2.13　使用済燃料乾式キャスク仮保管設備

2.13.1　基本設計

2.13.1.1　設置の目的

使用済燃料輸送容器保管建屋（以下,「キャスク保管建屋」という。）には現在（平成24年12月時点）9基（中型4基，大型5基）の使用済燃料乾式貯蔵容器（以下,「乾式貯蔵キャスク」という。）にて408体の使用済燃料を貯蔵している。しかしながら，キャスク保管建屋は継続して使用することが困難な状況にあることから，9基の乾式貯蔵キャスクをキャスク保管建屋から搬出し，使用済燃料乾式キャスク仮保管設備（以下,「キャスク仮保管設備」という。）に保管することを目的とする。

また，使用済燃料共用プール（以下,「共用プール」という。）に，1～4 号機原子炉建屋内の使用済燃料プールに貯蔵中の使用済燃料及び新燃料，5,6 号機原子炉建屋内の使用済燃料プールに貯蔵中の使用済燃料及び新燃料を除く炉内燃料（合計 5,936 体)の受け入れを計画している。この受け入れ準備として共用プールの空き容量を確保するため,共用プールに貯蔵中で健全性が確認された使用済燃料を乾式貯蔵キャスク及び使用済燃料輸送貯蔵兼用容器（以下,「輸送貯蔵兼用キャスク」という。また，乾式貯蔵キャスクと輸送貯蔵兼用キャスクを総じて「乾式キャスク」という。）に装填し，キャスク仮保管設備に保管することを目的とする。

2.13.1.2　要求される機能

(1)　原則,「発電用軽水型原子炉施設に関する安全設計審査指針」指針 49 から 50 に適合すること。

(2)　「原子力発電所内の使用済燃料の乾式キャスク貯蔵について」を参照すること。

(3)　適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計であること。

(4)　乾式キャスクの落下防止対策，乾式キャスク相互の衝突防止等の適切な対策が講じられていること。

(5)　被災した既設乾式貯蔵キャスク（９基）については，乾式貯蔵キャスクとして必要な機能（除熱，密封，遮蔽，臨界防止機能及び構造強度）が確保されていることを確認するとともに，収納されている使用済燃料の健全性を確認すること。

2.13.1.3　設計方針

キャスク仮保管設備は，乾式キャスク及びこれを収納するキャスク仮保管構築物，揚重機，監視装置，障壁等で構成し，使用済燃料が核分裂性物質及び核分裂生成物等を内包し，放射線を発生し，崩壊熱を伴うことを考慮し，周辺公衆及び放射線業務従事者の安全を守る観点から，以下に示すとおり，除熱，遮蔽，密封及び臨界防止の安全機能を有する設計とするとともに，必要な構造強度を有する設計とする。

また，増設する輸送貯蔵兼用キャスク 30 基については，既存の実用発電用原子炉及

びその附属施設を参考にしつつ，合理的に対応可能な範囲で，「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置，構造及び設備の基準に関する規則の解釈別記 4」（以下，「設置許可基準規則の解釈別記 4」という。）」についても考慮した設計とする。

(1)　除熱機能

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，使用済燃料の健全性及び安全機能を有する構成部材の健全性が維持できるように，使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できる設計とする。

(2)　密封機能

乾式キャスクについて，周辺公衆及び放射線業務従事者に対し，放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。

(3)　遮蔽機能

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，周辺公衆及び放射線業務従事者に対し，放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する設計とする。

(4)　臨界防止機能

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，想定されるいかなる場合にも，使用済燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。

(5)　構造強度

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，除熱機能，密封機能，遮蔽機能，臨界防止機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

(6)　落下防止対策

キャスク仮保管設備は，乾式キャスクの落下防止及び乾式キャスク相互の衝突防止等の適切な対策を講ずる。

(7)　耐震性

キャスク仮保管設備は，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂）」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し(1)～(4)に示す安全機能が維持される設計とする。また，上記で定めた耐震クラスに応じて設置許可基準規則の解釈別記 4 についても考慮した設計とする。

ただし，令和 4 年 11 月 16 日以前に認可された設備については，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）を考慮しても，(1)～(4)に示す安全機能が維持される設計とする。

2.13.1.4　供用期間中に確認する項目

(1)　乾式キャスクの表面温度に異常がないこと

(2)　乾式キャスクの蓋間圧力に異常がないこと

2.13.1.5　主要な機器

(1)　乾式キャスク

キャスク仮保管設備において，乾式キャスクは既存設計のものを使用する。乾式キャスクは，貯蔵容器本体，蓋部，バスケット等で構成され，これらの部材は，設計貯蔵期間※における放射線照射影響，腐食，クリープ，疲労，応力腐食割れ等の経年変化に対して十分信頼性を有する材料を選定し，その必要とされる強度，性能を維持し，必要な安全機能を失うことのないように設計されている。

また，乾式キャスクには，使用済燃料プールまたは共用プールで所定の期間以上冷却され，かつ運転中のデータ，シッピング検査等により健全であることを確認した使用済燃料を使用済燃料プール内あるいは共用プール内で装填し，排水後内部にはヘリウムガスを封入する。ヘリウムガスは，冷却媒体であるとともに燃料被覆管の腐食を防止する。

※：設計貯蔵期間は，乾式貯蔵キャスク：40 年，輸送貯蔵兼用キャスク：50 年である。

(2)　コンクリートモジュール

仮保管する乾式キャスク１基毎にこれを覆うコンクリートモジュールを設置する。壁面下部に給気口を，上部に排気口を設けることで，乾式キャスクからコンクリートモジュール内空気に伝達された使用済燃料の崩壊熱をモジュール内の自然対流により大気へ拡散する。

(3)　監視装置

キャスク仮保管設備には，乾式キャスクの一次蓋，二次蓋間の圧力を監視することにより密封機能を監視する密封監視装置と，乾式キャスク表面の温度を監視することにより乾式キャスクの除熱機能を監視する表面温度監視装置を設置する。

また，過度の放射線レベル上昇が確認できるエリア放射線モニタを設置する。

(4)　クレーン

キャスク仮保管設備内で乾式キャスク及びコンクリートモジュールの据付ができるクレーンを設置する。乾式キャスクの落下防止対策として，ワイヤーロープ，ブレーキを２重化し，電源喪失時には直ちにブレーキが作動し，ドラムの空転による荷の落下を防止する設計とする。

(5)　電源

キャスク仮保管設備の電源は，所内共通M／Ｃ１Ａ及び１Ｂからそれぞれ受電している多核種除去設備変圧器盤（Ａ）及び（Ｂ）の２系統より受電しており，いずれからも受電可能な構成である。

2.13.1.6　自然災害対策等

(1)　津波

キャスク仮保管設備は，発電所構内の高台（T.P. 約 38m）に位置するグラウンドに設置することから，津波の影響を受けることはない。

(2)　火災

火災の発生が考えられる箇所について，火災の早期検知につとめるとともに，消火器を設置することで初期消火を可能にし，火災により安全性を損なうことのないようにする。

また，増設する輸送貯蔵兼用キャスク 30 基については，想定される外部火災である森林火災，産業施設の火災・爆発及び航空機落下による火災の影響を評価し，それに耐えられる設計とする。

(3)　台風・竜巻

乾式キャスクは基礎に据え付けられ，コンクリートモジュールの中に保管されているため，台風・竜巻の影響を受けない。

また，増設する輸送貯蔵兼用キャスク 30 基については，過去に発生した竜巻の最大風速に不確かさを考慮して 100m/s と設定し，竜巻荷重，飛来物及び竜巻随伴事象に耐えられる設計とする。

(4)　地震及び上記以外に想定される自然現象

キャスク仮保管設備は，想定される自然現象（洪水，高潮，凍結等）により安全性を損なうことのないようにする。

(5)　環境条件

乾式キャスクの除熱機能，密封機能，遮蔽機能，臨界防止機能及びコンクリートモジュールの除熱機能については，保守的な環境条件にて設計を行っている。またその他の経年的な影響についても，監視や定期的な巡視点検等を行うことで劣化等の早期発見に努め，機能維持を図る。

また，キャスク仮保管設備に保管する乾式貯蔵キャスクのうち，津波により一時的に水没したとみられるキャスク保管建屋に保管している既設９基については，必要な点検

や消耗品の交換を行ったうえで，キャスク仮保管設備に搬入し，他の乾式キャスクと同様に管理する。

2.13.1.7　構造強度及び耐震性

(1)　構造強度

a．乾式キャスク及び支持架台

乾式キャスク及び支持架台については，JSME 設計・建設規格の分類に基づく設計とする。

b．コンクリートモジュール

コンクリートモジュールについては，建築基準法に基づく設計とする。

c．クレーン

クレーンについては，クレーン構造規格に基づく設計とする。

d．コンクリート基礎

キャスク支持架台に作用する力を支持するとともに，これを固定する固定ボルトの引抜き力が許容引抜き力を下回り，基礎の傾斜が許容傾斜量を下回る設計とする。

(2)　耐震性

a．乾式キャスク及び支持架台

乾式キャスクについては，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方(令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂)」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，設置許可基準規則の解釈別記 4 も考慮して適切と考えられる設計用地震力に対し，乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。また，設置許可基準規則の解釈別記 4 を踏まえ，周辺施設の波及的影響によって，乾式キャスクの安全機能を損なわない設計とする。

ただし，令和 4 年 11 月 16 日以前に認可された設備については，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）に対し，乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

支持架台については，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂)」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し，支持架台の支持機能を維持するために必要な構造強度を有する設計及び乾式キャスクを落下・転倒させコンクリートモジュールの遮蔽機能に波及的影響を与えない設計とする。

ただし，令和 4 年 11 月 16 日以前に認可された設備については，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）に対し，乾式キャスクを落下・転倒させない設計とする。

b．コンクリートモジュール

「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂）」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し，コンクリートモジュールの遮蔽機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

ただし，令和 4 年 11 月 16 日以前に認可された設備については，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）に対し，建築基準法及び国土交通省告示に基づくとともに，倒壊等により，乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

c．クレーン

「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂）」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し，クレーンの運搬機能を維持するために必要な構造強度を有する設計及び転倒・倒壊・逸走等により，コンクリートモジュールの遮蔽機能に波及的影響を与えない設計とする。

また，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）に対し，JSME 設計・建設規格に基づくとともに，転倒・倒壊・逸走等により，乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

d．コンクリート基礎

「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂）」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し，コンクリート基礎の支持機能を維持するために必要な構造強度を有する設計並びに支持架台とコンクリートモジュールを支持するとともに，これらを固定する固定ボルトの引抜きに抵抗すること及び基礎の傾斜によりクレーンの転倒，倒壊などが生じない設計とする。

e．監視装置

「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂）」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公

衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し，監視装置の監視機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

2.13.1.8　異常時の措置

乾式キャスクの蓋間圧力及び温度は免震重要棟にて監視でき，万一，蓋間圧力が設定値まで低下した場合や表面温度が設定値まで上昇した場合には免震重要棟に設置した監視装置にて警報が確認できる。

警報確認後に現場確認を行い状況に応じた対処を行う。また，必要に応じ乾式キャスクを共用プールまで運搬し，共用プールにて必要な措置を行う。

2.13.2　基本仕様

2.13.2.1　主要仕様

(1)乾式キャスク仮保管設備

表２．１３－１　乾式キャスク仮保管設備仕様

項目	仕様	
エリア	約 121m×約 80m	
保管対象物	乾式貯蔵キャスク	輸送貯蔵兼用キャスク
保管容量	20 基	75 基

(2)乾式キャスク

表２．１３－２　乾式貯蔵キャスク仕様

項目	乾式貯蔵キャスク（中型）	乾式貯蔵キャスク（大型）
重量（ｔ） (燃料を含む)	約 96	約 115
全長（m）	約 5.6	約 5.6
外径（m）	約 2.2	約 2.4
収納体数（体）	37	52
基数（基）	4（既設） 8（増設）	5（既設） 3（増設）
収納可能燃料	8×8 燃料（燃焼度 30,000MWd/t 以下） 新型 8×8 燃料（燃焼度 33,500MWd/t 以下） 新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料（燃焼度 36,500MWd/t 以下） 冷却期間 4 年以上（既設 9 基）※ 冷却期間 13 年以上（増設 11 基）	

※既設 9 基の乾式貯蔵キャスク内に収納している使用済燃料を取り出し，共用プールで貯蔵している使用済燃料と入れ替える場合，冷却期間 13 年以上の燃料を収納する。

表２．１３－３　輸送貯蔵兼用キャスク仕様

項目	輸送貯蔵兼用キャスクＢ
重量（ｔ） (燃料を含む)	約 119
全長（m）	約 5.3
外径（m）	約 2.5
収納体数（体）	69
基数（基）	45※1
収納可能燃料※2	新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料 平均燃焼度 34,000MWd/t 以下 最高燃焼度 40,000MWd/t 以下 冷却期間 18 年以上

※1 うち 8 基の仕様は，使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書（平成 22 年 11 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）及び使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　添付書類の一部補正について（平成 22 年 12 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）により，37 基の仕様は，使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書(平成 24 年 10 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)及び使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　添付書類の一部補正について（平成 25 年 10 月　リサイクル燃料貯蔵株式会社）による。

なお，これら 45 基は同一設計であり，福島第一原子力発電所構内専用として使用する。

※2 燃焼度や燃料タイプに応じて，以下の図書に基づき収納物の配置制限を行う。

・輸送貯蔵兼用キャスクＢ：核燃料輸送物設計承認申請書(HDP-69B 型)
(平成 22 年 8 月 23 日申請　東京電力株式会社)

表２．１３－４　輸送貯蔵兼用キャスク（増設）仕様

項目	輸送貯蔵兼用キャスクＢ※1
重量（ｔ） (燃料を含む)	約 119
全長（ｍ）	約 5.3
外径（ｍ）	約 2.5
収納体数（体）	69
基数（基）	30※2
収納可能燃料※3	新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料，高燃焼度 8×8 燃料 配置（ｉ） 平均燃焼度 34,000MWd/t 以下 最高燃焼度 40,000MWd/t 以下 冷却期間 18 年以上 配置（ⅱ） 平均燃焼度 40,000MWd/t 以下 最高燃焼度 48,000MWd/t 以下 冷却期間 22 年以上 新型 8×8 燃料 配置（ⅲ） 平均燃焼度 29,000MWd/t 以下 最高燃焼度 34,000MWd/t 以下 冷却期間 28 年以上

※1 増設する輸送貯蔵兼用キャスク 30 基への燃料装填については，収納する燃料配置に応じた設計承認の取得及び容器承認相当の品質確認をもって実施することとする。

※2 使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書（平成 29 年 11 月 日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社），使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書　本文及び添付資料の一部補正について（平成 30 年 7 月 日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）及び使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書　本文及び添付資料の一部補正について（平成 30 年 12 月 日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）による。

なお，これら 30 基は既設と同一設計であり，福島第一原子力発電所構内専用として使用する。

※3 燃焼度や燃料タイプに応じて，以下の図書に基づき収納物の配置制限を行う。

・輸送貯蔵兼用キャスクＢ：

使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書

（平成 29 年 11 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書　本文及び添付資料の一部補正について
（平成 30 年 7 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）
使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書　本文及び添付資料の一部補正について
（平成 30 年 12 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）
型式設計特定容器等の型式指定申請書
（令和元年 5 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）
使用済燃料貯蔵施設に係る型式設計特定容器等の型式指定申請書　本文及び添付書類の一部補正について
（令和 3 年 6 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

(3) コンクリートモジュール

表２．１３－５　コンクリートモジュール仕様

項目		仕様	
名称		コンクリートモジュール	
保管対象物		乾式貯蔵キャスク	輸送貯蔵兼用キャスク
数量		20 基	75 基
主要寸法	長手	約 7300mm	約 7100mm
	短手	約 4680mm	約 4680mm
	高さ	約 4000mm	約 4000mm
	板厚	約 200mm	約 200mm
構造		鉄筋コンクリート構造	

(4)クレーン

表２．１３－６　クレーン仕様

項目	仕様
型式	門型クレーン
数量	1 基
定格荷重	主巻　150t 補巻　20t
揚程	主巻　9.0m 補巻　11.3m

(5)監視装置

表２．１３－７　圧力・温度監視装置仕様

項目	仕様	
名称	蓋間圧力検出器	温度検出器
検出器の個数	2 個/基	1 個/基
計測対象	蓋間圧力	外筒表面温度
取付箇所	二次蓋	外筒表面
計測範囲	50～500kPa abs.	-20～160℃

表２．１３－８　放射線監視装置仕様

項目	仕様
名称	エリア放射線モニタ
基数	8 基
種類	半導体検出器
取付箇所	設備敷地内
検出高さ	基礎から 600㎜以上 1800㎜以下
計測範囲	$10^{-1}\,\mu$Sv/h～$10^{5}\,\mu$Sv/h

2.13.3　添付資料

添付資料－１　設備概略図

添付資料－２　評価の基本方針

添付資料－２－１　評価の基本方針（既設 65 基※1）

添付資料－２－２　評価の基本方針（増設 30 基※2）

添付資料－３　構造強度及び耐震性について

添付資料－３－１　構造強度及び耐震性について（既設 65 基※1）

添付資料－３－２　構造強度及び耐震性について（増設 30 基※2）

添付資料－４　安全評価について

　添付資料－４－１　安全評価について（既設 65 基※1）

　添付資料－４－２　安全評価について（増設 30 基※2）

添付資料－５　安全対策について

添付資料－６　管理・運用について

添付資料－７　工事工程表

添付資料－８　キャスク保管建屋及び既設 9 基乾式貯蔵キャスクの現在の設備状況並びに既設 9 基乾式貯蔵キャスクの健全性について

添付資料－９　既設 9 基乾式貯蔵キャスクのキャスク保管建屋からの搬出について

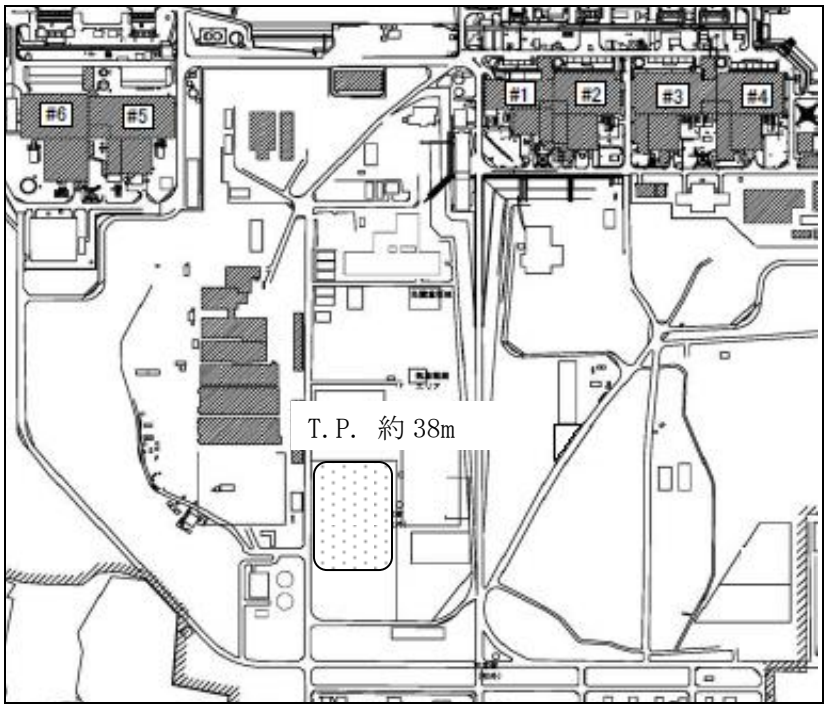
添付資料－１０　キャスク仮保管設備クレーンレーン間移動時の転倒について

添付資料－１１　キャスク仮保管設備に係る確認事項について

※1 既設 65 基とは，乾式貯蔵キャスク 20 基及び輸送貯蔵兼用キャスク（既設）45 基とする。

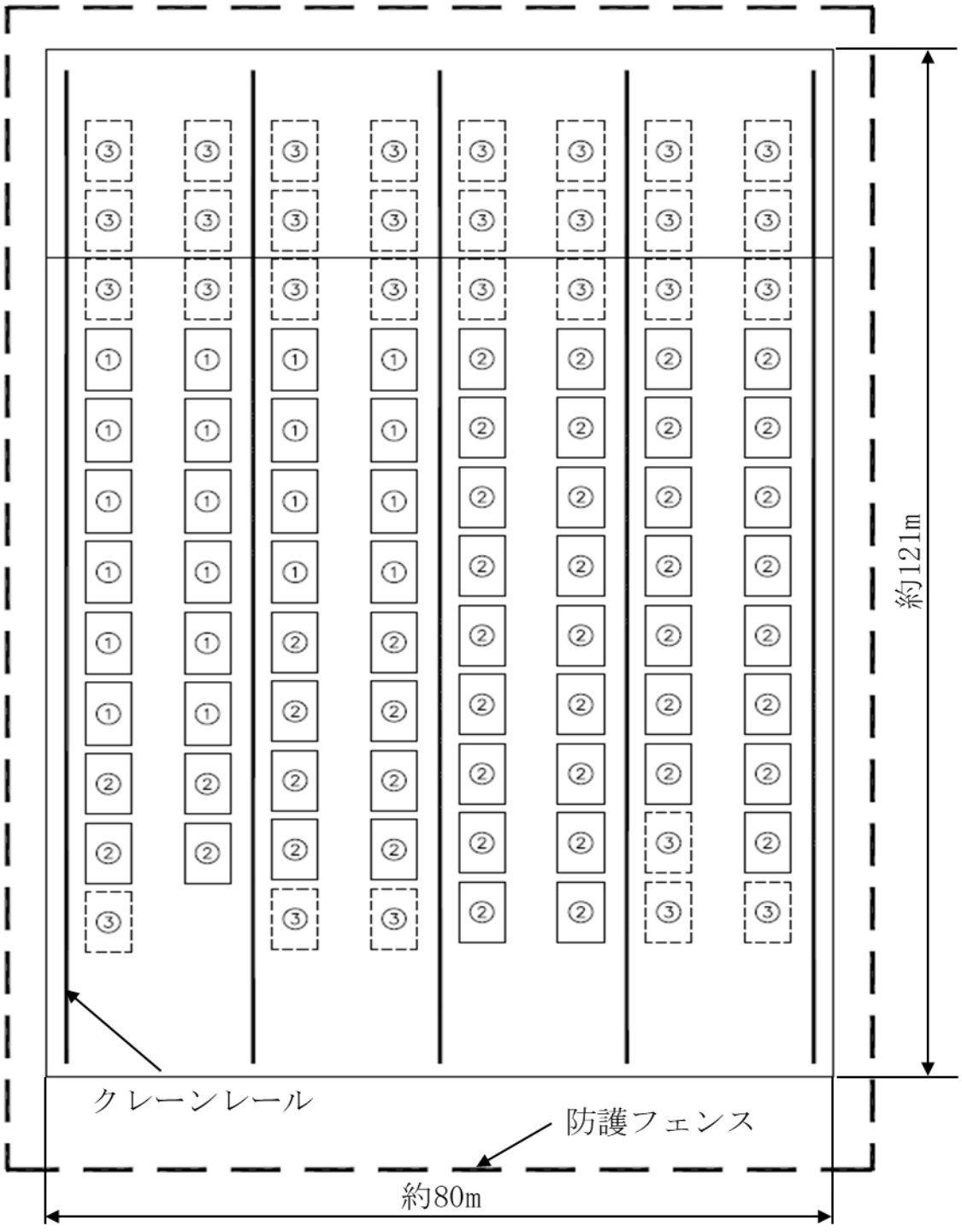
※2 増設 30 基とは，輸送貯蔵兼用キャスク（増設）30 基とする。

設備概略図



：キャスク仮保管設備

図１－１　キャスク仮保管設備の構内位置



①	乾式貯蔵キャスク	20 基
②	輸送貯蔵兼用キャスク（既設）	45 基
③	輸送貯蔵兼用キャスク（増設）	30 基

図１－２　キャスク仮保管設備配置概略図

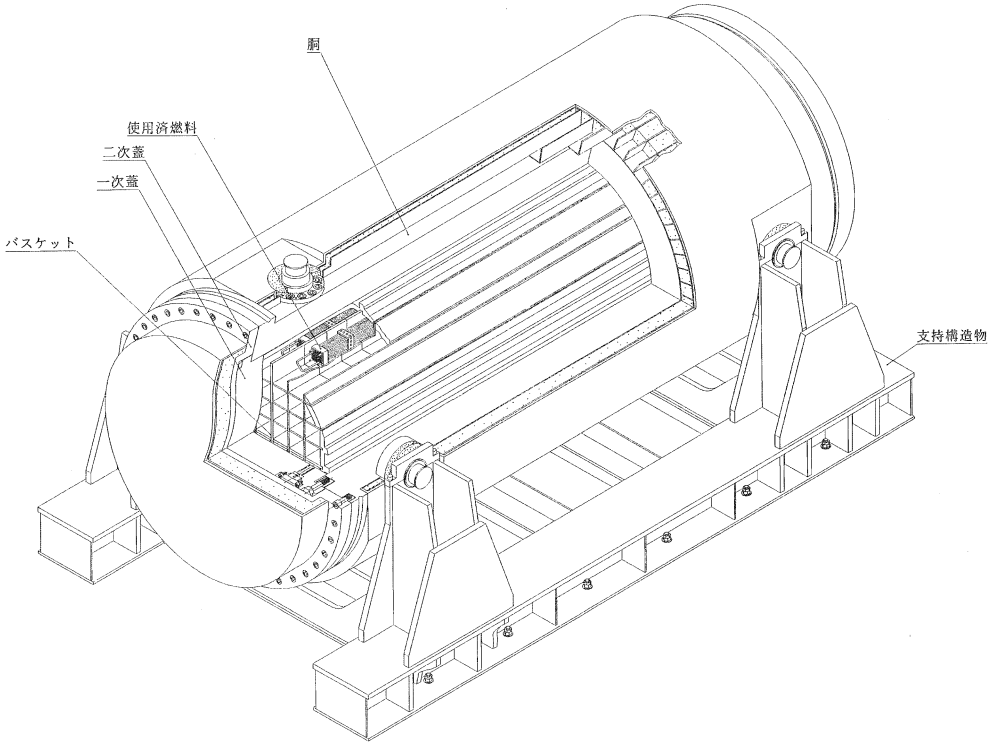


図１－３　乾式貯蔵キャスクの構造図例
（大型）

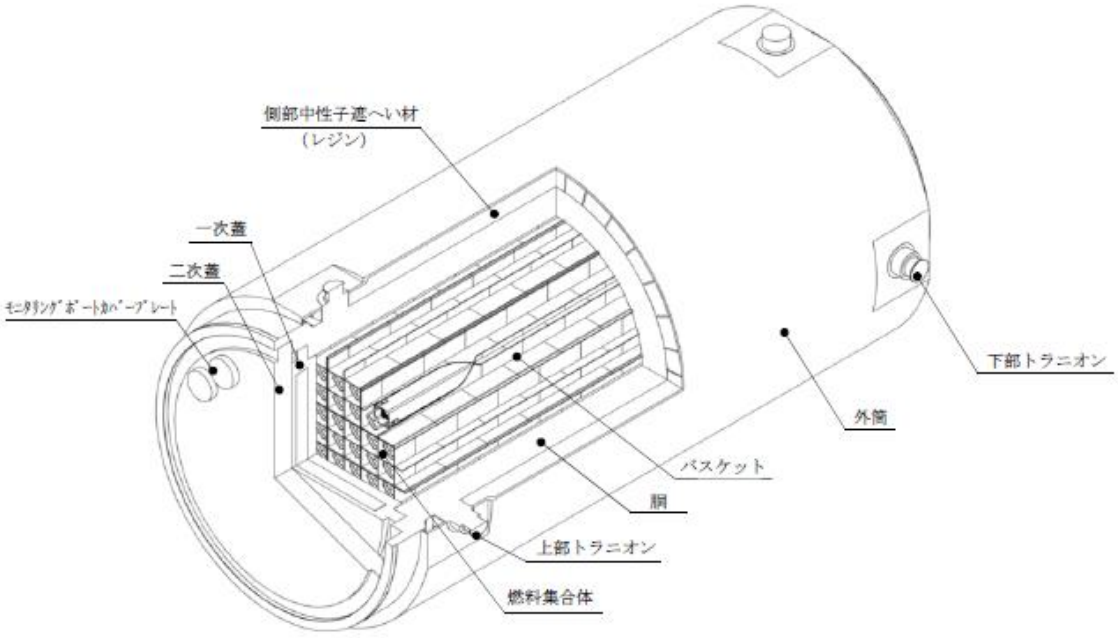


図１－４　輸送貯蔵兼用キャスクの構造図例
（輸送貯蔵兼用キャスクＢ）

評価の基本方針（既設 65 基）

1　設計方針

1.1　基本的安全機能

本設備は，乾式キャスク及びこれを収納するコンクリートモジュール，支持架台，クレーン，監視装置等で構成され，本文の設計方針に示される除熱，遮蔽，密封及び臨界防止の安全機能を設計とするとともに，必要な構造強度を有する設計であることを確認する。

1.2　乾式キャスクの安全機能について

本設備で保管する乾式キャスクは，既存設計のものを使用する。乾式キャスクの安全機能に関しては，以下の図書にて評価されている。

(1)　乾式貯蔵キャスク

①沸騰水型原子力発電所　使用済燃料の乾式キャスク貯蔵施設について(平成 5 年 7 月　株式会社東芝　TLR-053 改訂 1)

②沸騰水型原子力発電所　使用済燃料の乾式キャスク貯蔵施設の安全設計で使用する解析コードについて(平成 5 年 4 月 株式会社東芝　TLR-054)

③福島第一原子力発電所　第 4 号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成 6 年 3 月 14 日申請,東京電力株式会社)

④福島第一原子力発電所　第 6 号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成 6 年 3 月 14 日申請,東京電力株式会社)

⑤福島第一原子力発電所　第4号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成22年10月 22 日申請,東京電力株式会社)

⑥福島第一原子力発電所　第5号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成22年10月 22 日申請,東京電力株式会社)

⑦福島第一原子力発電所　第6号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成22年10月 22 日申請,東京電力株式会社)

(2)　輸送貯蔵兼用キャスク

①使用済燃料中間貯蔵施設における金属製乾式キャスクについて（HDP-69B 型）
（平成 21 年 5 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社　HLR-110 訂 1）

②核燃料輸送物設計承認申請書(HDP-69B 型)
（平成 22 年 8 月 23 日申請　東京電力株式会社）

③使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　（平成 22 年 6 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）

④使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　本文及び添付書類の一部補正について（平成 22 年 8 月　リサイクル燃料貯蔵株式会社）

⑤使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　（平成 22 年 11 月　リサイクル燃料貯蔵株式会社）

⑥使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　添付書類の一部補正について（平成 22 年 12 月　リサイクル燃料貯蔵株式会社）

⑦使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　（平成 24 年 10 月　リサイクル燃料貯蔵株式会社）

⑧使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書　添付書類の一部補正について（平成 25 年 10 月　リサイクル燃料貯蔵株式会社）

2　安全設計・評価方針

表２－１に評価すべき各安全機能に関する既存の評価内容と本設備での安全設計・評価の方針を示す。

表２－１　キャスク仮保管設備安全評価の基本方針

項目	中期的安全確保の考え方	評価対象	乾式貯蔵キャスク			輸送貯蔵兼用キャスク		
			既存評価を引用	新評価実施	評価方針	既存評価を引用	新評価実施	評価方針
除熱機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について使用済燃料の健全性及び安全機能を有する構成部材の健全性が維持できるように，使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できる設計とする。	燃料被覆管	○	－	以下の確認をもって評価条件が既存評価と同等であると言える為，既存評価を引用して評価を行う。 ・保管中のコンクリートモジュール内の温度が 45℃以下となること。	－	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為，改めて解析評価を実施する。 ・保管中の姿勢が異なる。（既存評価での乾式キャスクの姿勢は縦置きであるが，キャスク仮保管設備では横置きの姿勢となる）
		乾式キャスク	○	－	以下の確認をもって評価条件が既存評価と同等であると言える為，既存評価を引用して評価を行う。 ・保管中のコンクリートモジュール内の温度が 45℃以下となること。	－	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為，改めて解析評価を実施する。 ・保管中の姿勢が異なる。（既存評価での乾式キャスクの姿勢は縦置きであるが，キャスク仮保管設備では横置きの姿勢となる）
		コンクリートモジュール （キャスク仮保管構築物）	－	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為，改めて解析評価を実施する。 ・保管中の乾式キャスク周辺環境温度が異なる。（既存評価ではキャスク保管建屋内の評価） なお，評価は設計発熱量の大きい大型キャスクを代表キャスクとする。	－	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為，改めて解析評価を実施する。 ・保管中の乾式キャスク周辺環境が異なる。（既存評価ではキャスク保管建屋内の評価）
密封機能	乾式キャスクについて，周辺公衆及び放射線従事者に対し，放射線上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。	乾式キャスク	○	－	既存評価における評価条件と同等であると言える為，既存評価を引用して評価を行う。	○	－	既存評価における評価条件は以下事項に相違があるが，本設備の設計条件が既存評価の評価条件に包絡されることを確認し，既存評価を引用して評価を行う。 ・キャスク内部温度及びシール部温度
遮蔽機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，周辺公衆及び放射線従事者に対し，放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する設計とする。	乾式キャスク	○	－	既存評価における評価条件と同等であると言える為，既存評価を引用して評価を行う。	○	－	既存評価における評価条件と同等であると言える為，既存評価を引用して評価を行う。
臨界防止機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，想定されるいかなる場合にも使用済燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。	乾式キャスク	○	－	既存評価においてはキャスク配列，バスケット内の燃料配置等最も厳しい状態を想定し評価しており，本設備での条件と比較して，十分安全側であることから，既存評価を引用して評価を行う。	○	－	既存評価においてはキャスク配列，バスケット内の燃料配置等最も厳しい状態を想定し評価しており，本設備での条件と比較して，十分安全側であることから，既存評価を引用して評価を行う。

項目	中期的安全確保の考え方	評価対象	乾式貯蔵キャスク			輸送貯蔵兼用キャスク		
			既存評価を引用	新評価実施	評価方針	既存評価を引用	新評価実施	評価方針
構造強度	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，除熱機能，密封機能，遮蔽機能，臨界防止機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。	乾式キャスク	○	－	以下の確認をもって評価条件が既存評価と同等であると言える為，既存評価を引用して評価を行う。 ・本設備における設計事象の荷重条件が既存評価における設計事象の荷重条件に包絡すること。	○	○	評価条件が既存評価の評価条件と同一のものは既存評価を引用して評価を行い，評価条件が既存評価の評価条件と異なるものは新たに評価を実施する。
耐震性	キャスク仮保管設備は，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）を考慮しても，5.2.1～5.2.4 に示す安全機能が維持されていることを確認する。	乾式キャスク	－	○	本設置場所における設計用地震力と既存評価で用いた設計用地震力の比率が，既存評価の余裕率より小さいことを確認する。	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		支持架台	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		支持架台固定具	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		コンクリートモジュール	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		クレーン	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	－	－	（乾式貯蔵キャスクと共用）
異常時の評価	安全評価において想定すべき異常事象として今後抽出される各事象を考慮しても 5.2.1～5.2.4 に示す安全機能が維持されていることを確認する。	乾式キャスク	－	○	本設備の異常事象の抽出を行い，評価を実施する。	－	○	本設備の異常事象の抽出を行い，評価を実施する。

3　耐震設計方針

(1)　耐震設計の基本方針

キャスク仮保管設備は，本文「設計方針」に基づき，基準地震動 Ss（最大加速度 600gal）（以下，「基準地震動 Ss(Ss600)」という。）に対し，設備の設計方針に示される除熱機能，密封機能，遮蔽機能，臨界防止機能等の安全機能が維持されていることを確認する。

(2)　対象設備と構造計画

キャスク仮保管設備は，乾式キャスク，支持架台，コンクリートモジュール，クレーン，並びにコンクリート基礎から構成される。

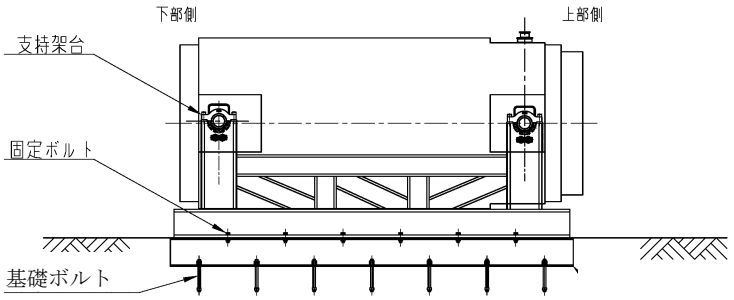
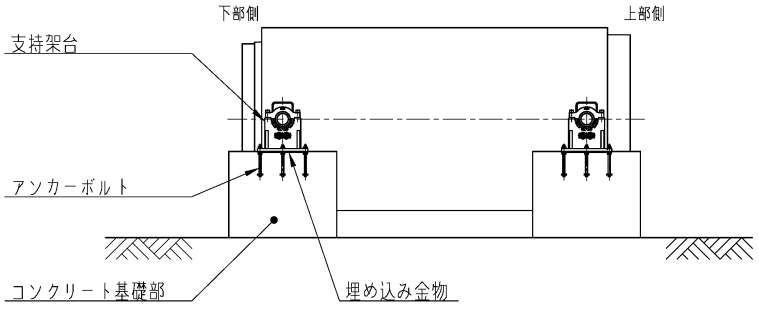
これらの設備のうち，乾式キャスクは，使用済燃料を収納し，除熱，密封，遮蔽，臨界防止等の基本的安全機能を有する。このことから基準地震動 Ss(Ss600)に対する評価は，乾式キャスクの健全性維持の観点から，次の設備を対象に実施する。

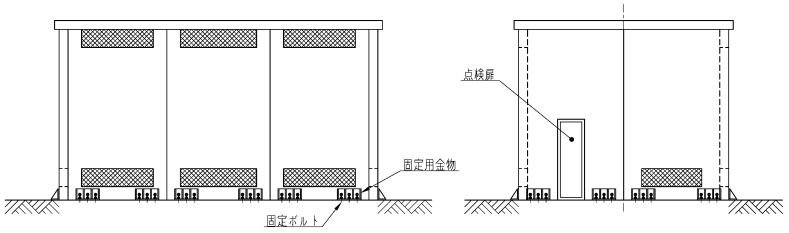
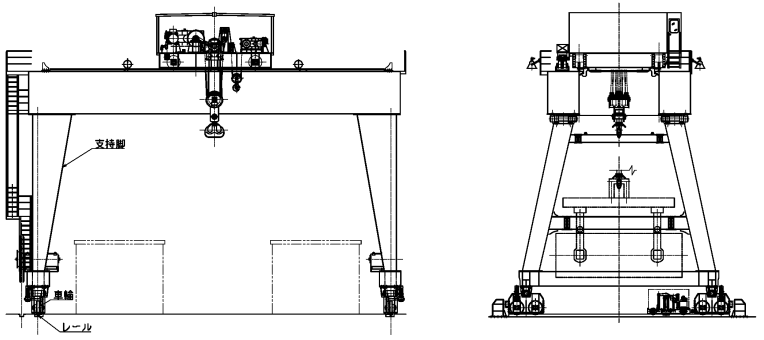
なお，コンクリート基礎については添付資料－３－２「2　耐震設計方針」を参照。

① 乾式貯蔵キャスク及び支持架台
② 輸送貯蔵兼用キャスク及び支持架台
③ コンクリートモジュール
④ クレーン

表３－１に各設備の構造計画の概要と概略図を示す。

表３－１　主要設備の構造計画

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
①乾式貯蔵キャスク及び支持架台	乾式貯蔵キャスクは横置きで，トラニオンを介し４つの支持脚柱を持つ支持架台で支持され，支持架台は固定ボルトと基礎ボルトで基礎に固定される。	
②輸送貯蔵兼用キャスク及び支持架台	輸送貯蔵兼用キャスクは横置きで，トラニオンを介し鋼製の支持架台で支持され，支持架台は，アンカーボルトで埋め込み金物に固定される。埋め込み金物は，アンカーボルトで基礎から立ち上げたコンクリート基礎部に固定される。	

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
③コンクリートモジュール	コンクリートモジュールの平面寸法は，約7.3m×約4.7m又は約7.1m×約4.7mであり，高さは約4mある。コンクリートモジュールは，厚さ200㎜の鉄筋コンクリート製パネルで構成され，各パネルは金物にて連結され，基礎とは固定用金物を介して固定ボルトで固定される。	
④クレーン	クレーンはスパン約 19mの門型クレーンで，定格荷重は約150 トンである。 クレーンは，４つの支持脚，車輪を介して，レール上を走行する。	

(3) 設計用地震力

各機器の耐震設計に用いる設計用地震力は，以下より算定する。

項目	機器等	摘要
(1) 基準地震動	Ss(Ss600)	
(2)設計用地震動	基準地震動 Ss(Ss600)-1： (水平)最大加速度振幅 450gal,約 81 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 300gal,約 81 秒間 基準地震動 Ss(Ss600)-2： (水平)最大加速度振幅 600gal,約 60 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 400gal,約 60 秒間 基準地震動 Ss(Ss600)-3： (水平)最大加速度振幅 450gal,約 26 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 300gal,約 26 秒間	T.P.約-197m(Vs＝約 700m/s)を解放基盤表面として定義する。
(3)動的解析の方法	時刻歴応答解析法 応答スペクトル法	

(4) 運転状態と地震動の組合せに対する供用状態

運転状態と地震動の組合せに対応する供用状態は以下とする。

運転状態と地震動の組合せ	供用状態
Ⅰ[注1)]+Ss	D(ⅣAS)[注2)]

注 1)「運転状態Ⅰ」とは，通常運転の運転状態をいい，乾式キャスクの場合は，取り扱い時及び本設備での機器の通常の保管時の状態で「設計事象Ⅰ」に読み替える。

注 2)「原子力発電所耐震設計技術指針」において規定される許容応力状態（「設計・建設規格」の許容状態 D 相当）

基準地震動 Ss(Ss600)による荷重を運転状態Ⅰにより生じる荷重と組み合わせた状態で,保管を行っている使用済燃料に過大な影響が生じないよう許容応力を定めるものとするが，本設備の乾式キャスクに対する機能維持の基本的な考え方は以下とする。

設備区分	基準地震動 Ss(Ss600)に対する機能維持
乾式キャスク	乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有すること。
支持架台	基準地震動 Ss(Ss600)に対し，乾式キャスクを落下・転倒させないこと。
コンクリートモジュール	基準地震動 Ss(Ss600)に対し，コンクリートモジュールの倒壊等により，乾式キャスクの安全機能に影響を与えないこと。
クレーン	クレーンの倒壊，転倒等により，乾式キャスクの安全機能に影響を与えないこと。

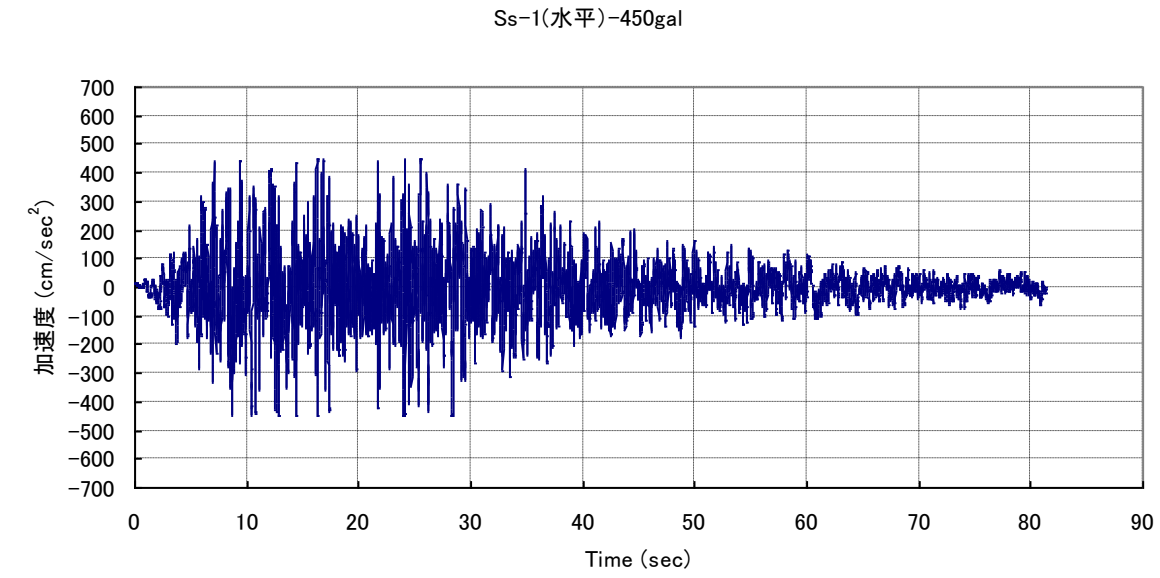
(5)　地震応答解析による設計用地震力の算定

1)　解析概要

本検討では基礎－地盤連成系の二次元ＦＥＭ応答解析を行い，基礎上面での応答波の応答スペクトルの作成，設計用地震力の算定を行う。解析プログラムは Super-FLUSH/2D を用いる。

2)　地震応答解析に用いる入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は，「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関わる耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果　中間報告書」（平成 20 年 3 月 31 日　東京電力株式会社）にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 Ss（Ss600）を用いる。解放基盤表面位置における基準地震動 Ss（Ss600）-1，Ss（Ss600）-2，Ss（Ss600）-3 の加速度時刻歴波形を図３－１～３に示す。



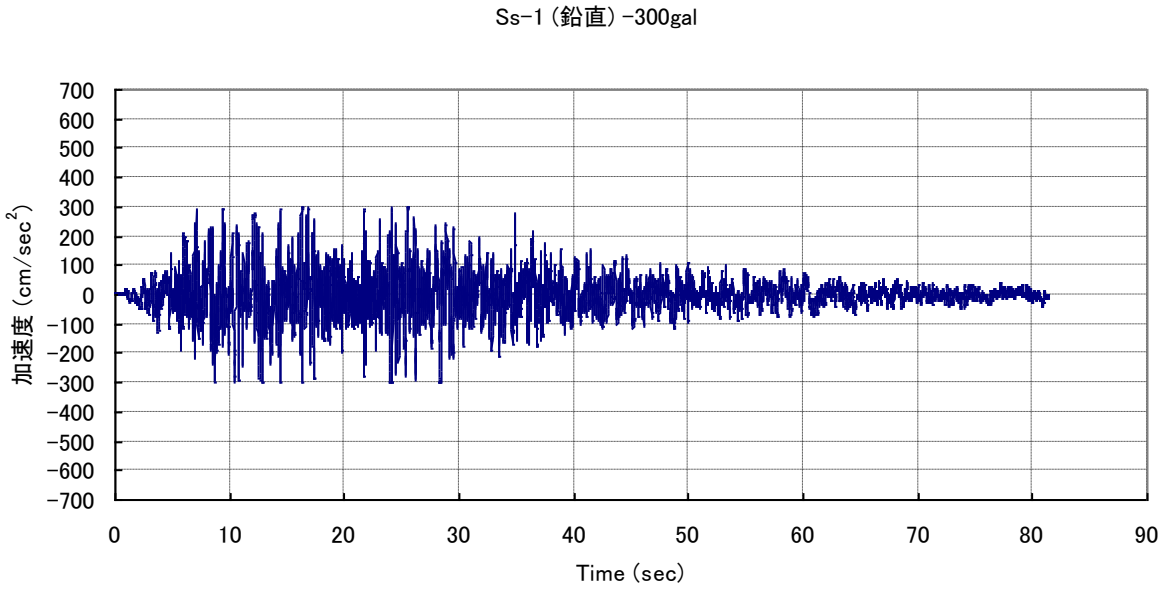
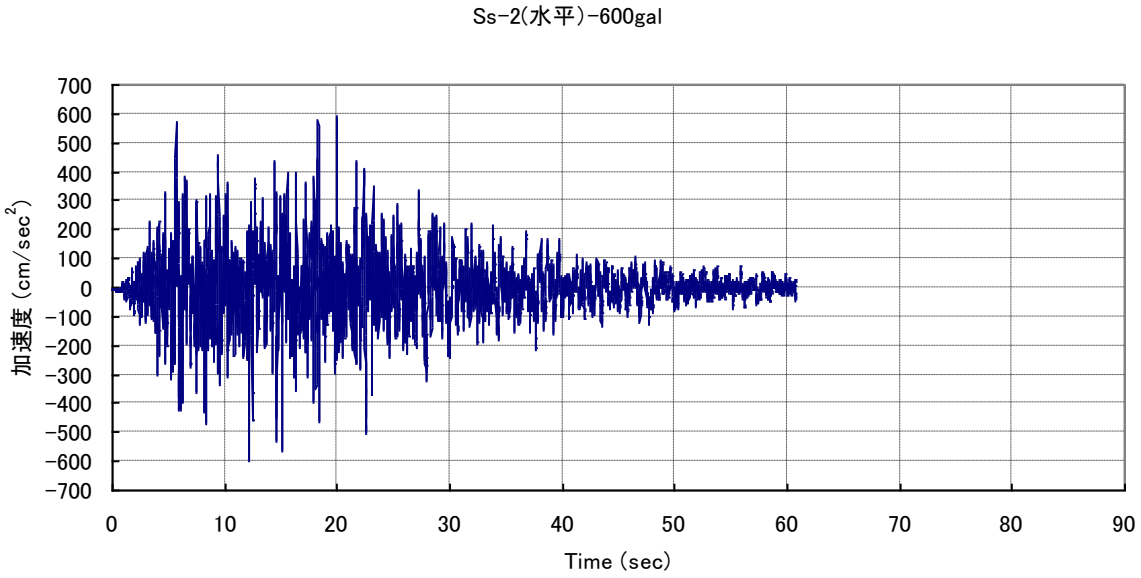


図３－１　基準地震動加速度時刻歴波形（Ss(Ss600)-1）



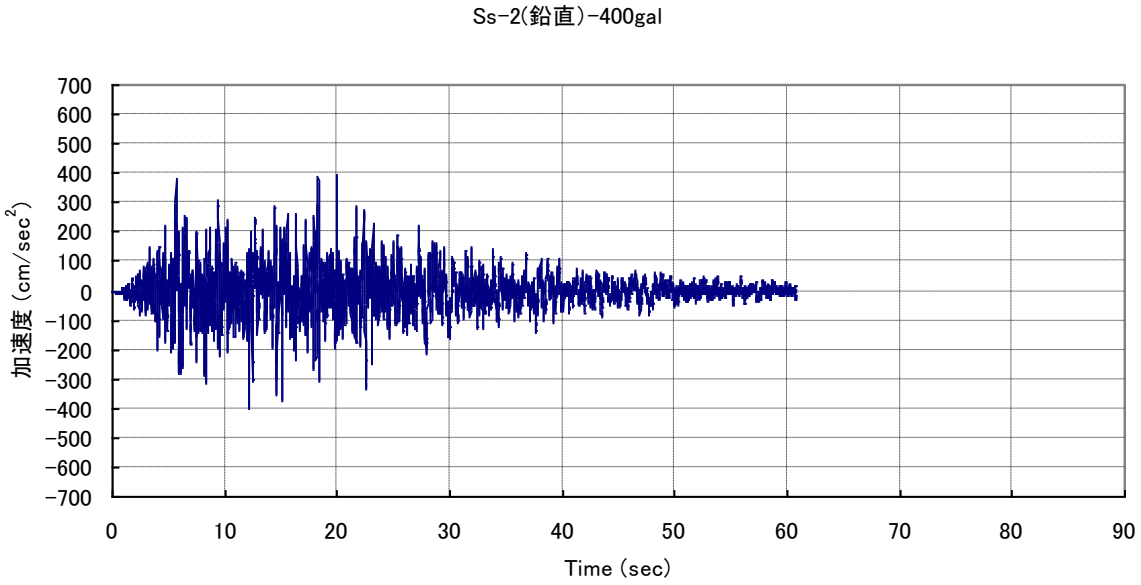
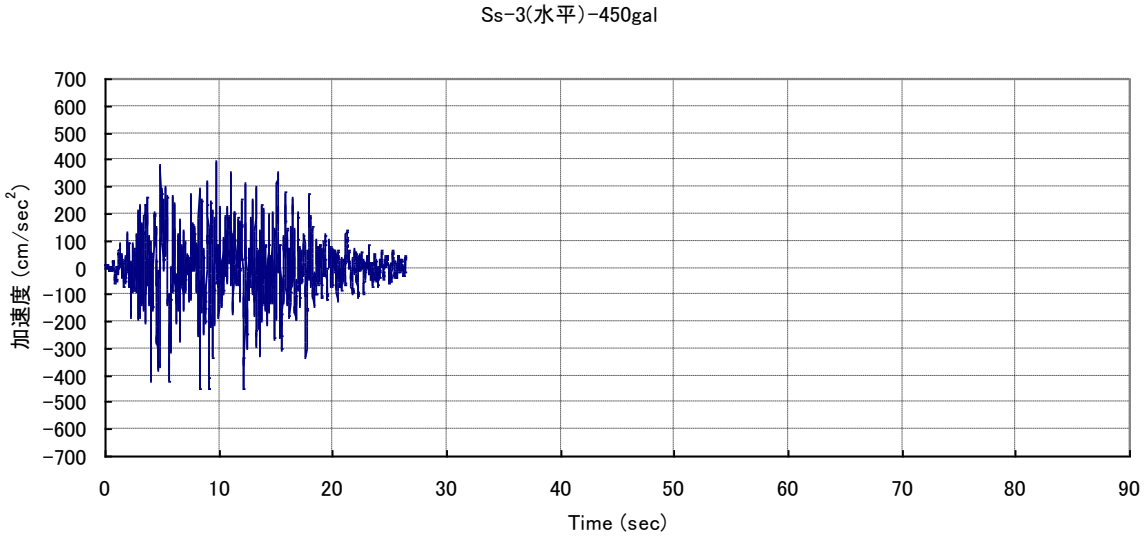


図３－２　基準地震動加速度時刻歴波形（Ss(Ss600)-2）



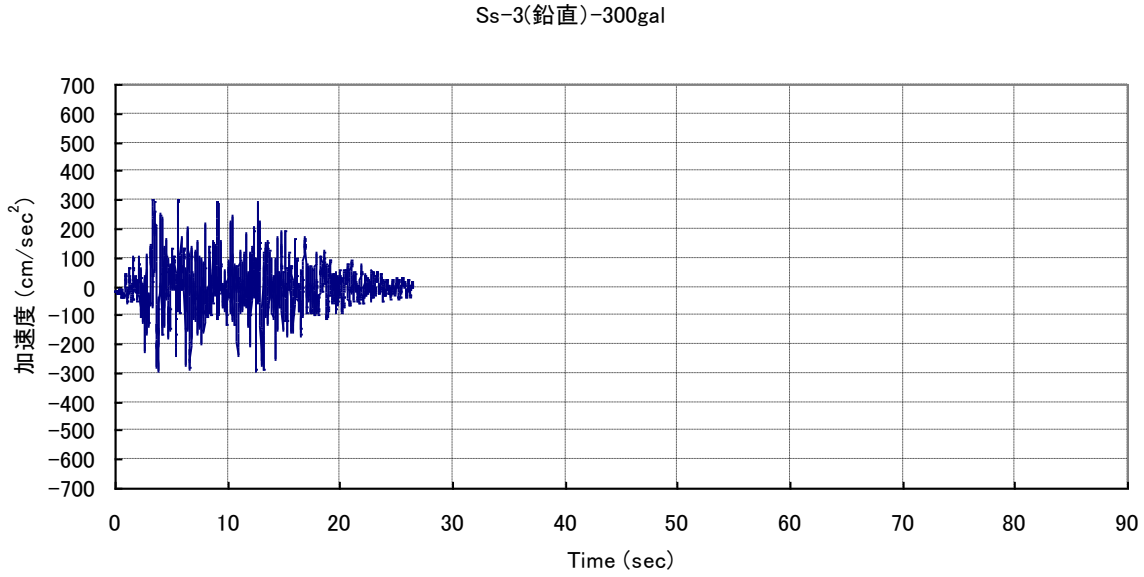


図３－３　基準地震動加速度時刻歴波形（Ss(Ss600)-3）

3)　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは図３－４，５のように，基礎-地盤連成系モデルとする。地盤応答解析に用いる地盤定数の設定結果を表３－２に示す。また，コンクリート基礎を除く各層のモデル化においては，地盤の非線形性を考慮する。図３－６に各層の動的変形特性を示す。

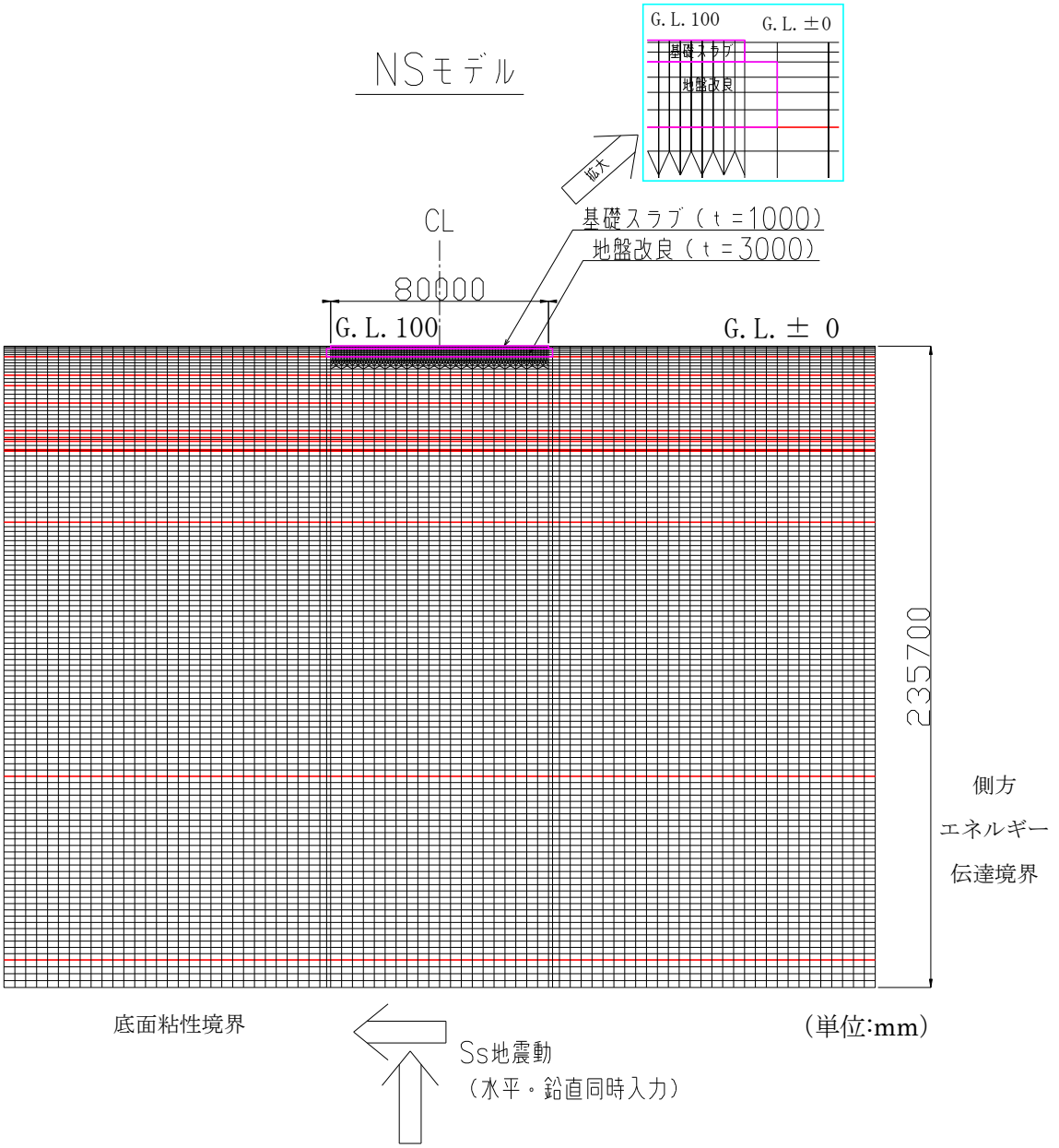
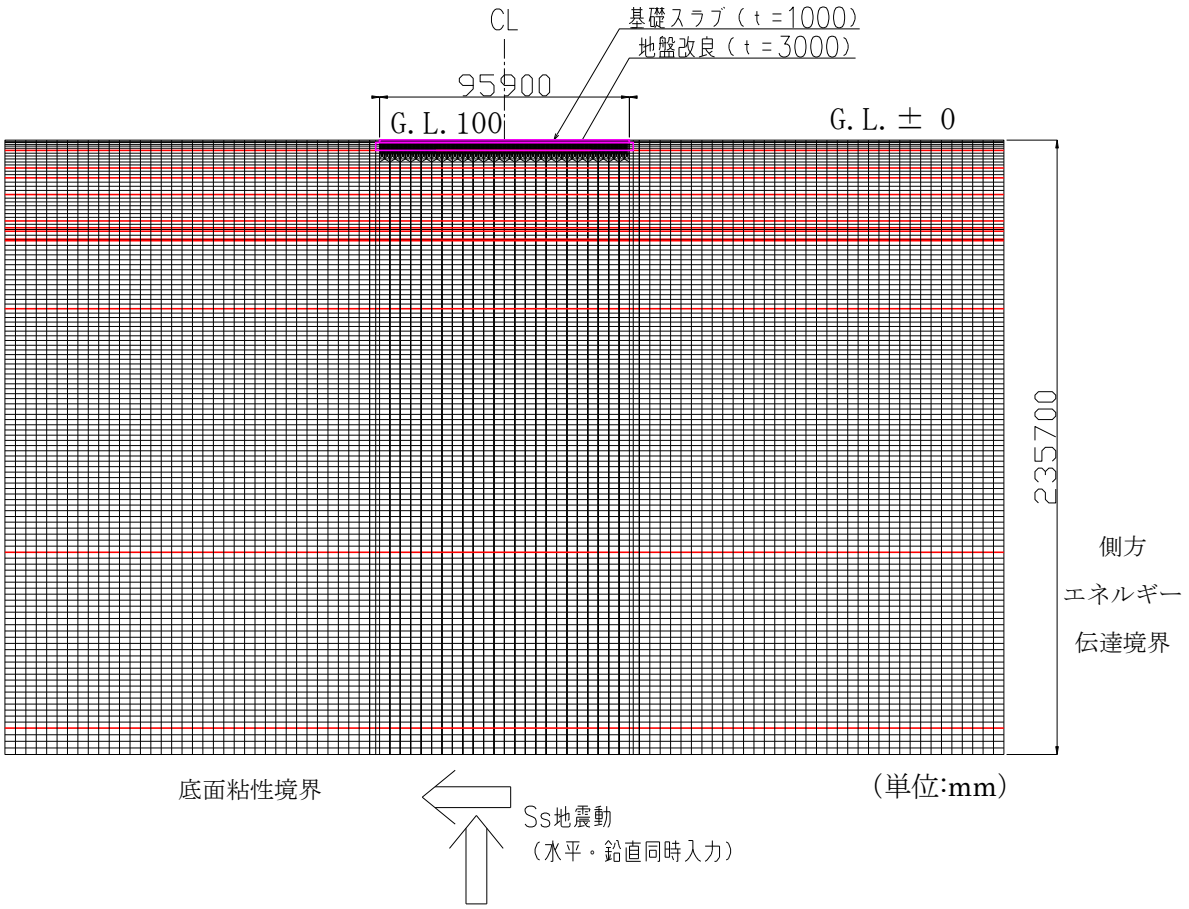


図３－４　解析モデルの概要（N-S 方向）

EWモデル



2-13 では，G.L.±0m=T.P.38.264m (※) とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

図３－５　解析モデルの概要（E-W 方向）

表３－２　解析用地盤定数

地層名	層標高		各地層厚	湿潤密度 ρ	せん断弾性係数 G_0	せん断波速度 Vs	強度特性	
							C	ϕ
	上端	下端	(m)	(t/m³)	(kN/m²)	(m/sec)	(N/mm²)	(°)
	G.L.(m)	G.L.(m)						
コンクリート基礎	0.100	-0.900	1.000	2.679	10,420,000	1972	-	-
埋戻土	0.000	-3.900	3.900	1.8	72,600	201	0	30
改良地盤	-0.900	-3.900	3.000	1.8	380,000	459	-	-
段丘堆積層	-3.900	-10.674	6.774	1.59	158,000	315	0.039	24.7
T3 部層　砂岩層	-10.674	-14.485	3.811	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-14.485	-20.863	6.378	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層　互層部	-20.863	-31.006	10.143	1.76	302,000	414	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-31.006	-33.591	2.585	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層　砂岩層	-33.591	-34.946	1.355	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-34.946	-38.007	3.061	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層　砂岩層	-38.007	-38.572	0.565	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-38.572	-64.680	26.108	1.71	427,000	500	1.5	0
T2 部層	-64.680	-158.100	93.420	深度依存 1.76～ 1.80	深度依存 334,000～ 635,000	深度依存 436～594	深度依存 1.131～ 1.839	0
T1 部層	-158.100	-225.580	67.480	1.79	667,000	610	1.62	0
先富岡層	-225.580	-235.700	10.120	1.88	954,000	712	1.8	0
解放基盤表面	-235.700	-	-	1.88	954,000	712	1.8	0

出典：「福島第一原子力発電所　原子炉設置変更許可申請書」（平成５年４月）等

2-13 では，G.L.±0m=T.P.38.264m (※) とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

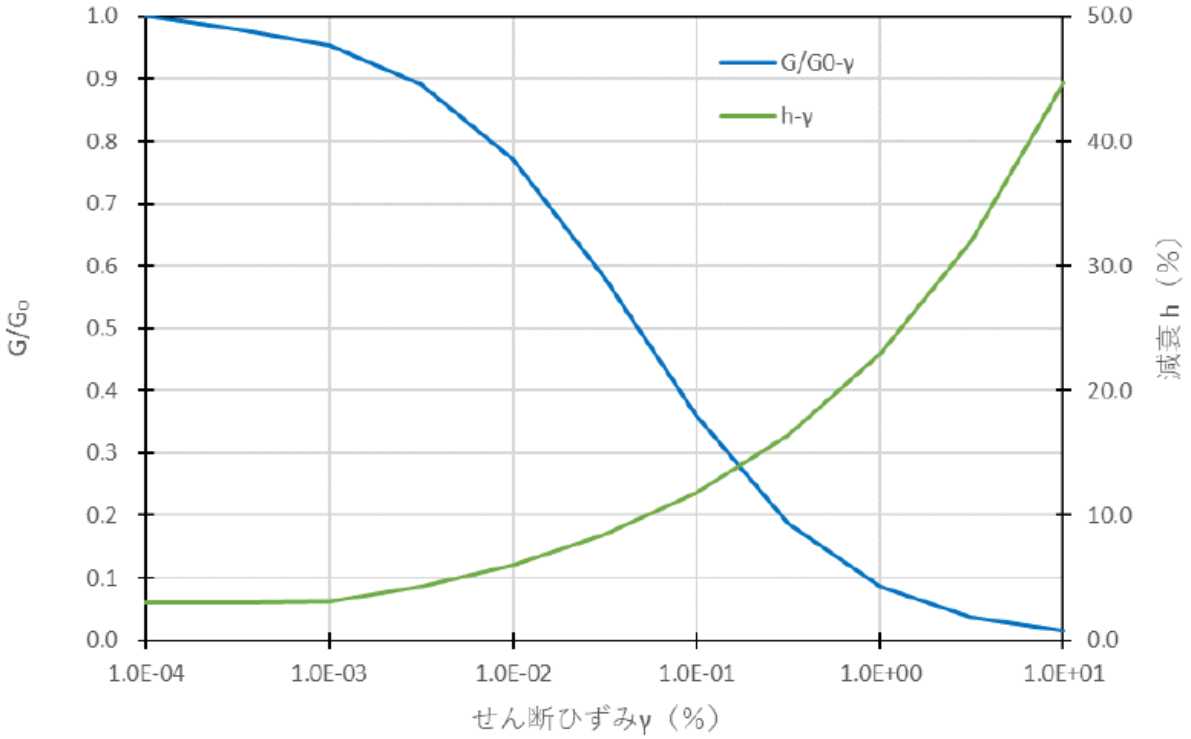


図３－６（１）　埋戻土の動的変形特性

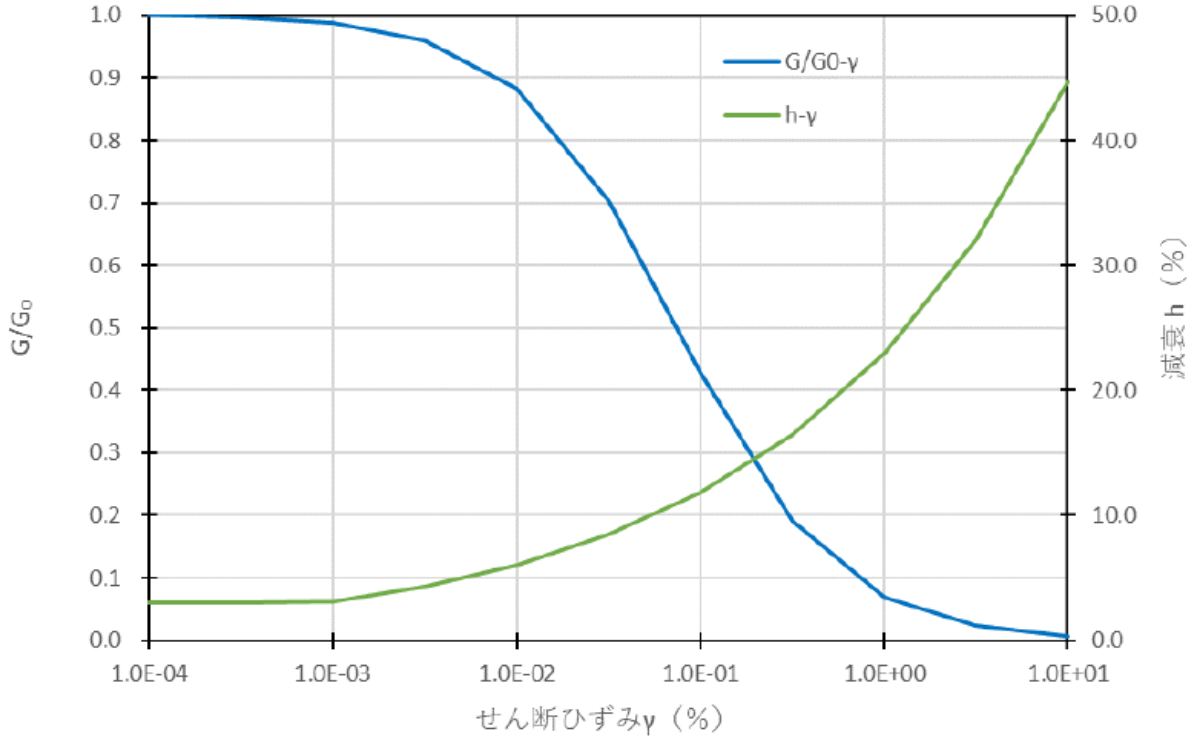


図３－６（２）　改良地盤の動的変形特性

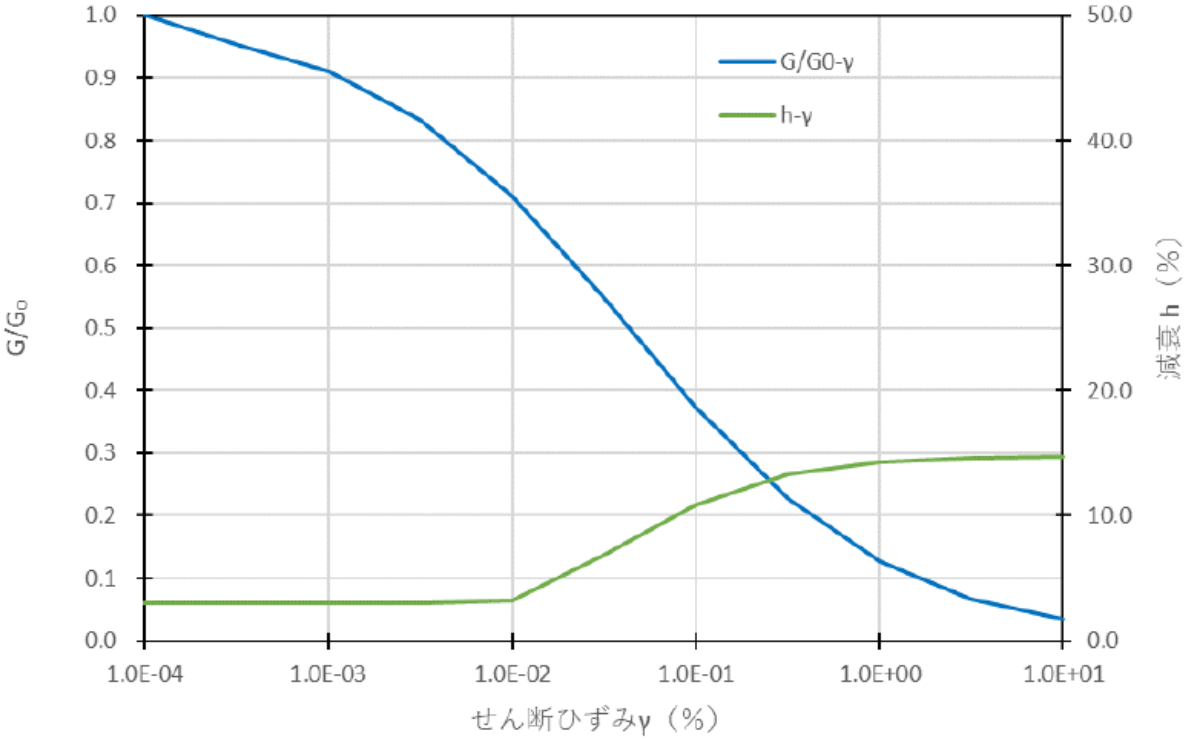


図３－６（３）　段丘堆積層の動的変形特性

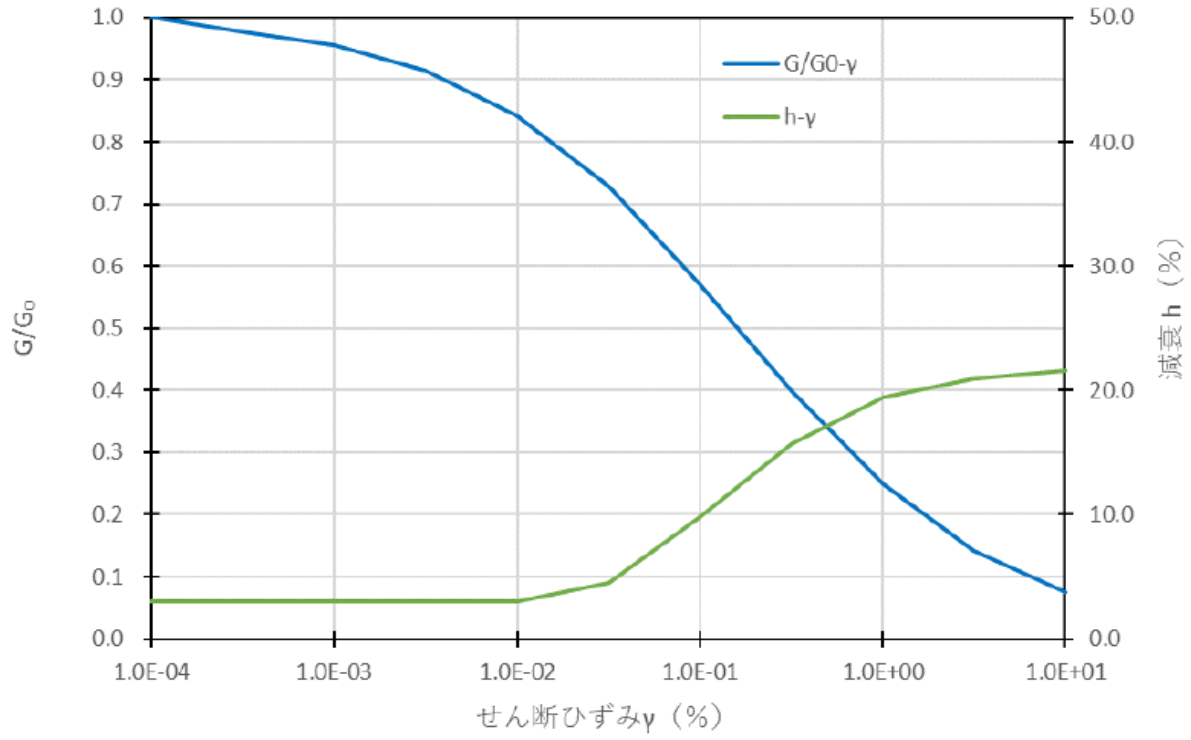


図３－６（４）　T3 部層砂岩層の動的変形特性

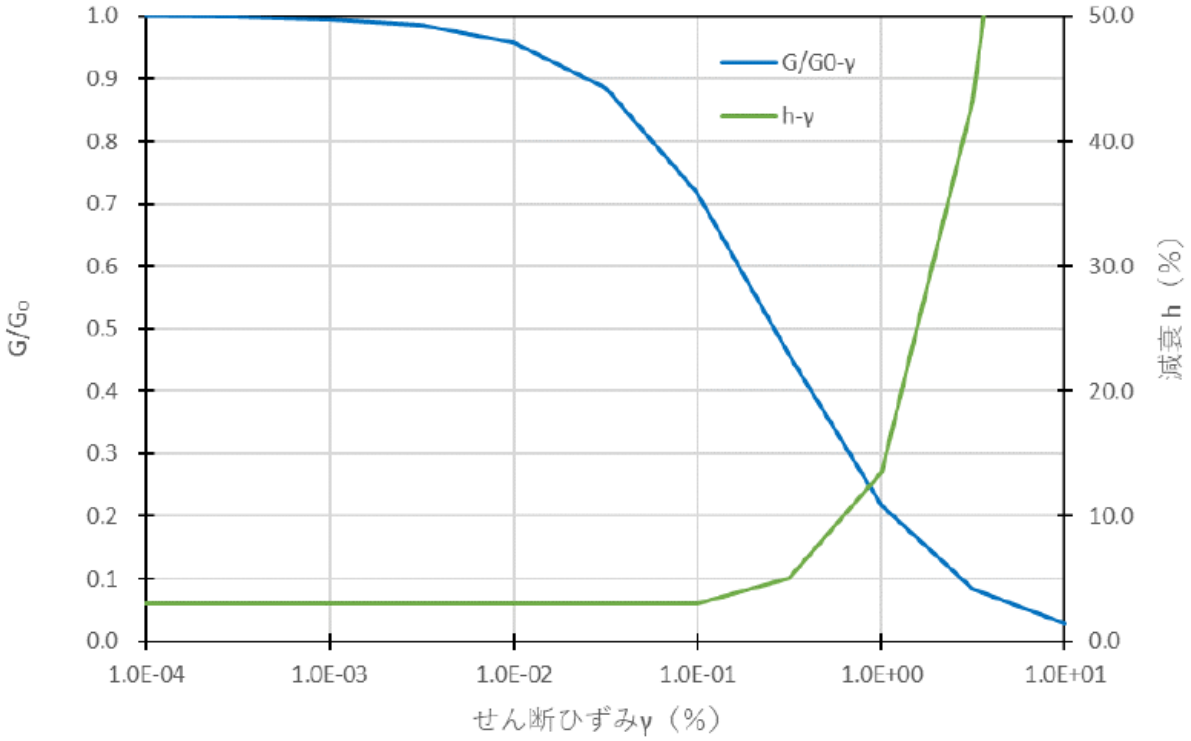


図３－６（５）　T3 部層泥質部の動的変形特性

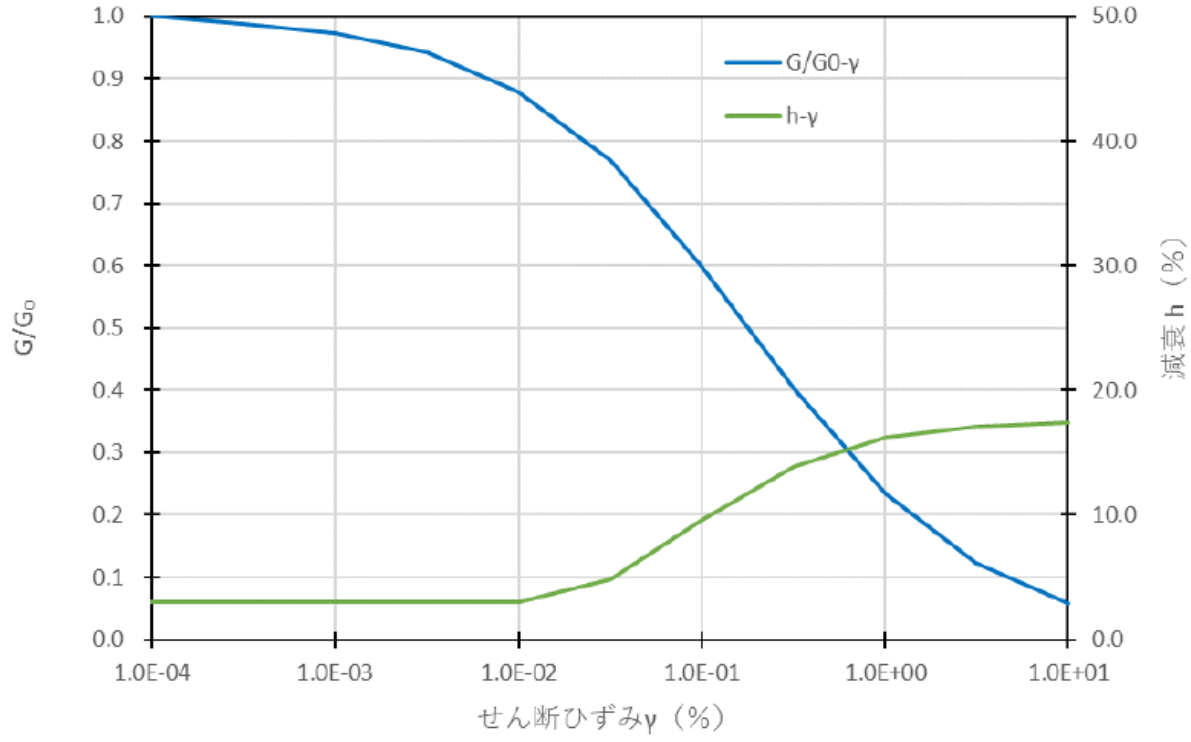


図３－６（６）　T3 部層互層部の動的変形特性

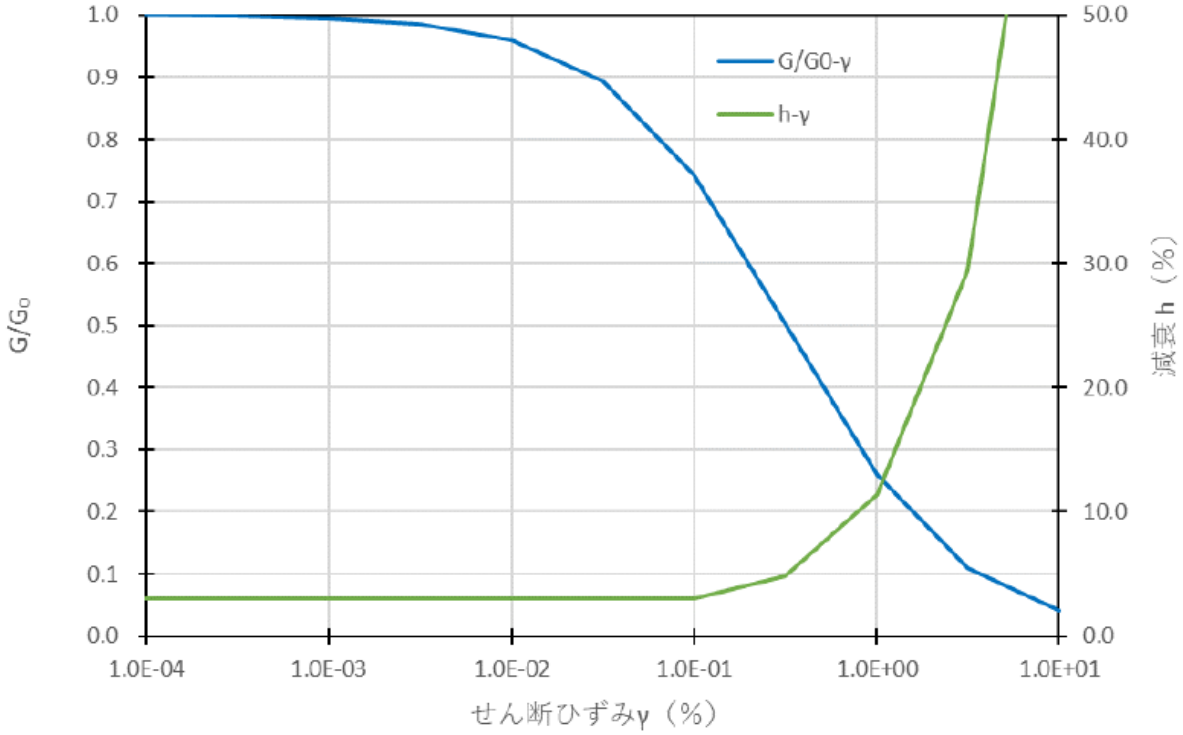


図３－６（７）　T2 部層の動的変形特性

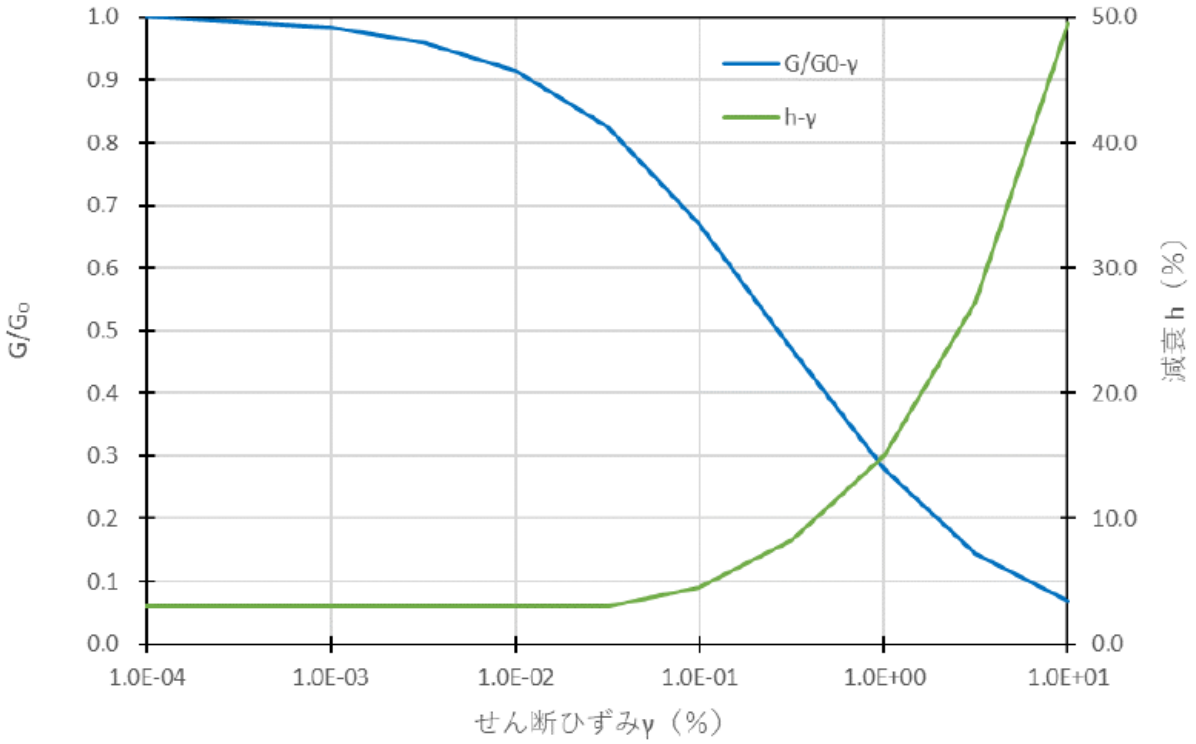


図３－６（８）　T1 部層の動的変形特性

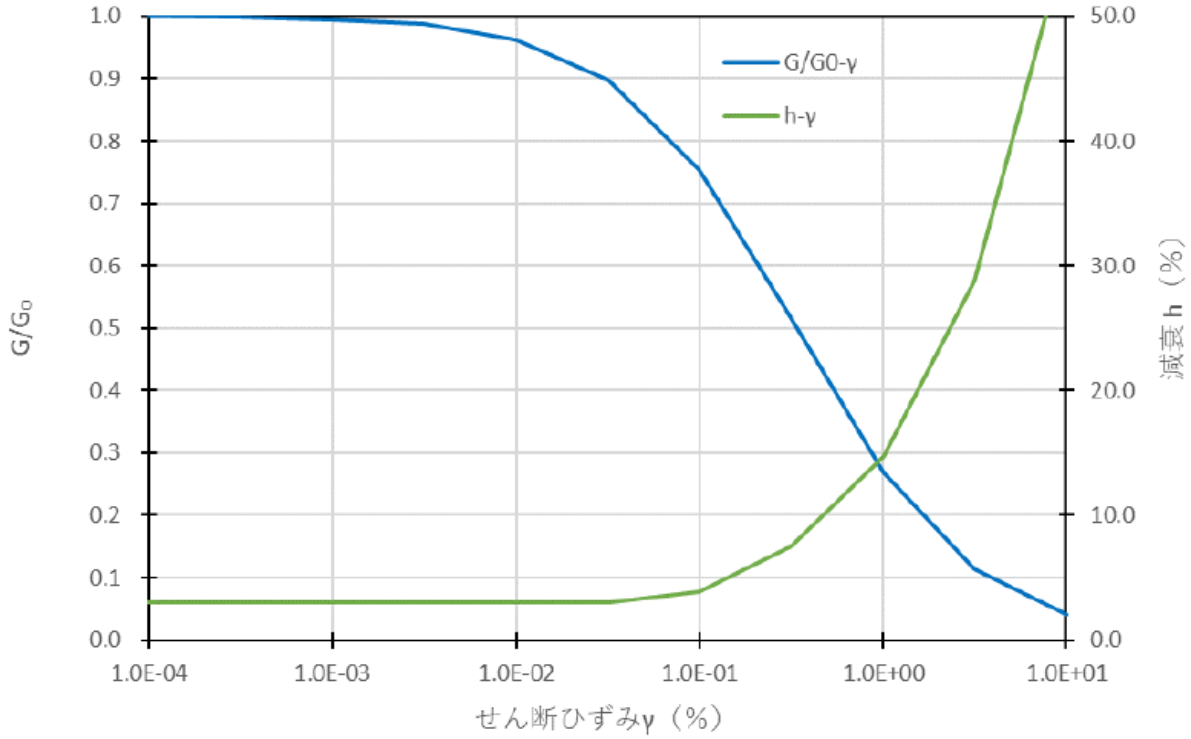


図３－６（９）　先富岡層の動的変形特性

4)　設計用地震力の算定

基礎上面における地震波の加速度応答の包絡スペクトル（Ss(Ss600)-1～Ss(Ss600)-3）を図３－７～１５に示す。設計用地震力は，床応答スペクトルを周期軸方向に±10%拡幅したスペクトルを用いて算定する。

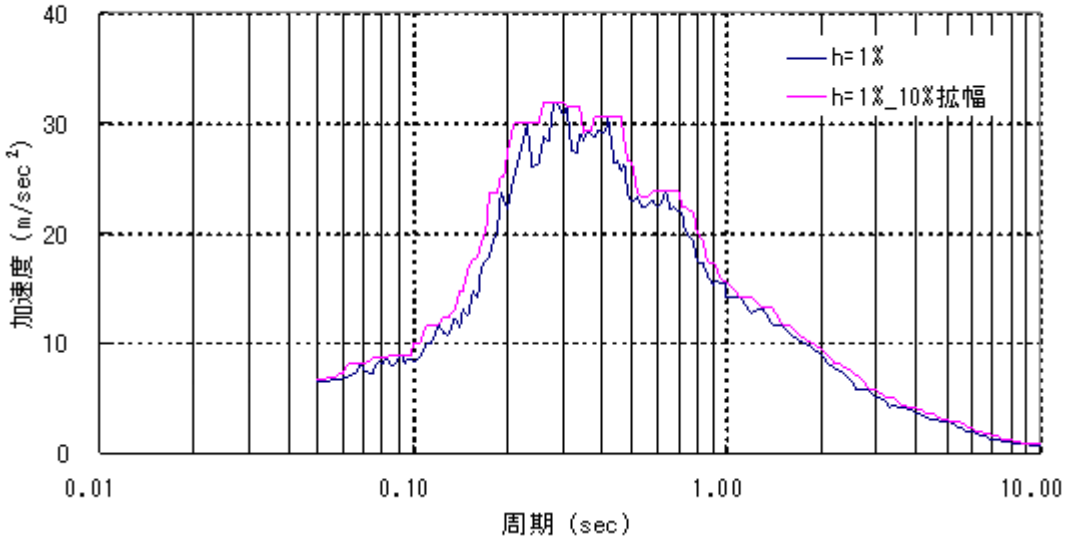


図３－７　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（水平 NS）(h=1%)

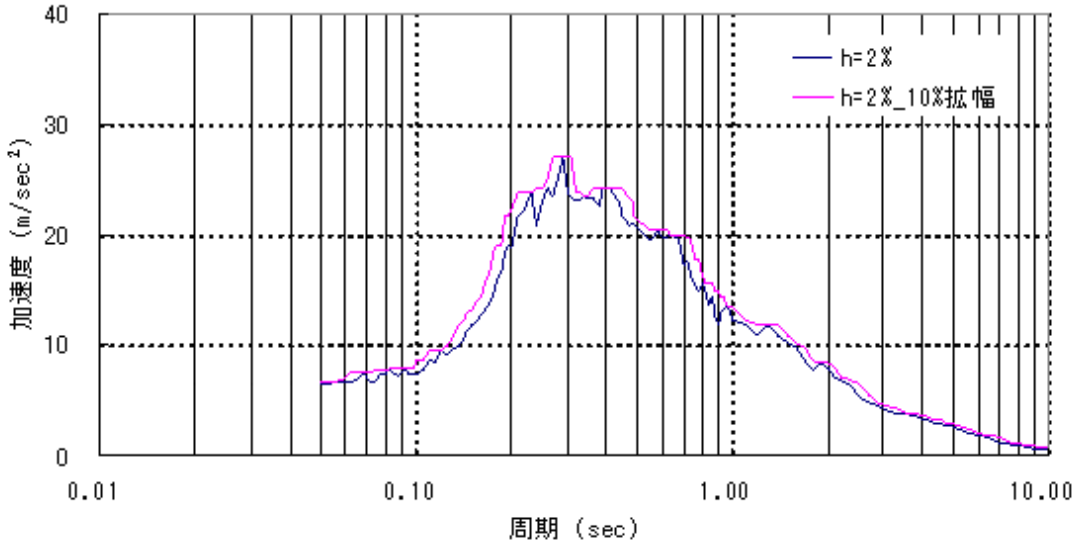


図３－８　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（水平 NS）(h=2%)

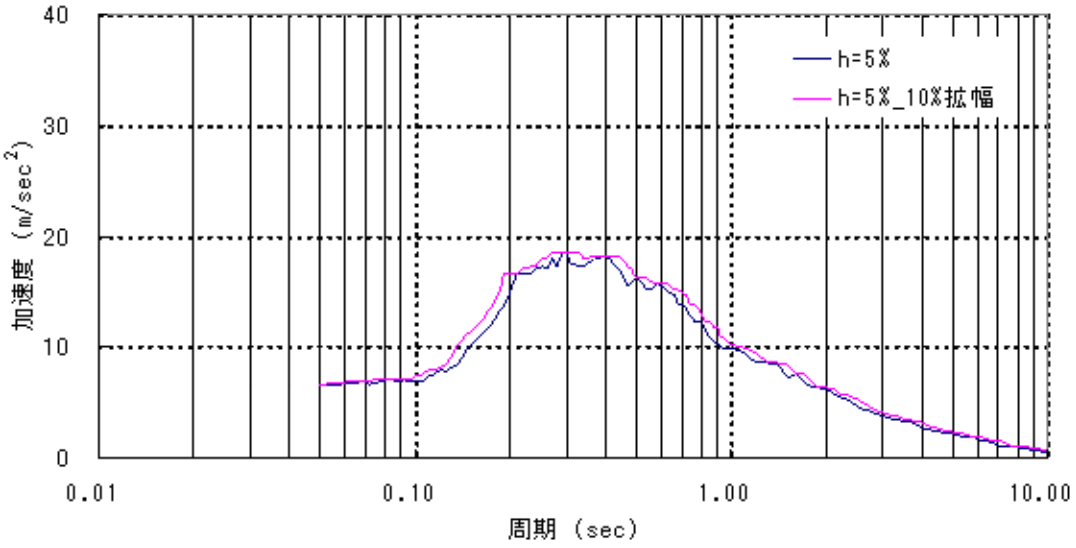


図３－９　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（水平 NS）(h=5%)

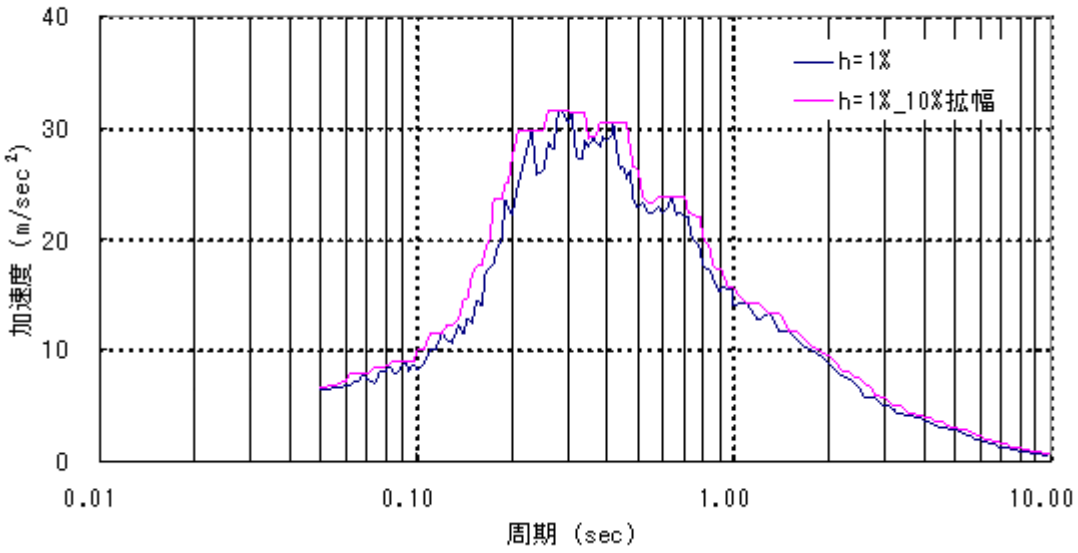


図３－１０　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（水平 EW）(h=1%)

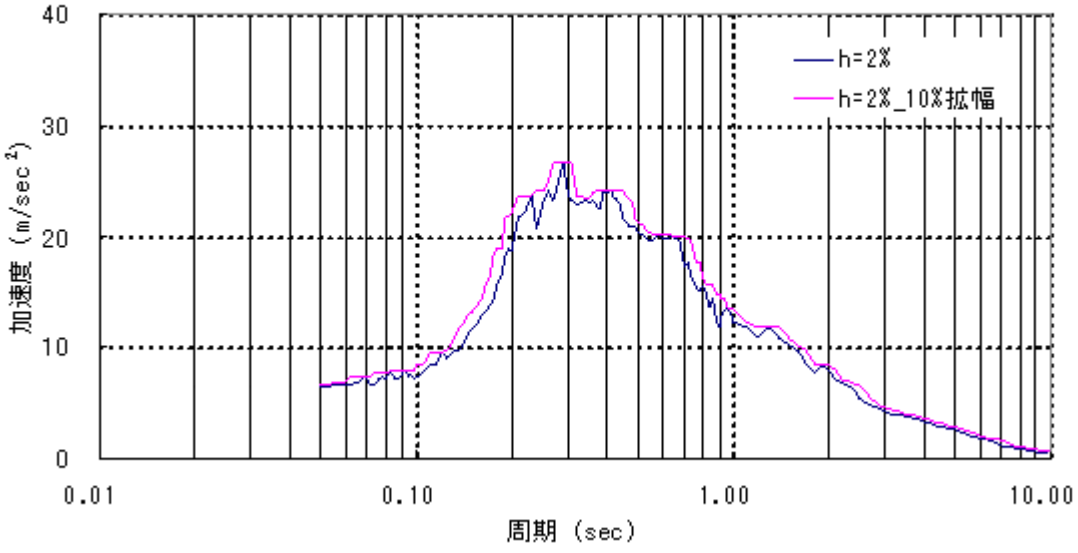


図３－１１　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（水平 EW）(h=2%)

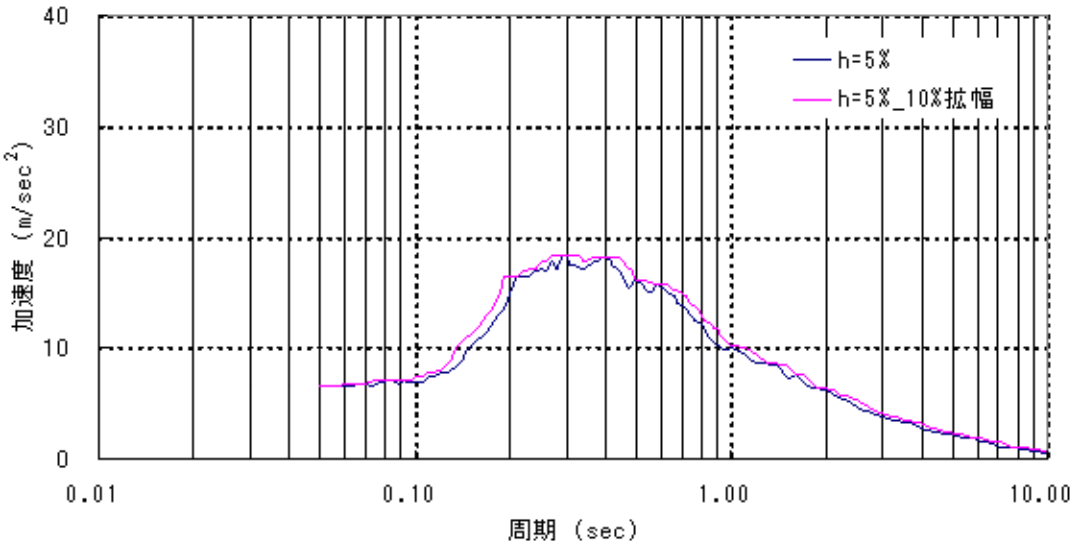


図３－１２　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（水平 EW）(h=5%)

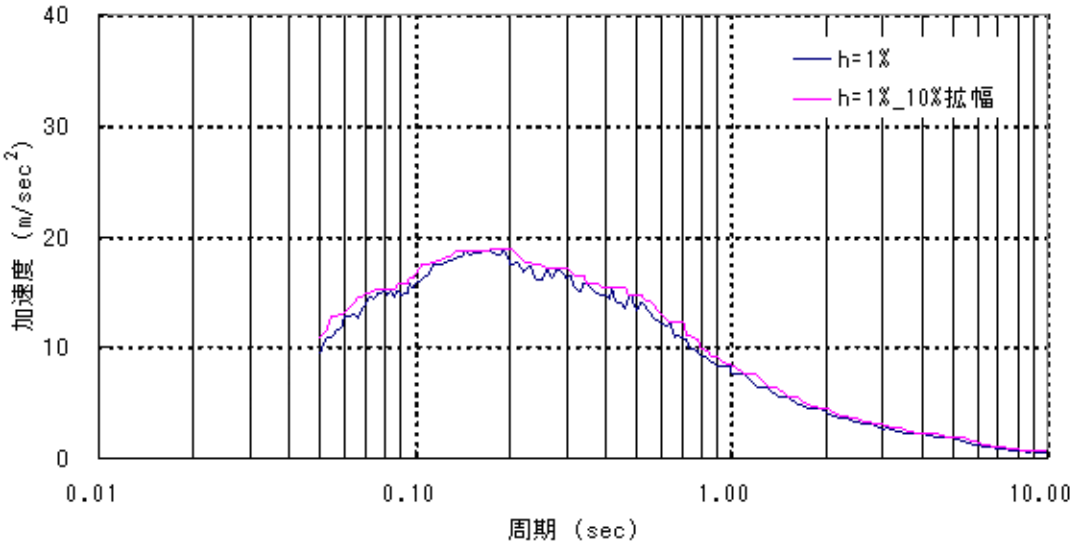


図３－１３　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（鉛直）（h=1%）

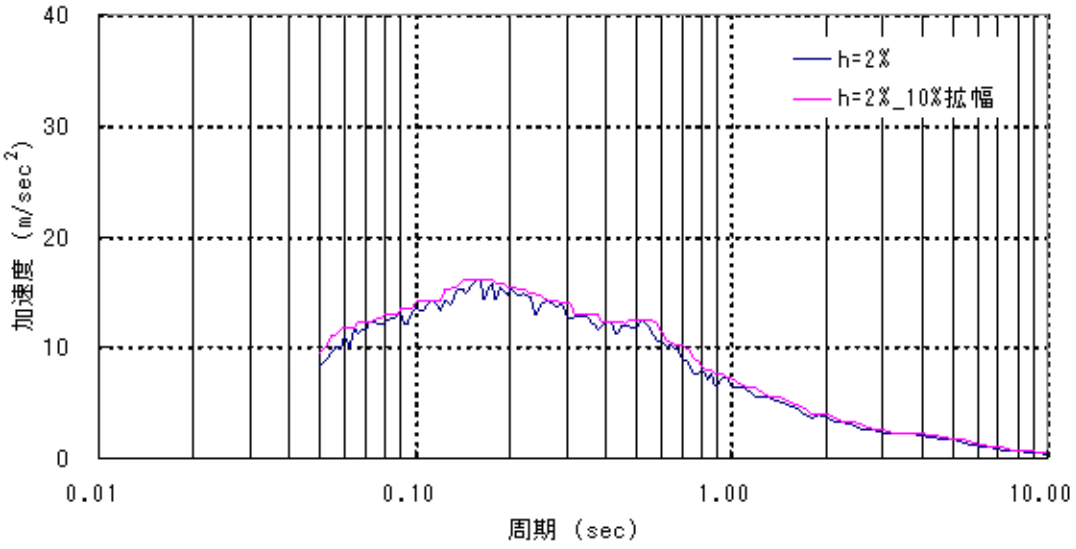


図３－１４　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（鉛直）（h=2%）

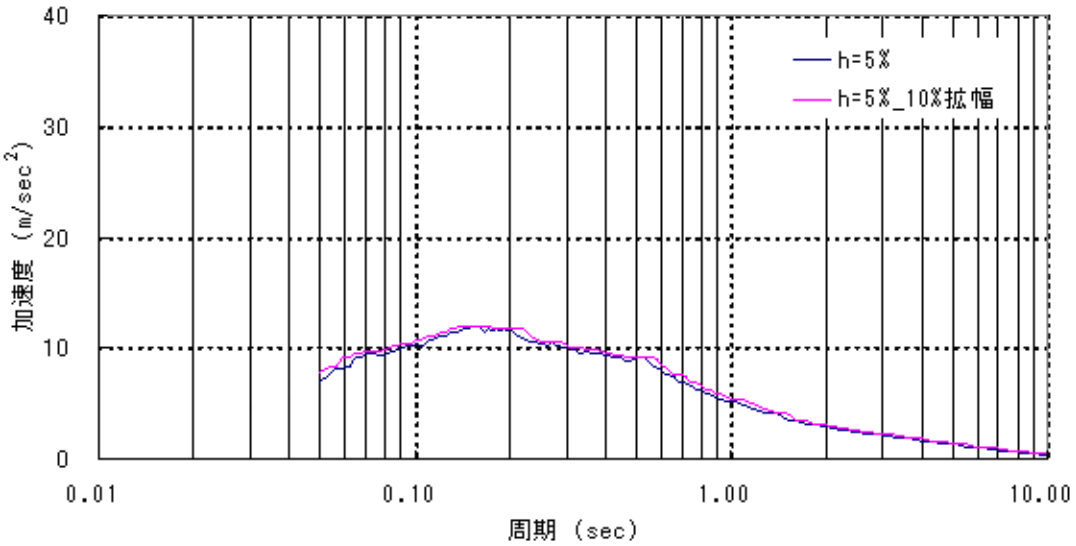


図３－１５　加速度応答包絡スペクトル　Ss(Ss600)（鉛直）（h=5%）

参考資料

設計用地震力の算定に用いるコード（Super-FLUSH/2D）について

（１）概要

Super-FLUSH/2D は，主に地盤－構造物連成系の相互作用解析を行う二次元有限要素プログラムである。

（２）機能

Super-FLUSH/2D は，解析に際して以下の機能を有している。

①面外方面へのエネルギの逸散を考慮した疑似三次元解析を行うことができる。

②側方の十分な拡がりを持った成層構造の地盤を表せる。

③歪依存による土の非線形特性を考慮できる。

（３）使用実績

原子力発電環境整備機構の「地層処分施設の耐震性評価」にて用いられている。

参考資料

耐震安全性解析に用いるコード（NASTRAN）について

（１） 概要

NASTRAN コードは 1968 年アメリカ航空宇宙局(NASA)で開発され，1971 年に米国 MacNeal-Schwendler Corporation(MSC 社)から発売された有限要素法に基づく構造解析等の汎用解析コード(MSCNastran)であり，航空宇宙，自動車，造船，重機械，原子力機器，土木・建設など重工業を中心に広く受け入れられている。輸送キャスクでは固有振動解析に利用されている。

（２） 機能

NASTRAN コードは固有振動解析に際して以下の機能を有している。

①ある固有振動範囲の設定，あるいは必要固有値個数を設定すればその範囲の多くの固有振動及び必要固有値個数に対応する固有振動を求めることができる。

②各振動モードに対する刺激係数，有効質量を算出できる。

③引張等の初期応力があれば，この初期応力を考慮した固有振動解析ができる。

④スペクトルモード解析の入力データとして固有振動解析結果をそのまま利用できる。

⑤使用要素は一次元～三次元の多くの要素が適用できる。

⑥質量は集中質量，分布質量が適用できる。

（３） 解析フロー

NASTRAN コードの固有振動解析フローを図３－１６に示す。

（４） 使用実績

NASTRAN コードは，これまで多くの固有振動解析に対し使用実績がある。

（５） 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認。

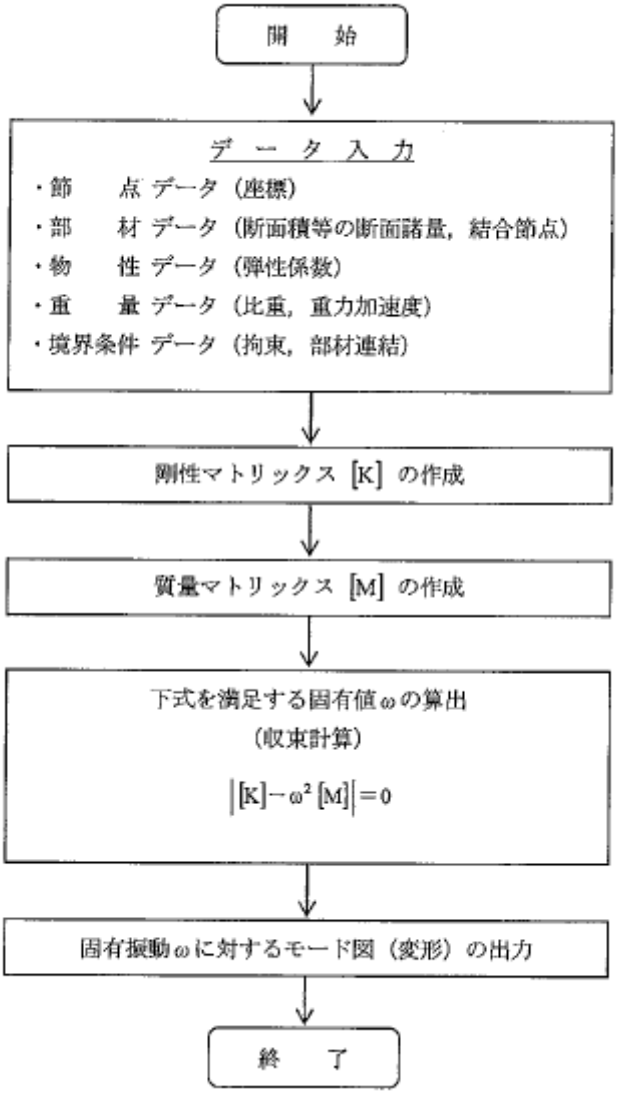


図３－１６　NASTRAN コードの固有振動解析フロー図

参考資料

耐震安全性解析に用いるコード（ABAQUS）について

（１） 概要

ABAQUS コードは米国 Hibbitt,Karlsson&Sorensen,Inc(KHS 社)で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり，輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

（２） 機能

ABAQUS コードは，応力解析に際して以下の機能を有している。

①定常・非定常の弾性・弾塑性のいずれの解も得ることができる。

②材料特性として時間依存，歪の履歴依存並びに等方性・異方性等を考慮することができる。

③モデルの形状は一次元～三次元，また連続体についても取り扱うことができる。

④伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。

⑤荷重条件として集中荷重，分布荷重，モーメント，加速度力（慣性力），圧力，遠心力，コリオリ力等が取り扱える。また，これら条件の時間依存，線形変化に対しても対応可能である。

（３） 解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図３－１７に示す。

（４） 使用実績

ABAQUS コードは，これまで多くの固有振動解析に対し使用実績がある。

（５） 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認。

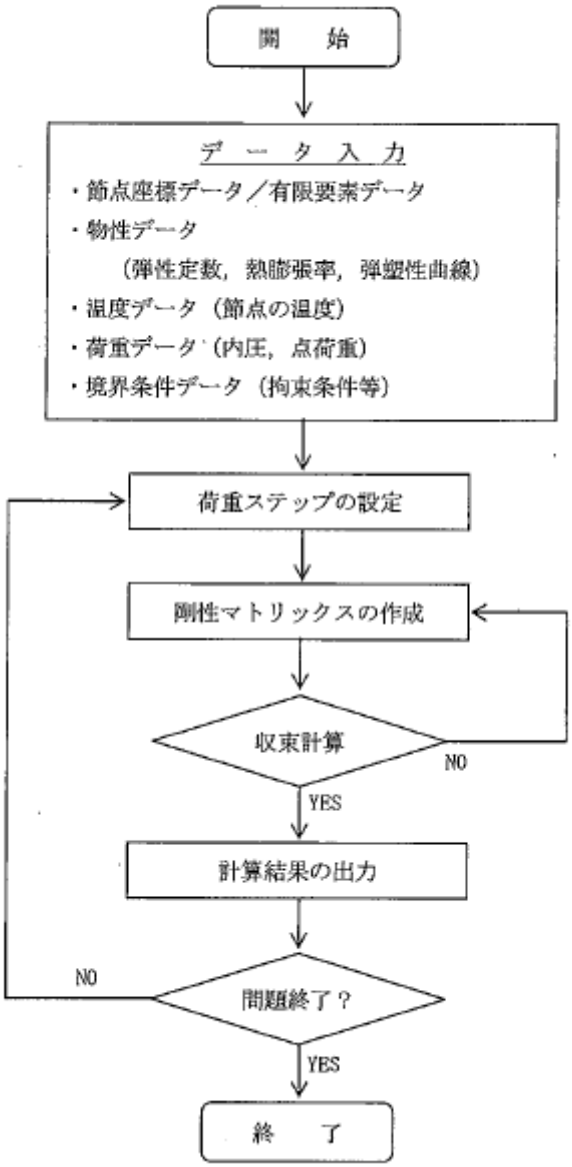


図３－１７　ABAQUS コードの解析フロー図

評価の基本方針（増設 30 基）

1　設計方針

1.1　基本的安全機能

本設備は，乾式キャスク及びこれを収納するコンクリートモジュール，支持架台，クレーン，監視装置等で構成され，本文の設計方針に示される除熱，遮蔽，密封及び臨界防止の安全機能を設計とするとともに，必要な構造強度を有する設計であることを確認する。

1.2　乾式キャスクの安全機能について

本設備で保管する乾式キャスクは，既存設計のものを使用する。乾式キャスクの安全機能に関しては，以下の図書にて評価されている。

また，増設 30 基への燃料装填については，設計承認及び容器承認相当の確認を受けていることをもって実施することとする。

(1)　輸送貯蔵兼用キャスク

①使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書※1

（平成 29 年 11 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

②使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書　本文及び添付資料の一部補正について※1

（平成 30 年 7 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

③使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書　本文及び添付資料の一部補正について※1

（平成 30 年 12 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

※1 以下，①～③をまとめて「型式証明」という。

④型式設計特定容器等の型式指定申請書※2

（令和元年 5 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

⑤使用済燃料貯蔵施設に係る型式設計特定容器等の型式指定申請書　本文及び添付書類の一部補正について※2

（令和 3 年 6 月　日立ＧＥニュークリア・エナジー株式会社）

※2 以下，④及び⑤をまとめて「型式指定」という。

2　安全設計・評価方針

表２－１に評価すべき各安全機能に関する既存の評価内容と本設備での安全設計・評価の方針を示す。

表２－１　キャスク仮保管設備安全評価の基本方針

項目	中期的安全確保の考え方	評価対象	輸送貯蔵兼用キャスク			
			既設評価を引用	型式証明及び型式指定を引用	新評価実施	評価方針
除熱機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，使用済燃料の健全性及び安全機能を有する構成部材の健全性が維持できるように，使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できる設計とする。	燃料被覆管	－	－	○	型式証明及び型式指定における評価条件は以下事項に相違がある為，改めて解析評価を実施する。 ・保管中の姿勢が異なる。（型式証明及び型式指定での乾式キャスクの姿勢は縦置きであるが，キャスク仮保管設備では横置きの姿勢となる）
		乾式キャスク	－	－	○	型式証明及び型式指定における評価条件は以下事項に相違がある為，改めて解析評価を実施する。 ・保管中の姿勢が異なる。（型式証明及び型式指定での乾式キャスクの姿勢は縦置きであるが，キャスク仮保管設備では横置きの姿勢となる）
		コンクリートモジュール（キャスク仮保管構築物）	○	－	－	既設評価における評価条件と同等であると言える為，既設評価を引用して評価を行う。
密封機能	乾式キャスクについて，周辺公衆及び放射線従事者に対し，放射線上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。	乾式キャスク	－	○	－	型式証明及び型式指定における評価条件は以下事項に相違があるが，本設備の設計条件が型式証明及び型式指定の評価条件に包絡されることを確認し，型式証明及び型式指定を引用して評価を行う。 ・キャスク内部温度及びシール部温度
遮蔽機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，周辺公衆及び放射線従事者に対し，放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する設計とする。	乾式キャスク	－	○	－	型式証明及び型式指定における評価条件と同等であると言える為，型式証明及び型式指定を引用して評価を行う。
臨界防止機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，想定されるいかなる場合にも使用済燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。	乾式キャスク	－	○	－	型式証明及び型式指定においてはキャスク配列，バスケット内の燃料配置等最も厳しい状態を想定し評価しており，十分安全側であることから，型式証明及び型式指定を引用して評価を行う。
構造強度	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について，除熱機能，密封機能，遮蔽機能，臨界防止機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。	乾式キャスク	○	－	－	既設評価における評価条件と同等であると言える為，既設評価を引用して評価を行う。
耐震性	キャスク仮保管設備は，耐震設計方針※を踏まえた設計用地震力を考慮しても，5.2.1～5.2.4 に示す安全機能が維持されていることを確認する。	乾式キャスク	－	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		支持架台	－	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		支持架台固定具	－	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		コンクリートモジュール	－	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		クレーン	－	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		コンクリート基礎	－	－	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		監視装置	－	－	○	本設備が損傷した場合の耐震上位クラスへの波及的影響を評価する。
異常時の評価	安全評価において想定すべき異常事象として今後抽出される各事象を考慮しても 5.2.1～5.2.4 に示す安全機能が維持されていることを確認する。	乾式キャスク	○	－	－	既設評価における評価条件と同等であると言える為，既設評価を引用して評価を行う。

※「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和４年 11 月 16 日原子力規制委員会了承　令和５年６月 19 日一部改訂）」及び「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置，構造及び設備の基準に関する規則の解釈別記４」

構造強度及び耐震性について（既設 65 基）

1 構造強度

1.1 乾式キャスクの構造強度

(1) 乾式貯蔵キャスク

1）評価方針

本設備で保管する乾式貯蔵キャスク及び支持架台は，既存設計のものを使用し，乾式貯蔵キャスクの安全機能に関しては，添付資料－２－１「評価の基本方針（既設 65 基）」で記載している既存評価書にて評価されている。

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造強度については，既存評価の結果を基に，乾式貯蔵キャスクの構造強度が本設置場所での保管に適合していることを確認する。

2）主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造強度設計は，要求される安全機能を維持するため，次の構造部材について評価する。

Ａ．キャスク容器

乾式貯蔵キャスクのうち，放射性物質を閉じ込めるための圧力バウンダリを構成するものであって，胴板，底板，一次蓋，一次蓋締付けボルト，貫通孔蓋板及び貫通孔蓋板締付けボルトをいう。

Ｂ．バスケット

乾式貯蔵キャスクの容器内に配置され，使用済燃料を収納し，かつ燃料間距離を保つことにより，燃料の支持機能及び臨界防止機能を併せ持つものであって，バスケットプレート，バスケットサポート及びバスケットサポート取付けボルトをいう。

Ｃ．トラニオン

乾式貯蔵キャスクの取扱い時及び仮保管時の支持のため，吊上げ及び固定に使用されるものであって，トラニオン及びトラニオン締付けボルトをいう。

Ｄ．二次蓋

乾式貯蔵キャスクの密封監視のために圧力空間を保持するための部材である。

Ｅ．支持架台

乾式貯蔵キャスクの仮保管時にトラニオンを支持する構造であり，乾式貯蔵キャスク全体を支持するものであって，支持架台，固定ボルト及び基礎ボルトをいう。なお，基礎ボルトについては，本設備において新たに設置するため，本評価から除き，耐震性についての説明書に記載する。

② 適用基準と規格

乾式貯蔵キャスクの構造強度設計における適用基準と規格を構造部材ごとに表１．１－１に示す。

表１．１－１　乾式貯蔵キャスクの構造強度に係る適用基準・規格

機器	設計・建設規格 機器区分	構造強度 評価方法	考え方
キャスク容器	クラス３容器	クラス１容器の 規定を準用	放射性物質を貯蔵する観点から，使用済燃料プールや使用済樹脂貯蔵タンク等と同様に JSME 設計・建設規格の区分の定義からクラス３容器に区分されるものと考える。しかしながら，構造強度評価方法については，熱荷重や取扱い時の衝撃荷重等の各種の荷重の作用が想定されることから応力解析により発生応力を求めて評価することが必要であり，構造強度評価手法は「解析による設計」の考え方が採用されている JSME 設計・建設規格のクラス１容器に準じることとする。
バスケット	ノンクラス	炉心支持構造物の規定を準用	バスケットは，使用済燃料ラックと同様に JSME 設計・建設規格の区分の定義に当てはまらないと考える。しかしながら，使用済燃料を直接支持する部材であるため，構造強度評価手法は JSME 設計・建設規格の炉心支持構造物に準じることとする。なお，バスケット材料として使用するアルミニウム合金(A6061P)及びボロン添加アルミニウム合金(B-Aℓ)は，「使用済燃料貯蔵施設規格　金属キャスク構造規格(2007 年版) JSME S FA1-2007」の規定に準じてバスケット材料として A6061P 及び B-Aℓを使用すると共に，材料と強度評価手法の整合の観点から，バスケットは構造規格に準じた評価手法による強度評価も行う。
トラニオン	クラス３支持構造物	クラス 1 支持構造物の規定を準用	トラニオンはキャスク容器を支持することから，JSME 設計・建設規格の区分の定義からクラス３支持構造物に区分されるものと考える。しかしながら，乾式貯蔵キャスク全体を支持するため，キャスク容器との整合をとり，構造強度評価手法は JSME 設計・建設規格のクラス１支持構造物に準じることとする。
二次蓋	ノンクラス	クラス３容器の 規定を準用	JSME 設計・建設規格に該当する機器区分はないものと考える。しかしながら，乾式貯蔵キャスクの貯蔵時の密封監視のために圧力空間を保持するための部材であり，二次蓋及び一次蓋の蓋間内が正圧となる。したがって，構造強度評価手法はクラス３容器の規定に準じることとする。
支持架台	クラス３支持構造物	クラス 1 支持構造物の規定を準用	支持架台は，トラニオンと同様にキャスク容器を支持することから，JSME 設計・建設規格の区分の定義からクラス３支持構造物に区分されるものと考えられる。しかしながら，保管時にトラニオンを支持するため，トラニオンとの整合をとり，構造強度評価手法は JSME 設計･建設規格のクラス１支持構造物に準じることとする。

3）既存評価書における構造強度評価方法

① 設計条件

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造評価に当たっての荷重を以下に示す。

Ａ．圧力による荷重

乾式貯蔵キャスク各部の内面及び外面が受ける最高使用圧力，取り扱い時及び貯蔵時に受ける圧力並びに試験圧力による荷重をいう。

既存評価における乾式貯蔵キャスクの最高使用圧力を以下に示す。

キャスク容器：1.6 MPa

二次蓋：0.4 MPa

Ｂ．機械的荷重

自重，衝撃荷重及びその他の付加荷重をいう。機械的荷重の主なものは以下の通りである。

a. 自重による荷重

b. ボルト締付け力

c. 運搬時荷重

d. 吊上げ荷重

e. 衝撃荷重

Ｃ．熱荷重

乾式貯蔵キャスクに生じる温度変化，温度こう配による荷重であって，熱解析の結果から得られるものをいう。

既存評価において用いる各構造部材の最高使用温度を以下に示す。

キャスク容器：170℃

バスケット　：225℃

トラニオン　：170℃

支持架台　　：50℃

② 評価方法

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造解析フローを図１．１－１に，主な構造部材の応力評価箇所を図１．１－２（１）～（４）に示す。

Ａ．キャスク容器

キャスク容器の胴，底板及び蓋部等の構造強度は，想定される圧力荷重，機械的荷重，熱荷重をもとに，キャスク容器の実形状をモデル化し，構造解析コード ABAQUS を用いて胴，底板，一次蓋，一次蓋締付けボルト等の応力評価を行う。

ABAQUS による解析は，圧力荷重，機械的荷重及び熱荷重によって生じる形状の不連続の効果を含む応力の解析及び温度分布計算に使用する。

Ｂ．バスケット

バスケットの構造強度評価は，想定される機械的荷重，熱荷重をもとにバスケットの実形状をモデル化し，構造解析コードABAQUS及び応力評価式を用いて応力評価を行う。

ABAQUSによる解析は，荷重によって生じる形状の不連続の効果を含む応力の解析及び温度分布計算に使用する。

Ｃ．トラニオン

トラニオンの構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に，応力評価式を用いて行う。

Ｄ．二次蓋

二次蓋の構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に，応力評価式を用いて行う。

Ｅ．支持架台

支持架台の構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に，応力評価式を用いて行う。

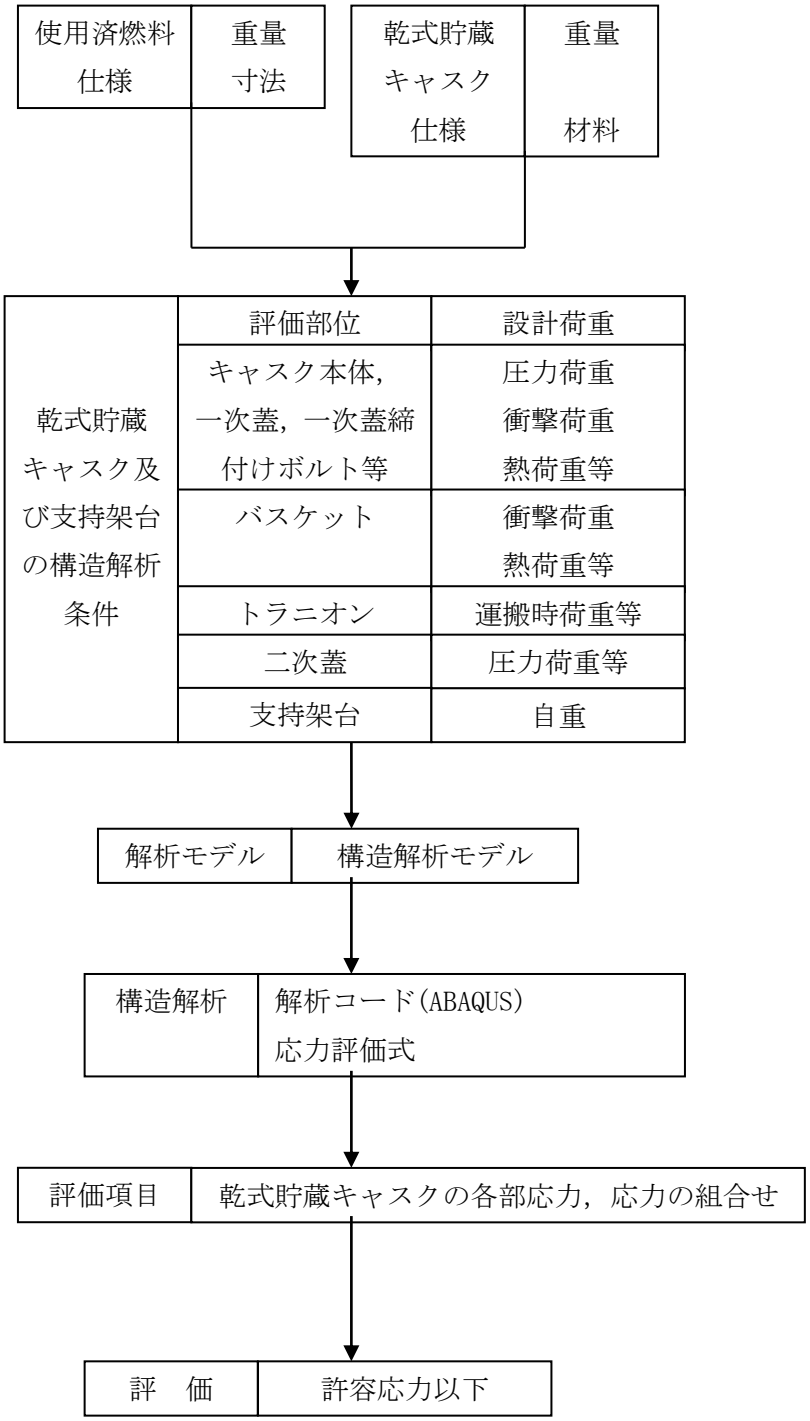


図１．１－１　乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造強度評価フロー

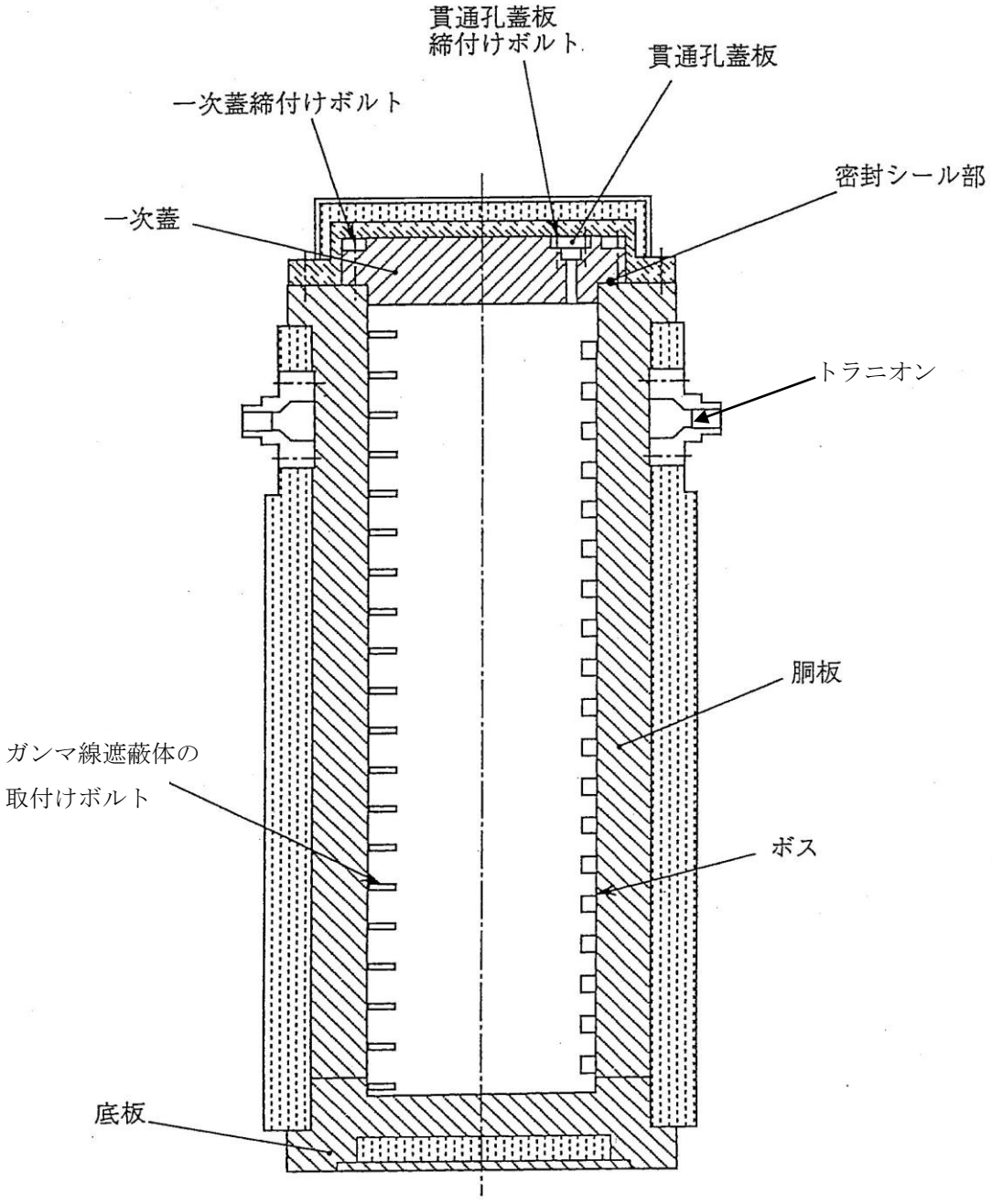


図１．１－２（１）　キャスク容器の応力評価箇所（全体断面図）

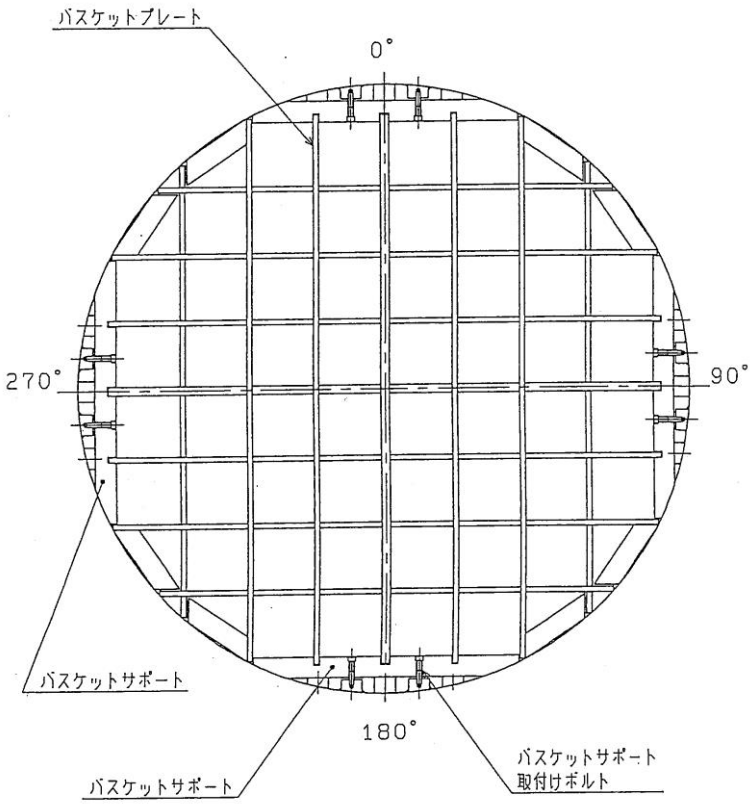


図１．１－２（２）　バスケットの応力評価箇所

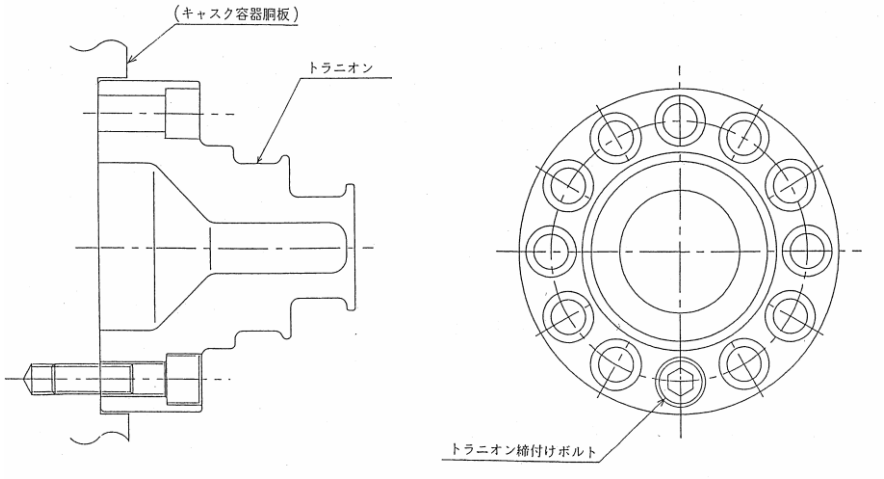
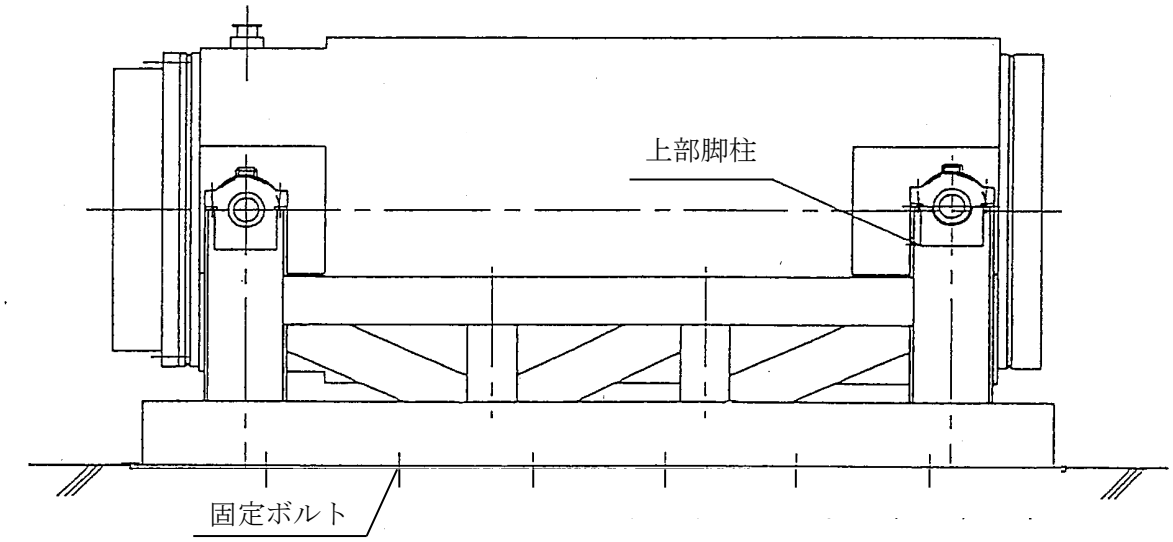
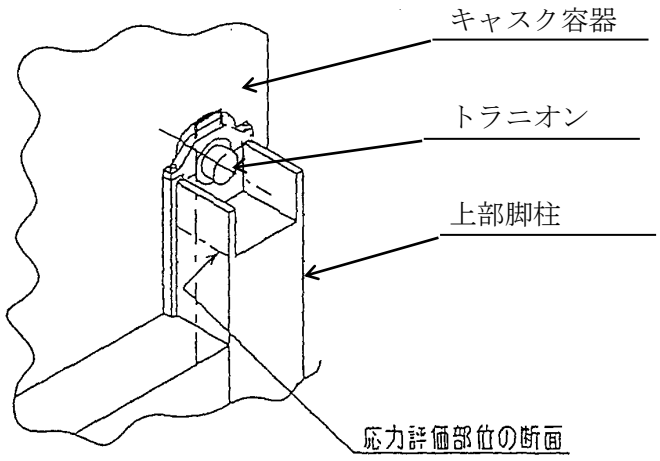


図１．１－２（３）　トラニオンの応力評価箇所



a）支持架台の応力評価箇所



b）上部脚柱詳細

図１．１－２（４）　支持架台の応力評価箇所

③ 設計事象と荷重の組み合わせ

乾式貯蔵キャスクの構造強度評価において考慮する設計事象を表１．１－２に示す。

既存評価における選定事象は以下の通りである。

［設計事象Ⅰ］

・貯蔵
・乾式貯蔵キャスクの吊上げ，吊下げ，移動
・事業所内運搬

［設計事象Ⅱ］

・コンクリート基礎への支持架台付きでの衝突

また，各設計事象においてキャスク容器，バスケット，トラニオン，二次蓋及び支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表１．１－３（１）～（５）に示す。（地震時を除く）

表１．１－２　乾式貯蔵キャスクの設計事象

設計事象	定　義	解　　説	既存評価における選定事象
Ⅰ	乾式貯蔵キャスクの通常の取扱い時及び貯蔵時の状態をいう。	貯蔵状態及び計画的な取扱い状態。	・貯蔵 ・乾式貯蔵キャスクの吊上げ，吊下げ，移動 ・事業所内運搬
Ⅱ	設計事象Ⅰ，設計事象Ⅲ，設計事象Ⅳ及び試験状態以外の状態をいう。	乾式貯蔵キャスクの寿命程度の期間中に予想される取扱い機器の単一故障，単一誤動作等の事象によって，乾式貯蔵キャスクが通常貯蔵状態あるいは通常取扱い状態から外れるような状態をいう。	・乾式貯蔵キャスクの異常着床 ・乾式貯蔵キャスクのキャスク支持架台への衝突
Ⅲ	乾式貯蔵キャスク又はその取扱い機器等の故障，異常な作動等により，貯蔵又は計画された取扱いの停止が緊急に必要とされる状態をいう。	発生頻度が十分低い事象によって引き起こされる状態をいう。すなわち，設計事象Ⅱでいう機器の単一故障，運転員の単一誤操作等によって引き起こされるもののうち，その発生頻度が十分に低いと考えられるものを分類する。	
Ⅳ	乾式貯蔵キャスクの安全設計上想定される異常な事態が生じている状態をいう。	発生頻度が極めて低く，乾式貯蔵キャスクの寿命中に起こるとは考えられない事象によって引き起こされる状態をいうが，万一発生した場合の設計の妥当性を確保するために特に設けたものをいう。	
試験状態	耐圧試験によりキャスク容器に最高使用圧力を超える圧力が加えられている状態をいう。		・耐圧試験（製造時）

（JSME S FA1-2007 使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格による）

表１．１－３（１）　キャスク容器の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 荷重時 / 設計事象		圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重（基礎コンクリートへの衝突）	熱荷重	備考
設計条件	設　計　時	○[1)]	○	○	○[2)]	○[2)]	○[2)]		
Ⅰ	貯　蔵　時	○	○	○				○	
	運　搬　時	○	[3)]	○	○			○	
	吊 上 げ 時	○	[3)]	○		○		○	
	搬出前作業及び燃料取出し作業時	○	○	○				○	
Ⅱ	衝撃荷重作用時	○	[3)]	○			○	○	
試験状態	試　験　時	○[4)]	○	○					

注 1)最高使用圧力

注 2)運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重は同時に作用しないので，最大荷重を用いて評価する。

注 3)本状態での自重による荷重は，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重に含まれる。

注 4)最高使用圧力の 1.5 倍の圧力

表１．１－３（２）　バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 荷重時 / 設計事象		自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重（基礎コンクリートへの衝突）	熱荷重	備考
設計条件	設　計　時	○	○[1)]	○[1)]	○[1)]		
Ⅰ	貯　蔵　時	○				○	
	運　搬　時	[2)]	○			○	
	吊 上 げ 時	[2)]		○		○	
Ⅱ	衝撃荷重作用時	[2)]			○	○	

注 1）運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重は同時に作用しないので，最大荷重を用いて評価する。

注 2）本状態での自重による荷重は，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重に含まれる。

表１．１－３（３）　トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象＼荷重時＼荷重		自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重（基礎コンクリートへの衝突）	熱荷重[1)]	備考
Ⅰ	貯蔵時	○				○	
	運搬時	[2)]	○			○	
	吊上げ時	[2)]		○		○	
Ⅱ	衝撃荷重作用時	[2)]			○	○	

注 1）乾式貯蔵キャスクにおける温度変化により生じる荷重をいう。ただし，キャスク容器の熱膨張により生じる荷重に限る。

注 2）本状態での自重による荷重は，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重に含まれる。

表１．１－３（４）　二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象＼荷重時＼荷重		圧力による荷重	ガスケットからの荷重	自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重（基礎コンクリートへの衝突）	熱荷重	備考
Ⅰ	貯蔵時	○	○	○					

表１．１－３（５）　支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 ＼ 荷重時 ＼ 荷重		自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重（基礎コンクリートへの衝突）	熱荷重[1)]	備考
Ⅰ	貯蔵時	○				○	

注 1）乾式貯蔵キャスクにおける温度変化により生じる荷重をいう。ただし，
キャスク容器の熱膨張により生じる荷重に限る。

④ 評価結果

既存評価の評価結果から規定を満足していることが確認されている。評価結果については参考資料に示す。

4）本設備での評価

表１．１－４（１）～（４）に本仮保管設備での荷重条件と既存評価との比較を示す。なお，二次蓋については圧力による荷重等により評価されるが，既存評価と本仮置設備での評価でこれらの荷重条件に変更がないため，既存評価と差異はない。

以上から，本仮保管設備での荷重条件は既存評価における荷重条件に包絡されることから，本仮保管設備の乾式貯蔵キャスクの構造強度は規定を満たす。

表１．１－４（１）　既存評価との荷重条件の比較（キャスク容器）

	キャスク仮保管設備				既存評価（１Ｆキャスク工認）			
設計事象	代表事象[注1)]	包絡される事象	荷重条件	評価結果	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
設計条件	設計時	—	運搬時と同じ	既存評価と同じ荷重条件	設計時	—	運搬時と同じ	設計時のうち，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重の中で荷重条件が最も厳しいのは運搬時荷重
Ⅰ	貯蔵時	—	圧力，自重，ボルト，熱	既存評価と同じ荷重条件	貯蔵時	—	圧力，自重，ボルト，熱	設計事象Ⅰのうち大半の期間を占める代表的事象
	運搬時	・仮保管設備内での吊上げ	圧力，ボルト，運搬[注2)]，熱	既存評価と同じ荷重条件	運搬時	・取扱い時（原子炉建屋内での吊上げ） ・真空乾燥時 ・取扱い時（保管建屋内での吊上げ）	圧力，ボルト，運搬[注2)]，熱	荷重条件が最も厳しいため，代表事象は運搬時
Ⅱ	基礎コンクリートへの架台付き衝突	—	圧力，ボルト，衝撃，熱	「3.2 異常事象の評価」の結果から，運搬時の荷重条件に包絡[注3)]	異常着床	—	圧力，ボルト，熱，衝撃[注4)]	—
					キャスク支持架台への衝突（保管建屋内）	キャスク支持架台への衝突（原子炉建屋内）	圧力，ボルト，熱，衝撃[注4)]	板厚の薄い胴板が衝突する保管建屋内での事象が代表事象
試験状態	試験時	—	圧力[注5)]，自重，ボルト	既存評価と同じ荷重条件	試験時	—	圧力[注5)]，自重，ボルト	—

注1)　本事象について応力解析を行う。
注2)　運搬時の荷重は上方向 2G，下方向 3G(自重を考慮)，前後方向 2G，左右方向 1G
注3)　「3.2 異常事象の評価」の結果より衝撃荷重は中型乾式貯蔵キャスクで 2.75G，大型乾式貯蔵キャスクで 2.63G となり，運搬時の下方向荷重 3G に包絡される。
注4)　衝撃荷重は 2G であり，自重を含む。
注5)　クラス３容器の試験圧力である最高使用圧力の 1.5 倍の圧力

表１．１－４（２）　既存評価との荷重条件の比較（バスケット）

	キャスク仮保管設備				既存評価（１Ｆキャスク工認）			
設計事象	代表事象[注1)]	包絡される事象	荷重条件	評価結果	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
設計条件	設計時	―	運搬時と同じ	既存評価と同じ荷重条件	設計時	―	運搬時と同じ	設計時のうち，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重の中で荷重条件が最も厳しいのは運搬時荷重
Ⅰ	貯蔵時	―	自重，熱	既存評価と同じ荷重条件	貯蔵時	―	自重，熱	設計事象Ⅰのうち大半の期間を占める代表的事象
	運搬時	・仮保管設備内での吊上げ	運搬[注2)]，熱	既存評価と同じ荷重条件	運搬時	・取扱い時（原子炉建屋内での吊上げ） ・真空乾燥時 ・取扱い時（保管建屋内での吊上げ）	運搬[注2)]，熱	荷重条件が最も厳しいため，代表事象は運搬時
Ⅱ	基礎コンクリートへの架台付き衝突	―	熱，衝撃	「3.2 異常事象の評価」の結果から，運搬時の荷重条件に包絡[注3)]	異常着床	―	熱，衝撃[注4)]	―
					キャスク支持架台への衝突（保管建屋内）	キャスク支持架台への衝突（原子炉建屋内）	熱，衝撃[注4)]	板厚の薄い胴板が衝突する保管建屋内での事象が代表事象

注1）　本事象について応力解析を行う。
注2）　運搬時の荷重は上方向 2G，下方向 3G(自重を考慮)，前後方向 2G，左右方向 1G
注3）　「3.2 異常事象の評価」の結果より衝撃荷重は大型乾式貯蔵キャスクで 2.63G，中型乾式貯蔵キャスクで 2.75G となり，運搬時の下方向荷重 3G に包絡される。
注4）　衝撃荷重は 2G であり，自重を含む。

表１．１－４（３）　既存評価との荷重条件の比較（トラニオン）

	キャスク仮保管設備				既存評価（１Ｆキャスク工認）			
設計事象	代表事象[注1)]	包絡される事象	荷重条件	評価結果	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
Ⅰ	貯蔵時	―	自重，熱	既存評価と同じ荷重条件	貯蔵時	―	自重，熱	設計事象Ⅰのうち大半の期間を占める代表的事象
	運搬時	―	運搬[注2)]，熱	既存評価と同じ荷重条件	運搬時	・取扱い時（原子炉建屋内での吊上げ） ・真空乾燥時 ・取扱い時（保管建屋内での吊上げ）	運搬[注2)]，熱	荷重条件が最も厳しい事象
	吊上げ時	―	熱，吊上げ[注3)]	既存評価と同じ荷重条件	吊上げ時	―	熱，吊上げ[注3)]	―
Ⅱ	基礎コンクリートへの架台付き衝突	―	熱，衝撃	「3.2 異常事象の評価」の結果から，運搬時の荷重条件に包絡[注4)]	異常着床	―	―	トラニオンに支持機能が働かない状態
					キャスク支持架台への衝突（保管建屋内）	―	―	この荷重条件は運搬時に包絡

注1）　本事象について応力解析を行う。

注2）　運搬時の荷重は上方向 2G，下方向 3G(自重を考慮)，前後方向 2G，左右方向 1G

注3）　吊上げ荷重は 1.32G であり，自重を含む。

注4）　「3.2 異常事象の評価」の結果より衝撃荷重は中型乾式貯蔵キャスクで 2.75G，大型乾式貯蔵キャスクで 2.63G となり，運搬時の下方向荷重 3G に包絡される。

表１．１－４（４）　既存評価との荷重条件の比較（支持架台）

	キャスク仮保管設備				既存評価（１Ｆキャスク工認）			
設計事象	代表事象[注1)]	包絡される事象	荷重条件	評価結果	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
Ⅰ	貯蔵時	―	自重，熱	既存評価と同じ荷重条件	貯蔵時	―	自重，熱	設計事象Ⅰのうち大半の期間を占める代表的事象

注1)　本事象について応力解析を行う。

参考資料

福島第一原子力発電所第 6 号機　工事計画認可申請書本文及び添付資料
福島第一原子力発電所第 4 号機　工事計画認可申請書本文及び添付資料
における応力計算結果の抜粋（地震時を除く）

1. 乾式貯蔵キャスク(大型)　(出典:福島第一原子力発電所第6号機 工事計画認可申請書本文及び添付資料 Ⅳ-3-2 使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算書)

1.1 キャスク容器(1/2)

(応力値の単位:N/mm^2)

部　位	材　料	設計事象	一次一般膜応力強さ		一次局部膜応力強さ		一次膜＋一次曲げ応力強さ		一次＋二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
胴　板	GLF1相当	設計時	7	120	17	181	19	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	42	362
		試験時	8	162	5	244	11	244	—	—
一次蓋	GLF1相当	設計時	1	120	15	181	29	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	29	362
		試験時	1	162	20	244	37	244	—	—
底　板	GLF1相当	設計時	3	120	8	181	9	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	17	362
		試験時	3	162	6	244	12	244	—	—
貫通孔蓋板	SUS304	設計時	7	133	33	200	49	200	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	58	401
		試験時	8	135	33	203	49	203	—	—
密封シール部	GLF1相当	設計時	16	120	—	—	17	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	15	181
		試験時	10	162	—	—	10	181	10	181
ボス溶接部	SUS304L	設計時	19	56	—	—	19	84	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	54	168
		試験時	1	57	—	—	1	85	—	—
ガンマ線遮へい体取付けボルト溶接部	SUS304	設計時	9	60	—	—	9	90	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	99	181
		試験時	3	67	—	—	3	101	—	—

キャスク容器 (2/2)

(応力値の単位:N/mm^2)

部　位	材 料	設計事象	平均引張応力		平均引張応力＋曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋締付けボルト	GBL1	設計時	89	216	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	93	433	123	650
貫通孔蓋板締付けボルト	GBL1	設計時	199	216	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	234	433	306	650

許容応力は設計・建設規格による。

1.2 バスケット(1/2)

（応力値の単位：N/mm^2）

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜＋一次曲げ応力強さ			一次＋二次応力強さ		
			計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]	
バスケットプレート	A6061P及びB-Aℓ	設計時	5	33	33	8	49	49	—	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	11	99	—
									9 [2)]	—	49 [2)]
バスケットサポート	SUS304	設計時	6	126	126	6	189	189	—	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	6	378	378

バスケット(2/2)

（応力値の単位：N/mm^2）

部 位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜＋一次曲げ応力強さ			一次膜＋二次膜応力強さ			（一次＋二次）膜応力＋曲げ応力強さ		
			計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]	
バスケットサポート取付けボルト	SUS304	設計時	72	126	126	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	77	125	125	77	166	166

注1）設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に，構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

注2）応力強さのサイクルにおける応力の最大値を評価。

1.3 トラニオン(1/3)

（応力値の単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象	一次応力											
			引張応力		圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	Ⅰ	10	390	10	389	88	225	188	390	37	732	242	390

トラニオン(2/3)

（応力値の単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象	一次＋二次応力							
			引張・圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	Ⅰ	20	1172	99	676	188	1172	37	1098

トラニオン(3/3)

（応力値の単位：N/mm^2）

部 位	材 料	設計事象	一次応力					
			引張応力		せん断応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン締付けボルト	GBL1	Ⅰ	233	324	85	249	275	324

許容応力は設計・建設規格による。

1.4 二次蓋

（厚さの単位:mm）

部位	材料	設計事象	設計厚さ	必要厚さ
平板	SUSF304	I	90.00	71.81
胴	SUSF304	I	57.00	3.05

許容応力は設計・建設規格による。

1.5 支持架台

（応力値の単位:N/mm^2）

部位	材料	設計事象	一次応力[1)]	
			計算値	許容応力
支持架台	炭素鋼 (SS400)	I	11	141

許容応力は設計・建設規格による。

注 1）圧縮，曲げ，せん断による組合せ応力

2. 乾式貯蔵キャスク(中型)　(出典:福島第一原子力発電所第4号機 工事計画認可申請書本文及び添付資料 Ⅳ-3-2 使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算書)

2.1 キャスク容器(1/2)

(応力値の単位:N/mm^2)

部　位	材　料	設計事象	一次一般膜応力強さ		一次局部膜応力強さ		一次膜＋一次曲げ応力強さ		一次＋二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
胴　板	GLF1相当	設計時	6	120	10	181	13	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	36	362
		試験時	7	162	4	244	10	244	—	—
一次蓋	GLF1相当	設計時	1	120	13	181	24	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	24	362
		試験時	1	162	17	244	28	244	—	—
底　板	GLF1相当	設計時	2	120	12	181	14	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	16	362
		試験時	3	162	5	244	9	244	—	—
貫通孔蓋板	SUS304	設計時	9	133	33	200	50	200	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	58	401
		試験時	10	135	33	203	50	203	—	—
密封シール部	GLF1相当	設計時	16	120	—	—	17	181	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	15	181
		試験時	9	162	—	—	9	181	9	181
バスケットサポート取付けボルト溶接部	SUS304	設計時	60	60	—	—	60	90	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	142	181
		試験時	4	67	—	—	4	101	—	—
ガンマ線遮へい体取付けボルト溶接部	SUS304	設計時	9	60	—	—	9	90	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	97	181
		試験時	3	67	—	—	3	101	—	—

キャスク容器(2/2)

(応力値の単位:N/mm^2)

部　位	材 料	設計事象	平均引張応力		平均引張応力＋曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋締付けボルト	GBL1	設計時	84	216	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	88	433	113	650
貫通孔蓋板締付けボルト	GBL1	設計時	198	216	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	230	433	299	650

許容応力は設計・建設規格による。

2.2 バスケット(1/2)

（応力値の単位：N/mm^2）

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜＋一次曲げ応力強さ			一次＋二次応力強さ		
			計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]	
バスケットプレート	A6061P及びB-Aℓ	設計時	5	33	33	9	49	49	—	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	9	99	—
									8 [2)]	—	49 [2)]
バスケットサポート	SUS304	設計時	6	126	126	6	189	189	—	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	6	378	378

バスケット(2/2)

（応力値の単位：N/mm^2）

部 位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜＋一次曲げ応力強さ			一次膜＋二次膜応力強さ			（一次＋二次）膜応力＋曲げ応力強さ		
			計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]		計算値	許容応力[1)]	
バスケットサポート取付けボルト	SUS304	設計時	85	126	126	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Ⅰ，Ⅱ	—	—	—	—	—	—	89	125	125	89	166	166

注1）設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に，構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

注2）応力強さのサイクルにおける応力の最大値を評価。

2.3 トラニオン(1/3)

（応力値の単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象	一次応力											
			引張応力		圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	Ⅰ	9	390	9	389	74	225	157	390	37	732	202	390

トラニオン(2/3)

（応力値の単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象	一次＋二次応力							
			引張・圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	Ⅰ	17	1172	83	676	157	1172	37	1098

トラニオン(3/3)

（応力値の単位：N/mm^2）

部 位	材 料	設計事象	一次応力					
			引張応力		せん断応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン締付けボルト	GBL1	Ⅰ	194	324	71	249	230	324

許容応力は設計・建設規格による。

2.4 二次蓋

(厚さの単位:mm)

部位	材料	設計事象	設計厚さ	必要厚さ
平板	SUSF304	I	90.00	64.18
胴	SUSF304	I	57.00	3.00

許容応力は設計・建設規格による。

2.5 支持架台

(応力値の単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	一次応力[1)]	
			計算値	許容応力
支持架台	炭素鋼 (SS400)	I	9	141

許容応力は設計・建設規格による。

注1)圧縮，曲げ，せん断による組合せ応力

構造強度計算に用いるコード（ABAQUS）について

（１）概要

ABAQUS コードは米国 Hibbitt,Karlsson&Sorensen,Ins.(HKS 社)で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり，輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

（２）機能

ABAQUS コードは，応力解析に際して以下の機能を有している。

① 定常，非定常の弾性，非弾性のいずれの解も得ることができる。
② 材料特性として時間依存，歪の履歴依存並びに等方性・異方性等を考慮することができる。
③ モデルの形状は一次元～三次元，又は連続体についても取り扱うことができる。
④ 伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。
⑤ 荷重条件として集中荷重，分布荷重，モーメント，加速度力（慣性力），圧力，遠心力及びコリオリ力等が取り扱える。また，これらの条件の時間依存，線形変化に対しても対応可能である。

（３）解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図１．１－３に示す。

（４）使用実績

ABAQUS コードは，これまで多くの応力解析に対し使用実績がある。

（５）検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認している。

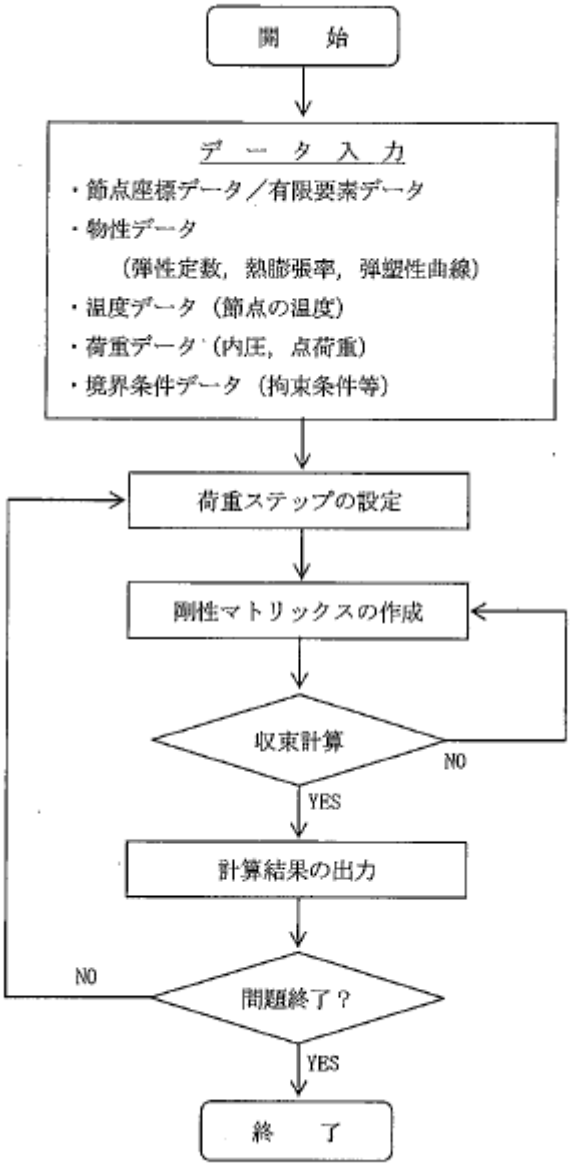


図１．１－３ ABAQUS コードの応力解析フロー図

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク B

1) 評価方針

本設備で保管する輸送貯蔵兼用キャスク B は，既存設計のものを使用する。従って，輸送貯蔵兼用キャスク B の構造評価は，基本的に既存評価の結果を基に評価し，既存評価の結果を参考とできない内容については新たに評価を実施し，本設置場所での保管に適合していることを確認する。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスクの構造強度設計は，要求される安全機能を維持するため，次の構造部材について評価する。

A. キャスク容器

輸送貯蔵兼用キャスクBのうち，放射性物質を閉じ込めるための圧力バウンダリを構成するものであって，胴，底板，一次蓋，一次蓋締付けボルト，カバープレート及びカバープレート締付けボルトをいう。

B. バスケット

輸送貯蔵兼用キャスクBの容器内に配置され，使用済燃料を収納し，かつ燃料間距離を保つことにより，燃料の支持機能及び臨界防止機能を併せ持つものであって，バスケットプレートをいう。

バスケットの応力解析は，バスケットプレートについて行っている。

C. トラニオン

輸送貯蔵兼用キャスクBの取扱い及び仮保管時の支持のため，吊上げ及び固定に使用されるものであって，トラニオンをいう。

トラニオンについて応力解析を行っている。

D. 二次蓋

輸送貯蔵兼用キャスクBの密封監視のための圧力空間を保持するための部材であると同時に，一次蓋と二次蓋で多重の閉じ込め構造を形成し，一次蓋と同等の閉じ込め性能を要求される部材である。

② 適用基準と規格

輸送貯蔵兼用キャスクBの構造強度設計には「使用済燃料貯蔵施設規格金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」を適用する。

3) 既存設計における構造強度評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク B の強度評価にあたり，既存設計における評価方法を示す。

① 設計条件

輸送貯蔵兼用キャスクBの構造評価にあたっての荷重を以下に示す。

A.圧力による荷重

輸送貯蔵兼用キャスクB各部の内面及び外面が受ける最高使用圧力，取扱い時及び貯蔵時に受ける圧力並びに試験圧力による荷重をいう。

既存評価における輸送貯蔵兼用キャスクBの最高使用圧力を以下に示す。

キャスク容器：1.0 MPa

二次蓋　：0.4 MPa

B.機械的荷重

自重，衝撃荷重及びその他の付加荷重をいう。機械的荷重の主なものは以下の通りである。

a.自重による荷重

b.ボルト締付け力

c.吊上げ荷重

d.衝撃荷重

C.熱荷重

輸送貯蔵兼用キャスクBに生じる温度変化，温度こう配による荷重であって，熱解析の結果から得られるものをいう。

既存評価書における各構造部材の最高使用温度を以下に示す。

キャスク容器：150℃

バスケット　：260℃

トラニオン　：130℃

二次蓋　　：110℃

② 評価方法

輸送貯蔵兼用キャスクBの構造解析フローを図１．１－４に，主な構造部材の応力評価箇所を図１．１－５（１），（２）に示す。

A.キャスク容器

キャスク容器の胴，底板及び蓋部等の構造強度は，想定される圧力荷重，機械的荷重，熱荷重をもとに，キャスク容器及び二次蓋の実形状をモデル化し，構造解析コードABAQUSを用いて，胴，底板，一次蓋及び一次蓋締付けボルト等の応力評価を行う。

ABAQUSによる解析は，圧力荷重，機械的荷重及び熱荷重によって生じる形状の不連続の効果を含む応力の解析及び温度分布計算に使用する。

B.バスケット

バスケットの構造強度評価は，想定される機械的荷重，熱荷重をもとに応力評価式を用いて応力評価を行う。

C.トラニオン

トラニオンの構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に，応力評価式を用いて評価を行う。

D.二次蓋

二次蓋の構造強度評価は，キャスク容器の構造強度評価と同時に構造解析コードABAQUSにより計算し，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力評価を行う。

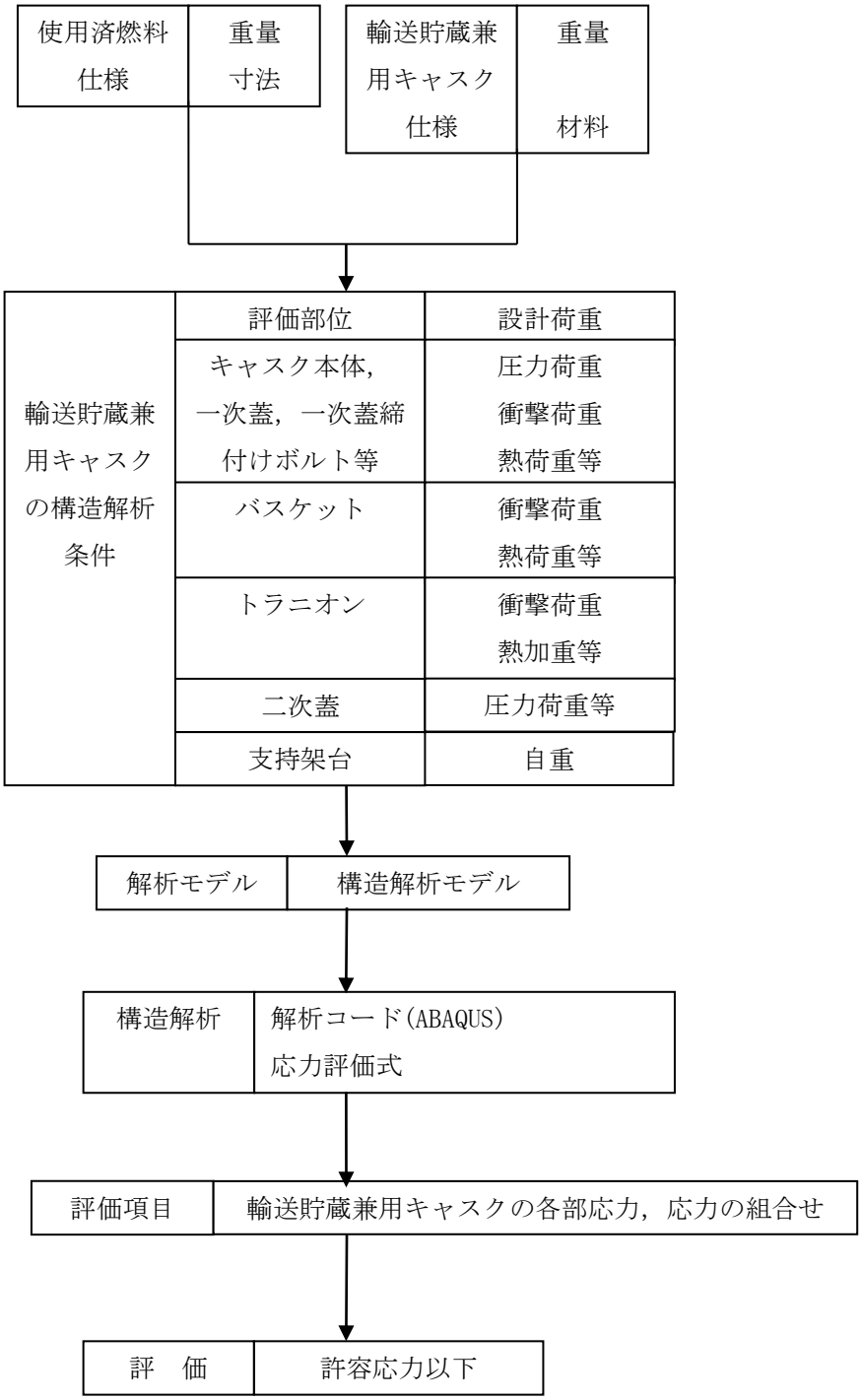


図１．１－４　輸送貯蔵兼用キャスクＢの構造強度評価フロー

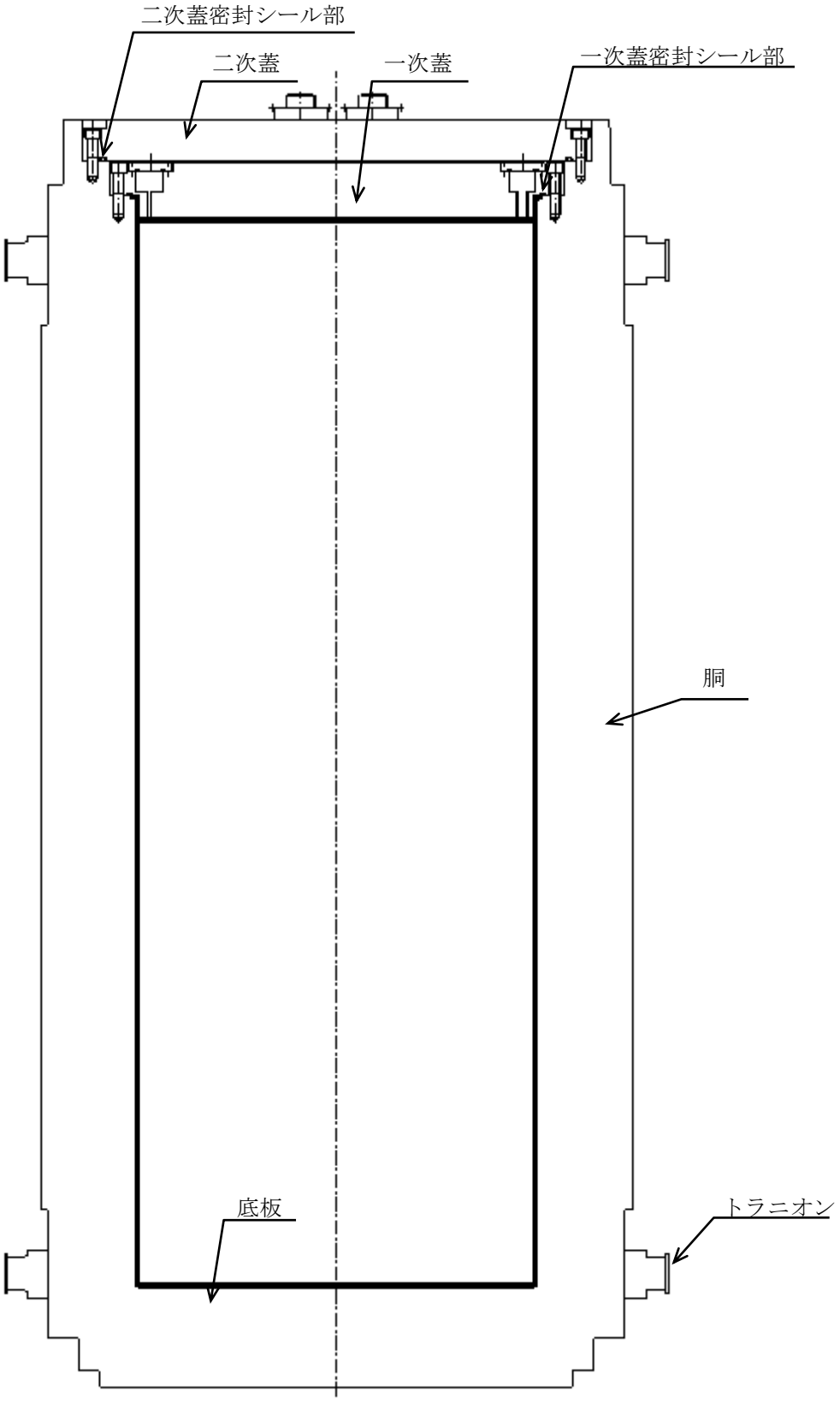


図１．１－５（１） キャスク容器の応力評価箇所（全体断面図）

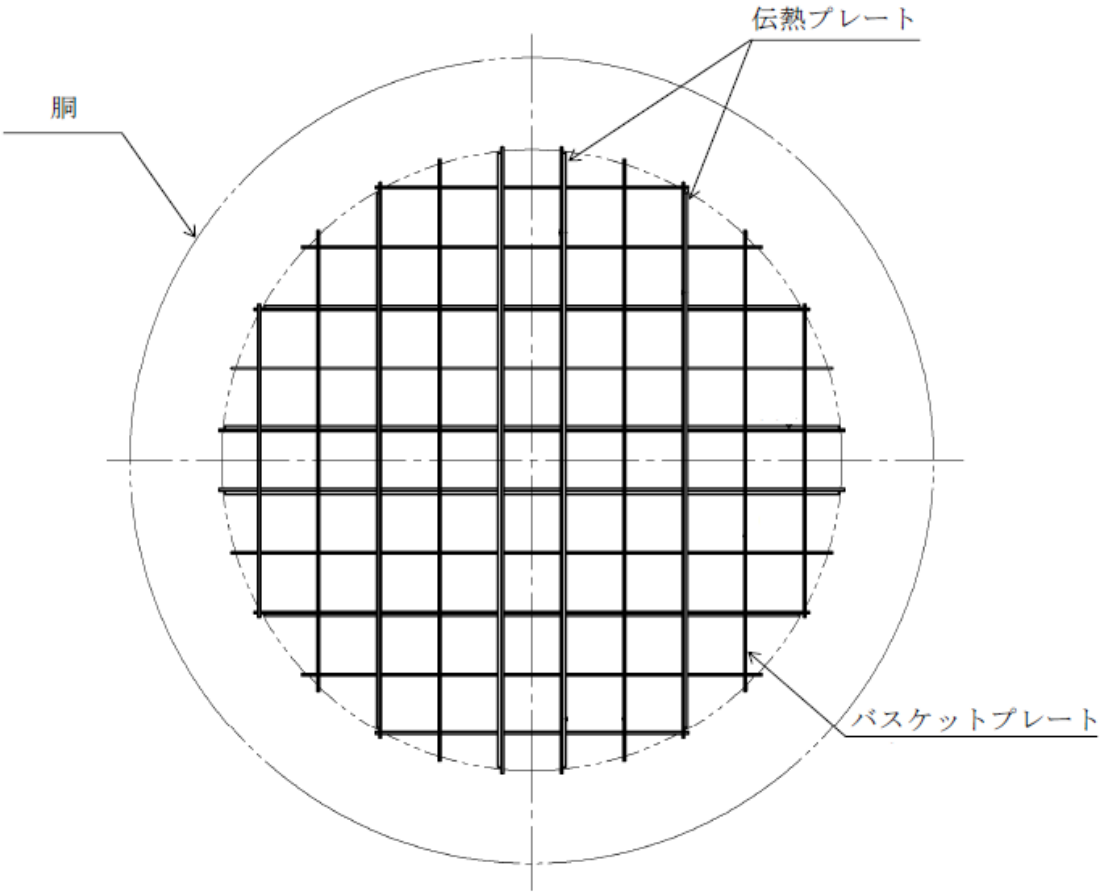


図１．１－５（２） バスケットの応力評価箇所

③ 設計事象と荷重の組合せ

既存評価書における輸送貯蔵兼用キャスクＢの設計事象と選定事象を表１．１－５に示す。

設計事象Ⅰ及びⅡにおける選定事象は以下のとおりである。

［設計事象Ⅰ］

・貯蔵時

・吊上げ，吊下げ，移動

［設計事象Ⅱ］

・支持脚への衝突

・貯蔵架台への衝突

また，各設計事象においてキャスク容器及び二次蓋，バスケット，トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表１．１－６（１）～（３）に示す。（地震時を除く）

表１．１－５　既存評価書における輸送貯蔵兼用キャスクＢの設計事象

設計事象	定義	解説	選定事象
Ⅰ	輸送貯蔵兼用キャスクの通常の取扱い時及び運搬時の状態をいう。	輸送貯蔵兼用キャスクの計画的な取扱い状態。	・貯蔵 ・吊上げ，吊下げ，移動
Ⅱ	設計事象Ⅰ，設計事象Ⅲ，設計事象Ⅳ及び試験状態以外の状態をいう。	輸送貯蔵兼用キャスクの寿命程度の期間中に予想される取扱い機器の単一故障，単一誤動作等の事象によって，輸送貯蔵兼用キャスクが通常取扱い状態から外れるような状態をいう。	・支持脚への衝突 ・貯蔵架台への衝突
Ⅲ	輸送貯蔵兼用キャスク又はその取扱い機器等の故障，異常な作動等により，計画された取扱いの停止が緊急に必要とされる状態をいう。	発生頻度が十分低い事象によって引き起こされる状態をいう。すなわち，設計事象Ⅱでいう機器の単一故障，運転員の単一誤操作等によって引き起こされるもののうち，その発生頻度が十分に低いと考えられるものを分類する。	
Ⅳ	輸送貯蔵兼用キャスクの安全設計上想定される異常な事態が生じている状態をいう。	発生頻度が極めて低く，輸送貯蔵兼用キャスクの寿命中に起こるとは考えられない事象によって引き起こされる状態をいうが，万一発生した場合の設計の妥当性を確保するために特に設けたものをいう。	
試験状態	耐圧試験により，キャスク容器に最高使用圧力を超える圧力が加えられている状態をいう。		・耐圧試験 （製造時）

表１．１－６（１）　キャスク容器及び二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象	供用状態	評価事象 ＼ 荷重	圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重
設計条件	設計条件	設計時[注1)]	○	－[注4)]	○	○	○	－
Ⅰ	A[注2)]	通常貯蔵時	○	○	○	－	－	○
		吊上げ時	○	－[注4)]	○	○	－	○
Ⅱ	B[注2)]	衝撃荷重作用時	○	－[注4)]	○	－	○	○
試験状態	試験状態	試験時	○[注3)]	○	○	－	－	－

注１）　最高使用圧力に対する評価条件で，供用状態Ａ及びＢの一次応力評価を代表する事象

注２）　評価事象の中で，他の評価事象に包絡される事象や荷重条件については評価を省略する。

注３）　耐圧試験圧力（最高使用圧力により定められる圧力）とする。

注４）　本状態での自重による荷重は，衝撃荷重又は吊上げ荷重の慣性力による荷重に含まれる。

表１．１－６（２）　バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象	供用状態	評価事象＼荷重	自重による荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重
設計条件	設計条件	設計時[注1)]	—[注2)]	○	○	—
Ⅰ	A	貯蔵時	○	—	—	○
		吊上げ時	—[注2)]	○	—	○
Ⅱ	B	衝撃荷重作用時	—[注2)]	—	○	○

注１）　供用状態Ａ及びＢの一次応力評価を代表する事象

注２）　本状態での自重による荷重は，衝撃荷重又は吊上げ荷重の慣性力による荷重に含まれる。

表１．１－６（３）　トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象	供用状態	評価事象＼荷重	自重による荷重	固縛荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重[注1)]
Ⅰ	A	貯蔵時	○	○	—	—	○
		吊上げ時	—[注2)]	—	○	—	○
Ⅱ	B	衝撃荷重作用時	—[注2)]	—	—	○	○

注１）　キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

注２）　本状態での自重による荷重は，衝撃荷重又は吊上げ荷重の慣性力による荷重に含まれる。

④ 評価結果

既存評価の評価結果から規定を満足していることが確認されている。

4）本設備での構造評価

表１．１－７（１）～（３）に本仮保管設備での荷重条件と既存評価との比較を示す。このことから以下のことが言える。

①キャスク容器（二次蓋含む）の設計条件，運搬時（設計事象Ⅰ），搬送台車架台への衝突時（設計事象Ⅱ）の評価加速度は既存評価書で包絡される。吊上げ時（設計事象Ⅰ）の評価加速度は後述の 5)で行う「支持架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」の解析で用いる加速度に包絡される。

②バスケットの設計条件，運搬時（設計事象Ⅰ），搬送台車架台への衝突時（設計事象Ⅱ）の評価加速度は既存評価書で包絡される。吊上げ時（設計事象Ⅰ）の評価加速度は後述の 5)で行う「支持架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」の解析で用いる加速度に包絡される。

③トラニオンの運搬時（設計事象Ⅰ），搬送台車架台への衝突時（設計事象Ⅱ）の評価加速度は既存評価書で包絡される。吊上げ時（設計事象Ⅰ）の評価加速度は後述の 5)で行う「支持架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」の解析で用いる加速度に包絡される。

以上の包絡性の説明及び本設備において最も厳しい荷重条件として，「支持架台への衝突（設計事象Ⅱ）」について応力解析を実施する。評価対象は，キャスク容器，二次蓋，バスケット及びトラニオンの各部とする。

なお，キャスク容器（二次蓋含む）の設計条件（最高使用圧力），試験状態及びトラニオンの吊り上げ時の荷重条件は既存評価書により包絡する。

表１．１－７（１）　既存評価との比較と評価方法（キャスク容器及び二次蓋）

設計事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
設計条件	設計条件	－	圧力[注1)]，ボルト，衝撃[注2)]	・最高使用圧力における縦姿勢における衝撃荷重負荷時の評価は既存評価書で包絡する。 ○（既存評価書で包絡）	設計時	－	圧力[注1)]，ボルト，衝撃[注3)]	設計事象Ⅰ及びⅡの中で荷重条件が最も厳しいのは貯蔵架台への衝突時
Ⅰ	吊上げ時	貯蔵時	圧力，ボルト，吊上げ[注4)]，熱	荷重条件，支持条件が同じ「キャスク支持架台への衝突（設計事象Ⅱ）」の評価で包絡する。 ○（設計事象Ⅱで包絡）	貯蔵時	－	圧力，ボルト，自重，熱	設計事象Ⅰのうち大半の期間を占める代表的事象
					吊上げ時	－	圧力，ボルト，吊上げ[注5)]，熱	荷重条件が最も厳しいのは吊上げ時
	運搬時	－	圧力，ボルト，熱，運搬[注6)]	核燃料輸送物設計承認申請書のうち，一般の試験条件0.3m落下に包絡する。 ○（既存評価書で包絡）	一般の試験条件0.3m頭部垂直落下	－	圧力，ボルト，熱，落下時荷重[注7)]	－
					一般の試験条件0.3m底部垂直落下	－	圧力，ボルト，熱，落下時荷重[注7)]	－
					一般の試験条件0.3m水平落下	－	圧力，ボルト，熱，落下時荷重[注7)]	－

表１．１－７（１）　既存評価との比較と評価方法（キャスク容器及び二次蓋）

設計事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
Ⅱ	支持架台への衝突時	輸送架台への衝突時	圧力，ボルト，衝撃[注8)]，熱	他事象の包絡及び本設備の設計事象Ⅰ及びⅡにおける最も厳しい荷重条件として解析評価する。 ◎（応力解析を実施）	－	－	－	－
	搬送台車架台への衝突時	－	圧力，ボルト，衝撃[注2)]，熱	既存評価における「支持脚への衝突時」と同じ荷重条件 ○（既存評価書で包絡）	支持脚への衝突時	－	圧力，ボルト，衝撃[注9)]，熱	－
					貯蔵架台への衝突時	－	圧力，ボルト，衝撃[注3)]，熱	荷重条件が最も厳しいのは，貯蔵架台への衝突時
試験状態	試験時	－	圧力[注9)]，自重，ボルト	既存評価と同じ荷重条件 ○（既存評価書で包絡）	試験時	－	圧力[注10)]，自重，ボルト	－

◎：解析を実施。　○：既存評価又は他の評価事象で包絡

注 1）　キャスク容器内圧は最高使用圧力。
注 2）　衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.33G であり，自重を含む。
注 3）　衝撃荷重は縦姿勢下方向 5G であり，自重を含む。
注 4）　吊上げ荷重は横姿勢下方向 1.32G であり，自重を含む。
注 5）　吊上げ荷重は縦姿勢下方向 1.3G であり，自重を含む。
注 6）　運搬時荷重は上方向 2G，下方向 3G(自重を含む)，前後方向 2G，左右方向 1G である。
注 7）　頭部垂直落下荷重は 30.0G，底部垂直落下荷重は 30.0G，水平落下荷重は 20.0G である。
注 8）　衝撃荷重は横姿勢下方向 3G であり，自重を含む。
注 9）　衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.5G であり，自重を含む。
注 10）最高使用圧力の 1.25 倍の圧力。

表１．１－７（２）　既存評価の比較と評価方法　（バスケット）

設計事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
設計条件	設計条件	－	衝撃[注1)]	・縦姿勢における衝撃荷重負荷時の一次応力に対する評価は既存評価書の「貯蔵架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」で包絡する。 ○（既存評価書で包絡）	設計時	－	衝撃[注2)]	－
Ⅰ	吊上げ時	貯蔵時	吊上げ[注3)]，熱	荷重条件，支持条件が同じ「キャスク支持架台への衝突（設計事象Ⅱ）」の評価で包絡する。 ○（設計事象Ⅱで包絡）	貯蔵架台への衝突時	・貯蔵時 ・吊上げ時	衝撃[注2)]，熱	設計事象Ⅱの条件に包絡される
	運搬時	－	圧力，ボルト，熱，運搬[注4)]	核燃料輸送物設計承認申請書のうち，一般の試験条件 0.3m 落下に包絡する。 ○（既存評価書で包絡）	一般の試験条件0.3m頭部垂直落下	－	圧力，ボルト，熱，落下時荷重[注5)]	－
					一般の試験条件0.3m底部垂直落下	－	圧力，ボルト，熱，落下時荷重[注5)]	－
					一般の試験条件0.3m水平落下	－	圧力，ボルト，熱，落下時荷重[注5)]	－

表１．１－７（２）　既存評価の比較と評価方法　（バスケット）

設計事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
Ⅱ	支持架台への衝突時[注6)]	輸送架台への衝突時	衝撃[注7)]，熱	他事象の包絡及び本設備の設計事象Ⅰ及びⅡにおける最も厳しい荷重条件として評価する。 ◎（応力解析を実施）	－	－	－	－
	搬送台車架台への衝突時	－	衝撃[注1)]，熱	既存評価と同じ荷重条件 ○（既存評価書で包絡）	貯蔵架台への衝突時	・支持脚への衝突時	衝撃[注2)]，熱	－

◎：解析を実施。　○：既存評価又は他の評価事象で包絡

注1)　衝撃荷重は縦姿勢下方向2.33Gであり，自重を含む。

注2)　衝撃荷重は縦姿勢下方向5Gであり，自重を含む。

注3)　吊上げ荷重は横姿勢下方向1.32Gであり，自重を含む。

注4)　運搬時荷重は上方向2G，下方向3G(自重を含む)，前後方向2G，左右方向1Gである。

注5)　頭部垂直落下荷重は30.0G，底部垂直落下荷重は30.0G，水平落下荷重は20.0Gである。

注6)　長期荷重(自重)に対する評価を含む。

注7)　衝撃荷重は横姿勢下方向3Gであり，自重を含む。

表１．１－７（３）　既存評価の比較と評価方法（トラニオン）

設計事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
Ⅰ	吊上げ時	貯蔵時	吊上げ[注1)]，熱	荷重条件，支持条件が同じ「キャスク支持架台への衝突（設計事象Ⅱ）」の評価で包絡する。 ○（設計事象Ⅱで包絡）	貯蔵時	－	自重，ボルト，熱	－
					吊上げ時	－	吊上げ[注2)]，熱	荷重条件が最も厳しいため，代表事象を吊上げ時とする。
	運搬時	－	運搬[注3)]，熱	核燃料輸送物設計承認申請書のうち，通常の輸送条件に包絡される。 ○（既存評価書で包絡）	運搬時	－	運搬[注3)]，熱	－
Ⅱ	支持架台への衝突時	輸送架台への衝突時	衝撃[注4)]，熱	本設備の設計事象Ⅱにおける最も厳しい荷重条件として評価する。 ◎（応力解析を実施）	－	－	－	－
	搬送台車架台への衝突時	－	衝撃[注5)]，熱	既存評価と同じ荷重条件 ○（既存評価書で包絡）	支持脚への衝突時	・貯蔵架台への衝突	衝撃[注6)]，熱	荷重条件が最も厳しいため，代表事象を支持脚への衝突時とする。

◎：解析を実施。　○：既存評価又は他の評価事象で包絡

注 1)　吊上げ荷重は横姿勢下方向 1.32G であり，自重を含む

注 2)　縦姿勢下方向 1.3G であり，自重を含む。

注 3)　運搬時荷重は上方向 2G，下方向 3G(自重を含む)，前後方向 2G，左右方向 1G である。

注 4)　横姿勢下方向 3G であり，自重を含む。

注 5)　衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.33G であり，自重を含む。

注 6)　衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.5G であり，自重を含む。

5) 支持架台への衝突時の評価（設計事象Ⅱ）

以下に支持架台への衝突時の応力解析結果を示す。

① 計算条件

A.解析事象

「支持架台の衝突時」

キャスクの支持架台への設置に作業員の誤操作によりクレーンの下降速度でトラニオンがトラニオン受台に着床する事象をいう。着床時の衝突荷重（加速度：自重を含む）は，「3.2 異常事象の評価」での評価に余裕をみて 3G とする。

B.最高使用温度

各機器の最高使用圧力及び最高使用温度は添付資料－４－１「1.1　乾式キャスクの除熱機能　(2) 輸送貯蔵兼用キャスク B」の解析結果に基づき，以下とする。

表１．１－８　最高使用圧力及び最高使用温度

キャスク容器	最高使用圧力	1.0 MPa
	最高使用温度	150 ℃
二次蓋	最高使用圧力	0.4 MPa
	最高使用温度	110 ℃
バスケット	最高使用温度	260 ℃
トラニオン	最高使用温度	130 ℃

② 解析方法

A.解析手順概要

a.キャスク容器及び二次蓋

キャスク容器の応力解析は，想定される圧力荷重，機械的荷重及び熱荷重を基に，キャスク容器の実形状をモデル化し，解析コードである ABAQUS を用いて行う。

なお，二次蓋についてもキャスク容器と同様に評価を行う。

b.バスケット

バスケットの応力解析は，想定される機械的荷重及び熱荷重を基に，応力評価式を用いて行う。

c.トラニオン

トラニオンの応力解析は，想定される機械的荷重及び熱荷重を基に応力評価式を用いて行う。

B．応力評価式による応力評価

a.バスケット

(イ)一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部である。鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_x)は，次式で計算する。

$$\sigma_X = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1} \cdots\cdots\cdots (1)$$

ここで，m_A　:評価対象バスケットプレートとこれに接する使用済燃料等の合計質量(kg)

G_1　:鉛直方向加速度(G)

A_1　:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(ロ)一次一般膜＋一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部である。鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力(σ_y)は，次式で計算する。

$$\left.\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{M}{Z} \\ M &= \frac{m_B \cdot G_1 \cdot l_P}{12 \cdot \frac{l_W}{2}} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (2)$$

ここで，M　：バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント(N･mm/mm)

Z　:バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(mm^3/mm)

m_B　:評価対象バスケットプレートとこれに接する伝熱プレート，使用済燃料等の合計質量(kg)

l_P　:バスケットプレート内のり(mm)

l_w　:バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(mm)

G_1　:鉛直方向加速度(G)

鉛直方向加速度により発生するバスケットプレートの格子端部に発生する平均せん断応力(τ_{xy})は次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}} \cdots\cdots\cdots (3)$$

ここで，G_1　:鉛直方向加速度(G)

A_1　:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(ハ)一次+二次応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部である。支持架台への衝突により発せする一次+二次応力は(1)～(3)式で計算する。

(ニ)平均せん断応力

バスケットプレート格子端部に発生する平均せん断応力(σ_S)は(3)式で計算する。

(ホ)平均支圧応力

バスケットプレート端部に発生する平均支圧応力(σ_p)は(1)式で計算する。

(ヘ)圧縮応力

バスケットプレート端部に発生する圧縮応力(σ_c)は(1)式で計算する。

b.トラニオン

イ．一次応力

(イ) せん断応力

最大応力が発生する箇所は図１．１－５（１）に示す下部トラニオンである。衝撃荷重により発生するせん断応力（τ）は，次式で計算する。

$$\left.\begin{aligned}\tau &= \frac{F_m}{A} \\ F_m &= \frac{m}{4}\cdot G_2\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここで，F_m　：支持架台への衝突時においてトラニオンに作用する荷重（N）

m　：金属キャスクの質量（kg）

A　：評価点の断面積（mm^2）

G_2　：鉛直方向加速度（G）

(ロ) 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図１．１－５（１）に示す下部トラニオンである。衝撃荷重により発生する曲げ応力（σ_b）は，次式で計算する。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{M}{Z} \\ M &= F_m \cdot L\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

ここで，M　：曲げモーメント（N･mm）

Z　：評価点の断面係数（mm^3）

L　　：評価点と荷重作用位置との距離（mm）

F_m　：(1) 式と同じ

(ハ) 組合せ応力

最大応力が発生する箇所は図１．１－５（１）に示す下部トラニオンである。

せん断応力（τ）と曲げ応力（σ_b）との組合せ応力（σ_T）は，次式で計算する。

$$\sigma_T=\sqrt{\sigma_b{}^2+3\cdot\tau^2} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3)$$

ここで，τ　　：(1) 式と同じ

σ_b　　：(2) 式と同じ

ただし，Z　　：評価点の断面係数（mm^3）

L　　：評価点と荷重作用位置との距離(mm)

ロ．一次＋二次応力

キャスク容器の熱膨張による応力は無視できるので，トラニオンに発生する一次＋二次応力は，イ.と同様である。

C.解析結果

表１．１－９に支持架台への衝突時の主な応力評価結果を示す。

支持架台への衝突時において輸送貯蔵兼用キャスク B は金属キャスク構造規格に定められた許容応力を満足している。

表１．１－９　支持架台の衝突時の応力評価結果

（単位：MPa）

評価部位	部位	計算値	許容応力
キャスク容器	胴	34	366
	底板	38	366
	一次蓋	56	366
	一次蓋密封シール部	58	183
	一次蓋締付けボルト	336	831
二次蓋	二次蓋	34	474
	二次蓋密封シール部	37	183
	二次蓋締付けボルト	279	847
バスケット	バスケットプレート	12	219
トラニオン	トラニオン	133	394

6）評価結果

5)に示したとおり，「支持架台への衝突時」（設計事象Ⅱ）において輸送貯蔵兼用キャスクBの各評価部位（キャスク容器，二次蓋，バスケット，トラニオン）は金属キャスク構造規格に定められた許容応力を満足する。

従って，表１．１－７に示す「支持架台の衝突時」で包絡する各設計事象は，いずれも輸送貯蔵兼用キャスクの構造強度の規定を満足し，輸送貯蔵兼用キャスクBは，本設備で要求される構造強度を有している。

(3) 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

1) 評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造評価について記載する。

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は新設計であるため，新たに評価を実施し，本設置場所での保管に適合していることを確認する。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は鋼製支持架台，埋め込み金物，基礎ボルト，コンクリート支持架台により構成される。

② 適用基準

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は原子力発電所耐震設計技術規程[JEAC4601-2008]及び，発電用原子力設備規格　設計・建設規格 2005 年版(2007 年追補版含む)[JSME S NC1-2005/2007]を適用する。

3) 構造強度の評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の強度評価における評価方法を示す。

① 設計条件

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造評価に当っての機械荷重を以下に示す。

Ａ．自重による荷重

Ｂ．キャスクによる荷重

② 評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造解析フローを図１．１－６に，主な構造部材の応力評価箇所を図１．１－７に示す。

鋼製支持架台，基礎ボルト，コンクリート支持架台について想定される機械荷重を基に，応力評価式を用いて応力評価を行う。

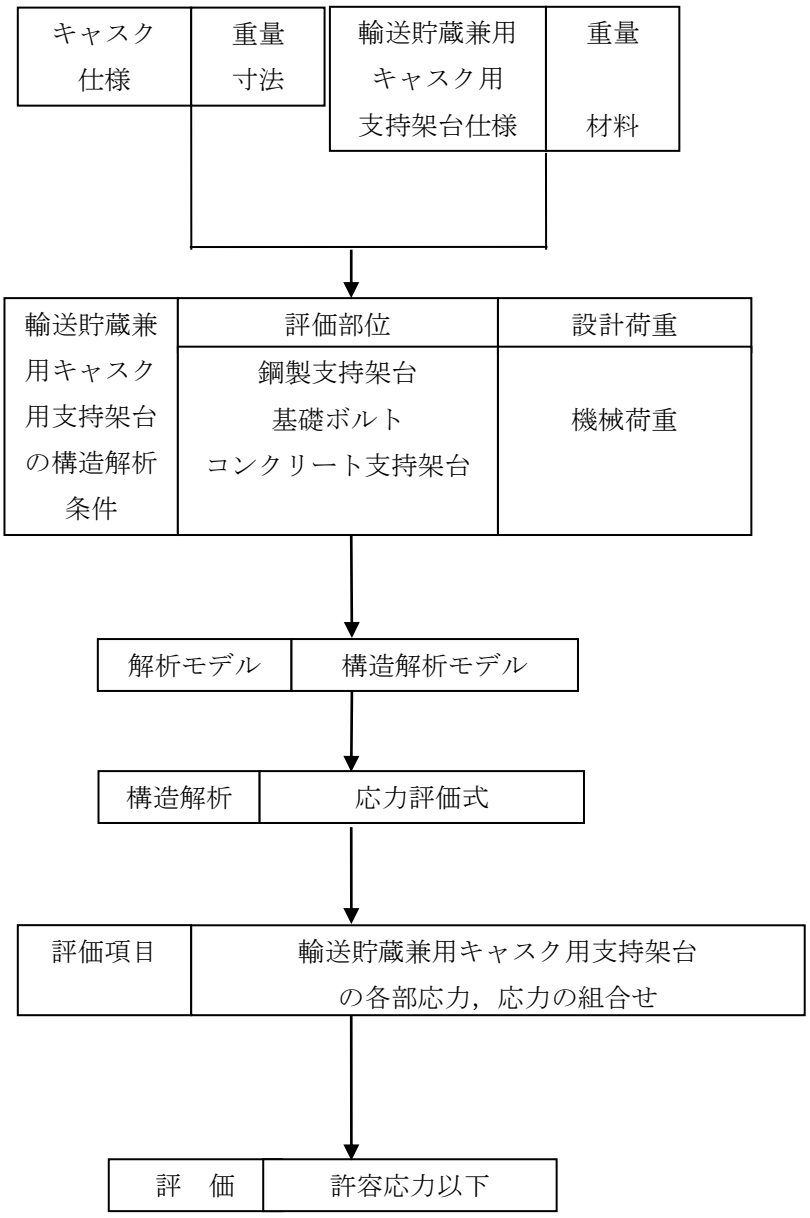


図１．１－６　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造強度評価フロー

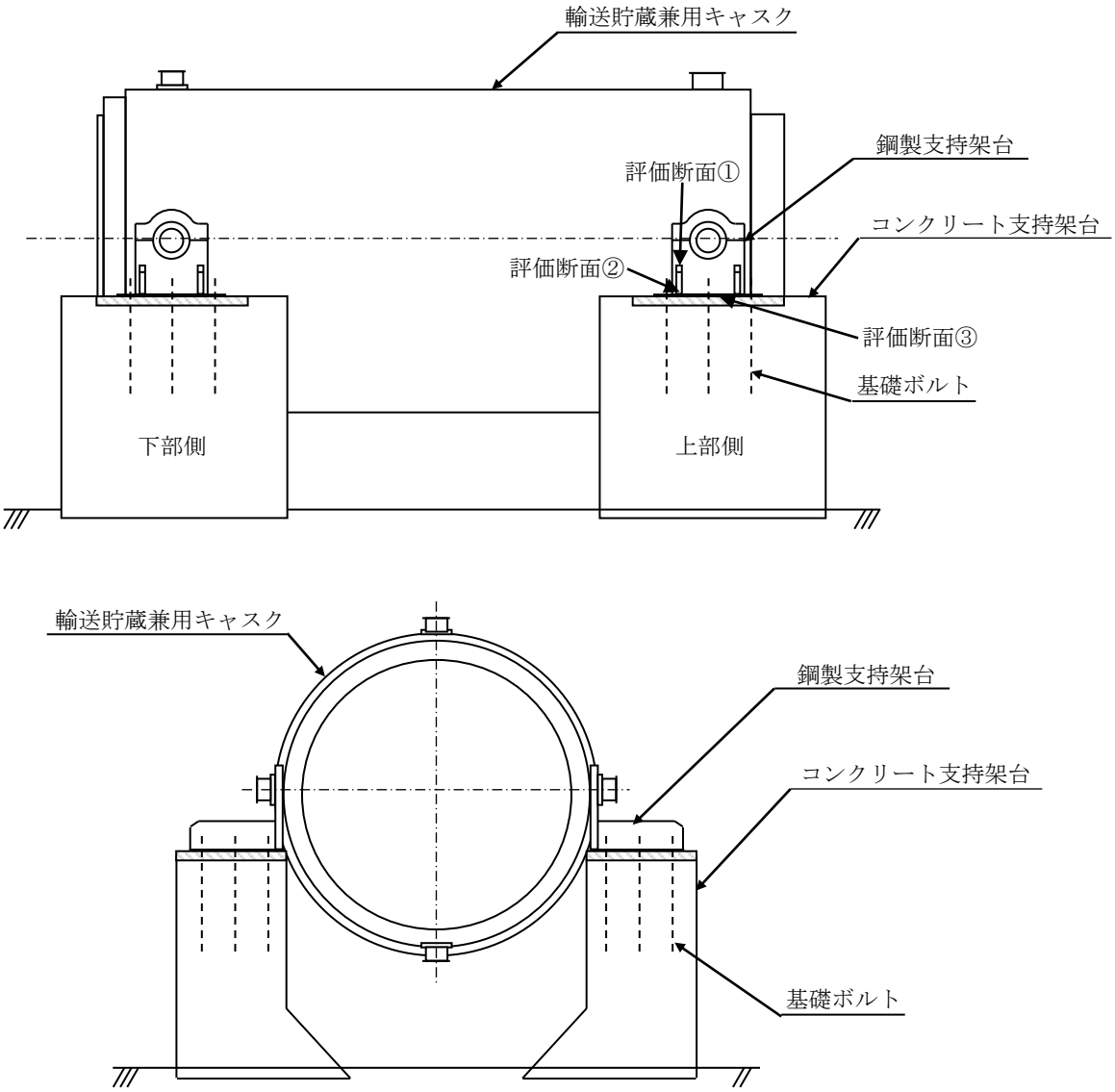


図１．１－７　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力評価箇所

③ 設計事象と荷重の組合せ

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計事象と選定事象は以下の通りである。

［設計事象Ⅰ］

・貯蔵時

4) 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の貯蔵時の評価（設計事象Ⅰ）

以下に貯蔵時の輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力評価結果を示す。

① 計算条件

A. 解析事象

「貯蔵時」

キャスクが支持架台に設置されている計画的な取り扱い状態をいう。

② 解析方法

A. 解析手順概要

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析は，想定される機械荷重を基に，応力評価式を用いて行う。

B. 荷重計算

図１．１－８に示す鋼製支持架台１脚に作用するキャスク自重（F_{WU}，F_{WL}）は次式で表される。

$$F_{WU}=\frac{P_W}{2}\cdot\frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{WL}=\frac{P_W}{2}\cdot\frac{a}{(a+b)}$$

$$P_W=W\cdot g$$

ここで，

F_{WU}：鋼製支持架台１脚（上部側）に作用するキャスク自重（N）

F_{WL}：鋼製支持架台１脚（下部側）に作用するキャスク自重（N）

P_W ：キャスク自重（N）

a　：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離（mm）

b　：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離（mm）

W ：キャスク設計質量（kg）

g　：重力加速度（m/s^2）

C. 応力評価

a. 鋼製支持架台（評価断面①）

図１．１－９において自重により鋼製支持架台（評価断面①）に発生する圧縮応力（σ_c）

は次式で表される。

$$\sigma_c = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

ここで,

F_W ：図１．１－８に示す自重の設計用値（N）

B ：図１．１－９に示す評価断面の幅（mm）

t ：図１．１－９に示すトラニオン受部の板厚（mm）

b.鋼製支持架台（評価断面②）

図１．１－１０において自重により鋼製支持架台（評価断面②）に発生する圧縮応力（σ_c）は次式で表される。

$$\sigma_c = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

図１．１－１０において自重により鋼製支持架台（評価断面②）に発生する最大曲げ応力（σ_{b1}，σ_{b2}）は次式で表される。

$$\sigma_{b1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1/2)}{I} \cdot L_1 \quad （トラニオン受側）$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1/2)}{I} \cdot L_2 \quad （リブ側）$$

図１．１－１０において自重により鋼製支持架台（評価断面②）に発生する組合せ応力（σ_{T1}，σ_{T2}）は次式で表される。

$\sigma_{T1} = \sigma_c + \sigma_{b1}$ （トラニオン受側）

$\sigma_{T2} = \sigma_c - \sigma_{b2}$ （リブ側）

ここで,

F_W ：図１．１－８に示す自重（F_{WU}，F_{WL}）の設計用値（N）

B_1 ：図１．１－１０に示すトラニオン受部の幅（mm）

B_2 ：図１．１－１０に示すリブの幅（mm）

t_1 ：図１．１－１０に示すトラニオン受部の板厚（mm）

t_2 ：図１．１－１０に示すリブの板厚（mm）

L_1 ：図１．１－１０に示す中立軸からトラニオン受け端部までの距離（mm）

L_2 ：図１．１－１０に示す中立軸からリブ端部までの距離（mm）

I ：図１．１－１０に示す断面の中立軸に関する断面二次モーメント（mm^4）

c.鋼製支持架台（評価断面③）

図１．１－１１において自重により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力

（σ_{bb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bc}）は次式で表される。

$$\sigma_{bb}=\frac{T\cdot L_1}{B\cdot t^2/6}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{cc}\cdot L_2^2/2}{t^2/6}$$

$$T=\sigma_{tb}\cdot A_m$$

ここで，

σ_{tb}：図１．１－１１に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力（N/mm^2）

σ_{cc}：図１．１－１１に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力（N/mm^2）

T　：図１．１－１１に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力（N）

t　：図１．１－１１に示す鋼製支持架台底板の板厚（mm）

B　：図１．１－１１に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅（mm）

L_1：図１．１－１１に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ（mm）

L_2：図１．１－１１に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ（mm）

A_m：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

図１．１－１１において自重により，基礎ボルトから引張力を受けて発生するせん断応力（τ_b），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生するせん断応力（τ_c）は次式で表される。

$$\tau_b=\frac{T}{B\cdot t}$$

$$\tau_c=\frac{\sigma_{cc}\cdot L_2}{t}$$

ここで，各記号は上記と同様である。

図１．１－１１において自重により，基礎ボルトから引張力を受けて発生する組合せ応力（σ_{Tb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（σ_{Tc}）は次式で表される。

$$\sigma_{Tb}=\sqrt{\sigma_{bb}^2+3\cdot\tau_b^2}$$
$$\sigma_{Tc}=\sqrt{\sigma_{bc}^2+3\cdot\tau_c^2}$$

d.基礎ボルト

図１．１－１２において自重により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_t）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_t = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = [X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})] \cdot b \cdot D^2$$

$$I_n = [X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2] \cdot b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで，

σ_{cc}：図１．１－１２に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

n　：ヤング係数比（＝15）

D　：図１．１－１２に示す断面高さ（mm）

b　：図１．１－１２に示す断面幅（mm）

d_t　：図１．１－１２に示す引張側ボルトに関する距離（mm）

d_{t1}　：引張側ボルトに関する係数（-）

X_n　：図１．１－１２に示す中立軸距離を表し，次式を満足する値（mm）

$X_n - D/2 + e = I_n / S_n$

ただし，e：図 1.1-12 に示す鉛直力偏心距離（mm）

X_{n1}　：中立軸比（-）

N　：図１．１－１２に示す鉛直力であり，自重の設計用値（N）

a_t　：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t　：引張鉄筋比（-）

A_b　：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m　：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_b　：有効引張側ボルト本数（本）

S_n　：有効等価断面一次モーメント（mm^3）

I_n　：有効等価断面二次モーメント（mm^4）

e.コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表１．１－１０の通りである。これらの荷重を用いて「コンクリート標準示方書　構造性能照査編（2002）」に基づき評価を行う。

表１．１－１０ コンクリート支持架台下端における荷重

		NS方向			EW方向		
		鉛直力	水平力	モーメント	鉛直力	水平力	モーメント
		(kN)	(kN)	(kN･m)	(kN)	(kN)	(kN･m)
長期	キャスク	320.00	0.00	105.00	320.00	0.00	0.00
		―	―	―	―	―	―
	ペデスタル	35.22	0.00	0.00	35.22	0.00	0.00
	合計	355.22	0.00	105.00	355.22	0.00	0.00
短期	キャスク	320.00	154.00	105.00	320.00	148.00	68.90
		―	―	182.49	―	―	175.38
	ペデスタル	35.22	10.56	5.68	35.22	10.56	5.68
	合計	355.22	164.56	293.17	355.22	158.56	249.96

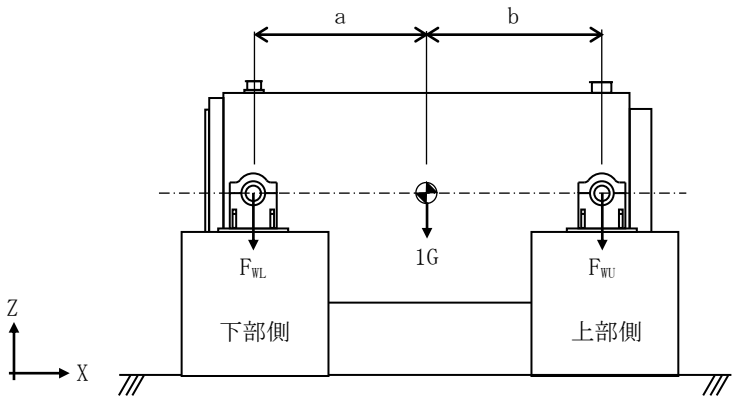
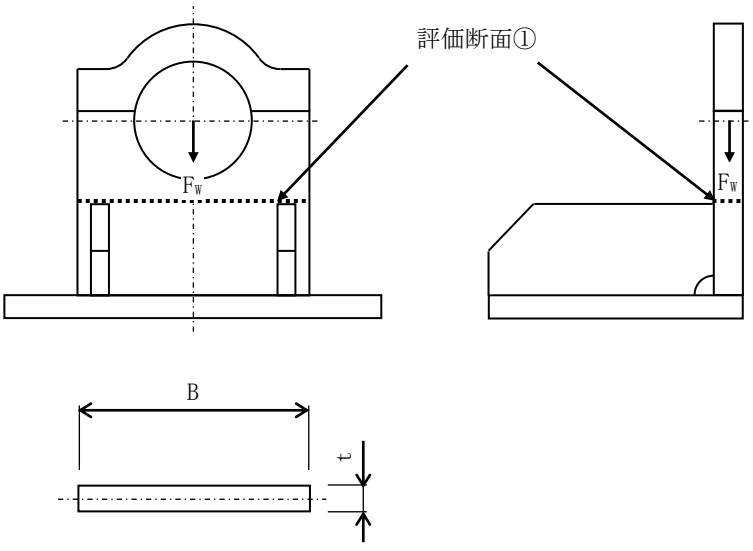


図１．１－８ 鋼製支持架台に作用する荷重



評価断面図

図１．１－９　計算モデル図（設計事象Ⅰ，評価断面①）

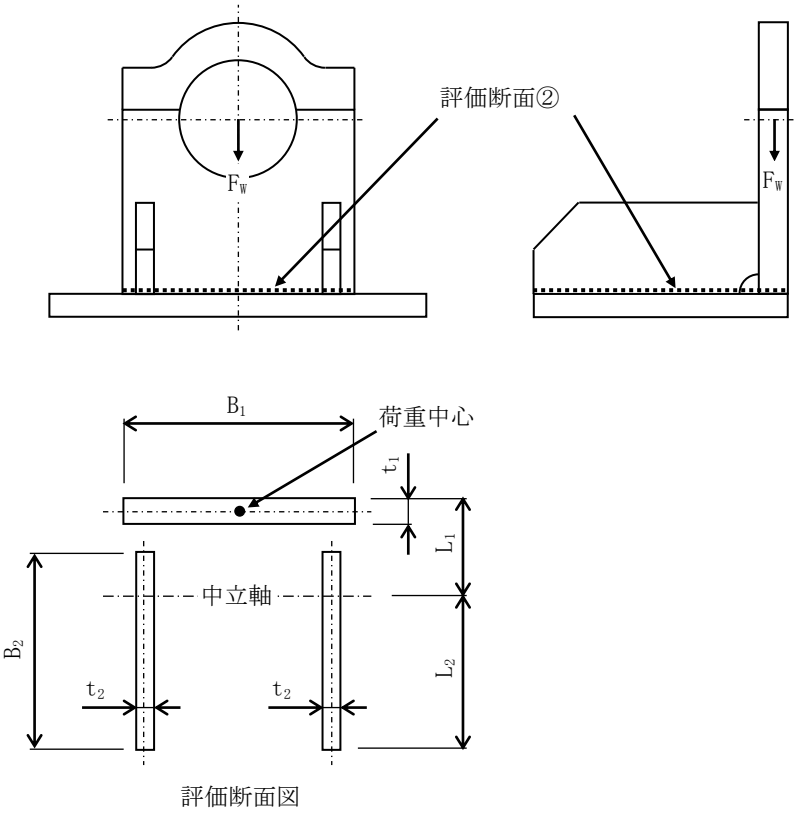


図１．１－１０　計算モデル図（設計事象Ⅰ，評価断面②）

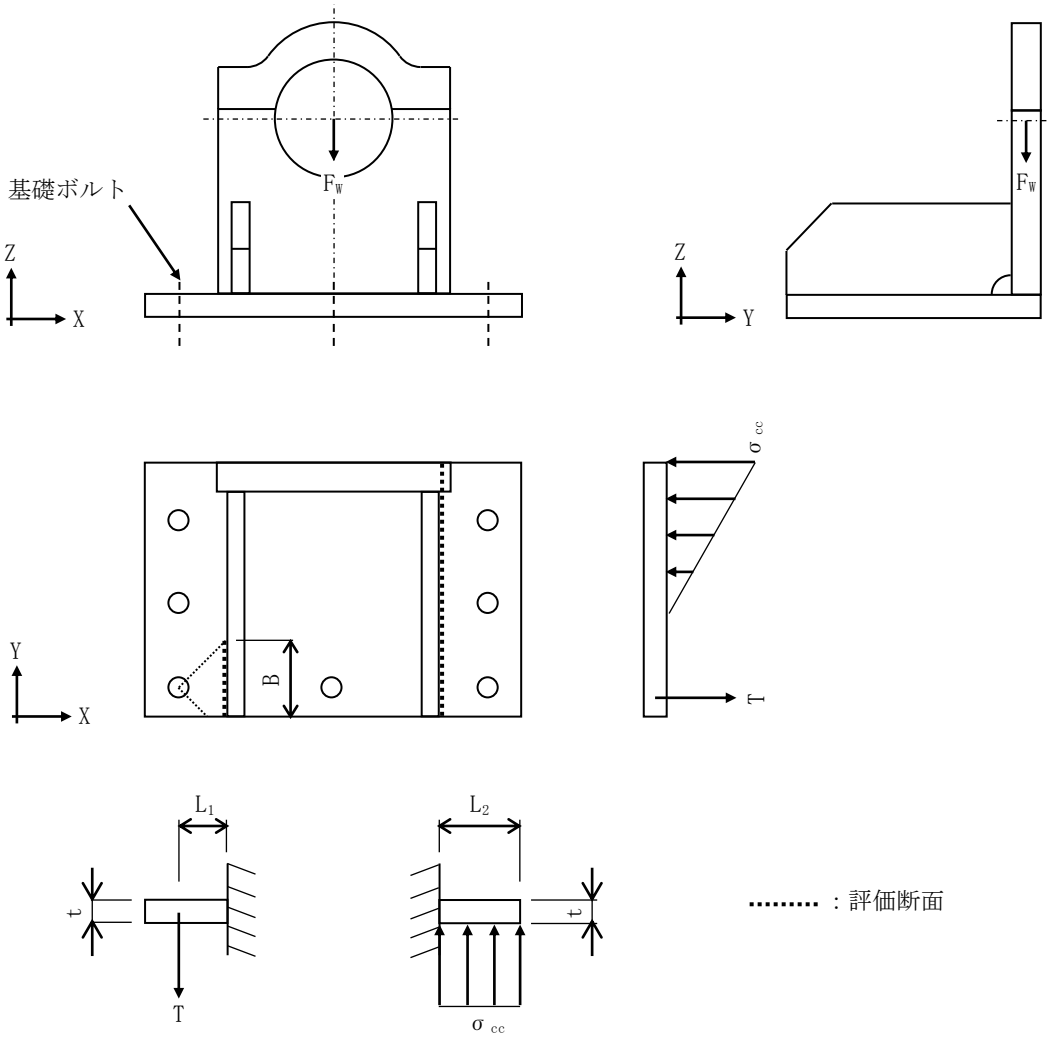


図１．１－１１　計算モデル図（設計事象Ⅰ，評価断面③）

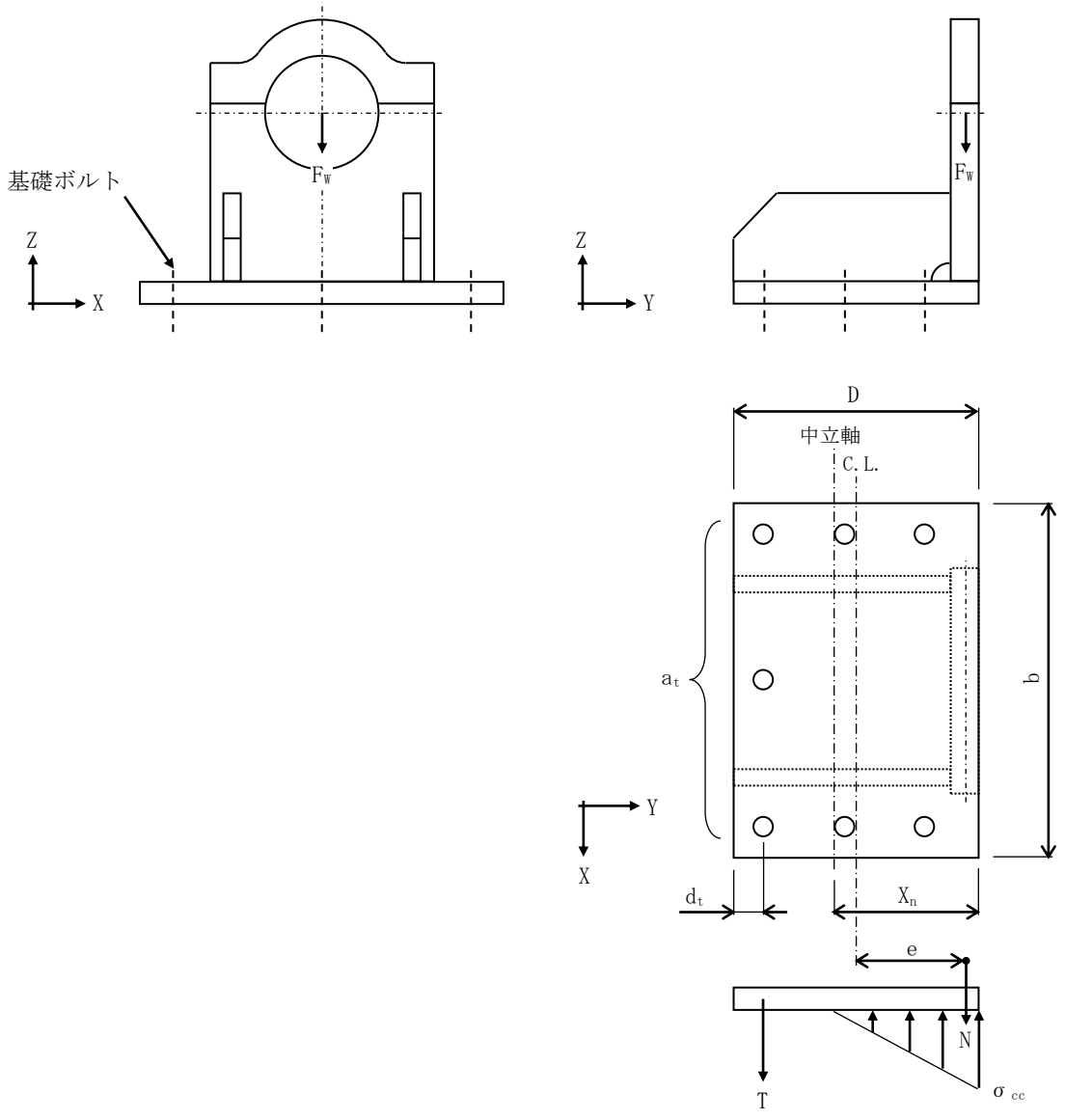


図１．１－１２　計算モデル図（設計事象Ⅰ，基礎ボルト）

③ 解析結果

表１．１－１１（１）～（２）に貯蔵時の評価結果を示す。

貯蔵時の輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は許容応力を満足している。

表１．１－１１（１）　鋼製支持架台の評価（タイプＢ）

部　位		応力の種類	計算値	許容応力
鋼製支持架台	評価断面①	圧縮	10 N/mm^2	186 N/mm^2
	評価断面②	圧縮	5 N/mm^2	187 N/mm^2
		曲げ	8 N/mm^2	188 N/mm^2
		組合せ	9 N/mm^2	188 N/mm^2
	評価断面③	曲げ	68 N/mm^2	188 N/mm^2
		せん断	8 N/mm^2	108 N/mm^2
		組合せ	69 N/mm^2	188 N/mm^2
基礎ボルト		引張	20 N/mm^2	226 N/mm^2

表１．１－１１（２）　コンクリート支持架台の評価

項目			記号	単位	ペデスタル			
					長期		短期	
					NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
断面力	曲げモーメント		Md	(kN･m)	105	0	293	250
	軸力		Nd	(kN)	355	355	355	355
	せん断力		Vd	(kN)	0	0	165	159
応力度	コンクリート	圧縮応力度	σc	(N／mm^2)	1.24	0.29	3.68	1.52
		許容曲げ圧縮応力度	σca	(N／mm^2)	9.00	9.00	13.50	13.50
		σc／σca ≦ 1.0			0.14	0.03	0.27	0.11
		判定			OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σs	(N／mm^2)	14	4	93	24
		許容引張応力度	σsa	(N／mm^2)	196	196	294	294
		σs／σsa ≦ 1.0			0.07	0.02	0.32	0.08
		判定			OK	OK	OK	OK
	せん断	せん断応力度	τ	(N／mm^2)	0.000	0.000	0.202	0.180
		許容せん断応力度	τa	(N／mm^2)	0.450	0.450	0.675	0.675
		τ／τa ≦ 1.0			0.00	0.00	0.30	0.27
		判定			OK	OK	OK	OK

1.2　コンクリートモジュールの構造強度

(1)　乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール

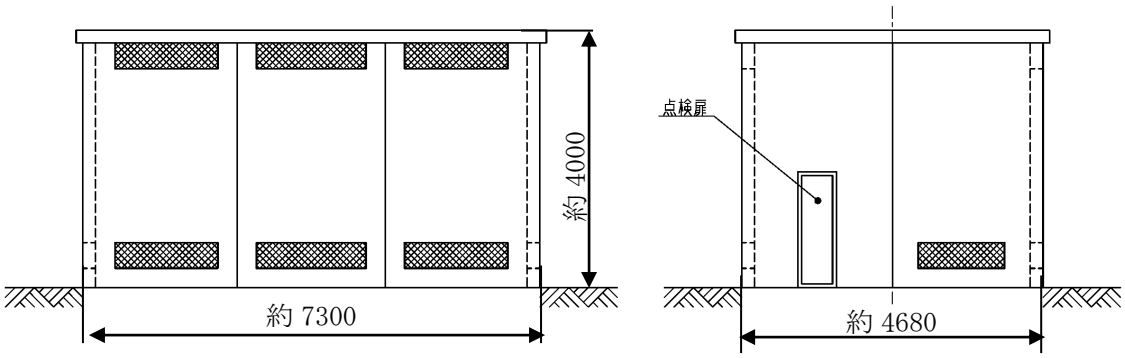
1)　評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールが，建築基準法に基づく規定を満たしていることを確認する。

2)　乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図１．２－１に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚，短辺側板 2 枚，天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。



(単位:mm)

図１．２－１　コンクリートモジュール概略図

3)　解析モデル

許容応力度設計及び各荷重に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図１．２－２に示す。

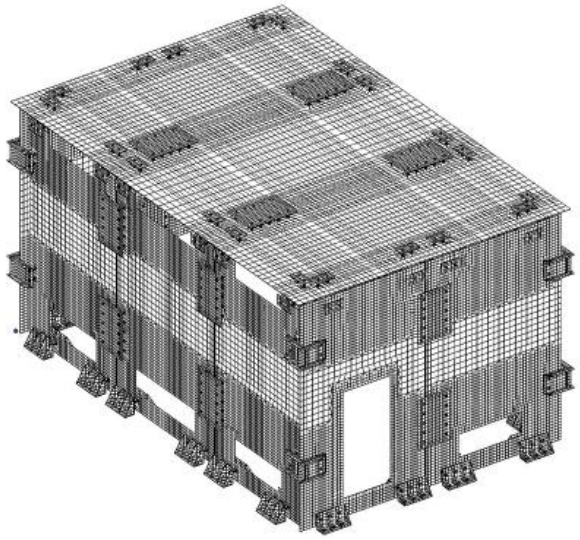


図１．２－２　コンクリートモジュールの解析モデル

4)　許容応力度

許容応力度を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令に定める値とし，表１．２－１に示す。

表１．２－１　鉄筋の許容応力度（N/mm^2）

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

5)　応力計算

①　応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図１．２－３に示す箇所とする。

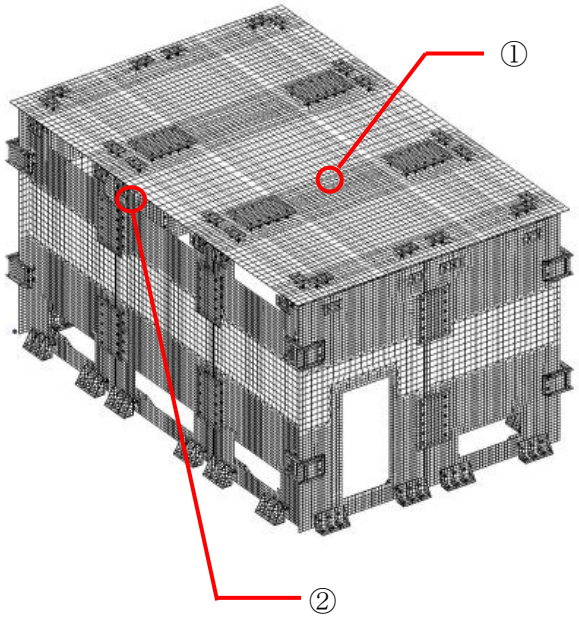


図１．２－３　応力評価箇所

応力評価箇所名称

①　天板パネル

②　側板パネル

② 荷重条件

コンクリートモジュールの強度評価においては建築基準法施行令第 82 条より表１．２－２の荷重組合せに基づき評価を行う。なお，地震時の荷重に関しては 2.3(1)にて別途評価を行っており，基準地震動 Ss(Ss600)において倒壊しないことを確認している。また，積雪時，暴風時の荷重は地震時の荷重に包絡されることから，ここでは常時の荷重のみ評価する。

Ａ．固定荷重

固定荷重は，鉄筋コンクリートで 24kN/m^3，鋼材で 77kN/m^3 とし算定する。また，コンクリートの厚さは 200mm とする。仕上げは 0N/m^2 とする。

Ｂ．積載荷重

積載荷重は 0 N/m^2 とする。

Ｃ．積雪荷重

建築基準法施行令第 86 条，平成 12 年建設省告示第 1455 号，福島県建築基準法施行細則より設定する。

Ｄ．風圧力

コンクリートモジュールに作用する風圧力は，建築基準法施行令第 87 条及び平成 12 年建設省告示第 1454 号により算定する。

表１．２－２　荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
長期に生ずる力	常時	Ｇ＋Ｐ
短期に生ずる力	積雪時※1	Ｇ＋Ｐ＋Ｓ
	暴風時※1	Ｇ＋Ｐ＋Ｗ
	地震時※2	Ｇ＋Ｐ＋Ｋ

ただし，Ｇ：固定荷重，Ｐ：積載荷重，Ｓ：積雪荷重，Ｗ：風圧力によって生ずる力，Ｋ：地震力

※1 積雪荷重と風圧力の荷重の組合せに関する構造強度の評価は，2.3(1)の耐震性の評価に包絡される。

※2 地震時の荷重の組合せに関する評価は，2.3(1)の耐震性の評価にて行う。

③　応力評価

A．天板パネル(①)　(図１．２－４参照)

天板 PC 板　t = 200, 鉄筋：SD295A (Lσt = 195 N/mm^2)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10：断面積 A = 71 mm^2

D13@200 (長辺方向 下筋)　　D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm, j = 131mm

長期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　　f_t をσt, M_a を M_d に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 8270 Nmm/mm　→　1m 辺りに換算すると Md = 8.27kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{8.27 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 99.5 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 195 / 99.5 = 1.96　＞　1.0・・・OK

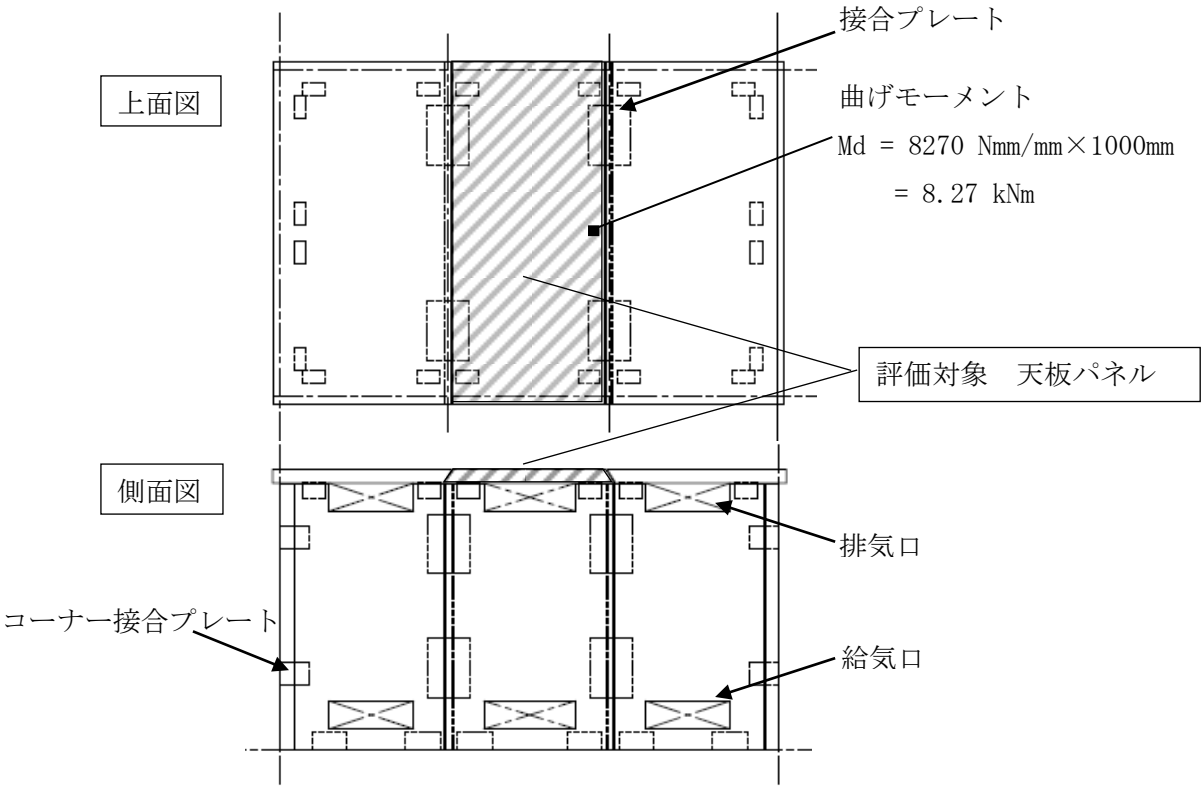


図１．２－４　天板パネル

Ｂ．側板パネル(②)（図１．２－５参照）

側板 PC 版　t = 200，鉄筋：SD295A（Lσt = 195 N/mm^2）

D10@200（縦筋・横筋，内外共）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13（開口部及び外周部の補強筋）D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm，j = 131mm

長期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t をσt，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 7374 Nmm/mm　→　500mm 辺りに換算すると Md = 3.69 kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{3.69 \times 10^6}{(127+71+127) \times 131} = 86.7 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 195 / 86.7 = 2.25　＞　1.0・・・OK

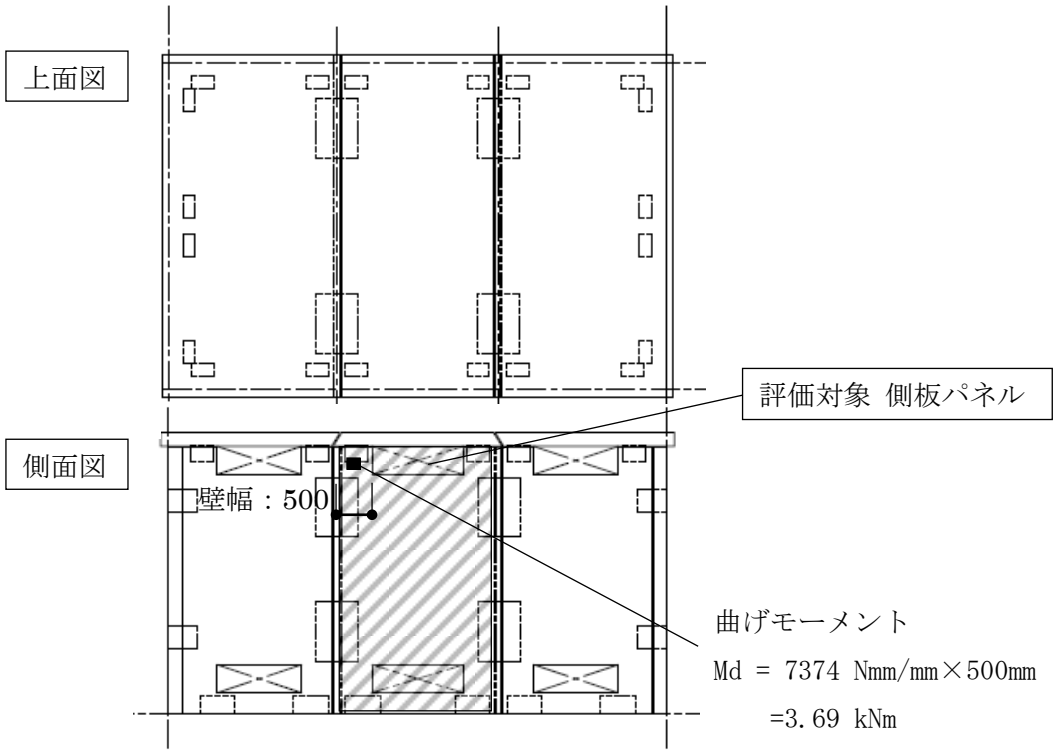


図１．２－５　側板パネル

④　評価結果

評価結果を表１．２－３に示す。

表１．２－３ 評価結果(N/mm^2)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①	天板パネル	99.5	195	ＯＫ
②	側板パネル	86.7	195	ＯＫ

以上よりコンクリートモジュールは建築基準法に基づく規定を満たしている。

(2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

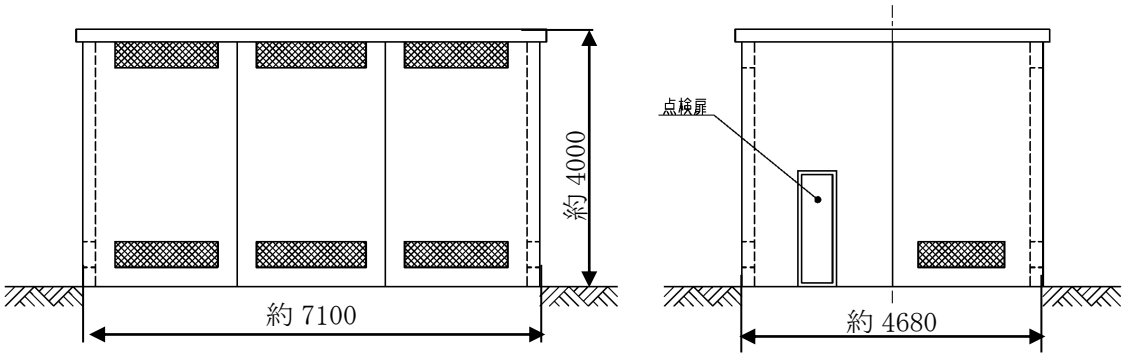
1)　評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールが，建築基準法に基づく規定を満たしていることを確認する。

2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図１．２－６に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚，短辺側板 2 枚，天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。



(単位:mm)

図１．２－６　コンクリートモジュール概略図

3)　解析モデル

許容応力度設計及び各荷重に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図１．２－７に示す。

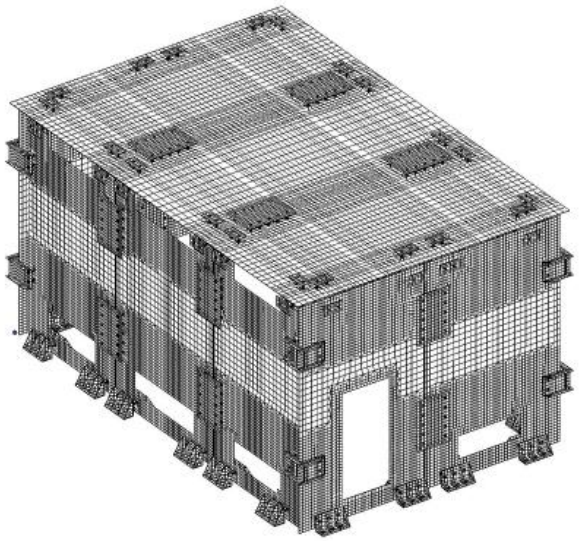


図１．２－７　コンクリートモジュールの解析モデル

4)　許容応力度

許容応力度を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令に定める値とし，表１．２－４に示す。

表１．２－４　鉄筋の許容応力度（N/mm^2）

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

5)　応力計算

①　応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図１．２－８に示す箇所とする。

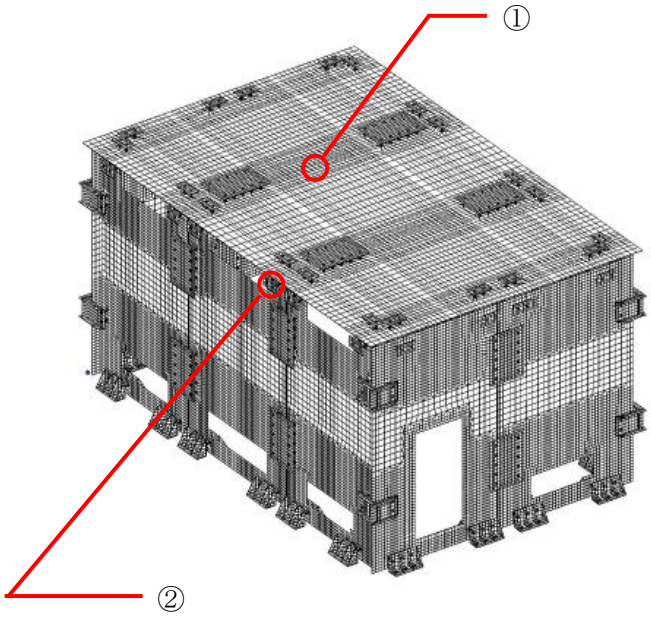


図１．２－８　応力評価箇所

応力評価箇所名称

①　天板パネル

②　側板パネル

② 荷重条件

コンクリートモジュールの強度評価においては建築基準法施行令第 82 条より表１．２－５の荷重組合せに基づき評価を行う。なお，地震時の荷重に関しては 2.3 (2)にて別途評価を行っており，基準地震動 Ss(Ss600)において倒壊しないことを確認している。また，積雪時，暴風時の荷重は地震時の荷重に包絡されることから，ここでは常時の荷重のみ評価する。

Ａ．固定荷重

固定荷重は，鉄筋コンクリートで 24kN/m^3，鋼材で 77kN/m^3 とし算定する。また，コンクリートの厚さは 200mm とする。仕上げは 0N/m^2 とする。

Ｂ．積載荷重

積載荷重は 0 N/m^2 とする。

Ｃ．積雪荷重

建築基準法施行令第 86 条，平成 12 年建設省告示第 1455 号，福島県建築基準法施行細則より設定する。

Ｄ．風圧力

コンクリートモジュールに作用する風圧力は，建築基準法施行令第 87 条及び平成 12 年建設省告示第 1454 号により算定する。

表１．２－５　荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
長期に生ずる力	常時	Ｇ＋Ｐ
短期に生ずる力	積雪時※1	Ｇ＋Ｐ＋Ｓ
	暴風時※1	Ｇ＋Ｐ＋Ｗ
	地震時※2	Ｇ＋Ｐ＋Ｋ

ただし，Ｇ：固定荷重，Ｐ：積載荷重，Ｓ：積雪荷重，Ｗ：風圧力によって生ずる力，Ｋ：地震力

※1 積雪荷重と風圧力の荷重の組合せに関する構造強度の評価は，2.3(2)の耐震性の評価に包絡される。

※2 地震時の荷重の組合せに関する評価は，2.3(2)の耐震性の評価にて行う。

③　応力評価

A．天板パネル(①)　(図１．２－９参照)

天板 PC 板　t = 200，鉄筋：SD295A（L σ t = 195 N/mm^2）

D10@200（長辺方向 上筋，短辺方向 上下筋）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13@200（長辺方向 下筋）　　D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm，j = 131mm

長期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

⇒　$f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t を σ t，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 8118Nmm/mm　→　1m 辺りに換算すると Md = 8.12kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{8.12 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 97.7 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 195 / 97.7 = 2.00　＞　1.0・・・OK

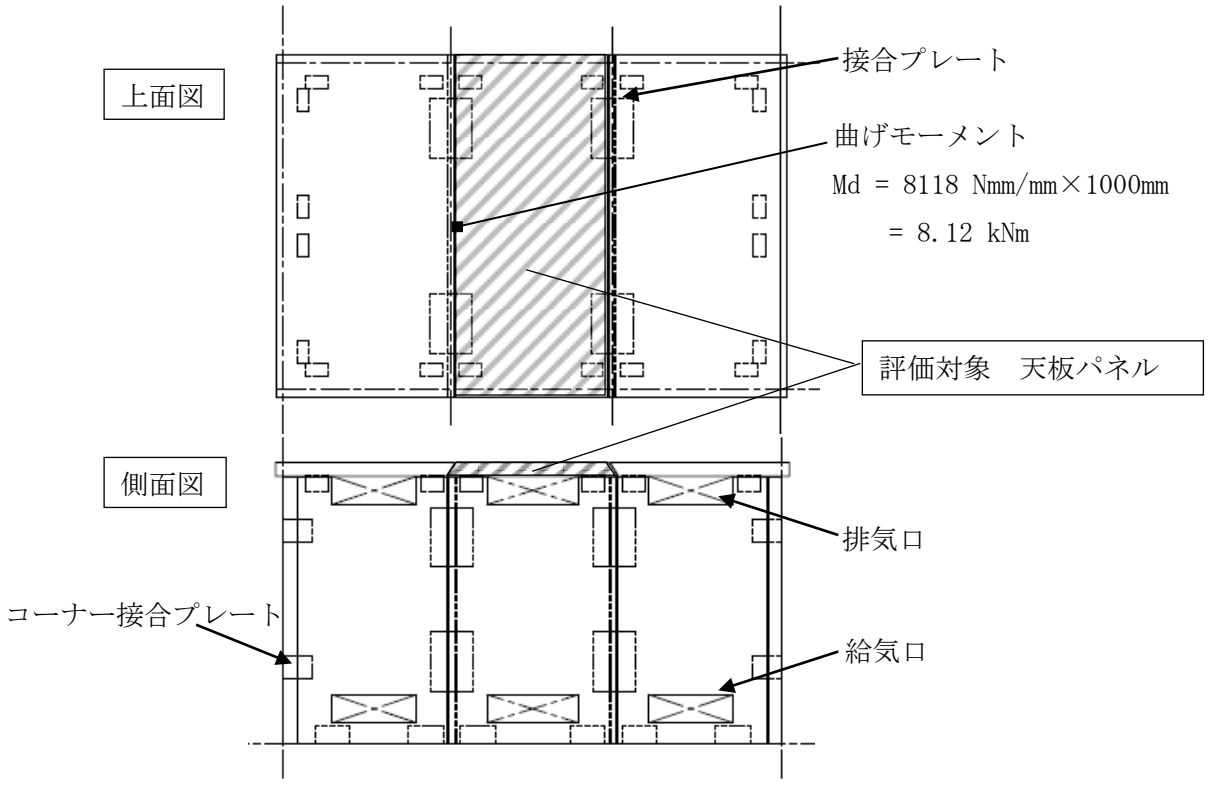


図１．２－９　天板パネル

Ｂ．側板パネル(②) （図１．２－１０参照）

側板 PC 版　t = 200，鉄筋：SD295A（Lσt = 195 N/mm^2）

D10@200（縦筋・横筋，内外共）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13（開口部及び外周部の補強筋）D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm，j = 131mm

長期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t をσt，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 7151 Nmm/mm　→　500mm 辺りに換算すると Md = 3.58 kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{3.58 \times 10^6}{(127+71+127) \times 131} = 84.1 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 195 / 84.1 = 2.32　＞　1.0・・・OK

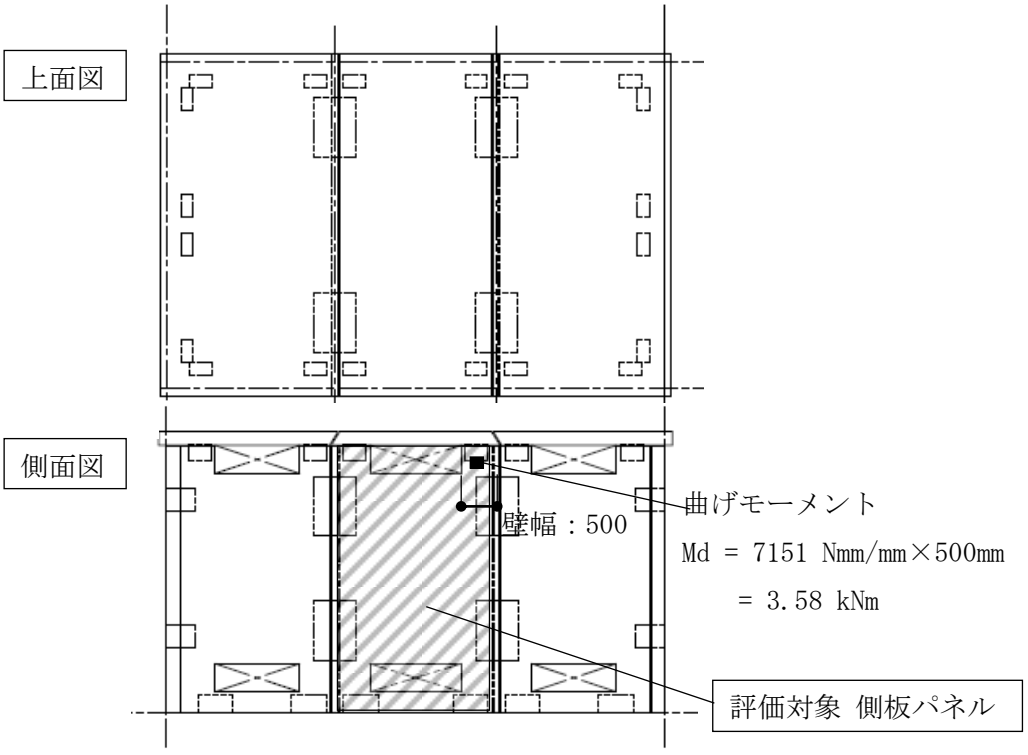


図１．２－１０　側板パネル

④　評価結果

評価結果を表１．２－６に示す。

表１．２－６　評価結果(N/mm^2)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①	天板パネル	97.7	195	ＯＫ
②	側板パネル	84.1	195	ＯＫ

以上よりコンクリートモジュールは建築基準法に基づく規定を満たしている。

1.3　クレーンの構造強度

(1) 評価方針

本設備で使用するクレーンの構造強度がクレーン構造規格(平成7年12月26日　労働省告示第134号)に基づく規定を満たしていることを確認する。

(2) 構造強度評価の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様を表１．３－１に，概要図を図１．３－１に示す。

表１．３－１　クレーンの仕様

項　目	仕様
型　式	門形クレーン
主巻定格	150ton
補巻定格	20ton
スパン	19m

構造強度評価においては以下の荷重に関して考慮する。

垂直動荷重:定格荷重に吊具の質量を加えた荷重がクレーンに作用することによって生じる力。

垂直静荷重:クレーンを構成する部分のうち，垂直動荷重に含まれない部分の質量によって生じる力。

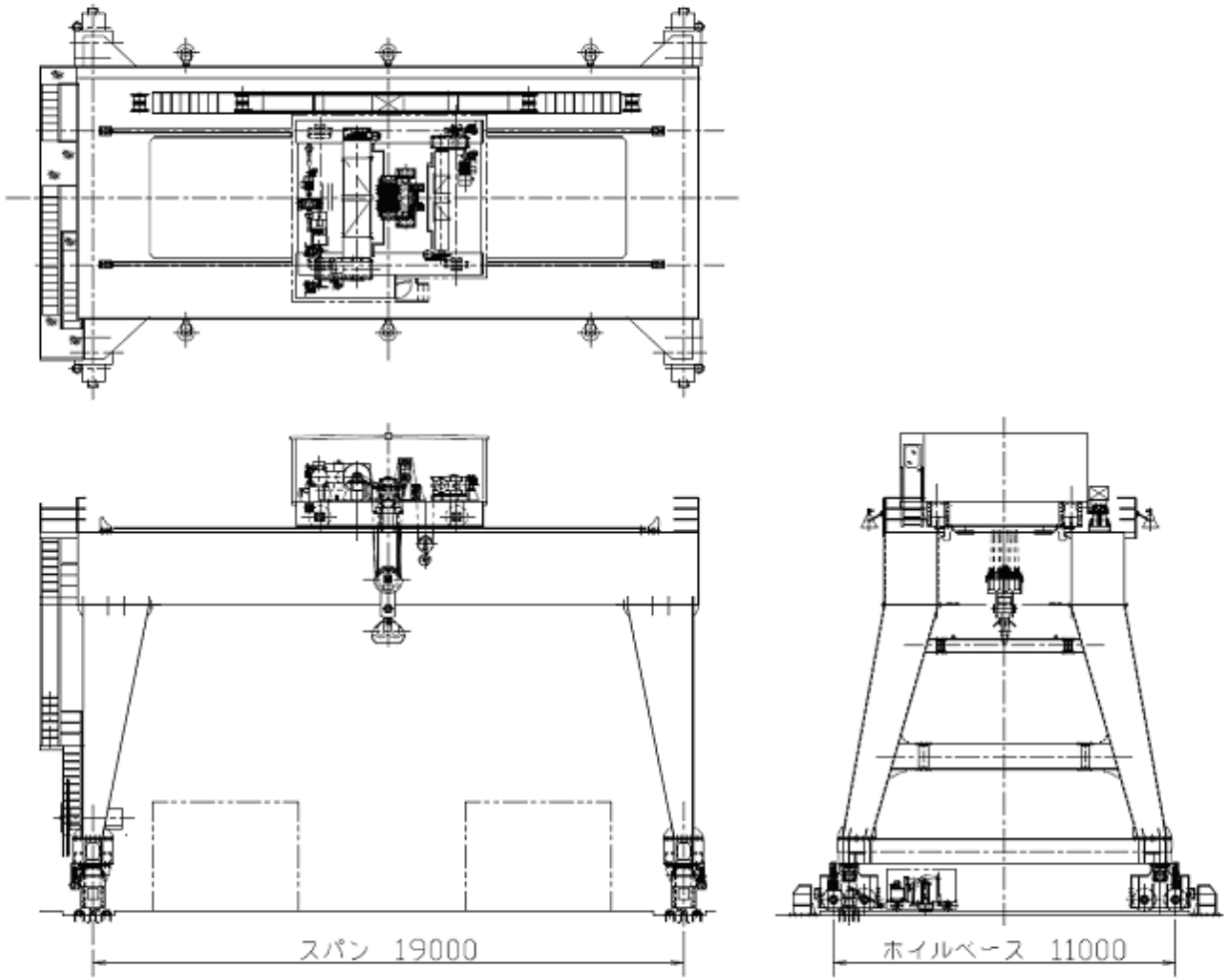
水平動荷重:クレーンの走行，横行，若しくは旋回に伴う慣性力，又は遠心力によって生じる力。

熱荷重:温度変化により部材の伸縮が妨げられることによって生ずる力。当該クレーンは熱伸縮を拘束する構造でないため，熱荷重は生じない。

風荷重:クレーンが風を受けることにより生ずる力。

地震荷重:垂直静荷重の二十パーセントに相当する水平荷重。

衝突荷重:クレーンが緩衝装置に衝突したときに生ずる力。



（単位：mm）

図１．３－１ クレーン全体図

(3) クレーン各部の応力評価

1) 評価対象部位の形状

評価対象箇所を図１．３－２に示す。また評価対象部位の形状を図１．３－３，４に示す。

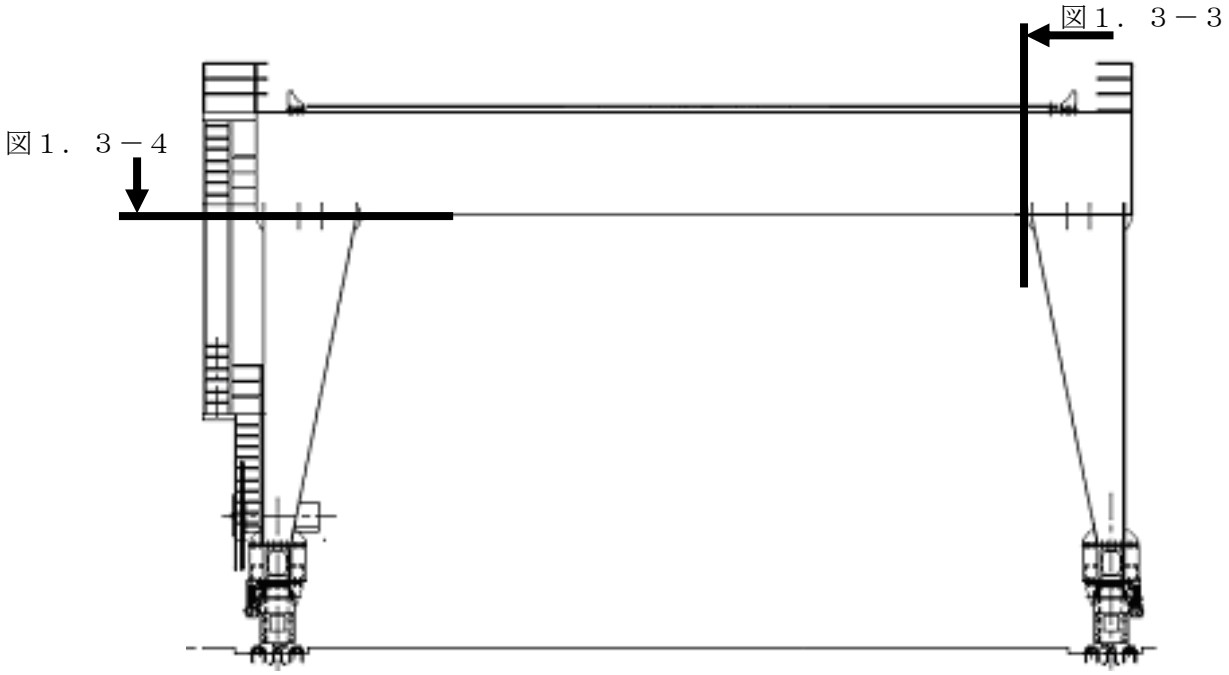
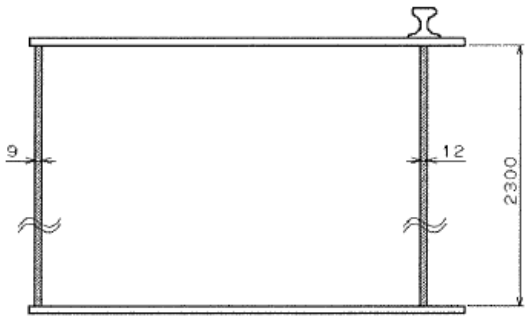
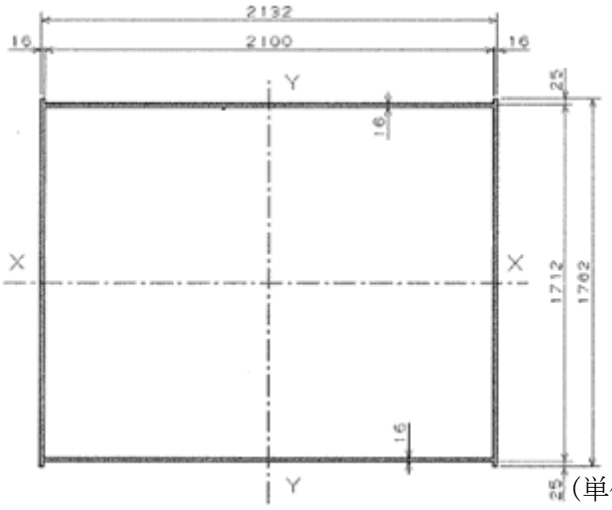


図１．３－２　応力評価対象箇所



(単位:mm)

図１．３－３　本体ガーダ端部



(単位:mm)

図１．３－４　剛脚上部

2) 発生応力と許容応力

クレーン構造規格に基づき算出したクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表１．３－２に示す。

表１．３－２　クレーン各部応力の評価結果

	材料	応力の組合せ[注1)]	算出応力 (N/mm^2)	許容応力 (N/mm^2)	評価結果
本体ガーダ下部	SM490A	構造規格第11条1項第1号	69	182	O.K.
		構造規格第11条1項第2号	70	209	O.K.
		構造規格第11条1項第3号	62	236	O.K.
		構造規格第11条1項第4号	58	236	O.K.
		構造規格第11条1項第5号	28	236	O.K.
本体ガーダ上部	SM490A	構造規格第11条1項第1号	66	158	O.K.
		構造規格第11条1項第2号	67	181	O.K.
		構造規格第11条1項第3号	59	205	O.K.
		構造規格第11条1項第4号	55	205	O.K.
		構造規格第11条1項第5号	27	205	O.K.
剛脚	SS400	構造規格第11条1項第1号	15	127	O.K.
		構造規格第11条1項第2号	16	146	O.K.
		構造規格第11条1項第3号	14	165	O.K.
		構造規格第11条1項第4号	11	165	O.K.
		構造規格第11条1項第5号	12	165	O.K.

