

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

資料 1 - 1 - 2

女川原子力発電所 2 号炉

設計基準対象施設について

(第 4 条 地震による損傷の防止)

平成 3 0 年 8 月
東北電力株式会社

第4条：地震による損傷の防止

<目次>

第1部

1. 基本方針
 - 1.1 要求事項の整理
 - 1.2 追加要求事項に対する適合性
 - (1) 位置，構造及び設備
 - (2) 安全設計方針
 - (3) 適合性説明
 - 1.3 気象等
 - 1.4 設備等
 - 1.5 手順等

第2部

1. 耐震設計の基本方針
 - 1.1 基本方針
 - 1.2 適用規格
2. 耐震設計上の重要度分類
 - 2.1 重要度分類の基本方針
 - 2.2 耐震重要度分類
3. 設計用地震力
 - 3.1 地震力の算定法
 - 3.2 設計用地震力
4. 荷重の組合せと許容限界
 - 4.1 基本方針
5. 地震応答解析の方針
 - 5.1 建物・構築物
 - 5.2 機器・配管系
 - 5.3 屋外重要土木構造物
 - 5.4 津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備並びに浸水防止設備又は津波監視設備が設置された建物・構築物
6. 設計用減衰定数
7. 耐震重要施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響
8. 水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せに関する影響評価方針
9. 構造計画と配置計画

(別 添)

- 別添－ 1 設計用地震力
- 別添－ 2 動的機能維持の評価
- 別添－ 3 弾性設計用地震力 S_d ・静的地震力による評価
- 別添－ 4 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別添－ 5 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価方針
- 別添－ 6 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方
- 別添－ 7 主要建屋の構造概要及び解析モデルについて
- 別添－ 8 入力地震動について

(別 紙)

- 別紙－ 1 既工認との手法の相違点の整理（設置変更許可申請段階での整理）
- 別紙－ 2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討
- 別紙－ 3 水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について
- 別紙－ 4 サプレッションチェンバ内部水質量の考え方の変更について
- 別紙－ 5 竜巻防護ネットの耐震構造設計について
- 別紙－ 6 原子炉本体の基礎の復元力特性について
- 別紙－ 7 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について
- 別紙－ 8 規格適用範囲外の動的機能維持の評価
- 別紙－ 9 海水ポンプ室門型クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用
- 別紙－ 10 地震時の燃料被覆管の閉じ込め機能の維持について
- 別紙－ 11 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について
- 別紙－ 12 埋め込まれた建屋の周辺地盤による影響について
- 別紙－ 13 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルへの弾塑性解析の適用
- 別紙－ 14 応力解析モデルへの弾塑性解析の適用
- 別紙－ 15 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定について
- 別紙－ 16 土木構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化について
- 別紙－ 17 後施工せん断補強筋による耐震補強について
- 別紙－ 18 液状化影響の検討方針について

下線部：今回提出資料

土木構造物の解析手法及び
解析モデルの精緻化について

目 次

1. はじめに	1
1.1 精緻化する項目	1
1.2 三次元モデル（三次元静的材料非線形解析）を適用する目的.....	3
1.3 対象構造物	5
2. 既工認からの変更点	14
2.1 既工認からの変更点	14
2.2 既工認の耐震性評価手法	16
2.3 今回工認の耐震性評価手法	18
2.4 耐震性評価手法の変更点	21
2.5 新規採用手法の概要	23
2.6 三次元静的材料非線形解析のメリット・デメリット.....	25
2.7 精緻化の効果	27
2.7.1 二次元地震応答解析の精緻化.....	27
2.7.2 三次元モデルの精緻化	28
3. 評価方針	31
3.1 評価手法に係る課題	31
3.2 損傷モードの想定	34
3.3 要求性能の設定	35
4. 三次元静的材料非線形解析の評価手順.....	37
4.1 三次元モデルの作成	37
4.2 常時解析	39
4.3 二次元地震応答解析に用いる等価剛性モデルの作成.....	39
4.4 二次元地震応答解析	41
4.5 地震時荷重の算定	44
4.6 地震時荷重の抽出時刻	44
4.6.1 抽出時刻選定方針	44
4.6.2 下部カルバート部に着目した荷重抽出時刻.....	45
4.6.3 側壁及び隔壁に着目した荷重抽出時刻.....	46
4.6.4 検討ケースの集約	47
4.7 地震時解析	48
4.7.1 1方向載荷.....	48
4.7.2 水平2方向載荷	49
4.8 耐震安全性評価	50
4.8.1 耐震安全性評価	50
4.8.2 地震時の要求性能に対する評価.....	50

4.8.3 構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認	52
5. 解析コードの適用性	54
5.1 解析コードの概要	54
5.2 解析コードの適用性	56
6. 安全係数の設定	58
6.1 安全係数	58
6.2 部材係数の検討	61
6.2.1 検討目的	61
6.2.2 検討方法	61
6.2.3 梁部材に対する解析	62
6.2.4 壁部材に対する解析	65
6.2.5 部材係数の設定	69
7. まとめ	70

添付資料 1 許容限界に関する説明

添付資料 2 評価結果の例示

添付資料 3 解析コードの説明

添付資料 4 荷重載荷方法に関する検討

添付資料 5 二次元地震応答解析モデルに関する検討

添付資料 6 荷重抽出時刻に関する検討

1. はじめに

1.1 精緻化する項目

女川原子力発電所2号炉の工事計画認可申請書（以下、「今回工認」という）では、土木構造物の耐震設計において、解析手法の精緻化及び解析モデルの精緻化を予定している。

女川原子力発電所2号機建設時の工事計画認可申請書（以下、「既工認」という）で採用実績のない解析手法や解析モデルで精緻化する項目は以下のとおりである。

○解析手法の精緻化

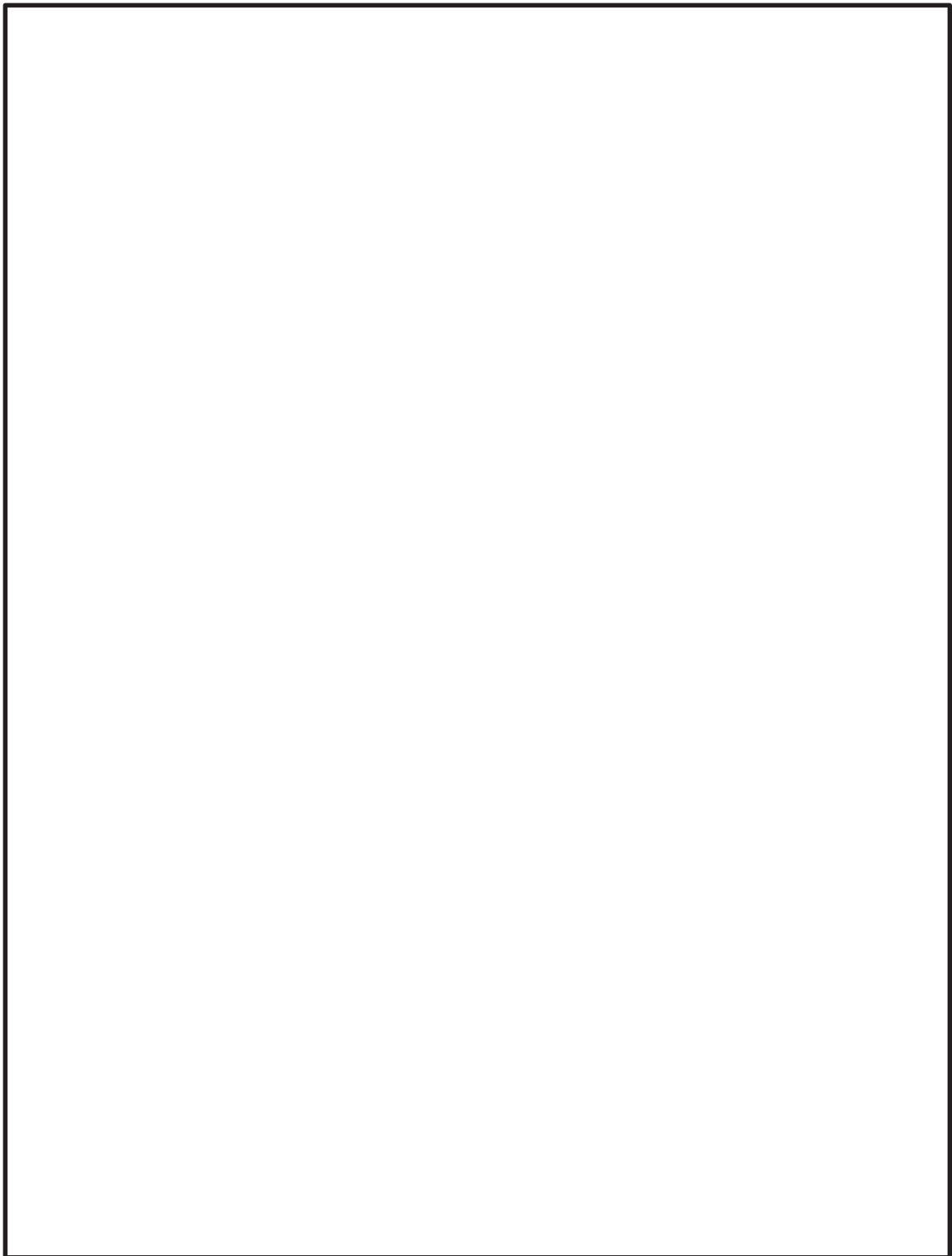
- ・時刻歴応答解析（二次元動的部材非線形解析）
- ・時刻歴応答解析における構造物の減衰定数
（履歴減衰及び Rayleigh 減衰）
- ・限界状態設計法

○解析モデルの精緻化

- ・三次元モデル（三次元静的材料非線形解析）

本資料では、上記の精緻化項目のうち、先行プラントにおいても審査実績がなく、新規性が高い三次元モデル（三次元静的材料非線形解析）の適用について、適用の目的、効果及び妥当性について説明する。

三次元モデル（三次元静的材料非線形解析）は、海水ポンプ室、取水口、軽油タンク室及び復水貯蔵タンク基礎に適用する。対象構造物の配置図を図 1-1 に示す。




 : 対象構造物

図 1-1 屋外重要土木構造物全体配置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

1.2 三次元モデル（三次元静的材料非線形解析）を適用する目的

女川原子力発電所2号炉の土木構造物のうち、海水ポンプ室、取水口及び復水貯蔵タンク基礎については、既工認時より加振方向に配置される妻壁や隔壁等の面部材が耐震部材として機能する効果、つまり、構造の三次元性が地震時の応答に与える影響を考慮するため（図1-2）、シェル要素による三次元モデルを採用し、許容応力度法により設計していた。軽油タンク室については、新規制対応として、地下式に構造を変更しているが、旧規制では耐震Cクラスであり、工認対象外であった。

例として、海水ポンプ室における既工認の解析モデル及び今回工認の解析モデルを図1-3及び図1-4に示す。

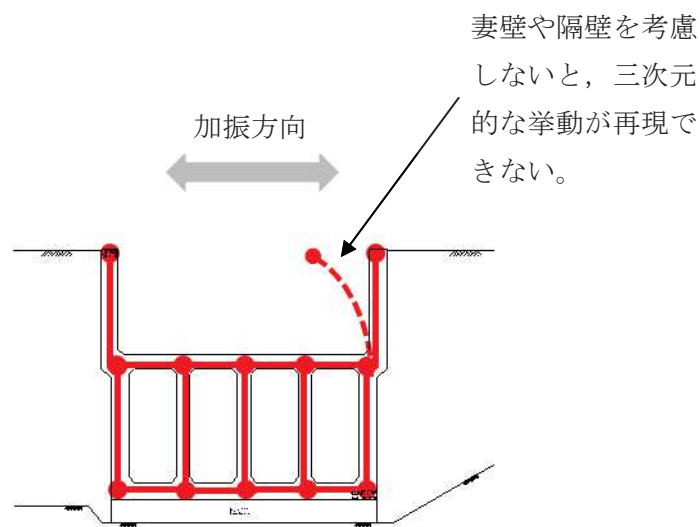


図1-2 二次元でのモデル化イメージ

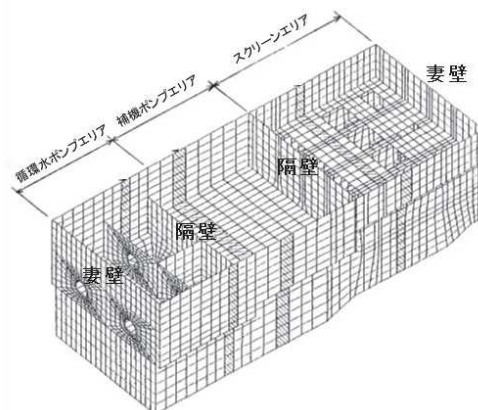


図1-3 海水ポンプ室の既工認モデル
(線形シェル要素)

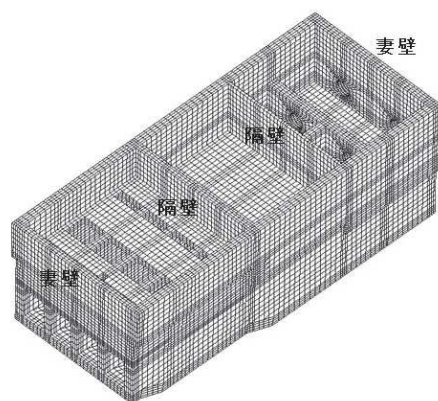


図 1-4 海水ポンプ室の今回工認モデル
(非線形ソリッド要素)

今回工認では、基準地震動 S_s が大加速度化したことにより、構造物の挙動が非線形性を示すレベルとなったことから、構造物の地震時挙動を精緻に評価するため、新規に非線形性を考慮できる解析モデルを取り入れ、三次元静的有限要素法による材料非線形解析（以下、三次元静的材料非線形解析という）により耐震安全性を評価している。

三次元静的材料非線形解析を用いた耐震安全性評価は既工認で実績がなく、要素の応答ひずみとひずみの許容限界との比較により耐震安全性を評価するなど、先行プラントにおいても審査実績のない評価手法である（図 1-5）。

なお、解析結果については、地盤改良の範囲など、工認段階で変更になる可能性がある。

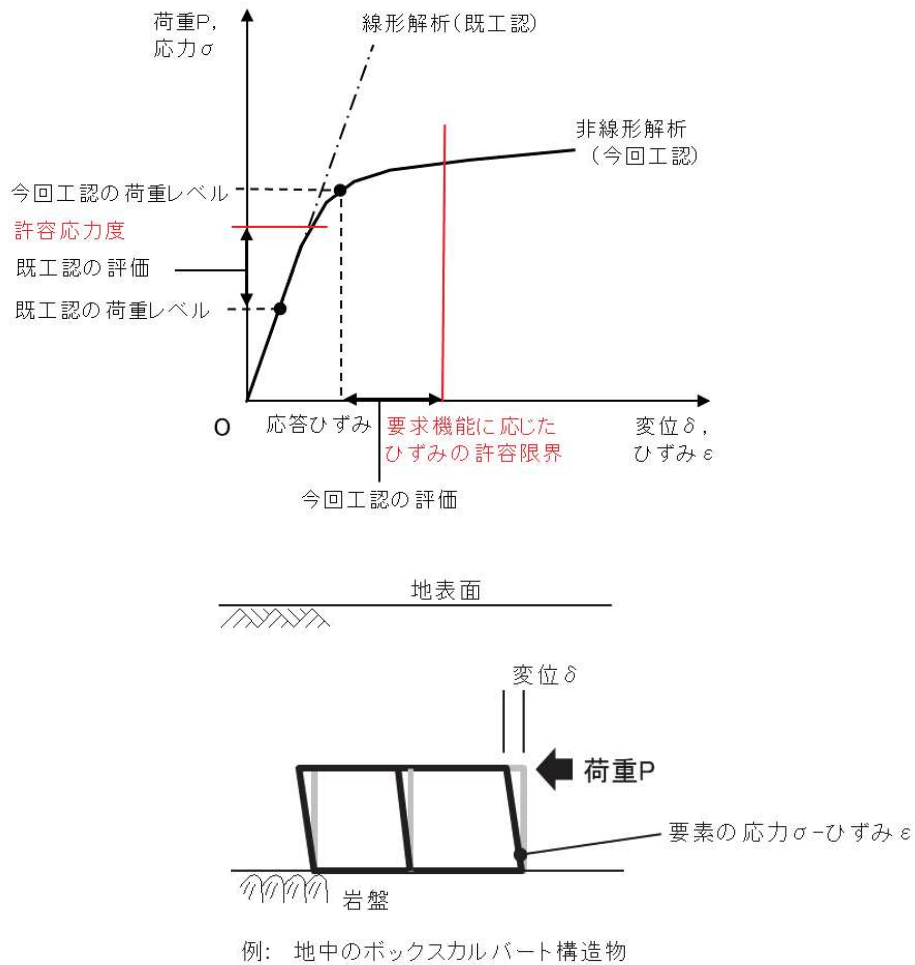


図 1-5 大加速度による非線形考慮の概念図

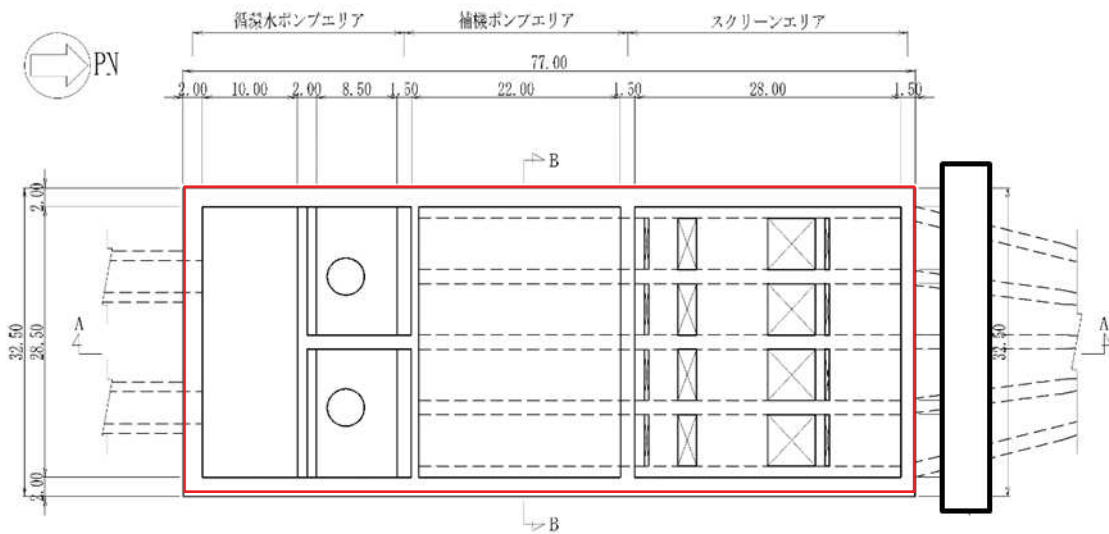
1.3 対象構造物

三次元静的材料非線形解析により耐震安全性を評価する海水ポンプ室、取水口、軽油タンク室および復水貯蔵タンク基礎の概要を表 1-1 に、構造図を図 1-6～図 1-16 に示す。

本資料では、形状が複雑で規模が大きく、要求性能が多岐にわたる海水ポンプ室を代表として評価手法について説明する。

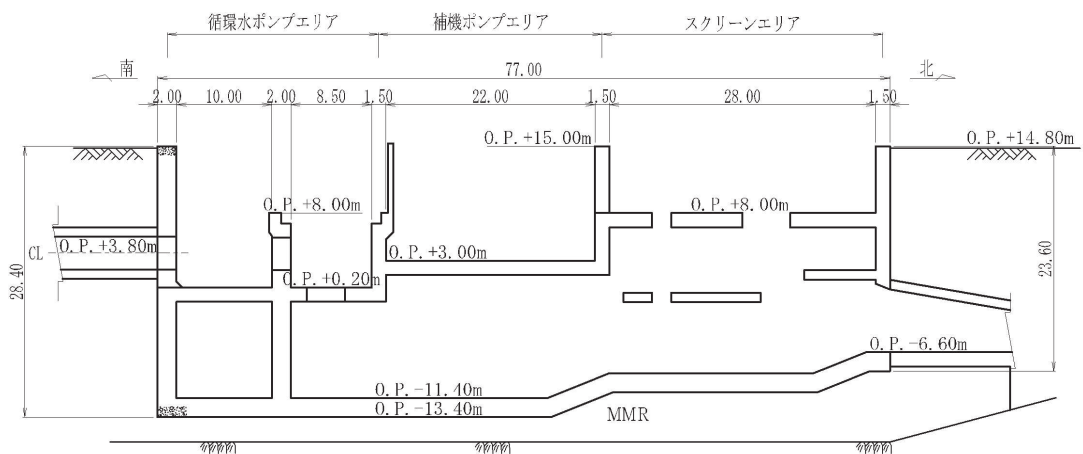
表 1-1 三次元静的材料非線形解析の対象構造物

評価方法	海水ポンプ室	取水口	軽油タンク室	復水貯蔵タンク基礎
構造物の特徴	<ul style="list-style-type: none"> 幅 32.5m, 延長 77m, 高さ約 28m と大規模。 地下 2 階構造で上部は開放された 3 部屋, 下部は延長方向に 4 連又は 2 連のカルバート構造の複雑な形状。 地震時に揺れやすい弱軸は横断方向。 横断方向加振に対し耐震壁として機能する壁部材は, 上部に 4 枚, 下部に 2 枚と多く, 複雑。 	<ul style="list-style-type: none"> 幅 33m, 延長 11.5m, 高さ 12m の標準部 (6 連カルバート) の背面に幅 32.4m ~ 13.4m, 延長 28.3m, 高さ 5.5m の地中カルバート構造である薄縮部 (6 連又は 2 連) が接続しており, 高さの異なる構造が一体化された複雑な形状。 地震時に揺れやすい弱軸は横断方向。 横断方向に設置される壁は, 標準部の背面の 1 枚。 	<ul style="list-style-type: none"> 南北 16.70m ~ 20.70m, 東西 27.00m ~ 32.40m, 高さ 6.80m の箱型構造物であり, 軽油タンク室と燃料移送ポンプ室からなる比較的単純な形状。 地震時に揺れやすい弱軸は南北方向。 東西方向と南北方向で耐震壁として機能する部材数に大きな差異はないが, 部材寸法の違いから南北方向のせん断剛性が小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> タンクを支持する基礎版及び基礎版上に固定された遮蔽壁他から構成されている。 基礎版は, 南北 32.45m, 東西 26.75m, 厚さ 5.00m。遮蔽壁は内径 23.10m の円筒形で, 壁厚 1.00m (地上部は 0.50m) であり, 複雑な形状。 遮蔽壁は円筒形で, 明確な弱軸方向及び強軸方向を有しない。
耐震クラス	<ul style="list-style-type: none"> C クラス (Ss 機能維持) S クラス機器の間接支持 (原子炉補機冷却海水系, 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系, 浸水防止蓋) 波及的影響評価対象設備の間接支持 (竜巻防護ネット) 非常用取水設備 重大事故等対処施設 (Ss 機能維持) 	<ul style="list-style-type: none"> C クラス (Ss 機能維持) 非常用取水設備 重大事故等対処施設 (Ss 機能維持) 	<ul style="list-style-type: none"> C クラス (Ss 機能維持) S クラス機器の間接支持 (非常用ディーゼル発電設備燃料油系) 	<ul style="list-style-type: none"> 重大事故等対処施設の間接支持 (Ss 機能維持)
要求性能	<ul style="list-style-type: none"> 通水性能 貯水性能 止水性能 支持性能 	<ul style="list-style-type: none"> 通水性能 貯水性能 	<ul style="list-style-type: none"> 支持性能 	<ul style="list-style-type: none"> 支持性能



(単位：m)

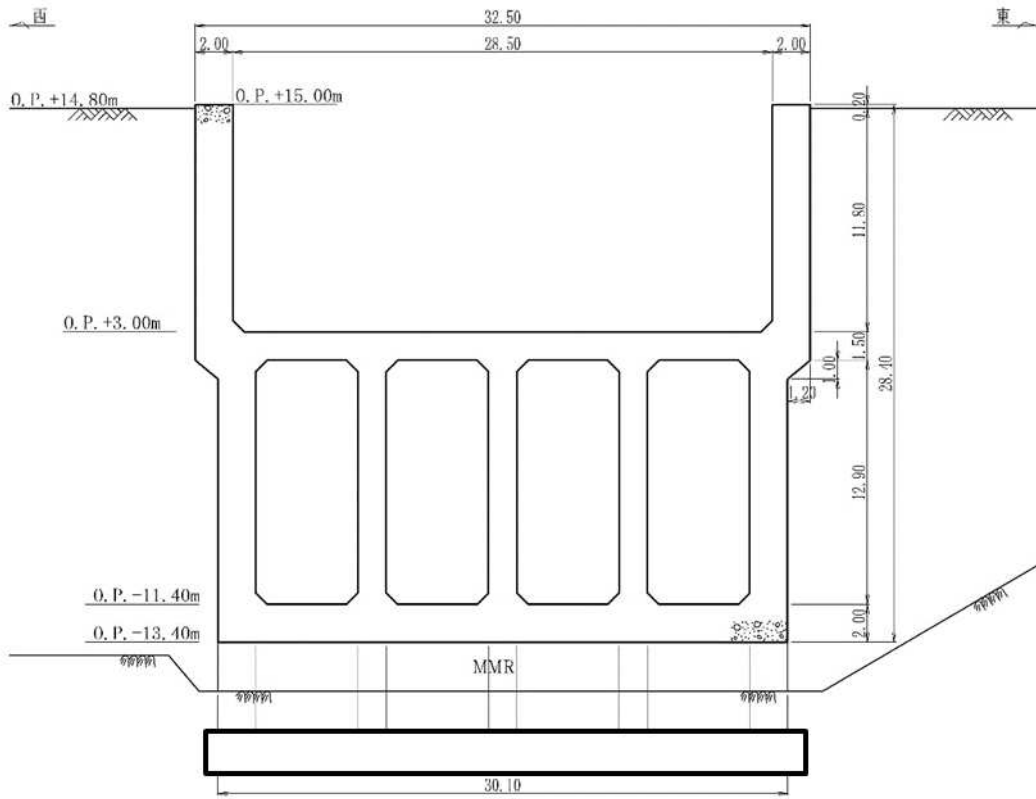
図 1-6 海水ポンプ室平面図



(単位：m)

図 1-7 海水ポンプ室断面図 (A-A 断面)

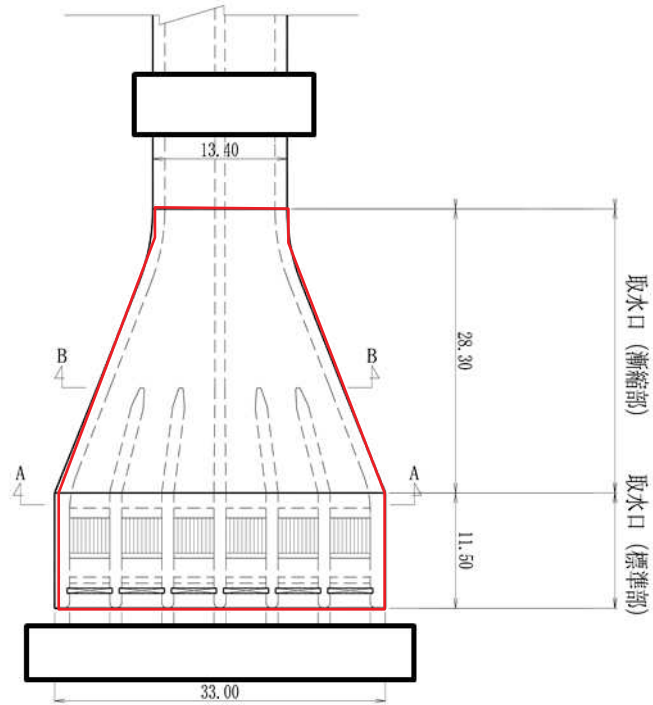
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

図 1-8 海水ポンプ室断面図 (B-B 断面)

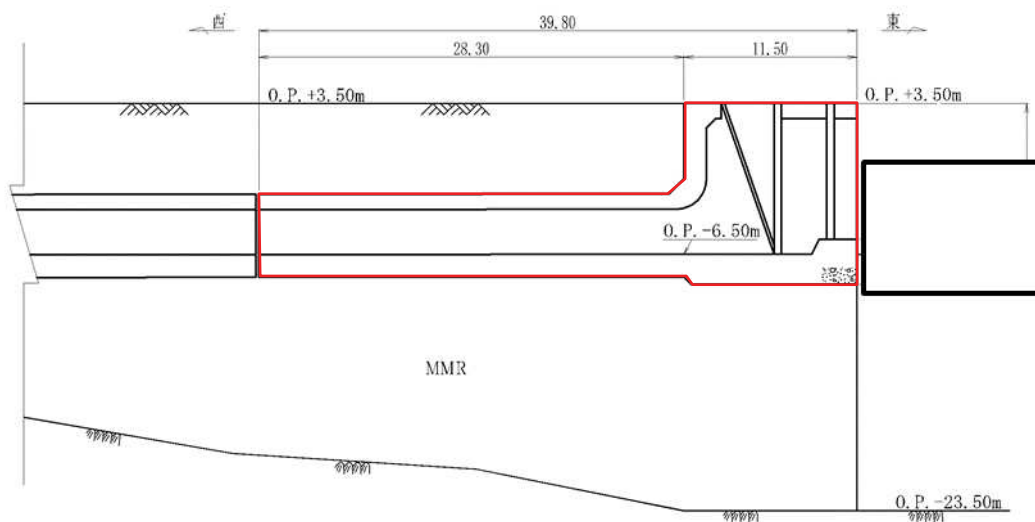
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

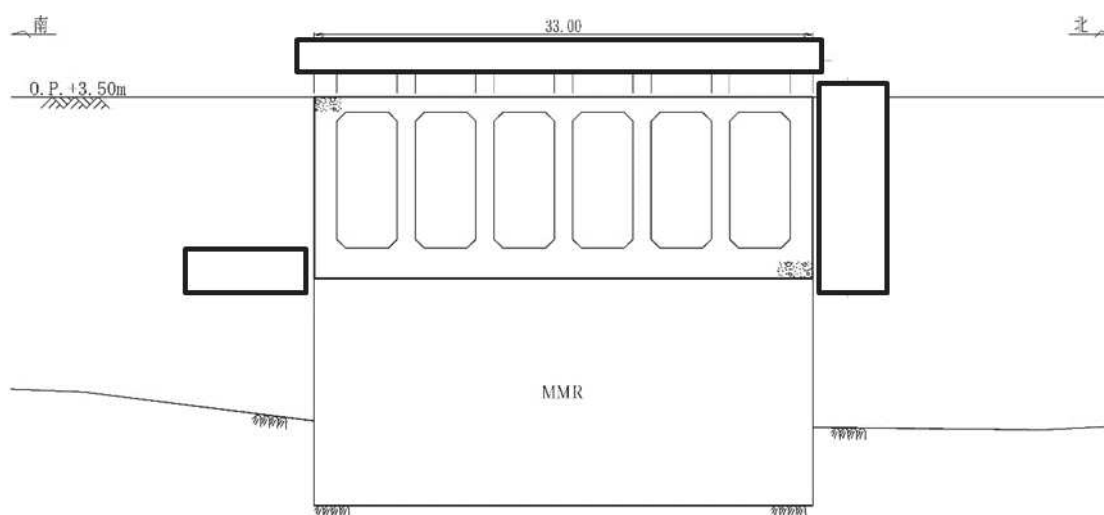
図 1-9 取水口平面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

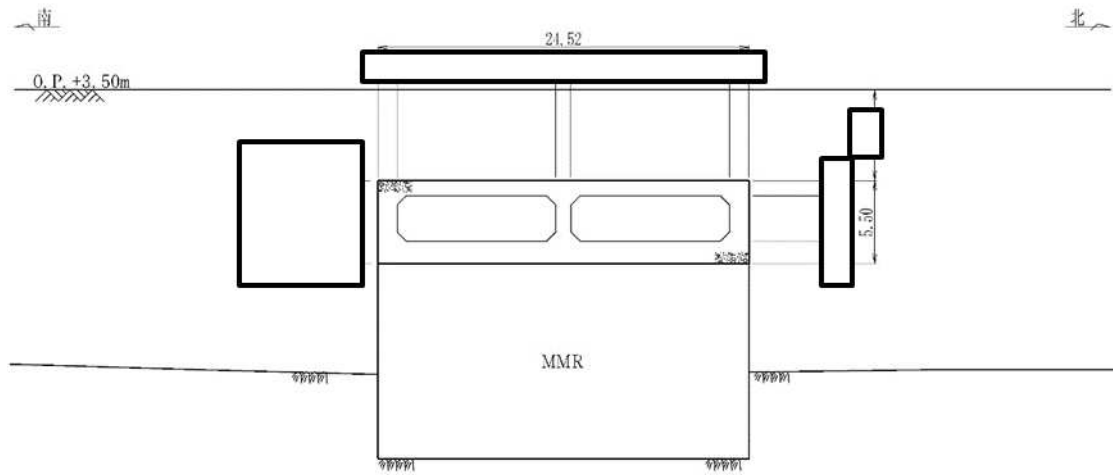
図 1-10 取水口縦断面図



(単位：m)

図 1-11 取水口（標準部）断面図（A-A 断面）

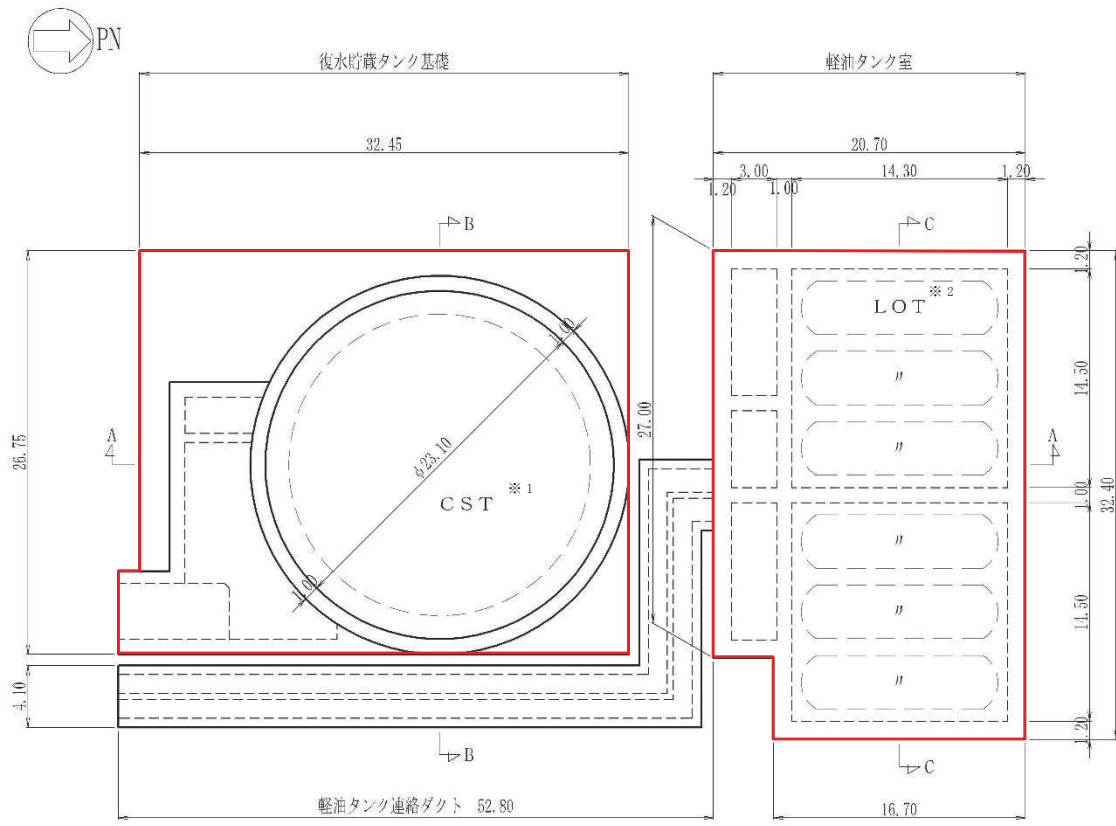
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

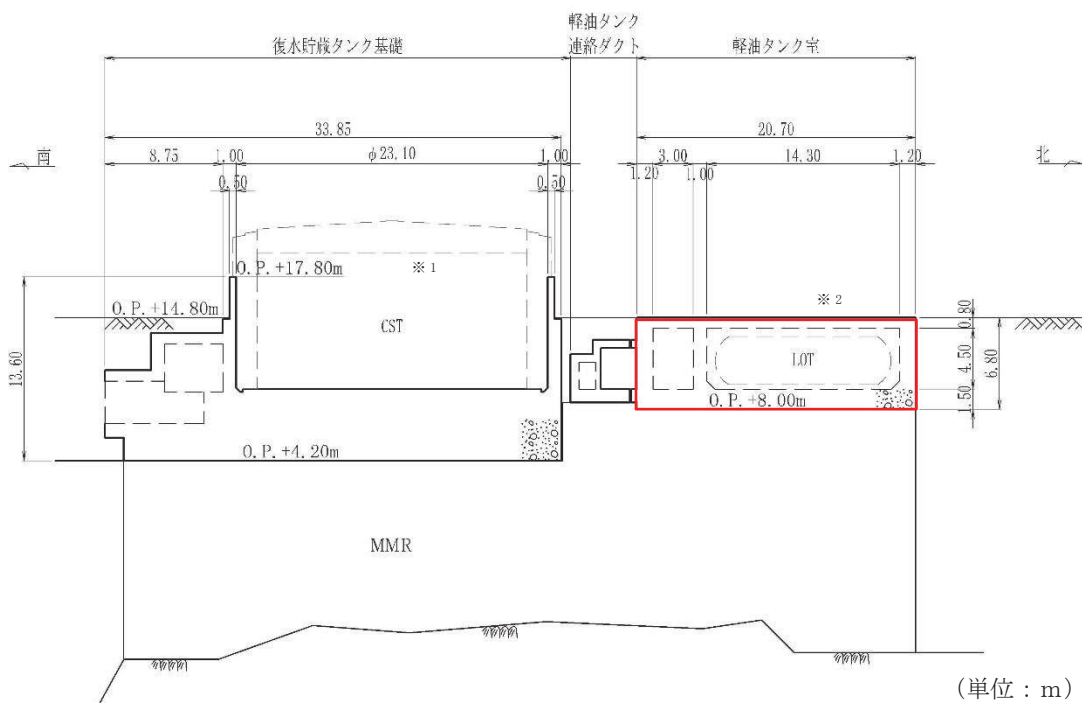
図 1-12 取水口（漸縮部）断面図（B-B 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

図 1-13 復水貯蔵タンク基礎・軽油タンク室平面図



(単位：m)

図 1-14 復水貯蔵タンク基礎・軽油タンク室断面図 (A-A 断面)

