

柏崎刈羽原子力発電所7号機
新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る
点検・評価について

(第14 / 15回構造WGでの指摘事項に関する回答:建築関係)

平成20年7月14日

東京電力株式会社

コメント内容

構造 W14-1-5 の図 5.4.1 (P.5-38) において、設計配筋による負担せん断力という表記があるが、この設計配筋には地震力以外の荷重に対する分も含まれているので直接比較できないのではないかと。層ごとの評価ではなく、いくつかの事例で良いので、耐震壁の部材単位まで荷重を分解して、中越沖地震によるせん断力以外の荷重の割合がどの程度になっているのかを示すこと。

(平成 20 年 5 月 21 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG(第 14 回))

構造 W15-2-6 の資料中に示されている 3 階の R2 通りの壁と地下 2 階の R1 通りの壁において、検討に用いられているせん断力は、動的解析により求めた層ごとの最大応答せん断力に対してどの程度の割合になっているのか。

(平成 20 年 6 月 27 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG(第 15 回))

回答(案)

7号機 R/B の耐震壁のうち、表-1 に示すように、3 階の R2 通りの壁と地下 2 階の R1 通りの壁を検討事例として選定した。中越沖地震のシミュレーション解析で得られたそれぞれの耐震壁の応力を、表-1 に示す。中越沖地震における 7 号機 R/B の応答は弾性範囲であることから、各耐震壁が負担する応力はその剛性比により評価できる。すなわち、表-1 は、層ごとに得られた最大応答せん断力などに、当該層の各耐震壁の剛性比(3 階 R2 通り壁の剛性比は 0.20、地下 2 階 R1 通り壁の剛性比は 0.45)を乗じて算定した応力である。例えば、3 階 R2 通り壁のせん断力は以下のとおり算定している。

3 階の層ごとの最大応答せん断力 : 119.7×10^3 kN

3 階 R2 通り壁の剛性比 : 0.20

3 階 R2 通り壁の負担せん断力 : $119.7 \times 10^3 \times 0.20 = 24 \times 10^3$ kN

なお、この表の中にある土圧荷重とは、壁の面内方向に作用する静止土圧と地震時動土圧により発生する荷重の総和である。

表-1 中越沖地震における耐震壁の応力

位置	壁厚 (cm)	配筋 (縦横共)	せん断力 ($\times 10^3$ kN)			曲げモーメント ($\times 10^4$ kN·m)			軸力 ($\times 10^3$ kN)		
			地震 荷重	土圧 荷重	合計	地震 荷重	土圧 荷重	合計	地震 荷重	土圧 荷重	合計
3階 R2通り	50	2-D22@200	24	0	24	110	0	110	79	0	79
地下2階 R1通り	160	4-D38@200	157	7	164	423	5	428	133	0	133

耐震壁の設計においては、地震荷重及び土圧荷重によるせん断力及び曲げモーメントに対して、鉄筋の短期許容引張応力度以内であることを確認している。

- s_t : せん断力による鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- t : 曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度 (345 N/mm²)

$$(s_t + t) / f_t < 1.0$$

ここで、曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度を求める際には、軸力による中立軸の変動を評価して求める。

表-1 に示す応力に対する断面検討結果を、表-2 に示す。

表-2 耐震壁の断面検討結果

位置	壁厚 (cm)	配筋 (縦横共)	せん断に対する鉄筋の引張応力度 s_t (N/mm ²)		曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度 t (N/mm ²)	許容応力度比 $\frac{s_t + t}{f_t}$
			地震荷重	土圧荷重		
3階 R2通り	50	2-D22@200	89.9 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.27
地下2階 R1通り	160	4-D38@200	115.6 (72.3%)	4.9 (3.0%)	39.4 (24.7%)	0.47

注) :ここで、3階の耐震壁において曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度が0となっているのは、軸力による効果が大きく中立軸が移動したことによる。