注１:構造規格における応力の組合せは以下の通り。

第1号：衝撃係数及び作業係数を乗じた垂直動荷重，作業係数を乗じた垂直静荷重，作業係数を乗じた水平動荷重並びに熱荷重の組合せ

第2号：衝撃係数及び作業係数を乗じた垂直動荷重，作業係数を乗じた垂直静荷重，作業係数を乗じた水平動荷重，熱荷重並びにクレーンの作動時における風荷重の組合せ

第3号：垂直動荷重，垂直静荷重，熱荷重及び地震荷重の組合せ

第4号：垂直動荷重，垂直静荷重，熱荷重及び衝突荷重の組合せ

第5号：垂直静荷重，熱荷重及びクレーンの停止時における風荷重の組合せ

(4) 評価結果

以上から当該クレーンの構造強度はクレーン構造規格に基づく規定を満たしている。

2 耐震性

2.1　乾式キャスクの耐震性

(1)　乾式貯蔵キャスク

1)　評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスクは，添付資料－２－１「評価の基本方針（既設65基)」で記載している既存評価書で確認した設計で製作するもので，既存評価書にてキャスク保管建屋における基準地震動S_2に対する耐震性が確認されている。

本設備での保管にあたっては設置場所が異なることから，本設置場所における基準地震動Ss(Ss600)による地震動に対し，既存評価の結果を用いて余裕率の範囲にあることを確認する。

2)　評価方法

既存評価に基づく乾式貯蔵キャスクの耐震性の評価手順を図２．１－１に示す。

評価は既存設計からの耐震安全性評価で用いている応答倍率法を参考に，既存評価書の設計震度と本設置場所での設計震度の応答比を求め，余裕率と比較することで耐震安全性評価を行う。

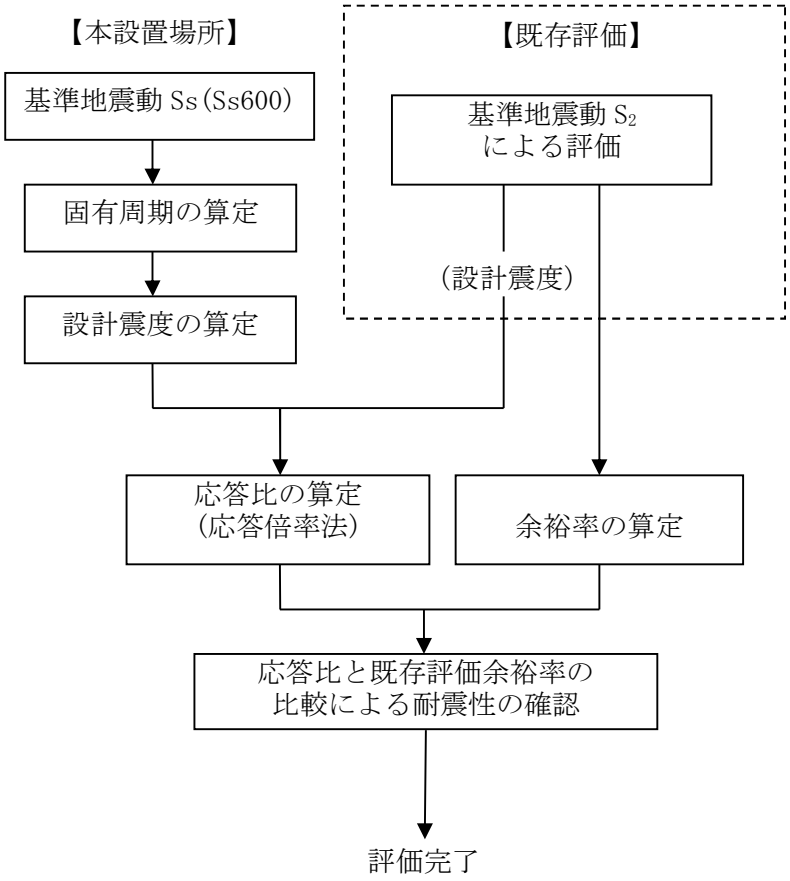


図２．１－１　乾式貯蔵キャスクの耐震性評価フロー

3)　固有周期の算定

支持架台に設置された乾式貯蔵キャスクの固有周期の算定モデルは，既存評価と同様である。以下に乾式貯蔵キャスクの固有周期についての計算方法及び計算結果を示す。

①　固有周期の計算条件

Ａ．乾式貯蔵キャスクは，横置きで支持される。

Ｂ．乾式貯蔵キャスクの自重（内部を含む）は，4 個のトラニオンを介してキャスク支持架台に固定される。

Ｃ．二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定される。

Ｄ．キャスク支持架台は固定ボルトで固定具に固定される。固定具は基礎ボルトで基礎に固定される。

概略構造図を図２．１－２に示す。なおキャスク容器とは，胴板，底板，一次蓋，一次蓋締付けボルト，貫通孔蓋板及び貫通孔蓋板締付けボルトで構成される。

②　固有周期の計算方法

Ａ．設定条件

ａ．自重及び鉛直方向地震力に対しては，キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。

ｂ．キャスク容器軸方向水平地震力に対しては，キャスク支持架台の 2 本の脚柱で支える。

ｃ．キャスク容器軸直角方向水平地震力に対しては，キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。

Ｂ．計算モデル及び計算方法

ａ．キャスク容器及びキャスク支持架台をはりでモデル化する。

ｂ．キャスク容器のはりは，その質量（内部のバスケット，使用済燃料等を含む）と等価質量となるはり要素を用いる。

ｃ．キャスク支持架台の脚柱下部を固定端とする。

ｄ．計算コードとして NASTRAN を用いる。

ｅ．計算モデルは図２．１－３とする。なお，計算モデルは既存評価と同様である。

③　固有周期

固有周期の算定結果を表２．１－１に示す。

表２．１－１　保管時の乾式貯蔵キャスクの固有周期

大型キャスク（単位：s）

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0.048
キャスク容器軸直角方向	0.045
キャスク容器鉛直方向	0.013

中型キャスク（単位：s）

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0.043
キャスク容器軸直角方向	0.035
キャスク容器鉛直方向	0.012

計算モデル及び乾式貯蔵キャスク，支持架台の仕様が既存評価書と同じことから，固有周期は，既存評価と同様である。

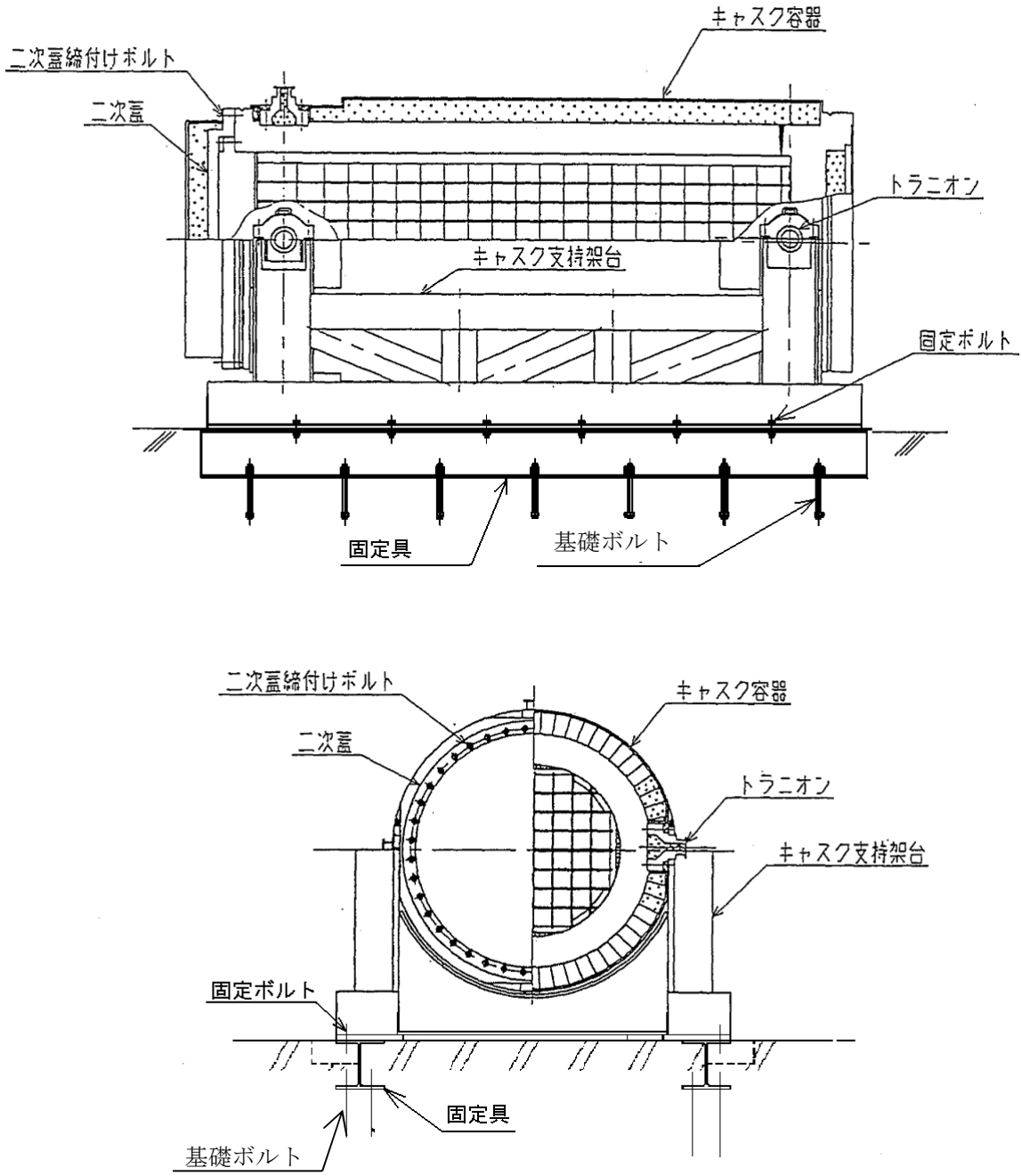
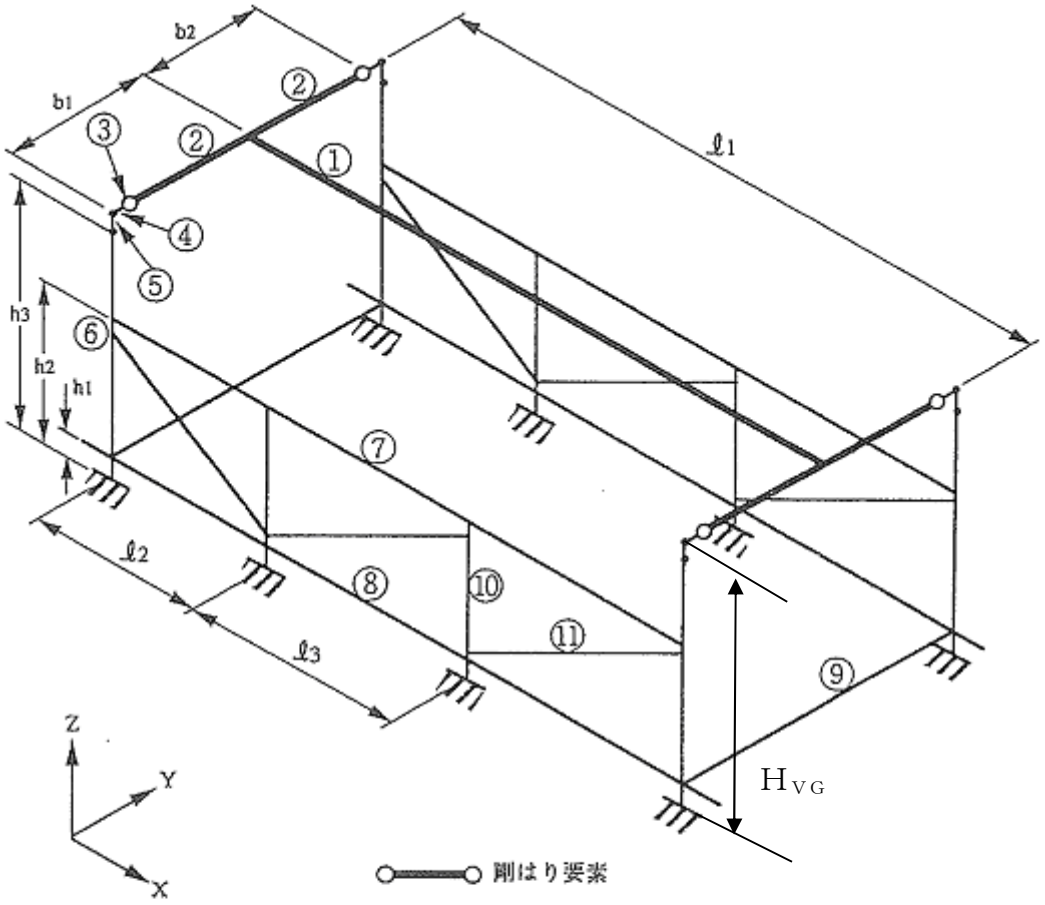


図２．１－２　乾式貯蔵キャスクの概略構造図



	部材名称		部材名称
①	キャスク容器本体 (等価質量の剛はり要素)	⑥	下部脚柱
②	キャスク容器本体 (剛はり要素，質量なし)	⑦	上部軸方向水平はり
		⑧	下部軸方向水平はり
③	トラニオン取付部	⑨	軸直角方向水平はり
④	トラニオン	⑩	脚柱補強垂直材
⑤	上部脚柱	⑪	脚柱補強斜材

(単位:mm)

	h_1	h_2	h_3	b_1	b_2	ℓ_1	ℓ_2	ℓ_3	H_{VG}
大型	200	1000	1380	1301	1007	4250	1480	1290	1600
中型	200	1030	1380	1218	902	4250	1480	1290	1600

図２．１－３　固有周期解析モデル

4)　本設備での設計震度

「3)　固有周期の算定」で求めた固有周期から，乾式貯蔵キャスクの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

乾式貯蔵キャスクの固有周期は全て 0.05sec 以下であることから，乾式貯蔵キャスクは剛体と見なすことができる。従って設計用地震力は 1.2ZPA とする。表２．１－２に Ss(Ss600)の 1.2ZPA を示す。

表２．１－２　Ss(Ss600)の 1.2ZPA

	1.2ZPA(水平)	1.2ZPA(鉛直)
Ss(Ss600)	0.79G	0.49G

5)　耐震性評価

①　設計震度の比較

「4)　本設備での設計震度」で算出した本設置場所の設計水平及び鉛直震度と既存評価における設計水平及び鉛直震度を表２．１－３に示す。

表２．１－３　既存評価との設計震度の比較

項目	既存評価	本設置場所
基準地震動	S_2	Ss(Ss600)
水平震度 Ch	0.55G	0.79G
鉛直震度 Cv	0.23G	0.49G

②　耐震性の評価

前項で示した設計震度の比較から，応答倍率法により本設置場所における乾式貯蔵キャスクの耐震性を評価する。

また応答比の算出方法は種々あるが，ここではより安全側の評価となるように応答比 β を以下のように定める。

$$\beta = \max\left(\frac{C_{H1}}{C_{H0}}, \frac{C_{V1}}{C_{V0}}\right)$$

C_{H0}：既存の評価で用いた水平震度

C_{H1}：新たな評価で用いる水平震度

C_{V0}：既存の評価で用いた鉛直震度

C_{V1}：新たな評価で用いる鉛直震度

既存評価書で用いている設計震度と本評価で用いる設計震度の値から上式で算定した応答比は 2.130 である。

参考資料より既設評価における余裕率は全ての部位で 2.130 を上回っており，本設置場所においても耐震安全性を確保できる。

1 基準地震動 S_2

1-1 乾式貯蔵キャスク　大型（6 号機）

基準地震動 S_2	
水平方向 設計加速度	鉛直方向 設計加速度
C_H=0.55G	C_V=0.23G

出典　福島第一原子力発電所　第 6 号機工事計画認可申請書及び添付資料
（平成 22 年 10 月 22 申請，東京電力株式会社）
Ⅳ-3-2　使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算

(1)キャスク容器

（単位:N/mm²）

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜＋ 一次曲げ応力強さ		余裕率	一次＋二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
胴板	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	6	251	41.8	8	377	47.1	12	362	30.2
一次蓋	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	1	251	251.0	27	377	14.0	2	362	181.0
底板	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	2	251	125.5	7	377	53.9	4	362	90.5
貫通孔蓋板	SUS304	Ⅰ+S_2	7	276	39.4	49	414	8.4	2	401	200.5
密封シール部	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	11	181	16.5	11	181	16.5	5	181	36.2
ボス溶接部	SUS304L	Ⅰ+S_2	5	125	25.0	5	188	37.6	9	168	18.7
ガンマ線遮蔽体 取付ボルト 溶接部	SUS304	Ⅰ+S_2	3	125	41.7	3	188	62.7	7	181	25.9

注 1)GLF1 相当材は GLF1 として表記する。

(キャスク容器)

(単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率	平均引張応力 +曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋 締付けボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	81	649	8.0	106	649	6.1
貫通孔蓋板 締付ボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	199	649	3.3	265	649	2.4

(2)バスケット

(単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ			余裕率	一次膜+一次曲げ応力強さ			余裕率
			計算値	許容応力 1)			計算値	許容応力 1)		
バスケット プレート	A6061P 及びB-Al	Ⅰ+S_2	2	65	65	32.5	3	98	98	32.7
バスケット サポート	SUS304	Ⅰ+S_2	2	266	266	133.0	2	400	400	200.0
バスケット サポート 取付ボルト	SUS304	Ⅰ+S_2	18	266	266	14.8	18	400	400	22.2

注 1)設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に，構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

(3)トラニオン

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次応力								
			引張応力		余裕率	圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	Ⅰ+S_2	6	586	97.7	6	583	97.2	17	338	19.9

部位	材料	設計事象	一次応力								
			曲げ応力		余裕率	支圧応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	Ⅰ+S_2	21	586	27.9	37	1098	29.7	35	586	16.7

部位	材料	設計事象	一次+二次応力								
			引張・圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	Ⅰ+S_2	22	1172	53.3	23	676	29.4	29	1172	40.4

部位	材料	設計事象	引張応力		余裕率	せん断応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン締付ボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	71	584	8.2	28	449	16.0	86	584	6.8

(4) 二次蓋

(単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	一次膜+一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋	SUSF304	Ⅰ+S_2	25	372	14.9	8	301	37.6

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率
			計算値 1)	許容応力	
二次蓋締付ボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	157	346	2.2

注 1) 曲げ応力を含んだ計算値

1-2 乾式貯蔵キャスク　中型（4，5号機）

基準地震動 S_2	
水平方向 設計加速度	鉛直方向 設計加速度
C_H=0.55G	C_V=0.23G

出典　福島第一原子力発電所　第4号機工事計画認可申請書及び添付資料
（平成22年10月22申請，東京電力株式会社）
Ⅳ-3-2　使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算

(1)キャスク容器

（単位:N/mm²）

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜＋一次曲げ応力強さ		余裕率	一次＋二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
胴板	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	5	251	50.2	7	377	53.9	10	362	36.2
一次蓋	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	1	251	251.0	22	377	17.1	2	362	181.0
底板	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	2	251	125.5	6	377	62.8	4	362	90.5
貫通孔蓋板	SUS304	Ⅰ+S_2	9	276	30.7	50	414	8.3	2	401	200.5
密封シール部	GLF1[1)]	Ⅰ+S_2	12	181	15.1	14	181	12.9	5	181	36.2
バスケットサポート取付ボルト溶接部	SUS304L	Ⅰ+S_2	15	125	8.3	15	188	12.5	30	181	6.0
ガンマ線遮蔽体取付ボルト溶接部	SUS304	Ⅰ+S_2	3	125	41.7	3	188	62.7	6	181	30.2

注1)GLF1相当材はGLF1として表記する。

(キャスク容器)

(単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率	平均引張応力 +曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋 締付けボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	78	649	8.3	99	649	6.6
貫通孔蓋板 締付ボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	198	649	3.3	263	649	2.5

(2)バスケット

(単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ			余裕率	一次膜+一次曲げ応力強さ			余裕率
			計算値	許容応力 1)			計算値	許容応力 1)		
バスケット プレート	A6061P 及びB-A1	Ⅰ+S_2	2	65	65	32.5	3	98	98	32.7
バスケット サポート	SUS304	Ⅰ+S_2	2	266	266	133.0	2	400	400	200
バスケット サポート 取付ボルト	SUS304	Ⅰ+S_2	21	266	266	12.7	21	400	400	19.0

注 1)設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に，構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

(3)トラニオン

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次応力								
			引張応力		余裕率	圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	Ⅰ+S_2	5	586	117.2	5	583	116.6	14	338	24.1

部位	材料	設計事象	一次応力								
			曲げ応力		余裕率	支圧応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	Ⅰ+S_2	18	586	32.6	37	1098	29.7	30	586	19.5

部位	材料	設計事象	一次+二次応力								
			引張・圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	Ⅰ+S_2	19	1172	61.7	19	676	35.6	24	1172	48.8

部位	材料	設計事象	引張応力		余裕率	せん断応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン締付ボルト	GBL1	Ⅰ+S_2	60	584	9.7	24	449	18.7	72	584	8.1

(4) 二次蓋

(単位:N/mm^2)

部位	材料	設計事象	一次膜+一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋	SUSF304	I +S_2	19	372	19.6	7	301	43.0

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率
			計算値 1)	許容応力	
二次蓋締付ボルト	GBL1	I +S_2	151	346	2.3

注 1) 曲げ応力を含んだ計算値

(2)　輸送貯蔵兼用キャスクB

1)　評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスクBの基準地震動Ss(Ss600)に対する耐震強度を確認する。

2)　固有周期の算定

以下に輸送貯蔵兼用キャスクBの固有周期について計算方法及び計算結果を示す。

①　固有周期の計算条件

A．輸送貯蔵兼用キャスクBは，横置きで支持される。

B．輸送貯蔵兼用キャスクBの自重（内部を含む）は，4個のトラニオンを介してキャスク支持架台に固定される。

C．二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定される。

D．鋼製支持架台は基礎ボルトでコンクリート支持架台に固定され，コンクリート支持架台は基礎と一体の構造となっている。概略構造図を図２．１－４に示す。

②　固有周期の計算方法

A．設定条件

ａ．自重及び鉛直方向地震力に対して，キャスク支持架台の4本の脚柱で支える。

ｂ．キャスク容器軸方向水平地震力に対して，キャスク支持架台の2本の脚柱で支える。

ｃ．キャスク容器軸直角方向水平地震力に対して，キャスク支持架台の4本の脚柱で支える。

B．計算モデル及び計算方法

ａ．キャスク容器及びキャスク支持架台をはりでモデル化する。

ｂ．キャスク容器のはりは，その質量（内部のバスケット，使用済燃料等を含む）と等価質量となるはり要素を用いる。

ｃ．コンクリート支持架台の下部を固定端とする。

ｄ．計算コードとしてNASTRANを用いる。

ｅ．計算モデルは図２．１－５とする。

③　固有周期

固有周期の算定結果を表２．１－４に示す。

表２．１－４　保管時の輸送貯蔵兼用キャスクＢの固有周期

（単位:s）

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0.047
キャスク容器軸直角方向	0.041
キャスク容器鉛直方向	0.020

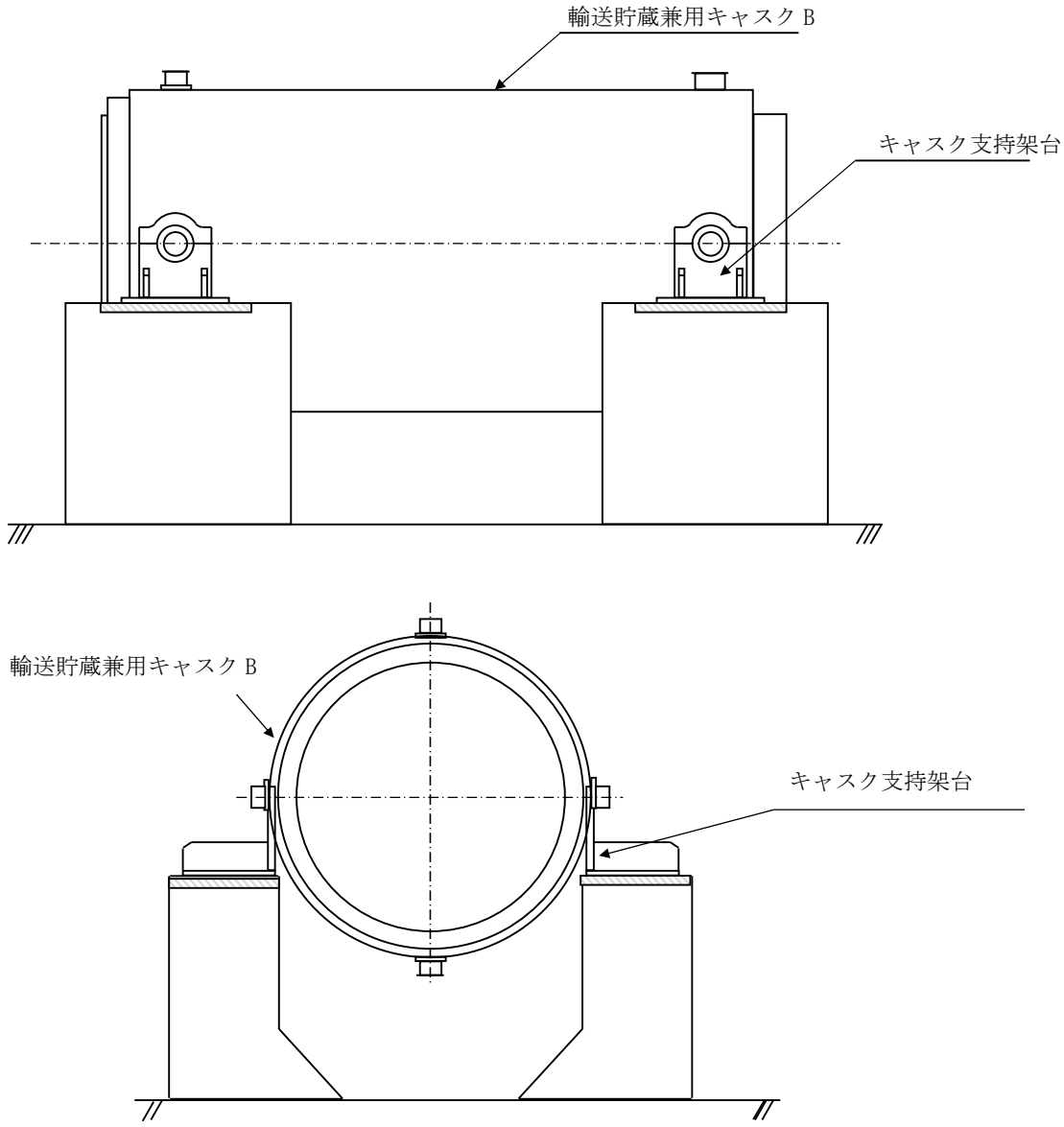
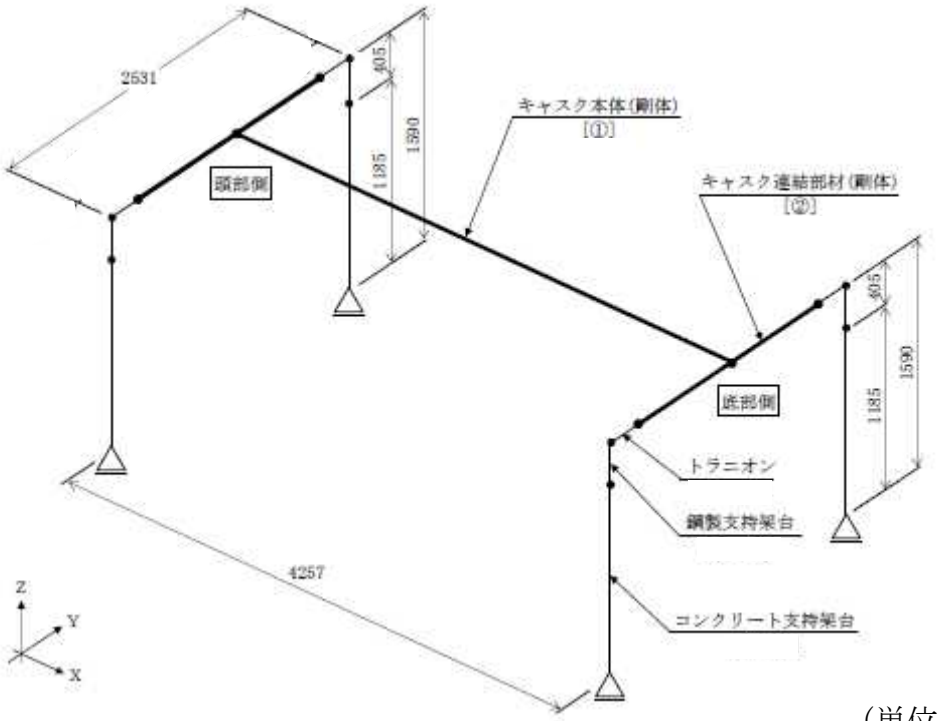


図２．１－４　輸送貯蔵兼用キャスクＢの概略構造図



(単位：mm)

図２．１－５　固有周期解析モデル

3)　設計震度

「2)　固有周期の算定」で求めた固有周期から，添付資料－２－１「3　耐震設計方針」に基づき,輸送貯蔵兼用キャスク B の耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

輸送貯蔵兼用キャスク B の固有周期は全て 0.05sec 以下であることから，輸送貯蔵兼用キャスク B は剛体とみなすことができる。従って設計用地震力は 1.2ZPA とする。表２．１－５に Ss(Ss600)の 1.2ZPA を示す。

表２．１－５　Ss(Ss600)の 1.2ZPA

	1.2ZPA(水平)	1.2ZPA(鉛直)
Ss(Ss600)	0.79G	0.49G

4)　解析条件

①　荷重の組合せ

Ss(Ss600)地震時の評価において，キャスク容器及び二次蓋，バスケット，トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表２．１－６（１）～（３）に示す。

表２．１－６（１）　キャスク容器及び二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 評価事象		圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	熱荷重	地震荷重
Ⅰ＋Ｓｓ	Ｓｓ(Ss600)地震力が作用する場合	○	○	○	－注)	○

注）　密封シール部及び密封蓋締付けボルトの応力評価に当たっては，熱荷重を考慮する。

表２．１－６（２）　バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 評価事象		自重による荷重	熱荷重	地震荷重
Ⅰ＋Ｓｓ	Ｓｓ(Ss600)地震力が作用する場合	○	－	○

表２．１－６（３）　トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 評価事象		自重による荷重	熱荷重注)	地震荷重
Ⅰ＋Ｓｓ	Ｓｓ(Ss600)地震力が作用する場合	○	○	○

注）　キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

②　最高使用圧力と温度

各機器の最高使用圧力及び最高使用温度を表２．１－７に示す。

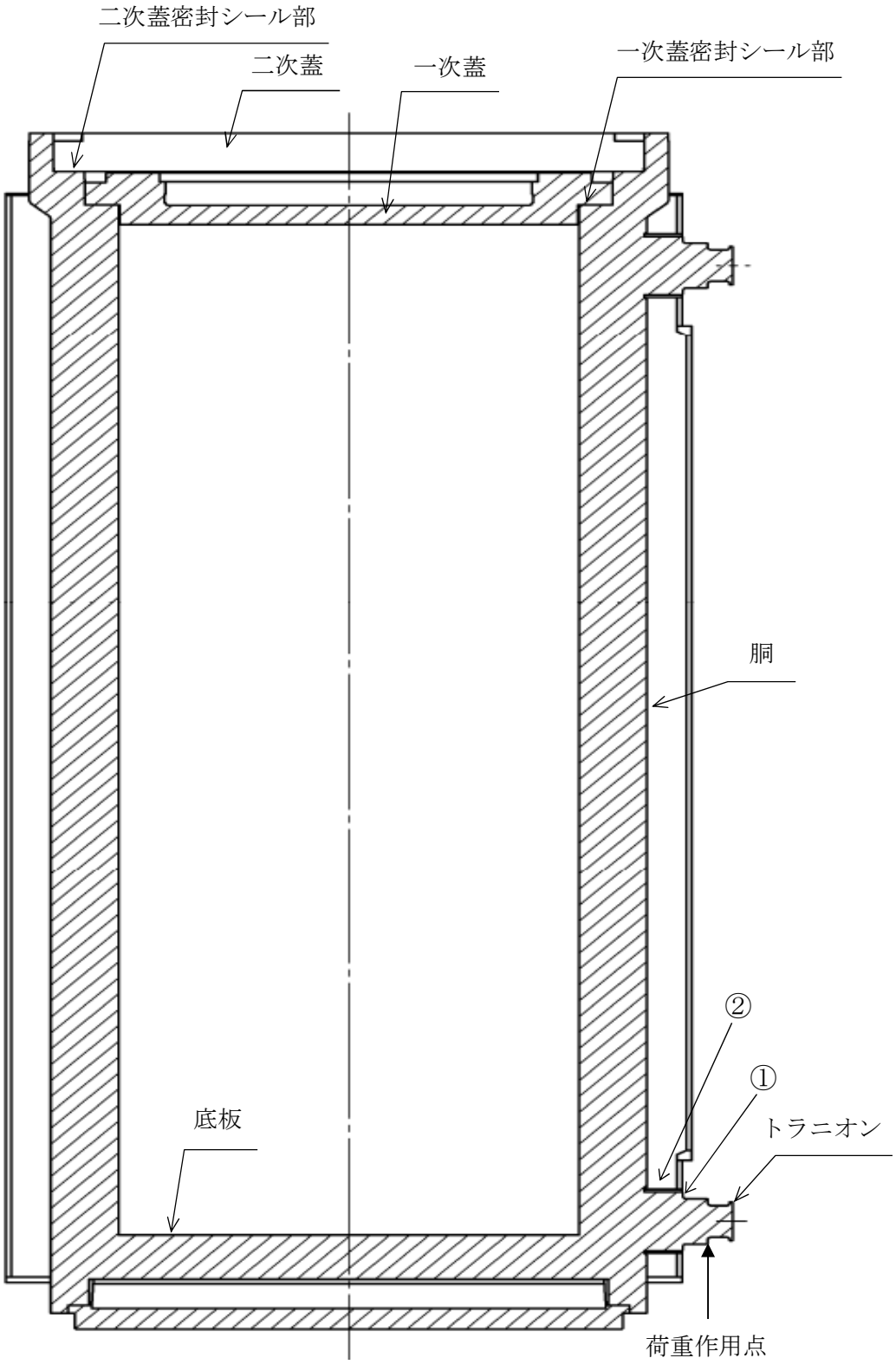
なお，各部最高使用温度は，添付資料－４－１「1.1　乾式キャスクの除熱機能　(2) 輸送貯蔵兼用キャスク B」の算定結果に基づく。

表２．１－７　最高使用圧力及び最高使用温度

キャスク容器	最高使用圧力	1.0 MPa
	最高使用温度	150 ℃
二次蓋	最高使用圧力	0.4 MPa
	最高使用温度	110 ℃
バスケット	最高使用温度	260 ℃
トラニオン	最高使用温度	130 ℃

③　解析箇所

応力解析箇所を図２．１－６，７に示す。



①，②はトラニオンの評価点を示す

図２．１－６　キャスク容器等の応力解析箇所

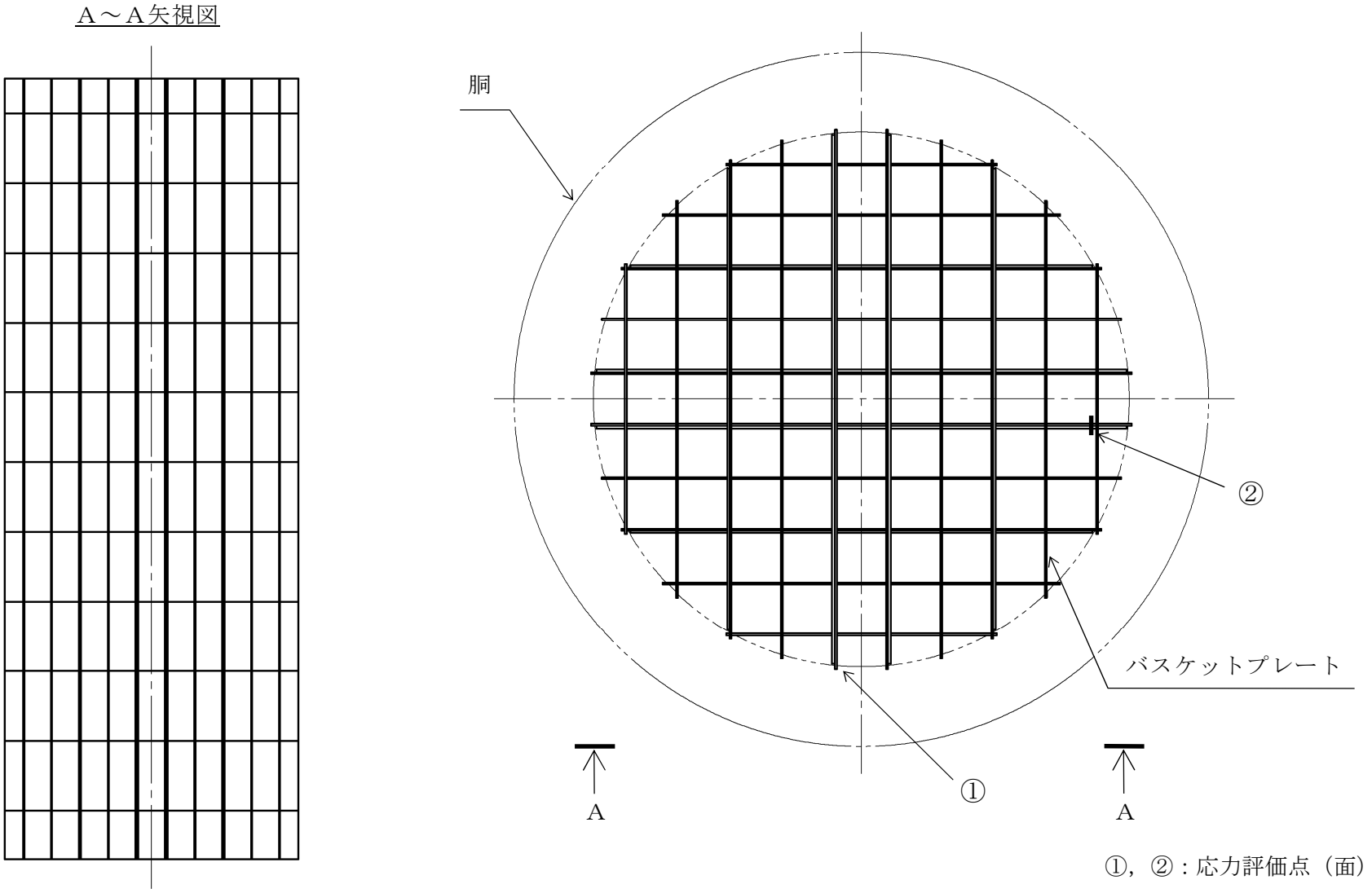


図２．１－７　バスケットの応力解析箇所

④　物性値

Ａ．キャスク容器及び二次蓋

熱応力計算に使用する材料の物性値を表２．１－８に示す。なお，熱応力計算に使用する物性値はその温度依存性を考慮する。

内圧及び機械的荷重による応力計算に使用する物性値は，温度分布計算で得られた温度を各部ごとに設定し，これに対応した値を用いる。なお，常温は 20℃とする。

Ｂ．バスケット

熱応力計算に使用する材料の物性値を表２．１－９に示す。なお，熱応力計算に使用する物性値はその温度依存性を考慮する。

機械的荷重による応力計算に使用する物性値は，最高使用温度に対する値を用いる。なお，常温は 20℃とする。

Ｃ．トラニオン

熱応力計算に使用する材料の物性値を表２．１－１０に示す。

機械的荷重による応力計算に使用する物性値は，最高使用温度に対する値を用いる。なお，常温は 20℃とする。

表２．１－８　熱応力計算に使用する材料の物性値（キャスク容器及び二次蓋）

構成部材	材料	温度 (℃)	縦弾性係数 (MPa)	平均熱膨張係数 ($\times 10^{-6}$ mm/(mm･℃))	ポアソン比 (－)
胴 底板 一次蓋	炭素鋼 (GLF1)	20 50 75 100 125 150 175 200	203000 201000 200000 198000 196000 195000 193000 191000	9.73 10.10 10.39 10.69 11.00 11.28 11.56 11.85	0.3
二次蓋 底部中性子 遮蔽材カバー	炭素鋼 (SGV480)	20 50 75 100 125 150 175 200	202000 200000 198000 197000 195000 193000 192000 190000	9.73 10.10 10.39 10.69 11.00 11.28 11.56 11.85	0.3
一次蓋締付けボルト 二次蓋締付けボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	20 50 75 100 125 150 175 200	192000 189000 188000 186000 185000 184000 182000 180000	11.14 11.40 11.62 11.82 12.00 12.21 12.37 12.54	0.3

表２．１－９　熱応力計算に使用する材料の物性値（バスケット）

構成部材	材料	温度 (℃)	縦弾性係数*1 (MPa)	平均熱膨張係数*1 ($\times 10^{-6}$ mm/(mm･℃))	ポアソン比 (－)
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	20	216000	15.22	0.3
		50	216000	15.52	
		75	214000	15.88	
		100	212000	16.24	
		125	210000	16.24	
		150	208000	16.24	
		175	206000	16.43	
		200	204000	16.63	
		225	202000	16.83	
		250	200000	17.02	
		275	199000	17.12	
		300	197000	17.22	

＊１事例規格参照

表２．１－１０　熱応力計算に使用する材料の物性値（トラニオン）

構成部材	材　　料	温度 (℃)	縦弾性係数 (MPa)	平均熱膨張係数 ($\times 10^{-6}$ mm/(mm･℃))
トラニオン	ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	130	188000	11.25

5) 解析

① 解析手順

(1) キャスク容器及び二次蓋

キャスク容器の応力解析フローを図２．１－８に示す。

キャスク容器の応力解析は，想定される圧力荷重，機械的荷重及び熱荷重を基に，キャスク容器の実形状をモデル化し，解析コードである ABAQUS 及び応力評価式を用いて行う。

なお，二次蓋についてもキャスク容器と同様に評価を行う。

(2) バスケット

バスケットの応力解析フローを図２．１－９に示す。

バスケットの応力解析は，想定される機械的荷重及び熱荷重を基に，応力評価式を用いて行う。

(3) トラニオン

トラニオンの応力解析フローを図２．１－１０に示す。

トラニオンの応力解析は，想定される機械的荷重及び熱荷重を基に応力評価式を用いて行う。

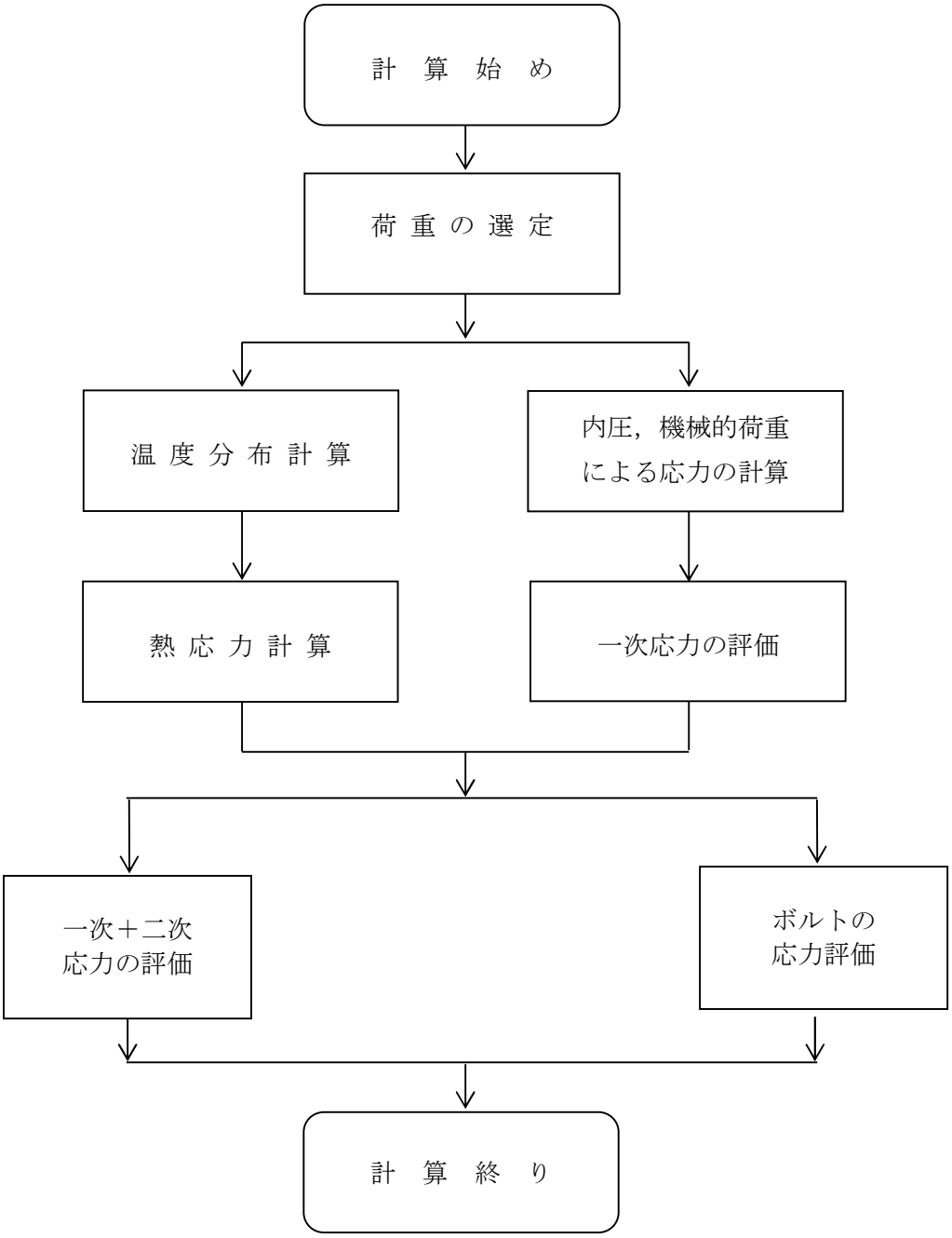


図２．１－８　キャスク容器及び二次蓋の応力解析フロー図

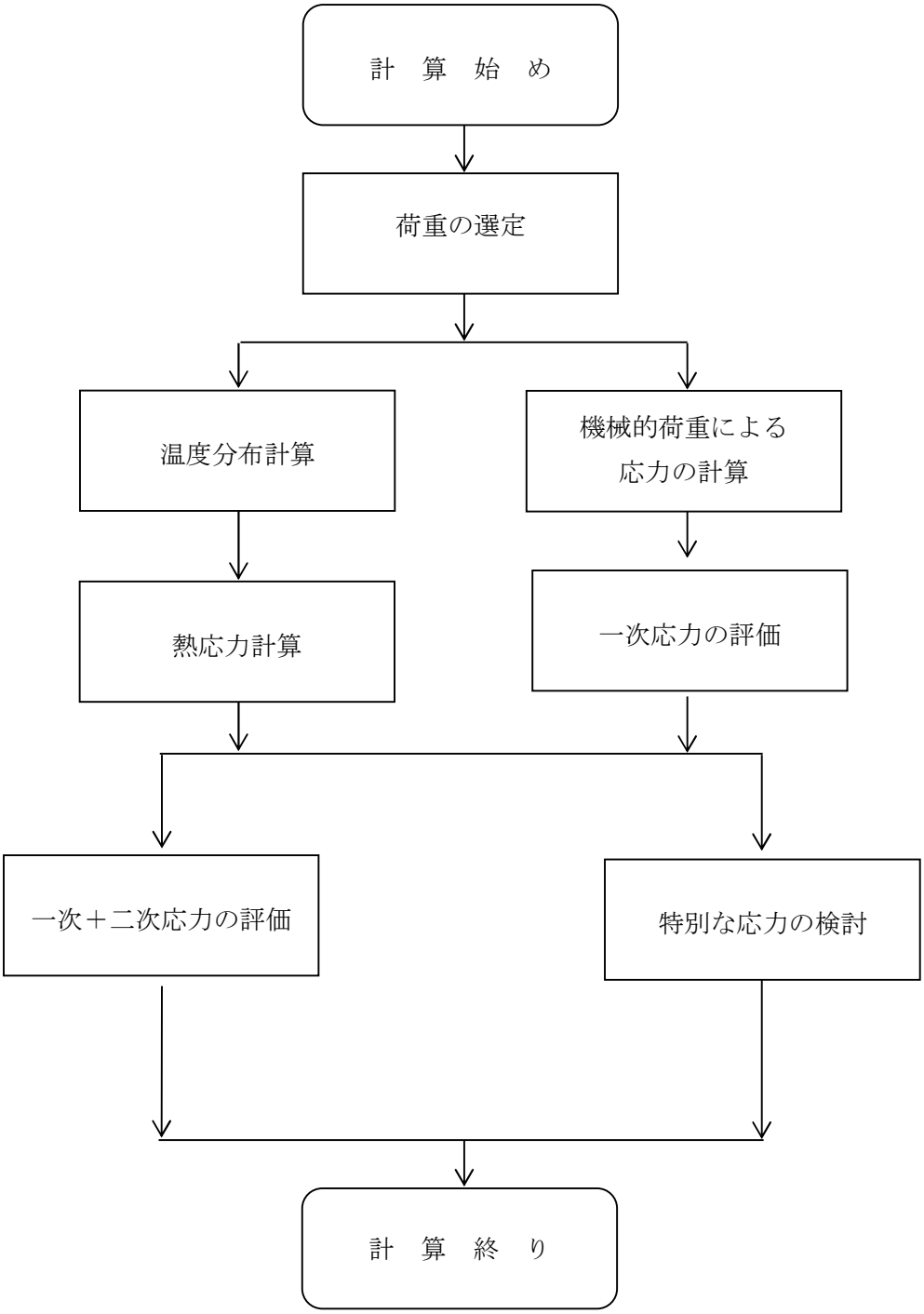


図２．１－９　バスケットの応力解析フロー図

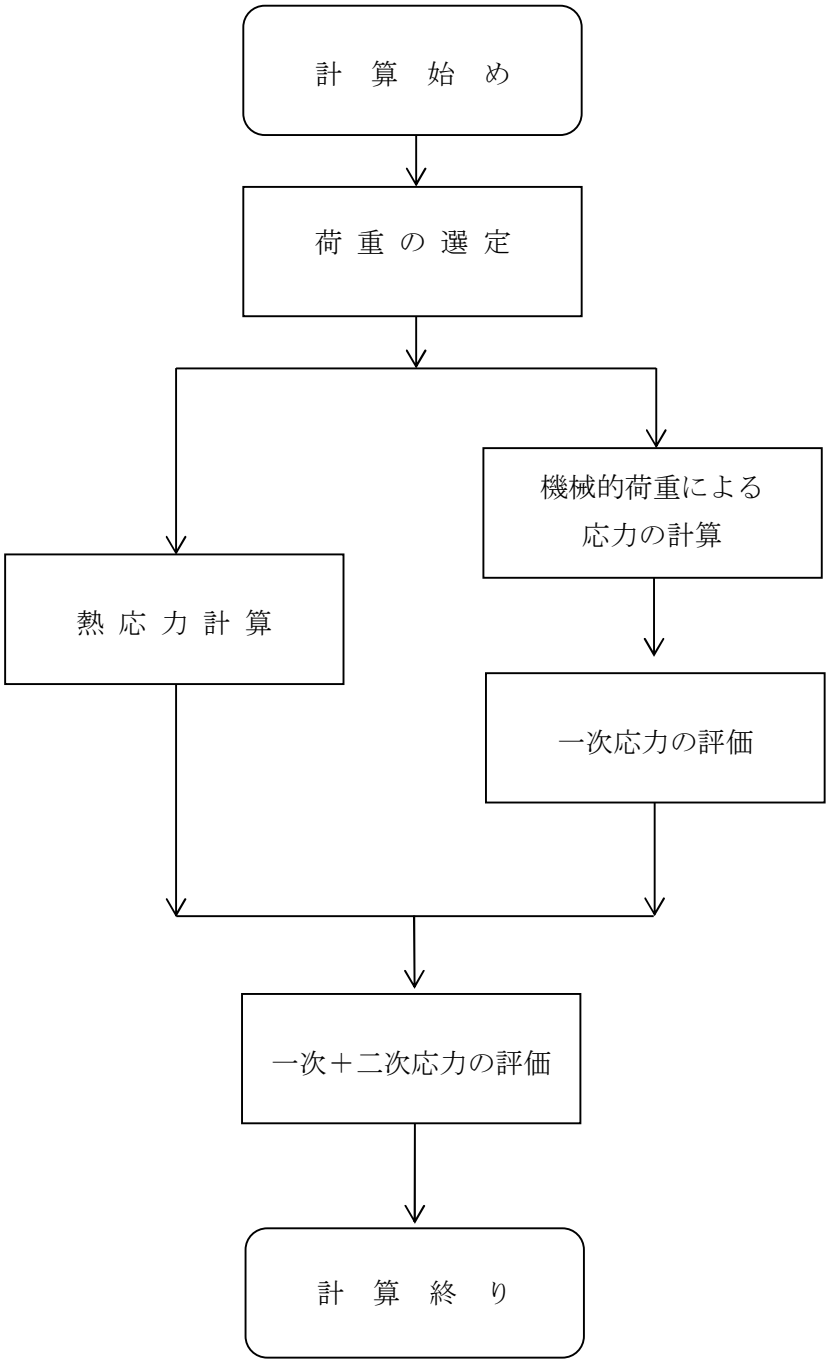


図２．１－１０　トラニオンの応力解析フロー図

② 応力の評価

Ａ．キャスク容器及び二次蓋

ａ．一次応力

一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力計算は，解析コードABAQUSにより行う。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度として次の値を用いる。鉛直方向加速度については，プラスの方向と自重の加速度と組み合わせて考慮する。

$$\left.\begin{aligned} G_1 &= C_H \cdot G \\ G_2 &= (1 + C_V) \cdot G \end{aligned}\right\}$$ （軸方向水平地震力＋鉛直方向地震力＋自重の場合）

ここで，C_H：水平方向設計震度（＝0.79）

C_V：鉛直方向設計震度（＝0.49）

$$\left.\begin{aligned} G_3 &= C_H \cdot G \\ G_2 &= (1 + C_V) \cdot G \end{aligned}\right\}$$ (軸直角方向水平地震力＋鉛直方向地震力＋自重の場合)

ここで，C_H：水平方向設計震度（＝0.79）

C_V：鉛直方向設計震度（＝0.49）

ｂ．一次＋二次応力

(a) 密封シール部を除く，一次蓋，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー及び二次蓋

応力計算の方法は，a.と同様である。ただし，荷重条件は地震力のみとして計算を行い，振幅を考慮して最大値を２倍して求める。

(b) 密封シール部，一次蓋締付けボルト及び二次蓋締付けボルト

応力計算の方法は，a.と同様である。ただし，荷重条件として熱荷重を含める。

ｃ．平均支圧応力

胴とバスケット側面との接触部に発生する平均支圧応力（σ_p）は次式で計算する。

$$\sigma_p = \frac{m_G \cdot G_2}{A}$$

ここで，G_2：a.と同じ

m_G ：バスケットプレート及び燃料の質量(kg)

Ａ：胴の接触面積(mm^2)

Ｂ．バスケット

ａ．地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部（図２．１－７ ①部）である。

鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_x)は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで G_2:A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(b) 一次一般膜＋一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部（図２．１－７ ②部）である。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_y)は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{m_A \cdot G_3}{A_1}$$

ここでG_3：A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力(σ_y)は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_2 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_W}{2}}$$

ここでG_2: A.a.と同じ

M：バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント(N･mm/mm)

Z：バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(mm^3/mm)

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

lp:バスケットプレートの内のり(mm)

lw:バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(mm)

ただし，バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり，実際の荷重負荷面の長さを lw/2 とする。

鉛直方向加速度によりバスケットプレート格子端部（図２．１－７ ②部）に発生する平均せん断応力(τ_{xy})は，次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG_2: A.a.と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部（図２．１－７ ②部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力(σ_S)は次式で計算する。

$$\sigma_S = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG_2: A.a.と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

A_1：バスケットプレートの断面積(mm^2)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部（図２．１－７ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力(σ_P)は次式で計算する。

$$\sigma_P = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここでG_2：A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部（図２．１－７ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力(σ_C)は次式で計算する。

$$\sigma_C = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここでG_2：A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

b．地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部（図２．１－７ ①部）である。

鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_x)は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで，G_2:A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_z)は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_W \cdot G_1$$

ここで，G_1:A.a.と同じ

ρ:バスケットプレートの密度(kg/mm^3)

l_W:バスケットプレートの全長(mm)

(b) 一次一般膜＋一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部（図２．１－７ ②部）である。

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力(σ_y)は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_2 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_W}{2}}$$

ここでG_2: A.a.と同じ

M：バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント(N・mm/mm)

Z：バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(mm^3/mm)

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

lp:バスケットプレートの内のり(mm)

lw:バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(mm)

ただし，バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり，実際の荷重負荷面の長さを lw/2 とする。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_z)は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_W \cdot G_1$$

ここで，G_1:A.a.と同じ

ρ:バスケットプレートの密度(kg/mm^3)

l_W:バスケットプレートの全長(mm)

鉛直方向加速度により発生するバスケットプレート格子端部（図２．１－７ ②部）に発生する平均せん断応力（τ_{xy}）は次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG_2：A.a.と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部（図２．１－７ ②部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力（σ_S）は次式で計算する。

$$\sigma_S = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG_2：A.a.と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部（図２．１－７ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力（σ_P）は次式で計算する。

$$\sigma_P = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここでG_2:A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部（図２．１－７ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力（σ_C）は次式で計算する。

$$\sigma_C = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここでG_2:A.a.と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(mm^2)

C．トラニオン

a．地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ．せん断応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点①である。

鉛直方向加速度により発生するせん断応力（τ）は，次式で計算する

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_2}{4}$$

ここで，G_2：A. a. と同じ

F_m：地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

m_2：保管時における金属キャスクの質量(kg)

A　：評価点①の断面積(mm^2)

ロ．曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点②である。

鉛直方向加速度により発生する曲げ応力(σ_b)は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで，F_m:イ．と同じ

Z：評価点②の断面係数(mm^3)

L：評価点②と荷重作用位置との距離(mm)

ハ．圧縮応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点②である。

水平方向加速度により発生する圧縮応力(σ_c)は，次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_3}{2}$$

ここで，G_3：A. a. と同じ

F_m：地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

m_2：保管時における金属キャスクの質量(kg)

A　：評価点②の断面積(mm^2)

ニ．組合せ応力

Ⅰ．せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力(τ)と曲げ応力(σ_b)との組合せ応力(σ_T)は，次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^{\,2} + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで，τ：イ．と同じ

σ_b：ロ．と同じ

ただし，Ｚ：評価点①の断面係数(mm^3)

Ｌ：評価点①と荷重作用位置との距離(mm)

(b) 一次＋二次応力

イ．せん断応力

地震力によるせん断応力(τ)の全振幅は，(a) イ．で求めたせん断応力(τ)の２倍とする。

ロ．曲げ応力

地震力による曲げ応力(σ_b)の全振幅は，(a) ロ．で求めた曲げ応力(σ_b)の 2 倍とする。

ハ．圧縮応力

地震力による圧縮応力(σ_c)は左右方向荷重により作用し，左右方向が反転した場合，対向する別のトラニオンで荷重を受ける。地震力による圧縮応力(σ_c)の最大値は，(a) ハ．で求めた圧縮応力(σ_c)と同様である。

ｂ．地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ．せん断応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生するせん断応力(τ)は，次式で計算する

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2\sqrt{4G_1^2 + G_2^2}}{4}$$

ここで，F_m：地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

m_2：保管時における金属キャスクの質量(kg)

Ａ：評価点①の断面積(mm^2)

ロ．曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点②である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力(σ_b)は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで，F_m:イ．と同じ

Ｚ：評価点②の断面係数(mm^3)

Ｌ：評価点②と荷重作用位置との距離(mm)

ハ．組合せ応力

Ⅰ．せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図２．１－６に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力(τ)と曲げ応力(σ_b)との組合せ応力(σ_T)は次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b{}^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで，τ：イ．と同じ

σ_b:ロ．と同じ

ただし，Ｚ：評価点①の断面係数(mm^3)

Ｌ：評価点①と荷重作用位置との距離(mm)

(b) 一次＋二次応力

イ．せん断応力

地震力によるせん断応力(τ)の全振幅は，(a) イ．で求めたせん断力(τ)の２倍とする。

ロ．曲げ応力

地震力による曲げ応力(σ_b)の全振幅は，(a) ロ．で求めた曲げ応力(σ_b)の２倍とする。

6) 解析結果

応力計算結果を表２．１－１１～表２．１－１４に示す。いずれの機器も許容応力を満足している。

表２．１－１１（１）　計算結果（キャスク容器）

（単位：MPa）

部　　位	材　料	許容応力区分	一次一般膜応力強さ		一次膜＋一次曲げ応力強さ		一次＋二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋	炭素鋼	供用状態D(Ⅳ$_A$S)	4	251	18	377	49	366
胴	炭素鋼	供用状態D(Ⅳ$_A$S)	2	251	11	377	19	366
底板	炭素鋼	供用状態D(Ⅳ$_A$S)	3	251	10	377	11	366
底部中性子遮蔽材カバー	炭素鋼	供用状態D(Ⅳ$_A$S)	5	282	45	424	15	465
一次蓋密封シール部	炭素鋼	供用状態D(Ⅳ$_A$S)	－	－	13	183	59	183

表２．１－１１（２）　計算結果（キャスク容器）

（単位：MPa）

部　　位	材　料	許容応力区分	平均支圧応力	
			計算値	許容応力
胴	炭素鋼	供用状態D(Ⅳ$_A$S)	2	377

表２．１－１１（３）　計算結果（キャスク容器）

（単位：MPa）

部　　位	材　料	許容応力区分	平均引張応力		平均引張応力＋曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋締付けボルト	低合金鋼	供用状態D(IVAS)	243	831	345	831

表２．１－１２（１）　計算結果(二次蓋)

（単位：MPa）

部　　位	材　料	許容応力区分	一次一般膜応力強さ		一次膜＋一次曲げ応力強さ		一次＋二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
二次蓋	炭素鋼	供用状態D(IVAS)	1	286	30	429	63	474
二次蓋密封シール部	炭素鋼	供用状態D(IVAS)	－	－	17	183	37	183

表２．１－１２（２）　計算結果(二次蓋)

（単位：MPa）

部　　位	材　料	許容応力区分	平均引張応力		平均引張応力＋曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
二次蓋締付けボルト	低合金鋼	供用状態D(IVAS)	245	848	273	848

表２．１－１３（１）　計算結果（バスケット）

（単位：MPa）

部　位	材　料	許容応力区分	一次一般膜応力強さ		一次一般膜＋一次曲げ応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
バスケットプレート	ボロン添加ステンレス鋼板	供用状態D(ⅣAS)	2	291	7	437

表２．１－１３（２）　計算結果(バスケット)

（単位：MPa）

部　位	材　料	許容応力区分	平均せん断応力		平均支圧応力		圧縮応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
バスケットプレート	ボロン添加ステンレス鋼板	供用状態D(ⅣAS)	1	175	2	404	2	176

表２．１－１４（１）　計算結果（トラニオン）

（単位：MPa）

部　位	材　料	許容応力区分	一次応力							
			圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		垂直応力とせん断応力の組合せ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	ステンレス鋼	供用状態Ｄ(Ⅳ$_{AS}$)	13	590	42	341	81	591	96	591

表２．１－１４（２）　計算結果（トラニオン）

（単位：MPa）

部　位	材　料	許容応力区分	一次＋二次応力					
			圧縮応力		せん断応力		曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	ステンレス鋼	供用状態Ｄ(Ⅳ$_{AS}$)	13	590	84	682	163	1182

2.2　キャスク支持架台の耐震性

(1)　乾式貯蔵キャスク

1)　評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク支持架台,固定ボルト及び基礎ボルトの耐震性について示す。

支持架台については，添付資料－２－１「評価の基本方針（既設 65 基)」で記載している既存評価書で基準地震動S_2に対する耐震性が確認されているが，新たに設置する固定ボルト及び基礎ボルトと同様に，本書にて基準地震動 Ss(Ss600)に対する耐震強度を確認する。

2)　支持架台及び固定具の構成

乾式貯蔵キャスク支持架台，固定ボルト及び基礎ボルトを図２．２－１に示す。

乾式貯蔵キャスクは横置きでトラニオンを介し，４つの支持脚柱を持つ支持架台で支持される。支持架台は固定ボルトと基礎ボルトで基礎に固定される。

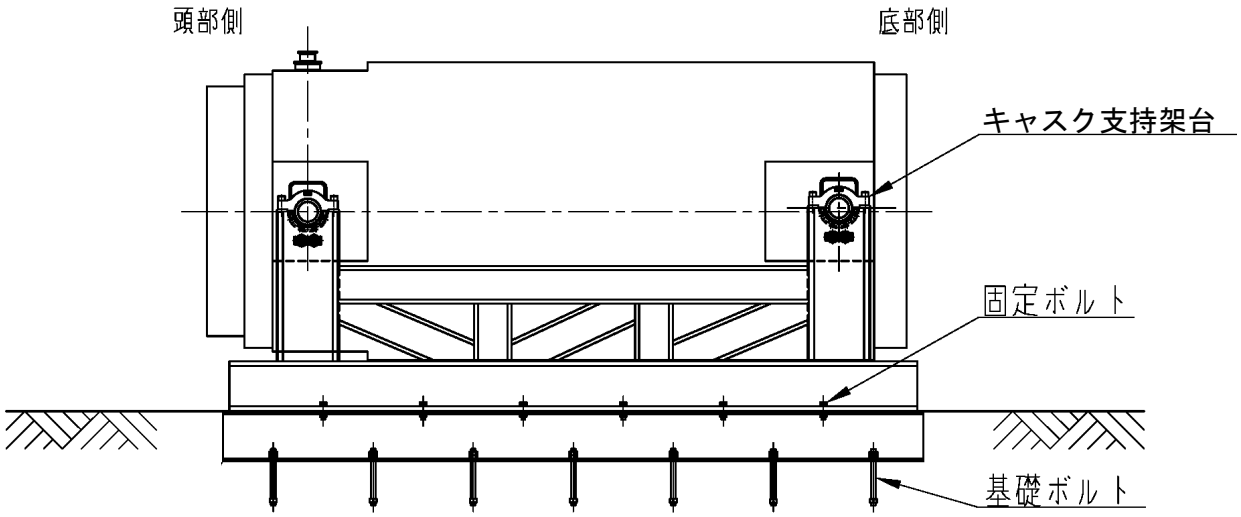


図２．２－１　乾式貯蔵キャスク支持架台概略構造図

3)　支持架台

①　概要

本項では，大型及び中型の乾式貯蔵キャスクの支持架台の応力計算について示す。

なお，本項で示す「応力評価箇所」「計算条件」「応力計算」は，既存評価書に基づくものである。

Ａ．記号の説明

応力評価に関する記号の説明を以下に示す。

記号	記 号 の 説 明	単 位
A_5	支持架台の上部脚柱の断面積	mm^2
f_t	許容引張応力	N/mm^2
f_s	許容せん断応力	N/mm^2
f_c	許容圧縮応力	N/mm^2
f_b	許容曲げ応力	N/mm^2
f_p	許容支圧応力	N/mm^2
f_t*1)	許容引張応力	N/mm^2
f_s*1)	許容せん断応力	N/mm^2
f_c*1)	許容圧縮応力	N/mm^2
f_b*1)	許容曲げ応力	N/mm^2
f_p*1)	許容支圧応力	N/mm^2
G	重力加速度（＝9.80665）	m/s^2
J_5	支持架台の上部脚柱のねじり剛性係数	mm^4
ℓ_{SY}	図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱における荷重点からせん断中心までの距離	mm
ℓ_{TY}	図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱における荷重点から断面中立軸までの距離	mm
ℓ_{TZ}	図２．２－３に示すトラニオン部（荷重作用点）から支持架台の脚柱の応力評価部位までの距離	mm
S_s	基準地震動S_s(Ss600)による地震力	－
t_{SC}	トラニオン受部の上部脚柱の板厚	mm
W_{S1}	支持架台の上部脚柱の総質量	kg
W_V	キャスク容器（内部を含む）の総質量	kg
Z_{SCX}	図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱のＸ軸に関する断面係数	mm^3
Z_{SCY}	図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱のＹ軸に関する断面係数	mm^3

記号	記 号 の 説 明	単 位
σ_{bHX}	キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm^2
σ_{bHY}	キャスク容器軸直角方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm^2
σ_{co}	自重により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力	N/mm^2
σ_{bo}	自重により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm^2
σ_{To}	自重により支持架台の上部脚柱に発生する組合せ応力	N/mm^2
σ_{c}	座屈応力	N/mm^2
σ_{cV}	自重と鉛直方向地震力により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力	N/mm^2
σ_{bV}	自重と鉛直方向地震力により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm^2
σ_{Tc}	自重のみによる圧縮応力と鉛直方向地震力による圧縮応力の合成圧縮応力	N/mm^2
σ_{Tb}	自重のみによる曲げ応力と鉛直方向地震力による曲げ応力，水平地震力による曲げ応力の合成曲げ応力	N/mm^2
σ_{THX}	自重，鉛直方向地震力，キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力，曲げ応力及びせん断応力の組合せ応力	N/mm^2
σ_{THY}	自重，鉛直方向地震力，キャスク容器軸直角方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力，曲げ応力及びせん断応力の組合せ応力	N/mm^2
τ_{SHX}	キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する平均せん断応力	N/mm^2
τ_{SHY}	キャスク容器軸直角方向水平地震力によりキャスク支持架台の上部脚柱に発生する平均せん断応力	N/mm^2
τ_{THX}	キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に加わるねじりによるせん断応力	N/mm^2
τ_{HX}	水平地震力による平均せん断応力とねじりせん断応力の合成せん断応力	N/mm^2
$\Delta\sigma_{c}$	地震力のみによる引張・圧縮応力の応力範囲	N/mm^2
$\Delta\sigma_{b}$	地震力のみによる曲げ応力の応力範囲	N/mm^2
$\Delta\tau$	地震力のみによるせん断応力の応力範囲	N/mm^2
$I+S_S$	設計事象Ⅰの仮保管時の状態において，S_S(Ss600)地震力が作用した場合の許容応力状態	－

注1)　f_t^*，f_s^*，f_c^*，f_b^*，f_p^*：f_t，f_s，f_c，f_b，f_pの値を算出する際に設計・建設規格 SSB-3121.1(1)における「付録材料図表 Part5 表8に規定する材料の設計降伏点」とあるのを「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点の 1.2 倍の値」と読み替えて算出した値。

Ｂ．計算条件

計算条件を表２．２－１に示す。

2.1 (1) 3) ③より支持架台の固有周期が 0.05[s]以下であることから，支持架台は剛であると考えられる。よって支持架台の機械的荷重である設計用地震力は乾式貯蔵キャスクと同様に 1.2ZPA とする。

Ｃ．許容応力

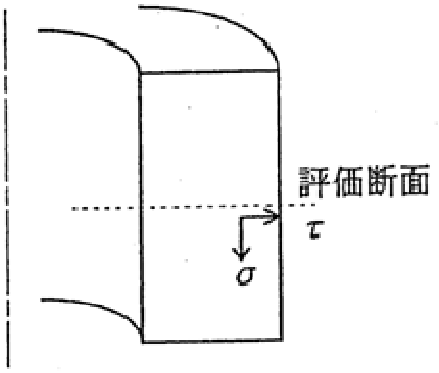
支持架台材料の許容応力値を表 2.2-2 に示す。

Ｄ．応力の記号と方向

応力の記号とその方向は下記のとおりである。

σ ：評価断面に垂直な方向の応力

τ ：せん断応力



② 応力計算

A．応力評価点

支持架台の応力評価点を図２．２－２及び図２．２－３に示す。

B．仮保管時（S_S(Ss600)地震力が作用する場合）

a．荷重条件

仮保管時においてS_S(Ss600)地震力が作用する場合の荷重は，次に示す組合せとする。

荷重の組合せ：自重＋地震力

b．計算方法

支持架台の応力計算は，以下に示す方法で計算する。

(a) 支持架台の応力

支持架台の上部脚柱（図２．２－３参照）に発生する圧縮応力，曲げ応力，せん断応力及びこれらの組合せ応力を計算する。

自重のみによる支持架台の上部脚柱（図２．２－３参照）の一次応力の圧縮応力（σ_{co}），曲げ応力（σ_{bo}），組合せ応力（σ_{To}）は次式で表される。

$$\sigma_{co} = \frac{(W_V + W_{S1}) \cdot G}{4 \cdot A_5} \quad (1)$$

$$\sigma_{bo} = \frac{(W_V + W_{S1}) \cdot G \cdot \ell_{TY}}{4 \cdot Z_{SCX}} \quad (2)$$

$$\sigma_{To} = \sigma_{co} + \sigma_{bo} \quad (3)$$

ここで，

W_V ：キャスク容器（内部を含む）の総質量

・大型　115000 kg

・中型　 96000 kg

W_{S1} ：支持架台の上部脚柱の総質量

・大型　600 kg

・中型　600 kg

A_5 ：支持架台の上部脚柱の断面積

・大型　50600 mm^2

・中型　53080 mm^2

ℓ_{TY} ：図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱における荷重点から断面中立軸までの距離

・大型　 93.6 mm

・中型　116.4 mm

Z_{SCX}　：図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱のＸ軸に関する断面係数

・大型　キャスク容器側　　：5.535×10^{6} ㎜^{3}

キャスク容器と反対側：2.611×10^{6} ㎜^{3}

・中型　キャスク容器側　　：7.081×10^{6} ㎜^{3}

キャスク容器と反対側：3.352×10^{6} ㎜^{3}

なお，応力計算では下記の荷重を組合せる。

①自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

②自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

イ．自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力の場合

（イ）一次応力

自重のみによる圧縮応力（σ_{co}）と鉛直方向地震力による圧縮応力（σ_{cV}）の合成圧縮応力（σ_{Tc}）

$$\sigma_{cV} = \frac{C_V \cdot (W_V + W_{S1})}{4 \cdot A_5} \quad (4)$$

$$\sigma_{Tc} = \sigma_{co} + \sigma_{cV} \quad (5)$$

自重のみによる曲げ応力（σ_{bo}）と鉛直方向地震力による曲げ応力（σ_{bV}），水平地震力による曲げ応力（σ_{bHX}）の合成曲げ応力（σ_{Tb}）

$$\sigma_{bV} = \frac{C_V \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot \ell_{TY}}{4 \cdot Z_{SCX}} \quad (6)$$

$$\sigma_{bHX} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot \ell_{TZ}}{2 \cdot Z_{SCY}} \quad (7)$$

$$\sigma_{Tb} = \sigma_{bo} + \sigma_{bV} + \sigma_{bHX} \quad (8)$$

水平地震力による平均せん断応力（τ_{SHX}）とねじりせん断応力（τ_{THX}）の合成せん断応力（τ_{HX}）

$$\tau_{SHX} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1})}{2 \cdot A_5} \quad (9)$$

$$\tau_{THX} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot \ell_{SY} \cdot t_{SC}}{2 \cdot J_5} \quad (10)$$

$$\tau_{HX} = \tau_{SHX} + \tau_{THX} \quad (11)$$

以上の圧縮応力（σ_{Tc}），曲げ応力（σ_{Tb}），せん断応力（τ_{HX}）による組合せ応力（σ_{THX}）は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{(\sigma_{Tc} + \sigma_{Tb})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2} \quad (12)$$

ここで，

l_{TZ}　：図２．２－３に示すトラニオン部（荷重作用点）から支持架台の脚柱の応力評価部位までの距離

・大型　250 mm

・中型　250 mm

Z_{SCY}　：図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱の Y 軸に関する断面係数

・大型　6.400×10^{6} mm^3

・中型　6.815×10^{6} mm^3

J_5　：図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱のねじり剛性係数

・大型　3.448×10^{7} mm^4

・中型　3.296×10^{7} mm^4

l_{SY}　：図２．２－３に示す支持架台の上部脚柱における荷重点からせん断中心までの距離

・大型　124.7 mm

・中型　152.7 mm

t_{SC}　：トラニオン受部の上部支柱の板厚

・大型　50 mm

・中型　50 mm

C_V　：鉛直方向加速度

・大型　0.49 G

・中型　0.49 G

C_H　：水平方向加速度

・大型　0.79 G

・中型　0.79 G

(ロ)一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_c）は次式により表される。なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2\cdot\sigma_{cV} \quad (13)$$

$$\Delta\sigma_b = 2\cdot(\sigma_{bV}+\sigma_{bHX}) \quad (14)$$

$$\Delta\tau = 2\cdot\tau_{HX} \quad (15)$$

$$\sigma_c = \sigma_{Tc} \quad (16)$$

ロ．自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力の場合

(イ)一次応力

自重のみによる応力と鉛直方向地震力による応力，軸直角方向水平地震力

による曲げ応力（σ_{bHY}）を組合せた曲げ応力（σ_{Tb}）及び平均せん断応力（τ_{SHY}）との組合せ応力（σ_{THY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot \ell_{TZ}}{4 \cdot Z_{SCX}} \quad (17)$$

$$\tau_{SHY} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1})}{4 \cdot A_5} \quad (18)$$

$$\sigma_{Tb} = \sigma_{bo} + \sigma_{bV} + \sigma_{bHY} \quad (19)$$

$$\sigma_{THY} = \sqrt{(\sigma_{Tc} + \sigma_{Tb})^2 + 3 \cdot \tau_{SHY}^2} \quad (20)$$

(ロ)一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$）は次式により表される。引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$）は（13）式による。なお，この部位では支圧応力は生じない。座屈評価は（16）式による。

$$\Delta\sigma_b = 2 \cdot (\sigma_{bV} + \sigma_{bHY}) \quad (21)$$

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{SHY} \quad (22)$$

ｃ．計算結果

応力計算結果を表２．２－３に示す。

③　応力の評価

Ａ．一次応力の評価

設計事象における評価を表２．２－３に示す。

表２．２－３より，支持架台の一次応力は，許容応力以下となる。

Ｂ．一次＋二次応力の評価

設計事象における評価を表２．２－３に示す。

表２．２－３より，支持架台の一次＋二次応力は，許容応力以下となる。

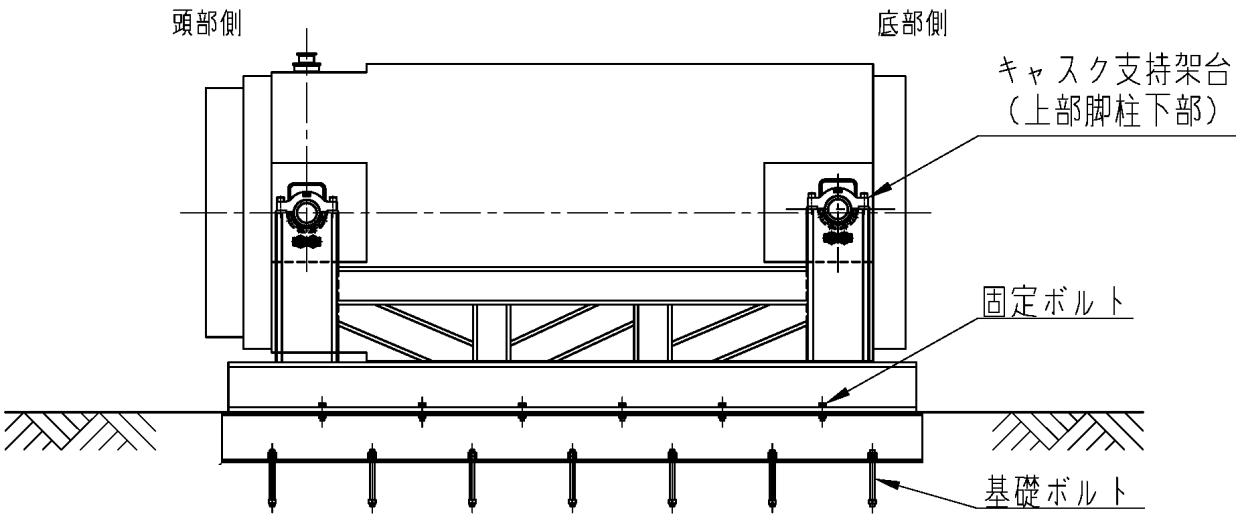


図２．２－２　応力評価部位

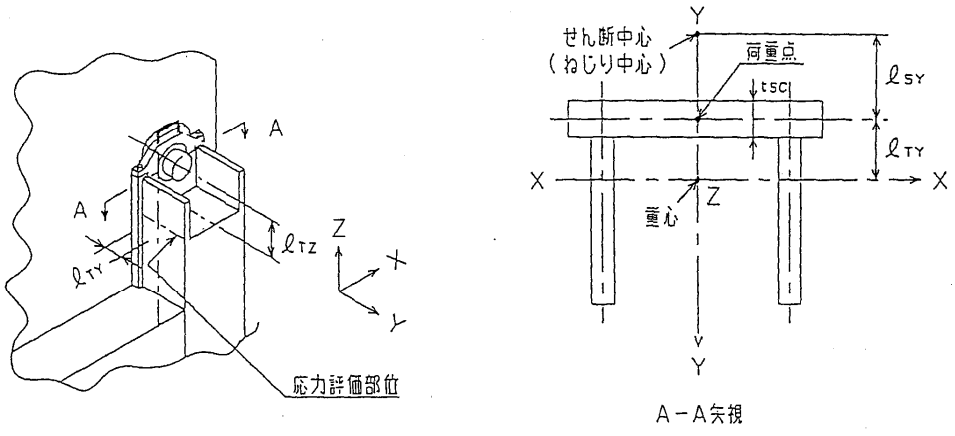


図２．２－３　応力評価部位（キャスク支持架台の上部脚柱）

表２．２－１　計算条件

項　　目		計算条件
機械的荷重	地 震 力	S_s(Ss600)地震力　水平方向：0.79 G 鉛直方向：0.49 G
熱 荷 重	最高使用温度	50℃
材料		SS400

表２．２－２　支持構造物用材料の許容応力値

許容応力区分	応力の種類		許容応力値（N/mm^2）		
			炭素鋼[1]（支持架台）		
			大型	中型	許容値基準
			SS400	SS400	
Ⅰ＋S_S	一次応力	引張応力	253	253	$1.5f_t^*$
		圧縮応力	210	211	$1.5f_c^*$
		せん断応力	146	146	$1.5f_s^*$
		曲げ応力	253	253	$1.5f_b^*$
		支圧応力	346	346	$1.5f_p^*$
	一次＋二次応力	引張・圧縮応力	423	423	$3f_t$[2]
		せん断応力	244	244	$3f_s$[2]
		曲げ応力	423	423	$3f_b$[2]
		支圧応力	346	346	$1.5f_p^*$
		座屈応力	210	211	$1.5f_b$，$1.5f_s$又は$1.5f_c$

注 1）一次応力における組合せ応力評価は以下による。

① 評価断面に垂直な方向の応力（σ）とせん断応力（τ）を組合せた応力（σ_T）は，引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2+3\cdot\tau^2}$$

② 組合せ応力評価として，評価断面に垂直な方向の応力同士での組合せ（軸応力＋曲げ応力，せん断応力を考慮しない）として下記の評価がある。

○圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{|\sigma_c|}{1.5\cdot f_c^*}+\frac{|{}_c\sigma_b|}{1.5\cdot f_b^*}\leqq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{|{}_t\sigma_b|-|\sigma_c|}{1.5\cdot f_t^*}\leqq 1$$

○引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{|\sigma_t|+|{}_t\sigma_b|}{1.5\cdot f_t^*}\leqq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{|{}_c\sigma_b|-|\sigma_t|}{1.5\cdot f_b^*}\leqq 1$$

ここで，σ_c：平均圧縮応力（N/mm^2）

σ_t：平均引張応力（N/mm^2）

${}_c\sigma_b$：圧縮側曲げ応力（N/mm^2）

${}_t\sigma_b$：引張側曲げ応力（N/mm^2）

注 2）S_S(Ss600)地震力のみによる応力範囲について評価。

表２．２－３　支持架台の応力評価（仮保管時：S_s(Ss600)地震力が作用する場合）

（単位：N/mm^2）

部位	応力の種類		大型			中型		
			計算値		許容応力	計算値		許容応力
			ケース１ 1)	ケース２ 1)		ケース１ 1)	ケース２ 1)	
支持架台	一次応力	引張応力	—	—	253	—	—	253
		圧縮応力	9	9	210	7	7	211
		せん断応力	90	5	146	94	4	146
		曲げ応力	33	37	253	26	27	253
		組合せ応力	159	30	253	165	21	253
		支圧応力	—	—	346	—	—	346
	一次＋二次応力 2)	引張・圧縮応力	6	6	423	5	5	423
		せん断応力	180	9	244	188	7	244
		曲げ応力	45	53	423	36	36	423
		支圧応力	—	—	346	—	—	346
		座屈応力 3)	9	9	210	7	7	211

注１）ケース１は自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力の場合
　　ケース２は自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力の場合

注２）S_s(Ss600)地震力のみによる応力範囲について評価

注３）自重＋地震力の最大応力で評価

4) 固定ボルト，基礎ボルト

① 概要

本項では，大型及び中型の乾式貯蔵キャスクの支持構造物のうち固定ボルト，基礎ボルトに関する応力計算について示す。

なお，地震時における支持架台の設計震度は大型と中型で同じであり，乾式貯蔵キャスクの質量は大型の方が大きく（大型：115000kg，中型：96000kg），また当該評価部位の形状，材料等は共通であるため大型のみを検討対象とする。

Ａ．形状・寸法・材料

本計算書で解析する箇所の形状・寸法・材料を図２．２－４に示す。

Ｂ．計算条件

計算条件を表２．２－４に示す。

Ｃ．許容応力

解析箇所の許容応力を表２．２－５に示す。

Ｄ．応力の記号と方向

応力の記号とその方向は，3）① Ｄ項と同じである。

② 応力計算

A．荷重条件

仮保管時においてS_s(Ss600)地震力が作用する場合の荷重は，次に示す組合せとする。

荷重の組合せ：自重＋地震力

B．計算方法

固定ボルト，基礎ボルトの応力計算は，以下に示す方法で計算する。

なお，鉛直地震力と水平地震力を同時に考慮した荷重により，発生する応力を計算する。

a．固定ボルトの応力

(a)固定ボルトの引張応力

イ．自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力の場合

図２．２－６において，最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い固定ボルトである。支点回りのモーメントの釣合による最大引張応力（σ_{tfHX}）は次式で表される。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{tfHX}&=\frac{F_{fX1}}{A_{fb}}\\ F_{fX1}&=\frac{L_{fX1}\cdot M_{fTHX}}{\sum_{i=1}^{6} N_{fXi}\cdot L_{fXi}^{2}}\\ M_{fTHX}&=\{C_H\cdot H_{fVG}-(1G-C_V)\cdot L_{fVGX}\}\cdot W_V+\{C_H\cdot H_{fSG}-(1G-C_V)\cdot L_{fSGX}\}\cdot W_S\end{aligned}\right\}\quad(1)$$

ここで，

W_V　：キャスク質量（＝115000 kg）

W_S　：キャスク支持架台質量（＝15000 kg）

C_V　：鉛直方向震度（＝0.49 G）

C_H　：水平方向震度（＝0.79 G）

G　：重力加速度（＝9.80665 m/s^2）

F_{fX1}～F_{fX6}　：図２．２－６に示す固定ボルトに発生する引張力（N）

A_{fb}　：固定ボルト１本の呼び径断面積（＝855.3 mm^2）

L_{fX1}～L_{fX6}　：図２．２－６に示す固定ボルトの各位置（mm）

ΔL_{fX}　：図２．２－６に示す固定ボルトの間隔

$L_{fXi+1}=L_{fXi}-\Delta L_{fX}$

ΔL_{fX}（＝800 mm），L_{fX1}（＝4750 mm）

N_{fX1}～N_{fX6}　：図２．２－６に示す固定ボルトの各位置での本数（＝各２本）

M_{fTHX}　：軸方向水平地震力に関する転倒モーメント（N･mm）

H_{fVG}　：図２．２－６に示すキャスク容器の重心高さ（＝1600 mm）
H_{fSG}　：図２．２－６に示すキャスク支持架台の重心高さ（＝522 mm）
L_{fVGX}　：図２．２－６に示すキャスク容器の軸方向の重心位置（＝2672 mm）
L_{fSGX}　：図２．２－６に示すキャスク支持架台の軸方向の重心位置（＝2754.9 mm）

(1) 式の転倒モーメント（M_{fTHX}）が負であれば，引張力（F_{fX1}）は作用しないので，この場合は引張応力の計算は省略する。

ロ．自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向地震力の場合

図２．２－７において，最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い固定ボルトである。支点回りのモーメントを片側の固定ボルトで受ける場合の最大引張応力（σ_{tfHY}）は次式で表される。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{tfHY}&=\frac{F_{fY}}{A_{fb}}\\ F_{fY}&=\frac{M_{fTHY}}{N_{fY}\cdot L_{fY}}\\ M_{fTHY}&=\{C_H\cdot H_{fVG}-(1G-C_V)\cdot L_{fVGY}\}\cdot W_V+\{C_H\cdot H_{fSG}-(1G-C_V)\cdot L_{fSGY}\}\cdot W_S\end{aligned}\right\}\quad(2)$$

ここで，

W_V　：キャスク質量（＝115000 kg）
W_S　：キャスク支持架台質量（＝15000 kg）
C_V　：鉛直方向震度（＝0.49 G）
C_H　：水平方向震度（＝0.79 G）
G　：重力加速度（＝9.80665 m/s^2）
F_{fY}　：図２．２－７に示す固定ボルトに発生する引張力（N）
A_{fb}　：固定ボルト１本の呼び径断面積（＝855.3 mm^2）
L_{fY}　：図２．２－７に示す支点から固定ボルトまでの距離（＝3200 mm）
N_{fY}　：図２．２－７に示す固定ボルト位置（L_{fY}）での本数（＝6 本）
M_{fTHY}　：軸直角方向水平地震力に関する転倒モーメント（N･mm）
H_{fVG}　：図２．２－７に示すキャスク容器の重心高さ（＝1600 mm）
H_{fSG}　：図２．２－７に示すキャスク支持架台の重心高さ（＝522 mm）
L_{fVGY}　：図２．２－７に示すキャスク容器の軸直角方向の重心位置（＝1650 mm）
L_{fSGY}　：図２．２－７に示すキャスク支持架台の軸直角方向の重心位置（＝1650 mm）

(2) 式の転倒モーメント（M_{fTHY}）が負であれば，引張力（F_{fY}）は作用しないので，この場合は引張応力の計算は省略する。

(b)固定ボルトのせん断応力

固定ボルトのせん断応力（τ_f）は次式で表される。

$$\tau_f=\frac{C_H\cdot(W_V+W_S)}{N_f\cdot A_{fm}} \tag{3}$$

ここで，

C_H　：水平方向震度（＝0.79 G）

N_f　：固定ボルトの本数（＝12 本）

A_{fm}　：固定ボルトの有効断面積（＝693.6 mm^2）

W_V　：キャスク質量（＝115000 kg）

W_S　：キャスク支持架台質量（＝15000 kg）

G　：重力加速度（＝9.80665 m/s^2）

b．基礎ボルトの応力

(a)基礎ボルトの引張応力

イ.自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力の場合

図２．２－８において，最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い基礎ボルトである。支点回りのモーメントの釣合による最大引張応力（σ_{taHX}）は次式で表される。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{taHX}&=\frac{F_{aX1}}{A_{ab}}\\ F_{aX1}&=\frac{L_{aX1}\cdot M_{aTHX}}{\sum_{i=1}^{7} N_{aXi}\cdot L_{aXi}^{2}}\\ M_{aTHX}&=\{C_H\cdot H_{aVG}-(1G-C_V)\cdot L_{aVGX}\}\cdot W_V+\{C_H\cdot H_{aSG}-(1G-C_V)\cdot L_{aSGX}\}\cdot W_S\\ &\quad+\{C_H\cdot H_{aPG}-(1G-C_V)\cdot L_{aPGX}\}\cdot W_P\end{aligned}\right\} \tag{4}$$

ここで，

W_V　：キャスク質量（＝115000 kg）

W_S　：キャスク支持架台質量（＝15000 kg）

W_P　：固定具質量（＝3000 kg）

C_V　：鉛直方向震度（＝0.49 G）

C_H　：水平方向震度（＝0.79 G）

G　：重力加速度（＝9.80665 m/s^2）

F_{aX1}～F_{aX7}：図２．２－８に示す基礎ボルトに発生する引張力（N）
A_{ab}　　：基礎ボルト１本の呼び径断面積（＝1017.9 mm^2）
L_{aX1}～L_{aX7}：図２．２－８に示す基礎ボルトの各位置（mm）
ΔL_{aX}　：図２．２－８に示す基礎ボルトの間隔
$L_{aXi+1}=L_{aXi}-\Delta L_{aX}$
ΔL_{aX}（＝800 mm），ΔL_{aX1}（＝5200 mm）
N_{aX1}～N_{aX7}：図２．２－８に示す基礎ボルトの各位置での本数（本）
M_{aTHX}　：軸方向水平地震力に関する転倒モーメント（N･mm）
H_{aVG}　：図２．２－８に示すキャスク容器の重心高さ（＝2000 mm）
H_{aSG}　：図２．２－８に示すキャスク支持架台の重心高さ（＝922 mm）
H_{aPG}　：図２．２－８に示す固定具の重心高さ（＝200 mm）
L_{aVGX}　：図２．２－８に示すキャスク容器の軸方向の重心位置
（＝2722 mm）
L_{aSGX}　：図２．２－８に示すキャスク支持架台の軸方向の重心位置
（＝2804.9 mm）
L_{aPGX}　：図２．２－８に示す固定具の軸方向の重心位置（＝2800 mm）

(4) 式の転倒モーメント（M_{aTHX}）が負であれば，引張力（F_{aX1}）は作用しないので，この場合は引張応力の計算は省略する。

ロ．自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向地震力の場合

図２．２－９において，最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い基礎ボルトである。支点回りのモーメントを片側の基礎ボルトで受ける場合の最大引張応力（σ_{taHY}）は次式で表される。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{taHY}&=\frac{F_{aY1}}{A_{ab}}\\ F_{aY1}&=\frac{M_{aTHY}\cdot L_{aY1}}{N_{aY1}\cdot L_{aY1}^{2}+N_{aY2}\cdot L_{aY2}^{2}}\\ M_{aTHY}&=\{C_H\cdot H_{aVG}-(1G-C_V)\cdot L_{aVGY}\}\cdot W_V+\{C_H\cdot H_{aSG}-(1G-C_V)\cdot L_{aSGY}\}\cdot W_S\\ &\quad+\{C_H\cdot H_{aPG}-(1G-C_V)\cdot L_{aPGY}\}\cdot W_P\end{aligned}\right\}\quad(5)$$

ここで，

W_V　　：キャスク質量（＝115000 kg）
W_S　　：キャスク支持架台質量（＝15000 kg）
W_P　　：固定具質量（＝3000 kg）
C_V　　：鉛直方向震度（＝0.49 G）
C_H　　：水平方向震度（＝0.79 G）

G　　：重力加速度（＝9.80665 m/s^2）

F_{aY1}～F_{aY2}　：図２．２－９に示す基礎ボルトに発生する引張力（N）

A_{ab}　　：固定ボルト１本の呼び径断面積（＝1017.9 mm^2）

L_{aY1}～L_{aY2}　：図２．２－９に示す支点から基礎ボルトまでの距離（L_{aY1}＝3200 mm，L_{aY2}＝3000 mm）

N_{aYi}　　：図２．２－９に示す基礎ボルト位置（L_{aYi}）での本数（＝各 7 本）

M_{aTHY}　　：軸直角方向水平地震力に関する転倒モーメント（N･mm）

H_{aVG}　　：図２．２－９に示すキャスク容器の重心高さ（＝2000 mm）

H_{aSG}　　：図２．２－９に示すキャスク支持架台の重心高さ（＝922 mm）

H_{aPG}　　：図２．２－９に示す固定具の重心高さ（＝200 mm）

L_{aVGY}　　：図２．２－９に示すキャスク容器の軸直角方向の重心位置（＝1650 mm）

L_{aSGY}　　：図２．２－９に示すキャスク支持架台の軸直角方向の重心位置（＝1650 mm）

L_{aPGY}　　：図２．２－９に示すキャスク支持架台の軸直角方向の重心位置（＝1650mm）

(5) 式の転倒モーメント（M_{aTHY}）が負であれば，引張力（F_{aY1}）は作用しないので，この場合は引張応力の計算は省略する。

(b)基礎ボルトのせん断応力

基礎ボルトのせん断応力（τ_f）は次式で表される。

$$\tau_f=\frac{C_H\cdot(W_V+W_S+W_P)}{N_a\cdot A_{am}} \qquad (6)$$

ここで，

C_H　：水平方向震度（＝0.79 G）

N_a　：基礎ボルトの本数（＝28 本）

A_{am}　：基礎ボルトの有効断面積（＝816.7 mm^2）

W_V　：キャスク質量（＝115000 kg）

W_S　：キャスク支持架台質量（＝15000 kg）

W_P　：固定具質量（＝3000 kg）

G　：重力加速度（＝9.80665 m/s^2）

③　応力の評価

設計事象Ⅰ＋Ｓｓにおける固定ボルト及び基礎ボルトの評価を表２．２－６に示す。

表２．２－６より，各部の一次応力は許容応力以下となっている。

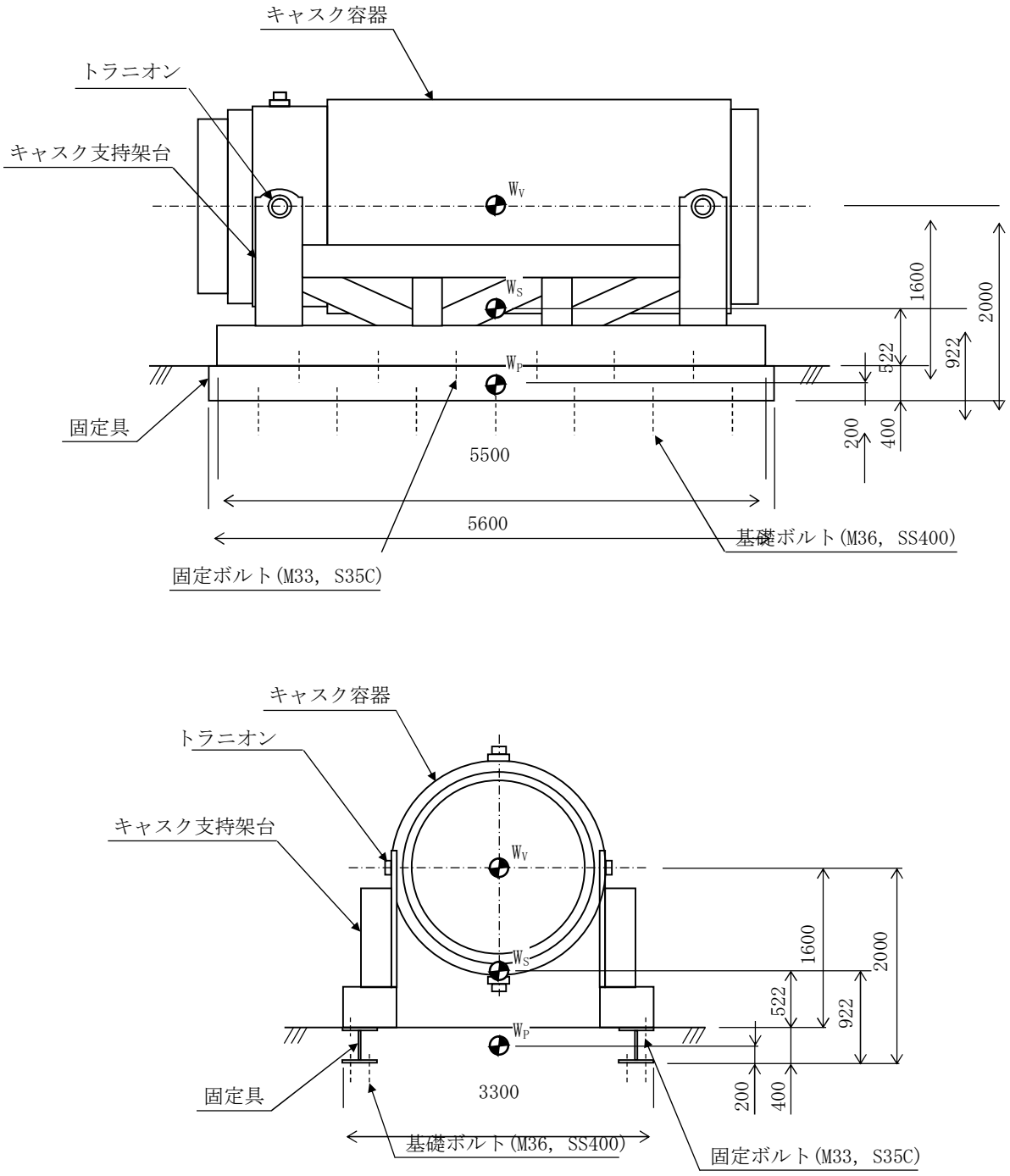

キャスク容器
トラニオン
キャスク支持架台
W_V
W_S
W_P
固定具
5500
5600
1600
2000
522
922
200
400
基礎ボルト(M36, SS400)
固定ボルト(M33, S35C)
キャスク容器
トラニオン
キャスク支持架台
W_V
W_S
W_P
固定具
3300
1600
2000
522
922
200
400
基礎ボルト(M36, SS400)
固定ボルト(M33, S35C)

図２．２－４　形状・寸法・材料

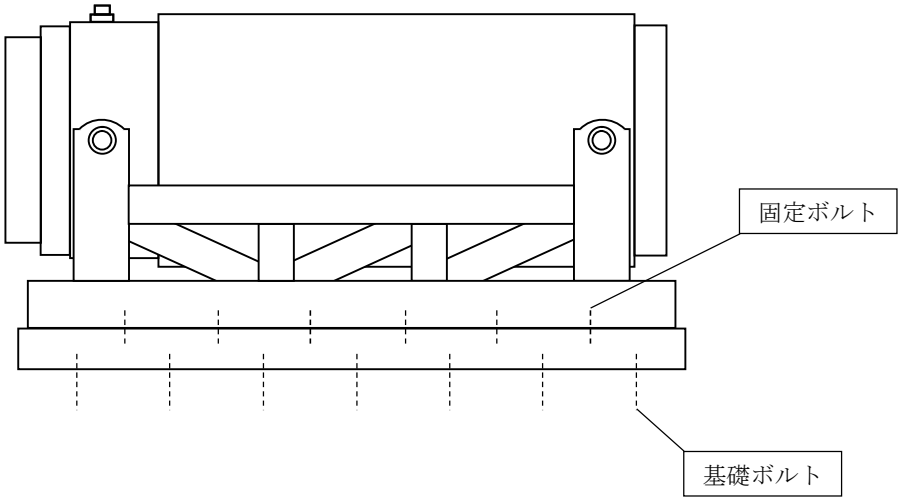


図２．２－５　応力評価部位

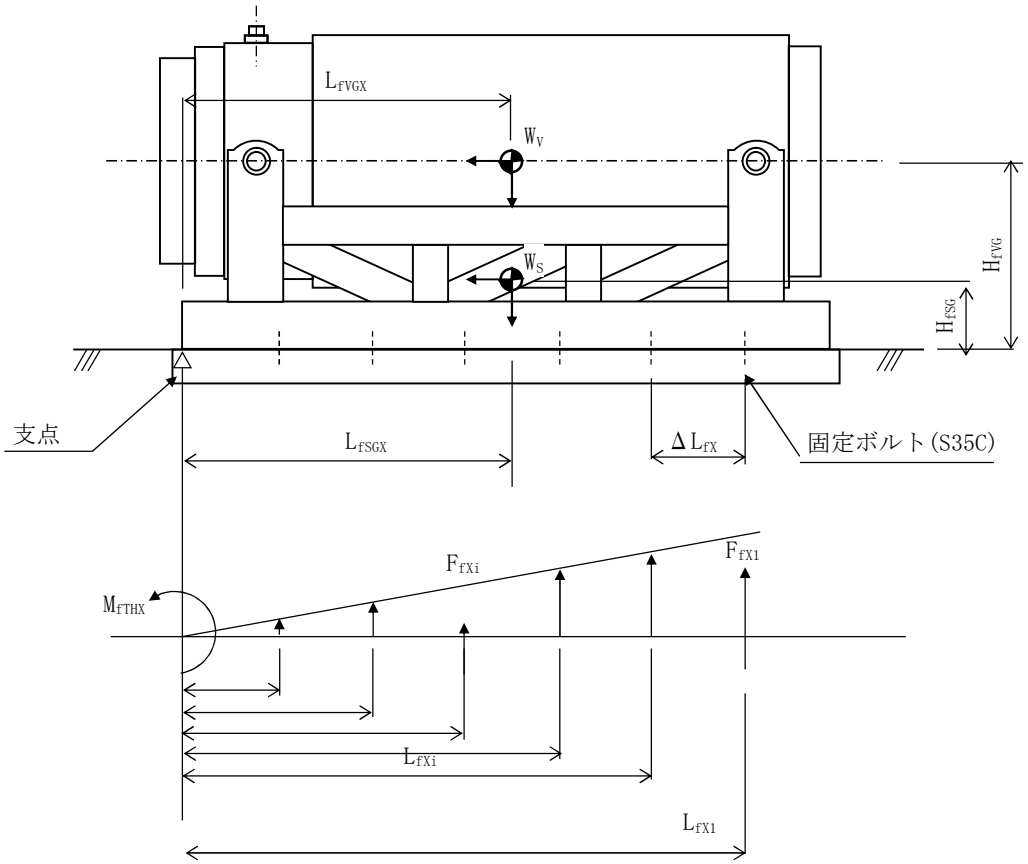


図２．２－６　自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力が作用した場合の
固定ボルトの引張応力計算モデル

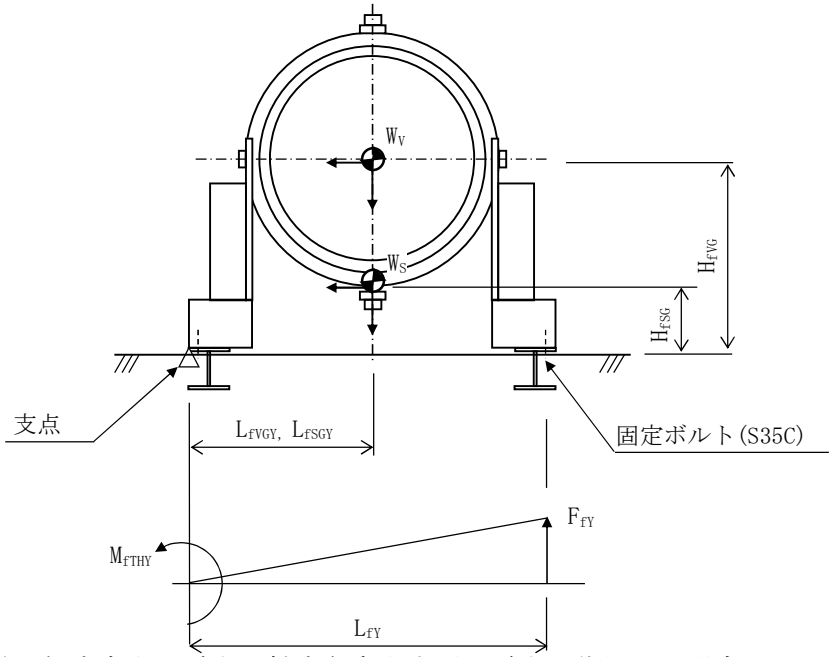


図２．２－７　自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力が作用した場合の
固定ボルトの引張応力計算モデル

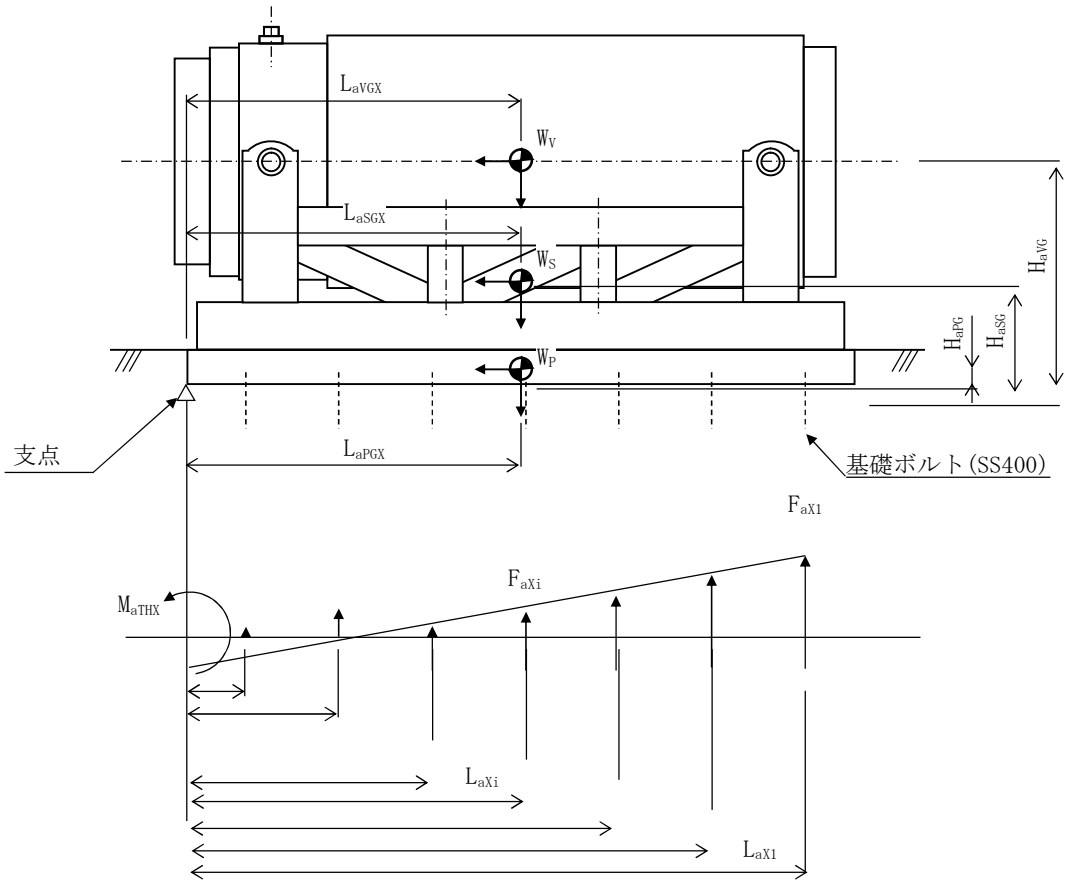


図２．２－８　自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力が作用した場合の
基礎ボルトの引張応力計算モデル

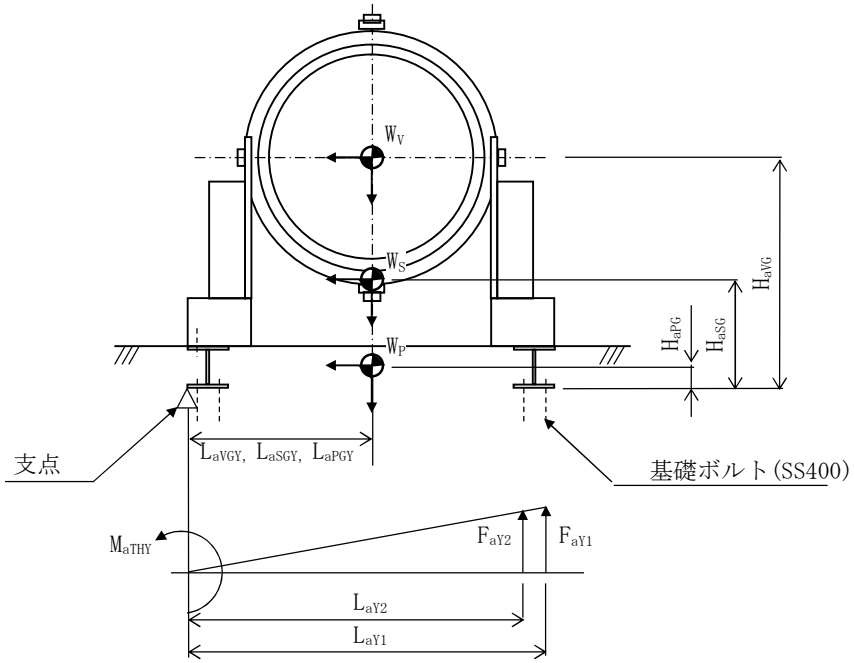


図２．２－９　自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力が作用した場合の
基礎ボルトの引張応力計算モデル

表２．２－４　計算条件

項　　目		計算条件
機械的荷重	地 震 力	S_S(Ss600)地震力　水平方向：0.79 G 鉛直方向：0.49 G
熱 荷 重	最高使用温度	50℃
材料	固定ボルト	炭素鋼(S35C)
	基礎ボルト	炭素鋼(SS400)

表２．２－５　許容応力

(単位：N/mm^2)

部位	材料	設計事象	許容応力(注1)	
			引張	せん断
固定ボルト	炭素鋼 (S35C)	Ⅰ＋S_s	(注2)	224
基礎ボルト	炭素鋼 (SS400)		(注2)	158

(注1) 許容応力は，次式で算出

＜固定ボルト及び基礎ボルト＞

許容引張応力　$f_t=\frac{F}{2}\times 1.5$

許容せん断応力　$f_s=\frac{F}{1.5\sqrt{3}}\times 1.5$

ただし，

Ｆ：設計基準強度 (N/mm^2)　Ｆ＝Min[$1.2S_y$, $0.7S_u$]

(注 2) 固定ボルト及び基礎ボルトの許容引張応力はせん断応力との組合せを考慮し，次式で低減させる

Min[f_{t0}, $1.4f_{t0}-1.6\tau$]

ここで，

f_{t0}　：ボルトの許容引張応力 (N/mm^2)

τ　：ボルトに発生するせん断応力 (N/mm^2)

表２．２－６　固定ボルト及び基礎ボルトの応力評価（設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$）

（単位：N/mm^2）

部位	応力の種類	計算値		許容応力(注2)
		ケース1(注1)	ケース2(注1)	
固定ボルト	引張	—(注3)	26	213
	せん断	121	121	224
基礎ボルト	引張	2	19	206
	せん断	45	45	158

（注1）ケース1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力
ケース2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

（注2）固定ボルト及び基礎ボルトの許容引張応力は，発生せん断応力を考慮し低減させた値

（注3）(1)式に示す転倒モーメント（M_{fTHX}）が負となり，固定ボルトに引張応力が発生しない。

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク

1) 評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の基準地震動Ss(Ss600)に対する耐震性について示すものである。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の耐震強度は,地震時に要求される安全機能を維持するため，鋼製支持架台，埋め込み金物，基礎ボルト，コンクリート支持架台により構成される。

② 適用基準と規格

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は原子力発電所耐震設計技術規程[JEAC4601-2008]及び，発電用原子力設備規格　設計・建設規格 2005 年版(2007 年追補版含む)［JSME S NC1-2005/2007］を適用する。

3) 固有周期の算定

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の固有周期は 2.1 乾式キャスクの耐震性 (2) 輸送貯蔵兼用キャスク B の内 2)固有周期の算定と同一である。

4) 設計震度

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計震度は 2.1 (2) 輸送貯蔵兼用キャスク B の内 3)設計震度と同一である。

5) 解析条件

① 荷重の組合せ

Ss(Ss600)地震時の評価において，輸送貯蔵兼用キャスクの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表２．２－７に示す。

表２．２－７　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計上考慮すべき
荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 評価事象		自重による荷重	地震荷重
Ⅰ＋Ｓｓ	Ｓｓ(Ss600)地震力が作用する場合	○	○

② 解析箇所

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析を行う箇所を図２．２－１０に示す。

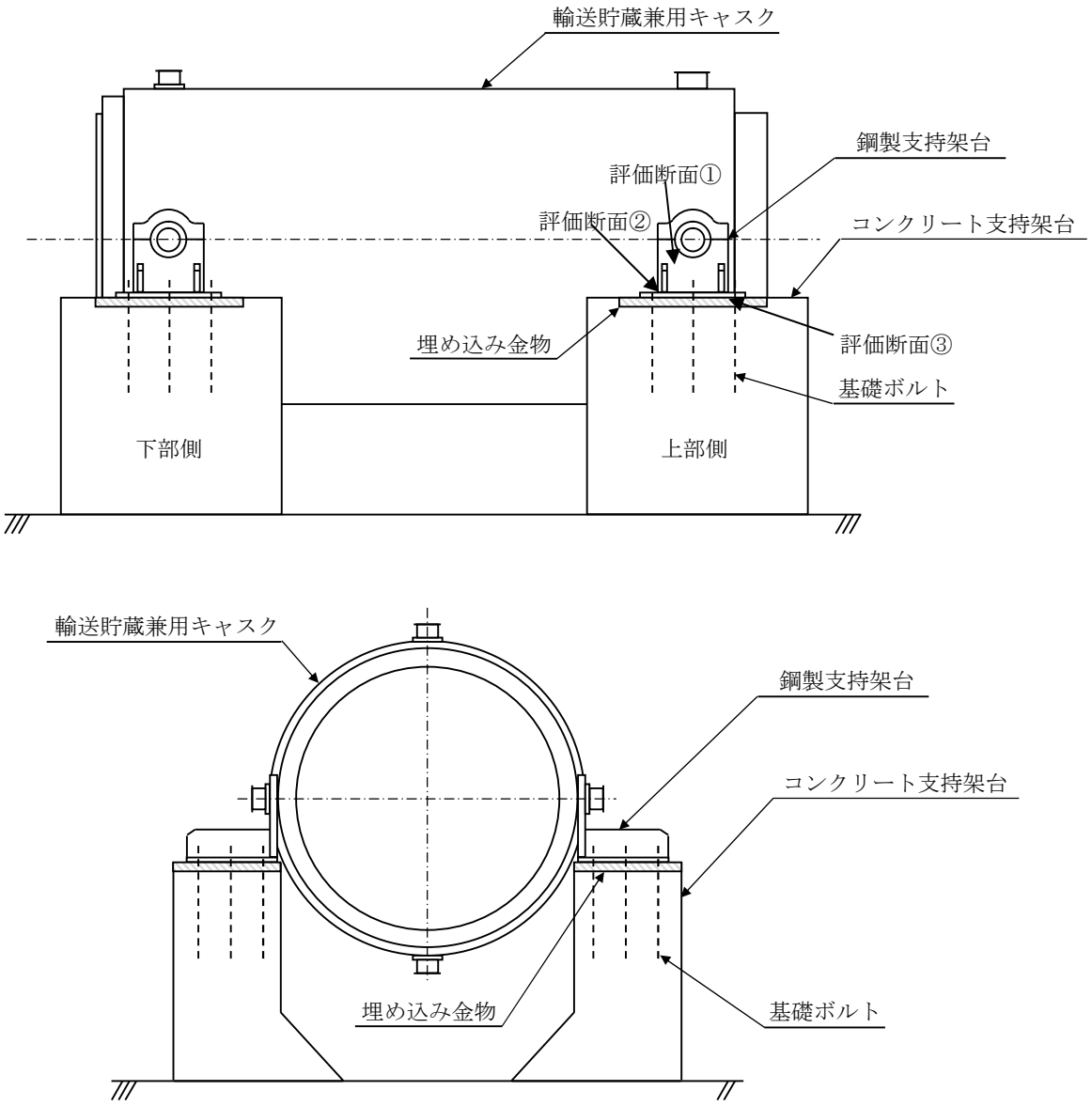


図２．２－１０　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

6) 解析

① 解析手順

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フローを図２．２－１１に示す。

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析は,想定される機械的荷重を基に応力評価式を用いて行う。

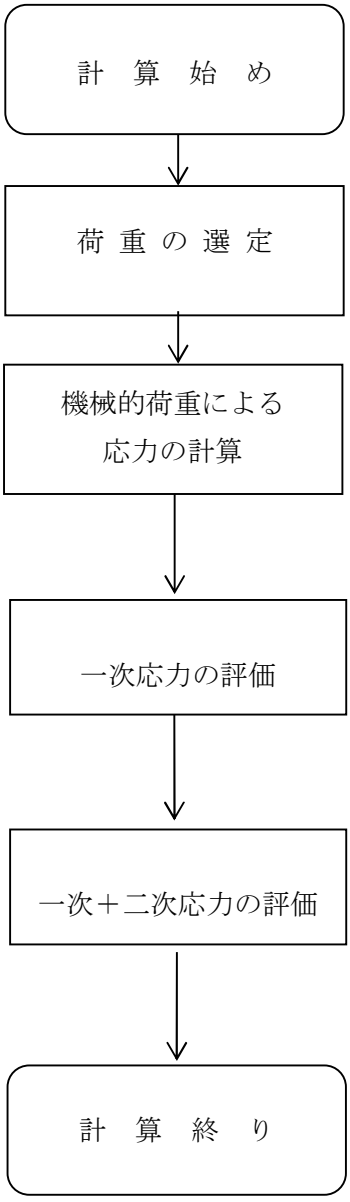


図２．２－１１　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フロー図

② 荷重条件の選定

貯蔵時においてSs(Ss600)地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

自重＋地震力

③ 荷重計算

図２．２－１２に示す鋼製支持架台１脚に作用するキャスクの自重(F_{WU},F_{WL})は次式で表される。

$$F_{WU} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{WL} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_W = W \cdot g$$

ここで,

F_{WU}:鋼製支持架台１脚（上部側）に作用するキャスクの自重(N)

F_{WL}:鋼製支持架台１脚（下部側）に作用するキャスクの自重(N)

P_W:キャスク自重(N)

a ：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b ：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W ：キャスク設計質量(kg)

g ：重力加速度(m/s^2)

図２．２－１２に示す鋼製支持架台１脚に作用する鉛直方向地震力(F_{VU},F_{VL})は次式で表される。

$$F_{VU} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{VL} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_V = W \cdot C_V \cdot g$$

ここで,

F_{VU}:鋼製支持架台１脚（上部側）に作用する鉛直方向地震力(N)

F_{VL}:鋼製支持架台１脚（下部側）に作用する鉛直方向地震力(N)

P_V:キャスクに作用する鉛直方向地震力(N)

a ：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b ：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W ：キャスク設計質量(kg)

Cv:鉛直方向震度

g ：重力加速度(m/s^2)

図２．２－１２に示す鋼製支持架台１脚に作用する軸方向水平地震力(F_{HXU},F_{HXL})は次式で表される。なお，上部側のトラニオン受けには，キャスク軸方向にスライドする機構を備えており，軸方向水平地震力は作用しない。

$$F_{HXU} = 0$$

$$F_{HXL} = \frac{P_{HX}}{2}$$

$$P_{HX} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで,

F_{HXU}:鋼製支持架台１脚（上部側）に作用する軸方向水平地震力(N)

F_{HXL}:鋼製支持架台１脚（下部側）に作用する軸方向水平地震力(N)

P_{HX}:キャスクに作用する軸方向水平地震力(N)

W ：キャスク設計質量(kg)

C_H:水平方向震度

g ：重力加速度(m/s^2)

図２．２－１２に示す鋼製支持架台１脚に作用する軸直角方向水平地震力(F_{HYU},F_{HYL})は次式で表される。なお，トラニオン受けには，鋼製支持架台に作用する軸直角方向荷重が，キャスクから支持架台の方向のみ作用する機構を備えている。

$$F_{HYU} = P_{HY} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{HYL} = P_{HY} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_{HV} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで,

F_{HYU}:鋼製支持架台１脚（上部側）に作用する軸直角方向水平地震力(N)

F_{HYL}:鋼製支持架台１脚（下部側）に作用する軸直角方向水平地震力(N)

P_{HY}:キャスクに作用する軸直角方向水平地震力(N)

a ：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b ：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W ：キャスク設計質量(kg)

C_H:水平方向震度

g ：重力加速度(m/s^2)

④　応力評価

Ａ．自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ａ．鋼製支持架台（評価断面①）

(a) 一次応力

図２．２－１３において自重のみによる圧縮応力（σ_{cW}）と鉛直方向地震力による圧縮応力（σ_{cV}）の合成圧縮応力（σ_{cT}）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図２．２－１３において軸方向水平地震力による曲げ応力（σ_{bHX}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHX} = \frac{F_{HX} \cdot l}{t \cdot B^2 / 6}$$

図２．２－１３において軸方向水平地震力による平均せん断応力（τ_{HX}）は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \frac{F_{HX}}{B \cdot t}$$

以上の合成圧縮応力（σ_{cT}），曲げ応力（σ_{bHX}），平均せん断応力（τ_{HX}）による組合せ応力（σ_{THX}）は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bHX})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}{}^2}$$

ここで，

F_W：図２．２－１２に示す自重の設計用値(N)

F_V：図２．２－１２に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

F_{HX}：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値(N)

B ：図２．２－１３に示す評価断面の幅(mm)

t ：図２．２－１３に示すトラニオン受部の板厚(mm)

l ：図２．２－１３に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_{bc}）は次式により表される。

なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_b = 2\cdot\sigma_{bHX}$$
$$\Delta\tau = 2\cdot\tau_{HX}$$
$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

b．鋼製支持架台(評価断面②)

(a) 一次応力

図２．２－１４において自重のみによる圧縮応力（σ_{cW}）と鉛直方向地震力による圧縮応力（σ_{cV}）の合成圧縮応力（σ_{cT}）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1\cdot t_1 + 2B_2\cdot t_2}$$
$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1\cdot t_1 + 2B_2\cdot t_2}$$
$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図２．２－１４において自重による曲げ応力（σ_{bW1}，σ_{bW2}），鉛直方向地震力による曲げ応力（σ_{bV1}，σ_{bV2}），及び軸方向水平地震力による曲げ応力（σ_{bHX1}，σ_{bHX2}）の合成曲げ応力（σ_{bT1}，σ_{bT2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bW1} = \frac{F_W\cdot(L_1 - t_1/2)}{I_X}\cdot L_1 \qquad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bW2} = \frac{F_W\cdot(L_1 - t_1/2)}{I_X}\cdot L_2 \qquad \text{（リブ側）}$$
$$\sigma_{bV1} = \frac{F_V\cdot(L_1 - t_1/2)}{I_X}\cdot L_1 \qquad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bV2} = \frac{F_V\cdot(L_1 - t_1/2)}{I_X}\cdot L_2 \qquad \text{（リブ側）}$$
$$\sigma_{bHX1} = \frac{F_{HX}\cdot l}{I_Y}\cdot L_3 \qquad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bHX2} = \frac{F_{HX}\cdot l}{I_Y}\cdot L_4 \qquad \text{（リブ側）}$$
$$\sigma_{bT1} = \sigma_{bW1} + \sigma_{bV1} + \sigma_{bHX1} \qquad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bT2} = \sigma_{bW2} + \sigma_{bV2} + \sigma_{bHX2} \qquad \text{（リブ側）}$$

図２．２－１４において軸方向水平地震力による平均せん断応力（τ_{HX}）は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \frac{F_{HX}}{B_1\cdot t_1 + 2B_2\cdot t_2}$$

以上の合成圧縮応力（σ_{cT}），合成曲げ応力（σ_{bT1}，σ_{bT2}），平均せん断応力（τ_{HX}）による組合せ応力（σ_{THX1}，σ_{THX2}）は次式で表される。

$$\sigma_{THX1} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT1})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}{}^2}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{THX2} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT2})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}{}^2}$$ （リブ側）

ここで，

F_W ：図２．２－１２に示す自重の設計用値（N）

F_V ：図２．２－１２に示す鉛直方向地震力の設計用値（N）

F_{HX}：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

B_1 ：図２．２－１４に示すトラニオン受部の幅（mm）

B_2 ：図２．２－１４に示すリブの幅（mm）

t_1 ：図２．２－１４に示すトラニオン受部の板厚（mm）

t_2 ：図２．２－１４に示すリブの板厚（mm）

L_1 :図２．２－１４に示す中立軸(X 軸)からトラニオン受け端部までのY方向距離(mm)

L_2 ：図２．２－１４に示す中立軸(X 軸)からリブ端部までのY方向距離（mm）

L_3 ：図２．２－１４に示す中立軸(Y 軸)からトラニオン受け端部までのX方向距離，L_3’及びL_3’’の大きい方の値（mm）

L_4 ：図２．２－１４に示す中立軸(Y軸)からリブ端部までのX 方向距離，L_4’及びL_4’’の大きい方の値（mm）

l ：図２．２－１４に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム（mm）

I_X ：図２．２－１４に示す断面の中立軸(X 軸)に関する断面二次モーメント（mm^4）

I_Y ：図２．２－１４に示す断面の中立軸(Y 軸)に関する断面二次モーメント（mm^4）

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_{b1}$，$\Delta\sigma_{b2}$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_{bc}）は次式により表される。なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot (\sigma_{bV1} + \sigma_{bHX1})$$ （トラニオン受側）

$$\Delta\sigma_{b2} = 2 \cdot (\sigma_{bV2} + \sigma_{bHX2})$$ （リブ側）

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

c．鋼製支持架台(評価断面③)

(a) 一次応力

図２．２－１５において自重，鉛直方向地震力及び軸方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bHXb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bHXc}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHXb} = \frac{T_{HX} \cdot L_1}{B \cdot t^2/6}$$

$$\sigma_{bHXc} = \frac{\sigma_{ccHX} \cdot L_2{}^2/2}{t^2/6}$$

$$T_{HX} = \sigma_{tbHX} \cdot A_m$$

ここで,

σ_{tbHX}：図２．２－１５に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力 (N/mm^2)

σ_{ccHX}：図２．２－１５に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力 (N/mm^2)

T_{HX} ：図２．２－１５に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力 (N)

t　：図２．２－１５に示す鋼製支持架台底板の板厚（mm）

B　：図２．２－１５に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅（mm）

L_1　：図２．２－１５に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ（mm）

L_2　：図２．２－１５に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ（mm）

A_m　：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

図２．２－１５において自重，鉛直方向地震力及び軸方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力（τ_{HXb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する平均せん断応力（τ_{HXc}）は次式で表される。

$$\tau_{HXb} = \frac{T_{HX}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{HXc} = \frac{\sigma_{ccHX} \cdot L_2}{t}$$

ここで，各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力（σ_{bHXb}，σ_{bHXc}），平均せん断応力（τ_{HXb}，τ_{HXc}）による組合せ応力（σ

$_{THXb}$，σ_{THXc}）は次式で表される。

$$\sigma_{THXb} = \sqrt{\sigma_{bHXb}{}^2 + 3 \cdot \tau_{HXb}{}^2}$$

$$\sigma_{THXc} = \sqrt{\sigma_{bHXc}{}^2 + 3 \cdot \tau_{HXc}{}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$）は次式により表される。

$$\Delta\sigma_b = \sigma_{bHXb} + \sigma_{bHXc}$$

$$\Delta\tau = \tau_{HXb} + \tau_{HXc}$$

d．埋め込み金物

自重及び鉛直方向地震力により埋め込み金物に発生する応力は微小であるためこれらの荷重は無視する。

(a) 一次応力

自重及び鉛直方向地震力は無視する。

図２．２－１６において軸方向水平地震力により発生する曲げ応力（σ_{bHX1}），軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大曲げ応力（σ_{bHX2}）とその合成曲げ応力（σ_{bHX}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHX1} = \frac{F_{HX} \cdot H/2}{4 \cdot B \cdot t^2/6}$$

$$\sigma_{bHX2} = \sigma_{bHX1} \cdot \frac{\tau_{HX2}}{\tau_{HX1}}$$

$$\sigma_{bHX} = \sigma_{bHX1} + \sigma_{bHX2}$$

ここで,

F_{HX}　：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

H　：図２．２－１６に示すシアプレート部の高さ（mm）

B　：図２．２－１６に示すシアプレート部の幅（mm）

t　：図２．２－１６に示すシアプレート部の板厚（mm）

τ_{HX1}：図２．２－１６において軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力（N/mm^2）

τ_{HX2}：図２．２－１６において軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力（N/mm^2）

図２．２－１６において軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力（τ_{HX1}），軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力（τ_{HX2}）とその合成せん断応力（τ_{HX}）は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{4 \cdot B \cdot t}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_P} \cdot r_{\max}$$

$$\tau_{HX} = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで,

F_{HX} ：図２．２－１６に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

B　：図２．２－１６に示すシアプレートの幅（mm）

t　：図２．２－１６に示すシアプレート部の板厚（mm）

l　：図２．２－１６に示す軸方向水平地震力作用点から捩りせん断中心までのY 方向距離（mm）

I_p ：図２．２－１６に示すシアプレートの断面二次極モーメント（mm^4）

r_{max}：図２．２－１６に示す捩りせん断中心からシアプレートまでの最大距離（mm）

以上の合成曲げ応力（σ_{bHX}），合成せん断応力（τ_{HX}）による組合せ応力（σ_{THX}）は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{\sigma_{bHX}{}^2 + 3 \cdot \tau_{HX}{}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$）は次式により表される。なお，この部位では圧縮応力，支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じない。

$$\Delta\sigma_b = 2 \cdot \sigma_{bHX}$$

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

ｅ．基礎ボルト

(a) 一次応力

Ⅰ.自重(-Z)＋鉛直方向地震力(+Z)＋軸方向水平地震力(±X)

基礎ボルトに発生する合成引張応力（σ_{tT}）及び合成せん断応力（τ_T）は次式で表される。

$$\sigma_{tT} = \sigma_{tV} + \sigma_{tHX}$$

$$\tau_T = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで,

σ_{tV} ：自重及び鉛直方向地震力により発生する引張応力（N/mm^2）

σ_{tHX} ：軸方向水平地震力により発生する引張応力（N/mm^2）

τ_{HX1} ：軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力（N/mm^2）

τ_{HX2} ：軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力（N/mm^2）

イ．自重及び鉛直方向地震力による引張応力

図２．２－１７において自重及び鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tV}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tV} = \sigma_{CC} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}{}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}{}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (\mathrm{b} \cdot D)$$

$$a_t = \mathrm{A_b} \cdot N_b$$

ここで,

σ_{cc}：図２．２－１７に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

n ：ヤング係数比

D ：図２．２－１７に示す断面高さ（mm）

b ：図２．２－１７に示す断面幅（mm）

d_t ：図２．２－１７に示す引張側ボルトに関する距離（mm）

d_{t1}：引張側ボルトに関する係数（-）

X_n ：図２．２－１７に示す中立軸距離（mm）

X_n－D／2＋e＝In／Sn

ただし，e：図2.2-17に示す鉛直力偏心距離(mm)

X_{n1}：中立軸比（-）

N ：図２．２－１７に示す鉛直力であり，次式により算出した値（N）

N＝[自重の設計用値]－[鉛直方向地震力の設計用値]

a_t ：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t ：引張鉄筋比（-）

A_b ：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m ：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_b ：有効引張側ボルト本数（本）

S_n ：有効等価断面一次モーメント（mm^3）

I_n ：有効等価断面二次モーメント（mm^4）

ロ．軸方向水平地震力による引張応力

図２．２－１７において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tHX}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot Xn$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (\mathrm{b} \cdot d)$$

ここで,

σ_{cc} ：図２．２－１７に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

F_{HX} ：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

I ：断面の断面二次モーメント（mm^4）

n ：ヤング係数比

l_1 ：軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのZ 方向距離(mm)

b ：図２．２－１７に示す断面幅（mm）

d ：図２．２－１７に示す断面有効高さ（mm）

X_n ：図２．２－１７に示す中立軸距離（mm）

X_{n1} ：中立軸比（-）

a_t ：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t ：引張鉄筋比（-）

A_b ：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m ：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_b ：有効引張側ボルト本数（本）

ハ．軸方向水平地震力により発生するせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力（τ_{HX1}），及び軸方向

水平地震力作用点が図２．２－１７に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大せん断応力（τ_{HX2}）は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_2}{I_P} \cdot r_{\max}$$

ここで,

F_{HX} ：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

N_{bs} ：図２．２－１７に示す基礎ボルト本数（本）

A_b ：図２．２－１７に示す基礎ボルト有効断面積（mm^2）

I_p ：図２．２－１７に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント（mm^4）

l_2 ：図２．２－１７に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置（捩りせん断中心）までのY 方向距離（mm）

r_{max}：上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離（mm）

Ⅱ.自重(－Z)＋鉛直方向地震力(－Z)＋軸方向水平地震力(±X)

基礎ボルトに発生する合成引張応力（σ_{tT}）及び合成せん断応力（τ_T）は次式で表される。

$$\sigma_{tT} = \sigma_{tV} + \sigma_{tHX}$$

$$\tau_T = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで,

σ_{tV} ：自重及び鉛直方向地震力により発生する引張応力（N/mm^2）

σ_{tHX}：軸方向水平地震力により発生する引張応力（N/mm^2）

τ_{HX1}：軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力（N/mm^2）

τ_{HX2}：軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力（N/mm^2）

イ．自重及び鉛直方向地震力による引張応力

図２．２－１８において自重及び鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tV}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tV} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}{}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}{}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (\mathrm{b} \cdot D)$$

$$a_t = \mathrm{A_b} \cdot N_{bt}$$

ここで,

σ_{cc}：図２．２－１８に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

n：ヤング係数比

D：図２．２－１８に示す断面高さ（mm）

b：図２．２－１８に示す断面幅（mm）

d_t：図２．２－１８に示す引張側ボルトに関する距離（mm）

d_{t1}：引張側ボルトに関する係数（-）

X_n：図２．２－１８に示す中立軸距離を表し，次式を満足する値（mm）

$X_n - D/2 + e = I_n / S_n$

ただし，e：図２．２－１８に示す鉛直力偏心距離（mm）

X_{n1}：中立軸比（-）

N：図２．２－１８に示す鉛直力であり，次式により算出した値（N）

N＝[自重の設計用値]＋[鉛直方向地震力の設計用値]

a_t：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t：引張鉄筋比（-）

A_b：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_{bt}：有効引張側ボルト本数（本）

S_n：有効等価断面一次モーメント（mm^3）

I_n：有効等価断面二次モーメント（mm^4）

ロ．軸方向水平地震力により発生する引張応力

図２．２－１８において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tHX}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$
$$a_t = A_b \cdot N_b$$
$$P_t = a_t / (\mathrm{b} \cdot d)$$

ここで,

σ_{cc}：図２．２－１８に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

F_{HX} ：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

I　：断面の断面二次モーメント（mm^4）

n　：ヤング係数比

l_1 ：軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのＺ方向距離（mm）

b　：図２．２－１８に示す断面幅（mm）

d　：図２．２－１８に示す断面有効高さ（mm）

X_n ：図２．２－１８に示す中立軸距離（mm）

X_{n1} ：中立軸比（-）

a_t ：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t ：引張鉄筋比（-）

A_b ：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m ：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_b ：有効引張側ボルト本数（本）

ハ．軸方向水平地震力により発生するせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力（τ_{HX1}），及び軸方向水平地震力作用点が図２．２－１８に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大せん断応力（τ_{HX2}）は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$
$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_2}{I_P} \cdot r_{\max}$$

ここで,

F_{HX} ：図２．２－１２に示す軸方向水平地震力の設計用値（N）

N_{bs} ：図２．２－１８に示す基礎ボルト本数（本）

A_b ：図２．２－１８に示す基礎ボルト有効断面積（mm^2）

I_p ：図２．２－１８に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント（mm^4）

l_2 ：図２．２－１８に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置（捩りせん断中心）までのＹ方向距離（mm）

r_{max}：上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離（mm）

f．コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表２．２－７の通りである。これらの荷重を用いて「コンクリート標準示方書　設計編（2007)」に基づき評価を行う。

表２．２－７ コンクリート支持架台下端における荷重

	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN･m)
キャスク	477.00	485.00	226.00
	－	－	574.73
ペデスタル	49.41	23.10	12.43
合計	526.41	508.10	813.16

Ｂ．自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

ａ．鋼製支持架台（評価断面①）

(a) 一次応力

図２．２－１９において自重のみによる圧縮応力（σ_{cW}）と鉛直方向地震力による圧縮応力（σ_{cV}）の合成圧縮応力（σ_{cT}）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図２．２－１９において軸直角方向水平地震力による曲げ応力（σ_{bHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{F_{HY} \cdot l}{B \cdot t^2 / 6}$$

図２．２－１９において軸直角方向水平地震力による平均せん断応力（τ_{HY}）は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{B \cdot t}$$

以上の合成圧縮応力（σ_{cT}），曲げ応力（σ_{bHY}），平均せん断応力（τ_{HY}）による組合せ応力（σ_{THY}）は次式で表される。

$$\sigma_{THY} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bHY})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}{}^2}$$

ここで，

F_W：図２．２－１２に示す自重の設計用値(N)

F_V：図２．２－１２に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

F_{HY}：図２．２－１２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(N)

B ：図２．２－１９に示す評価断面の幅(mm)

t ：図２．２－１９に示すトラニオン受部の板厚(mm)

l ：図２．２－１９に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_{bc}）は次式により表される。

なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_b = \sigma_{bHY}$$
$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$
$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

b．鋼製支持架台(評価断面②)

(a) 一次応力

図２．２－２０において自重のみによる圧縮応力（σ_{cW}）と鉛直方向地震力による圧縮応力（σ_{cV}）の合成圧縮応力（σ_{cT}）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$
$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$
$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図２．２－２０において自重による曲げ応力（σ_{bW1}，σ_{bW2}），鉛直方向地震力による曲げ応力
（σ_{bV1}，σ_{bV2}），及び軸直角方向水平地震力による曲げ応力（σ_{bHY1}，σ_{bHY2}）の合成曲げ応力
（σ_{bT1}，σ_{bT2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bW1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_1 \quad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bW2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_2 \quad \text{（リブ側）}$$
$$\sigma_{bV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_1 \quad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_2 \quad \text{（リブ側）}$$
$$\sigma_{bHY1} = \frac{F_{HY} \cdot l}{I_X} \cdot L_1 \quad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bHY2} = \frac{F_{HY} \cdot l}{I_X} \cdot L_2 \quad \text{（リブ側）}$$
$$\sigma_{bT1} = \sigma_{bW1} + \sigma_{bV1} + \sigma_{bHY1} \quad \text{（トラニオン受側）}$$
$$\sigma_{bT2} = \sigma_{bW2} + \sigma_{bV2} + \sigma_{bHY2} \quad \text{（リブ側）}$$

図２．２－２０において軸直角方向水平地震力による平均せん断応力（τ_{HY}）は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

以上の合成圧縮応力（σ_{cT}），合成曲げ応力（σ_{bT1}，σ_{bT2}），平均せん断応力（τ_{HY}）による組合せ応力（σ_{THY1}，σ_{THY2}）は次式で表される。

$$\sigma_{THY1} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT1})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{THY2} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT2})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2}$$ （リブ側）

ここで,

F_W ：図２．２－１２に示す自重の設計用値（N）

F_V ：図２．２－１２に示す鉛直方向地震力の設計用値（N）

F_{HX}：図２．２－１２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（N）

B_1 ：図２．２－２０に示すトラニオン受部の幅（mm）

B_2 ：図２．２－２０に示すリブの幅（mm）

t_1 ：図２．２－２０に示すトラニオン受部の板厚（mm）

t_2 ：図２．２－２０に示すリブの板厚（mm）

L_1 :図２．２－２０に示す中立軸(X 軸)からトラニオン受け端部までのY方向距離(mm)

L_2 ：図２．２－２０に示す中立軸(X 軸)からリブ端部までのY方向距離（mm）

l ：図２．２－２０に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム（mm）

I_X ：図２．２－２０に示す断面の中立軸(X 軸)に関する断面二次モーメント（mm^4）

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_{b1}$，$\Delta\sigma_{b2}$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_{bc}）は次式により表される。なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot \sigma_{bV1} + \sigma_{bHY1}$$ （トラニオン受側）

$$\Delta\sigma_{b2} = 2 \cdot \sigma_{bV2} + \sigma_{bHY2}$$ （リブ側）

$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

ｃ．鋼製支持架台(評価断面③)

(a) 一次応力

図２．２－２１において自重，鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bHYb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bHYc}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHYb} = \frac{T_{HY} \cdot L_1}{B \cdot t^2/6}$$

$$\sigma_{bHYc} = \frac{\sigma_{ccHY} \cdot {L_2}^2/2}{t^2/6}$$

$$T_{HY} = \sigma_{tbHY} \cdot A_m$$

ここで，

σ_{tbHY}：図２．２－２１に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力（N/mm^2）

σ_{ccHY}：図２．２－２１に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力（N/mm^2）

T_{HY}　：図２．２－２１に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力（N）

t　：図２．２－２１に示す鋼製支持架台底板の板厚（mm）

B　：図２．２－２１に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅（mm）

L_1　：図２．２－２１に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ（mm）

L_2　：図２．２－２１に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ（mm）

A_m　：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

図２．２－２１において自重，鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力（τ_{HYb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する平均せん断応力（τ_{HYc}）は次式で表される。

$$\tau_{HYb} = \frac{T_{HY}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{HYc} = \frac{\sigma_{ccHY} \cdot L_2}{t}$$

ここで，各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力（σ_{bHYb}，σ_{bHYc}），平均せん断応力（τ_{HYb}，τ_{HYc}）による組合せ応力（σ_{THYb}，σ_{THYc}）は次式で表される。

$$\sigma_{THYb} = \sqrt{{\sigma_{bHYb}}^2 + 3 \cdot {\tau_{HYb}}^2}$$

$$\sigma_{THYc} = \sqrt{\sigma_{bHYc}{}^2 + 3 \cdot \tau_{HYc}{}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$）は次式により表される。なお，この部位では圧縮応力，支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じない。

$$\Delta\sigma_b = \sigma_{bHYb} + \sigma_{bHYc}$$

$$\Delta\tau = \tau_{HYb} + \tau_{HYc}$$

d．埋め込み金物

(a) 一次応力

図２．２－２２において軸直角方向水平地震力により発生する曲げ応力（σ_{bHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{F_{HY} \cdot H/2}{(L - 4 \cdot t) \cdot t^2/6}$$

ここで，

F_{HY}　：図２．２－１２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（N）

H　：図２．２－２２に示すシアプレート部の高さ（mm）

L　：図２．２－２２に示すシアプレート部の幅（mm）

t　：図２．２－２２に示すシアプレート部の板厚（mm）

図２．２－２２において軸直角方向水平地震力により発生する平均せん断応力（τ_{HY}）は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{(L - 4 \cdot t) \cdot t}$$

ここで，

F_{HY}　：図２．２－１２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（N）

L　：図２．２－２２に示すシアプレート部の幅（mm）

t　：図２．２－２２に示すシアプレート部の板厚（mm）

以上の曲げ応力（σ_{bHY}），平均せん断応力（τ_{HY}）による組合せ応力（σ_{THY}）は次式で表される。

$$\sigma_{THY} = \sqrt{\sigma_{bHY}{}^2 + 3 \cdot \tau_{HY}{}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

軸直角方向水平地震力は一方向のみ(図２．２－２２に示すーY 方向のみ)に作用し，応力の振幅は片側のみとなるため，地震力のみによる曲げの応力範囲（Δσb），せん断の応力範囲（Δτ）は次式により表される。なお，せん断座屈，曲げ座屈は生じない。

$$\Delta\sigma_b = \sigma_{bHY}$$

$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$

ｅ．基礎ボルト

(a) 一次応力

Ⅰ.自重(-Z)＋鉛直方向地震力(+Z)＋軸方向水平地震力(-Y)

イ.自重，鉛直方向地震力，軸直角水平方向地震力による引張応力

図２．２－２３において自重，鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに引張応力が発生するかは下記条件により定まる。

（ｉ）e_T＜－(D／6＋d_t’／3) のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。

(ii) －(D／6＋d_t’／3)≦e_T＜－D／6 のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり，基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(iii) －D／6≦e_T＜D／6 のとき

鋼製支持架台底板の全面が圧縮となり，基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(iv) D／6≦e_T＜D／6＋d_t／3 のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり，基礎ボルトに引張応力が発生しない。

（ｖ）D／6＋d_t／3≦e_T のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。

ただし，

$$e_T = e_N + e_M$$

$$e_M = -F_{HY} \cdot l / N$$

ここで，

D ：図２．２－２３に示す断面高さ（mm）

d_t ：図２．２－２３に示す引張側ボルトに関する距離（ｷｬｽｸと反対側）（mm）

d_t’：図２．２－２３に示す引張側ボルトに関する距離（ｷｬｽｸ側）（mm）

e_T ：合成荷重偏心距離（mm）

e_N ：図２．２－２３に示す鉛直力偏心距離（mm）

e_M ：曲げモーメント置換偏心距離（mm）

l ：図２．２－２３に示す軸直角方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのZ 方向距離（mm）

F_{HY}：図２．２－２３に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（N）

N　：図２．２－２３に示す鉛直力であり，次式により算出した値（N）

N＝[自重の設計用値]－[鉛直方向地震力の設計用値]

各条件で発生する基礎ボルトの引張応力は以下に示すとおり計算する。

（ｉ）e_T＜－(D／6＋d_t’／3) のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。図２．２－２３において自重，鉛直方向地震力，軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tHY}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t' - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^{\ 2} / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} \cdot b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^{\ 3} / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} \cdot b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t' / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{bt}'$$

ここで,

σ_{cc}　：図２．２－２３に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

n　：ヤング係数比

D　：上記と同じ

b　：図２．２－２３に示す断面幅（mm）

d_t’：上記と同じ

d_{t1}：引張側ボルトに関する係数（-）

X_n　：図２．２－２３に示す中立軸距離を表し，次式を満足する値（mm）

$X_n - D/2 + |e_T| = I_n / S_n$

ただし，e_T：上記と同じ

X_{n1}：中立軸比（-）

N　：上記と同じ

a_t　：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t　：引張鉄筋比（-）

A_b　：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m　：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_{bt}’：有効引張側ボルト本数（本）

S_n　：有効等価断面一次モーメント（mm^3）

I_n　：有効等価断面二次モーメント（mm^4）

（ⅱ）$-(D/6+d_t'/3) \leqq e_T < -D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり，基礎ボルトに引張応力が発生しないが，ここでは，コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図２．２－２３において自重，鉛直方向地震力，軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力（σ_{cc}）は，次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot (D/2 - |e_T|)}$$

ここで，

N, e_t, D, b：上記と同じ

（ⅲ）$-D/6 \leqq e_T < D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の全面が圧縮となり，基礎ボルトに引張応力が発生しないが，ここでは，コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図２．２－２３において自重，鉛直方向地震力，軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力（σ_{cc}）は，次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{N \cdot |e_T|}{b \cdot D^2/6} + \frac{N}{b \cdot D}$$

ここで，

N, e_t, D, b：上記と同じ

（ⅳ）$D/6 \leqq e_T < D/6 + d_t/3$のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり，基礎ボルトに引張応力が発生しないが，ここでは，コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図２．２－２３において自重，鉛直方向地震力，軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力（σ_{cc}）は，次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot (D/2 - |e_T|)}$$

ここで，

N, e_t, D, b：上記と同じ

（ｖ）D／6＋d_t／3≦e_Tのとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。図２．２－２３において自重，鉛直方向地震力，軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tHY}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}{}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}{}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (\mathrm{b} \cdot D)$$

$$a_t = \mathrm{A_b} \cdot N_{bt}$$

ここで，

σ_{cc} ：図２．２－２３に示すコンクリートの最大圧縮応力（N/mm^2）

n　：ヤング係数比

D　：上記と同じ

b　：上記と同じ

d_t　：上記と同じ

d_{t1}　：引張側ボルトに関する係数（-）

X_n　：図２．２－２３に示す中立軸距離を表し，次式を満足する値（mm）

X_n－D／2＋|e_T|＝In／Sn

ただし，e_T：上記と同じ

X_{n1}　：中立軸比（-）

N　：上記と同じ

a_t　：有効ボルト総断面積（mm^2）

P_t　：引張鉄筋比（-）

A_b　：基礎ボルト有効断面積（mm^2）

A_m　：基礎ボルト呼び径断面積（mm^2）

N_{bt}　：有効引張側ボルト本数（本）

S_n　：有効等価断面一次モーメント（mm^3）

I_n　：有効等価断面二次モーメント（mm^4）

ロ．軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力（τ_{HY}），は次式で算出する。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで，

F_{HY} ：図２．２－１２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（N）

N_{bs} ：図２．２－２３に示す基礎ボルト本数（本）

A_b ：図２．２－２３に示す基礎ボルト有効断面積（mm^2）

Ⅱ．自重(－Z)＋鉛直方向地震力(－Z)＋軸直角方向水平地震力(－Y)

イ．自重，鉛直方向地震力，軸直角方向水平地震力による引張応力

図２．２－２４において自重，鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに引張応力が発生するかはⅠ項と同様に求められる。ただし，鉛直力（N）については以下のとおりとする。

N ：図２．２－２４に示す鉛直力であり，次式により算出した値（N）

N＝[自重の設計用値]＋[鉛直方向地震力の設計用値]

ロ．軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力（τ_{HY}），は次式で算出する。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで，

F_{HY} ：図２．２－１２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（N）

N_{bs} ：図２．２－２４に示す基礎ボルト本数（本）

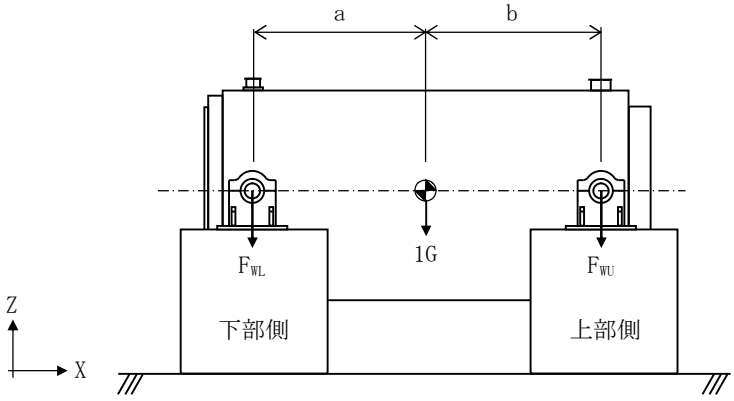
A_b ：図２．２－２４に示す基礎ボルト有効断面積（mm^2）

ｆ．コンクリート支持架台

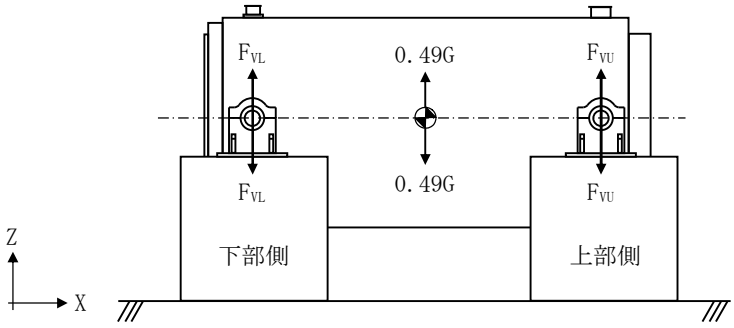
コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表２．２－８の通りである。これらの荷重を用いて「コンクリート標準示方書　設計編（2007)」に基づき評価を行う。

表２．２－８ コンクリート支持架台下端における荷重

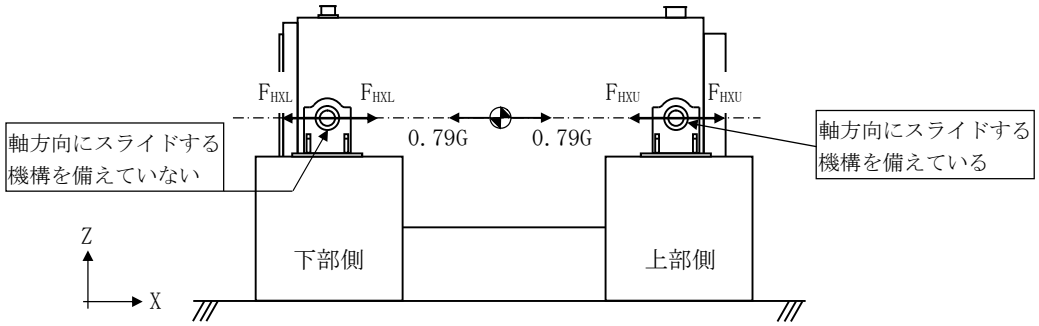
	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN･m)
キャスク	477.00	506.00	157.00
	－	－	599.60
ペデスタル	49.41	23.10	12.43
合計	526.41	529.10	769.04



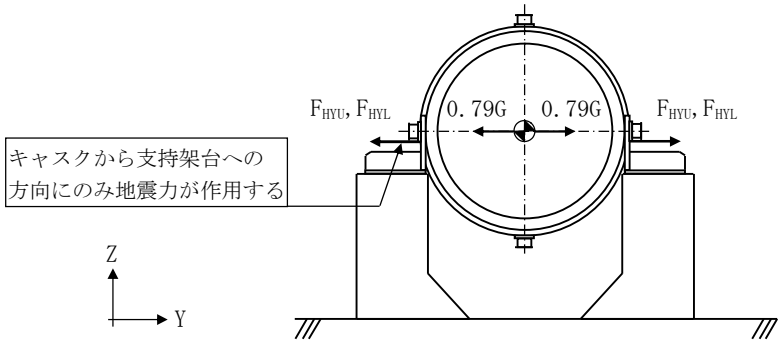
自　重



鉛直方向地震力



軸方向水平地震力



軸直角方向水平地震力

図２．２－１２　鋼製支持架台に作用する荷重

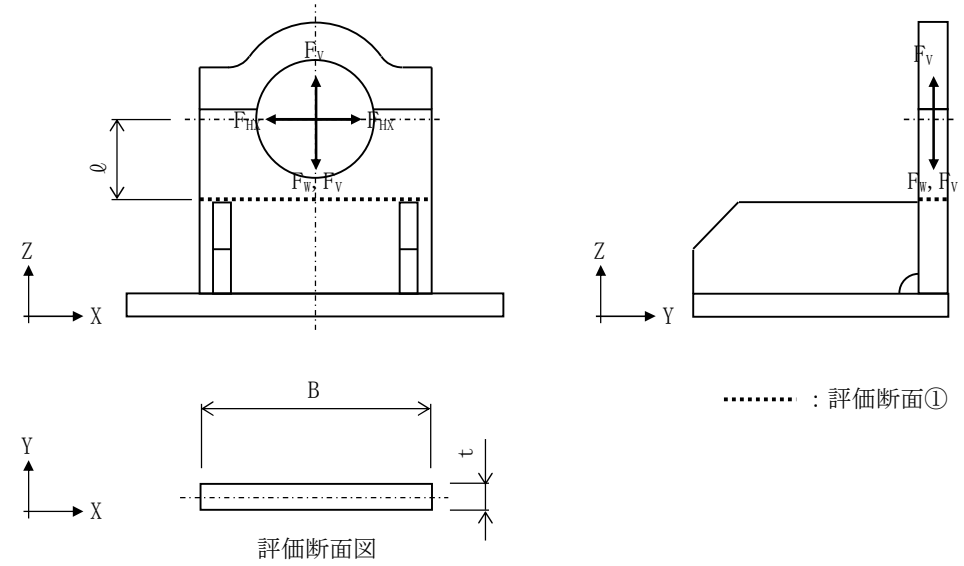


図２．２－１３　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面①）
［設計事象Ⅰ＋Ｓｓ，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力］

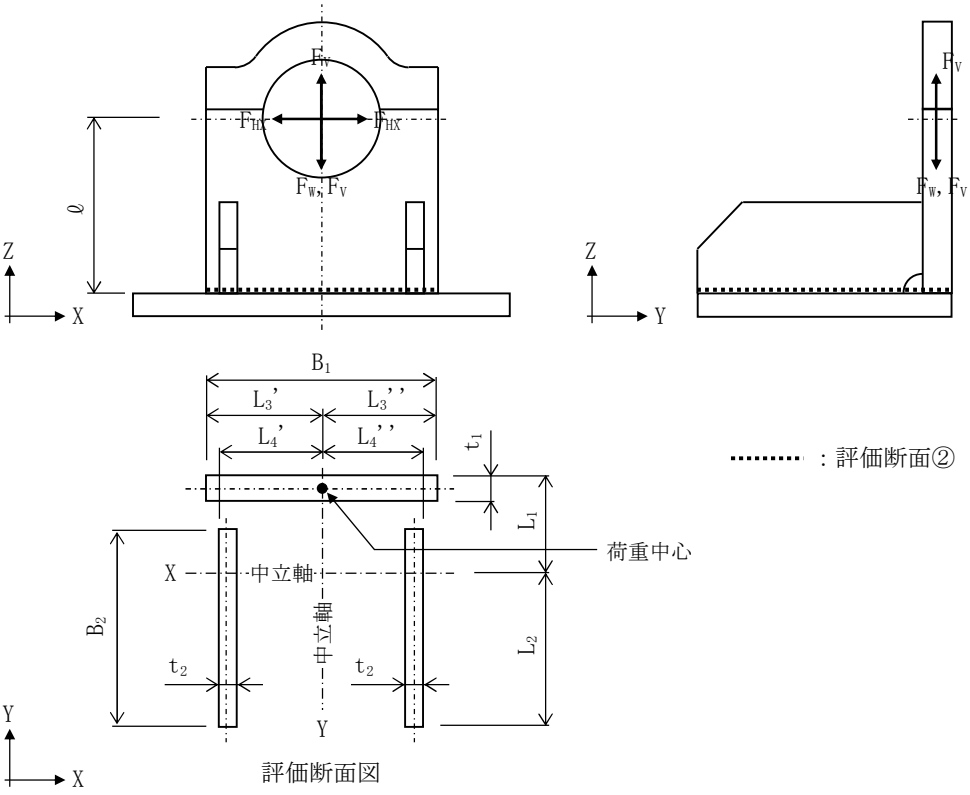
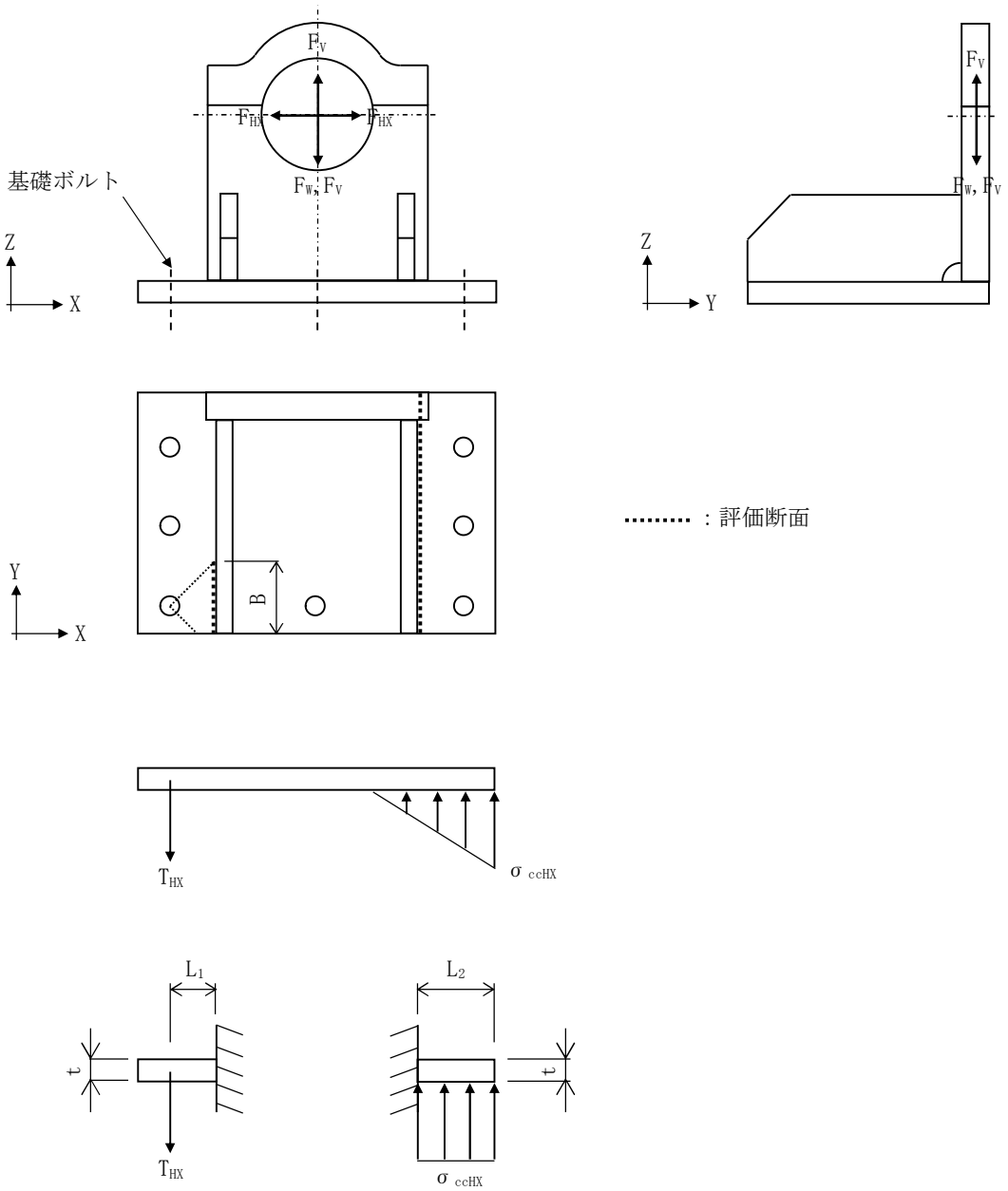


図２．２－１４　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面②）
［設計事象Ⅰ＋Ｓｓ，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力］



基礎ボルトより引張力を
受ける場合の計算モデル

コンクリート側より圧縮力を
受ける場合の計算モデル

図２．２－１５　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面③）
［設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力］

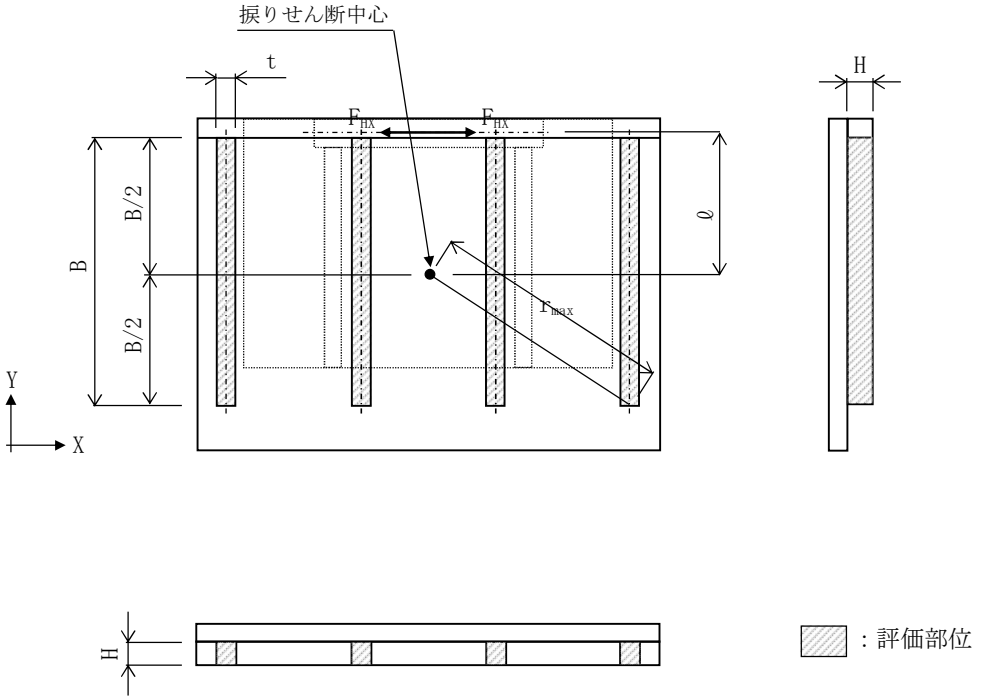
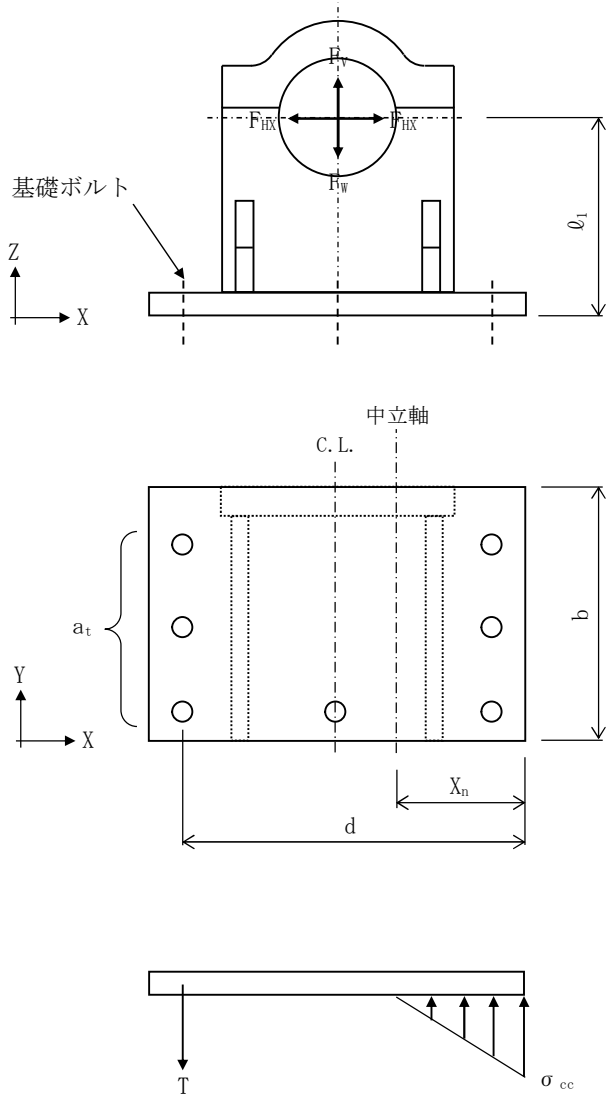
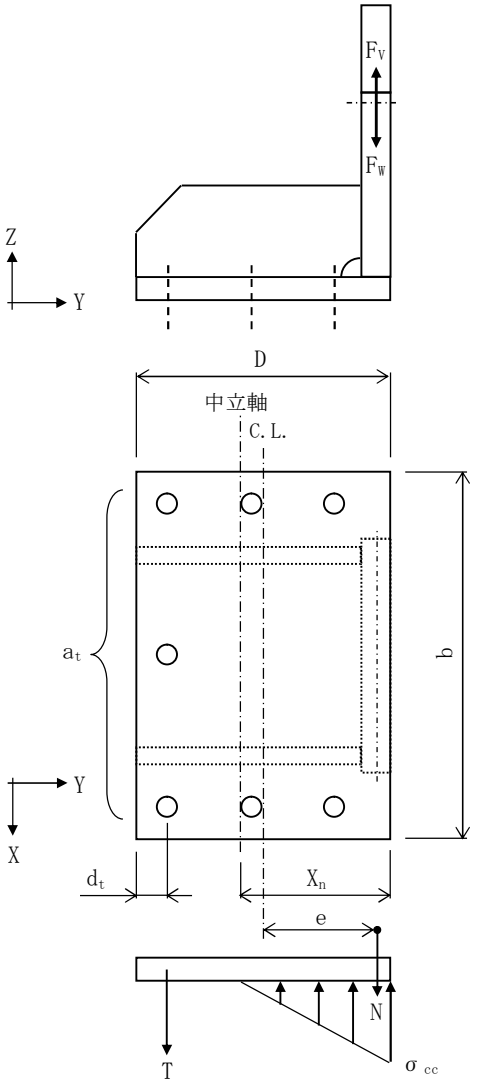


図２．２－１６　計算モデル図（埋め込み金物）

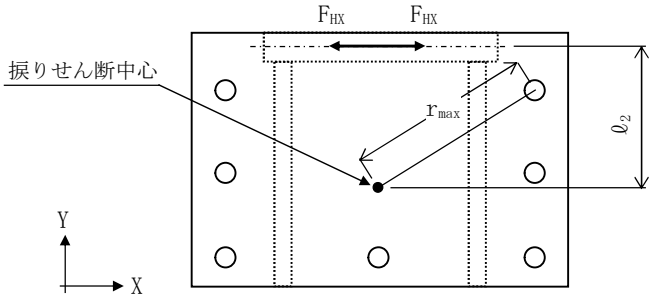
［設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$，（自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震



軸方向水平地震力により発生する
引張応力計算モデル



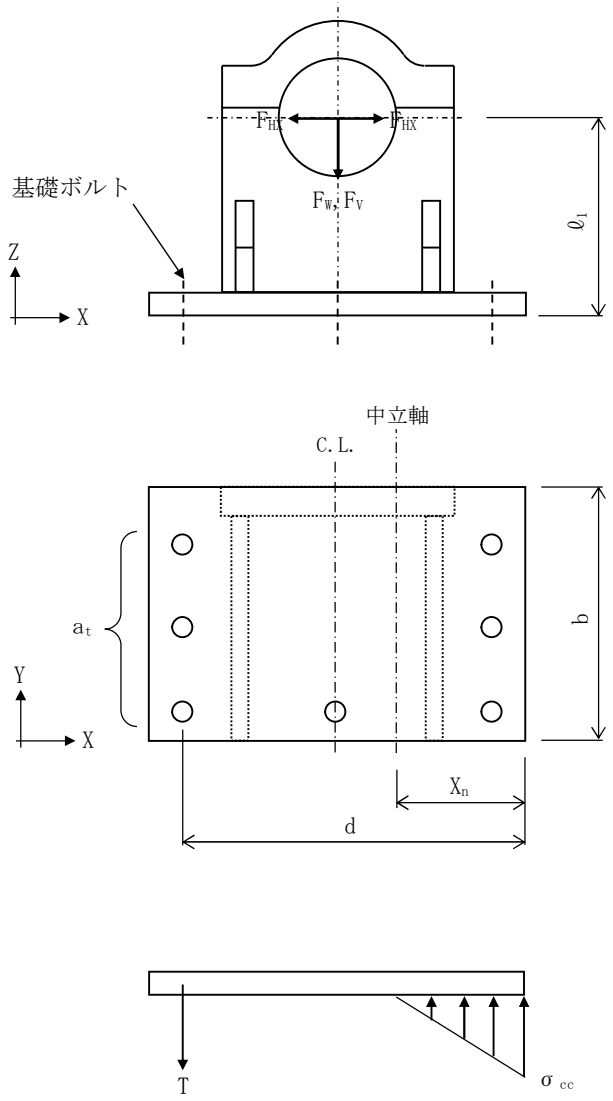
自重及び鉛直方向地震力により発生する
引張応力計算モデル



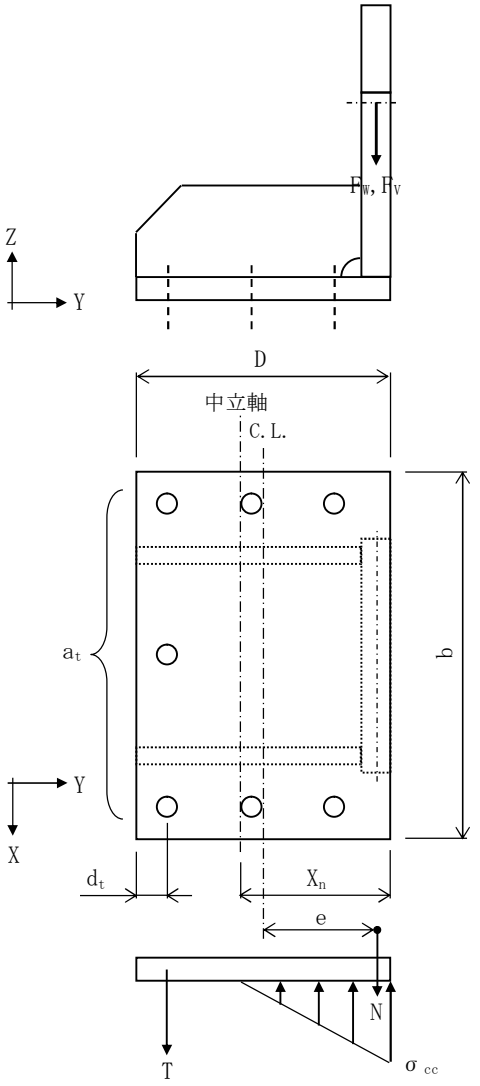
軸方向水平地震力により発生する
捩りせん断応力計算モデル

図２．２－１７　計算モデル図（基礎ボルト）

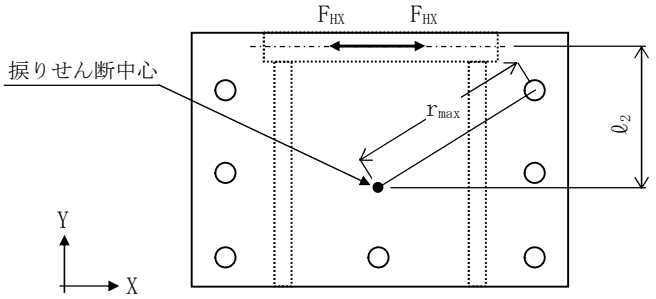
［設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$，自重(－Z)＋鉛直方向地震力(＋Z)＋軸方向水平地震力(±X)］



軸方向水平地震力により発生する
引張応力計算モデル



自重及び鉛直方向地震力により発生する
引張応力計算モデル



軸方向水平地震力により発生する
捩りせん断応力計算モデル

図２．２－１８　計算モデル図（基礎ボルト）

［設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$，自重(－Z)＋鉛直方向地震力(－Z)＋軸方向水平地震力(±X)］

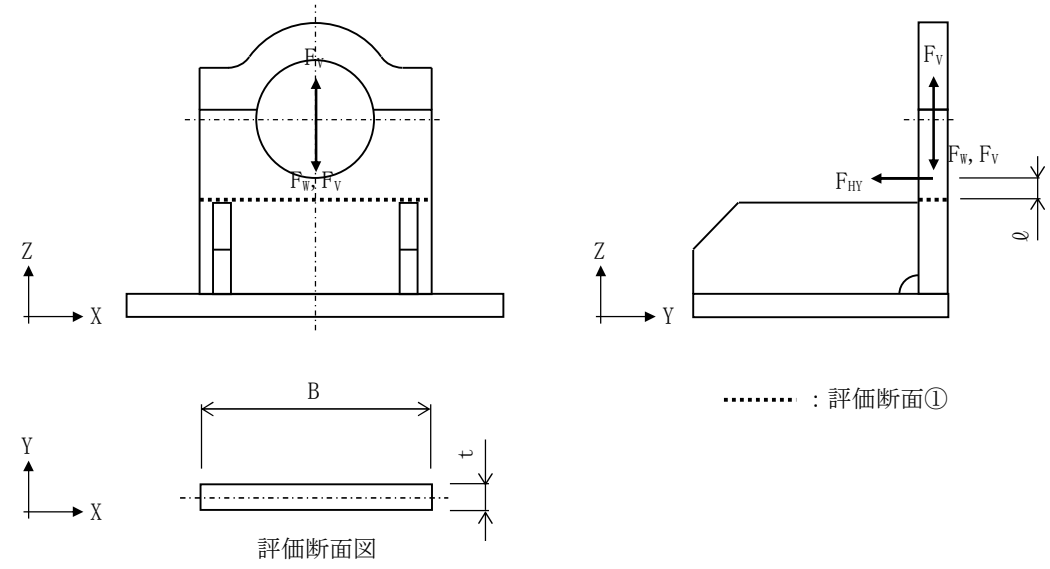


図２．２－１９　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面①）

［設計事象Ⅰ＋Ｓｓ，自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力］

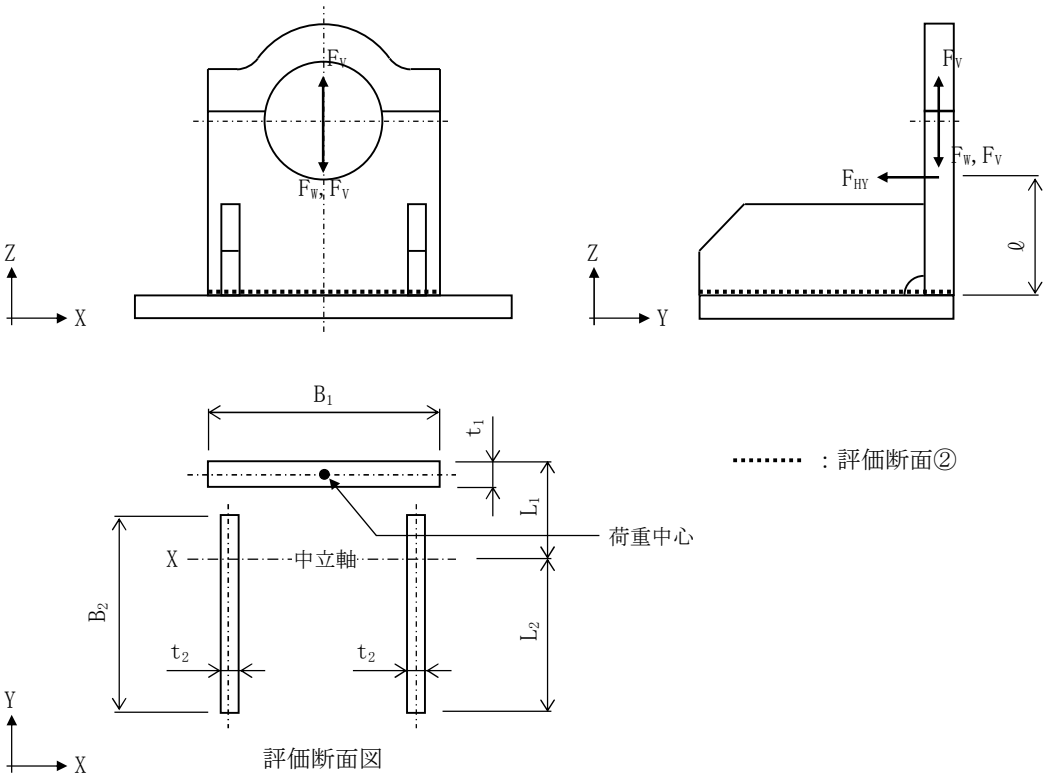


図２．２－２０　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面②）

［設計事象Ⅰ＋Ｓｓ，自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力］

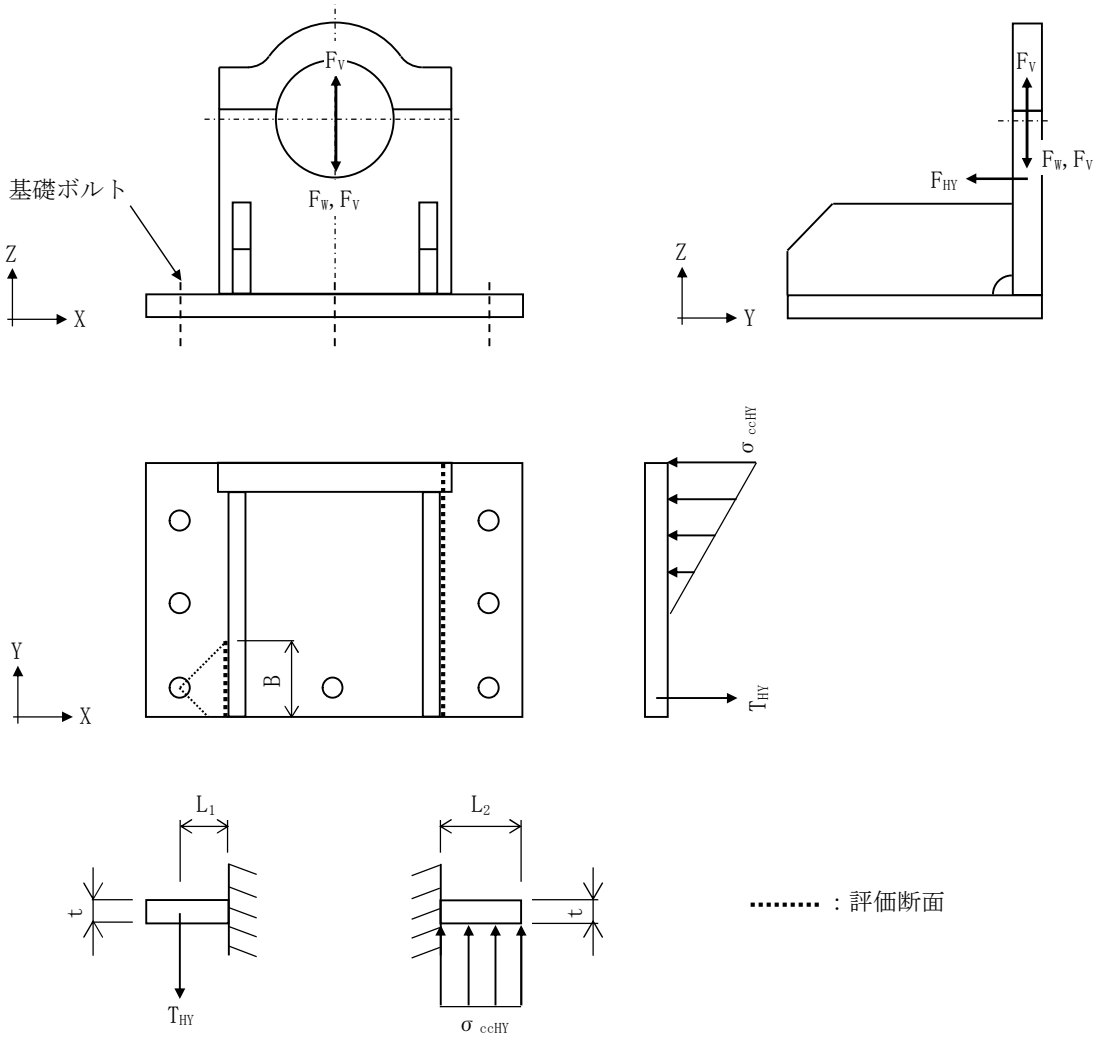


図２．２－２１　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面③）

［設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$，自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力］

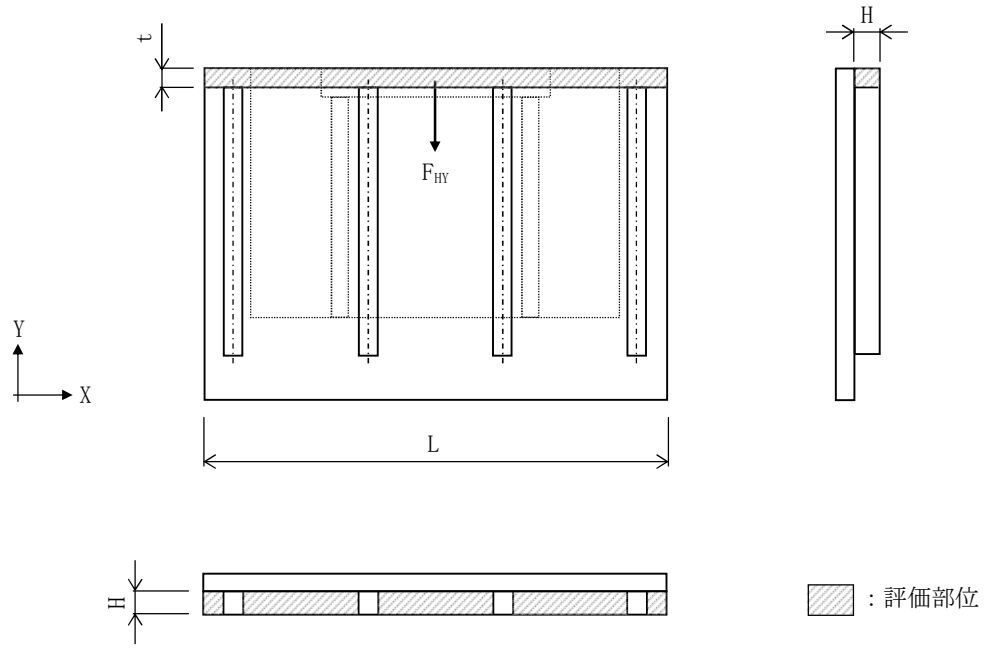
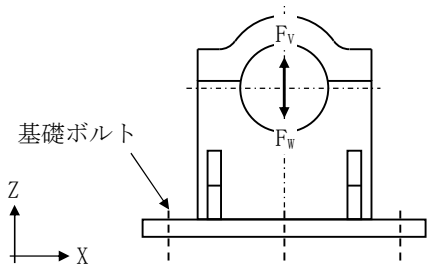
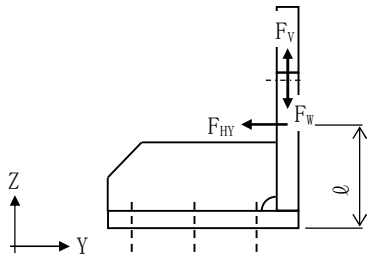
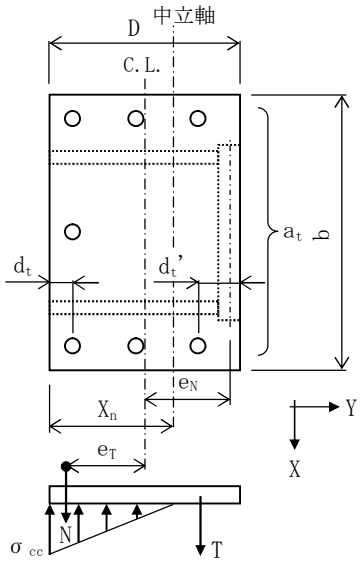


図２．２－２２　計算モデル図（埋め込み金物）

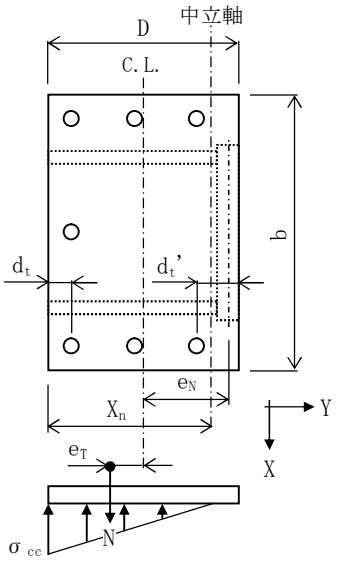
［設計事象Ⅰ＋Ｓ$_s$，自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力］



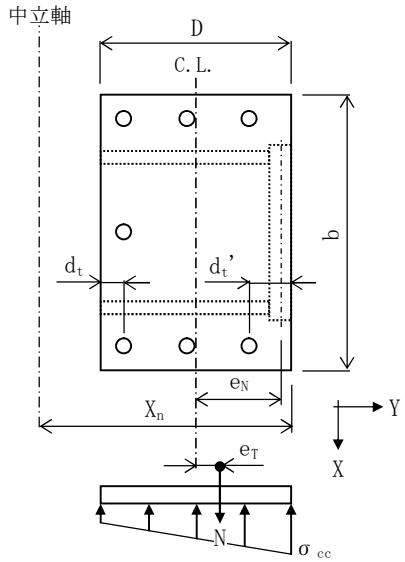




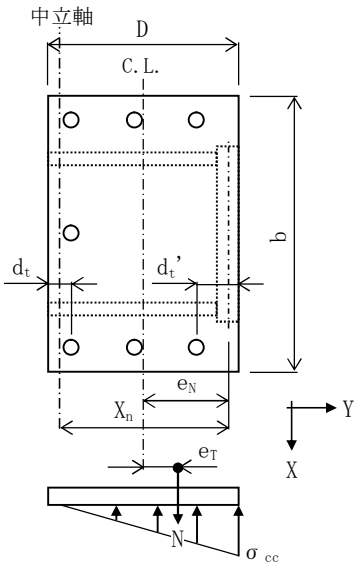
基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅰ）$e_T < -(D/6+d_t'/3)$
・基礎ボルトに引張応力発生



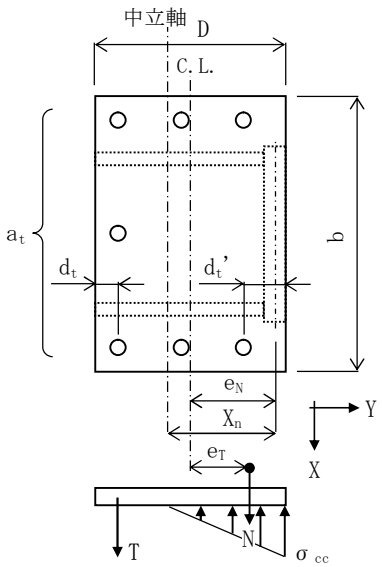
基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅱ）$-(D/6+d_t'/3) \leqq e_T < -D/6$
・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅲ）$-D/6 \leqq e_T < D/6$
・基礎ボルトに引張応力発生なし



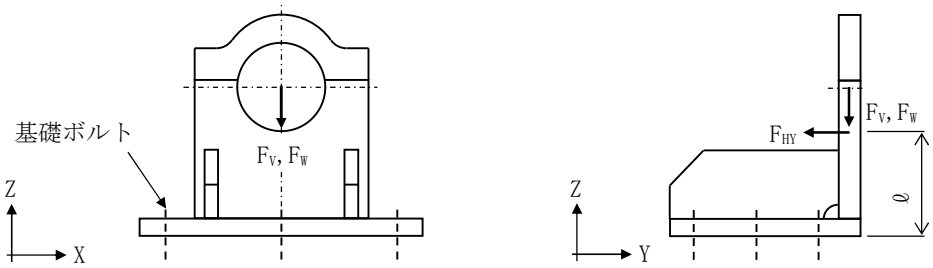
基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅳ）$D/6 \leqq e_T < D/6+d_t/3$
・基礎ボルトに引張応力発生なし

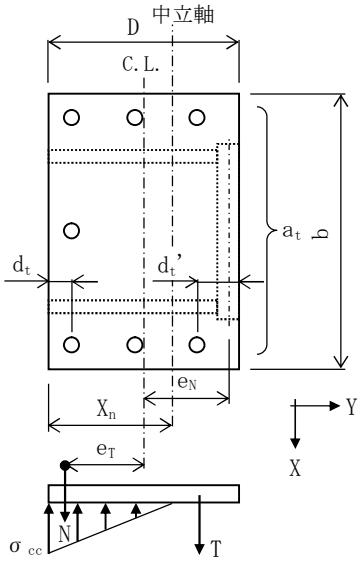


基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅴ）$D/6+d_t/3 \leqq e_T$
・基礎ボルトに引張応力発生

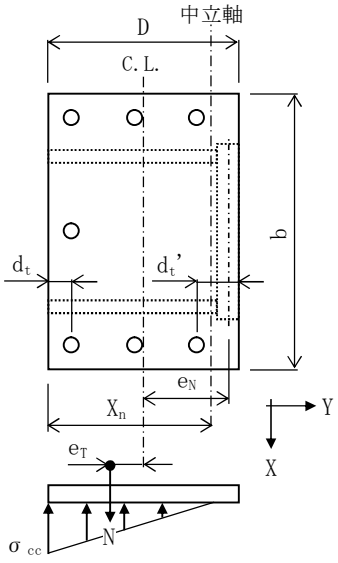
図２．２－２３　計算モデル図（基礎ボルト）

［設計事象Ⅰ＋Ｓｓ，自重(－Z)＋鉛直方向地震力(＋Z)＋軸直角方向水平地震力(－Y)］

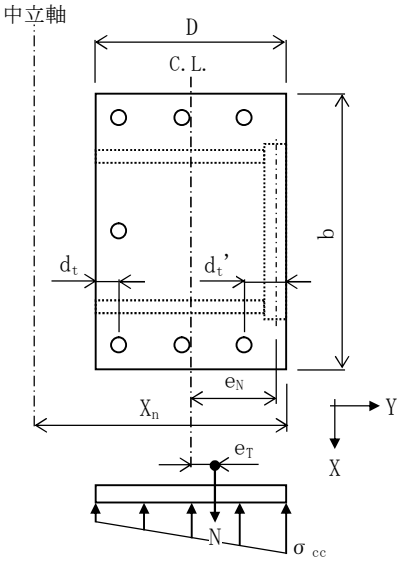




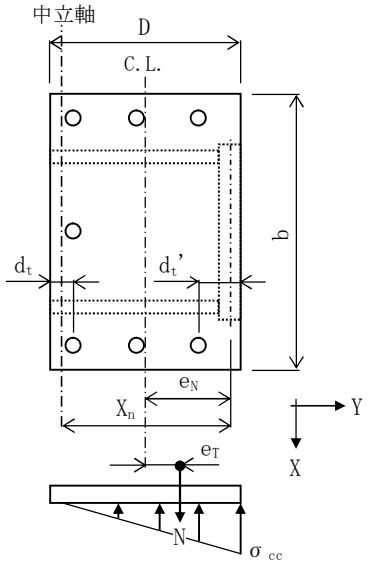
基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅰ）$e_T < -(D/6+d_t'/3)$
・基礎ボルトに引張応力発生



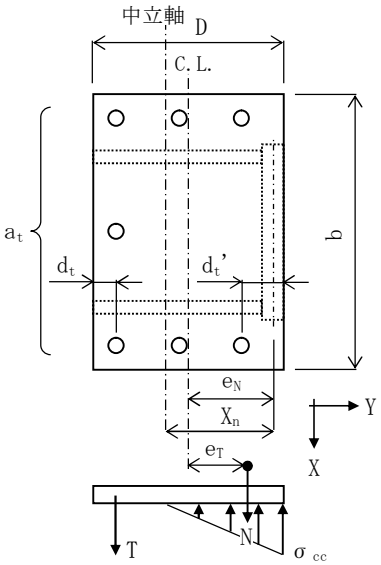
基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅱ）$-(D/6+d_t'/3) \leqq e_T < -D/6$
・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅲ）$-D/6 \leqq e_T < D/6$
・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅳ）$D/6 \leqq e_T < D/6+d_t/3$
・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
（ⅴ）$D/6+d_t/3 \leqq e_T$
・基礎ボルトに引張応力発生

図２．２－２４　計算モデル図（基礎ボルト）

［設計事象Ⅰ＋Ｓｓ，自重(－Z)＋鉛直方向地震力(－Z)＋軸直角方向水平地震力(－Y)］

⑤評価結果

評価結果は表２．２－９（１）～（３）となる。

表２．２－９（１）　鋼製支持架台の応力評価（設計事象Ⅰ＋Ss，輸送貯蔵兼用キャスク B)

（単位：N/mm^2）

部　位		応力の種類		計 算 値(注)		許容応力	評価
				ケース１	ケース２		
鋼製支持架台	評価断面①	一次応力	圧縮	15	15	322	OK
			曲げ	37	151	326	OK
			せん断	15	16	188	OK
			組合せ	58	168	326	OK
		一次＋二次応力	引張･圧縮	10	10	564	OK
			曲げ	74	151	564	OK
			せん断	30	16	324	OK
			座屈	15	15	279	OK
	評価断面②	一次応力	圧縮	7	7	325	OK
			曲げ	27	28	326	OK
			せん断	7	7	188	OK
			組合せ	35	36	326	OK
		一次＋二次応力	引張･圧縮	5	5	564	OK
			曲げ	37	24	564	OK
			せん断	13	7	324	OK
			座屈	7	7	280	OK
	評価断面③	一次応力	曲げ	201	111	326	OK
			せん断	23	13	188	OK
			組合せ	205	114	326	OK
		一次＋二次応力	曲げ	347	201	564	OK
			せん断	38	22	324	OK

（注）ケース１：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

表２．２－９（２）　埋め込み金物，基礎ボルトの応力評価（設計事象Ⅰ＋Ss，輸送貯蔵兼用キャスク B)

（単位：N/mm^2）

部　位	応力の種類		計 算 値 (注 1)		許容応力 (注 2)	評価
			ケース１	ケース２		
埋め込み金物	一次応力	曲げ	66	85	270	OK
		せん断	14	19	155	OK
		組合せ	70	91	270	OK
	一次＋二次応力	曲げ	131	85	450	OK
		せん断	28	19	258	OK
基礎ボルト (注 3)	一次応力	引張	109 129	79 －	ｹｰｽ１：165 ｹｰｽ２：332	OK
		せん断	193 193	89 89	261	OK

（注 1）ケース１：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力
　　ケース２：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力
（注 2）基礎ボルトの許容引張応力は，発生せん断応力を考慮し低減させた値
（注 3）上段の値は鉛直方向地震力が上向き(＋Z 方向)のときの値を示し，下段の値は鉛直方向地震力が下向き(－Z 方向)のときの値を示す

表２．２－９（３）　コンクリート支持架台の応力評価（設計事象Ⅰ＋Ss）

項目		記号	単位	ケース１	ケース２
曲げ	曲げモーメント	Md	(kN･m)	813	769
	曲げ耐力	Mud	(kN･m)	2808	1048
	構造物係数	γi	－	1.00	1.00
	γi･Md/Mud≦1.0		－	0.29	0.73
	判定		－	OK	OK
せん断	せん断力	Vd	(kN)	508	529
	せん断耐力	Vyd	(kN)	890	777
	構造物係数	γi	－	1.00	1.00
	γi･Vd/Vyd≦1.0		－	0.57	0.68
	判定		－	OK	OK

（注 1）ケース１：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力
　　ケース２：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

2.3　コンクリートモジュールの耐震性

(1)　乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール

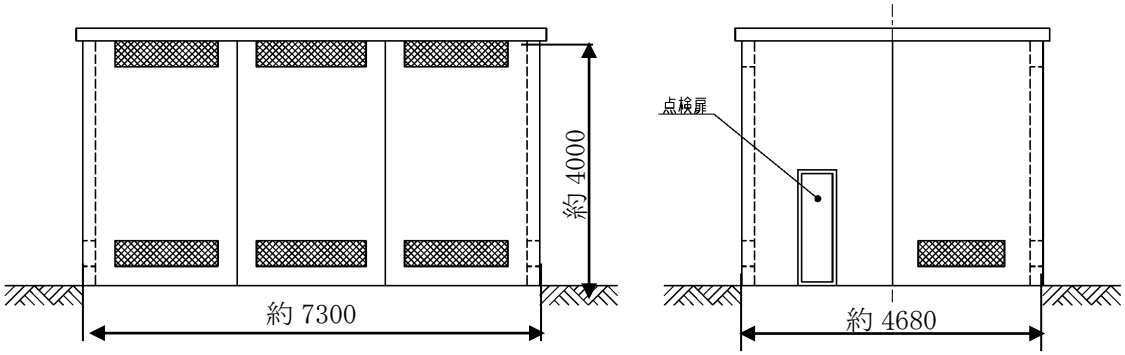
1)　評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールが，基準地震動Ss(Ss600)により乾式貯蔵キャスクの除熱，密封，遮蔽，臨界防止等の安全機能に影響を与えるような，倒壊等をしないことを確認する。

2)　乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図２．３－１に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板3枚，短辺側板2枚，天板3枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。



(単位:mm)

図２．３－１　コンクリートモジュール概略図

3)　解析モデル

固有値解析，許容応力度設計及び基準地震動 Ss(Ss600)に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図２．３－２に示す。

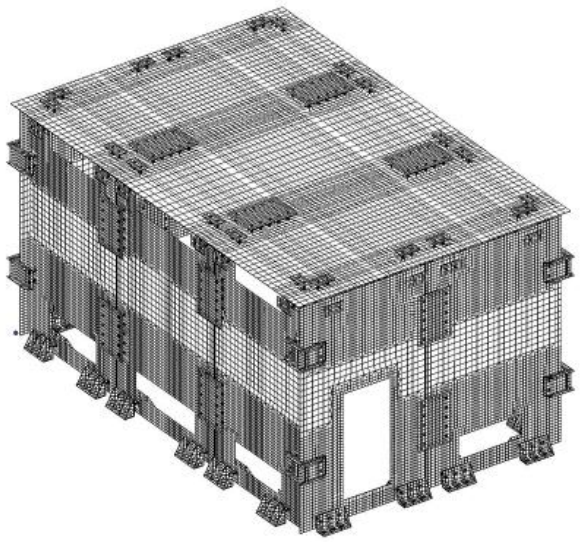


図２．３－２　コンクリートモジュールの解析モデル

4)　固有周期の算定

コンクリートモジュールの固有周期は図２．３－２の FEM モデルにより求める。この結果を表２．３－１に示す。

表２．３－１ コンクリートモジュールの固有周期

	固有周期(s)
水平（長辺）	0.036
水平（短辺）	0.046
鉛直	0.053

5)　設計用地震力

「4)固有周期の算定」において求めた固有周期と添付資料－２－１「3　耐震設計方針」に基づき，コンクリートモジュールの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

コンクリートモジュールの水平方向の固有周期は 0.05sec 以下であることから，コンクリートモジュールの水平地震力に対しては剛体と見なすことができる。従って設計用水平地震力は 1.2ZPA とする。設計用鉛直地震力については添付資料－２－１「3　耐震設計方針」の応答スペクトルから設計用地震力を定める。

本耐震評価で用いる設計用地震力を表２．３－２に示す。

表２．３－２　設計用地震力

	水平	鉛直
設計用加速度(mm/s^2)	7800	11800

6)　許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし，表２．３－３～５に示す。

表２．３－３　コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}Fc$	$\frac{1}{30}Fc$	$\frac{1}{30}Fc$ かつ $\left(0.49+\frac{1}{100}Fc\right)$ 以下	長期に対する 2 倍		

Fc=36 N/mm^2 とする。

表２．３－４　鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

表２．３－５　鋼材の許容応力度 (N/mm^2)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚≦40mm とする。

7)　応力計算

①　応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図２．３－３に示す箇所とする。

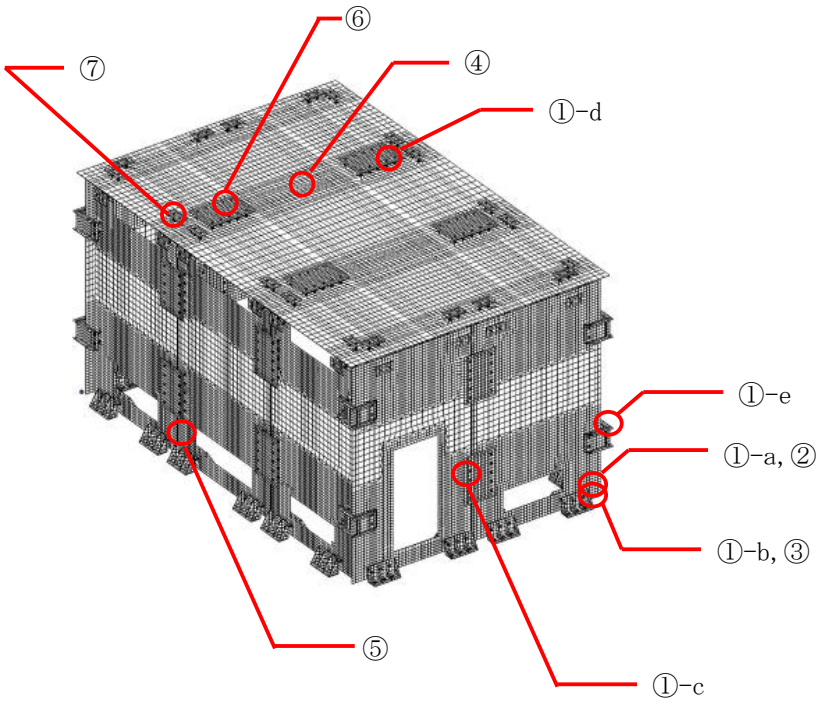


図２．３－３　応力評価箇所

応力評価箇所名称

①-a　アンカーボルト
①-b　側板柱脚ボルト
①-c　側板接合ボルト
①-d　天板接合ボルト
①-e　コーナー接合ボルト
②　　ベースプレート
③　　側板アンカー部はしあき
④　　天板パネル
⑤　　側板パネル
⑥　　側板，天板接合プレート
⑦　　側板，天板コーナー接合プレート（内側）

② 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表２．３－６の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし，コンクリートモジュールには積載荷重が無いため，考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また，コンクリートモジュールの厚さは200㎜と比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ，温度応力は考慮しないものとする。

表２．３－６ 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし，G：固定荷重，P：積載荷重，K：地震力

③ 応力評価

Ａ．ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

ａ．アンカーボルト(①-a) M20 (SS400：F=235)

せん断力 Qd=13.0 kN

引張力 Nd=26.0 kN

有効断面積 Ae = 245 mm^2

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度

(鋼構造設計規準・同解説より)

$f_{ts} = 1.4 f_{t0} - 1.6\tau$ かつ $f_{ts} \leq f_{t0}$

f_{ts}= 1.4×235－1.6×(13.0×10^3 / 245) = 244.1 N/mm^2 → 235 N/mm^2

短期引張応力度

σt = Nd / Ae = 26.0 ×1000 / 245 = 107 N/mm^2

検定値

f_{ts}/σt = 235 / 107 = 2.20 ＞ 1.0・・・OK

b．側板柱脚ボルト(①-b)　M27（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=68.4kN

有効断面積　Ae = 459 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 68.4 × 1000 / 459 = 150 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 150 = 1.62　＞　1.0・・・OK

c．側板接合ボルト(①-c)　M20（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=48.5kN

有効断面積　Ae = 245 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 48.5 × 1000 / 245 = 198 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 198 = 1.22　＞　1.0・・・OK

d．天板接合ボルト(①-d)　M16（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=21.2kN

有効断面積　Ae = 157 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 21.2 × 1000 / 157 = 136 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 136 = 1.78　＞　1.0・・・OK

e．コーナー接合ボルト(①-e)　M20（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=37.5 kN

有効断面積　Ae = 245 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 37.5 × 1000 / 245 = 154 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 154 = 1.57　＞　1.0・・・OK

Ｂ．ベースプレート(②)　t=19（SS400：F=235）

負担幅は 165mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 165 \times 19^2 / 6 = 9927.5\ mm^3$

短期許容曲げ応力度　$fb = 235\ N/mm^2$

引張時　（Ａ．ａ．アンカーボルトによる　計算モデルは図２．３－４参照）

設計曲げモーメント(2 辺固定として算定)

$Md = 26.0 \times 0.0825 / 2 = 1.08kNm$

短期曲げ応力度

$\sigma b = Md / z = 1.08 \times 10^6 / 9927.5 = 109\ N/mm^2$

検定値

$fb / \sigma b = 235 / 109 = 2.16 > 1.0$・・・OK

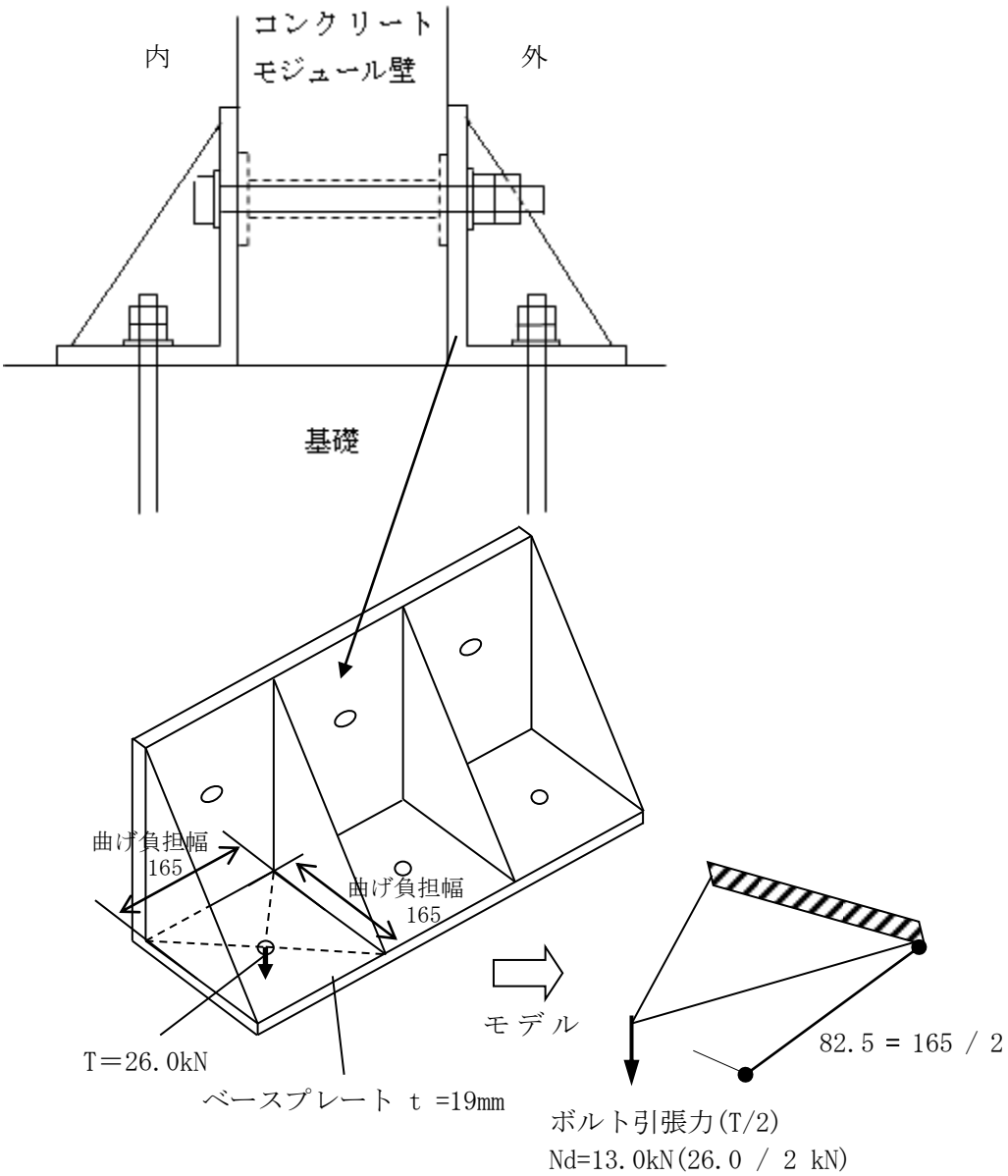


図２．３－４　ベースプレート（引張時）

圧縮時　（Ａ．ａ．アンカーボルトによる　計算モデルは図２．３－５参照）

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント（１辺固定１辺単純支持の１方向板として）

$Md = (38.5 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.80$ kNm

短期曲げ応力度

$\sigma b = Md / z = 0.80 \times 10^6 / 9927.5 = 80.6$ N/mm^2

検定値

$fb / \sigma b = 235 / 80.6 = 2.92 > 1.0$・・・OK

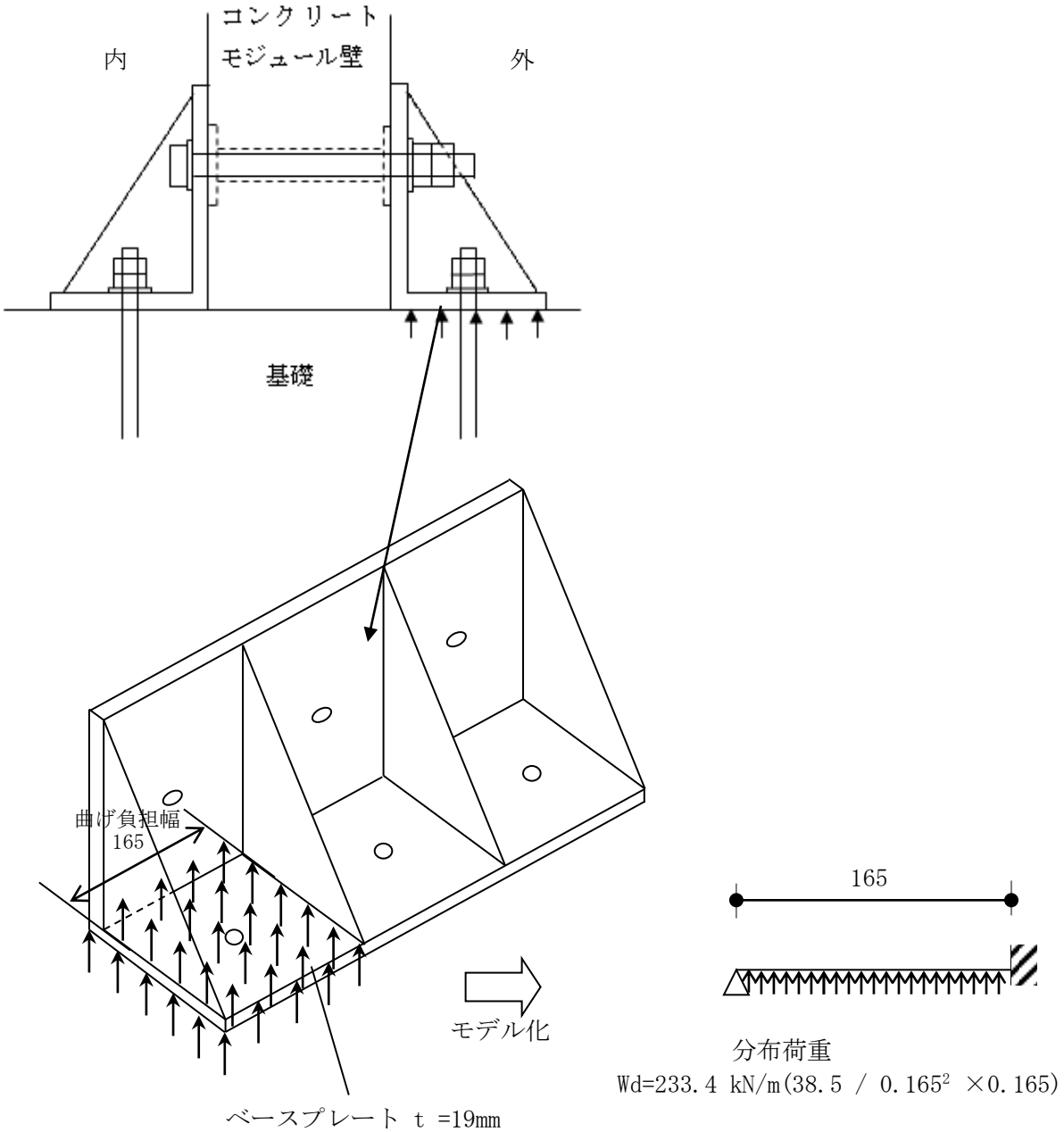


図２．３－５ ベースプレート（圧縮時）

C．側板アンカー部はしあき(③)（図２．３－６参照）

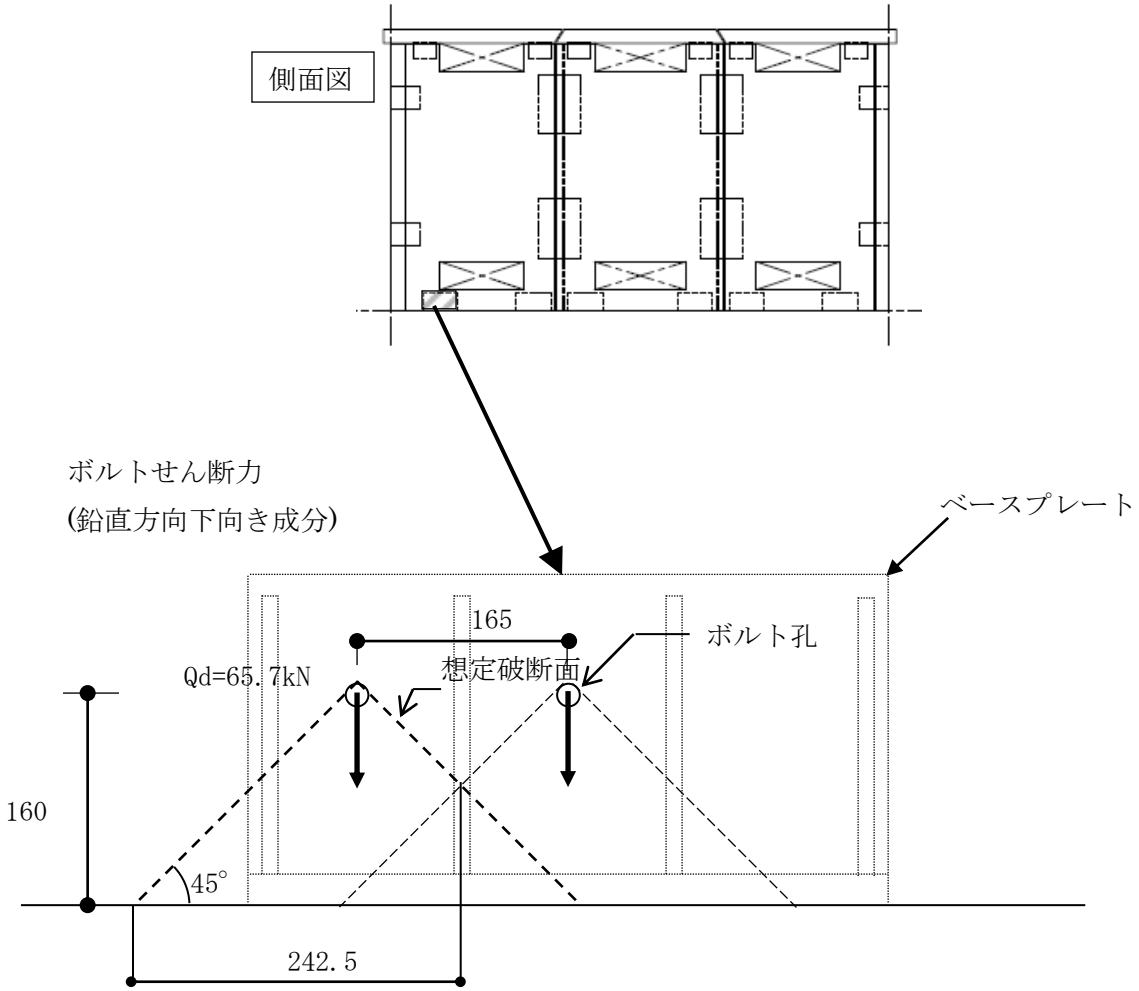


図２．３－６　側板アンカー

短期許容せん断力応力度

（建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より）

fsa = (0.49+Fc / 100)×2 = 1.70 N/mm^2

想定破断面積

A = 242.5×√2×200 =68589mm^2

せん断力応力度

τ = Qd / (A /√2) = 65.7×1000 / (68589 /√2) = 1.36 N/mm^2

検定値

fsa / τ = 1.7 / 1.36 = 1.25 ＞ 1.0・・・OK

D．天板パネル(④) （図２．３－７参照）

天板 PC 板　t = 200，鉄筋：SD295A（sσt = 295 N/mm^2）

D10@200（長辺方向 上筋，短辺方向 上下筋）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13@200（長辺方向 下筋）　　D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm，j = 131mm

短期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t をσt，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 9986 Nmm/mm　→　1m 辺りに換算すると Md = 9.99kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.99 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 121 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 295 / 121 = 2.44　＞　1.0・・・OK

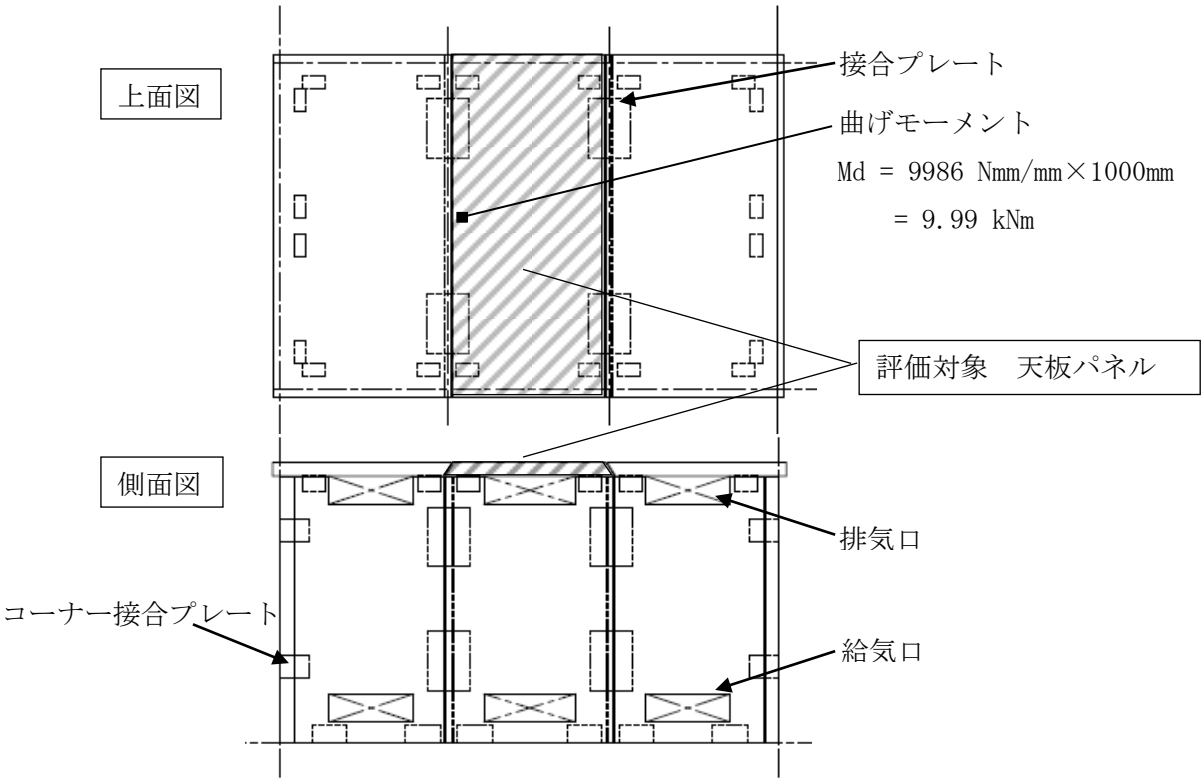


図２．３－７　天板パネル

Ｅ．側板パネル(⑤) （図２．３－８参照）

側板 PC 版　t = 200 鉄筋：SD295A（sσt = 295 N/mm^2）

D10@200（縦筋・横筋，内外共）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13（開口部及び外周部の補強筋）D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm, j = 131mm