※1：復水貯蔵タンク

※2：軽油タンク

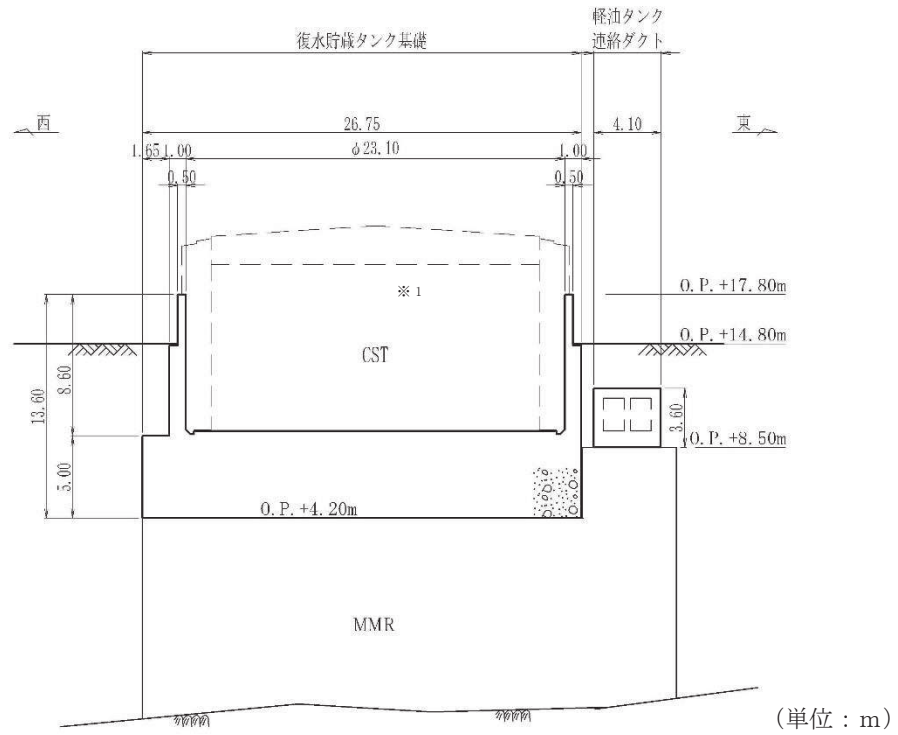


図 1-15 復水貯蔵タンク基礎断面図 (B-B 断面)

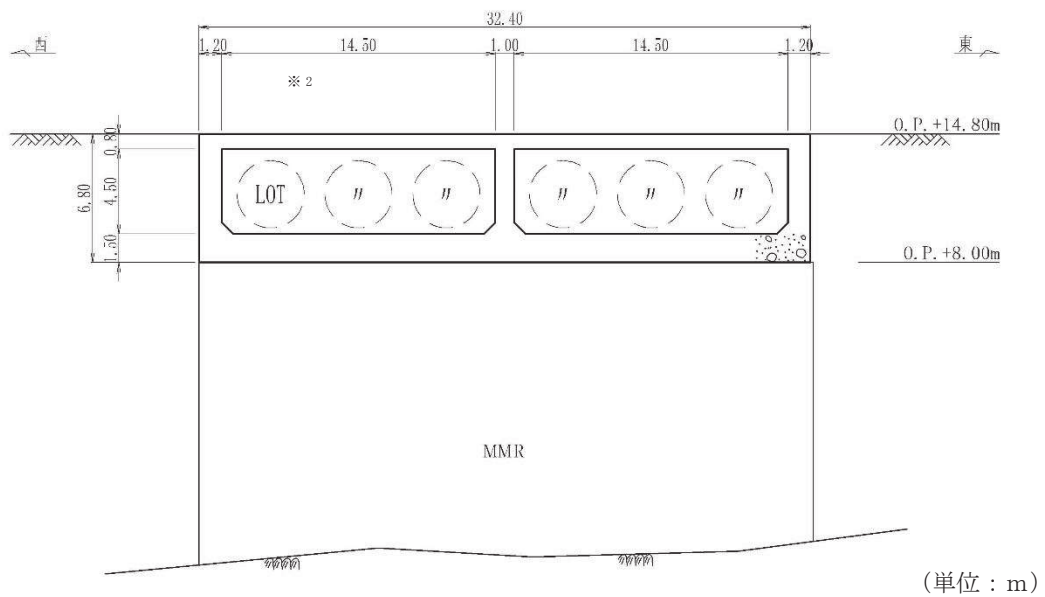


図 1-16 軽油タンク室断面図 (C-C 断面)

- ※1：復水貯蔵タンク
- ※2：軽油タンク

2. 既工認からの変更点

2.1 既工認からの変更点

三次元静的材料非線形解析による耐震性の評価は、既工認と同様に、基準地震動 S_s による二次元地震応答解析により評価される地震時荷重（土圧、加速度等）を三次元モデルへ作用させて、耐震安全性評価を行う（図 2-1）。

既工認からの変更点は解析手法の変更であり、二次元地震応答解析を線形解析である周波数応答解析から時刻歴非線形解析へ変更した点と、三次元モデルを線形シェル要素から非線形ソリッド要素又は非線形シェル要素へ変更し、耐震安全性評価を許容応力度法から限界状態設計法に変更した点である。

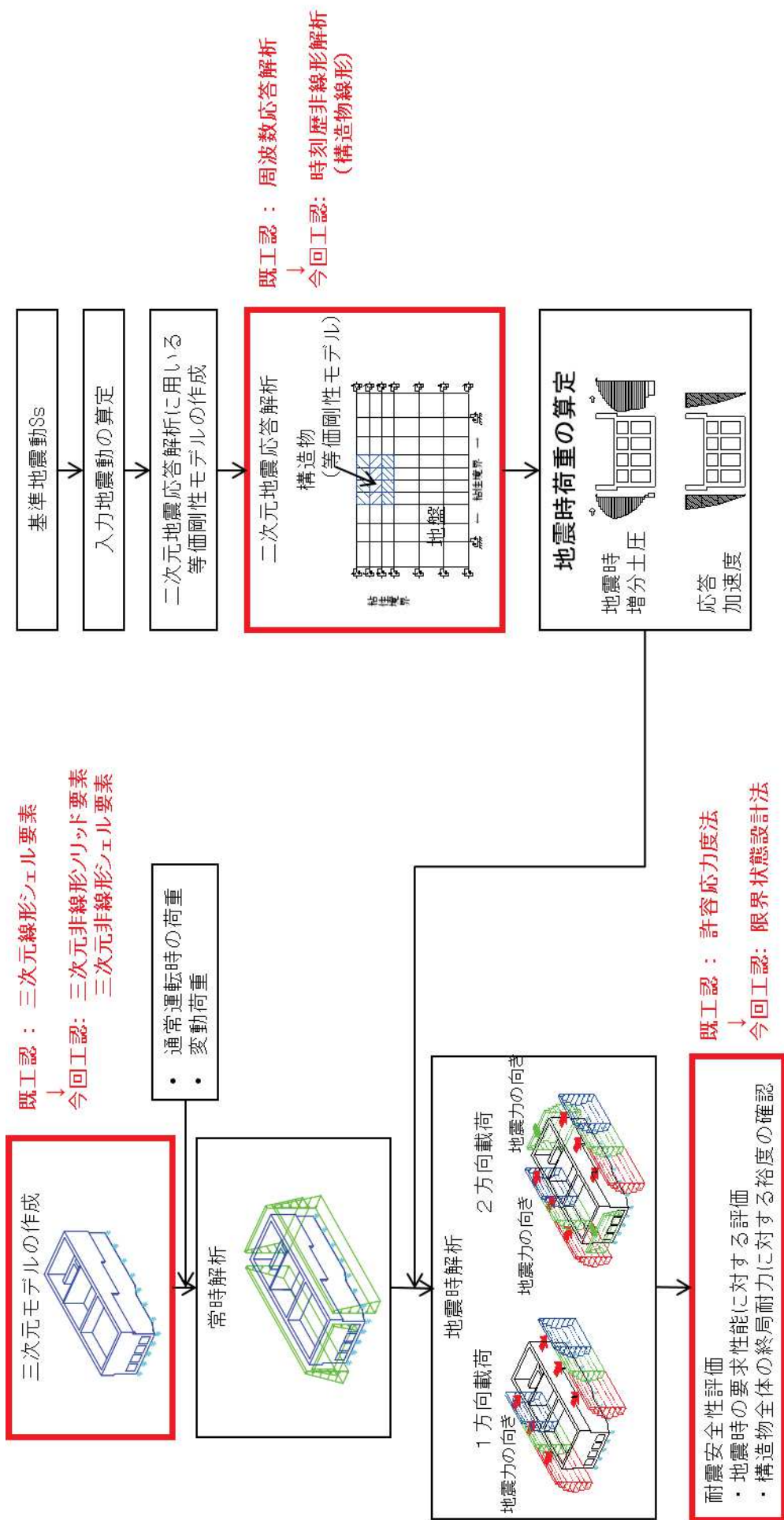


図 2-1 耐震性評価フロー

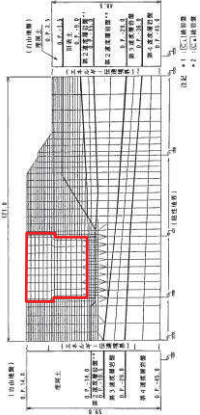
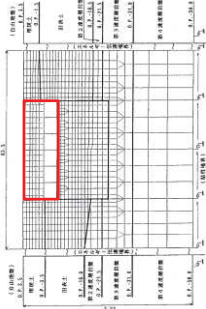
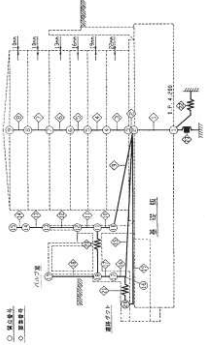
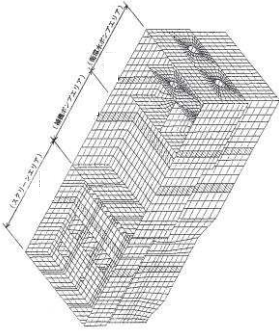
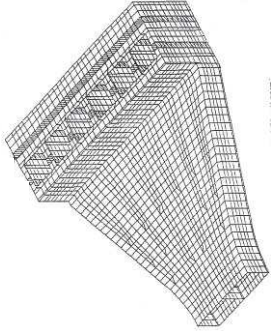
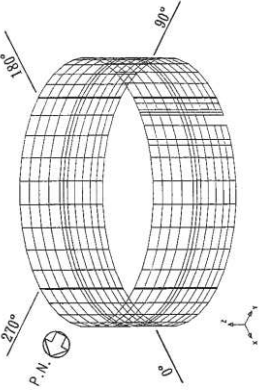
2.2 既工認の耐震性評価手法

既工認における耐震性評価は、妻壁や隔壁の耐震機能を設計で考慮できるように、線形シェル要素による三次元モデルで構造解析を行っている。

地震時荷重は、実構造物と等価な剛性とした二次元等価剛性モデルを用いて、地盤－構造物連成の周波数応答解析（線形解析）により評価している。

既工認における耐震性評価の概要を表 2-1 に示す。なお、軽油タンク室については、既工認対象外となっている。

表 2-1 既工認の耐震性評価手法

評価手法	海水ポンプ室	取水口	軽油タンク室	復水貯蔵タンク基礎
二次元 地震応答解析			既工認対象外	
三次元モデル			既工認対象外	
損傷モード	<ul style="list-style-type: none"> 横断方向加振に対し、上部の側壁と下部のカルバート部が面外せん断変形し損傷する。(面外変形) 	<ul style="list-style-type: none"> 横断方向加振に対し、標準部の6連のカルバートが面外せん断変形し損傷する。(面外変形) 	既工認対象外	<ul style="list-style-type: none"> 加振方向に直交する壁部材がせん断変形し損傷する。(面外変形)
耐震安全性 評価	<ul style="list-style-type: none"> 発生断面力に対して、許容応力度により照査。 			

2.3 今回工認の耐震性評価手法

今回工認における耐震安全性評価は、妻壁や隔壁の耐震機能に加え非線形性も設計で考慮できるよう、非線形要素による三次元モデルで構造解析を行っている。

地震時荷重は、構造物モデルを実構造物と等価な剛性とした二次元等価剛性モデルとし、地盤－構造物連成の二次元動的解析により評価している。なお、地盤の非線形性に応じて、時刻歴非線形解析（構造物線形）により評価している構造物（海水ポンプ室、取水口）と、周波数応答解析により評価している構造物（軽油タンク室、復水貯蔵タンク基礎）がある。なお、軽油タンク室や復水貯蔵タンク基礎の評価においては、地下水位等の設計条件の変更により、地震応答解析手法は変更となる可能性がある。

今回工認における耐震性評価の概要を表 2-2 に示す。

表 2-2 今回工認の耐震性評価手法 (1/2)

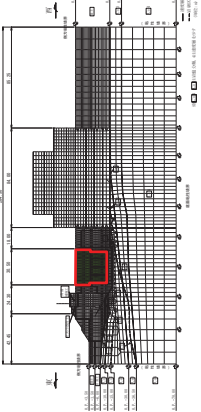
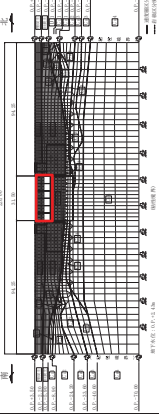
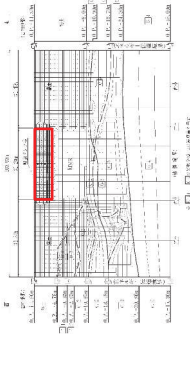
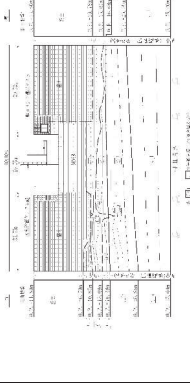
評価手法	海水ポンプ室	取水口	軽油タンク室	復水貯蔵タンク基礎
<p>二次元 地震応答解析</p>	<p>・延長方向のエリア毎に3分割し、実構造物と等価な剛性と等価な剛性とした二次元等価剛性モデルを作成し、エリア毎の荷重を評価。 ・構造物を等価剛性モデル（線形）とし、地盤一構造物連成（地盤は非線形）の時刻歴非線形解析（構造物線形）により評価。</p> 	<p>・延長方向に2分割し、実構造物と等価な剛性とした二次元等価剛性モデルを作成。 ・同左</p> 	<p>・加振方向に平行に配置される壁部材を奥行き方向で平均化し、実構造物と等価な剛性とした二次元等価剛性モデルを作成。 ・構造物を等価剛性モデル（線形）とし、地盤一構造物連成（地盤は等価線形）の周波数応答解析により評価。</p> 	<p>・復水貯蔵タンク、バルブ室及び連絡トレンチ等を質点系モデルとした、地盤一構造物連成（地盤は等価線形）の周波数応答解析により評価。</p> 

表 2-2 今回工認の耐震性評価手法 (2/2)

評価手法	海水ポンプ室	取水口	軽油タンク室	復水貯蔵タンク基礎
三次元モデル	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室を非線形ソリッド要素でモデル化 (要素数: 約 8.5 万, 節点数: 約 6.9 万)。 非線形ソリッド要素の構成則は, 鉄筋コンクリートの非線形性を評価可能な前川モデルを用いた材料非線形モデル。 1 要素の破壊が部材の破壊に脆性的に進展しないことの確認と, 構造物の終局耐力を評価するため, 地震時荷重を更に漸増荷。 	<ul style="list-style-type: none"> 取水口を非線形ソリッド要素でモデル化 (要素数: 約 4.4 万, 節点数: 約 3.7 万)。 同左 	<ul style="list-style-type: none"> 軽油タンク室を非線形シェル要素でモデル化 (要素数: 約 8 千, 節点数: 約 8 千)。 非線形シェル要素の構成則は, 鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した応力-ひずみ関係を用いており, ファイバー要素と同様である。 	<ul style="list-style-type: none"> 復水貯蔵タンク基礎の遮蔽壁他を非線形シェル要素でモデル化 (要素数: 約 1 千, 節点数: 約 1 千)。 同左
耐震安全性評価	<ul style="list-style-type: none"> 地震時の安全性評価として, 部材の要求性能に応じた限界ひずみに対して照査。 構造物全体としての変形能力 (終局耐力時の変形) について十分な余裕を有し, 構造物の終局耐力に対し適切な安全余裕を有していることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 同左 	<ul style="list-style-type: none"> 地震時の安全性評価として, 曲げ系の破壊は部材の要求性能に応じた限界ひずみに対して照査。 せん断破壊に対する照査は, せん断耐力評価式により照査。 	<ul style="list-style-type: none"> 同左

2.4 耐震性評価手法の変更点

今回工認で採用した手法は、基準地震動の大加速度化に対応し、構造物や地盤の非線形性を考慮する目的で採用しており、二次元地震応答解析手法の時刻歴非線形解析と、三次元モデルによる構造解析の三次元静的材料非線形解析（ソリッド要素及びシェル要素）である。

二次元地震応答解析は周辺地盤等の非線形の影響に応じて使い分ける。三次元モデル（ソリッド要素及びシェル要素）は、厳しくなる破壊モードに対し精緻化を行い、せん断が厳しくなる構造物はソリッド要素を採用し、曲げが厳しくなる構造物はシェル要素を採用する。耐震性評価手法の主な変更点を表 2-3 に示す。本資料で説明する海水ポンプ室は、時刻歴非線形解析とソリッド要素を採用しており、新規に採用する方法を網羅している。

なお、三次元解析を採用する予定の全ての構造物について、地下水位等条件の変更により、解析手法が変更となる可能性がある。

表 2-3 耐震性評価手法の変更点

	既工認 (海水ポンプ室, 取水口, 復水貯蔵タンク基礎)	今回工認 (海水ポンプ室, 取水口)	今回工認 (軽油タンク室, 復水貯蔵タンク基礎)
二次元地震応答解析	二次元有限要素法による地震応答解析 「周波数応答解析」 ↓ 地震時増分荷重(土圧, 加速度)を抽出	精緻化 二次元有限要素法による地震応答解析 「時刻歴非線形解析(構造物線形)」※1 ↓ 地震時増分荷重(土圧, 加速度)を抽出	二次元有限要素法による地震応答解析 「周波数応答解析」※3 ↓ 地震時増分荷重(土圧, 加速度)を抽出
三次元モデル	三次元有限要素法による構造解析 「線形シェルモデル」 ↓ 応答値(断面力)を算出	精緻化 三次元有限要素法による構造解析 「三次元静的材料非線形解析」 (ソリッド要素) ↓ 応答値(ひずみ, 荷重-変位関係)を算出	精緻化 三次元有限要素法による構造解析 「三次元静的材料非線形解析」 (シェル要素) ↓ 応答値(ひずみ, 断面力)を算出
耐震安全性評価	照 査 「許容応力度法」 【曲げ系の破壊】 ・許容応力度 【せん断破壊】 ・許容応力度	精緻化 照 査 「限界状態設計法」 【曲げ系の破壊】 ・コンクリートの最大圧縮ひずみ ・鉄筋のひずみ 【せん断破壊】 ・せん断ひずみ 【裕度の確認】※2 ・荷重-変位関係より, 構造物全体の終局耐力を算出。	精緻化 照 査 「限界状態設計法」 【曲げ系の破壊】 ・コンクリートの最大圧縮ひずみ ・鉄筋のひずみ 【せん断破壊】 ・せん断耐力(せん断耐力評価式)

精緻化 は、既工認と比較して、精緻化している項目を示す。

※1：海水ポンプ室, 取水口は当初, は盛土の非線形性を評価するため時刻歴非線形解析(構造物線形)を採用したが, その後の設計で地盤改良することとなった。

※2：海水ポンプ室, 取水口は要素単位でひずみを見ているが, 1要素の破壊が部材の破壊に脆性的に進展しないことを確認する。

※3：地下水位等の設計条件の変更により, 変更となる可能性がある。

2.5 新規採用手法の概要

新規に採用する時刻歴非線形解析及び三次元静的材料非線形解析の概要を表 2-4 に示す。

時刻歴非線形解析は、本手法では構造物を線形としているが、構造物も非線形とした手法について新規制工認で他プラントにより実績が多数ある。静的材料非線形解析については、「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」（以下、土木学会マニュアルという）において、部材を対象とした二次元モデルによるせん断耐力評価方法が記載されており、新規制工認で他プラントによる実績が多数あるものの、構造全体を対象とした三次元モデルによる評価手法は、他プラントでも実績がない手法である。

表 2-4 新規採用手法の概要

新規手法	時刻歴非線形解析※	三次元静的材料非線形解析
<p>解析の概要</p>	<p>解析モデル</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地盤-構造物連成の2次元 FEM 解析において、部材非線形性を考慮して地震応答解析を行う。 ・非線形挙動を考慮することにより、構造物にひび割れが生じ、剛性が低下し、曲げ変形量が大きくなり、部材の断面力が線形部材に比較して低下する挙動が精緻に表現できる。 ・地盤の材料特性として、H-D モデルや R-0 モデル等に基づく骨格曲線とメイシンング則に基づき履歴曲線により、非線形挙動を表現する。 ・構造物の材料特性として、部材非線形性を有する M-φ モデルやファイバーモデルに基づき梁モデルにより、曲げ変形に対する非線形挙動を表現する。 ・地盤-構造物間の接触、剥離を考慮できる。 ・妻壁等の剛性を考慮した平面応力要素を用いることで、地盤と構造物の動的相互作用を評価できる。 <p>調査方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・部材非線形性を考慮した梁モデルが発生する変形やせん断力に対して、曲げ、せん断それぞれに対する照査を行う。 	<p>解析モデル</p> <ul style="list-style-type: none"> ・3次元の構造モデルに、慣性力や土圧等の地震時荷重を静的に載荷し、構造解析を行う。 ・地盤は、地震時の解析では、底面と妻壁にばねとしてモデル化する。側壁への土圧等の作用は、構造物に直接作用させるため、地盤ばねは用いない。 ・構造物の材料特性として、材料非線形性を有するシェル要素やソリッド要素により非線形挙動を表現する。 ・ソリッド要素は、曲げ変形に加えてせん断に対する非線形挙動を表現可能であり、要素のせん断破壊に伴う非線形挙動も精緻に表現できる。 ・シェル要素は、曲げ変形に対する非線形挙動を表現可能であり、部材非線形性を有する梁モデルを2次元平面に拡張した要素である。 <p>照査方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・材料非線形性を考慮した要素に発生する変形やひずみに対して照査を行う。 ・シェル要素では断面力としてせん断力が評価できるため、部材非線形性を考慮した梁モデル同様にせん断耐力評価式により照査を行う。
<p>工認実績</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・新規制工認として、川内1号の取水ピット、玄海3・4号の取水ピット、高浜3・4号の海水ポンプ室、美浜3号の海水ポンプ室等の地中構造物などで実績が多数ある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・新規制工認として、川内1号の取水路、玄海3・4号の海水管ダクト堅坑などで、部材のせん断耐力を二次元材料非線形解析により評価している実績があるものの、構造物全体を対象とした実績はない。
<p>基準類</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・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 地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析において、地盤および構造物の非線形性を考慮した解析手法が規定されている。 ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（社）土木学会、2017 部材および地盤の非線形性を考慮した、構造物と地盤の連成解析手法が規定されている。 	<ul style="list-style-type: none"> ・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 部材のせん断耐力を二次元材料非線形解析により評価する手法が規定されている。 ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（社）土木学会、2017 3次元の構造モデルに対する材料非線形解析による評価手法が規定されている。

※：本手法で用いる時刻歴非線形解析（構造物線形）は、地震時荷重を安全側に評価するため、構造物の非線形性は考慮していないが、構造物の非線形性も考慮する時刻歴非線形解析（部材非線形）は、新規制工認で実績が多数ある。

2.6 三次元静的材料非線形解析のメリット・デメリット

新規手法を採用することによる影響を確認するため、新規制の適合性審査において実績のある二次元地震応答解析（部材非線形）と三次元静的材料非線形解析のメリット・デメリットを表 2-5 のとおり整理した。

二次元地震応答解析は線状構造物に適した解析手法で、加振方向に設置される部材の評価ができないのに対し、三次元静的材料非線形解析は箱型構造物に適した解析手法で、三次元的な挙動、隅角部等における応力伝達が実態に近く再現できる。

海水ポンプ室のように複雑な部材から構成される構造物の評価は、解析モデルの作成に労力を要するものの、要素レベルの詳細な耐震安全性評価が可能であるソリッド要素を用いた三次元静的材料非線形解析が適している。

表 2-5 二次元地震応答解析及び三次元静的材料非線形解析のメトリック・デメリット

評価方法	二次元地震応答解析 (部材非線形解析：取水路 他)	三次元静的材料非線形解析 (ソリット要素：海水ポンプ室 他)	三次元静的材料非線形解析 (シェル要素：堅油タンク室 他)
解析モデル作成	<p>○：奥行き方向に変化しない梁・柱から構成される構造物の解析に適する。</p> <p>○：構造物を梁でモデル化するため、モデル化が容易。</p> <p>×：上部が開放された地中ピット構造に対し、輪切りの二次元モデルを用いると妻壁の効果が見込めず、三次元的な挙動を再現できない。</p>	<p>○：複雑な形状や構造を有する構造物の解析に適する。</p> <p>○：構造物をソリット要素によりモデル化することで、隅角部等における応力伝達が実態に近く再現できる。</p> <p>×：構造物をソリット要素に分割してモデル化したため、要素毎に鉄筋量等を設定する必要があるため、モデル化に手間がかかる。</p>	<p>○：面部材（壁やスラブ）から構成される構造物の解析に適する。</p> <p>○：構造物をシェル要素でモデル化するため、モデル化は比較的容易。</p>
構成モデル	<p>○：M-φモデルやファイバーモデルなど、実績が豊富な信頼性のある構成モデルがある。</p>	<p>△：構成モデルは、COM3の前川モデル、FINALの長沼モデル等に限られ、適用事例が少ない。</p> <p>○：前川モデルの構成モデルはコンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2017）（以下，コンクリート標準示方書 2017 という）に規定されている。</p> <p>○：前川モデルは，新規制基準適合性審査で工認実績のある二次元材料非線形解析コード（WCOMD）と同一のモデルであり，二次元モデルを拡張して三次元に対応している。</p> <p>○：曲げ変形に加え，せん断に対する非線形性を考慮できる。</p>	<p>○：一つの壁でも部分的な配筋の違いをモデル化できる。</p> <p>○：実績が豊富なファイバーモデルの二次元拡張版を用いており，信頼性がある。</p> <p>○：曲げ変形に対する非線形性を考慮できる。</p>
解析	<p>○：計算負荷が比較的小さく，時刻歴の地震応答解析が可能。</p> <p>○：梁要素毎に平均的な断面力が算定できる。</p>	<p>△：計算負荷が大きく，大規模構造物に対しては，静的解析が限界。</p> <p>○：要素毎にひずみを算定でき，局所的なひずみの集中等も評価することができる。</p> <p>○：要素の非線形性は，構成モデルで考慮されているため，せん断破壊の発生・進展過程が自動的に評価される。</p> <p>○：奥行き方向に断面変化がある場合，ねじり等の三次元的変形を考慮することができる。</p>	<p>△：計算負荷が大きく，大規模構造物に対しては，静的解析が限界。</p> <p>○：要素毎に断面力とひずみを評価することができる。</p> <p>○：奥行き方向に断面変化がある場合，ねじり等の三次元的変形を考慮することができる。</p>
照査	<p>○：曲げやせん断に対する終局状態の耐力評価式は，既工認実績がある。</p>	<p>△：構造物の破壊に対する要素ひずみの許容限界は，Shawky and Maekawa(1996)で提案されているが，適用実績が少ない。</p> <p>○：曲げに対しては，コンクリートの主圧縮ひずみ及び鉄筋のひずみにより弾性限界を規定できる。</p> <p>○：せん断に対しては，要素のひずみにより規定できる。</p>	<p>○：曲げに対しては，コンクリートの最大圧縮ひずみ及び鉄筋のひずみにより弾性限界を規定できる。</p> <p>○：せん断に対しては，既工認実績のある耐力評価式を適用できる。</p>

2.7 精緻化の効果

2.7.1 二次元地震応答解析の精緻化

二次元地震応答解析について、既工認では周波数応答解析（線形解析）を行っているが、今回工認では、基準地震動 S_s が大加速度化することにより、周辺地盤の非線形性を考慮する必要があることから、時刻歴非線形解析（構造物線形）を採用している。

今回工認手法を採用する効果を確認するため、既工認手法と今回工認手法における地震時荷重を比較する。なお、地震時荷重は、海水ポンプ室全体の層間変位が最大となる時刻の、補機ポンプエリアの地震時荷重で代表する。

地震時荷重の比較結果を図 2-2 に示す。周辺地盤の非線形性を考慮した結果、海水ポンプ室に作用する土圧については、今回工認手法のほうが大きくなっている

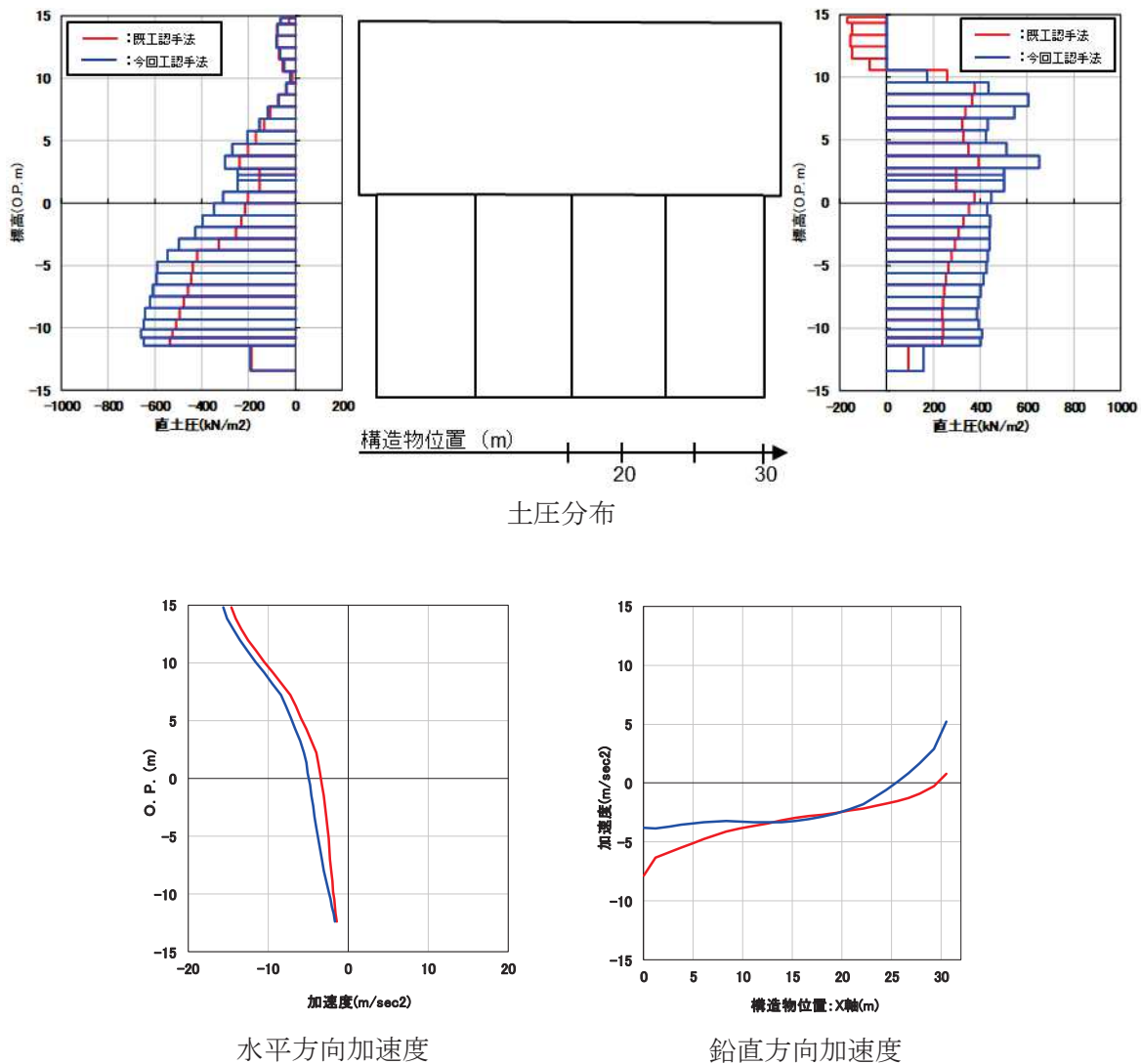


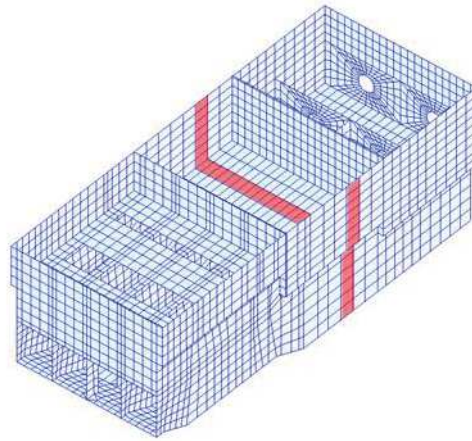
図 2-2 既工認手法と今回工認手法における比較

2.7.2 三次元モデルの精緻化

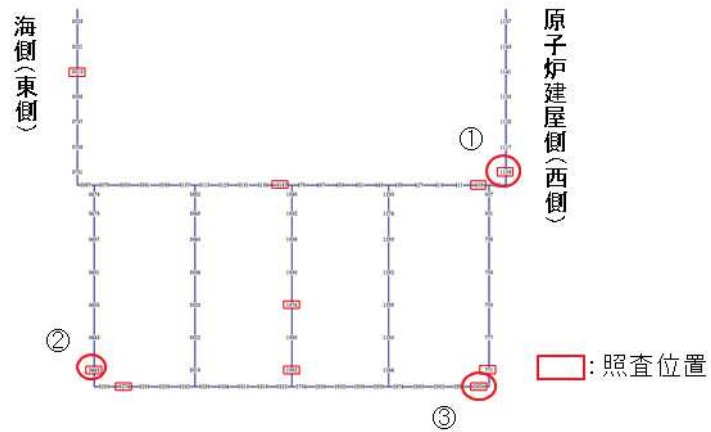
三次元モデルについて、既工認では線形シェルモデルを採用し、許容応力度法により照査を行っているが、今回工認では非線形ソリッド要素によりモデル化し、限界状態設計法により照査を行っている。

今回工認で採用した手法の効果を確認するため、既工認手法と今回工認手法で耐震性評価を行い、結果を比較する。耐震性評価に用いる荷重は、2.7.1で今回工認手法により算定した同一の地震時荷重とし、海水ポンプ室全体の層間変位が最大となる時刻の荷重とする。

既工認手法により、海水ポンプ室の補機ポンプエリアの断面において照査を行ったところ、図 2-3 に示すとおり、発生せん断力が許容せん断力を上回る箇所が存在した。



照査断面位置

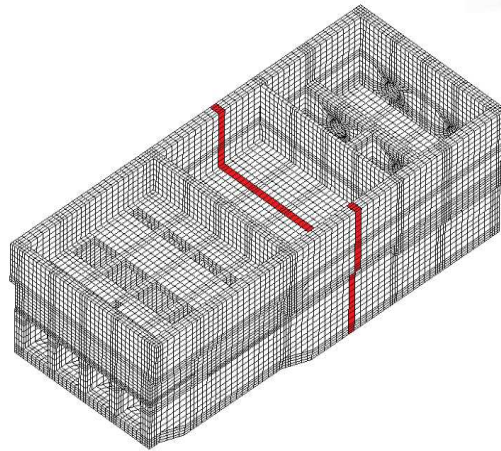


照査位置	発生せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査結果
①	1914	1851	NG
②	3404	2301	NG
③	3297	2931	NG

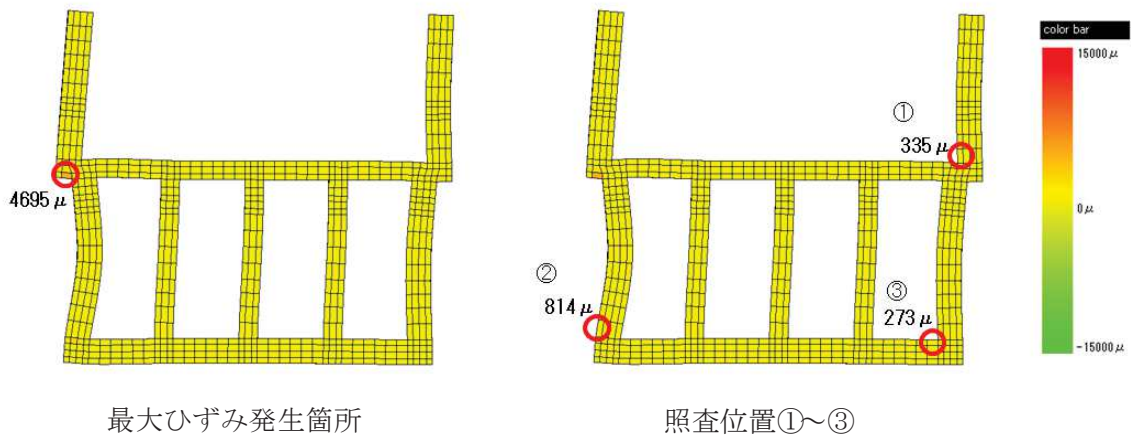
※：結果は暫定値

図 2-3 照査結果

既工認手法でせん断照査がNGとなった箇所について、今回工認手法で地震時荷重時のせん断ひずみを確認すると、図2-4に示すとおり、許容限界から十分裕度がある結果となっている。



照査断面位置



最大ひずみ発生箇所

照査位置①～③

照査位置	せん断ひずみ	許容限界	照査結果
最大ひずみ発生箇所	4695 μ	15000 μ	OK
①	335 μ		OK
②	814 μ		OK
③	273 μ		OK

※：結果は暫定値

図2-4 照査結果

3. 評価方針

3.1 評価手法に係る課題

三次元静的材料非線形解析を採用するにあたり，評価手法に係る主な課題として，表 3-1 に示す項目に対し検討を行い，妥当性を確認している。

表 3-1 評価手法に係る主な課題 (1/2)

