

Front (right side is north)

図 5-2 加力前における乾燥試験体のひび割れ図 (乾燥期間：462 日間)

表 5-1 実験結果

Table 6 Load and displacement at significant stages of loading.

	Shear crack		Yielding of wall rebar		Bending crack		Yielding of column rebar		Ultimate strength	
	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.
Sealed	435	0.37 (1/2970)	-464	-0.62 (1/1770)	-610	-1.46 (1/753)	889	3.95 (1/278)	980	5.02 (1/220)
Dry	273	0.435 (1/2530)	-362	-0.95 (1/1160)	562	1.94 (1/567)	804	3.88 (1/284)	942	5.51 (1/200)

\*Values in brackets shows drift angle. (Unit of "Load": kN, Unit of "Disp.": mm)

Table 7 Stiffness of each cycle.

	Sealed	Dry	Theoretical stiffness*2	Dry / Sealed	Dry / Theoretical
Initial Stiffness (kN/mm)	1226	663	1330	0.54	0.50
Equivalent Stiffness (kN/mm) — 1/800	459	333	-	0.73	0.25
— 1/400	289	236	-	0.82	0.18
— 1/200	196*1	165	-	0.84	0.12

\*1: Calculated by the least squares method of the load deformation relation from 0 kN to the failure (1/220)

\*2: Shape factor is calculated by the "AIJ standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures (Draft)" (AIJ 2016)

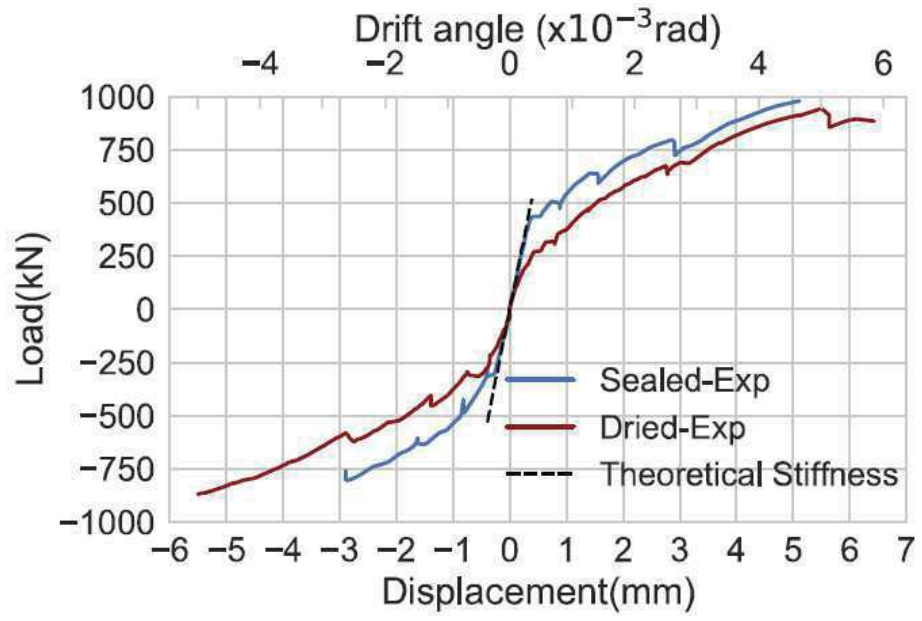


図 5-3 実験結果 (荷重-変形関係)

[参考文献]

- (1) 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，建築研究資料 No. 175 号（2016. 11））
- (2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（一社）日本建築学会，1991）
- (3) 東城ほか（2017）：大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析」（日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 741 号，P. 1695-1705，2017 年 11 月）
- (4) 江原ほか（2009）：初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響（（公）土木学会第 64 回年次学術講演会，V-526，2009 年）
- (5) Sasano et al. (2018) : Impact of Drying on Structural Performance of Reinforced Concrete Shear Walls , Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 16, 210-232

## 別紙 14 実機の乾燥収縮の状況に関する検討

## 目 次

1. 検討の目的 .....	別紙 14- 1
2. 乾燥収縮の進行度合い.....	別紙 14- 2
3. コンクリートの乾燥収縮率の確認.....	別紙 14- 4
3.1 女川原子力発電所第 2 号機 .....	別紙 14- 4
3.2 東通原子力発電所第 1 号機 .....	別紙 14-14
4. 乾燥収縮ひび割れ調査.....	別紙 14-24
4.1 調査目的.....	別紙 14-24
4.2 調査範囲と調査方法 .....	別紙 14-24
4.3 調査方法の適用性確認 .....	別紙 14-25
4.4 調査結果.....	別紙 14-29
5. まとめ.....	別紙 14-37

別紙 14-1 乾燥収縮の調査研究及びその統計分析に関する文献について

## 1. 検討の目的

コンクリートの乾燥収縮が耐震壁の弾性挙動としての初期剛性に影響を与えるとの指摘があることを踏まえ、以下の検討を実施した。

- ①女川原子力発電所第2号機は建設から25年程度経過しており、今後の乾燥収縮ひずみの進行度合いが今後の剛性低下と関係する場合も予想されることから、ここでは、日本建築学会の指針に示される評価式に基づく乾燥収縮ひずみの経年的変化により乾燥収縮の収束状況を確認した。
- ②女川原子力発電所の建屋のコンクリートが乾燥収縮の大きなコンクリートであったのかどうかを確認するために、建設で使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートを用いて、乾燥収縮ひずみ量について確認した。
- ③女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

2. 乾燥収縮の進行度合い

コンクリートの乾燥収縮は、コンクリート打設後に急激に進行し、長期的には安定状態に入ることが知られている。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」では経年的変化に関する評価式(2.1)\*が提案されており、これに基づき女川2号機原子炉建屋の耐震壁（オペフロ上部 [壁厚 400mm を例とした]，オペフロ下部 [壁厚 800mm を例とした]）を対象として、乾燥収縮の進行度合いを評価した。

式(2.1)に基づき評価した結果を図2-1に示す。図2-1から、耐震壁の壁厚相当での乾燥収縮は4000日経過程度まではゆっくりと進行し、その後収束する傾向にあり、現時点（コンクリート打設から25年程度 [9000日程度]）では概ね収束した状態となっていることが確認できる。

※コンクリートの収縮は構造物が置かれた環境条件（温度・湿度）、部材断面の形状や寸法、コンクリートの調合のほか、骨材の性質やセメントの種類等の種々の要因によって影響を受ける。したがって、コンクリートの収縮ひずみの予測式はこれらの要因を考慮して定めることを原則としている。評価式(2.1)は、建築学会学術講演梗概集から収集した862件のデータに基づいて構築した予測式である。（日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」抜粋）

コンクリートの収縮ひずみは、構造物の周囲の相対湿度、部材断面の形状・寸法、コンクリートの材料・調合や材齢などの影響を考慮して、(3.1)式により求めるか、試験または信頼できる資料に基づいて予測する。

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = k \cdot t_0^{-0.08} \cdot \left\{ 1 - \left( \frac{h}{100} \right)^3 \right\} \cdot \left( \frac{t - t_0}{0.16 \cdot (V/S)^{1.8} + (t - t_0)} \right)^{1.4(V/S)^{-0.18}} \quad (2.1)$$

$$k = (11 \cdot W - 1.0 \cdot C - 0.82 \cdot G + 404) \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3$$

ここに、 $\varepsilon_{sh}(t, t_0)$ ：乾燥開始材齢  $t_0$  日における材齢  $t$  日の収縮ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )

$W$ ：単位水量 ( $\text{kg/m}^3$ )

$C$ ：単位セメント量 ( $\text{kg/m}^3$ )

$G$ ：単位粗骨材量 ( $\text{kg/m}^3$ )

$h$ ：相対湿度 (%) ( $40\% \leq h \leq 100\%$ )

$V$ ：体積 ( $\text{mm}^3$ )

$S$ ：外気に接する表面積 ( $\text{mm}^2$ )

$V/S$ ：体積表面積比 (mm) ( $V/S \leq 300\text{mm}$ )

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ ：それぞれ、骨材の種類の影響、セメントの種類の影響、混和材の種類の影響を表す修正係数で、下表による

(2.1)式における影響因子の修正係数  $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$

$\gamma_1$	0.7	石灰石碎石	$\gamma_3$	0.7	収縮低減剤
	1.0	天然骨材		0.8	シリカフェーム
	1.2	軽量骨材		0.9	フライアッシュ
	1.4	再生骨材		1.0	無混入
$\gamma_2$	0.9	フライアッシュセメント	高炉スラグ微粉末		
		早強セメント			
	1.0	普通セメント			
高炉セメント					

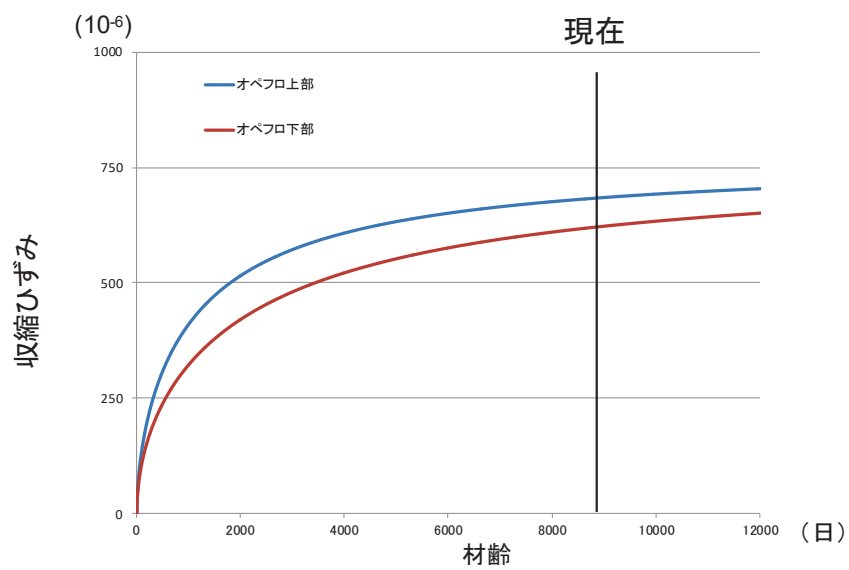


図 2-1 収縮ひずみの算定例 (第 2 号機原子炉建屋)



### 3. コンクリートの乾燥収縮率の確認

女川原子力発電所第2号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートの乾燥収縮率を評価した。評価にあたっては、比較対象とするために、東通原子力発電所第1号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートに対しても実施した。

試験方法は、乾燥収縮迅速評価システム※（鹿島建設（株））による試験、長さ変化試験 J I S A 1 1 2 9 によって実施した。

※φ10×20cm の試験体における乾燥材齢 28 日間の連続した実測データから、JIS 法の試験結果である 10×10×40cm の試験体における乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測する。

#### 3.1 女川原子力発電所第2号機

##### 3.1.1 対象とする原調合

対象とするコンクリートの原仕様は、工事に広く使用された設計基準強度 330kg/cm<sup>2</sup>、管理材齢 91 日、スランプ 14cm、空気量 4%、粗骨材の最大寸法 20mm、乾燥単位容積重量 2.15t/m<sup>3</sup> とする(表 3-1 参照)。また、この原仕様のコンクリートに用いられた材料の代表的なものは、セメントがフライアッシュ B 種セメント(小野田セメント製)、化学混和剤は標準形 I 種(製品名 ポゾリス No. 70)であった(表 3-2 参照)。同じ原仕様でも温度補正等のため異なる調合が存在するが、その中で W/C が最大であり乾燥収縮率が最も大きいと推定される調合 No. 100 : 02400PNN、及び W/C が最小であり乾燥収縮率が最も小さいことが予想される調合 No. 118 : 02413PNN の 2 種類を選定した。対象とする原調合を表 3-3 に示す。

表 3-1 対象とするコンクリートの原仕様の一覧(女川、建設当時)

No.	調合 No.	セメント	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	T91 (kg/cm <sup>2</sup> )	F91 (kg/cm <sup>2</sup> )	混和剤
100	02400PNN	小野田	20	14	4.0	330	0	391	ポゾリス
118	02413PNN	小野田	20	14	4.0	330	130	521	ポゾリス

※T91 : コンクリートの打込みから材齢 91 日までの期間の予想平均養生温度によるコンクリート強度の補正值

※F91 : 材齢 91 日におけるコンクリートの調合強度

表 3-2 工事に使用したコンクリートの使用材料の一覧（女川）

材料名		種類	品名等
セメント		フライアッシュセメント B種	小野田セメント(株) 大船渡工場 (フライアッシュ混入率 16%)
骨材	細骨材	混合砂(砕砂+山砂)	女川産(砕砂), 大郷産(山砂)
	粗骨材	砕石 2005	女川産
水		構内原水タンク水(水源:北上川)	
混和材料	AE 減水剤	標準形・I種	ポゾリス No. 70

表 3-3 対象とするコンクリートの原調合の一覧（女川，建設当時）

No	調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>	AE 減標 kg/m <sup>3</sup>
100	02400PNN	48.1	42.0	178	370	723	1037	3.93
118	02413PNN	37.2	37.0	184	495	591	1044	5.26

### 3.1.2 使用材料と調合

表 3-4 に、女川原子力発電所を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を示す。乾燥収縮率に及ぼす影響が最も大きな骨材については建設当時と同一の製造会社によるものを使用する。同一の材料を入手することが困難なセメントについては、太平洋セメント製の普通ポルトランドセメントを代替とし、当時のフライアッシュ B 種セメントと同等となるよう混和材として東北発電工業(株)より入手するフライアッシュを 16% 添加することとした。

コンクリートは、前記材料を使用し表 3-3 に近い調合となるように試練りにより決定する。表 3-5 に、対象とするコンクリートの参考調合の一覧を示す。また、フライアッシュを使用しない普通ポルトランドセメントコンクリートを比較対象とする。

表 3-4 使用材料の一覧 (女川, 実験)

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	太平洋セメント(株)
混和材		フライアッシュ II 種	東北発電工業(株)
骨材	細骨材	混合砂(砕砂+山砂)	女川産(砕砂), 大郷産(山砂)
	粗骨材	砕石 2005	女川産
水		上水道水(鹿島建設(株)技術研究所 西調布実験場内)	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	ポゾリス No. 70

表 3-5 対象とするコンクリートの参考調合の一覧 (女川, 実験)

調合 No.	W/B (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	FA kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>	備考
0-FB-00	48.1	42.0	178	311	59	723	1037	02400PNN 相当
0-FB-13	37.2	37.0	184	416	79	591	1044	02413PNN 相当
0-N-00	48.1	42.0	178	370	—	723	1037	0-FB-00 比較用
0-N-13	37.2	37.0	184	495	—	591	1044	0-FB-13 比較用

### 3.1.3 実験結果

#### (1) 練混ぜ試験結果

フレッシュコンクリート試験結果を表 3-6 に示す。スランプ及び空気量のいずれも目標値を満足しており、ワーカビリティの良好なコンクリートであった。

表 3-6 フレッシュコンクリート試験結果

調査No.	W/B (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	AE 減水剤	AE剤	スランプ (cm)	スランプフロー (cm×cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度(°C)	単位容積 質量(kg/m <sup>3</sup> )
O-FB-00	48.1	14.0±2.5	4.0±1.5	0.80%	30A	15.0	26.0 25.0	3.0	19	2306
O-FB-13	37.2			1.20%	45A	12.5	23.0 22.0	3.2	20	2312
O-N-00	48.1			1.00%	1A	15.0	26.0 25.5	3.5	21	2310
O-N-13	37.2			1.10%	1.25A	14.5	24.0 23.5	3.5	21	2320

※AE減水剤は結合材に対する質量百分率。AE剤は結合材に対する質量百分率で、1A=0.001%。

#### (2) 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

表 3-7 に圧縮強度及び静弾性係数試験結果を、図 3-1 に圧縮強度の経時変化を、図 3-2 に静弾性係数の経時変化を示す。

いずれの調査も、標準養生に供した場合は材齢 28 日から 91 日にかけて強度の増進が見られるが、20°C RH60%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢 56 日から 91 日にかけて強度増進の停滞又は強度低下が見られ、30°C RH30%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢 28 日から 91 日にかけて強度の低下が見られた。また、標準養生に供した場合、フライアッシュを使用した調査の材齢 91 日以降の強度増進は、フライアッシュを使用しない調査よりも大きく、長期的に強度が増進するフライアッシュコンクリートの特徴が確認できる。静弾性係数についても、圧縮強度と同様の傾向が見られた。

表 3-7 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

調査No.	養生方法	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )				静弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )			
		28日	56日	91日	182日	28日	56日	91日	182日
O-FB-00	標準養生	35.6	42.6	47.0	55.1	31.8	34.6	35.6	38.4
	20°C RH60%	38.0	40.6	40.1	43.5	30.8	31.9	29.2	31.2
	35°C RH30%	37.9	37.6	35.6	35.2	28.5	27.4	25.3	26.1
O-FB-13	標準養生	54.1	60.3	65.9	76.4	33.7	37.2	37.9	40.0
	20°C RH60%	56.2	58.9	58.8	59.5	33.2	34.8	34.1	33.7
	35°C RH30%	55.1	53.7	52.7	51.7	32.3	31.4	30.0	30.4
O-N-00	標準養生	43.2	50.3	52.0	56.3	34.6	36.5	36.5	38.3
	20°C RH60%	45.4	47.9	45.2	46.9	33.6	34.0	30.9	32.3
	35°C RH30%	43.2	40.6	39.8	38.5	30.2	28.5	26.7	27.2
O-N-13	標準養生	61.6	67.5	70.2	74.4	36.0	38.9	37.7	41.1
	20°C RH60%	64.1	65.8	64.6	64.7	36.4	37.9	36.6	35.6
	35°C RH30%	59.4	58.1	56.2	54.0	34.3	34.0	31.7	31.1

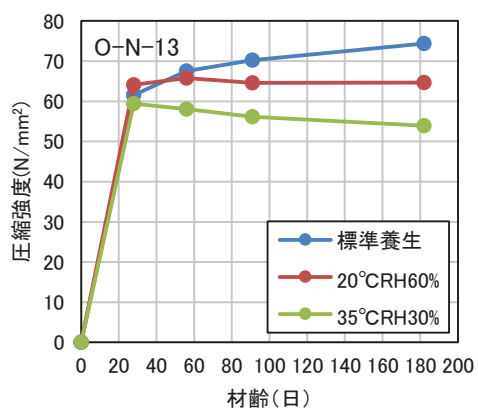
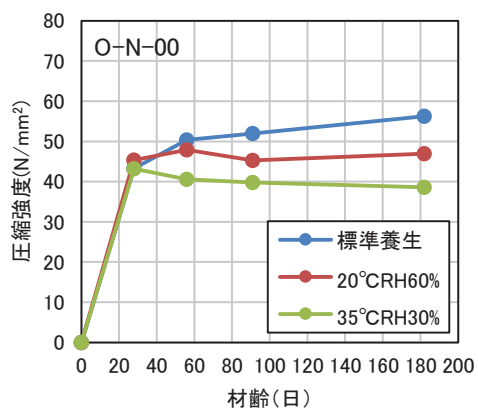
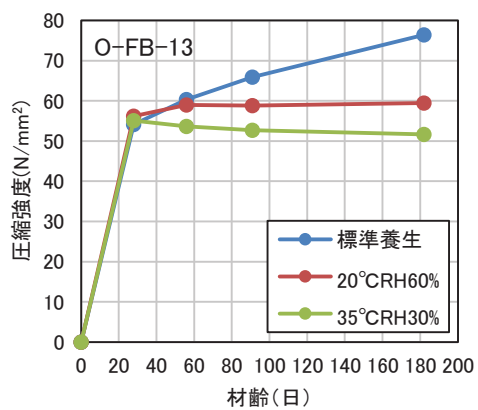
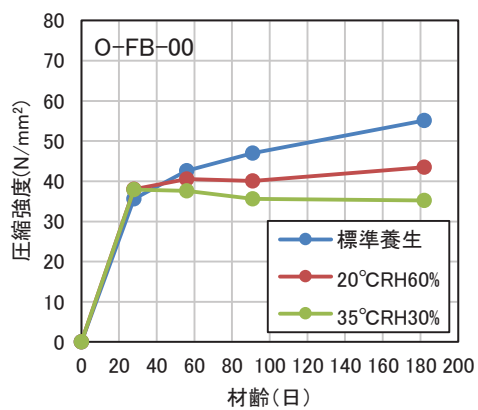


図 3-1 圧縮強度の経時変化

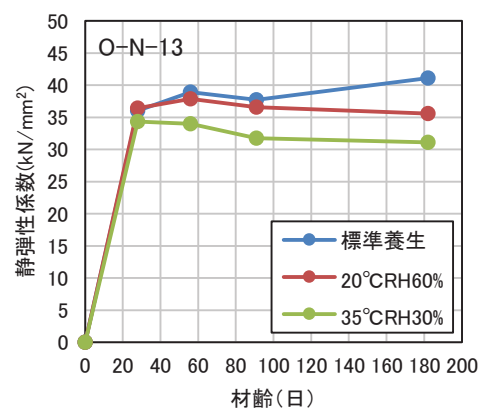
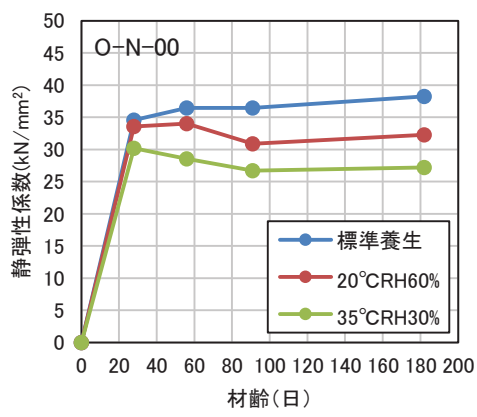
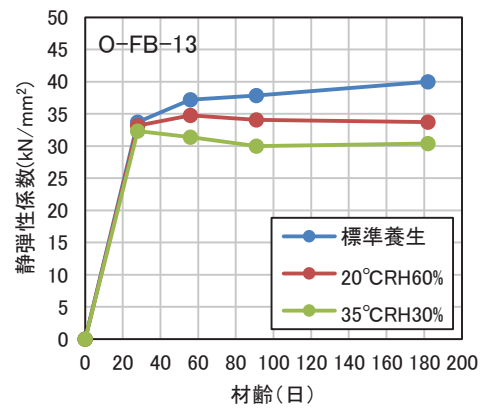
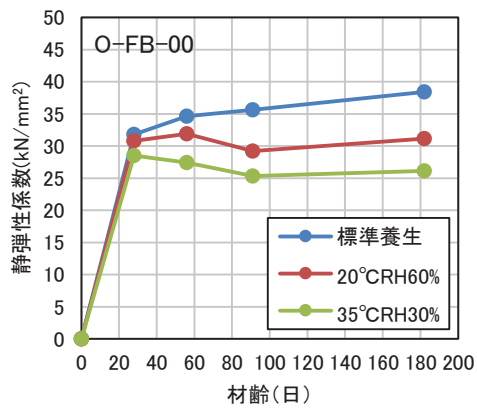


図 3-2 静弾性係数の経時変化

(3) 乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果

図3-3に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果を示す。乾燥材齢28日における、乾燥材齢182日時点の乾燥収縮率の予測結果は、0-FB-00で $-731\mu$ 、0-FB-13で $-801\mu$ 、0-N-00で $-700\mu$ 、0-N-13で $-722\mu$ であった。

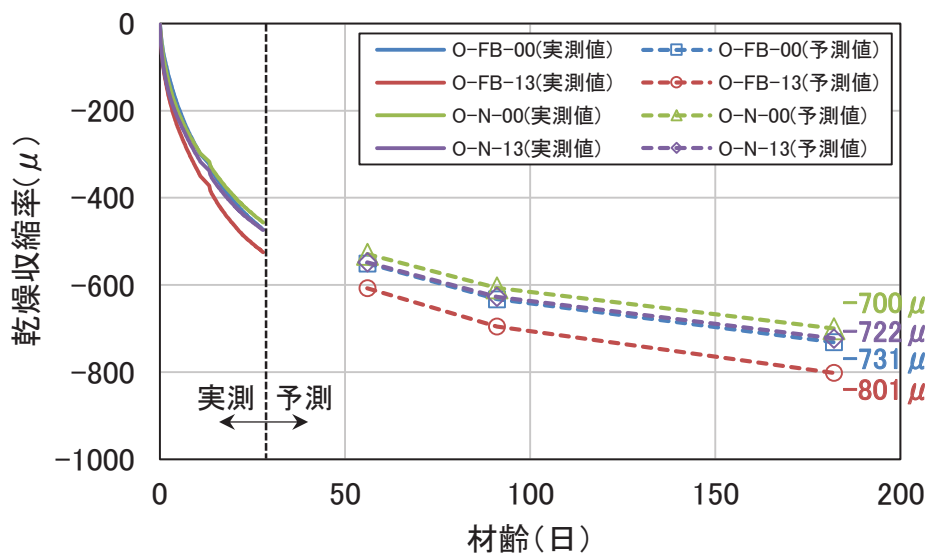


図3-3 乾燥収縮率予測結果

図3-4に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢182日までの実測値と、実測結果から予測したJIS A 1129-1における予測値を示す。JIS A 1129-1における予測値は、0-FB-00で $-651\mu$ 、0-FB-13で $-694\mu$ 、0-N-00で $-641\mu$ 、0-N-13で $-664\mu$ であり、いずれの調合も材齢28日時点での予測結果より小さい値となった。

このうち、フライアッシュを使用しない調合については $60\mu$ 程度の差であり、本試験のばらつきの範囲内であるため、材齢28日時点で材齢182日の乾燥収縮率を精度良く予測できたと考えられる。一方フライアッシュを使用した調合については $100\mu$ 程度の差であるが、過去にフライアッシュを用いたコンクリートによる本試験の実績が非常に少ないため、フライアッシュを使用しない調合に比べて予測精度がやや低いものと考えられる。

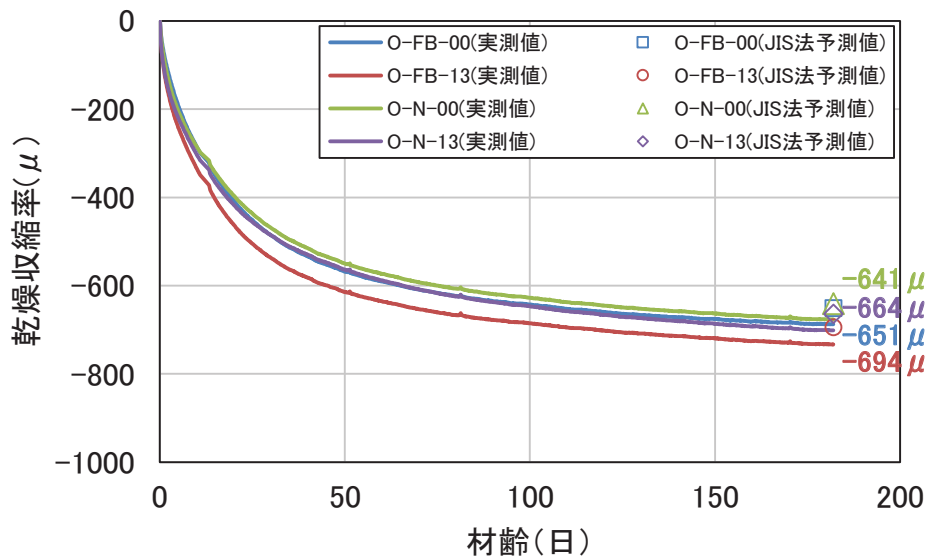


図 3-4 乾燥収縮率予測結果(乾燥材齢 182 日時点での実測結果)

(4) コンクリートの長さ変化試験結果

表 3-8 にコンクリートの長さ変化率の一覧を、図 3-5 にコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の長さ変化率は、O-FB-00 で $-683 \mu$ 、O-FB-13 で $-718 \mu$ 、O-N-00 で $-698 \mu$ 、O-N-13 で $-655 \mu$ であった。

表 3-8 コンクリートの長さ変化率の一覧

調合No.	コンクリートの長さ変化率( $\mu$ )											
	1週		4週		7.4週		8.8週		13週		26週	
O-FB-00	-167		-405		-511		-538		-588		-632	
	-191	-206	-485	-460	-593	-568	-623	-597	-672	-644	-711	-683
	-259		-491		-599		-629		-673		-705	
O-FB-13	-291		-511		-585		-632		-679		-720	
	-300	-296	-520	-512	-594	-585	-638	-630	-685	-677	-720	-718
	-297		-505		-575		-619		-666		-713	
O-N-00	-235		-420		-485		-564		-623		-670	
	-214	-230	-511	-449	-582	-513	-661	-594	-723	-656	-764	-698
	-241		-417		-473		-558		-622		-661	
O-N-13	-235		-414		-511		-535		-587		-617	
	-270	-273	-458	-458	-558	-555	-582	-580	-628	-628	-655	-655
	-314		-502		-596		-622		-669		-693	



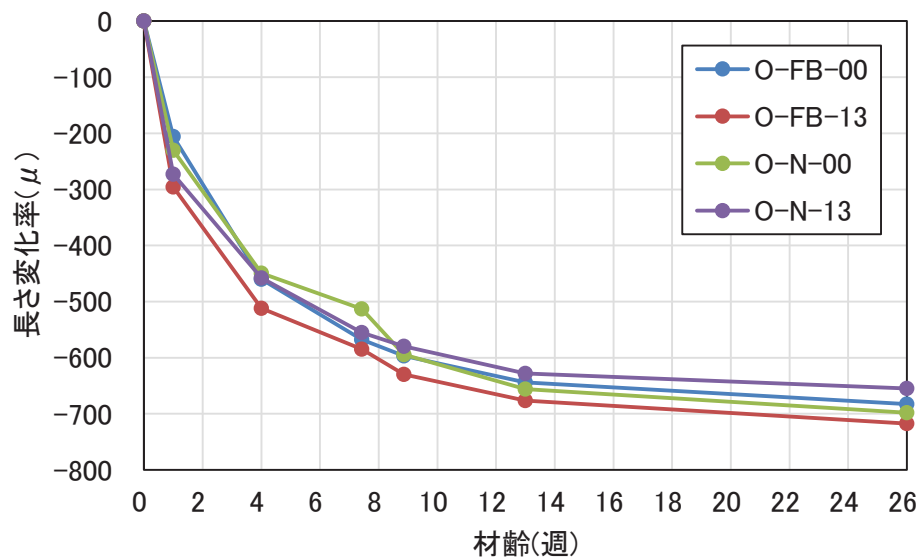


図3-5 コンクリートの長さ変化率の経時変化

表3-9にコンクリートの質量変化率の一覧を、図3-6にコンクリートの質量変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢26週(182日)時点の質量変化率は、O-FB-00で-2.42%、O-FB-13で-1.85%、O-N-00で-2.24%、O-N-13で-1.50%であった。フライアッシュを使用した調合、使用しない調合のいずれも水結合材比が大きいほど質量変化率が大きくなった。また、フライアッシュを使用した調合は使用しない調合よりも質量変化率が大きくなった。

表3-9 コンクリートの質量変化率の一覧

調合No.	コンクリートの質量変化率(%)											
	1週		4週		7.4週		8.8週		13週		26週	
O-FB-00	-1.06		-1.83		-2.06		-2.12		-2.24		-2.40	
	-1.12	-1.16	-1.80	-1.86	-2.02	-2.09	-2.08	-2.14	-2.20	-2.26	-2.36	-2.42
	-1.31		-1.95		-2.18		-2.23		-2.34		-2.49	
O-FB-13	-0.84		-1.32		-1.48		-1.52		-1.63		-1.79	
	-0.91	-0.90	-1.38	-1.37	-1.56	-1.54	-1.60	-1.59	-1.70	-1.69	-1.87	-1.85
	-0.96		-1.42		-1.59		-1.64		-1.73		-1.90	
O-N-00	-1.21		-1.69		-1.90		-1.96		-2.08		-2.26	
	-1.08	-1.17	-1.60	-1.67	-1.81	-1.88	-1.87	-1.94	-1.98	-2.05	-2.16	-2.24
	-1.22		-1.71		-1.92		-1.98		-2.10		-2.29	
O-N-13	-0.70		-1.01		-1.16		-1.20		-1.29		-1.44	
	-0.71	-0.75	-1.03	-1.06	-1.16	-1.20	-1.20	-1.24	-1.29	-1.33	-1.46	-1.50
	-0.83		-1.14		-1.29		-1.33		-1.42		-1.59	

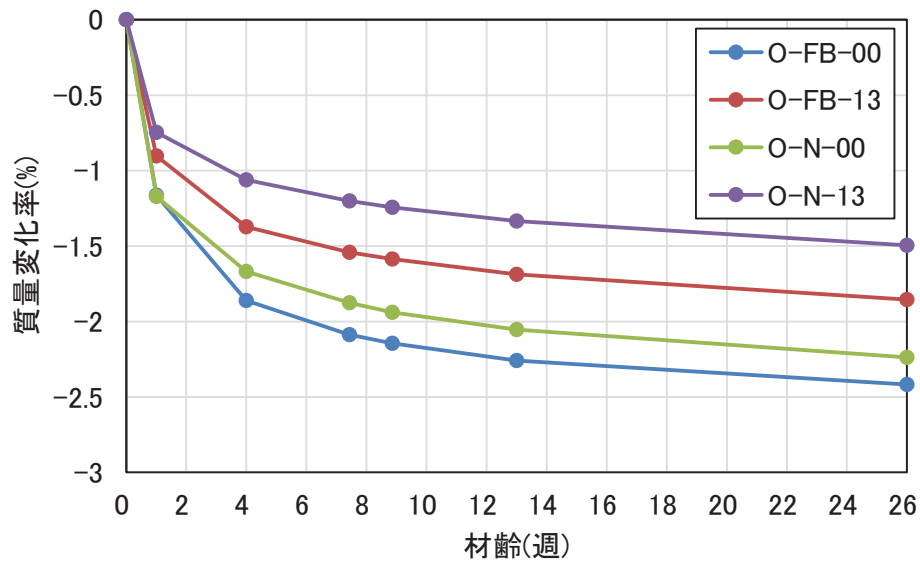


図 3-6 コンクリートの質量変化率の経時変化

表 3-10 にコンクリートの乾燥収縮率試験の比較を示す。いずれの調合においても、乾燥収縮迅速評価システムによる結果と J I S A 1 1 2 9 - 1 による結果の差は  $50\mu$  以下であり、乾燥収縮迅速評価システムによりコンクリートの乾燥収縮率が精度良く測定できているといえる。

表 3-10 コンクリートの乾燥収縮率試験の比較

調合No.	乾燥材齢26週(182日)時点の各試験結果	
	乾燥収縮迅速評価システム	JIS A 1129-1
O-FB-00	-651	-632
O-FB-13	-694	-720
O-N-00	-641	-670
O-N-13	-664	-617

### 3.2 東通原子力発電所第1号機

#### 3.2.1 対象とする原調合

対象とするコンクリートの原仕様は、工事に広く使用された設計基準強度 32.4N/mm<sup>2</sup>、管理材齢 91 日、スランプ 15cm、空気量 4.5%、粗骨材の最大寸法 20mm、乾燥単位容積重量 2.15t/m<sup>3</sup>とする(表 3-11 参照)。また、この原仕様のコンクリートに用いられた材料の代表的なものは、セメントがフライアッシュ B 種セメント(三菱マテリアル製)、化学混和剤は標準形 I 種(製品名 ポゾリス No. 70)であった(表 3-12 参照)。同じ原仕様でも温度補正等のため異なる調合が存在するが、結果の比較のため女川原子力発電所第 2 号機の上部躯体に使用されたコンクリートと同程度の強度レベルのものを選定し、No. 1 : 02500PNN, 及び No. 5 : 02512PNN の 2 種類を選定した。これらはそれぞれ女川原子力発電所の原仕様の No. 100 : 02400PNN 及び No. 118 : 02413PNN に対応する。対象とする原調合を表 3-13 に示す。

表 3-11 対象とするコンクリートの原仕様の一覧(東通, 建設当時)

No.	調合 No.	セメント	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	Fc (N/mm <sup>2</sup> )	T91 (N/mm <sup>2</sup> )	F91 (N/mm <sup>2</sup> )	混和剤
1	2500PNN	三菱	20	15	4.5	32.4	0	38.5	ポゾリス
5	2512PNN	三菱	20	15	4.5	32.4	12	50.5	ポゾリス

※T91 : コンクリートの打込みから材齢 91 日までの期間の予想平均養生温度によるコンクリート強度の補正值

※F91 : 材齢 91 日におけるコンクリートの調合強度

表 3-12 工事に使用したコンクリートの使用材料の一覧（東通）

材料名		種類	品名等
セメント		フライアッシュセメント B種	三菱マテリアル(株) 青森工場 (フライアッシュ混入率 17%)
骨材	細骨材	砕砂	日鉄鉱業(株)尻屋鉱業所
	粗骨材	砕石 2005	
水		構内減水タンク水(水源：小老部川)	
混和材料	AE 減水剤	標準形・I種	ポゾリス No. 70

表 3-13 対象とするコンクリートの原調合の一覧（東通，建設当時）

No	調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>	AE 減標 kg/m <sup>3</sup>
1	2500PNN	53.9	46.2	158	294	860	1017	3.13
5	2512PNN	43.3	42.8	164	379	756	1028	4.04

### 3.2.2 使用材料と調合

表3-14に、東通原子力発電所を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を示す。乾燥収縮率に及ぼす影響が最も大きな骨材については建設当時と同一の製造会社によるものを使用する。同一の材料を入手することが困難なセメントについては、太平洋セメント製の普通ポルトランドセメントを代替とし、当時のフライアッシュB種セメントと同等となるよう混和材として東北発電工業(株)より入手するフライアッシュを17%添加することとした。

コンクリートは、前記材料を使用し表3-13に近い調合となるように試練りにより決定する。表3-15に、対象とするコンクリートの参考調合の一覧を示す。また、フライアッシュを使用しない普通ポルトランドセメントコンクリートを比較対象とする。

表3-14 使用材料の一覧 (東通, 実験)

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	太平洋セメント(株)
混和材		フライアッシュ II 種	東北発電工業(株)
骨材	細骨材	砕砂	日鉄鉱業(株)尻屋鉱業所
	粗骨材	砕石 2005	
水		上水道水(鹿島建設(株)技術研究所 西調布実験場内)	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	ポゾリス No. 70

表3-15 対象とするコンクリートの参考調合の一覧 (東通, 実験)

調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	FA kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>	備考
H-FB-00	53.9	46.2	158	244	50	860	1017	2500PNN 相当
H-FB-12	43.3	42.8	164	315	64	756	1028	2512PNN 相当
H-N-00	53.9	46.2	158	294	—	860	1017	H-FB-00 比較用
H-N-12	43.3	42.8	164	379	—	756	1028	H-FB-12 比較用

### 3.2.3 実験結果

#### (1) 練混ぜ試験結果

フレッシュコンクリート試験結果を表3-16に示す。スランプ及び空気量のいずれも目標値を満足しており、ワーカビリティの良好なコンクリートであった。

表3-16 フレッシュコンクリート試験結果

調合No.	W/B (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	AE減水剤	AE剤	スランプ (cm)	スランプフロー (cm×cm)	空気量 (%)	コンクリート温度(°C)	単位容積質量(kg/m <sup>3</sup> )	
H-FB-00	53.9	15.0±2.5	4.5±1.5	1.00%	10A	16.5	30.6	28.0	3.8	19.2	2338
H-FB-12	43.3			1.00%	15A	17.5	28.1	28.0	4.0	19.5	2337
H-N-00	53.9			0.90%	1A	14.0	23.4	22.5	4.0	20.7	2354
H-N-12	43.3			1.00%	1A	15.5	26.1	26.0	3.7	20.0	2371

※AE減水剤は結合材に対する質量百分率。AE剤は結合材に対する質量百分率で、1A=0.001%。

#### (2) 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

表3-17に圧縮強度及び静弾性係数試験結果を、図3-7に圧縮強度の経時変化を、図3-8に静弾性係数の経時変化を示す。いずれの調合も、標準養生に供した場合は材齢28日から91日にかけて強度の増進が見られるが、20°C RH60%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢56日から91日にかけて強度増進の停滞又は強度低下が見られ、30°C RH30%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢28日から91日にかけて強度の低下が見られた。また、標準養生に供した場合、フライアッシュを使用した調合の材齢91日以降の強度増進は、フライアッシュを使用しない調合よりも大きく、長期的に強度が増進するフライアッシュコンクリートの特徴が確認できる。静弾性係数についても、圧縮強度と同様の傾向が見られた。

表3-17 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

調合No.	養生方法	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )				静弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )			
		28日	56日	91日	182日	28日	56日	91日	182日
H-FB-00	標準養生	31.0	35.7	40.9	47.6	36.0	38.2	39.7	41.0
	20°C RH60%	31.3	33.2	32.1	33.9	33.7	33.2	32.8	32.3
	35°C RH30%	30.9	28.4	27.4	26.7	31.5	28.6	28.6	28.7
H-FB-12	標準養生	44.4	52.6	59.8	64.7	38.2	39.6	40.9	43.2
	20°C RH60%	45.2	46.5	45.5	46.5	36.1	36.1	35.9	34.5
	35°C RH30%	45.2	43.4	43.0	39.7	34.9	33.7	34.5	31.7
H-N-00	標準養生	37.0	39.3	42.0	41.5	38.2	39.9	43.2	40.0
	20°C RH60%	39.0	38.1	37.0	37.2	36.5	36.3	35.3	34.5
	35°C RH30%	36.8	34.6	32.5	31.4	34.7	33.1	31.8	29.5
H-N-12	標準養生	52.9	57.0	58.3	63.2	41.1	43.6	43.7	43.7
	20°C RH60%	51.6	52.5	50.5	49.1	39.0	39.1	39.0	37.2
	35°C RH30%	48.4	44.8	45.1	41.9	37.4	36.5	34.7	34.5

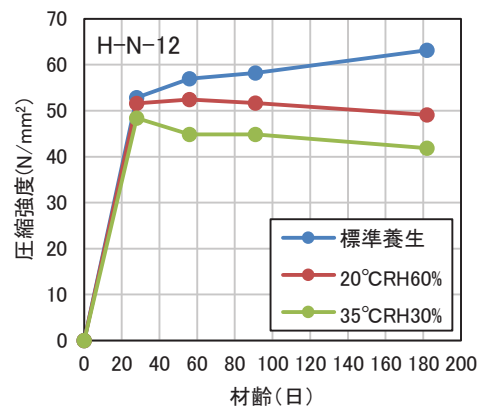
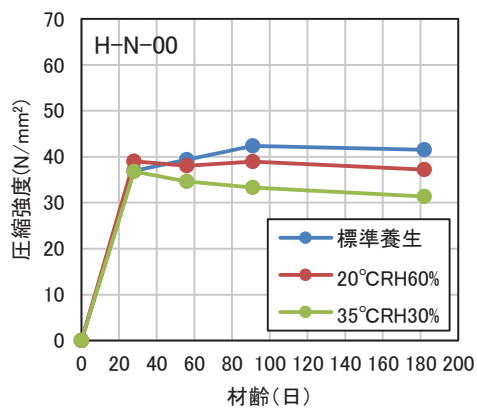
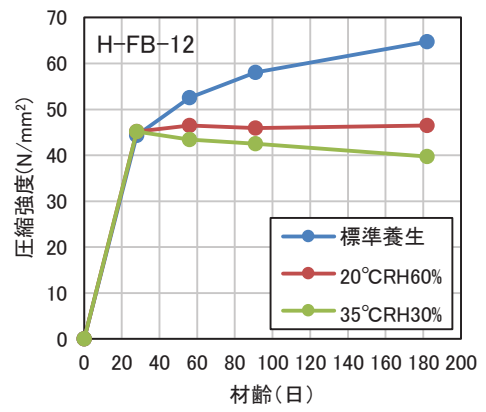
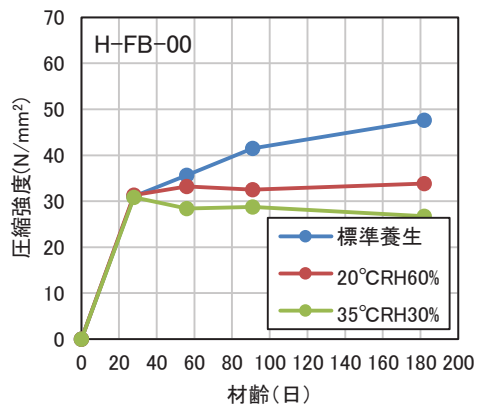


図 3-7 圧縮強度の経時変化

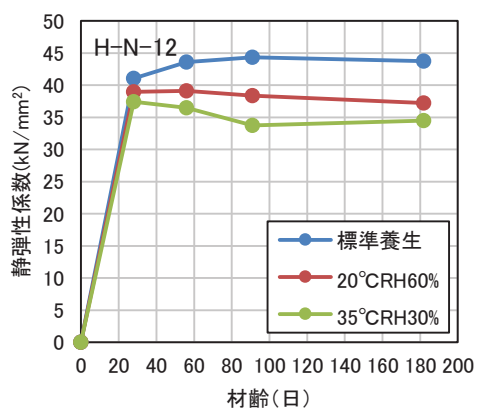
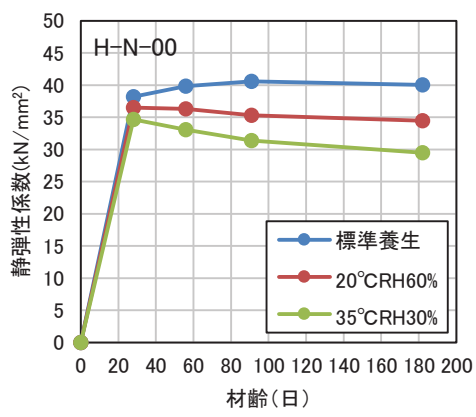
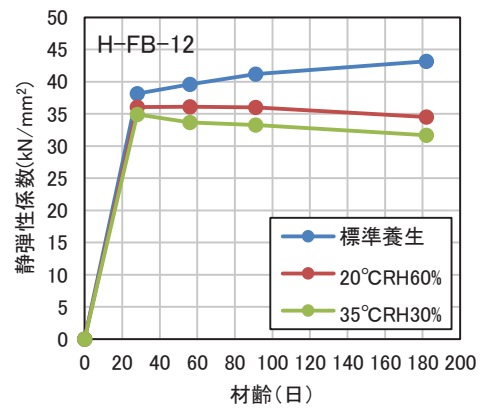
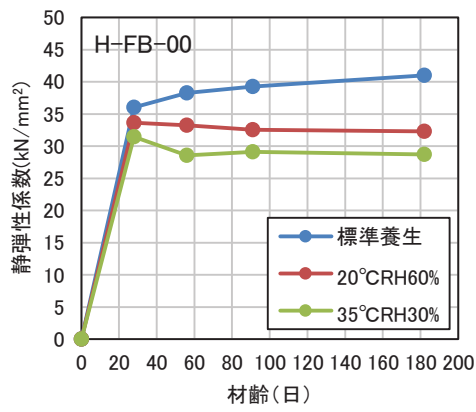


図 3-8 静弾性係数の経時変化



(3) 乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果

図 3-9 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果を示す。乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率の予測結果は、H-FB-00 で $-359\mu$ 、H-FB-12 で $-433\mu$ 、H-N-00 で $-349\mu$ 、H-N-12 で $-390\mu$ であった。

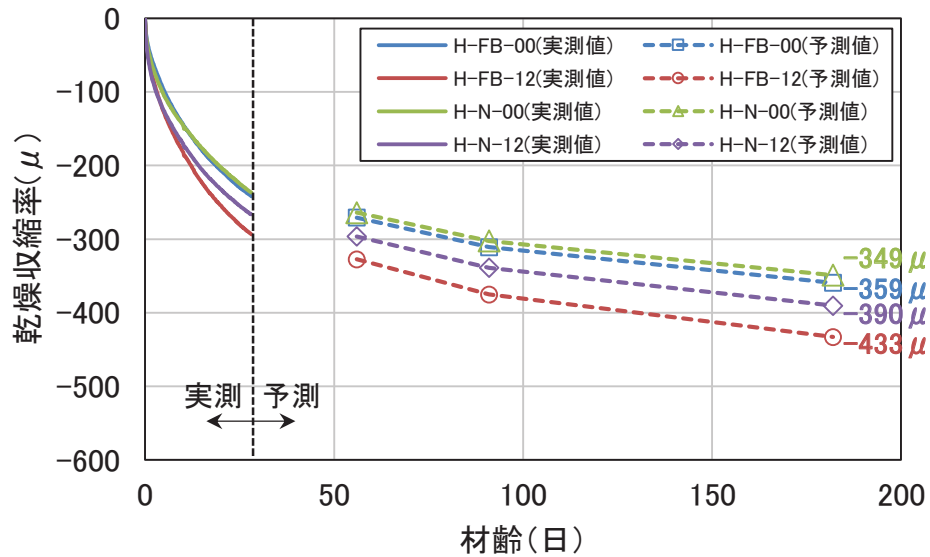


図 3-9 乾燥収縮率予測結果

図 3-10 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9 - 1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9 - 1 における予測値は、H-FB-00 で $-363\mu$ 、H-FB-12 で $-423\mu$ 、H-N-00 で $-376\mu$ 、H-N-12 で $-411\mu$ であった。いずれの調合も、材齢 28 日時点での予測結果との差は最大  $30\mu$  程度であり、本試験のばらつきの範囲内であるため、材齢 28 日時点で材齢 182 日の乾燥収縮率を精度良く予測できたと考えられる。

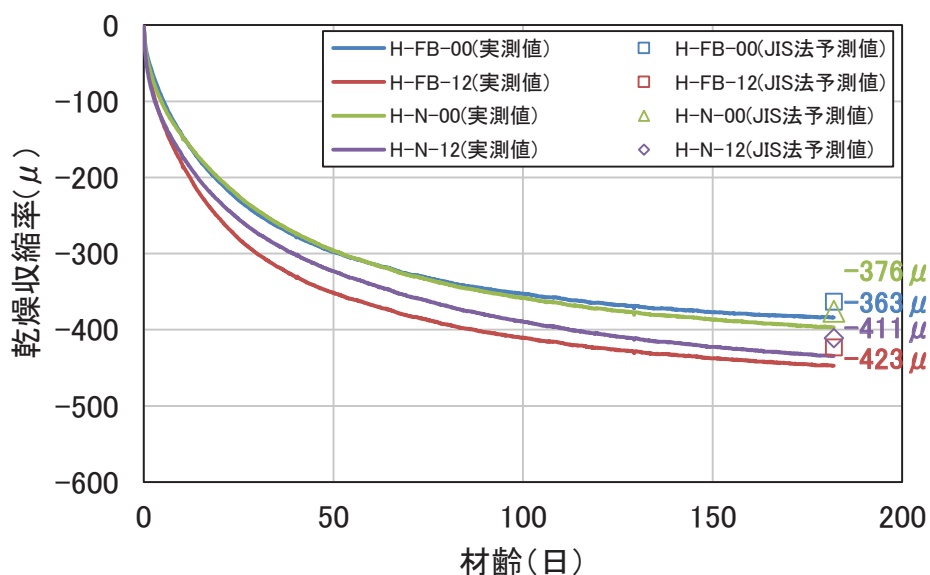


図3-10 乾燥収縮率予測結果(乾燥材齢182日時点での実測結果)

(4) コンクリートの長さ変化試験結果

表3-18にコンクリートの長さ変化率の一覧を、図3-11にコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢26週(182日)時点での長さ変化率は、H-FB-00で $-475\mu$ 、H-FB-12で $-472\mu$ 、H-N-00で $-486\mu$ 、H-N-12で $-520\mu$ であった。

表3-18 コンクリートの長さ変化率の一覧

調査No.	コンクリートの長さ変化率(μ)									
	1週		4週		8週		13週		26週	
H-FB-00	-109		-247		-376		-432		-488	
	-106	-105	-247	-244	-353	-367	-415	-425	-468	-475
	-100		-238		-371		-426		-468	
H-FB-12	-129		-274		-385		-441		-474	
	-132	-131	-268	-273	-371	-376	-432	-436	-465	-472
	-132		-276		-374		-435		-476	
H-N-00	-129		-271		-376		-432		-509	
	-121	-120	-271	-260	-371	-368	-421	-418	-491	-486
	-109		-238		-356		-400		-459	
H-N-12	-138		-279		-388		-447		-515	
	-150	-141	-285	-282	-385	-391	-465	-460	-509	-520
	-135		-282		-400		-468		-535	

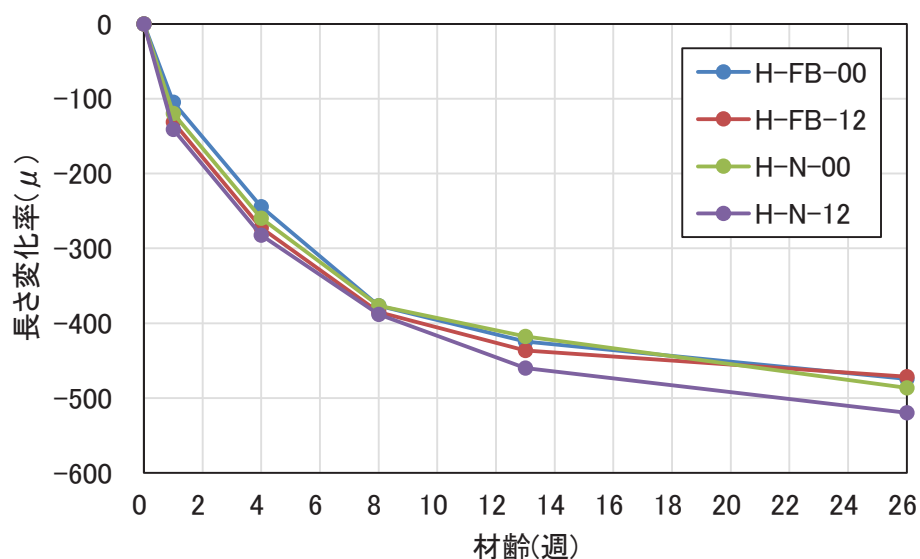


図 3-11 コンクリートの長さ変化率の経時変化

表 3-19 にコンクリートの質量変化率の一覧を、図 3-12 にコンクリートの質量変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の質量変化率は、H-FB-00 で-2.62%、H-FB-12 で-2.14%、H-N-00 で-2.32%、H-N-12 で-1.73%であった。フライアッシュを使用した調合、使用しない調合のいずれも水結合材比が大きいほど質量変化率が大きくなった。また、フライアッシュを使用した調合は使用しない調合よりも質量変化率が大きくなった。

表 3-19 コンクリートの質量変化率の一覧

調合No.	コンクリートの質量変化率(%)									
	1週		4週		8週		13週		26週	
H-FB-00	-1.51		-2.15		-2.37		-2.51		-2.65	
	-1.44	-1.45	-2.11	-2.11	-2.34	-2.34	-2.48	-2.48	-2.62	-2.62
	-1.40		-2.07		-2.31		-2.45		-2.59	
H-FB-12	-1.21		-1.71		-1.90		-2.03		-2.19	
	-1.15	-1.19	-1.63	-1.67	-1.82	-1.86	-1.94	-1.99	-2.09	-2.14
	-1.20		-1.68		-1.87		-1.99		-2.14	
H-N-00	-1.16		-1.71		-1.96		-2.12		-2.34	
	-1.12	-1.16	-1.65	-1.70	-1.90	-1.94	-2.06	-2.11	-2.27	-2.32
	-1.20		-1.74		-1.98		-2.15		-2.35	
H-N-12	-0.83		-1.21		-1.40		-1.54		-1.74	
	-0.81	-0.82	-1.19	-1.20	-1.38	-1.39	-1.51	-1.53	-1.72	-1.73
	-0.81		-1.20		-1.39		-1.53		-1.74	

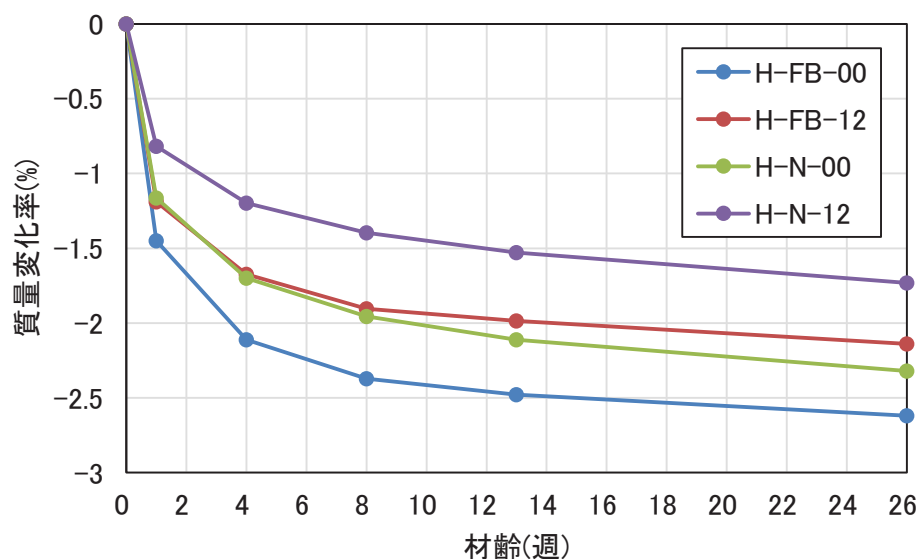


図 3-12 コンクリートの質量変化率の経時変化

表 3-20 にコンクリートの乾燥収縮試験の比較を示す。0-FB-13 は乾燥収縮迅速評価システムによる結果と J I S A 1 1 2 9 - 1 による結果の差は  $50\mu$  以下であるが、それ以外の調査では  $100\mu$  程度の差が確認される。両試験は同日に練り混ぜた同じコンクリートを用いており、材料特性のバラツキとは考えにくいいため、試験体の乾燥環境に差があった可能性がある。

表 3-20 コンクリートの乾燥収縮率試験の比較

調合No.	乾燥材齢26週(182日)時点の各試験結果	
	乾燥収縮迅速評価システム	JIS A 1129-1
H-FB-00	-363	-475
H-FB-12	-423	-472
H-N-00	-376	-486
H-N-12	-411	-520

#### 4. 乾燥収縮ひび割れ調査

女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

##### 4.1 調査目的

女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認するためひび割れ調査を実施する。

ひび割れ多寡の評価指標の適用性の確認及びサイト間のひび割れ状況の差異を確認することを目的とし、建屋規模が近い女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、また女川原子力発電所と東通原子力発電所とで建設時期の近い女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋と東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋を対象とした。

##### 4.2 調査範囲と調査方法

調査範囲は、全耐震壁を対象とする。

乾燥収縮によるひび割れは、乾燥によるコンクリート中の水分の蒸発により、コンクリートの体積が減少し、収縮するため壁面に概ね万遍なく生じることから、その測定は、壁面に一定の高さ(約1.5m)の基準線を引き、その線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数(以下「ひび割れ密度」という。)として調査する。配管等のある箇所は避け、可能な限り長くとることとする。調査方法のイメージを図4-1に示す。

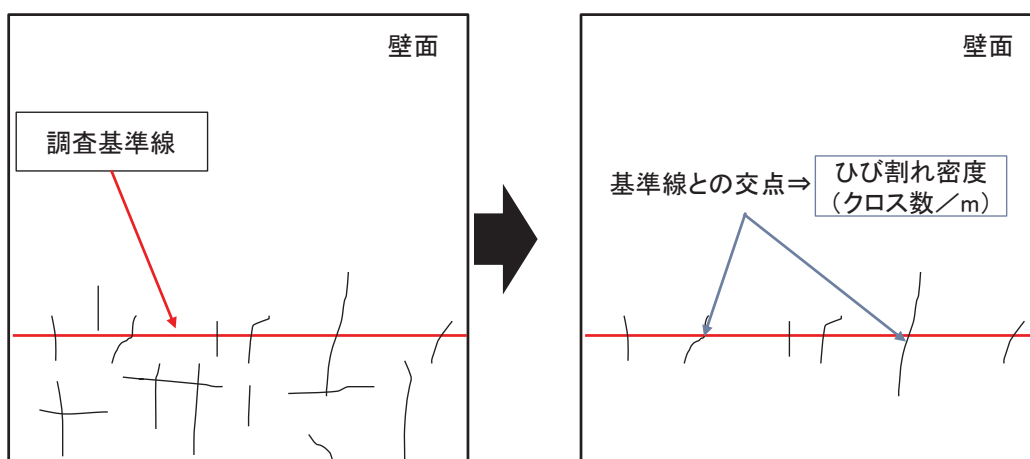


図4-1 ひび割れ調査方法概要図

#### 4.3 調査方法の適用性確認

既往の乾燥収縮ひび割れの調査結果の分析を行い、ひび割れ調査方法の適用性について確認した。以下にひび割れ調査方法の適用性の分析結果を示す。

##### 4.3.1 検討方法

建物形状が比較的似ており、かつ建設時期に近い女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋を対象に、代表箇所を選定して2m（高さ）×3m（幅）の領域の乾燥収縮ひび割れの発生状況の詳細な調査を行い、ひび割れスケッチ図を作成している。これらのひび割れスケッチ図を基に、高さ方向に50cm間隔で設定した3本の水平方向の基準線と交差するひび割れ箇所数のデータを集計している（図4-2及び図4-3参照）。この調査データを用いて、任意の基準線上の乾燥収縮ひび割れ箇所数を調査した場合に、その結果がどの程度のばらつきとなるかを確認する。

調査部位ごとに、基準線A（床面からの高さ150cm）、基準線B（床面からの高さ100cm）、基準線C（床面からの高さ50cm）とのひび割れクロス数の平均値に対する各基準線上のひび割れクロス数の比率を算定する。算定した比率の標準偏差を基準線A、基準線B、基準線Cごとに算定する。

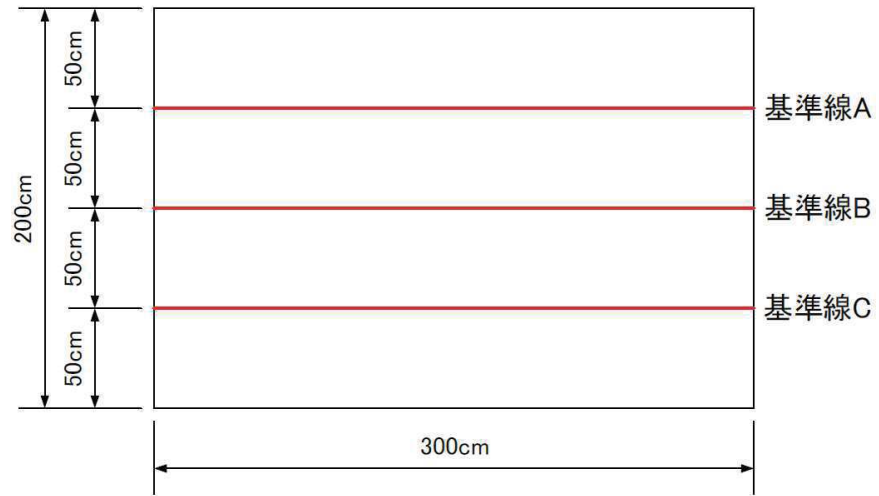


図 4-2 調査範囲と基準線位置

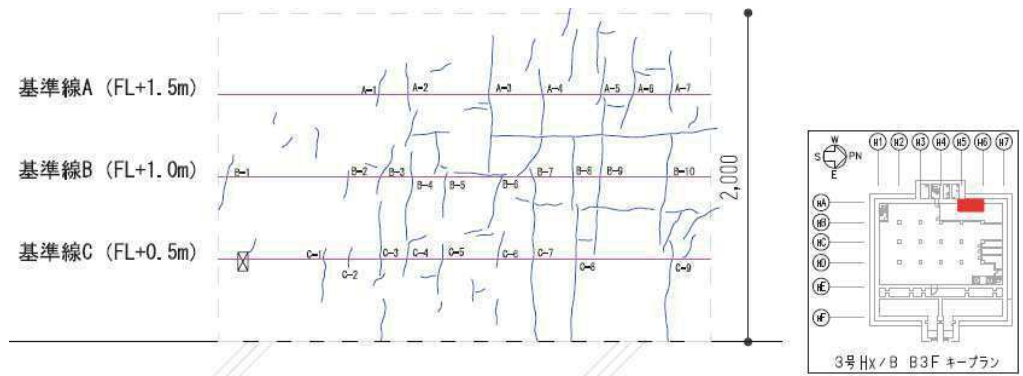


図 4-3 調査結果例 (女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋, 常用電気品室)

#### 4.3.2 適用性検討結果

女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋のひび割れ調査結果の分析結果を表4-1から表4-2に、また両建屋の代表箇所調査位置を表4-3に示す。

3本の基準線によるひび割れクロス数の平均値で各基準線のひび割れクロス数を除した値で考察すると、平均値のばらつきは最大でも±20%程度の差になっている。また、3本の基準線で標準偏差を評価すると40%程度であり、1本の基準線で評価しても極端にばらつきは大きくならない。

代表の基準線1本で行うひび割れ調査結果の分析の際には、想定されるばらつき（標準偏差 $\pm\sigma$ ）以上の差が認められれば有意な差と評価することができると考えられ、建屋間のひび割れの多寡を評価する場合には、任意の位置の基準線1本で十分評価可能と考えることができる。

表4-1 女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋ひび割れクロス数

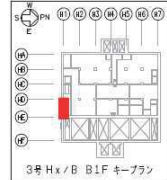
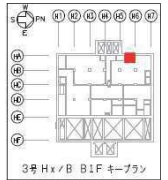
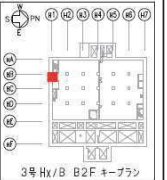
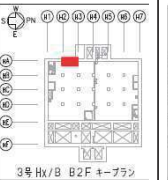
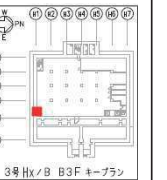
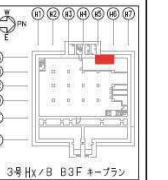



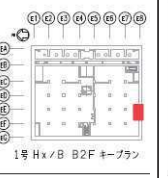
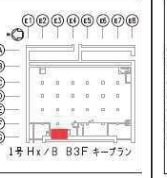
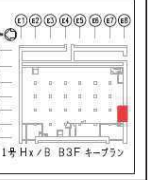
基準線	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)	平均	標準偏差
A	11	9	17	2	4	7		
B	20	14	9	9	8	10		
C	16	20	5	17	5	9		
A/平均	0.70	0.63	1.65	0.21	0.71	0.81	0.784	0.470
B/平均	1.28	0.98	0.87	0.96	1.41	1.15	1.109	0.208
C/平均	1.02	1.40	0.48	1.82	0.88	1.04	1.107	0.457
平均							1.000	0.405

表4-2 東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋ひび割れクロス数

基準線	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	平均	標準偏差
A	5	6	8	6	8	9		
B	9	2	8	6	4	1		
C	9	8	3	3	10	10		
A/平均	0.65	1.13	1.26	1.20	1.09	1.35	1.114	0.245
B/平均	1.17	0.38	1.26	1.20	0.55	0.15	0.785	0.486
C/平均	1.17	1.50	0.47	0.60	1.36	1.50	1.102	0.455
平均							1.000	0.416



表 4-3 両建屋代表箇所調査位置

	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)
O3Hx/B	 3号 Hx/B B1F キープラン	 3号 Hx/B B1F キープラン	 3号 Hx/B B2F キープラン	 3号 Hx/B B2F キープラン	 3号 Hx/B B3F キープラン	 3号 Hx/B B3F キープラン
A1Hx/B	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)
	 1号 Hx/B B1F キープラン	 1号 Hx/B B1F キープラン	 1号 Hx/B B2F キープラン	 1号 Hx/B B2F キープラン	 1号 Hx/B B3F キープラン	 1号 Hx/B B3F キープラン

#### 4.4 調査結果

##### 4.4.1 女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の調査結果

表4-4に女川原子力発電所第2号機原子炉建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の各フロアのひび割れ多寡状況図を図4-4に示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 $\sigma$ は2.4である。

女川原子力発電所第2号機原子炉建屋におけるひび割れ密度は、4~5を示しており、平均ひび割れ幅はフロアによって大きな差はなく、0.05mm~0.07mmと計測された。

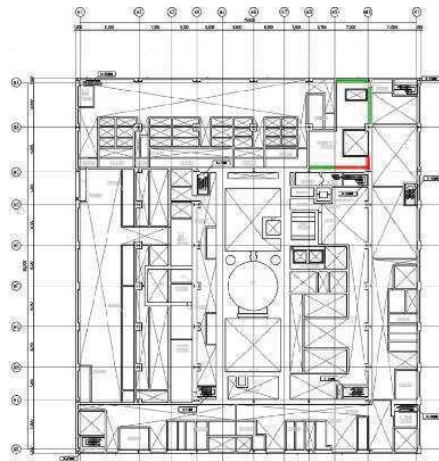
全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては、全体的に赤色を示している部位が多く確認される。

表4-4 女川原子力発電所第2号機原子炉建屋のひび割れ密度結果

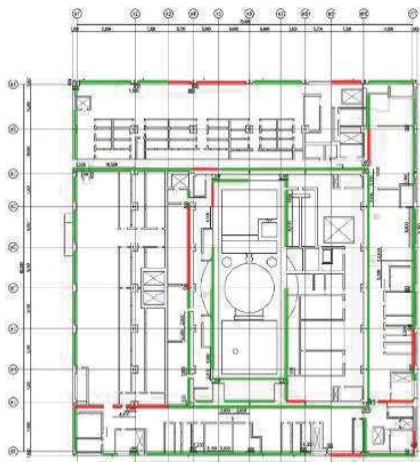
	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	約2036	約14	約4.8 (0.05)
M3F		約30	約4.5 (0.05)
2F		約417	約4.2 (0.06)
M2F		約77	約4.0 (0.06)
1F		約269	約4.5 (0.06)
B1F		約360	約4.0 (0.05)
MB2F		約31	約4.5 (0.07)
B2F		約312	約4.8 (0.05)
MB3F		約86	約4.5 (0.05)
B3F		約440	約4.0 (0.06)



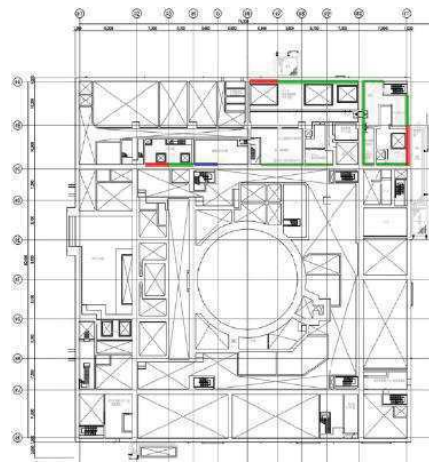
(3F)



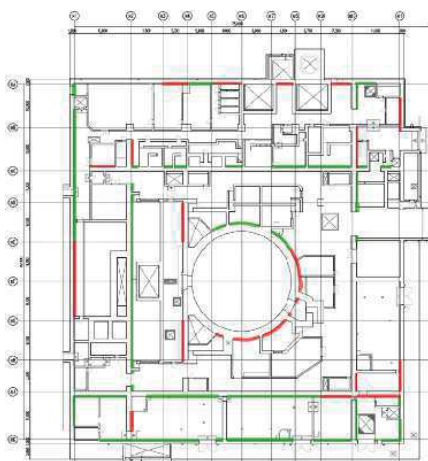
(M3F)



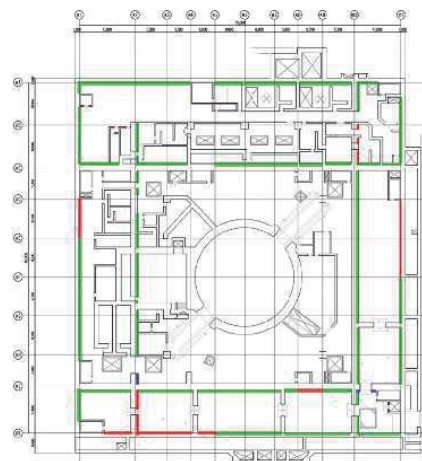
(2F)



(M2F)

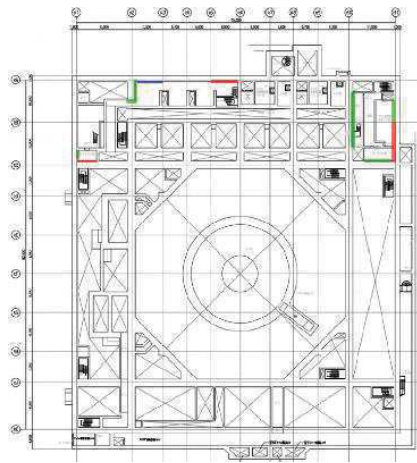


(1F)

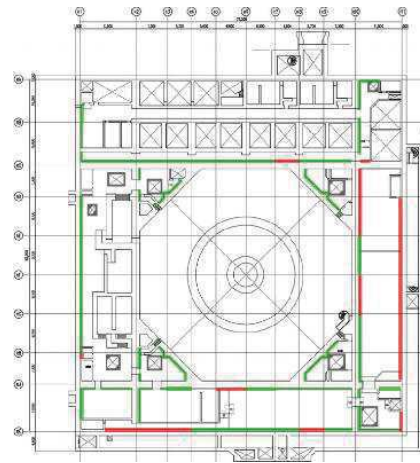


(B1F)

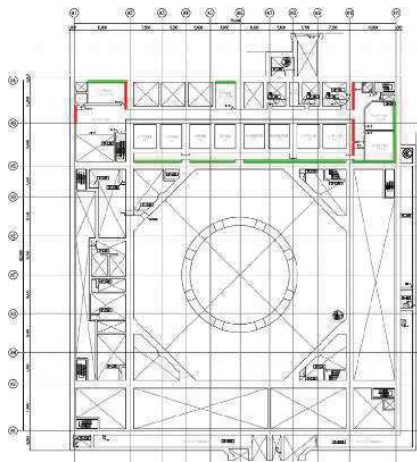
図 4-4 (1) ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋)



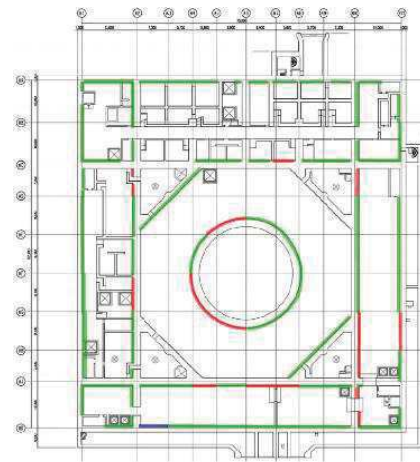
(MB2F)



(B2F)



(MB3F)



(B3F)

図 4-4 (2) ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋)

#### 4.4.2 東通原子力発電所第1号機原子炉建屋の調査結果

表4-5に東通原子力発電所第1号機原子炉建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋，東通原子力発電所第1号機原子炉建屋，女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて，調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で， $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で， $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した東通原子力発電所第1号機原子炉建屋の各フロアのひび割れ多寡状況図を図4-5に示す。なお，全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0，標準偏差 $\sigma$ は2.4である。

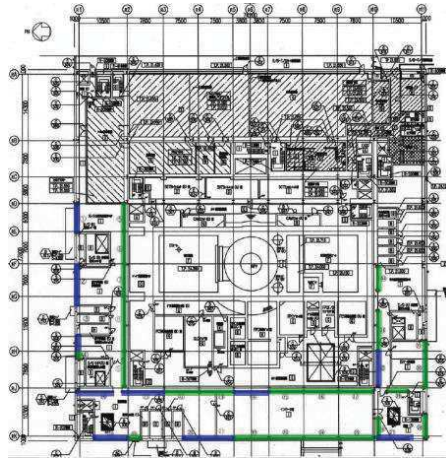
東通原子力発電所第1号機原子炉建屋におけるひび割れ密度は，1未満を示しており，平均ひび割れ幅はフロアによって大きな差はなく，女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と同等な0.05~0.08mmと計測された。

全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ の耐震壁を赤色で， $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で， $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては，全体的に青色を示している部位が多く確認される。

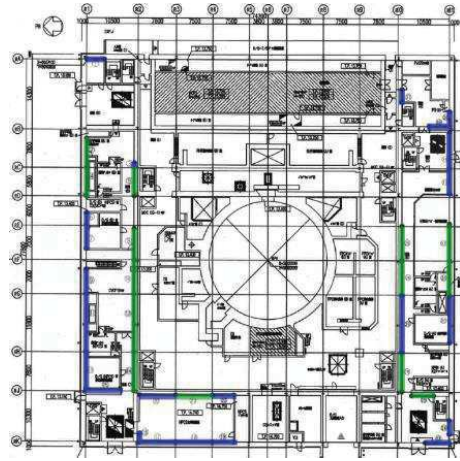
女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と比較すると，女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の方がひび割れ密度が高い傾向となっている。

表4-5 東通原子力発電所第1号機原子炉建屋のひび割れ密度結果

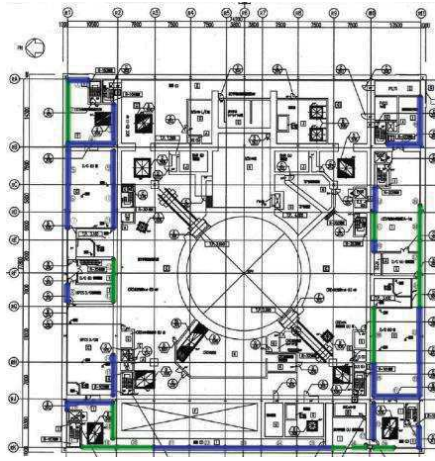
	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	養生中のため調査不可		
2F	約1129	約213	約0.8 (0.05)
1F		約212	約0.6 (0.06)
B1F		約266	約0.5 (0.07)
B2F		約300	約0.6 (0.07)
B3F		約139	約0.6 (0.08)



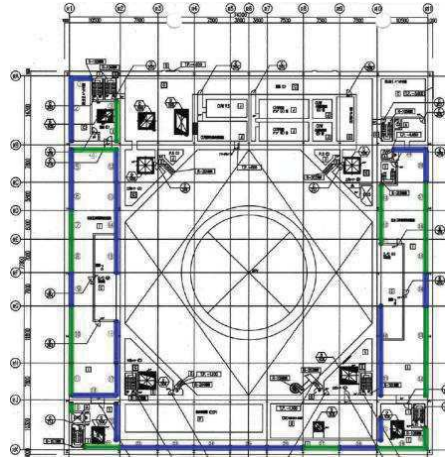
(2F)



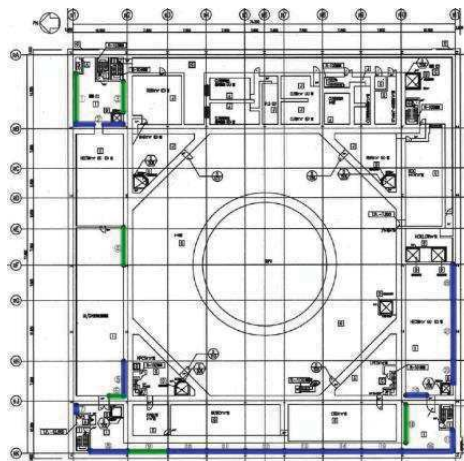
(1F)



(B1F)



(B2F)



(B3F)

図 4-5 ひび割れ多寡状況図 (東通原子力発電所第 1 号機原子炉建屋)

#### 4.4.3 女川原子力発電所第3号機及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果

表4-6及び表4-7に、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した各フロアのひび割れ多寡状況図について、図4-6に女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の調査結果を、また図4-7に東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果を示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 $\sigma$ は2.4である。

表4-6、表4-7より、ひび割れ密度は女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋でおおよそ5程度を示しており、また東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋ではおおよそ1程度を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋よりも約5倍多かった。また、図4-6、図4-7より、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方がひび割れが多いことが分かる。平均ひび割れ幅については、両建屋ともにフロアによって大きな差はなく、原子炉建屋と同等な0.05~0.09mmと計測された。

全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図についても、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が多いことが分かる。

表4-6 女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
B1F	約238	約66	約5.5 (0.05)
B2F		約75	約4.3 (0.06)
B3F		約98	約3.9 (0.05)

表 4-7 東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
B1F	約257	約97	約1.0 (0.08)
B2F		約84	約1.2 (0.06)
B3F		約77	約0.9 (0.09)

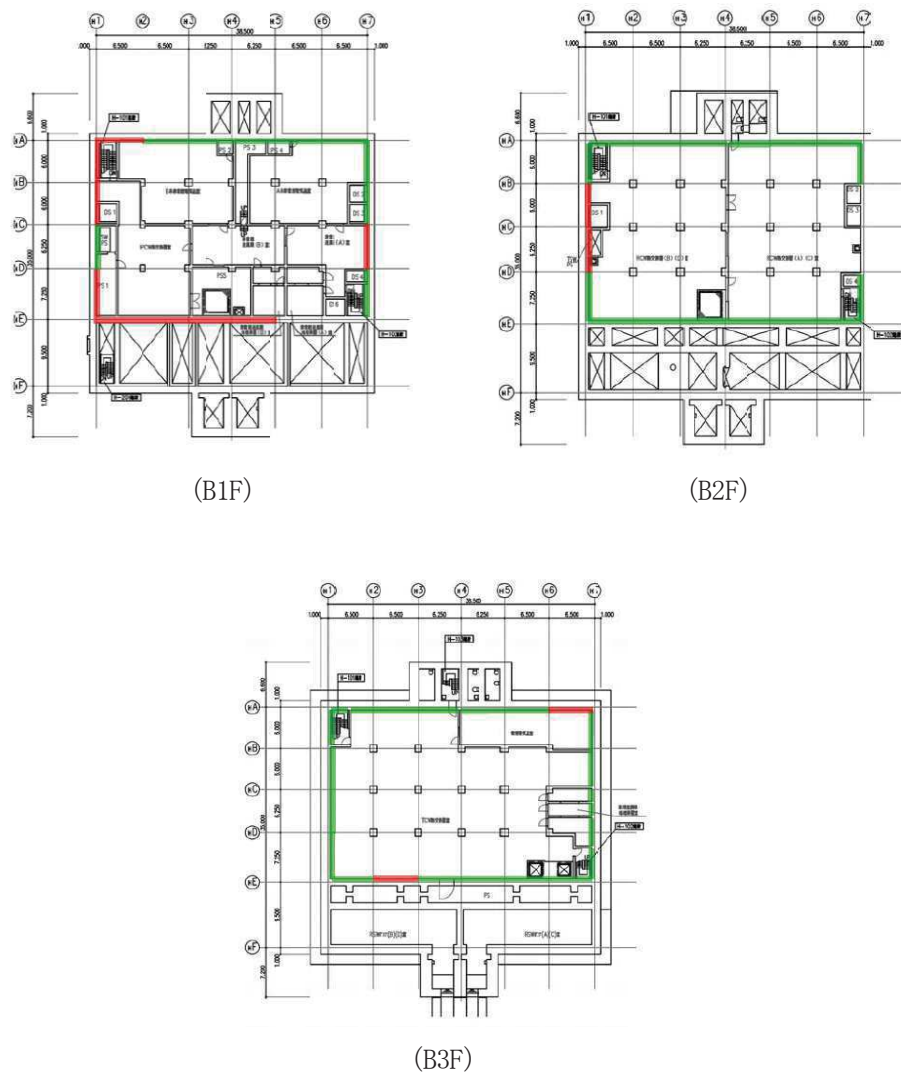
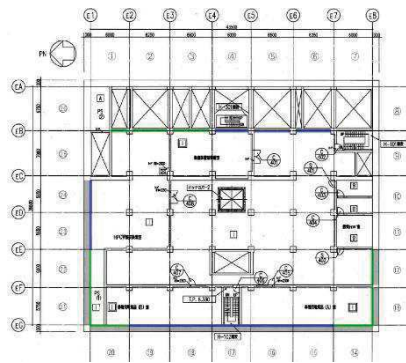
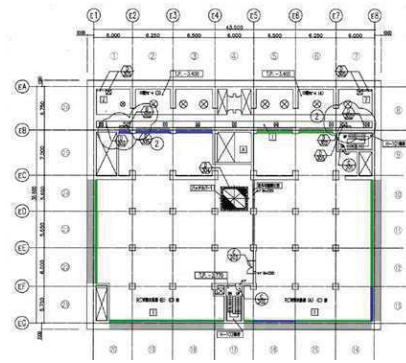


図 4-6 ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 3 号機海水熱交換器建屋)

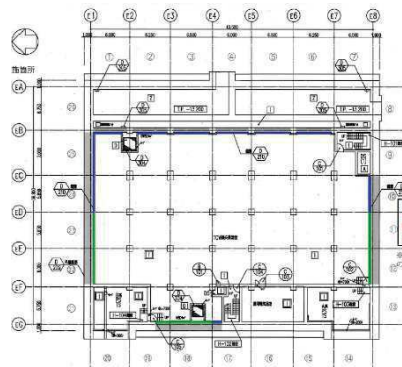




(B1F)



(B2F)



(B3F)

図 4-7 ひび割れ多寡状況図 (東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋)

## 5. まとめ

日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」による評価式に基づき女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の乾燥収縮の進行程度を評価した結果、現時点では概ね収束した状態となっていることを確認した。

女川原子力発電所第2号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリート、及び東通原子力発電所第1号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートの乾燥収縮率を評価した。その結果、女川原子力発電所第2号機は、約 $700\mu\sim 800\mu$ 、東通原子力発電所第1号機は約 $400\mu\sim 500\mu$ となり、女川原子力発電所第2号機は東通原子力発電所第1号機に対して有意に乾燥収縮率が大きい結果となった。

ひび割れ密度は女川原子力発電所第2号機原子炉建屋においては4～5の間の数値を、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋においては1未満の数値を示しており、女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の方が、ひび割れ密度が高い傾向となっている。一方、平均ひび割れ幅は建屋によって大きな差はなく、 $0.05\sim 0.08\text{mm}$ と計測された。女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋と東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果も同様の傾向となった。

[参考文献]

- (1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説
- (2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事(1991)
- (3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説，2006
- (4) 閑田徹志，百瀬晴基，今本啓一，三橋博三：乾燥収縮試験法の省力化に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第628号，pp.851-857，2008.6.