短期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t をσt，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 20484 Nmm/mm　→　500mm 辺りに換算すると Md = 10.3 kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{10.3 \times 10^6}{(127+71+127) \times 131} = 242 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 295 / 242 = 1.22　＞　1.0・・・OK

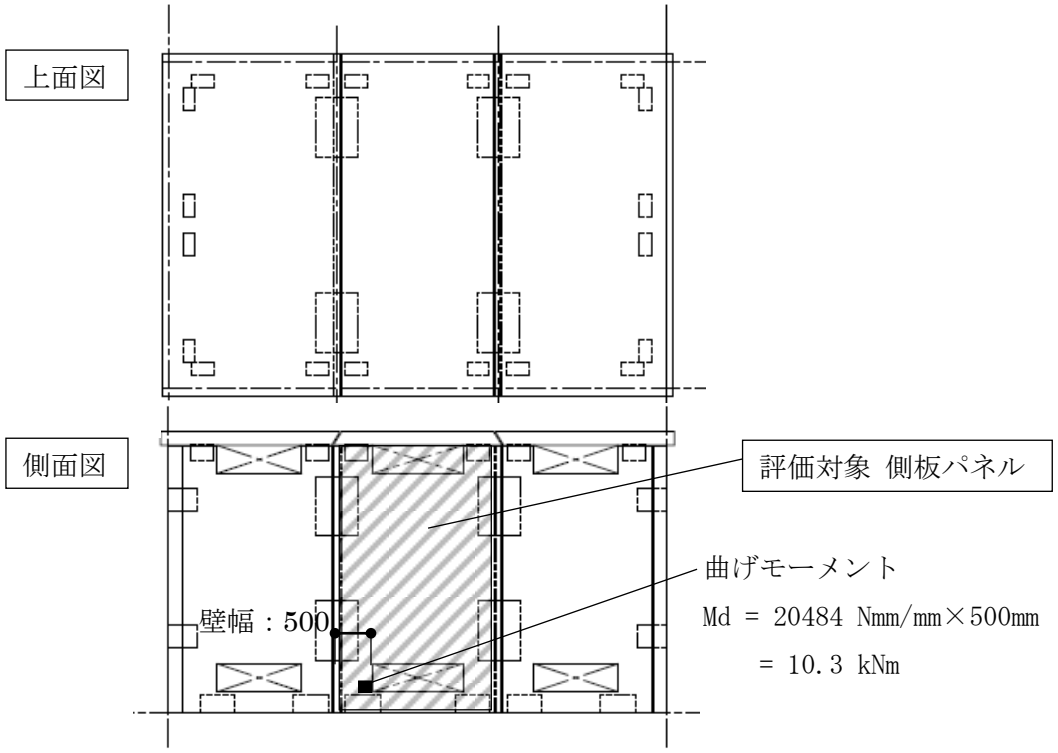


図２．３－８　側板パネル

Ｆ．側板，天板接合プレート(⑥)　ｔ = 6（SS400）（図２．３－９参照）

単位幅当たりの断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 1 \times 6^2 / 6 = 6 mm^3/mm$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 136 Nmm/mm

$\sigma b = 136 / 6 = 22.7 N/mm^2$

検定値

$fb / \sigma b = 235 / 22.7 = 10.4 > 1.0$・・・OK

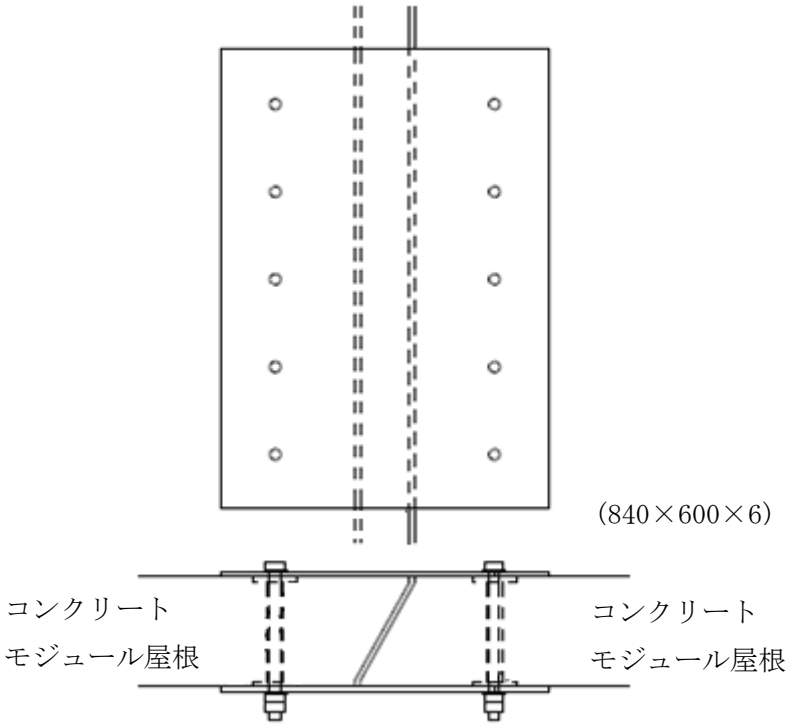


図２．３－９　側板，天板接合プレート

Ｇ．側板，天板コーナー接合プレート(⑦)　ｔ = 9（SS400）（図２．３－１０参照）

負担幅は 160mm とする。断面係数 z = b×t^2 / 6 = 160×9^2 /6= 2160 mm^3

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント（１辺固定１辺単純支持の１方向板として）

Md = (7.30 / 0.160^2 ×0.160×0.160^2) / 8 = 0.15kNm

σb = 0.15×10^6 / 2160 = 69.5 N/mm^2

検定値

fb /σb= 235 / 69.5 = 3.38　＞　1.0・・・OK

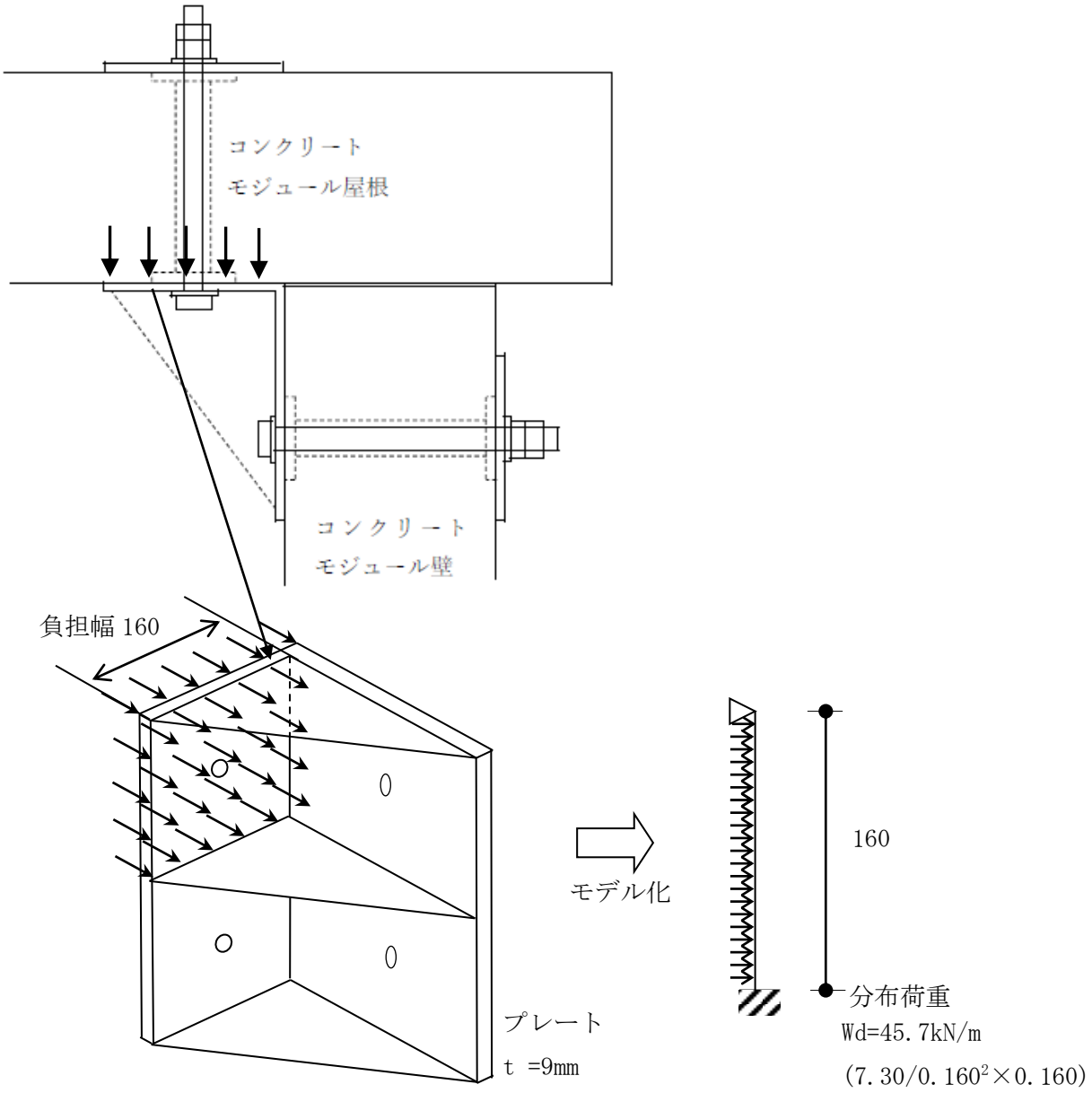


図２．３－１０　側板，天板コーナー接合プレート

④　評価結果

評価結果を表２．３－７に示す。

表２．３－７ 評価結果(N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①-a)	アンカーボルト	107	235	ＯＫ
①-b)	側板柱脚ボルト	150	242.4	ＯＫ
①-c)	側板接合ボルト	198	242.4	ＯＫ
①-d)	天板接合ボルト	136	242.4	ＯＫ
①-e)	コーナーボルト	154	242.4	ＯＫ
②	ベースプレート（引張時）	109	235	ＯＫ
②	ベースプレート（圧縮時）	80.6	235	ＯＫ
③	側板アンカー部はしあき	1.36	1.70	ＯＫ
④	天板ＰＣ板	121	295	ＯＫ
⑤	側板ＰＣ板	242	295	ＯＫ
⑥	側板，天板接合プレート	22.7	235	ＯＫ
⑦	側板，天板コーナー接合プレート	69.5	235	ＯＫ

以上よりコンクリートモジュールはＳｓ(Ss600)地震動に対しての耐震安全性を確保できる。

(2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

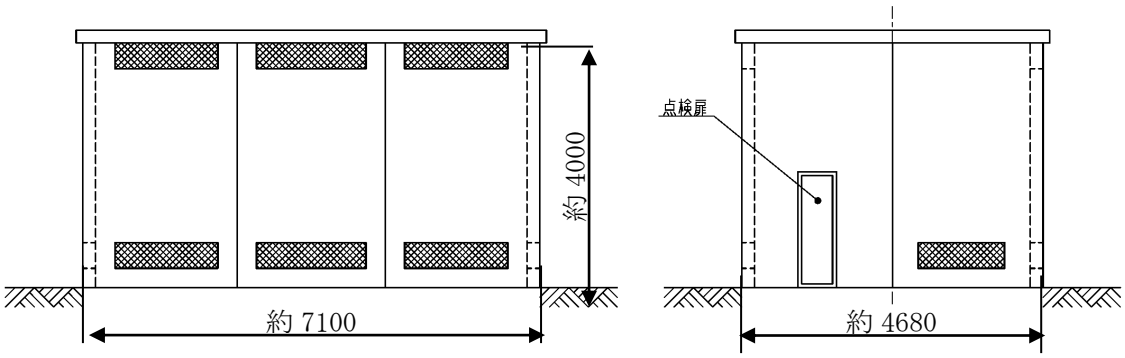
1)　評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールが，基準地震動Ss(Ss600)により輸送貯蔵兼用キャスクの除熱，密封，遮蔽，臨界防止等の安全機能に影響を与えるような，倒壊等をしないことを確認する。

2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図２．３－１１に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板3枚，短辺側板2枚，天板3枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。



(単位:mm)

図２．３－１１　コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

固有値解析，許容応力度設計及び基準地震動 Ss(Ss600)に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図２．３－１２に示す。

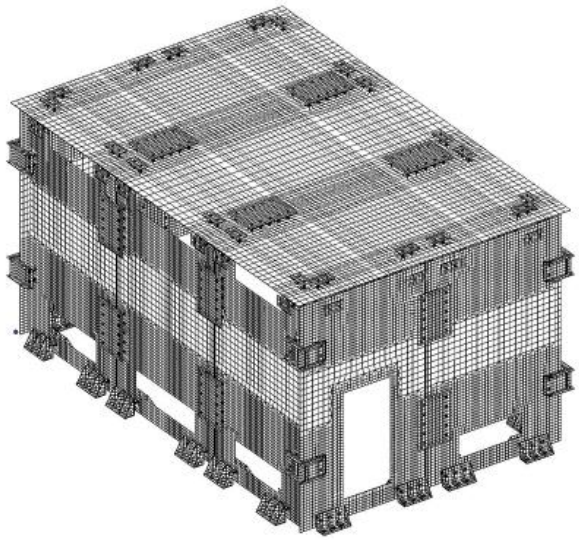


図２．３－１２　コンクリートモジュールの解析モデル

4) 固有周期の算定

コンクリートモジュールの固有周期は図２．３－１２の FEM モデルにより求める。この結果を表２．３－８に示す。

表２．３－８ コンクリートモジュールの固有周期

	固有周期(s)
水平（長辺）	0.036
水平（短辺）	0.045
鉛直	0.052

5)　設計用地震力

「4)固有周期の算定」において求めた固有周期と添付資料－２－１「3　耐震設計方針」に基づき，コンクリートモジュールの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

コンクリートモジュールの水平方向の固有周期は 0.05sec 以下であることから，コンクリートモジュールの水平地震力に対しては剛体と見なすことができる。従って設計用水平地震力は 1.2ZPA とする。設計用鉛直地震力については添付資料－２－１「3　耐震設計方針」の応答スペクトルから設計用地震力を定める。

本耐震評価で用いる設計用地震力を表２．３－９に示す。

表２．３－９　設計用地震力

	水平	鉛直
設計用加速度(mm/s^2)	7800	11800

6)　許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし，表２．３－１０～１２に示す。

表２．３－１０　コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}Fc$	$\frac{1}{30}Fc$	$\frac{1}{30}Fc$ かつ $\left(0.49+\frac{1}{100}Fc\right)$ 以下	長期に対する 2 倍		

Fc=36 N/mm^2 とする。

表２．３－１１　鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

表２．３－１２　鋼材の許容応力度 (N/mm^2)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚≦40mm とする。

7)　応力計算

①　応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図２．３－１３に示す箇所とする。

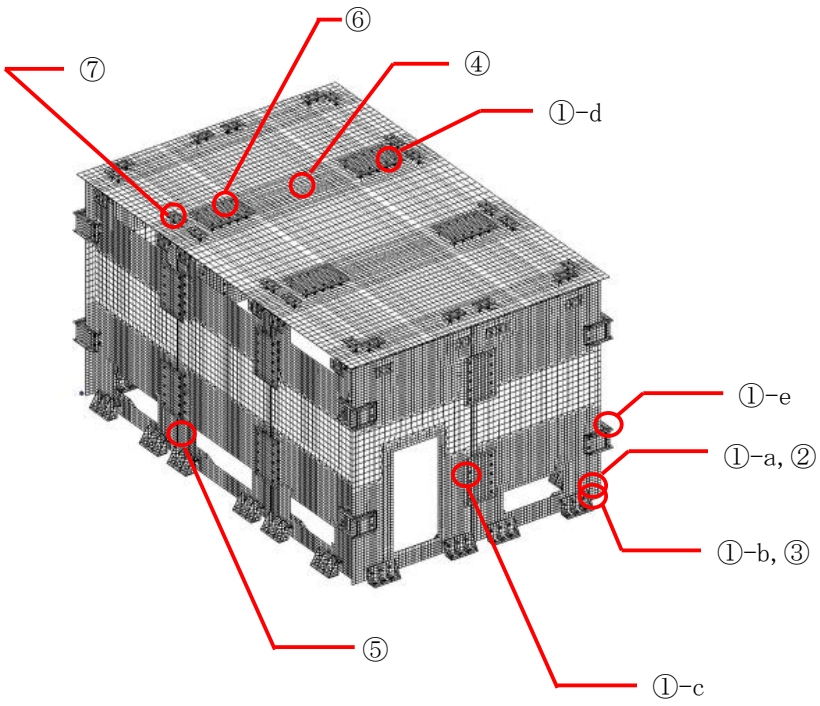


図２．３－１３　応力評価箇所

応力評価箇所名称

①-a　アンカーボルト
①-b　側板柱脚ボルト
①-c　側板接合ボルト
①-d　天板接合ボルト
①-e　コーナー接合ボルト
②　　ベースプレート
③　　側板アンカー部はしあき
④　　天板パネル
⑤　　側板パネル
⑥　　側板，天板接合プレート
⑦　　側板，天板コーナー接合プレート（内側）

② 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表２．３－１３の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし，コンクリートモジュールには積載荷重が無いため，考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また，コンクリートモジュールの厚さは200㎜と比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ，温度応力は考慮しないものとする。

表２．３－１３ 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし，G：固定荷重，P：積載荷重，K：地震力

③ 応力評価

Ａ．ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

ａ．アンカーボルト(①-a) M20 (SS400：F=235)

せん断力 Qd=12.5kN

引張力 Nd=25.1kN

有効断面積 Ae = 245 mm^2

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度

(鋼構造設計規準・同解説より)

$f_{ts} = 1.4 f_{t0} - 1.6\tau$ かつ $f_{ts} \leq f_{t0}$

f_{ts} = 1.4×235−1.6×(12.5×10^3 / 245) = 247.3 N/mm^2 → 235 N/mm^2

短期引張応力度

σt = Nd / Ae = 25.1 ×1000 / 245 = 103 N/mm^2

検定値

f_{ts} / σt = 235 / 103 = 2.28 ＞ 1.0・・・OK

b．側板柱脚ボルト(①-b)　M27（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=66.1kN

有効断面積　Ae = 459 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 66.1 × 1000 / 459 = 145 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 145 = 1.67　＞　1.0・・・OK

c．側板接合ボルト(①-c)　M20（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=47.7kN

有効断面積　Ae = 245 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 47.7 × 1000 / 245 = 195 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 195 = 1.24　＞　1.0・・・OK

d．天板接合ボルト(①-d)　M16（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=20.3kN

有効断面積　Ae = 157 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 20.3 × 1000 / 157 = 130 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 130 = 1.86　＞　1.0・・・OK

e．コーナー接合ボルト(①-e)　M20（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=37.6 kN

有効断面積　Ae = 245 mm^2

せん断応力度　τ = Qd / Ae = 37.6 × 1000 / 245 = 154 N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \dfrac{F}{\sqrt{3}} = \dfrac{420}{\sqrt{3}} = 242.4$ N/mm^2

検定値

f_s / τ = 242.4 / 154 = 1.57　＞　1.0・・・OK

Ｂ．ベースプレート(②)　t=19（SS400：F=235）

負担幅は 165mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 165 \times 19^2 / 6 = 9927.5\ mm^3$

短期許容曲げ応力度　$fb = 235\ N/mm^2$

引張時　（Ａ．ａ．アンカーボルトによる　計算モデルは図２．３－１４参照）

設計曲げモーメント(2 辺固定として算定)

$Md = 25.1 \times 0.0825 / 2 = 1.04kNm$

短期曲げ応力度

$\sigma b = Md / z = 1.04 \times 10^6 / 9927.5 = 105\ N/mm^2$

検定値

$fb / \sigma b = 235 / 105 = 2.24 > 1.0$・・・OK

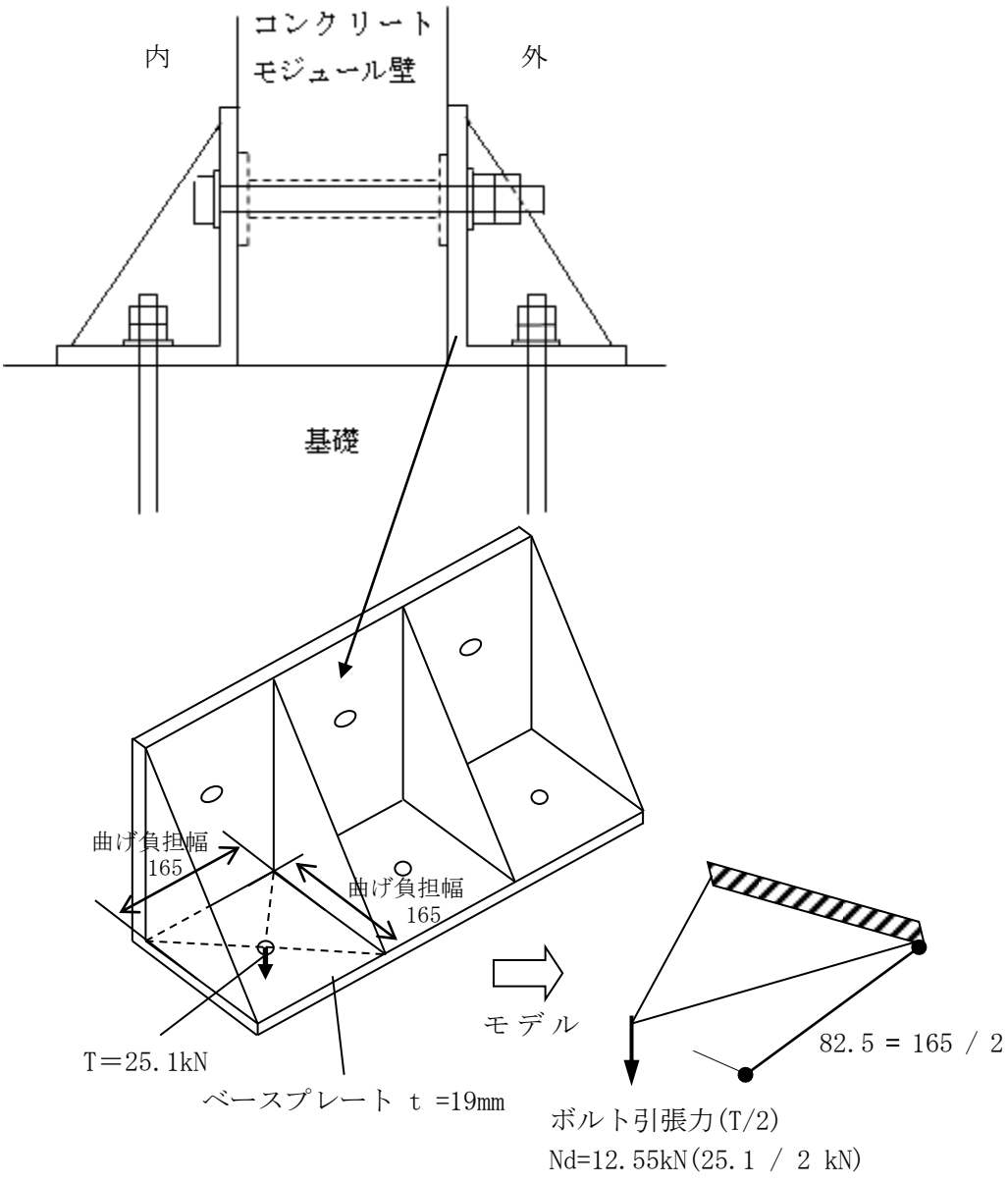


図２．３－１４ ベースプレート（引張時）

圧縮時　（Ａ．ａ．アンカーボルトによる　計算モデルは図２．３－１５参照）

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(１辺固定１辺単純支持の１方向板として)

$Md = (37.5 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.78$ kNm

短期曲げ応力度

$\sigma b = Md / z = 0.78 \times 10^6 / 9927.5 = 78.6$ N/mm^2

検定値

$fb / \sigma b = 235 / 78.6 = 2.99 > 1.0$・・・OK

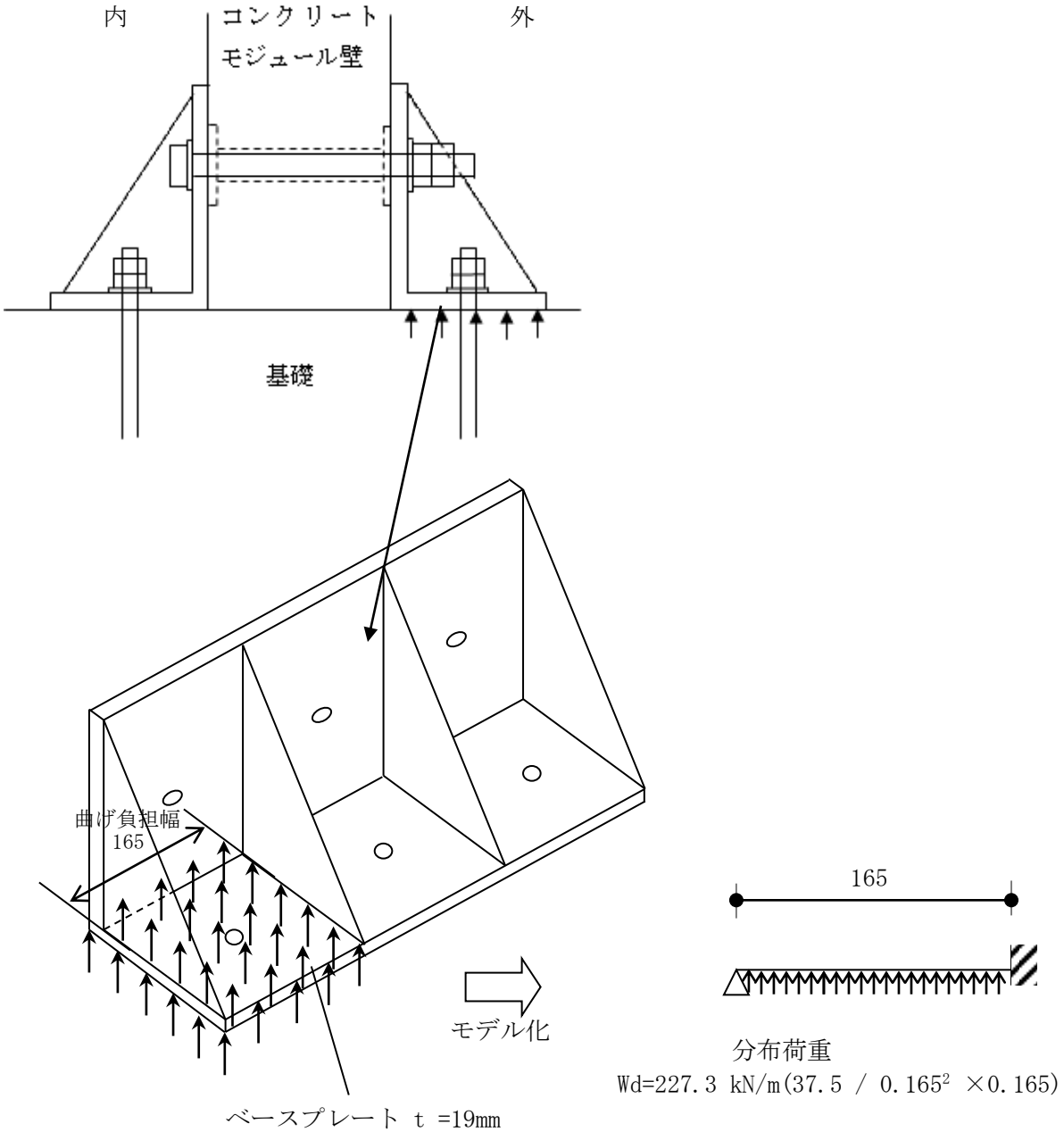


図２．３－１５　ベースプレート（圧縮時）

C．側板アンカー部はしあき(③)（図２．３－１６参照）

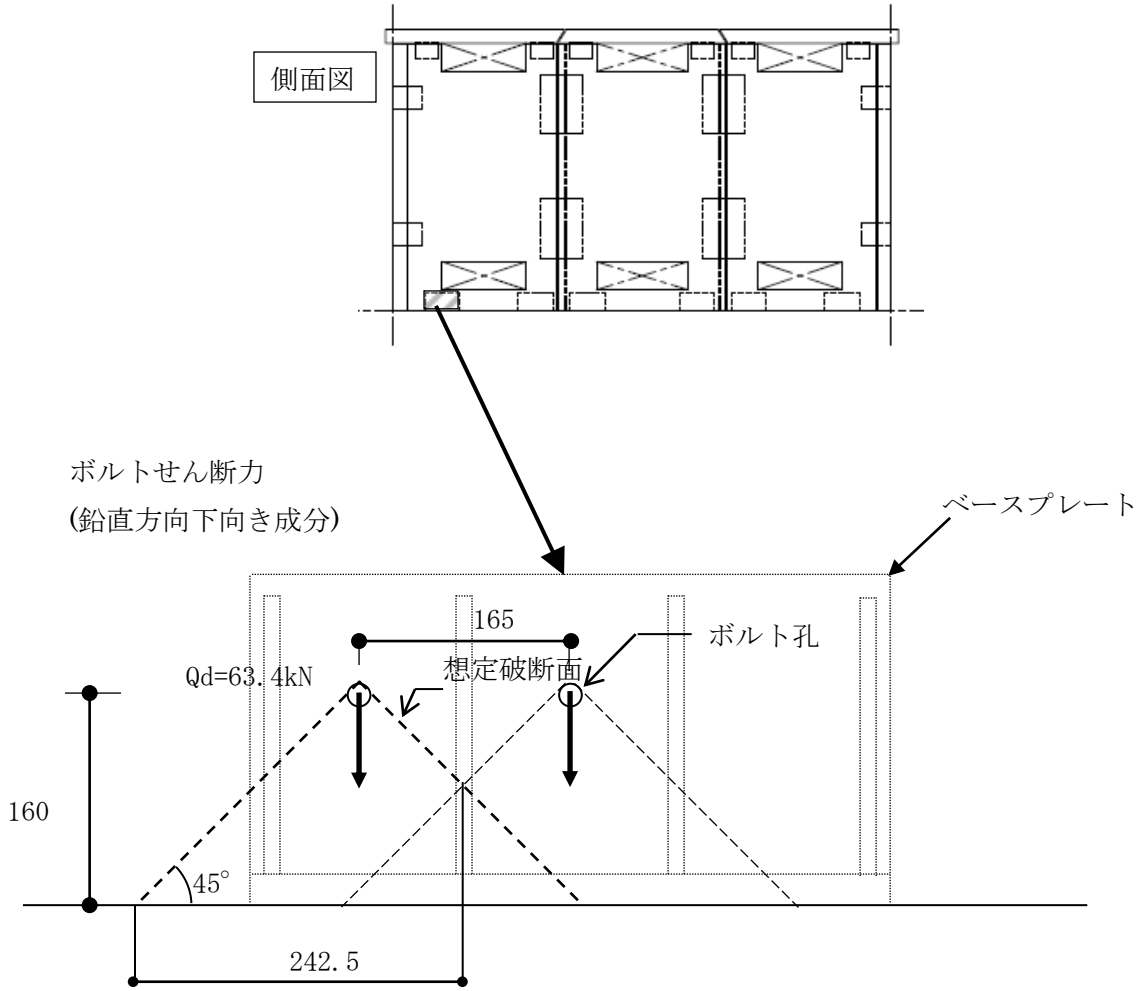


図２．３－１６　側板アンカー

短期許容せん断力応力度

（建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より）

$fsa = (0.49+Fc / 100)\times 2 = 1.70\ N/mm^2$

想定破断面積

$A = 242.5\times\sqrt{2}\times 200 = 68589mm^2$

せん断力応力度

$\tau = Qd / (A /\sqrt{2}) = 63.4\times 1000 / (68589 /\sqrt{2}) = 1.31\ N/mm^2$

検定値

$fsa / \tau = 1.70/ 1.31 = 1.30 > 1.0$・・・OK

D．天板パネル(④)（図２．３－１７参照）

天板 PC 板　t = 200，鉄筋：SD295A（sσt = 295 N/mm^2）

D10@200（長辺方向 上筋，短辺方向 上下筋）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13@200（長辺方向 下筋）　D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm，j = 131mm

短期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t をσt，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 9797 Nmm/mm　→　1m 辺りに換算すると Md = 9.80kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.80 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 118 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 295 / 118 = 2.50　＞　1.0・・・OK

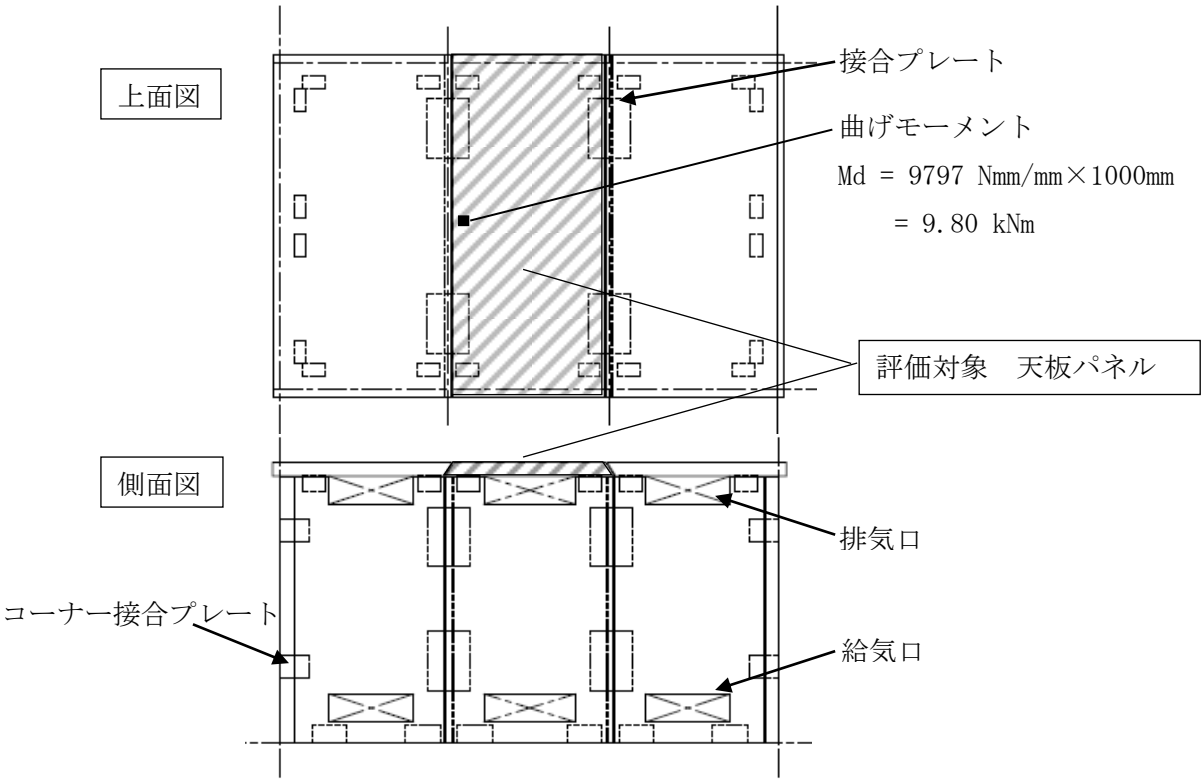


図２．３－１７　天板パネル

Ｅ．側板パネル(⑤) （図２．３－１８参照）

側板 PC 版　t = 200 鉄筋：SD295A（sσt = 295 N/mm^2）

D10@200（縦筋・横筋，内外共）D10：断面積 A = 71 mm^2

D13（開口部及び外周部の補強筋）D13：断面積 A = 127 mm^2

d = 150mm, j = 131mm

短期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

$\Rightarrow \quad f_t = \dfrac{M_a}{a_t \cdot j}$　f_t をσt，M_a を M_d に置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 19430Nmm/mm　→　500mm 辺りに換算すると Md=9.72kNm

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.72 \times 10^6}{(127+71+127) \times 131} = 229 \text{ N/mm}^2$$

検定値

f_t / σ_t = 295 / 229 = 1.29　＞　1.0・・・OK

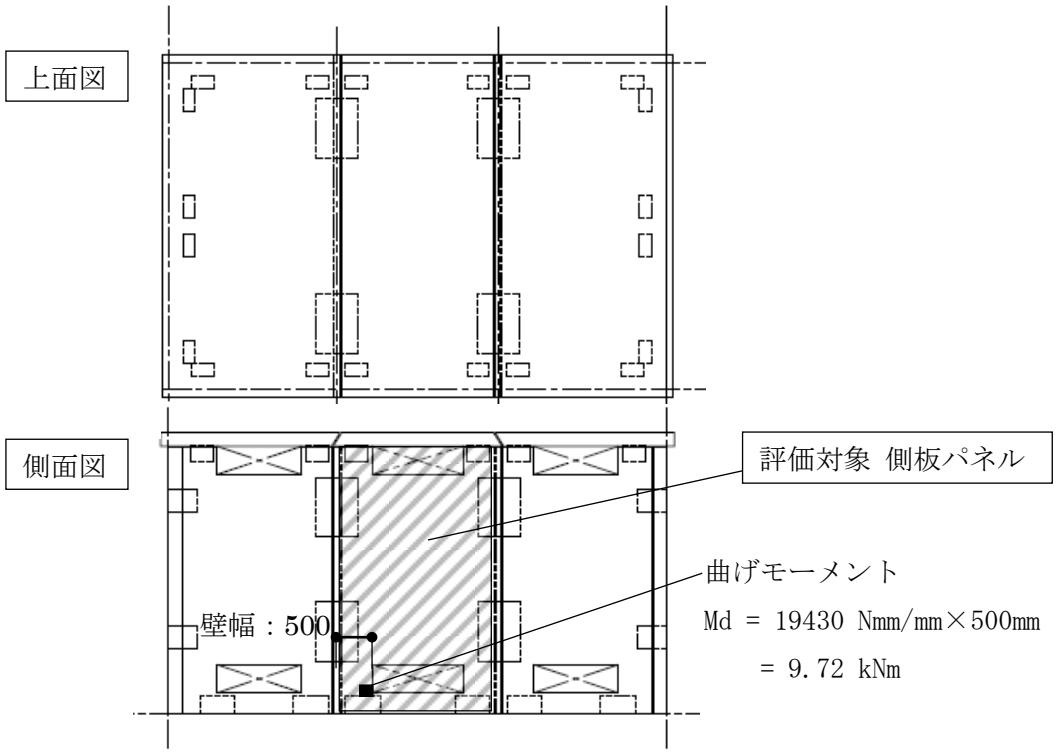


図２．３－１８　側板パネル

Ｆ．側板，天板接合プレート(⑥)　ｔ＝６（SS400）（図２．３－１９参照）

単位幅当たりの断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 1 \times 6^2 / 6 = 6mm^3/mm$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 133.4 Nmm/mm

$\sigma b = 133.4 / 6 = 22.3\ N/mm^2$

検定値

$fb / \sigma b = 235 / 22.3 = 10.5 > 1.0$・・・OK

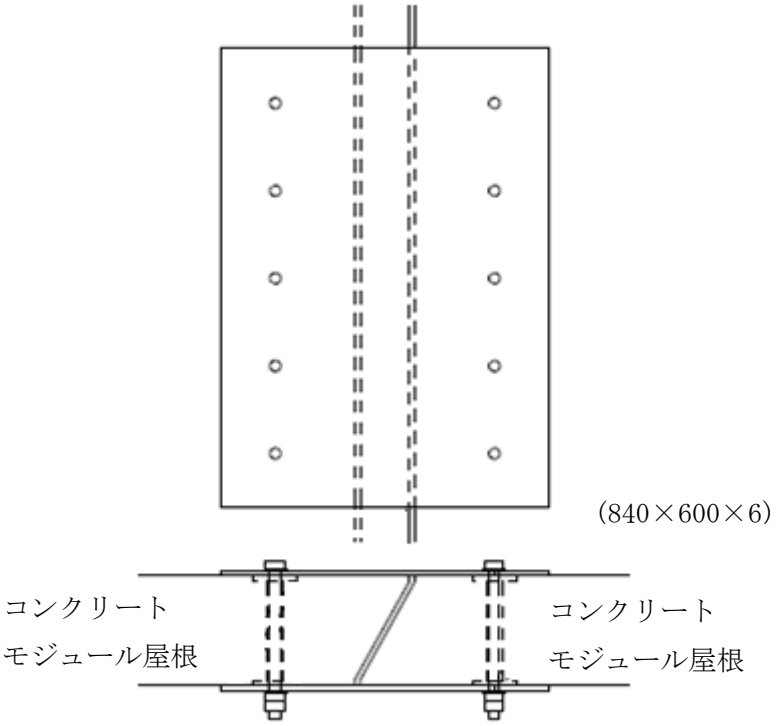


図２．３－１９　側板，天板接合プレート

Ｇ．側板，天板コーナー接合プレート(⑦)　ｔ = 9（SS400）（図２．３－２０参照）

負担幅は 160mm とする。断面係数 z = b×t^2 / 6 = 160×9^2 /6= 2160 mm^3

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント（１辺固定１辺単純支持の１方向板として）

Md = (7.50 / 0.160^2 ×0.160×0.160^2) / 8 = 0.15kNm

σb / fb = 0.15×10^6 / 2160 = 69.5 N/mm^2

検定値

fb /σb= 235 / 69.5 = 3.38　＞　1.0・・・OK

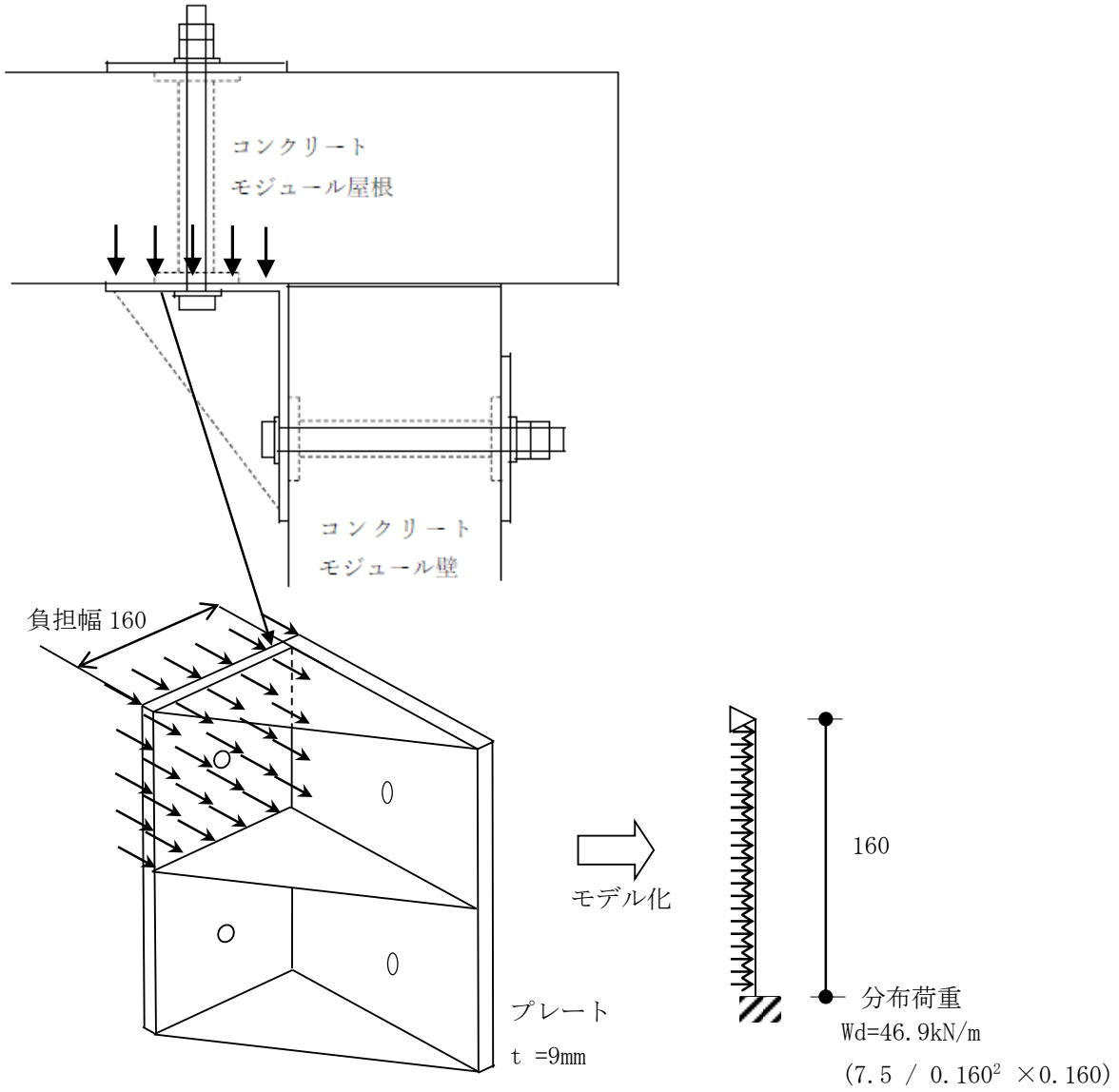


図２．３－２０　側板，天板コーナー接合プレート

④　評価結果

評価結果を表２．３－１４に示す。

表２．３－１４　評価結果(単位：N/mm^2)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①-a	アンカーボルト	103	235	ＯＫ
①-b	側板柱脚ボルト	145	242.4	ＯＫ
①-c	側板接合ボルト	195	242.4	ＯＫ
①-d	天板接合ボルト	130	242.4	ＯＫ
①-e	コーナーボルト	154	242.4	ＯＫ
②	ベースプレート（引張時）	105	235	ＯＫ
②	ベースプレート（圧縮時）	78.6	235	ＯＫ
③	側板アンカー部はしあき	1.31	1.70	ＯＫ
④	天板ＰＣ板	118	295	ＯＫ
⑤	側板ＰＣ板	229	295	ＯＫ
⑥	側板，天板接合プレート	22.3	235	ＯＫ
⑦	側板，天板コーナー接合プレート	69.5	235	ＯＫ

以上よりコンクリートモジュールはＳｓ(Ss600)地震動に対しての耐震安全性を確保できる。

2.4　クレーンの基準地震動 Ss(Ss600)に対する波及的影響

(1) 評価方針

本設備で使用するクレーンが基準地震動 Ss(Ss600)により本クレーンが乾式キャスクの除熱，密封，遮蔽，臨界防止等の安全機能に波及的影響を与えるような倒壊，転倒，逸走等が生じないことを確認する。なお，当該クレーンは一般産業用施設と同等の耐震性を有する設計とし，クレーン構造規格に基づき設計を行っている。

(2) 波及的影響評価方法の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様を表２．４－１に，概要図を図２．４－１に示す。

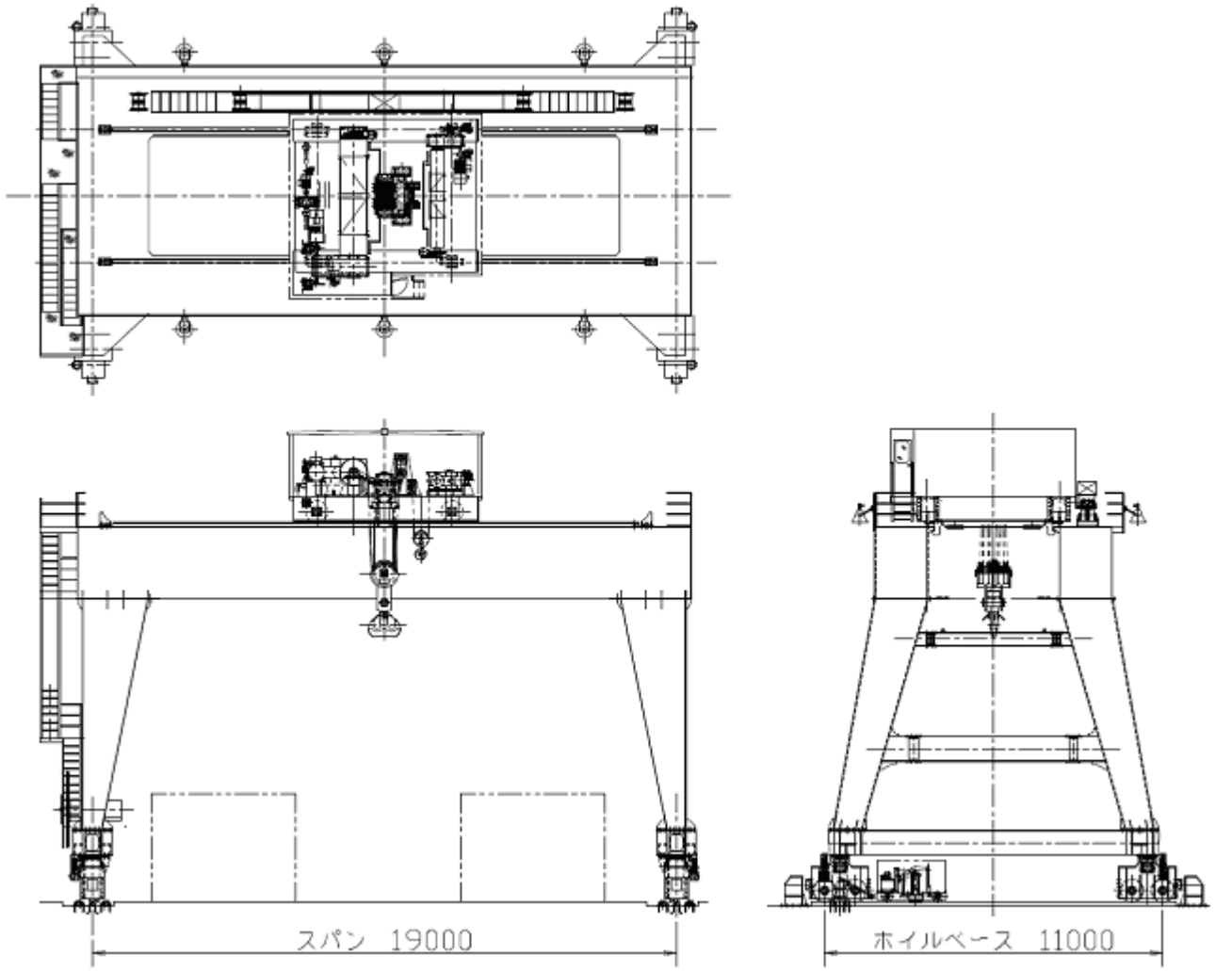
表２．４－１　クレーンの仕様

項　目	仕様
型　式	門形クレーン
主巻定格	150ton
補巻定格	20ton
スパン	19m

クレーンの波及的影響評価フローを図２．４－２に示す。

以下の手順により基準地震動 Ss(Ss600)によるクレーンの波及的影響が，乾式キャスクの安全機能に及ばないことを確認する。

・評価には基準地震動 Ss(Ss600)に基づく地表面加速度応答スペクトルを用いて行う。
・汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルによりクレーンの固有周期を求める。
・地表面加速度応答スペクトルと固有周期により設計用加速度を定め，クレーン各部に発生する応力を算定し，クレーンが倒壊しないことを確認する。
・汎用有限要素解析コード ABAQUS を用いて，地表面時刻歴データによる非線形応答解析を行い，クレーン本体の浮き上がり量から，クレーンが転倒しないことを確認する。
・クレーン本体の浮き上がり量からクレーンがレールピットから飛び出し，逸走しないことを確認する。



（単位:mm）

図２．４－１ クレーン全体図

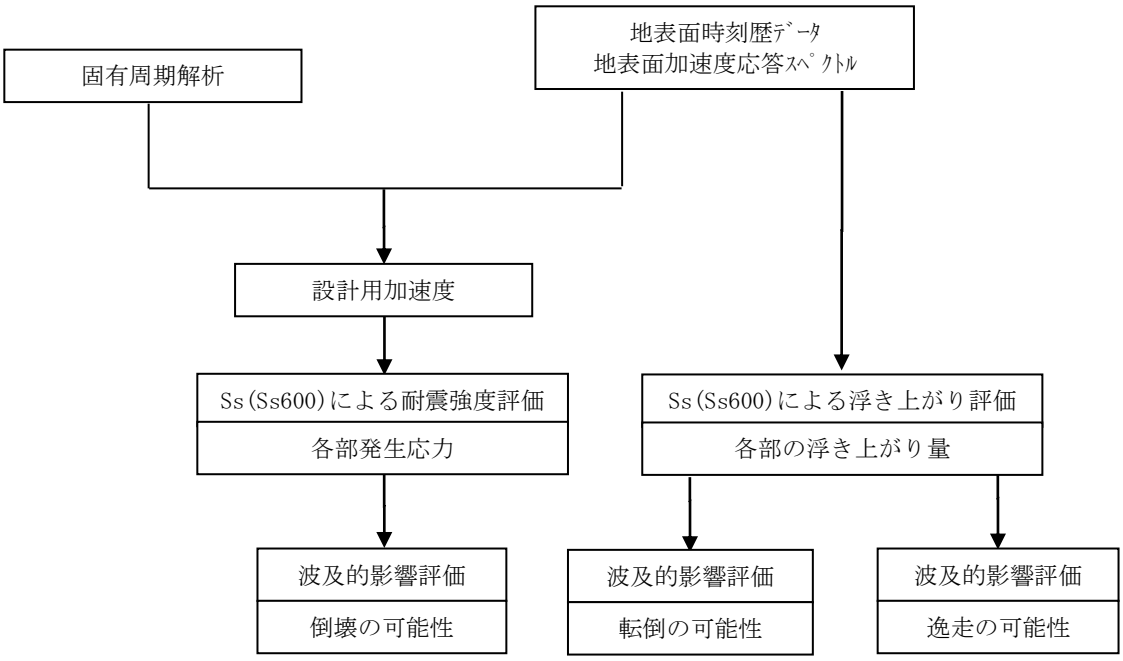


図２．４－２　クレーンの波及的影響評価フロー

(3) 波及的影響評価

1) クレーンの倒壊評価

① 固有周期の算定

A．固有周期の計算方法

汎用有限要素解析コードABAQUSを使用した三次元有限要素モデルにより，各方向に関するクレーンの固有周期の評価を行う。図２．４－３に解析モデル図を示す。

ａ．ガーダ，剛脚及びサドル等の構造物は，断面積，断面二次モーメントなどの断面特性を考慮したビーム要素でモデル化する。

ｂ．トロリは質量特性のみを考慮した剛体要素でモデル化する。

ｃ．ワイヤーロープは剛な鉛直線形ばねでモデル化する。

ｄ．走行方向の水平力がクレーンに加わった場合，クレーンはレール上を滑り，クレーン自体にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。このため走行方向の固有周期の算定は行わない。

B．固有周期

固有周期の算定結果を表２．４－２に示す。

表２．４－２　クレーンの固有周期

トロリ位置	本体ガーダ中央			本体ガーダ端部[注記]		
加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
固有周期 (sec)	－	0.334	0.137	－	0.331	0.096

注記：トロリが剛脚にもっとも近づいた位置とする。

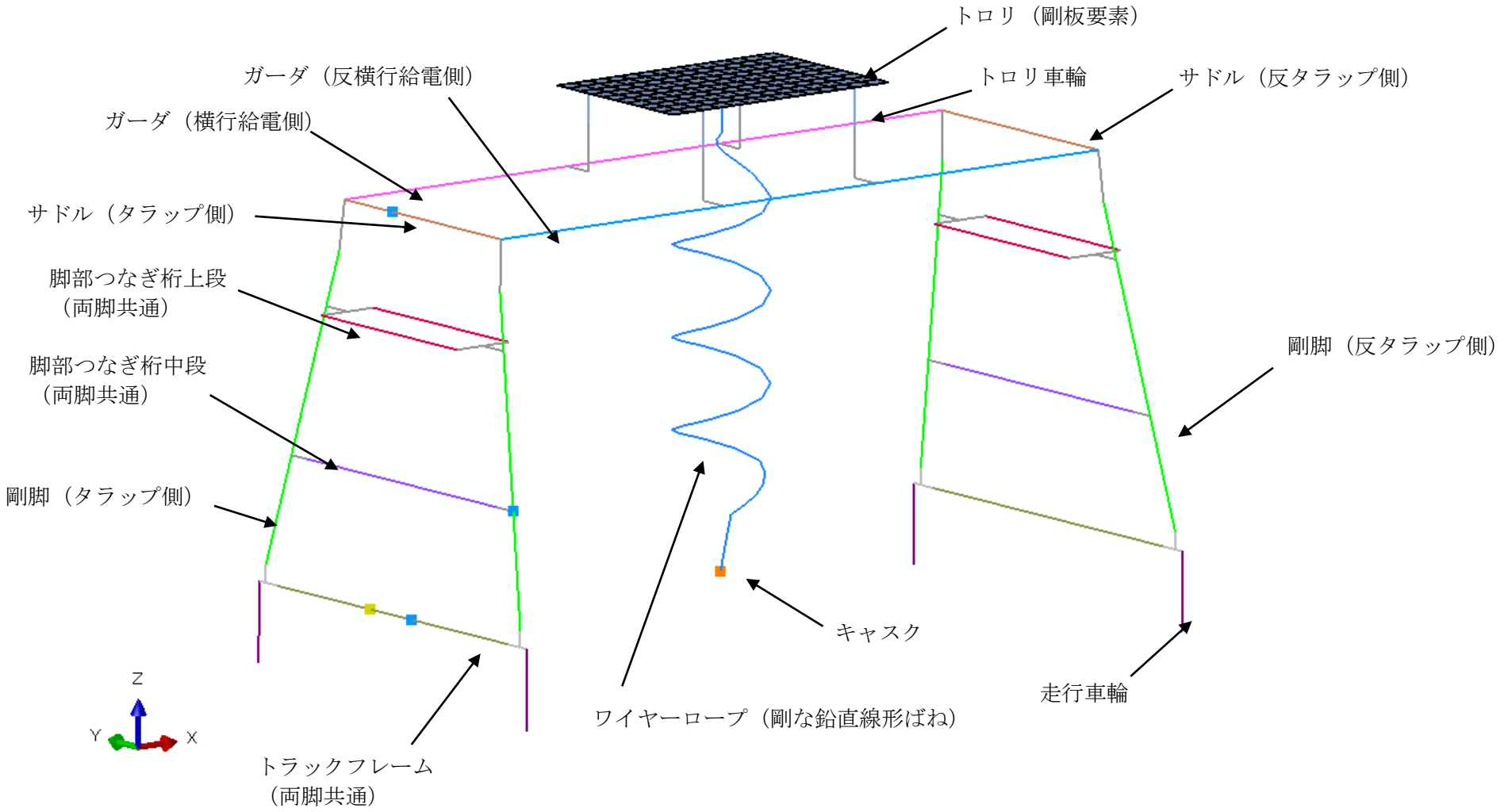


図２．４－３　解析モデル図　鳥瞰図(トロリ中央の場合)

② 本設備の設計加速度

添付資料－２－１「評価の基本方針（既設 65 基)」の加速度応答スペクトル及び表２．４－２に示した固有周期から算定される設計用加速度を表２．４－３に示す。

表２．４－３　クレーンの設計用加速度

加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
設計用加速度 (G)	0.15[注1]	2.43 0.15[注2]	1.60[注3] 1.38[注4]

注１：走行方向の設計用加速度は，走行駆動輪とレールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。
注２：トロリに作用する横行方向の設計用加速度は，横行駆動輪と横行レールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。
注３：本体ガーダ中央にトロリがある場合
注４：本体ガーダ端部にトロリがある場合

③クレーン各部の応力評価

Ａ．評価対象部位の形状

評価対象箇所を図２．４－４に示す。また評価対象部位の形状を図２．４－５～図２．４－８に示す。

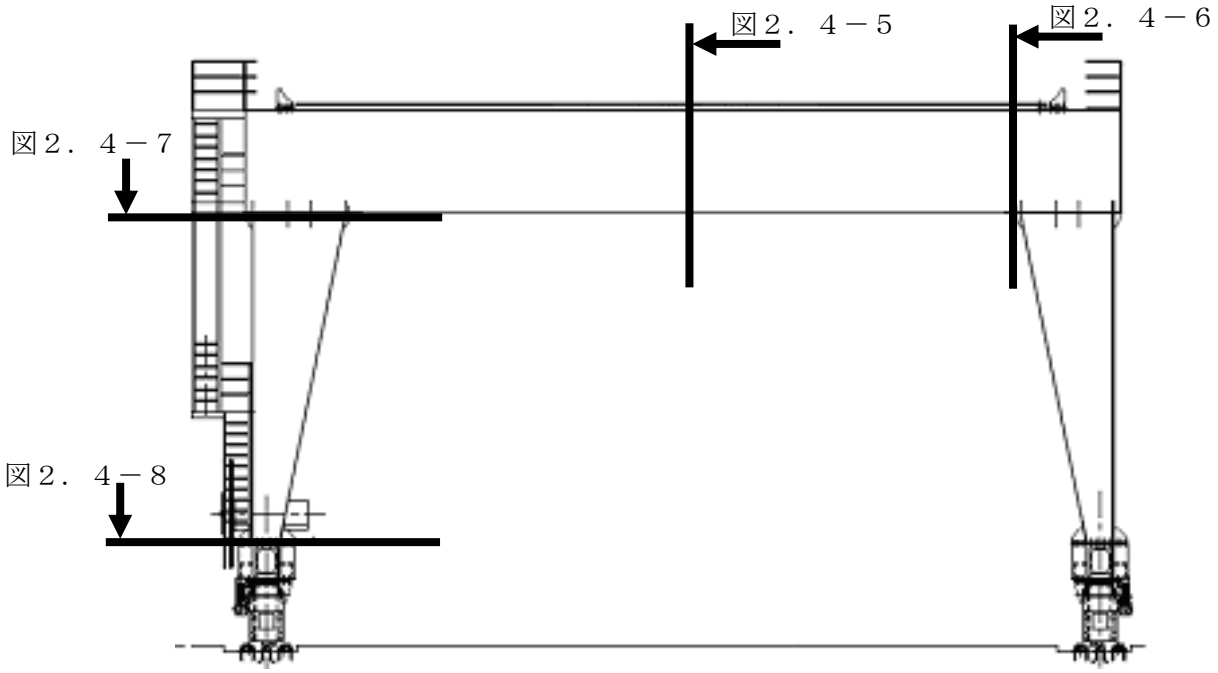
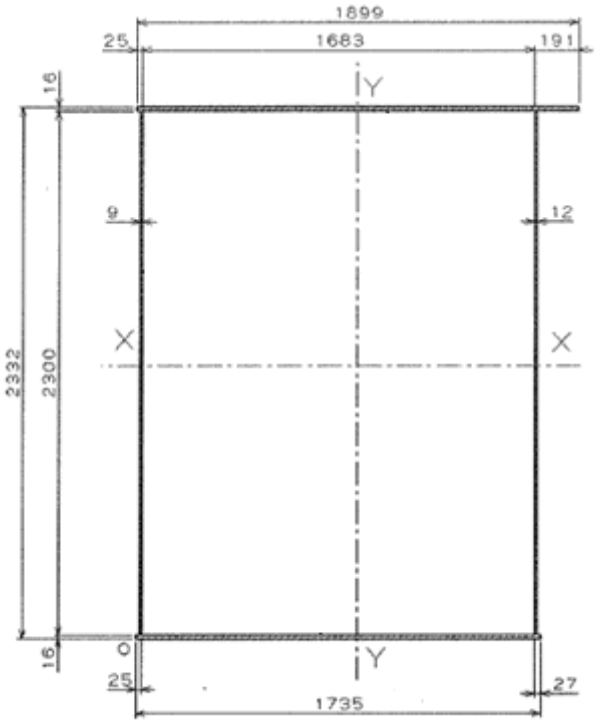
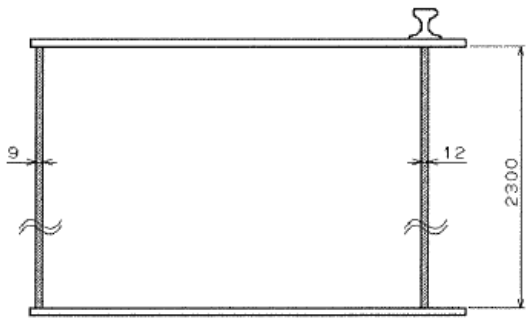


図２．４－４ 応力評価部位対象箇所



(単位:mm)

図２．４－５　本体ガーダ中央部



(単位:mm)

図２．４－６　本体ガーダ端部

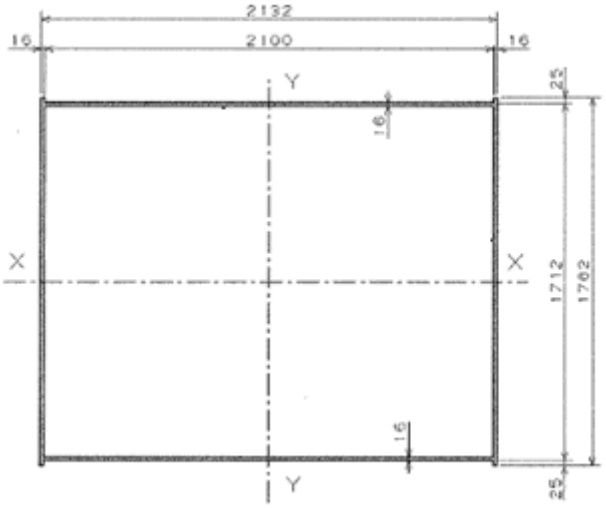


図２．４－７　剛脚上部　　（単位:mm）

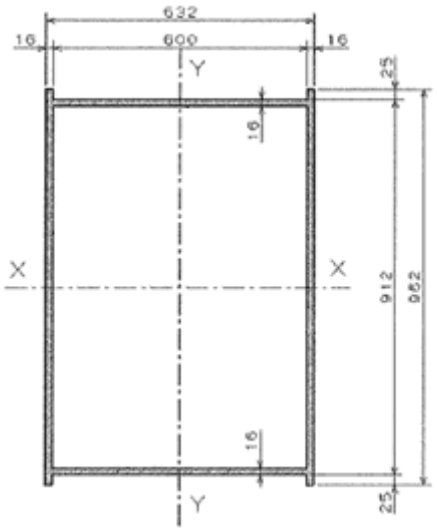


図２．４－８　剛脚下部　　（単位:mm）

Ｂ．発生応力と許容応力

基準地震動 Ss(Ss600)によりクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表２．４－４に示す。

表２．４－４　クレーン各部応力の評価結果

	材料	応力の種類	算出応力 (N/mm^2)	許容応力 (N/mm^2)	評価結果
本体ガーダ	SM490A	曲げ	146	343	O.K.
		せん断	51	198	O.K.
		組合せ	148	343	O.K.
剛脚（上部）	SS400	曲げ	115	280	O.K.
		圧縮	76	246	O.K.
剛脚（下部）		曲げ	174	280	O.K.
		圧縮	76	246	O.K.

④ 評価結果

本体ガーダ，剛脚などクレーン本体に発生する応力は許容値内に留まる。このことから基準地震動 Ss(Ss600)がクレーンに生じた場合，クレーン本体は倒壊しない。なお，参考としてクレーンレールについても Ss(Ss600)地震による応力評価を行ったところ，レールが湾曲するおそれがあることが判明した。このことから次項ではクレーンが Ss(Ss600)地震時にクレーンが転倒，逸走をしないことを確認し，当該クレーンが乾式キャスクの安全性に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

2)　クレーンの転倒評価

図２．４－９のモデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行い，クレーンが転倒しないことを確認する。

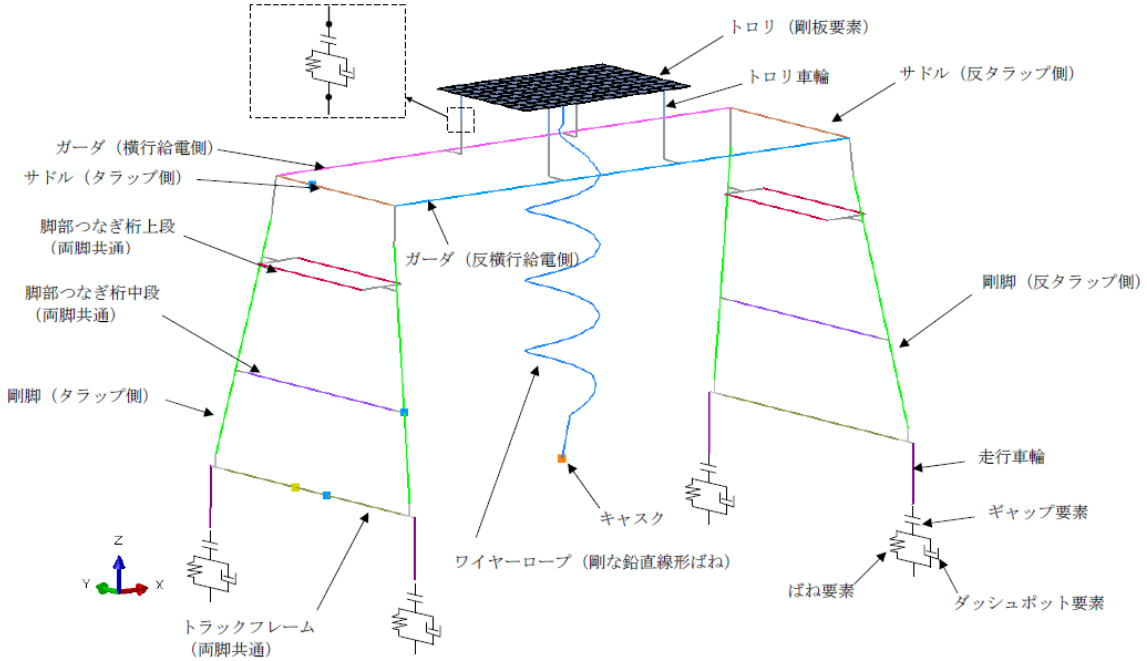


図２．４－９　転倒評価モデル

①　地表面時刻歴データ

非線形時刻歴応答解析に用いる地表面時刻歴波形は，Ss(Ss600)-1～Ss(Ss600)-3 のうち，クレーンの鉛直方向固有周期における地表面加速度応答スペクトル値が最も大きい地震波の地表面時刻歴データである，Ss(Ss600)-1 の表面時刻歴波形を用いる。Ss(Ss600)-1 の表面時刻歴波形を図２．４－１０，図２．４－１１に示す。

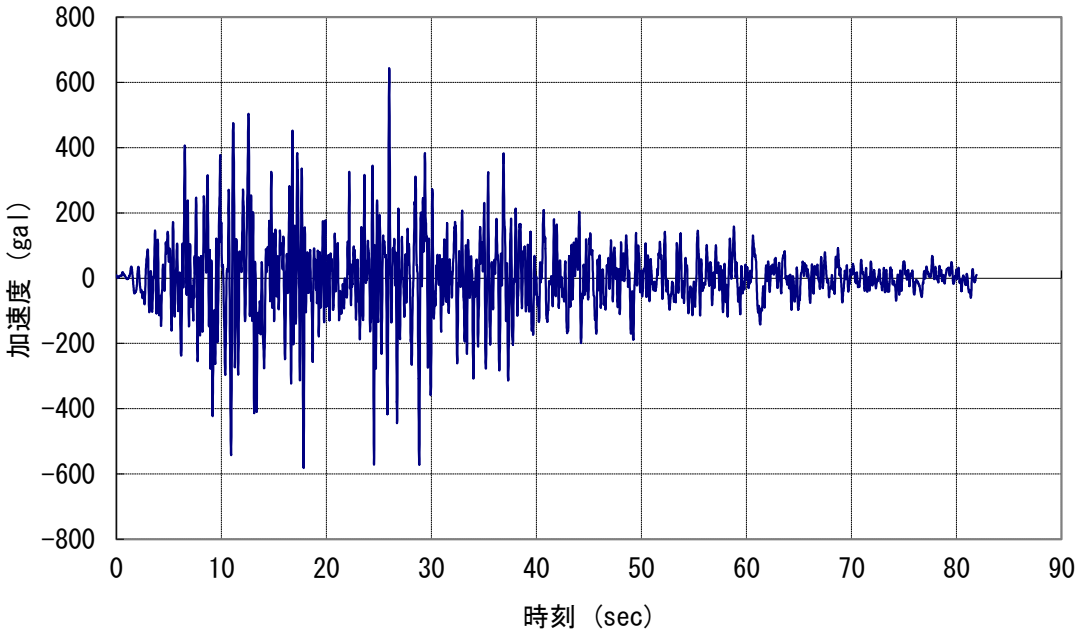


図２．４－１０　地表面時刻歴波形水平方向　Ss(Ss600)-1

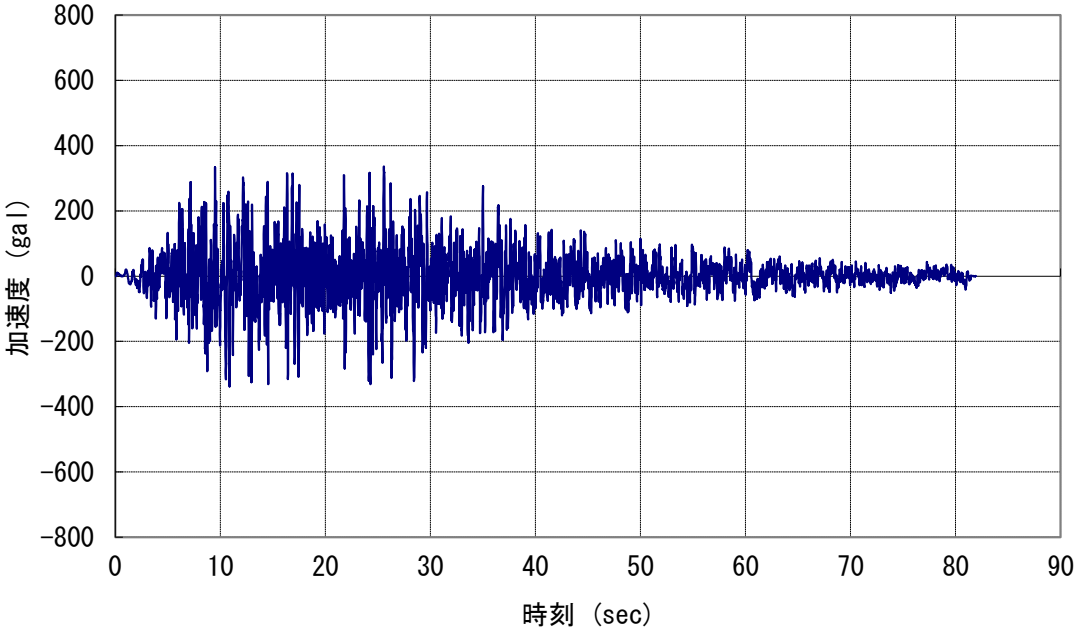
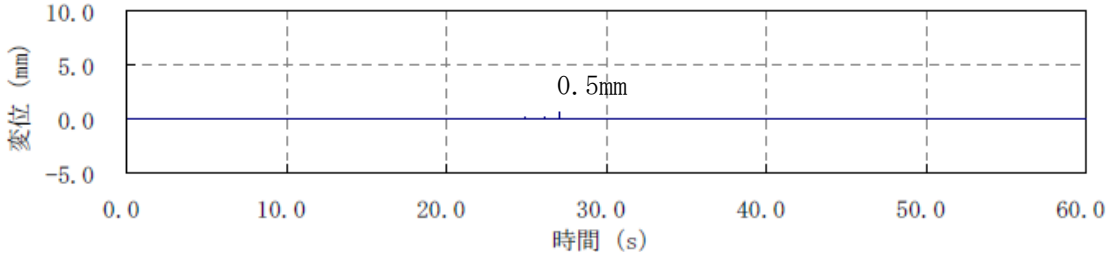


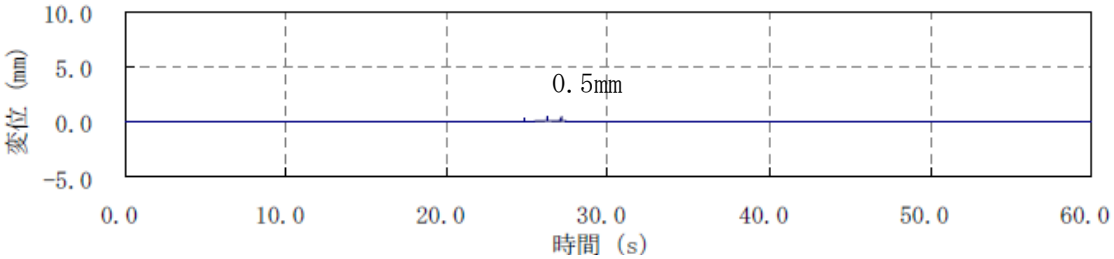
図２．４－１１　地表面時刻歴波形鉛直方向 Ss(Ss600)-1

② 浮き上がり量結果

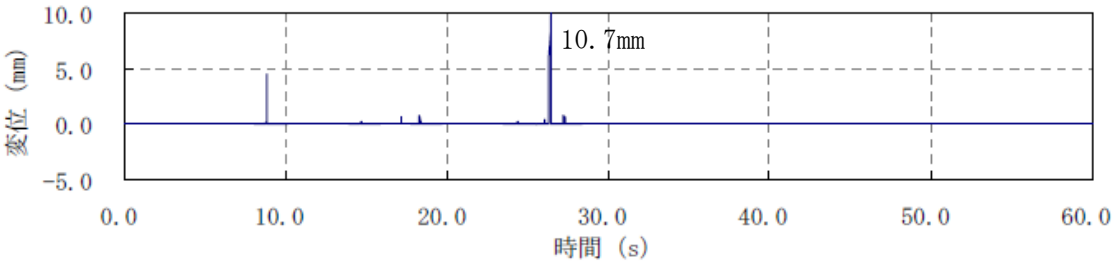
非線形時刻歴応答解析によるクレーンの浮き上がり量の時刻歴データを図２．４－１２に示す。また本解析の評価箇所各部の最大浮き上がり量を表２．４－５に示す。



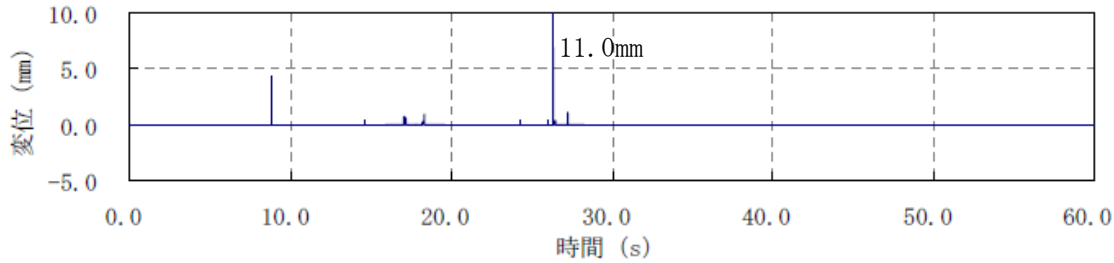
F1 浮き上がり量



F2 浮き上がり量



F3 浮き上がり量



F4 浮き上がり量

図２．４－１２　車輪浮き上がり量

表２．４－５　非線形時刻歴応答解析によるクレーン最大浮き上がり量の結果

（加振方向：鉛直方向+横行方向）

評価応答	評価部位	方向	番号	解析結果
床面－走行車輪の浮き上がり（mm）	走行車輪部	Z方向	F1	0.5
			F2	0.5
			F3	10.7
			F4	11.0

注記：評価点の位置を図２．４－１３に示す。

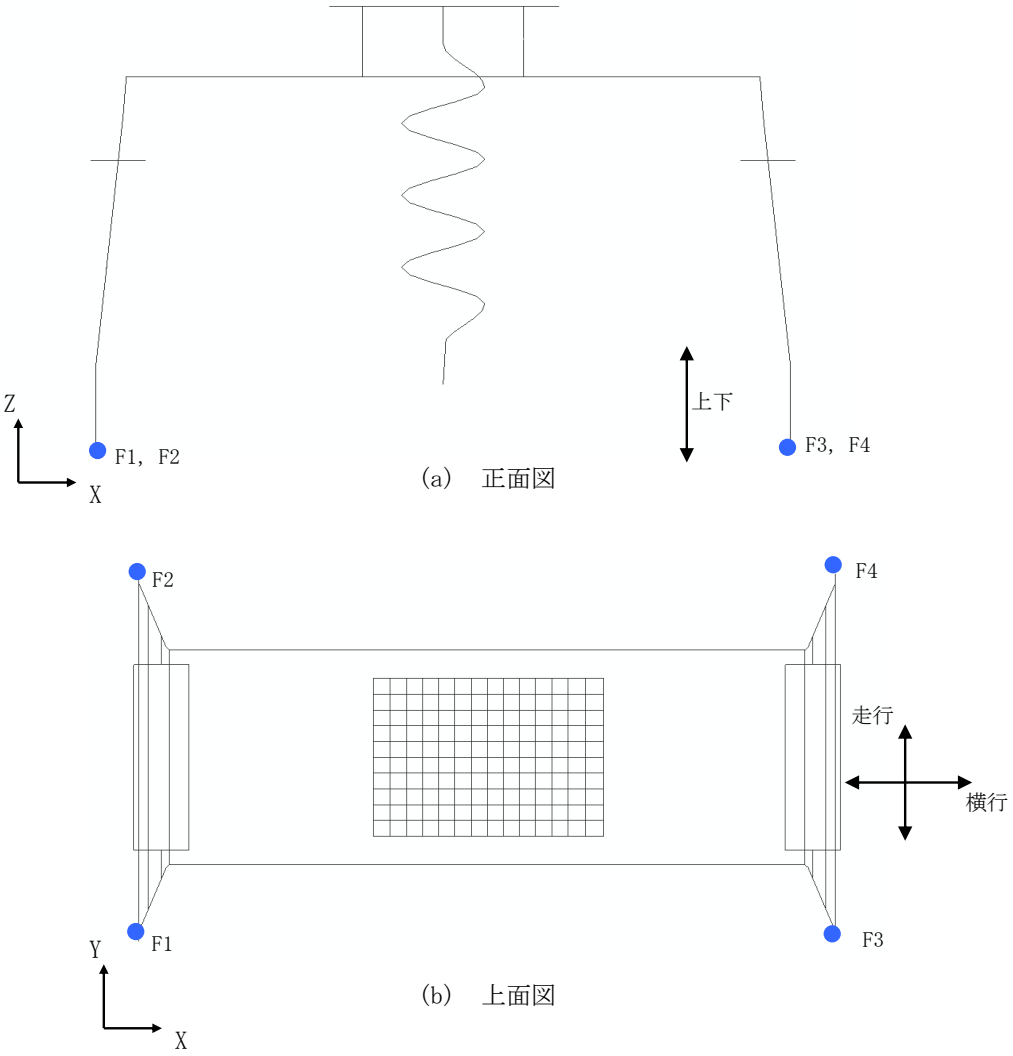


図２．４－１３　非線形時刻歴応答解析における評価点記号

③ 評価結果

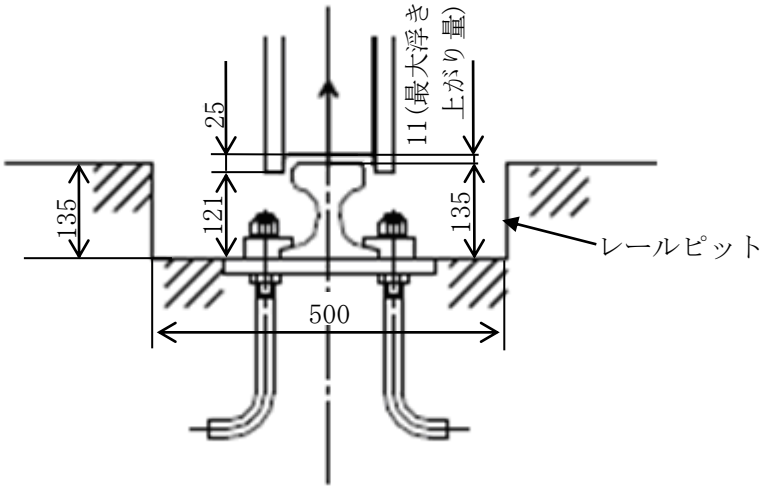
表２．４－５よりクレーンの車輪は最大で 11mm 浮き上がる。クレーンの重心の位置関係から片側の車輪が 14,706mm 浮きあがらなければクレーンは転倒しないことから，当該クレーンは Ss(Ss600)地震を受けても転倒しない。

3) クレーンの逸走評価

クレーンが逸走する条件として，クレーンの車輪が全てレールピットから飛び出すことが挙げられる。このことから当該クレーンが Ss(Ss600)地震を受けたとしても，車輪がレールピット内に収っていることを確認する。

① レールピット高さと浮き上がり時の車輪位置の比較

2)で検討した最大の浮き上がりが生じた場合の車輪とレールピットの位置関係は図２．４－１４のようになる。車輪の下端の高さはレールピットの底部から 121mm であり，レールピットの高さ 135mm を超えることはない。



(単位:mm)

図２．４－１４　車輪とレールピットの位置関係(最大浮き上がり時)

② 評価結果

レールピットの高さとクレーンが浮き上がった場合の車輪の高さを比較した結果，最大の浮き上がりが予想される車輪においてもレールピットを超えないことが確認された。このことから当該クレーンはレールピットから飛び出し，逸走することはない。

4）評価結果

基準地震動 Ss(Ss600)に基づく評価では以下が確認され，クレーンには倒壊，転倒，逸走が生じない結果となった。

①クレーン本体に発生する応力は，許容応力を下回る。

②地表面時刻歴データによる非線形応答解析評価により浮き上がりの評価では最大 11㎜の浮き上がりであるが，転倒が生じる浮き上がり高さまで十分な余裕がある。

③クレーンの浮き上がりにより車輪の下端がレールピットより高くなることはない。

従って，地震時にクレーンが乾式キャスクの安全機能に影響を及ぼすことはない。

3　異常時の評価

3.1　異常事象の抽出

3.1.1　想定すべき異常事象の抽出

乾式キャスクの取扱い及び仮保管時の作業の際に想定される異常事象の発生原因として，図３．１－１に示すように機器の破損，誤操作等の内部事象に起因するもの及び地震，火災等の外部事象に起因するものに分け，以下に示すような設計／運用による対応等を考慮して，選定された異常事象の選定結果の妥当性を確認し，安全評価において想定すべき異常事象として抽出する。

① 設計／運用による対応の有効性

② 事象の結果の大きさ（影響度）

③ 原子炉施設の安全評価事象との包絡性

3.1.2　評価条件の設定

乾式キャスクの取扱い時及び仮保管時の各作業における，以下の諸条件を考慮して，抽出された異常事象の評価条件を設定する。

① 乾式キャスクの取扱いに係る機器の仕様，状態

② 乾式キャスクを取扱う際の位置

③ 移送用機器の仕様，状態

④ 仮保管に係る設備の仕様，状態

3.1.3　安全評価基準

乾式キャスクの輸送，保管等の取扱いは構内にて行われることからキャスク仮保管設備の安全評価における各安全機能の評価基準は，専門部会報告書「原子力発電所内の使用済燃料の乾式キャスク貯蔵について（平成 4 年 8 月 27 日原子力安全委員会了承，平成 18 年 9 月 19 日一部改訂)」に基づき，以下のとおりとする。

(1)除熱

想定される異常事象に対して，乾式キャスク各部の温度の異常な上昇を防止できること。

具体的評価にあたっては，乾式キャスクの温度解析を行い，各部の温度が密封，遮蔽及び臨界防止のために設定する温度制限を上回らず，各安全機能を確保するために支障のない温度であることを確認する。

(2)密封

想定される異常事象に対して，必要とされる漏えい率が維持できること等乾式キャスクの密封機能を維持できること。

具体的評価にあたっては，乾式キャスク本体及び一次蓋が破損しないこと，一次蓋締め付けボルト及び密封シール面に塑性変形が生じないこと並びに金属ガスケット

等のシール部温度が密封健全性を維持できる温度を上回らないことを確認する。

(3) 遮蔽

想定される異常事象に対して，遮蔽機能を維持できること。

具体的評価にあたっては，荷重，温度上昇等が遮蔽材に及ぼす影響を考慮した上で乾式キャスクの線量率を評価し，乾式キャスク表面より 1m の点において 10mSv/h 以下であることを確認する。

(4)臨界防止

想定される異常事象に対して，乾式キャスクに収納される使用済燃料が臨界に達しないこと。

具体的評価にあたっては，乾式キャスク本体，バスケット，使用済燃料等に及ぼされる形状変形等の影響を考慮した上で実効増倍率を評価し，計算誤差等を考慮しても，実効増倍率が 0.95 を上回らないことを確認する。

3.1.4　異常事象の抽出

図３．１－２及び図３．１－３に示すハンドリングフローに基づき，乾式キャスクの取扱い及び仮保管時までの各作業において想定される起因事象に着目し，発生防止対策を考慮して異常事象の発生の可能性を検討し，想定すべき異常事象を抽出した。異常事象の抽出結果を表３．１－１に示す。なお，共用プールの燃料取扱設備は震災前と同等に復旧する予定であり，共用プールからキャスク仮保管設備に乾式貯蔵キャスクを搬入する手順等は通常の発電所内と同等である為，乾式貯蔵キャスクの異常事象はキャスク仮保管設備での取扱いを対象にしているが，輸送貯蔵兼用キャスクは福島第一発電所構内で取扱った実績がないことから念のため，異常事象は共用プールでの取扱い，構内輸送，キャスク仮保管設備での取扱いを対象にしている。

抽出した異常事象は以下のとおりである。

- 乾式貯蔵キャスクを支持架台が装着された状態で吊り下げる際に，クレーンの誤操作が原因で，支持架台が基礎コンクリートに異常着床する。
- 輸送貯蔵兼用キャスクを搬送台車架台に吊下げる際に，クレーンの誤操作が原因となって，輸送貯蔵兼用キャスクが搬送台車架台に異常着床する。
- 輸送貯蔵兼用キャスクを輸送架台に吊下げる際に，クレーンの誤操作が原因となって，輸送貯蔵兼用キャスクが輸送架台に異常着床する。
- 輸送貯蔵兼用キャスクを支持架台に吊下げる際に，クレーンの誤操作が原因となって，輸送貯蔵兼用キャスクが支持架台に異常着床する。

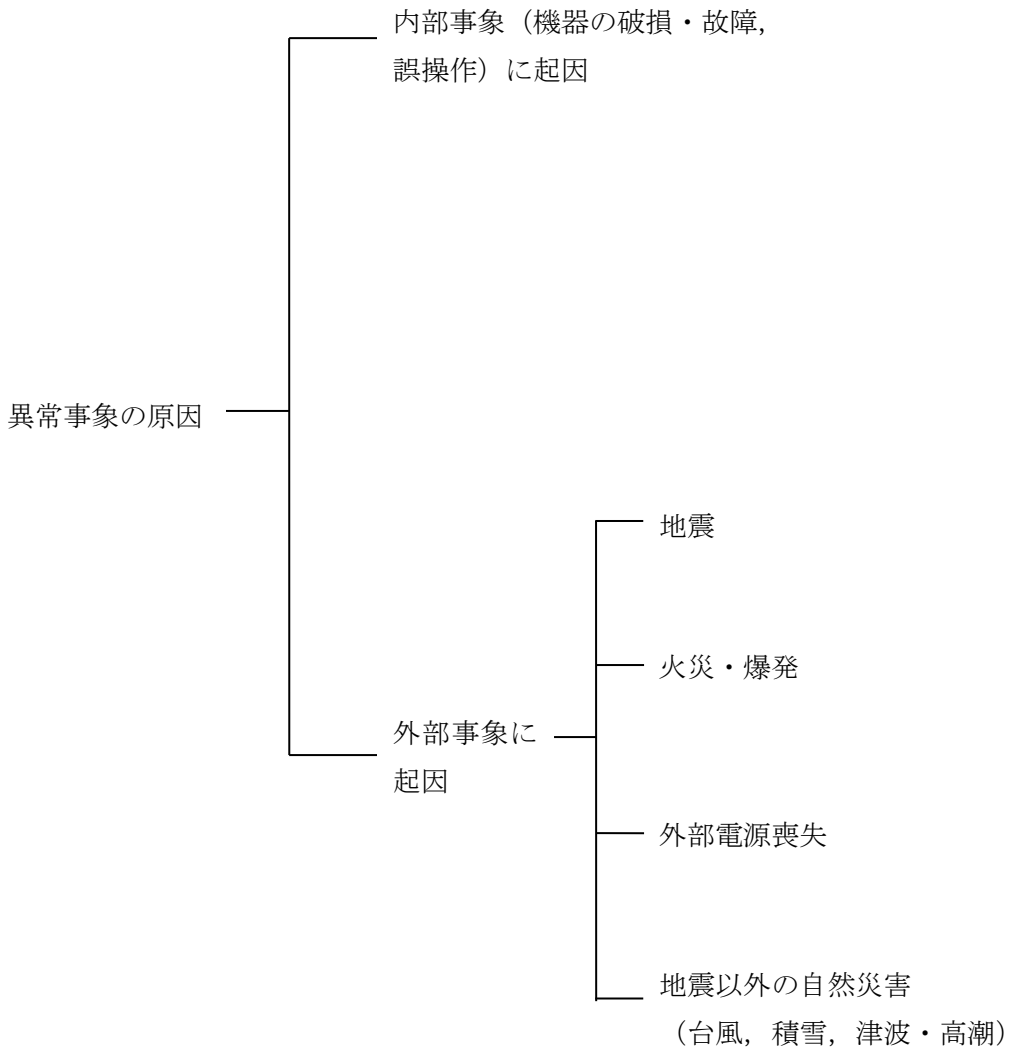


図３．１－１　異常事象の発生原因

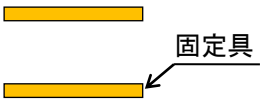
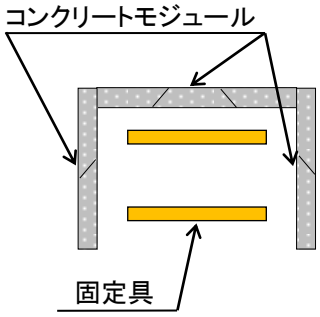
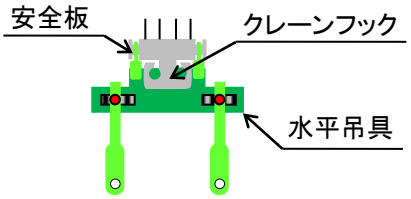
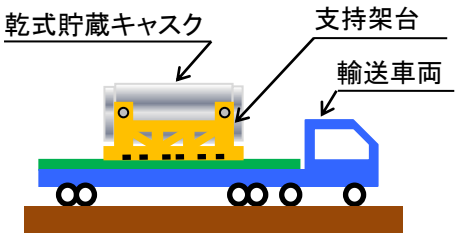
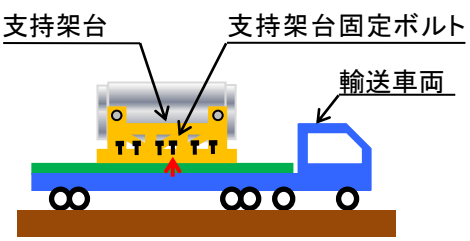
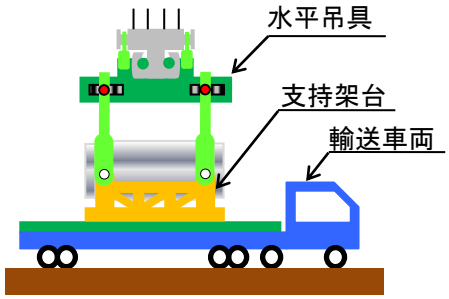
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-1	乾式貯蔵キャスクの支持架台を設置するための固定具を取り付ける。  （図は平面図を示す）	1-2	長手側の 1 面を開けて，コンクリートモジュールの 3 面を立てる。  （図は平面図を示す）
1-3	水平吊具をクレーンフックに取り付ける。  	1-4	輸送車両で乾式貯蔵キャスクを搬入させる。 
1-5	支持架台の固定ボルトを取り外す。  	1-6	輸送車両上の支持架台に，クレーンの水平吊具を取り付ける。 

図３．１－２　乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー（1/4）

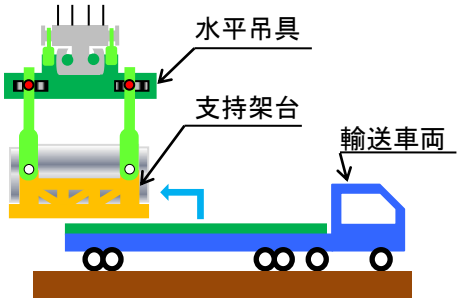
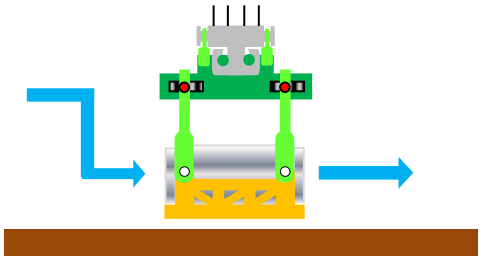
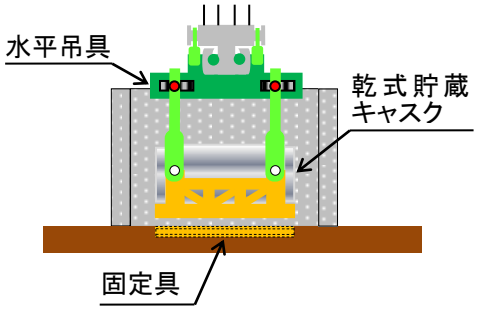
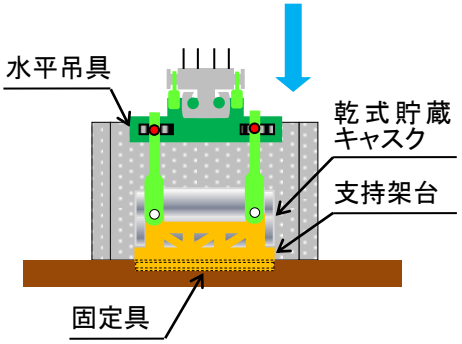
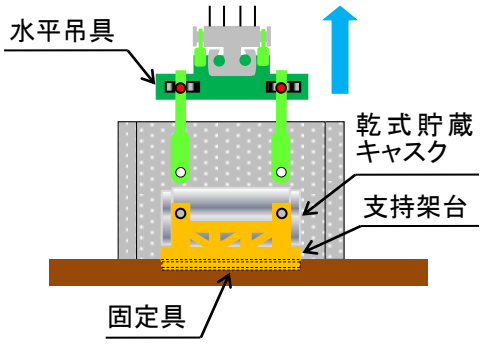
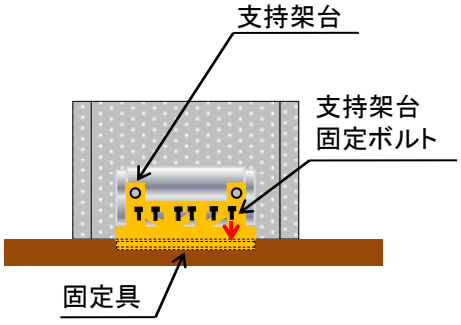
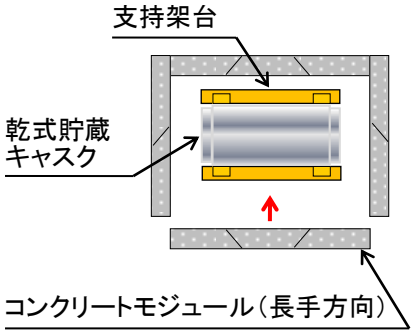
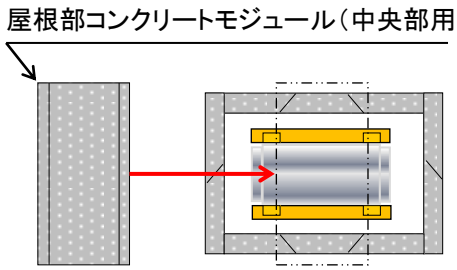
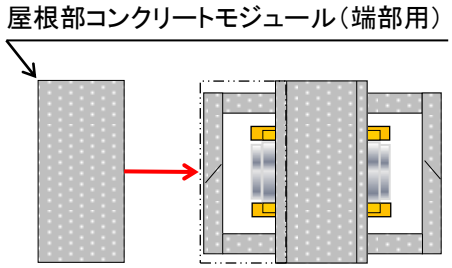
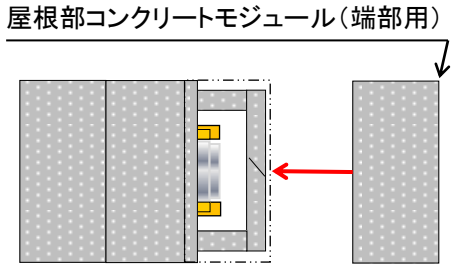
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-7	支持架台ごと乾式貯蔵キャスクをクレーンで吊上げた後，水平に移動する。  	1-8	乾式貯蔵キャスクを保管場所までクレーンで移動する。 
1-9	乾式貯蔵キャスクを固定具の上まで移動する。  	1-10	クレーンを下降させて，乾式貯蔵キャスクを固定具に載せる。 
1-11	乾式貯蔵キャスクから水平吊具を取り外し，クレーンを上昇させる。  	1-12	支持架台を，固定ボルトで固定具に固定する。 

図３．１－２　乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー（2/4）

<table>
<tr><th>No.</th><th>取り扱いモード</th><th>No.</th><th>取り扱いモード</th></tr>
<tr>
<td>1-13</td>
<td>コンクリートモジュールの長手方向の残り 1 面を立てて，先に組み立てたコンクリートモジュールに固定する。
 

（図は平面図を示す）</td>
<td>1-14</td>
<td>中央部用の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って，組み立てたコンクリートモジュールの短手側から載せる。
 

（図は平面図を示す）</td>
</tr>
<tr>
<td>1-15</td>
<td>端部の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って，短手側から載せて固定する。
 

（図は平面図を示す）</td>
<td>1-16</td>
<td>もう一方の端部の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って，短手側から載せて固定する。
 

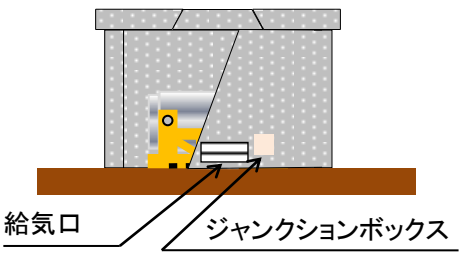
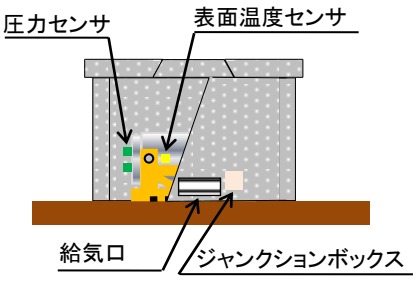
（図は平面図を示す）</td>
</tr>
<tr>
<td>1-17</td>
<td>コンクリートモジュールの長手方向の 1 面に，ジャンクションボックスを取り付ける。
 
</td>
<td>1-18</td>
<td>乾式貯蔵キャスクに監視用センサ（圧力用 2 個，表面温度用 1 個）を取り付ける。
 
</td>
</tr>
</table>

図３．１－２　乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー（3/4）

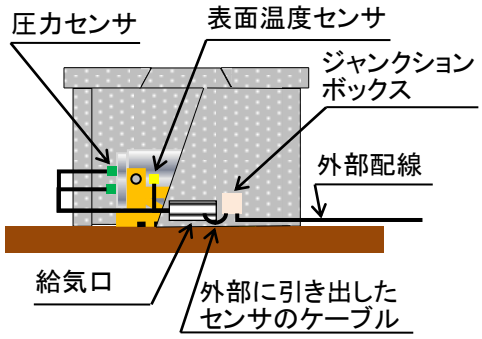
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-19	監視用センサのケーブルを，給排気口からコンクリートモジュールの外に出し，ジャンクションボックス内で外部配線と接続する。  		

図３．１－２　乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー（4/4）

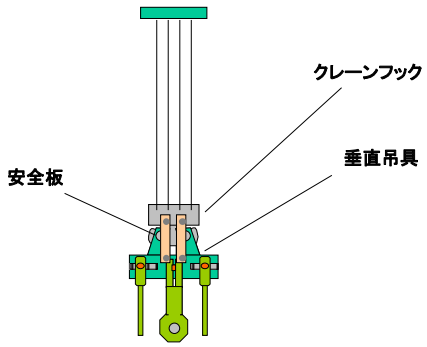
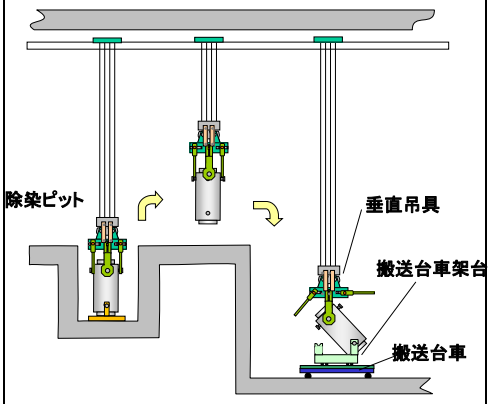
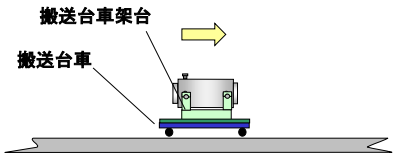
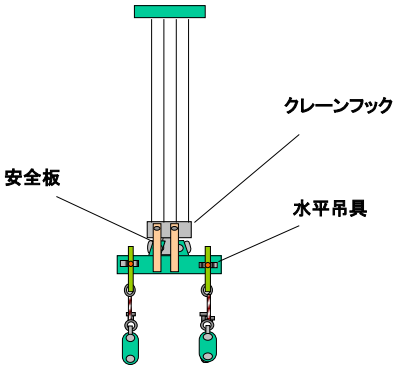
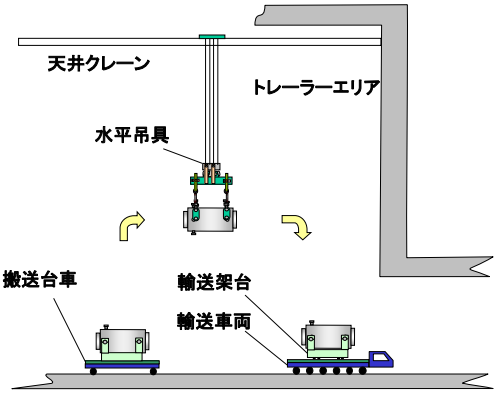
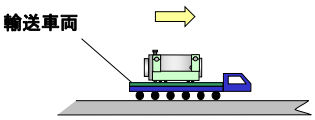
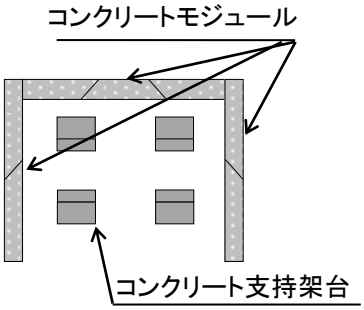
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-1	垂直吊具をクレーンフックに取り付ける。  	2-2	輸送貯蔵兼用キャスクを共用プール除染ピットから垂直吊具で吊上げ，搬送台車上の架台に積載する。 
2-3	搬送台車でトレーラーエリアに移動させる。  	2-4	水平吊具をクレーンフックに取り付ける。 
2-5	トレーラーエリアで搬送台車から輸送貯蔵兼用キャスクを水平吊具で吊上げ，輸送車両上の輸送架台に積載する。  	2-6	輸送車両でキャスク仮保管設備へ構内輸送する。 

図３．１－３　輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー（1/3）

<table>
<tr><th>No.</th><th>取り扱いモード</th><th>No.</th><th>取り扱いモード</th></tr>
<tr><td>2-7</td><td>コンクリート支持架台を設置し，コンクリートモジュールの３面を立てる。
（事前に実施する）
 

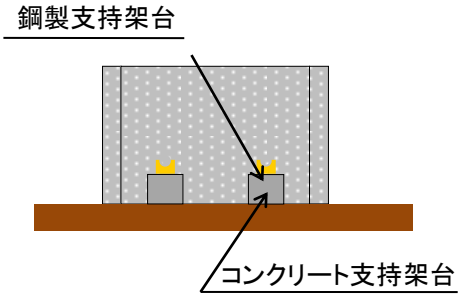
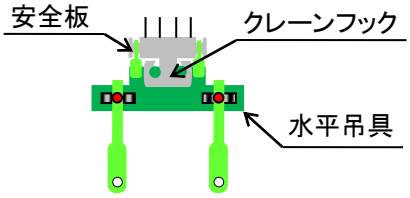
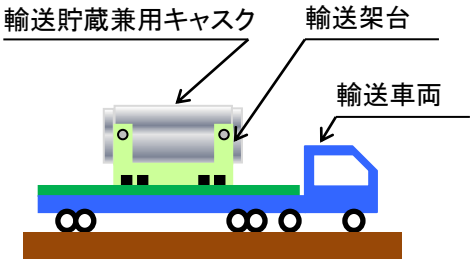
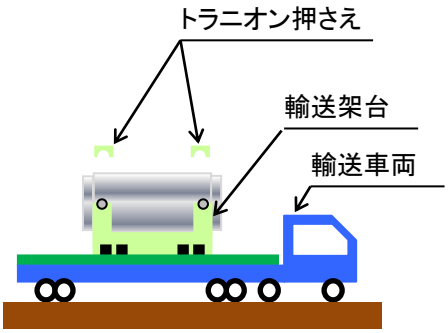
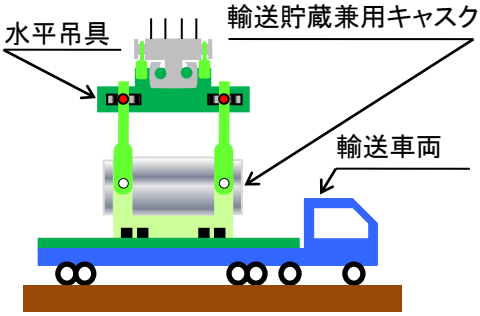
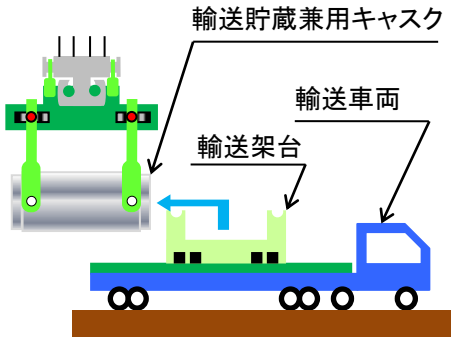
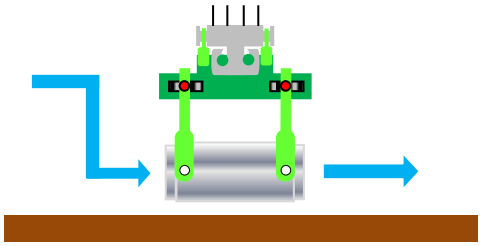
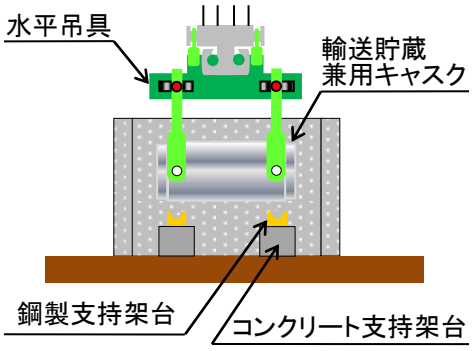
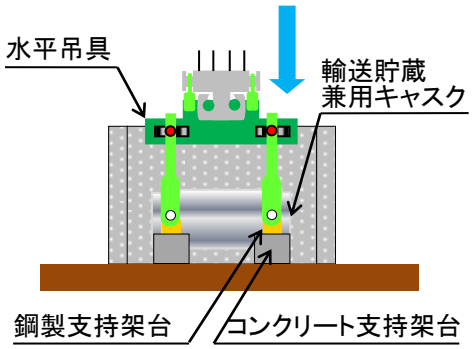
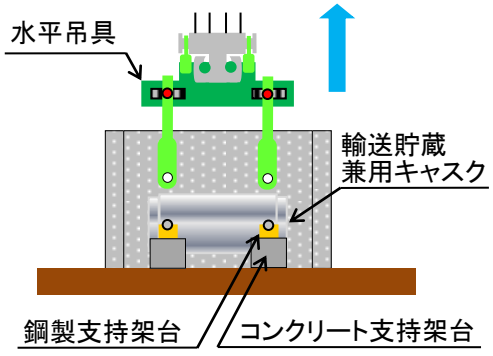
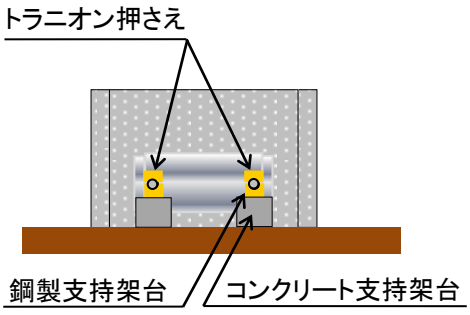
（図は平面図を示す）</td><td>2-8</td><td>鋼製支持架台をコンクリート支持架台に取り付ける。
（事前に実施する）
 
</td></tr>
<tr><td>2-9</td><td>水平吊具をクレーンフックに取り付ける。
 
</td><td>2-10</td><td>輸送車両で輸送貯蔵兼用キャスクを搬入させる。
 
</td></tr>
<tr><td>2-11</td><td>輸送架台の上部と下部のトラニオン押さえを取り外す。
 
</td><td>2-12</td><td>輸送車両上の輸送貯蔵兼用キャスクに水平吊具を取り付ける。
 
</td></tr>
</table>

図３．１－３　輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー（2/3）

<table>
<tr><th>No.</th><th>取り扱いモード</th><th>No.</th><th>取り扱いモード</th></tr>
<tr><td>2-13</td><td>トラニオンが輸送架台をかわすまで輸送貯蔵兼用キャスクをクレーンで吊上げた後，水平に移動する。
 
</td><td>2-14</td><td>輸送貯蔵兼用キャスクを保管場所までクレーンで移動する。
  </td></tr>
<tr><td>2-15</td><td>輸送貯蔵兼用キャスクを鋼製支持架台の上まで移動する。
 
</td><td>2-16</td><td>クレーンを下降させて，輸送貯蔵兼用キャスクを鋼製支持架台に載せる。
 
</td></tr>
<tr><td>2-17</td><td>輸送貯蔵兼用キャスクから水平吊具を取り外し，クレーンを上昇させる。
 
</td><td>2-18</td><td>トラニオンをトラニオン押さえで支持架台に固定する。
 

（以降，乾式貯蔵キャスクの 1-13～1-19 と同じ手順）</td></tr>
</table>

図３．１－３　輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー（3/3）

表３．１－１　異常事象の抽出（1/3）

起因事象（ハンドリングフローNo.）		原因	異常事象発生の可能性	発生の要否	想定シナリオ	抽出の要否
乾式キャスクの落下 (1-4～1-10) (2-2～2-16)	輸送車両取扱い時の落下	固定ボルトの取付け不良	乾式キャスクは，輸送車両に複数の固定ボルトで固縛されていることを確認する。また，乾式キャスクは輸送車両で徐行して輸送すること，輸送経路は輸送に関係する人，車両以外の立入を制限することからから落下しない。	×		×
	搬送台車取扱い時の落下	固定ボルトの取付け不良	輸送貯蔵兼用キャスクは搬送台車に複数のボルトで固縛されていることを確認する。また，搬送台車はレール上を走行し，走行範囲インターロック及び障害物検知装置を有していることから他の構築物等に衝突はしないため，落下しない。	×		×
	クレーン取扱い時の落下	吊具の取り付け不良	吊具の二重化，始業前の吊具点検，取付け後の外れ止めを施すため，乾式キャスクは落下しない。	×		×
		ワイヤーロープの切断	ワイヤーロープの二重化，始業前のワイヤーロープ点検を行うため，乾式キャスクは落下しない。			
乾式キャスクの衝突 （1-7～1-10） （2-2，2-5，2-13～2-16）	クレーンでの移動時（走行，横行）の衝突 (1-7～1-9) (2-2，2-5，2-13～2-15)	ブレーキの故障	移動前に移動経路に障害物がないことを確認し，乾式キャスクと移動経路の芯あわせを行い，走行の両輪及び横行それぞれにインバータによる停止機能に加えてブレーキによる停止機能により二重化しているため，乾式キャスクは他の構築物等へ衝突しない。	×		×
		操作員の誤操作	クレーンの横行範囲に制限機構を設ける。また，移動前に移動経路に障害物がないことの確認，乾式キャスクと移動経路の芯あわせを行うため，乾式キャスクは他の構築物等へ衝突しない。	×		×
	クレーンでの吊下げ時の衝突（異常着床） (1-10) (2-2，2-5，2-16)	ブレーキの故障	巻き上げ装置ブレーキを二重化しているため，乾式貯蔵キャスクは架台基礎コンクリートへ衝突（異常着床）しない。	×		×
			巻き上げ装置ブレーキを二重化しているため，輸送貯蔵兼用キャスクは搬送台車架台，輸送架台及び支持架台に衝突（異常着床）しない。	×		×
		操作員の誤操作	吊下げ時の誤操作により，支持架台を装着した状態で乾式貯蔵キャスクは吊下げ速度で架台基礎コンクリートに異常着床する可能性がある。	○	クレーンの最大吊下げ速度 1.5m/min で，支持架台を装着した状態で乾式貯蔵キャスクは，架台基礎コンクリート上に異常着床する場合を異常事象として抽出する。	○
			吊下げ時の誤操作により，輸送貯蔵兼用キャスクは吊下げ速度で搬送台車架台，輸送架台及び支持架台に異常着床する可能性がある。	○	クレーンの最大吊下げ速度 1.5m/min で，輸送貯蔵兼用キャスクは，搬送台車架台，輸送架台及び支持架台に異常着床する場合を異常事象として抽出する。	○

表３．１－１　異常事象の抽出（2/3）

起因事象（ハンドリングフローNo.）		原因	異常事象発生の可能性	発生の要否	想定シナリオ	抽出の要否
乾式キャスクへの重量物の落下（1-13～1-16）	コンクリートモジュール側壁部の転倒（1-13）	固定具取り付け不良	コンクリートモジュールはコの字形状に接合されているために自立すること，複数個の固定具で基礎に固定されていることから，1 個の固定具が取り付不良であっても，コンクリートモジュールは転倒しない。	×		×
	コンクリートモジュール（長手方向）の落下（1-14～1-16）	吊具取り付け不良	始業前に吊具の点検を行い，吊具は外れ止め防止金具を取り付けるため，コンクリートモジュール（長手方向）は落下しない。	×		×
		ワイヤーロープの切断	始業前にワイヤーロープの点検を行い，ワイヤーロープは二重化しているため，コンクリートモジュールは落下しない。	×		×
		操作員の誤操作	コンクリートモジュール（長手方向）の移動前に，コンクリートモジュール（長手方向）と移動経路の芯あわせを行い，荷振れ対策としてガイドロープを使用するため，コンクリートモジュール（長手方向）は乾式キャスクへ落下しない。	×		×
	屋根部コンクリートモジュールの落下	吊具取り付け不良	始業前に吊具の点検を行い，吊具は外れ止め防止金具を取り付けるため，天板コンクリートモジュールは落下しない。 天板コンクリートモジュールは矩形に組んだ側板コンクリートモジュールに比べて迫出した形状であり，天板コンクリートモジュールの移動前に側板コンクリートモジュールとの接合位置があうように芯あわせするため，仮に天板コンクリートモジュールが落下したとしてもキャスク上には落下しない。	×		×
		ワイヤーロープの切断	始業前にワイヤーロープの点検を行い，ワイヤーロープは二重化しているため，天板コンクリートモジュールは落下しない。	×		×
		操作員の誤操作	天板コンクリートモジュールは矩形に組んだ側板コンクリートモジュールに比べて迫出した形状であり，天板コンクリートモジュールの移動前に，側板コンクリートモジュールとの接合位置があうように芯あわせを行い，荷振れ対策としてガイドロープを使用するため，天板コンクリートモジュールは乾式キャスクへ落下しない。	×		×
コンクリートモジュール給排気口の閉塞		異物の付着	異物の飛来により給気口の閉塞が想定される。	○	給気口の閉塞により，除熱機能への影響が懸念されるものの，日常の巡視点検により閉塞の有無を確認できる。また，乾式キャスク表面温度は免震重要棟で連続監視し，所定の設定温度で警報を発報するため事前に異常を検知できる。なお，温度センサーの断線により，データが採取されない場合にも警報を発報する。	×
		積雪	積雪による閉塞がないような設計対応及び日常の巡視等の運用対応により，給排気口が閉塞することはない。	×		×

表３．１－１　異常事象の抽出（3/3）

起因事象 （ハンドリングフローNo.）	原因	異常事象発生の可能性	発生の要否	想定シナリオ	抽出の要否
地震		乾式キャスク，コンクリートモジュールは，地震時にも基本的安全機能を維持できるよう設計する。	×		×
火災・爆発		動力機関として内燃機関を使用するものはなく，実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用し，持ち込み物品の制限等の運用対応をするため，火災の発生する可能性は非常に低い。	×		×
外部電源喪失		クレーンのフェイルセイフ設計により，乾式キャスクの落下防止，衝突防止が施されている。	×		×
経年変化		乾式貯蔵キャスクは設計貯蔵期間 40 年で，輸送貯蔵兼用キャスクは設計貯蔵期間 50 年で設計されており，それより短い期間で使用するため，経年変化を考慮する必要はない。	×		×
地震以外の自然災害	台風	コンクリートモジュールの風荷重に対する設計は，「建築基準法」に定める設計基準に従う。	×		×
	積雪，凍結	敷地周辺の過去の記録に基づいて敷地で考えられる最も過酷な場合を想定した設計を行う。	×		×
	津波，高潮	敷地の標高（T.P. 約 38m），海岸からの距離等から判断して，敷地が被害を受けることは考えられない。	×		×

3.2　異常事象の評価

(1) 乾式貯蔵キャスクの異常事象の評価

1) 評価方針

支持架台が装着された乾式貯蔵キャスクが水平姿勢でクレーンの最大吊下げ速度（1.5m/min）のまま基礎コンクリートに衝突した場合に，乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。概念図を図３．２－１に示す。

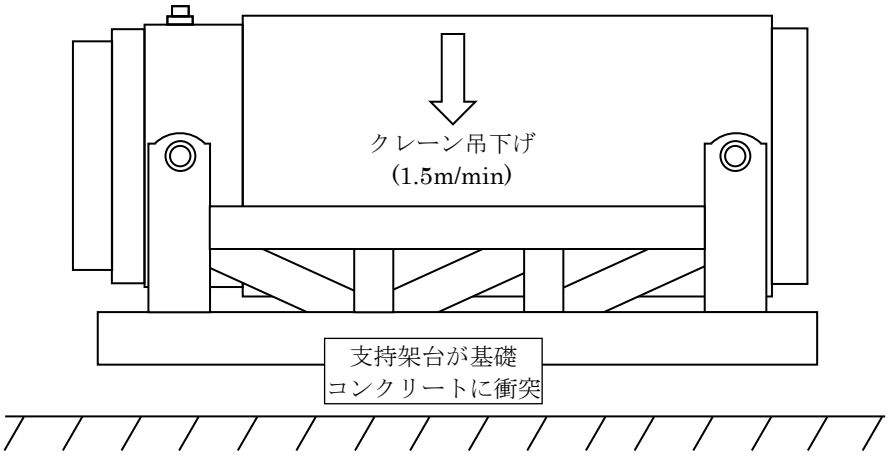


図３．２－１　異常着床概念図

2)評価条件及び方法

乾式貯蔵キャスクが支持架台に衝突する際に生じる衝撃加速度の計算条件は以下のとおりである。

・支持架台の弾性により乾式貯蔵キャスクの運動エネルギーを吸収する。
・乾式貯蔵キャスク本体（トラニオン除く）を剛とする。
・基礎コンクリート床面を剛とする。
・支持架台の自重は無視する。

a.衝撃加速度の算出式

エネルギー保存則により乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。

$$\frac{1}{2}m\cdot v^2+m\cdot g\cdot\delta=\frac{1}{2}K\cdot\delta^2$$

ここで,

m：　乾式貯蔵キャスクの質量（kg）
v：　クレーンの巻下定格速度＝1.5（m/min）＝0.025（m/s）
g：　重力加速度＝9.80665（m/s^2）

δ ：　支持架台の最大変形量（m）

K ：　支持架台のばね定数（N/m）

上式を変形すると

$$\delta = \frac{m \cdot g}{K} + \sqrt{\frac{m^2 \cdot g^2}{K^2} + \frac{m \cdot v^2}{K}} \qquad (\delta \geqq 0)$$

また，乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は次式で算出する。

$$\alpha = \frac{F}{m}$$

$$F = K \cdot \delta$$

ここで，

α ：　乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度（m/s^2）

F ：　乾式貯蔵キャスクに作用する衝撃力（N）

以上より，乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は次式のとおりとなる。

$$\alpha = g + \sqrt{g^2 + \frac{K \cdot v^2}{m}}$$

b. 支持架台のばね定数

支持架台のばね定数は，固有周期解析における鉛直方向の変形モードの固有振動数から計算した。

固有振動数（１質点の１次元自由振動）は，次式で求められる。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

ここで，

f ：　固有振動数（Hz）

固有振動数は「2.1　乾式キャスクの耐震性　(1)　乾式貯蔵キャスク　3)　固有周期の算定」と同手法で算定した

M ：　乾式貯蔵キャスク及び支持架台の合計質量（kg）

中型乾式貯蔵キャスク：キャスク(96t) ＋支持架台(16t)

大型乾式貯蔵キャスク：キャスク(115t)＋支持架台(15t)

上式を変形すると支持架台のばね定数は，

$$K = 4M \cdot \pi^2 \cdot f^2$$

となる。

3）評価結果

乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を表３．２－１に示す。乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は運搬時の評価加速度(3G)より小さい値となり，運搬時の評価結果に包絡され，乾式貯蔵キャスクの安全機能は維持される。

表３．２－１　乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度

キャスクタイプ	固有振動数 f (Hz)	支持架台のばね定数 K (N/m)	衝撃加速度 α	
			(m/s^2)	(G)
乾式貯蔵キャスク(中型)	81.7	2.96×10^{10}	26.9	2.75
乾式貯蔵キャスク(大型)	74.2	2.83×10^{10}	25.7	2.63

(2)輸送貯蔵兼用キャスクの異常事象の評価

1)評価方針

輸送貯蔵兼用キャスクがクレーンの最大吊下げ速度（1.5m/min）のまま搬送台車架台，輸送架台及び，支持架台に衝突した場合に，輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。概念図を図３．２－２～４に示す。

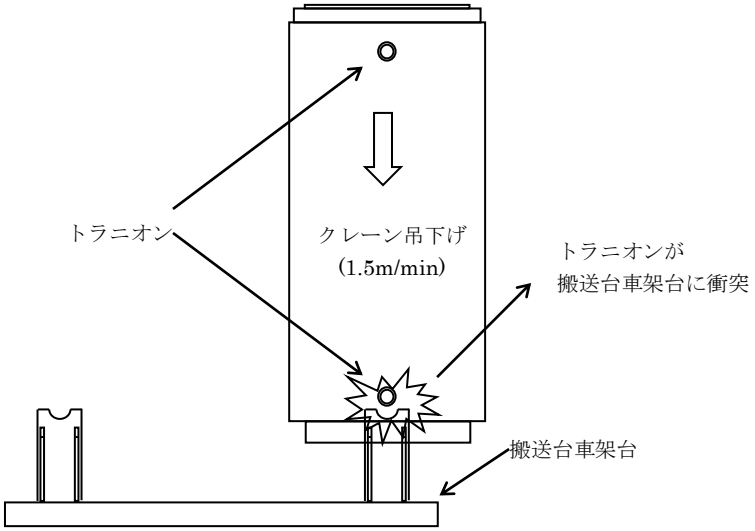


図３．２－２　異常着床概念図（搬送台車架台への衝突）

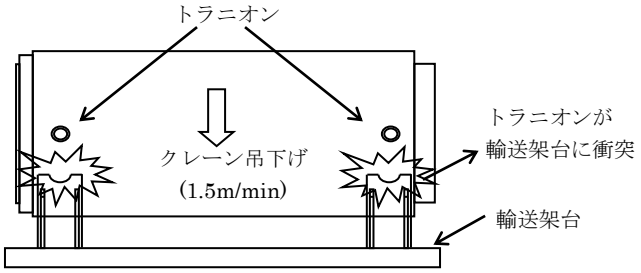


図３．２－３　異常着床概念図（輸送架台への衝突）

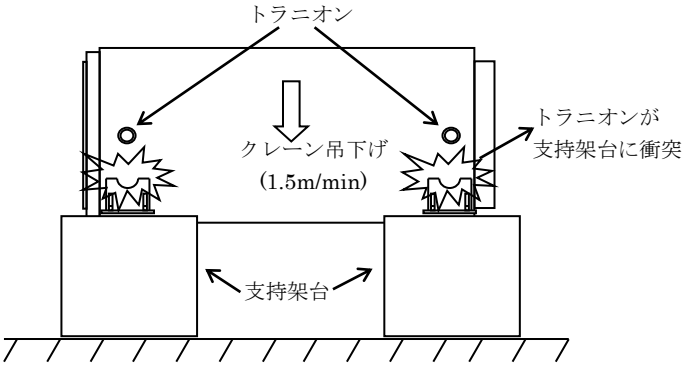


図３．２－４　異常着床概念図（支持架台への衝突）

2)輸送貯蔵兼用キャスクの評価条件および方法

輸送貯蔵兼用キャスクが搬送台車架台，輸送架台，支持架台に衝突する際に生じる衝撃加速度の計算条件は以下のとおりである。

・搬送台車架台，輸送架台，支持架台の弾性により輸送貯蔵兼用キャスクの運動エネルギーを吸収する。
・輸送貯蔵兼用キャスク本体（トラニオン含む）を剛とする。
・搬送台車架台，輸送架台，支持架台の自重は無視する。

a.衝撃加速度の算出式

エネルギー保存則によりキャスクに生じる衝撃加速度を算出する。

$$\frac{1}{2}m\cdot v^2+m\cdot g\cdot\delta=\frac{1}{2}K\cdot\delta^2$$

ここで,

m： 輸送貯蔵兼用キャスク質量
　　輸送貯蔵兼用キャスクB：1.186×10^5(kg)
v： クレーン巻下定格速度＝1.5（m/min）＝0.025（m/s）
g： 重力加速度＝9.80665（m/s^2）
δ： 架台の最大変形量（m）
K： 架台のばね定数（N/m）

上式を変形すると

$$\delta=\frac{m\cdot g}{K}+\sqrt{\frac{m^2\cdot g^2}{K^2}+\frac{m\cdot v^2}{K}}\qquad(\delta\geqq0)$$

また，輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度は次式で算出する。

$$\alpha=\frac{F}{m}$$

$$F=K\cdot\delta$$

ここで,

α： 輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度（m/s^2）
F： 輸送貯蔵兼用キャスクに作用する衝撃力（N）

以上より，輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度は次式のとおりとなる。

$$\alpha=g+\sqrt{g^2+\frac{K\cdot v^2}{m}}$$

b. 架台のばね定数

架台のばね定数は，搬送台車架台，輸送架台，支持架台の鉛直方向の弾性から算出した。

・搬送台車架台のばね定数　　：1.36×10^{10}（N/m）（２脚分）

・輸送架台のばね定数

輸送貯蔵兼用キャスクＢ用　：4.0×10^{10}（N/m）（４脚分）*1

・支持架台のばね定数

輸送貯蔵兼用キャスクＢ用　：4.56×10^{10}（N/m）（４脚分）

*1：輸送貯蔵兼用キャスクＢ用の輸送架台は設計中のため計画値

3)評価結果

輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度を表３．２－２に示す。　表３．２－２より設計事象Ⅱの衝撃加速度は，「1.1 乾式キャスクの構造強度」における構造強度評価で用いている衝撃加速度，横姿勢：3G，縦姿勢（キャスク，バスケット）：5G，縦姿勢（トラニオン）：2.5G に包絡されており，輸送貯蔵兼用キャスクの安全機能は維持されることを確認している。

表３．２－２　輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度

異常事象	キャスクタイプ	支持架台のばね定数 K (N/m)	衝撃加速度 α	
			(m/s^2)	(G)
搬送台車架台への衝突（縦姿勢）	輸送貯蔵兼用キャスクＢ	1.36×10^{10}	22.8	2.33
輸送架台への衝突（横姿勢）		4.0×10^{10}	27.4	2.80
支持架台への衝突（横姿勢）		4.56×10^{10}	28.2	2.88

構造強度及び耐震性について（増設 30 基）

1　構造強度

1.1　輸送貯蔵兼用キャスク

輸送貯蔵兼用キャスク（増設 30 基）の構造強度は添付資料－３－１「1.1　乾式キャスクの構造強度　(2)　輸送貯蔵兼用キャスク B」と同一であり，本設備で要求される構造強度を有している。

1.2　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造強度は添付資料－３－１「1.1　乾式キャスクの構造強度　(3)　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台」と同一であり，本設備で要求される構造強度を有している。

1.3　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構造強度は添付資料－３－１「1.2　コンクリートモジュールの構造強度　(2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール」と同一であり，本設備で要求される構造強度を有している。

1.4　クレーン

クレーンの構造強度は添付資料－３－１「1.3　クレーンの構造強度」と同一であり，本設備で要求される構造強度を有している。

1.5　コンクリート基礎

(1)　評価方針

長期荷重時のコンクリート基礎に対する要求性能は，キャスク支持架台とコンクリートモジュールを支持するとともに，基礎の傾斜がクレーンの許容傾斜量を下回ることである。ここでは，コンクリート基礎の構造強度評価を行い，基礎が要求性能を有していることを確認する。

評価の方法は，長期荷重時に対する梁モデルによる構造計算を行い，コンクリート基礎の応力度の照査，改良地盤強度の照査，地盤の支持力度の照査を行うこととする。

1.5.1　キャスク仮保管設備コンクリート基礎，コンクリート支持架台の構造計画

(1)　コンクリート基礎

1)　コンクリート基礎平面構造

コンクリート基礎の平面図を図１．５－１に示す。

コンクリート基礎は，南北約 80m，東西約 121m の鉄筋コンクリート構造物であり，大きく西側の既設基礎(南北約 80m，東西約 96m)と，拡張基礎(南北約 80m，東西約 25m)が存在し，両者は幅約 40mm の目地によって構造上分離されている。

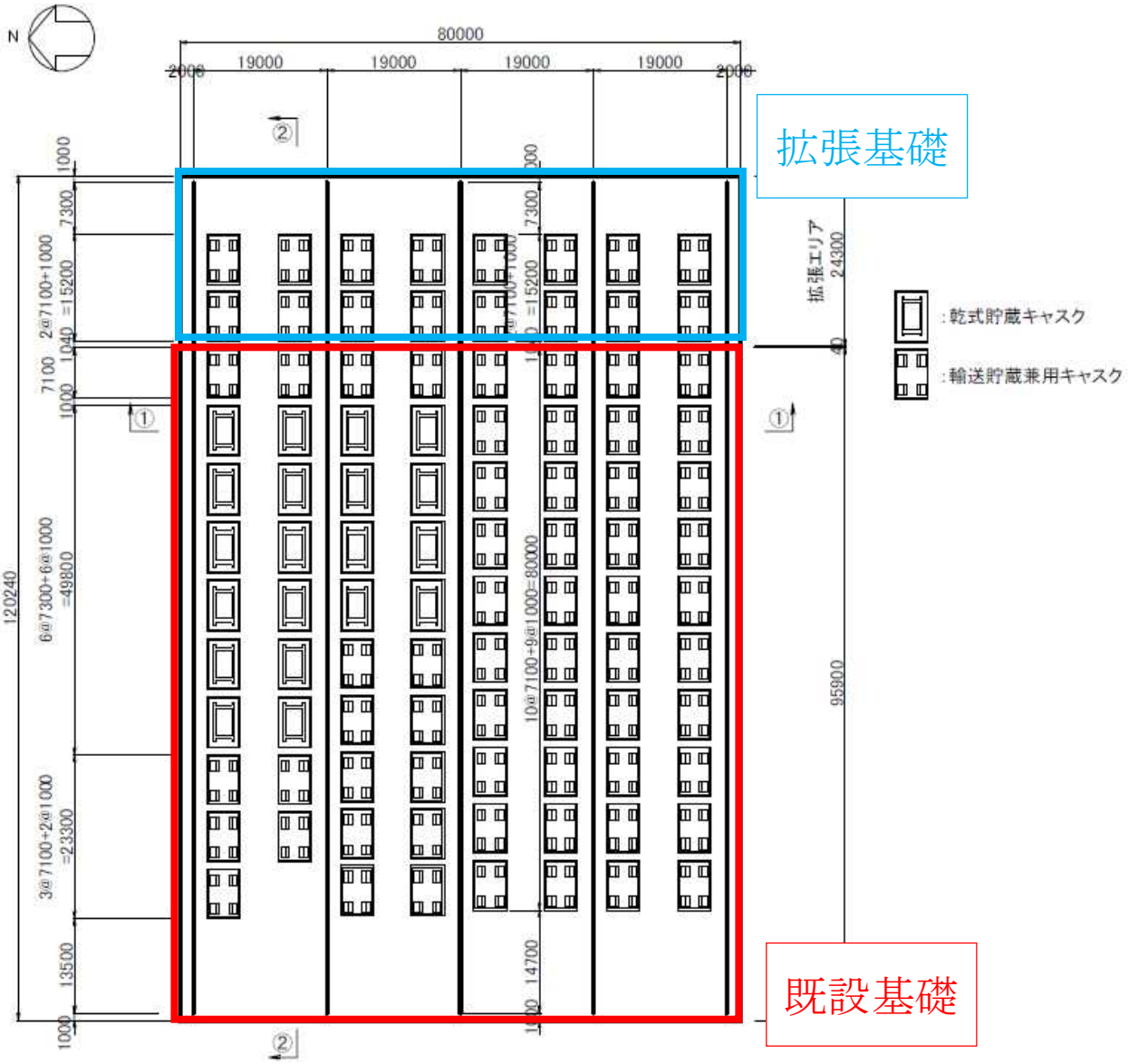


図１．５－１　コンクリート基礎平面図

2)　コンクリート基礎断面構造

コンクリート基礎厚図を図１．５－２に，断面図を図１．５－３，図１．５－４に示す。

コンクリート基礎厚は場所によって異なり，基本的に 0.8m(輸送貯蔵兼用キャスク部)，1.0m(乾式貯蔵キャスク部)，1.8m(クレーンレール部)となっている。

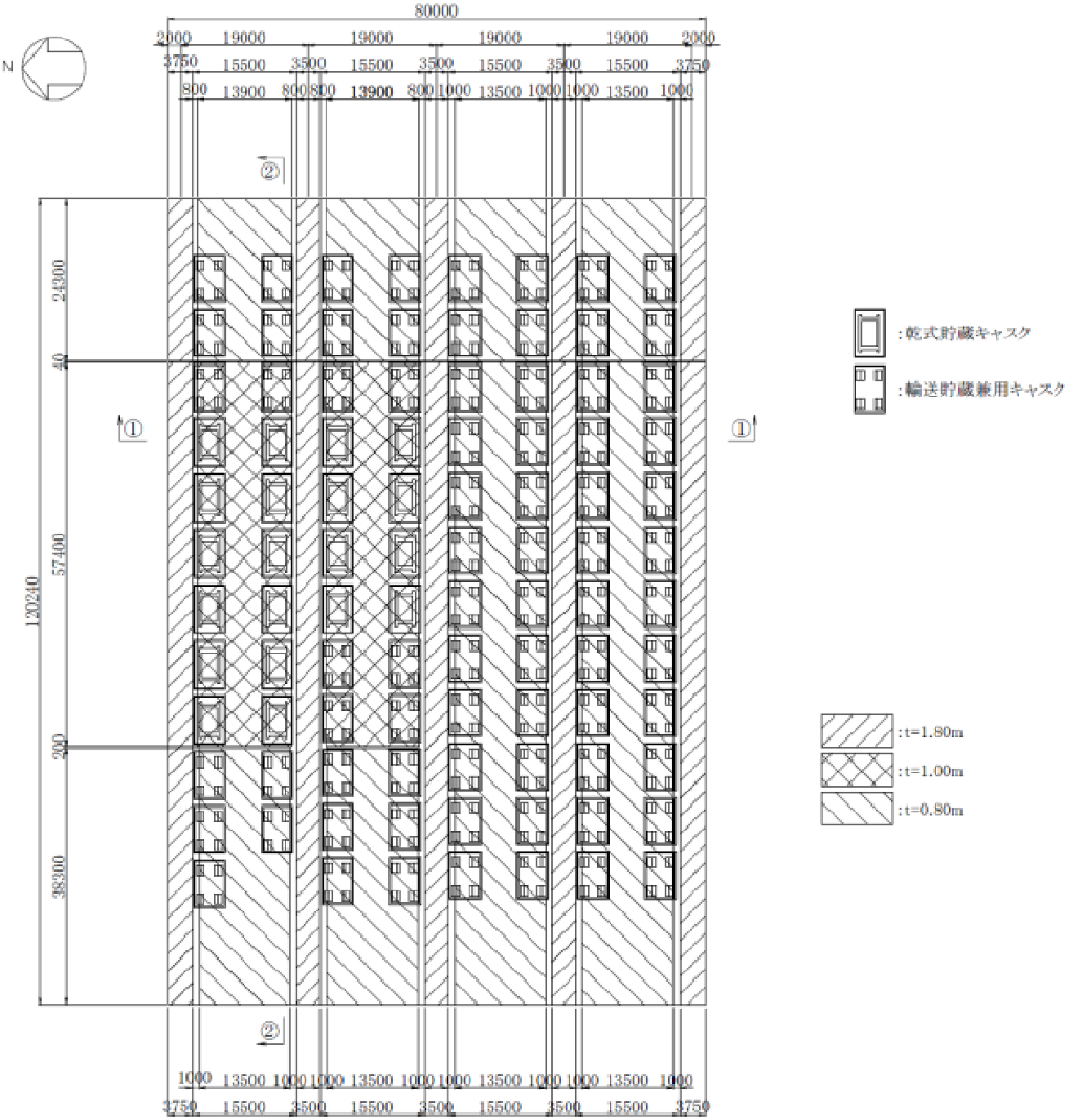


図１．５－２　コンクリート基礎厚図

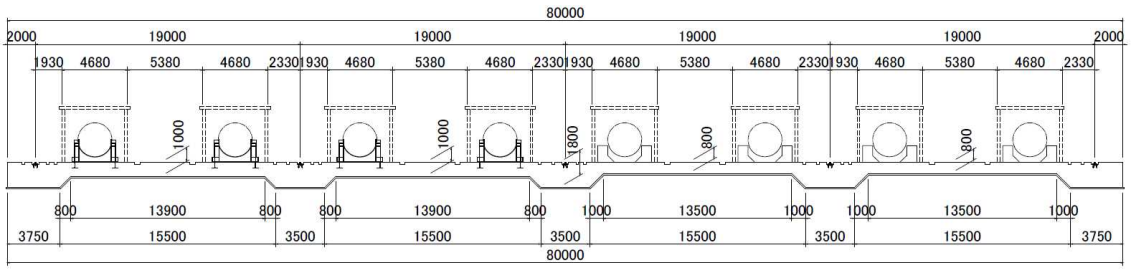


図１．５－３　コンクリート基礎断面図(①－①断面)

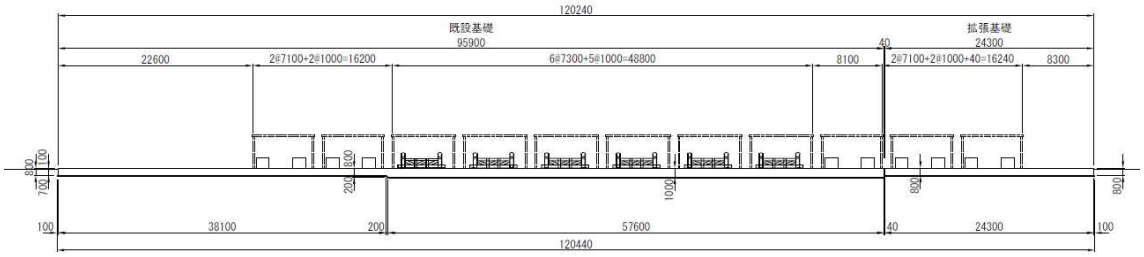


図１．５－４　コンクリート基礎断面図(②－②断面)

(2)　コンクリート支持架台

コンクリート支持架台は,南北方向約 720㎜(ハンチ部は 1220 ㎜），東西方向約 1500㎜,高さ約 1085㎜の鉄筋コンクリート構造物であり，4 脚で 1 つの兼用キャスクを，鋼製支持架台を介し，支持する構造物である。平面図を図１．５－５に，断面図を図１．５－６に示す。また，兼用キャスクとの位置関係を図１．５－７に示す。

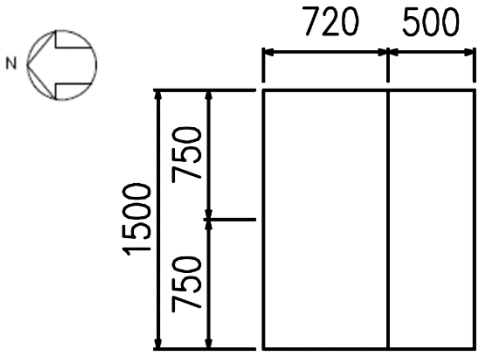


図１．５－５　コンクリート支持架台平面図

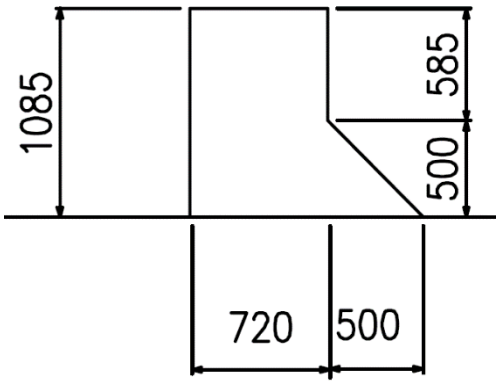


図１．５－６　コンクリート支持架台断面図(NS 断面)

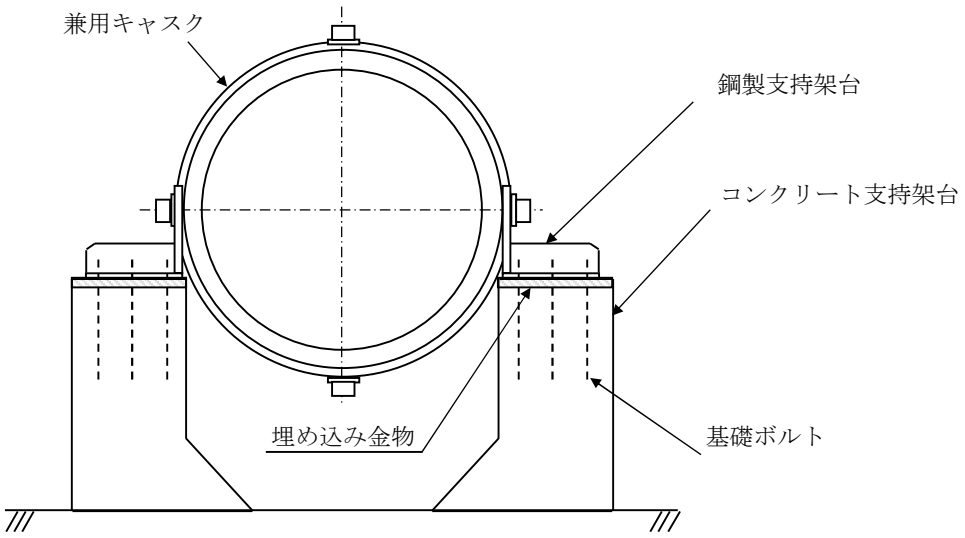


図１．５－７　コンクリート支持架台と兼用キャスクの位置関係

キャスク仮保管設備の拡張に際しては，兼用キャスク 30 基分のコンクリート支持架台を増設する。コンクリート支持架台のうち 16 基は拡張基礎上に増設し，14 基については既設基礎上の空スペースに増設する。図１．５－８に既設基礎，拡張基礎及び増設する兼用キャスクの位置図を示す。

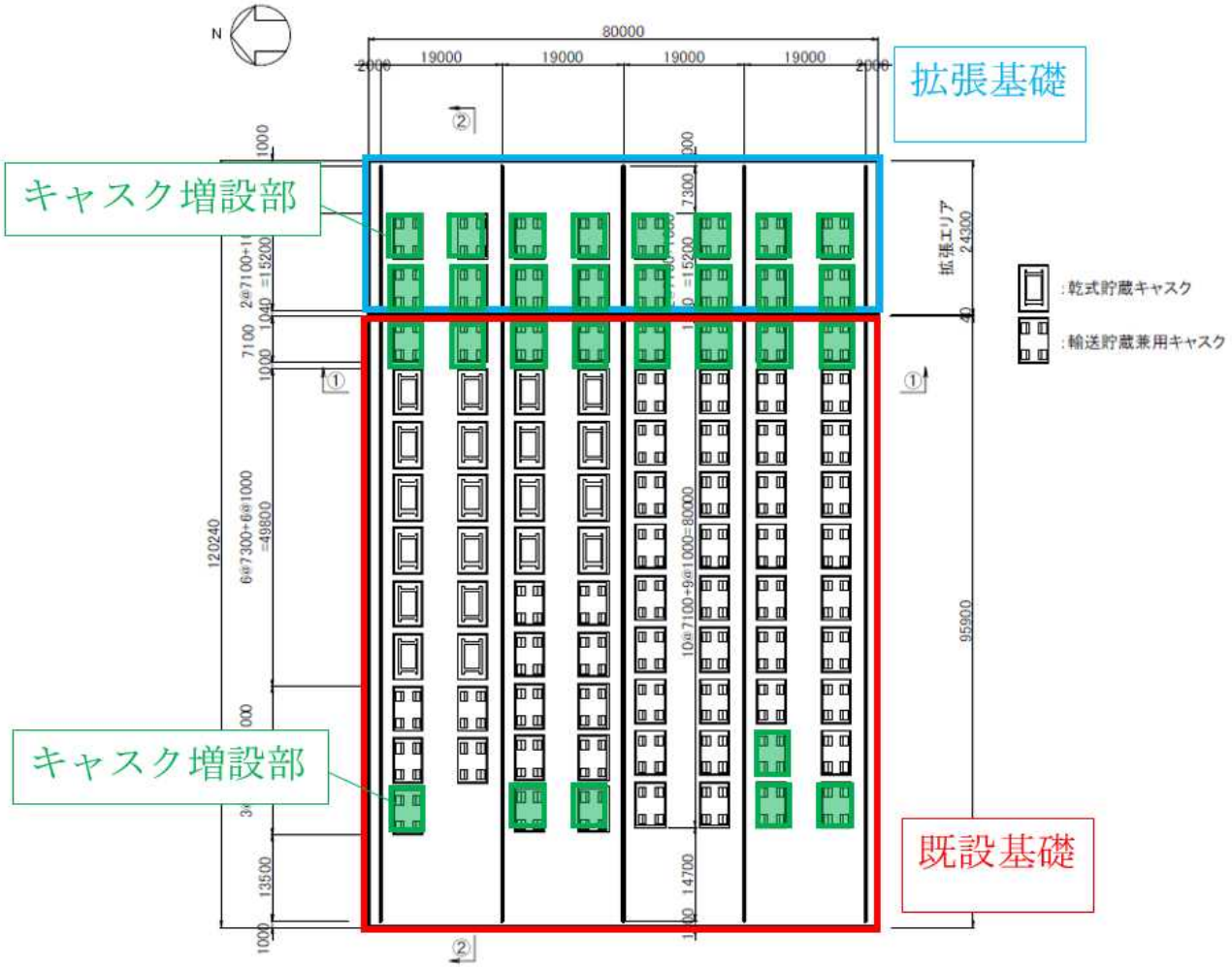


図１．５－８　既設基礎，拡張基礎及び増設キャスク位置図

(3)　改良地盤

改良地盤は，南北方向約 83m，東西方向約 124m の広さのセメント改良土からなり，コンクリート基礎の支持地盤としている段丘堆積層(液状化が発生する可能性が低いとされる洪積層)の上部までを改良するものである。改良天端部は基礎下面に沿って起伏のある形状となっており，改良厚は約 2.1m～3.1m 程度である。改良工法は，浅層混合処理工法である。改良地盤の平面図を図１．５－９に，断面図を図１．５－１０と図１．５－１１に示す。

※「道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編」では，液状化が生じる可能性のある土層は沖積層としている。

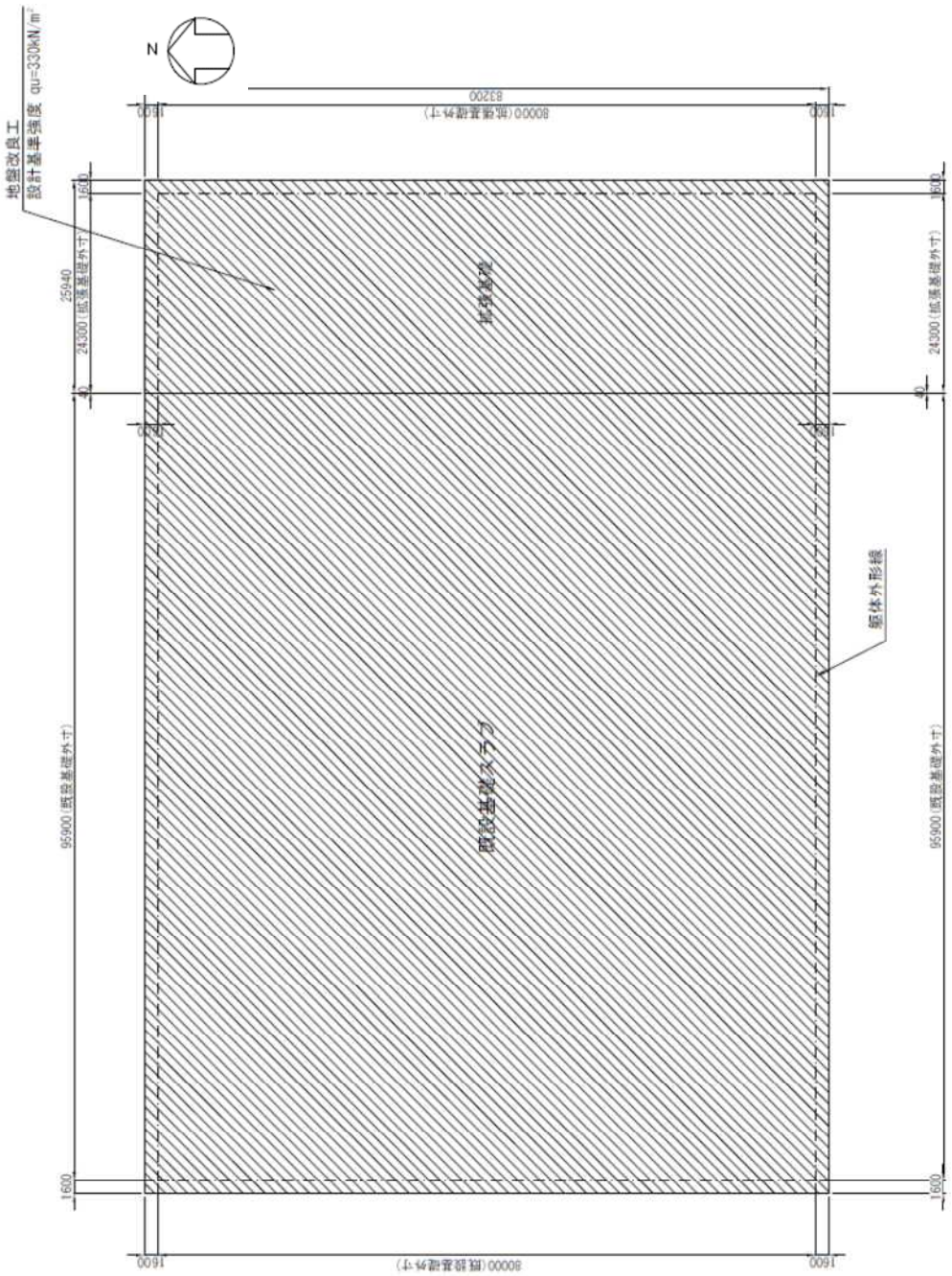


図１．５－９　改良地盤平面図

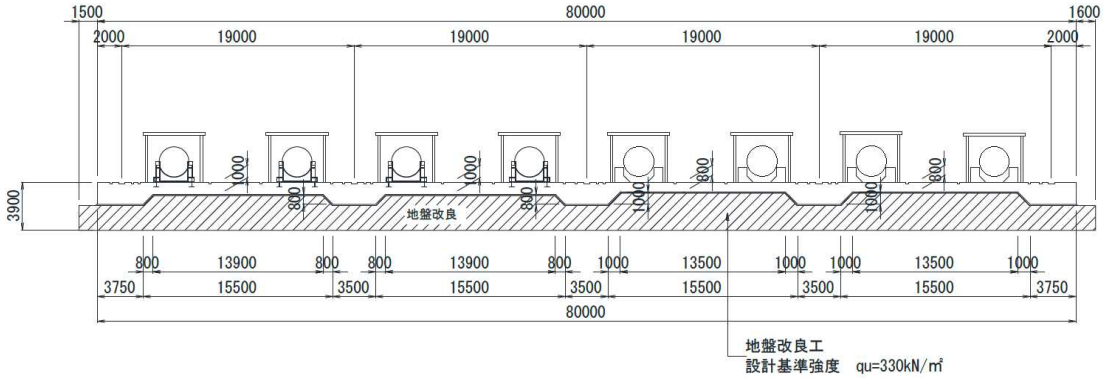


図１．５－１０　改良地盤断面図（NS 断面）

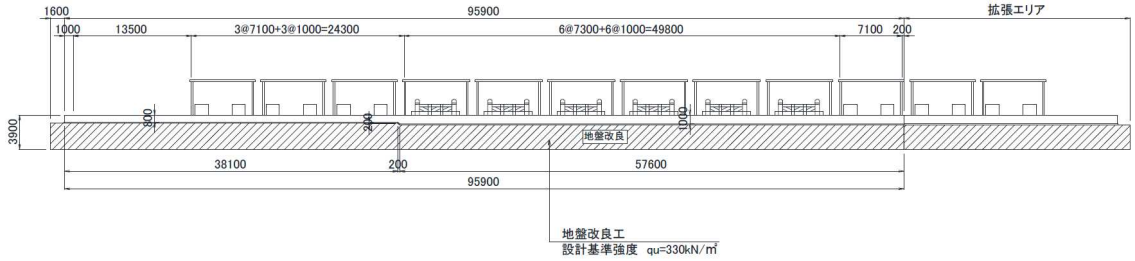


図１．５－１１　改良地盤断面図(EW 断面)

1.5.2　コンクリート基礎の構造強度評価フロー

コンクリート基礎の構造強度評価フローを図１．５－１２に示す。

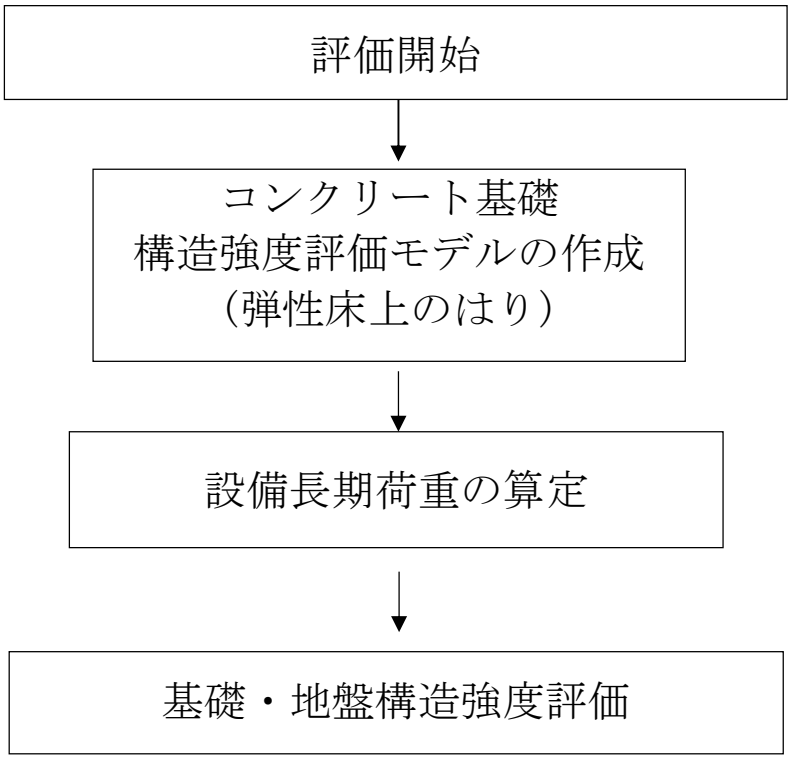


図１．５－１２　構造強度評価フロー

1.5.3　コンクリート基礎の構造強度評価

(1)　コンクリート基礎の構造強度評価の概要

1)　コンクリート基礎の評価手法

コンクリート基礎の評価手法としては，コンクリート基礎を 3 種類の弾性床上の梁としてモデル化し，それぞれに荷重を入力し，構造強度評価を行う。

評価対象断面については，既設基礎と拡張基礎で NS 断面がほぼ同一であること，表１．５－１の通り既設基礎の方が拡張基礎よりも機器等荷重が大きいことから，既設基礎の 3 断面をモデル化し評価対象とする。

表１．５－１　基礎面積と機器等の荷重

	基礎面積(m^2)	機器等荷重(kN)	面積当たり荷重(kN/m^2)
既設基礎	7672	157480	20.5
拡張基礎	1944	34145	17.6

検討タイプごとの概要を表１．５－２に，断面の位置を図１．５－１３に示す。

表１．５－２　検討タイプ概要

記号	検討タイプ	考慮する設備荷重	形状特性
A.	レール支持梁(EW 方向)	クレーン	幅 3.5m，厚 1.8m の一定形状
B.	NS 方向基礎	キャスク，クレーン，モジュール	厚 1.8m，1.0m，0.8m
C.	EW 方向基礎	キャスク，モジュール	厚 1.0m，0.8m

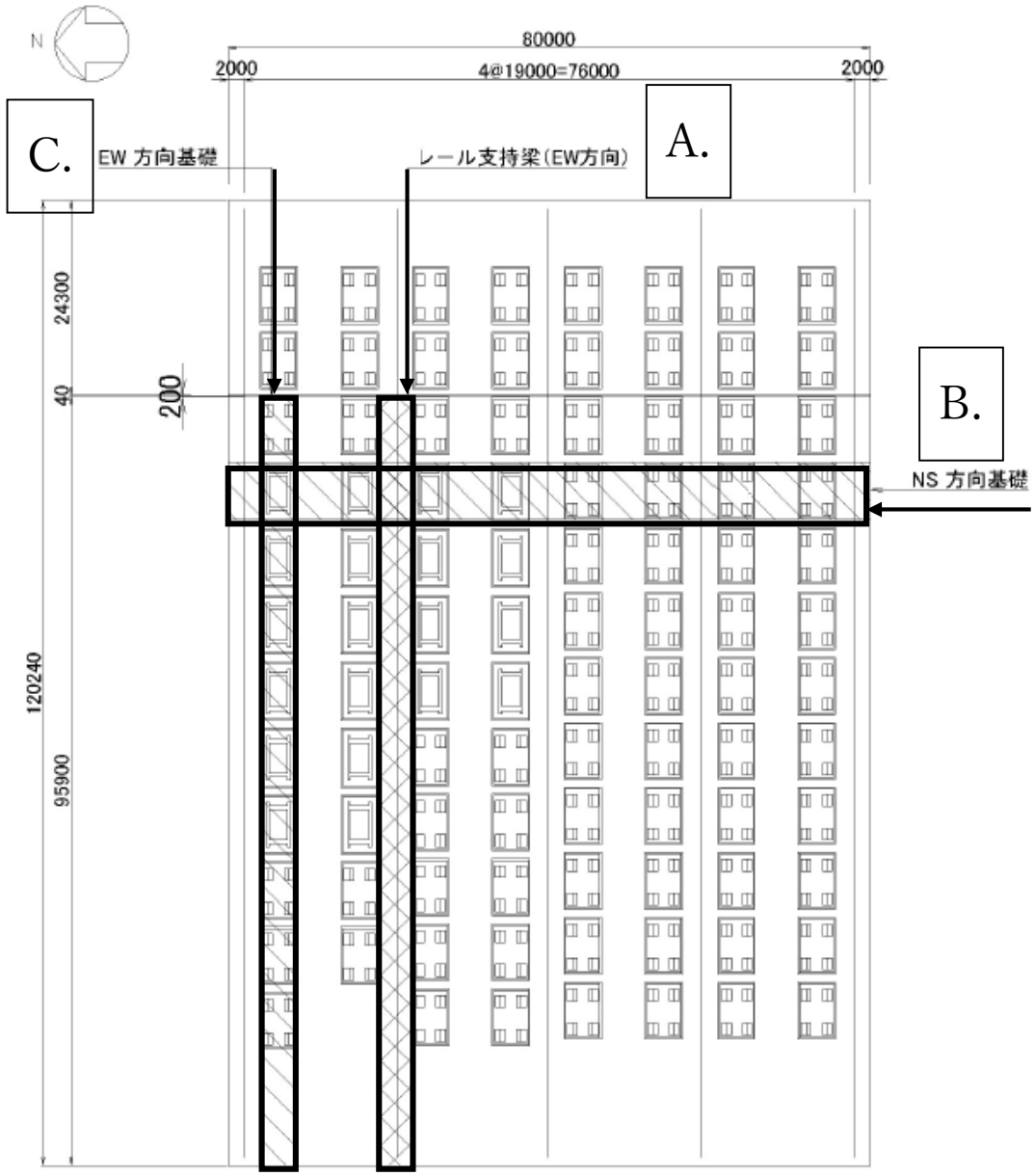


図１．５－１３　検討断面位置

2)　準拠規準

コンクリート基礎の評価は，以下の法規及び規準類に準拠して行う。

① 原子力発電所耐震設計技術規程　JEAC4601-2008　（社）日本電気協会
② 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009　（社）日本電気協会
③ コンクリート標準示方書　設計編（2007）　（社）土木学会
④ コンクリート標準示方書　構造性能照査編（2002）　（社）土木学会
⑤ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル(1992) （社）土木学会
⑥ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005） （社）土木学会
⑦ 道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅳ下部構造編　（社）日本道路協会（平成 14 年）
⑧ 道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅴ耐震設計編　（社）日本道路協会（平成 14 年）

3) 使用材料及び許容応力度

使用材料の仕様，材料定数及び設計強度を表１．５－３及び表１．５－４に示す。

表１．５－３　コンクリートの材料定数，許容応力度及び鉄筋の許容応力度

コンクリートの材料定数

	記号	単位	長期
ヤング係数	E	(N/mm^2)	2.50×10^4
単位体積重量	γ	(kN/m^3)	24.0

コンクリートの仕様

	記号	単位	長期
設計基準強度	f'_{ck}	(N/mm^2)	24.00
許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00
許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.45

鉄筋の仕様

	記号	単位	長期
品質	-	-	SD345
降伏強度	f_{yd}	(N/mm^2)	345
使用径	-	-	D13～D32
許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196

表１．５－４　改良地盤，支持地盤の地盤定数，許容応力度
並びにクレーンレールの許容傾斜量

改良地盤の地盤定数，設計強度

	記号	単位	設計強度
設計圧縮強度	${}_{ss}f_{sc}$	(kN/m^2)	548
設計基準強度	F_{sc}	(kN/m^2)	329
変形係数	E	(kN/m^2)	32900
許容圧縮応力度(長期)	f_{sc}	(kN/m^2)	110
許容せん断応力度(長期)	f_{ss}	(kN/m^2)	22
せん断強度	${}_{ss}f_{ss}$	(kN/m^2)	109.6

支持地盤の許容支持力度

	記号	単位	設計強度
許容支持力度	q_a	(kN/m^2)	667

クレーンの許容傾斜量

	記号	単位	長期
許容傾斜量	i	―	1/800

4)　地盤バネのバネ定数

弾性床を構成する地盤バネのバネ定数について，算定方法を示す。算定方法としては「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編 平成 14 年　日本道路協会」をもとに，一軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数を用いて，地盤バネ定数を算定している。具体的な算定方法を以下と表１．５－５～表１．５－７に示す。

$k_v = k_{vo} \cdot (Bv / 0.3)^{-3/4}$　道示Ⅳ P.255

$K_v = k_v \cdot B$

$K_s = 1/3 \cdot K_v$

ここに，

k_v　：　鉛直方向地盤反力係数（kN／m^3）

K_v　：　鉛直方向バネ定数（kN／m^2）

K_s　：　せん断バネ定数（kN／m^2）

Bv　：　基礎の換算載荷幅（m）

$Bv = \sqrt{(Av)} = \sqrt{(L_0 \cdot B_0)}$

B_0　：　載荷幅（m）

L_0　：　載荷奥行き（m）

Av　：　荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m^2）

B　：　部材幅（m）

EI　：　基礎の曲げ剛性（kN／m^2）

k_{v0}　：　直径 0.3ｍの剛性円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN／m^3)で，次式により求める。

$k_{vo} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_0$

E_0　：　地盤の変形係数（kN／m^2）

α　：　割増し係数で，表１．５－５により算出する。

表１．５－５　割増し係数

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	長期・暴風時	1/2Ss 地震時
直径 0.3ｍの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のＮ値より E_0＝2800N で推定した変形係数	1	2

E_0 を供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数により推定する場合

長期荷重　　α＝4

表１．５－６　地盤のバネ定数

項目	記号	単位	レール下部	ＮＳ方向基礎	ＥＷ方向基礎
載荷幅	B_0	(m)	80.00	95.90	80.00
載荷奥行き	L_0	(m)	95.90	80.00	95.90
基礎の載荷面積	Av	(m^2)	7672.00	7672.00	7672.00
基礎の換算載荷幅	Bv	(m)	87.59	87.59	87.59
E_0 推定時の係数	α	－	4	4	4
地盤の変形係数	E_0	(kN／m^2)	15688	15688	15688
直径 0.3m 相当の地盤反力係数	k_{v0}	(kN／m^3)	209173	209173	209173
鉛直方向地盤反力係数	k_v	(kN／m^3)	2961	2961	2961
部材幅	B	(m)	3.500	8.300	5.170
鉛直方向バネ定数	K_v	(kN／m^2)	10365	24580	15308
せん断バネ定数	K_s	(kN／m^2)	3455	8193	5103

表１．５－７　地盤の変形係数

層区分	層厚 h(m)	変形係数 E(kN/m^2)	変形係数についての備考
改良地盤	3.9	32,900	一軸圧縮強さより推定
礫混じり荒砂	1.35	7,000	N 値より推定(E=700N)
粘土混じり砂礫	5.43	14,700	N 値より推定(E=700N)
地盤の変形係数		15,688	上記 3 層の複合土層としてとらえ，$\frac{1}{\frac{E}{h}}=\frac{1}{\frac{E1}{h1}}+\frac{1}{\frac{E2}{h3}}+\frac{1}{\frac{E3}{h3}}$ より算出

(2)　EW 方向基礎のモデル化

コンクリート基礎の構造強度評価においては，基礎を弾性床上の梁としてモデル化を行う。モデル化する EW 方向基礎の種別を，図１．５－１４に示す。

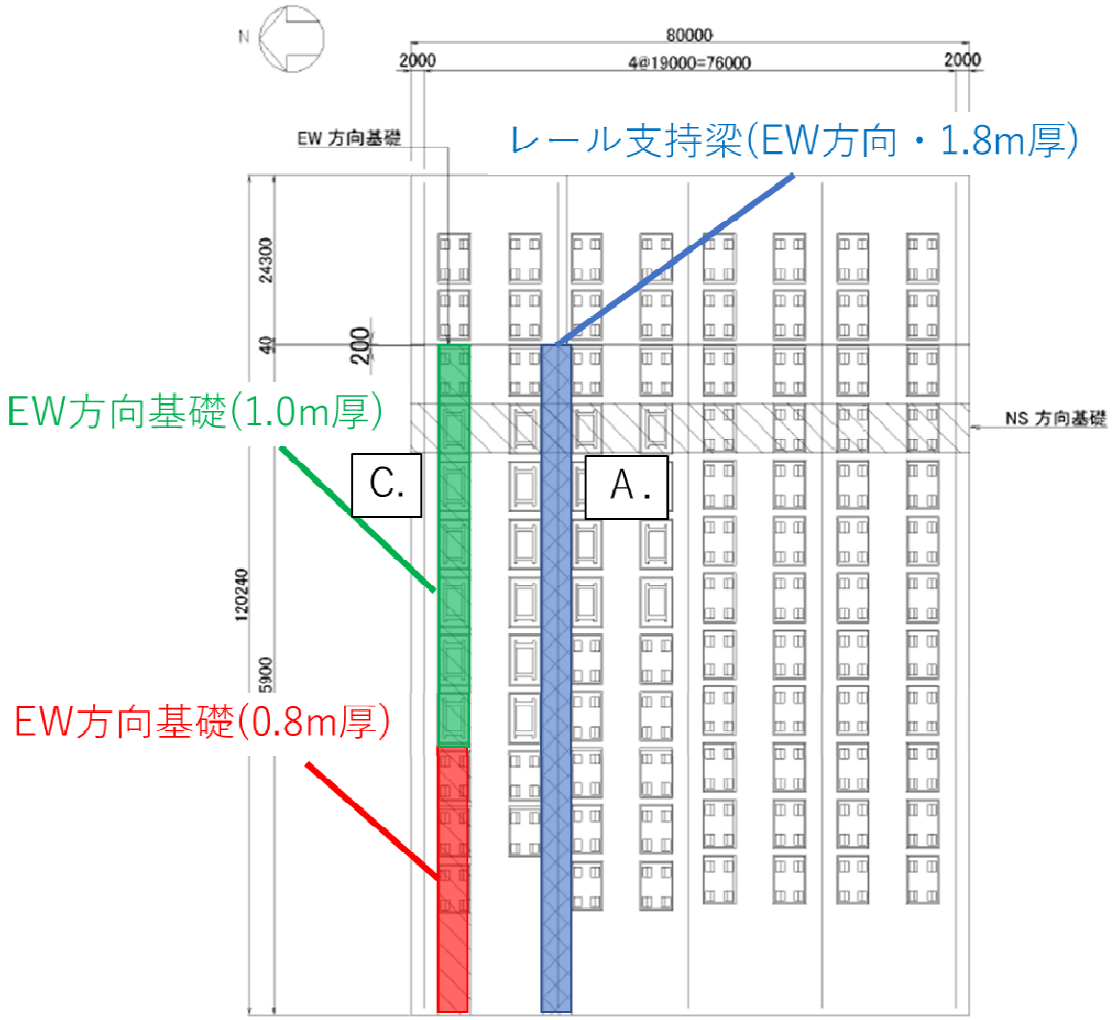


図１．５－１４　EW 方向モデル化部分平面図

EW 方向には 3 種類の梁が存在する。EW 方向梁の配筋図と，断面のモデル化イメージを図１．５－１５～図１．５－１９に，モデル化に際しての地盤バネとの位置関係を図１．５－２０～図１．５－２１に示す。

レール支持梁についてはレールピットや排水溝による断面欠損部が存在するため，図１．５－１６のように同じ面積のＴ字梁としてモデル化を行う。基礎部はレール支持梁との接続部に厚みがある構造となっているが，図１．５－１７のように重量のみ考慮し，構造としては見込まない形でモデル化を行った。

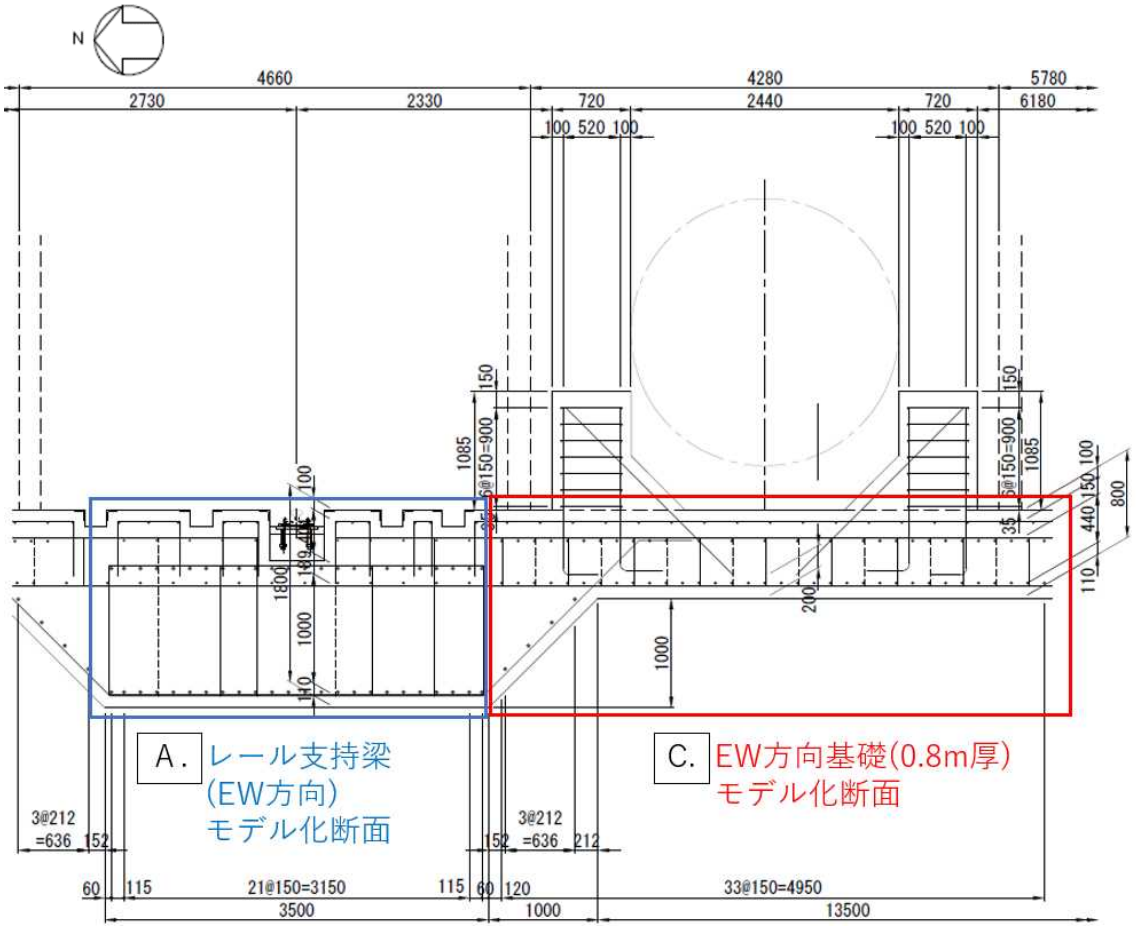


図１．５－１５　EW 方向モデル化部分断面図(0.8m 基礎・レール)

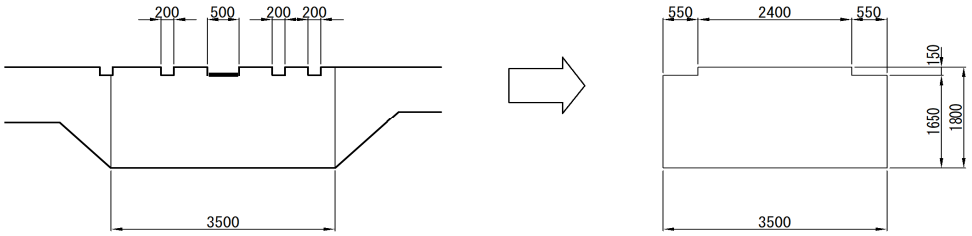


図１．５－１６　レール支持梁(EW 方向)のモデル化

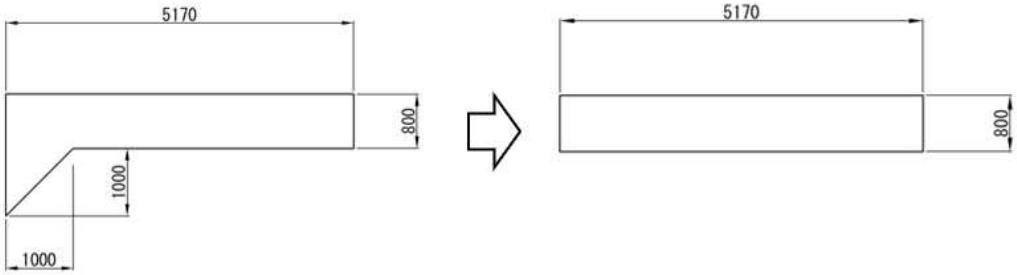


図１．５－１７　EW 方向基礎(0.8m 厚)のモデル化

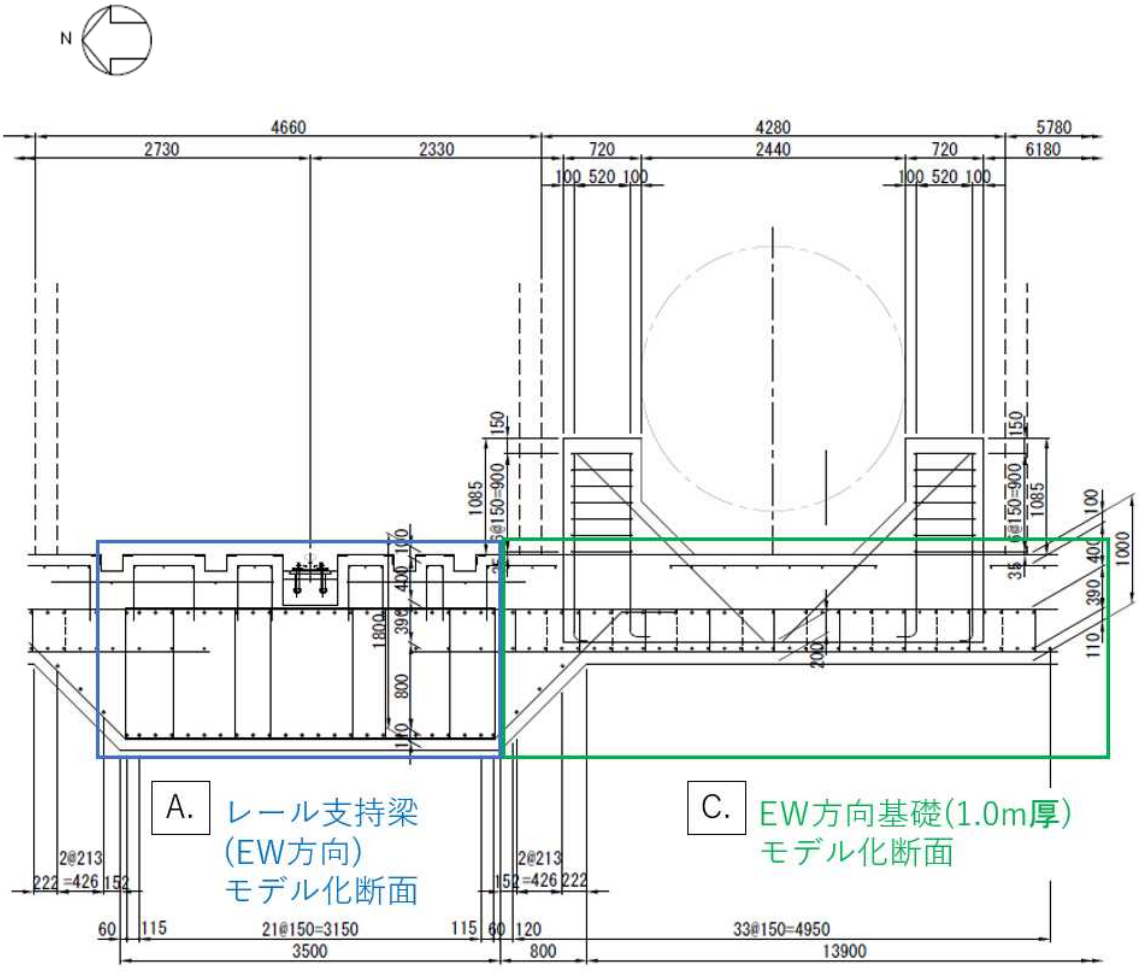


図１．５－１８　EW 方向モデル化部分断面図(1.0m 基礎・レール)

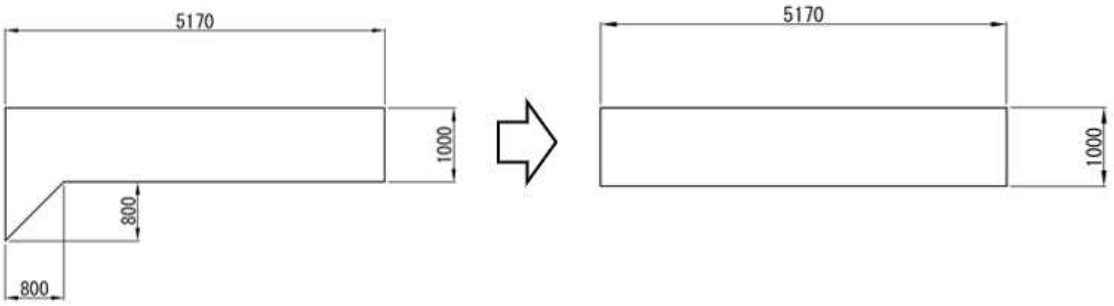


図１．５－１９　EW 方向基礎(1.0m 厚)のモデル化

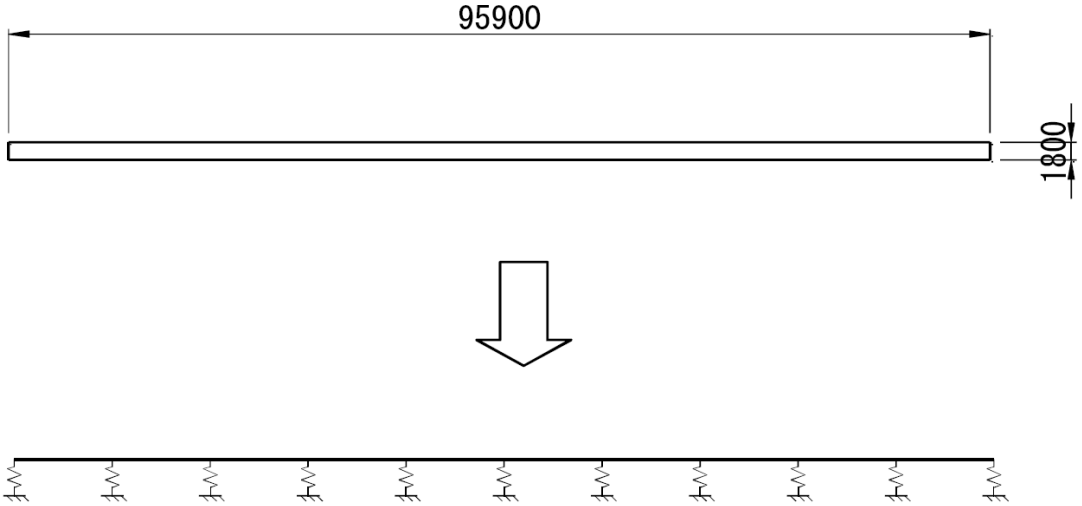


図１．５－２０　レール支持梁(EW 方向)と地盤バネ

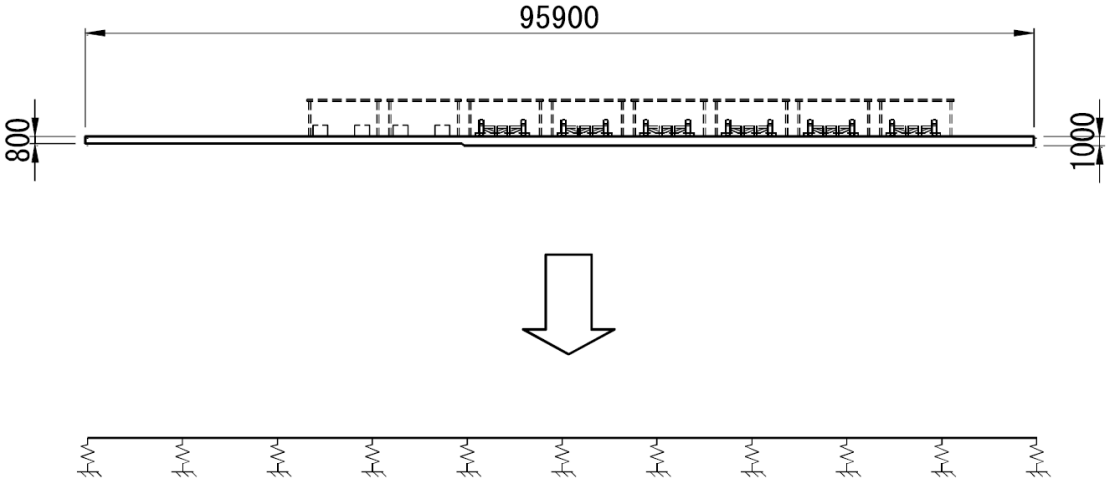


図１．５－２１　EW 方向基礎と地盤バネ

(3)　NS 方向基礎のモデル化

コンクリート基礎の構造強度評価においては，基礎を弾性床上の梁としてモデル化を行う。モデル化する NS 方向基礎の種別を，図１．５－２２に示す。

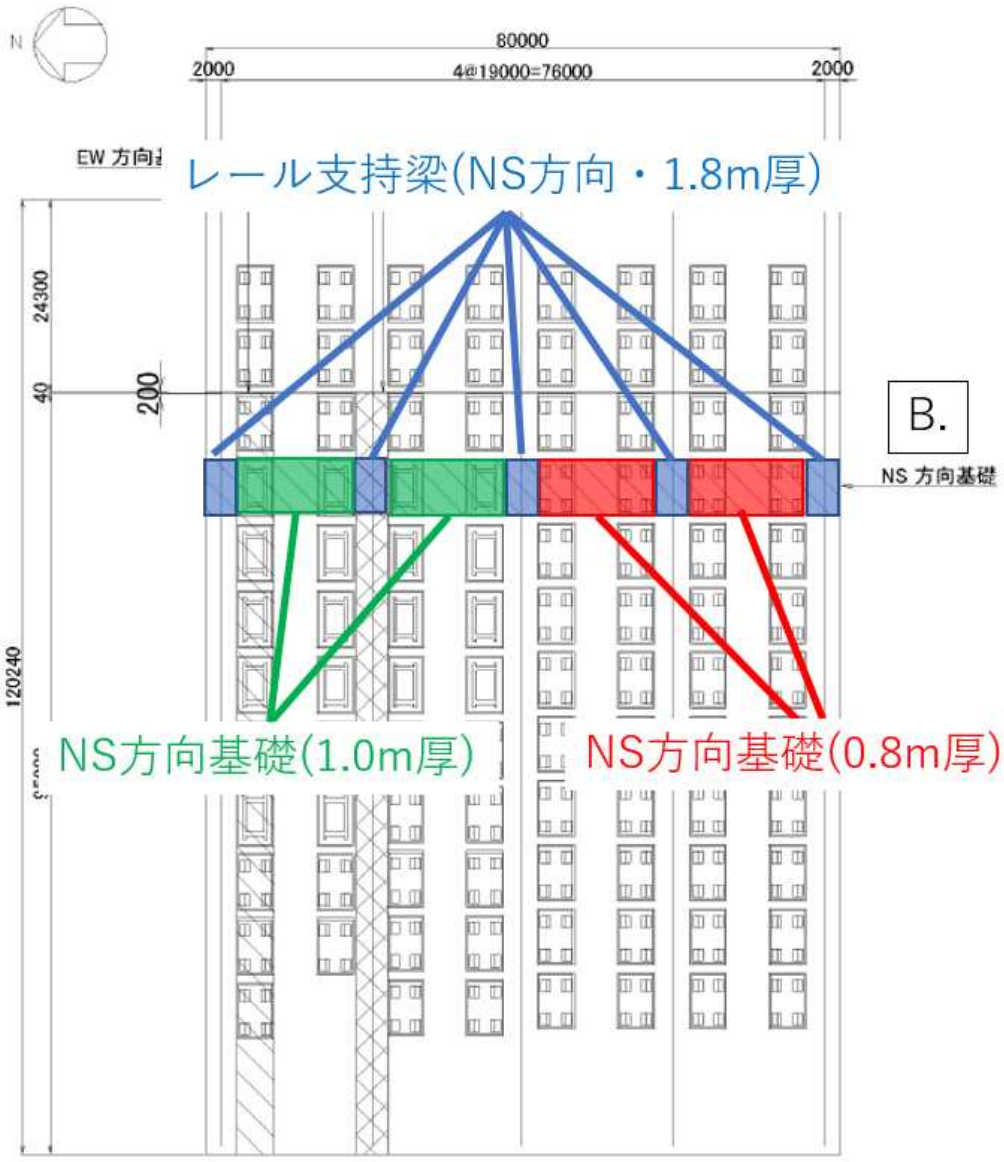


図１．５－２２　NS 方向モデル化部分平面図

NS 方向には 3 種類の梁が存在する。NS 方向梁の配筋図と，断面のモデル化イメージを図１．５－２３～図１．５－２８に，モデル化に際しての地盤バネとの位置関係を図１．５－２９に示す。

レール支持梁・コンクリート基礎部ともに EW 方向には深さ最大 150 ㎜の排水側溝が設置されているため，モデル化に際しては基礎厚から 150 ㎜減じた厚さでモデル化を実施している。

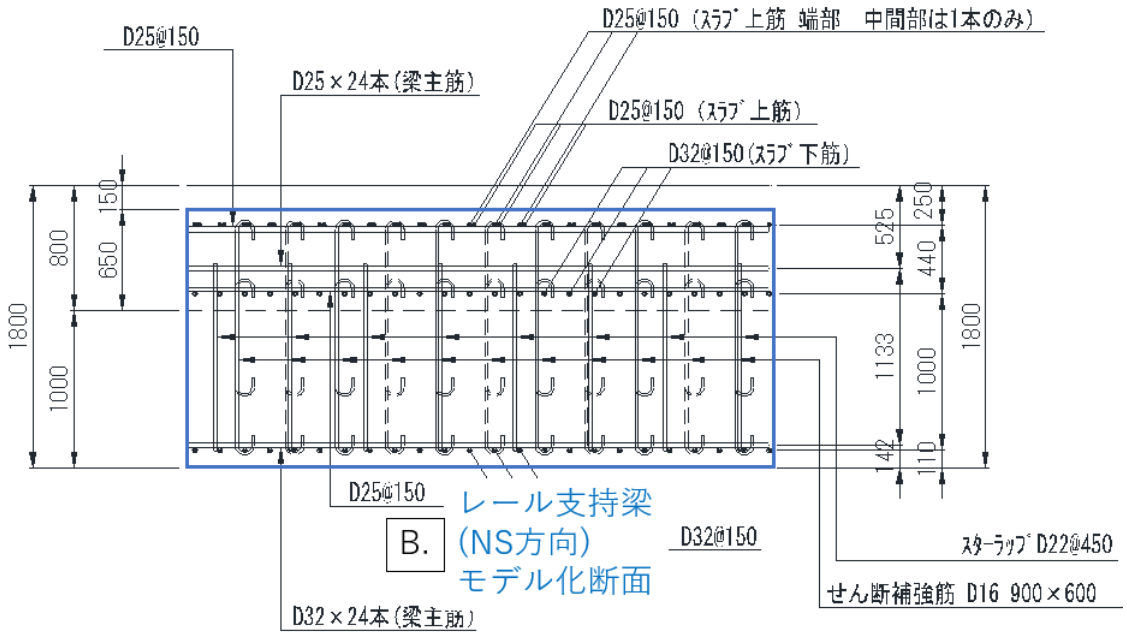


図１．５－２３　レール支持梁(NS 方向)モデル化部分断面図

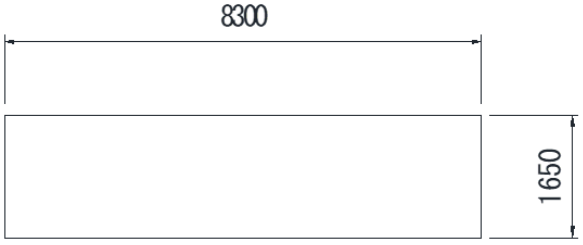


図１．５－２４　レール支持梁(NS 方向)のモデル化

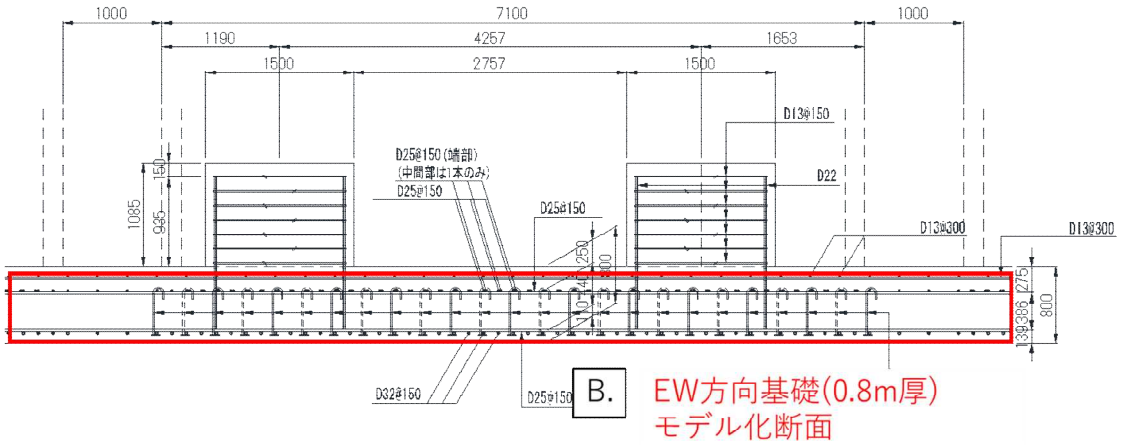


図１．５－２５　NS 方向基礎(0.8m 厚)モデル化部分断面図

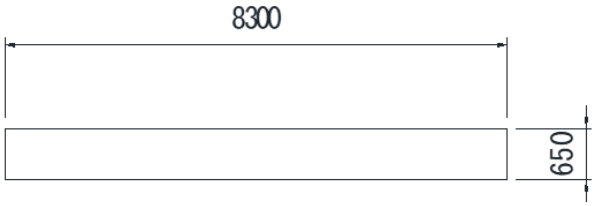


図１．５－２６　NS 方向基礎(0.8m 厚)のモデル化

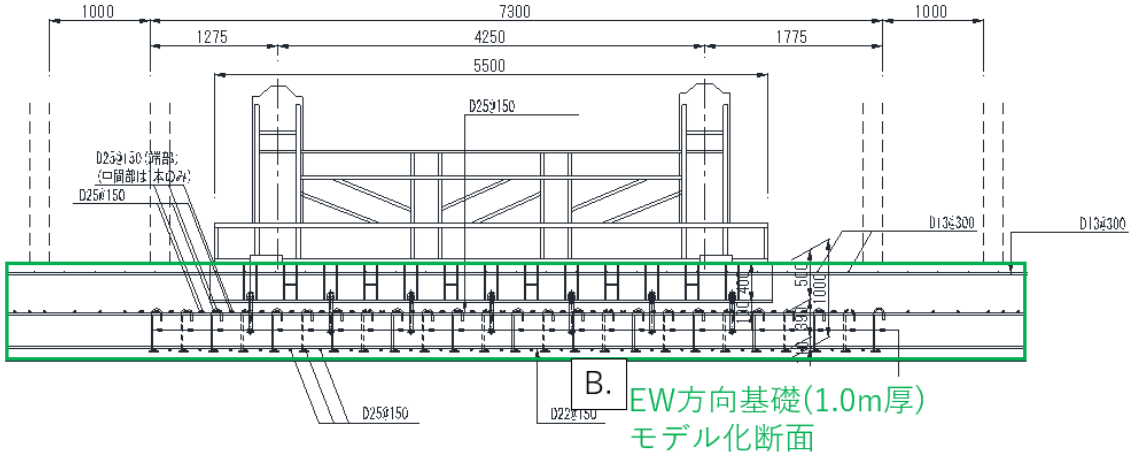


図１．５－２７　NS 方向基礎(1.0m 厚)モデル化部分断面図

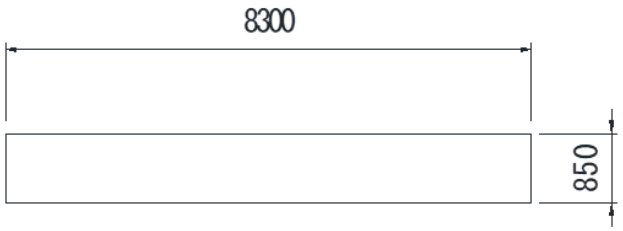


図１．５－２８　NS 方向基礎(1.0m 厚)のモデル化

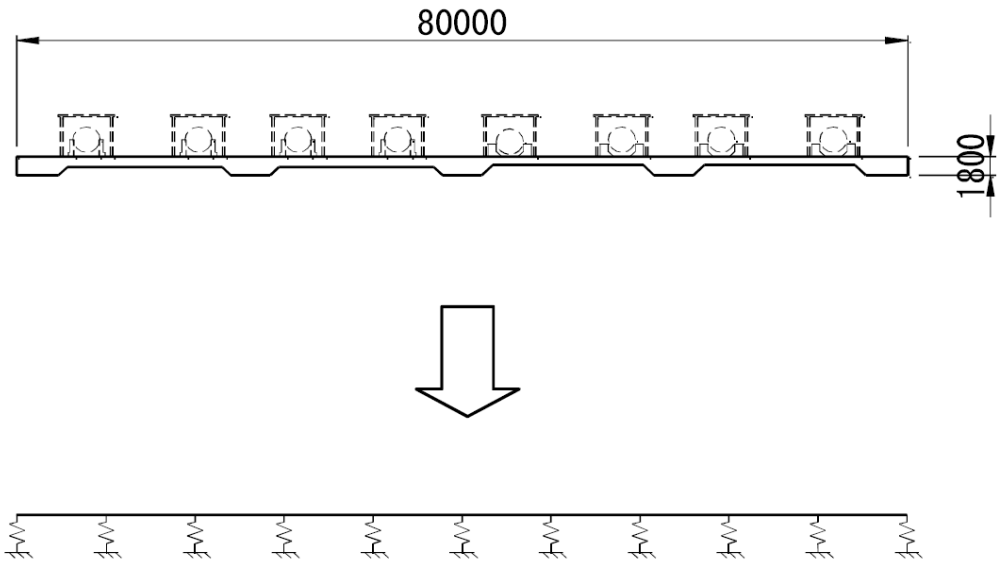


図１．５－２９　NS 方向基礎と地盤バネ

(4) 荷重条件

以下に各種荷重を算定したものを示す。

1) 乾式キャスク

乾式キャスクによる荷重を表１．５－８に示す。

表１．５－８　乾式キャスク荷重

乾式貯蔵キャスク　　1基当たり

	項目	単位	長期
NS 方向	鉛直力	(kN)	1280
	水平力	(kN)	0
	モーメント	(kN・m)	0
EW 方向	鉛直力	(kN)	1280
	水平力	(kN)	0
	モーメント	(kN・m)	89

輸送貯蔵兼用キャスク　　1脚当たり

	項目	単位	長期
NS 方向	鉛直力	(kN)	320
	水平力	(kN)	0
	モーメント	(kN・m)	105
EW 方向	鉛直力	(kN)	320
	水平力	(kN)	0
	モーメント	(kN・m)	0

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

2) クレーン荷重

クレーンによる荷重を表１．５－９に示す。

表１．５－９　クレーン荷重

状態	フック寄り	走行車輪荷重					
		走行給電側			反走行給電側		
		鉛直方向	横行方向	走行方向	鉛直方向	横行方向	走行方向
		(UD 方向)	(NS 方向)	(EW 方向)	(UD 方向)	(NS 方向)	(EW 方向)
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
定格荷重(150t)	走行給電側	622	62	93	262	26	39

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

3) コンクリートモジュール荷重

コンクリートモジュールによる荷重を表１．５－１０に示す。

表１．５－１０　コンクリートモジュール荷重

1 基当たり

			単位	NS 方向断面	EW 方向断面
乾式貯蔵キャスク	長期	鉛直方向	(kN)	576	576
		水平方向	(kN)	0	0
輸送貯蔵兼用キャスク		鉛直方向	(kN)	565	566
		水平方向	(kN)	0	0

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

4)　コンクリート基礎自重

コンクリート基礎の自重による鉛直方向の荷重を，表１．５－１１に示す。

表１．５－１１　コンクリート基礎自重

		奥行き方向幅	部材高	鉛直荷重
		(m)	(m)	(kN/m)
レール支持梁 (EW 方向)	レール部スラブ	3.50	1.80	151
NS 方向スラブ	レール部スラブ	8.30	1.80	359
	キャスク部スラブ	8.30	1.00	199
	キャスク部スラブ	8.30	0.80	159
	支持架台	1.50×0.72×1.185		70
EW 方向スラブ	キャスク部スラブ	5.17	1.00	132
	キャスク部スラブ	5.17	0.80	111
	支持架台	1.50×0.72×1.185		70

(5)　荷重ケース

荷重を与える位置について，検討タイプ（断面）ごとに以下のように設定した。

1)　レール支持梁(EW 方向)

レール支持梁(EW 方向)のクレーン載荷位置については，施設使用期間(50 年)に比べてクレーンの使用時間(合計約 13 日)が十分に短いことから，待機位置として評価を行う。載荷位置について，図１．５－３０に示す。

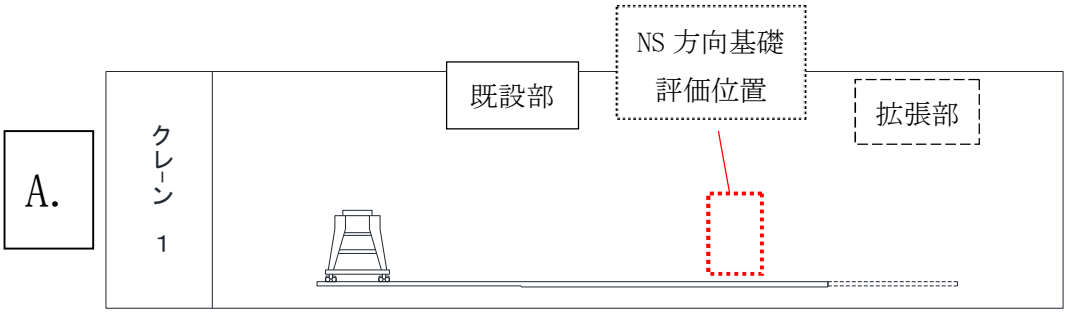


図１．５－３０　レール支持梁(EW 方向)クレーン載荷位置

2)　NS 方向基礎

NS 方向基礎のクレーンについては，待機位置であれば評価断面上に位置しない(図１．５－３０参照)が，保守的に北側の第一レーンの評価位置に位置しているものとして計算を行う。載荷位置について，図１．５－３１に示す。

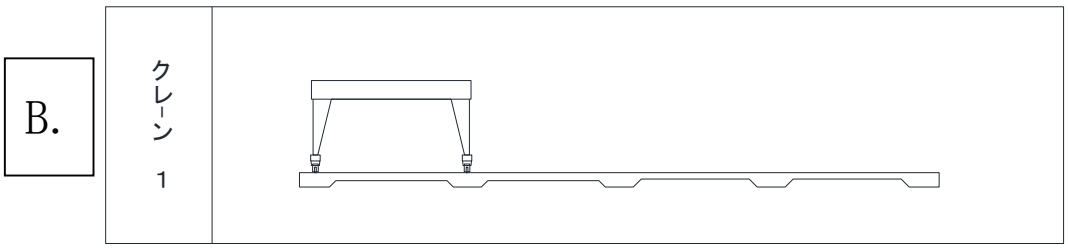


図１．５－３１　NS 方向基礎クレーン載荷位置

NS 方向基礎のキャスクについては，評価断面において既に 8 基すべて設置した状態であるため，8 基設置した状態として評価を行う。載荷位置を図１．５－３２に示す。

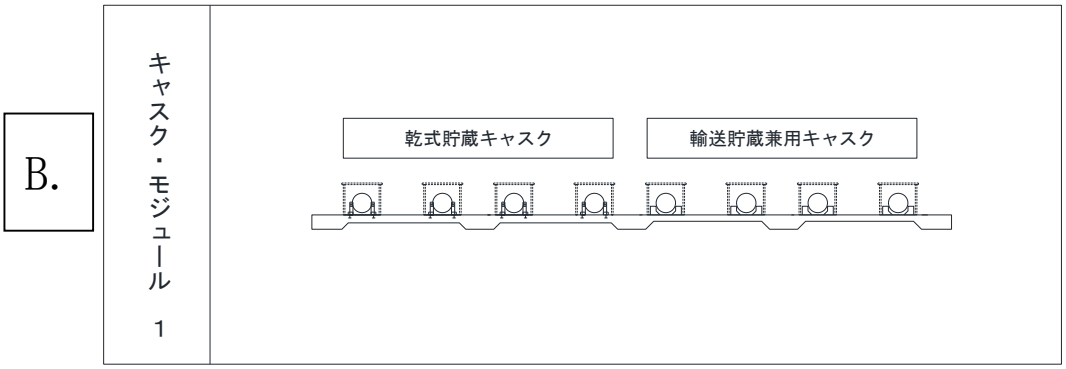


図１．５－３２　NS 方向基礎乾式キャスク載荷位置

3)　EW 方向基礎

EW 方向基礎のキャスクについては，評価断面において拡張前と拡張後にキャスク搬入を行った後において基数が異なること，同一レーンのキャスクは短期間で配置されると考えられることから，拡張前(ケース１)と拡張後(ケース２)の２つの荷重ケースについて評価を実施する。ケースごとの載荷位置を図１．５－３３に示す。



図１．５－３３　EW 方向基礎乾式キャスク載荷位置

(6)　構造強度の評価

構造強度の評価は次式に示すように応力度が許容応力度を下回ることを確認する。

曲げ応力度の照査

$$\sigma c \leqq \sigma ca$$
$$\sigma s \leqq \sigma sa$$

ここに，

σc：　コンクリートの曲げ圧縮応力度　(N/mm^2)

σca：　コンクリートの許容曲げ圧縮応力度　(N/mm^2)

σs：　鉄筋の引張応力度　(N/mm^2)

σsa：　鉄筋の許容引張応力度　(N/mm^2)

せん断応力度の照査

$$\tau \leqq \tau a$$

ここに，

τ：　コンクリートのせん断応力度　(N/mm^2)

τa：　コンクリートの許容せん断応力度　(N/mm^2)

断面諸元，断面力，照査結果及び評価位置図を表１．５－１２～表１．５－２０，図１．５－３４～図１．５－３５に示す。評価の結果，すべての評価位置において応力度が許容応力度以下であることを確認した。

表１．５－１２　断面諸元（レール支持梁（EW 方向））

項目			記号	単位	レール支持梁
部材	部材幅		b	(mm)	3500
	部材高		h	(mm)	1800
鉄筋	１段目	位置	d	(mm)	525
		鉄筋	－	－	D25
		断面積	－	(cm^2)	5.067
		本数	－	(本)	24.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	121.61
	２段目	位置	d	(mm)	866
		鉄筋	－	－	D25
		断面積	－	(cm^2)	5.067
		本数	－	(本)	6.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	30.40
	３段目	位置	d	(mm)	1658
		鉄筋	－	－	D32
		断面積	－	(cm^2)	7.942
		本数	－	(本)	24.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	190.61
	せん断	鉄筋	－	－	D22
		断面積	－	(cm^2)	3.871
		本数	－	(本)	4.000
		配置間隔	S_a	(mm)	450

表１．５－１３　断面力（レール支持梁（EW 方向））

項目		記号	単位	長期
上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-1797
	軸力	N_d	(kN)	142
	せん断力	V_d	(kN)	0
下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	414
	軸力	N_d	(kN)	90
	せん断力	V_d	(kN)	260
せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	249
	軸力	N_d	(kN)	88
	せん断力	V_d	(kN)	-695

表１．５－１４　照査結果（レール支持梁（EW 方向））

項目			記号	単位	長期
上側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-1797
		軸力	N_d	(kN)	142
		せん断力	V_d	(kN)	0
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	2.34
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00
		$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.26
		判定		-	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	107
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196
		$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.55
		判定		-	OK
下側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	414
		軸力	N_d	(kN)	90
		せん断力	V_d	(kN)	260
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	0.41
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00
		$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.05
		判定		-	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	12
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196
		$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.06
		判定		-	OK
せん断力	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	249
		軸力	N_d	(kN)	88
		せん断力	V_d	(kN)	695
	せん断応力度		τ	(N/mm^2)	0.137
	許容せん断応力度		τ_a	(N/mm^2)	0.450
	$\tau/\tau_a \leqq 1.0$			-	0.30
	判定			-	OK

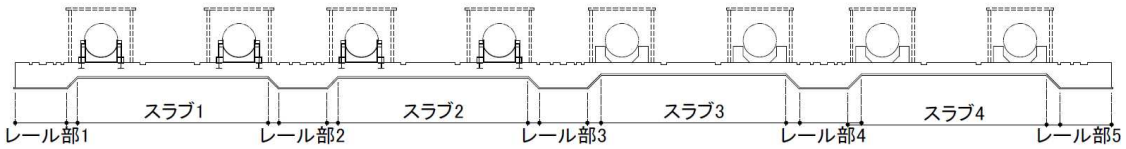


図１．５－３４　NS 方向基礎評価位置図

表１．５－１５　断面諸元（NS 方向基礎レール・スラブ）

項目			記号	単位	レール部１	レール部２	レール部３	レール部４	レール部５
部材	部材幅		b	(mm)	8300	8300	8300	8300	8300
	部材高		h	(mm)	1650	1650	1650	1650	1650
鉄筋	１段目	位置	d	(mm)	350	350	350	540	540
		鉄筋	－	－	D25	D25	D25	D32	D32
		断面積	－	(cm^2)	5.067	5.067	5.067	7.942	7.942
		本数	－	(本)	110.000	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	557.37	278.69	278.69	436.81	436.81
	２段目	位置	d	(mm)	1540	1540	1540	1540	1540
		鉄筋	－	－	D32	D32	D32	D32	D32
		断面積	－	(cm^2)	7.942	7.942	7.942	7.942	7.942
		本数	－	(本)	55.000	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	436.81	436.81	436.81	436.81	436.81
	せん断	鉄筋	－	－	D16	D16	D16	D16	D16
		断面積	－	(cm^2)	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	－	(mm)	600	600	600	600	600
		本数	－	(本)	13.833	13.833	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S_s	(mm)	900	900	900	900	900

項目			記号	単位	スラブ１	スラブ２	スラブ３	スラブ４
部材	部材幅		b	(mm)	8300	8300	8300	8300
	部材高		h	(mm)	850	850	650	650
鉄筋	１段目	位置	d	(mm)	350	350	100	100
		鉄筋	－	－	D25	D25	D25	D25
		断面積	－	(cm^2)	5.067	5.067	5.067	5.067
		本数	－	(本)	110.000	55.000	55.000	110.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	557.37	278.69	278.69	557.37
	２段目	位置	d	(mm)	740	740	540	540
		鉄筋	－	－	D25	D25	D32	D32
		断面積	－	(cm^2)	5.067	5.067	7.942	7.942
		本数	－	(本)	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	278.69	278.69	436.81	436.81
	せん断	鉄筋	－	－	D16	D16	D16	D16
		断面積	－	(cm^2)	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	－	(mm)	600	600	600	600
		本数	－	(本)	13.833	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S_s	(mm)	600	600	600	600

表１．５－１６　断面力（NS 方向基礎レール・スラブ）

項目		記号	単位	レール部１	レール部２	レール部３	レール部４	レール部５
上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-385	※			
	軸力	N_d	(kN)	-116				
	せん断力	V_d	(kN)	-251				
下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	622	1453	1043	1200	563
	軸力	N_d	(kN)	5	-76	-82	-41	-12
	せん断力	V_d	(kN)	604	347	-638	-657	-80
せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	560	1453	1043	1200	550
	軸力	N_d	(kN)	-120	-76	-82	-41	-9
	せん断力	V_d	(kN)	-640	347	-638	-657	-289

※：レール部 2,3,4,5 では上側引張が発生しない。

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-2242	-1160	-1025	-960
	軸力	N_d	(kN)	-99	-107	-65	-25
	せん断力	V_d	(kN)	0	0	0	0
下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	1005	1336	1055	1200
	軸力	N_d	(kN)	-80	-120	-53	-41
	せん断力	V_d	(kN)	166	317	641	-657
せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	813	1336	-137	1200
	軸力	N_d	(kN)	-88	-120	-59	-41
	せん断力	V_d	(kN)	1045	-963	644	-657

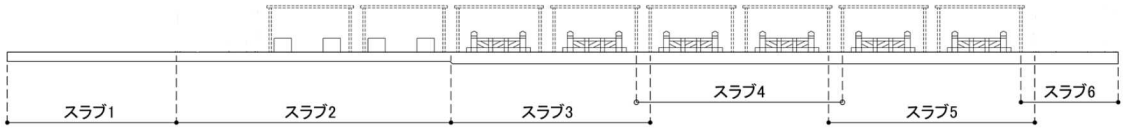
表１．５－１７（１）　照査結果（NS 方向基礎レール）

項目			記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5
上側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-385	※			
		軸力	N_d	(kN)	-116				
		せん断力	V_d	(kN)	-251				
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	0.16				
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00				
		$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.02				
		判定		-	OK				
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	7				
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196				
		$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.04				
		判定		-	OK				
下側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	622	1453	1043	1200	563
		軸力	N_d	(kN)	5	-76	-82	-41	-12
		せん断力	V_d	(kN)	604	347	-638	-657	-80
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	0.25	0.58	0.42	0.50	0.24
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
		$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.03	0.06	0.05	0.06	0.03
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	10	25	18	20	9
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196	196	196	196	196
		$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.05	0.13	0.09	0.1	0.05
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK
せん断力	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	560	1453	1043	1200	550
		軸力	N_d	(kN)	120	76	82	41	9
		せん断力	V_d	(kN)	641	347	638	657	290
	せん断応力度		τ	(N/mm^2)	0.057	0.031	0.057	0.059	0.036
	許容せん断応力度		τ_a	(N/mm^2)	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
	$\tau/\tau_a \leqq 1.0$			-	0.13	0.07	0.13	0.13	0.08
	判定			-	OK	OK	OK	OK	OK

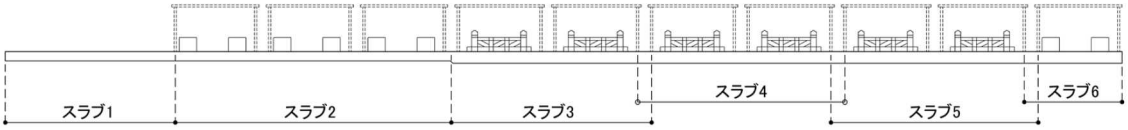
※：レール部 2,3,4,5 では上側引張が発生しない。

表１．５－１７（２）　照査結果（NS 方向基礎スラブ）

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
上側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-2242	-1160	-1025	-960
		軸力	N_d	(kN)	-99	-107	-65	-25
		せん断力	V_d	(kN)	0	0	0	0
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	4.85	3.22	2.28	1.65
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00	9.00	9.00	9.00
		$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.54	0.36	0.25	0.18
		判定		-	OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	97	99	78	37
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196	196	196	196
		$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.49	0.50	0.40	0.19
		判定		-	OK	OK	OK	OK
下側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	1005	1336	1055	1200
		軸力	N_d	(kN)	-80	-120	-53	-41
		せん断力	V_d	(kN)	166	317	641	-657
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	1.71	2.22	2.12	2.16
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.00	9.00	9.00	9.00
		$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.19	0.25	0.24	0.24
		判定		-	OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	49	69	53	60
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	196	196	196	196
		$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.25	0.35	0.27	0.30
		判定		-	OK	OK	OK	OK
せん断力	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	813	1336	-137	1200
		軸力	N_d	(kN)	88	120	59	41
		せん断力	V_d	(kN)	1045	964	644	657
	せん断応力度		τ	(N/mm^2)	0.194	0.179	0.120	0.122
	許容せん断応力度		τ_a	(N/mm^2)	0.450	0.450	0.450	0.450
	$\tau/\tau_a \leqq 1.0$			-	0.43	0.40	0.27	0.27
	判定			-	OK	OK	OK	OK



ケース 1(基礎拡張前)



ケース 2(基礎拡張後)

図１．５－３５　EW 方向基礎評価位置図

表１．５－１８　断面諸元（EW 方向基礎）

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
部材	部材幅		b	(mm)	5170	5170	5170	5170	5170	5170
	部材高		h	(mm)	800	800	1000	1000	1000	1000
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	113	113	113	113	113	113
		鉄筋	-	-	D13	D13	D13	D13	D13	D13
		断面積	-	(cm^2)	1.267	1.267	1.267	1.267	1.267	1.267
		本数	-	(本)	17.000	17.000	14.000	14.000	14.000	14.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	21.54	21.54	17.74	17.74	17.74	17.74
	2 段目	位置	d	(mm)	275	275	525	525	525	525
		鉄筋	-	-	D25	D25	D25	D25	D25	D25
		断面積	-	(cm^2)	5.067	5.067	5.067	5.067	5.067	5.067
		本数	-	(本)	28.000	28.000	32.000	32.000	32.000	32.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	141.88	141.88	162.14	162.14	162.14	162.14
	3 段目	位置	d	(mm)	661	661	866	866	866	866
		鉄筋	-	-	D25	D25	D22	D22	D22	D22
		断面積	-	(cm^2)	5.067	5.067	3.871	3.871	3.871	3.871
		本数	-	(本)	34.000	34.000	34.000	34.000	34.000	34.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	172.28	172.28	131.61	131.61	131.61	131.61
	せん断	鉄筋	-	-	D16	D16	D16	D16	D16	D16
		断面積	-	(cm^2)	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	-	(mm)	600	600	600	600	600	600
		本数	-	(本)	8.617	8.617	8.617	8.617	8.617	8.617
		配置間隔	S_s	(mm)	600	600	600	600	600	600

表１．５－１９　断面力（EW 方向基礎）

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
長期ケース 1	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-651	-730	-123	-123	※	-66
		軸力	N_d	(kN)	0	0	2	2		0
		せん断力	V_d	(kN)	-60	0	0	0		0
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	※	906	326	293	1160	856
		軸力	N_d	(kN)		3	3	0	2	2
		せん断力	V_d	(kN)		468	-273	235	0	-235
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-524	721	326	180	678	678
		軸力	N_d	(kN)	0	3	3	2	0	0
		せん断力	V_d	(kN)	-76	-618	-273	241	-378	-378

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
長期ケース 2	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-606	-365	-74	-76	-181	-522
		軸力	N_d	(kN)	0	3	2	2	2	3
		せん断力	V_d	(kN)	0	0	0	0	0	0
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	431	892	114	59	32	56
		軸力	N_d	(kN)	0	3	3	2	2	3
		せん断力	V_d	(kN)	481	468	-225	-122	-128	183
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	431	719	114	8	-84	56
		軸力	N_d	(kN)	0	3	3	2	2	3
		せん断力	V_d	(kN)	481	-612	-225	188	212	-527

※ケース 1 スラブ 1 では下側引張が，スラブ 5 では上側引張が発生しない。

表１．５－２０（１）　照査結果（EW 方向基礎ケース 1）

項目				記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
長期ケース 1	上側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-651	-730	-123	-123	※	-66
			軸力	N_d	(kN)	0	0	2	2		0
			せん断力	V_d	(kN)	-60	0	0	0		0
		ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm²)	2.61	2.93	0.49	0.49		0.26
			許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm²)	9.00	9.00	9.00	9.00		9.00
			$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.29	0.33	0.05	0.05		0.03
			判定		-	OK	OK	OK	OK		OK
		鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm²)	113	127	29	29		16
			許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm²)	196	196	196	196		196
			$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.58	0.65	0.15	0.15		0.08
			判定		-	OK	OK	OK	OK		OK
	下側引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	※	906	326	293	1160	856
			軸力	N_d	(kN)		3	3	0	2	2
			せん断力	V_d	(kN)		468	-273	235	0	-235
		ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm²)		2.84	0.71	0.64	2.53	1.87
			許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm²)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
			$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-		0.32	0.08	0.07	0.28	0.21
			判定		-		OK	OK	OK	OK	OK
		鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm²)		86	24	22	87	64
			許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm²)		196	196	196	196	196
			$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-		0.44	0.12	0.11	0.44	0.33
			判定		-		OK	OK	OK	OK	OK
	せん断力	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-524	721	326	180	678	678
			軸力	N_d	(kN)	0	3	3	2	0	0
			せん断力	V_d	(kN)	76	619	274	242	378	378
		せん断応力度		τ	(N/mm²)	0.032	0.207	0.070	0.062	0.096	0.096
		許容せん断応力度		τ_a	(N/mm²)	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
		$\tau/\tau_a \leqq 1.0$			-	0.07	0.46	0.16	0.14	0.21	0.21
		判定			-	OK	OK	OK	OK	OK	OK

※ケース 1 スラブ 1 では下側引張が，スラブ 5 では上側引張が発生しない。

表１．５－２０（２）　照査結果（EW 方向基礎ケース 2）

項目				記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
長期 ケース 2	上側 引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-606	-365	-74	-76	-181	-522
			軸力	N_d	(kN)	0	3	2	2	2	3
			せん断力	V_d	(kN)	0	0	0	0	0	0
		ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm²)	2.43	1.46	0.29	0.30	0.72	2.07
			許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm²)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
			$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.27	0.16	0.03	0.03	0.08	0.23
			判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm²)	105	63	17	18	43	123
			許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm²)	196	196	196	196	196	196
			$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.54	0.32	0.09	0.09	0.22	0.63
			判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	下側 引張	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	431	892	114	59	32	56
			軸力	N_d	(kN)	0	3	3	2	2	3
			せん断力	V_d	(kN)	481	468	-225	-122	-128	183
		ｺﾝｸﾘｰﾄ	圧縮応力度	σ_c	(N/mm²)	1.35	2.80	0.25	0.13	0.07	0.12
			許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm²)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
			$\sigma_c/\sigma_{ca} \leqq 1.0$		-	0.15	0.31	0.03	0.01	0.01	0.01
			判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm²)	41	85	8	4	2	4
			許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm²)	196	196	196	196	196	196
			$\sigma_s/\sigma_{sa} \leqq 1.0$		-	0.21	0.43	0.04	0.02	0.01	0.02
			判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断力	断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	431	719	114	8	-84	56
			軸力	N_d	(kN)	0	3	3	2	2	3
			せん断力	V_d	(kN)	481	612	226	189	213	528
		せん断応力度		τ	(N/mm²)	0.203	0.205	0.058	0.048	0.054	0.135
		許容せん断応力度		τ_a	(N/mm²)	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
		$\tau/\tau_a \leqq 1.0$			-	0.45	0.45	0.13	0.11	0.12	0.30
		判定			-	OK	OK	OK	OK	OK	OK

1.5.4　地盤の構造強度評価

(1)　評価方針

地盤の構造強度評価では，改良地盤，支持地盤及び基礎の沈下について評価する。

改良地盤，支持地盤の評価については「JEAC 4616-2009」に準拠し，長期荷重により発生する荷重に対して許容応力度を満足することを確認する。改良地盤の許容応力度は，改良地盤の設計圧縮強度，圧縮応力度及びせん断応力度に対する安全率に基づき設定する。支持地盤の許容支持力度は，支持地盤の極限支持力度に対する安全率に基づき設定する。また，基礎の沈下の評価については，梁の傾斜量が許容値を下回ることを確認する。

(2)　評価モデル

改良地盤の範囲は，コンクリート基礎下面から G.L.-3.90m までである。図１．５－３６に改良地盤平面図，図１．５－３７に１-１断面図を示す。

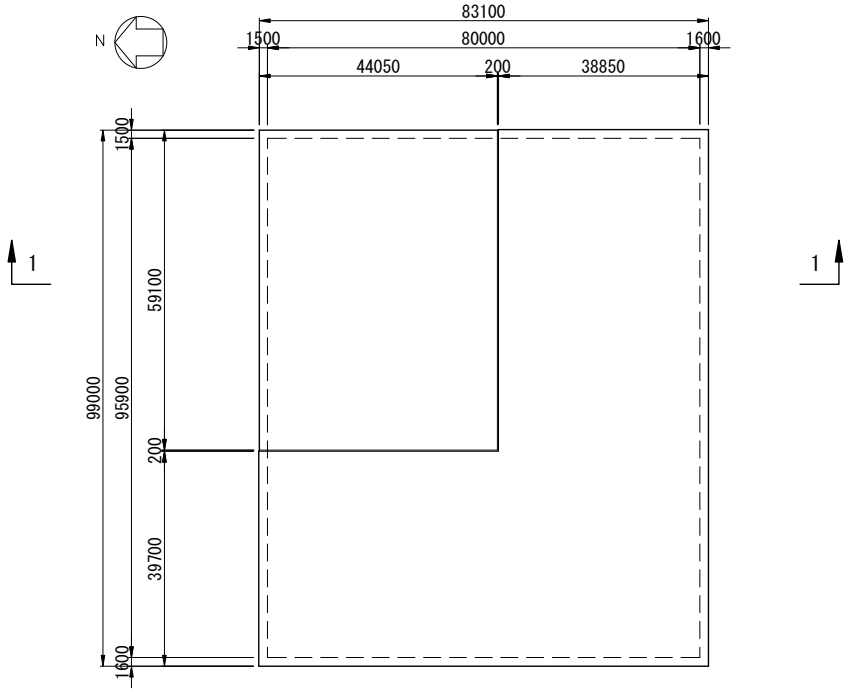


図１．５－３６　改良地盤平面図（単位：mm）

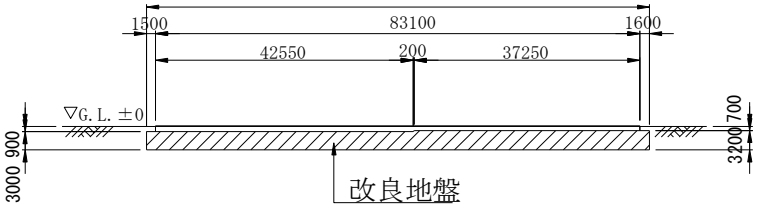


図１．５－３７　１-１断面図（単位：mm）

(3)　改良地盤に生じる地盤反力度に対する評価

改良地盤に生じる地盤反力度に対する評価は，改良地盤に発生する最大地盤反力度（梁バネモデルにより算出するバネ反力度）が改良地盤の許容圧縮応力度を下回ることを確認する。

$$q_{max} \leqq f_{sc}$$

ここに，

q_{max}：　最大地盤反力度　（kN/m^2）

f_{sc}：　改良地盤の許容圧縮応力度　（kN/m^2）

長期　$_{L}f_{sc}$＝110（kN/m^2）

地盤反力度に対する評価結果を表１．５－２１に示す。評価結果より改良地盤に発生する最大地盤反力度が改良地盤の許容圧縮応力度を下回ることを確認した。

表１．５－２１　改良地盤の地盤反力度に対する評価結果（基礎下面）

		最大地盤反力度 q_{max} (kN/m^2)	改良地盤の許容圧縮応力度 $_{L}f_{sc}$ (kN/m^2)	検定値 q_{max}/f_{sc}	判定
レール支持梁	長期	103	110	0.94＜1.0	OK
NS 方向スラブ	長期	83	110	0.75＜1.0	OK
EW 方向スラブ	長期	76	110	0.69＜1.0	OK

(4)　改良地盤に生じるせん断応力に対する評価

改良地盤に生じるせん断応力に対する評価は，改良地盤に発生する最大せん断応力度が許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_{max} \leqq f_{SS}$$

$$\tau_{max} = \kappa \cdot \tau$$
$$f_{SS} = 1/5 \cdot f_{SC}$$

ここに，

τ_{max}：　最大せん断応力度　(kN/m^2)

f_{SS}：　改良地盤の許容せん断応力度　(kN/m^2)

κ：　形状係数　(κ＝1.2)

τ：　平均せん断応力度　(kN/m^2)

f_{SC}：　改良地盤の許容圧縮応力度　(kN/m^2)

長期　$_Lf_{sc}$＝110 (kN/m^2)

$_L f_{SS}$＝　1/5･110＝22 (kN/m^2)

長期　　τ＝0.046 (kN/m^2)　　τ_{max}＝0.046×1.2＝0.055 (kN/m^2)

せん断応力度に対する評価結果を表１．５－２２に示す。評価結果より改良地盤に発生する最大せん断応力度が許容せん断応力度を下回ることを確認した。

表１．５－２２　改良地盤のせん断応力度に対する評価結果

	最大せん断反力度 τ_{max} (kN/m^2)	許容せん断応力度 $_Lf_{ss}$ (kN/m^2)	検定値 τ_{max}/f_{ss}	判定
長期	0.055	22	0.003＜1.0	OK

(5)　支持地盤の支持力に対する評価

改良地盤直下の支持地盤の支持力に対する評価については，改良地盤下面に作用する最大地盤反力度が許容支持力度を下回ることを確認する。

$$qmax \leqq qa$$

ここに，

qmax：　最大地盤反力度（kN/m^2）　　長期　qmax＝ 99.7（kN/m^2）

qa：　支持地盤の許容支持力度（kN/m^2）　長期　qa＝667（kN/m^2）

支持力に対する評価結果を表１．５－２３に示す。評価結果より改良地盤下面に作用する最大地盤反力度が許容支持力度を下回ることを確認した。

表１．５－２３　支持力に対する評価結果

	最大地盤反力度 q_{max} (kN/m^2)	支持地盤の許容支持力度 q_a (kN/m^2)	検定値 q_{max}/q_a	判定
長期	99.7	667	0.15＜1.0	OK

(6)　基礎の沈下に対する評価

基礎の沈下に対する評価については，　レール支持梁の傾斜量が許容値を下回ることを確認する。傾斜量は梁モデルの隣接格点の沈下差を要素長で除して求める。

基礎の沈下に対する評価結果を表１．５－２４に示す。評価結果より梁の傾斜量が許容値を下回ることを確認した。

表１．５－２４　基礎の沈下に対する評価結果

	傾斜量	許容傾斜量	判定
長期	1/1075	1/800	OK

2　耐震設計方針

(1)　耐震設計の基本方針

キャスク仮保管設備は，本文「設計方針」に基づき，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂)」を踏まえ，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に対し，設備の設計方針に示される除熱機能，密封機能，遮蔽機能，臨界防止機能等の安全機能が維持されていることを確認する。また，「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置，構造及び設備の基準に関する規則の解釈別記 4」（以下，「設置許可基準規則の解釈別記 4」という。）についても考慮する。

(2)　対象設備と構造計画

キャスク仮保管設備は，乾式キャスク（乾式貯蔵キャスク並びに既設及び増設の輸送貯蔵兼用キャスクを総じて「乾式キャスク」という。），支持架台，コンクリートモジュール，クレーン，コンクリート基礎及び監視装置から構成される。

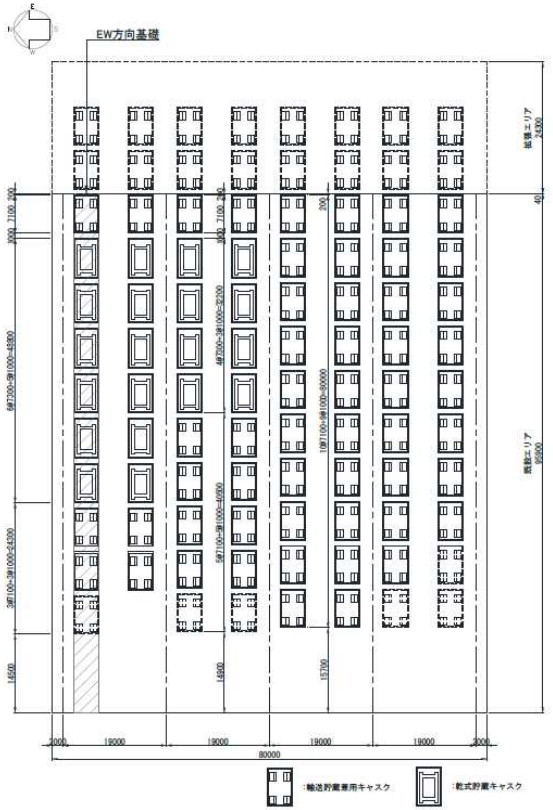
これらの設備のうち，乾式キャスクは，使用済燃料を収納し，除熱，密封，遮蔽，臨界防止等の基本的安全機能を有する。また，コンクリートモジュールについては，遮蔽機能を有する。

このことから増設 30 基の耐震評価は，輸送貯蔵兼用キャスク（以下，「兼用キャスク」という。）及びコンクリートモジュールの健全性維持の観点から，次の設備を対象に実施する。

① 兼用キャスク及び支持架台
② コンクリートモジュール
③ クレーン
④ コンクリート基礎
⑤ 監視装置

表２－１に主要設備の構造計画の概要と概略図を示す。なお，①兼用キャスク及び支持架台，並びに②コンクリートモジュールは既設 65 基と同構造であり，③クレーンは既設設備を使用するため，添付資料－２－１「3　耐震設計方針」を参照。また，⑤監視装置は一般汎用品を用いる。

表２－１　主要設備の構造計画

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
コンクリート基礎	基礎は，NS 方向約 80m，EW 方向約 121m，厚さ 0.8m(一部 1.0m，1.8m)の鉄筋コンクリート基礎から成る。 基礎は，埋め込まれる固定ボルトや固定金具を介して，①乾式キャスク及び支持架台並びに，②コンクリートモジュールを固定する。また，③クレーンのレールを固定する。	

(3)　耐震クラスの設定

1)　基本方針

キャスク仮保管設備は「耐震クラス分類と施設・設備の特徴に応じた地震動の設定及び必要な対策を判断する流れ（東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和 4 年 11 月 16 日原子力規制委員会了承 令和 5 年 6 月 19 日一部改訂）抜粋)」に示される判断フローに基づき耐震クラスを設定する。

使用済燃料を収納する兼用キャスクは耐震 S クラス相当※とし，基準地震動（最大加速度 900gal）（以下，「Ss900」という。）によってキャスク仮保管設備を構成する主要設備に損傷等が生じた場合の輸送貯蔵兼用キャスク（増設）への波及的影響を評価することで公衆への被ばく影響を確認する。ただし，兼用キャスクの相互影響及び兼用キャスクと周辺施設等との相互影響については告示地震力を適用する。

なお，上記の「S クラス相当」とは，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方」における S クラスと同等の耐震クラスをいう。本キャスクには設置許可基準規則の解釈別記 4 を適用するため本来耐震クラス分類を必要としないが，前述の規定に照らせば S クラスに分類されるため，S クラスと同等の「S クラス相当」とする。

また，コンクリートモジュールが単独で遮蔽機能を喪失した場合の公衆への被ばく影響についても評価する。

※:燃料 1 体分の UO2 を点線源とした時の直接線及びスカイシャイン線の敷地境界線量は約 91μSv/h と評価されることから，69 体収納の兼用キャスク 30 基分の燃料が 7 日間気中に露出した場合の公衆への被ばく線量は，69 体×30 基×91μSv/h×24h×7 日≒32Sv と計算される。

2)　地震による損傷モードの抽出及び想定シナリオ

兼用キャスク以外の主要設備が Ss900 により損傷等が生じた場合の損傷モード及び想定シナリオを表２－２に示す。

表２－２　地震による損傷モードの抽出

対象設備	地震に対する設備への影響	想定される損傷モード	想定シナリオ
支持架台	Ss900 に耐えられないため，設備に損傷等が生じることを想定	支持架台の損傷	・兼用キャスクの落下（ 3)①A．） ・兼用キャスクの並進運動による衝突（ 3)①B．）
コンクリートモジュール		天板の落下・側板の転倒	・兼用キャスクへの落下・転倒による衝突（ 3)②A．） ・兼用キャスクの埋没（ 3)②B．）
クレーン		転倒	・兼用キャスクへの転倒による衝突（ 3)③A．）
コンクリート基礎	基礎版にひび割れが生じる可能性があるため，基礎上に設置される設備（支持架台・コンクリートモジュール・クレーン）に損傷等が生じることを想定	支持架台・コンクリートモジュール・クレーンに同じ	
監視装置	Ss900 に耐えられないため，設備に損傷等が生じることを想定	検出器の脱落・エリア放射線モニタ及び制御盤の転倒	・検出器の兼用キャスクからの脱落（ 3)④A．） ・エリア放射線モニタ及び制御盤の転倒による兼用キャスクへの衝突（ 3)④B．）

3)　支持架台等の支持機能喪失時の評価

①　支持架台の支持機能喪失による兼用キャスクの落下

A．　兼用キャスクの落下評価

「4.1.2 (3) 1)　兼用キャスクの落下評価（支持架台の機能喪失時)」より，水平落下または回転落下によりコンクリート床板と衝突しても兼用キャスクの安全機能は維持される。

B．　兼用キャスクの並進運動による衝突評価

B.1　兼用キャスク同士の衝突性評価

「4.1.2 (2) 1)　兼用キャスク同士の衝突性評価」より，兼用キャスク同士の衝突は生じないため，兼用キャスクの安全機能は維持される。

B.2　兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価

「4.1.2 (3) 2)　兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価」より，コンクリートモジュールと衝突しても兼用キャスクの安全機能は維持される。

C．　結論

支持架台の支持機能が喪失しても兼用キャスクの安全機能は維持されるため，公衆への被ばく影響はない。

②　コンクリートモジュールの落下・転倒

A．　兼用キャスクへの落下・転倒による衝突評価

「4.1.2 (3) 3)　コンクリートモジュールの落下・転倒評価」より，兼用キャスクにコンクリートモジュールが落下・転倒しても兼用キャスクの安全機能は維持される。