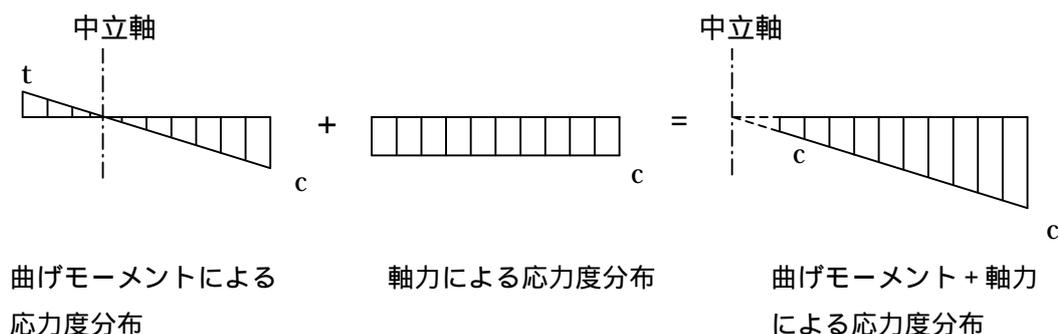


表-2 によると、地下2階のR1通りの壁においては、中越沖地震によるせん断力は、壁の評価荷重全体に対して約72%となっている。また、3階のR2通りの壁においては、中越沖地震によるせん断力は、壁の評価荷重全体に対して100%となっている。これらのことから、壁の健全性評価を行う場合には、地震応答解析によるせん断力が支配的な荷重となっていることが分かる。

なお、地震応答解析によるせん断力以外の荷重を加えても、設計配筋による短期許容引張応力度に対して十分な余裕がある。これは、静的地震力等に余裕を加えて設定した設計用地震力による余裕や計算上の必要鉄筋量を上回る設計配筋量を設定した余裕などが含まれている効果である。

以 上

コメント内容

拘束ひび割れについては、厚い壁では内部拘束による表面ひび割れが、薄い壁では周辺拘束により貫通ひび割れが発生している可能性もある。コンクリートに発生するひび割れについて、一般の人たちに理解していただけるような説明が必要である。

(平成 20 年 5 月 19 日 柏崎刈羽原子力発電所第 7 号機設備健全性確認(建物・構築物)に関する立入検査(第 2 回))

タービン建屋のコンクリート表面のひび割れ確認結果がまとめられているが、一方で解析結果によるひずみ量はひび割れ発生の目安値を超えていない。この両者の関係についてはどのようにになっているのか。

(平成 20 年 6 月 27 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG(第 15 回))

回答(案)

柏崎刈羽原子力発電所第 7 号機タービン建屋における耐震壁を対象に、ひび割れの発生を予測するための解析を実施する。解析の目的を以下にまとめる。

コンクリートの乾燥収縮等による拘束応力によってもひび割れが発生することを確認する。

コンクリート打設から現在に至るまでの時間経過を模擬し、コンクリート打設時に生じる温度応力や乾燥収縮により生じる拘束応力からひび割れの発生を評価し、観測結果と比較する。

ひび割れが生じないレベルの地震時応力であっても、拘束応力等の影響でひび割れが生じる可能性があることを確認する。

地震時の応力状態を、シミュレーション解析結果と拘束応力とを重ね合わせ、ひび割れの発生に関する検討を行う。

1. 拘束応力の評価

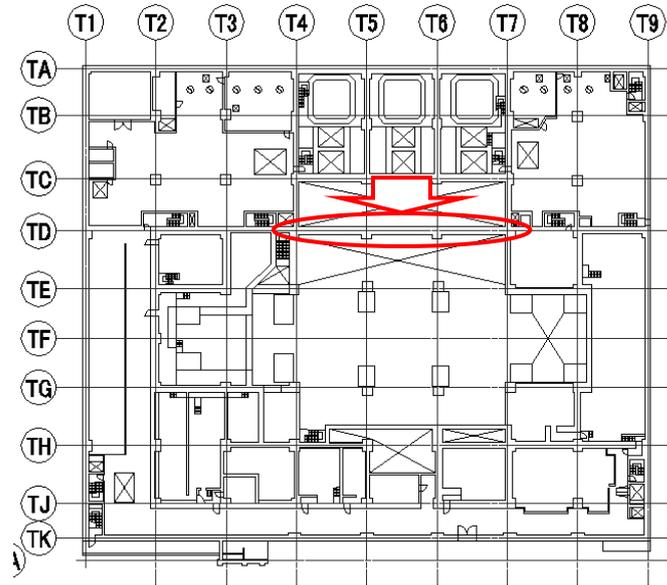
(1) はじめに

ひび割れの発生要因は、地震により生じる応力以外にもコンクリートの膨張や収縮を拘束する応力の影響も考えられる。本項では、若材齢時のセメントの水和反応に伴い発生する温度応力や乾燥収縮に伴う拘束応力からひび割れ発生を評価し、観測結果との比較を行う。