別紙 14-1 乾燥収縮の調査研究及びその統計分析に関する文献について

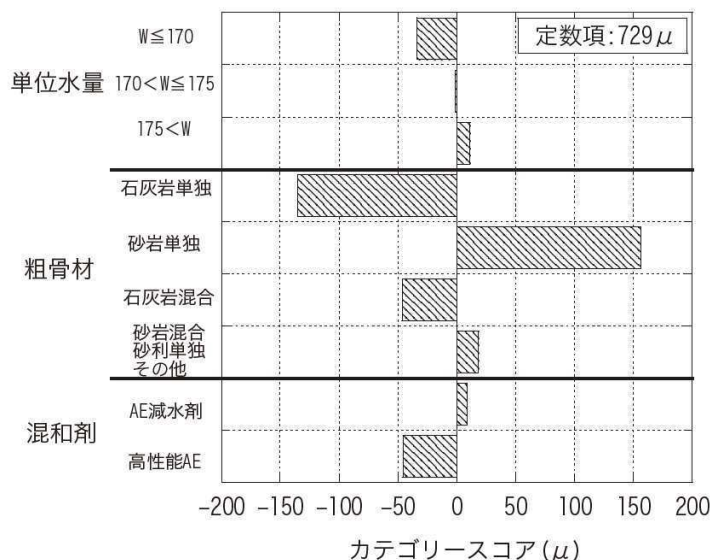
閑田ほか（2008）では、全国のレディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮ひずみの調査を行い、そのデータをもとに統計解析を実施し影響要因について考察している。

その結果、コンクリートに関わる数量データと質的データの個々のデータの相関分析により、数量データのうち単位水量、質的データのうち粗骨材種類と混和剤種類を説明変数として採用し、それぞれの変数のカテゴリースコアを評価すると図1のような結果が得られ、乾燥収縮ひずみに対する影響因子として粗骨材種類が最も支配的で、単位水量、混和剤種類、細骨材種類、及び水セメント比の影響は比較的軽微であることが明らかになったとしている。

立松ほか（2001）では、骨材自体の収縮に着目して検討している。同文献では、コンクリートの乾燥収縮に大きな影響を与える要因のひとつは、骨材自体の収縮であることを骨材原石のコア供試体の試験結果に基づき報告し、コンクリートの乾燥収縮を大きくする骨材は原石の乾燥収縮が大きく、反対に小さくする影響のある骨材は原石の乾燥収縮が小さいとしている。同文献によれば、前者として硬質砂岩、後者として石灰岩が該当しており、閑田ほか（2008）の結果と整合している。

乾燥収縮ひび割れに関する現地調査の結果から女川の乾燥収縮ひび割れは東通に比べて多い傾向があること、また、コンクリートの材料試験の結果から女川（粗骨材：砂岩・頁岩系）は東通（粗骨材：石灰岩）に比べ乾燥収縮率が大きいことを確認している。

この結果は、上記の文献レビュー結果と整合する結果となっている。



※閑田徹志, 百瀬晴基, 今本啓一, 三橋博三 (2008): レディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮の調査研究及びその統計分析, 日本建築学会構造系論文集 第73巻 第629号, 1019-1026

図1 統計解析によるカテゴリースコアの比較

別紙 15 耐震実験による乾燥収縮が終局耐力に与える影響検討  
(耐震実験[3])

## 目 次

1.	検討の目的	別紙 15- 1
2.	実験概要	別紙 15- 1
2.1	実験の特徴	別紙 15- 1
2.2	乾燥試験体形状	別紙 15- 1
2.3	加力計画	別紙 15- 6
2.4	試験体の乾燥状況	別紙 15- 9
3.	乾燥試験体 [1] 実験結果	別紙 15-14
3.1	荷重 - 変形関係	別紙 15-14
3.2	剛性低下率	別紙 15-23
3.3	変形割合	別紙 15-25
4.	乾燥試験体 [2] 実験結果	別紙 15-26
4.1	荷重 - 変形関係	別紙 15-26
4.2	剛性低下率	別紙 15-35
5.	実験結果まとめ	別紙 15-37
6.	耐震実験結果の実機への適用性について	別紙 15-38
6.1	コンクリートの長さ変化試験	別紙 15-38
6.2	骨材の長さ変化試験	別紙 15-43
6.3	まとめ	別紙 15-46

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

## 1. 検討の目的

乾燥収縮ひび割れが耐震壁の初期剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した。

なお、**別紙 12**の耐震実験（繰返し試験体による耐震実験，以下「耐震実験 [1]」という。）と比較する観点から、試験体形状や加力計画は耐震実験 [1] と同一とした。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2~1.6%前後であることを踏まえて、鉄筋比 1.4%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 特に微小変形レベルでの精度確保が可能な加力装置を用い、せん断ひずみ  $0.1 \times 10^{-3}$  (2005年8月16日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度) から繰返し加力を実施した。
- ④ 微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、一般的な部材実験よりも多い最大 5 サイクル（一般的な部材実験では 2 サイクル）とした。
- ⑤ コンクリート材料のうち、骨材（粗骨材）は、比較的収縮しやすい骨材（埼玉県川越市産（豆砂利））を使用した。
- ⑥ コンクリート打設後に型枠を外した後は気中養生とし、壁部分を乾燥させた。乾燥状況を把握する観点から、コンクリート表面の乾燥収縮ひずみ量をコンクリート打設後から定期的に計測を実施し、その結果を踏まえて実験実施時期を決定した。
- ⑦ 耐震実験は 2 体の試験体を用いて実施し、乾燥期間は上記結果を踏まえて、約 3 ヶ月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [1]」という。）と約 8 ヶ月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [2]」という。）とした。

### 2.2 乾燥試験体形状

試験体諸元を表 2-1 に、試験体形状を図 2-1 に、試験体断面及び全体の配筋図を図 2-2 及び図 2-3 に、材料特性を表 2-2 に示す。試験体は RC 造原子炉建屋の耐震壁の配置を模擬したものとした。ウェブ壁の壁厚は 100mm、フランジ壁のせいは 150mm、幅は 700mm としている。また、加力時の想定せん断スパン比が 0.6~0.7 程度となるよう、壁内法高さを 780mm、壁長を 1650mm としている。また、本実験では微小変形領



域下における部材の構造性能の把握を目的としているため、試験体には剛強なスタブを配している。

配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、ウェブ壁の壁筋比を縦横とも 1.4%程度とした。また、フランジ壁の曲げ降伏が先行するのを防ぐため、フランジ壁の主筋比は 2.8%としている。

なお、耐震壁の想定破壊モードはせん断破壊型とした。

また、試験体の乾燥状況をより詳細に把握する目的で、ウェブ部分の壁のみを模擬したダミー試験体（無配筋）（図 2-4）を準備し、乾燥試験体も含めて、コンクリート表面の乾燥収縮ひずみ量をコンクリート打設後から定期的に計測を実施した。乾燥試験体の養生状況写真を図 2-5 に、ダミー試験体の養生状況写真を図 2-6 に示す。

表 2-1 試験体諸元

フランジ壁	B×D	700×150
	主筋	16-D16 ( $p_g=2.8\%$ )
	帯筋	2-D10@100 ( $p_s=0.95\%$ )
ウェブ壁	壁厚	100
	縦筋	D10@100 ダブル ( $p_s=1.4\%$ )
	横筋	D10@100 ダブル ( $p_s=1.4\%$ )
制御方式		変位制御

(単位：mm)

表 2-2 材料特性

鉄筋 種別・使用部位		降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D10(SD295A)	壁筋	377	183	504
D10(SD295A)	柱主筋	371	191	532
コンクリート材料特性		乾燥試験体 [1] [2]		
圧縮強度※	(N/mm <sup>2</sup> )	34.3		
材齢	(day)	107		
ヤング係数	(kN/mm <sup>2</sup> )	27		
ポアソン比		0.181		

※コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。（設計基準強度：27N/mm<sup>2</sup>）

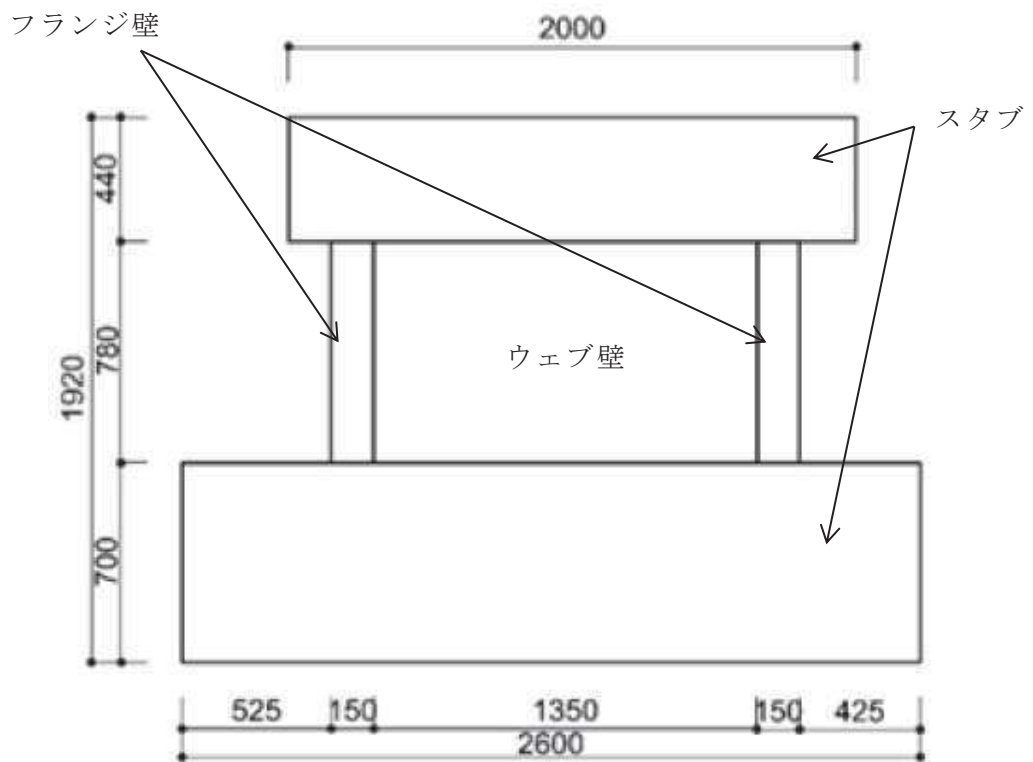


図 2-1 試験体形状

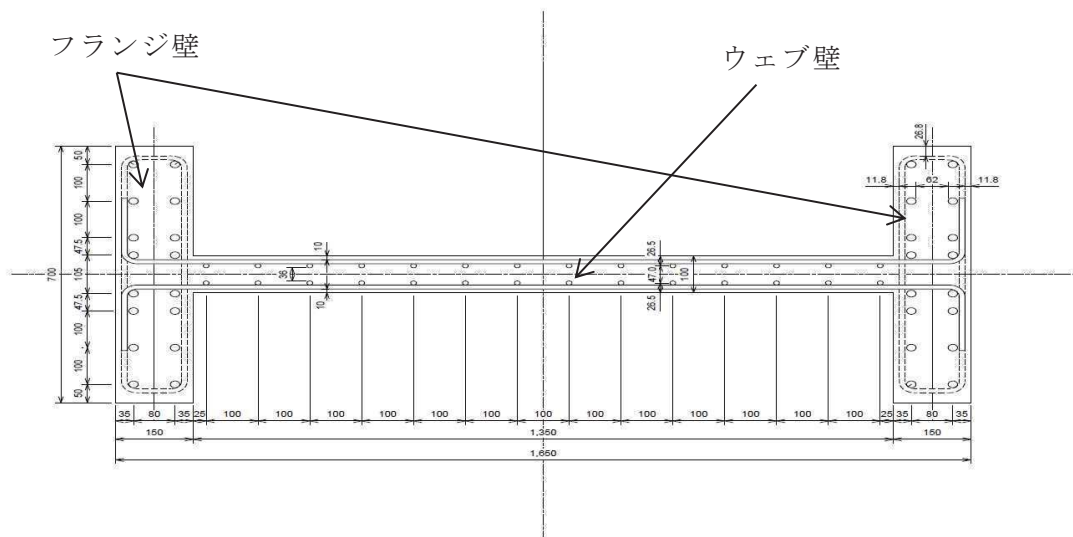


図 2-2 試験体断面配筋図

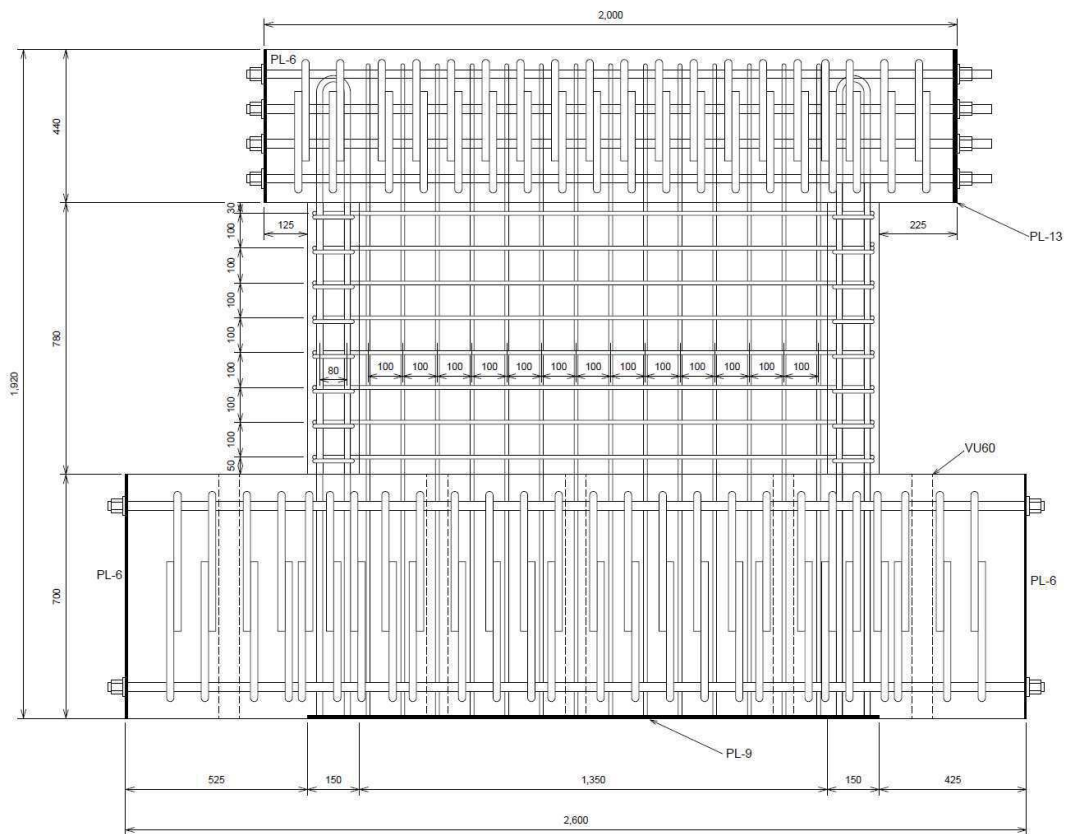


図 2-3 試験体全体配筋図

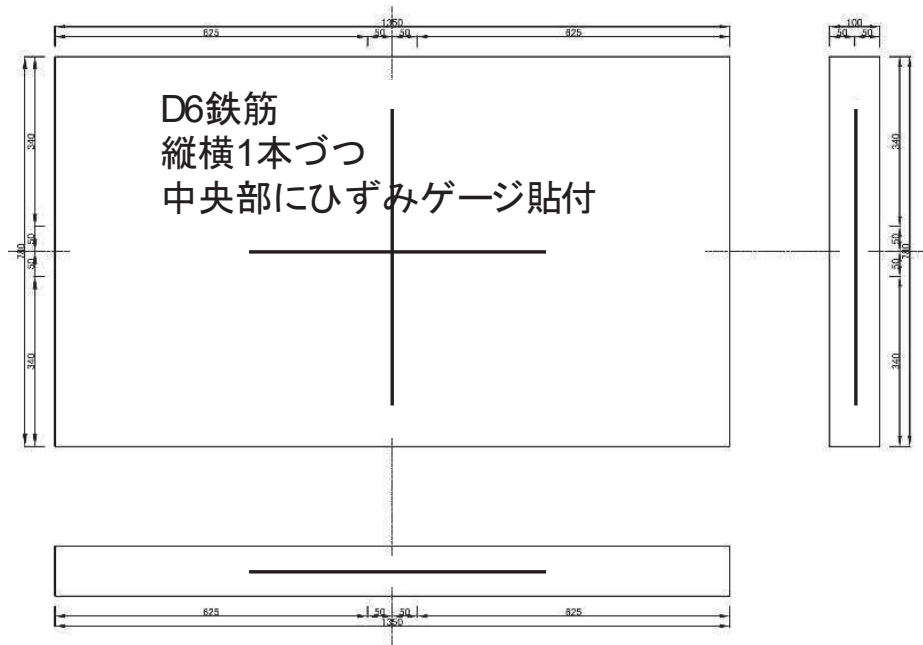


図 2-4 ダミー試験体概要



図 2-5 乾燥試験体 [1] [2] 養生状況



図 2-6 ダミー試験体養生状況

## 2.3 加力計画

### (1) 加力装置

加力装置図を図 2-7 に示す。本実験は秋田県立大学において実施した。試験体は反力床に PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰返し加力を反力フレームに取り付けたオイルジャッキ 2 台によって行う。

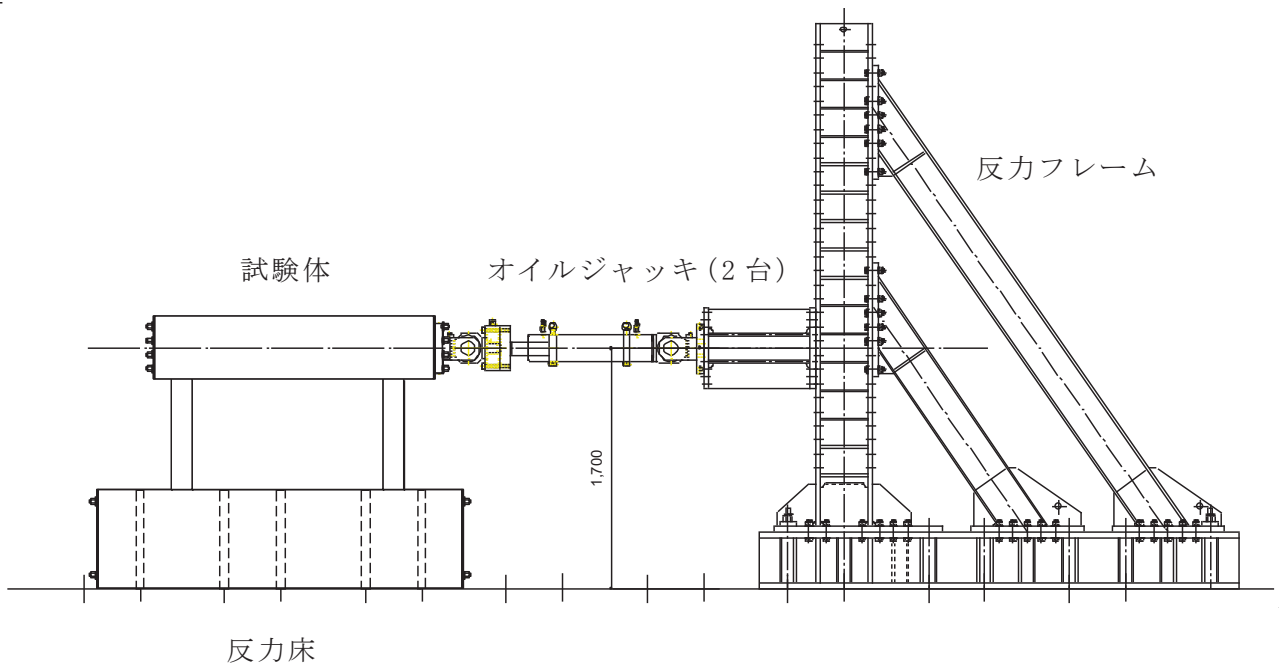


図 2-7 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-8 に示す。初期加力として、変形角  $R=1/10000\text{rad}$  ( $0.1 \times 10^{-3}$ ) 及び  $1/5000\text{rad}$  ( $0.2 \times 10^{-3}$ ) で 2 サイクルの繰返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad}$  ( $1.0 \times 10^{-3}$ ) までの主要変形角に対して 5 サイクル繰返し加力を実施し、 $R=1/1000\text{rad}$  ( $1.0 \times 10^{-3}$ ) 以降は 2 サイクルの繰返し加力とした。また、経験した変形角よりも小さい変形角（インナーラップ）での剛性低下挙動を検討することを目的として、加力ステップ 4, 5 としてインナーラップとなる繰返し加力を合計 4 サイクル実施した（表及び図中の破線で囲んだ部分）。

表 2-3 加力計画

変形角 R (rad.)	計測変位 $\delta$ (mm)	加力 ステップ	加力 サイクル数	備考
1/10000	0.1	1	2	2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/5000	0.2	2	2	3.11 地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/3333	0.3	3	5	
1/5000	0.2	4	2	
1/3333	0.3	5	2	
1/2500	0.4	6	5	
1/1667	0.6	7	5	
1/1250	0.8	8	5	
1/1000	1.0	9	2	
1/500	2.0	10	2	
1/333	3.0	11	2	
1/250	4.0	12	押切り	

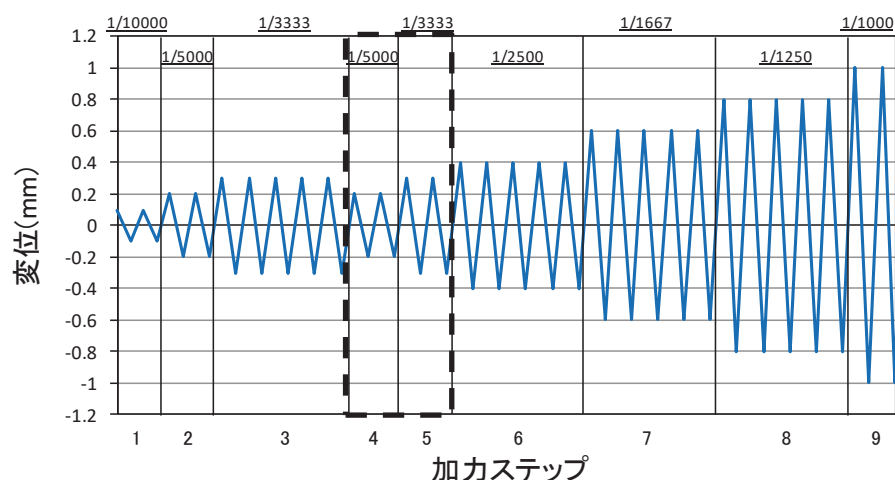


図 2-8 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

図 2-9 にジャッキ制御及びデータ計測のフローを示す。ジャッキ制御，ロードセルによる荷重及びマグネスケールによる変位のデータ計測については同図のフローに従うプログラム（以下「自作プログラム」という。）を作成した。

ジャッキ制御では，各ステップの目標変位と目標変位への到達時間を自作プログラムから試験体正面側ジャッキ，裏面側ジャッキの順でジャッキ付属の各コントローラに送信している。ジャッキはコントローラ（DSC-2A：理研製）の変位制御機能により操作した。本コントローラでは制御用の変位計に分解能が 0.0005mm と一般的なアナログ変位計よりも微小変形領域において高精度な制御が可能なデジタル変位計を使用した。また，本コントローラでは目標変位の±0.005mm の範囲内に到達するよう現在変位及び荷重情報に基づいてジャッキを自動で逐次制御しており，他方のジャッキ動作の影響により目標変位の範囲を超えても自動的に範囲内に戻るように制御する仕組みとなっている。このように試験体の表面及び裏面のデジタル変位計を用いて，自作プログラムから目標変位を同時にそれぞれのコントローラに送信し，ジャッキを制御することで，試験体にねじれや面外変形挙動が生じないように考慮しつつ，0.01mm レベルの高精度な変位制御を可能としている。

これにより，微小変形レベルでの耐震壁の剛性を正確にとらえることが可能となっている。

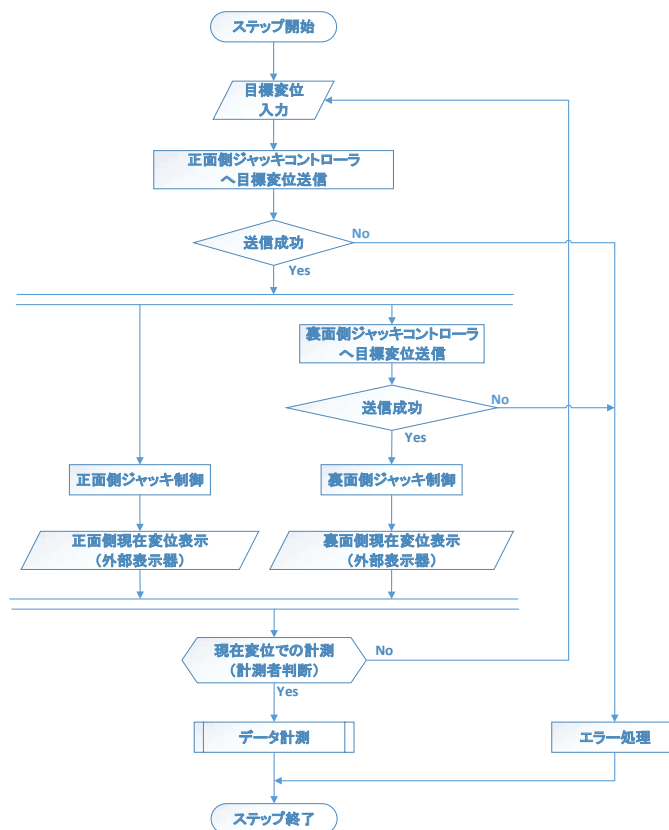


図 2-9 計測フローチャート

#### 2.4 試験体の乾燥状況

コンクリート表面の乾燥収縮量の測定にあたっては、コンタクトゲージを用いた。

図 2-10 にコンタクトゲージによる測定点の位置を、図 2-11 にコンタクトゲージによる測定結果を、図 2-12 に実験前における乾燥試験体のひび割れ図を示す。

図 2-11 から、コンクリート打設から 100 日経過時点で、ダミー試験体の乾燥収縮量は約  $800\mu$  程度であった。女川サイトで用いているコンクリート材料による乾燥収縮率迅速評価試験の結果は  $700\sim 800\mu$  程度（別紙 14 参照）であり、今回の試験体と実機の乾燥状況が同等の乾燥収縮量であること、また、図 2-12 のひび割れ図から目視でも確認可能な乾燥収縮ひび割れが発生していることを確認した上で、乾燥試験体 [1] の加力実験を実施した（コンクリート打設後 107 日）。その時点での乾燥試験体 [1] の乾燥収縮量は約  $200\sim 300\mu$  程度であった。

乾燥試験体 [2] は、さらに 150 日程度（合計で約 250 日）の気中養生の上、加力実験を実施した。図 2-11 から、コンクリート打設から 250 日経過時点で、ダミー試験体の乾燥収縮量は約  $1000\mu$  程度であり、乾燥試験体 [2] の乾燥収縮量は約  $300\sim 400\mu$  程度であった。





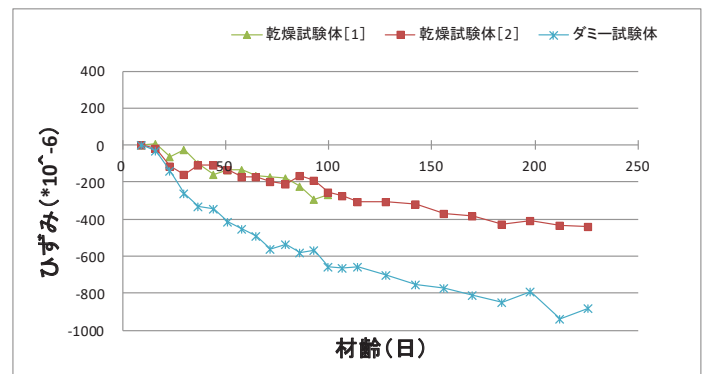
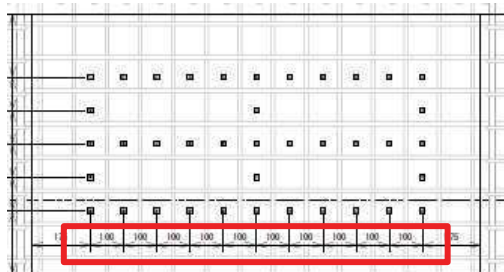
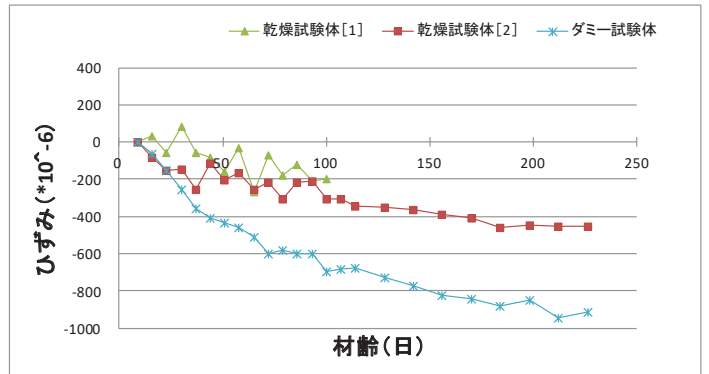
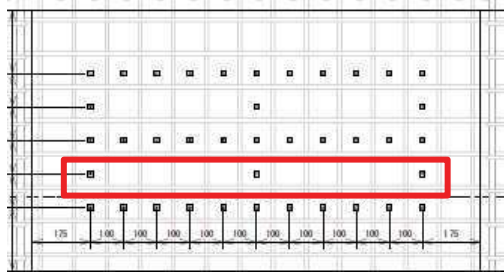
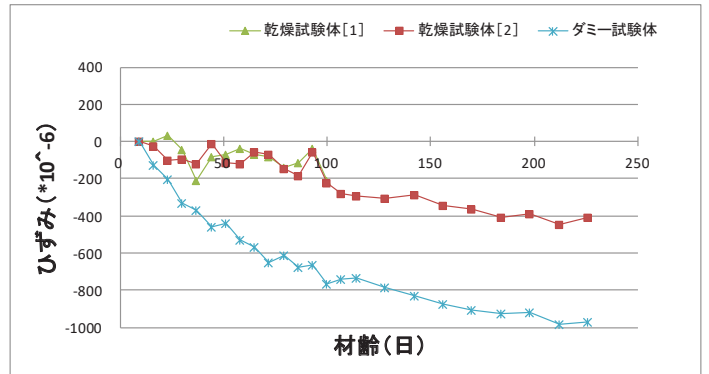
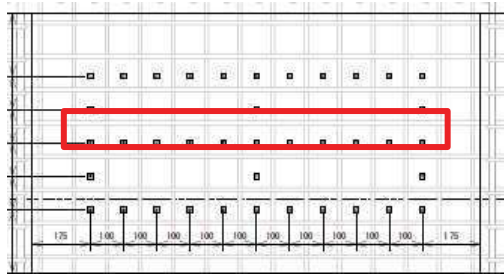


図 2-11 (1) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (水平)

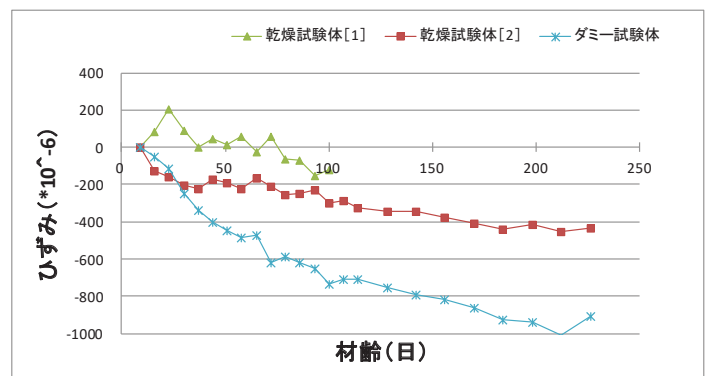
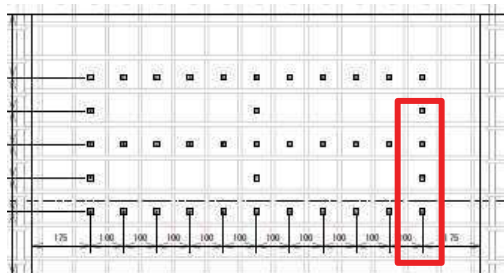
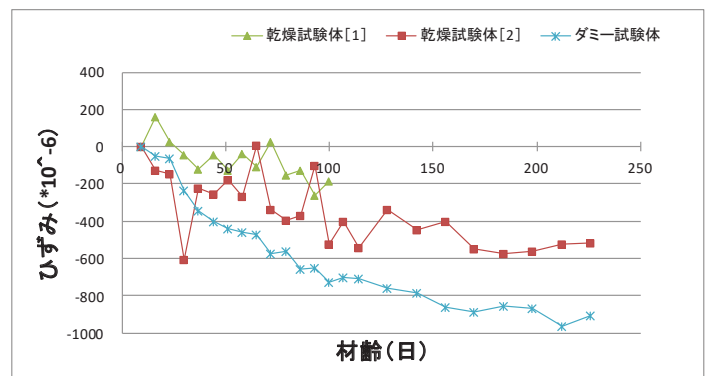
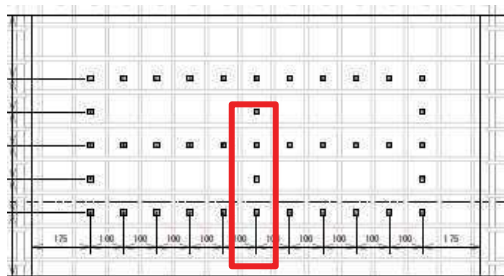
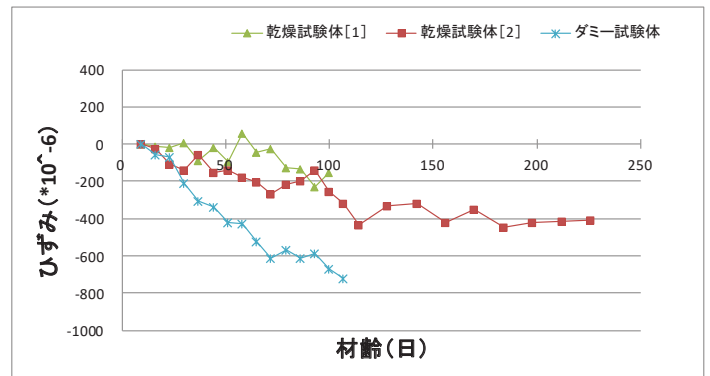
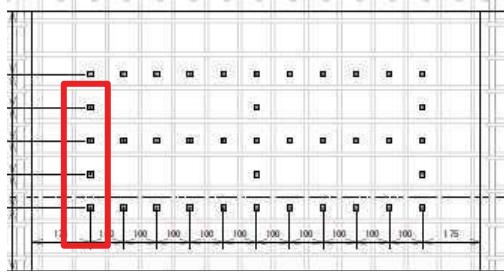


図 2-11 (2) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (鉛直)

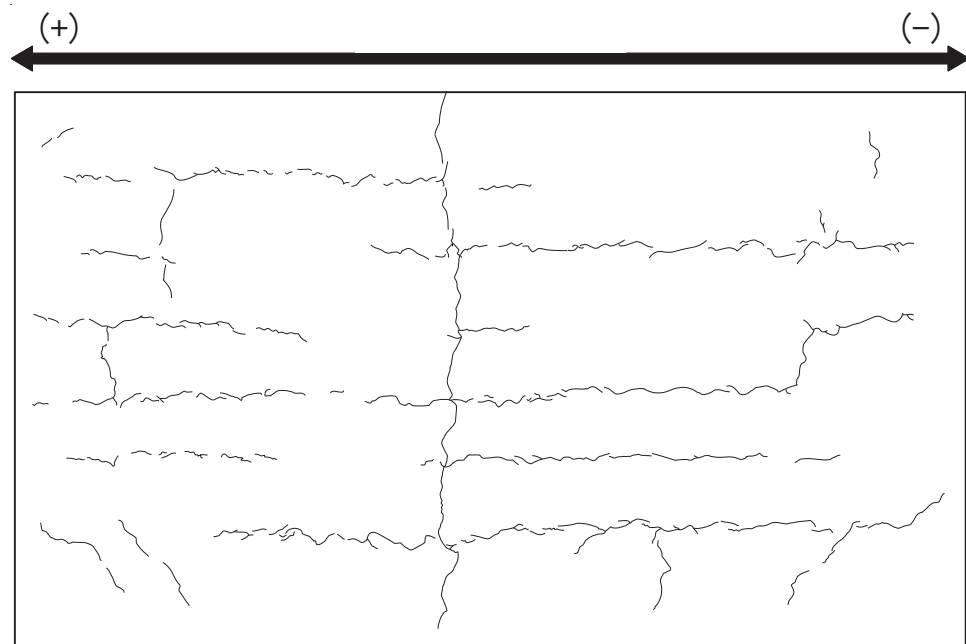


図 2-12 (1) 乾燥試験体 [1] 実験前ひび割れ状況

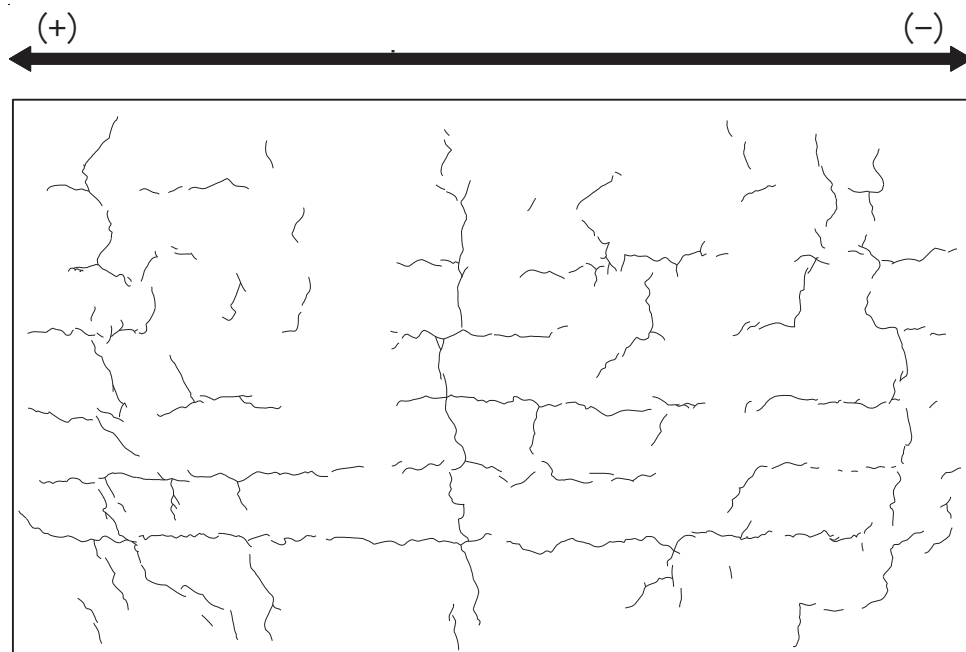


図 2-12 (2) 乾燥試験体 [2] 実験前ひび割れ状況

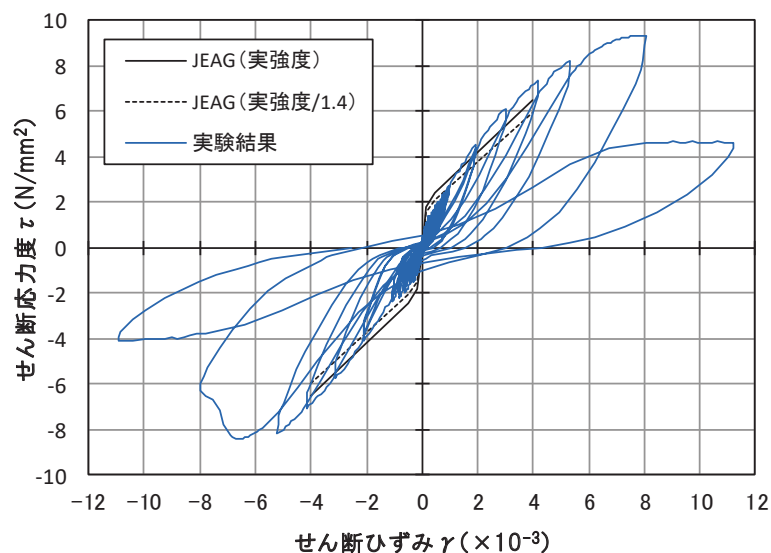
### 3. 乾燥試験体 [1] 実験結果

#### 3.1 荷重 - 変形関係

図 3-1 に乾燥試験体 [1] の荷重 - 変形関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

荷重 - せん断変形関係については、乾燥収縮の影響により、初期の剛性については、設計で用いている評価式（J E A G 式）に対し、実験結果は 4 割程度低下した結果となった。一方、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近や終局耐力付近（せん断ひずみ： $4.0 \times 10^{-3}$ ）では、J E A G 式に対し、実験結果の応力度は上回る結果となった。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、乾燥した試験体においても耐震実験 [1] と同様に、事前損傷が J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトン曲線は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。

設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 3-1 (1) 乾燥試験体 [1] の荷重 - 変形関係

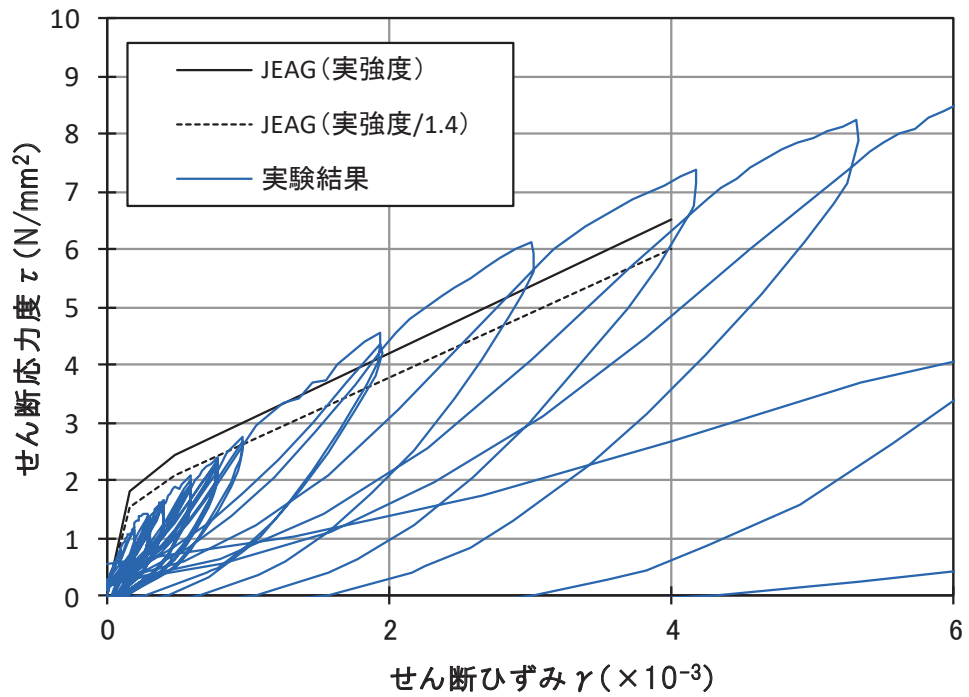


図 3-1 (2) 乾燥試験体 [1] の荷重-変形関係 (正側拡大図)

表 3-1 乾燥試験体 [1] のせん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm <sup>2</sup> )		せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4))
	JEAG(実強度/1.4)	乾燥試験体[1]	
第1折れ点近傍	1.53	1.12	0.73
第2折れ点近傍	2.07	1.86	0.90
1000 $\mu$	2.65	2.75	1.03
2000 $\mu$	3.77	4.56	1.21
3000 $\mu$	4.88	6.13	1.26
4000 $\mu$	5.99	7.37	1.23

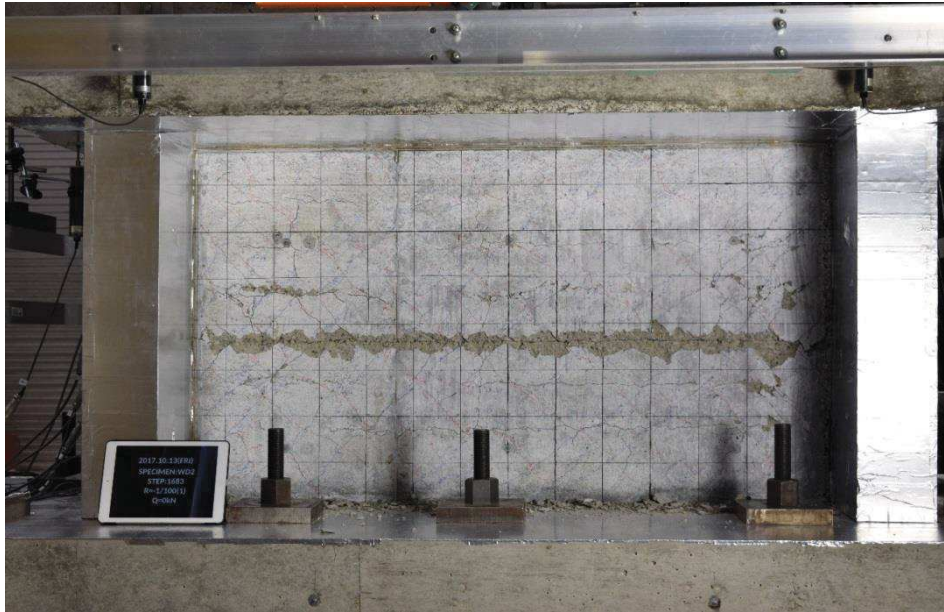


図 3-2 乾燥試験体 [1] 最終破壊時写真

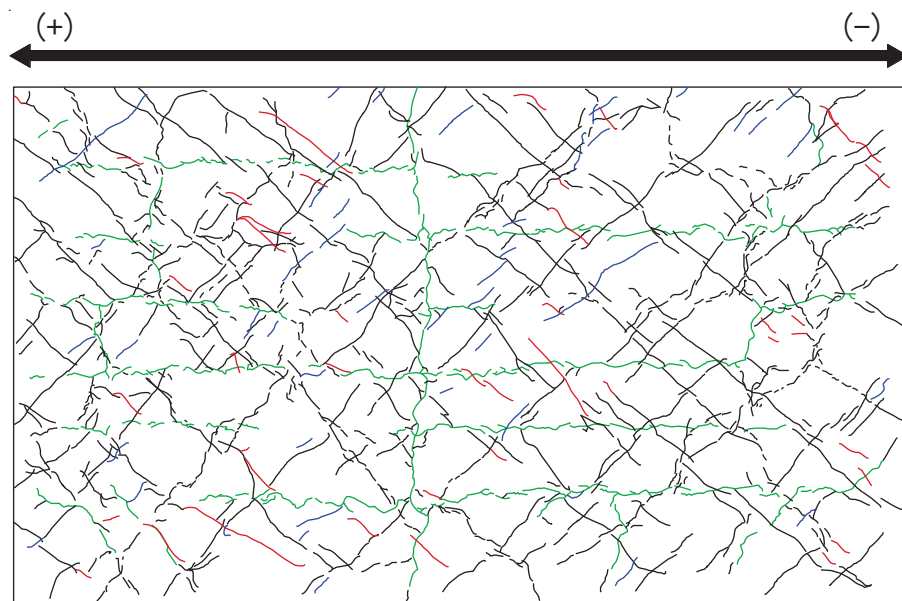


図 3-3 乾燥試験体 [1] 最終破壊時ひび割れ図

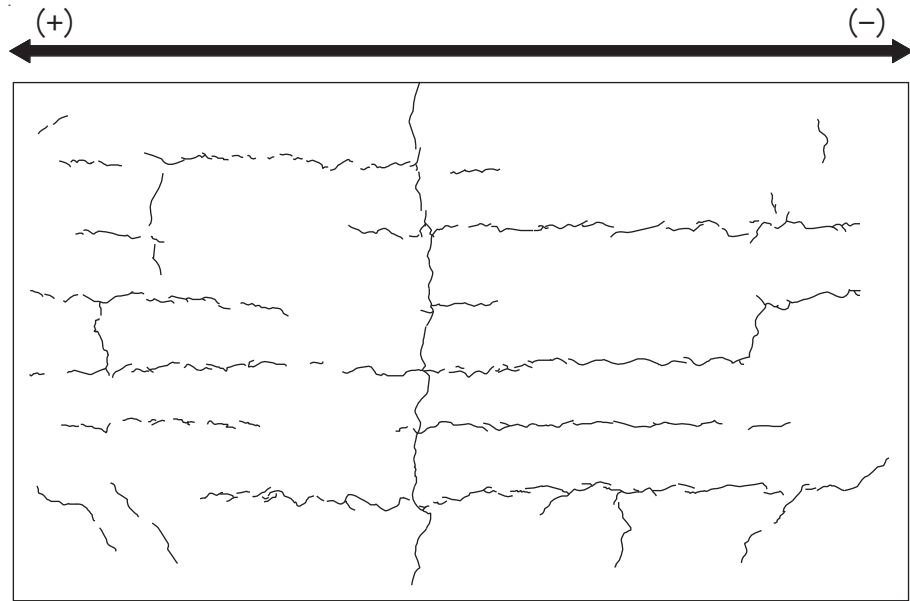


図 3-4 (1) 乾燥試験体 [1] 加力前におけるひび割れ図

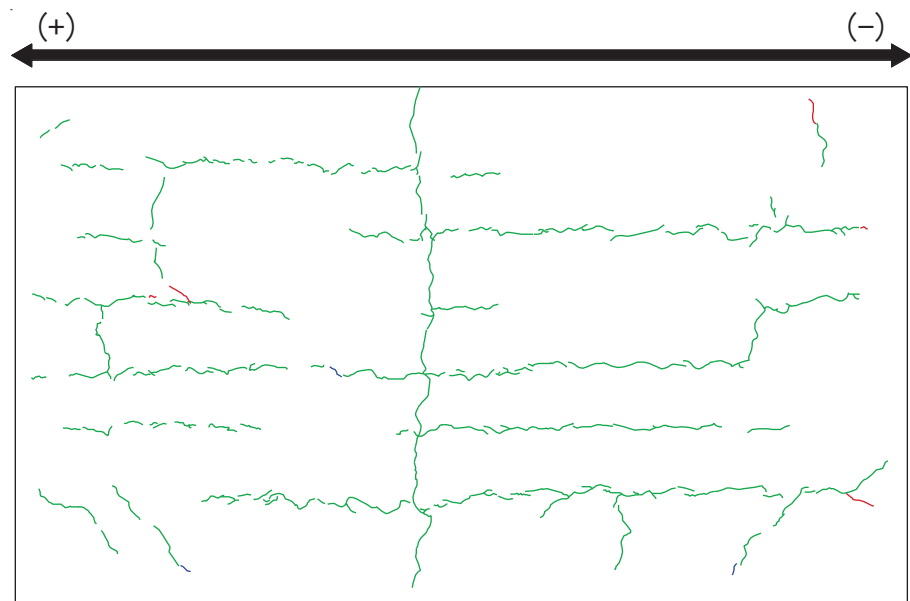


図 3-4 (2) 乾燥試験体 [1] 1/10000rad. におけるひび割れ図



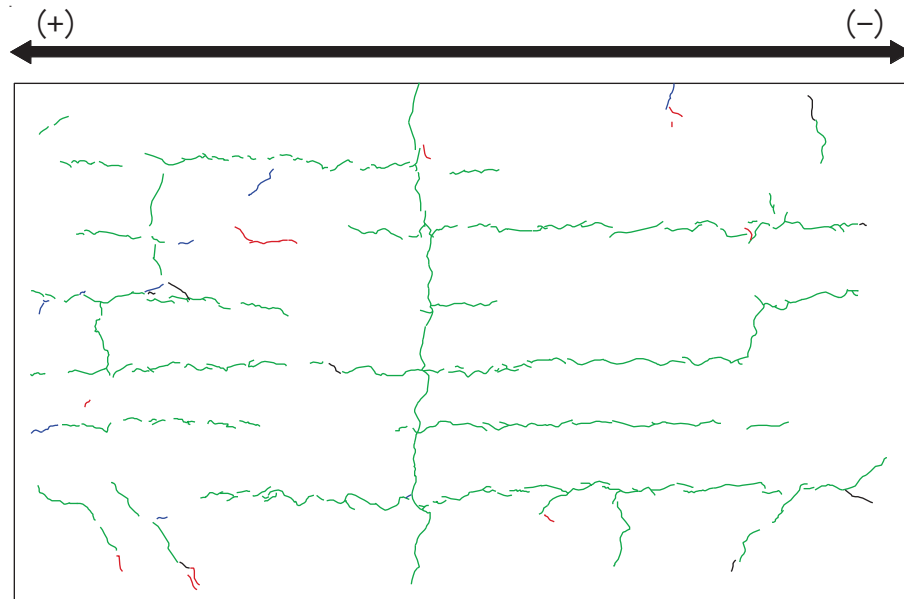


図 3-4 (3) 乾燥試験体 [1] 1/5000rad. におけるひび割れ図

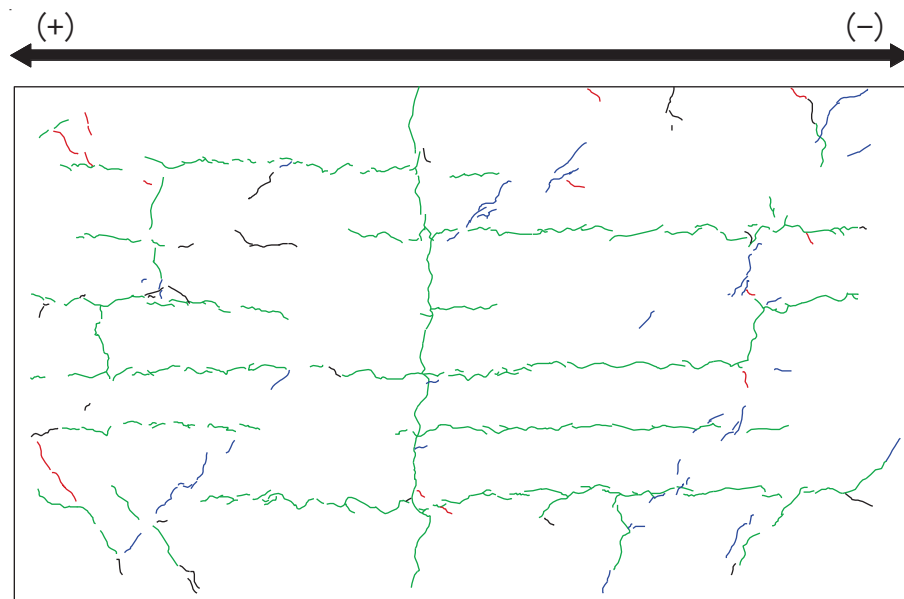


図 3-4 (4) 乾燥試験体 [1] 1/3333rad. におけるひび割れ図

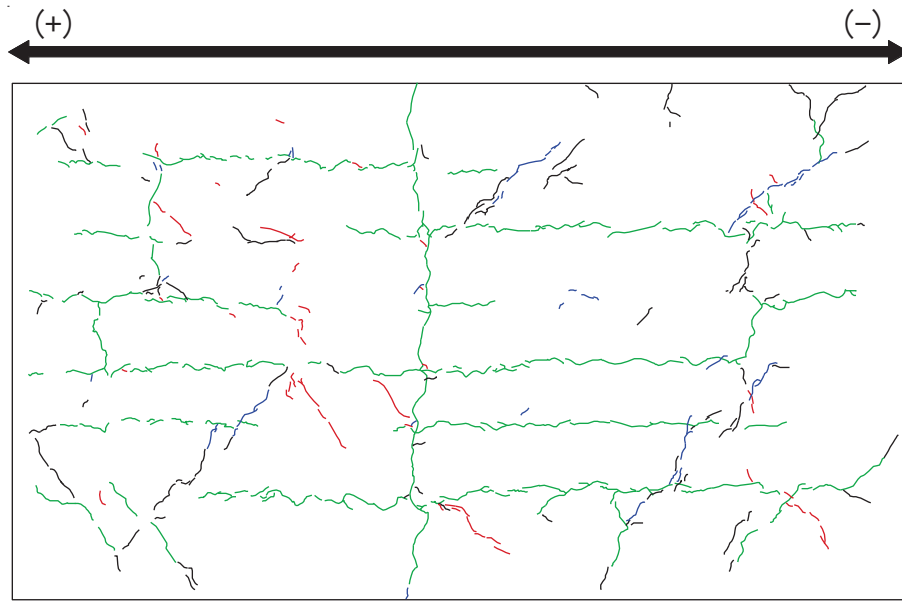


図 3-4 (5) 乾燥試験体 [1] 1/2500rad. におけるひび割れ図

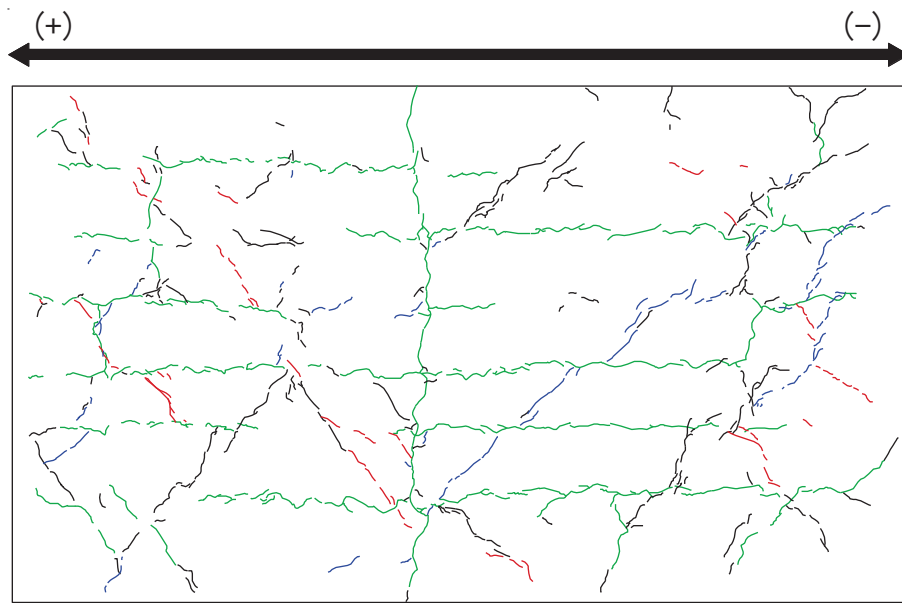


図 3-4 (6) 乾燥試験体 [1] 1/1667rad. におけるひび割れ図

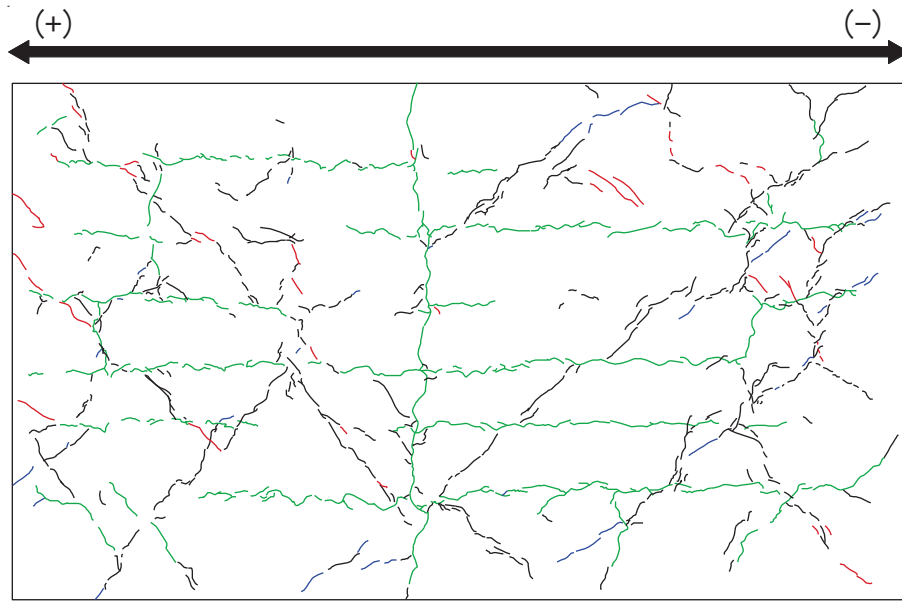


図 3-4 (7) 乾燥試験体 [1] 1/1250rad. におけるひび割れ図

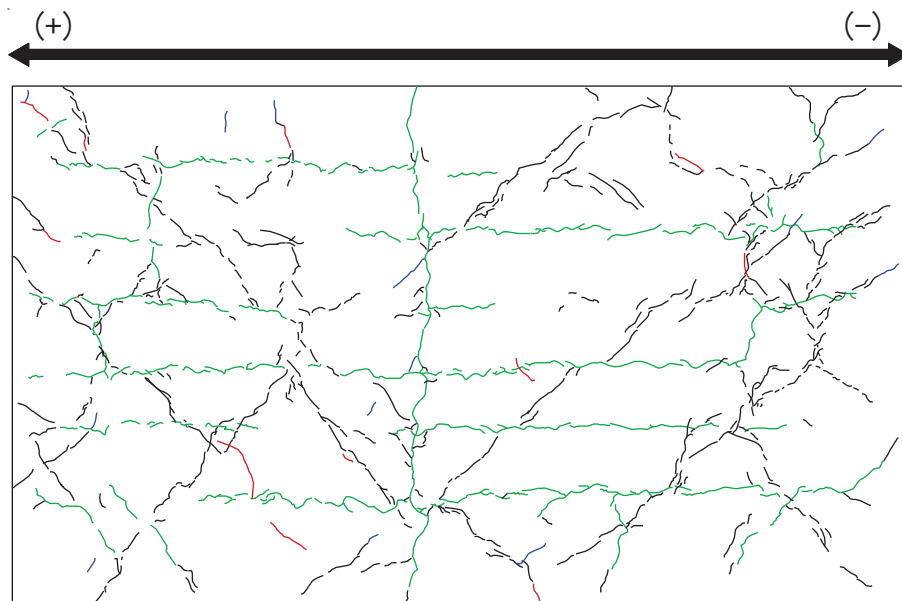


図 3-4 (8) 乾燥試験体 [1] 1/1000rad. におけるひび割れ図

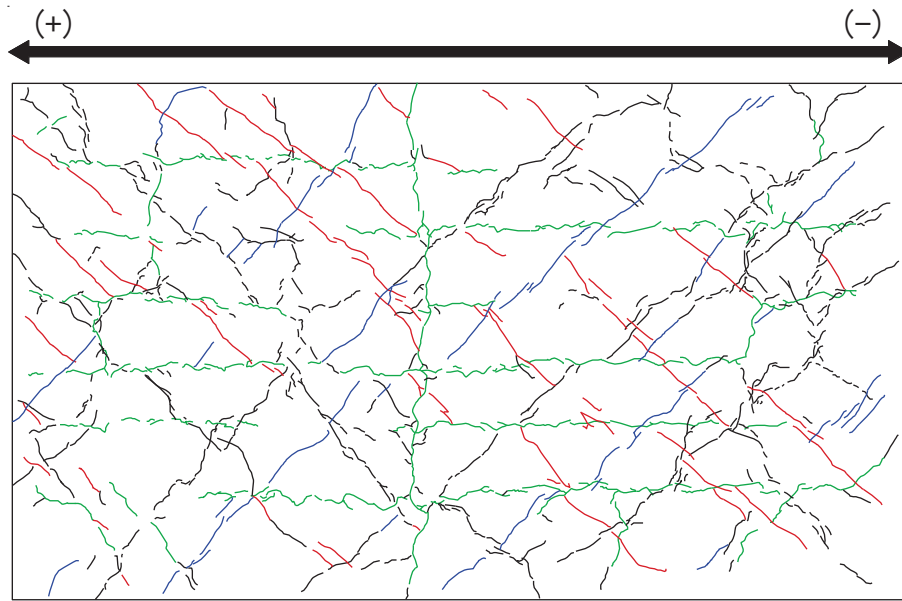


図 3-4 (9) 乾燥試験体 [1] 1/500rad. におけるひび割れ図

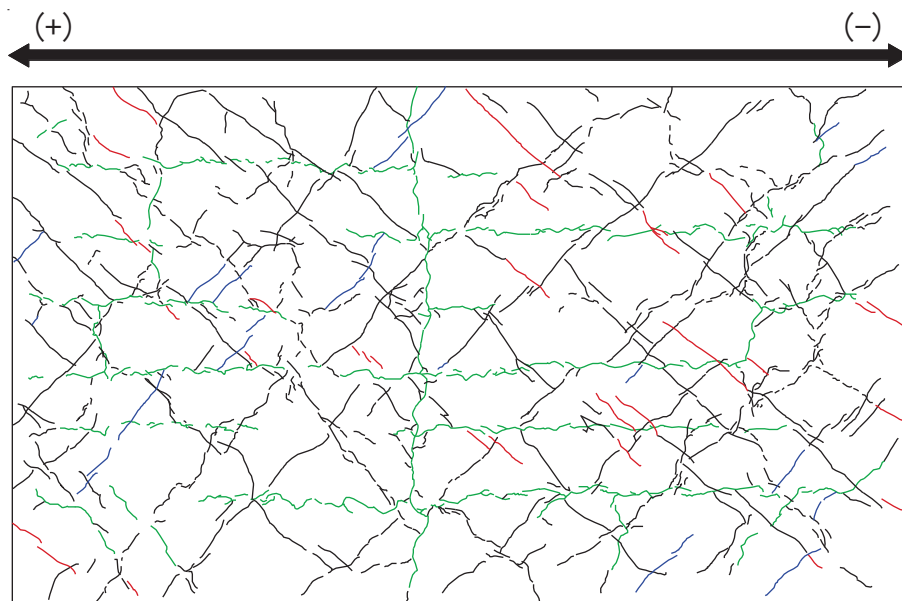


図 3-4 (10) 乾燥試験体 [1] 1/333rad. におけるひび割れ図

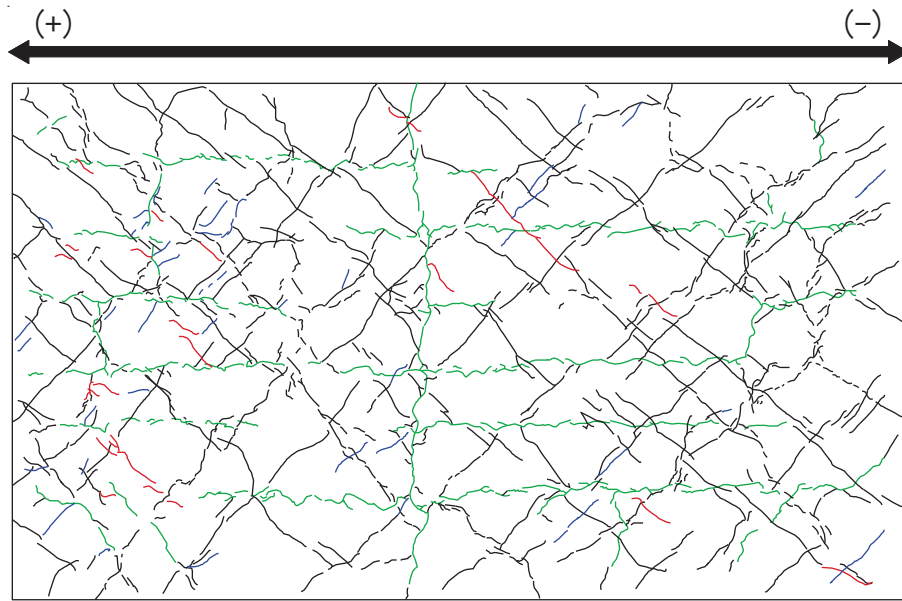


図 3-4 (11) 乾燥試験体 [1]  $1/250\text{rad.}$  におけるひび割れ図

### 3.2 剛性低下率

図 3-5 に乾燥試験体 [1] のせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G 式のスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）の第一勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している。

乾燥収縮の影響により、最初の加力サイクルである変形角  $0.1 \times 10^{-3}$  で 7～8 割程度に剛性が低下していた。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角  $R=1/3333$  ( $0.3 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 6 の変形角  $R=1/2500$  ( $0.4 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 7 の変形角  $R=1/1667$  ( $0.6 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 8 の変形角  $R=1/1250$  ( $0.8 \times 10^{-3}$ )) に対して 5 サイクルの繰返し加力を行った結果、1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では顕著な剛性低下の傾向は確認されなかった。

また、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、加力ステップ 3 と 5 の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。

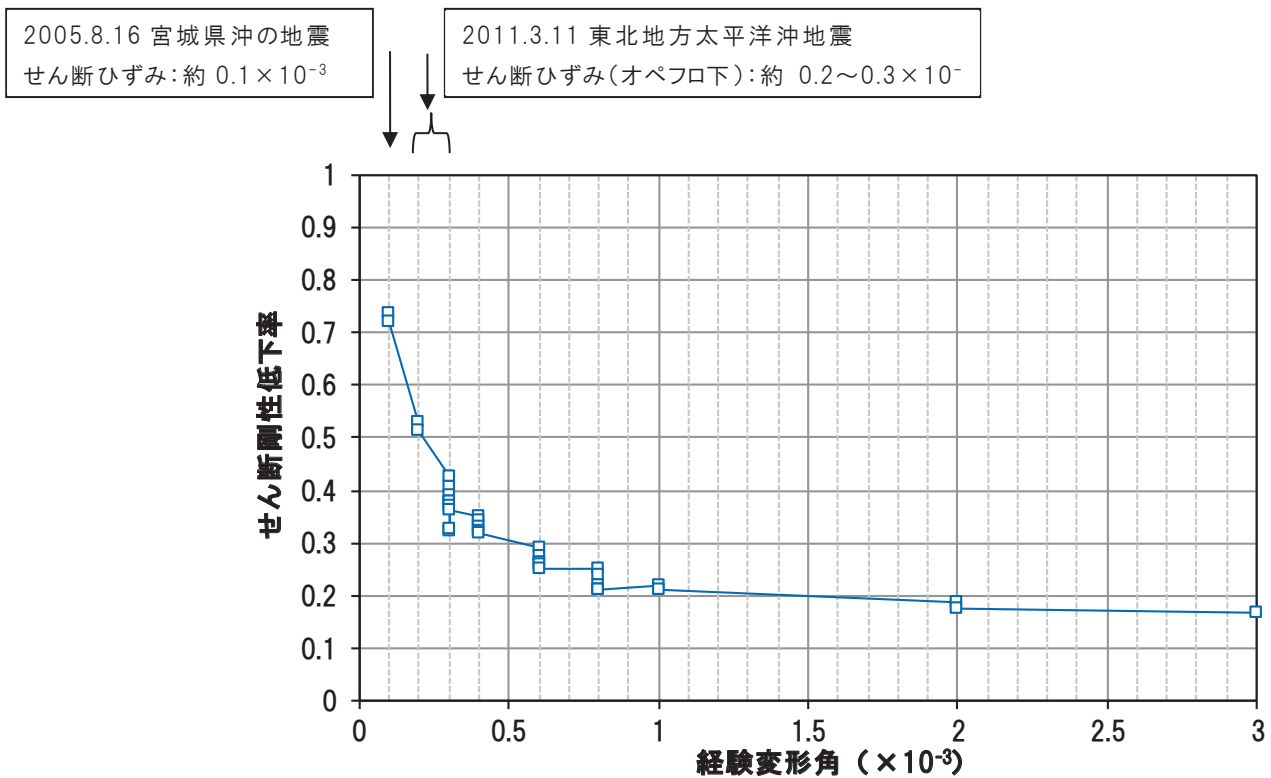
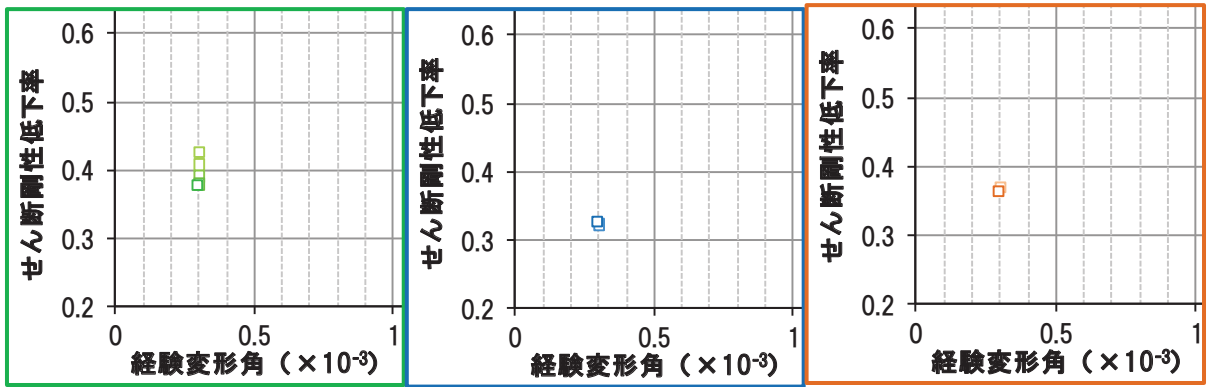


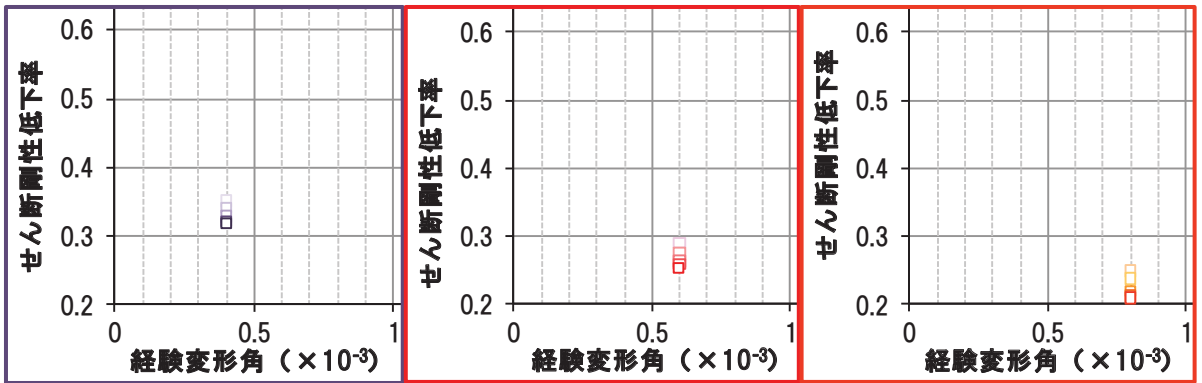
図 3-5 (1) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率（せん断変形）



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

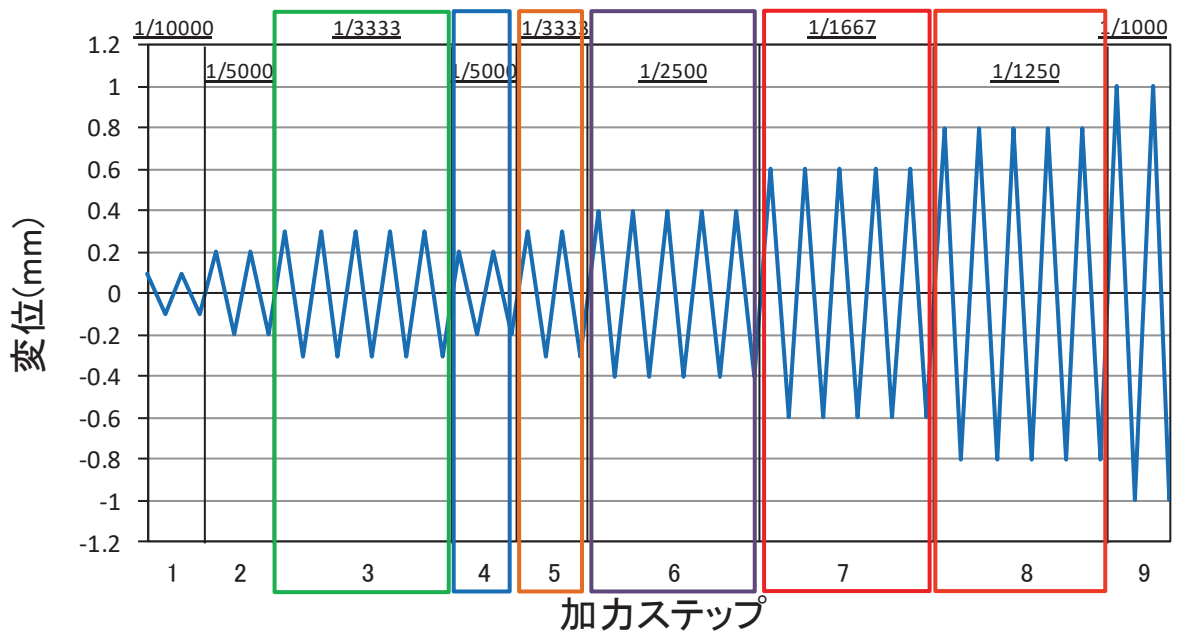


図 3-5 (2) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

### 3.3 変形割合

図 3-6 に乾燥試験体 [1] のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、せん断変形が支配的であることが確認できる。

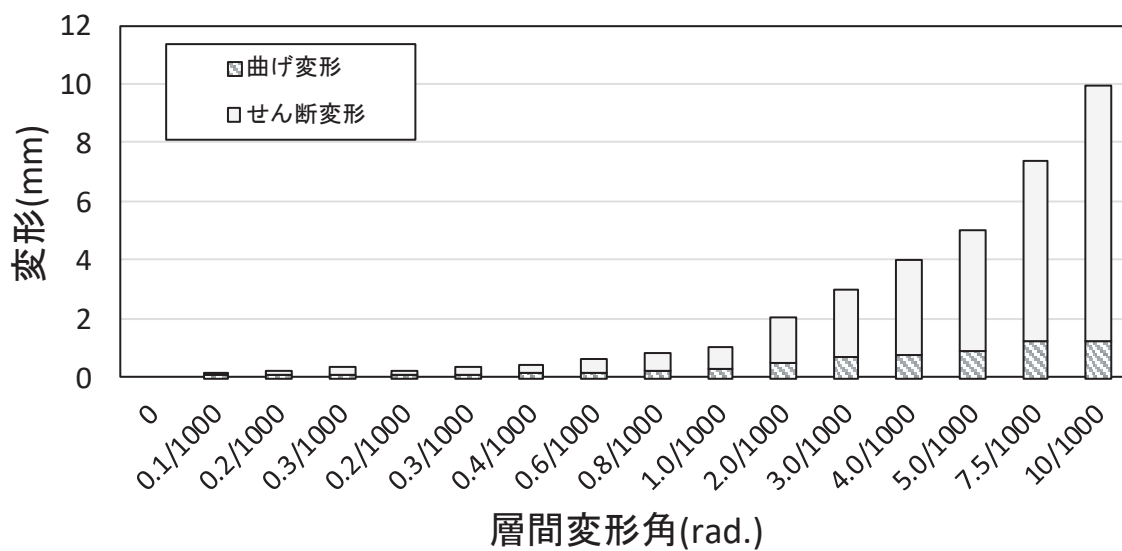


図 3-6 乾燥試験体 [1] せん断変形及び曲げ変形の変形割合



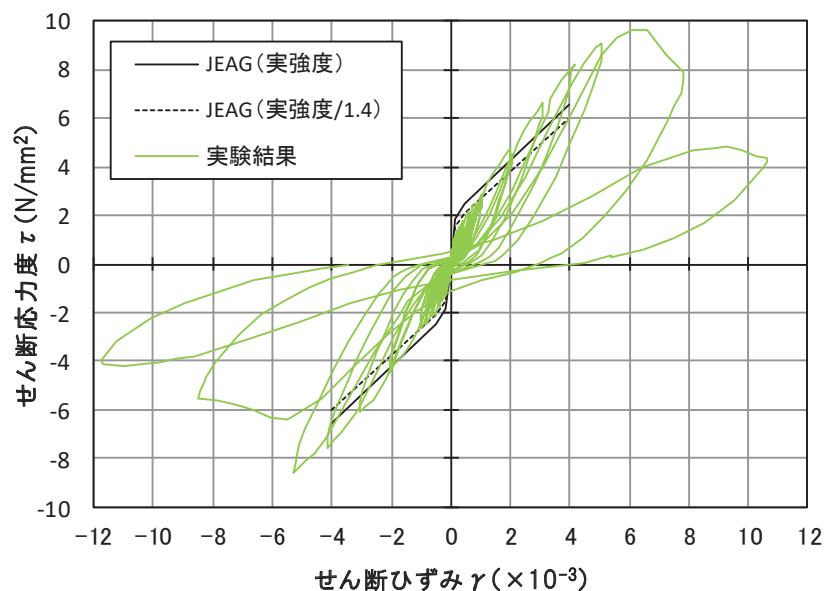
#### 4. 乾燥試験体 [2] 実験結果

##### 4.1 荷重 - 変形関係

図 4-1 に乾燥試験体 [2] の荷重 - 変形関係を示す。図 4-1 には J E A G 式によるスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。また、図 4-2 に最終破壊時写真を、図 4-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 4-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

荷重 - せん断変形関係については、乾燥収縮の影響により、初期の剛性については、設計で用いている評価式（J E A G 式）に対し、実験結果は 4 割程度低下した結果となった。一方、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近や終局耐力付近（せん断ひずみ： $4.0 \times 10^{-3}$ ）では、J E A G 式に対し、実験結果の応力度は上回る結果となった。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力 - 本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、さらに乾燥した乾燥試験体 [2] においても、乾燥試験体 [1] 及び耐震実験 [1] と同様に、事前損傷が J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトン曲線は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。

設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 4-1 (1) 乾燥試験体 [2] の荷重 - 変形関係

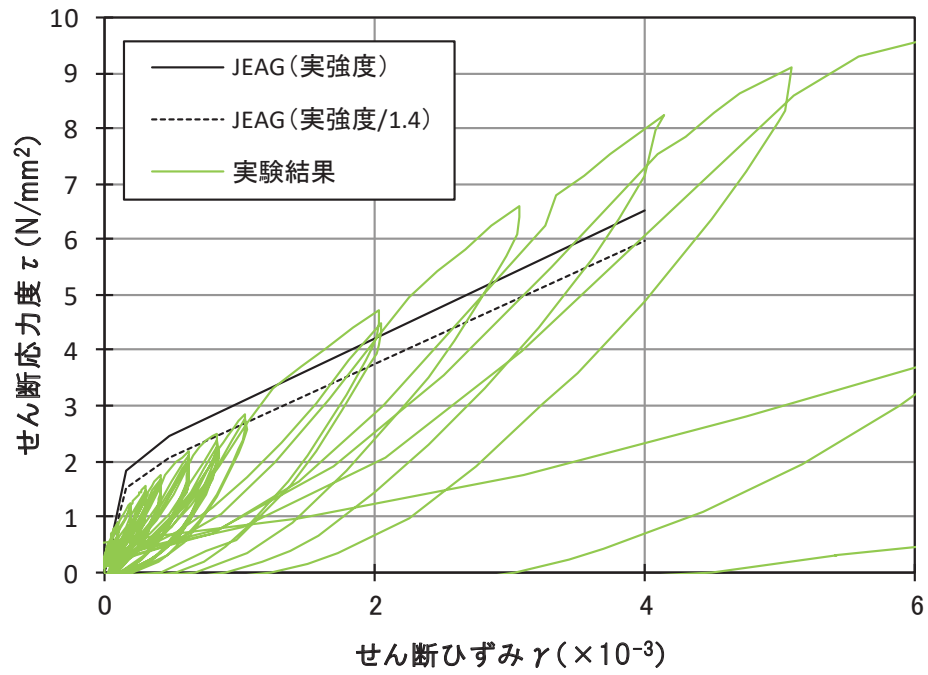


図 4-1 (2) 乾燥試験体 [2] の荷重-変形関係 (正側拡大図)

表 4-1 乾燥試験体 [2] のせん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm <sup>2</sup> )		せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4))
	JEAG(実強度/1.4)	乾燥試験体[2]	
第1折れ点近傍	1.53	1.13	0.74
第2折れ点近傍	2.07	1.77	0.85
1000 μ	2.65	2.73	1.03
2000 μ	3.77	4.74	1.26
3000 μ	4.88	6.61	1.36
4000 μ	5.99	8.23	1.38

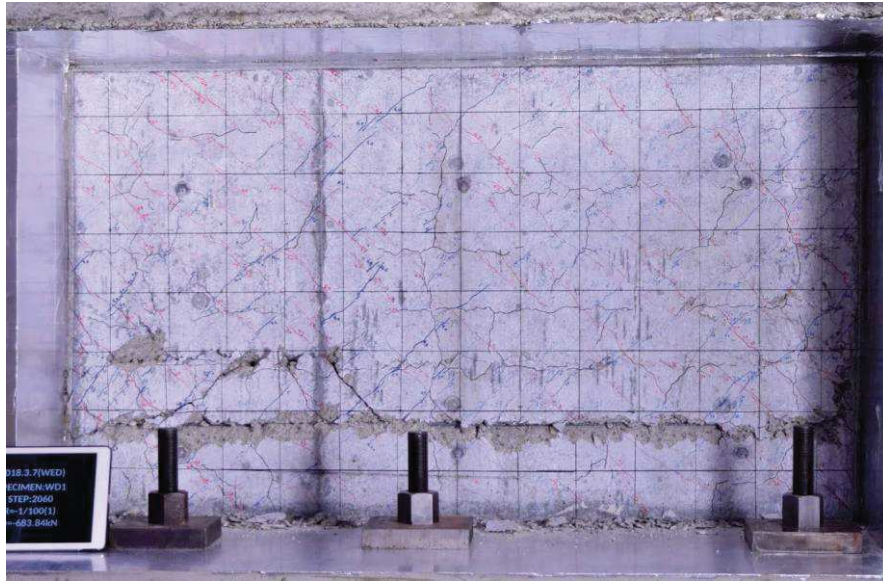


図 4-2 乾燥試験体 [2] 最終破壊時写真

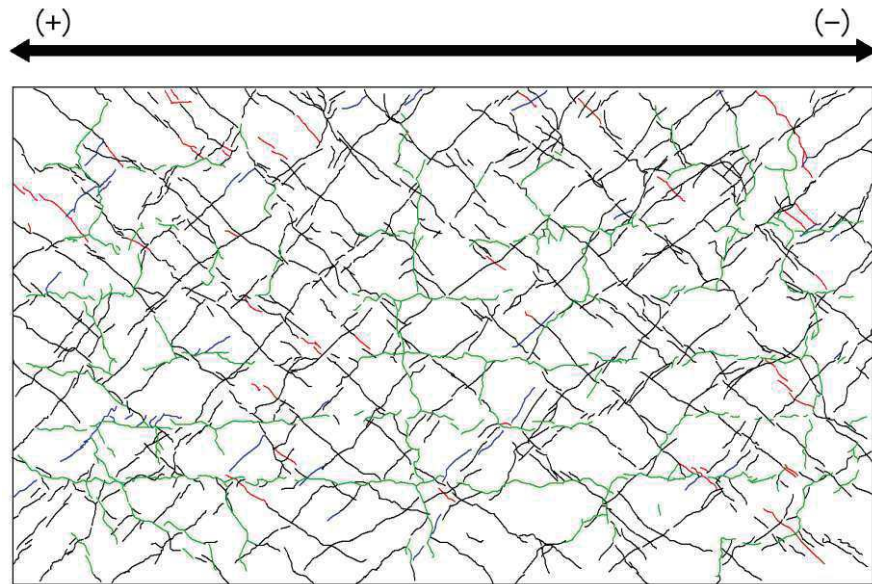


図 4-3 乾燥試験体 [2] 最終破壊時ひび割れ図

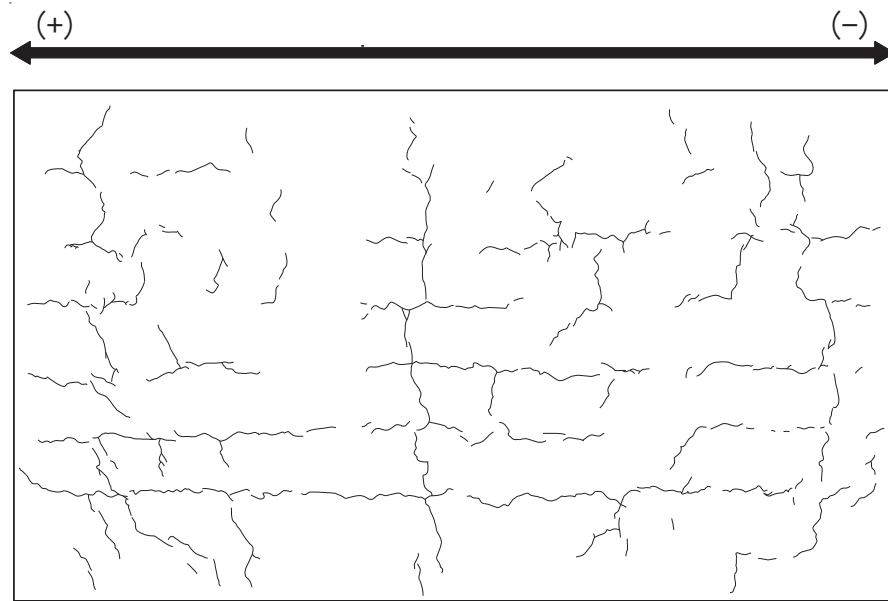


図 4-4 (1) 乾燥試験体 [2] 加力前におけるひび割れ図

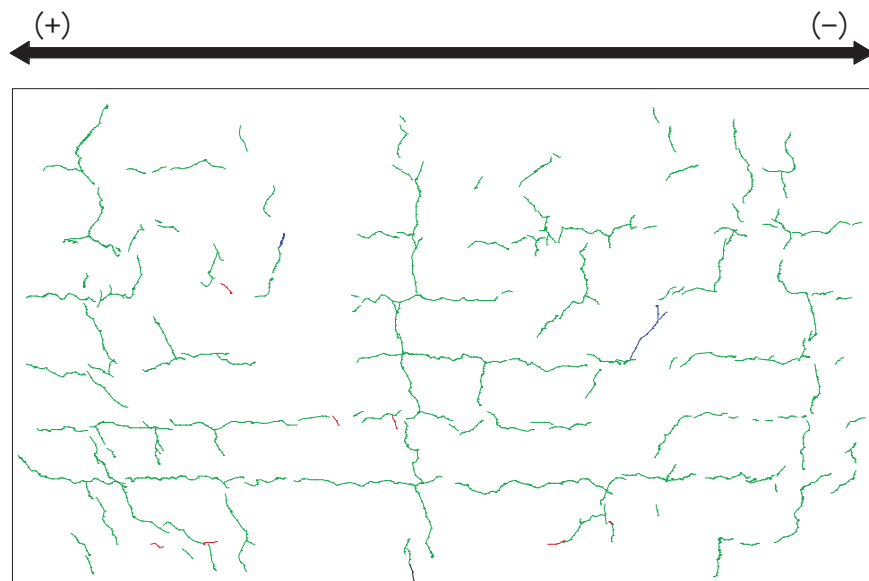


図 4-4 (2) 乾燥試験体 [2] 1/10000rad. におけるひび割れ図

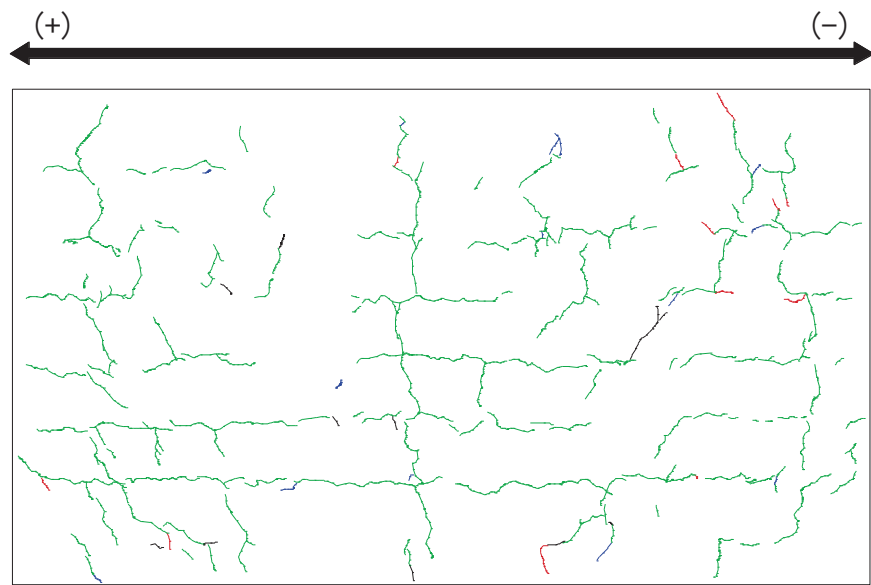


図 4-4 (3) 乾燥試験体 [2] 1/5000rad. におけるひび割れ図

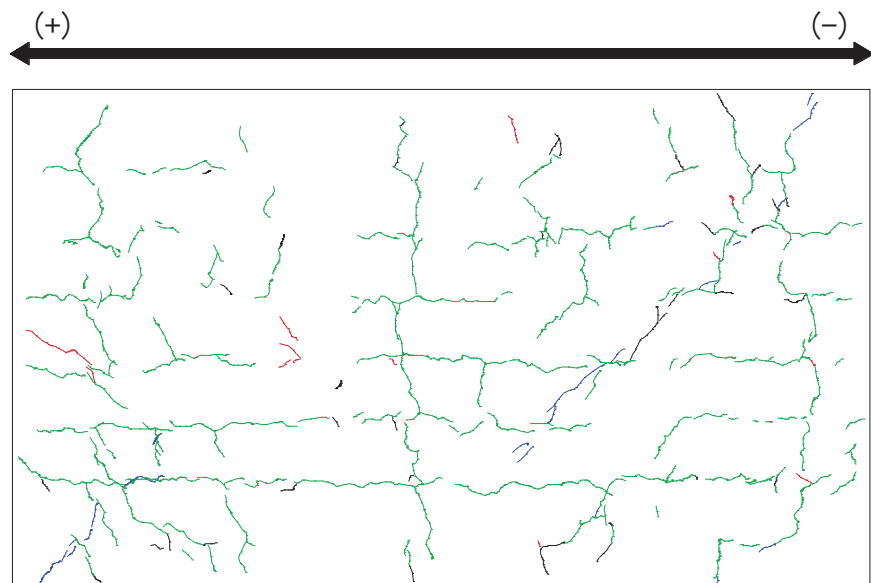


図 4-4 (4) 乾燥試験体 [2] 1/3333rad. におけるひび割れ図

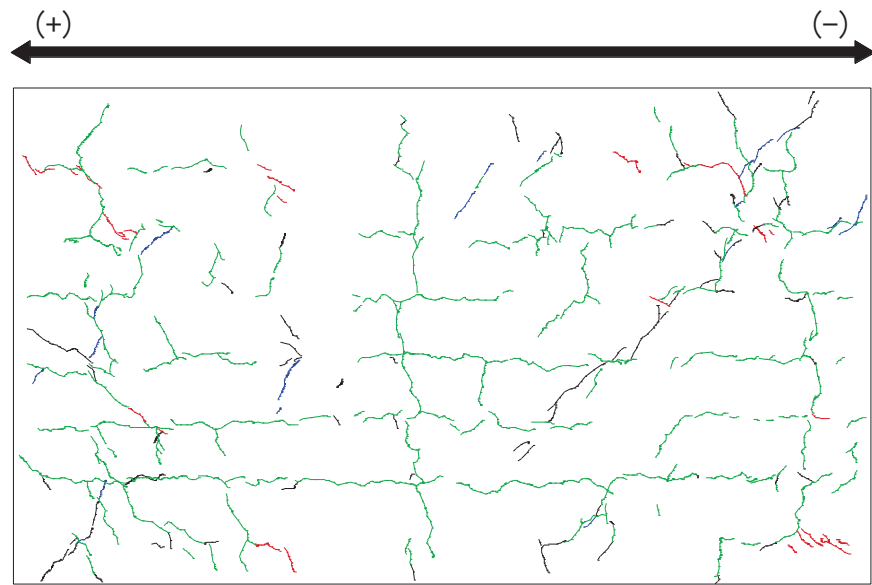


図 4-4 (5) 乾燥試験体 [2] 1/2500rad. におけるひび割れ図

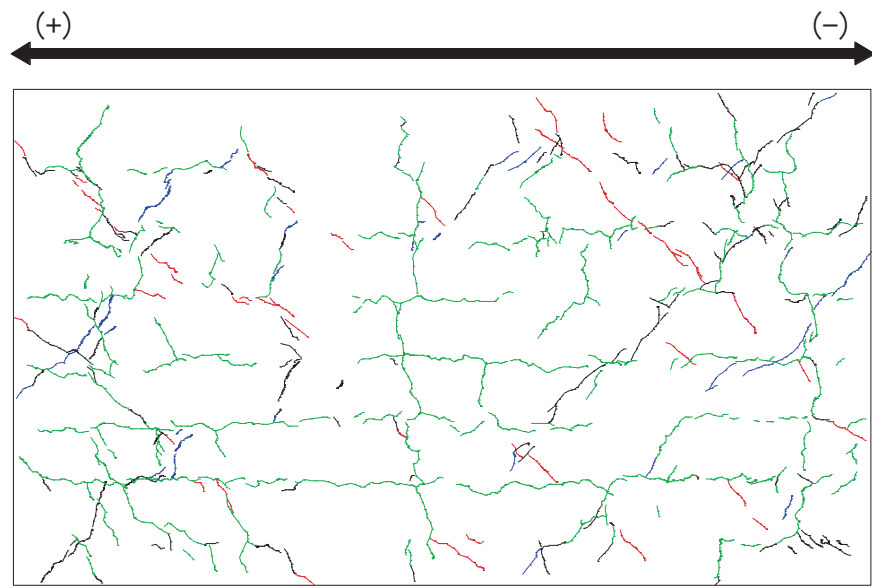


図 4-4 (6) 乾燥試験体 [2] 1/1667rad. におけるひび割れ図

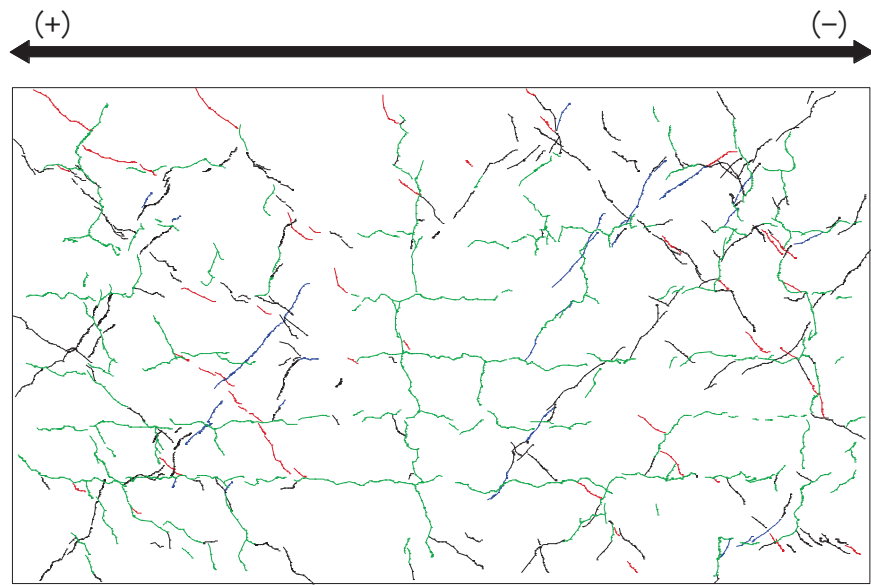


図 4-4 (7) 乾燥試験体 [2] 1/1250rad. におけるひび割れ図

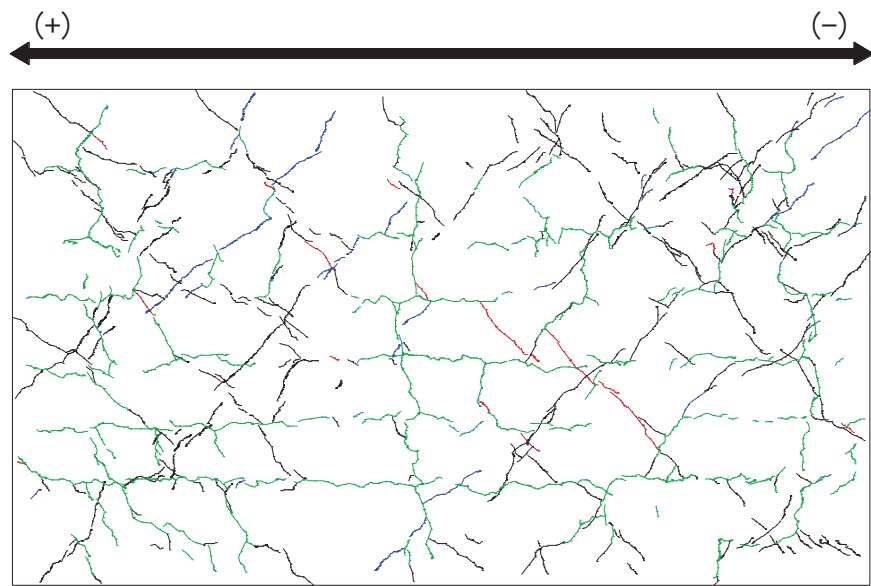


図 4-4 (8) 乾燥試験体 [2] 1/1000rad. におけるひび割れ図

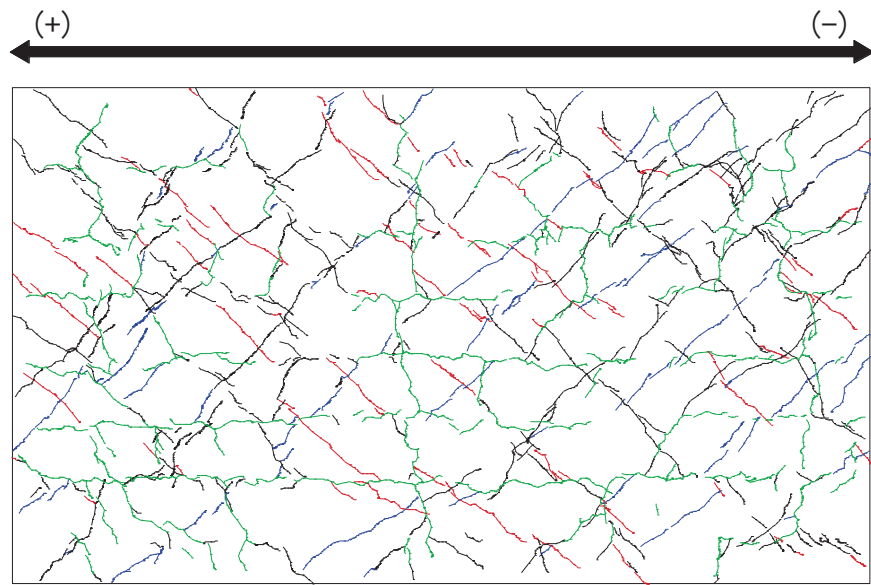


図 4-4 (9) 乾燥試験体 [2] 1/500rad. におけるひび割れ図

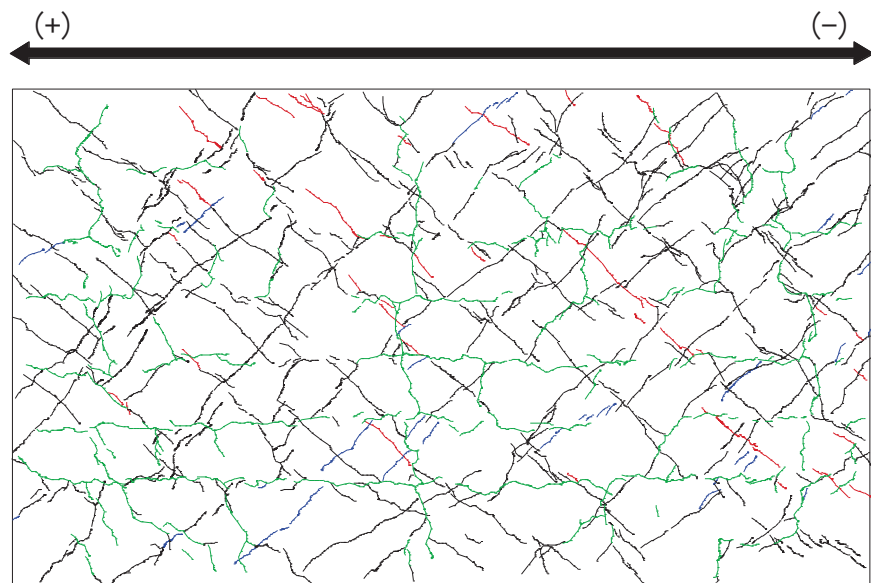


図 4-4 (10) 乾燥試験体 [2] 1/333rad. におけるひび割れ図



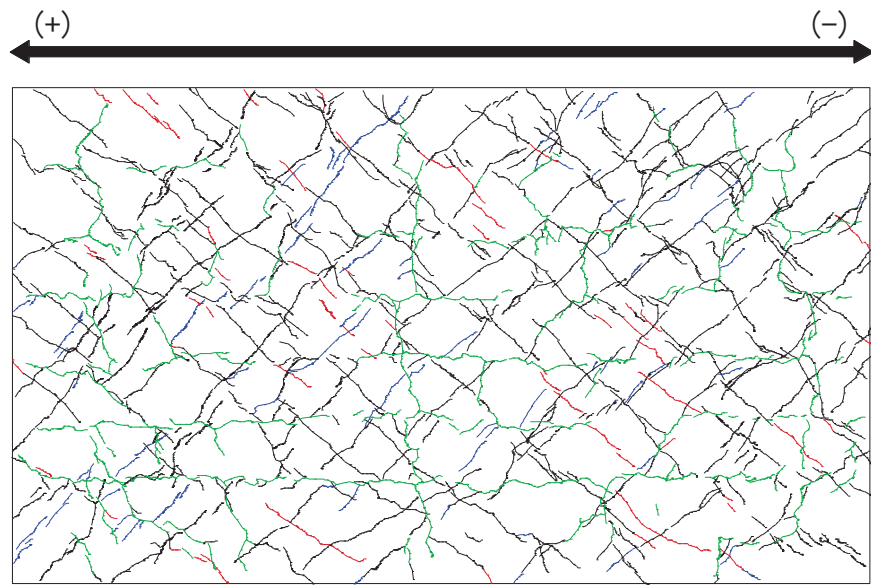


図 4-4 (11) 乾燥試験体 [2]  $1/250\text{rad.}$  におけるひび割れ図

#### 4.2 剛性低下率

図 4-5 に乾燥試験体 [2] のせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G 式のスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）の第一勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している。

