

リサイクル燃料備蓄センター設工認
設2-補-014-03改1
2022年7月25日

リサイクル燃料備蓄センター
設計及び工事の計画の変更認可申請書
(補足説明資料)

仮想的大規模津波に対する
使用済燃料貯蔵建屋の影響評価

令和4年7月

リサイクル燃料貯蔵株式会社

目次

1. 添付記載事項と補足説明資料の関係	1
2. 評価の流れについて	3
3. 評価対象部位の選定について	3
4. 荷重及び荷重の組合せについて	4
5. 評価方法及び許容限界について	7
6. 評価結果について	9
7. 添付資料	12

1. 添付記載事項と補足説明資料の関係

「Ⅱ-2-4-1 仮想的大規模津波に対する使用済燃料貯蔵建屋の影響評価」では、建屋の津波波力に対する耐性の説明のため、以下の6つの内容を記載している。設工認図書記載事項と以下の補足説明資料の内容との関係を図1に整理している。

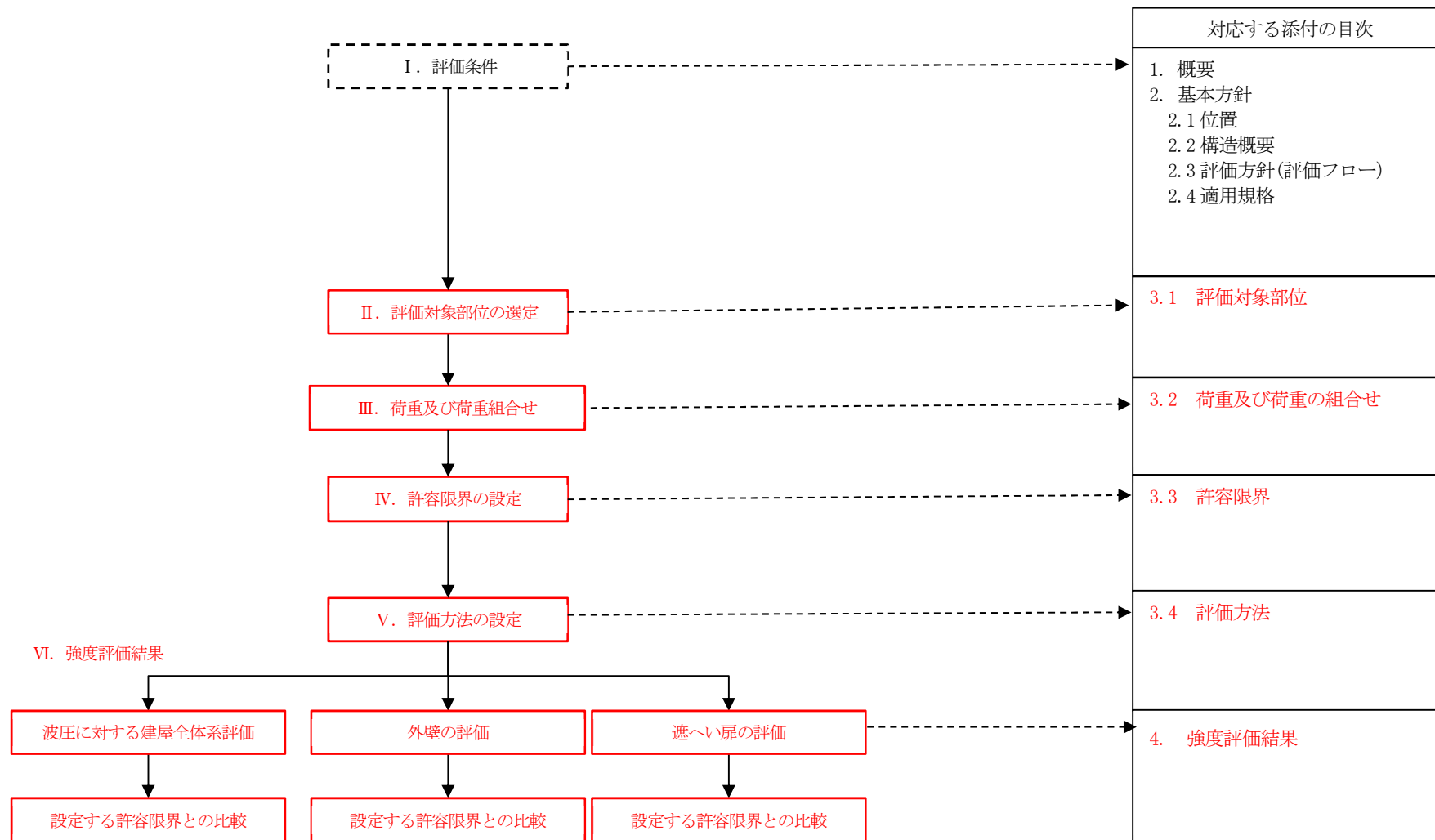
- I. 評価条件
- II. 評価対象部位の選定
- III. 荷重及び荷重の組合せ
- IV. 許容限界の設定
- V. 評価方法の設定
- VI. 強度評価結果

本図書にて説明する津波波力に対する貯蔵建屋の耐性評価は事業許可と同じであり、事業許可段階で示した評価結果を補足するものであり、貯蔵建屋のうち貯蔵区域が津波波力に耐えうることを示すものである。なお、受入れ区域については津波により損傷するものとする。

貯蔵建屋については、既設工認に基づき建設され竣工しており、その後の補強・改造がないため、上記のうち建屋の構造を前提とするIについては、既設工認の内容から前提条件として変更となる項目は無い。また、IIの評価対象部位としては、貯蔵建屋及び遮蔽扉を対象としており、このうち、外壁に対する波力の影響を考慮した際に最も厳しくなる部位の選定の考え方の詳細について、「3. 評価対象部位の選定について」に記載している。

評価に当たって考慮する荷重としては、波力と漂流物の衝突荷重があるが、これらの荷重設定の考え方及び荷重組合せの考え方について、「4. 荷重及び荷重の組合せについて」に記載している。

評価方法及び許容限界については、評価部位に応じて設定しており、それぞれの考え方については、「5. 評価方法及び許容限界について」にその詳細を記載している。



※ 補足説明資料作成対象項目を赤字で表示

図1 設工認図書添付記載事項と補足説明資料の関係

2. 評価の流れについて

津波の耐性評価では、以下の項目を評価している。

- ① 建屋全体の耐性評価
- ② 建屋外壁の耐性評価
- ③ 遮蔽扉の耐性評価

このうち、②については、対象となる壁の厚さを考慮した相対的な強度を考慮して貯蔵建屋の南側外壁を評価対象に選定している。選定の考え方については「3. 評価対象部位の選定について」に、評価の考え方及び結果については「5. 評価方法及び許容限界について」に記載している。

③については、南側人員用扉を対象として選定している。選定の考え方については「3. 評価対象部位の選定について」に、評価の考え方及び結果については「5. 評価方法及び許容限界について」に記載している。

3. 評価対象部位の選定について



(1) 建屋全体の耐性評価

建屋全体の耐性評価では次項に示すとおり、考慮する荷重は、津波波力によって貯蔵建屋全体に作用する荷重を、耐力は貯蔵建屋の保有水平耐力としている。

(2) 建屋外壁の耐性評価

表1のように、貯蔵区域の外壁及び受入れ区域との境界壁について、貯蔵区域の南側の外壁は、東側及び西側の外壁より薄く、付随する柱形がないことから、外壁の評価部位として貯蔵区域の南側外壁を選定する。

表1 評価対象部位の壁厚

壁位置	壁厚 (m)
東側外壁	
西側外壁	
貯蔵区域と受入れ区域の境界壁 (柱形付き)	1.0
南側外壁 (柱形なし)	

(3) 遮蔽扉の耐性評価

貯蔵区域の遮蔽扉（機器搬出入口扉 1ヶ所，人員用扉 2ヶ所）のうち，機器搬出入口の遮蔽扉については開放されていると想定していること，南側人員用扉については北側の人員用扉に比べ扉厚さが薄いことから，評価部位として南側人員用扉を選定する。

4. 荷重及び荷重の組合せについて

(1) 津波波力

仮想的大規模津波の津波高さは 23m であり，敷地の標高である T. P. 16m を差し引くと，敷地での浸水深は 7 m となる。

津波波力の算定に当たっては，「津波避難ビル等の構造上の要件の解説」（国土技術政策総合研究所 平成 24 年 3 月）にて水深係数^{*}として示される値のうち，その最大値である 3.0 を採用している。

※設計用水深に対する動水圧の倍率

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(2) 津波漂流物による衝突荷重

津波漂流物は、漂流の可能性のある対象物のうち重量が大きく建屋への影響が大きいものを選定することとしており、対象物を浮遊する漂流物と滑動する漂流物それぞれから選定している。

浮遊する漂流物としてキャスク緩衝体、滑動する漂流物としてキャスク輸送車両を選定している。

浮遊する漂流物による衝突荷重は FEMA (2012) *¹ の式に従い算定している。また、滑動する漂流物による衝突荷重は FEMA (2019) *² で示される ASCE (2016) *³ の式により算定している。

表2 津波漂流物の諸元及び衝突荷重

	津波漂流物	
	浮遊する漂流物	滑動する漂流物
対象とする漂流物	キャスク緩衝体	キャスク輸送車両
漂流物の寸法	直径 3.55m×厚さ 0.96m	長さ 12.48 m×幅 3.19 m ×高さ 1.6m
漂流物の質量 (kg)	6100	44000
最大流速 (m/s)	10	10
設計用衝突荷重 (kN)	1573	496

*1: Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

*2: Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2019

*3: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI Standard 7-16, American Society of Civil Engineers, 2016

(3) 荷重の組合せ

荷重の組合せにおいては、波力単体の荷重及び波力と漂流物の衝突荷重を組合せることとし、漂流物については浮遊するキャスク緩衝体及び滑動するキャスク輸送車両の2種を考慮することとしている。

なお、遮蔽扉の評価においては、その高さが浮遊する漂流物より低いため、浮遊する漂流物を組合せ荷重に考慮していない。

表3 荷重の組合せ

評価部位	評価内容	荷重ケース	荷重の組合せ
建屋全体	応力評価	ケース1	津波波圧
		ケース2	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (浮遊する漂流物)
		ケース3	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (滑動する漂流物)
耐震壁	変形評価	ケース1	津波波圧
		ケース2	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (浮遊する漂流物)
		ケース3	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (滑動する漂流物)
遮蔽扉	応力評価	ケース1	津波波圧
		ケース2	津波波圧＋漂流物の衝突荷重 (滑動する漂流物)

5. 評価方法及び許容限界について

津波に対する耐性の検討においては、以下の3種の検討を実施しているおり、それぞれの許容限界は以下のとおりである。

(1) 建屋全体の評価

建屋全体の評価においては、南北方向及び東西方向それぞれの外壁が受ける波力の合計に対し、許容限界を保有水平耐力として建屋の健全性を確認することとしている。

(2) 外壁の評価

外壁の評価においては、図2に示すように外壁を有限要素法モデルにてモデル化し、水深係数3.0を考慮した静的な波力に対する析を実施している。

応力解析は2次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析とし、解析プログラムは「ABAQUS」を用いている。解析モデルに使用するFEMの要素には、積層シェル要素を用いている。この要素は鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素である。

各要素には、板の曲げと軸力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。境界条件は、基礎を固定とし、直交する耐震壁及び屋根スラブに該当するモデル周辺部も固定とする。

コンクリート及び鉄筋の許容ひずみは、表4に示すとおり発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（一社）日本機械学会、2003）に基づき設定する。