なお、ひび割れの発生条件としてコンクリートの主引張応力が、コンクリートの引張強度を超えた場合に、主引張応力方向に垂直な方向にひび割れが発生するものとする。

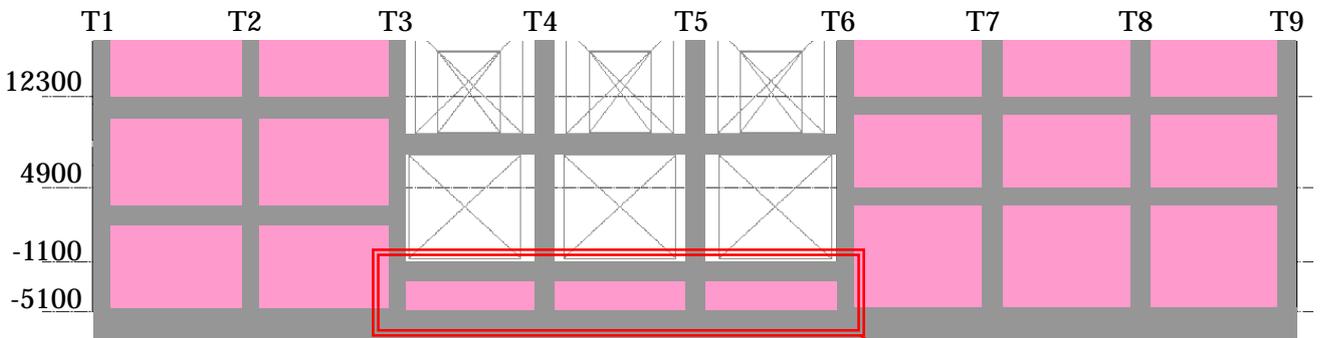
(2) 解析対象

解析は拘束によると思われるひび割れが観察された、7号機タービン建屋 B2 階 D 通 4-7 間の耐震壁(図 - 1 ~ 2 参照)を対象とする。解析モデルを諸元とともに図 - 3 に示す。



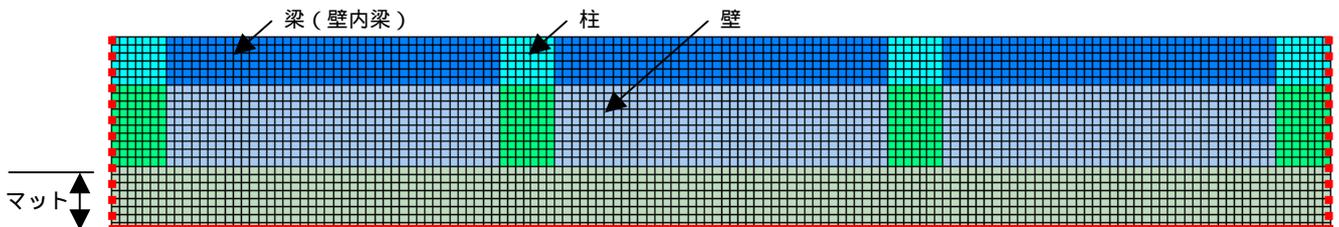
(K7-T/B B2F)

図 - 1 解析対象とする耐震壁(平面図)



(K7-T/B D 通西側立面図)

図 - 2 解析対象とする耐震壁(立面図)



— 変位(xおよびy方向)固定

..... 変位(x方向)固定

梁 (1400 × 1500)

壁 (t=1400)

柱 (1700 × 2100)

マット(t=2000)

図 - 3 応力解析モデル

(3) 解析概要

・ 解析に影響する要因の抽出

コンクリート構造物の拘束によるひび割れを評価するためには、若材齢時のセメントの水和反応に伴い発生するひび割れ(温度応力ひび割れ)や乾燥により発生するひび割れ(乾燥収縮ひび割れ)を適切に評価する必要がある。

また、温度応力ひび割れは、コンクリートの打設条件(打設順序、打設工区、打設間隔、雰囲気温度、コンクリート温度、養生条件など)により影響を受けるなど、図 - 4 に示すように多くの要因が解析結果に影響を及ぼすことが知られている。