乾燥収縮の影響により、最初の加力サイクルである変形角  $0.1 \times 10^{-3}$  で 7～8 割程度に剛性が低下していた。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角  $R=1/3333$  ( $0.3 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 6 の変形角  $R=1/2500$  ( $0.4 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 7 の変形角  $R=1/1667$  ( $0.6 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 8 の変形角  $R=1/1250$  ( $0.8 \times 10^{-3}$ )) に対して 5 サイクルの繰返し加力を行った結果、1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では顕著な剛性低下の傾向は確認されなかった。

また、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、加力ステップ 3 と 5 の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。

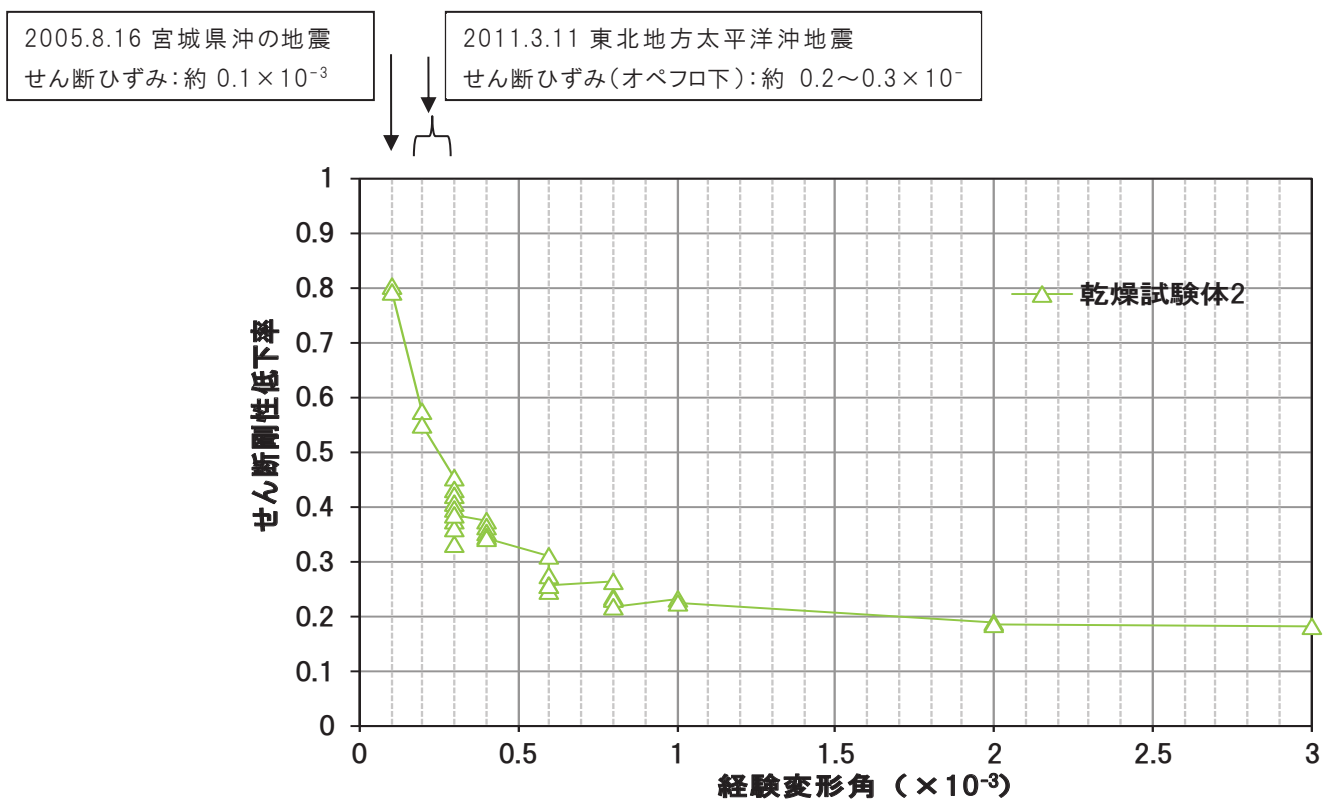
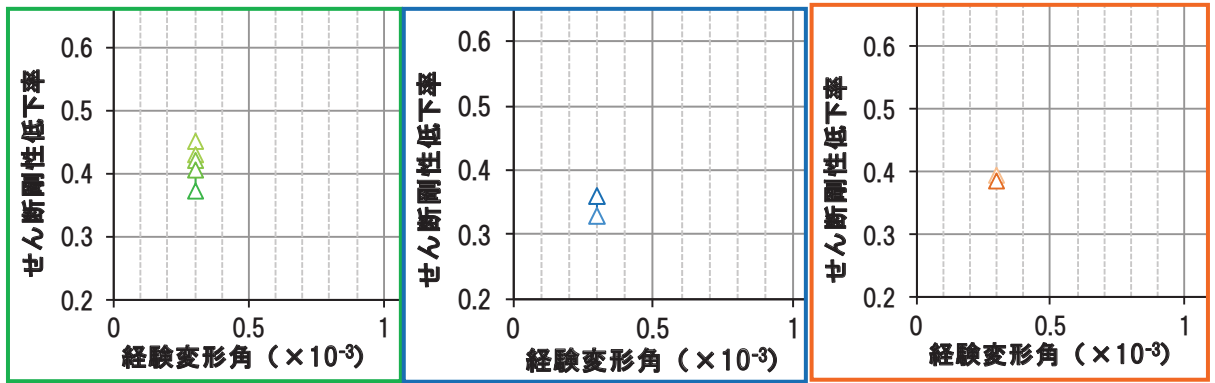


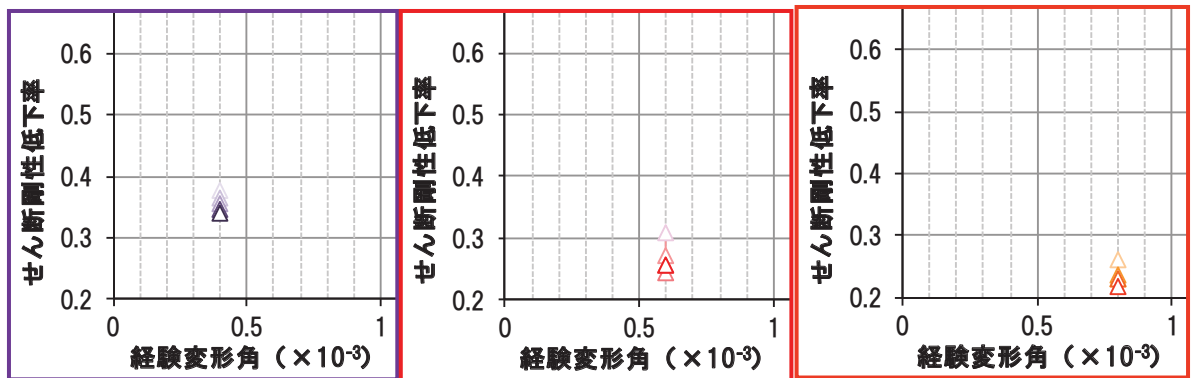
図 4-5 (1) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率（せん断変形）



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

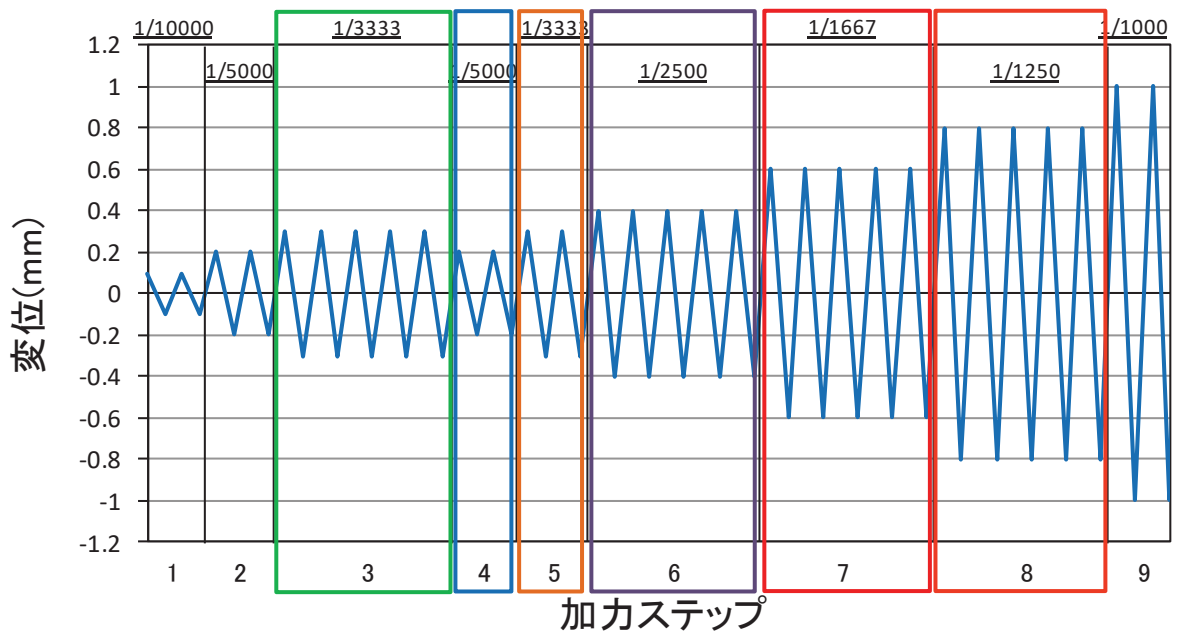


図 4-5 (2) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

## 5. 実験結果まとめ

乾燥収縮ひび割れが耐震壁の初期剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① 乾燥収縮の影響については、約3か月乾燥させた乾燥試験体 [1] では、初期の剛性はJ E A G式より低下するものの、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ  $4.0 \times 10^{-3}$  の変形量においては上回ることを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約8か月乾燥) でも、その傾向は同様であった。
- ② インナーループによる繰返し加力や主要変形角での5回の繰返し加力から、約3か月乾燥させた乾燥試験体 [1] でも、耐震実験 [1] と同様に事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約8か月乾燥) でも、その傾向は同様であった。

## 6. 耐震実験結果の実機への適用性について

耐震実験 [3] では、乾燥収縮を意図的に発生させるために、実機に比べて乾燥収縮ひずみが大きい骨材によるコンクリートで試験体を製作している。耐震実験結果の実機への適用性を確認するために、耐震実験の試験体と実機のコンクリート材料について乾燥収縮ひずみの計測試験を実施し、両者の特性を比較評価する。

試験方法は、①コンクリートの長さ変化試験、②骨材の長さ変化試験 を実施した。

### 6.1 コンクリートの長さ変化試験

乾燥収縮試験の試験方法は、鹿島建設が開発した「コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム」(別紙 15-1) とする。

#### 6.1.1 使用材料と調合

##### (1) 耐震壁試験体

表 6-1 に耐震壁試験体のコンクリートに使用する材料の一覧を、表 6-2 にコンクリートの調合を示す。

表 6-1 使用材料の一覧 (耐震壁試験体の打設コンクリート)

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	住友大阪セメント(株)
骨材	細骨材	砕砂	山形県鶴岡市
		細砂	秋田県由利本荘市
	粗骨材	硬質砂岩	埼玉県川越産 豆砂利 (10mm)
水		湖沼流水 (秋田県由利本荘市)	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	フローリック SV10

※細骨材混合比 = 砕砂 50 : 細砂 50 (質量比)

表 6-2 コンクリートの調合 (耐震壁試験体の打設コンクリート)

呼び方	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>
武蔵菱光 2017	54.0	48.1	197	365	803	879

(2) 実機

表 6-3 に実機を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を、表 6-4 にコンクリートの調合を示す。

表 6-3 使用材料の一覧（実機を対象としたコンクリート）

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	太平洋セメント（株）
混和材		フライアッシュ II 種	東北発電工業（株）
骨材	細骨材	混合砂（砕砂＋山砂）	女川産（砕砂），大郷産（山砂）
	粗骨材	砕石 2005	女川産
水		上水道水 （鹿島建設（株）技術研究所 西調布実験場内）	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	ポゾリス No. 70

表 6-4 コンクリートの調合（実機を対象としたコンクリート）

調合 No.		W/B (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	FA kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>	備考
0-FB-00		48.1	42.0	178	311	59	723	1037	02400PNN 相当
0-FB-13		37.2	37.0	184	416	79	591	1044	02413PNN 相当
0-N-00		48.1	42.0	178	370	—	723	1037	0-FB-00 比較用
0-N-13		37.2	37.0	184	495	—	591	1044	0-FB-13 比較用

### 6.1.2 試験方法

#### (1) 乾燥収縮試験の供試体の打設，養生及び乾燥収縮率の計測

本試験の供試体の成形及び養生を行った。供試体は，材齢 7 日より乾燥を開始し，20℃，RH 60%の環境で 28 日間の気乾養生に供した。

#### (2) 乾燥収縮率の予測

28 日間の乾燥収縮ひずみの計測結果をもとに，独自の予測プログラムを用いて，J I S A 1 1 2 9 における 10×10×40cm 試験体の乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を外挿により予測した。

#### (3) 乾燥収縮率の実測値の確認

乾燥収縮試験に用いた供試体は，J I S A 1 1 2 9 に準じて乾燥材齢 182 日まで乾燥収縮ひずみの計測を継続し，迅速試験の予測結果と比較した。

#### (4) J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法

実機を対象としたコンクリートについては，さらに J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法によって長さ変化を測定した。

### 6.1.3 試験結果

#### (1) 耐震壁試験体

図 6-1 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9-1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9-1 における予測値は、 $-1165\mu$ であった。

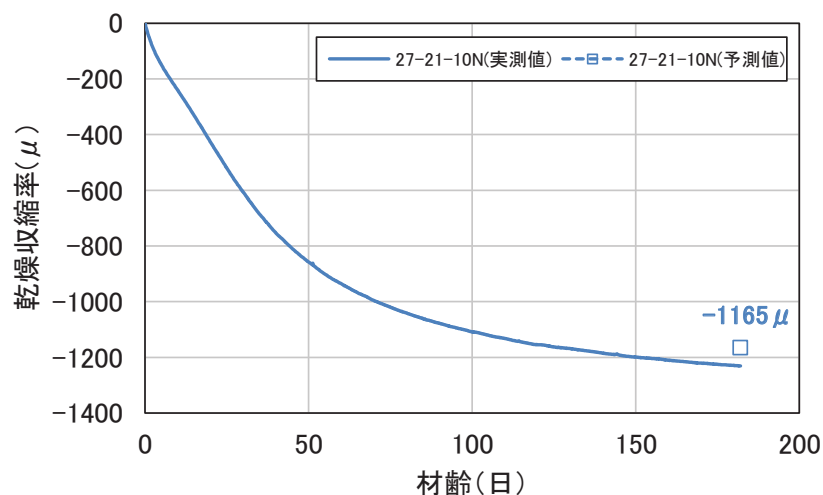


図 6-1 乾燥収縮率予測結果（耐震壁試験体の打設コンクリート）

#### (2) 実機

図 6-2 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9-1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9-1 における予測値は、0-FB-00 で $-651\mu$ ，0-FB-13 で $-694\mu$ ，0-N-00 で $-641\mu$ ，0-N-13 で $-664\mu$ であり、いずれの調合も材齢 28 日時点での予測結果より小さい値となった。

図 6-3 に、J I S A 1 1 2 9 によるコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。乾燥材齢 26 週（182 日）時点の長さ変化率は、0-FB-00 で $-683\mu$ ，0-FB-13 で $-718\mu$ ，0-N-00 で $-698\mu$ ，0-N-13 で $-655\mu$ であった。



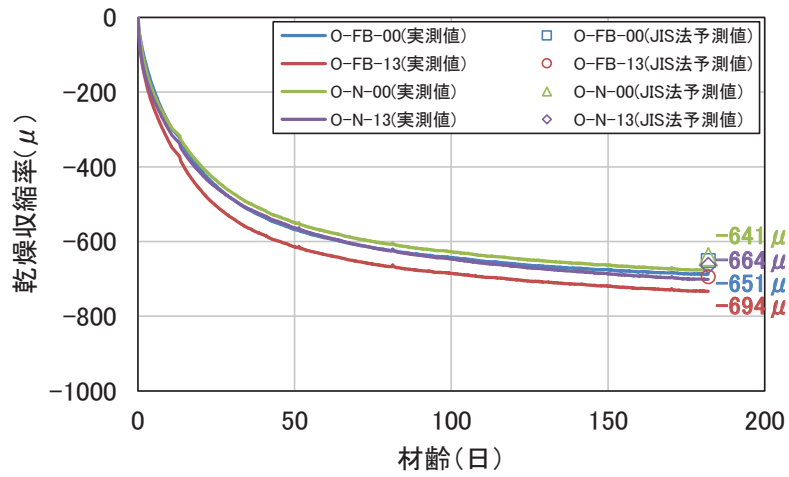


図 6-2 乾燥収縮率予測結果（実機を対象としたコンクリート）

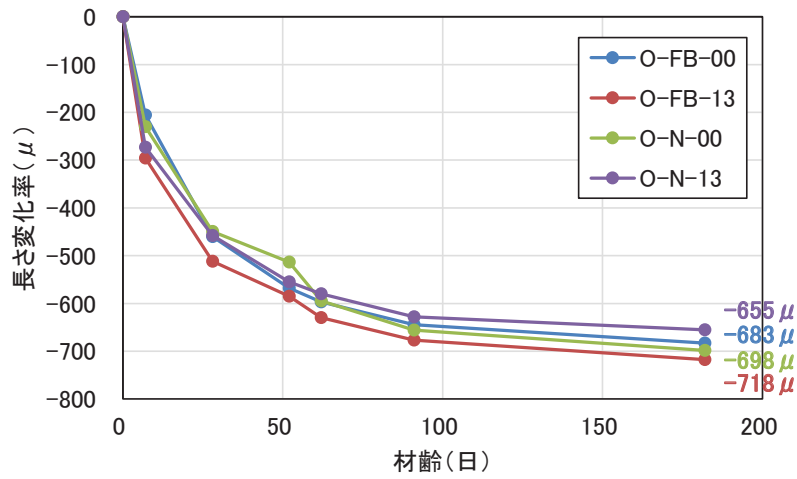


図 6-3 コンクリートの長さ変化率の経時変化  
（実機を対象としたコンクリート）

## 6.2 骨材の長さ変化試験

コンクリートの乾燥収縮を把握するためには、コンクリートは骨材とセメントペーストの複合構造であることから、骨材自体の乾燥収縮特性を検討する必要がある。ここでは、粗骨材を対象として長さ変化の計測試験を行う。

### 6.2.1 使用骨材

#### (1) 耐震壁試験体

耐震実験では、乾燥収縮が壁試験体の剛性に及ぼす影響を把握するために、乾燥収縮が大きい粗骨材を用いて試験体を製作している。粗骨材としては、川越産の豆砂利（最大粒径 10mm）を用いているので、TMA 分析には、最大粒径 25mm の粗骨材を用いた。

#### (2) 実機

女川原子力発電所で用いられている粗骨材は、砕石であるが、砂岩と頁岩の互層から採取されているとの情報に基づいて、砂岩及び頁岩それぞれについて、詳細な分析を行うこととした。砂岩及び頁岩については、骨材の製造元である「宮城県開発株式会社女川採石事業所」に依頼し、10～15kg の岩塊を採取した。

### 6.2.2 試験方法

骨材の乾燥収縮計測は、TMA（熱機械分析：Thermomechanical Analysis）により実施した。TMA は ThermoMechanical Analysis の略語で、温度・湿度を制御してサンプルの長さ変化を計測できる装置である。建築の分野では、名古屋大学での実施例があり、その結果を図 6-4 に示す。

サンプルサイズは 8mm 程度の立方体で、異方性をもつ骨材が多いので、3 方向の長さ変化をそれぞれ測定した。サンプルの湿度が一定となるまで所定の温度・湿度を維持し、変位計により長さ変化を計測した。

乾燥収縮量は、温度を 20℃ に固定し、湿度を段階的に低下（100% から 0% へ、20% ステップ毎）させて収縮が収束した段階での収縮量を計測し、対応する湿度における乾燥収縮量とした。乾燥収縮については異方性があるので、3 方向について計測した。

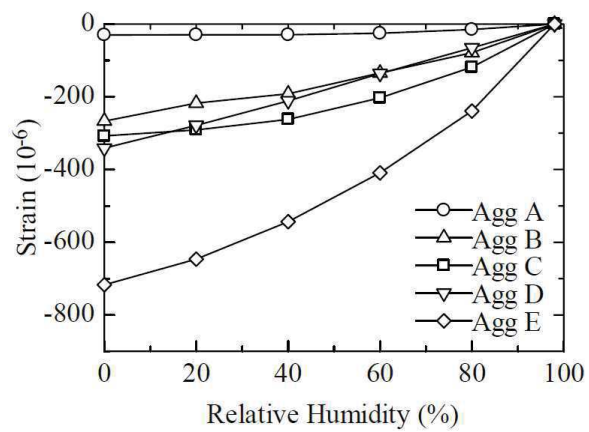


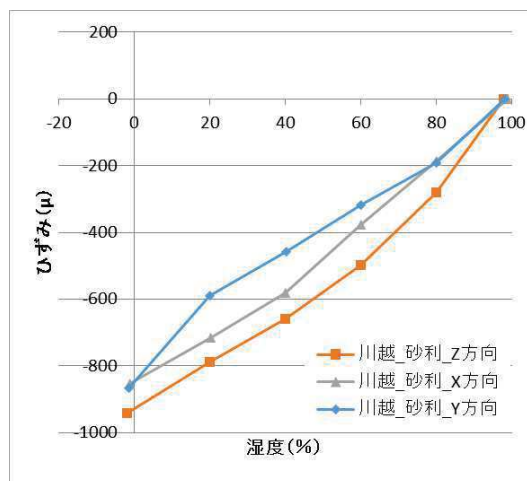
図 6-4 TMA による長さ変化等温線\*

\* : 五十嵐他「放射線照射環境下にあるコンクリートの物性変化に関する研究—その 4 中性子・ガンマ線照射試験のための調合選定—」, 建築学会大会 (北海道), 21657, 2013 年 8 月

### 6.2.3 骨材の長さ変化試験結果

#### (1) 耐震壁試験体

図 6-5 に分析結果を示す。川越の砂利の最大乾燥収縮ひずみは、 $-900\mu$  程度と非常に大きい値となった。

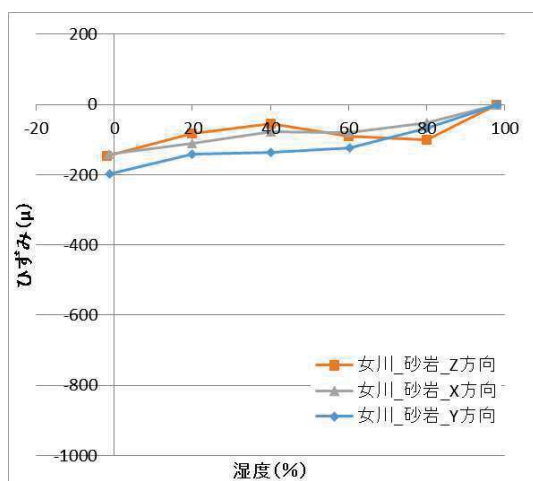


(川越砂利)

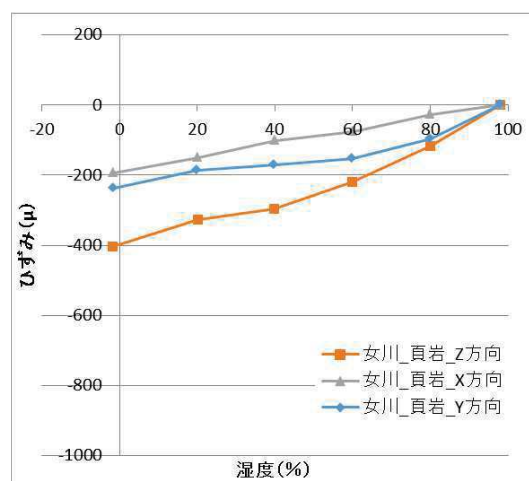
図 6-5 TMA による分析結果 (耐震壁試験体のコンクリートの骨材)

#### (2) 実機

図 6-6 に分析結果を示す。女川砂岩は最大乾燥収縮ひずみが $-200\mu$  以下で、女川頁岩は $-200\sim-400\mu$  となった。女川の骨材は砂岩と頁岩の互層から採取し、砂岩の割合が多いので、女川骨材の最大乾燥収縮ひずみは $-200\mu$  程度であると考えられる。



(女川砂岩)



(女川頁岩)

図 6-6 TMA による分析結果 (実機を対象としたコンクリートの骨材)

### 6.3 まとめ

本検討では、耐震実験の試験体と実機のコンクリート材料の試験を実施して、乾燥収縮ひずみの比較評価を行い、両者の特性の違いを検討した。コンクリート及び骨材の長さ変化試験結果の概要を、表 6-5 に示す。

乾燥材齢 26 週（182 日）時点のコンクリートの長さ変化は、実機が $-700\mu$  程度であるのに対して、耐震壁試験体は $-1200\mu$  程度であった。骨材の長さ変化は、実機が $-200\mu$  程度であるのに対して、耐震壁試験体は $-900\mu$  程度であった。

表 6-5 コンクリート及び骨材の長さ変化試験結果の概要

		耐震壁試験体	実機
コンクリート	試験方法 1* <sup>1</sup>	$-1200\mu$ 程度	$-700\mu$ 程度
	試験方法 2* <sup>2</sup>	—	$-700\mu$ 程度
骨材* <sup>3</sup>		$-900\mu$ 程度	$-200\mu$ 程度

\*1：コンクリートの乾燥収縮迅速評価システムによる

\*2：J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法による

\*3：TMA（熱機械分析：Thermomechanical Analysis）による

上記の結果から、耐震壁試験体のコンクリート及び骨材の長さ変化は、実機よりも大きい値を示している。このため、乾燥収縮がコンクリート部材の終局耐力に与える影響は耐震壁試験体に比べて実機の方が小さく、耐震実験結果の実機への適用性があると考えられる。

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

# コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

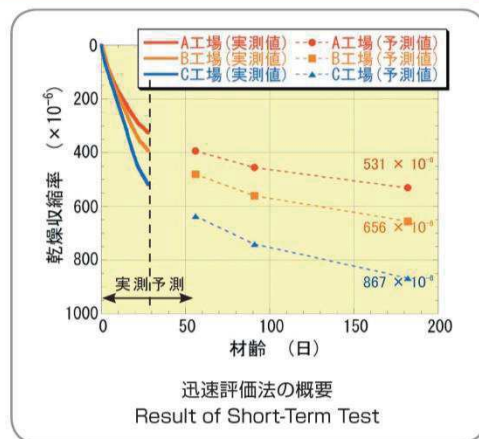
## Accelerated Drying Shrinkage Evaluation System

コンクリートの乾燥収縮率を短期間に判定。

### 概要 Outline

5週間の短期間で長期のコンクリートの乾燥収縮率を判定する乾燥収縮迅速評価システム（以下、迅速評価法）を開発しました。これまで、コンクリートの乾燥収縮試験は、JIS A 1129（以下、JIS法）により行われてきましたが、最低6ヵ月間の試験期間が必要であり、試験結果を実際の工事に反映させることは難しい状況でした。工事着工前の試練りを利用して、短期間で判定できる迅速評価法を用いることにより、調合設計や使用材料の選定が可能となりました。乾燥収縮ひび割れが懸念される部位に、調合設計や使用材料の選定を行った乾燥収縮率の小さいコンクリートを使用することは、極めて効果的なひび割れ対策であるといえます。迅速評価法は、2007年1月に財団法人日本建築総合試験所の性能証明（第06-19号）を取得しています。

\* 本技術の適用は当社施工物件に限定しています。



### 特徴 Characteristics

迅速評価法は、独自の予測プログラムにより短期間の計測データから長期の乾燥収縮率を判定するとともに、埋め込みひずみ計による自動計測を実施することにより、短期間かつ省力化を実現した試験方法です。

①試験体セットを生コン工場へ送付  
②封緘養生状況  
③計測状況

0日 試験準備 打設  
1日 封緘養生  
5日 現場(生コン工場)水中養生  
6日 技研に送付  
7日 技研水中養生 20℃ RH=60%  
35日 計測

試験体製作期間(7日) 計測期間(28日)

予測プログラムを用いて長期の乾燥収縮を予測

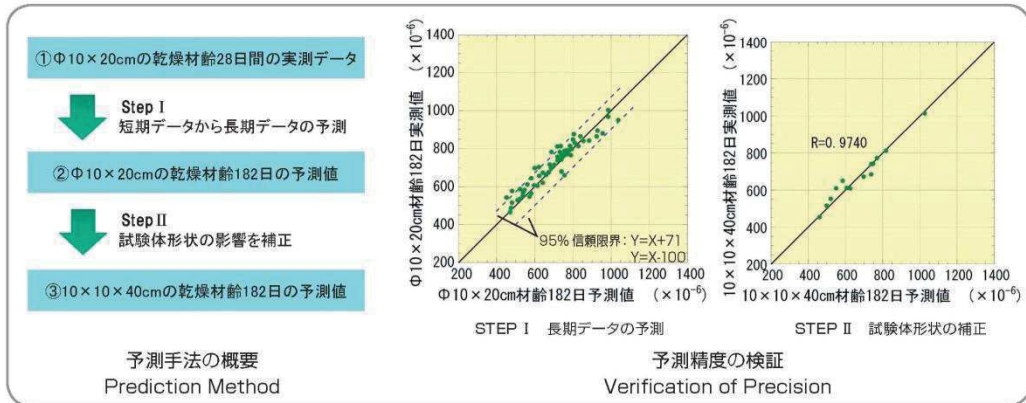
迅速評価法の試験工程  
Process of Short-Term Test

迅速評価法と JIS 法の比較  
Comparison of Short-Term Test with JIS Test

	JIS A 1129	迅速評価法
試験期間	最短6ヵ月	最短5週間
試験体	角柱試験体 10×10×40cm 型枠が広く普及していない	円柱試験体 Φ10×20cm 圧縮強度試験体として型枠が広く普及
計測方法	熟練作業員による手作業	電子計測器による連続計測
データのばらつき	計測作業員により比較的多い	少ない

## 予測手法の概要 Prediction Method

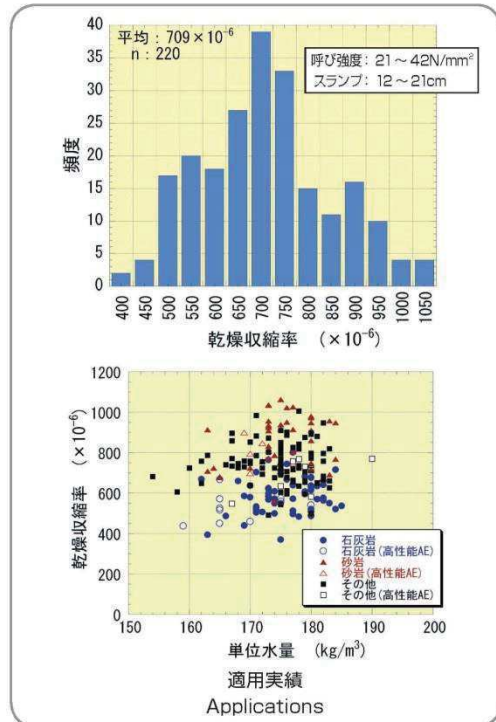
迅速評価法では、STEP Iとして、Φ 10 × 20cm の試験体における乾燥材齢 28 日間の連続した実測データから、独自の予測手法により、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測します。STEP IIとして、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182 日時点の予測値から、試験体形状の影響を補正し、JIS 法の試験結果である 10 × 10 × 40cm の試験体における乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測します。



## 適用実績 Applications

迅速評価法は、当社が選定し使用した生コン工場を対象とし、東北、関東、中部、関西、九州などの各地区における計 220 件の実績があります。これらの実績は、呼び強度 21 ~ 42N/mm<sup>2</sup>、スランプ 12 ~ 21cm のコンクリートを対象としており、以下の事項が明らかとなっています。

- 一般的なコンクリートの乾燥収縮率の平均が  $800 \times 10^{-6}$  程度であるのに対し、今回の試験結果では乾燥収縮率の平均は  $709 \times 10^{-6}$  である。
- JASS5 で推奨している  $800 \times 10^{-6}$  以下を満足するコンクリートは全体の 76% である。
- 生コン工場間の乾燥収縮率の差は  $400 \sim 1050 \times 10^{-6}$  と非常に大きく、そのひび割れ発生の危険度及びひび割れの程度も大きく異なると推測される。
- 一般的な認識と異なり、現状では乾燥収縮率に与える単位水量の影響は比較的小さく、骨材種類の影響が大きい。



再生紙を使用しています。

鹿島建設株式会社 2010 年 3 月 5 日 禁無断転載



別紙 16 建屋支持地盤の剛性低下に関する検討

## 目 次

1.	概要.....	別紙 16-1
2.	3.11 地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認.....	別紙 16-1
	(1) 検討方法.....	別紙 16-1
	(2) 検討結果.....	別紙 16-1
3.	3.11 地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認.....	別紙 16-3
	(1) 検討方法.....	別紙 16-3
	(2) 検討結果.....	別紙 16-3
4.	観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析.....	別紙 16-6
	(1) 水平アレイ観測を用いた検討.....	別紙 16-6
	(2) 鉛直アレイ観測を用いた検討.....	別紙 16-12
5.	原子炉建屋のシミュレーション解析における側面地盤の影響確認.....	別紙 16-18
	(1) 検討方法.....	別紙 16-18
	(2) 検討方法.....	別紙 16-22
6.	まとめ.....	別紙 16-24

## 1. 概要

3.11 地震等による顕著な初期剛性の低下の要因として、支持地盤の剛性低下が寄与しているのかどうかについて検討を行った。

検討は、3.11 地震に対するシミュレーション解析による検討と、建屋直下に設置された地震計の分析より行った。また、側面地盤の非線形化が建屋の応答性状に影響を与えていないかどうかを、地震観測記録を用いたシミュレーション解析により確認した。

## 2. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認

### (1) 検討方法

支持地盤が剛性低下する要因としては、地震時に地盤の短期許容支持力度を超えた場合が考えられることから、地震時における接地圧を確認する。

地震時の接地圧は、別紙 1の解析結果より算定し、地盤の短期許容支持力度と比較する。

### (2) 検討結果

シミュレーション解析結果により得られた接地圧を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

最大接地圧は、鉛直方向地震応答解析モデルにより評価した鉛直震度を組み合わせて評価した場合でも、3.11 地震 EW 方向入力の  $1.2\text{N/mm}^2$  が最大であり、地盤の短期許容支持力度  $9.1\text{N/mm}^2$ （極限鉛直支持力度の  $2/3$ ）に対して十分下回っている。

よって、地震時の建屋応答により支持地盤が損傷することによる剛性低下は生じていないと判断される。

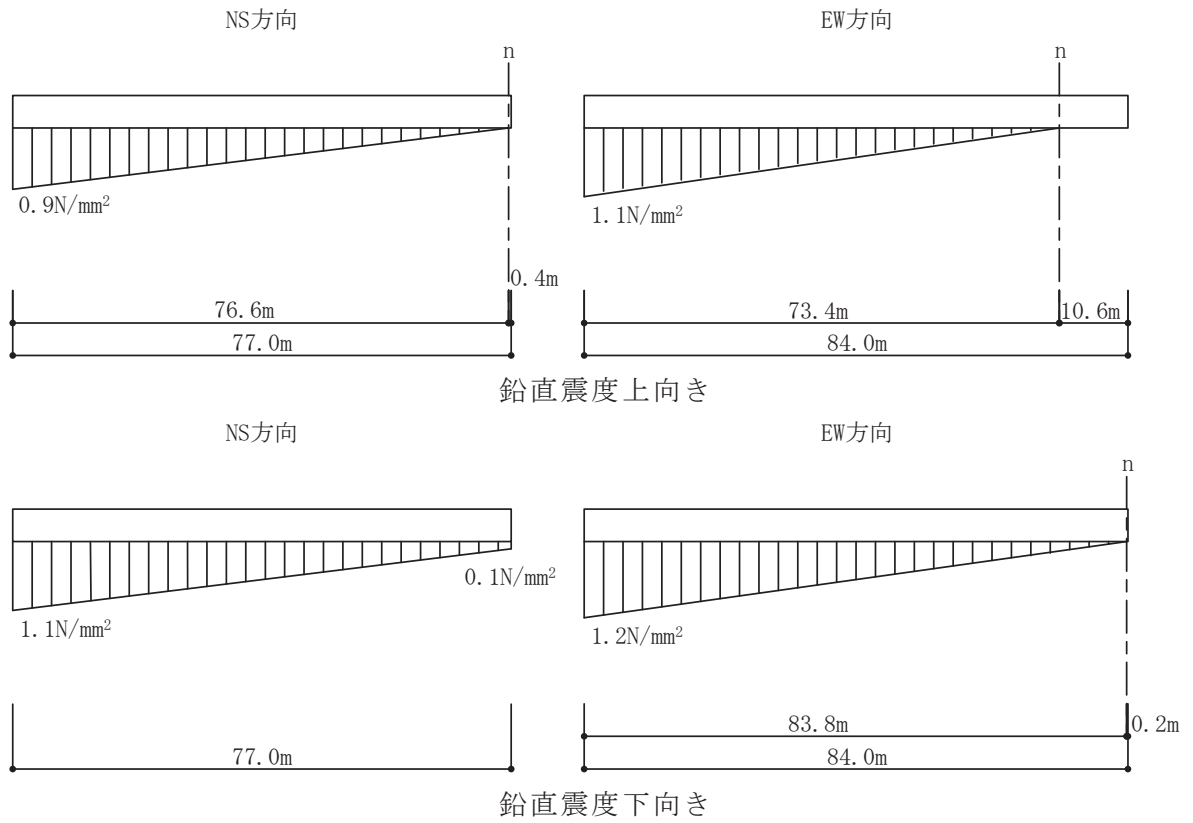


図 2-1 原子炉建屋 3.11 地震 最大接地圧

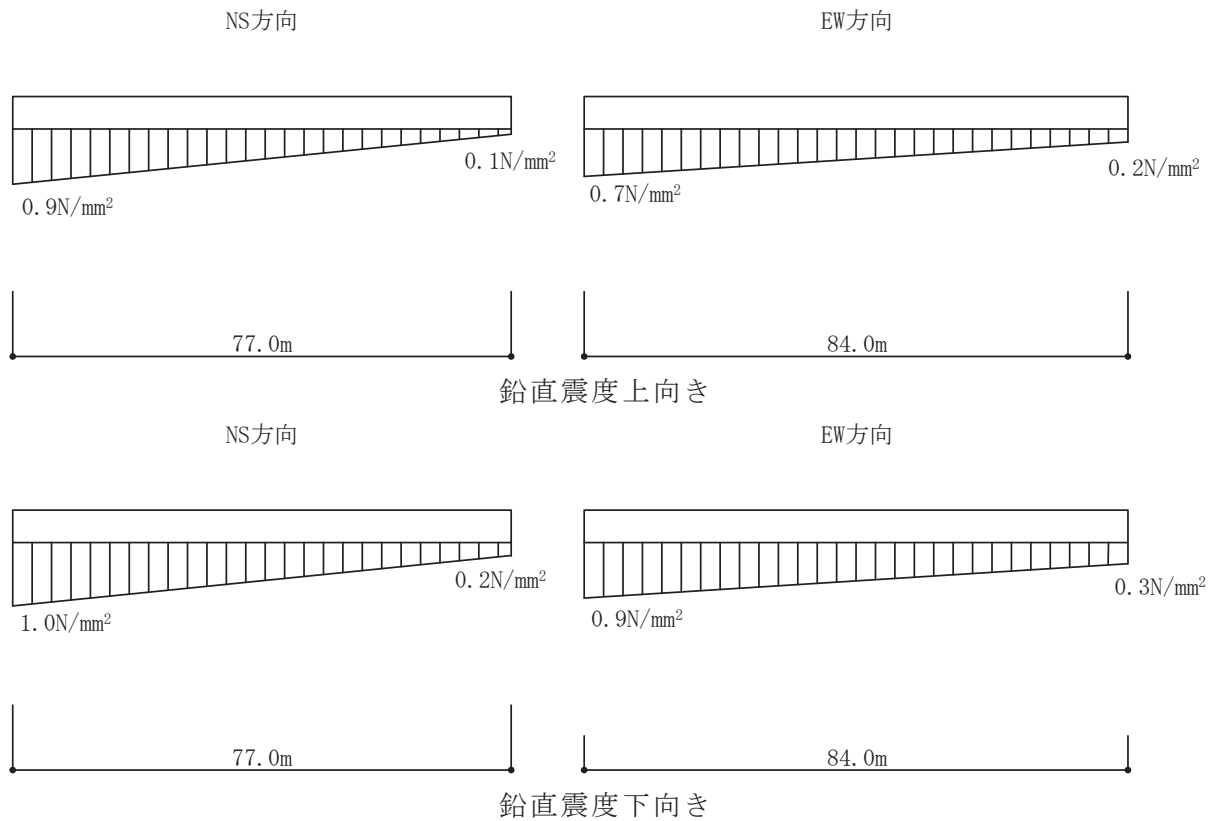


図 2-2 原子炉建屋 4.7 地震 最大接地圧

### 3. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認

#### (1) 検討方法

支持地盤が剛性低下した場合には、基礎底面地盤ばねの物性値に影響を与えると考えられることから、設計時の地盤ばね定数を用いたシミュレーション解析結果が観測記録と整合しているか確認する。

シミュレーション解析は、別紙 1のうち耐震壁の剛性低下を考慮していない鉛直方向について検討し、支持地盤の影響を確認した。

#### (2) 検討結果

鉛直方向のシミュレーション解析結果を図 3-1 及び図 3-2 に示す。

解析結果は、設計時の地盤剛性による弾性解析により観測記録を概ね再現できしており、地盤剛性の非線形性の影響はほとんどないと考えられる。また、支持地盤の最表層の 1 次振動数は 78Hz 程度 ( $V_p=3410\text{m/s}$ , 層厚 10.9m) であり、建屋鉛直方向の 1 次振動数 10Hz 程度に与える影響は小さい。

よって、建屋の初期剛性低下の要因として、支持地盤の剛性低下が寄与する可能性は小さい。

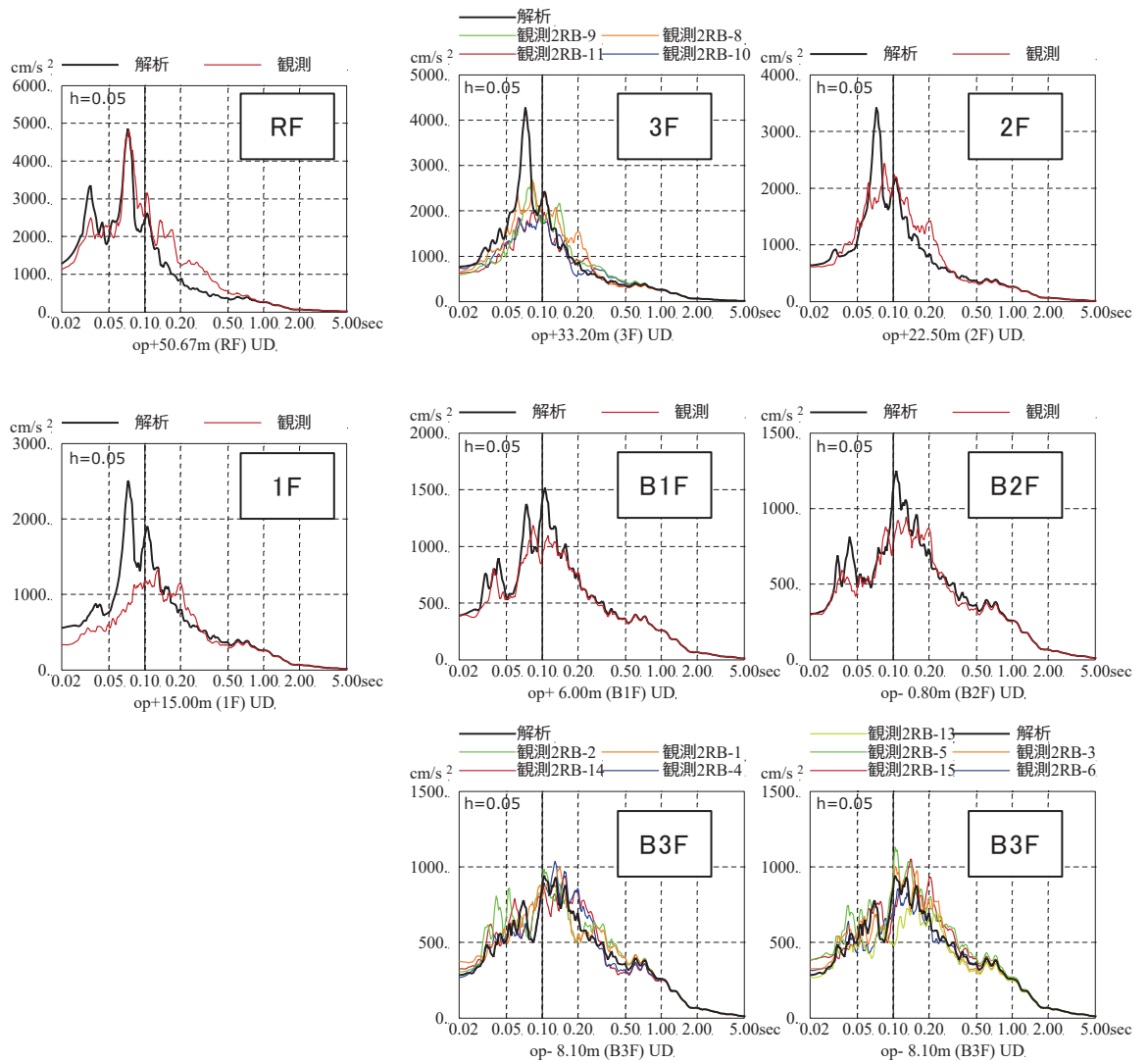


図 3-1 原子炉建屋の加速度応答スペクトルの比較  
(鉛直方向, 3.11 地震)

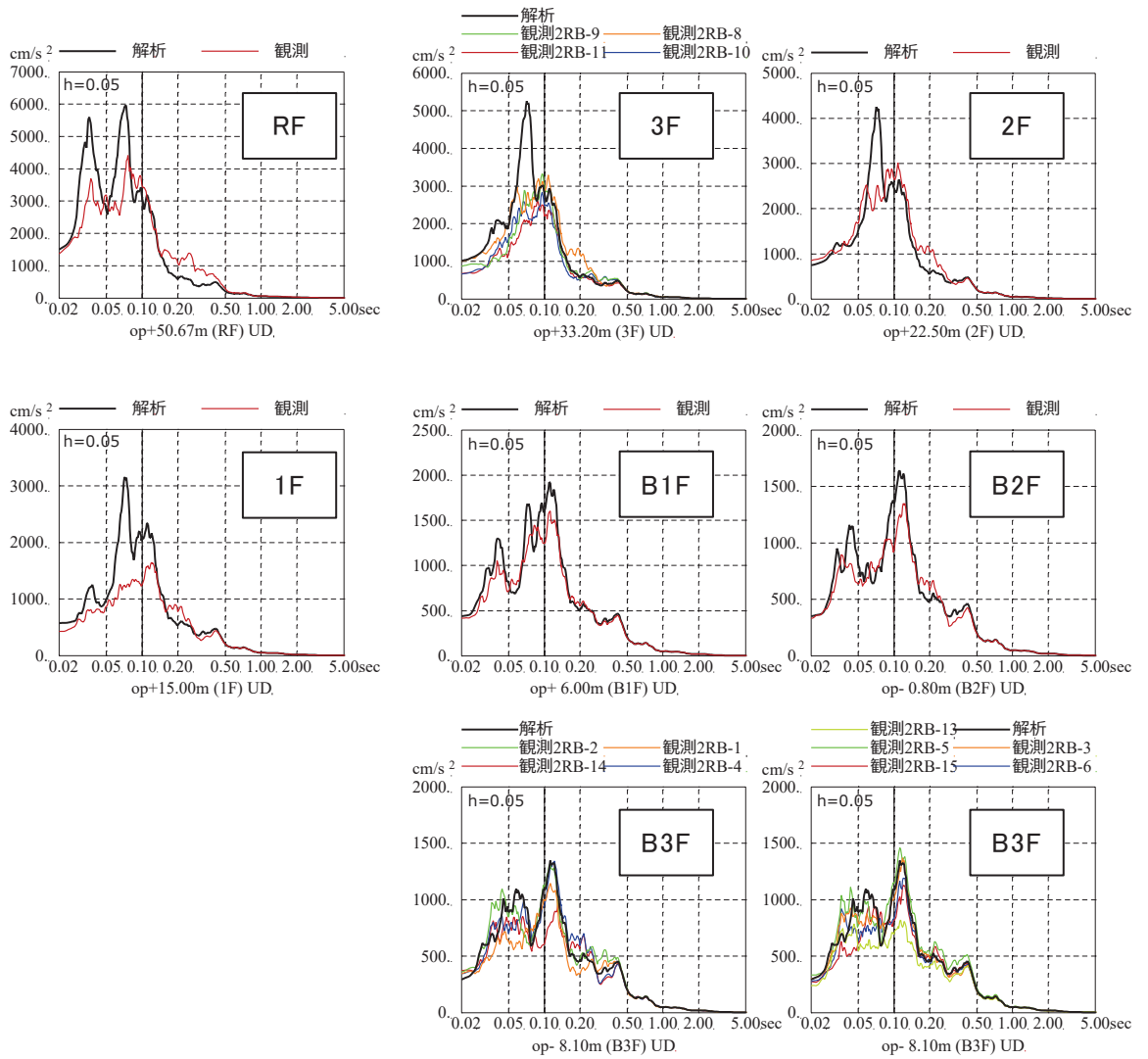


図 3-2 原子炉建屋の加速度応答スペクトルの比較  
(鉛直方向, 4.7 地震)

#### 4. 観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析

支持地盤が剛性低下した場合には、地盤の振動特性に影響を与えられ、ことから敷地の観測記録を用いて地震前後の振動特性の変化を確認する。

##### (1) 水平アレイ観測を用いた検討

###### a. 検討方法

地盤の振動特性の分析は、自由地盤の解放基盤表面相当位置に設置している地震計の観測記録と、原子炉建屋直下に設置されている地震計の観測記録の応答スペクトル比について、3.11地震前後の中小地震による傾向、3.11地震と中小地震の傾向について比較を行った。なお、原子炉建屋直下の地震記録は、3.11地震前後も地震観測が有効に作動している第1号機原子炉建屋直下の記録を使用した。地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置を図4-1に示す。

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、敷地地盤の振動特性の検討において、地震波の到来方向による影響は小さいことが確認されているため、3.11地震と同様の方向を震源とする地震を検討対象とし、3.11地震前の31地震と3.11地震後5日間の19地震を選定した。検討対象地震の諸元を表4-1に、検討に用いた地震の震央分布を図4-2に示す。

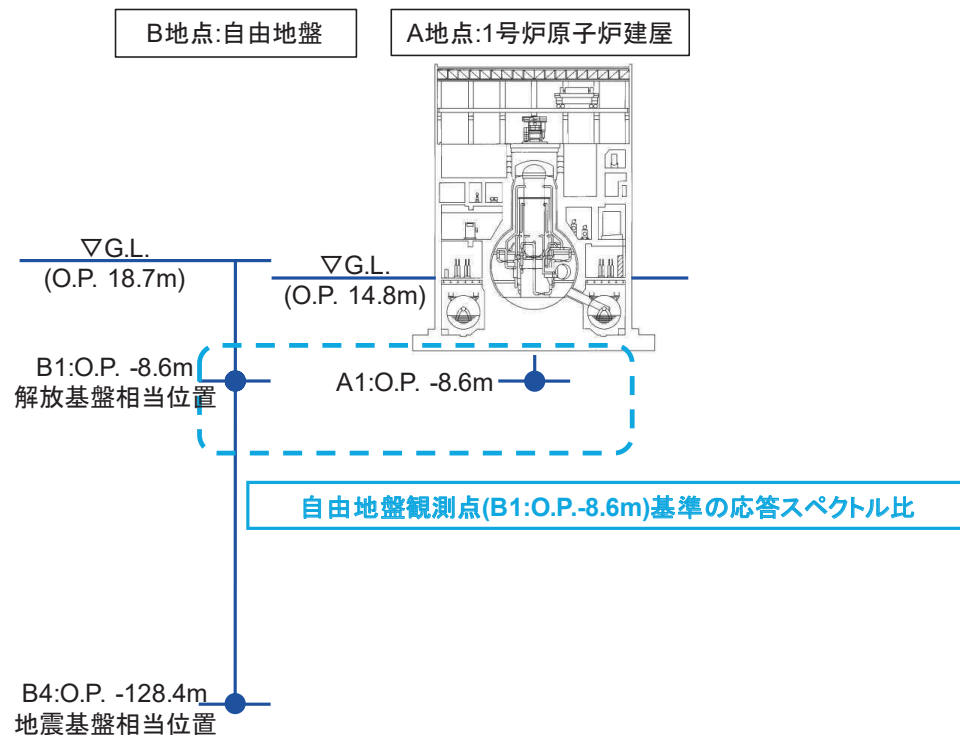


図4-1 地盤系の地震計配置及び検討対象地震計位置



表 4-1 (1) 検討対象地震の諸元 (1/2 )

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
1	1981.01.23	04:34	宮城県東方はるか沖	6.6	0	137
2	1981.01.23	19:22	宮城県東方はるか沖	6.2	0	139
3	1994.03.22	16:23	宮城県東方沖	4.7	48	52
4	1996.09.13	09:09	宮城県東方沖	4.6	52	45
5	1997.09.25	17:51	宮城県東方沖	4.2	38	69
6	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	81
7	2001.05.21	06:34	宮城県東方沖	4.0	47	40
8	2002.03.30	23:55	宮城県東方沖	4.2	49	54
9	2003.02.02	02:17	宮城県東方沖	4.1	45	36
10	2003.07.23	17:46	宮城県東方沖	4.2	44	40
11	2003.10.03	20:28	宮城県東方沖	4.2	72	36
12	2004.11.08	03:28	宮城県東方沖	4.1	46	34
13	2005.08.16	11:52	宮城県東方沖	4.6	38	62
14	2005.08.16	13:55	宮城県東方沖	4.5	43	51
15	2005.09.06	18:13	宮城県東方沖	4.1	45	39
16	2005.09.12	04:28	宮城県東方沖	4.7	42	65
17	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	83
18	2005.12.05	07:20	宮城県南東沖	5.5	25	117
19	2006.02.01	04:23	宮城県東方沖	4.5	36	71
20	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
21	2007.06.13	10:49	宮城県東方沖	4.2	66	28
22	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	33
23	2009.09.03	18:32	宮城県南東沖	4.3	51	111
24	2010.01.17	15:04	宮城県東方はるか沖	5.6	41	181
25	2010.04.26	06:22	宮城県南東沖	5.1	76	90
26	2010.06.20	17:23	宮城県東方沖	4.0	46	36
27	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	155
28	2011.03.09	11:57	宮城県東方はるか沖	6.2	12	166
29	2011.03.09	11:58	宮城県東方はるか沖	6.0	21	145
30	2011.03.10	03:16	宮城県東方はるか沖	6.4	29	121
31	2011.03.10	06:23	宮城県東方はるか沖	6.8	9	137
32	2011.03.11	18:27	宮城県東方沖	5.4	36	62
33	2011.03.11	19:15	宮城県東方沖	4.4	49	28
34	2011.03.11	21:33	宮城県東方はるか沖	5.1	10	116

表 4-1 (2) 検討対象地震の諸元 (2/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
35	2011.03.12	04:23	宮城県東方沖	4.2	50	27
36	2011.03.12	16:07	宮城県東方沖	4.9	30	67
37	2011.03.13	05:56	宮城県東方沖	4.4	20	32
38	2011.03.13	09:43	宮城県南東沖	5.1	12	119
39	2011.03.13	13:02	宮城県東方沖	5.0	28	113
40	2011.03.13	14:55	宮城県東方沖	4.9	38	66
41	2011.03.13	16:28	宮城県東方沖	4.0	37	34
42	2011.03.13	23:26	宮城県東方沖	4.1	34	57
43	2011.03.14	02:40	宮城県南東沖	5.1	2	108
44	2011.03.14	03:45	宮城県東方沖	4.8	29	74
45	2011.03.14	06:17	宮城県東方沖	4.3	18	53
46	2011.03.14	15:46	宮城県東方はるか沖	5.4	33	143
47	2011.03.14	17:23	宮城県東方沖	4.9	14	66
48	2011.03.14	19:19	宮城県東方沖	4.2	41	49
49	2011.03.14	23:50	宮城県東方沖	4.8	32	65
50	2011.03.15	16:08	宮城県東方沖	4.9	30	70

- 観測開始~3.11 発生以前の 31 地震
- 3.11~5 日間の 19 地震
- 3.11 地震

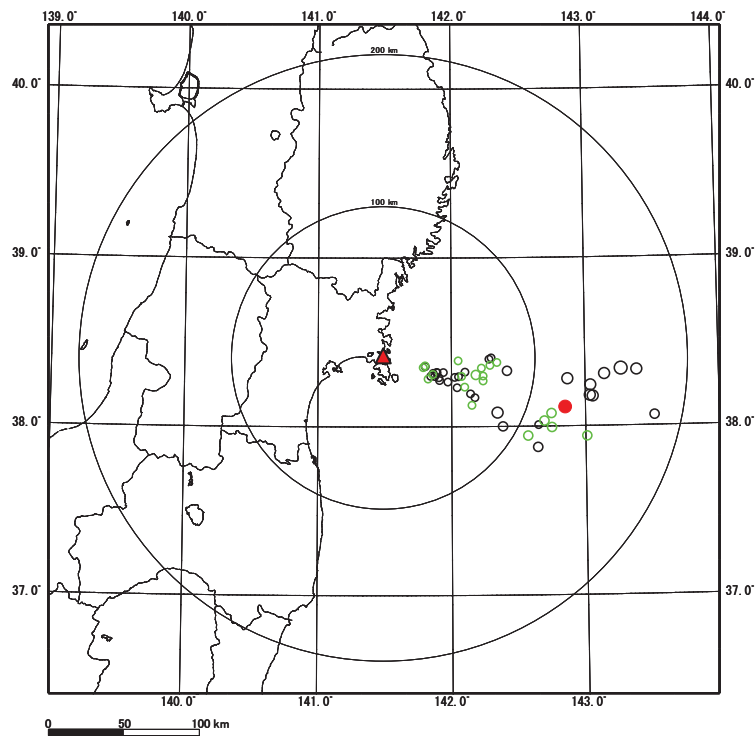


図 4-2 検討に用いた地震の震央分布図

b. 検討結果

地盤の振動特性の分析結果として、自由地盤と1号機原子炉建屋直下の水平アレイの応答スペクトル比の平均値の3.11地震前後の比較を図4-3及び図4-4に示す。

3.11地震前後の応答スペクトル比の平均値について、3.11地震前後で傾向に変化は無い事、3.11地震の応答スペクトル比もこれらの中小地震による各応答スペクトル比と整合したものであることが確認された。なお、応答スペクトル比の若干の差異については、地震前後の期間において対象としている地震数の違いや各地震による特性の差異が要因と考えられ、ばらつきの範囲内と判断される。

よって、地震前後に地盤の振動特性に変化がないことから支持地盤は剛性低下していないと考えられる。

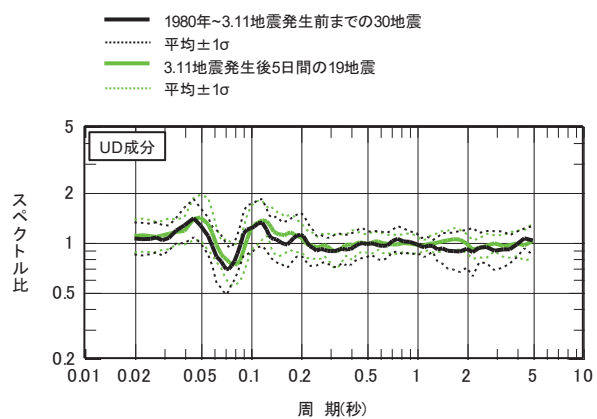
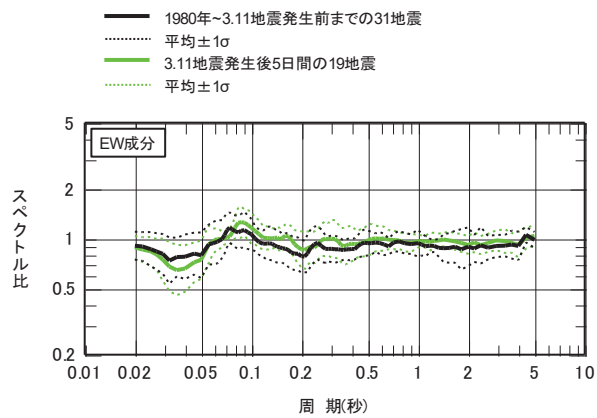
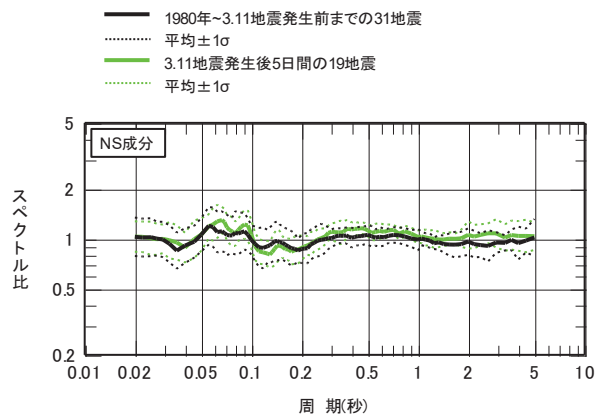


図 4-3 浅部水平アレイ観測記録の応答スペクトル比 (地震前後)  
 (第 1 号機原子炉建屋 0. P. -8. 6m / 自由地盤 0. P. -8. 6m)

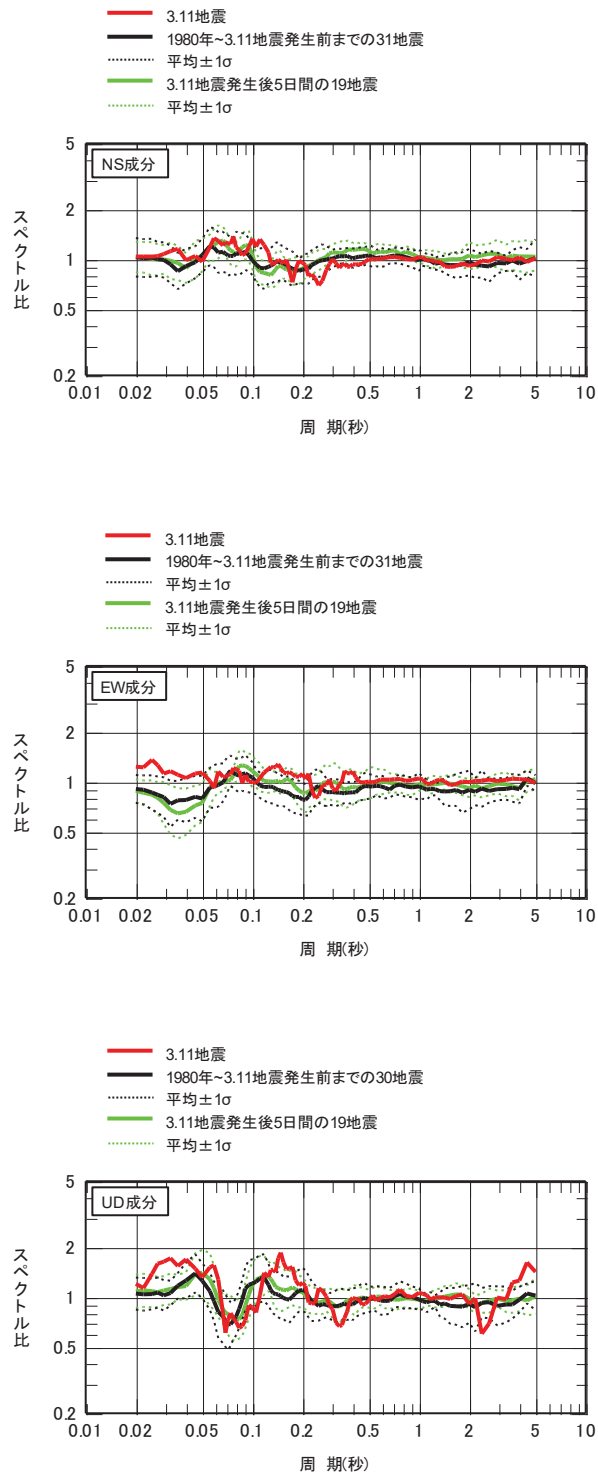


図 4-4 浅部水平アレイ観測記録の応答スペクトル比  
 (3.11地震との比較)  
 (第1号機原子炉建屋 O.P. -8.6m / 自由地盤 O.P. -8.6m)

(2) 鉛直アレイ観測を用いた検討

a. 検討方法

地盤の振動特性の分析は、自由地盤の深部地盤と浅部地盤の観測点間における応答スペクトル比について 3.11 地震前後の中小地震による傾向、3.11 地震と中小地震の傾向について比較を行った。地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置を図 4-5 に示す。

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、敷地地盤の振動特性の検討において、地震波の到来方向による影響は小さいことが確認されているため、3.11 地震と同様の方向を震源とする地震を検討対象とし、3.11 地震前の 32 地震と 3.11 地震後 5 日間の 19 地震を選定した。検討対象地震の諸元を表 4-2 に、検討に用いた地震の震央分布を図 4-6 に示す。

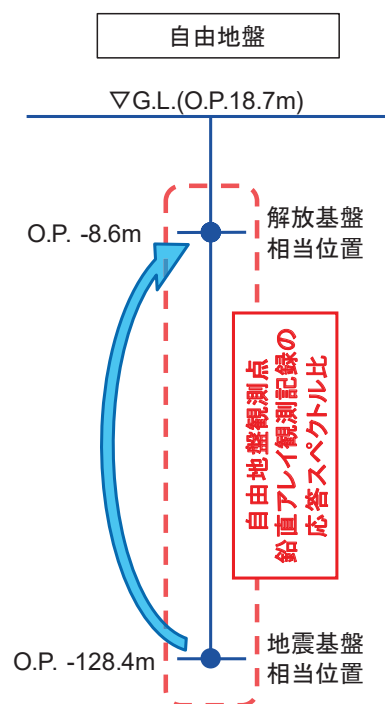


図 4-5 地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置

表 4-2 (1) 検討対象地震の諸元 (1/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
1	1981.01.23	04:34	宮城県東方はるか沖	6.6	0	137
2	1981.01.23	19:22	宮城県東方はるか沖	6.2	0	139
3	1983.09.06	16:37	宮城県東方沖	5.4	39	56
4	1994.03.22	16:23	宮城県東方沖	4.7	48	52
5	1996.09.13	09:09	宮城県東方沖	4.6	52	45
6	1997.09.25	17:51	宮城県東方沖	4.2	38	69
7	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	81
8	2001.05.21	06:34	宮城県東方沖	4.0	47	40
9	2002.03.30	23:55	宮城県東方沖	4.2	49	54
10	2003.02.02	02:17	宮城県東方沖	4.1	45	36
11	2003.07.23	17:46	宮城県東方沖	4.2	44	40
12	2003.10.03	20:28	宮城県東方沖	4.2	72	36
13	2004.11.08	03:28	宮城県東方沖	4.1	46	34
14	2005.08.16	11:52	宮城県東方沖	4.6	38	62
15	2005.08.16	13:55	宮城県東方沖	4.5	43	51
16	2005.09.06	18:13	宮城県東方沖	4.1	45	39
17	2005.09.12	04:28	宮城県東方沖	4.7	42	65
18	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	83
19	2005.12.05	07:20	宮城県南東沖	5.5	25	117
20	2006.02.01	04:23	宮城県東方沖	4.5	36	71
21	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
22	2007.06.13	10:49	宮城県東方沖	4.2	66	28
23	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	33
24	2009.09.03	18:32	宮城県南東沖	4.3	51	111
25	2010.01.17	15:04	宮城県東方はるか沖	5.6	41	181
26	2010.04.26	06:22	宮城県南東沖	5.1	76	90
27	2010.06.20	17:23	宮城県東方沖	4.0	46	36
28	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	155
29	2011.03.09	11:57	宮城県東方はるか沖	6.2	12	166
30	2011.03.09	11:58	宮城県東方はるか沖	6.0	21	145
31	2011.03.10	03:16	宮城県東方はるか沖	6.4	29	121
32	2011.03.10	06:23	宮城県東方はるか沖	6.8	9	137
33	2011.03.11	18:27	宮城県東方沖	5.4	36	62
34	2011.03.11	19:15	宮城県東方沖	4.4	49	28

表 4-2 (2) 検討対象地震の諸元 (2/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
35	2011.03.11	21:33	宮城県東方はるか沖	5.1	10	116
36	2011.03.12	04:23	宮城県東方沖	4.2	50	27
37	2011.03.12	16:07	宮城県東方沖	4.9	30	67
38	2011.03.13	05:56	宮城県東方沖	4.4	20	32
39	2011.03.13	09:43	宮城県南東沖	5.1	12	119
40	2011.03.13	13:02	宮城県東方沖	5.0	28	113
41	2011.03.13	14:55	宮城県東方沖	4.9	38	66
42	2011.03.13	16:28	宮城県東方沖	4.0	37	34
43	2011.03.13	23:26	宮城県東方沖	4.1	34	57
44	2011.03.14	02:40	宮城県南東沖	5.1	2	108
45	2011.03.14	03:45	宮城県東方沖	4.8	29	74
46	2011.03.14	06:17	宮城県東方沖	4.3	18	53
47	2011.03.14	15:46	宮城県東方はるか沖	5.4	33	143
48	2011.03.14	17:23	宮城県東方沖	4.9	14	66
49	2011.03.14	19:19	宮城県東方沖	4.2	41	49
50	2011.03.14	23:50	宮城県東方沖	4.8	32	65
51	2011.03.15	16:08	宮城県東方沖	4.9	30	70

- 観測開始~3.11 発生以前の 32 地震
- 3.11~5 日間の 19 地震
- 3.11 地震

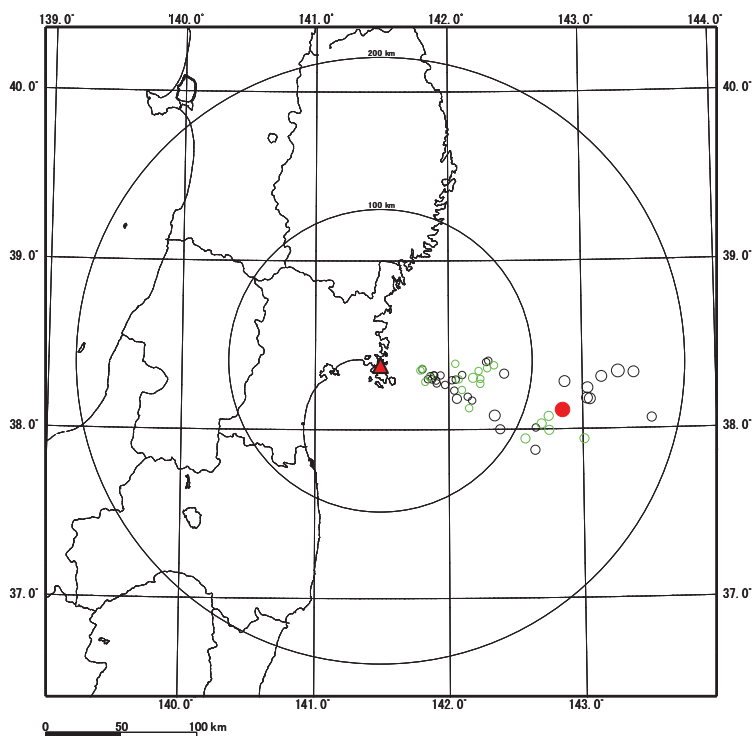


図 4-6 検討に用いた地震の震央分布図



b. 検討結果

地盤の振動特性の分析結果として、自由地盤の鉛直アレイの応答スペクトル比の平均値の 3.11 地震前後の比較を図 4-7 及び図 4-8 に示す。

3.11 地震前後の応答スペクトル比の平均値の比較として、地盤が非線形化した場合にはピーク周期帯が長周期化することやスペクトル比が大きくなることが考えられるが、その様な傾向は確認されておらず、ばらつきの範囲内と考えられることから、3.11 地震前後で地盤の振動特性に変化が無いことが確認された。また、3.11 地震の応答スペクトル比もこれらの中小地震による各応答スペクトル比と整合したものであることが確認された。

よって、地震前後に地盤の振動特性に変化がないことから支持地盤は剛性低下していないと考えられる。

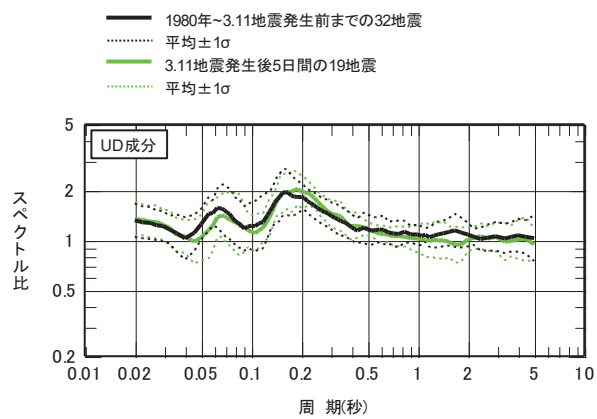
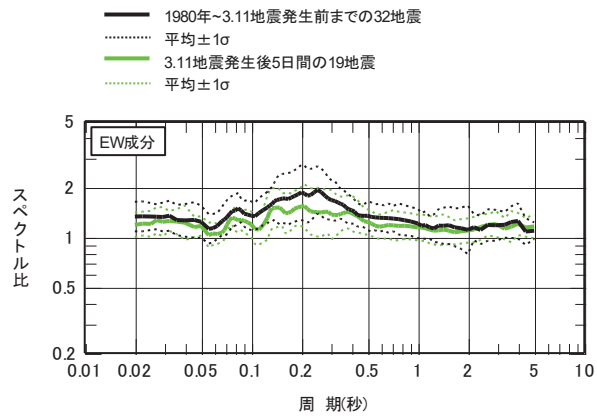
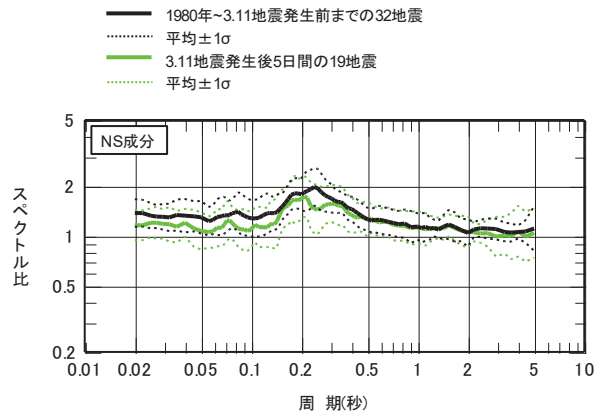


図 4-7 自由地盤鉛直アレイ観測記録の応答スペクトル比 (地震前後)  
 (自由地盤 0. P. -8. 6m / 自由地盤 0. P. -128. 4m)

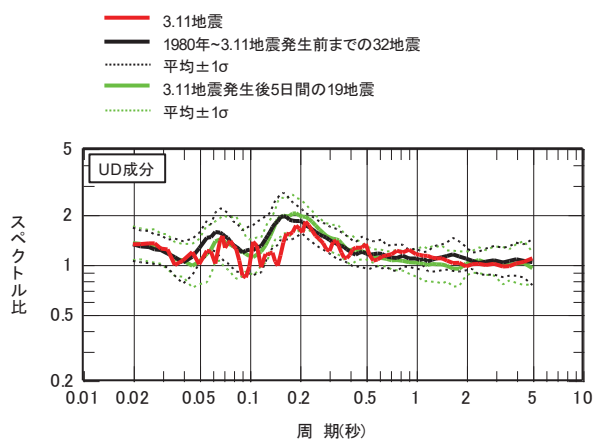
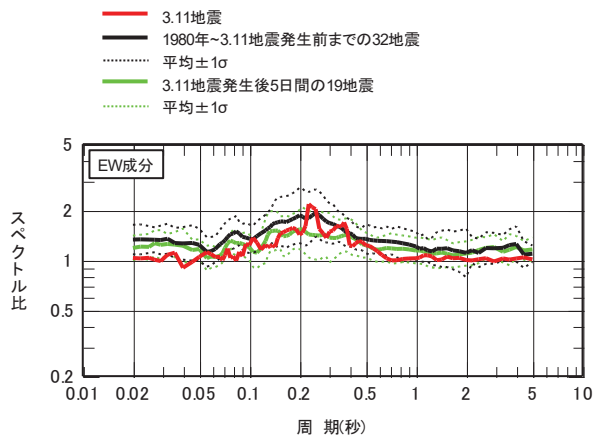
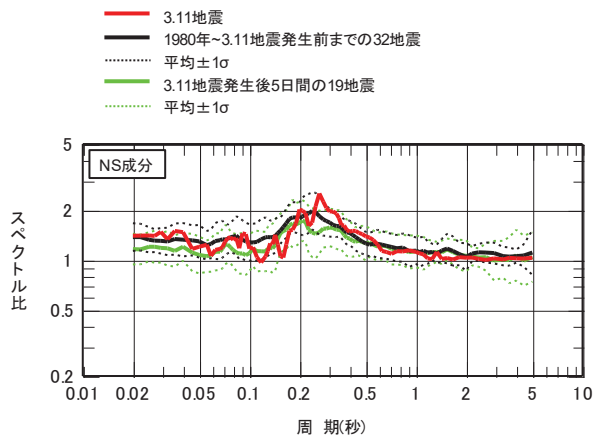


図 4-8 自由地盤鉛直アレイ観測記録の応答スペクトル比

(3.11地震との比較)

(自由地盤 0.P. -8.6m / 自由地盤 0.P. -128.4m)

## 5. 原子炉建屋のシミュレーション解析における側面地盤の影響確認

### (1) 検討方法

原子炉建屋の当初設計では、側面地盤による埋込み効果を期待していないため、建設にあたっては、広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。側面の埋め戻し工事においても設計を意識した特別な管理は行っていない。そのため、原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に側面地盤（埋戻し土）が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さい。この状況により、側面地盤が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいが、念のため、その影響について以下の項目を解析的に確認した。

- ① 側面地盤ばねの有無が建屋の振動特性（振動モード）に与える影響の確認
- ② 3.11 地震によるシミュレーション解析により側面地盤が原子炉建屋の地震応答解析結果に及ぼす影響を確認

#### a. 側面地盤モデル

建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法により算定する（J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版参照）。

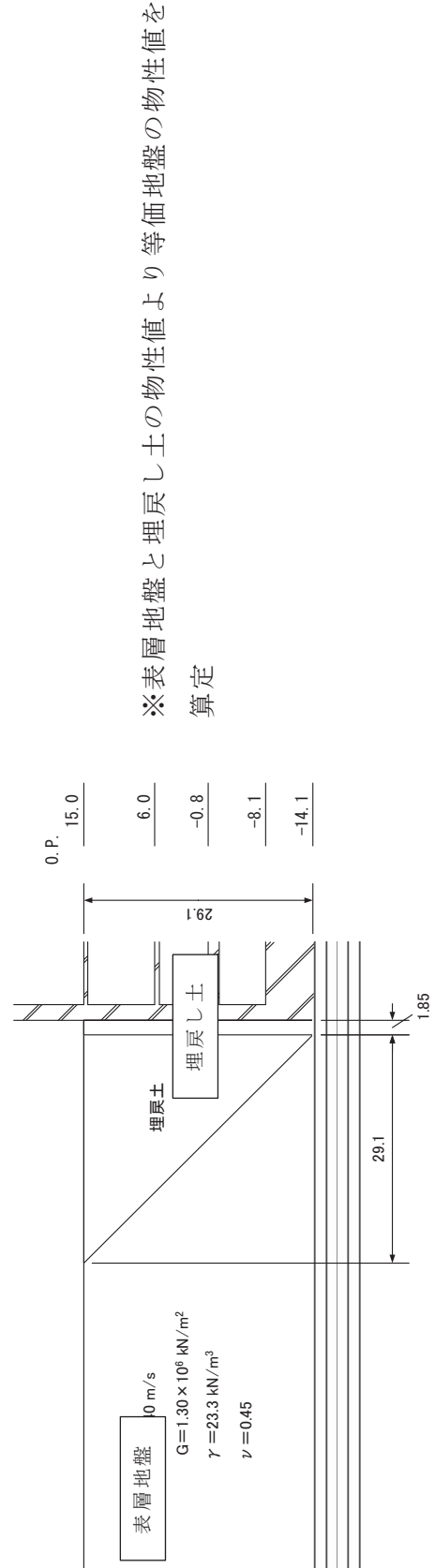
側面ばねの理論解  $T(\omega)$  の算定に用いる地盤定数は、埋戻部分の形状を考慮し、表 5-1 に示す等価地盤の値を用いる。シミュレーション解析モデルを図 5-1 に示す。

#### b. 入力地震動

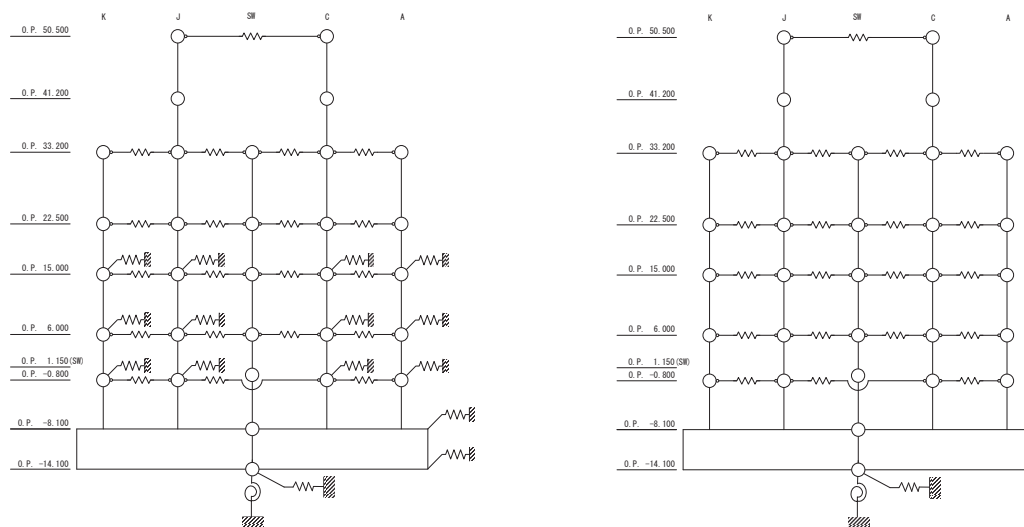
解析モデルへの入力地震動は、3.11 地震のはざとり波を表 5-2 に示す地盤モデルを用いて算定して基礎版底面レベルの地震動とし、建屋各部の応答を評価する。

表 5-1 埋戻土及び等価地盤の物性値

建屋質点 レベル 0. P. (m)	深さ (m)	埋戻し土				等価地盤				
		せん断波速 度 Vs (m/s)	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^4$ kN/m <sup>2</sup> )	単位体積重 量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断波速 度 Vs (m/s)	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	単位体積重 量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	減衰定 数 he (%)
15.0	0	88	1.48	18.6	0.45	242	1.25	21.0	0.45	4
6.0	9.0	113	2.42	18.6	0.45	336	2.42	21.0	0.45	4
-0.8	15.8	138	3.61	18.6	0.45	443	4.20	21.0	0.45	4
-8.1	23.1	158	4.73	18.6	0.45	536	6.15	21.0	0.45	4
-14.1	29.1	171	5.57	18.6	0.45	653	9.13	21.0	0.45	4



埋戻し土の形状 (単位: m)



側面地盤有

側面地盤無

図 5-1 地震応答解析モデル

表 5-2 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/sec)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3	740	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

表 5-3 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた側面地盤ばね有無の影響評価 [原子炉建屋])

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	2号機原子炉建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動 (E+F) を算定し入力	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は は 等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: Vs740m/s 一層)	

(2) 検討方法

原子炉建屋（NS 方向）の 1 次モード図を図 5-2 に示す。モード図より、側面地盤ばねの有無が振動モードに与える影響は小さいことを確認した。

また、図 5-3 に示す質点系モデルによるシミュレーション解析では、側面地盤ばね有無のどちらの結果も観測記録に比べて大きくなっているが、側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良く、側面地盤が建屋応答に及ぼす影響は小さいことを確認した。

