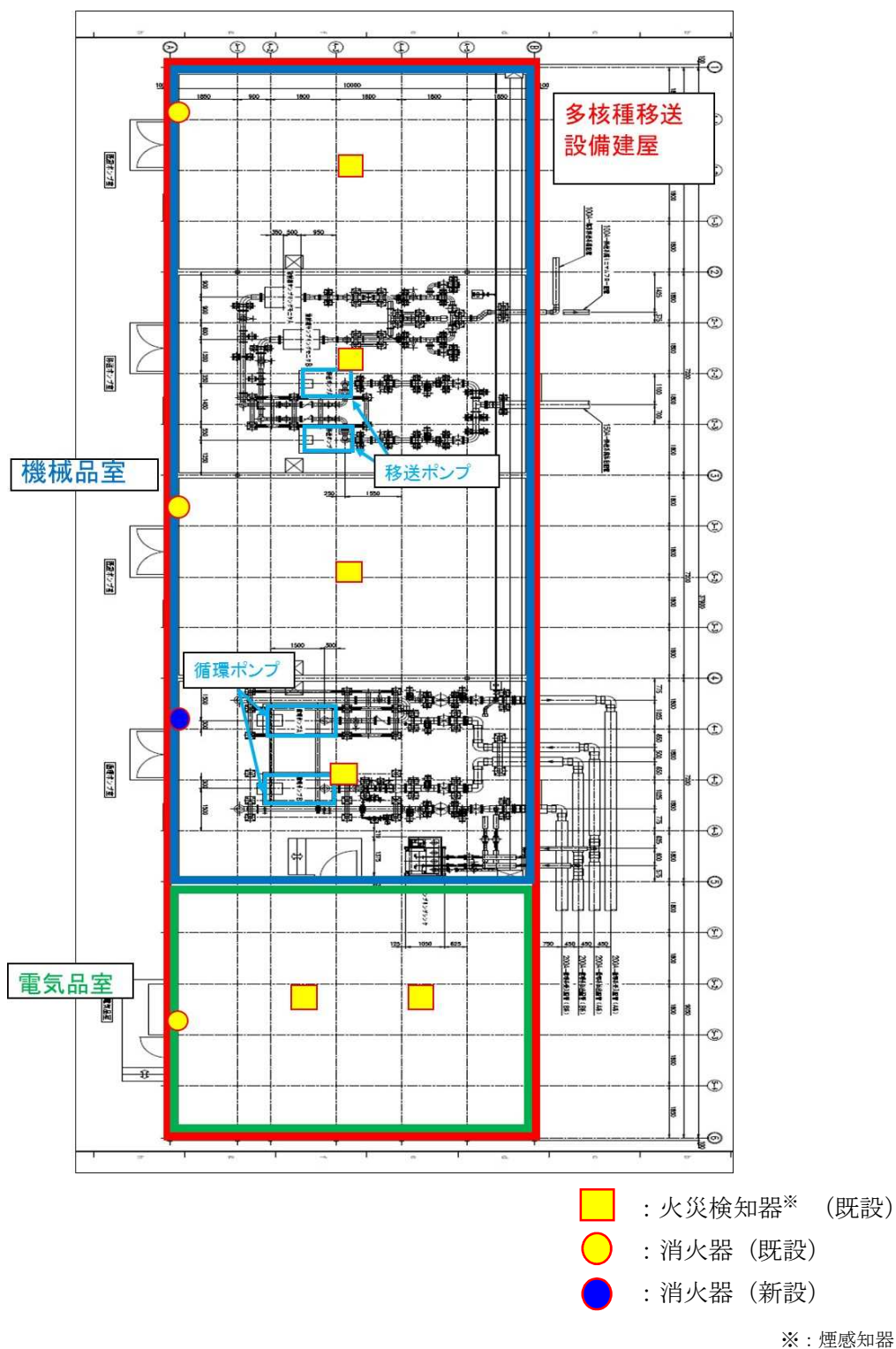
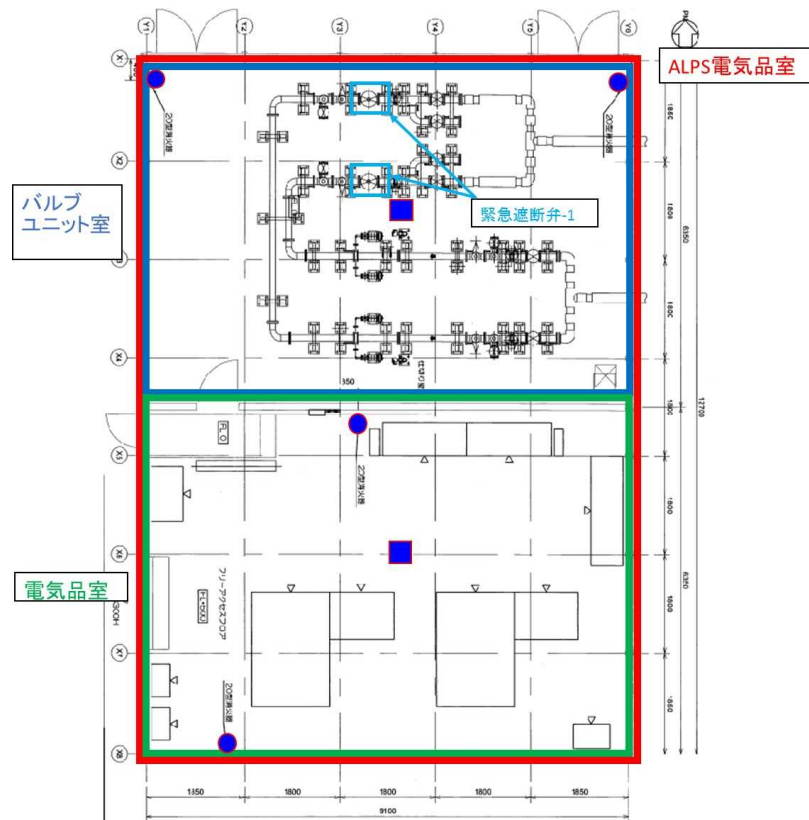