本検討においてはこれらの条件については仮定を設けて解析することとした。

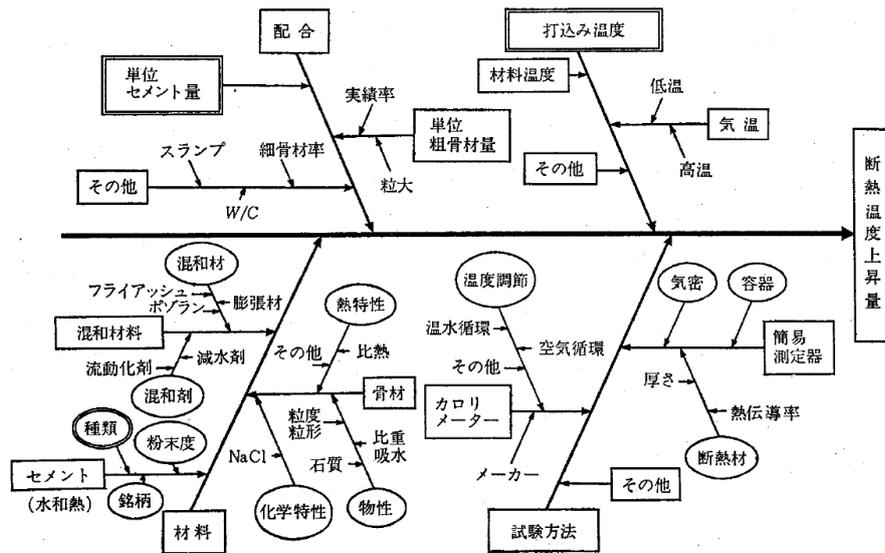


図 - 4 温度応力解析に影響を及ぼす要因*

*: 日本コンクリート工学協会: マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書、1985.11

・ 解析方法

本検討ではコンクリートの温度履歴と乾燥による収縮量を考慮できる非線形温度応力解析プログラムを用い、非定常温度分布解析と応力解析を行い、拘束ひび割れの発生状況の定性的な評価を行う。解析では、コンクリート打設から現在に至るまでの時間経過を考慮し、境界条件の変化、コンクリートの物性の変化、構造体形状の変化を考慮する。

解析は 2 次元非線形解析とするが、解析対象を耐震壁とする場合、温度勾配が卓越する方向(壁厚方向)と引張応力が卓越する方向(スパン方向)とが直交するため、図 - 5 に示すように温度分布解析と応力解析とは異なるモデルを設定した。

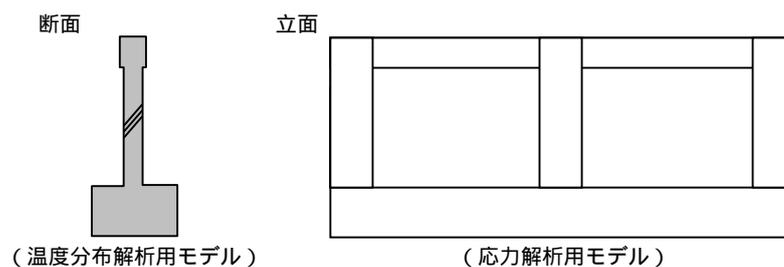


図 - 5 温度分布解析モデルと応力解析モデル

(4) 解析条件

・ 解析時間および雰囲気温度

解析はマツコンクリート打設時から開始し、その1ヶ月後に壁・柱・梁のコンクリートを打設し、実機を考慮し15年後まで解析を実施した。コンクリートの初期温度は20、雰囲気温度は解析期間を通じて20と仮定した。

・ コンクリートの断熱温度上昇量

コンクリートの断熱温度上昇量は土木学会(JSCE)の式を用いる。

$$T = K(1 - \exp^{-t})$$

ここに、	T	断熱温度上昇量()
	K	断熱温度上昇量に関するパラメータ(普通セメント=46) 断熱温度上昇量に関するパラメータ(普通セメント=1.104)
	t	材齢(日)

・ コンクリートの乾燥収縮量

解析に入力するコンクリートの乾燥収縮量は、阪田らの提案式*に準じて設定する。

$$\epsilon'_{cs}(t, t_0) = \left(1 - \exp\left(-0.108(t - t_0)^{0.56}\right)\right)_{sh\infty}$$

$$sh_{\infty} = -60 + 78(1 - \exp(RH/100)) + 38 \log_e W - 5(\log_e(V/S))^2 - 41 \log_e t_e$$