表4 コンクリート及び鉄筋の許容ひずみ

部位	コンクリート (圧縮ひずみ)	鉄筋 (圧縮及び引張ひずみ)
耐震壁	0.003	0.005

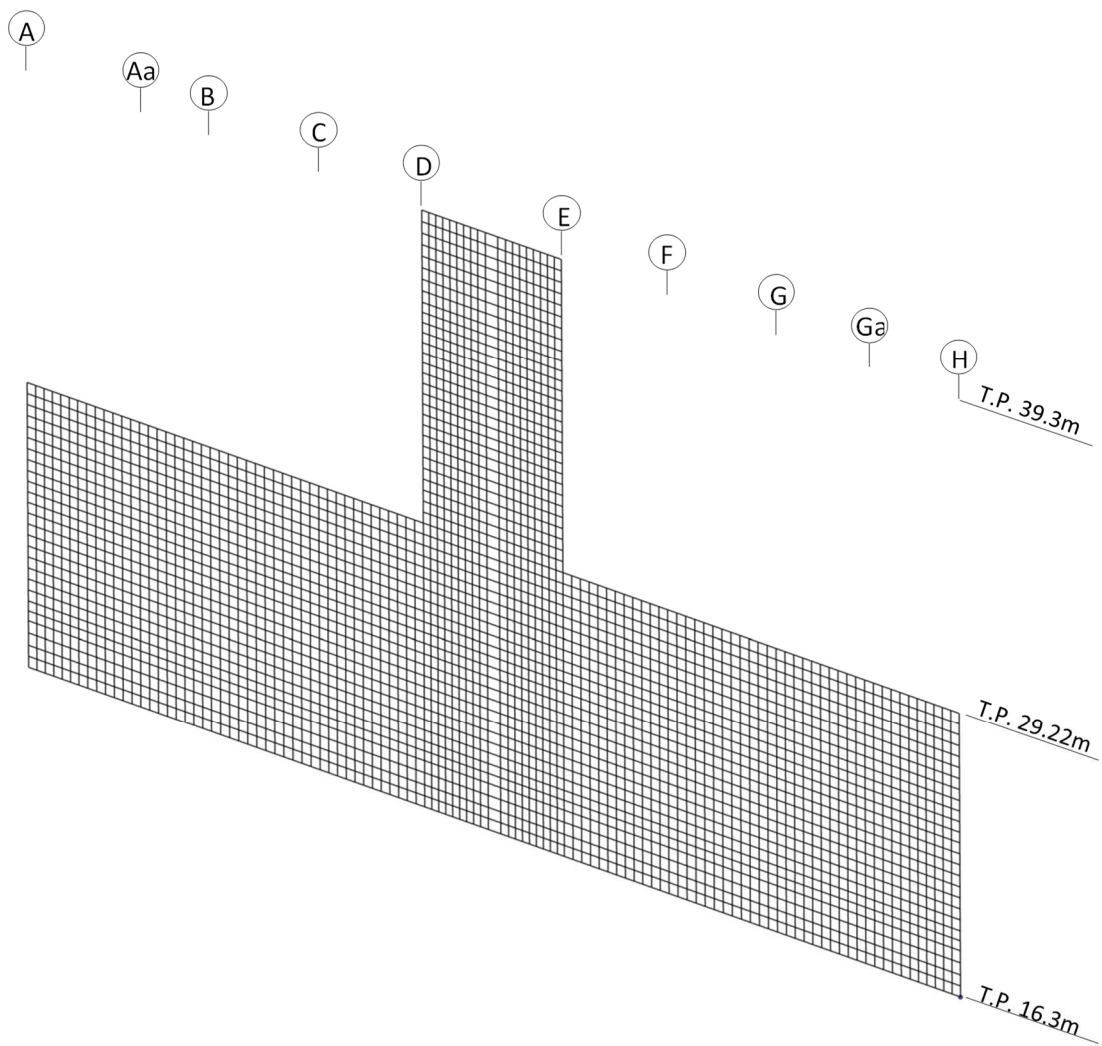


図 2 解析モデル図 (14 通り)

(3) 遮蔽扉の評価

遮蔽扉の評価においては、遮蔽扉を両端ピン支持梁モデルに置換して検討を実施している。

遮蔽扉の構造は鋼板にコンクリートを充填した構造となっており、鉄筋コンクリートの応力算定の考え方に倣い、表面鋼板の応力を算定している。許容限界は、表面鋼板の短期許容応力度としている。

6. 評価結果について

(1) 建屋全体の評価

建屋全体の評価結果は表5のとおりであり、NS方向及びEW方向とも津波波力と漂流物（キャスク緩衝体）の衝突荷重による荷重組合せによる応力が最大となる。

NS方向では設計用地震力以内となるが、EW方向では設計用地震力を超える結果となるものの、いずれも許容限界である保有水平耐力以内となっている。

表5 波圧に対する建屋全体の評価

		津波による 層せん断力 ($\times 10^4 \text{kN}$)	設計用地震力 ($1.5C_i$) ($\times 10^4 \text{kN}$)	保有水平耐力 ($\times 10^4 \text{kN}$)
NS 方向	荷重ケース 1 ^{※1}	14.0	15.09	67.25
	荷重ケース 2 ^{※2}	14.16		
	荷重ケース 3 ^{※3}	14.05		
EW 方向	荷重ケース 1 ^{※1}	29.83	15.09	92.32
	荷重ケース 2 ^{※2}	29.99		
	荷重ケース 3 ^{※3}	29.88		

※1 津波波力による荷重

※2 津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝体）

※3 津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両）

(2) 外壁の評価

外壁の評価結果は表6のとおりであり、コンクリート圧縮ひずみと鉄筋引張ひずみでは、NS方向及びEW方向とも津波波力と漂流物（キャスク緩衝体）の衝突荷重による荷重組合せによる応力が最大となる。面外せん断力では、津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両）の衝突荷重による荷重組合せによる応力が最大となる。いずれのケースでも結果は許容値以内となっている。

表6 外壁の評価結果

評価項目		発生値	許容値
コンクリート 圧縮ひずみ	荷重ケース 1 ^{※1}	7.72×10^{-4}	3.0×10^{-3}
	荷重ケース 2 ^{※2}	8.57×10^{-4}	
	荷重ケース 3 ^{※3}	7.90×10^{-4}	
鉄筋引張ひずみ	荷重ケース 1 ^{※1}	1.37×10^{-3}	5.0×10^{-3}
	荷重ケース 2 ^{※2}	1.49×10^{-3}	
	荷重ケース 3 ^{※3}	1.41×10^{-3}	
面外せん断力 Q (kN/m)	荷重ケース 1 ^{※1}	1308	1463
	荷重ケース 2 ^{※2}	1402	
	荷重ケース 3 ^{※3}	1441	

※1 津波波力による荷重

※2 津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク緩衝体）

※3 津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両）

(3) 遮蔽扉の評価

遮蔽扉の評価結果は表7のとおりであり、NS方向EW方向とも津波波力と漂流物（キャスク輸送車両）の衝突荷重による荷重組合せによる応力が最大となる。いずれのケースでも結果は許容値以内となっている。

表7 外壁の評価結果

評価項目		発生値	許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm ²)	荷重ケース 1 ^{※1}	42.0	235
	荷重ケース 3 ^{※2}	70.6	
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	荷重ケース 1 ^{※1}	219.6	1215
	荷重ケース 3 ^{※2}	293.1	
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm ²)	荷重ケース 1 ^{※1}	1.83	22.0
	荷重ケース 3 ^{※2}	2.44	

※1 津波波力による荷重

※2 津波波力+漂流物による衝突荷重（キャスク輸送車両）

7. 添付資料

次の資料を次ページ以降に添付する。

○コメント回答資料

NO. 0113-13、NO. 0209-79

○受入れ区域外壁および柱の耐力について

○柱の応力の補正について

○令和4年5月10日審査会合資料(抜粋)

リサイクル燃料貯蔵株式会社		
提出日	2022年3月30日	
管理表No.	0113-13	改訂01

項目	コメント内容
津波 (第8条)	<p>津波衝突荷重の算定式 (FEMA 式) 適用の妥当性, 根拠を説明すること。</p> <p><3/9 追加コメント></p> <ul style="list-style-type: none"> ・FEMA を選定した理由として、発電炉で流木に対する実績があること及びRFS の漂流物 (キャスク緩衝体) が木材であることを挙げているが、流木に適用できる算定式としては、道路橋示方書その他もある。その中から FEMA を選定した理由を説明すること。 ・浮遊する漂流物の衝突荷重 F の算定式において、k (漂流物の有効剛性) 及び c (付加質量係数) の設定根拠として、キャスク緩衝体の材質が木材であることを挙げているが、外殻のステンレス鋼を考慮すると F が大きくなると思われる。これを考慮していない理由を説明すること。

(回答)

津波衝突荷重の算定式 (FEMA 式) における、漂流物の選定と衝突荷重の算定の考え方は以下のとおりである。

1. 漂流物の選定

「設2 補-014-02 津波漂流物評価対象の選定」に記載のとおり、浮力が重量を上回る「キャスク緩衝体」を浮遊する漂流物、浮力が重量を下回る「キャスク輸送車両」を滑動する漂流物としている。津波漂流物による衝突荷重の算定に用いる、漂流物の諸元は以下のとおりである。

表1 津波漂流物の諸元

	津波漂流物	
	浮遊する漂流物	滑動する漂流物
対象とする漂流物	キャスク緩衝体	キャスク輸送車両
漂流物の質量 (kg)	6100	44000
主な材質, 構造	外殻: ステンレス鋼 内部: 木材	車両本体 (アダプタ付属), タイヤ

2. 衝突荷重の算定の考え方

衝突荷重の算定について、浮遊する漂流物による衝突荷重は FEMA (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) (2012) ^{※1} に記載されている式により、滑動する漂流物による衝突荷重は FEMA (2019) ^{※2} で示される ASCE (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS) (2016) ^{※3} に記載されている式により算定している。

FEMA (2012) には、浮遊する漂流物による衝突荷重の算定式が記載されている。この算定式は、東京電力 HD (株) 柏崎刈羽原子力発電所や日本原子力発電 (株) 東海第二発電所での流木を浮遊する漂流物とした衝突荷重の算定において実績があることから、当社でのキャスク緩衝体 (内部の材質が木材) を浮遊する漂流物とした衝突荷重の算定に用いることは妥当であると考えられる。

また、FEMA (2019) で示される ASCE (2016) には、滑動する漂流物による衝突荷重が記載されている。この算定式は、東京電力 HD (株) 柏崎刈羽原子力発電所でのバキューム車を滑動する漂流物とした衝突物の算定において実績があることから、当社でのキャスク輸送車両を滑動する漂流物とした衝突荷重の算定に用いることは妥当であると考えられる。

なお、衝突荷重の算定を行う式としては、他に「道路橋示方書・同解説 I 共通編（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書」という）に記載されている式があり、その算定式は以下のとおりである。

$$P=0.1 W U$$

ここに

- P : 設計用衝突力 (kN)
W : 流送物（漂流物）の重量 (kN)
U : 表面流速 (m/s)

道路橋示方書に記載されている式により算定される設計用衝突力は、キャスク緩衝体で 60kN、キャスク輸送車両で 431kN となり、FEMA (2012) 及び FEMA (2019) で示される ASCE (2016) に記載されている式により算定される設計用衝突力（キャスク緩衝体で 1573kN、キャスク輸送車両で 496kN）に比べて小さいことから、衝突荷重の算定を行う式としては FEMA に記載されている式を採用することで保守的な評価となっている。

※1 : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition (FEMA P-646 / April 2012)

※2 : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition (FEMA P-646 / August 2019)

※3 : Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structure (ASCE/SEI 7-16)

(1) 浮遊する漂流物の衝突荷重算定

浮遊する漂流物の衝突荷重の計算式は以下のとおりである。

$$F = 1.3u\sqrt{km(1+c)} \quad (1)$$

ここで、

- F : 設計用衝突力 (N)
u : 漂流物を運ぶ流体の最大流速 (m/s) (=10m/s)
k : 漂流物の有効剛性 (N/m) (=2.4×10⁶ N/m)
m : 漂流物の質量 (kg) (=6100kg)
c : 付加質量係数 (=0)