よって、側面地盤が建屋の振動特性に与える影響は小さいことを確認した。

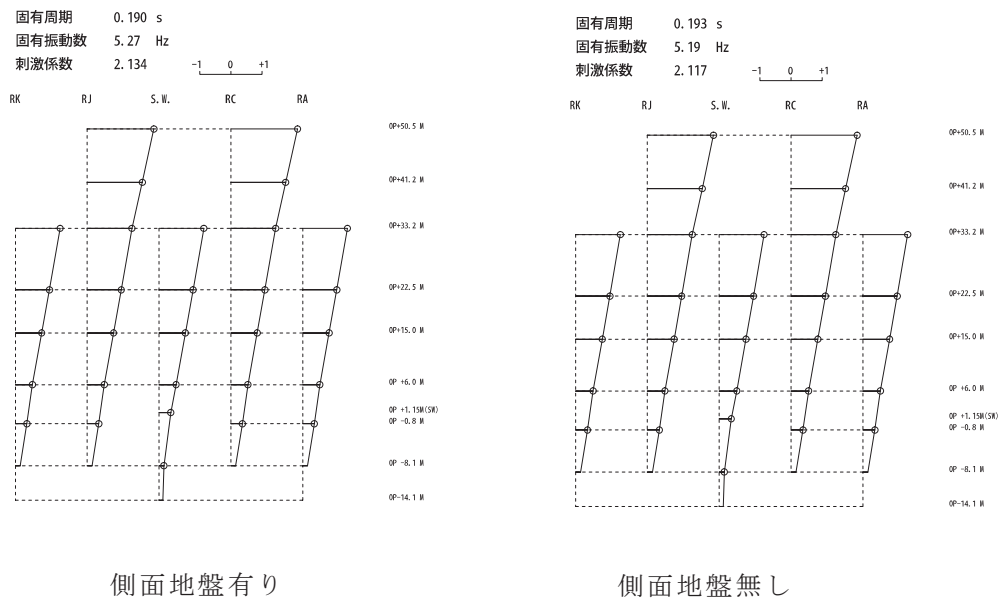


図 5-2 1 次モード図（原子炉建屋 NS 方向）



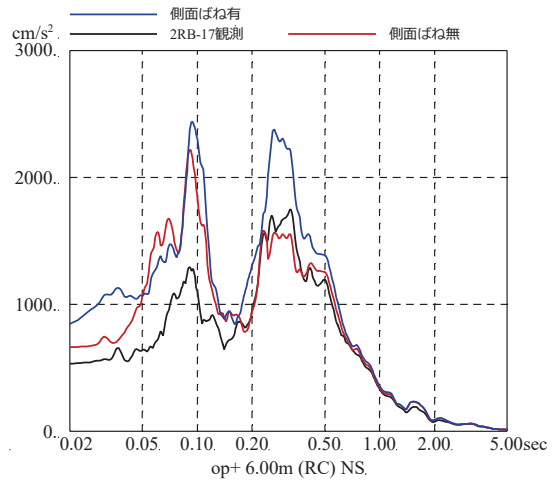
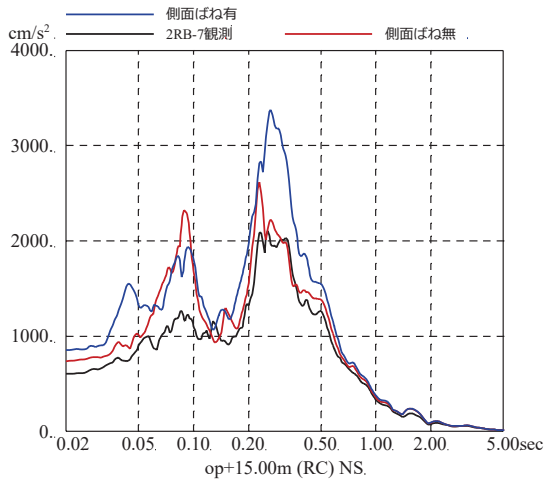
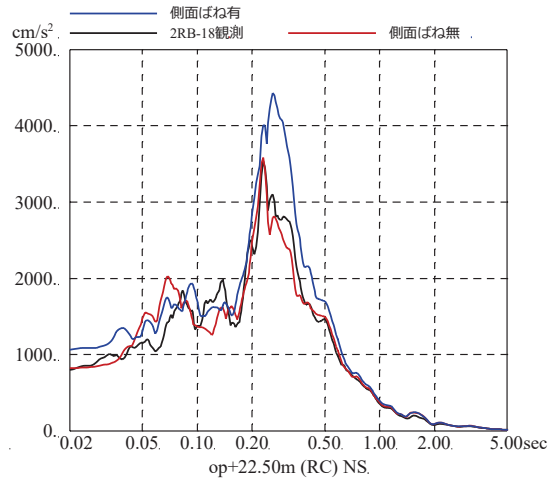
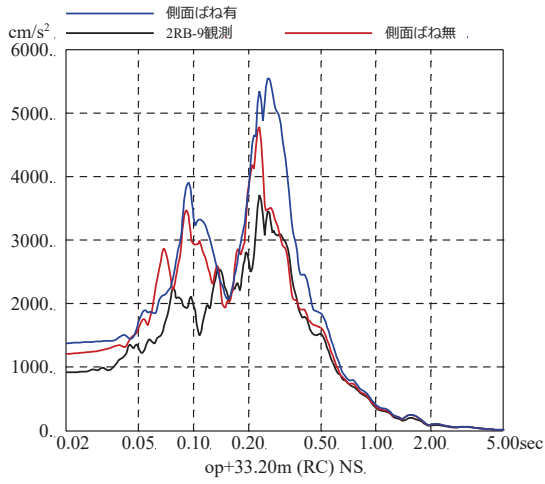
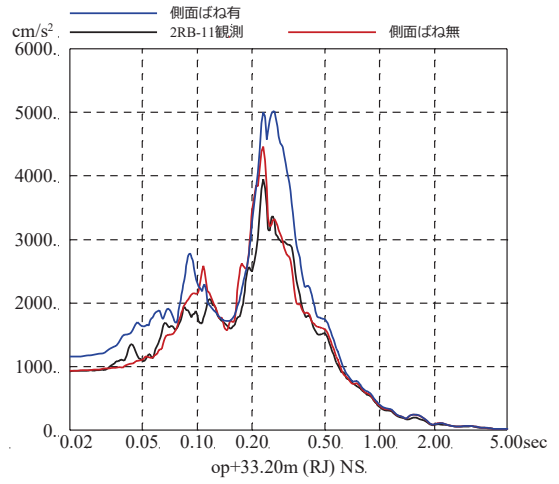
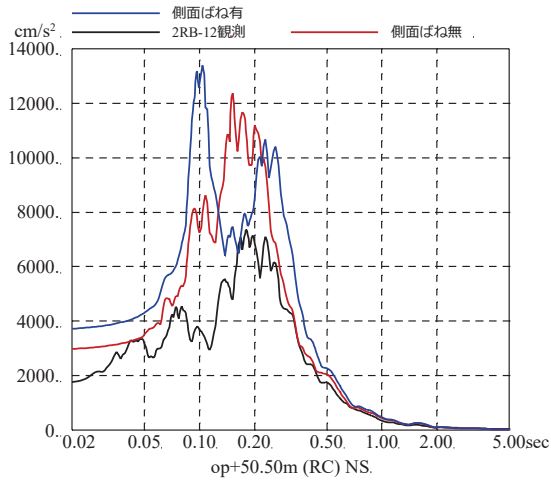


図 5-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は、別紙 1 参照

## 6. まとめ

原子炉建屋の設計と乖離する初期剛性の低下要因の一つとして、地盤による影響の可能性を確認するため、3.11地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認、3.11地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認、観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析及び解析的検討による側面地盤の影響確認を実施し、それぞれの検討結果より、建屋の固有振動数低下の要因として、地盤の影響は小さいことを確認した。

以上のことから、設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因としては、支持地盤の損傷や剛性低下の影響、また、側面地盤の影響ではないと判断した。

なお、3.11地震等による支持地盤の振動特性については、入力地震動の算定においても、観測記録との整合を確認することとしている。

別紙 17 建屋コンクリートの圧縮強度の確認

## 目 次

1. 概要..... 別紙 17-1
2. 第2号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度..... 別紙 17-2
  - (1) 検討方法..... 別紙 17-2
  - (2) 検討結果..... 別紙 17-2
3. 第3号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度..... 別紙 17-5
  - (1) 検討方法..... 別紙 17-5
  - (2) 検討結果..... 別紙 17-5
4. コンクリートコアを用いた圧縮強度試験結果の差異に関する考察..... 別紙 17-8
5. まとめ..... 別紙 17-9

別紙 17-1 乾燥収縮ひび割れ箇所から採取したコア試験体による圧縮強度試験結果

## 1. 概要

コンクリートの設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因の一つとして、建屋の主な構造材料である鉄筋コンクリート材料の剛性低下、すなわち、コンクリート剛性（静弾性係数）と相関のあるコンクリート強度の低下が考えられる。表 1-1 に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）に記載されているコンクリートの設計基準強度とヤング係数（静弾性係数）の関係式に示す。

ここでは、原子炉建屋，その他の建屋の耐震壁からこれまでに採取したコンクリートコアを用いて，実機のコンクリート圧縮強度と設計基準強度を比較検討し，コンクリート強度の低下が建屋の初期剛性低下の要因と成り得るかを確認する。また，実機から採取したコンクリートコアを用いて静弾性係数についても設計値との比較を実施する。

コンクリートコアの採取に当たっては，目的がコンクリート強度そのものの低下の有無の確認であることから，ひび割れやジャンカ等の影響を受けていない箇所から採取した。

表 1-1 コンクリートの設計基準強度とヤング係数（静弾性係数）の関係式  
（「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）抜粋）

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	線膨張係数 (1/°C)
鉄筋	$2.05 \times 10^5$	—	$1 \times 10^{-5}$
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.2	$1 \times 10^{-5}$

[注]  $\gamma$ ：コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) で，特に調査しない場合は表 7.1 の数値から 1.0 を減じたものとする事ができる。

$F_c$ ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 2. 第2号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度

### (1) 検討方法

第2号機原子炉建屋の実機の耐震壁からコンクリートコアを採取し、コンクリート圧縮強度試験、静弾性係数試験を実施した結果を設計値と比較することにより、設計値からのコンクリート強度及び静弾性係数の低下の有無を確認する。

設計値は、設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$ 、静弾性係数  $26.5\text{kN/mm}^2$  である。

### (2) 検討結果

#### a. コンクリートコアを用いたコンクリート材料試験結果（2006年、2018年実施）

第2号機原子炉建屋の地下2階から地上2階において、耐震壁から4箇所（計12本）のコンクリートコアを採取し、3.11地震前後のコンクリート強度及び静弾性係数を確認する。

コンクリートコアの採取位置を図2-1に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表2-1に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  及び静弾性係数  $26.5\text{kN/mm}^2$  を上回る値が得られた。

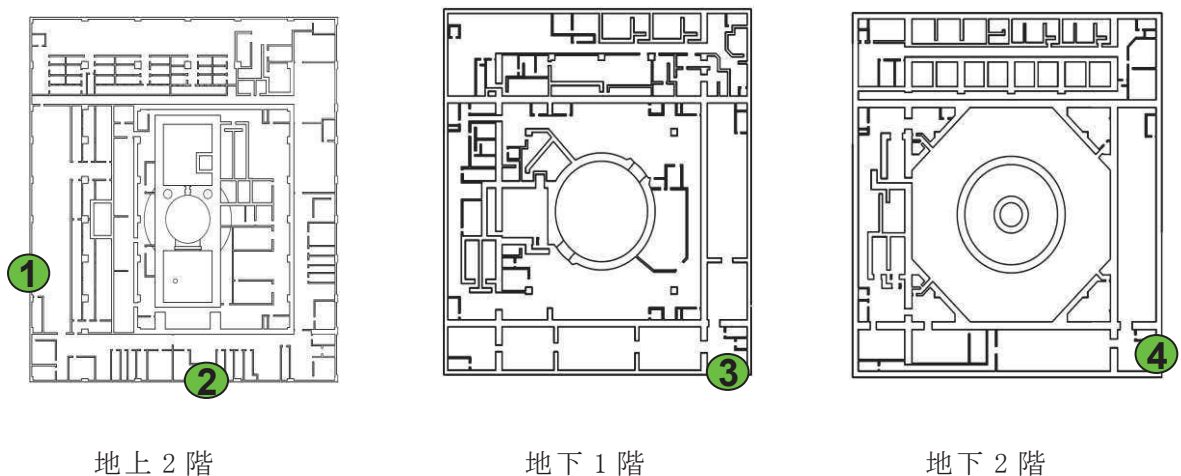


図2-1 コンクリートコアの採取位置（第2号機原子炉建屋）

表 2-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果  
(第 2 号機原子炉建屋)

採取場所	① 地上 2 階			② 地上 2 階			③ 地下 1 階			④ 地下 2 階		
3.11 地震 前*	60.7	61.6	55.3	66.4	58.7	60.2	43.0	44.4	51.7	54.1	57.3	58.3
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均 59.2			平均 61.8			平均 46.4			平均 56.6		
3.11 地震 後*	50.1	56.4	54.4	60.3	54.3	55.4	46.9	43.5	47.5	49.8	49.3	51.9
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均 53.6			平均 56.7			平均 46.0			平均 50.3		
3.11 地震 前*	36.5	38.1	34.4	38.5	38.3	39.2	30.5	32.1	34.3	31.5	32.3	33.2
静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	平均 36.3			平均 38.7			平均 32.3			平均 32.3		
3.11 地震 後*	31.5	30.4	33.0	31.7	31.3	32.4	32.4	33.5	33.3	32.8	29.0	29.8
静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	平均 31.6			平均 31.8			平均 33.1			平均 30.5		

※3.11 地震前は 2006 年度に、3.11 地震後は 2018 年度に実施。

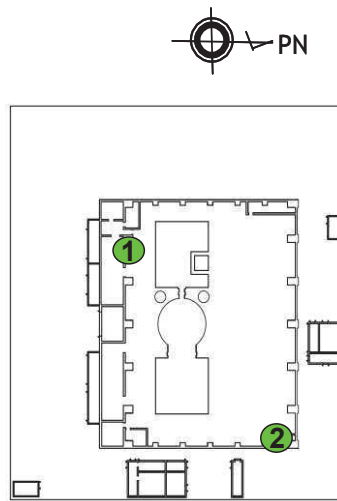
(設計値 設計基準強度 : 32.4N/mm<sup>2</sup>)

b. コンクリートコアを用いたコンクリート材料試験結果（2012年実施）

第2号機原子炉建屋の地上3階において、耐震壁から2箇所（計6本）のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を確認した。

コンクリートコアの採取位置を図2-2に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表2-2に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  及び静弾性係数  $26.5\text{kN/mm}^2$  を上回る値が得られた。



第2号機原子炉建屋 地上3階

図2-2 コンクリートコアの採取位置

表2-2 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果  
(第2号機原子炉建屋)

採取場所	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度平均 ( $\text{N/mm}^2$ )	静弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	平均 ( $\text{kN/mm}^2$ )
① 地上3階 (O.P. 33.2m)	46.9	45.9	30.8	30.8
	46.4		31.7	
	44.3		29.9	
② 地上3階 (O.P. 33.2m)	55.3	56.6	33.2	33.5
	59.5		34.2	
	54.9		33.1	



### 3. 第3号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度

#### (1) 検討方法

第3号機原子炉建屋の実機の耐震壁からコンクリートコアを採取し、コンクリート圧縮強度試験及び静弾性係数試験を実施した結果を設計値と比較することにより、設計値からのコンクリート強度及び静弾性係数の低下の有無を確認する。

設計値は、設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$ 、静弾性係数  $26.5\text{kN/mm}^2$  である。

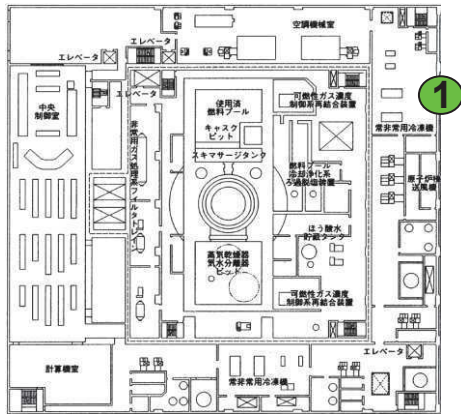
#### (2) 検討結果

##### a. コンクリートコアを用いたコンクリート強度試験結果（2006年実施）

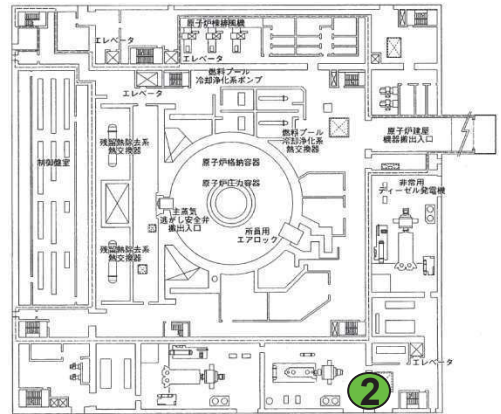
第3号機原子炉建屋の地下3階から地上2階において、耐震壁から5箇所（計15本）のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を確認した。

コンクリートコアの採取位置を図3-1に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表3-1に示す。

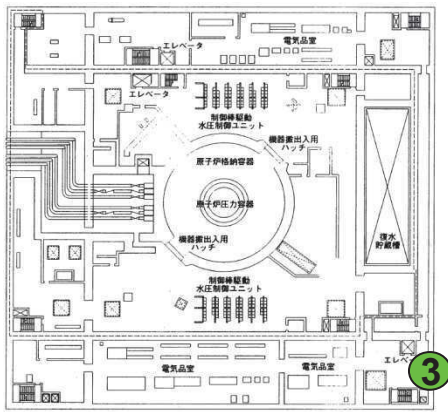
個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  及び静弾性係数  $26.5\text{kN/mm}^2$  を上回る値が得られた。



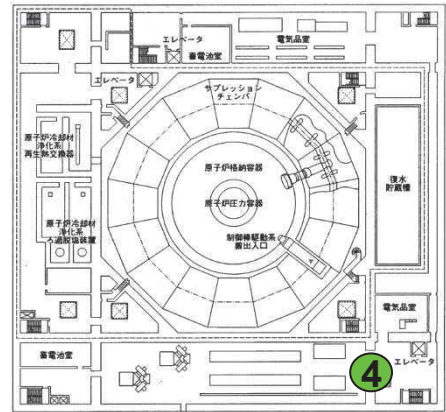
地上 2 階



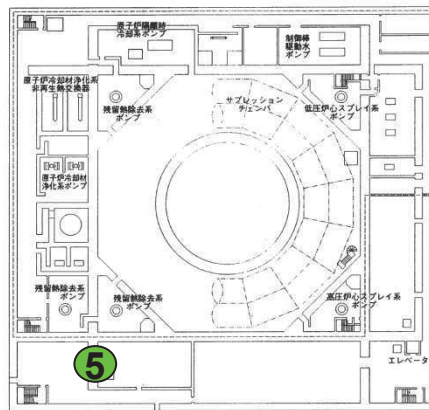
地上 1 階



地下 1 階



地下 2 階



地下 3 階

図 3-1 コンクリートコアの採取位置 (第 3 号機原子炉建屋)

表 3-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果  
(第 3 号機原子炉建屋)

採取場所	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度平均 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係 数 (kN/mm <sup>2</sup> )	平均 (kN/mm <sup>2</sup> )
① 地上 2 階 (O.P. 22.5m)	53.4	54.3	35.1	36.8
	58.2		36.7	
	51.4		38.6	
② 地上 1 階 (O.P. 15.0m)	46.6	45.4	34.2	33.7
	44.9		34.6	
	44.7		32.3	
③ 地下 1 階 (O.P. 6.0m)	70.5	69.2	39.2	39.4
	69.2		39.0	
	67.8		39.9	
④ 地下 2 階 (O.P. -0.8m)	53.5	51.8	32.6	33.1
	52.4		34.1	
	49.4		32.5	
⑤ 地下 3 階 (O.P. -8.1m)	54.4	51.4	35.5	33.9
	54.7		36.4	
	45.1		29.9	

4. コンクリートコアを用いた圧縮強度試験結果の差異に関する考察

第2号機原子炉建屋の地下2階，地下1階，地上2階において，建設時の91日強度（標準養生），3.11地震前（2006年）及び3.11地震後（2018年）のコンクリート強度を図4-1に示す。

建設時の91日強度及び3.11地震前後のすべてで設計基準強度を上回っているが，3.11地震前後を比較すると，地震後の方が僅かではあるがすべて小さい結果が得られている。コンクリート強度の発現は，90日程度でほぼ安定するとされているが，建設時の91日強度（標準養生）のコンクリート強度と3.11地震前後の強度は同程度であり，また，建設時の91日強度の変動係数は温度補正を考慮すると建屋全体で7～8%程度であることから，3.11地震後の低下幅はそのばらつきの範囲内となっている。

同時期に実施した反発度法による測定結果を表4-1に示す。反発度測定結果においても，圧縮強度は設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  を上回っており，地震前後で有意な違いは認められない。したがって，地震後の試験結果の僅かな低下自体は傾向的なものではないと考えられる。

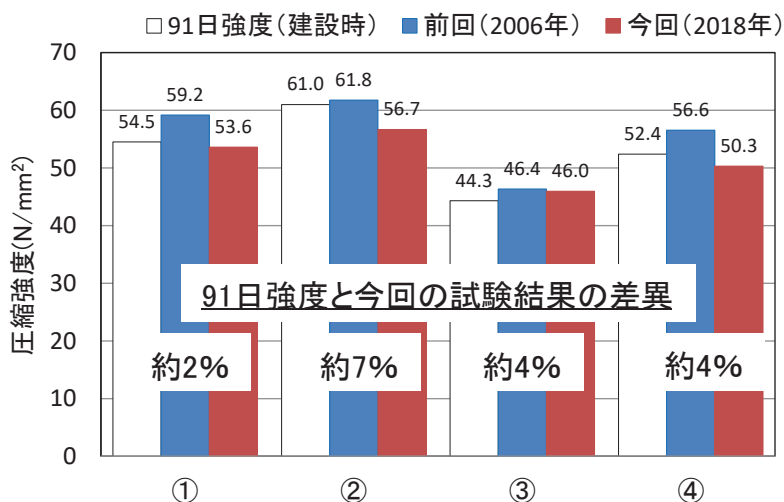


図4-1 各時期における圧縮強度の比較 (第2号機原子炉建屋)

表4-1 反発度法によるコンクリート圧縮強度試験結果 (第2号機原子炉建屋)

	①	②	③	④
3.11地震前※圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	48.8	47.5	43.5	51.4
3.11地震後※圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	47.5	47.5	46.1	54.1

※3.11地震前は2006年度に，3.11地震後は2018年度に実施。

(設計値 設計基準強度： $32.4\text{N/mm}^2$ )

## 5. まとめ

コンクリートの設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因の一つとして、コンクリート剛性（静弾性係数）と相関のあるコンクリート強度が設計基準強度を上回っているかを検討した。

具体的には、第2号機原子炉建屋，その他の建屋の耐震壁からこれまでに採取したコンクリートコアを用いて，実機のコンクリート圧縮強度と設計基準強度を比較検討した。

その結果，それぞれのコンクリートコアの圧縮強度試験結果より，建設時の91日強度（標準養生）と3.11地震前後の強度は同程度で安定しており，圧縮強度は設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  を上回っている。また，3.11地震前後を比較すると，地震後の方が僅かに小さい結果が得られているが，建設時の91日強度のコンクリート強度と3.11地震前後の強度は同程度であり，また，建設時の91日強度の変動係数は温度補正を考慮すると建屋全体で7～8%程度であることから，3.11地震後の低下幅はそのばらつきの範囲内となっている。

反発度法による測定結果を用いた3.11地震前後の比較においても，圧縮強度は設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  を上回っており，地震前後で有意な違いは認められない。

したがって，設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因としては，建屋躯体コンクリートの強度低下が主要因では無いと考えられる。

別紙 17-1 乾燥収縮ひび割れ箇所から採取したコア試験体による  
圧縮強度試験結果

## 1. 概要

第2号機原子炉建屋において、乾燥収縮ひび割れのみられる箇所からコアを採取し、ひび割れ深さ観察及び圧縮強度試験を実施する。

## 2. 調査結果

第2号機原子炉建屋のひび割れ箇所の調査部位については、別紙17の図2-1で示したコンクリートコアの採取位置のうち③と④で実施する。

躯体表面にひび割れがある箇所からコンクリートコアを採取し、圧縮強度試験を実施した結果を表1に示し、ひび割れ箇所から（採取位置④）採取したコンクリートコアの写真を図1に示す。試験の際は、採取したコアの表面50mmについてはカットし、さらに成形した上で圧縮強度試験を実施した。表1より躯体表面にひび割れがない場合に比べ強度は若干低下しているものの、圧縮強度は設計基準強度  $32.4\text{N/mm}^2$  を上回る値が得られた。

表1 ひび割れ箇所から採取したコア試験体による圧縮強度試験結果  
(供試体3本による平均値)

	③	④
3.11地震後の圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) 【躯体表面の目視によるひび割れなし】	46.0	50.3
3.11地震後の圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) 【躯体表面の目視によるひび割れあり】	43.2	48.7

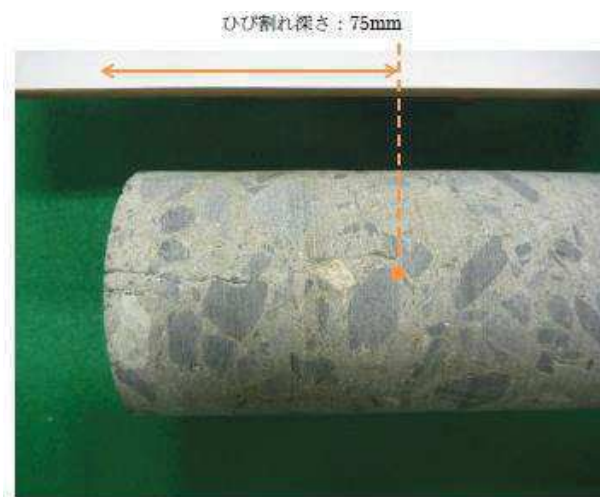


図1 ひび割れ箇所から採取したコンクリートコアの例（採取位置：④）

別紙 18 耐震実験による事前損傷が終局耐力に与える影響検討  
(耐震実験[2])



## 目 次

1.	概要.....	別紙 18-1
2.	実験概要.....	別紙 18- 1
2.1	実験の特徴.....	別紙 18- 1
2.2	実験概要.....	別紙 18- 1
2.3	試験体概要.....	別紙 18- 3
2.4	使用材料特性.....	別紙 18- 5
2.5	加力計画.....	別紙 18- 6
3.	実験結果.....	別紙 18- 8
3.1	試験体 S-13-D0 .....	別紙 18- 8
3.2	試験体 S-13-D I .....	別紙 18-12
3.3	試験体 S-13-D II .....	別紙 18-15
3.4	試験体 S-13-D III .....	別紙 18-18
3.5	試験体 S-13-D IV .....	別紙 18-21
4.	損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討.....	別紙 18-24
4.1	耐力低下及び変形性能低下への影響の検討.....	別紙 18-24
4.2	剛性低下への影響の検討.....	別紙 18-26
4.3	変形割合の確認.....	別紙 18-27
5.	まとめ.....	別紙 18-30

別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

## 1. 概要

3.11 地震では、原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2～1.6%前後であることを踏まえて、鉄筋比 1.32%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 耐震壁の損傷度合いをパラメータとし、無損傷の試験体も含め、計 5 試験体に対し試験を実施した。
- ④ 事前損傷度合いとしては、3.11 地震による 2 号機原子炉建屋オペフロ下部の応答を上回る変形量（層間変形角： $0.75 \times 10^{-3}$ ）から、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2 \times 10^{-3}$ ）の約 3 倍の変形量（層間変形角： $6 \times 10^{-3}$ ）までの計 4 ケースを実施した。
- ⑤ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いにあらかじめ違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力を実施した。

### 2.2 実験概要

表 2-1 に試験体諸元を示す。試験体は、パラメータを「本加力」開始時における損傷の有無（及び大きさ）としたせん断破壊先行型の耐震壁とし、原子力施設の耐震壁を参考に試験体の計画を行った。試験体数は無損傷の試験体 1 体（S-13-D0）、及び損傷度Ⅰ～Ⅳとなるように、「事前加力」を加えた 4 体（S-13-DⅠ～Ⅳ）の計 5 体とした。ただし、事前加力時に損傷度Ⅳを与える試験体については、損傷度Ⅱを与える試験体と兼用した。これは、損傷度Ⅱ程度の変形を繰返し経験させても、その後の構造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-13-DⅠ～Ⅳ試験体に対し事前加力を与えるせん断変形角（損傷の大きさ）は、表 2-2 のとおりとした。なお、表 2-2 は、無損傷試験体 S-13-D0 の加力による実験結果も踏まえて決定している。

表 2-1 試験体諸元

壁	壁高さ(mm)	1000
	全長(mm)	1800
	壁厚(mm)	120
	縦筋	D6@40(SD295)Double
	縦筋比(%)	1.32
	横筋	D6@40(SD295)Double
	横筋比(%)	1.32
	コンクリート強度Fc(N/mm <sup>2</sup> )	27
	せん断スパン比	0.29
柱	断面b×D(mm×mm)	200×200
	主筋	12-D16(SD345)
	帯筋	2-D10(SD345) @ 60
スタブ	断面b×D(mm×mm)	400×400
	主筋	10-D22(SD390)
	あばら筋	2-D13(SD390) @ 100

表 2-2 事前加力で与えるせん断変形角 (損傷の大きさ)

損傷度	せん断変形角	備考
I	$0.75 \times 10^{-3}$	(参考) 原子炉建屋の応答レベル 2005年8月16日宮城県沖の地震： $0.1 \times 10^{-3}$ 程度 3.11地震 オペフロ下部： $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度 オペフロ上部： $0.6 \times 10^{-3}$ 程度
II	$2.0 \times 10^{-3}$	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値
III	$4.0 \times 10^{-3}$	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の終局点
IV	$6.0 \times 10^{-3}$	

### 2.3 試験体概要

図 2-1 及び図 2-2 に試験体配筋図を示す。試験体は、両側柱付きの耐震壁とし、壁全長 1800mm、壁内法高さ 1000mm、反極点高さは壁中央（せん断スパン比が 1/4 程度）となるような形状とした。壁の厚さは 120mm とし、配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、壁筋を D6@40 ダブルで壁筋比が縦・横筋ともに 1.32% となるように配筋をした。

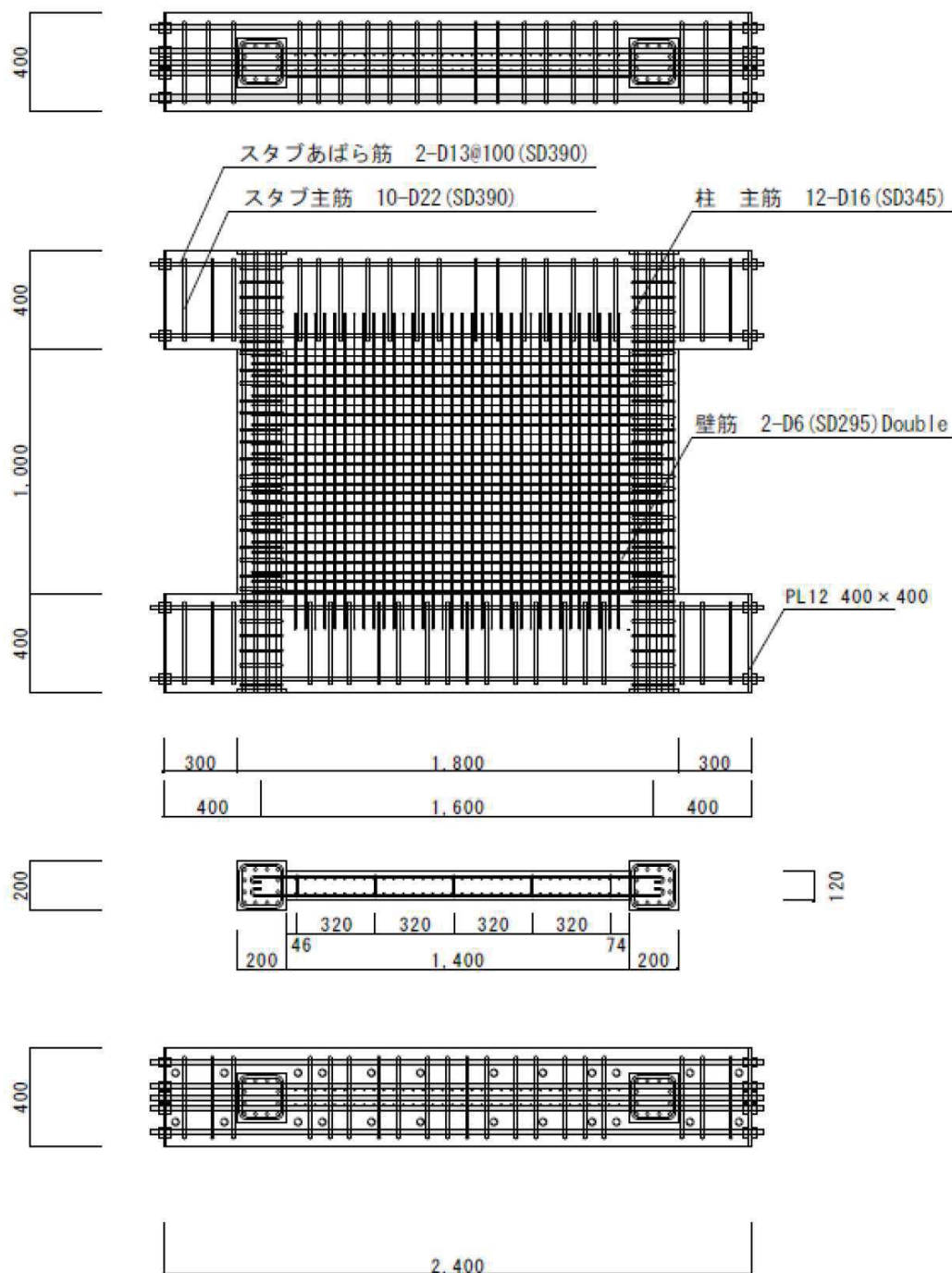
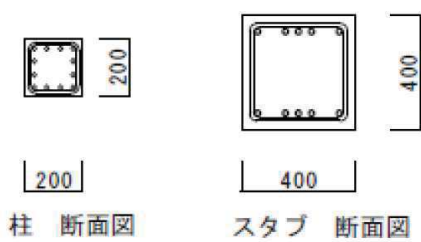
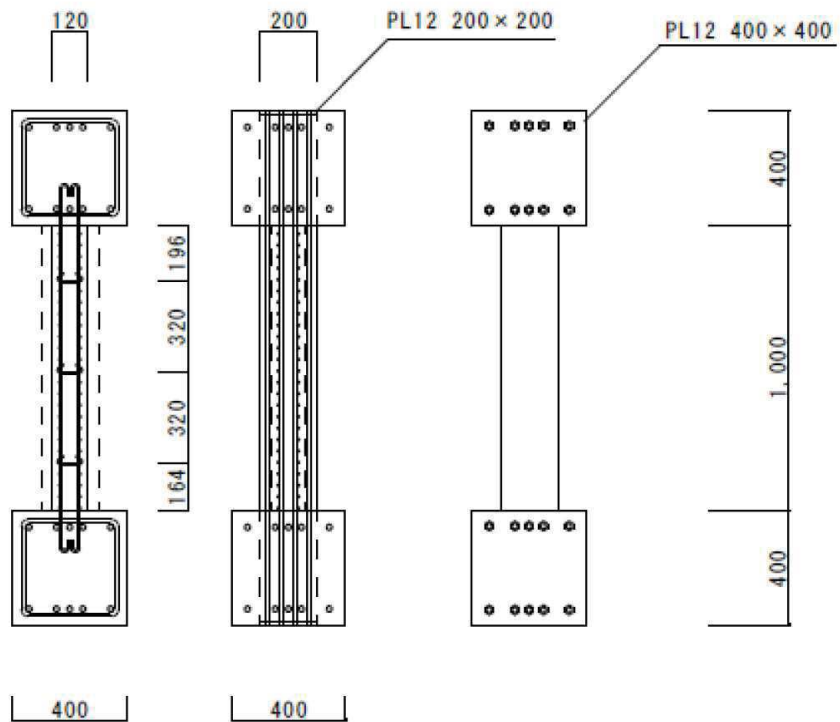


図 2-1 試験体配筋図①



- 特記 1 鉄筋のかぶり厚は20mm以上とする。  
 ※ただし、スタブのかぶり厚は30mm
- 2 柱 主筋 12-D16 (SD345)  
 帯筋 2-D10@60 (SD345)
- 3 スタブ 主筋 10-D22 (SD390)  
 あばら筋 2-D13@100 (SD390)
- 4 壁 縦筋・横筋 2-D6@40 (SD295)Double  
 壁 幅止め筋 D6 (SD295)

図 2-2 試験体配筋図②

## 2.4 使用材料特性

コンクリートの圧縮強度試験結果を表 2-3, 鉄筋の引張試験の結果を表 2-4 に示す。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で  $F_c=27\text{N/mm}^2$  である。

表 2-3 コンクリートの圧縮強度試験結果

コンクリート圧縮試験結果		No1	No2	No3	平均
S-13-D0	材齢(日)	61			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	41.0	39.9	39.6	40.2
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2550	2312	2365	2409
	ヤング係数( $\times 10^4\text{N/mm}^2$ )	2.96	3.21	3.67	3.28
S-13-DI	材齢(日)	79			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	41.6	40.8	41.3	41.2
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2315	2275	2357	2316
	ヤング係数( $\times 10^4\text{N/mm}^2$ )	3.36	3.41	3.65	3.47
S-13-DII , DIV	材齢(日)	107			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	42.2	42.2	41.2	41.9
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2262	2262	2132	2219
	ヤング係数( $\times 10^4\text{N/mm}^2$ )	3.46	3.02	3.28	3.25
S-13-DIII	材齢(日)	87			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	41.7	41.8	40.4	41.3
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2482	2332	2620	2478
	ヤング係数( $\times 10^4\text{N/mm}^2$ )	3.21	3.61	3.44	3.42

※コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。(設計基準強度： $27\text{N/mm}^2$ )

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	ヤング係数 ( $\times 10^4\text{N/mm}^2$ )
D6(SD295)	362	518	2160	17.2
D10(SD345)	364	572	2023	18.1
D16(SD345)	393	574	2060	19.1

## 2.5 加力計画

加力装置を図 2-3, 加力概念図を図 2-4 に示す。2本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して、軸応力度  $0.5\text{N/mm}^2$  の一定軸力を加え、左右の2本の水平ジャッキで正負交番繰返し静的漸増载荷を行った。なお、試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように2本の水平ジャッキを設置した。加力は、地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-13-D0 以外の試験体は事前加力を行い、その後本加力を行うことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。事前加力は小さい層間変形角から繰返し、各試験体の損傷度時の層間変形角を5回繰返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現した後、一旦除荷し、本加力を行う。加力スケジュールを表 2-5 に示す。加力スケジュールは、表 2-2 の事前加力で与えるせん断変形角（損傷の大きさ）を踏まえて設定した。

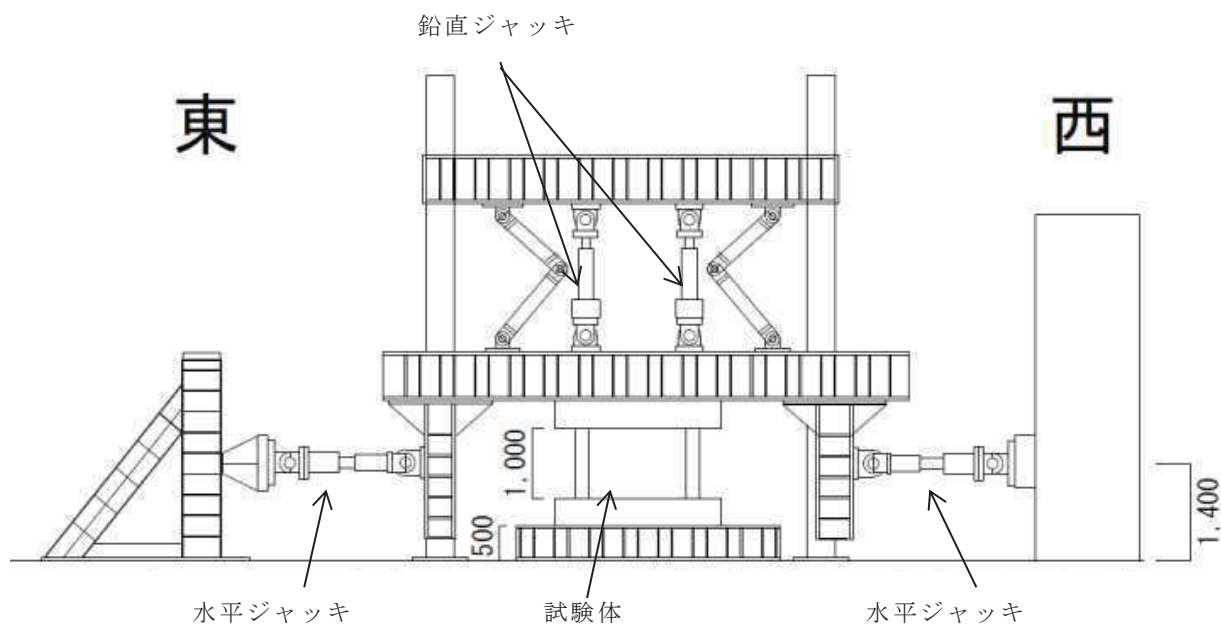


図 2-3 加力装置図

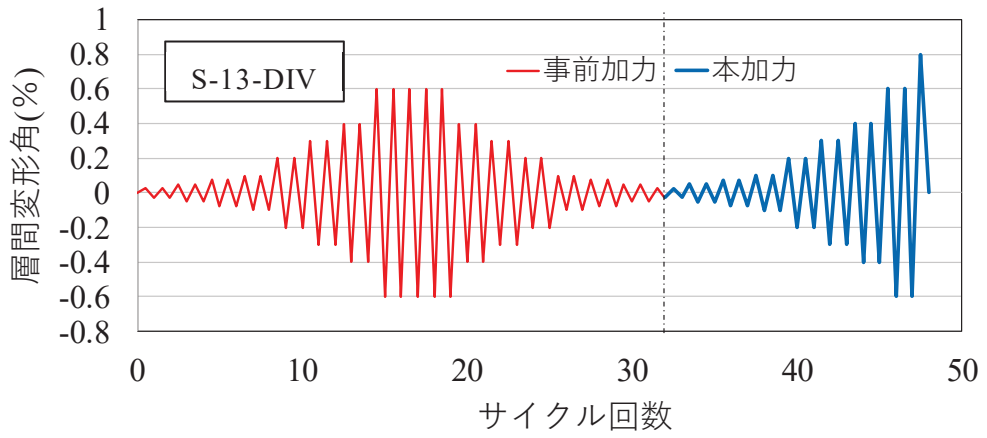


図 2-4 加力概念図

表 2-5 加力スケジュール

			S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-DIV
加力	目標部材角	層間変形	サイクル数				
	R(rad.)	mm	回				
事前加力	±0.25/1000	±0.25	0	2	2	2	2
	±0.50/1000	±0.50		2	2	2	2
	±0.75/1000	±0.75		5	2	2	2
	±1/1000	±1.0			2	2	2
	±2/1000	±2.0			5	2	2
	±3/1000	±3.0				2	2
	±4/1000	±4.0				5	2
	±6/1000	±6.0					5
	±4/1000	±4.0					2
	±3/1000	±3.0				2	2
	±2/1000	±2.0				2	2
	±1/1000	±1.0			2	2	2
	±0.75/1000	±0.75			2	2	2
	±0.50/1000	±0.50			2	2	2
	±0.25/1000	±0.25			2	2	2
本加力	±0.25/1000	±0.25	2	2			
	±0.50/1000	±0.50	2	2			
	±0.75/1000	±0.75	2	2			
	±1/1000	±1.0	2	2			
	±2/1000	±2.0	2	2			
	±3/1000	±3.0	2	2			
	±4/1000	±4.0	2	2			
	±6/1000	±6.0	2	2			
±8/1000	±8.0	押切	押切				



### 3. 実験結果

#### 3.1 試験体 S-13-D0

##### (1) 試験体 S-13-D0 の実験結果

図 3-1 に試験体 S-13-D0 の荷重-変形関係を示す。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。ひび割れは、壁隅から発生し 2/1000rad. 付近で壁全体にひび割れが生じた。その後は、6/1000rad. サイクル時に壁中央部のひび割れに沿って細かな剥落が見られ、8/1000rad. 付近で終局耐力を迎えるとともに、コンクリートが圧壊し急激に耐力が低下した。

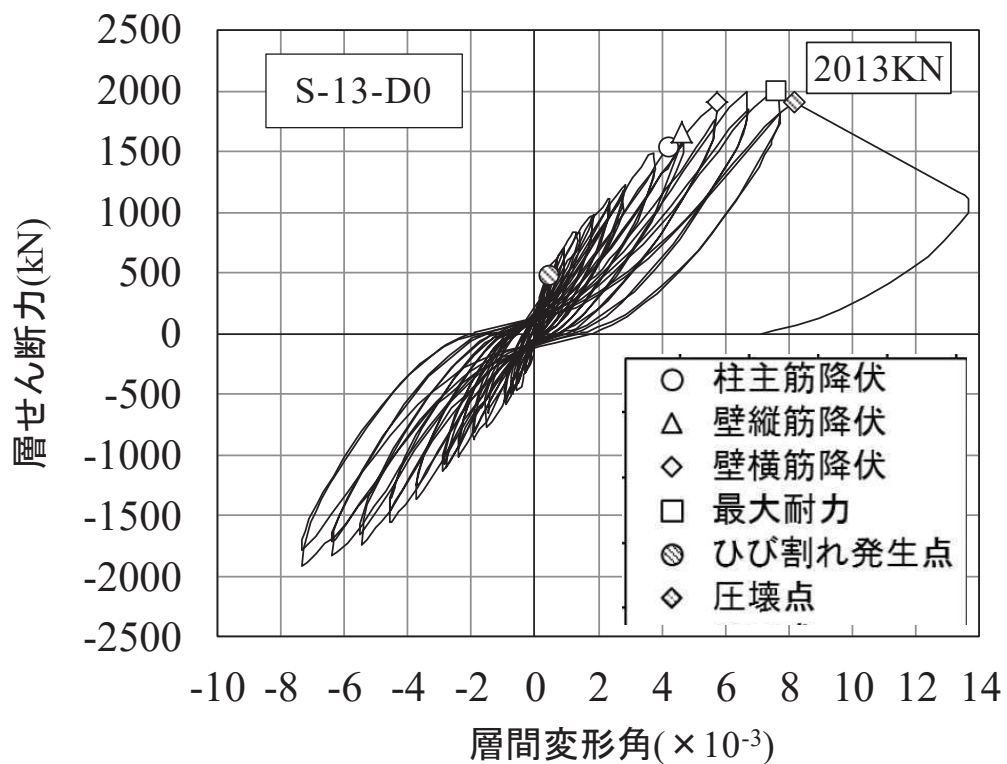


図 3-1 試験体 S-13-D0 の荷重-変形関係



図 3-2 試験体 S-13-D0 最終破壊時写真

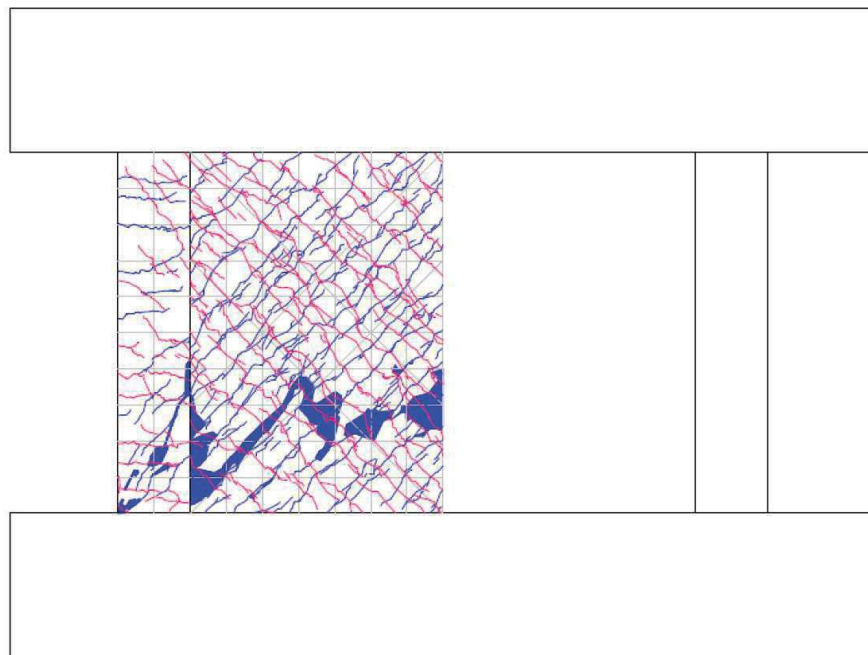


図 3-3 試験体 S-13-D0 最終破壊時ひび割れ図

(2) 損傷度の判定

図 3-4 に試験体 S-13-D0 の各変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図を示す。本実験では、被災度区分判定基準を参考にするとともに、荷重-変形関係、剛性低下、ひび割れの推移など実験データと比較・検討し、損傷度を判定した。損傷度 I はひび割れ発生～1/1000rad. とし、損傷度 II は 1/1000rad. ～3/1000rad. 損傷度 III は 3/1000rad. ～6/1000rad. 損傷度 IV は 6/1000rad. ～終局耐力までと判定した。以上の損傷度判定と、荷重-変形関係をまとめたものを図 3-5 に示す。

なお、表 2-2 の損傷度分類、表 2-5 の S-13-D I ～IV 加力スケジュールは、この結果も踏まえて決定している。

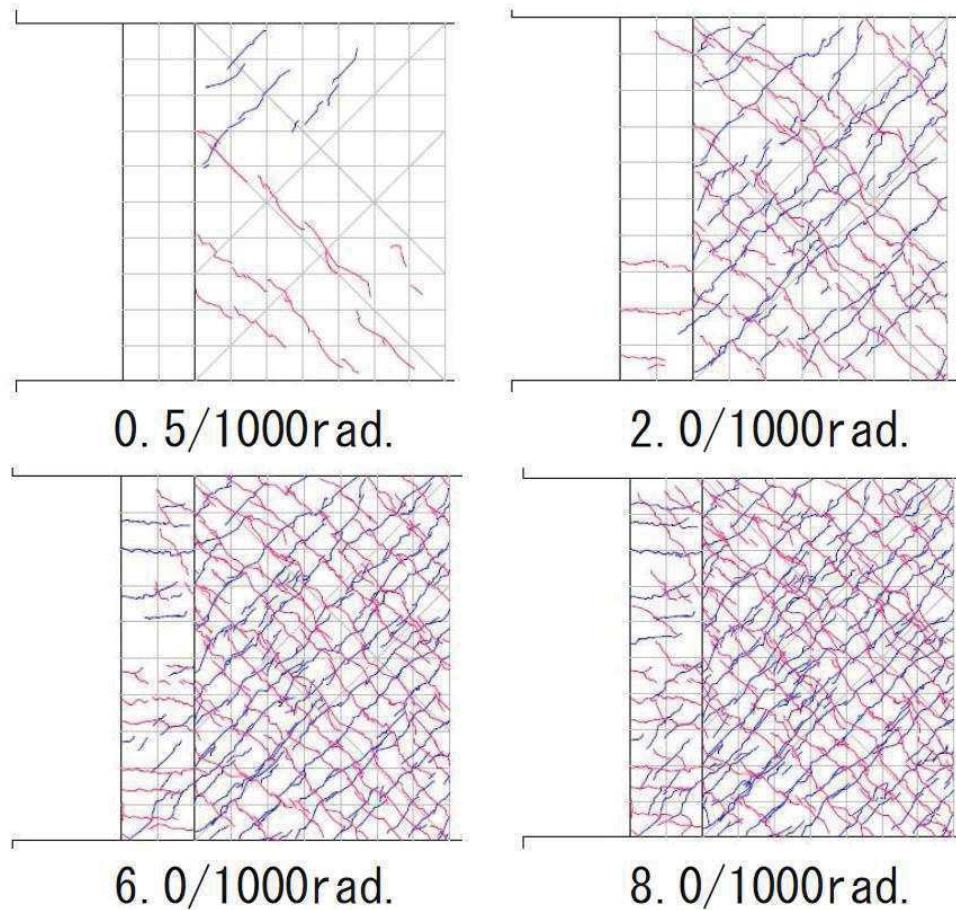


図 3-4 試験体 S-13-D0 の主な変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図

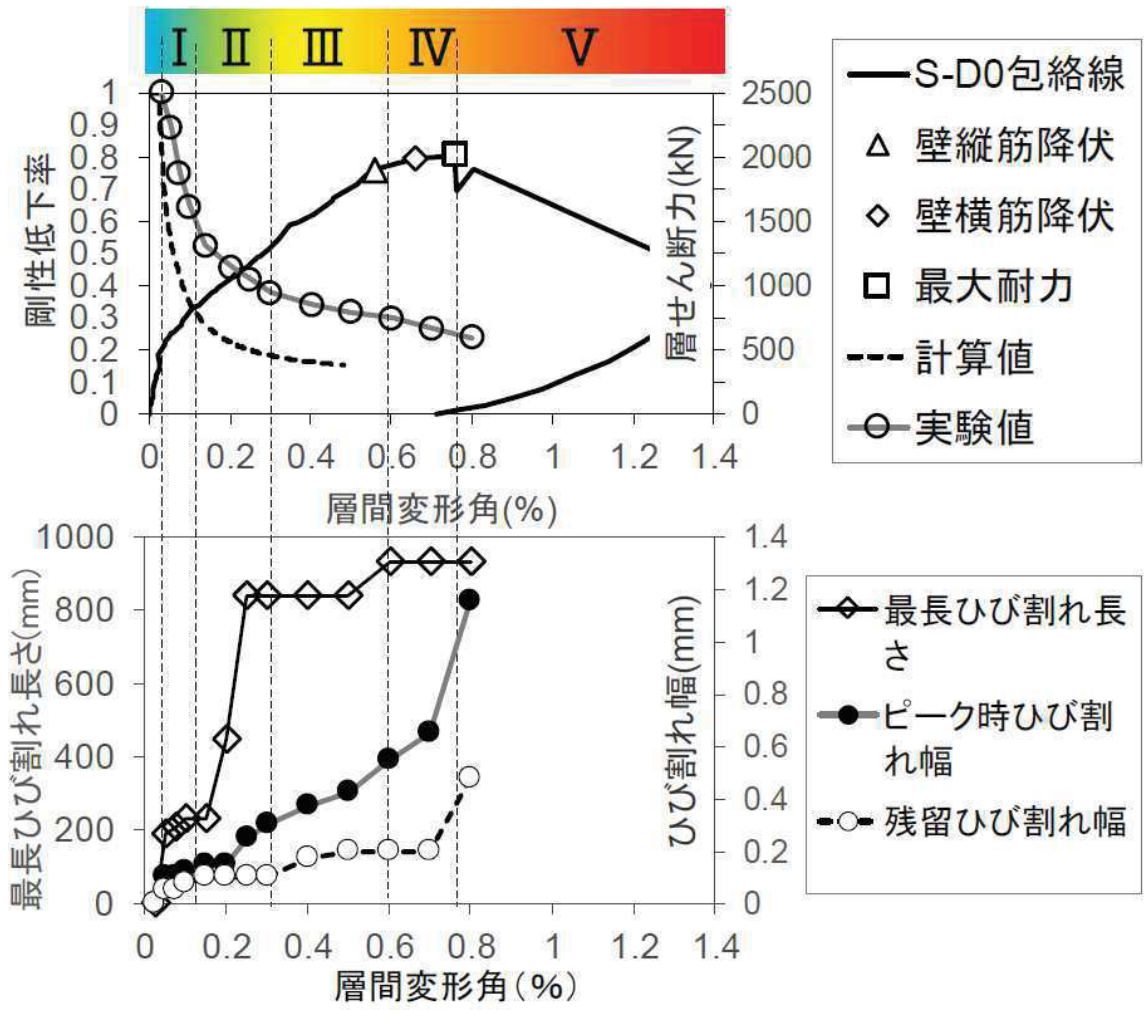


図 3-5 損傷度の判定

### 3.2 試験体 S-13-D I

#### (1) 試験体 S-13-D I の実験結果

図 3-6 に試験体 S-13-D I の荷重-変形関係を示す。図 3-6 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形関係の包絡線を併記する。図 3-6 から、試験体 S-13-D0 と試験体 S-13-D I に目立った差は無く、事前損傷度合いとして、3.11 地震による 2 号機原子炉建屋オペフロ下部の応答を上回る変形量（層間変形角： $0.75 \times 10^{-3}$ ）を与えたケースは、本加力においても、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 3-7 に最終破壊時写真を、図 3-8 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-9 に事前加力終了時写真を、図 3-10 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

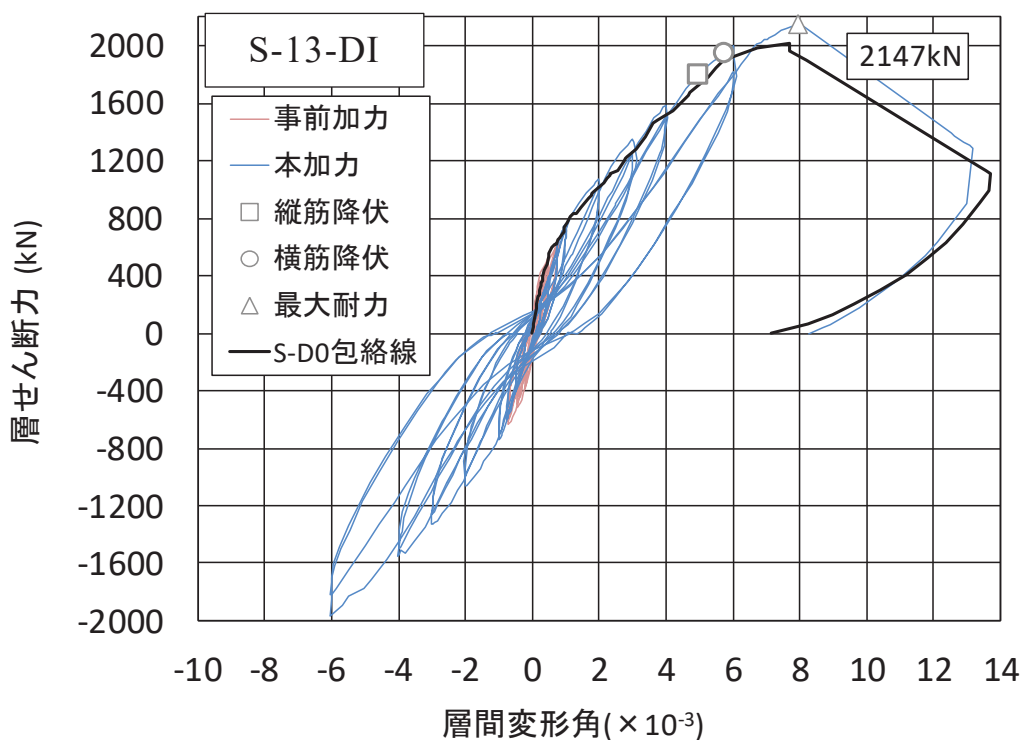


図 3-6 試験体 S-13-D I の荷重-変形関係

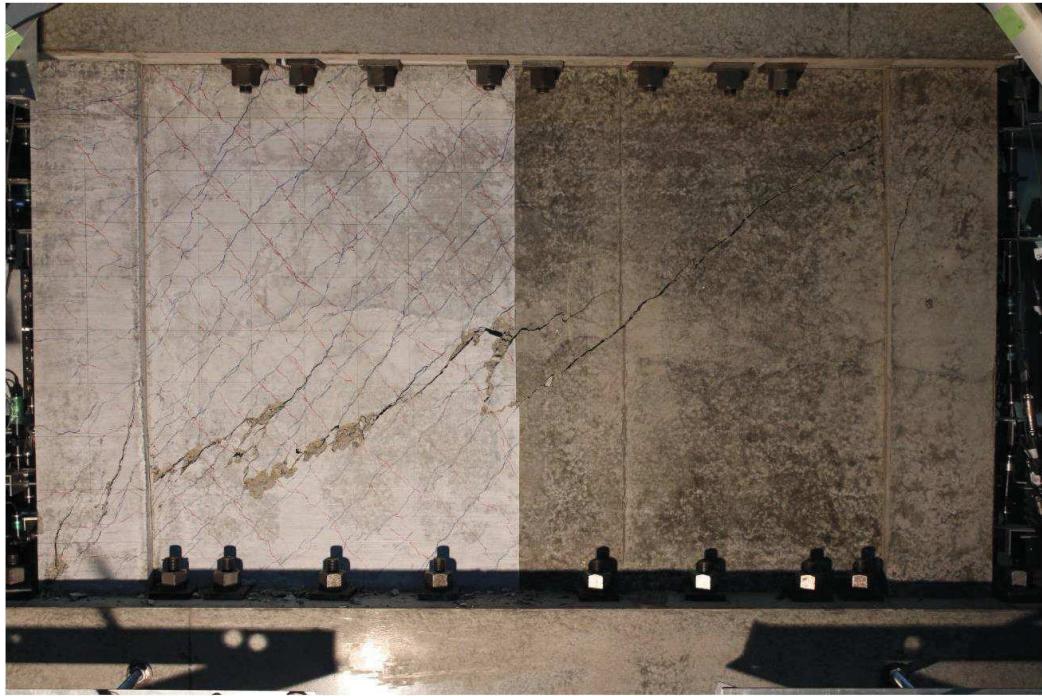


図 3-7 試験体 S-13-D I 最終破壊時写真

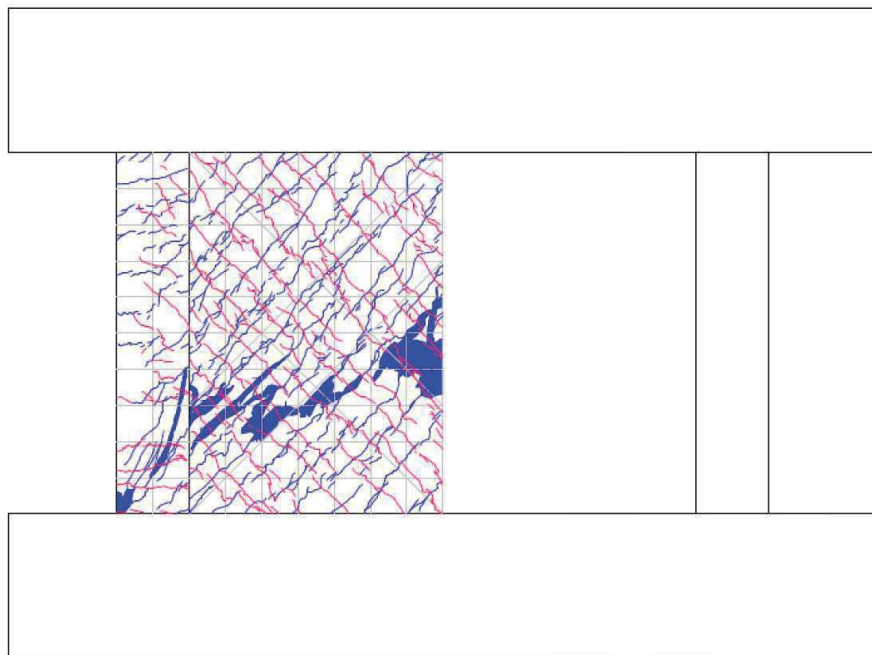


図 3-8 試験体 S-13-D I 最終破壊時ひび割れ図

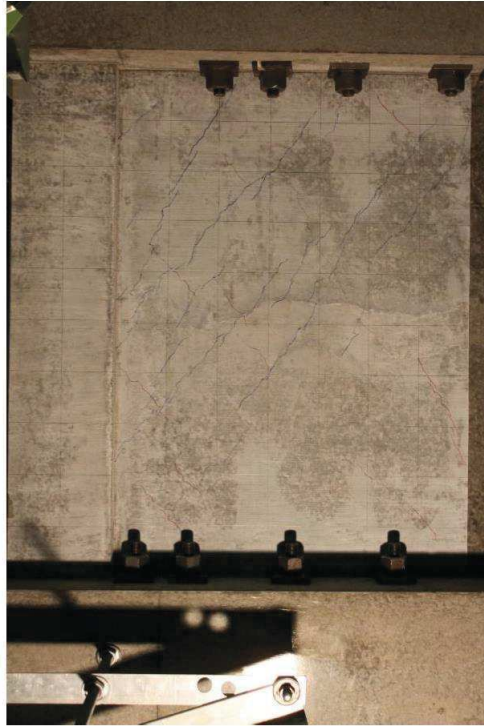


図 3-9 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) 写真

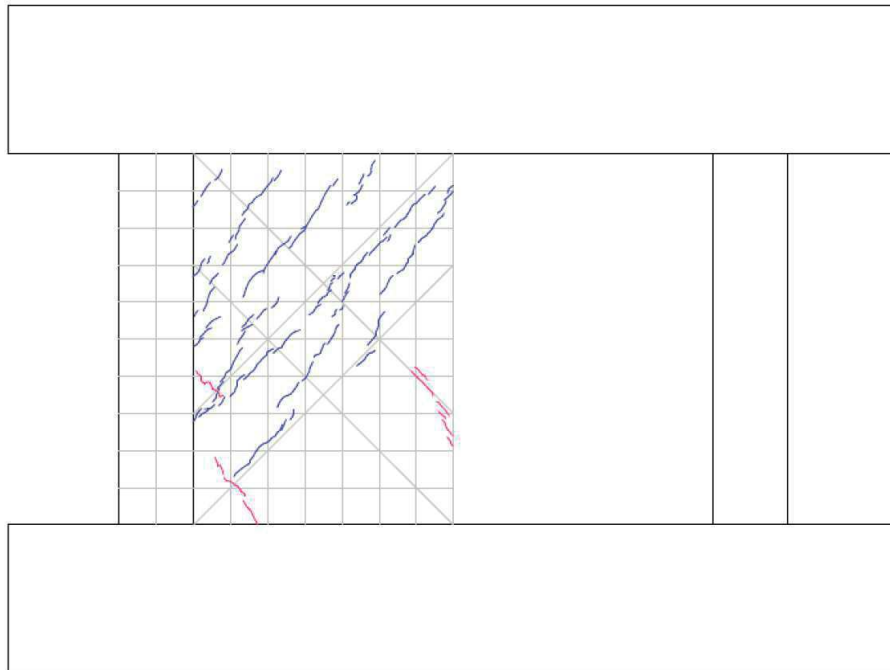


図 3-10 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) ひび割れ図

### 3.3 試験体 S-13-DII

#### (1) 試験体 S-13-DII の実験結果

図 3-11 に試験体 S-13-DII の荷重-変形関係を示す。図 3-11 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形関係の包絡線を併記する。本試験体を、損傷度Ⅳを経験した試験体 S-13-DIV に再利用したため、終局耐力及びその時の変形のデータは記録していないが、損傷度Ⅲの試験結果から、損傷度Ⅱ程度の変形を受けても終局耐力に大きな影響がないと考えられる。図 3-11 から、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 3-12 に 6/1000rad. 時の写真を、図 3-13 に 6/1000rad. 時のひび割れ図を、図 3-14 に事前加力終了時写真を、図 3-15 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

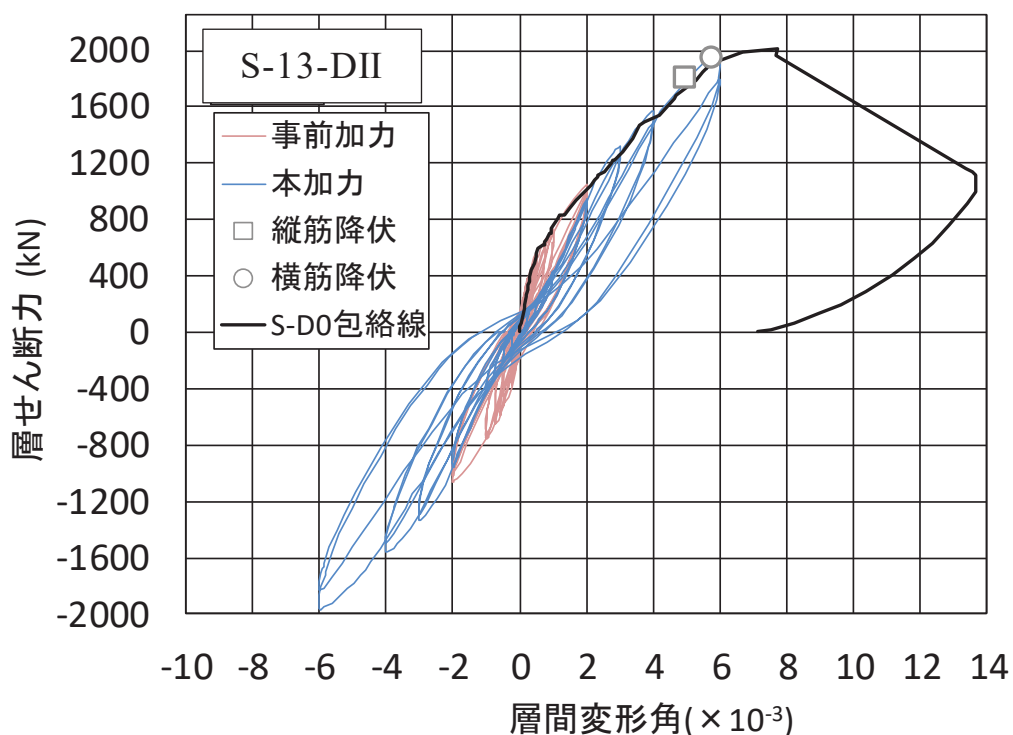


図 3-11 試験体 S-13-DII の荷重-変形関係



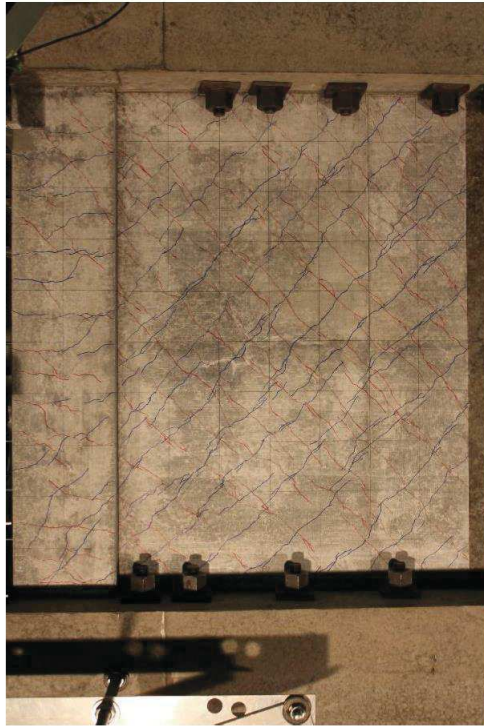


図 3-12 試験体 S-13-DII 6/1000rad. 時写真

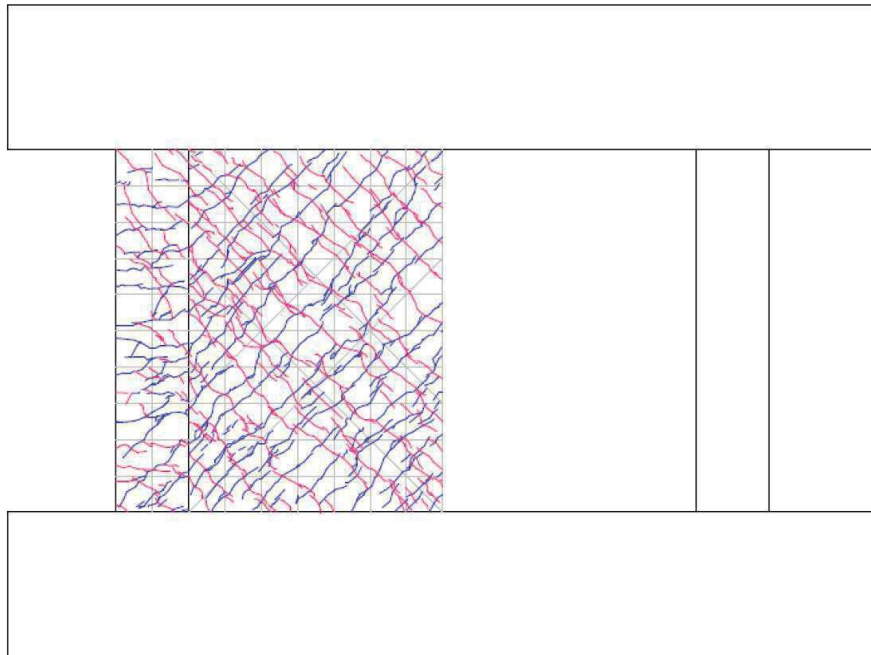


図 3-13 試験体 S-13-DII 6/1000rad. ひび割れ図

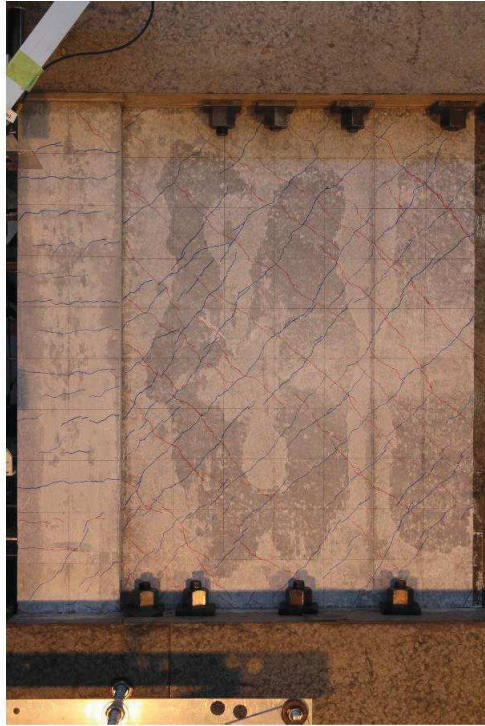


図 3-14 試験体 S-13-DII 事前加力終了時 (2/1000rad.) 写真

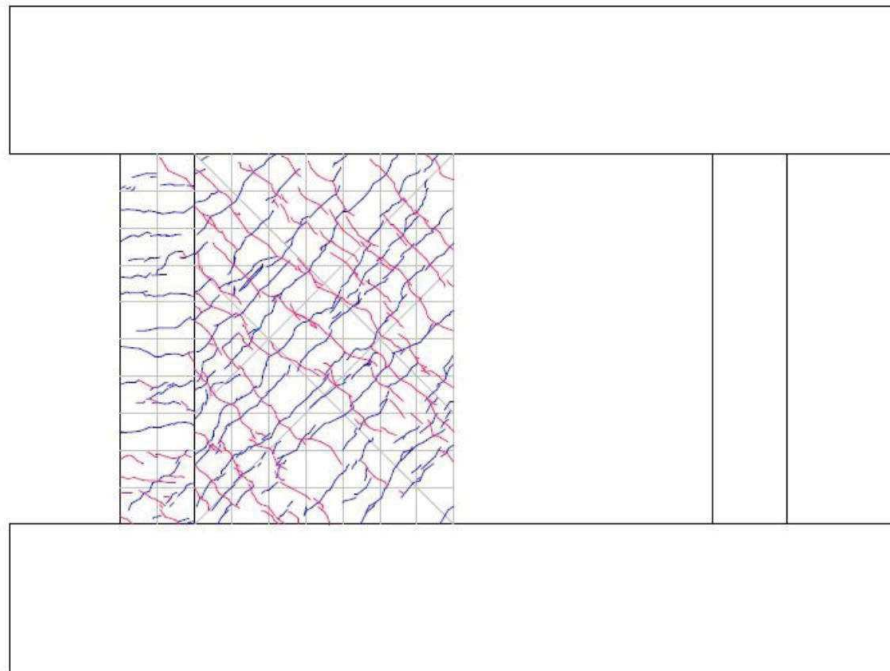


図 3-15 試験体 S-13-DII 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

### 3.4 試験体 S-13-DIII

#### (1) 試験体 S-13-DIII の実験結果

図 3-16 に試験体 S-13-DIII の荷重-変形関係を示す。図 3-16 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形関係の包絡線を併記する。図 3-16 から、これまでの試験体 S-13-D I, S-13-D II 同様に、未経験の変形レベルでは、大きな差はないため、損傷度 III 程度の変形を経験しても、未経験の変形レベルにおける負担せん断力の低下には影響がないといえる。

また、図 3-17 に最終破壊時写真を、図 3-18 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-19 に事前加力終了時写真を、図 3-20 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

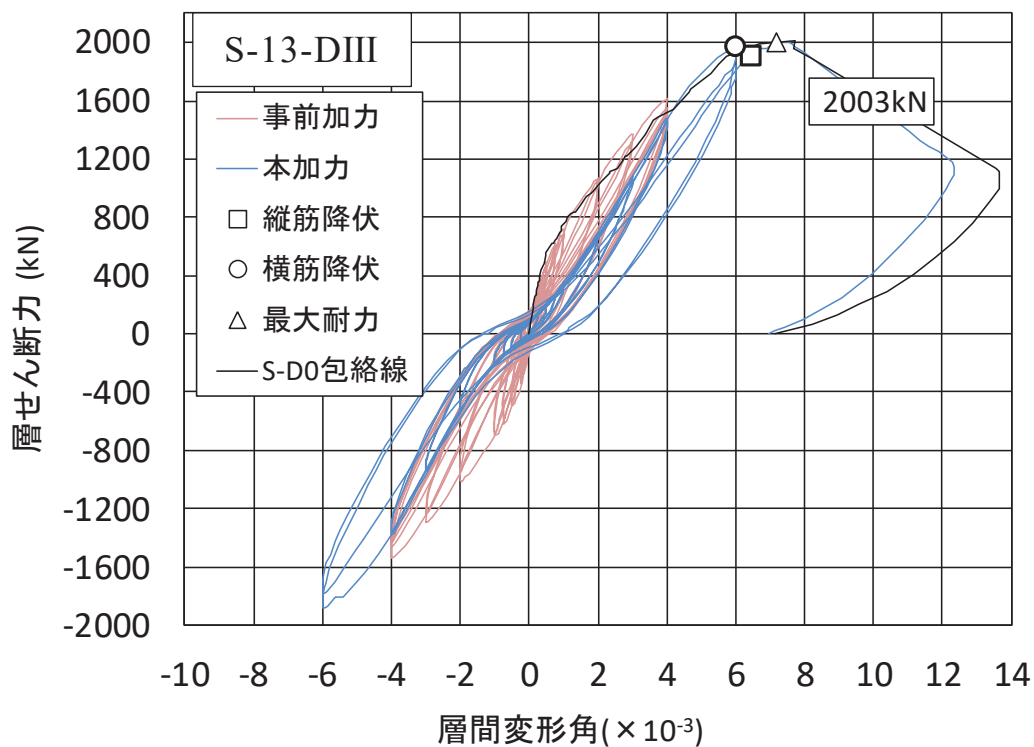


図 3-16 試験体 S-13-DIII の荷重-変形関係

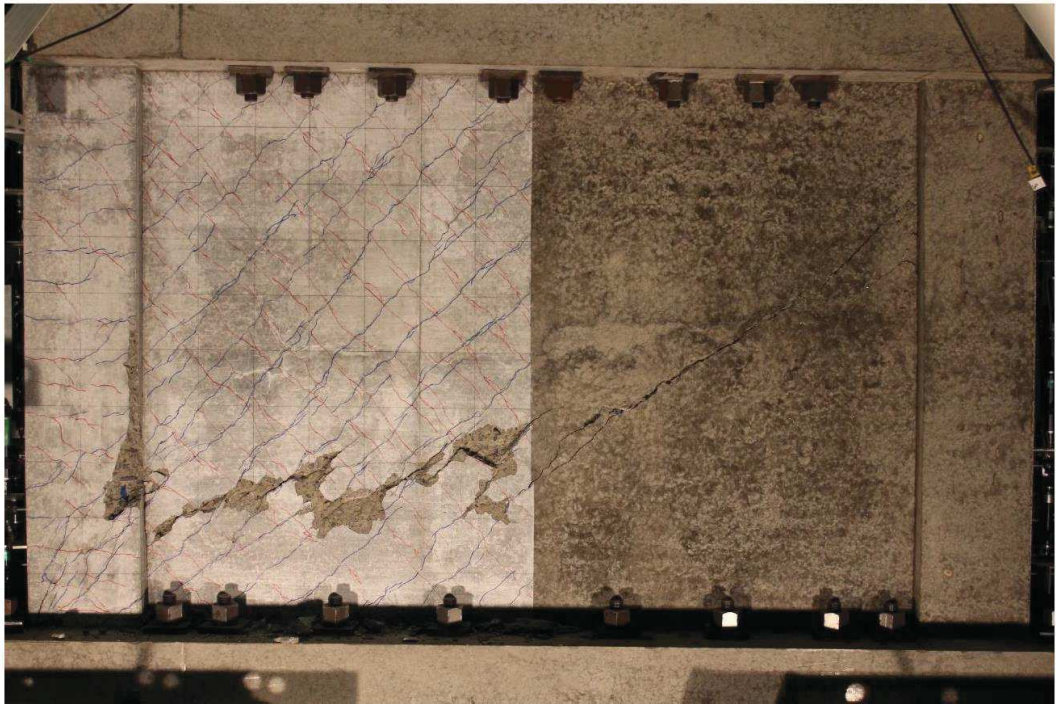


図 3-17 試験体 S-13-DIII 最終破壊時写真

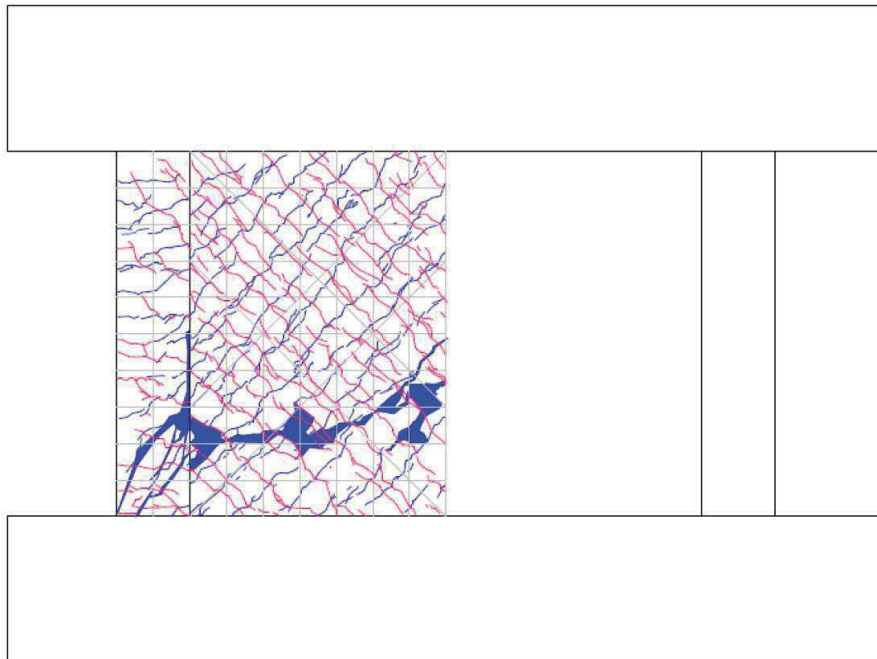


図 3-18 試験体 S-13-DIII 最終破壊時ひび割れ図

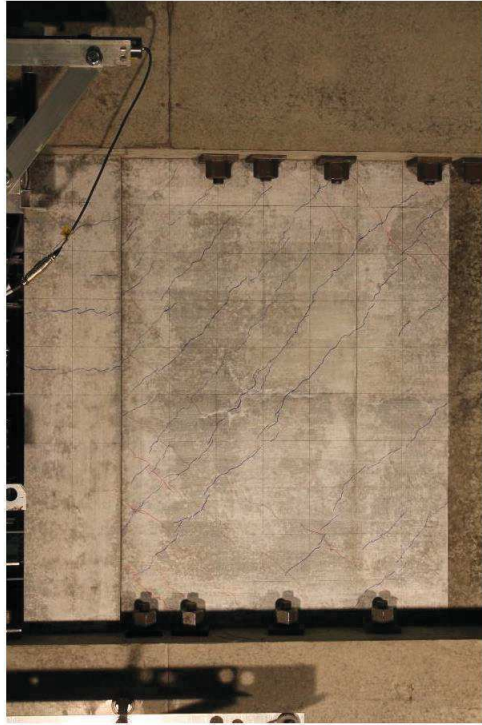


図 3-19 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

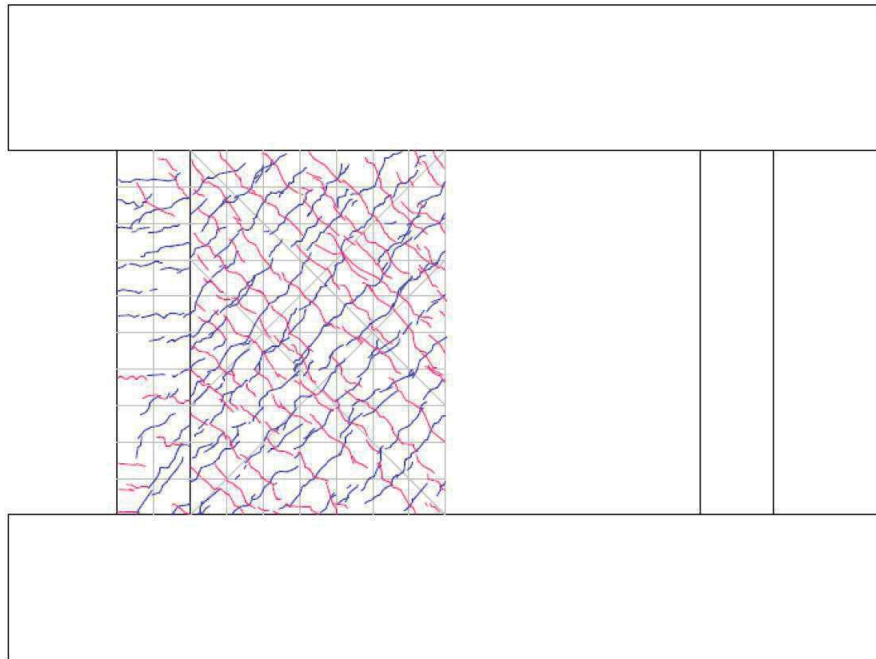


図 3-20 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

### 3.5 試験体 S-13-DIV

#### (1) 試験体 S-13-DIVの実験結果

図 3-21 に試験体 S-13-DIV の荷重－変形関係を示す。図 3-21 には試験体 S-13-D0 の荷重－変形関係の包絡線を併記する。図 3-21 から、本加力の履歴ループは、逆 S 字のループを描き、一度経験している変形では、エネルギー吸収能力が低下しているが、最終耐力は S-13-D0 と同等であった。

また、図 3-22 に最終破壊時写真を、図 3-23 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-24 に事前加力終了時写真を、図 3-25 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

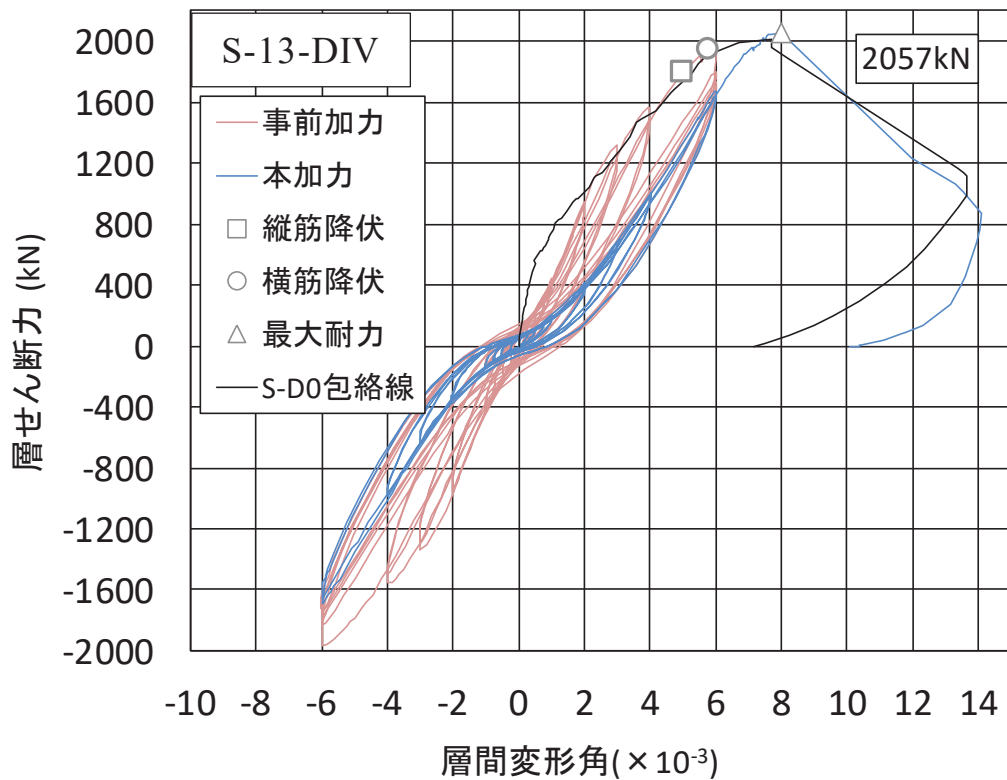


図 3-21 試験体 S-13-DIV の荷重－変形関係

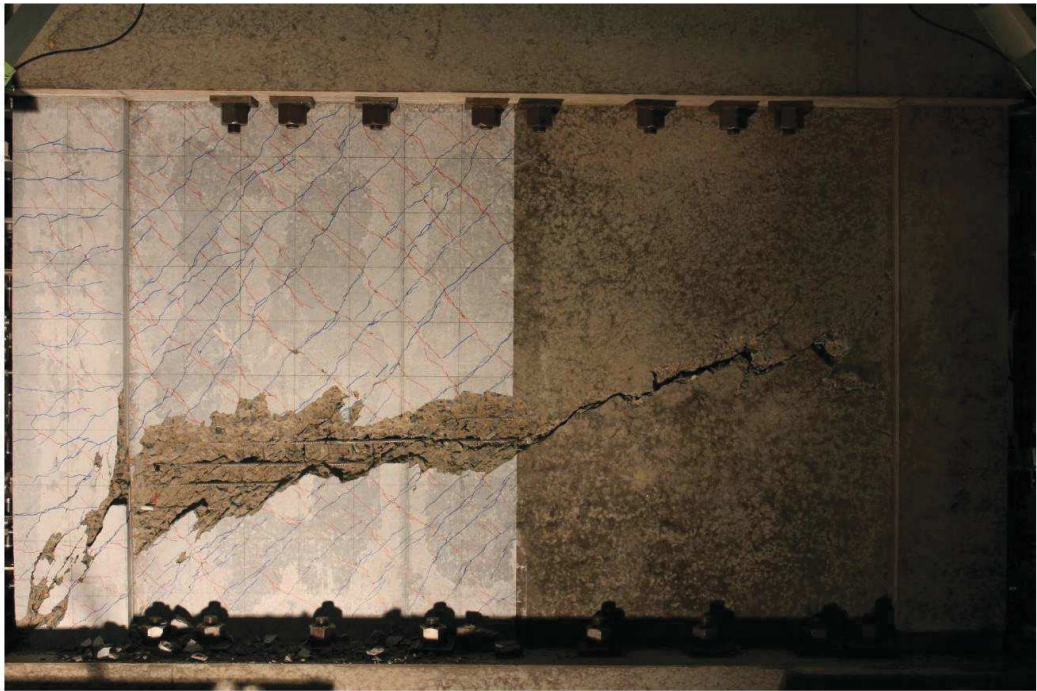


図 3-22 試験体 S-13-DIV 最終破壊時写真

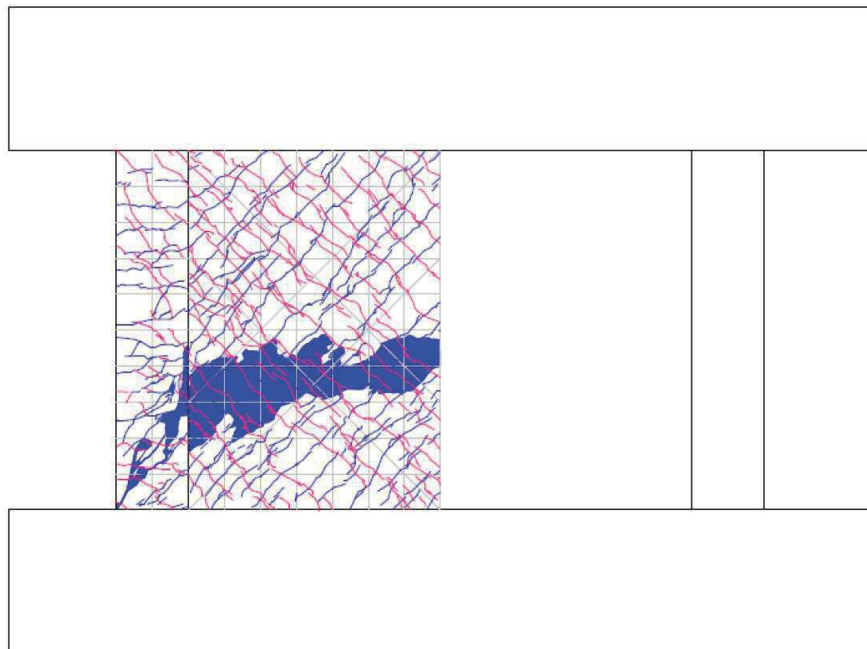


図 3-23 試験体 S-13-DIV 最終破壊時ひび割れ図

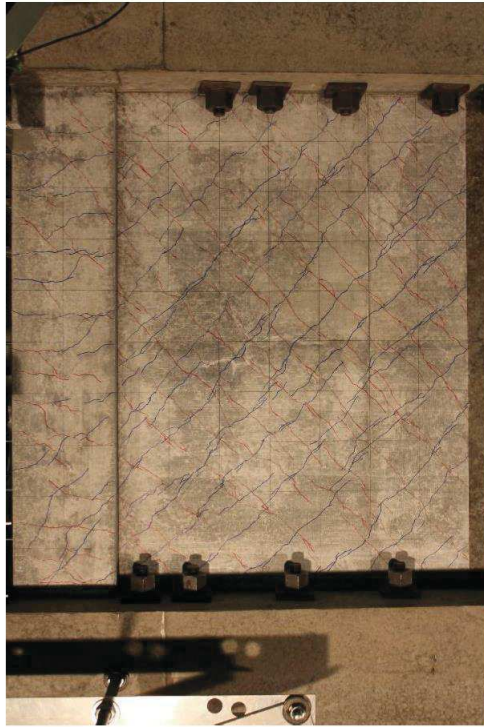


図 3-24 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

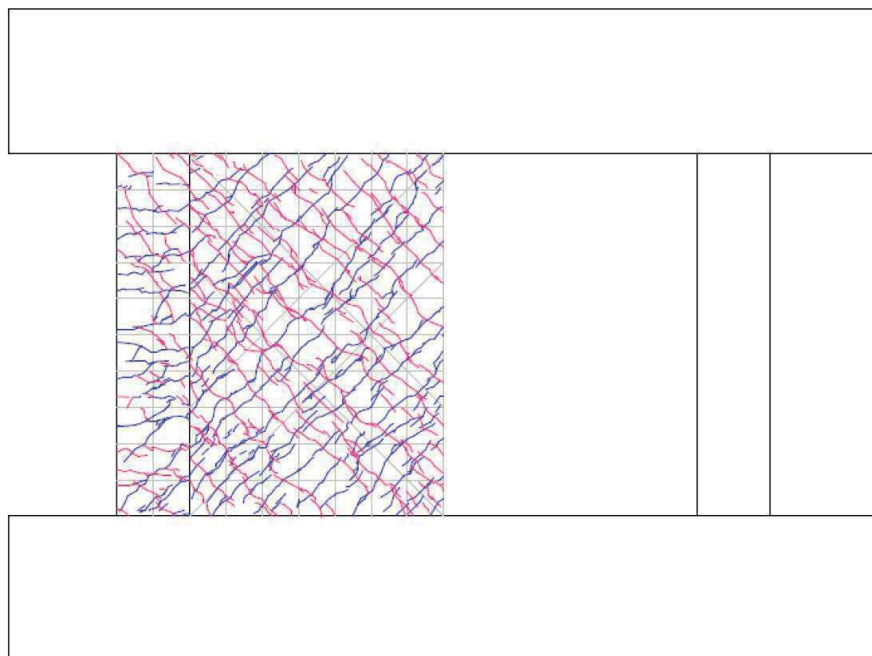


図 3-25 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図



#### 4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

##### 4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

図 4-1 に、各試験体の荷重-変形関係(正側)の包絡線を示す。図 4-1 (2) には、J E A G 式によるスケルトン曲線(表 2-3 に示す S-13-D0 試験体の材料特性による。)を併記する。また、表 4-1 に各試験体のせん断応力度の比較を、表 4-2 に各試験体の終局耐力及び終局耐力時変形の比較を示す。