B．　兼用キャスクの埋没による除熱評価

「4.1.2 (3) 4)　兼用キャスクの埋没による除熱評価」より，コンクリートモジュールの落下・転倒で兼用キャスクが埋没しても兼用キャスクの安全機能は維持される。

C．　コンクリートモジュールの倒壊等による公衆への被ばく影響

C.1　評価方針

A.及びB.より，コンクリートモジュールの倒壊等でも兼用キャスクの安全機能は維持されるため，兼用キャスクの安全機能喪失を起因とする公衆への被ばく影響はない。一方，コンクリートモジュール自体が遮蔽機能を有するため，コンクリートモジュール単独で遮蔽機能を喪失した場合の公衆への被ばく影響を評価する。地震により

キャスク仮保管設備内に設置された 95 基すべてのコンクリートモジュールが損壊した場合の兼用キャスクからの直接線・スカイシャイン線による敷地境界へ与える線量影響を評価する。コンクリートパネルには鉄筋が入っておりある程度の塊で兼用キャスクを覆うと考えられるため遮蔽効果が完全になくなるとは考えにくいが，保守的に遮蔽効果を無視した評価を行う。

C.2　評価方法

C.2.1　線量評価点

施設と評価点との高低差を考慮し，各施設からの影響を考慮した敷地境界線上の最大実効線量評価地点における直接線及びスカイシャイン線による実効線量を算出する。

C.2.2　評価に使用するコード

他の原子力施設における評価で使用実績があり，信頼性の高い MCNP コードを使用する。

C.2.3　線源及び遮蔽

線源は各施設が内包する放射性物質量に容器厚さ，建屋壁，天井等の遮蔽効果を考慮して設定する。内包する放射性物質量や，遮蔽が明らかでない場合は，設備の表面線量率を測定し，これに代えるものとする。なお，コンクリートモジュール 200mm（密度 2.15g/cm^3）による遮蔽効果は考慮しない。

C.3　評価結果

遮蔽効果を考慮しない乾式キャスク 95 基からの直接線・スカイシャイン線による敷地境界線量は約 5.23×10^{-1}mSv/年となる。

C.4　コンクリートモジュールの耐震クラスについて

損壊したコンクリートモジュールの設備復旧には数ヶ月はかかると想定されることから公衆被ばく線量は 50μSv を超過し，なおかつ当該設備は長期的に使用する設備であることから耐震クラスは B+クラスとなる。

③　クレーンの転倒

A.　兼用キャスクへの転倒による衝突評価

「4.1.2（3）5）　クレーンの転倒評価」より，兼用キャスクにクレーンが転倒しても兼用キャスクの安全機能は維持される。

B． 結論

クレーンが転倒しても兼用キャスクの安全機能は維持されるため，公衆への被ばく影響はない。また，転倒により最大 2 基分のコンクリートモジュールを倒壊させる恐れがあるが，95 基倒壊時の公衆への被ばく影響（増加量）は約 480μSv/年であるため 2 基倒壊時の公衆への被ばく影響は十分小さい。

なお，クレーンによる兼用キャスクの搬出入の使用期間は全体の供用期間に対して十分小さいため，クレーンは非使用状態とする。

④ 検出器の脱落・エリア放射線モニタ及び制御盤の転倒

A． 検出器の兼用キャスクからの脱落

A.1 密封監視装置の脱落

密封監視装置は，兼用キャスクの一次蓋と二次蓋間の圧力を監視するため，兼用キャスク二次蓋部に設置される。蓋間圧力検出器及び計装配管は軽量であり，兼用キャスクの密封境界内との接続はないため，損傷した場合にも兼用キャスクの安全機能に波及的影響を及ぼすおそれはない。

A.2 表面温度監視装置の脱落

表面温度監視装置は，兼用キャスク表面の温度を監視するため，兼用キャスク胴部に設置される。温度検出器及び計装配管は軽量であり，兼用キャスク内部との接続はないため，損傷した場合にも兼用キャスクの安全機能に波及的影響を及ぼすおそれはない。

B． エリア放射線モニタ及び制御盤の転倒による兼用キャスクへの衝突評価

エリア放射線モニタは軽量であることから，エリア放射線モニタの衝突を想定しても，兼用キャスクの安全機能に波及的影響を及ぼすおそれはない。

また，制御盤はキャスク仮保管設備エリア端に設置されており，キャスク保管位置より十分離れていることから，制御盤の転倒を想定しても，兼用キャスクの安全機能に波及的影響を及ぼすおそれはない。

C． 結論

検出器の脱落並びにエリア放射線モニタ及び制御盤の転倒を想定しても，兼用キャスクの安全機能は維持されるため，公衆への被ばく影響はない。

4) 耐震クラス分類

キャスク仮保管設備の耐震クラス分類を表２－３に示す。

表２－３　キャスク仮保管設備の耐震クラス分類

区分	設備名称	耐震上の安全機能	耐震クラス	直接支持構造物	間接支持構造物	1F 耐震フローに基づき波及的影響防止を考慮すべき施設	規則別記 4※2に基づき損傷時の兼用キャスクの健全性評価を行う施設
				（　）内は耐震クラス，【　】内は確認用地震動※1を示す。			
兼用キャスク		・除熱機能 ・密封機能 ・遮蔽機能 ・臨界防止機能	S 相当※3	—※4	—※4	—※4	コンクリートモジュール 支持架台 クレーン （注１）
使用済燃料乾式キャスク仮保管設備	コンクリートモジュール	・遮蔽機能	B+	機器の支持構造物(B+)	コンクリート基礎【S_{B+}】	支持架台【S_{B+}】 クレーン【S_{B+}】 （注２）	－
	支持架台	・兼用キャスクの間接支持機能	C	機器の支持構造物(C)	コンクリート基礎【S_C】	－	－
	クレーン	・(運搬機能)	C	機器の支持構造物(C)	コンクリート基礎【S_C】	－	－
	コンクリート基礎	・コンクリートモジュール等の間接支持機能	C	－	－	－	－
	監視装置	・(監視機能)	C	－	－	－	－

※１　確認用地震動について，Ss は基準地震動，S_{B+}は B+クラスの施設に適用される地震動，S_C は C クラスの施設に適用される静的震度を示す。

※２　実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈

※３　「S 相当」とは，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方」における S クラスと同等の耐震クラスをいう。本キャスクには設置許可基準規則の解釈別記 4 を適用するため本来耐震クラス分類を必要としないが，前述の規定に照らせば S クラスに分類されるため，S クラスと同等の「S 相当」とする。

※４　Ｓクラスの設備については本来直接支持構造物・間接支持構造物，波及的影響防止を考慮すべき施設についてSs機能維持が求められるが，兼用キャスクについては設置許可基準規則の解釈別記４をもとに下位クラスの構造物が損傷した場合の評価を別途行うため，支持構造物の支持や波及的影響防止を求めない。

（注１）監視装置について，蓋間圧力及び温度検出器は兼用キャスクの密封境界内との接続はないこと，エリア放射線モニタは軽量であること，制御盤との離隔距離は十分あることから，監視装置損傷時の兼用キャスクへの波及的影響評価は不要。

（注２）蓋間圧力及び温度検出器並びにエリア放射線モニタは軽量であること，制御盤との離隔距離は十分あることから，コンクリートモジュールへの波及的影響については検討不要。

5)　設計用地震力

「(2)　対象設備と構造計画」における各設備の耐震設計に用いる設計用地震力を表２－４及び表２－５に示す。

表２－４　キャスク仮保管設備に適用する地震力

区分	設備名称	耐震クラス	設計方針	静的地震力※1	動的地震力※2		
				弾性範囲	機能維持	弾性範囲	波及的影響防止（機能維持）
兼用キャスク		S 相当	・告示地震力に対して除熱・密封・遮蔽・臨界防止機能が失われないこと	－	告示地震力	－	－
使用済燃料乾式キャスク仮保管設備	コンクリートモジュール	B+	・B+クラスの地震力で遮蔽機能が失われないこと	水平：1.5Ci 鉛直：－	1/2Ss450 （注１）	－ （注２）	－ （注３）
	支持架台	C (1/2Ss450：波及的影響)	・C クラスの地震力で支持機能が失われないこと ・1/2Ss450 によりコンクリートモジュールを破損させないこと	水平：1.2Ci 鉛直：－	－	－	1/2Ss450 （注３）
	クレーン	C (1/2Ss450：波及的影響)	・C クラスの地震力で運搬機能が失われないこと ・1/2Ss450 によりコンクリートモジュールを破損させないこと	水平：1.2Ci 鉛直：－	－	－	1/2Ss450 （注３）
	コンクリート基礎	C (1/2Ss450：間接支持)	・C クラスの地震力で支持機能が失われないこと ・1/2Ss450 によりコンクリートモジュールの間接支持機能が失われないこと	水平：1.0Ci 鉛直：－	1/2Ss450	－	－ （注３）
	監視装置	C	・C クラスの地震力で監視機能が失われないこと	水平：1.2Ci 鉛直：－	－	－	－ （注４）

※１　水平地震力と鉛直地震力は同時に不利な方向の組合せで作用させる。

※２　地震力の算定に際しては，水平２方向および鉛直方向の適切な組み合わせを行う。

（注１）設計要求は機能維持であるが，弾性設計とする。

（注２）剛構造であるため，1/2Sd225 弾性範囲の評価は実施しない。

（注３）Ss900 にて損傷等が生じた場合，S クラス相当である兼用キャスクに与える波及的影響については，「4.1.2　波及的影響評価」にて評価。

（注４）蓋間圧力及び温度検出器並びにエリア放射線モニタは軽量であること，制御盤との離隔距離は十分あることから，コンクリートモジュールへの波及的影響については検討不要。また，蓋間圧力及び温度検出器は兼用キャスクの密封境界内との接続はないこと，エリア放射線モニタは軽量であること，制御盤との離隔距離は十分あることから，監視装置損傷時の兼用キャスクへの波及的影響評価は不要。

表２－５　各設備の耐震設計に用いる設計用地震力

項目		内容	摘要
(1)　適用する地震力			
	1)　告示地震力	加速度：水平 2300gal 及び鉛直 1600gal 速度：水平 2.0m/s 及び鉛直 1.4m/s	
	2)　基準地震動による地震力	基準地震動の加速度振幅に 1/2 を乗じた地震動：1/2Ss450-①，1/2Ss450-②	
	3)　静的地震力	各設備の耐震クラスに応じた静的地震力	詳細は表２－４を参照
(2)　設計用地震動		Ａ．告示地震力 ・加速度 （水平）2300gal （鉛直）1600gal ・速度 （水平）2.0m/s （鉛直）1.4m/s Ｂ．基準地震動 1/2Ss450-①，②を解放基盤表面に入力するコンクリート基礎－地盤の地震応答解析により，コンクリート基礎上面の加速度を算出し作成 ・1/2Ss450-① Ss900-①の加速度振幅に 1/2 を乗じたものである ・1/2Ss450-② Ss900-②の加速度振幅に 1/2 を乗じたものである 1)　輸送貯蔵兼用キャスク 告示地震力 2)　支持架台，コンクリートモジュール及びクレーン 1/2Ss450-①，②を解放基盤表面に入力するコンクリート基礎－地盤の地震応答解析により，コンクリート基礎上面の加速度を算出し作成	T.P. 約 -197m(Vs ＝ 約 700m/s)を解放基盤表面として定義する。

	3)　コンクリート基礎 1/2Ss450-①，②	
(3)　地震応答解析の方法	時刻歴応答解析 スペクトルモーダル解析	

6)　運転状態と地震動の組合せに対する供用状態

運転状態と地震動の組合せに対応する供用状態は表２－６とする。

表２－６　運転状態と地震動の組合せに対応する供用状態

区分	設備名称	耐震クラス	直接支持構造物	間接支持構造物	1F 耐震フローに基づき波及的影響防止を考慮すべき施設	規則別記 4※2 に基づき損傷時の兼用キャスクの健全性評価を行う施設	運転状態※3 と地震動の組合せ	供用状態※4
			（　）内は耐震クラス，【　】内は確認用地震動※1 を示す。					
兼用キャスク		S 相当※5	—※6	—※6	—※6	コンクリートモジュール 支持架台 クレーン （注１）	Ⅰ+告示地震力	Ds(ⅣAS)
使用済燃料兼用キャスク仮保管設備	コンクリートモジュール	B+	機器の支持構造物(B+)	コンクリート基礎【S_{B+}】	支持架台【S_{B+}】 クレーン【S_{B+}】 （注２）	－	Ⅰ+1/2Ss450	Cs(ⅢAS)
	支持架台	C	機器の支持構造物(C)	コンクリート基礎【S_C】	－	－	Ⅰ+1/2Ss450	Ds(ⅣAS)
	クレーン	C	機器の支持構造物(C)	コンクリート基礎【S_C】	－	－	Ⅰ+1/2Ss450	Ds(ⅣAS)
	コンクリート基礎	C	－	－	－	－	－	－
	監視装置	C	－	－	－	－	－	－

※１　確認用地震動について，Ss は基準地震動，S_{B+}は B+クラスの施設に適用される地震動，S_C は C クラスの施設に適用される静的震度を示す。

※２　実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈

※３　「運転状態Ⅰ」とは，通常運転の運転状態をいい，兼用キャスクの場合は，取り扱い時及び本設備での機器の通常の保管時の状態で「設計

事象Ⅰ」に読み替える。

※４　「原子力発電所耐震設計技術規程[JEAC4601-2008]」及び「使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」において規定される供用状態（「原子力発電所耐震設計技術指針[JEAG4601]」における許容応力状態ⅣAS 及びⅢAS 相当）

※５　「S 相当」とは，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方」におけるＳクラスと同等の耐震クラスをいう。本キャスクには設置許可基準規則の解釈別記 4 を適用するため本来耐震クラス分類を必要としないが，前述の規定に照らせばＳクラスに分類されるため，Ｓクラスと同等の「S 相当」とする。

※６　Ｓクラスの設備については本来直接支持構造物・間接支持構造物，波及的影響防止を考慮すべき施設について Ss 機能維持が求められるが，兼用キャスクについては設置許可基準規則の解釈別記 4 をもとに下位クラスの構造物が損傷した場合の評価を別途行うため，支持構造物の支持や波及的影響防止を求めない。

（注１）監視装置について，蓋間圧力及び温度検出器は兼用キャスクの密封境界内との接続はないこと，エリア放射線モニタは軽量であること，制御盤との離隔距離は十分あることから，監視装置損傷時の兼用キャスクへの波及的影響評価は不要。

（注２）蓋間圧力及び温度検出器並びにエリア放射線モニタは軽量であること，制御盤との離隔距離は十分あることから，コンクリートモジュールへの波及的影響については検討不要。

3　基礎-地盤の応答解析

(1)　解析概要

本項目では基礎－地盤連成系の二次元ＦＥＭモデルを用いて 1/2Ss450 の地震応答解析を行い，基礎上面での応答波の応答スペクトルの作成，設計用地震力の算定を行う。解析プログラムは Super-FLUSH/2D を用いる。

(2)　地震応答解析モデル

キャスク仮保管設備の地震応答解析モデルは，コンクリート基礎と地盤について平面ひずみ要素としてモデル化した二次元ＦＥＭモデルとする。

1)　モデル化範囲と境界条件

地震応答解析モデルは，境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的なモデル化範囲と境界条件については表３－１の通り設定している。

表３－１　モデル化範囲と境界条件

	構造物幅	モデル高さ	モデル幅	境界
NS 方向	約 80m	約 236m （解放基盤表面）	約 320m （構造物幅の約 4 倍）	側方：エネルギー伝達境界 底面：粘性境界
EW 方向	約 121m	約 236m （解放基盤表面）	約 482m （構造物幅の約 4 倍）	

2)　コンクリート基礎のモデル化

キャスク仮保管設備コンクリート基礎の断面は部分的に基礎厚さが異なる（0.8～1.8m）構造であるが，モデル化に際しては厚さ 1m の一様な版としてモデル化する。この際，実際のコンクリート基礎とモデル化した版の重量が一致するように，コンクリート基礎版の密度を表３－２の通り設定している。モデル化イメージを図３－１に示す。

表３－２　コンクリート基礎版モデルの密度

	実重量(t)	モデル体積(m^3)	密度(t/m^3)
既設基礎版	20553	7672	2.679
拡張基礎版	5057	1960	2.580

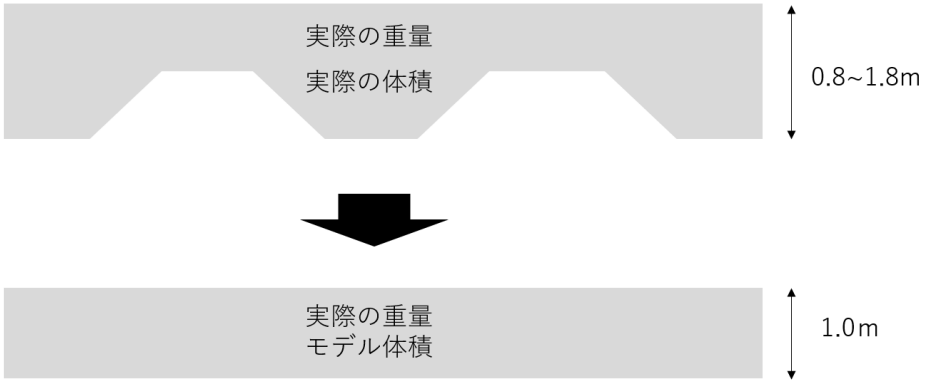


図３－１　基礎のモデル化イメージ

また，今回拡張する基礎については既設基礎と分離した構造となっており，地震応答解析のモデル上も離隔を設定している。(図３－１１参照)

3)　コンクリート基礎上の設備のモデル化

コンクリート基礎上の設備については，重量のうち大部分を占める乾式キャスクと支持架台が低重心で剛な構造物であることから，設備全体の重量を集計し，基礎版のモデル節点に均等に重量を付加することで考慮する。重量の集計表を表３－３に示す。

なお，クレーンについては既設・拡張どちらの基礎についても考慮している。

表３－３　基礎上設備重量の集計結果

設備名	1基当たり重量(kN)	既設基礎		拡張基礎	
		基数	重量(kN)	基数	重量(kN)
乾式貯蔵キャスク	1280	20	25600	0	0
輸送貯蔵兼用キャスク	1440	59	84960	16	23040
クレーン	2065	1	2065	1	2065
乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール	576	20	11520	0	0
輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール	565	59	33335	16	9040
合計			157480		34145

4)　地盤のモデル化

地盤のモデル化に際して，富岡層以深の岩盤についてはキャスク仮保管設備から約100mずつ南北に離れた位置で実施した 2 箇所の深部ボーリング結果をもとに水平成層のモデルとして地層境界を設定している。参照したボーリング位置を図３－２に示す。

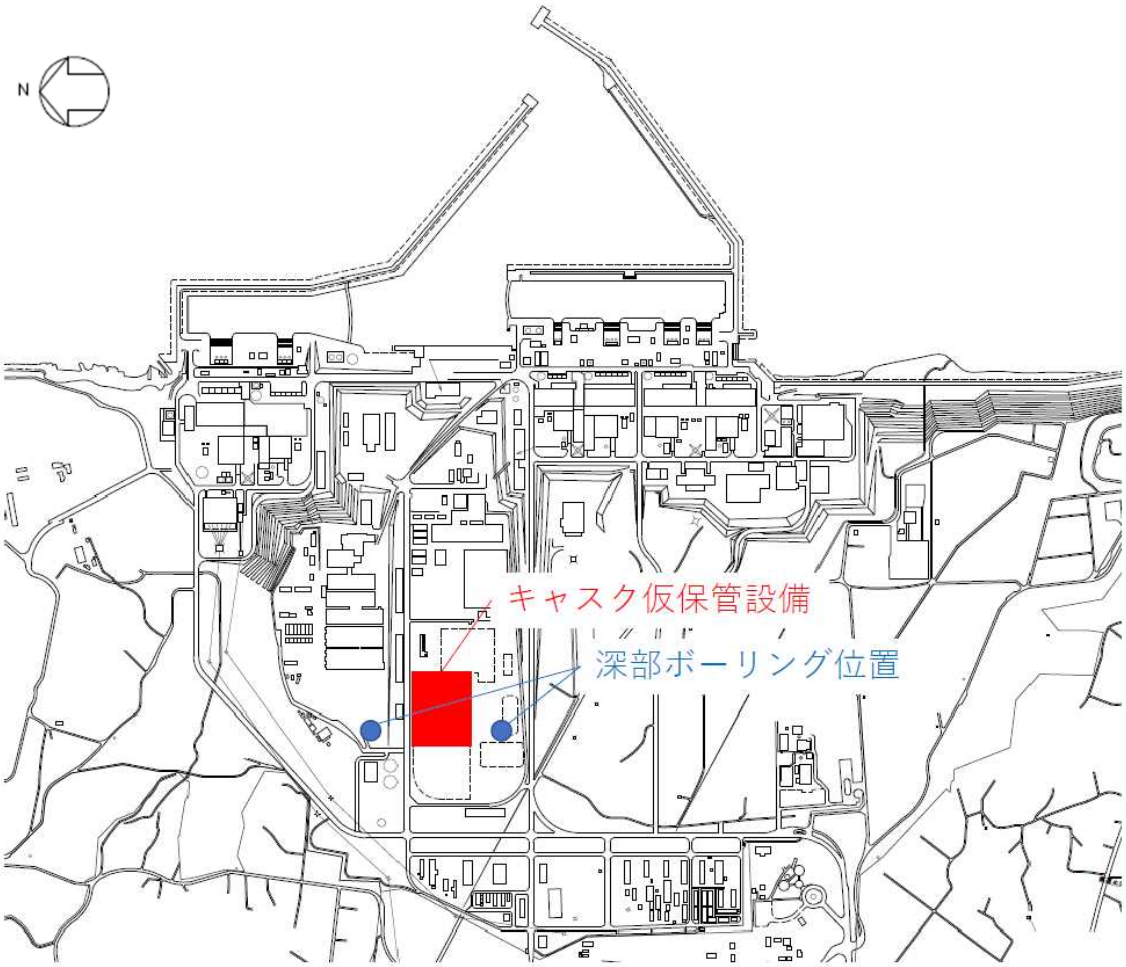


図３－２　キャスク仮保管設備と深部ボーリング実施位置の位置関係

また，支持地盤となる段丘堆積層上端の標高については，近傍のボーリング結果をもとにG.L.-3.9m と設定した。参考として既設コンクリート基礎施工時のボーリングデータを図３－３と図３－４に，ボーリング位置を図３－５に示す。実施工では改良基面まで掘削を行ってから地盤改良を実施するため，弱層が当初の想定以上に深い位置に存在する場合は追加の掘削・改良を実施し，段丘堆積層まで確実に改良を行う。

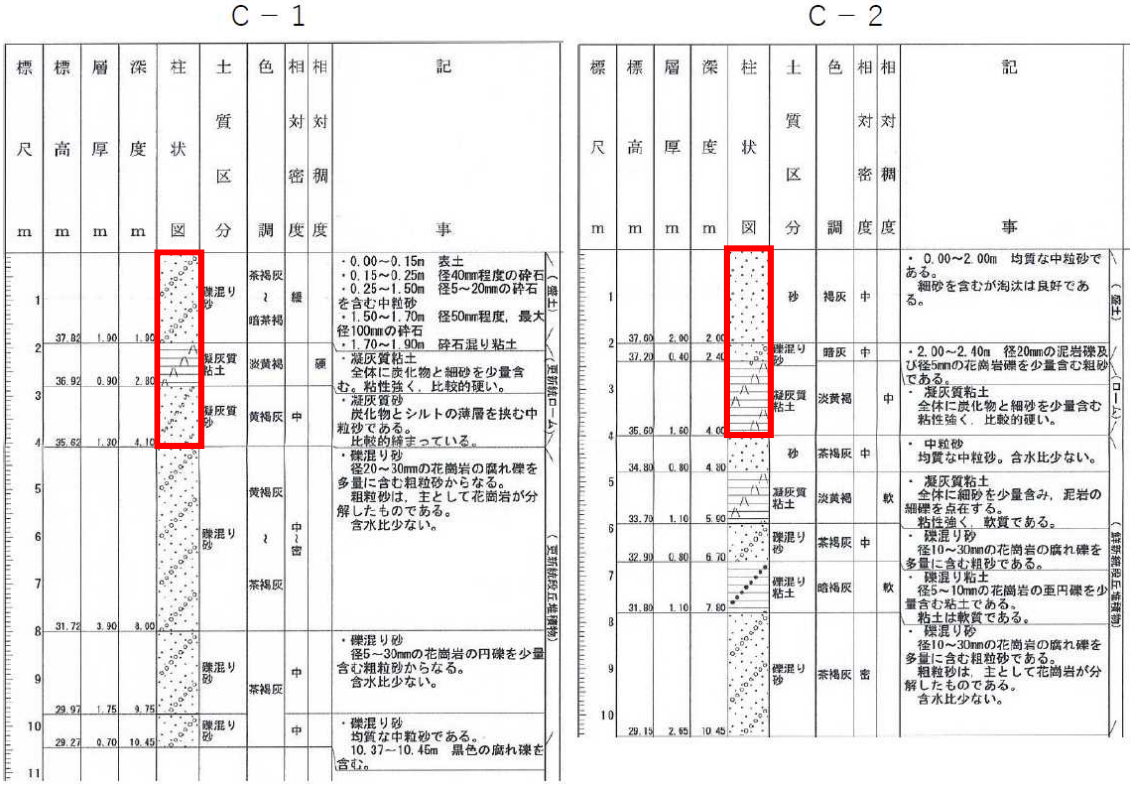


図３－３　施設近傍ボーリングデータ(南側)

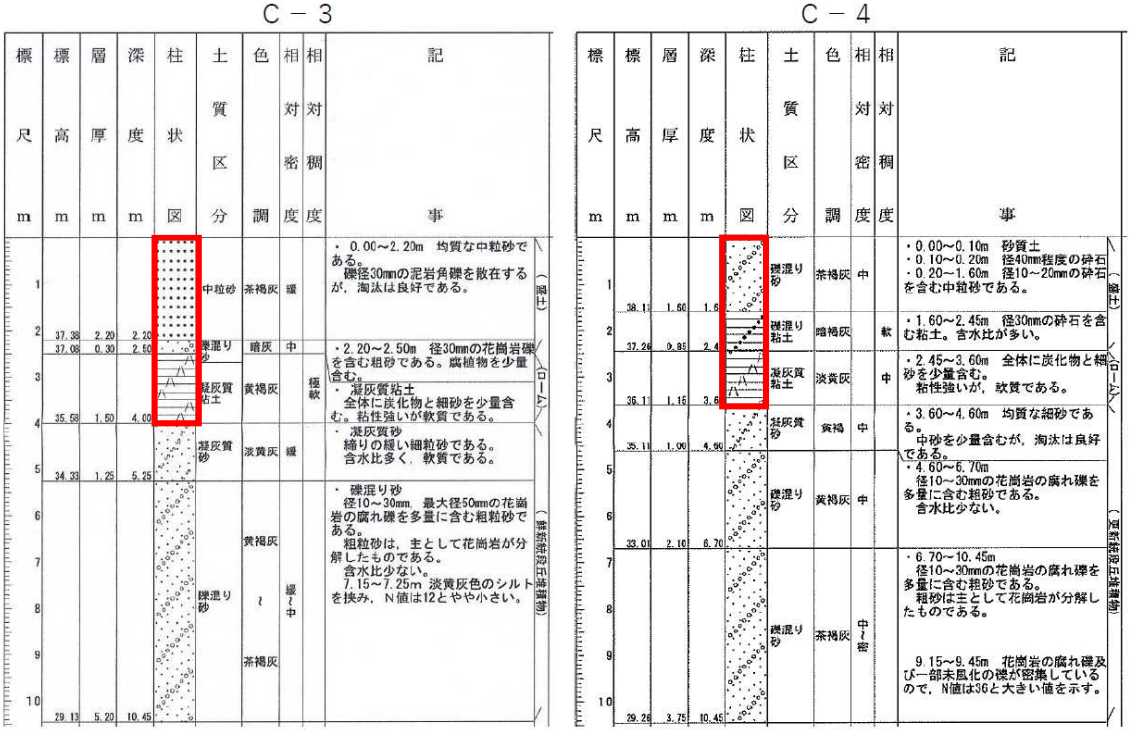


図３－４　施設近傍ボーリングデータ(北側)

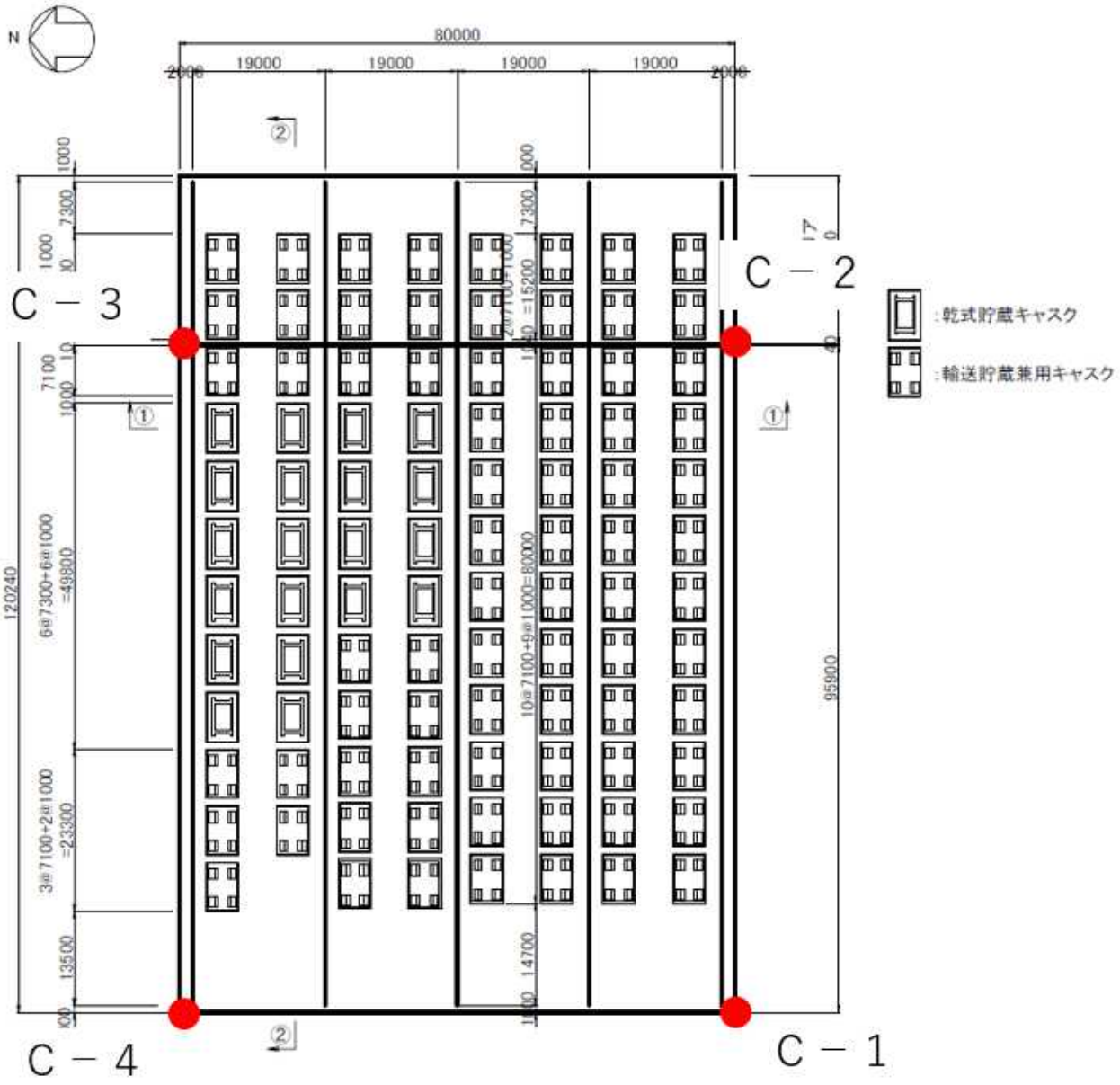


図３－５　施設近傍ボーリング位置

5)　解析用物性値

①　コンクリート基礎

コンクリート基礎の解析用材料定数については，表３－４の通り設定している。

表３－４　コンクリート基礎の材料定数

物性値	値	単位	根拠
動ポアソン比 ν_d	0.2	－	コンクリート標準示方書(2007)より設定
せん断弾性係数G_0	10,420,000	(kN/m^2)	コンクリート標準示方書(2007)より,設計基準強度(24N/mm^2)に対応するヤング係数E(25kN/mm^2)を設定，G_0の式から算出
密度 ρ	2.679(既設) 2.580(拡張)	(t/m^3)	コンクリートの実重量をモデルの体積で除して設定

②　改良地盤

改良地盤の解析用地盤定数については，表３－５の通り設定している。

表３－５　改良地盤の地盤定数

物性値	値	単位	根拠
湿潤密度	1.80	(t/m^3)	埋戻土の湿潤密度より設定
動ポアソン比	0.261	(t/m^3)	「建築物の為の改良地盤の設計及び品質管理指針」より土質の異なるセメント改良体のポアソン比の平均値を設定
せん断弾性係数G_0	380000	(kN/m^2)	「事前混合処理工法　技術マニュアル(改訂版)」より，改良地盤の一軸圧縮強度(330kN/m^2)に対応した剛性を算出
せん断弾性係数のひずみ依存特性	「6)地盤の動的変形特性」参照	－	「建築物の為の改良地盤の設計及び品質管理指針」より，基準ひずみを$\varepsilon_y = 5\times10^{-4}$と設定し，せん断ひずみに換算(1.5倍)し双曲線モデルに適用している。
減衰定数のひずみ依存特性	「6)地盤の動的変形特性」参照	－	「事前混合処理工法　技術マニュアル(改訂版)」より，改良地盤と原地盤で大きな差はないとされていることから埋戻土の減衰を設定。

③　地盤定数一覧

設定した地質層序，解析用地盤定数を表３－６に示す。コンクリートおよび改良地盤以外の地盤定数については，「福島第一原子力発電所　原子炉設置変更許可申請書」（平成５年４月）を用いている。地盤定数については平均値を用いている。

表３－６　解析用地盤定数

地層名	層標高		各地層厚	湿潤密度 ρ	せん断弾性係数 G_0	せん断波速度 Vs	強度特性	
							C	ϕ
	上端	下端	(m)	(t/m³)	(kN/m²)	(m/sec)	(N/mm²)	(°)
	G.L.(m)	G.L.(m)						
コンクリート基礎	0.100	-0.900	1.000	2.679	10,420,000	1972	-	-
埋戻土	0.000	-3.900	3.900	1.8	72,600	201	0	30
改良地盤	-0.900	-3.900	3.000	1.8	380,000	459	-	-
段丘堆積層	-3.900	-10.674	6.774	1.59	158,000	315	0.039	24.7
T3 部層　砂岩層	-10.674	-14.485	3.811	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-14.485	-20.863	6.378	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層　互層部	-20.863	-31.006	10.143	1.76	302,000	414	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-31.006	-33.591	2.585	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層　砂岩層	-33.591	-34.946	1.355	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-34.946	-38.007	3.061	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層　砂岩層	-38.007	-38.572	0.565	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層　泥質部	-38.572	-64.680	26.108	1.71	427,000	500	1.5	0
T2 部層	-64.680	-158.100	93.420	深度依存 1.76～ 1.80	深度依存 334,000～ 635,000	深度依存 436～594	深度依存 1.131～ 1.839	0
T1 部層	-158.100	-225.580	67.480	1.79	667,000	610	1.62	0
先富岡層	-225.580	-235.700	10.120	1.88	954,000	712	1.8	0
解放基盤表面	-235.700	-	-	1.88	954,000	712	1.8	0

出典：「福島第一原子力発電所　原子炉設置変更許可申請書」（平成５年４月）等

2-13 では，G.L.±0m=T.P.38.264m(※) とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

6)　地盤の動的変形特性

地盤の動的変形特性について，図３－６（１）～（９）に示す。改良地盤以外の動的変形特性については，「福島第一原子力発電所　原子炉設置変更許可申請書」（平成５年４月）を参照し，改良地盤については埋戻土と同等として設定している。

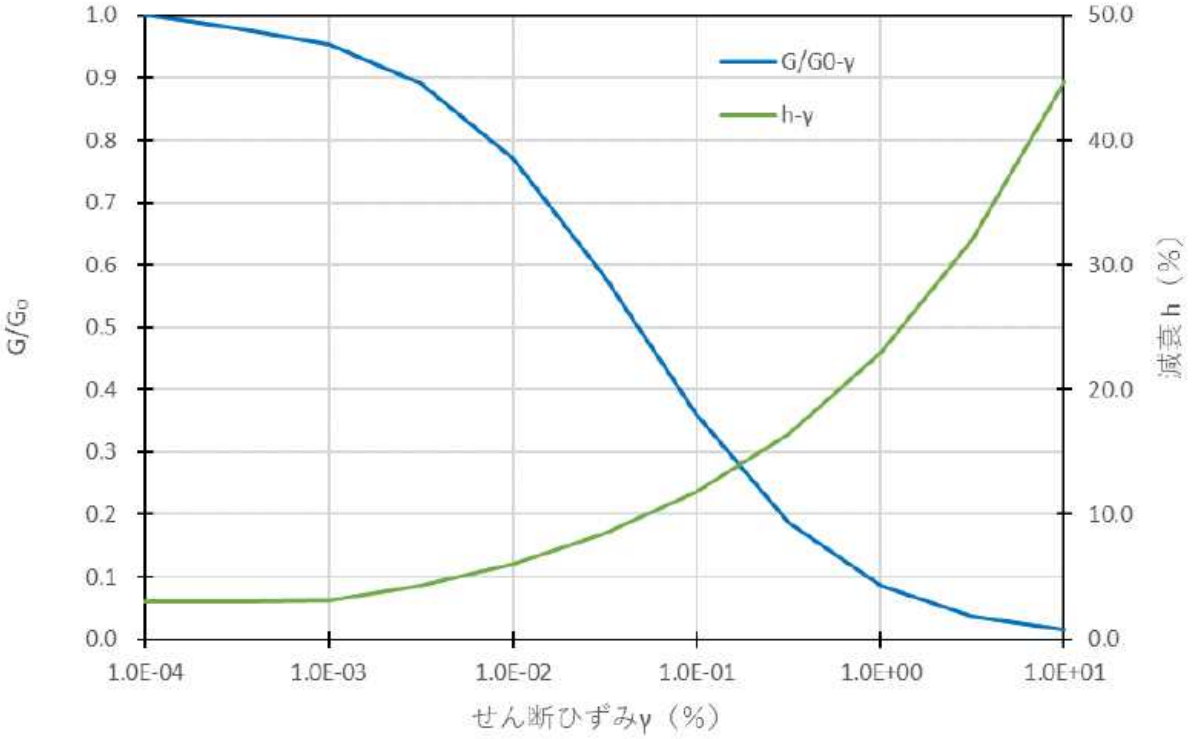


図３－６（１）　埋戻土の動的変形特性

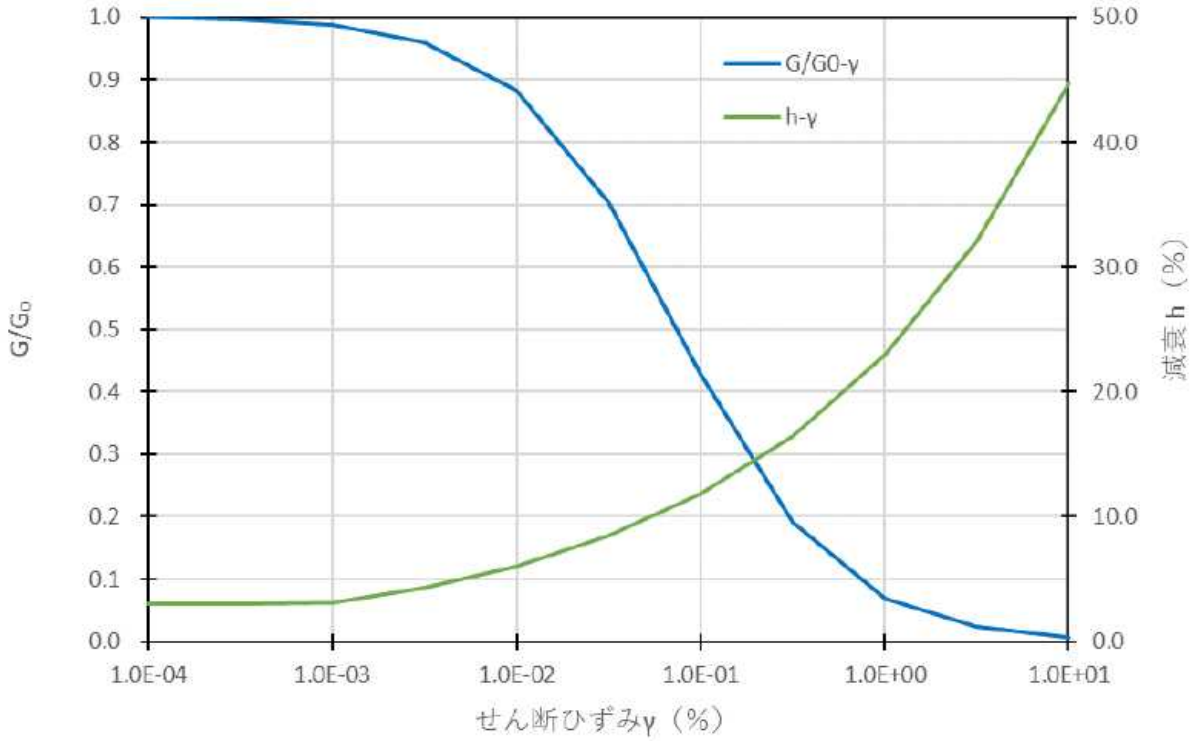


図３－６（２）　改良地盤の動的変形特性

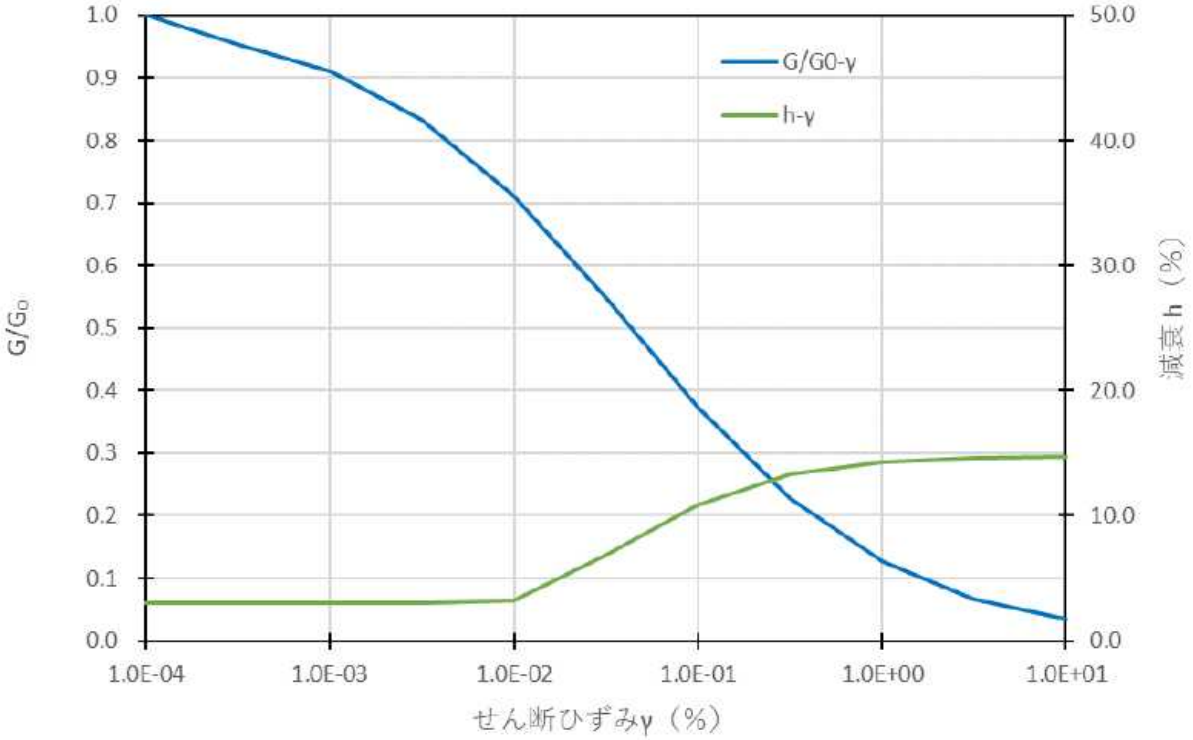


図３－６（３）　段丘堆積層の動的変形特性

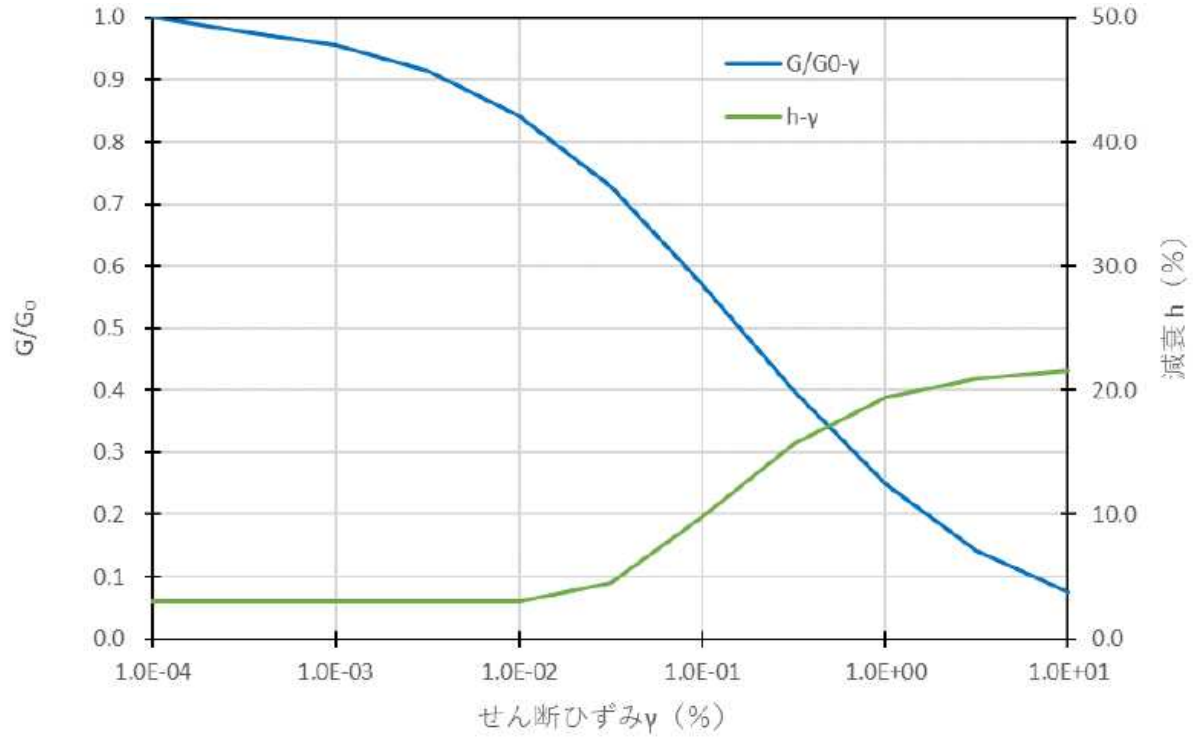


図３－６（４）　T3 部層砂岩層の動的変形特性

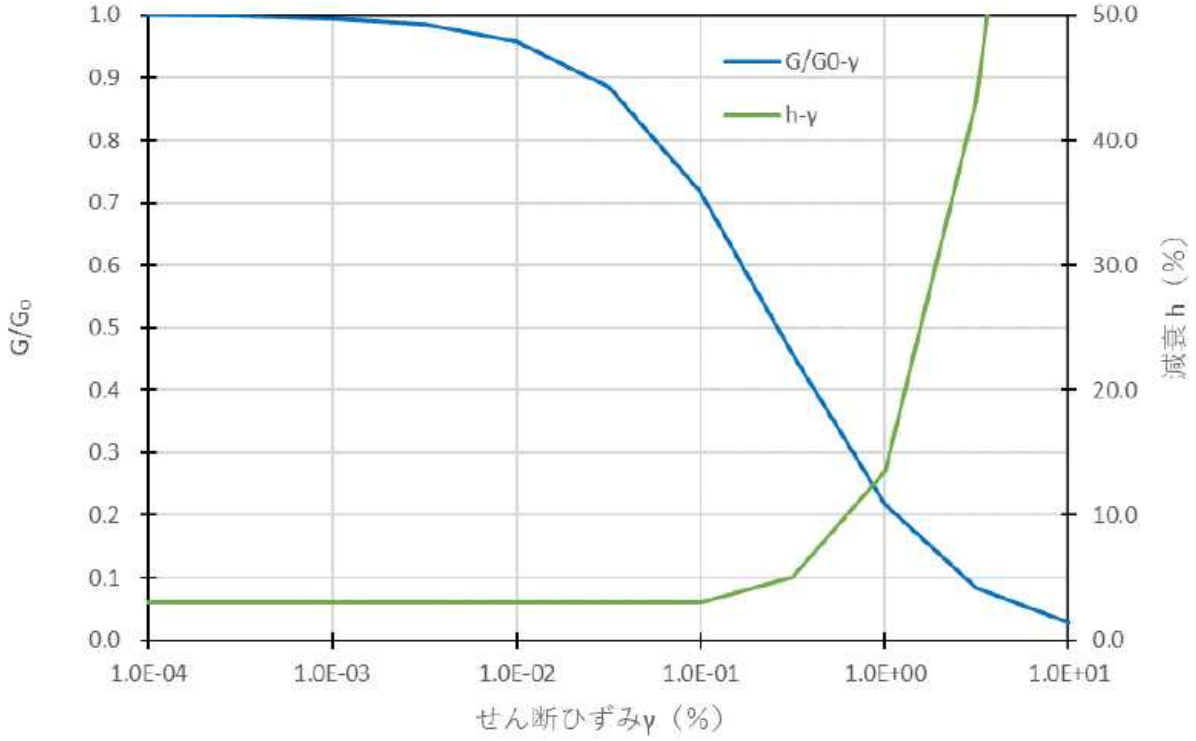


図３－６（５）　T3 部層泥質部の動的変形特性

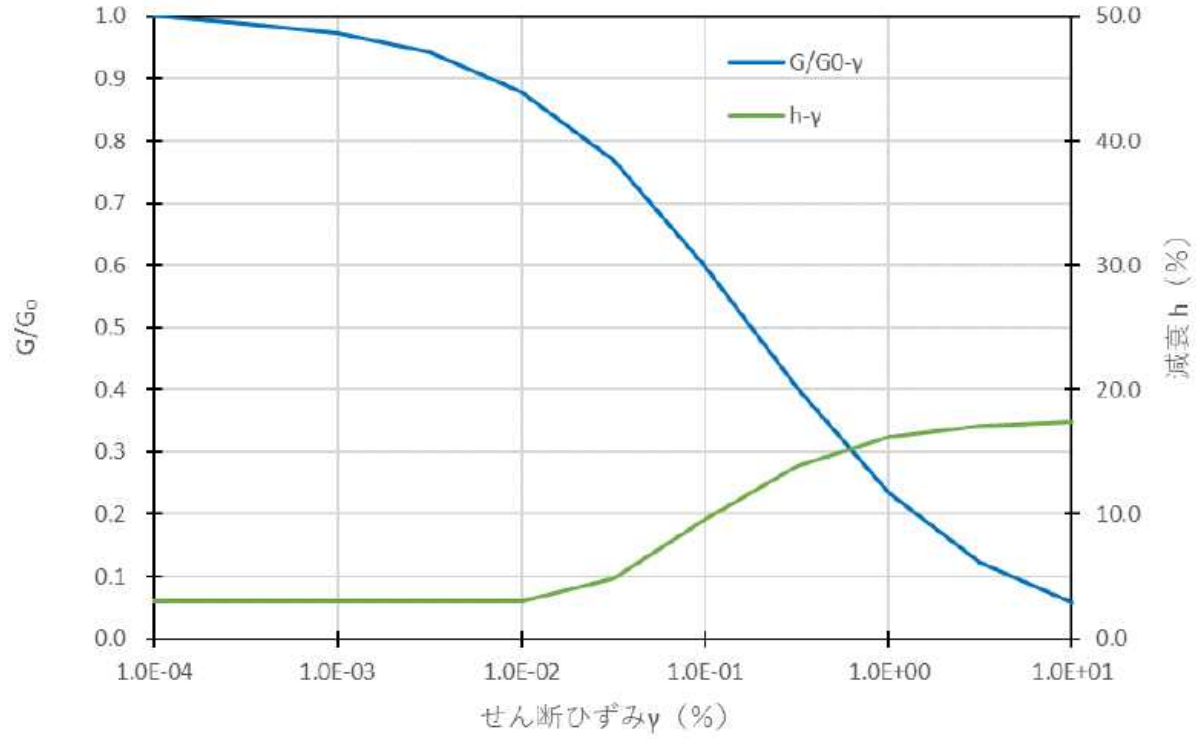


図３－６（６）　T3 部層互層部の動的変形特性

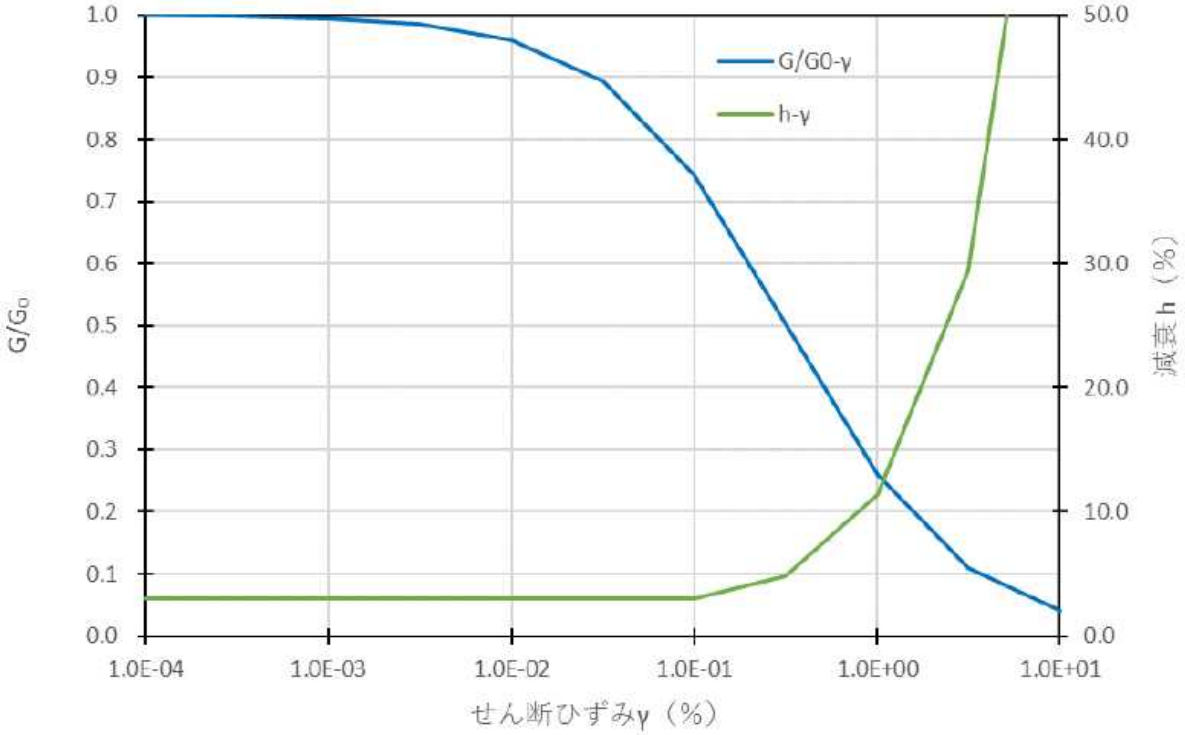


図３－６（７）　T2 部層の動的変形特性

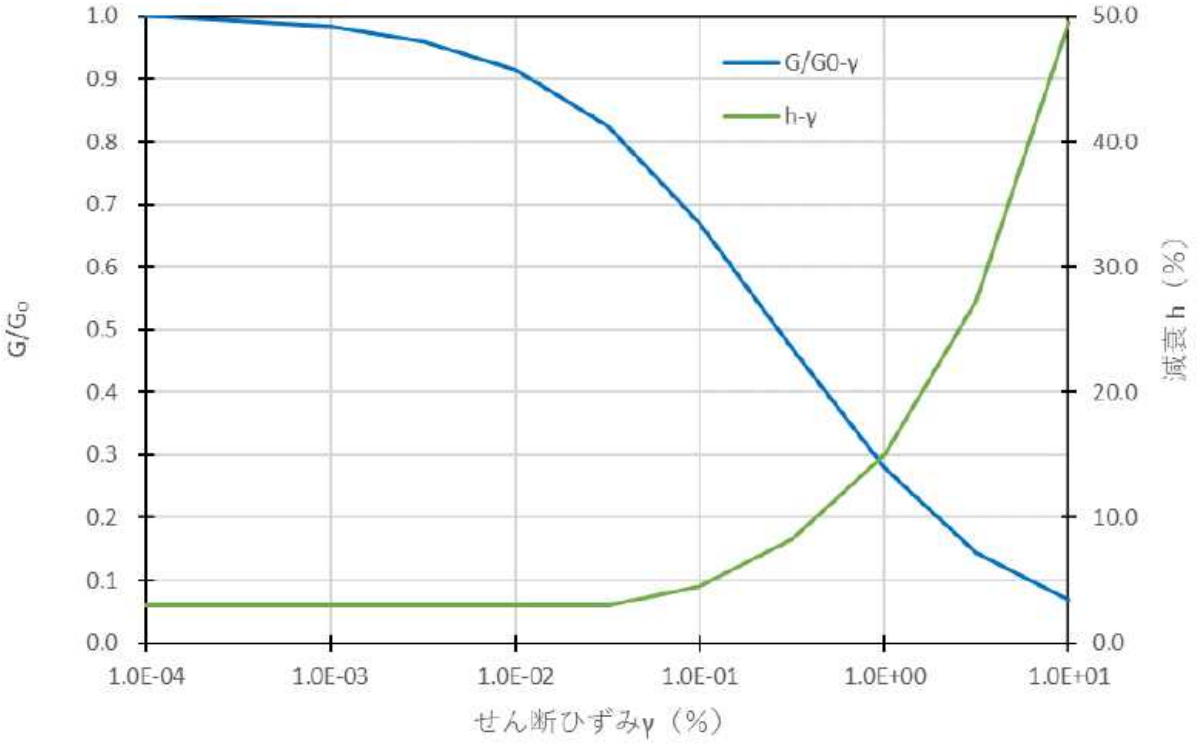


図３－６（８）　T1 部層の動的変形特性

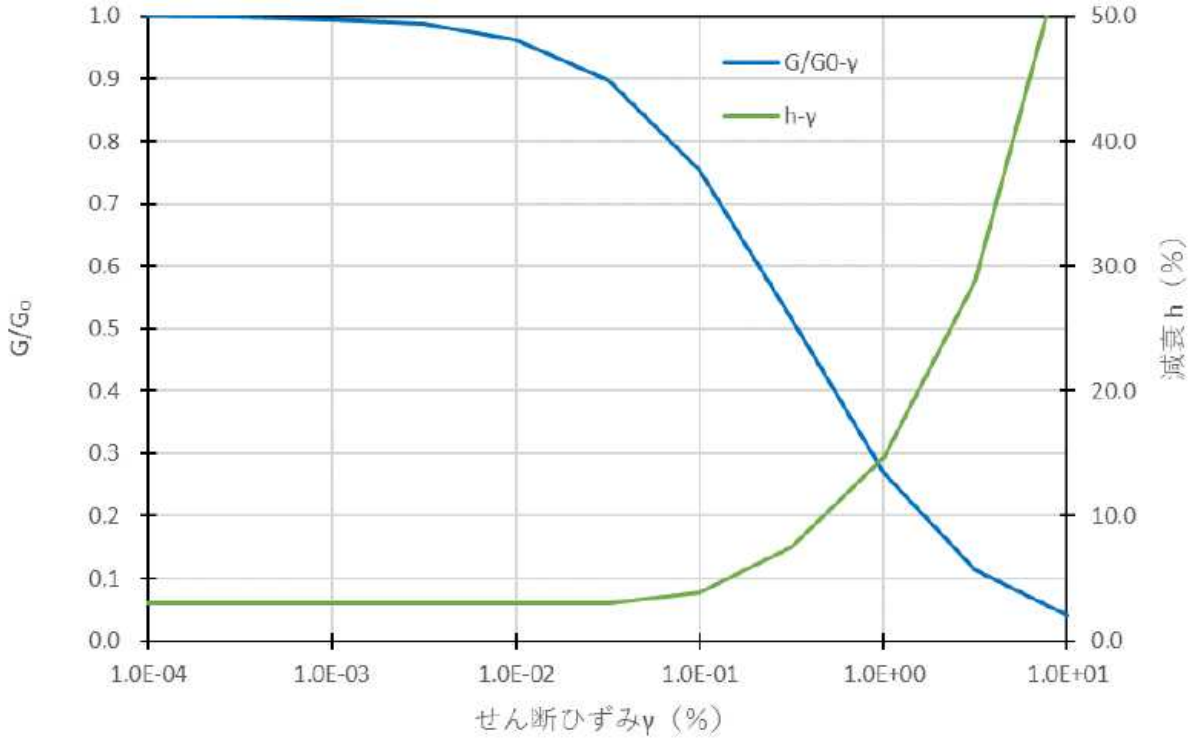


図３－６（９）　先富岡層の動的変形特性

7)　地震応答解析用モデル図

解析断面位置の平面図を図３－７に，解析モデルの概要を図３－８～図３－１１に示す。地盤は水平成層としてモデル化しており，段丘堆積層より上部で基礎・改良地盤以外の部分についてはすべて埋戻土としてモデル化している。

標高については，G.L±0m=T.P.38.264m としている。また，解析モデル底面は旧 O.P.-196m を T.P に変換した解放基盤表面(T.P.約-197m)であり，解析モデル底面に地震動を入力している。

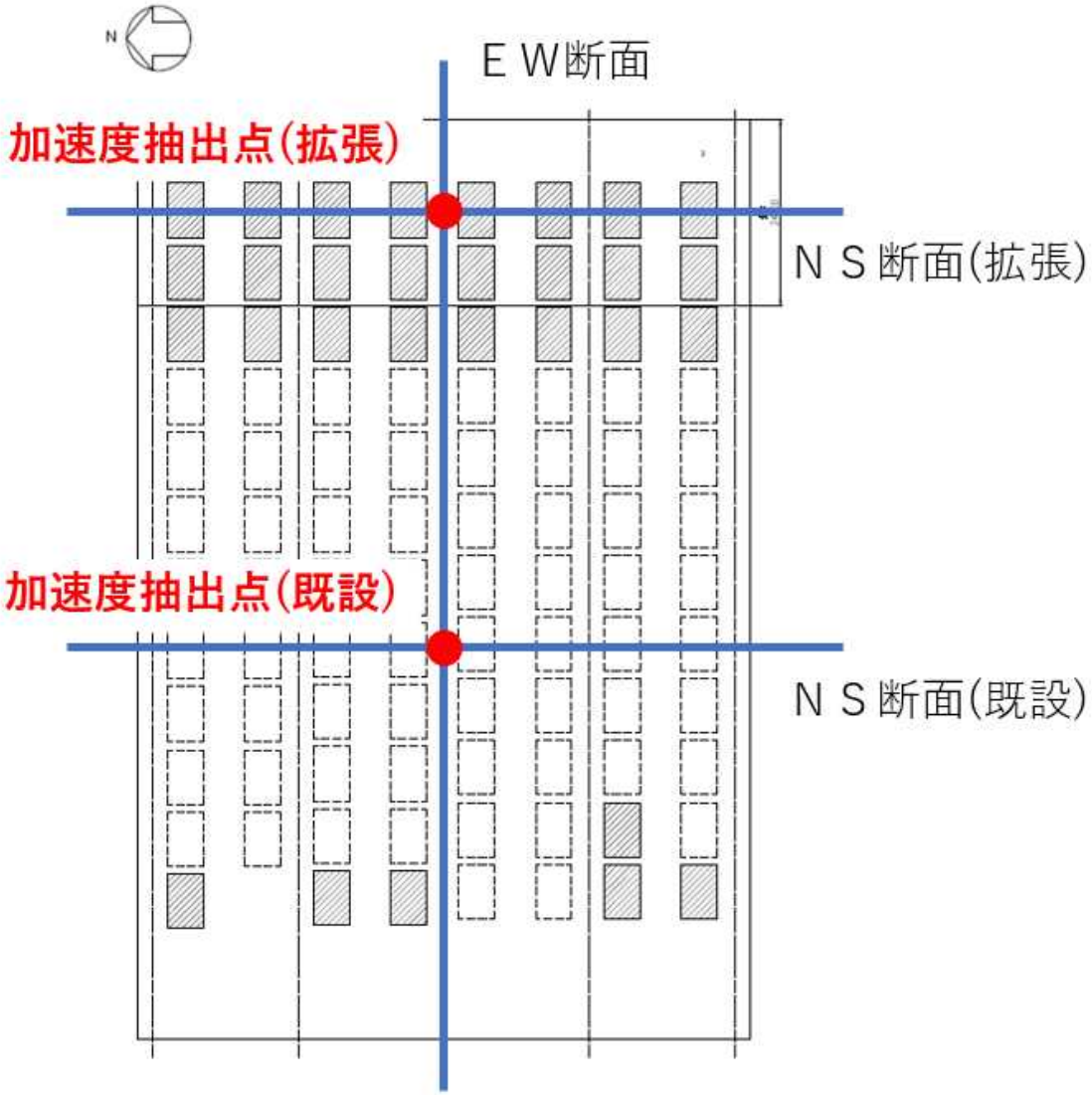


図３－７　解析断面位置と加速度抽出点

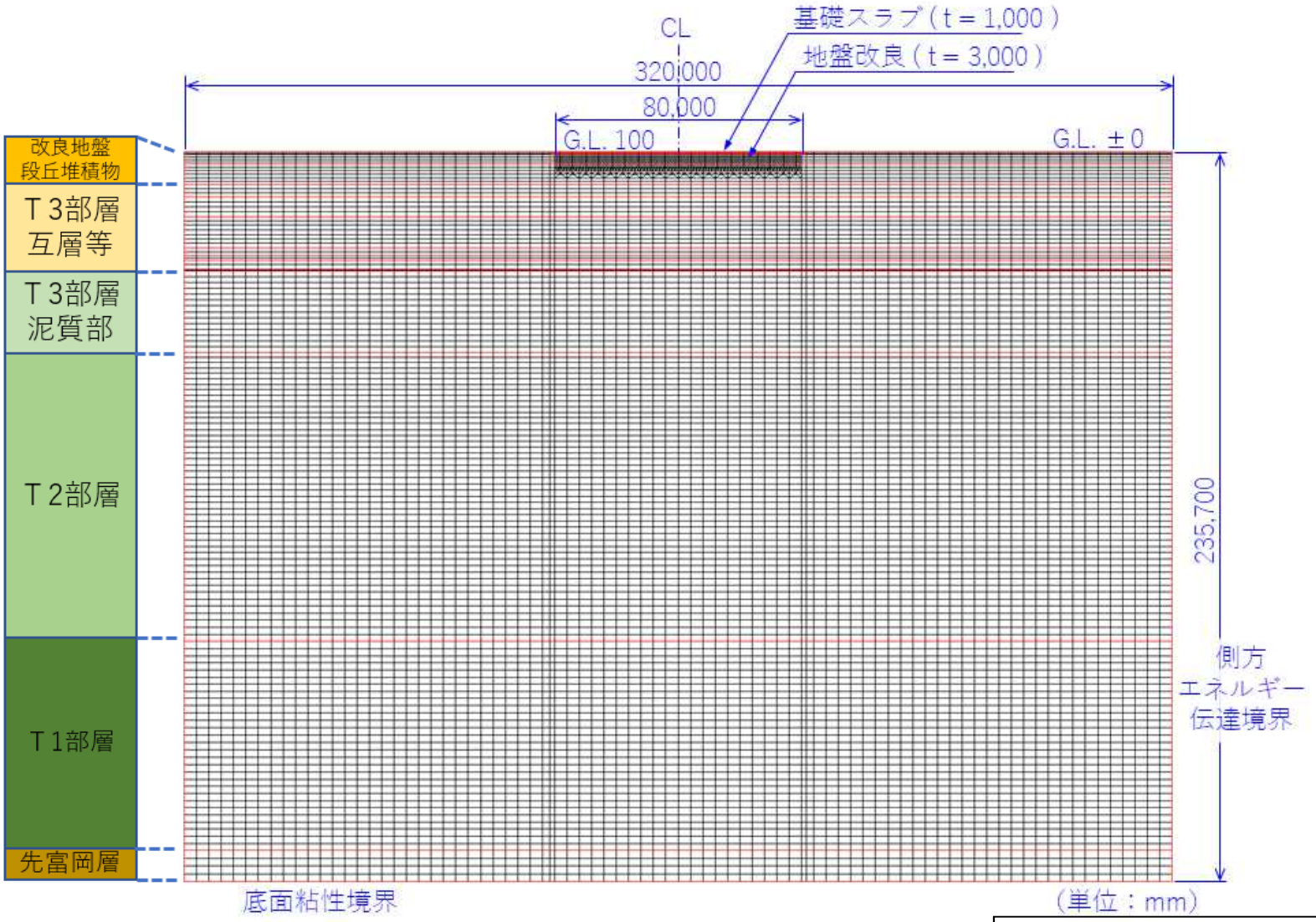


図３－８　解析モデルの概要（NS 方向　モデル全体）

G.L.±0m=T.P.38.264m (※) とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

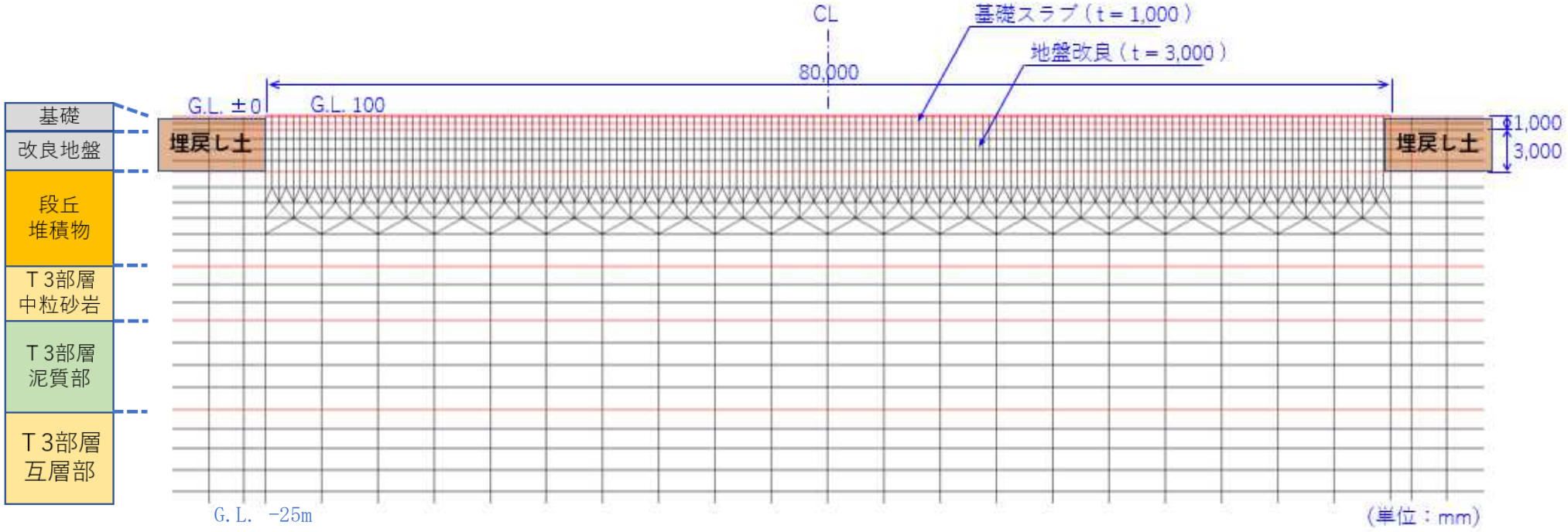


図３－９　解析モデルの概要（NS 方向　コンクリート基礎周辺部）

G.L.±0m=T.P.38.264m (※) とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

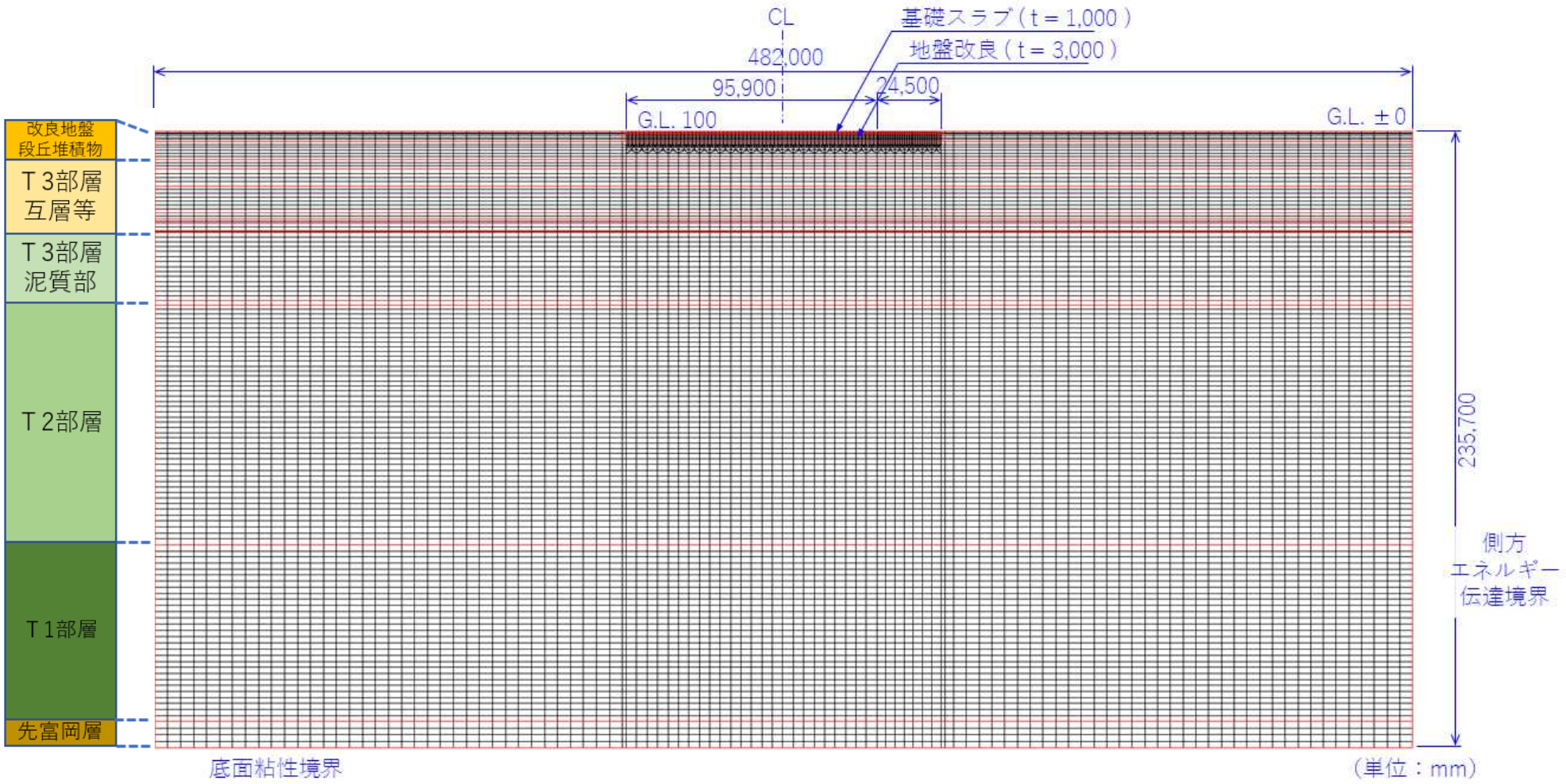


図３－１０　解析モデルの概要（EW 方向　モデル全体）

G.L.±0m=T.P.38.264m (※) とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

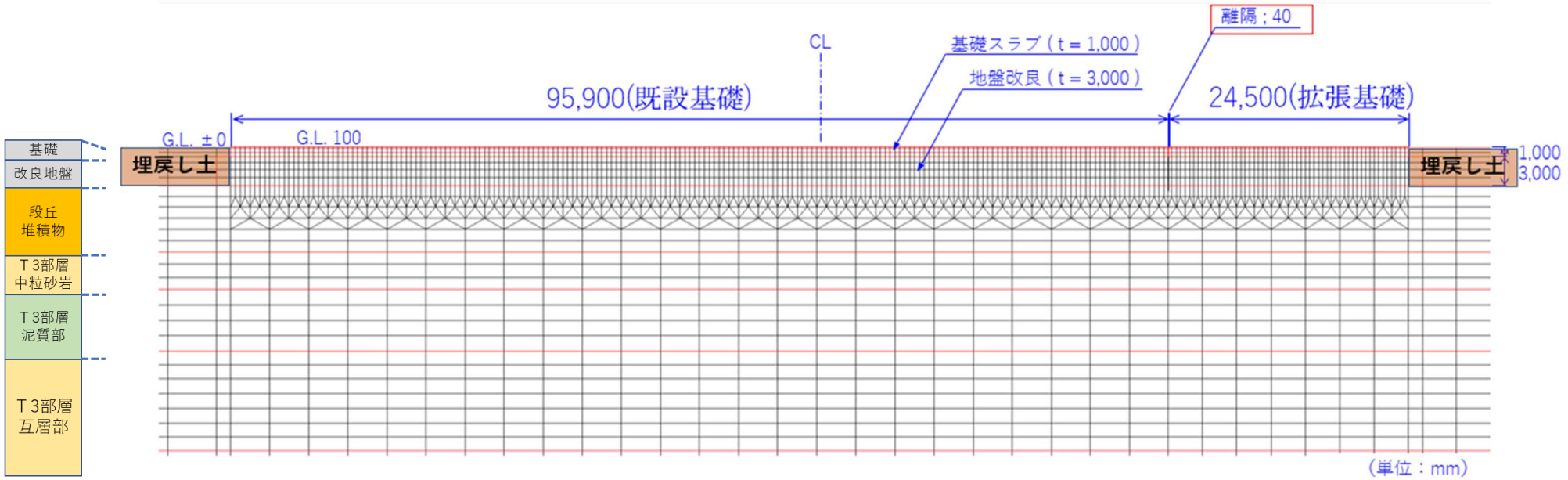


図３－１１　解析モデルの概要（EW 方向　コンクリート基礎周辺部）

G.L.±0m=T.P.38.264m(※)とする。
（※）震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への換算値（-727mm）を用いて，下式に基づき換算している。
＜換算式＞　T.P.=旧 O.P.-1,436mm

(3)　地震応答解析による設計用地震力の算定

「3 (2) 7)　地震応答解析用モデル図」にて示した二次元ＦＥＭモデルを用いて等価線形解析による地震応答解析を行い，基礎上面の加速度の応答スペクトルから設備の設計用地震力の算定を行う。解析プログラムは Super-FLUSH/2D を用いる。

1)　地震応答解析に用いる入力地震動

入力地震動は，解放基盤表面（T.P.約-197m）で 2E にて定義される基準地震動の加速度振幅に 1/2 を乗じた設計用地震動を用いる。解析にあたっては，二次元ＦＥＭモデルに対し，該当する水平方向の地震動(NS もしくは EW)と，鉛直方向の地震動の２つの地震動について同時入力を行う。解放基盤表面位置における加速度振幅に 1/2 を乗じた設計用地震動の加速度時刻歴波形を図３－１２～図３－１６に示す。

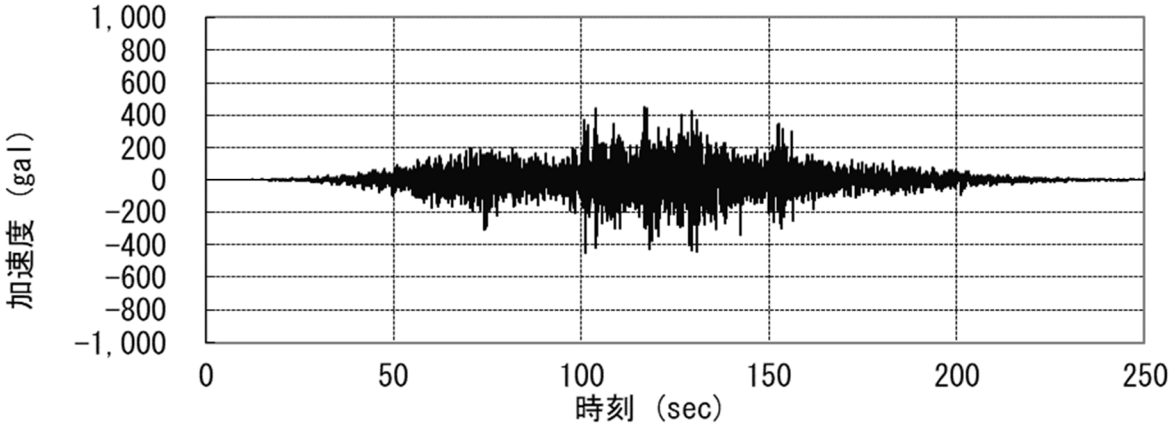


図３－１２　1/2Ss450-①（水平方向）

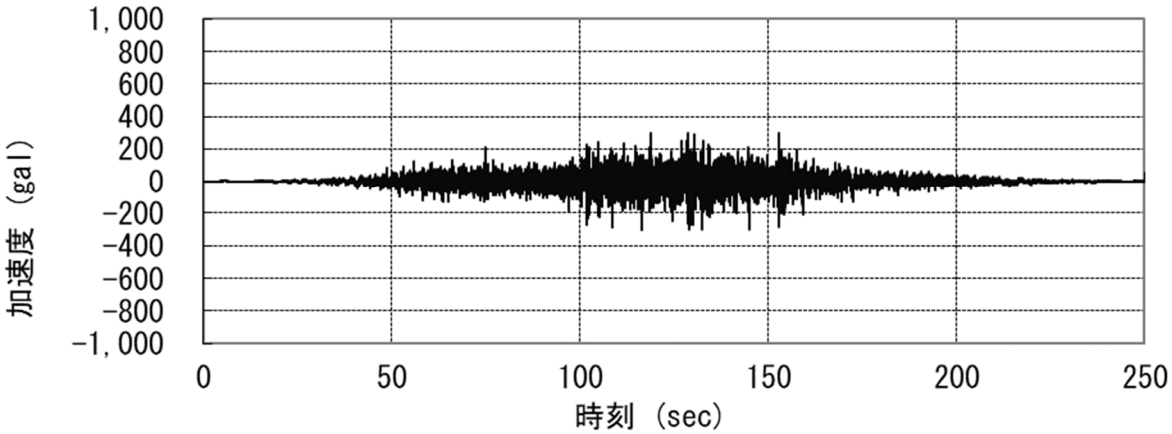


図３－１３　1/2Ss450-①（鉛直方向）

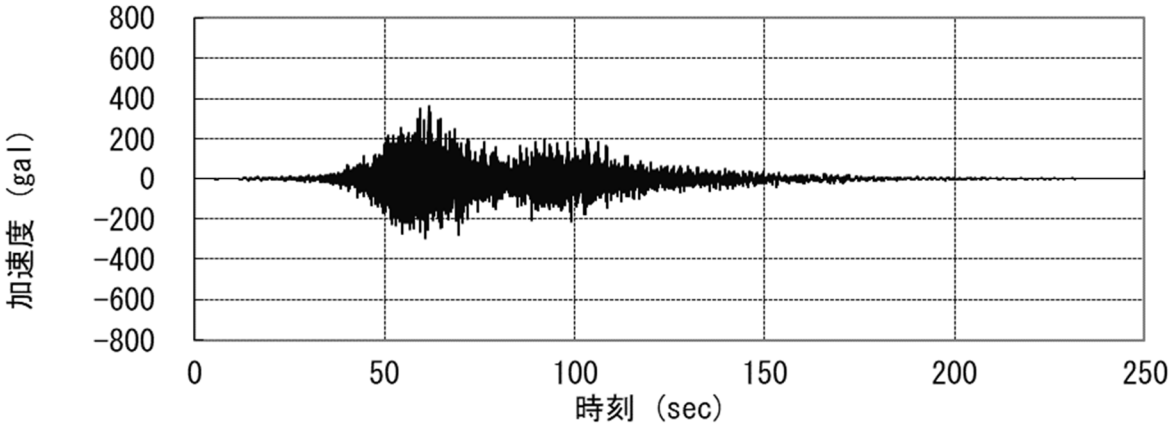


図３－１４　1/2Ss450-②（NS 方向）

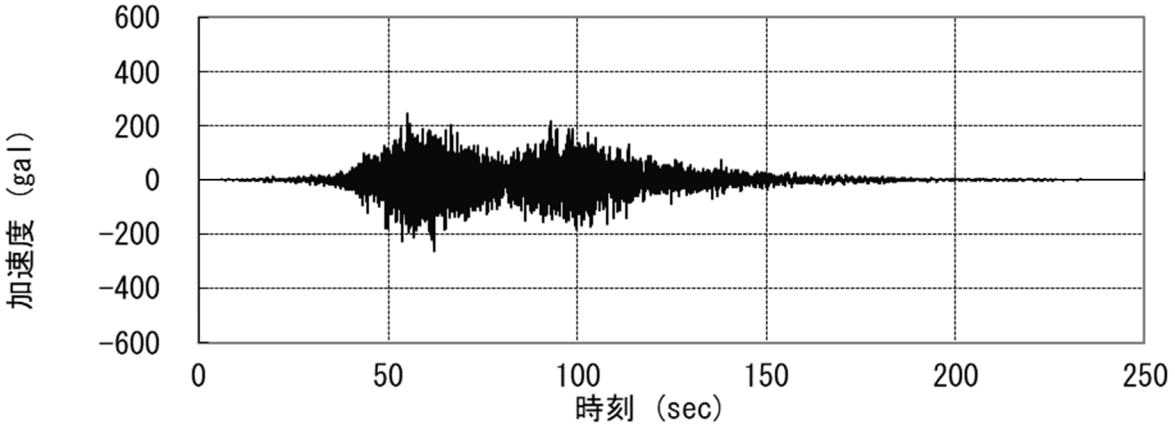


図３－１５　1/2Ss450-②（EW 方向）

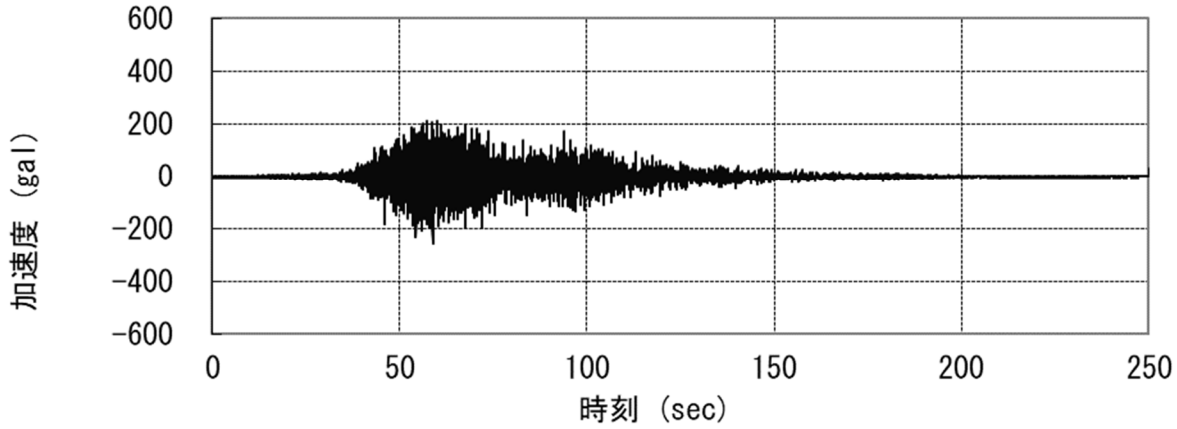


図３－１６　1/2Ss450-②（UD 方向）

1/2Ss450-①については方向性を定めない波であるため，入力の際に位相を反転させたケースについても解析を行う。位相の組み合わせについて表３－７に示す。

表３－７　入力地震動における位相の組み合わせ

	位相の組み合わせ(水平，鉛直※1)			
	（＋，＋）	（＋，－）	（－，＋）	（－，－）
1/2Ss450-①	○	○※3	－※2	－
1/2Ss450-②	○	－	－	－

※１　位相の組み合わせは解析モデルに対する地震動の入力位相を表しており，位相の記載は（水平の正負，鉛直の正負）の形で示している。例として（＋，＋）に対して（＋，－）の組み合わせは，基準地震動を入力する際に鉛直方向の地震動についてのみ位相を反転させて入力することを表している。

※２　解析手法が等価線形解析であることから，（＋，＋）と（－，－），（＋，－）と(－，＋)については計算上加速度応答の絶対値が等しく，向きのみ反対の結果となるため（－，－）と(－，＋)については解析を省略している。

※３　ＮＳ断面については地震応答解析モデルがモデル中央を軸として左右対称であることから，（＋，＋）と（＋，－）の位相で計算上水平方向の加速度応答の絶対値が等しく，向きのみ反対の結果となるため，（＋，－）の解析を省略している。

位相反転を省略したケースについての耐震評価における考慮の状況は以下の通り。

コンクリート基礎の静的解析においては支持する機器の配置を考慮して各方向の最大加速度の絶対値を北方向・東方向，鉛直下方向に作用させている。

乾式キャスク・鋼製支持架台・クレーンの静的解析においては水平方向の最大加速度の絶対値と鉛直方向の最大加速度の絶対値を北方向，東方向，鉛直下方向に作用させている。乾式キャスク・鋼製支持架台・クレーンについては東西・南北方向にほぼ対称の構造物であり，地震力の方向(位相反転)による影響は小さいと考えられる。

コンクリートモジュール・クレーンの動的解析については入力地震動の位相反転を行っていないが，コンクリートモジュール・クレーンともに東西・南北方向にほぼ対称の構造物であり，位相反転による影響は小さいと考えられる。

2)　地震応答解析結果

①　加速度抽出点

加速度抽出点としては，既設基礎版中央と拡張基礎版中央の２点としている。加速度抽出点の平面図を図３－１７に示す。

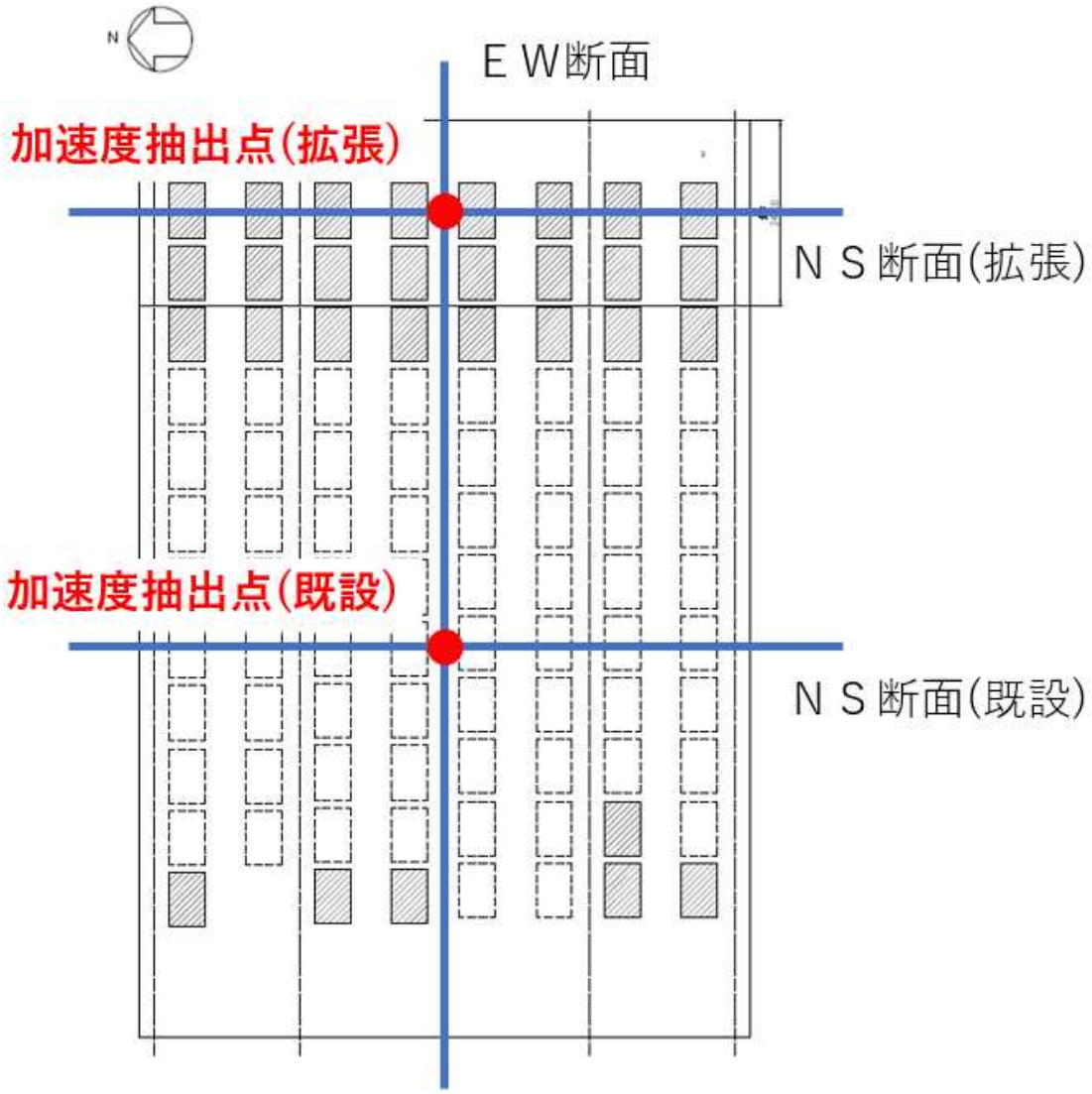


図３－１７　解析断面位置と加速度抽出点（再掲）

② 加速度応答時刻歴波形

地震応答解析によって得られた，地表面基礎中央部における加速度応答時刻歴を図３－１８（１）～（２０）に示す。

1/2Ss450①(++)-H 既設 NS 断面 Max：-535.55 gal

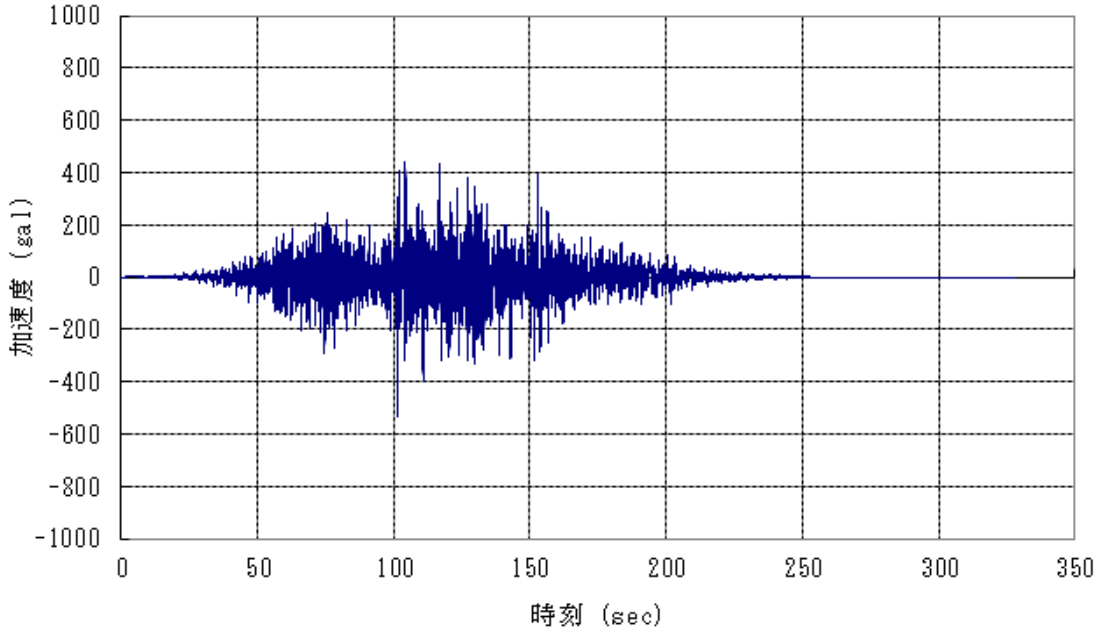


図３－１８（１）　1/2Ss450①(++)　既設 NS 断面水平方向

1/2Ss450①(++)-V 既設 NS 断面 Max：-327.811 gal

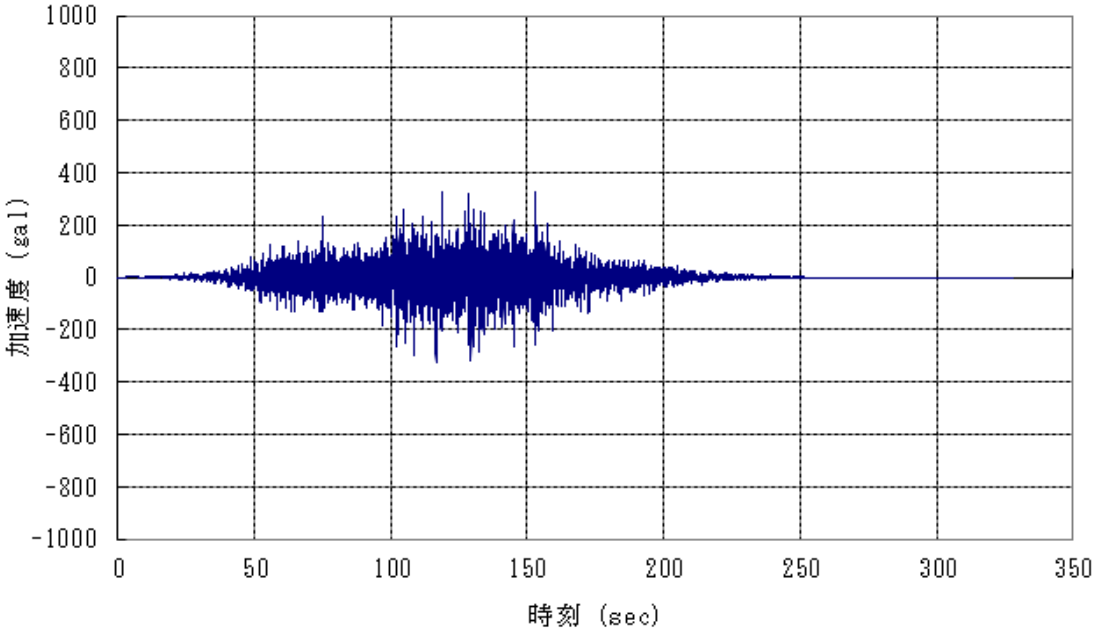


図３－１８（２）　1/2Ss450①(++)　既設 NS 断面鉛直方向

1/2Ss450②(++)-NS 既設 NS 断面 Max：-287.542 gal

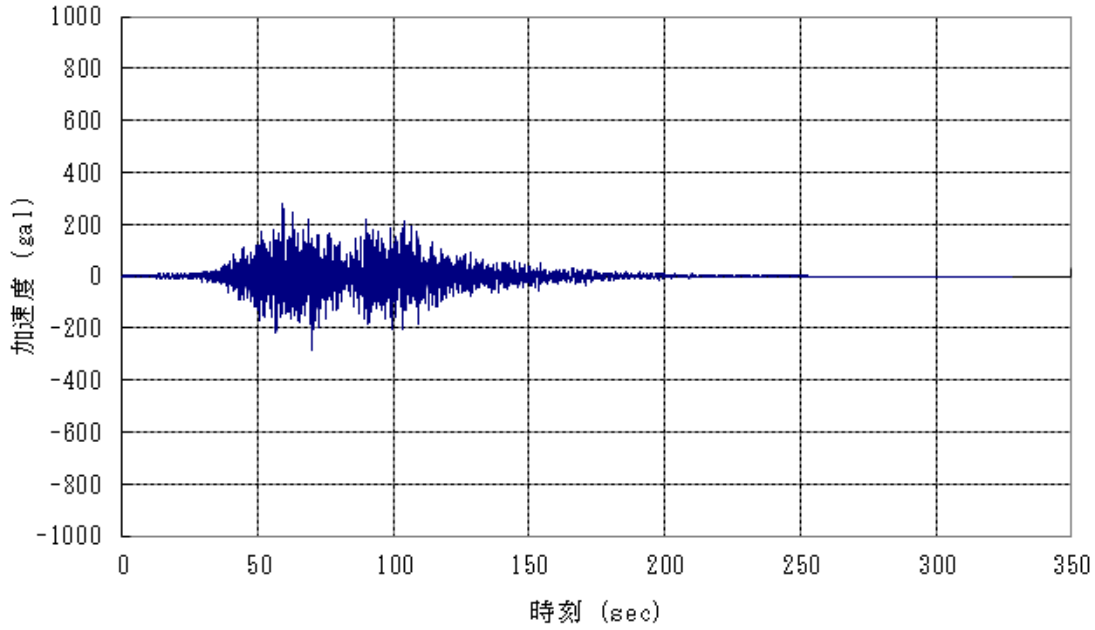


図３－１８（３）　1/2Ss450②(++)　既設 NS 断面水平方向

1/2Ss450②(++)-UD 既設 NS 断面 Max：-268.173 gal

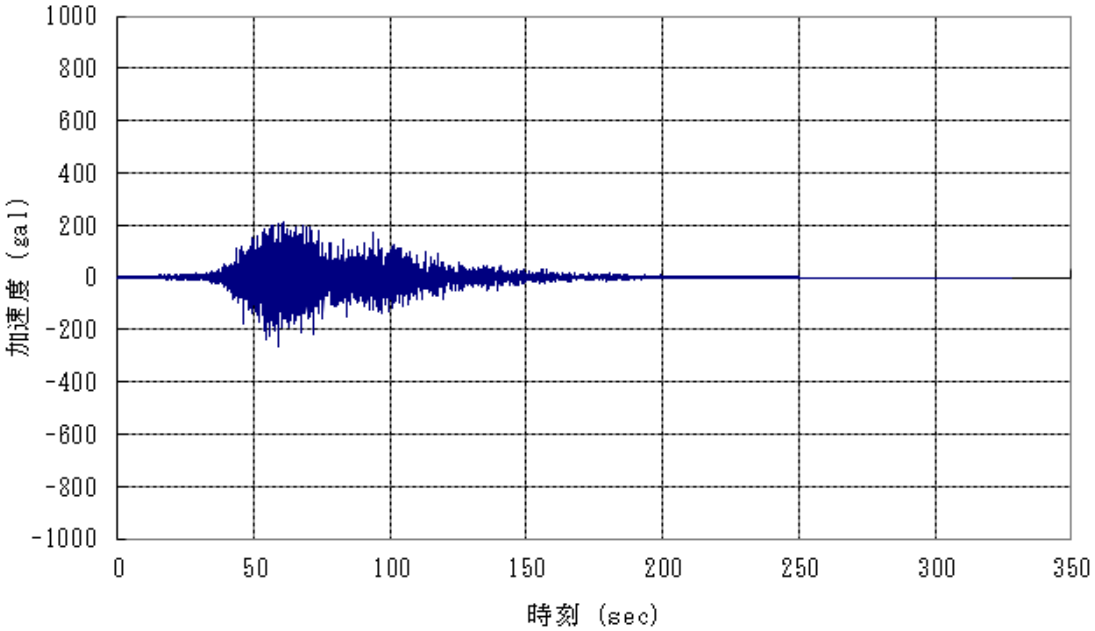


図３－１８（４）　1/2Ss450②(++)　既設 NS 断面鉛直方向

1/2Ss450①(++)-H 既設 EW 断面 Max：-528.227 gal

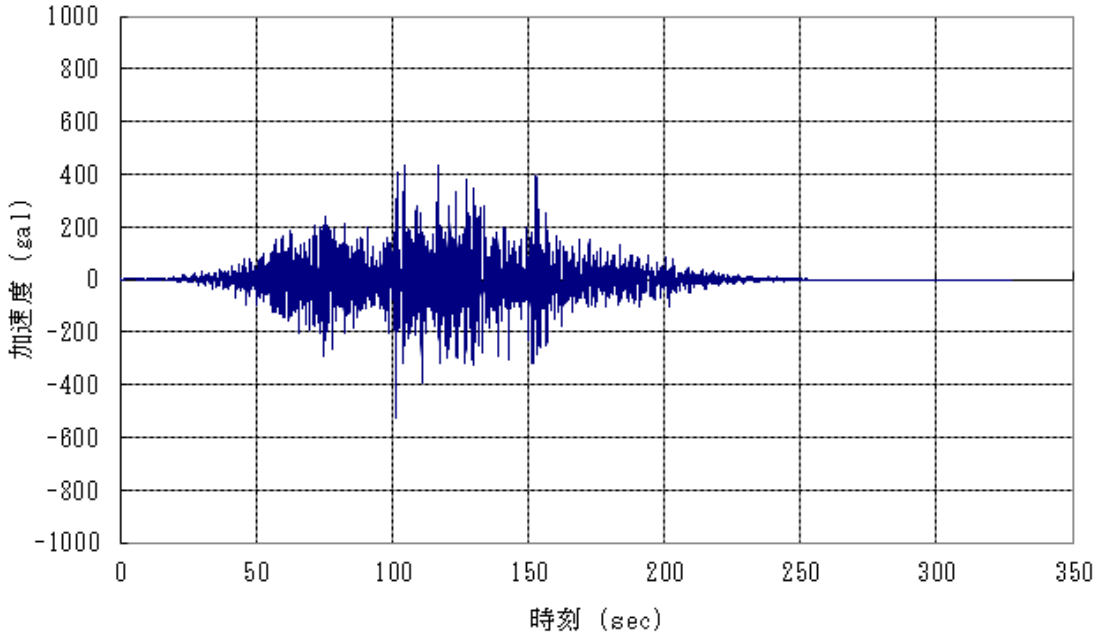


図３－１８（５）　1/2Ss450①(++)　既設 EW 断面水平方向

1/2Ss450①(++)-V 既設 EW 断面 Max：-335.457 gal

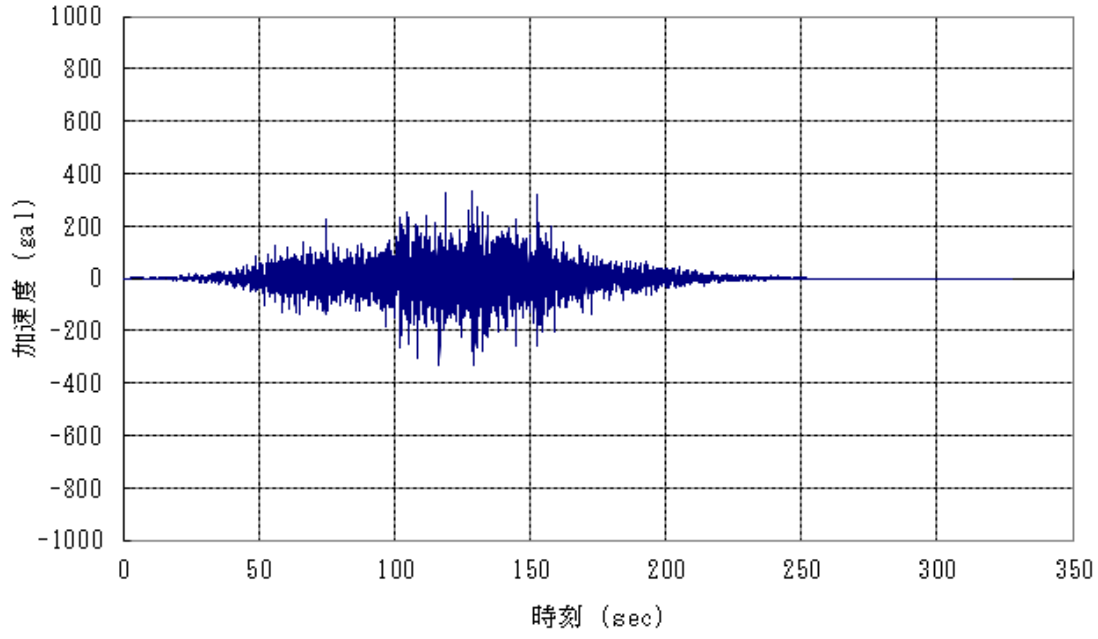


図３－１８（６）　1/2Ss450①(++)　既設 EW 断面鉛直方向

1/2Ss450①(+-)-H 既設 EW 断面 Max：-532.549 gal

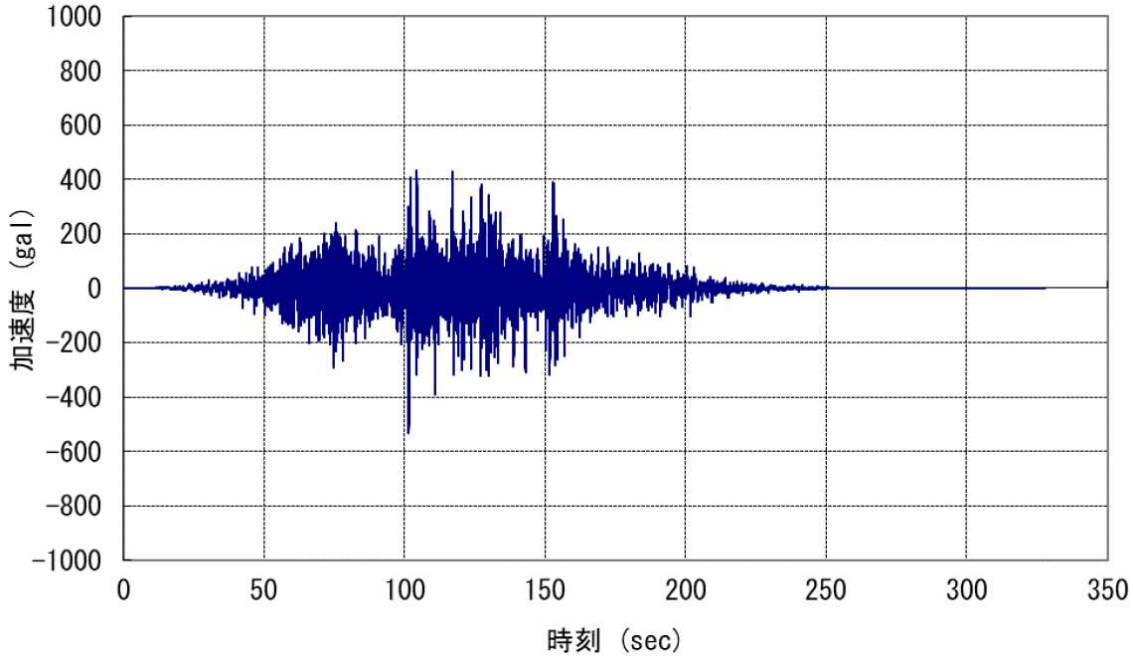


図３－１８（７）　1/2Ss450①(+-)　既設 EW 断面水平方向

1/2Ss450①(+-)-V 既設 EW 断面 Max：-332.603 gal

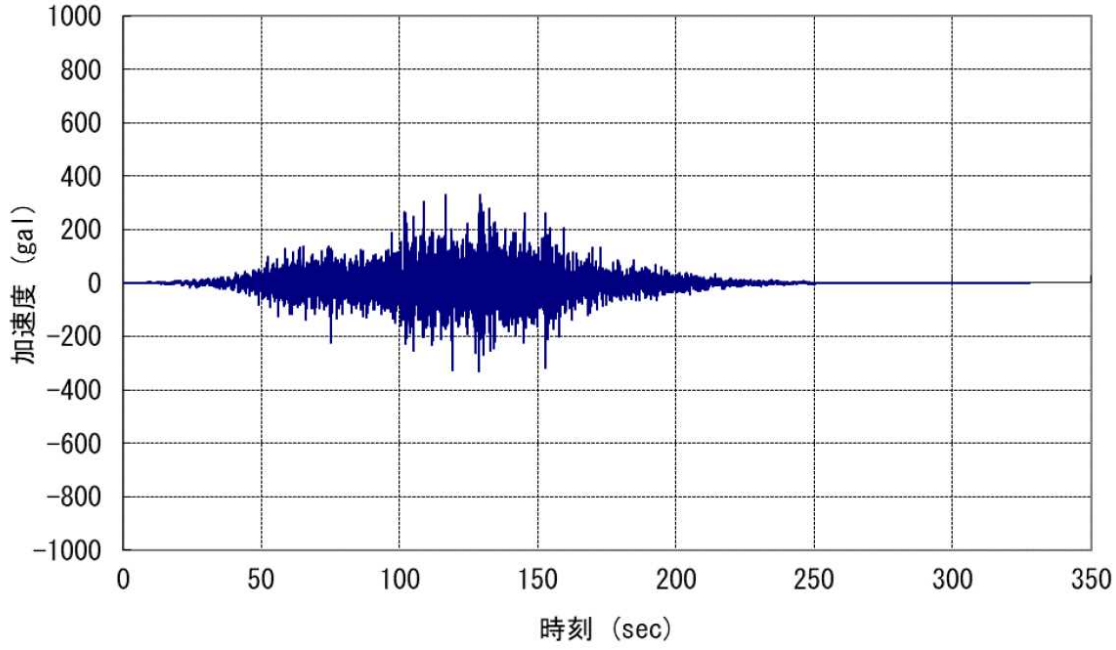


図３－１８（８）　1/2Ss450①(+-)　既設 EW 断面鉛直方向

1/2Ss450②(++)-EW 既設 EW 断面 Max：232.090 gal

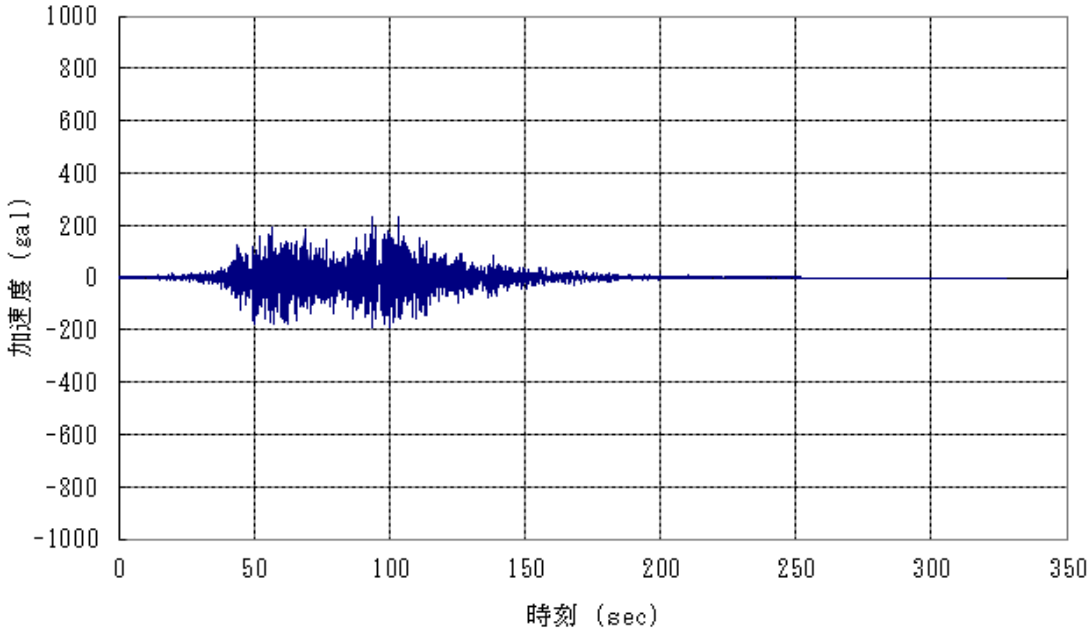


図３－１８（９）　1/2Ss450②(++)　既設 EW 断面水平方向

1/2Ss450②(++)-UD 既設 EW 断面 Max：-264.444 gal

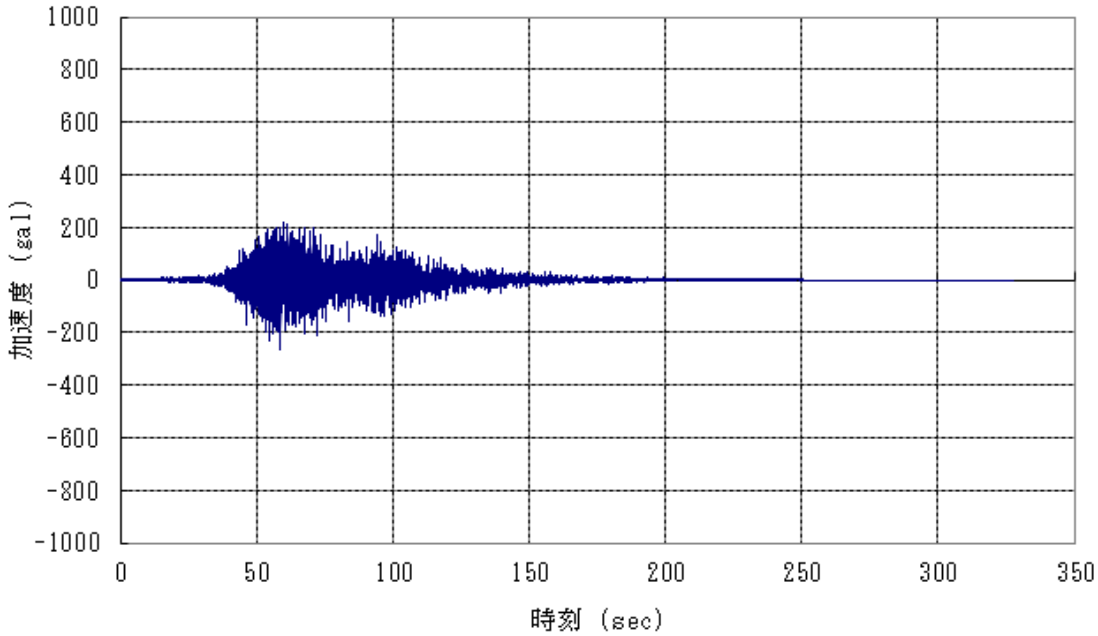


図３－１８（１０）　1/2Ss450②(++)　既設 EW 断面鉛直方向

1/2Ss450①(++)-H 拡張 NS 断面 Max：-539.371 gal

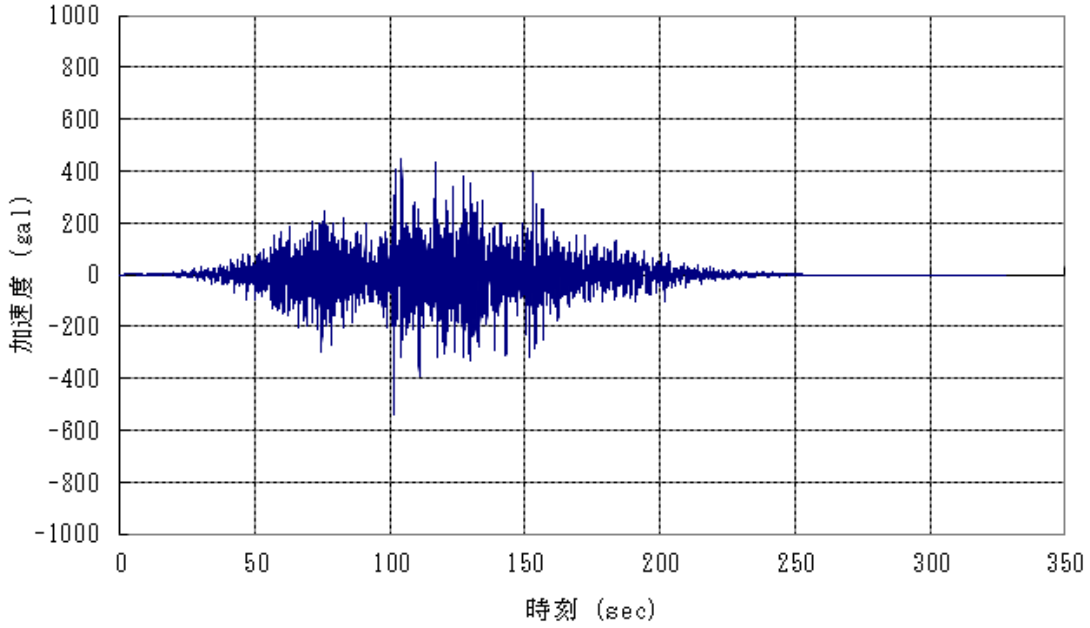


図３－１８（１１）　1/2Ss450①(++)　拡張 NS 断面水平方向

1/2Ss450①(++)-V 拡張 NS 断面 Max：325.307 gal

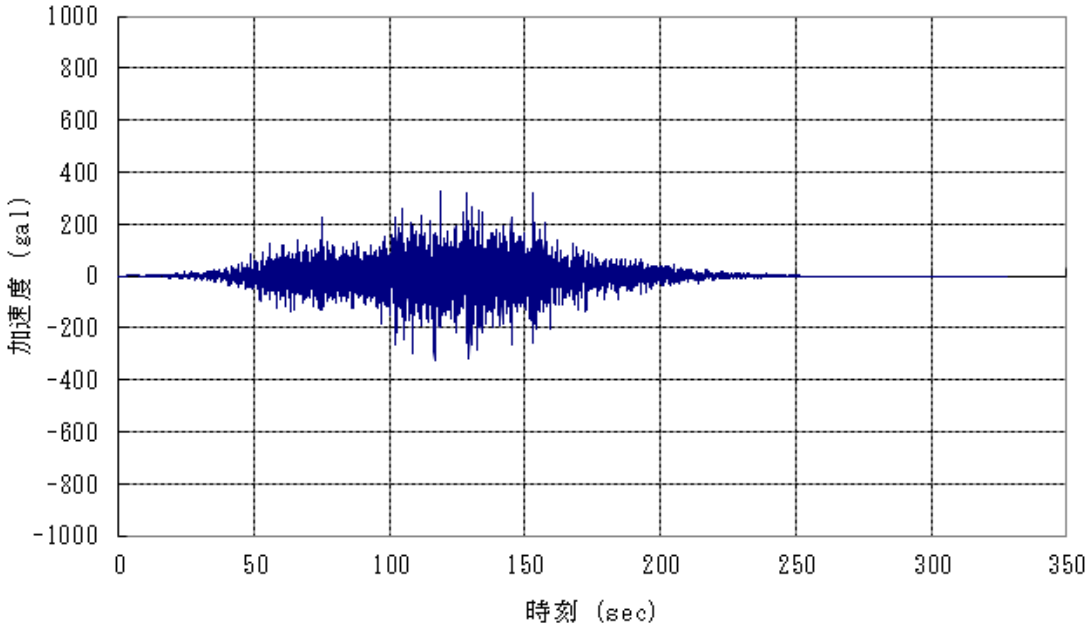


図３－１８（１２）　1/2Ss450①(++)　拡張 NS 断面鉛直方向

1/2Ss450②(++)-NS 拡張 NS 断面 Max：-288.058 gal

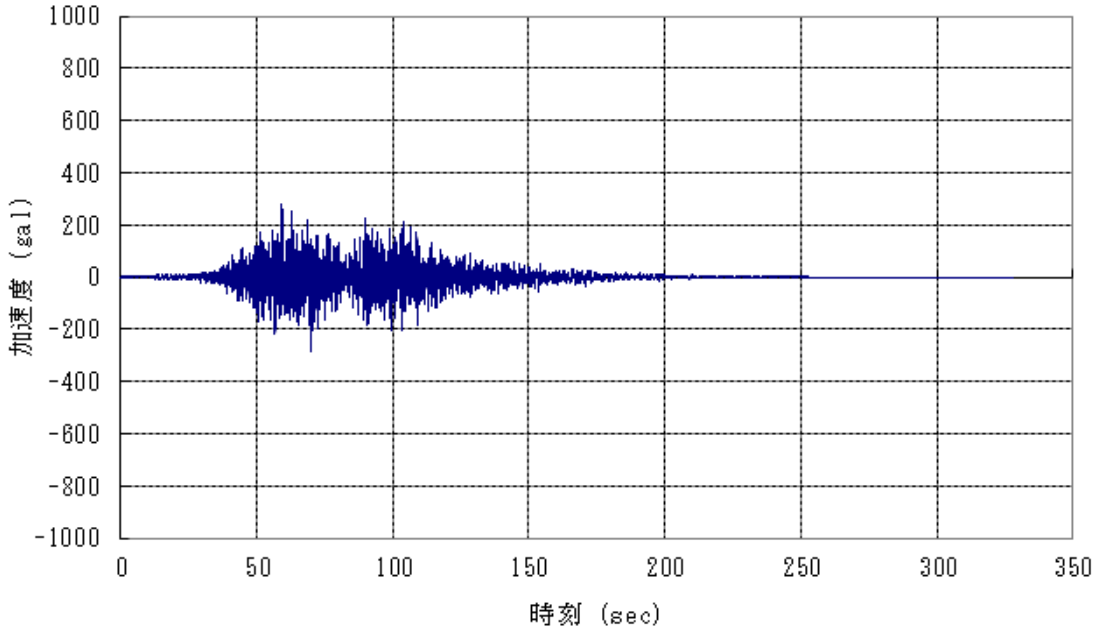


図３－１８（１３）　1/2Ss450②(++)　拡張 NS 断面水平方向

1/2Ss450②(++)-UD 拡張 NS 断面 Max：-268.523 gal

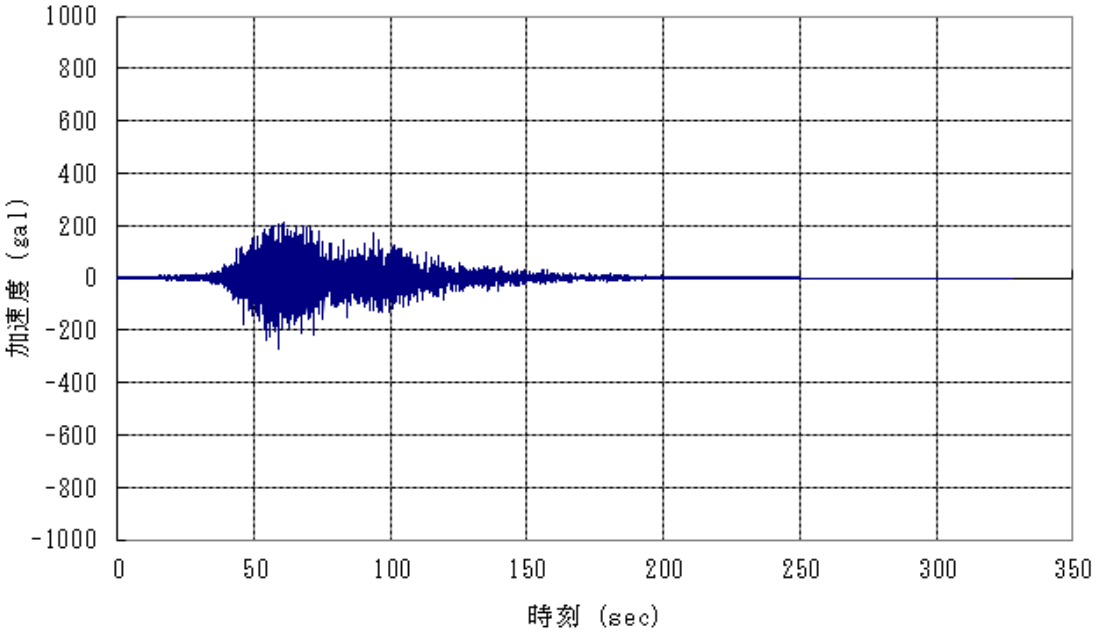


図３－１８（１４）　1/2Ss450②(++)　拡張 NS 断面鉛直方向

1/2Ss450①(++)-H 拡張 EW 断面 Max：-523.358 gal

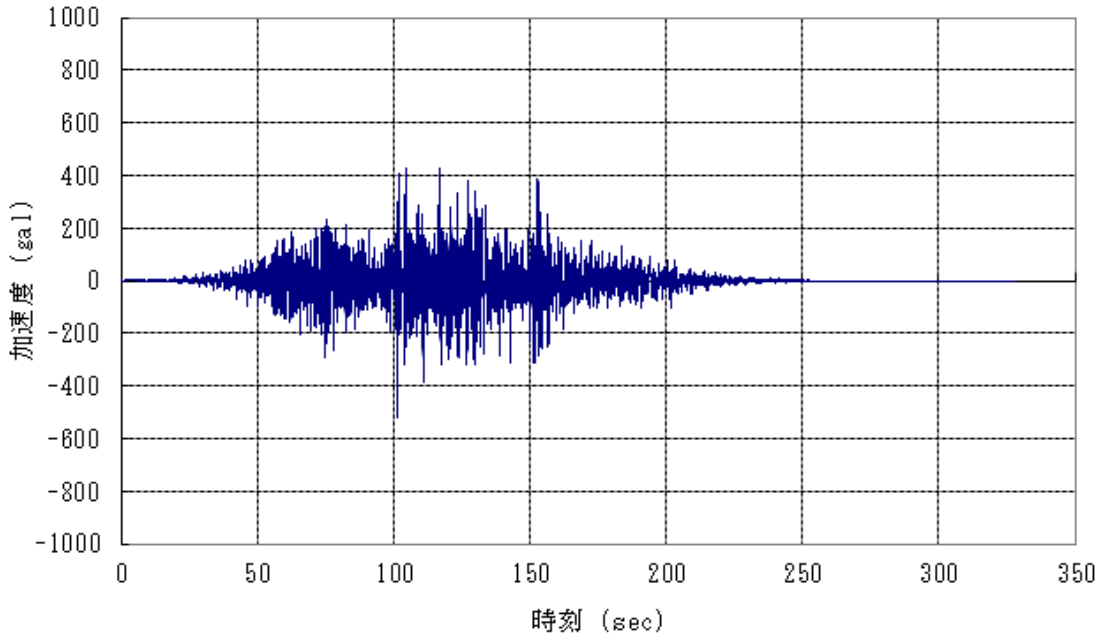


図３－１８（１５）　1/2Ss450①(++)　拡張 EW 断面水平方向

1/2Ss450①(++)-V 拡張 EW 断面 Max：332.023 gal

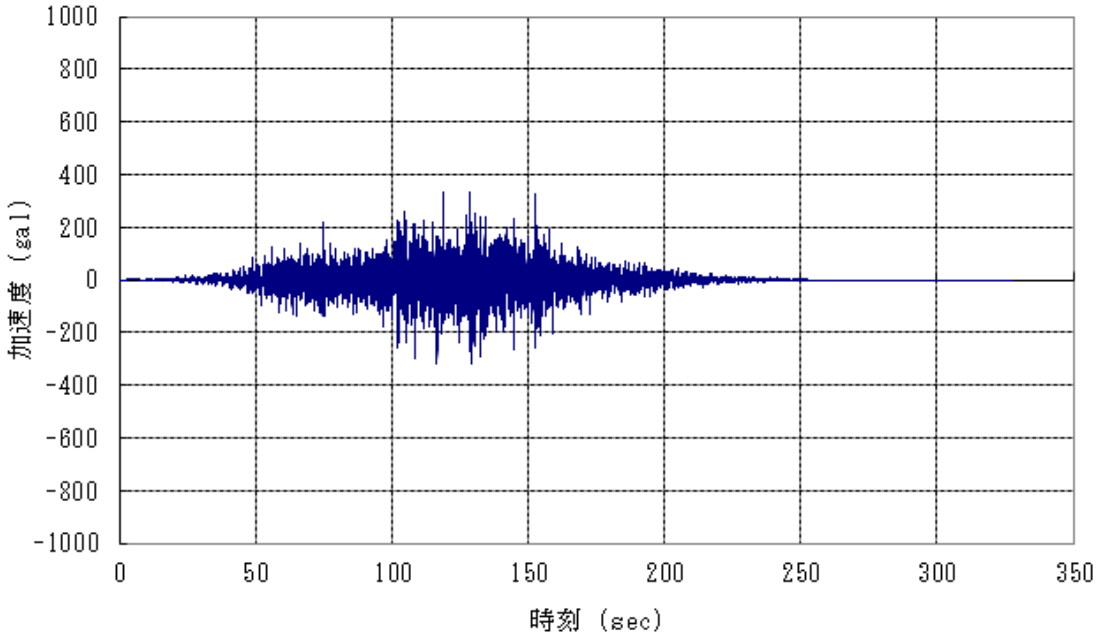


図３－１８（１６）　1/2Ss450①(++)　拡張 EW 断面鉛直方向

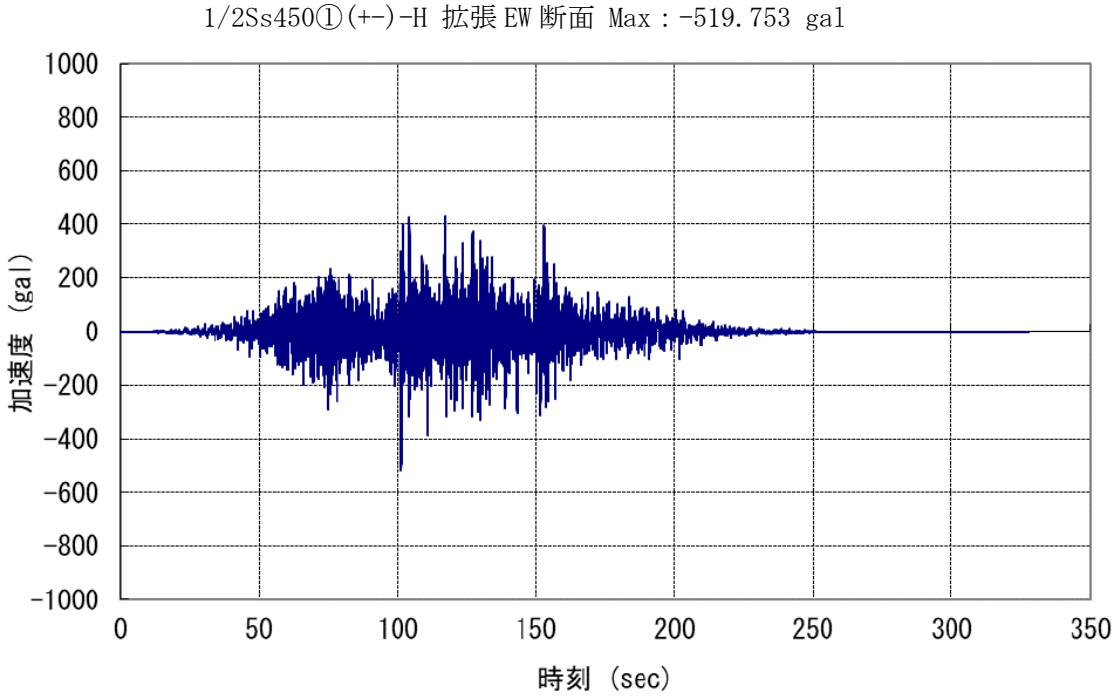


図３－１８（１７）　1/2Ss450①(+-)　拡張 EW 断面水平方向

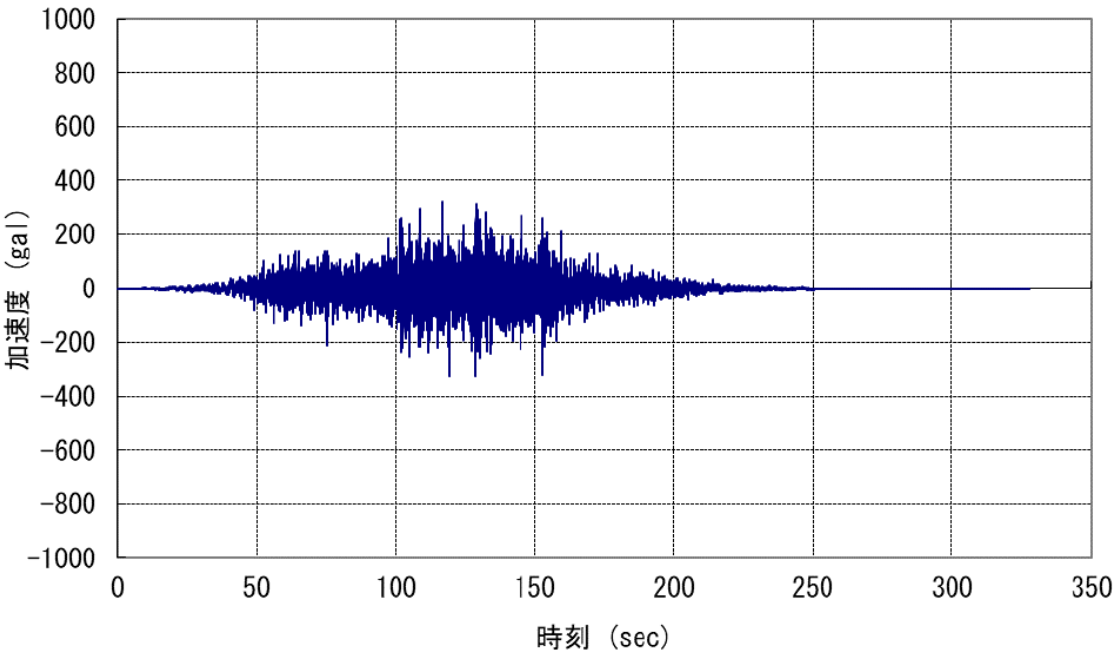


図３－１８（１８）　1/2Ss450①(+-)　拡張 EW 断面鉛直方向

1/2Ss450②(++)-EW 拡張 EW 断面 Max：230.228 gal

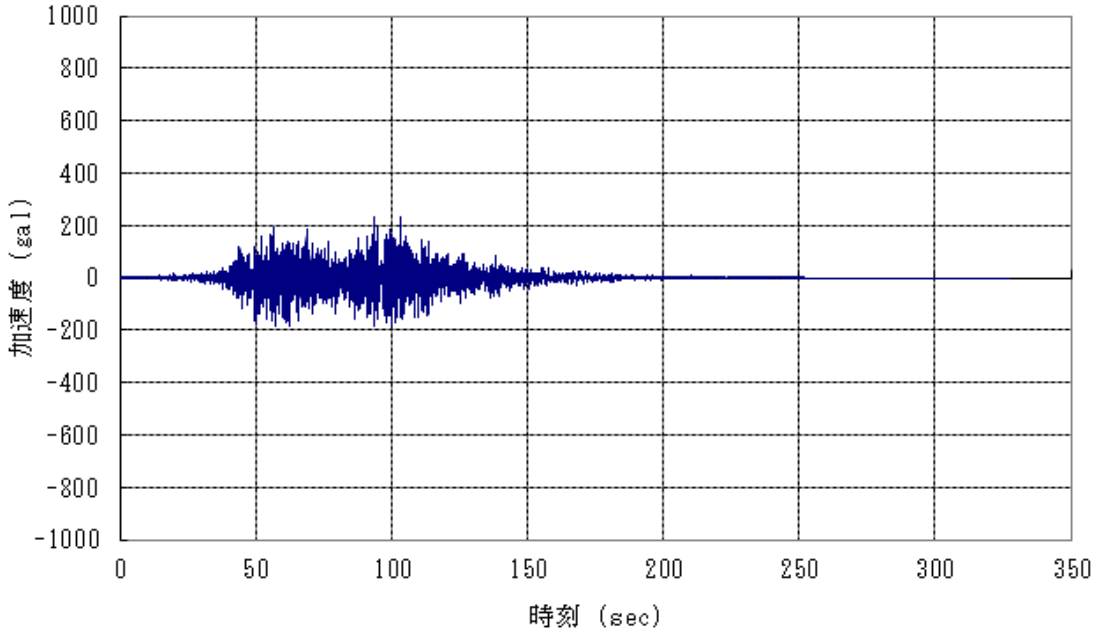


図３－１８（１９）　1/2Ss450②(++)　拡張 EW 断面水平方向

1/2Ss450②(++)-UD 拡張 EW 断面 Max：-245.100 gal

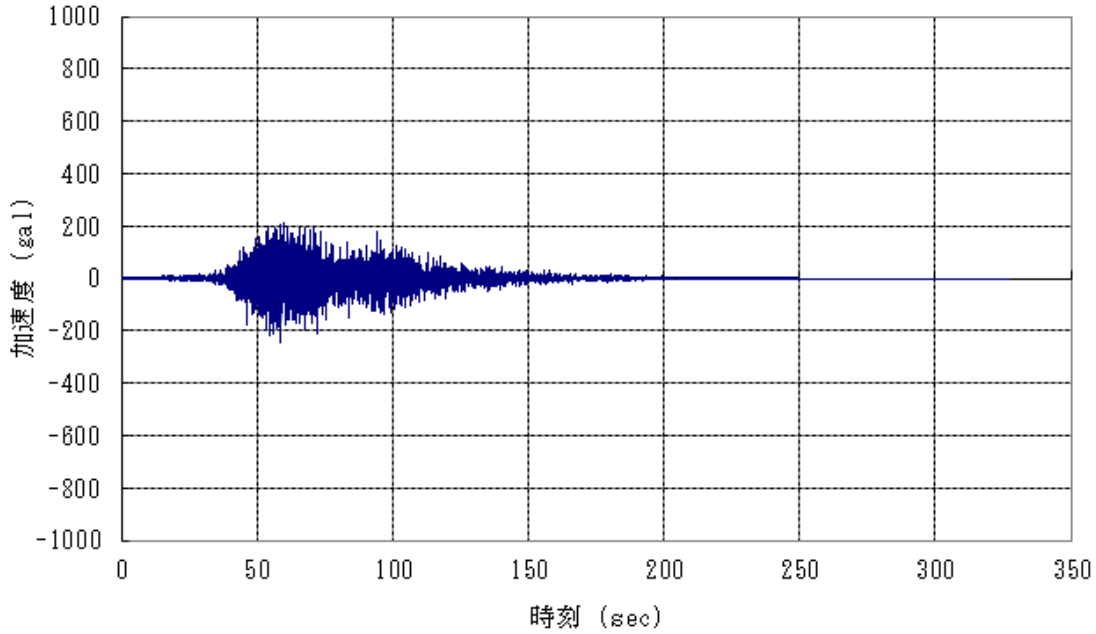


図３－１８（２０）　1/2Ss450②(++)　拡張 EW 断面鉛直方向

③　加速度応答スペクトル

同一の基礎上における地震時の応答の差は十分小さいと考えられることから，基礎上の構造物については基礎中心位置の応答をもって設計用地震力とする。

機器の設計用地震力は，各断面で 1/2Ss450-①の位相の組み合わせごとの床応答スペクトルと，1/2Ss450-②の床応答スペクトルを包絡させた包絡スペクトルを，周期軸方向に±10%拡幅したスペクトルを用いて算定する。

基礎上面中央位置における地震波の加速度応答の包絡スペクトルと，それを周期軸方向に±10%拡幅したスペクトルを図３－１９（１）～（４），図３－２０（１）～（４）に示す。

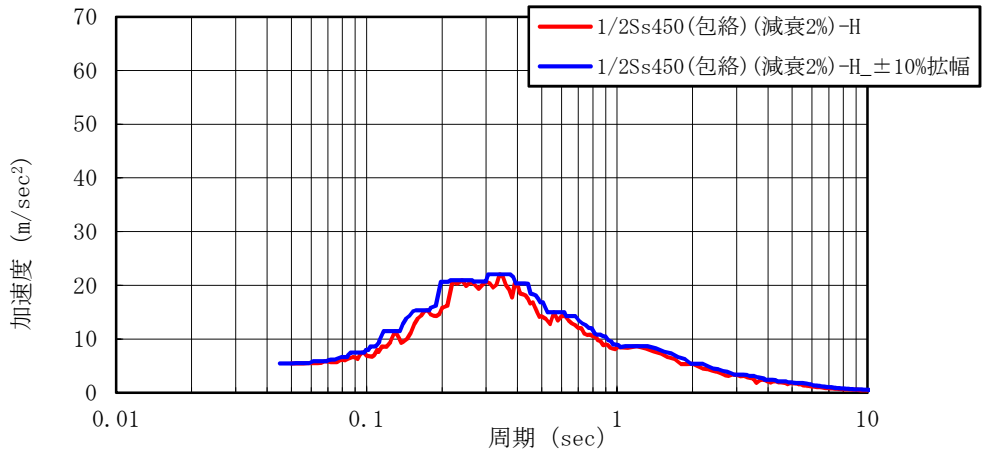


図３－１９（１）　1/2Ss450　既設 NS 断面水平方向(減衰 2%)

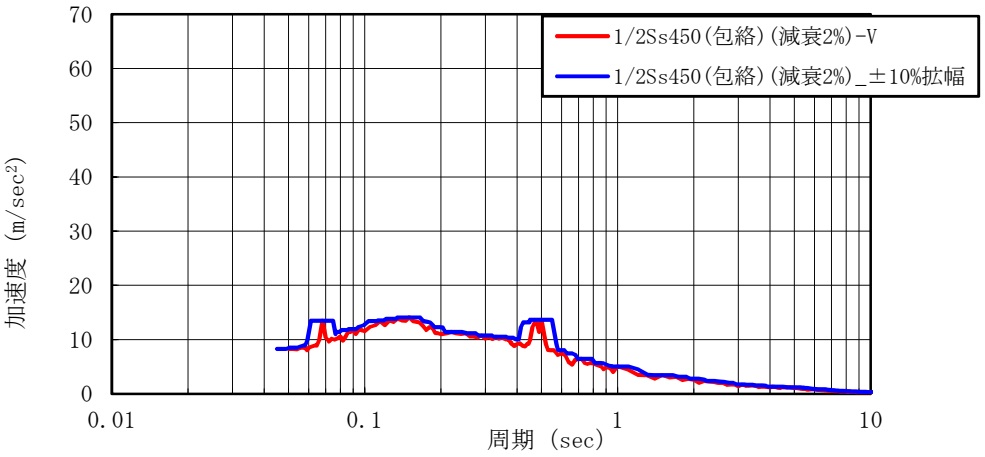


図３－１９（２）　1/2Ss450　既設 NS 断面鉛直方向(減衰 2%)

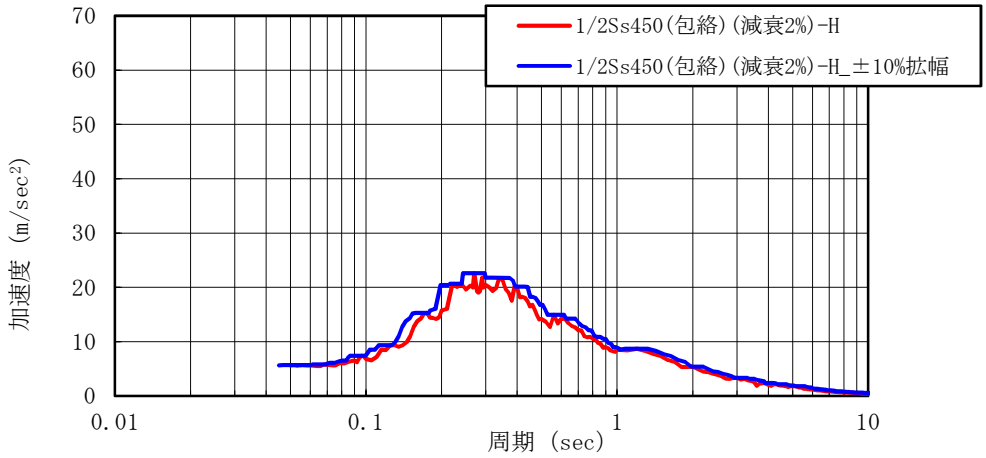


図３－１９（３）　1/2Ss450　既設 EW 断面水平方向(減衰 2%)

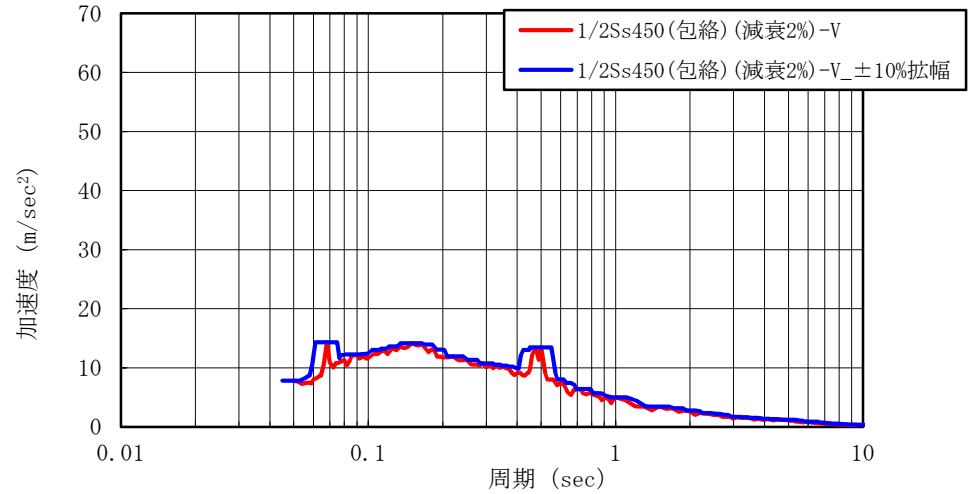


図３－１９（４）　1/2Ss450　既設 EW 断面鉛直方向(減衰 2%)

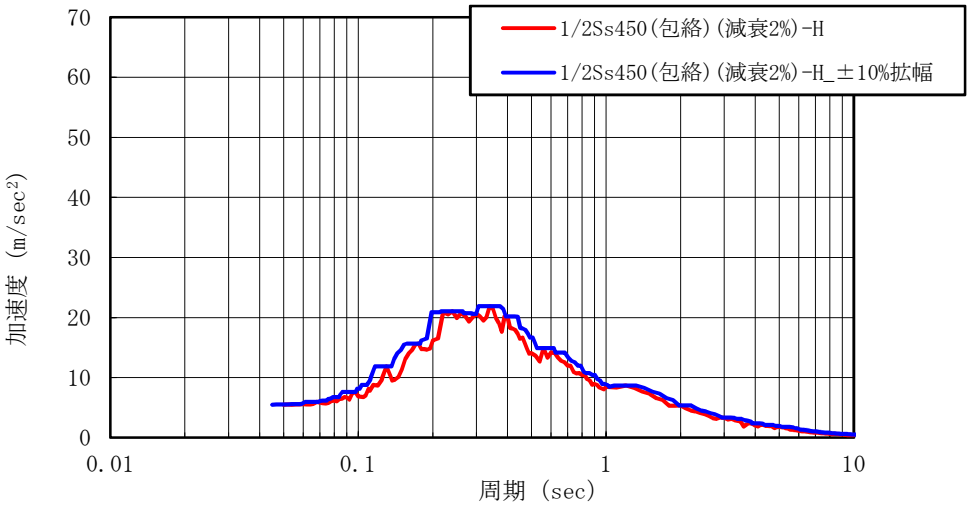


図３－２０（１）　1/2Ss450　拡張 NS 断面水平方向(減衰 2%)

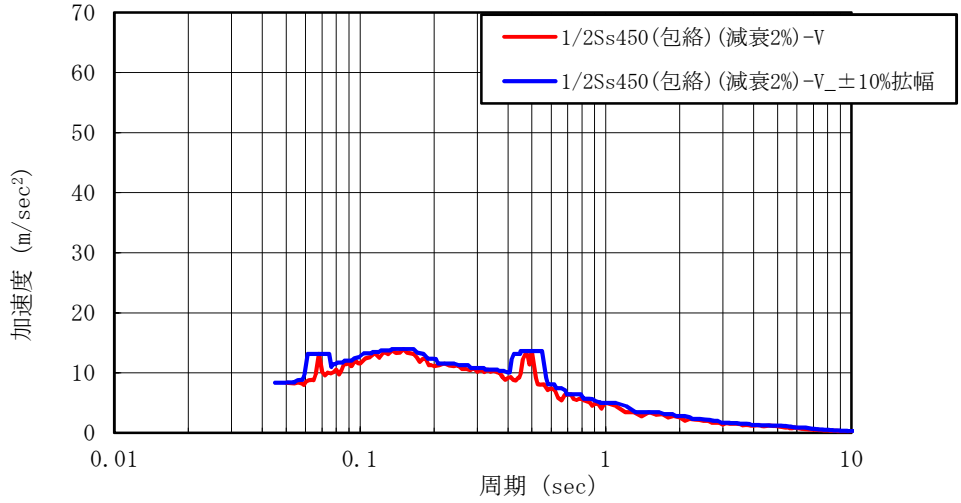


図３－２０（２）　1/2Ss450　拡張 NS 断面鉛直方向(減衰 2%)

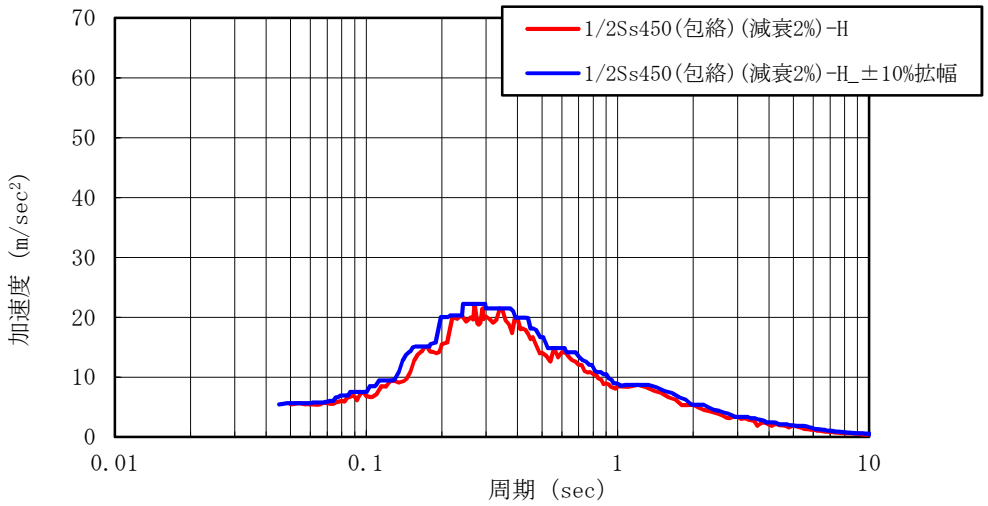


図３－２０（３）　1/2Ss450　拡張 EW 断面水平方向(減衰 2%)

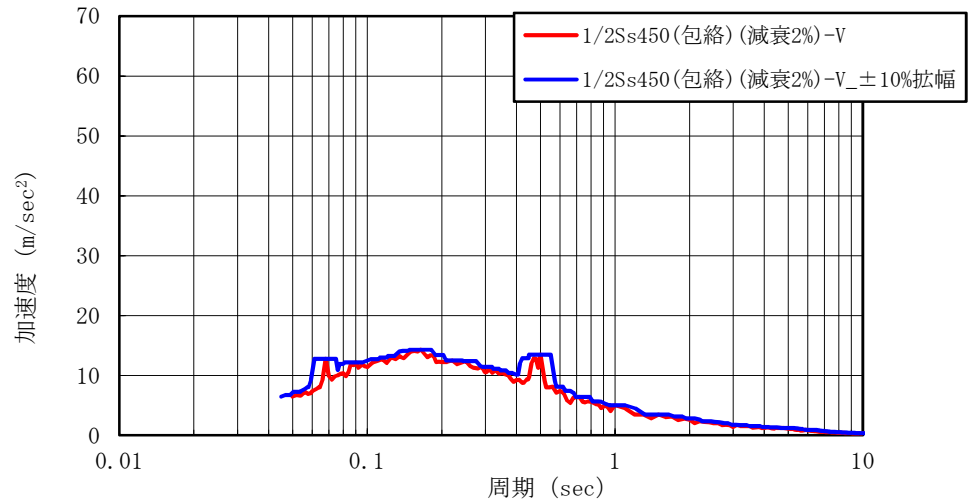


図３－２０（４）　1/2Ss450　拡張 EW 断面鉛直方向(減衰 2%)

参考資料

基礎－地盤の地震応答解析に用いるコード（Super-FLUSH/2D）について

(1) 概要

Super-FLUSH/2D は，主に地盤－構造物連成系の相互作用解析を行う二次元有限要素プログラムである。

(2) 機能

Super-FLUSH/2D は，解析に際して以下の機能を有している。

① 面外方面へのエネルギの逸散を考慮した疑似三次元解析を行うことができる。

② 側方の十分な拡がりを持った成層構造の地盤を表せる。

③ 歪依存による土の非線形特性を考慮できる。

(3) 使用実績

原子力発電環境整備機構の「地層処分施設の耐震性評価」にて用いられている。

4　耐震性

4.1　輸送貯蔵兼用キャスク（S クラス相当，告示地震力）

4.1.1　告示地震力による耐震評価

(1)　評価方針

兼用キャスクは，設置許可基準規則の解釈別記４を考慮し，第６項地震力に対して，その安全機能が損なわれるおそれがないことを確認する。

兼用キャスクの設置方法は既設設備と同一仕様，同一設計として兼用キャスクを支持架台に固縛し，支持架台はコンクリート基礎に固定されるが，Ss900 の地震動に対して地盤の安定性並びに支持架台及びコンクリート基礎の支持力は期待できない。したがって，設置許可基準規則の解釈別記４に関連した兼用キャスクガイドの別表において，兼用キャスクの実際の設置方法は「④基礎等に固定する」が，支持架台及び基礎には固定しないものとして耐震評価上は「③蓋部の金属部への衝突が生じる設置方法」により評価を行う。すなわち，地盤の十分な支持を想定せず基礎等に固定しない，かつ，蓋部の金属部への衝突が生じる方法により設置するため，兼用キャスクの蓋部の金属部への衝突について評価する。衝突評価については，「4.1.2 (3) 兼用キャスクと周辺施設との相互影響（周辺施設の損傷，転倒，落下等による兼用キャスクへの影響を含む。）」において確認する。

兼用キャスクは耐震クラスが S クラス相当であり，除熱・密封・遮蔽・臨界防止機能を有する。

「S クラス相当」とは，「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方」における S クラスと同等の耐震クラスをいう。本キャスクには設置許可基準規則の解釈別記 4 を適用するため本来耐震クラス分類を必要としないが，前述の規定に照らせば S クラスに分類されるため，S クラスと同等の「S クラス相当」とする。

耐震評価は，告示地震力に対して，以降を考慮の上，兼用キャスクの安全機能が維持されることを確認する。

・兼用キャスクの直接支持構造物である支持架台及び間接支持構造物であるコンクリート基礎は， Ss900 に対して支持架台及びコンクリート基礎が一部損壊等により支持機能の健全性を維持できない可能性がある。

・基礎や地盤の健全性が維持できない場合，支持架台下部のコンクリート構造のひび割れやボルト固定部の損傷が生じ，地震力が増加する可能性がある。このため，本評価では告示地震力に対して，兼用キャスクの安全機能が損なわれるおそれがないことを確認する。なお，告示地震力は，水平地震力及び鉛直地震力が同時に不利な方向の組合せで作用するものとする。

・兼用キャスクは，周辺施設の波及的影響によって，その安全機能を損なわないことを確認する。

(2) 主な構成部材と適用基準

1) 主な構成部材

兼用キャスクの耐震設計は，地震時に要求される安全機能を維持するため，キャスク容器，二次蓋，バスケット及びトラニオンについて評価する。

2) 適用基準

兼用キャスクの強度評価については「使用済燃料貯蔵施設規格　金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」を適用する。

(3) 設計震度

設計用地震力は告示地震力を用いる。

表４．１－１に告示地震力における設計震度を示す。なお，設計震度算出における数値の丸め方については，工認に倣い小数点以下第３位を切上げ，小数点以下第２位で表示するものとする。

表４．１－１　告示地震力における設計震度

		水平	鉛直
動的地震力	告示地震力	2.35※	1.64※

※　告示地震力 水平：(2300/980.665) ＝2.345→2.35

鉛直：(1600/980.665) ＝1.631→1.64

(4) 評価条件

1) 荷重の組合せ

告示地震力の評価において，キャスク容器及び二次蓋，バスケット，トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表４．１－２（１）～（３）に示す。

表４．１－２（１）　キャスク容器及び二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 供用状態		圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	熱荷重	地震荷重
Ⅰ＋告示地震力	Ds	○	○	○	—注)	○

注）　密封シール部及び密封蓋締付けボルトの応力評価に当たっては，熱荷重を考慮する。

表４．１－２（２）　バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 供用状態		自重による荷重	熱荷重	地震荷重
Ⅰ＋告示地震力	Ds	○	—注)	○

注）　バスケットプレート間及びバスケットプレートと胴間の嵌合部にはギャップを設けており，熱膨張による拘束が生じないため著しい熱応力は発生しない。また，バスケットには，著しい熱応力が発生するような温度分布が生じないため熱荷重は考慮しない。

表４．１－２（３）　トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象 / 供用状態		自重による荷重	熱荷重 注)	地震荷重
Ⅰ＋告示地震力	Ds	○	○	○

注）　キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

2)　最高使用圧力と温度

最高使用圧力と温度は添付資料－３－１「2.1　乾式キャスクの耐震性　(2)　輸送貯蔵兼用キャスクB　4)　解析条件　②　最高使用圧力と温度」と同一である。

3)　評価部位

評価部位を図４．１－１，２に示す。

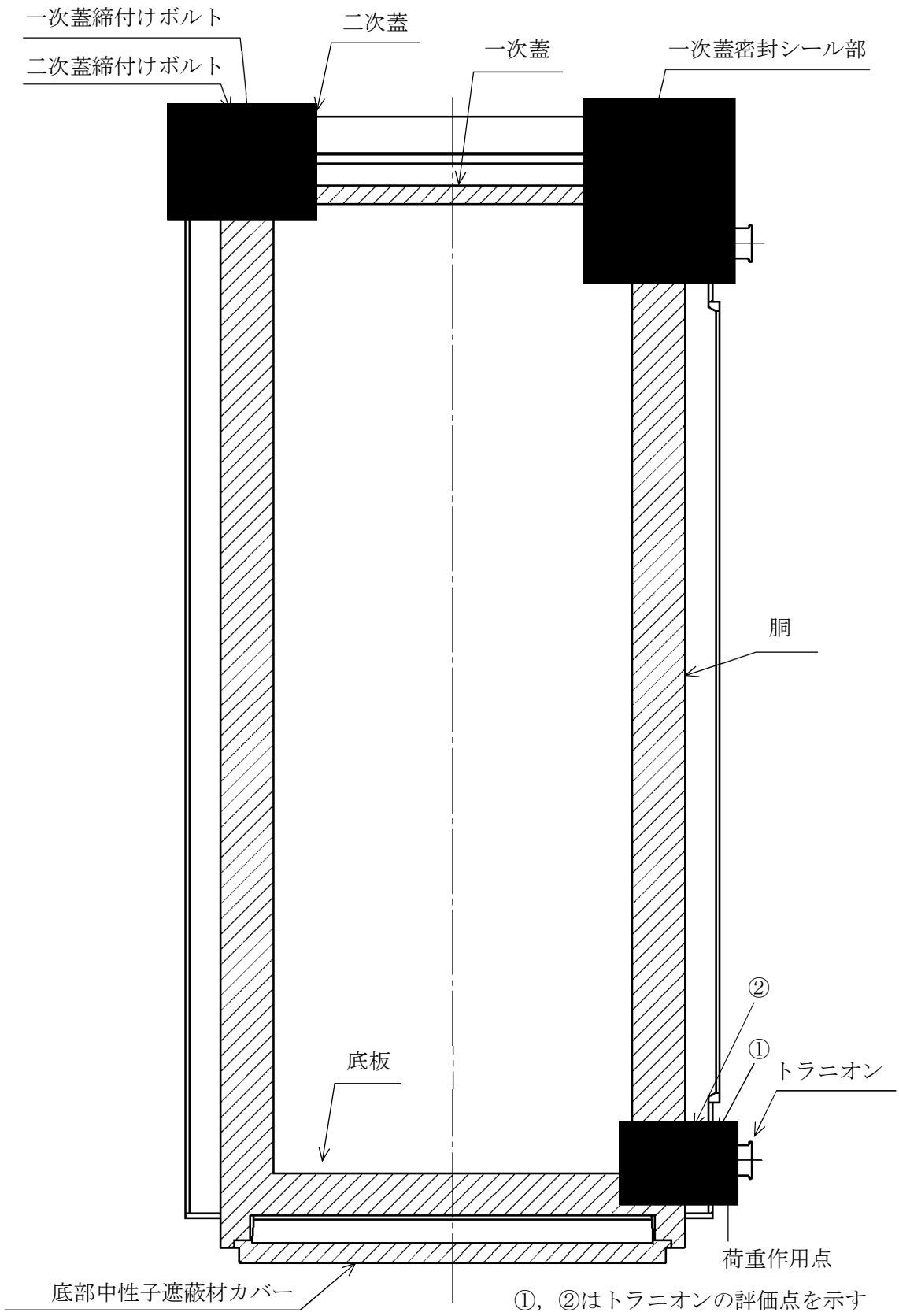
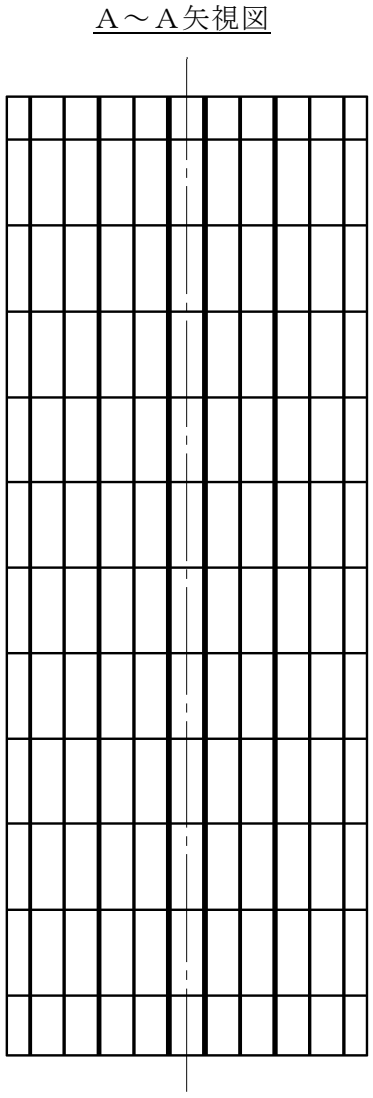
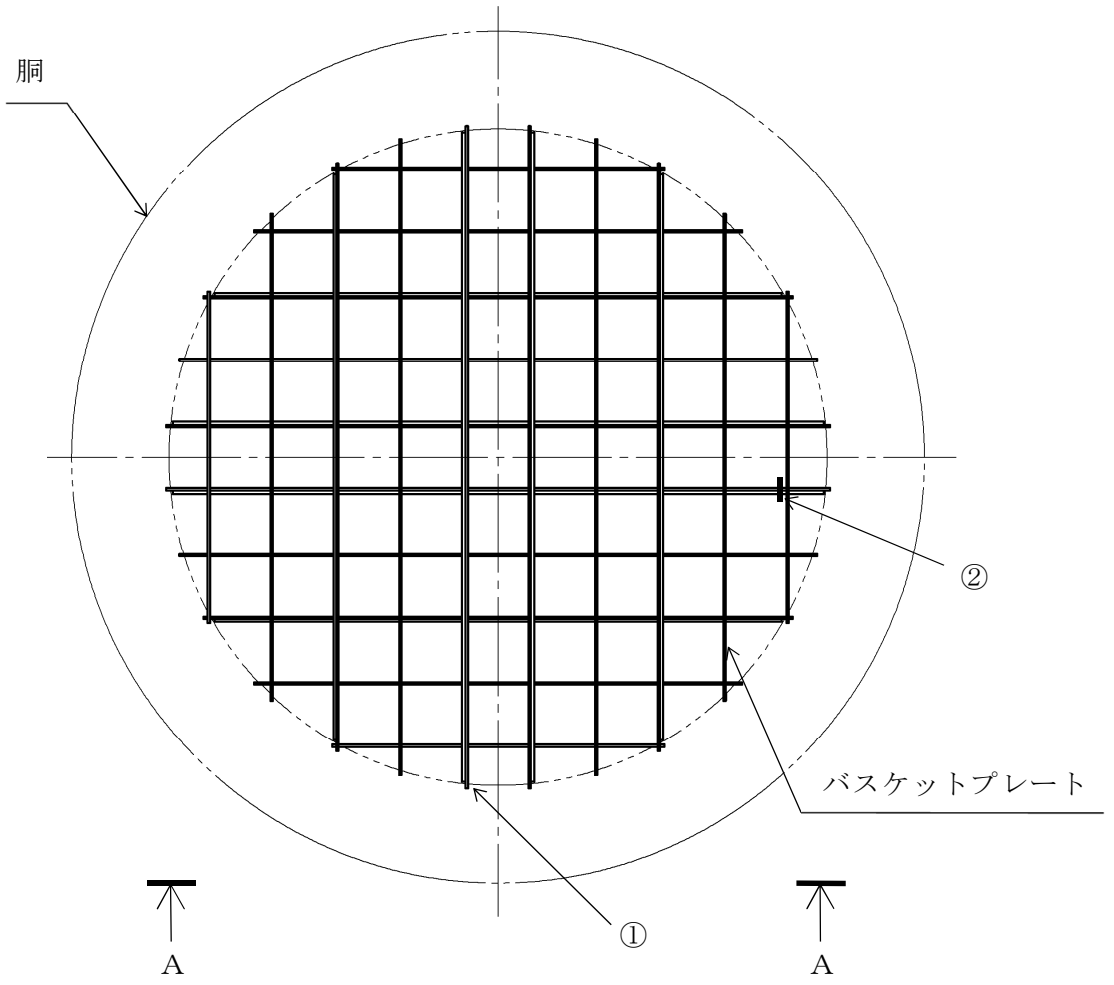


図４．１－１　キャスク容器等の応力評価部位





①，②：応力評価点（面）

図４．１－２　バスケットの応力評価部位

4)　物性値

物性値は添付資料－３－１「2.1　乾式キャスクの耐震性　(2)　輸送貯蔵兼用キャスクＢ　4)　解析条件　④　物性値」と同一である。

(5) 許容応力

各供用状態における許容応力を表４．１－３～表４．１－８に示す。なお，二次蓋は，通常保管時において密封境界を構成する部材ではないが，圧力監視境界としての耐圧機能に加え，一次蓋に加え多重の閉じ込め機能を有する部材として設けられたものであるので，閉じ込め機能にかかわる部位について一次蓋と同様の基準を用いて評価する。

また，本項では下記の記号を使用する。

記号	記号の説明	単位
Sm	設計応力強さ	MPa
Su	設計引張強さ	MPa
Sy	設計降伏点	MPa
ft	許容引張応力	MPa
fs	許容せん断応力	MPa
fc	許容圧縮応力	MPa
fb	許容曲げ応力	MPa
fp	許容支圧応力	MPa
ft*	許容引張応力*1	MPa
fs*	許容せん断応力*1	MPa
fc*	許容圧縮応力*1	MPa
fb*	許容曲げ応力*1	MPa
fp*	許容支圧応力*1	MPa

＊１　バスケットにおいては，fc の値を算出する際に「使用済燃料貯蔵施設規格　金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」MCD-2317(1)a.の(MCD-104)式において，Sy(RT)を 1.2Sy(RT)と読み替えて算出した値

トラニオンにおいては，ft,fs,fc,fb,fp の値を算出する際に「使用済燃料貯蔵施設規格　金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」MCD-3311.1(1)a.の本文中の Sy を 1.2Sy と読み替えて算出した値

表４．１－３　キャスク容器の許容応力値

（単位：MPa）

許容応力区分	応力の種類	密封シール部以外			密封シール部	
		材料		許容値基準	材料	許容値基準
		炭素鋼(GLF1)	炭素鋼(SGV480)		炭素鋼(GLF1)	
供用状態Ｄｓ	一次一般膜応力強さ	251	282	2/3Su	183	Sy
	一次膜＋一次曲げ応力強さ	377	424	Su	183	Sy
	一次＋二次応力強さ*1	366	465	3Sm	183	Sy
	平均せん断応力	150	169	0.4Su	－	－
	平均支圧応力	377	424	Su*2	－	－

＊１　地震力のみによる全振幅について評価する

＊２　支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

表４．１－４　一次蓋締付けボルトの許容応力値

（単位：MPa）

許容応力区分	応力の種類	材料	許容値基準
		低合金鋼(SNB23-3)	
供用状態Ｄｓ	平均引張応力	831	Sy
	平均引張応力＋曲げ応力	831	Sy

表４．１－５　二次蓋の許容応力値

（単位：MPa）

許容応力区分	応力の種類	密封シール部以外		密封シール部*3		
		材料	許容値基準	材料		許容値基準
		炭素鋼(SGV480)		炭素鋼(GLF1)	炭素鋼(SGV480)	
供用状態Ｄｓ	一次一般膜応力強さ	286	2/3Su	183	236	Sy
	一次膜＋一次曲げ応力強さ	429	Su	183	236	Sy
	一次＋二次応力強さ*1	474	3Sm	183	236	Sy
	平均せん断応力	171	0.4Su	－	－	－
	平均支圧応力	429	Su*2	－	－	－

＊１　地震力のみによる全振幅について評価する

＊２　支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

＊３　余裕率の小さい評価結果を二次蓋密封シール部の評価結果として選定

表４．１－６　二次蓋締付けボルトの許容応力値

（単位：MPa）

許容応力区分	応力の種類	材料	許容値基準
		低合金鋼 (SNB23-3)	
供用状態 D_s	平均引張応力	848	Sy
	平均引張応力＋曲げ応力	848	Sy

表４．１－７　バスケットの許容応力値

（単位：MPa）

許容応力区分	応力の種類	材料	許容値基準
		ボロン添加ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	
供用状態 D_s	一次一般膜応力強さ	291	Min(2.4Sm,2/3Su)
	一次一般膜＋一次曲げ応力強さ	437	Min(3.6Sm,Su)
	平均せん断応力	175	1.2Sm
	平均支圧応力	404	2Sy*2
	圧縮応力*1 (評価点①)	184	1.5fc*
		176	1.5fc

＊１　上段は一次応力に対する基準，下段は一次＋二次応力に対する基準

＊２　支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

表４．１－８　トラニオンの許容応力値

（単位：MPa）

許容応力区分	応力の種類		材料 ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	許容値基準
供用状態 D_S	一次応力*1	引張応力	591	1.5ft*
		圧縮応力	590	1.5fc*
		せん断応力	341	1.5fs*
		曲げ応力	591	1.5fb*
		支圧応力	－	1.5fp*
	一次＋二次応力	引張・圧縮応力*2	1182	3ft
		せん断応力*2	682	3fs
		曲げ応力*2	1182	3fb
		支圧応力	－	1.5fp*
		座屈応力	590	1.5fb,1.5fs 又は1.5fc

＊１　応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対する評価は以下による。

①　次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力（σ）とせん断応力（τ）を組み合わせた応力（σ_T）は，引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

②　圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5fc^*} + \frac{{}_c\sigma_b}{1.5fb^*} \leqq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{{}_t\sigma_b - \sigma_c}{1.5ft^*} \leqq 1$$

③　引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は，次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + {}_t\sigma_b}{1.5ft^*} \leqq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{{}_c\sigma_b - \sigma_t}{1.5fb^*} \leqq 1$$

＊２　地震力のみによる全振幅について評価する。

(6) 評価方法

1) 解析手順

解析手順は添付資料－３－１「2.1 乾式キャスクの耐震性 (2) 輸送貯蔵兼用キャスクB 5) 解析 ① 解析手順」と同一であり，キャスク容器，二次蓋，バスケット及びトラニオンの解析を行う。

2) 応力の評価

告示地震力について，水平地震力及び鉛直地震力は同時に不利な方向の組合せで作用させる。

Ａ．キャスク容器及び二次蓋（告示地震力が作用する場合）

ａ．一次応力

一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力計算は，解析コードABAQUSにより行う。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度として次の値を用いる。

$G_1 = C_H \cdot g$

$G_2 = (1 + C_V) \cdot g$

ここで，C_H：水平方向設計震度（＝2.35）

C_V：鉛直方向設計震度（＝1.64）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

水平方向加速度がキャスク容器軸直角方向に作用する場合と，キャスク容器軸方向に作用する場合では各部に生じる応力状態が変わるため，両方の状態を評価する。また，キャスク容器軸方向に作用する場合において，キャスク底部から蓋部方向に作用する場合と蓋部から底部方向に作用する場合でも各部に生じる応力状態が変わるため，両方の状態を評価する。

ｂ．一次＋二次応力

(a) 密封シール部を除く，一次蓋，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー及び二次蓋

応力計算の方法は，a.と同様である。ただし，荷重条件は地震力のみとして計算を行い，振幅を考慮して最大値を2倍して求める。

(b) 密封シール部，一次蓋締付けボルト及び二次蓋締付けボルト

応力計算の方法は，a.と同様である。ただし，荷重条件として熱荷重を含める。

ｃ．平均せん断応力

平均せん断応力は無視できるほど小さい。

ｄ．平均支圧応力

胴側面とバスケット側面との接触部に発生する平均支圧応力（σ_p）は次式で計算する。評価を行う位置は最大の荷重が発生するバスケットプレート対向面で代表する。

なお，二次蓋には平均支圧応力が発生しないため評価を省略する。

$$\sigma_p = \frac{m_G \cdot G_2}{A_2}$$

ここで，G_2＝（１＋C_V）・ｇ

C_V：ａ．と同じ（＝1.64）

ｇ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

m_G：バスケットプレート及び燃料の質量(＝[redacted]kg)

A_2：バスケットプレートの接触面積(＝[redacted]mm^2)

Ｂ．バスケット（告示地震力が作用する場合）

ａ．地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a)　一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部（図４．１－２ ①部）である。

鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力（σ_x）は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで，G_1＝(1＋C_V)・ｇ

C_V:鉛直方向設計震度(＝1.64)

ｇ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

(b)　一次一般膜＋一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部（図４．１－２ ②部）である。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力（σ_y）は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで，G_2＝C_H・ｇ

C_H:水平方向設計震度(＝2.35)

ｇ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力（σ_y）は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_1 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_W}{2}}$$

ここで，G_1:（ａ）と同じ

Ｍ：バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント(N･mm/mm)

Ｚ：バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(＝[redacted]mm^3/mm)

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(＝[redacted]kg)

lp:バスケットプレートの内のり(＝[redacted]mm)

lw:バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(＝[redacted]mm)

ただし，バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり，実際の荷重負荷面の長さを lw/2 とする。

鉛直方向加速度によりバスケットプレート格子端部（図４．１－２ ②部）に発生する平均せん断応力(τ_{xy})は，次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで，G_1:（ａ）と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(＝[redacted]kg)

A_1：バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部（図４．１－２ ②部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力(σ_S)は次式で計算する。

$$\sigma_S = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで，G_1:（ａ）と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(＝[redacted]kg)

A_1：バスケットプレートの断面積(＝[redacted] m^2)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部（図４．１－２ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力(σ_P)は次式で計算する。

$$\sigma_P = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで，G_1:（ａ）と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部（図４．１－２ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力(σ_C)は次式で計算する。

$$\sigma_C = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで，G_1:（ａ）と同じ

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

ｂ．地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a)　一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部（図４．１－２ ①部）である。

鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_x)は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで，G_1＝(1＋C_V)・ｇ

C_V:鉛直方向設計震度(＝1.64)

ｇ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

m_A:使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_z)は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_W \cdot G_3$$

ここで，G_3＝C_H・ｇ

C_H:水平方向設計震度(＝2.35)

ｇ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

ρ:バスケットプレートの密度(＝[redacted]kg/mm^3)

l_W:バスケットプレートの全長(＝[redacted]mm)

(b)　一次一般膜＋一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部（図４．１－２ ②部）である。

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力(σ_y)は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_1 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_W}{2}}$$

ここで，G_1:（ａ）と同じ

Ｍ：バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント
(N･mm/mm)

Ｚ：バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(＝[redacted]mm^3/mm)

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(＝[redacted]kg)

lp:バスケットプレートの内のり(＝[redacted]mm)

lw:バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(＝[redacted]mm)

ただし，バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり，実際の荷重負荷面の長さを lw/2 とする。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_z)は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_W \cdot G_3$$

ここで，　G_3：（ａ）と同じ

C_H:水平方向設計震度(＝2.35)

ρ:バスケットプレートの密度(＝[redacted]kg/mm^3)

l_W:バスケットプレートの全長(＝[redacted]mm)

鉛直方向加速度により発生するバスケットプレート格子端部(図４．１－２　②部)に発生する平均せん断応力(τ_{xy})は次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG_1:（ａ）と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted]mm^2)

(c)　平均せん断応力

バスケットプレート格子端部（図４．１－２　②部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力(σ_S)は次式で計算する。

$$\sigma_S = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG_1:（ａ）と同じ

m_B：使用済燃料，伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(＝[redacted]kg)

A_1:バスケットプレートの断面積(＝[redacted] m^2)

(d)　平均支圧応力

バスケットプレート端部（図４．１－２ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力（σ_P）は次式で計算する。

$$\sigma_P = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここでG_1：（ａ）と同じ

m_A：使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量（＝[redacted]kg）

A_1：バスケットプレートの断面積（＝[redacted] m^2）

(e)　圧縮応力

バスケットプレート端部（図４．１－２ ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力（σ_C）は次式で計算する。

$$\sigma_C = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここでG_1：（ａ）と同じ

m_A：使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量（＝[redacted]kg）

A_1：バスケットプレートの断面積（＝[redacted]mm^2）

C．トラニオン（告示地震力が作用する場合）

a．地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ．せん断応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点①である。

鉛直方向加速度により発生するせん断応力（τ）は，次式で計算する。

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_2}{4}$$

ここで，$G_2 = (1 + C_V) \cdot g$

C_V：鉛直方向設計震度（＝1.64）

g ：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

F_m：地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

m_2：保管時における金属キャスクの質量（＝118300kg）

A ：評価点①の断面積（＝[redacted]mm^2）

ロ．曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点②である。

鉛直方向加速度により発生する曲げ応力（σ_b）は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで，F_m：イ．と同じ

Z ：評価点②の断面係数（＝[redacted]mm^3）

L ：評価点②と荷重作用位置との距離（＝[redacted]mm）

ハ．圧縮応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度により発生する圧縮応力（σ_c）は，次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_1}{4}$$

ここで，$G_1 = C_H \cdot g$

C_H：水平方向設計震度（＝2.35）

g ：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

F_m：地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)
m_2：保管時における金属キャスクの質量(＝118300kg)
Ａ　：評価点①の断面積(＝[redacted]mm^2)

ニ．組合せ応力

Ⅰ．せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力(τ)と曲げ応力(σ_b)との組合せ応力(σ_T)は，次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b{}^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで，τ：イ．と同じ

σ_b:ロ．と同じ

ただし，Ｚ：評価点①の断面係数(＝[redacted]mm^3)

Ｌ：評価点①と荷重作用位置との距離(＝[redacted]mm)

ホ．引張応力

引張応力は無視できるほど小さい。

(b)　一次＋二次応力

イ．せん断応力

地震力によるせん断応力(τ)の全振幅は，(a) イ．で求めたせん断応力(τ)の２倍とする。

ロ．曲げ応力

地震力による曲げ応力(σ_b)の全振幅は，(a)　ロ．で求めた曲げ応力(σ_b)の２倍とする。

ハ．圧縮応力

地震力による圧縮応力(σ_c)は左右方向荷重により作用し，左右方向が反転した場合，対向する別のトラニオンで荷重を受ける。地震力による圧縮応力(σ_c)の最大値は，(a) ハ．で求めた圧縮応力(σ_c)と同様である。

ニ．引張応力

引張応力は無視できるほど小さい。

b．地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ．せん断応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生するせん断応力（τ）は，次式で計算する。

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2\sqrt{4G_1^2 + G_2^2}}{4}$$

ここで，$G_1 = C_H \cdot g$

$G_2 = (1 + C_V) \cdot g$

C_H：水平方向設計震度（＝2.35）

C_V：鉛直方向設計震度（＝1.64）

g ：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

F_m：地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

m_2：保管時における金属キャスクの質量（＝118300kg）

A：評価点①の断面積（＝[redacted] m^2）

ロ．曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点②である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力（σ_b）は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで，F_m：イ．と同じ

Z ：評価点②の断面係数（＝[redacted] mm^3）

L ：評価点②と荷重作用位置との距離（＝[redacted] mm）

ハ．組合せ応力

Ⅰ．せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図４．１－１に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力（τ）と曲げ応力（σ_b）との組合せ応力（σ_T）は次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{{\sigma_b}^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで，τ ：イ．と同じ

σ_b：ロ．と同じ

ただし，Ｚ：評価点①の断面係数（＝[redacted]mm^3）

Ｌ：評価点①と荷重作用位置との距離（＝[redacted]mm）

ニ．圧縮応力及び引張応力

圧縮応力及び引張応力は無視できるほど小さい。

(b) 一次＋二次応力

イ．せん断応力

地震力によるせん断応力（τ）の全振幅は，(a)イ．で求めたせん断力（τ）の 2 倍とする。

ロ．曲げ応力

地震力による曲げ応力（σ_b）の全振幅は，(a)ロ．で求めた曲げ応力（σ_b）の２倍とする。

ハ．圧縮応力及び引張応力

圧縮応力及び引張応力は無視できるほど小さい。

3) 水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響検討

水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せが，既設評価と同様の水平１方向及び鉛直方向地震力の組合せによる耐震評価結果に与える影響を検討する。

水平２方向の地震力が各方向 1：1 で入力された場合の最大値は，地震力のベクトル合成より$\sqrt{2}$倍となるため，この値を丸めた 1.5 以上の裕度があるか確認する。

(8) 評価結果

応力計算結果を表４．１－９～表４．１－１２に示す。いずれの部位も許容応力を満足し，告示地震力に対する耐震強度を有する。

なお，バスケットとトラニオンの応力計算結果は，「地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合」と「地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合」のうち，より応力が大きい値を記載している。

水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認として，いずれの部位も許容応力に対する計算値の裕度が 1.5 より大きいため，水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せが従来の耐震評価結果に影響を与えないことを確認した。

表４．１－９（１）　キャスク容器の計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部　　位	材　料	地震動	許容応力区分	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜＋一次曲げ応力強さ		余裕率	一次＋二次応力強さ		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋	炭素鋼	告示地震力	供用状態Ｄｓ	5	251	50.2	18	377	20.9	51	366	7.1
胴				3	251	83.6	25	377	15.0	58	366	6.3
底板				5	251	50.2	12	377	31.4	31	366	11.8
底部中性子遮蔽材カバー				7	282	40.2	48	424	8.8	44	465	10.5
一次蓋密封シール部				－	－	－	17	183	10.7	61	183	3.0

表４．１－９（２）　キャスク容器の計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部　　位	材　料	地震動	許容応力区分	平均支圧応力		余裕率
				計算値	許容応力	
胴	炭素鋼	告示地震力	供用状態Ｄｓ	4	377	94.2

表４．１－９（３）　キャスク容器の計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部位	材料	地震動	許容応力区分	平均引張応力		余裕率	平均引張応力＋曲げ応力		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋締付けボルト	低合金鋼	告示地震力	供用状態 D_s	247	831	3.3	373	831	2.2

表４．１－１０（１）　二次蓋の計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部位	材料	地震動	許容応力区分	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜＋一次曲げ応力強さ		余裕率	一次＋二次応力強さ		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋	炭素鋼	告示地震力	供用状態 D_s	2	286	143.0	30	429	14.3	63	474	7.5
二次蓋密封シール部				－	－	－	18	183	10.1	37	183	4.9

表４．１－１０（２）　二次蓋の計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部位	材料	地震動	許容応力区分	平均引張応力		余裕率	平均引張応力＋曲げ応力		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋締付けボルト	低合金鋼	告示地震力	供用状態 D_s	252	848	3.3	291	848	2.9

表４．１－１１（１）　バスケットの計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部　位	材　料	地震動	許容応力区分	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次一般膜＋一次曲げ応力強さ		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力	
バスケットプレート	ボロン添加ステンレス鋼板	告示地震力	供用状態Ｄｓ	4	291	72.7	14	437	31.2

表４．１－１１（２）　バスケットの計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部　位	材　料	地震動	許容応力区分	平均せん断応力		余裕率	平均支圧応力		余裕率	圧縮応力		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
バスケットプレート	ボロン添加ステンレス鋼板	告示地震力	供用状態Ｄｓ	1	175	175.0	4	404	101.0	4	176	44.0

表４．１－１２（１）　トラニオンの計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部　位	材　料	地震動	許容応力区分	一次応力											
				せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率	圧縮応力		余裕率	垂直応力とせん断応力の組合せ		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	ステンレス鋼	告示地震力	供用状態 D_s	104	341	3.2	202	591	2.9	90	590	6.5	238	591	2.4

表４．１－１２（２）　トラニオンの計算結果（告示地震力）

（単位：MPa）

部　位	材　料	地震動	許容応力区分	一次＋二次応力								
				せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率	圧縮応力		余裕率
				計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	ステンレス鋼	告示地震力	供用状態 D_s	207	682	3.2	403	1182	2.9	90	590	6.5

4.1.2　波及的影響評価

設置許可基準規則の解釈別記4に関連した「原子力発電所施設内での輸送・貯蔵兼用乾式キャスクによる使用済燃料の貯蔵に関する審査ガイド」（以下，「兼用キャスクガイド」という。）に規定される「地盤の十分な支持を想定しない」場合かつ「基礎等に固定しない」場合を設計方針として，以下に示す事象について，兼用キャスクの安全機能への影響がないことを確認する。

評価にあたっては，当該設備の地盤状況や兼用キャスクの設置状況なども踏まえ，地震時に現実的に起こり得るものとして事象を抽出する。

以下の事象のうち，蓋部の金属部への衝突が生じうる事象は，兼用キャスク同士の衝突事象及びクレーンの転倒事象である。兼用キャスク同士の衝突性評価については，移動距離の評価によって衝突が生じないことを示し，クレーンの転倒評価では兼用キャスクに衝突荷重を作用させて安全機能への影響がないことを確認する。

(1)　設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響

(2)　兼用キャスク間の相互影響

1)　兼用キャスク同士の衝突性評価

(3)　兼用キャスクと周辺施設との相互影響（周辺施設の損傷，転倒，落下等による兼用キャスクへの影響を含む。）

1)　兼用キャスクの落下評価（支持架台の機能喪失時）

2)　兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価

3)　コンクリートモジュールの落下・転倒評価

4)　兼用キャスクの埋没による除熱評価

5)　クレーンの転倒評価

6)　各評価事象の評価結果（まとめ）

(1)　設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響

図４．１－３に示す構内配置図より，キャスク仮保管設備及び兼用キャスクに対して波及的影響を及ぼすおそれがないことを確認する。

キャスク仮保管設備の周辺に隣接する施設がないため，評価対象はない。

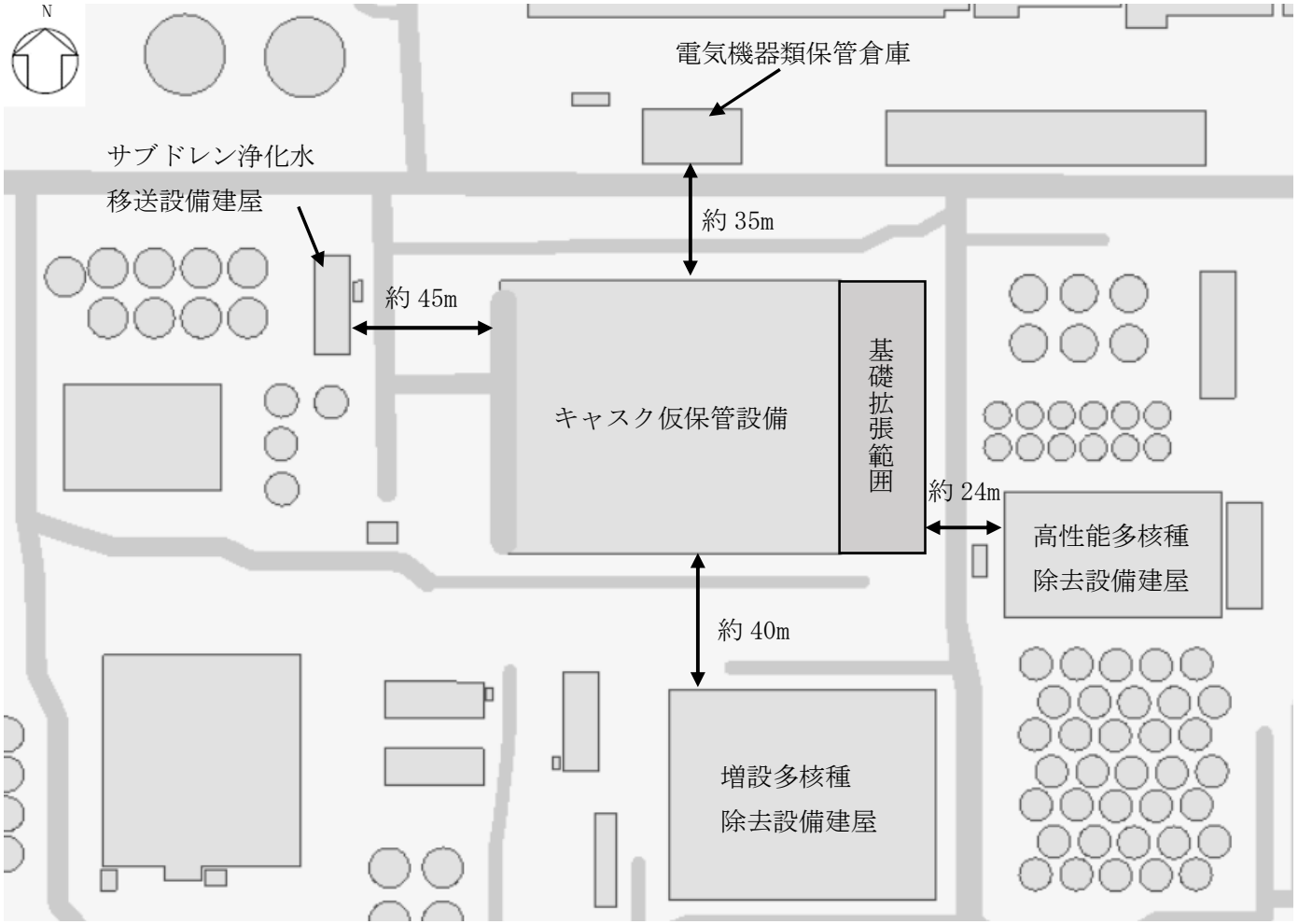


図４．１－３　キャスク仮保管設備周辺施設

(2) 兼用キャスク間の相互影響

1) 兼用キャスク同士の衝突性評価

A．評価方針

支持架台，コンクリートモジュールの天板及び側板並びにコンクリート基礎版はSs900に対して即座かつ完全に損壊することは考えにくく，例え損壊したとしてもコンクリートガレキや鉄筋は物理的に存在し，これら残存物は地震による兼用キャスクの並進運動を阻害する方向に作用する。

支持架台やコンクリートモジュール，コンクリート基礎の損傷具合，運動阻害の程度を定量的に評価することは困難なため保守的に支持架台，コンクリートモジュール，コンクリート基礎などによる減速効果を完全に無視し，水平面に置かれた円筒形の剛体がコンクリート床板上を告示速度で並進運動する場合を評価する。

ただし，地震動の加速度時刻歴挙動において，鉛直上向き加速度と下向き加速度の割合は同程度であり時間平均すると0に近づくと考えられるため，鉛直方向加速度は考慮しない。

さらに，地震が発生した場合，敷地全体がある同一方向に動き，兼用キャスク全体も同一方向に動く。しかしながら，現実的にはありえない兼用キャスク同士が同時かつ互いに近接する方向に運動するとし，エネルギー保存則を用いて算出されたコンクリート床板との摩擦を考慮した移動距離により兼用キャスク同士の衝突性を評価する。

B．評価方法

ⅰ．移動距離の算出

兼用キャスクは床面からの摩擦力以外の影響を受けず，コンクリート床板上を一定の摩擦力を受けて水平移動した際の移動距離を算出する。

兼用キャスクの運動エネルギーEは次式で表される。

$E = m \cdot V_0^2 / 2$

ここで，V_0：初速（m/s）

m：兼用キャスクの質量（＝118300kg）

摩擦力により消費されるエネルギーEfは次式で表される。

$Ef = \mu \cdot N \cdot L = \mu \cdot m \cdot g \cdot L$

ここで，μ：摩擦係数（-）

N：垂直抗力（N）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

L：移動距離（m）

運動エネルギーが摩擦力により消費されるとき，E＝Ef となるため，移動距離 L は次式で算出する。

$L = V_0^2 / (2 \cdot \mu \cdot g)$

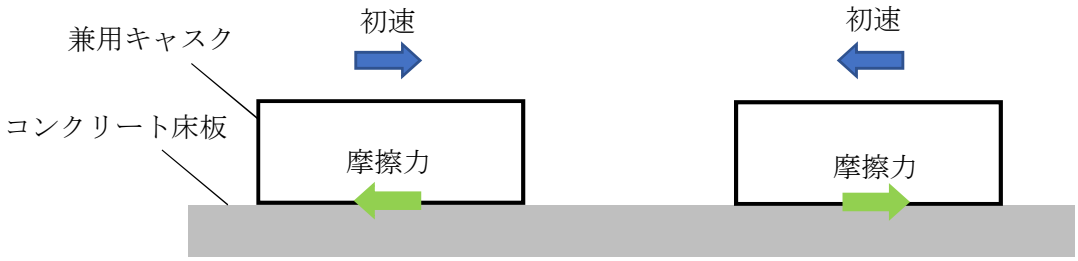


図４．１－４　兼用キャスク移動距離の評価モデル

ⅱ．初速

初速の最大値は告示速度の水平方向速度 2.0m/s を最大とし，0.5m/s，1.0m/s，1.5m/s のケースについても評価する。

ⅲ．摩擦係数

表４．１－１３に記載する鋼材とコンクリートの摩擦係数を適用する。

表４．１－１３　摩擦係数と鉛直震度の組合せ※1

CASE	摩擦面	摩擦係数	備考
1	鋼材とコンクリート	0.40	鋼構造設計規準（日本建築学会）
2	鋼材とコンクリート	0.25	電中研報告書「使用済燃料キャスク貯蔵技術の確立-地震時のキャスク転倒評価-」（研究報告：U92037）コンクリート及び鋼材表面の塗装条件を様々に変化させた試験結果のうち最も不利な摩擦係数。※2

※１　「実施計画 2.11 添付資料－４－２ 別添－６ 3 号機原子炉建屋 遮へい体設置における滑動対策について　表３．１－２ 摩擦係数と鉛直震度の組合せ」を引用。

※２　電中研報告書では，キャスク底面と床面との摩擦特性を確認するため，床面の材質や塗装条件をパラメータとして摩擦試験を実施し，キャスク底面と床面間の動摩擦係数と面圧や滑り速度等の関係を表す実験式を算出。この結果から保守的に小さい値として摩擦係数 0.25 を設定。

C．判定基準

兼用キャスク同士の衝突有無を確認するため，相互の兼用キャスク間距離で短い距離を用いて判定基準を 1.39m（＝2.78／2）とする。

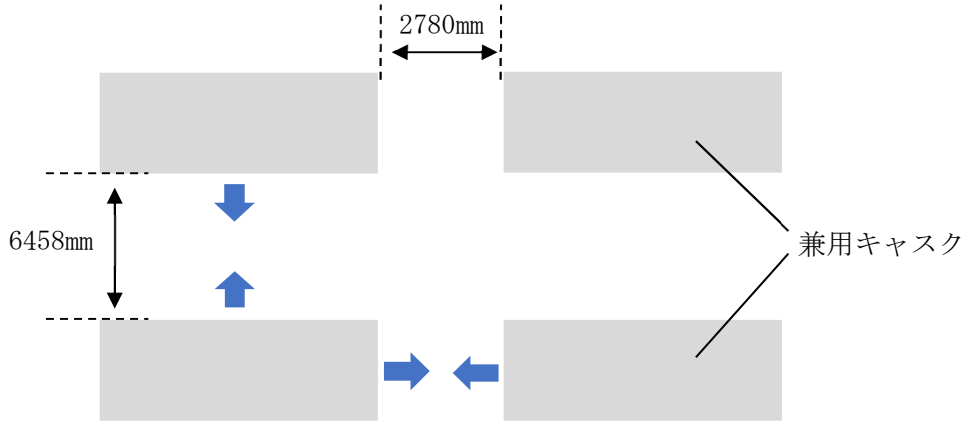


図４．１－５　真上から見た兼用キャスクの配置図

D．評価結果

表４．１－１３に記載の摩擦係数のうち最小値 0.25 及び告示速度 2.0m/s としても判定基準を満足する。したがって，兼用キャスク同士の衝突は生じないため，兼用キャスクの安全機能への影響はない。

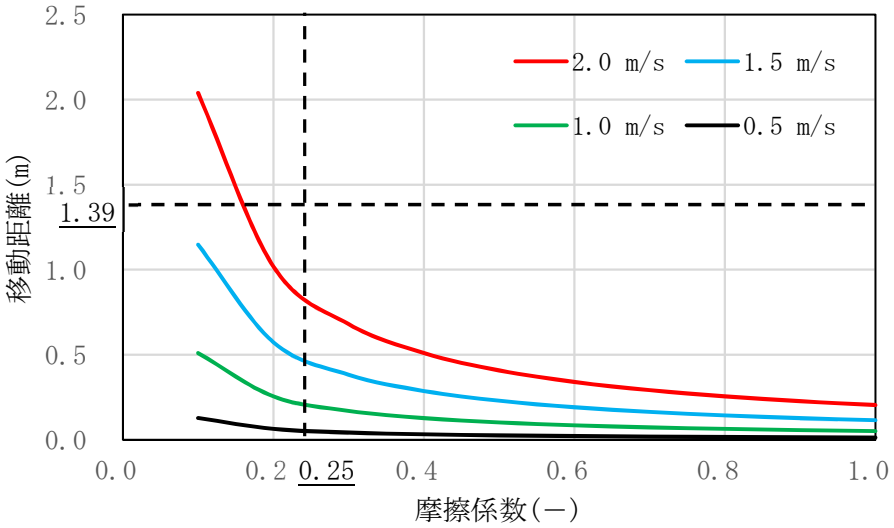


図４．１－６　兼用キャスク同士の衝突性評価結果

(3)　兼用キャスクと周辺施設との相互影響（周辺施設の損傷，転倒，落下等による兼用キャスクへの影響を含む。）

1)　兼用キャスクの落下評価（支持架台の支持機能喪失時）

Ss900 に対して支持架台は即座かつ完全に支持機能を失うことは考えにくく，また支持架台が損傷したとしても支持架台のコンクリート塊や鉄筋は物理的に存在する。

ただし，支持架台の損傷具合を定量的に評価することは困難なため保守的に支持架台の支持脚が複数同時に機能喪失し，残存する支持架台を無視して保管位置の高さからコンクリート床板まで落下する場合の衝突評価を行う。

落下姿勢は水平落下及び回転落下とし，落下によりトラニオンとコンクリート床面が衝突するものとする。

①　水平落下

A．評価方針

支持架台の前後左右 4 脚の支持機能が同時に喪失し，残存する支持架台を無視して保管位置の高さからコンクリート床板まで水平落下する場合の衝突評価を行う。

なお，評価に用いる告示地震力により兼用キャスクに作用する鉛直上向き方向加速度は 1.64G あるため，保管位置に兼用キャスクの浮き上がり高さを加えた位置より自由落下するものとする。

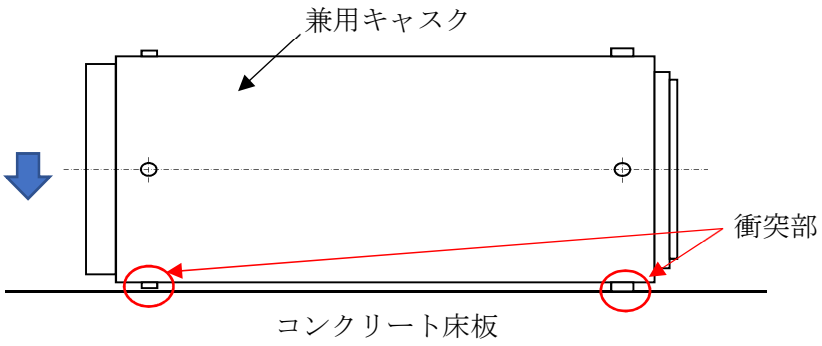


図４．１－７　兼用キャスクの水平落下

B．評価方法

ｉ．浮き上がり高さの算出

兼用キャスク告示で定められた地震力を算出するための鉛直速度による兼用キャスクの浮き上がり高さは，エネルギー保存則から運動エネルギーと落下エネルギーの以下の関係は次式で表される。

$m \cdot g \cdot h = m \cdot v^2 / 2$

ここで，m：兼用キャスクの質量

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

h：浮き上がり高さ（m）

v：告示鉛直速度（＝1.4m/s）

上記より，浮き上がり高さは次式で与えられる。

h＝v^2／2／g＝0.0999m＝0.1m

ⅱ．衝突荷重及び加速度の算出

水平落下により兼用キャスクの上部トラニオン及び下部トラニオンとコンクリート床板が衝突する。兼用キャスクは剛であるためコンクリート床板が損傷すると考えられるが，保守的にコンクリート床板を剛としトラニオンが塑性変形するものとする。

衝突荷重を保守的に設定するため,衝突荷重Ｆはトラニオンの圧縮強度(引張強さ)を用いて次式で表され 40MN となる。

F＝（A_1＋A_2）・σ

ここで，A_1：上部トラニオンの断面積（＝[redacted] m^2）

A_2：下部トラニオンの断面積（＝[redacted]mm^2）

σ：トラニオンの引張強さ（＝845MPa）

兼用キャスクに作用する衝撃加速度αは次式で表され 35G となる。

α＝F／(m･g)

ここで，m：兼用キャスクの質量（＝118300kg）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

なお，保管位置高さ [redacted] に浮き上がり高さ 0.1m を加えた位置から，落下によりコンクリート床板に衝突するまでの重心変位量は [redacted] である。

この際の落下エネルギーは [redacted] N・m（＝118,300×9.80665×[redacted] となる。

落下エネルギーに相当するトラニオン変形量は，次式より [redacted] 程度となる。

トラニオン変形量（m）＝落下エネルギー（N・m）／衝突荷重（N）

＝m×g×h／{（A_1+A_2）×σ}

＝[redacted]

落下により圧縮を受ける箇所のトラニオン長さ寸法は [redacted] であるため，落下によりトラニオンを潰しきることは無い。

このため、トラニオンの圧縮強度（設計引張強さ）から求まる衝突荷重設定は保守的な評価である。

ⅲ．応力評価

応力評価部位を図４．１－８に，解析モデルを図４．１－９に示す。

・応力評価では，構造解析コード ABAQUS を用いる

・0°～180°方向をモデル化したハーフモデルを使用する。
・使用要素は，ソリッド要素[redacted]，シェル要素[redacted]及びビーム要素[redacted]
・鉛直下側の上部トラニオン及び下部トラニオンを拘束する
・キャスクモデル全体に前項で算出した衝撃加速度 35G を作用させる
・物性値は，兼用キャスクの温度分布計算の結果を踏まえて得られた解析温度を各部ごとに設定し，これに対応した値を用いる。なお，弾性を超える範囲は ASME B&PV Code Sec.Ⅷ(2011 Addenda)Div.2，Annex3-D にて示される構成方程式を用いて補正する
・密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う
・締付けボルトには初期締付け力を与える
・締付けボルトの発生応力は、軸部に生じる荷重より，荷重を軸部断面積で除した膜応力，荷重によるモーメントを軸部の断面係数で除した曲げ応力を評価する

なお，バスケットは衝撃加速度が「核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する規則」（以下，「外運搬規則」という。）の技術上の要件である特別の試験条件（以下，「特別の試験条件」という。）において兼用キャスクに作用する設計荷重（9m 水平落下時）より小さいことから応力評価を省略する。

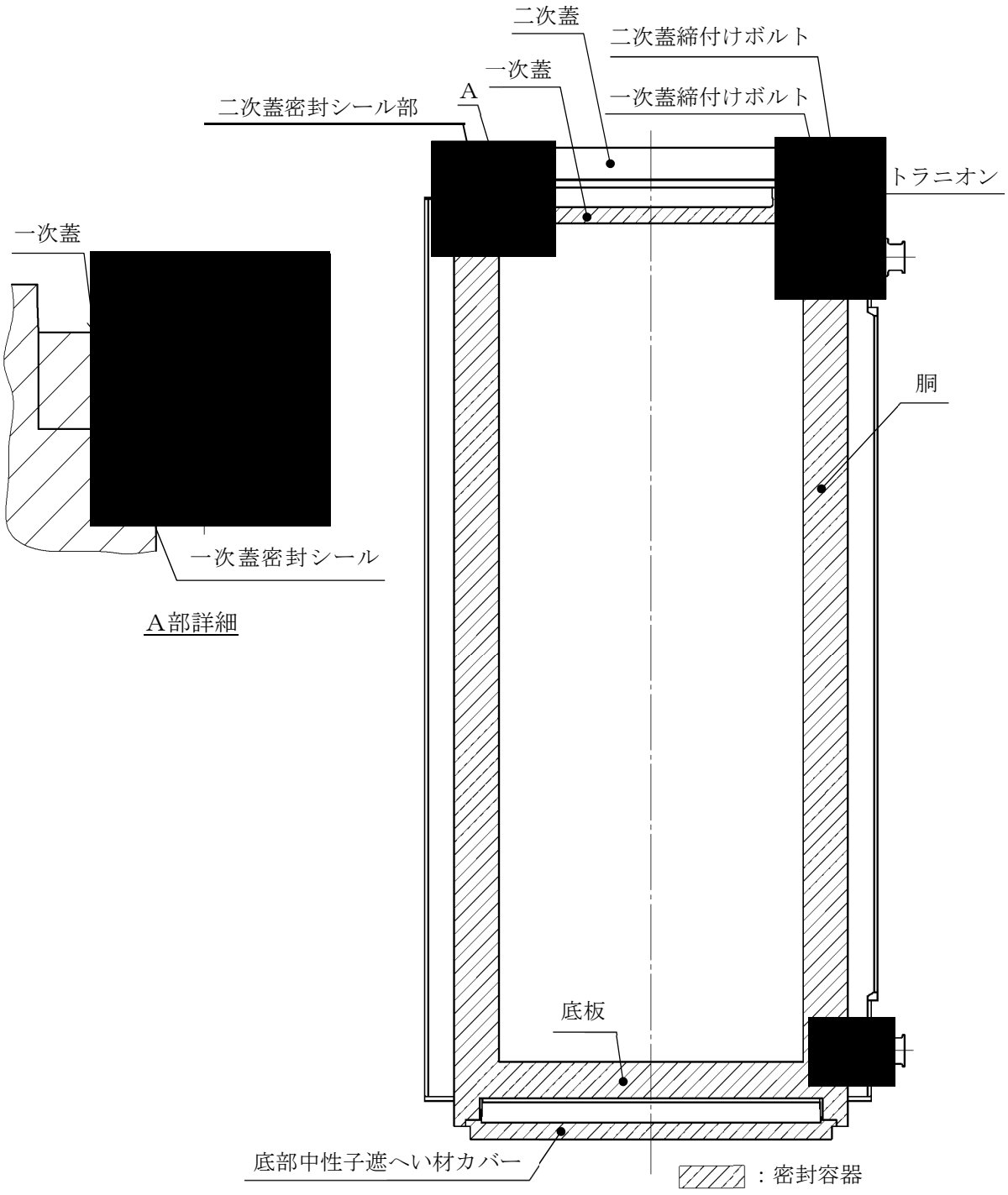

二次蓋
二次蓋締付けボルト
一次蓋
A
一次蓋締付けボルト
二次蓋密封シール部
トラニオン
一次蓋
胴
一次蓋密封シール
A部詳細
底板
底部中性子遮へい材カバー
：密封容器

図４．１－８　応力解析箇所

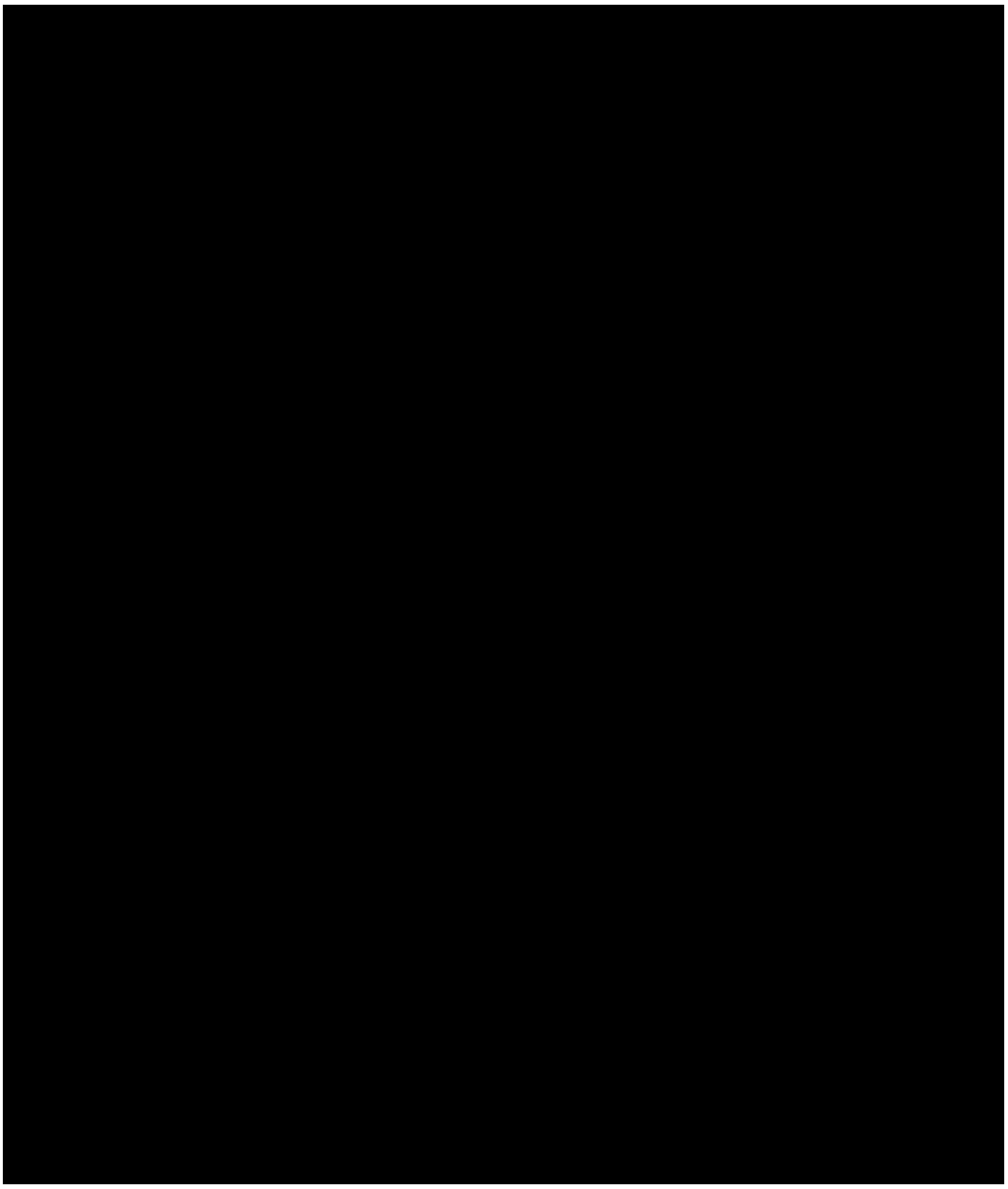


図４．１－９　解析モデル

C．判定基準

密封機能評価の判定基準を表４．１－１４に示す。兼用キャスクガイドより，密封境界についてはおおむね弾性範囲内にとどまることを確認する。なお，本評価では一次蓋を密封境界として評価しており，二次蓋は密封境界として扱わないため，胴体及び一次蓋が判定基準を満足することを確認する。

表４．１－１４　判定基準

評価部位	判定基準	備考
胴体密封シール部	塑性ひずみ 0.2%以下※1	おおむね弾性範囲
一次蓋密封シール部	塑性ひずみ 0.2%以下※1	おおむね弾性範囲
一次蓋締付けボルト	831MPa※2	最高使用温度 150℃におけるボルト材料（SNB23-3）の設計降伏点
二次蓋密封シール部	塑性ひずみ 0.2%以下※1	おおむね弾性範囲
二次蓋締付けボルト	848MPa※2	最高使用温度 110℃におけるボルト材料（SNB23-3）の設計降伏点

※1：おおむね弾性範囲内という判定基準を適用するにあたり，明確な判定基準が必要であると判断し，明瞭な降伏応力を示さない材料の耐力の定義（JIS G 0202）を参照して 0.2%に設定した。

※2：仮保管時最高使用温度に対する値

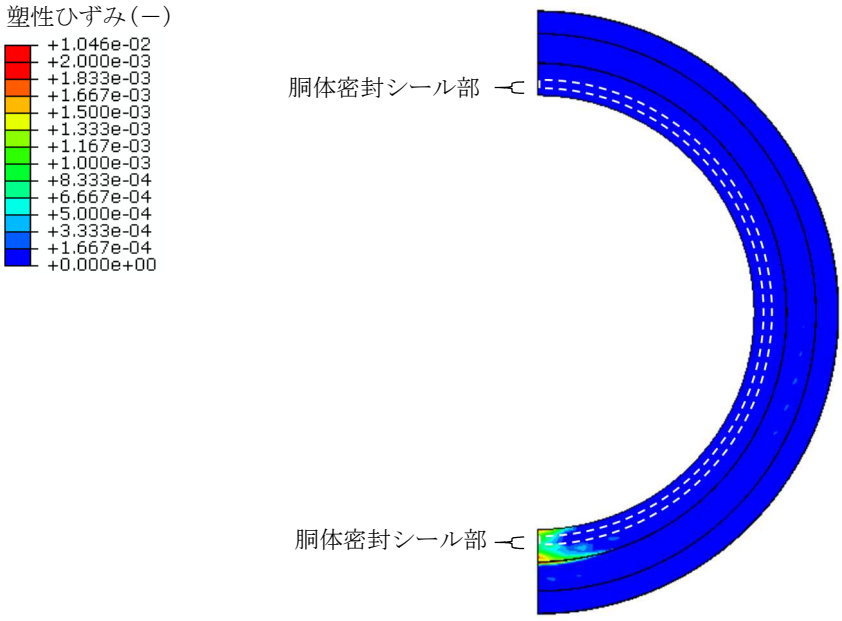
D．評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみは表４．１－１５及び図４．１－１０に示す通り，おおむね弾性範囲内であり判定基準を満足する。また，一次蓋締付けボルトに生じる応力は表４．１－１６の通りで判定基準を満足する。

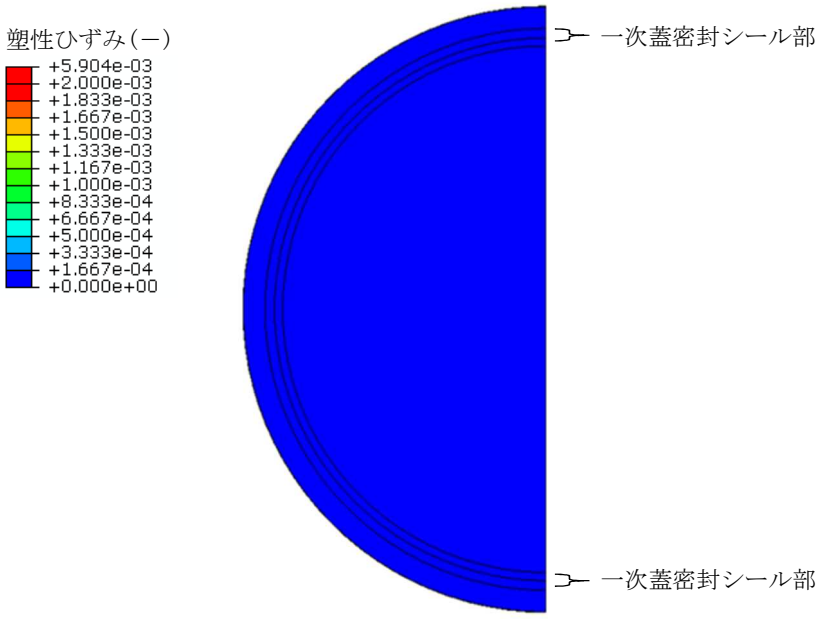
参考として，二次蓋密封シール部の評価結果を表４．１－１７，表４．１－１８及び図４．１－１１に示す。塑性ひずみが判定基準を超えているが，兼用キャスク全体としてはおおむね弾性範囲であり，一次蓋が密封境界を担保できることから密封機能は維持される。

表４．１－１５　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
胴体密封シール部	0.1%	0.2%
一次蓋密封シール部	0%	0.2%



(a) 胴体（密封シール部）



(b) 一次蓋（密封シール部）

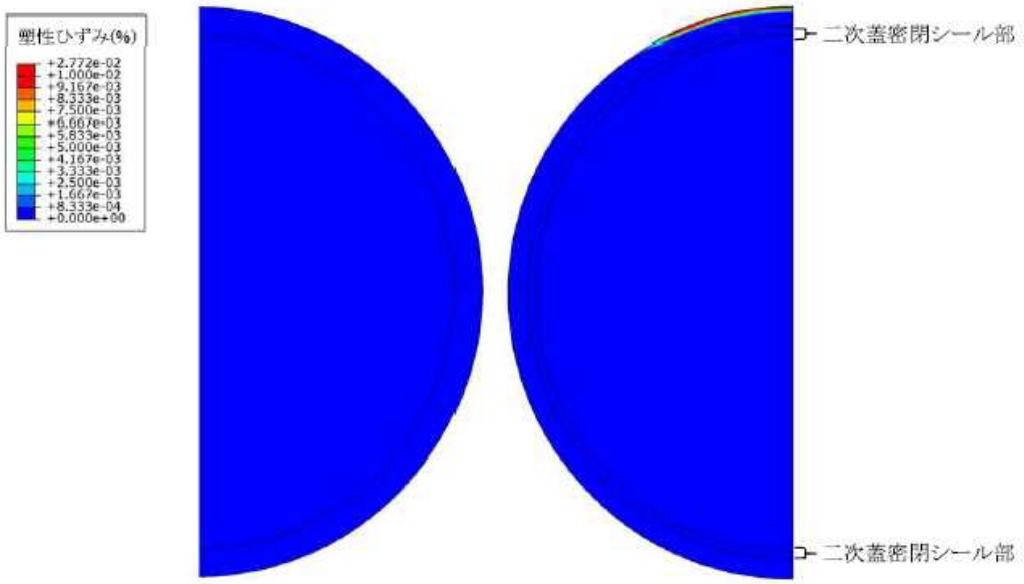
図４．１－１０　一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－１６　一次蓋締付けボルト応力評価結果

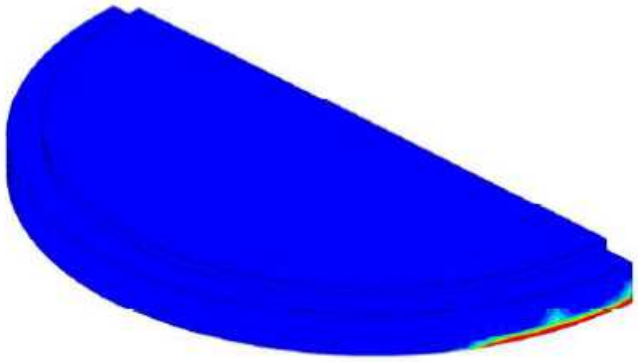
評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	279MPa	704MPa	831MPa

表４．１－１７　二次蓋密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
二次蓋密封シール部	2.8%	0.2%



（a）外面側　　（b）胴体内側



（c）外面側斜め方向

図４．１－１１　二次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－１８　二次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
二次蓋締付けボルト	280MPa	574MPa	848MPa

② 回転落下

A．評価方針

前方（蓋側）左右 2 脚の支持架台の支持機能が同時に喪失し，残存する支持架台を無視して保管位置の高さからコンクリート床板まで後方 2 脚の支持架台を中心に回転落下（蓋部とコンクリート床板との衝突）する場合の衝突評価を行う。

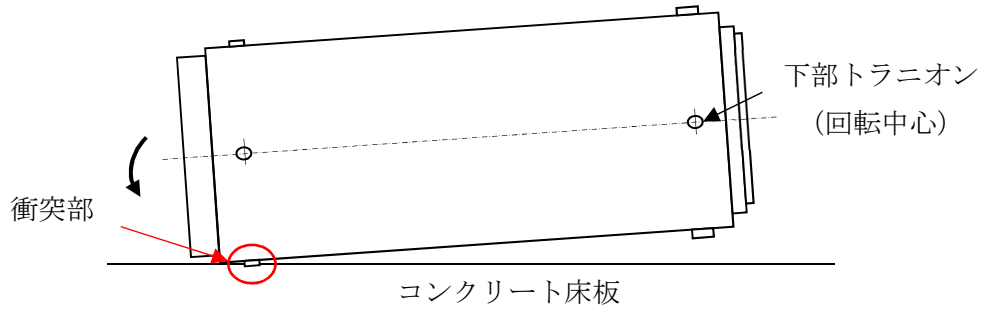


図４．１－１２　兼用キャスクの回転落下

B．評価方法

ｉ．衝突荷重及び加速度の算出

下部トラニオンを回転中心とした回転落下により兼用キャスクの上部トラニオンとコンクリート床板が衝突する。兼用キャスクは剛であるためコンクリート床板が損傷すると考えられるが，保守的にコンクリート床板を剛としトラニオンが塑性変形するものとする。

衝突荷重を保守的に設定するため，衝突荷重 F はトラニオンの圧縮強度（引張強さ）を用いて次式で表され 13MN となる。

$F = A_1 \cdot \sigma$

ここで，A_1：上部トラニオンの断面積（＝[redacted]mm^2）

σ ：トラニオンの引張強さ（＝845MPa）

図４．１－１３より加速度分布は蓋側を最大として下部トラニオンで 0 になるように直線的に変化するため，兼用キャスクに作用する衝撃加速度 α は下部トラニオンを頂点とした三角形となる。このため，力としては先端の加速度の 1/2 を全質量に乗じればよい。

また，距離は全ての力が三角形の重心で作用した場合と等価であるため，蓋側の端点で生じる衝撃加速度を α，単位長さあたりの質量を m，分布長さを L_2 とすると，M_1 は次式で表される。

$M_1 = 2/3 \cdot L_2 \cdot (\alpha / 2 \cdot m \cdot L_2)$

ここで，M_1：荷重 F が作用したことによる慣性力によるモーメント（蓋側）

α ：兼用キャスク上端の加速度（m/s^2）

L_2：兼用キャスク上面から下部トラニオンまでの長さ（＝[redacted]mm）

M_2については，M_1と同様に次式で表される。

$M_2＝2／3･L_1･((L_1／L_2)\alpha／2 ･m･L_1)$

ここで，M_2：荷重Fが作用したことによる慣性力によるモーメント（底側）

L_1：キャスク底面から下部トラニオンまでの長さ（＝[redacted]mm）

M_3 については，Fの荷重が距離L_3の位置で作用しているので，次式で表される。

$M_3＝F･L_3$

ここで，M_3：荷重F の作用によるモーメント

L_3：トラニオン間距離（＝[redacted] m）

これらの式とモーメントの釣り合い式（$M_1＋M_2＝M_3$）より加速度αは 32.4G となり，この数値を丸めて 35G とする。

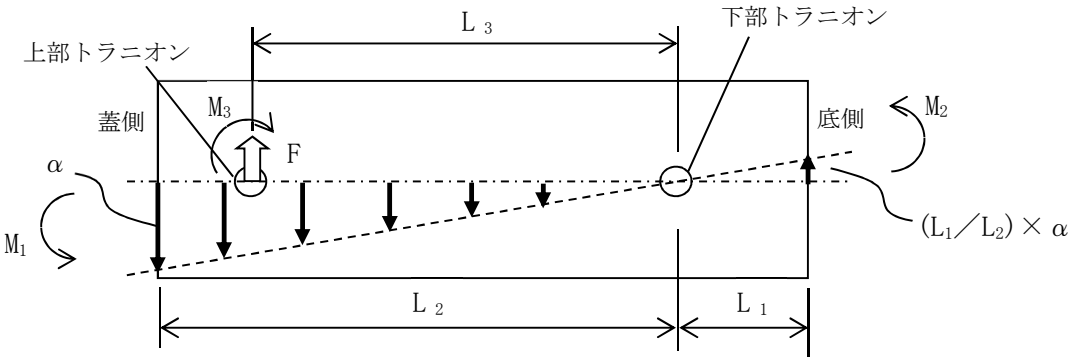


図４．１－１３　下部トラニオン周りの回転状態図

なお，回転落下では下部トラニオンを回転中心とするため，キャスク全体が浮き上がることは無いが，仮に「①　水平落下」と同様に保管位置から回転落下によりコンクリート床板に衝突すると仮定すると図より重心変位量は [redacted] となり，浮き上がり高さ 0.1m を加えると重心変位量は [redacted] となる。この際の落下エネルギーは [redacted] N・m（＝118,300×9.80665×[redacted]）となる。落下エネルギーに相当する上部トラニオン変形量は，次式より [redacted] 程度となる。

トラニオン変形量（m）＝落下エネルギー（N・m）／衝突荷重（N）

＝m×g×h／（A_1×σ）

＝[redacted]

落下により圧縮を受ける箇所のトラニオン長さ寸法は [redacted]であるため，落

下によりトラニオンを潰しきることは無い。このため，トラニオンの圧縮強度（設計引張強さ）から求まる衝突荷重設定は保守的な評価である。

ⅱ．応力評価

「①　水平落下」と同様に，構造解析コードABAQUSを用いて図４．１－９に示す解析モデルを使用する。

水平方向下部トラニオンを回転軸として固定し，鉛直下側の上部トラニオンを拘束する。図４．１－１３より，下部トラニオンを回転中心（加速度0）とし，兼用キャスク中心軸に沿って回転中心からの距離に比例して大きくなるように，兼用キャスク全体に加速度（回転中心から最も離れた兼用キャスク先端が35G）を与え，密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

なお、バスケットは「①　水平落下」と同様に，特別の試験条件において兼用キャスクに作用する設計荷重（9m水平落下時）より小さいことから応力評価を省略する。

Ｃ．判定基準

「①　水平落下」と同様に，密封機能評価の判定基準である表４．１－１４を判定基準とする。

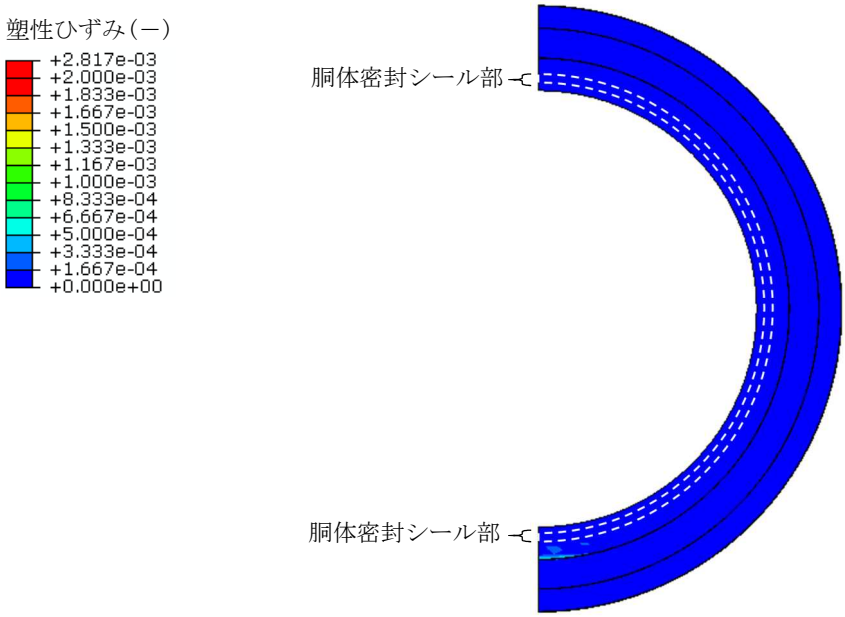
Ｄ．評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみは表４．１－１９及び図４．１－１４に示す通り，塑性ひずみは発生せず判定基準を満足する。また，一次蓋締付けボルトに生じる応力は表４．１－２０の通りで判定基準を満足する。

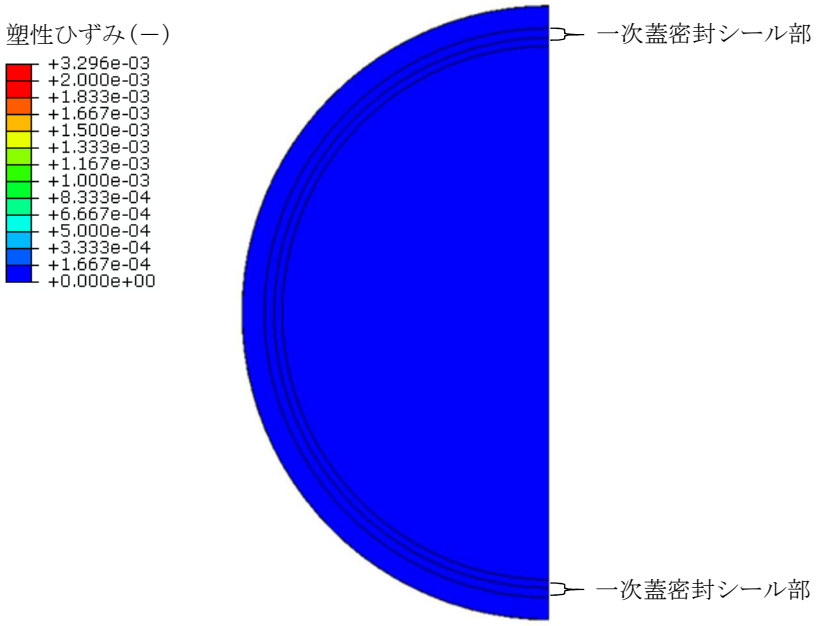
参考として，二次蓋の評価結果を表４．１－２１，表４．１－２２及び図４．１－１５に示す。水平落下時と同様，塑性ひずみが判定基準を超えているが，兼用キャスク全体としてはおおむね弾性範囲であり，一次蓋が密封境界を担保できることから密封機能は維持される。

表４．１－１９　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
胴体密封シール部	0%	0.2%
一次蓋密封シール部	0%	0.2%



(a) 胴体（密封シール部）



(b) 一次蓋（密封シール部）

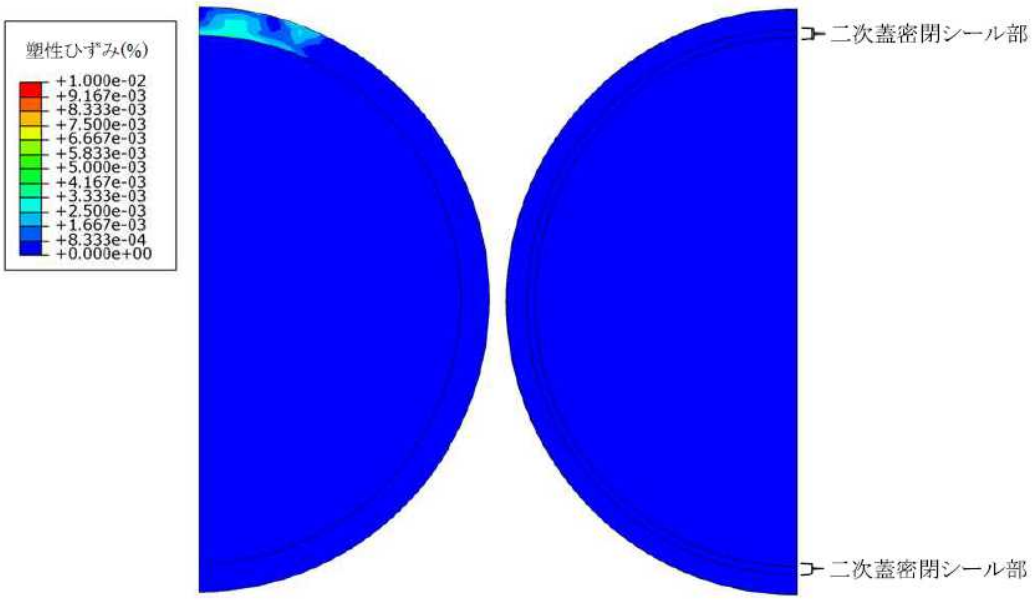
図４．１－１４　一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－２０　一次蓋締付けボルト応力評価結果

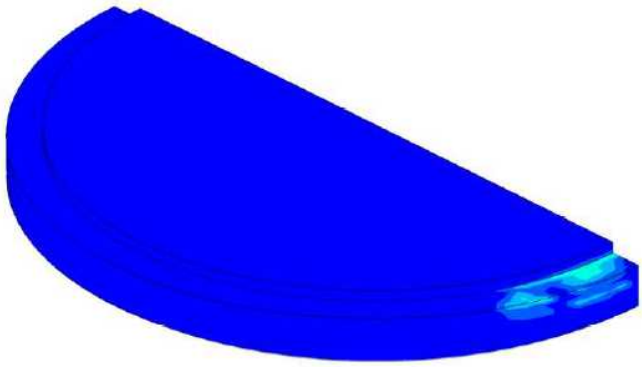
評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	265MPa	616MPa	831MPa

表４．１－２１　二次蓋密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
二次蓋密封シール部	0.4%	0.2%



（a）外面側　　（b）胴体内側



（c）外面側斜め方向

図４．１－１５　二次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－２２　二次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
二次蓋締付けボルト	265MPa	466MPa	848MPa

2)　兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価

兼用キャスク及びコンクリートモジュールの並進運動を阻害する要因を除外し，水平面に置かれた兼用キャスク１基と当該兼用キャスクを取り囲むコンクリートモジュール１基が保守的に形状を維持したままコンクリート床板上を並進運動し，衝突する場合を評価する。

①　兼用キャスク頭部への衝突

Ａ．評価方針

軸方向に並進運動する兼用キャスクと側板長辺方向に並進運動するコンクリートモジュールが，兼用キャスク頭部とコンクリートモジュール側板（短辺）で衝突する事象を評価するが，評価上は静止した兼用キャスクに相対速度を持ったコンクリートモジュールが衝突するものとして評価を行う。

Ｂ．評価方法

兼用キャスクとコンクリートモジュールが衝突した際に発生する衝突荷重を，コンクリートモジュールに対して兼用キャスクが十分に剛であると見なして評価する。衝突荷重は，建築物の耐衝撃設計の考え方※1に記載の方法を参考に，衝突する物体の圧壊挙動を無視したRieraの式※2を使用する。

$$P(t) = P_b[x(t)] + \mu[x(t)]v^2(t) \qquad (1)$$

ここで，P(t)：衝突荷重(N)

Pb(x)：先端から距離xにおける圧潰力(N)

μ(x)：先端から距離xにおける単位長さ当たりの質量(kg/m)

v(t)：時刻tにおける衝突速度(m/s)

本評価では，兼用キャスク及びコンクリートモジュールの速度はどちらも兼用キャスクガイドで示される速度2.0m/sとするため，衝突速度はこれらの相対速度4m/sを用いて評価する。

航空機の衝撃試験に関する報告書によれば，機体の破壊強度が衝突荷重に与える影響は比較的小さく，質量の慣性力が支配的となり，衝突荷重の時刻歴の形状は，機体の質量分布に依存する※1。同様に考え，式(1)の第1項を無視できるとすると，式(1)は次のように求められる。

$$P(t) = \mu[x(t)]v^2(t) \qquad (2)$$

ここで，衝突するコンクリートモジュール１基の質量分布を考慮すると，塑性変形

する部材は変形方向に一様な断面ではないことから，変形に従い発生荷重の変動が生じる。衝突荷重を厳しめに評価するために質量分布の形状に三角形を仮定した場合，式(2)は次のように求められる。

$$P = \frac{2m}{L}v^2 \qquad (3)$$

ここで，m：衝突する物体の質量(kg)

L：衝突する物体の衝突方向長さ(m)

本評価では，質量はコンクリートモジュール１基分（m＝58,700kg）とし，コンクリートモジュール側板（短辺）の衝突方向長さは側板厚さ（L＝0.200m）とする。

C．判定基準

当該衝突荷重が外運搬規則の技術上の要件である一般の試験条件（以下,「一般の試験条件」という。）において兼用キャスクに作用する設計荷重（0.3m 頭部垂直落下時）より小さい場合，兼用キャスクの安全機能は維持される。核燃料輸送物設計承認申請書 別紙（平成 30 年 7 月 20 日申請）（以下,「SAR」という。）における一般の試験条件（0.3m 頭部垂直落下時）の兼用キャスクに作用する設計荷重 34.7MN を判定基準とする。

D．評価結果

式(3)を用いて衝突荷重を評価した結果を表４．１－２３に示す。衝突荷重は，判定基準より小さいため，兼用キャスクの安全機能は維持される。

表４．１－２３　衝突荷重の計算結果

評価ケース	衝突荷重	判定基準
兼用キャスク頭部への衝突	9.40MN	34.7MN

※１：日本建築学会,「建築物の耐衝撃設計の考え方」（2015 年１月）.

※２：Jorge D. Riera, “On the Stress Analysis of Structures Subjected to Aircraft Impact Forces”, Nuclear Engineering and Design 8, 415-426(1968).