図 2.14.4.1-3 多核種移送設備建屋内の機器配置図



- : 火災検知器※ (新設)
- : 消火器 (新設)

※ : 熱感知器

図 2.14.4.1-4 ALPS 電気品室内の機器配置図

表 2.14.4.1-2 火災検知器の移報先及び対応箇所

	火災検知器の移報先	対応箇所
多核種移送設備建屋	免震重要棟	1-4号当直
ALPS 電気品室	5・6号機 C/B	5/6号当直

以上

2.14.5 環境条件に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

⑤環境条件に対する設計上の考慮

安全機能を有する構築物，系統及び機器は，経年事象を含むすべての環境条件に適合できる設計であること。特に，事故や地震等により被災した建造物の健全性評価を十分に考慮した対策を講じること。

2.14.5.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の構築物，系統及び機器は，経年事象を含むすべての環境条件に適合できる設計とする。

2.14.5.2 対応方針

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

○圧力及び温度

ALPS 処理水希釈放出設備は通常運転時及び異常事象発生時に想定される圧力・温度を踏まえて、適切な最高使用圧力・最高使用温度を有する機器等を選定する。

○漏えい発生防止（腐食に対する考慮）

循環ポンプ及び ALPS 処理水移送ポンプについては、耐腐食性に優れた二相ステンレス鋼等を使用する。

ALPS 処理水の移送配管は、耐腐食性を有するポリエチレン管、耐圧ホース、十分な肉厚を有する炭素鋼鋼管またはステンレス鋼鋼管とする。主要配管の炭素鋼材料の内面には、耐腐食性を有する塗装を施す。また、可撓性を要する部分は耐腐食性を有する合成ゴム製伸縮継手とする。

○放射線

ALPS 処理水希釈放出設備の材質として使用するポリエチレン等については、放射線による材料特性に有意な変化がない期間を評価した上で、当該期間を超えて使用する場合には、あらかじめ予備品への交換等を行う。

青字：変更案

(2) 放水設備

鉄筋コンクリート製の躯体に生じるひび割れ幅および塩害の照査を実施し、適切な鉄筋かぶりを設定し、供用期間中の耐久性が確保されることを確認している。

(実施計画：II-2-50-7)

放水設備については、下表の照査を行うことで、供用期間中の耐久性が確保されることを確認している。

表-14-8-2 放水設備の照査項目

照査項目	放水立坑 (下流水槽)	放水 トンネル	放水口	照査内容
ひび割れ	○	○	○	ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下であること
塩害	○	○	○	鋼材位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界に達しないこと

(詳細は、2.14.1 準拠規格及び基準に詳細を記載)

2.14.9 検査可能性に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

⑨検査可能性に対する設計上の考慮

安全機能を有する構築物，系統及び機器は，それらの健全性及び能力を確認するために，適切な方法によりその機能を検査できる設計であること。

2.14.9.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，それらの健全性及び能力を確認するために，適切な方法によりその機能を検査できる設計とする。

2.14.9.2 対応方針

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する構築物、系統及び機器は、それらの健全性及び能力を確認するために、適切な方法によりその機能を検査できる設計とする

(実施計画：II-2-50-2)

(2) 放水設備

放水設備は、要求される機能を確認することができる設計とする。

(実施計画：II-2-50-7)

(補足)

○要求される機能

ALPS 処理水希釈放出設備の排水（海水で希釈して、トリチウムを含む全ての放射性核種の告示濃度比総和が 1 を下回った水）を、沿岸から約 1km 離れた海洋から放出できること。

検査可能性に関する補足事項

設備の設置にあたっては、今後の保全を考慮した設計としている。設備保全の管理については、点検長期計画を作成し、点検計画に基づき、点検を実施していく。

今回設置する機器は使用前検査対象に合わせて、代表的な機器に対する点検に対する考慮は以下の通りとなる。

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

○タンク

- ・外観・内部点検

点検のために、タンクの天板および側面部に点検口を設置しており内部の点検が実施可能な設計とする。

○配管

- ・外観・フランジ点検

フランジ（シール）部のガスケット交換等の点検が実施可能な設計とする。

○流量計

- ・性能校正確認

基準入力値に対し出力値が計器誤差内か否かを確認し、計器誤差を逸脱している場合は校正が実施可能な設計とする。

○緊急遮断弁（ロジック回路含む）

- ・緊急遮断確認

入力信号に対して緊急遮断弁の動作信号が作動することを確認する。

- ・外観・分解点検

分解点検が実施可能な設計とする。

○海水配管ヘッダ

- ・点検用のマンホールを設置することで、内部の点検が実施可能な設計とする。

○ポンプ

- ・外観・分解点検，機能確認

分解点検が実施可能な設計とする。

○放水立坑（上流水槽）

・外観・内部点検

点検のために、放水立坑（上流水槽）に点検口を設置しており内部の点検が実施可能な設計とする。

(2) 放水設備

○放水立坑（下流水槽）、放水トンネル、放水口

・外観・内部点検

放水立坑（下流水槽）または放水口から内部の点検が実施可能な設計とする。

・要求機能確認

放水立坑（下流水槽）、放水トンネル、放水口は一体構造物として海水で充水され、外洋の潮位と連動する構造を採用していることを踏まえ、放水立坑（下流水槽）において、有意な水位変動がないことを確認し、要求される機能を満足することを確認できる設計とする。

以上