	主な課題	検討の概要	該当箇所
二次元地震応答解析	<p>【課題1】 三次元モデルに作用させる地震時荷重は、二次元地震応答解析により算定されているが、海水ポンプ室の延長方向の構造の変化を考慮した評価ができているか？</p> <p>【課題2】 三次元モデルに作用させる地震時荷重の選定時刻は、評価部材や照査項目に応じて適切に選定されているか？</p>	<p>海水ポンプ室は、原子炉建屋と防潮堤の間に設置されており、周辺地盤は地盤改良することとしており、海水ポンプ室延長方向に周辺地盤の変化は無い。</p> <ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室は、3エリアに分かれており、各エリアで剛性が若干異なることから、エリア毎に、等価剛性モデルを用いた時刻歴非線形解析（構造物線形）により、土圧と加速度を算定している。 	4.3, 4.4
	<p>【課題3】 三次元静的材料非線形解析に用いる解析コードは、三次元構造物の終局状態まで適切に評価が可能か？</p>	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室は、要求性能に応じて、部材毎に照査項目が異なることから、照査項目であるひずみが大きくなるよう、部材毎に変形が最大となる時刻を選定している。 更に照査結果の裕度が小さい場合は、変形最大の時刻に加え、断面力が最大となる時刻についても選定することとした。 	4.6 添付資料 6
三次元モデル	<p>【課題3】 三次元静的材料非線形解析に用いる解析コードは、三次元構造物の終局状態まで適切に評価が可能か？</p>	<ul style="list-style-type: none"> 解析コード COM3 は、東京大学コンクリート研究室で開発され、平面部材に対して十分検証された構成則を、三次元モデルに拡張したコードであり、立体構造物の終局状態まで解析可能なコードである。 構成則はコンクリート標準示方書 2017 の非線形有限要素解析による性能照査に規定されている。 三次元構造物の載荷実験を再現解析した事例により、終局状態まで精度良く実験結果を再現できていることを確認した。 	5.1, 5.2 添付資料 3

表 3-1 評価手法に係る主な課題 (2/2)

	主な課題	検討の概要	該当箇所
耐震安全性評価	<p>【課題4】耐震安全性評価に用いる安全係数は三次元静的材料非線形解析に見合う設定がされているか？</p>	<ul style="list-style-type: none"> 安全係数は、材料非線形解析による評価を規定した基準類を参照して設定している。 要素分割や荷重載荷方法など、解析者間の差に対する安全係数として、評価式や実験によって耐力が適切に評価されている梁部材と壁部材に対し、キャリブレーション解析を行い、実際の耐力と解析による耐力の比を不確かさとして、部材係数を設定している。 	6.1, 6.2
	<p>【課題5】ひずみに対する許容限界は、要求性能に応じて適切に設定されているか？</p>	<ul style="list-style-type: none"> 部材の要求性能に応じた、要素レベルのひずみに対し、既往の文献や一般的に許容されている値として、許容限界を設定している。 概ね弾性範囲に対する許容限界は、コンクリート標準示方書 2017 に示される構成モデルを基に、コンクリートと鉄筋それぞれのひずみを設定している。 面内せん断に対しては、JEA に規定される壁部材のせん断ひずみを設定している。 部材破壊に対する許容限界は、一般的に引用される文献 (Shawky and Maekawa (1996)) を基に設定しており、特にせん断ひずみについては、より安全側に評価すべきとの事業者の判断に基づき、文献より厳しい許容限界を設定している。 部材破壊に対する許容限界は、ピーク耐力を超え、一部軟化域に至るレベルであることを鑑み、地震時荷重を更に漸増させ、構造物全体としての変形性能 (終局耐力時の変形) について十分余裕を有し、構造物の終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していることを確認している。 	添付資料 1

3.2 損傷モードの想定

海水ポンプ室は、地下2階構造となっており、上部はプラントノース (PN) から順に、スクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリア及び補機ポンプエリアの下部は4連のカルバート、循環水ポンプエリアの下部は2連又は1連のカルバート構造となっている。海水ポンプ室の平面図、縦断図及び横断図を図3-1、図3-2及び図3-3に示す。

加振方向に平行に配置される面部材は耐震要素として機能するため、延長方向加振に対しては、側壁に加え、水路部の隔壁が耐震要素として機能する。一方、横断方向加振に対しては、妻壁と上部の隔壁等しか耐震要素として機能する面部材はないことから、横断方向が弱軸方向となる。

横断方向加振に対し、側壁や隔壁などの構造物延長方向に配置された部材は、部材の面外変形により抵抗する。一方、妻壁や隔壁などの構造物横断方向に配置された部材は、部材の面内変形により抵抗する。海水ポンプ室の部材は、地震力に対し、面外変形により抵抗する部材と面内変形により抵抗する部材より構成される。

横断方向に地震時荷重が作用した場合、耐震要素として機能する面部材は、スクリーンエリアと補機ポンプエリアの下部には存在しない。したがって、横断方向加振の際、海水ポンプ室の下部についてはカルバート構造のせん断変形が支配的な変形モードとなる。また、上部については、各エリアの側壁の-span中央部分が面外にたわむ変形となり、下部同様に面外荷重に対する変形が支配的となる。変形のイメージ図を図3-4に示す。

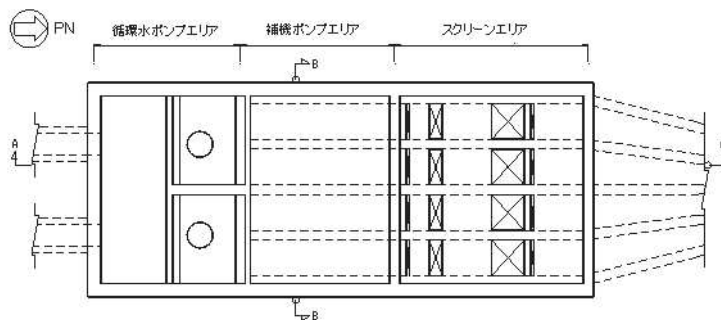


図3-1 海水ポンプ室平面図

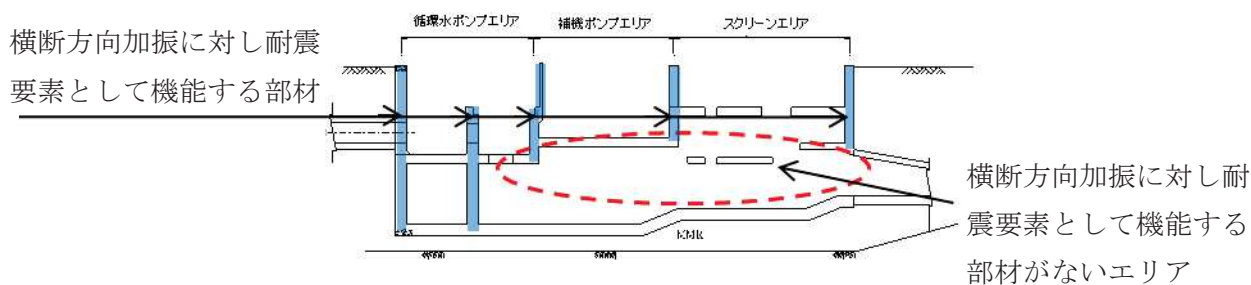


図3-2 海水ポンプ室縦断図

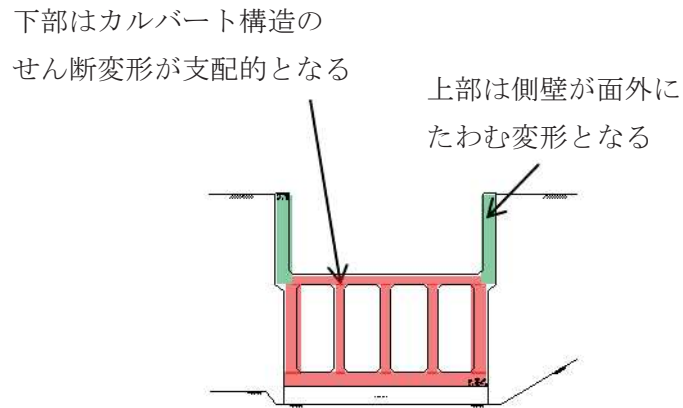


図 3-3 海水ポンプ室横断図

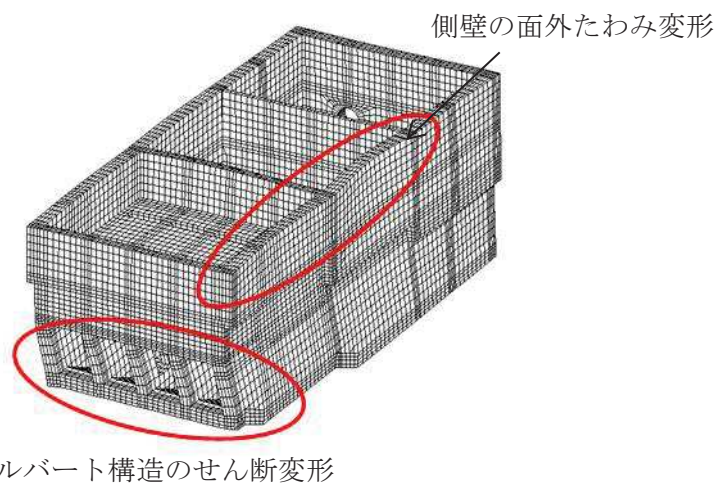
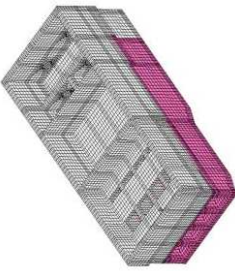
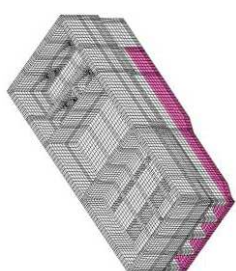
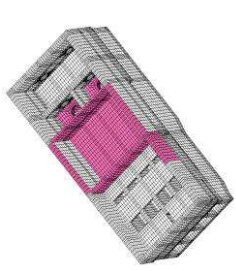
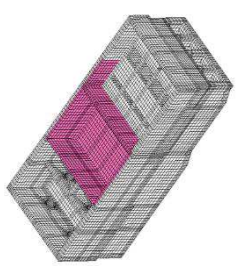


図 3-4 海水ポンプ室変形図（イメージ）

3.3 要求性能の設定

海水ポンプ室では部材ごとに要求性能が異なることから、それぞれの要求性能に着目し、耐震安全性評価を行う。Sクラス機器・配管等の間接支持構造物及び非常用取水設備であることを考慮し、表 3-2 に示すとおり、通水性能、貯水性能、止水性能及び支持性能を要求性能として設定した。

表 3-2 海水ポンプ室の要求性能

要求性能	要求性能の説明	対象部材 (精査中)
①通水性能	非常用取水設備のうち、通水断面を有する部材について、その崩壊により通水断面を閉塞しないこと。	 <p>海水の通水部分 (下部カルバート部)</p>
②貯水性能	津波の引波時に、部材の損傷により著しい漏水がなく、海水を取水できない時間にならざる冷却用水を安全に貯留できること。	 <p>津波引波時の海水貯水部分で、 取水口敷高以下の部分 (下部カルバートのうち 0.P. -5.3m 以下の部分)</p> <p>貯水性能、止水性能および支持性能が 要求される部材についても、構造部材 が損傷しないことが要求されるため、 通水性能に対する要求性能は構造物全 体の要求性能でもある。</p>
③止水性能	以下の3つの観点に対し、著しい漏水がなく、安全機能を損なうおそれがないこと。 (観点1) 津波の押波時における外郭防護 (観点2) 屋外タンク損傷時における内郭防護 (観点3) 循環水管単一破損時における内部溢水	 <p>(補機ポンプエリア隔壁、地上部 側壁、中床版、循環水ポンプエリア 中床版、スクリーンエリア側壁、 下部カルバート部妻壁)</p>
④支持性能	スクラスの機器及び配管等を安全に支持できること。	 <p>スクラス機器及び配管等の 支持部分 (補機ポンプエリア隔壁、側壁、 中床版、水路部側壁、スクリーン、 エリア側壁)</p>

4. 三次元静的材料非線形解析の評価手順

4.1 三次元モデルの作成

構造物を非線形ソリッド要素，地盤をばね要素でモデル化し，三次元モデルを作成する。

構造物については，8 節点 6 面体と 6 節点 5 面体のソリッド要素を用いて立体的にモデル化する。モデル化にあたり大きな開口部は考慮する。また，土木学会マニュアルに準拠し，部材厚方向に対し鉄筋付着有効領域（RC ゾーン）と無筋領域（PL ゾーン）に分割する（図 4-1）。RC ゾーンについては，主鉄筋のかぶりの 2 倍の厚さの範囲とし，PL ゾーンは，RC ゾーン以外の範囲とする。ただし，PL ゾーンが RC ゾーンと比較して広い場合は，適宜 PL ゾーンの分割を増やす。部材厚方向の分割方針の概略図を図 4-2 に示す。RC ゾーンに鉄筋比を与えることで鉄筋をモデル化する。

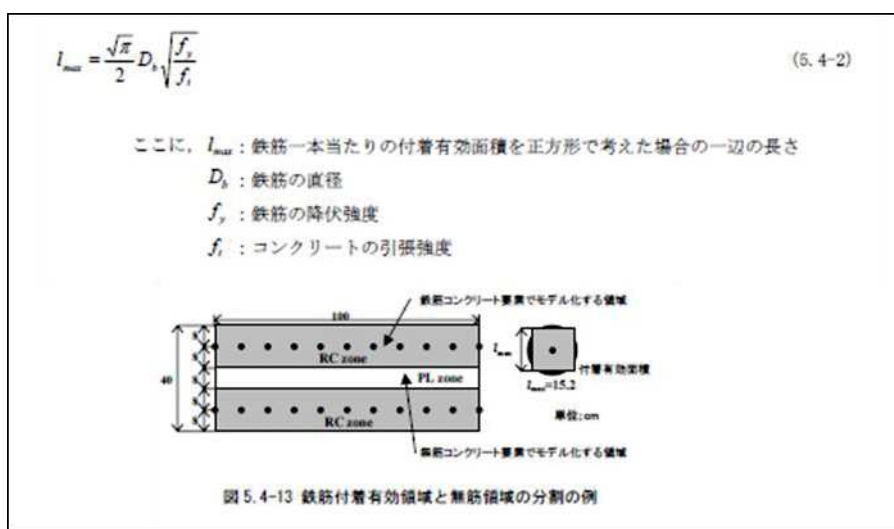


図 4-1 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の例
(土木学会マニュアルより抜粋)

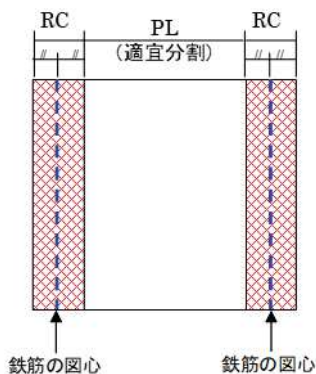


図 4-2 部材厚方向分割の概略図

なお、スパンの分割については、解析コードの節点数に対する制限内において、要素分割による変形の影響が小さいことを確認したうえで、スパンの最低分割数は6分割とした。

ここでは、図4-3に示すように交差部材に挟まれる範囲や片持ち部材となっている範囲をスパンとする。

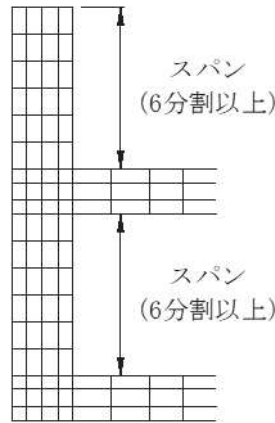


図4-3 スパンの分割の概略図

材料の物性値は、「コンクリート標準示方書2017 5章材料の設計値」に準拠する。コンクリートの圧縮領域および引張領域の構成則には、前川モデルを用いる。

支持地盤は弾性ばねでモデル化し、底面の水平2方向及び鉛直方向の線形ばねでモデル化する。

妻壁の側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付ける。このばねは1方向载荷の地震時解析のみ考慮し、2方向载荷の際は土圧を直接作用させる。常時解析及び地震時解析の三次元モデルを図4-4及び図4-5に示す。

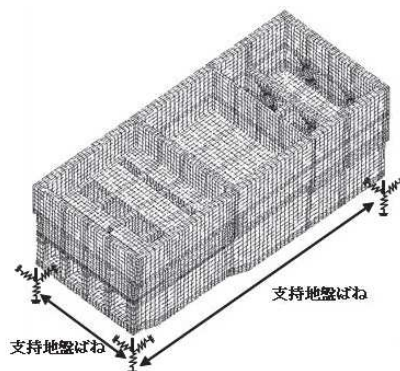


図4-4 常時解析の三次元モデル

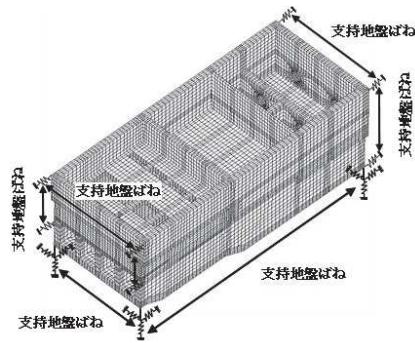


図 4-5 地震時解析の三次元モデル

4.2 常時解析

三次元モデルを作成し、三次元モデルに通常運転時の荷重及び変動荷重を載荷して、常時の応力状態を再現する。

構造物を非線形ソリッド要素、支持地盤を地盤ばねでモデル化し、三次元モデルを作成する。底面の地盤ばねは、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づくばねを設定する。

通常運転時の荷重として、躯体の自重、機器・配管荷重、静止土圧、外水圧及び内水圧を節点に与える。静止土圧は二次元地震応答解析における常時応力解析により設定し、分布荷重として側壁及び妻壁に載荷する（図 4-6）。外水圧は地下水位に応じた静水圧として設定し、内水圧は水路部の海水の静水圧として設定する。

変動荷重として、積雪荷重を考慮する。

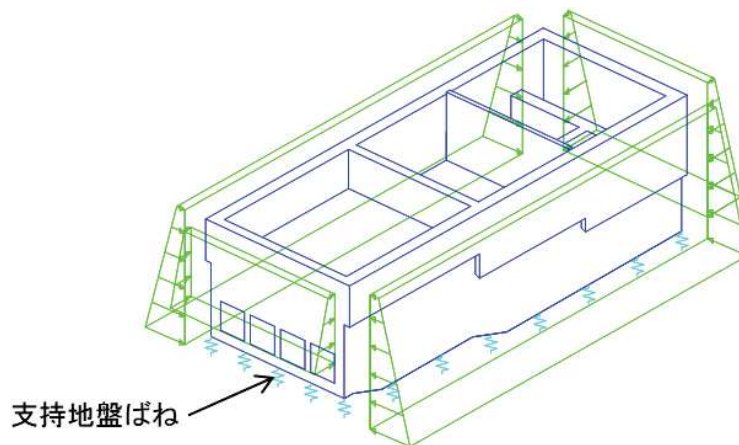


図 4-6 静止土圧載荷イメージ

4.3 二次元地震応答解析に用いる等価剛性モデルの作成

地震荷重の算定に用いる二次元地震応答解析の構造物モデルは、構造物と地盤の相互作用を正しく評価し、構造物に作用する土圧を正しく評価するため、妻壁や隔壁の影響を考慮し、実構造物と等価な剛性を持つ二次元

等価剛性モデルとする。各エリアの構造の相違に起因する地震時荷重を正しく算定するため、エリアごとに等価剛性モデルを作成する。

等価剛性モデルは、三次元構造モデル（図 4-7）に単位荷重（98 kN/m²）を作用させた際のエリアごとの奥行き方向の平均的な変位と、等価剛性モデル（図 4-8）に同じ単位荷重を作用させた際の変位が等しくなるように設定する（図 4-9）。なお、等価剛性モデルは線形のモデルとする。

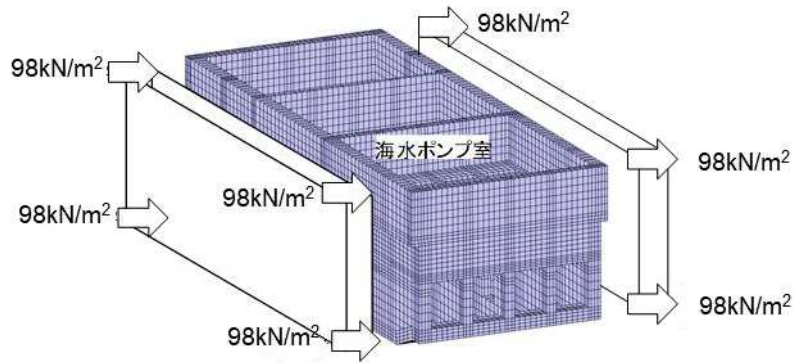


図 4-7 三次元構造モデル

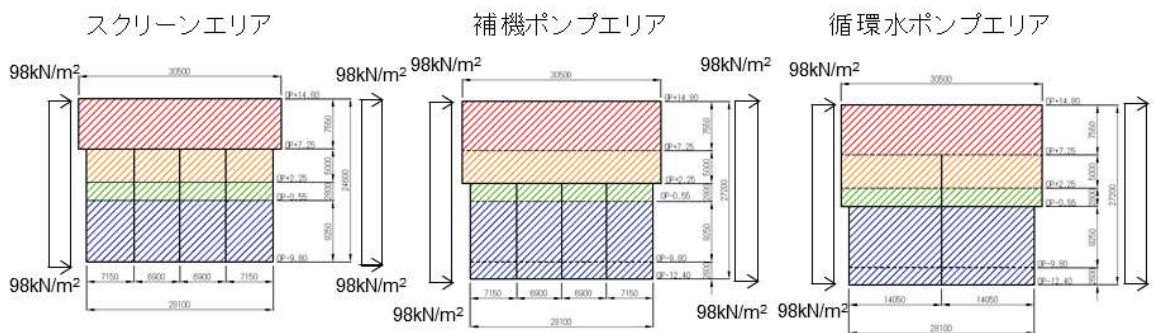
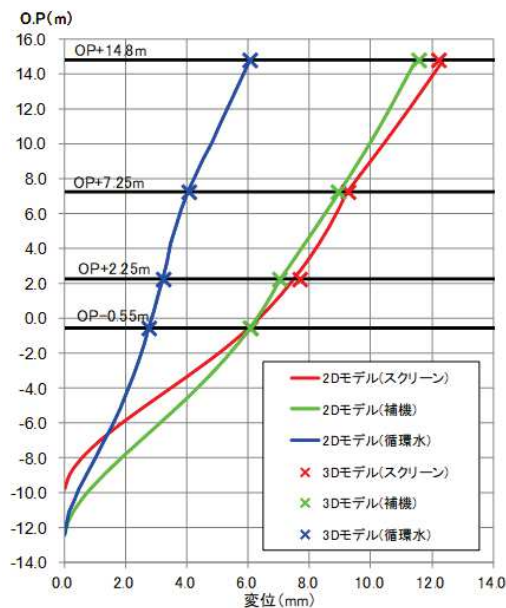


図 4-8 等価剛性モデル ※：色分けは、材料物性の違いを示している。



剛性の調整方法

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

E：等価剛性モデルの弾性係数

E_c：コンクリートの弾性係数

α：海水ポンプ室の奥行き長さに対する部材の奥行き長さの比率 = L_e/L

L_e：部材の奥行き長さ

L：海水ポンプ室の奥行き長さ

β：変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 4-9 剛性の調整方法

4.4 二次元地震応答解析

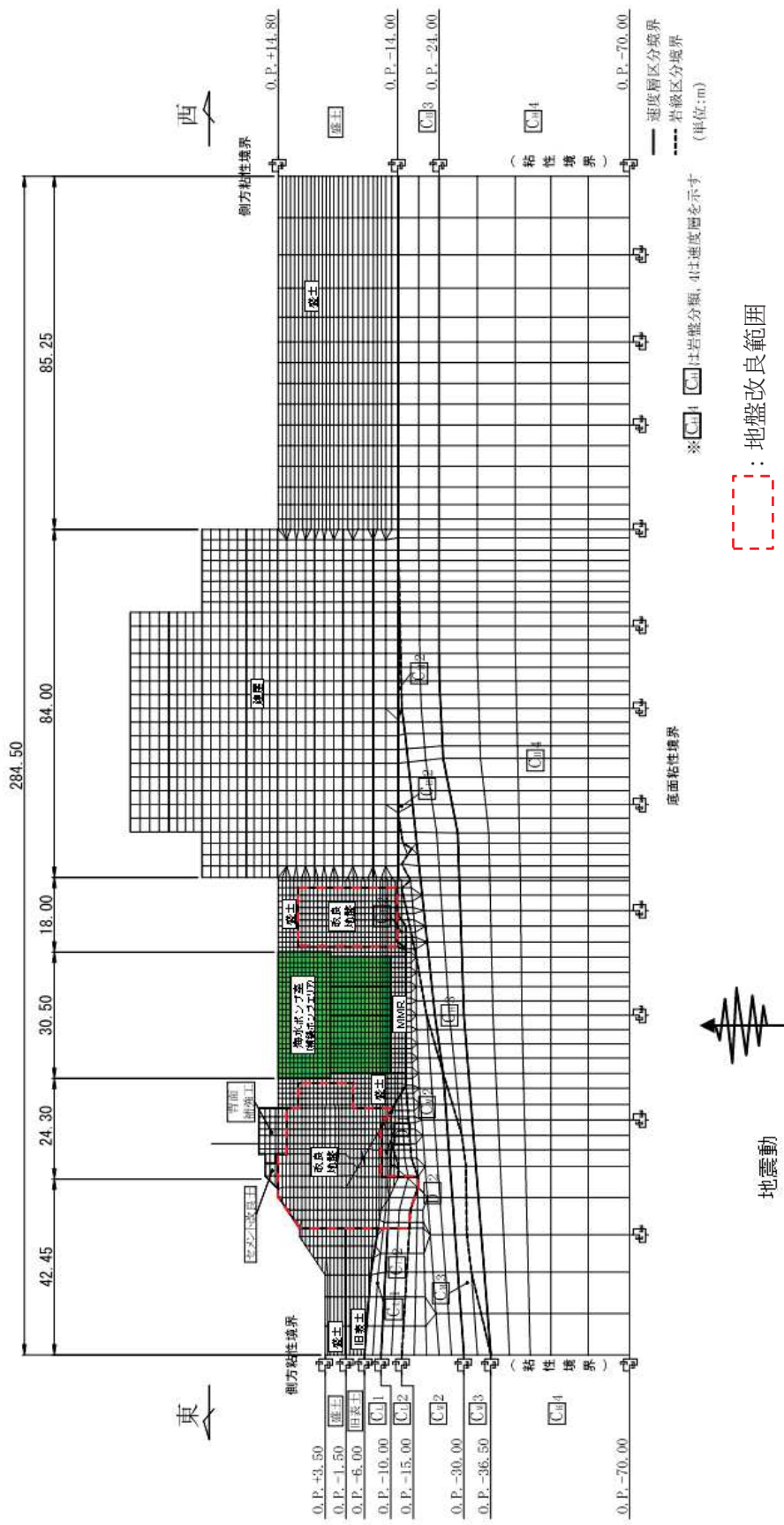
二次元地震応答解析は、地盤の非線形性を考慮した地盤－構造物連成の時刻歴非線形解析により行う。

等価剛性の構造物モデル及び原子炉建屋のモデルは線形モデルとし、盛土、旧表土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤については、応力－ひずみ関係におけるひずみ依存性を考慮する。機器・配管荷重は、はり要素や節点の付加重量として考慮している。

防潮堤下部、海水ポンプ室東側及び西側は地盤改良する予定であり、延長方向で地盤条件は変わらない。なお、地盤改良範囲は防潮堤の設計進捗等により変更する可能性がある。

海水ポンプ室と原子炉建屋の間には剛性の大きい地盤改良体が存在しており、地盤改良の効果を適切に評価するため、原子炉建屋を線形でモデル化する。原子炉建屋のFEMモデルは、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」（土木学会原子力土木委員会，2009）を参考に作成する。機器・配管荷重は、はり要素や節点の付加重量として考慮しており、機器・配管の設計に用いる床応答は、当該節点の応答を用いる。

例として、補機ポンプエリアの解析モデル図を図4-10に示す。また、海水ポンプ室東側及び西側の地盤改良範囲について、平面図及び断面図を図4-11及び図4-12に示す。



※：地盤改良範囲は防潮堤の設計進捗等により変更する可能性がある。

図 4-10 補機ポンプエリア解析モデル図

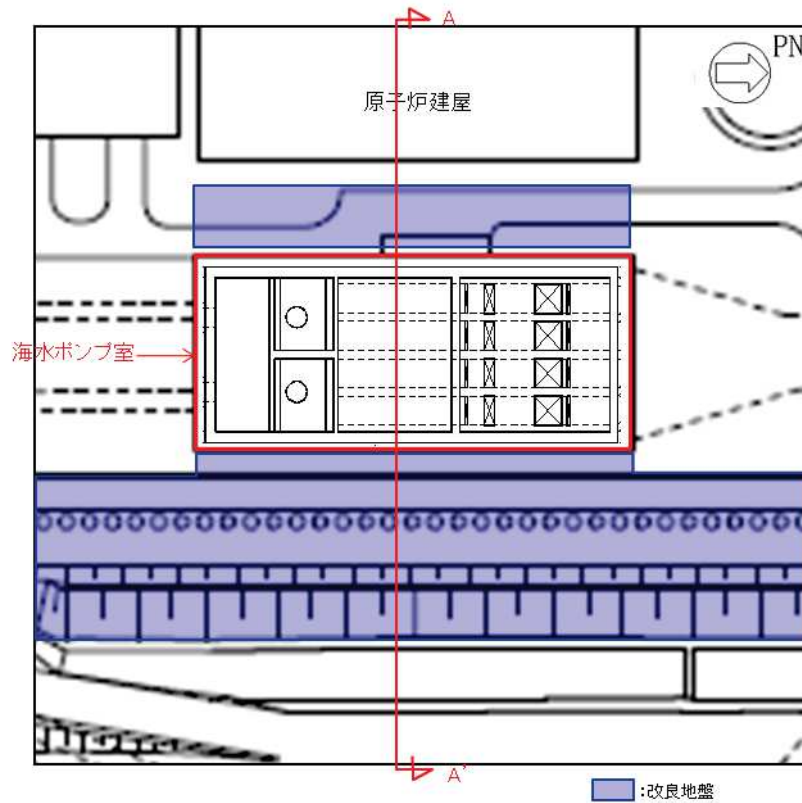
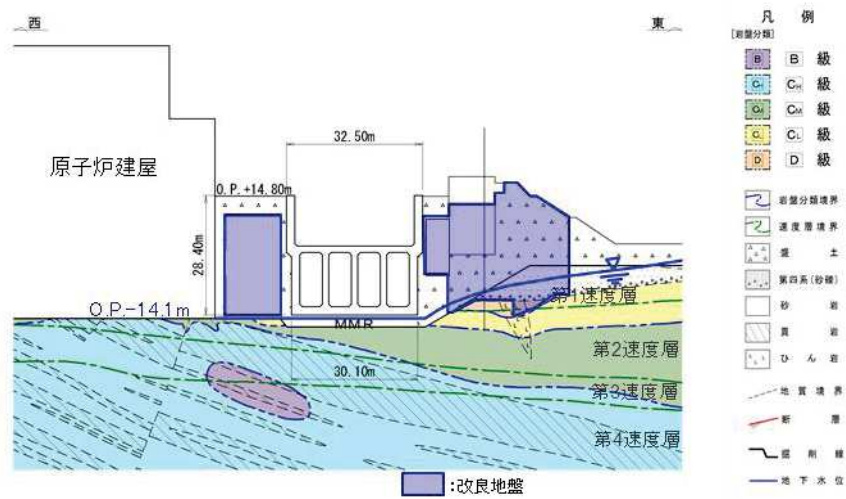


図 4-11 改良範囲平面図



※：地盤改良範囲は防潮堤の設計進捗等により変更する可能性がある。

図 4-12 改良範囲断面図 (A-A' 断面)

4.5 地震時荷重の算定

二次元地震応答解析において要求性能に対応する着目部位の変形が最大となる時刻の地震時増分土圧と応答加速度を算定する（図 4-13）。慣性力は、応答加速度を基に応答震度を算定する。

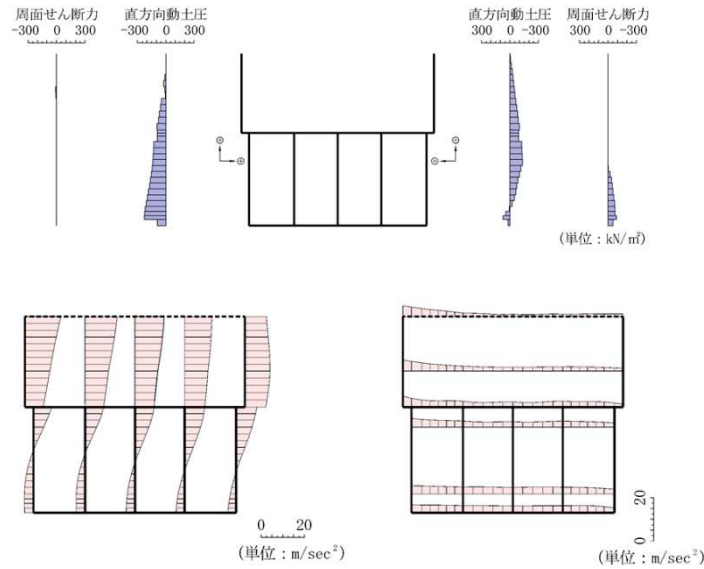


図 4-13 地震時増分土圧分布及び応答加速度分布（例）


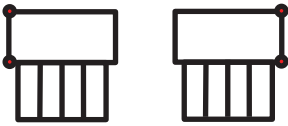
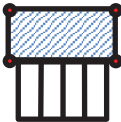
4.6 地震時荷重の抽出時刻

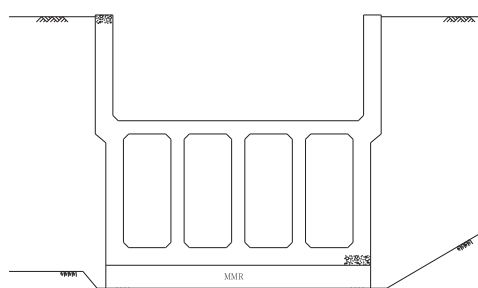
4.6.1 抽出時刻選定方針

耐震性の評価は、各部位の変形（応答ひずみ）が、要求性能に応じた許容限界（限界ひずみ）を下回ることにより行うことから、部位の照査が厳しくなる時刻は、部位の変形が大きくなる時刻であり、部位ごとに変形最大時の地震時荷重を抽出する。各部位に対する地震時荷重抽出時刻を表 4-1 に示す。

なお、断面力最大時刻の照査結果が、変形最大時刻の照査結果より厳しくなることもあるため、変形最大時刻における照査結果の裕度が小さい場合は、断面力最大時刻についても照査する。

表 4-1 各部位に対する地震時荷重抽出時刻

着目部位	部位の例	荷重抽出時刻
下部カルバート		下部カルバートの頂版・底版間の層間変位が最大となる時刻。
側壁		側壁の変形が最も大きくなる，側壁部材の上端・下端の水平変位差が最大となる時刻。
隔壁 妻壁		上部面部材の面内せん断変形が最大となる時刻。





海水ポンプ室横断面図

4.6.2 下部カルバート部に着目した荷重抽出時刻

通水性能及び貯水性能が要求される下部カルバート部は，スクリーンエリア，補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアに存在することから，各エリアにおいて下部カルバート部の頂版・底版間の層間変位が最大となる時刻を選定する。

また，止水性能及び支持性能が要求される補機ポンプエリア中床版，止水性能が要求される循環水ポンプエリア中床版，下部カルバート部妻壁，支持性能が要求される補機ポンプエリア水路部側壁についても，下部カルバート部の頂版・床版間の層間変位に着目して時刻を選定する。下部カルバート部に着目した地震時荷重抽出時刻を表 4-2 に示す。なお，表中の t_1 ~ t_3 の差がほぼ同時刻である場合については 4.6.4 に示すとおり検討ケースを集約する。

表 4-2 下部カルバート部に着目した地震時荷重抽出時刻

要求性能	対象部材（精査中）	着目節点	荷重抽出時刻		
			スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
① 通水性能	海水の通水部分 （下部カルバート部） 	 下部カルバート 部頂版・底版間 の層間変位	t ₁	※1	※1
			※2	t ₂	※2
			※3	※3	t ₃
② 貯水性能	津波引波時の 海水貯水部分 （下部カルバート部） 		t ₁	※1	※1
			※2	t ₂	※2
			※3	※3	t ₃
③ 止水性能	（補機ポンプエリア 中床版，循環水ポン プエリア中床版， 下部カルバート部 妻壁） 	※2	t ₂	※2	
		※3	※3	t ₃	
④ 支持性能	Sクラス機器及び 配管等の支持部分 （補機ポンプ エリア中床版， 水路部側壁） 		※2	t ₂	※2

※1：スクリーンエリアと同時刻
 ※2：補機ポンプエリアと同時刻
 ※3：循環水ポンプエリアと同時刻

4.6.3 側壁及び隔壁に着目した荷重抽出時刻

止水性能及び支持性能が要求される要求されるスクリーンエリア側壁，補機ポンプエリア側壁及び隔壁については，側壁及び隔壁の変形が最大となる時刻を選定する。側壁については，左側壁及び右側壁それぞれの上端・下端の水平変位差が最大となる時刻を選定する。隔壁については，隔壁の面内せん断変形が最大となる時刻を選定する。側壁及び隔壁に着目した地震時荷重抽出時刻を表 4-3 に示す。

表 4-3 側壁及び隔壁に着目した地震時荷重抽出時刻

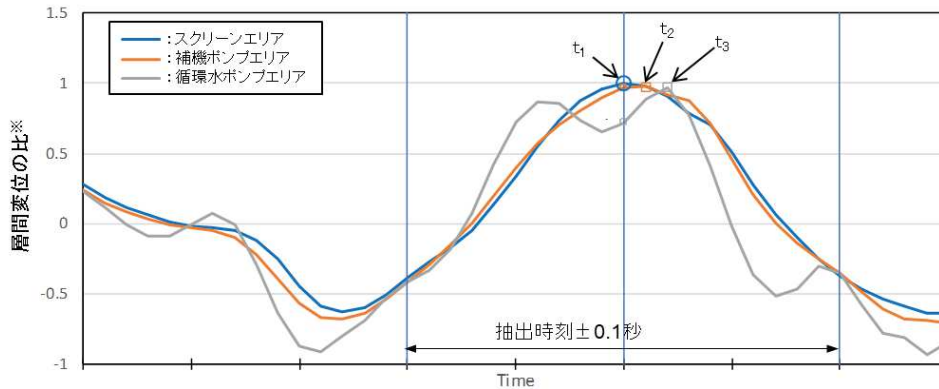
要求性能	対象部材 (精査中)	着目節点	荷重抽出時刻		
			スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
③止水性能	 (補機ポンプエリア地上 部側壁, 隔壁, スクリーン エリア側壁)	 左側壁の上端・下端 の水平変位差	※1	t_4	※1
		 右側壁の上端・下端 の水平変位差	t_5	※2	※2
④支持性能	 Sクラス機器及び 配管等の支持部分 (補機ポンプエリア側 壁, 隔壁, スクリーンエ リア側壁)	 右側壁の上端・下端 の水平変位差	※1	t_6	※1
		 隔壁の面内 せん断変形	※2	t_7	※2