② 兼用キャスク側面への衝突

A．評価方針

軸直角方向に並進運動する兼用キャスクと側板短辺方向に並進運動するコンクリートモジュールが，兼用キャスク側面（水平方向トラニオン２箇所）とコンクリートモジュール側板（長辺）で衝突する事象を評価するが，評価上は静止した兼用キャスクに相対速度を持ったコンクリートモジュールが衝突するものとして評価を行う。

B．評価方法

「① 兼用キャスク頭部への衝突」と同様に，兼用キャスクとコンクリートモジュールが衝突した際に発生する衝突荷重を評価する。

なお，衝突する物体の質量はコンクリートモジュール１基分（m＝58,700kg）とし，衝突する物体の衝突方向長さはコンクリートモジュール側板（長辺）の側板厚さ（L＝0.200m）とする。

C．判定基準

衝突部位が兼用キャスク水平落下事象と同様のため，「1) ① 水平落下」で算出されたトラニオンへの衝突荷重40MNを判定基準とし，水平落下事象への包絡性を示す。

D．評価結果

式(3)を用いて衝突荷重を評価した結果を表４．１－２４に示す。衝突荷重は，判定基準より小さいため，兼用キャスクの安全機能は維持される。

表４．１－２４ 衝突荷重の計算結果

評価ケース	衝突荷重	判定基準
兼用キャスク側面への衝突	9.40MN	40MN

3)　コンクリートモジュールの落下・転倒評価

地震によりコンクリートモジュールが損傷し，貯蔵中の兼用キャスクにコンクリートモジュールが落下・転倒した場合の影響を評価する。

Ss900 に対して支持架台が即座かつ完全に支持機能を失うことは考えにくいが，保守的に落下エネルギーを大きくするため支持架台を無視し兼用キャスクがコンクリート床板上に置かれた場合の衝突とする。また，告示地震力による浮き上がり量（100㎜）を落下高さに加えて評価する。

兼用キャスクの安全機能への影響を考慮し，想定される衝突事象におけるコンクリートモジュールの落下エネルギーが大きいケース（表４．１－２５の太枠内）について評価を行う。落下エネルギーを表４．１－２５，評価ケースを表４．１－２６に示す。兼用キャスクとコンクリートモジュールの衝突イメージを図４．１－１６～図４．１－１９に示す。図中の赤点線は支持架台を無視してコンクリート床板上に置かれた兼用キャスクの位置である。

表４．１－２５　想定される衝突事象と落下エネルギー

衝突物	質量 (kg)	寸法 (㎜)	姿勢	兼用キャスク 衝突位置	重心変位 (㎜)	落下エネルギー (N・㎜) ※
天板	16,300 (全体)	4680×7100 ×200	水平	トラニオン	1261	2.2×10^{8}
			傾斜	胴フランジ部	807	1.5×10^{8}
	5,500 (パネル１枚)	4680×2370 ×200	水平	トラニオン	1261	7.4×10^{7}
				外筒	1318	7.7×10^{7}
			傾斜	トラニオン	631	4.0×10^{7}
				外筒	659	4.1×10^{7}
側板 (蓋側)	8,000 (全体)	3800×4280 ×200	傾斜	胴フランジ部	113	1.7×10^{7}
	4,000 (パネル１枚)	3800×2140 ×200				8.4×10^{6}
側板 (底部側)	8,000 (全体)	3800×4280 ×200	傾斜	兼用キャスク 底部	49	1.2×10^{7}
	4,000 (パネル１枚)	3800×2140 ×200				5.9×10^{6}
側板 (側部側)	13,200 (全体)	3800×7100 ×200	傾斜	外筒	251	4.6×10^{7}
	4,400 (パネル１枚)	3800×2370 ×200		外筒	251	1.6×10^{7}

※落下エネルギーは質量(kg)×重力加速度(9.80665m/s^2)×（重心変位(㎜)+浮き上がり量（100㎜)）より算出する。

表４．１－２６　コンクリートモジュールの落下・転倒の評価ケース

評価ケース	衝突位置	安全機能への影響	衝突条件	判定基準の設定方法
(1)	鉛直上側トラニオン	鉛直上側トラニオンへの衝突により，トラニオン取付位置の胴が損傷し，閉じ込め機能を喪失	天板（全体）が水平姿勢で落下	水平姿勢の兼用キャスクのトラニオンに荷重が作用する水平落下事象の衝突荷重以下であることを確認する
(2)	胴フランジ部	密封シール部が変形し，閉じ込め機能を喪失	天板（全体）が傾斜姿勢で落下	水平姿勢の兼用キャスクの胴フランジ部に荷重が作用するクレーン転倒事象の衝突荷重以下であることを確認する
(3)	外筒及び伝熱フィン	外筒部が破損し，線量が増加 伝熱フィンが破断し，除熱機能が低下	天板（パネル１枚）が水平姿勢及び傾斜姿勢で落下	外筒が破断しないことを示すため落下エネルギーが外筒のせん断エネルギーと伝熱フィンの圧縮変形エネルギーの合計値以下であることを確認する



図４．１－１６　天板（全体）が水平落下して衝突する場合の衝突姿勢



図４．１－１７　天板（全体）が傾斜して衝突する場合の衝突姿勢



図４．１－１８　天板（パネル１枚）が水平落下して外筒に衝突する場合の衝突姿勢



図４．１－１９　天板（パネル１枚）が傾斜して衝突する場合の衝突姿勢

① 天板（全体）の水平姿勢での落下

A．評価方針

天板パネル 3 枚が連結し形状（全体）を維持したまま水平姿勢で落下しトラニオンに衝突する場合を評価する。衝突荷重が荷重作用位置の同じ兼用キャスク水平落下事象に包絡されることを示す。

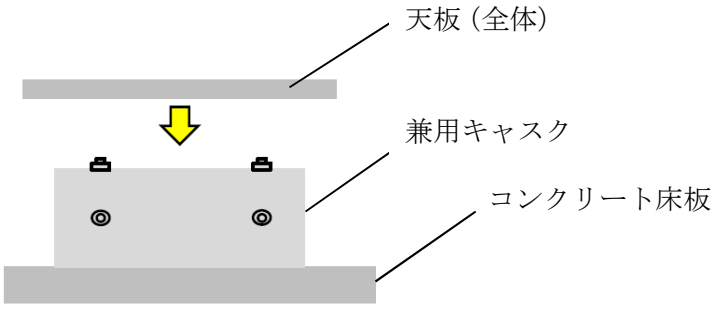


図４．１－２０　天板（全体）の水平姿勢での落下

B．評価方法

兼用キャスクとコンクリートモジュールが衝突した際に発生する衝突荷重を，コンクリートモジュールに対して兼用キャスクが十分に剛であると見なして評価する。衝突荷重は，「2)　兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価」と同様に Riera の式を用いて評価する。

$$P(t) = P_b[x(t)] + \mu[x(t)]v^2(t) \qquad (1)$$

ここで，P(t)：衝突荷重(N)

Pb(x)：先端から距離 x における圧潰力(N)

μ(x)：先端から距離 x における単位長さ当たりの質量(kg/m)

v(t)：時刻 t における衝突速度(m/s)

本評価では，コンクリートモジュールの衝突速度は落下高さより算出する。

「2)　兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価」と同様に，式(1)の第 1 項を無視できるとすると，式(1)は次のように求められる。

$$P(t) = \mu[x(t)]v^2(t) \qquad (2)$$

ここで，衝突するコンクリートモジュールの天板はパネル 3 枚が連結し形状を維持したまま水平姿勢で落下するため，天板（全体）の質量分布が長さＬにわたって一様，かつ変形方向に対しても質量分布が一様ではあるが，衝突荷重を厳しめに評価するために質量分布の形状に三角形を仮定すると，式(2)は次のように求められる。

$$P = \frac{m}{L} v^2 \qquad (3)$$

ここで，m：衝突する物体の質量(kg)

L：衝突する物体の衝突方向長さ(m)

本評価では，質量はコンクリートモジュール天板全体（m＝16,300kg）とし，コンクリートモジュールの衝突方向長さは厚さ（L＝0.200m）とする。

C．判定基準

兼用キャスク水平落下事象への包絡性を示すため，「1）① 水平落下」で算出されたトラニオンへの衝突荷重 40MN を判定基準とする。

D．評価結果

鉛直上側トラニオンに作用する荷重は 4.4MN であり判定基準 40MN 以下であるため，本事象は兼用キャスク水平落下事象に包絡される。

表４．１－２７　天板（全体）の水平姿勢での落下評価結果

質量 (kg)	衝突部	落下高さ※ (mm)	衝突速度 (m/s)	厚さ (m)	衝突荷重 (MN)	判定基準 (MN)
16,300	トラニオン	1361	5.2	0.2	4.4	40

※：重心変位に加え，浮き上がり量 100mm を考慮

② 天板（全体）の傾斜姿勢での落下

A．評価方針

天板パネル 3 枚が連結し形状を維持したまま傾斜姿勢で落下し胴フランジ部側面に衝突する場合を評価する。衝突荷重が荷重作用位置の同じクレーン転倒事象（「5) ⑤-2 兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突」参照）に包絡されることを示す。

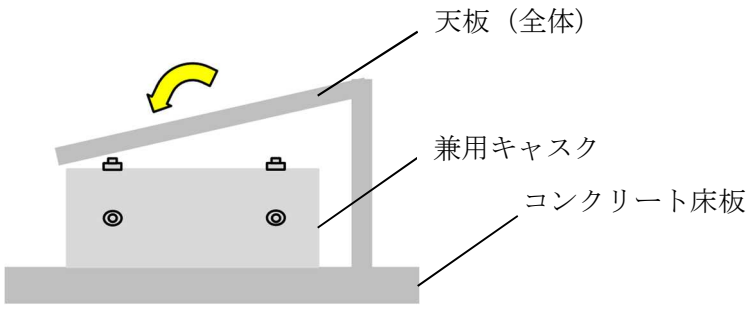


図４．１－２１　天板（全体）の傾斜姿勢での落下

B．評価方法

「① 天板（全体）の水平姿勢での落下」と同様，Riera の式を用いて衝突荷重を評価する。

なお，衝突する物体の質量はコンクリートモジュール天板全体(m＝16,300kg)とし，衝突する物体の衝突方向長さはコンクリートモジュール天板厚さ（L＝0.200m）とする。

C．判定基準

クレーン転倒事象への包絡性を示すため，「5) ⑤-2 兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突」で算出された胴フランジ部への衝突荷重 41MN を判定基準とする。

D．評価結果

胴フランジ部に作用する荷重は 2.9MN であり判定基準 41MN 以下であるため，本事象はクレーン転倒事象に包絡される。

表４．１－２８　天板（全体）の傾斜姿勢での落下評価結果

質量 (kg)	衝突部	落下高さ※ (mm)	衝突速度 (m/s)	厚さ (m)	衝突荷重 (MN)	判定基準 (MN)
16,300	胴フランジ部	907	4.3	0.2	2.9	41

※：重心変位に加え，浮き上がり量 100mm を考慮

③　天板（パネル１枚）の水平姿勢及び傾斜姿勢での落下

Ａ．評価方針

天板パネル１枚が形状を維持したまま水平姿勢及び傾斜姿勢で落下し外筒に衝突する場合を評価する。外筒への衝突により，外筒及び伝熱フィンの損傷範囲を評価し，遮蔽機能及び除熱機能への影響を評価する。

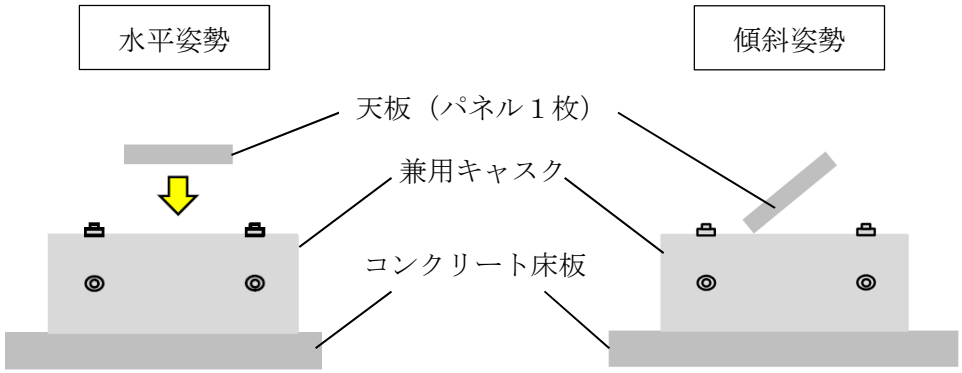


図４．１－２２　天板（パネル１枚）の水平姿勢及び傾斜姿勢での落下

Ｂ．評価方法

外筒に荷重が作用した場合，外筒のせん断による破断が生じる前に伝熱フィンが圧縮されて塑性変形する。そのため，コンクリートモジュール天板落下の落下エネルギーE に対して外筒のせん断に要するエネルギーEs 及び伝熱フィンの圧縮変形エネルギーEc が大きければ，外筒が破断して中性子遮蔽材が欠落することはない。

コンクリートモジュール天板の落下エネルギーE は次式で表される。

$E=m\cdot g\cdot H$

ここで，m：落下物の質量（＝5500kg）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

H：落下高さ（＝水平姿勢：1418mm，傾斜姿勢：759mm）

外筒のせん断に要するエネルギーEs は次式で表される。

$Es=D\cdot t^2\cdot S/2$

ここで，D：破断領域の周長（mm）（水平姿勢：[redacted]mm，傾斜姿勢：[redacted]mm）

t：外筒の板厚（＝20mm）

S：外筒のせん断強さ（＝215MPa）

伝熱フィンが圧縮されて塑性変形するエネルギーEc は次式で表される。

$Ec=A\cdot Su\cdot L$

ここで，A：荷重を受け持つ伝熱フィンの総面積（mm^2）（水平姿勢：[redacted]mm^2，傾

斜姿勢：[redacted]mm^2)

Su：伝熱フィンの設計引張強さ（＝[redacted] Pa）

L：伝熱フィンの圧縮変形長さ（伝熱フィン高さ）（＝143mm）

C．判定基準

コンクリートモジュール天板の落下エネルギーE が外筒の破断に要するせん断エネルギーEs と伝熱フィンの圧縮変形エネルギーEc の合計を超えなければ外筒が破断に至ることはないため Es＋Ec を判定基準とする。

D．評価結果

下表に示す通り，いずれも落下エネルギーが外筒のせん断エネルギーと伝熱フィンの圧縮変形エネルギーの合計を超えないため，外筒が破断することはない。

表４．１－２９　天板（パネル１枚）の水平姿勢及び傾斜姿勢での落下評価結果

落下物	質量 (kg)	落下高さ H※ (mm)	落下物の落下姿勢	落下エネルギー (N・mm)	外筒のせん断＋伝熱フィン圧縮エネルギー (N・mm)		外筒のせん断破断の有無
天板（パネル1枚）	5,500	1418	水平	7.7×10^7	外筒(Es)	2.1×10^8	無
					フィン(Ec)	2.5×10^9	
					合計	2.7×10^9	
		759	傾斜	4.1×10^7	外筒(Es)	3.4×10^7	無
					フィン(Ec)	3.2×10^8	
					合計	3.5×10^8	

※：重心変位に加え，浮き上がり量 100mm を考慮

4)　兼用キャスクの埋没による除熱評価

A．評価方針

地震によりコンクリートモジュールが損傷し，貯蔵中の兼用キャスクにコンクリートモジュールが落下・転倒することで兼用キャスクが埋没する場合の除熱機能への影響を評価する。

コンクリートパネルには鉄筋が入っているため兼用キャスクとコンクリートパネルにはある程度の空隙が生じると考えられるが，保守的に兼用キャスクの上半分に対して隙間なくコンクリートパネルが張り付いて覆う場合を評価する。

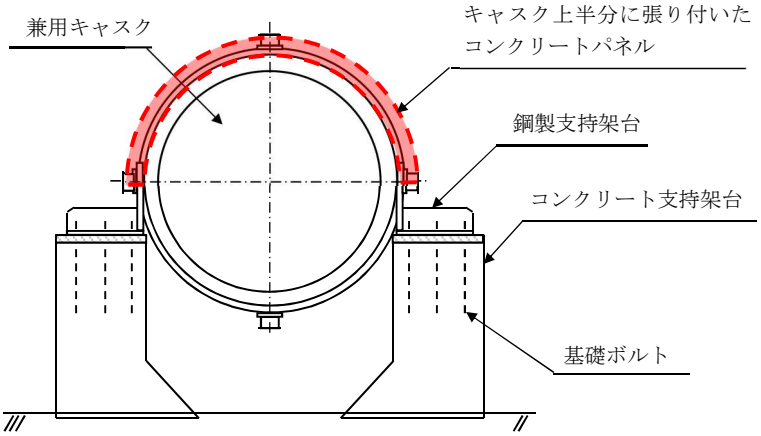


図４．１－２３　兼用キャスクの埋没想定

B．評価方法

兼用キャスクの上半分には厚さ 200㎜ のコンクリートモジュール天板が密着状態で覆い，さらに保守的に断熱と設定して評価する。下半分については物理的にコンクリートが密着しないため，自然対流熱伝達，放射伝熱を考慮する。

解析モデルを図４．１－２４に示す。図４．１－２５に示す既設評価で用いた軸方向断面モデルを軸回りに回転させて三次元形状でモデル化する。

定常状態の温度分布を時刻 0 とし，1000h（約 42 日）までの温度変動を評価する。



図４．１－２４　解析モデル

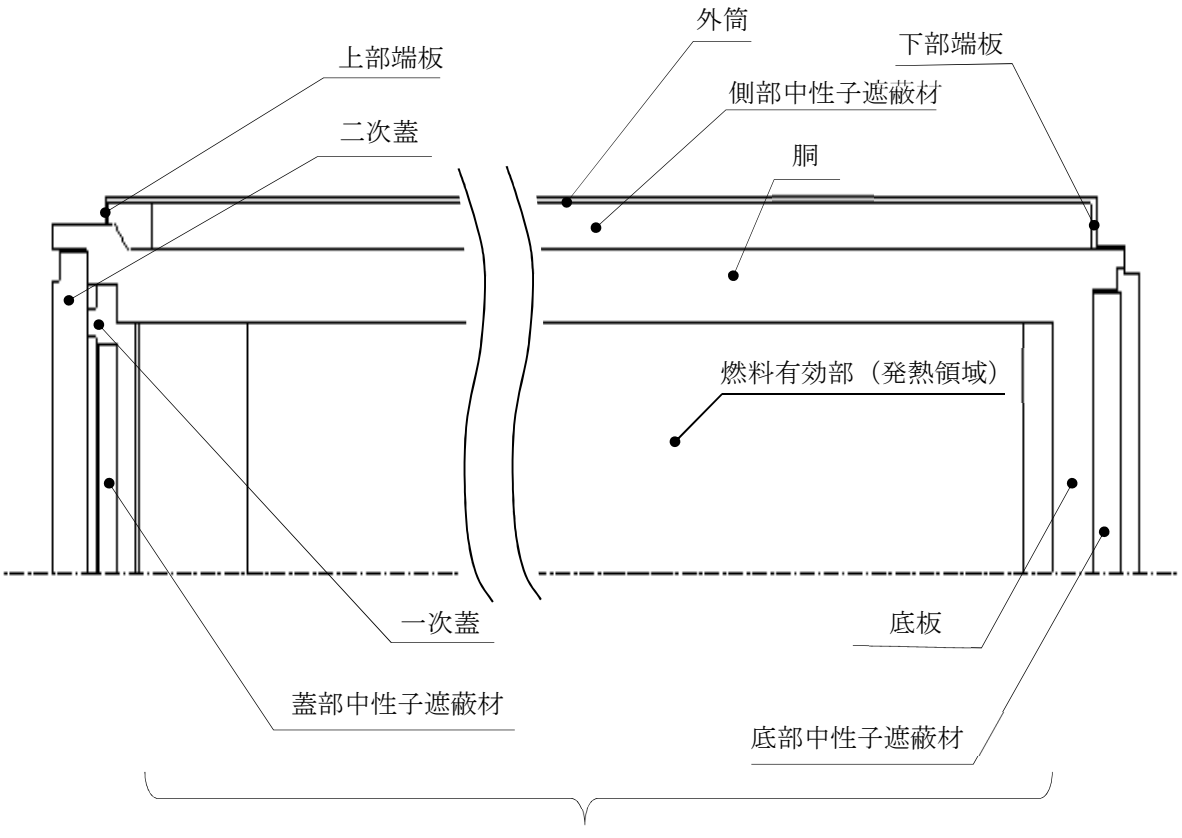


図４．１－２５　軸方向断面モデル

C．判定基準

兼用キャスクの除熱評価における制限温度は表４．１－３０の通り設定する。なお，兼用キャスクの密封境界は胴及び一次蓋として判定基準を満足することを確認する。また，金属ガスケット及び中性子遮蔽材については，コンクリートガレキ等の除去が完了するまでの限られた期間内に兼用キャスクの基本的安全機能が維持される温度として短期的制限温度を設定する。

表４．１－３０　各部材における制限温度

（単位：℃）

部位	材質	制限温度		根拠
		長期的な使用	短期的な使用	
燃料被覆管	ジルカロイー２	300		学会標準※1 安全機能を確保する期間において，累積クリープひずみが１％以下となる温度，照射硬化回復現象により燃料被覆管の機械的特性が著しく低下しない温度及び水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度以下となる温度
密封容器，外筒等 密封蓋締付けボルト	炭素鋼，合金鋼	350		構造規格
金属ガスケット	アルミニウム合金 ニッケル基合金	130	[redacted]	電中研※2 安全機能を確保する期間において，累積 LMP が 11.09×10^3以下となる温度
バスケット	ボロン添加ステンレス鋼	300		臨界防止の観点でバスケットの変形を抑制するうえで構造強度が確保される温度
中性子遮蔽材	レジン	150	[redacted]	一般に熱分解が生じるとされる温度以下※3

※1：日本原子力学会標準，使用済燃料中間貯蔵施設用金属キャスクの安全設計及び検査基準：2021，附属書N
※2：加藤治，伊藤千浩，「電力中央研究所報告 使用済燃料貯蔵容器用ガスケットの長期密封特性」，(一財)電力中央研究所，U92009（平成４年７月）
※3：例えば，熱重量・示差熱（TG・DTA）分析で，熱分解が観察されない温度

D．評価結果

温度上昇は 400h（約２週間）程度でほぼ定常となり，すべての部位で制限温度を満足する。

図４．１－２６に部位ごとの最高温度変化を示す。時刻０（定常時）より，兼用キャスク上面側の温度が上昇し，400h（約 2 週間）程度でほぼ定常となった。各部材の 1000h 経過時の温度は表４．１－３１に示す通り，すべての部位で安全機能が確保できる制限温度を満足する結果となった。参考として，評価した二次蓋及び二次蓋金属

ガスケットについても制限温度を満足する結果となった。

表４．１－３１　兼用キャスクの埋没による除熱評価結果

（単位：℃）

部材		1000h 経過時の温度	判定基準
燃料被覆管		[redacted]	300
炭素鋼	胴		350
	一次蓋		
	二次蓋		
アルミニウム合金，ニッケル基合金	一次蓋金属ガスケット		[redacted]
	二次蓋金属ガスケット		
ボロン添加ステンレス鋼			300
中性子遮蔽材	側部		[redacted]
	蓋部		
	底部		

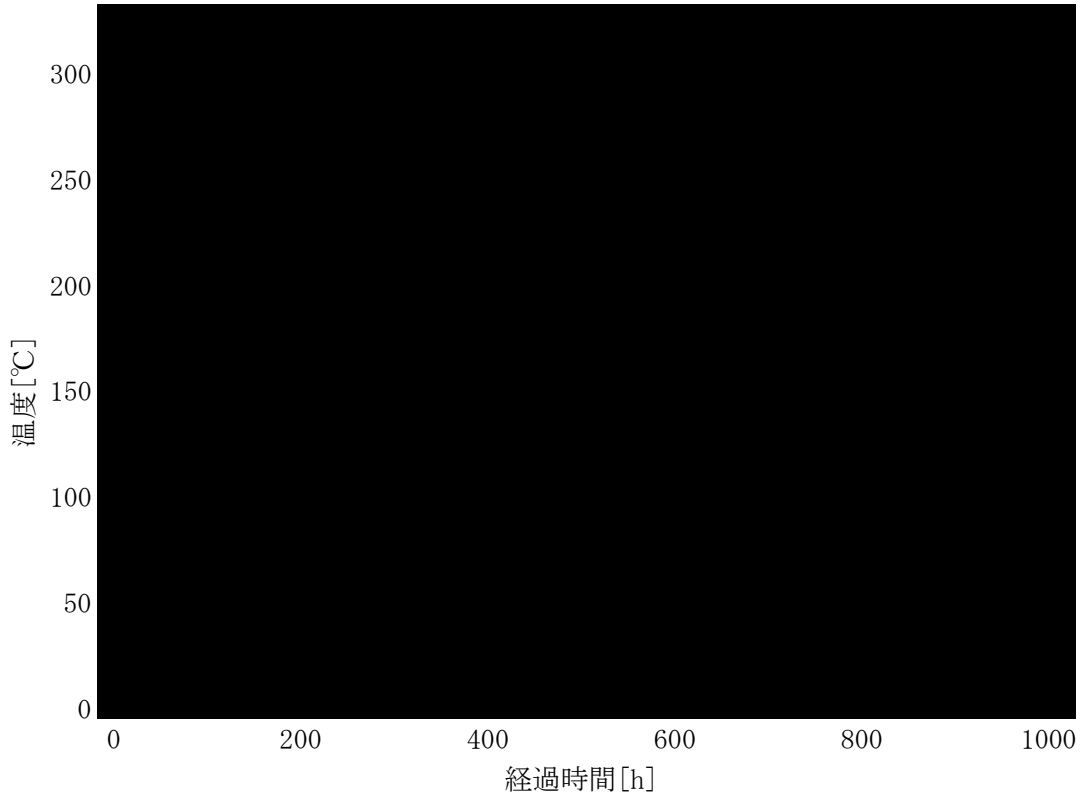


図４．１－２６　部位ごとの最高温度変化

5)　クレーンの転倒評価

クレーン，クレーン周辺のコンクリート基礎及び地盤が健全な場合における告示地震力によるクレーン回転転倒の可能性を検討する。

また，コンクリート基礎及び地盤が損傷する場合においては，クレーンの転倒が否定できないことから，クレーンの転倒評価を行う。評価にあたっては，兼用キャスク及びクレーンの移動を考慮した衝突位置の検討並びに衝突基数について検討し，評価を行う。

クレーンの転倒評価フローを図４．１－２７に示す。

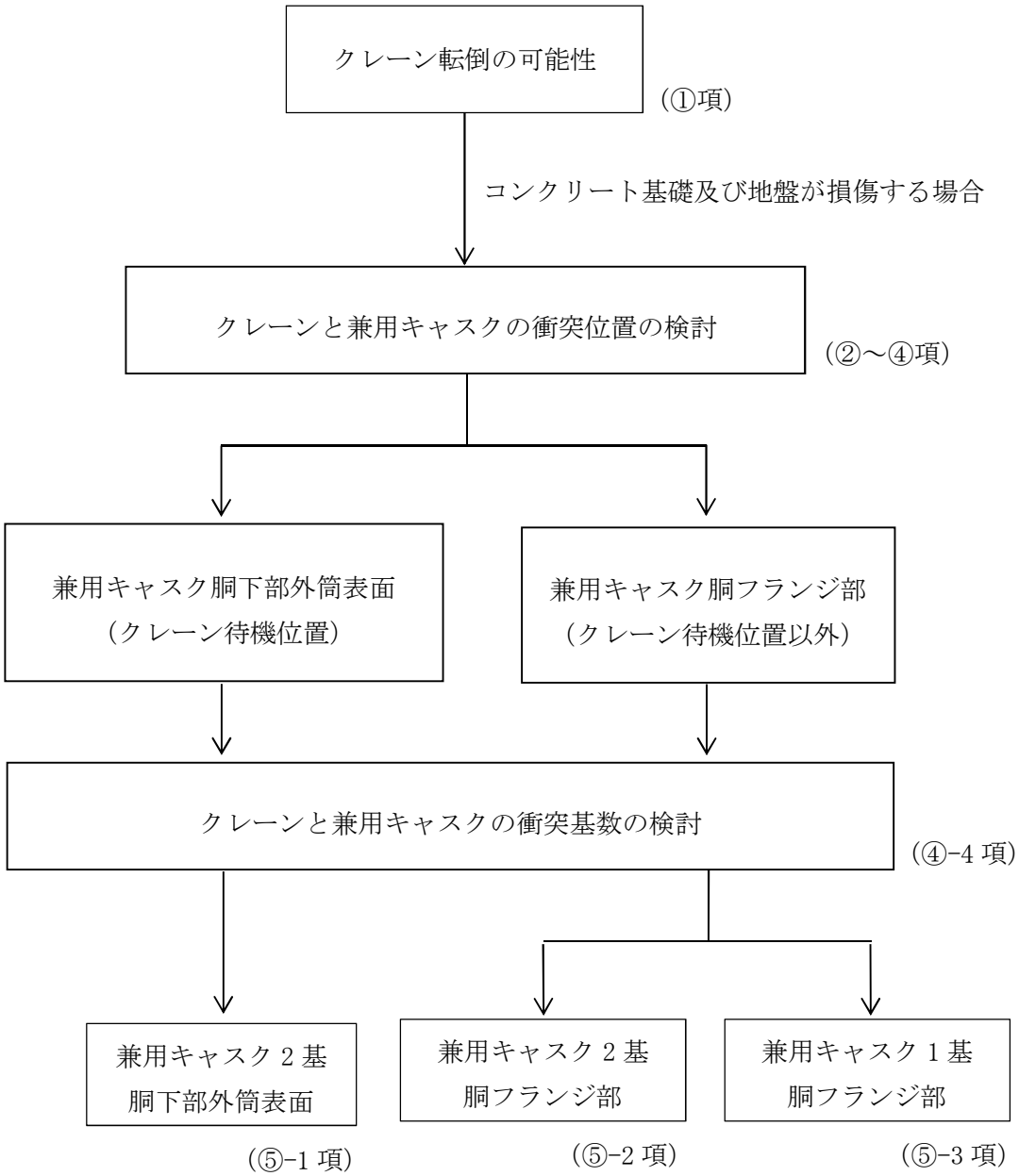


図４．１－２７　クレーンの転倒評価フロー図

① クレーン回転転倒の可能性について

①-1 浮き上がりによる回転転倒の可能性

図４．１－２８(a)にクレーンの形状，重心位置を示す。剛体とみなしたクレーンが形状を維持したまま転倒する場合，図４．１－２８(b)に示すように，脚部ががれきなどの障害物で移動を制限され，脚部を中心に回転転倒すると考えられる。クレーンが回転転倒する場合の浮き上がり量 h_t は，次式で算出される。なお，クレーンの重心位置は脚部の回転中心上にある時とする。

h_m

$\theta_0 =$ [redacted]

$\theta_t =$

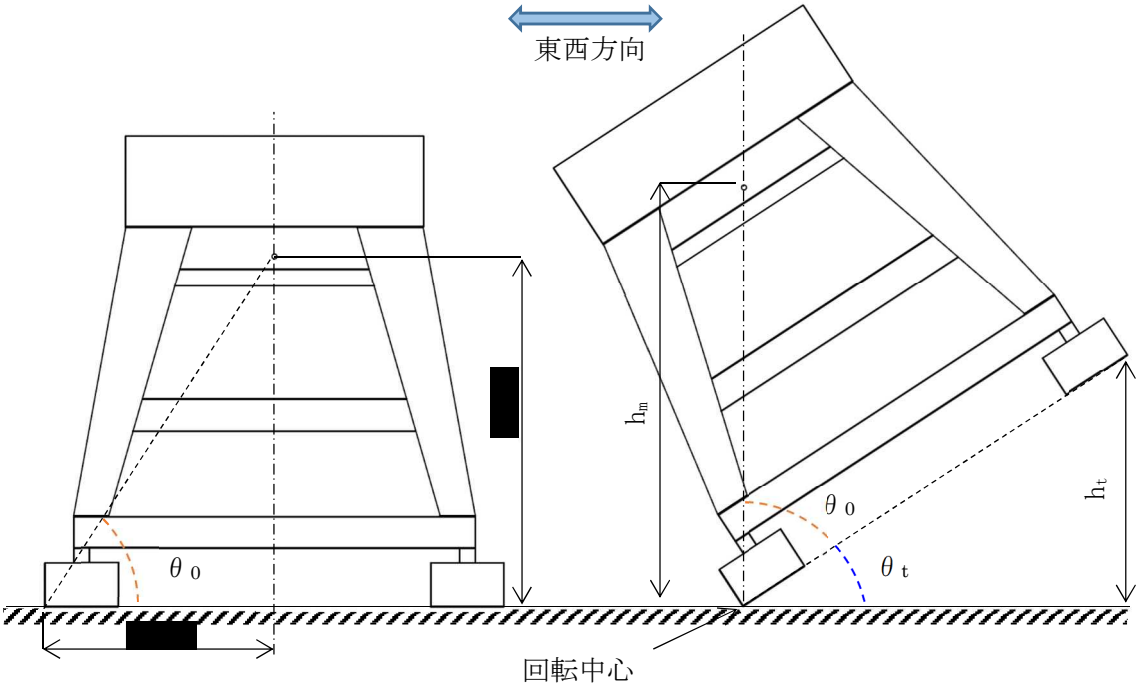
$h_t =$

ここで，h_m：クレーンの重心が脚部の回転中心上にあるときの高さ（m）

θ_0：転倒支点から重心位置を結ぶ線と水平線の角度（°）

θ_t：転倒が生じる角度（°）

h_t：転倒が生じる浮き上がり量（m）



(a)クレーンの形状，重心位置　　(b) 重心位置が一番高い姿勢

図４．１－２８　クレーン転倒姿勢

クレーンが形状を維持したまま東西方向に転倒するには，片側の車輪が [redacted]mm 程度浮き上がる必要がある。一方，非線形時刻歴応答解析における 1/2Ss450 の地震時の最大浮き上がり量評価結果が 0.7mm である（「4.4（3）2）③　浮き上がり量結果」参照）。

また，告示地震力の地震時におけるコンクリート床板の水平方向の最大速度 2.0m/s 及び鉛直方向の最大速度 1.4m/s の合成速度 2.5m/s が作用するとした場合，工学式に基づく最大浮き上がり量は次式で算出される。この時のクレーン浮き上がり姿勢を図４．１－２９に示す。

$m \times g \times h_{差} = m \times v_{合}^2/2$ より，

$h_{差} =$ [redacted]

$h_{重} =$ [redacted]

$\theta_0 =$ [redacted]

$\theta_1 =$ [redacted]

$\theta_2 =$ [redacted]

$h_{浮} =$ [redacted]

ここで，$v_{合}$：コンクリート床板の合成速度（＝2.5m/s）

m：クレーンの質量（kg）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

$h_{差}$：速度による浮き上がり時の重心位置の差（m）

$h_{重}$：速度による浮き上がり時のクレーン重心高さ（m）

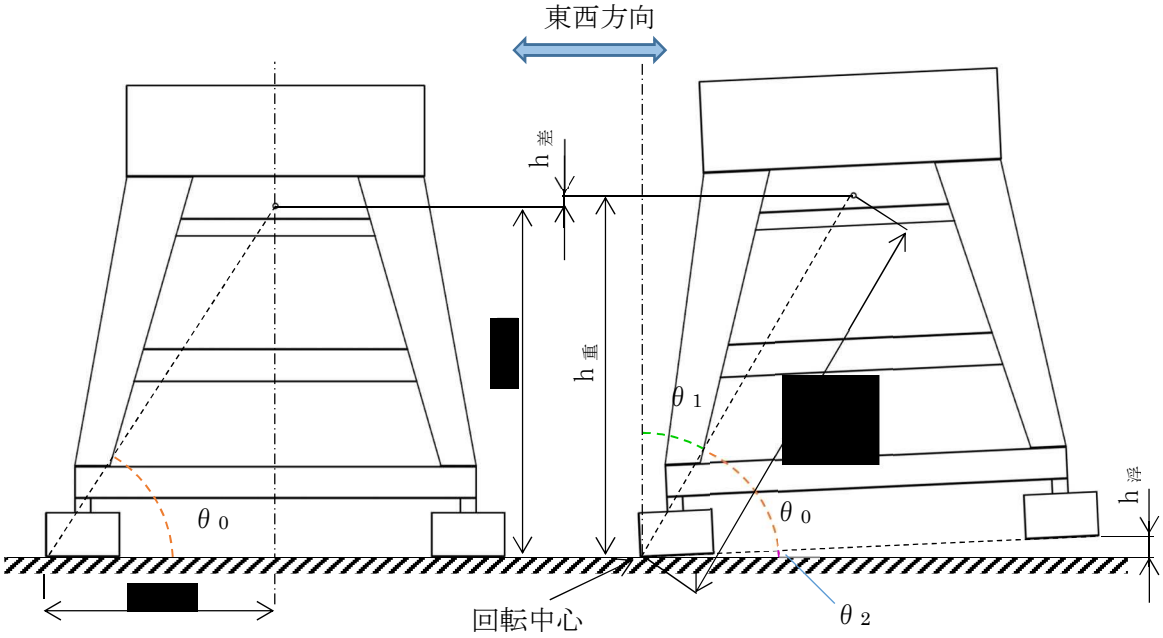
θ_0：転倒支点から重心位置を結ぶ線と水平線の角度（°）

θ_1：転倒支点から浮き上がり時の重心位置を結ぶ線と鉛直線の角度（°）

θ_2：速度による浮き上がり角度（°）

$h_{浮}$：速度による最大浮き上がり量（m）

評価の結果，告示地震力の地震時の最大浮き上がり量は [redacted]mm であり，転倒に必要な浮き上がり量 [redacted]mm 以下であると想定されることから，クレーンの転倒は考えにくい。



(a)クレーンの形状，重心位置　　(b) 速度による浮き上がり姿勢

図４．１－２９　クレーン浮き上がり姿勢

①-2　クレーン速度による回転転倒の可能性

①-1 項同様，剛体とみなしたクレーンが形状を維持したまま転倒する場合，図４．１－２８(b)に示すように，脚部ががれきなどの障害物で移動を制限され，脚部を中心に回転転倒すると考えられる。この場合，初期状態との重心位置の差以上のエネルギーが必要になる。

クレーン転倒時の重心位置は [redacted]mm，初期状態では [redacted] m であるので，重心位置の差は 1,775mm である。この重心位置の差分に相当する速度 v は以下の通りである。

$m \times g \times h = m \times v^2/2$ より，

$v = \sqrt{(2 \times g \times h)} = \sqrt{(2 \times 9.80665 \times 1.775)} = 5.90 m/s$

ここで，m：クレーンの質量(kg)

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

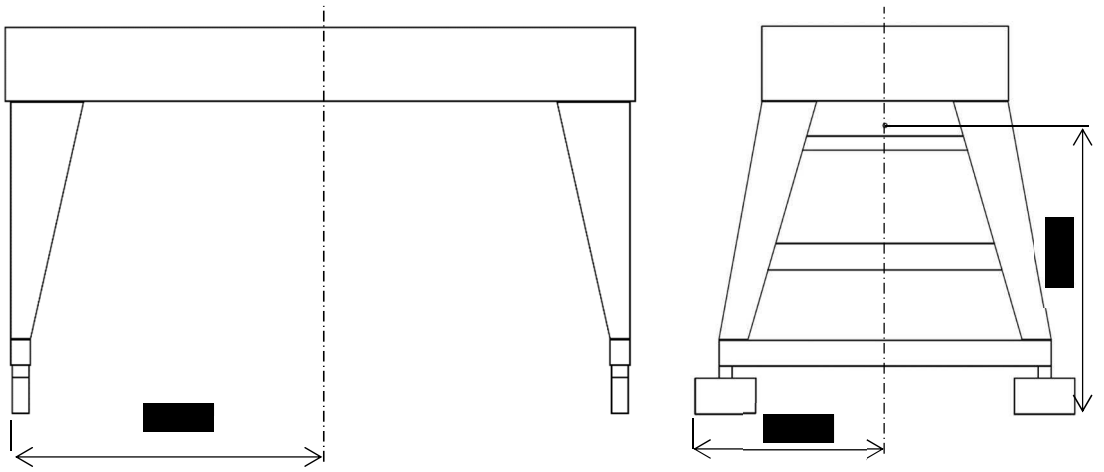
h：重心位置の差（＝1.775m）

評価の結果，①-1 項より，告示地震力の地震時におけるコンクリート床板の合成速度は 2.5m/s であり，転倒に必要なクレーン速度 5.9m/s 以下であると想定されることから，クレーンの転倒は考えにくい。

①-3　クレーン脚部１箇所を回転の起点として転倒する可能性

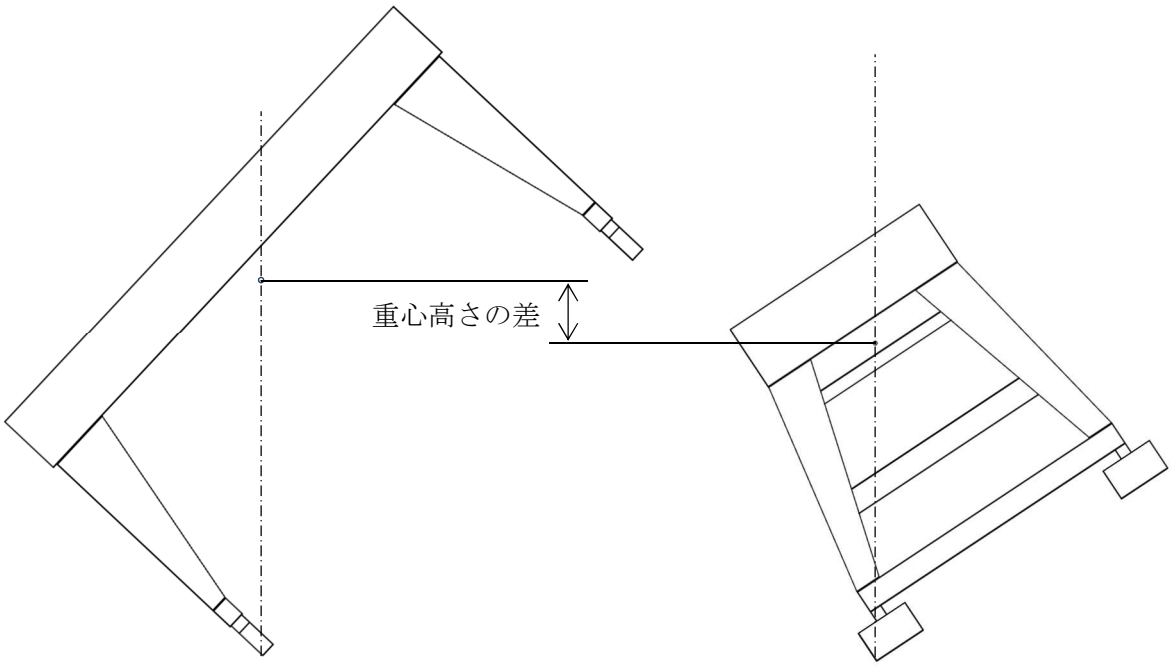
図４．１－３０にクレーンの形状，重心位置を示す。クレーンは南北方向に約 20m，東西方向に約 12m の矩形形状である。クレーンには４つの脚部があり，クレーンが転倒するには，図４．１－３１に示すように，脚部ががれきなどの障害物またはコンクリート基礎の損傷により移動を制限され，２箇所の脚部を中心に回転転倒すると考えられる。回転転倒時のクレーンの重心位置は，脚部の回転中心上にある時が最も位置が高い。このため，初期状態との重心位置の差以上のエネルギーが必要になる。この時，クレーンが南北方向（長辺側）に転倒する場合の重心変位は，東西方向（短辺側）に転倒する場合よりも大きく，クレーンは東西方向（短辺側）に転倒すると考えられる。

また，４つの脚部のうち，１個所のみが移動を制限されてクレーンが水平方向に回転する場合を想定した場合，図４．１－３２のようにクレーンは水平方向に回転しながら転倒すると考えられる。この場合においてもクレーンは必要エネルギーが小さい短辺側に最も転倒しやすい。このとき，クレーンは２箇所の脚部が移動を制限された場合と異なり，回転運動を伴うため，転倒に必要な重心位置の差のエネルギーに加えて，回転エネルギーが必要になるため，より大きなエネルギーが必要になる。このため，クレーン脚部１箇所を回転の起点とした転倒の可能性は考えにくい。



(a)西側からみたクレーン形状　　(b)南側から見たクレーン形状

図４．１－３０　クレーンの形状，重心位置



(a) 南北方向への転倒　　(b) 東西方向への転倒

図４．１－３１　クレーン転倒姿勢

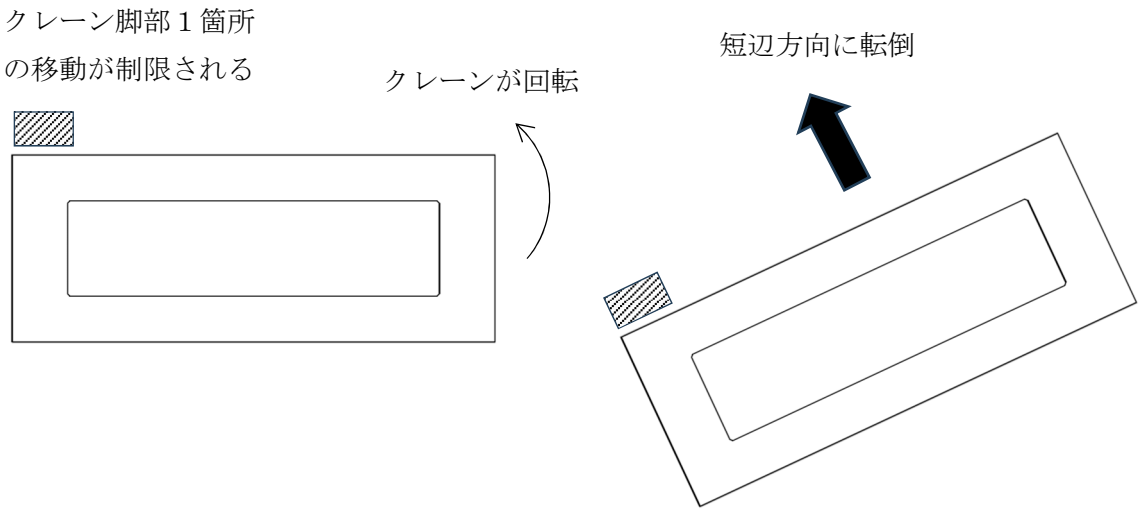


図４．１－３２　クレーン脚部１箇所の移動が制限された場合のクレーンの挙動

①-4　クレーン回転転倒の可能性

以上を踏まえると，クレーン，クレーン周辺のコンクリート基礎及び地盤が健全な場合はクレーンの転倒は考えにくいが，コンクリート基礎及び地盤が損傷する場合は，クレーンが転倒する可能性は否定できないことから，クレーン転倒評価の設定条件の検討及びクレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価を行う。

なお，クレーン転倒に必要なエネルギーを考慮すると，より小さいエネルギーで転倒する姿勢として，①-3 項の検討結果を踏まえ東西方向に２箇所の脚部を中心に回転転倒するケースを代表ケースとして評価を行う。

②　支持機能喪失時のキャスク移動

Ａ．南北方向への移動

図４．１－３３の通り，南北の移動方向に崩壊したコンクリート支持架台の残骸等が残存すると想定されるが，コンクリート支持架台等の損傷及び残存状況を定量的に評価することは困難である。一方，「(2) 1) 兼用キャスク同士の衝突性評価」（以下，「衝突性評価」という。）及びコンクリート支持架台の残骸等によりキャスクの移動が阻害されると想定されることを踏まえると，地震によるキャスクの南北方向の移動は限定的と想定される。

Ｂ．東西方向への移動

図４．１－３３の通り，東西の移動方向に崩壊したコンクリート支持架台の残骸等は存在しないと想定されることから，衝突性評価に近い状況で移動すると考えられる。

衝突性評価の「B．評価方法」における評価に基づき，告示地震力における水平速度2.0m/s を初速とし，摩擦係数を 0.25 とすると，キャスク 1 基の移動距離は 0.82m となり，地震によるキャスク 2 基の相対移動距離は，1.64m 程度と想定される。

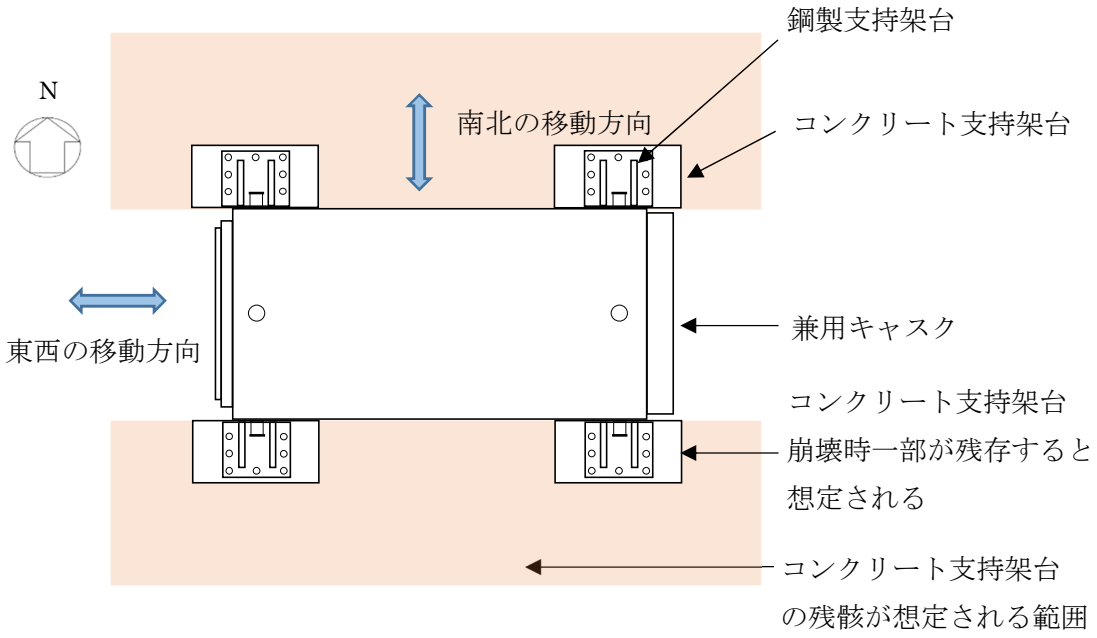


図４．１－３３　キャスク移動時のコンクリート支持架台残骸範囲想定図

③　クレーンの移動について

告示地震力によるクレーンへの影響は以下の通り。地震により，図４．１－３４の通り，クレーン走行車輪は，走行レールからレールピットに脱線すると想定される。

南北方向は，レールピットにより移動が制限されることから，概ね南北方向のクレーン位置は変わらないと考える。

東西方向は，すべりによるクレーンの移動が想定されることから，キャスクへの衝突位置が変わる可能性がある。

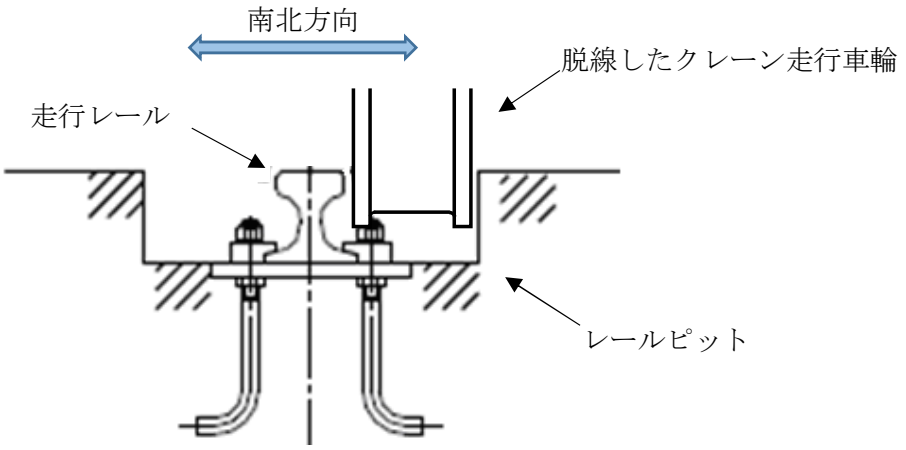


図４．１－３４　レールピットに脱線した車輪概略図

④　クレーン転倒評価における設定条件について

④-1　告示地震力による影響検討結果まとめ

②項及び③項における告示地震力による影響検討結果まとめは，表４．１－３２の通りである。

表４．１－３２　告示地震力によるキャスク及びクレーンの移動に関する検討結果

方向	キャスクの移動	クレーンの移動
南北	コンクリート支持架台等の損傷及び残存状況を定量的に評価することは困難であるが，コンクリート支持架台の残骸等によりキャスクの移動が阻害されることから，地震によるキャスクの移動は限定的と想定される。	脱線したクレーン走行車輪は，レールピットにより移動が制限されることから，クレーン位置は変わらないと想定される。
東西	キャスクの移動を阻害するコンクリート支持架台の残骸等は存在せず，地震によりキャスクは移動すると想定される。地震によるキャスク２基の相対移動距離は 1.64m 程度と想定される。	すべりによるクレーンの移動が想定される。

④-2　南北方向の設定条件

告示地震力によるクレーン転倒時，クレーン及び兼用キャスクの南北方向の移動は限定的と想定される。クレーン及び兼用キャスクが南北方向に移動しないとした場合，クレーンと兼用キャスクの位置関係から，クレーンが転倒し兼用キャスクに衝突時，図４．１－３５～図４．１－３７の通り，南側キャスクの中心位置とクレーンのダイヤフラムは [redacted]mm 離れている。一方，兼用キャスク胴下部外筒半径は [redacted]mm，兼用キャスク胴フランジ部半径は [redacted]mm であることから，クレーンが転倒し，兼用キャスクに衝突時，ダイヤフラムが変形する可能性がある。クレーン転倒評価においては，[redacted]評価する。なお，北側兼用キャスクの中心位置とクレーンのダイヤフラムは [redacted]mm 離れており，兼用キャスク衝突時，ダイヤフラムの変形による影響は小さいと考え，ダイヤフラムの変形は考慮しない。



図４．１－３５　クレーンとキャスク２基の位置関係
［兼用キャスク胴下部外筒表面衝突時］



図４．１－３６　クレーンとキャスク２基の位置関係
［兼用キャスク胴フランジ部衝突時］

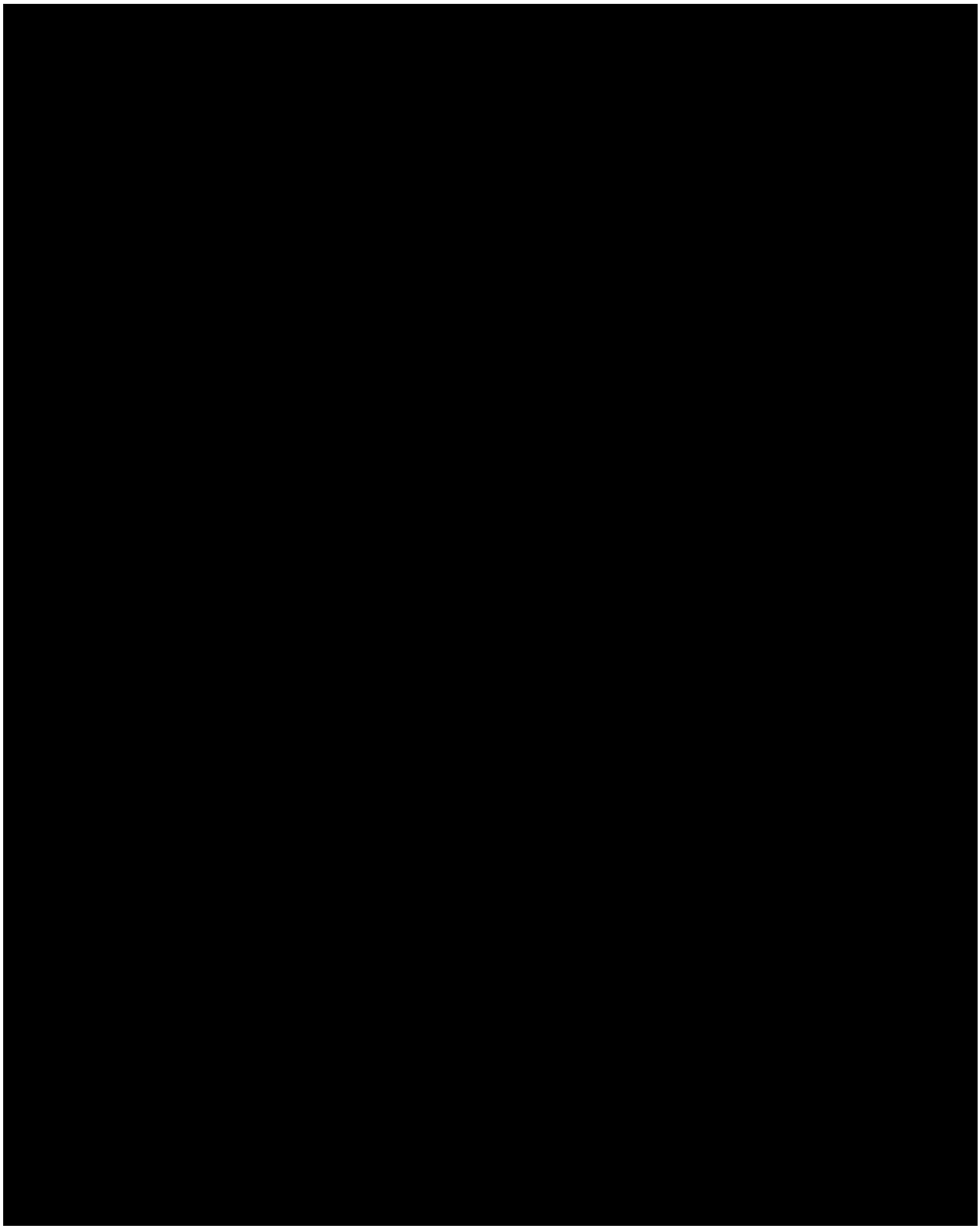


図４．１－３７　クレーンとキャスク２基の衝突時の位置関係



図４．１－３８　クレーン転倒評価モデル（南側キャスク衝突時）

④-3　東西方向の設定条件

東西方向は移動が想定され，兼用キャスクへの衝突位置を想定出来ないことから，キャスクの胴下部外筒表面，及び，胴フランジ部への衝突評価を行う。

④-4　クレーン転倒評価における兼用キャスク衝突箇所及び衝突基数

クレーンは兼用キャスクの搬出入やコンクリートモジュールの組み立てに使用し，使用期間は全体の供用期間に対して十分に小さいため，地震発生時，クレーンは待機位置で待機中と想定される。

兼用キャスクは，図４．１－３９の通り，西側にキャスク下部，東側にキャスク上部の向きで貯蔵している。待機位置でクレーンが西から東に転倒した場合，兼用キャスク胴下部外筒表面への衝突が想定されるため，クレーン転倒時の評価として，兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面に衝突時の評価を行う。

また，兼用キャスクの密封機能に影響する密封境界部（一次蓋，一次蓋フランジ及び一次蓋締付ボルト）に作用する荷重が大きくなるように一次蓋側面近傍の胴フランジ部にクレーンが転倒する場合を想定する。クレーンの位置を待機位置からずらし，胴フランジ部にクレーンが衝突するようクレーンを東から西に転倒させ，兼用キャスク 2 基胴フランジ部に衝突した場合の評価を行う。

さらに，密封境界への影響が大きいと想定される兼用キャスク胴フランジ部への衝突を代表として，保守的に兼用キャスク１基胴フランジ部に衝突した場合の評価を行う。

クレーンの待機位置とキャスクとの位置関係を図４．１－４０，図４．１－４１に示す。

表４．１－３３　クレーン転倒評価における兼用キャスク衝突箇所及び衝突基数一覧

	クレーン転倒位置	
	待機位置	待機位置以外
クレーン転倒方向	西から東	東から西
兼用キャスク衝突箇所	胴下部外筒表面	胴フランジ部
兼用キャスク衝突基数	2 基	1 基，2 基

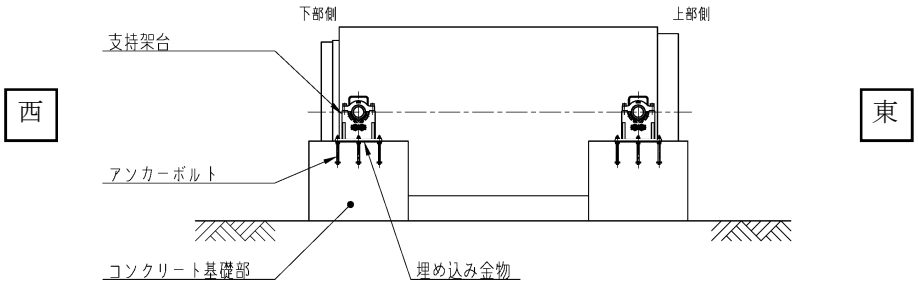


図４．１－３９　兼用キャスク保管向き

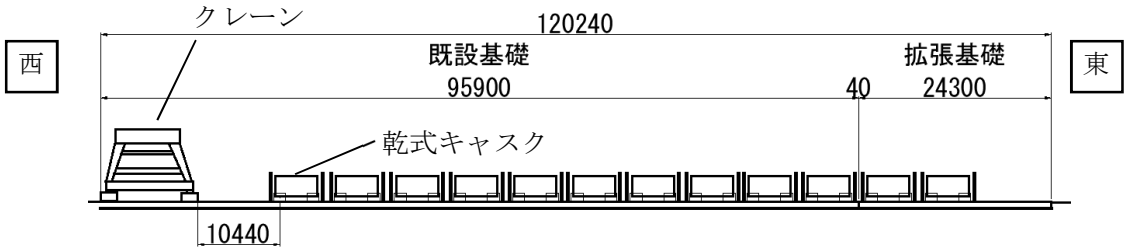
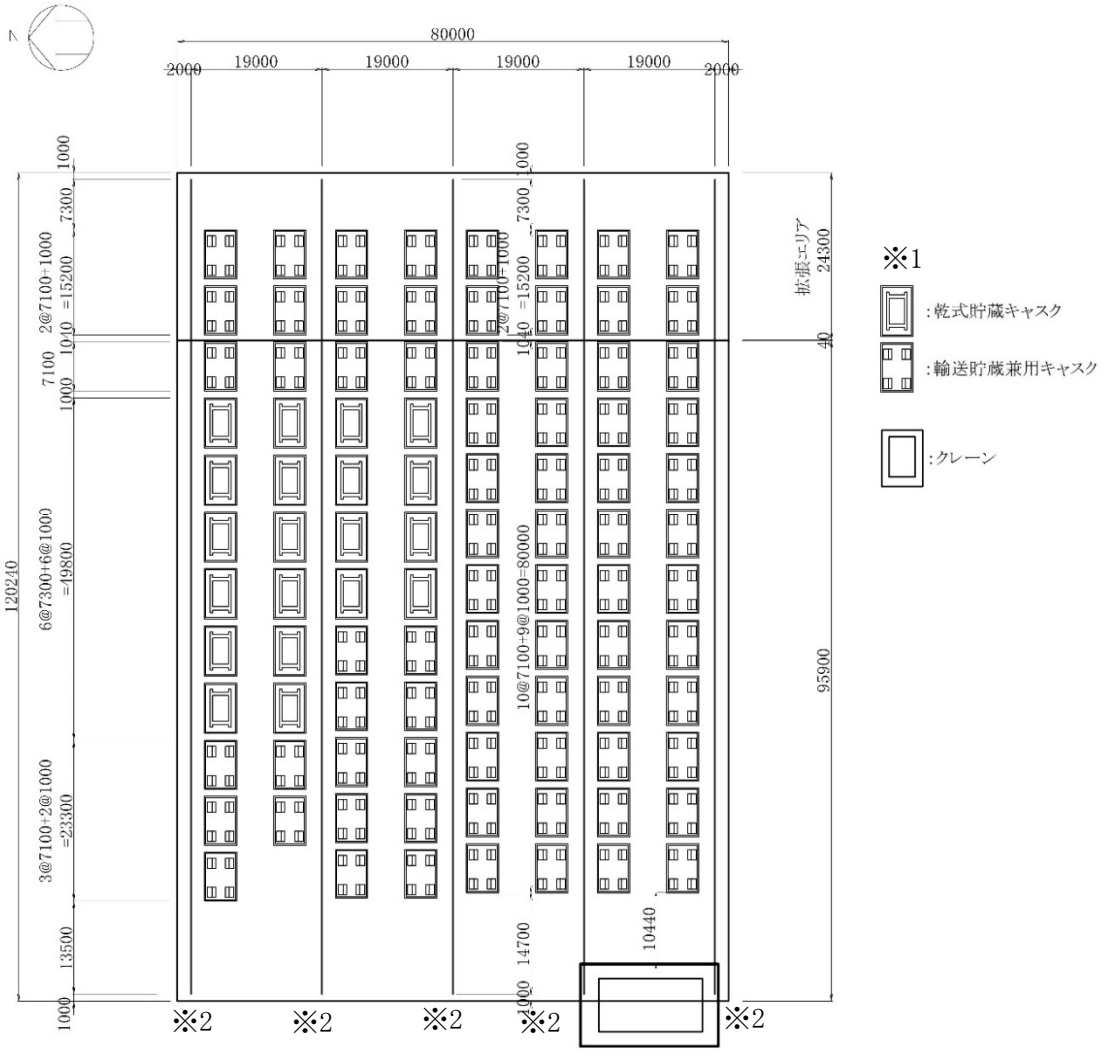


図４．１－４０　クレーン待機位置（側面図）



※1　キャスクは全て西側にキャスク下部，東側にキャスク上部の向きで貯蔵されている。

※2　クレーン用のレールが敷設されており，クレーン転倒時の南北方向の位置はレールにより固定される。

図４．１－４１　クレーン待機位置（平面図）

④-5　クレーンの転倒評価におけるクレーン質量

本評価におけるクレーン各部位の質量を表４．１－３４に示す。保守的にトロリフレームを含むクレーン全質量 209.7t が作用するものとして評価を行う。

表４．１－３４　クレーン各部位の質量

名称	材質	質量（ton）
桁（東側）	[redacted]	
桁（西側）		
桁つなぎ（北側）		
桁つなぎ（南側）		
トラックフレーム（北側）		
トラックフレーム（南側）		
走行装置（東側①）		
走行装置（東側②）		
走行装置（西側①）		
走行装置（西側②）		
脚（北側）		
脚（南側）		
上部脚つなぎ（北側）		
上部脚つなぎ（南側）		
中間部脚つなぎ（北側）		
中間部脚つなぎ（南側）		
トロリフレーム		
合計		209.7

⑤　クレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価

クレーン転倒による兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面への衝突，兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突及び兼用キャスク 1 基胴フランジ部への衝突において，兼用キャスクの密封機能が維持されることを確認する。クレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価フローを図４．１－４２に示す。

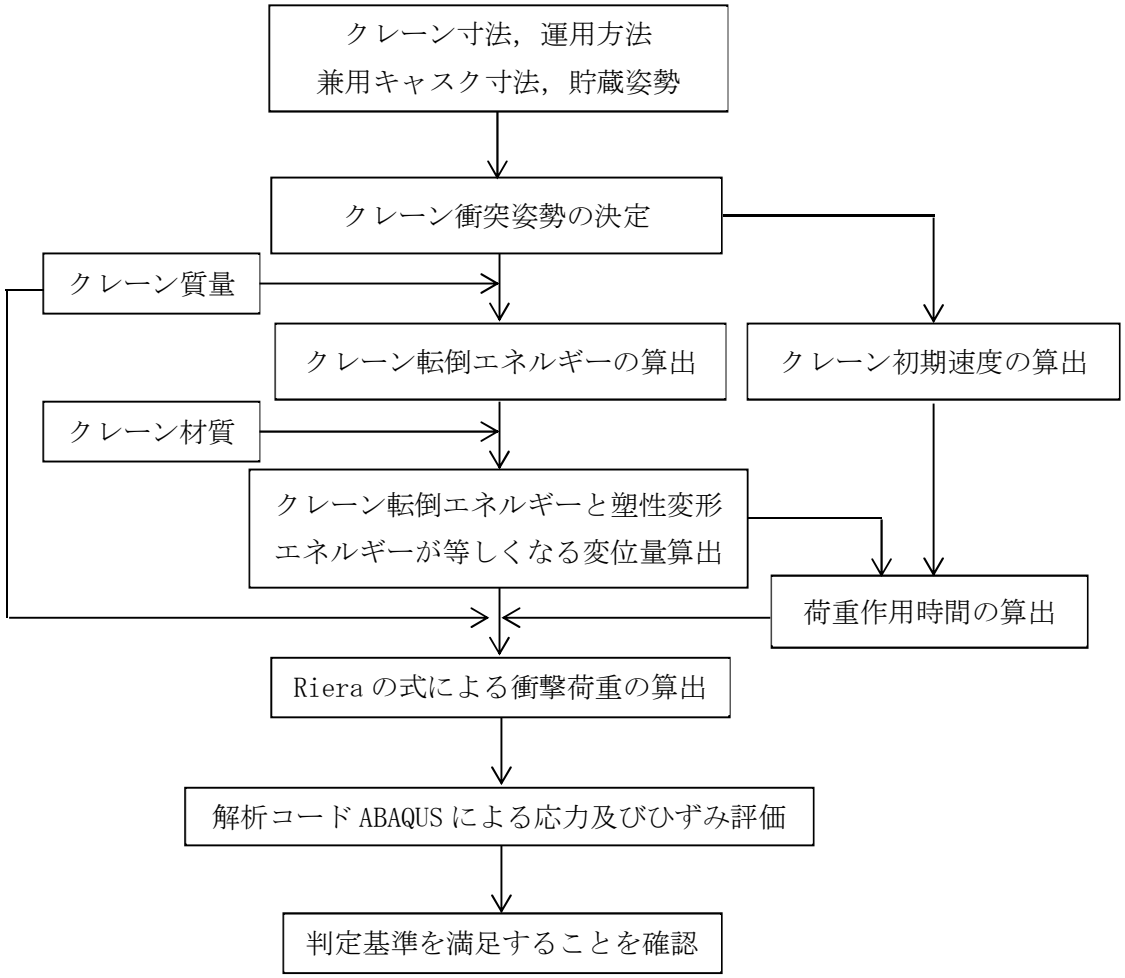


図４．１－４２　クレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価フロー図

⑤-1　兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面への衝突

A．評価方針

待機位置におけるクレーン転倒時の兼用キャスクへの影響を評価する。

クレーンが壊れて倒れるよりも，形状を維持したまま倒れるケースのほうが衝突荷重が大きいため，形状を維持した状態のクレーンがコンクリート床板に置かれた兼用キャスクの胴下部外筒表面へ回転転倒するものとする。なお，コンクリートモジュールの影響を考慮しない場合のほうが保守的であるため，コンクリートモジュールを無視してクレーンが直接兼用キャスクに転倒する場合の衝突評価を行う。

クレーンの転倒及び変形イメージを図４．１－４３に示す。

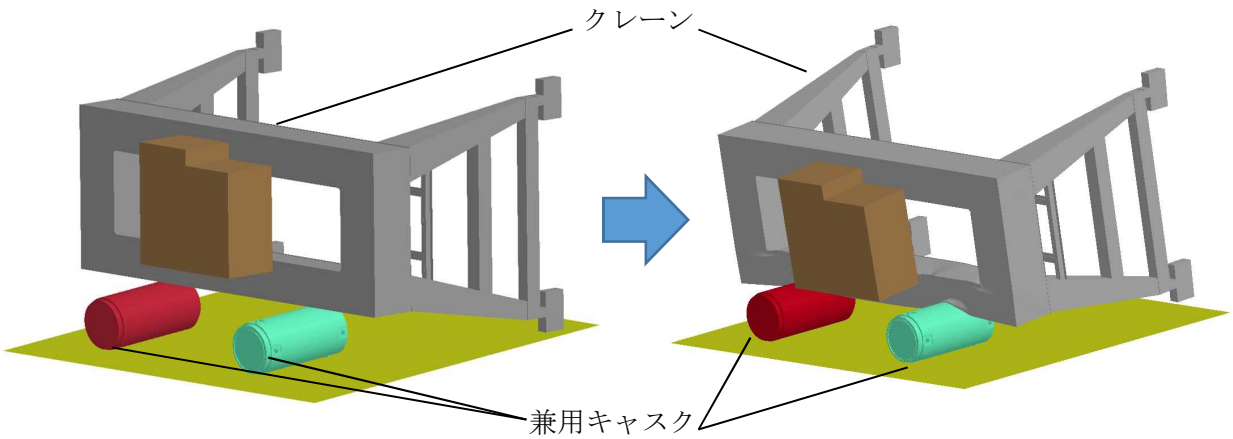


図４．１－４３　クレーンの転倒と衝突による変形

B．評価方法

ｉ．衝突荷重の算出

クレーンの待機位置からの転倒により兼用キャスク胴下部外筒とクレーンの桁（立板，補強板，補強リブ）が衝突する。兼用キャスクは剛でありクレーンの桁が塑性変形すると考えられるため，クレーンの塑性変形に要するエネルギーに基づき衝突荷重を算出する。

クレーンの落下エネルギーと塑性変形に要するエネルギーが等しくなるよう変形量を算出する。変形量を算出する上では，衝突荷重を保守的に算出するため，クレーンの落下エネルギーは実際には兼用キャスクの塑性変形や落下物の衝突後の運動エネルギーにも変換されるが，すべてクレーンの塑性変形で吸収されるものとする。

クレーンが転倒してキャスク 2 基に衝突する際の位置関係を図４．１－４４に，クレーンが転倒した場合の衝突箇所を図４．１－４５に示す。



図４．１－４４　クレーンとキャスク２基の位置関係

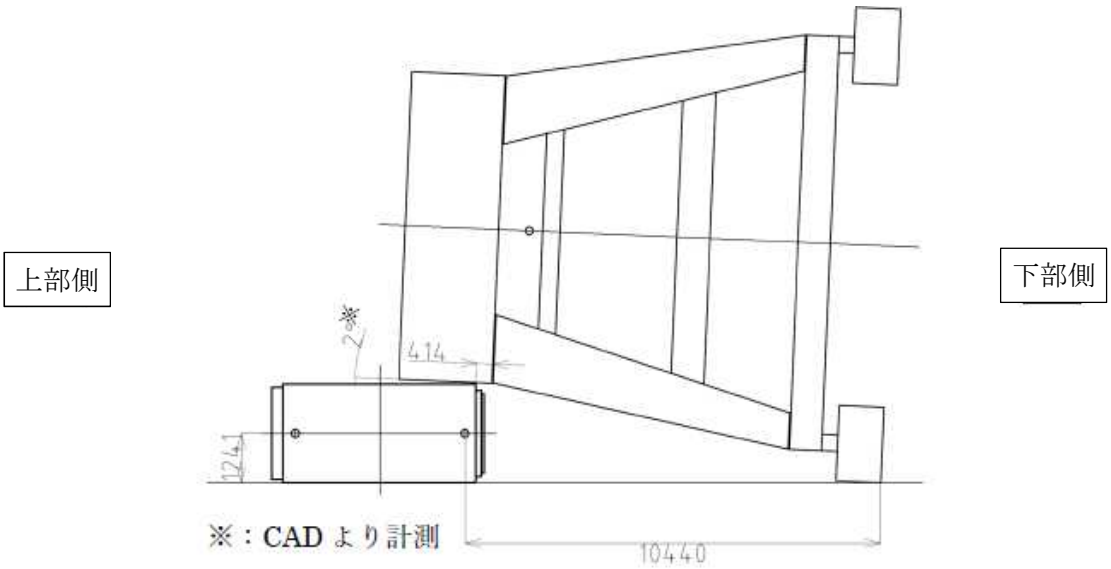


図４．１－４５　クレーン転倒時の衝突箇所（胴下部外筒表面衝突時※）

※クレーンが待機位置にある状態で西側から東側に転倒する場合，キャスクの胴下部に衝突する。

衝突姿勢時における図４．１－４４の断面Ａ－Ａ，断面Ｂ－Ｂの桁断面図を図４．１－４６に，クレーン部材の機械強度を表４．１－３５に示す。

表４．１－３５　クレーン部材の機械強度

部位	材質	縦弾性係数[MPa]	降伏応力[MPa]	引張強さ[MPa]
桁	SM490A	203000	[redacted]	
補強板，補強リブ	SS400	203000		



図４．１－４６　桁断面図

水平姿勢のキャスクとクレーンの位置関係によって損傷する部位を想定する。図４．１－４４における南側キャスクと北側キャスクで損傷部位が異なり，南側キャスクの中心位置はクレーンのダイヤフラム※と [redacted]mm 離れている。キャスクの外筒外径は [redacted]mm のため，ダイヤフラムが変形する。[redacted]図４．１－４７，図４．１－４８に北側から見たキャスク衝突部の桁断面を，図４．１－４９～図４．１－５１に東側から見たキャスク衝突部の変形形状を示し，いずれもキャスク衝突部の変形領域を示す。クレーンの桁（立板），補強板，補強リブに圧縮による塑性変形が生じるとして評価する。北側キャスクの中心位置は，クレーンのダイヤフラムと [redacted]mm 離れている。キャスクの外筒外径は [redacted]mm のため，北側キャスクの衝突ではダイヤフラムの変形の影響は小さい。よって，北側キャスクの衝突ではクレーンの桁（立板）の圧縮による塑性変形が生じるとして評価する。

※クレーン桁を構成する部分であり，補強リブ及び補強板によって構成された四角状の部材。



図４．１－４７　南側キャスク衝突部桁（ダイヤフラム）断面



図４．１－４８　北側キャスク衝突部桁断面



図４．１－４９　東側から見た南側キャスク衝突部位の変形形状



図４．１－５０　東側から見た南側キャスク衝突部補強板ａの変形形状



図４．１－５１　東側から見た北側キャスク衝突部立板の変形形状

桁に対してキャスクの胴は肉厚で剛であるので，衝突によって桁が塑性変形する。落下姿勢を維持したまま変形が進むと考え，南側キャスク衝突部では桁の東側の立板（板厚 ■mm），補強板ａ（板厚 ■ m），補強リブａ（板厚 ■mm），及び補強リブｂ（板厚 ■ m）に圧縮変形が生じる。北側キャスク衝突部では桁の東側の立板（板厚 ■ m）に圧縮変形が生じる。キャスクと桁の位置関係から，図４．１－５１に示すように立板及び補強板ａはキャスクの外径（胴体部半径 ■■ mm）に沿った円弧状，補強リブａは台形形状に変形する。また，衝突位置の関係上，補強リブｂの全長に圧縮変形は生じないが，衝突荷重を保守的に評価するため，長方形形状に変形するとして評価する。

立板の鉛直方向変位（板厚中心）を変形量ｈとすると，南側キャスク衝突部の立板の塑性変形面積 S_1，補強板ａの塑性変形面積 S_2，補強リブａの塑性変形面積Ａ，補強リブｂの塑性変形面積Ｂ，北側キャスク衝突部の立板部変形領域の面積 S_3 は，それぞれ以下の式で求めることができる。

南側キャスク立板部塑性変形面積 S_1

$S_1 =$ ■

南側キャスク補強板ａ部塑性変形面積 S_2

$S_2 =$ ■

南側キャスク補強リブ a 部塑性変形面積 A

$A =$ [redacted]

南側キャスク補強リブ b 部塑性変形面積 B

$B =$ [redacted]

北側キャスク立板部塑性変形面積 S_3

$S_3 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

h_1，h_2，h_3 は変形量 h を用いて以下の式で求める。

$h_1 =$ [redacted]

$h_2 =$

$h_3 =$

よって，南側キャスク衝突部の立板部変形領域の体積 V_1 は以下となる。

$V_1 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

補強板，補強リブ部変形領域の体積 V_2 は以下となる。

$V_2 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

北側キャスク衝突部の立板部変形領域の体積 V_3 は以下となる。

$V_3 =$ [redacted]

塑性変形によるエネルギーは圧縮変形体積と単位体積当たりの圧壊エネルギー（流動応力）から求めることが出来る。ここで，立板部の単位体積当たりの吸収エネルギーを σ_{fs}，補強板・補強リブ部の単位体積当たりの吸収エネルギーを σ_{fk} とすると，変形により吸収されるエネルギー E_p は以下となる。

$E_p =$ [redacted]

ここで，

$\sigma_{fs}^{※} =$ [redacted]

$\sigma_{fk}^{※} =$ [redacted]

[redacted]

※　鋼材の応力－ひずみ曲線では，弾性範囲（降伏応力）を超えて塑性変形が進むにつれて発生応力が引張応力まで増加する。このため，大変形を伴うクレーン衝突事象において，単位体積当たりの吸収エネルギーを引張強さと降伏応力の平均である流動応力として求める。

落下エネルギーを全てクレーンの塑性変形で吸収する場合，下式が成り立つ。この時の落下エネルギーは変形量 h 分を含める。

$E_p = \mathrm{E}$

ここで，

E：落下エネルギー（J）

$\mathrm{E} = \mathrm{mc} \cdot \mathrm{g} \cdot (\mathrm{H} + \mathrm{h})$

mc：クレーンの質量　（＝209700kg）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

H：落下高さ（＝4.6m）

以上より，Ep＝E を満たす変形量 h は 0.401m となり，Ep＝E＝1.028×10^{7}J となる。

次に荷重作用時間を求める。荷重作用時間が短いほうが衝突荷重は保守的であるため，衝突時の減速を考慮せず，荷重作用時間 te は，変形量 h を初期速度 V_0 で除して算出する。

te＝h／V_0＝0.042sec

ここで，

h：変形量（＝0.401m）

V_0：初期速度

$$V_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \fallingdotseq 9.5m/s$$

兼用キャスクとクレーンが衝突した際に発生する衝突荷重を，クレーンに対して兼用キャスクが十分に剛であると見なして評価する。衝突荷重は，「2) 兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価」と同様に Riera の式を用いて評価する。Riera の式は第 1 項を無視できるとすると次式で求められる。

$$F(t) = \mu[x(t)]v^2(t)$$

ここで，

F(t)：衝突荷重（N）

μ(x)：先端から距離 x における単位長さ当たりの質量（kg/m）

v(t)：時刻 t における衝突速度（m/s）

兼用キャスクの衝突により塑性変形するクレーンの立板，補強板，補強リブは変形方向に一様な断面ではないことから，変形に従い発生荷重の変動が生じる。衝突荷重の時刻歴を矩形波と近似すると荷重を過少に評価する想定となるため，クレーン転倒評価では，衝突荷重の時刻歴は三角波で近似する。

変動する衝突荷重は，衝突開始時に最大，衝突終了時に 0 となるため，初期荷重を F_0，荷重作用時間を te とすると，$F(t)=F_0\times(1-t/te)$ となる。

質量分布 μ[x(t)]も同様の変動をすると考えると，$2m/L\times(1-t/te)$ となる。

また，衝突速度を一定値 V_0 とし，Riera の式の両辺を積分する。

（Riera の式の左辺）$=\int_0^{te} F_0\left(1-\frac{t}{te}\right)dt = F_0 \cdot \frac{te}{2}$

（Riera の式の右辺）$=\int_0^{te} \frac{2m}{L}\left(1-\frac{t}{te}\right){V_0}^2\,dt = \frac{2m}{L}\cdot\frac{te}{2}\cdot{V_0}^2$

また，クレーンは兼用キャスク 2 基に衝突するため，兼用キャスク 1 基あたりのクレーン質量は mc/2 であること及び $V_0=L/te$ を考慮すると，右辺は次式となる。

（Riera の式の右辺）$=\frac{mc}{2}\cdot V_0$

以上から，次式により衝突荷重F_0を算出する。
衝突荷重評価結果を表４．１－３６に示す。

$$\frac{mc}{2}\cdot V_0 = F_0\cdot\frac{te}{2}$$

$$F_0 = \frac{mc\cdot V_0}{te} = 47.173MN \fallingdotseq 48MN$$

ここで，
mc：クレーンの質量　（＝209700kg）
V_0：初期速度（＝9.5m/s）
te：荷重作用時間（＝0.042sec）

表４．１－３６　クレーン衝突荷重

クレーンの質量 mc（kg）	落下高さ H（m）	初期速度 V_0（m/s）	単位体積当たりの塑性エネルギー σ（J/m^3）※	変形量 h（m）	落下エネルギー E（J）	荷重作用時間 te（sec）	落下時の運動量（N･s）	最大荷重 F_0（MN）
209700	4.6	9.5	5.14×10^8 4.02×10^8	0.401	1.03×10^7	0.042	1.99×10^6	48

※：上段はクレーンの立板，下段はクレーンの補強板又は補強リブの塑性エネルギーを表す

ⅱ．応力評価

「1）①　水平落下」と同様に，構造解析コードABAQUSを用いて図４．１－９に示す解析モデルを使用する。

衝突部（キャスク胴）に衝突荷重を作用させ，密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

なお、バスケットは「1）①　水平落下」と同様に，特別の試験条件において兼用キャスクに作用する設計荷重(9m水平落下時)より小さいことから応力評価を省略する。

Ｃ．判定基準

「1）①　水平落下」と同様に，密封機能評価の判定基準である表４．１－１４を判定基準とする。

Ｄ．評価結果

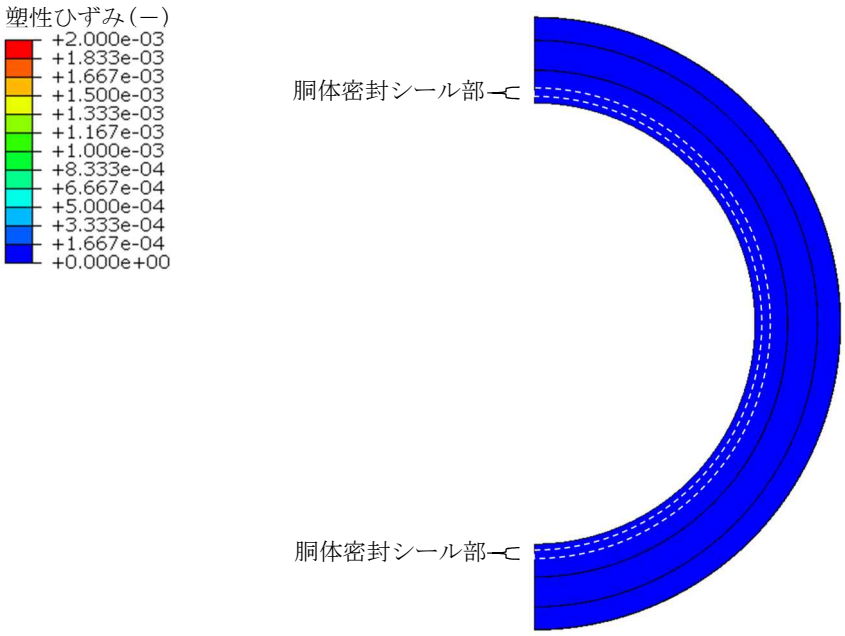
胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみは表４．１－３７及び図４．１－５２に示す通り，塑性ひずみは発生せず判定基準を満足する。また，一次蓋

締付けボルトに生じる応力は表４．１－３８の通りで判定基準を満足する。

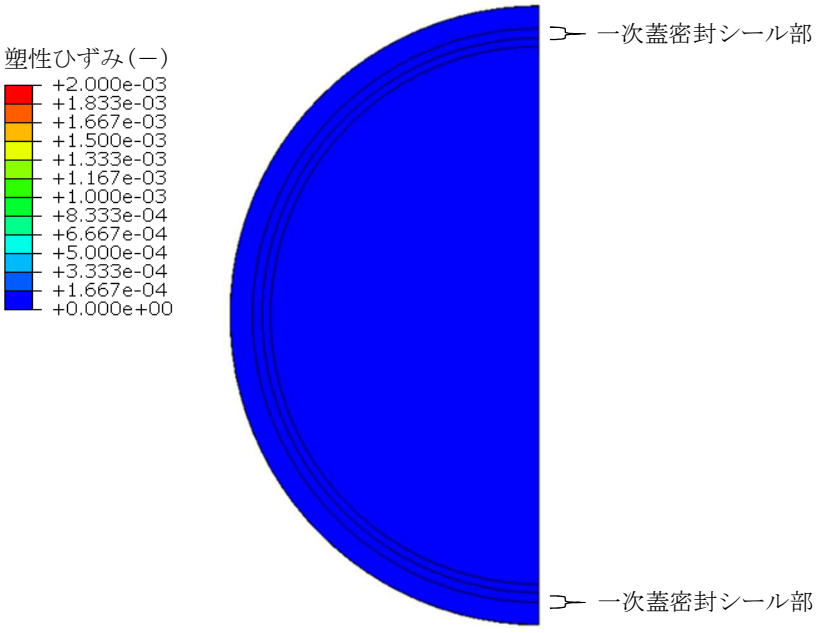
参考として，二次蓋の評価結果を表４．１－３９，表４．１－４０及び図４．１－５３に示す。

表４．１－３７　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
胴体密封シール部	0%	0.2%
一次蓋密封シール部	0%	0.2%



(a) 胴体（密封シール部）



(b) 一次蓋（密封シール部）

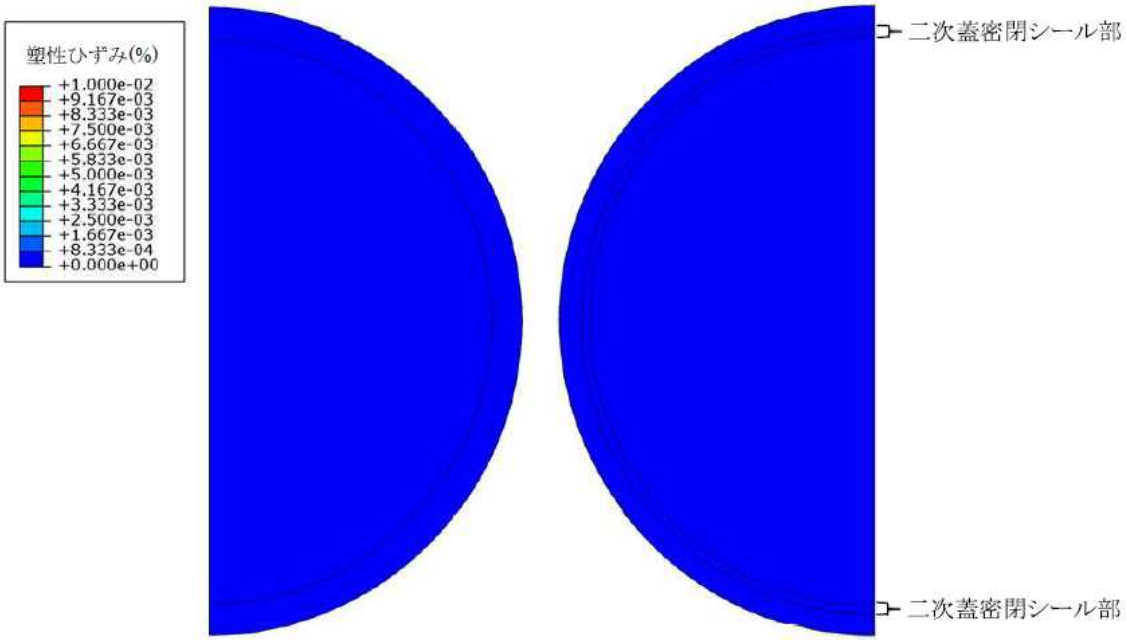
図４．１－５２　一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－３８　一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	255MPa	286MPa	831MPa

表４．１－３９　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
二次蓋密封シール部	0%	0.2%



(a) 外面側　　(b) 胴体内側

図４．１－５３　二次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－４０　二次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
二次蓋締付けボルト	261MPa	317MPa	848MPa

⑤-2　兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突

Ａ．評価方針

待機位置以外からのクレーン転倒による兼用キャスクへの衝突を想定する。兼用キャスクの密封機能に影響する密封境界部（一次蓋、一次蓋フランジ及び一次蓋締付ボルト）に作用する荷重が大きくなるように一次蓋側面近傍の胴フランジ部にクレーンが転倒する場合を評価する。

その他評価方針は「⑤-1　兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面への衝突」と同様とする。

Ｂ．評価方法

ｉ．衝突荷重の算出

クレーンの転倒により兼用キャスク胴フランジ部とクレーンの桁(立板,補強リブ)が衝突する。兼用キャスクは剛でありクレーンの桁が塑性変形すると考えられるため,クレーンの塑性変形に要するエネルギーに基づき衝突荷重を算出する。

クレーンの落下エネルギーと塑性変形に要するエネルギーが等しくなるよう変形量を算出する。変形量を算出する上では，衝突荷重を保守的に算出するため，クレーンの落下エネルギーは実際には兼用キャスクの塑性変形や落下物の衝突後の運動エネルギーにも変換されるが，すべてクレーンの塑性変形で吸収されるものとする。

クレーンが転倒してキャスク 2 基に衝突する際の位置関係を図４．１－５４に，クレーンが転倒した場合の衝突箇所を図４．１－５５（１），（２）に示す。

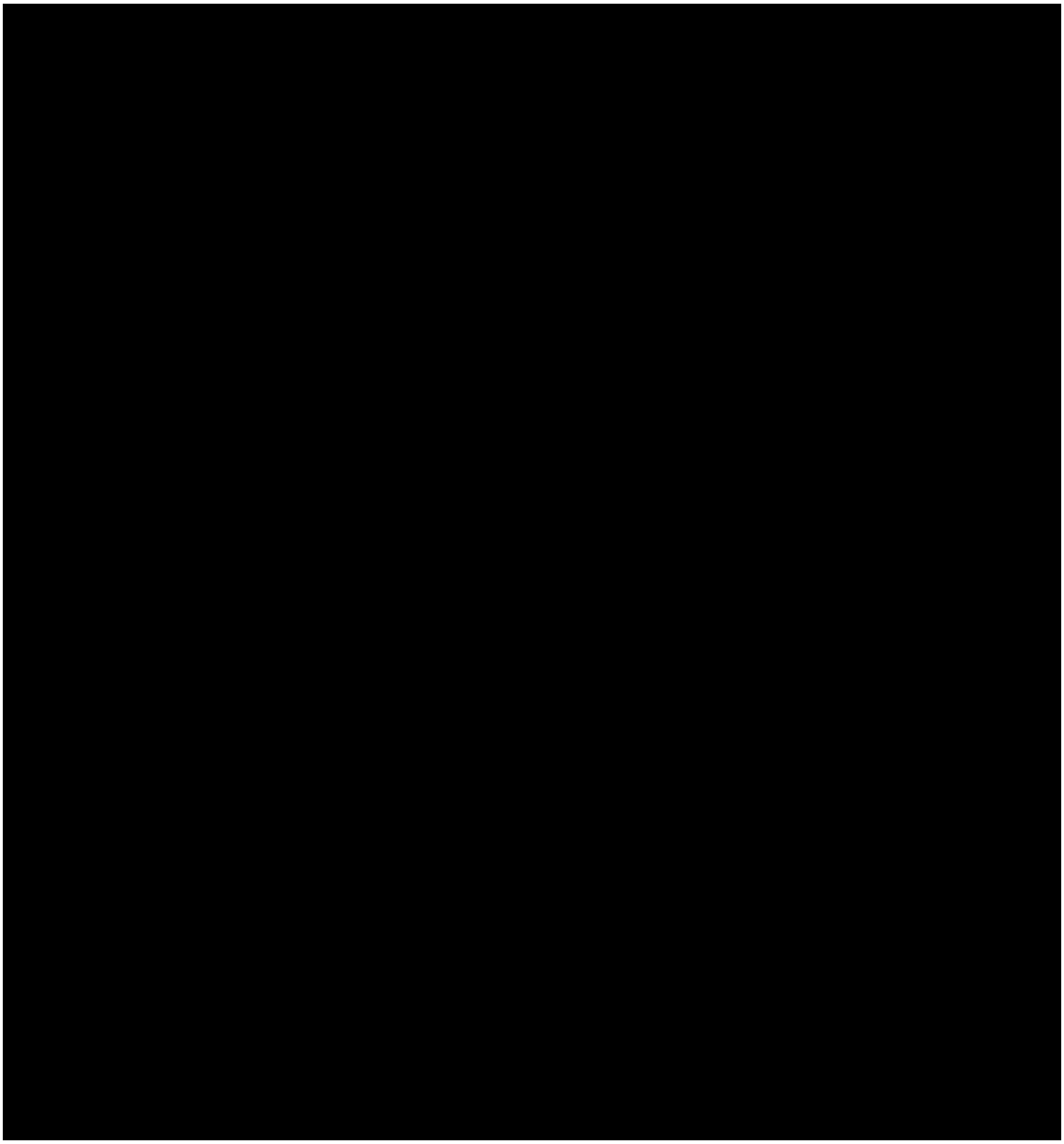


図４．１－５４　クレーンとキャスク２基の位置関係

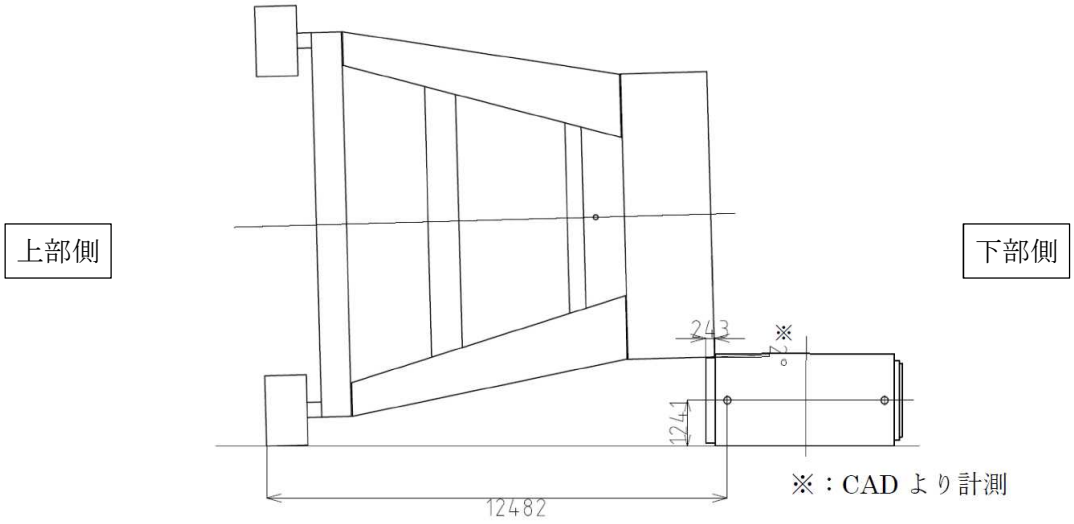


図４．１－５５（１）　クレーン転倒時の衝突箇所（胴フランジ部衝突時※）

※クレーンが待機位置からずれた位置にある状態で東側から西側に転倒する場合，キャスクの胴フランジ部に衝突する可能性がある。

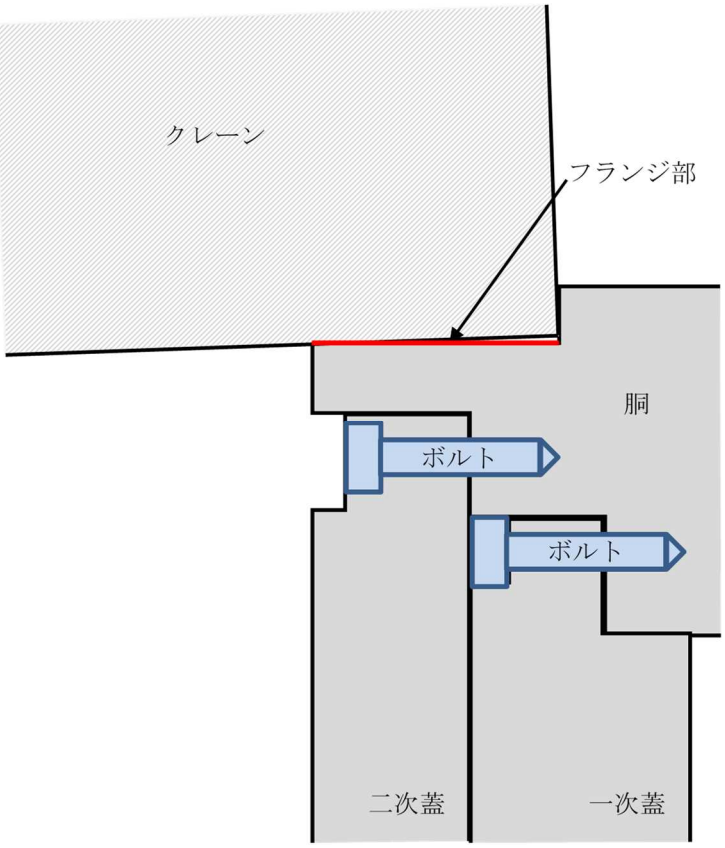


図４．１－５５（２）　クレーン転倒時の衝突箇所拡大図

衝突姿勢時における図４．１－５４の断面Ａ－Ａ，断面Ｂ－Ｂの桁断面図を図４．１－５６に，クレーン部材の機械強度を表４．１－４１に示す。

表４．１－４１　クレーン部材の機械強度

部位	材質	縦弾性係数[MPa]	降伏応力[MPa]	引張強さ[MPa]
桁	SM490A	203000	[redacted]	
補強リブ	SS400	203000		

[redacted]

図４．１－５６　桁断面図

水平姿勢のキャスクとクレーンの位置関係によって損傷する部位を想定する。図４．１－５４における南側キャスクと北側キャスクで損傷部位が異なり，南側キャスクの中心位置はクレーンのダイヤフラムと [redacted]mm 離れている。キャスクフランジ部外径は [redacted] m のため，ダイヤフラムが変形する。[redacted]図４．１－５７，図４．１－５８に北側から見たキャスク衝突部の桁断面を，図４．１－５９に東側から見たキャスク衝突部の変形形状を示し，いずれもキャスク衝突部の変形領域を示す。クレーンの桁（立板），補強リブに圧縮による塑性変形が生じるとして評価する。北側キャスクの中心位置は，クレーンのダイヤフラムと [redacted] m 離れている。キャスクフランジ部外径は [redacted]mm のため，北側キャスクの衝突ではダイヤフラムの変形の影響は少ない。よって，北側キャスクの衝突ではクレーンの桁（立板）の圧縮による塑性変形が生じるとして評価する。

[redacted]

図４．１－５７　南側キャスク衝突部桁（ダイヤフラム）断面



図４．１－５８　北側キャスク衝突部桁断面



図４．１－５９　西側から見たキャスク衝突部位の変形形状

桁に対してキャスクの胴は肉厚で剛であるので，衝突によって桁が塑性変形する。落下姿勢を維持したまま変形が進むと考え，南側キャスク衝突部では桁の西側の立板（板厚 ■mm），補強リブ（板厚 ■ m）に圧縮変形が生じる。北側キャスク衝突部では桁の西側の立板（板厚 ■mm）に圧縮変形が生じる。キャスクと桁の位置関係から，図４．１－５９に示すように立板はキャスクの外径（胴体部半径 ■■ mm）に沿った円

弧状，補強リブは台形形状に変形する。

立板の鉛直方向変位（板厚中心）を変形量 h とすると，南側キャスク衝突部の立板の塑性変形面積 S_1，補強リブの塑性変形面積 A，北側キャスク衝突部の立板部の塑性変形面積 S_2 は，それぞれ以下の式で求めることができる。

南側キャスク立板部塑性変形面積 S_1

$S_1 =$ [redacted]

南側キャスク補強リブ a 部塑性変形面積 A

$A =$ [redacted]

北側キャスク立板部塑性変形面積 S_2

$S_2 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

h_1，h_2 は変形量 h を用いて以下の式で求める。

$h_1 =$ [redacted]

$h_2 =$ [redacted]

よって，南側キャスク衝突部の立板部変形領域の体積 V_1 は以下となる。

$V_1 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

補強リブ部変形領域の体積 V_2 は以下となる。

$V_2 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

北側キャスク衝突部の立板部変形領域の体積 V_3 は以下となる。

$V_3 =$ [redacted]

塑性変形によるエネルギーは圧縮変形体積と単位体積当たりの圧壊エネルギー（流動応力）から求めることが出来る。ここで，立板部の単位体積当たりの吸収エネルギーを σ_{fs}，補強リブ部の単位体積当たりの吸収エネルギーを σ_{fk} とすると，変形により吸収されるエネルギーE_pは以下となる。

$E_p =$ [redacted]

ここで，

$\sigma_{fs}^{※} =$ [redacted]

$\sigma_{fk}^{※} =$ [redacted]

[redacted]

※　鋼材の応力－ひずみ曲線では，弾性範囲（降伏応力）を超えて塑性変形が進むにつれて発生応力が引張応力まで増加する。このため，大変形を伴うクレーン衝突事象において，単位体積当たりの吸収エネルギーを引張強さと降伏応力の平均である流動応力として求める。

落下エネルギーを全てクレーンの塑性変形で吸収する場合，下式が成り立つ。この時の落下エネルギーは変形量 h 分を含める。

$E_p = \mathrm{E}$

ここで，

E：落下エネルギー（J）

$\mathrm{E} = \mathrm{mc} \cdot \mathrm{g} \cdot (\mathrm{H} + \mathrm{h})$

mc：クレーンの質量　（＝209700kg）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

H：落下高さ（＝4.7m）

以上より，E_p＝E を満たす変形量 h は 0.474m となり，E_p＝E＝1.064×10^{7}J となる。

次に荷重作用時間を求める。荷重作用時間が短いほうが衝突荷重は保守的であるため，衝突時の減速を考慮せず，荷重作用時間 te は，変形量 h を初期速度 V_0 で除して算出する。

te＝h／V_0＝0.049sec

ここで，

h：変形量（＝0.474m）

V_0：初期速度

$$V_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \fallingdotseq 9.6m/s$$

「⑤-1　兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面への衝突」と同様，Riera の式を用いて衝突荷重を評価する。

ここで，兼用キャスクの衝突により塑性変形するクレーンの立板，補強板，補強リブは変形方向に一様な断面ではないことから，変形に従い発生荷重の変動が生じる。衝突荷重の時刻歴を矩形波と近似すると荷重を過少に評価する想定となるため，クレーン転倒評価では，衝突荷重の時刻歴は三角波で近似する。

また，クレーンは兼用キャスク 2 基に衝突するため，兼用キャスク 1 基あたりのクレーン質量は mc/2 であることを考慮し，次式により衝突荷重 F_0 を算出する。

衝突荷重評価結果を表４．１－４２に示す。

$$\frac{mc}{2} \cdot V_0 = \int_0^{te} F(t)dt = \int_0^{te} F_0\left(1 - \frac{t}{te}\right)dt = F_0 \cdot \frac{te}{2}$$

$$F_0 = \frac{mc \cdot V_0}{te} = 40.732MN \fallingdotseq 41MN$$

ここで，

mc：クレーンの質量　（＝209700kg）

V_0：初期速度（＝9.6m/s）

te：荷重作用時間（＝0.049sec）

表４．１－４２　クレーン衝突荷重

クレーンの質量 mc（kg）	落下高さ H（m）	初期速度 V_0（m/s）	単位体積当たりの塑性エネルギー σ（J/m^3）※	変形量 h（m）	落下エネルギー E（J）	荷重作用時間 te（sec）	落下時の運動量（N･s）	最大荷重 F_0（MN）
209700	4.7	9.6	5.14×10^8 4.02×10^8	0.474	1.06×10^7	0.049	2.01×10^6	41

※：上段はクレーンの立板，下段はクレーンの補強リブの塑性エネルギーを表す

ⅱ．応力評価

「1）①　水平落下」と同様に，構造解析コード ABAQUS を用いて図４．１－９に示す解析モデルを使用する。

衝突部（胴フランジ部）に衝突荷重を作用させ，密封シール部の塑性ひずみ及び締

付けボルトの応力評価を行う。

C．判定基準

「1）①　水平落下」と同様に，密封機能評価の判定基準である表４．１－１４を判定基準とする。

なお、バスケットは「1）①　水平落下」と同様に，特別の試験条件において兼用キャスクに作用する設計荷重(9m 水平落下時)より小さいことから応力評価を省略する。

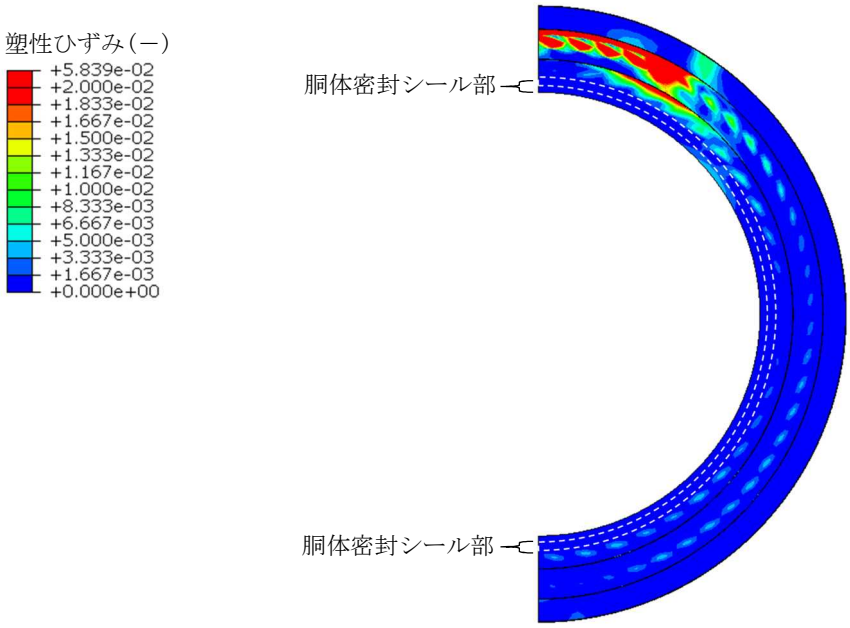
D．評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみは表４．１－４３及び図４．１－６０に示す通り，おおむね弾性範囲内であり判定基準を満足する。また，一次蓋締付けボルトに生じる応力は表４．１－４４の通りで判定基準を満足する。

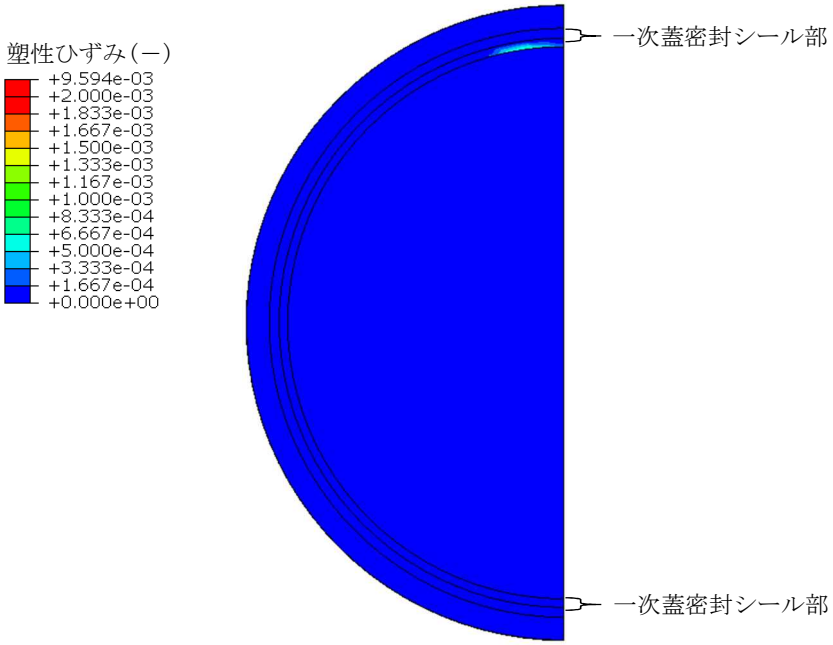
参考として，二次蓋の評価結果を表４．１－４５，表４．１－４６及び図４．１－６１に示す。引張＋曲げ応力が判定基準を超えているが，一次蓋が密封境界を担保できることから密封機能は維持される。

表４．１－４３　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
胴体密封シール部	0.05%	0.2%
一次蓋密封シール部	0%	0.2%



(a) 胴体（密封シール部）



(b) 一次蓋（密封シール部）

図４．１－６０　一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－４４　一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	335MPa	701MPa	831MPa

表４．１－４５　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
二次蓋密封シール部	0%	0.2%

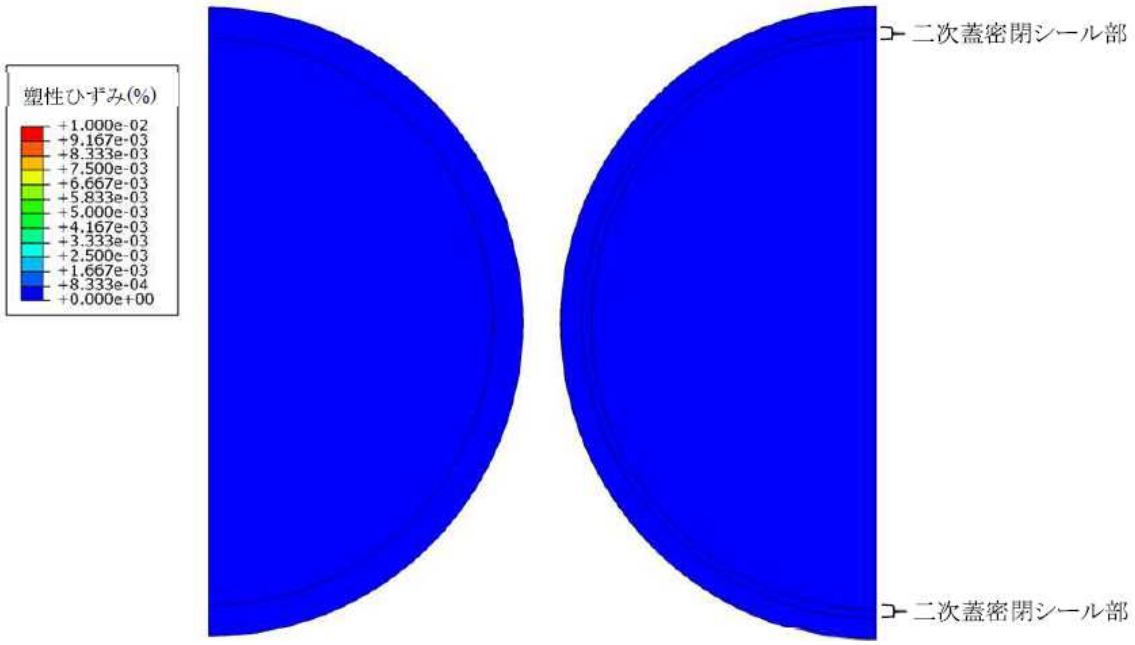


図４．１－６１　二次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

（左：外面側，右：胴体内側）

表４．１－４６　二次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
二次蓋締付けボルト	497MPa	1263MPa	848MPa

⑤-3　兼用キャスク１基胴フランジ部への衝突

Ａ．評価方針

待機位置以外からのクレーン転倒による兼用キャスクへの衝突を想定する。兼用キャスクの密封機能に影響する密封境界部（一次蓋、一次蓋フランジ及び一次蓋締付ボルト）に作用する荷重が大きくなるように一次蓋側面近傍の胴フランジ部にクレーンが転倒する場合を評価する。

クレーンの転倒及び変形イメージを図４．１－６２に示す。

なお，評価にあっては，衝突荷重を保守的に評価するため，ダイヤフラムへの衝突を考慮している南側キャスク 1 基胴フランジ部への衝突を代表事象として評価を行う。

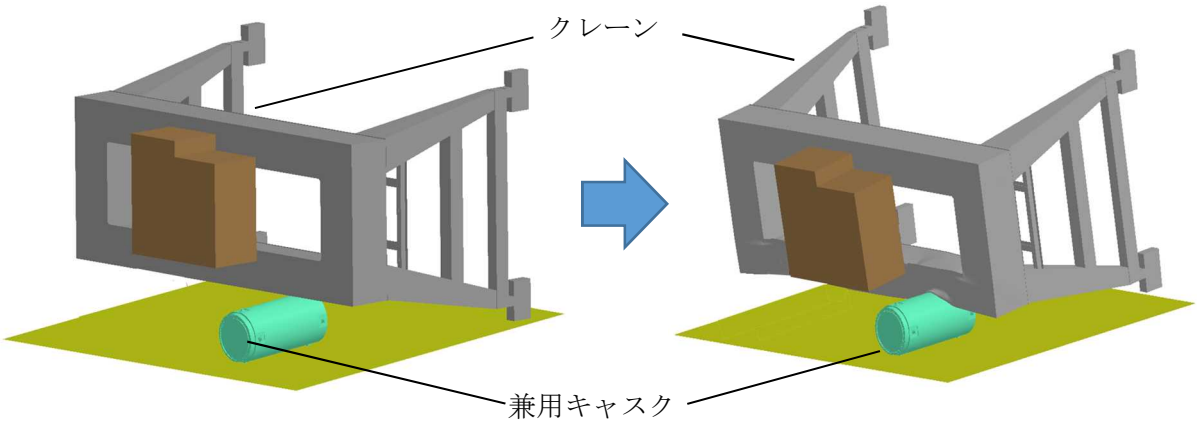


図４．１－６２　クレーンの転倒と衝突による変形

Ｂ．評価方法

ｉ．衝突荷重の算出

クレーンの転倒により兼用キャスク胴フランジ部とクレーンの桁(立板,補強リブ)が衝突する。兼用キャスクは剛でありクレーンの桁が塑性変形すると考えられるため,クレーンの塑性変形に要するエネルギーに基づき衝突荷重を算出する。

クレーンの落下エネルギーと塑性変形に要するエネルギーが等しくなるよう変形量を算出する。変形量を算出する上では，衝突荷重を保守的に算出するため，クレーンの落下エネルギーは実際には兼用キャスクの塑性変形や落下物の衝突後の運動エネルギーにも変換されるが，すべてクレーンの塑性変形で吸収されるものとする。

クレーンが転倒してキャスク１基に衝突する際の位置関係を図４．１－６３に，クレーンが転倒した場合の衝突箇所を図４．１－６４（１），（２）に示す。

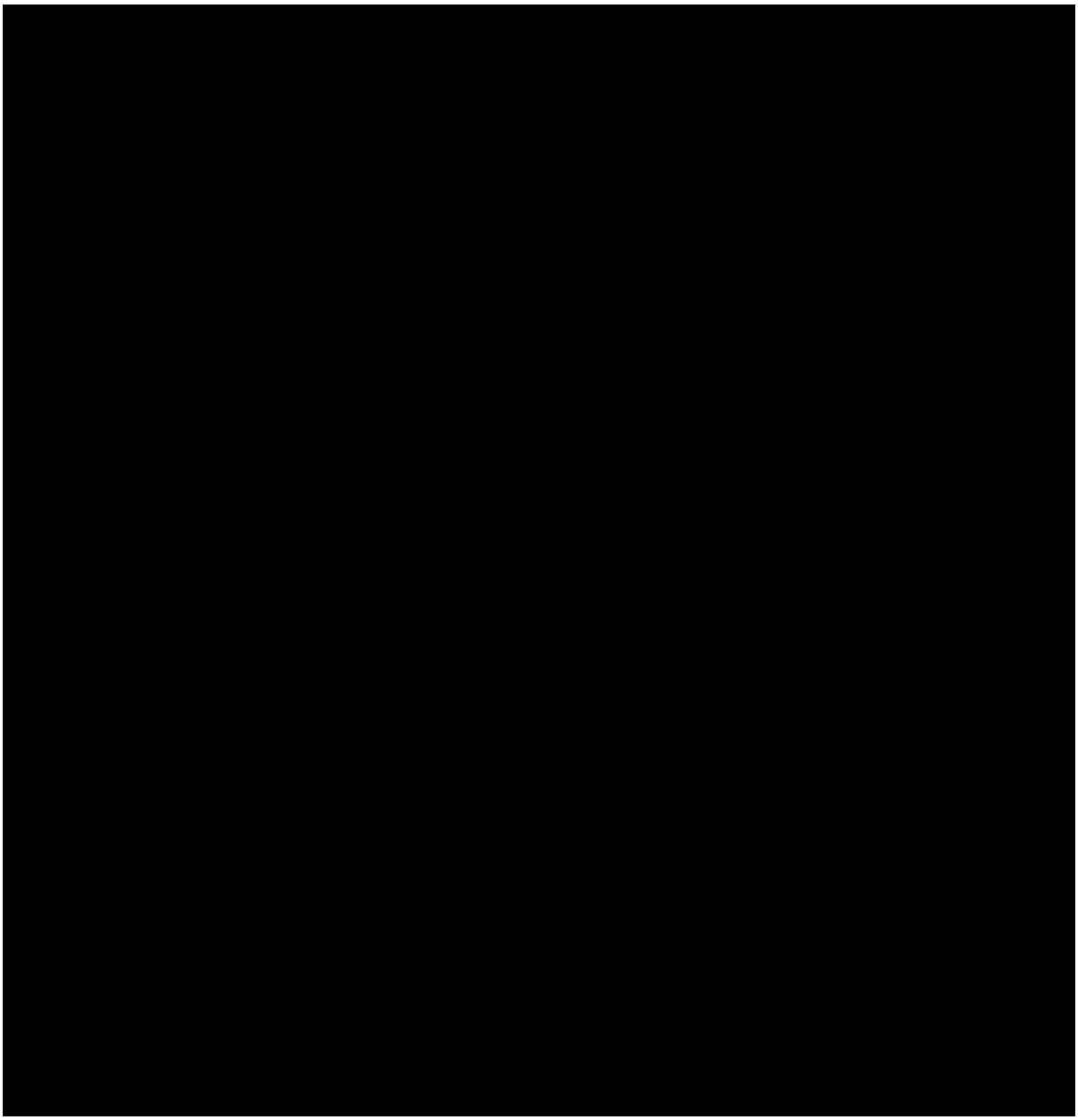


図４．１－６３　クレーンとキャスク１基の位置関係

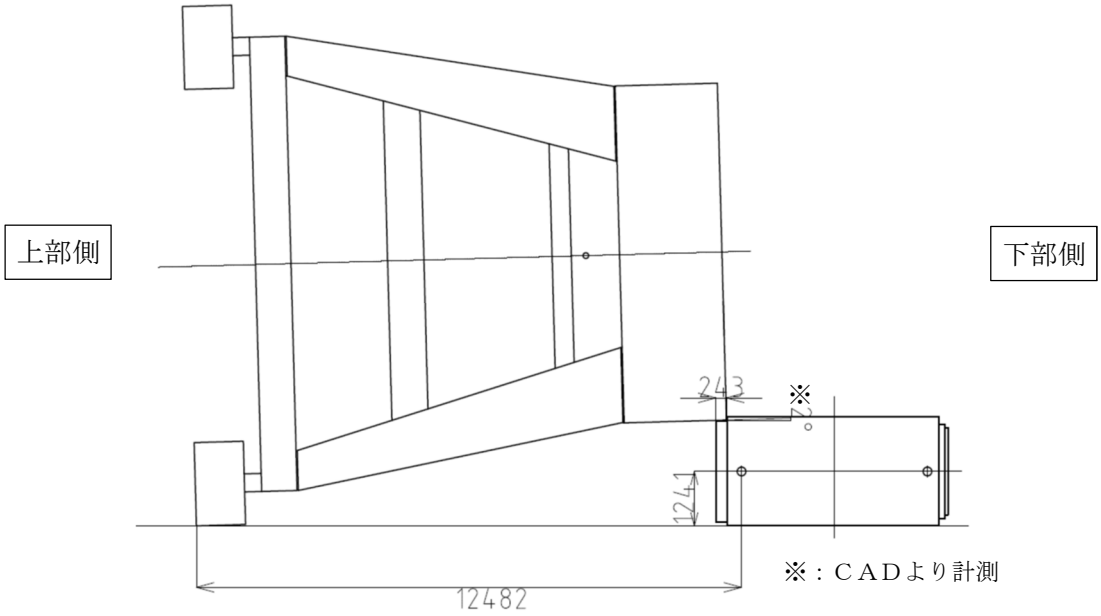


図４．１－６４（１）　クレーン転倒時の衝突箇所（胴フランジ部衝突時※）

※クレーンが待機位置以外の位置にある状態で東側から西側に転倒する場合，キャスクの胴フランジ部に衝突する可能性がある。

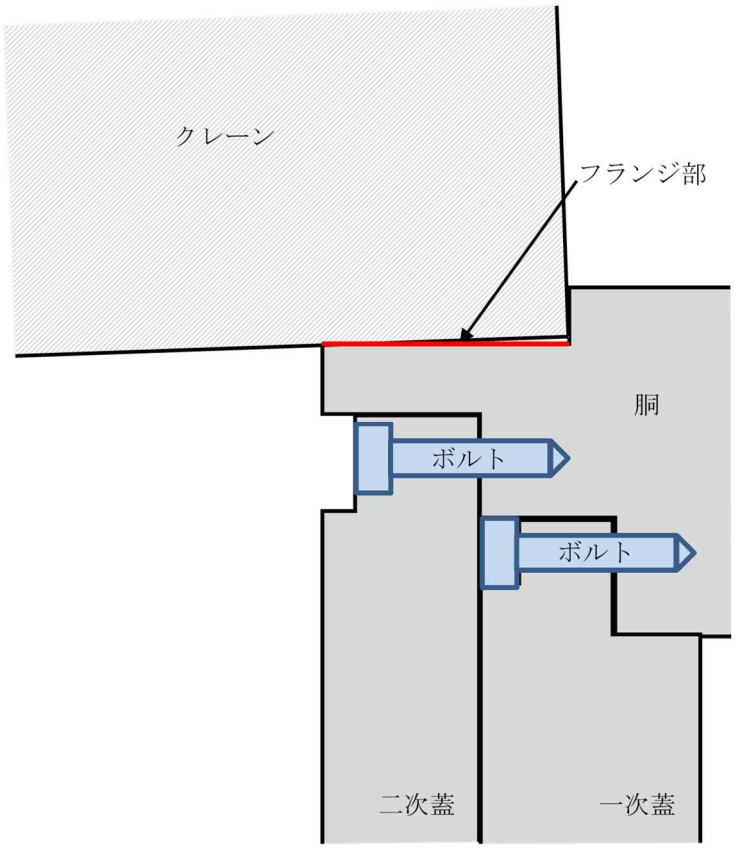


図４．１－６４（２）　クレーン転倒時の衝突箇所拡大図

衝突姿勢時における図４．１－６３の断面Ａ－Ａを図４．１－６５に，クレーン部材の機械強度を表４．１－４７に示す。

表４．１－４７　クレーン部材の機械強度

部位	材質	縦弾性係数[MPa]	降伏応力[MPa]	引張強さ[MPa]
桁	SM490A	203000	[redacted]	
補強リブ	SS400	203000		



図４．１－６５　桁断面図

水平姿勢のキャスクとクレーンの位置関係によって損傷する部位を想定する。南側キャスクの中心位置はクレーンのダイヤフラムと [redacted]mm 離れている。キャスクフランジ部外径は [redacted]mm のため，ダイヤフラムが変形する。[redacted] ４．１－６６に北側から見たキャスク衝突部の桁断面を，図４．１－６７に東側から見たキャスク衝突部の変形形状を示し，いずれもキャスク衝突部の変形領域を示す。クレーンの桁（立板），補強リブに圧縮による塑性変形が生じるとして評価する。



図４．１－６６　南側キャスク衝突部桁（ダイヤフラム）断面



図４．１－６７　西側から見たキャスク衝突部位の変形形状

桁に対してキャスクの胴は肉厚で剛であるので，衝突によって桁が塑性変形する。落下姿勢を維持したまま変形が進むと考え，南側キャスク衝突部では桁の西側の立板（板厚 ■mm），補強リブ（板厚 ■ m）に圧縮変形が生じる。キャスクと桁の位置関係から，図４．１－６７に示すように立板はキャスクの外径（胴体部半径 ■■ mm）に沿った円弧状，補強リブは台形形状に変形する。

立板の鉛直方向変位（板厚中心）を変形量 h とすると，南側キャスク衝突部の立板の塑性変形面積 S_1，補強リブの塑性変形面積 A は，それぞれ以下の式で求めることができる。

南側キャスク立板部塑性変形面積 S_1

$S_1 =$ [redacted]

南側キャスク補強リブ a 部塑性変形面積 A

$A =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

h_1，h_2 は変形量 h を用いて以下の式で求める。

$h_1 =$ [redacted]

$h_2 =$ [redacted]

よって，南側キャスク衝突部の立板部変形領域の体積 V_1 は以下となる。

$V_1 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

補強リブ部変形領域の体積 V_2 は以下となる。

$V_2 =$ [redacted]

ここで，

[redacted]

塑性変形によるエネルギーは圧縮変形体積と単位体積当たりの圧壊エネルギー（流動応力）から求めることが出来る。ここで，立板部の単位体積当たりの吸収エネルギーを σ_{fs}，補強リブ部の単位体積当たりの吸収エネルギーを σ_{fk} とすると，変形により吸収されるエネルギー E_p は以下となる。

$E_p =$ [redacted]

ここで，

σ_{fs}※ = [redacted]

σ_{fk}※ = [redacted]

[redacted]

※　鋼材の応力－ひずみ曲線では，弾性範囲（降伏応力）を超えて塑性変形が進むにつれて発生応力が引張応力まで増加する。このため，大変形を伴うクレーン衝突事象において，単位体積当たりの吸収エネルギーを引張強さと降伏応力の平均である流動応力として求める。

落下エネルギーを全てクレーンの塑性変形で吸収する場合，下式が成り立つ。この時の落下エネルギーは変形量 h 分を含める。

$E_p = \mathrm{E}$

ここで，

E：落下エネルギー（J）

$\mathrm{E} = \mathrm{mc} \cdot \mathrm{g} \cdot (\mathrm{H} + \mathrm{h})$

mc：クレーンの質量　（＝209700kg）

g：重力加速度（＝9.80665m/s^2）

H：落下高さ（＝4.7m）

以上より，E_p＝E を満たす変形量 h は 0.798m となり，E_p＝E＝1.131×10^{7}J となる。

次に荷重作用時間を求める。荷重作用時間が短いほうが衝突荷重は保守的であるため，衝突時の減速を考慮せず，荷重作用時間 te は，変形量 h を初期速度 V_0 で除して算出する。

te＝h／V_0＝0.083sec

ここで，

h：変形量（＝0.798m）

V_0：初期速度

$V_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \fallingdotseq 9.6 m/s$

「⑤-1　兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面への衝突」と同様，Riera の式を用いて衝突荷重を評価する。

ここで，兼用キャスクの衝突により塑性変形するクレーンの立板，補強板，補強リブは変形方向に一様な断面ではないことから，変形に従い発生荷重の変動が生じる。衝突荷重の時刻歴を矩形波と近似すると荷重を過少に評価する想定となるため，クレーン転倒評価では，衝突荷重の時刻歴は三角波で近似する。

また，クレーンは兼用キャスク１基に衝突するため，兼用キャスク１基あたりのクレーン質量は mc であることを考慮し，次式により衝突荷重 F_0 を算出する。

衝突荷重評価結果を表４．１－４８に示す。

$$mc \cdot V_0 = \int_0^{te} F(t)dt = \int_0^{te} F_0\left(1 - \frac{t}{te}\right)dt = F_0 \cdot \frac{te}{2}$$

$$F_0 = \frac{2mc \cdot V_0}{te} = 48.421MN \fallingdotseq 49MN$$

ここで，

mc：クレーンの質量　（＝209700kg）

V_0：初期速度（＝9.6m/s）

te：荷重作用時間（＝0.083sec）

表４．１－４８　クレーン衝突荷重

クレーンの質量 mc（kg）	落下高さ H（m）	初期速度 V_0（m/s）	単位体積当たりの塑性エネルギー σ（J/m^3）※	変形量 h（m）	落下エネルギー E（J）	荷重作用時間 te（sec）	落下時の運動量（N･s）	最大荷重 F_0（MN）
209700	4.7	9.6	5.14×10^8 4.02×10^8	0.798	1.13×10^7	0.083	2.01×10^6	49

※：上段はクレーンの立板，下段はクレーンの補強リブの塑性エネルギーを表す

ⅱ　応力評価

「1）①　水平落下」と同様に，構造解析コード ABAQUS を用いて図４．１－９に示す解析モデルを使用する。

衝突部（胴フランジ部）に衝突荷重を作用させ，密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

Ｃ．判定基準

「1）①　水平落下」と同様に，密封機能評価の判定基準である表４．１－１４を判定基準とする。

なお、バスケットは「1）①　水平落下」と同様に，特別の試験条件において兼用キ

ャスクに作用する設計荷重(9m 水平落下時)より小さいことから応力評価を省略する。

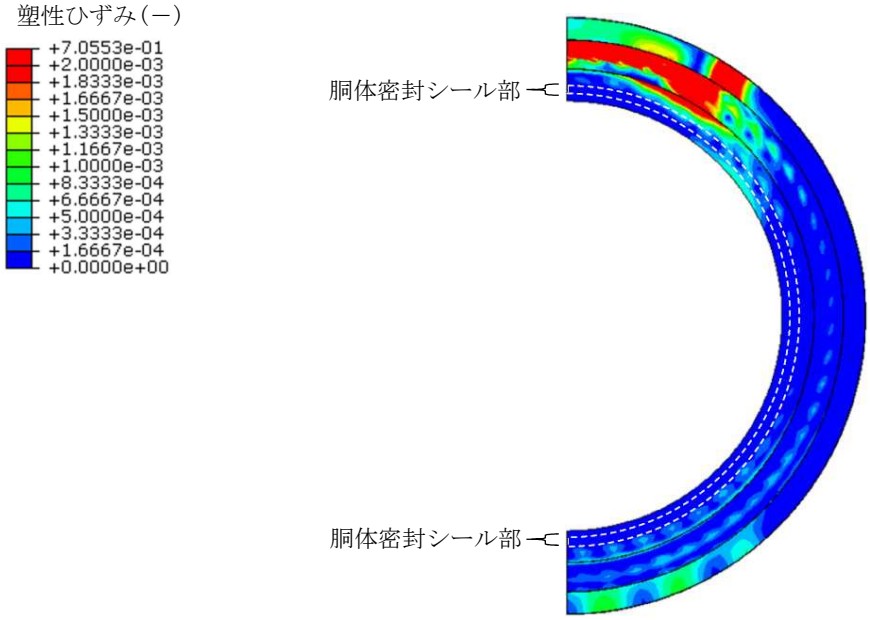
D．評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみは表４．１－４９及び図４．１－６８に示す通り，おおむね弾性範囲内であり判定基準を満足する。また，一次蓋締付けボルトに生じる応力は表４．１－５０の通りで判定基準を満足する。

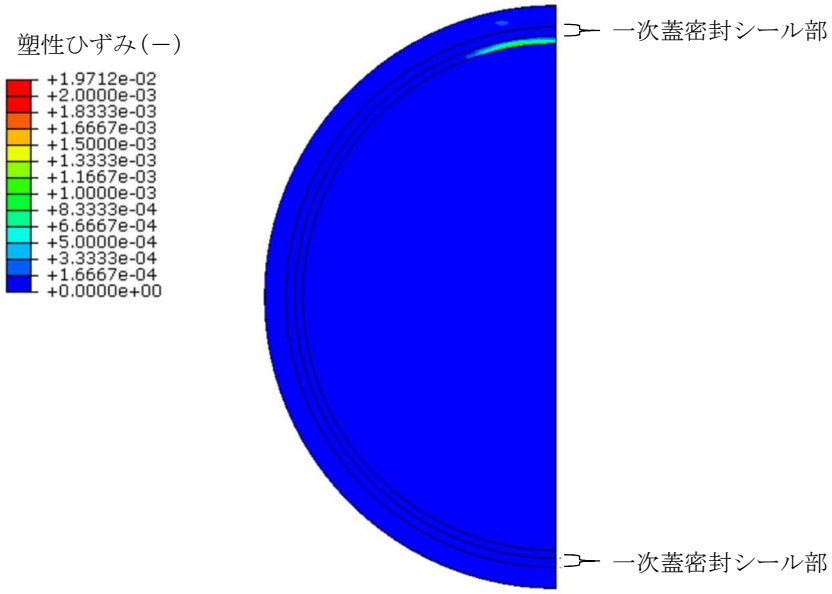
参考として，二次蓋の評価結果を表４．１－５１，表４．１－５２及び図４．１－６９に示す。引張＋曲げ応力が判定基準を超えているが，一次蓋が密封境界を担保できることから密封機能は維持される。

表４．１－４９　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
胴体密封シール部	0.06%	0.2%
一次蓋密封シール部	0%	0.2%



(a) 胴体（密封シール部）



(b) 一次蓋（密封シール部）

図４．１－６８　一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表４．１－５０　一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	375MPa	768MPa	831MPa

表４．１－５１　密封シール部のひずみ計算結果

評価部位	塑性ひずみ	判定基準
二次蓋密封シール部	5.7%	0.2%

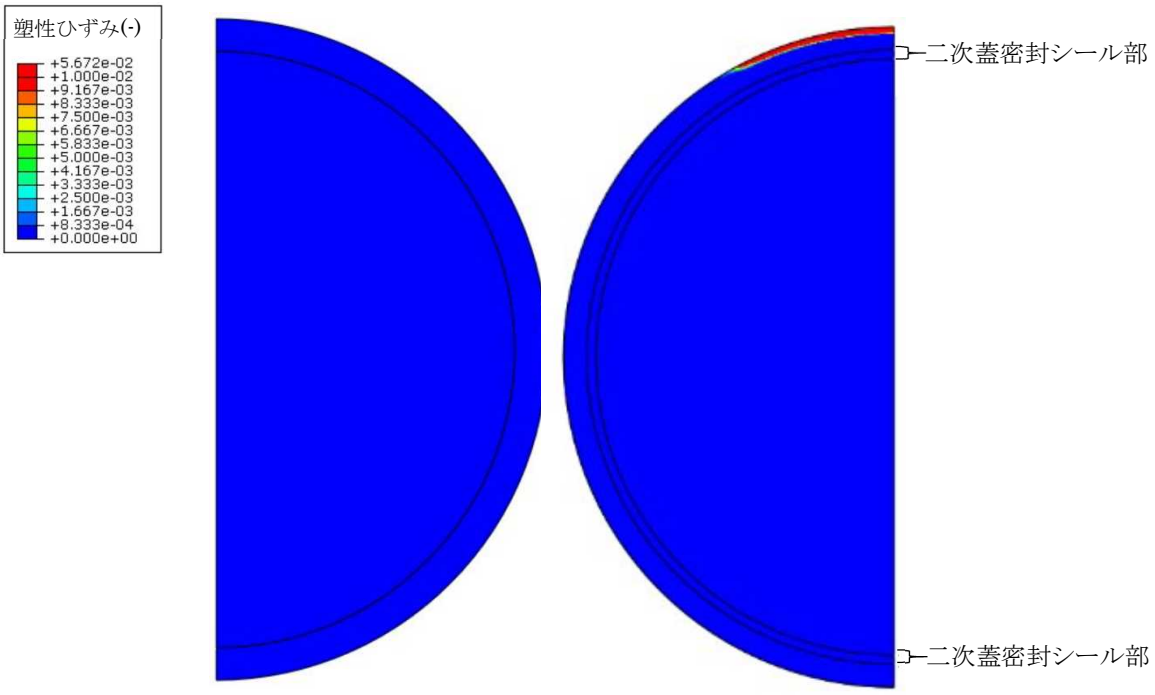


図４．１－６９　二次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

（左：外面側，右：胴体内側）

表４．１－５２　二次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張＋曲げ応力	
二次蓋締付けボルト	558MPa	1400MPa	848MPa

⑤-4　クレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価のまとめ

表４．１－５３にクレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価一覧を示す。胴体密封シール部，一次蓋密封シール部，一次蓋締付けボルトについて，いずれのケースにおいても，判定基準を満足する。また，「1)　①　C．判定基準」に示す通り二次蓋は密封境界として扱わないため，二次蓋密封シール部，二次蓋締付けボルトの評価は表には記載しない。

なお，兼用キャスク 1 基衝突時の最大荷重が，2 基衝突時の最大荷重に比較し，2 倍程度にならない理由は，1 基衝突の場合，キャスク 1 基にクレーンの荷重が作用するものの，クレーンの変形量が大きくなることで荷重作用時間が長くなり，加速度が小さくなる傾向がある。これらの影響で，最大荷重が著しく増大しないことによる。

表４．１－５３　クレーン転倒による兼用キャスクへの衝突評価一覧

クレーン転倒時 衝突基数及び 衝突箇所	クレーン衝突荷重			密封シール部のひずみ計算結果 塑性ひずみ		一次蓋締付けボルト応力評価結果 一次応力	
	変形量 h	荷重作業時間 te	最大荷重 F_0	胴体密封 シール部	一次蓋密封 シール部	引張応力	引張 ＋曲げ応力
兼用キャスク２基 胴下部外筒表面	0.401m	0.042s	48MN	0%	0%	255MPa	286MPa
兼用キャスク２基 胴フランジ部	0.474m	0.049s	41MN	0.05%	0%	335MPa	701MPa
兼用キャスク１基 胴フランジ部	0.798m	0.083s	49MN	0.06%	0%	375MPa	768MPa
判定基準	－	－	－	0.2%	0.2%	831MPa	831MPa

⑤-5　兼用キャスクの衝突基数に対する衝撃荷重

前項の通り，兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面へ衝突時の最大荷重は 48MN，兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突時の最大衝突荷重は 41MN，兼用キャスク 1 基胴フランジ部へ衝突時の最大衝突荷重は 49MN であり，1 基胴フランジ部への最大衝突荷重が上回る結果となった。兼用キャスク 1 基胴フランジ部へ衝突時の最大衝突荷重が，兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面へ衝突時及び兼用キャスク 2 基胴フランジ部へ衝突時の最大衝突荷重を包絡する。

6)　各評価事象の評価結果（まとめ）

兼用キャスクと周辺施設との相互影響における評価結果を表４．１－５４に示す。いずれの事象においても，兼用キャスクの安全機能への影響がないことを確認した。

表４．１－５４（１）　兼用キャスクと周辺施設との相互影響における評価結果

評価項目		衝突部位	評価部位	評価手法	評価結果	判定基準
1) 兼用キャスクの落下評価	① 水平落下	上部／下部トラニオンーコンクリート床板（剛体面）	胴体密封シール部	解析コード ABAQUS を用いたひずみ評価，工学式による応力評価	0.1(%)	明瞭な降伏応力を示さない材料の耐力 0.2(%)
			一次蓋密封シール部		0(%)	
			一次蓋締付けボルト		引張：279(MPa) 引張＋曲げ：704(MPa)	ボルト材料の設計降伏点 831(MPa)
	② 回転落下	上部トラニオンーコンクリート床板（剛体面）	胴体密封シール部		0(%)	明瞭な降伏応力を示さない材料の耐力 0.2(%)
			一次蓋密封シール部		0(%)	
			一次蓋締付けボルト		引張：265(MPa) 引張＋曲げ：616(MPa)	ボルト材料の設計降伏点 831(MPa)
2) 兼用キャスクとコンクリートモジュールとの衝突評価	① 兼用キャスク頭部への衝突	兼用キャスク頭部ーコンクリートモジュール	胴体密封シール部，一次蓋密封シール部，一次蓋締付けボルト	Riera 式による荷重評価	9.4(MN)	SAR における設計荷重 34.7(MN)
	② 兼用キャスク側面への衝突	上部／下部トラニオンーコンクリートモジュール		Riera 式による荷重評価	9.4(MN)	「1) ① 水平落下」における衝撃荷重 40(MN)

表４．１－５４（２）　兼用キャスクと周辺施設との相互影響における評価結果

評価項目		衝突部位	評価部位	評価手法	評価結果	判定基準
3) コンクリートモジュールの落下・転倒評価	① 天板（全体）の水平姿勢での落下	上部／下部トラニオンーコンクリートモジュール（天板全体）	胴体密封シール部，一次蓋密封シール部，一次蓋締付けボルト	Riera 式による荷重評価	4.4(MN)	「1) ① 水平落下」における衝撃荷重 40(MN)
	② 天板(全体)の傾斜姿勢での落下	胴フランジ部ーコンクリートモジュール（天板全体）		Riera 式による荷重評価	2.9(MN)	「5) ⑤-2 兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突」における衝撃荷重 41(MN)
	③ 天板（パネル 1 枚）の水平姿勢及び傾斜姿勢での落下	外筒ーコンクリートモジュール(天板パネル 1 枚)	外筒，伝熱フィン	工学式による落下エネルギー評価	水平姿勢：7.7×10^{7} (N・mm) 傾斜姿勢：4.1×10^{7} (N・mm)	外筒のせん断に要するエネルギー及び伝熱フィンの圧縮変形エネルギーの合計 水平姿勢：2.7×10^{9} (N・mm) 傾斜姿勢：3.5×10^{8} (N・mm)

表４．１－５４（３）　兼用キャスクと周辺施設との相互影響における評価結果

評価項目	衝突部位	評価部位	評価手法	評価結果	判定基準
4）兼用キャスクの埋没による除熱評価	－	燃料被覆管，胴，一次蓋，金属ガスケット，バスケット，中性子遮蔽材	解析コード ABAQUS 及び工学式による温度評価	燃料被覆管：283（℃） 胴：207（℃） 一次蓋：153（℃） 金属ガスケット：153（℃） バスケット：203（℃） 中性子遮蔽材： [側部]205（℃）， [蓋部]143（℃）， [底部]173（℃）	設計貯蔵期間中に機能維持できる温度。ただし，金属ガスケットについては半年～3 年の短期的に機能維持できる温度 燃料被覆管：300（℃） 胴：350（℃） 一次蓋：350（℃） 金属ガスケット： [半年]195（℃）， [1 年]190（℃）， [2 年]184（℃）， [3 年]180（℃） バスケット：300（℃） 中性子遮蔽材：220（℃）

表４．１－５４（４）　兼用キャスクと周辺施設との相互影響における評価結果

評価項目		衝突部位	評価部位	評価手法	評価結果	判定基準
5）クレーンの転倒評価	⑤-1 兼用キャスク 2 基胴下部外筒表面への衝突	外筒－クレーン	胴体密封シール部	Riera 式による荷重評価，解析コード ABAQUS を用いた応力及びひずみ評価	0(%)	明瞭な降伏応力を示さない材料の耐力 0.2(%)
			一次蓋密封シール部		0(%)	
			一次蓋締付けボルト		引張：255(MPa) 引張＋曲げ：286(MPa)	ボルト材料の設計降伏点 831(MPa)
	⑤-2 兼用キャスク 2 基胴フランジ部への衝突	胴フランジ部－クレーン	胴体密封シール部		0.05(%)	明瞭な降伏応力を示さない材料の耐力 0.2(%)
			一次蓋密封シール部		0(%)	
			一次蓋締付けボルト		引張：335(MPa) 引張＋曲げ：701(MPa)	ボルト材料の設計降伏点 831(MPa)
	⑤-3 兼用キャスク 1 基胴フランジ部への衝突	胴フランジ部－クレーン	胴体密封シール部		0.06(%)	明瞭な降伏応力を示さない材料の耐力 0.2(%)
			一次蓋密封シール部		0(%)	
			一次蓋締付けボルト		引張：375(MPa) 引張＋曲げ：768(MPa)	ボルト材料の設計降伏点 831(MPa)

4.1.3　周辺斜面の安定性評価

キャスク仮保管設備の周辺に評価対象となる斜面は存在しない。

4.1.4　火災，溢水による影響評価

火災については，キャスク仮保管設備の安全性が損なわれることを防止するために火災発生防止，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た措置を講じている。

また，防火管理要領に基づき，図４．１－７０に示す通り，本設備の周辺に防火水槽や屋外消火栓が設置されており，初期消火は，構内初期消火隊が実施する。

溢水については，周辺に影響を及ぼす施設は存在しない。



■：防火水槽

●：屋外消火栓

●：消火器

図４．１－７０　消防設備の設置位置

参考資料

耐震安全性解析に用いるコード（NASTRAN）について

(1) 概要

NASTRAN コードは 1968 年アメリカ航空宇宙局(NASA)で開発され，1971 年に米国 MacNeal-Schwendler Corporation(MSC 社)から発売された有限要素法に基づく構造解析等の汎用解析コード(MSCNastran)であり，航空宇宙，自動車，造船，重機械，原子力機器，土木・建設など重工業を中心に広く受け入れられている。輸送キャスクでは固有振動解析に利用されている。

(2) 機能

NASTRAN コードは固有振動解析に際して以下の機能を有している。

① ある固有振動範囲の設定，あるいは必要固有値個数を設定すればその範囲の多くの固有振動及び必要固有値個数に対応する固有振動を求めることができる。
② 各振動モードに対する刺激係数，有効質量を算出できる。
③ 引張等の初期応力があれば，この初期応力を考慮した固有振動解析ができる。
④ スペクトルモード解析の入力データとして固有振動解析結果をそのまま利用できる。
⑤ 使用要素は一次元～三次元の多くの要素が適用できる。
⑥ 質量は集中質量，分布質量が適用できる。

(3) 解析フロー

NASTRAN コードの固有振動解析フローを図４．１－７１に示す。

(4) 使用実績

NASTRAN コードは，これまで多くの固有振動解析に対し使用実績がある。

(5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認。

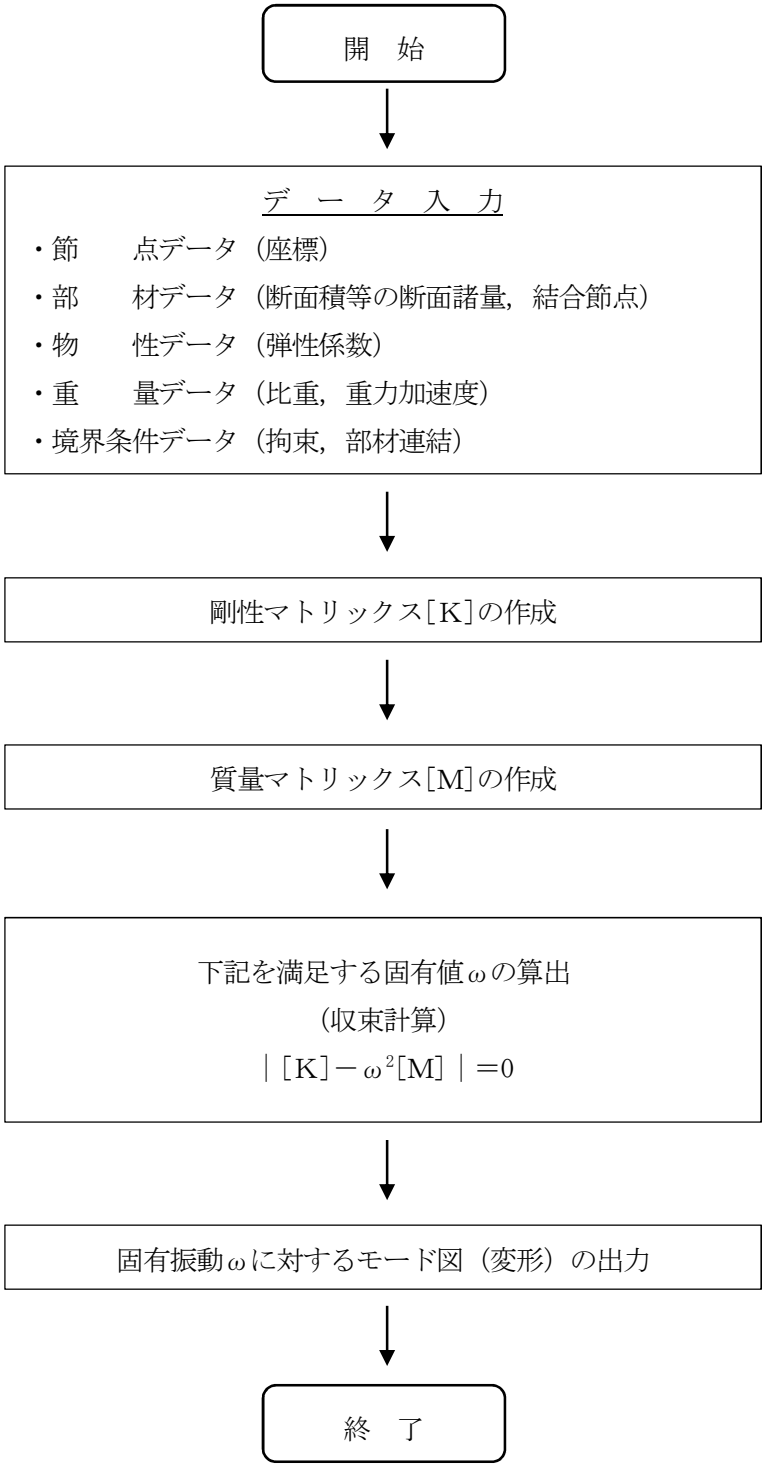


図４．１－７１　NASTRAN コードの固有振動解析フロー図

参考資料

耐震安全性解析に用いるコード（ABAQUS）について

(1) 概要

ABAQUS コードは米国 Hibbitt,Karlsson&Sorensen,Inc(KHS 社)で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり，輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

(2) 機能

ABAQUS コードは，応力解析に際して以下の機能を有している。

① 定常・非定常の弾性・弾塑性のいずれの解も得ることができる。
② 材料特性として時間依存，歪の履歴依存並びに等方性・異方性等を考慮することができる。
③ モデルの形状は一次元～三次元，また連続体についても取り扱うことができる。
④ 伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。
⑤ 荷重条件として集中荷重，分布荷重，モーメント，加速度力（慣性力），圧力，遠心力，コリオリ力等が取り扱える。また，これら条件の時間依存，線形変化に対しても対応可能である。

(3) 解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図４．１－７２に示す。

(4) 使用実績

ABAQUS コードは，これまで多くの固有振動解析及び応力解析に対し使用実績がある。

(5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認している。

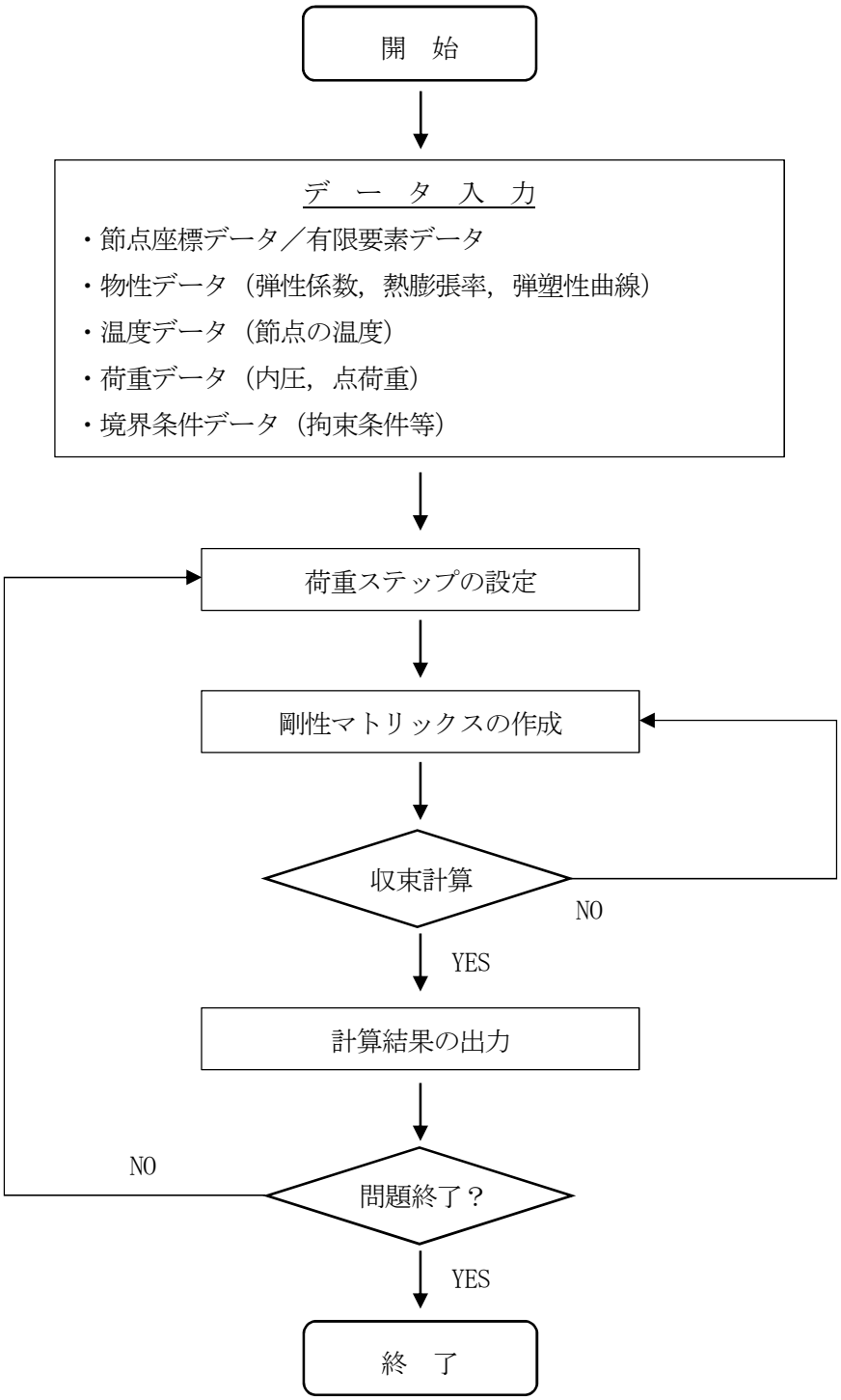


図４．１－７２　ABAQUS コードの解析フロー図

4.2　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台（B+クラスへの波及的影響防止を考慮すべき施設，1/2Ss450）

(1)　評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は耐震クラスがCクラスであり，兼用キャスクの支持機能を有する。

耐震評価は，コンクリートモジュール（耐震クラス：B+クラス）への波及的影響を考慮し，1/2Ss450による地震力に対して支持機能の健全性を維持し兼用キャスクを転倒，落下させないことを確認する。

(2)　主な構成部材と適用基準

主な構成部材と適用基準は添付資料－３－１「2.2 キャスク支持架台の耐震性　(2) 輸送貯蔵兼用キャスク　2) 主な構成部材と適用基準」と同一である。

(3)　固有周期の算定

固有周期は添付資料－３－１「2.1　乾式キャスクの耐震性　(2)　輸送貯蔵兼用キャスクB　2)　固有周期の算定」と同一であり，兼用キャスクと支持架台の連成解析により算定する。

(4)　設計震度

「(3)　固有周期の算定」で求めた固有周期と「2　耐震設計方針」に基づき，支持架台の耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

支持架台は兼用キャスクを含め固有周期は0.05sec以下であることから，支持架台は剛体とみなすことができる。

従って設計用地震力は1.2ZPAとする。表４．２－１に1/2Ss450の1.2ZPAを示す。なお，設計震度算出における数値の丸め方については，小数点以下第３位以降を切上げ，小数点以下第２位で表示するものとする。

表４．２－１　1/2Ss450における設計震度（1.2ZPA）

	水平	鉛直
1/2Ss450	0.67※	0.42※

※　Sd450　水平：(539.371/980.665) ×1.2＝0.660006→0.67

鉛直：(335.457/980.665) ×1.2＝0.4104→0.42

(5) 評価条件

1) 荷重の組合せ

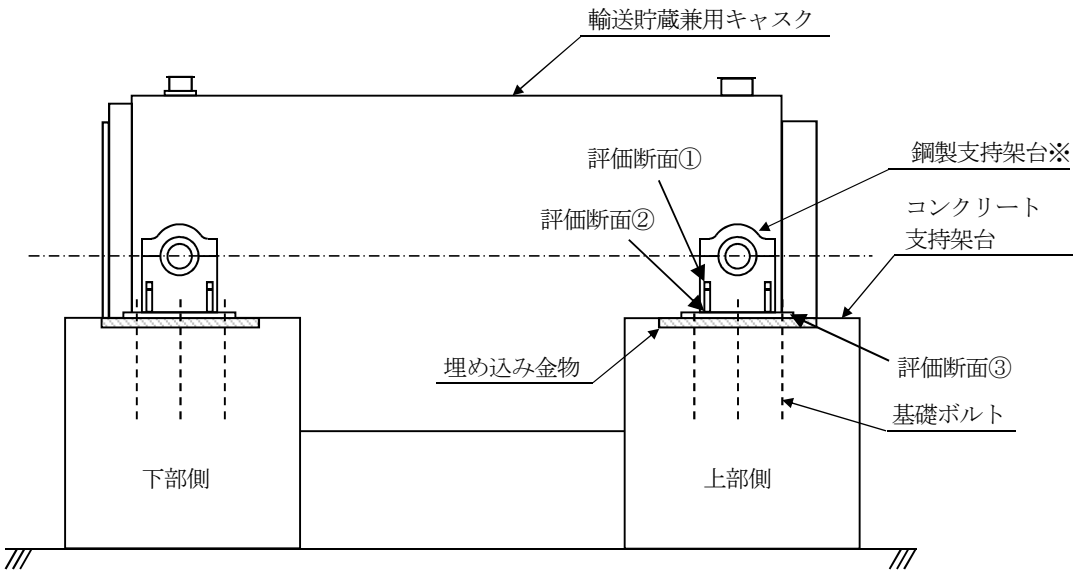
1/2Ss450 地震時の評価において，兼用キャスクの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表４．２－２に示す。

表４．２－２　兼用キャスク用支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

荷重 / 設計事象	自重による荷重	地震荷重
Ⅰ＋1/2Ss450	○	○

2) 評価部位

兼用キャスク用支持架台の応力評価を行う部位を図４．２－１に示す。



※上部側の鋼製支持架台は軸方向にスライドする機構を備えている。

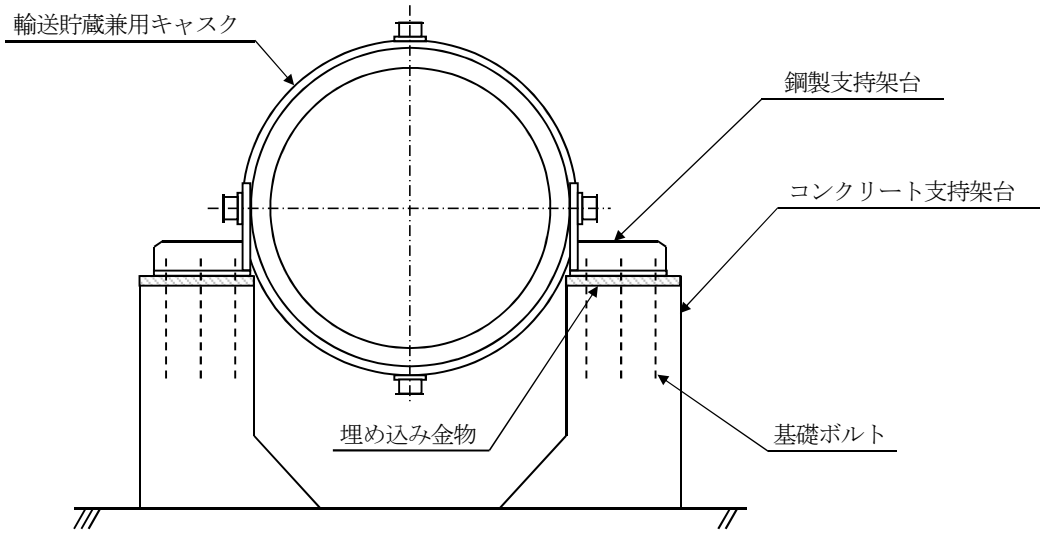


図４．２－１　輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造及び評価部位

3) 許容応力評価条件

評価部位の物性値を表４．２－３に示す。

表４．２－３　物性値

（単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象(注1)	設計温度	設計降伏点(注2) S_y	設計引張強さ(注2) S_u	設計基準強度(注3) F
鋼製支持架台	炭素鋼(SM490A)	Ⅰ＋1/2Ss450	65℃	282	466	326
埋め込み金物	炭素鋼(SS400)			225	386	270
基礎ボルト	炭素鋼(S45C)			471	648	453

（注1）設計事象Ⅰ＋1/2Ss450　　：供用状態Ｄ（$\mathrm{IV_AS}$）

（注2）設計・建設規格 付録材料図表より，設計温度における値に線形補間して算出。

ここで，各応力基準値は下記のとおり設定。

・鋼製支持架台(SM490A)　：40＜t

・埋め込み金物(SS400)　：16＜t≦40

・基礎ボルト(S45C)　：φ≦40

ただし，t：板厚（mm），φ：直径（mm）

（注3）設計基準強度Ｆは次式により算出。

・設計事象Ⅰ＋1/2Ss450（供用状態Ｄ（$\mathrm{IV_AS}$））　　$F=\mathrm{Min}[1.2S_y,\ 0.7S_u]$

(6) 許容応力

評価部位の許容応力を表４．２－４（１）～（２）に示す。

表４．２－４（１） 許容応力（一次応力）

（単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象	許容応力(一次応力) (注1)				
			圧 縮	引 張	曲 げ	せん断	組合せ
鋼製支持架台	炭素鋼 (SM490A)	Ⅰ＋1/2Ss450	322	－	326	188	326
埋め込み金物	炭素鋼 (SS400)		－	－	270	155	270
基礎ボルト	炭素鋼 (S45C)		－	(注2)	－	261	－

(注1) 設計事象Ⅰ＋1/2Ss450における許容応力（一次応力）は，次式で算出。

＜鋼製支持架台及び埋め込み金物＞

許容圧縮応力 ：$1.5f_c^* = 1.5 \cdot \{1-0.4(\lambda/\Lambda)^2\} \cdot (F/\nu)$

許容曲げ応力 ：$1.5f_b^* = F$

許容せん断応力 ：$1.5f_s^* = F/\sqrt{3}$

許容組合せ応力 ：$1.5f_t^* = F$

＜基礎ボルト＞

許容引張応力 ：$1.5f_t^* = F/2 \times 1.5$

許容せん断応力 ：$1.5f_s^* = F/\sqrt{3}$

ただし，Ｆ：設計基準強度（設計事象Ⅰ＋1/2Ss450）(N/mm^2)，λ：有効細長比 (-)，Λ：限界細長比 (-)，ν：安全率 (-)

(注2) 基礎ボルトの許容引張応力はせん断応力との組合せを考慮し，次式で低減させる。

$\mathrm{Min}[f_{t0},\ 1.4f_{t0}-1.6\tau]$

ここで，

f_{t0}：ボルトの許容引張応力 ($1.5f_t^*$) (N/mm^2)

τ：ボルトに発生するせん断応力 (N/mm^2)

表４．２－４（２）　許容応力（一次＋二次応力）

（単位：N/mm^2）

部位	材料	設計事象	許容応力(一次＋二次応力) (注1) (注2)			
			圧縮･引張	曲 げ	せん断	座屈
鋼製 支持架台	炭素鋼 (SM490A)	Ⅰ＋1/2Ss450	564	564	324	279
埋め込み 金物	炭素鋼 (SS400)		－	450	258	－
基礎 ボルト	炭素鋼 (S45C)		－	－	－	－

(注1) 許容応力（一次＋二次応力）は次式で算出。

圧縮･引張　　：$3f_t = 3 \cdot F / 1.5$

曲 げ　　：$3f_b = 3 \cdot F / 1.5$

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

座屈　　：$1.5f_c = 1.5 \cdot \{1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2\} \cdot (F / \nu)$

(注2) 基礎ボルトについてはJEAG4601-1987に従い，一次＋二次応力評価は行わない。

(7) 評価方法

1) 解析手順

解析手順は添付資料－３－１「2.2 キャスク支持架台の耐震性 (2) 輸送貯蔵兼用キャスク 6) 解析 ① 解析手順」と同一である。

2) 荷重条件の選定

貯蔵時において 1/2Ss450 地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

自重＋地震力

3) 荷重計算

鋼製支持架台の上部側は軸方向にスライドする機構を備えており，下部側はスライド機構を備えない固定型となるため，上部側に作用する荷重及び下部側に作用する荷重を個別に計算し，荷重ごとにより大きい方の値を設計値とする。

図４．２－２に示す鋼製支持架台 1 脚に作用するキャスクの自重(F_{WU}, F_{WL})は次式で表される。

$$F_{WU} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{WL} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_W = W \cdot g$$

ここで,

F_{WU}：鋼製支持架台１脚（上部側）に作用するキャスクの自重(N)

F_{WL}：鋼製支持架台１脚（下部側）に作用するキャスクの自重(N)

P_W ：キャスク自重(N)

a ：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(＝[redacted] m)

b ：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(＝[redacted] m)

W ：キャスク設計質量(＝[redacted] g※)

g ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

※ キャスク本体の質量に鋼製支持架台（4 脚，埋め込み金物含む）の質量を加えて丸めた合計質量をキャスク設計質量とする。

図４．２－２に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する鉛直方向地震力(F_{VU}, F_{VL})は次式で表される。

$$F_{VU} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{VL} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_V = W \cdot C_V \cdot g$$

ここで,

F_{VU}：鋼製支持架台１脚（上部側）に作用する鉛直方向地震力(N)

F_{VL}：鋼製支持架台１脚（下部側）に作用する鉛直方向地震力(N)

P_V ：キャスクに作用する鉛直方向地震力(N)

a ：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(＝[redacted] m)

b ：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(＝[redacted] m)

W ：キャスク設計質量(＝[redacted]kg※)

C_V ：鉛直方向震度（＝0.42）

g ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

※ キャスク本体の質量に鋼製支持架台（4 脚，埋め込み金物含む）の質量を加えて丸めた合計質量をキャスク設計質量とする。

図４．２－２に示す鋼製支持架台１脚に作用する軸方向水平地震力(F_{HXU}, F_{HXL})は次式で表される。なお，上部側のトラニオン受けには，キャスク容器軸方向にスライドできる機構を備えており，軸方向水平地震力は作用しない。

$$F_{HXU} = 0$$

$$F_{HXL} = \frac{P_{HX}}{2}$$

$$P_{HX} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで,

F_{HXU}：鋼製支持架台１脚（上部側）に作用する軸方向水平地震力(N)

F_{HXL}：鋼製支持架台１脚（下部側）に作用する軸方向水平地震力(N)

P_{HX} ：キャスクに作用する軸方向水平地震力(N)

W ：キャスク設計質量(＝[redacted] g※)

C_H ：水平方向震度（＝0.67）

g ：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

※ キャスク本体の質量に鋼製支持架台（4 脚，埋め込み金物含む）の質量を加えて丸めた合計質量をキャスク設計質量とする。

図４．２－２に示す鋼製支持架台１脚に作用する軸直角方向水平地震力(F_{HYU}, F_{HYL})は次式で表される。なお，トラニオン受けには，鋼製支持架台に作用する軸直角方向荷重が，キャス

クから支持架台の方向にのみ作用する機構を備えている。

$$F_{HYU} = P_{HY} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{HYL} = P_{HY} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_{HV} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで,

F_{HYU}：鋼製支持架台１脚（上部側）に作用する軸直角方向水平地震力(N)

F_{HYL}：鋼製支持架台１脚（下部側）に作用する軸直角方向水平地震力(N)

P_{HY} ：キャスクに作用する軸直角方向水平地震力(N)

a　：キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(＝[redacted] m)

b　：キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(＝[redacted] m)

W　：キャスク設計質量(＝[redacted] g※)

C_H ：水平方向震度（＝0.67）

g　：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

※　キャスク本体の質量に鋼製支持架台（4 脚，埋め込み金物含む）の質量を加えて丸めた合計質量をキャスク設計質量とする。

鋼製支持架台１脚に作用する荷重は表４．２－５の通りである。

表４．２－５　鋼製支持架台１脚に作用する荷重

（単位：N）

荷重種類	荷重		
	計算値		設計値
	上部側 （スライド機構有）	下部側 （スライド機構無）	
自重	3.20×10^5	2.93×10^5	3.20×10^5
鉛直方向地震力	1.35×10^5	1.24×10^5	1.35×10^5
軸方向水平地震力	－	4.11×10^5	4.11×10^5
軸直角方向水平地震力	4.29×10^5	3.93×10^5	4.29×10^5

4) 応力評価

① 鋼製支持架台（評価断面①）

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A．一次応力

図４．２－３において自重のみによる軸応力（σ_{cW}），鉛直方向地震力による軸応力（σ_{cV}），軸方向水平地震力による軸応力（σ_{cHX}）と軸直角方向水平地震力による軸応力（σ_{cHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cHX} = 0 \quad ※1$$

$$\sigma_{cHY} = 0 \quad ※1$$

※1　σ_{cHX}は図４．２－３に示すF_{HX}に対して評価断面に対する軸方向（評価断面に対する垂直方向）応力を示す。F_{HX}は評価断面①に対して平行な荷重であるため，評価断面に対する軸方向応力は発生せず０となる。

σ_{cHY}も同様に図４．２－３に示すF_{HY}に対して評価断面に対する軸方向応力を示す。F_{HX}は評価断面①に対して平行な荷重であるため，評価断面に対する軸方向応力は発生せず０となる。

鉛直方向地震力による軸応力（σ_{cV}），軸方向水平地震力による軸応力（σ_{cHX}），軸直角方向水平地震力による軸応力（σ_{cHY}）の組合せ軸応力（σ_{cK}）は次式で表される。

$$\sigma_{cK} = \sqrt{{\sigma_{cV}}^2 + {\sigma_{cHX}}^2 + {\sigma_{cHY}}^2}$$

自重のみによる軸応力（σ_{cW}）と地震力同士の組合せ軸応力（σ_{cK}）との組み合わせ軸応力（σ_c）は次式で表される。

$$\sigma_c = |\sigma_{cW}| + \sigma_{cK}$$

図４．２－３において自重のみによる軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXW}），鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXV}），軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHX}）と軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bXW} = 0$$

$$\sigma_{bXV} = 0$$

$$\sigma_{bXHX} = 0$$

$$\sigma_{bXHY} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{B \cdot t^2/6}$$

鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXV}），軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHX}），軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHY}）の組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXK}）は次式で表される。

$$\sigma_{bXK} = \sqrt{{\sigma_{bXV}}^2 + {\sigma_{bXHX}}^2 + {\sigma_{bXHY}}^2}$$

自重のみによる軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXW}）と地震力同士の組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXK}）との組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bX}）は次式で表される。

$$\sigma_{bX} = |\sigma_{bXW}| + \sigma_{bXK}$$

図４．２－３において自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYW}），鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYV}），軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHX}）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bYW} = 0$$

$$\sigma_{bYV} = 0$$

$$\sigma_{bYHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{t \cdot B^2/6}$$

$$\sigma_{bYHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYV}），軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHX}），軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHY}）の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYK}）は次式で表される。

$$\sigma_{bYK} = \sqrt{{\sigma_{bYV}}^2 + {\sigma_{bYHX}}^2 + {\sigma_{bYHY}}^2}$$

自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYW}）と地震力同士の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYK}）との組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bY} = |\sigma_{bYW}| + \sigma_{bYK}$$

図４．２－３において軸方向まわりの曲げ応力（σ_{bX}）と軸直角方向まわりの曲げ応力（σ_{bY}）の組合せ曲げ応力（σ_b）は次式で表される。

$$\sigma_b = \sigma_{bX} + \sigma_{bY}$$

図４．２－３において自重のみによる軸方向せん断応力（τ_{XW}），鉛直方向地震力による軸方向せん断応力（τ_{XV}），軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHX}）と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHY}）は次式で表される。

$$\tau_{XW} = 0$$
$$\tau_{XV} = 0$$
$$\tau_{XHX} = \frac{F_{HX}}{B \cdot t}$$
$$\tau_{XHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸方向せん断応力（τ_{XV}），軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHX}），軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHY}）の組合せ軸方向せん断応力（τ_{XK}）は次式で表される。

$$\tau_{XK} = \sqrt{{\tau_{XV}}^2 + {\tau_{XHX}}^2 + {\tau_{XHY}}^2}$$

自重のみによる軸方向せん断応力（τ_{XW}）と地震力同士の組合せ軸方向せん断応力（τ_{XK}）との組合せ軸方向せん断応力（τ_X）は次式で表される。

$$\tau_X = |\tau_{XW}| + \tau_{XK}$$

図４．２－３において自重のみによる軸直角方向せん断応力（τ_{YW}），鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YV}），軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHX}）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHY}）は次式で表される。

$$\tau_{YW} = 0$$
$$\tau_{YV} = 0$$
$$\tau_{YHX} = 0 \quad ※2$$
$$\tau_{YHY} = \frac{F_{HY}}{B \cdot t}$$

※2　図４．２－３における，キャスクに対する軸方向荷重F_{HX}に対してキャスク軸方向水平地震力がかかる場合，評価断面の軸方向（F_{HX}と同じ方向）にせん断応力τ_{XHX}が発生する。この時F_{HX}に対して，キャスク軸直角方向にはせん断力は発生しないことからせん断応力τ_{YHX}＝0となる。

鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YV}），軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHX}），軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHY}）の組合せ軸直角方向せん断応力（τ_{YK}）は次式で表される。

$$\tau_{YK} = \sqrt{\tau_{YV}{}^2 + \tau_{YHX}{}^2 + \tau_{YHY}{}^2}$$

自重のみによる軸直角方向せん断応力（τ_{YW}）と地震力同士の組合せ軸直角方向せん断応力（τ_{YK}）との組合せ軸直角方向せん断応力（τ_{Y}）は次式で表される。

$$\tau_Y = |\tau_{YW}| + \tau_{YK}$$

図４．２－３において軸方向せん断応力（τ_X）と軸直角方向せん断応力（τ_Y）の組合せせん断応力（τ）は次式で表される。

$$\tau = \sqrt{\tau_X{}^2 + \tau_Y{}^2}$$

以上の軸応力（σ_c），曲げ応力（σ_b），平均せん断応力（τ）による組合せ応力（σ_T）は次式で表される。

$$\sigma_T = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで，

F_W ：図４．２－２に示す自重の設計用値（＝[redacted]）

F_V ：図４．２－２に示す鉛直方向地震力の設計用値（＝[redacted]）

F_{HX}：図４．２－２に示す軸方向水平地震力の設計用値（＝[redacted]）

F_{HY}：図４．２－２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（＝[redacted]）

B ：図４．２－３に示す評価断面の幅（＝[redacted] m）

t ：図４．２－３に示すトラニオン受部の板厚（＝[redacted] m）

l_1 ：図４．２－３に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム（＝[redacted] m）

l_2 ：図４．２－３に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム（＝[redacted] m）

B．一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_{bc}）※3は次式により表される。

なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cK}$$

$$\Delta\sigma_b = \sigma_{bXK} + 2 \cdot \sigma_{bYK} \quad ※4$$

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{XK} + \tau_{YK}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_c$$

※3　座屈応力σ_{bc}は図４．２－９の「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601・補-1984）　支持構造物の許容応力」より一次＋二次応力とする。

※4　図４．２－２に示す通り，トラニオン受けには鋼製支持架台に作用する軸直角方向荷重が，キャスクから支持架台の方向にのみ作用する機構を備えている。そのため，軸直角方向水平地震力は１方向のみにしか作用しない。軸直角方向水平地震力によって発生する各応力，またはそれが支配的となる各応力は片振幅となることから，σ_{bYK}を２倍するのに対してσ_{bXK}は２倍しない。

② 鋼製支持架台（評価断面②）

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A．一次応力

図４．２－４において自重のみによる軸応力（σ_{cW}），鉛直方向地震力による軸応力（σ_{cV}），軸方向水平地震力による軸応力（σ_{cHX}）と軸直角方向水平地震力による軸応力（σ_{cHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cHX} = 0$$

$$\sigma_{cHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸応力（σ_{cV}），軸方向水平地震力による軸応力（σ_{cHX}），軸直角方向水平地震力による軸応力（σ_{cHY}）の組合せ軸応力（σ_{cK}）は次式で表される。

$$\sigma_{cK} = \sqrt{{\sigma_{cV}}^2 + {\sigma_{cHX}}^2 + {\sigma_{cHY}}^2}$$

自重のみによる軸応力（σ_{cW}）と地震力同士の組合せ軸応力（σ_{cK}）との組み合わせ軸応力（σ_c）は次式で表される。

$$\sigma_c = |\sigma_{cW}| + \sigma_{cK}$$

図４．２－４において自重のみによる軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXW1}，σ_{bXW2}），鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXV1}，σ_{bXV2}），軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHX1}，σ_{bXHX2}）と軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHY1}，σ_{bXHY2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bXW1} = \frac{F_w \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_1 \quad \text{（トラニオン受側）}$$

$$\sigma_{bXW2} = \frac{F_w \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_2 \quad \text{（リブ側）}$$

$$\sigma_{bXV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_1 \quad \text{（トラニオン受側）}$$

$$\sigma_{bXV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_2 \quad \text{（リブ側）}$$

$$\sigma_{bXHX1} = 0 \quad \text{（トラニオン受側）}$$

$$\sigma_{bXHX2} = 0 \quad \text{（リブ側）}$$

$$\sigma_{bXHY1} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I_X} \cdot L_1$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bXHY2} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I_X} \cdot L_2$$ （リブ側）

鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXV1}，σ_{bXV2}），軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHX1}，σ_{bXHX2}），軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHY1}，σ_{bXHY2}）の組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXK1}，σ_{bXK2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bXK1} = \sqrt{{\sigma_{bXV1}}^2 + {\sigma_{bXHX1}}^2 + {\sigma_{bXHY1}}^2}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bXK2} = \sqrt{{\sigma_{bXV2}}^2 + {\sigma_{bXHX2}}^2 + {\sigma_{bXHY2}}^2}$$ （リブ側）

自重のみによる軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXW1}，σ_{bXW2}）と地震力同士の組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXK1}，σ_{bXK2}）との組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bX1}，σ_{bX2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bX1} = |\sigma_{bXW1}| + \sigma_{bXK1}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bX2} = |\sigma_{bXW2}| + \sigma_{bXK2}$$ （リブ側）

図４．２－４において自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYW1}，σ_{bYW2}），鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYV1}，σ_{bYV2}），軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHX1}，σ_{bYHX2}）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHY1}，σ_{bYHY2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bYW1} = 0$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bYW2} = 0$$ （リブ側）

$$\sigma_{bYV1} = 0$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bYV2} = 0$$ （リブ側）

$$\sigma_{bYHX1} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I_Y} \cdot L_3$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bYHX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I_Y} \cdot L_4$$ （リブ側）

$$\sigma_{bYHY1} = 0$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bYHY2} = 0$$ （リブ側）

鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYV1}，σ_{bYV2}），軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHX1}，σ_{bYHX2}），軸直角方向水平地震力による軸直角方

向まわり曲げ応力（σ_{bYHY1}，σ_{bYHY2}）の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYK1}，σ_{bYK2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bYK1} = \sqrt{{\sigma_{bYV1}}^2 + {\sigma_{bYHX1}}^2 + {\sigma_{bYHY1}}^2}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bYK2} = \sqrt{{\sigma_{bYV2}}^2 + {\sigma_{bYHX2}}^2 + {\sigma_{bYHY2}}^2}$$ （リブ側）

自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYW1}，σ_{bYW2}）と地震力同士の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYK1}，σ_{bYK2}）との組合せ軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bY1}，σ_{bY2}）は次式で表される。

$$\sigma_{bY1} = |\sigma_{bYW1}| + \sigma_{bYK1}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{bY2} = |\sigma_{bYW2}| + \sigma_{bYK2}$$ （リブ側）

図４．２－４において軸方向まわりの曲げ応力（σ_{bX1}，σ_{bX2}）と軸直角方向まわりの曲げ応力（σ_{bY1}，σ_{bY2}）の組合せ曲げ応力（σ_{b1}，σ_{b2}）は次式で表される。

$$\sigma_{b1} = \sigma_{bX1} + \sigma_{bY1}$$ （トラニオン受側）

$$\sigma_{b2} = \sigma_{bX2} + \sigma_{bY2}$$ （リブ側）

図４．２－４において自重のみによる軸方向せん断応力（τ_{XW}），鉛直方向地震力による軸方向せん断応力（τ_{XV}），軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHX}）と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHY}）は次式で表される。

$$\tau_{XW} = 0$$

$$\tau_{XV} = 0$$

$$\tau_{XHX} = \frac{F_{HX}}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

$$\tau_{XHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸方向せん断応力（τ_{XV}），軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHX}），軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHY}）の組合せ軸方向せん断応力（τ_{XK}）は次式で表される。

$$\tau_{XK} = \sqrt{{\tau_{XV}}^2 + {\tau_{XHX}}^2 + {\tau_{XHY}}^2}$$

自重のみによる軸方向せん断応力（τ_{XW}）と地震力同士の組合せ軸方向せん断応力（τ_{XK}）との組合せ軸方向せん断応力（τ_X）は次式で表される。

$$\tau_X = |\tau_{XW}| + \tau_{XK}$$

図４．２－４において自重のみによる軸直角方向せん断応力（τ_{YW}），鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YV}），軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHX}）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHY}）は次式で表される。

$$\tau_{YW} = 0$$

$$\tau_{YV} = 0$$

$$\tau_{YHX} = 0$$

$$\tau_{YHY} = \frac{F_{HY}}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YV}），軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHX}），軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHY}）の組合せ軸直角方向せん断応力（τ_{YK}）は次式で表される。

$$\tau_{YK} = \sqrt{{\tau_{YV}}^2 + {\tau_{YHX}}^2 + {\tau_{YHY}}^2}$$

自重のみによる軸直角方向せん断応力（τ_{YW}）と地震力同士の組合せ軸直角方向せん断応力（τ_{YK}）との組合せ軸直角方向せん断応力（τ_Y）は次式で表される。

$$\tau_Y = |\tau_{YW}| + \tau_{YK}$$

図４．２－４において軸方向せん断応力（τ_X）と軸直角方向せん断応力（τ_Y）の組合せせん断応力（τ）は次式で表される。

$$\tau = \sqrt{{\tau_X}^2 + {\tau_Y}^2}$$

以上の軸応力（σ_c），組合せ曲げ応力（σ_{b1}，σ_{b2}），平均せん断応力（τ）による組合せ応力（σ_{T1}，σ_{T2}）は次式で表される。

$$\sigma_{T1} = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b1})^2 + 3 \cdot \tau^2} \qquad \text{（トラニオン受側）}$$

$$\sigma_{T2} = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b2})^2 + 3 \cdot \tau^2} \qquad \text{（リブ側）}$$

ここで,

F_W ：図４．２－２に示す自重の設計用値(＝[redacted])

F_V ：図４．２－２に示す鉛直方向地震力の設計用値(＝[redacted])

F_{HX}：図４．２－２に示す軸方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])

F_{HY}：図４．２－２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])

B_1 ：図４．２－４に示すトラニオン受部の幅(＝[redacted] m)

B_2 ：図４．２－４に示すリブの幅(＝[redacted] m)

t_1 ：図４．２－４に示すトラニオン受部の板厚(＝[redacted] m)

t_2 ：図４．２－４に示すリブの板厚(＝[redacted] m)

L_1 ：図４．２－４に示す中立軸（X 軸）からトラニオン受け端部までの Y 方向距離(＝[redacted] m)

L_2 ：図４．２－４に示す中立軸（X 軸）からリブ端部までの Y 方向距離(＝[redacted] m)

L_3 ：図４．２－４に示す中立軸（Y 軸）からトラニオン受け端部までの X 方向距離，L_3’及びL_3”の大きい方の値(＝[redacted] m)

L_4 ：図４．２－４に示す中立軸（Y 軸）からリブ端部までの X 方向距離，L_4’及びL_4”の大きい方の値(＝[redacted] m)

l_1 ：図４．２－４に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム(＝[redacted] m)

l_2 ：図４．２－４に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム(＝[redacted] m)

I_X ：図４．２－４に示す断面の中立軸（X 軸）に関する断面二次モーメント(＝[redacted] mm^4)

I_Y ：図４．２－４に示す断面の中立軸（Y 軸）に関する断面二次モーメント(＝[redacted] mm^4)

B．一次＋二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲（$\Delta\sigma_c$），曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_{b1}$，　$\Delta\sigma_{b2}$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$），及び座屈応力（σ_{bc}）は次式により表される。

なお，この部位では支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2\cdot\sigma_{cK}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = \sigma_{bXK1} + 2\cdot\sigma_{bYK1}$$　（トラニオン受側）

$$\Delta\sigma_{b2} = \sigma_{bXK2} + 2\cdot\sigma_{bYK2}$$　（リブ側）

$$\Delta\tau = 2\cdot\tau_{XK} + \tau_{YK}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_c$$

③　鋼製支持架台（評価断面③）

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A．一次応力

図４．２－５において自重，鉛直方向地震力，軸方向水平地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bb}），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（σ_{bc}）は次式で表される。なお，この部位では曲げ応力が支配的となり圧縮応力が本体に及ぼす影響は小さいため，圧縮応力は評価対象外とする。

$$\sigma_{bb} = \frac{T \cdot L_1}{B \cdot t^2/6}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{cT} \cdot {L_2}^2/2}{t^2/6}$$

$$T = \sigma_{tT} \cdot A_m$$

ここで，

σ_{tT}：図４．２－５に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力(N/mm^2)

σ_{cT}：図４．２－５に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力(N/mm^2)

T　：図４．２－５に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力(N)

t　：図４．２－５に示す鋼製支持架台底板の板厚(＝[redacted] m)

B　：図４．２－５に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅(＝[redacted] m)

L_1　：図４．２－５に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ(＝[redacted] m)

L_2　：図４．２－５に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ(＝[redacted] m)

A_m　：基礎ボルト（呼び径 M36）断面積(＝[redacted] m^2)

図４．２－５において自重，鉛直方向地震力，軸方向水平地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力（τ_b），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する平均せん断応力（τ_c）は次式で表される。

$$\tau_b = \frac{T}{B \cdot t}$$

$$\tau_c = \frac{\sigma_{cT} \cdot L_2}{t}$$

ここで，各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力（σ_{bb}，σ_{bc}），平均せん断応力（τ_b，τ_c）による組合せ応力（σ_b，σ_c）は次式で表される。

$$\sigma_b = \sqrt{{\sigma_{bb}}^2 + 3 \cdot {\tau_b}^2}$$
$$\sigma_c = \sqrt{{\sigma_{bc}}^2 + 3 \cdot {\tau_c}^2}$$

B．一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_b$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau$）は次式により表される。なお，この部位では圧縮応力，支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は評価対象外とする。

$$\Delta\sigma_b = \sigma_{bb} + \sigma_{bc}$$
$$\Delta\tau = \tau_b + \tau_c$$

④　埋め込み金物

自重及び鉛直方向地震力により埋め込み金物に発生する応力は微小であるためこれらの荷重は無視する。したがって，軸方向水平地震力及び軸直角方向水平地震力により発生する応力を計算する。

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A．一次応力

自重及び鉛直方向地震力は無視する。

図４．２－６において軸方向水平地震力による発生する軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHX}）と軸直角方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bXHX} = 0$$

$$\sigma_{bXHY} = \frac{F_{HY} \cdot H/2}{(L - 4 \cdot t) \cdot t^2/6}$$

（内側シアプレート）

（内側シアプレート）

軸方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHX}）と軸直角方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXHY}）の組合せ軸方向まわり曲げ応力（σ_{bXK}）は次式で表される。

$$\sigma_{bXK} = \sqrt{{\sigma_{bXHX}}^2 + {\sigma_{bXHY}}^2}$$

（内側シアプレート）

図４．２－６において軸方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHX1}），軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大曲げ応力（σ_{bYHX2}），その組合せ曲げ応力（σ_{bYHX}）と軸直角方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHY}）は次式で表される。

$$\sigma_{bYHX1} = \frac{F_{HX} \cdot H/2}{4 \cdot B \cdot t^2/6}$$

（外側シアプレート）

$$\sigma_{bYHX2} = \sigma_{bYHX1} \cdot \frac{\tau_{XHX2}}{\tau_{XHX1}}$$

（外側シアプレート）

$$\sigma_{bYHX} = \sigma_{bYHX1} + \sigma_{bYHX2}$$

（外側シアプレート）

$$\sigma_{bYHY} = 0$$

（外側シアプレート）

軸方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり組合せ曲げ応力（σ_{bYHX}）と軸直角方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYHY}）の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力（σ_{bYK}）は次式で表される。

$$\sigma_{bYK} = \sqrt{{\sigma_{bYHX}}^2 + {\sigma_{bYHY}}^2}$$ （外側シアプレート）

図４．２－６において軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHX1}）と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHY1}）のは次式で表される。

$$\tau_{XHX1} = \frac{F_{HX}}{4 \cdot B \cdot t}$$ （外側シアプレート）

$$\tau_{XHY1} = 0$$ （外側シアプレート）

軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHX1}）と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（τ_{XHY1}）の組合せ軸方向せん断応力（τ_{X1}）は次式で表される。

$$\tau_{X1} = \sqrt{{\tau_{XHX1}}^2 + {\tau_{XHY1}}^2}$$ （外側シアプレート）

図４．２－６において軸方向水平地震力作用点の偏心による最大ねじりせん断応力（τ_{XHX2}）と軸直角方向水平地震力によるねじりせん断応力（τ_{XHY2}）は次式で表される。

$$\tau_{XHX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_p} \cdot r_{max}$$ （外側シアプレート）

$$\tau_{XHY2} = 0$$ （外側シアプレート）

軸方向水平地震力作用点の偏心による最大ねじりせん断応力（τ_{XHX2}）と軸直角方向水平地震力によるねじりせん断応力（τ_{XHY2}）の組合せねじりせん断応力（τ_{X2}）は次式で表される。

$$\tau_{X2} = \sqrt{{\tau_{XHX2}}^2 + {\tau_{XHY2}}^2}$$ （外側シアプレート）

外側シアプレートにおける軸方向せん断応力（τ_{X1}）とねじりせん断応力（τ_{X2}）の組合せせん断応力（τ_{X}）は次式で表される。

$$\tau_X = \tau_{X1} + \tau_{X2}$$ （外側シアプレート）

図４．２－６において軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHX}）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHY}）は次式で表される。

$$\tau_{YHX} = 0$$ （内側シアプレート）

$$\tau_{YHY} = \frac{F_{HY}}{(L - 4 \cdot t) \cdot t}$$ （内側シアプレート）

軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHX}）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（τ_{YHY}）の組合せ軸直角方向せん断応力（τ_{Y}）は次式で表される。

$$\tau_Y = \sqrt{{\tau_{YHX2}}^2+{\tau_{YHY2}}^2}$$

（内側シアプレート）

以上の曲げ応力（σ_{bXK}，σ_{bYK}），平均せん断応力（τ_X，τ_Y）による組合せ応力（σ_{T1}，σ_{T2}）は次式で表される。

$$\sigma_{T1} = \sqrt{{\sigma_{bYK}}^2 + 3 \cdot {\tau_X}^2}$$ （外側シアプレート）

$$\sigma_{T2} = \sqrt{{\sigma_{bXK}}^2 + 3 \cdot {\tau_Y}^2}$$ （内側シアプレート）

ここで,

F_{HX}：図４．２－２に示す軸方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])

F_{HY}：図４．２－２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])

H　：図４．２－６に示すシアプレート部の高さ(＝[redacted] m)

B　：図４．２－６に示すシアプレート部の幅(＝[redacted] m)

L　：図４．２－６に示すシアプレート部の幅(＝[redacted] m)

t　：図４．２－６に示すシアプレート部の板厚(＝[redacted] m)

τ_{XHX1}：図４．２－６において軸方向水平地震力により発生する軸方向平均せん断応力(N/mm^2)

τ_{XHX2}：図４．２－６において軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大ねじりせん断応力（N/mm^2）

l　：図４．２－６において軸方向水平地震力作用点から捩りせん断中心までのＹ方向距離（＝[redacted] m）

I_P　：図４．２－６に示すシアプレートの断面極二次モーメント(＝[redacted] m^4)

r_{max}　：図４．２－６に示す捩りせん断中心からシアプレートまでの最大距離(＝[redacted] m)

Ｂ．一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（$\Delta\sigma_{b1}$，$\Delta\sigma_{b2}$），せん断の応力範囲（$\Delta\tau_1$，$\Delta\tau_2$）は次式により表される。なお，この部位では圧縮応力，支圧応力，せん断座屈，曲げ座屈は生じない。

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot \sigma_{bYK}$$ （外側シアプレート）

$$\Delta\sigma_{b2} = \sigma_{bXK}$$ （内側シアプレート）

$$\Delta\tau_1 = 2 \cdot \tau_X$$ （外側シアプレート）

$$\Delta\tau_2 = \tau_Y$$ （内側シアプレート）

⑤ 基礎ボルト

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A．一次応力

基礎ボルトに発生する組合せ引張応力（σ_t）及び組合せせん断応力（τ）は次式で表される。

$$\sigma_t = |\sigma_{tW}| + \sqrt{{\sigma_{tV}}^2 + {\sigma_{tHX}}^2 + {\sigma_{tHY}}^2}$$
$$\tau = |\tau_W| + \sqrt{{\tau_V}^2 + {\tau_{HX}}^2 + {\tau_{HY}}^2}$$

ここで，

σ_{tW} ：自重により発生する引張応力(N/mm^2)

σ_{tV} ：鉛直方向地震力により発生する引張応力(N/mm^2)

σ_{tHX}：軸方向水平地震力により発生する引張応力(N/mm^2)

σ_{tHY}：軸直角方向水平地震力により発生する引張応力(N/mm^2)

τ_W ：自重により発生するせん断応力(N/mm^2)

τ_V ：鉛直方向地震力により発生するせん断応力(N/mm^2)

τ_{HX} ：軸方向水平地震力により発生するせん断応力(N/mm^2)

τ_{HY} ：軸直角方向水平地震力により発生するせん断応力(N/mm^2)

なお，各値の計算は以下に示す。

a．自重による引張応力

図４．２－７（１）において自重により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tW}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010 年版）より次式で表される。

$$\sigma_{tW} = \sigma_{cW} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$
$$\sigma_{cW} = N \cdot X_n / S_n$$
$$S_n = [{X_{n1}}^2/2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})] \cdot b \cdot D^2$$
$$I_n = [{X_{n1}}^3/3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2] \cdot b \cdot D^3$$
$$X_{n1} = X_n / D$$
$$d_{t1} = d_t / D$$
$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$
$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで，

σ_{cW}：図４．２－７（１）に示すコンクリートの最大圧縮応力(N/mm^2)

n ：ヤング係数比(＝15)

D　：図４．２－７（１）に示す断面高さ(＝[redacted] m)

b　：図４．２－７（１）に示す断面幅(＝[redacted] m)

d_t　：図４．２－７（１）に示す引張側ボルトに関する距離(＝[redacted] m)

d_{t1}：引張側ボルトに関する係数(－)

X_n　：図４．２－７（１）に示す中立軸距離(mm)を表し，次式を満足する値

$$X_n - D/2 + e = I_n/S_n$$

ただし，e：図４．２－７（１）に示す鉛直力偏心距離(＝[redacted] m)

X_{n1}　：中立軸比（－）

N　：図４．２－７（１）に示す鉛直力であり，次式により算出した値(N)

N＝[自重の設計用値]（＝[redacted] ）

a_t　：有効ボルト総断面積(mm^2)

P_t　：引張鉄筋比(－)

A_b　：基礎ボルト有効断面積(＝[redacted] m^2)

A_m　：基礎ボルト呼び径断面積(＝[redacted] m^2)

N_b　：有効引張側ボルト本数(＝[redacted]本)

S_n　：有効等価断面一次モーメント(mm^3)

I_n　：有効等価断面二次モーメント(mm^4)

b．鉛直方向地震力による引張応力

図４．２－７（２）において鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tV}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010 年版）より次式で表される。

$$\sigma_{tV} = \sigma_{cV} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cV} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = [{X_{n1}}^2/2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})] \cdot b \cdot D^2$$

$$I_n = [{X_{n1}}^3/3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2] \cdot b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで,

σ_{cV}：図４．２－７（２）に示すコンクリートの最大圧縮応力(N/mm^2)

n　：ヤング係数比(＝15)

D　：図４．２－７（２）に示す断面高さ(＝[redacted] m)

b　：図４．２－７（２）に示す断面幅(＝[redacted] m)

d_t ：図４．２－７（２）に示す引張側ボルトに関する距離(＝[redacted] m)

d_{t1} ：引張側ボルトに関する係数(－)

X_n ：図４．２－７（２）に示す中立軸距離（mm）を表し，次式を満足する値

$$X_n - D/2 + e = I_n/S_n$$

ただし，e：図４．２－７（２）に示す鉛直力偏心距離(＝[redacted] m)

X_{n1} ：中立軸比(－)

N ：図４．２－７（２）に示す鉛直力であり，次式により算出した値(N)

N＝[鉛直方向地震力の設計用値]（＝[redacted]）

a_t ：有効ボルト総断面積(mm^2)

P_t ：引張鉄筋比(－)

A_b ：基礎ボルト有効断面積(＝[redacted] m^2)

A_m ：基礎ボルト呼び径断面積(＝[redacted] m^2)

N_b ：有効引張側ボルト本数(＝[redacted]本)

S_n ：有効等価断面一次モーメント(mm^3)

I_n ：有効等価断面二次モーメント(mm^4)

c．軸方向水平地震力による引張応力

図４．２－７（３）において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tHX}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010 年版）より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t/(b \cdot d)$$

ここで,

σ_{cHX}：図４．２－７（３）に示すコンクリートの最大圧縮応力(N/mm^2)

F_{HX} ：図４．２－２に示す軸方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])

I ：断面の断面二次モーメント(＝[redacted]mm^4)

n ：ヤング係数比(＝15)

l_1 ：軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのＺ方向距離(＝[redacted] m)

b ：図４．２－７（３）に示す断面幅(＝[redacted] m)

d ：図４．２－７（３）に示す断面有効高さ(＝[redacted] m)

X_n　：図４．２－７（３）に示す中立軸距離(mm)
X_{n1}　：中立軸比(－)
a_t　：有効ボルト総断面積(mm^2)
P_t　：引張鉄筋比(－)
A_b　：基礎ボルト有効断面積(＝[redacted] m^2)
A_m　：基礎ボルト呼び径断面積(＝[redacted] m^2)
N_b　：有効引張側ボルト本数(＝[redacted] 本)

d. 軸直角方向水平地震力による引張応力

図４．２－７（４）において軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力（σ_{tHY}）は，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010 年版）より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cHY} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで,

σ_{cHY}：図４．２－７（４）に示すコンクリートの最大圧縮応力(N/mm^2)
F_{HY}　：図４．２－２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])
I　：断面の断面二次モーメント(＝[redacted]mm^4)
n　：ヤング係数比(＝15)
l_2　：図４．２－７（４）に示す軸直角方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのＺ方向距離(＝[redacted] m)
b　：図４．２－７（４）に示す断面幅(＝[redacted] m)
d　：図４．２－７（４）に示す断面有効高さ(＝[redacted] m)
X_n　：図４．２－７（４）に示す中立軸距離(mm)
X_{n1}　：中立軸比(－)
a_t　：有効ボルト総断面積(mm^2)
P_t　：引張鉄筋比(－)
A_b　：基礎ボルト有効断面積(＝[redacted] m^2)
A_m　：基礎ボルト呼び径断面積(＝[redacted] m^2)

N_b　：有効引張側ボルト本数(＝[redacted]本)

e. 自重及び鉛直方向地震力によるせん断応力

自重による基礎ボルトの平均せん断応力（τ_W）と鉛直方向地震力による基礎ボルトの平均せん断応力（τ_V）は発生しない。

$$\tau_W = 0$$
$$\tau_V = 0$$

f. 軸方向水平地震力によるせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力（τ_{HX1}），軸方向水平地震力作用点が図４．２－７（３）に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大ねじりせん断応力（τ_{HX2}）及び軸方向水平地震力による組合せせん断応力（τ_{HX}）は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$
$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$
$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_3}{I_p} \cdot r_{max}$$

ここで,

F_{HX} ：図４．２－２に示す軸方向水平地震力の設計用値(＝[redacted])

N_{bs} ：図４．２－７（３）に示す基礎ボルト本数(＝[redacted]本)

A_b ：図４．２－７（３）に示す基礎ボルト有効断面積(＝[redacted] m^2)

I_p ：図４．２－７（３）に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント(＝[redacted] mm^4)

l_3 ：図４．２－７（３）に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置（捩りせん断中心）までのＹ方向距離(＝[redacted] m)

r_{max}：上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離(＝[redacted] m)

g. 軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力（τ_{HY}）は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで,

F_{HY} ：図４．２－２に示す軸直角方向水平地震力の設計用値（＝[redacted]）

N_{bs} ：図４．２－７（４）に示す基礎ボルト本数（＝[redacted]本）

A_b ：図４．２－７（４）に示す基礎ボルト有効断面積(＝[redacted] m^2)

Ｂ．一次＋二次応力

基礎ボルトについては一次＋二次応力評価を行わない。

⑥　コンクリート支持架台

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向地震力＋軸直角方向地震力

Ａ．鋼製支持架台から受ける荷重または応力

a．荷重計算

鋼製支持架台に作用する各荷重は以下に示す経路でコンクリート支持架台に伝達する。

・圧縮力：鋼製支持架台底板部からコンクリート支持架台に伝達

・引張力：基礎ボルトからコンクリート支持架台に伝達

・水平力（せん断力）：基礎ボルトから埋め込み金物に伝達し，埋め込み金物のシアプレート部から支圧（圧縮）によりコンクリート支持架台に伝達

コンクリート支持架台に作用する荷重または応力（圧縮，引張，支圧）は①．～⑤．の応力計算結果より引用し算出する。

b．許容値基準

鋼製支持架台に作用する各荷重は以下に示す経路でコンクリート支持架台に伝達する。

(a)　許容圧縮応力度

コンクリート支持架台の許容圧縮応力度は「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601・補-1984）」に従い以下の通り算出する。

許容圧縮応力度：$0.75F_c=0.75\times24.0=18.0N/mm^2$

(b)　許容引張荷重

コンクリート支持架台の許容引張荷重は，「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991　追補版）に従い，図４．２－８に示すコンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積内に配筋されたせん断補強筋を考慮して算出する。なお，せん断補強筋の効果を考慮するのは設計事象Ⅰ＋1/2Ss450（供用状態Ｄ（ⅣＡＳ））のときのみであり，鉄筋比が0.4%以上であることを考慮する。

許容引張荷重（p_a）は次式で表される。

$$p \leqq p_a = MIN[1.5p_{a1},\ p_{a2}]$$

$$p_{a1} = 0.31\times K_1\times A_c\times\sqrt{F_c}$$

$$p_{a2} = K_2\times \alpha_c\times A_0\times F_c$$

ここで，

p　：基礎ボルト１本あたりの引張荷重（N）

p_a　：設計事象Ⅰ＋1/2Ss450（供用状態Ｄ（ⅣＡＳ））における基礎ボルト１本あたりのコンクリート部の許容引張荷重（せん断補強筋を考慮）（N）

p_{a1}：コンクリートがコーン状破壊する場合の許容引張荷重（N）

p_{a2}：コンクリートが支圧破壊する場合の許容引張荷重（N）

K_1 ：コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数（＝[redacted]）

K_2 ：支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数（ [redacted]）

F_c ：コンクリートの設計基準強度（＝[redacted]）

A_c ：コーン状破壊面の有効投影面積（群状配置）（図４．２－８参照）

D ：基礎ボルト頭部直径（＝[redacted] m）

d ：基礎ボルト呼び径（＝[redacted] m）

A_0 ：支圧面積＝π／4×(D^2-d^2) (mm^2)

α_c ：支圧面積と有効投影面積から定まる係数＝Min[$(A_c/A_0)^{0.5}$,10]（－）

(c) 許容支圧応力度

シアプレート部からコンクリート支持架台に作用する支圧の評価は，圧縮に対する評価として行う。したがって，許容支圧応力度は(a)と同様となり，以下の通り算出する。

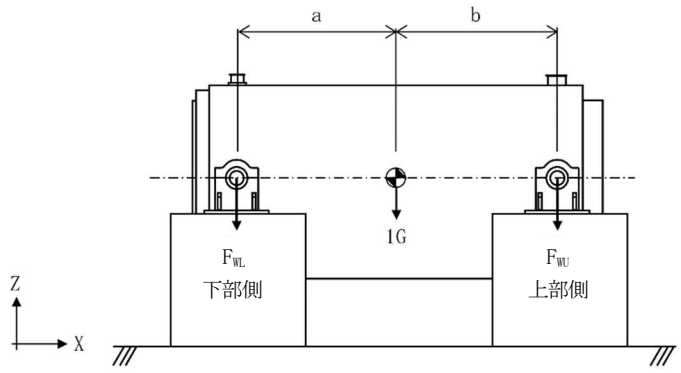
許容支圧応力度：$0.75F_c=0.75\times24.0=18.0N/mm^2$

B．コンクリート支持架台下端の荷重

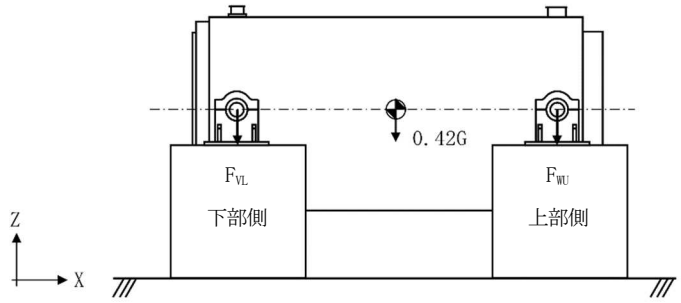
コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表４．２－６の通りである。これらの荷重を用いて「コンクリート標準示方書　設計編（2007)」に基づき部材に発生する断面力を断面力計算プログラムを用いて算出し，曲げ耐力・せん断耐力と比較することで評価を行う。

表４．２－６　コンクリート支持架台下端における荷重

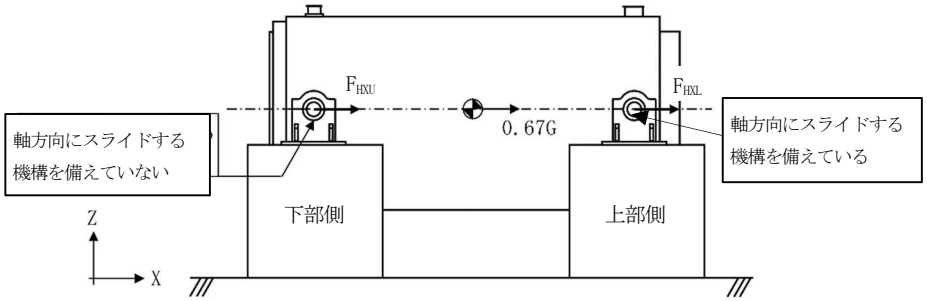
		軸水平方向(EW 方向)			軸直角方向(NS 方向)		
		鉛直力	水平力	モーメント	鉛直力	水平力	モーメント
		(kN)	(kN)	(kN･m)	(kN)	(kN)	(kN･m)
1/2Ss 地震時	キャスク	455.00	411.00	167.00	455.00	429.00	243.00
	キャスク水平力によるモーメント	－	－	487.04	－	－	508.37
	コンクリート支持架台	47.27	25.67	10.29	47.27	25.67	10.29
	合計	502.27	436.67	664.33	502.27	454.67	761.66



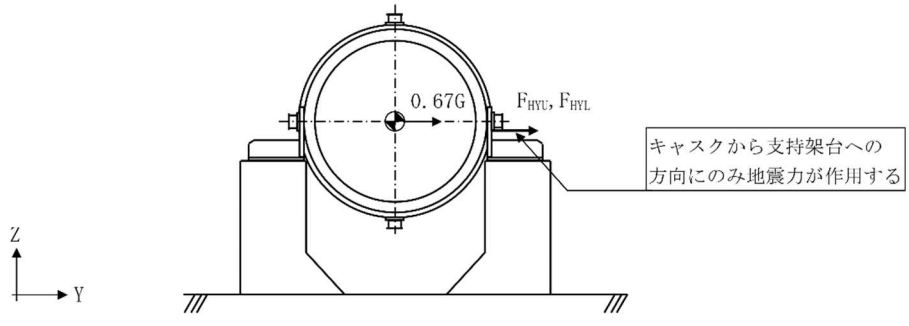
自　重



鉛直方向地震力



軸方向水平地震力



軸直角方向水平地震力

図４．２－２　鋼製支持架台に作用する荷重

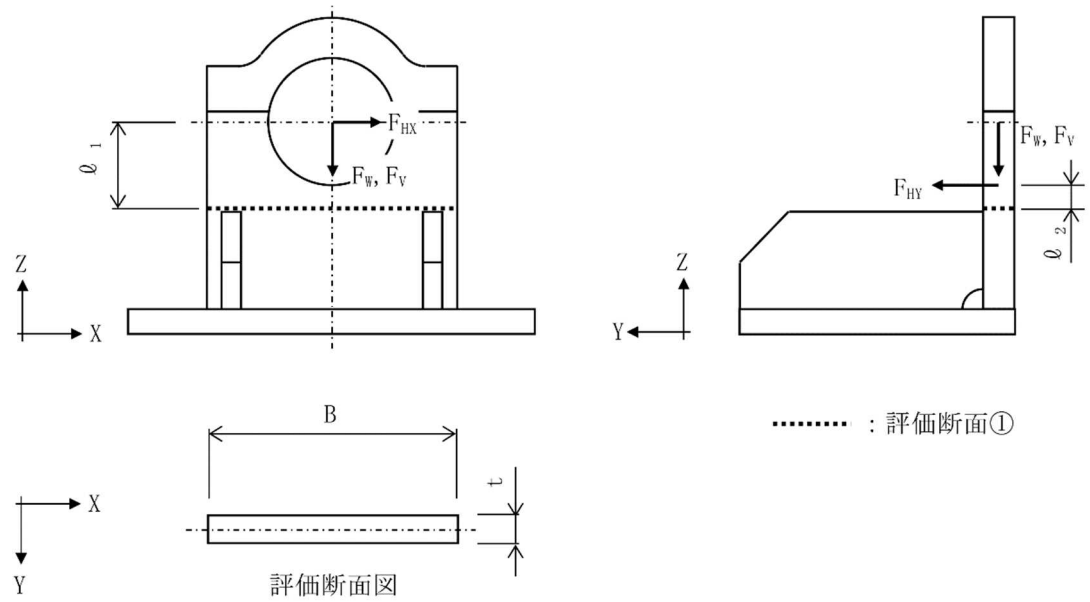


図４．２－３　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面①）

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］

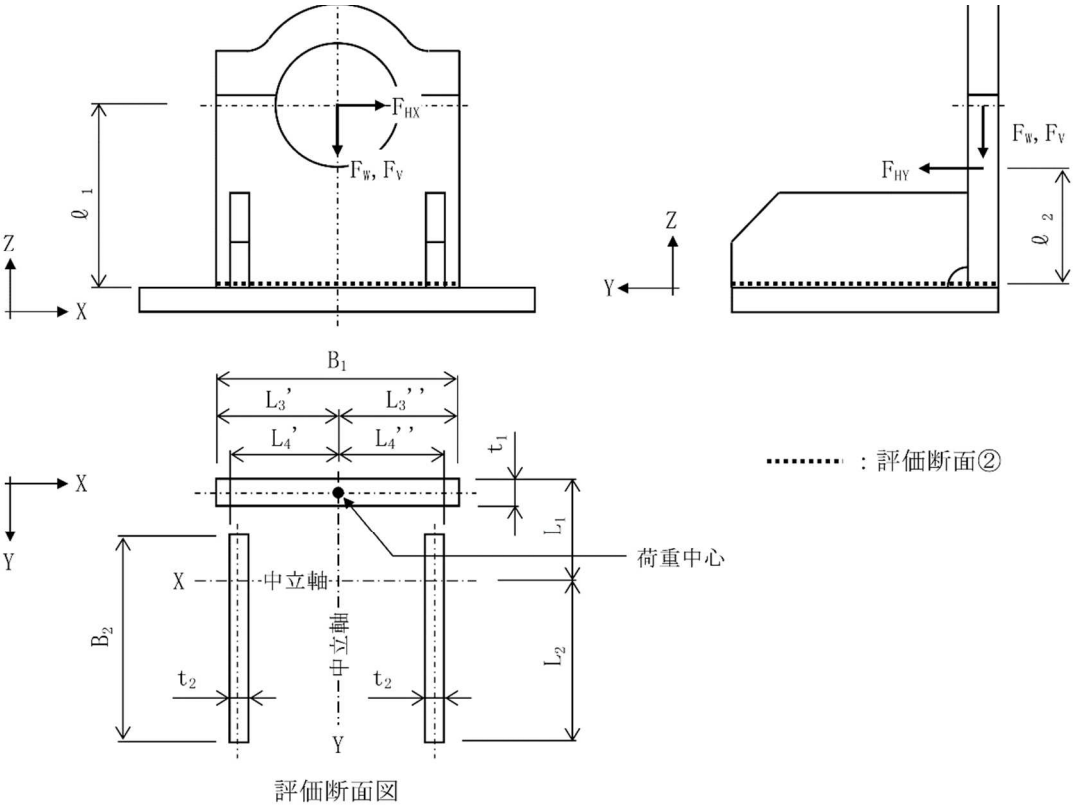


図４．２－４　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面②）

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］

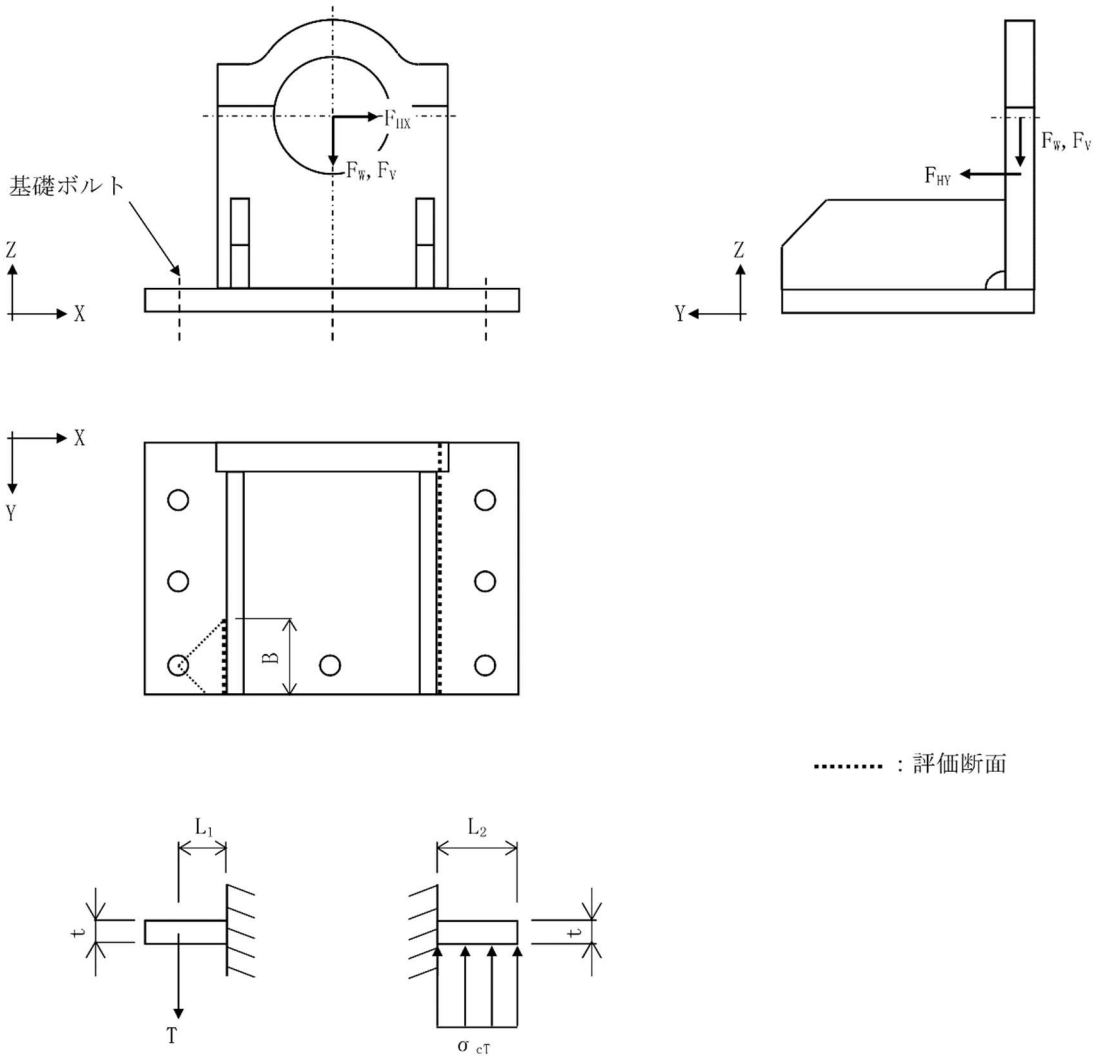


図４．２－５　計算モデル図（鋼製支持架台，評価断面③）

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］

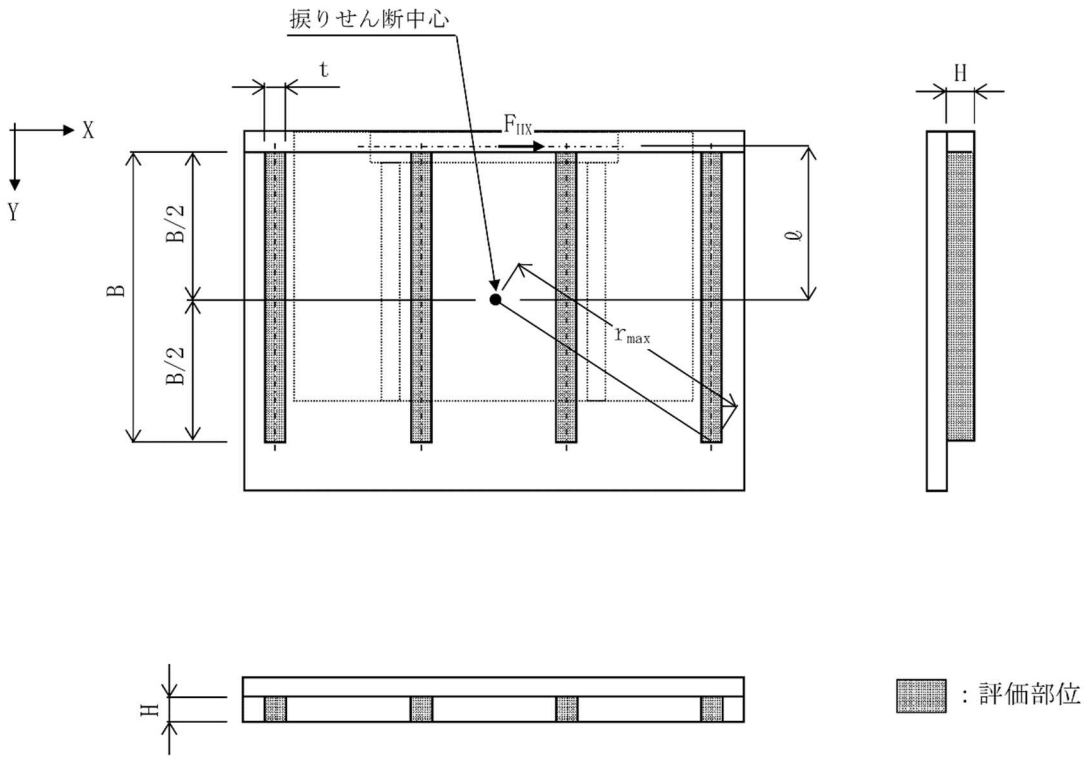


図４．２－６（１）　計算モデル図（埋め込み金物）

＜軸方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力計算モデル＞

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力］

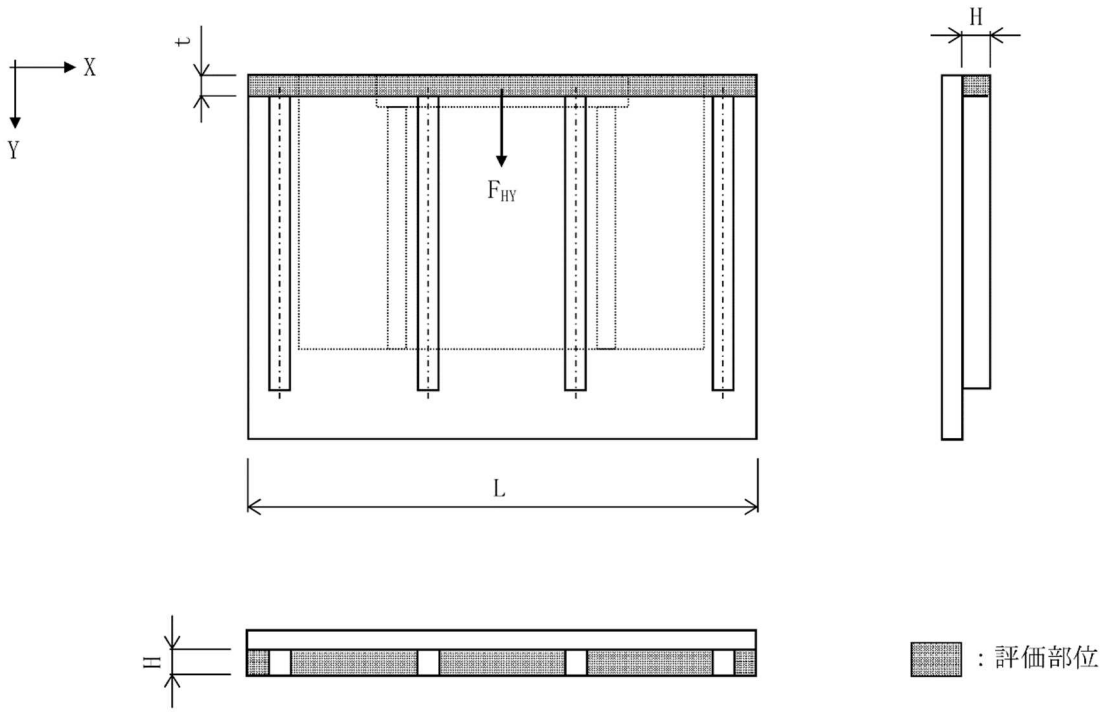


図４．２－６（２）　計算モデル図（埋め込み金物）
＜軸直角方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力計算モデル＞
［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力］

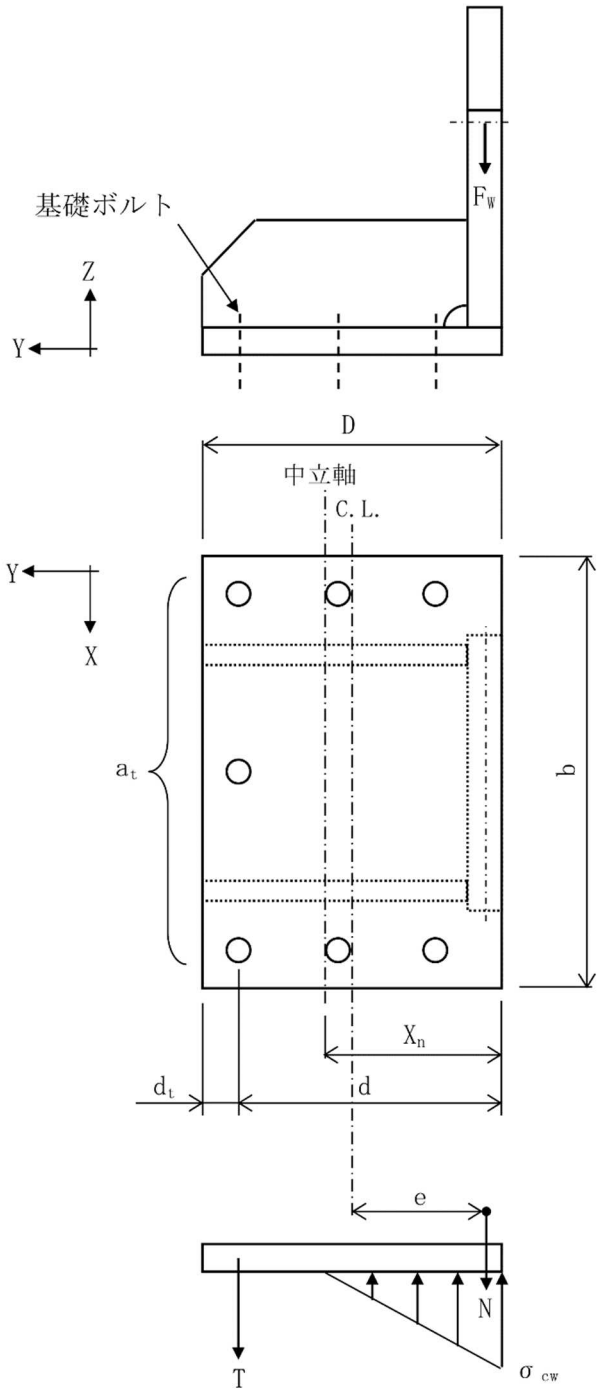


図４．２－７（１）　計算モデル図（基礎ボルト）

〈自重のみにより発生する引張応力計算モデル〉

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］

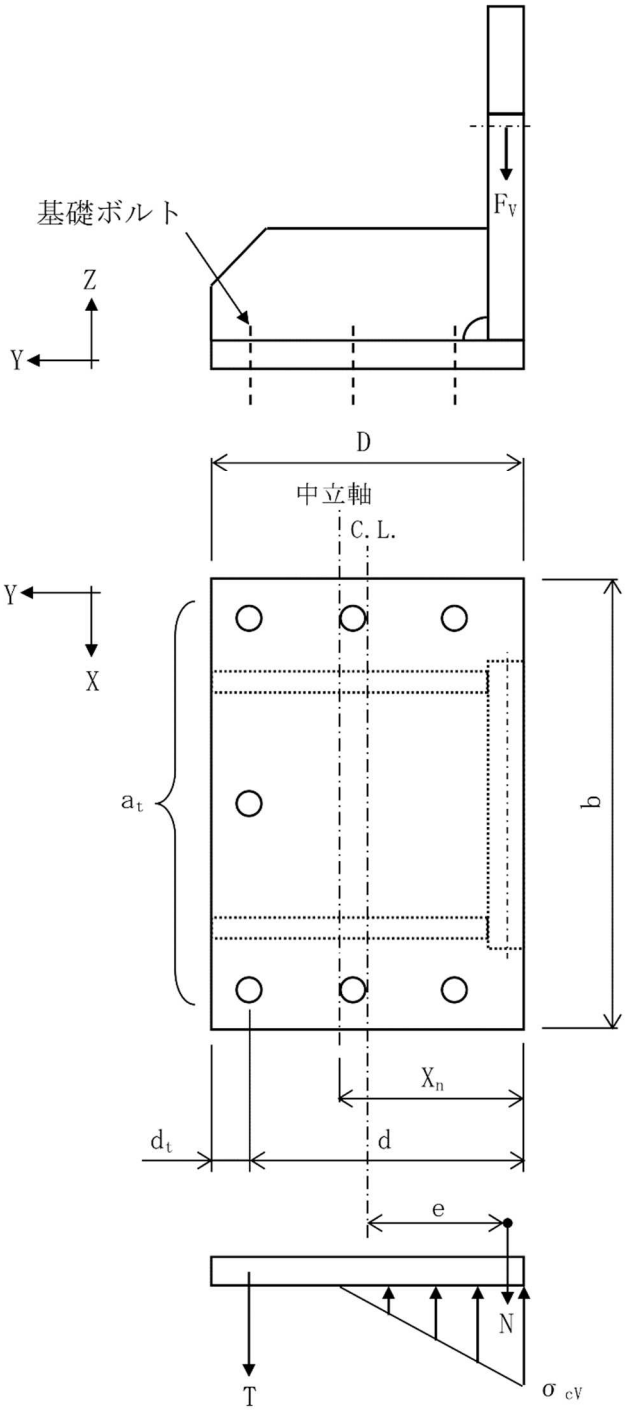


図４．２－７（２）　計算モデル図（基礎ボルト）

〈鉛直方向地震力のみにより発生する引張応力計算モデル〉

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］

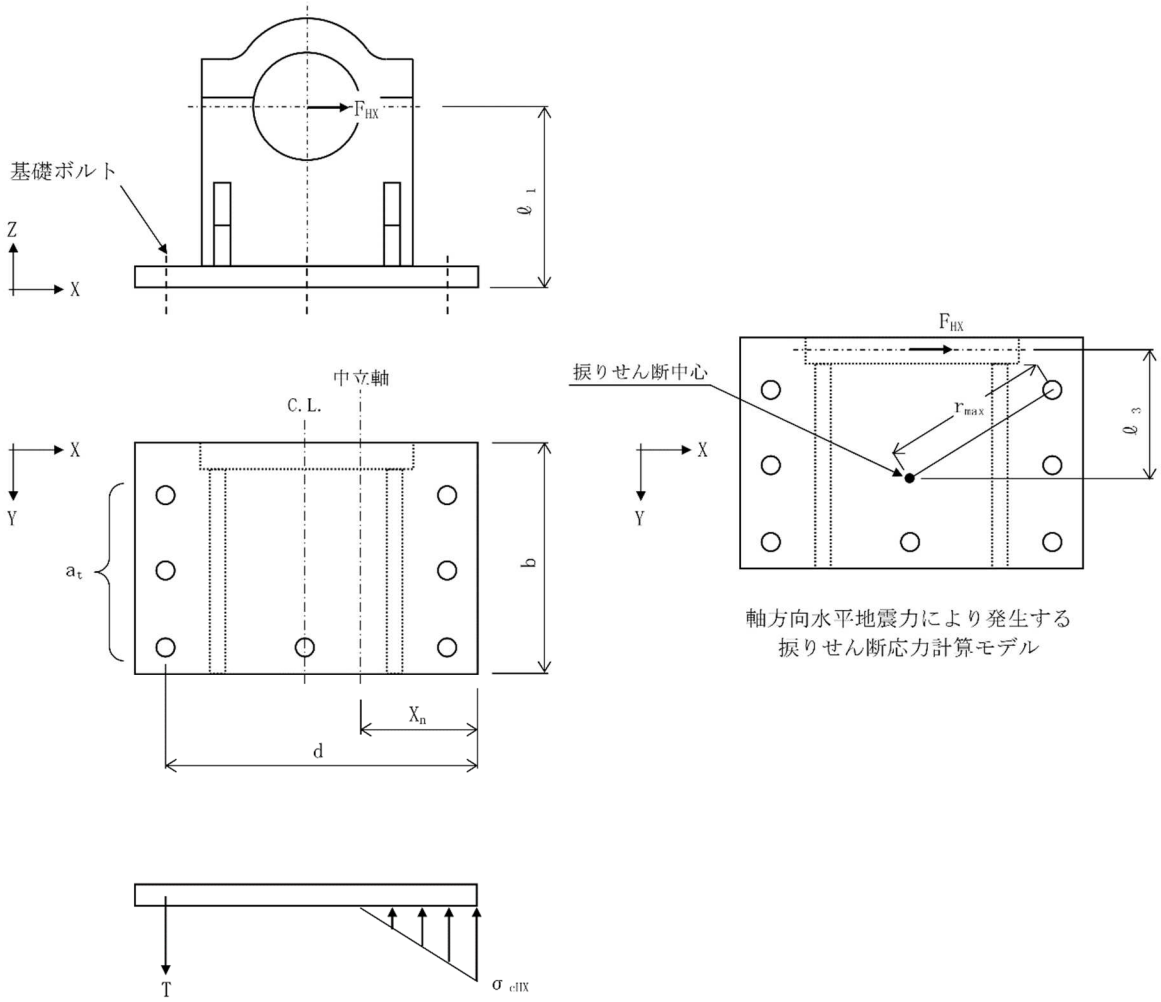
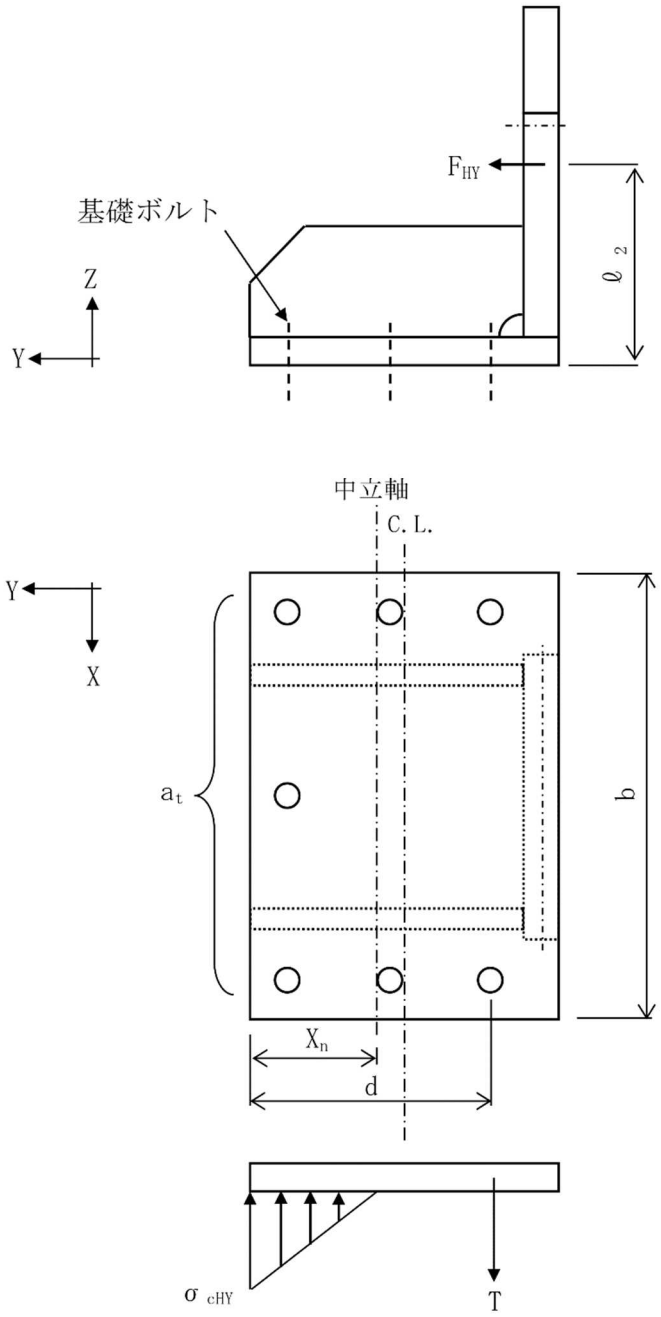


図４．２－７（３）　計算モデル図（基礎ボルト）

〈軸方向水平地震力により発生する引張及びせん断応力計算モデル〉

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］

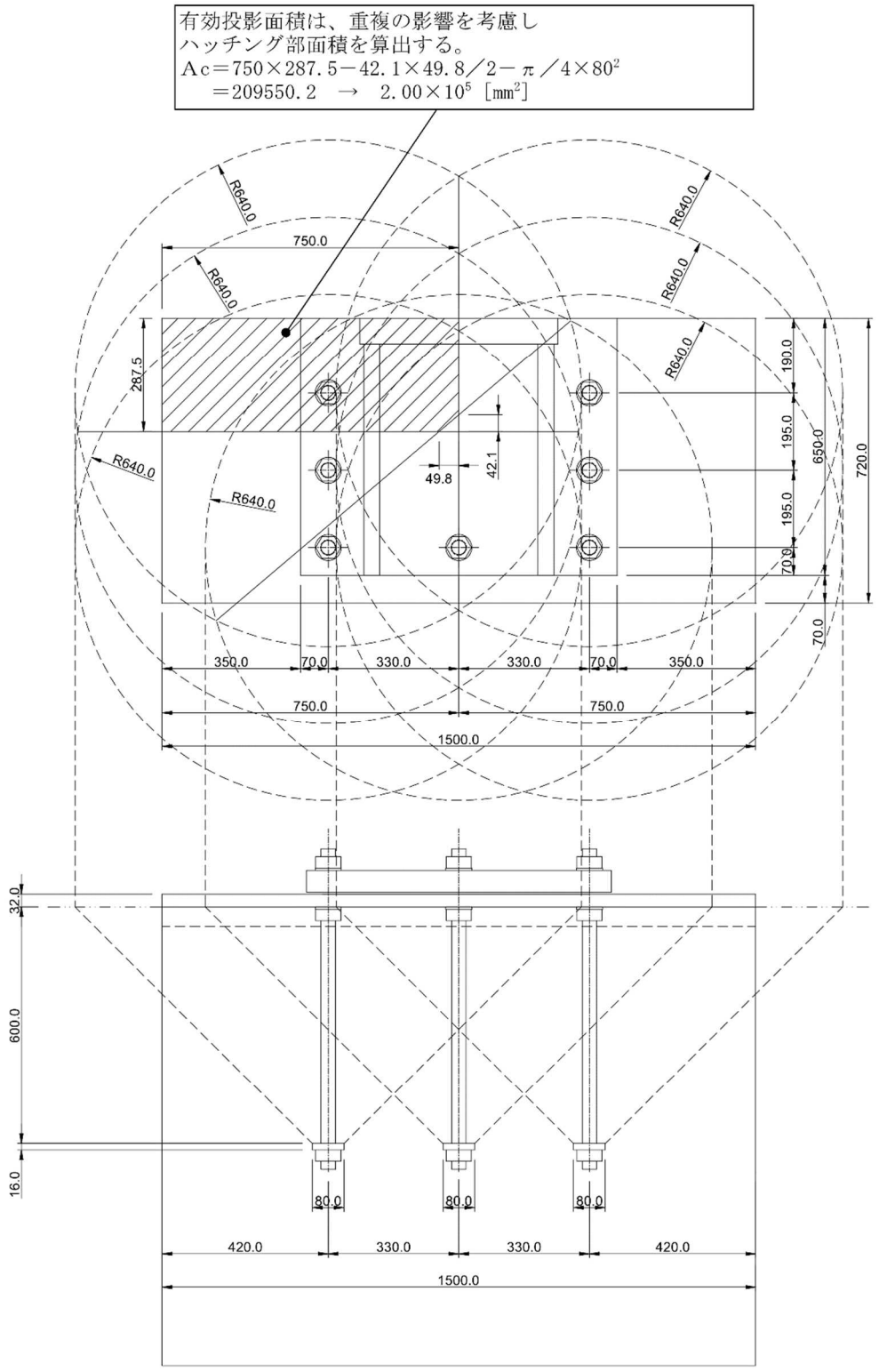


軸直角水平地震力のみにより発生する
引張応力計算モデル

図４．２－７（４）　計算モデル図（基礎ボルト）

〈軸直角方向水平地震力により発生する引張応力計算モデル〉

［設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力］



（単位：mm）

図４．２－８　コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 A_c

応力分類 ＼ 許容応力状態	1 次 応 力					1 次 + 2 次 応 力				
	引 張	せん断	圧 縮	曲 げ	支 圧	引 張 圧 縮	せん断	曲 げ	支 圧	座 屈
設 計 条 件	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
I_A	f_t	f_s	f_c	f_b	f_p	$3f_t$	$3f_s$ (1)	$3f_b$	$1.5f_p$ (3)	$1.5f_s$ 又は $1.5f_c$ (3)
II_A	f_t	f_s	f_c	f_b	f_p	$3f_t$	$3f_s$ (1)	$3f_b$	$1.5f_p$ (3)	$1.5f_s$ 又は $1.5f_c$ (3)
III_A	$1.5f_t$	$1.5f_s$	$1.5f_c$	$1.5f_b$	$1.5f_p$	—	—	—	—	—
IV_A	$1.5f_t^*$	$1.5f_s^*$	$1.5f_c^*$	$1.5f_b^*$	$1.5f_p^*$	—	—	—	—	—
III_AS	$1.5f_t$	$1.5f_s$	$1.5f_c$	$1.5f_b$	$1.5f_p$	$3f_t$	$3f_s$ (1)	$3f_b$ (2)	$1.5f_p$ (4)	$1.5f_b$ (2)(4) $1.5f_s$ 又は $1.5f_c$
IV_AS	$1.5f_t^*$	$1.5f_s^*$	$1.5f_c^*$	$1.5f_b^*$	$1.5f_p^*$	(S_1 又は S_2 地震動のみによる応力振幅について評価する)			$1.5f_p^*$ (4)	

注：(1) すみ肉溶接部にあっては最大応力に対して $1.5f_s$ とする。
(2) 告示第88条第３項第一号イ(ニ)により求めた f_b とすること。
(3) 応力の最大圧縮値について評価する。
(4) 自重，熱膨張等により常時作用する荷重に，地震動による荷重を重ね合せて得られる応力の圧縮最大値について評価を行うこと。
(5) 鋼構造設計規準（日本建築学会（1970 年度制定））等の幅厚比の制限を満足すること。
(6) 上記応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行うこと。
(7) 耐圧部に溶接等により直接取付けられる支持構造物であって耐圧部と一体の応力解析を行うものについては耐圧部と同じ許容応力とする。