図 4-1 及び表 4-1、表 4-2 から、無損傷の試験体と損傷有の試験体では、終局耐力、及び終局耐力時の変形には、大きな差が見られないため、終局耐力点以前の変形を受けたとしても、終局耐力の低下及び変形性能低下には影響がないことがわかる。

特に、事前損傷度合いとして、3.11 地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答を上回る変形量(層間変形角： $0.75 \times 10^{-3}$ )を与えた S-13-D I、及び原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値(せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ )並を与えた S-13-D II は、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ )付近での耐力低下は認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。

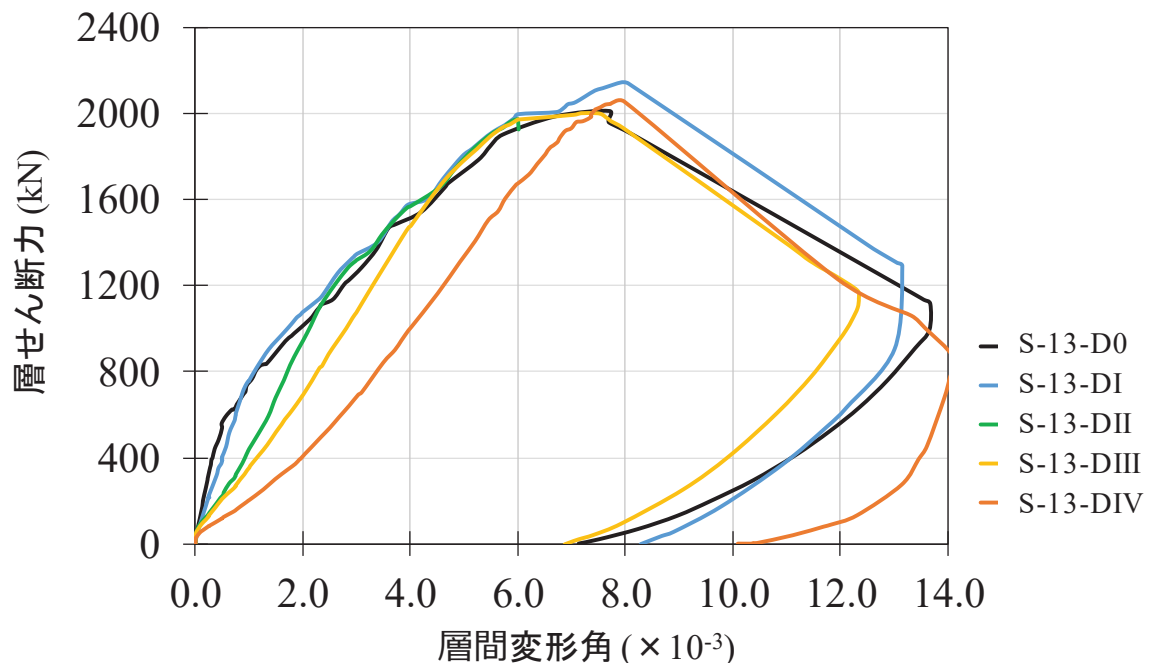
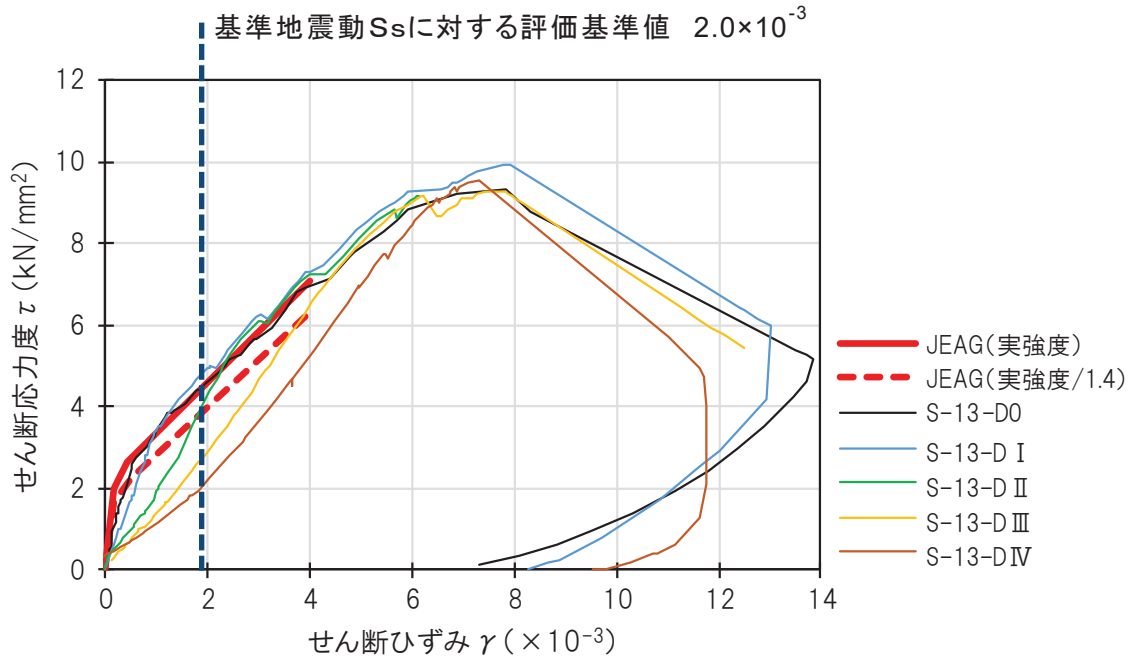


図 4-1 (1) 荷重-変形関係(正側)の包絡線  
(層せん断力-層間変形角)



J E A G 式によるスケルトン曲線は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果 (S-13-D0) に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015 (一般社団法人 日本原子力学会)」による。

図 4-1 (2) 荷重-変形関係 (正側) の包絡線  
(せん断応力度-せん断ひずみ)

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

	せん断応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )						せん断応力度の比 (実験結果 / JEAG (実強度 / 1.4))				
	JEAG (実強度 / 1.4)	S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-D IV	S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-D IV
第1折れ点近傍	1.66	0.92	0.63	0.51	0.25	0.46	0.56	0.38	0.31	0.15	0.28
第2折れ点近傍	2.24	2.12	1.62	0.90	0.69	0.69	0.94	0.72	0.40	0.31	0.31
1000 $\mu$	2.82	3.41	3.41	1.93	1.39	1.17	1.21	1.21	0.68	0.49	0.41
2000 $\mu$	3.98	4.53	4.96	4.37	2.80	2.24	1.14	1.25	1.10	0.70	0.56
3000 $\mu$	5.14	5.67	6.24	6.09	4.64	3.90	1.10	1.22	1.19	0.90	0.76
4000 $\mu$	6.29	6.89	7.31	7.25	6.60	5.39	1.10	1.16	1.15	1.05	0.86

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

	最大耐力	最大耐力 S-13-D0に対する比	最大耐力時 層間変形角	層間変形角 S-13-D0に対する比
	$Q_{max}$	$Q_{max}/D_0 Q_{max}$	Rmax	$R_{max}/D_0 R_{max}$
	kN	-	%	-
S-13-D0	2013	1	0.800	1
S-13-D I	2147	1.07	0.793	0.99
S-13-D II	-	-	-	-
S-13-D III	2003	1.00	0.717	0.90
S-13-D IV	2057	1.02	0.798	1.00

#### 4.2 剛性低下への影響の検討

図4-2に初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係を示す。

剛性低下率は、各試験体の本加力時 0.25/1000rad. の履歴ループをもとに、最小二乗法で求めた初期剛性に対する各サイクルの剛性の比としている。各試験体の剛性低下率は、本加力のみを剛性低下率を記載している。

図4-2をみると、事前加力で経験している変形レベルでは、損傷が大きいほど剛性が低下しており、一方で、未経験の変形レベルでは、無損傷の試験体とほとんど変わらない剛性低下率となっている。

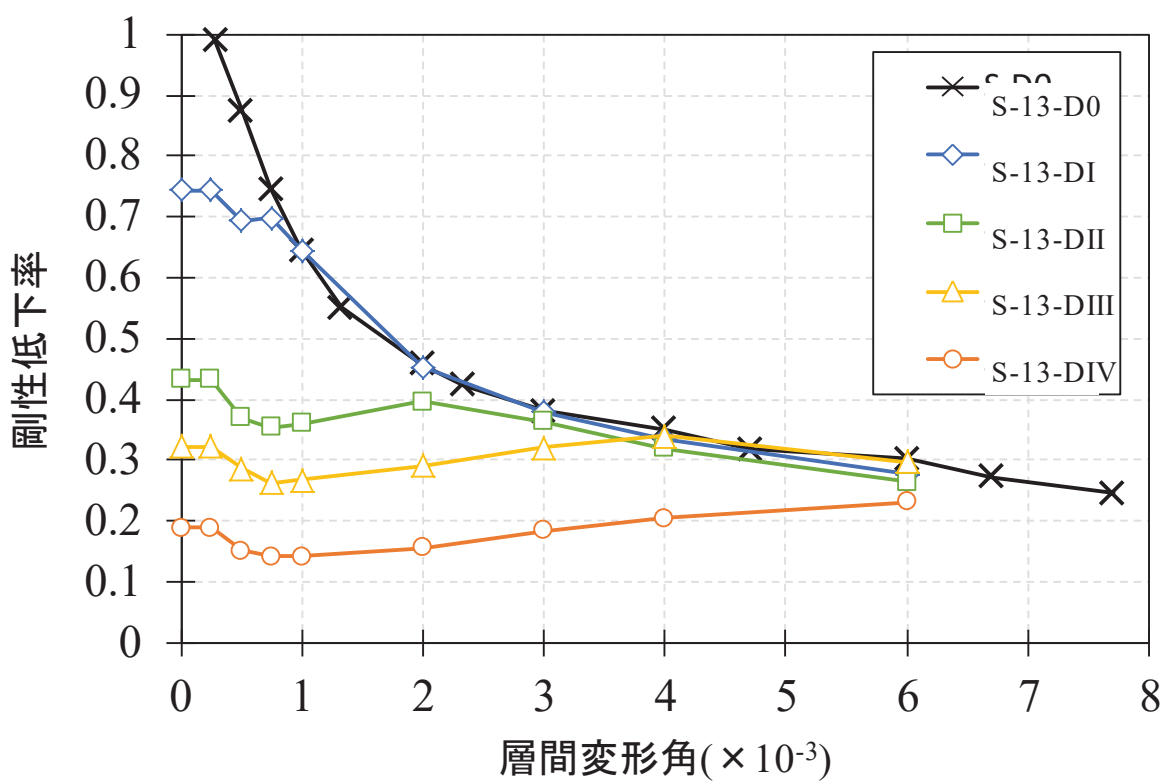


図4-2 初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係

### 4.3 変形割合の確認

図 4-3～図 4-7 に試験体 S-13-D0～試験体 S-13-DIV のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、各試験体ともにせん断変形が支配的であることが確認できる。

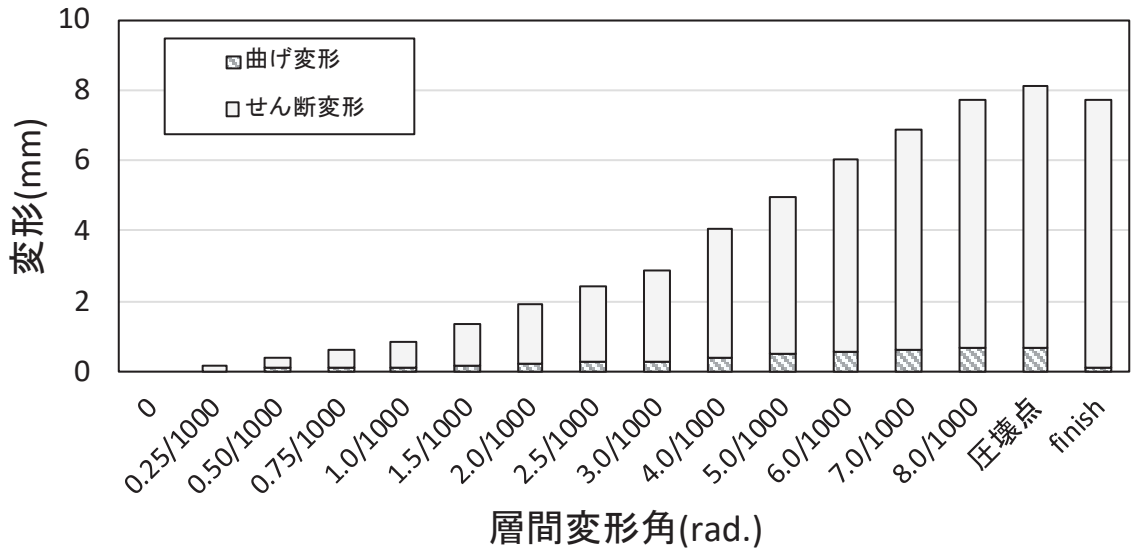


図 4-3 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-D0)

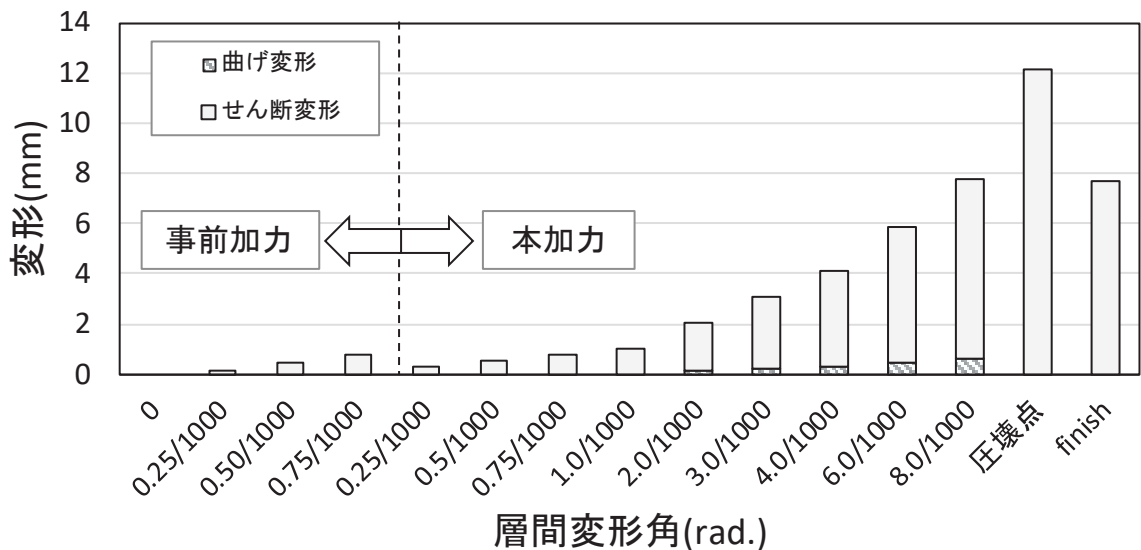


図 4-4 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DI)

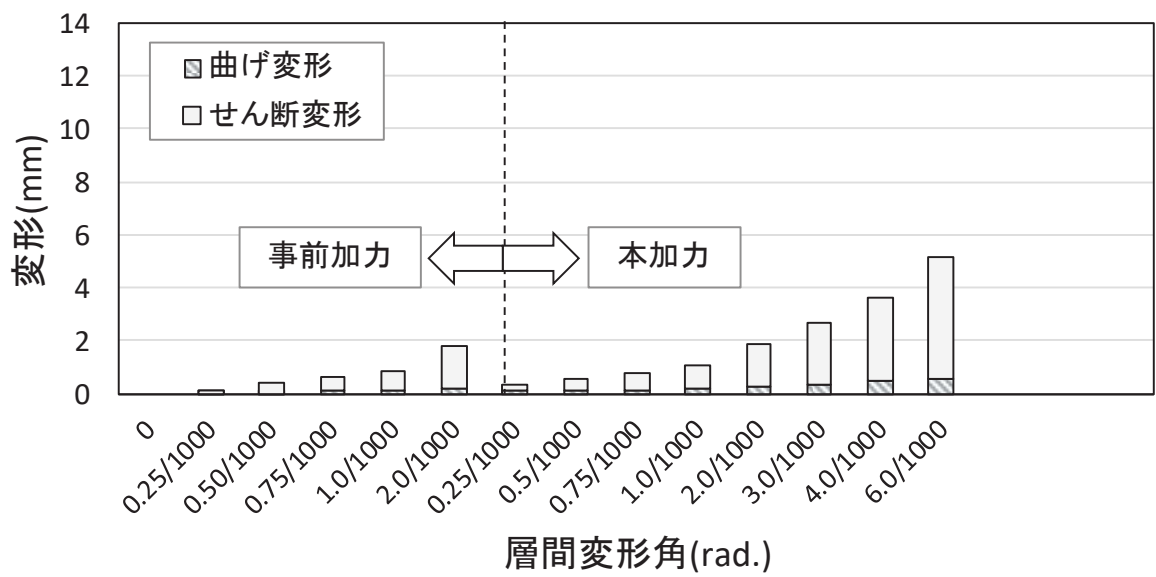


図 4-5 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DII)

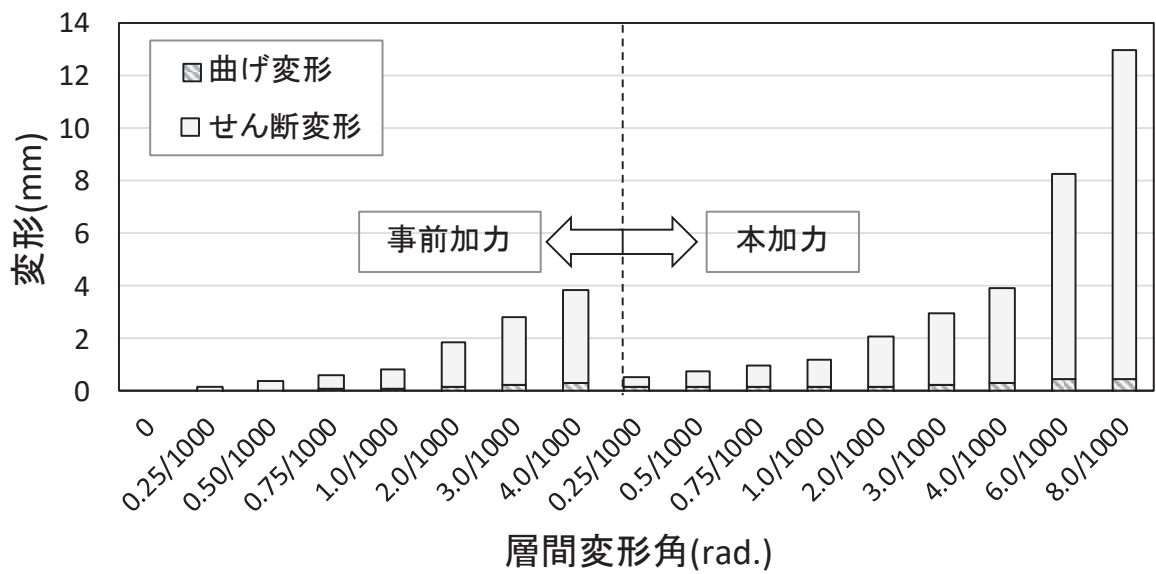


図 4-6 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIII)

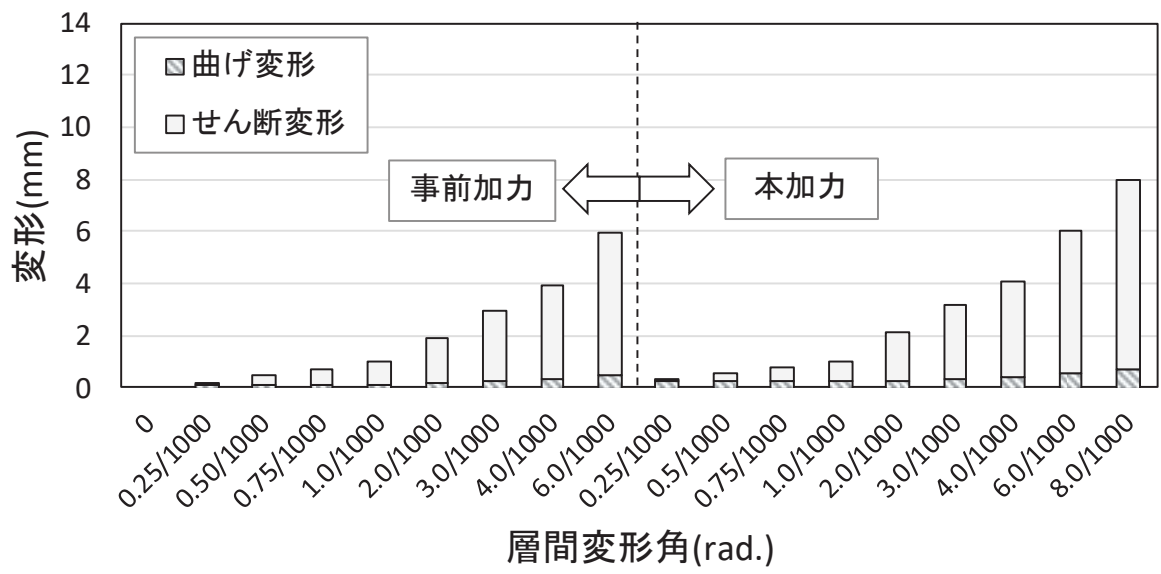


図 4-7 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIV)

## 5. まとめ

一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 事前加力で、各試験体に損傷度Ⅰ～Ⅳと判断した変形を与えたが、損傷の大きさに関わらず、終局耐力には影響がみられなかった。
- ② 特に、事前損傷度合いとして、3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答を上回る変形量（層間変形角： $0.75 \times 10^{-3}$ ）を与えた S-13-DⅠ，及び原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）並を与えた S-13-DⅡは、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近での耐力低下は認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。
- ③ 事前加力で経験している変形に対しては、損傷が大きくなるほど剛性が低下したが、未経験の変形レベルでは、剛性は変化しなかった。

[参考文献]

- (1) 細谷典弘, 小池拓矢, 鈴木裕介, 前田匡樹, 鶴飼和也, 尾形芳博: 地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究 その1 実験計画と無損傷試験体の結果概要, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp. 157-158, 2016.8
- (2) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 鶴飼和也, 尾形芳博: 地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究 その2 損傷レベルと構造性能低下の関係, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.159-160, 2016.8
- (3) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 尾形芳博: RC造耐震壁の残存耐震性能評価とひび割れに基づく損傷量評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63B, pp. 447-454, 2017.3
- (4) 細谷典弘, 半沢守, 尾形芳博, 前田匡樹: 壁筋比が損傷を受けたせん断破壊先行型耐震壁の構造性能に及ぼす影響の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No2, pp.259-264, 2017.7
- (5) 半沢守, 細谷典弘, 尾形芳博, 前田匡樹: 損傷を受けたRC造耐震壁の損傷量評価及び残存耐震性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No2, pp.313-318, 2017.7
- (6) Masaki Maeda1, Norihiro Hosoya, Takuya Koike, Mamoru Hanzawa, Yoshihiro Ogata, Arinori Nimura, Kiwoong Jin: Static Loading Test on Seismic Capacity of Reinforced Concrete Shear Walls in Nuclear Power Plant Part.2 Evaluation of Damage and Residual Capacity, 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Aug.2017



別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

## 1. 概要

3.11地震では、原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験（別紙18の実験。以下「耐震実験[2]という。」）を行った。ここでは、耐震実験[2]の補足的な検討として、鉄筋量を変えた場合の実験を実施した。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、耐震実験[2]の1.32%（原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね1.2~1.6%前後であることを踏まえて設定）に対して、半分の鉄筋比0.66%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 耐震壁の損傷度合いをパラメータとし、無損傷の試験体も含め、計4試験体に対し試験を実施した。
- ④ 事前損傷度合いとしては、原子力施設建屋の基準地震動 $S_s$ に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2 \times 10^{-3}$ ）から、その約3倍の変形量（層間変形角： $6 \times 10^{-3}$ ）までの計3ケースを実施した。
- ⑤ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いにあらかじめ違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力を実施した。

### 2.2 実験概要

表2-1に試験体諸元を示す。試験体は、パラメータを「本加力」開始時における損傷の有無（及び大きさ）としたせん断破壊先行型の耐震壁とし、原子力施設の耐震壁を参考に試験体の計画を行った。試験体数は無損傷の試験体1体（S-06-D0）、及び損傷度Ⅱ~Ⅳとなるように、「事前加力」を加えた3体（S-06-DⅡ~Ⅳ）の計4体とした。ただし、事前加力時に損傷度Ⅳを与える試験体については、損傷度Ⅱを与える試験体と兼用した。これは、損傷度Ⅱ程度の変形を繰返し経験させても、その後の構造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-06-DⅡ~Ⅳ試験体に対し事前加力を与えるせん断変形角（損傷の大きさ）は、表2-2のとおりとした。

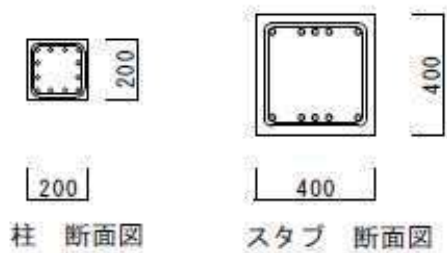
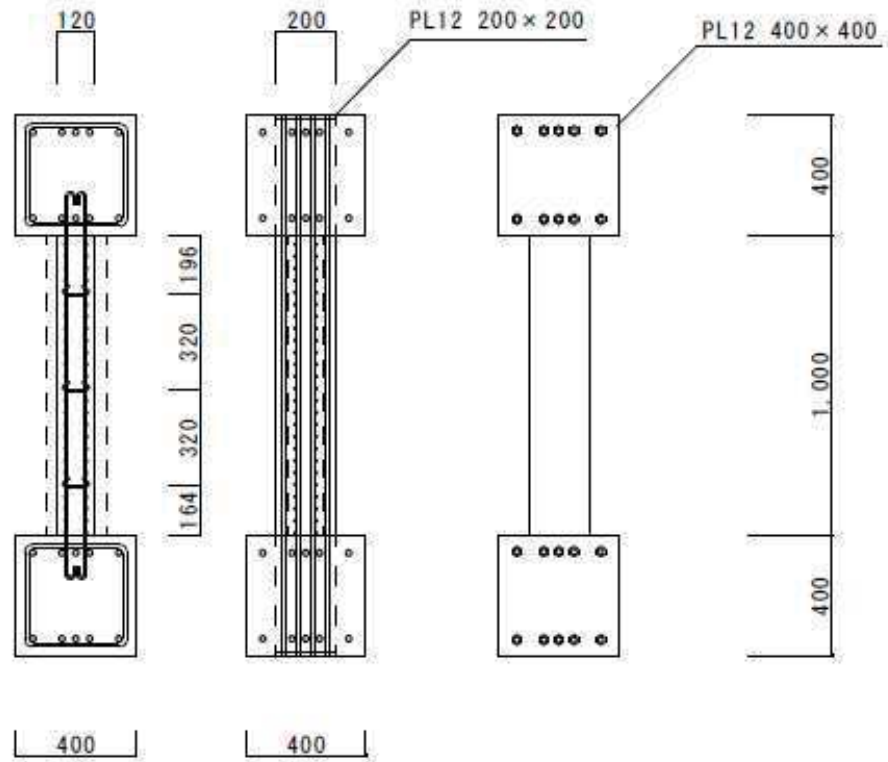
表 2-1 試験体諸元

		耐震実験[2]	耐震実験[2]補足検討
壁	壁高さ(mm)	1000	1000
	全長(mm)	1800	1800
	壁厚(mm)	120	120
	縦筋	D6@40(SD295)Double	D6@80(SD295)Double
	縦筋比(%)	1.32	0.66
	横筋	D6@40(SD295)Double	D6@80(SD295)Double
	横筋比(%)	1.32	0.66
	コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	27	27
	せん断スパン比	0.29	0.29
柱	断面 $b \times D$ (mm $\times$ mm)	200 $\times$ 200	200 $\times$ 200
	主筋	12-D16(SD345)	12-D16(SD345)
	帯筋	2-D10(SD345) @ 60	2-D10(SD345) @ 60
スタブ	断面 $b \times D$ (mm $\times$ mm)	400 $\times$ 400	400 $\times$ 400
	主筋	10-D22(SD390)	12-D16(SD390)
	あばら筋	2-D13(SD390) @ 100	2-D10(SD390) @ 100

表 2-2 事前加力で与えるせん断変形角 (損傷の大きさ)

損傷度	せん断変形角	備考
Ⅱ	$2.0 \times 10^{-3}$	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値
Ⅲ	$4.0 \times 10^{-3}$	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の終局点
Ⅳ	$6.0 \times 10^{-3}$	





- 特記 1 鉄筋のかぶり厚は20mm以上とする。  
 ※ただし、スタブのかぶり厚は30mm
- 2 柱 主筋 12-D16 (SD345)  
 帯筋 2-D10@60 (SD345)
- 3 スタブ 主筋 10-D22 (SD390)  
 あばら筋 2-D13@100 (SD390)
- 4 壁 縦筋・横筋 2-D6@40 (SD295) Double  
 壁 幅止め筋 D6 (SD295)

図 2-2 試験体配筋図②

## 2.4 使用材料特性

コンクリートの圧縮・割裂試験結果を表 2-3, 鉄筋の引張試験の結果を, 表 2-4 に示す。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で  $F_c=27\text{N/mm}^2$  である。

表 2-3 コンクリートの圧縮・割裂試験結果

コンクリート圧縮試験結果		No1	No2	No3	平均
S-06-D0	材齢(日)	55			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	31.1	32.5	32.7	32.1
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2093	2043	2168	2101
	ヤング係数( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	2.91	3.31	2.88	3.03
S-06-D II	材齢(日)	67			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	34.7	32.8	32.1	33.2
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2330	2268	2168	2255
	ヤング係数( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	2.84	2.74	2.83	2.80
S-06-D III	材齢(日)	72			
	圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )	32.3	30.6	32.7	31.9
	圧縮強度時歪( $\mu$ )	2113	2028	2041	2060.3333
	ヤング係数( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	3.01	3.04	3.43	3.16

※コンクリートの圧縮強度は, 試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし, 加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。(設計基準強度:  $27\text{N/mm}^2$ )

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

鉄筋引張試験結果		No.1	No.2	No.3	平均
D6 (SD295)	降伏強度( $\text{N/mm}^2$ )	409	379	377	388.3
	引張強度( $\text{N/mm}^2$ )	568	525	530	540.8
	降伏歪( $\mu$ )	2252	2109	2246	2202.3
	ヤング係数( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	17.8	17.8	17.2	17.6
D10 (SD345)	降伏強度( $\text{N/mm}^2$ )	366	363	361	363.5
	引張強度( $\text{N/mm}^2$ )	581	583	586	583.5
	降伏歪( $\mu$ )	2178	2372	2267	2272.0
	ヤング係数( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	16.7	16.3	16.9	16.6
D16 (SD345)	降伏強度( $\text{N/mm}^2$ )	402	395	395	397.3
	引張強度( $\text{N/mm}^2$ )	573	571	567	570.3
	降伏歪( $\mu$ )	2269	2170	2678	2372.5
	ヤング係数( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	18.7	19.0	19.0	18.9

## 2.5 加力計画

加力装置図を図 2-3 に、加力概念図を図 2-4 に示す。2 本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して、軸応力度  $0.5\text{N/mm}^2$  の一定軸力を加え、左右の 2 本の水平ジャッキで正負交番繰返し静的漸増载荷を行った。なお、試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように 2 本の水平ジャッキを設置した。加力は、地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-06-D0 以外の試験体は事前加力を行い、その後本加力を行うことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。事前加力は小さい層間変形角から繰返し、各試験体の損傷度時の層間変形角を 5 回繰返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現した後、一旦除荷し、本加力を行う。加力スケジュールを表 2-5 に示す。加力スケジュールは、耐震実験 [2] と同様とした。

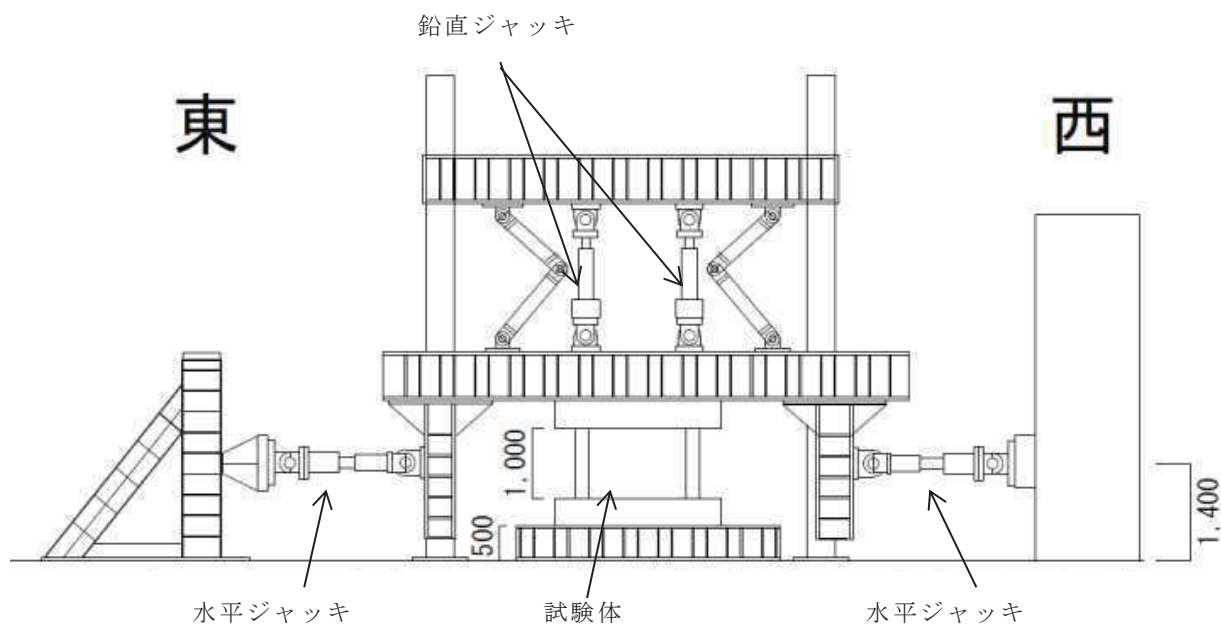


図 2-3 加力装置図

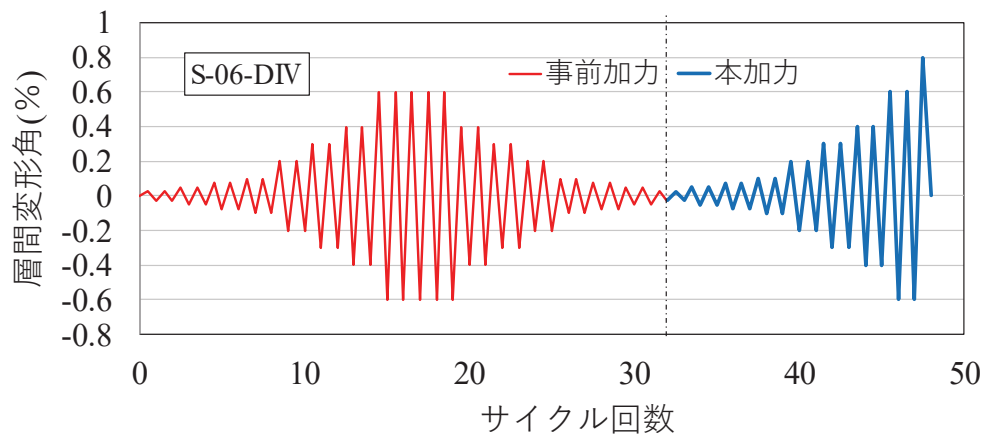


図 2-4 加力概念図



表 2-5 加力スケジュール

			S-06-D0	S-06-DⅡ	S-06-DⅢ	S-06-DⅣ
加力	目標部材角	層間変形	サイクル数			
	R(rad.)	mm	回			
事前加力	±0.25/1000	±0.25	0	2	2	2
	±0.50/1000	±0.50		2	2	2
	±0.75/1000	±0.75		2	2	2
	±1/1000	±1.0		2	2	2
	±2/1000	±2.0		5	2	2
	±3/1000	±3.0			2	2
	±4/1000	±4.0			5	2
	±6/1000	±6.0				5
	±4/1000	±4.0				2
	±3/1000	±3.0				2
	±2/1000	±2.0				2
	±1/1000	±1.0			2	2
	±0.75/1000	±0.75			2	2
	±0.50/1000	±0.50			2	2
	±0.25/1000	±0.25			2	2
本加力	±0.25/1000	±0.25	2	2		
	±0.50/1000	±0.50	2	2		
	±0.75/1000	±0.75	2	2		
	±1/1000	±1.0	2	2		
	±2/1000	±2.0	2	2		
	±3/1000	±3.0	2	2		
	±4/1000	±4.0	2	2		
	±6/1000	±6.0	2	2		
	±8/1000	±8.0	押切	押切		

### 3. 実験結果

#### 3.1 試験体 S-06-D0

##### (1) 試験体 S-06-D0 の実験結果

図 2-5 に試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係を示す。また、図 2-6 に最終破壊時写真を、図 2-7 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。

0.25/1000rad. サイクル時に負側のひび割れが生じ、2.5/1000rad. サイクル時に柱脚部に曲げひび割れが生じた。鉄筋の降伏は、3/1000rad. で壁縦筋、4/1000rad で壁横筋が降伏するという結果になった。また、6/1000rad. サイクル 1 回目で最大耐力 1543kN を迎えた。7/1000rad. サイクル時に 1374kN で、壁板が圧壊し、耐力が落ち変形が進み、1029kN で変形が止まった。

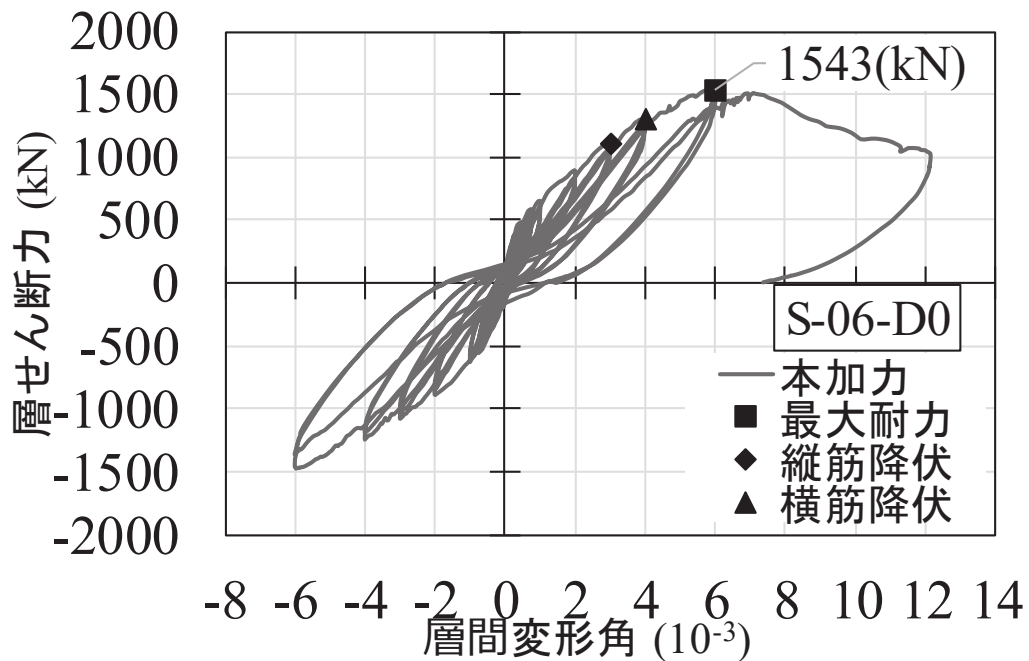


図 2-5 試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係



図 2-6 試験体 S-06-D0 最終破壊時写真

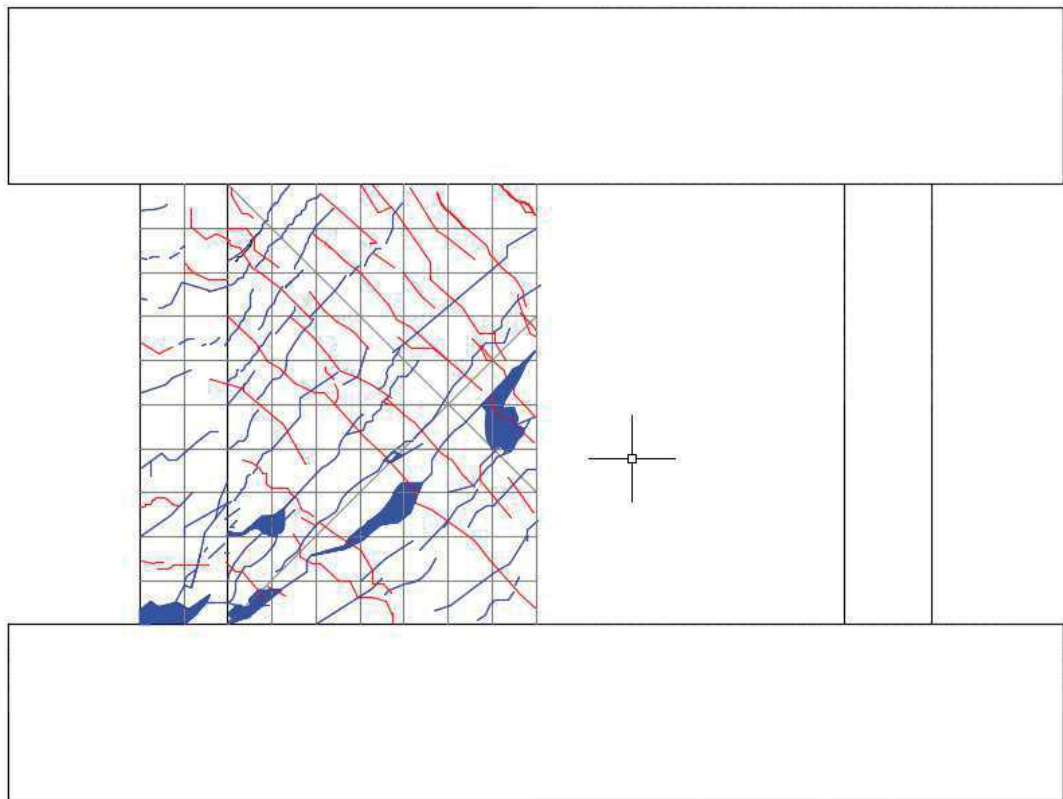


図 2-7 試験体 S-06-D0 最終破壊時ひび割れ図

### 3.2 試験体 S-06-D II

#### (1) 試験体 S-06-D II の実験結果

図 2-8 に試験体 S-06-D II の荷重-変形関係を示す。本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-06-DIV に再利用したため、終局耐力及びその時の変形のデータは記録していないが、損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても終局耐力に大きな影響がないと考えられる。

事前加力 0.25/1000rad. サイクル時に最初のひび割れが入った。鉄筋の降伏は、壁縦筋が 3/1000rad. サイクルのピーク時付近で起き、横筋は 4/1000rad. サイクルのピーク時付近で起きた。6/1000rad. サイクルを 2 回行った後、本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-06-DIV に再利用した。損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても最大耐力に大きな影響がないと考えられるためである。試験体 S-06-D II の荷重-変形関係と試験体 S-06-D0 の包絡線を比較すると、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 2-9 に 6/1000rad. 時の写真を、図 2-10 に 6/1000rad. 時のひび割れ図を、図 2-11 に事前加力終了時写真を、図 2-12 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

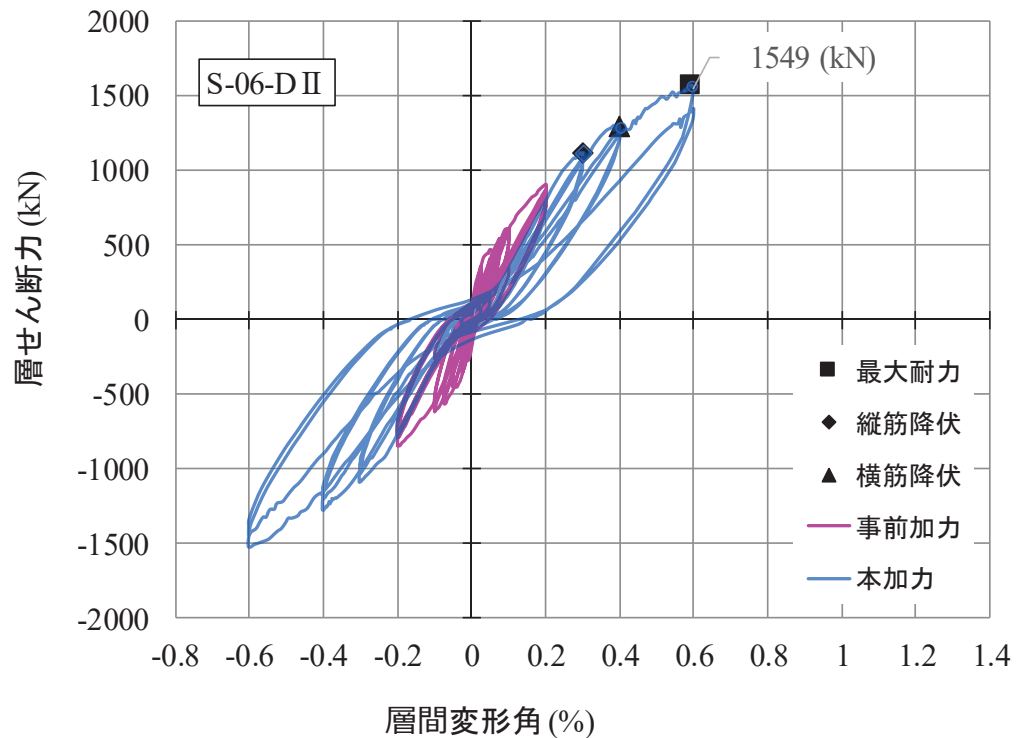


図 2-8 試験体 S-06-D II の荷重-変形関係

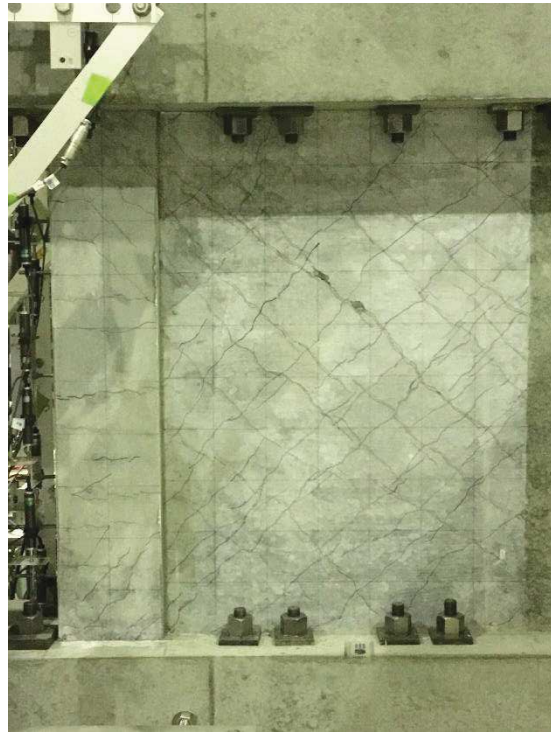


図 2-9 試験体 S-06-DII 6/1000rad. 時写真

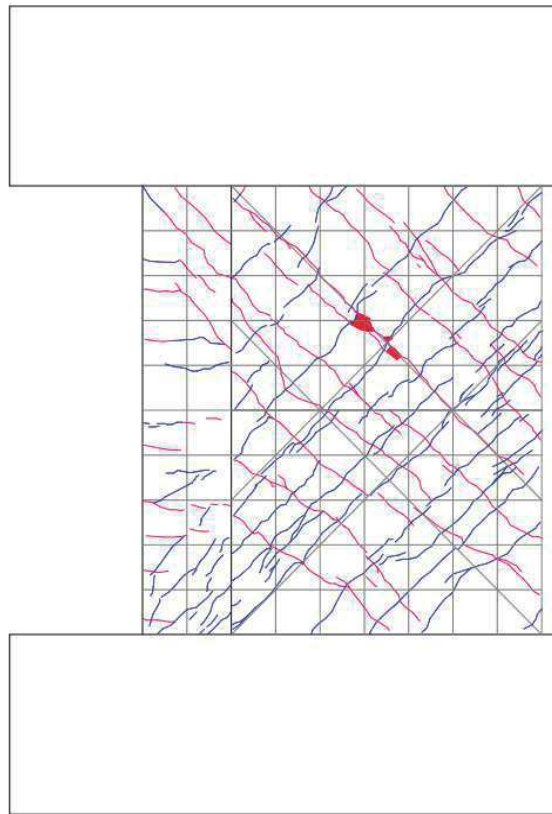


図 2-10 試験体 S-06-DII 6/1000rad. ひび割れ図



図 2-11 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) 写真

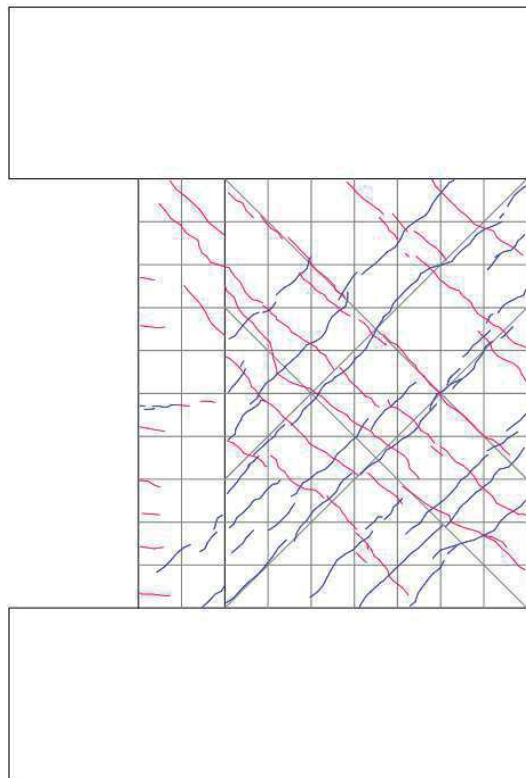


図 2-12 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

### 3.3 試験体 S-06-DIII

#### (1) 試験体 S-06-DIII の実験結果

図 2-13 に試験体 S-06-DIII の荷重-変形関係を示す。

事前加力 0.25/1000rad. サイクル時に最初のひび割れが入った。鉄筋の降伏は、壁縦筋が本加力 4/1000rad. サイクル時に起きた。一方、壁横筋は 4/1000rad. サイクルのピーク時付近で起きた。最大耐力時の層間変形角は 0.605%，層せん断力は 1477kN であった。本加力時の履歴ループは逆 S 字を描くループとなっており、事前加力で構造性能が劣化したためと考えられる。

また、図 2-14 に最終破壊時写真を、図 2-15 に最終破壊時のひび割れ図を、図 2-16 に事前加力終了時写真を、図 2-17 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

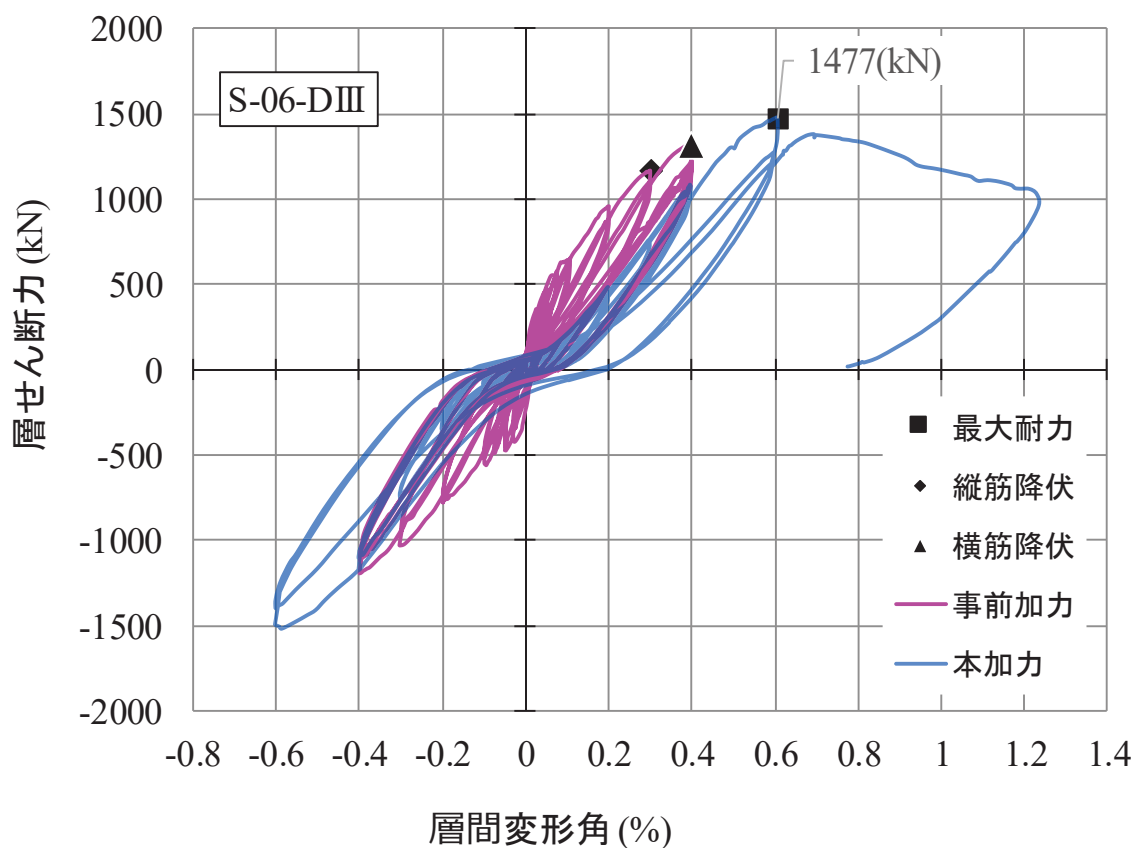


図 2-13 試験体 S-06-DIII の荷重-変形関係

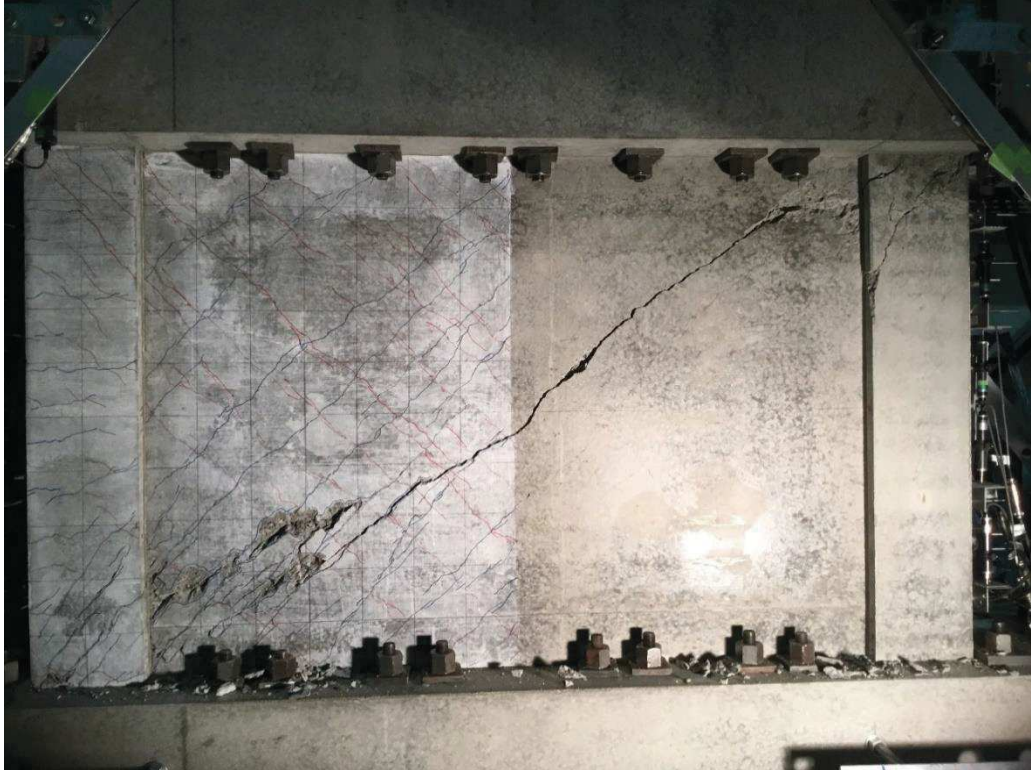


図 2-14 試験体 S-06-DIII 最終破壊時写真

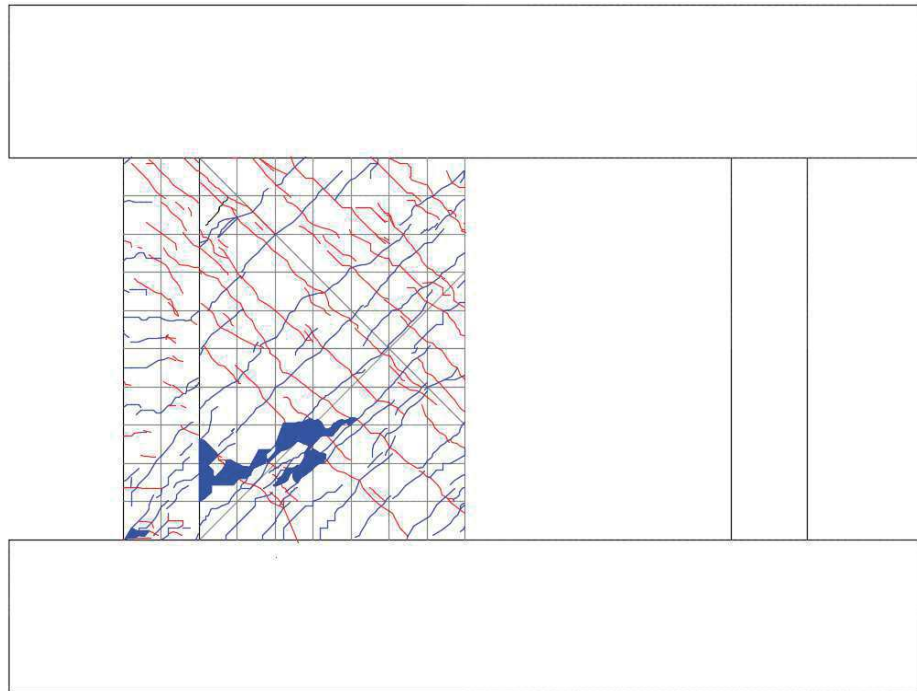


図 2-15 試験体 S-06-DIII 最終破壊時ひび割れ図



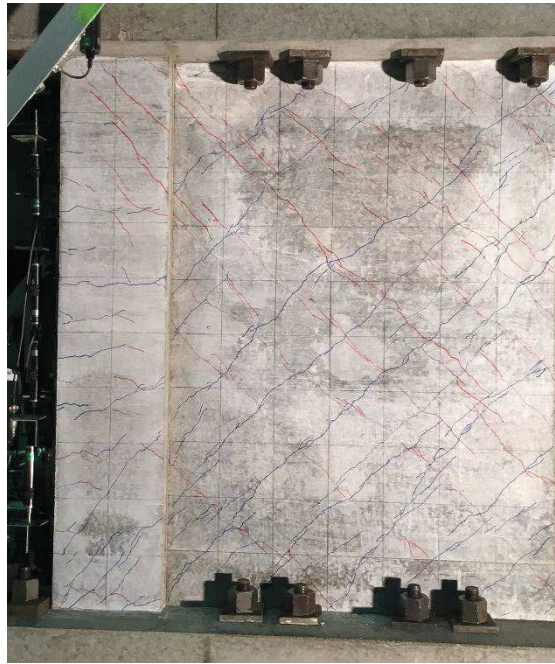


図 2-16 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

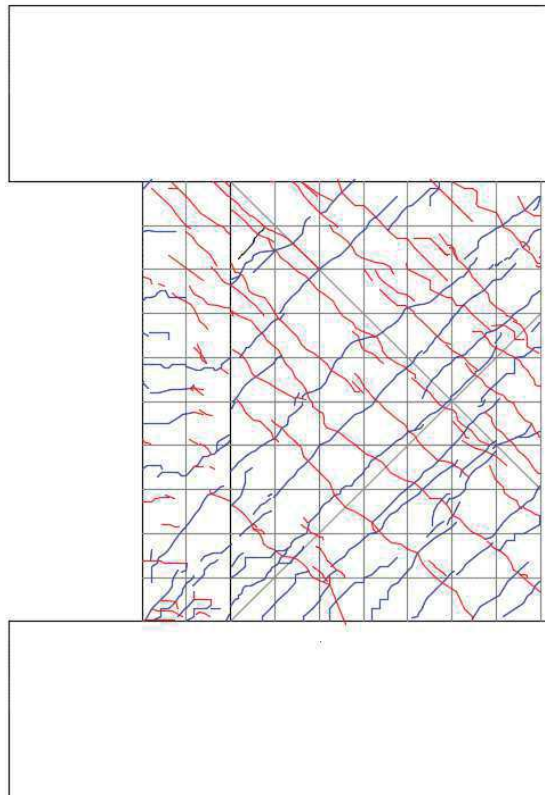


図 2-17 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

### 3.4 試験体 S-06-DIV

#### (1) 試験体 S-06-DIVの実験結果

図 2-18 に試験体 S-06-DIVの荷重－変形関係を示す。

本試験体は、試験体 S-06-DⅡを再利用しているため、図 2-18 上の事前加力は、試験体 S-06-DⅡの本加力 6/1000rad. サイクル終了時までとしている。最大耐力時の層間変形角は 0.75%で、層せん断力は、1452kNであった。S-06-DIVは、他の試験体において層間変形角 0.6%で最大耐力を発揮していたのに対し、層間変形角 0.75%付近で最大耐力が確認された。これは、事前損傷により壁板の剛性が大きく低下し、最大耐力の発揮が遅れたためと考えられる。また、本加力の履歴ループは、逆 S 字のループを描き、一度経験している変形では、エネルギー吸収能力が低下していることがわかる。

また、図 2-19 に最終破壊時写真を、図 2-20 に最終破壊時のひび割れ図を、図 2-21 に事前加力終了時写真を、図 2-22 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

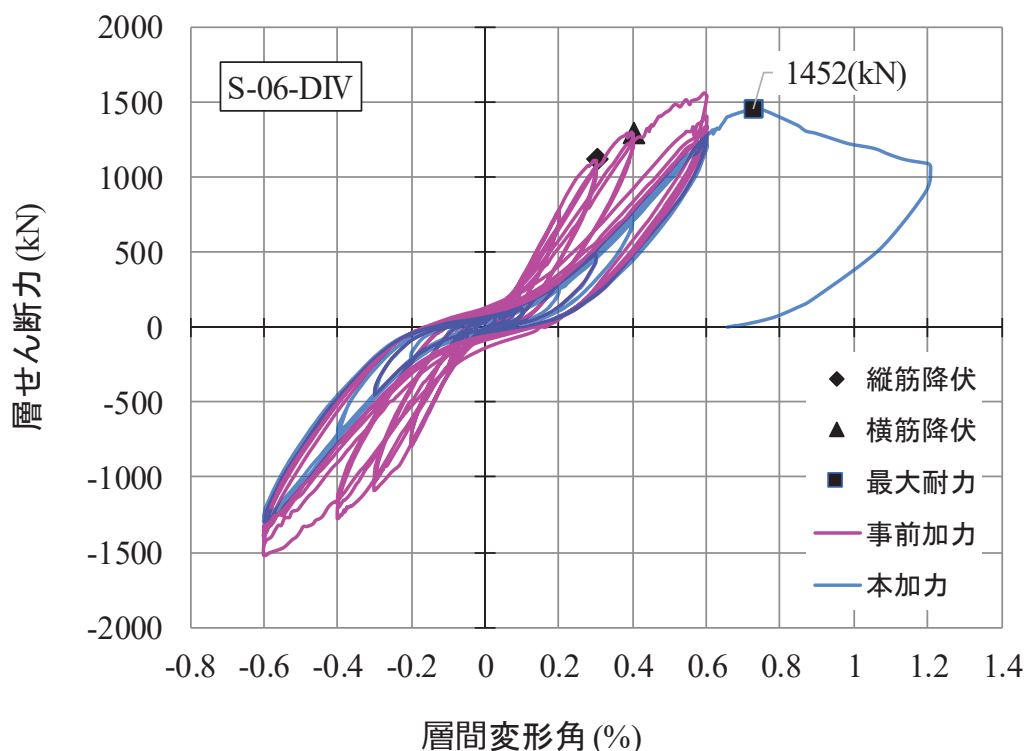


図 2-18 試験体 S-06-DIVの荷重－変形関係

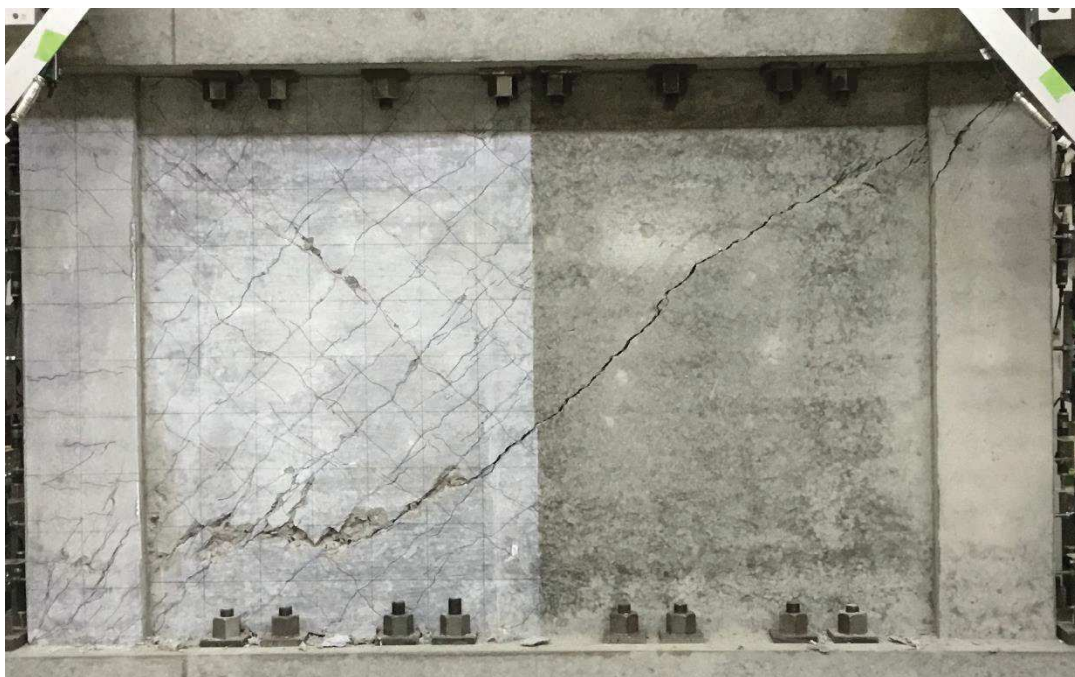


図 2-19 試験体 S-06-DIV 最終破壊時写真

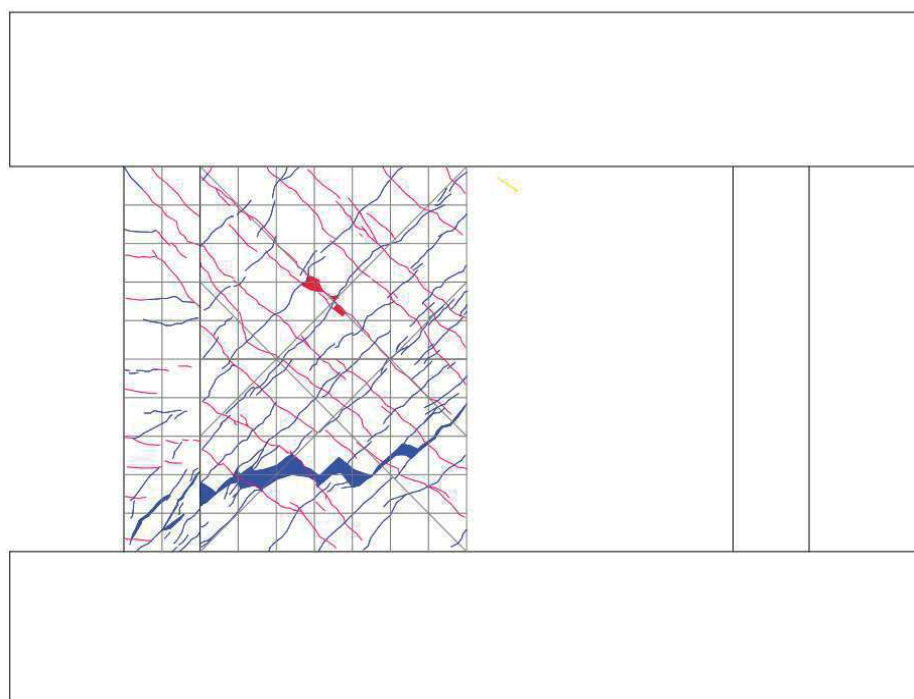


図 2-20 試験体 S-06-DIV 最終破壊時ひび割れ図

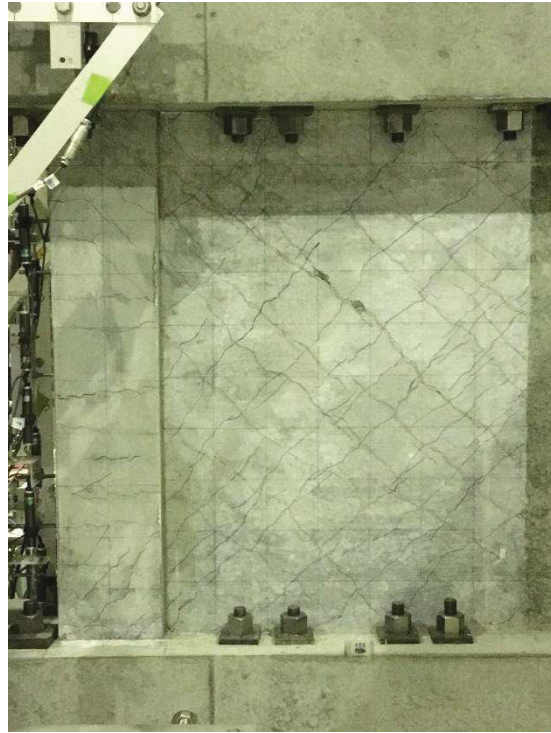


図 2-21 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

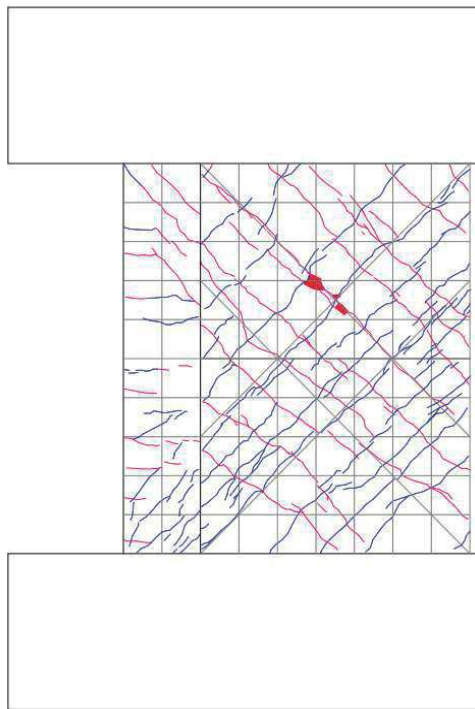


図 2-22 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

#### 4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

##### 4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

図 4-1 に、各試験体の荷重-変形関係(正側)の包絡線を示す。図 4-1 (2) には、J E A G 式によるスケルトン曲線(表 2-3 に示す S-06-D0 試験体の材料特性による。)を併記する。また、表 4-1 に各試験体のせん断応力度の比較を、表 4-2 に各試験体の終局耐力及び終局耐力時変形の比較を示す。

図 4-1 及び表 4-1, 表 4-2 から、損傷度Ⅱを受けた試験体 S-06-DⅡに関しては、無損傷の試験体 S-06-D0 と比べて、最大耐力、変形性能ともに大きな差は見られなかった。損傷度Ⅲを受けた試験体 S-06-DⅢに関しては、最大耐力は無損傷試験体 S-06-D0 に比べて、5%程度低下しているものの同等の終局耐力となった。また、損傷度Ⅳを受けた試験体 S-06-DⅣに関しては、事前加力で 6.0/1000rad. の変形を経験していたため、最大耐力の発現が層間変形角 7.0/1000rad. 時と遅れているが、試験体 S-06-DⅢと同様に無損傷試験体 S-06-D0 と同等の終局耐力となった。

特に、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値(せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ )並を与えた S-06-DⅡは、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ )付近での耐力低下は認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。

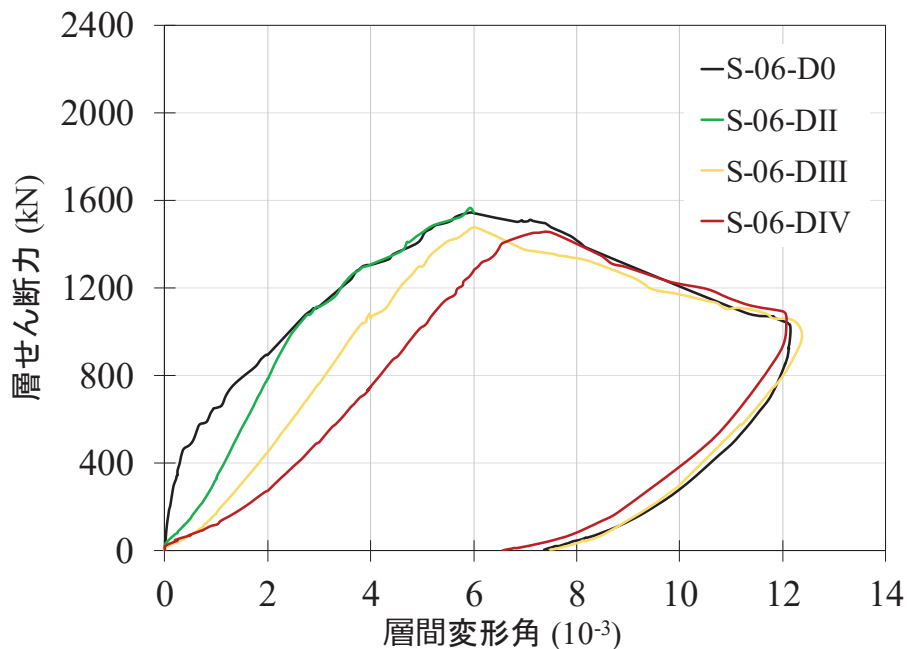
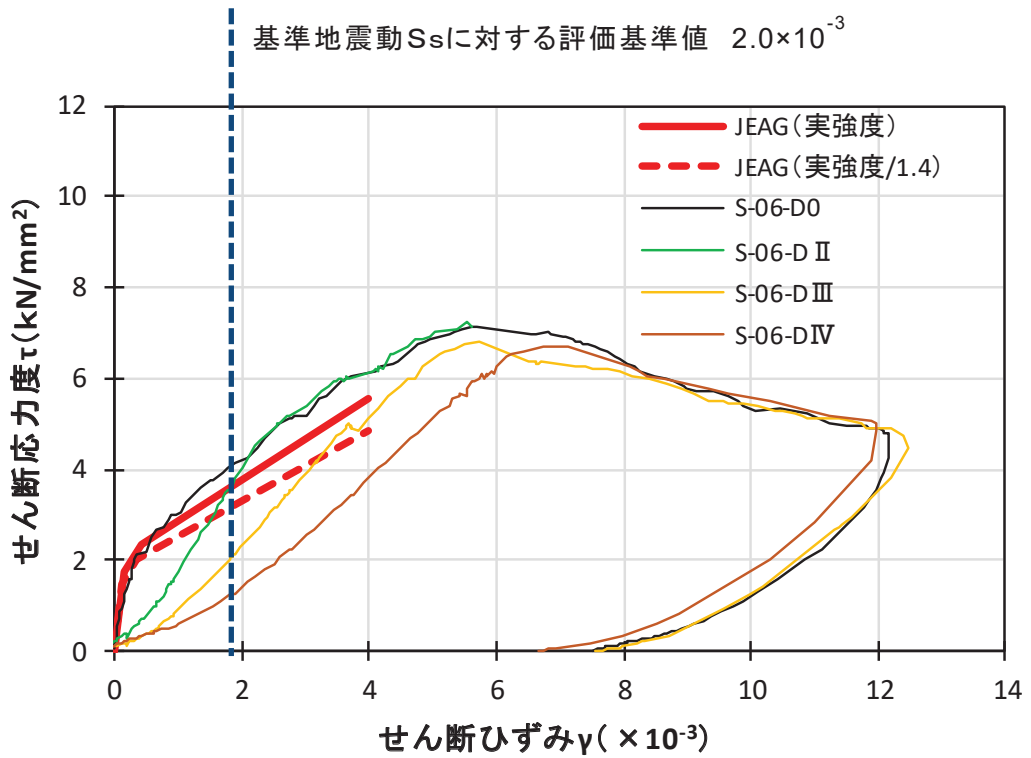


図 4-1 (1) 荷重-変形関係(正側)の包絡線



J E A G 式によるスケルトン曲線は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果 (S-06-D0) に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015 (一般社団法人 日本原子力学会)」による。

図 4-1 (2) 荷重-変形関係 (正側) の包絡線  
(せん断応力度-せん断ひずみ)

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

	せん断応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )					せん断応力度の比 (実験結果 / JEAG (実強度 / 1.4))				
	JEAG (実強度 / 1.4)	S-06-D0	S-06-D II	S-06-D III	S-06-DIV	S-06-D0	S-06-D II	S-06-D III	S-06-DIV	
第1折れ点近傍	1.48	1.11	0.34	0.17	0.19	0.75	0.23	0.11	0.13	
第2折れ点近傍	2.00	2.15	0.63	0.31	0.32	1.07	0.32	0.15	0.16	
1000 $\mu$	2.51	3.03	1.74	0.97	0.63	1.21	0.69	0.39	0.25	
2000 $\mu$	3.29	4.25	4.06	2.48	1.51	1.29	1.23	0.75	0.46	
3000 $\mu$	4.08	5.16	5.37	4.00	2.59	1.26	1.32	0.98	0.63	
4000 $\mu$	4.86	6.17	6.15	5.11	3.70	1.27	1.27	1.05	0.76	

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

	最大耐力	最大耐力 S-06-D0に対する比	最大耐力時 層間変形角	層間変形角 S-06-D0に対する比
	Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub> /D0Q <sub>max</sub>	R <sub>max</sub>	R <sub>max</sub> /D0R <sub>max</sub>
	kN	-	%	-
S-06-D0	1543	1.00	0.600	1.00
S-06-D II	1549	1.00	0.600	1.00
S-06-D III	1477	0.96	0.605	1.01
S-06-DIV	1452	0.94	0.751	1.25

#### 4.2 剛性低下への影響の検討

図 4-2 に初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係を示す。

剛性低下率は、各試験体の本加力時 0.25/1000rad. の履歴ループをもとに、最小二乗法で求めた初期剛性に対する各サイクルの剛性の比としている。各試験体の剛性低下率は、本加力のみの剛性低下率を記載している。

図 4-2 をみると、事前加力で経験している変形レベルでは、損傷が大きいほど剛性が低下しており、一方で、未経験の変形レベルでは、無損傷の試験体とほとんど変わらない剛性低下率となっている。

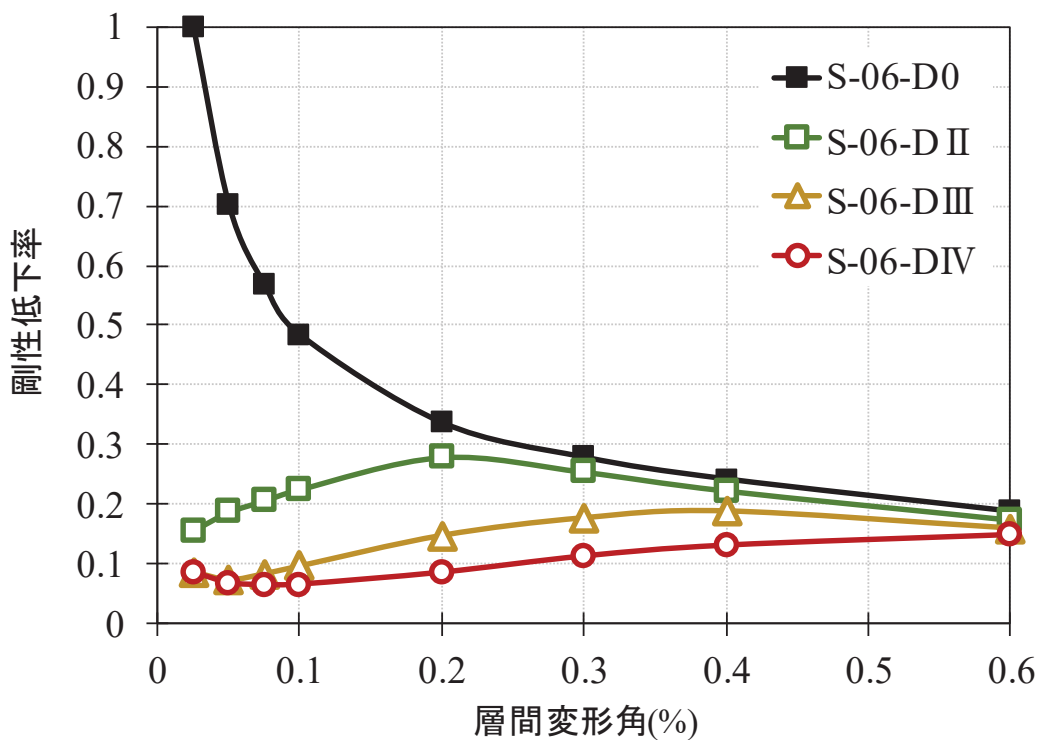


図 4-2 初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係

## 5. まとめ

一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験 [2] の補足的な検討として、耐震実験 [2] の鉄筋量を半分とした試験体による耐震実験を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 事前加力で、各試験体に損傷度Ⅱ～Ⅳと判断した変形を与えたが、耐震実験 [2] と同様に、損傷の大きさに関わらず、終局耐力にはほとんど影響がみられなかった。
- ② 特に、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）並を与えた S-06-DⅡは、耐震実験 [2] と同様に、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： $2.0 \times 10^{-3}$ ）付近での耐力低下はほとんど認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。
- ③ 事前加力で経験している変形に対しては、損傷が大きくなるほど剛性が低下したが、未経験の変形レベルでは、剛性は変化しなかった。



別紙 19 原子炉建屋オペフロ上部の耐震補強

## 目 次

1.	概要	別紙 19- 1
2.	補強設計方針	別紙 19- 3
2.1	各構面の補強方針	別紙 19- 3
3.	耐震補強に係る検証実験	別紙 19- 8
3.1	試験の目的	別紙 19- 8
3.2	試験体概要	別紙 19- 9
3.3	加力方法	別紙 19-10
3.4	材料強度	別紙 19-11
3.5	荷重－変形関係と最終破壊時ひび割れ状況	別紙 19-12
3.6	まとめ	別紙 19-13
4.	耐震補強部材の詳細	別紙 19-14
4.1	応力伝達の考え方	別紙 19-14
4.2	使用材料	別紙 19-16
4.3	追設耐震壁の設計	別紙 19-17
4.4	追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計	別紙 19-23
4.5	耐震補強部材の設計詳細	別紙 19-25
5.	地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認	別紙 19-30
5.1	検討の概要	別紙 19-30
5.2	耐震補強効果の確認方法	別紙 19-30
5.3	対象とした地震観測記録	別紙 19-32
5.4	耐震補強工事前後の振動特性の分析結果	別紙 19-33
5.5	まとめ	別紙 19-36
6.	耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定	別紙 19-37
6.1	モデル化の概要	別紙 19-37
6.2	シミュレーションモデルとの固有値の比較	別紙 19-42
6.3	耐震補強工事前後の保有水平耐力の比較	別紙 19-44
6.4	耐震補強工事前後の剛性の比較	別紙 19-45

別紙 19-1 耐震補強による地震応答特性への影響について

1. 概要

原子炉建屋のオペフロ上部については、基準地震動  $S_s$  の増大に伴い、評価結果の裕度が小さくなることが想定されたことから、せん断耐力を向上させることを目的として、耐震補強工事を実施している。

耐震補強は、基準地震動  $S_s$  に対する応答が大きい NS 方向の耐震壁 (IW-C 通, IW-J 通) と, EW 方向のうち下屋部分の重量の影響で応答が大きくなる耐震壁 (IW-4 通り) で実施した。

耐震補強工事を実施した部位を図 1-1 に、耐震補強工事の実施状況を図 1-2 に示す。耐震補強工事箇所について、北面から見た全体の俯瞰図を図 1-3 に示す。

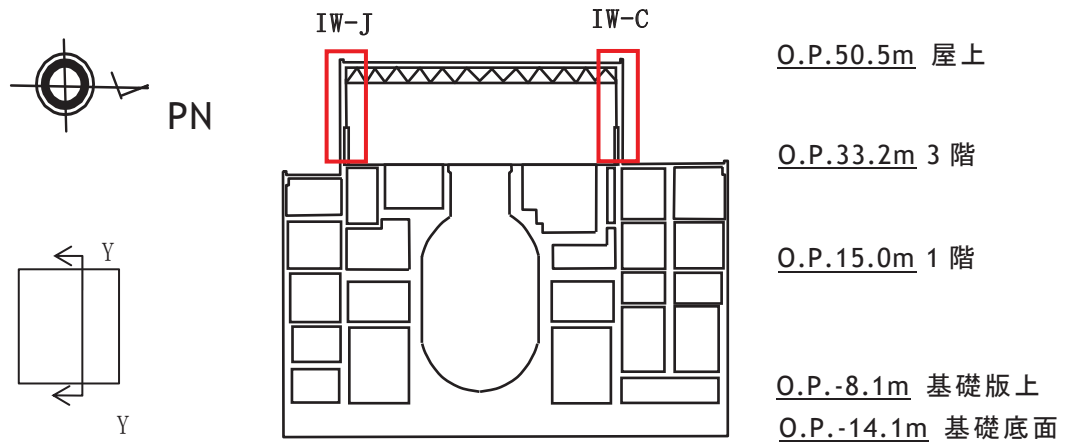


図 1-1 原子炉建屋耐震補強部位 (EW 断面) (Y-Y' )