ここに、	t	乾燥中のコンクリートの有効材齢
	t ₀	乾燥開始時の有効材齢
	sh	乾燥収縮最終値(×10 ⁻⁶)
	RH	環境湿度(%) 60%とする
	W	単位水量(kg/m ³) 建設時の記録より180kg/m ³ とする
	V/S	体積表面積比(cm)
	t _e	乾燥開始材齢(日) 7日とする

*: 阪田憲次、綾野克紀: コンクリートの乾燥収縮ひずみ予測式の提案、セメント・コンクリート論文集 No.43,1989

・ コンクリートの構成関係

ひび割れを考慮するため、コンクリートの引張軟化特性を考慮した構成関係を仮定する。

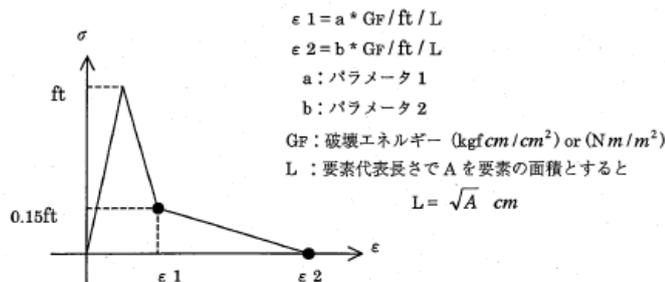


図 - 6 コンクリートの引張側の構成関係*

*: 土木学会: コンクリート標準示方書[設計編], 2007

・ その他コンクリートに関する材料係数

比熱	0.25 kcal/kg·	
圧縮強度	$f_c(t)=t/(4.5+0.95*t)*f_c(91)*1.11$	(JSCE 式)
	$f_c(91)=32.4\text{N/mm}^2$	(設計時)
ヤング係数	$E(t)=4700*f_c(t)^{0.5}$	(JSCE 式)
	$E(\text{上限})=2.51\text{E}+07\text{ kN/m}^2$	(設計時)
引張強度	$f_t=0.44*f_c(t)^{0.5}$	(JSCE 式)
線膨張係数	10 μ /	

(5) 解析結果

現地で観察されたひび割れを図 - 7に、材齢 15 年目の各要素に生じるひび割れの発生傾向を図 - 8に示す。

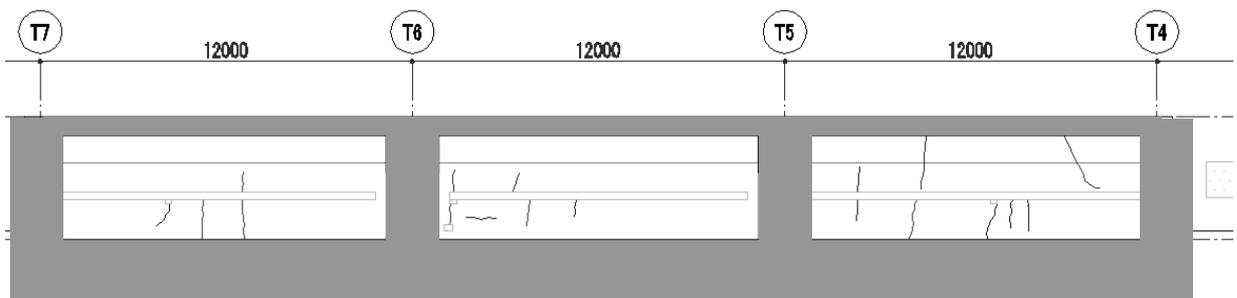


図 - 7 現地で確認されたひび割れ図

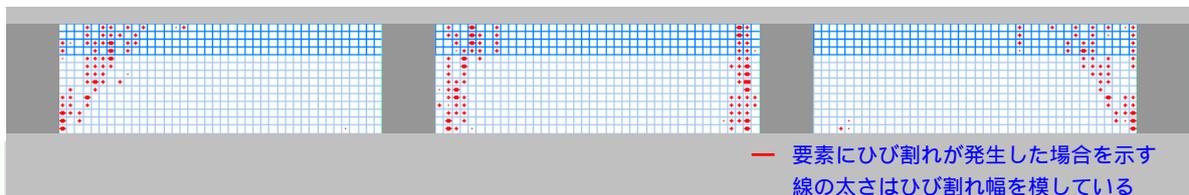


図 - 8 解析で評価したひび割れ

解析の結果、ひび割れ発生の有無に関する予測を行うことは可能であるが、ひび割れの発生位置やひび割れの方向等の詳細な部分についての予測精度は高くない。

この要因として、ひび割れは各種アンカー類や施工時のセパレータ等を起点として発生する傾向があり、また解析では多くの材料特性等を仮定して設定しているため、解析精度に影響を与えたものと考えられる。