上記の式は、FEMA (2012) に記載されている計算式であり、ここで用いているパラメータは、それぞれ以下のとおりである。

① 係数 F (=1.3)

衝突荷重の計算式の係数 1.3 は、ASCE (2016) に示される設備の重要度に応じた安全係数であり、重要施設として指定されているビル・構造物に対する係数となっている。

② 漂流物を運ぶ流体の最大流速 u (m/s) (=10m/s)

ここで用いる流速は、津波の流速と同じ流速を採用している。

③ 漂流物の有効剛性 k (N/m) (=2.4×10⁶ N/m)

漂流物の有効剛性については、緩衝体の主な材質が木材であることから、FEMA (2012) に示される流木の漂流物荷重に用いる軸剛性 2.4×10⁶ N/m を用いている。

④ 漂流物の質量 m (kg) (=6100kg)

漂流物の質量は、浮遊する漂流物であるキャスク緩衝体の質量を採用している。

⑤ 付加質量係数 c (=0)

付加質量係数については、下表のとおり、FEMA (2012) に漂流物のタイプごとにその値が示されている。キャスク緩衝体の主な材質は木材であることから、付加質量係数として 0 を採用している。

キャスク緩衝体は、木材を厚さ 6mm のステンレス鋼板が覆う構造となっており、底面は円形で直径 3550mm、高さは上部緩衝体で 971mm、下部緩衝体で 961mm である。付加質量係数 c は表 2 に示すように、コンテナではつぶれにくさに応じて大きな値をとる設定となっている。キャスク緩衝体において、ステンレス鋼板の面外方向の剛性が、キャスク緩衝体の剛性及びつぶれにくさに寄与する度合いは木材の軸方向の剛性に比べて極めて小さいと考えられることから、ステンレス鋼板によって衝突荷重が増加することはなく、キャスク緩衝体の有効剛性及び付加質量係数は表 2 の値をそのまま用いて良いと考える。

表 2 付加質量係数 (Hydrodynamic Mass Coefficient) 及び有効剛性 (Debris Stiffness) について

Table 6-1 Mass and Stiffness of Some Waterborne Floating Debris

Type of Debris	Mass (m_d) in kg	Hydrodynamic Mass Coefft. (c)	Debris Stiffness (k_d) in N/m
Lumber or Wood Log – oriented longitudinally	450	0	2.4 × 10 ⁶ *
20-ft Standard Shipping Container – oriented longitudinally	2200 (empty)	0.30	85 × 10 ⁶ **
20-ft Standard Shipping Container – oriented transverse to flow	2200 (empty)	1.00	80 × 10 ⁶ **
20-ft Heavy Shipping Container – oriented longitudinally	2400 (empty)	0.30	93 × 10 ⁶ **
20-ft Heavy Shipping Container – oriented transverse to flow	2400 (empty)	1.00	87 × 10 ⁶ **
40-ft Standard Shipping Container – oriented longitudinally	3800 (empty)	0.20	60 × 10 ⁶
40-ft Standard Shipping Container – oriented transverse to flow	3800 (empty)	1.00	40 × 10 ⁶

* Haehnal and Daly, 2002; ** Peterson and Naito, 2012

(FEMA (2012) より引用)

(2) 滑動する漂流物の衝突荷重算定

滑動する漂流物の衝突荷重の計算式は以下のとおりである。

$$F = I_{tsu} \cdot C_0 \cdot F_{ni} \quad (2)$$

$$F_{ni} = F_{ni0} \cdot u' \sqrt{k'm'} \quad (3)$$

ここで、

F : 設計用衝突力 (kN)

I_{tsu} : 重要度係数 (=1.25)

C_0 : 配向係数 (=1.0)

F_{ni} : 衝突力 (kN)

F_{ni0} : 基準とする石材・コンクリート殻 (質量 2270kg) の流速 4m/s 条件下の衝突荷重 (=36kN)

u' : 流速の比率 (基準とする石材・コンクリート殻の流速 4m/s に対する設計用流速 10m/s の比) (=10/4)

k' : 有効軸剛性の比率 (キャスク輸送車両の有効軸剛性は石材・コンクリート殻に対して小さいと想定されることから、保守的に石材・コンクリート殻と同じものとする。) (=1.0)

m' : 衝突物質量の比率 (基準とする石材・コンクリート殻の質量 2270kg に対する漂流物質量 44000kg の比) (=44000/2270)

上記の式は、FEMA (2019) で示される ASCE (2016) に記載されている計算式であり、ここで用いているパラメータは、それぞれ以下のとおりである。

① 重要度係数 I_{tsu} (=1.25)

重要度係数 I_{tsu} は、津波のリスク分類に応じて 1.0~1.25 が用いられるが、ここではその最大値である 1.25 を採用している。

② 配向係数 C_0 (=1.0)

ASCE (2016) においては、0.65 という値が示されているが、ASCE (2016) に記載されている試算例 (コンクリートガラ: 質量 2270 kg, 流速 4 m/s の条件下で衝突荷重は 36 kN) を基に、下式に示すように質量と流速を換算して求めるため、ここでは便宜的に 1.0 とする。

③ 基準とする石材・コンクリート殻 (質量 2270kg) の流速 4m/s 条件下の衝突荷重 F_{ni0} (=36kN)

ASCE (2016) において、6ft (1.83m) を超える最大浸水での衝撃力として、8000lb (36 kN) という値が示されている。また、コンクリート殻の質量についても 5000lb (2270kg) という値が示されている。

④ 流速の比率 u' (基準とする石材・コンクリート殻の流速 4m/s に対する設計用流速 10m/s の比) (=10 / 4)

流速の比率を求める基準値としては、ASCE (2016) に、13.1ft (4m/s) という値が示されている。

⑤ 有効軸剛性の比率 k' (=1.0)

キャスク輸送車両の有効軸剛性は石材・コンクリート殻に対して小さいと想定されることから、保守的に石材・コンクリート殻と同じものとする。

⑥ 衝突物質量の比率 m' (基準とする石材・コンクリート殻の質量 2270kg に対する漂流物質量 44000kg の比) (=44000/2270)

漂流物の質量は、滑動する漂流物であるキャスク輸送車両の質量を採用している。基準とする石材・コンクリート殻の質量については、ASCE (2016) に 5000lb (2270kg) という値が示されている。

滑動する漂流物の衝突荷重F

$$F = 1.25 \times 36 \text{ kN} \times \left(\frac{10 \text{ m/s}}{4 \text{ m/s}} \right) \times \sqrt{\frac{44000 \text{ kg}}{2270 \text{ kg}}} = 495.3 \text{ kN} \rightarrow 496 \text{ kN}$$

以上

リサイクル燃料貯蔵株式会社	
提出日	2022年3月2日
管理表 No.	0209-79 改訂 00

項目	コメント内容
津波 (第8条)	海水密度(1050kg/m ³)に、巻き込まれた土砂やヘドロ等の影響が含まれているか。いないならその妥当性を説明すること。参考として、米国 FEMA P-646 では沈殿物と混合した海水の密度を1128kg/m ³ としている。

(回答)

津波による土砂等の巻き上げを考慮しない海水密度は、水温や塩分により多少変化するが、概ね1030kg/m³であり、多くの津波防護施設の対津波評価では海水密度を1030kg/m³と設定している。津波による土砂等の巻き上げを考慮した海水密度は、海水中の浮遊砂濃度を基に設定できる。高橋ほか(1999)⁽¹⁾では、津波による土砂移動モデルの開発とその再現性の検討が実施されている。高橋ほか(1999)⁽¹⁾を検証した文献を整理し、浮遊砂濃度上限値についてまとめたものを以下の表1に示す。上限値5%の検証結果(※1, ※2)から、浮遊砂濃度上限値5%は過大評価になると考えられる。上限値1%の検証結果(※3, ※4)から、浮遊砂濃度上限値1%は妥当な設定値であると考えられる。

表1 高橋ほか(1999)⁽¹⁾の検証事例

実規模検証	文献	計算使用 砂粒径	計算格子 間隔	浮遊砂濃度上限	浮遊砂濃度上限に関する評価
気仙沼湾 (1960年チリ地震津波)	玉田ほか (2009) ⁽²⁾	0.001~ 1mm	25m, 5m	1%, 5%	・計算格子間隔が5mの場合、浮遊砂濃度上限5%では実績値より侵食深を過大に評価(※1)
八戸港 (1960年チリ地震津波)	藤田ほか (2010) ⁽³⁾	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	・浮遊砂濃度上限5%は過大に評価(※2) ・浮遊砂濃度上限1~2%の場合の再現性が良好(※3)
宮古港 (2011年東北地方太平洋沖地震津波)	近藤ほか (2012) ⁽⁴⁾	0.08mm	10m	1%	・土砂移動の全体的な傾向は良く一致 ・防波堤堤頭部の最大洗堀深や断面地形も定量的に概ね良い一致(※4)

また、以下に示すFEMA(2019)⁽⁵⁾での津波荷重の算定についての記載では、「津波は、堆積物と海水の混合物で構成される。浮遊砂濃度は7%を超えない。海水中の浮遊砂濃度の垂直方向の平均を7%と仮定すると、津波の密度は海水密度の1.1倍、つまり $\rho_s=1,128\text{kg/m}^3$ と見なされる。」とあるが、上記の検証事例とは異なる仮定の下での設定となっていると考えられる。

8.6.1 Key Assumptions for Estimating Tsunami Loads and Effects

ASCE/SEI 7-16 tsunami loads are determined using the following key assumptions:

- ・Tsunami flows consist of a mixture of sediment and seawater. Most suspended sediment transport flows do not exceed 7% sediment concentration. Based on an assumption of vertically averaged sediment-volume concentration of 7% in seawater, the fluid density of tsunami flow is taken as 1.1 times the density of seawater, or $\rho_s = 1,128 \text{ kg/m}^3 = 2.2 \text{ slugs/ft}^3$.

以上より、当社施設の対津波評価では、津波による土砂等の巻き上げを考慮し、浮遊砂濃度の上限値を1%と仮定し、海水密度を1050kg/m³と設定している。

表2 海水密度の設定

	密度[kg/m ³]
海水	1030
砂	2800
海水+砂 (濃度 1%)	1050

【参考文献】

- (1) 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔 (1999) : 掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発, 海岸工学論文集, Vol. 46, pp. 606-610.
- (2) 玉田崇・田村保・高橋智幸・佐々木元 (2009) : 河川での津波防災検討における津波移動床モデルの適用性に関する研究, 土木工学論文集 B2 (海岸工学), Vol. 65, No. 1, pp. 301-305.
- (3) 藤田尚毅・稲垣和男・藤井直樹・高尾誠・金戸俊道 (2010) : 津波による海底地形変化評価モデルの現地適用性に関する研究, 海洋開発論文集, Vol. 26, pp. 213-218.
- (4) 近藤武司・森本徹・藤本典子・殿最浩司・志方建仁 (2012) : 港湾での津波による土砂移動計算の再現性評価, 土木工学論文集 B2 (海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp. I_396-I_400.
- (5) Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition FEMA P-646 August 2019

以上

資料の修正点

No.	pp.	修正点
1	-	柱の検討を追加

受入れ区域外壁および柱の耐力について

1. 検討の目的

貯蔵建屋のうち受入れ区域の北側外壁の津波による波力と外壁の耐力の比較を行うため、簡易的な線形計算による外壁応力を算定し、外壁の耐力との比較および柱の耐力の検討を行う。