図４．２－９　支持構造物の許容応力

（原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601・補-1984）より抜粋）

(8) 評価結果

評価結果は表４．２－７（１）～（３）となる。

表４．２－７（１） 鋼製支持架台の応力評価

（設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，兼用キャスク）

（単位：N/mm^2）

部 位		応力の種類		計 算 値	許容応力	評価
鋼製支持架台	評価断面①	一次応力	圧縮	14	322	OK
			曲げ	159	326	OK
			せん断	19	188	OK
			組合せ	176	326	OK
		一次＋二次応力	引張･圧縮	9	564	OK
			曲げ	191	564	OK
			せん断	39	324	OK
			座屈	14	279	OK
	評価断面②	一次応力	圧縮	6	325	OK
			曲げ	34	326	OK
			せん断	8	188	OK
			組合せ	43	326	OK
		一次＋二次応力	引張･圧縮	4	564	OK
			曲げ	39	564	OK
			せん断	17	324	OK
			座屈	6	280	OK
	評価断面③	一次応力	曲げ	201	326	OK
			せん断	21	188	OK
			組合せ	204	326	OK
		一次＋二次応力	曲げ	368	564	OK
			せん断	40	324	OK

表４．２－７（２）　埋め込み金物，基礎ボルトの応力評価

（設計事象Ⅰ＋1/2Ss450，兼用キャスク）

（単位：N/mm^2）

部　位	応力の種類		計算値	許容応力(注1)	評価
埋め込み金物	一次応力	曲げ	72	270	OK
		せん断	16	155	OK
		組合せ	77	270	OK
	一次＋二次応力	曲げ	111	450	OK
		せん断	24	258	OK
基礎ボルト	一次応力	引張	177	186	OK
		せん断	180	261	OK

（注1）基礎ボルトの許容引張応力は，発生せん断応力を考慮し低減させた値

表４．２－７（３）　コンクリート支持架台の評価（設計事象Ⅰ＋1/2Ss450）

Ａ．鋼製支持架台から受ける荷重または応力

荷重または応力の種類	単位	計算値 (注1)	許容荷重または許容応力度	評価
圧縮応力	N/mm^2	6.6	18.0	OK
引張荷重 (注2)	N	1.81×10^5	2.75×10^5	OK
支圧応力 (注3)	N/mm^2	10.3	18.0	OK

（注1）組合せた荷重のうち，発生する最大の荷重又は応力とする。

（注2）コンクリート支持架台に作用する引張荷重（基礎ボルト１本あたり）は基礎ボルト引張応力177N/mm^{2}に対し，次式により算出

[引張荷重]＝[基礎ボルト引張応力]×[基礎ボルト呼び径断面積(■■■■ m^2)]

ただし，計算値を有効３桁に切り上げ

（注3）コンクリート支持架台に作用する支圧応力は次式により算出

[支圧応力]＝τ・t／H

ただし，

τ：図４．２－６に示す埋め込み金物のシアプレート部に発生するせん断応力(N/mm2)

t：図４．２－６に示すシアプレート部の板厚（＝■ m）

H：図４．２－６に示すシアプレート部の高さ（＝■ m）

B．断面諸元（コンクリート支持架台）

項目			記号	単位	計算値 (注1)	
					ケース1 (NS方向)	ケース2 (EW方向)
部材	部材幅		b	(mm)	1500	720
	部材高		h	(mm)	720	1500
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	100	100
		鉄筋	-	-	D22	D22
		断面積	-	(cm^2)	3.871	3.871
		本数	-	(本)	9.000	5.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	34.84	19.36
	2段目	位置	d	(mm)	360	750
		鉄筋	-	-	D22	D22
		断面積	-	(cm^2)	3.871	3.871
		本数	-	(本)	6.000	14.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	23.23	54.19
	3段目	位置	d	(mm)	620	1400
		鉄筋	-	-	D22	D22
		断面積	-	(cm^2)	3.871	3.871
		本数	-	(本)	9.000	5.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	34.84	19.36
	せん断	鉄筋	-	-	D13	D13
		断面積	-	(cm^2)	1.267	1.267
		本数	-	(本)	3.000	2.000
		配置間隔	S_s	(mm)	150	150

(注1) ケース1：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

ケース2：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

C．コンクリート支持架台下端の照査結果

項目			記号	単位	計算値(注1)	
					ケース1 (NS方向)	ケース2 (EW方向)
終局限界	曲げ	曲げモーメント	Md	(kN･m)	762	664
		曲げ耐力	Mud	(kN･m)	1040	2969
		構造物係数	γi	-	1.00	1.00
		γi･Md/Mud≦1.0		-	0.73	0.22
		判定		-	OK	OK
	せん断	せん断力	Vd	(kN)	455	437
		せん断耐力	Vyd	(kN)	777	890
		構造物係数	γi	-	1.00	1.00
		γi･Vd/Vyd≦1.0		-	0.59	0.49
		判定		-	OK	OK

(注1) ケース1：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

ケース2：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

D．せん断破壊の照査詳細

項目			計算値(注1)	
			ケース1 (NS方向)	ケース2 (EW方向)
1/2Ss 地震時	設計せん断力		455	437
	コンクリートのみ	せん断耐力	349	245
		照査値	1.30	1.78
		照査結果	NG	NG
	せん断補強筋込み	せん断耐力	777	890
		照査値	0.59	0.49
		照査結果	OK	OK

(注1) ケース1：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

ケース2：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

4.3　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール（B+クラス，1/2Ss450）

(1)　評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールは遮蔽機能を有しており，耐震クラスはB+クラスである。

耐震評価は，1/2Ss450 に対して弾性範囲であることを評価することで，耐震 B+クラス設備に要求される地震力に対し，遮蔽機能を維持し，兼用キャスクの安全機能に影響を与えるような，倒壊等をしないことを確認する。

(2)　適用基準と規格

輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールは以下の基準を適用する。

・建築基準法
・国土交通省告示
・鉄筋コンクリート構造規準・同解説
・鋼構造設計規準・同解説
・原子力発電所耐震設計技術指針　JEAG4601-2008
・各種合成構造設計指針・同解説

(3)　コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの構成は添付資料－３－１「2.3 コンクリートモジュールの耐震性　(2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール　2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構成」と同一である。

(4)　評価方法

1/2Ss450 に対する耐震評価では，以下の条件を考慮する。なお，本評価では既設評価における設計用地震力を用いた評価方法から変更し，時刻歴応答解析にて評価を行う。

・地震応答解析は，コンクリート基礎上面の応答加速度を用いた時刻歴解析（直接積分時刻歴応答解析）とする。なお，時刻歴解析は汎用構造解析プログラム「NASTRAN」を使用する。減衰定数は等価粘性減衰による減衰定数 2%※を用いて評価する。解析における減衰の設定は剛性比例型減衰に置き換えている。

・地震力は水平 2 方向と鉛直方向の時刻歴波形である 1/2Ss450-①を同時に入力する。

・コンクリートモジュールは東西・南北方向にほぼ対称の構造物であり，位相反転による影響は小さいと考えられることから入力する時刻歴波形は，水平方向（NS，EW）及び鉛直方向の位相が正の位相の組合せ（＋，＋）を代表して使用する。

なお，評価の結果，許容値に対する裕度が小さい場合は時刻歴波形の不確かさを考慮した評価を行う。

時刻歴解析で用いた加速度時刻歴波形を図４．３－１～図４．３－３に示す。

※：（社）日本電気協会，“原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008”
「ボルト構造物」の減衰定数 2%より

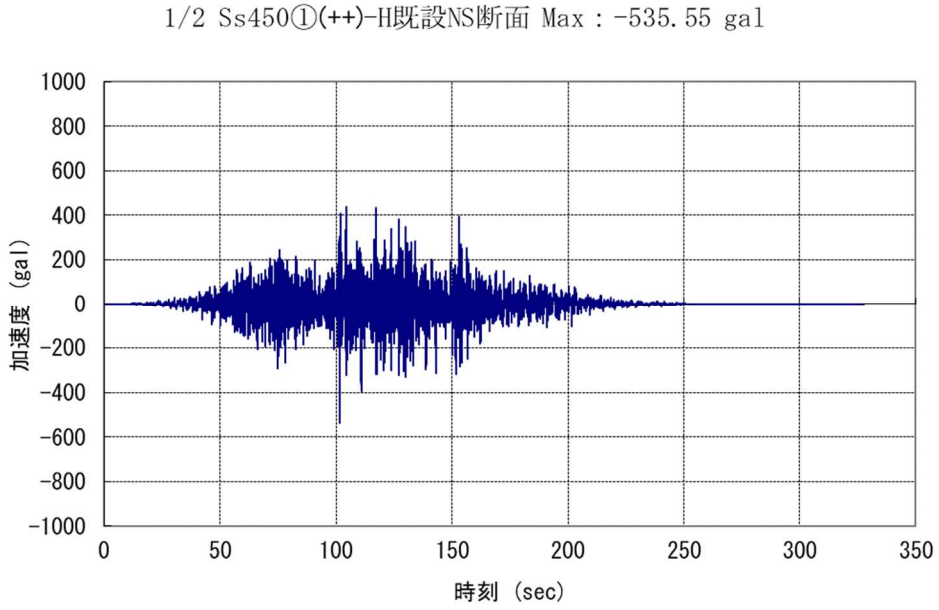


図４．３－１　基礎上面の加速度時刻歴波形　水平（NS）方向

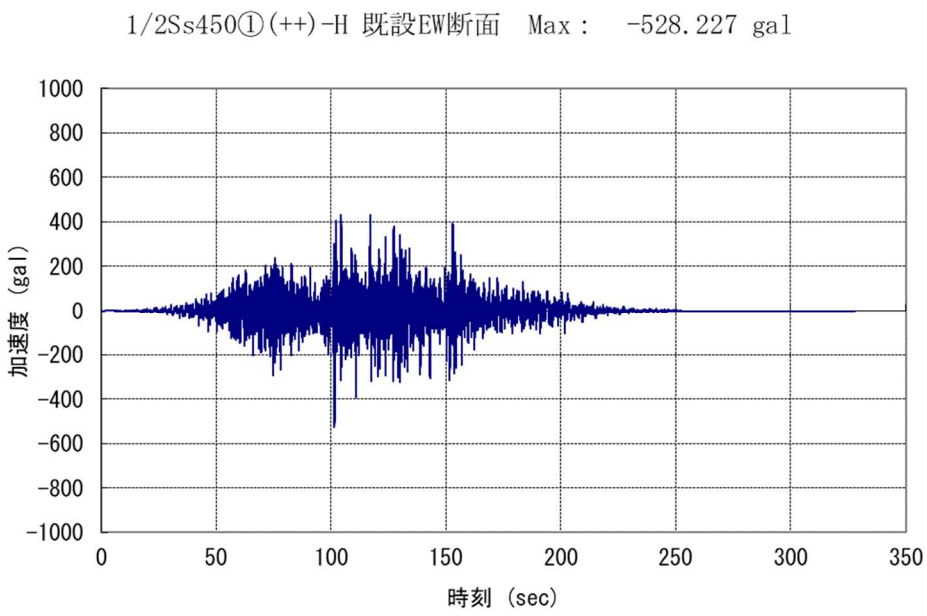


図４．３－２　基礎上面の加速度時刻歴波形　水平（EW）方向

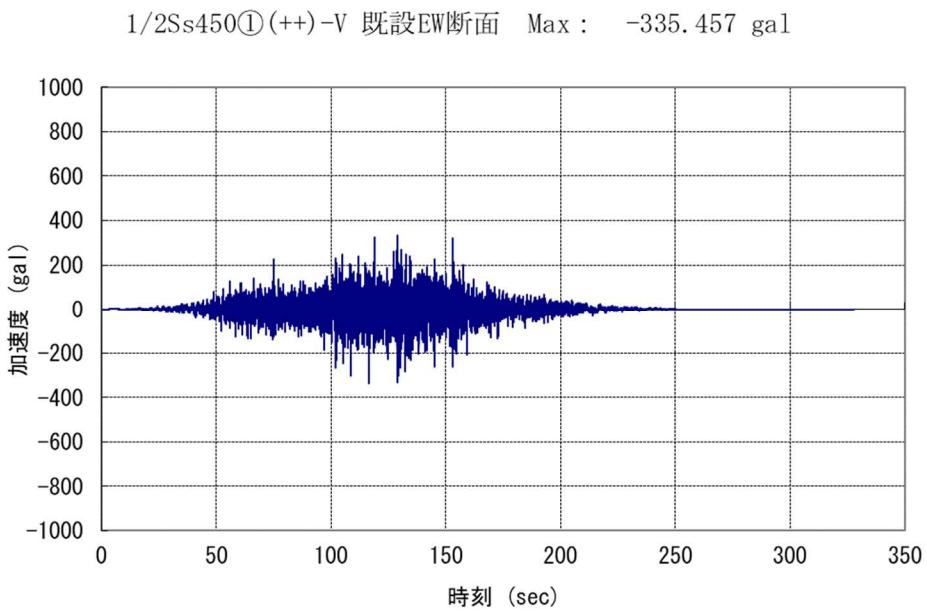


図４．３－３　基礎上面の加速度時刻歴波形　鉛直（UD）方向

(5)　解析モデル

許容応力度設計及び 1/2Ss450 に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図４．３－４に示す。

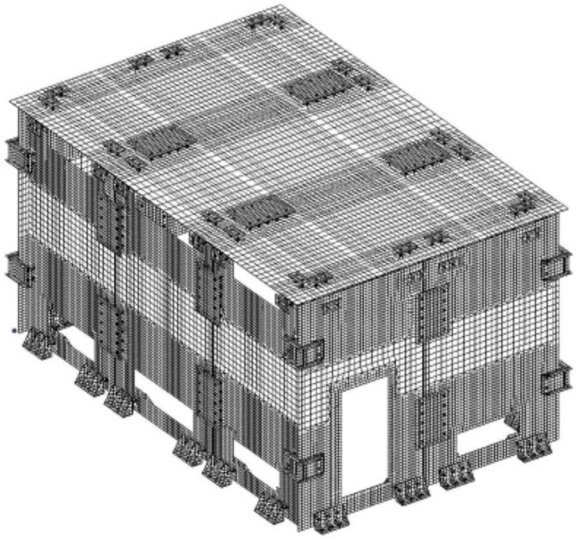


図４．３－４　コンクリートモジュールの解析モデル

(6) 許容応力

許容応力は添付資料－３－１「2.3 コンクリートモジュールの耐震性 (2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール 6) 許容応力」と同一である。

(7)　応力計算

1)　応力評価点

応力評価点は時刻歴解析により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図４．３－５に示す箇所とする。

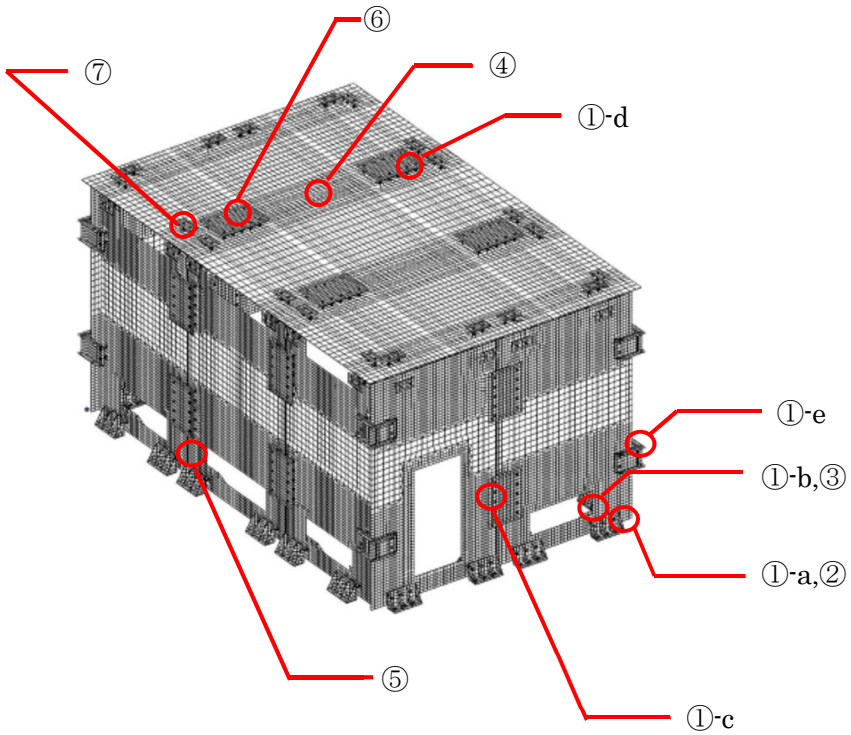


図４．３－５　応力評価箇所

応力評価箇所名称

①-a　アンカーボルト
①-b　側板柱脚ボルト
①-c　側板接合ボルト
①-d　天板接合ボルト
①-e　コーナー接合ボルト
②　ベースプレート
③　側板アンカー部はしあき
④　天板パネル
⑤　側板パネル
⑥　側板，天板接合プレート
⑦　側板，天板コーナー接合プレート

2) 荷重条件

荷重条件は添付資料－３－１「2.3 コンクリートモジュールの耐震性 (2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール 7) 応力計算 ② 荷重条件」と同一である。

3) 応力評価

Ａ．ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号, 許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

ａ．アンカーボルト (①-a) M20 (SS400 : F=235)

せん断力 Qd=20.4kN

引張力 Nd=33.2kN

有効断面積 Ae=245mm^2

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度

(鋼構造設計規準・同解説より)

$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau$ かつ $f_{ts} \leq f_{t0}$

fts=1.4×235－1.6×(20.4×10^3/245)= 195N/mm^2 → 195N/mm^2

短期引張応力度

σt=Nd/Ae=33.2×1000/245=136N/mm^2

検定値

fts/σt=195/136 =1.43 ＞ 1.0・・・OK

・コンクリートのコーン破壊

p≦p_a=MIN[p_{a1}, p_{a2}]

p：金物１箇所当たりの引張力 (3×N_d)

p_a ：定着したコンクリートのコーン状破壊により定まる許容引張力

p_{a1}=K_1×A_c× (0.31√F_c) [金物１箇所当たりのコンクリートコーン破壊の許容荷重]

p_{a2}=K_2×α×A_0×F_c [ボルト１本当たりの支圧破壊の許容荷重]

K_1：低減係数 (短期 K_1=0.45)

K_2：低減係数 (短期 K_2=2/3)

F_c：コンクリートの設計基準強度 (F_c=24N/mm^2)

0.31√F_c=1.51N/mm^2 [コーン破壊に対するコンクリートの引張強度]

A_c：コーン状破壊面の有効水平投影面積 (図４． ３－６参照)

A_c=2×A_{c1}＋A_{c2}=232481mm^2

A_{c1}=89486mm^2

A_{c2}=53509mm^2

α ：支圧面積と有効水平投影面積から定まる係数

$$\alpha = MIN\{\sqrt{Ac/Ao}, 10\},\ \sqrt{Ac/Ao} = \sqrt{232481/761} = 17.5 \quad \therefore \alpha = 10$$

A_o：支圧面積（座金面積－ボルト軸部断面積=(π/4)×(37^2－20^2)=761mm^2）

上式より金物１箇所当たりのコーン状破壊面の許容荷重は,

$p_{a1}=K_1\times A_c\times$ (0.31$\sqrt{}F_c$)

=0.45×(2×89486＋53509)×1.51=157,970N=157kN

コンクリートのコーン破壊に対する裕度は,

$p_{a1}/3\times N_d$=157/99.6=1.57 ＞ 1.0・・・OK

また，ボルト１本当たりの支圧破壊（ボルト先端部）の許容荷重は,

$p_{a2}=K_2\times\alpha\times A_0\times F_c$

=2/3×10×761×24=121,760N=121kN

支圧破壊（ボルト先端部）に対する裕度は,

p_{a2}/N_d=121/33.2=3.64 ＞ 1.0・・・OK

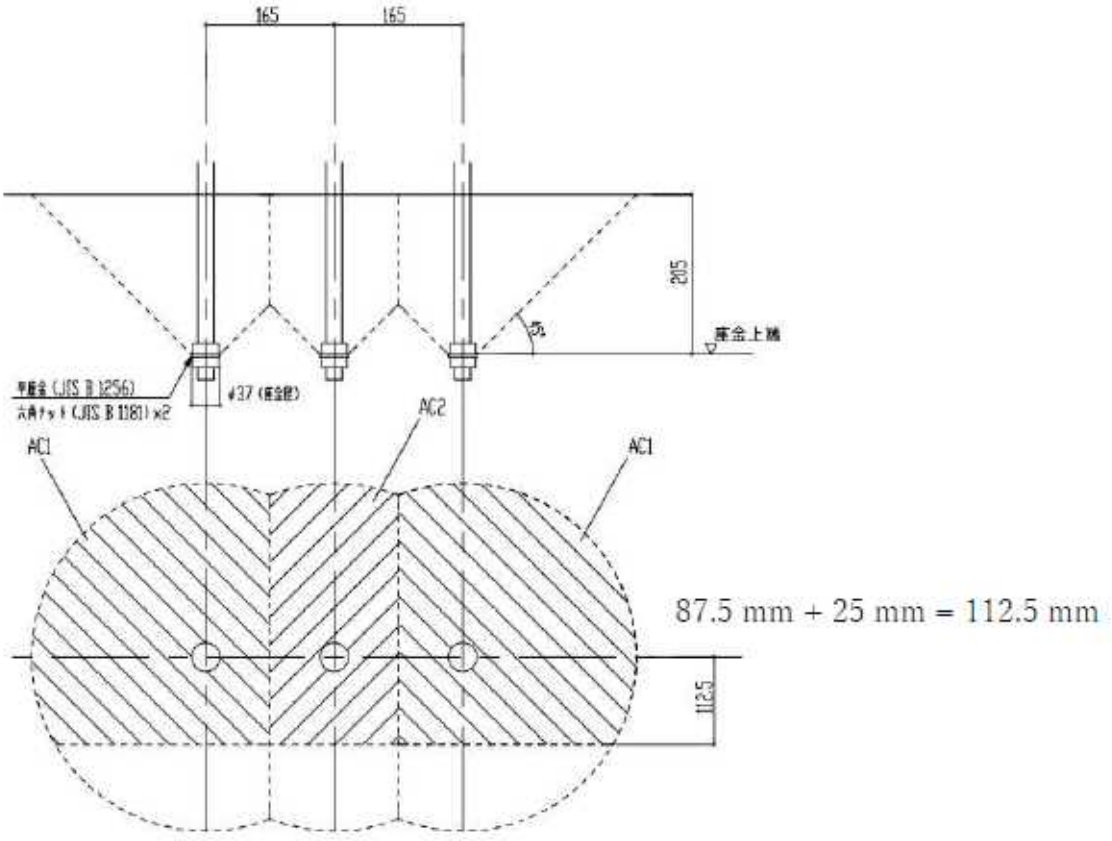


図４．３－６　コーン状破壊面の有効水平投影面積 A_c

ｂ．側板柱脚ボルト(①-b)　M27（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=58.4kN

有効断面積　Ae=459mm^2

せん断応力度　τ=Qd/Ae=58.4×1000/459=128N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}}$ =242.4N/mm^2

検定値

fs/τ=242.4/128=1.89　＞　1.0・・・OK

ｃ．側板接合ボルト(①-c) M20（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=30.8kN

有効断面積　Ae=245mm^2

せん断応力度　τ=Qd/Ae=30.8×1000/245=126N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}}$ =242.4N/mm^2

検定値

fs/τ=242.4/126=1.92　＞　1.0・・・OK

ｄ．天板接合ボルト(①-d)　M16（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=17.7kN

有効断面積　Ae=157mm^2

せん断応力度　τ=Qd/Ae=17.7×1000/157=113N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}}$ =242.4N/mm^2

検定値

fs/τ=242.4/113=2.14　＞　1.0・・・OK

ｅ．コーナー接合ボルト(①-e)　M20（強度区分 6.8：F=420）

せん断力　Qd=38.7kN

有効断面積　Ae=245mm^2

せん断応力度　τ=Qd/Ae=38.7×1000/245=158N/mm^2

短期許容せん断応力度　$f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}}$ =242.4N/mm^2

検定値

fs/τ=242.4/158=1.53　＞　1.0・・・OK

Ｂ．ベースプレート(②)　t=19(SS400：F=235)

負担幅は 165㎜ とする。断面係数 $z=b\times h^2/6=165\times 19^2/6=9927.5mm^3$

短期許容曲げ応力度　$fb=235N/mm^2$

引張時　（Ａ．ａ．アンカーボルトによる　計算モデルは図４．３－７参照）

設計曲げモーメント(2 辺固定として算定)

$Md=33.2\times 0.0825/2=1.37kNm$

短期曲げ応力度

$\sigma b=Md/z=1.37\times 10^6/9927.5=139N/mm^2$

検定値

$fb/\sigma b=235/139=1.69 > 1.0$・・・OK

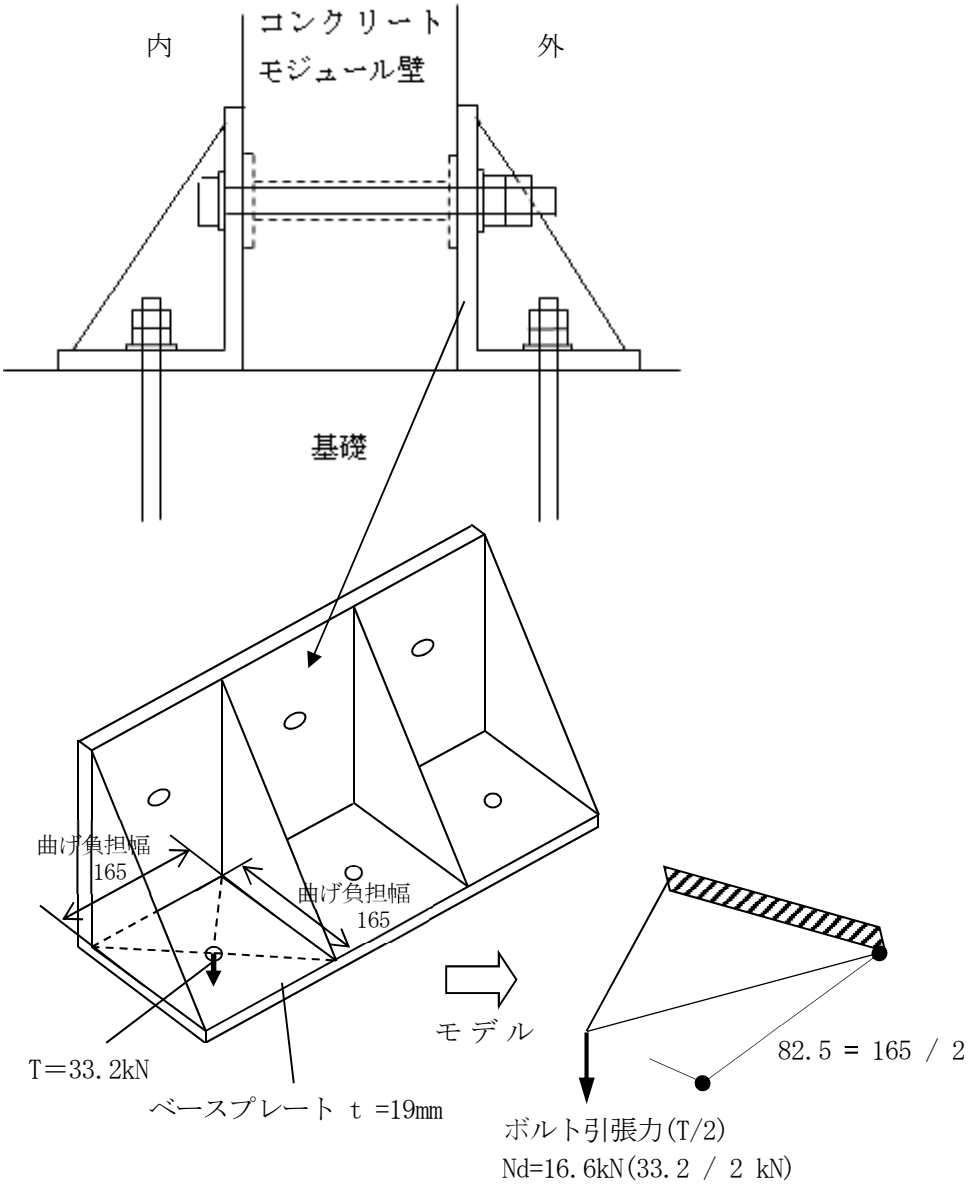


図４．３－７　ベースプレート（引張時）

圧縮時（Ａ．ａ．アンカーボルトによる　計算モデルは図４．３－８参照）

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1 辺固定 1 辺単純支持の 1 方向板として)

$Md=(16.1/0.165^2\times0.165\times0.165^2)/8=0.34kNm$

短期曲げ応力度

$\sigma b=Md/z=0.34\times10^6/9927.5=34.3N/mm^2$

検定値

$fb/\sigma b=235/34.3=6.85 \quad > \quad 1.0$・・・OK

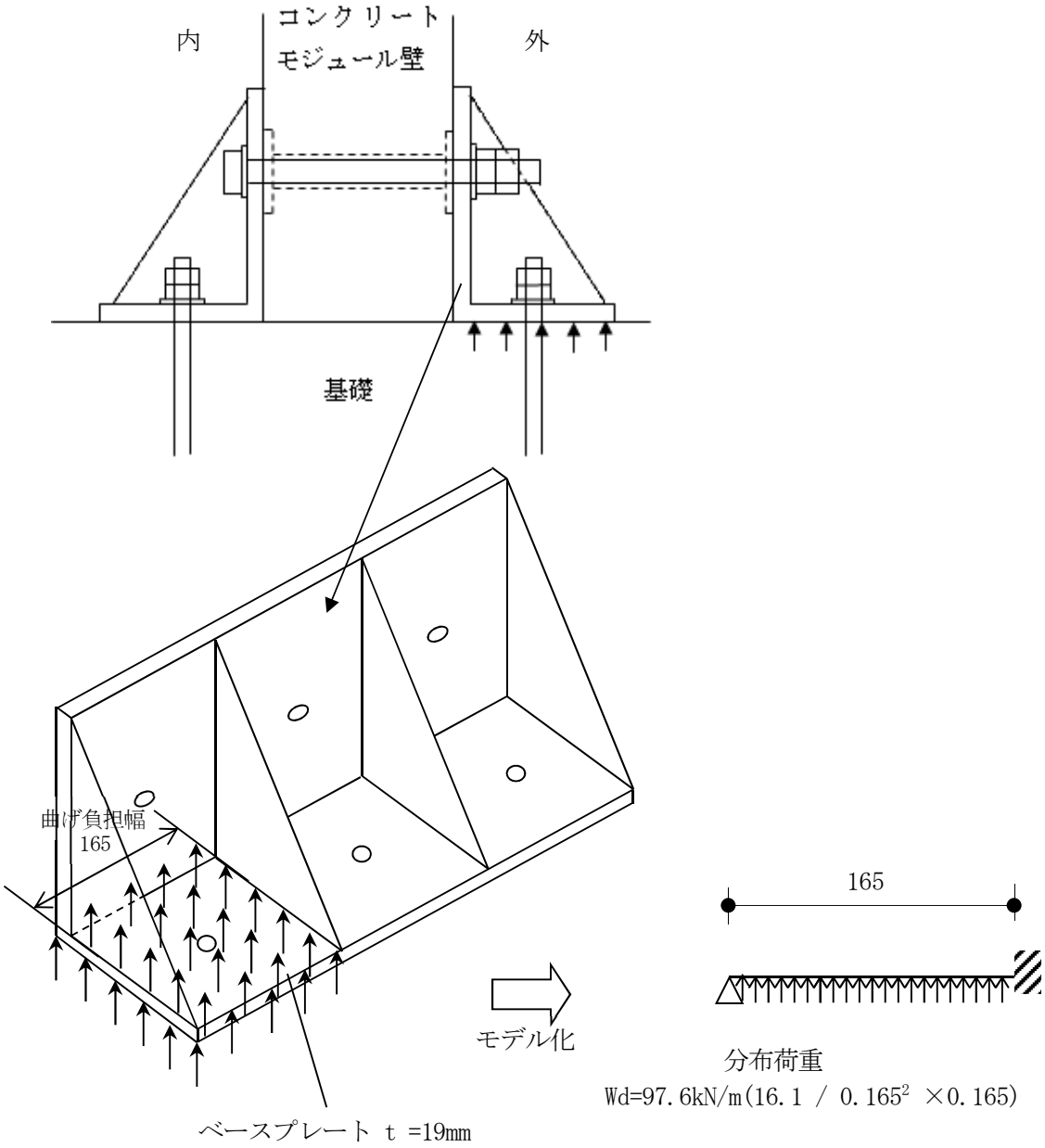


図４．３－８　ベースプレート（圧縮時）

C．側板アンカー部はしあき(③)（図４．３－９参照）

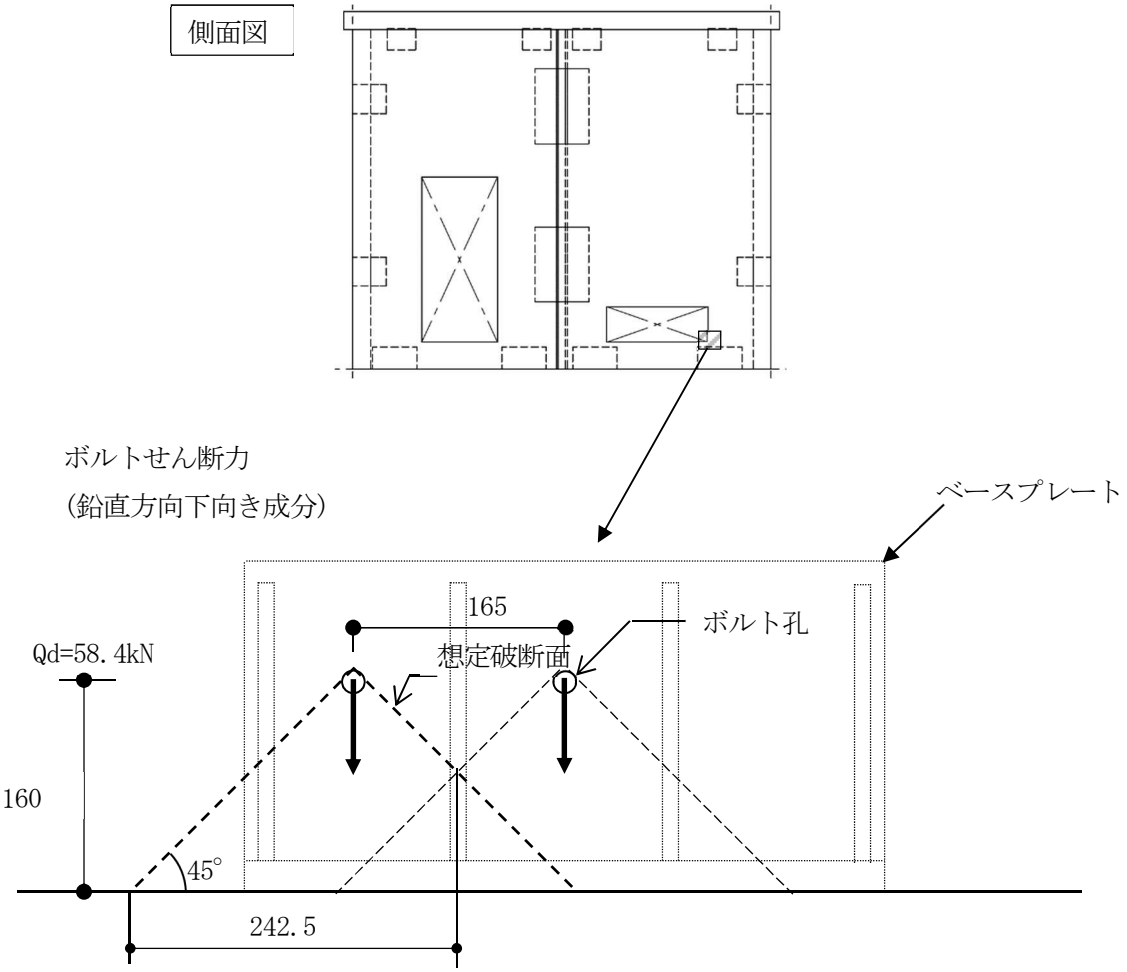


図４．３－９　側板アンカー

せん断力　Qd=58.4kN

短期許容せん断力応力度

（建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より）

$fsa=(0.49+Fc/100)\times 2=1.70N/mm^2$

想定破断面積

$A=242.5\times\sqrt{2}\times 200=68589mm^2$

せん断力応力度

$\tau=Qd/(A/\sqrt{2})=58.4\times 1000/(68589/\sqrt{2})=1.21N/mm^2$

検定値

$fsa/\tau=1.7/1.21=1.40 > 1.0$・・・OK

D．天板パネル(④) （図４．３－１０参照）

天板パネル　t=200，鉄筋：SD295A(s σ t=295N/mm^2)

D10@200（長辺方向　上筋，短辺方向　上下筋）D10：断面積 A=71mm^2

D13@200（長辺方向 下筋）D13：断面積 A=127mm^2

d=150mm，j=131mm

短期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow \quad f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j}$$　f_tをσt，M_aをM_dに置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 8167Nmm/mm　→　1m 辺りに換算すると Md=8.17kNm

$$\sigma_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} = \frac{8.17\times10^6}{127\times5\times131} = 99\text{N/mm}^2$$

検定値

ft/σt=295/99=2.97　＞　1.0・・・OK

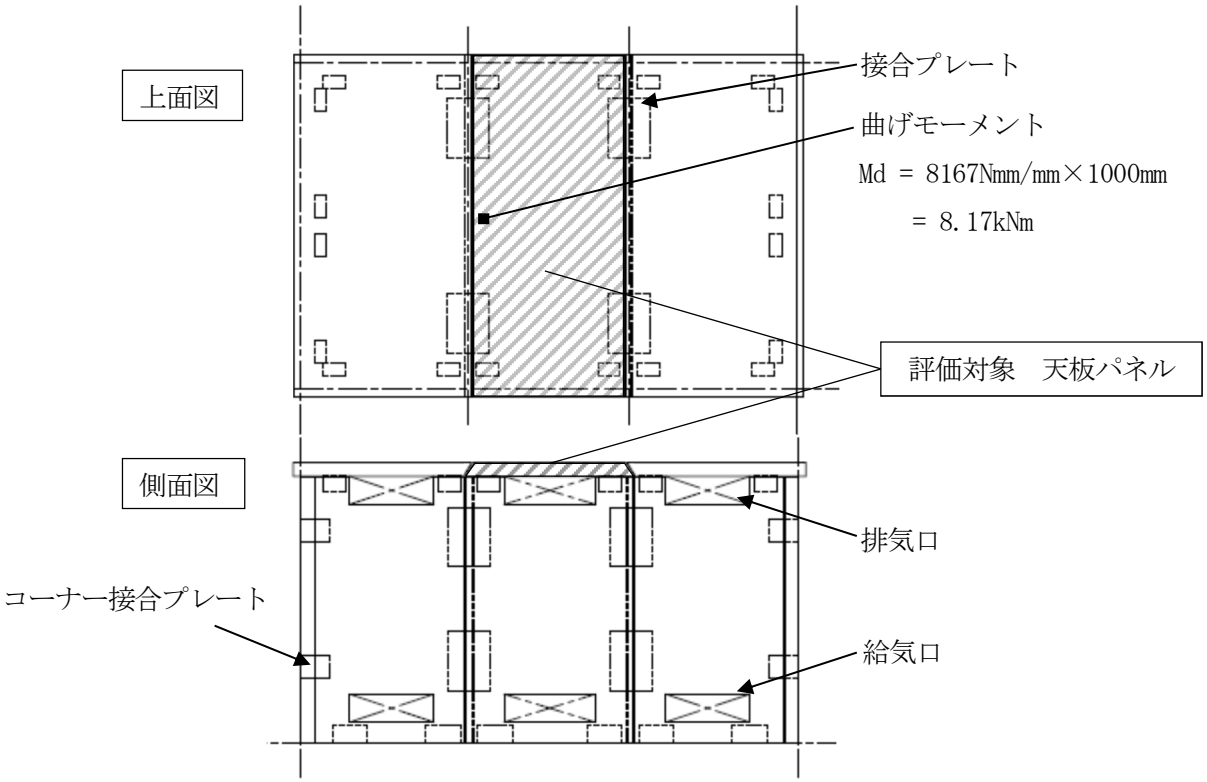


図４．３－１０　天板パネル

Ｅ．側板パネル(⑤)（図４．３－１１参照）

側板パネル　t=200，鉄筋：SD295A(sσt=295N/mm^2)

D10@200（縦筋・横筋，内外共）D10：断面積 A=71mm^2

D13（開口部及び外周部の補強筋）D13：断面積 A=127mm^2

d=150mm，j=131mm

短期許容曲げモーメント（鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より）

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow \quad f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j}$$　f_tをσt，M_aをM_dに置き換え，鉄筋の引張応力度を算定する。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 7258Nmm/mm　→　1m 辺りに換算すると Md=7.26kNm

$$\sigma_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} = \frac{7.26\times10^6}{(127+71+71+127)\times131} = 86\text{N/mm}^2$$

検定値

ft/σt=295/86=3.43　＞　1.0・・・OK

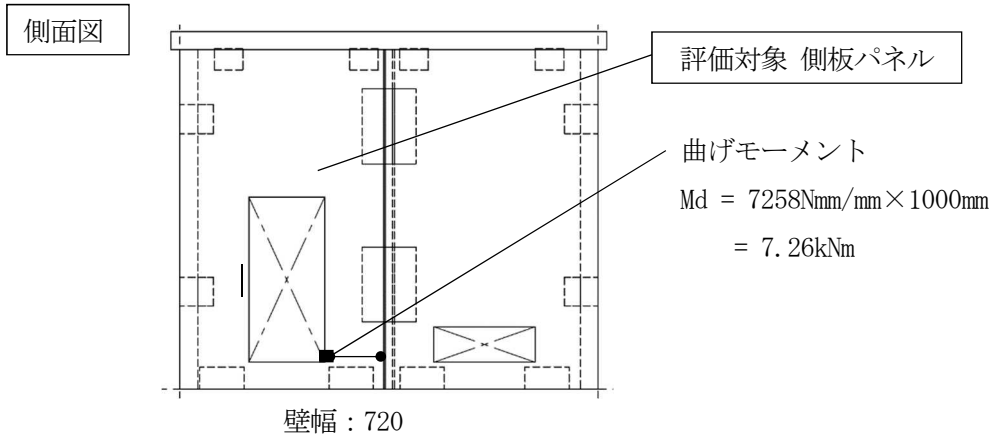


図４．３－１１　側板パネル

Ｆ．側板，天板接合プレート(⑥)　t=6（SS400）（図４．３－１２参照）

負担幅は 840㎜ とする。断面係数 $z=b\times h^2/6=840\times 6^2/6=5040㎜^3$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 100Nmm/mm → 840㎜ 辺りに換算すると Md=0.09kNm

$\sigma b/fb=0.09\times 10^6/5040=17.9N/㎜^2$

検定値

$fb/\sigma b=235/17.9=13.1 \quad > \quad 1.0$・・・OK

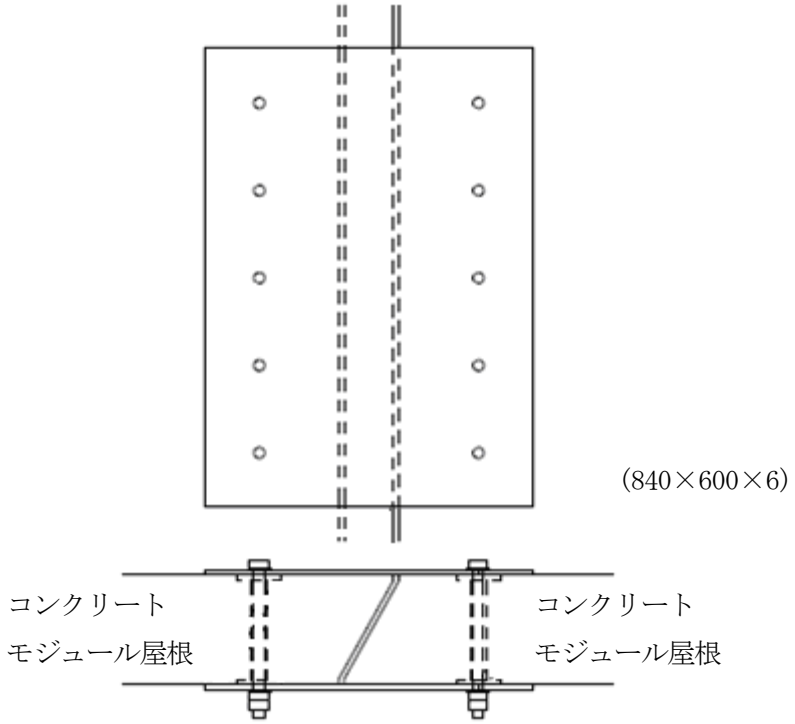


図４．３－１２　側板，天板接合プレート

G．側板，天板コーナー接合プレート(⑦)　t=9（SS400）（図４．３－１３参照）

負担幅は 160mm とする。断面係数 $z=b\times h^2/6=160\times 9^2/6=2160mm^3$

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1 辺固定 1 辺単純支持の 1 方向板として)

$Md=(13.4/0.160^2\times 0.160\times 0.160^2)/8=0.27kNm$

$\sigma b/fb=0.27\times 10^6/2160=125N/mm^2$

検定値

$fb/\sigma b=235/125=1.88 \quad > \quad 1.0$・・・OK

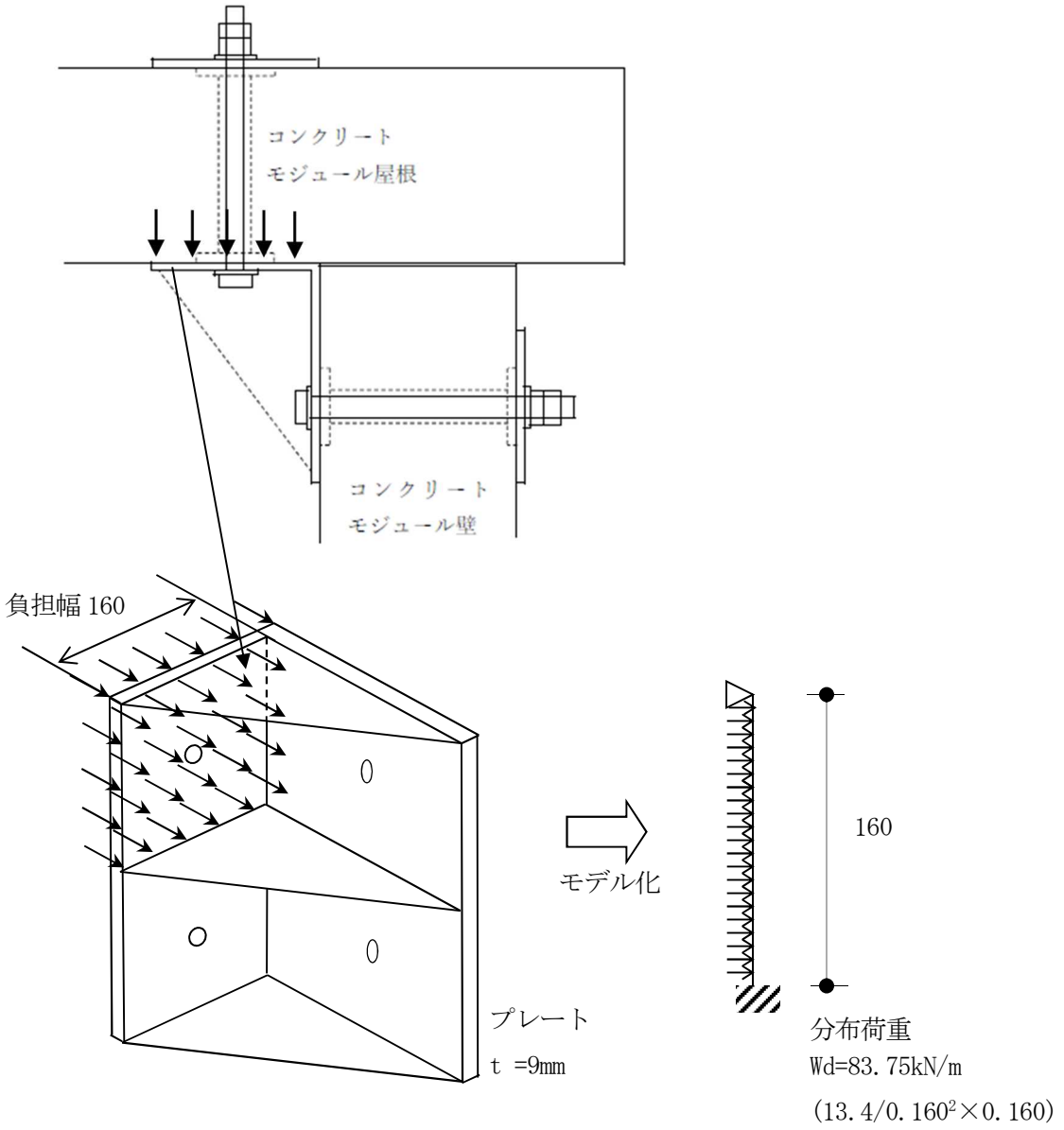


図４．３－１３　側板，天板コーナー接合プレート

4) 評価結果

評価結果を表４．３－１に示す。いずれの部位も許容値を満足する。

また，先行プラントの検討※より地盤及び間接支持構造物の固有周期に対する不確かさを考慮した耐震評価において，発生応力に約 10%～30%程度の差異が生じることがわかっているが，本評価では許容値に対して 1.4 以上の裕度があるため，評価に用いた加速度時刻歴波の不確かさを考慮しても許容値を満足する。

※女川原子力発電所第 2 号機 工事計画審査資料「補足-600-27 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算書に関する補足説明資料 添付 6 海水ポンプ室門型クレーンに適用する時刻歴解析における材料物性の不確かさ等に関する検討」（02-補-E-19-0600-27_改 4）

表４．３－１ コンクリートモジュールの評価結果(1/2Ss450)

単位：N/mm^2

項目		計算値	許容値	余裕率	評価結果
①-a	アンカーボルト	136	195	1.4	ＯＫ
①-b	側板柱脚ボルト	128	242	1.8	ＯＫ
①-c	側板接合ボルト	126	242	1.9	ＯＫ
①-d	天板接合ボルト	113	242	2.1	ＯＫ
①-e	コーナー接合ボルト	158	242	1.5	ＯＫ
②	ベースプレート（引張時）	139	235	1.6	ＯＫ
②	ベースプレート（圧縮時）	34.3	235	6.8	ＯＫ
③	側板アンカー部はしあき	1.21	1.70	1.4	ＯＫ
④	天板パネル	99	295	2.9	ＯＫ
⑤	側板パネル	86	295	3.4	ＯＫ
⑥	側板，天板接合プレート	17.9	235	13.1	ＯＫ
⑦	側板，天板コーナー接合プレート	125	235	1.8	ＯＫ

以上よりコンクリートモジュールは 1/2Ss450 に対しての耐震安全性を確保できる。

4.4　クレーン（B+クラスへの波及的影響防止を考慮すべき施設，1/2Ss450）

(1)　評価方針

本設備で使用するクレーンは，耐震クラスがＣクラスである。

耐震評価は，コンクリートモジュール（耐震クラス：B+クラス）への波及的影響を考慮し，1/2Ss450 による地震力に対して損傷，転倒，逸走等が生じないことを確認する。なお，当該クレーンは一般産業用施設と同等の耐震性を有する設計（C クラスの設計用地震力（水平震度 0.24）に対しておおむね弾性範囲）とし，クレーン構造規格に基づき設計を行っている。

(2)　波及的影響評価方法の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様及び概要図は添付資料－３－１「2.4 クレーンの基準地震動Ss(Ss600)に対する波及的影響　(2) 波及的影響評価方法の概要」と同一である。

クレーンの波及的影響評価フローを図４．４－１に示す。

以下の手順により 1/2Ss450 によるクレーンの波及的影響が，コンクリートモジュールの遮蔽機能に及ばないことを確認する。

・評価には 1/2Ss450 に基づくコンクリート基礎上面加速度応答スペクトルを用いて行う。なお，評価には減衰定数 2%※を用いて評価する。

・汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルによりクレーンの固有周期を求める。

・コンクリート基礎上面加速度応答スペクトルと固有周期により設計震度を定め，静的解析により算定したクレーン各部に発生する応力から，クレーンが損傷しないことを確認する。

・汎用有限要素解析コード ABAQUS を用いて，コンクリート基礎上面時刻歴波形による非線形応答解析を行い，クレーン本体の浮き上がり量から，クレーンが転倒しないことを確認する。なお，評価には減衰定数 2%※を用いて評価する。

・クレーン本体の浮き上がり量からクレーンがレールピットから飛び出し，逸走しないことを確認する。

・ガーダ上のトロリが落下しないことを確認する。

※：(社) 日本電気協会，“原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008

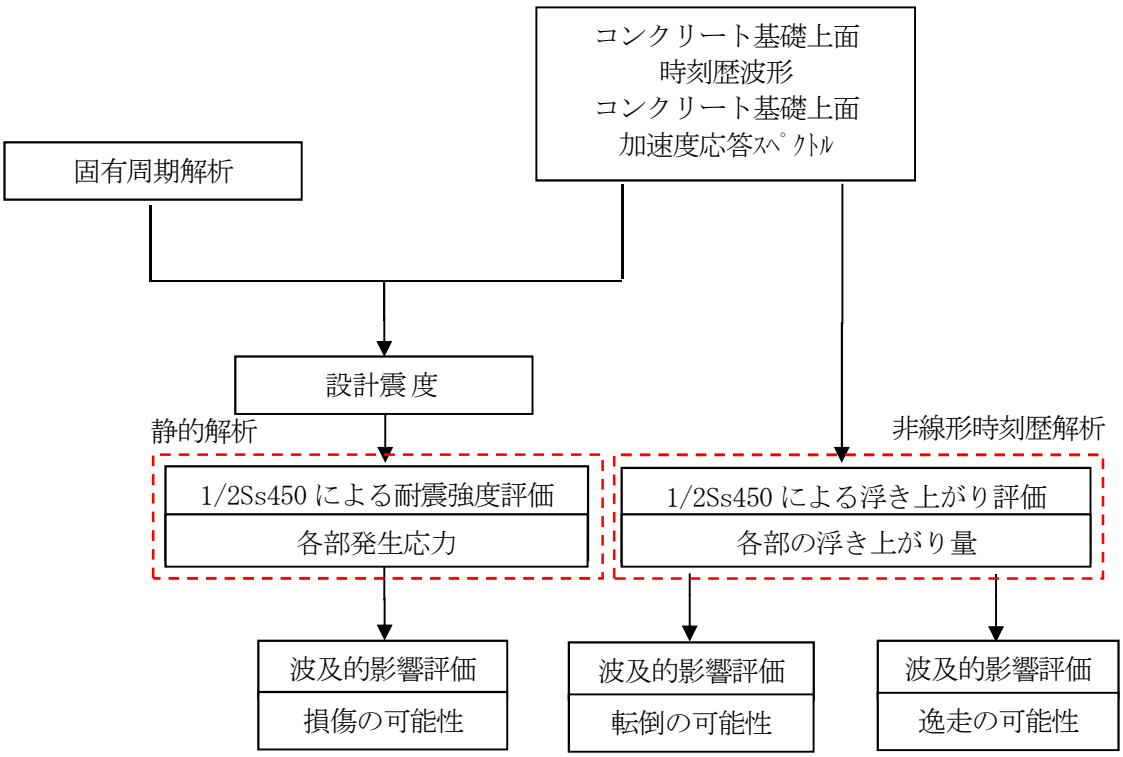


図４．４－１　クレーンの波及的影響評価フロー

(3) 波及的影響評価

1) クレーンの損傷評価

① 解析モデル

汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルにより，以下の計算条件で各方向に関するクレーンの固有周期の評価を行う。図４．４－２に解析モデル図を示す。

・ガーダ，剛脚及びサドル等の構造物は，断面積，断面二次モーメントなどの断面特性を考慮したビーム要素でモデル化する。

・トロリは質量特性のみを考慮した剛体要素でモデル化する。

・ワイヤーロープは剛な鉛直線形ばねでモデル化する。

・走行方向の水平力がクレーンに加わった場合，クレーンはレール上を滑り，クレーン自体にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。このため走行方向の固有周期の算定は行わない。

・評価は表４．４－１に示す通り，トロリ位置がガーダ中央とガーダ端の場合の２ケースとする。なお，キャスクを吊った状態のほうが厳しい評価となるため両ケースとも吊荷有とする。

② 固有値解析結果

表４．４－２，表４．４－３に示す固有値解析結果から１次モードの刺激係数が支配的であるため，本評価では１次モードを用いて評価する。評価に使用する１次モードの固有周期及び刺激係数の算定結果を表４．４－４に示し，変形モード図を図４．４－３～図４．４－５に示す。

表４．４－１　評価ケース

	キャスク有無	トロリ位置
ケース１	有	ガーダ中央
ケース２	有	ガーダ端

表４．４－２　固有値解析結果（ケース１　キャスクあり，トロリ位置ガーダ中央）

モード番号	固有周期 (sec)	刺激係数[注1]			備考
		横行方向	走行方向	鉛直方向	
1	0.334	13.480	0.000	0.000	横行方向１次
2	0.159	0.000	13.032	0.000	走行方向１次
3	0.137	0.100	0.000	15.833	鉛直方向１次
4	0.098	0.000	0.100	0.000	
5	0.075	0.000	0.000	0.000	
6	0.075	0.000	0.000	0.000	
7	0.075	0.000	0.000	0.000	
8	0.075	0.000	0.000	0.000	
9	0.070	1.667	0.100	2.126	
10	0.063	0.173	0.707	0.300	
11	0.048	0.000	3.113	0.173	
12	0.045	1.913	0.000	1.634	
13	0.038	0.000	0.000	0.000	
14	0.038	0.000	0.000	0.000	
15	0.038	0.000	0.000	0.000	
16	0.038	0.000	0.000	0.000	
17	0.036	0.583	0.000	0.173	
18	0.034	0.843	0.245	1.612	
19	0.033	0.100	0.100	2.317	
20	0.032	0.748	0.000	0.265	
21	0.030	0.000	0.141	2.071	
22	0.029	0.224	0.510	1.400	
23	0.028	0.436	0.283	0.283	
24	0.027	0.100	0.141	0.548	
25	0.027	0.000	0.283	0.283	
26	0.026	0.412	0.374	0.469	
27	0.025	0.000	0.000	0.000	
28	0.025	0.000	0.000	0.000	
29	0.025	0.000	0.000	0.000	
30	0.025	0.000	0.000	0.000	

注１：モード質量を正規化し，固有ベクトルと質量マトリックス及び加振方向を示すベクトルの積から算出した値を示す。

表４．４－３　固有値解析結果（ケース２　キャスクあり，トロリ位置ガーダ端）

モード番号	固有周期 (sec)	刺激係数[注1]			備考
		横行方向	走行方向	鉛直方向	
1	0.332	13.458	0.000	0.894	横行方向１次
2	0.154	0.000	12.859	0.100	走行方向１次
3	0.104	0.000	2.683	0.400	
4	0.097	1.118	0.000	14.145	鉛直方向１次
5	0.076	0.000	0.000	0.000	
6	0.075	0.000	0.000	0.000	
7	0.075	0.000	0.000	0.100	
8	0.075	0.000	0.000	0.100	
9	0.068	1.311	0.173	5.302	
10	0.057	0.245	1.616	0.332	
11	0.047	2.049	0.100	2.760	
12	0.040	0.387	0.755	0.316	
13	0.039	0.200	0.866	0.100	
14	0.038	0.000	0.000	0.000	
15	0.038	0.000	0.000	0.000	
16	0.038	0.000	0.000	0.000	
17	0.038	0.000	0.000	0.000	
18	0.036	0.173	0.529	3.464	
19	0.035	0.141	1.755	2.668	
20	0.033	0.000	0.825	1.054	
21	0.032	1.136	0.000	3.217	
22	0.030	0.200	1.054	0.762	
23	0.029	0.000	0.387	1.323	
24	0.028	0.000	0.224	1.459	
25	0.027	0.200	0.000	0.224	
26	0.025	0.000	0.000	0.000	
27	0.025	0.000	0.000	0.000	
28	0.025	0.000	0.000	0.000	
29	0.025	0.000	0.000	0.000	
30	0.025	0.332	0.141	0.141	

注１：モード質量を正規化し，固有ベクトルと質量マトリックス及び加振方向を示すベクトルの積から算出した値を示す。

表４．４－４　クレーンの固有周期及び刺激係数

トロリ位置	加振方向	固有周期（sec）	刺激係数[注2]		
			横行方向	走行方向	鉛直方向
ガーダ中央	鉛直方向（UD 方向）	0.137	0.100	0.000	15.833
ガーダ端部[注1]	横行方向（NS 方向）	0.332 [注3]	13.458	0.000	0.894
	鉛直方向（UD 方向）	0.097	1.118	0.000	14.145

注１：トロリが剛脚にもっとも近づいた位置とする。

注 ２：モード質量を正規化し，固有ベクトルと質量マトリックス及び加振方向を示すベクトルの積から算出した値を示す。

注 ３：トロリ位置がガーダ中央の評価ケースと設計震度がほぼ同等であるためガーダ端部の固有周期を代表とする。

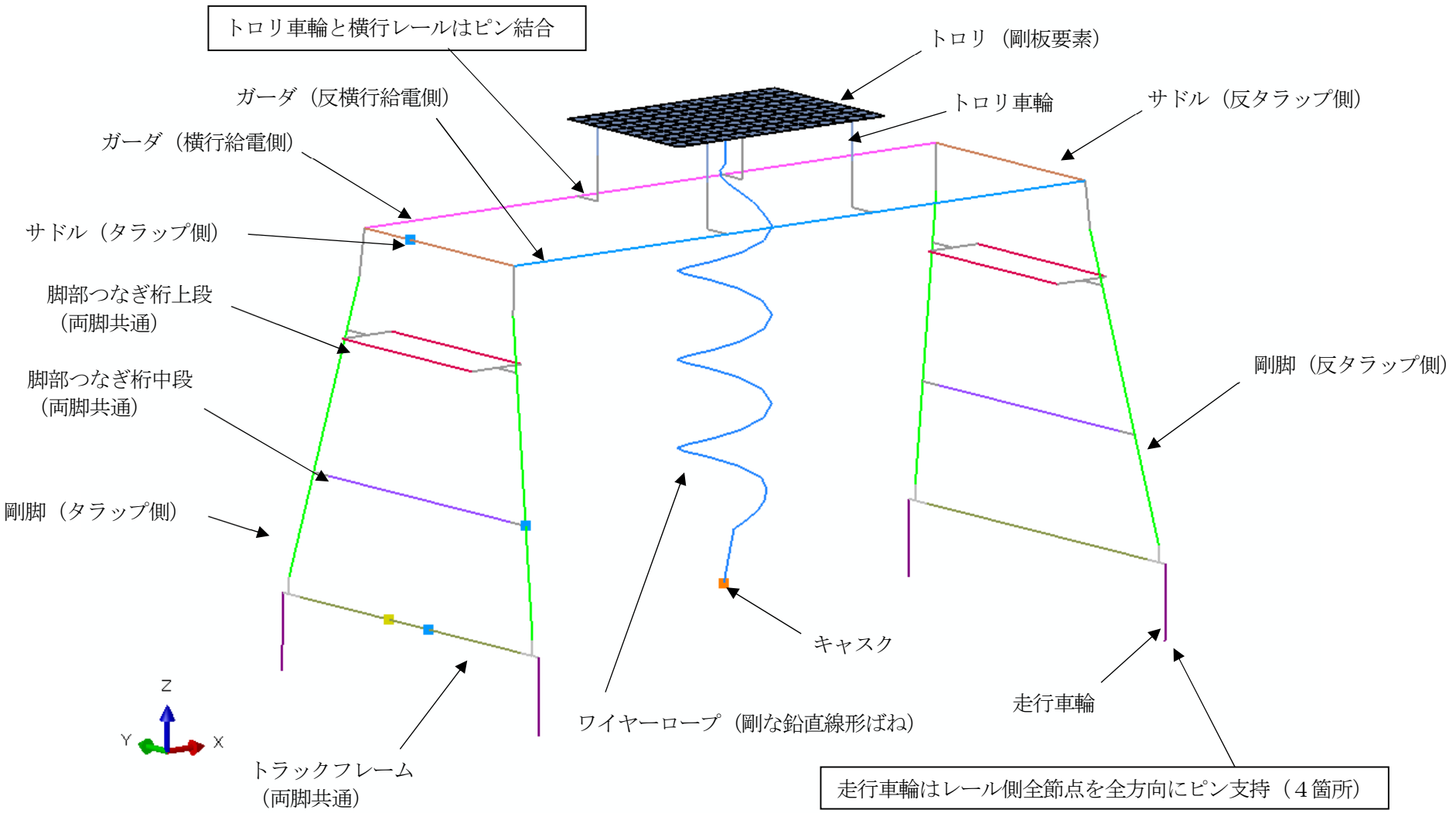
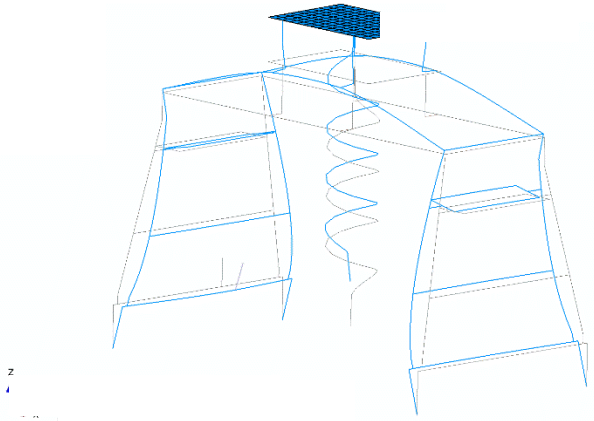
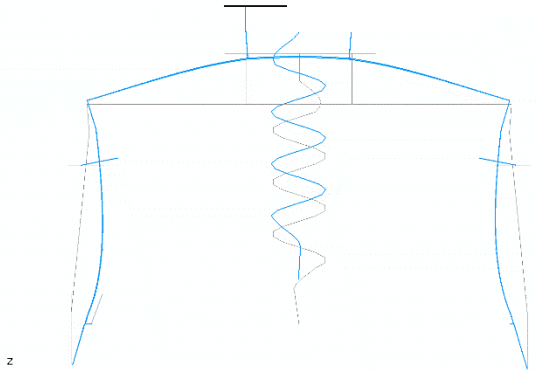


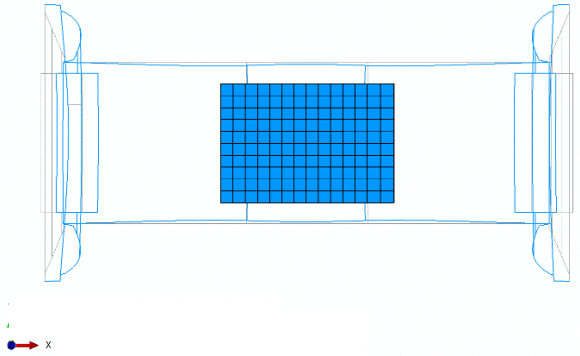
図４．４－２　解析モデル図　鳥瞰図（トロリ中央の場合）



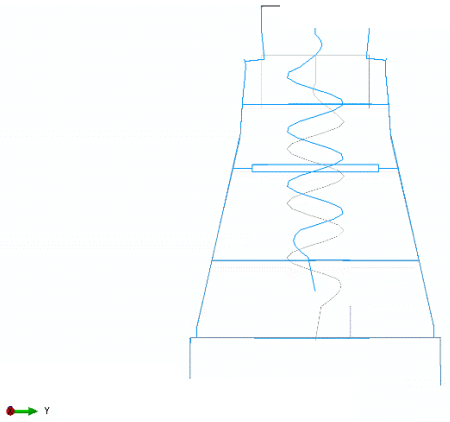
(a) 鳥瞰図



(b) 正面図

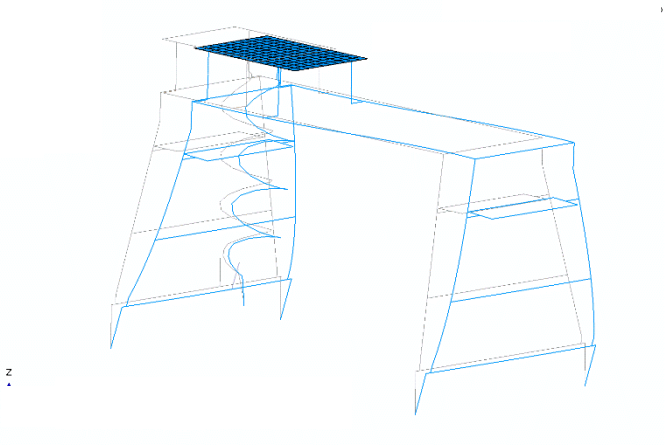


(c) 上面図

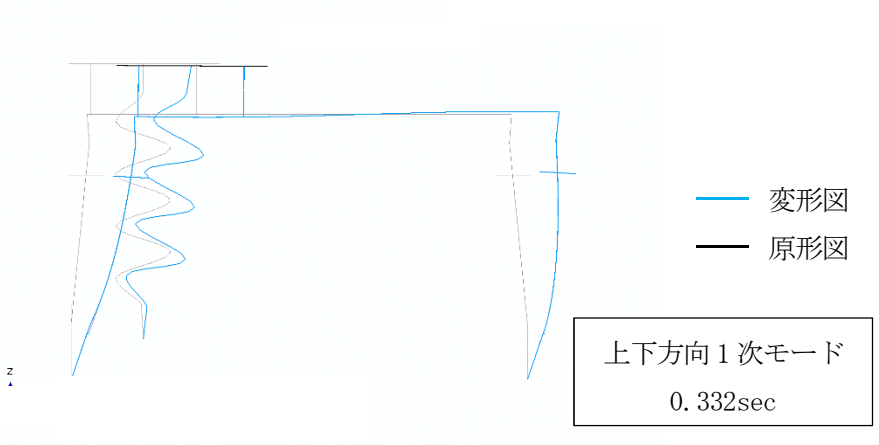


(b) 側面図

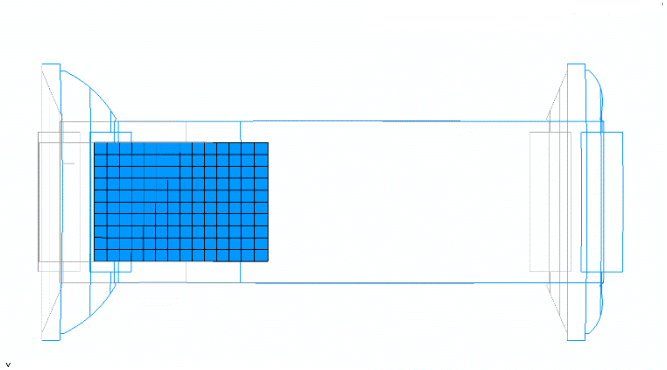
図４．４－３　変形モード図（トロリ位置ガーダ中央，鉛直方向）



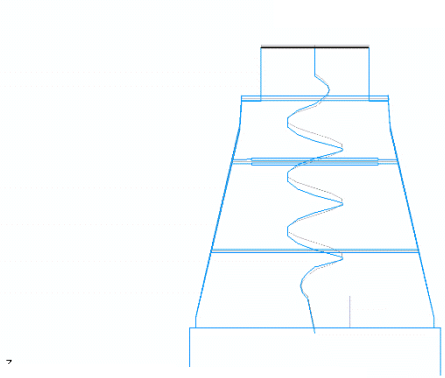
(a) 鳥瞰図



(b) 正面図

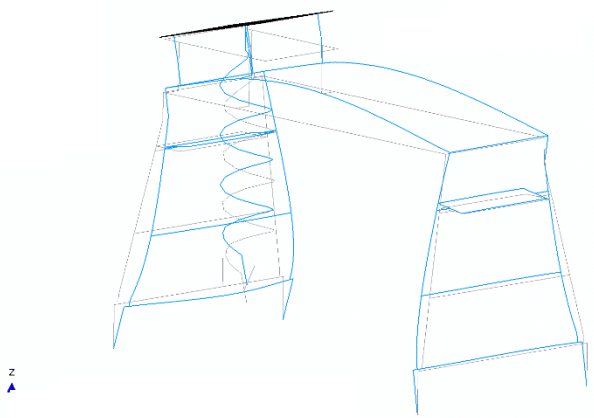


(c) 上面図

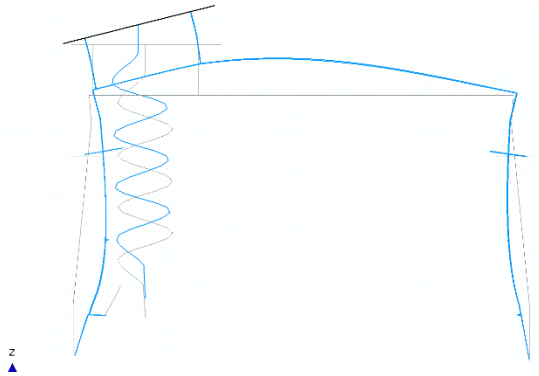


(b) 側面図

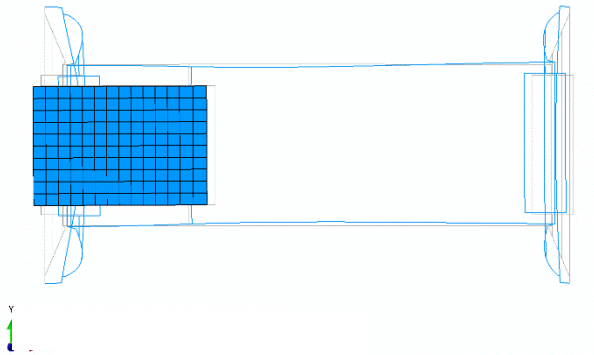
図４．４－４　変形モード図（トロリ位置ガーダ端，横行方向）



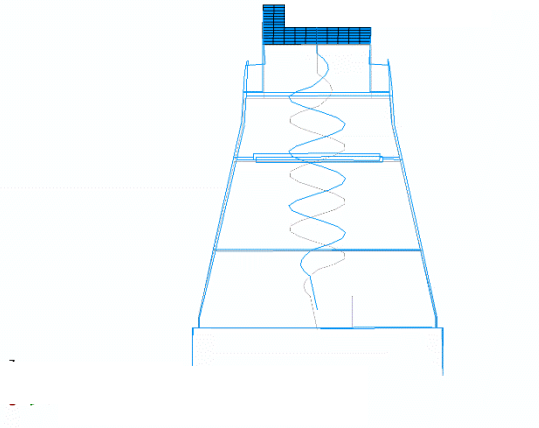
(a) 鳥瞰図



(b) 正面図



(c) 上面図



(b) 側面図

図４．４－５　変形モード図（トロリ位置ガーダ端，鉛直方向）

③　評価方法

Ａ．　走行方向（EW 方向）水平力

ａ．クレーンは，走行レール上に乗っているだけでコンクリート基礎とは固定されていないため，走行方向の水平力がクレーンに加わった場合，クレーンはレール上を滑り，クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないものとする。

ｂ．クレーンの走行車輪は，8 個であり，そのうち 4 個は駆動輪，他の 4 個は従動輪である。駆動輪は電動機及び減速機等駆動機構と連結され，従動輪は連結されていないため，駆動輪のみで水平力を受けるものとする。

ｃ．走行駆動輪とレールの最大静止摩擦係数はμ＝0.3 とする。従って，クレーンガーダ（以下，「ガーダ」という。）の走行方向に作用する等価な水平震度は本クレーンの最大静止摩擦係数より以下とする。

等価静的震度=μ×｛(駆動輪数）/(走行車輪数）｝=0.3×4/8=0.15

Ｂ．　横行方向（NS 方向）水平力

ａ．横行方向は走行レールに対して直角方向であるためガーダ及びサドルはコンクリート基礎と固定されているものとし，水平力がそのままクレーンに作用する。

ｂ．トロリは横行レール上に乗っているだけで，ガーダとは固定されていないため，横行方向の水平力がトロリに加わった場合，トロリはレール上を滑るだけで，トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。

ｃ．トロリの横行車輪は，4 個であり，そのうち 2 個は駆動輪，他の 2 個は従動輪である。駆動輪は電動機及び減速機等駆動機構と連結され，従動輪は連結されていないため，駆動輪のみで水平力を受けるものとする。

ｄ．トロリ駆動輪とレールの最大静止摩擦係数はμ＝0.3 とする。従って，トロリの横行方向に作用する等価な水平震度は，トロリの最大静止摩擦係数より以下とする。

等価静的震度=μ×｛(駆動輪数）/（横行車輪数）｝=0.3×2/4=0.15

④　本設備の設計震度

「3 (3) 2) ③ 加速度応答スペクトル」にて求めた加速度応答スペクトルのうちクレーンの損傷評価で使用するスペクトルについて，横行方向を図４．４－６，鉛直方向を図４．４－７に示す。表４．４－４に示した１次モードの固有周期から算定される設計震度を表４．４－５，表４．４－６に示す。

表４．４－５　クレーンの設計震度（トロリ位置ガーダ中央）

加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
設計震度	0.15[注1]	2.25 0.15[注2]	1.45

表４．４－６　クレーンの設計震度（トロリ位置ガーダ端部）

加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
設計震度	0.15[注1]	2.25 0.15[注2]	1.28

注１：走行方向の設計震度は，次式の通り走行駆動輪とレールの最大静止摩擦係数により定まる震度とする。

等価静的震度＝最大静止摩擦係数※×｛（駆動輪数）／走行車輪数）｝

＝0.3×4／8＝0.15

注２：トロリに作用する横行方向の設計震度は，次式の通り横行駆動輪と横行レールの最大静止摩擦係数により定まる震度とする。

等価静的震度＝最大静止摩擦係数※×｛（駆動輪数）／横行車輪数）｝

＝0.3×2／4＝0.15

※：(独) 原子力安全基盤機構，“平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書”，(2009)

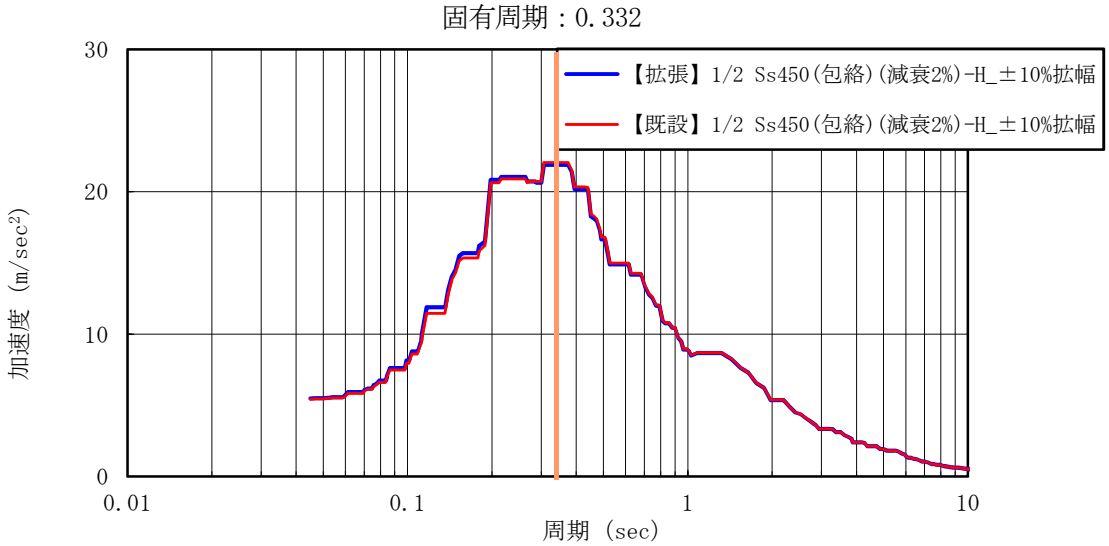


図４．４－６　横行方向加速度応答スペクトル(減衰 2%)

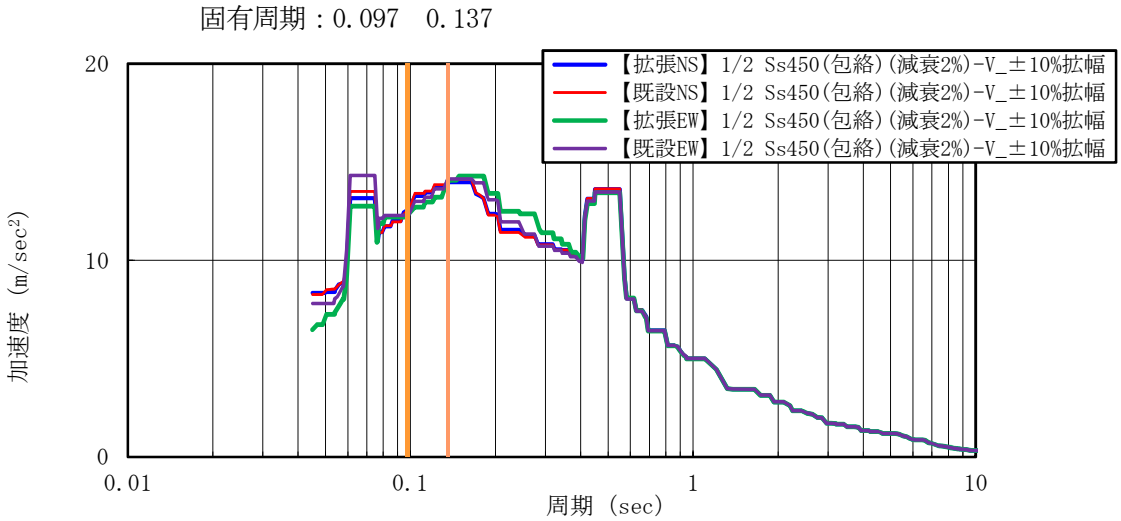


図４．４－７　鉛直方向加速度応答スペクトル(減衰 2%)

⑤　クレーン各部の応力評価

A．評価対象部位の選定

評価対象箇所を図４．４－８に示す。また評価対象部位の形状を図４．４－９～図４．４－１２に示す。評価部位は「クレーン等安全規則　第二章　第五条（設置届）」に定められる，別表に掲げる設置届届出時に強度計算書を必要とする構造部分に従い選定する。橋形クレーンはクレーンガーダ，カンチレバ及び脚が対象であり，キャスク仮保管設備で使用するクレーンはカンチレバを持たないためクレーンガーダ及び脚を対象とする。脚は応力のかかりやすい剛脚を対象とし，クレーンガーダ及び剛脚についてそれぞれ２部位を評価する。なお，各部の応力評価における水平 2 方向と鉛直方向地震力の組み合わせは SRSS 法，自重による応力と地震力による応力は絶対値和法により算出する。

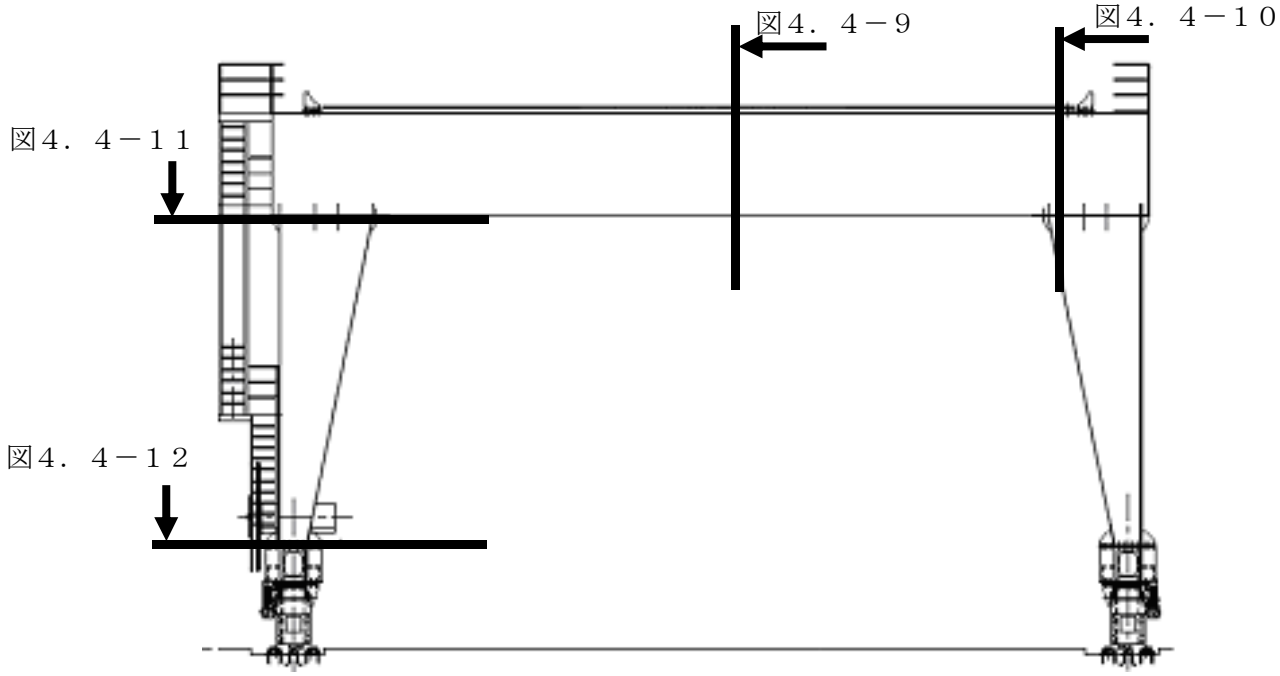
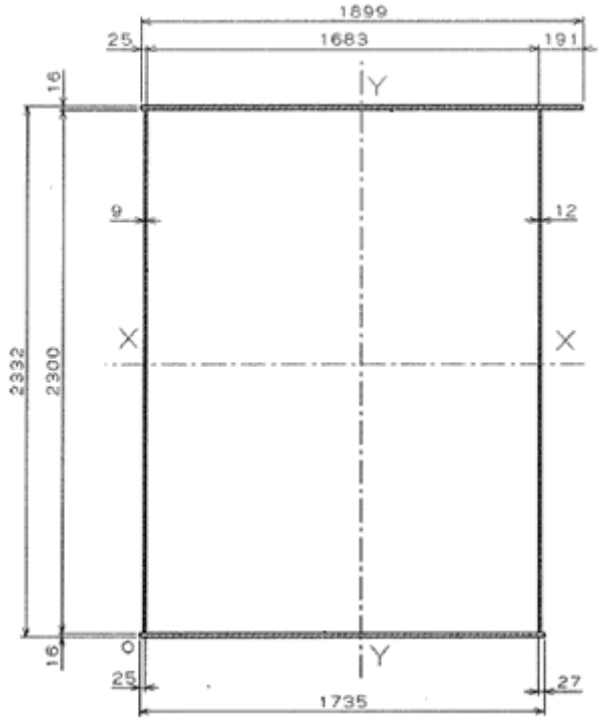
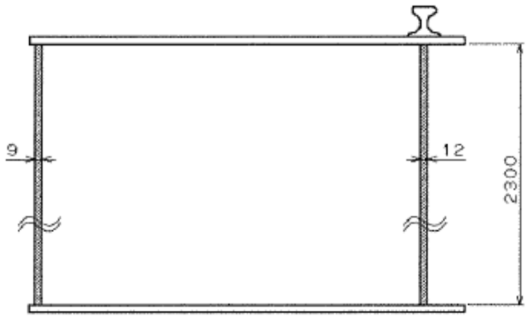


図４．４－８　応力評価部位対象箇所



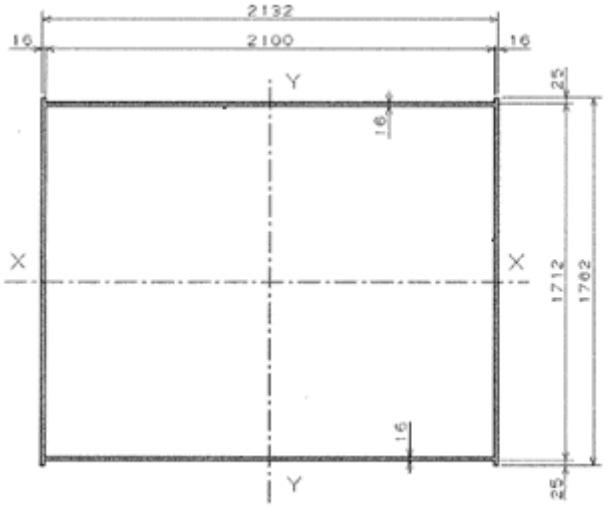
(単位:㎜)

図４．４－９　本体ガーダ中央部



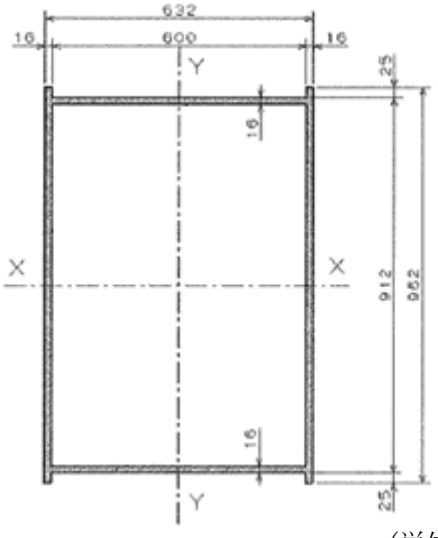
（単位:㎜）

図４．４－１０　本体ガーダ端部



（単位:㎜）

図４．４－１１　剛脚上部



（単位:㎜）

図４．４－１２　剛脚下部

Ｂ．応力の計算方法

Ａ）クレーン本体ガーダの応力

ａ．曲げ応力

ガーダに対する最大曲げ応力は図４．４－１３の場合である。

ガーダの質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント：M_1

$$M_1=\frac{m_g \cdot g \cdot l}{8}$$

ここで,

M_1：ガーダ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

m_g：ガーダ１本当たりの質量（横行給電側）（＝[redacted]kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

l：走行レール間距離(＝[redacted] m)

トロリの質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント：M_2

$$M_2=\frac{m_t \cdot g \cdot l_1}{4}$$

ここで,

M_2：トロリ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

m_t：トロリ質量（ワイヤ，フック含む）（＝51400kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

l_1：トロリがクレーン中央部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離

（＝[redacted] m）

主巻定格荷重（質量）によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント：M_3

$$M_3=\frac{m_m \cdot g \cdot l_1}{4}$$

ここで,

M_3：主巻定格荷重(質量)によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

m_m：主巻定格荷重(質量)（＝150000kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

l_1：トロリがクレーン中央部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離

（＝[redacted] m）

ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント：M_V

$$M_v = M_1 + M_2 + M_3$$

ここで,

M_v：ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント(N・mm)

M_1：ガーダ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

M_2：トロリ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

M_3：主巻定格荷重(質量)によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

M_Vによるガーダ中央部の垂直曲げ（引張）応力

自重のみによる応力：σ_{vt}

$$\sigma_{vt} = \frac{M_V}{Z_{xt}}$$

ここで,

σ_{vt}：MV によるガーダ中央部の曲げ(引張)応力(自重のみによる応力) (N/mm^2)

M_v：ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント(N・mm)

Z_{xt}：ガーダ中央部の X 軸に関する断面係数(下フランジ側) (＝[redacted] m^3)

鉛直方向地震力による応力：σ_{vtz}

$$\sigma_{vtz} = \frac{M_V}{Z_{xt}} \cdot C_{V1}$$

ここで,

σ_{vtz}：M_Vによるガーダ中央部の曲げ(引張)応力(鉛直方向地震力による応力) (N/mm^2)

M_v：ガーダ中央部の合計垂直曲げモーメント(N・mm)

Z_{xt}：ガーダ中央部の X 軸に関する断面係数(下フランジ側) (＝[redacted] m^3)

C_{v1}:ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度（＝1.45）

水平地震力によるガーダ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント：M_4

$$M_4 = M_1 \cdot C_H$$

ここで,

M_4：水平地震力によるガーダ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント(N・mm)

M_1：ガーダ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

C_H：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度(EW 方向) (＝0.15)

水平地震力によるトロリ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント：M_5

$$M_5 = M_2 \cdot C_H$$

M_5：水平地震力によるトロリ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント(N・mm)

M_2：トロリ質量によるガーダ中央部の垂直曲げモーメント(N・mm)

C_H：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度(EW 方向) (＝0.15)

ガーダ中央部の合計水平曲げモーメント：M_H

$$M_H = M_4 + M_5$$

ここで,

M_H：ガーダ中央部の合計水平曲げモーメント(N・mm)

M_4：水平地震力によるガーダ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント(N・mm)

M_5：水平地震力によるトロリ質量に対するガーダ中央部の水平曲げモーメント(N・mm)

M_Hによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力

EW（走行）方向地震力による応力：σ_h

$$\sigma_h = \frac{M_H}{Z_{y1}}$$

ここで,

σ_h：M_Hによるガーダ中央部の曲げ(引張)応力(走行方向地震力による応力) (N/mm^2)

M_H：ガーダ中央部の合計水平曲げモーメント(N・mm)

Z_{y1}：ガーダ中央部のY軸に関する断面係数(横行レール側)（＝[redacted] m^3)

ガーダ中央部の曲げ（引張）応力：σ_t

$$\sigma_t = \sigma_{vt} + \sqrt{{\sigma_{vtz}}^2 + {\sigma_h}^2}$$

ここで,

σ_t：ガーダ中央部の曲げ（引張）応力 (N/mm^2)

σ_{vt}：M_Vによるガーダ中央部の曲げ(引張)応力(自重のみによる応力) (N/mm^2)

σ_{vtz}：M_Vによるガーダ中央部の曲げ(引張)応力(鉛直方向地震力による応力) (N/mm^2)

σ_h：M_Hによるガーダ中央部の曲げ(引張)応力(走行方向地震力による応力) (N/mm^2)

b．せん断応力

ガーダに対する最大せん断応力は図４．４－１５の場合である。

ガーダ質量によるガーダ端部のせん断力：Q_1

$$Q_1 = \frac{m_g \cdot g}{2} \cdot (1 + C_{v2})$$

ここで,

Q_1：ガーダ質量によるガーダ端部のせん断力(N)

m_g：ガーダ１本当たりの質量（横行給電側）（＝[redacted]kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

C_{v2}：ガーダ端部にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度（＝1.28)

トロリがガーダ端部に寄った場合のトロリ質量によるガーダ端部のせん断力：Q_2

$$Q_2 = \frac{m_t \cdot g}{2} \cdot \frac{\left(\frac{l_2}{2} + l_4\right)}{l} \cdot (1 + C_{v2})$$

ここで,

Q_2：トロリ質量によるガーダ端部のせん断力(N)

m_t：トロリ質量（ワイヤ，フック含む）（＝51400kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

C_{v2}：ガーダ端部にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度（＝1.28）

l_2：トロリ車輪間距離(＝[redacted] m)

l_4：トロリが走行給電側クレーン端部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離(＝[redacted] m)

l：走行レール間距離(＝[redacted] m)

トロリがガーダ端部に寄った場合の主巻定格荷重（質量）によるガーダ端部のせん断力：Q_3

$$Q_3 = \frac{m_m \cdot g}{2} \cdot \frac{\left(\frac{l_2}{2} + l_4\right)}{l} \cdot (1 + C_{v2})$$

ここで,

Q_3：主巻定格荷重(質量)によるガーダ端部のせん断力(N)

m_m：主巻定格荷重(質量)（＝150000kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

C_{v2}：ガーダ端部にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度(＝1.28)

l_2：トロリ車輪間距離(mm)

l_4：トロリが走行給電側クレーン端部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離(mm)

l：走行レール間距離(mm)

ガーダ端部の合計せん断力：Q

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

ここで,

Q：ガーダ端部の合計せん断力(N)

Q_1：ガーダ質量によるガーダ端部のせん断力(N)

Q_2：トロリ質量によるガーダ端部のせん断力(N)

Q_3：主巻定格荷重(質量)によるガーダ端部のせん断力(N)

ガーダ端部のせん断応力：τ

$$\tau = \frac{Q}{A_V}$$

ここで，

τ ：ガーダ端部のせん断応力(N/mm^2)

Q：ガーダ端部の合計せん断力(N)

A_V：ガーダ端部のウェブの断面積(＝[redacted] m^2)

c．組合せ応力

ガーダに対する最大の組合せ応力は図４．４－１３の場合である。ただし，この場合ガーダ中央部のせん断力は 0 であるが，安全側にトロリ車輪位置のせん断力がガーダ中央にかかるものとする。

a）曲げ応力

a．項で求めたガーダ中央部の曲げ(引張)応力σ_tとする。

b）せん断応力

主巻定格荷重（質量）及びトロリ質量によるガーダ中央部（横行車輪位置）のせん断力：Q_4

$$Q_4 = \left(\frac{m_t \cdot g}{4} + \frac{m_m \cdot g}{4}\right) \cdot (1 + C_{v1})$$

ここで，

Q_4：主巻定格荷重（質量）及びトロリ質量によるガーダ中央部（横行車輪位置）のせん断力(N)

m_t：トロリ質量（ワイヤ，フック含む）（＝51400kg)

m_m：主巻定格荷重(質量)（＝150000kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

Cv_1：ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度（＝1.45)

ガーダ中央部（横行車輪位置）のせん断力：τ_3

$$\tau_3 = \frac{Q_4}{A_{V1}}$$

ここで，

τ_3：ガーダ中央部（横行車輪位置）のせん断応力(N/mm^2)

Q_4：主巻定格荷重（質量）及びトロリ質量によるガーダ中央部（横行車輪位置）のせん断力(N)

A_{V1}：ガーダ中央部の断面積(＝[redacted] m^2)

c）組合せ応力

$$\sigma_T = \sqrt{{\sigma_t}^2 + 3 \cdot {\tau_3}^2}$$

ここで,

σ_T：ガーダ中央部の組合せ応力(N/mm^2)

σ_t：ガーダ中央部の曲げ(引張)応力(N/mm^2)

τ_3：ガーダ中央部（横行車輪位置）のせん断応力(N/mm^2)

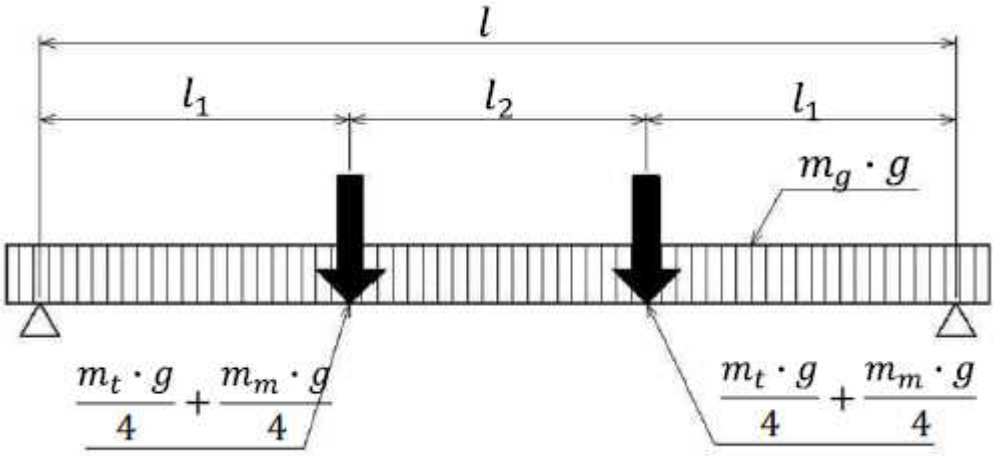


図４．４－１３　トロリがガーダ中央にある場合

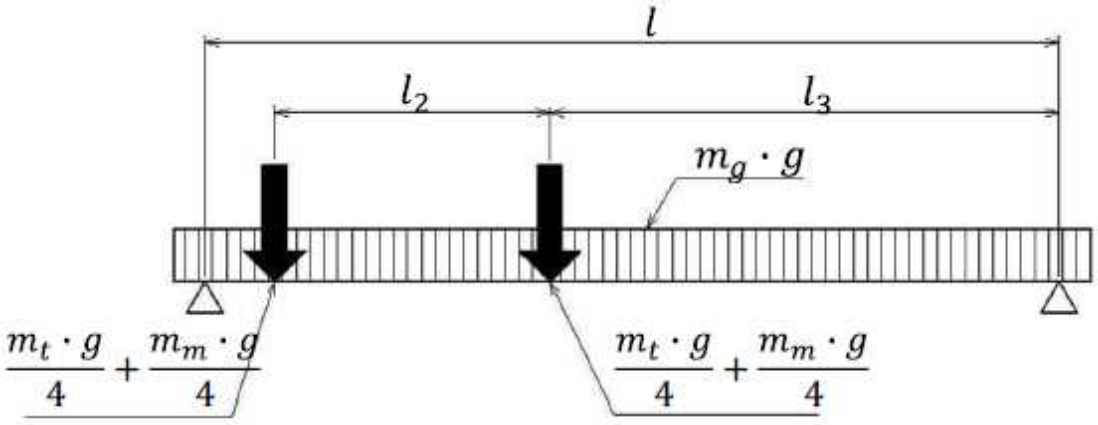


図４．４－１４　トロリが反走行給電側端部にある場合

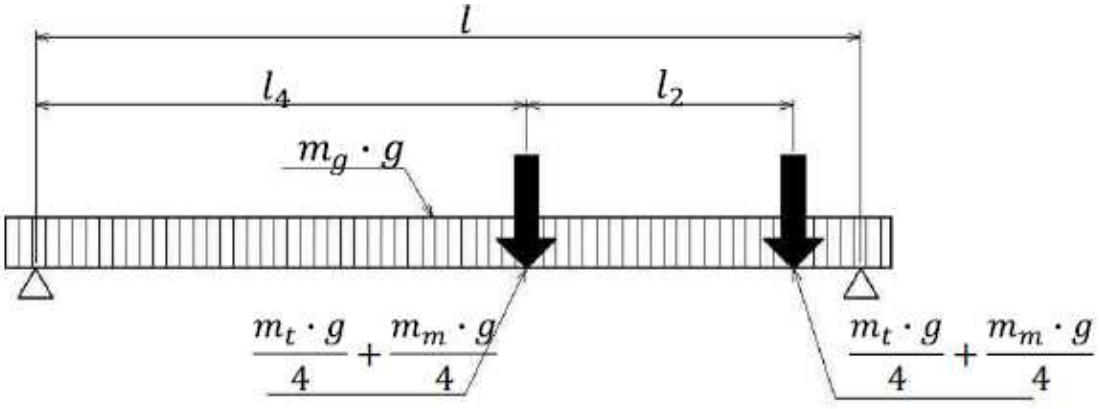


図４．４－１５　トロリが走行給電側端部にある場合

B）剛脚の応力

ａ．曲げ応力

剛脚に対する最大曲げ応力はトロリが剛脚側に寄った時である図４．４－１５である。

剛脚の剛比：k_1

$$k_1 = \frac{I_{x14} \cdot l_{24}}{I_{x11} \cdot l_{22}}$$

ここで,

k_1：剛脚の剛比(－)

I_{x14}：剛脚側ガーダつなぎの X 軸に関する断面二次モーメント(＝[redacted] m^4)

l_{24}：剛脚の長さ(＝[redacted] m)

I_{x11}：剛脚上部の X 軸に関する断面二次モーメント(＝[redacted] m^4)

l_{22}：剛脚軸芯間距離（上側）（＝[redacted] m)

不静定時数：m_1

$$m_1 = 3 + 2 \times k_1$$

ここで,

m_1：剛脚の不静定時数(－)

k_1：剛脚の剛比(－)

（ａ-1）ガーダ質量による最大曲げモーメント：M_{B11}

$$M_{B11} = \left| -\frac{P_{k11} \cdot l_{22}}{4 \cdot m_1} \right|$$

ここで,

M_{B11}：ガーダ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

P_{k11}：ガーダ質量による剛脚に加わる荷重(N)

l_{22}：剛脚軸芯間距離（上側）（＝[redacted] m)

m_1：剛脚の不静定時数(－)

ガーダ質量による剛脚に加わる荷重：P_{k11}

$$P_{k11} = \frac{m_g \cdot g + m_{g2} \cdot g}{2} + m_{g3} \cdot g$$

ここで,

P_{k11}：ガーダ質量による剛脚に加わる荷重(N)

m_{g2}：反横行給電側ガーダの質量(＝[redacted]kg)

m_{g3}：走行給電側ガーダつなぎの質量(＝[redacted]kg)

m_g：ガーダ１本当たりの質量（横行給電側）（＝[redacted]kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

ガーダ質量による剛脚下部の水平方向反力：H_{a11}

$$H_{a11}=\frac{P_{k11}\cdot l_{22}}{2\cdot l_{23}}\left\{\frac{l_{25}}{l_{22}}+\frac{1}{2\cdot m_1}\right\}$$

ここで,

H_{a11}：ガーダ質量による剛脚下部の水平方向反力(N)

P_{k11}：ガーダ質量による剛脚に加わる荷重(N)

l_{22}：剛脚軸芯間距離（上側）（＝[redacted] m)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{25}：剛脚上下軸芯の差(＝[redacted] m)

m_1：剛脚の不静定時数(－)

ガーダ質量による剛脚下部の鉛直方向反力：V_{a11}

$$V_{a11}=\frac{P_{k11}}{2}$$

ここで,

V_{a11}：ガーダ質量による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

P_{k11}：ガーダ質量による剛脚に加わる荷重(N)

ガーダ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント：M_{B11a}

$$M_{B11a}=M_{B11}\cdot\frac{l_{26}}{l_{23}}$$

ここで,

M_{B11a}：ガーダ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B11}：ガーダ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{26}：剛脚最小断面までの高さ(＝[redacted] m)

(a-2) トロリ質量による最大曲げモーメント：M_{B12}

$$M_{B12}=|V_{a12}\cdot l_{25}-H_{a12}\cdot l_{23}|$$

ここで,

M_{B12}：トロリ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

V_{a12}：トロリ質量による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

H_{a12}：トロリ質量による剛脚下部の水平方向反力(N)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{25}：剛脚上下軸芯の差(＝[redacted] m)

トロリ質量による剛脚に加わる荷重：P_{k12}

$$P_{k12} = \frac{m_t \cdot g}{2} \cdot \frac{l_4 + \frac{l_2}{2}}{l}$$

ここで,

P_{k12}：トロリ質量による剛脚に加わる荷重(N)

m_t：トロリ質量（ワイヤ，フック含む）（＝51400kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

l_2：トロリ車輪間距離(＝[redacted] m)

l_4：トロリが走行給電側クレーン端部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離(＝[redacted] m)

トロリ質量による剛脚下部の水平方向反力：H_{a12}

$$H_{a12} = \frac{P_{k12} \cdot l_{25}}{l_{23}} + P_{k12} \cdot l_9 \cdot (l_8 + l_9) \cdot \frac{3}{l_{22} \cdot l_{23} \cdot m_1}$$

ここで,

H_{a12}：トロリ質量による剛脚下部の水平方向反力(N)

P_{k12}：トロリ質量による剛脚に加わる荷重(N)

l_8：トロリスパン(＝[redacted] m)

l_9：剛脚上側軸芯～横行レール中心までの距離(＝[redacted] m)

l_{22}：剛脚軸芯間距離（上側）(＝[redacted] m)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{25}：剛脚上下軸芯の差(＝[redacted] m)

m_1：剛脚の不静定時数(－)

トロリ質量による剛脚下部の鉛直方向反力：V_{a12}

$$V_{a12} = P_{k12}$$

ここで,

V_{a12}：トロリ質量による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

P_{k12}：トロリ質量による剛脚に加わる荷重(N)

トロリ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント：M_{B12a}

$$M_{B12a} = M_{B12} \cdot \frac{l_{26}}{l_{23}}$$

ここで,

M_{B12a}：トロリ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B12}：トロリ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{26}：剛脚最小断面までの高さ(＝[redacted] m)

（a-3）主巻定格荷重(質量)による最大曲げモーメント：M_{B13}

$$M_{B13} = |V_{a13} \cdot l_{25} - H_{a13} \cdot l_{23}|$$

ここで,

M_{B13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

V_{a13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

H_{a13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚下部の水平方向反力(N)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{25}：剛脚上下軸芯の差(＝[redacted] m)

主巻定格荷重（質量）による剛脚に加わる荷重：P_{k13}

$$P_{k13} = \frac{m_m \cdot g}{2} \cdot \frac{l_4 + \frac{l_2}{2}}{l}$$

ここで,

P_{k13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚に加わる荷重(N)

m_m：主巻定格荷重(質量)（＝150000kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

l_2：トロリ車輪間距離(＝[redacted] m)

l_4：トロリが走行給電側クレーン端部にある場合の走行レールとトロリ車輪との距離(＝[redacted] m)

主巻定格荷重（質量）による剛脚下部の水平方向反力：H_{a13}

$$H_{a13} = \frac{P_{k13} \cdot l_{25}}{l_{23}} + P_{k13} \cdot l_9 \cdot (l_8 + l_9) \cdot \frac{3}{l_{22} \cdot l_{23} \cdot m_1}$$

ここで,

H_{a13}：主巻定格荷重（質量）による剛脚下部の水平方向反力(N)

P_{k13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚に加わる荷重(N)

l_8：トロリスパン(＝[redacted] m)

l_9：剛脚上側軸芯～横行レール中心までの距離(＝[redacted] m)

l_{22}：剛脚軸芯間距離（上側）(＝[redacted] m)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{25}：剛脚上下軸芯の差(＝[redacted] m)

m_1：剛脚の不静定時数(－)

主巻定格荷重（質量）による剛脚下部の鉛直方向反力：V_{a13}

$$V_{a13} = P_{k13}$$

ここで,

V_{a13}：主巻定格荷重（質量）による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

P_{k13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚に加わる荷重(N)

主巻定格荷重（質量）による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント：M_{B13a}

$$M_{B13a} = M_{B13} \cdot \frac{l_{26}}{l_{23}}$$

ここで,

M_{B13a}：主巻定格荷重（質量）による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{26}：剛脚最小断面までの高さ(＝[redacted] m)

(ａ-4) 垂直荷重による剛脚の合計曲げモーメント

自重のみによる合計曲げモーメント：M_{V1}

$$M_{v1} = M_{B11} + M_{B12} + M_{B13}$$

ここで,

M_{v1}：剛脚の垂直荷重による合計曲げモーメント(自重のみによる合計曲げモーメント)(N・mm)

M_{B11}：ガーダ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

M_{B12}：トロリ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

M_{B13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

鉛直方向地震力による合計曲げモーメント：M_{V1z}

$$M_{v1Z} = (M_{B11} + M_{B12} + M_{B13}) \times C_{V1}$$

ここで,

M_{v1z}：剛脚の垂直荷重による合計曲げモーメント(鉛直方向地震力による合計曲げモーメント)（N・mm)

M_{B11}：ガーダ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

M_{B12}：トロリ質量による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

M_{B13}：主巻定格荷重(質量)による剛脚の最大曲げモーメント(N・mm)

C_{v1}：ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度（＝1.45）

（ａ-5）垂直荷重による剛脚最小断面位置（下部）での合計曲げモーメント

自重のみによる合計曲げモーメント：M_{V1a}

$$M_{v1a} = M_{B11a} + M_{B12a} + M_{B13a}$$

ここで,

M_{v1a}：垂直荷重による剛脚最小断面位置（下部）での合計曲げモーメント(自重のみによる合計曲げモーメント)（N・mm）

M_{B11a}：ガーダ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B12a}：トロリ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B13a}：主巻定格荷重（質量）による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント（N・mm）

鉛直方向地震力による合計曲げモーメント：M_{V1za}

$$M_{v1Za} = (M_{B11a} + M_{B12a} + M_{B13a}) \times C_{V1}$$

ここで,

M_{v1za}：垂直荷重による剛脚最小断面位置（下部）での合計曲げモーメント(鉛直方向地震力による合計曲げモーメント)（N・mm）

M_{B11a}：ガーダ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B12a}：トロリ質量による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(N・mm)

M_{B13a}：主巻定格荷重（質量）による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント（N・mm）

C_{v1}：ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度（＝1.45）

（ａ-6）走行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント：M_{B14}

$$M_{B14} = \left| \frac{V_{a14} \cdot l_{22}}{2} \right|$$

ここで,

M_{B14}：走行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント(EW(走行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

V_{a14}：走行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力(N)

l_{22}：剛脚軸芯間距離（上側）（＝[redacted] m）

走行方向水平地震力：P_{k14}

$$P_{k14} = (P_{k11} + 2 \times P_{k12} + m_{l1} \cdot g) \times C_H$$

ここで,

P_{k14}：走行方向水平地震力(N)

P_{k11}：ガーダ質量による剛脚に加わる荷重(N)

P_{k12}：トロリ質量による剛脚に加わる荷重(N)

m_{11}：走行給電側剛脚の質量（＝[redacted]kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

C_H：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度(EW 方向)（＝0.15）

走行方向水平地震力による剛脚下部の水平方向反力：H_{a14}

$$H_{a14} = \frac{P_{k14}}{2}$$

ここで,

H_{a14}：走行方向水平地震力による剛脚下部の水平方向反力(N)

P_{k14}：走行方向水平地震力(N)

走行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力：V_{a14}

$$V_{a14} = \frac{P_{k14} \cdot l_{23}}{l_{21}}$$

ここで,

V_{a14}：走行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力(N)

P_{k14}：走行方向水平地震力(N)

l_{21}：剛脚軸芯間距離（下側）（＝[redacted] m）

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

走行方向水平地震力による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント：M_{B14a}

$$M_{B14a} = M_{B14} \cdot \frac{l_{26}}{l_{23}}$$

ここで,

M_{B14a}：走行方向水平地震力による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント
(EW(走行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

M_{B14}：走行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント(EW(走行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{26}：剛脚最小断面までの高さ(＝[redacted] m)

（ａ-7）剛脚の走行方向曲げ応力

自重のみによる応力：σ_{vt1}

$$\sigma_{vt1} = \frac{M_{V1}}{Z_{x11}}$$

ここで,

σ_{vt1}：剛脚の走行方向曲げ応力(自重のみによる応力) (N/mm^2)

M_{V1}：剛脚の垂直荷重による合計曲げモーメント(自重のみによる合計曲げモーメント) (N・mm)

Z_{x11}：剛脚上部のX軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

EW（走行）方向地震力による応力：σ_{vt1y}

$$\sigma_{vt1y} = \frac{M_{B14}}{Z_{x11}}$$

ここで,

σ_{vt1y}：剛脚の走行方向曲げ応力(EW(走行)方向地震力による応力) (N/mm^2)

M_{B14}：走行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント(EW(走行)方向地震力による曲げモーメント) (N・mm)

Z_{x11}：剛脚上部のX軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

鉛直方向地震力による応力：σ_{vt1z}

$$\sigma_{vt1Z} = \frac{M_{V1Z}}{Z_{x11}}$$

ここで,

σ_{vt1z}：剛脚の走行方向曲げ応力(鉛直方向地震力による応力) (N/mm^2)

M_{V1z}：剛脚の垂直荷重による合計曲げモーメント(鉛直方向地震力による合計曲げモーメント) (N・mm)

Z_{x11}：剛脚上部のX軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

（a-8）剛脚最小断面位置（下部）での走行方向曲げ応力

自重のみによる応力：σ_{vt1a}

$$\sigma_{vt1a} = \frac{M_{V1a}}{Z_{x13}}$$

ここで,

σ_{vt1a}:剛脚最小断面位置(下部)での走行方向曲げ応力(自重のみによる応力) (N/mm^2)

M_{V1a}：垂直荷重による剛脚最小断面位置（下部）での合計曲げモーメント(自重のみによる合計曲げモーメント) (N・mm)

Z_{x13}：剛脚下部のX軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

EW（走行）方向地震力による応力：σ_{vt1ya}

$$\sigma_{vt1ya} = \frac{M_{B14a}}{Z_{x13}}$$

ここで,

σ_{vt1ya}：剛脚最小断面位置（下部）での走行方向曲げ応力(EW(走行)方向地震力による応力)（N/mm^2）

M_{B14a}：走行方向水平地震力による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(EW(走行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

Z_{x13}：剛脚下部のX軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

鉛直方向地震力による応力：σ_{vt1za}

$$\sigma_{vt1Za} = \frac{M_{V1Za}}{Z_{x13}}$$

ここで,

σ_{vt1za}：剛脚最小断面位置（下部）での走行方向曲げ応力(鉛直方向地震力による応力)（N/mm^2）

M_{V1za}：垂直荷重による剛脚最小断面位置（下部）での合計曲げモーメント(鉛直方向地震力による合計曲げモーメント)（N・mm）

Z_{x13}：剛脚下部のX軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

（a-9）横行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント：M_{B15}

$$M_{B15} = \frac{P_{k15} \cdot l_{23}}{2}$$

ここで,

M_{B15}：横行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント(NS(横行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

P_{k15}：剛脚１本に作用する横行方向水平地震力(N)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

剛脚１本に作用する横行方向水平地震力：P_{k15}

$$P_{k15} = \left(\frac{m_g \cdot g + m_{g2} \cdot g + m_{g3} \cdot g + m_{g4} \cdot g + m_{l1} \cdot g + m_{l2} \cdot g}{2}\right) \times C_{H1} + P_{k12} \times C_{H2}$$

ここで,

P_{k15}：剛脚１本に作用する横行方向水平地震力(N)

m_g：ガーダ１本当たりの質量（横行給電側）（＝[redacted]kg）

m_{g2}：反横行給電側ガーダの質量(＝[redacted]kg)

m_{g3}：走行給電側ガーダつなぎの質量(＝[redacted]kg)

m_{g4}：反走行給電側ガーダつなぎの質量(＝[redacted]kg)

m_{l1}：走行給電側剛脚の質量(＝[redacted]kg)

m_{l2}：反走行給電側剛脚の質量(＝[redacted]kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

P_{k12}：トロリ質量による剛脚に加わる荷重(N)

C_{H1}：水平方向(NS 方向)設計震度(＝2.25)

C_{H2}：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度(NS 方向)（＝0.15）

横行方向水平地震力による剛脚下部の水平方向反力：H_{a15}

$$H_{a15} = \frac{P_{k15}}{2}$$

ここで,

H_{a15}：横行方向水平地震力による剛脚下部の水平方向反力(N)

P_{k15}：剛脚１本に作用する横行方向水平地震力(N)

横行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力：V_{a15}

$$V_{a15} = P_{k15} \cdot \frac{l_{23}}{l}$$

ここで,

V_{a15}：横行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力(N)

P_{k15}：剛脚１本に作用する横行方向水平地震力(N)

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

横行方向水平地震力による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント：M_{B15a}

$$M_{B15a} = M_{B15} \cdot \frac{l_{26}}{l_{23}}$$

ここで,

M_{B15a}：横行方向水平地震力による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(NS(横行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

M_{B15}：横行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント(NS(横行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

l_{23}：剛脚高さ(＝[redacted] m)

l_{26}：剛脚最小断面までの高さ(＝[redacted] m)

（a-10）剛脚の横行方向曲げ応力

NS（横行）方向地震力による応力：σ_{ht1}

$$\sigma_{ht1} = \frac{M_{B15}}{Z_{y11}}$$

ここで,

σ_{ht1}：剛脚の横行方向曲げ応力(NS(横行)方向地震力による応力)（N/mm^2）

M_{B15}：横行方向水平地震力による剛脚曲げモーメント(NS(横行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

Z_{y11}：剛脚上部のY軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

（a-11）剛脚最小断面位置（下部）での横行方向曲げ応力

NS（横行）方向地震力による応力：σ_{ht1a}

$$\sigma_{ht1a} = \frac{M_{B15a}}{Z_{y13}}$$

ここで,

σ_{ht1a}：剛脚最小断面位置（下部）での横行方向曲げ応力(NS(横行)方向地震力による応力)（N/mm^2）

M_{B15a}：横行方向水平地震力による剛脚最小断面位置（下部）での曲げモーメント(NS(横行)方向地震力による曲げモーメント)（N・mm）

Z_{y13}：剛脚下部のY軸に関する断面係数(＝[redacted] m^3)

（a-12）剛脚の曲げ応力：σ_{t11}

$$\sigma_{t11} = \sigma_{vt1} + \sqrt{{\sigma_{vt1y}}^2 + {\sigma_{ht1}}^2 + {\sigma_{vt1z}}^2}$$

ここで,

σ_{t11}：剛脚の曲げ応力(N/mm^2)

σ_{vt1}：剛脚の走行方向曲げ応力(自重のみによる応力)（N/mm^2）

σ_{vt1y}：剛脚の走行方向曲げ応力(EW(走行)方向地震力による応力)（N/mm^2）

σ_{ht1}：剛脚の横行方向曲げ応力(NS(横行)方向地震力による応力)（N/mm^2）

σ_{vt1z}：剛脚の走行方向曲げ応力(鉛直方向地震力による応力)（N/mm^2）

（a-13）剛脚最小断面位置（下部）での曲げ応力：σ_{t11a}

$$\sigma_{t11a} = \sigma_{vt1a} + \sqrt{{\sigma_{vt1ya}}^2 + {\sigma_{ht1a}}^2 + {\sigma_{vt1za}}^2}$$

ここで,

σ_{t11a}：剛脚最小断面位置（下部）での曲げ応力(N/mm^2)

σ_{vt1a}：剛脚最小断面位置（下部）での走行方向曲げ応力(自重のみによる応力)(N/mm^2)

σ_{vt1ya}：剛脚最小断面位置（下部）での走行方向曲げ応力(EW(走行)方向地震力による応力)(N/mm^2)

σ_{ht1a}：剛脚最小断面位置（下部）での横行方向曲げ応力(NS(横行)方向地震力による応力)(N/mm^2)

σ_{vt1za}：剛脚最小断面位置（下部）での走行方向曲げ応力(鉛直方向地震力による応力)(N/mm^2)

b．圧縮応力

剛脚軸方向の圧縮力：P_{k16}

$$P_{k16} = (V_{a11} + V_{a12} + V_{a13}) \times (1 + C_{v1}) + V_{a14} + V_{a15}$$

ここで,

P_{k16}：剛脚軸方向の圧縮力(N)

V_{a11}：ガーダ質量による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

V_{a12}：トロリ質量による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

V_{a13}：主巻定格荷重（質量）による剛脚下部の鉛直方向反力(N)

V_{a14}：走行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力(N)

V_{a15}：横行方向水平地震力による剛脚下部の垂直方向反力(N)

C_{v1}：ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度(＝1.45)

剛脚の圧縮応力：σ_{c11}

$$\sigma_{c11} = \frac{P_{k16}}{A_{13}}$$

ここで,

σ_{c11}：剛脚の圧縮応力(N/mm^2)

P_{k16}：剛脚軸方向の圧縮力(N)

A_{13}：剛脚下部の断面積(＝[redacted] m^2)

C．応力の評価

A）クレーン本体ガーダの応力評価

B．A）a．項で求めたガーダ中央部の曲げ（引張）応力 σ_t は下記許容応力 f_t 以下であること。

B．A）b．項で求めたガーダ端部のせん断応力 τ は下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

B．A）c．項で求めたガーダ中央部の組合せ応力 σ_T は下記許容応力 f_t 以下であること。

	許容引張応力 f_t	許容せん断応力 f_s
計算式	$\frac{F}{1.5}\cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$

B）剛脚の応力評価

B．B）a．項で求めた剛脚の曲げ応力 σ_{t11} は下記許容応力 f_{t11} 以下であること。

B．B）b．項で求めた剛脚の圧縮応力 σ_{c11} は下記許容応力 f_{c11} 以下であること。

	許容引張応力 f_{t11}	許容圧縮応力 f_{c11}
計算式	$\frac{F}{1.5}\cdot 1.5$	$\left\{1-0.4\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}\cdot\frac{F}{\nu}\cdot 1.5$

剛脚の細長比：λ_1

$$\lambda_1=\frac{l_{24}}{k_{13}}$$

ここで,

l_{24}：剛脚の長さ（＝[redacted] m）

k_{13}：剛脚下部の最小断面２次半径（＝[redacted] m）

限界細長比：Λ_1

$$\Lambda_1=\sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}}$$

ここで,

E：剛脚の縦弾性係数（N/mm^2）

D．発生応力と許容応力

1/2Ss450 によりクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表４．４－７に示す。

表４．４－７　クレーン各部応力の評価結果（1/2Ss450）

	材料	応力の種類	算出応力 (N/mm^2)	許容応力 (N/mm^2)	評価結果
本体ガーダ	SM490A	曲げ	133	343	O.K.
		せん断	49	198	O.K.
		組合せ	135	343	O.K.
剛脚（上部）	SS400	曲げ	94	280	O.K.
		圧縮	71	246	O.K.
剛脚（下部）		曲げ	146	280	O.K.
		圧縮	71	246	O.K.

⑥　評価結果

本体ガーダ，剛脚などクレーン本体に発生する応力は許容値内に留まる。このことから 1/2Ss450 がクレーンに生じた場合，クレーン本体は損傷しない。なお，参考としてクレーンレールについても 1/2Ss450 により応力評価を行ったところ，レールが湾曲するおそれがあることが判明した。このことから次項ではクレーンが 1/2Ss450 によりクレーンが転倒，逸走をしないことを確認し，当該クレーンがコンクリートモジュールの遮蔽機能に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

2)　クレーンの転倒評価

図４．４－１６，図４．４－１７の転倒評価モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行い，クレーンが転倒しないことを確認する。転倒評価モデルは以下の資料に記載するモデル化手法を参照している。

・平成 19 年度_原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査_動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（平成 21 年 1 月　独立行政法人　原子力安全基盤機構）
・平成 20 年度_原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査_動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（平成 21 年 12 月　独立行政法人　原子力安全基盤機構）

また，ばね要素およびダッシュポット要素は以下の通り設定している。

・ばね要素

各車輪に作用する質量とばね要素の剛性で構成される 1 自由度系の固有振動数が 20[Hz]となるように式（1）を用いて設定した。ただし，式（1）で算出されるばね剛性は全車輪分の剛性である。各ばね要素のばね剛性は式（1）で求められたばね剛性をばね要素数（4）で除した値となる。表４．４－８にばね剛性を示す。

$$k = m(2\pi f)^2 \quad \cdots (1)$$

ここで，k：ばね剛性（全車輪分）
　　m：負担質量（モデル全体）
　　f：固有振動数（＝20[Hz]）

・ダッシュポット要素

ダッシュポット要素の粘性係数は，車輪の反発係数が 0.6～0.8 程度とされていることから，反発係数を 0.7 として式（2）から減衰比 h を算出し，式（3）により算出した。ただし，式(3)で算出される粘性係数は全車輪分の粘性係数である。各ダッシュポット要素の粘性係数は式(3)で求められた粘性係数をダッシュポット要素数（4）で除した値となる。表４．４－８にダッシュポット粘性係数を示す。

$$e = \exp\left(-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}\right) \quad \cdots (2)$$

$$h = \sqrt{\frac{(l_n e)^2}{\pi^2 + (l_n e)^2}}$$

ここで，e：反発係数（0.7）
　　h：減衰比

式（2）より減衰比 h＝0.112808 となる。この h を用いて粘性係数 c は

$c = 2h\sqrt{mk}$　　・・・(3)

ここで，c：粘性係数

m：負担質量（モデル全体）

k：ばね剛性

表４．４－８　ばね剛性と粘性係数

キャスク	部位	全輪の負担質量 [ton]	ばね剛性 k[N/mm] 上：全車輪分 下：1 か所当り	粘性係数 c[ton/s] 上：全車輪分 下：1 か所当り
あり	走行車輪	359.3	5.67384×10^{6} 1.41846×10^{6}	1.01868×10^{4} 2.54671×10^{3}
	横行車輪	201.4	3.18038×10^{6} 7.95095×10^{5}	5.71006×10^{3} 1.42752×10^{3}
なし	走行車輪	209.3	3.30513×10^{6} 8.26283×10^{5}	5.93404×10^{3} 1.48351×10^{3}
	横行車輪	51.4	8.11676×10^{5} 2.02919×10^{5}	1.45729×10^{3} 3.64621×10^{2}

評価ケースは，トロリ位置がガーダ中央かつ吊荷有（ケース 1）とトロリ位置がガーダ端かつ吊荷有（ケース 2）の 2 ケースとする。

① コンクリート基礎上面時刻歴波形

本解析は，横行方向，走行方向及び上下方向の 3 軸方向同時加振とする非線形時刻歴応答解析を行う。本解析に用いるコンクリート基礎上面時刻歴波形は，1/2Ss450-①及び 1/2Ss450-②を比較し，「表４．４－４　クレーンの固有周期及び刺激係数」に示すクレーンの固有周期における最大応答加速度が大きい 1/2Ss450-①を用いる。また，クレーンは東西・南北方向にほぼ対称の構造物であり，位相反転による影響は小さいと考えられることから入力する時刻歴波形は，水平方向（NS，EW）及び鉛直方向の位相が正の位相の組合せ（＋，＋）を代表して使用する。用いたコンクリート基礎上面時刻歴波形は「4.3 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール　図４．３－１～図４．３－３」と同一である。

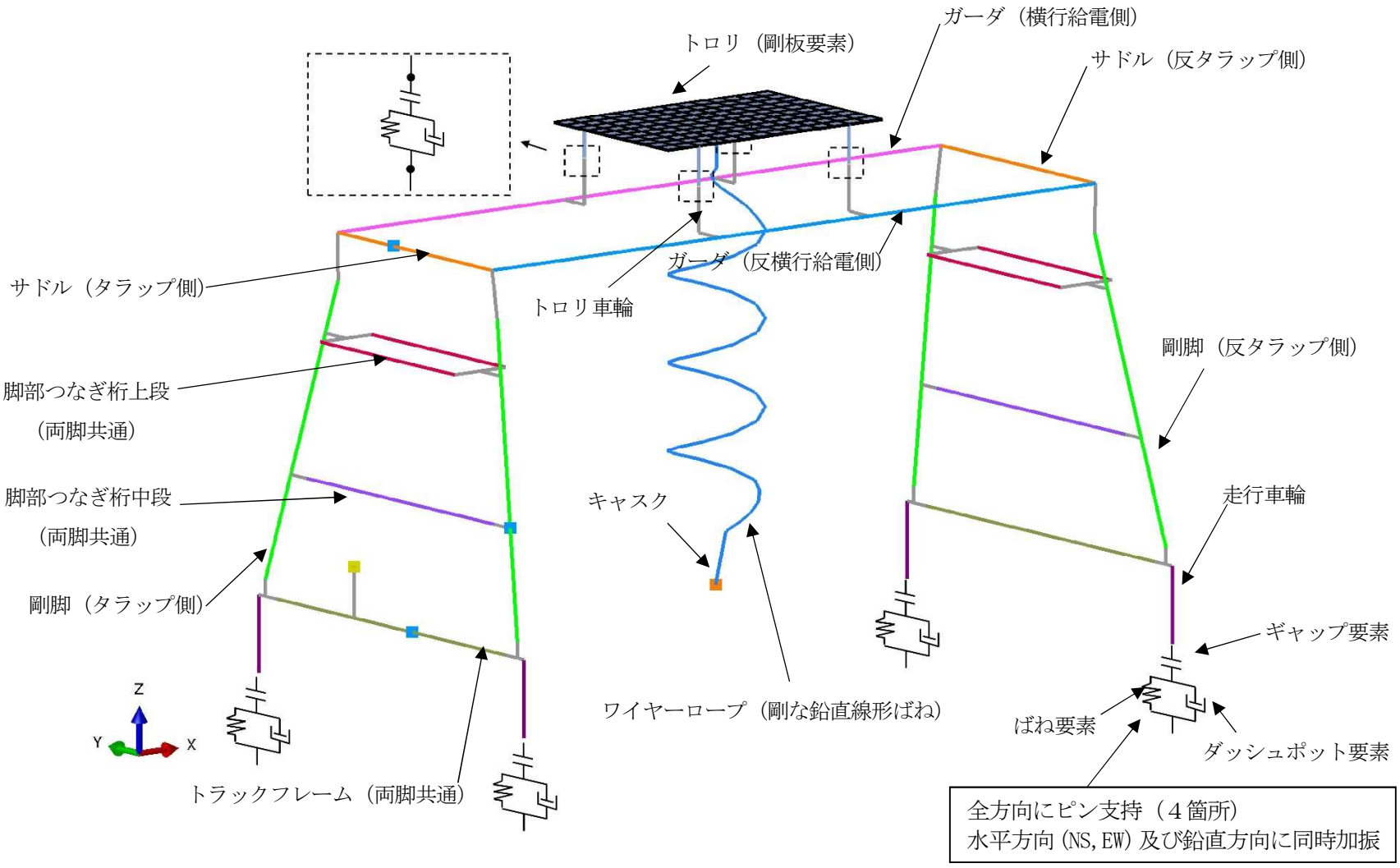


図４．４－１６　転倒評価モデル（トロリ位置：ガーダ中央）

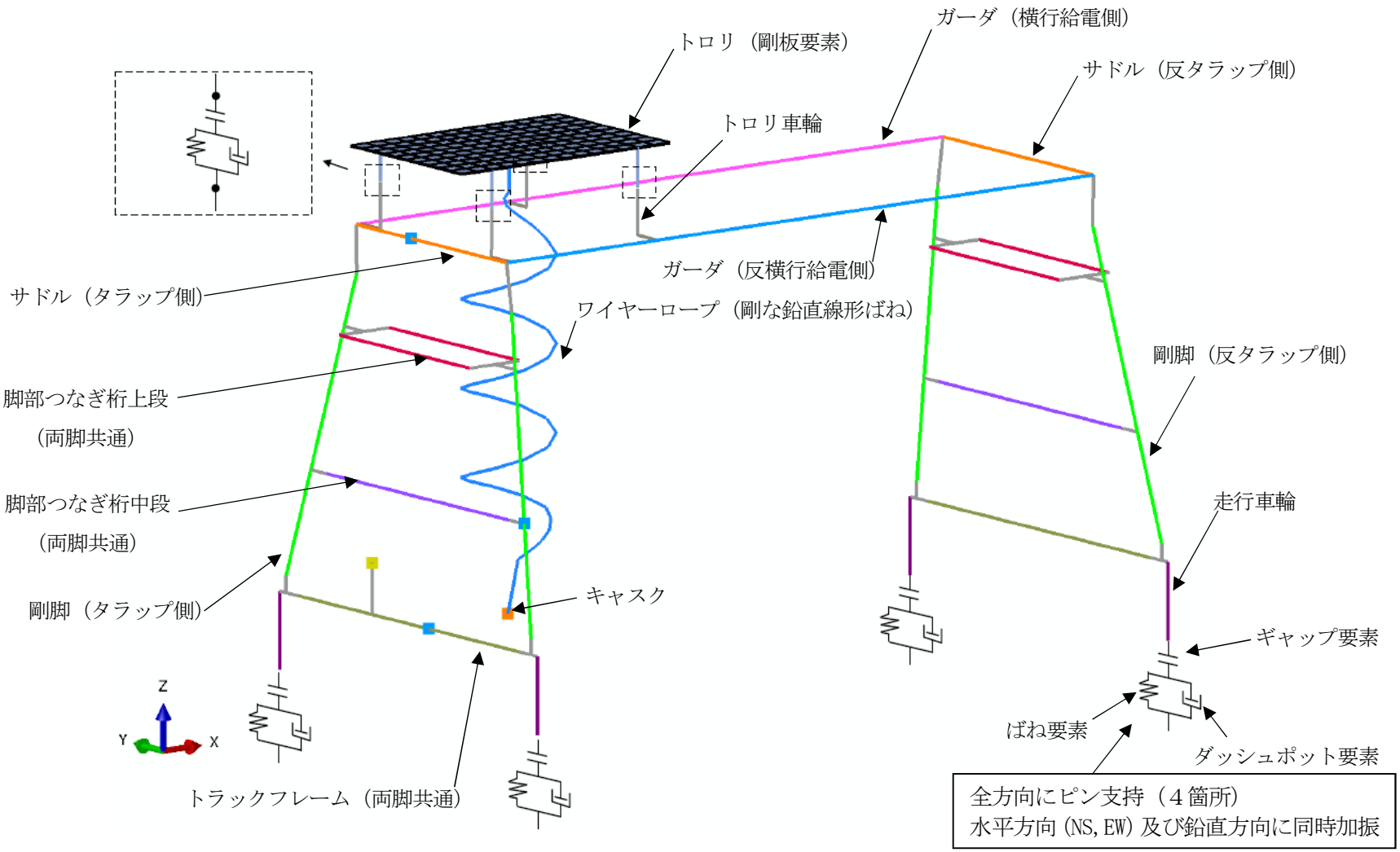


図４．４－１７　転倒評価モデル（トロリ位置：ガーダ端）

② 減衰

非線形時刻歴応答解析では各材料及び集中質量要素に材料減衰（レーリー減衰）を考慮する。

減衰定数は 2[%]とし，レーリー減衰のパラメータである α と β は固有値解析によって求めた横行方向 1 次と上下方向 1 次の固有振動数を用いて算出する。

以下に，α と β の算出過程を示す。

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

ここで，

[C]：減衰マトリクス

[M]：質量マトリクス

[K]：剛性マトリクス

α ：質量比例減衰パラメータ[-]

β ：剛性比例減衰パラメータ[-]

$$\mathrm{h} = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2}$$

上式より，

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2}{(\omega_1+\omega_2)}h$$

$$\beta = \frac{2}{(\omega_1+\omega_2)}h$$

ここで，

h：減衰定数（＝2.0[%]）

α ：質量比例減衰パラメータ[ケース 1：[redacted]，ケース 2：[redacted]]

β ：剛性比例減衰パラメータ[ケース 1：[redacted]，ケース 2：[redacted]]

ω_n：固有角振動数[rad/s]

（ケース 1　ω_1：横行方向 1 次[[redacted]]，ω_2：上下方向 1 次[[redacted]]

ケース 2　ω_1：横行方向 1 次[[redacted]]，ω_2：上下方向 1 次[[redacted]]）

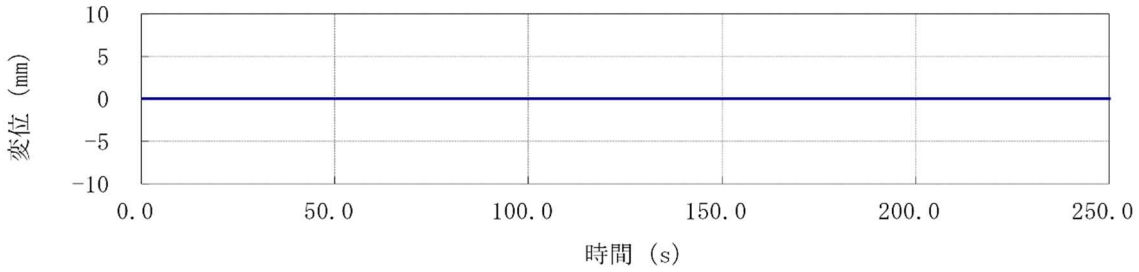
$$\omega_n = 2\pi f_n$$

f_n：固有周波数[Hz]（ケース 1　f_1：横行方向 1 次[[redacted]]，f_2：上下方向 1 次[[redacted]]

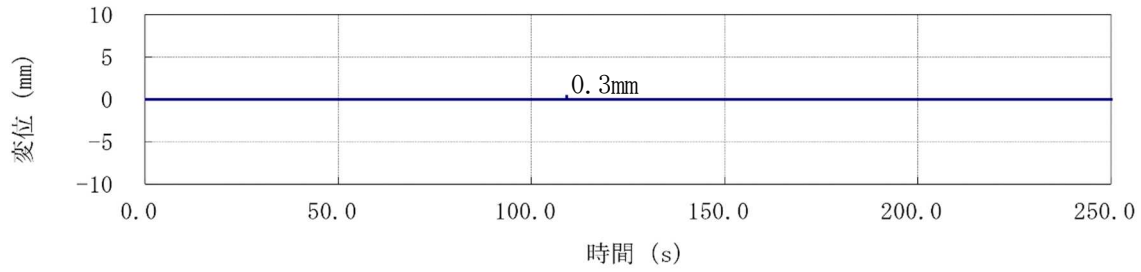
ケース 2　f_1：横行方向 1 次[[redacted]]，f_2：上下方向 1 次[[redacted]]）

③　浮き上がり量結果

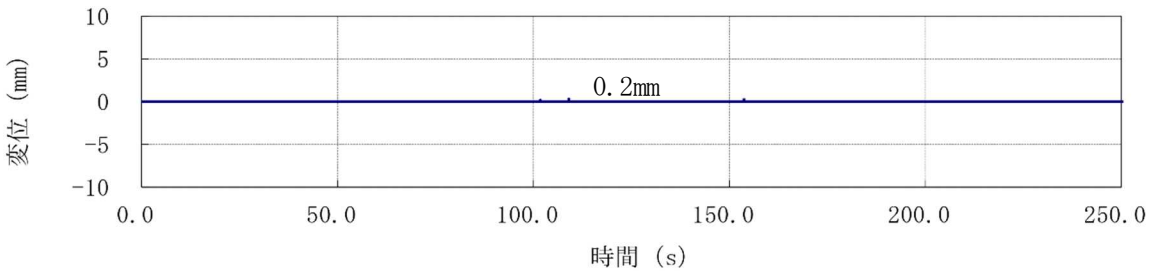
非線形時刻歴応答解析によるクレーンの浮き上がり量を図４．４－１８，図４．４－１９に示す。また本解析の評価箇所各部の最大浮き上がり量を表４．４－９に示す。



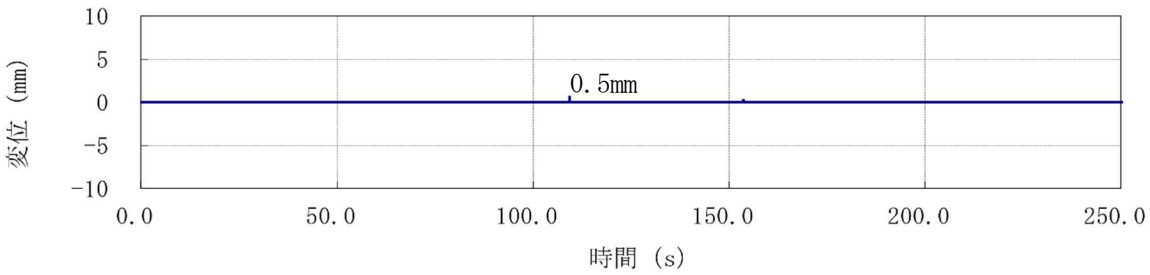
F1 浮き上がり量



F2 浮き上がり量

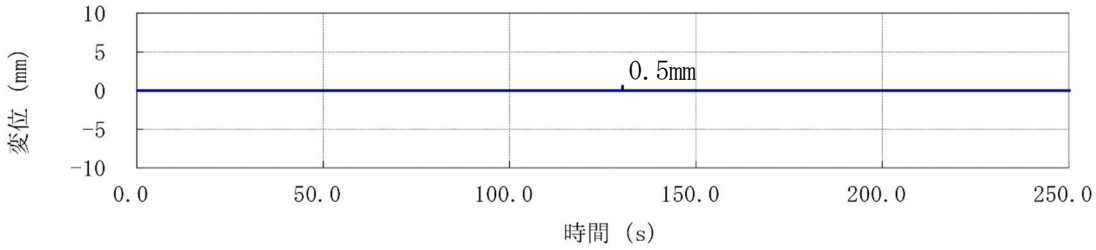


F3 浮き上がり量

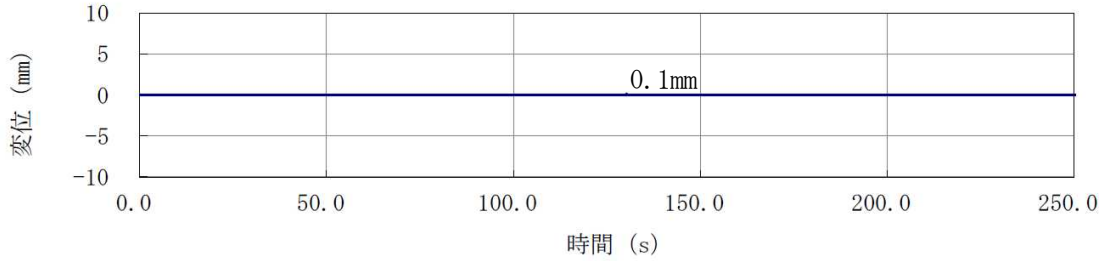


F4 浮き上がり量

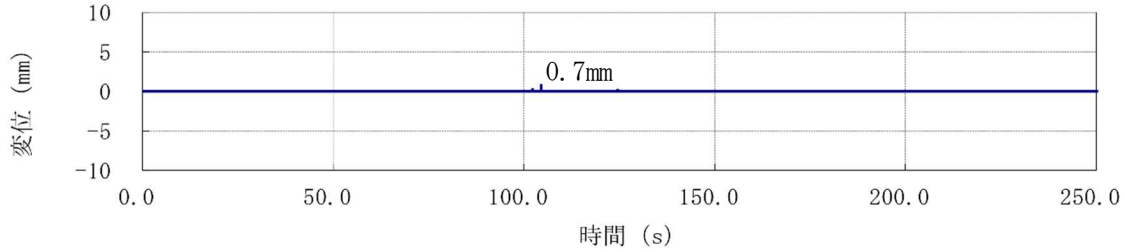
図４．４－１８　車輪浮き上がり量（トロリ位置：ガーダ中央）



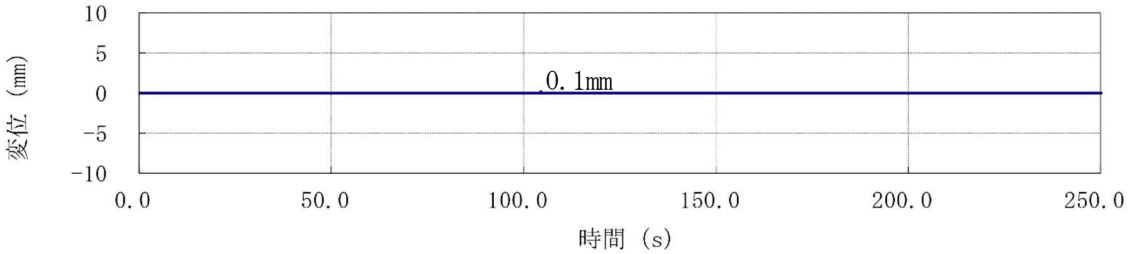
F1 浮き上がり量



F2 浮き上がり量



F3 浮き上がり量



F4 浮き上がり量

図４．４－１９　車輪浮き上がり量（トロリ位置：ガーダ端）

表４．４－９　非線形時刻歴応答解析によるクレーン最大浮き上がり量の結果（1/2Ss450）

評価応答	評価部位	方向	番号	トロリ位置	
				ガーダ中央	ガーダ端
床面－走行車輪の浮き上がり（mm）	走行車輪部	Z方向	F1	0.0	0.5
			F2	0.3	0.1
			F3	0.2	0.7
			F4	0.5	0.1

注記：評価点の位置を図４．４－２０，図４．４－２１に示す。

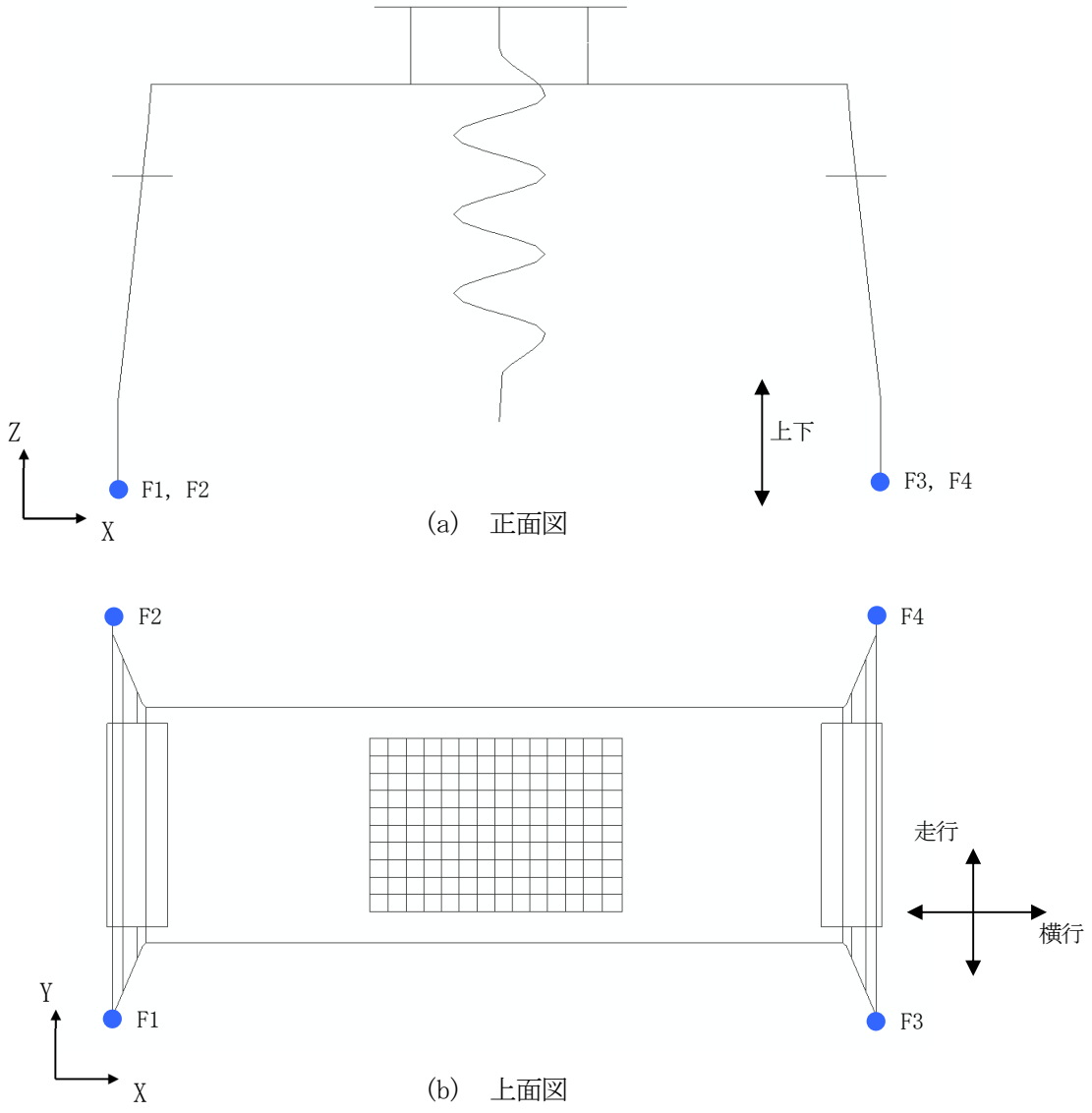
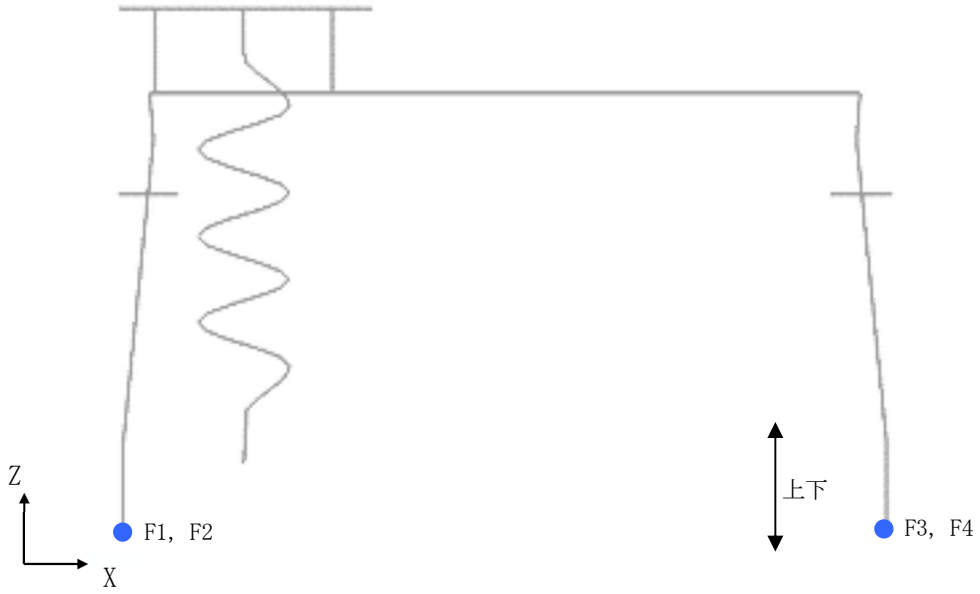
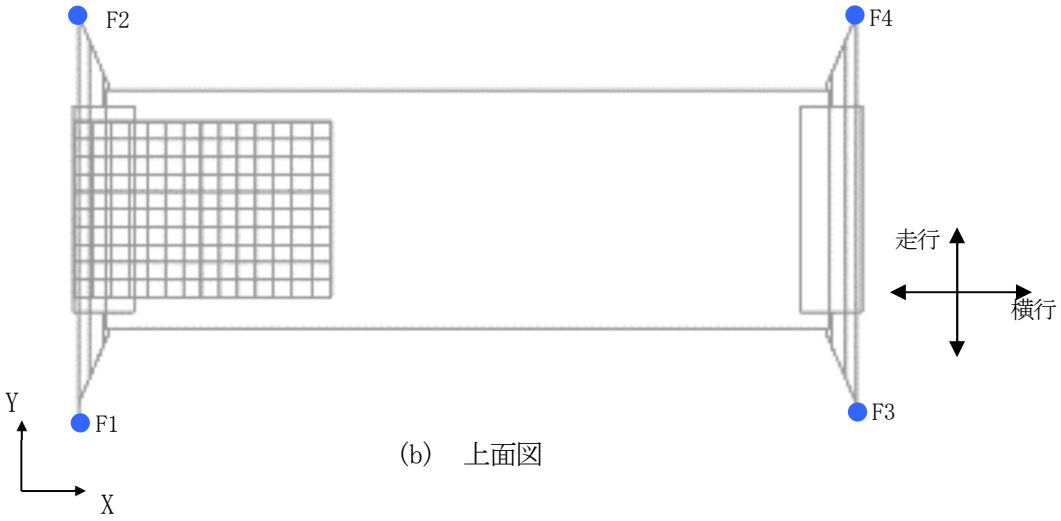


図４．４－２０　非線形時刻歴応答解析における評価点記号
（トロリ位置：ガーダ中央）



(a)　正面図



(b)　上面図

図４．４－２１　非線形時刻歴応答解析における評価点記号（トロリ位置：ガーダ端）

④　評価結果

表４．４－９よりクレーンの車輪は最大で 0.7㎜浮き上がる。クレーンの重心の位置関係から片側の車輪が 14,706㎜ 浮きあがらなければクレーンは転倒しないことから，当該クレーンは 1/2Ss450 に対して転倒しない。

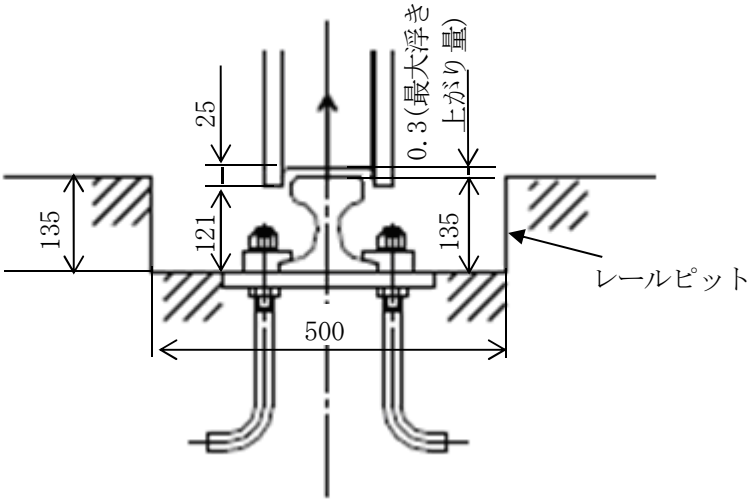
3)　クレーンの逸走評価

クレーンの浮き上がりによりクレーンが逸走する可能性がある。ここでいう「逸走」は「いずれかの車輪がレールピットを超え，レールピット外を走行すること」と定義する。

クレーンが逸走する条件として，クレーンの車輪が全てレールピットから飛び出すことが挙げられる。このことから当該クレーンが 1/2Ss450 に対して車輪がレールピット内に収っていることを確認する。

①　レールピット高さと浮き上がり時の車輪位置の比較

2)で検討した最大の浮き上がりが生じた場合の車輪とレールピットの位置関係は図４．４－２２のようになる。車輪の下端の高さはレールピットの底部から 121㎜ であり，レールピットの高さ 135㎜ を超えることはない。



(単位:㎜)

図４．４－２２　車輪とレールピットの位置関係(最大浮き上がり時)

②　評価結果

レールピットの高さとクレーンが浮き上がった場合の車輪の高さを比較した結果，最大の浮き上がりが予想される車輪においてもレールピットを超えないことが確認された。このことから当該クレーンはレールピットから飛び出し，逸走することはない。

また，図４．４－２３のようにレール押さえボルトまたはレールクリップが破損し，走行レールが転倒しても浮き上がり量は小さいため車輪の横方向への移動はレールピット側壁

により制限されピット内に留まることから逸走することはない。

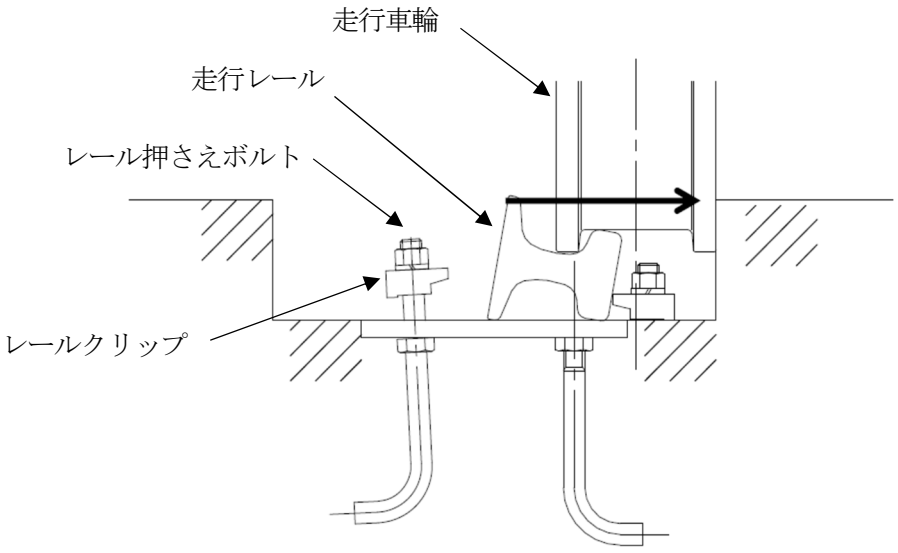


図４．４－２３　走行レール転倒時の状況

4)　横行ストッパの評価

トロリが落下する条件として，地震によりトロリが移動した際に横行レール端部の横行ストッパに乗り上げ，トロリが横行ストッパを乗り越える，または横行ストッパが破損してトロリを止められなくなることが挙げられる。このことから，1/2Ss450 に対して横行ストッパの機能が失われないことを確認する。

①　トロリと横行ストッパの位置

トロリと横行ストッパの位置関係を図４．４－２４に示す。

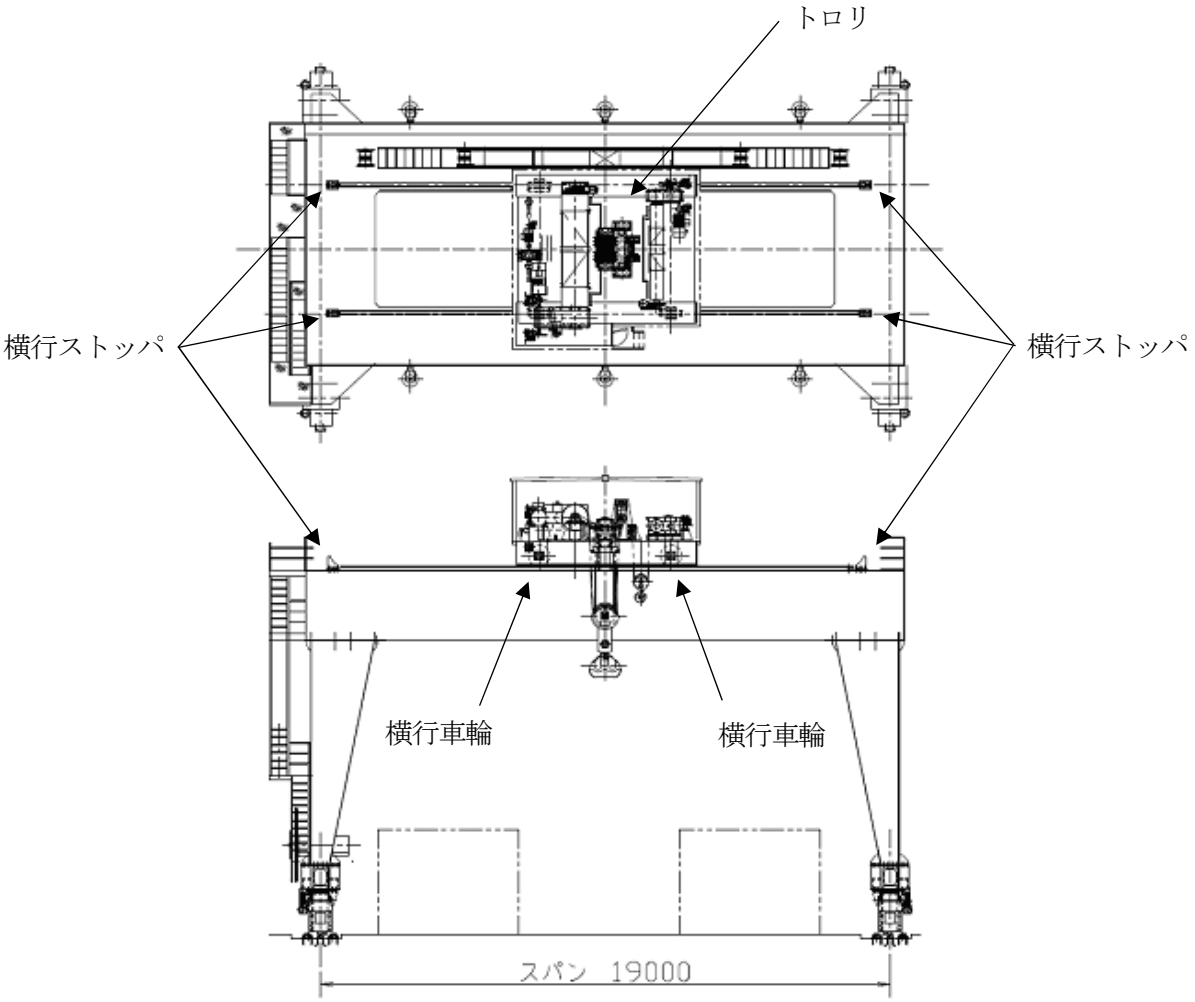


図４．４－２４　トロリと横行ストッパの位置関係図

② 横行ストッパへ乗り上げる高さ

横行ストッパへ乗り上げる高さは以下の式で表すことができる。

$$\frac{1}{2}\cdot M_T\cdot V^2 = m_T\cdot g\cdot H$$

ここで,

M_T：トロリの全質量(＝201400kg)

V：滑りによるトロリの速度(m/s)

m_T：トロリの乗り上げに寄与する質量(＝100700kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

H：横行ストッパへの乗り上げ高さ(m)

滑りによるトロリの速度Vは，以下により算出する。

$$V = \frac{T_T\cdot A_t\cdot g}{2\pi}$$

ここで,

T_T：トロリがガーダ端部に位置するときのクレーン横行方向の固有周期(0.332s)

A_T：クレーンの横行方向の設計震度(2.25)

トロリの全質量 M_T はトロリ質量(＝51400kg)+吊荷定格荷重(＝150000kg)の合計質量となる。横行車輪が横行ストッパに乗り上げる際，横行車輪2輪が2本の横行レール上の横行ストッパにそれぞれ乗り上げることから，以下の式が成り立つ。

$$m_T = \frac{1}{2}M_T$$

以上より，横行ストッパへ乗り上げる高さは以下の式より算出する。

$$H = \frac{V^2}{g}$$

横行車輪が横行ストッパへ乗り上げる高さを表４．４－１０に示す。1/2Ss450により横行ストッパへ乗り上げる高さは横行ストッパの高さ以下であることから，トロリが横行レールから落下しないことを確認した。

表４．４－１０　横行ストッパへ乗り上げる高さと許容高さ

滑りによるトロリの速度V（m/s）	計算値	許容高さ
	横行ストッパへ乗り上げる高さH（m）	横行ストッパの高さ（m）
1.17	0.139	[redacted]

③　水平荷重に対する横行ストッパの強度評価

横行車輪が横行ストッパに乗り上げた際の荷重は以下の式より算出する。

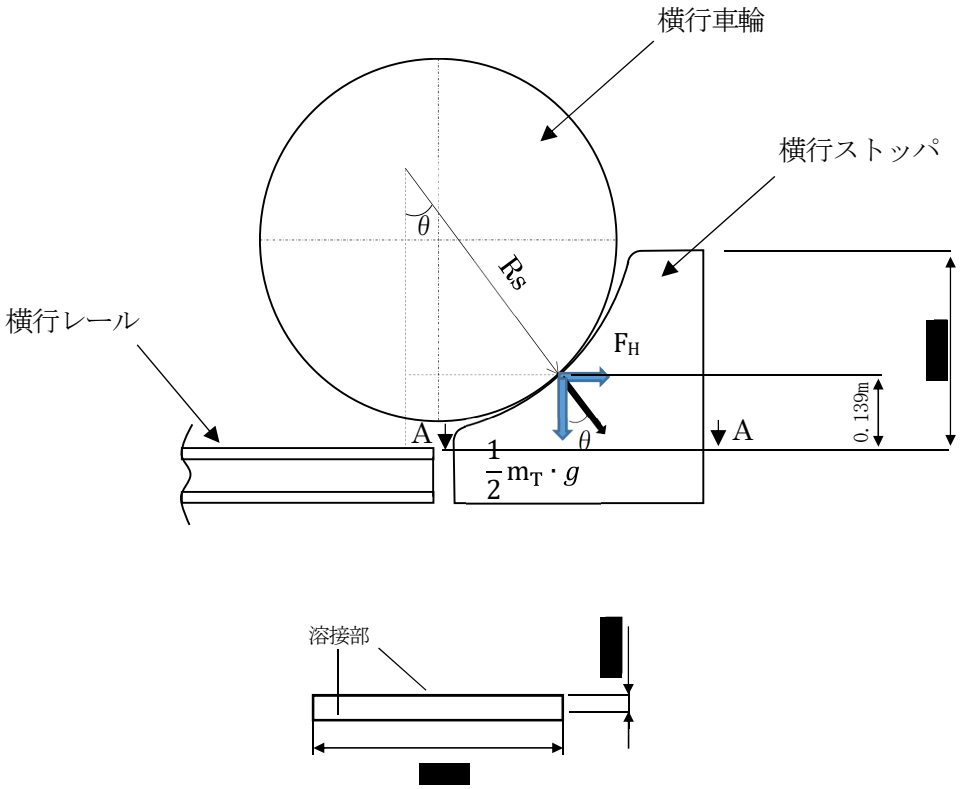
$$F_H = \frac{1}{2} m_T \cdot g \cdot \tan\theta$$

$$= \frac{1}{2} m_T \cdot g \cdot \frac{\sqrt{Rs^2 - (Rs - 0.139)^2}}{Rs - 0.139}$$

ここで,

F_H：横行ストッパに作用する水平荷重(N)

R_S：横行ストッパの曲率半径(＝[redacted])



A－A 断面図

図４．４－２５　横行車輪が横行ストッパに乗り上げた際の荷重概念図

横行ストッパに作用するせん断応力は以下の式より算出する。

$$\tau_{Hs} = \frac{F_H}{A_s}$$

ここで,

τ_{Hs}：横行ストッパ作用するせん断応力(N/mm^2)

A_S：横行ストッパの断面積(＝[redacted] m^2)

算出したせん断応力は下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

	許容せん断応力 f_s
計算式	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5$

横行車輪が横行ストッパに乗り上げた際に発生する応力と許容応力の比較を表４．４－１１に示す。1/2Ss450 により横行車輪が横行ストッパに乗り上げた際のせん断応力は許容値内に留まることから，横行ストッパ機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

表４．４－１１　横行ストッパへの応力の評価結果

部材	材質	応力分類	算出応力 τ_{Hs} (N/mm^2)	許容せん断応力 f_s (N/mm^2)
横行ストッパ	[redacted]	せん断応力 τ_{Hs}	34	148

5)　トロリの逸走評価

トロリが落下する条件として，地震によりトロリが水平震度または浮き上がり荷重を受けた際にトロリストッパが破損し，トロリが横行レールから逸走することが挙げられる。このことから，1/2Ss450 に対してトロリストッパの機能が失われないことを確認する。

①　水平震度による応力

水平震度によりトロリストッパが応力を受ける際のモデルを図４．４－２６に示す。

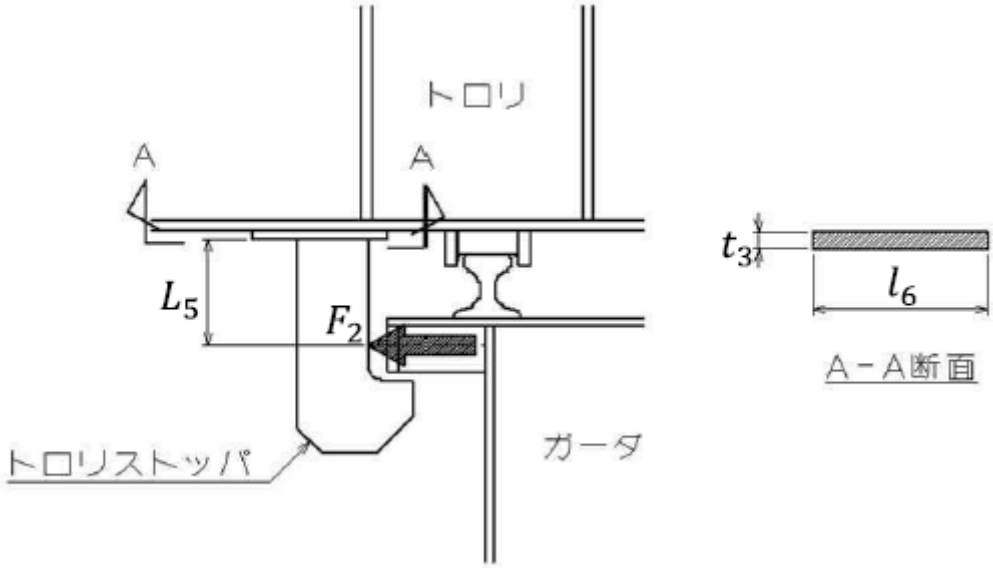


図４．４－２６　トロリストッパ・モデル図（水平方向）

トロリストッパ１個あたりに作用する力：F_2

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot m_t \cdot g \cdot C_H$$

ここで，

F_2：トロリストッパ１個当たりに作用する力(N)

m_t：トロリ質量（ワイヤ，フック含む）（＝51400kg）

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

C_H：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度(EW 方向)（＝0.15）

トロリストッパ１個あたりに作用する曲げモーメント：M_6

$$M_6 = F_2 \cdot L_5$$

ここで，

M_6：トロリストッパの水平震度による曲げモーメント(N・mm)

F_2：トロリストッパ１個当たりに作用する力(N)

L_5：トロリストッパ高さ(＝[redacted] m)

トロリストッパの断面係数：Z_1

$$Z_1 = \frac{t_3 \cdot {l_6}^2}{6}$$

ここで,

Z_1：トロリストッパの断面係数(mm^3)

t_3：トロリストッパ水平材の板厚(＝[redacted] m)

l_6：トロリストッパ水平材の長さ(＝[redacted] m)

トロリストッパの曲げ（引張）応力：σ_{t5}

$$\sigma_{t5} = \frac{M_6}{Z_1}$$

ここで,

σ_{t5}：トロリストッパの曲げ（引張）応力(N/mm^2)

M_6：トロリストッパの水平震度による曲げモーメント(N・mm)

Z_1：トロリストッパの断面係数(mm^3)

トロリストッパの断面積：A_2

$$A_2 = t_3 \cdot l_6$$

ここで,

A_2：トロリストッパの断面積(mm^2)

t_3：トロリストッパ水平材の板厚(＝[redacted] m)

l_6：トロリストッパ水平材の長さ(＝[redacted] m)

トロリストッパのせん断応力：τ_5

$$\tau_5 = \frac{F_2}{A_2}$$

ここで,

τ_5：トロリストッパのせん断応力(N/mm^3)

F_2：トロリストッパ１個当たりに作用する力(N)

A_2：トロリストッパの断面積(mm^2)

トロリストッパの組合せ応力：σ_{t6}

$$\sigma_{t6} = \sqrt{{\sigma_{t5}}^2 + 3 \cdot {\tau_5}^2}$$

ここで,

σ_{t6}：トロリストッパの組合せ応力(N/mm^2)

σ_{t5}：トロリストッパの曲げ（引張）応力(N/mm^2)

τ_5：トロリストッパのせん断応力(N/mm^3)

② 浮き上がり荷重による応力

浮き上がり荷重によりトロリストッパが応力を受ける際のモデルを図４．４－２７に示す。

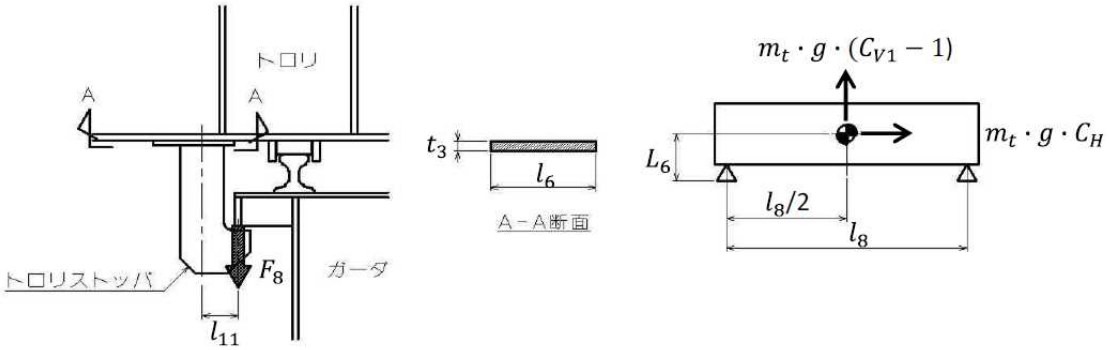


図４．４－２７　トロリストッパ・モデル図（鉛直方向）

鉛直地震力によるトロリストッパ１個あたりに作用する力：F_8

$$F_8 = \frac{m_t \cdot g \cdot (C_{V1} - 1) \cdot \frac{1}{2} + m_t \cdot g \cdot C_H \cdot \frac{L_6}{l_8}}{\frac{n_t}{2}}$$

ここで,

F_8：トロリストッパ１個あたりに作用する力(N)

m_t：トロリ質量（ワイヤ，フック含む）（＝51400kg)

g：重力加速度(＝9.80665m/s^2)

C_{V1}：ガーダ中央にトロリがある場合の固有周期より求まる鉛直方向設計震度(＝1.45)

C_H：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度(EW 方向)（＝0.15)

L_6：横行レール上面からトロリ重心位置までの高さ(＝[redacted] m)

l_8：トロリスパン(＝[redacted] m)

n_t：横行車輪の個数（トロリストッパの個数）（＝[redacted]）

トロリストッパの曲げモーメント：M_{10}

$$M_{10} = F_8 \cdot l_{11}$$

ここで,

M_{10}：トロリストッパの鉛直地震力による曲げモーメント(N・mm)

F_8：トロリストッパ１個あたりに作用する力(N)

l_{11}：トロリストッパ浮上り力の作用する水平距離(＝120㎜)

トロリストッパの曲げ（引張）応力：σ_{t7}

$$\sigma_{t7} = \frac{M_{10}}{Z_1}$$

ここで,

σ_{t7}：トロリストッパの曲げ（引張）応力(N/㎟)

M_{10}：トロリストッパの鉛直地震力による曲げモーメント(N・㎜)

Z_1：トロリストッパの断面係数(㎣)

トロリストッパの引張応力：σ_{t8}

$$\sigma_{t8} = \frac{F_8}{A_2}$$

ここで,

σ_{t8}：トロリストッパの引張応力(N/㎟)

F_8：トロリストッパ１個あたりに作用する力(N)

A_2：トロリストッパの断面積(㎟)

トロリストッパの合計（引張）応力：σ_{t9}

$$\sigma_{t9} = \sigma_{t7} + \sigma_{t8}$$

ここで,

σ_{t9}：トロリストッパの合計（引張）応力(N/㎟)

σ_{t7}：トロリストッパの曲げ（引張）応力(N/㎟)

σ_{t8}：トロリストッパの引張応力(N/㎟)

荷重組合せ応力：σ_{t10}

$$\sigma_{t10} = \sqrt{{\sigma_{t6}}^2 + {\sigma_{t9}}^2}$$

ここで,

σ_{t10}：トロリストッパの荷重組合せ応力(N/㎟)

σ_{t6}：トロリストッパの組合せ応力(N/㎟)

σ_{t9}：トロリストッパの合計（引張）応力(N/㎟)

トロリストッパの曲げ応力σ_{t5}は下記許容応力f_{t5}以下であること。

トロリストッパのせん断応力τ_5は下記許容せん断応力f_{s5}以下であること。

トロリストッパの組合せ応力σ_{t6}は下記許容組合せ応力f_{t6}以下であること。

トロリストッパの合計（引張）応力σ_{t9}は下記許容組合せ応力f_{t6}以下であること。

トロリストッパの荷重組合せ応力σ_{t10}は下記許容組合せ応力f_{t6}以下であること。

	許容引張応力 f_{t5}	許容せん断応力 f_{s5}	許容組合せ応力 f_{t6}
計算式	$\frac{F}{1.5}\cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5}\cdot 1.5$

1/2Ss450によりトロリストッパに発生する応力と許容応力の比較を表４．４－１２に示す。トロリストッパに発生する応力は許容値内に留まることから，トロリストッパは破損せずトロリは逸走しないことを確認した。

表４．４－１２　トロリストッパへの応力の評価結果（1/2Ss450）

部材	材料	評価事象	応力の種類	算出応力 (N/mm²)	許容応力 (N/mm²)	評価結果
トロリストッパ	[redacted]	水平震度による応力	曲げ σ_{t5}	75	280	0.K.
			せん断 τ_5	8	161	0.K.
			組合せ σ_{t6}	76	280	0.K.
		浮き上がり荷重による応力	合計（引張） σ_{t9}	78	280	0.K.
			荷重組合せ σ_{t10}	108	280	0.K.

6)　評価結果

1/2Ss450 に基づく評価では以下が確認され，クレーンには損傷，転倒，逸走が生じず，トロリの落下，逸走は生じない結果となった。

①　クレーン本体に発生する応力は，許容応力を下回る。

②　コンクリート基礎上面時刻歴波形による非線形応答解析評価により浮き上がりの評価では最大 0.7mm の浮き上がりであるが，転倒が生じる浮き上がり高さまで十分な余裕がある。

③　クレーンの浮き上がりにより車輪の下端がレールピットより高くなることはない。

④　トロリが移動することにより横行ストッパを越えて落下することはない。

⑤　トロリが地震力を受けることにより横行レールから逸走することは無い。

従って，地震時にクレーンがキャスクの安全機能及びコンクリートモジュールの遮蔽機能に影響を及ぼすことはない。

4.5　コンクリート基礎（B+クラスの間接支持構造物，1/2Ss450）

(1)　評価方針

コンクリート基礎は，耐震クラスがＣクラスであり，コンクリートモジュール（耐震クラス：B+クラス）の支持機能を有する構造物である。

耐震評価は，コンクリートモジュールの設計用地震動である 1/2Ss450 地震動に対して，コンクリート基礎の終局限界状態の照査，基礎地盤の支持性能の照査を行う。

水平２方向及び鉛直方向地震力の組み合わせについては，照査値の組み合わせによって考慮する。(4.5.6 参照)

4.5.1　キャスク仮保管設備コンクリート基礎，コンクリート支持架台の構造計画

(1)　コンクリート基礎

1)　コンクリート基礎平面構造

コンクリート基礎の平面図を図４．５－１に示す。

コンクリート基礎は，南北約 80m，東西約 121m の鉄筋コンクリート構造物であり，大きく西側の既設基礎(南北約 80m，東西約 96m)と，拡張基礎(南北約 80m，東西約 25m)が存在し，両者は幅約 40mm の目地によって構造上分離されている。

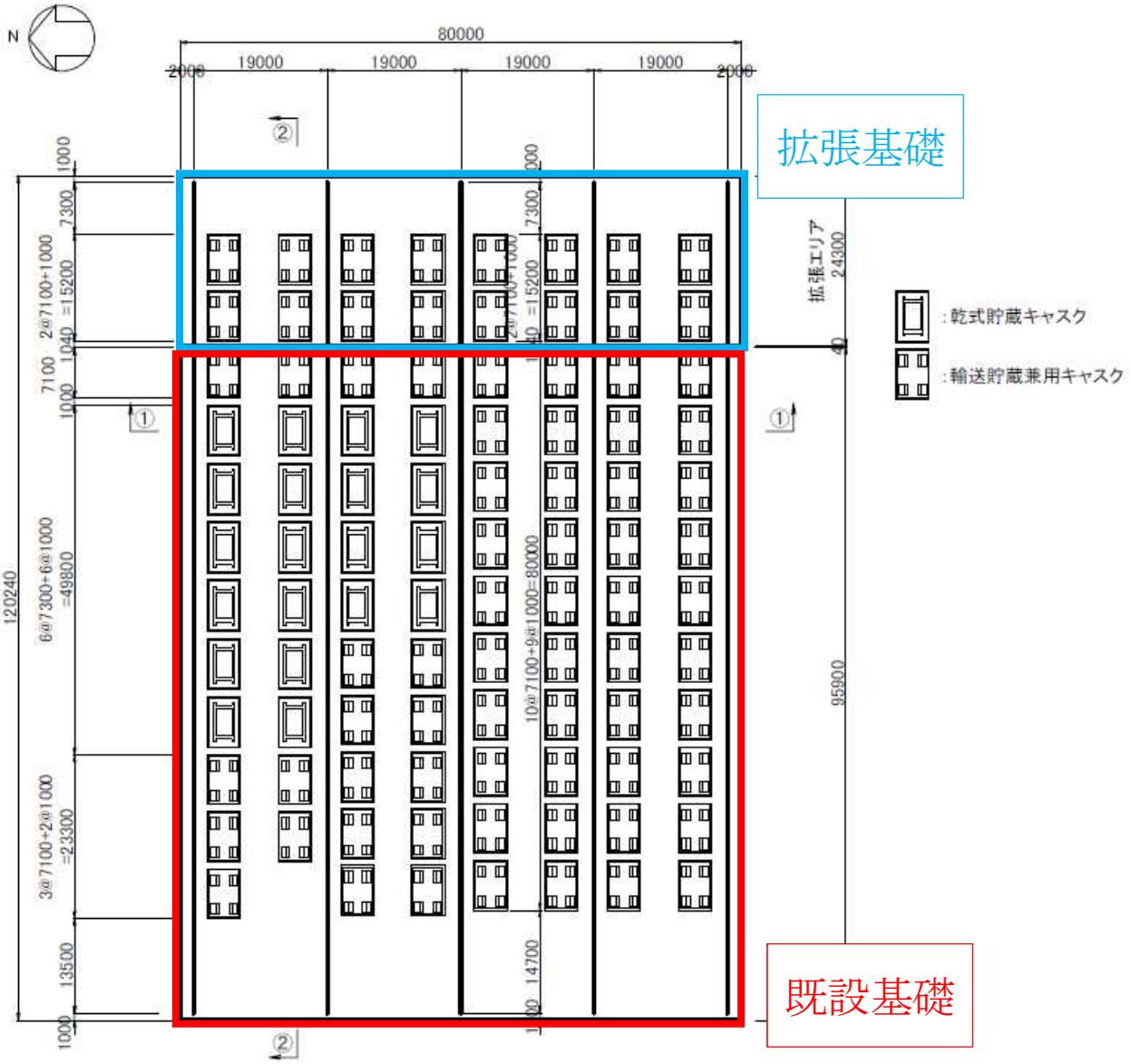


図４．５－１　コンクリート基礎平面図

2)　コンクリート基礎断面構造

コンクリート基礎厚図を図４．５－２に，断面図を図４．５－３，図４．５－４に示す。

コンクリート基礎厚は場所によって異なり，基本的に 0.8m(輸送貯蔵兼用キャスク部)，1.0m(乾式貯蔵キャスク部)，1.8m(クレーンレール部)となっている。

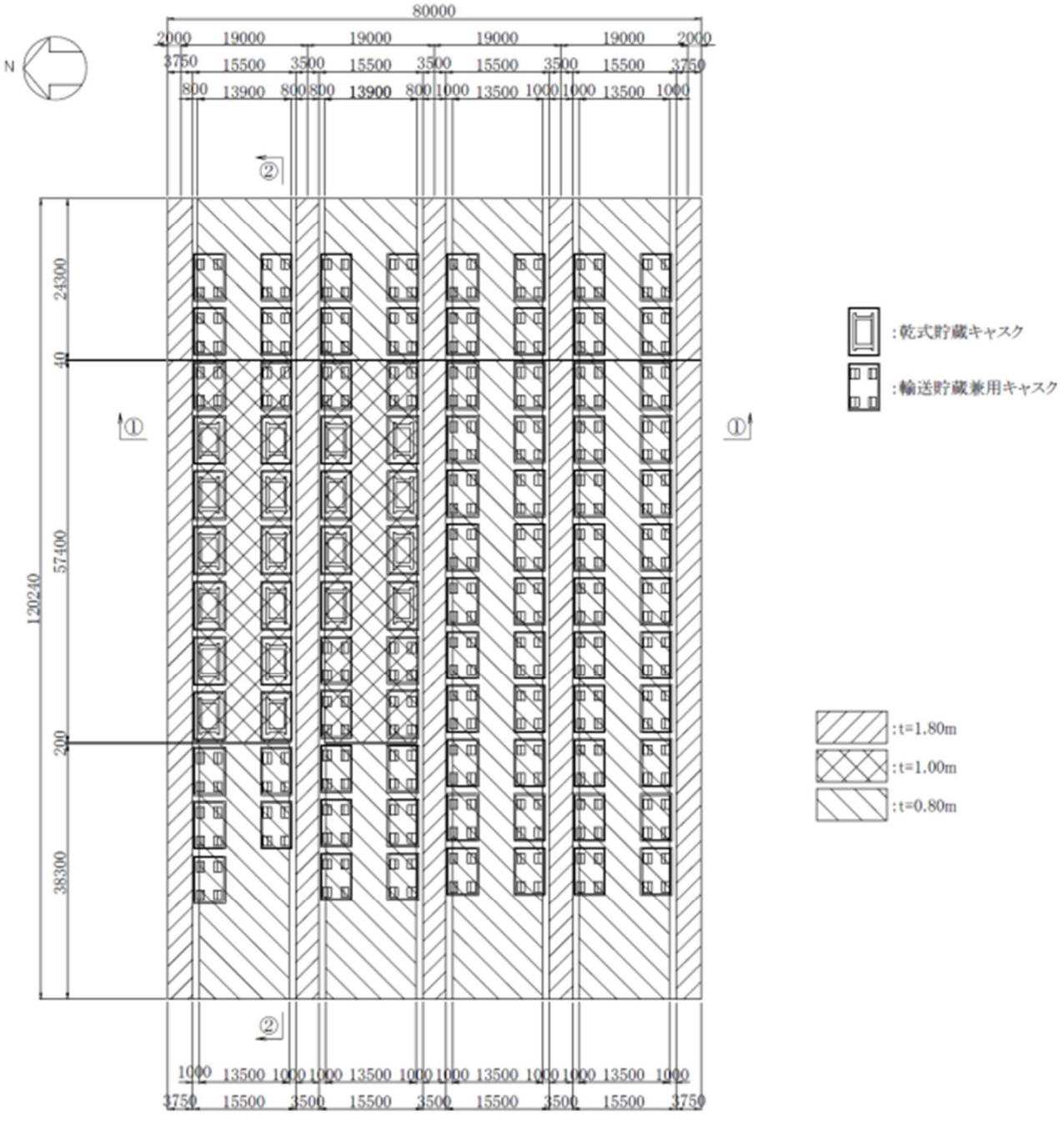


図４．５－２　コンクリート基礎厚図

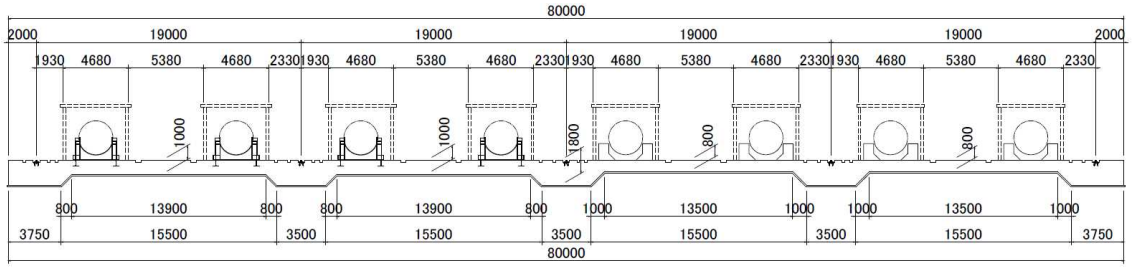


図４．５－３　コンクリート基礎断面図(①－①断面)

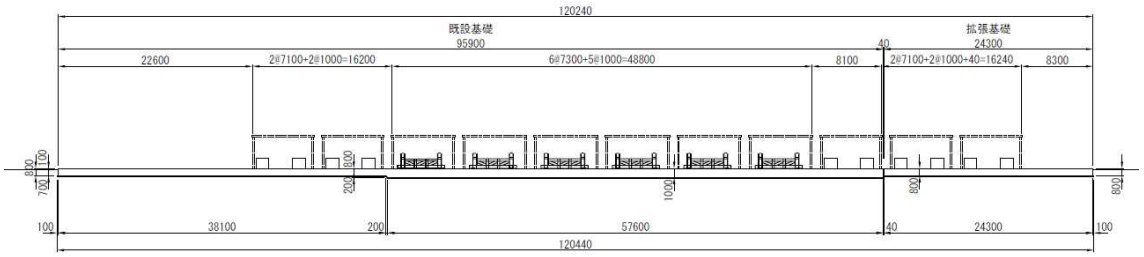


図４．５－４　コンクリート基礎断面図(②－②断面)

(2)　コンクリート支持架台

コンクリート支持架台は，南北方向約 720㎜(ハンチ部は 1220 ㎜) ，東西方向約 1500㎜，高さ約 1085㎜ の鉄筋コンクリート構造物であり，4 脚で 1 つの兼用キャスクを，鋼製支持架台を介し，支持する構造物である。平面図を図４．５－５に，断面図を図４．５－６に示す。また，兼用キャスクとの位置関係を図４．５－７に示す。

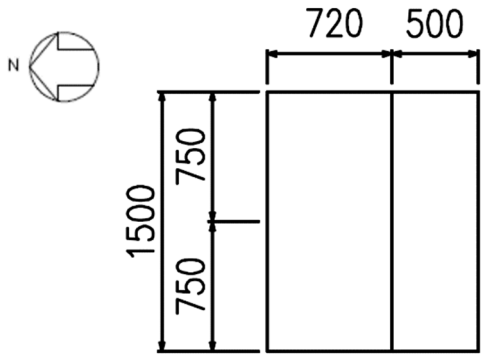


図４．５－５　コンクリート支持架台平面図

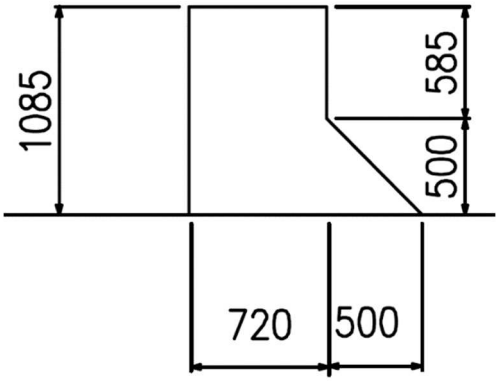


図４．５－６　コンクリート支持架台断面図(NS 断面)

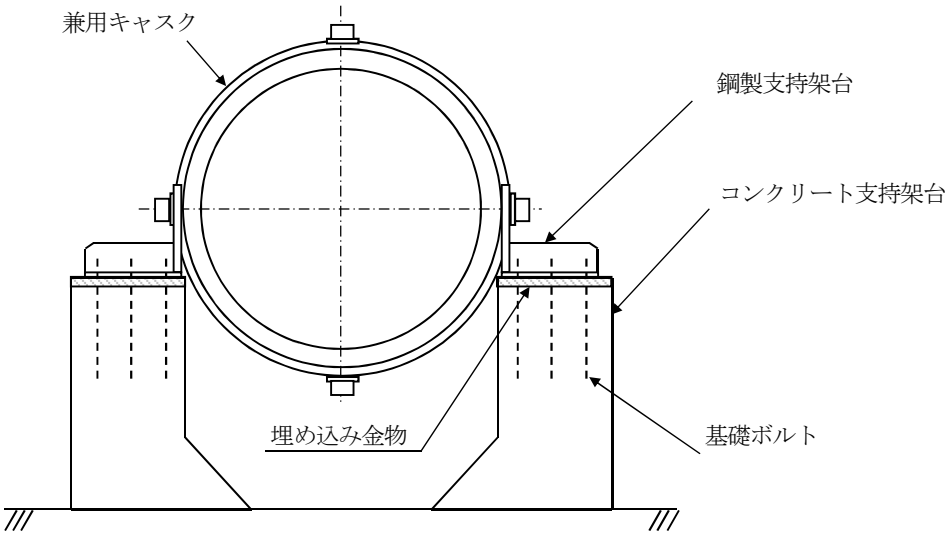


図４．５－７　コンクリート支持架台と兼用キャスクの位置関係

キャスク仮保管設備の拡張に際しては，兼用キャスク 30 基分のコンクリート支持架台を増設する。コンクリート支持架台のうち 16 基は拡張基礎上に増設し，14 基については既設基礎上の空スペースに増設する。図４．５－８に既設基礎，拡張基礎及び増設する兼用キャスクの位置図を示す。

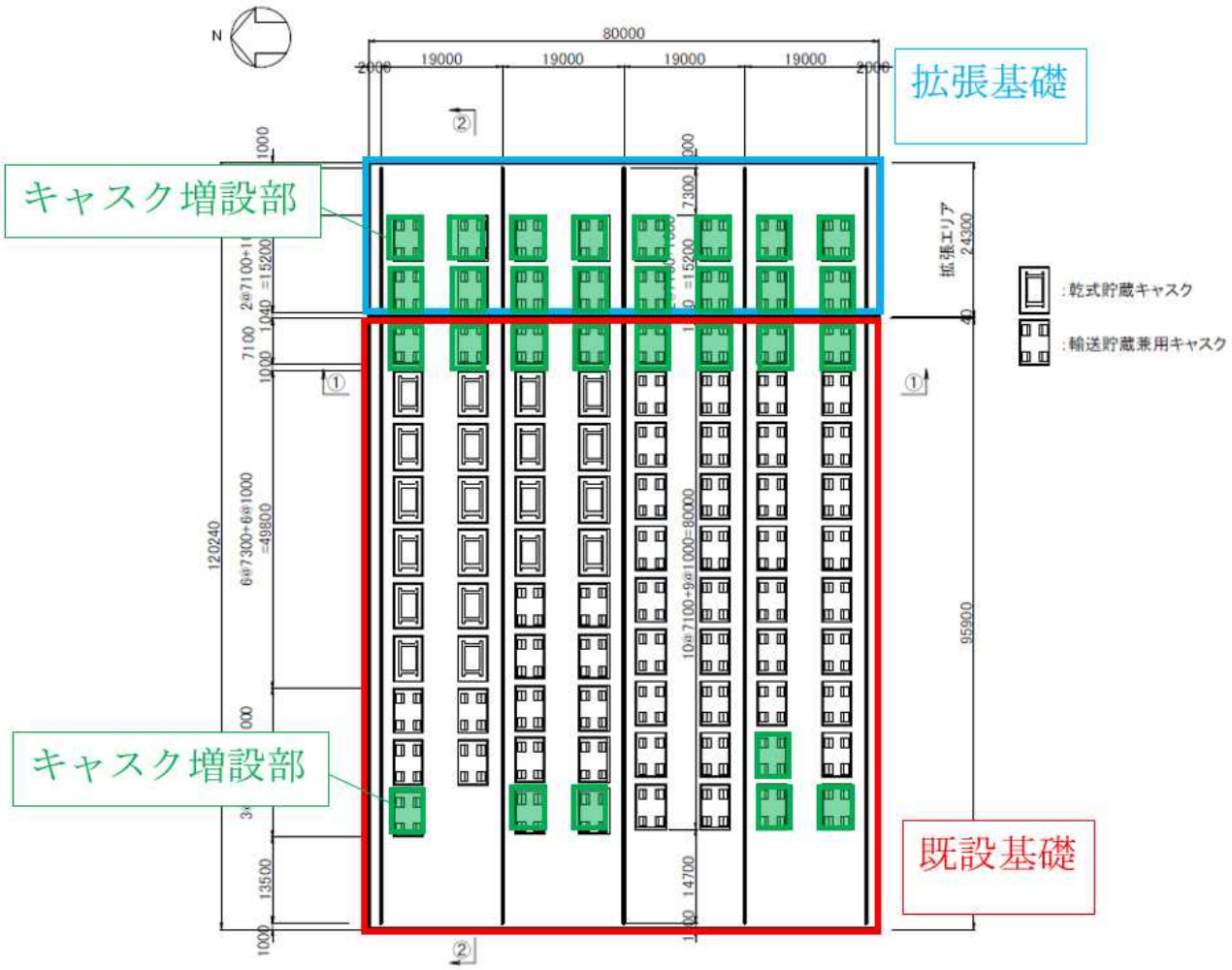


図４．５－８　既設基礎，拡張基礎及び増設キャスク位置図

(3)　改良地盤

改良地盤は，南北方向約 83m，東西方向約 124m の広さのセメント改良土からなり，コンクリート基礎の支持地盤としている段丘堆積層(液状化が発生する可能性が低いとされる洪積層)の上部までを改良するものである。改良天端部は基礎下面に沿って起伏のある形状となっており，改良厚は約 2.1m～3.1m 程度である。改良工法は，浅層混合処理工法である。改良地盤の平面図を図４．５－９に，断面図を図４．５－１０と図４．５－１１に示す。

※「道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編」では，液状化が生じる可能性のある土層は沖積層としている。

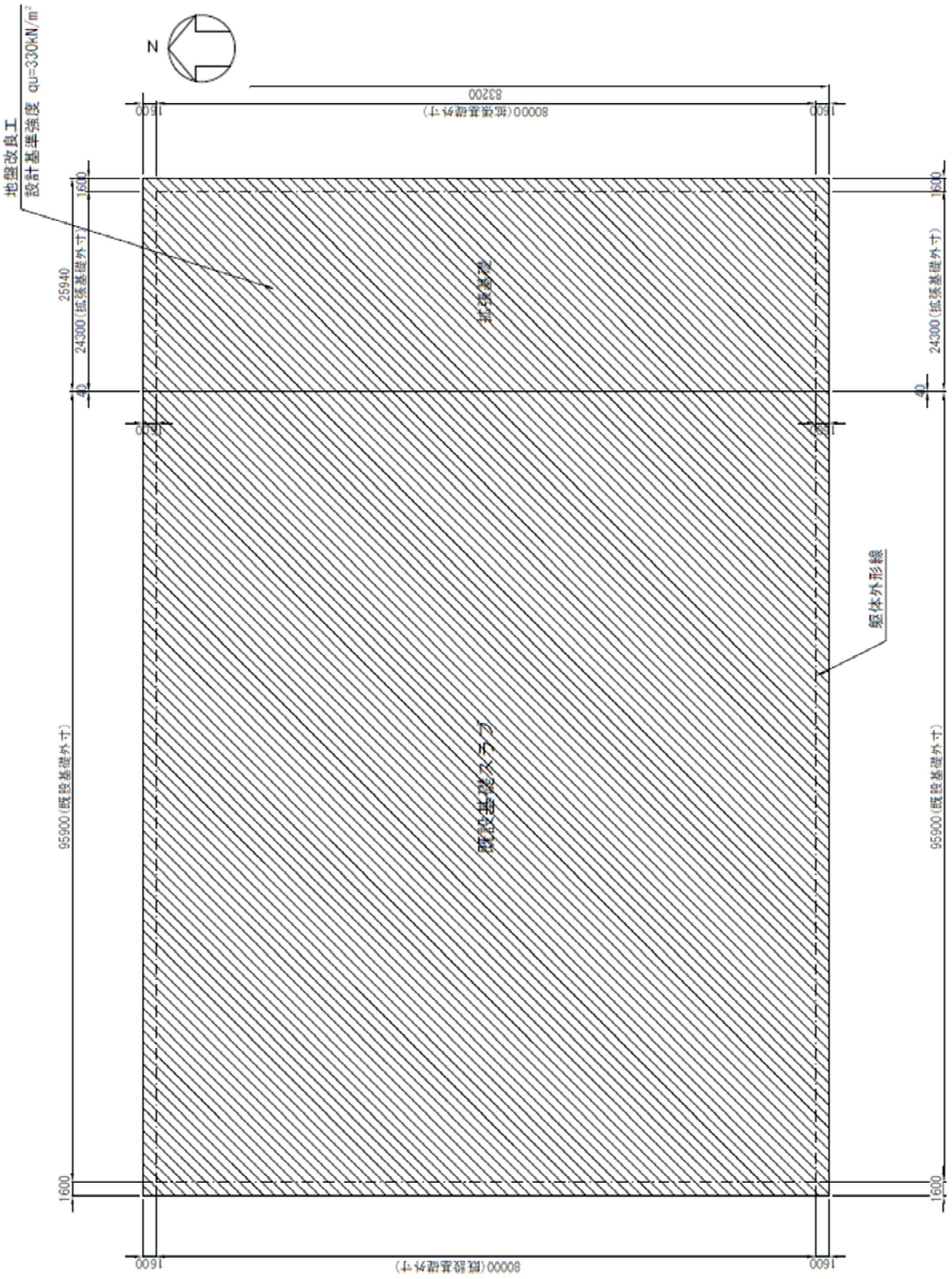


図４．５－９　改良地盤平面図

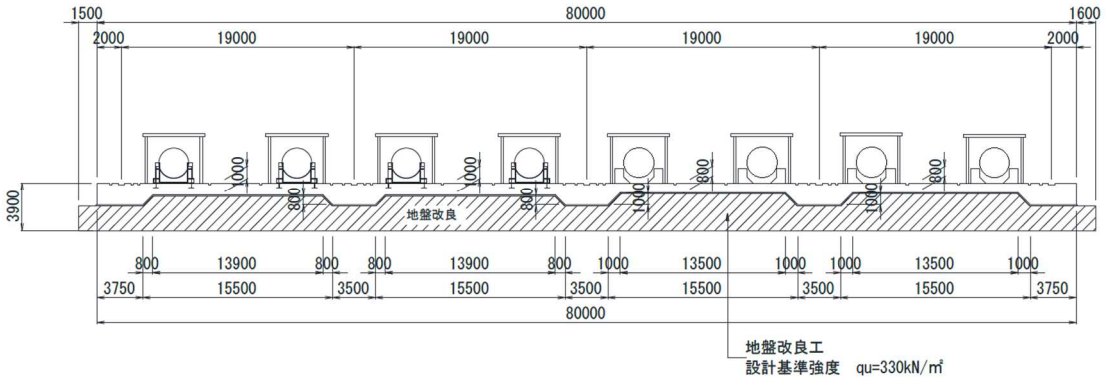


図４．５－１０　改良地盤断面図（NS 断面）

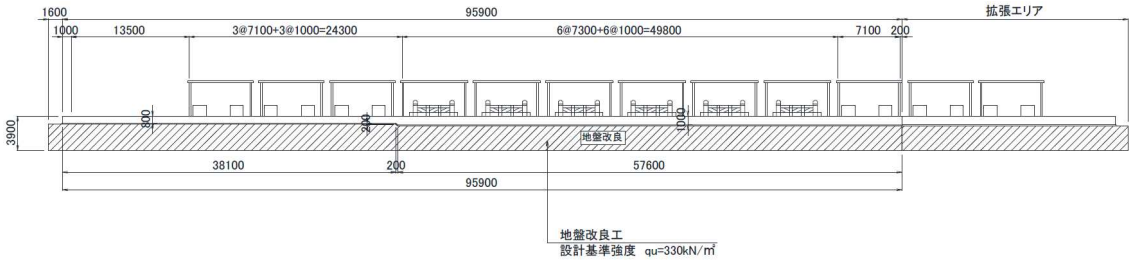


図４．５－１１　改良地盤断面図(EW 断面)

4.5.2　コンクリート基礎の耐震評価フロー

図４．５－１２にコンクリート基礎の耐震評価フローを示す。

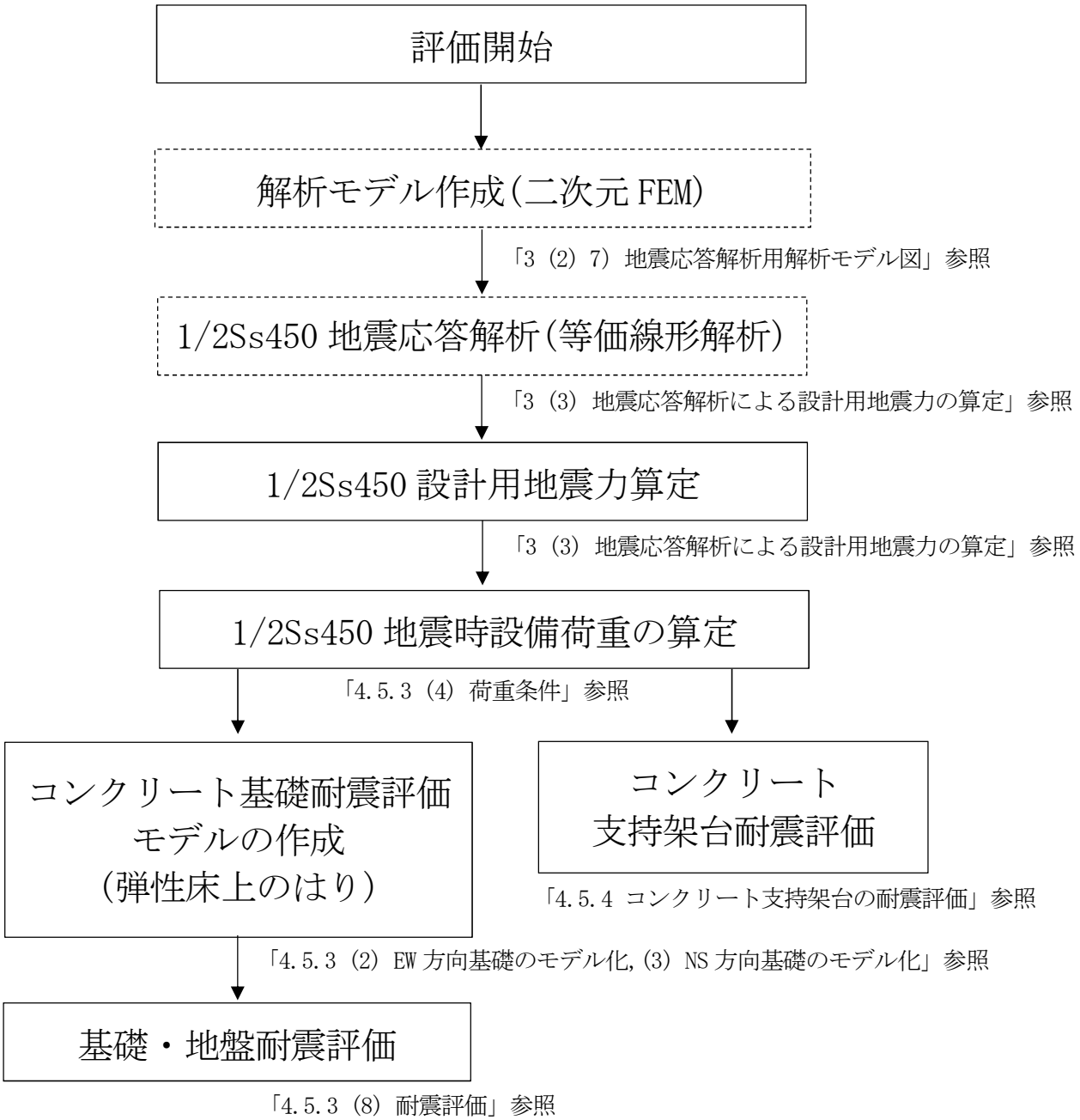


図４．５－１２　耐震評価フロー

4.5.3　コンクリート基礎の耐震評価

(1)　コンクリート基礎の耐震評価の概要

1)　コンクリート基礎の評価方針・評価手法

コンクリート基礎は，耐震クラスがＣクラスであり，コンクリートモジュール（耐震クラス:B+クラス）の支持機能を有する構造物である。よって，コンクリート基礎の耐震評価は，コンクリートモジュールの設計用地震動である 1/2Ss450 地震動に対して，コンクリート基礎の終局限界状態の照査，基礎地盤の支持性能の評価を行う。

コンクリート基礎の評価手法としては，コンクリート基礎を 3 種類の弾性床上の梁としてモデル化し，それぞれに荷重を入力し，耐震評価を行う。コンクリート床板は一般的に水平方向の加振に対しては剛構造物(固有周期 0.05 秒以下)であり，2022 年 3 月 16 日の地震にて 1/2Ss450 を上回った周期帯(約 0.1～0.3 秒)に固有周期をもたないため，1/2Ss450 における設備荷重を設計用地震力として用いる。

また，評価対象断面については，既設基礎と拡張基礎で NS 断面がほぼ同一であること，表４．５－１のとおり基礎の水平震度に大きな差がないこと，表４．５－２のとおり既設基礎の方が拡張基礎よりも機器等荷重が大きいことから，既設基礎の 3 断面をモデル化し評価対象とする。

表４．５－１　基礎の設計用地震力

	断面方向	水平(gal)	鉛直(gal)
既設基礎	ＮＳ断面	535.55	327.81
	ＥＷ断面	532.55	335.46
拡張基礎	ＮＳ断面	539.37	325.31
	ＥＷ断面	523.36	332.02

※地震力の向きは，乾式貯蔵キャスクの配置を考慮し，基礎設計に不利な方向である北方向，東方向，鉛直下向きとしている

表４．５－２　基礎面積と機器等の荷重

	基礎面積(m^2)	機器等荷重(kN)	面積当たり荷重(kN/m^2)
既設基礎	7672	157480	20.5
拡張基礎	1944	34145	17.6

検討タイプごとの概要を表４．５－３に，断面の位置を図４．５－１３に示す 。

表４．５－３　検討タイプ概要

記号	検討タイプ	考慮する設備荷重	形状特性
A.	レール支持梁(EW 方向)	クレーン	幅 3.5m，厚 1.8m の一定形状
B.	NS 方向基礎	キャスク，クレーン， モジュール	厚 1.8m，1.0m，0.8m
C.	EW 方向基礎	キャスク，モジュール	厚 1.0m，0.8m

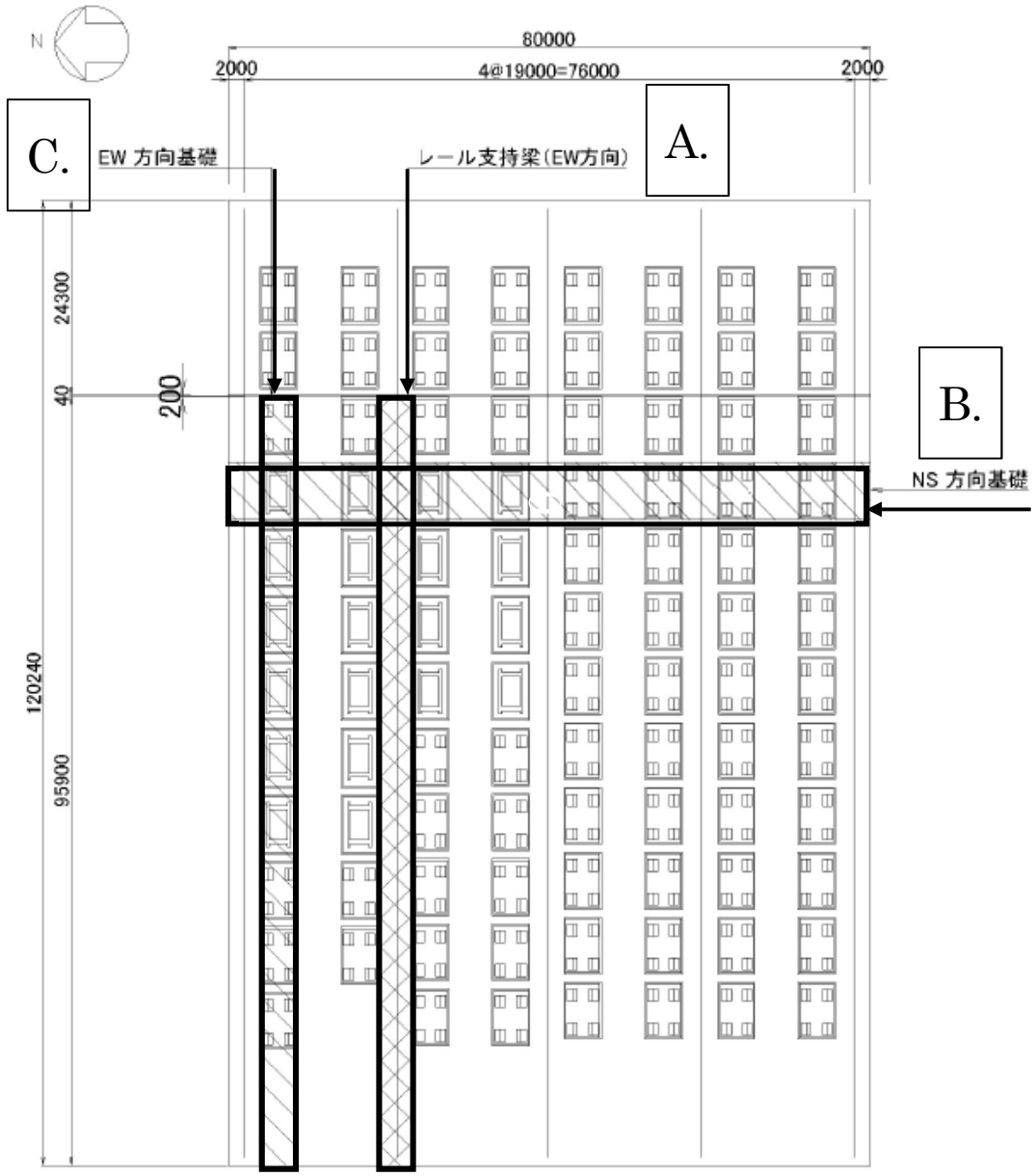


図４．５－１３　検討位置図

2) 準拠規準

コンクリート基礎の評価は，以下の法規及び規準類に準拠して行う。

① 原子力発電所耐震設計技術規程　JEAC4601-2008　（社）日本電気協会
② 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程　JEAC4616-2009　（社）日本電気協会
③ コンクリート標準示方書　設計編（2007）　（社）土木学会
④ コンクリート標準示方書　構造性能照査編（2002）　（社）土木学会
⑤ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル（1992）　（社）土木学会
⑥ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005）　（社）土木学会
⑦ 道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅳ下部構造編　（社）日本道路協会（平成 14 年）
⑧ 道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅴ耐震設計編　（社）日本道路協会（平成 14 年）

3) 使用材料

使用材料の材料定数及び設計強度を表４．５－４及び表４．５－５に示す。

表４．５－４　コンクリートの材料定数，設計強度及び鉄筋の設計強度

コンクリートの材料定数

	記号	単位	
ヤング係数	E	(N/mm^2)	2.50×10^4
単位体積重量	γ	(kN/m^3)	24.0

コンクリートの仕様

	記号	単位	
設計基準強度	f'_{ck}	(N/mm^2)	24.00

鉄筋の仕様

	記号	単位	
品質	－	－	SD345
使用径	－	－	D13～D32

表４．５－５　改良地盤，支持地盤の地盤定数及び設計強度

改良地盤の地盤定数，設計強度

	記号	単位	設計強度
設計圧縮強度	${}_{ss}f_{sc}$	(kN/m^2)	548
設計基準強度	F_{sc}	(kN/m^2)	329
変形係数	E	(kN/m^2)	32900
せん断強度	${}_{ss}f_{ss}$	(kN/m^2)	109.6

支持地盤の極限支持力

	記号	単位	設計強度
極限支持力	R_u	(kN)	5320389

4)　地盤バネのバネ定数

弾性床を構成する地盤バネのバネ定数について，算定方法を示す。算定方法としては「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編 平成14年　日本道路協会」をもとに，一軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数を用いて，地盤バネ定数を算定している。具体的な算定方法を以下と表４．５－６～表４．５－８に示す。

$k_v = k_{vo} \cdot (Bv / 0.3)^{-3/4}$　道示Ⅳ P.255

$K_v = k_v \cdot B$

$K_s = 1/3 \cdot K_v$

ここに，

k_v　：　鉛直方向地盤反力係数（kN／m^3）

K_v　：　鉛直方向バネ定数（kN／m^2）

K_s　：　せん断バネ定数（kN／m^2）

Bv　：　基礎の換算載荷幅（m）

$Bv = \sqrt{(Av)} = \sqrt{(L_0 \cdot B_0)}$

B_0　：　載荷幅（m）

L_0　：　載荷奥行き（m）

Av　：　荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m^2）

B　：　部材幅（m）

EI　：　基礎の曲げ剛性（kN／m^2）

k_{v0}　：　直径0.3mの剛性円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN／m^3)で，次式により求める。

$k_{vo} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_0$

E_0　：　地盤の変形係数（kN／m^2）

α　：　割増し係数で，表４．５－６により算出する。

表４．５－６　割増し係数

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	長期・暴風時	1/2Ss 地震時
直径 0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より E_0＝2800N で推定した変形係数	1	2

E_0 を供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数により推定する場合

1/2Ss 地震時　　α＝8

表４．５－７　地盤のバネ定数

項目	記号	単位	レール下部	NS 方向基礎	EW 方向基礎
載荷幅	B_0	(m)	80.00	95.90	80.00
載荷奥行き	L_0	(m)	95.90	80.00	95.90
基礎の載荷面積	Av	(m^2)	7672.00	7672.00	7672.00
基礎の換算載荷幅	Bv	(m)	87.59	87.59	87.59
E_0 推定時の係数	α	－	8	8	8
地盤の変形係数	E_0	(kN／m^2)	15688	15688	15688
直径 0.3m 相当の地盤反力係数	k_{v0}	(kN／m^3)	418374	418347	418347
鉛直方向地盤反力係数	k_v	(kN／m^3)	5923	5923	5923
部材幅	B	(m)	3.500	8.300	5.170
鉛直方向バネ定数	K_v	(kN／m^2)	20730	49160	30622
せん断バネ定数	K_s	(kN／m^2)	6910	16387	10207

表４．５－８　地盤の変形定数

層区分	層厚 h(m)	変形係数 E(kN/m^2)	変形係数についての備考
改良地盤	3.9	32,900	一軸圧縮強さより推定
礫混り粗砂	1.35	7,000	N 値より推定(E=700N)
粘土混り砂礫	5.43	14,700	N 値より推定(E=700N)
地盤の変形係数		15,688	上記 3 層の複合土層としてとらえ，$\frac{1}{\frac{E}{h}}=\frac{1}{\frac{E1}{h1}}+\frac{1}{\frac{E2}{h2}}+\frac{1}{\frac{E3}{h3}}$ より算出

(2)　EW 方向基礎のモデル化

コンクリート基礎の耐震評価においては，基礎を弾性床上の梁としてモデル化を行う。モデル化する EW 方向基礎の種別を，図４．５－１４に示す。

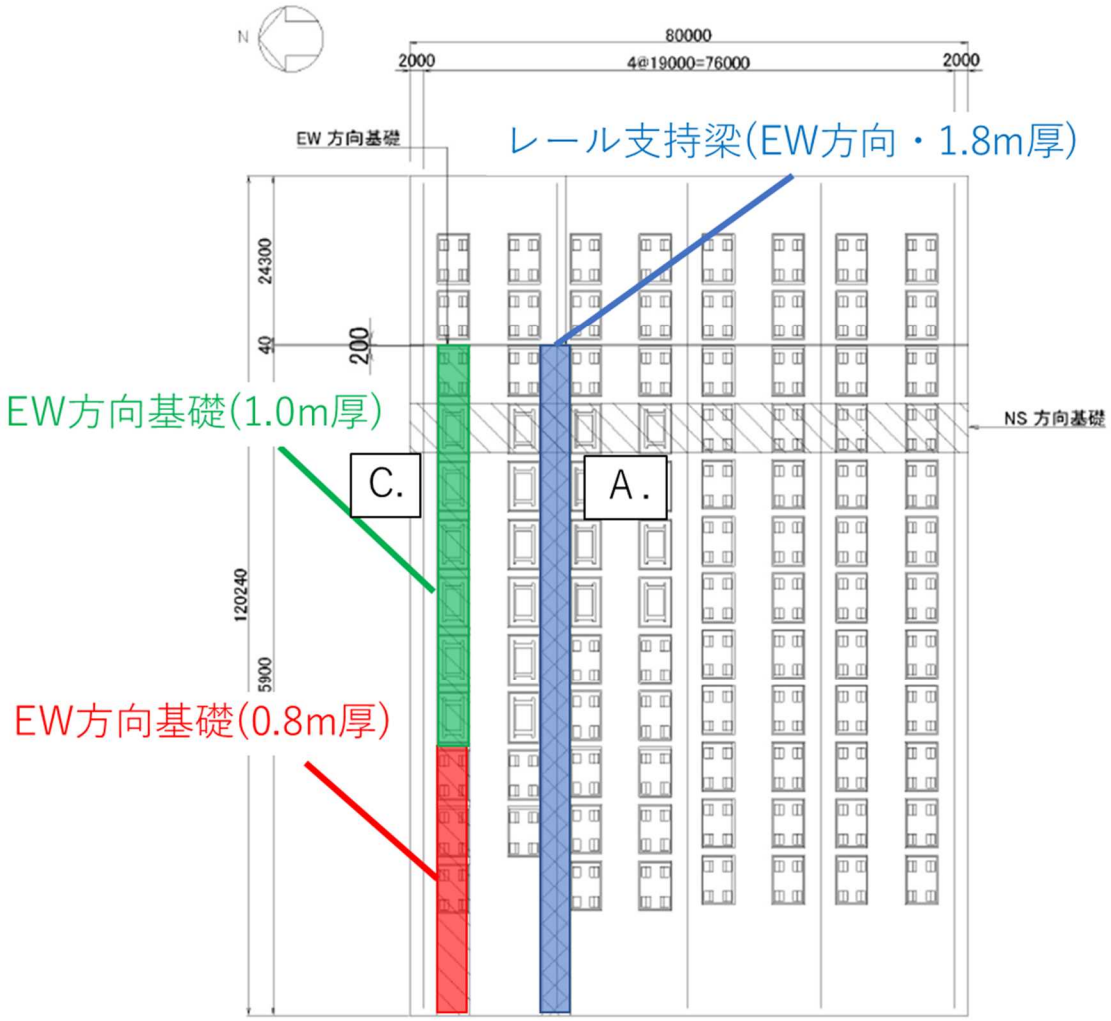


図４．５－１４　EW 方向モデル化部分平面図

EW 方向には 3 種類の梁が存在する。EW 方向梁の配筋図と，断面のモデル化イメージを図４．５－１５～図４．５－１９に，モデル化に際しての地盤バネとの位置関係を図４．５－２０～図４．５－２１に示す。

レール支持梁についてはレールピットや排水溝による断面欠損部が存在するため，図４．５－１６のように同じ面積のＴ字梁としてモデル化を行う。基礎部はレール支持梁との接続部に厚みがある構造となっているが，図４．５－１７のように重量のみ考慮し，構造としては見込まない形でモデル化を行った。

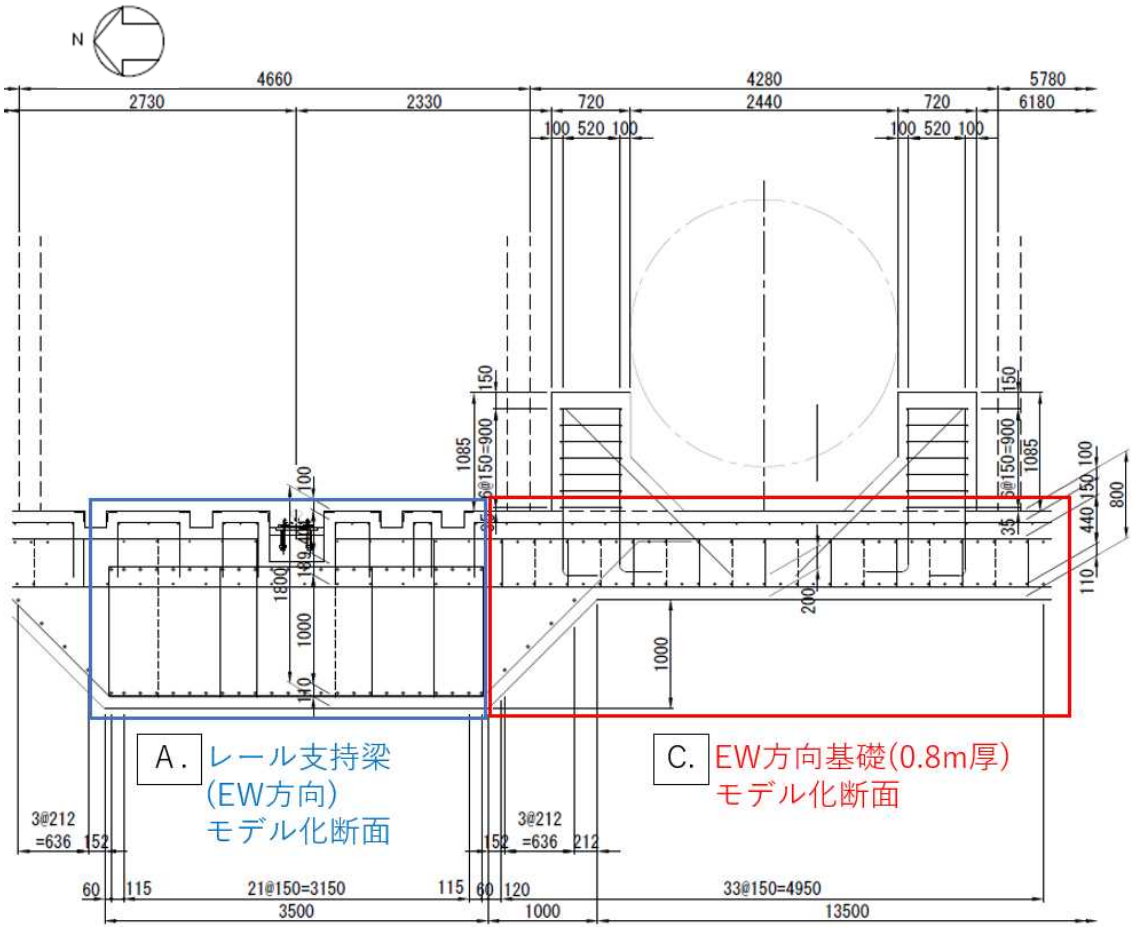


図４．５－１５　EW 方向モデル化部分断面図(0.8m 基礎・レール)

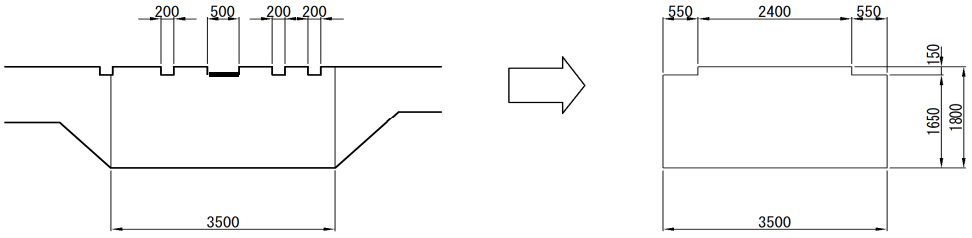


図４．５－１６　レール支持梁(EW 方向)のモデル化

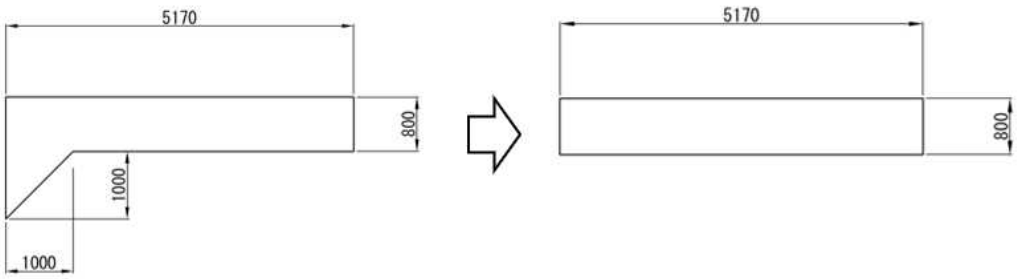


図４．５－１７　EW 方向基礎(0.8m 厚)のモデル化

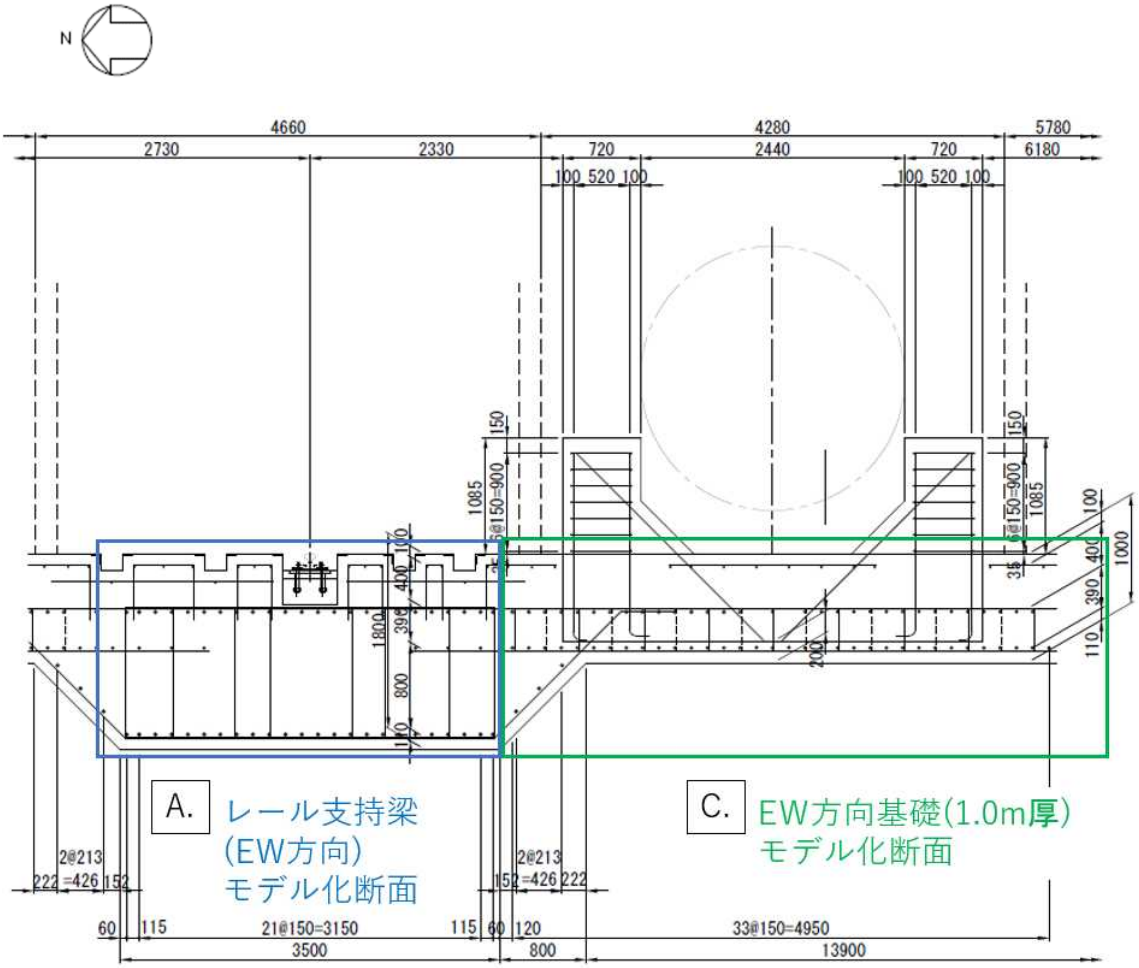


図４．５－１８　EW 方向モデル化部分断面図(1.0m 基礎・レール)

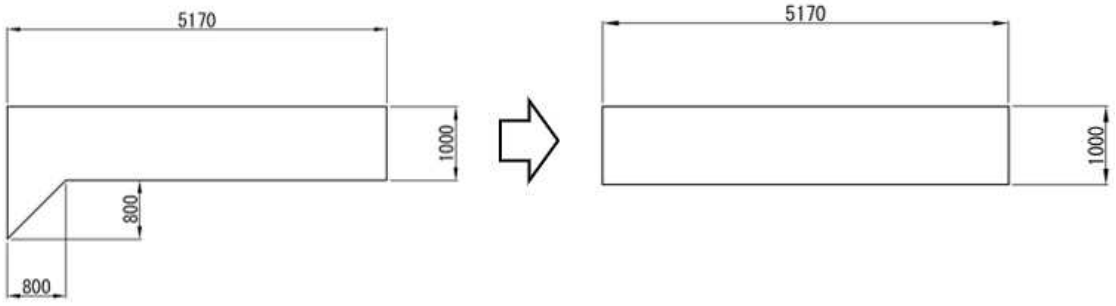


図４．５－１９　EW 方向基礎(1.0m 厚)のモデル化

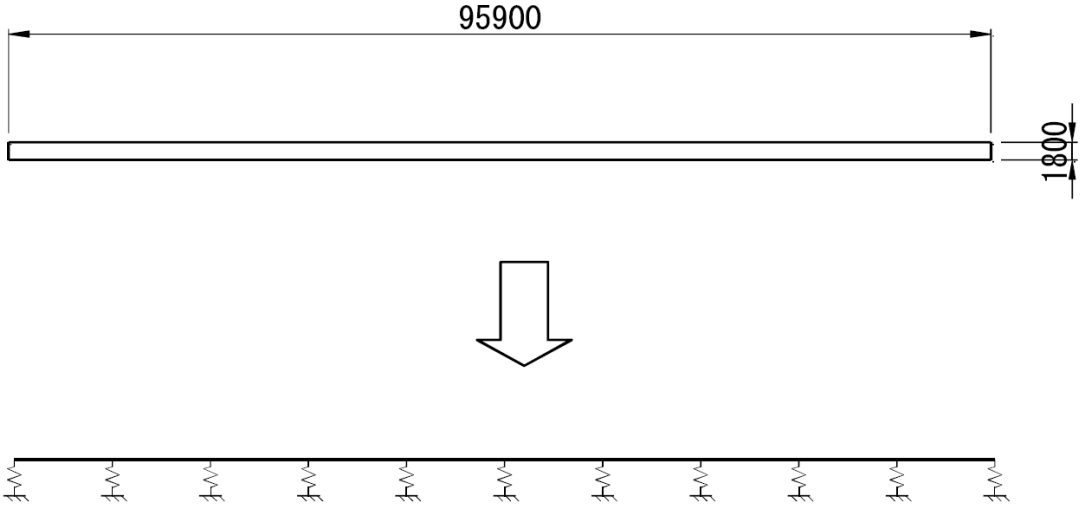


図４．５－２０　レール支持梁(EW 方向)と地盤バネ

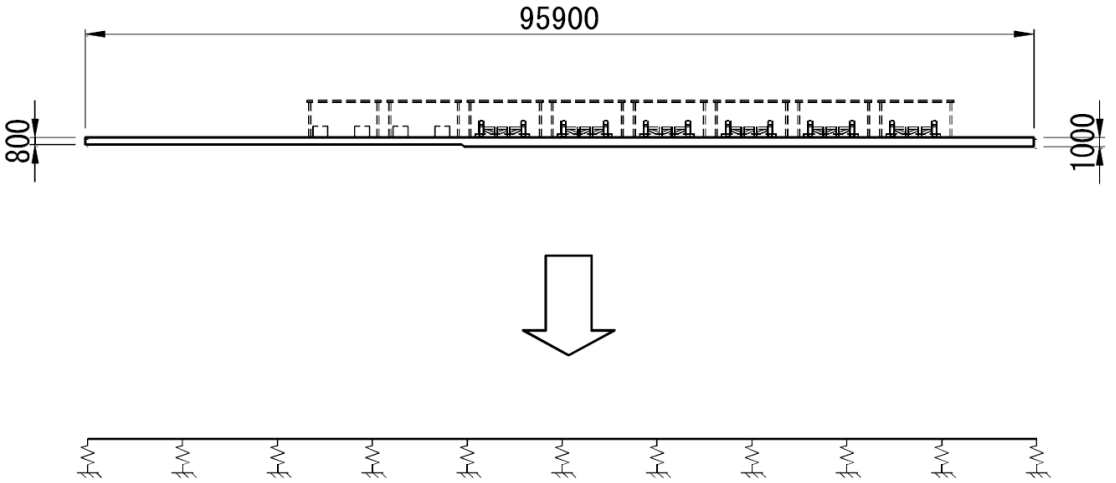


図４．５－２１　EW 方向基礎と地盤バネ

(3)　NS 方向基礎のモデル化

コンクリート基礎の耐震評価においては，基礎を弾性床上の梁としてモデル化を行う。モデル化する NS 方向基礎の種別を，図４．５－２２に示す。

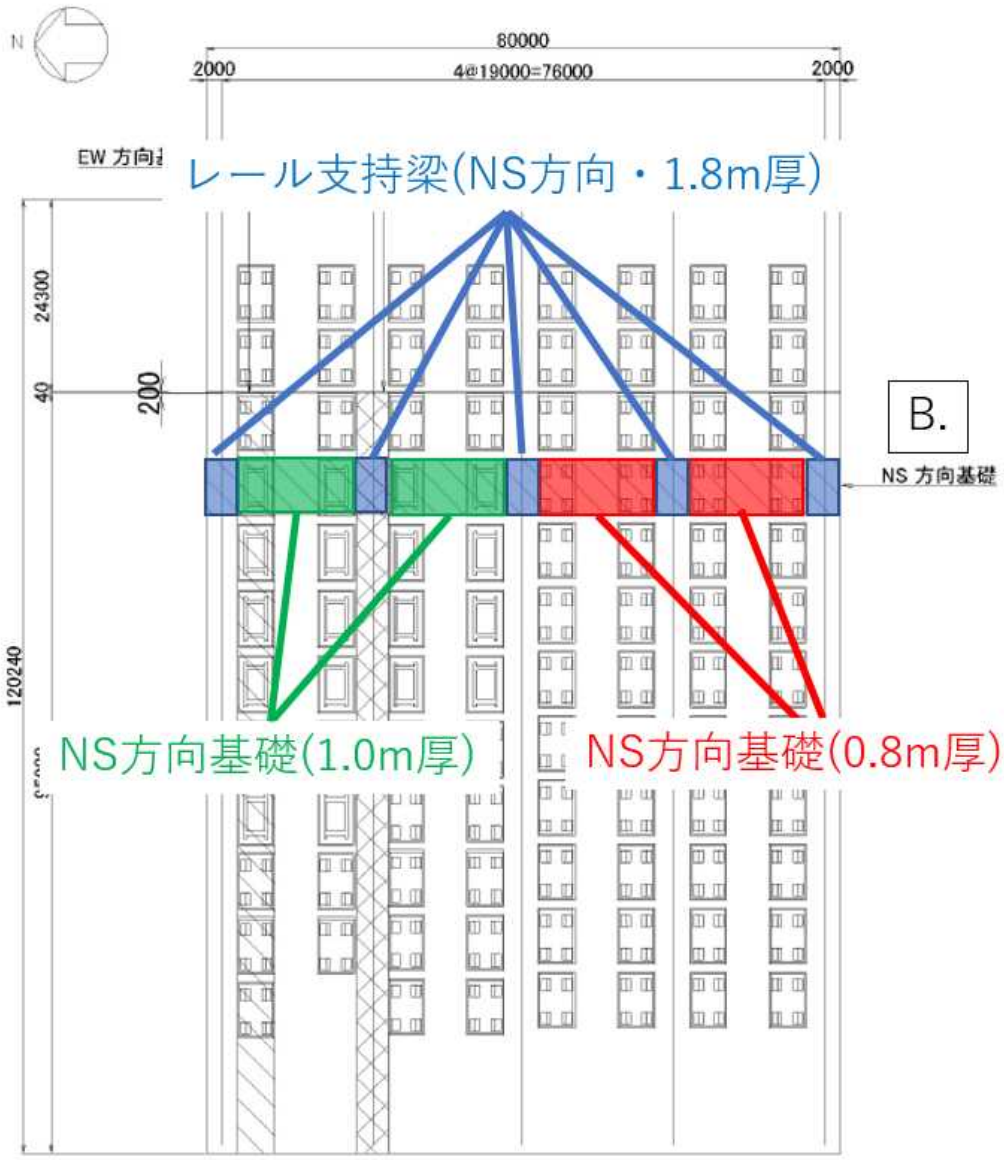


図４．５－２２　NS 方向モデル化部分平面図

NS 方向には 3 種類の梁が存在する。NS 方向梁の配筋図と，断面のモデル化イメージを図４．５－２３～図４．５－２８に，モデル化に際しての地盤バネとの位置関係を図４．５－２９に示す。

レール支持梁・コンクリート基礎部ともに EW 方向には深さ最大 150 ㎜の排水側溝が設置されているため，モデル化に際しては基礎厚から 150 ㎜減じた厚さでモデル化を実施している。

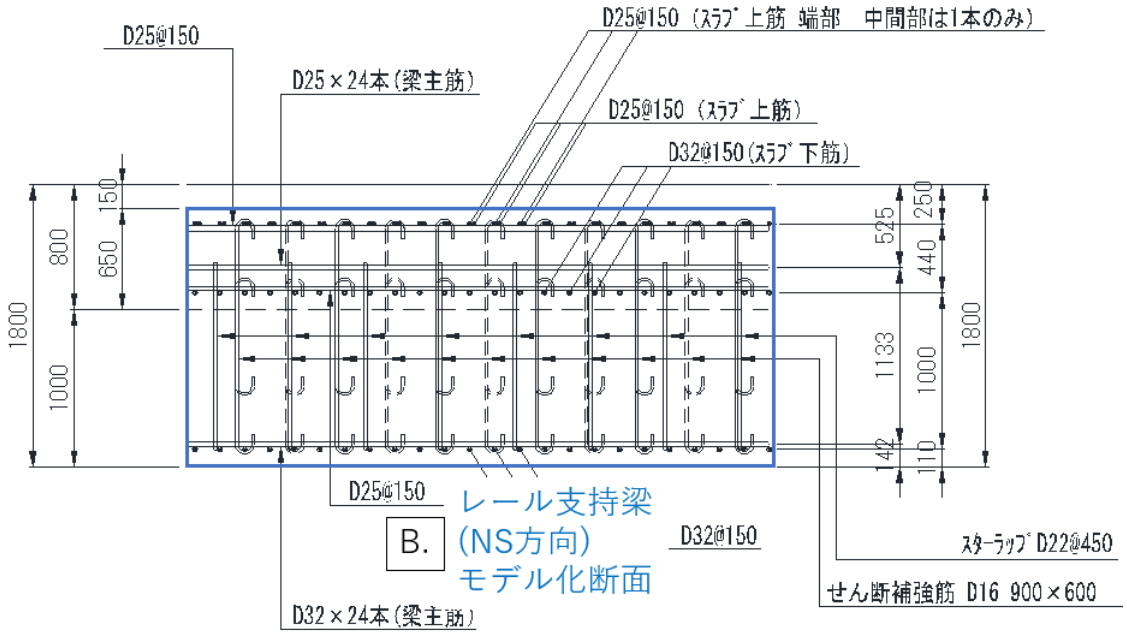


図４．５－２３　レール支持梁(NS 方向)モデル化部分断面図

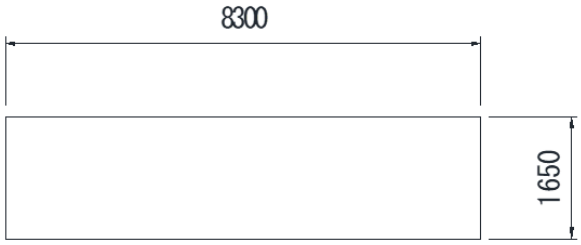


図４．５－２４　レール支持梁(NS 方向)のモデル化

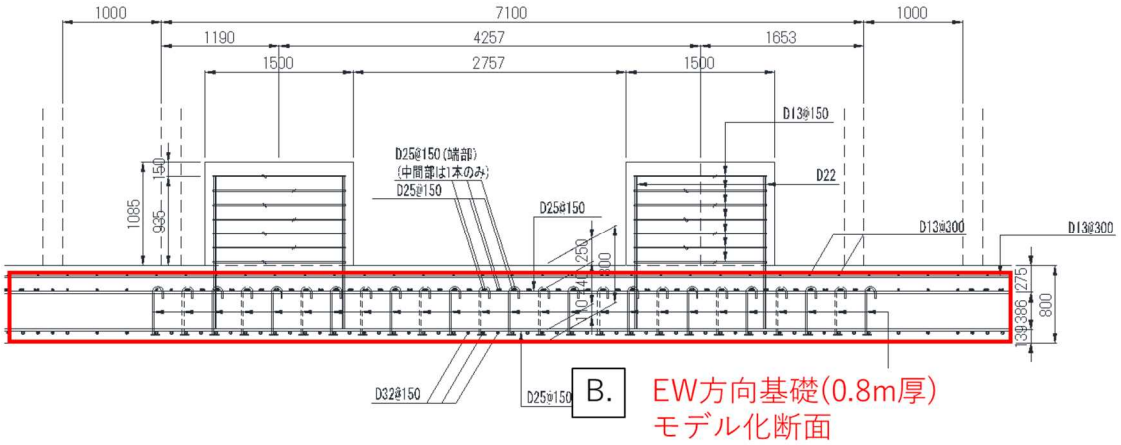


図４．５－２５　NS 方向基礎(0.8m 厚)モデル化部分断面図

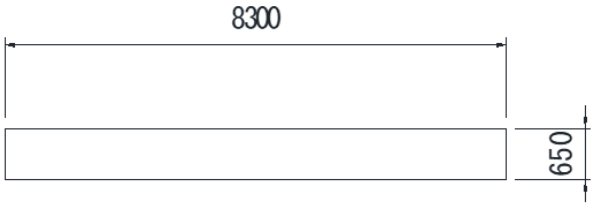


図４．５－２６　NS 方向基礎(0.8m 厚)のモデル化

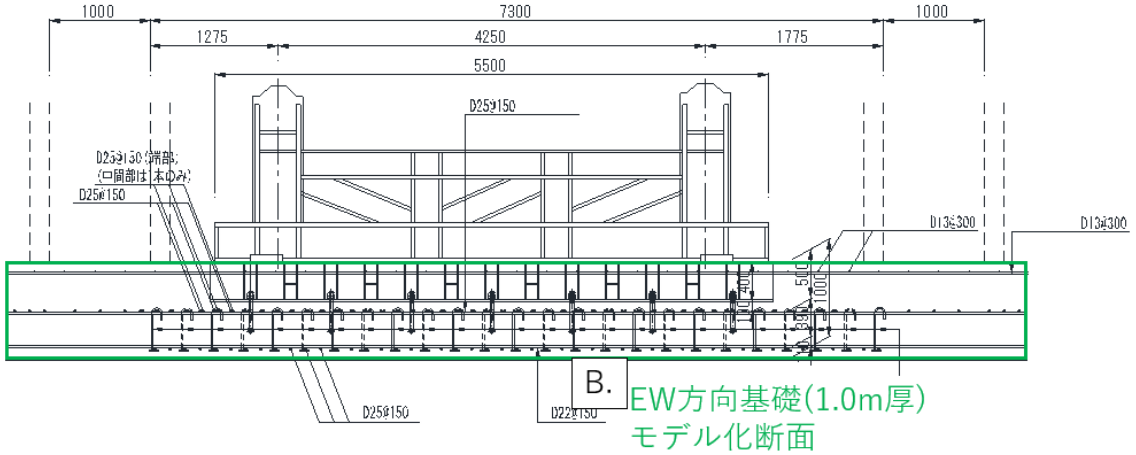


図４．５－２７　NS 方向基礎(1.0m 厚)モデル化部分断面図

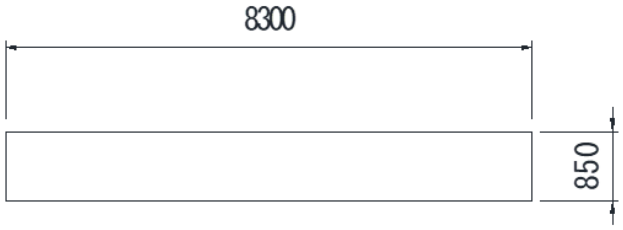


図４．５－２８　　NS 方向基礎(1.0m 厚)のモデル化

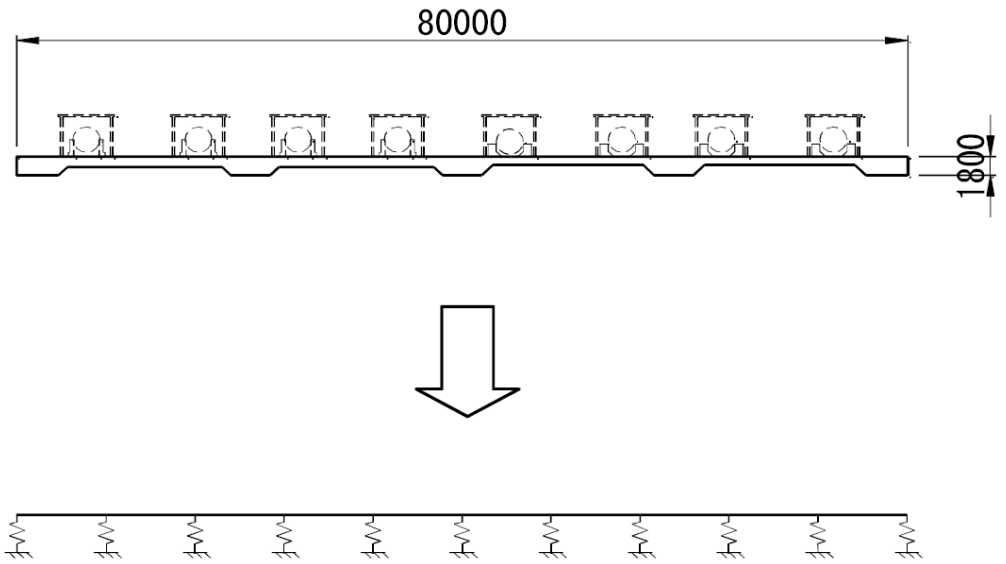


図４．５－２９　NS 方向基礎と地盤バネ

(4) 荷重条件

以下に各種荷重を算定したものを示す。

1) 乾式キャスク

乾式キャスクによる荷重を表４．５－９に示す。

表４．５－９　乾式キャスク荷重

乾式貯蔵キャスク　　1基当たり

	項目	単位	1/2Ss450
NS 方向	鉛直力	(kN)	1820
	水平力	(kN)	855
	モーメント	(kN・m)	1270
EW 方向	鉛直力	(kN)	331
	水平力	(kN)	155
	モーメント	(kN・m)	1360

輸送貯蔵兼用キャスク　　1脚当たり

	項目	単位	1/2Ss450
NS 方向	鉛直力	(kN)	455
	水平力	(kN)	429
	モーメント	(kN・m)	243
EW 方向	鉛直力	(kN)	455
	水平力	(kN)	411
	モーメント	(kN・m)	167

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

2) クレーン荷重

クレーンによる荷重を表４．５－１０に示す。

表４．５－１０　クレーン荷重

1輪当たり

	状態	フック寄り	走行車輪荷重					
			走行給電側			反走行給電側		
			鉛直方向	横行方向	走行方向	鉛直方向	横行方向	走行方向
			(UD 方向)	(NS 方向)	(EW 方向)	(UD 方向)	(NS 方向)	(EW 方向)
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/2Ss450	定格荷重 (150t)	走行給電側	2341	446	185	319	446	84

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

3) コンクリートモジュール荷重

コンクリートモジュールによる荷重を表４．５－１１に示す。

表４．５－１１　コンクリートモジュール荷重

1基当たり

			単位	NS 方向断面	EW 方向断面
乾式貯蔵キャスク	1/2Ss450	鉛直方向	(kN)	1269	1269
		水平方向	(kN)	-381	376
輸送貯蔵兼用キャスク		鉛直方向	(kN)	1247	1247
		水平方向	(kN)	-374	370

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

4)　コンクリート基礎自重

コンクリート基礎の自重による鉛直方向の荷重を，表４．５－１２に示す。

表４．５－１２　コンクリート基礎自重

		奥行き方向幅	部材高	鉛直荷重
		(m)	(m)	(kN/m)
レール支持梁(EW 方向)	レール部スラブ	3.50	1.80	151
NS 方向スラブ	レール部スラブ	8.30	1.80	359
	キャスク部スラブ	8.30	1.00	199
	キャスク部スラブ	8.30	0.80	159
	支持架台	1.50×0.72×1.185		70
EW 方向スラブ	キャスク部スラブ	5.17	1.00	132
	キャスク部スラブ	5.17	0.80	111
	支持架台	1.50×0.72×1.185		70

5)　コンクリート基礎地震時荷重

コンクリート基礎の地震時において追加で与える荷重に関しては，表４．５－１３に示すコンクリート基礎版中心部における加速度をコンクリート基礎自重に与えたものを使用する。

表４．５－１３　コンクリート基礎地震時荷重

	断面方向	単位	水平	鉛直
既設基礎	NS 断面	(gal)	535.55	327.81
	EW 断面	(gal)	532.55	335.46

水平力は北と東方向を正，鉛直力は下向きを正とする。

(5)　荷重ケース

荷重を与える位置について，検討タイプ（断面）ごとに以下のように設定した。

1)　レール支持梁(EW 方向)

レール支持梁(EW 方向)のクレーン載荷位置については，施設使用期間(50 年)に比べてクレーンの使用時間(合計約 13 日)が十分に短いことから，待機位置として評価を行う。載荷位置について，図４．５－３０に示す。

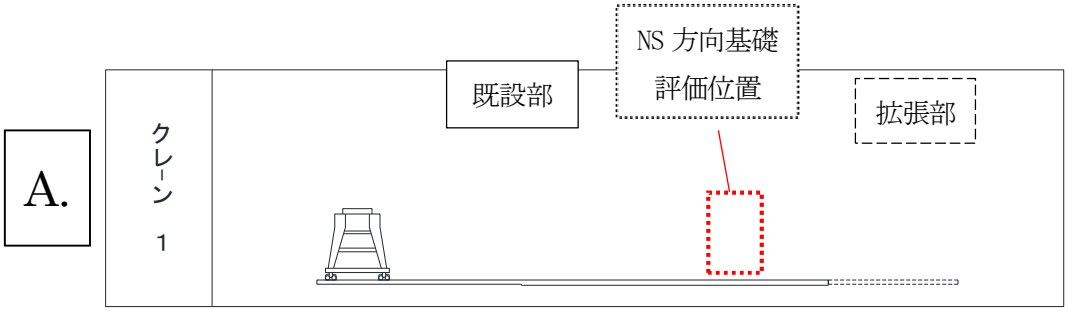


図４．５－３０　レール支持梁(EW 方向)クレーン載荷位置

2)　NS 方向基礎

NS 方向基礎のクレーンについては，待機位置であれば評価断面上に位置しない(図４．５－３０参照)が，保守的に北側の第一レーンの評価位置に位置しているものとして計算を行う。載荷位置について，図４．５－３１に示す。

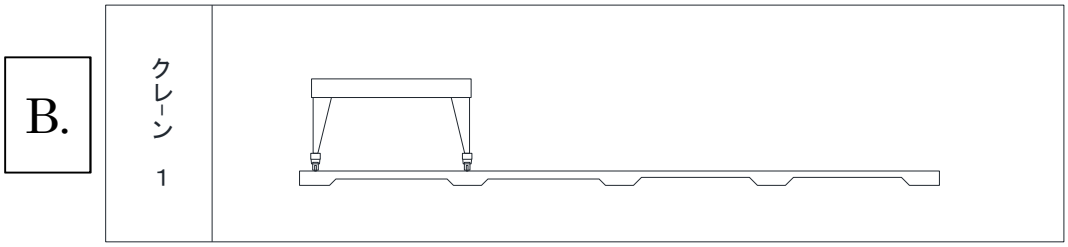


図４．５－３１　NS 方向基礎クレーン載荷位置

NS 方向基礎のキャスクについては，評価断面において既に 8 基すべて設置した状態であるため，8 基設置した状態として評価を行う。載荷位置を図４．５－３２に示す。

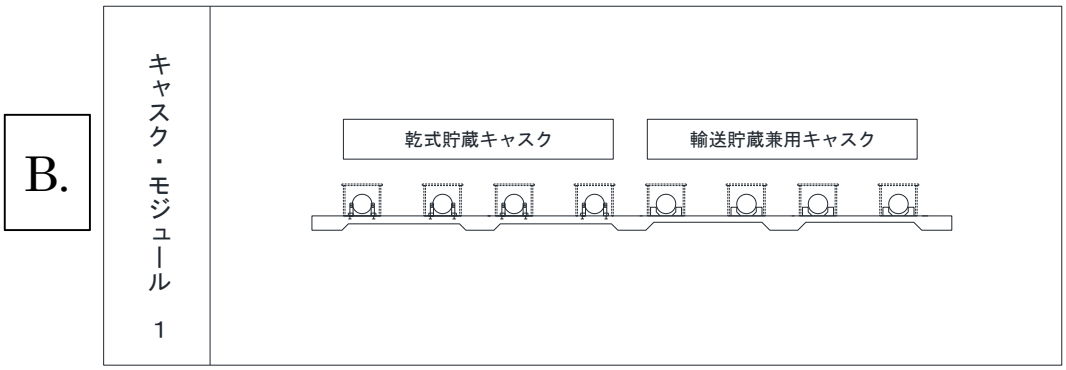


図４．５－３２　NS 方向基礎乾式キャスク載荷位置

3)　EW 方向基礎

EW 方向基礎のキャスクについては，評価断面において拡張前と拡張後にキャスク搬入を行った後において基数が異なること，同一レーンのキャスクは短期間で配置されると考えられることから，拡張前(ケース１)と拡張後(ケース２)の２つの荷重ケースについて評価を実施する。ケースごとの載荷位置を図４．５－３３に示す。

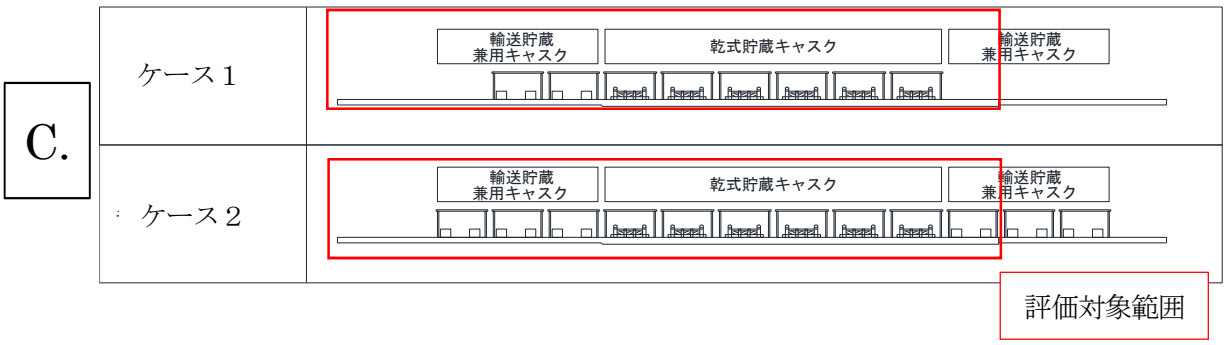
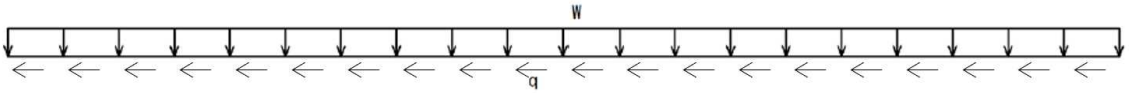


図４．５－３３　EW 方向基礎乾式キャスク載荷位置

(6) 荷重図

1) レール支持梁(EW 方向)

レール支持梁(EW 方向)の荷重図を図４．５－３４に示す。



コンクリート基礎



クレーン

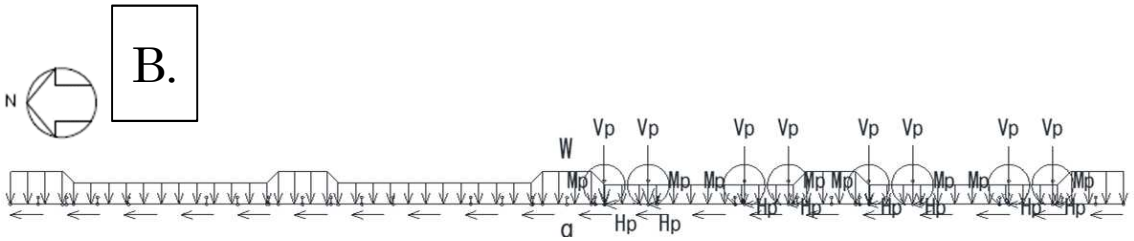
記号	内容
W	コンクリート基礎自重に対する鉛直力
q	コンクリート基礎自重に対する水平力
P	クレーンからコンクリート基礎への鉛直力
H	クレーンからコンクリート基礎への水平力

図４．５－３４　レール支持梁(EW 方向)荷重図

2) NS 方向基礎荷重図

NS 方向基礎の荷重図を図４．５－３５（１）～（４）に示す。

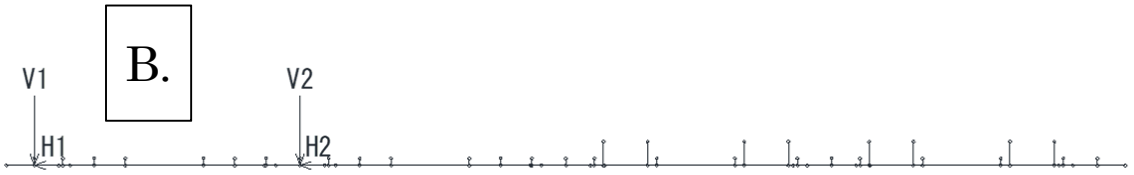
南側に配置されている輸送貯蔵兼用キャスク４基については１基あたり４箇所のコンクリート支持架台で支持する構造であるため図４．５－３５（１）のようにモーメントが２点に発生している。一方北側に配置されている乾式貯蔵キャスクについては鋼製の架台１基を介して支持する構造であるため図４．５－３５（３）のようにモーメントは１点に発生している。



コンクリート基礎＋輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリート支持架台

記号	内容
W	コンクリート基礎自重に対する鉛直力
q	コンクリート基礎自重に対する水平力
Vp	コンクリート支持架台からの鉛直力
Hp	コンクリート支持架台からの水平力
Mp	コンクリート支持架台からのモーメント

図４．５－３５（１）　NS 方向基礎荷重図(コンクリート基礎・コンクリート支持架台)

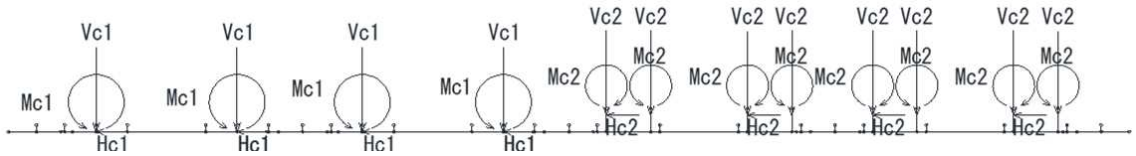


クレーン

記号	内容
V1	クレーンからの鉛直力(走行給電側)
H1	クレーンからの水平力(走行給電側)
V2	クレーンからの鉛直力(反走行給電側)
H2	クレーンからの水平力(反走行給電側)

図４．５－３５（２）　NS 方向基礎荷重図(クレーン)

B.