図 1-2 耐震補強工事状況写真

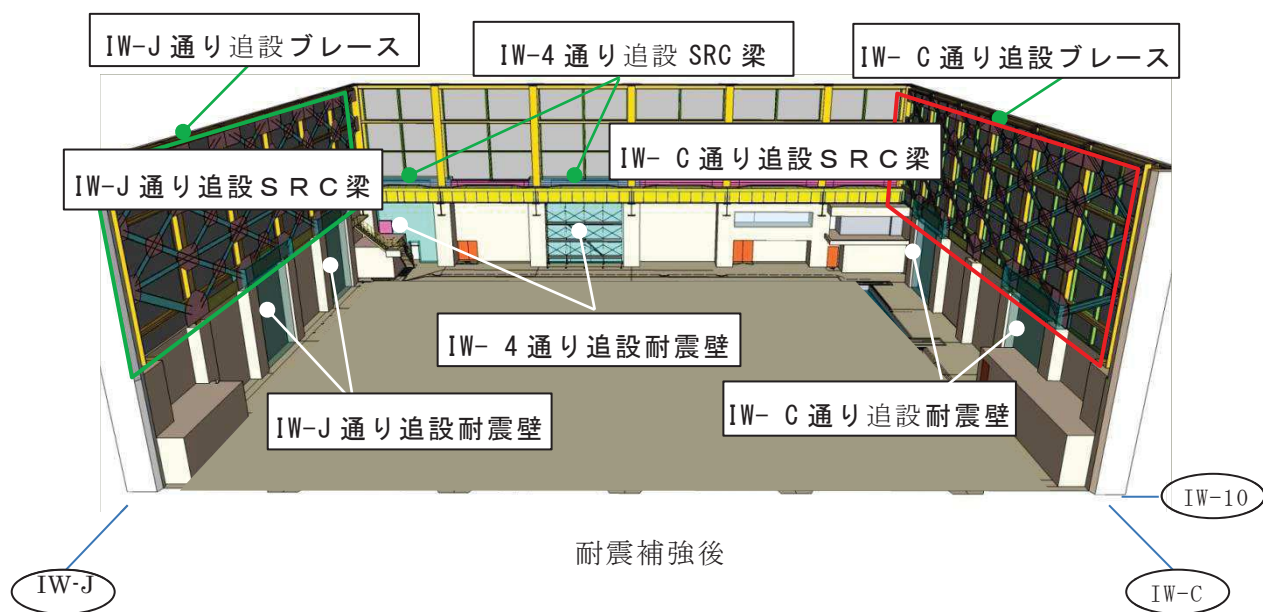
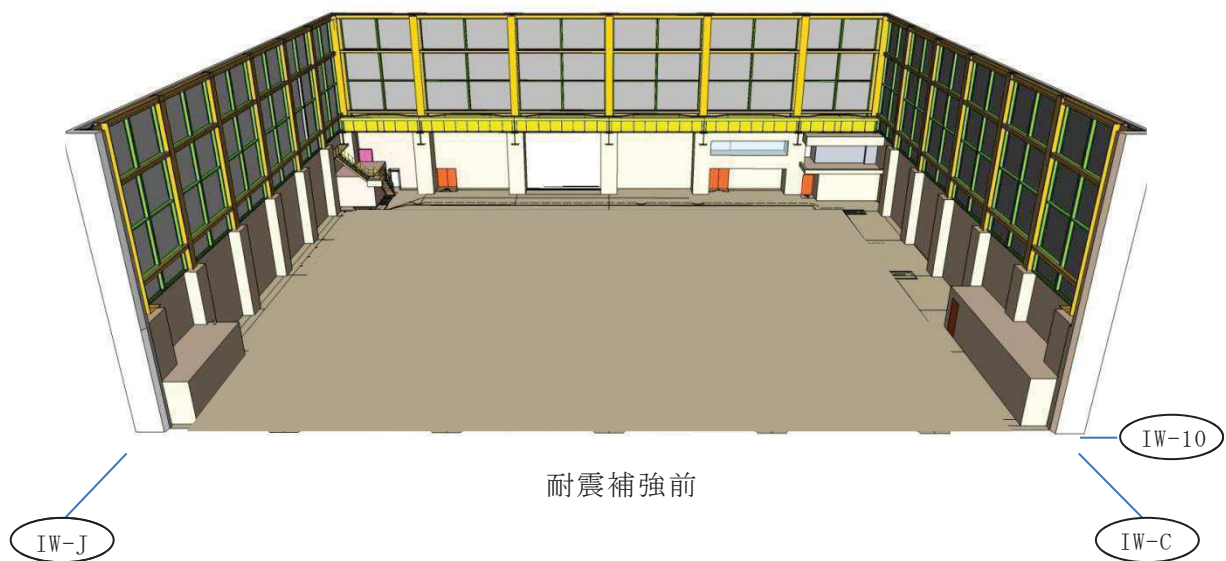


図 1-3 耐震補強工事概要（北面より）

## 2. 補強設計方針

### 2.1 各構面の補強方針

#### 2.1.1 NS方向の補強方針

##### (1) 地上3階～クレーン階の補強方針

既設躯体は、RC造耐震壁とSRC造柱で構成されている。補強方針としては、SRC造柱間に新たにRC造壁（以下「追設耐震壁」という。）を付加することとした。

補強対象はIW-C通りとIW-J通りの2構面とした。

##### (2) クレーン階～屋上階の補強方針

既設躯体は、RC造耐震壁とS造間柱とS造梁で構成されている。補強方針としては、RC造壁を付加することは難しいことから、既設S造部を活用して新たにS造ブレース（以下「追設ブレース」という。）を付加することとした。

補強対象はIW-C通りとIW-J通りの2構面とした。

##### (3) クレーン階の追設梁

クレーン階から屋上階の追設ブレースが負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、追設耐震壁間にはS造梁（以下「追設S梁」という。）、追設耐震壁上部にはSRC梁（以下「追設SRC梁」という。）を付加する。

なお、この追設SRC梁は、追設耐震壁を四辺拘束とすることも目的として設置するものである。

#### 2.1.2 EW方向の補強方針

##### (1) 地上3階～クレーン階の補強方針

既設躯体は、RC造耐震壁とSRC造柱で構成されている。補強方針としては、NS方向と同様に、SRC造柱間に追設耐震壁を付加することとした。

既設躯体ではIW-4通りがIW-10通りに比べて開口が多く、かつIW-4通りはクレーン階の下屋部分の重量を支持しているため、IW-10通りに比べてクレーン階の質点重量が大きくなっている。

補強対象はIW-4通り1構面として、IW-4通りとIW-10通りの2構面の変形の差を小さくし、ねじれ応答の影響を低減する方針とした。

##### (2) クレーン階～屋上階の補強方針

補強検討範囲の事前シミュレーションモデルによる地震応答解析では、EW方向のクレーン階より上部は、比較的裕度があることが確認されたため、EW方向についてはクレーン階～屋上階の補強は行わないこととした。

##### (3) クレーン階の追設梁

下屋屋上を含む上部が負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、NS方向と同様に、追設耐震壁間には追設S梁、追設耐震壁上部には追設SRC梁を付加する。

なお、この追設 SRC 梁は、追設耐震壁を四辺拘束とすることも目的として設置するものである。

施工性や既設設備との干渉等を考慮して配置を決定した追設耐震壁、追設ブレース、追設梁の設置位置の概要を図 2-1～図 2-4 に示す。各構面毎の補強部材の配置を図 2-5 に示す。

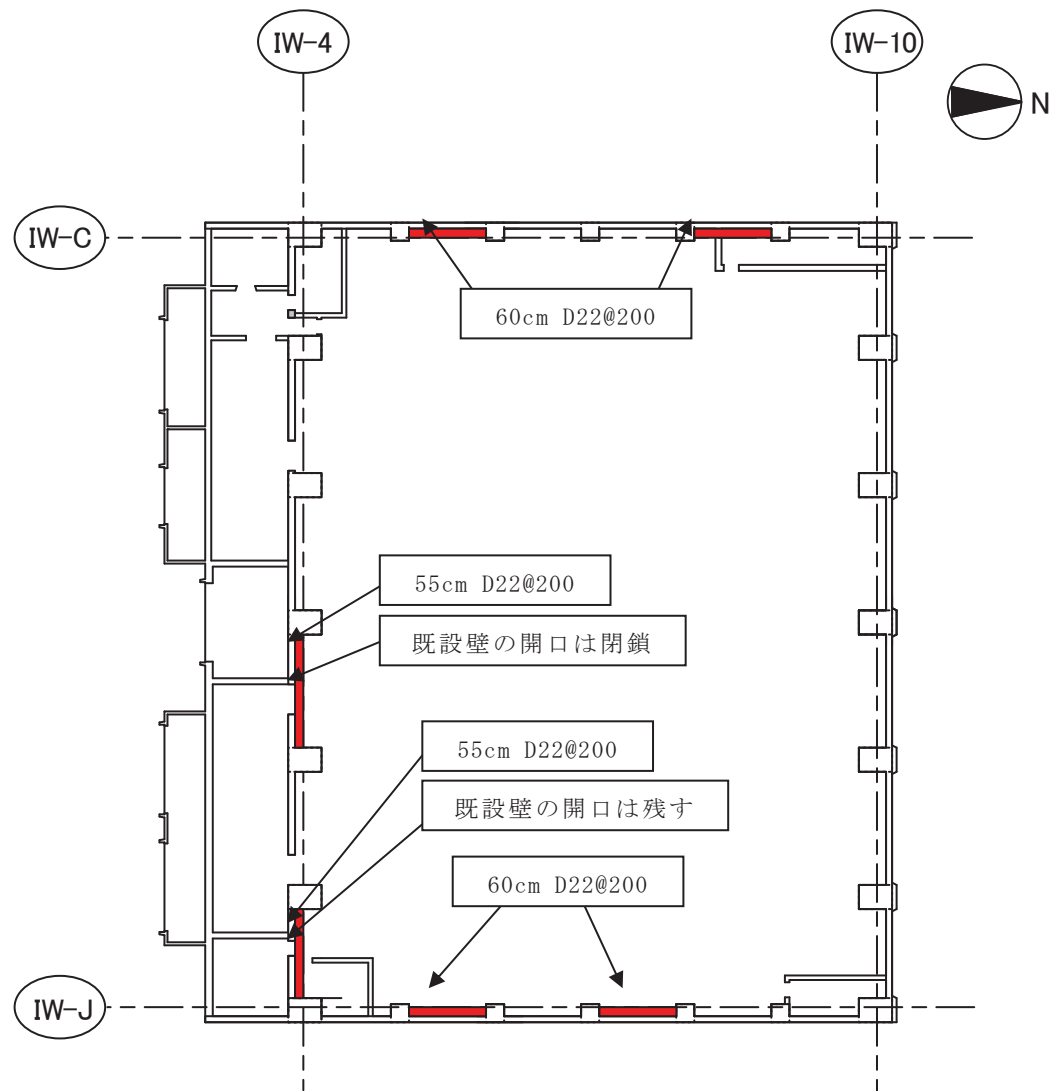


図 2-1 原子炉建屋補強箇所（地上 3 階－クレーン階）  
（■は追設耐震壁）

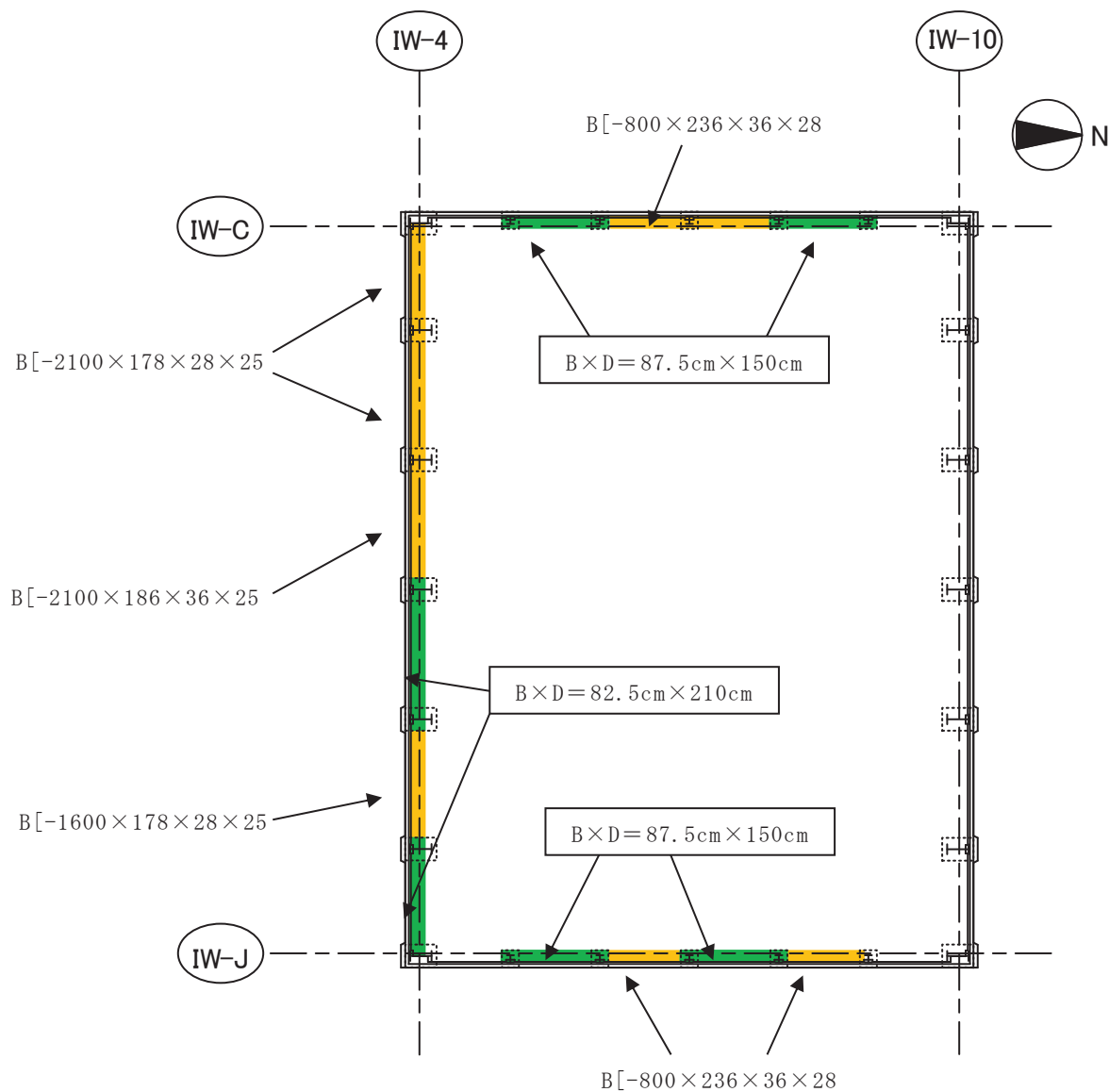


図 2-2 原子炉建屋補強箇所 (クレーン階-屋上)  
 (■は追設 SRC 梁, ■は追設 S 梁)

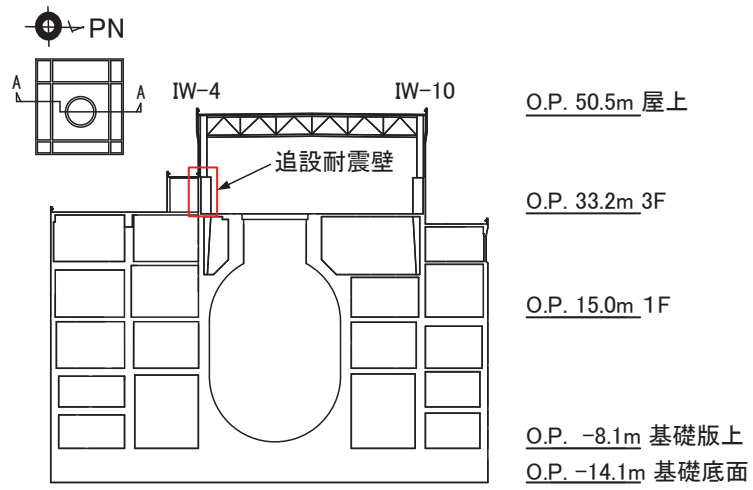


図 2-3 原子炉建屋 NS 断面図 (A-A)

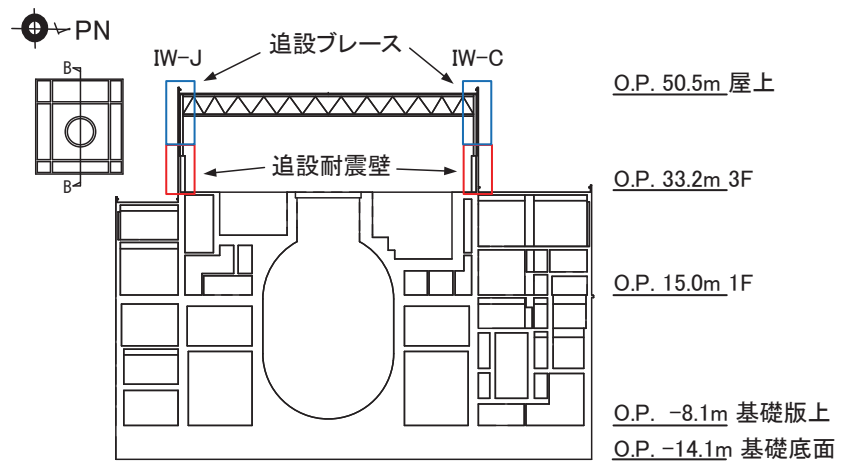
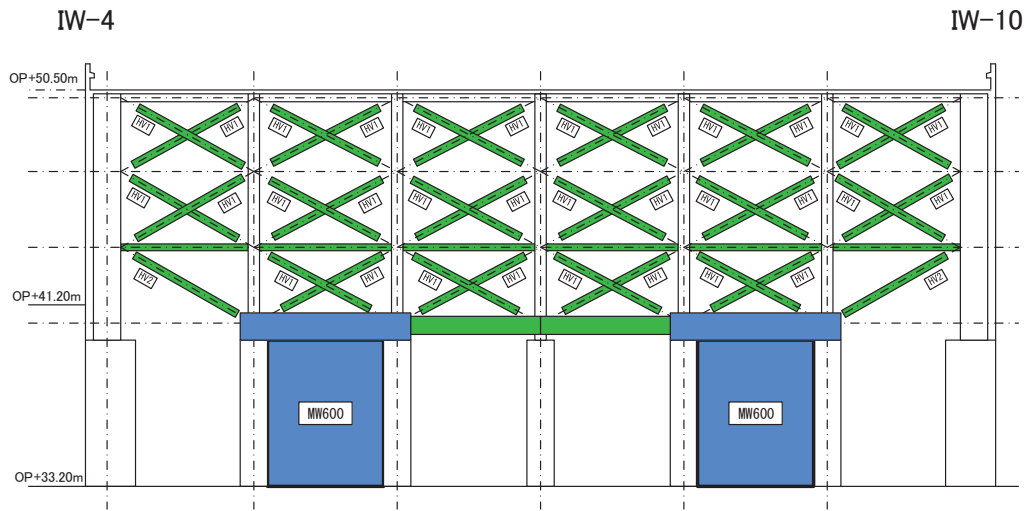
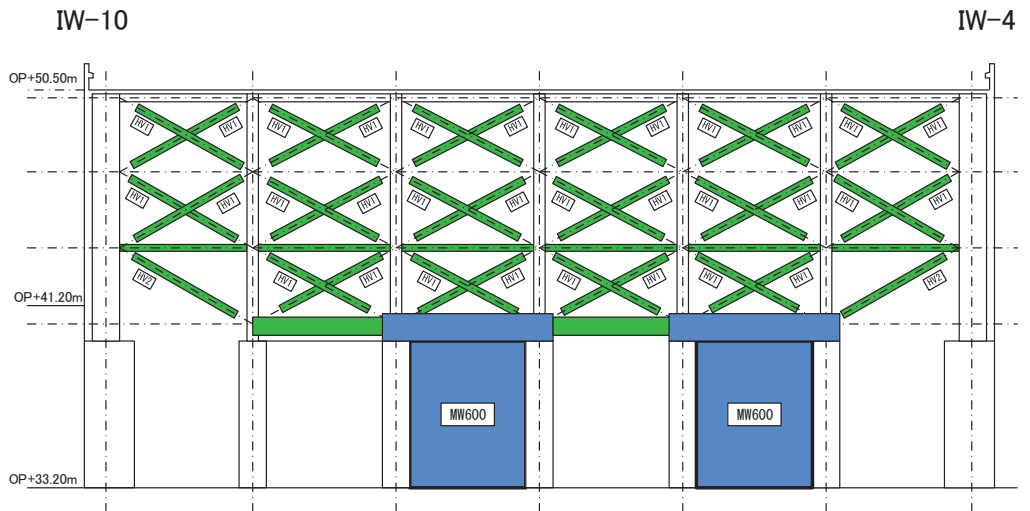


図 2-4 原子炉建屋 EW 断面図 (B-B)

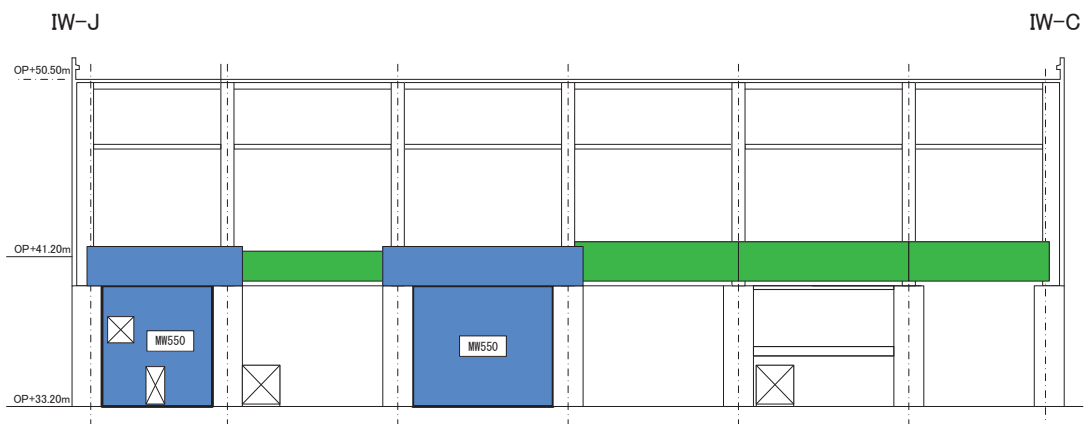




(a) IW-C 通り 立面図



(b) IW-J 通り 立面図



(c) IW-4 通り 立面図

図 2-5 各構面の補強概要 (■ : RC 部材, ■ : 鉄骨部材)

### 3. 耐震補強に係る検証実験

#### 3.1 試験の目的

SRC造柱間に追設する耐震壁の荷重-変形関係を確認するため、縮小試験体（縮小率 1/5）を用いて、静的漸増載荷実験を実施した。縮小試験体は、「一体施工試験体」及び、あと施工アンカーによる追設耐震壁と追設 SRC 梁を模擬した「あと施工試験体」とした。試験パラメータはあと施工アンカー筋比とし、3種類の試験体のせん断剛性と終局耐力を評価するため静的漸増載荷試験を実施した。実機の追設耐震壁と試験体の概要を図 3-1 に示す。

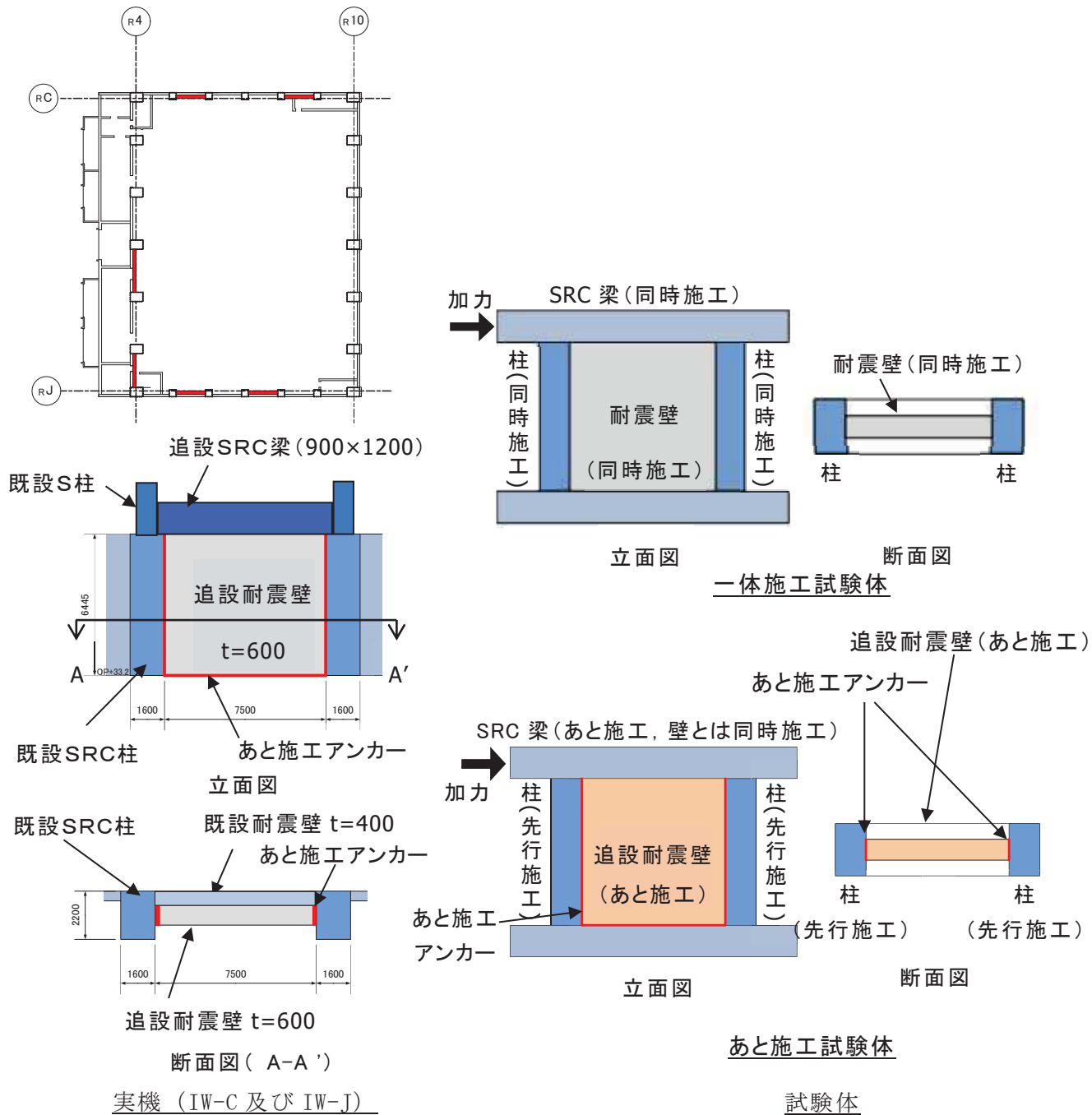


図 3-1 実機追設耐震壁と試験体の概要

### 3.2 試験体概要

試験体は以下の4体を製作した。

(1) 一体施工試験体：1体（M100）

- 柱，梁，壁を同時に配筋し，コンクリートを一体打ちした試験体。
- 壁厚 120mm，配筋 2-D6@80（壁筋比：0.667%）※追設耐震壁の壁厚 600mm，配筋 2-D22@200（壁筋比：0.645%）
- 壁厚，配筋は一体施工試験体と同様。

(2) あと施工試験体：3体（P100，P125，P150）

- 柱を先行配筋・打設し，柱，基礎スラブにあと施工アンカー筋を施工後，壁，梁を同時に配筋・打設した試験体。
- 壁厚，配筋は一体施工試験体と同様。
- あと施工アンカー筋比は，以下の3種類
  - ① P100：壁筋比と同じアンカー筋比 0.667%（2-D6@80）
  - ② P125：壁筋比の1.25倍のアンカー筋比 0.821%（2-D6@65）
  - ③ P150：壁筋比の1.5倍のアンカー筋比 0.953%（2.5-D6@70）

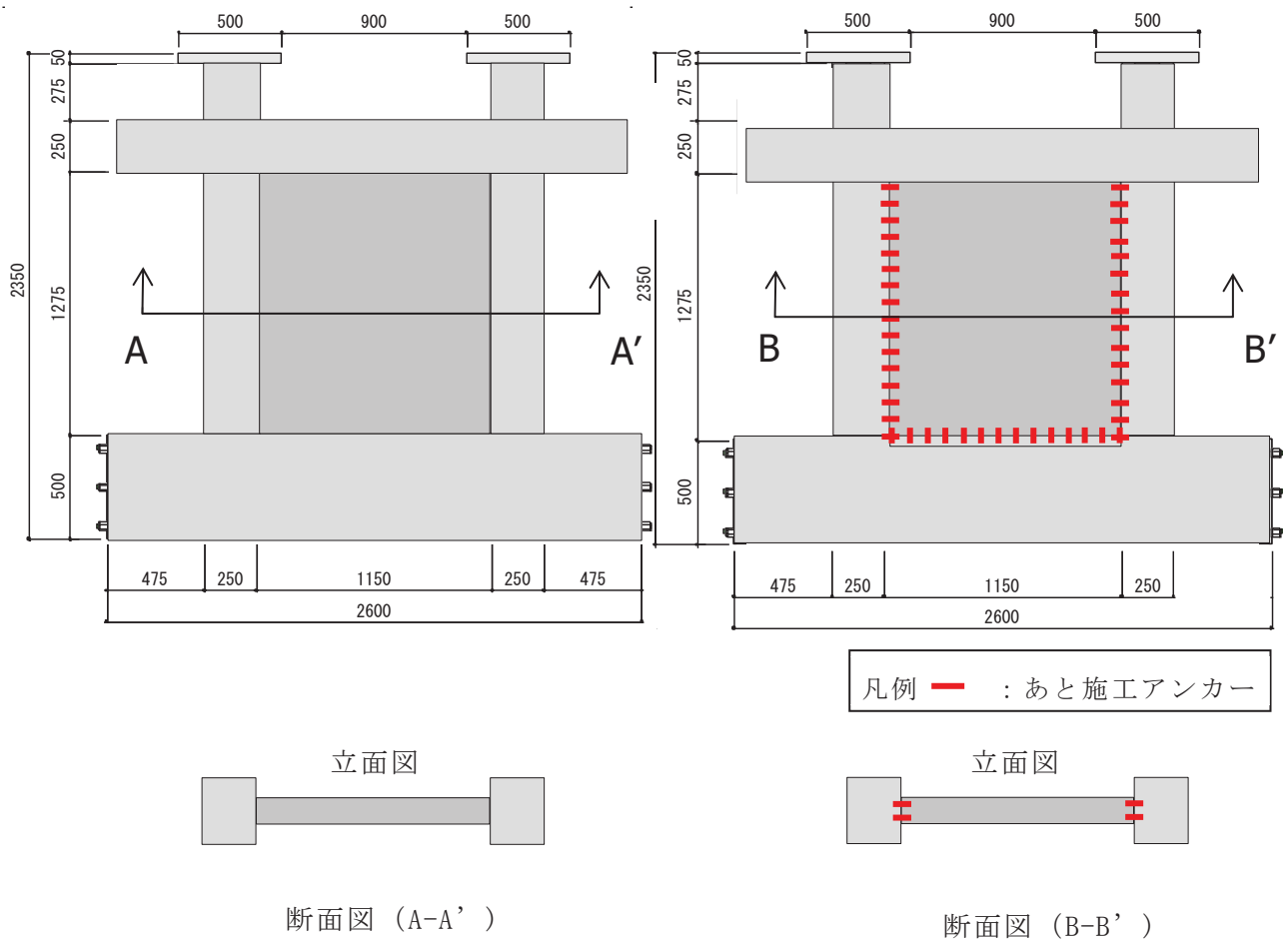


図 3-2 試験体概要

### 3.3 加力方法

本実験では、試験体上部の梁に正負交互に水平力を加える。

実機の追設耐震壁は、せん断破壊型の既設耐震壁と一体となり、せん断変形が強制的にかかる状況にある。本実験では、水平加力で生じる曲げ変形を、柱に軸力をかけることで曲げ戻しを行い、反曲点が中央になるように調整する。

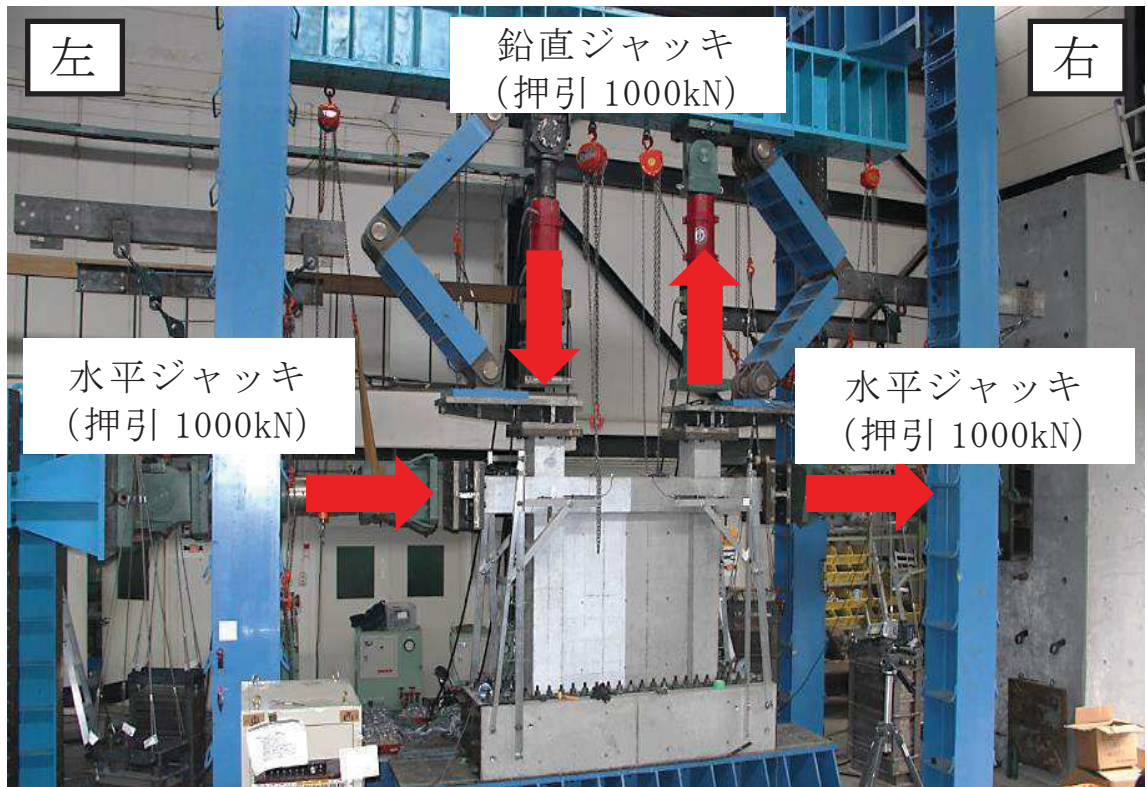


図 3-3 加力装置写真

### 3.4 材料強度

各試験体の加力時点に、コンクリート圧縮強度試験を実施している。各試験体の圧縮強度試験結果を表 3-1 に示す。なお、試験体は試験時の材齢にばらつきがあることから、圧縮強度の差が出ているものと考えられる。

表 3-1 試験体の材料強度試験結果

試験体	コンクリート圧縮強度試験結果 (N/mm <sup>2</sup> )		
	柱	壁	梁
M100	31.5		
P100	35.7	32.2	
P125	34.6	37.5	
P150	36.6	40.1	

### 3.5 荷重-変形関係と最終破壊時ひび割れ状況

図 3-4 に荷重-変形関係を，図 3-5 に最終破壊時ひび割れ状況を示す。いずれの試験体も概ね同様の結果であった。終局性能が発揮される時点ではアンカーや接合面の影響は少ないことを確認した。

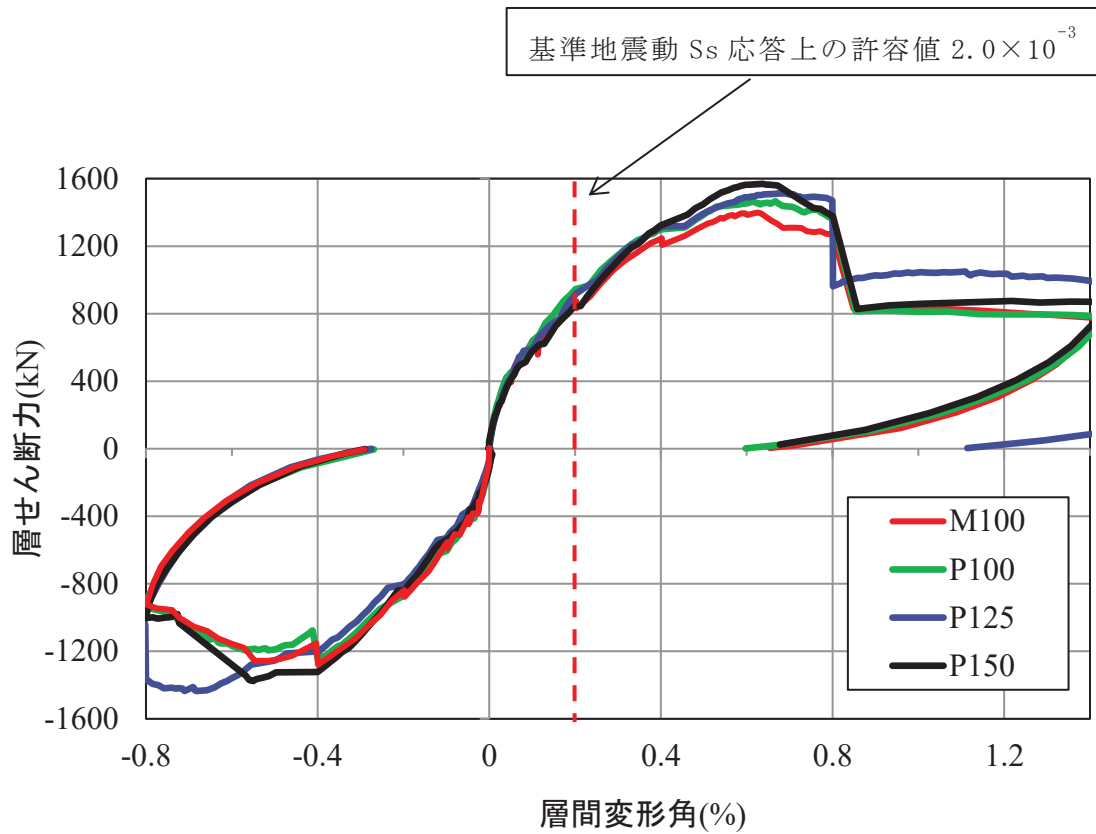


図 3-4 荷重-変形関係

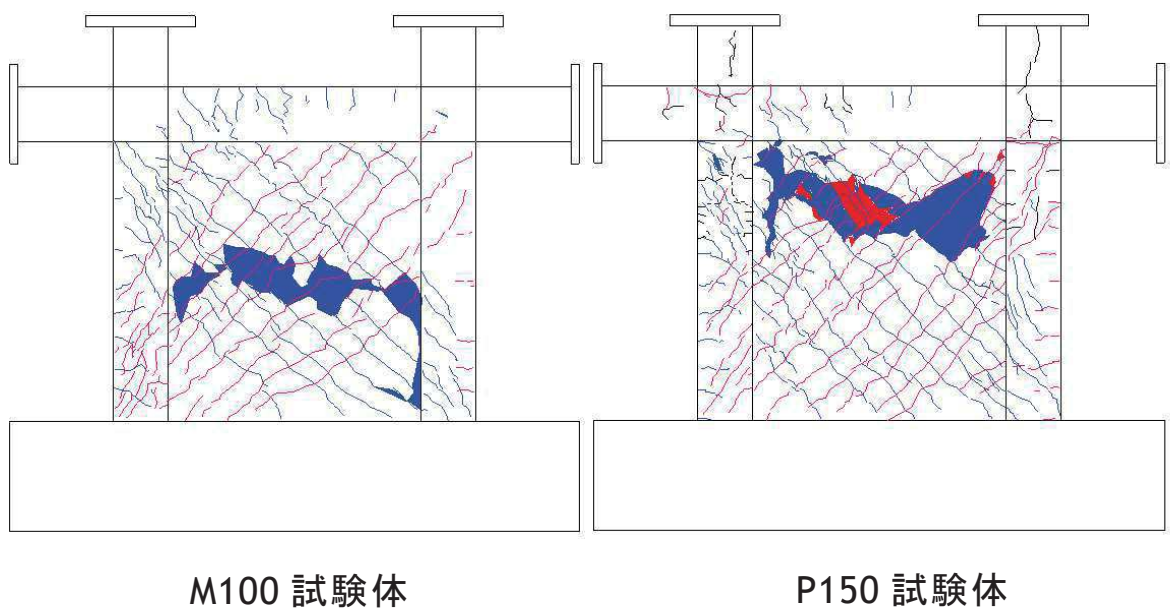


図 3-5 最終破壊時ひび割れ状況

### 3.6 まとめ

あと施工アンカーによる追設耐震壁の荷重－変形関係を確認するため、追設耐震壁を模擬した縮小試験体（縮小率 1/5）を用いて、静的漸増載荷試験を実施した。

荷重－変形関係，破壊性状，変形割合，目開き変形，すべり変形について，「一体施工試験体」と「あと施工試験体」を比較した結果，最大耐力や変形性能に有意な差がないことを確認した。

#### 4. 耐震補強部材の詳細

##### 4.1 応力伝達の考え方

補強設計における応力伝達の考え方について以下に記述する。

##### 4.1.1 NS 方向の応力伝達

NS 方向の水平力伝達の考え方を図 4-1 に示す。

屋根スラブより伝達される水平力（外力①）は、スタッドボルトを介して、屋上階既設梁（B2）に伝達される。

この外力①は、上記既設梁に取り付く追設ブレースに伝達され、クレーン階の追設梁（HB1、HB2）を介し追設耐震壁に伝達される。

一方、クレーン階からは、既設耐震壁が負担する水平力の一部（外力②）が、追設梁（HB2）を介し追設耐震壁に伝達される（追設梁（HB1）の-spanは既設耐震壁より追設耐震壁に直接伝達される）。

追設耐震壁は、上記①、②の水平力を負担し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

クレーン階の追設梁（HB2）は、追設ブレースから伝達される外力①、及び背面の既設耐震壁よりあと施工アンカーを介して伝達される外力②を、軸力として追設耐震壁に伝達する。

追設耐震壁上部の追設梁（HB1）の鉄骨断面は、追設ブレースから伝達された軸力とクレーン階追設梁（HB2）の軸力の合計を、梁側面に設けたスタッドボルトを介して、追設耐震壁に伝達する。

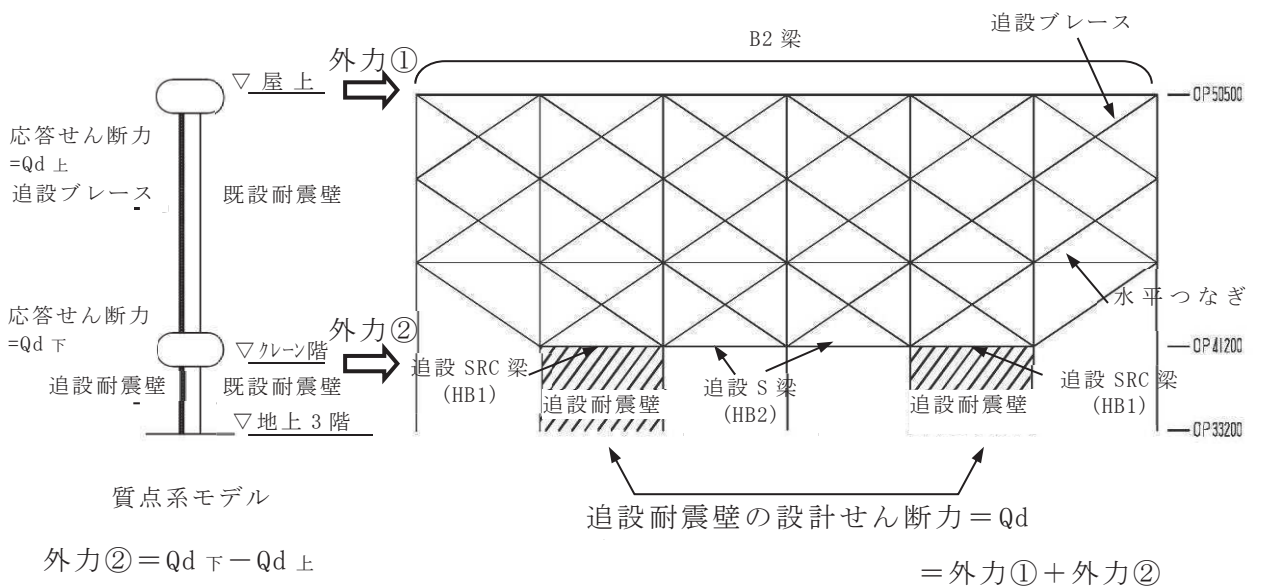


図 4-1 水平力伝達の考え方 (NS 方向)



#### 4.1.2 EW 方向の応力伝達

EW 方向の水平力伝達の考え方を図 4-2 に示す。

下屋スラブから伝達される水平力は、クレーン階の既設耐震壁（ $t=250$ ）からあと施工アンカーとスタッドボルトを介してクレーン階追設梁に伝達する。

クレーン階追設梁の軸力は、追設耐震壁上部の追設 SRC 梁（HB11）の側面に設けたスタッドボルトを介して追設耐震壁に伝達し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

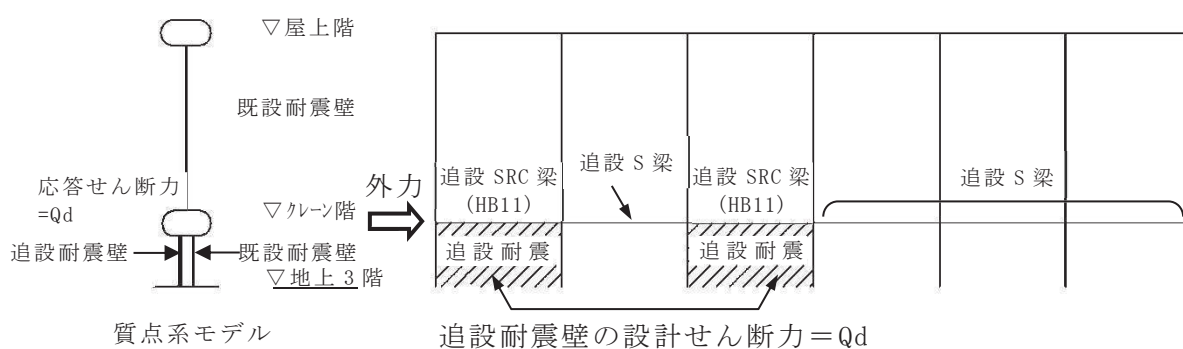


図 4-2 水平力伝達の考え方 (EW 方向)

## 4.2 使用材料

耐震補強部材の使用材料を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震補強部材の使用材料

使用材料	種別	基準強度 F	備考
コンクリート	Fc33	33N/mm <sup>2</sup>	
鋼材	SN400B	235N/mm <sup>2</sup>	
	SN490B	325N/mm <sup>2</sup>	
	BCR295	295N/mm <sup>2</sup>	
鉄筋	SD345	345N/mm <sup>2</sup>	
スタッドボルト	SD345	345N/mm <sup>2</sup>	
トルシア型 超高力ボルト	SHTB	1400N/mm <sup>2</sup>	国土交通大臣認定番号 MBLT-9038
ボルト	強度区分 6.8	600N/mm <sup>2</sup>	
あと施工アンカー	SD345	345N/mm <sup>2</sup>	カプセル方式接着系アンカー 製品認証番号 第 13-0002 (（一社）日本建築あと施工アンカー協会)
スパイラル筋	SR235	235N/mm <sup>2</sup>	
定着金物	プレートナット工法	BCJ 評定番号 RC0152-05	(（一社）日本建築センター)

部材の終局耐力の算定にあたって、建設省告示第 2464 号に基づく J I S 材料の強度割増を考慮し、鋼材並びに鉄筋の F 値を 1.1 倍する。

### 4.3 追設耐震壁の設計

耐震壁の終局耐力は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2001年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

#### 4.3.1 追設耐震壁の終局せん断耐力

追設耐震壁の終局せん断耐力は、壁筋によって決定されるせん断耐力と、耐震壁周辺骨組の拘束力によるせん断耐力を加算して求められる。

図4-3に耐震壁せん断設計のフロー<sup>\*</sup>を示す。

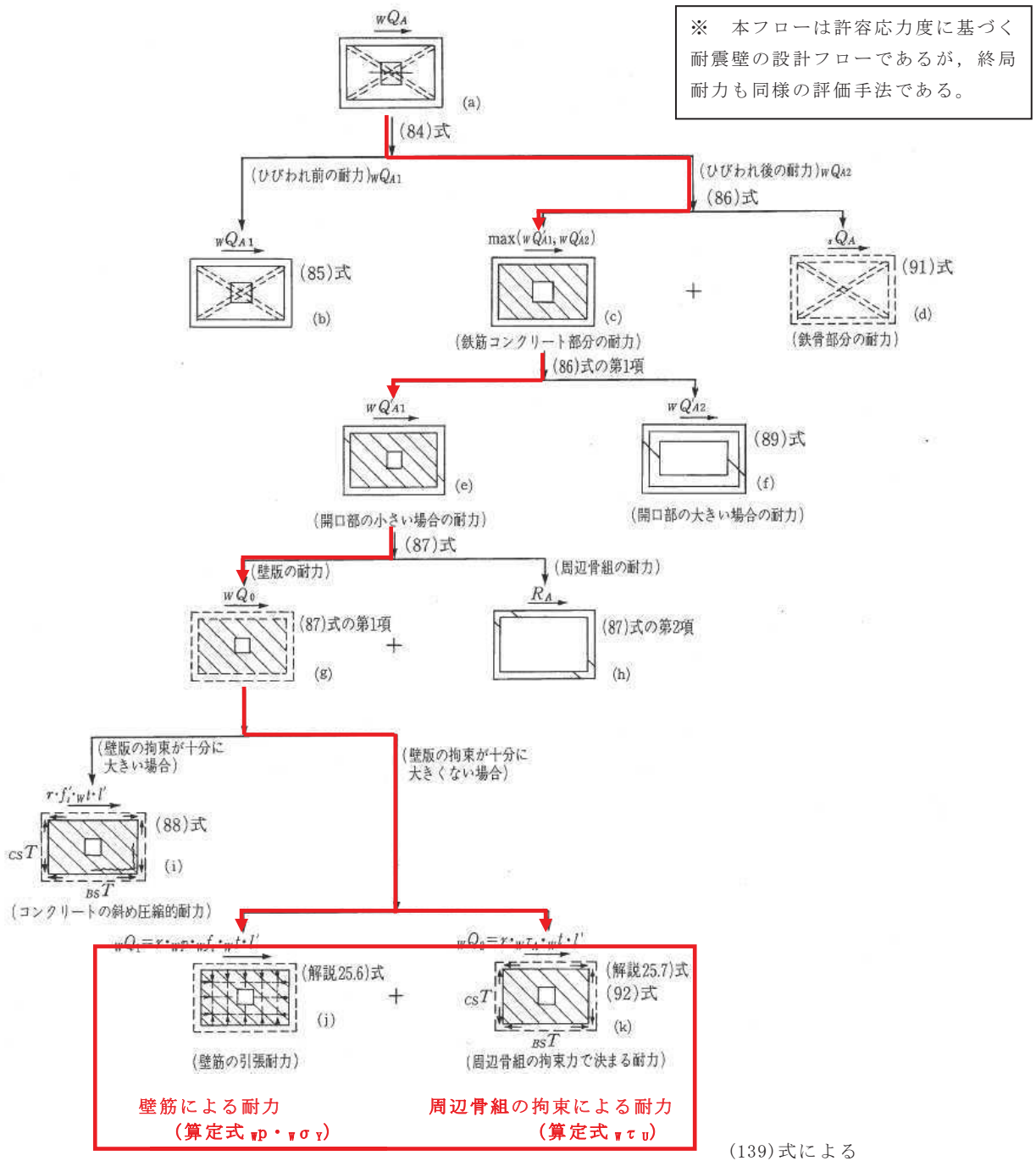


図4-3 耐震壁せん断設計のフロー

図 4-3 のフロー図に従い，耐震壁の終局せん断耐力の算定式をまとめる。

(1) 耐震壁の終局せん断耐力

耐震壁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$\begin{aligned} {}_w Q_U &= \max \{ {}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2} \} \\ {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times (1 + \beta) \times {}_w F_S \\ {}_w Q_{U2} &= \max \{ {}_w Q'_{U1}, {}_w Q'_{U2} \} + {}_s Q_U \\ {}_w F_S &= \min \left\{ 0.067 F_c, 1.0 + \frac{F_c}{50} \right\} \end{aligned}$$

ここで，本設計の補強壁内には鉄骨がないので  $\beta = 0$ ， ${}_s Q_U = 0$  となる。

${}_w Q'_{U1}$ ， ${}_w Q'_{U2}$  は下式による。

$${}_w Q'_{U1} = r \times \min \{ {}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_Y + {}_w \tau_U) \} \times {}_w t \times l'$$

ここに， ${}_w F'_s$  は下式による。

$$\begin{aligned} {}_w F'_s &= \min \{ 0.25 F_c, 1.13 \sqrt{F_c} \} \\ {}_w Q'_{U2} &= \min \left\{ \sum_{CT} R_U, \sum_{BT} R_U \frac{l}{h} \right\} \end{aligned}$$

ここに， ${}_{CT} R_U$ ， ${}_{BT} R_U$  は垂壁・腰壁付梁及び柱の終局耐力である。

開口部が大きい耐震壁の壁板は，周辺骨組に接続する垂壁・腰壁・袖壁として取り扱い上記の  ${}_w Q'_{U2}$  を算定するが，本設計では垂壁・腰壁・袖壁に該当する部位がないため  ${}_w Q'_{U1}$  のみ考慮する。

${}_w \tau_U$  は下式による。

$${}_w \tau_U = \min \left( \frac{{}_{BS} \beta b}{{}_w t l^2} {}_{BS} M_U, \frac{{}_{CS} \beta b}{{}_w t h^2} {}_{CS} M_U, \frac{{}_{BS} \beta s}{{}_w t l} {}_{BS} Q_U, \frac{{}_{CS} \beta s}{{}_w t h} {}_{CS} Q_U \right)$$

ここに， ${}_{BS} \beta b$ ， ${}_{BS} \beta s$ ， ${}_{CS} \beta b$ ， ${}_{CS} \beta s$  は壁板周辺の応力状態によって定まる係数である。

また， ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{CS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ ， ${}_{CS} Q_U$  は周辺の梁及び柱の終局曲げ耐力及びせん断耐力で，上下の梁，左右の柱の耐力のうち，小さいほうの値を用いる。

ここで，追設耐震壁両側には既設 SRC 柱及び追設 SRC 梁により十分に拘束されていると考えられる。

また，追設耐震壁下部には梁幅に相当する厚さの 1 層分の壁があるため， ${}_w \tau_U$  は追設 SRC 梁の拘束力によって決まる。

したがって，追設 SRC 梁の  ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$  のみ考慮する。

追設 SRC 梁の応力状態を，図 4-4 に示す。

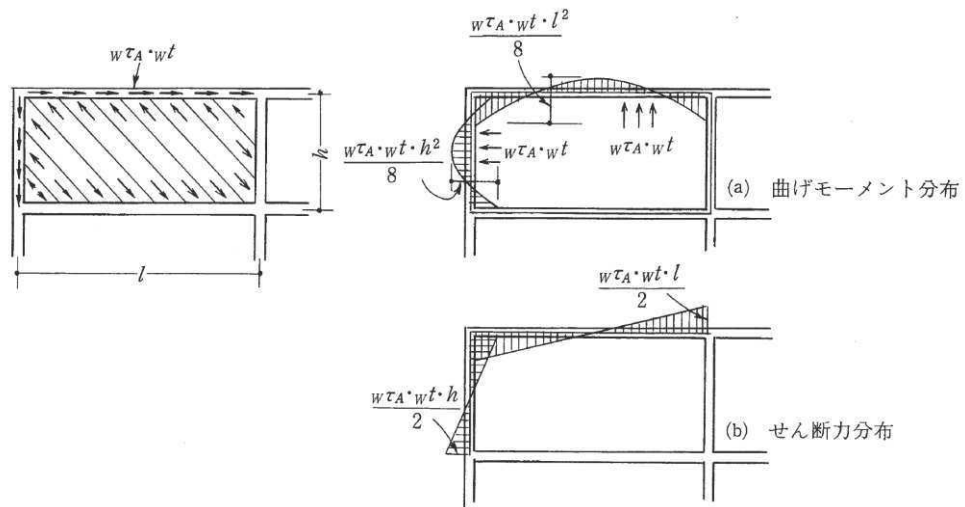


図 4-4 補強壁上部梁の応力状態

本設計では，梁端部をピンと仮定して設計する。

したがって， $B_s \beta b = 8$ ， $B_s \beta s = 2$ となる。

以上をまとめると，耐震壁の終局せん断耐力は以下の式で算定される。

$$\begin{aligned}
 {}_w Q_U &= \max\{{}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2}\} \\
 {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times {}_w F_s \\
 {}_w Q_{U2} &= r \times \min\{{}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_Y + {}_w \tau_U)\} \times {}_w t \times l'
 \end{aligned}$$

記号

- $r$  : 耐震壁開口による耐力低減係数
- ${}_w t$  : 耐震壁厚さ (mm)
- $l$  : 梁のスパン (mm)
- $\beta$  : 鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数
- ${}_w F_s$  : 耐震壁のコンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_w F'_s$  : 耐震壁のコンクリートの圧縮場によるせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_w p$  : 壁筋比
- ${}_w \sigma_Y$  : 壁筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_w \tau_U$  : 耐震壁に接する骨組の耐力によって決まるコンクリートの終局せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $l'$  : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)

(2) 追設 SRC 梁の終局曲げ耐力

追設 SRC 梁の終局曲げ耐力は下式により算定する。

$$M_U = Z_p \cdot \sigma_Y + a_t \cdot \sigma_Y \cdot d$$

記号

- $Z_p$  : 鉄骨の塑性断面係数 (  $\text{mm}^3$  )  
 $\sigma_Y$  : 鉄骨の降伏応力度 (  $\text{N}/\text{mm}^2$  )  
 $a_t$  : 引張主筋の断面積 (  $\text{mm}^2$  )  
 $\sigma_Y$  : 主筋の降伏応力度 (  $\text{N}/\text{mm}^2$  )  
 $d$  : 引張主筋と圧縮主筋の重心間距離 (  $\text{mm}$  )

(3) 追設 SRC 梁の終局せん断耐力

追設 SRC 梁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$Q_U = {}_r Q_U + {}_s Q_U$$

鉄筋コンクリート部分の終局せん断力耐力は下式による。

$${}_r Q_U = \min({}_r Q_{sU}, {}_r Q_{bU}) \quad \dots \textcircled{1}$$

$${}_r Q_{bU} = \Sigma \left( \frac{{}_r M_U}{l} \right) \quad \dots \textcircled{2}$$

$${}_r Q_{sU} = \min({}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}) \quad \dots \textcircled{3}$$

ここで、 ${}_r Q_{bU}$  は、鉄筋コンクリート部分の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

${}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}$  は下式による。

$${}_r Q_{sU1} = b \cdot {}_r j (0.5 F_s \cdot \alpha + 0.5 p_w \cdot \sigma_Y)$$

$${}_r Q_{sU2} = b \cdot {}_r j \left( F_s \frac{b'}{b} + p_w \cdot \sigma_Y \right)$$

ただし、 $p_w$  は 0.6% を超える場合には 0.6% とする。

ここに、 $F_s$  は下式による。

$$F_s = \min\left(0.15F_c, 2.25 + \frac{4.5F_c}{100}\right)$$

鉄骨部分の終局せん断耐力は下式による。

$${}_sQ_U = \min({}_sQ_{sU}, {}_sQ_{bU})$$

$${}_sQ_{bU} = \Sigma\left(\frac{{}_sM_U}{l}\right)$$

ここで、 ${}_sQ_{bU}$  は、鉄骨の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

ここに、 ${}_sQ_{sU}$  は下式による。

$${}_sQ_{sU} = t_w \cdot d_w \frac{{}_s\sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (\text{充腹形})$$

記号

- $r M_U$  : 鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力 (kN)
- $b$  : 長方形断面材の幅 (mm)
- $r j$  : 鉄筋コンクリート部分の曲げによる引張側と圧縮側の応力中心間距離で  $r j = (7 / 8) r d$  を用いることができる (mm)
- $F_s$  : コンクリートのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $b'$  : 鉄骨フランジ位置でのコンクリート有効幅 (mm)
- $r \alpha$  : 鉄筋コンクリート部分の  $rM / (rQ \cdot rd)$  による係数
- $w p$  : あばら筋比
- $w \sigma_Y$  : せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_s M_U$  : 鉄骨部分の終局曲げ耐力 (kN)
- $l'$  : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)
- $t_w$  : 充腹形鉄骨のウェブの厚さ (mm)
- $d_w$  : 鉄骨ウェブのせい (mm)
- ${}_s \sigma_Y$  : 鉄骨の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 4.3.2 あと施工アンカー

接着系あと施工アンカーの設計強度は、「2001年度版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説」（財）日本建築防災協会）に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

##### (1) 接着系アンカーのせん断耐力 $Q_a$

接合面におけるアンカー1本当たりの負担せん断力は下式より算定する。

$$Q_a = \min \{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times s_a \times a_e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s_a \times a_e$$

ただし、 $\tau = (Q_a / s_a a_e)$  は  $294 \text{ N/mm}^2$  以下とする。

##### (2) 接着系アンカーの引張耐力 $T_a$

接合面におけるアンカー1本当たりの負担引張力は下式より算定する。

$$T_a = \min \{T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}\}$$

$$T_{a1} = \sigma_y \times a_0$$

$$T_{a2} = 0.23 \times \sqrt{\sigma_B} \times A_c$$

$$T_{a3} = \tau_a \times \pi \times d_a \times l_e$$

$$\tau_a = 10 \times \sqrt{(\sigma_B / 21)}$$

#### 記号

$\sigma_y$  : 鉄筋の規格降伏点強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$s_a a_e$  : 接合面におけるアンカー本体又はアンカー筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  :  $\sigma_B$  に基づいて計算されるヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_B$  : 既設部コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\tau$  : アンカーのせん断強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$a_0$  : 接合筋のねじ加工を考慮した有効断面積, 又はアンカー筋の公称断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$  : 既設コンクリート躯体へのコーン状破壊面のアンカー1本当たりの有効水平投影面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\tau_a$  : 接着系アンカーの引抜き力に対する付着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$d_a$  : アンカー筋の軸部の直径, アンカー筋の呼び名 ( $\text{mm}$ )

$l_e$  : アンカーの有効埋め込み深さ ( $\text{mm}$ )  $\rightarrow l_e \geq 7d_a$



#### 4.4 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計

##### 4.4.1 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁

追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度は、「鋼構造設計規準（2005年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

##### (1) 引張強度 $N_T$

鉄骨ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度  $N_T$  は下式によって算定する。

$$N_T = A \times F$$

##### (2) 圧縮座屈強度 $N_{cr}$

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度は、「鋼構造塑性設計指針（2010年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度  $N_{cr}$  は、下式によって算定する。

##### ① SN400

$$0 \leq \lambda \leq 30 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$30 < \lambda \leq 120 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.006 \times (\lambda - 30)$$

$$\lambda > 120 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

##### ② SN490

$$0 \leq \lambda \leq 25 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$25 < \lambda \leq 100 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.007 \times (\lambda - 25)$$

$$\lambda > 100 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

記号

$N_{cr}$  : 圧縮座屈強度 ( kN )

$N_Y$  : 柱降伏軸力 ( kN )

$\lambda = l_k / i$  : 細長比

$l_k$  : 座屈長さ ( mm )



#### 4.5 耐震補強部材の設計詳細

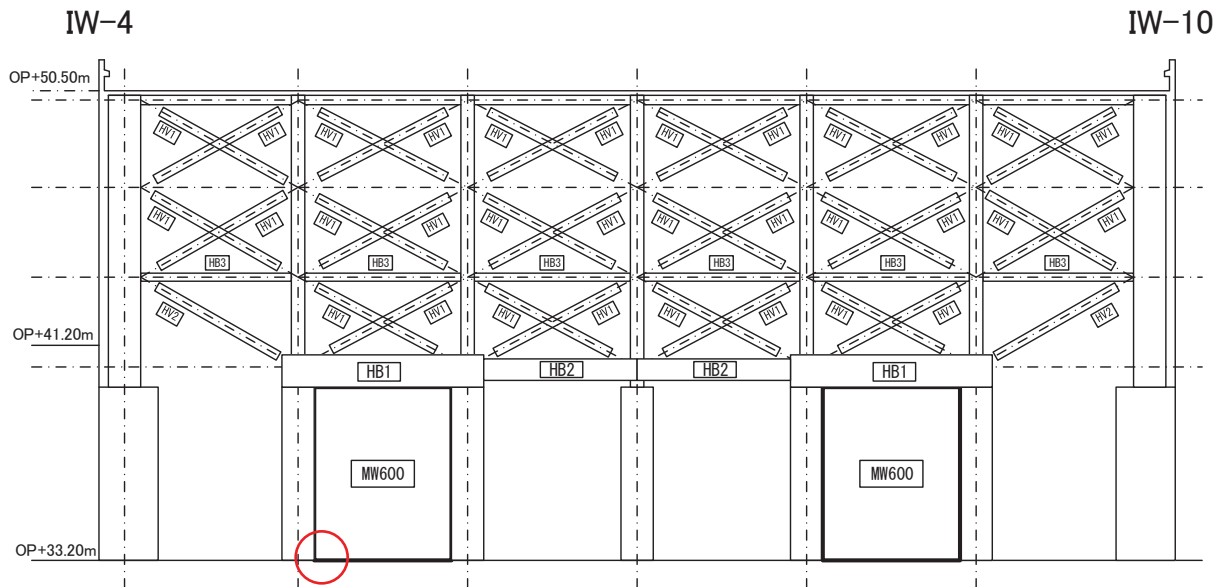


図 4-5 補強構面立面図 (IW-C 通り)

表 4-2 耐震補強部材断面 (IW-C 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

入角部あと施工アンカー配置

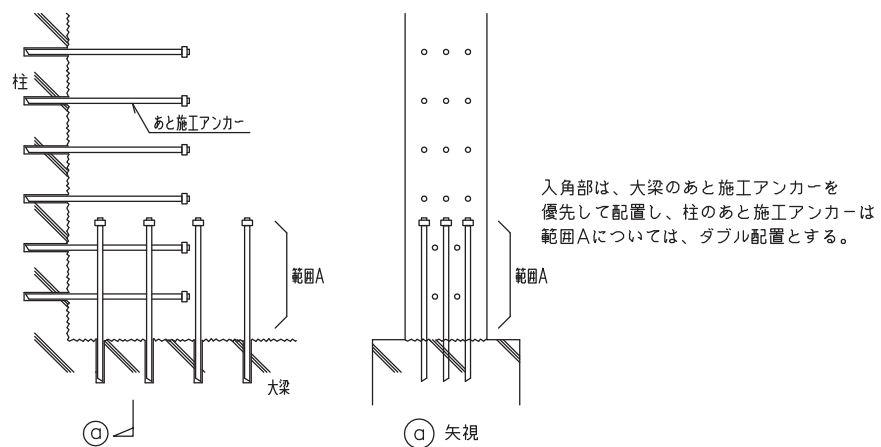


図 4-6 追設耐震壁入隅部の詳細 (図 4-5 の赤丸部)

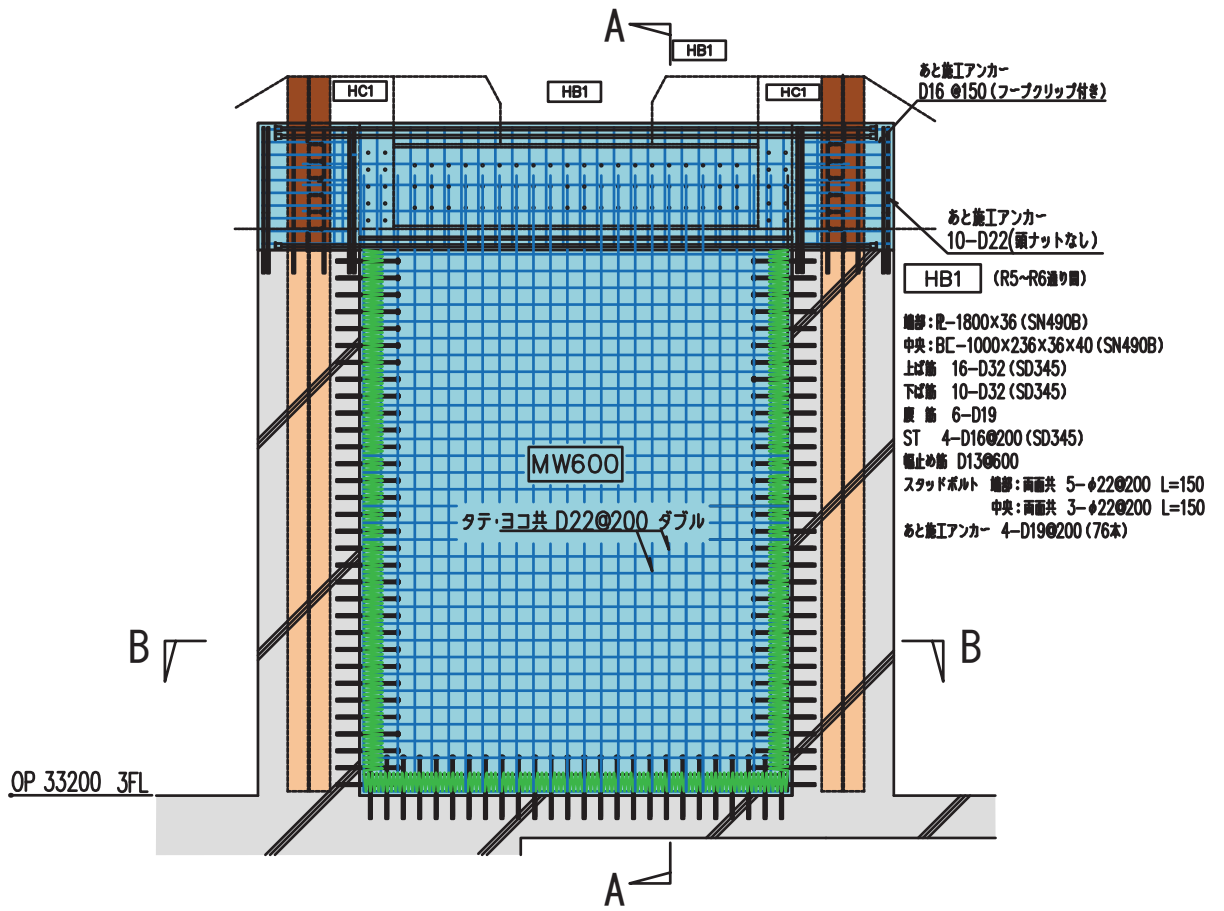


図 4-7 追設耐震壁配筋詳細

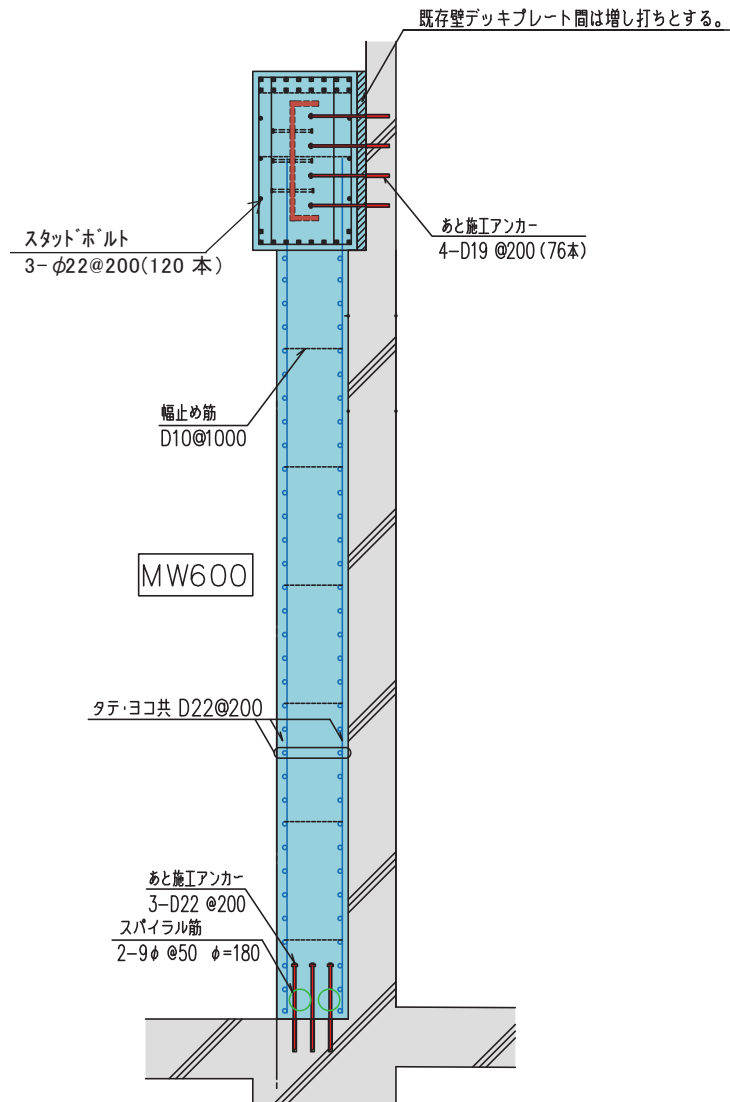


図 4-8 追設耐震壁配筋詳細 (A-A 断面図)

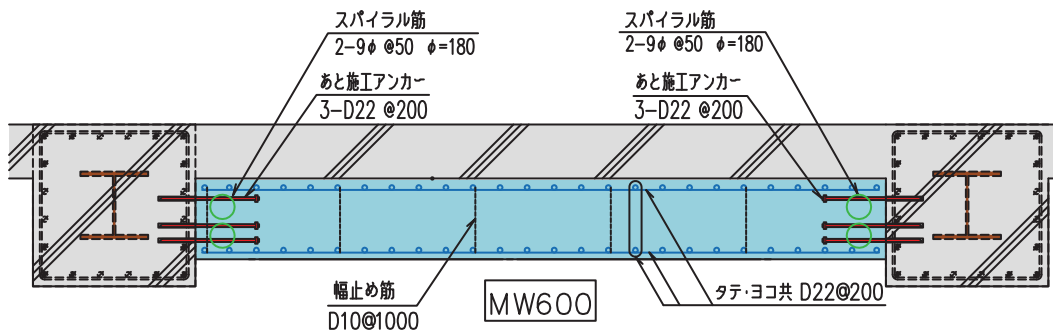


図 4-9 追設耐震壁配筋詳細 (B-B 断面図)

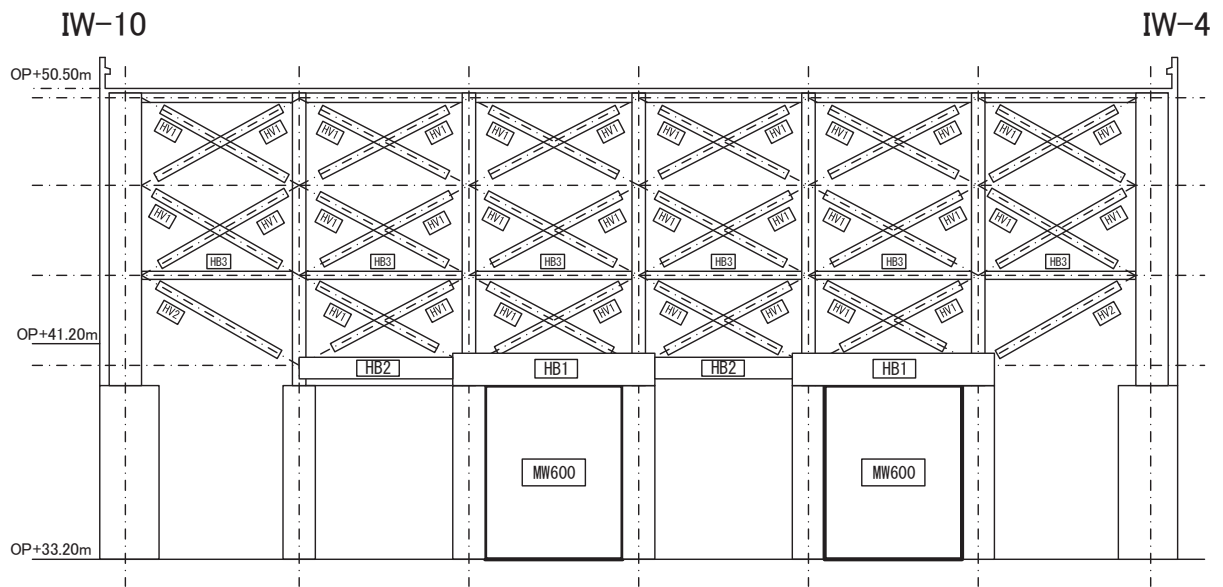


図 4-10 補強構面立面図 (IW-J 通り)

表 4-3 耐震補強部材断面 (IW-J 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

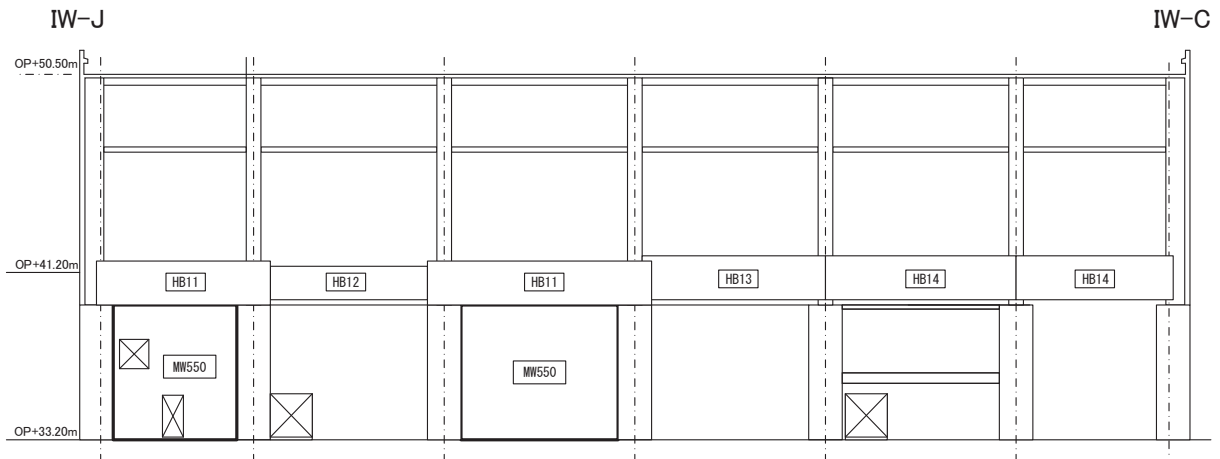


図 4-11 補強構面立面図 (IW-4 通り)

表 4-4 補強部材断面 (IW-4 通り)

符号	部材断面
MW550	RC追設耐震壁 t=550 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB11	B × D=825 × 2100 端部: PL-1600 × 36(SN490B) 中央: BH-1600 × 360 × 36 × 40(SN490B)
HB12	B[-1600 × 178 × 28 × 25(SN490B)
HB13	B[-2100 × 186 × 36 × 25(SN490B)
HB14	B[-2100 × 178 × 28 × 25(SN490B)

5. 地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認

5.1 検討の概要

耐震補強工事前後の地震観測記録から、耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析し、以下の点について検討した。本検討は主要な耐震補強部材が配置されているNS方向を対象とする。

- ① 耐震補強部材による耐震補強効果の確認
- ② 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルとの比較

5.2 耐震補強効果の確認方法

地上3階の加速度を入力、屋上階の加速度を出力とする1入力1出力系ARXモデルでシステム同定し<sup>※1</sup>，地上3階より上部の等価1次モードの固有振動数をNS方向について分析した。

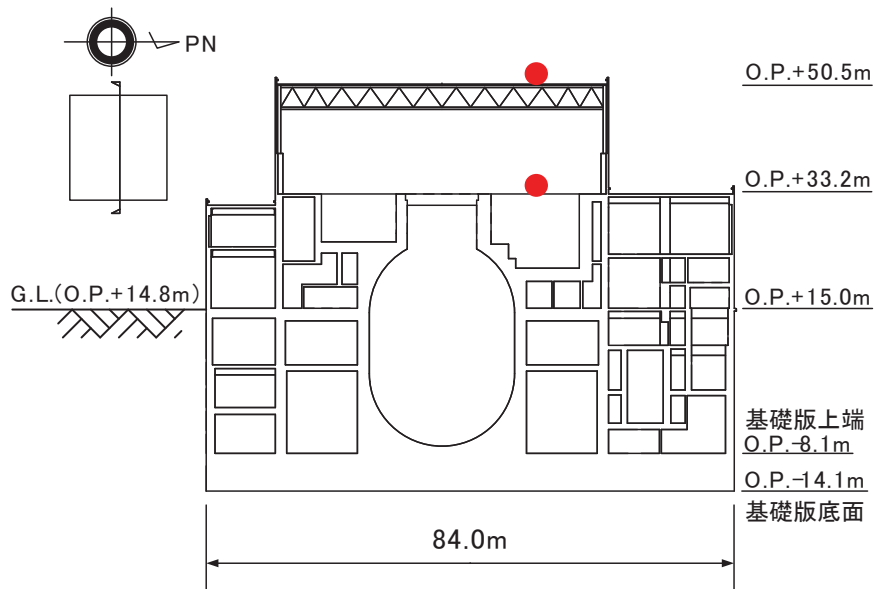


図 5-1 原子炉建屋断面図

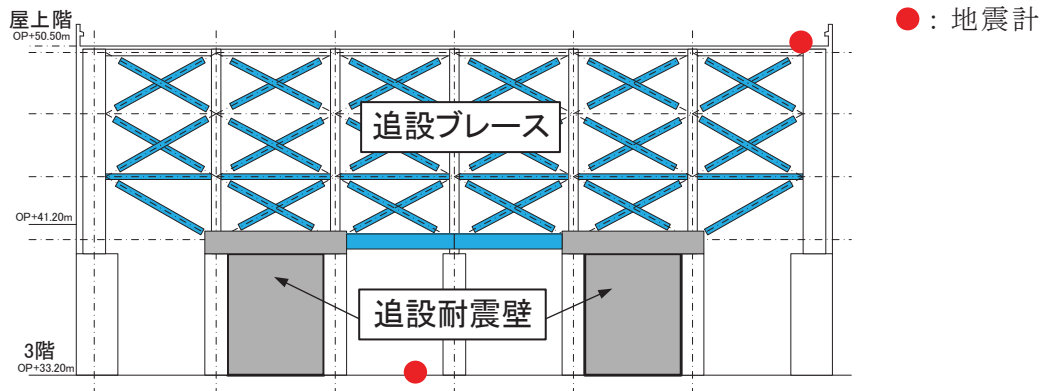


図 5-2 原子炉建屋地上3階の補強概要

※1 「池田芳樹：忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価，日本建築学会技術報告集，第18巻，第38号，pp.51-54，2012.2」 参照



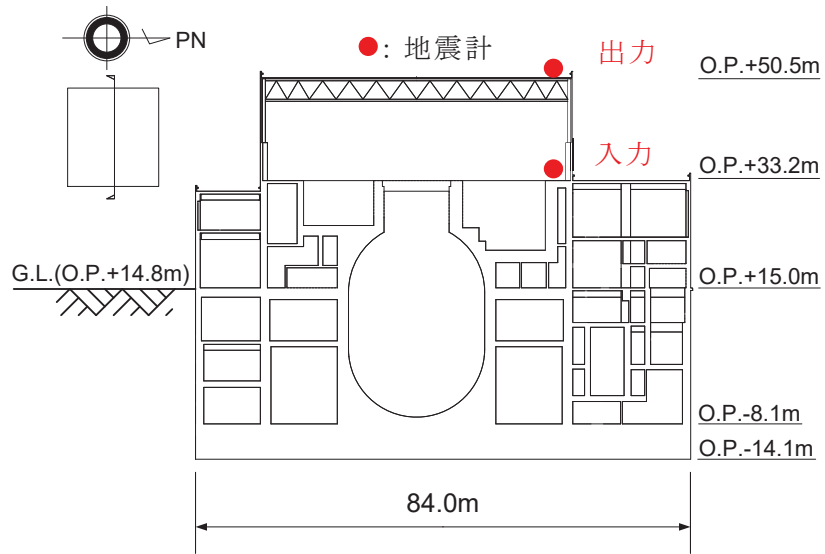


図 5-3 検討に用いた地震計の設置位置（断面図）

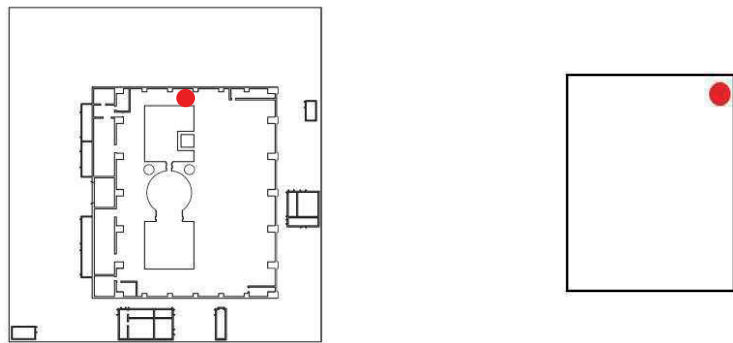


図 5-4 検討に用いた地震計の設置位置（平面図）

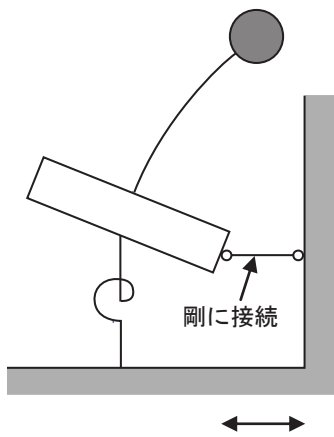


図 5-5 1入力1出力系 ARX モデルによるシステム同定概念図

### 5.3 対象とした地震観測記録

工事前，工事中，工事後の観測記録の中から表 5-1 に示す 15 地震の観測記録を用いてシステム同定を行った。これらの 15 地震は，観測記録の中から以下の条件で選定した。

- ① 基礎版上の最大加速度が目安として 5 ガル以上
- ② 地震のマグニチュードが大きい (M6 程度以上)

なお，工事は 2014 年に実施しているため，2013 年，2014 年，2015 年に観測された地震から 5 地震ずつを選定した。

また，地震記録に含まれるノイズを低減させる目的で，地上 3 階より上部の 1 次固有振動数の周波数帯を透過させるバンドパスフィルターを通した。

表 5-1 耐震補強効果の検討に用いた地震観測記録

地震記録開始時刻		地震規模	震央地名	評価時間帯			
				記録時間	開始時刻	長さ	状況
年月日	時分秒	M		s	s	s	
2013/08/04	12:29:01	6.0	宮城県沖	109.00	20.01	89.00	工事前 1
2013/10/20	00:14:33	5.1	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事前 2
2013/10/26	02:11:03	7.1	福島県沖	138.00	20.01	118.00	工事前 3
2013/11/26	00:43:11	4.9	宮城県沖	75.00	20.01	55.00	工事前 4
2013/12/18	19:14:23	4.7	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事前 5
2014/02/06	02:32:28	5.3	宮城県沖	80.00	20.01	60.00	工事前 6
2014/04/01	13:08:58	4.4	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事中 1
2014/06/18	21:40:10	4.2	宮城県沖	63.00	20.01	43.00	工事中 2
2014/07/12	04:22:33	7.0	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事中 3
2014/10/15	12:51:26	4.6	宮城県沖	72.00	20.01	52.00	工事中 4
2015/02/26	10:11:34	5.0	宮城県沖	82.00	20.01	62.00	工事後 1
2015/03/19	10:33:04	4.8	宮城県沖	70.00	20.01	50.00	工事後 2
2015/05/13	06:13:12	6.8	宮城県沖	125.00	20.01	105.00	工事後 3
2015/08/01	23:24:54	4.7	宮城県沖	68.00	20.01	48.00	工事後 4
2015/08/03	14:30:26	5.1	福島県沖	74.00	20.01	54.00	工事後 5

#### 5.4 耐震補強工事前後の振動特性の分析結果

計測最終時刻の同定値を比較することにより，耐震補強工事前後の地震観測記録から，耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析した。表 5-2 に計測最終時刻の同定値を，図 5-6 には固有振動数の変化を，図 5-7 には，地震の振幅と固有振動数の関係を示す。

表 5-2 地上 3 階より上層の 1 次モード同定結果（計測の最終時刻の値）

状況	地震発生 年月日	NS
		固有振動数 Hz
工事前	2013/08/04	5.83
	2013/10/20	6.23
	2013/10/26	6.68
	2013/11/26	6.49
	2013/12/18	6.53
	2014/02/06	6.86
工事中	2014/04/01	6.96
	2014/06/18	7.35
	2014/07/12	7.32
	2014/10/15	7.32
工事後	2015/02/26	7.49
	2015/03/19	7.35
	2015/05/13	7.47
	2015/08/01	8.15
	2015/08/03	8.24

図 5-6 及び図 5-7 から，1 次固有振動数が工事前後において増加していることを確認した。

NS 方向では，工事前の最小振動数 5.83Hz に対する工事後の最大振動数 8.24Hz の比は 1.41，工事前の最大振動数 6.86Hz に対する工事後の最小振動数 7.35Hz の比は 1.07 である。平均的には 20% の固有振動数の増加である。

また，図 5-7 には，地震の振幅が大きいほど固有振動数が低下する傾向が，工事前後に関わらず現れている。

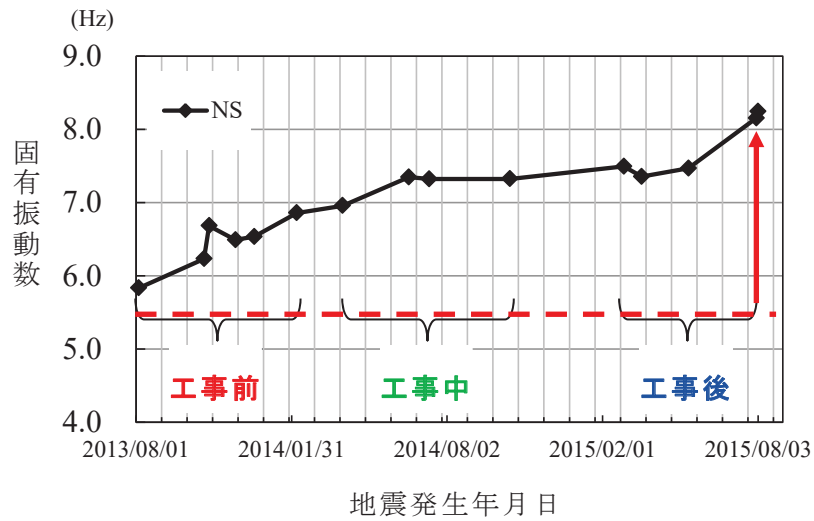


図 5-6 15 地震の振動特性の変化

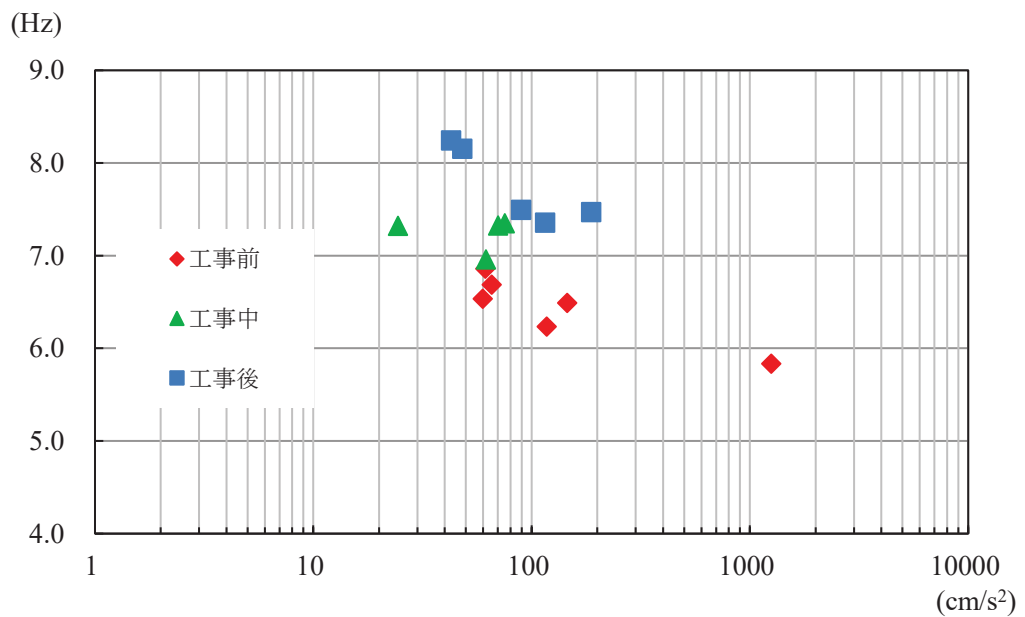


図 5-7 15 地震の屋上階の最大加速度と固有振動数の関係

図 5-8 に耐震補強工事前後の地震応答解析モデルの地震計位置に対応する質点の応答波形の伝達関数を示す。

地震応答解析モデルの地上 3 階に対する屋上階の伝達関数の 1 次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合している。

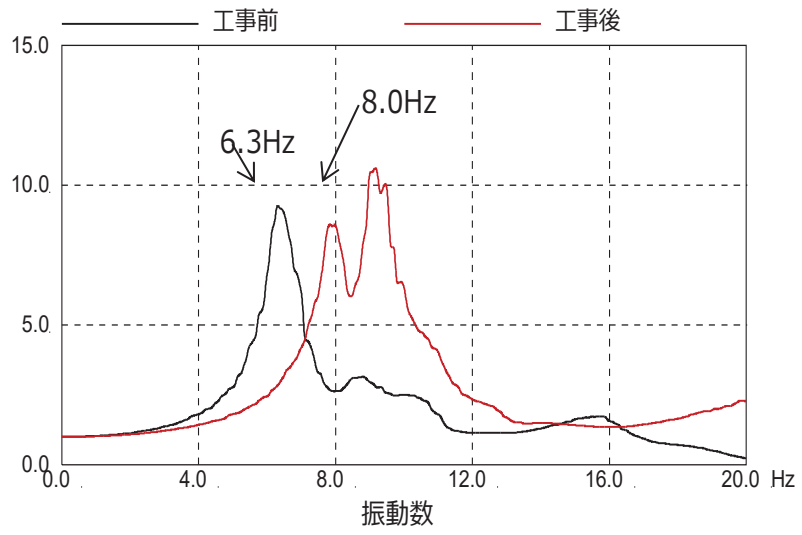


図 5-8 地震応答解析モデルの伝達関数 (屋上階/地上 3 階)