想定する水圧(水深係数)および外壁体力の算定の考え方については、それぞれ以下に示すとおりである。

2. 想定する水圧と応力の算定方法

外壁に作用する水圧は、敷地の浸水深7mに水深係数3を考慮した水圧を静的に考慮するものとする。

応力の算定にあたっては、外壁を高さ方向に両端固定の梁モデルに置換して、両端固定の梁モデルとして応力の算定を行った。

柱の算定にあたっては、図1に示すように、E通りの柱を対象に検討を実施している。モデル化は外壁同様両端固定の梁モデルとして応力の算定を行った。

モデル化にあたっては、壁厚を以下のとおりモデル化している。

表1 北側外壁の壁厚

外壁の高さ(m)	壁厚(mm)
G.L.+10.7m~+22.5m(T.P.26.7m~38.5m)	
G.L.+0.3m~+10.7m(T.P.16.3m~26.7m)	

表2 柱の寸法

評価対象部位	断面寸法(mm)	配筋(材質)
柱上部 SC1(S造) G.L.10.7m~20.0m (T.P.26.7m~36.0m ^{*1})	BH-1000×800×32×40	(SN490B)
柱下部 C3(RC造) ^{*2} G.L.0.3m~10.7m (T.P.16.3m~26.7m)	1300×2400	主筋 36-D38 せん断補強筋 3-D16@200 (SD345)

注*1: 柱の評価高さは大梁下端とする。

注*2: 柱頭部はSRC造であるが、RC造として評価する。

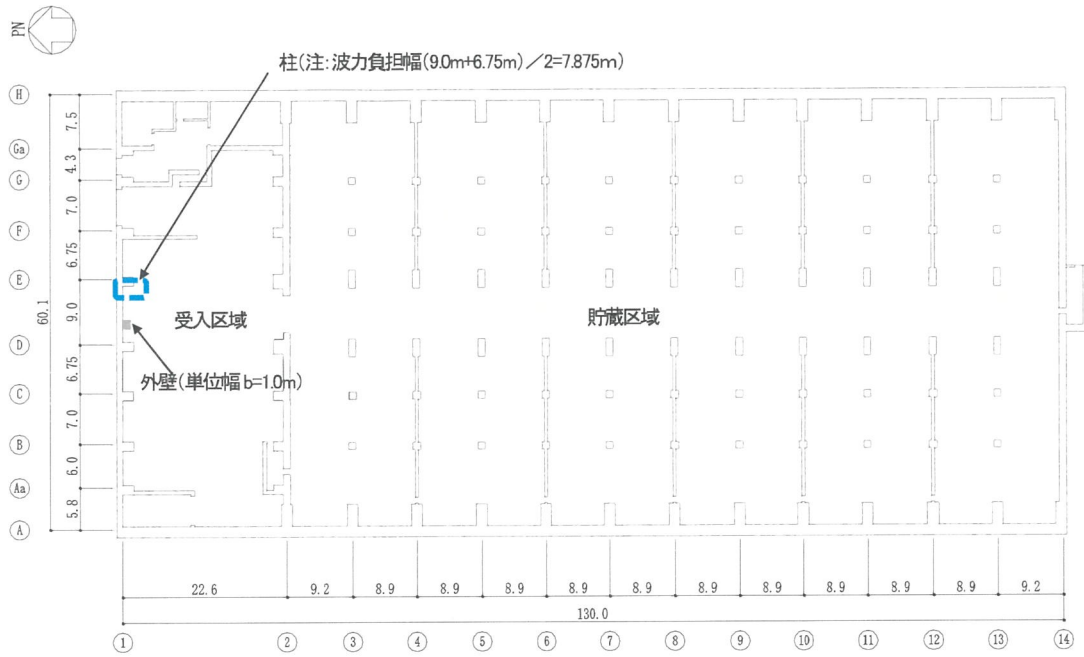


図1 外壁・柱の検討位置

なお、柱が負担する波力は、図4に示すように柱間の負担幅に作用するものとする。

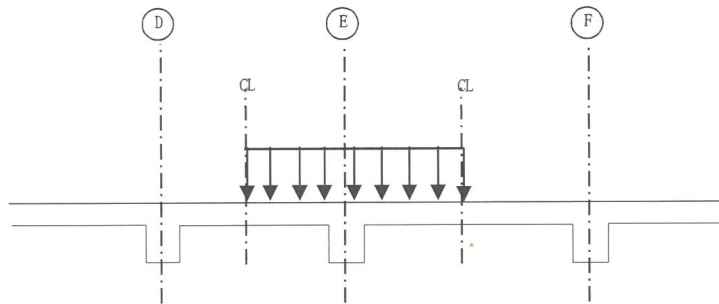


図2 柱の波力負担幅

3. 外壁の耐力検討

(1) 許容限界の考え方

外壁の耐力については、曲げとせん断それぞれの許容限界を、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会 2005 年)」に従い、以下の通り設定した。

曲げの許容限界(終局耐力)

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (1)$$

ここで、

- a_t : 引張鉄筋断面積
- σ_y : 引張鉄筋の材料強度
- d : 部材の有効せい

せん断応力の許容限界(終局耐力)

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{(Q \cdot d)}+0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

ここで、

- p_t : 引張鉄筋比
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度
- M/Q : 部材のモーメント M とせん断力 Q の比 ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3$
- d : 部材の有効せい
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度
- b : 部材幅(=単位幅 1000mm)
- j : 応力中心距離(=(7/8)d)

(2) 検討結果

水圧による応力と外壁の耐力の比較を図 3 に示す。

応力と耐力の比は以下のとおりである。

表 3 外壁の評価結果

部位	応力/耐力の比率	
	曲げ	せん断
外壁頂部	7.73	1.39
外壁中央部(厚さ <input type="text"/> mm 最下部)	5.55	—
外壁中央部(厚さ <input type="text"/> mm 最上部)	1.82	—
外壁脚部	8.31	2.86

4. 柱の検討

(1) 許容限界の考え方

コンクリート柱の耐力については、曲げとせん断それぞれの許容限界を、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準(日本建築学会 2005年)」に従い、以下の通り設定した。S柱の耐力については、曲げとせん断それぞれの許容限界を「鋼構造塑性設計指針(日本建築学会 2010年)」に従い、以下の通り設定した。

コンクリート柱の曲げ許容限界(終局耐力)

a. 曲げ終局強度

$N_{max} \geq N > 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = \{0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_f \cdot D + 0.12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (3)$$

$0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0$ のとき(本検討ではこのケースに該当)

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_f \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (4)$$

$0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_f \cdot D + 0.4 \cdot N \cdot D \quad (5)$$

ここで、

- M_u : 柱の曲げ終局強度(N・mm)
- N_{max} : 中心圧縮時終局強度(= $b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_f$) (N)
- N_{min} : 中心引張時終局強度(= $-a_g \cdot \sigma_f$) (N)
- N : 柱軸方向力(N)
- a_t : 引張主筋断面積(mm²)
- a_g : 柱主筋全断面積(mm²)
- b : 柱断面幅(mm)
- D : 柱断面せい(mm)
- σ_f : 鉄筋の引張に対する材料強度(N/mm²)
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度(N/mm²)

コンクリート柱のせん断許容限界(終局耐力)

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{(Q \cdot d)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (6)$$

ここで、

- p_t : 引張鉄筋比
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度
- M/Q : 部材のモーメント M とせん断力 Q の比 ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3$
- d : 部材の有効せい
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度
- σ_0 : 平均軸方向応力度(= $N/(b \cdot D)$)
- b : 部材幅(= 単位幅 1000mm)
- j : 応力中心距離(= $(7/8)d$)
- D : 柱断面せい

S 柱の曲げ許容限界(終局耐力)

$$M_p = Z_p \cdot \sigma \tag{7}$$

ここで,

- M_p : 全塑性モーメント(N・mm)
- Z_p : 塑性断面係数(mm³)
- σ : 材料強度(N/mm²)
(材料強度は基準強度Fを1.1倍して算出する。)

S 柱のせん断許容限界(終局耐力)

$$Q_a = \tau_r \cdot A_w \tag{8}$$

ここで,

- Q_a : 許容せん断強度(N)
- τ_r : せん断降伏応力度(N/mm²)ここでは, 短期許容せん断応力度とする。
- A_w : ウェブ断面積(mm²)

(2) 検討結果

水圧による応力と柱の耐力の比較を図4に示す。

応力と耐力の比は以下のとおりである。

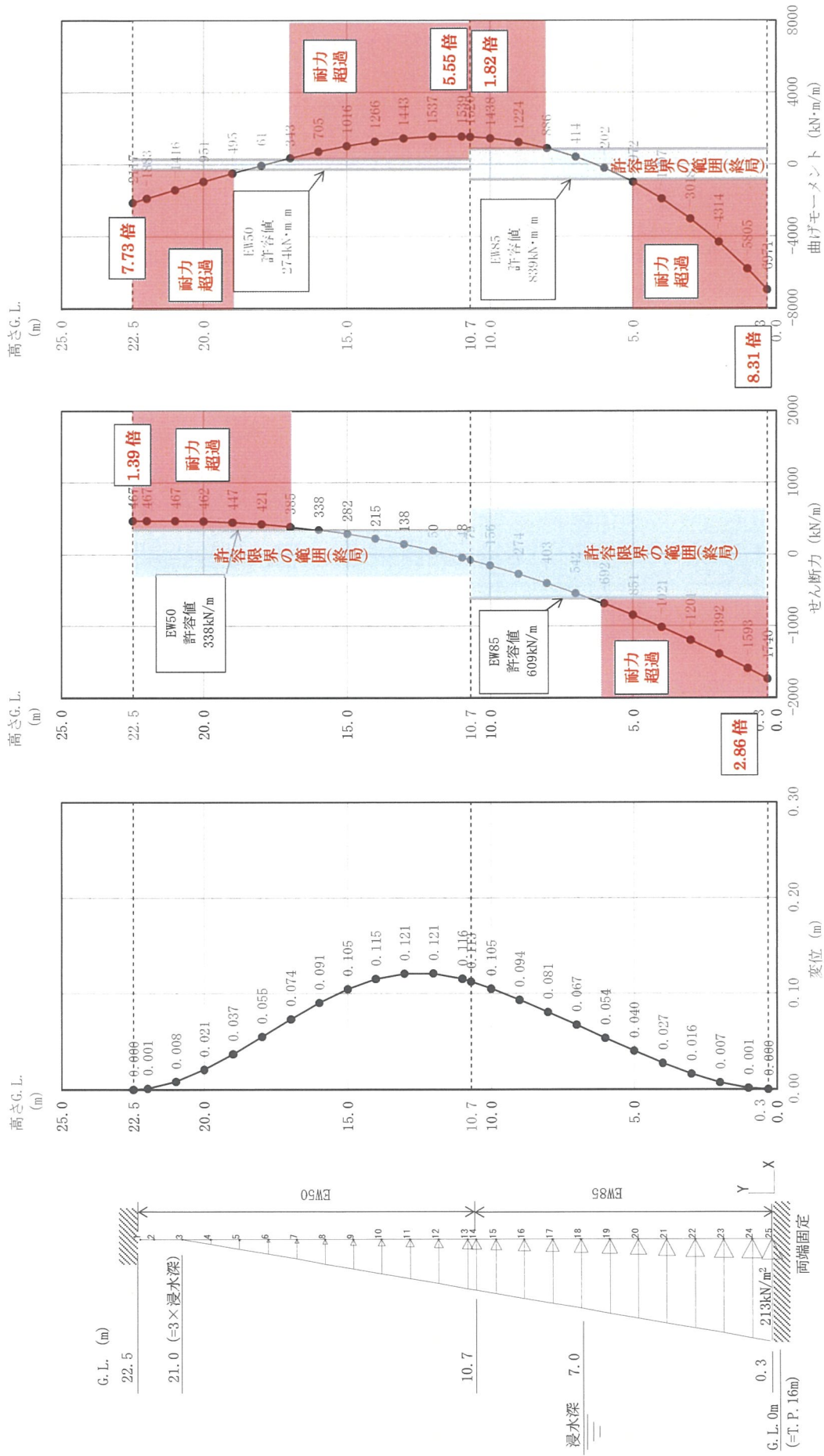
表 4(1) 柱の評価結果(曲げモーメント)