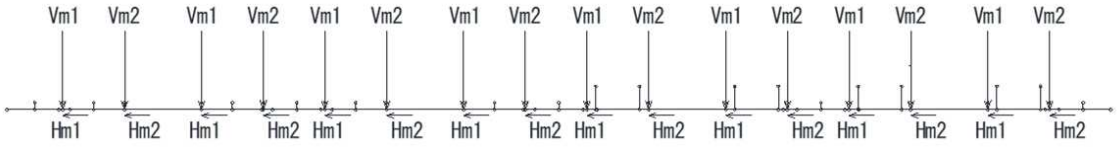


乾式貯蔵キャスク(北側４基)＋輸送貯蔵兼用キャスク(南側４基)

記号	内容
Vc1	乾式貯蔵キャスクからの鉛直力
Hc1	乾式貯蔵キャスクからの水平力
Mc1	乾式貯蔵キャスクからのモーメント
Vc2	輸送貯蔵兼用キャスクからの鉛直力
Hc2	輸送貯蔵兼用キャスクからの水平力
Mc2	輸送貯蔵兼用キャスクからのモーメント

図４．５－３５（３）　NS 方向基礎荷重図(乾式キャスク)

B.



コンクリートモジュール

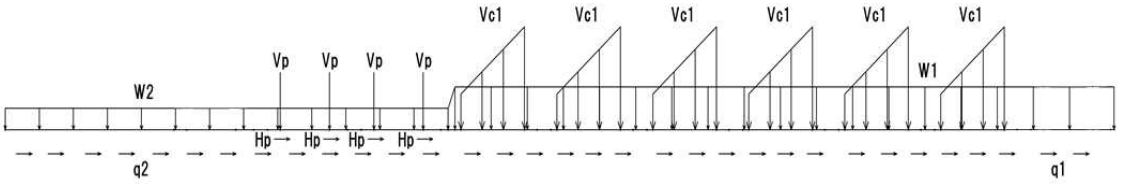
記号	内容
Vm1	コンクリートモジュールからの鉛直力(北側)
Hm1	コンクリートモジュールからの水平力(北側)
Vm2	コンクリートモジュールからの鉛直力(南側)
Hm2	コンクリートモジュールからの水平力(南側)

図４．５－３５（４）　NS 方向基礎荷重図(コンクリートモジュール)

3) EW 方向基礎荷重図

EW 方向基礎の荷重図を図４．５－３６及び図４．５－３７に示す。

C.

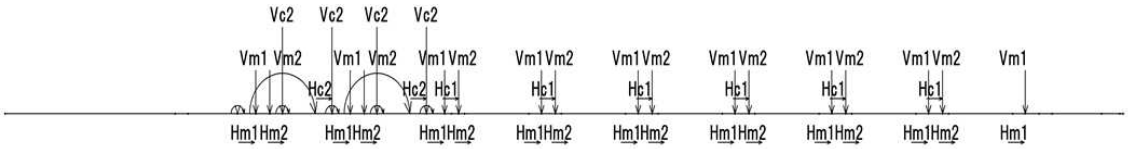


コンクリート基礎＋乾式貯蔵キャスク鉛直力

記号	内容
W1	コンクリート基礎の鉛直力(１．０m厚)
q1	コンクリート基礎の水平力(１．０m厚)
W2	コンクリート基礎の鉛直力(０．８m厚)
q2	コンクリート基礎の水平力(０．８m厚)
Vp	コンクリート支持架台からの鉛直力
Hp	コンクリート支持架台からの水平力
Vc1	乾式貯蔵キャスクからの鉛直力

図４．５－３６（１）　EW 方向基礎ケース１荷重図
（コンクリート基礎・乾式貯蔵キャスク）

C.

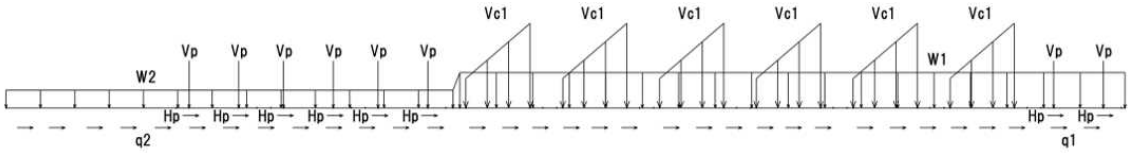


コンクリートモジュール＋輸送貯蔵兼用キャスク＋乾式貯蔵キャスク水平力

記号	内容
Vm1	コンクリートモジュールからの鉛直力(東側)
Hm1	コンクリートモジュールからの水平力(東側)
Vm2	コンクリートモジュールからの鉛直力(西側)
Hm2	コンクリートモジュールからの水平力(西側)
Hc1	乾式貯蔵キャスクからの水平力
Vc2	輸送貯蔵兼用キャスクからの鉛直力
Hc2	輸送貯蔵兼用キャスクからの水平力

図４．５－３６（２）　EW 方向基礎ケース１荷重図
（コンクリートモジュール・輸送貯蔵兼用キャスク）

C.

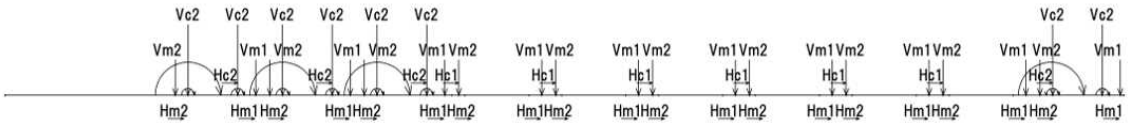


コンクリート基礎＋乾式貯蔵キャスク鉛直力

記号	内容
W1	コンクリート基礎の鉛直力(１．０m厚)
q1	コンクリート基礎の水平力(１．０m厚)
W2	コンクリート基礎の鉛直力(０．８m厚)
q2	コンクリート基礎の水平力(０．８m厚)
Vp	コンクリート支持架台からの鉛直力
Hp	コンクリート支持架台からの水平力
Vc1	乾式貯蔵キャスクからの鉛直力

図４．５－３７（１）　EW 方向基礎ケース２荷重図
（コンクリート基礎・乾式貯蔵キャスク）

C.



コンクリートモジュール＋輸送貯蔵兼用キャスク＋乾式貯蔵キャスク水平力

記号	内容
Vm1	コンクリートモジュールからの鉛直力(東側)
Hm1	コンクリートモジュールからの水平力(東側)
Vm2	コンクリートモジュールからの鉛直力(西側)
Hm2	コンクリートモジュールからの水平力(西側)
Hc1	乾式貯蔵キャスクからの水平力
Vc2	輸送貯蔵兼用キャスクからの鉛直力
Hc2	輸送貯蔵兼用キャスクからの水平力

図４．５－３７（２）　EW 方向基礎ケース２荷重図
（コンクリートモジュール・輸送貯蔵兼用キャスク）

(7) 断面力図

1) レール支持梁(EW 方向)断面力図

レール支持梁(EW 方向)の断面力図を図４．５－３８（１）～（３）に示す。

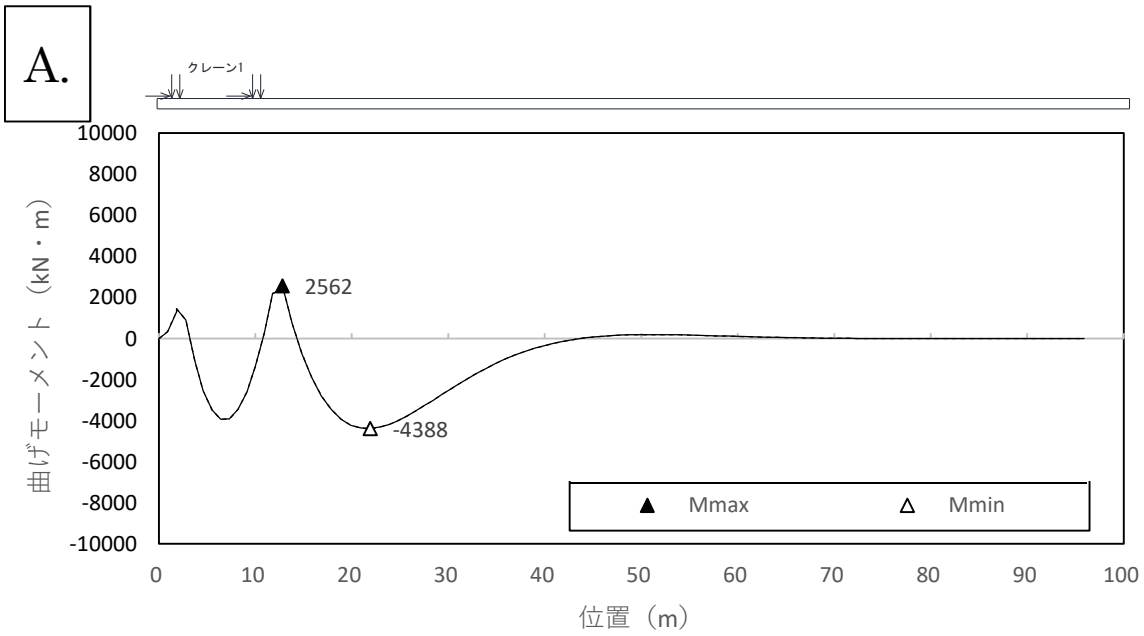


図４．５－３８（１） レール支持梁(EW 方向)断面力図 曲げモーメント（1/2Ss450）

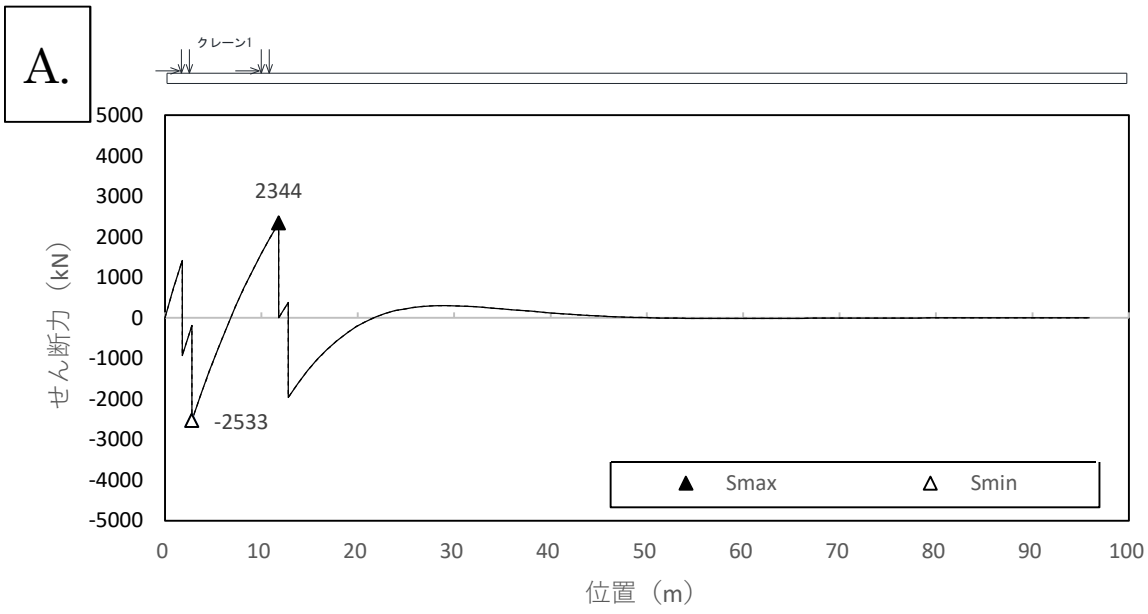


図４．５－３８（２） レール支持梁(EW 方向)断面力図 せん断力（1/2Ss450）

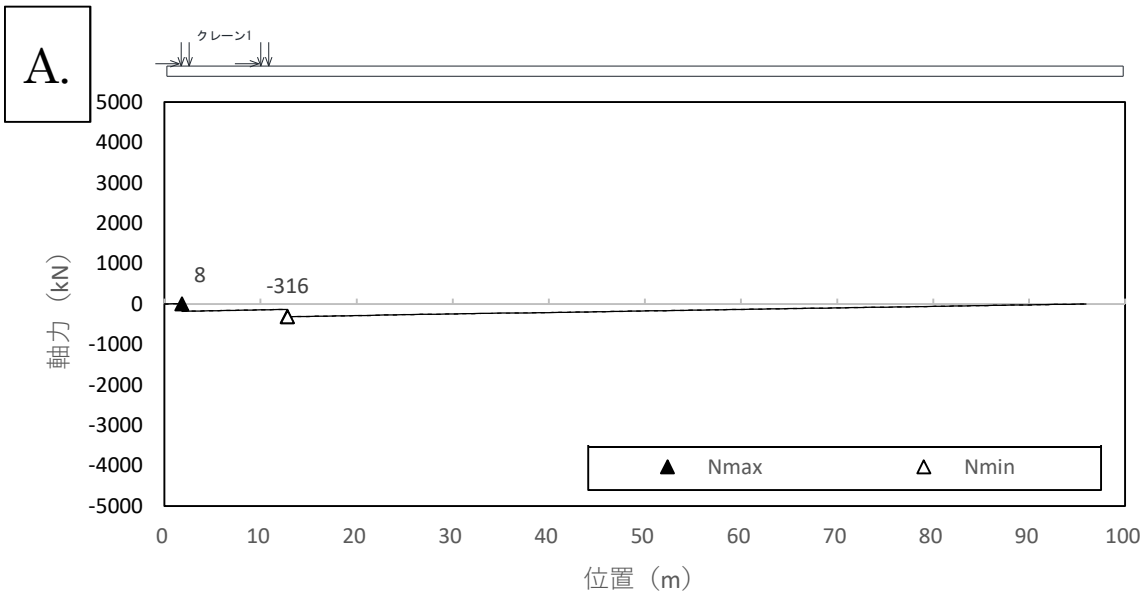


図４．５－３８（３）　レール支持梁(EW 方向)断面力図　軸力（1/2Ss450）

2) NS 方向基礎断面力図

NS 方向基礎の断面力図を図４．５－３９（１）～（３）に示す。

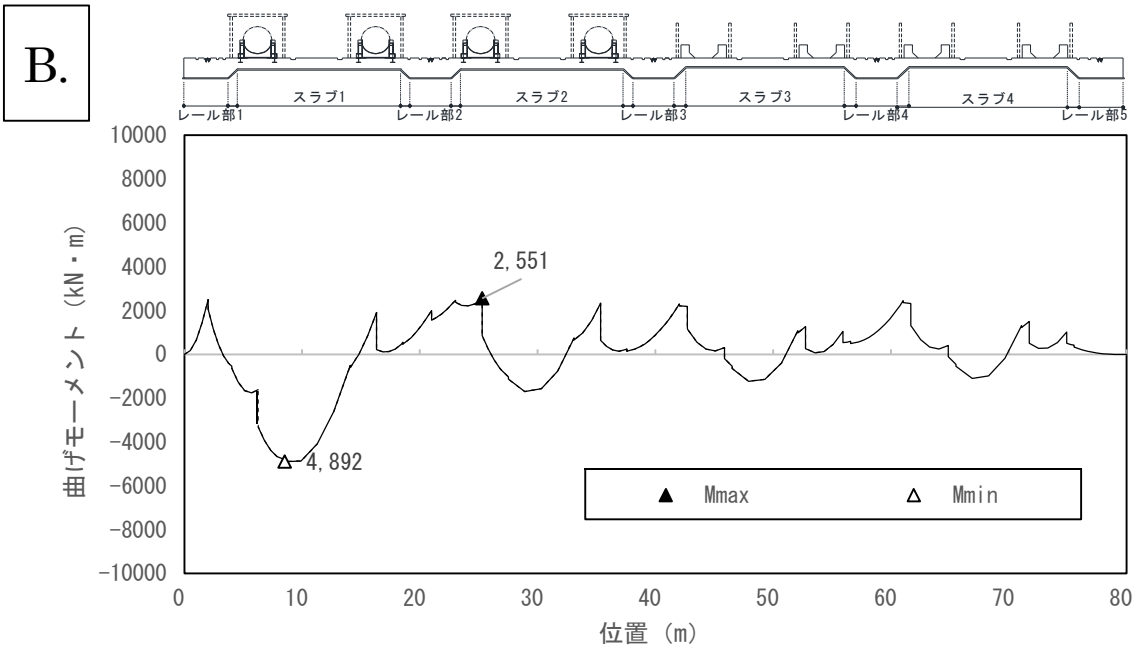


図４．５－３９（１）　NS 方向基礎断面力図　曲げモーメント（1/2Ss450）

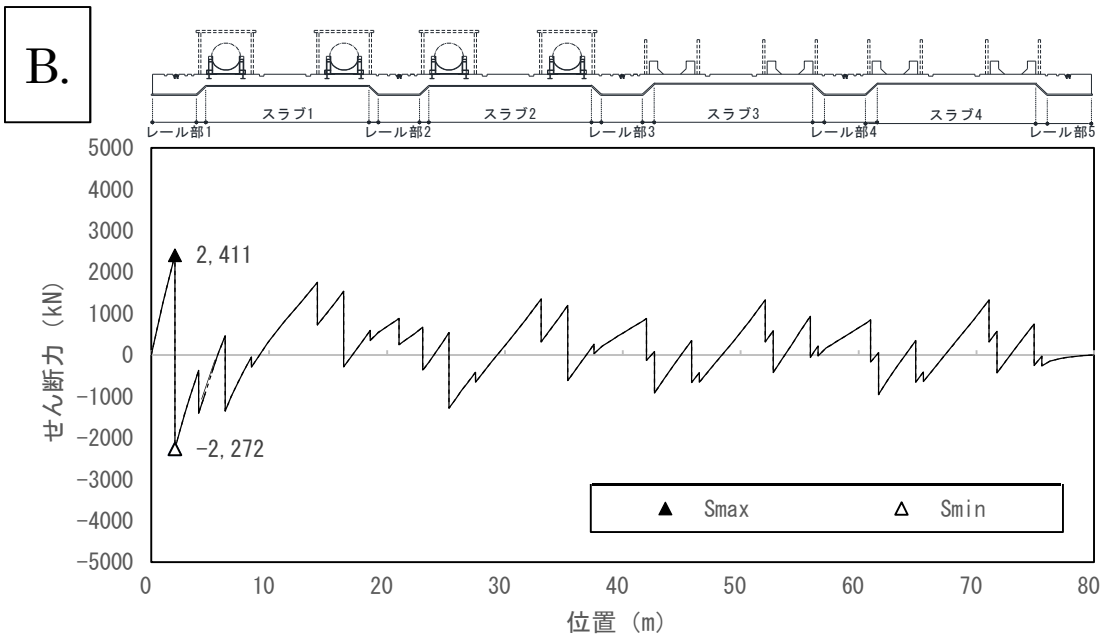


図４．５－３９（２）　NS 方向基礎断面力図　せん断力（1/2Ss450）

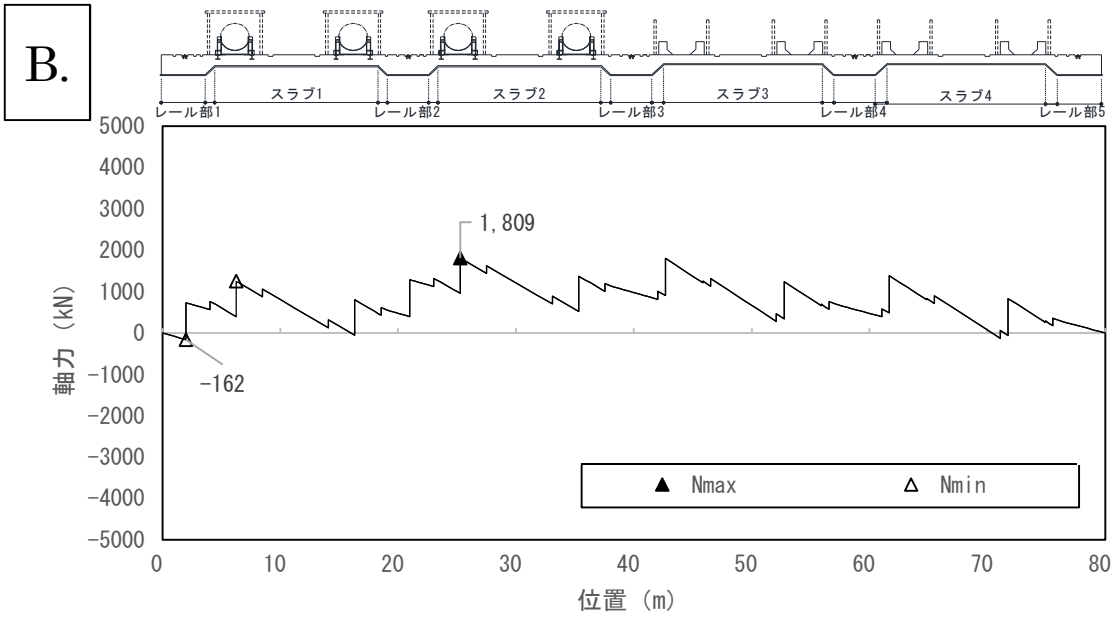


図４．５－３９（３）　NS 方向基礎断面力図　軸力（1/2Ss450）

3) EW 方向基礎断面力図

EW 方向基礎の断面力図を図４．５－４０（１）～（３）に示す。

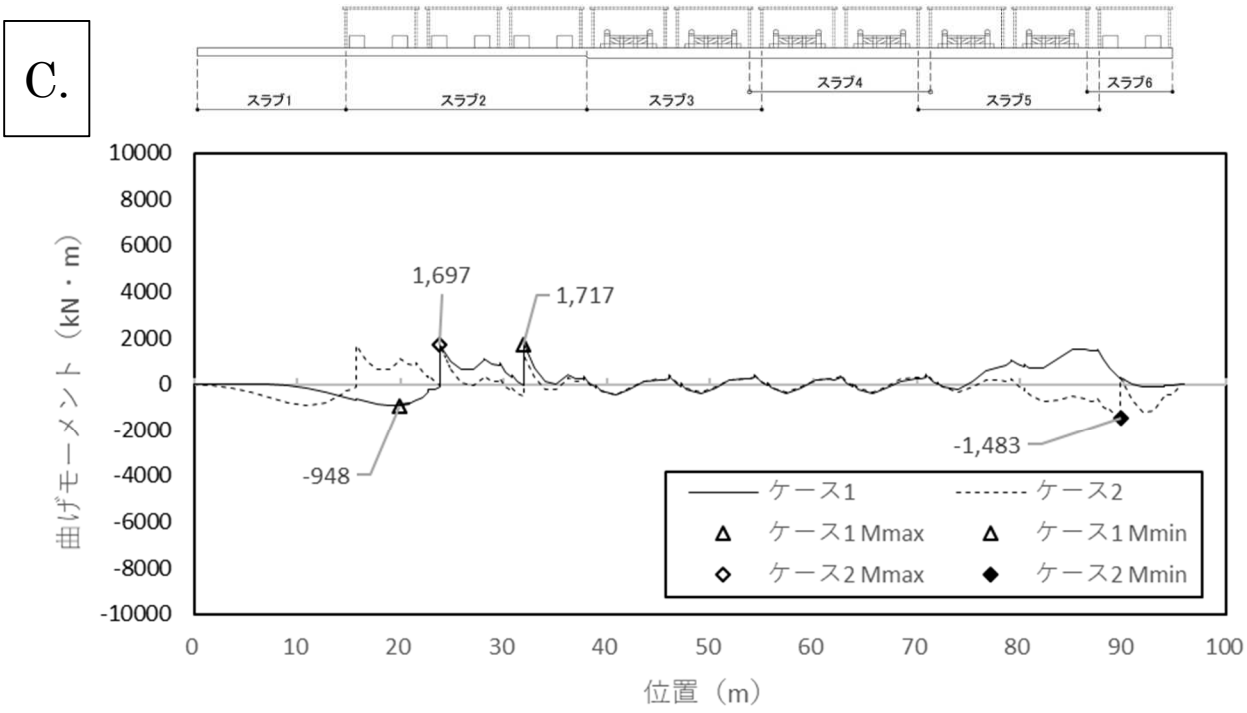


図４．５－４０（１）　EW 方向基礎断面力図　曲げモーメント（1/2Ss450）

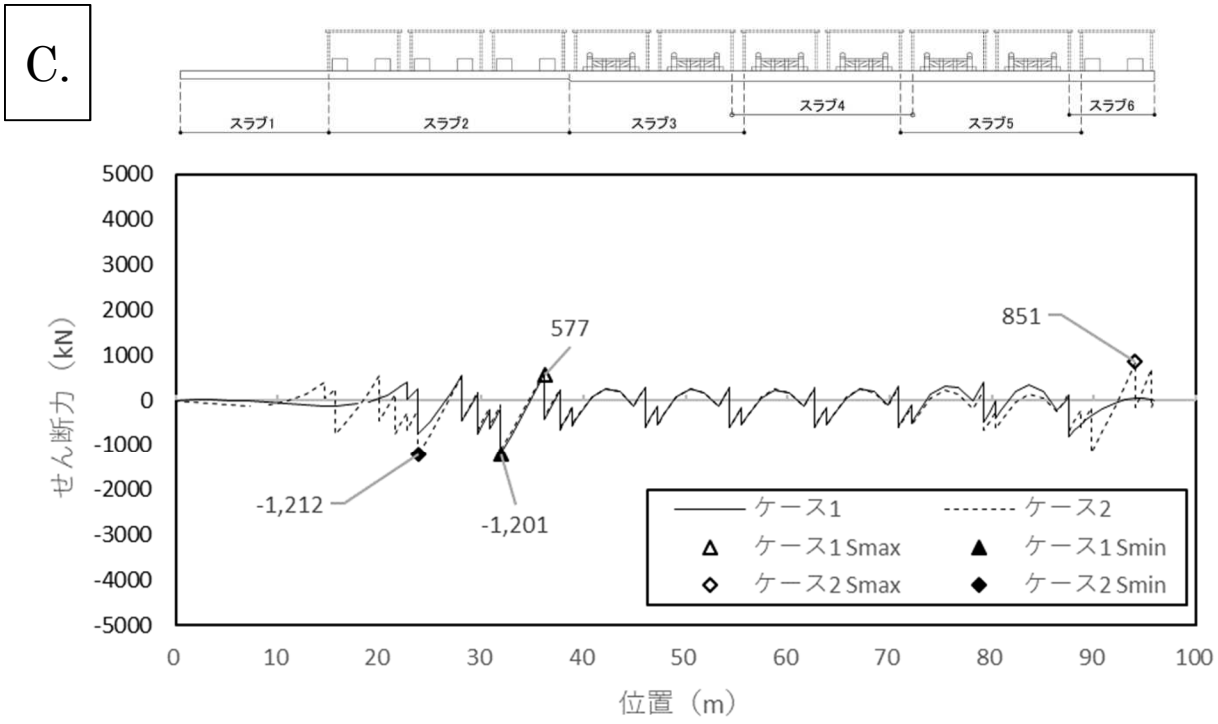


図４．５－４０（２）　EW 方向基礎断面力図　せん断力（1/2Ss450）

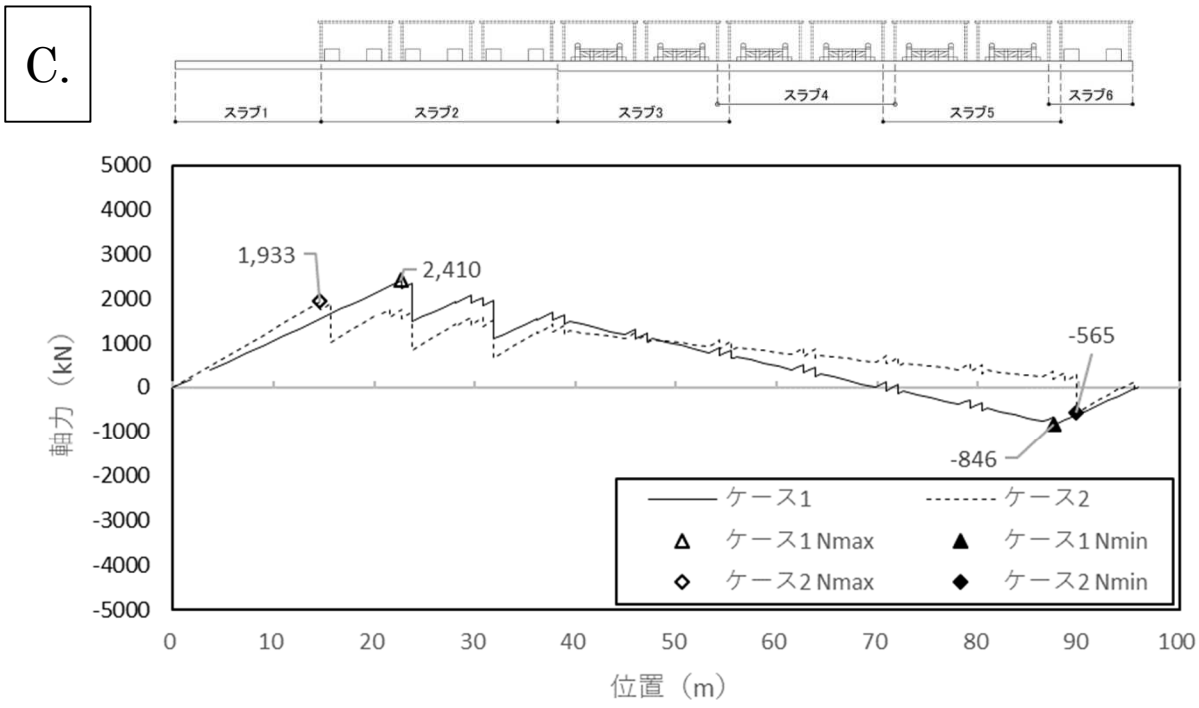


図４．５－４０（３）　EW 方向基礎断面力図　軸力（1/2Ss450）

(8) 耐震評価

耐震評価は次式に示すように設計断面力が断面諸元と軸力から求まる部材の終局耐力を下回ることを確認する。耐力式については「コンクリート標準示方書　設計編(2007)　(社)土木学会」を参照している。

曲げ耐力の照査

$$\gamma i \cdot \frac{Md}{Mud} \leqq 1.0$$

ここに,

γi :　構造物係数　$\gamma i = 1.0$

Md :　設計曲げモーメント　(kN･m)

Mud :　設計曲げ耐力　(kN･m)

せん断耐力の照査

$$\gamma i \cdot \frac{Vd}{Vyd} \leqq 1.0$$

ここに,

γi :　構造物係数　$\gamma i = 1.0$

Vd :　設計せん断力　(kN)

Vyd :　設計せん断耐力　(kN)

評価結果を表４．５－１４～表４．５－２６，図４．５－４１，図４．５－４２に示す。設計断面力が部材の終局耐力以下であることを確認した。

表４．５－１４　断面諸元（レール支持梁（EW 方向））

項目			記号	単位	レール支持梁
部材	部材幅		b	(mm)	3500
	部材高		h	(mm)	1800
鉄筋	１段目	位置	d	(mm)	525
		鉄筋	－	－	D25
		断面積	－	(cm^2)	5.067
		本数	－	(本)	24.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	121.61
	２段目	位置	d	(mm)	866
		鉄筋	－	－	D25
		断面積	－	(cm^2)	5.067
		本数	－	(本)	6.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	30.40
	３段目	位置	d	(mm)	1658
		鉄筋	－	－	D32
		断面積	－	(cm^2)	7.942
		本数	－	(本)	24.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	190.61
	せん断	鉄筋	－	－	D22
		断面積	－	(cm^2)	3.871
		本数	－	(本)	4.000
		配置間隔	S_a	(mm)	450

表４．５－１５　断面力（レール支持梁（EW 方向））

項目			記号	単位	
1/2Ss450	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-4388
		軸力	N_d	(kN)	280
		せん断力	V_d	(kN)	0
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	2562
		軸力	N_d	(kN)	316
		せん断力	V_d	(kN)	1961
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	909
		軸力	N_d	(kN)	173
		せん断力	V_d	(kN)	2533

表４．５－１６　照査結果（レール支持梁（EW 方向））

項目			記号	単位	スラブ
1/2Ss450	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-4388
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	-5821
		構造物係数	γ_i	－	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		－	0.75
		判定		－	OK
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	2562
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	12062
		構造物係数	γ_i	－	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		－	0.21
		判定		－	OK
	せん断	せん断力	V_d	(kN)	2533
		せん断耐力	V_{yd}	(kN)	3006
		構造物係数	γ_i	－	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0$		－	0.84
		判定		－	OK

表４．５－１７　せん断破壊の照査詳細（レール支持梁（EW 方向））

	設計せん断力		レール部１
			2533
1/2Ss 地震時	コンクリートのみ	せん断耐力	1450
		照査値	1.75
		照査結果	ＮＧ
	せん断補強筋込み	せん断耐力	3006
		照査値	0.84
		照査結果	ＯＫ

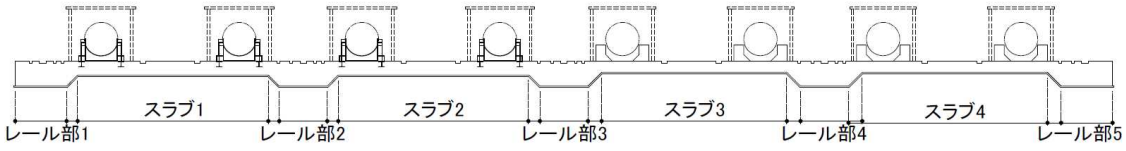


図４．５－４１　NS 方向基礎検討位置図

表４．５－１８　断面諸元（NS 方向基礎レール部・スラブ）

項目			記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5
部材	部材幅		b	(mm)	8300	8300	8300	8300	8300
	部材高		h	(mm)	1650	1650	1650	1650	1650
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	350	350	350	540	540
		鉄筋	－	－	D25	D25	D25	D32	D32
		断面積	－	(cm^2)	5.067	5.067	5.067	7.942	7.942
		本数	－	(本)	110.000	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	557.37	278.69	278.69	436.81	436.81
	2 段目	位置	d	(mm)	1540	1540	1540	1540	1540
		鉄筋	－	－	D32	D32	D32	D32	D32
		断面積	－	(cm^2)	7.942	7.942	7.942	7.942	7.942
		本数	－	(本)	55.000	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	436.81	436.81	436.81	436.81	436.81
	せん断	鉄筋	－	－	D16	D16	D16	D16	D16
		断面積	－	(cm^2)	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	－	(mm)	600	600	600	600	600
		本数	－	(本)	13.833	13.833	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S_s	(mm)	900	900	900	900	900

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
部材	部材幅		b	(mm)	8300	8300	8300	8300
	部材高		h	(mm)	850	850	650	650
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	350	350	100	100
		鉄筋	－	－	D25	D25	D25	D25
		断面積	－	(cm^2)	5.067	5.067	5.067	5.067
		本数	－	(本)	110.000	55.000	55.000	110.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	557.37	278.69	278.69	557.37
	2 段目	位置	d	(mm)	740	740	540	540
		鉄筋	－	－	D25	D25	D32	D32
		断面積	－	(cm^2)	5.067	5.067	7.942	7.942
		本数	－	(本)	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	278.69	278.69	436.81	436.81
	せん断	鉄筋	－	－	D16	D16	D16	D16
		断面積	－	(cm^2)	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	－	(mm)	600	600	600	600
		本数	－	(本)	13.833	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S_s	(mm)	600	600	600	600

表４．５－１９　断面力（NS 方向基礎レール部・スラブ）

項目			記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5
1/2Ss450	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-1256	※			
		軸力	N_d	(kN)	-683				
		せん断力	V_d	(kN)	-942				
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	2501	2480	2305	2457	450
		軸力	N_d	(kN)	162	-1119	-813	-390	-228
		せん断力	V_d	(kN)	2411	671	880	844	-131
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	2501	2010	1187	1317	333
		軸力	N_d	(kN)	162	-394	-1804	-1382	-359
		せん断力	V_d	(kN)	2411	883	-923	-953	-264

※：レール部 2,3,4,5 では上側引張が発生しない

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
1/2Ss450	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-4892	-1725	-1269	-1128
		軸力	N_d	(kN)	-953	-1317	-956	-560
		せん断力	V_d	(kN)	0	0	0	0
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	1913	2551	2305	2457
		軸力	N_d	(kN)	55	-954	-813	-390
		せん断力	V_d	(kN)	1537	538	880	844
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-505	748	1074	1312
		軸力	N_d	(kN)	-126	-696	-276	130
		せん断力	V_d	(kN)	1753	1346	1325	1330

表４．５－２０　断面照査結果（NS 方向基礎レール部・スラブ）

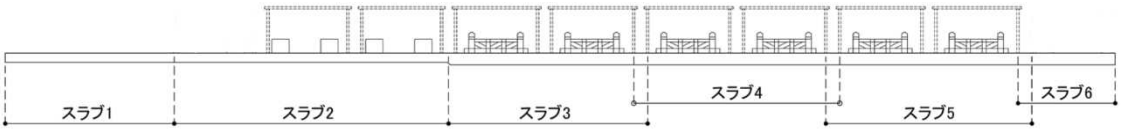
項目			記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5
1/2Ss450	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-1256	※			
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	-15460				
		構造物係数	γ_i	-	1.00				
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.08				
		判定		-	OK				
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	2501	2480	2305	2457	450
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	23159	16909	17837	23034	19134
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.11	0.15	0.13	0.11	0.02
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断	せん断力	V_d	(kN)	2411	883	924	954	265
		せん断耐力	V_{yd}	(kN)	4555	4477	4249	4347	3716
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0$		-	0.53	0.20	0.22	0.22	0.07
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK

※：レール部 2,3,4,5 では上側引張が発生しない g

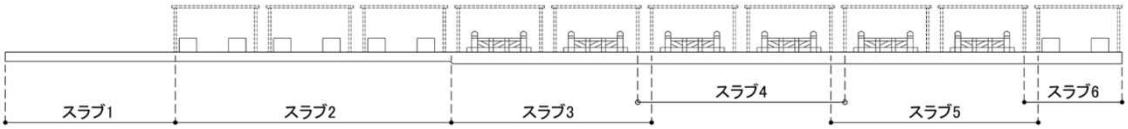
項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
1/2Ss450	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-4892	-1725	-1269	-1128
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	-7080	-3265	-3868	-7574
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.69	0.53	0.33	0.15
		判定		-	OK	OK	OK	OK
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	1913	2551	2305	2457
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	9288	7410	6113	6370
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.21	0.34	0.38	0.39
		判定		-	OK	OK	OK	OK
	せん断	せん断力	V_d	(kN)	1754	1347	1325	1331
		せん断耐力	V_{yd}	(kN)	3007	2888	2744	2791
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0$		-	0.58	0.47	0.48	0.48
		判定		-	OK	OK	OK	OK

表４．５－２１　せん断破壊の照査詳細（NS 方向基礎）

			レール部１	スラブ１
1/2Ss 地震時	設計せん断力		2411	1754
	コンクリートのみ	せん断耐力	3273	2084
		照査値	0.74	0.84
		照査結果	ＯＫ	ＯＫ
	せん断補強筋込み	せん断耐力	4555	3007
		照査値	0.53	0.58
		照査結果	ＯＫ	ＯＫ



ケース 1(基礎拡張前)



ケース 2(基礎拡張後)

図４．５－４２　EW 方向基礎検討位置図

表４．５－２２　断面諸元（EW 方向基礎）

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
部材	部材幅		b	(mm)	5170	5170	5170	5170	5170	5170
	部材高		h	(mm)	800	800	1000	1000	1000	1000
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	113	113	113	113	113	113
		鉄筋	-	-	D13	D13	D13	D13	D13	D13
		断面積	-	(cm^2)	1.267	1.267	1.267	1.267	1.267	1.267
		本数	-	(本)	17.000	17.000	14.000	14.000	14.000	14.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	21.54	21.54	17.74	17.74	17.74	17.74
	2 段目	位置	d	(mm)	275	275	525	525	525	525
		鉄筋	-	-	D25	D25	D25	D25	D25	D25
		断面積	-	(cm^2)	5.067	5.067	5.067	5.067	5.067	5.067
		本数	-	(本)	28.000	28.000	32.000	32.000	32.000	32.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	141.88	141.88	162.14	162.14	162.14	162.14
	3 段目	位置	d	(mm)	661	661	866	866	866	866
		鉄筋	-	-	D25	D25	D22	D22	D22	D22
		断面積	-	(cm^2)	5.067	5.067	3.871	3.871	3.871	3.871
		本数	-	(本)	34.000	34.000	34.000	34.000	34.000	34.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	172.28	172.28	131.61	131.61	131.61	131.61
	せん断	鉄筋	-	-	D16	D16	D16	D16	D16	D16
		断面積	-	(cm^2)	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	-	(mm)	600	600	600	600	600	600
		本数	-	(本)	8.617	8.617	8.617	8.617	8.617	8.617
		配置間隔	S_s	(mm)	600	600	600	600	600	600

表４．５－２３　断面力（EW 方向基礎）

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
1/2Ss450 ケース 1	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-543	-948	-473	-420	-251	-129
		軸力	N_d	(kN)	-1542	-2061	-1433	-248	130	312
		せん断力	V_d	(kN)	-120	0	0	0	0	0
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	12	1717	423	411	1531	1531
		軸力	N_d	(kN)	-445	-1091	-1520	63	846	846
		せん断力	V_d	(kN)	0	-1201	-428	-576	-811	-811
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-543	1717	351	372	1531	1531
		軸力	N_d	(kN)	-1542	-1091	-1512	-326	846	846
		せん断力	V_d	(kN)	-120	-1201	-649	-610	-811	-811

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
1/2Ss450 ケース 2	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-918	-540	-459	-360	-1164	-1483
		軸力	N_d	(kN)	-1500	-1532	-1241	-873	-345	-295
		せん断力	V_d	(kN)	0	-103	0	0	-226	-150
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	※	1697	416	462	462	276
		軸力	N_d	(kN)		-846	-879	-529	-529	565
		せん断力	V_d	(kN)		-1212	-603	-604	-604	-1155
	せん断力最大	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-349	1697	281	462	-602	276
		軸力	N_d	(kN)	-1933	-846	-1244	-529	-192	565
		せん断力	V_d	(kN)	412	-1212	-605	-604	-707	-1155

※ケース 2 スラブ 1 では下側引張が生じない

表４．５－２４　断面照査結果（EW 方向基礎）

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
1/2Ss450 ケース 1	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-543	-948	-473	-420	-251	-129
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	-1525	-1700	-1272	-2241	-3420	-9246
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.36	0.56	0.37	0.19	0.07	0.01
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	12	1717	423	411	1531	1531
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	250	3499	2246	6001	7025	7025
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.05	0.49	0.19	0.07	0.22	0.22
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	せん断	せん断力	V_d	(kN)	120	1202	649	610	811	811
		せん断耐力	V_{yd}	(kN)	1858	1566	1702	1877	1987	1987
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0$		-	0.06	0.77	0.38	0.32	0.41	0.41
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK

項目			記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6
1/2Ss450 ケース 2	上側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	-918	-540	-459	-360	-1164	-1483
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	-1876	-1526	-1350	-1424	-2467	-2553
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-	0.49	0.35	0.34	0.25	0.47	0.58
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	下側引張	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	※	1697	416	462	462	276
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)		3622	3030	3881	3881	10099
		構造物係数	γ_i	-		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		-		0.47	0.14	0.12	0.12	0.03
		判定		-		OK	OK	OK	OK	OK
	せん断	せん断力	V_d	(kN)	412	1212	605	604	707	1155
		せん断耐力	V_{yd}	(kN)	1943	1604	1742	1847	1983	1966
		構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0$		-	0.21	0.76	0.35	0.33	0.36	0.59
		判定		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK

※ケース 2 スラブ 1 では下側引張が生じない

表４．５－２５　せん断破壊の照査詳細（EW 方向基礎ケース１）

1/2Ss 地震時	設計せん断力		スラブ２
			1202
	コンクリートのみ	せん断耐力	1052
		照査値	1.14
		照査結果	ＮＧ
	せん断補強筋込み	せん断耐力	1566
		照査値	0.77
		照査結果	ＯＫ

表４．５－２６　せん断破壊の照査詳細（EW 方向基礎ケース２）

1/2Ss 地震時	設計せん断力		スラブ２
			1212
	コンクリートのみ	せん断耐力	1090
		照査値	1.11
		照査結果	ＮＧ
	せん断補強筋込み	せん断耐力	1604
		照査値	0.76
		照査結果	ＯＫ

4.5.4　コンクリート支持架台耐震評価

(1)　コンクリート支持架台のモデル化

1)　コンクリート支持架台の構造

コンクリート支持架台の外形を図４．５－４３に，配筋図を図４．５－４４に示す。

外形(高さ 1185㎜)と配筋図(高さ 1085㎜)でコンクリート支持架台の高さが異なるが，この 100 ㎜の部分については金物を埋め込んでおり，コンクリート構造物とみなしていない部分である。

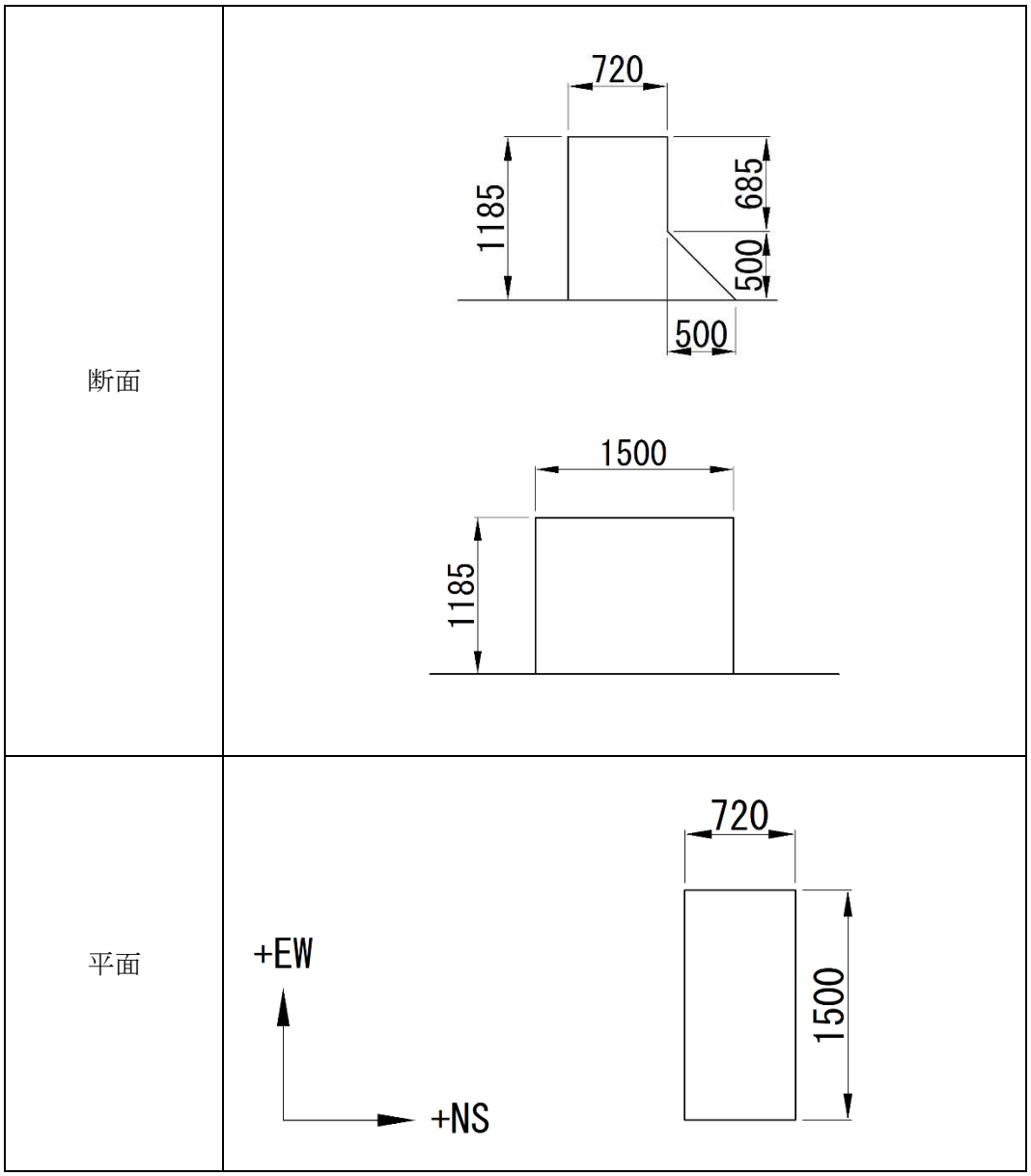


図４．５－４３　コンクリート支持架台外形

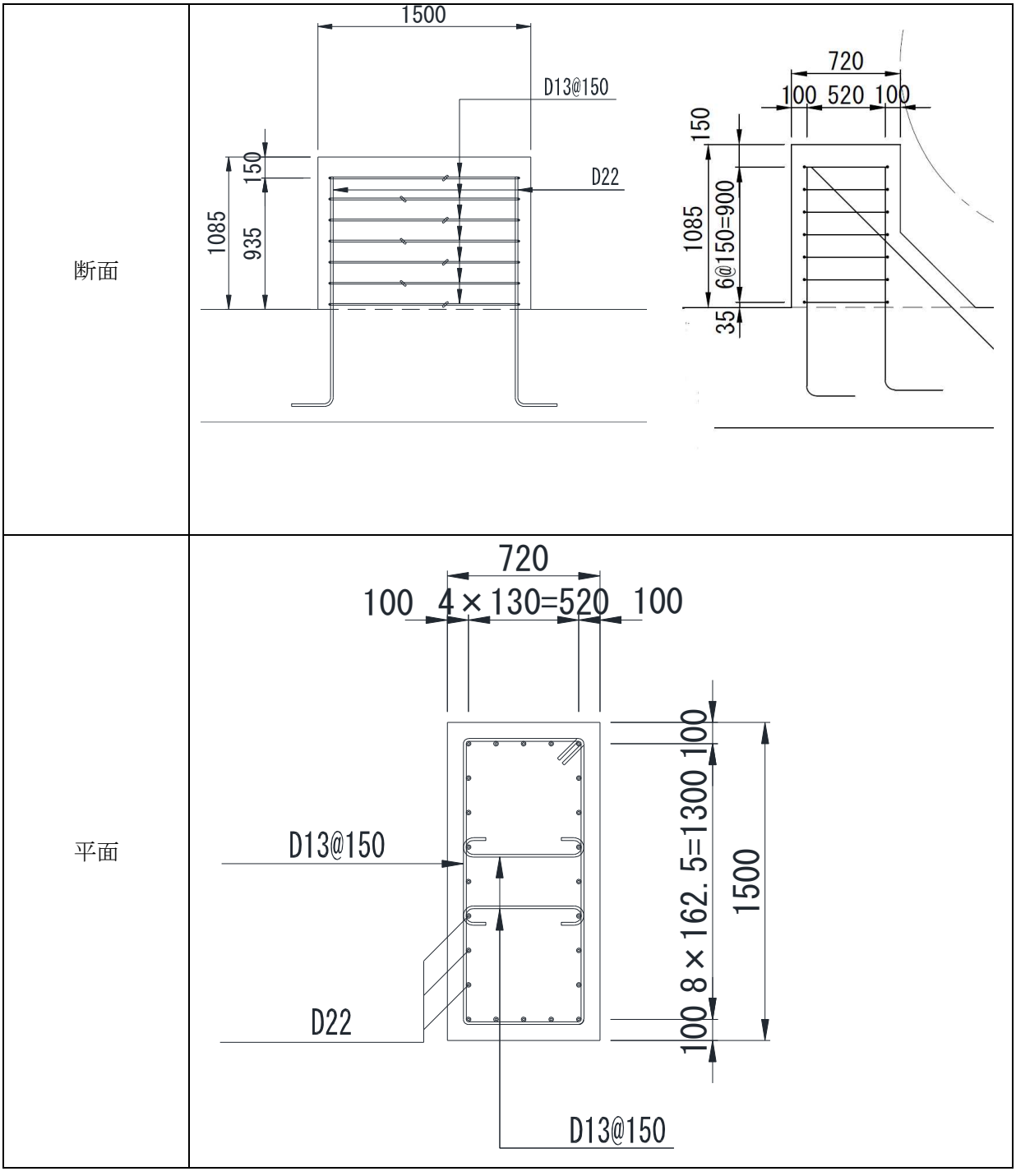


図４．５－４４　コンクリート支持架台配筋図

2)　コンクリート支持架台のモデル化

コンクリート支持架台のモデル化にあたっては，梁としてモデル化を行う。その際ハンチ部分について，重量は見込むものの，構造上はモデル化しない。モデル化のイメージ図を図４．５－４５に示す。

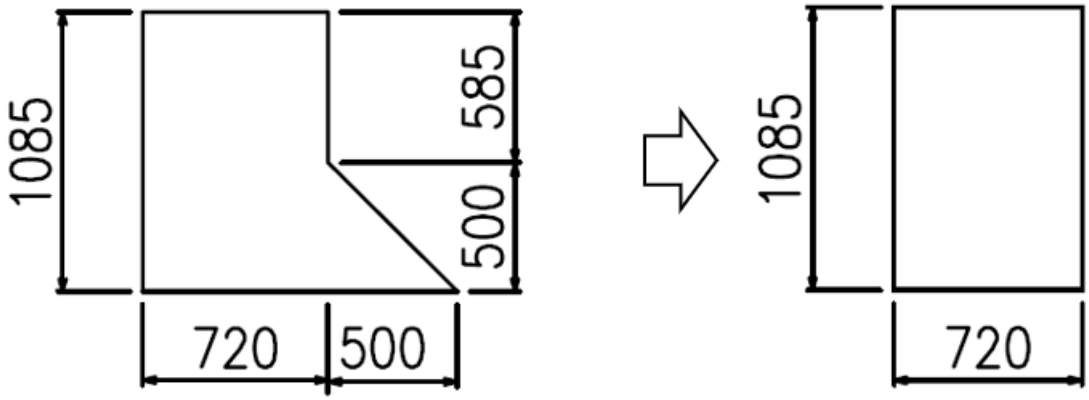


図４．５－４５　コンクリート支持架台のモデル化

(2)　荷重条件

表４．５－２７にコンクリート支持架台下端における荷重条件を示す。乾式キャスクの荷重条件は基本的に表４．５－９を参照しているが，水平力によるモーメントは乾式キャスクによる水平力に支持架台の高さ 1085 ㎜を乗じて算出している。コンクリート支持架台については，設計用地震力を用いて荷重を算出している。

表４．５－２７　コンクリート支持架台下端における荷重条件

		NS 方向			EW 方向		
		鉛直力	水平力	ﾓｰﾒﾝﾄ	鉛直力	水平力	ﾓｰﾒﾝﾄ
		(kN)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN)	(kN・m)
1/2Ss 地震時	キャスク	455.00	429.00	243.00	455.00	411.00	167.00
	キャスク水平力によるモーメント	－	－	508.37	－	－	487.04
	コンクリート支持架台	47.27	25.67	10.29	47.27	25.67	10.29
	合計	502.27	454.67	761.66	502.27	436.67	664.33

(3) 評価結果

断面諸元を表４．５－２８に，照査結果を表４．５－２９に，せん断破壊の照査詳細を表４．５－３０に示す。

表４．５－２８　断面諸元（コンクリート支持架台）

項目			記号	単位	NS方向	EW方向
部材	部材幅		b	(mm)	1500	720
	部材高		h	(mm)	720	1500
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	100	100
		鉄筋	－	－	D22	D22
		断面積	－	(cm^2)	3.871	3.871
		本数	－	(本)	9.000	5.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	34.84	19.36
	2段目	位置	d	(mm)	360	750
		鉄筋	－	－	D22	D22
		断面積	－	(cm^2)	3.871	3.871
		本数	－	(本)	6.000	14.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	23.23	54.19
	3段目	位置	d	(mm)	620	1400
		鉄筋	－	－	D22	D22
		断面積	－	(cm^2)	3.871	3.871
		本数	－	(本)	9.000	5.000
		鉄筋量	A_s	(cm^2)	34.84	19.36
	せん断	鉄筋	－	－	D13	D13
		断面積	－	(cm^2)	1.267	1.267
		本数	－	(本)	3.000	2.000
		配置間隔	S_s	(mm)	150	150

表４．５－２９　照査結果（コンクリート支持架台）

項目			記号	単位	NS方向	EW方向
終局限界	曲げ	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_d	(kN・m)	762	664
		曲げ耐力	M_{ud}	(kN・m)	1040	2969
		構造物係数	γ_i	－	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leqq 1.0$		－	0.73	0.22
		判定		－	OK	OK
	せん断	せん断力	V_d	(kN)	455	437
		せん断耐力	V_{yd}	(kN)	777	890
		構造物係数	γ_i	－	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0$		－	0.59	0.49
		判定		－	OK	OK

表４．５－３０　せん断破壊の照査詳細

			NS 方向	EW 方向
1/2Ss 地震時	設計せん断力		455	437
	コンクリートのみ	せん断耐力	349	245
		照査値	1.30	1.78
		照査結果	ＮＧ	ＮＧ
	せん断補強筋込み	せん断耐力	777	890
		照査値	0.59	0.49
		照査結果	ＯＫ	ＯＫ

4.5.5　地盤の耐震評価

地盤の支持力については，以下の評価を行う。

評価対象	評価方法
改良地盤	JEAC4616-2009 に基づき，改良地盤に作用する地盤反力度が，改良地盤の設計圧縮強度，せん断抵抗に対する安全率(1.5)に基づき設定した改良地盤の許容限界を下回ることを確認する。
支持地盤	JEAC4616-2009 に基づき，改良地盤下面に作用する鉛直荷重が，極限支持力に対する安全率(1.5)に基づき設定した支持地盤の許容限界を下回ることを確認する。

(1)　キャスク仮保管設備荷重条件の整理

1)　基礎下面における設備荷重の集計

基礎下面における荷重の集計範囲を図４．５－４６に，集計結果について表４．５－３１に示す。

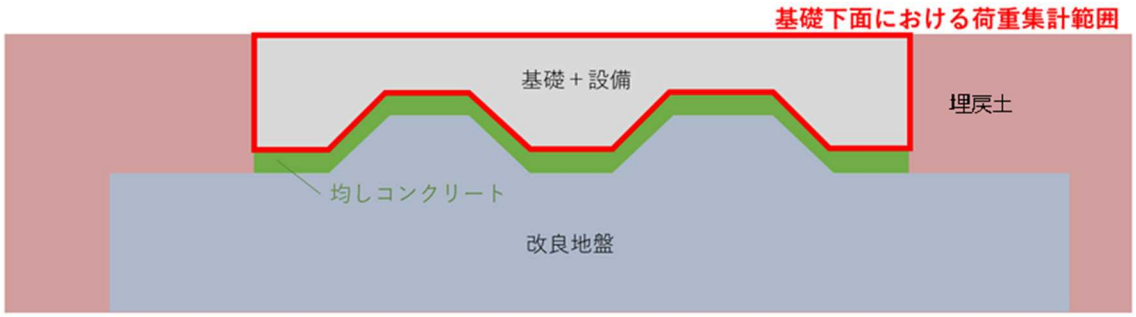


図４．５－４６　基礎下面の荷重集計範囲

表４．５－３１　基礎下面の荷重集計結果

	キャスク数	V	H	M
	(基)	(kN)	(kN)	(kN・m)
クレーン	－	9365.24	1784.24	－
クレーン	－	1276.16	1784.24	－
乾式貯蔵キャスク(集計，左１列目)	6	18534.00	7416.00	18331.68
乾式貯蔵キャスク(集計，左２列目)	6	18534.00	7416.00	18331.68
乾式貯蔵キャスク(集計，左３列目)	4	12356.00	4944.00	12221.12
乾式貯蔵キャスク(集計，左４列目)	4	12356.00	4944.00	12221.12
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左１列目)	4	13019.64	5235.64	11230.36
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左２列目)	3	9764.73	3926.73	8422.77
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左３列目)	6	19529.46	7853.46	16845.54
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左４列目)	6	19529.46	7853.46	16845.54
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左５列目)	10	32549.10	13089.10	28075.90
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左６列目)	10	32549.10	13089.10	28075.90
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左７列目)	10	32549.10	13089.10	28075.90
輸送貯蔵兼用キャスク(集計，左８列目)	10	32549.10	13089.10	28075.90
スラブ	－	274172.13	112217.38	232223.79
小計（基礎下面の荷重）	－	538633.22	217731.55	458977.20

2)　改良地盤下面における荷重の整理

改良地盤下面にかかる荷重のうち，1)で求めた設備の荷重以外の荷重について，集計箇所のイメージ図を図４．５－４７に，集計結果を表４．５－３２に示す。

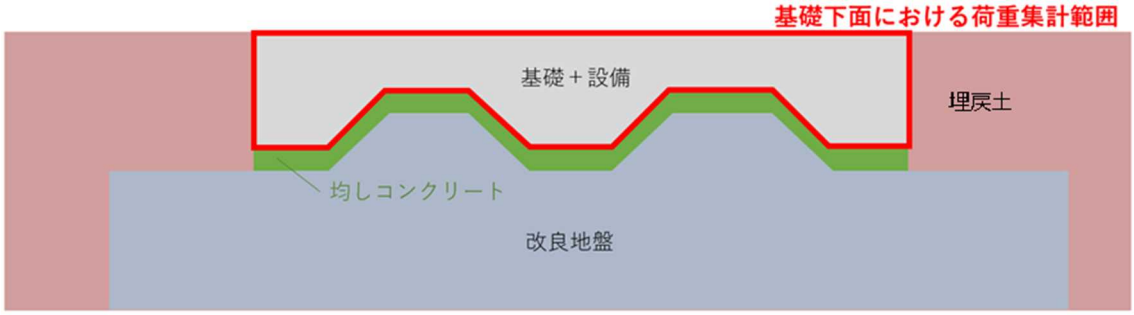


図４．５－４７　改良地盤下面における荷重集計範囲

表４．５－３２　改良地盤下面における荷重集計結果

	V	H	M
	(kN)	(kN)	(kN・m)
基礎（改良地盤下面における荷重）	538633.22	217731.55	458977.20
小計	538633.22	217731.55	458977.20
埋戻土	13429.00	5496.00	0.00
均しコンクリート	24566.00	10055.00	0.00
改良地盤	551299.00	225644.00	0.00
小計	589294.00	241195.00	0.00
合計	1127927.22	458926.55	458977.20

(2)　地盤の支持力に対する評価

1)　評価方針

地盤の支持力の評価は「JEAC 4616-2009」に準拠し，1/2Ss450 により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。

改良地盤の許容限界は，改良地盤の設計圧縮強度，せん断抵抗力に対する安全率に基づき設定する。

支持地盤の許容限界は，支持地盤の極限支持力に対する安全率に基づき設定する。

2)　評価モデル

改良地盤の範囲は，コンクリート基礎下面から G.L.-3.90m までである。図４．５－４８に改良地盤平面図，図４．５－４９に１-１断面図を示す。

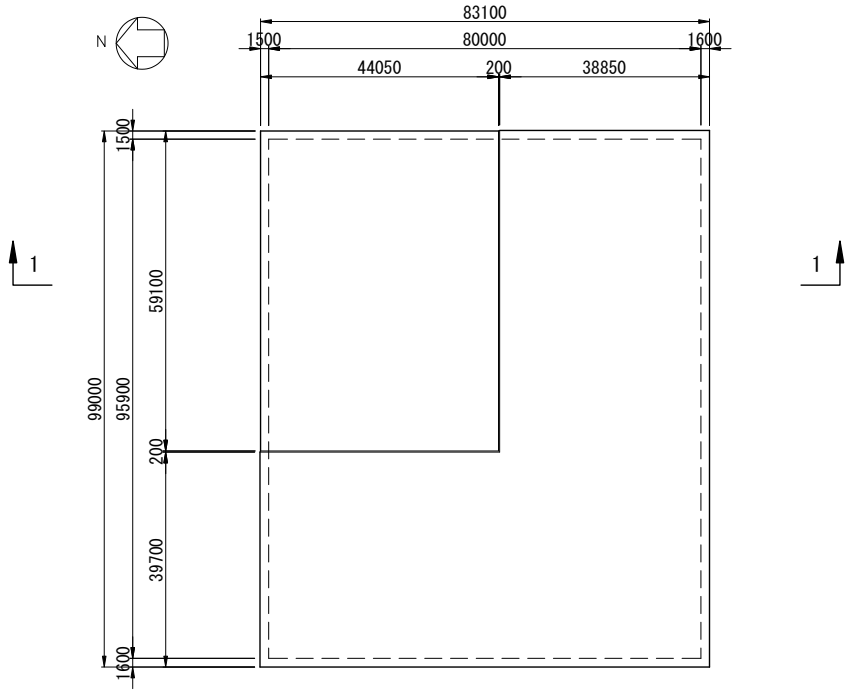


図４．５－４８　改良地盤平面図（単位：mm）

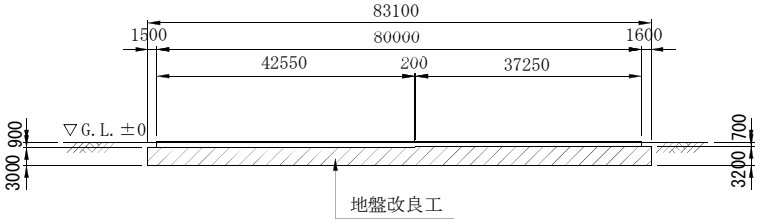


図４．５－４９　１-１断面図（単位：mm）

3)　改良地盤に生じる地盤反力度に対する評価

改良地盤に生じる地盤反力度に対する評価は，改良地盤に発生する最大地盤反力度（梁バネモデルにより算出するバネ反力度）に対して圧縮強度が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{{}_{ss}f_{sc}}{qmax} \geqq 1.5$$

ここに，

${}_{ss}f_{sc}$：　改良地盤の圧縮強度　（kN/m^2）

qmax：　最大地盤反力度　（kN/m^2）

改良地盤に生じる地盤反力度に対する評価結果を表４．５－３３に，バネ反力図を図４．５－５０（１）～（４） に示す。評価結果より改良地盤の圧縮強度はコンクリート基礎直下の最大地盤反力度の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表４．５－３３　改良地盤に生じる地盤反力度に対する評価結果（基礎下面）

		最大地盤反力度 q_{max} (kN/m^2)	改良地盤の圧縮強度 ${}_{ss}f_{sc}$ (kN/m^2)	安全率 ${}_{ss}f_{sc}/q_{max}$	判定
レール支持梁	1/2Ss450	293	548	1.87＞1.5	OK
NS 方向スラブ		219	548	2.50＞1.5	OK
EW 方向スラブ		146	548	3.75＞1.5	OK

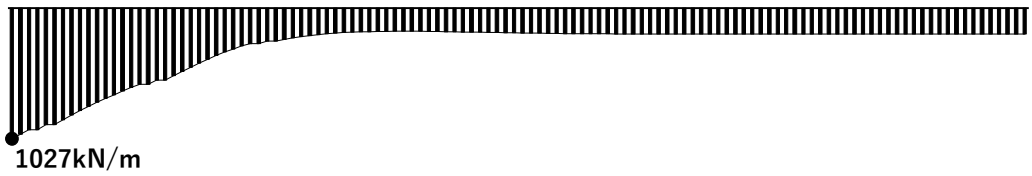


図４．５－５０（１）　バネ反力図(レール支持梁(EW 方向)) (1/2Ss450)

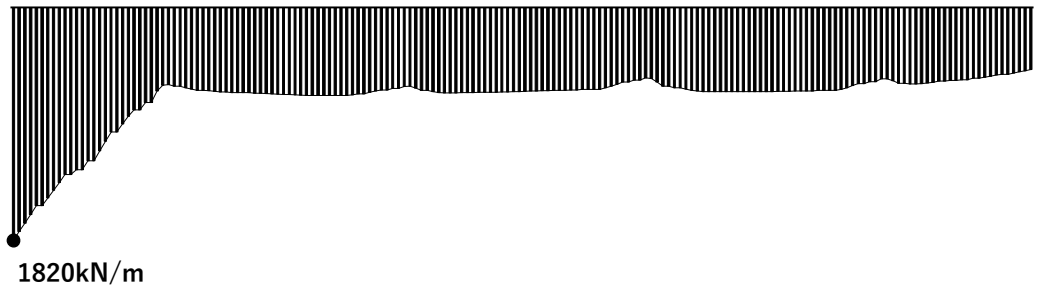


図４．５－５０（２）　バネ反力図(NS 方向基礎) (1/2Ss450)

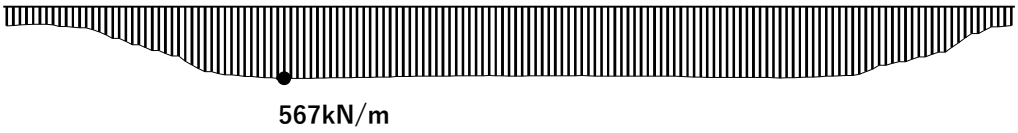


図４．５－５０（３）　バネ反力図(EW 方向基礎ケース１) (1/2Ss450)

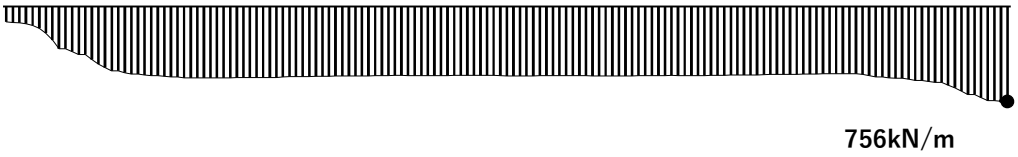


図４．５－５０（４）　バネ反力図(EW 方向基礎ケース２) (1/2Ss450)

4)　改良地盤に生じるせん断力に対する評価

改良地盤に生じるせん断力に対する評価は，改良地盤に発生する設計せん断力に対して改良地盤のせん断抵抗力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{Hu}{Hd} \geqq 1.5$$

$$Hu = {}_{ss}f_{ss} \cdot B \cdot L$$

$${}_{ss}f_{ss} = 1/5 \cdot {}_{ss}f_{sc}$$

ここに，

Hu：　改良地盤のせん断抵抗力　(kN)

Hd：　設計せん断力（コンクリート基礎底面に作用する水平力）　(kN)

${}_{ss}f_{ss}$：　改良地盤のせん断強度　(kN/m^2)

${}_{ss}f_{sc}$：　改良地盤の圧縮強度　(kN/m^2)　${}_{ss}f_{sc}$＝548 (kN/m^2)

B：　コンクリート基礎幅　B＝80.0(m)

L：　コンクリート基礎長　L＝95.9(m)

改良地盤のせん断抵抗力は次式により算定する。

$${}_{ss}f_{ss} = 1/5 \cdot 548 = 109.6 \ (kN/m^2)$$

$$Hu = 109.6 \times 80.0 \times 95.9 = 840851 \ (kN)$$

改良地盤に生じるせん断力に対する評価結果を表４．５－３４に示す。評価結果より改良地盤のせん断抵抗力はコンクリート基礎直下の設計せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表４．５－３４　改良地盤のせん断力に対する評価結果

	設計せん断力 H_d (kN)	改良地盤の せん断抵抗力 H_u (kN)	安全率 H_d /H_u	判定
1/2Ss450	217732	840851	3.86＞1.50	OK

5)　支持地盤の支持力の評価

改良地盤直下の支持地盤の支持力の評価については，改良地盤下面に作用する設計鉛直力に対して支持地盤の極限支持力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{Ru}{Vd} \geqq 1.5$$

Ru＝　qu×Ae

＝　674.5×7887.9＝5320389（kN）

ここに，

Ru：　支持地盤の極限支持力　（kN）

qu：　極限支持力度　（kN/m^2）

Ae：　基礎地盤の有効載荷面積（m^2）

Vd＝　Vd1＋Vd2

ここに，

Vd：　設計鉛直力　（kN）

Vd1：　コンクリート基礎下面に作用する鉛直力　（kN）　Vd1＝538633（kN）

Vd2：　改良地盤による鉛直力　（kN）　Vd2＝589294（kN）

Vd＝　Vd1＋Vd2＝1127927（kN）

極限支持力の算定結果を表４．５－３５に，支持力の評価結果を表４．５－３６に示す。評価結果より支持地盤の極限支持力は設計鉛直力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。極限支持力の算定については，「道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅳ下部構造編　（社）日本道路協会（平成 14 年）」を参照している。

表４．５－３５　極限支持力の算定結果

項目	記号	単位	値	備考
基礎幅	B	m	83.100	
基礎底面の奥行き	L	m	99.000	
荷重の偏心量	e	m	1.712	e=M/N
基礎の有効載荷幅	Be	m	79.676	Be=B-2e
有効載荷面積	Ae	m^2	7887.9	Ae=Be・L
基礎底面下にある地盤の粘着力	c	kN/m^2	0.0	
形状係数	α	-	1.161	
	β	-	0.339	β=0.5-0.2Be/L
基礎の寸法効果による補正係数	η	-	1.00	
基礎底板下地盤の単位体積重量	γ_1	kN/m^3	18.0	
基礎底面上地盤の単位体積重量	γ_2	kN/m^3	18.0	
地表面から基礎底面までの深さ	Df	m	3.9	
内部摩擦角	ϕ	°	27.0	
		rad	0.471	
支持力係数	Nc	-	23.94	
	Nq	-	13.20	
	Nr	-	9.46	
傾斜に対する補正係数	ic	-	0.569	
	ir	-	0.032	
	iq	-	0.569	
極限支持力度	①	kN/m^2	0.00	Ic・α・c・Nc
	②	kN/m^2	147.2	ir・β・γ_1・ Be・η・Nr
	③	kN/m^2	527.3	iq・γ_2・Df・Nq
	qu	kN/m^2	674.5	①+②+③
極限支持力	Ru	kN	5320389	qu・Ae

表４．５－３６　支持地盤の支持力の評価結果

	改良地盤下面の設計鉛直力 V_d (kN)	極限支持力 R_u (kN)	安全率 V_d/R_u	判定
1/2Ss450	1127927	5320389	4.72＞1.50	OK

4.5.6　水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響検討

コンクリート基礎への水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響検討方針は以下の通り。

・　従来設計手法における評価対象断面に対して直交する荷重の整理

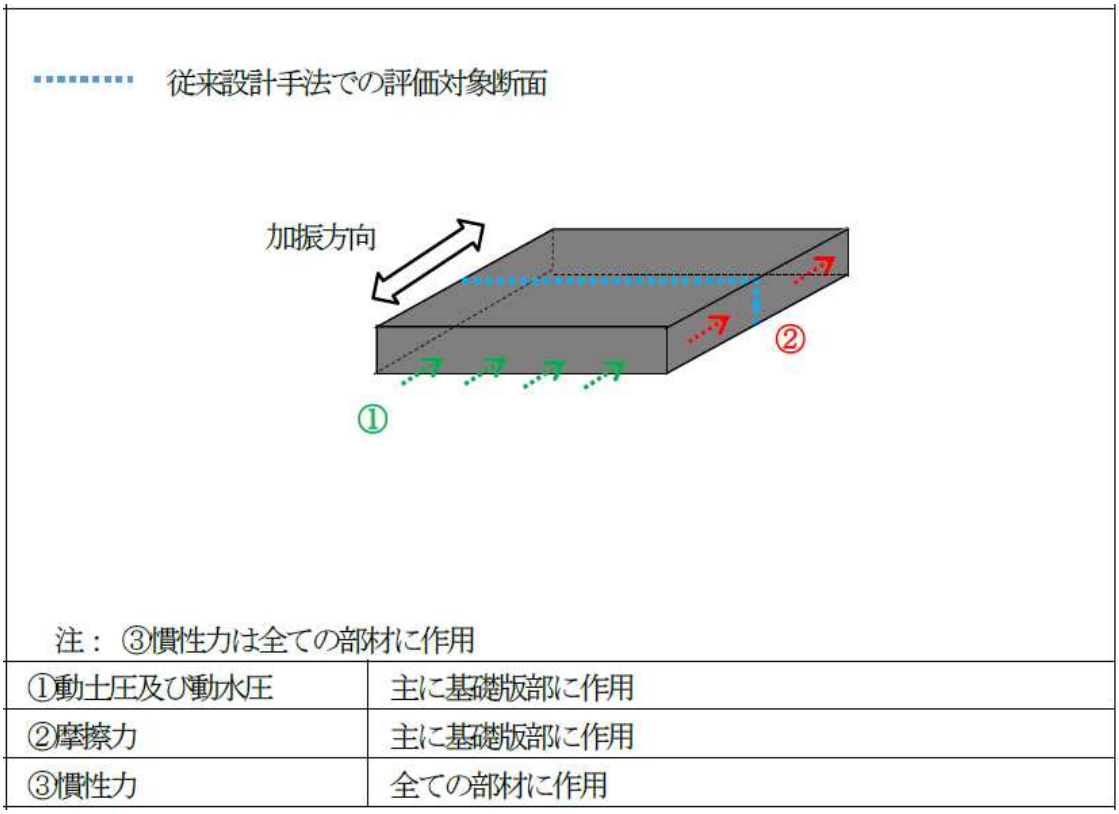
キャスク仮保管設備コンクリート基礎については NS 方向断面・EW 方向断面を評価対象断面としており，それぞれの評価対象断面に直交して作用する荷重を整理する。

・　水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価

従来設計手法における評価対象断面の地震応答解析に基づく構造部材の照査において，評価対象断面に直交する断面の地震応答解析に基づく構造部材の発生断面力等を適切に組み合わせることで，水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せによる構造部材の発生断面力を算出するとともに構造部材の設計上の許容値に対する照査を実施し，構造物が有する耐震性への影響を確認する。

(1)　従来設計手法における評価対象断面に対して直交する荷重の整理

コンクリート基礎全体に作用する荷重の整理結果を図４．５－５１に示す。

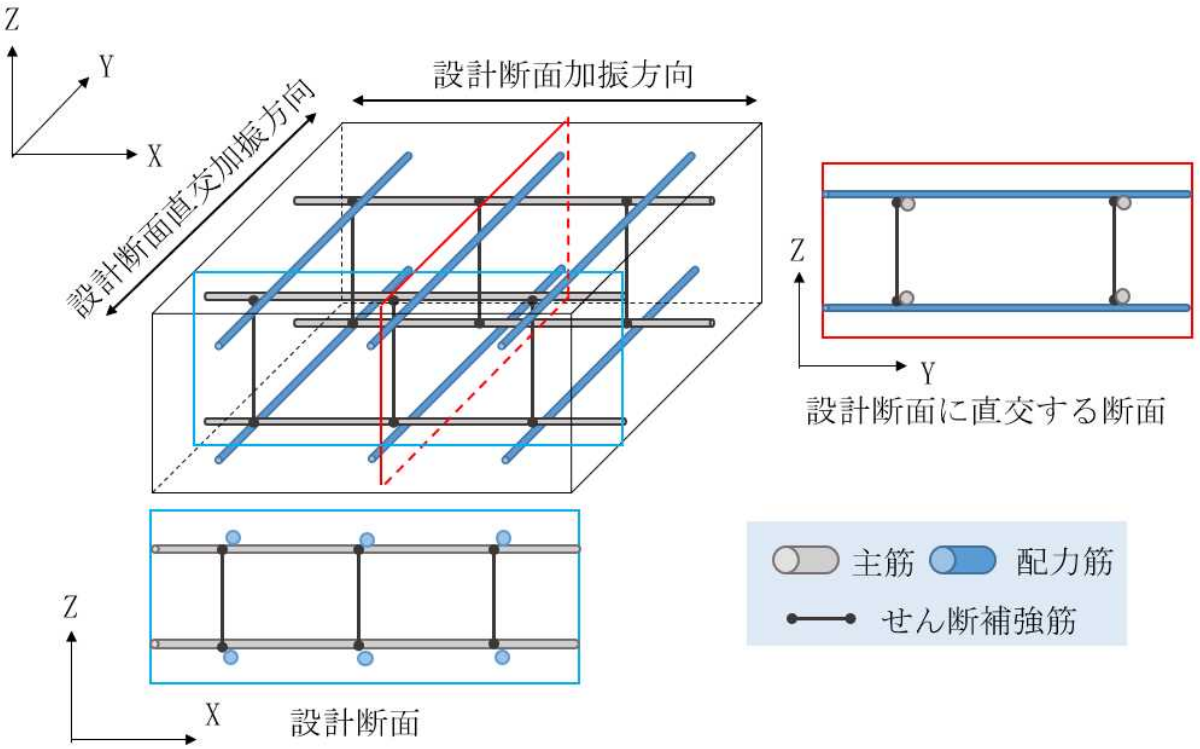


①動土圧及び動水圧	主に基礎版部に作用
②摩擦力	主に基礎版部に作用
③慣性力	全ての部材に作用

図４．５－５１　キャスク仮保管設備コンクリート基礎全体に作用する荷重の整理

キャスク仮保管設備コンクリート基礎については，NS 方向約 80m，EW 方向約 121m，厚さ 0.8m(一部 1.0m，1.8m)の偏平な形状であるため，①動土圧および動水圧，②摩擦力については③慣性力に比べて十分小さい。よって，評価対象断面に対して直交する③慣性力の影響について検討することとする。

基礎版内部の断面力・応力を抽出し，それぞれ負担する鉄筋を整理した結果を図４．５－５２に示す。



		設計断面 方向加振	設計断面 直交方向加振	備考
断面力	My	○	×	主筋にて受け持つ
	Mx	×	○	配力筋にて受け持つ
	Nx	○	×	主筋にて受け持つ
	Ny	×	○	配力筋にて受け持つ
	Qz	○	○	互いに干渉する可能性あり
応力	主筋	○	×	それぞれ断面内の力のみ受け持つ
	配力筋	×	○	
	せん断 補強筋	○	○	互いに干渉する可能性あり

図４．５－５２　設計断面および設計断面直交方向加振において発生する断面力・応力
（M：曲げモーメント，N：軸力，Q：せん断力）

(2)　水平２方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価

コンクリート基礎の影響評価は，NS 方向断面および EW 方向断面の二次元地震応答解析において，互いに干渉しあう断面力や応力を選定し，それぞれの断面においてそれに直交する断面の影響を考慮し評価する。

図４．５－５２において示した通り，NS 方向断面と EW 方向断面は互いに曲げモーメントと軸力に関しては断面内のみで受け持つものの，せん断力に関してはせん断補強筋を介してもう一方の断面に影響を及ぼす。よって，せん断力の照査において直交方向加振の影響を考慮する必要がある。

照査の方法としては，基礎版の部位(基礎厚 800㎜，1000㎜，1800㎜)のそれぞれの耐震評価結果を用いて，コンクリート標準示方書に従い以下の方法を用いて照査を行う。

長方形断面に二軸せん断力が作用する場合の照査は，式（解 2.4.3）を満足することを確かめることにより行ってよい．

$$(\gamma_i V_{dx}/V_{yx})^2+(\gamma_i V_{dy}/V_{yy})^2 \leq 1.0 \qquad \text{（解 2.4.3）}$$

ここに，V_{yx}　：x 軸に関する設計一軸せん断耐力

V_{yy}　：y 軸に関する設計一軸せん断耐力

V_{dx}　：二軸せん断力作用時の x 軸に関する設計せん断力

V_{dy}　：二軸せん断力作用時の y 軸に関する設計せん断力

評価結果を表４．５－３７に示す。

表４．５－３７　二軸せん断力が作用する場合における既設基礎スラブの照査結果

方向	項目	記号	レール部 (t＝1800㎜)	スラブ (t＝1000㎜)	スラブ (t＝800㎜)
NS方向 1/2Ss450	NS方向に関する設計せん断力	V_{dNS}	2411	1754	1325
	構造物係数	γ_i	1.0	1.0	1.0
	NS方向に関する設計一軸せん断耐力	V_{yNS}	4555	3007	2744
	$(\gamma_i V_{dNS}/V_{yNS})$		0.53	0.58	0.48
EW方向 1/2Ss450	EW方向に関する設計せん断力	V_{dEW}	2533	1155	1202
	構造物係数	γ_i	1.0	1.0	1.0
	EW方向に関する設計せん断耐力	V_{yEW}	3006	1966	1566
	$(\gamma_i V_{dEW}/V_{yEW})$		0.84	0.59	0.77
二軸せん断力作用する場合の照査式	$(\gamma_i V_{dNS}/V_{yNS})^2+(\gamma_i V_{dEW}/V_{yEW})^2$		0.99	0.69	0.82
判定			OK	OK	OK

いずれの部位についてもコンクリート標準示方書の照査式を満たしていることを確認した。

5　異常時の評価

輸送貯蔵兼用キャスク（増設 30 基）に関して想定される異常事象及び異常事象の評価は，添付資料－３－１「3　異常時の評価」と同様であり，想定される異常発生時に安全機能が維持されることを確認している。

安全評価について（既設 65 基）

1　除熱機能

1.1　乾式キャスクの除熱機能

(1)　乾式貯蔵キャスク

1)　基本的な考え方

除熱設計に当たっては，使用済燃料の健全性及び安全機能を有する構成部材の健全性が維持できるよう，使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できるように以下のとおり設計する。

① 乾式貯蔵キャスク内部には，格子構造のバスケットを設け，その中に使用済燃料を収納する。

② 乾式貯蔵キャスク内部には，熱伝導率の高いヘリウムガスを充てんする。

③ 熱伝導率の低い中性子遮蔽材内部には，伝熱プレートを設け，熱伝導性を向上させる。

乾式貯蔵キャスクには収納する使用済燃料の体数が異なる中型と大型の 2 種類の乾式貯蔵キャスクがあり，中型と大型それぞれについて評価する。

図１．１－１に除熱評価のフローを示す。乾式貯蔵キャスクは，図１．１－１の「使用済燃料の崩壊熱計算」から「乾式貯蔵キャスクの除熱計算」に関して，使用済燃料仕様，乾式貯蔵キャスク仕様及び解析モデル等は全て添付資料－２－１「評価の基本方針（既設 65 基）」で記載している既存評価書の内容から変更はない。また，乾式貯蔵キャスク周囲の温度についてもコンクリートモジュール内部の空気温度を 45℃以下で設計する為，既存評価書と同じ条件である。

よって，本評価結果は既存評価書の内容を引用するが，燃料被覆管の設計基準温度に関しては，新知見を反映し，水素再配向等による強度低下が発生しない温度とした（表１．１－１）。

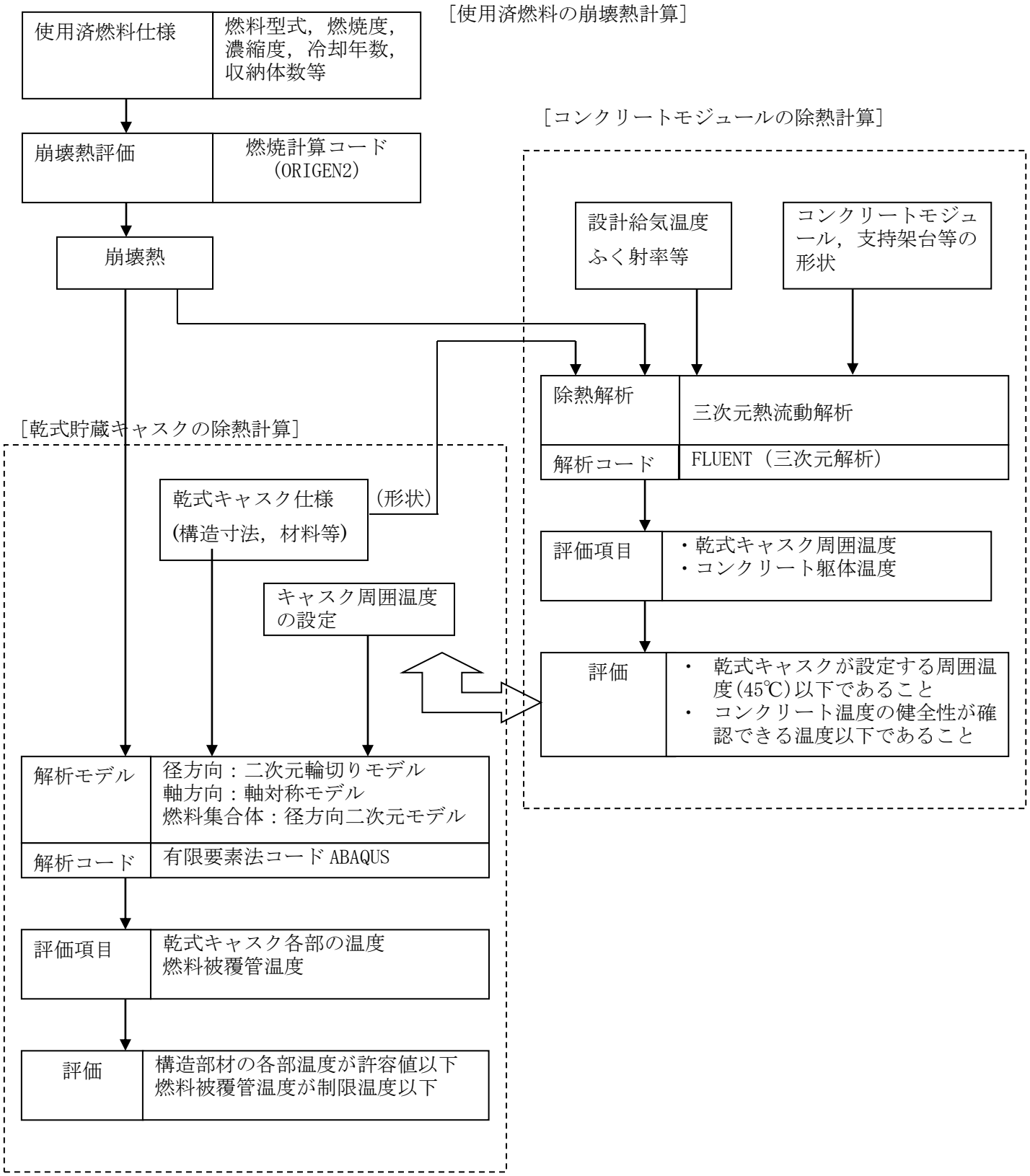


図１．１－１　キャスク仮保管設備除熱評価フロー図

2)　設計基準

設計基準を表１．１－１に示す。

表１．１－１　設計基準

（単位：℃）

対象となる部材	材質	設計基準	設計基準温度	備考
燃料被覆管	ジルカロイ－２	使用済燃料被覆管の累積クリープ量が1 %を超えない温度，照射硬化回復現象により燃料被覆管の機械的特性が著しく低下しない温度及び水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度以下となる温度とする[1)2)3)4)]	200※	使用済燃料(8×8燃料，新型 8×8燃料)
			300※	使用済燃料(新型8×8 ジルコニウムライナ燃料)
乾式貯蔵キャスク	レ ジ ン	形状変化及び重量減少を考慮して遮蔽機能が確保される制限温度	150	中性子遮蔽材
	低合金鋼	構造強度が確保される制限温度	350	貯蔵容器本体
	ステンレス鋼	構造強度が確保される制限温度	400	二次蓋
	アルミニウム，インコネル	基準漏えい率が保証でき，密封機能が維持される制限温度	150	金属ガスケット
	ボロン添加アルミニウム	構造強度が確保される制限温度	230	バスケット

※水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度を設計基準温度として設定したもので，燃料被覆管の周方向応力は設計基準温度状態で 70 MPa 以下とする。燃料被覆管の累積クリープ量が 1%を超えない温度は 390℃と評価され，上記設計基準温度を超えている。また，燃料被覆管の照射硬化の回復については機械的強度への影響を評価するものとする。

1) 平成 15 年度リサイクル燃料資源貯蔵施設安全解析コード改良試験（燃料の長期安全性に関する試験　最終成果報告書）　（04 基炉報-0001，独立行政法人原子力安全基盤機構）

2) 平成 18 年度リサイクル燃料資源貯蔵技術調査等（貯蔵燃料長期健全性等確証試験に関する試験最終報告書）　（06 基炉報-0006，独立行政法人原子力安全基盤機構）

3) 平成 19 年度リサイクル燃料資源貯蔵技術調査等（貯蔵燃料健全性等調査に関する試験成果報告書）（07 基炉報-0004，独立行政法人原子力安全基盤機構）

4) 金属製乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵施設における金属製乾式キャスクとその収納物の長期健全性について　（総合資源エネルギー調査会　原子力安全・保安部会　核燃料サイクル安全小委員会　中間貯蔵ワーキンググループ　輸送ワーキンググループ　，平成 21 年 6 月 25 日）

表１．１－１に示す乾式貯蔵キャスクを構成する部材のうち金属ガスケットについては，モデルとしては考慮しているが既存評価書には記載していない。一方，輸送貯蔵兼用キャスクでは，金属ガスケットについても評価対象となっていることから，乾式貯蔵キャスクについても同様に金属ガスケットを新たに追加し評価する。

3) 燃料仕様

評価は 8×8 燃料，新型 8×8 燃料及び新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料のうち最も厳しい発熱量となる新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料（最高燃焼度 36,500MWd/t，冷却期間 13 年）を収納した場合について行い，使用済燃料の発熱量は ORIGEN2 コードにより求める。

乾式貯蔵キャスク 1 基当たりの発熱量を中型及び大型についてそれぞれ表１．１－２及び表１．１－３に示す。共用プールに貯蔵中の上記使用済燃料のうち，発熱量の大きいものからキャスクに収納した場合の発熱量(平成 24 年 6 月 1 日時点)は，中型キャスクで約 6.9kW，大型キャスクで約 9.6kW であり，除熱設計の前提としている発熱量を大幅に下回る。

表１．１－２　乾式貯蔵キャスク 1 基当たりの発熱量（中型キャスク）

燃料集合体の種類	8×8 燃料	新型 8×8 燃料	新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料
初期濃縮度　(wt%)	約 2.7	約 2.9	約 3.0
収納物の最高燃焼度　(MWd/t)	30,000	33,500	36,500
冷却期間　(年)	13	13	13
収納体数　(体)	37	37	37
評価に用いる発熱量　(kW)	9.0	9.6	10.8

表１．１－３　乾式貯蔵キャスク 1 基当たりの発熱量（大型キャスク）

燃料集合体の種類	8×8 燃料	新型 8×8 燃料	新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料
初期濃縮度　(wt%)	約 2.7	約 2.9	約 3.0
収納物の最高燃焼度　(MWd/t)	30,000	33,500	36,500
冷却期間　(年)	13	13	13
収納体数　(体)	52	52	52
評価に用いる発熱量　(kW)	12.6	13.5	15.2

4)　評価条件

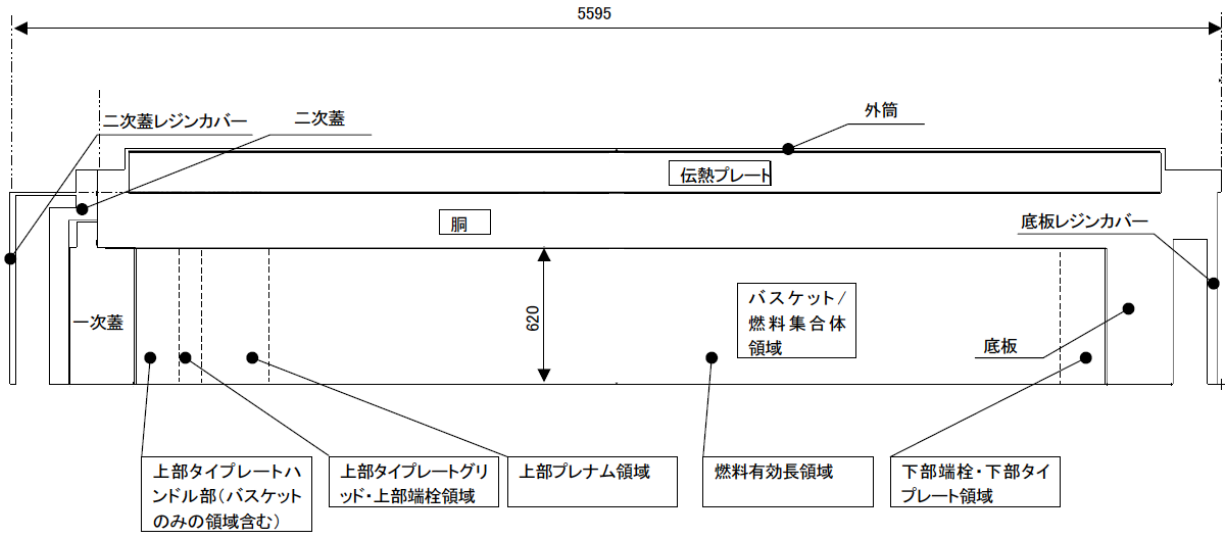
乾式貯蔵キャスクの除熱評価は以下の 3 種類の解析モデルを用いて行う。

a.　軸方向断面モデル(乾式貯蔵キャスク全体の二次元軸対称モデル)

b.　半径方向断面モデル(胴中央部断面形状の二次元平面モデル)

c.　燃料集合体断面モデル(燃料集合体の断面形状の二次元平面モデル)

上記解析モデルを図１．１－２～図１．１－７に示す。また，評価条件を表１．１－４及び表１．１－５に示す。



[単位:mm]

図１．１－２　軸方向断面モデル(乾式貯蔵キャスク(中型キャスク))

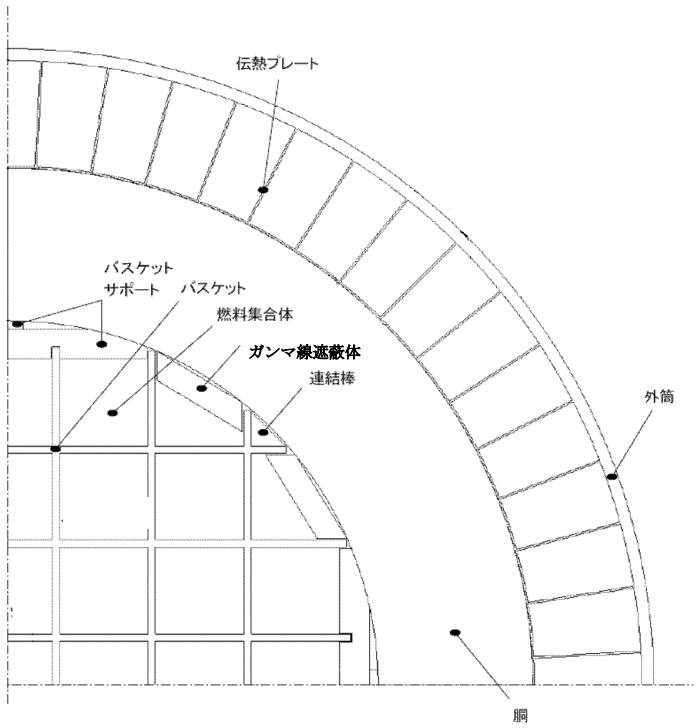


図１．１－３　半径方向断面モデル(乾式貯蔵キャスク(中型キャスク))

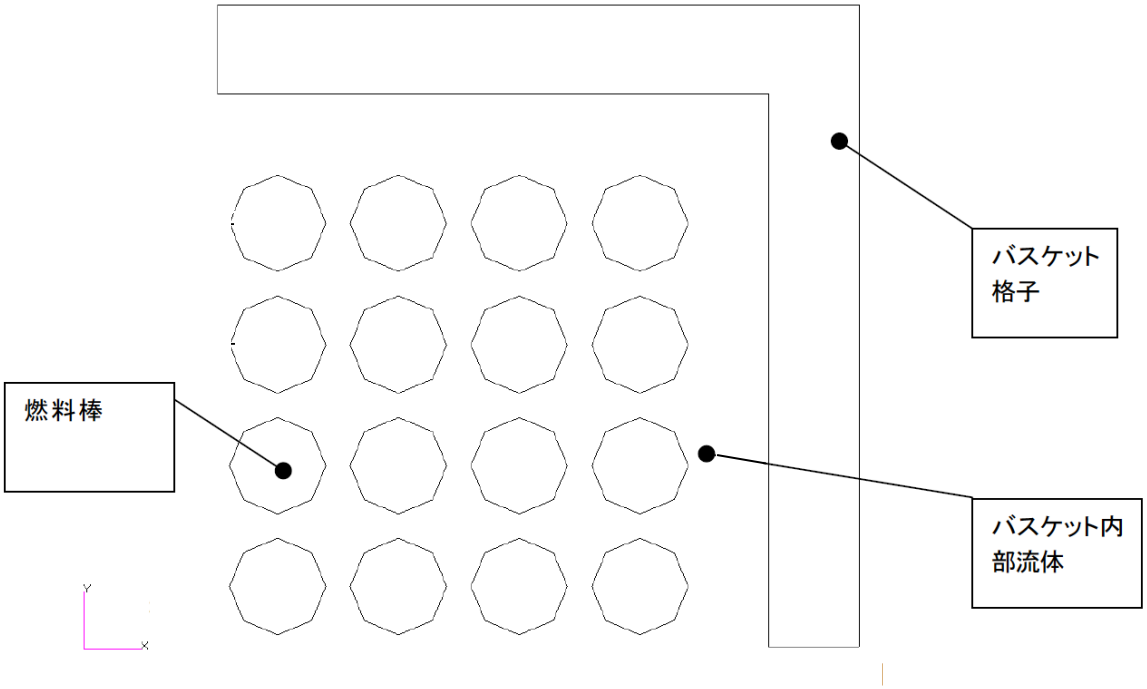
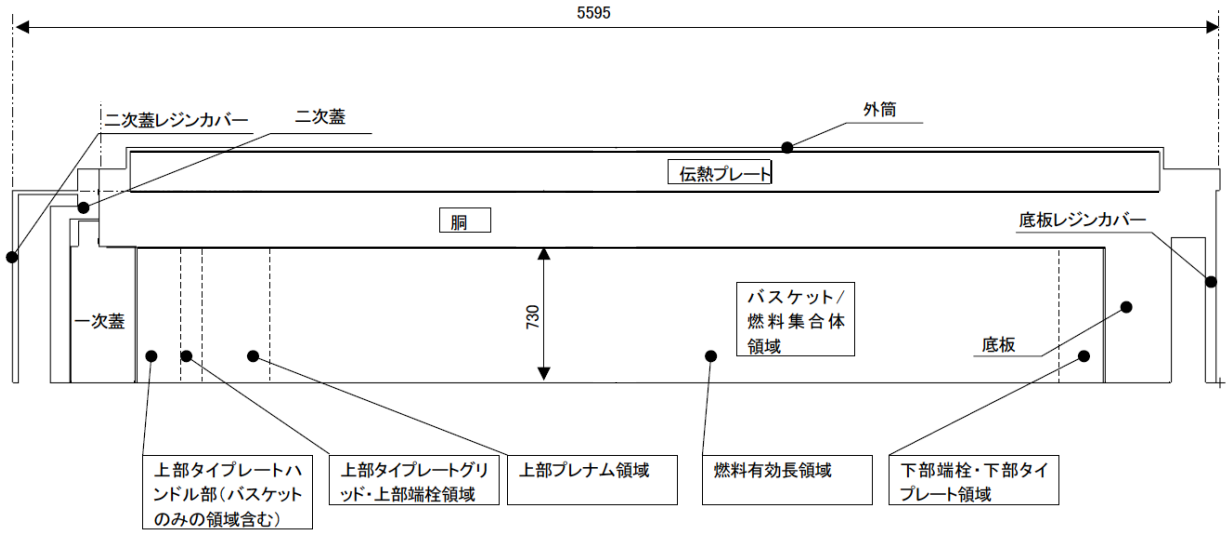


図１．１－４　燃料集合体断面モデル(乾式貯蔵キャスク(中型キャスク))



[単位:mm]

図１．１－５　軸方向断面モデル(乾式貯蔵キャスク(大型キャスク))

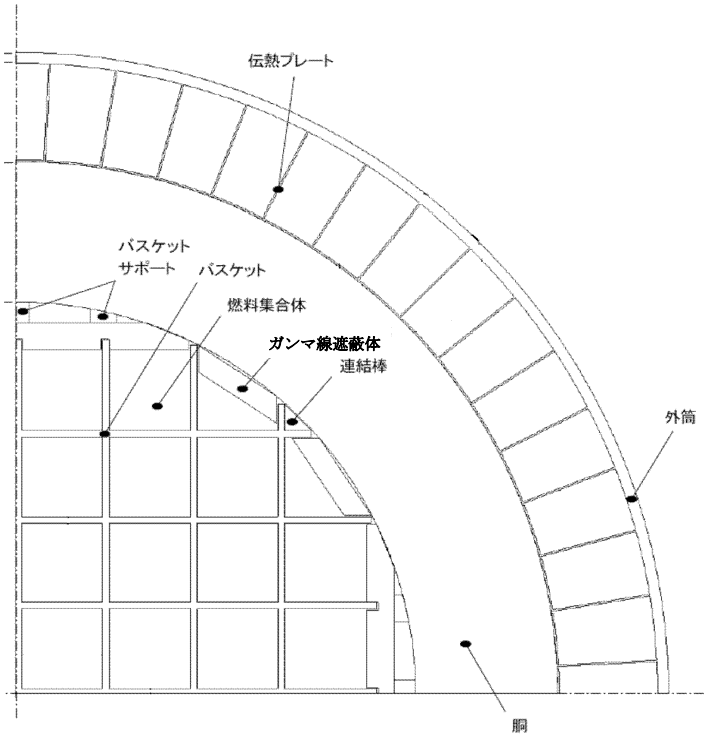


図１．１－６　半径方向断面モデル(乾式貯蔵キャスク(大型キャスク))

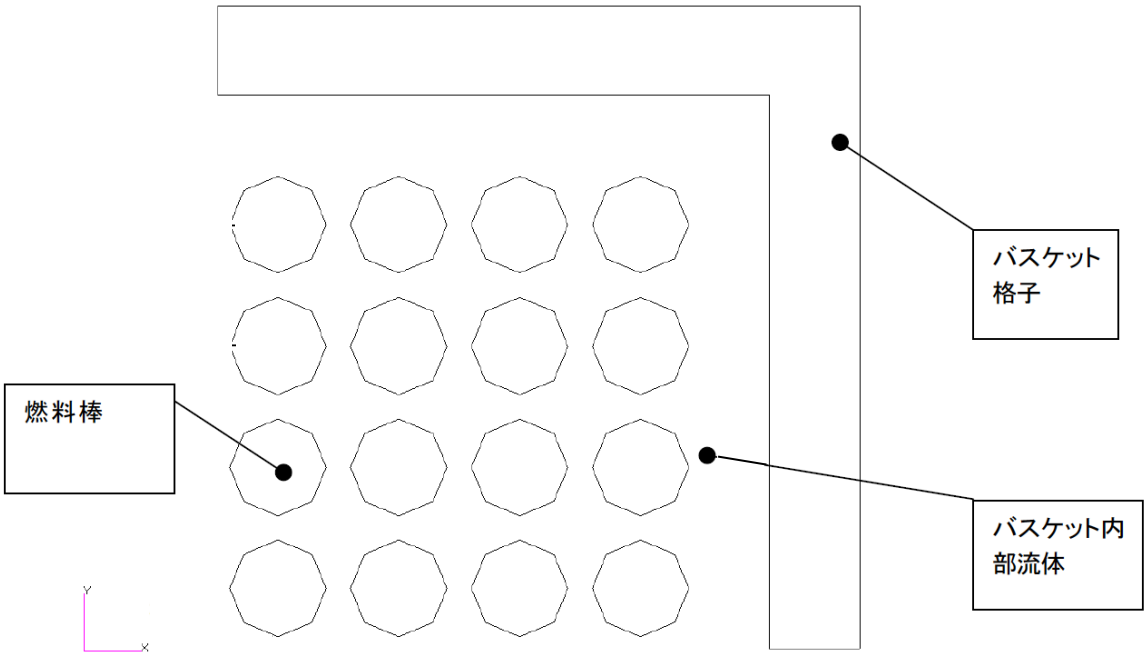


図１．１－７　燃料集合体断面モデル(乾式貯蔵キャスク(大型キャスク))

表１．１－４　評価条件（中型キャスク）

項　　目	評価条件
収納体数　(体)	37
姿　　勢	横置き
発 熱 量　(kW)	10.8
周囲温度　(℃)	45

表１．１－５　評価条件（大型キャスク）

項　　目	評価条件
収納体数　(体)	52
姿　　勢	横置き
発 熱 量　(kW)	15.2
周囲温度　(℃)	45

5)　評価方法

先ず，乾式貯蔵キャスク各部の温度分布を軸方向断面モデルにて求める。次に半径方向断面モデルにて乾式貯蔵キャスク中央断面各部の温度分布及びバスケットの最高温度を求める。

最後に，半径方向断面モデルの熱解析から得られたバスケットの最高温度を境界温度として燃料集合体断面モデルによる熱解析を実施し，燃料被覆管の温度分布を求める。解析はABAQUSコードを用いる。

6) 評価結果

評価結果を表１．１－６及び表１．１－７に示す。評価は 8×8 燃料，新型 8×8 燃料及び新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料のうち最も厳しい発熱量となる新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料（最高燃焼度 36,500MWd/t，冷却期間 13 年）を収納した場合について行った。新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料の評価結果においても，8×8 燃料及び新型 8×8 燃料の燃料被覆管設計基準温度（200℃）を満足しているため，発熱量がより低い 8×8 燃料及び新型 8×8 燃料についても設計基準温度を満足する。本表に示すとおり使用済燃料の健全性を示す燃料被覆管の温度及び乾式貯蔵キャスクを構成する各部材はいずれも設計基準温度を下回っており，熱的健全性は維持される。

表１．１－６　評価結果(中型キャスク)

（単位：℃）

部材	評価結果	設計基準温度	備考
燃料被覆管	159 以下※1※2	200	使用済燃料(8×8 燃料，新型 8×8 燃料)
	159※2※3	300	使用済燃料(新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料)
レ ジ ン	92	150	中性子遮蔽材
低合金鋼	102	350	貯蔵容器本体
ステンレス鋼	75	400	二次蓋
アルミニウム，インコネル	74	150	一次蓋金属ガスケット
	72	150	二次蓋金属ガスケット
ボロン添加アルミニウム	142	230	バスケット

※1 新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料（発熱量 10.8kW）の燃料被覆管温度が 159℃であるため，発熱量の低い 8×8 燃料（9.0kW），新型 8×8 燃料（9.6kW）の燃料被覆管温度は 159℃以下となる。

※2 通常取り扱い時及び異常時に燃料被覆管にかかる応力は，評価結果が最も厳しくなる新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料で 56MPa となる。200℃での未照射材の降伏応力は約 230MPa であるため，照射硬化回復を考慮しても，燃料被覆管にかかる応力は降伏応力を超えることはない。

※3 運用期間中に燃料被覆管温度が最も高くなる真空乾燥時では，最も厳しい大型キャスクに新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料を収納した場合，燃料被覆管温度は 194℃であり，この状態の燃料被覆管周方向応力は 46.0MPa であり，燃料被覆管温度及び周方向応力ともに設計基準を満たしている。

表１．１－７　評価結果(大型キャスク)

（単位：℃）

部材	評価結果	設計基準温度	備考
燃料被覆管	174 以下※4※5	200	使用済燃料(8×8 燃料，新型 8×8 燃料)
	174※5※6	300	使用済燃料(新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料)
レ ジ ン	104	150	中性子遮蔽材
低合金鋼	114	350	貯蔵容器本体
ステンレス鋼	83	400	二次蓋
アルミニウム，インコネル	81	150	一次蓋金属ガスケット
	79	150	二次蓋金属ガスケット
ボロン添加アルミニウム	159	230	バスケット

※4 新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料（発熱量 15.2kW）の燃料被覆管温度が 174℃であるため，発熱量の低い 8×8 燃料（12.6kW），新型 8×8 燃料（13.5kW）の燃料被覆管温度は 174℃以下となる。

※5 通常取り扱い時及び異常時に燃料被覆管にかかる応力は，評価結果が最も厳しくなる新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料で 56MPa となる。200℃での未照射材の降伏応力は約 230MPa であるため，照射硬化回復を考慮しても，燃料被覆管にかかる応力は降伏応力を超えることはない。

※6 運用期間中に燃料被覆管温度が最も高くなる真空乾燥時では，最も厳しい大型キャスクに新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料を収納した場合，燃料被覆管温度は 194℃であり，この状態の燃料被覆管周方向応力は 46.0MPa であり，燃料被覆管温度及び周方向応力ともに設計基準を満たしている。

参考資料

除熱解析に用いるコード（ABAQUS）について

（１） 概要

ABAQUS コードは，米国 Hibbitt，Karlsson & Sorensen，Inc.（HKS 社）で開発された有限要素法に基づく伝熱解析等の汎用解析コードであり，輸送キャスクの伝熱解析などに広く利用されている。

（２） 機能

ABAQUS コードは，伝熱解析に際して以下の機能を有している。

① 定常，非定常のいずれの解も得ることができる。

② 一次元～三次元の任意形状の構造に対して解くことが可能である。

③ 初期条件（温度）は要素ごとに変化させることができ，計算ステップの自動決定も可能である。

④ 境界条件として，時間に依存する熱流束，温度，伝導，対流及びふく射が考慮できる。

⑤ 構成物質の相変態が考慮できる。

（３） 解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図１．１－８に示す。

（４） 使用実績

ABAQUS コードは，多くの伝熱解析に使用された実績がある。

（５） 検証方法

貯蔵キャスクの定常伝熱試験に対して ABAQUS による解析結果と試験結果を比較・検討し，本コードの妥当性が検証されている[1)]。

1)山川秀次，五味義雄，尾崎幸男，尾崎明朗「使用済燃料キャスク貯蔵技術の確立―キャスクの伝熱特性評価―」，電中研報告書，U92038，(1993)

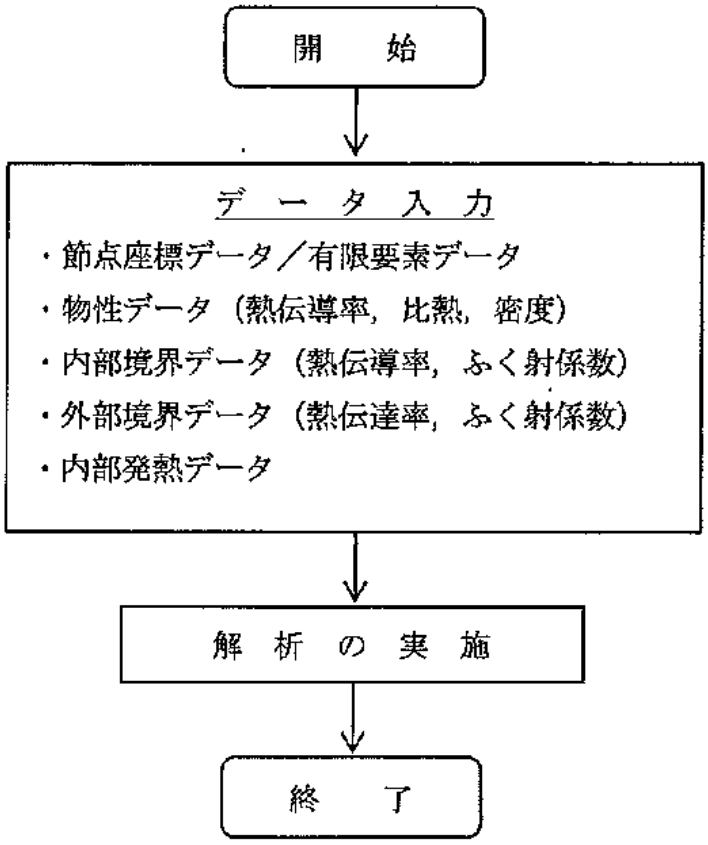


図１．１－８　ABAQUS コードの解析フロー図

除熱解析に用いるコード（ORIGEN2）について

（１） 概要

ORIGEN2 コードは，米国オークリッジ国立研究所（ORNL）で開発された炉内中性子束の１点近似による燃焼計算コードである。ORIGEN2 コードは汎用解析コードであり，輸送キャスクの崩壊熱計算等に広く利用されている。

（２） 機能

ORIGEN2 コードは，燃焼解析に際して以下の機能を有している。

① 燃料の炉内での燃焼計算，炉取出し後の減衰計算により，冷却期間に対応した崩壊熱，放射線の強度，各核種の放射能量等が求められる。

② 原子炉の炉型と燃料の組合せに対し，中性子エネルギースペクトルの違いにより重みをつけた断面積ライブラリが内蔵されており，任意に選択できる。

③ 計算結果は，放射化生成物，アクチニド，核分裂生成物に分類して出力される。

④ 燃焼計算に必要な放射性核種データ（崩壊熱，ガンマ線のエネルギー分布，自発核分裂と（α，ｎ）反応により発生する中性子源強度等）に関しては，ORIGEN2 コード専用のライブラリがあり，これを用いる。

（３） 計算フロー

ORIGEN2 コードの計算フローを図１．１－９に示す。

（４） 使用実績

ORIGEN2 コードは，輸送キャスク，核燃料施設の崩壊熱計算に広く使用されている[1)]。

（５） 検証方法

汎用コードの導入評価[1)]が実施されていることが確認されている。

大型実験/ベンチマーク試験による検証[2)]が実施されていることが確認されている。

1)A.G.Croff, “ORIGEN2 Isotope Generation and Depletion Code MATRIX EXPONENTIALMETHOD”,CCC-371(1987)

2)(社)日本原子力学会“原子炉崩壊熱とその推奨値”, 1989 年 8 月

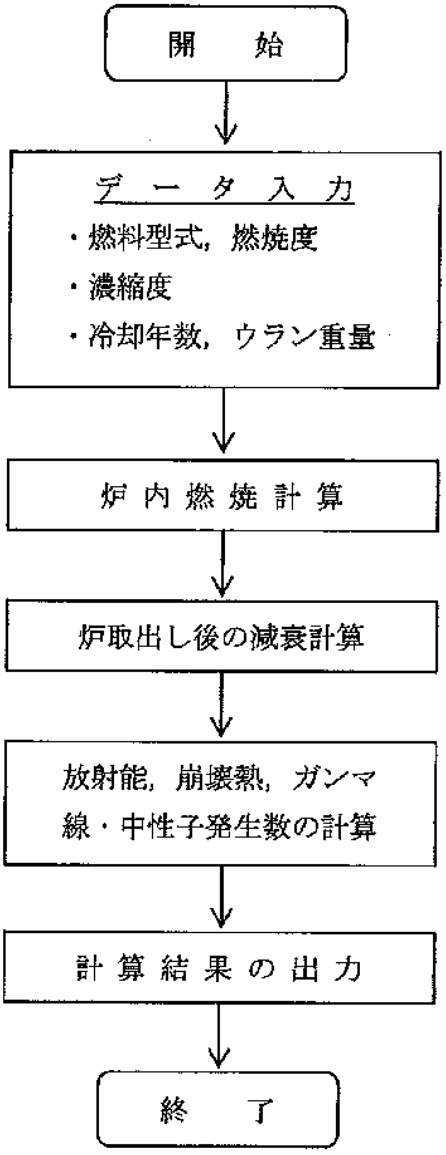


図１．１－９　ORIGEN2 コードの計算フロー図

(2)　輸送貯蔵兼用キャスクB

1)　基本的な考え方

除熱設計に当たっては，使用済燃料の健全性及び安全機能を有する構成部材の健全性が維持できるよう，使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できる設計とする。そのため，以下の配慮を行う。

a)　輸送貯蔵兼用キャスクB内部のバスケットは，熱伝導の優れた伝熱プレートの設置により必要な伝熱性能を確保する。

b)　輸送貯蔵兼用キャスクB内部には，熱伝導率の高いヘリウムガスを充てんする。

c)　側部中性子遮蔽材には熱伝導の低いレジンを用いており，伝熱フィンを設けることにより必要な伝熱性能を確保する。

輸送貯蔵兼用キャスクBの除熱解析フローを図１．１－１０に示す。なお，コンクリートモジュールの除熱解析フローは乾式貯蔵キャスクと同様であるため，輸送貯蔵兼用キャスクBの除熱解析フローのみを示す。

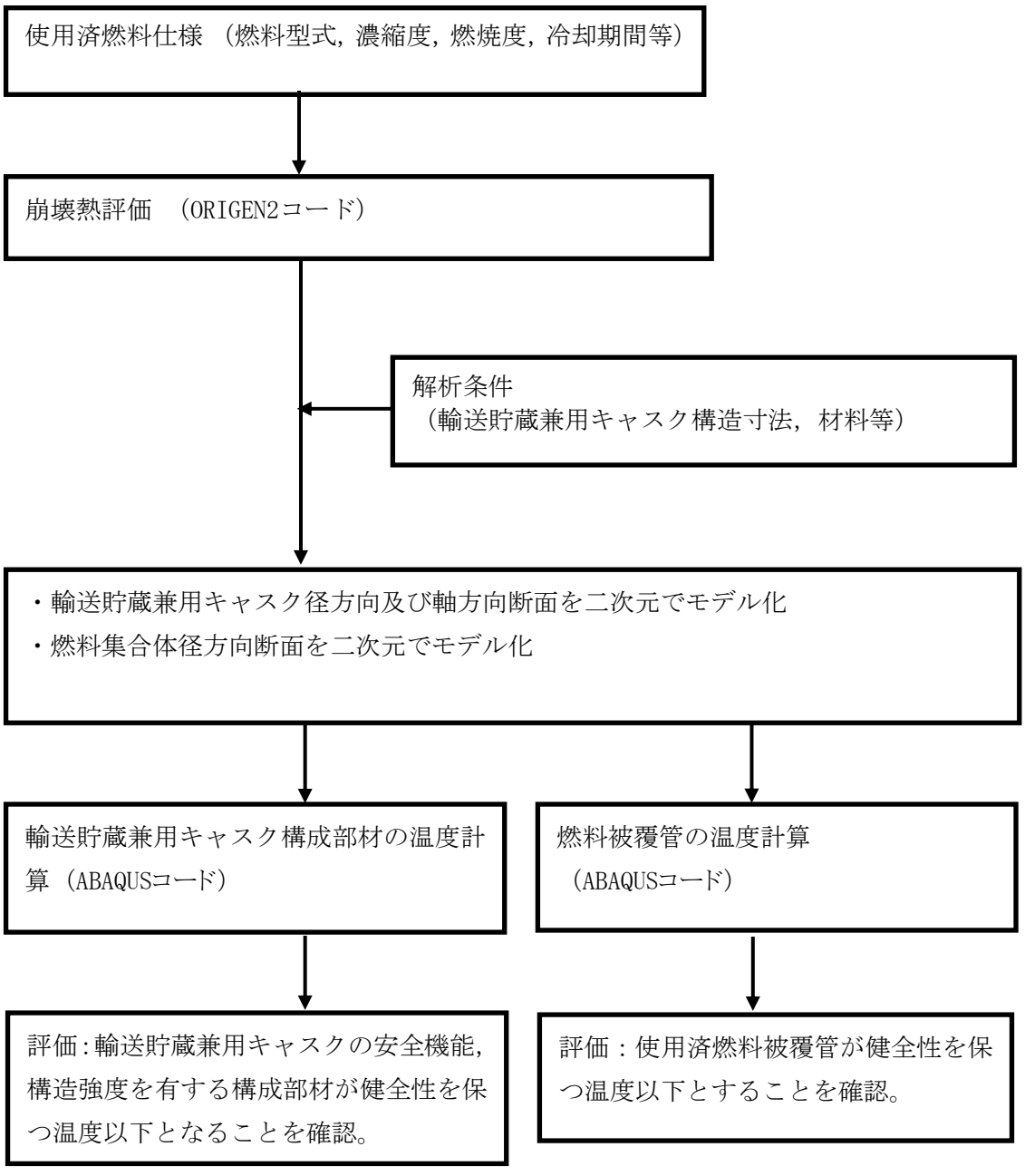


図１．１－１０　輸送貯蔵兼用キャスクＢ　除熱評価フロー図

2) 設計基準

設計基準を表１．１－８に示す。

表１．１－８　設計基準

（単位：℃）

対象となる部材	材質	設計基準	設計基準温度	備考
燃料被覆管	ジルカロイ－2	使用済燃料被覆管の累積クリープ量が1%を超えない温度，照射硬化回復現象により燃料被覆管の機械的特性が著しく低下しない温度及び水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度以下となる温度とする	300※	使用済燃料（新型8×8ジルコニウムライナ燃料）
輸送貯蔵兼用キャスクB	レジン	中性子遮蔽材の性能が維持される制限温度	150	中性子遮蔽材
	炭素鋼	構造強度が維持される制限温度	350	密封容器
				二次蓋
	アルミニウム合金，ニッケル基合金	閉じ込め機能が維持される制限温度	130	金属ガスケット
	ボロン添加ステンレス鋼	構造強度が維持される制限温度	300	バスケット

※水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度を設計基準温度として設定したもので，燃料被覆管の周方向応力は設計基準温度状態で 70 MPa 以下とする。燃料被覆管の累積クリープ量が 1%を超えない初期温度は 360℃程度と評価され，上記設計基準温度を超えている。また，燃料被覆管の照射硬化の回復については機械的強度への影響を評価するものとする。

3) 燃料仕様

輸送貯蔵兼用キャスク B1 基当たりの発熱量を表１．１－９に示す。使用済燃料の発熱量は ORIGEN2 コードにより求める。

共用プールに貯蔵中の使用済燃料のうち，発熱量の最も大きい燃料（平成 24 年 12 月 1 日時点）を収納条件を満足するよう 69 体収納した場合，輸送貯蔵兼用キャスク B の発熱量は約 11.7kW となり，除熱設計の前提としている発熱量を大幅に下回る。

表１．１－９　輸送貯蔵兼用キャスク B　1 基当たりの発熱量

燃料集合体の種類		新型８×８ジルコニウムライナ燃料
初期濃縮度（wt%）		約2.9
収納物の燃焼度	平均燃焼度（MWd/t）	34,000
冷 却 期 間（年）		18
収納体数（体）		69
評価に用いる発熱量（kW）注)		15.3

注）　輸送貯蔵兼用キャスク B の最大発熱量は 12.1kW であるが，除熱設計では燃料集合体の軸方向の燃焼度分布を保守的に考慮した設計発熱量を用いる。

4) 評価条件

輸送貯蔵兼用キャスク B の除熱評価は以下の 3 種類の解析モデルを用いて行う。

a. 軸方向断面モデル（輸送貯蔵兼用キャスク B 全体の二次元軸対称モデル）

b. 半径方向断面モデル（胴中央部断面形状の二次元平面モデル）

c. 燃料集合体断面モデル（燃料集合体の断面形状の二次元平面モデル）

上記解析モデルを図１．１－１１～図１．１－１３に示す。また，評価条件を表１．１－１０に示す。

表１．１－１０　評価条件

項　　目	評価条件
収納体数　（体）	69
姿　　勢	横置き
発 熱 量　（kW）	15.3
周囲温度　（℃）	空気：45
	コンクリートモジュール内面：65

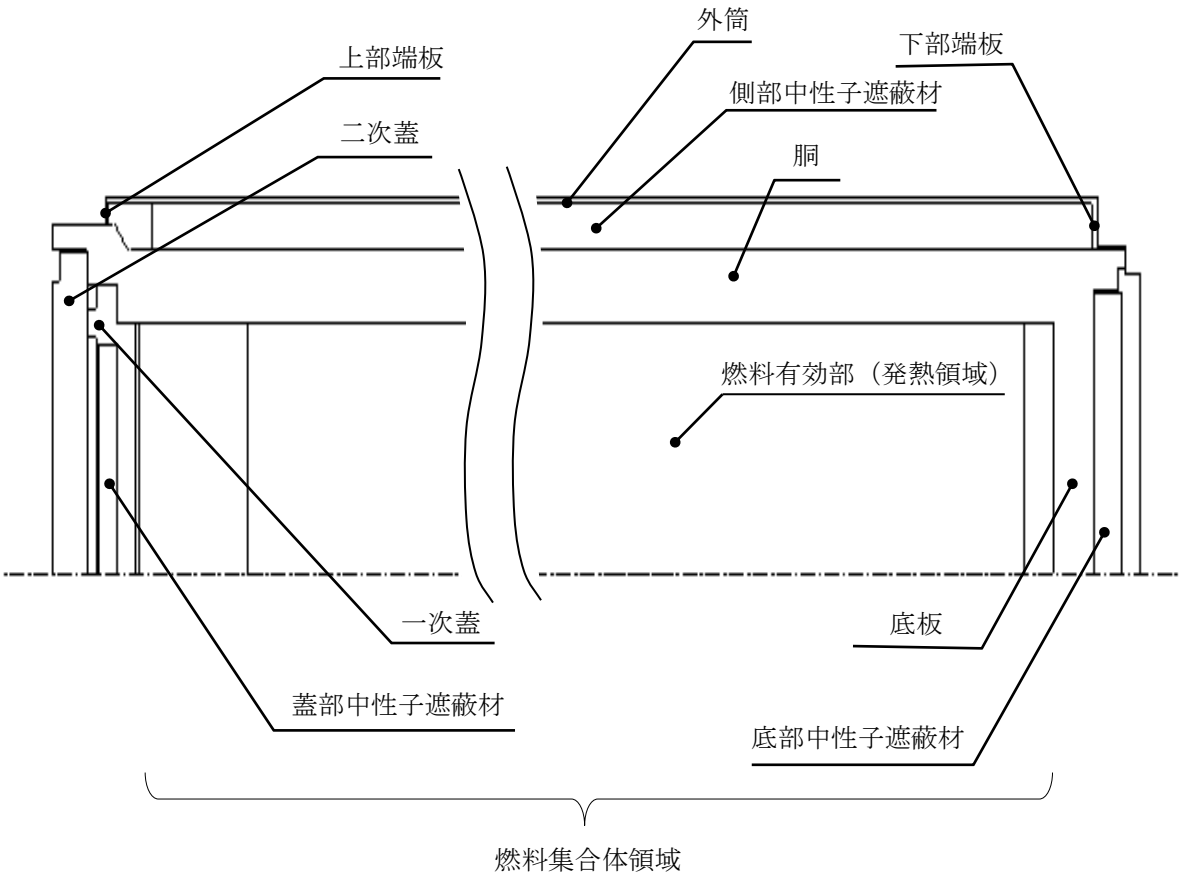


図１．１－１１　軸方向断面モデル

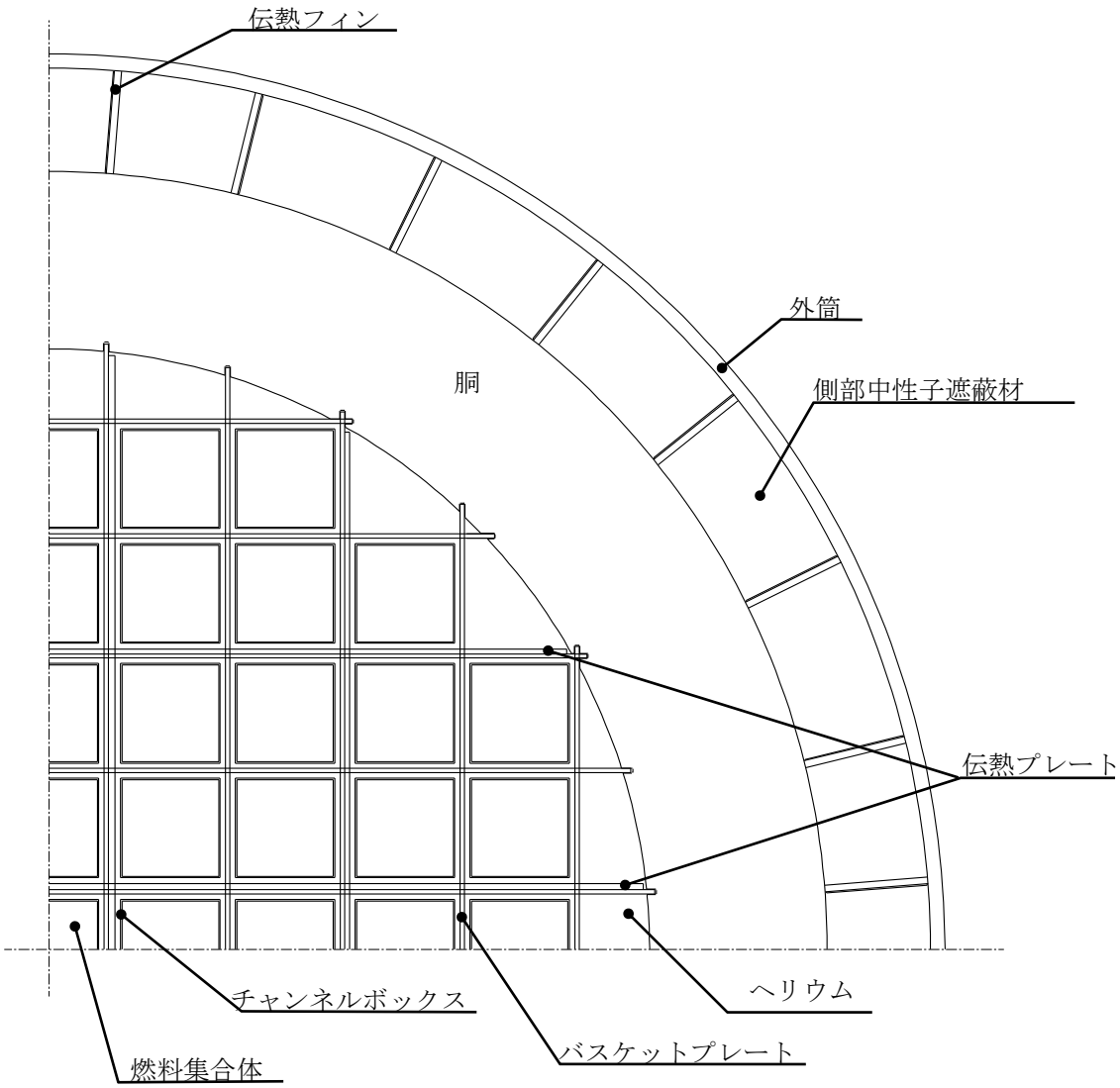
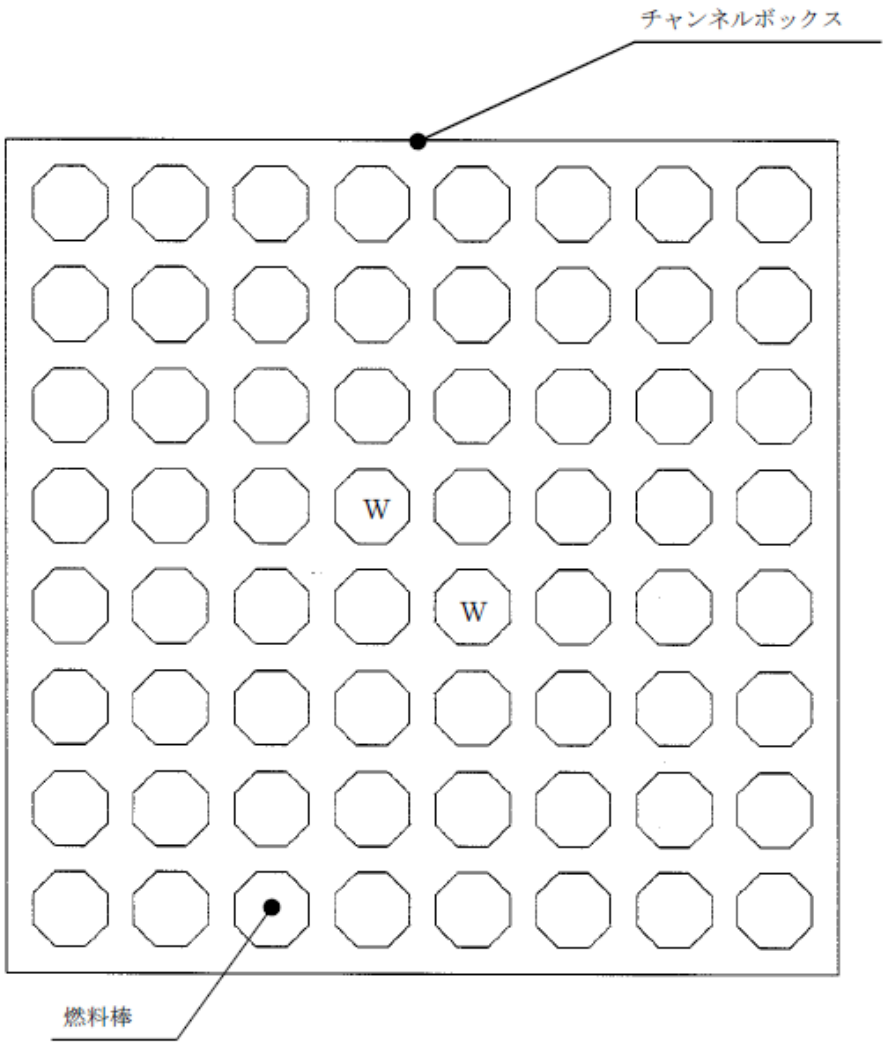


図１．１－１２　半径方向断面モデル



注）Wはウォーターロッドであり，発熱はない。

図１．１－１３　燃料集合体断面モデル

5)　評価方法

はじめに，輸送貯蔵兼用キャスクB各部の温度分布を軸方向断面モデルにて求める。軸方向断面モデルでは，燃料集合体の軸方向発熱分布を考慮する。

次に，径方向断面モデルにて輸送貯蔵兼用キャスクB中央断面各部の温度分布及びチャンネルボックスの最高温度を求める。径方向断面モデルでは，径方向の発熱分布を考慮して，燃料の配置制限に従い，中央に最高燃焼度燃料に対応した発熱量の燃料を配置し，当該断面の発熱量が設計発熱量の設定と等しくなるように外周には低い発熱量の燃料を配置する。また，径方向断面モデルでは，熱の軸方向移動による蓋板上面や底板下面からの放熱を模擬できないため，輸送貯蔵兼用キャスクBの温度分布が現実に比べて高めとなる。このため，軸方向断面モデルで得られた結果に基づいて軸方向への熱の移動を考慮する。

最後に，径方向断面モデルの熱解析から得られたチャンネルボックスの温度分布を境界温度として燃料集合体断面モデルによる熱解析を実施し，燃料被覆管の温度分布を求める。

解析はABAQUSコードを用いる。

6) 評価結果

評価結果を表１．１－１１に示す。本表に示すとおり，使用済燃料の健全性を示す燃料被覆管の温度及び輸送貯蔵兼用キャスク B を構成する各部材はいずれも設計基準温度を下回っており，熱的健全性は維持される。

表１．１－１１　評価結果

（単位：℃）

部材	評価結果	設計基準温度	備考
燃料被覆管	249※1※2	300	使用済燃料（新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料）
レジン	117	150	中性子遮蔽材
炭素鋼	123	350	密封容器
	83		二次蓋
アルミニウム合金，ニッケル基合金	86	130	金属ガスケット
ボロン添加ステンレス鋼	238	300	バスケット

※1 構造強度評価及び異常事象の評価における最大評価加速度 3G が燃料被覆管にかかる場合，燃料被覆管にかかる応力は 55MPa となる。既存評価書において 260℃における照射後の降伏応力 568MPa[1)]に燃料被覆管の照射硬化回復式[2)]を保守的に考慮した降伏応力は 313MPa と評価されており，照射硬化回復を考慮しても，燃料被覆管にかかる応力は降伏応力を超えることはない。

※2 運用期間中に燃料被覆管温度が最も高くなる真空乾燥時での燃料被覆管温度は 249℃である。また，この状態の燃料被覆管周方向応力は 52MPa であり，燃料被覆管温度及び周方向応力ともに設計基準を満たしている。

1)：(独)原子力安全基盤機構，“平成 18 年度 高燃焼度９×９型燃料信頼性実証成果報告書（総合評価編）”，(2007)

2)：(独)原子力安全基盤機構，“平成 15 年度 リサイクル燃料資源貯蔵施設安全解析コード改良試験（燃料の長期安全性に関する試験最終成果報告書）”，(2004)

1.2　コンクリートモジュールの除熱機能

(1)　乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール

1)　基本的な考え方

コンクリートモジュール内の除熱評価においては，コンクリートモジュール及び乾式貯蔵キャスクを適切にモデル化し，三次元熱流動解析コード FLUENT を用いて乾式貯蔵キャスク周囲空気温度，コンクリートモジュールの各部コンクリート温度を評価する。

コンクリートモジュール内に保管されたキャスクの崩壊熱は次の伝熱形態で最終的に外界へ放熱される。

① 使用済燃料から乾式貯蔵キャスク表面に伝えられた崩壊熱の大部分は，キャスク近傍の空気に対流と伝導により伝達される。崩壊熱の一部については，ふく射及び支持架台を介する伝導によりコンクリートモジュールに伝えられる。

② コンクリートモジュールへ伝わった熱は構造材を介した伝導伝熱及び対流により外界(外気，地中など)に放出される。あるいは，対流と伝導によってモジュール内の空気に伝わり，その自然換気に従って外界に放出される。

なお，発熱量の大きい大型乾式貯蔵キャスク用のコンクリートモジュールを代表して評価する。

2)　設計基準

設計基準を表１．２－１に示す。

表１．２－１　設計基準

対象箇所	設計基準	設計基準温度
キャスク周囲温度	乾式キャスク除熱評価のインプット条件となる制限温度	45℃以下
モジュールのコンクリート材	コンクリート材の構造強度が確保される制限温度	65℃以下 [1)]

1)　発電用原子力設備規格　コンクリート製原子炉格納容器規格(JSME S NE1-2003)

3)　評価条件

コンクリートモジュールの除熱評価の解析モデルは以下の通りとする。

- 保管状態の金属キャスク 1 基を含むコンクリートモジュール及び基礎スラブを解析対象とし，コンクリートモジュール及びキャスク形状の対称性を想定して 1/2 区分を模擬(モデル化)する。(図１．２－１参照)
- 大型乾式貯蔵キャスクは，直径約 2.4m，全長約 5.6m の円柱形状で模擬する。(図１．２－１参照)
- 解析で模擬しない部分の圧力損失要素として，給排気口に設置するグレーチング

と外気が給排気口に流入/流出する際の縮流/拡流の圧力損失を，給排気面を換気流が通過する際に発生する圧力損失として付与する(相当する圧力損失係数の設定)。

・ コンクリートモジュール温度を保守的に評価するため，モジュール外壁表面及び床基礎スラブ底面は断熱条件とする。また，キャスク上面側のモジュール壁面に設けられる点検扉及び給気口(1 面)は模擬しない。(図１．２－１参照) なお，モジュール外壁表面での外気との熱の出入りを考慮した評価については参考資料に示す。

図１．２－１に三次元熱流動解析の評価領域を示す。また，評価条件を表１．２－２に示す。

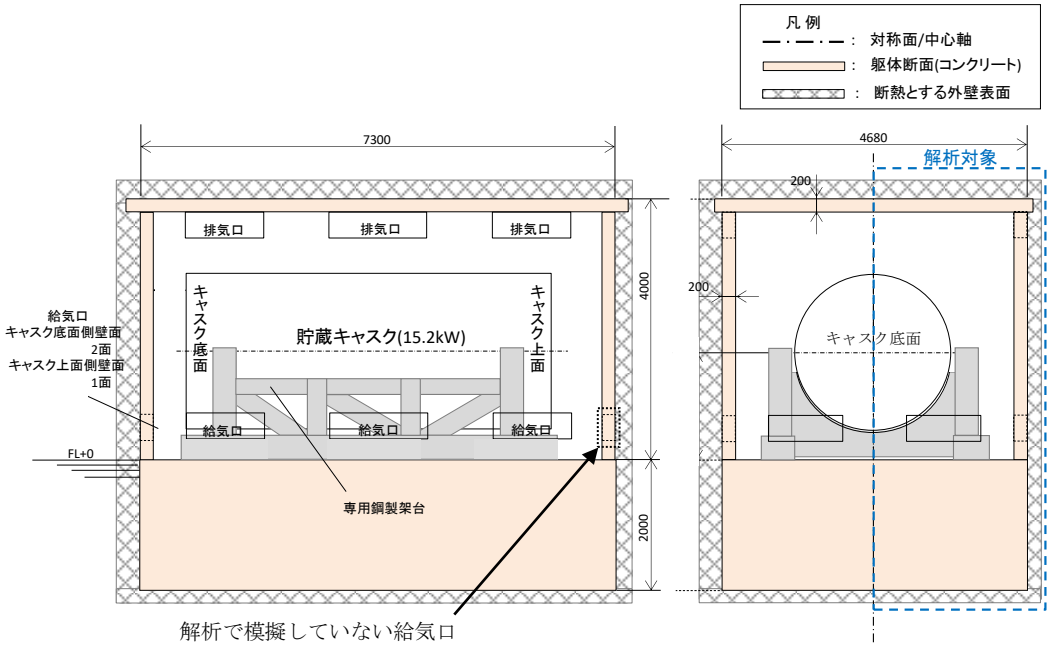


図１．２－１　三次元熱流動解析の評価領域
(コンクリートモジュール断面(単位:mm))

表１．２－２　評価条件

項目	評価条件	備考
設計給気温度 (℃)	29.4	小名浜特別地域気象観測所で観測された 2007 年～2011 年の夏季(6 月～9 月)毎正時観測データにおける累積出現率が 99%となる最高温度
発熱量 (kW)	15.2	乾式貯蔵キャスク(大型キャスク)の発熱量。キャスク全表面(上面，側面，底面)に一様な熱流束を設定する。

4)　評価方法

三次元熱流動解析コードFLUENTを用いて，伝導，対流，ふく射が共存する伝熱流動場の支配方程式系を解くことにより，キャスク周囲雰囲気温度及びコンクリートモジュール温度を評価する。

図１．２－２にFLUENTでの解析モデル図を示す。

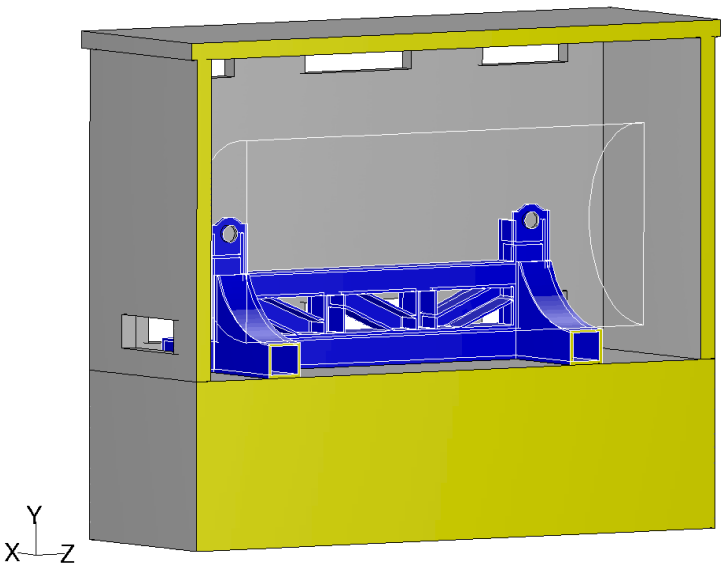


図１．２－２　コンクリートモジュールの解析モデル図

5)　評価結果

評価結果を以下に示す。

Ａ．空気温度(キャスク周囲雰囲気温度及び排気温度)

表１．２－３に三次元熱流動解析によるコンクリートモジュール内の平均空気温度と排気温度を示す。三次元熱流動解析の結果から，コンクリートモジュール内の平均空気温度は 34.5℃，排気温度は 39.4℃であり，制限温度 45℃と比較して十分に低い温度となっていることを確認した。

Ｂ．コンクリートモジュールの温度

表１．２－４に三次元熱流動解析によるコンクリートモジュール最高温度値，図１．２－３にコンクリートモジュール内壁表面(天井面，側壁面，床面)の温度分布図を示す。

コンクリートモジュールのコンクリート材最高温度は 53.2℃(側壁)となり，制限温度 65℃まで十分な裕度があることを確認した。

表１．２－３　三次元熱流動解析による空気温度

(単位：℃)

キャスク型式	項 目	評価結果	設計基準温度
乾式貯蔵キャスク(大型)	コンクリートモジュール内の平均空気温度	34.5	45
	排気温度	39.4	

表１．２－４　三次元熱流動解析によるコンクリートモジュール温度の最高値

(単位：℃)

評価部位	評価結果	設計基準温度
天井面	52.8	65
側壁面	53.2	
床面	51.5	

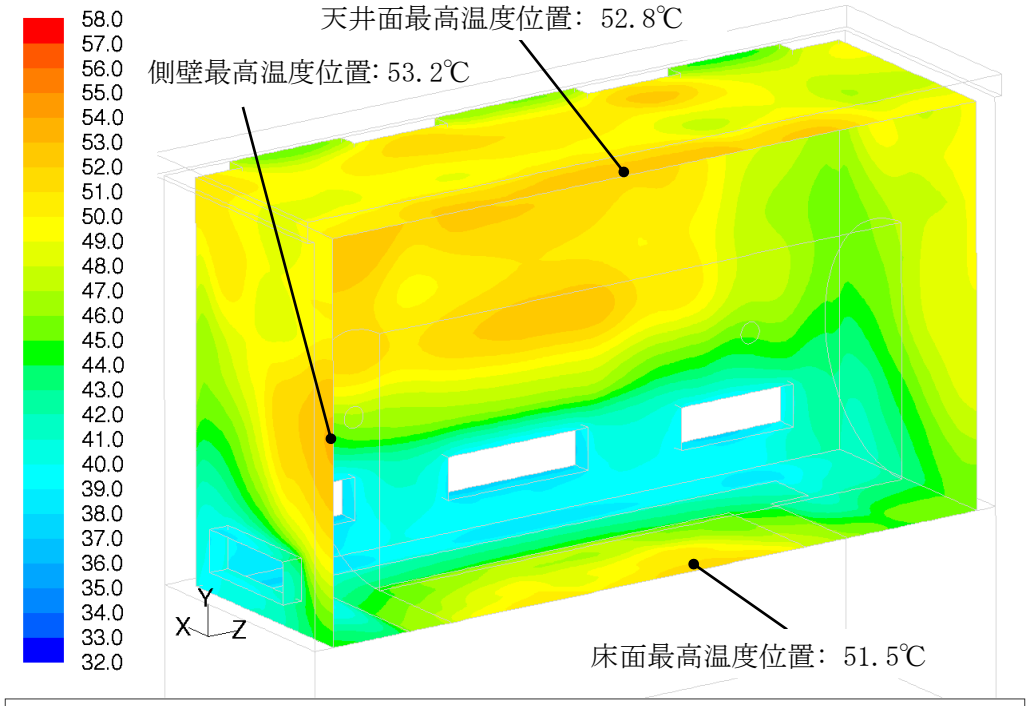


図１．２－３ コンクリートモジュール内壁表面温度分布

参考資料

除熱解析に用いるコード（FLUENT）について

（１） 概要

FLUENT コードは，米国製の汎用熱流体解析コードであり，貯蔵キャスクの除熱解析などに利用されている。

（２） 機能

FLUENT コードは，臨界解析に際して以下の機能を有している。

① 非圧縮性流れから圧縮性流れまで幅広く取り扱うことができ，層流，乱流，伝熱(対流，伝導，ふく射)，反応流，多相流等様々な流動場を解析の対象として取り扱うことができる。

② 熱伝導，対流熱伝達，ふく射の形態での伝熱過程を連成して解析することが可能であり，また，流体領域と固体領域での伝熱を同時に取り扱うことができる。

（３） 解析フロー

FLUENT コードの解析フローを図１．２－４に示す。

（４） 使用実績

FLUENT コードは，海外の金属キャスク貯蔵施設，コンクリートキャスクの除熱解析や国内中間貯蔵施設の貯蔵キャスク，貯蔵建屋の除熱評価に使用されている。

（５）検証方法

ベンチマーク試験[1)]による検証[2)]が実施されていることを確認。

1)電力中央研究所報告 U99505「キャスク貯蔵施設の除熱性能の実証に関する研究－スタック方式施設の除熱試験－」竹田浩文・古賀智成・亘真澄・坂本和昭(2000)

2)使用済燃料中間貯蔵施設貯蔵建屋・設備の安全設計及び施設安全評価について（東電設計株式会社，TEPSCO-LR-001 改 2 平成 21 年 8 月）

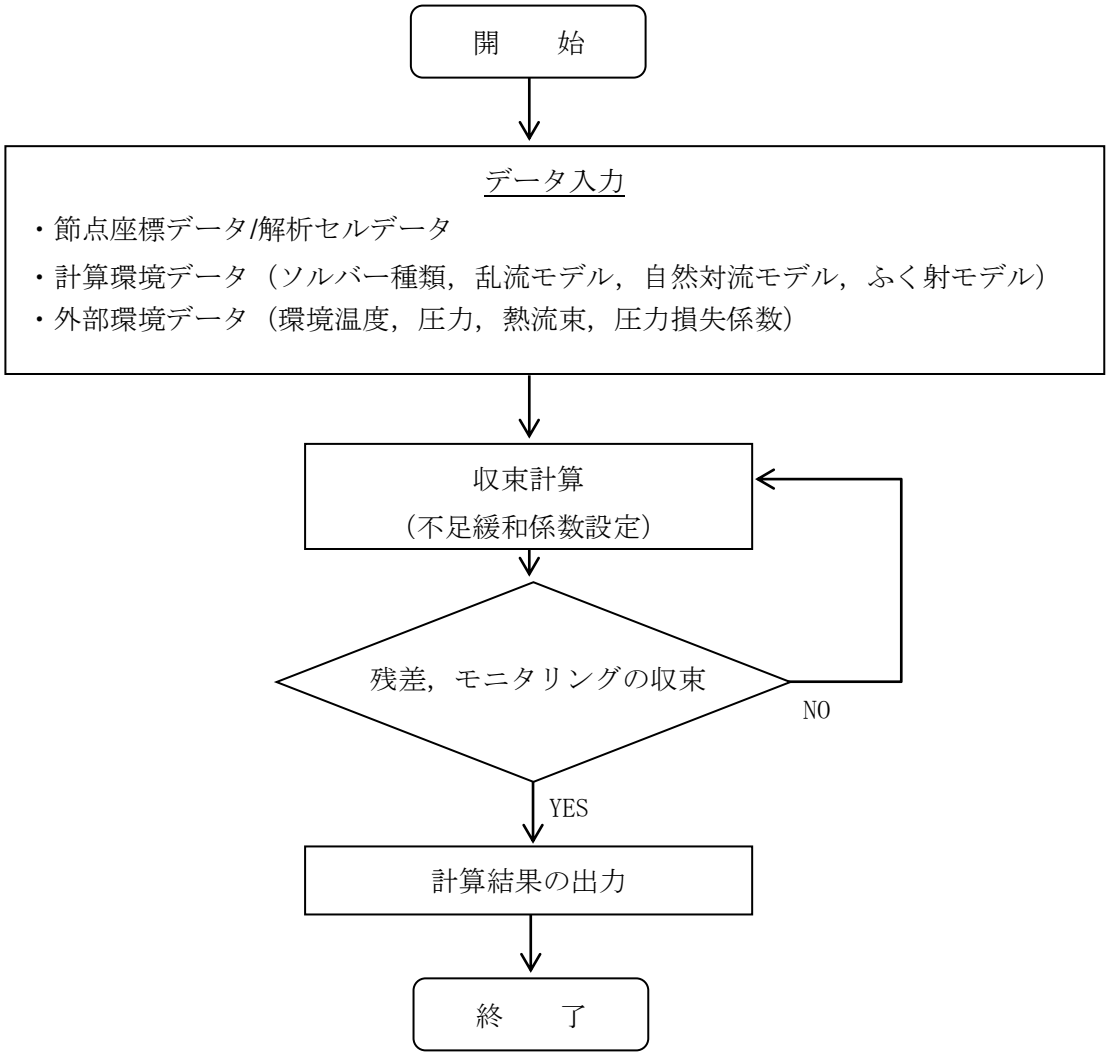


図１．２－４　FLUENT コードの解析フロー図

参考資料

外気との熱の出入りを考慮した除熱評価について

コンクリートモジュールの除熱評価においては，モジュール外壁表面及び床基礎スラブ底面は断熱条件とし評価を実施している。ここでは，モジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮した評価を行い，モジュール外壁表面を断熱とする条件における評価との比較・検討を実施する。なお，床基礎スラブ底面は断熱条件とする。

1) 評価条件

モジュール外壁表面を断熱とする条件，及びモジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮する条件のそれぞれの評価条件を表１．２－５に示す。モジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮した評価を行う場合，太陽からの日射量をコンクリート壁面に入熱量として付与すること，及びコンクリート外壁面からの放熱（外気による対流伝熱及び外気へのふく射伝熱）を考慮することの２点がモジュール外壁表面を断熱条件とする場合と異なる評価条件である。評価は，三次元熱流動解析コード FLUENT を用いて行う。

表１．２－５　評価条件

	モジュール外壁断熱	モジュール壁面での熱の出入りを考慮	備考
設計給気温度(℃)	29.4	同左	表１．２－２　評価条件と同一
崩壊熱(kW)	15.2	同左	表１．２－２　評価条件と同一
日射入熱 (W/m^2)	無し	水平面：800 垂直面：200 (日射吸収率：0.6)	“核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する技術上の基準に係る細目等を定める告示”，第 14 条，別記第四の一の規定を準用
外気による対流伝熱	無し	風速 2m/s	小名浜の夏季(6～9 月)の月平均風速の平年値 2.2～2.6m/s より
		参考： 風速 0.5m/s	「発電用原子炉施設の安全解析に関する気象指針」に定める静穏状態の風速を参照し設定
外気-外壁間の輻射伝熱	無し	考慮	―

2) 評価結果

評価結果を表１．２－６に示す。また，モジュール壁面での熱の出入りを考慮した評価における，風速 2m/s での評価と，風速 0.5m/s の評価のコンクリートモジュール内壁温度分布図をそれぞれ図１．２－５，図１．２－６に示す（モジュール外壁表面を断熱とする条件での温度分布図は図１．２－３参照)。モジュール外壁断熱での評価と比べ，モジュール壁面での熱の出入りを考慮した評価では外気への排熱によりコンクリート温度が低くなるが，風速 0.5m/s の評価においては，天井面の入熱量が大きく，天井内面温度が大きくなる傾向にある。モジュール外壁を断熱条件とする場合と，モジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮する場合いずれも設計基準値を満足する。

表１．２－６　評価結果

（単位：℃）

	モジュール外壁断熱	モジュール壁面での熱の出入りを考慮		設計基準値
		風速 2m/s	風速 0.5m/s（参考値）	
排気温度	39.4	38.1	38.9	45
モジュール内空気平均温度	34.5	34.1	34.3	
天井内面最高温度	52.8	51.1	54.5	65
屋根面最高温度	－	51.9	59.3	
側壁内面最高温度	53.2	46.7	50.6	
側壁外面最高温度	－	41.0	43.4	
床面最高温度	51.5	50.9	51.1	

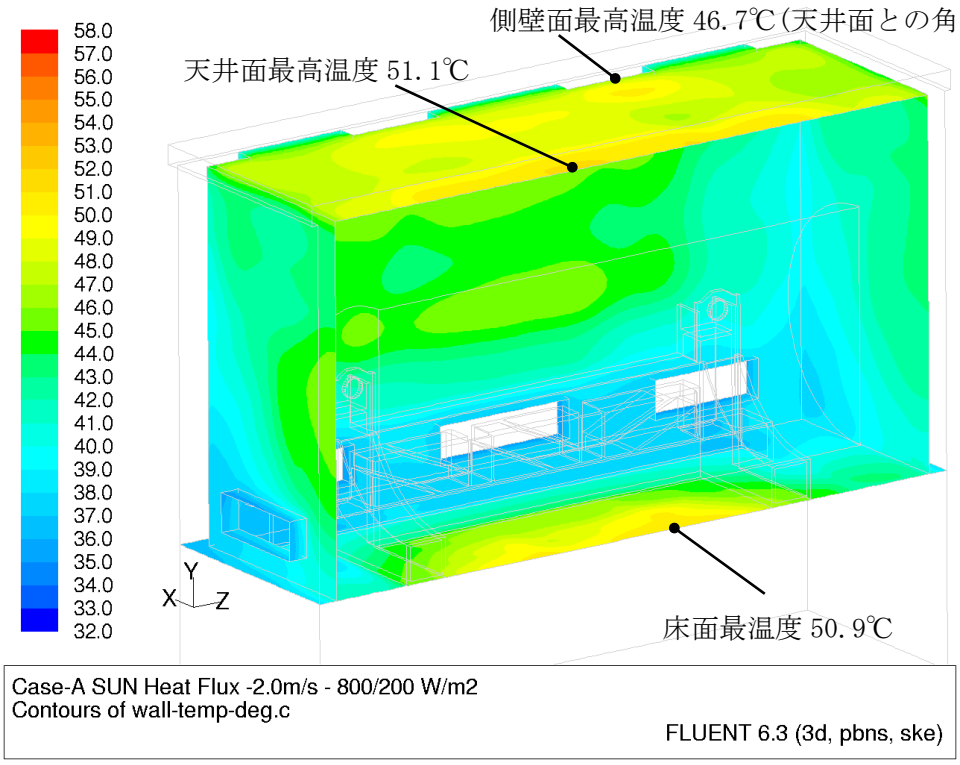


図１．２－５　コンクリートモジュール内壁表面温度分布(風速 2.0m/s)

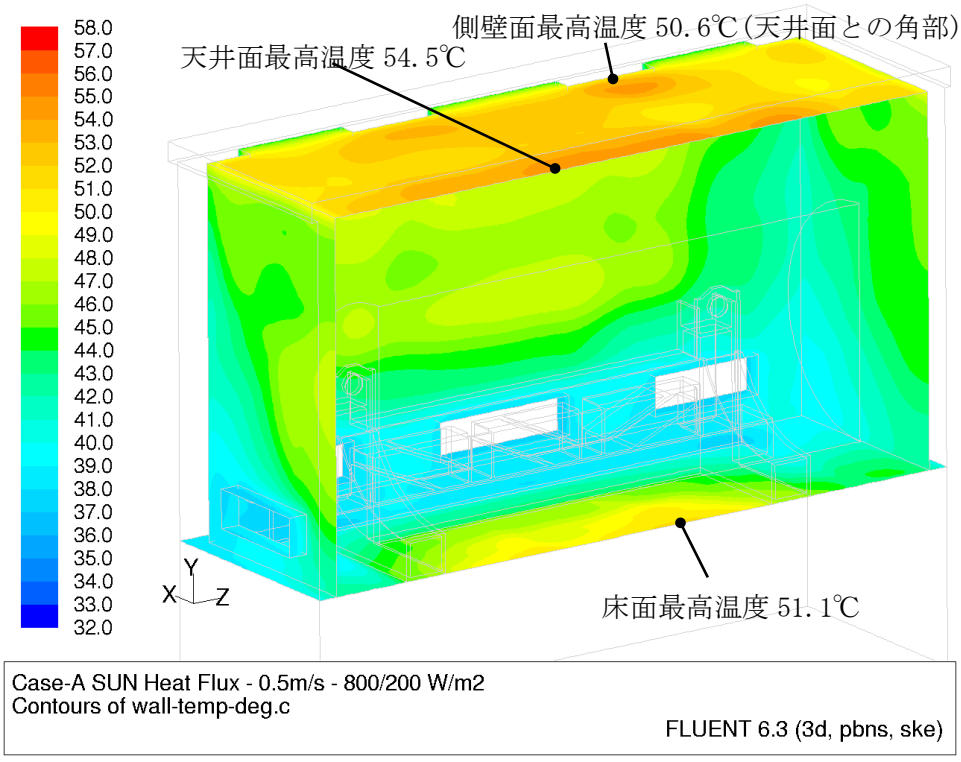


図１．２－６　コンクリートモジュール内壁表面温度分布（風速 0.5m/s（参考値））

3)　考察

評価条件，及び評価結果の不確定性に対する検討結果を以下に示す。モジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮する条件において，評価条件は妥当であると考えられること，モジュール外壁を断熱とする条件とモジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮する条件とで評価結果に大きな差異はなく，またいずれも設計基準値を満足していること，評価結果に対する不確定性を考慮しても，設備への影響は無いと考えられることから，本文に記載しているモジュール外壁を断熱とする条件の評価は，コンクリートモジュールの除熱評価として妥当と考える。

①　日射入熱量の条件に事業所外運搬の告示に定める値を使用すること

各都市での夏期の設計用日射量（W・h/(m^2・日)）を表１．２－７に示す。
（空気調和・衛生工学便覧〈第 14 版〉第 17 章 冷暖房負荷 表 17.6 設計用日射量(夏期)）

表１．２－７　各都市夏期の設計用日射量（W・h/(m^2・日)）

	札幌	東京	福岡
水平面全天	7959	8086	8100
垂直面全天(E)	3752	3486	3511
垂直面全天(W)	3705	3553	3475
垂直面全天(N)	1117	1091	1121
垂直面全天(S)	2527	1798	1598

福島から最も近く，南に位置する東京データでの水平面及び垂直面の日照時間中（5-18 時の 13 時間と想定）の時間平均値を求めると，それぞれ以下の値となる。

・水平面：8086/13=622W/m^2

・垂直面平均値：(3486+3553+1091+1798)/(4×13)=191W/m^2

また，1F 構内での気象観測データにおける，2006 年～2010 年 6～9 月の 5 年間の日射量データのうち，最も積算日射量が高い日の積算日射量を可照時間で割った値は 607 W/m^2 であり，冷房設計用日射量計算モデル（東京：622W/m^2）による時間平均値を下回る。以上より，事業所外運搬の告示に定める値（水平面：800W/m^2，垂直面：200W/m^2）は，保守的な設定値と考えられ，評価に用いることは妥当と考える。

②　日射吸収率

日射入熱量に対するコンクリートの日射吸収率は，日本建築学会「建築設計資料集成」より，明るい色のコンクリートの日射吸収率である 0.6 を用いている。文献により，コ

ンクリートの日射吸収率の数値は若干の違いがあり，空気調和・衛生工学便覧，第 5 編には，コンクリートの日射吸収率は 0.7 程度という記載がある。本評価では，上記のとおり日本建築学会「建築設計資料集成」記載値にて評価を行っているが，日射吸収率を0.7程度とした場合においても，表１．２－８のとおり設計基準温度を超えることは無い。

また，数年程度ではコンクリート表面色の変化はほぼ無いと考えられるが，仮保管期間が長期にわたる場合は，仮保管された乾式キャスクの表面温度やコンクリートの表面状態等を確認し，除熱機能に影響が無いか今後状態を確認していく。

表１．２－８　日射吸収率を変えた場合の除熱評価結果（風速 0.5m/s）

（単位：℃）

	外壁断熱	熱の出入りを考慮		設計基準値
		日射吸収率 0.6	日射吸収率 0.7 程度	
排気温度	39.4	38.9	39.3	45
モジュール内空気平均温度	34.5	34.3	34.4	
天井内面最高温度	52.8	54.5	57.0	65
側壁内面最高温度	53.2	50.6	52.8	
床面最高温度	51.5	51.1	51.3	

③　外気による対流伝熱にて考慮する風速について

コンクリート壁面と外気との対流伝熱において，外気の風速を考慮し伝熱量を設定している。外気の風速は，小名浜特別地域気象観測所の観測データより，夏季(6～9 月)の月平均風速の平年値が約 2.2～2.6m/s であることを踏まえ，2m/s と設定し評価を行っている。また，参考として静穏状態の評価もあわせて実施し，除熱評価の評価結果が設計基準温度を満足することを確認している。静穏状態の風速は，「発電用原子炉施設の安全解析に関する気象指針」の解説において，

（抜粋）
感度のよい微風向･微風速計では静穏時でも 0.5m/s 以上の風速を示していることが多く，また，静穏時における放射性雲からのガンマ線被曝も極端に高い実測値がえられていないことから，静穏時においても大気による拡散希釈は行われているものと考えられる。

このように記載されていることから，コンクリートモジュールの除熱評価においても，

静穏状態の風速として同指針を参照し，0.5m/s と設定している。なお，風速 0.5m/s は 1F 構内での気象観測データにおける，2006 年～2010 年 6～9 月の日照時間中（5 時-18 時と想定）風速データの約 97.5%を包絡する値であり，保守的な設定である。

④　評価結果の不確定性

コンクリートモジュールの除熱評価における，現状の評価方針について，大きな保守性を有するものではないが，定常的に評価条件を逸脱することはないと考える。また，一時的に本評価条件を超える状態が発生した場合においても，以下の通り設備への影響はないと考える。

・コンクリートモジュールへの影響

コンクリートの設計基準温度は保守的に「コンクリート製原子炉格納容器規格（JSME S NE1-2003)」の定常状態での温度制限値を用いている。同規格において 24 時間未満の非定常状態における温度制限値は 175℃とされており，一時的に 65℃以上の温度となったとしても，ただちにコンクリート内の水分の散逸により健全性に影響を与えることは考えにくい。

・キャスク除熱への影響

キャスクの除熱機能の確認のため，キャスク表面に温度センサ及び警報が設置されており，温度上昇が発生した場合には免震重要棟で検知でき，散水などによる外気温度の低下等の速やかな対処が可能である。

なお，キャスクの除熱評価における評価条件は，保守的な崩壊熱（※1）を設定しており，評価の保守性を有している。またキャスクの除熱評価結果は最も設計基準温度に対する余裕が厳しい燃料被覆管においても，26℃以上の裕度を有している。従って，一時的にコンクリートモジュール内温度が 45℃を超過したとしても，キャスク各部の設計基準温度を超過する恐れはないと考える。

※1　使用済燃料の軸方向燃焼度分布は中心部分で大きいことを考慮し，燃料の平均燃焼度から求まる崩壊熱より大きい値を設計崩壊熱量とし除熱評価を行っている。

(2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

1)　基本的な考え方

コンクリートモジュール内の除熱評価においては，コンクリートモジュール及び輸送貯蔵兼用キャスクを適切にモデル化し，三次元熱流動解析コード FLUENT を用いて輸送貯蔵兼用キャスク周囲温度，コンクリートモジュールの各部コンクリート温度を評価する。

コンクリートモジュール内に保管されたキャスクの崩壊熱は次の伝熱形態で最終的に外界へ放熱される。

① 使用済燃料から乾式キャスク表面に伝えられた崩壊熱の大部分は，キャスク近傍の空気に対流と伝導により伝達される。崩壊熱の一部については，ふく射及び支持架台を介する伝導によりコンクリートモジュールに伝えられる。

② コンクリートモジュールへ伝わった熱は構造材を介した伝導伝熱及び対流により外界(外気，地中など)に放出される。あるいは，対流と伝導によってモジュール内の空気に伝わり，その自然換気に従って外界に放出される。

本評価は輸送貯蔵兼用キャスク B におけるコンクリートモジュール内の除熱評価である。

2)　設計基準

設計基準を表１．２－９に示す。

表１．２－９　設計基準

対象箇所	設計基準	設計基準温度
キャスク周囲温度	乾式キャスク除熱評価のインプット条件となる制限温度	45℃以下
モジュールのコンクリート材	コンクリート材の構造強度が確保される制限温度	65℃以下 [1)]

1)　発電用原子力設備規格　コンクリート製原子炉格納容器規格(JSME S NE1-2003)

3)　評価条件

コンクリートモジュールの除熱評価の解析モデルは以下の通りとする。

- 保管状態のキャスク 1 基を含むコンクリートモジュール及び基礎スラブを解析対象とし，コンクリートモジュール及びキャスク形状の対称性を想定して 1/2 区分を模擬(モデル化)する。(図１．２－７参照)
- 輸送貯蔵兼用キャスク B は直径約 2.5m，全長約 5.3m であるが、保守的に形状寸法が大きく流路の圧力損失が大きくなるよう直径約 2.5m，全長約 5.4m の円柱形状で模擬する。(図１．２－７参照)

・ 評価に用いる直径約 2.5m，全長約 5.4m の円柱形状のモデルと輸送貯蔵兼用キャスク B の発熱量から求められる熱流束が等しくなるよう、評価に用いる発熱量は，15.3kW×（直径約 2.5m，全長約 5.4m の円柱形状のモデルの表面積/B 型キャスクの表面積）とし，15.9kW とする。

・ 解析で模擬しない部分の圧力損失要素として，給排気口に設置するグレーチングと外気が給排気口に流入/流出する際の縮流/拡流の圧力損失を，給排気面を換気流が通過する際に発生する圧力損失として付与する(相当する圧力損失係数の設定)。

・ コンクリートモジュール温度を保守的に評価するため，モジュール外壁表面及び床基礎スラブ底面は断熱条件とする。また，キャスク上面側のモジュール壁面に設けられる点検扉及び給気口(1 面)は模擬しない。(図１．２－７参照）なお，モジュール外壁表面での外気との熱の出入りを考慮した評価については参考資料に示す。

図１．２－７に三次元熱流動解析の評価領域を示す。また，評価条件を表１．２－１０に示す。

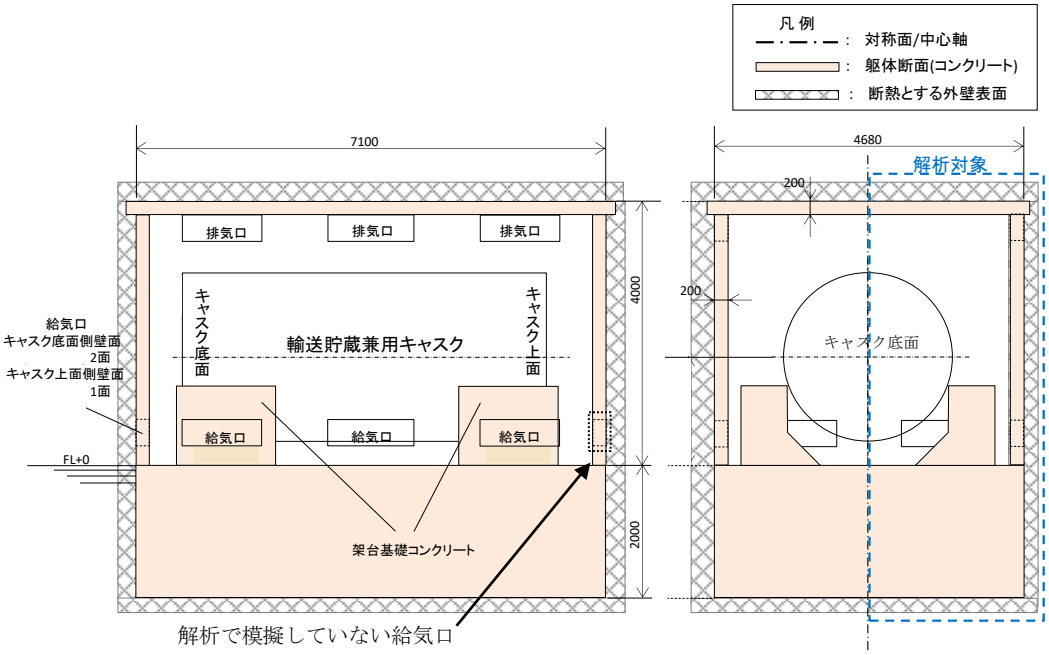


図１．２－７　三次元熱流動解析の評価領域
（コンクリートモジュール断面(単位:mm)）

表１．２－１０　評価条件

項目	評価条件	備考
設計給気温度（℃）	29.4	小名浜特別地域気象観測所で観測された 2007 年～2011 年の夏季(6 月～9 月)毎正時観測データにおける累積出現率が 99%となる最高温度
発熱量（kW）	15.9	評価に用いる円柱形状モデルの表面の熱流束が輸送貯蔵兼用キャスク B の表面の熱流速と等しくなる値。15.3kW×（直径約 2.5m，全長約 5.4m の円柱形状のモデルの表面積/B 型キャスクの表面積）より設定。キャスク全表面（上面，側面，底面）に一様な熱流束を設定する。

4)　評価方法

三次元熱流動解析コード FLUENT を用いて，伝導，対流，ふく射が共存する伝熱流動場の支配方程式系を解くことにより，キャスク周囲温度及びコンクリートモジュール温度を評価する。

図１．２－８に FLUENT での解析モデル図を示す。

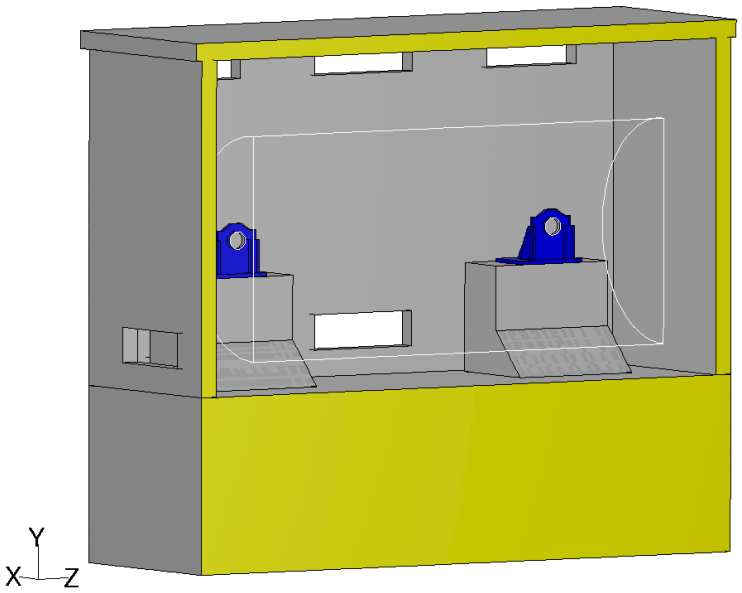


図１．２－８　コンクリートモジュールの解析モデル図

5)　評価結果

評価結果を以下に示す。

A．空気温度(キャスク周囲温度及び排気温度)

表１．２－１１に三次元熱流動解析によるコンクリートモジュール内の平均空気温度と排気温度を示す。三次元熱流動解析の結果から，コンクリートモジュール内の平均空気温度は 34.8℃，排気温度は 40.3℃であり，設計基準温度 45℃を満足する。

B．コンクリートモジュールの温度

表１．２－１２に三次元熱流動解析によるコンクリートモジュール最高温度値，図１．２－９にコンクリートモジュール内壁表面(天井面，側壁面，床面)及びコンクリート支持架台の温度分布図を示す。

コンクリートモジュールのコンクリート材最高温度は 57.6℃(側壁)となり，設計基準温度 65℃を満足する。

表１．２－１１　三次元熱流動解析による空気温度

(単位：℃)

キャスク型式	項 目	評価結果	設計基準温度
輸送貯蔵兼用キャスク	コンクリートモジュール内の平均空気温度	34.8	45
	排気温度	40.3	

表１．２－１２　三次元熱流動解析によるコンクリートモジュール温度の最高値

(単位：℃)

評価部位	評価結果	設計基準温度
天井面	54.8	65
側壁面	57.6	
床面	50.2	
コンクリート支持架台	54.7	

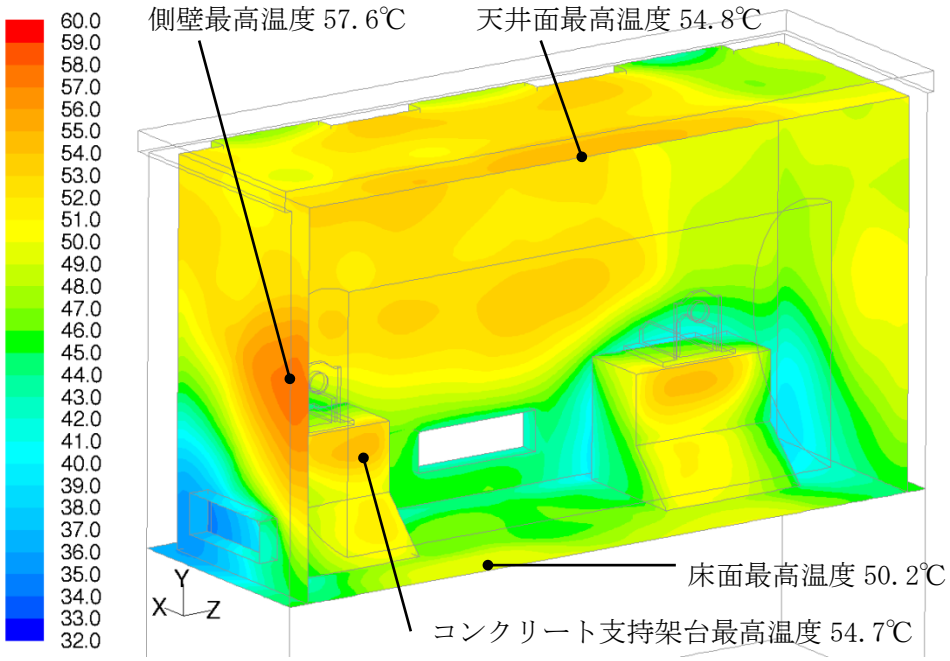


図１．２－９　コンクリートモジュール内壁表面温度分布

参考資料

外気との熱の出入りを考慮した除熱評価について（輸送貯蔵兼用キャスク）

コンクリートモジュールの除熱評価においては，モジュール外壁表面及び床基礎スラブ底面は断熱条件とし評価を実施している。ここでは，モジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮した評価を行い，モジュール外壁表面を断熱とする条件における評価との比較・検討を実施する。なお，床基礎スラブ底面は断熱条件とする。評価条件等は乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールでの除熱評価と同様である。

1) 評価条件

評価条件を表１．２－１３に示す。評価は，三次元熱流動解析コード FLUENT を用いて行う。

表１．２－１３　評価条件

	モジュール外壁断熱	モジュール壁面での熱の出入りを考慮	備考
設計給気温度(℃)	29.4	同左	表１．２－１０　評価条件と同一
崩壊熱(kW)	15.9	同左	表１．２－１０　評価条件と同一
日射入熱 (W/m^2)	無し	水平面：800 垂直面：200 (日射吸収率：0.6)	“核燃料物質等の工場又は事業所の外における運搬に関する技術上の基準に係る細目等を定める告示”，第 14 条，別記第四の一の規定を準用
外気による対流伝熱	無し	風速 2m/s	小名浜の夏季(6～9 月)の月平均風速の平年値 2.2～2.6m/s より
		参考： 風速 0.5m/s	「発電用原子炉施設の安全解析に関する気象指針」に定める静穏状態の風速を参照し設定
外気-外壁間の輻射伝熱	無し	考慮	―

2) 評価結果

評価結果を表１．２－１４に示す。また，モジュール壁面での熱の出入りを考慮した評価における，風速 2m/s での評価と，風速 0.5m/s の評価のコンクリートモジュール内壁温度分布図をそれぞれ図１．２－１０，図１．２－１１に示す（モジュール外壁表面

を断熱とする条件での温度分布図は図１．２－９参照)。モジュール外壁断熱での評価と比べ，モジュール壁面での熱の出入りを考慮した評価では外気への排熱によりコンクリート温度が低くなるが，風速 0.5m/s の評価においては，天井面の入熱量が大きく，天井内面温度が大きくなる傾向にある。モジュール外壁を断熱条件とする場合と，モジュール壁面での外気との熱の出入りを考慮する場合いずれも設計基準値を満足する。

表１．２－１４　評価結果

（単位：℃）

	モジュール外壁断熱	モジュール壁面での熱の出入りを考慮		設計基準値
		風速 2m/s	風速 0.5m/s（参考値）	
排気温度	40.3	38.6	39.4	45
モジュール内空気平均温度	34.8	34.3	34.5	
天井内面最高温度	54.8	52.2	55.7	65
屋根面最高温度	－	52.1	59.6	
側壁内面最高温度	57.6	47.9	51.8	
側壁外面最高温度	－	40.6	44.1	
床面最高温度	50.2	49.3	49.6	
コンクリート支持架台	54.7	53.5	53.9	

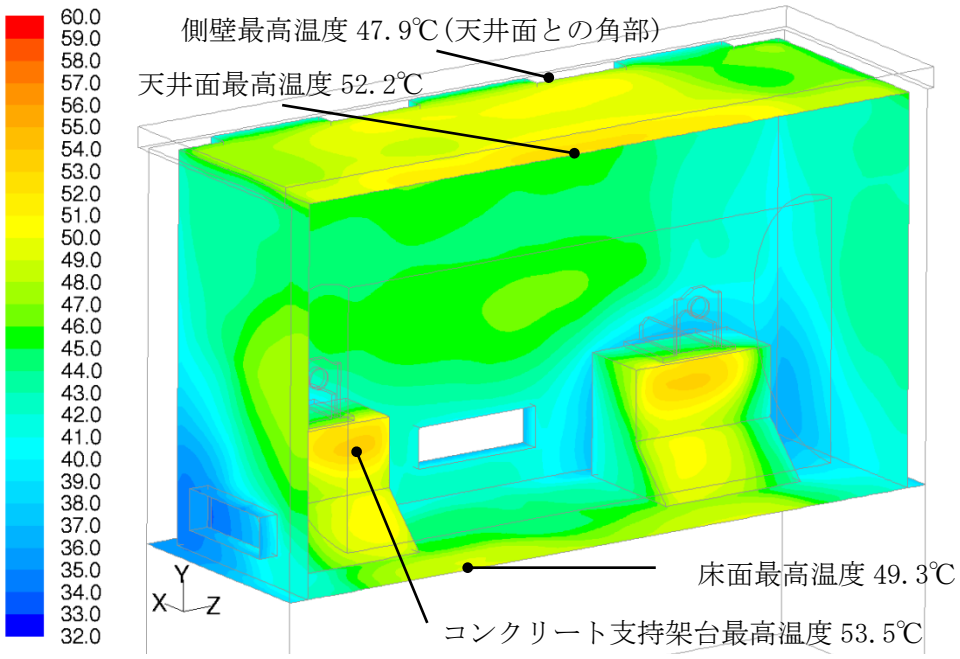


図１．２－１０　コンクリートモジュール内壁表面温度分布(風速 2.0m/s)

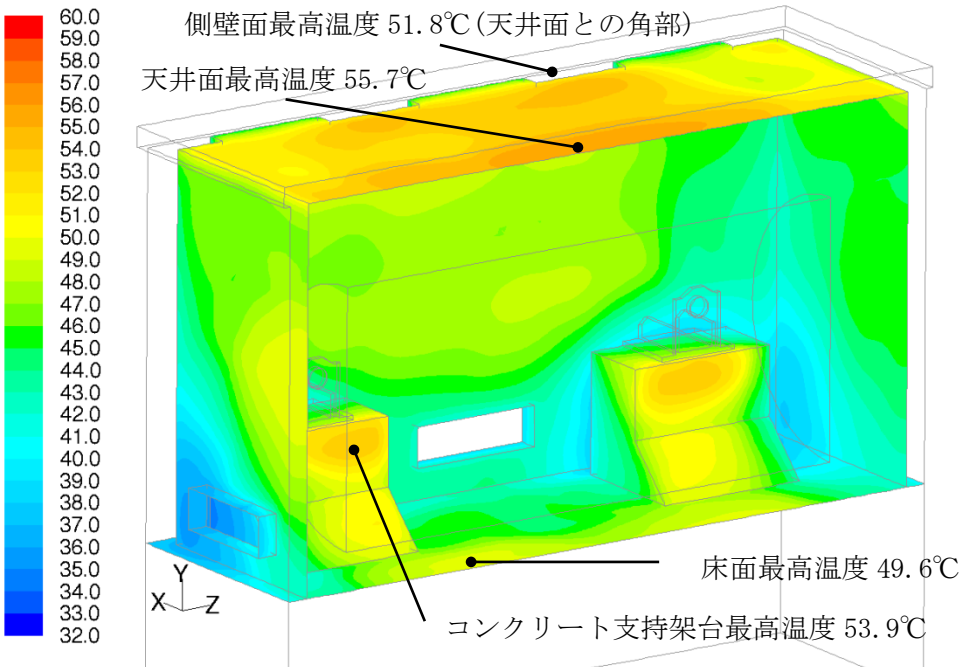


図１．２－１１　コンクリートモジュール内壁表面温度分布（風速 0.5m/s（参考値））

2　密封機能

2.1　乾式キャスクの密封機能

(1)　乾式貯蔵キャスク

1)　基本的な考え方

乾式貯蔵キャスクについて，周辺公衆及び放射線業務従事者に対し，放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。そのため以下の配慮を行う。

①　蓋部及び蓋部貫通孔のシール部には，金属ガスケットを用い，設計貯蔵期間中の圧力障壁を維持する構造とする。

②　乾式貯蔵キャスク本体は堅固な構造であり，蓋部は一次蓋，二次蓋の二重構造である。乾式貯蔵キャスク本体の密封境界は，図２．１－１に示すように胴，底板，一次蓋，貫通孔蓋板及び金属ガスケットからなる。また図２．１－２に示すように，胴，一次蓋，二次蓋，貫通孔蓋板及び金属ガスケットからなる密封監視圧力境界がある。

③　乾式貯蔵キャスク内部は負圧（密封境界）とし，一次蓋と二次蓋の間は正圧とすることにより圧力障壁を設ける。

④　蓋間空間の圧力を監視することにより，万一いずれかの金属ガスケットに漏えいが生じた場合には，密封機能低下が検出できる。この場合でも乾式貯蔵キャスク内部の負圧は維持され，内部気体が直接大気中に放出されることはない。

⑤　金属ガスケットの構造は，コイルスプリングを内蔵する金属製Ｏリング状ガスケットである。外観はＯリング状で，中心部にあるコイルスプリングと，これを覆う二層の被覆から構成される。

なお，密封評価は大型乾式貯蔵キャスクを代表して評価する。これは大型乾式貯蔵キャスクの金属ガスケットの直径が大きいことから，漏えい孔径が大きくなるためである。

密封評価の評価条件として用いるキャスク内部圧力，蓋間空間圧力，大気圧，キャスク容積，流体温度，内部気体，設計貯蔵期間は添付資料－２－１「評価の基本方針（既設65基)」で記載している既存評価書の内容と同じ条件である。よって本評価結果は既存評価書の内容を引用する。

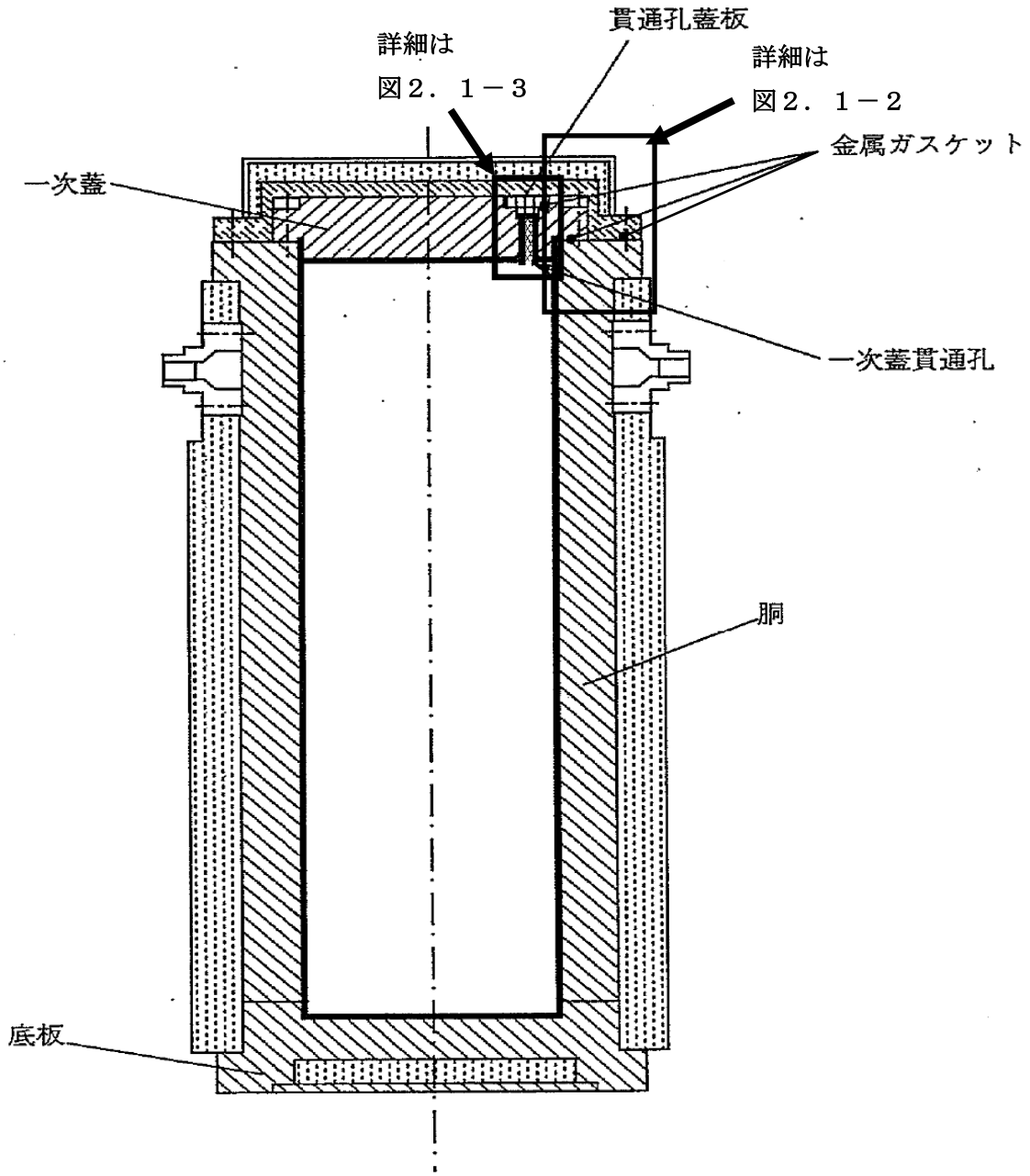


図２．１－１　乾式貯蔵キャスクの密封構造図

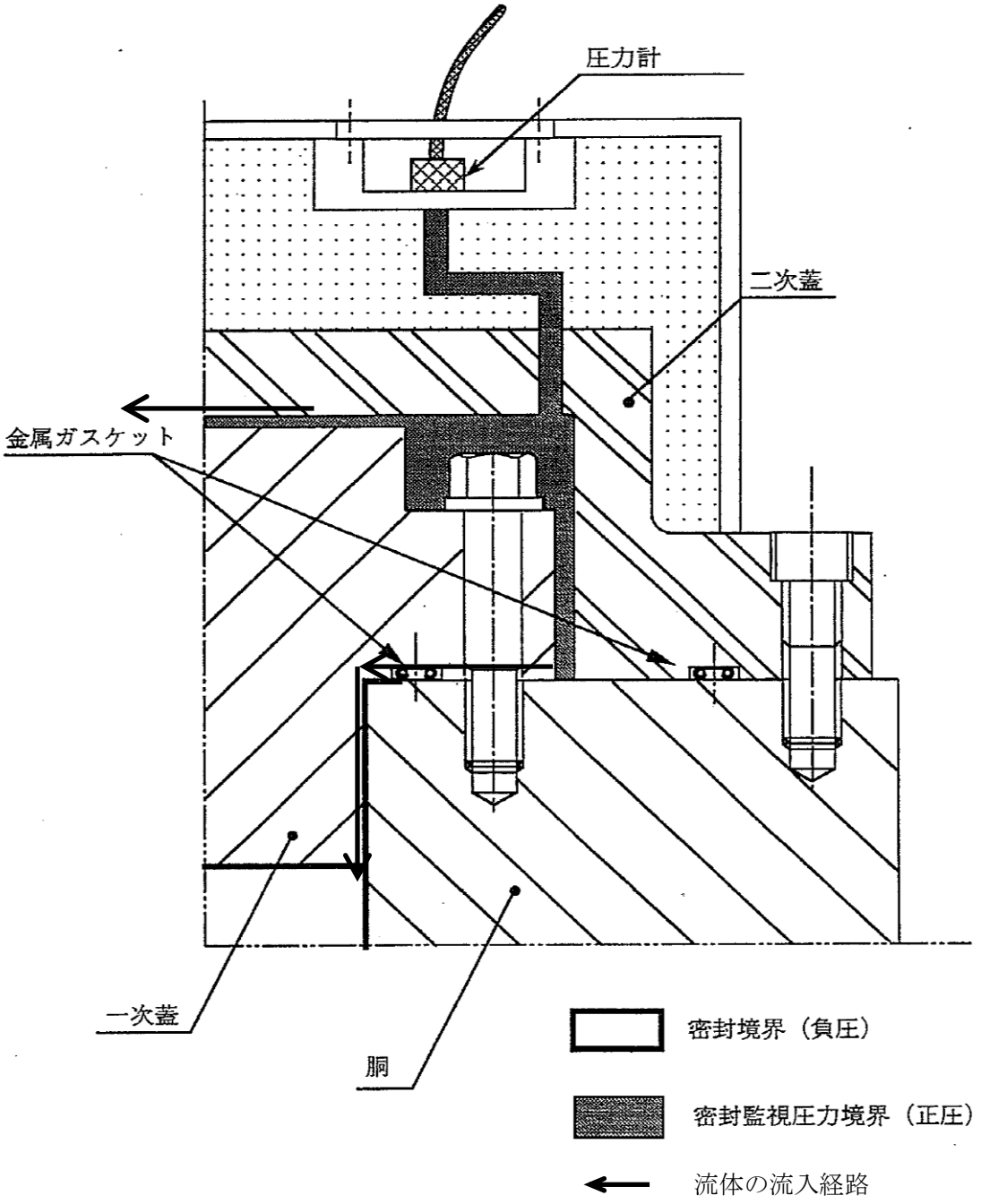


図２．１－２　乾式貯蔵キャスクの密封部詳細図

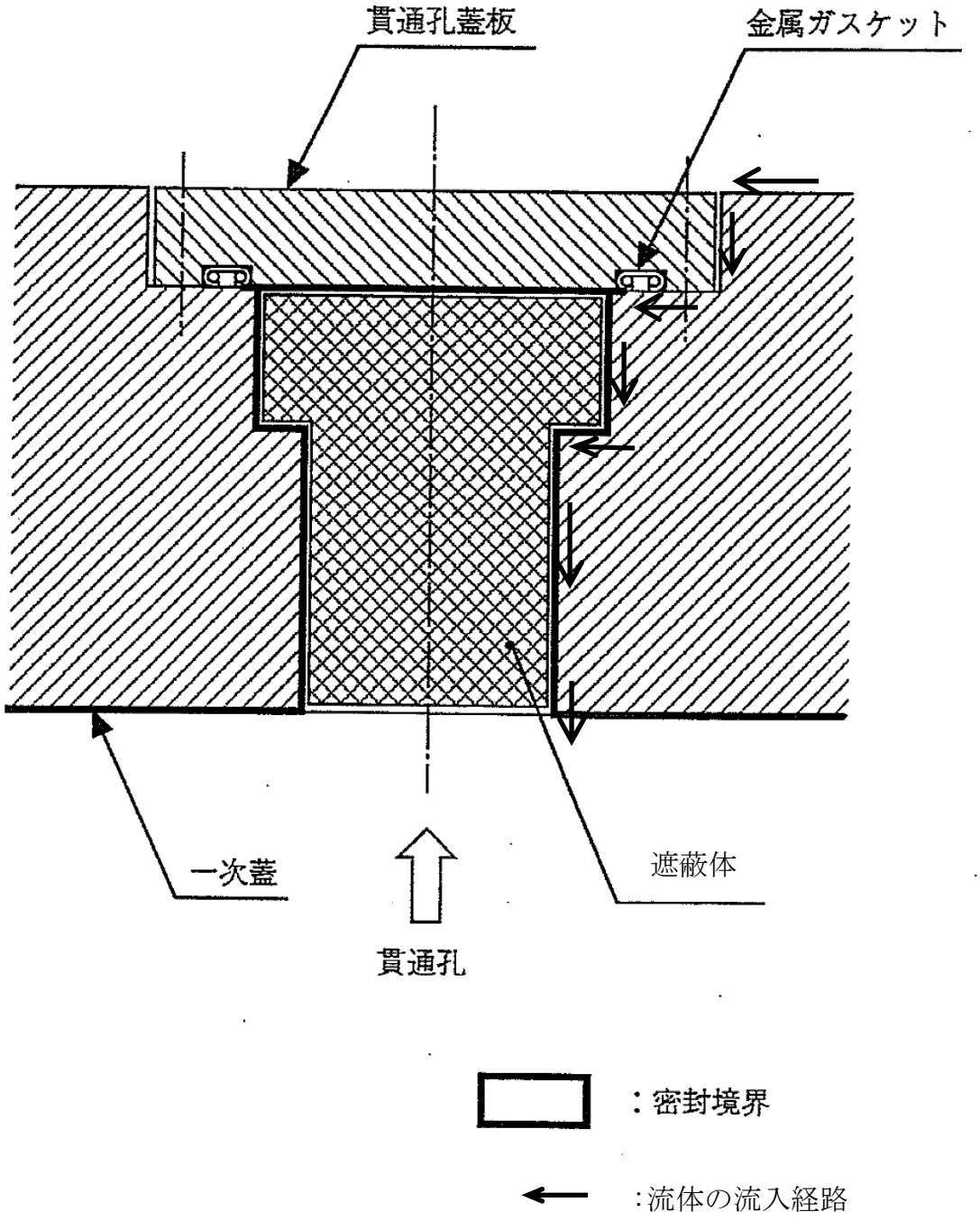


図２．１－３　乾式貯蔵キャスクの貫通孔蓋板部詳細図

2)　評価基準

貯蔵容器の金属ガスケットの漏えい率が，基準漏えい率以下となること。

3)　評価条件

基準漏えい率を求めるにあたっては，蓋間圧力は一定及び蓋間空間のガスは乾式貯蔵キャスク内部側にのみ漏えいするものとして漏えい計算を行う。また大気圧としては，気象変化による圧力変動を考慮した値 9.7×10^{4}Pa(0.96atm，日本に上陸した平均的な台風の中心気圧[1)])とする。

密封評価条件を表２．１－１に示す。

表２．１－１　密封評価条件

項目	評価条件
圧力 (Pa abs)	キャスク内部：8.1×10^{4}（初期） 蓋間空間　　：4.1×10^{5}（初期） 大気圧　　：9.7×10^{4}
空間容積 (m^3)	キャスク内部：4.0
流体温度 (℃)	キャスク内部： 240 （今回の熱解析の結果では，キャスクにヘリウムを封入した後の燃料被覆管の温度174℃がキャスク内部の最高温度であるが，保守的に240℃を採用する。） シール部　　：-4.5 （小名浜特別地域気象観測所で観測された2007年12月～2012年2月の冬季(12月～2月)毎正時観測データにおける累積出現率が99%以上となる温度）
内部気体	ヘリウム
設計貯蔵期間 (年)	40

1)　理科年表，国立天文台　1989

4)　評価方法

①　概要

密封評価では，設計貯蔵期間中にキャスク内部の負圧が維持できる漏えい率を求める。

漏えい率はシールする流体，シール部温度及び漏えい上流側と下流側の圧力に依存する。従って乾式貯蔵キャスクの漏えい計算では，初期値としてある漏えい率を設定し，微小時間ごとに乾式貯蔵キャスク内部圧力の変化とそれによる漏えい率の変化を求め，圧力変化を積分することにより，ある期間経過後の乾式貯蔵キャスク内部圧力を求める。

乾式貯蔵キャスクの密封評価の基準となる基準漏えい率は，設計貯蔵期間中に乾式貯蔵キャスク内部の負圧が維持できる漏えい率として定義される。これは上述の漏えい計算を繰り返して行うことにより，設計貯蔵期間経過後に乾式貯蔵キャスク内部圧力が大気圧となる漏えい率として求める。

なお，基準漏えい率及び漏えい率は一次蓋からの漏えいと貫通孔蓋板からの漏えいの合計の値とする。

②　基準漏えい率計算手順

基準漏えい率の算出フローを図２．１－４に示す。

Ａ．乾式貯蔵キャスクの密封境界の漏えい率 Q_0 を設定する。この漏えい率は使用済燃料の貯蔵開始時のシール部の圧力，温度条件での乾式貯蔵キャスクの密封境界（一次蓋）全箇所からの漏えい率の合計値として設定する。

Ｂ．乾式貯蔵キャスク初期内部圧力 Pi(0)，この時の漏えい率 $Q(Pi)=Q_0$ による微小時間 dt 後の内部圧力 Pi(t)を，ボイル・シャルルの法則に基づき，以下のように求める。

$$\frac{Vi \cdot dPi(t)}{Ti} = \frac{Q(Pi) \cdot dt}{Ts} \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで，

dPi(t)：乾式貯蔵キャスク内部の圧力変動（Pa）

Pi：乾式貯蔵キャスク内部の圧力（Pa）

Vi：乾式貯蔵キャスク内部容積（m^3）

Ti：乾式貯蔵キャスク内部温度（K）

Q(Pi)：漏えい率（$Pa \cdot m^3/s$）

dt：微小時間（s）

Ts：シール部温度（K）

Ｃ．新しい乾式貯蔵キャスク内部圧力 Pi(t)による漏えい率 Q(Pi)を求める。

Ｄ．新しい漏えい率 Q(Pi)による微小時間後の乾式貯蔵キャスク内部圧力 Pi(t)を(1)の

式にて求める。

Ｅ．Ｃ,Ｄの手順で微小時間ごとに積算（数値積分）することにより，設計貯蔵期間経過後の乾式貯蔵キャスク内部圧力 Pf を求める。

Ｆ．Pf が正圧の場合はより小さい漏えい率を，負圧の場合はより大きい漏えい率 Q_0 を設定して，Ａ～Ｅを繰り返し，設計貯蔵期間経過後の乾式貯蔵キャスク内部圧力が大気圧となる漏えい率 Qf を求める。

Ｇ．Qf を標準状態(25℃，1×10^5 Pa)の漏えい率に換算し，基準漏えい率 Qs とする。

③　漏えい計算式

前項の漏えい率の計算や基準漏えい率の換算は，流体力学基礎式に基づく以下のクヌッセンの式を用いる。

$$Q = LPa$$

$$L = (Fc + Fm)\cdot(Pu - Pd)$$

$$Fc = \frac{\pi}{128}\cdot\frac{\mathrm{D}^4}{a\mu}$$

$$Fm = \frac{\sqrt{2\pi Ro}}{6}\cdot\frac{D^3\sqrt{T/M}}{aPa}$$

ここで,

Fc：連続流のコンダクタンス係数（m^3/(Pa･s)）

Fm：自由分子流のコンダクタンス係数（m^3/(Pa･s)）

D：相当漏えい孔径（m）

a ：漏えい孔長（m）

μ ：粘性係数（Pa･s）

T：流体の温度（K）

M：流体の分子量（kg/mol）

Ro：気体定数（J/(mol･K)）

Ｌ：圧力Ｐａにおける体積漏えい率（m^3/s）

Pa：流れの平均圧力（Pa），Ｐａ＝（Ｐｕ＋Ｐｄ）／２

Pu：上流側（蓋間空間）の圧力(Pa)

Pd：下流側（乾式貯蔵キャスク内部）の圧力(Pa)

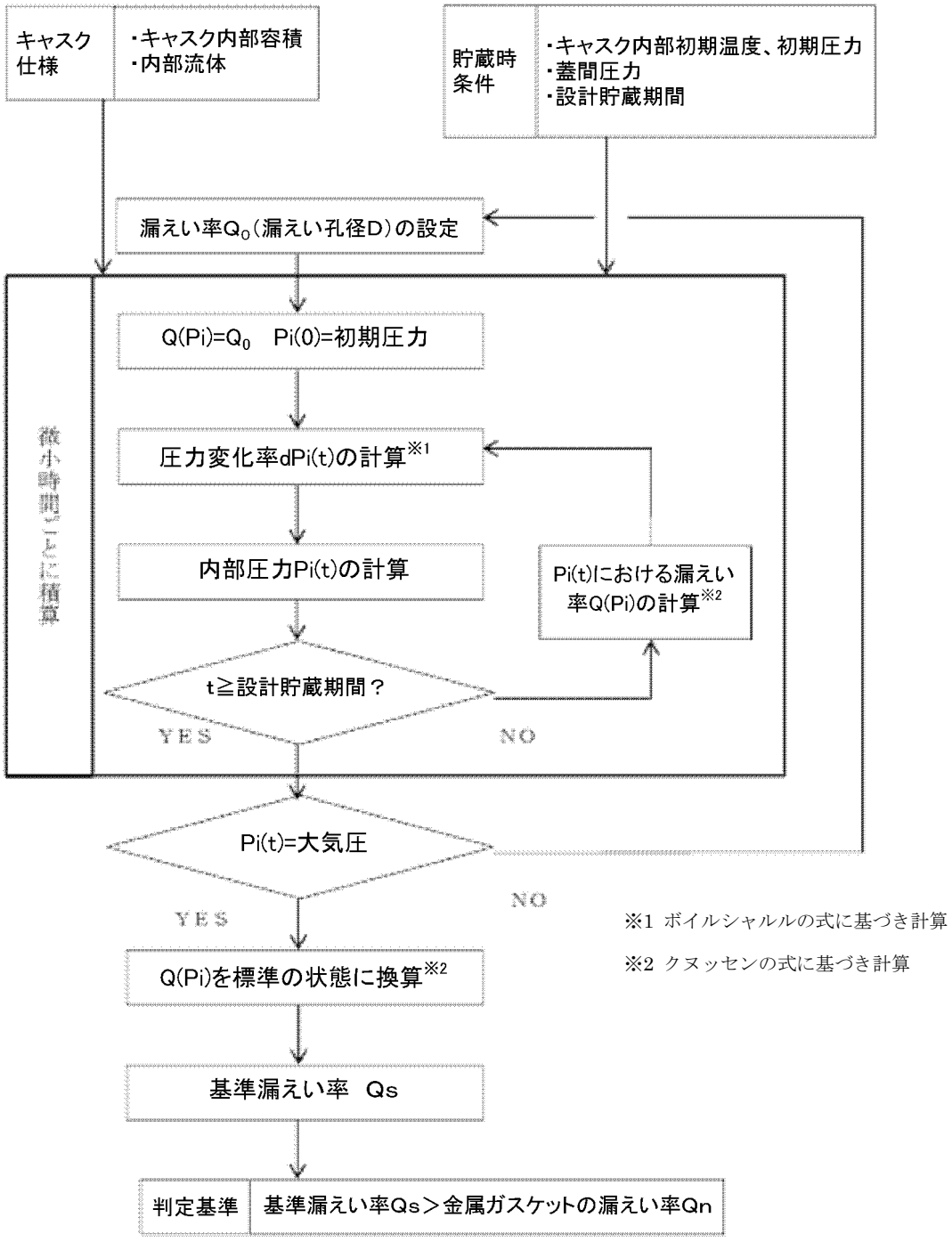


図２．１－４　漏えい率計算フロー図

5)　評価結果

解析した結果を表２．１－２に示す。

乾式貯蔵キャスクの気密漏えい確認の判定基準が基準漏えい率を下回るように設定する。使用する金属ガスケットはこれまで当社で行った気密漏えい確認実績において漏えい率が 1×10^{-9}Pa･m^3/s オーダーであったものと同型のものを用い，気密漏えい確認において実機の漏えい率が基準漏えい率を下回ることを確認する。

表２．１－２　密封評価結果

項目	解析結果
基準漏えい率（Pa･m^3/s）	1×10^{-6}

(2) 輸送貯蔵兼用キャスクB

1) 基本的な考え方

輸送貯蔵兼用キャスク B について，周辺公衆及び放射線業務従事者に対し，放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。そのため以下の配慮を行う。

① 蓋部及び蓋部貫通孔のシール部には，金属ガスケットを用い，設計評価期間中の圧力障壁を維持する構造とする。

② 輸送貯蔵兼用キャスクB本体は堅固な構造であり，蓋部は一次蓋，二次蓋の二重構造である。輸送貯蔵兼用キャスクB本体の密封境界は，図２．１－５に示すように本体胴，一次蓋，バルブカバー及び金属ガスケットからなる。また図２．１－６に示すように，本体胴，一次蓋，二次蓋，バルブカバー，圧力センサ及び金属ガスケットからなる密封監視圧力境界がある。

③ 輸送貯蔵兼用キャスクB内部は負圧（密封境界）とし，一次蓋と二次蓋の間は正圧とすることにより圧力障壁を設ける。

④ 蓋間空間の圧力を監視することにより，万一いずれかの金属ガスケットに漏えいが生じた場合には，密封機能低下が検出できる。この場合でも輸送貯蔵兼用キャスクB内部の負圧は維持され，内部気体が直接大気中に放出されることはない。

⑤ 金属ガスケットの構造は，コイルスプリングを内蔵する金属製Oリング状ガスケットである。外観はOリング状で，中心部にあるコイルスプリングと，これを覆う二層の被覆から構成される。

密封評価の評価条件として用いるキャスク内部圧力，蓋間空間圧力，大気圧，キャスク容積，内部気体，設計評価期間は既存評価書の内容と同じ条件であるが，流体温度は異なっている。

よって本評価結果は既存評価書の内容を引用し，流体温度の影響を考察する。

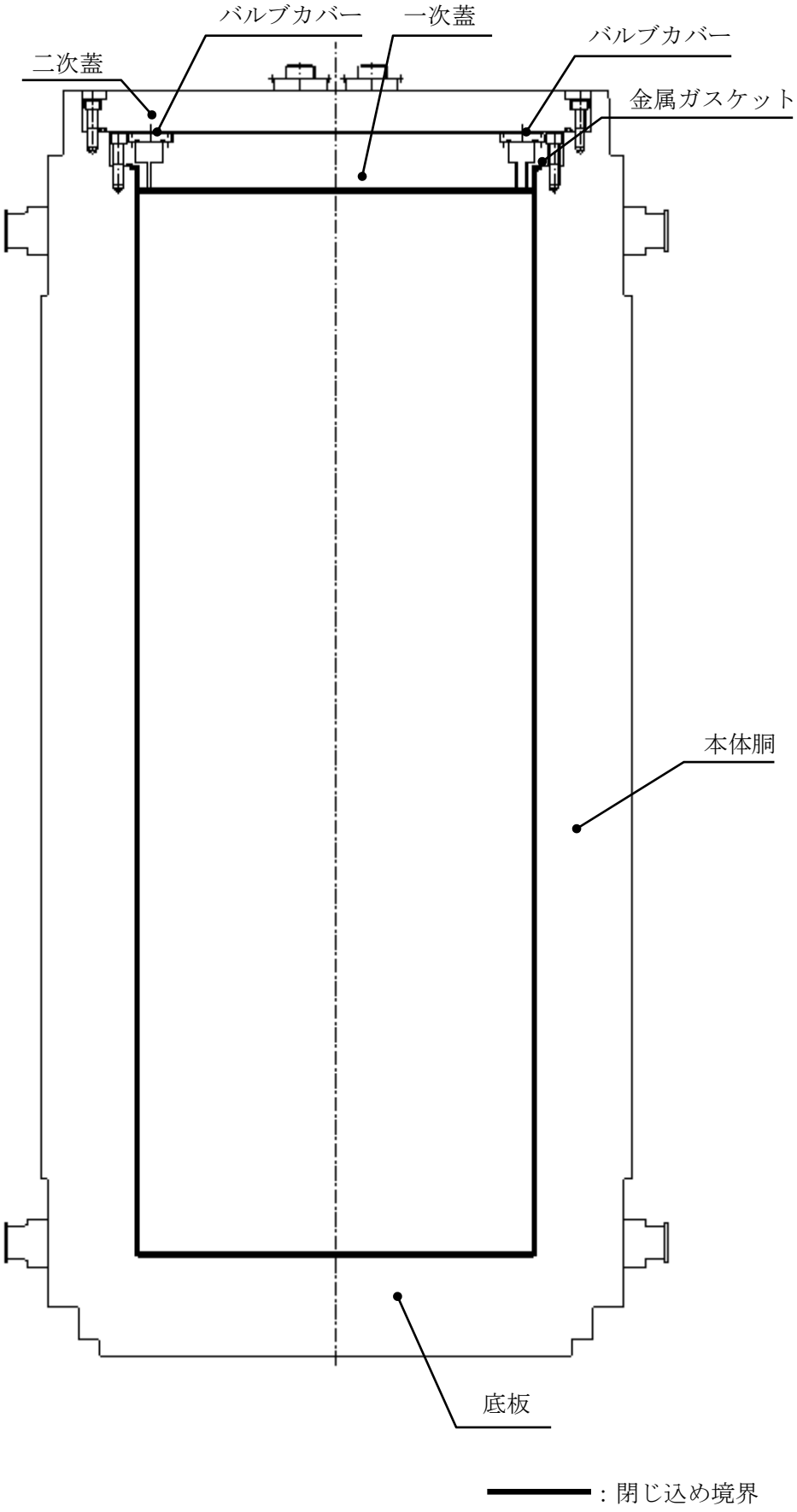


図２．１－５　輸送貯蔵兼用キャスクの密封構造図

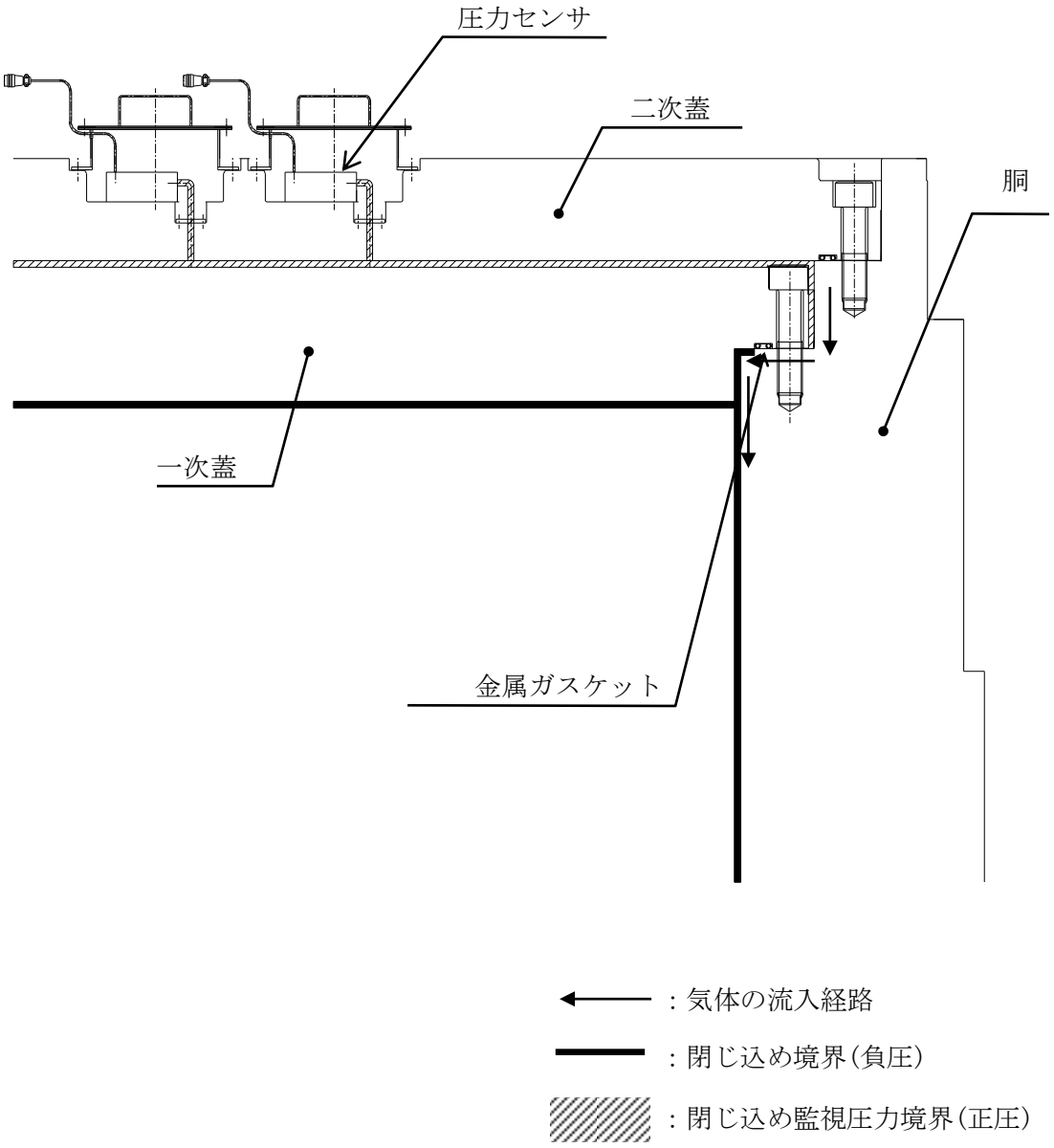


図２．１－６　輸送貯蔵兼用キャスクＢの密封部詳細図

2)　評価基準

貯蔵容器の金属ガスケットの漏えい率が，基準漏えい率以下となること。

3)　評価条件

基準漏えい率を求めるにあたっては，蓋間圧力は一定及び蓋間空間のガスは輸送貯蔵兼用キャスク B 内部側にのみ漏えいするものとして漏えい計算を行う。また大気圧としては，気象変化による圧力変動を考慮した値 9.7×10^{4}Pa(0.96atm，日本に上陸した平均的な台風の中心気圧[1)])とする。

密封評価条件を表２．１－３に示す。

表２．１－３　密封評価条件

項目	評価条件
圧力 (Pa abs)	キャスク内部：8.0×10^{4}（初期） 蓋間空間　　：4.1×10^{5}（初期） 大気圧　　：9.7×10^{4}
空間容積 (m^3)	キャスク内部：約 6
流体温度 (℃)	キャスク内部：259 （1.1(2) 輸送貯蔵兼用キャスク B の除熱機能の結果から，キャスクにヘリウムを封入した後のキャスク内部の最高温度は燃料被覆管の温度 249℃であるが，既存評価書で行った熱解析の結果 259℃を保守的に採用する。） シール部　　：-22.4 （乾式貯蔵キャスクの密封評価で用いる温度は -4.5℃であるが，既存評価書で実施した密封評価において用いた-22.4℃を保守的に採用する。）
内部気体	ヘリウム
設計評価期間 (年)	60

1)　理科年表，国立天文台　1989

4)　評価方法

①　概要

密封評価では，設計評価期間中にキャスク内部の負圧が維持できる漏えい率を求める。

漏えい率はシールする流体，シール部温度及び漏えい上流側と下流側の圧力に依存する。従って輸送貯蔵兼用キャスク B の漏えい計算では，初期値としてある漏えい率を設定し，微小時間ごとに輸送貯蔵兼用キャスク B 内部圧力の変化とそれによる漏えい率の変化を求め，圧力変化を積分することにより，ある期間経過後の輸送貯蔵兼用キャスク B 内部圧力を求める。