※1: 補機ポンプエリアと同時刻
 ※2: スクリーンエリアと同時刻

4.6.4 検討ケースの集約

4.6.2において、各エリアの荷重抽出時刻 t_1 、 t_2 及び t_3 の差がほぼ同時刻 (前後 0.1 秒以内) の場合は、スクリーンエリアについては時刻 t_1 の荷重、補機ポンプエリアについては時刻 t_2 の荷重、循環水ポンプエリアについては時刻 t_3 の荷重をそれぞれ抽出し、それらの荷重を組み合わせることにより、各時刻に対する個別評価を代表させる。荷重を組み合わせる場合の時刻についてイメージ図を図 4-14 に示す。

また、4.6.3において、スクリーンエリア側壁に着目した時刻 t_5 が t_1 と同時刻になった場合、補機ポンプエリアの側壁及び隔壁に着目した時刻 t_4 、 t_6 及び t_7 が、 t_2 と同時刻になった場合には、上記の組み合わせた荷重により代表させる。



※：最大層間変位と各時刻の層間変位の比

図 4-14 組合わせ荷重となる時刻のイメージ図

4.7 地震時解析

4.7.1 1 方向載荷

二次元地震応答解析において 4.6 で選定した時刻の慣性力及び地震時増分土圧等を地震時荷重として三次元静的材料非線形モデルに載荷する。慣性力及び地震時増分土圧等は、エリアごとに奥行き方向に一様な荷重として作用させる（図 4-15）。また、底面の支持地盤ばねは「田治見のアドミッタンス理論」に基づき設定し、妻壁の法線方向に取り付ける側方地盤ばねは「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

慣性力については、躯体及び機器・配管類等の慣性力を考慮する。二次元地震応答解析により求めた応答震度（水平震度，鉛直震度）より慣性力を算定する。上部に竜巻防護ネットが設置される予定であるが，竜巻防護ネットの荷重は接続部の反力として作用させる。海水ポンプ室の床応答に対し，竜巻防護ネットの地震応答解析を行い，算定された反力に余裕を見込んで海水ポンプ室の設計用荷重としている。

地震時増分土圧については，二次元地震応答解析により求めた地震時増分土圧（直土圧，周面せん断力）を作用させる。また，海水ポンプ室には地下水水位低下設備が配置されており，構造物に水圧は作用せず，周囲の地下水の影響は地震時増分土圧に含めて考慮している。

また，内水の動水圧について，自由水面のない閉水路部分については水の重量に応答震度を乗じた付加荷重として考慮し，自由水面のある開水路部分については応答震度を用いて Westergaard 式から算定する。

なお，構造物全体の終局耐力に対する余裕を確認する際には，安全側に荷重分布を変えずに地震時荷重をさらに漸増させる。

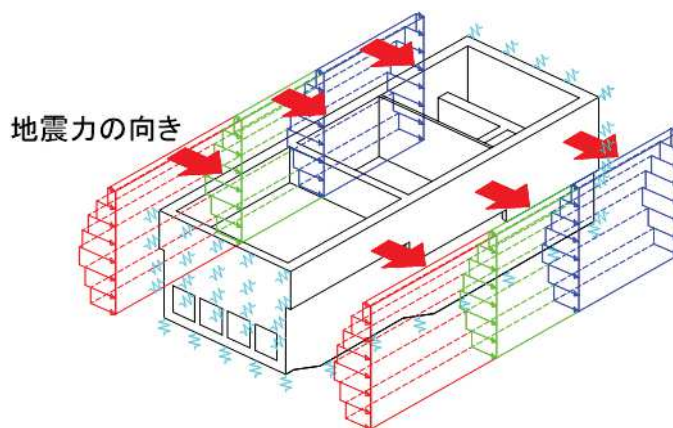


図 4-15 地震時荷重（1方向） 載荷イメージ

4.7.2 水平2方向載荷

水平2方向載荷に対する検討として、1方向載荷の地震時解析に、縦断方向の地震時荷重を同時に載荷する。

横断方向の荷重算定の際は、エリアごとに等価剛性モデルを作成したが、縦断方向については、延長方向の土圧は妻壁と地盤の相互作用により発生するが、妻壁の挙動は構造物全体の挙動とは異なり、部材としての応答となるため、等価剛性とはせず、鉄筋コンクリート部材の剛性を考慮する。

縦断方向の二次元地震応答解析により評価された慣性力及び地震時増分土圧を、横断方向荷重と同時に作用させる（図 4-16）。縦断方向の荷重抽出時刻は、組合せを適切に考慮し設定する。また、地盤ばねは底面の支持地盤ばねのみ設定し、設定方法は 4.7.1 と同様に設定する。

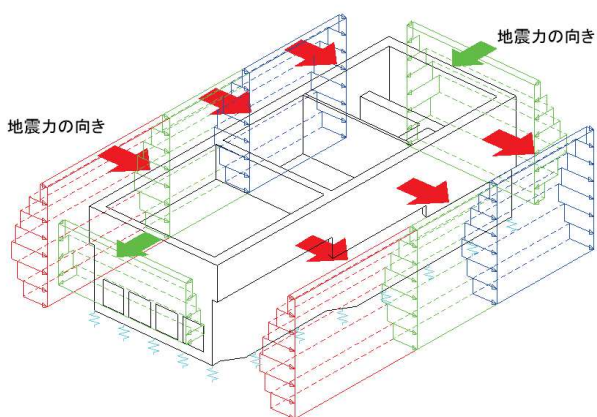


図 4-16 地震時荷重（2方向） 載荷イメージ

4.8 耐震安全性評価

4.8.1 耐震安全性評価

三次元静的材料非線形解析で既工認に比べ新規性の高い点は、要素の応答ひずみとひずみの許容限界との比較により耐震安全性を評価する点であり、地震時荷重に対し、要求性能に応じたひずみの許容限界に収まっていること確認する。更に、地震時荷重を更に漸増させて構造物全体としての変形性能（終局耐力時の変形）について、十分な余裕を有し、構造物の終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していることを確認する。この2段階の評価により、構造物の安全性を確認することとする。

4.8.2 地震時の要求性能に対する評価

地震時荷重を載荷した構造物の変形により発生するひずみが、表 4-4 に示す部材ごとに要求される性能に応じた許容限界を下回ることを下式により、耐震安全性を評価する。部材に対する評価を要素レベルで許容限界の評価を行うことで、部材レベルではより厳しい評価となっている。

$$\gamma_i \cdot \frac{\gamma_a \cdot \varepsilon_a}{\varepsilon_u} < 1.0$$

γ_i	:	構造物係数
γ_a	:	構造解析係数
ε_u	:	限界ひずみ
ε_a	:	発生主ひずみの最大値

表 4-4 許容限界

要求性能	要求性能の評価方針	許容限界
①通水性能	通水断面が閉塞しないよう、部材が終局状態に至らないことを、要素のひずみが許容限界に至らないことで確認する。	<p>【面外変形】 最大引張ひずみ ϵ_1 : 3%, 最大圧縮ひずみ ϵ_3 : 1%, 最大せん断ひずみ γ_1 : 1.5%</p> <p>【面内変形】 面内せん断ひずみ γ : 4000 μ</p>
②貯水性能	部材の応答が概ね弾性範囲であれば、地震後にひび割れは閉じ、著しい漏水が生じるひび割れとはならないことから、該当する要素のひずみが概ね弾性範囲を示す許容限界に至らないことで確認する。	<p>【面外変形】 圧縮ひずみ ϵ_3 : 圧縮強度に対応するひずみ ϵ'_{peak} : 2000 μ 主筋ひずみ ϵ_s : 降伏強度に対応するひずみ ϵ_y : 1725 μ</p> <p>【面内変形】 地震後の面内せん断ひずみ (残留ひずみ) からの漏水量が、安全機能を損なわないこと。</p>
③止水性能	部材の応答が概ね弾性範囲であれば、地震後にひび割れは閉じ、著しい漏水が生じるひび割れとはならないことから、該当する要素のひずみが概ね弾性範囲を示す許容限界に至らないことで確認する。 また、ひび割れ幅が 0.2mm 未満であれば水密性はあると考えられ、ひび割れ幅が 0.2mm を超える場合については、漏水量を算定し、安全機能を損なうおそれがないことを評価する。評価結果は耐津波設計方針にて示す。	
④支持性能	S クラス機器及び配管等を安全に支持するために、支持部材が概ね弾性範囲であることを、S クラス機器及び配管等を支持する要素のひずみが許容限界に至らないことで確認する。 また、面内せん断に対しては、部材のせん断ひずみが JEAC4601-2015 で規定されている支持性能の許容限界に至らないことで確認する。	<p>【面外変形】 圧縮ひずみ ϵ_3 : 圧縮強度に対応するひずみ ϵ'_{peak} : 2000 μ 主筋ひずみ ϵ_s : 降伏強度に対応するひずみ ϵ_y : 1725 μ</p> <p>【面内変形】 面内せん断ひずみ γ : 2000 μ</p>

4.8.3 構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認

地震時荷重に対し海水ポンプ室の機能が維持されることは、4.8.2により確認されるが、要素レベルでひずみを見るという厳しい評価を行っている反面、特に通水性能においては部分的な非線形化を許容していることを鑑み、急激な破壊の進展により脆性的な破壊とならないことを示すため、地震時荷重を超える荷重を三次元材料非線形モデルに漸増載荷させた解析を行い、構造物全体の終局耐力と地震時荷重の比較により確認する（図4-17）。

以下の式により構造物全体の終局耐力に対する裕度を確認する。

$$\gamma_i \cdot \frac{\gamma_a \cdot P_0}{P_u / \gamma_b} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数
 γ_a : 構造解析係数
 P_0 : 地震時増分荷重の総和
 P_u : 三次元材料非線形解析から求めた構造物の終局耐力
 γ_b : 部材係数

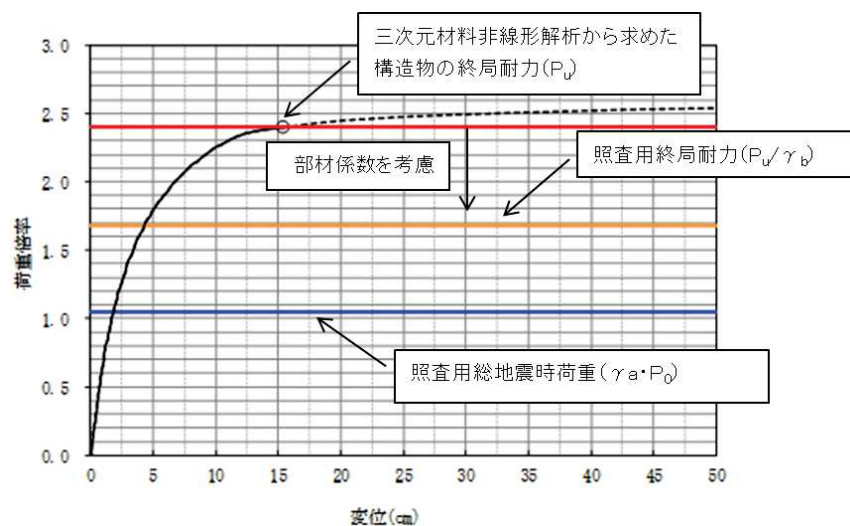


図4-17 荷重倍率－変位関係図（イメージ）

構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認では、地震時荷重を超える荷重を載荷することとなるが、安全側に評価できるよう、地震時荷重の分布形状は変わらないものとして漸増載荷する。

地震時荷重以上の荷重が作用する場合、土圧が作用し部材が変形することによる相互作用により、土圧は頭打ちとなる。海水ポンプ室では、下部の剛性が相対的に小さく、大きく変形するため、本来、地震時荷重が大きくなると、土圧の増加割合は低減する。また、上部では側壁のたわみにより、たわんだ部分の荷重が更に低減し、隔壁付近へ再配分される（図4-18）。しかし、静的解析において相互作用を正確に評価することは難しいため、地震時荷重より大きい荷重を載荷する場合においても、地震時荷重の分布形状は変わらないものとして漸増載荷する（図4-19）。

荷重が再配分される隔壁・妻壁

側壁がたわむことにより、側壁へ作用する荷重が低減し、隔壁や妻壁に荷重が再配分される。

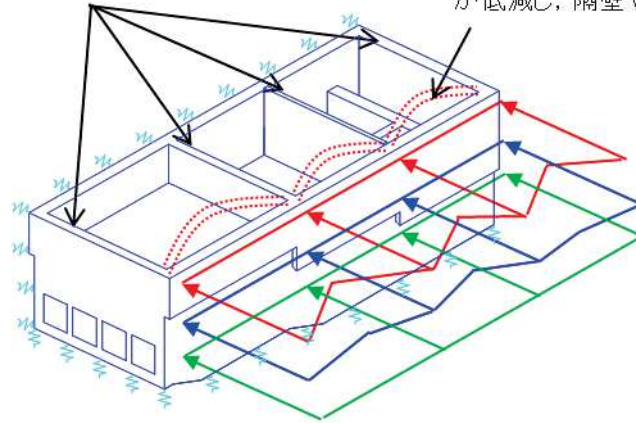


図 4-18 部材の変形を考慮した土圧分布イメージ

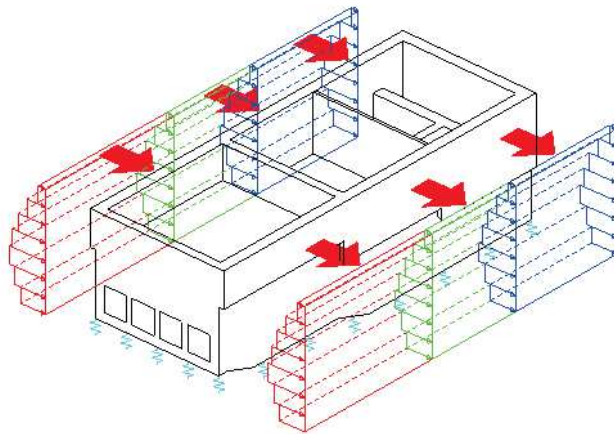


図 4-19 地震時荷重の分布形状イメージ

5. 解析コードの適用性

5.1 解析コードの概要

解析コードは、東京大学コンクリート研究室で開発され、実績の多いCOM3を用いる。構成式は、三次元まで拡張された前川モデルを採用しており、三次元構造物の終局状態を再現する解析が可能である。前川モデルは、鉄筋コンクリート部材の中で有限要素解析に適用するのに最も適しているのは壁であるとし、壁構造の正負交番载荷における力学的性状を表現できる非線形解析モデルとして開発された経緯があり、海水ポンプ室など壁（スラブ）で構成されている構造物に対する適用性は高いと言える。

COM3は、東京大学コンクリート研究室で開発された、有限要素法（FEM）による鉄筋コンクリート構造物の動的/静的非線形解析プログラムである。非線形材料に関する構成則には、全て実験結果を忠実に再現した経路依存型の履歴モデルである前川モデルを採用している。図5-1に示すとおり、最大耐力、部材の変形角、ひび割れの角度及び各サイクルにおける履歴ループの面積を精度よく再現している。

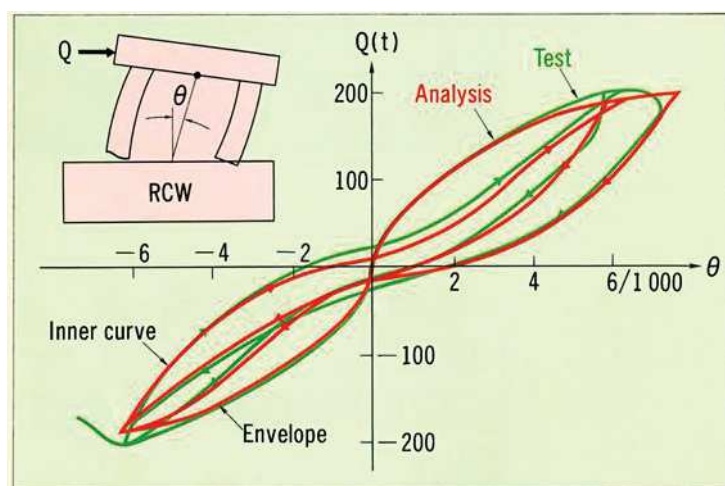


Fig.1.1a Rotational angles of specimen RCW - analysis and test

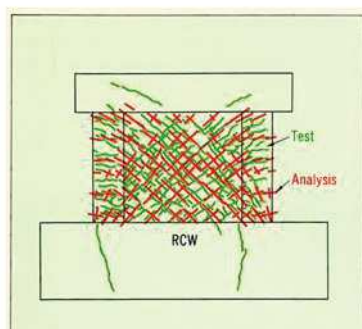


Fig.1.1b Cracks appeared - analysis and test (RCW)

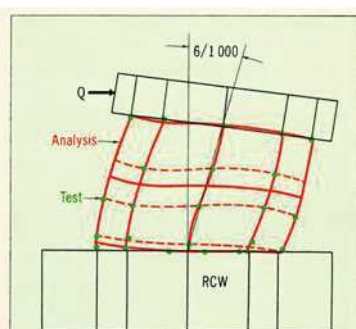


Fig.1.1c Shape of total deformation - analysis and test (RCW)

図5-1 壁部材の繰返しせん断実験に対する検証解析
(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より
抜粋)

本解析コードは、図 5-2 に示すように、鉄筋が水平・鉛直に分散して配置されている鉄筋コンクリート要素には分散ひび割れモデルを、異なる部材の境界面などに用いる接合要素には離散ひび割れモデルを採用している。

分散ひび割れモデルとは、ある有限の領域の鉄筋コンクリート板における挙動を、「平均応力-平均ひずみ」の関係で与える平均化構成モデルである。ひび割れの発生や進展が、有限要素内で平均的に考慮され、部材の全体的な挙動を総合的に把握するのに適している。このため、鉄筋が分散して配置されている壁やシェル構造等に適した方法である。

離散ひび割れモデルとは、鉄筋コンクリートに発生した個々のひび割れをモデル化する方法であり、鉄筋とコンクリートの付着、ひび割れ界面での力の伝達など、鉄筋コンクリート特有の現象を、本質的にとらえる有効な方法である。本解析コードでは、異なる部材の境界面などで生じる鉄筋の引き抜け、接合面のズレ、めり込みなどのような局所的な不連続な変形が生じる部位には接合要素を用いることが可能で、接合要素に離散ひび割れモデルを採用している。

これらのモデルの妥当性については、開発者は、前出の検証用壁試験体及び日本コンクリート工学協会の「鉄筋コンクリート構造のせん断強度研究委員会」によって選定された解析モデル検証用試験体(1983)を用いて十分に検証を行っている。

検証の概要については、添付資料 3 に示すが、荷重-変位曲線における包絡線及び内部曲線、破壊モード、最大耐力時のひび割れ状況などの力学的特性すべてにおいて実験結果とよく対応していると評価できる。

本解析で用いる COM3 の構成則は、これまで示したような平面部材に対して十分な検証がおこなわれた構成則を、投影型モデルにより三次元に拡張したものである。

投影型モデルの概要は、下記のとおりである。

- ・ コンクリートと鉄筋の応力はそれぞれ別に算定して足し合わせる。
- ・ コンクリートについては、固定したひび割れ座標系 (1-2-3) 上で算定する。
- ・ 1-2 面, 2-3 面, 1-3 面の各面上で二次元のひび割れたコンクリートモデルを適用する。
- ・ 各面で算定されたコンクリート応力を重ね合わせる。その際、 σ_{11} , σ_{22} , σ_{33} については、それぞれ 2 つの面上で算定された値を平均する。
- ・ 1 方向は最初のひび割れ面直角方向に設定する。1, 2, 3 軸は最初に設定されたものが固定されその後変更はされない。

平面構成則の三次元拡張に用いる投影型モデルの概念図を図 5-3 に示す。

COM3 の三次元構造物に対する適用事例を添付資料 3 に示すが、水平荷重－水平変位関係、損傷の状況や損傷部位などにおいて解析は実験と整合しており、COM3 は立体構造物の終局状態まで解析が可能な解析コードである。

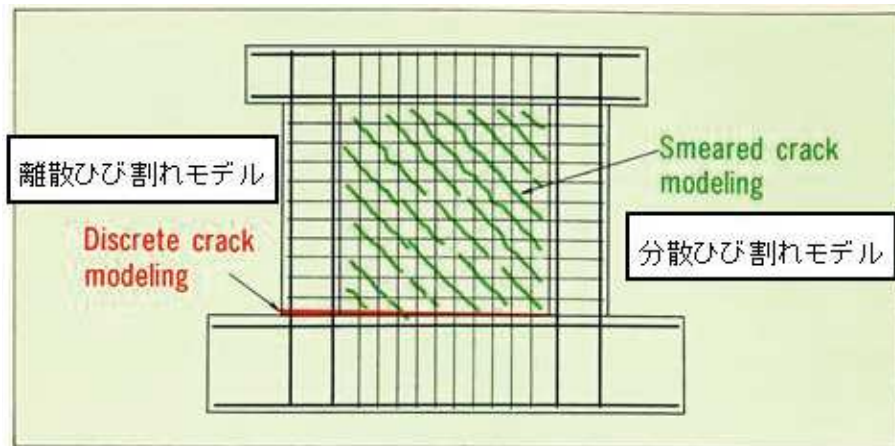


図 5-2 分散ひび割れモデルと離散ひび割れモデルの組み合わせ (鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋, 一部加筆)

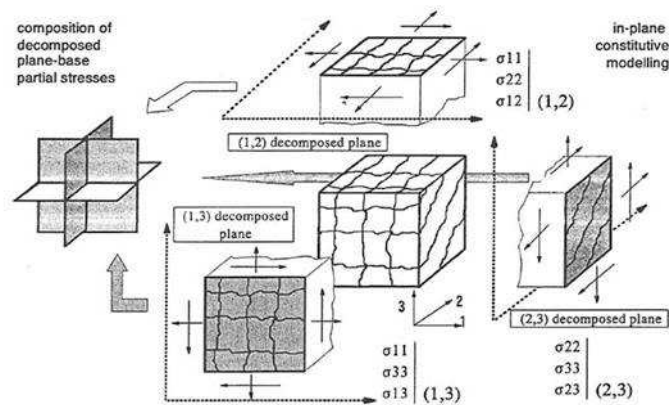


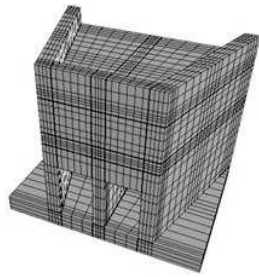
Fig.3 Re-composition of load carrying mechanism of 3D cracked solids of concrete with multi-directional cracking

図 5-3 平面構成則の三次元拡張に用いる投影型モデルの概念図

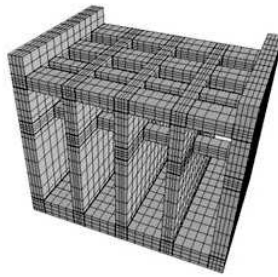
5.2 解析コードの適用性

三次元静的材料非線形解析に用いる解析コード COM3 が、女川 2 号炉の海水ポンプ室同様に、壁部材から構成される三次元構造物の地震時荷重に対し、終局状態まで再現可能であることを、三次元モデルによる載荷実験に対する再現解析事例により確認した。

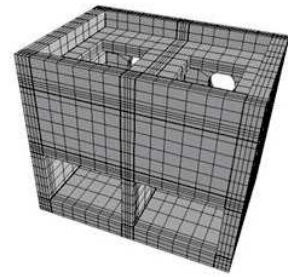
三次元構造物の終局状態に対する載荷実験を再現解析した適用例を図 5-4 に示す。いずれも終局状態まで良く再現できている。



(a) 導流部



(b) スクリーン室



(c) ポンプ室

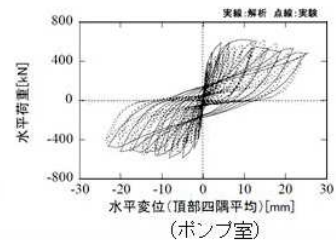
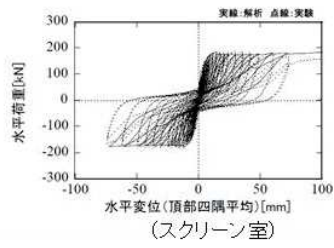
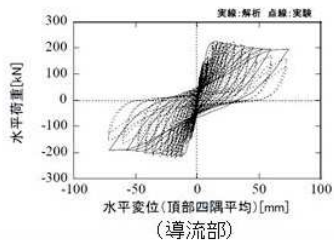


図 水平変位－水平荷重関係

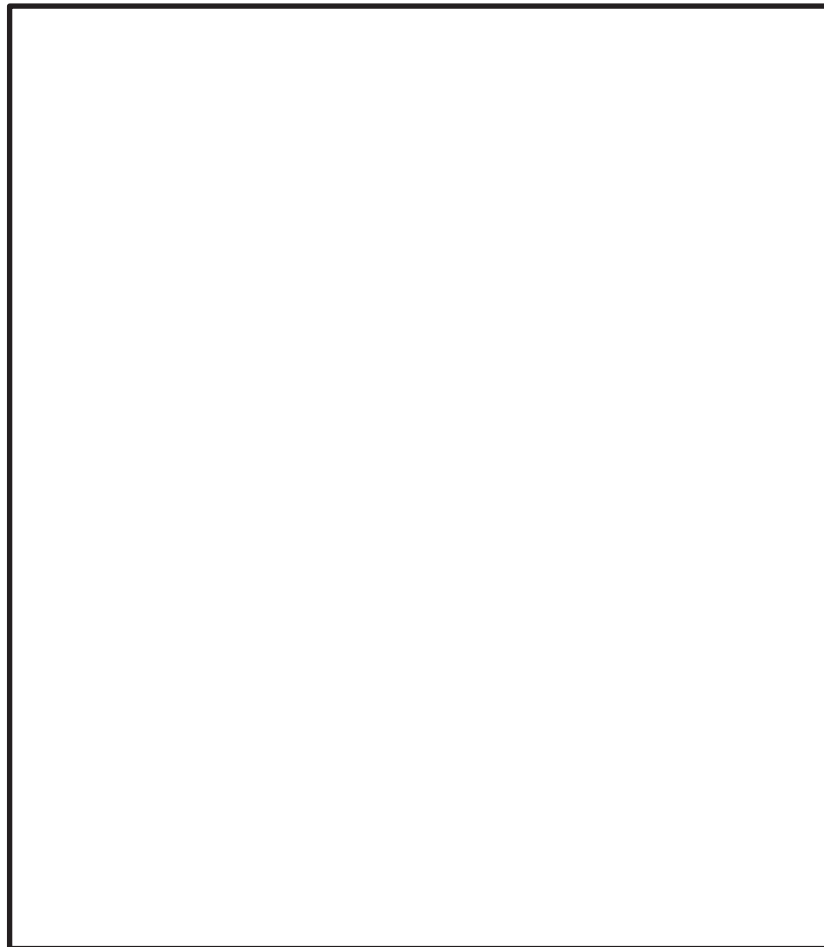


図 5-4 適用例

枠囲みの内容は知的財産に係ることから公開できません。

6. 安全係数の設定

6.1 安全係数

地震時の要求性能確保に対する評価及び構造全体の終局耐力に対する裕度の確認において考慮する安全係数を、表 6-1 に示す規格・基準類を参考に設定する。

地震時の要求性能確保に対する評価は、各部位の変形（ひずみ）が要求性能に対する許容限界（限界ひずみ）を下回ることにより行うことから、変形に対する照査の際に考慮する安全係数を参考に設定する。構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認においては、水平荷重を漸増させ、構造物全体としてのせん断耐力を評価していることから、せん断に対する照査の際に考慮する安全係数を参考に設定する。

地震時の要求性能確保に対する評価において考慮する安全係数の考え方を表 6-2 に、構造全体の終局耐力に対する裕度の確認において考慮する安全係数の考え方を表 6-3 に示す。

表 6-1 安全係数の設定において参考とした規格・基準類とその適用性

参考とした規格・基準	規格・基準の適用範囲・対象構造物	適用性
①コンクリート標準示方書 〔設計編〕 ((社) 土木学会, 2017 年)	一般の鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造で構成される構造物 (圧縮強度の特性値 80N/mm ² 以下)	<ul style="list-style-type: none">・土木系コンクリート構造物の設計から維持管理に至るまで幅広く活用されており, 適用性がある。・非線形有限要素解析による性能照査として, 三次元材料非線形有限要素解析を用いた性能照査が示されている。
②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 ((社) 土木学会, 2005 年)	原子力発電所屋外重要土木構造物 (S クラスの機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物または, 同等の耐震安全性が要求される鉄筋コンクリート構造物)	<ul style="list-style-type: none">・原子力発電所屋外重要土木構造物に特化した規格・基準であり, 屋外重要土木構造物の特徴 (埋設された RC 構造) を十分に考慮されたものであり, 適用性がある。・部材に対する照査方法として二次元材料非線形解析を用いる方法が規定されている。

表 6-2 地震時の要求性能確保に対する評価において考慮する安全係数の考え方 (変形に対する照査)

安全係数	係数の概要・設定に係る経緯	考慮の方法	各種規格・基準に基づき標準的な値		三次元静的材料非線形解析による耐震評価で採用した値及び設定の考え方
			①*	②*	
材料係数 γ_m	<ul style="list-style-type: none"> 耐力評価に用いる材料の設計用値の評価。 物性のばらつきや供試体と構造物中の材料特性の差異, 材料特性の経時的変化を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの設計圧縮強度を当該値で除する。 鉄筋の降伏強度を当該値で除する。 	1.0	1.0	変形量(ひずみ)を許容限界とすることから, 変形量による照査手法を標準としている文献②に基づき設定。
部材係数 γ_b	<ul style="list-style-type: none"> 部材耐力の計算上の不確実性, 部材寸法のばらつきの影響, 部材の重要度を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 変形に対する限界値を当該値で除する。 	1.0	1.0	変形量(ひずみ)を許容限界とすることから, 変形量による照査手法を標準としている文献②に基づき設定。
荷重係数 γ_f	<ul style="list-style-type: none"> 設計荷重評価。 荷重の変動, 荷重の算定方法の不確実性, 設計耐用期間中の荷重の変化, 荷重特性が限界状態に及ぼす影響, 環境作用の変動等を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 永久荷重, 変動荷重, 偶発荷重(地震荷重)の特性値に当該荷重を乗じる。 	1.0	1.0	文献に基づき標準的な値を設定。
構造解析係数 γ_a	<ul style="list-style-type: none"> 構造解析手法自体の精度や不確実性を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 発生主ひずみに当該値を乗じる。 	1.1~ 1.5	1.2	地中構造物の実験に対し, 材料非線形解析により検証されている文献②に基づき設定。
構造物係数 γ_i	<ul style="list-style-type: none"> 構造物の総合的な安全性評価。 構造物の重要度, 限界状態に達した時の社会的影響を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 発生主ひずみに当該値を乗じる。 	1.0~ 1.2	1.0	構造物の重要度及び限界状態に達した時の社会的影響については, 屋外重要土木構造物として基準地震動 S_s による地震力を適用することと十分考慮されているとして1.0とし設定。

※: ①はコンクリート標準示方書 2017 に記載の値, ②は原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアルに記載の値。

表 6-3 構造全体の終局耐力に対する裕度の確認において考慮する安全係数の考え方（せん断に対する照査）

安全係数	係数の概要・設定に係る経緯	考慮の方法	各種規格・基準に基づき標準的な値		三次元静的材料非線形解析による耐震評価で採用した値及び設定の考え方
			①※1	②※1	
材料係数 γ_m	<ul style="list-style-type: none"> 耐力評価に用いる材料の設計用値の評価。 物性のばらつきや供試体と構造物中の材料特性の差異、材料特性の経時的変化を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの設計圧縮強度を当該値で除する。 鉄筋の降伏強度を当該値で除する。 	1.3	1.3	1.3※2 文献に基づく標準的な値を設定。
部材係数 γ_b ※3	<ul style="list-style-type: none"> 設計用断面耐力の評価。 部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートが分担するせん断耐力を当該値で除する。 せん断補強筋が分担するせん断耐力を当該値で除する。 	1.1～ 1.3	1.3 1.1	せん断耐力式を用いる場合は文献に基づく標準的な値を設定。 材料非線形解析を用いる場合は別途設定。※4
荷重係数 γ_f	<ul style="list-style-type: none"> 設計荷重評価。 荷重の変動、荷重の算定方法の不確実性、設計耐用期間中の荷重の変化、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変動等を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 永久荷重、変動荷重、偶発荷重（地震荷重）の特性値に当該荷重を乗じる。 	1.0	1.0	文献に基づく標準的な値を設定。
構造解析係数 γ_a	<ul style="list-style-type: none"> 断面力の評価。 断面力算定時の構造解析の不確実性等を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 発生断面力に当該値を乗じる。 	1.0	1.05	地中構造物の実験に対し、材料非線形解析により検証されている文献②に基づき設定。
構造物係数 γ_i	<ul style="list-style-type: none"> 構造物の総合的な安全性評価。 構造物の重要度、限界状態に達した時の社会的影響を考慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 発生断面力に当該値を乗じる。 	1.0～ 1.2	1.0	構造物の重要度及び限界状態に達した時の社会的影響については、屋外重要土木構造物として基準地震動 S_s による地震力を適用することで十分に考慮されたいとして1.0とし設定。

※1：①はコンクリート標準示方書 2017 に記載の値，②は原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアルに記載の値。

※2：応答値算定用の材料係数は1.0を設定。

※3： $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$ 表中の値は γ_{b1} の値であり， γ_{b2} は層間変形角が 1/100 以下であることを確認のうえ 1.0 を設定。

※4：材料非線形解析の場合，要素分割，材料物性の設定，入力増分の大きさなど，解析者間の差が生じることから 6.2 により部材係数を設定。

6.2 部材係数の検討

6.2.1 検討目的

5.1に記載の通り、解析コードCOM3は、壁部材を対象に開発・検証された解析コードだが、非線形解析であることから、要素分割、材料物性の設定、入力増分の大きさなど、解析者間の差が生じる。

解析者による解析結果の差に対して、土木学会マニュアルにおいて、(解析で得られたせん断耐力) / (モデルのせん断耐力) 比の最大値により部材係数 γ_{bl} を設定することが示されており、コンクリート標準示方書においても、「安全係数とベンチマーク解析」として、安全係数の具体的設定方法は、土木学会マニュアルを基本的に踏襲する旨が記載されている。また、新規制工認においても、先行プラントの二次元材料非線形解析を用いたせん断耐力算定にあたっては、梁・柱部材に対して土木学会マニュアルに記載された17ケースに対してキャリブレーション解析を行い、部材係数を設定していることから、三次元材料非線形解析においてもキャリブレーション解析を行い、部材係数を設定する。

6.2.2 検討方法

三次元解析を行う海水ポンプ室の部材は、面外変形を受ける部材と面内変形を受ける部材から構成されることから、部材係数の設定にあたっては、面外荷重と面内荷重の2種類の部材に対してキャリブレーション解析を行うこととし、面外荷重を受ける梁・柱部材に対するキャリブレーション解析は、土木学会マニュアルに基づき、17ケースの解析を行う。

また、三次元解析で耐震性を見込む妻壁や隔壁は、主に面内荷重に抵抗する部材であることから、面内荷重を受ける壁部材に対するキャリブレーション解析を行う。検討ケースは、せん断耐力の基本式(建築の告示式)で十分な精度の評価が可能と考えられるケースを基本とし、せん断耐力に影響を及ぼすパラメータを変更した8ケースと、一定水準以上の査読付き論文から、土木構造物と同様の壁部材を対象とした実験結果を3ケースの、計11ケースについてキャリブレーション解析を行う。

面外荷重17ケースと面内荷重11ケースの計28ケース(表6-4)の検討の結果、モデルのせん断耐力に比べ最大の解析結果により、三次元材料非線形解析の部材係数 γ_{bl} を設定する。

表 6-4 部材係数の設定用解析ケース

	対象部材	荷重条件	モデルのせん断耐力
部材係数の設定用解析ケース	面外荷重を受ける梁部材に対する部材係数 (土木学会マニュアル)	集中荷重 (ケース 1~9)	せん断耐力評価式 (土木学会マニュアルの評価式, ただし部材係数は除く)
		分布荷重 (ケース 10~17)	実験結果
	面内荷重を受ける壁部材に対する部材係数	面内せん断荷重 (ケース 1~8)	せん断耐力評価式 (建築の告示式)
		面内せん断荷重 (ケース 9~11)	実験結果

6.2.3 梁部材に対する解析

梁部材に対するキャリブレーション解析として、土木学会マニュアルに基づき、17 ケースについて実施した。検討ケースを表 6-5 に、部材の構造を図 6-1 に示す。

解析の結果、面外荷重を受ける梁部材に対する部材係数の最大値は 1.200 である。各検討ケースの解析結果を表 6-6 に示す。

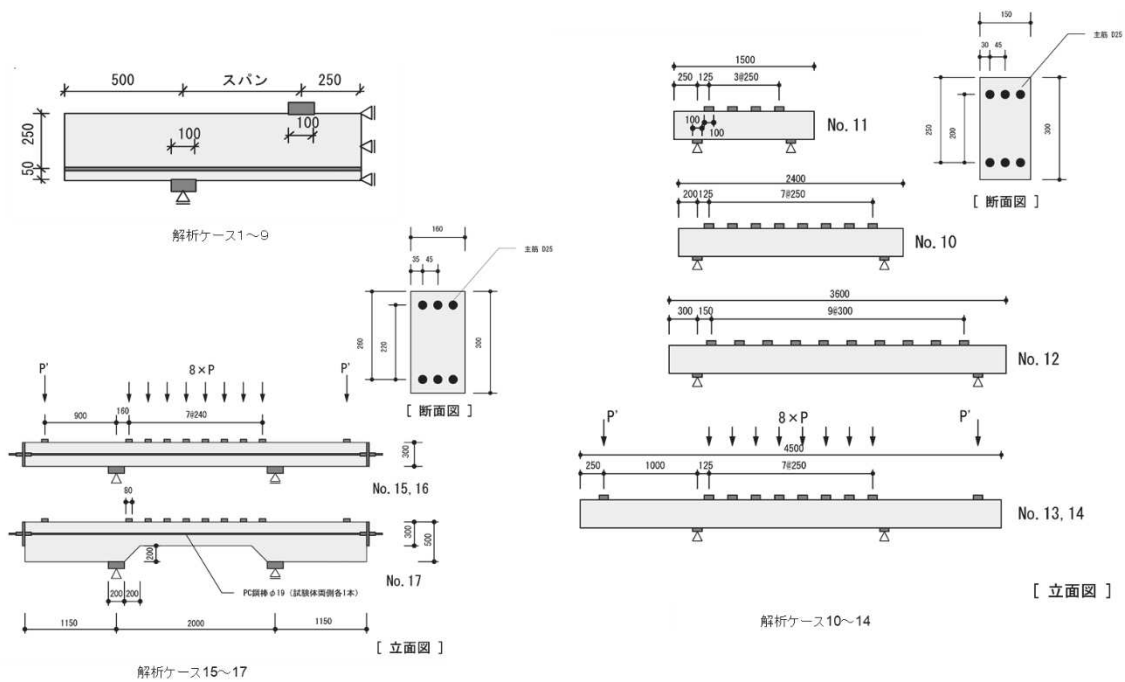
表 6-5 梁部材に対するキャリブレーション解析一覧
(土木学会マニュアルより抜粋)