部位	部材	評価位置	応力／耐力の比率
上部 SC1	S 造	上端 T.P.36.0m	0.91
		下端 T.P.26.7m	0.62
下部 C3	RC 造	上端 T.P.26.7m	0.56
		下端 T.P.16.3m	3.86

表 4(2) 柱の評価結果(せん断力)

部位	部材	評価位置	発生応力 ／許容値
上部 SC1	S 造	上端 T.P.36.0m	0.68
		下端 T.P.26.7m	0.10
下部 C3	RC 造	上端 T.P.26.7m	0.12
		下端 T.P.16.3m	3.04

以上



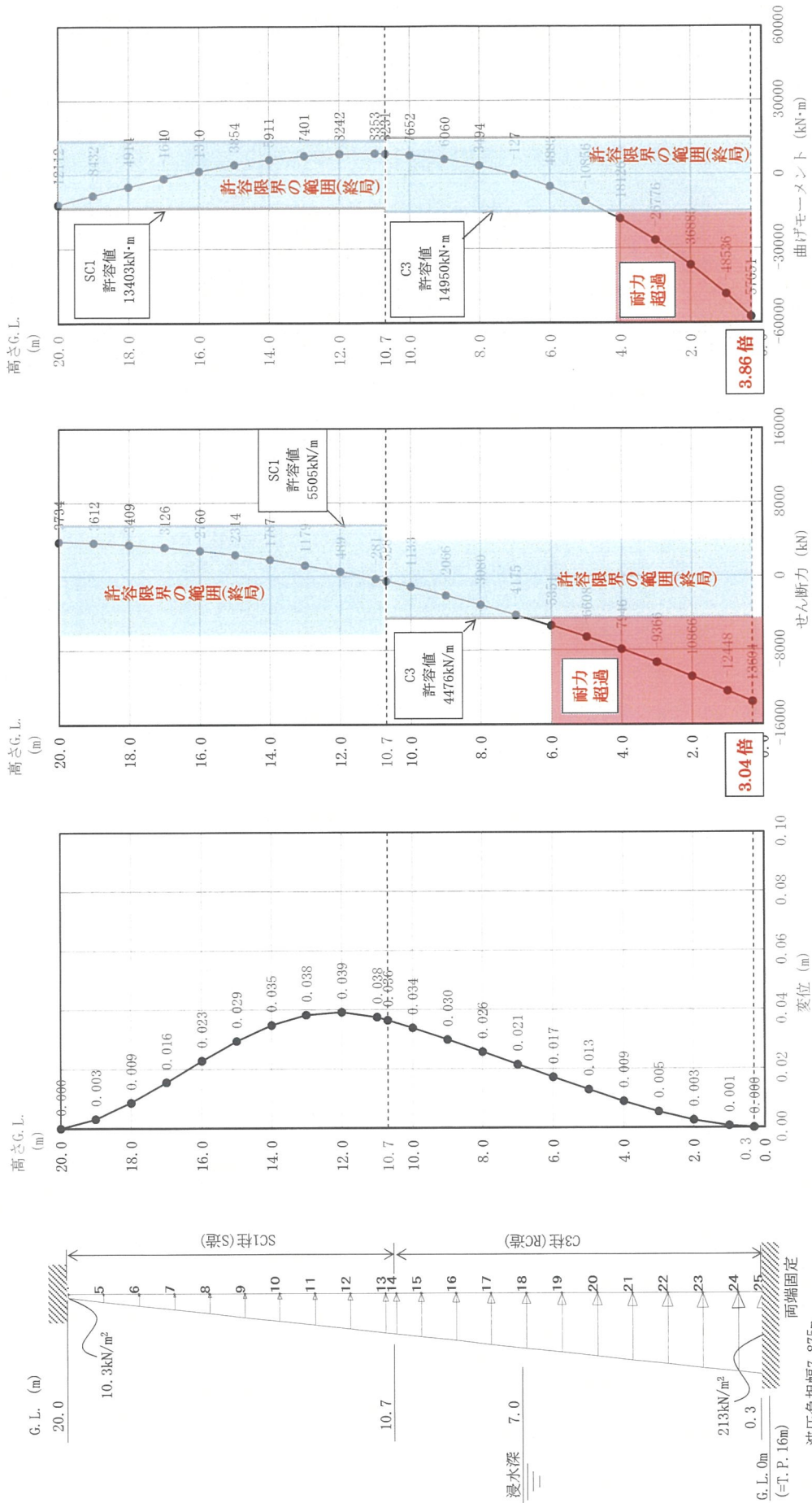
(a) 解析モデル

(b) 変位分布

(c) せん断力分布

(c) 曲げモーメント分布

図3 解析結果と外壁耐力の比較



(d) 曲げモーメント分布

(c) せん断力分布

(b) 変位分布

(a) 解析モデル

図 4 解析結果と柱耐力の比較

原子力施設鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説

**AIJ Standard for Structural Calculation
of Reinforced Concrete Structures
for Nuclear Power Facilities**

日本建築学会

付5. 機能保持検討の概要

1. 概 要

本規準は、発電用原子炉施設の運転時に作用する荷重や耐震クラスに応じた設計用地震力などの設計用荷重に対する、主に許容応力度設計法を記したものである。主要な発電用原子炉施設ではこれに加えて、基準地震動 S_g による地震力など通常的设计レベルを上回るような頻度の小さい荷重についても、建物や機器・設備が要求される機能を保持しているかどうかの検討を実施するとともに、一般建築と同様、保有水平耐力に対する検討も実施する。ここでは、そのような場合の機能保持検討の考え方とそこで用いられる部材の終局強度算定式の概要を参考として記す。なお、ここでの記述は、主に耐震設計審査指針¹⁾およびこれに準拠した日本電気協会の耐震設計技術指針(JEAG 4601)²⁾ならびに耐震設計技術規程(JEAC4601)³⁾からの引用であり、詳細はこれらの指針等を参照されたい。

2. 機能保持検討の考え方

(1) 要求機能

発電用原子炉施設において要求される機能としては、負圧維持機能、漏えい防止機能、遮へい機能、支持機能があり、これら機能の保持ならびに波及的影響防止の確認を行う*1。これら機能の要求される部位と許容限界は、JEAC4601に詳細に記されているので参照されたい。

*1 : 各種要求機能は、おおむね次のようなものである〔詳細はJEAC4601参照〕。

負圧維持機能：事故等により放射性物質の外気への放出を抑制するために建屋内の気圧を負圧に維持する機能

漏えい防止機能：プールやピット等のコンクリートに内張りされた鋼製ライナ等が液体の漏えいを防止する機能

遮へい機能：遮へい要求部位について放射線を遮へいする機能

支持機能：建物の壁や床等が地震時に機器や設備を支持できる機能

波及的影響防止：建物の壁や床等がその破損により機器や設備へ影響を与えることを防止すること

(2) 終局強度設計

機能保持の検討では、考慮する荷重状態での発生応力および変形が前述の各種要求機能別に定められた許容限界以下であることを確認するとともに、建築構造設計上の観点からは、波及的影響の防止や支持機能確保のため、部材の終局強度もしくは変形、あるいは層の保有水平耐力に対し安全余裕を有することを確認する。

各部材別の終局強度算定式は、次項に示すとおりであるが、面外せん断力に対する検討や面内外に力を受ける部材などでは、応力レベルをほぼ許容応力におさめるようにするなど、十分な余裕をみる場合が多い。

なお、このような部材別検討は局所的な荷重が作用する部位について行うが、建屋全体としては

次のような耐震安全性の確認を行う。この時の各層の保有水平耐力算定における耐震壁の終局強度は、次項3.に準拠するのが一般的である。

- ・必要保有水平耐力*¹に対し各層の保有水平耐力が妥当な安全余裕を有すること。
- ・機能保持検討用地震力*² (Sクラスでは基準地震動 Ss による地震力) に対し各層の保有水平耐力が妥当な安全余裕を有すること。さらにその時の各層のせん断ひずみ度 (せん断変形角) が終局せん断ひずみ度 ($\gamma_u=4.0 \times 10^{-3}$) に対し2倍の安全率を有する許容限界 γ_a ($\gamma_a = \gamma_u/2 = 2.0 \times 10^{-3}$) を超えないこと。

*1 : 耐震設計審査指針¹⁾に準拠し算定する。

*2 : 建屋を曲げ・せん断棒に置換した地震応答解析結果を一般には用いる。非線形地震応答解析を行う場合の復元力特性は JEAC4601³⁾に準拠するのが一般的である。

3. 参考—鉄筋コンクリート部材終局強度算定式の概要

発電用原子炉施設の機能保持検討に用いられる鉄筋コンクリート部材の終局強度算定式のうち、「建築物の構造関係技術基準解説書」および JEAC4601 で代表的なものとして示されている算定式等を以下に示す。この他に本会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」には最新の成果を反映した部材の終局強度算定式があるので、これを用いてもよい。なお、利用に際しては各算定式の参考文献に示される各部材への適用性や算定精度に留意されたい。

(1) 耐震壁の終局強度算定式

耐震壁の面内方向についての終局強度算定式を以下に示す。面外方向については、単位幅あたりで梁もしくは柱の算定式 (後述する終局強度式もしくは本規準の短期許容応力度設計式) を準用するなどの方法によることが多い。

1) 曲げ終局強度

i) I形断面や長方形断面の耐震壁

I形断面や長方形断面耐震壁の曲げ終局強度 M_{wu} の算定式としては、下記の式がある。これらの式については、いずれも実際の耐震壁での作用軸方向力 N があまり大きくないことを考慮して、特に N の適用範囲は規定されていない。算定値と実験値とはおおむね 20% 以内の差となっている。また、両式とも耐震壁全長 D が 6m 程度以下では大差ない結果を与え、耐震壁が 2 スパン以上の場合には(2)式の方が大きな値を与えるが、その値を用いてもよい。なお、軸方向力の作用位置と耐震壁の図心位置が異なる場合には、必要に応じてその影響を考慮する必要がある^{4),6),7),8)}。

$$M_{wu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (1)$$

$$M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (2)$$

ここで、

a_t : 引張側柱の主筋全断面積 (mm²)

σ_y : 引張側柱の主筋の材料強度 (N/mm²)

- a_w : 耐震壁の縦筋の断面積. 中間に柱がある場合はその主筋断面積も含める (mm²)
- σ_{wy} : 耐震壁の縦筋の材料強度 (N/mm²)
- D : 耐震壁の全長 (mm)
- B : 耐震壁の圧縮側外縁の幅で, 圧縮側外縁に柱がある場合はその柱幅 (mm)
- N : 耐震壁の軸方向力 (N)
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)
- l_w : I 形断面耐震壁の場合の両側柱中心間距離 (mm). 長方形断面の場合は 0.9D とする.

ii) 円筒断面の耐震壁

円筒断面耐震壁の曲げ終局強度 M_{wu} の算定式としては, 付図 5.1 の仮定に基づいた下記の式がある³⁾.

$$M_{wu} = 2tr^2 \sin\theta_0 (2\sigma_y p_g + 0.85F_c) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (3)$$

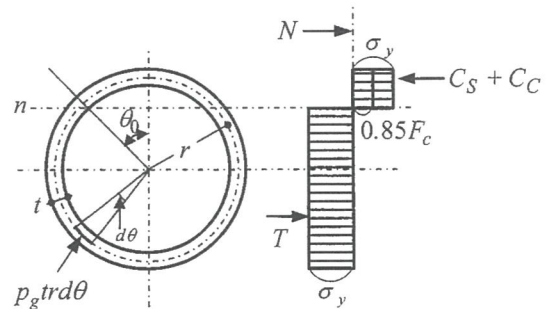
ここで,

- t : 円筒壁の壁厚 (mm)
- r : 中心から円筒壁芯までの半径 (mm)
- θ_0 : 円筒壁の中立軸位置を示す角度 (rad)

$$\theta_0 = \frac{1}{2\sigma_y p_g + 0.85F_c} \left(\frac{N}{2tr} + \pi\sigma_y p_g \right)$$

- N : 設計用軸力 (= $C_S + C_C - T$) (N)
- C_S は圧縮側鉄筋応力, C_C は圧縮側コンクリート応力, T は引張側鉄筋応力をそれぞれ示す.