## 5.5 まとめ

工事の有効性を確認するために、工事前、工事中、工事後の地震観測記録を用いて、躯体の剛性がどのように変化したかについて確認を行った。

固有振動数は工事前→工事中→工事後の順に大きく（剛に）なっており、補強の有効性が確認出来た。

地震応答解析モデルの地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合していることを確認した。

## 6. 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定

### 6.1 モデル化の概要

耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの作成方法の概要を以下に示す。

作成した原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「策定モデル」という。）を図 6-3 及び図 6-4 に示す。

#### (1) 質点重量

質点重量は 3.11 地震のシミュレーションモデル（以下「シミュレーションモデル」という。）に対して、機器重量等の精査に基づく質点重量の見直しを行ったモデルをベースとし、追設耐震壁，追設ブレース，追設梁等の重量を対応する質点重量に加算する。鉄骨重量は部材断面積に部材長を乗じて算定した部材の体積に鋼材の比重 ( $7.85\text{t/m}^3$ ) を乗じた値に，接合部部材重量の割増を考慮して 1.3 を乗じた値とする。これは，追設ブレースの接合部のガセットプレート等の寸法が，一般的な鉄骨構造より大きくなったことに配慮したものである。ブレース材の部材長さは交点間距離として算定する。

追設 SRC 梁の重量は SRC 梁の体積に比重  $25\text{kN/m}^3$  を乗じて算定する。また，追設 S 梁と既設耐震壁の間のグラウト材の重量は，グラウト材に埋め込まれるスタッドが多いことから，体積に鉄筋コンクリートと同様の比重  $24\text{kN/m}^3$  を乗じて算定する。

なお，NS 方向 IW-C 通りと IW-J 通りについては，追設ブレースの設置に伴い一部の既設鉄骨部材の撤去を行うが，これらの部材の重量の影響は軽微であるため無視する。

#### (2) 回転慣性重量

水平方向モデルの回転慣性重量は，シミュレーションモデルの回転慣性重量にシミュレーションモデルと策定モデルの質点重量比を乗じた値とする。

#### (3) 追設耐震壁の剛性評価

水平方向モデルの追設耐震壁の剛性は，設計基準強度を用い，J E A G 式に基づきスケルトン曲線を算定する。

スケルトン曲線の算定における曲げモーメント  $M$  は既設耐震壁と追設耐震壁の断面 2 次モーメントの比，せん断力  $Q$  は既設耐震壁と追設耐震壁のせん断断面積の比，軸力  $N$  は追設耐震壁の自重の  $1/2$  として算定する。

追設耐震壁の断面 2 次モーメントは既設耐震壁の中立軸に対する断面 2 次モーメントを用いる。追設耐震壁のせん断断面積及び断面 2 次モーメントの算定には，耐震壁の両端の柱型の柱芯間の面積を考慮する。

なお、追設耐震壁の設計ではSRC規準によるせん断終局強度式を用いているため、追設耐震壁のせん断スケルトン曲線の終局せん断耐力はSRC規準式の値にする。

鉛直方向モデルの軸剛性は追設耐震壁のせん断断面積として評価した面積を軸断面積に加算する。

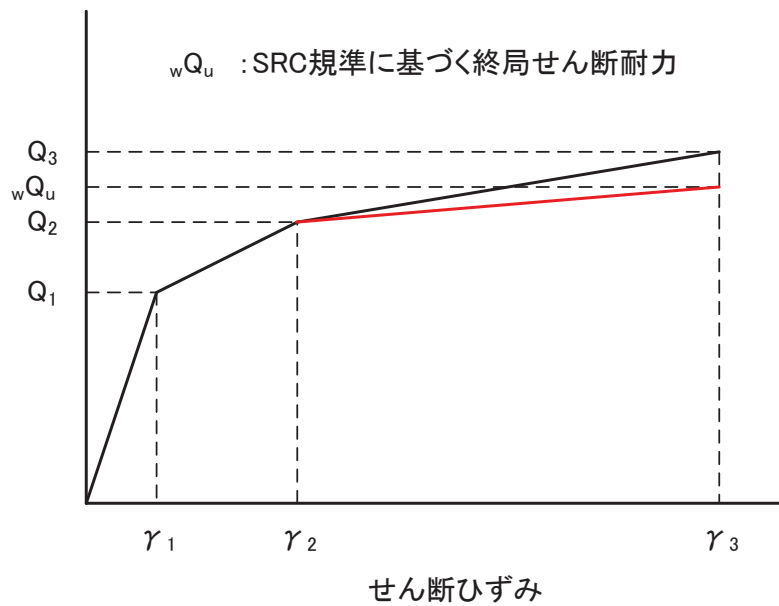


図 6-1 追設耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

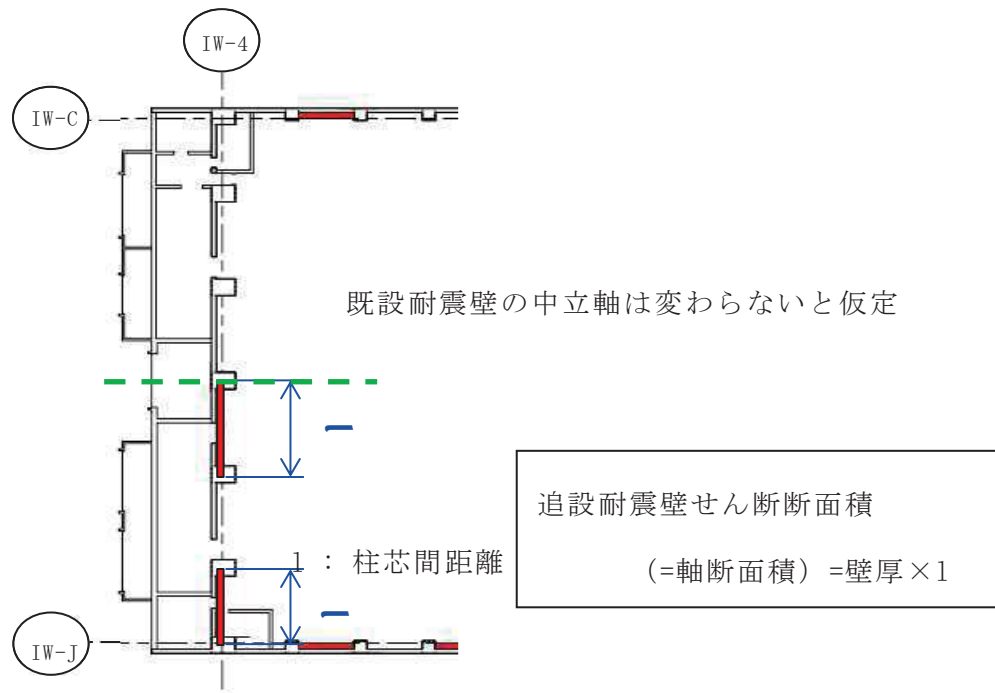


図 6-2 策定モデルにおける追設耐震壁のせん断剛性評価範囲 (IW-4 通り)



(4) 追設ブレースの剛性評価

水平方向モデルの追設ブレースのせん断剛性は等価なせん断剛性に置換する。補強目標のせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  程度の変形では弾性範囲の応答と考えられるため、弾性部材としてモデル化し、引張・圧縮ともに剛性を考慮する。

曲げ剛性は、ブレースを取り付ける既設の鉄骨柱の軸断面積と耐震壁の中立軸から鉄骨柱までの距離の二乗の積の和を断面二次モーメントとする。

追設ブレース部の部材剛性は以下の値を用いる。

$$E : 2.05 \times 10^8 \text{kN/m}^2$$

$$G : 7.90 \times 10^7 \text{kN/m}^2$$

鉛直方向モデルについては、追設ブレースの剛性は無視する。なお、既往の鉛直方向モデルの軸剛性には、ブレースを設置する部分の鉄骨柱の軸剛性は RC 換算の剛性として評価されている。

(5) 底面地盤ばねの評価

検討対象とした解析モデルの固有値解析結果に基づき、ED法により係数を個別に算定する。

(6) 減衰の評価

RC 部分は 5%、鉄骨ブレース部分は 2% のひずみエネルギー比例型減衰とする。

(7) 追設耐震壁の境界条件

水平方向モデルの追設耐震壁は既設耐震壁と並列な曲げせん断要素としてモデル化し、上下端の節点自由度は既設の耐震壁と共有する。

(8) 浮上り限界転倒モーメント

補強部材の重量を考慮した建屋総重量を用いて浮上り限界転倒モーメントを算定する。

$F_c$	32.4	N/mm <sup>2</sup>
	33	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$E_c$	19860	N/mm <sup>2</sup>
	7940	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
	25200	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$G_c$	8530	N/mm <sup>2</sup>
	3410	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
	10500	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$E_s$	205900	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)
$G_s$	79400	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)

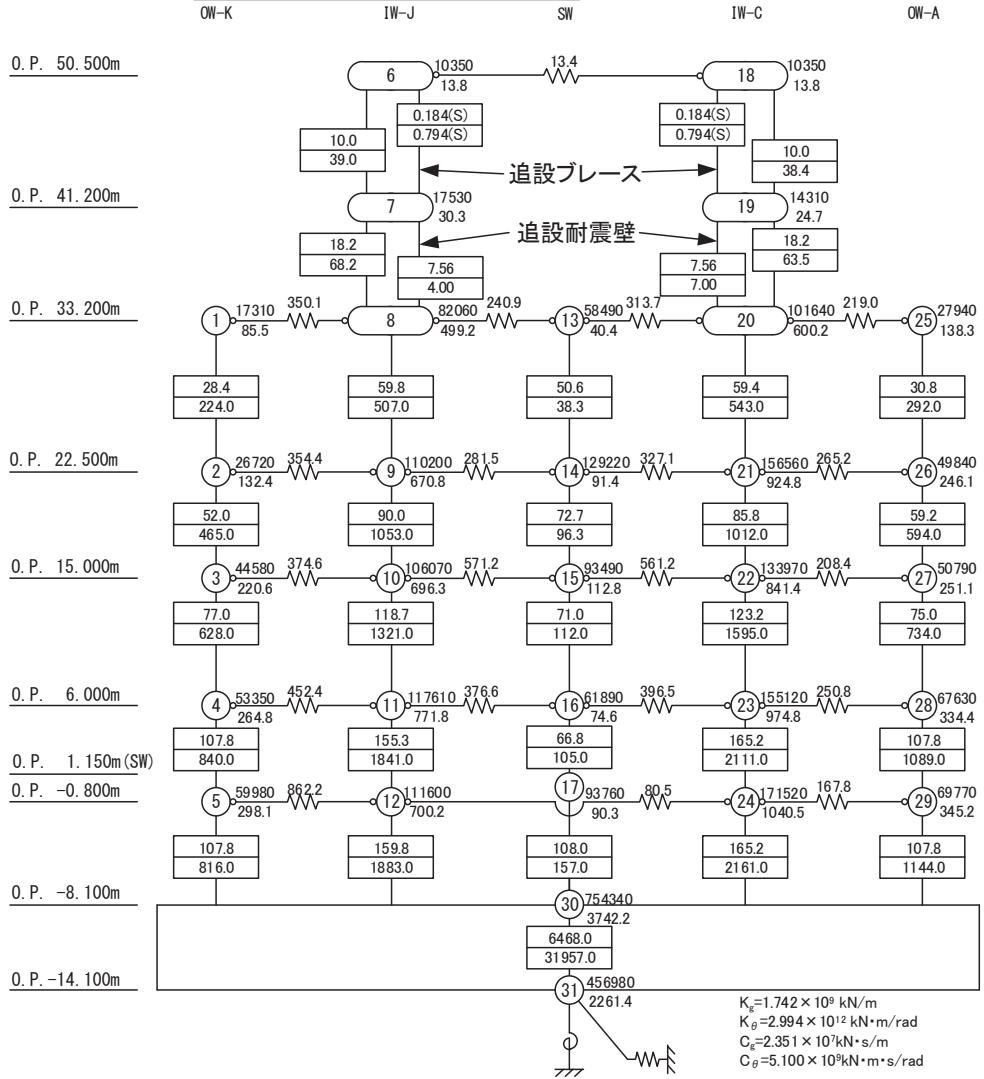
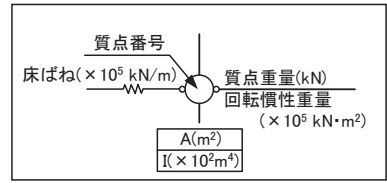


図 6-3 原子炉建屋 策定モデル NS 方向

$F_c =$	32.4	N/mm <sup>2</sup>
$E_c =$	33	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
	21180	N/mm <sup>2</sup>
	13240	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
	25200	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm <sup>2</sup>
	5690	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
	10500	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)

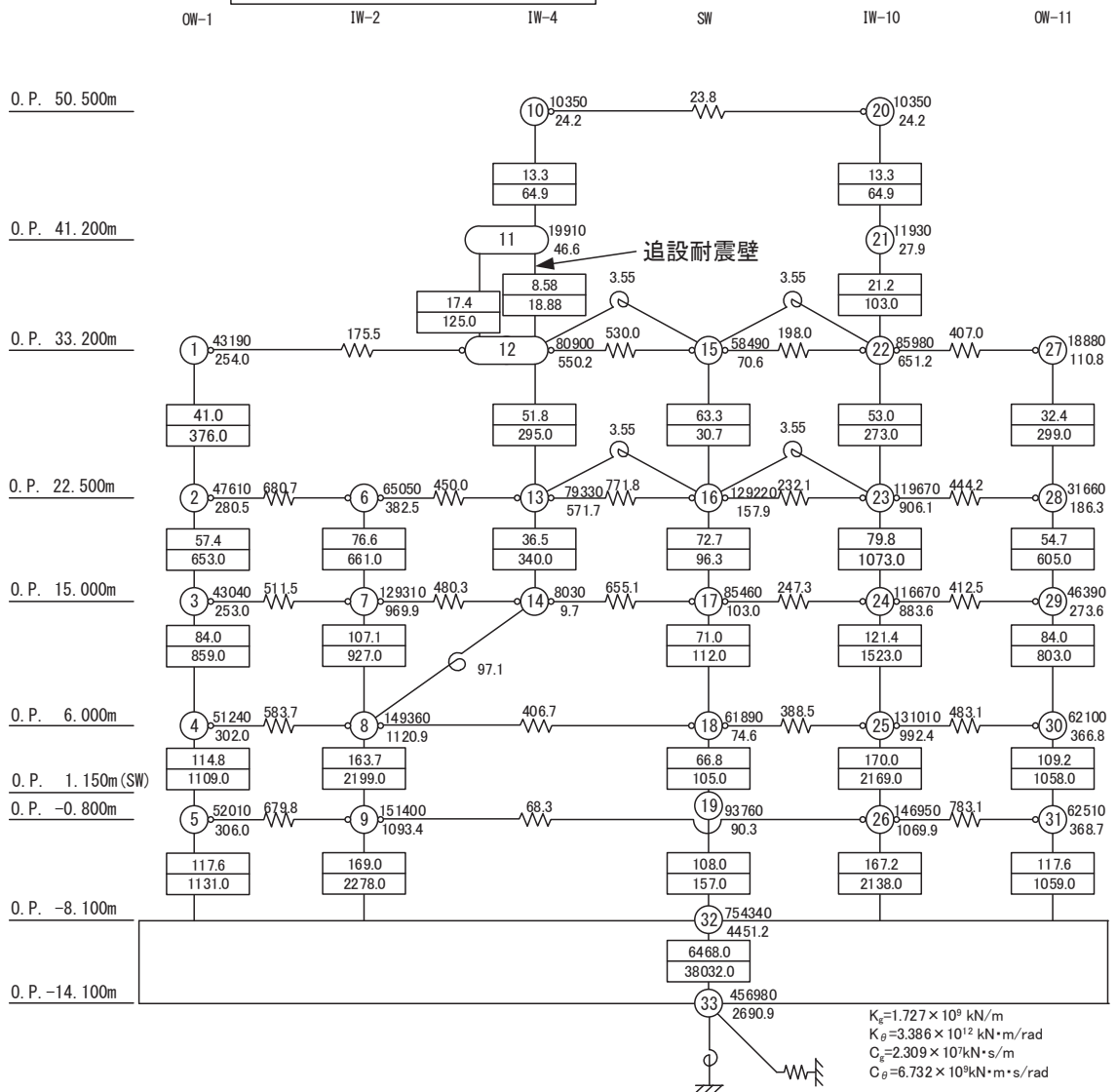
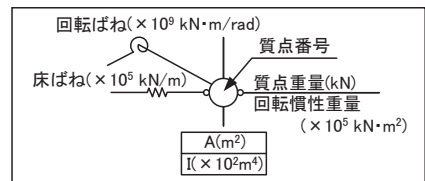


図 6-4 原子炉建屋 策定モデル EW 方向

## 6.2 シミュレーションモデルとの固有値の比較

策定モデルとシミュレーションモデルのNS方向の固有値を比較して表6-1に示す。策定モデルのNS方向の1次周期については、シミュレーションモデルからわずかに小さくなる程度であるが、刺激係数が小さくなる。策定モデルは、地上3階より上部の剛性が高くなったことにより、NS方向の2次周期はシミュレーションモデルより短くなる。

表 6-1 地震応答解析モデル固有周期 (NS 方向)

NS 方向	シミュレーション モデル	策定モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.240 (2.756)	0.237 (2.203)
2 次周期 (刺激係数)	0.150 (2.652)	0.123 (2.718)

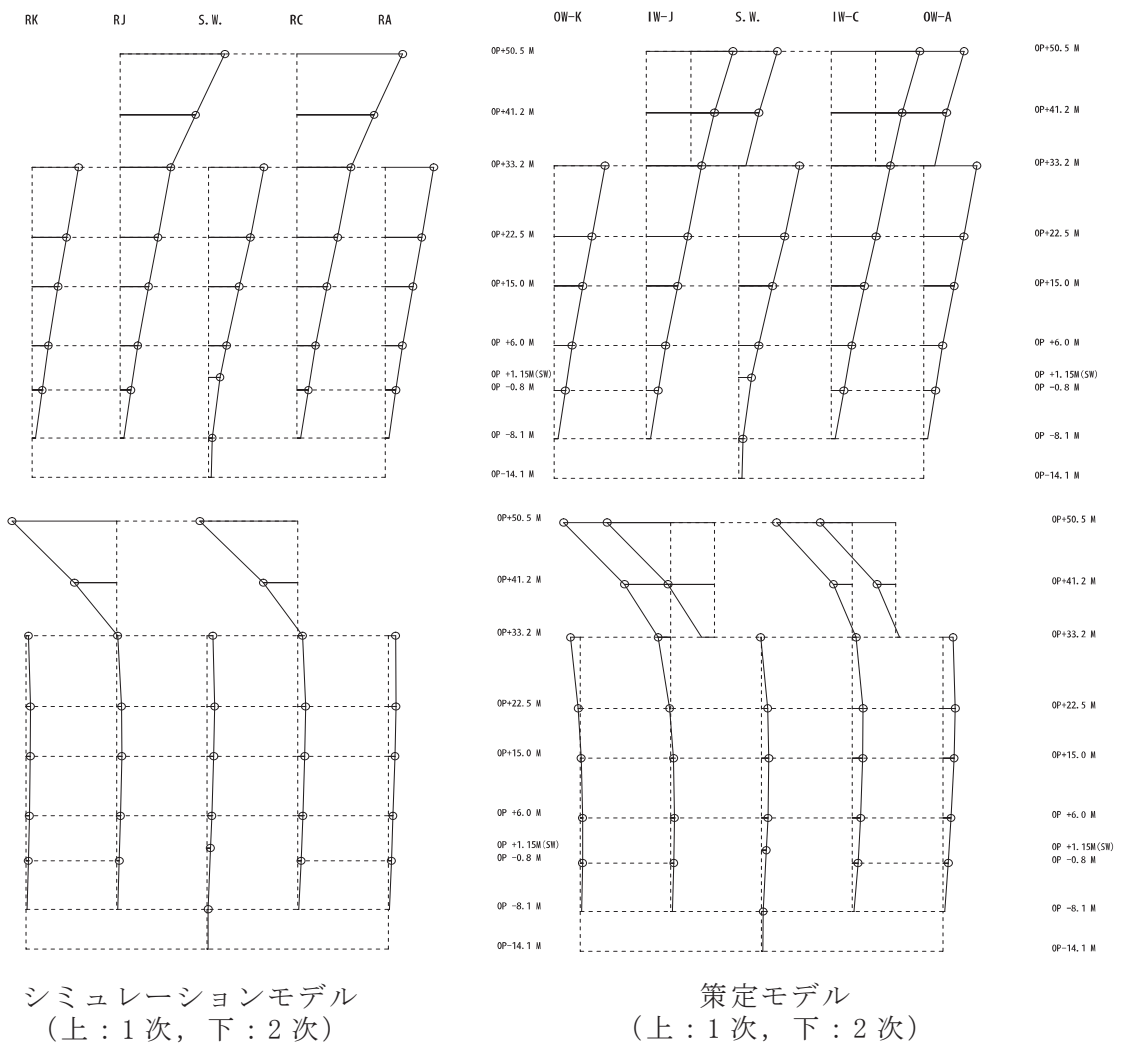


図 6-5 固有振動モード (NS 方向)

EW 方向の 1 次周期及び 2 次周期を表 6-2 に示す。1 次周期及び 2 次周期については、耐震補強による変化はほとんどない。策定モデルの EW 方向の刺激係数は 1 次、2 次ともに小さくなる。

表 6-2 地震応答解析モデル固有周期 (EW 方向)

EW 方向	シミュレーションモデル	策定モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.230 (2.312)	0.230 (2.179)
2 次周期 (刺激係数)	0.127 (2.350)	0.125 (1.925)

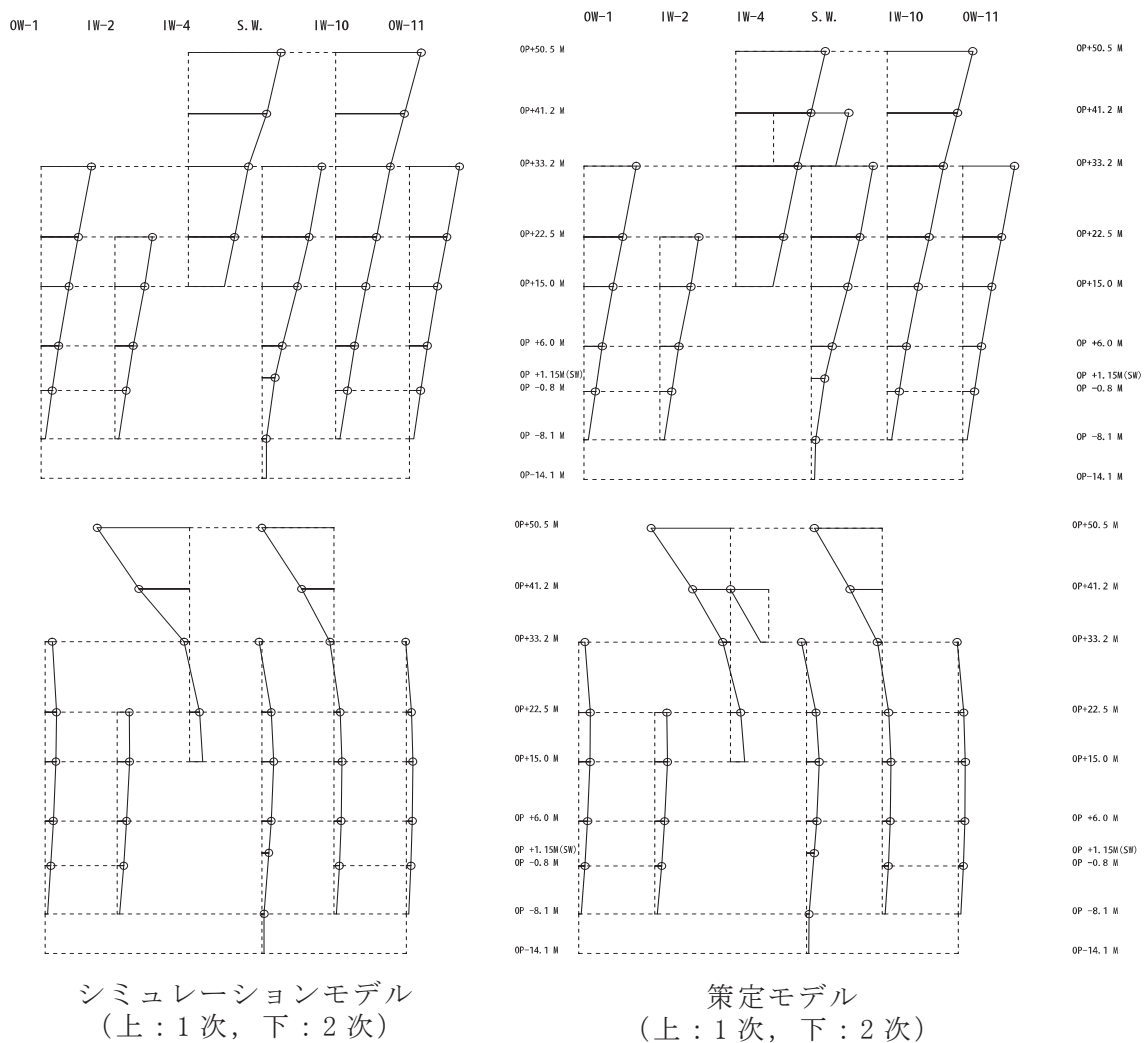


図 6-6 固有振動モード (EW 方向)

### 6.3 耐震補強工事前後の保有水平耐力の比較

耐震補強工事前後について、クレーン階及び地上3階の保有水平耐力を比較した。

耐震補強工事前に比べて、NS方向では、クレーン階で約1.58倍、地上3階で約1.36倍、EW方向では、地上3階で約1.18倍となっており、保有水平耐力が向上していることを確認した。

なお、NS方向クレーン階の補強部材の保有水平耐力は、既存躯体との接合部を含めた補強部材の終局せん断耐力の最小値とし、既存の耐震壁の終局耐力は、せん断ひずみ $4 \times 10^{-3}$ と仮定して、クレーン階の補強部材はこのひずみにおける耐力を算定している。

表 6-3 耐震補強前後の保有水平耐力の比較

レベル	方向	保有水平耐力 $Q_u$ (kN)		補強後 $\Sigma Q_u$ (kN)
		既設躯体	補強部材	
クレーン階	NS	106,422	61,200	167,622
	EW	133,625	—	133,625
地上3階	NS	187,974	67,060	255,034
	EW	194,132	35,044	229,176

#### 6.4 耐震補強工事前後の剛性の比較

耐震補強工事を行った NS 方向 C 通り，NS 方向 J 通り，EW 方向 4 通り F 通りの耐震補強工事前後の地震応答解析モデルのせん断剛性及び曲げ剛性を比較して表 6-4 及び表 6-5 に示す。

耐震補強工事前に比べて，せん断剛性は，NS 方向ではクレーン階で約 1.43 倍，地上 3 階で約 2.28 倍，EW 方向では地上 3 階で約 1.91 倍となっている。曲げ剛性は，NS 方向ではクレーン階で約 1.53 倍以上，地上 3 階で約 1.19 倍以上，EW 方向では地上 3 階で約 1.29 倍となっている。

耐震補強工事の実施により，オペフロ上部のせん断剛性及び曲げ剛性も向上していることを確認した。

表 6-4 耐震補強前後の地震応答解析モデルのせん断剛性の比較

方向	通り	階	設計時 GA (kN)	補強前 GA (kN)	補強部材 GA (kN)	増加率 (補強後/設計時)	増加率 (補強後/補強前)
NS	IW-C	地上 3 階	$2.07 \times 10^8$	$6.21 \times 10^7$	$7.94 \times 10^7$	0.68	2.28
		クレーン階	$1.14 \times 10^8$	$3.41 \times 10^7$	$1.46 \times 10^7$	0.43	1.43
	IW-J	地上 3 階	$2.07 \times 10^8$	$6.21 \times 10^7$	$7.94 \times 10^7$	0.68	2.28
		クレーン階	$1.14 \times 10^8$	$3.41 \times 10^7$	$1.46 \times 10^7$	0.43	1.43
EW	IW-4	地上 3 階	$1.98 \times 10^8$	$9.90 \times 10^7$	$9.01 \times 10^7$	0.95	1.91

表 6-5 耐震補強前後の地震応答解析モデルの曲げ剛性の比較

方向	通り	階	設計時 EI (kN・m <sup>2</sup> )	補強前 EI (kN・m <sup>2</sup> )	補強部材 EI (kN・m <sup>2</sup> )	増加率 (補強後/設計時)	増加率 (補強後/補強前)
NS	IW-C	地上 3 階	$1.68 \times 10^{11}$	$5.04 \times 10^{10}$	$1.76 \times 10^{10}$	0.40	1.35
		クレーン階	$1.02 \times 10^{11}$	$3.05 \times 10^{10}$	$1.63 \times 10^{10}$	0.46	1.54
	IW-J	地上 3 階	$1.81 \times 10^{11}$	$5.42 \times 10^{10}$	$1.01 \times 10^{10}$	0.36	1.19
		クレーン階	$1.03 \times 10^{11}$	$3.10 \times 10^{10}$	$1.63 \times 10^{10}$	0.46	1.53
EW	IW-4	地上 3 階	$3.31 \times 10^{11}$	$1.66 \times 10^{11}$	$4.76 \times 10^{10}$	0.64	1.29

別紙 19-1 耐震補強による地震応答特性への影響について



## 目 次

1.	検討の目的と概要	別紙 19-1- 1
2.	ねじれ応答増幅による影響検討	別紙 19-1- 3
2.1	ねじれ補正係数による検討	別紙 19-1- 3
2.1.1	検討目的	別紙 19-1- 3
2.1.2	検討方法	別紙 19-1- 3
2.1.3	地震応答解析モデル	別紙 19-1- 3
2.1.4	偏心率の算定	別紙 19-1- 6
2.1.5	形状特性係数の算定	別紙 19-1- 8
2.1.6	ねじれ補正係数の算定	別紙 19-1- 9
2.1.7	ねじれ補正係数による検討結果	別紙 19-1- 9
2.2	地震応答解析による検討	別紙 19-1-11
2.2.1	検討目的	別紙 19-1-11
2.2.2	検討方法	別紙 19-1-11
2.2.3	耐震補強前後の地上 3 階より上部のねじれ応答の変化	別紙 19-1-13
2.2.4	地上 3 階より上部のねじれ応答の影響評価	別紙 19-1-17
2.2.5	耐震補強前後の地上 3 階のねじれ応答の変化	別紙 19-1-22
2.2.6	地震応答解析による検討結果	別紙 19-1-22
2.3	地震観測記録による検討	別紙 19-1-30
2.3.1	検討目的	別紙 19-1-30
2.3.2	検討方法	別紙 19-1-30
2.3.3	耐震補強前後の地上 3 階より上部のねじれ応答の変化	別紙 19-1-39
2.3.4	地上 3 階より上部のねじれ応答の影響評価	別紙 19-1-41
2.3.5	地震観測記録による検討結果	別紙 19-1-41
3.	面外応答増幅による影響検討	別紙 19-1-43
3.1	妻壁の面外応答の検討	別紙 19-1-43
3.1.1	検討目的	別紙 19-1-43
3.1.2	検討方法	別紙 19-1-43
3.1.3	検討対象部位の選定	別紙 19-1-43
3.1.4	解析モデル	別紙 19-1-46
3.1.5	水平震度の評価	別紙 19-1-47
3.1.7	断面算定結果	別紙 19-1-53
4.	まとめ	別紙 19-1-55

## 1. 検討の目的と概要

原子炉建屋の地上3階から屋上階までの耐震壁には、RC造耐震壁及び鉄骨造ブレース等による耐震補強を実施している。

耐震補強前後の地震観測記録のNS方向の地上3階に対する屋上階の伝達関数の分析では、1次ピーク振動数が高振動数側に移動したことから、耐震補強により地上3階より上部の建屋剛性が向上したことを示している。また、耐震補強後は地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の高振動数側への移動が見られる一方、振動数のピークが2山に分かれる現象も確認されており、ねじれによる影響の可能性が考えられる。

また、耐震補強部材の追設による躯体重量増加に伴う面外応答への影響も考えられる。

本検討では、耐震補強によるねじれ応答等の地震応答特性への影響について検討することを目的とし、以下の4点について検討を行った。本検討の全体概要を図1-1に示す。

- ① ねじれ補正係数による検討
- ② 地震応答解析による検討
- ③ 地震観測記録による検討
- ④ 妻壁の面外応答の検討

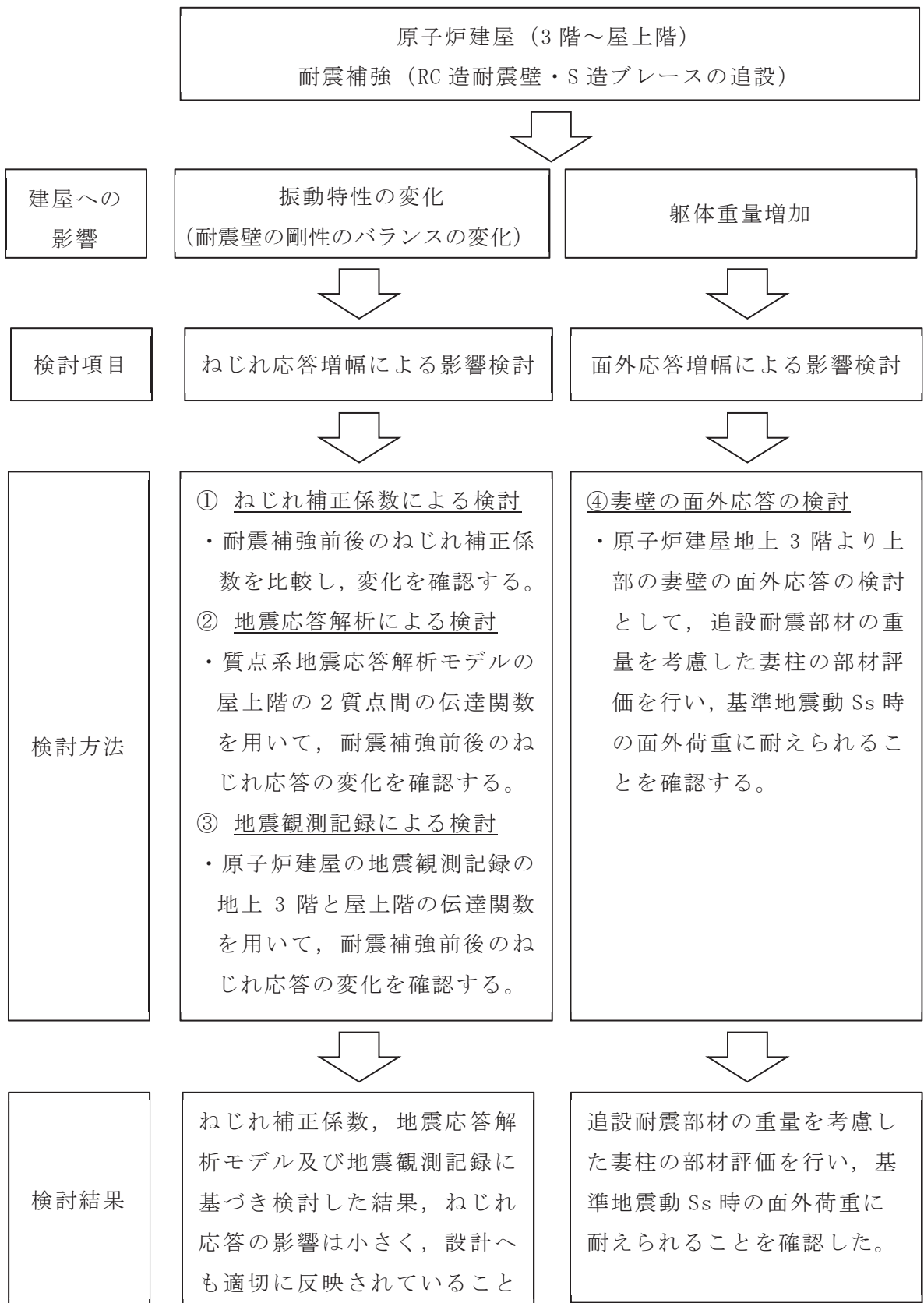


図 1-1 全体概要

## 2. ねじれ応答増幅による影響検討

### 2.1 ねじれ補正係数による検討

#### 2.1.1 検討目的

本検討は、構造設計の観点から、耐震補強前後の建屋の偏心率、形状特性係数及びねじれ補正係数を比較し、耐震補強の振動特性への影響を確認することを目的とする。

#### 2.1.2 検討方法

耐震補強後の建屋の偏心率、形状特性係数及びねじれ補正係数を、既工認時の構造計算書に従い算定し、耐震補強前後のねじれ補正係数を比較する。

#### 2.1.3 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 2-1～図 2-2 に示す。

$F_c$	32.4 N/mm <sup>2</sup>
	33 N/mm <sup>2</sup> (補強耐震壁)
$E_c$	19860 N/mm <sup>2</sup>
	7940 N/mm <sup>2</sup> (オペフロ上部)
	25200 N/mm <sup>2</sup> (補強耐震壁)
$G_c$	8530 N/mm <sup>2</sup>
	3410 N/mm <sup>2</sup> (オペフロ上部)
	10500 N/mm <sup>2</sup> (補強耐震壁)
$E_s$	205900 N/mm <sup>2</sup> (鉄骨ブレース)
$G_s$	79400 N/mm <sup>2</sup> (鉄骨ブレース)

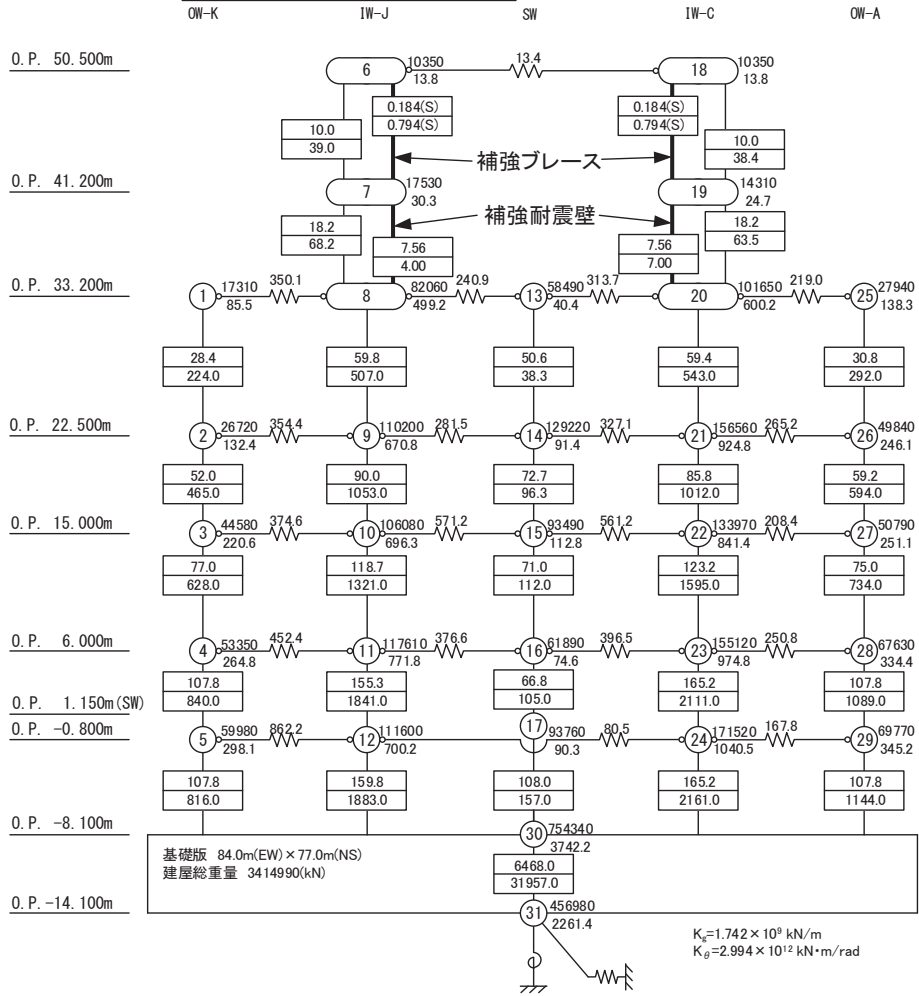
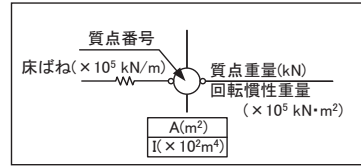
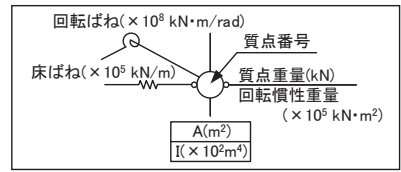


図 2-1 原子炉建屋地震応答解析モデル (NS 方向)

$F_c =$	32.4	N/mm <sup>2</sup>
	33	N/mm <sup>2</sup> (補強耐震壁)
$E_c =$	21180	N/mm <sup>2</sup>
	13240	N/mm <sup>2</sup> (オベフロ上部)
	25200	N/mm <sup>2</sup> (補強耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm <sup>2</sup>
	5690	N/mm <sup>2</sup> (オベフロ上部)
	10500	N/mm <sup>2</sup> (補強耐震壁)



OW-1                      IW-2                      IW-4                      SW                      IW-10                      OW-11

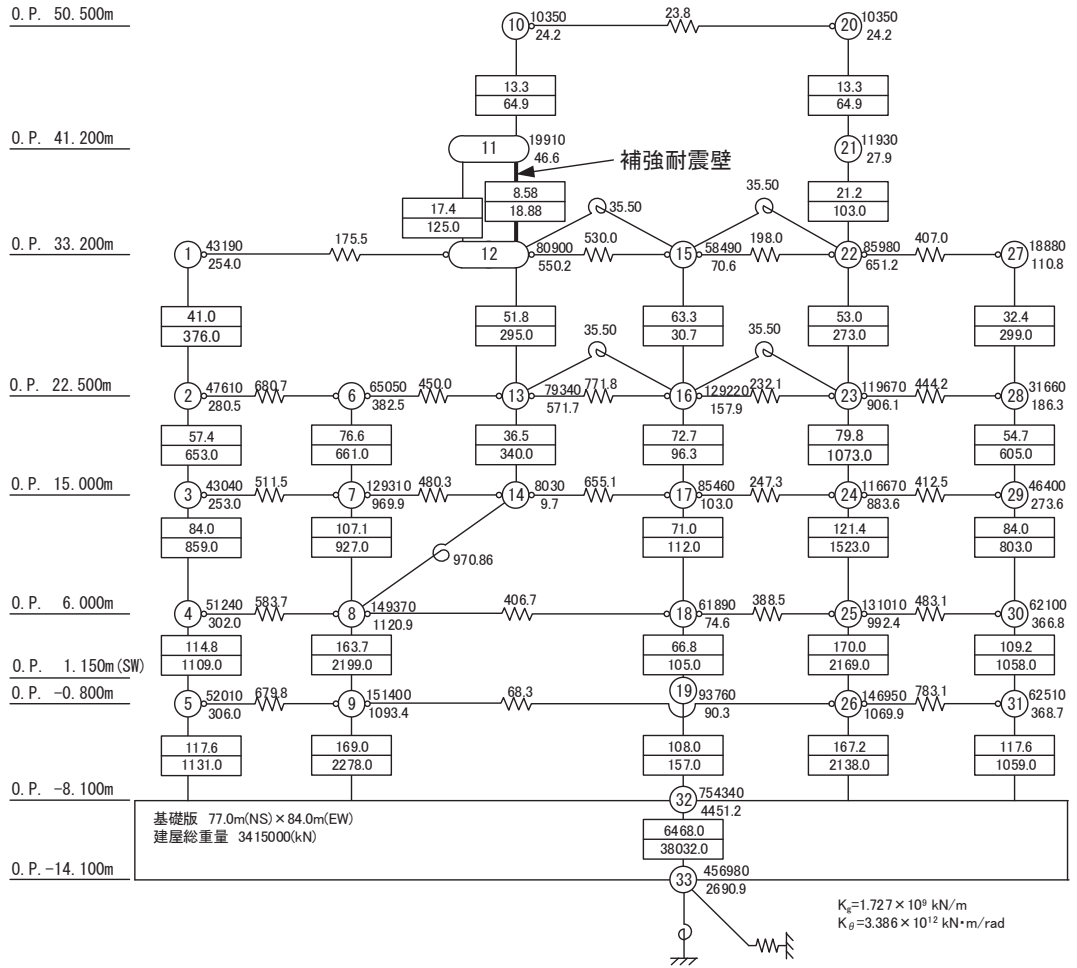


図 2-2 原子炉建屋地震応答解析モデル (EW 方向)

#### 2.1.4 偏心率の算定

偏心率を算定する際に用いる座標は、原点を OW-1 通り-1.0m, OW-K 通り-1.0m とする。各階の重心は、地震応答解析モデルの質点重量を算定するために用いた平面区画に基づき、それらの区画の図心に負担軸力が作用するとして求める。各階の偏心率は、下式により算定する。

$$\text{Re}_x = \frac{e_y}{re_x}, \quad \text{Re}_y = \frac{e_x}{re_y}$$
$$re_x = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_x}}, \quad re_y = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_y}}$$

ここで、 $\text{Re}_x$ ,  $\text{Re}_y$  : x 方向及び y 方向の偏心率

$e_x$ ,  $e_y$  : 重心と剛心の距離 (偏心距離)

$D_x$ ,  $D_y$  : x 方向及び y 方向の剛性 (各耐震要素のせん断断面積とする)

$J_x$ ,  $J_y$  : 剛心に対する  $D_x$  及び  $D_y$  の二次モーメント

$$J_x = \sum (D_x \cdot y^2), \quad J_y = \sum (D_y \cdot x^2)$$

x, y : 剛心を原点とする座標

増設鉄骨ブレース及び増設耐震壁の  $D_x$ ,  $D_y$  については、オペフロ上部 (既存部) のせん断弾性係数  $G_c(\text{op})$  と、増設鉄骨ブレースのせん断弾性係数  $G_s$  及び増設耐震壁のせん断弾性係数  $G_c(\text{w})$  との比率を、せん断断面積に乗じた値とする。偏心率の算定結果を表 2-1 に示す。

表 2-1 偏心率

レベル (m)	Kr (m <sup>4</sup> )	rey (m)	rex (m)	ex (m)	ey (m)	Rey	Rex
OP+41.2	15064.2	33.65	32.14	0.00	0.00	0.00	0.00
OP+33.2	49909.7	37.69	29.48	6.14	0.01	0.16	0.00
OP+22.5	261033.6	36.76	38.99	-1.45	1.67	-0.04	0.04
OP+15.0	464396.7	39.20	40.77	1.11	1.41	0.03	0.03
OP+ 6.0	651297.6	41.73	42.21	-2.13	0.99	-0.05	0.02
OP+ 0.8	850957.6	41.27	42.55	-0.87	0.91	-0.02	0.02
OP- 8.1	870893.9	40.03	41.42	-0.55	1.25	-0.01	0.03

Kr : 剛心周りのねじり剛性  $\Sigma Kx + \Sigma Ky$   
 rey : 弾力半径  $\sqrt{Kr / \Sigma Diy}$   
 rex : 弾力半径  $\sqrt{Kr / \Sigma Dix}$   
 ex, ey : 偏心距離 (重心が剛心より座標負方向にある場合負値となる)  
 Rey : 偏心率 ex/rey  
 Rex : 偏心率 ey/rex

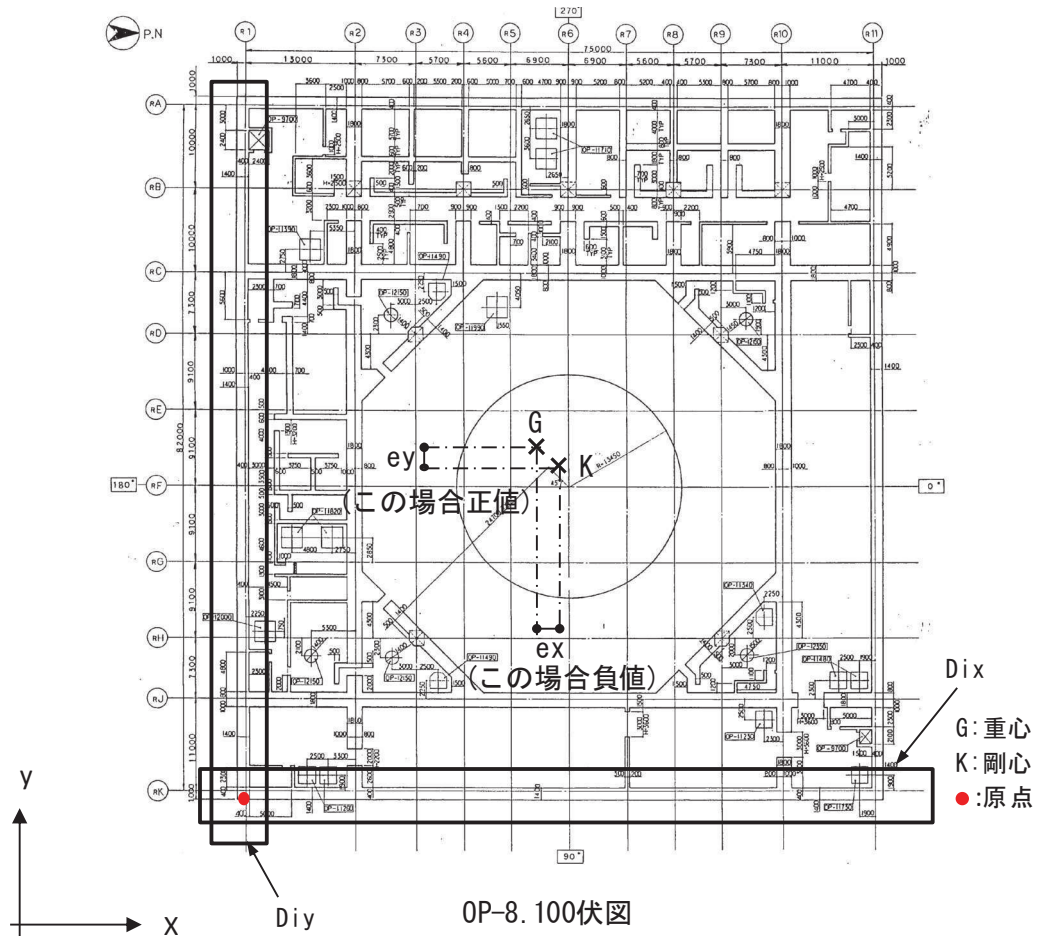


図 2-3 原子炉建屋の重心と剛心の位置



### 2.1.5 形状特性係数の算定

各層の形状特性係数は、下式により求める。

$$F_{es} = F_s \cdot F_e$$

ここで、 $F_{es}$ ：形状特性係数

$F_s$ ：剛性率による割り増し係数

$F_e$ ：偏心率による割り増し係数

偏心率	$F_e$
$Re \leq 0.15$	1.0
$0.15 < Re < 0.3$	直線補間
$Re \geq 0.3$	1.5

必要保有水平耐力を算定するにあたり、スペクトルモーダル解析から求めた  $A_i$  分布を用いている。よって、外力分布に各振動モードの寄与分が反映されているため、剛性率による割り増し係数は既に考慮されているものと考え、 $F_s = 1.0$  とする。

また、偏心率による割り増し係数は偏心率が 0.15 を上回った地上 3 階 EW 方向のみ  $F_e = 1.03$  とし、それ以外は  $F_e = 1.0$  とする。

以上より、形状特性係数は地上 3 階 EW 方向のみ  $F_{es} = 1.03$  で、それ以外は  $F_{es} = 1.0$ （設計時と同じ）となる。安全余裕度（保有水平耐力の必要保有水平耐力に対する比）を表 2-2 に示す。

表 2-2 安全余裕度

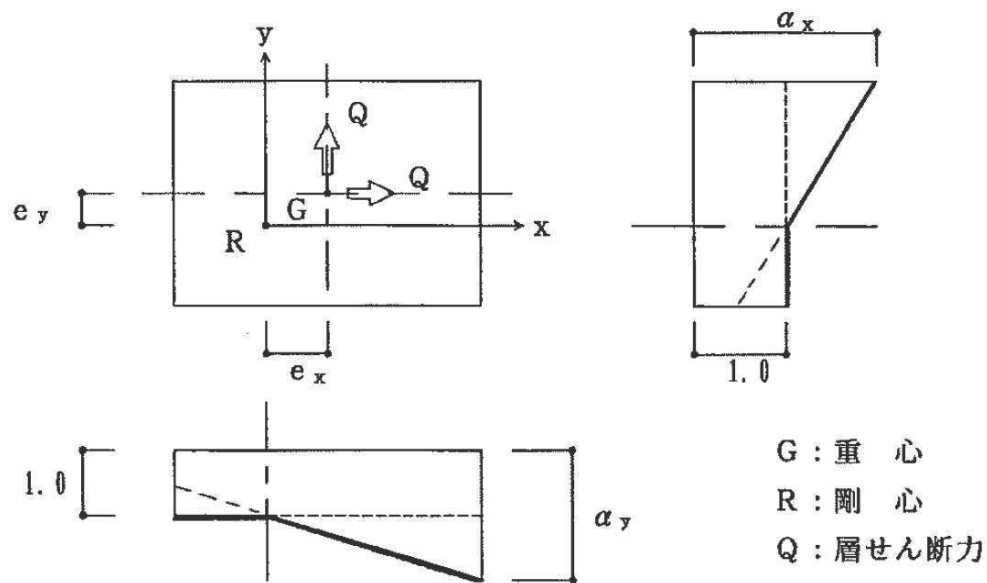
NS方向				EW方向			
NS	Qu (t)	Qun (t)	Qu/Qun	EW	Qu (t)	Qun (t)	Qu/Qun
クレーン階	17093	4270	4.00	クレーン階	13626	4192	3.25
3階	26006	7495	3.47	3階	23369	7882	2.96
2階	107200	29574	3.62	2階	114077	30069	3.79
1階	171313	57600	2.97	1階	180584	57874	3.12
地下1階	233674	76587	3.05	地下1階	235959	76657	3.08
地下2階	298566	89371	3.34	地下2階	309920	89275	3.47
地下3階	322048	98872	3.26	地下3階	335096	98872	3.39

### 2.1.6 ねじれ補正係数の算定

ねじれ補正係数は、層せん断力の作用線（重心）と剛心のずれ（ねじれ）の影響を考慮して、下式により算定する。

$$\alpha_x = 1 + \frac{\sum D_x \cdot e_y}{J_x + J_y} \cdot y, \quad \alpha_y = 1 + \frac{\sum D_y \cdot e_x}{J_x + J_y} \cdot x$$

ここで、 $\alpha_x$ 、 $\alpha_y$ ：x方向及びy方向のねじれ補正係数



### 2.1.7 ねじれ補正係数による検討結果

既工認時と新たに算定したねじれ補正係数の比較を表 2-3 に示す。

両者を比較した結果、耐震補強部材を考慮しても、ねじれ補正係数の変化は少なく、建屋の振動特性への影響は小さいことを確認した。

表 2-3 ねじれ補正係数の比較

NS方向 レベル	RK		RJ		SHELL		RC		RB		RA		備考
	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	
OP+41.2	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—
OP+33.2	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	新設ブレース
OP+22.5	0.96	0.95	0.97	0.97	1.00	1.00	1.03	1.03	—	—	1.05	1.05	—
OP+15.0	0.96	0.96	0.97	0.97	1.00	1.00	1.02	1.02	1.03	—	1.04	1.04	—
OP+6.0	0.98	0.98	0.98	0.98	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	—	1.02	1.03	—
OP+0.8	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	—	1.02	1.02	—
OP-8.1	0.97	0.97	0.98	0.98	1.00	1.00	1.02	1.02	1.02	—	1.03	1.03	—

EW方向 レベル	R1		R2		R4		SHELL		R10		R11		備考
	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	
OP+41.2	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—
OP+33.2	—	—	—	—	0.97	0.98	—	—	1.05	1.03	—	—	—
OP+22.5	1.04	1.04	—	—	1.01	1.01	1.00	1.00	0.97	0.97	0.96	0.96	新設壁
OP+15.0	0.97	1.00	0.98	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.03	1.00	—
OP+6.0	1.05	1.05	1.03	—	—	—	1.00	1.00	0.97	0.97	0.96	0.96	—
OP+0.8	1.02	1.02	1.01	—	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	—
OP-8.1	1.01	1.01	1.01	—	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	—

## 2.2 地震応答解析による検討

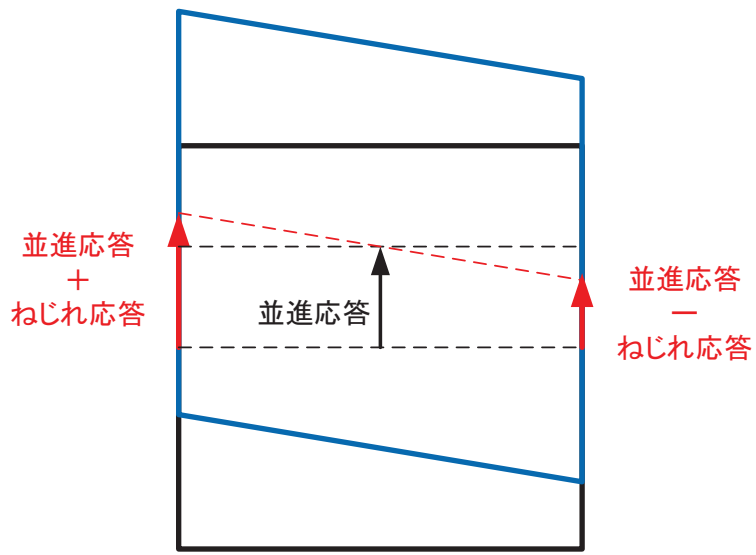
### 2.2.1 検討目的

本検討は、質点系地震応答解析モデルにおける、耐震補強前後のねじれ応答の変化を確認することを目的とする。

### 2.2.2 検討方法

耐震補強前後の質点系地震応答解析モデルについて、屋上階の2つの質点の伝達関数を算出し、2つの質点の応答で $180^\circ$ の位相差が生じる振動数に着目し、耐震補強前後での振動特性の変化を確認する。この振動数では、2つの質点が互いに逆方向に振動していることになるため、この振動数をねじれ応答が生じる振動数であると判断する。

耐震補強後のモデルの伝達関数において、ねじれ応答が生じる振動数が存在しても、その振動数での入力地震動の増幅が小さければ、ねじれ応答の影響は小さいと判断できるため、基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数を算出し、ねじれ応答が生じる振動数での地震動の増幅を確認し、ねじれ応答の影響を評価する。



並進応答とねじれ応答の概念

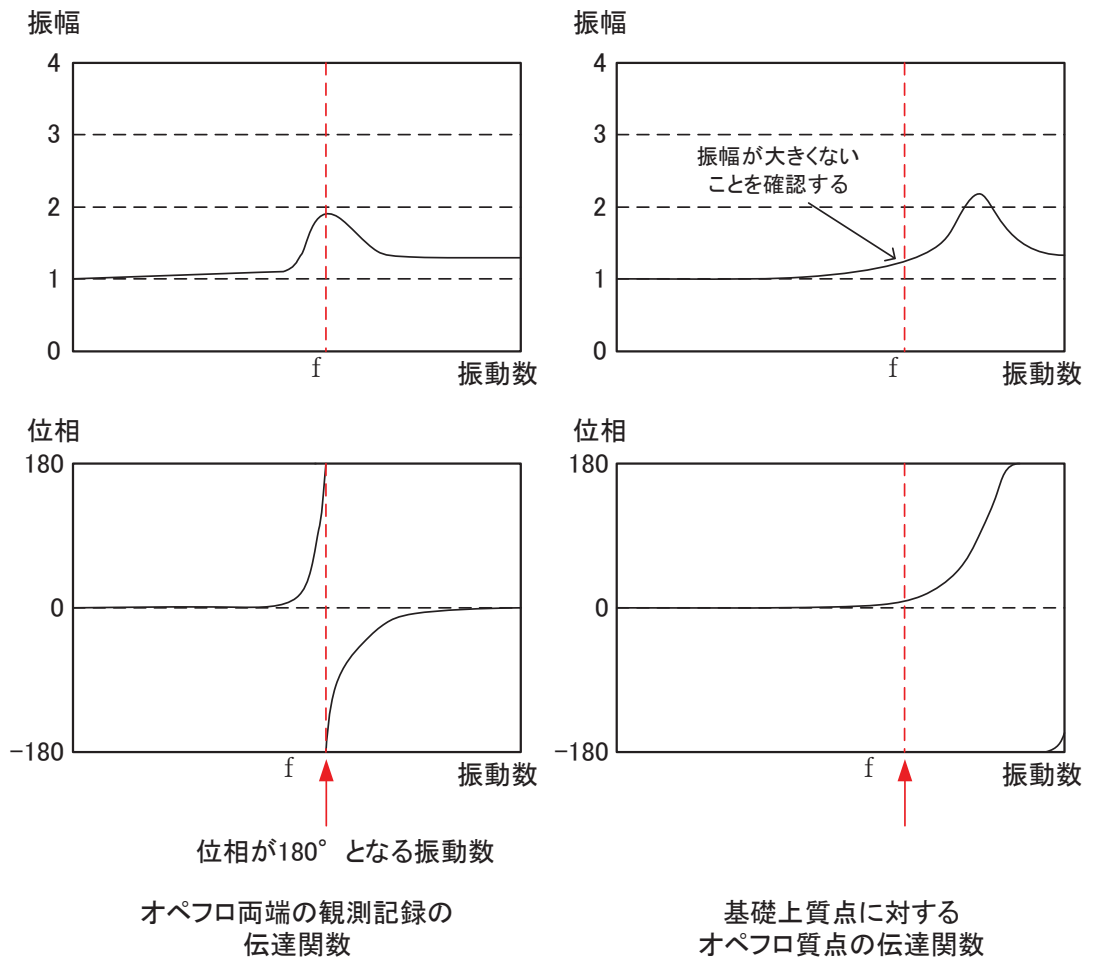
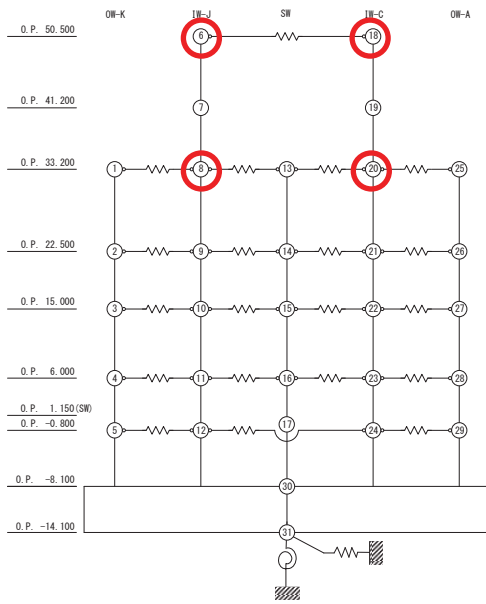


図 2-4 ねじれ応答の影響の検討方法の概念

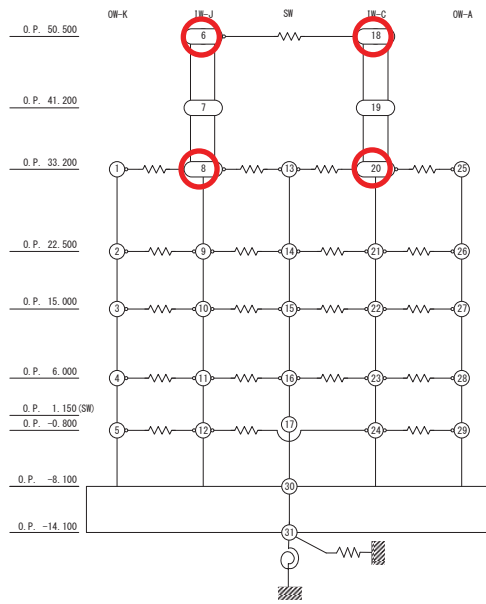
### 2.2.3 耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答の変化

質点系モデルの屋上質点間の伝達関数の位相差が $180^\circ$ となる振動数を確認することにより、耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答について検討する。図2-5及び図2-6に屋上階のねじれ応答の検討に用いる質点系モデルの床応答評価位置を赤色の丸印で示す。

図2-7及び図2-8に耐震補強前後の質点系地震応答解析モデルの屋上階の伝達関数を比較して示す。NS方向については、耐震補強前はねじれ応答が生じる振動数は見られないが、耐震補強後のモデルでは14.2Hz付近で位相差が $180^\circ$ となっており、ねじれ応答が生じることがわかる。EW方向では、耐震補強前のモデルでは13.6Hz付近、耐震補強後のモデルでは0.6Hz程度高振動数側の14.2Hz付近で位相差が $180^\circ$ となっており、ねじれ応答が生じている。



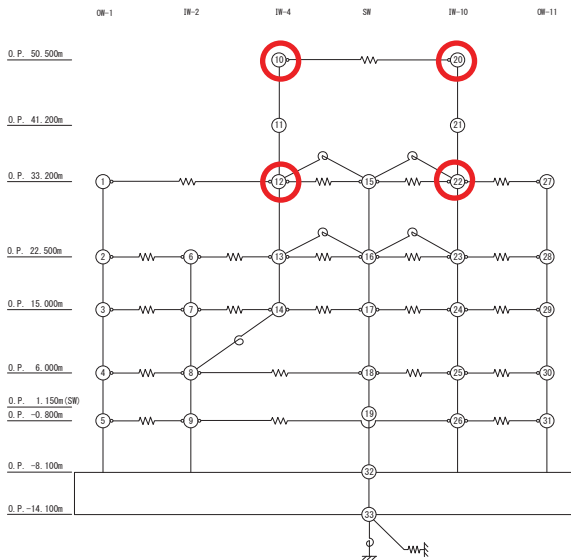
補強なし



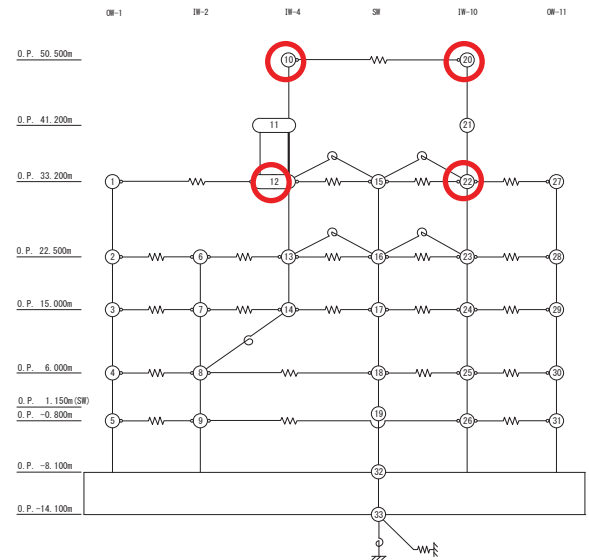
補強あり

○はねじれ応答の検討に用いる床応答の評価位置

図 2-5 質点系モデルによる応答評価位置 (NS 方向)



補強なし



補強あり

○はねじれ応答の検討に用いる床応答の評価位置

図 2-6 質点系モデルによる応答評価位置 (EW 方向)

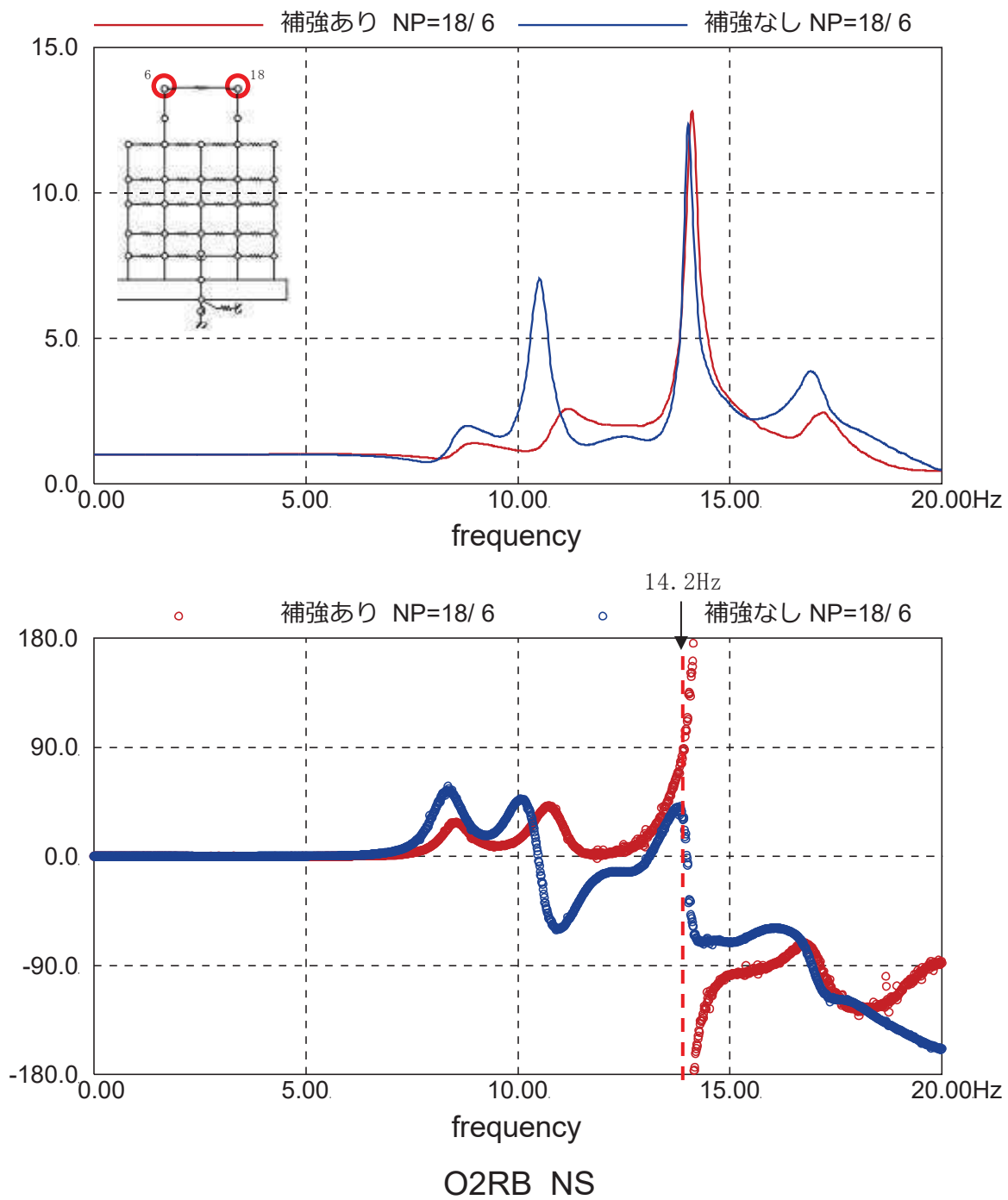


図 2-7 質点系モデル屋上質点間の伝達関数 (NS 方向)



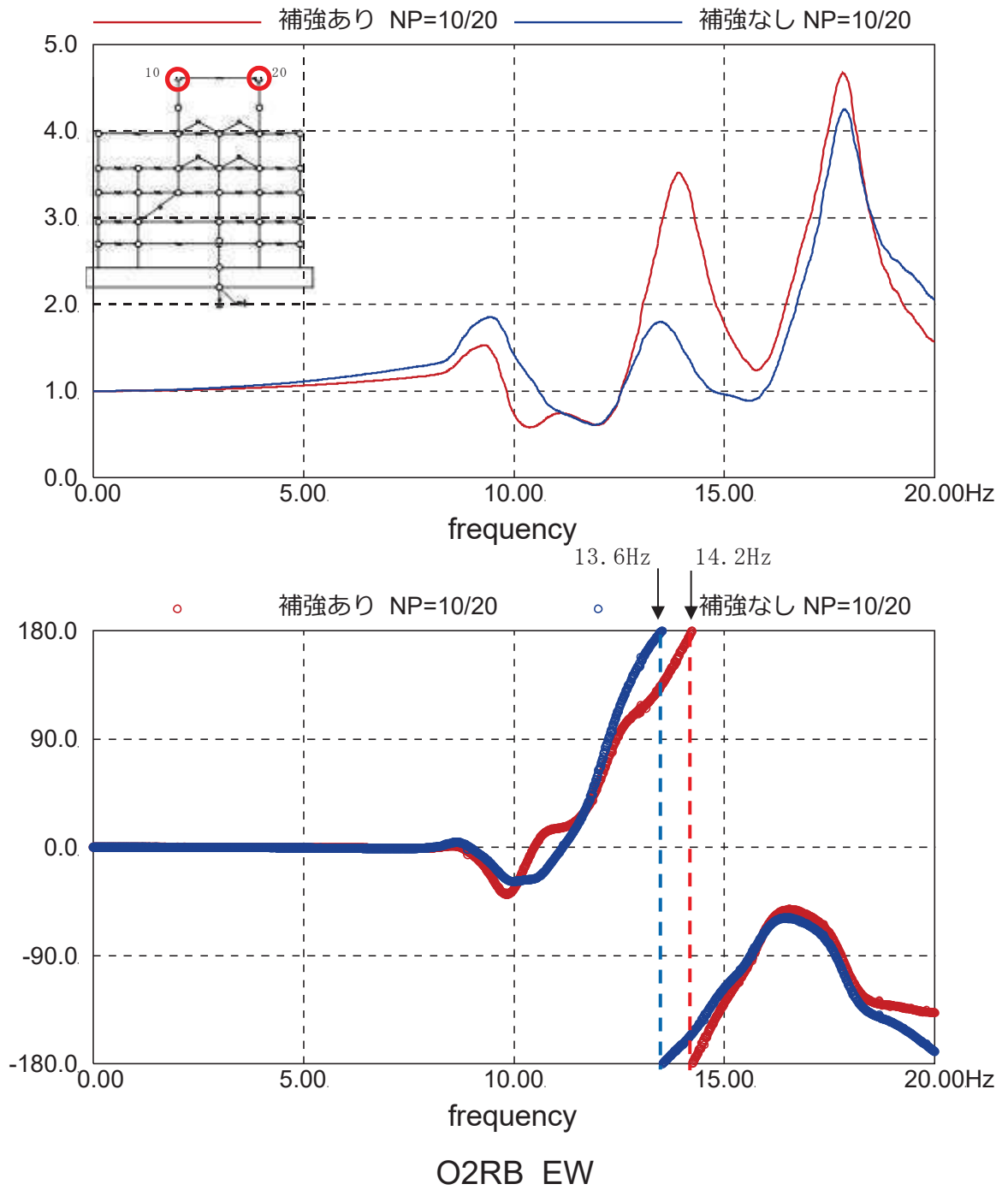


図 2-8 質点系モデル屋上質点間の伝達関数 (EW 方向)

#### 2.2.4 地上3階より上部のねじれ応答の影響評価

「2.2.3 耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答の変化」にて確認したねじれ応答が生じる振動数付近の建屋応答の増幅について基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数を用いて検討する。

図2-9～図2-12に耐震補強前後のNS方向及びEW方向の基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数を示す。

NS方向IW-C通りでは、耐震補強後に屋上のねじれ応答が生じる振動数である14.2Hz付近の振幅は4程度であり、1次振動数である4.4Hz付近の23程度、2次振動数である8.5Hz付近の振幅20程度に比べて小さく、ねじれ応答の影響は小さいと判断される。

NS方向IW-J通りでは、14.2Hz付近の振幅は1以下となっている。

EW方向IW-4通りについては、耐震補強前のねじれ応答の振動数13.6Hz付近の振幅は7程度であり、耐震補強後の14.2Hz付近の振幅は9程度で若干増加するが変化は小さい。

EW方向IW-10通りについては、耐震補強前後のねじれ応答の振動数付近の振幅は4から3程度に減少している。

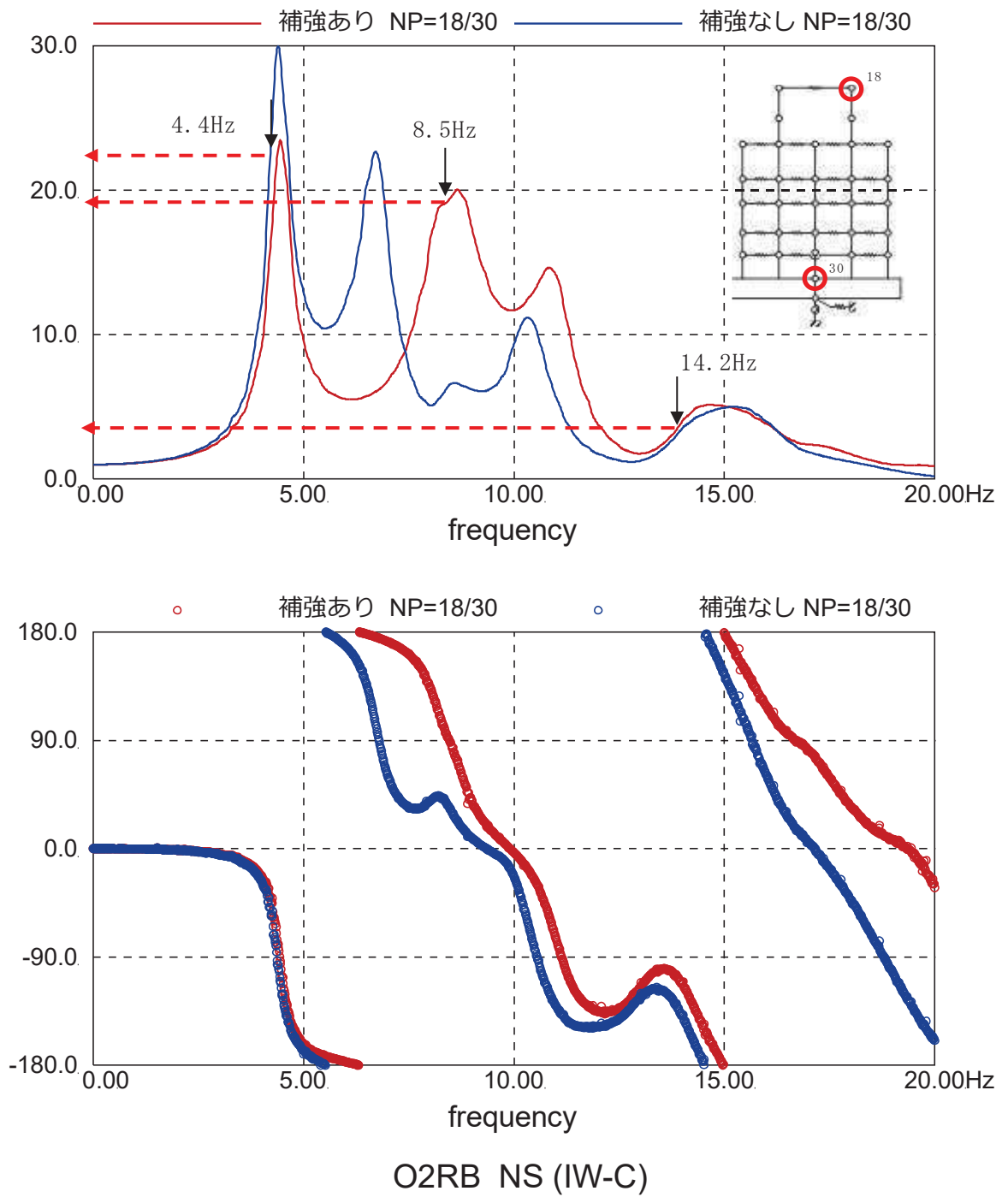


図 2-9 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-C 通り)

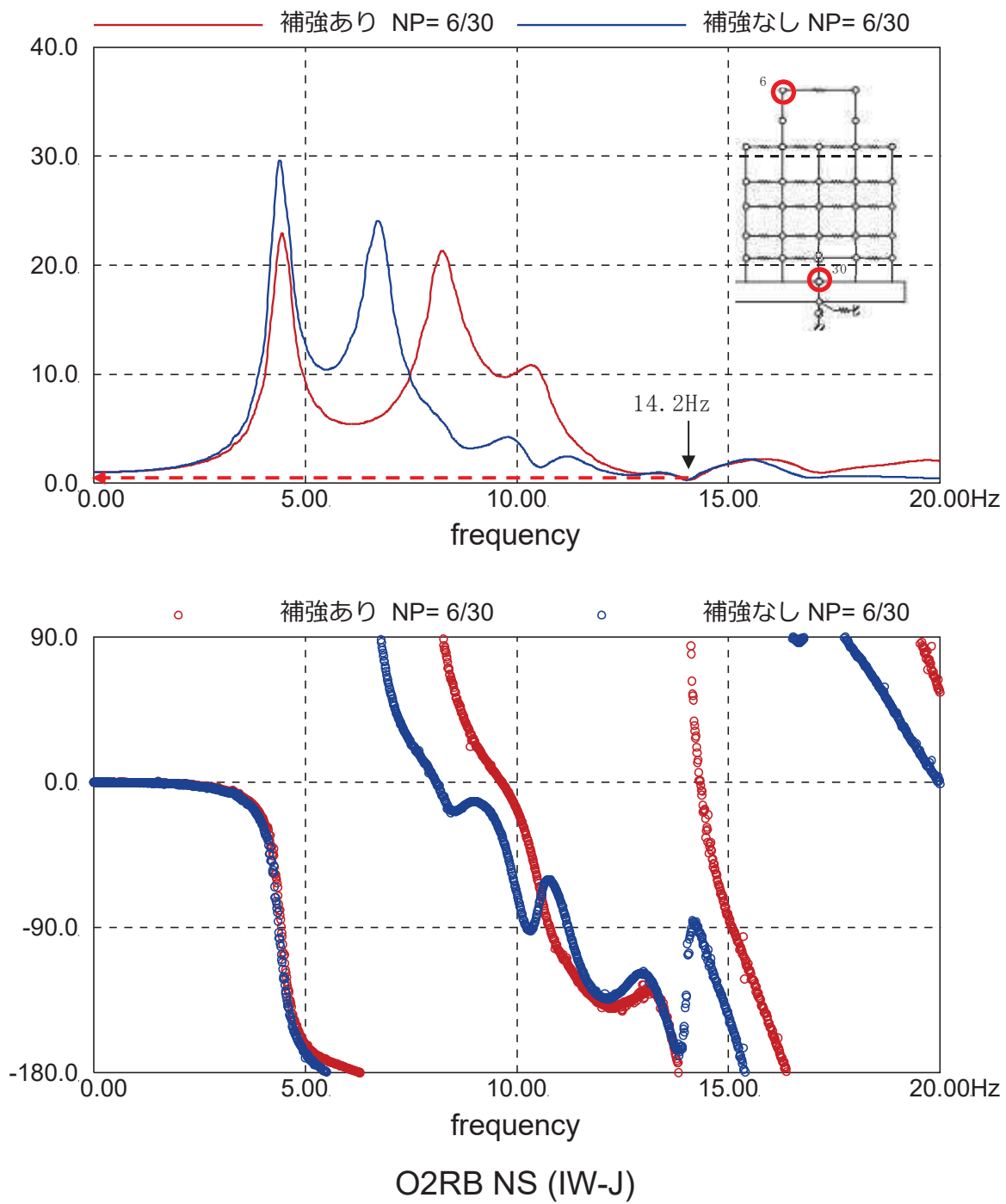


図 2-10 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-J 通り)

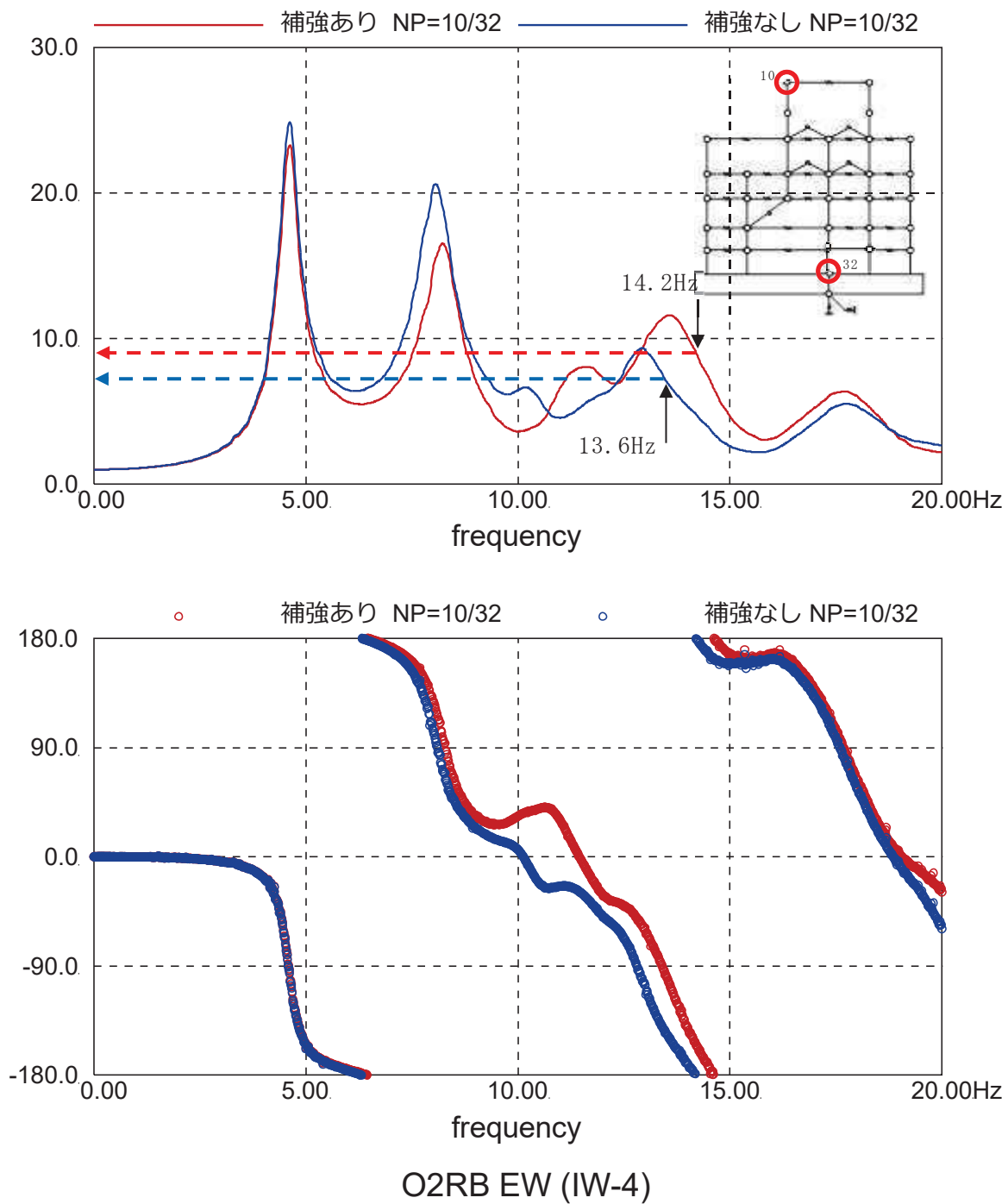


図 2-11 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-4 通り)

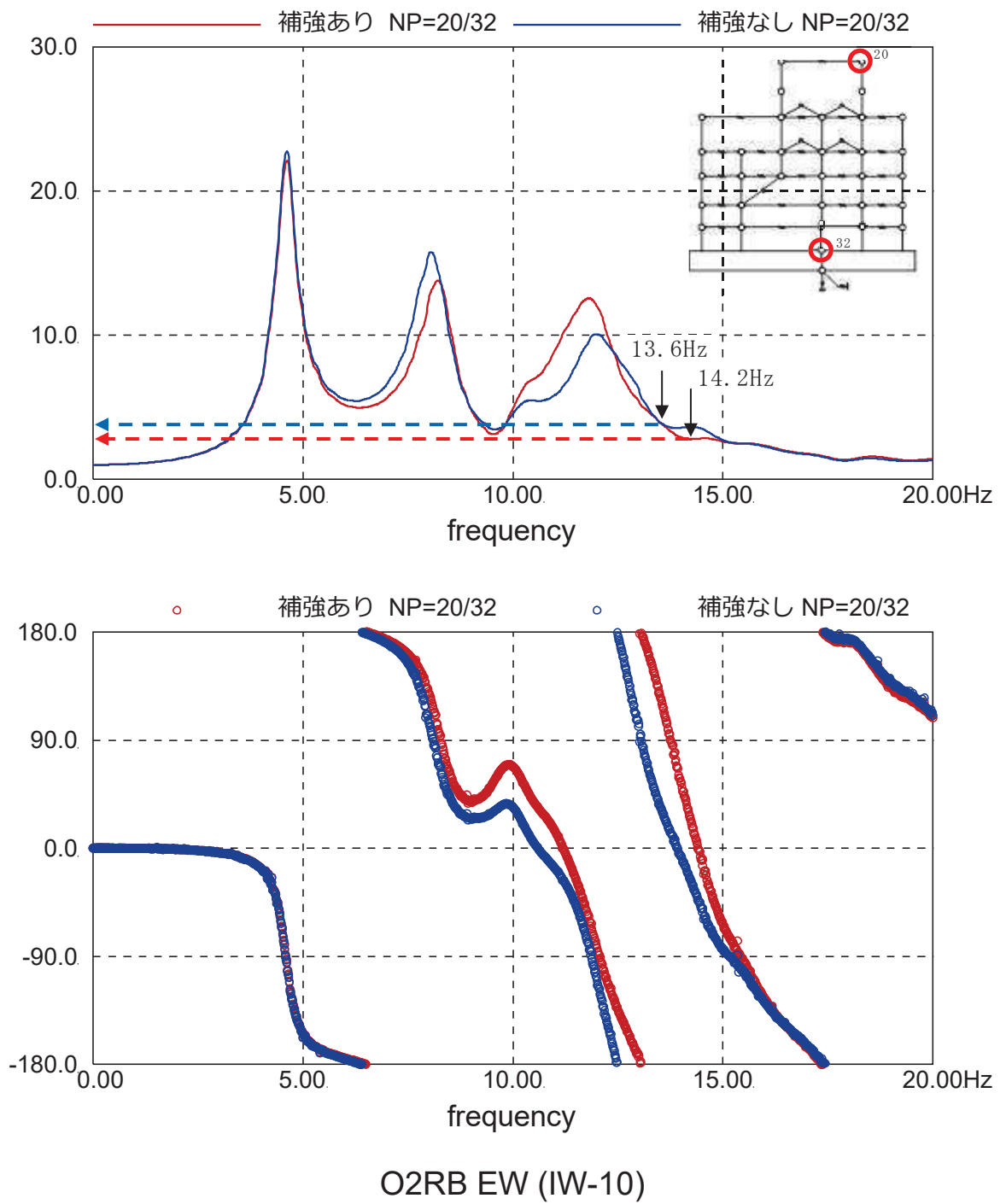


図 2-12 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-10 通り)

### 2.2.5 耐震補強前後の地上3階のねじれ応答の変化

次に、耐震補強後の地上3階に対する屋上階のNS方向の伝達関数のピークが2山に分かれる現象の検討を行う。

図2-13に基礎版上質点に対する地上3階西側質点の伝達関数を示す。また、図2-14及び図2-15に耐震補強前後のモデルの地上3階質点間の伝達関数を比較して示す。

NS方向について、図2-13で耐震補強前後を比較すると、耐震補強後には8.4Hz付近にピークがあることがわかる。また、図2-14で、補強前のモデルでは位相差が $180^\circ$ になる振動数は見られないが、補強後のモデルでは8.4Hz付近で位相差が $180^\circ$ となっており、ねじれ応答が生じることがわかる。なお、8.4Hzは別紙8で観測記録の分析から評価した地上3階床のねじれ振動数9Hz程度と概ね整合している。

一方、EW方向では、図2-15で、耐震補強前後のモデルの伝達関数の差は小さい。なお、8.6Hz付近で位相差が変化しており、この部分がねじれのモードに近い応答となっていると考えられる。これも、別紙8の観測記録の分析結果と概ね整合している。

図2-16～図2-19には地上3階に対する屋上の伝達関数を示す。図2-16に示したNS方向IW-C通りの伝達関数は、耐震補強前は6.3Hz付近に1山のピークがある形状であったが、耐震補強後は8.0Hzと9.2Hz付近の2山に伝達関数のピークが見られる。これは、耐震補強後のモデルでは図2-13に示したように地上3階のねじれ応答が8.4Hz付近に生じたことにより、IW-C通りの地上3階床の伝達関数の振幅が8.4Hz付近にピークを持つような形となったため、地上3階床の応答を分母とする屋上階/地上3階の伝達関数の振幅には8.4Hz付近に谷が生じることとなり、2山の形状になったと分析される。