2. 拘束応力と地震時応力の重ね合わせによる評価

(1) 拘束応力の評価

拘束応力の解析結果から、ひび割れ先端位置(図 - 9 参照)における拘束応力を評価する。材齢 15 年時点における拘束応力は x-y 座標系で $\{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}\}^T = \{0.17, 1.50, 0.07\}^T$ 、主引張応力は 1.50N/mm^2 である。図 - 10 に主引張応力の経時変化を示す。

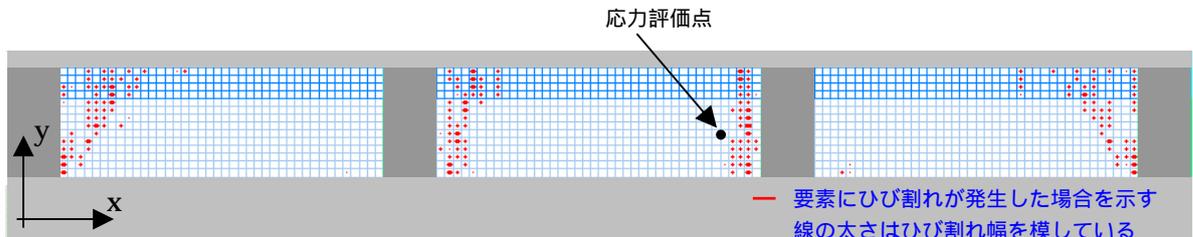


図 - 9 拘束応力の評価位置

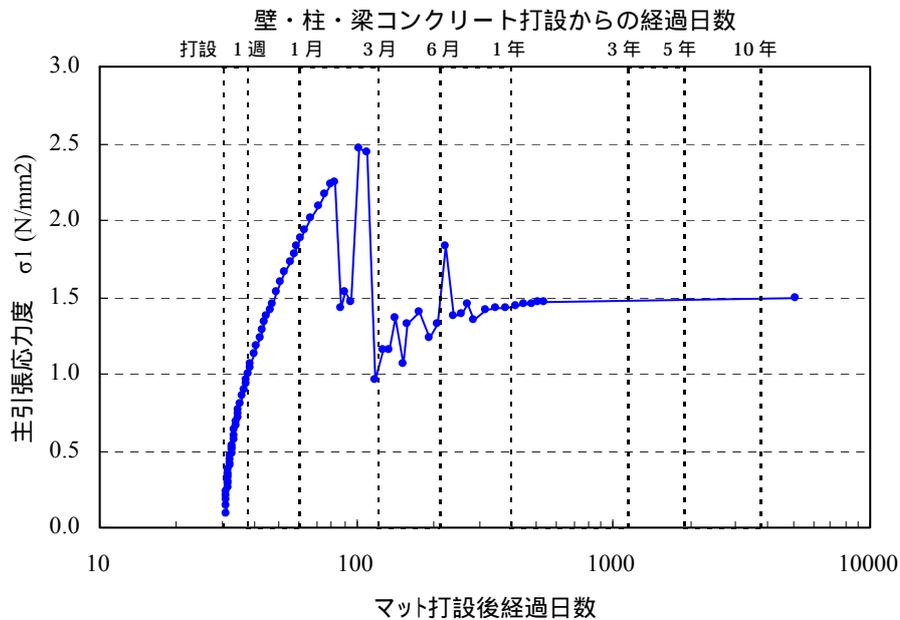


図 - 10 拘束応力の経時変化

(2)地震時の平均せん断応力度

中越沖地震に対するシミュレーション解析の結果を図 - 11 に示す。この結果から、B2F には 0.89N/mm^2 の平均せん断応力度が作用している。

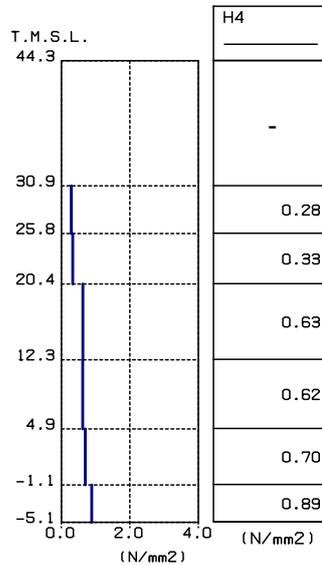


図 - 11 地震時最大せん断応力度(シミュレーション解析結果)