- σ_y : 引張側壁縦筋の材料強度 (N/mm²)
- p_g : 円筒壁縦筋の鉄筋比 (小数)
- F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)



付図 5.1 断面および応力度分布

iii) JEAC4601 復元力特性の終局強度式

JEAC4601³⁾の復元力特性評価法の規定には, 耐震壁の曲げ終局強度 M_{wu} を圧縮側コンクリートの曲げ圧壊時の全塑性モーメントとして算定する方法が示されている. その場合の計算仮定を下記に示す.

- ① コンクリートの応力度は矩形分布とし, 圧縮応力度は $0.85F_c$ (F_c : コンクリートの設計基準強度), 引張側応力度は 0 とする.
- ② 鉄筋の応力度は, 圧縮側は $-s\sigma_y$, 引張側は $s\sigma_y$ ($s\sigma_y$: 鉄筋降伏応力度) とする.
- ③ 鉄筋位置は, 全て壁芯にあるものとする.

この算定法は, 原子炉建屋を対象とした下記範囲の模型実験に基づき設定されたものである. 適用に際しては, これらの範囲および組合せを逸脱しないよう留意されたい.

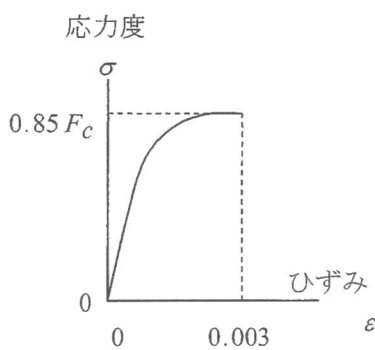
鉄筋比：0.6～3.0%，シアスパン比：0.24～1.2，軸応力度：0～2.3N/mm²
 コンクリート圧縮強度：17～64 N/mm²
 鉄筋降伏応力度：325～410 N/mm²

iv) CCV 規格の終局強度式

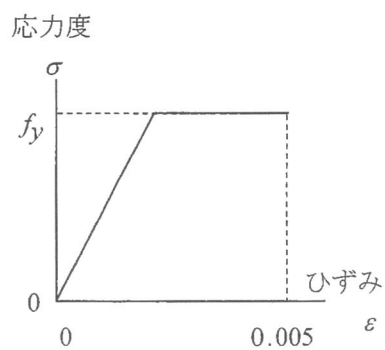
コンクリート製原子炉格納容器規格¹⁶⁾では、シェル部（鉄筋コンクリートまたはプレストレストコンクリートで構成される円筒形状の胴およびそれに接続する半球または半だ円球形状の部分）の設計要領が示される。このうち、荷重状態Ⅳ（終局状態に相当）における膜力および曲げ応力の検討方法を参考に示す。なお、本項に示す膜力および曲げモーメントの検討以外にも、面内せん断、面外せん断の検討方法も示されているので、これらは当該規格を参照されたい。

荷重状態Ⅳにおいてシェル部に生じる膜力、曲げモーメントによるコンクリートおよび鉄筋の応力度は、次の①から⑤の仮定により算定することができる。

- ① ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、矩形、放物線〔付図 5.2 参照〕または実験で妥当なことが確認された形に設定してよい。ただし、コンクリートの最大圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の 0.85 倍以下とする。
- ③ コンクリートの引張強度は、無視する。
- ④ 鉄筋の応力度とひずみの関係は、完全弾塑性型とし最大引張応力度および最大圧縮応力度は、荷重状態Ⅲ（短期に相当）の値とする〔付図 5.3〕。
- ⑤ 熱応力は、無視する。



付図 5.2 コンクリートの応力度・ひずみ関係



付図 5.3 鉄筋の応力度・ひずみ関係

2) せん断終局強度

耐震壁のせん断終局強度算定式としては、「建築物の構造関係技術基準解説書の終局強度式」と「JEAC4601 復元力特性の終局強度式」の 2 通りの式がある。

i) 建築物の構造関係技術基準解説書⁴⁾のせん断終局強度式

大野・荒川、広沢らによる耐震壁のせん断終局強度 Q_{wsu} の算定式を以下に示す。このう

ち(4)式^{4),6),9)}は耐震壁のせん断終局強度についての実験値を安全側に丸めたものであり、(5)式^{4),6),7)}は平均的に丸めたものである。

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (\text{N}) \quad (4)$$

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

ここで、

t_e : I形断面を長さ t と断面積 $t \cdot d$ 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 (%) (=100 $a_t / (t_e \cdot d)$)

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。

ii) JEAC4601 復元力特性の終局強度式

JEAC4601³⁾の復元力特性評価法の規定には、吉崎らによる耐震壁の終局せん断応力度 τ_u の算定式が示されており、これを以下に示す^{3),10)}。なお、本式も前述のJEAC4601復元力特性の曲げ終局強度式と同じ原子炉建屋を対象とした模型実験に基づき設定されたものである。適用に際しては、これらの範囲および組合せを逸脱しないよう留意されたい。

$$\tau_u = \left(1 - \frac{\tau_s}{1.4 \sqrt{F_c}}\right) \tau_0 + \tau_s \quad \text{かつ} \quad \tau_s \leq 1.4 \sqrt{F_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

ここで

$$\tau_0 = \left(0.94 - \frac{0.56M}{Q \cdot D}\right) \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_V + p_H)_s \sigma_y / 2 + (\sigma_V + \sigma_H) / 2$$

F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

p_V, p_H : 縦, 横筋比 (実数)

σ_V, σ_H : 縦, 横軸応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)

σ_y : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)

$M/(Q \cdot D)$: シアスパン比. $M/(Q \cdot D) > 1$ のとき $M/(Q \cdot D) = 1$ とする.

(2) 梁の終局強度算定式

1) 曲げ終局強度

梁の曲げ終局強度 M_u の算定式としては、下記の式がある^{4),11)}. なお、この式は略算式であるが、1991年版 RC 規準の付 20.「梁および柱の曲げ終局強度」に精算式が示されており、こちらを用いてもよい.

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7)$$

ここで、

説明書類(1)式

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

σ_y : 引張鉄筋の材料強度 (N/mm²)

d : 梁の有効せい (引張鉄筋が多段配筋の場合はその重心から圧縮縁までの距離)

2) せん断終局強度

梁のせん断終局強度 Q_{su} の算定式としては、下記の式がある. このうち、(8)式^{4),6),14)}は、長方形断面の梁について単調増加荷重のもとで行われたせん断実験に基づいて導かれたせん断終局強度算定式であり、ほぼせん断終局強度の下限值が得られる. また(9)式^{4),6),13)}は、地震時と同形の逆対称モーメントを受ける梁のせん断終局強度の推定式として精度の良いものとされている.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (\text{N}) \quad (8)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (\text{N}) \quad (9)$$

ここで、

説明書類(2)式

p_t : 引張鉄筋比 (%)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)

M/Q : 強度算定断面におけるモーメント M とせん断力 Q の比 (mm)

(ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3$)

d : 梁の有効せい (mm)

p_w : せん断補強筋比 (小数)

σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)

b : 梁幅 (mm)

j : 応力中心距離で $(7/8)d$ としてよい (mm)

(3) 柱の終局強度算定式

1) 曲げ終局強度

長方形断面で引張側および圧縮側に各 1 段の主筋を配した柱の曲げ終局強度 M_u の算定式としては、下記の式がある^{4),6),12)}。なお、この式は略算式であるが、1991 年版 RC 規準の付 20.「梁および柱の曲げ終局強度」に精算式が示されており、こちらを用いてもよい。

・ $N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = (0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (10a)$$

説明資料(3)式

・ $0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (10b)$$

説明資料(4)式

・ $0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (10c)$$

ここで、

説明資料(5)式

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 ($= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_t : 引張主筋断面積 (mm^2)

a_g : 柱主筋全断面積 (mm^2)

b : 柱断面幅 (mm)

D : 柱断面せい (mm)

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度 (N/mm^2)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm^2)

なお、長方形断面柱には、その 4 辺に 2 本以上の鉄筋が配筋されるのが一般的であるため、実際には上記の諸式よりも耐力が上昇する。このような場合の多段配筋柱の曲げ終局強度 M_u の算定式としては、下記の式がある^{4),6),12)}。

・ $N_{max} \geq N > N_b$ のとき

$$M_u = \{0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c\} \times \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (11a)$$

・ $N_b \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (11b)$$

・ $0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (11c)$$

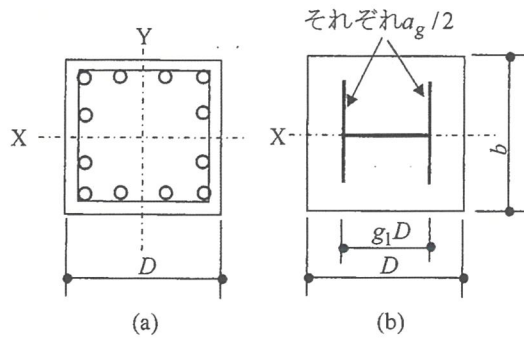
ここで,

$$N_b = 0.22(1 + g_1)b \cdot D \cdot F_c \quad (\text{N})$$

$$N_{max} : \text{中心圧縮時終局強度} (= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y) \quad (\text{N})$$

$$N_{min} : \text{中心引張時終局強度} (= -a_g \cdot \sigma_y) \quad (\text{N})$$

g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比 [付図 5.4]



付図 5.4 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せい D に対する比 g_1

2) せん断終局強度

柱のせん断終局強度 Q_{su} の算定式としては、下記の式がある^{4),6),14),15)}。これは、梁の(8), (9)式に軸力効果 ($0.1\sigma_0 \cdot b \cdot j$) を加味したものである。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (\text{N}) \quad (12)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (\text{N}) \quad (13)$$

ここで,

説明資料(6)式

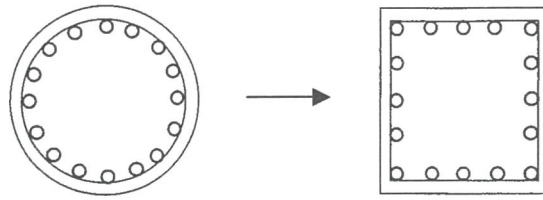
σ_0 : 平均軸方向応力度 ($= N / (b \cdot D)$)。ただし、 $0.4F_c$ 以下とする (N/mm^2)

他の記号については(8), (9)式と同じ

3) その他の終局強度⁶⁾

柱の場合、上記の諸算定式のほかに円形断面や縁部に直交壁のついた断面の柱についての曲げ終局強度やせん断終局強度が必要となることがある。円形断面柱の曲げ終局強度の算定は平面保持の仮定等により行い、せん断終局強度の算定は等断面積の正方形柱に置換し、主筋と帯筋を付図 5.5 のように断面積を等しくかつ一辺の主筋数を (全体の 1/4) + 1 本となるように置き換えて各式を準用すればよい。

また、直交壁がとりつく柱の曲げ終局強度の算定については、直交壁が引張側にとりつくときは壁の縦筋の効果を導入することが妥当であり、さらにせん断終局強度の算定については、T形梁の床スラブと同じくその効果を算入して(12), (13)式を準用してもなお実験値の方がかなり大きくなる傾向が明らかにされている。なお、直交壁が圧縮側にとりつく場合、曲げ終局強度上の効果はあまり大きくないが、変形能力に対する効果は非常に大きいとされる。