輸送貯蔵兼用キャスク B の密封評価の基準となる基準漏えい率は，設計評価期間中に輸送貯蔵兼用キャスク B 内部の負圧が維持できる漏えい率として定義される。これは上述の漏えい計算を繰り返して行うことにより，設計評価期間経過後に輸送貯蔵兼用キャスク B 内部圧力が大気圧となる漏えい率として求める。なお，基準漏えい率及び漏えい率は一次蓋からの漏えいと一次蓋貫通孔蓋板からの漏えいの合計の値とする。

内部空間の圧力の算定にあたっては，使用済燃料の破損率として，米国の使用済燃料集合体の乾式貯蔵中における漏えい燃料発生率（約 0.01%）と日本の軽水炉における漏えい燃料発生率（約 0.01%以下）を考慮し，保守的な値として 0.1%[1)]を想定する。

1)　日本原子力学会標準「使用済燃料中間貯蔵施設用金属キャスクの安全設計及び検査基準：2010」附属書 J（参考）金属キャスクの密封設計における使用済燃料の破損の仮定

②　基準漏えい率計算手順

基準漏えい率の算出フローを図２．１－４に示す。

Ａ．輸送貯蔵兼用キャスク B の密封境界の漏えい率 Q_0 を設定する。この漏えい率は使用済燃料の貯蔵開始時のシール部の圧力，温度条件での輸送貯蔵兼用キャスク B の密封境界（一次蓋）全箇所からの漏えい率の合計値として設定する。

Ｂ．輸送貯蔵兼用キャスク B 初期内部圧力 Pi(0)，この時の漏えい率 $Q(Pi)=Q_0$ による微小時間 dt 後の内部圧力 Pi(t)を，ボイル・シャルルの法則に基づき，以下のように求める。

$$\frac{Vi \cdot dPi(t)}{Ti} = \frac{Q(Pi) \cdot dt}{Ts} \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで，

dPi(t)：輸送貯蔵兼用キャスク B 内部の圧力変動（Pa）

Pi：輸送貯蔵兼用キャスク B 内部の圧力（Pa）

Vi：輸送貯蔵兼用キャスクB内部容積（m^3）

Ti：輸送貯蔵兼用キャスクB内部温度（K）

Q(Pi)：漏えい率（Pa･m^3/s）

dt：微小時間（s）

Ts：シール部温度（K）

C．新しい輸送貯蔵兼用キャスクB内部圧力Pi(t)による漏えい率Q(Pi)を求める。

D．新しい漏えい率Q(Pi)による微小時間後の輸送貯蔵兼用キャスクB内部圧力Pi(t)を(1)の式にて求める。

E．C,Dの手順で微小時間ごとに積算（数値積分）することにより，設計評価期間経過後の輸送貯蔵兼用キャスクB内部圧力Pfを求める。

F．Pfが正圧の場合はより小さい漏えい率を，負圧の場合はより大きい漏えい率Q_0を設定して，A～Eを繰り返し，設計評価期間経過後の輸送貯蔵兼用キャスクB内部圧力が大気圧となる漏えい率Qfを求める。

G．Qfを標準状態(25℃，1.01×10^5 Pa)の漏えい率に換算し，基準漏えい率Qsとする。

③　漏えい計算式

前項の漏えい率の計算や基準漏えい率の換算は，流体力学基礎式に基づく以下のクヌッセンの式を用いる。

$$Q = LPa$$

$$L = (Fc + Fm)\cdot(Pu - Pd)$$

$$Fc = \frac{\pi}{128}\cdot\frac{D^4}{a\mu}$$

$$Fm = \frac{\sqrt{2\pi Ro}}{6}\cdot\frac{D^3\sqrt{T/M}}{aPa}$$

ここで，

Fc：連続流のコンダクタンス係数（m^3/(Pa･s)）

Fm：自由分子流のコンダクタンス係数（m^3/(Pa･s)）

D：相当漏えい孔径（m）

a：漏えい孔長（m）

μ：粘性係数（Pa･s）

T：流体の温度（K）

M：流体の分子量（kg/mol）

Ro：気体定数（J/(mol･K)）

L：圧力Paにおける体積漏えい率（m^3/s）

Pa：流れの平均圧力（Pa），Ｐａ＝（Ｐｕ＋Ｐｄ）／２

Pu：上流側（蓋間空間）の圧力(Pa)

Pd：下流側（輸送貯蔵兼用キャスク B 内部）の圧力(Pa)

5) 評価結果

解析した結果を表２．１－４の基準漏えい率に示す。

設計評価期間中に輸送貯蔵兼用キャスク B 内部の負圧が維持できる漏えい率以下にリークテスト判定基準を設定し，これを満足することにより密封機能が維持される設計となっている。

なお，使用する金属ガスケットは乾式貯蔵キャスクで用いている金属ガスケットと同等である。

表２．１－４　密封評価結果

項目	基準漏えい率 (Pa・m^3/s)	リークテスト判定基準 (Pa・m^3/s)
金属ガスケットの漏えい率	2.4×10^{-6}	1.6×10^{-6}

3　遮蔽機能

3.1　乾式キャスクの遮蔽機能

(1)　乾式貯蔵キャスク

1)　基本的な考え方

遮蔽設計に当たっては，周辺公衆及び放射線業務従事者に対し，放射線被ばく上影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する能力を有するよう以下のとおり設計する。

① 乾式貯蔵キャスクはガンマ線遮蔽と中性子遮蔽の機能を有する。

② ガンマ線遮蔽材は主にキャスク構造体（胴，底板，一次蓋，二次蓋等）であり，鍛造炭素鋼等で構成される。

③ 中性子遮蔽材は，水素を多く含有するレジンで構成される。

乾式貯蔵キャスクには収納する使用済燃料の体数が異なる中型と大型の 2 種類の乾式貯蔵キャスクがあり，中型と大型の乾式貯蔵キャスクそれぞれについて評価する。

乾式貯蔵キャスクの遮蔽解析フローを図３．１－１に示す。この中で評価条件として用いる使用済燃料仕様，乾式貯蔵キャスク仕様，線源強度及び解析モデル等は添付資料－２－１「評価の基本方針(既設 65 基)」で記載している既存評価書の内容と同じ条件である。よって，本評価結果は既存評価書の内容を引用する。

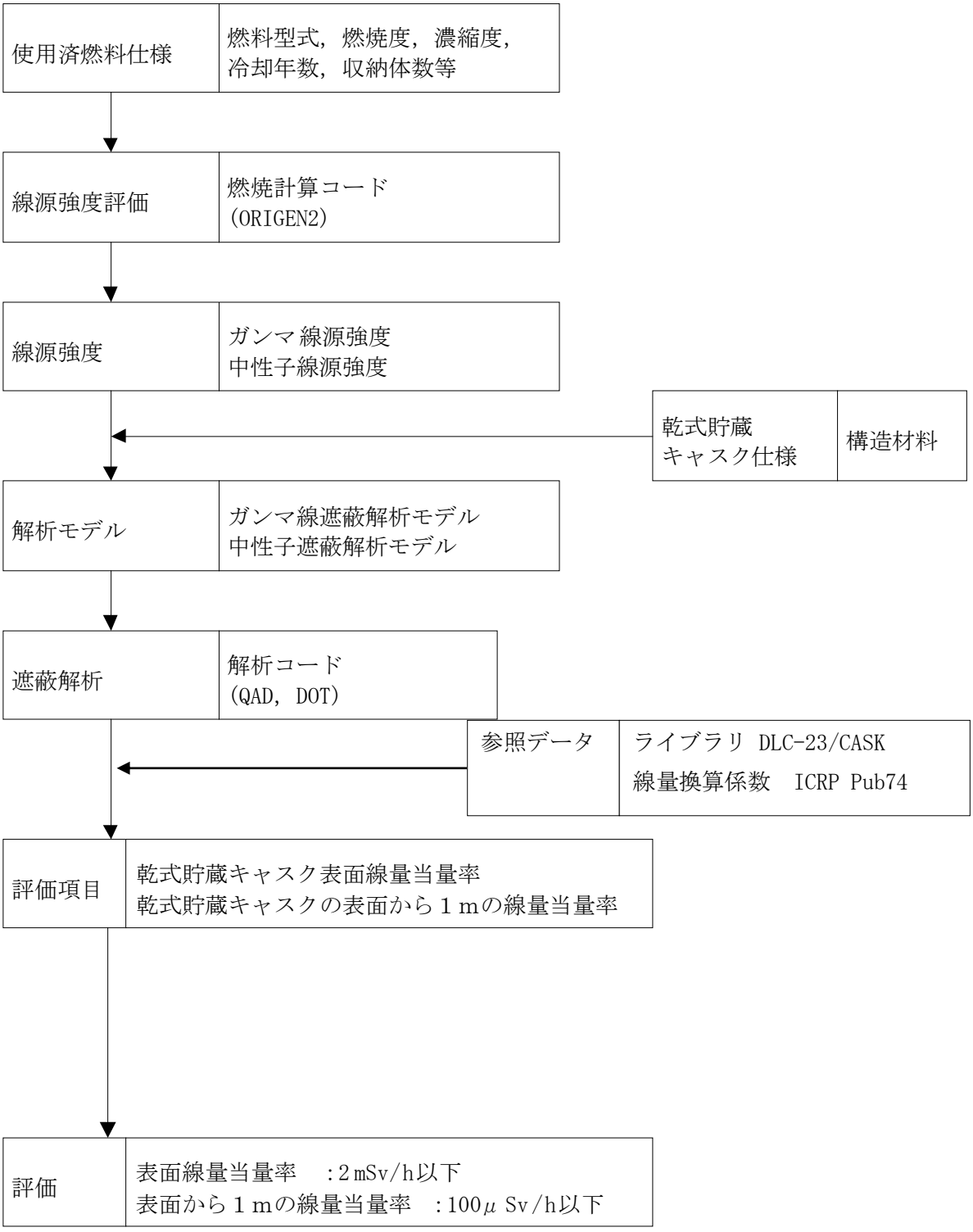


図３．１－１　乾式貯蔵キャスクの遮蔽解析フロー

2) 設計基準

乾式貯蔵キャスクの設計基準は，事業所内運搬に係る法令「実用発電用原子炉の設置，運転等に関する規則」（昭和 53 年 12 月 28 日通商産業省令第 77 号）第 13 条を適用し，表３．１－１のとおりとする。

表３．１－１　設計基準

（単位：μSv/h）

	設計基準
乾式貯蔵キャスク 表面	2000 以下
乾式貯蔵キャスク 表面より 1m	100 以下

3) 設計条件

① 遮蔽厚さ

乾式貯蔵キャスクの遮蔽厚さを表３．１－２に示す。なお，遮蔽厚さは大型・中型ともに同じ厚さである。

表３．１－２　遮蔽厚さ

（単位：㎜）

	低合金鋼	ステンレス鋼	レジン
半径方向	260	－	106/170 注 1
蓋 方 向	295	90	140
底 方 向	305	－	150

注 1：図３．１－２のようにレジンを用いた中性子遮蔽領域の厚さは場所によって違うため２つの値を併記した。

② 線源条件

8×8 燃料，新型 8×8 燃料及び新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料のうち最も厳しい線源条件となる新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料について評価する。燃料収納条件を表３．１－３に示す。乾式貯蔵キャスクの収納物の線源条件を中型，大型それぞれ表３．１－４，表３．１－５に示す。

表３．１－３　燃料収納条件

	燃料仕様		
	8×8燃料	新型8×8	新型8×8 ジルコニウムライナ
最高燃焼度(MWd/tU)	30,000	33,500	36,500
最低冷却期間（年）	13	13	13

表３．１－４　線源条件（中型キャスク）

項　　目	線源条件
平均燃焼度　(MWd/t)	36,500
初期濃縮度　(%)	約3.0
冷却期間　(年)	13
収納体数　(体)	37

表３．１－５　線源条件（大型キャスク）

項　　目	線源条件
平均燃焼度　(MWd/t)	36,500
初期濃縮度　(%)	約3.0
冷却期間　(年)	13
収納体数　(体)	52

③　線源強度及びエネルギー

Ａ．ガンマ線源強度

使用済燃料のガンマ線源強度の計算はORIGEN2コードにより行う。

得られたガンマ線源強度を中型，大型それぞれ表３．１－６，表３．１－７に示す。

表３．１－６　ガンマ線源強度（中型キャスク）

エネルギー群	平均エネルギー (MeV)	エネルギー範囲 (MeV)	線源強度 (ph/s)
1	0.375	0.30 － 0.45	5.991×10^{14}
2	0.575	0.45 － 0.70	2.619×10^{16}
3	0.850	0.70 － 1.0	1.567×10^{15}
4	1.25	1.0 － 1.5	9.238×10^{14}
5	1.75	1.5 － 2.0	2.766×10^{13}
6	2.25	2.0 － 2.5	5.429×10^{10}
7	2.75	2.5 － 3.0	5.208×10^{9}
8	3.50	3.0 － 4.0	6.783×10^{8}

表３．１－７　ガンマ線源強度（大型キャスク）

エネルギー群	平均エネルギー (MeV)	エネルギー範囲 (MeV)	線源強度 (ph/s)
1	0.375	0.30 － 0.45	8.420×10^{14}
2	0.575	0.45 － 0.70	3.681×10^{16}
3	0.850	0.70 － 1.0	2.202×10^{15}
4	1.25	1.0 － 1.5	1.298×10^{15}
5	1.75	1.5 － 2.0	3.887×10^{13}
6	2.25	2.0 － 2.5	7.630×10^{10}
7	2.75	2.5 － 3.0	7.319×10^{9}
8	3.50	3.0 － 4.0	9.533×10^{8}

使用済燃料の構造材の放射化による線源強度を中型,大型それぞれ表３．１－８，表３．１－９に示す。

表３．１－８　構造材の放射化によるガンマ線源強度（中型キャスク）

	Co－60 強度（decay/s）
上部タイプレートハンドル部	5.259×10^{11}
上部タイプレートグリッド・上部端栓部	6.558×10^{12}
上部プレナム部	2.640×10^{13}
下部端栓・下部タイプレート部	1.270×10^{13}

表３．１－９　構造材の放射化によるガンマ線源強度（大型キャスク）

	Co－60 強度（decay/s）
上部タイプレートハンドル部	7.390×10^{11}
上部タイプレートグリッド・上部端栓部	9.216×10^{12}
上部プレナム部	3.710×10^{13}
下部端栓・下部タイプレート部	1.784×10^{13}

B．中性子線源強度

使用済燃料の中性子線源強度の計算は ORIGEN2 コードにより行う。得られた中性子線源強度を中型，大型それぞれ表３．１－１０，表３．１－１１に示す。また計算で使用する中性子エネルギースペクトルを表３．１－１２に示す。

表３．１－１０　中性子線源強度（中型キャスク）

		中性子線源強度(n/s)
１次中性子源	自発核分裂によるもの	6.307×10^{9}
	（α，n）反応によるもの	1.042×10^{8}
	合　計	6.411×10^{9}
増倍効果を考慮した全中性子線源強度		1.069×10^{10}

表３．１－１１　中性子線源強度（大型キャスク）

		中性子線源強度(n/s)
１次中性子源	自発核分裂によるもの	8.863×10^{9}
	（α，n）反応によるもの	1.465×10^{8}
	合　計	9.010×10^{9}
増倍効果を考慮した全中性子線源強度		1.502×10^{10}

表３．１－１２　中性子エネルギースペクトル

エネルギー群	上限エネルギー（MeV）	スペクトル
1	1.492×10^{1}	5.72×10^{-4}
2	1.220×10^{1}	2.02×10^{-3}
3	1.000×10^{1}	6.07×10^{-3}
4	8.180×10^{0}	2.00×10^{-2}
5	6.360×10^{0}	4.12×10^{-2}
6	4.960×10^{0}	5.27×10^{-2}
7	4.060×10^{0}	1.10×10^{-1}
8	3.010×10^{0}	8.74×10^{-2}
9	2.460×10^{0}	2.28×10^{-2}
10	2.350×10^{0}	1.15×10^{-1}
11	1.830×10^{0}	2.07×10^{-1}
12	1.110×10^{0}	1.89×10^{-1}
13	5.500×10^{-1}	1.31×10^{-1}
14	1.110×10^{-1}	1.59×10^{-2}
15	3.350×10^{-3}	8.12×10^{-5}
16	5.830×10^{-4}	5.89×10^{-6}
17	1.010×10^{-4}	3.89×10^{-7}
18	2.900×10^{-5}	5.53×10^{-8}
19	1.070×10^{-5}	1.33×10^{-8}
20	3.060×10^{-6}	1.88×10^{-9}
21	1.120×10^{-6}	4.19×10^{-10}
22	4.140×10^{-7}	1.20×10^{-10}

4) 評価方法

① 中性子遮蔽計算（2 次ガンマ線を含む）

中性子遮蔽計算は DOT コードにより遮蔽体を透過した中性子の線束を計算し，乾式貯蔵キャスク表面及び表面から 1mの線量率を求める。

また，2 次ガンマ線の効果についても DOT コードを用いて中性子が遮蔽体内で吸収される際に発生する 2 次ガンマ線の線束を計算し，乾式貯蔵キャスク表面及び表面から 1mの線量率を求める。

中性子遮蔽の解析モデルを図３．１－２，３に示す。解析モデルは，乾式貯蔵キャスクの実形状を考慮してモデル化する。乾式貯蔵キャスク上部及び下部のトラニオン周辺については中性子遮蔽材の遮蔽厚さが他の部分より少ないため，図３．１－４に示した詳細モデル（中型・大型共通）を使用する。

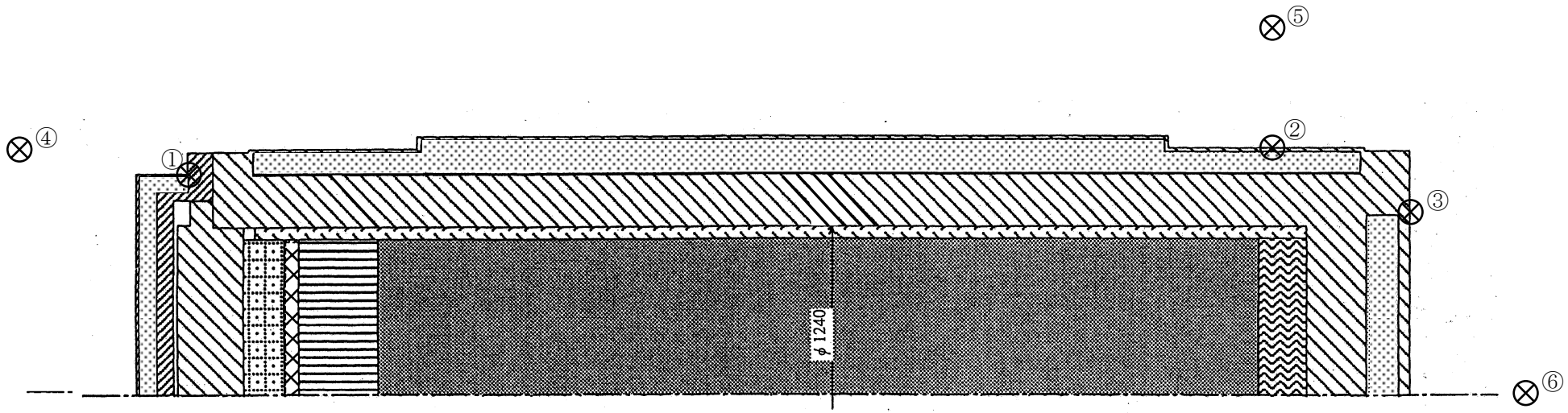
ライブラリとしては，DLC－23/CASK データを用い，線量率への変換は ICRP Pub 74 に従う。

② ガンマ線遮蔽計算

ガンマ線遮蔽計算は QAD コードにより遮蔽体を透過したガンマ線の線束を計算し，乾式貯蔵キャスク表面及び表面から 1mの線量率を求める。

ガンマ線遮蔽の解析モデルを図３．１－５，６に示す。解析モデルは，乾式貯蔵キャスクの実形状を考慮してモデル化する。

線量率への変換は ICRP Pub 74 のデータを用いる。



燃料ペレット領域

上部プレナム領域

上部タイプレートハンドル領域

上部タイプレートグリッド・上部端栓領域

下部端栓・下部タイプレート領域

乾式貯蔵キャスク本体，一次蓋領域（低合金鋼）

二次蓋領域（ステンレス鋼）

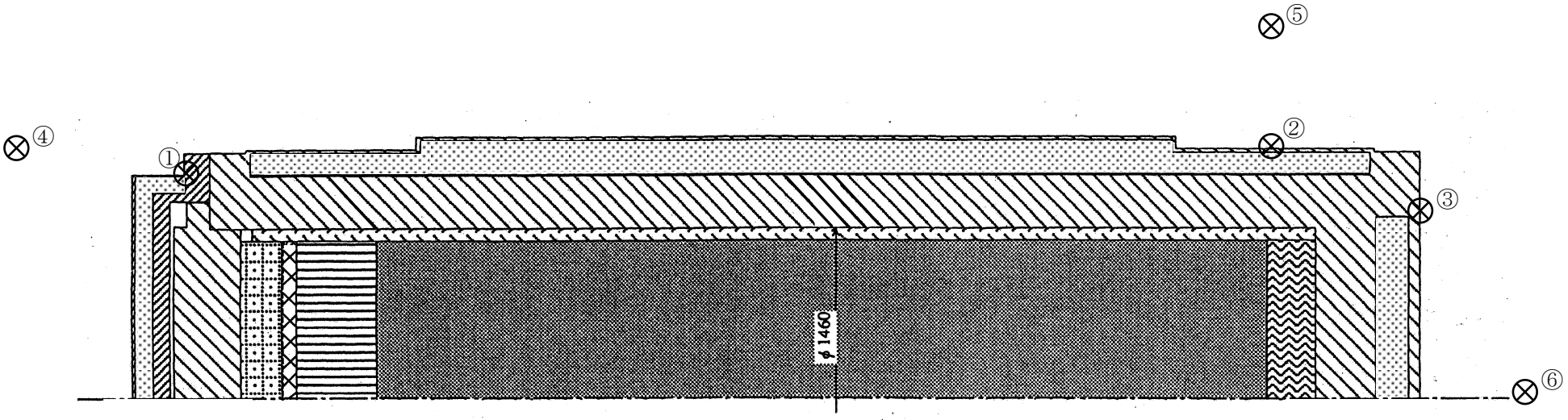
バスケットサポート領域（ステンレス鋼）

中性子遮蔽材領域（レジン）

伝熱プレート領域（鋼）

（単位：mm）

図３．１－２　乾式貯蔵キャスク中性子遮蔽解析モデル（中型キャスク）



燃料ペレット領域

上部プレナム領域

上部タイプレートハンドル領域

上部タイプレートグリッド・上部端栓領域

下部端栓・下部タイプレート領域

乾式貯蔵キャスク本体，一次蓋領域（低合金鋼）

二次蓋領域（ステンレス鋼）

バスケットサポート領域（ステンレス鋼）

中性子遮蔽材領域（レジン）

伝熱プレート領域（銅）

（単位：mm）

図３．１－３　乾式貯蔵キャスク中性子遮蔽解析モデル（大型キャスク）

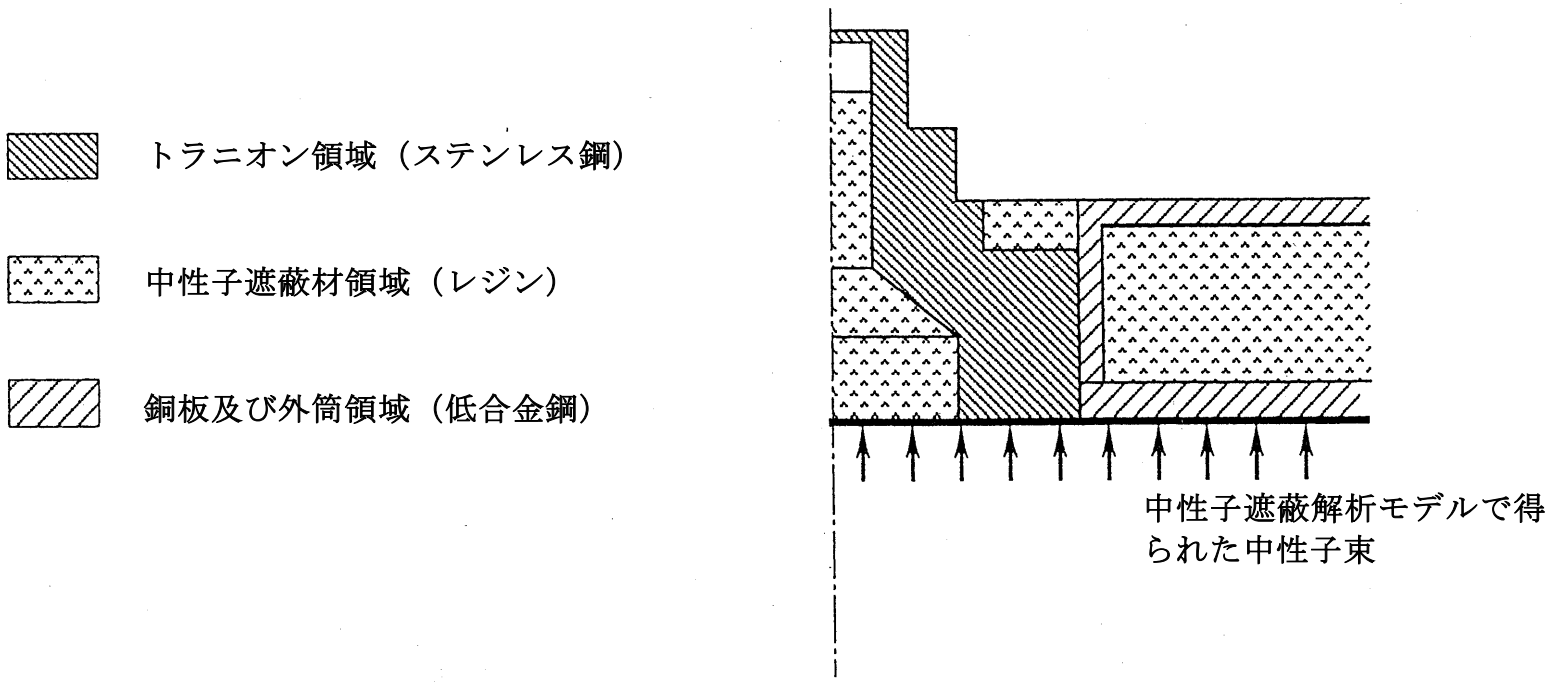
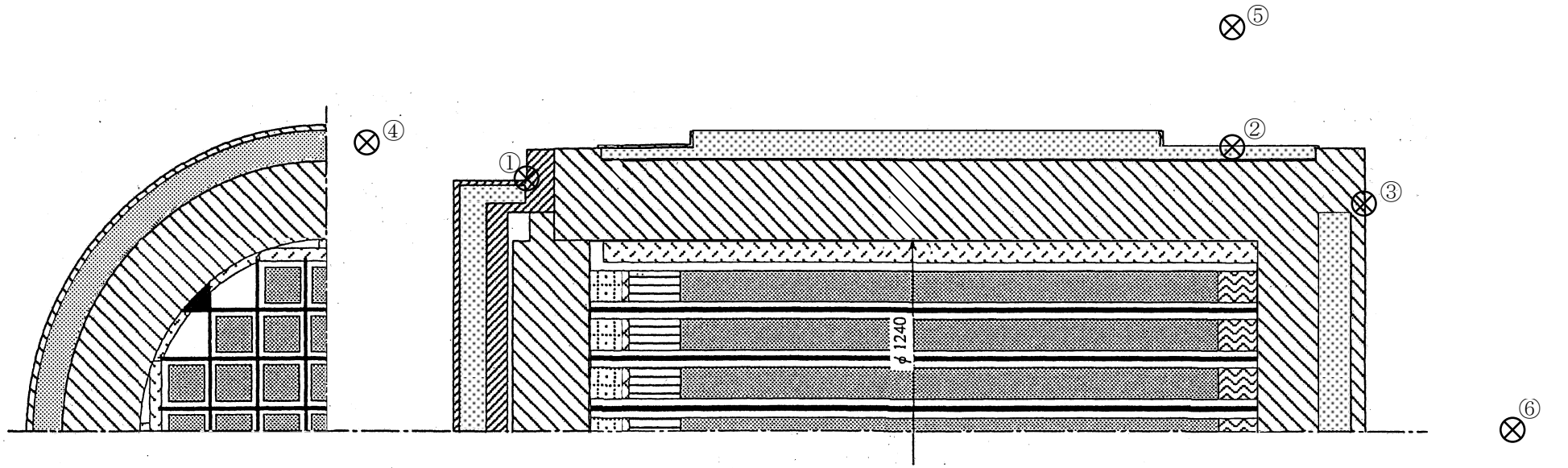


図３．１－４　乾式貯蔵キャスクトラニオン部の中性子遮蔽解析モデル（中型キャスク・大型キャスク共通）



燃料ペレット領域

上部プレナム領域

上部タイプレートハンドル領域

上部タイプレートグリッド・上部端栓領域

下部端栓・下部タイプレート領域

乾式貯蔵キャスク本体，一次蓋領域（低合金鋼）

二次蓋領域（ステンレス鋼）

バスケットプレート領域（ボロン添加アルミニウム合金[B-Aℓ]）

バスケットサポート領域（ステンレス鋼）

中性子遮蔽材領域（レジン）

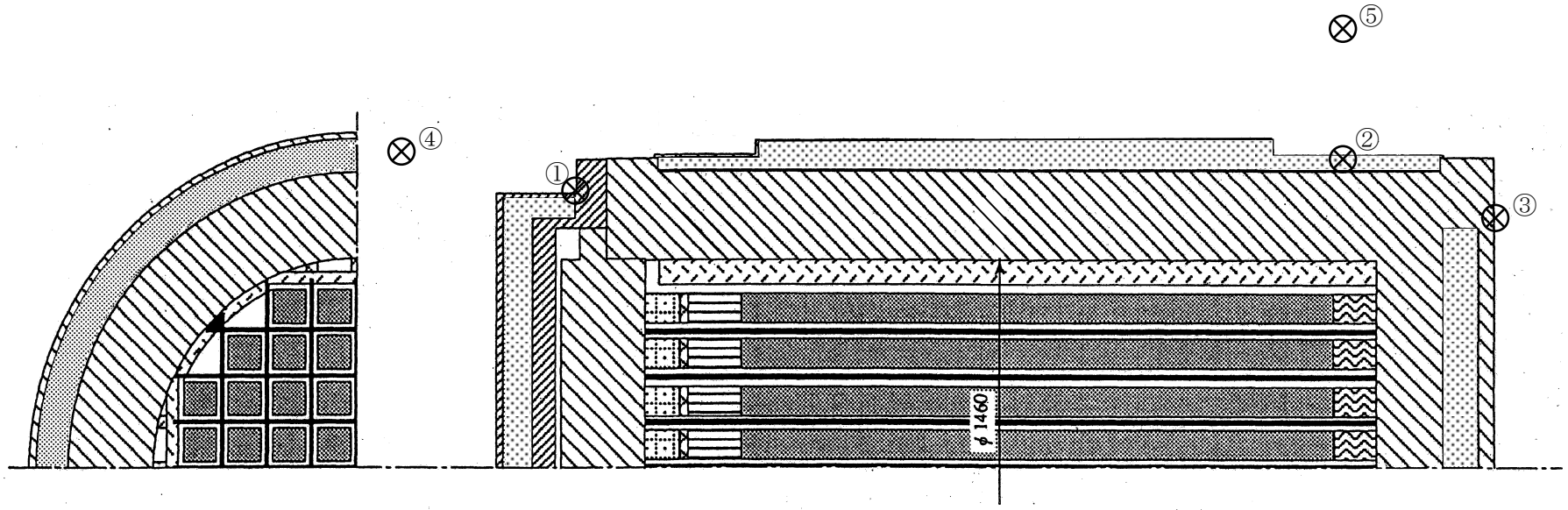
伝熱プレート領域（銅）

⊗評価点

（①②③：表面
④⑤⑥：表面から 1m）

（単位：mm）

図３．１－５　乾式貯蔵キャスクガンマ線遮蔽解析モデル（中型キャスク）



燃料ペレット領域

上部プレナム領域

上部タイプレートハンドル領域

上部タイプレートグリッド・上部端栓領域

下部端栓・下部タイプレート領域

乾式貯蔵キャスク本体，一次蓋領域（低合金鋼）

二次蓋領域（ステンレス鋼）

バスケットプレート領域（ボロン添加アルミニウム合金[B-Aℓ]）

バスケットサポート領域（ステンレス鋼）

中性子遮蔽材領域（レジン）

伝熱プレート領域（銅）

⊗評価点

（①②③：表面
④⑤⑥：表面から 1m）

（単位：mm）

図３．１－６　乾式貯蔵キャスクガンマ線遮蔽解析モデル（大型キャスク）

5) 評価結果

乾式貯蔵キャスクの評価結果を中型，大型それぞれ表３．１－１３，表３．１－１４に示す。なお，評価結果は半径方向，蓋方向及び底方向における線量率の最大値を示している。

本表に示すとおり，乾式貯蔵キャスクは中型・大型ともに設計基準値を満足している。

半径方向（評価点②）が計算結果のうち最大であるのは，中性子遮蔽材であるレジンが他の領域に比べて少ないトラニオン部であり中性子線の線量率が大きいことによる。

なお使用済燃料を乾式貯蔵キャスクに収納する場合は，収納する使用済燃料の燃焼度が 36500MWd/t 以下であることを確認する。

表３．１－１３　線量率の計算結果（中型キャスク）

（単位：μSv/h）

	表　　面			表面から 1m		
	蓋方向	半径方向	底方向	蓋方向	半径方向	底方向
評価点	①	②	③	④	⑤	⑥
計 算 結 果	300	1101	117	5	78	18
設計基準値	2000			100		

表３．１－１４　線量率の計算結果（大型キャスク）

（単位：μSv/h）

	表　　面			表面から 1m		
	蓋方向	半径方向	底方向	蓋方向	半径方向	底方向
評価点	①	②	③	④	⑤	⑥
計 算 結 果	371	1189	131	6	80	22
設計基準値	2000			100		

参考資料

遮蔽解析に用いるコード（ORIGEN2）について

（１） 概要

ORIGEN2 コードは，米国オークリッジ国立研究所（ORNL）で開発された炉内中性子束の１点近似による燃焼計算コードである。ORIGEN2 コードは汎用解析コードであり，輸送キャスクの崩壊熱計算等に広く利用されている。

（２） 機能

ORIGEN2 コードは，燃焼解析に際して以下の機能を有している。

①燃料の炉内での燃焼計算，炉取出し後の減衰計算により，冷却期間に対応した崩壊熱，放射線の強度，各核種の放射能量等が求められる。

②原子炉の炉型と燃料の組合せに対し，中性子エネルギースペクトルの違いにより重みをつけた断面積ライブラリが内蔵されており，任意に選択できる。

③計算結果は，放射化生成物，アクチニド，核分裂生成物に分類して出力される。

④燃焼計算に必要な放射性核種データ（崩壊熱，ガンマ線のエネルギー分布，自発核分裂と（α，ｎ）反応により発生する中性子源強度等）に関しては，ORIGEN2 コード専用のライブラリがあり，これを用いる。

（３） 計算フロー

ORIGEN2 コードの計算フローを図３．１－７に示す。

（４） 使用実績

ORIGEN2 コードは，輸送キャスク，核燃料施設の崩壊熱計算に広く使用されている[1)]。

（５）検証方法

汎用コードの導入評価[1)]が実施されていることが確認されている。

大型実験/ベンチマーク試験による検証[2)]が実施されていることが確認されている。

1)A.G.Croff, “ORIGEN2 Isotope Generation and Depletion Code MATRIX EXPONENTIALMETHOD”,CCC-371(1987)

2)(社)日本原子力学会“原子炉崩壊熱とその推奨値”，1989 年８月

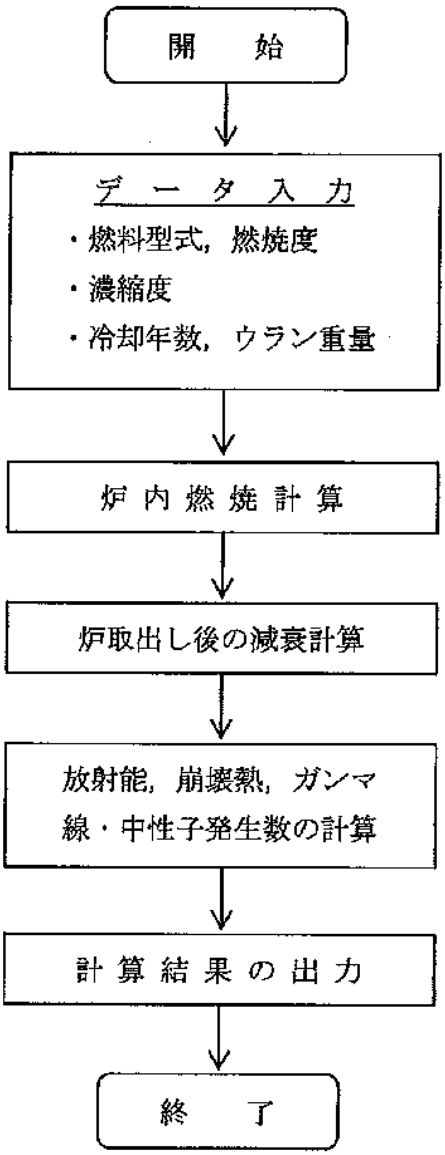


図３．１－７　ORIGEN2 コードの計算フロー図

遮蔽解析に用いるコード（DOT3.5コード）について

（１）概要

DOT3.5コード（以下「DOTコード」という。）は二次元輸送コードであり，米国オークリッジ国立研究所（ORNL）で開発された汎用解析コードである。

（２）機能

DOTコードは，遮蔽解析に際して以下の機能を有する。

① ガンマ線や中性子線に対するボルツマン輸送方程式を解くことによる数値解析法であり，放射線の挙動を追跡するのに重要な非等方性が表現できる。

② DOTコードは，二次元の体系を扱うことができる。

（３）解析フロー

DOTコードの解析フローを図３．１－８に示す。

（４）使用実績

DOTコードは，原子力施設の遮蔽計算に広く用いられており，輸送キャスクの遮蔽解析に豊富な実績がある。

（５）検証

汎用コードの導入評価[1)]が実施されていることを確認。

大型実験/ベンチマーク試験による検証[2)]が実施されていることを確認。

1)W. A. Rhoades, “DOT3.5 TWO DIMENSIONAL DISCRETE ORDINATES RADIATION TRANSPORT CODE”, CCC-276,1978年10月

2)(社)日本原子力学会“中性子遮蔽設計ハンドブック”, 1993年4月

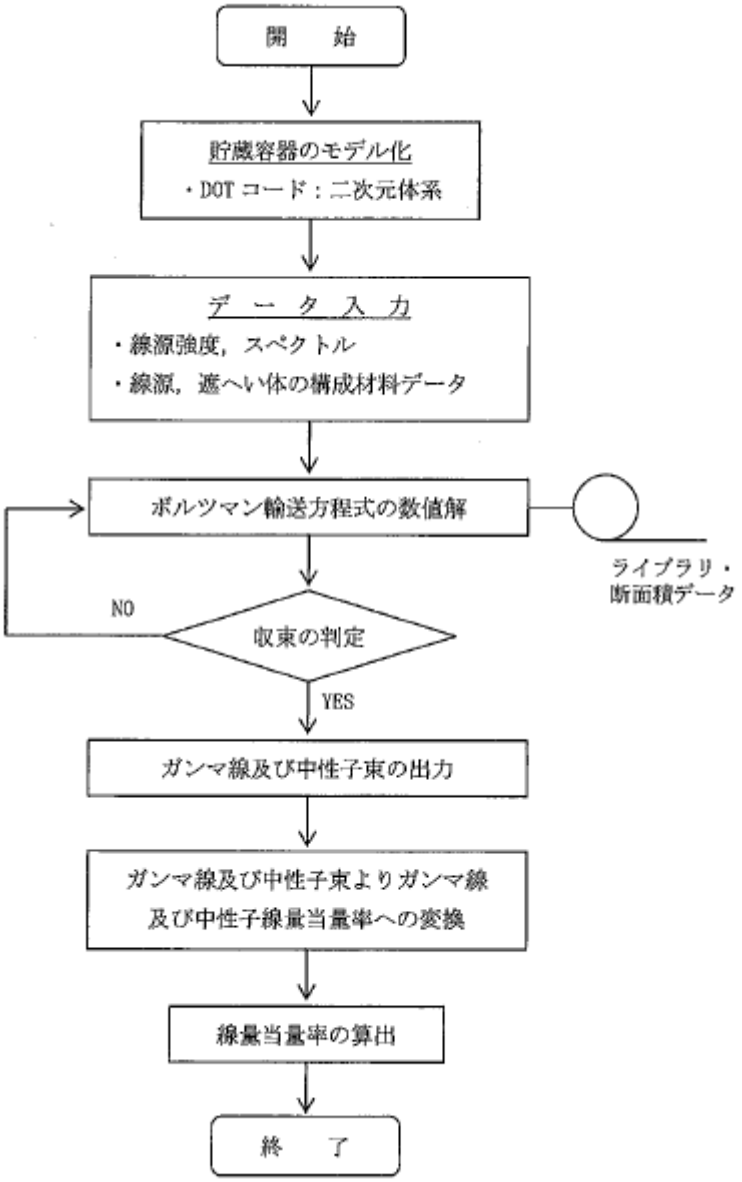


図３．１－８　DOT コードの解析フロー図

遮蔽解析に用いるコード（QAD コード）について

（１）概要

QAD コードは米国 Los Alamos National Laboratory で開発された点減衰核積分法に基づくコードであり，遮蔽体内での高速中性子及びガンマ線の透過を計算できる。

QAD コードは公開コードであり，使用済燃料輸送キャスクの遮蔽解析等に広く利用されている。

（２）機能

QAD コードは，遮蔽解析に際して以下の機能を有する。

① 線源は角柱，円柱，あるいは球形の形状で表すことができる。

② 遮蔽体領域は二次元線，あるいは角柱，球形等の組み合わせにより記述することが可能であり，三次元問題まで取り扱うことできる。

③ 計算は入力で指定した検出点について行われ，結果は同じく入力で指定される種々の形に表すことができる。

（３）解析フロー

QAD コードの解析フローを図３．１－９に示す。

（４）使用実績

QAD コードは，使用済燃料輸送キャスクのガンマ線遮蔽解析に豊富な実績を有する。

（５）検証

ベンチマーク試験による検証[1)]が実施されていることを確認。

1)(社)日本原子力学会“ガンマ線遮蔽設計ハンドブック”，1988 年 1 月

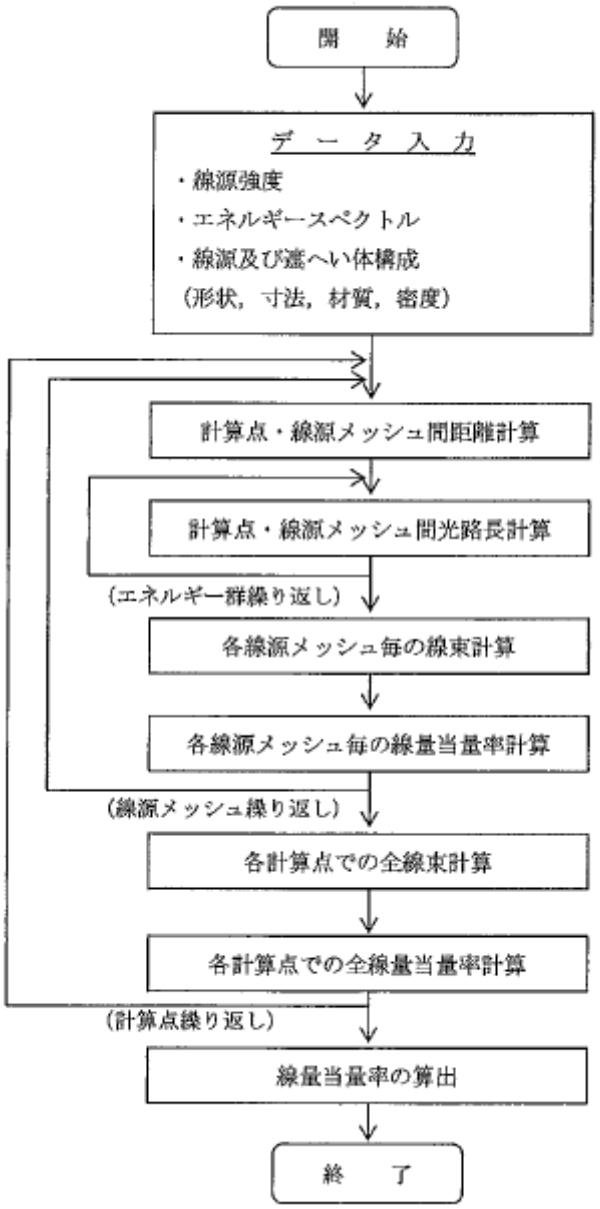


図３．１－９　QAD コードの解析フロー図

(2)　輸送貯蔵兼用キャスクB

1)　基本的な考え方

遮蔽設計に当たっては，周辺公衆及び放射線業務従事者に対し，放射線被ばく上影響を及ぼすことのないよう，使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する能力を有するよう以下のとおり設計する。

① 輸送貯蔵兼用キャスクBはガンマ線遮蔽と中性子遮蔽の機能を有する。

② ガンマ線遮蔽材には，十分な厚みを有する鋼製の材料を用いる。

③ 中性子遮蔽材は，水素を多く含有するレジンで構成される。

輸送貯蔵兼用キャスクBの遮蔽解析フローは，図３．１－１に示す乾式貯蔵キャスクの遮蔽解析フローと同様である。この中で評価条件として用いる使用済燃料仕様，輸送貯蔵兼用キャスクBの仕様，線源強度及び解析モデル等は添付資料－２－１「評価の基本方針（既設65基)」で記載している既存評価書の内容と同じ条件である。よって，本評価結果は既存評価書の内容を引用する。

2) 設計基準

輸送貯蔵兼用キャスク B の設計上の基準は，輸送貯蔵兼用キャスク B 表面の線量当量率が 2 mSv/h 以下及び輸送貯蔵兼用キャスク B 表面から 1m の線量当量率が 100 μ Sv/h 以下とする。

3) 設計条件

① 遮蔽厚さ

輸送貯蔵兼用キャスク B の評価において考慮する遮蔽材の厚さを表３．１－１５に示す。

表３．１－１５ 遮蔽厚さ

（単位：cm）

	炭素鋼 ステンレス鋼	レジン
半径方向 （軸方向中央部）	約 26	約 14
蓋 方 向 （径方向中央部）	約 29	約 9
底 方 向 （径方向中央部）	約 29	約 11

② 線源条件

輸送貯蔵兼用キャスク B の収納物の線源条件を表３．１－１６に示す。配置制限に従い，輸送貯蔵兼用キャスク B の中心領域に最高燃焼度燃料を配置し，外周領域には平均燃焼度燃料を配置する条件とする。

表３．１－１６ 線源条件

燃料集合体の種類		新型８×８ジルコニウムライナ燃料
初期濃縮度（wt%）		約2.9
燃焼度	平均燃焼度 (MWd/t)	34,000
	最高燃焼度 (MWd/t)	40,000
冷却期間（年）		18

③　線源強度及びエネルギー

Ａ．ガンマ線源強度

使用済燃料の燃料有効部のガンマ線源強度の計算は ORIGEN2 コードにより行う。エネルギー群構造は，DLC-23/CASK ライブラリのガンマ線 18 群構造に振り分けたものを用いる。また，使用済燃料の構造材の放射化によるガンマ線源強度には，構造材中に含まれる Co を考慮する。

Ｂ．中性子線源強度

使用済燃料の燃料有効部の中性子線源強度の計算は ORIGEN2 コードにより行う。

それぞれの線源強度を表３．１－１７に示す。また，中性子エネルギースペクトルを表３．１－１８に示す。

表３．１－１７　使用済燃料の線源強度

線種		線源強度
ガンマ線源強度	燃料有効部	8.949×10^{16} (s^{-1})
	構造材の放射化	1.290×10^{14} (Bq)
中性子線源強度		1.415×10^{10} (s^{-1})

表３．１－１８　中性子エネルギースペクトル

エネルギー群	上限エネルギー（eV）	スペクトル 注)
1	1.492×10^{7}	5.72×10^{-4}
2	1.220×10^{7}	2.02×10^{-3}
3	1.000×10^{7}	6.07×10^{-3}
4	8.180×10^{6}	2.00×10^{-2}
5	6.360×10^{6}	4.12×10^{-2}
6	4.960×10^{6}	5.27×10^{-2}
7	4.060×10^{6}	1.10×10^{-1}
8	3.010×10^{6}	8.74×10^{-2}
9	2.460×10^{6}	2.28×10^{-2}
10	2.350×10^{6}	1.15×10^{-1}
11	1.830×10^{6}	2.07×10^{-1}
12	1.110×10^{6}	1.89×10^{-1}
13	5.500×10^{5}	1.31×10^{-1}
14	1.110×10^{5}	1.59×10^{-2}
15	3.350×10^{3}	8.12×10^{-5}
16	5.830×10^{2}	5.89×10^{-6}
17	1.010×10^{2}	3.89×10^{-7}
18	2.900×10^{1}	5.53×10^{-8}
19	1.070×10^{1}	1.33×10^{-8}
20	3.060×10^{0}	1.88×10^{-9}
21	1.120×10^{0}	4.19×10^{-10}
22	4.140×10^{-1}	1.20×10^{-10}

注）　^{239}Ｐｕの核分裂スペクトルを DLC-23/CASK ライブラリの中性子 22 群構造に振り分けたものである。

4) 評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク B の遮蔽解析においては，遮蔽材の最小厚さを考慮し，輸送貯蔵兼用キャスク B の実形状を軸方向断面に二次元でモデル化する。輸送貯蔵兼用キャスク B の遮蔽解析モデルを図３．１－１０ に示す。なお，上部と下部のトラニオン周辺と二次蓋に設ける圧力監視装置部については，当該部近傍の線束から，遮蔽評価を行う。遮蔽計算はガンマ線，中性子共に DOT コードにより遮蔽材を透過したガンマ線及び中性子の線束を計算し，輸送貯蔵兼用キャスク B 表面及び表面から 1m の線量当量率を求める。また，二次ガンマ線の効果についても DOT コードにより中性子が遮蔽材内で吸収される際に発生する二次ガンマ線の線束を計算し，輸送貯蔵兼用キャスク B 表面及び表面から 1m の線量当量率を求める。ライブラリとしては，DLC-23/CASK データを用いて線量当量率への変換は ICRP Pub.74 に従う。

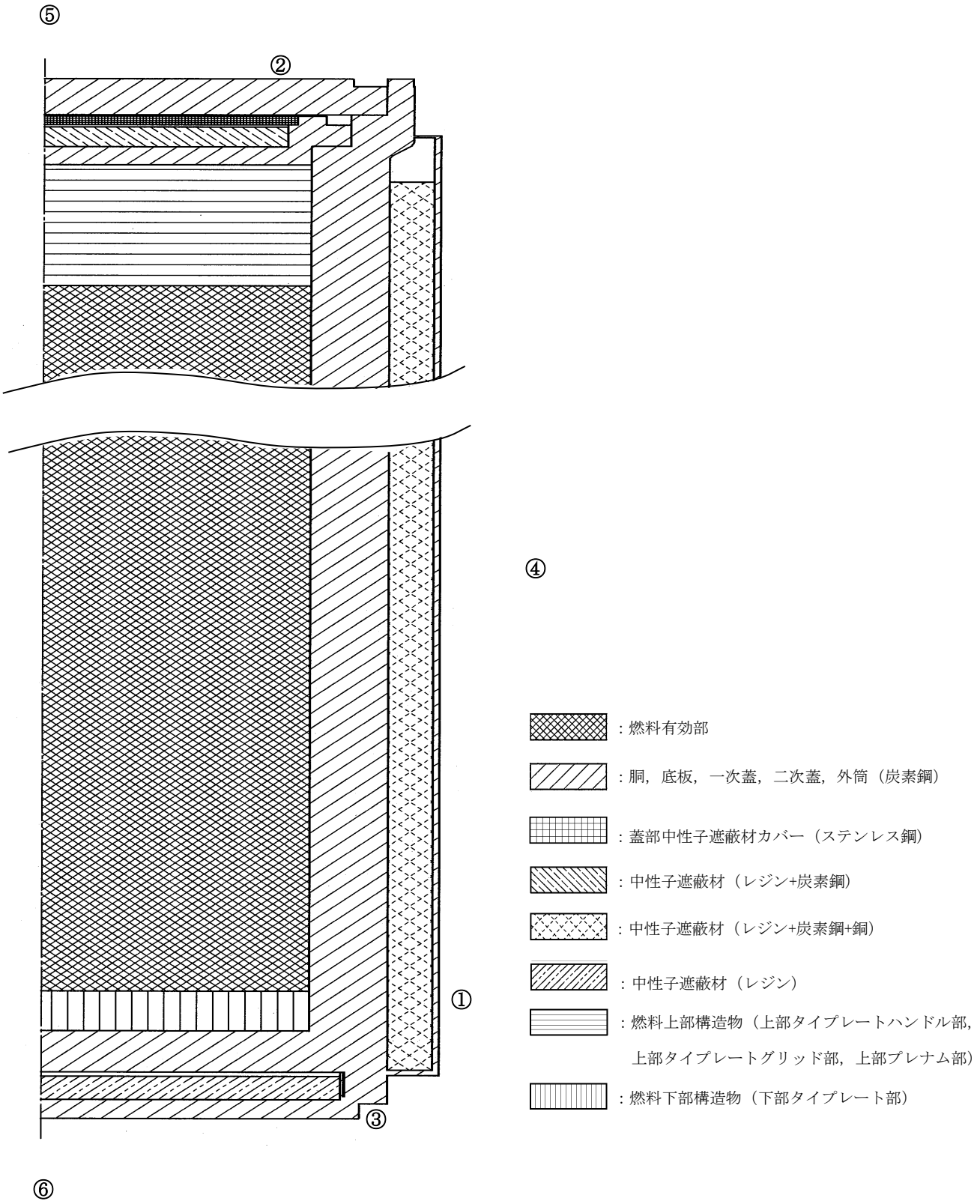


図３．１－１０　輸送貯蔵兼用キャスクＢ遮蔽解析モデル

5) 評価結果

輸送貯蔵兼用キャスク B の評価結果を表３．１－１９に示す。なお，評価結果は半径方向，蓋方向及び底方向における線量当量率の最大値を示している。

本表に示すとおり，輸送貯蔵兼用キャスク B は設計基準値を満足している。

表３．１－１９　線量当量率の評価結果

（単位：μSv/h）

	表面			表面から 1m		
	側部	蓋部	底部	側部	蓋部	底部
評価点	①	②	③	④	⑤	⑥
評価結果	1108	820	291	78	75	81
設計基準値	2000			100		

4　臨界防止機能

4.1　乾式キャスクの臨界防止機能

(1)　乾式貯蔵キャスク

1)　基本的な考え方

乾式貯蔵キャスクの臨界防止に当たっては，想定されるいかなる場合にも使用済燃料が臨界に達することを防止するため以下のとおり設計する。

①　使用済燃料を収納するバスケットは格子構造として，使用済燃料を所定の幾何学的配置に維持する設計とする。

②　バスケットの材料には，中性子を吸収するボロン添加アルミニウム合金等を使用する。

乾式貯蔵キャスクの臨界防止機能について，使用済燃料仕様，乾式貯蔵キャスク仕様及び解析モデル等は添付資料－２－１「評価の基本方針（既設 65 基)」で記載している既存評価書の内容から変更はない。よって，本評価結果は既存評価書の内容を引用する。

2)　設計基準

実効増倍率は想定されるいかなる場合も 0.95 以下であること。

3)　評価条件

乾式貯蔵キャスクの臨界解析は，KENO-VIコードを使用する。図４．１－１，図４．１－２に臨界解析モデルを示す。実効増倍率を大きく見積もるため，評価条件を下記の通りとした。

・評価は 8×8 燃料，新型 8×8 燃料及び新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料のうち，濃縮度の高い新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料について行う。
・新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料の使用期間を通じての炉心内装荷状態での最大無限増倍率は 1.23 程度であるが，保守的に炉心内装荷状態での無限増倍率を 1.30 とする。
・キャスク内部については燃料有効長部には水が存在するとし，燃料有効長以外の領域及びキャスク外部は真空とする。
・乾式貯蔵キャスクの外側は，境界条件として完全反射体で無限個の乾式貯蔵キャスが接触して配列しているものとする。
・使用済燃料がキャスクの中心寄りに配置された状態とする。
・バスケット板厚は製造公差を考慮した最小値とする。
・バスケット孔寸法は製造公差を考慮した最小値とする。
・バスケットプレート材料のボロン添加アルミニウム合金中のボロン 10 含有量は，製造下限値に余裕をみた値とした。

4) 評価方法

乾式貯蔵キャスクの実効増倍率は，燃料棒単位セル計算により求まる燃料集合体平均の核定数を用い，乾式貯蔵キャスクの実形状をモデル化し，臨界解析コードを使用して求める。臨界解析の評価フローを参考資料の図４．１－３に示す。

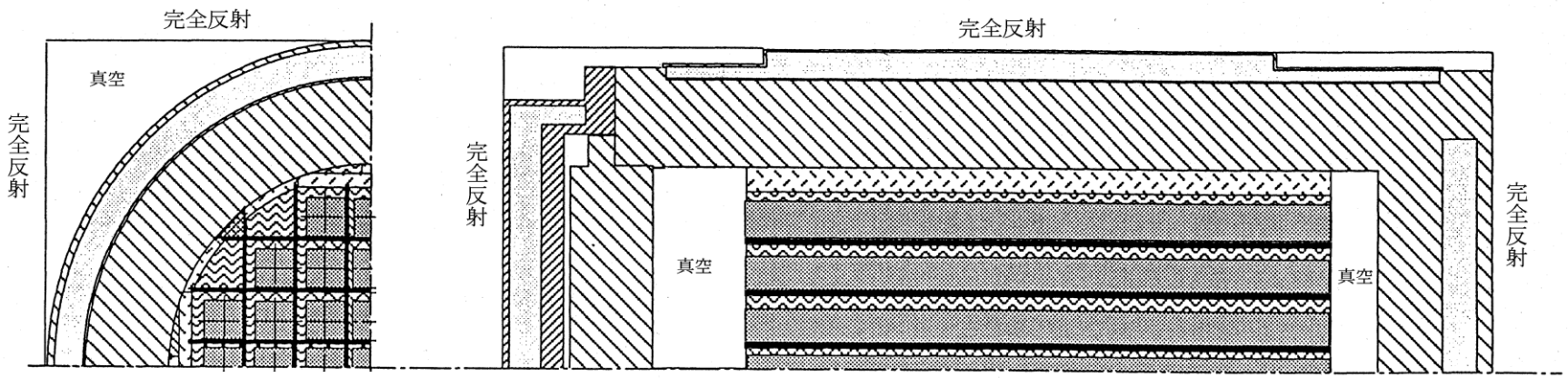
5) 評価結果

乾式貯蔵キャスクについて臨界解析の結果は，表４．１－１に示すとおり実効増倍率は設計基準を満足している。

表４．１－１　臨界解析結果

キャスクタイプ	実効増倍率※	設計基準値
乾式貯蔵キャスク(中型)	0.83 (0.825)	0.95
乾式貯蔵キャスク(大型)	0.83 (0.824)	0.95

※モンテカルロ計算の統計誤差3σを考慮した値
(括弧内は統計誤差を考慮しない値)



燃料集合体領域（使用済燃料）

空間領域（水）

バスケットプレート領域
（ボロン添加アルミニウム合金[B-Al]）

連結棒領域（アルミニウム合金[A6061P]）

バスケットサポート領域（ステンレス鋼）

中性子遮蔽材領域（真空）

胴，一次蓋領域（炭素鋼）

二次蓋領域（ステンレス鋼）

伝熱プレート領域（銅）

図４．１－１　臨界解析モデル(乾式貯蔵キャスク(中型キャスク))

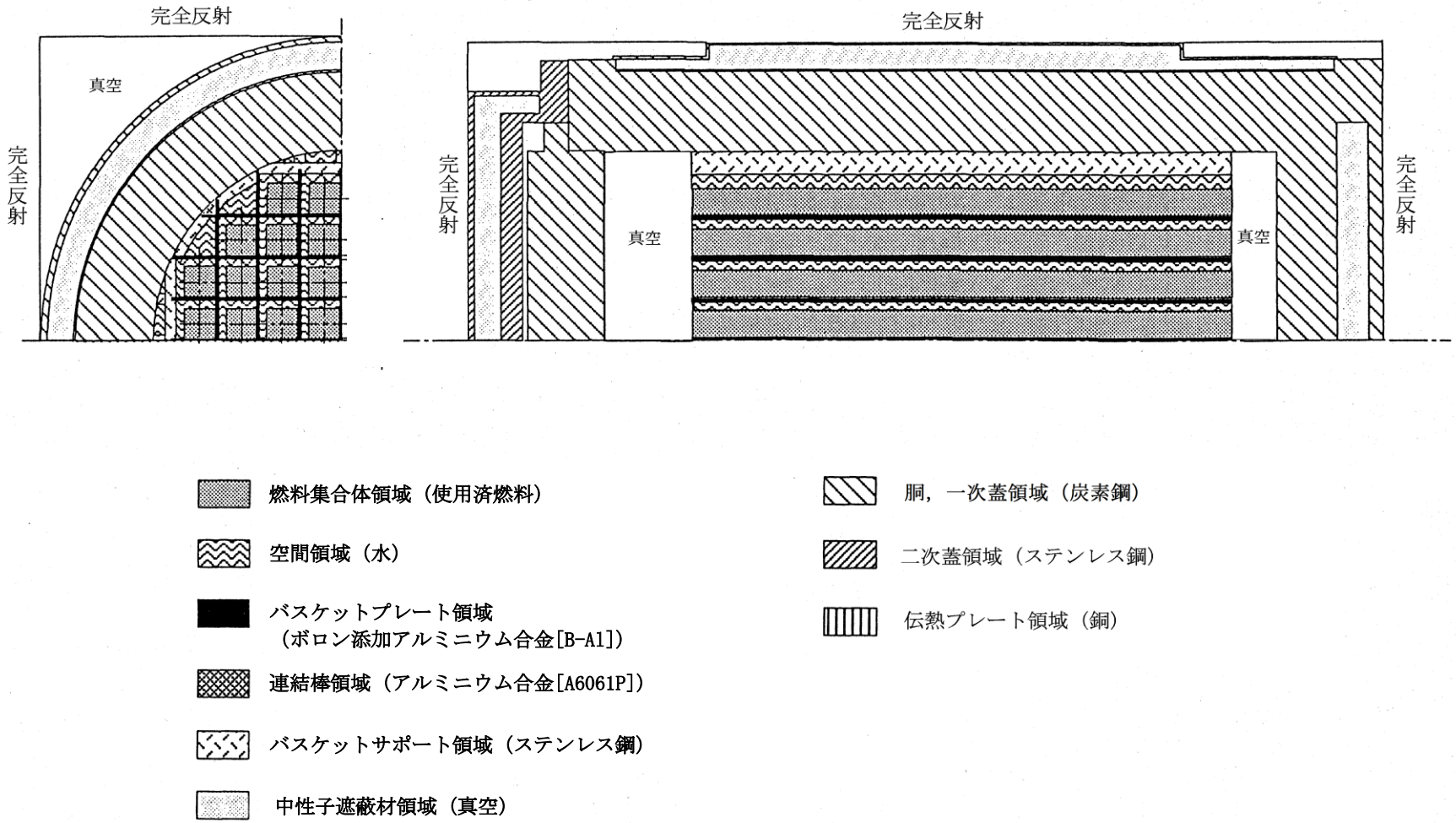


図４．１－２　臨界解析モデル(乾式貯蔵キャスク(大型キャスク))

参考資料

臨界解析に用いるコード（KENO-Ⅵ）について

（１）概要

KENO-Ⅵコードは，米国オークリッジ国立研究所（ORNL）で開発されたモンテカルロ法に基づく公開の臨界解析コードであり，輸送キャスクの臨界解析などに利用されている。

（２）機能

KENO-Ⅵコードは，臨界解析に際して以下の機能を有している。

① 実際に中性子が出会う物理現象を確率理論を用いて模擬するため，どのような物理的問題にも適用できる。なお，統計的な手法を用いるため，計算結果には統計誤差が付随する。

② 一次元～三次元の任意形状の体系を扱うことができる。

（３）解析フロー

KENO-Ⅵコードの解析フローを図４．１－３に示す。

（４）使用実績

KENO-Ⅵコードは，国内外で輸送キャスクの臨界解析をはじめ，核燃料施設の臨界解析に使用されている。

（５）検証

米国のバッテル研究所（パシフィックノースウエスト研究所，PNL）で行われた臨界実験[1)]の中から3種類の臨界体系をベンチマーク試験として選び，検証を行った。

1)S.R.Bierman, D.D.Clayton, and B.M.Durst, “Critical Separation between Sub-critical Clusters of 2.35wt% 235U Enriched UO2 Rods in Water with Fixed Neutron Poisons,” PNL-2438, Battel Pacific Northwest Laboratories, 1977

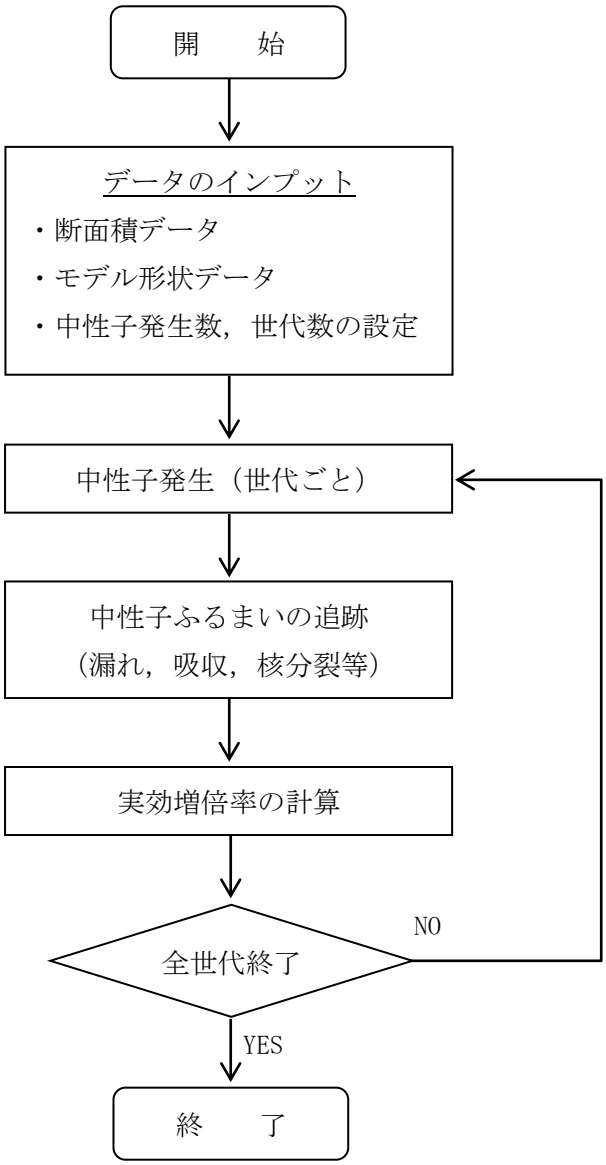


図４．１－３　臨界解析フロー

(2)　輸送貯蔵兼用キャスク

1)　基本的な考え方

輸送貯蔵兼用キャスクの臨界防止に当たっては，想定されるいかなる場合にも使用済燃料が臨界に達することを防止するために以下のとおり設計する。

①　使用済燃料を収納するバスケットは格子構造として，使用済燃料を所定の幾何学的配置に維持する設計とする。

②　輸送貯蔵兼用キャスク B においては，バスケットの材料に中性子を吸収するボロンを添加したステンレス鋼を用いる。

輸送貯蔵兼用キャスクの臨界防止機能について，使用済燃料仕様，輸送貯蔵兼用キャスク仕様及び解析モデル等は添付資料－２－１「評価の基本方針（既設 65 基)」で記載している既存評価書の内容から変更はない。よって，本評価結果は既存評価書の内容を引用する。ここでは，評価上最も厳しい胴内に水が満たされたケースについて示す。

2)　設計基準

実効増倍率は想定されるいかなる場合も 0.95 以下であること。

3)　評価条件

輸送貯蔵兼用キャスクの臨界解析には，KENO-V.a コードを使用する。図４．１－４に臨界解析モデルを示す。実効増倍率を大きく見積もるため，評価条件を下記の通りとした。

- 収納する使用済燃料の炉心内装荷状態での最大無限増倍率は 1.30 未満であるが，保守的に炉心内装荷状態での無限増倍率は 1.30 を仮定する。
- キャスク胴内には水が存在するものとする。
- キャスク胴内における燃料集合体として存在する部分は燃料有効長に相当する部分のみとし，上・下部タイプレート部等を水に置き換える。また，キャスク胴内での燃料領域の上，下の部分は水に置き換える。
- 輸送貯蔵兼用キャスクの外側は，境界条件として完全反射体で無限個の輸送貯蔵兼用キャスクが配列しているものとする。
- 使用済燃料がキャスクの中心寄りに配置された状態とする。
- チャンネルボックスを考慮する。
- バスケットの格子幅公差を安全側に考慮する。
- 中性子遮蔽材(側部，蓋部，底部)を無いものとする。
- バスケットのボロン含有量は最小値を用いる。

4)　評価方法

輸送貯蔵兼用キャスクの実効増倍率は，KENO-V.a コードを用いて求める。臨界解析の評価フローを参考資料の図４．１－５に示す。

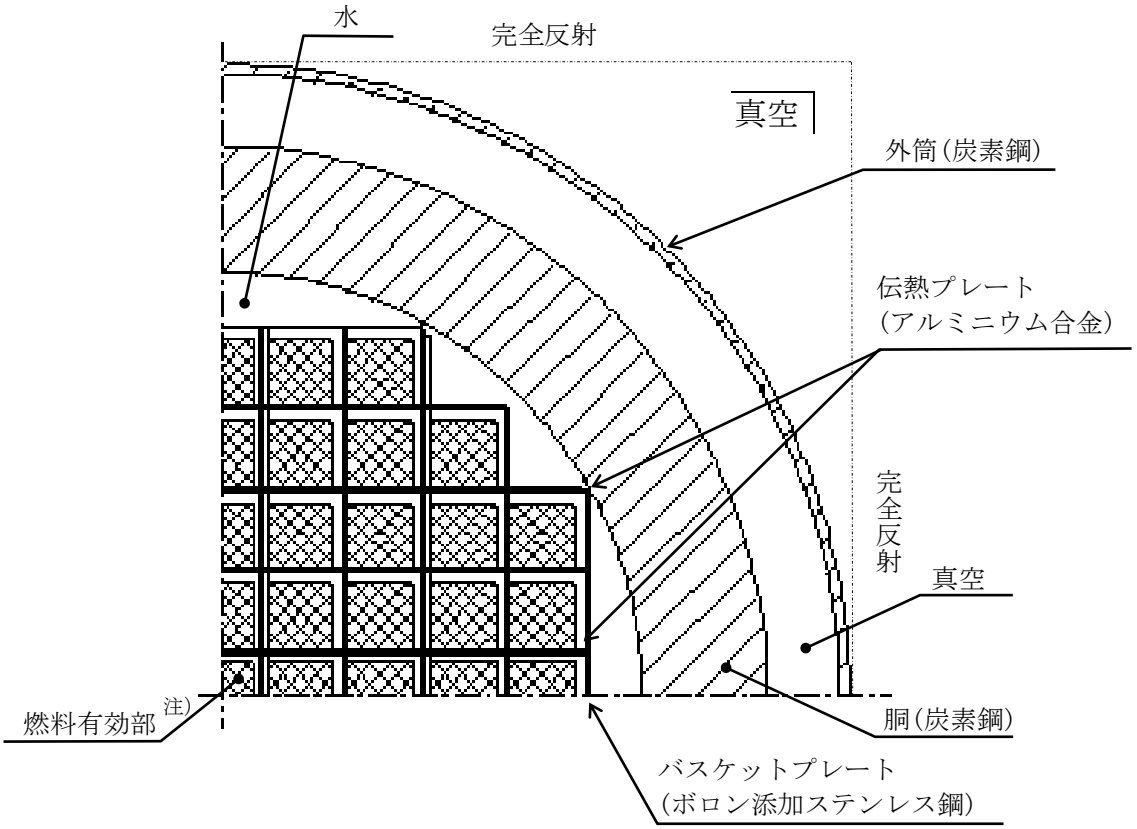
5)　評価結果

輸送貯蔵兼用キャスクについて臨界解析の結果は，表４．１－２に示すとおり実効増倍率は設計基準を満足している。

表４．１－２　臨界解析結果

キャスク タイプ	実効増倍率※	設計基準値
輸送貯蔵兼用キャスク B	0.88 (0.875)	0.95

※ モンテカルロ計算の統計誤差 3σ を考慮した値
(括弧内は統計誤差を考慮しない値)



注）燃料有効長部はチャンネルボックスを考慮してモデル化

（縦断面の構成は，図３．１－１０　遮蔽解析モデルとほぼ同じである）

図　４．１－４　臨界解析モデル(輸送貯蔵兼用キャスク B)

参考資料

臨界解析に用いるコード（KENO-Ⅴ.a）について

（１） 概要

KENO-Ⅴ.a コードは，米国オークリッジ国立研究所（ORNL）で開発されたモンテカルロ法に基づく公開の臨界解析コードであり，輸送キャスクの臨界解析などに利用されている。

（２） 機能

KENO-Ⅴ.a コードは，臨界解析に際して以下の機能を有している。

① 実際に中性子が出会う物理現象を確率理論を用いて模擬するため，どのような物理的問題にも適用できる。なお，統計的な手法を用いるため，計算結果には統計誤差が付随する。

② 一次元～三次元の任意形状の体系を扱うことができる。

（３） 解析フロー

KENO-Ⅴ.a コードの解析フローを図４．１－５に示す。

（４） 使用実績

KENO-Ⅴ.a コードは，国内外で輸送キャスクの臨界解析をはじめ，核燃料施設の臨界解析に使用されている。

（５） 検証

米国のバッテル研究所（パシフィック　ノースウエスト研究所，PNL）で行われた臨界実験[1)]を対象としたベンチマーク解析を実施し，検証を行った。

1) S. R. Bierman and E. D. Clayton, “Criticality Experiments with Subcritical Clusters of 2.35 Wt% and 4.31 Wt% ^{235}U Enriched UO_2 Rods in Water with Steel Reflecting Walls”, NUREG/CR-1784(PNL-3602), U.S. Nuclear Regulatory Commission, (1981).

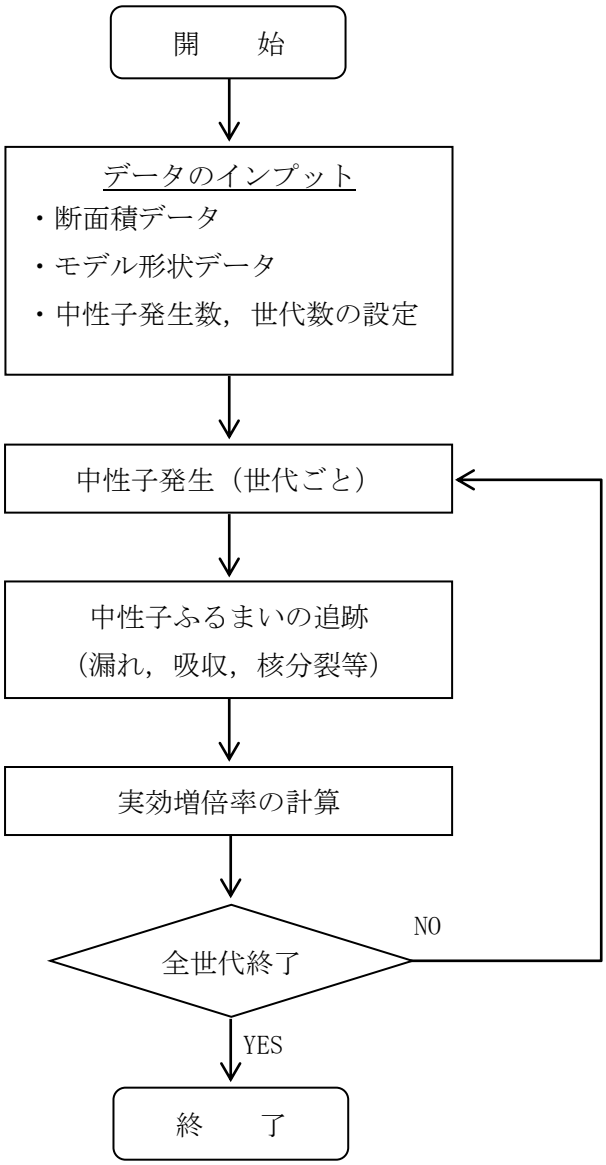


図４．１－５　KENO-Ⅴ.a コードの解析フロー図

安全評価について（増設 30 基）

1　除熱機能

1.1　輸送貯蔵兼用キャスク B

「使用済燃料貯蔵施設に係る特定容器等の設計の型式証明申請書」及び「使用済燃料貯蔵施設に係る型式設計特定容器等の型式指定申請書」（以下，「既存評価」という。）より除熱機能が評価されている。既存評価では保管姿勢を縦置きとして評価しているが，キャスク仮保管設備における保管姿勢は横置きとなるため，既存評価を基に横置きであることを考慮した評価を行う。

(1)　基本的な考え方

除熱設計に当たっては，使用済燃料の健全性及び安全機能を有する構成部材の健全性が維持できるよう，以下の設計とすることで使用済燃料の崩壊熱を適切に除去する。

・使用済燃料の温度を，燃料被覆管のクリープ破損及び機械的特性の低下を防止する観点から制限される値以下に維持できる設計であること。

・基本的安全機能を維持する観点から，輸送貯蔵兼用キャスク B の温度を制限される値以下に維持できる設計であること。

また，設計要求事項を満足するため，以下の配慮を行う。

a)　輸送貯蔵兼用キャスク B 内部のバスケットは，熱伝導の優れた伝熱プレートの設置により必要な伝熱性能を確保する。

b)　輸送貯蔵兼用キャスク B 内部には，熱伝導率の高いヘリウムガスを充てんする。

c)　側部中性子遮蔽材には熱伝導の低いレジンを用いており，伝熱フィンを設けることにより必要な伝熱性能を確保する。

輸送貯蔵兼用キャスク B の除熱解析フローは添付資料－４－１「1.1　乾式キャスクの除熱機能　(2)　輸送貯蔵兼用キャスク B　1)　基本的な考え方」と同一である。

(2) 設計基準

設計基準を表１．１－１に示す。

表１．１－１　設計基準

（単位：℃）

対象となる部材	材質	設計基準	設計基準温度	備考
燃料被覆管	ジルカロイ－2	使用済燃料被覆管の累積クリープ量が1%を超えない温度，照射硬化回復現象により燃料被覆管の機械的特性が著しく低下しない温度及び水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度以下となる温度とする	300※	使用済燃料（新型８×８ジルコニウムライナ燃料，高燃焼度８×８燃料）
			200	使用済燃料（新型８×８燃料）
輸送貯蔵兼用キャスクＢ	レジン	中性子遮蔽材の性能が維持される制限温度	150	中性子遮蔽材
	炭素鋼	構造強度が維持される制限温度	350	密封容器
				二次蓋
	アルミニウム合金，ニッケル基合金	閉じ込め機能が維持される制限温度	130	金属ガスケット
	ボロン添加ステンレス鋼	構造強度が維持される制限温度	300	バスケット

※水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性の低下が生じない温度を設計基準温度として設定したもので，燃料被覆管の周方向応力は設計基準温度状態で 70 MPa 以下とする。燃料被覆管の累積クリープ量が 1%を超えない初期温度は 360℃程度と評価され，上記設計基準温度を超えている。また，燃料被覆管の照射硬化の回復については機械的強度への影響を評価するものとする。

(3) 燃料仕様

輸送貯蔵兼用キャスク Ｂ　1 基当たりの評価に用いる発熱量を表１．１－２に示す。使用済燃料の発熱量は ORIGEN2 コードにより求める。

表１．１－２　輸送貯蔵兼用キャスクＢ　１基当たりの発熱量

使用済燃料の収納配置条件		配置(ｉ)		配置(ⅱ)		配置(ⅲ)
燃料集合体の種類		新型8×8ジルコニウムライナ燃料	高燃焼度8×8燃料	新型8×8ジルコニウムライナ燃料	高燃焼度8×8燃料	新型8×8燃料
初期濃縮度（wt%）		約2.9	約3.4	約2.9	約3.4	約2.9
収納物の燃焼度	平均燃焼度(MWd/t)	34,000		40,000		29,000
冷却期間（年）		18		22		28[注1)]
収納体数（体）		69		69		69
評価に用いる発熱量(kW)[注2)]		15.3		15.3		10.4

注 1）新型 8×8 燃料の冷却期間が新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料及び高燃焼度 8×8 燃料の冷却期間に対して長期間であるのは，新型 8×8 燃料の燃料被覆管の設計基準温度が他の燃料タイプに比べて 200℃と低いためである。なお，燃料被覆管の設計基準温度については，平成 18 年度及び 19 年度に原子力安全基盤機構にて実施された貯蔵燃料長期健全性等確証試験において，照射硬化回復現象及び水素化物の再配向による燃料被覆管の機械的特性への影響を考慮して設定されており，ライナー無し燃料（新型 8×8 燃料）は 200℃，ライナー有り燃料（新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料及び高燃焼度 8×8 燃料）は 300℃が設計基準温度となる。

注 2）輸送貯蔵兼用キャスク B の最大発熱量は配置(ｉ)で 12.1kW，配置(ⅱ)で 13.8kW，配置(ⅲ)で 8.4kw であるが，除熱設計では燃料集合体の軸方向の燃焼度分布を保守的に考慮した設計発熱量を用いる。

(4)　評価条件

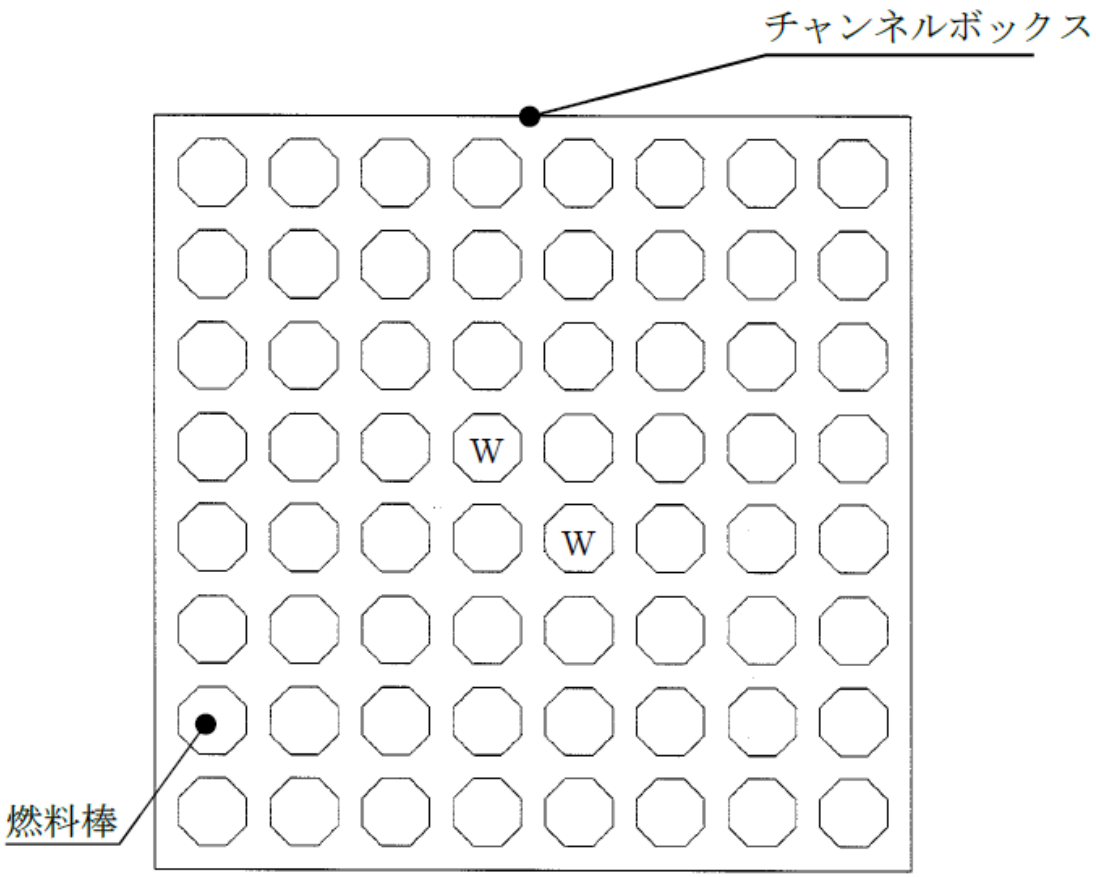
輸送貯蔵兼用キャスク B の除熱評価は以下の 3 種類の解析モデルを用いて行う。

a.　軸方向断面モデル（輸送貯蔵兼用キャスク B 全体の二次元軸対称モデル）

b.　半径方向断面モデル（胴中央部断面形状の二次元平面モデル）

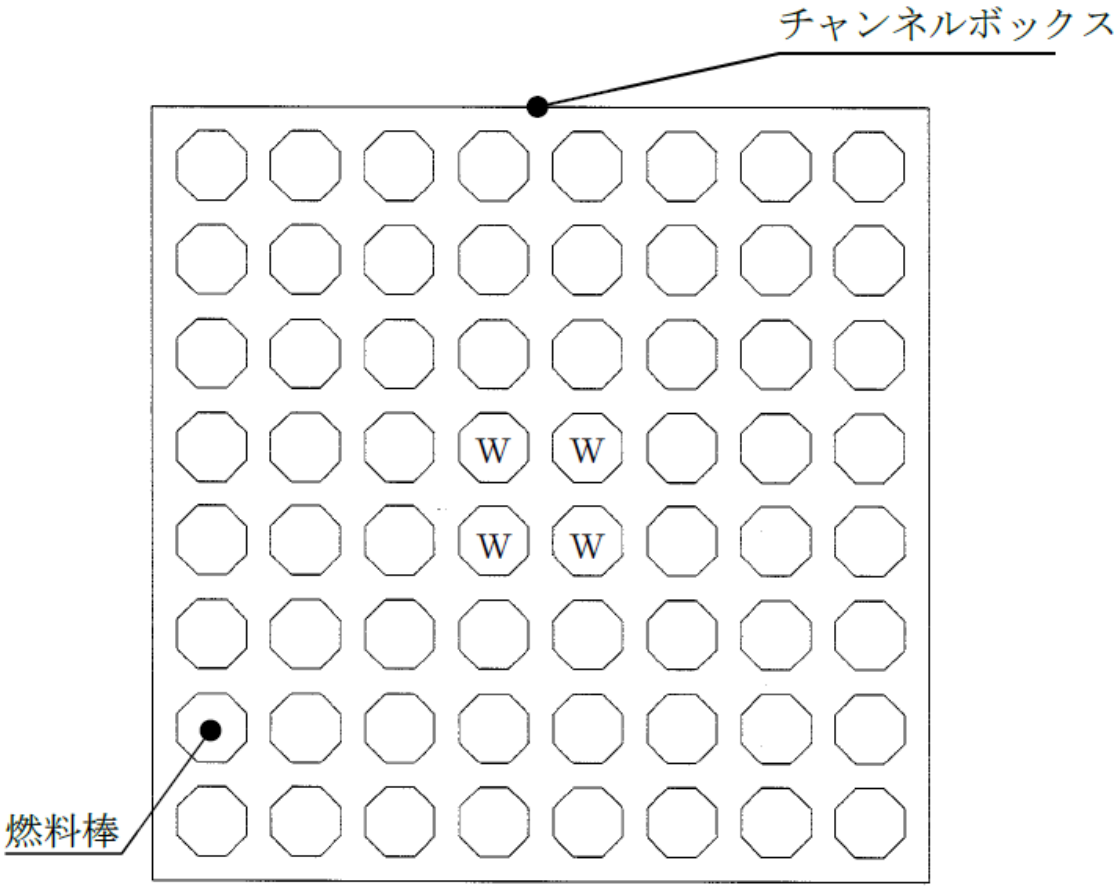
c.　燃料集合体断面モデル（燃料集合体の断面形状の二次元平面モデル）

上記解析モデルのうち，ａ及びｂは添付資料－４－１「1.1　乾式キャスクの除熱機能　(2)　輸送貯蔵兼用キャスク B　4)　評価条件　図１．１－１１～１２」と同一である。ｃを図１．１－１（１），（２）に示す。また，評価条件を表１．１－３に示す。



注）Wはウォーターロッドであり，発熱はない。

図１．１－１（１）　燃料集合体断面モデル
（新型8×8ジルコニウムライナ燃料，新型8×8燃料）



注）Wはウォーターロッドであり，発熱はない。

図１．１－１（２）　燃料集合体断面モデル
（高燃焼度8×8燃料）

表１．１－３　評価条件

項　　目	評価条件
収納体数　(体)	69
姿　　勢	横置き
発 熱 量　(kW)	15.3 注1)　/　10.4 注2)
周囲温度　(℃)	空気：45 コンクリートモジュール内面：65

注 1）配置(ⅰ)及び配置(ⅱ)

注 2）配置(ⅲ)

(5) 評価方法

評価方法は添付資料－４－１「1.1　乾式キャスクの除熱機能　(2) 輸送貯蔵兼用キャスクＢ　5)　評価方法」と同一である。

(6) 評価結果

評価結果を表１．１－４に示す。本表に示すとおり，使用済燃料の健全性を示す燃料被覆管の温度及び輸送貯蔵兼用キャスク B を構成する各部材はいずれの配置でも設計基準温度を下回っており，熱的健全性は維持される。

表１．１－４　評価結果

（単位：℃）

部材	評価結果			設計基準温度	備考
	配置(ⅰ)	配置(ⅱ)	配置(ⅲ)		
燃料被覆管	249 注1)注2)	252 注1)注3)	190 注4)注5)	300 注6) 200 注7)	使用済燃料
レジン	117	117	99	150	中性子遮蔽材
炭素鋼	123	123	104	350	密封容器
	83	83	76		二次蓋
アルミニウム合金，ニッケル基合金	86	87	78	130	金属ガスケット
ボロン添加ステンレス鋼	238	241	182	300	バスケット

注 1) 構造強度評価及び異常事象の評価における最大評価加速度 3G が燃料被覆管にかかる場合，燃料被覆管にかかる応力は 55MPa となる。既存評価書において 260℃における照射後の降伏応力 568MPa[1)]に燃料被覆管の照射硬化回復式[2)]を保守的に考慮した降伏応力は 313MPa と評価されており，照射硬化回復を考慮しても，燃料被覆管にかかる応力は降伏応力を超えることはない。

注 2) 運用期間中に燃料被覆管温度が最も高くなる真空乾燥時での燃料被覆管温度は 249℃である。また，この状態の燃料被覆管周方向応力は 52MPa であり，燃料被覆管温度及び周方向応力ともに設計基準を満たしている。

注 3) 配置（ⅰ）に対して 3℃の温度変化であることから，配置（ⅱ）における真空乾燥時の燃料被覆管の温度変化も同程度であり，燃料被覆管温度及び周方向応力ともに設計基準を超えることはない。

注 4) 構造強度評価及び異常事象の評価における最大評価加速度 3G が燃料被覆管にかかる場合，燃料被覆管にかかる応力は 43MPa となる。既存評価書において 190℃における照射後の降伏応力 601MPa[1)]に燃料被覆管の照射硬化回復式[2)]を保守的に考慮した降伏応力は

358MPa と評価されており，照射硬化回復を考慮しても，燃料被覆管にかかる応力は降伏応力を超えることはない。

注 5) 真空乾燥時での燃料被覆管温度は 187℃である。また，この状態の燃料被覆管周方向応力は 41MPa であり，燃料被覆管温度及び周方向応力ともに設計基準を満たしている。

1)：(独)原子力安全基盤機構，“平成 18 年度 高燃焼度９×９型燃料信頼性実証成果報告書（総合評価編）”，（2007）

2)：(独)原子力安全基盤機構，“平成 15 年度 リサイクル燃料資源貯蔵施設安全解析コード改良試験（燃料の長期安全性に関する試験最終成果報告書）”，（2004）

注 6) 配置(ⅰ)及び配置(ⅱ)

注 7) 配置(ⅲ)

1.2　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

コンクリートモジュールの除熱機能は，添付資料－４－１「1.2　コンクリートモジュールの除熱機能　(2)　輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール」と同一であり，本設備で要求される除熱機能を有することを確認している。

2　密封機能

輸送貯蔵兼用キャスク（増設 30 基）の密封機能については，既存評価における評価条件（キャスク内部温度及びシール部温度）に相違はあるが，本設備の設計条件は既存評価の評価条件に包絡されることから，既存評価が適用可能であることを確認している。

3　遮蔽機能

輸送貯蔵兼用キャスク（増設 30 基）の遮蔽機能については，既存評価における評価条件と同等であると言えることから，既存評価が適用可能であることを確認している。

4　臨界防止機能

輸送貯蔵兼用キャスク（増設 30 基）の臨界防止機能については，既存評価においてキャスク配列，バスケット内の燃料配置等最も厳しい状態を想定し評価しており，十分安全側であることから，既存評価が適用可能であることを確認している。

安全対策について

1 安全対策

(1)落下防止対策内容

キャスク水平吊具及びフック，ワイヤロープ等クレーンの揚重装置の構造を図 1-1～4 に示す。

1) ワイヤロープの二重化

一端をイコライザに固定し，他端をドラムに固定したワイヤロープによりフックブロックを吊る。図 1-2 のようにワイヤロープは 2 系列設けることで二重化する。

2) ブレーキの二重化

ワイヤロープの巻上げ，巻下げを行うドラム減速機のブレーキを図 1-3 のように 2 基設置し，ブレーキを二重化する。

3) キャスク水平吊具の二重化

図 1-4 のようにキャスク水平吊具をフックで吊上げると共に安全板を揚重機フックブロックのシーブピンに掛けることで吊上げ方法を二重化する。

4) その他の落下防止対策

・電源喪失時には直ちにブレーキが作動し，ドラムの空転による荷の落下を防止する。
・主巻減速機に過速検出器を設け，一定の回転速度以上になった場合にブレーキが作動するようにし，荷の落下を防止する。

(2) その他の安全対策

・主巻きの巻下げ速度を 1.5m/min に制限し，荷が着床した時の衝撃を緩和する。
・コンクリートモジュールに乾式キャスクが衝突しないように，クレーンの横行装置にリミットスイッチを取付け，横行範囲を制限する。

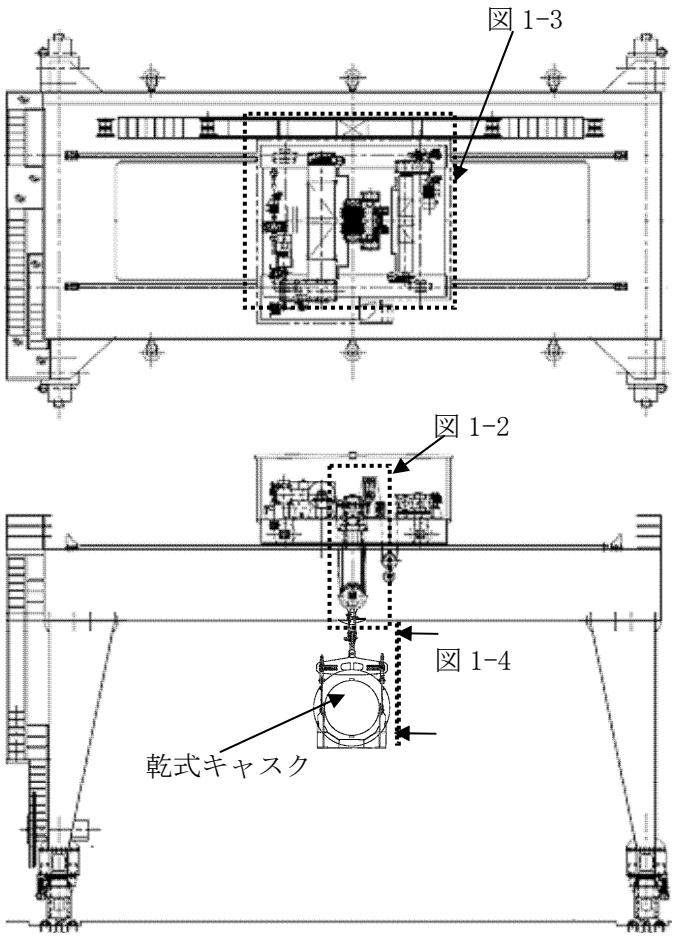


図 1-1 クレーン全体図

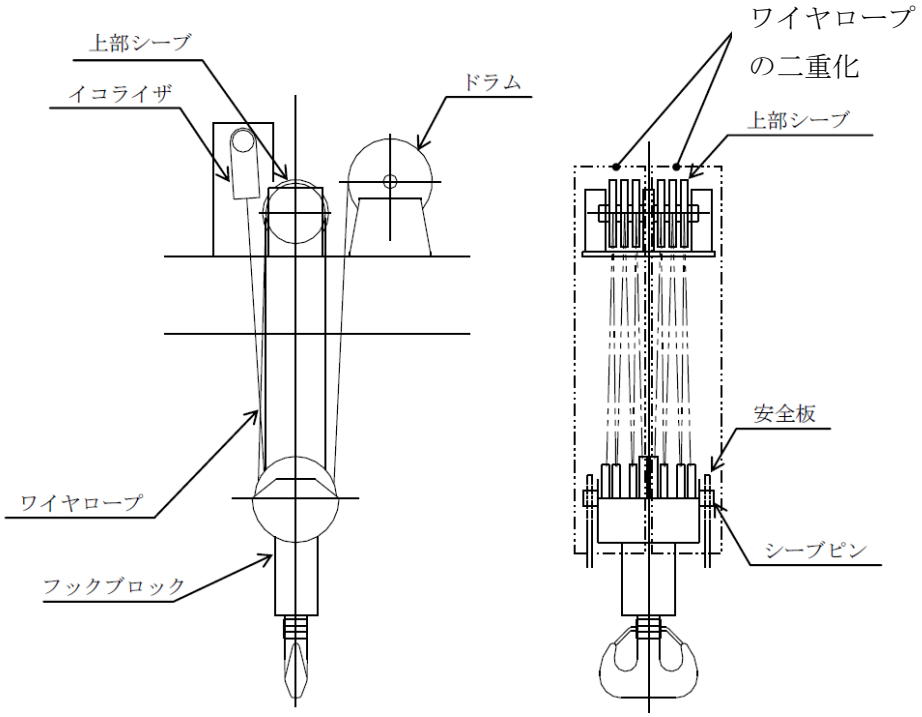


図 1-2 主巻シーブ詳細

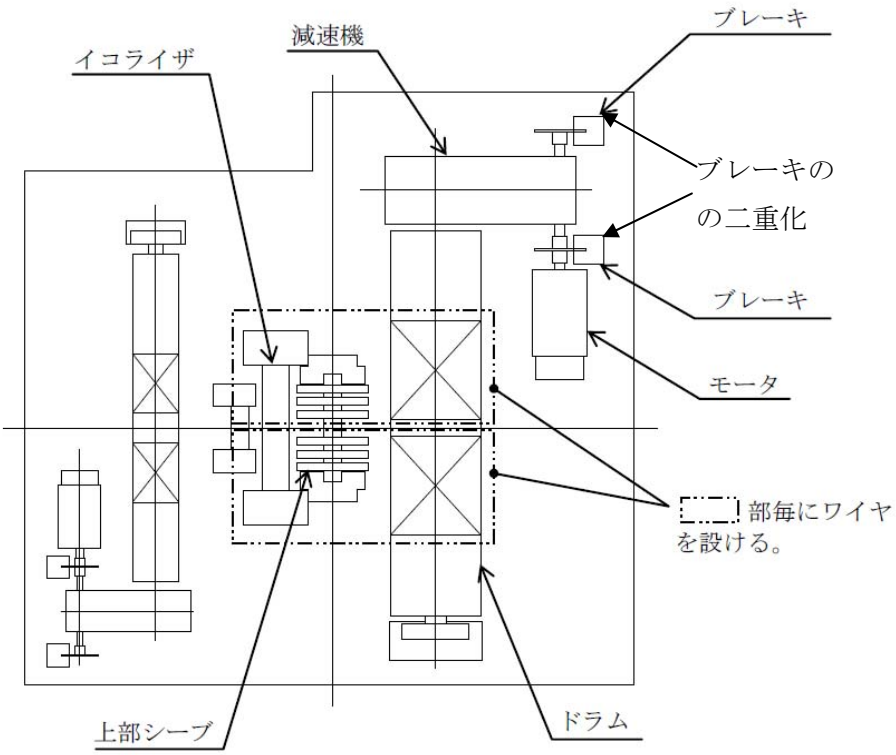


図 1-3 トロリ平面図

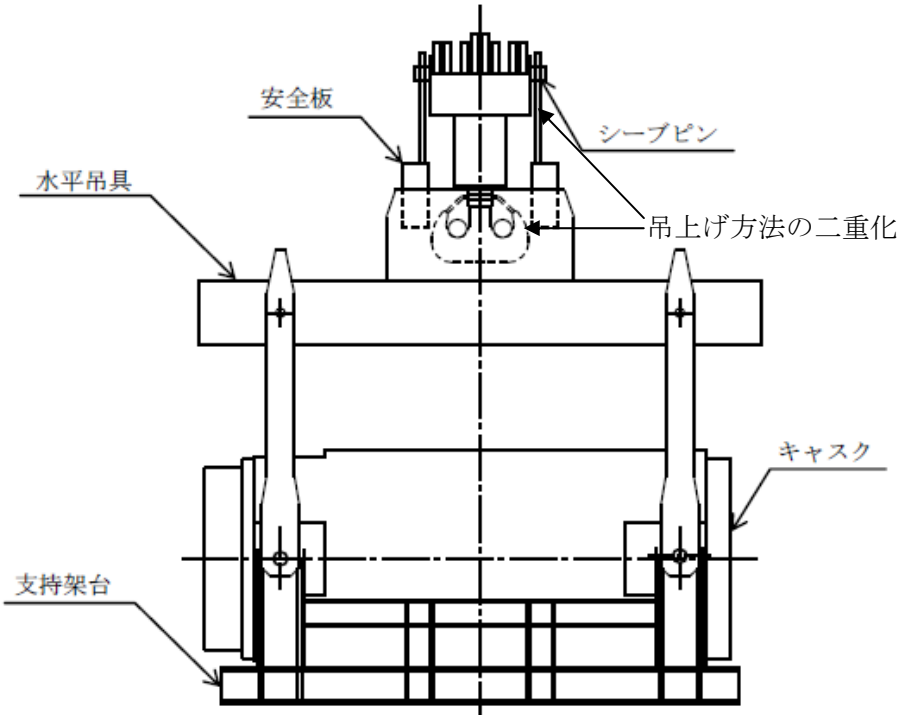


図 1-4 水平吊具

管理・運用について

1　二重蓋間圧力及び表面温度の監視

キャスク仮保管設備には，乾式キャスクの一次蓋，二次蓋間の圧力を監視することにより密封機能を監視する密封監視装置と，乾式キャスク表面の温度を監視することにより乾式キャスクの除熱機能を監視する表面温度監視装置を設置する。

監視装置の概要を図１－１に示す。

密封監視装置は各乾式キャスクに圧力センサ 2 個をそれぞれ系統分離し 2 系統として設置され，万一，蓋間圧力が設定値まで低下した場合には免震重要棟に設置した監視装置にて警報が確認でき，指示値も確認できる。

表面温度監視装置は各乾式キャスクに温度センサ 1 個を設置し，万一，表面温度が設定値まで上昇した場合には免震重要棟に設置した監視装置にて警報が確認でき，指示値も確認できる。

なお，温度センサの接続ケーブルが断線によりデータが採取されない場合にも免震重要棟に設置した監視装置に警報が発生する。

また，密封監視装置および表面温度監視装置のデータは記録される。

監視装置の仕様を表１－１に示す。

2　放射線量の監視

キャスク仮保管設備内に設置するエリア放射線モニタにより放射線量の監視を行うとともに，モニタリングポストにより周辺公衆に対する影響を確認する。また，巡視点検時にキャスク仮保管設備の線量測定を行う。エリア放射線モニタおよびモニタリングポストの測定値は免震重要棟に表示する。

エリア放射線モニタの仕様を表２－１に示す。また，モニタリングポストの位置を図２－１に，エリア放射線モニタの配置図を図２－２に示す。エリア放射線モニタは，乾式キャスクからの放射線量が大幅に変動する事象が発生した場合に放射線量の監視ができるよう，図２－２に示す第１レーンから第４レーンの東部と西部に１基ずつ，計 8 基設置する。各エリア放射線モニタの監視範囲である乾式キャスクは，図２－２の青枠で示す，対応する各レーン毎の乾式キャスクである。各レーン毎に乾式キャスクを搬入する前までに，対応するエリア放射線モニタを監視可能にする。なお，エリア放射線モニタの検出位置は乾式キャスクの設置高さおよび作業員の身長を考慮した位置に設置する。

3　巡視点検

キャスク仮保管設備に対しては定期的に巡視点検を行い，キャスク仮保管設備の状態の異常の有無を確認する。

また，地震発生時には適宜，巡視点検を行い，コンクリートモジュール及び乾式キャスク

の外観などを確認する。

4　運搬時の運用

「Ⅲ.3.3.1　放射線防護及び管理」において，管理区域と同等の管理を要する区域として管理対象区域を定義しており，「Ⅲ.特定原子力施設の保安」により作業場所も管理対象区域に設定される。

構内輸送時に講じる措置は，「東京電力株式会社 福島第一原子力発電所 原子炉施設の保安及び特定核燃料物質の防護に関する規則の第 14 条の 2（工場又は事業所において行われる運搬)」に準じて実施する。

5　留意事項

乾式キャスクに収納する燃料は原子炉の運転中のデータやシッピング検査により健全であることが確認された燃料とする。キャスク仕立て作業では真空乾燥を確実に行ない，残留水の除去を徹底するとともに，気密漏えい等の必要な確認を実施する。

また，仮保管中の二重蓋間圧力データ等の記録の保存については，「Ⅲ.特定原子力施設の保安」等にて定めるものとする。

表１－１　監視装置の仕様

項目	仕様	
名称	蓋間圧力検出器	温度検出器
検出器の個数	2 個/基	1 個/基
計測対象	蓋間圧力	外筒表面温度
取付箇所	二次蓋	外筒表面
計測範囲	50～500kPa abs	-20～160℃
警報動作範囲	50～500kPa abs 注 1)	-20～160℃注 2)

注1)　警報設定値は別途定める。

注2)　警報設定値は別途定める。

表２－１　エリア放射線モニタの仕様

項目	仕様
基数	8 基
種類	半導体検出器
計測対象	ガンマ線量率
取付箇所	設備敷地内
検出高さ	基礎から 600㎜ 以上 1800㎜ 以下
計測範囲	10^{-1} μSv/h～10^{5} μSv/h 注)

注)　警報設定値はバックグラウンドレベルを鑑み設定する。

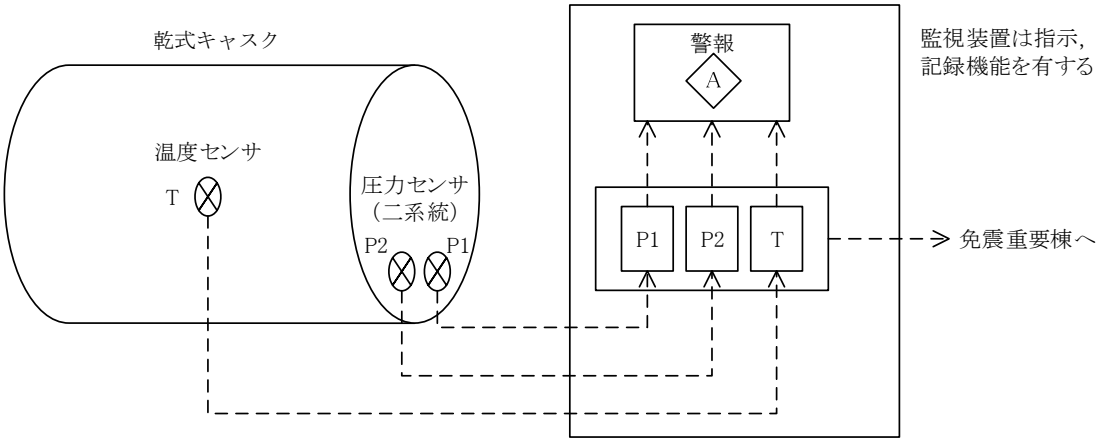


図１－１　監視装置の概要

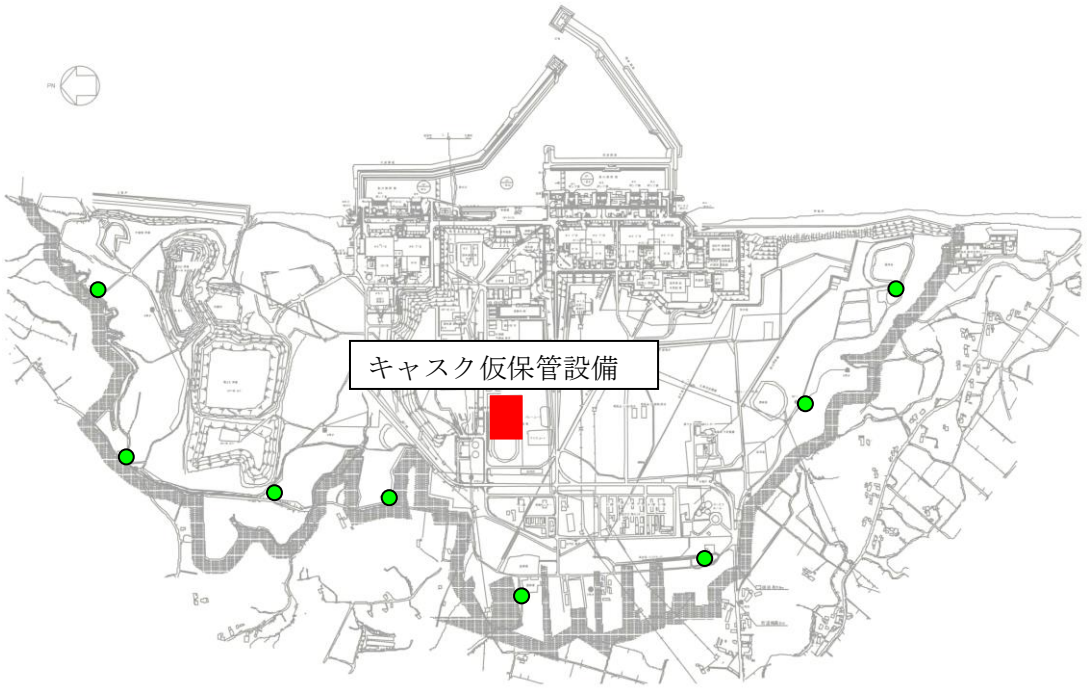


図２－１　モニタリングポスト位置図

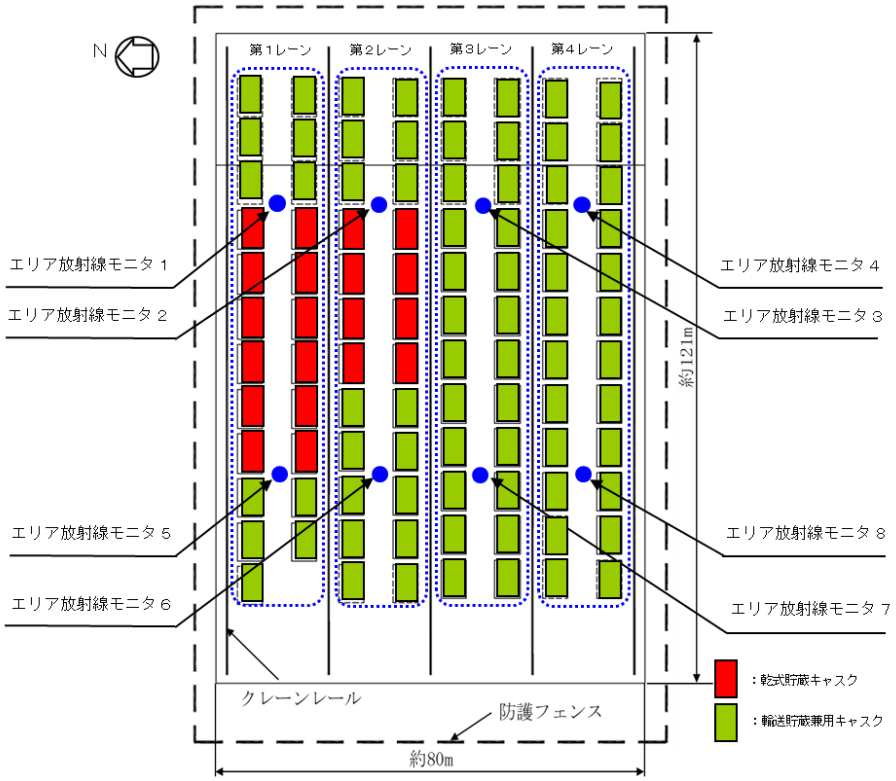
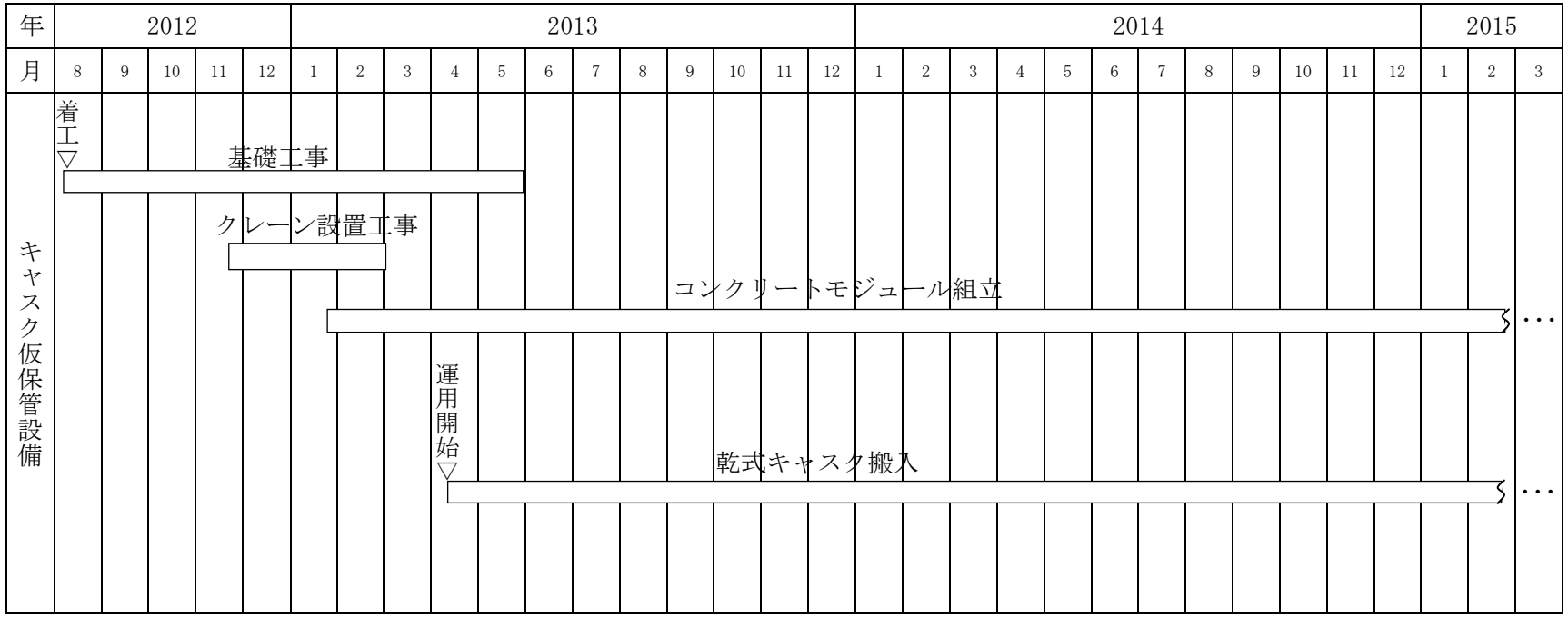


図２－２　エリア放射線モニタ配置図

工事工程表

表 1 工事工程表



キャスク保管建屋及び既設９基乾式貯蔵キャスクの現在の設備状況並びに既設９基乾式貯蔵キャスクの健全性について

1.キャスク保管建屋

津波により，トレーラー出入口シャッター及び空気取入口のルーバーが破損し，海水が侵入したものと考えられる。水の痕跡からは，貯蔵棟１階天井付近まで冠水したとみられる。

現在も，検査棟地下階には海水が滞留し，また，建屋内の天井クレーン等の設備は津波による被害が大きく使用できない状況である。

2. 乾式貯蔵キャスク

キャスク保管建屋貯蔵棟１階の天井付近まで冠水した痕跡が確認されており，貯蔵中の乾式貯蔵キャスクは全数が一時的に水没したとみられる。また，現在，常設の監視計装系は破損していることから監視不能となっている。

2.1. 外観（構造強度，臨界防止機能）

乾式貯蔵キャスク及び支持構造物の外観観察において，乾式貯蔵キャスク表面には冠水時のゴミの付着や汚れの他に，擦り傷が確認されたが，地震による変形等の構造に影響を及ぼすような異常はみられなかった。

2.2. 表面温度（除熱機能）

空気取入口ルーバーの破損・脱落がみられるが，給排気の流路の妨げとはなっていないものとみられる。棒温度計にて乾式貯蔵キャスクの胴部表面の温度を測定した結果，31.0～35.0℃※1程度（周囲温度21.0℃）と震災前の周囲温度が同程度のときの表面温度と同程度であり，また警報値※2を十分下回っていることから，異常はみられなかった。

なお，現在１週間に１回の頻度で確認を行っているが，乾式貯蔵キャスクの胴部の表面温度と周囲温度の差に有意な変化はみられない。

※1：H24/10/23測定。なお，H23夏場の最大値は，39.0～43.0℃（周囲温度27.5℃），H24夏場の最大値は，39.0～42.0℃（周囲温度27.0℃）

※2：常設の監視計装系に設定されていた値「102℃（中型），113℃（大型）」

2.3. 雰囲気線量（遮蔽機能，臨界防止機能）

震災前に可搬式線量計にて測定した乾式貯蔵キャスクの線量当量率※3は，表面の線量当量率は3.1μSv/h，表面から1m位置での線量当量率は1.2μSv/hであった。一方，震災後，可搬式線量計にて測定した乾式貯蔵キャスクの線量当量率※4は，胴部の表面の線量当量率が2.8～4.9μSv/h程度，表面から1m位置での線量当量率が2.8～4.2μSv/h 程度と設計基準※5を十分に下回っており，異常はみられなかった。また，中性子線のみ※6では，胴部の表面の線量当量率が0.3～0.9μSv/h程度，表面

から 1m 位置での線量当量率が 0.3～0.7μSv/h 程度の低い値であり，臨界の兆候はみられなかった。

なお,現在 1 週間に 1 回の頻度で確認を行っているが,有意な変化はみられない。

※3：H17/8/17 に抜き取り調査（電力自主調査）として大型 1 基について測定したγ線と中性子線の合計値の震災後測定箇所と同位置の値。

※4：H24/10/23 に測定したγ線と中性子線の合計値。

※5：表面の線量当量率 2mSv/h 以下，表面から 1m 位置での線量当量率 100μSv/h 以下

※6：H24/10/23 に測定した中性子線の値。

2.4. 密封構造（密封機能）

津波により，二次蓋フランジ隙間部に海水が浸入している形跡があり，二次蓋金属ガスケットが被塩している可能性があるが，一次蓋にも金属ガスケットを使用していることから，乾式貯蔵キャスク内部と環境は隔てられていると考える。

以上より，現時点では常設の監視計装系が使用できない状況ではあるが，乾式貯蔵キャスクは堅牢であり，かつ二重蓋構造の設計となっており，現場での点検結果からも放射性物質の外部への影響の兆候はなく，安全上問題ないと考える。

3. 既設 9 基乾式貯蔵キャスクの健全性確認

貯蔵中の乾式貯蔵キャスクは，今後，キャスク保管建屋から搬出し共用プールに移動させた後，点検及び必要な部材取り替えを行うことを計画している。また，点検結果に基づき，除熱，遮蔽，密封及び臨界防止の安全機能を有していることを確認した後に，キャスク仮保管設備に移動・保管する。なお，先行して点検を行う 1 基については，点検結果の如何を問わず，共用プールに沈めて，一次蓋を取り外し，貯蔵燃料 3 体及びバスケット（上部から全体外観）の外観点検を実施する。乾式貯蔵キャスクの点検フローを図３－１～３に示す。

3.1. 除熱機能

2.2.に示すとおり，現状，除熱機能は維持されていると判断できる。点検後，キャスク仮保管設備へ移動する前に，乾式貯蔵キャスクの胴部表面の温度を測定し，キャスク仮保管設備の警報値未満であることを再確認する。

3.2. 遮蔽機能

2.3.に示すとおり，現状，遮蔽機能は維持されていると判断できる。点検後，キャスク仮保管設備へ移動する前に，乾式貯蔵キャスクの胴部表面の線量率及び表面から 1m 位置での線量率を測定し，設計基準以下であることを再確認する。

3.3. 密封機能

2.4.に示すとおり，津波により，二次蓋フランジ隙間部に海水が浸入している形跡があることから,全 9 基の乾式貯蔵キャスクの二次蓋金属ガスケットを交換する。

一方,一次蓋金属ガスケットは,二次蓋金属ガスケットが腐食貫通していない限り,外部環境と隔てられており,被塩していない。このため,二次蓋金属ガスケットが腐食貫通していた場合又は一次蓋気密漏えい検査により基準漏えい率（1×10^{-6} (Pa･m^3/s)）※7 を超えた漏えいが確認された場合は,一次蓋金属ガスケットを交換する。また,先行点検する１基の一次蓋金属ガスケットを点検し,密封機能に影響を及ぼすシール面の有意な損傷が見つかった場合は,他の乾式貯蔵キャスクの一次蓋金属ガスケットを交換する。一次蓋金属ガスケット健全性確認フローを図３－４に示す。

蓋間圧力検出器は,破損が確認されていることから,全 9 基の乾式貯蔵キャスクにおいて交換し（蓋間圧力検出器は,増設の乾式貯蔵キャスクと同じ設計とする),キャスク仮保管設備において二重蓋間の圧力を監視できるようにする。なお,密封機能に影響を及ぼすフランジ部のひび等が見つかった場合は,密封機能を回復するよう修理を行う。

点検後,キャスク仮保管設備へ移動する前に,気密漏えい検査を行い,基準漏えい率（1×10^{-6} (Pa･m^3/s)）※7 以下であることを確認する。また,蓋間圧力を測定し,キャスク仮保管設備の警報値を超えていることを確認する。

※7：設計貯蔵期間中にキャスク内部の負圧が維持できる漏えい率。（添付資料－４－１「2 密封機能」参照）

3.4. 臨界防止機能

2.1.に示すとおり,現状,外観観察において擦り傷が確認されたが,変形等の構造に影響を及ぼすような異常はみられていない。また,2.3.に示すとおり,現状,臨界の兆候はないと判断できる。しかしながら,上述のとおり,念のため,先行点検する 1 基について,3 体の貯蔵燃料及びバスケット（上部から全体外観）の外観点検を実施する。先行点検する乾式貯蔵キャスクと点検する貯蔵燃料の選定の考え方を表３－１に示す。

3.5. 貯蔵燃料の健全性確認

全 9 基の乾式貯蔵キャスク内部のガスサンプリングを行い,クリプトンガス検出の有無により,貯蔵燃料の被覆管健全性確認を行うとともに,上述のとおり,先行点検する 1 基について 3 体の貯蔵燃料の外観点検を実施する。貯蔵燃料健全性確認フローを図３－５に示す。

なお,クリプトンガスが検出された場合は,当該乾式貯蔵キャスク内の貯蔵燃料を全て共用プールに取り出し,共用プール内に保管されている他の収納可能燃料（8×8 燃料,新型 8×8 燃料,新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料）を装填する。また,内部ガスの回収用タンクを準備しておく。

共用プールは,設置許可申請書において,健全燃料のみ保管することになっているが,参考-1 に示すとおり,現状に照らして周辺公衆及び放射線業務従事者の放射線被ばくが問題とならないように運用する。

4. 参考

参考-1　被覆管損傷が確認された貯蔵燃料を共用プールに取り出す場合の
放射線被ばく影響について

参考-2　既設乾式貯蔵キャスクの海水影響による SCC に対する考え方について

表３－１　先行点検する乾式貯蔵キャスクと点検する貯蔵燃料の選定の考え方

地震による影響	・ 全 9 基の乾式貯蔵キャスクは，同一建屋内に同一構造で貯蔵。 ・ 大型キャスクと中型キャスクはほぼ同一構造であり，耐震設計裕度に大きな違いはない。（表３－２）

↓

海水による影響	・ 全 9 基の乾式貯蔵キャスクは同様に一時的に水没したとみられており，海水による影響はキャスク間に大きな違いはない。

↓

建屋内侵入ガレキによる影響	・ 全 9 基の乾式貯蔵キャスクは，胴部は外筒（厚さ 2cm），蓋部及び底部はレジンカバー（それぞれ 2.5cm，5cm）で覆われ，その下はゴム状のレジンを配した構造となっている。更に，貯蔵燃料は，胴部は 26cm，一次蓋は 29.5cm，底部は 30.5cm の炭素鋼で覆われている。 ・ いずれの乾式貯蔵キャスクも変形等の構造に影響を及ぼす異常はみられてなく，侵入ガレキによる影響は十分小さい。

↓

乾式貯蔵キャスク間に大きな違いはないことから，下記の燃料を貯蔵する乾式貯蔵キャスク 1 基について先行点検を実施する。

燃料タイプによる影響	・ 貯蔵燃料は，8×8 燃料と新型 8×8 燃料の 2 タイプあるが，寸法，形状及び材料は同等であり，大きな違いはない。（表３－３）

↓

水素脆化による影響	・ 燃料被覆管及び構造材の水素吸収量は照射期間と相関があることが示されている。貯蔵燃料の照射期間は，水素吸収量が大きく増加する領域にないが，相関を考慮して照射期間が最も長かったものから選定する。 （当該燃料が貯蔵されているのは，中型キャスク）

↓

乾式貯蔵キャスク内貯蔵位置による影響	・ バスケットは，縦横中央の十字ラインの振れ幅が相対的に大きくなる。（図３－６）そのため，当該位置に貯蔵されている燃料から選定する。

↓

照射期間が最も長かった燃料の内，縦横中央の十字ラインに貯蔵されている燃料 2 体に加えて，縦横中央の真ん中に貯蔵されている燃料 1 体の計 3 体を選定する。

表３－２　乾式貯蔵キャスクの耐震設計裕度

	部位	設計裕度※1	
		大型キャスク	中型キャスク
		S2（工認値※2）	S2（工認値※2）
1.乾式貯蔵キャスク本体	胴板	30.2～47.1	36.2～53.9
	一次蓋	14.0～251.0	17.1～251.0
	底板	53.9～125.5	62.8～125.5
	貫通孔蓋板	8.4～200.5	8.3～200.5
	密封シール部	16.5～36.2	12.9～36.2
	ボス溶接部※3 バスケットサポート取付けボルト溶接部※4	18.7～37.6	6.0～12.5
	γ遮蔽体取付けボルト溶接部	25.9～62.7	30.2～62.7
	一次蓋締付けボルト	6.1～8.0	6.6～8.3
	貫通孔蓋板締付けボルト	2.4～3.3	2.5～3.3
2.バスケット	バスケットプレート	32.5～32.7	32.5～32.7
	バスケットサポート	133.0～200.0	133.0～200.0
	バスケットサポート取付けボルト	14.8～22.2	12.7～19.0
3.トラニオン	トラニオン	16.7～97.7	19.5～117.2
	トラニオン締付けボルト	6.8～16.0	8.1～18.7
4.二次蓋	二次蓋	14.9～37.6	19.6～43.0
	二次蓋締付けボルト	2.2	2.3

※1 設計裕度：許容応力／（基準地震動 S2 での発生応力計算値）。応力の種類に対するそれぞれの許容応力との比（最小値と最大値）を範囲として記載している。

※2 既設分と増設分の乾式貯蔵キャスク設計は同一であるため，最新（乾式貯蔵キャスク増設分）の工事計画認可申請書（表中，工認）の値を示す。

※3 大型キャスク

※4 中型キャスク

表３－３　貯蔵燃料の仕様概要

		8×8 燃料	新型 8×8 燃料
燃料棒本数		63 本	62 本
ウォータロッド本数		1 本	2 本
燃焼度	集合体平均	約 27.5GWd/t	約 29.5GWd/t
	集合体最高	40.0GWd/t	40.0GWd/t
被覆管外径		約 1.25cm	約 1.23cm
被覆管厚さ		約 0.86mm（ライナなし）	約 0.86mm（ライナなし）
被覆管材料		ジルカロイ-2	ジルカロイ-2
スペーサ形状		格子型	格子型
スペーサ厚さ		約 0.76mm	約 0.76mm
スペーサ材料		ジルカロイ-4	ジルカロイ-4

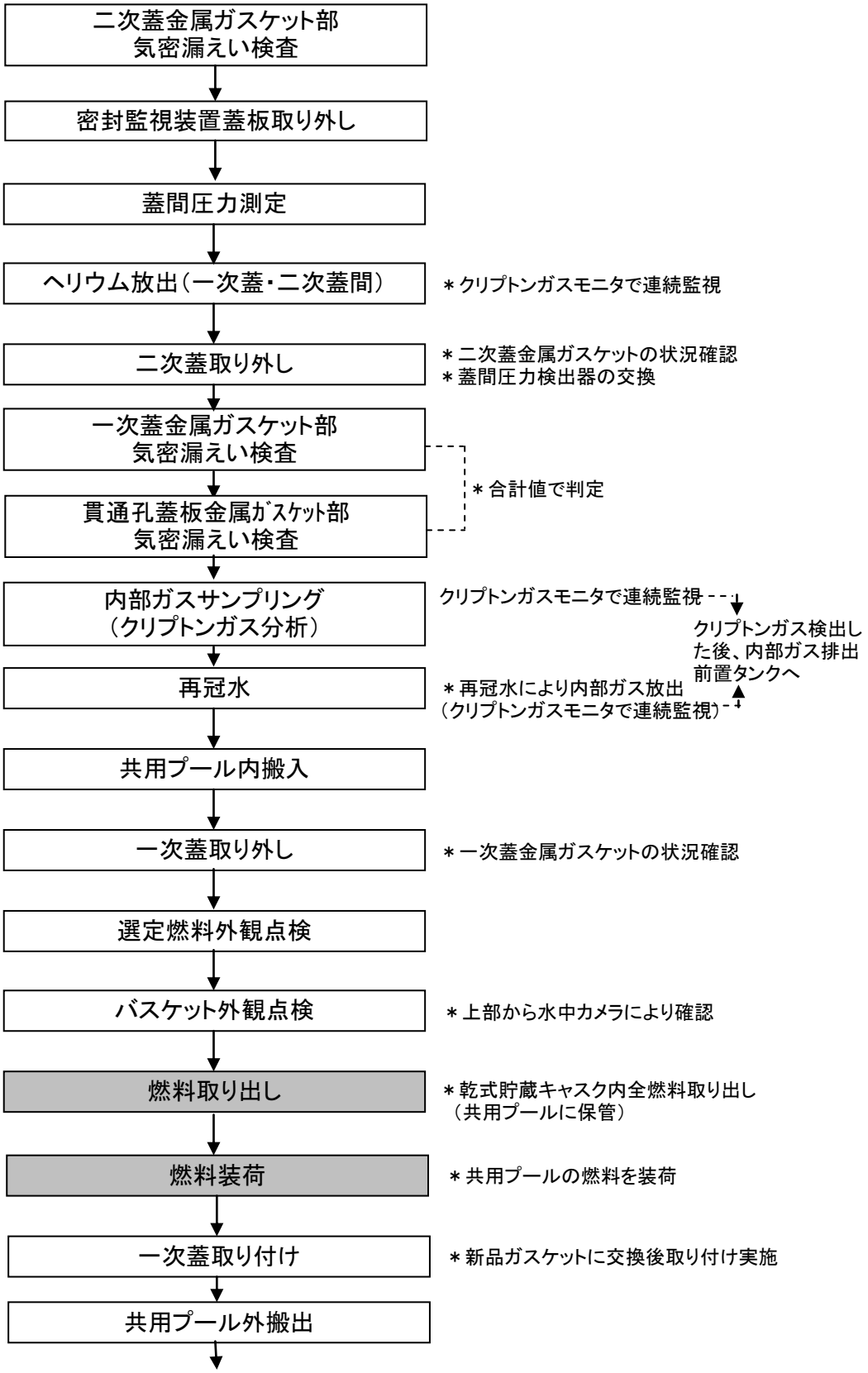


図３－１　先行１基の点検フロー(1/2)

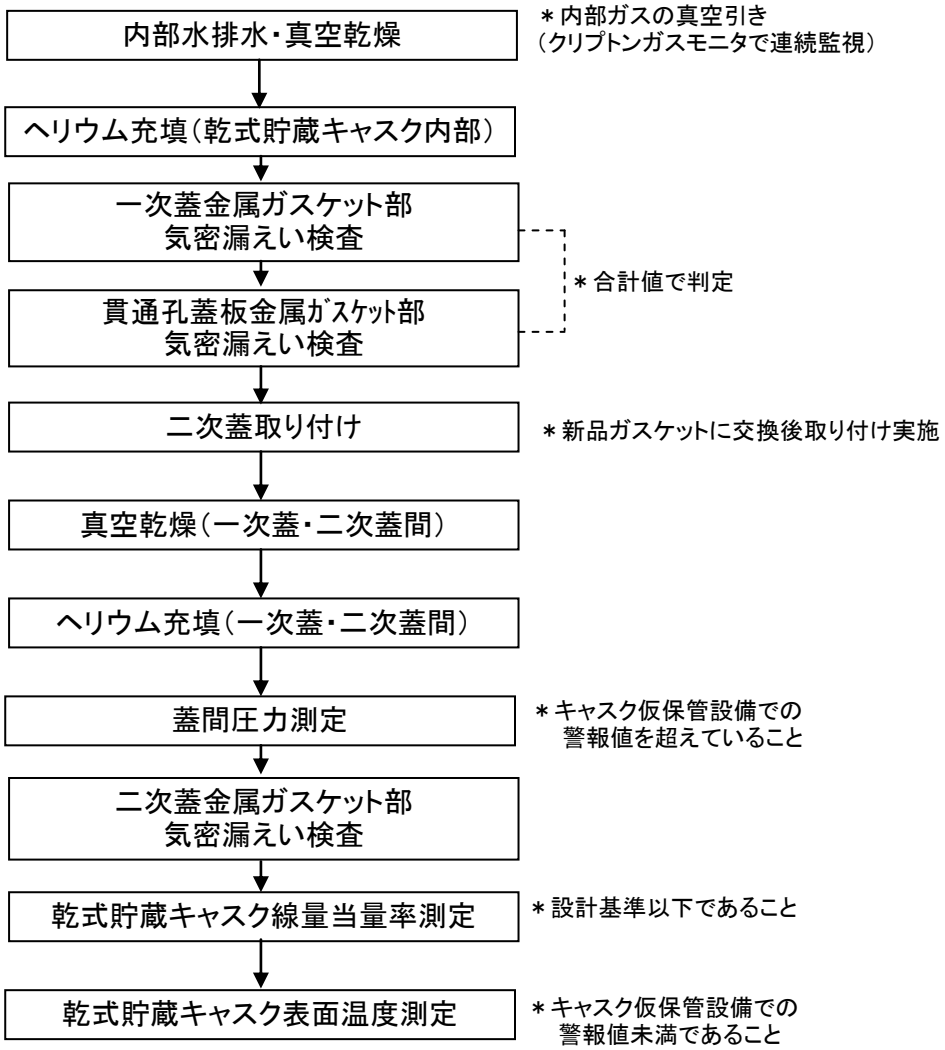


図３－１　先行１基の点検フロー(2/2)

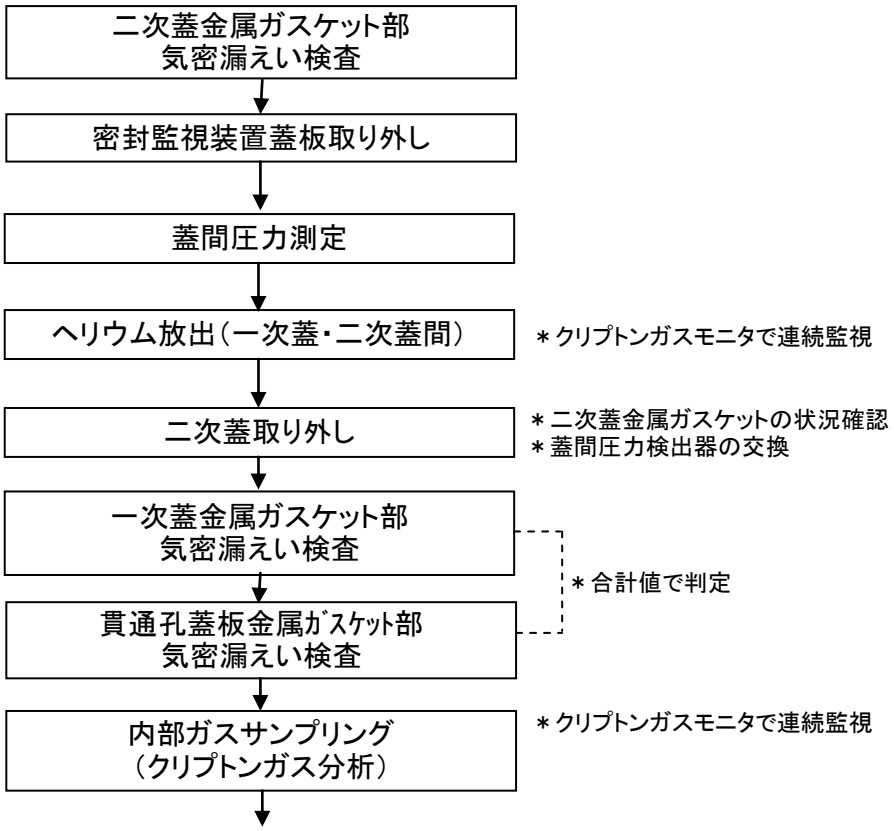


図３－２　残り８基の点検フロー（共用プールに沈めない場合）(1/2)

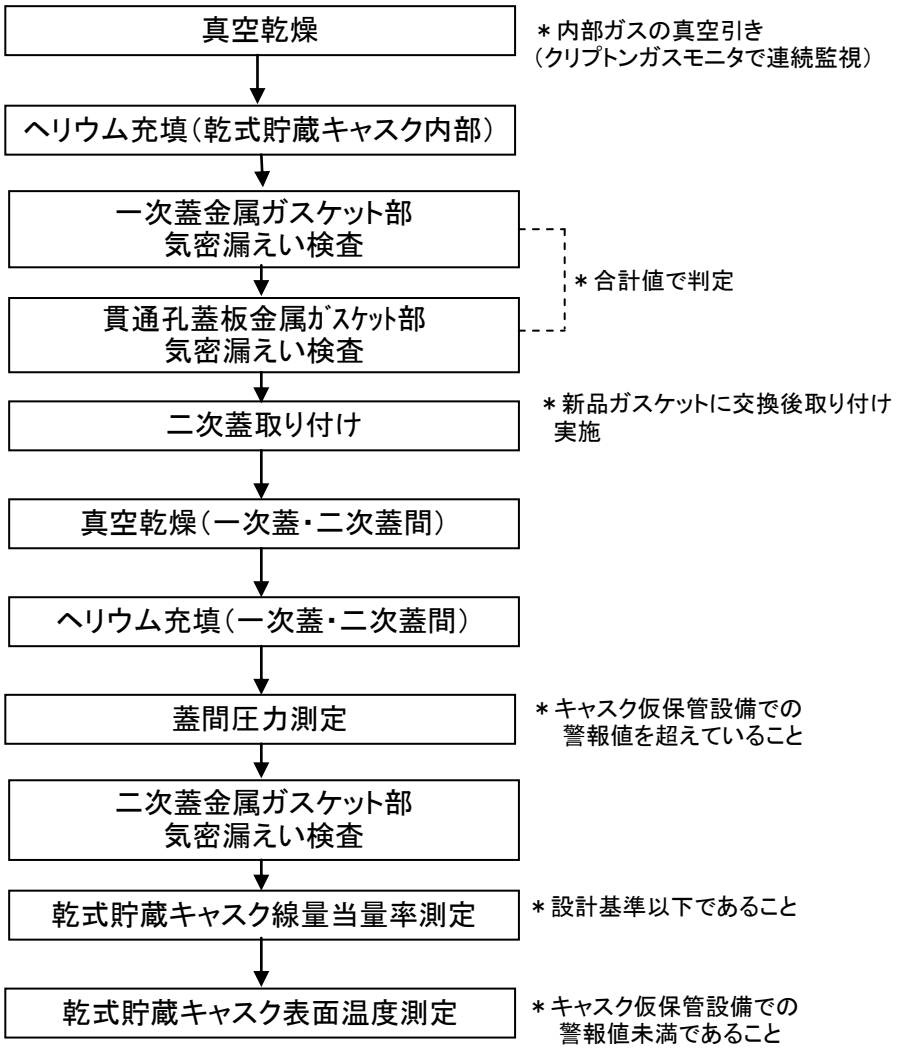


図３－２　残り８基の点検フロー（共用プールに沈めない場合）(2/2)

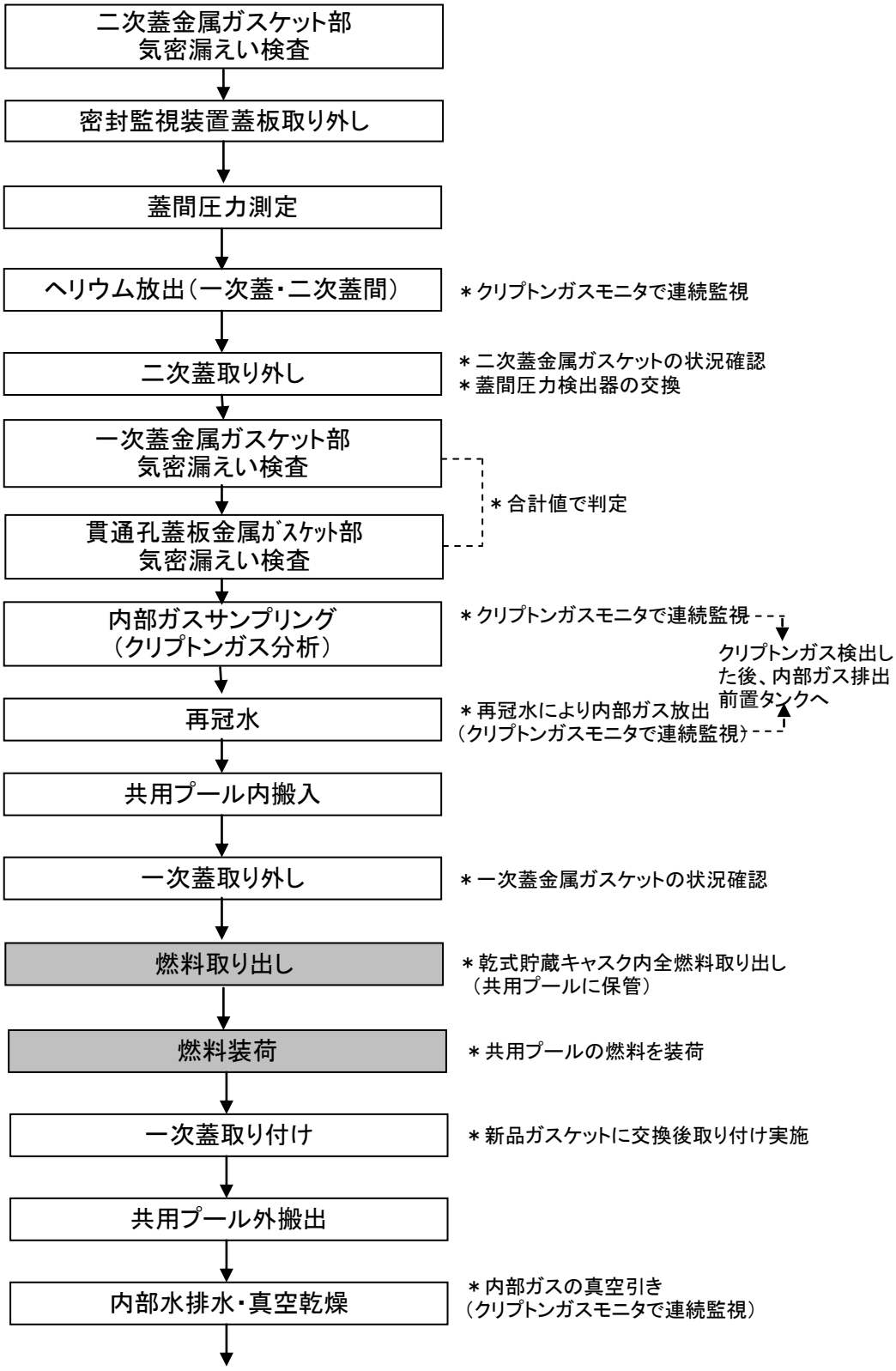


図３－３　残り８基の点検フロー（共用プールに沈める場合）（1/2）

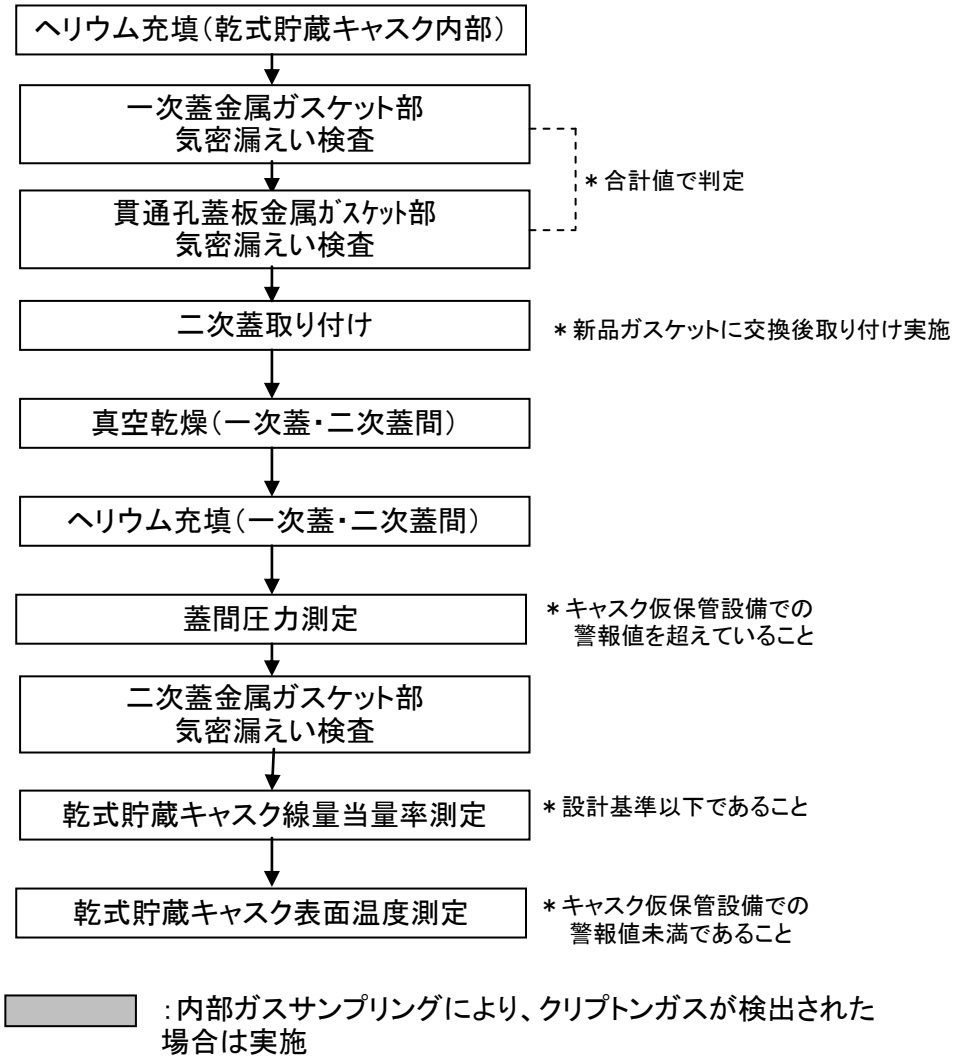
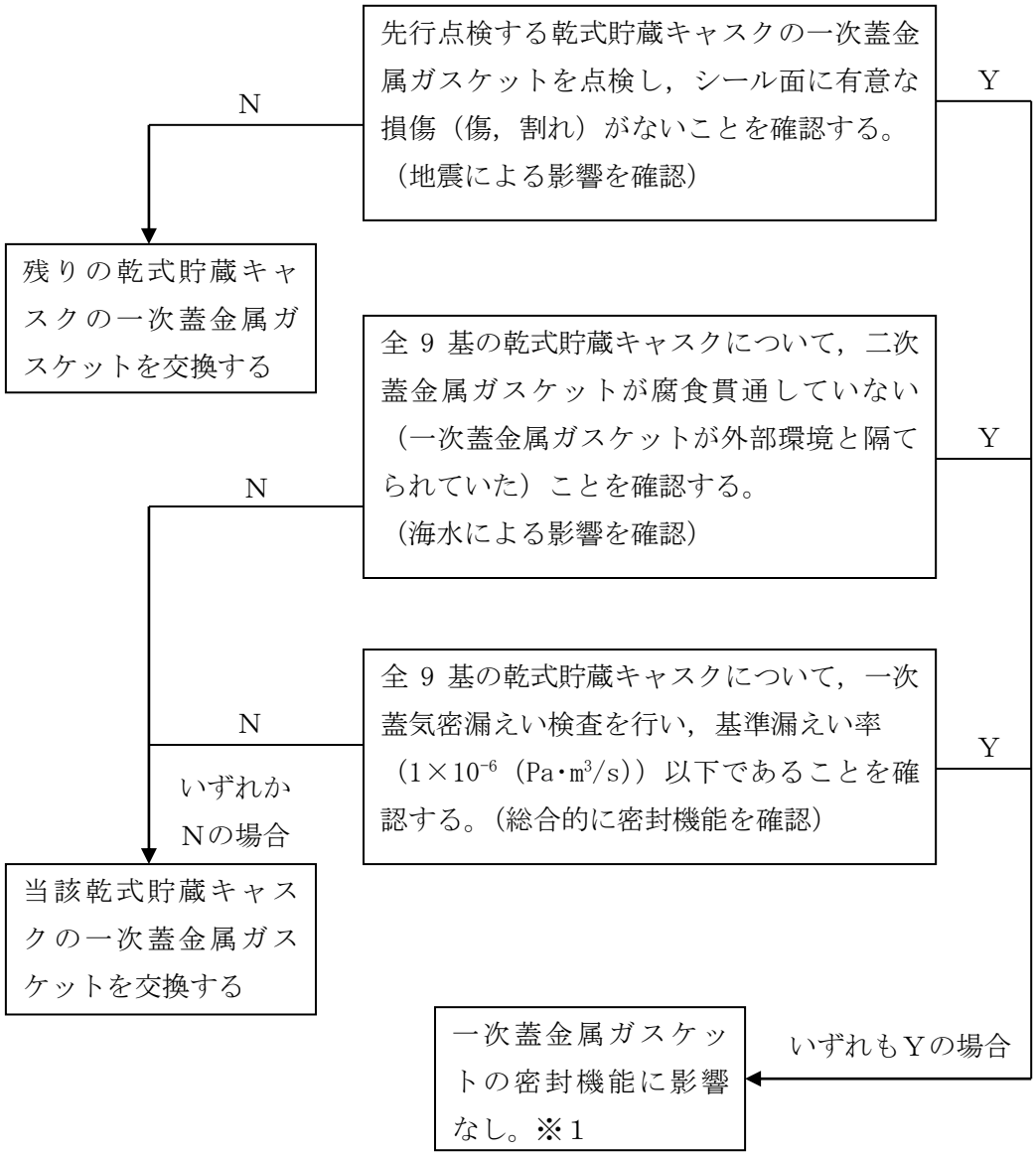


図３－３　残り８基の点検フロー（共用プールに沈める場合）(2/2)



※1　万一，キャスク仮保管設備で保管中に一次蓋金属ガスケットの密封機能に異常が生じた場合でも，キャスク仮保管設備では蓋間圧力が低下することで警報が発せられる設計としており，早期検知が可能である。その場合は，速やかに共用プールに移動して，一次蓋金属ガスケットを交換することが可能である。

図３－４　一次蓋金属ガスケット健全性確認フロー

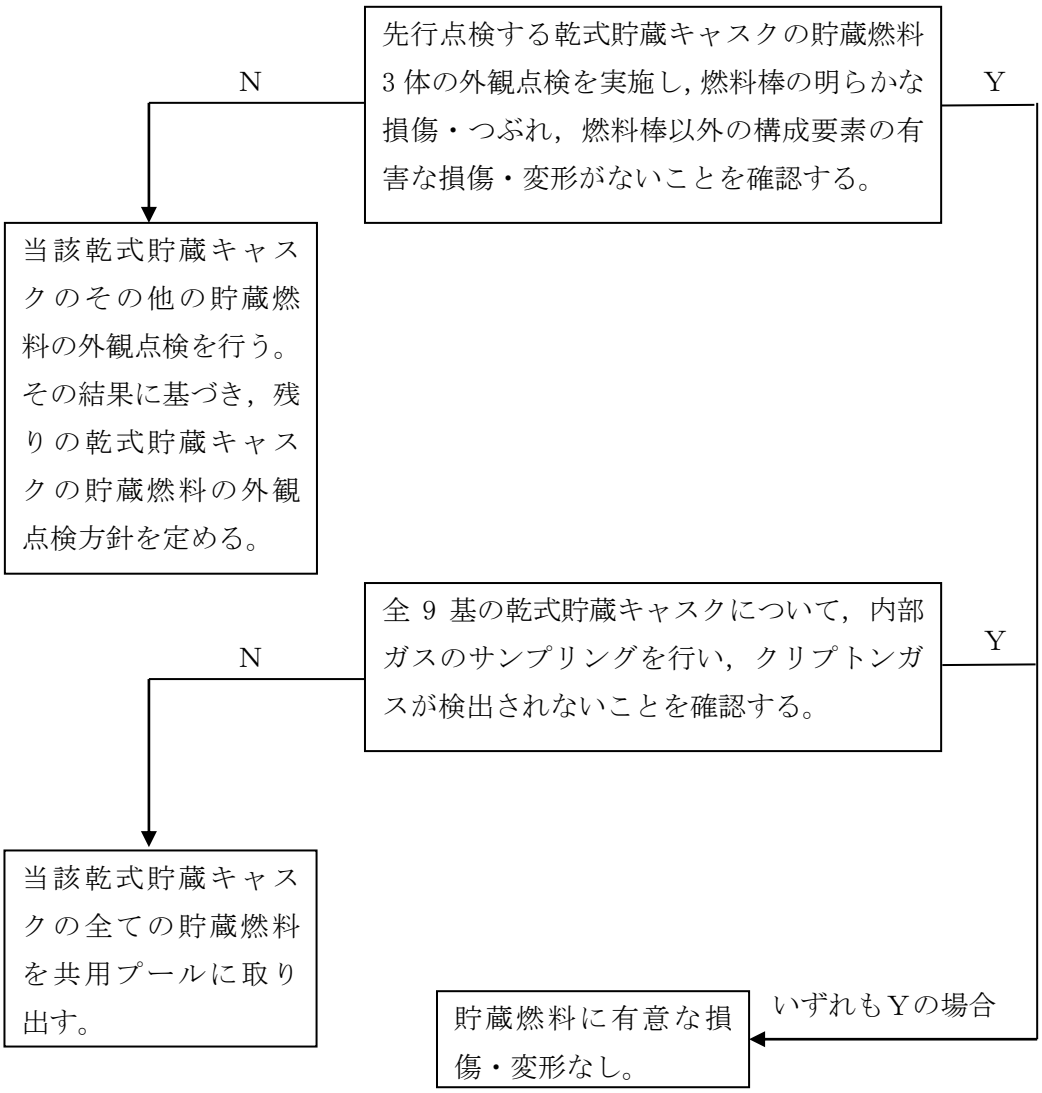
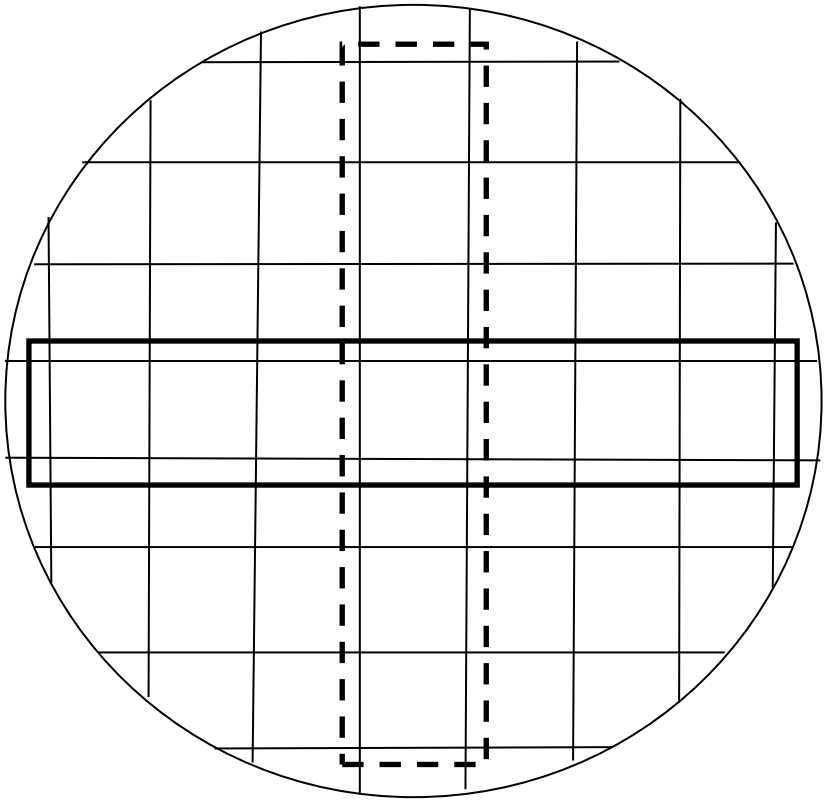


図３－５　貯蔵燃料健全性確認フロー



：水平振動に対して，振れ幅が相対的に大きくなる貯蔵位置

：垂直振動に対して，振れ幅が相対的に大きくなる貯蔵位置

図３－６　振れ幅が相対的に大きくなる貯蔵位置（中型キャスクの場合）

被覆管損傷が確認された貯蔵燃料を共用プールに取り出す場合の放射線被ばく影響について

設置許可申請書において，共用プールは健全燃料のみ保管することになっている。

ここでは，乾式貯蔵キャスクの貯蔵燃料の被覆管に損傷が確認された場合，共用プールに破損燃料を取り出す場合の放射線被ばく影響について説明する。

なお，添付資料－８ 3.5.に示すとおり，全 9 基の乾式貯蔵キャスク内部のガスサンプリングを行い，クリプトンガス検出の有無を確認することから，貯蔵燃料を共用プールに取り出す前に，被覆管の損傷有無を認識できる。

1. 放射線被ばく影響

1.1. 放射線業務従事者への放射線被ばく影響

(1) 液相

乾式貯蔵キャスクから貯蔵燃料を共用プールに取り出すにあたっては，除染ピットにて乾式貯蔵キャスク内に水を注入した後，共用プールに沈め，一次蓋を開放する。貯蔵燃料の被覆管に損傷があった場合，水溶性の核分裂生成物が乾式貯蔵キャスク内に溶出するが，共用プール冷却浄化系により次第に除去される。このため，一次蓋を開放後に，共用プール水面上で線量率が一時的に上昇する場合でも，時間の経過とともに線量率は低下する（一次蓋を閉止し，共用プールから除染ピットに取り出した後の乾燥工程で，乾式貯蔵キャスク内の水を共用プールに排出する場合も同様)。仮に共用プール水面上での線量率が予想より高くなったとしても，エリア放射線モニタで検知でき，検知した場合は退避，線量率が十分下がった後に作業を再開する運用により，放射線業務従事者の放射線被ばくを低く抑えることが可能である。

(2) 気相

キャスク内部ガスのサンプリングの結果，クリプトンガスが検出された場合，図１－１に示すとおり，キャスク内部ガスを一旦タンクに回収し，屋外に徐々に放出する運用とする。そのため，建屋内へのガス状核分裂生成物の放出は無視できる。

1.2. 公衆への放射線被ばく影響

上述のとおり，貯蔵燃料の被覆管に損傷があった場合，キャスク内部ガスを一旦タンクに回収し，放出量を管理して，屋外に徐々に放出する。既設 9 基の乾式貯蔵キャスクの貯蔵燃料は 20 年以上冷却されているため,短半減期の核種は無視できる。

図１－１に示すとおり，キャスク内部ガスをタンクに回収した後，サンプリングをして対象核種の濃度（単位体積あたりのベクレル数）を測定することができる。放出ラインには，流量計とバルブを設置することから，放出風量（単位時間あたり

の体積放出量）を調整することで，放出率（単位時間あたりのベクレル数）を管理して屋外放出ができる。上記運用により，公衆への放射線被ばく影響を十分に小さくすることが可能である。

なお，仮に大型キャスクの全ての貯蔵燃料の被覆管が損傷して，ガス状核分裂生成物が短時間（1 時間）で共用プール建屋から全て放出されたとしても，貯蔵燃料は 20 年以上冷却されているため，敷地境界線量は，約 2.8×10^{-3}mSv 程度※1 である。

※1：よう素の内部被ばく及び希ガスのγ線外部被ばくの和（評価条件は，添付資料－９ 参考-1 表２－１参照）

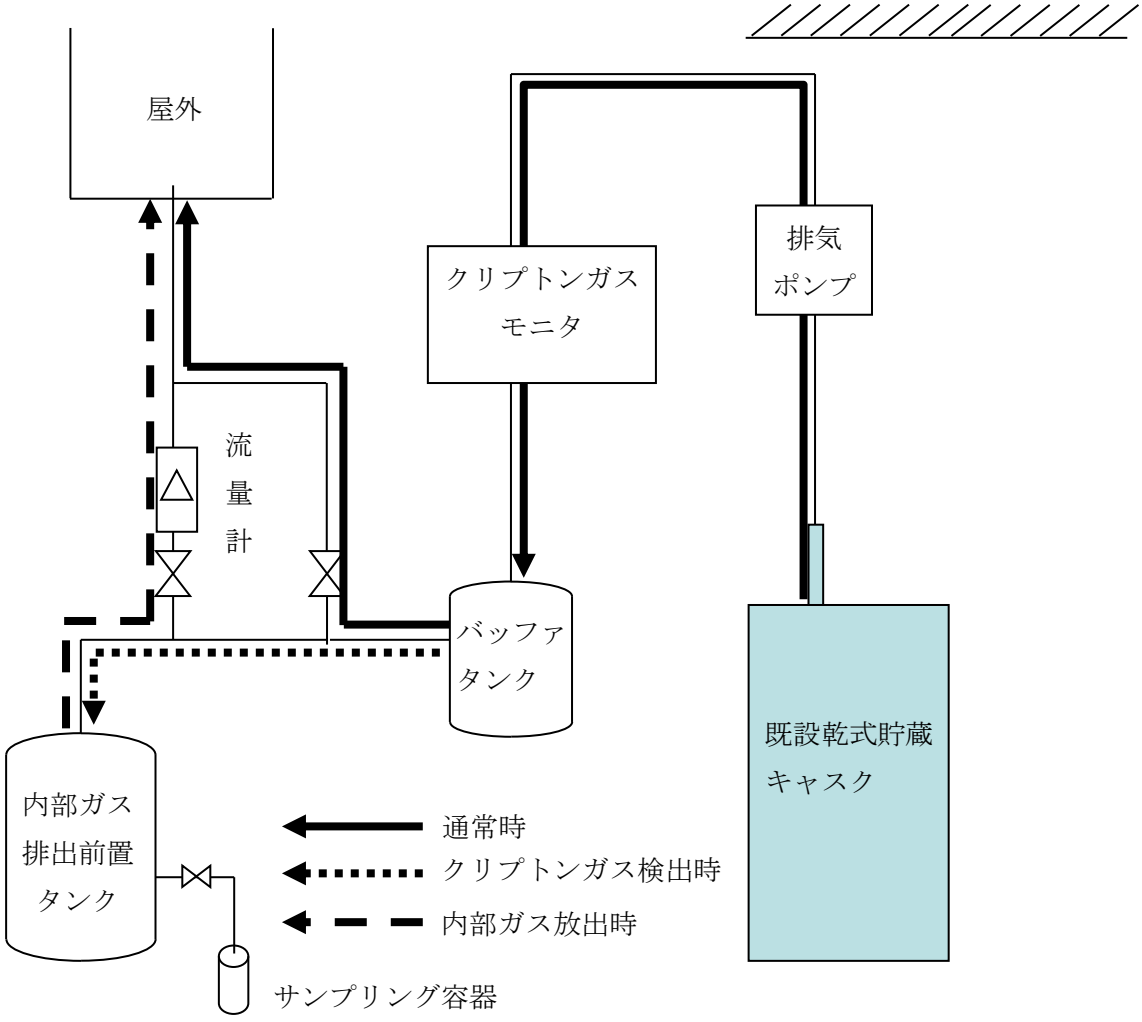


図１－１　貯蔵燃料の被覆管に損傷があった場合の内部ガス放出の概略図

既設乾式貯蔵キャスクの海水影響によるSCCに対する考え方について

SCCはオーステナイト系ステンレス等の感受性が高い材料に，引張応力が作用した状態で，特に塩化物が存在している腐食環境下にある場合，発生しやすい傾向にある。乾式貯蔵キャスクにも同様に当てはまり，深刻なSCCが発生した場合，密封機能に影響を及ぼす可能性があることが，NRC INFORMATION NOTICE 2012-20※に示されている。

乾式貯蔵キャスクの一次蓋と本体フランジ部は，図１－１に示すように，金属ガスケットを挟んで，ボルトとブッシュにより保持されている。（一次蓋には，仕立て時に使用される貫通孔があり，この貫通孔は，ネジ込み式のオリフィスプラグにより閉止され，更に，蓋板により金属ガスケットを挟んでボルトで保持されている）

東北地方太平洋沖地震により発生した津波により，二次蓋金属ガスケットが被塩している可能性があるが，乾式貯蔵キャスクは二重蓋構造となっており，二次蓋金属ガスケットが貫通していない場合，上記の部位（一次蓋貫通孔箇所を含む）及び金属ガスケットは環境と隔てられている。その場合，海水による塩化物の影響はないことから，SCCは発生しやすい状況にはなっていない。一方，二次蓋金属ガスケットが貫通している場合は，一次蓋側まで塩化物の影響を及ぼしている可能性がある。この場合は，当該乾式貯蔵キャスクは共用プールに沈めて一次蓋金属ガスケットを交換する点検フローとしており，その際，水中カメラによりフランジ部の目視確認を行う。密封機能に影響を及ぼすひび等が見つかった場合は，添付資料－８「3.3密封機能」に示すとおり，密封機能を回復するよう修理を行う。キャスク仮保管設備へ移動する前に，気密漏えい検査を行い，基準漏えい率（1×10^{-6}（Pa･m^3/s））以下であることを確認することとしており，修理実施又は修理妥当性の判断は，最終的にこの判断基準に基づき行う。

なお，二次蓋は，密封境界となる部位ではないが，点検後，キャスク仮保管設備に保管した後は，蓋間圧力を監視することになることから，全9基の乾式貯蔵キャスクについてフランジ部について目視確認を行う。二次蓋と本体フランジ部の構造は，図１－１に示すように，一次蓋と本体フランジ部の構造と同様である。（二次蓋には，蓋間の密封監視装置が内蔵され，この装置は蓋板により金属ガスケットを挟んでボルトで保持されている。また，この装置は，バルブにより蓋間空間と隔離された構造となっている）密封機能に影響を及ぼすひび等が見つかった場合は，同様に密封機能を回復するように修理を行う。キャスク仮保管設備へ移動する前に，同様に気密漏えい検査を行い，基準漏えい率（1×10^{-6}（Pa･m^3/s））以下であることを確認することとしており，修理実施又は修理妥当性の判断は，最終的にこの判断基準に基づき行う。

万一，キャスク仮保管設備で保管中に一次蓋又は二次蓋の密封機能に異常が生じた場合でも，キャスク仮保管設備では蓋間圧力が低下することで警報が発せられる設計としており，早期発見が可能である。その場合は，速やかに共用プールに移動して，状況を確認することが可能である。

※ NRC INFORMATION NOTICE 2012-20 Potential Chloride-induced Stress Corrosion Cracking of Austenitic Stainless Steel and Maintenance of Dry Cask Storage System Canisters

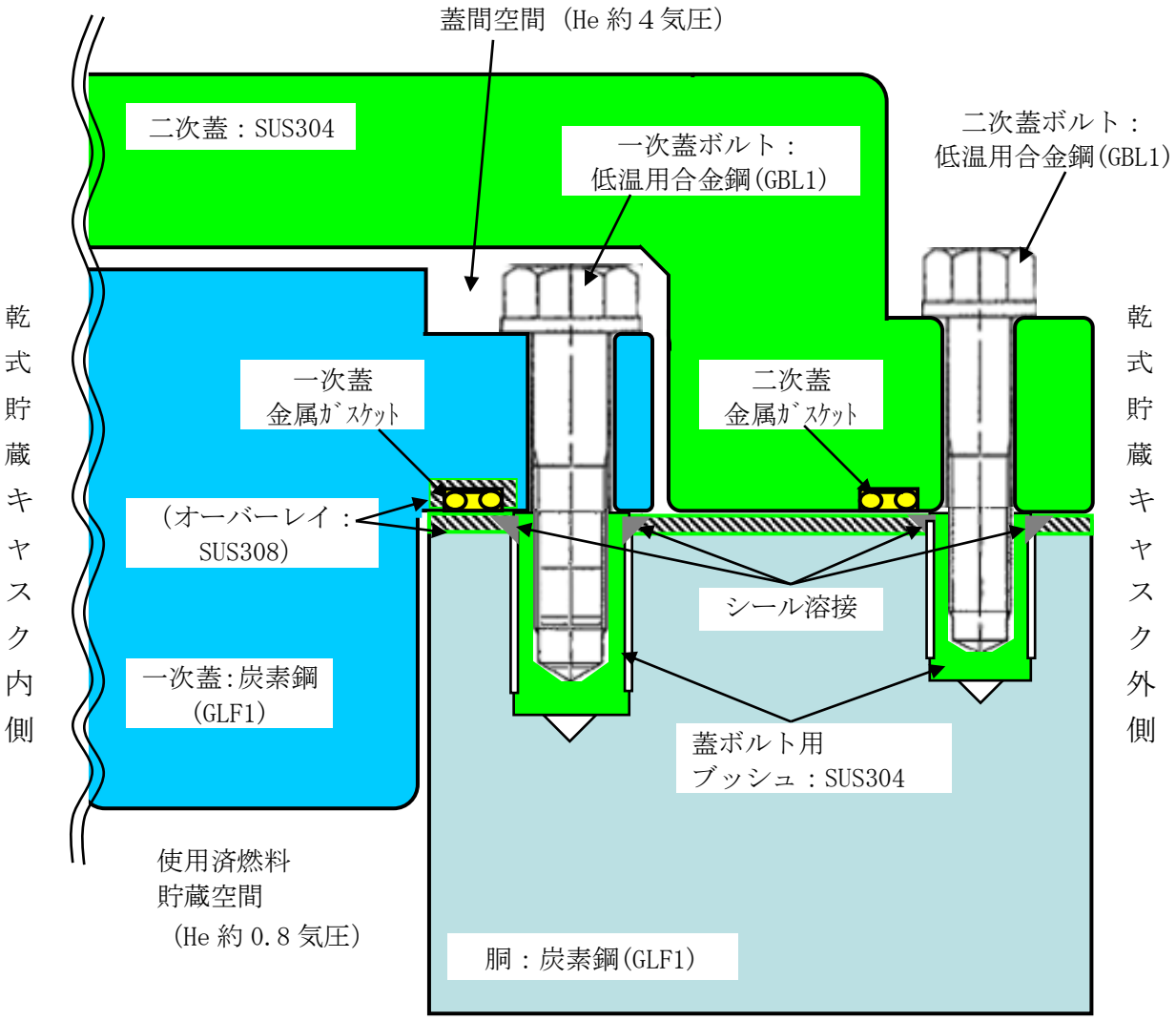


図１－１　乾式貯蔵キャスク蓋部　概略図

既設９基乾式貯蔵キャスクのキャスク保管建屋からの搬出について

既設９基乾式貯蔵キャスクについては，キャスク保管建屋から搬出後，共用プールで点検及び必要な部材交換を実施し，キャスク仮保管設備に保管することを計画している。

ここでは，乾式貯蔵キャスクのキャスク保管建屋からの搬出の作業手順及び安全性について説明する。

1. 搬出方法

建屋内の天井クレーンは津波による被害が大きいため，耐震構造に寄与しない建屋ブロック壁の撤去，搬送台車を建屋外に搬出するための新設レールの敷設を行い，乾式貯蔵キャスクを建屋外に搬出する。建屋外での乾式貯蔵キャスクの搬送台車から輸送トレーラーへの載せ替えは，移動式クレーンを使用して行う。この場合，二重吊りの落下防止対策を講じることが出来ないため，万一の乾式貯蔵キャスクの落下時にも周辺公衆及び放射線業務従事者に対して放射線被ばく上の影響は十分小さくなるように，乾式貯蔵キャスクの吊り上げ高さを制限する手順を定めて運用する。

図 1-1 に乾式貯蔵キャスク搬出方法の概念図を示す。また，表 1-1 に乾式貯蔵キャスクの搬出工程表を示す。

2. 作業手順

作業内容	注意事項
【準備作業】	
(1) 移動式クレーンをキャスク保管建屋の近くに設置する。	風速が 10m/s 以上の場合，作業を中止する。
(2) 水平吊り具を移動式クレーンで吊り上げ，建屋から搬出後に速やかに乾式貯蔵キャスクに取り付けられるように用意する。	
(3) 建屋外にウインチ支持台及びウインチを取り付ける。	
【乾式貯蔵キャスク搬出・輸送トレーラー載せ替え作業】	
(4) ウインチを用いて，乾式貯蔵キャスクを載せた搬送台車を建屋外に搬出する。	運搬物の表面及び表面から１メートルの距離における線量当量率および運搬物の表面汚染密度の測定に関しては，作業実施時の最新の保安規定，社内マニュアル等に基づき管理する。

(5) 建屋外に搬出後，速やかに乾式貯蔵キャスクに水平吊り具を取り付ける。	
(6) ウインチ及びウインチ支持台を取り外し，輸送トレーラーを搬送台車と直列となるように駐車する。	搬送台車と輸送トレーラーの距離が十分小さくなるように輸送トレーラーを駐車する。
(7) 搬送台車荷台と輸送トレーラー荷台に段差が極力生じないように高さ調整をする。	
(8) 乾式貯蔵キャスクの吊り上げを監視するよう，専任の監視員を配置する。	
(9) 移動式クレーンを用いて，吊り上げ高さが 1m 以下となるように監視しながら支持架台付き乾式貯蔵キャスクを搬送台車から輸送トレーラーに徐々に水平移動させる。	吊り上げ高さが確実に 1m 以下となるように，十分に低い高さで移動する。
(10) キャスク支持架台を輸送トレーラー荷台に固定する。	
(11) 乾式貯蔵キャスクから水平吊り具を取り外す。	
(12) 輸送トレーラーにて共用プールまで構内運搬する。	構内運搬の安全措置は，作業実施時の最新の保安規定，社内マニュアル等に基づき管理する。共用プールでの乾式貯蔵キャスクの取り扱いは，従来通り，天井クレーンと搬送台車を使用する。
【片付け作業】	
(13) 水平吊り具を移動式クレーンから取り外し，移動式クレーンを移動させる。	次の乾式貯蔵キャスクを続けて搬出する場合は，(13)は行わずに(2)に戻って繰り返す。

3. 安全性

(1) 事前検討，作業資格

- 作業手順書を作成し，事前に十分検討を行った上で作業を行う。
- クレーンの運転は，有資格者を配置する。

(2) ウインチによる建屋外への搬出作業

- ウインチによる搬送台車の移動は，建屋内 150cm/min，建屋外 100cm/min 程度の非常に遅い速度で取り扱うものとする。

(3) 移動式クレーンによる輸送トレーラー載せ替え作業

- クレーンによる支持架台付き乾式貯蔵キャスクの吊り上げは，10cm/min 程度の非

常に遅い速度で取り扱うものとする。

- 吊り上げ高さが確実に 1m 以下となるように，吊り上げ高さを 50cm 程度以下で取り扱うように手順書に定める。
- 乾式貯蔵キャスクは専用の水平吊り具を用いるため，水平を維持して取り扱うことができる。クレーンによる支持架台付き乾式貯蔵キャスクの水平移動は，500cm/min 程度の非常に遅い速度で取り扱うものとする。
- 玉掛け合図者からクレーン運転者に連絡が取れるよう無線を用意する。また，専任の監視員は，玉掛け合図者を通してクレーン運転者に連絡が取れるように配置する。
- 玉掛けの際，フックの外れ止めを確実に実施する。

4. 非常時の措置

(1) 乾式貯蔵キャスク落下

- 万一，乾式貯蔵キャスクを 1m 高さから落下させた場合でも周辺公衆及び放射線業務従事者への放射線被ばく上の影響は十分に小さい。

5. 主要な設備

(1) 500t 級移動式クレーン

台数　　1

(2) 搬送台車

台数　　1

(3) ウインチ

個数　　3（1 個が手動，2 個が電動）（建屋内）

　　2（2 個とも電動）（建屋外）

(4) 水平吊り具

個数　　1

(5) 輸送トレーラー

台数　　1

6. 参考

参考-1　乾式貯蔵キャスクの 1m 落下時の放射線被ばく影響について

表 1-1　乾式貯蔵キャスクの搬出工程表

	平成 25 年		
	3	4	5
電源復旧（済）			
貯蔵棟 1 階水抜き（済）			
ガレキ撤去・搬出ルート修復・コンテナ等回収（済）			
建屋ブロック壁撤去（済）			
新設レール敷設（済）			
既設レール・搬送台車復旧（済）			
乾式貯蔵キャスク搬出			

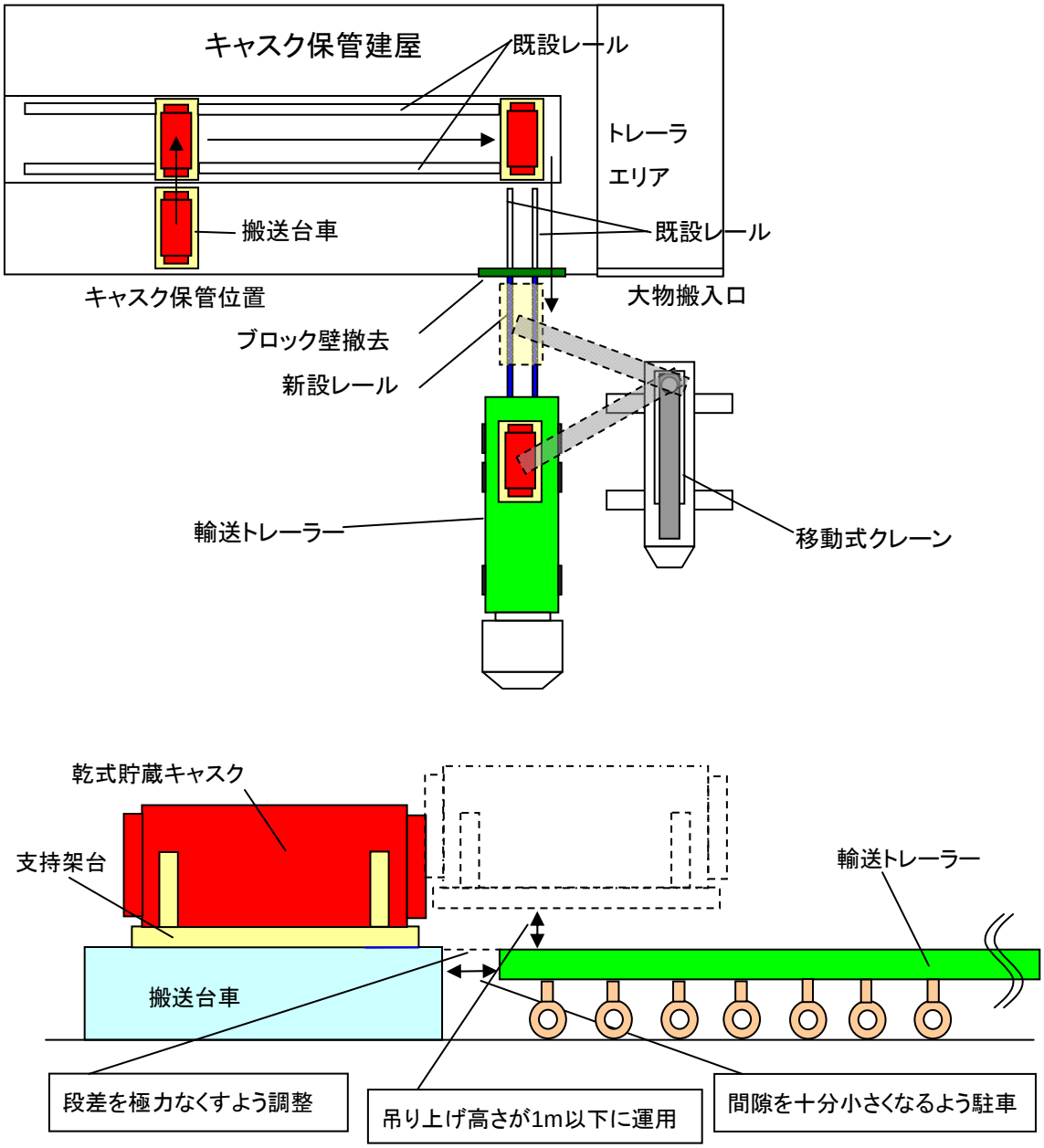


図 1-1　乾式貯蔵キャスク搬出方法の概念図

乾式貯蔵キャスクの 1m 落下時の放射線被ばく影響について

既設 9 基乾式貯蔵キャスクについては，建屋外での搬送台車から輸送トレーラーへの載せ替えは，移動式クレーンを使用して行う。その際，乾式貯蔵キャスクの吊り上げ高さを確実に 1m 以内に制限できる手順を定め，運用する予定である。

ここでは，大型の乾式貯蔵キャスクが 1m 落下した場合でも，周辺公衆及び放射線業務従事者への放射線被ばく上の影響は十分に小さいことを説明する。

1. 一次蓋密封部の発生応力評価

1.1. 評価条件

評価条件は以下とする。

・支持架台付きで取り扱う。
・水平吊り具を使用して，水平状態で取り扱う。
・輸送トレーラーの駐車位置は，搬送台車との距離を十分小さくし，隙間から乾式貯蔵キャスクが落下しないようにする。
・搬送台車荷台と輸送トレーラー荷台に段差が極力生じないように高さ調整をする。

1.2. 評価方法

1m 落下時に，乾式貯蔵キャスクの一次蓋密封部の発生応力が基準値（使用済燃料貯蔵施設規格　金属キャスク構造規格（2007 年版））を満足するかを評価する。評価方法は以下のとおりである。

・LS-DYNA コードを用いて，1m 落下時に乾式貯蔵キャスクにどの程度の鉛直方向加速度が生じるかを求める。
・ABAQUS コードを用いて，乾式貯蔵キャスクがトラニオン 4 箇所で水平に支持された状態で，上記で求めた鉛直方向加速度を慣性力として与え，また，工事計画認可申請書（以下，工認）に記載している最高使用圧力＋ボルト初期締め付け力＋熱荷重を同時に加えて，密封部の発生応力を求める。
・求められた発生応力が基準値を満足するかを評価する。

1.3. 評価結果

(1) 落下による最大加速度評価

LS-DYNA コードを用いて，1m 落下時に乾式貯蔵キャスクにどの程度の鉛直方向加速度が生じるかを求めた。支持架台は板厚 50mm の炭素鋼（SS400）の鋼板でトラニオンを支持しており，その部分の剛性は，乾式貯蔵キャスク本体及びトラニオンの剛性に比べて小さく，落下時にその部分の塑性変形で落下エネルギーが吸収される。

図 1-1 及び図 1-2 に，乾式貯蔵キャスク本体の鉛直方向の変位履歴図及び速度履歴

図をそれぞれ示す。乾式貯蔵キャスク本体の速度勾配は蓋側のトラニオン取付部が最も大きく，その加速度は 33.1G である。以下，約 5%の余裕を見て，35G が鉛直方向加速度として作用するとして応力評価を行う。

(2) 乾式貯蔵キャスクの一次蓋密封部の発生応力

ABAQUS コードを用いて，LS-DYNA コードで得られた鉛直方向加速度及び工認に記載している最高使用圧力＋ボルト初期締め付け力＋熱荷重を同時に加えて，乾式貯蔵キャスクの一次蓋密封部の発生応力を求めた。

考慮した荷重の具体的な値は，以下のとおりである。

・最高使用圧力：1.6MPa

・ボルト初期締め付け力：3.372×10^{6}N

・熱荷重：保守的に，最新工認（大型乾式貯蔵キャスク増設分）の乾式貯蔵キャスク各部の温度分布時に発生する荷重を使用※1。

・LS-DYNA コードで得られた鉛直方向加速度：35G

一次蓋密封部の発生応力は胴フランジ断面最下部付近が最も大きく 58N/mm^2 である。また，一次蓋ボルトの最大応力は 109N/mm^2 である。

※1：既設 9 基乾式貯蔵キャスクの貯蔵燃料は 20 年以上冷却されており，増設分乾式貯蔵キャスクの貯蔵燃料の設計冷却期間 13 年以上を超えていることから，最新工認の熱荷重を使用することは保守的となる

(3) 基準値との比較

一次蓋密封部の胴フランジ及び一次蓋ボルトの基準値は，材料の降伏応力（Sy）であり，それぞれ

一次蓋密封部胴フランジ（GLF1）：Sy＝181N/mm^2

一次蓋ボルト（GBL1）：Sy＝649 N/mm^2

である。このため，1m 落下での一次蓋密封部の胴フランジ及び一次蓋ボルトの裕度（基準値/発生応力）はそれぞれ

一次蓋密封部胴フランジ：181/58＝3.1

一次蓋ボルト：649/109＝5.9

となり，基準値を十分満足する。

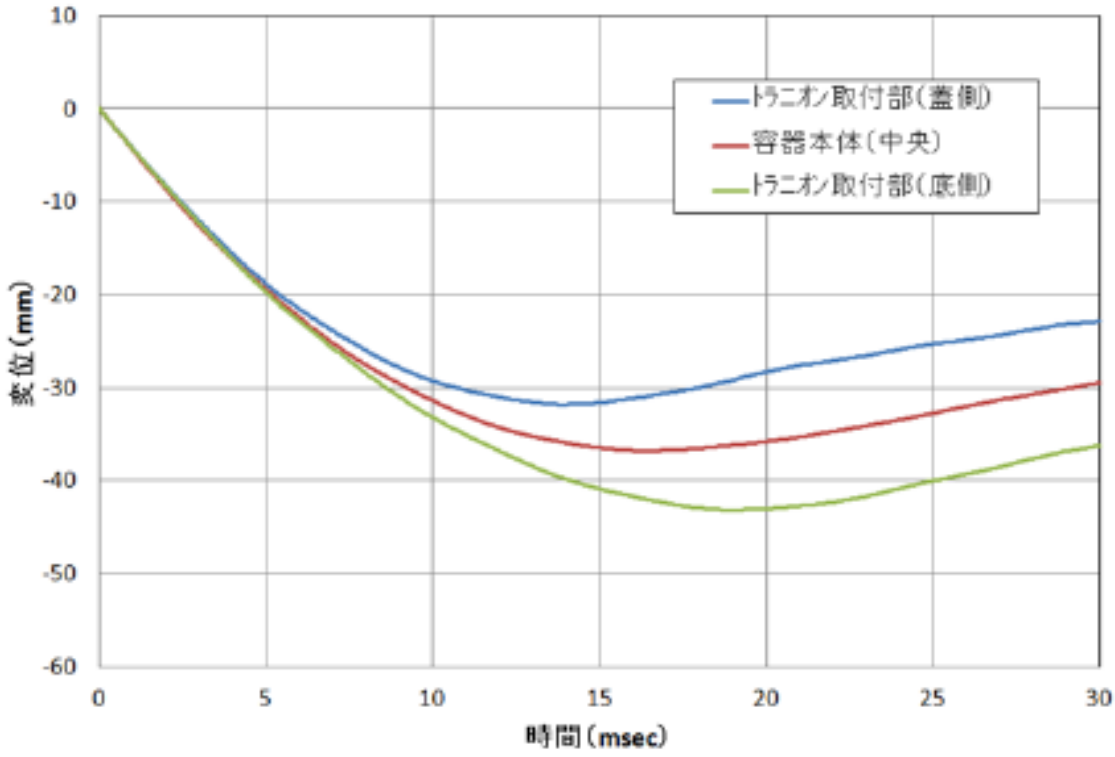


図 1-1　乾式貯蔵キャスク本体の鉛直方向の変位履歴図

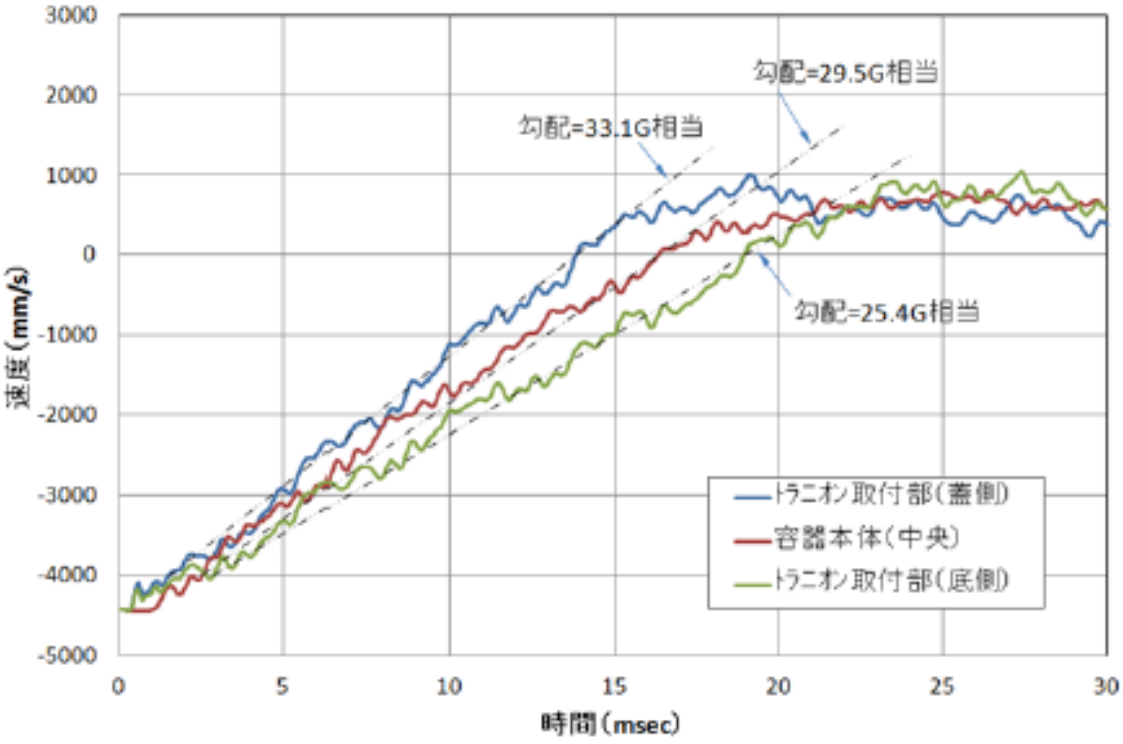


図 1-2　乾式貯蔵キャスク本体の鉛直方向の速度履歴図

参考資料

衝撃計算に用いるコード(LS-DYNA)について

（1） 概要

LS-DYNA コードは米国 Livermore Software Technology Corporation(LSTC 社)からリリースされた汎用陽解法有限要素解析に基づく3次元非線形衝撃応答解析コードであり，輸送キャスクの衝撃解析等に広く利用されている。

（2） 機能

LS-DYNA コードは，衝撃解析に際して以下の機能を有している。

① 材料の非線形性を取り扱いできるため，衝撃吸収材が衝撃時に降伏応力を超え，塑性変形することによって衝撃エネルギーを吸収することを考慮できる。

② 20 を超える接触オプションが有効であり，接触面には固着，剥離，接触，滑り，摩擦などの条件が設定できる。

③ 面と面の接触状態だけでなく，辺と辺，節点と面の接触も可能である。

④ 要素の消滅などの特殊な条件も扱うことができる。

⑤ 多数の金属，非金属材料モデルを有している。

（3） 解析フロー

LS-DYNA コードの解析フローを図 1-3 に示す。

（4） 使用実績

LS-DYNA コードは，これまで自動車分野をはじめ，多くの分野の衝撃解析に対して使用実績がある。

原子力分野では，返還ガラス固化体輸送用キャスクの核燃料輸送物設計承認書において，構造解析の解析コードとして使用されている実績がある。

（5） 検証方法

実験との比較による検証が実施されていることを確認している。

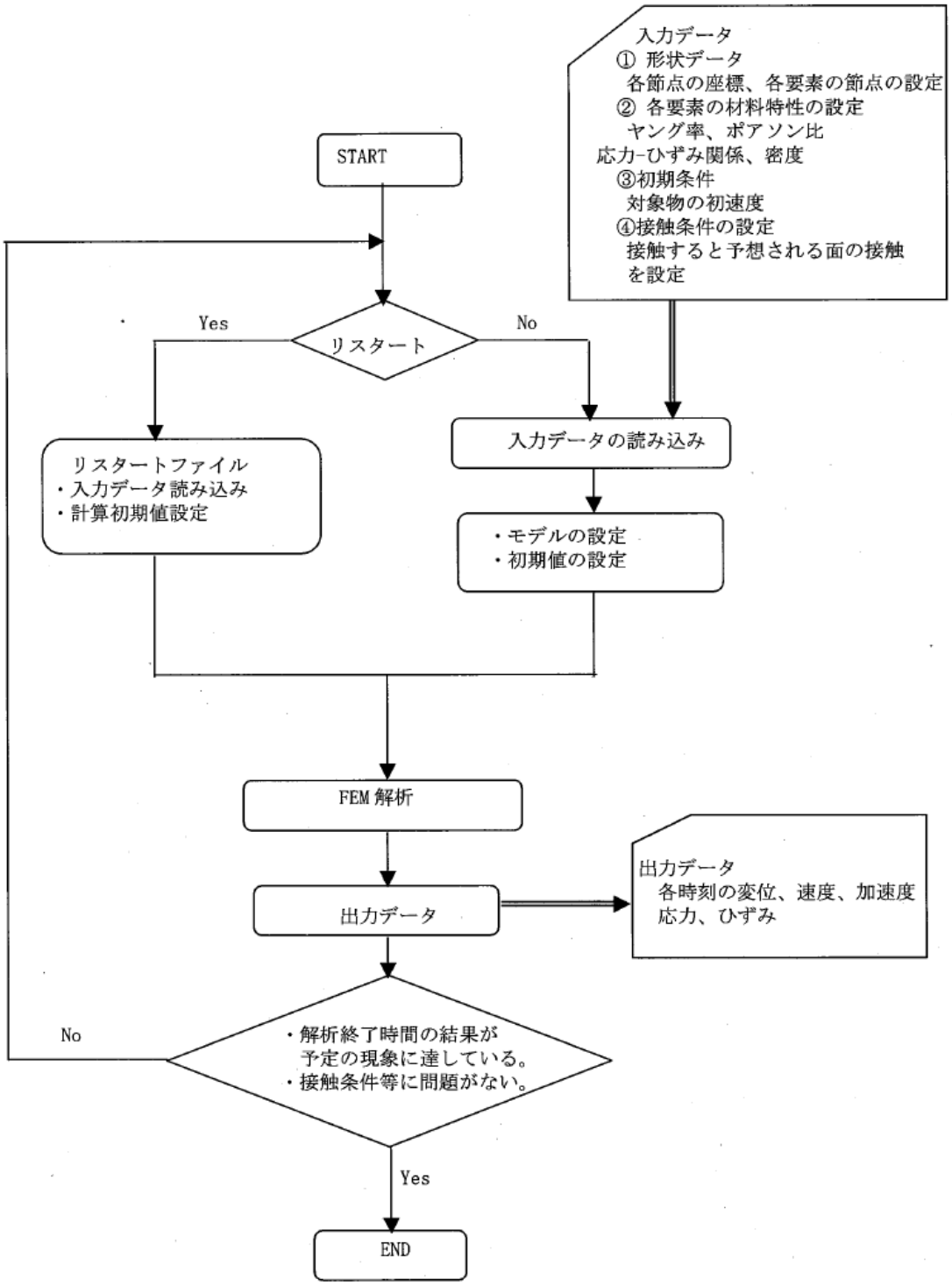


図 1-3　LS-DYNA コードの衝撃計算フロー図

構造強度計算に用いるコード（ABAQUS）について

（１）概要

ABAQUS コードは米国 Hibbitt,Karlsson&Sorensen,Ins.(HKS 社)で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり，輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

（２）機能

ABAQUS コードは，応力解析に際して以下の機能を有している。

① 定常，非定常の弾性，非弾性のいずれの解も得ることができる。

② 材料特性として時間依存，歪の履歴依存及びに等方性・異方性等を考慮することができる。

③ モデルの形状は一次元～三次元，又は連続体についても取り扱うことができる。

④ 伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。

⑤ 荷重条件として集中荷重，分布荷重，モーメント，加速度力（慣性力），圧力，遠心力及びコリオリ力等が取り扱える。また，これらの条件の時間依存，線形変化に対しても対応可能である。

（３）解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図 1-4 に示す。

（４）使用実績

ABAQUS コードは，これまで多くの応力解析に対し使用実績がある。

（５）検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認している。

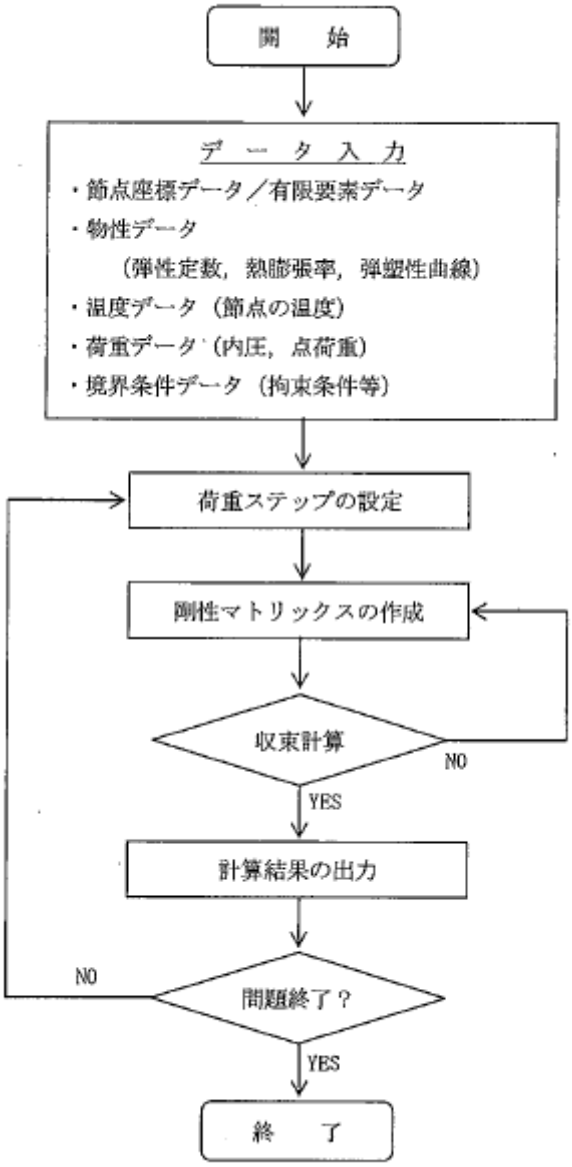


図 1-4　ABAQUS コードの応力解析フロー図

2. 一次蓋ずれを原因とした金属ガスケットからの瞬時漏えい率上昇の影響評価

2.1. 1m 落下試験

(1) 試験の概要

電力中央研究所において，実物大金属キャスク落下試験（69 体の BWR 燃料集合体を収納する乾式キャスクを模擬した試験体を用いた落下試験）が行われている※2。その中で緩衝体を装着しない状態で 1m 高さから水平落下させた試験があり，一次蓋の変位及び瞬時漏えい率が測定されている。

※2：電力中央研究所報告　金属キャスク落下時瞬時漏えい評価－実物大金属キャスク落下試験－H18.12

(2) 試験結果からの類推

落下時の一次蓋の最大横ずれ量は約 0.4mm であり，一次蓋の口開きは認められていない。一次蓋金属ガスケットからのヘリウム漏えい率は，落下直後にバックグランドより一桁上昇し，10 分程度でバックグランドレベルまで復元，落下から 25 分程度経過してから再び一桁上昇し，更に 10 分程度でバックグランドレベルまで復元する現象が見られたが，この後 6 時間の計測中はバックグランドレベルのままであったことが確認されている。最終的に復元する原因については，金属ガスケット表面とキャスク本体のフランジ面とのなじみにより，金属ガスケット表面にできた隙間が解消されたものと考えられている。また，試験終了後，試験体を落下試験場から離れた工場に持ち込み，二回の密封検査を実施した結果，密封性が健全であることが確認されている。

乾式貯蔵キャスクの支持架台付き 1m 落下と電力中央研究所が行った 1m 水平落下試験を比較すると，金属ガスケットの熱劣化の有無と支持架台の有無の違いはあるが，概ねキャスク設計と落下条件は類似している。そのため，乾式貯蔵キャスクが支持架台付きで 1m 水平落下した場合，一次蓋の横ずれにより瞬時的に漏えい率が上昇する可能性はあるが，比較的短時間に復元するものと類推する。

一次蓋の横ずれにより瞬時的に漏えい率が上昇したとしても，乾式貯蔵キャスクの蓋間圧力は正圧，乾式貯蔵キャスク内部は負圧であることを踏まえると，乾式貯蔵キャスクを支持架台付きで 1m 落下した場合において，外部への核分裂生成物の漏えいはほとんどないと思われる。

2.2. 敷地境界線量の評価

ここでは，極めて保守的な例として，大型の乾式貯蔵キャスクの落下により，全ての貯蔵燃料の被覆管が損傷し，ガス状核分裂生成物がキャスク保管建屋前において短時間（１時間）で全て放出されたとして敷地境界線量の評価を行った。

評価条件を表 2-1 に示す。敷地境界線量は，よう素の内部被ばく及び希ガスのγ線

外部被ばくの和として計算した。結果は，

約 2.5×10^{-3}mSv

となり，「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」（平成 2 年 8 月 30 日　原子力安全委員会決定　一部改訂　平成 13 年 3 月 29 日　原子力安全委員会）において，事故時における周辺公衆に対して著しい放射線被ばくのリスクを与えない判断基準である発生事故当たりの実効線量 5mSv に対して十分小さい結果となっている。更に，設計基準事象である「燃料集合体の落下」の設置許可申請書（6 号機）で評価された敷地境界線量である約 4.3×10^{-2}mSv よりも小さい値である。

以上より，極めて保守的な条件で敷地境界線量を評価した結果においても，周辺公衆に与える放射線被ばく上の影響は十分に小さい。

2.3. まとめ

大型の乾式貯蔵キャスクが水平架台付きで 1m 落下した場合でも，一次蓋密封部の胴フランジ及び一次蓋ボルトの発生応力はいずれも基準値を十分満足することを確認した。

また，類似の落下試験から，一次蓋の横ずれにより瞬時的に漏えい率が上昇する可能性はあるが，比較的短時間に復元するものと類推した。

なお，極めて保守的な条件で敷地境界線量を評価した場合においても，周辺公衆に与える放射線被ばく上の影響は十分に小さいことを確認した。実際には，乾式貯蔵キャスクの落下による貯蔵燃料の破損は仮定より少ないと思われること及び一次蓋の横ずれにより瞬時的に漏えい率が上昇したとしても，乾式貯蔵キャスクの蓋間圧力は正圧である一方，乾式貯蔵キャスク内部は負圧であることから，周辺公衆及び放射線業務従事者に与える放射線被ばく上の影響は十分軽微であると考える。

表 2-1 敷地境界線量の評価条件

評価手法	ORIGEN2（インベントリ），気象指針※1（大気拡散）， 線量目標値に対する評価指針※2（放射線被ばく）
燃焼度	33GWd/t （保守的に，実際の最大燃焼度を超えた燃焼度を設定）
冷却期間	8000 日 （保守的に，実際の最小冷却期間より少ない期間を設定）
ペレットから被覆管ギャップへ核分裂生成物が放出する割合	30%※3
実効放出継続時間	1 時間

※1：発電用原子炉施設の安全解析に関する気象指針（昭和 57 年 1 月 28 日　原子力安全委員会決定　一部改訂　平成 13 年 3 月 29 日　原子力安全委員会）

※2：発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針（昭和 51 年 9 月 28 日　原子力委員会決定　一部改訂　平成 13 年 3 月 29 日　原子力安全委員会）

※3：H.Hayashi,M.Kitamura,T.Nomata,T.Kogai,K.Ito,T.Kubo,Y.Wakashima,H.Sakurai,”Irradiation Characteristics of BWR StepⅡLead use Assemblies”, ANS International Topical Meeting on Light Water Reactor Fuel Performance, Portland,Oregon,U.S.A.,March2-6,(1997)

参考資料

インベントリ計算に用いるコード（ORIGEN2）について

（１） 概要

ORIGEN2 コードは，米国オークリッジ国立研究所（ORNL）で開発された炉内中性子束の１点近似による燃焼計算コードである。ORIGEN2 コードは汎用解析コードであり，輸送キャスクの崩壊熱計算等に広く利用されている。

（２） 機能

ORIGEN2 コードは，燃焼解析に際して以下の機能を有している。

① 燃料の炉内での燃焼計算，炉取出し後の減衰計算により，冷却期間に対応した崩壊熱，放射線の強度，各核種の放射能量等が求められる。

② 原子炉の炉型と燃料の組合せに対し，中性子エネルギースペクトルの違いにより重みをつけた断面積ライブラリが内蔵されており，任意に選択できる。

③ 計算結果は，放射化生成物，アクチニド，核分裂生成物に分類して出力される。

④ 燃焼計算に必要な放射性核種データ（崩壊熱，ガンマ線のエネルギー分布，自発核分裂と（α，ｎ）反応により発生する中性子源強度等）に関しては，ORIGEN2 コード専用のライブラリがあり，これを用いる。

（３） 計算フロー

ORIGEN2 コードの計算フローを図2-1 に示す。

（４） 使用実績

ORIGEN2 コードは，輸送キャスク，核燃料施設の崩壊熱計算に広く使用されている[※1]。

（５）検証方法

汎用コードの導入評価[※1]が実施されていることが確認されている。

大型実験/ベンチマーク試験による検証[※2] が実施されていることが確認されている。

※1：A.G.Croff, “ ORIGEN2 Isotope Generation and Depletion Code MATRIX EXPONETIAL METHOD”,CCC-371(1987)

※2：(社)日本原子力学会“原子炉崩壊熱とその推奨値”, 1989 年８ 月

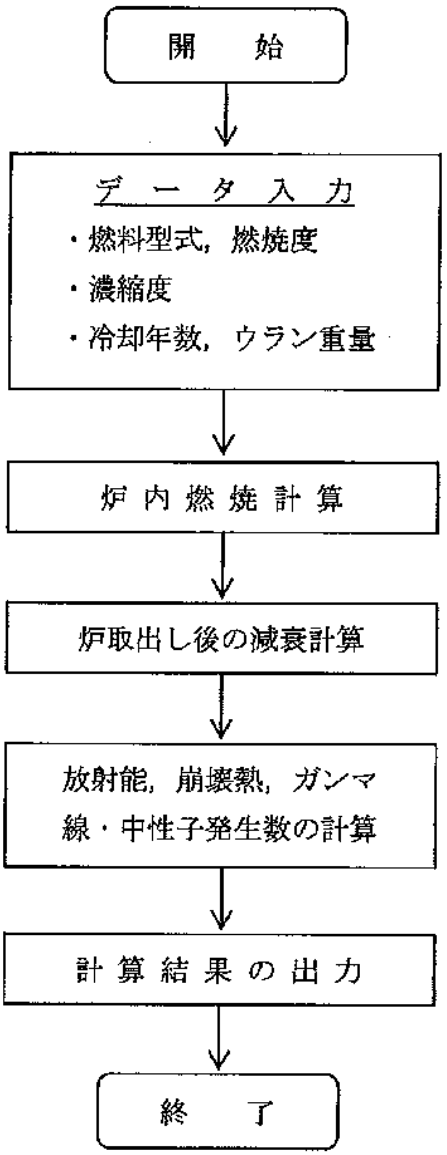


図 2-1　ORIGEN2 コードの計算フロー図

キャスク仮保管設備クレーンレーン間移動時の転倒について

「1　基準地震動Ss(Ss600)による評価」は旧耐震設計方針に基づくSs600による既設評価を示しており，現行の耐震設計方針に基づく1/2Ss450による評価は，既設評価への包絡性を評価することとし，「2　1/2Ss450による評価」に評価内容を示す。

1　基準地震動Ss(Ss600)による評価

1.1　クレーンレーン間移動手順

キャスク仮保管設備は複数のレーンに分かれており，どのレーンに乾式キャスクを設置するかにより，クレーンをレーン間移動させる必要がある。この時，クレーンのレーン間移動は以下の手順にて行う。

(1)　図１－１のようにクレーンを待機位置(コンクリートモジュールとの最短距離が1000㎜)に移動し，停止させる。

(2)　図１－２のようにH鋼レールをクレーン走行装置の内側に設置し，図１－３のようにアンカーを用いて設置したレールズレ止めにより固定する。

(3)　図１－２のようにH鋼レール上を移動できるように，逸走を防止するためのガイドローラが付いたチルタンクと油圧ジャッキを取り付けた移動受台をH鋼レール上に乗せ，クレーンのトラックフレームの下に移動する。

(4)　図１－１のように電動チルホールまたは電動ウインチ，おしみチルホール，ワイヤロープ，滑車を取り付ける。

(5)　油圧ジャッキを操作してクレーンを押し上げ，車輪がレールから浮き上がった状態にする。

(6)　電動チルホールまたは電動ウインチを操作して，横行方向に移動させる。また，逸走防止を目的として同時におしみチルホールを併用して移動操作を行う。

(7)　クレーンが移動レーンのレール上にあることを確認し，油圧ジャッキを操作して走行レール上に降ろす。

1.2　レーン間移動中の逸走評価

クレーンが本設レール上にある時に地震（基準地震動Ss(Ss600)）により鉛直方向と走行方向に同時に加振された場合と鉛直方向と横行方向に同時に加振された場合について非線形時刻歴応答解析を実施した結果，クレーンの走行方向への滑り量は最大で約330㎜であった。

レーン間移動時に地震が発生した場合，クレーンは基礎上面を逸走する可能性があるが，以下の点よりクレーンの逸走量は330㎜を下回ると考えられる。

・車輪とレールの摩擦係数が0.3[※1]であるのに対し，車輪とコンクリートの摩擦係数は0.4[※2]程度であり，逸走に対する抵抗が大きい。

・図１－２のように，クレーンの走行部の間にレーン間移動用のH鋼を設置することから，クレーンの逸走を阻害することになる。

以上からクレーンとコンクリートモジュールの最短距離を1000㎜ 確保することで，クレーンが逸走したとしても，モジュールに衝突することを防ぐことができる。

※1　平成20年度_原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査_動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（平成21年12月　独立行政法人　原子力安全基盤機構）より

※2　鋼構造柱脚設計施工ガイドブック（2017年2月　日本建築学会）より

1.3　レーン間移動中の転倒評価

レーン間移動中に最もクレーンが乾式キャスク設置の位置側に傾く事象として，クレーンが乾式キャスク設置側にある油圧ジャッキより脱落し，かつ地震によりクレーンの脚が浮き上がる場合が考えられる。

クレーンをジャッキアップした状態で片側の油圧ジャッキが外れる事象を想定した場合，ジャッキアップの量及び油圧ジャッキの配置等から，図１－４のように乾式キャスク設置位置と逆側の車輪は基礎から82㎜程度浮き上がる。

さらに地震（基準地震動Ss(Ss600)）によりクレーンが浮き上がる場合を考える。クレーンが本設レール上にあるときに，地震により鉛直方向と走行方向に同時に加振された場合と鉛直方向と横行方向に同時に加振された場合について非線形時刻歴応答解析を実施した結果，クレーンの脚は最大で11㎜浮き上がると評価されている。このクレーン脚の最大浮き上がり量11㎜をクレーンの重心位置の浮き上がり量として扱うことにより，保守的な条件として浮き上がり量11㎜を仮定する。

クレーンの重心の浮き上がり量を11㎜と仮定した場合，乾式キャスク設置位置と逆側の脚が最も浮き上がるのは，乾式キャスク設置側の脚が浮き上がらない時であり，その浮き上がり量は脚と浮き上がり量算定位置（クレーンの重心位置または片側の脚）間のスパン長比による線形補間から求めると，22㎜になる。

以上から脚の浮き上がり量は最大で104㎜(=82㎜+22㎜)となる。

クレーンが乾式キャスク設置側に転倒する場合における乾式キャスク設置位置と逆側の車輪の浮上がり量は5700㎜程度であることから，クレーンが乾式キャスク設置側に転倒することはない。またクレーンが待機位置から乾式キャスク方向に330㎜逸走し，乾式キャスク設置側に傾いても乾式キャスクと衝突しない乾式キャスク設置位置と逆側の車輪の浮上がり量は参考資料のように4600㎜程度であることから，クレーンが乾式キャスクに衝突することはない。

1.4　レーン間移動中のクレーンの回転移動評価

図１－５のように，クレーンが乾式キャスク設置位置と逆側にある油圧ジャッキの内

一本を中心に回転した場合は，他の位置を回転中心とした場合に比べて，クレーンが乾式キャスクに最も接近しやすい保守的な条件であることから，この条件について評価を行う。

クレーンが回転しチルタンクがH鋼レールから落ちた場合，もしくはクレーンが油圧ジャッキから落ちた場合については，クレーンの車輪とコンクリートとの摩擦係数が0.4程度であり，本設レールとクレーンの車輪との摩擦係数0.3に比べて摩擦による影響が大きくなる。このことから，本設レール上にクレーンが上載している条件により，基準地震動Ss(Ss600)を用いた非線形時刻歴応答解析を実施した結果（クレーンの重心の移動量330㎜）は，レーン間移動中に当てはめると保守的な数値であると考えられる。

したがって，レーン間移動中のクレーンの重心の移動量を330㎜と仮定し，クレーンの回転による脚の最大移動量を推定すると，図１－５のように約700㎜程度となる。なお，図１－２のように，クレーンの走行部の間にレーン間移動用のH鋼を設置することから，クレーンの回転を阻害することになり，クレーンの脚の移動量は700㎜を下回ると考えられる。

以上からクレーンとコンクリートモジュールの最短距離を1000㎜確保することで，クレーンが回転したとしても，モジュールに衝突することを防ぐことができる。

1.5　結論

レーン間移動を行う場所は図１－１のように第三レーンのコンクリートモジュールとクレーンの距離が1000㎜となる位置としており，この場合以下のことがいえる。

・クレーンのレール間移動中に地震が起きた場合に，クレーンが走行方向に逸走すると，その距離は330㎜以下であり，コンクリートモジュールに衝突することはない。
・地震によるクレーンの脚の最大浮き上がり量は104㎜となり，クレーンが停止位置から330㎜逸走した後にクレーンが傾いてコンクリートモジュールに衝突する脚の浮き上がり量が4600㎜であることから，クレーンが地震により浮き上がってもコンクリートモジュールに衝突することはない。
・移動受台の反乾式キャスク側の油圧ジャッキ一本を中心にクレーンが回転した場合，乾式キャスク側の脚の移動量は700㎜以下であり，コンクリートモジュールにクレーンが衝突することはない。

2　1/2Ss450による評価

2.1　クレーンレーン間移動手順

既設クレーンを使用するため移動手順は1.1項と同様。

2.2　レーン間移動中の逸走評価

クレーンが本設レール上にある時に地震（1/2Ss450）により横行方向，走行方向及び上下方向の3軸方向同時に加振された場合について非線形時刻歴応答解析を実施した結果，クレーンの走行方向への滑り量は最大で約140㎜であり，1.2項の評価に包絡される。

また，レーン間移動時に地震が発生した場合，クレーンは基礎上面を逸走する可能性があるが，1.2項の評価と同様に以下の点によりクレーンの逸走量は140㎜を下回ると考えられる。

・車輪とレールの摩擦係数が0.3であるのに対し，車輪とコンクリートの摩擦係数は0.4程度であり，逸走に対する抵抗が大きい。

・図１－２のように，クレーンの走行部の間にレーン間移動用のH鋼を設置することから，クレーンの逸走を阻害することになる。

以上から1.2項の評価に包絡される。

2.3　レーン間移動中の転倒評価

1/2Ss450によるクレーンの最大浮き上がり量は添付資料－３－２「4.4（3）2）③ 浮き上がり量結果」において0.7㎜と評価され，1.3項の評価に包絡される。

2.4　レーン間移動中のクレーンの回転移動評価

2.2と同様にクレーンの重心の移動量140㎜は1.2項の評価に包絡される。

2.5　結論

いずれの場合においても基準地震動Ss(Ss600)による評価に包絡されるためクレーンがコンクリートモジュールに衝突することはない。

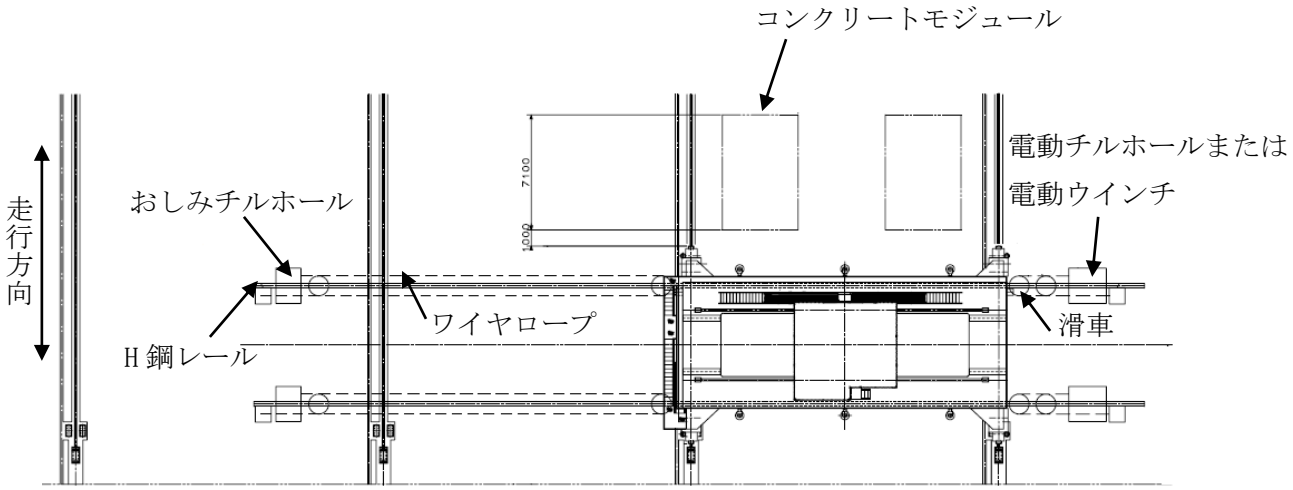


図１－１　レーン間移動時機材配置図

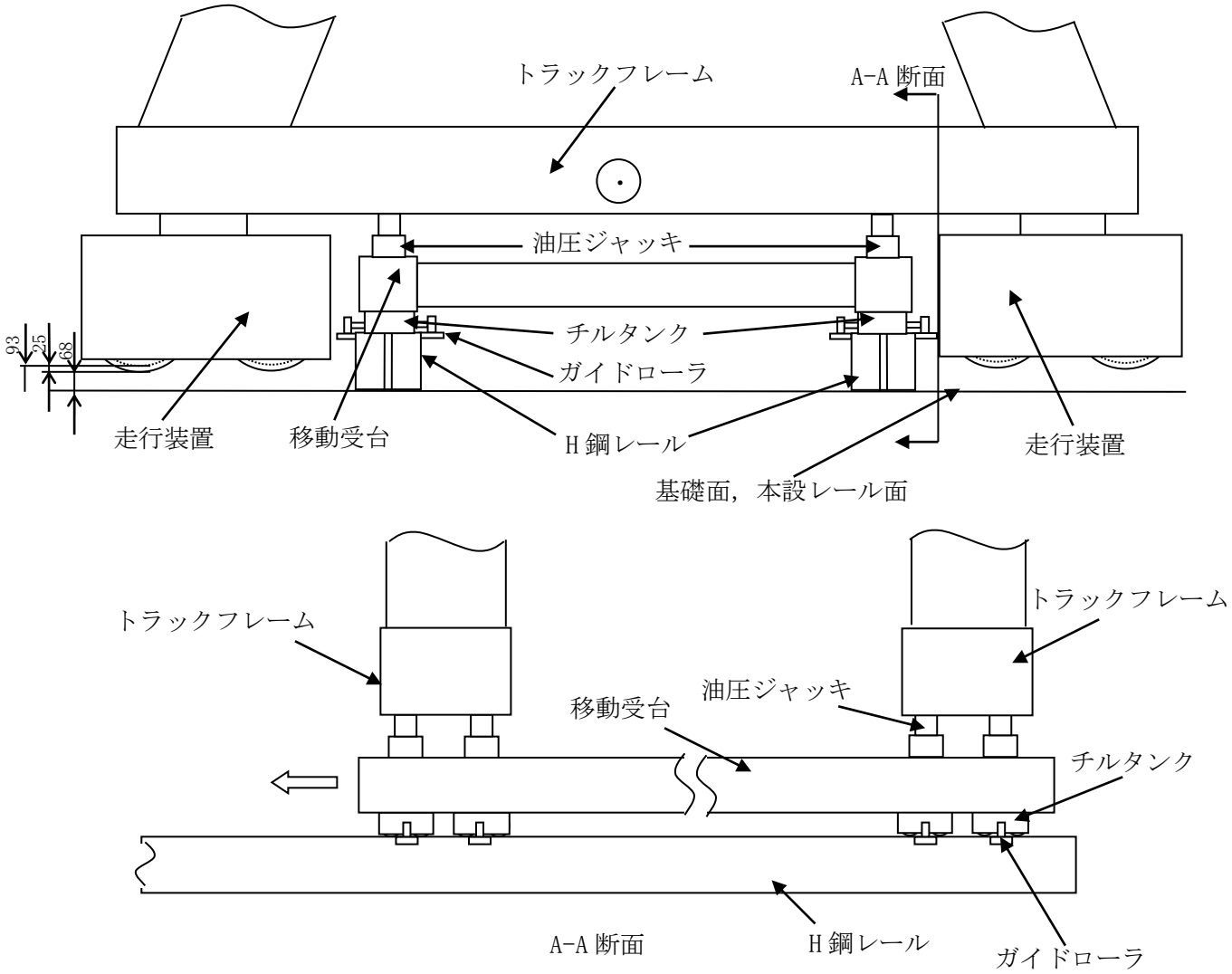


図１－２　クレーンジャッキアップ時概略図

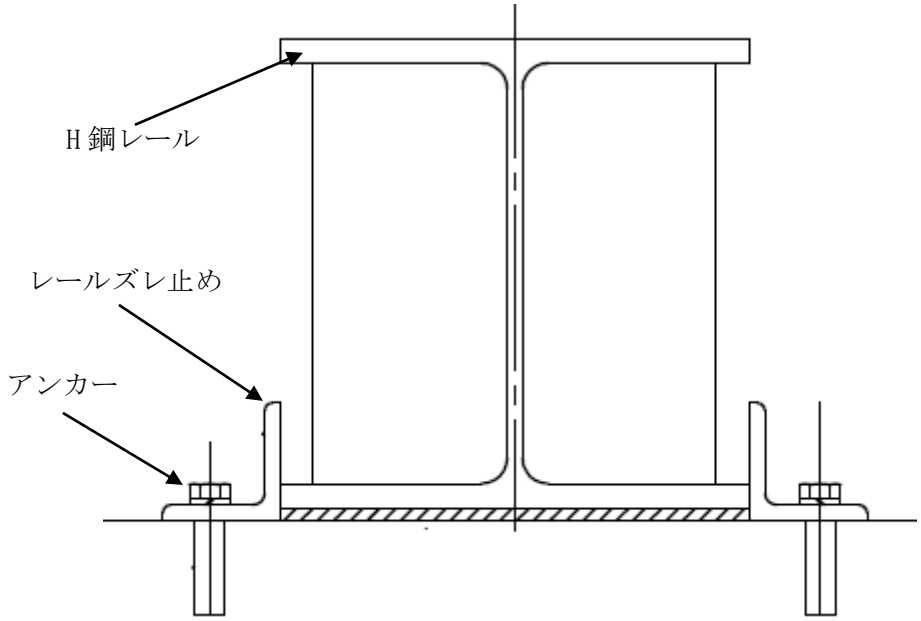


図１－３　H鋼レール拡大図

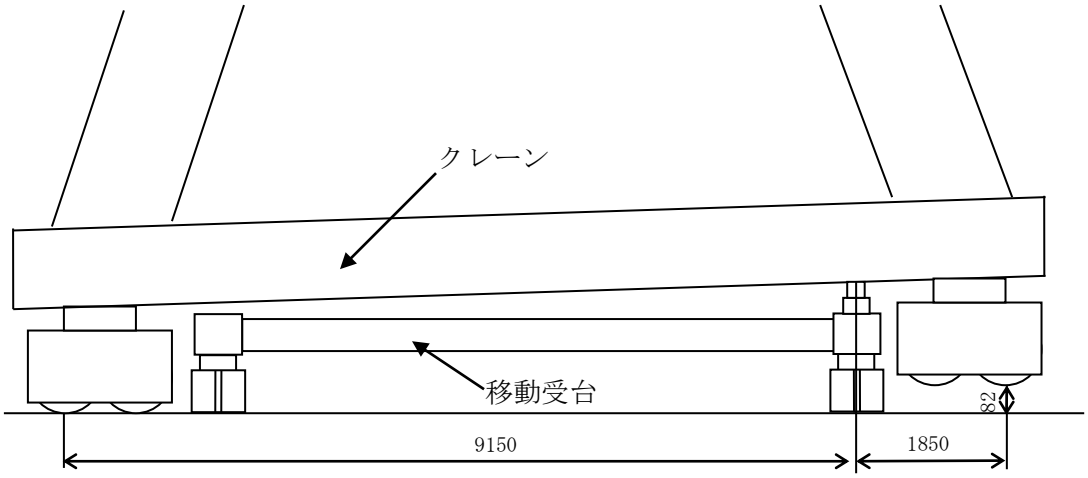


図１－４　油圧ジャッキが外れた場合の概略図

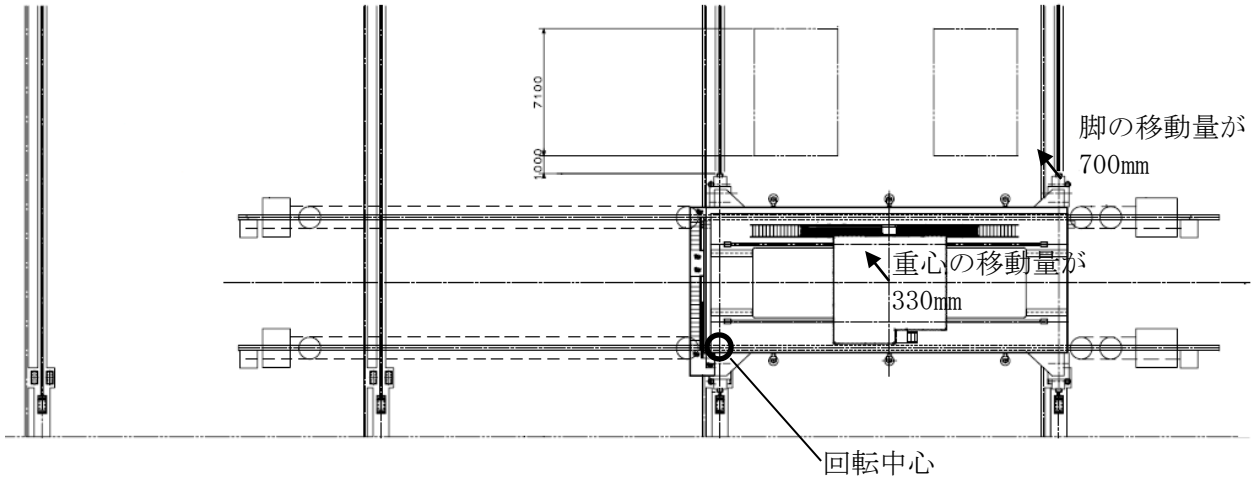


図１－５　クレーン回転時の説明図

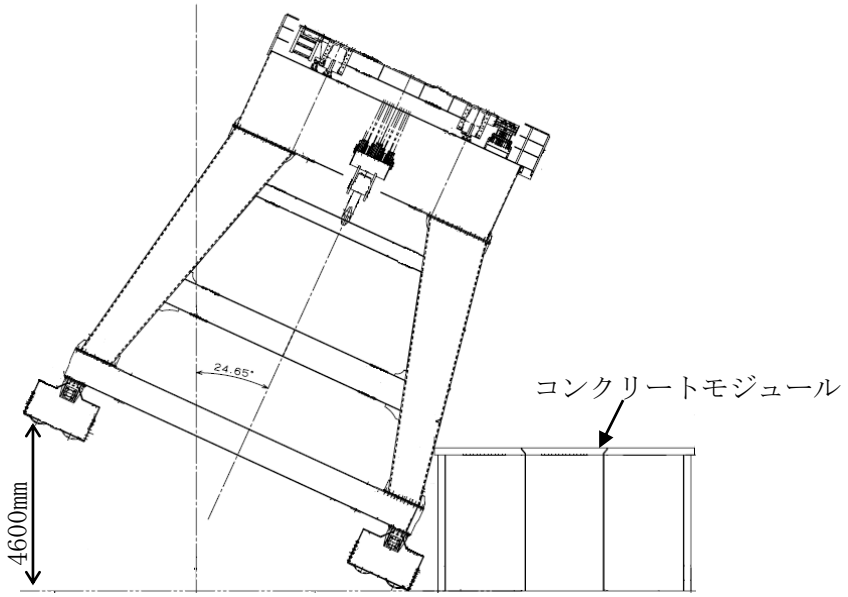
参考資料

クレーンがコンクリートモジュールに衝突する浮上がり量について

クレーンがコンクリートモジュールに衝突する脚部浮上り量を以下のように考える。

1. レーン間移動を行う場所を第三レーンのコンクリートモジュールとクレーンの距離が1000㎜となる位置とする。
2. クレーンの位置は走行方向に330㎜逸走することを考慮し，評価を行う。

上記条件の下で評価を行った結果,参考図１のように乾式キャスク設置位置と逆側の脚が4600㎜以上持ち上がると，クレーンはコンクリートモジュールに衝突する。



参考図１　脚の浮上がり量

キャスク仮保管設備に係る確認事項について

キャスク仮保管設備の設置工事および溶接に係る主要な確認項目を表１～１１に示す。
尚，寸法許容範囲については製作誤差等を考慮の上，確認前に定める。

表１　確認事項（乾式貯蔵キャスク（増設））(1/2)

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	強度・漏えい確認	耐圧･漏えい確認	確認圧力で保持した後，確認圧力に耐えていることを確認する。 耐圧確認終了後，耐圧部分からの漏えいの有無を確認する。	確認圧力に耐え，かつ構造物の変形等がないこと。 また，耐圧部から著しい漏えいがないこと。
構造強度・耐震性遮蔽機能	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。
除熱機能	機能確認	伝熱確認	代表一基について容器内部に使用済燃料を模擬するヒータを挿入して発熱させ，温度を確認する。	周囲温度を補正した温度が最高使用温度以下であること。
密封機能	機能確認	気密漏えい確認	ヘリウムリーク法及び真空放置法により，漏えい率を確認する。	基準漏えい率以下であること。
臨界防止機能	機能確認	未臨界確認	バスケットの材料特性及び主要寸法が，実施計画の評価の前提条件となっている値を満足していることを確認し，バスケットの外観に異常のないことを確認する。	・設計の材料特性に適合し，寸法が許容範囲内であること。 ・有意な変形，破損等の異常がないこと。
監視	機能確認	密封監視機能確認	検査用計器により指示値を変化させ，設定値どおり警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
		除熱監視機能確認	検査用計器により指示値を変化させ，設定値どおり警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。

表１　確認事項（乾式貯蔵キャスク（増設））(2/2)

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	溶接確認※	材料確認	溶接に使用する材料が溶接規格等に適合するものであることを確認する。	計画書のとおりであること。
		開先確認	開先面の状態，開先形状及び各部寸法等を確認する。	・有意な欠陥がないこと。 ・計画書のとおりであること。
		溶接作業確認	溶接規格等に適合していることが確認された溶接施工法及び溶接士により溶接施工しているかを確認する。	計画書，溶接規格のとおりであること。
		溶接後熱処理確認	溶接後熱処理の方法等が計画書及び溶接規格等に適合するものであることを確認する。	計画書及び溶接規格等に適合するものであること
		非破壊確認	溶接部について非破壊確認を行い，その試験方法及び結果が溶接規格等に適合するものであることを確認する。	溶接規格等に適合するものであること
		機械確認	溶接部について機械試験をおこない，当該溶接部の機械的性質が溶接規格等に適合するものであることを確認する。	溶接規格等に適合するものであること
		耐圧・外観確認	規定圧力で耐圧確認を行い，これに耐え，かつ，漏えいがないことを確認する。	規定圧力に耐え，かつ，漏えいがないこと。

※　溶接の概要は表１２参照
　　但し，詳細は事業者の定める溶接事業者検査計画書による。

表２　確認事項（乾式貯蔵キャスク（既設））

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。
除熱機能	機能確認	温度確認	胴部表面の温度について確認する。	表面温度が警報設定値未満であること。
遮蔽機能	機能確認	線量当量率確認	胴部表面の線量当量率及び表面から1m位置での線量当量率を確認する。	設計基準値以下であること。
密封機能	機能確認	気密漏えい確認	ヘリウムリーク法及び真空放置法により，漏えい率を確認する。	基準漏えい率以下であること。
臨界防止機能	構造確認	外観確認	先行点検する１基について，バスケット（上部から全体外観）の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
監視	機能確認	密封監視機能確認	検査用計器により指示値を変化させ，設定値どおり警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
		除熱監視機能確認	検査用計器により指示値を変化させ，設定値どおり警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。

表３　確認事項（輸送貯蔵兼用キャスク）(1/2)

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認※		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	強度・漏えい確認	耐圧・漏えい確認※	確認圧力(水圧 1.25MPa)で保持した後，確認圧力に耐えていることを確認する。耐圧確認終了後，耐圧部分からの漏えいの有無を確認する。	確認圧力に耐え，かつ構造物の変形等がないこと。 また，耐圧部から著しい漏えいがないこと。
構造強度・耐震性遮蔽機能	構造確認	寸法確認※	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認※	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。
除熱機能	機能確認	伝熱確認	容器内部に使用済燃料を模擬するヒータを挿入して発熱させ，温度を確認する。	周囲温度を補正した温度が最高使用温度以下であること。
密封機能	機能確認	気密漏えい確認	使用済燃料収納前後，ヘリウムリーク法等により，漏えい率を確認する。	基準漏えい率以下であること。
臨界防止機能	機能確認	未臨界確認	バスケットの材料特性及び主要寸法が，実施計画の評価の前提条件となっている値を満足していることを確認し，バスケットの外観に異常のないことを確認する。	・設計の材料特性に適合し，寸法が許容範囲内であること。 ・有意な変形，破損等の異常がないこと。
取扱機能	機能確認	吊上荷重確認	キャスクの吊上げ時重量の２倍以上の荷重をトラニオンに負荷し，トラニオンの外観に異常のないことを確認する。	トラニオンの外観に有害な変形がないこと。
		模擬燃料集合体挿入確認	代表５セルについてバスケットへ模擬燃料集合体の挿入，取出しを行い，支障がないことを確認する。	バスケットへの模擬燃料集合体の挿入，取出しが支障なく行えること。
監視	機能確認	密封監視機能確認	検査用計器により指示値を変化させ，設定値どおり警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
		除熱監視機能確認	検査用計器により指示値を変化させ，設定値どおり警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。

※　旧炉規制法第四十三条の九に則って使用前検査を実施しているときは，これをもって確認とする。

表３　確認事項（輸送貯蔵兼用キャスク）(2/2)

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	溶接確認※	材料確認	溶接に使用する材料が溶接規格等に適合するものであることを確認する。	計画書のとおりであること。（設計仕様のとおり又は相当の材料であること）
		開先確認	開先面の状態，開先形状及び各部寸法等を確認する。	・有意な欠陥がないこと。 ・計画書のとおりであること。
		溶接作業確認	溶接規格等に適合していることが確認された溶接施工法及び溶接士により溶接施工しているかを確認する。	計画書，溶接規格のとおりであること。
		溶接後熱処理確認	溶接後熱処理の方法等が計画書及び溶接規格等に適合するものであることを確認する。	計画書及び溶接規格等に適合するものであること
		非破壊確認	溶接部について非破壊確認を行い，その試験方法及び結果が溶接規格等に適合するものであることを確認する。	溶接規格等に適合するものであること
		機械確認	溶接部について機械試験をおこない，当該溶接部の機械的性質が溶接規格等に適合するものであることを確認する。	溶接規格等に適合するものであること
		耐圧・外観確認	規定圧力*で耐圧確認を行い，これに耐え，かつ，漏えいがないことを確認する。 ＊：容器内部：水圧1.25MPa 一部蓋及び二次蓋の蓋間部：気圧0.5MPa	規定圧力に耐え，かつ，漏えいがないこと。

※　旧炉規制法第四十三条の十に則って溶接の方法及び検査に係る認可や検査を実施しているときは，これをもって確認とする。

表４　確認事項（乾式キャスク支持架台（乾式貯蔵キャスク増設分））

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		員数確認	固定ボルトの本数	片側に6本あること
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。

表５　確認事項（乾式キャスク支持架台（乾式貯蔵キャスク既設分））

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		員数確認	固定ボルトの本数	片側に6本あること
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。

表６　確認事項（乾式キャスク支持架台（輸送貯蔵兼用キャスク分））

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		員数確認	固定ボルトの本数	１箇所に７本あること
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。

表７　確認事項（コンクリートモジュール）

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		員数確認	ベースプレートのアンカーの本数の確認	１つのプレートで３本あること
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。
除熱機能	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている給気口の寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	コンクリートモジュールの外観，給気口について確認する。	実施計画の通りに施工されていること。

表８　確認事項（クレーン）

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	クレーンの外観について確認する。	実施計画の通りに施工されていること。
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。
性能	機能確認	容量確認	容量及び所定の動作について確認する。	横行，走行，巻き上げ，巻き下げが可能なこと。

表９　確認事項（エリア放射線モニタ）

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
監視	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画の通りに施工・据付されていること。
	機能確認	警報確認	設定値通り警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
	性能確認	線源校正確認	標準線源を用いて線量当量率を測定し，各検出器の校正が正しいことを確認する。	基準線量当量率に対する正味線量当量が，許容範囲以内であること。
		校正確認	模擬入力により，監視装置に各校正点の基準入力を与え，その時の監視装置の指示値が正しいことを確認する。	監視装置の各指示値が許容範囲以内に入っていること。

表１０　確認事項（地盤）

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	構造確認	寸法確認	地盤改良範囲を確認する。	地盤改良範囲が，実施計画に記載されている寸法に対して，許容値を満足すること。
		強度確認	地盤改良強度を確認する。	地盤改良強度が，実施計画に記載されている設計強度に対して，ＪＥＡＧ4616-2009に記載の基準を満足すること。

表１１　確認事項（基礎コンクリート）

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
構造強度・耐震性	材料確認		実施計画に記載されている主な材料について確認する。	実施計画のとおりであること。
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	各寸法が，実施計画に記載されている寸法に対して，許容値を満足すること。
		強度確認	コンクリート強度を確認する。	コンクリート強度が，実施計画に記載されている設計強度に対して，コンクリート標準示方書に記載の基準を満足すること。

表１２　乾式貯蔵キャスクの溶接概要

適用基準	「発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令の解釈について （平成 17・12・15 原院第 5 号制定，平成 23・09・09 原院第 2 号）」
機器の区分 【設備区分】	クラス３容器 【燃料設備】
溶接施工法注)	J＋A＋T_B，ST（クラッド）＋T_B（クラッド）， ST（クラッド）＋T_B（クラッド）＋T_B（クラッド）* J＋T_B，M＋T_B（2 種類），T_B（2 種類） ＊：溶接後熱処理後に T_B（クラッド）の溶接を行う

注）溶接施工法の略称については発電用原子力設備規格　溶接規格　JSME S NB1-2007 第 2 部 溶接施工法認証標準による。

表１３　輸送貯蔵兼用キャスクＢの溶接概要

適用基準	「使用済燃料貯蔵施設の溶接に関する技術基準を定める省令の解釈（内規）」 （平成 21･02･26 原院第 7 号制定，平成 24･03･30 原院第 1 号改正）
機器の区分 【設備区分】	容器 【使用済燃料貯蔵設備本体】
溶接施工法注)	Ｊ，Ｊ＋Ａ*，ＳＴ（クラッド）＋T_B（クラッド）（２種類）， ＳＴ＋ＳＴ＋T_B（２種類），Ｍ＋T_B，Ａ＋Ａ，T_B（２種類）， ＳＴ（クラッド），T_B（クラッド） ＊：補修溶接が必要となった場合のみ適用。

注）溶接施工法の略称については発電用原子力設備規格　溶接規格　JSME S NB1-2007 第 2 部 溶接施工法認証標準による。