

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。

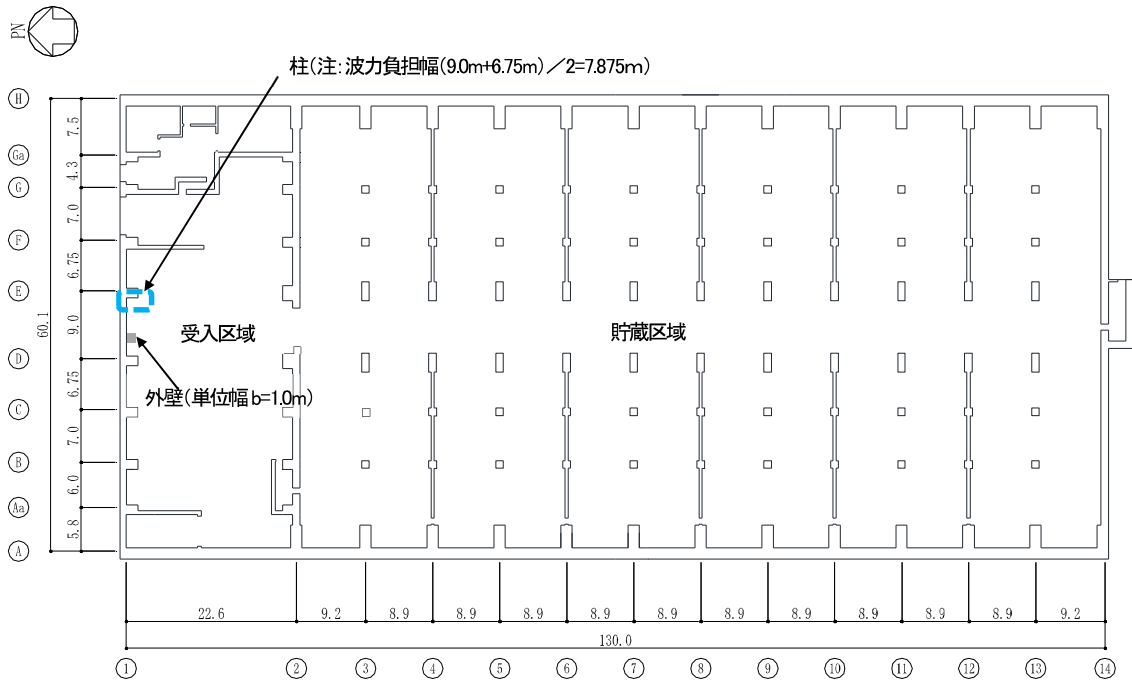


図1 外壁・柱の検討位置

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。

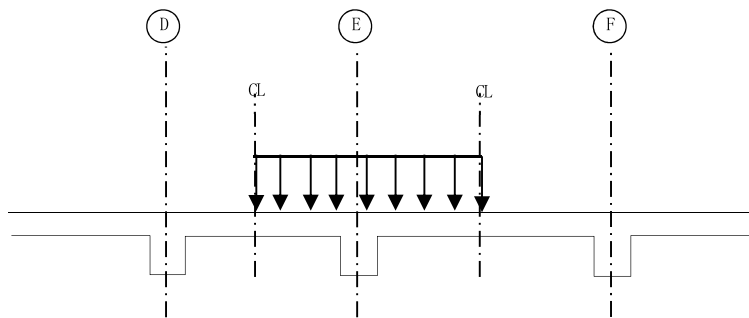


図2 柱の波力負担幅

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)

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

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)

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

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_f : 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)

$$Q_a = \tau_f A_w \tag{8}$$

ここで、

Q_a : 許容せん断強度(N)