付図 5.5 円形断面形から正方形断面形への置換

- 1) 原子力安全委員会：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針, 2006
- 2) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG4601-1987), 1987
- 3) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC4601-2008), 2009
- 4) 国土交通省 ほか 監修：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.620-663, 2007
- 5) 日本建築学会：煙突構造設計指針, 付 1.3.3 p.278, 2007
- 6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能 1990, p.391, 1990
- 7) 広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No.6, 1975
- 8) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準, p.36, 2001
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 資料 15, 16 pp.56-61, 1987
- 10) 吉崎征二：多数の小開口をもつ原子炉建屋耐震壁の終局せん断強度, コンクリート工学 22 巻, 1 号, pp.91-105, 1984
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 付 20 pp.600-615, 1991
- 12) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性(1976), pp.124-127, 1977
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 資料 14, pp.52-55, 1987
- 14) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準, p.41, 2001
- 15) 広沢雅也ほか：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.817-818, 1971
- 16) 日本機械学会：発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 (JSME S NE1-2011), 2011

柱の応力の補正について

現状の計算では津波波力の算定は、図1に示すように幅 7.875m で計算を行っている。

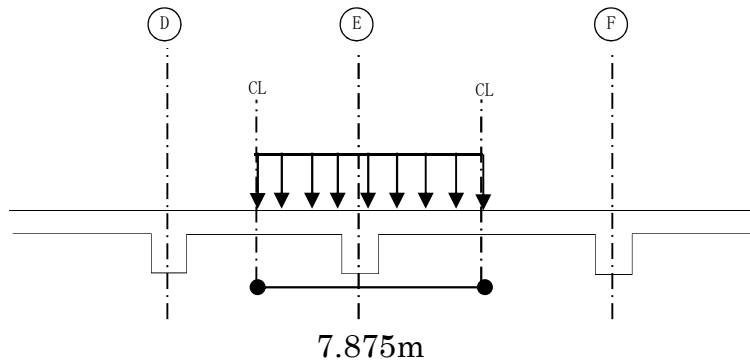


図1 柱の波力負担幅

一方、柱の寸法は、表1に示すような値であり柱単独の応力は柱の寸法と上記波力負担幅の比率となる。その値は表2の通りとなる。

表1 柱の寸法

評価対象部位	断面寸法 (mm)	配筋(材質)
柱上部 SC1(S 造) G.L.10.7m~20.0m (T.P.26.7m~36.0m ^{*1})	BH-1000×800×32×40	(SN490B)
柱下部 C3(RC 造) ^{*2} G.L.0.3m~10.7m (T.P.16.3m~26.7m)	1300×2400	主筋 36-D38 せん断補強筋 3-D16@200 (SD345)

注*1: 柱の評価高さは大梁下端とする。

注*2: 柱頭部は SRC 造であるが、RC 造として評価する。

表2 柱の応力補正係数

評価対象部位	柱幅寸法 (mm)	比率
柱上部 SC1(S 造) G.L.10.7m~20.0m (T.P.26.7m~36.0m ^{*1})	800	0.102
柱下部 C3(RC 造) ^{*2} G.L.0.3m~10.7m (T.P.16.3m~26.7m)	1300	0.165

求めた比率を用いて津波波力による応力と耐力の比を補正すると以下のとおりである。

表 4(1) 柱の評価結果(曲げモーメント)の補正值

部位	部材	評価位置	応力／耐力の比率	補正係数	応力／耐力の比率 (補正後)
上部 SC1	S 造	上端 T.P.36.0m	0.91	0.102	0.092
		下端 T.P.26.7m	0.62	0.102	0.063
下部 C3	RC 造	上端 T.P.26.7m	0.56	0.165	0.092
		下端 T.P.16.3m	3.86	0.165	0.637

表 4(2) 柱の評価結果(せん断力)の補正值

部位	部材	評価位置	発生応力 ／許容値	補正係数	応力／耐力の比率 (補正後)
上部 SC1	S 造	上端 T.P.36.0m	0.68	0.102	0.069
		下端 T.P.26.7m	0.10	0.102	0.010
下部 C3	RC 造	上端 T.P.26.7m	0.12	0.165	0.020
		下端 T.P.16.3m	3.04	0.165	0.502

以上

【補足】

現在までの提出資料の計算における荷重の算定方法と剛性と強度評価の考え方は以下のとおりである。

	荷重の算定方法	剛性と強度の考え方
壁の計算	壁 1m 当たりの水圧を考慮	壁 1m 当たりの剛性と強度（壁のみの剛性と強度）を考慮
柱の計算①	柱の両側のスパンの 1/2 の範囲の水圧を考慮	柱の剛性と強度のみを考慮
柱の計算②	柱幅(水圧の受圧面)の水圧を考慮	柱の剛性と強度のみを考慮



リサイクル燃料備蓄センター 設工認申請について (分割第2回)

抜粋

令和4年5月10日

 リサイクル燃料貯蔵株式会社

2-2. 津波による受入れ区域の損傷の程度について

(コメント) 仮想的な大規模津波が到達したときの受入れ区域の損傷の程度について説明すること。

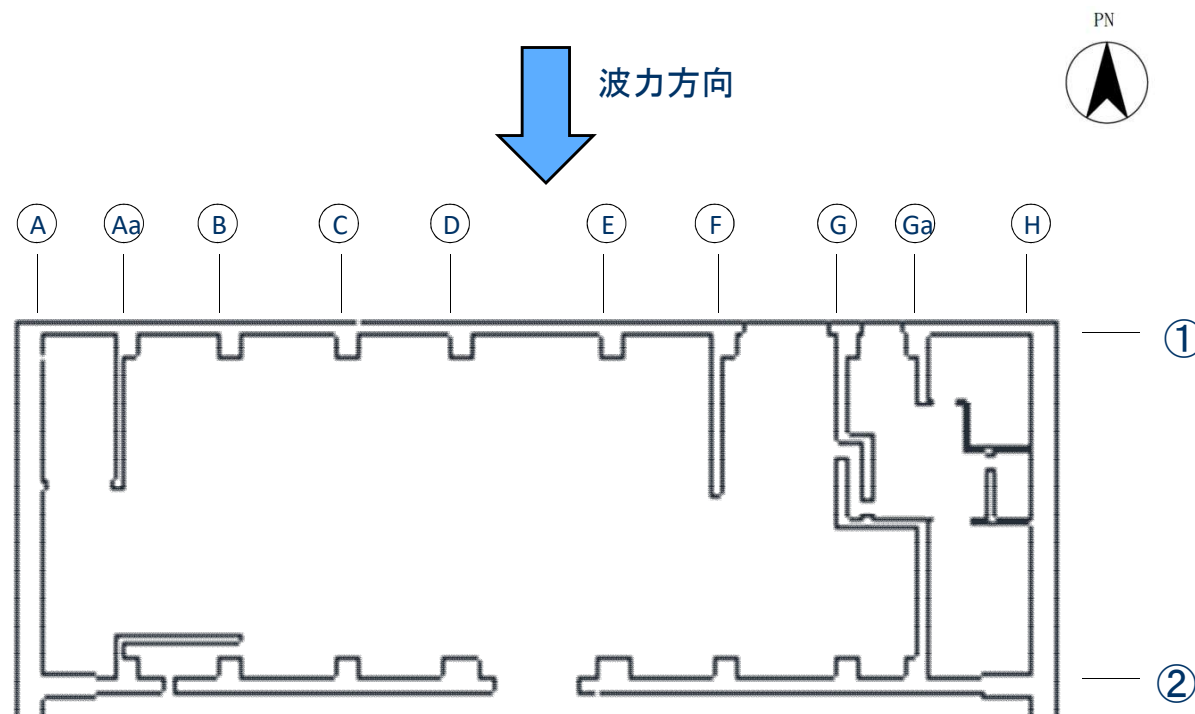
外壁(右図①通り)の損傷の程度

- ・ A通り～Aa通り及びF通り～H通りについては、外壁に直交する控え壁が存在することから、損傷の程度は低いと考えられる。
- ・ Aa通り～F通りは上記のような控え壁を有しないことから、面外方向の変形抑制効果が少ない。



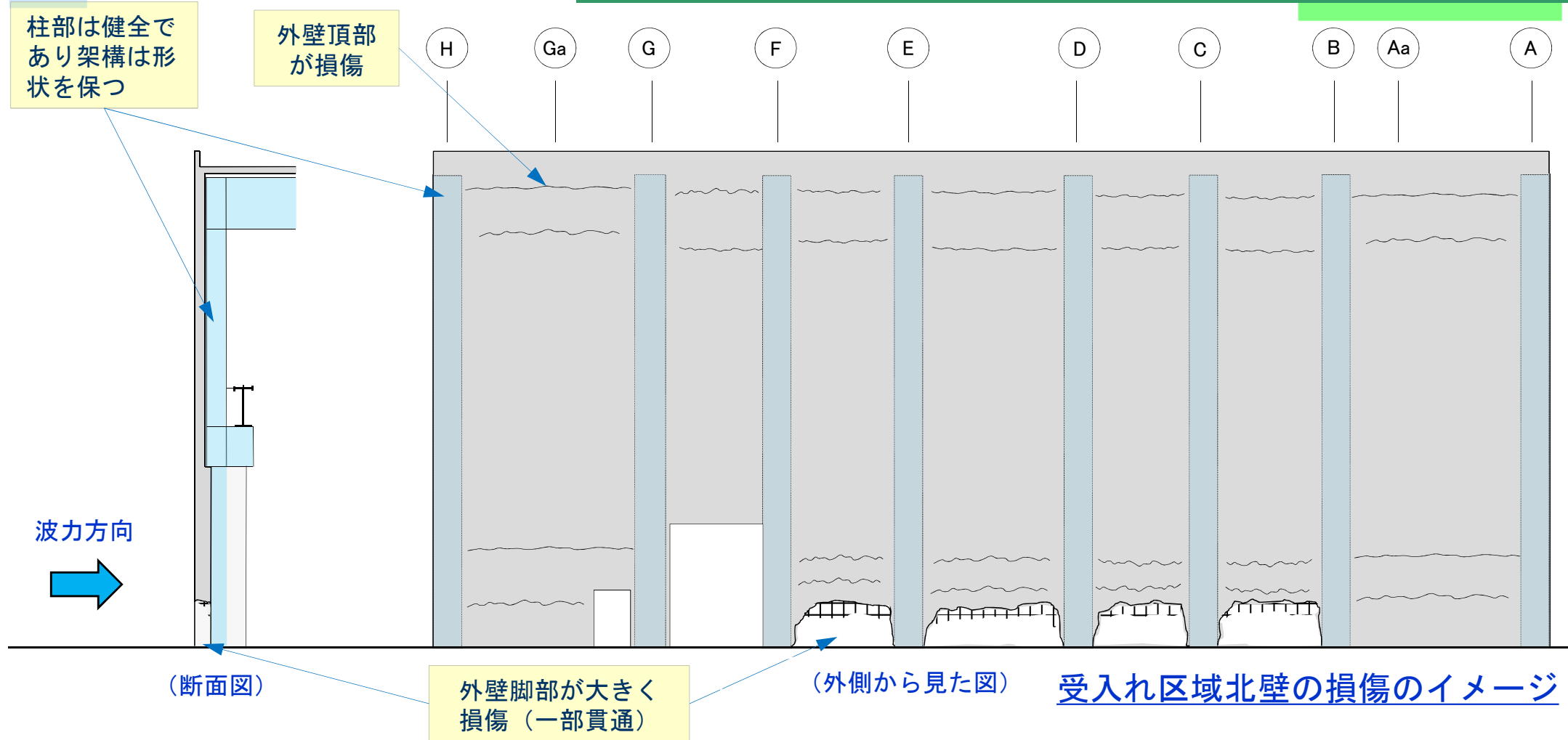
- 損傷程度が高い部位は、壁中央部のAa通り～F通りの間と考えられる。
- 外壁が波力を受ける場合と柱が単独で波力を受ける際の北側外壁中央部の壁及び柱の応力を計算する。計算にあたっての考え方は以下のとおりである。