モデルのせん断耐力
(せん断耐力評価式)

Case No.	スパン[m]	部材幅[m]	部材厚[m]	有効部材厚[m]	コンクリート圧縮強度[N/mm ²]	主筋降伏強度[N/mm ²]	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降伏強度[N/mm ²]	Case No.	せん断耐力[kN]	着目点
1	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	1	475	No. 1~9の基本ケース
2	0.25	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	2	1187	
3	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	3	324	a/dの効果
4	1.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0	0	4	294	
5	0.50	1.00	0.30	0.25	36.0	350	0.030	0	0	0	5	581	コンクリート圧縮強度の効果
6	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.010	0	0	0	6	329	引張鉄筋比の効果
7	2.50	1.00	1.50	1.25	24.0	350	0.030	0	0	0	7	1587	寸法効果
8	1.00	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0.1	0	0	8	350	軸力効果
9	0.50	1.00	0.30	0.25	24.0	350	0.030	0	0.005	350	9	855	せん断補強の効果

モデルのせん断耐力
(実験結果)

Case No.	スパン[m]	部材幅[m]	部材厚[m]	有効部材厚[m]	コンクリート圧縮強度[N/mm ²]	主筋降伏強度[N/mm ²]	引張鉄筋比	軸力比	せん断補強筋比	せん断補強筋降伏強度[N/mm ²]	Case No.	P/P (各立面図参照)	せん断耐力(支点位置) [kN]	着目点
10	1.00	0.15	0.30	0.25	32.3	363	0.041	0	0	0	10	0	165	No. 10~14の基本ケース
11	0.50	0.15	0.30	0.25	41.4	363	0.041	0	0	0	11	0	333	
12	1.50	0.15	0.30	0.25	41.7	363	0.041	0	0	0	12	0	127	分布荷重を受けるスハンの効果
13	1.00	0.15	0.30	0.25	33.6	363	0.041	0	0	0	13	1.5	188	
14	1.00	0.15	0.30	0.25	36.2	363	0.041	0	0	0	14	2	163	モーメント分布の効果
15	1.00	0.16	0.30	0.26	33.7	511	0.035	0.1	0	0	15	1.5	273	No. 15~17の基本ケース
16	1.00	0.16	0.30	0.26	35.0	511	0.035	0.1	0.038	332	16	1.5	356	せん断補強の効果
17	1.00	0.16	0.30	0.26	34.4	511	0.035	0.1	0	0	17	1.5	432	ハンチの効果



※：解析ケース1～9は左右対称の単純梁に2点載荷している状況を想定。
対象軸を鉛直ローラーとしている。

図 6-1 梁部材構造図
(土木学会マニュアルより抜粋)

表 6-6 梁部材に対するキャリブレーション解析結果

Case No.	①モデルのせん断耐力 (kN)	②解析で得られたせん断耐力 (kN)	②/①
1	475	439	0.925
2	1187	1098	0.925
3	324	356	1.100
4	294	301	1.025
5	581	523	0.900
6	329	337	1.025
7	1587	1825	1.150
8	350	350	1.000
9	855	1026	1.200
10	165	107	0.650
11	333	341	1.025
12	127	102	0.800
13	188	113	0.600
14	163	118	0.725
15	273	184	0.675
16	356	356	1.000
17	432	259	0.600

6.2.4 壁部材に対する解析

面内荷重を受ける壁部材に対する解析ケースのうち、せん断耐力評価式（建築の告示式）により精度よく評価が可能なケースとして、8ケース設定した。この8ケースは、評価式で考慮されている基本因子の影響が適切に表現されることを確認するケースである。加えて、土木構造物に類似した実構造部材を想定した実験を対象に3ケース設定した。この3ケースは、一定水準以上の査読付き論文から、土木構造物の壁に類似した実験ケースを選定したものである。検討ケースについて表 6-7、図 6-2 及び図 6-3 に示す。

表 6-7 面内せん断力を受ける壁構造の部材係数設定用モデル一覧

モデルのせん断耐力
(せん断耐力評価式)

Case No.	パラメータ	着目点	壁厚 te(mm)	壁全長 D(mm)	壁高 H(mm)	水平せん断 補強筋比 p _{wh} (%)	軸力比 (-)	コンクリート 圧縮強度 f _{ck} (N/mm ²)	せん断耐力 (kN)
1	-	モデル1~モデル8の基本モデル (供試体サイズレベルのモデルを決定)	150	900	900	1.0	0.00	20.5	439
2	せん断スパン比(0.4)	壁長さDが壁高さHより長い場合の影響を確認	150	2,250	900	1.0	0.00	20.5	1096
3	せん断スパン比(1.2)	壁長さDが壁高さHより短い場合の影響を確認	150	750	900	1.0	0.00	20.5	352
4	鉄筋比(0.5%)	鉄筋比pが基本ケースより小さい場合の影響を確認	150	900	900	0.5	0.00	20.5	340
5	鉄筋比(2.0%)	鉄筋比pが基本ケースより大きい場合の影響を確認	150	900	900	2.0	0.00	20.5	497
6	コンクリート圧縮強度	コンクリートの圧縮強度が基本ケースより大きい場合の影響を確認	150	900	900	1.0	0.00	30	490
7	壁厚	実構造レベルの壁厚におけるせん断耐力を確認	2,000	9,000	9,000	1.0	0.00	20.5	58467
8	軸力比(0.10)	軸力比が基本ケースより大きい場合の影響を確認	150	900	900	1.0	0.10	20.5	468

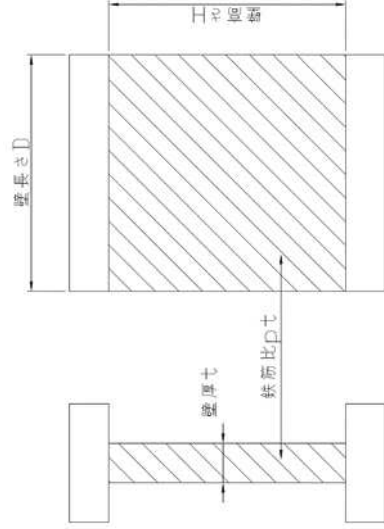
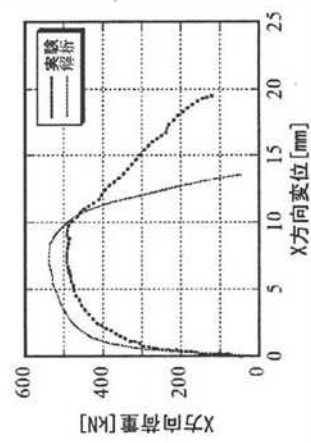
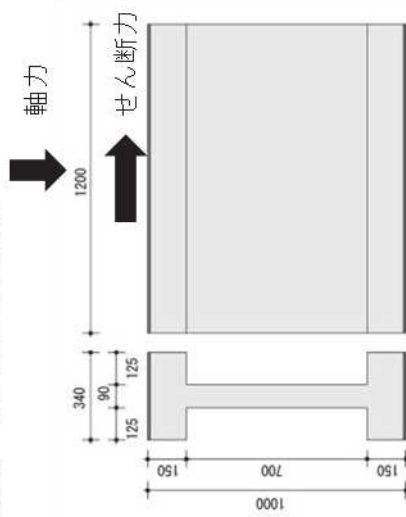


図 6-2 基本モデル (イメージ)

ケース9

宮川義範「水平二方向の変形を受ける鉄筋コンクリート壁体のマクロモデルに関する検討」(2016):電力中央研究所報告書

試験ケース: XM 単調載荷

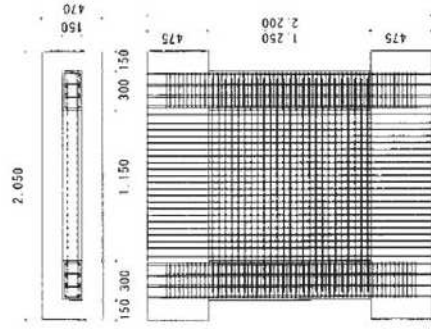


ケース10

ケース11

加藤ほか「柱型の無い鉄筋コンクリート造耐震壁の水
平2方向載荷実験」(2014):構造工学論文集 Vol.60B

試験ケース: WC1D 単調載荷



試験ケース: WD1D 単調載荷

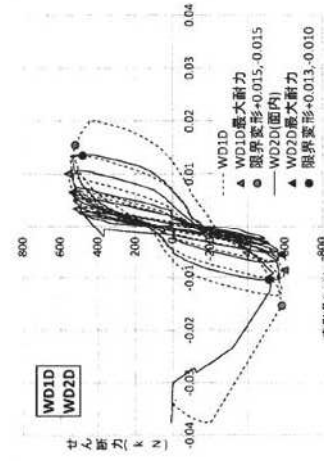
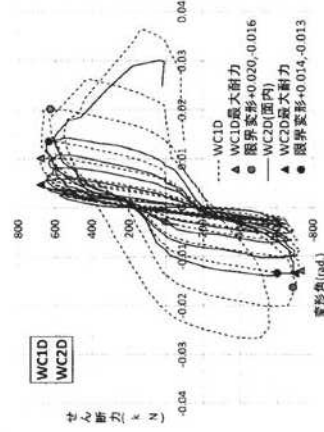
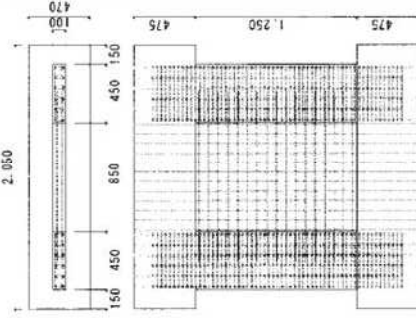


図 6-3 実構造部材を想定した実験ケース

ここで、せん断耐力評価式として、荒川式を用いる。荒川式には荒川 min 式と呼ばれるものと、建築の告示式として採用されている荒川 mean 式と呼ばれるものがあり、耐震壁のせん断終局強度についての実験結果を安全側に丸めたものが荒川 min 式、平均的に丸めたものが荒川 mean 式であるが、梁のせん断耐力評価式において、実験値と乖離の小さい式が採用されていることから、壁部材のせん断耐力評価式として、実験値との乖離が小さい荒川 mean 式を採用する。荒川 mean 式を図 6-4 に示す。

$$Q_{\text{mean}} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (\text{N}) \quad (5)$$

ここで、

- t_e : I 形断面を長さと同断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅 (mm).
ただし、 t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする
- D : 耐震壁の全長 (mm)
- j : $(7/8)d$ (mm)
- p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) (= $100a_t / (t_e \cdot d)$)
- a_t : I 形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積, 長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積 (mm²)
- d : I 形断面の場合 $D - D_c / 2$ (D_c は圧縮側柱のせい), 長方形断面の場合は $0.95D$ (mm)
- p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)
- σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
- σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)

ただし(4)式では $M/(Q \cdot D)$ が 1 未満の時は 1 とし, 3 を超える時は 3 とする。

図 6-4 荒川 mean 式

(原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) より抜粋)

また、荒川 mean 式には補正係数を考慮する。荒川 mean 式における、柱型がない耐力壁 52 体を対象とした実験結果を表 6-8 に示す。平均値は 1.0 より大きく、多くの試験体で実験値を安全側に評価する傾向にあり、土木学会マニュアルに記載の評価式は、実験結果に近い式を用いており、288 体の実験結果に対する評価式の比は、1.01 である。部材係数の設定は、本来、壁構造が有する正しいせん断終局強度に対し、解析結果を比較することが目的であることから、荒川 mean 式に補正係数を考慮する。今回、壁構造の部材係数算定モデルとして採用したモデルは、土木構造物の面部材と同様な「無開口・矩形断面、壁柱タイプ」に相当する (図 6-5)。壁柱における実験値/計算値の平均値は表 6-8 のとおり 1.28 であることから、この差異を補正するために、荒川 mean 式より算出されるせん断終局強度に 1.28 を乗じた値をモデルのせん断耐力とする。

表 6-8 荒川 mean 式における実験結果
 (実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (国立研究開発法人 建築研究所) より抜粋)

評価式Ⅱ	① 無開口 I形断面	②無開口・矩形断面				①+②	③ 有開口 I形・矩形	①+②+③
		帯筋 あり	帯筋 なし	壁柱	全体			
試験体数	115	7	30	15	52	167	108	275
実験値 計算値	平均値	1.40	1.55	1.11	1.28	1.22	1.34	1.41
	標準偏差	0.31	0.26	0.22	0.17	0.25	0.31	0.32
	変動係数	0.22	0.17	0.19	0.13	0.21	0.23	0.23

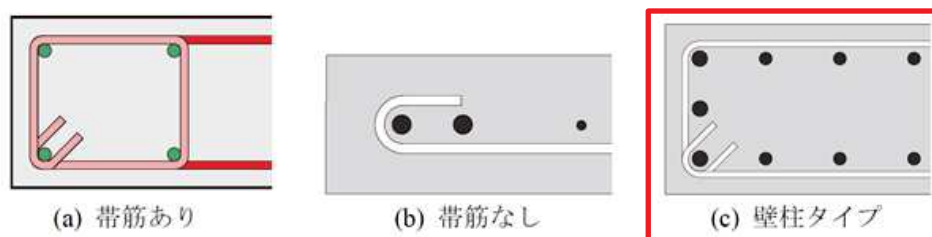


図 6-5 無開口・矩形断面の分類

(実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (国立研究開発法人 建築研究所) より抜粋)

解析の結果、面内荷重を受ける壁部材に対する部材係数の最大値は 1.100 である。各検討ケースの解析結果を表 6-9 に示す。

表 6-9 壁部材に対するキャリブレーション解析結果

Case No.	①モデルのせん断耐力 (kN)	②解析で得られたせん断耐力 (kN)	②/①
1	439	257	0.586
2	1096	1134	1.035
3	352	172	0.489
4	340	133	0.392
5	497	417	0.840
6	490	249	0.509
7	58467	31974	0.547
8	468	348	0.743
9	493	542	1.100
10	680	697	1.025
11	557	613	1.100

6.2.5 部材係数の設定

梁部材及び壁部材に対するキャリブレーション解析の結果より、最大値である 1.200 を部材係数として設定する。

7. まとめ

海水ポンプ室，取水口，軽油タンク室，復水貯蔵タンク基礎は三次元静的材料非線形解析により耐震安全性評価を行うこととしており，構造が複雑で，要求性能が多岐にわたり，新規性の高い評価方法を網羅している海水ポンプ室を代表構造物として，評価方法の妥当性を検討した。

二次元地震応答解析により地震時荷重を算定し，別途，三次元モデルへ載荷して耐震安全性評価を行っていることから，地震時荷重の妥当性として，以下の2項目について検討し，適切に地震時荷重が算定できていることを確認した。

- 地震時荷重は，海水ポンプ室の延長方向の構造の変化を考慮して，適切に評価できている。
- 地震時荷重の選定時刻は，評価部材や評価項目に応じて適切に選定されている。

既工認及び新規制における先行プラントにおいても，三次元材料非線形解析は実績がないことから，採用する解析コードCOM3が，三次元構造物の終局状態まで適用可能であることを，三次元構造物の載荷実験に対する再現解析の事例により確認した。

耐震安全性評価において，安全係数は，基準類を参照して三次元材料非線形解析として適切な係数が設定されている。また，要素分割や解析者間の差に対する安全係数として，海水ポンプ室が面外変形を受ける部材と面内変形を受ける部材から構成されることに着目し，面外変形を受ける梁部材と面内変形を受ける壁部材，それぞれに対し，実験や評価式により耐力が判明している部材に対するキャリブレーション解析を行い，実構造物の耐力と解析による耐力の比を不確かさとして，部材係数を設定している。

また，許容限界については，既往の基準類や一般的に用いられる文献等を基に要求性能に応じたひずみとして設定している。特に，部材の終局破壊に対するせん断ひずみについては，適用実績が少ないことから，事業者の判断として，参照文献より安全側に許容限界を設定している。更に，部材の終局破壊に対する許容限界は，ピーク耐力を超え，一部軟化域に至るレベルであることを鑑み，地震時荷重を更に漸増させ，構造物全体としての変形性能（終局耐力時の変形）について十分余裕を有し，構造物の終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していることを確認している。

以上の検討により，三次元静的非線形解析による評価手法は，構造物の耐震安全性を安全側に評価できることを確認した。

許容限界に関する説明

1. 通水性能（断面保持）に対する許容限界

1.1 概要

通水性能は、部材が破壊し通水断面を閉塞しないことにより満足され、許容限界は、最大引張ひずみ 3%、最大圧縮ひずみ 1%、最大せん断ひずみ 1.5%とする。

せん断ひずみの許容限界は、解析コード（COM3）の開発者らが提案し、一般に引用されている破壊基準（Shawky and Maekawa (1996)）より厳しい値とした。この理由は、許容限界に相当するひずみレベルは、要素レベルでは、ピーク強度を超え、軟化域にある可能性があり、脆性的に部材レベルのせん断破壊へ進展する可能性があることから、事業者の判断として、安全側に許容限界を設定したものである。更に、地震時荷重より大きな荷重に対し、部材または構造物が脆性的に破壊しないことを確認するため、地震時荷重を更に漸増載荷（プッシュオーバー解析）し、部材係数を考慮して算定される構造物の終局耐力に至るまでの破壊進展過程を確認する。これらの2段階による一連の体系で照査を行うことで構造物の裕度を確認することによりひずみによる照査を補完することとしている。

通水性能に対する許容限界は、構造物の崩壊、荷重保持機能の喪失に対する破壊基準として、Shawky and Maekawa (1996) の破壊基準を参照し、解析コードからのアウトプット項目を考慮し、安全側に設定した。Shawky and Maekawa (1996) の破壊基準に係る説明内容は下記のとおりである。

- ・ 分散ひび割れモデルに基づく鉄筋コンクリート要素に対して、ひずみに基づき以下の3タイプの破壊モードを定義。
- ・ 破壊基準のひずみは、多くの実験結果に基づき、鉄筋コンクリート平面要素の最大ひずみとして設定。
- ・ これらの基準値未満では、鉄筋の降伏やコンクリートの圧縮破壊は生じるものの、耐荷能力は保持される。
- ・ 数要素が破壊基準に達し、局所的な破壊が生じることは、かならずしも構造の崩壊を意味するわけではない。
- ・ 要素に対する破壊基準に比べると、より大きな限界ひずみを採用している。

今回設定した通水性能の許容限界と、Shawky and Maekawa (1996) の破壊基準を表 1-1 に示す。

各破壊基準で想定される鉄筋コンクリート要素の限界状態を 1.2 以降に示す。要素レベルでは、損傷が進展しているものの、部材を構成する 1 要素の損傷であるため、部材としては、ピーク荷重を保持できる状態である。

表 1-1 通水性能に対する許容限界

破壊モード	設定した破壊基準		【参照基準】Shawky and Maekawa (1996) の破壊基準	
	指標	許容値	指標	許容値
引張破壊基準	最大引張ひずみ ϵ_1	3%	ひび割れ直交方向の最大引張ひずみ	3%
圧縮破壊基準	最大圧縮ひずみ ϵ_3	1%	ひび割れ方向の圧縮ひずみ	1%
せん断破壊基準	最大せん断ひずみ γ_{max}	1.5%*	ひび割れ面に平行な方向のせん断ひずみ	2%

※：事業者の判断として、参照基準より安全側に設定。

1.2 引張破壊基準（最大引張ひずみ 3%）

鉄筋コンクリート要素に、引張ひずみが 3% 生じている状況は、コンクリートは引張破壊し、ひび割れにより分離している（図 1-1）。一方、鉄筋は降伏しているものの、破断には至っておらず、鉄筋コンクリート部材としては、一体性を保持している状況を想定している（図 1-2）。

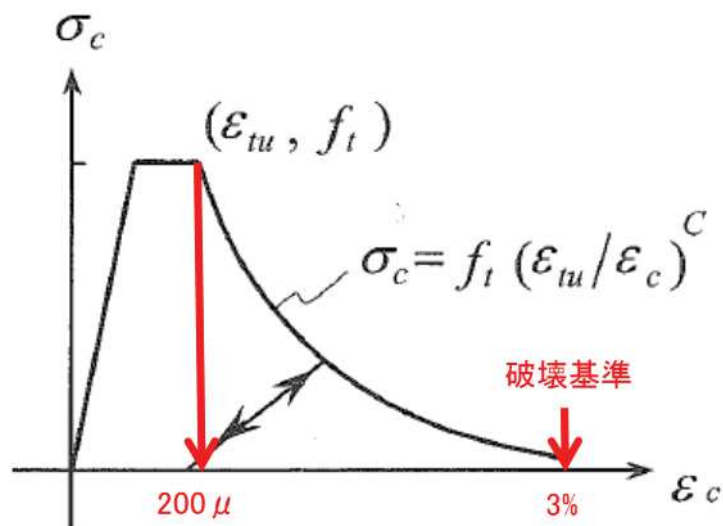


図 1-1 コンクリートの引張領域での平均応力ー平均ひずみ関係の例（コンクリート標準示方書 2017 より抜粋，一部加筆）

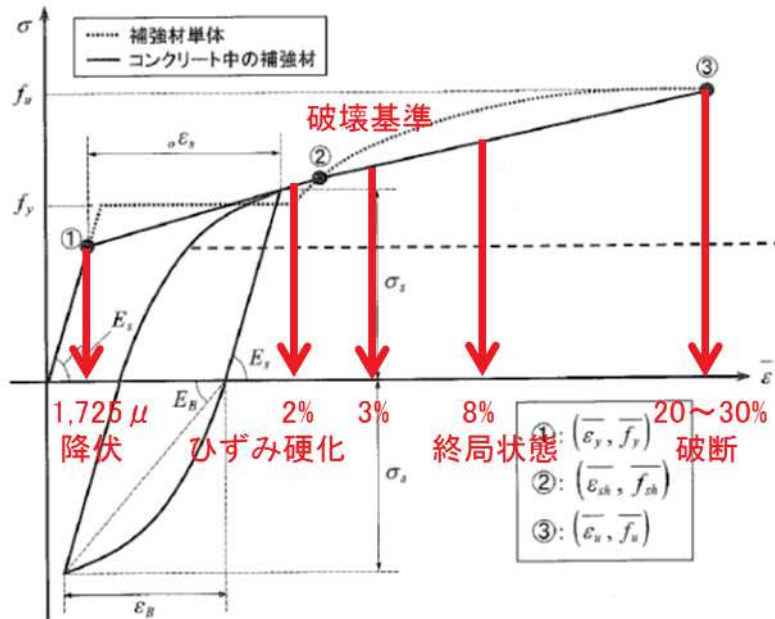


図 1-2 鉄筋の履歴モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より抜粋，一部加筆)

1.3 圧縮破壊基準（最大圧縮ひずみ 1 %）

鉄筋コンクリート要素に、圧縮ひずみが 1 % 生じている状況は、一軸圧縮状態であれば、コンクリートは圧壊しているが、曲げ系の破壊において圧縮側コンクリート要素に発生する状況は、ピーク強度は超えるものの、最大荷重を保持している状態である（図 1-3）。

土木学会マニュアルによると、材料非線形解析によって応答を求める場合、ひずみを直接出力することが可能なので、曲げ系の破壊に対する限界状態は、部材断面の圧縮縁コンクリートひずみが 1 %（10,000 μ）に至った状態とされている。

コンクリートの圧縮ひずみが 1 %（10,000 μ）時のコンクリートの圧縮応力は、概ね 2~7N/mm² 程度残留している状態であり、かぶりコンクリートの剥落に対して若干の裕度を含んだ設定とされている（図 1-4）。

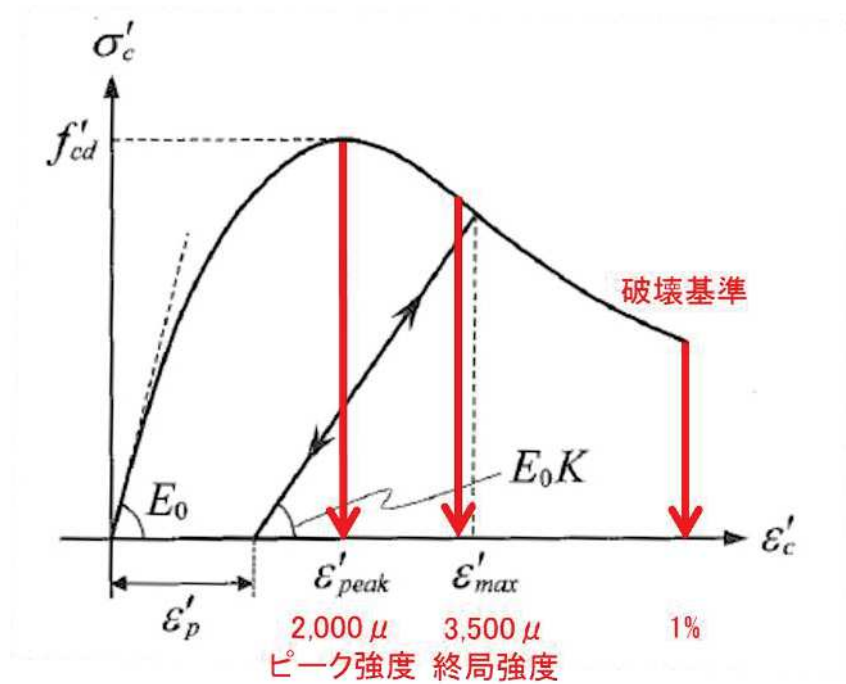


図 1-3 簡略化したコンクリートの圧縮領域の履歴モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より抜粋，一部加筆)

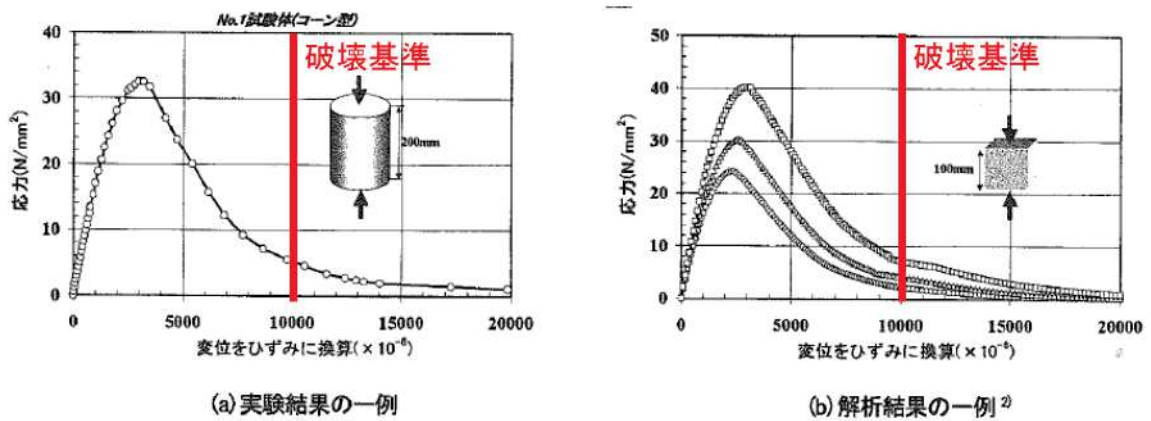
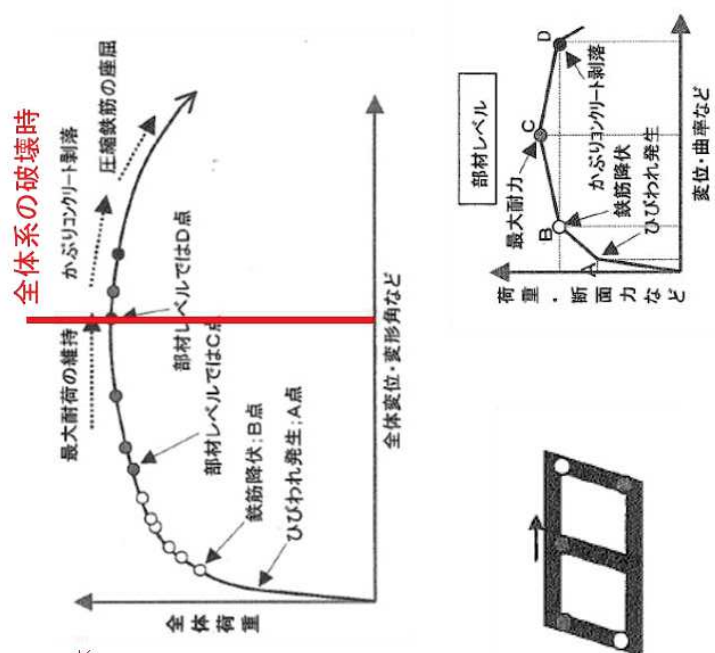


図 1-4 コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% ($10,000 \times 10^{-6}$) 時点における残留応力 (土木学会マニュアルより抜粋，一部加筆)

実験や材料非線形解析の結果から，かぶりコンクリートの剥落時点あるいは圧縮縁コンクリートひずみが 1% ($10,000 \mu$) となる時点は，全体系の荷重－変形関係との対応を見ると，終局限界より前の最大耐力を維持するレベルにあり，構造物の内空断面は保持され，通水機能が維持されるレベルである (図 1-5)。



部材レベルの破壊は、構造物全体の最大荷重維持に該当する。

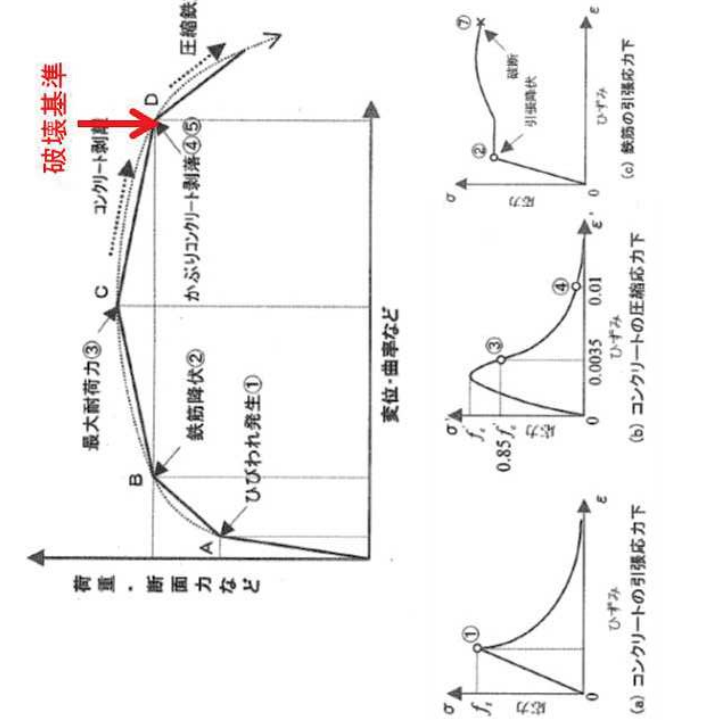


図 1-5 左：コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係に対する概念図
 右：構造物全体と部材レベルの損傷状態の対応関係に対する概念図
 (原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<技術資料>より抜粋，一部加筆)

1.4 せん断破壊基準 (せん断ひずみ 1.5%)

せん断破壊は、最大耐力後、脆性的にひずみが増大し、破壊に至ることや、梁部材等の载荷実験ではせん断ひずみの計測が難しいことから、せん断破壊時のせん断ひずみに相当する一般的な値は Shawky and Maekawa (1996) しかな存在しない。

せん断ひずみ 1.5%に相当する状況は、コンクリートに斜めひび割れが発生し、鉄筋により一体性を保持している状況を想定している。

せん断ひずみの許容値は、使用する解析コード (COM3) の開発者が提案している破壊基準である、ひび割れ面に平行な方向のせん断ひずみ 2%より厳しい許容値を設定した。この理由は、構造物の崩壊に対する基準としてひび割れ面のせん断ひずみ 2%が提案されているものの、要素レベルでは、ピーク強度を超え、軟化域にある可能性があり、脆性的に部材レベルのせん断破壊へ進展する可能性があることから、事業者の判断として、安全側に許容限界を設定したものである。更に、地震時荷重より大きな荷重に対し、部材または構造物が脆性的に破壊しないことを確認するため、地震時荷重を更に漸増载荷 (プッシュオーバー解析) し、部材係数を考慮して算定される構造物の終局耐力に至るまでの破壊進展過程を確認する。これらの2段階による一連の体系で照査を行うことで構造物の裕度を確認することによりひずみによる照査を補完することとしている。

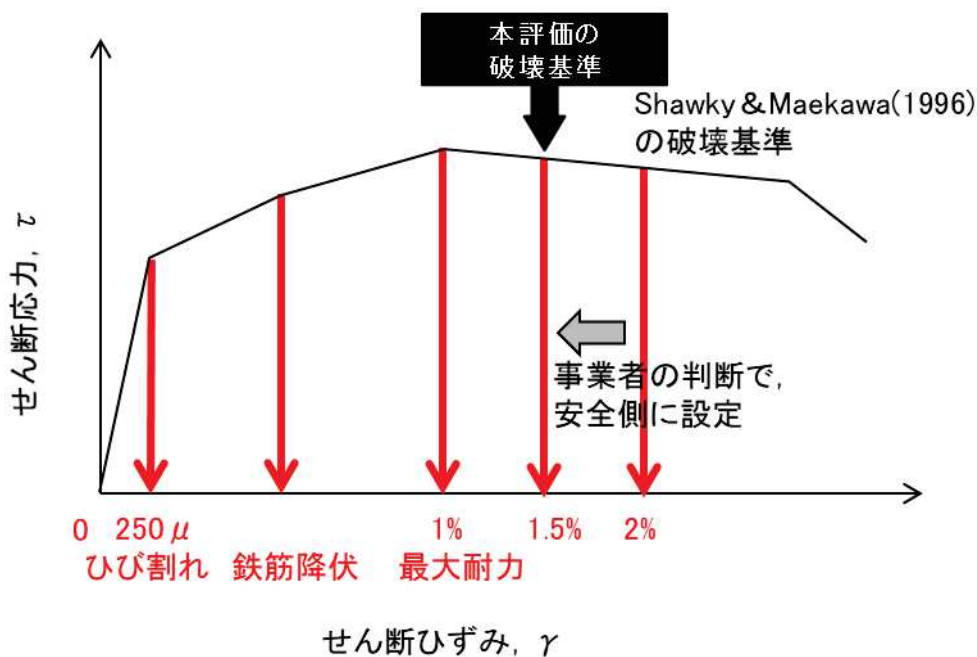


図 1-6 本評価の破壊基準

ひずみを計測した実験結果及び部材係数を設定するために行ったキャリブレーション解析の結果を用いて、せん断ひずみ 1.5%に相当する状況を以下で説明する。

「電力共通研究 原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価手法の高度化に関する研究（その2）平成21年度（経過報告）」において、厚さ 80cm 及び 40cm の柱部材に対し、交番载荷を行い、画像計測によりせん断ひずみを計測した結果を図 1-7 に示す。100mm×100mm の格子点に対する画像計測から算定したせん断ひずみ γ_{zx} によると、最大耐力に相当するひずみレベルは、概ね 1.5～2.0%程度である。

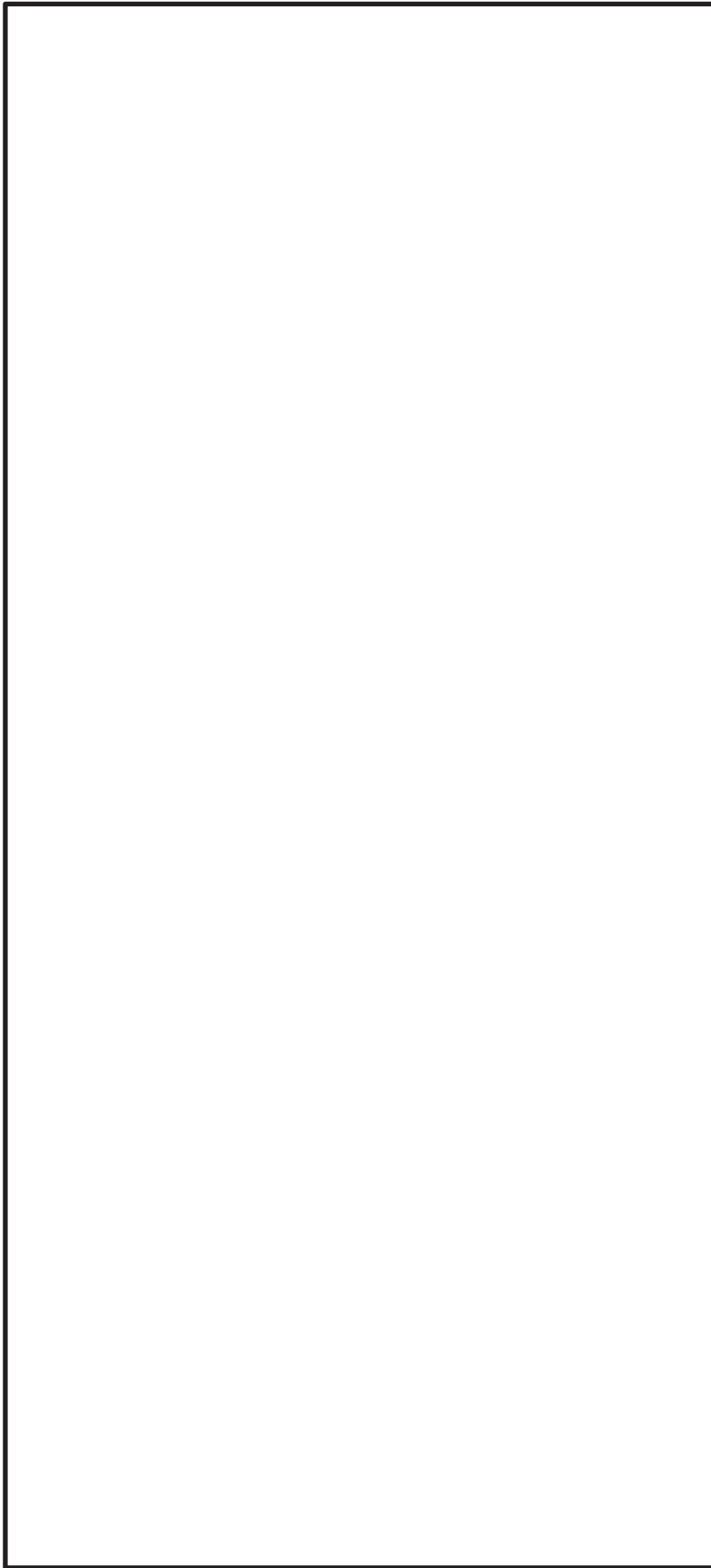


図 1-7 せん断ひずみ計測結果
(電力共通研究 原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価手法の高度化に関する研究 (その2) 平成 21 年度
(経過報告) より抜粋, 一部加筆)