(3)応力の重ね合わせ

地震時に作用していた応力を想定するために、応力の重ね合わせを行う。

$$\begin{aligned}
 \text{拘束応力} \quad \{ c \} &= \{ c_x, c_y, c_{xy} \}^T &= \{ 0.17, 1.50, 0.07 \}^T \\
 \text{地震時応力} \quad \{ e \} &= \{ e_x, e_y, e_{xy} \}^T &= \{ 0.00, 0.00, 0.89 \}^T \\
 \text{合成応力} \quad \{ k \} &= \{ c \} + \{ e \} &= \{ 0.17, 1.50, 0.96 \}^T
 \end{aligned}$$

合成応力の主応力と主応力方向をモールの応力円より計算すると下記のようになる。

$$\{ \sigma_1, \sigma_2 \}^T = \{ 2.00, -0.34 \}^T \quad \theta = 62^\circ$$

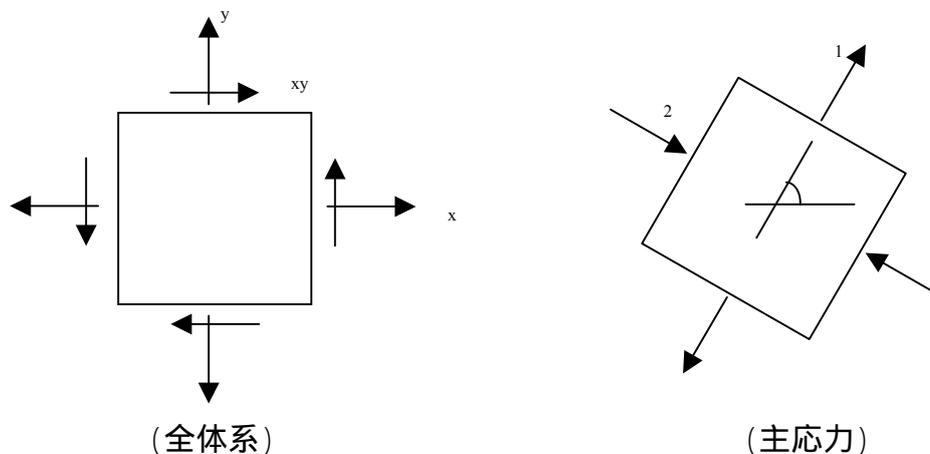


図 - 12 応力の変換

(4) ひび割れに対する影響

地震時応力と応力を重ね合わせた結果とを、引張強度と比較しひび割れの発生に関する影響を検討する。

引張強度

$$f_t = 0.44 * (32.4)^{0.5} = 2.50\text{N/mm}^2$$

地震時応力により生じる主引張応力

$$e_1 = 0.89\text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = e_1 / f_t = 0.89/2.50 = 0.36$$

拘束応力と地震時応力により生じる主引張応力

$$k_1 = 2.00\text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = k_1 / f_t = 2.00/2.50 = 0.80$$

応力の重ね合わせの結果、拘束応力が残留した状態で地震力が作用すると引張強度に対する比率が 0.80 程度になるため、ひび割れの発生やひび割れの進展が生じる可能性がある。

3. まとめ

ひび割れの発生要因は、地震により生じる応力以外にもコンクリートの膨張や収縮を拘束する応力の影響も考えられる。

また、解析上ひび割れが生じないレベルの地震時応力であっても、拘束応力等の影響でひび割れが生じる可能性がある。

以上

コメント内容

構造 W15-2-1 の図-5.4.5(p5-28)のせん断スケルトン曲線について、耐震壁と補助壁でせん断スケルトン曲線の評価法は同一なのか。直交壁の影響はどのように評価しているのか。

(平成 20 年 6 月 27 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG(第 15 回))

回答(案)

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断に関するスケルトン曲線は、JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本としている。JEAG4601-1991 追補版におけるせん断に関するスケルトン曲線の終局点の評価法は、BOX 壁、円筒壁、I 型壁の実験結果に基づいている。