- ✓ 外壁及び柱の加わる波圧の算定に当たっては、浸水深7mに水深係数3を考慮する。
- ✓ 応力の算出は、外壁及び柱を梁モデルに置換して両端固定として算出する。
- ✓ 許容限界は日本建築学会「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」及び「鋼構造塑性設計指針」に示される終局の許容限界を用いる。



受入れ区域の壁の配置

2-2. 津波による受入れ区域の損傷の程度について



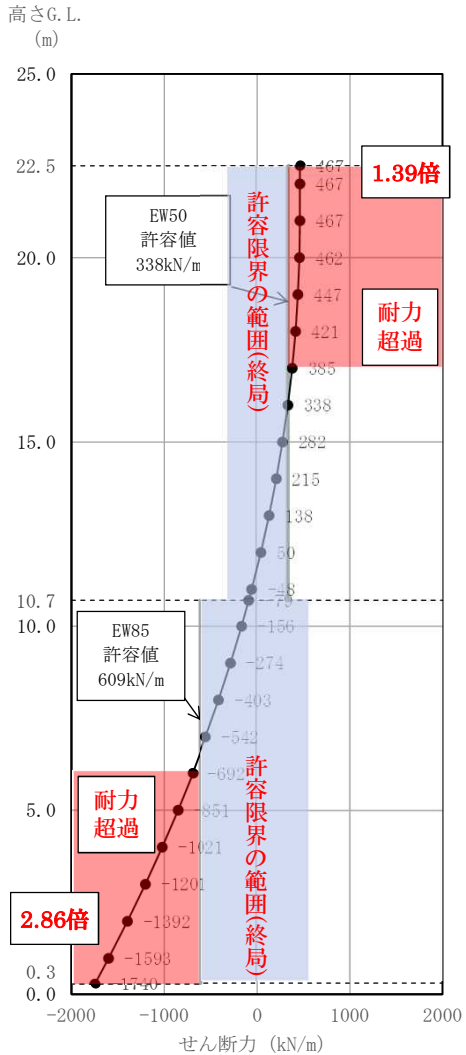
(まとめ)

- ✓津波波力を受ける受入れ区域北側外壁の脚部と頂部では、次ページに示すように応力が耐力を大幅に上回ることにより損傷が生じる。
- ✓外壁は損傷を受けるものの、次ページに示すように津波波力を受ける柱の応力は耐力を下回る。また、この評価では鉄骨鉄筋コンクリート柱に内蔵される鉄骨（BH-800×800×32×40）の耐力を考慮していないことから、その靱性とあいまって架構は形状を保つことができると考えられる。
- ✓架構が形状を保つことを踏まえると、外壁・天井スラブ・クレーンガーダ・天井クレーンの落下の可能性は低いと考えられる。

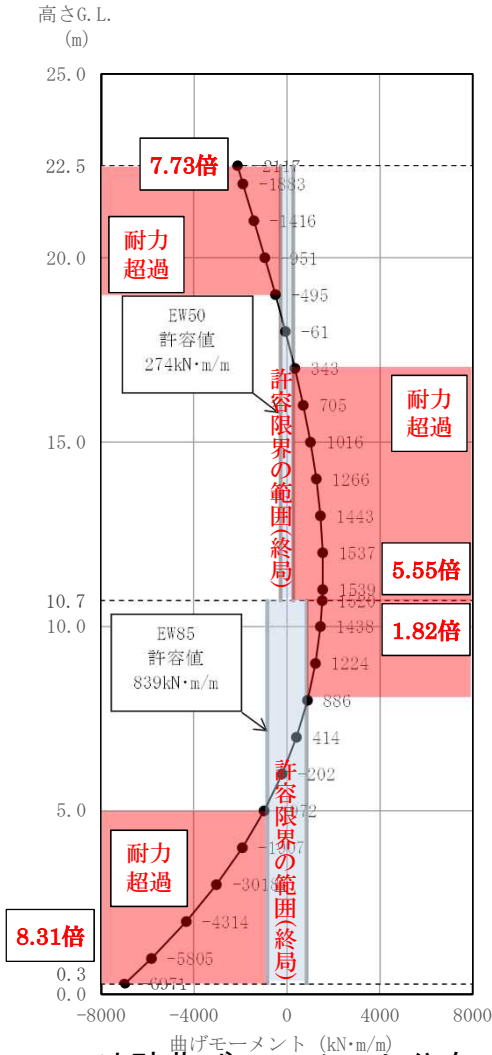
2-2. 津波による受入れ区域の損傷の程度について

(参考)

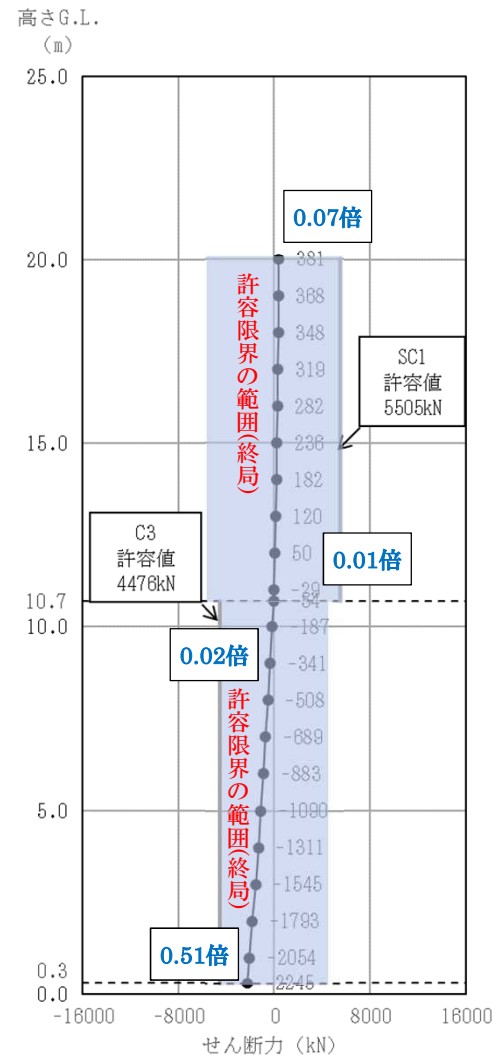
○水深係数 3 を用いて使用済燃料貯蔵建屋の外壁及び柱の応力を算出した結果は以下のとおりである。



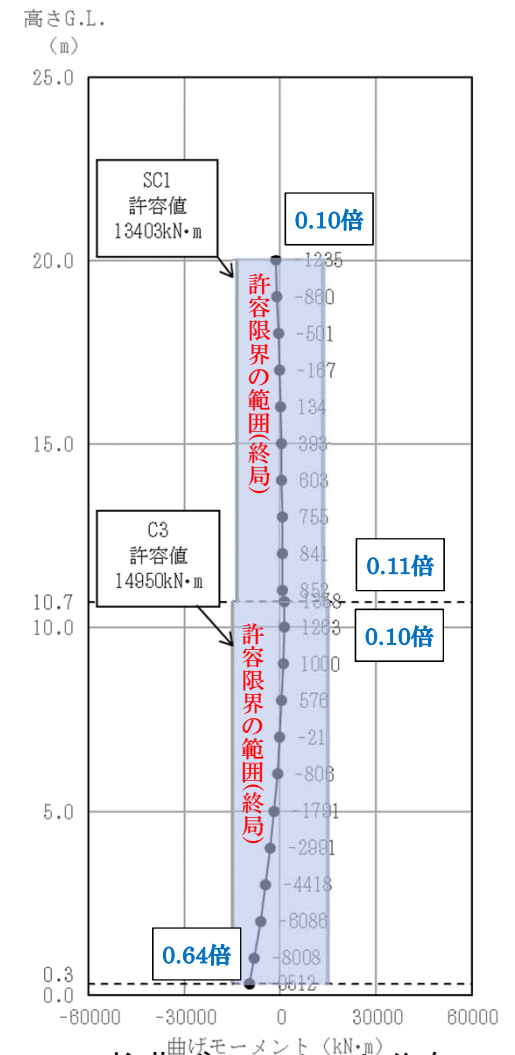
外壁せん断力分布



外壁曲げモーメント分布



柱せん断力分布



柱曲げモーメント分布

貯蔵建屋北側外壁・柱の応力と耐力の比較

2-3. 津波波圧及び津波に伴う漂流物の建屋への衝突について

(コメント) 津波波圧及び津波に伴う漂流物の建屋への衝突に係る評価の妥当性について説明すること。

評価部位の選定について

以下の考え方にに基づき、評価対象部位を選定した。

- ✓ 貯蔵建屋受入れ区域の北側の外壁については、津波による波圧が直接作用するが、当該区域は損傷するとしている。
- ✓ 貯蔵建屋の西側の外壁については、津波による波圧が直接作用するが、壁厚が最も厚く、強度が高い構造となっている。
- ✓ 貯蔵建屋の東側の外壁については、津波による波圧が直接作用することはないが、西側同様に壁厚が最も厚く、強度が高い構造となっている。
- ✓ 貯蔵建屋の南側の外壁については、津波による波圧が直接作用することはないが、西側及び東側の外壁に比べて壁厚が薄く、強度が低い構造となっている。

上記を踏まえ、保守的な評価を行うために、南側の外壁に対して波圧が正面から直接作用するとして評価を行っている。

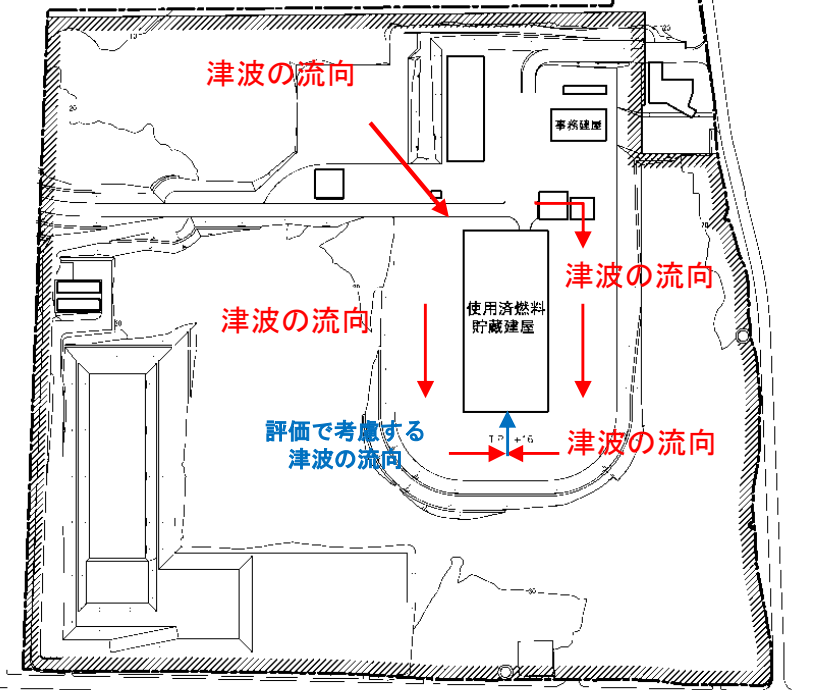
衝突荷重評価式について

- ✓ 漂流物による衝突荷重を算定する評価式については、FEMA(2012・2019)、道路橋示方書(2002)、松富ほか(1999)、有川ほか(2010)があるが、漂流状態に加えて滑動状態も評価可能なFEMAを用いている。また、上記の保守的な評価を行っていることから、これらの評価方式の中で中間的な値を導出するFEMAを採用している。

(まとめ)

- ✓ 津波漂流物衝突評価部位近傍での津波の流向はほぼ外壁面と平行であり津波漂流物の移動方向もこれに支配されるのに対し、評価上津波漂流物が外壁面に垂直に衝突することを想定しているため、荷重評価式による荷重差を踏まえても保守的な評価となっている。評価の結果、津波波圧及び津波に伴う漂流物の衝突荷重に対して南側の外壁が損傷しないことを確認した。

(海側)



津波の流向のイメージ