τ_f : 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

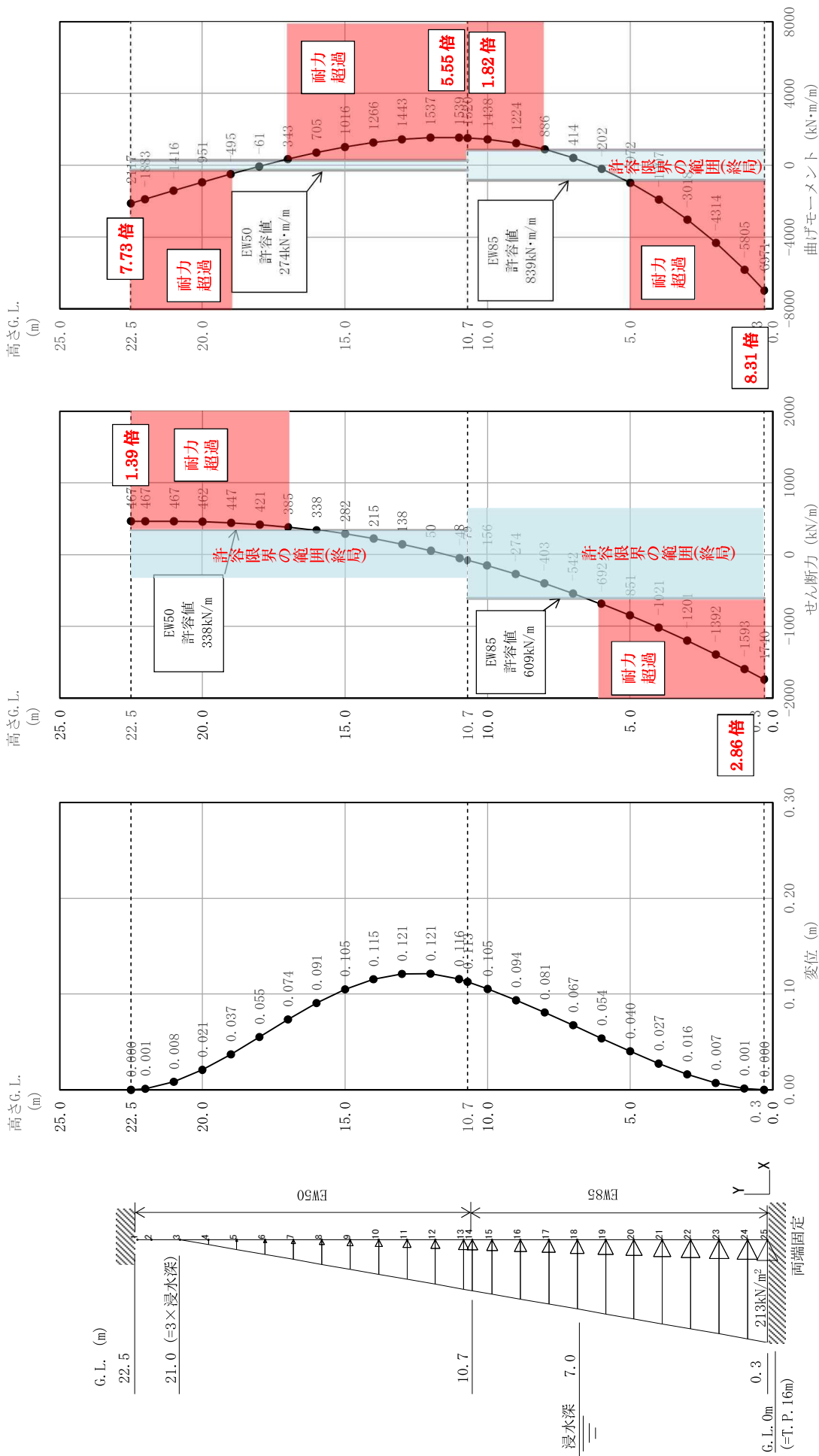
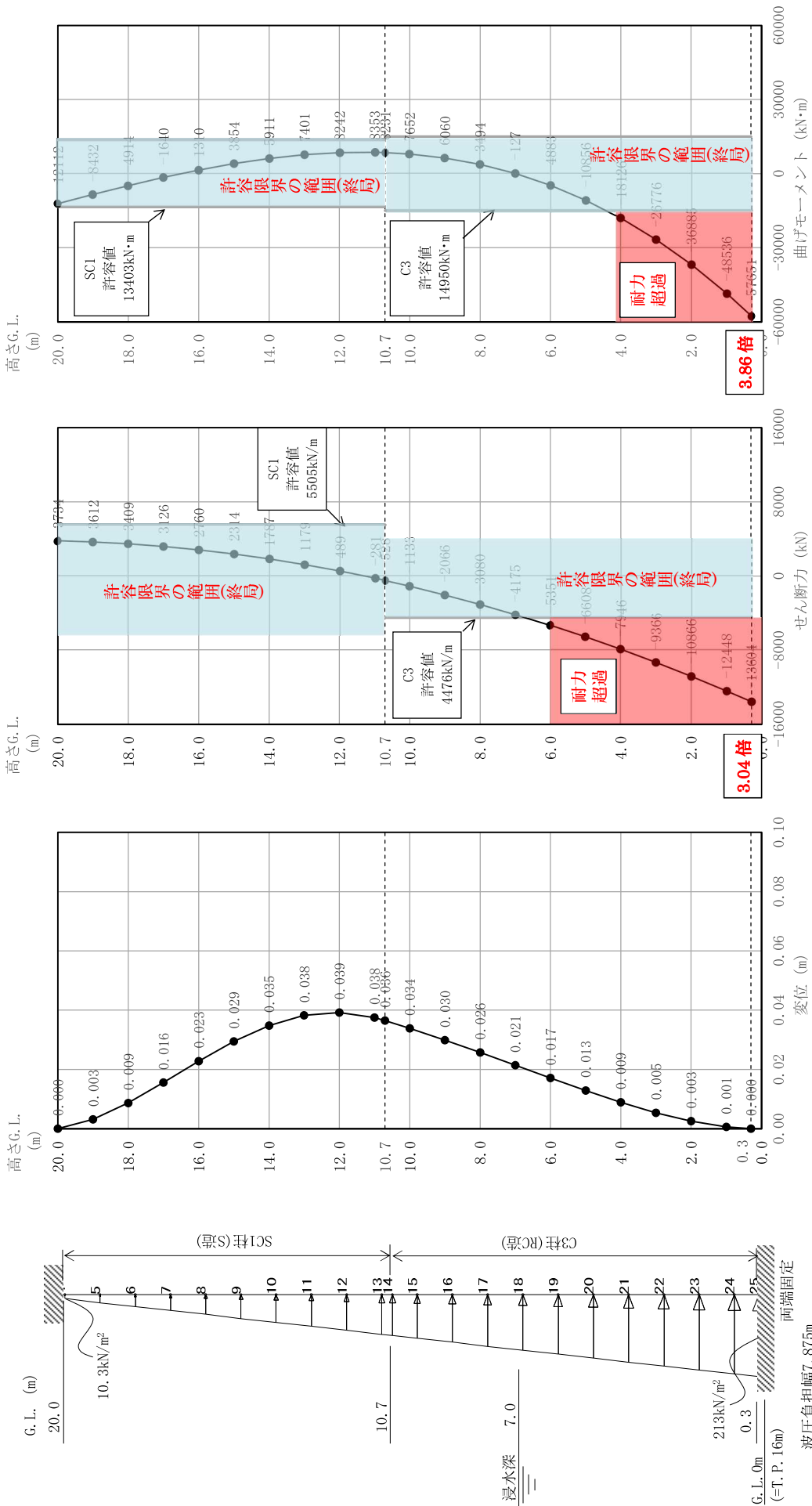