枠囲みの内容は知的財産に係ることから公開できません。

「原子力リスク研究センター共通研究 屋外重要土木構造物の耐震性能照査手法の高度化に関する研究 平成 27 年度（経過報告）」において，1 連のボックスカルバートに対し，交番载荷を行い，画像計測によりせん断ひずみを計測した結果を図 1-8 に示す。50mm×50mm の格子点に対する画像計測から算定したせん断ひずみ γ_{zx} によると，耐力が低下するのは 5% を大きく超えてからであり，破壊基準として設定した 1.5% では十分荷重保持機能は維持されている。

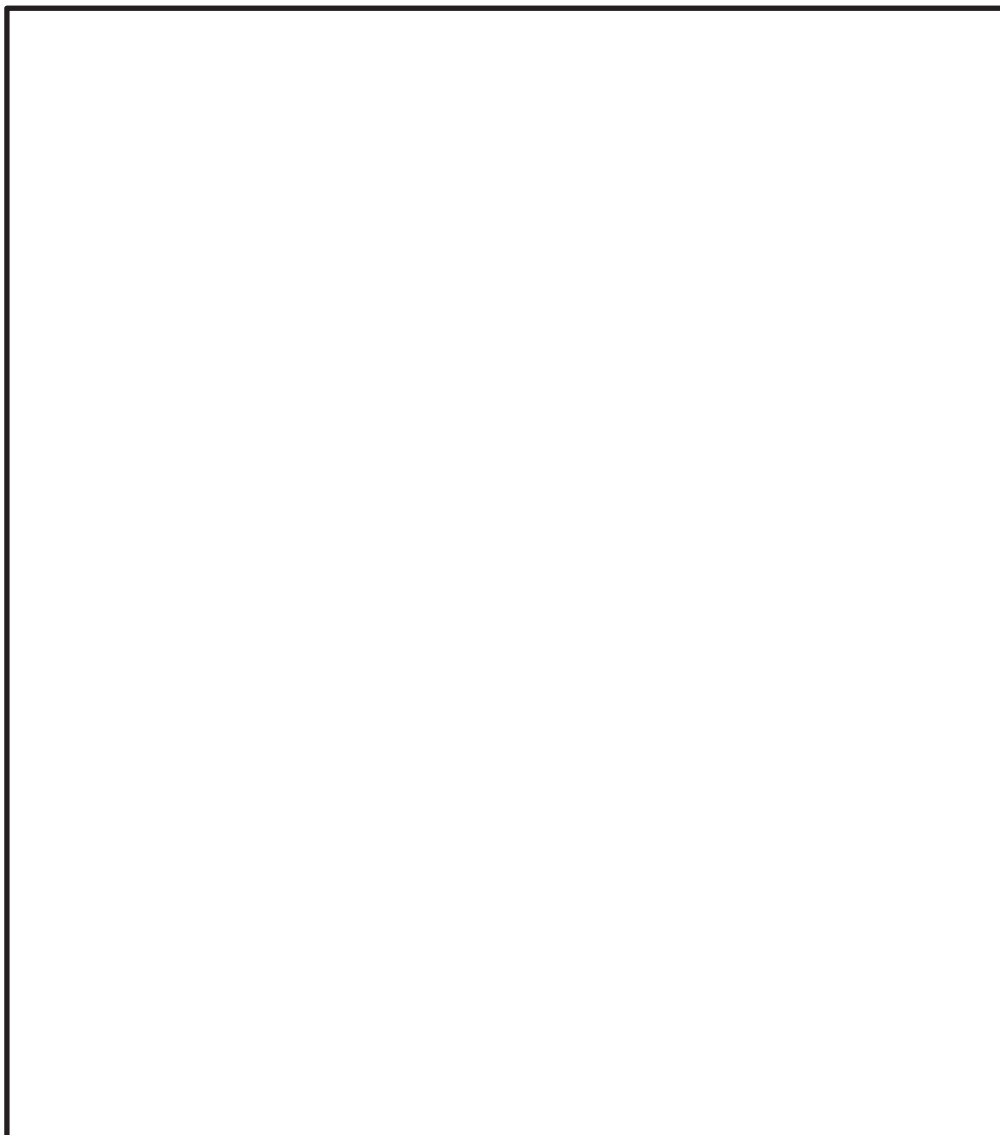


図 1-8 せん断ひずみ計測結果

（原子力リスク研究センター共通研究 屋外重要土木構造物の耐震性能照査手法の高度化に関する研究 平成 27 年度（経過報告）より抜粋，一部加筆）

枠囲みの内容は知的財産に係ることから公開できません。

また、「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷特性評価 電力中央研究所報告 平成 25 年」において、1 連のボックスカルバートに対し、交番载荷を行い、画像計測によりせん断ひずみを計測した結果を図 1-9 に示す。かぶりコンクリートが剥落し、部材としてせん断耐力に相当するレベルである層間変形角 1/100 においては、局所変形は顕著ではなく、最大せん断ひずみは 2%未満だった。終局状態（層間変形角 19/1000）では、右側壁下部に斜めひび割れによる局所的な変形が明瞭となり、せん断ひずみ 2%を超過する要素が連続している。

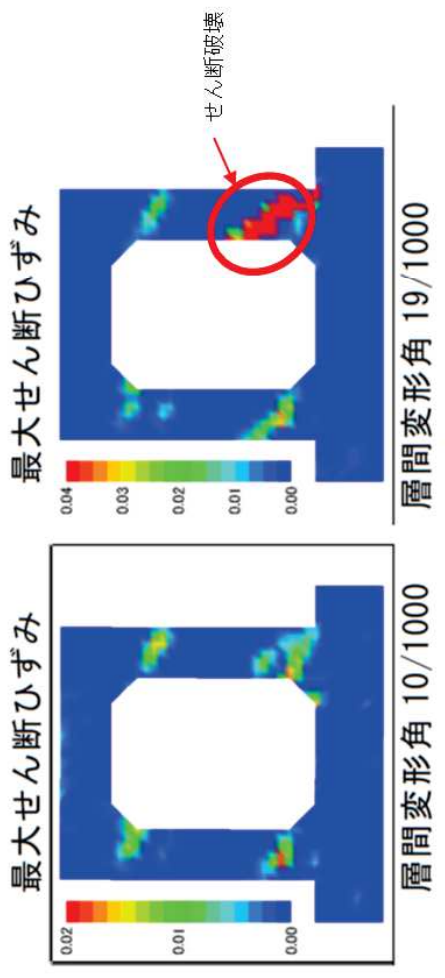
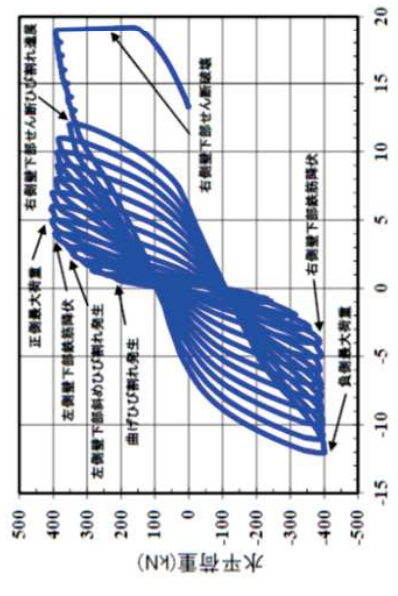
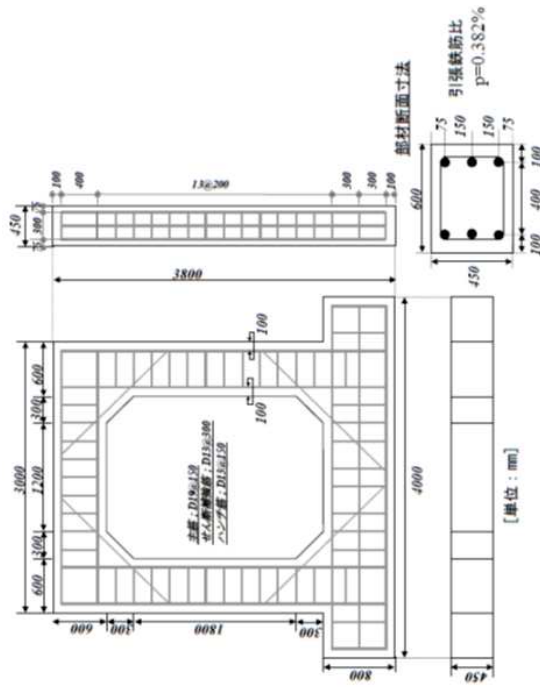


図 1-9 せん断ひずみ計測結果
 (「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷特性評価 電力中央研究所報告 平成 25 年」より抜
 粋, 一部加筆)

部材係数を設定するために、耐力が既知である梁部材を対象に、キャリブレーション解析を実施しているが、この解析においてひずみの許容限界（最大せん断ひずみ 1.5%）に対応する点と、荷重P-変位 δ 関係から算定した部材の耐力の関係を図 1-10 に示す。キャリブレーション解析の対象は、梁や壁などの静定構造であるため、構造物の荷重に対する冗長性が乏しいことから、局所的な要素の破壊はモデルのせん断耐力（=部材の破壊）と概ね合致する結果となっている。

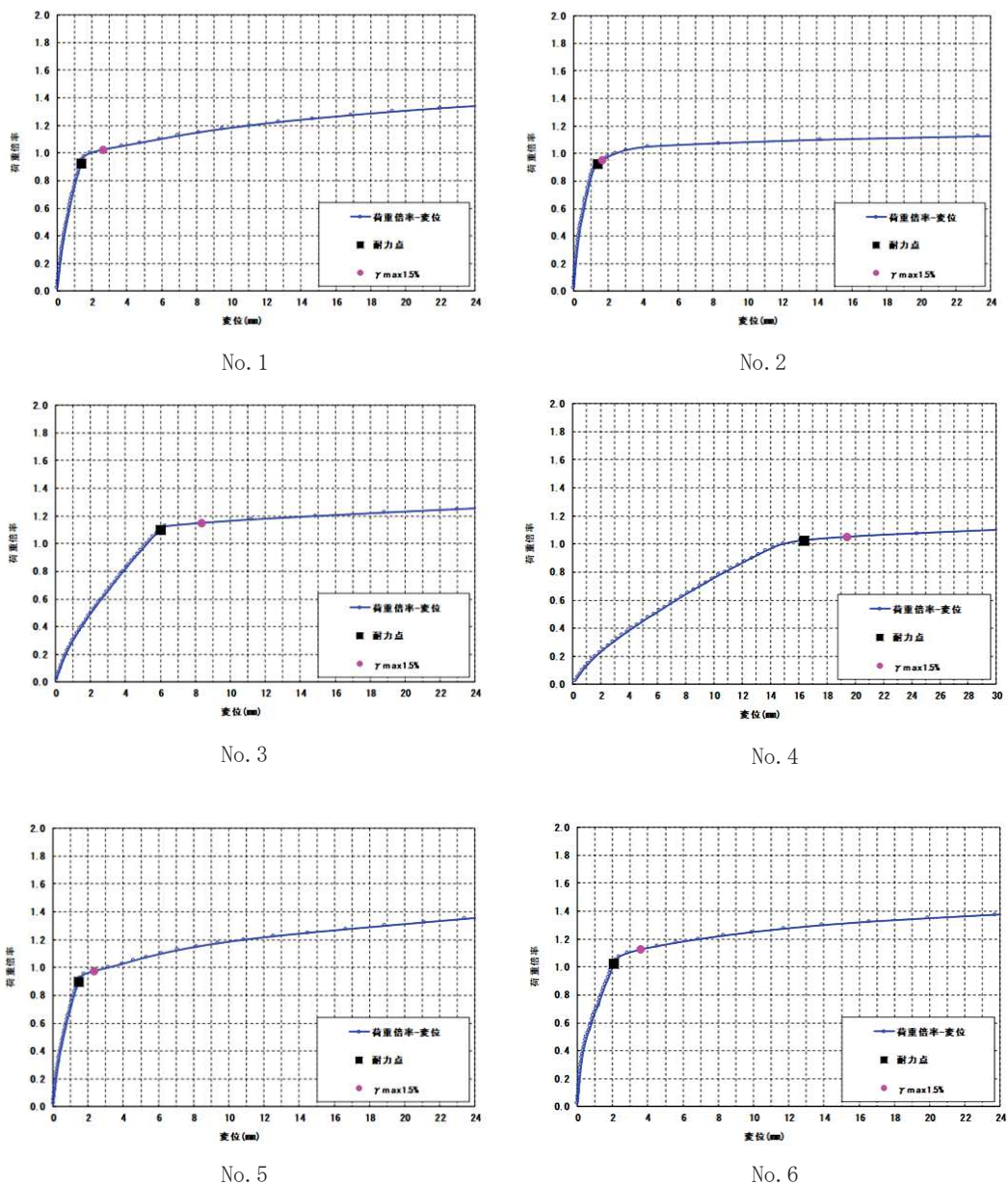
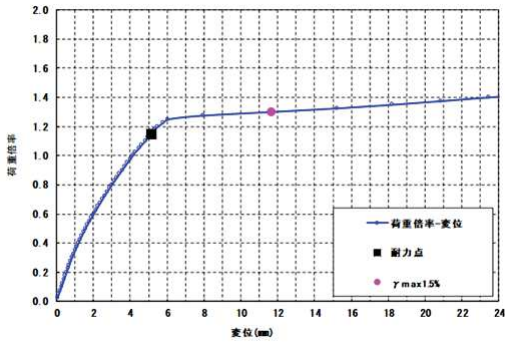
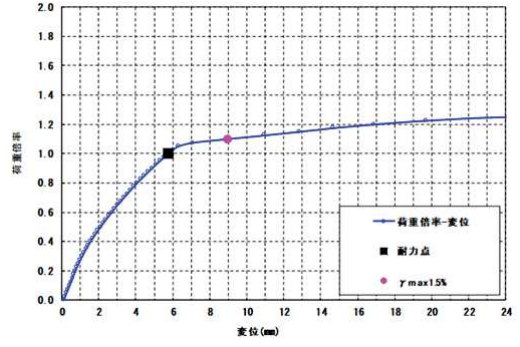


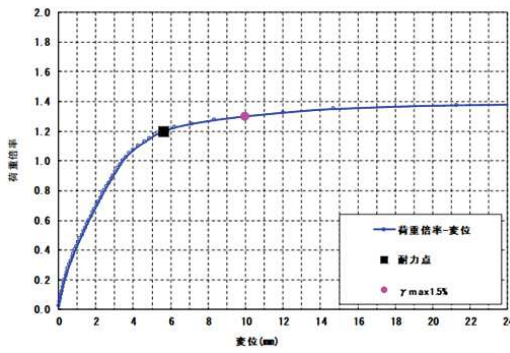
図 1-10 面外荷重を受ける梁部材の荷重倍率-変位関係 (1/3)



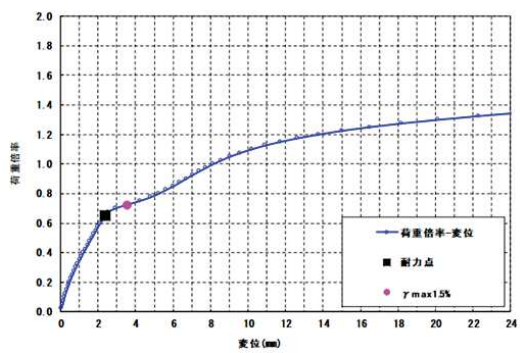
No. 7



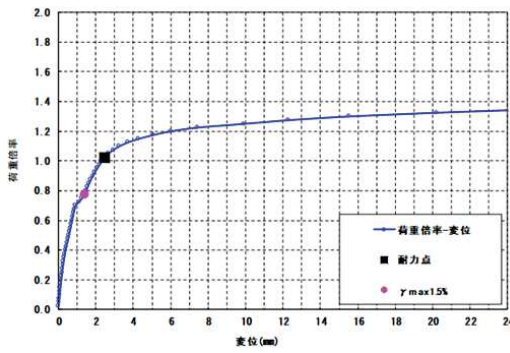
No. 8



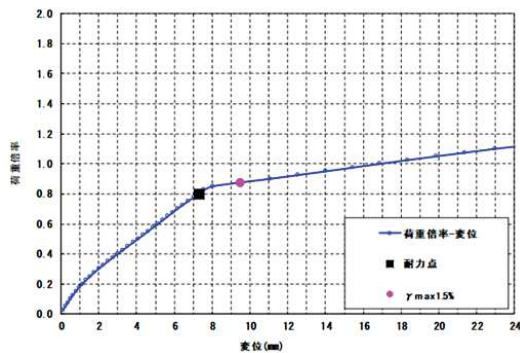
No. 9



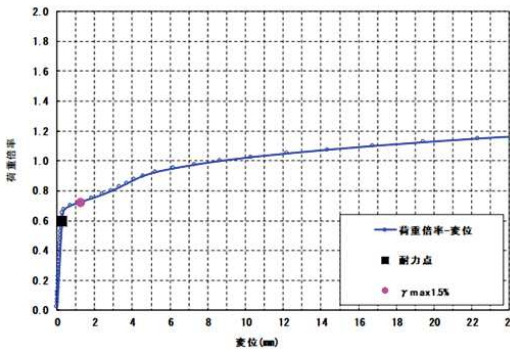
No. 10



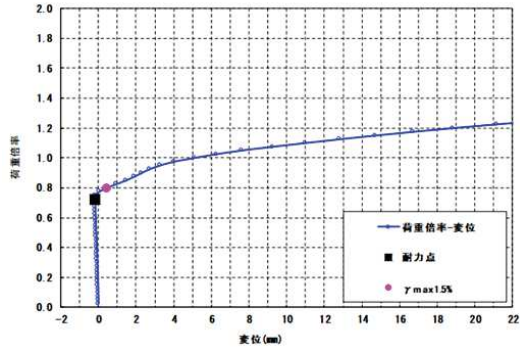
No. 11



No. 12

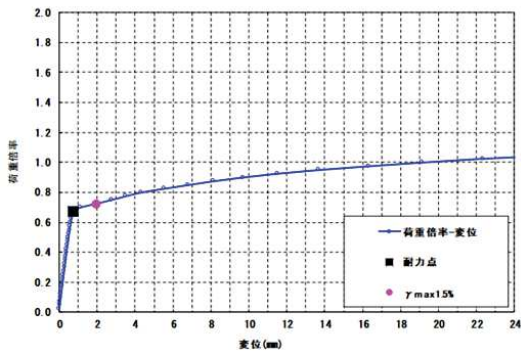


No. 13

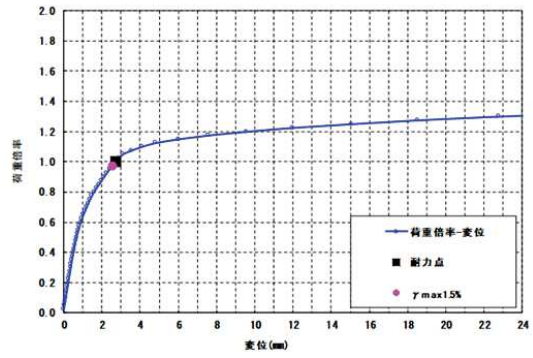


No. 14

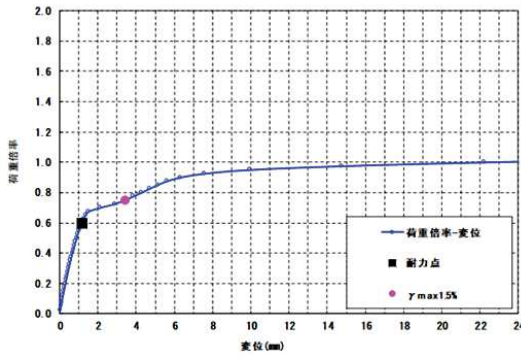
図 1-10 面外荷重を受ける梁部材の荷重倍率－変位関係 (2/3)



No. 15



No. 16



No. 17

図 1-10 面外荷重を受ける梁部材の荷重倍率－変位関係 (3/3)

参考として、同様の基準を採用している事例を表 1-2 及び表 1-3 に示す。

表 1-2 「鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則」(岡村・前川, 1991) の破壊基準

破壊モード	破壊基準
引張破壊基準	<ul style="list-style-type: none"> ・引張破壊は鉄筋の降伏による破壊と定義。 ・鉄筋の引張ひずみが、破壊ひずみに達すると、引張破壊とみなす。 ・破壊ひずみは、実験との適合性を考慮して 5.0%。
圧縮破壊基準	<ul style="list-style-type: none"> ・圧縮破壊はコンクリートの圧縮破壊による破壊と定義。 ・コンクリートの圧縮ひずみが、破壊ひずみに達すると、圧縮破壊とみなす。 ・破壊ひずみは、ピーク応力に対応するひずみ。
せん断破壊基準	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断破壊は、ひび割れ面におけるせん断ずれによる破壊と定義。 ・ひび割れ面におけるせん断ひずみが、破壊ひずみに達すると、せん断破壊とみなす。 ・破壊ひずみは、実験との適合性を考慮して、1.0%。

表 1-3 「原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン 2012」(土木学会, 2012) の破壊基準

照査ひずみ	許容値
引張ひずみ	+0.03
圧縮ひずみ	-0.01
せん断ひずみ	±0.02

1.5 面内せん断に対する許容限界

JEAG において耐震壁の終局せん断ひずみ度として $4,000 \mu$ と規定されていることから、面内せん断に対する許容限界は $4,000 \mu$ とする (図 1-11)。

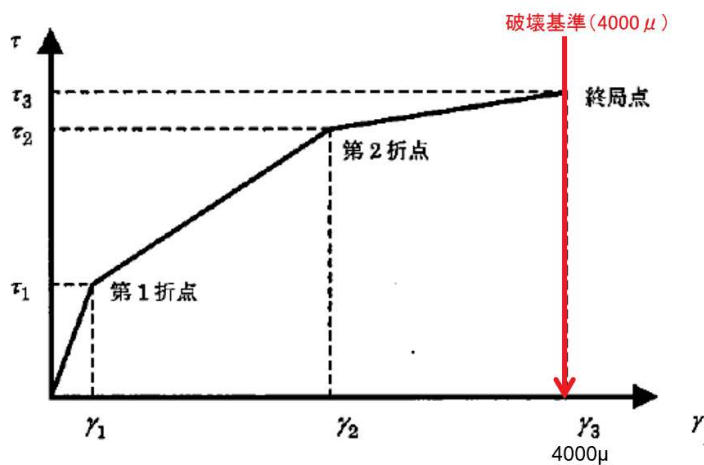
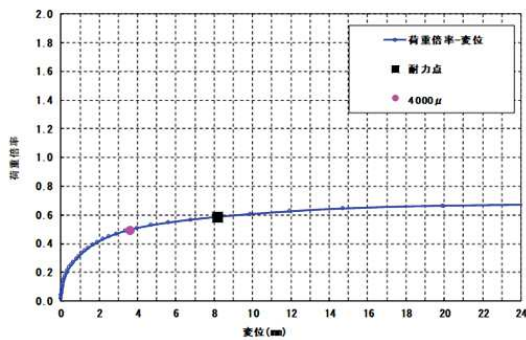
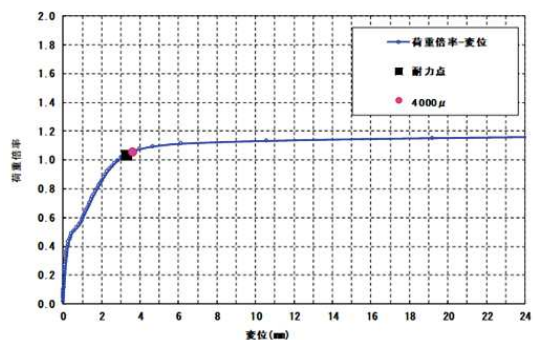


図 1-11 トリリニア・スケルトンカーブ

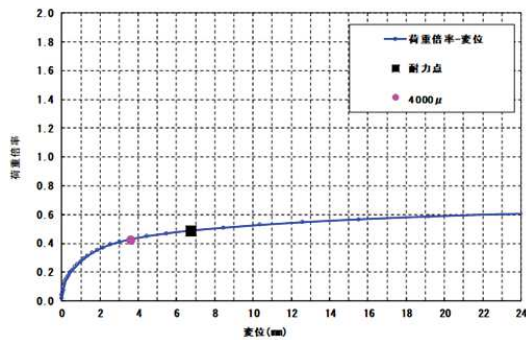
部材係数を設定するために、耐力が既知である壁部材を対象に、キャリブレーション解析を実施しているが、この解析においてひずみの許容限界（部材のせん断ひずみ $4,000\mu$ ）に対応する点と、荷重 P －変位 δ 関係から算定した部材の耐力の関係を図 1-12 に示す。キャリブレーション解析の対象は、梁や壁などの静定構造であるため、構造物の荷重に対する冗長性が乏しいことから、局所的な要素の破壊はモデルのせん断耐力（＝部材の破壊）と概ね合致する結果となっている。



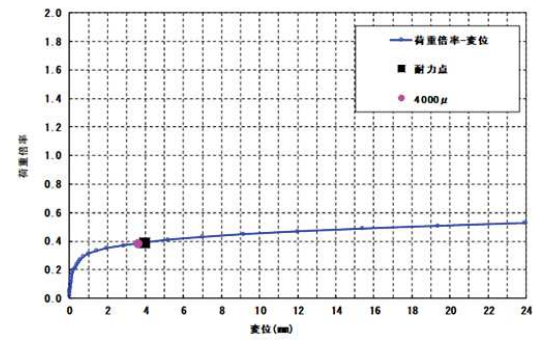
No. 1



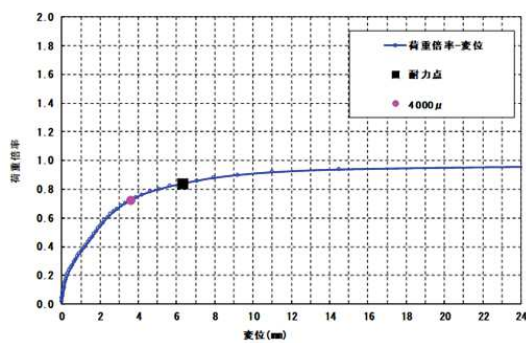
No. 2



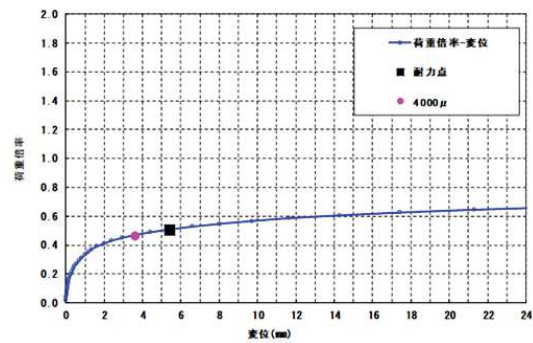
No. 3



No. 4

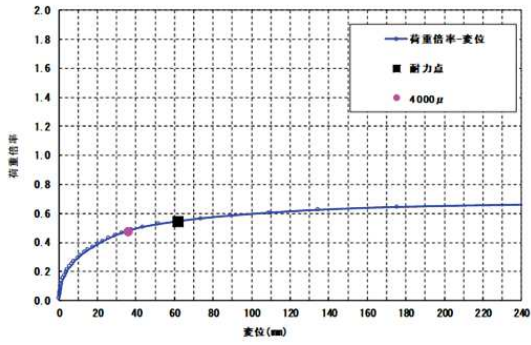


No. 5

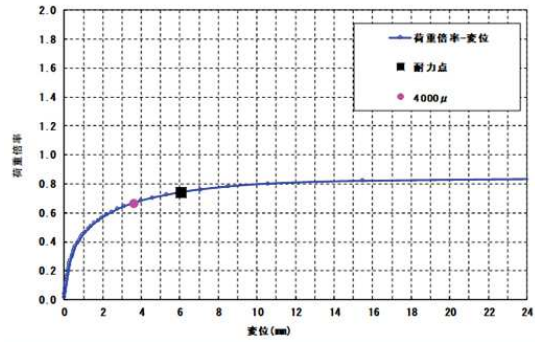


No. 6

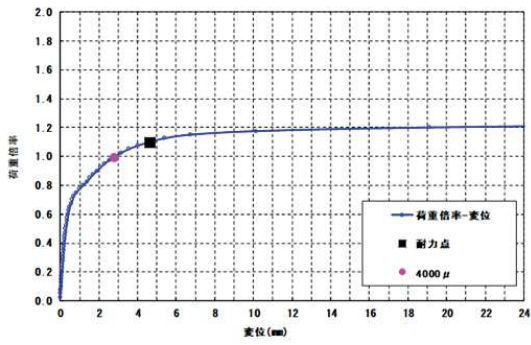
図 1-12 面内荷重を受ける壁部材の荷重倍率－変位関係 (1/2)



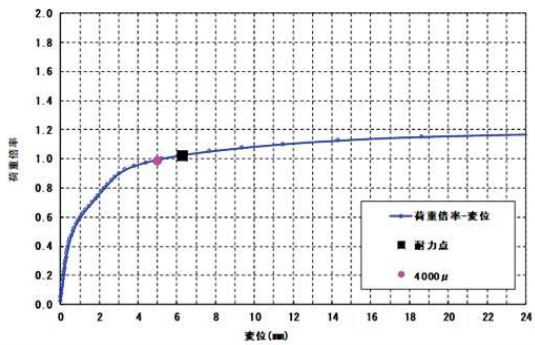
No. 7



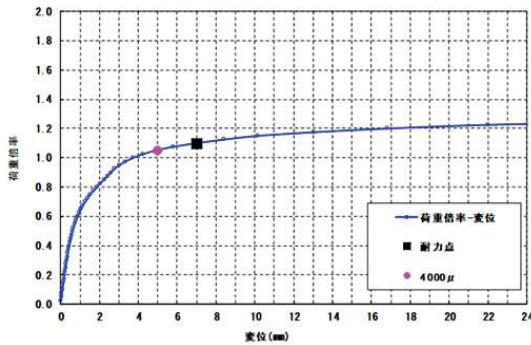
No. 8



No. 9



No. 10



No. 11

図 1-12 面内荷重を受ける壁部材の荷重倍率－変位関係 (2/2)

2. 貯水性能に対する許容限界

貯水性能及び止水性能は、部材が断面降伏せず、概ね弾性範囲であることにより満足され、許容限界（限界ひずみ）は、鉄筋（SD345）の降伏ひずみ $1,725 \mu$ を採用する。また、コンクリートについては、圧縮強度に対するひずみ $2,000 \mu$ とする（表 2-1、図 2-1 及び図 2-2）。

表 2-1 貯水・止水性能に対する破壊基準

対象指標	破壊基準
鉄筋ひずみ	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋の仕様：SD345 ・ヤング係数：200 kN/mm^2 ・降伏強度：345 N/mm^2 } 降伏ひずみ： $1,725 \mu$
コンクリートひずみ	・圧縮強度に対応するひずみ： 0.002 ($2,000 \mu$)

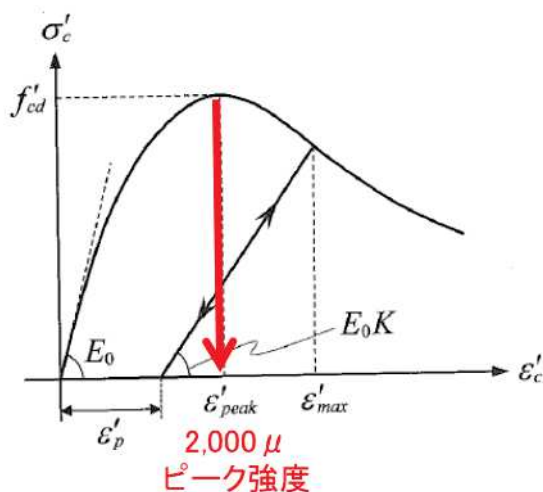


図 2-1 簡略化したコンクリートの圧縮領域の履歴モデル
（コンクリート標準示方書 2017 より抜粋，一部加筆）

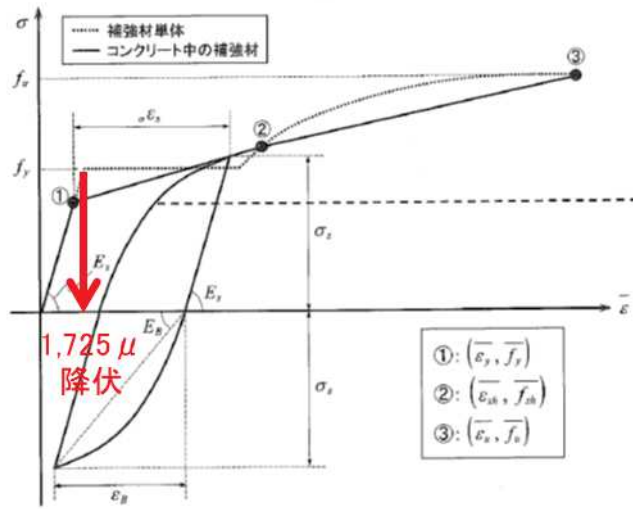


図 2-2 鉄筋の履歴モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より抜粋, 一部加筆)

3. 支持性能に対する許容限界

支持性能は、部材が面外荷重に対して断面降伏せず、概ね弾性範囲であることにより満足され、許容限界（限界ひずみ）は、鉄筋（SD345）の降伏ひずみ $1,725\mu$ を採用する。また、コンクリートについては、圧縮強度に対するひずみ $2,000\mu$ とする。

また、JEAGにおいて耐震壁の終局せん断ひずみ度として $4,000\mu$ と規定されており、安全率2を考慮し、せん断破壊に対する許容限界は $2,000\mu$ としている（表3-1）。なお、許容限界は支持機能等に対する機能維持限界との関係についての検討も実施されており、機能維持限界との対応も考慮されたものとなっている。

表 3-1 支持性能に対する破壊基準

対象指標	破壊基準
鉄筋ひずみ	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋の仕様：SD345 ・ヤング係数：200kN/mm^2 ・降伏強度：345 N/mm^2 } 降伏ひずみ： $1,725\mu$
コンクリートひずみ	・圧縮強度に対応するひずみ： 0.002 （ $2,000\mu$ ）
耐震壁のせん断ひずみ	<ul style="list-style-type: none"> ・$\gamma_a = 2.0 \times 10^{-3}$ γ_a: せん断ひずみ度に関する許容限界

評価結果の例示

1. 代表地震動の選定

評価結果の例として、基準地震動 Ss 全 7 波から、海水ポンプ室にクリティカルとなる地震動を選定して示す。

海水ポンプ室の各エリアの固有周期において、応答加速度が最大となる基準地震動 Ss は、Ss-N1 である。各エリアの固有周期を表 1-1 に、基準地震動 Ss 全 7 波の応答加速度スペクトルを図 1-1 に示す。

表 1-1 各エリアの固有周期

	スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
一次固有周期(sec)	0.399	0.399	0.399
二次固有周期(sec)	0.262	0.262	0.261

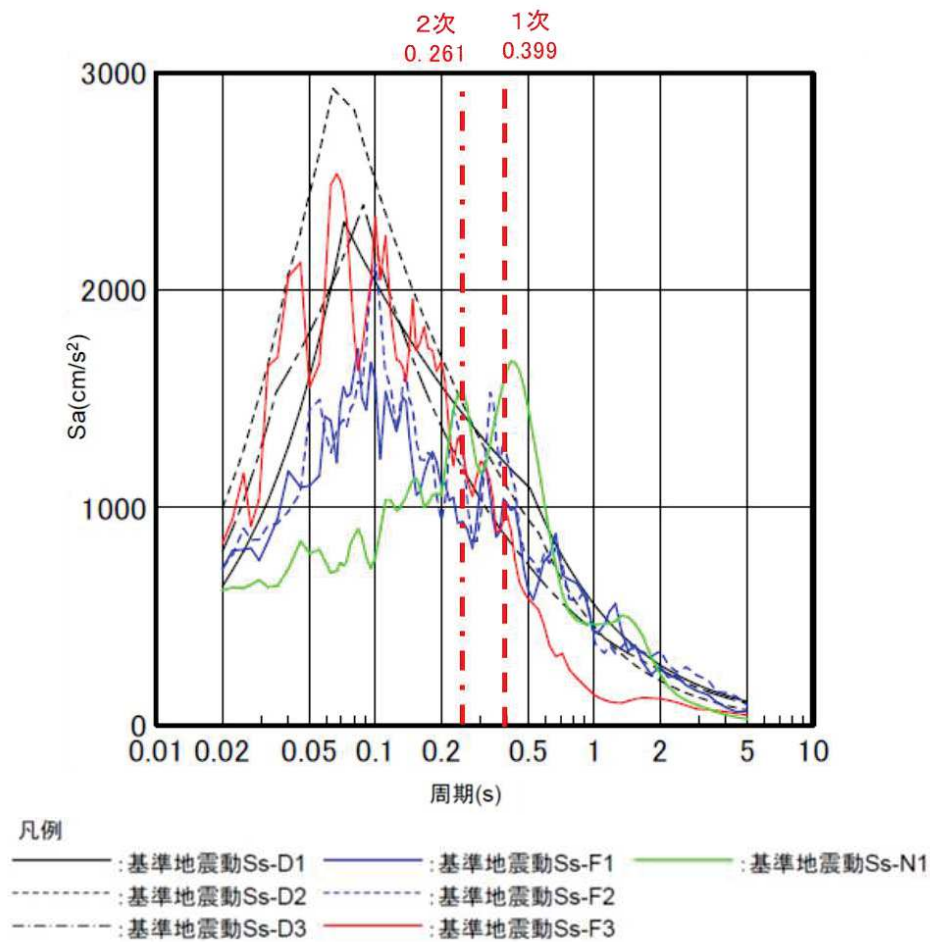


図 1-1 応答加速度スペクトル

各地震動に対する海水ポンプ室の応答を把握するために、補機ポンプエリアにおける、層間変位を確認すると、表 1-2 に示すとおり、1 位が Ss-N1、2 位が Ss-D2 となっている。

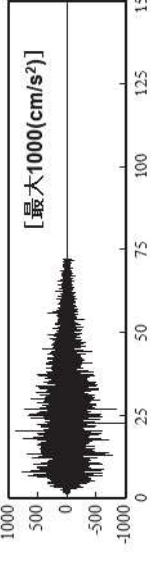
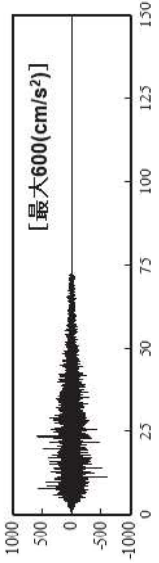
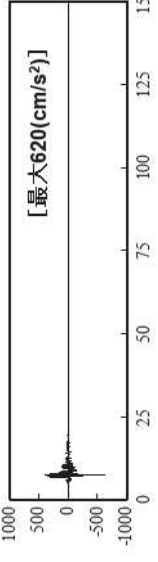
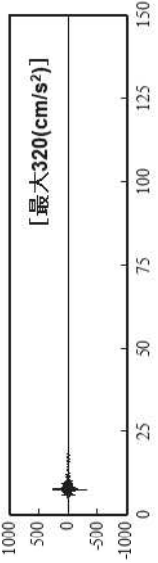
以上より、海水ポンプ室に対して最も厳しい地震動は Ss-N1 であるが、Ss-N1 は観測地震動であることや、表 1-3 に示すとおり、継続時間が極端に短く、他の地震動と比較しても特異であることから、評価結果の例として、Ss-N1 及び Ss-D2 の 2 波に対する照査結果を示す。