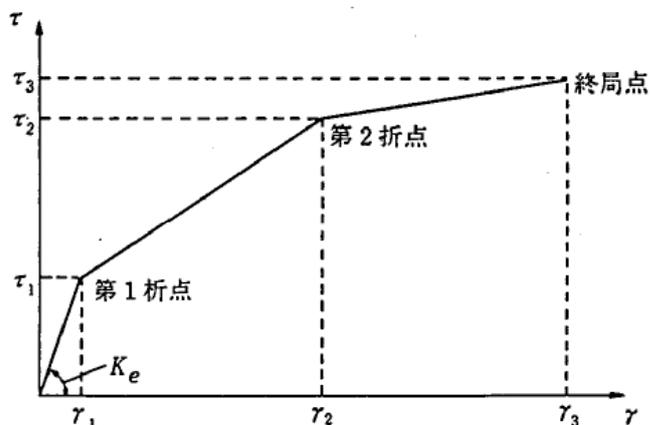
タービン建屋の耐震壁のうち外壁については、BOX 壁とみなせるため、JEAG4601-1991 追補版により終局点を評価した。

一方、それ以外の耐震壁および補助壁については、直交壁が存在しない場合が多いことから、直交壁の効果を見込まない終局点を評価した。具体的には、「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」(監修：国土交通省住宅局建築指導課他)の終局強度に関する評価法を適用した。

以上

「JEAG4601-1991 追補版」によるせん断に関するスケルトンカーブの評価法

タービン建屋の外壁では、「JEAG4601-1991 追補版」に基づき、せん断に関するスケルトンカーブを以下のように評価した。



第1折点 $\left\{ \begin{array}{l} \tau_1 = \sqrt{\sqrt{Fc}(\sqrt{Fc} + \sigma_v)} \\ \gamma_1 = \tau_1 / G \end{array} \right.$

第2折点 $\left\{ \begin{array}{l} \tau_2 = 1.35\tau_1 \\ \gamma_2 = 3\gamma_1 \end{array} \right.$

終局点 $\left\{ \begin{array}{l} \tau_3 = \begin{cases} \{1 - \tau_s / (4.5\sqrt{Fc})\} \tau_0 + \tau_s & \tau_s \leq 4.5\sqrt{Fc} \\ 4.5\sqrt{Fc} & \tau_s > 4.5\sqrt{Fc} \end{cases} \\ \gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3} \end{array} \right.$

$$\tau_0 = (3 - 1.8M / QD) \sqrt{Fc}$$

ただし、 $M / QD > 1$ の時 $M / QD = 1$ とする。

$$\tau_s = (P_v + P_H)_s \sigma_y / 2 + (\sigma_v + \sigma_H) / 2$$

ここに

- Fc : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数(kgf/cm²)
- P_v, P_H : 縦、横筋比(実数)
- σ_v, σ_H : 縦、横軸応力度(kgf/cm²) (圧縮を正とする)
- σ_y : 鉄筋降伏応力度(kgf/cm²)
- M/QD : シアスパン比
- D : 引張・圧縮フランジの芯々間距離(cm)

「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」による終局強度の評価法

タービン建屋の内壁では、「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」に準拠し、鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断終局強度は、せん断強度 Q_{wsu} と曲げ強度より算定されるせん断力 Q_{wmu} のいずれか小さい方とした。

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

$$Q_{wmu} = Q \cdot \frac{M_{wu}}{M}$$

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

記号の説明

- 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ときの幅(mm)。ただし、 t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。
- D : 耐力壁の全長(mm)
- j : $7/8 \times d$ (mm)
- p_{te} : 等価引張主筋比(%) (= $100a_t/b_e \cdot d$)
- a_t : I形断面の場合は引張側柱内の主筋全断面積、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降伏強度(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強度(N/mm²)
- M : 断面に作用する曲げモーメント(N・mm)
- Q : 断面に作用するせん断力(N)
- σ_y : 引張側柱の主筋の降伏強度(N/mm²)
- a_w : 耐力壁の縦筋の断面積で、耐力壁の中間に柱がある場合にはその主筋断面積も含める(mm²)
- σ_{wy} : 耐力壁の縦筋の降伏強度(N/mm²)
- N : 耐力壁の軸方向力(N)
- l_w : I形断面耐力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。