図3 解析結果と外壁耐力の比較



(a) 解析モデル (b) 変位分布 (c) せん断力分布 (d) 曲げモーメント分布

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の設計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部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 S_s 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. 参考一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 (mm^2)

σ_y : 引張側柱の主筋の材料強度 (N/mm^2)

- 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⁵⁾.

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

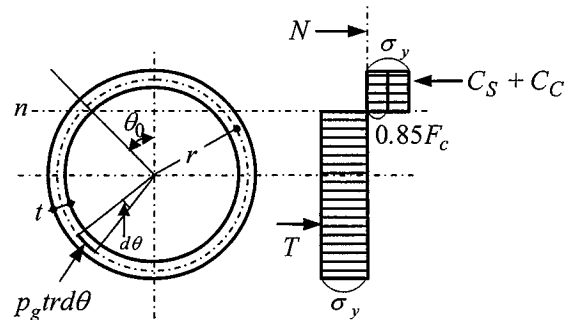
ここで,

- 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 ${}_t\sigma_y$ (${}_s\sigma_y$: 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

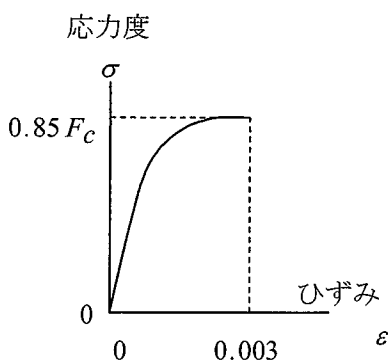
鉄筋降伏応力度：325～410 N/mm²

iv) CCV 規格の終局強度式

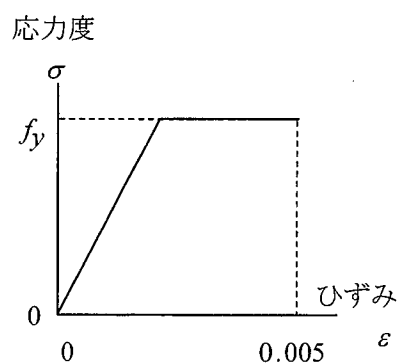
コンクリート製原子炉格納容器規格¹⁶⁾では，シェル部（鉄筋コンクリートまたはプレストレストコンクリートで構成される円筒形状の胴およびそれに接続する半球または半だ円球形状の部分）の設計要領が示される．このうち，荷重状態Ⅳ（終局状態に相当）における膜力および曲げ応力の検討方法を参考に示す．なお，本項に示す膜力および曲げモーメントの検討以外にも，面内せん断，面外せん断の検討方法も示されているので，これらは当該規格を参照されたい．

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 (%) (= $100 a_t / (t_e \cdot d)$)

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 $0.95 D$ (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

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

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

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.

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

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値が得られる. 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.

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

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

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 $(7/8)d$ としよよい (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

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

・ $N_b \geq N \geq 0$ 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

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

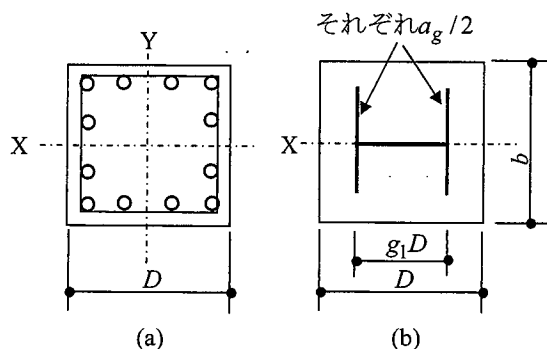
ここで,

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

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

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

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) セン断終局強度

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

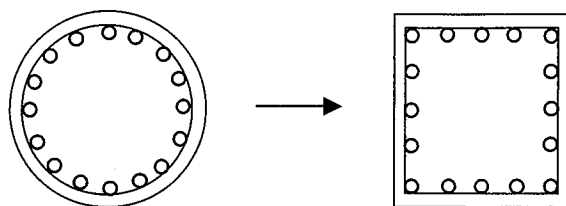
σ_0 : 平均軸方向応力度 $(= N / (b \cdot D))$ 。ただし、 $0.4F_c$ 以下とする (N/mm^2)

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