ただし、水平 2 方向載荷については、両者のうち照査値の厳しい地震動に対してのみ結果を示す。

表 1-2 層間変位一覧

地震波		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-N1	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3
位相		(++)	(++)	(++)	(++)	(++)	(++)	(++)
変形方向		右	左	左	左	左	右	右
時刻		32.29sec	25.26sec	29.72sec	7.53sec	22.45sec	27.87sec	26.84sec
変位量		14.90mm	-15.40mm	-12.11mm	-19.14mm	-11.47mm	11.82mm	11.76mm
層間変位 (全体)		3	2	4	1	7	5	6
順位								

表 1-3 基準地震動 Ss-D2 及び Ss-N1 の地震波

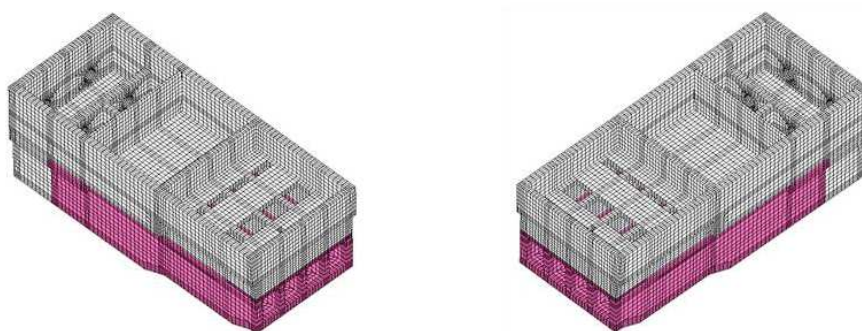
基準地震動		水平方向	鉛直方向
Ss-D2	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の 応答メッシュ手法による基伸運動	 <p>[最大1000(cm/s²)]</p>	 <p>[最大600(cm/s²)]</p>
Ss-N1	2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動	 <p>[最大620(cm/s²)]</p>	 <p>[最大320(cm/s²)]</p>

2. 評価結果例

2.1 通水性能

通水性能が要求される要素に対する照査例を図 2-1 に示す。

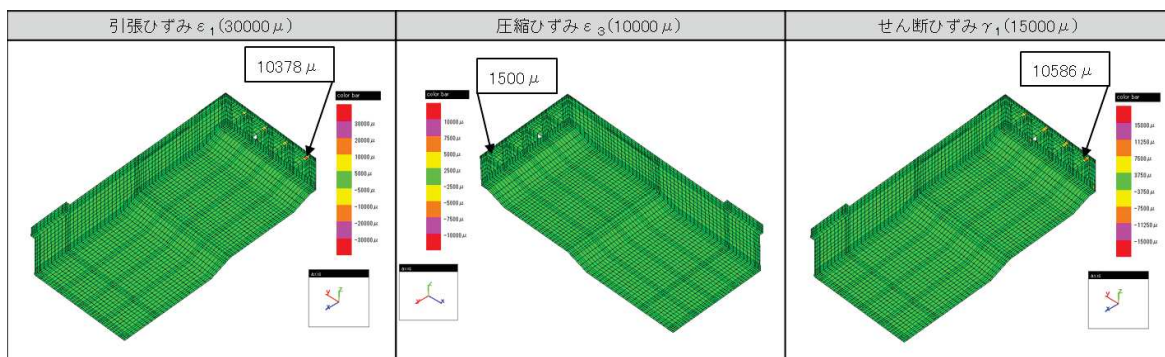
要素の発生ひずみは、部材の損傷に対する許容限界のひずみに至った要素はないことから、部材としても損傷はしておらず、通水断面は維持される。



抽出位置

Ss-N1

解析結果はイメージです。



Ss-D2

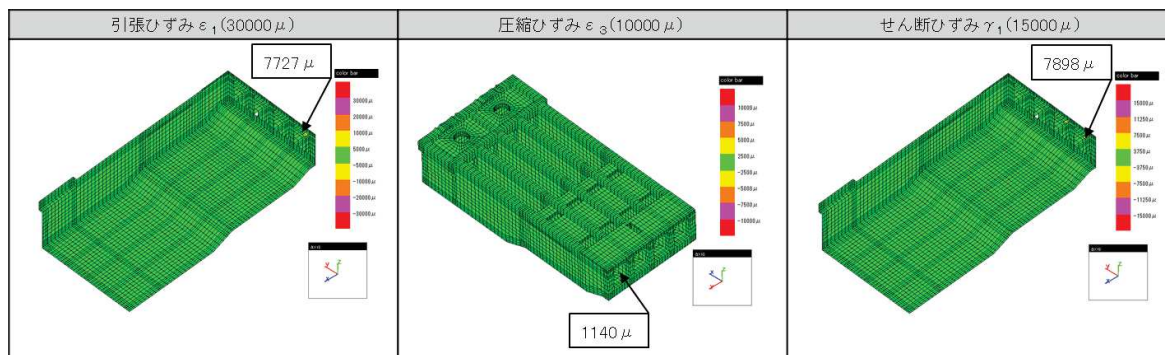


図 2-1 通水性能に対する照査結果 (例)

2.2 貯水性能

貯水性能が要求される要素に対する照査例を図 2-2 に示す。

地震後に除荷されて構造物の変形は小さくなると考えられるが、地震時荷重が作用している状態においても、要素の発生ひずみは、概ね弾性範囲内に対する許容限界のひずみに至った要素はないことから、部材としても概ね弾性範囲内に収まっており、貯水性能は維持される。

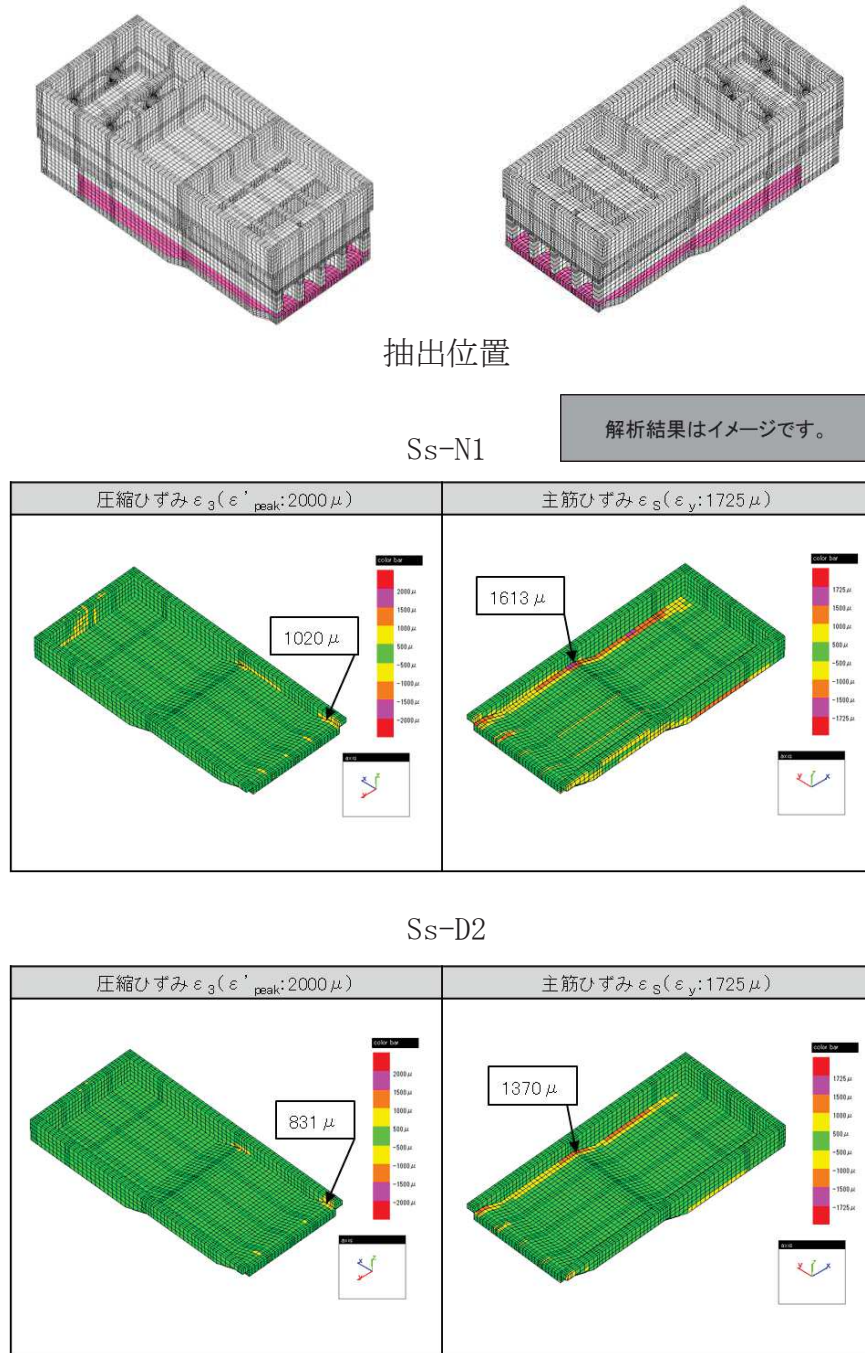
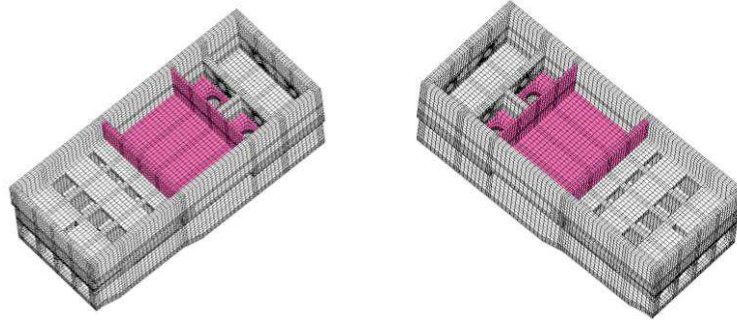


図 2-2 貯水性能に対する照査結果 (例)

2.3 止水性能

止水性能が要求される要素に対する照査例を図 2-3 に示す。

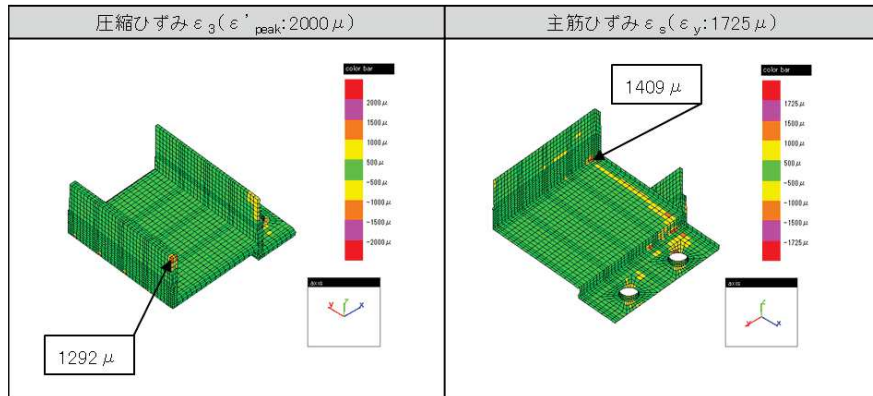
地震後に除荷されて構造物の変形は小さくなると考えられるが、地震時荷重が作用している状態においても、要素の発生ひずみは、概ね弾性範囲内に対する許容限界のひずみに至った要素はないことから、部材としても概ね弾性範囲内に収まっており、止水性能は維持される。



抽出位置（精査中）

Ss-N1

解析結果はイメージです。



Ss-D2

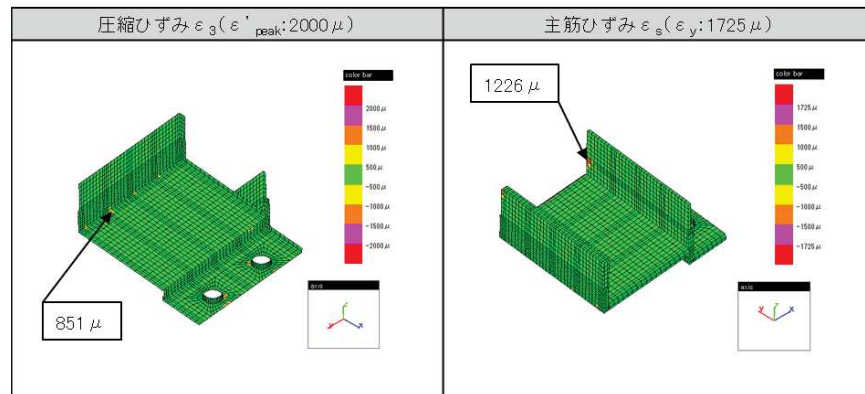
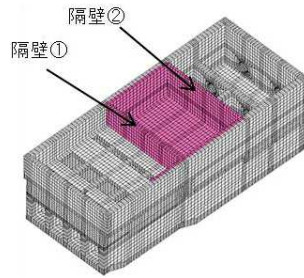


図 2-3 止水性能に対する照査結果（例）

2.4 支持性能

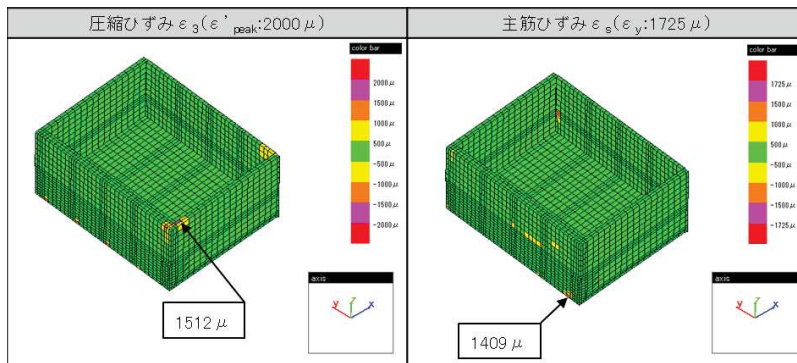
支持性能が要求される要素に対する照査例を図 2-4 に示す。

S クラス機器及び配管の間接支持を要求される部位は、概ね弾性範囲内に対する許容限界のひずみに至った要素はないことから、部材としても概ね弾性範囲内に収まっており、支持性能は維持される。



抽出位置（精査中）

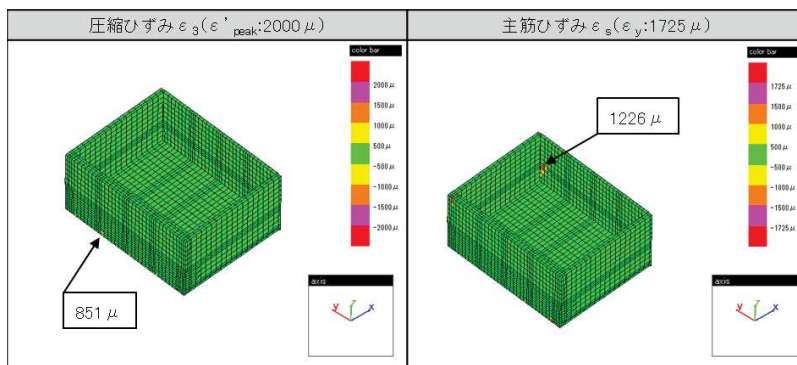
Ss-N1



解析結果はイメージです。

面内せん断ひずみ γ (2000 μ)	
隔壁①	393 μ
隔壁②	361 μ

Ss-D2



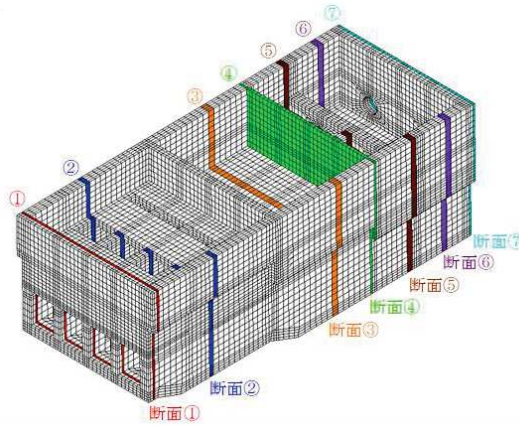
面内せん断ひずみ γ (2000 μ)	
隔壁①	276 μ
隔壁②	144 μ

図 2-4 支持性能に対する照査結果（例）

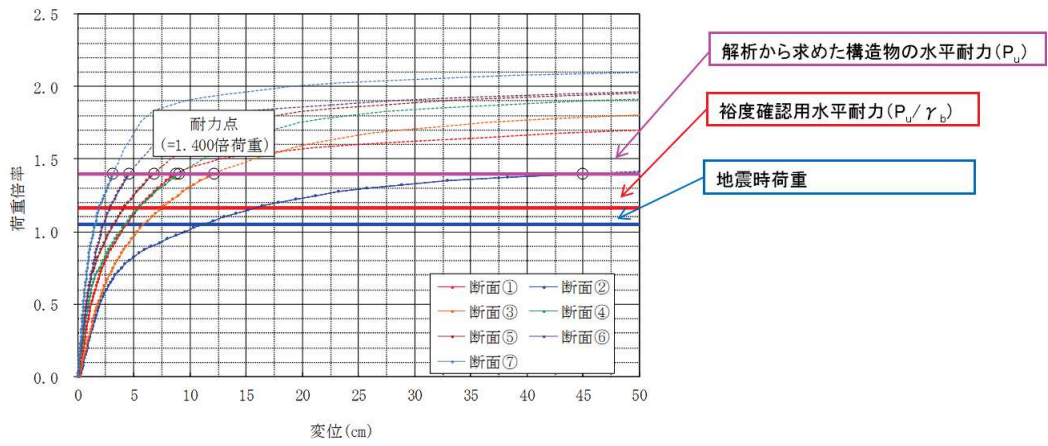
2.5 構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認

構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認例を図 2-5 に示す。

地震時荷重（荷重倍率 1.0 倍）は一部の断面で非線形性を示しているものの、構造物全体の耐力に対し十分余裕を有している。また、部材係数を見込んだ裕度確認用水平耐力に対する照査値は、Ss-N1 では 0.90、Ss-D2 では 0.59 あり、裕度がある。



Ss-N1



Ss-D2

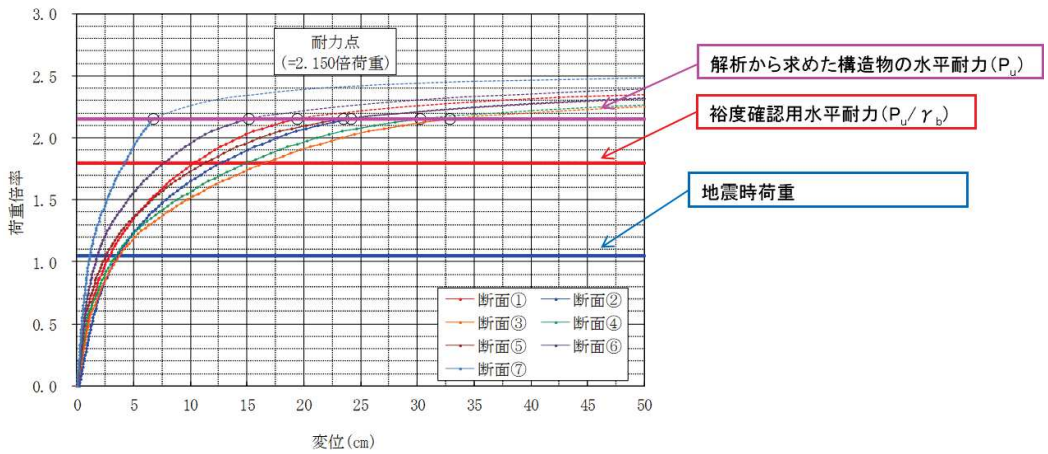


図 2-5 構造物全体の終局耐力に対する裕度の確認例

解析コードの説明

1. 解析コードの検証事例

1.1 非線形モデルの検証結果その1

(1) 供試体

試験体#1は、壁筋比0.85%の1層1スパンI型断面壁で、実建物において高さ方向及び横方向に壁が連なることを想定し、その拘束効果を表すために壁板の周囲は強固なはりで柱で囲まれている(図1-1)。

試験体#1”は、柱断面積を1/2に減らして、柱の拘束効果を弱めたものであり、この点を除く他の諸元は同じである(図1-1)。

水平力載荷には、はりの一端を押すと同時にはりに埋め込まれた鉄筋を介して他端を引く、押し引き同時加力方式が採られている。柱軸力は一定で、柱平均軸圧縮応力度は、それぞれ15kgf/cm²(1.47MPa)及び30kgf/cm²(2.94MPa)である。

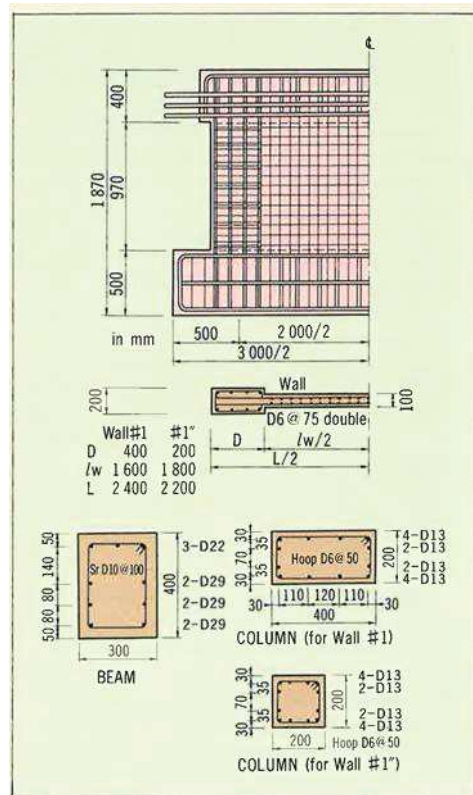


Fig.1.4a Specimen #1, #1"

図 1-1 試験体 #1 及び試験体 #1"

(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋)

(2) 実験と解析との比較

試験体 #1 については、壁がせん断圧縮破壊をする場合についての検証を目的として選定した。

実験値と解析値は包絡線及び内部曲線共によく一致している (図 1-2)。また、壁の圧縮破壊と共に、壁全般にわたって、ひび割れ面でせん断すべり破壊を生じ、実験での壁のせん断圧縮破壊とよく対応している。その最大耐力は 154tf であって、実験結果の 161tf とほぼ一致している。

試験体 #1" については、壁中央のせん断圧縮破壊と共に、壁脚部にすべり破壊が生じ、柱にも圧縮破壊が生じるなど、破壊状況は複雑である。付帯ラーメンにも破壊が生じる場合についての検証を目的として選定した。

解析では、壁の圧縮破壊と共に、壁脚部にひび割れ面でせん断すべり破壊を生じ、このときに柱の圧縮破壊も見られ、実験での破壊モー

ドとよく対応している。荷重と水平変位に関する包絡線及び内部曲線の解析値は実験値とほぼ一致している(図 1-2)。また最大耐力は 140tf であって、実験結果の 141tf と一致している。

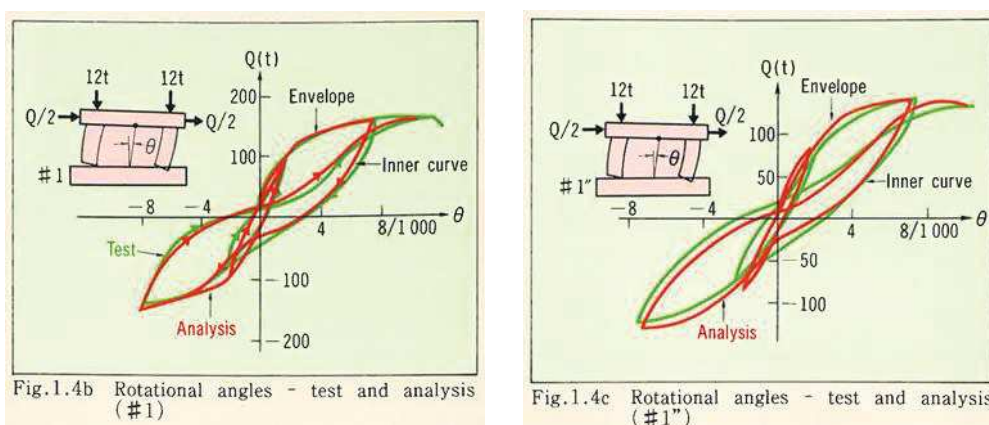


図 1-2 実験値と解析値の比較 (左：試験体#1, 右：試験体#1')
(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋)

1.2 非線形モデルの検証結果その 2

(1) 供試体

試験体#2 は、壁筋比 1.2% の 1 層箱型壁である (図 1-3)。試験体#2' は、壁高さのみが#2 と異なり、せん断スパン比は 0.4 と非常に小さい (図 4-27)。

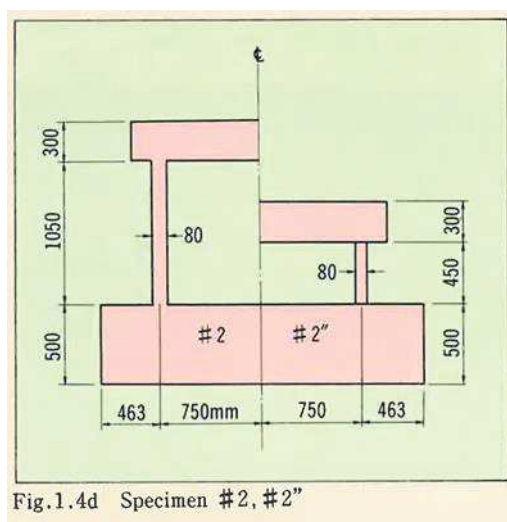


図 1-3 試験体#2 及び試験体#2'

(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋)

(2) 実験と解析との比較

試験体#2については、曲げ及びせん断力を受ける箱型壁が、せん断圧縮破壊をする場合についての検証を目的として選定した。

実験値と解析値は、包絡線及び内部曲線共によく一致している(図1-4)。解析では、壁の下端部が圧縮破壊すると共に、ひび割れ面でせん断すべり破壊を生じており、実験結果とよく対応している。最大耐力は130tfで、実験結果の138tfとほぼ一致している。

試験体#2”については、せん断力の影響が卓越する場合の検証を目的として選定した。

解析では、壁の圧縮破壊を生じている。このときに、柱の圧縮破壊やひび割れ面でのせん断すべり破壊は見られない。水平変位に関する包絡線、内部曲線、最大耐力の解析値はいずれも実験値と極めてよく一致している(図1-4)。

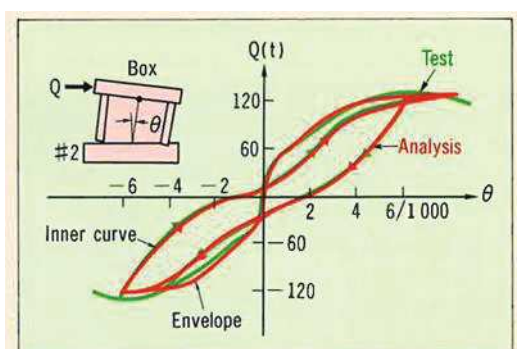


Fig.1.4e Rotational angles - test and analysis (#2)

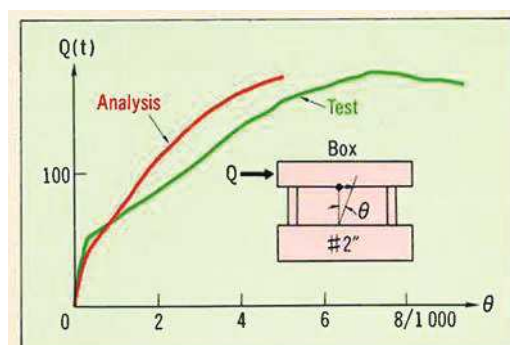


Fig.1.4f Rotational angles - test and analysis (#2'')

図1-4 実験値と解析値の比較 (左：試験体#2, 右：試験体#2'')
(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋)

1.3 非線形モデルの検証結果その3

(1) 供試体

試験体#3は、2層のI型断面壁である(図1-5)。

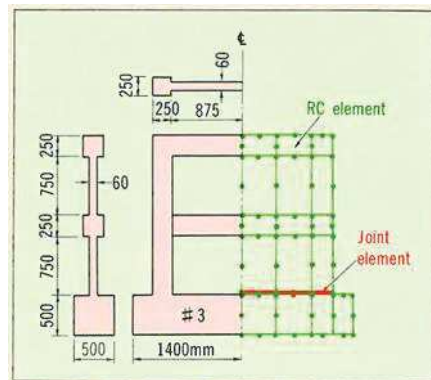


Fig.1.4g Specimen #3

図 1-5 試験体 #3

(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋)

(2) 実験と解析との比較

試験体 #3 については, 大きな曲げ塑性変形を伴う場合における I 型断面壁のせん断破壊をする場合の検証を目的として選定した。

単調載荷実験における水平変位の解析値と実験値はよく一致している (図 1-6)。解析では, 壁の圧縮破壊と共に, 一層の壁の全体がひび割れ面でせん断すべり破壊を生じている。最大耐力は 64tf で, 実験結果の 67tf とほぼ一致している。

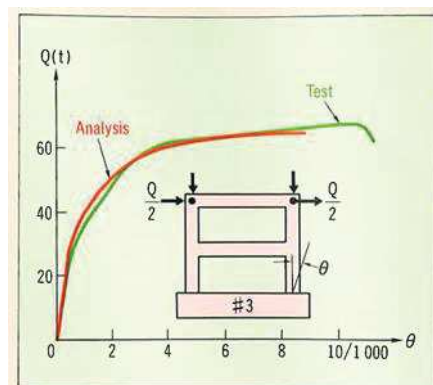


Fig.1.4h Rotational angles - test and analysis (#3)

図 1-6 実験値と解析値の比較 (試験体 #3)

(鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 (岡村甫, 前川宏一 1991) より抜粋)

2. 解析コードの三次元構造物への適用事例

2.1 適用事例その1

(1) 出典

宮川義範「頂部の沈下と部材の厚さ方向の膨張に着目した鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性評価」2015, 東京大学学位論文

(2) 概要

供試体は、火力・原子力発電所土木構造物の中で比較的複雑な形状を有する取水ピットを対象としており、構造変化に着目して導流部、スクリーン室、ポンプ室の3エリアからなる1/10スケールモデルである(図2-1)。

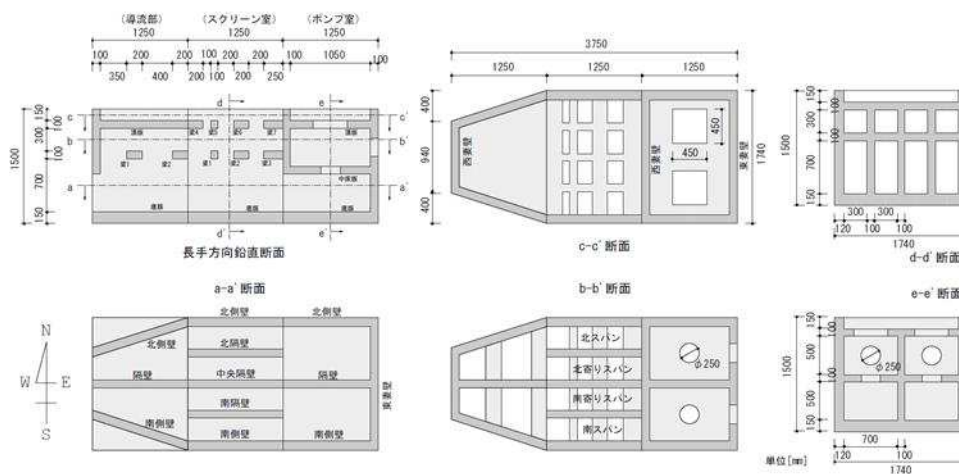


図2-1 試験体の形状と寸法

配筋は、主筋には異型鉄筋 D6 と D4, 配力筋には D4 が用いられ, 引張鉄筋比は 0.4%程度である。また, コンクリートは, セメントとして普通ポルトランドセメント, 粗骨材として最大骨材径 13mm の 6 号砕石を用いている。コンクリートの特性は, 表 2-1 に示すとおりである。

表 2-1 コンクリートの特性

	体積 [m ³]	質量 [t]	部位	コンクリート		
				圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [$\times 10^3$ N/mm ²]	割裂引張強度 [N/mm ²]
導流部	1.103	2.598	底版	41.2	32.1	3.42
			1層目壁・中床版	20.6	26.5	1.93
			2層目壁・頂版	27.3	27.1	2.22
スクリーン室	1.337	3.136	底版	42.1	32.2	3.51
			1層目壁・中床版	20.9	26.6	1.93
			2層目壁・頂版	27.9	27.2	2.28
ポンプ室	1.421	3.347	底版	43.9	32.3	3.69
			1層目壁・中床版	21.5	26.7	1.92
			2層目壁	28.8	27.4	2.40
			頂版	31.8	29.2	2.48

載荷方法については、変形角に着目した正負交番載荷を行っている（表 2-2）。

表 2-2 載荷方法

	荷重条件	制御変位	折返し点[変形角(=制御変位/1.2m)]
導流部	東西等荷重	東頂部2点X変位の平均	±0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.65, 0.8, 1.0, 1.25%
	西端載荷	頂部4点X変位の平均	±1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0, 6.0%
スクリーン室	東西等変位	頂部4点X変位の平均	±0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.65, 0.8, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0, 6.0%, +10%
ポンプ室	東西等荷重	西頂部2点X変位の平均	±0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.65, 0.8, 1.0, 1.25%
	東西等変位	頂部4点X変位の平均	±1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0%

解析モデルを図 4-32 に示す。導流部、スクリーン室、ポンプ室は、それぞれ 8 節点ソリッド要素でモデル化し、材端には鉄筋の拔出しを考慮するための接合要素を設けている。

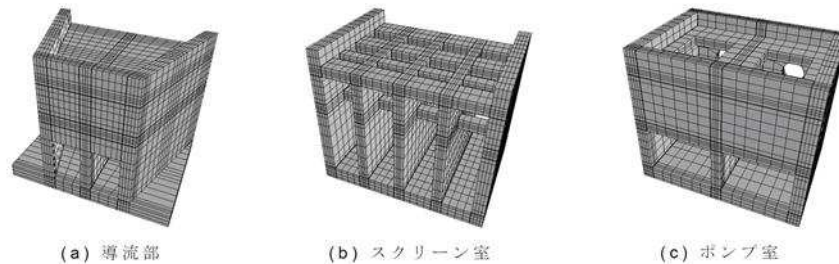


図 2-2 解析モデル（鳥瞰図）

(3) 解析結果

水平荷重—水平変位及び最大荷重について、解析は実験を精度よく再現している。また、非線形化後のねじれるような変形、損傷の状況や損傷部位、損傷進展モードについて、解析は実験と整合しており、COM3 は三次元地中構造物の終局状態まで解析が可能である。解析結果を図 2-3、表 2-3 及び図 2-4 に示す。

枠囲みの内容は知的財産に係ることから公開できません。

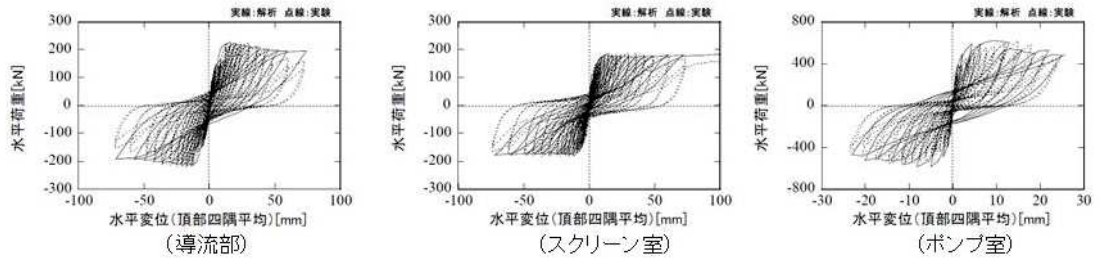


図 2-3 水平変位－水平荷重関係

表 2-3 水平荷重最大時における変位

	構造物種類	載荷過程	水平荷重合計[kN]	頂部変位[mm]				中段変位[mm]			
				西(海側)		東(建屋側)		西(海側)		東(建屋側)	
				水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
実験	導流部	東西等荷重	162	6.38	0.97	14.94	0.90	6.00	0.95	10.54	0.70
	導流部	西端載荷	224	25.39	4.16	34.64	3.15	24.84	4.39	24.54	3.05
	スクリーン室	東西等変位	189	30.09	3.30	30.35	3.31	23.14	3.20	22.58	2.66
	ポンプ室	東西等荷重	588	15.15	3.45	8.27	1.90	13.09	3.06	5.02	1.71
	ポンプ室	東西等変位	620	15.01	3.43	14.80	4.64	12.85	3.03	8.48	3.56
解析 (モデルB)	導流部	東西等荷重	167	6.50	1.08	12.27	1.10	6.01	1.03	9.43	0.81
	導流部	西端載荷	211	23.54	3.91	38.44	3.83	22.13	3.51	28.91	2.84
	スクリーン室	東西等変位	177	30.00	4.19	30.00	4.49	26.62	3.59	26.96	4.12
	ポンプ室	東西等荷重	587	9.78	2.18	6.63	2.97	8.60	1.99	4.53	2.79
	ポンプ室	東西等変位	531	14.28	2.59	14.75	6.16	12.19	2.40	9.94	4.96

※鉛直変位は上方への伸長を正とする

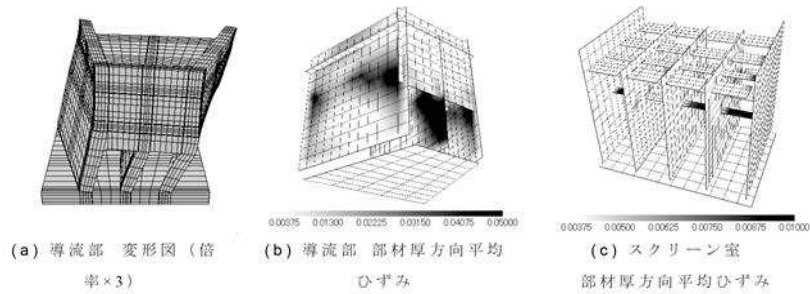


図 2-4 解析結果 (変形, ひずみ)

2.2 適用事例その2

(1) 出典

原子力リスク研究センター共通研究

「屋外重要土木構造物の耐震性能照査手法の高度化に関する研究」
(平成 27 年度～平成 29 年度)

(2) 概要



枠囲みの内容は知的財産に係ることから公開できません。

枠囲みの内容は知的財産に係ることから公開できません。

2.3 適用事例その3

(1) 出典

宮川義範「水平二方向の変形を受ける鉄筋コンクリート壁体のマクロモデルに関する検討（研究報告:N05055）」2016，電力中央研究所研究報告

(2) 概要

供試体は，壁（フレーム部）とそれに直交する妻壁との複合体で，原子力発電所における海水ポンプ室等の三次元構造物の構成部材を想定したモデルである。

鉄筋は，縦横とも D6 で，降伏強度 382MPa であり，縦筋が 0.89%，横筋が 0.90%の比で配置している。

コンクリートは，配合強度 30MPa を用いている。供試体の形状及び配筋図を図 2-9 及び図 2-10 に示す。

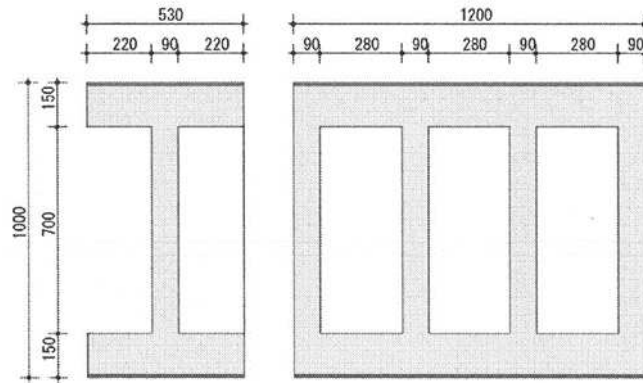


図 2-9 供試体の形状・寸法

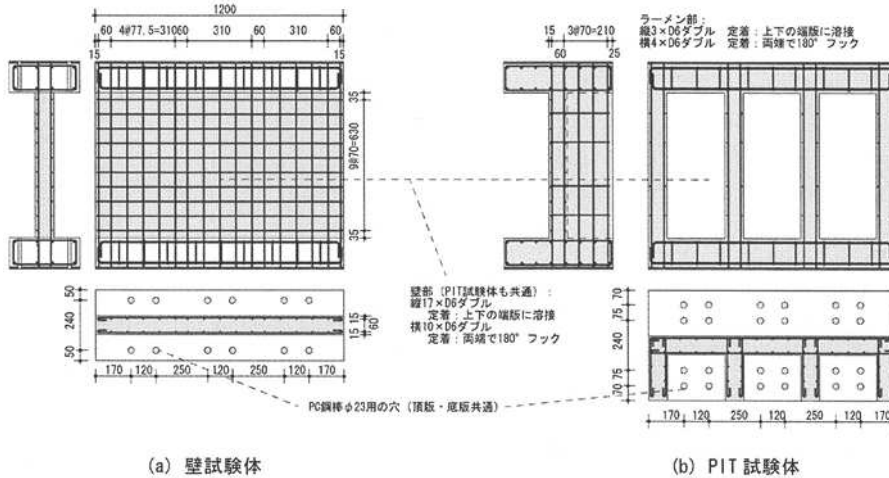


図 2-10 供試体の配筋図

荷重方法については、妻壁の面内方向への強制変位とし、繰り返し作用させている。繰り返し荷重については、単調荷重試験を先に行い、その結果得られた荷重－変形関係を基に設定した折返し点変位で10回の正負交番繰返しを与え、その後漸増荷重を行っている。

繰り返し荷重に先行し、鉛直方向に460kNの軸力を与えている。これは28日経過したコンクリートの圧縮強度を用いて軸力比に換算すると、0.068に相当するレベルである。

供試体は20節点ソリッド要素でモデル化している。解析モデルを図2-11に示す。

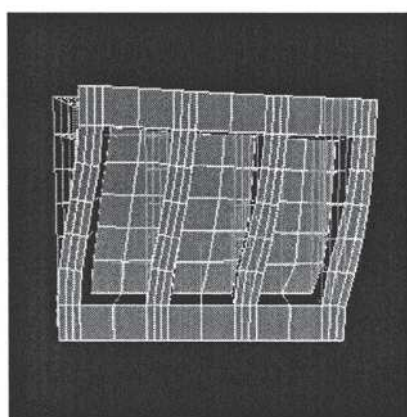


図 2-11 解析モデルと変形状態

(3) 解析結果

水平変位－水平荷重関係（図2-12）に示すように、解析は実験の最大耐力値を比較的よい精度で再現している。

フレーム部の鉛直部材については、評価式では曲げ破壊が想定されていたが、実験ではせん断破壊となった（図2-13）。これはフレーム部が妻壁と複合体となることで、その挙動が複雑になった影響によるものであるが、解析はこれを再現している。

以上より、COM3は三次元地中構造物の終局状態まで解析が可能である。

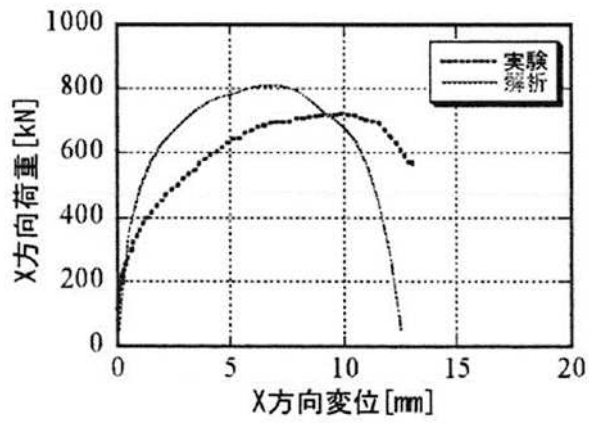


図 2-12 水平変位－水平荷重関係

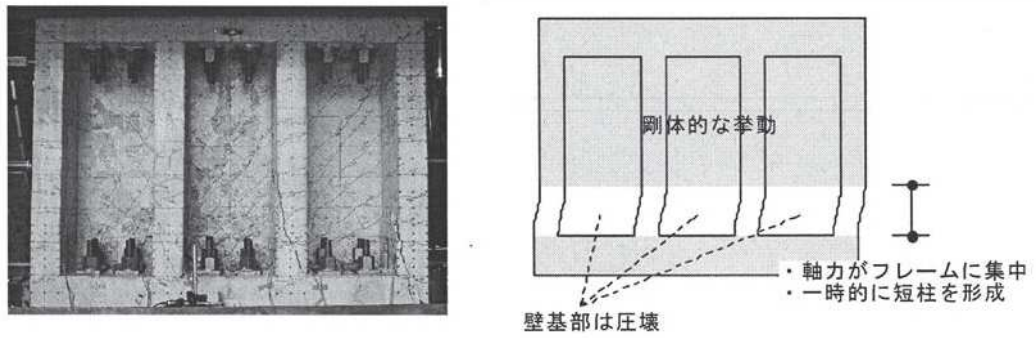


図 2-13 フレーム部のせん断破壊状況

荷重載荷方法に関する検討

1. 検討目的

構造解析に用いる地震時荷重は、エリア毎に二次元地震応答解析で算定した荷重を、延長方向に一様に作用させている。

実際の地震時に作用する土圧分布は、土圧の作用により側壁の中央が面外にたわむことで、作用する土圧は低減され、耐震壁として機能する妻壁や隔壁部分の土圧が増加する。

採用している荷重載荷方法では、妻壁や隔壁部分に対する土圧を過小評価している可能性があるため、その妥当性について検討する。

2. 検討方法

図 2-1 に示す検討フローのとおり検討を行う。

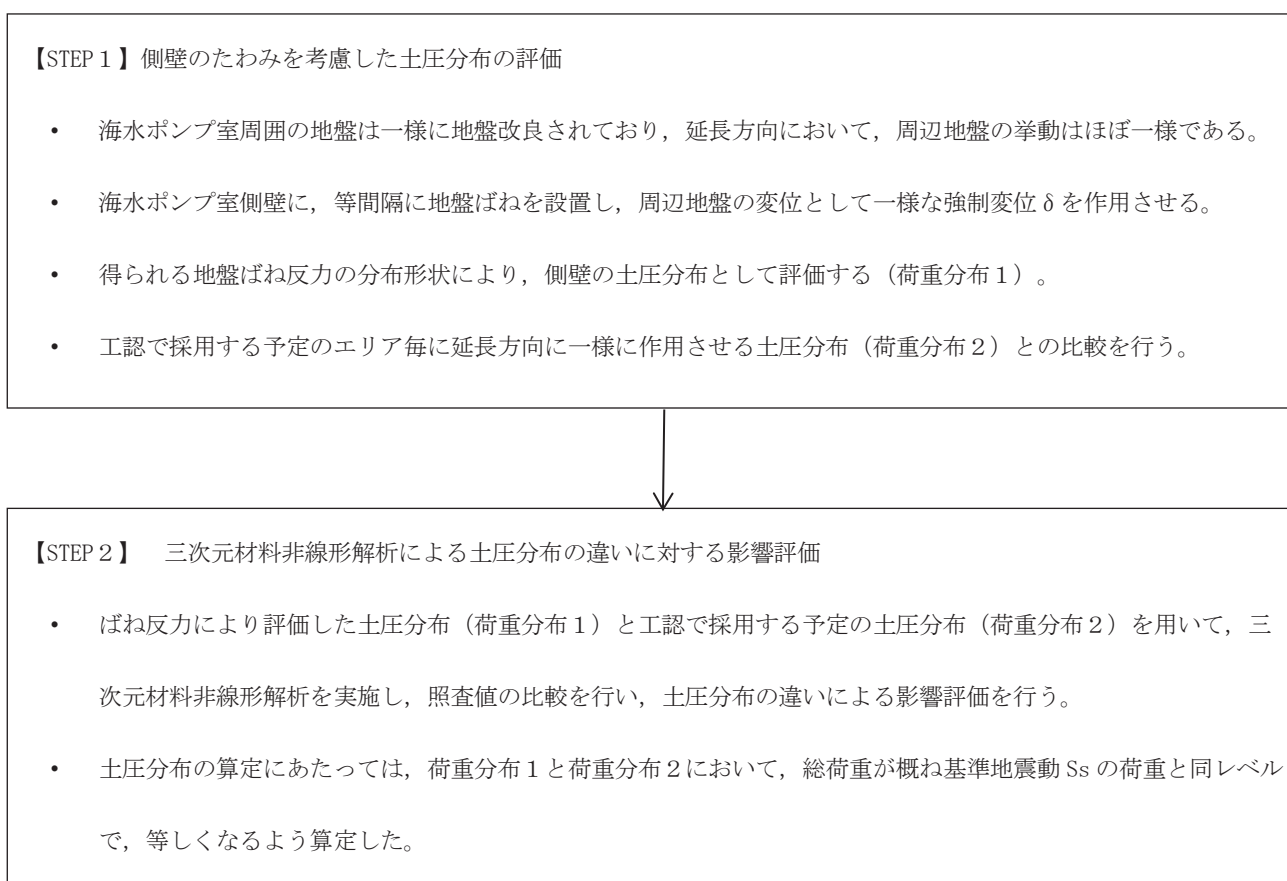


図 2-1 検討フロー

3. 検討結果

3.1 【STEP1】側壁のたわみを考慮した土圧分布の評価

構造物の側壁へ等分布に地盤ばねを設置し、その地盤ばねに一樣な強制変位を入力し土圧分布を算定した（図 3-1）。なお、高さ方向における分布の違いを確認するため、中床版がある O.P. 3m, 8m, 及び中床版がない構造物天端の O.P. 15m の位置で土圧分布を算定した（図 3-2）。また、土圧分布の妥当性を確認するため、各エリアの二次元等価剛性モデルに地盤ばねを介して一樣な強制変位を与えた場合の土圧を算定した（図 3-3）。

土圧分布の結果を図 3-4 に示す。

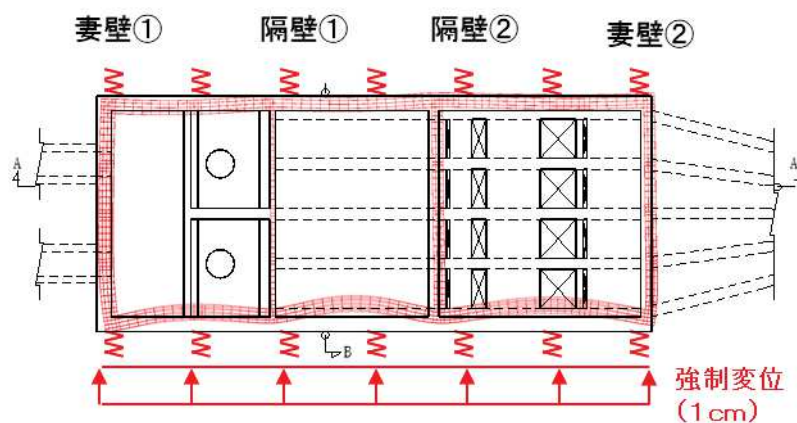


図 3-1 構造物天端 (O.P. 15.00m) の変形図

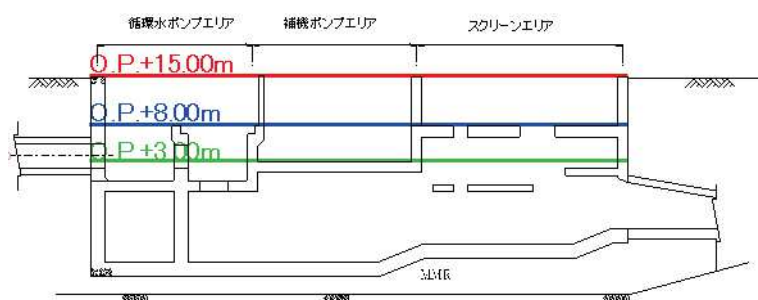
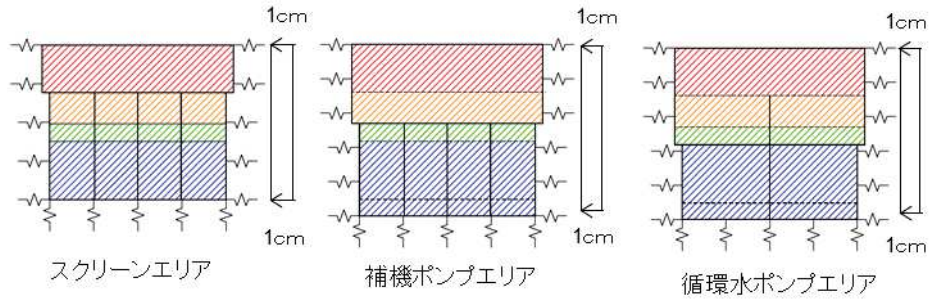


図 3-2 縦断面図



※:色分けは、材料物性の違いを示している。

図 3-3 二次元等価剛性モデル

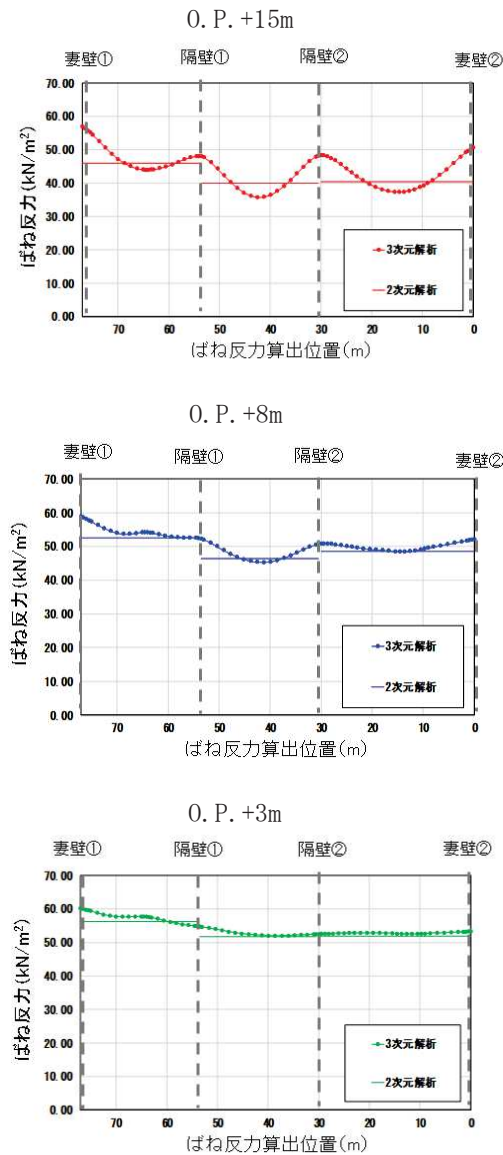


図 3-4 土圧分布の評価結果

O. P. +3m の深さでは、中床版に近く、延長方向の挙動がほぼ同一となるため、土圧分布はほぼ一様であるが、循環水ポンプエリア内にある隔壁の影響により、他のエリアより剛性が大きく、土圧も大きくなっている。O. P. +15m の深さでは、側壁のたわみの影響により、隔壁間中央や隔壁と側壁間の中央において土圧が低減されており、平均土圧より小さくなっている。一方、妻壁や隔壁付近においては、土圧が大きくなっており、一様土圧は過小評価となっている。

二次元等価剛性モデルにより算定した土圧は、三次元モデルにより算定した土圧分布の概ね平均となっている。

次に、図 3-4 に示す補機ポンプエリアの隔壁間中央位置と、南側隔壁位置における土圧の鉛直分布を図 3-5 及び図 3-6 に示す。地盤ばね反力で評価した荷重分布 1 では、隔壁間中央位置で側壁の面外方向へのたわみにより、O. P. +3m 以浅の荷重は大きく低減されている。一方、南側隔壁位置では、隔壁が耐震機能を発揮し、荷重を支持するため、荷重分布 1 の荷重が大きくなっている。

隔壁間中央位置で、側壁が面外方向へたわむことにより低減された土圧は、隔壁位置へ再配分され荷重を支持することから、隔壁が荷重を分担する領域（図 3-4 のエリア①、②）の荷重の合計値は荷重分布 1 と荷重分布 2 でほぼ同等となっている（表 3-1）。

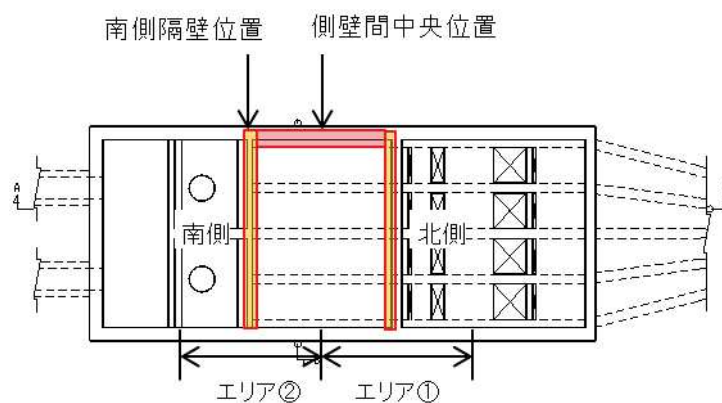


図 3-4 荷重評価位置図

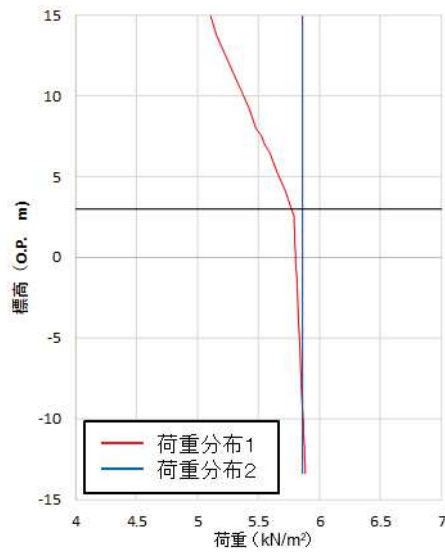


図 3-5 補機ポンプエリア隔壁間中央位置に作用する土圧鉛直分布

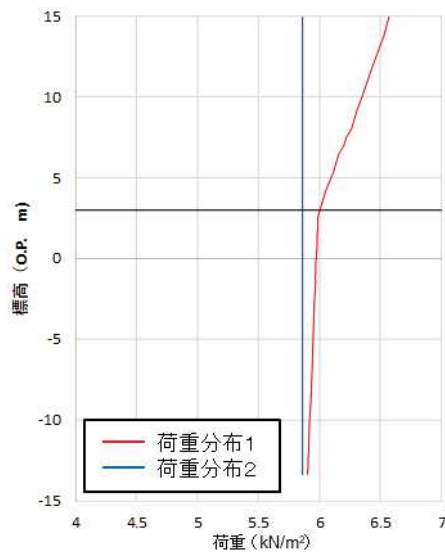


図 3-6 補機ポンプエリア南側隔壁に作用する土圧の鉛直分布

表 3-1 エリア①及びエリア②の荷重合計値

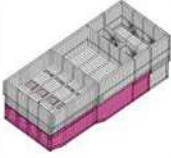


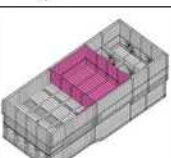
隔壁位置	荷重合計(kN)	
	荷重分布1	荷重分布2
北側(エリア①)	90430	91274
南側(エリア②)	75982	76930

3.2 【STEP2】三次元材料非線形解析による土圧分布の違いに対する影響評価
荷重分布1及び荷重分布2の解析結果を表3-2に示す。

側壁に発生するひずみは、側壁への荷重が大きい荷重分布2のほうが大きくなっており、隔壁に発生する面内せん断ひずみは、荷重の大きさが荷重分布1と荷重分布2で同等であるため、ひずみも同等となっている。

荷重分布1及び荷重分布2において、解析結果に大きな差はなく、エリアごとに延長方向一様な土圧を載荷しても、耐震壁として機能する妻壁や隔壁の耐震性を過大評価することはない。

表3-2 荷重分布1及び荷重分布2の解析結果

要求性能	ひずみ抽出位置	評価指標	照査用ひずみ		(参考)許容値
			荷重分布1	荷重分布2	
通水機能 (O.P. +1.43m以下)		引張ひずみ	4012 μ	4082 μ	30000 μ
		圧縮ひずみ	687 μ	690 μ	10000 μ
		せん断ひずみ	4070 μ	4140 μ	15000 μ
貯水機能 (O.P. -5.3m以下)		圧縮ひずみ	596 μ	599 μ	2000 μ
		主筋ひずみ	669 μ	660 μ	1725 μ
		せん断ひずみ	1524 μ	1546 μ	15000 μ
止水機能 (補機ポンプエリア) (循環水ポンプエリア)		圧縮ひずみ	734 μ	802 μ	2000 μ
		主筋ひずみ	603 μ	616 μ	1725 μ
		せん断ひずみ	6258 μ	4140 μ	15000 μ
支持機能 (補機ポンプエリア)		圧縮ひずみ	876 μ	999 μ	2000 μ
		主筋ひずみ	1019 μ	1262 μ	1725 μ
		面内せん断ひずみ	176 μ	185 μ	2000 μ

※せん断ひずみは壁全体を対象

※：止水性能、支持性能の対象範囲は精査中。

二次元地震応答解析モデルに関する検討

1. 地震時荷重レベルの等価剛性モデルとした検討

1.1 検討目的

エリアごとの地震時荷重を算定するために実施する二次元地震応答解析において、構造物のモデル化は、三次元構造モデルの初期剛性と等価な剛性モデル（線形）としている。しかし、実際の構造物は基準地震動 S_s に対して非線形挙動を示し、地震時の剛性は初期剛性よりも低下する（図 1-1）ことから、モデルの剛性を低下させて、地震時荷重への影響を確認する。

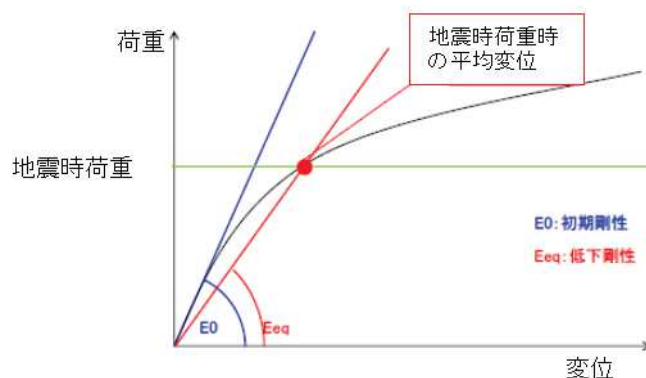


図 1-1 剛性低下イメージ図

1.2 検討方法

剛性低下率として、初期剛性の 85% を想定し、土圧及び加速度の比較を行う。なお、解析モデルは 3.11 地震当時のものとし、使用する地震動は基準地震動 S_s -D2 とする（図 1-2）。

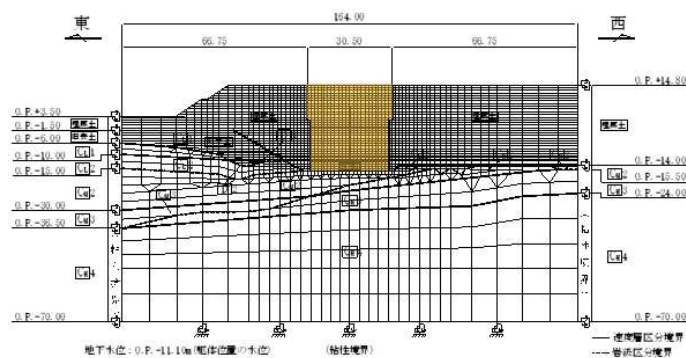


図 1-2 解析モデル (3.11 地震当時)

1.3 検討結果

初期剛性を低下させない場合（剛性 100%）と初期剛性の 85%とした場合の土圧分布及び水平方向加速度分布の結果を図 1-3 に示す。分布は概ね同じまたは初期剛性を低下させない場合の土圧が大きくなっており、初期剛性を考慮したほうが保守的であると考えられる。

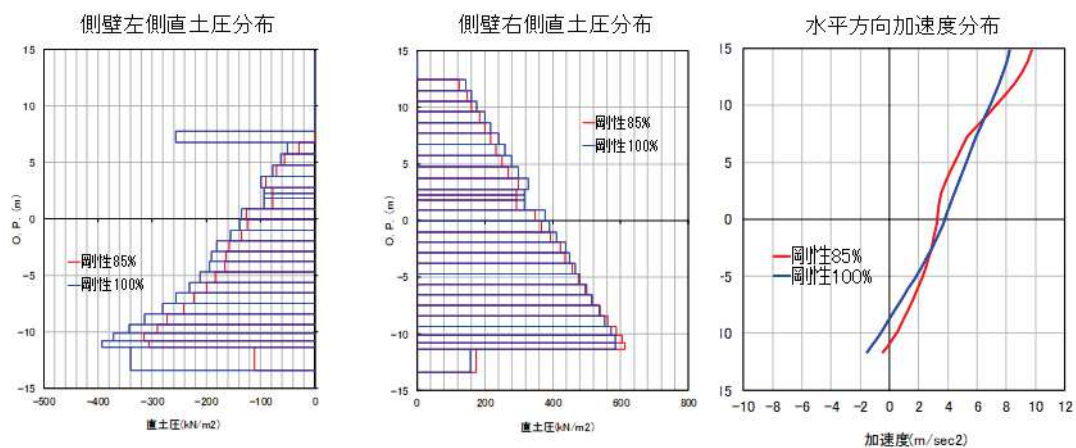


図 1-3 土圧分布及び水平方向加速度分布

2. 鉛直動に対する応答増幅の影響検討

2.1 検討目的

海水ポンプ室が支持する S クラスの機器・配管の耐震安全性評価は、二次元地震応答解析で求めた床応答に対して行う。鉛直動に対し、中床版の応答増幅が発生し、機器・配管が設置される位置の応答を過小評価することがないよう、中床版の固有振動数を確認する。

2.2 検討方法

三次元 FEM モデルを用いた固有値解析を行い、S クラス機器・配管等が設置される補機ポンプエリアの中床版（図 2-1）の固有振動数を確認する。

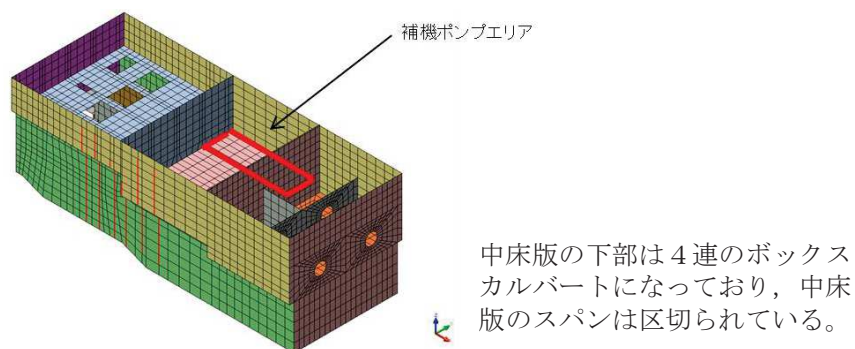


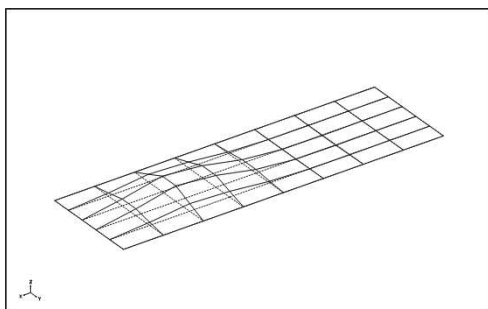
図 2-1 三次元 FEM モデル

2.3 検討結果

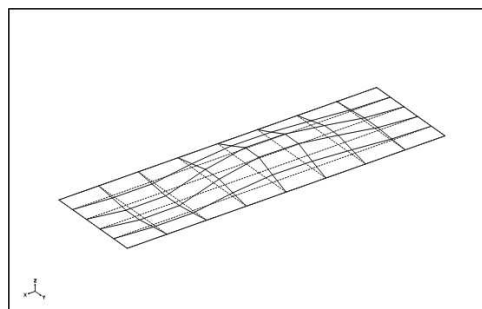
固有値解析の結果を表 2-1 に、モード図を図 2-2 に示す。補機ポンプエリアの 1 次固有振動数は 30Hz を上回っており、機器・配管類の耐震設計においては、十分に剛であると扱え、中床版の鉛直方向の応答増幅の影響はない。

表 2-1 補機ポンプエリア中床版の固有振動数

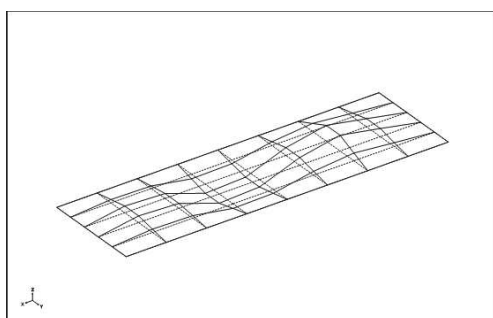
部位	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
補機ポンプエリア 中床版	61.1	17.0	1次
	71.3	12.1	2次
	75.6	9.5	3次



1次モード



2次モード



3次モード

図 2-2 補機ポンプエリア中床版のモード図

3. 鉛直剛性の違いによる鉛直方向床応答の検討

3.1 検討目的

地中構造物の耐震性に対する影響が大きい地震時土圧は、構造物と地盤の相互作用によって発生することから、エリアごとの地震時荷重を算定する二次元地震応答解析の構造物モデルは、水平方向に対して、三次元構造モデルと等価な剛性モデル（線形）としている。

二次元等価剛性モデルの平面応力要素は、水平・鉛直方向で等方のため、方向に応じて剛性を変更することはできない。しかし、機器の耐震安全性評価では、鉛直方向床応答も設計で用いることから、剛性の違いによる鉛直床応答への影響を検討する。

3.2 検討方法

現状の地盤改良（案）をモデル化した二次元地震応答解析により、水平方向の剛性を合わせた場合（ β 調整）と、合わせない場合（ $\beta = 1$ ）の床応答を比較し、影響を確認する。床応答は、図 3-1 に示すとおり、中床版スラブの位置で算出する。

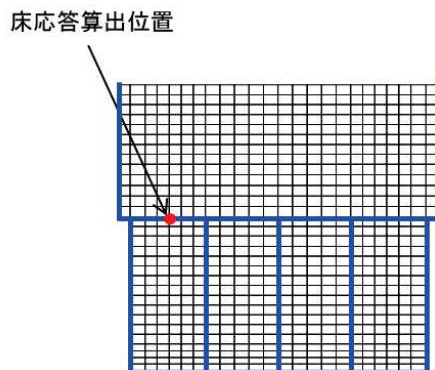
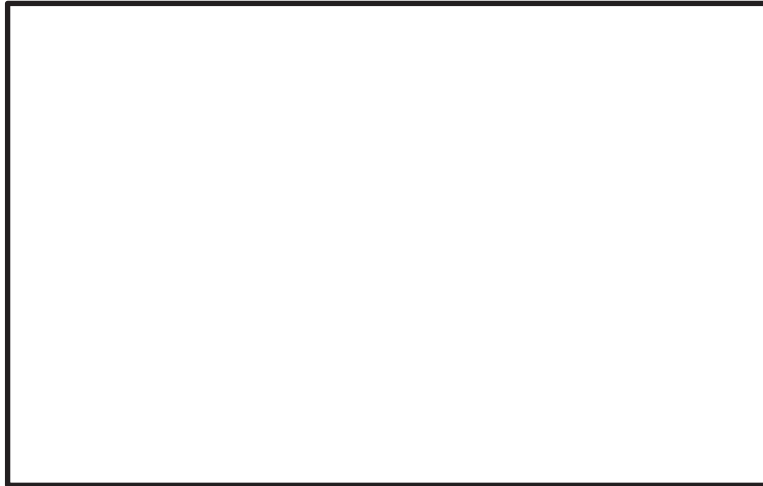


図 3-1 床応答算出位置（補機ポンプエリアモデル図）

3.3 検討結果

β 調整と $\beta = 1$ の鉛直方向加速度応答スペクトルを図 3-2 に示す。加速度応答スペクトルで比較すると、概ね同等のスペクトルとなっているが、表 3-1 に示す主な機器の固有周期で見ると、 β 調整の応答が小さい周期帯もある。よって、 β 調整のみでなく、 $\beta = 1$ とした場合についても機器への影響を確認することとする。



※：応答スペクトルは現状の地盤改良範囲をモデル化して算定したものであり，改良範囲等が確定後清算予定。

図 3-2 鉛直方向加速度応答スペクトル

表 3-1 主な機器の固有周期

機器名	1次固有周期 (s)
RSW 系配管	
HPSW 系配管	

枠囲みの内容は機密事項に属するため公開できません。

4条別紙16-添付5-6

荷重抽出時刻に関する検討

1. 検討目的

耐震安全性評価における地震時荷重は、部位ごとの変形が最大となる時刻の荷重を抽出することを基本としている。その時刻の荷重が代表性を有することを確認するため、検討を行う。

2. 検討方法

部位ごとの変形が最大となる時刻の応答ひずみと、部材に作用する荷重が最大となる時刻の応答ひずみを比較する。下部カルバート部については、層間変位最大時刻と総水平力最大時刻（底面ジョイントせん断力の総和が最大となる時刻）の荷重による照査値を比較し、上部側壁については、上端・下端の水平変位差最大時刻と側壁基部の断面力最大時刻の荷重による照査値を比較する。

なお、検討に用いる地震動は、構造物に対して最も厳しい S_s-N1 は他の地震動と比較しても特異であることから、構造物に対して二番目に厳しい S_s-D2 とする。

3. 検討結果

3.1 下部カルバート部における検討結果

総水平力最大時刻は、下部カルバート部の補機ポンプエリアの層間変位最大時刻と同時刻であったことから、照査結果の比較は省略する。図 3-1 に示すとおり、底面ジョイントせん断力の総和と下部カルバート部の層間変位の時刻歴波形はほぼ一致しており、下部カルバート部においては層間変位最大時刻の荷重は代表性があると考えられる。

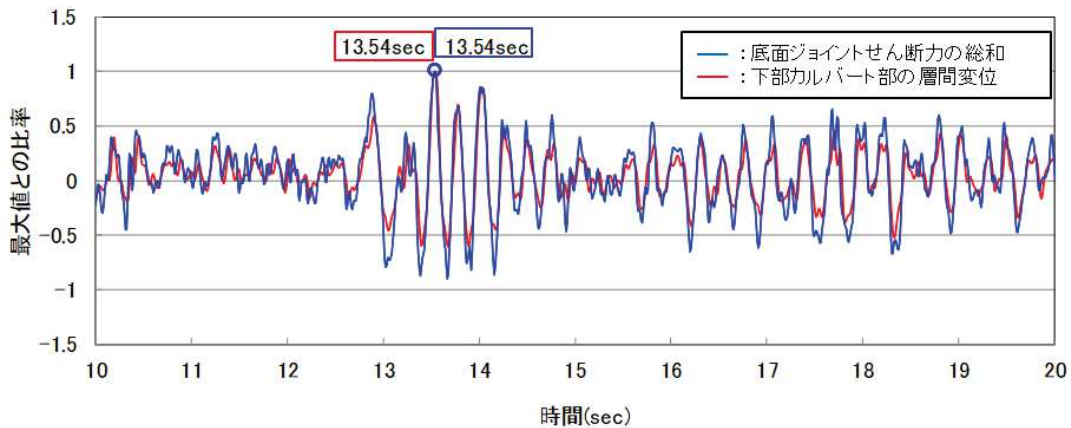


図 3-1 時刻歴波形

3.2 上部側壁における検討結果

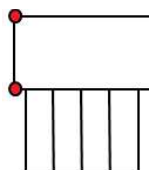
上部側壁の上端・下端の水平変位差最大時刻と断面力最大となる時刻の荷重を抽出した照査結果を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

結果を比較すると、上端・下端の水平変位差最大時刻のほうが厳しい、または概ね同程度となっており、いずれも照査結果は許容値に対する余裕が十分にある。

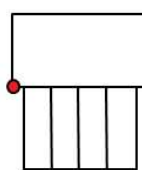
以上より、上部側壁における上端・下端の水平変位差最大時刻の荷重は代表性があると考えられるが、断面力最大時刻の照査結果のほうが厳しくなることもあるため、上端・下端の水平変位差最大時刻における照査結果の余裕が小さい場合は、断面力最大時刻についても照査することとする。

表 3-1 上部左側壁に着目した照査結果

	変位最大時のひずみ (20.44sec)	曲げモーメント最大時の ひずみ (25.11sec)	許容値
圧縮ひずみ	485 μ	460 μ	2000 μ
主筋ひずみ	742 μ	506 μ	1725 μ
せん断ひずみ	872 μ	965 μ	15000 μ



変位

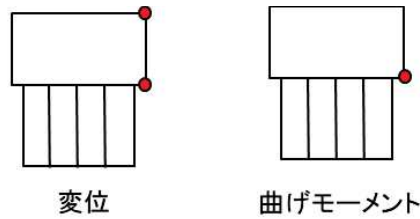


曲げモーメント

上部左側壁の着目点

表 3-2 上部右側壁に着目した照査結果

	変位最大時のひずみ (13.59sec)	曲げモーメント最大時の ひずみ(13.63sec)	許容値
圧縮ひずみ	1301 μ	419 μ	2000 μ
主筋ひずみ	706 μ	242 μ	1725 μ
せん断ひずみ	2657 μ	604 μ	15000 μ



上部右側壁の着目点