### 2.2.6 地震応答解析による検討結果

耐震補強前後の質点系地震応答解析モデルにおける屋上質点間の伝達関数の比較から、NS方向、EW方向ともに地上3階より上部のねじれ応答が生じる振動数に変化があり、耐震補強による建屋の振動特性への影響が確認された。

一方、基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数から、ねじれ応答が生じる振動数における振幅を確認したところ、1次固有周期付近の振幅に比べて十分に小さく、ねじれ応答の影響は小さいと判断した。

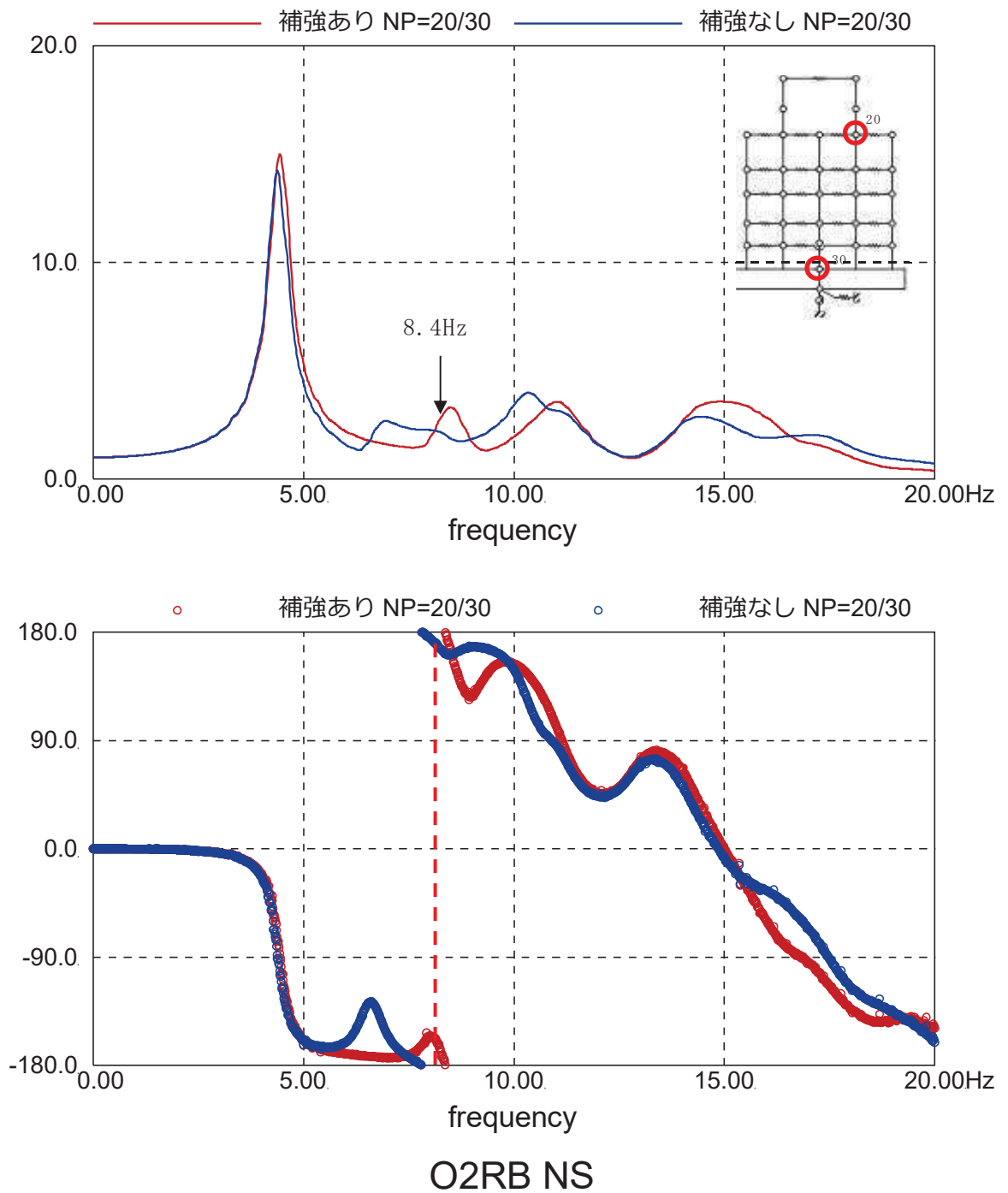


図 2-13 基礎版上質点に対する地上 3 階質点の伝達関数 (NS 方向 IW-C 通り)



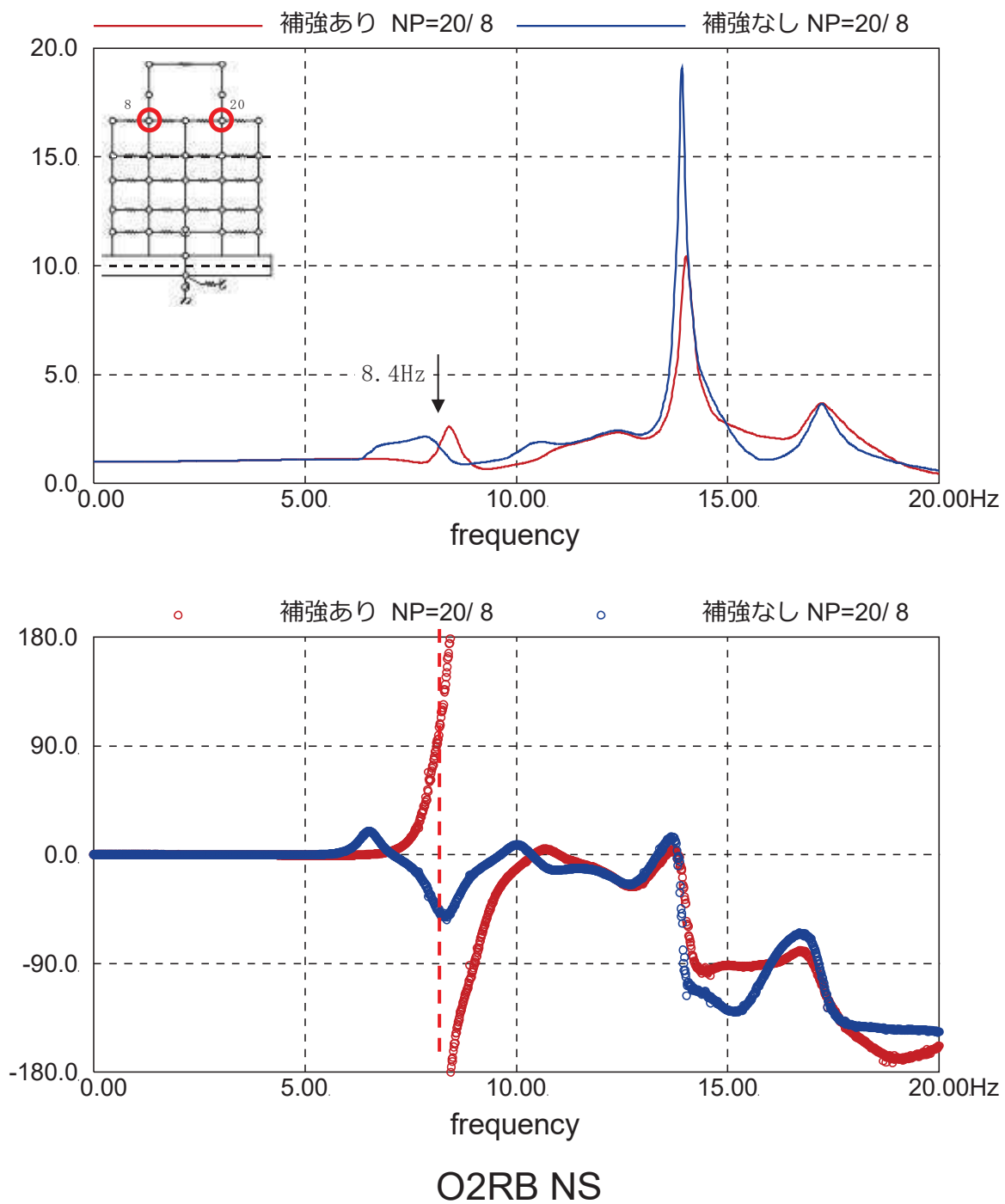


図 2-14 地上 3 階質点間の伝達関数 (NS 方向)

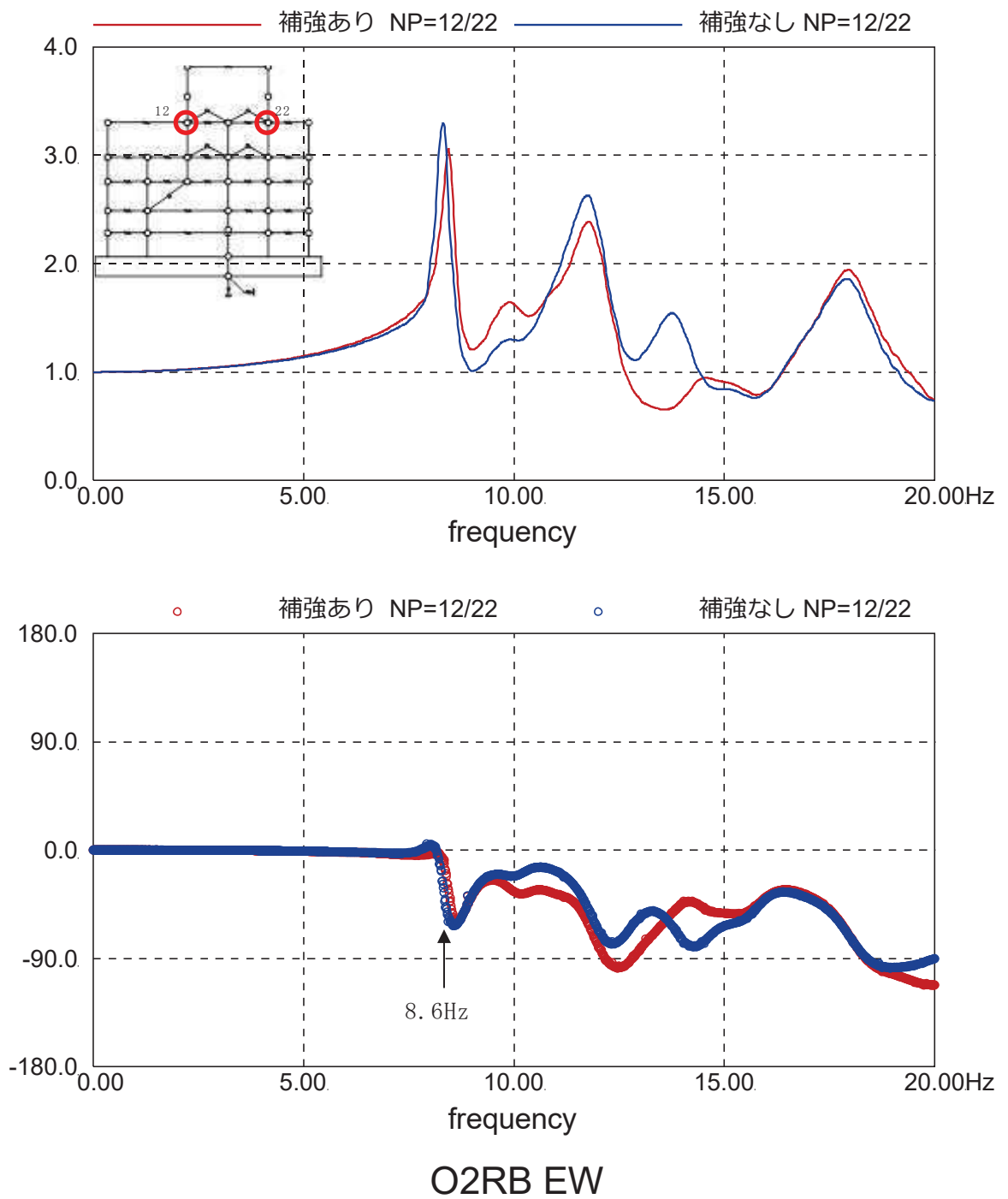


図 2-15 地上 3 階質点間の伝達関数 (EW 方向)

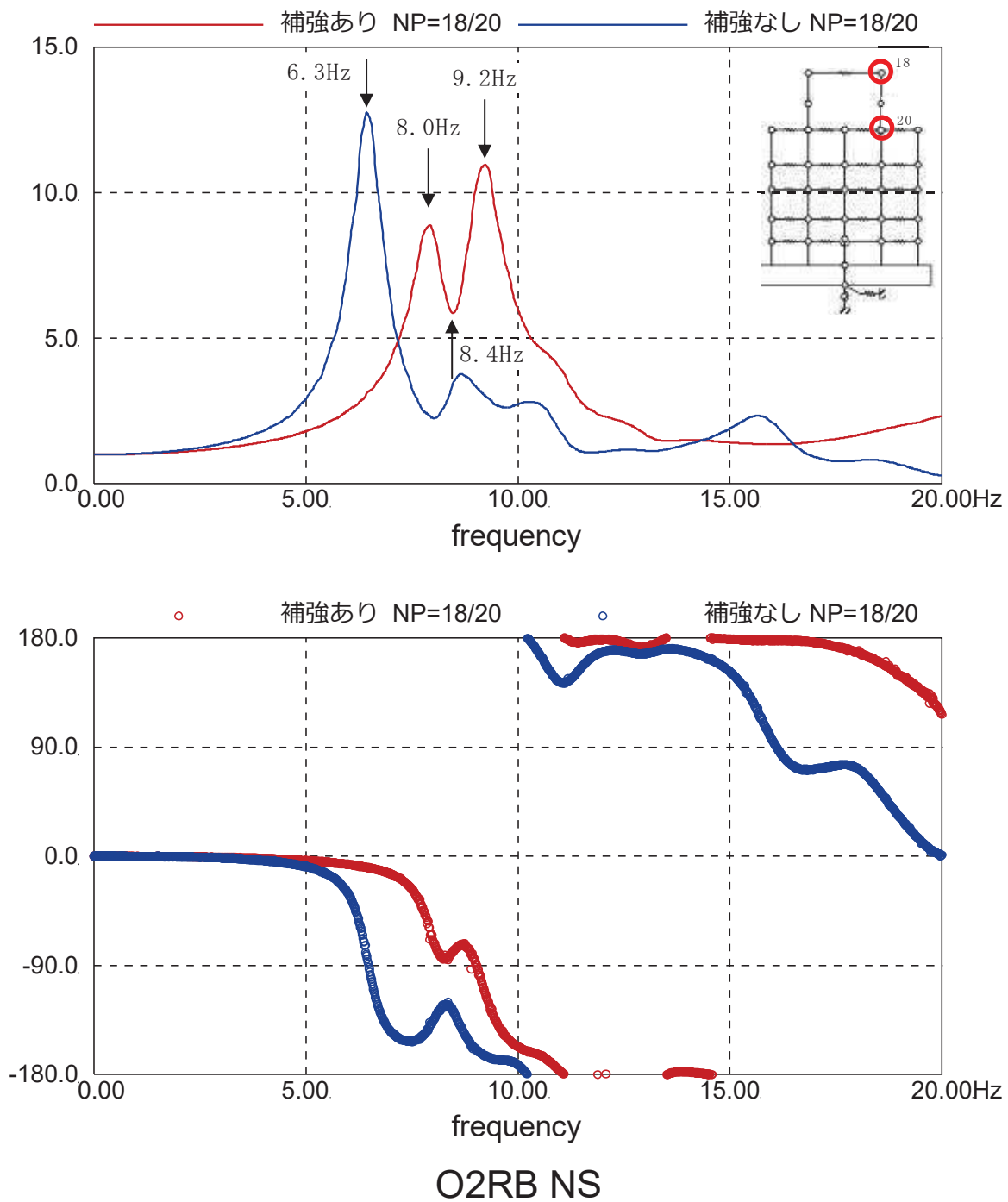


図 2-16 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-C 通り)

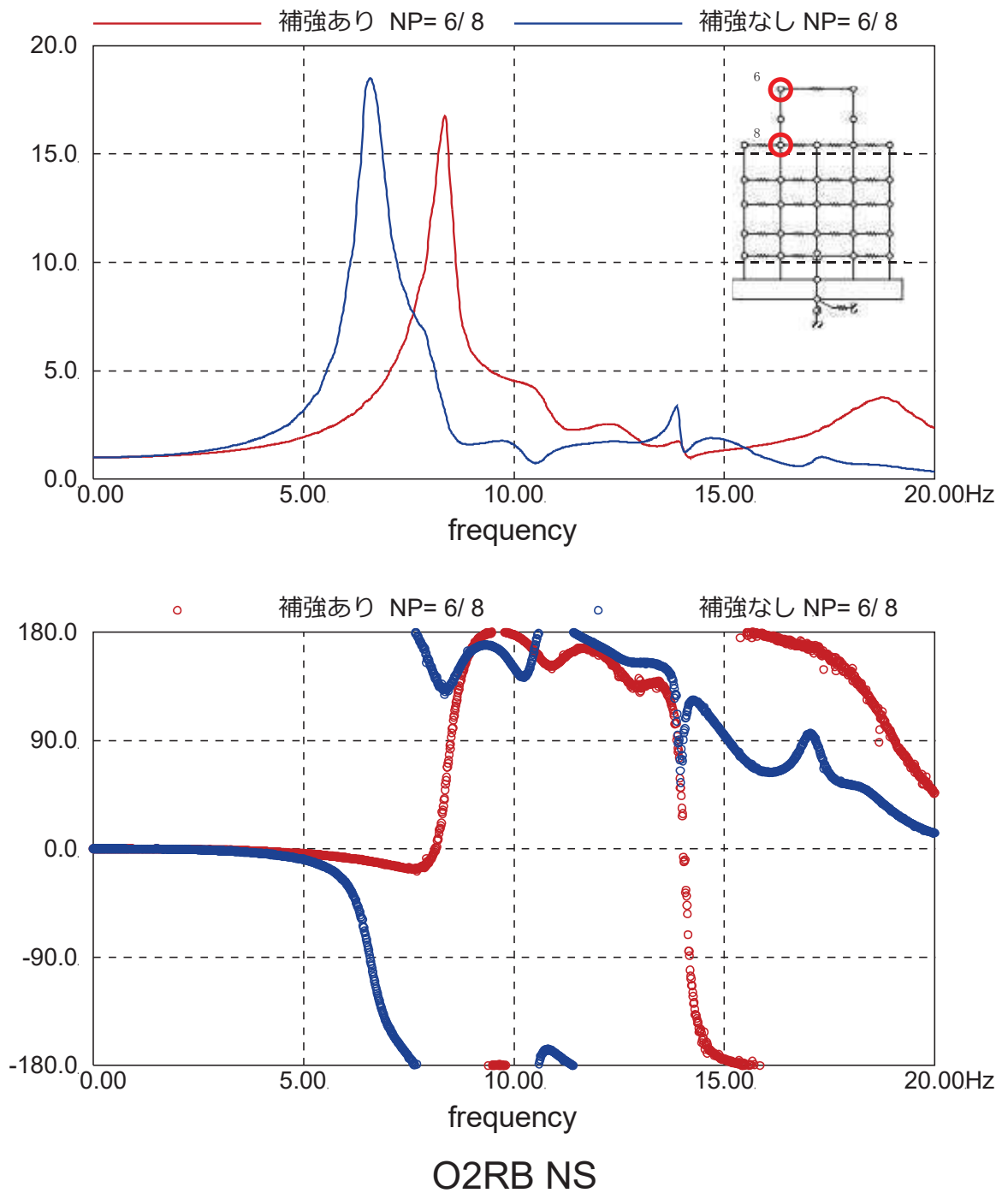


図 2-17 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-J 通り)

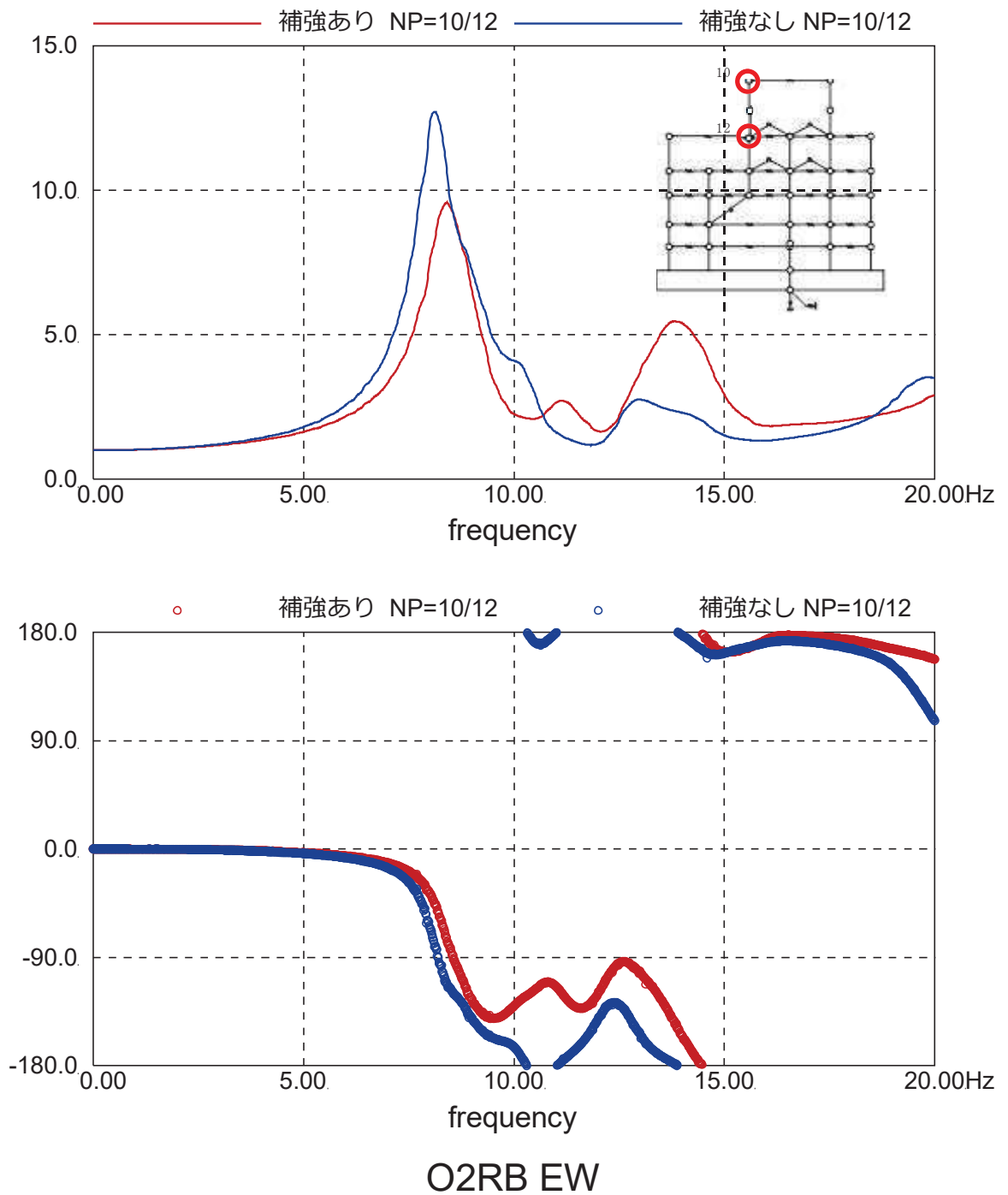


図 2-18 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-4 通り)

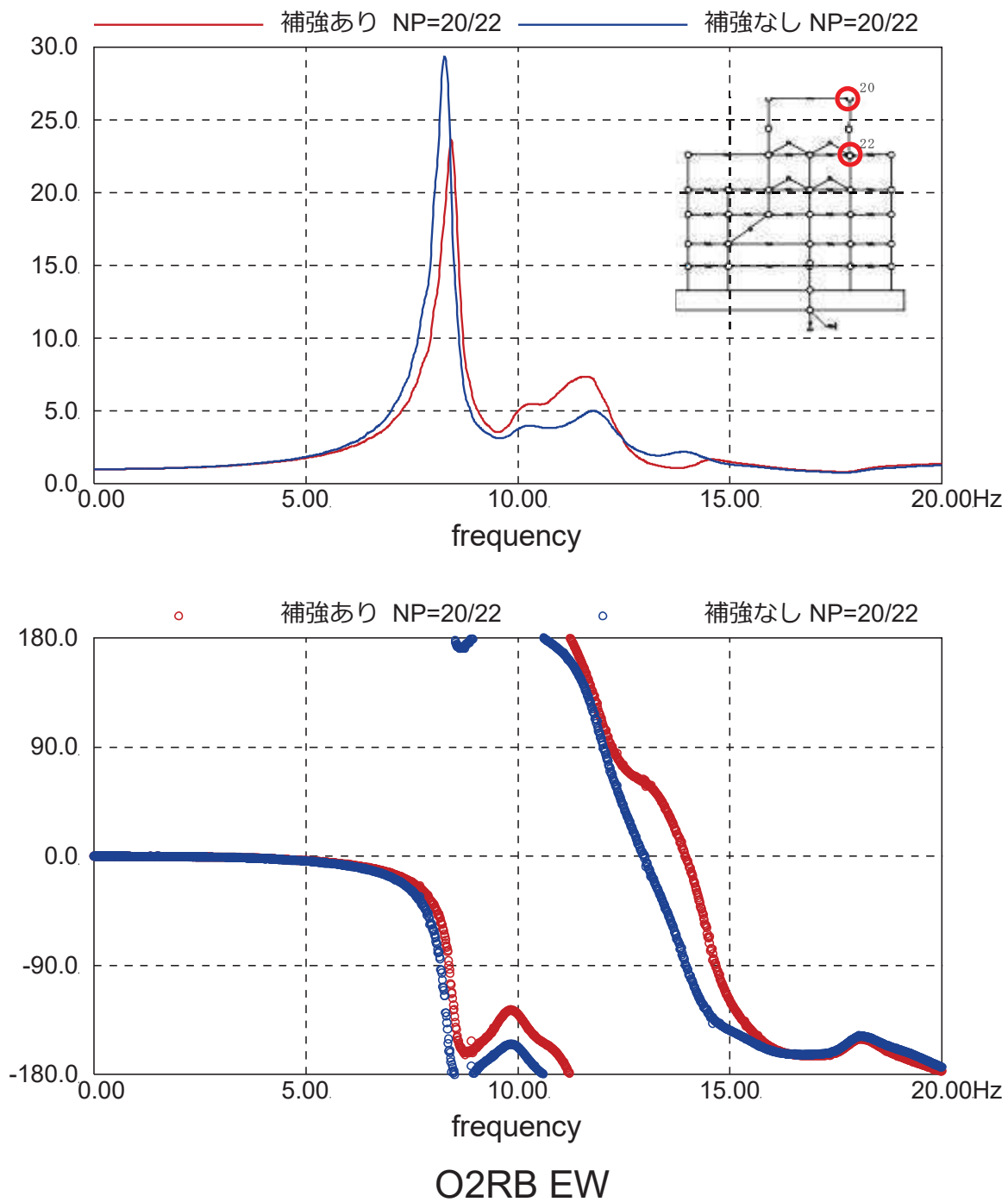


図 2-19 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-10 通り)

## 2.3 地震観測記録による検討

### 2.3.1 検討目的

本検討は、原子炉建屋の地震観測記録において、耐震補強前後のねじれ応答の変化を確認し、「2.2 地震応答解析による検討」で確認した質点系地震応答解析モデルにおける耐震補強前後のねじれ応答の変化と比較することを目的とする。

### 2.3.2 検討方法

原子炉建屋の地震計の配置を図 2-20 及び図 2-21 に示す。

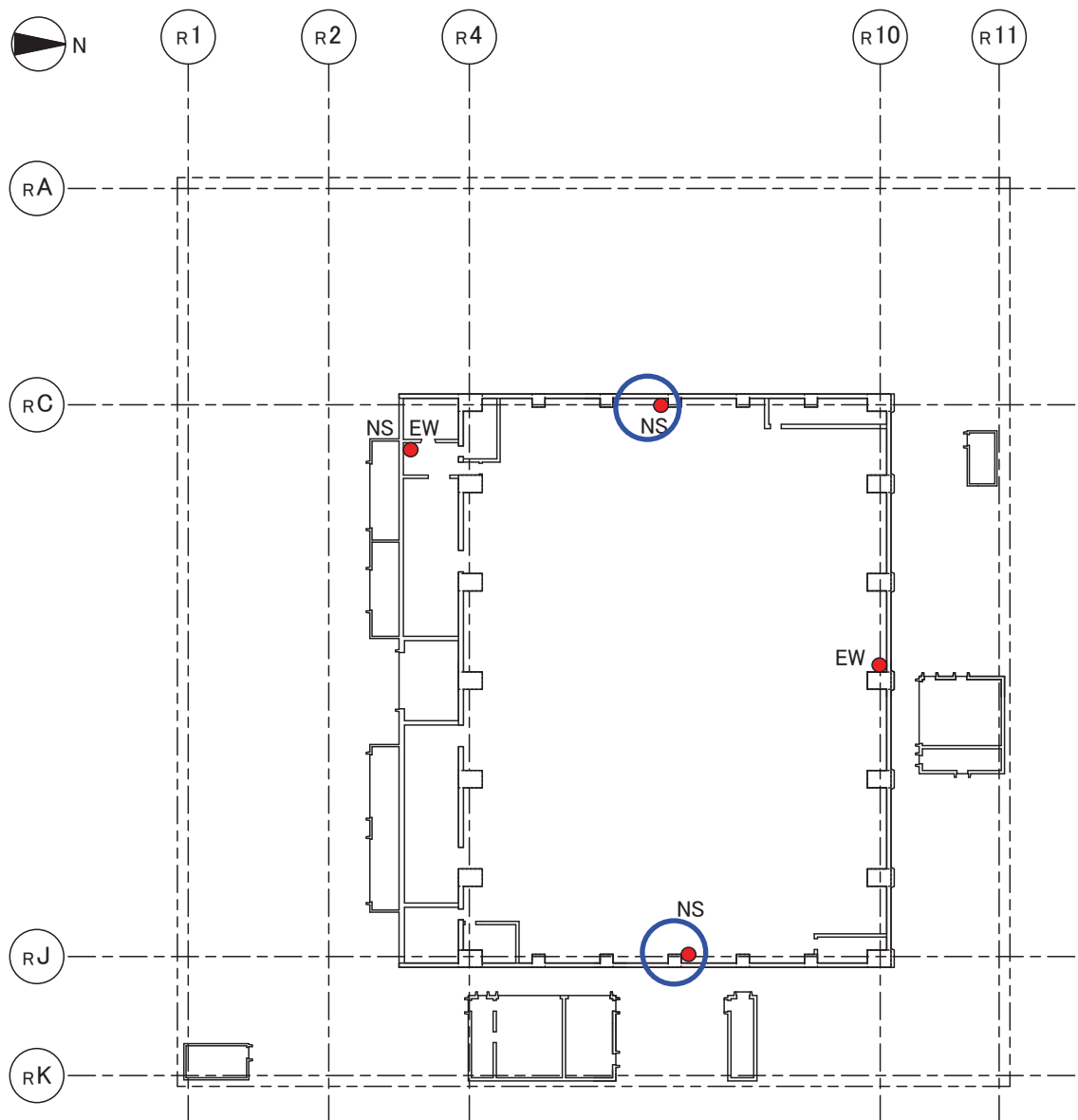
地上 3 階で NS 方向は 3 箇所、EW 方向は 2 箇所に地震計が配置されている（図 2-20 参照）が、屋上階の地震観測装置は北西角の 1 か所のみを設置されている（図 2-21 参照）。このため、屋上階のねじれ応答を屋上階の地震観測記録のみを用いて評価することは困難であるため、地上 3 階と屋上階の観測記録の伝達関数の分析からねじれ応答の影響について分析を行う。

本検討では、地上 3 階東側に対する屋上階北西角の NS 方向の平均伝達関数を、以下の 3 つの期間に分類して比較することで、耐震補強前後の振動性状の変化を確認する。

- ① 3.11 地震以前の観測記録
- ② 3.11 地震以降耐震補強前までの観測記録
- ③ 耐震補強以降の観測記録

なお、耐震補強工事期間中は過渡的な振動性状であったと考えられるため評価対象から除外した。

対象とする観測地震は、原子炉建屋の現在の地震観測装置の配置となった 2008 年 12 月 26 日以降の地震観測記録から、基礎版上の加速度が 5Gal 以上の条件を目安に分析対象地震を選定し、3.11 地震以前の 14 地震、3.11 地震以降耐震補強前までの 117 地震、耐震補強完了後の 61 地震の 3 つのグループに分類した。表 2-4～表 2-6 に分析に用いた観測地震を示す。

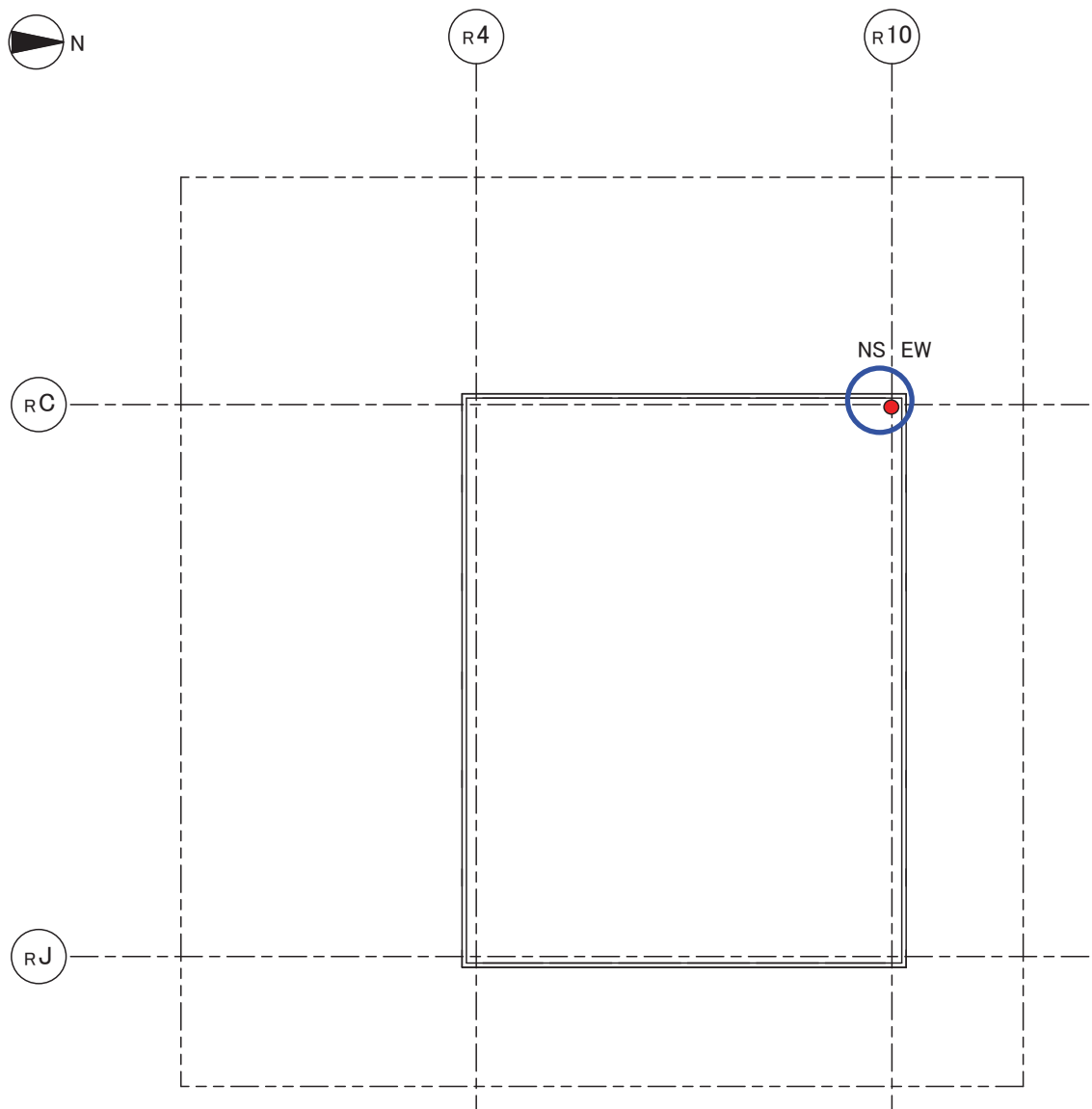


3F(OP 33.200)

○が今回の分析に用いた観測記録

図 2-20 原子炉建屋地上 3 階の地震計配置





RF(OP 50.670)

○が今回の分析に用いた観測記録

図 2-21 原子炉建屋屋上階の地震計配置

表 2-4 伝達関数の評価対象地震 (3.11 地震以前の 14 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離 (km)
1	2009.02.16	7:39	宮城県東方沖	4.0	50	30
2	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	34
3	2009.03.25	10:23	宮城県東方沖	3.9	46	38
4	2009.04.21	18:57	福島県東方沖	5.2	45	118
5	2009.05.05	4:51	宮城県北部	3.9	71	36
6	2009.06.01	0:33	福島県東方沖	4.6	59	70
7	2009.06.23	16:37	宮城県東方沖	5.6	39	105
8	2009.07.02	12:50	宮城県南東沖	4.3	41	68
9	2009.12.19	4:30	宮城県南東沖	4.6	45	53
10	2010.01.29	0:25	宮城県東方沖	4.3	38	75
11	2010.03.13	21:46	福島県東方沖	5.5	78	88
12	2010.03.14	17:08	福島県東方沖	6.7	40	80
13	2010.06.13	12:32	福島県東方沖	6.2	40	115
14	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	156

表 2-5 (1) 伝達関数の評価対象地震 (1/3)  
(3.11 地震以降補強工事前までの 117 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2011.03.11	14:46	宮城県東方はるか沖	9.0	24	124
2	2011.03.11	16:28	岩手県東方沖	6.6	17	99
3	2011.03.11	18:04	茨城県東方沖	5.3	17	211
4	2011.03.11	20:36	岩手県東方沖	6.7	24	131
5	2011.03.15	4:28	金華山付近	5.0	51	43
6	2011.03.16	12:52	銚子付近	6.1	10	290
7	2011.03.19	18:56	茨城県北部	6.1	5	197
8	2011.03.20	14:55	福島県東方沖	5.4	42	83
9	2011.03.20	21:03	岩手県東方沖	5.9	48	115
10	2011.03.28	7:23	宮城県東方沖	6.5	32	74
11	2011.04.07	23:32	宮城県東方沖	7.2	66	43
12	2011.04.09	18:42	宮城県東方沖	5.4	58	33
13	2011.04.11	17:16	福島県東部	7.0	6	177
14	2011.04.12	14:07	福島県東部	6.4	15	168
15	2011.04.21	17:18	宮城県東方沖	5.2	31	65
16	2011.04.22	1:11	福島県東方沖	5.6	48	99
17	2011.04.23	19:12	三陸東方はるか沖	6.1	35	154
18	2011.04.28	18:27	福島県東方沖	5.7	44	113
19	2011.06.18	20:31	福島県東方沖	6.0	28	92
20	2011.06.23	6:50	岩手県東方沖	6.9	36	196
21	2011.06.23	19:35	金華山付近	5.3	57	12
22	2011.07.10	9:57	宮城県東方はるか沖	7.3	34	181
23	2011.07.11	13:29	岩手県東方沖	5.1	48	115
24	2011.07.12	17:59	金華山付近	4.8	57	63
25	2011.07.13	0:37	宮城県東方沖	5.1	47	45
26	2011.07.19	10:38	福島県東方沖	5.4	31	122
27	2011.07.23	13:34	金華山付近	6.4	47	74
28	2011.07.25	0:07	金華山付近	5.2	44	73
29	2011.07.25	3:51	福島県東方沖	6.3	46	78
30	2011.07.25	20:04	宮城県東方沖	5.2	45	54
31	2011.07.31	3:53	福島県東方沖	6.5	57	168
32	2011.08.01	22:44	岩手県東方沖	5.8	43	170
33	2011.08.10	2:44	金華山付近	4.1	52	37
34	2011.08.11	22:31	宮城県東方沖	5.3	30	64
35	2011.08.12	3:22	福島県東方沖	6.1	52	162
36	2011.08.17	12:05	宮城県東方沖	5.1	31	61
37	2011.08.17	20:44	本州中部東方はるか沖	6.2	52	270
38	2011.08.19	14:36	福島県東方沖	6.5	51	88
39	2011.08.21	4:37	金華山付近	4.4	49	43
40	2011.08.21	7:58	宮城県東方沖	4.8	50	47
41	2011.09.07	2:54	茨城県東方沖	5.2	36	194
42	2011.09.08	22:38	福島県東方沖	5.2	40	131
43	2011.09.15	17:00	茨城県東方はるか沖	6.3	51	238

表 2-5 (2) 伝達関数の評価対象地震 (2/3)

(3.11 地震以降補強工事前までの 117 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
44	2011.09.17	4:26	岩手県北東沖	6.6	7	247
45	2011.09.19	3:32	福島県東方沖	5.2	48	71
46	2011.09.21	5:59	金華山付近	4.8	51	32
47	2011.09.21	22:30	茨城県北部	5.2	9	202
48	2011.10.10	11:45	福島県東方沖	5.6	47	99
49	2011.11.24	4:24	福島県東方沖	6.1	45	120
50	2011.12.10	15:08	金華山付近	4.7	45	37
51	2012.01.26	5:42	宮城県東方沖	5.2	51	31
52	2012.06.30	16:11	宮城県東方沖	4.8	64	40
53	2012.08.30	4:05	宮城県東方沖	5.6	60	36
54	2012.10.25	19:32	宮城県東方沖	5.6	48	34
55	2012.12.07	17:18	宮城県東方はるか沖	7.3	49	212
56	2013.02.02	23:17	十勝地方	6.5	102	499
57	2013.04.17	21:03	金華山付近	5.9	58	13
58	2013.05.18	14:47	福島県東方沖	6.0	46	78
59	2013.07.22	18:45	金華山付近	4.1	52	19
60	2013.07.29	18:19	宮城県北部	4.0	68	41
61	2013.08.04	12:28	宮城県東方沖	6.0	58	38
62	2013.08.04	13:08	宮城県東方沖	3.8	57	34
63	2013.08.06	0:35	宮城県東方沖	3.9	56	30
64	2013.08.06	2:20	宮城県東方沖	4.1	55	37
65	2013.08.07	3:54	金華山付近	3.5	54	17
66	2013.08.13	10:01	宮城県東方沖	4.3	35	94
67	2013.08.25	18:18	金華山付近	4.1	55	14
68	2013.09.04	9:18	鳥島近海	6.8	445	959
69	2013.09.05	21:24	宮城県東方沖	3.9	58	29
70	2013.09.18	9:27	宮城県東方沖	4.9	39	78
71	2013.09.20	2:25	福島県東部	5.9	17	166
72	2013.10.03	14:12	金華山付近	4.0	51	26
73	2013.10.05	16:41	宮城県東方沖	3.9	46	40
74	2013.10.14	12:21	金華山付近	3.7	54	17
75	2013.10.15	6:02	金華山付近	3.8	62	11
76	2013.10.16	1:34	金華山付近	3.7	54	24
77	2013.10.19	11:08	金華山付近	4.0	51	21
78	2013.10.20	0:14	宮城県東方沖	5.1	51	31
79	2013.10.22	10:18	宮城県南東沖	5.3	26	84
80	2013.10.25	7:12	宮城県東方沖	3.6	47	37
81	2013.10.26	2:10	本州北部東方はるか沖	7.1	56	302
82	2013.10.26	5:24	宮城県東方沖	3.9	58	31
83	2013.10.26	23:36	宮城県東方沖	4.4	55	36
84	2013.10.31	5:24	金華山付近	3.5	54	14
85	2013.10.31	21:37	金華山付近	3.8	57	40
86	2013.11.01	0:01	宮城県東方はるか沖	5.2	27	112

表 2-5 (3) 伝達関数の評価対象地震 (3/3)

(3.11 地震以降補強工事前までの 117 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離 (km)
87	2013.11.02	3:16	金華山付近	3.6	53	19
88	2013.11.03	17:52	宮城県東方はるか沖	5.3	31	111
89	2013.11.09	15:48	金華山付近	3.5	51	25
90	2013.11.12	5:54	宮城県東方沖	4.5	41	69
91	2013.11.16	17:14	福島県東方沖	4.8	49	67
92	2013.11.21	12:37	福島県東方沖	4.9	38	98
93	2013.11.22	8:13	宮城県東方沖	3.5	38	50
94	2013.11.26	0:43	金華山付近	4.9	51	31
95	2013.11.30	14:40	宮城県東方沖	4.0	47	33
96	2013.12.03	18:16	茨城県東方沖	5.5	47	205
97	2013.12.04	4:55	金華山付近	4.2	49	43
98	2013.12.05	11:23	宮城県東方沖	3.7	56	32
99	2013.12.15	3:34	宮城県東方沖	3.7	55	34
100	2013.12.15	6:31	金華山付近	3.6	48	44
101	2013.12.18	19:14	宮城県東方沖	4.7	41	82
102	2013.12.29	10:22	宮城県東方沖	4.4	56	39
103	2013.12.31	2:39	宮城県東方沖	3.1	56	32
104	2014.01.03	18:16	金華山付近	3.8	54	24
105	2014.01.16	22:28	宮城県東方沖	4.0	56	39
106	2014.01.17	4:32	宮城県東方沖	3.8	50	27
107	2014.02.04	9:35	福島県東方沖	4.7	48	70
108	2014.02.06	2:32	宮城県東方沖	5.3	40	85
109	2014.02.06	21:10	宮城県東方沖	4.2	62	36
110	2014.02.08	2:18	福島県東方沖	5.0	48	98
111	2014.02.09	19:54	宮城県東方沖	4.2	57	47
112	2014.02.12	6:34	金華山付近	4.2	19	12
113	2014.02.14	10:45	金華山付近	3.1	18	12
114	2014.02.18	13:56	宮城県東方沖	4.1	48	48
115	2014.02.22	12:02	金華山付近	3.7	48	44
116	2014.02.24	16:39	宮城県北部	3.9	69	44
117	2014.02.25	20:59	宮城県東方沖	3.9	55	28

表 2-6 (1) 伝達関数の評価対象地震 (1/2)  
(補強工事後の 61 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2014.12.25	8:06	福島県東方沖	5.6	36	131
2	2014.12.27	6:04	宮城県東方沖	4.3	63	32
3	2015.01.01	14:01	金華山付近	4.5	44	73
4	2015.01.07	18:58	宮城県東方沖	4.2	43	48
5	2015.01.10	8:02	金華山付近	3.9	54	14
6	2015.02.06	5:28	金華山付近	4.1	48	42
7	2015.02.11	4:23	宮城県東方沖	4.2	47	33
8	2015.02.17	8:06	三陸東方はるか沖	6.9	13	219
9	2015.02.17	10:46	宮城県東方沖	4.2	61	66
10	2015.02.26	10:11	宮城県東方沖	5.0	50	53
11	2015.03.19	10:33	金華山付近	4.8	50	31
12	2015.03.27	2:28	宮城県東方沖	3.9	50	30
13	2015.04.03	4:04	宮城県東方沖	4.6	52	50
14	2015.04.12	13:33	宮城県東方沖	4.3	47	31
15	2015.04.16	1:58	宮城県東方沖	3.9	50	33
16	2015.04.16	5:16	宮城県東方沖	4.1	40	55
17	2015.04.23	19:17	金華山付近	4.2	49	44
18	2015.05.03	13:02	福島県東方沖	5.0	45	100
19	2015.05.13	6:12	宮城県東方沖	6.8	46	76
20	2015.05.20	11:03	金華山付近	3.7	54	24
21	2015.06.21	13:16	宮城県東方沖	4.0	50	30
22	2015.06.28	7:58	宮城県東方沖	4.0	43	54
23	2015.07.02	15:05	宮城県東方沖	4.7	57	38
24	2015.07.04	13:23	宮城県東方沖	4.7	39	76
25	2015.07.05	19:41	宮城県東方沖	4.5	42	71
26	2015.07.10	3:32	岩手県北部	5.7	88	217
27	2015.07.16	14:39	宮城県東方沖	4.1	37	55
28	2015.07.21	18:16	宮城県南東沖	4.9	65	65
29	2015.08.01	23:24	宮城県東方沖	4.7	63	29
30	2015.08.03	6:57	金華山付近	3.5	53	17
31	2015.08.03	14:30	福島県東方沖	5.1	49	71
32	2015.08.05	20:56	福島県東方沖	5.0	50	98
33	2015.08.09	11:08	金華山付近	3.9	66	21
34	2015.08.10	5:36	宮城県東方沖	3.9	47	33
35	2015.08.10	11:34	宮城県北部	4.4	75	52
36	2015.08.10	22:31	宮城県東方沖	4.3	47	32
37	2015.08.14	5:13	福島県東方沖	5.1	49	138
38	2015.08.25	3:24	宮城県東方沖	4.6	41	70
39	2015.08.25	6:14	金華山付近	3.7	53	24
40	2015.09.04	1:51	福島県東方はるか沖	5.3	54	220
41	2015.09.05	12:13	金華山付近	4.5	51	32
42	2015.09.05	13:18	宮城県東方沖	4.5	42	65
43	2015.10.06	18:32	宮城県東方沖	5.0	39	73

表 2-6 (2) 伝達関数の評価対象地震 (2/2)  
(補強工事後の 61 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
44	2015.10.21	15:04	福島県東方沖	5.3	37	124
45	2015.12.02	7:48	宮城県東方沖	4.6	39	74
46	2015.12.02	13:41	宮城県東方沖	4.6	63	32
47	2016.01.26	20:37	宮城県東方沖	4.5	51	37
48	2016.02.09	1:54	宮城県東方沖	4.3	48	52
49	2016.02.25	1:10	宮城県東方沖	4.6	46	35
50	2016.04.27	0:01	宮城県東方沖	5.0	52	30
51	2016.05.05	1:10	金華山付近	4.8	50	31
52	2016.05.09	17:18	宮城県東方沖	4.2	47	32
53	2016.07.29	12:42	宮城県東方沖	4.2	29	63
54	2016.08.22	15:11	宮城県東方沖	5.3	33	59
55	2016.10.16	14:38	金華山付近	3.8	20	9
56	2016.10.16	16:37	金華山付近	5.2	20	9
57	2016.10.16	16:58	金華山付近	4.2	18	9
58	2016.11.10	7:20	宮城県東方沖	5.1	39	75
59	2016.11.12	6:43	金華山付近	5.9	58	12
60	2016.11.22	5:59	福島県東方沖	7.4	25	117
61	2016.12.07	8:17	宮城県東方沖	3.8	50	27

### 2.3.3 耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答の変化

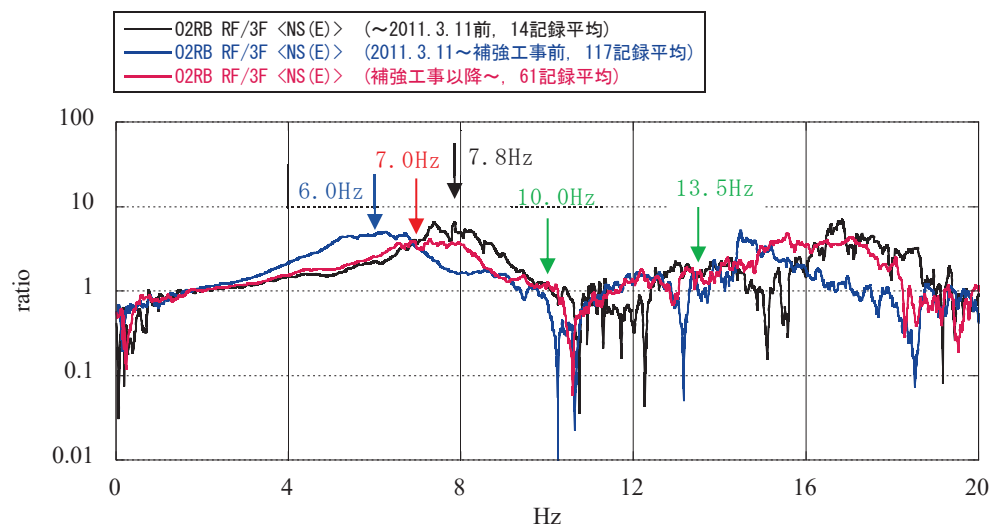
図2-22は、原子炉建屋における、地上3階東側に対する屋上階西側のNS方向の伝達関数の振幅と位相を示している。

図2-22の平均伝達関数のピーク振動数を、位相曲線が $90^\circ$ と交差する振動数から読み取ると、3.11地震以前は7.8Hz付近に伝達関数の1次ピーク振動数があったのに対し、3.11地震以降耐震補強前までは6.0Hz付近まで1次ピーク振動数が低下している。耐震補強以降は7.0Hz程度まで1次ピーク振動数が回復している。

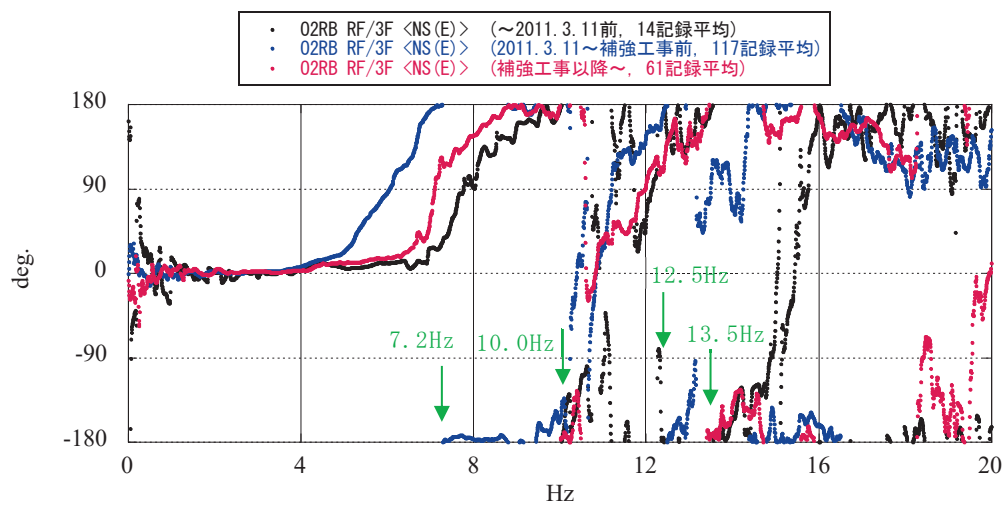
一方、位相曲線が $180^\circ$ となる振動数付近には、東側の耐震壁と西側の耐震壁が逆位相で振動するねじれ応答のモードがあると考えられる。

位相曲線が $180^\circ$ となる振動数は、3.11地震以前の地震と耐震補強後の地震は10.0Hzと13.5Hz、3.11地震以降耐震補強前の地震では7.2Hzと12.5Hzと読み取れる。耐震補強後の地震における13.5Hzのねじれ応答は、質点系地震応答解析モデルの検討で示した耐震補強後の地上3階より上部のねじれ応答の振動数14.2Hzと概ね整合している。





振幅



位相

図 2-22 原子炉建屋の平均伝達関数の比較 (屋上/地上 3 階東)

#### 2.3.4 地上3階より上部のねじれ応答の影響評価

耐震補強後の地震の13.5Hz付近での伝達関数の振幅は1前後の値であり、ねじれが生じる振動数付近で地上3階から屋上の応答が大きく増幅する傾向は見られない。したがって、地震観測記録の分析からは耐震補強によりねじれ応答の影響が大きくなる傾向は見られない。

図2-23に示した伝達関数は、地上3階西側の観測記録に対する屋上階西側の観測記録の伝達関数の振幅と位相を示している。これらの伝達関数の振幅は西側の耐震壁上での地上3階から屋上の増幅を表している。屋上にねじれが生じる振動数10.0Hz付近と13.5Hz付近では、耐震補強後に振幅が大きく増幅する傾向は見られない。

#### 2.3.5 地震観測記録による検討結果

耐震補強前後の地震観測記録における地上3階東側に対する屋上階西側のNS方向の伝達関数の比較から、地上3階より上部のねじれ応答が生じる振動数に変化があり、耐震補強による建屋の振動特性への影響が確認された。

一方、ねじれ応答が生じる振動数における振幅は耐震補強後で1前後であり、1次固有周期付近の振幅に比べて十分に小さく、ねじれ応答の影響は小さいと判断した。



### 3. 面外応答増幅による影響検討

#### 3.1 妻壁の面外応答の検討

##### 3.1.1 検討目的

本検討は、耐震補強部材の追設による躯体重量増加に伴う面外応答への影響を確認することを目的とする。

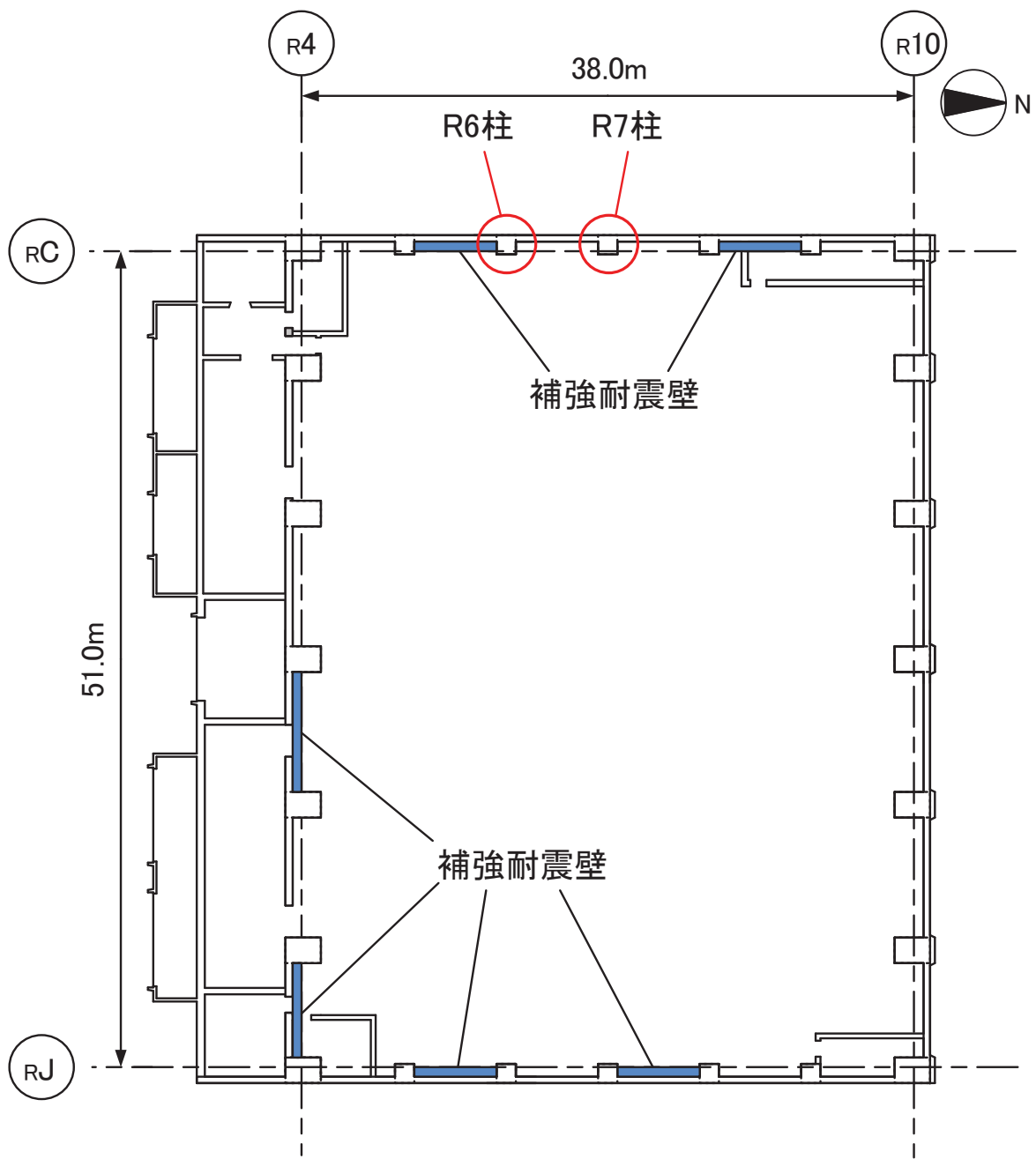
##### 3.1.2 検討方法

原子炉建屋地上 3 階より上部東面と西面の妻壁の面外応答に対する検討として、妻柱について、耐震補強により追設した部材の重量を考慮した場合における、面外方向の部材評価を行う。

検討用の解析モデルは、地上 3 階床 (O.P. 33.2m) から屋上スラブ下のサブトラス上弦材の鉄骨芯 (O.P. 50.375) までを梁モデルでモデル化する。O.P. 39.6m より下部は 1.2m×1.2m の RC 柱、O.P. 39.6m より上部は BH-500×500×19×32 の鉄骨柱断面で梁モデルとし、既設の躯体重量に補強部材の重量を考慮して、基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 の地震応答解析結果から評価した水平震度による地震時水平荷重に対する検討を行う。

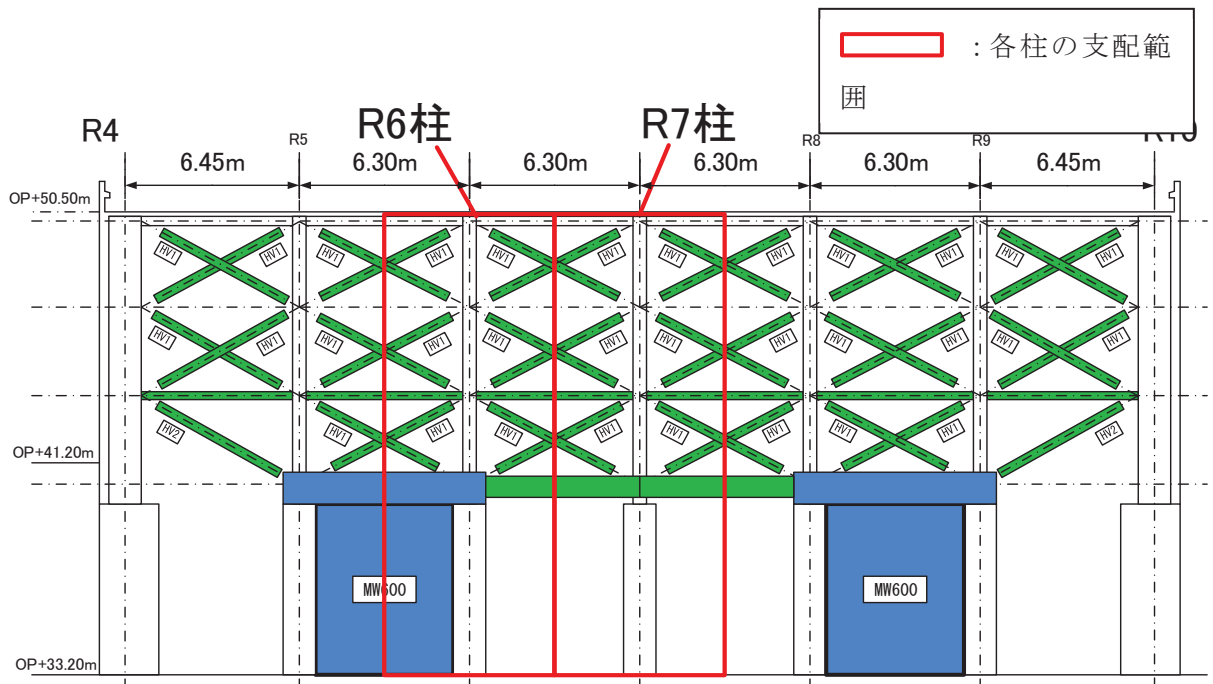
##### 3.1.3 検討対象部位の選定

原子炉建屋の耐震補強部位のうち、IW-C 通りの R6 通りの柱と R7 通りの柱を検討対象とする。R6 通りの柱は片側に補強耐震壁がある柱、R7 通りの柱は両側に耐震壁がない柱の代表として選定した。すべての柱はこのいずれかの条件になっている。図 3-1 及び図 3-2 に検討対象部位の平面図及び立面図を示す。



地上3階 (0. P. 33.2m) 平面図

図3-1 検討対象とする柱の平面位置



IW-C 通り 立面図

図 3-2 検討対象とする柱の立面

### 3.1.4 解析モデル

検討用の解析モデルは、地上3階床（O.P. 33.2m）から屋上スラブ下のサブトラス上弦材の鉄骨芯（O.P. 50.375）までを梁モデルでモデル化する。O.P. 39.6mより下部はRC部の断面をモデル化して1.2m×1.2mのRC柱とし、O.P. 39.6mより上部はBH-500×500×19×32の鉄骨柱断面の梁モデルを用いる。モデル上端のサブトラス上弦材の鉄骨芯及びサブトラス下弦材の鉄骨芯はピン支持とする。地上3階床部分は固定端とする。解析モデルを図3-3に示す。既設の躯体重量に補強部材の重量を考慮して、基準地震動S<sub>s</sub>-D2の地震応答解析結果から評価した水平震度による地震時水平荷重に対する検討を行う。

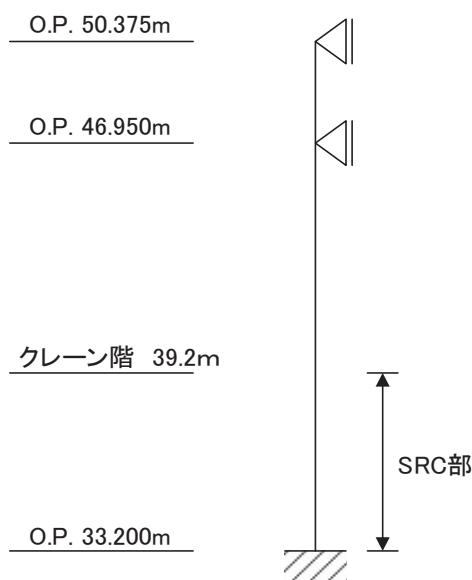


図 3-3 梁モデル

### 3.1.5 水平震度の評価

面外方向の水平震度は、EW 方向地震応答解析モデルの基準地震動  $S_s - D2$  の地上 3 階、クレーン階及び屋上質点の床応答の加速度を用いて算定する。水平震度の算定に用いる質点位置を図 3-4 に、水平震度の算定結果を表 3-1 に示す。

各部材位置での水平震度は上下の階の水平震度を高さ方向に線形補間して算定する。

算定した水平震度に、柱の支配範囲の部材重量を乗じて地震時水平荷重を算定する。

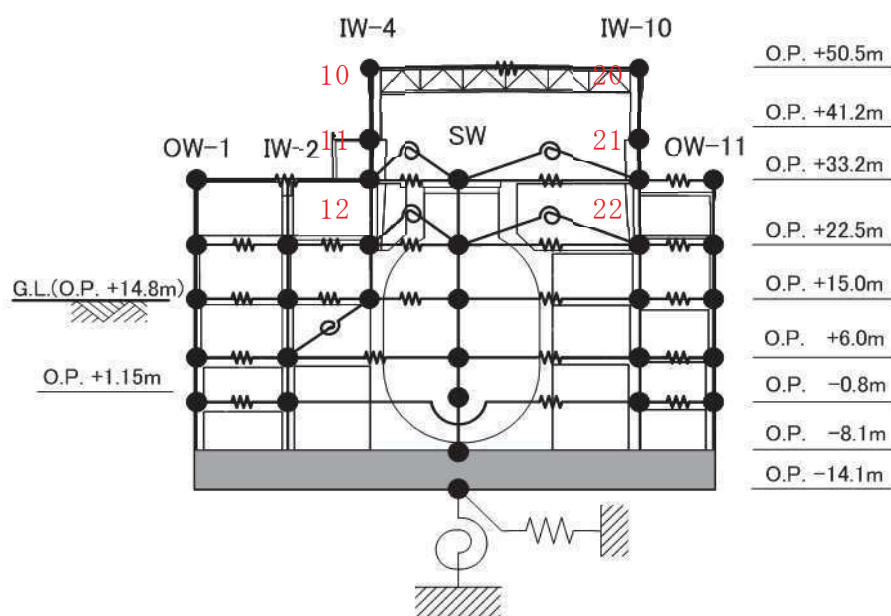


図 3-4 面外方向水平震度算定に用いる質点

表 3-1 水平震度の算定結果

	節点	応答加速度( $\text{cm/s}^2$ )	平均応答加速度( $\text{cm/s}^2$ )	震度
OP.50.5m	10	3838.3	3870	3.95
震度	20	3901.7		
OP.41.2m	11	2367.7	2361.4	2.41
震度	21	2355.1		
OP.33.2m	12	1765.4	1733.75	1.77
震度	22	1702.1		





### 3.1.6 部材応力の算定

解析モデルに水平震度から算定した面外方向の荷重を作用させた場合の応力を図3-5～図3-8に示す。

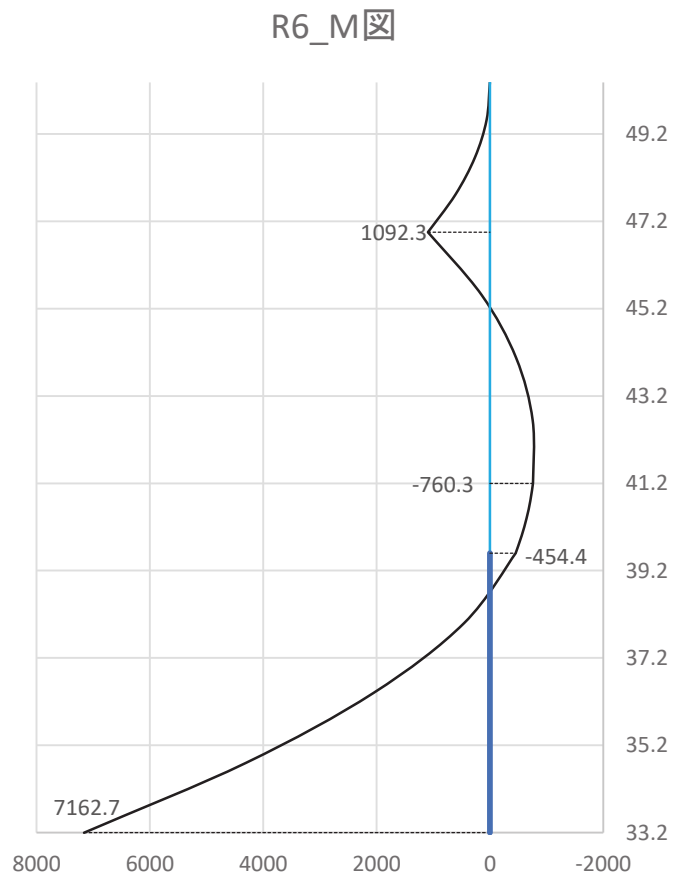


図3-5 曲げモーメント図（単位：kN・m）（R6柱）

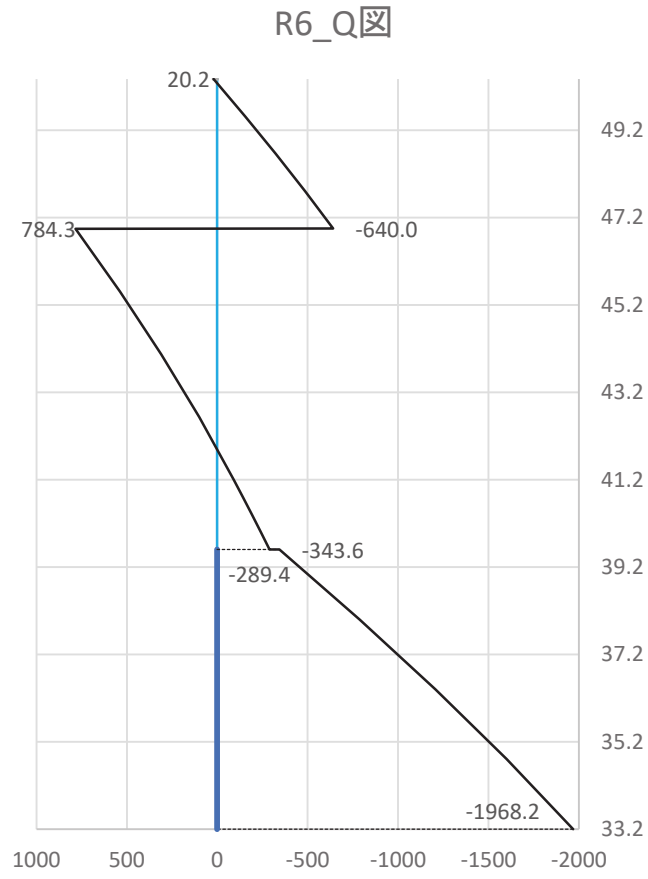


図 3-6 せん断力図 (単位 : kN) (R6 柱)

### R7\_M図

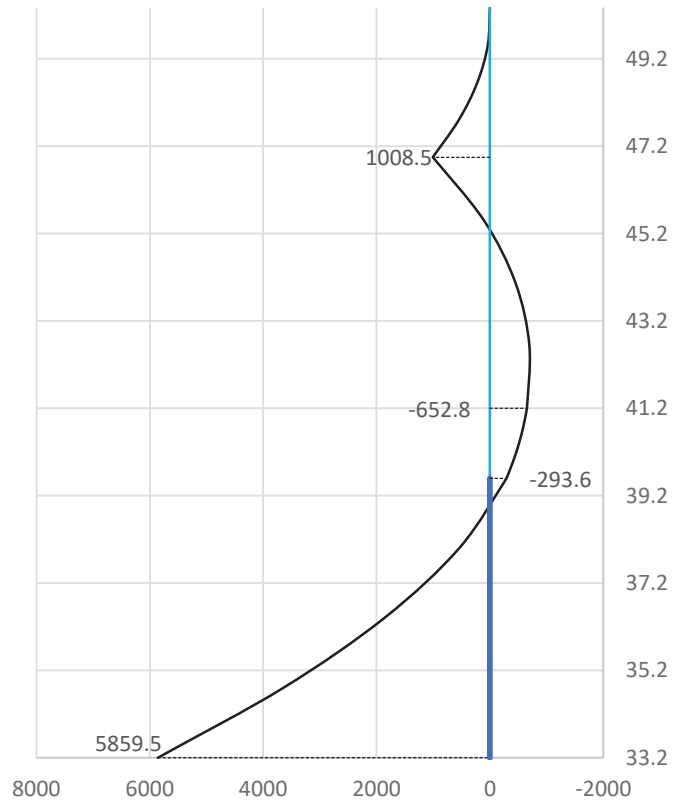


図 3-7 曲げモーメント図 (単位 : kN·m) (R7 柱)

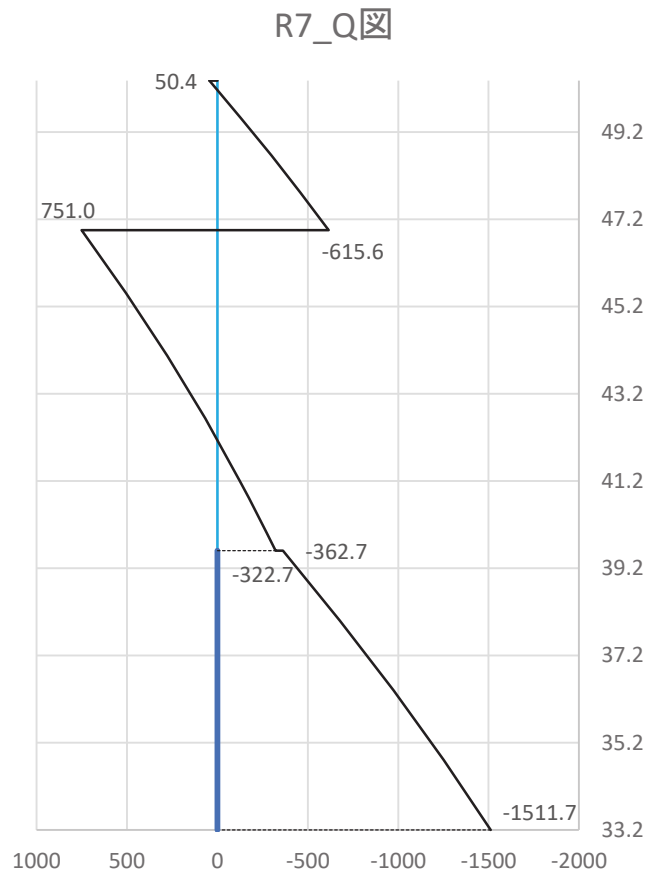


図 3-8 せん断力図 (単位 : kN) (R7 柱)

### 3.1.7 断面算定結果

出力した部材応力に対する断面算定結果を表 3-2, 表 3-3 に示す。

鉄骨柱部分の応力と, SRC 柱部のせん断力は短期許容せん断力を下回っている。

表 3-2 断面算定結果 (R6 柱)

部材	S 柱 0. P. 50. 375 ~ 0. P. 41. 2			
断面寸法	BH-500×500×19×32 (SM50A)			
部位	項目	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	検定比
フランジ	$\sigma_b$	325	156	0.48
	$\sigma_c$	249	7.14	0.03
	$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c$			0.51
ウェブ	$\tau$	188	94.67	0.51
	$\sigma_c$	249	7.14	0.03
	$\sqrt{(\sigma_c^2 + 3\tau^2)}/f_t$			0.51
部材	SRC 柱 0. P. 41. 2 ~ 0. P. 33. 2			
断面寸法	B×D = 1200 ×1200 (F <sub>c</sub> = 330, SD35)			
部位	項目	許容値 (kN)	発生値 (kN)	検定比
SRC 柱 RC 断面	せん断力	2029.5	1968.2	0.97

表 3-3 断面算定結果 (R7 柱)

部材	S 柱 O.P. 50.375 ~ O.P. 41.2			
断面寸法	BH-500×500×19×32 (SM50A)			
部位	項目	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	検定比
フランジ	$\sigma_b$	325	144	0.45
	$\sigma_c$	249	7.14	0.03
	$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c$			0.51
ウェブ	$\tau$	188	90.65	0.49
	$\sigma_c$	249	7.14	0.03
	$\sqrt{(\sigma_c^2 + 3\tau^2)}/f_t$			0.51
部材	SRC 柱 O.P. 41.2 ~ O.P. 33.2			
断面寸法	B×D = 1200 ×1200 (F <sub>c</sub> = 330, SD35)			
部位	項目	許容値 (kN)	発生値 (kN)	検定比
SRC 柱 RC 断面	せん断力	2029.5	1511.7	0.75

#### 4. まとめ

構造設計の観点で、原子炉建屋の耐震補強後の偏心率、形状特性係数及びねじれ補正係数の確認を行った。耐震補強部材を考慮しても、ねじれ補正係数の変化は少ないことを確認した。

質点系地震応答解析モデルの屋上階の伝達関数の分析から、耐震補強を考慮した地震応答解析モデルでは、NS 方向の 14.2Hz 付近でねじれ応答が生じるが、この振動数での基礎版上端から屋上までの増幅倍率は建屋全体の 1 次振動数や 2 次振動数に比べて小さいことを確認した。

なお、NS 方向 IW-C 通りの耐震補強後の地上 3 階に対する屋上の伝達関数が 2 山に分かれる現象については、地上 3 階床のねじれ応答により地上 3 階の床の伝達関数が 8.4Hz 付近でピークを持つようになるため、それを分母とする伝達関数は 8.4Hz 付近に谷ができるため、見かけ上 2 山の伝達関数となると分析した。

また、原子炉建屋の地上 3 階と屋上の NS 方向の観測記録の伝達関数の分析により、耐震補強前後で建屋上部のねじれ応答が生じる振動数に大きな変化が生じておらず、耐震補強後のねじれ応答の振動数 13.5Hz 付近で伝達関数の増幅する傾向がないことを確認した。なお、13.5Hz は上記の質点系地震応答解析モデルの伝達関数の分析結果と概ね整合する。

地上 3 階より上部の妻壁の耐震補強部材の重量増加による面外応答への影響について、妻柱の面外荷重に対する検討を行い、基準地震動  $S_s$  に対して安全であることを確認した。

以上のことから、耐震補強によるねじれ応答等の地震応答特性への影響は小さく、設計上適切に考慮されていることを確認した。



別紙 20 地震応答解析モデルの基本ケースと不確かさケースの  
設定

## 目 次

1. 概要.....	別紙 20-1
2. 設計体系への反映事項について.....	別紙 20-2
2.1 設計体系と設計に反映する事項.....	別紙 20-2
2.2 建屋地震応答解析モデル策定の基本的な考え方.....	別紙 20-2
2.2.1 水平方向.....	別紙 20-2
2.2.2 鉛直方向.....	別紙 20-3
2.3 地震応答解析モデルの策定.....	別紙 20-6
2.3.1 基本モデル策定の考え方.....	別紙 20-6
2.3.2 原子炉建屋の基本モデルの諸元.....	別紙 20-9
2.3.3 設計用地震力の評価方針.....	別紙 20-12
2.4 地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討.....	別紙 20-17
別紙 20-1 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定	
別紙 20-2 原子炉建屋の観測記録の分析例	
別紙 20-3 床ばねの初期剛性低下に関する影響検討	

## 1. 概要

原子炉建屋の今回工認における地震応答解析モデルでは、3.11地震等を踏まえた建屋初期剛性の低下、入力地震動の低減、耐震補強を考慮したモデルとし設計へ反映している。

これらの原子炉建屋の解析モデルに考慮した事項については、種々の検討、評価によりその妥当性、適用性を確認したうえでモデルに取込んでいる。

ここでは、これらの設計へ反映する事項を整理する。

## 2. 設計体系への反映事項について

### 2.1 設計体系と設計に反映する事項

建屋設計における設計フローを図 2-1 に示す。

また、建屋剛性低下に係る検討と設計体系への反映との関係を図 2-2 に示す。以下に地震応答解析モデル策定の基本的な考え方を示す。

### 2.2 建屋地震応答解析モデル策定の基本的な考え方

#### 2.2.1 水平方向

建設当初からの地震観測記録による固有振動数の分析では、水平方向の建屋剛性が徐々に低下している。3.11 地震、4.7 地震時に当初設計よりもさらに初期剛性が低下した要因としては、3.11 地震等の影響に加え、コンクリートの乾燥収縮の影響が重畳したものと考えられる。なお、固有振動数の低下や建屋剛性即ち耐震壁の剛性との関係を検討する際には、主に建屋 1 次モードと関連する地上 3 階より下階の耐震壁を対象としている。

このうち、地震動による影響については、事前損傷が J E A G 式の評価基準値や終局耐力付近の値に影響を与えないことを耐震実験で確認している。(別紙 18)

一方、乾燥収縮の影響を考慮した耐震実験において、初期剛性については 3.11 地震による建屋の応答と同様に J E A G 式を下回るものの、J E A G 式の評価基準値や終局耐力付近では J E A G 式を上回ることを確認している。この傾向は最近の他の研究機関による既往式との比較をした研究成果とも整合している。

(別紙 13, 別紙 15)

また、耐震実験では加力時の収縮率が約  $800\mu$  で、これは女川のコンクリートを用いた乾燥収縮迅速試験、長さ変化試験の評価値とほぼ同じ値であること、女川 2 号機は建設から 25 年が経過し、乾燥状態としてはほぼ収束状態にある。

(別紙 14, 別紙 15)

したがって、今後の乾燥収縮の影響を考慮したとしても、スケルトン曲線は J E A G 式をベースとし、3.11 地震等による影響を考慮して初期剛性を低下させるが、実験結果等を踏まえて耐力については J E A G 式の評価基準値や終局耐力付近では J E A G 式をそのまま用いる。

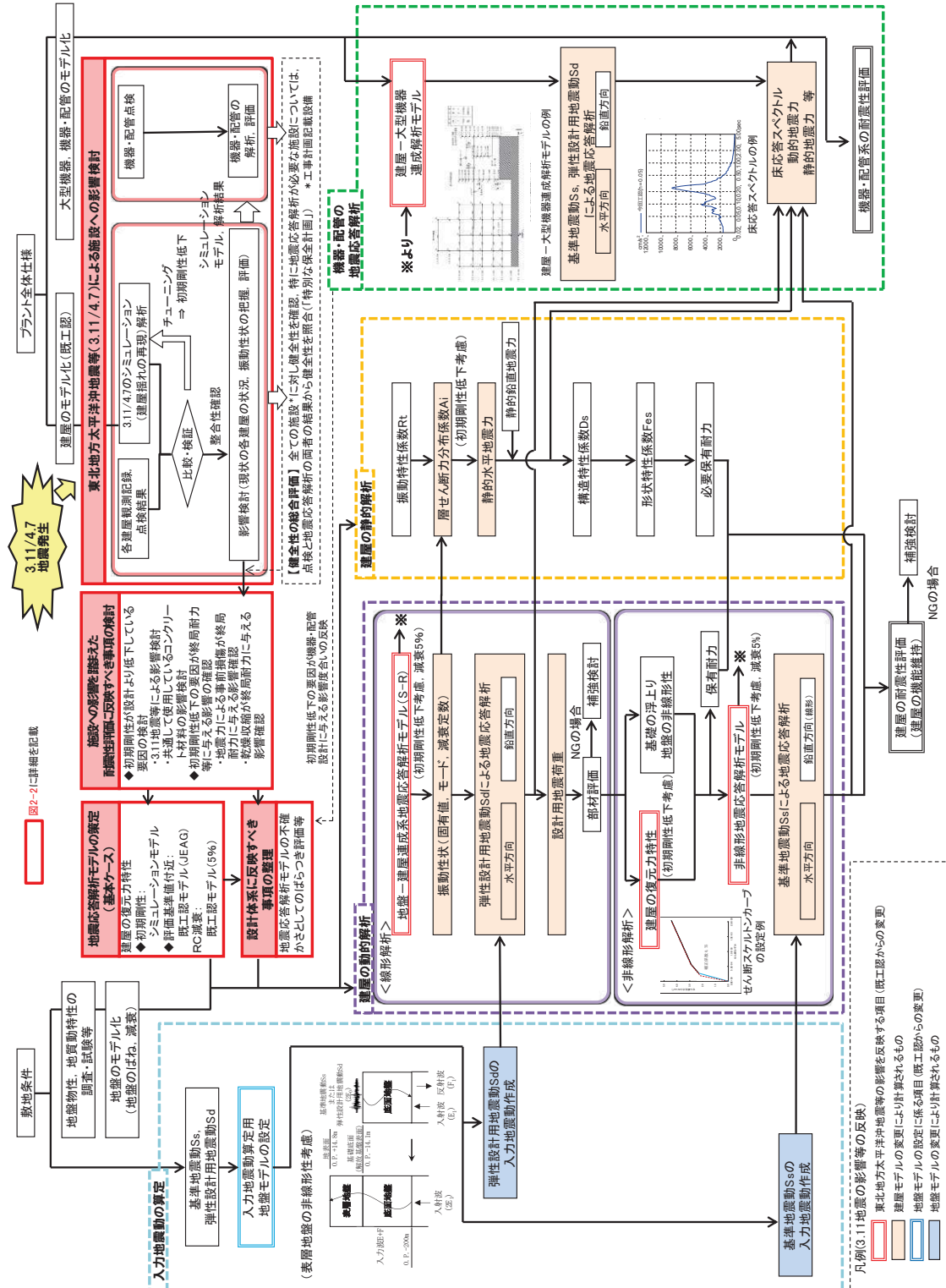
なお、オペフロ上部の初期剛性の低下と耐力の評価については、オペフロ下部の耐震壁とは違い、耐震壁が比較的薄く、トラスによる大きな空間(大架構)とであることを考慮する必要があることから、3次元 FEM 解析による検討を実施している。(別紙 11)

別紙 11 から、初期剛性低下はオペフロ下部と同様の要因と大架構に要因が重畳したものと考えられる。また、終局耐力については J E A G 式による評価をそのまま用いることができる結果となっている。

したがって、オペフロ上部の耐震壁についてもスケルトン曲線はJ E A G式をベースとし、3.11地震等による影響を考慮して初期剛性を低下させるが、耐力についてはJ E A G式の評価基準値や終局耐力付近ではJ E A G式をそのまま用いる。

#### 2.2.2 鉛直方向

建設当初からの地震観測記録による固有振動数の分析では、水平方向と同様に鉛直方向も剛性が徐々に低下しているが、水平動に比べて剛性の低下率は小さく、3.11地震等の建屋シミュレーション解析では既工認モデルで観測記録を再現できたことから、既工認モデルを今回工認の設計モデルとする。(別紙1, 別紙2)



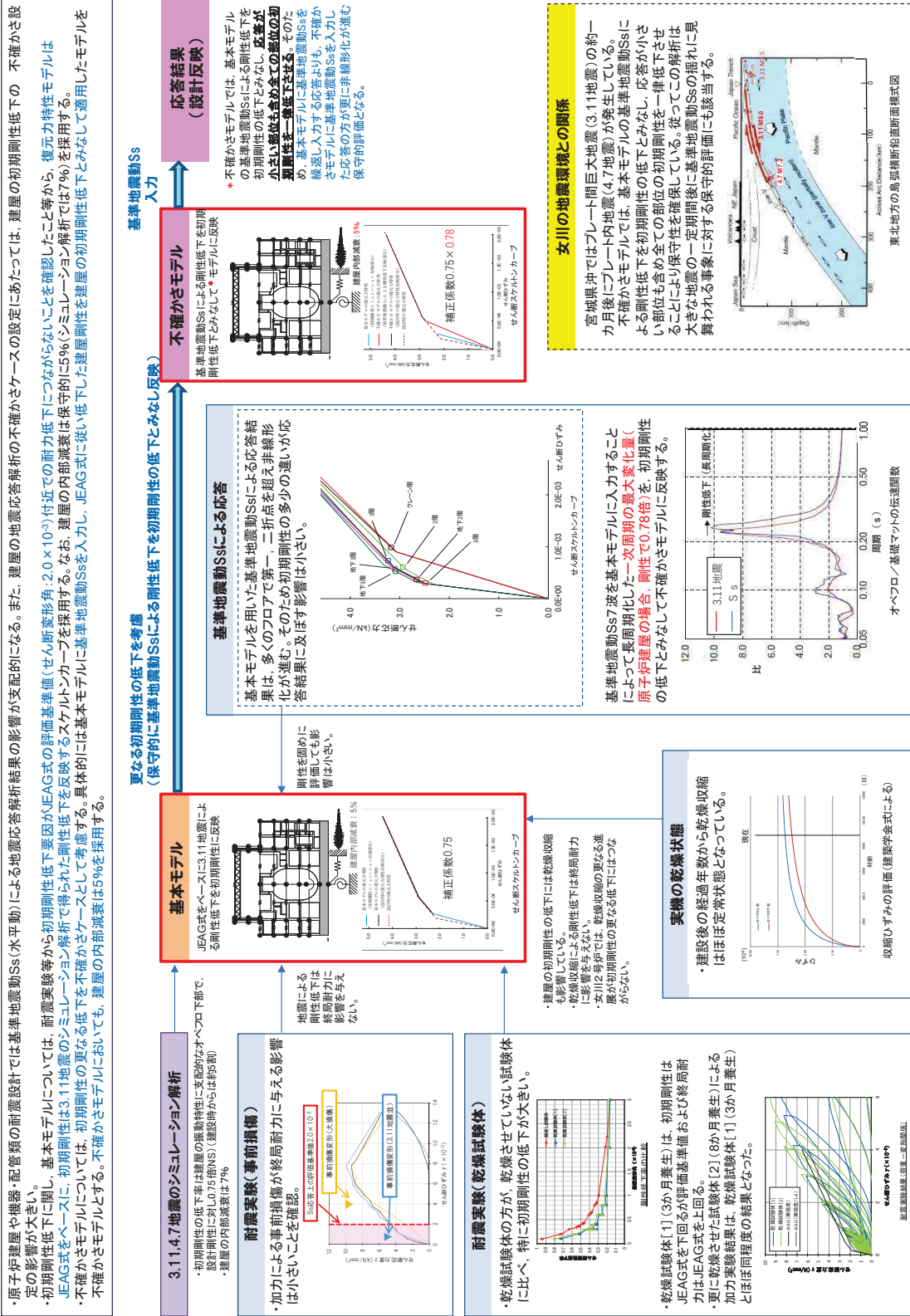


図 2-2 建屋剛性低下に係る検討と設計体系への反映との関係

## 2.3 地震応答解析モデルの策定

### 2.3.1 基本モデル策定の考え方

設計よりも初期剛性が低下した要因は、3.11 地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響の重畳と考えられることから、その要因と今後の進展に関するこれまでの検討内容を踏まえて、基本モデルのスケルトン曲線を設定する。

#### (1) 基本モデルのスケルトン曲線の設定の考え方

事前損傷、乾燥収縮及び大架構は、J E A G 式の評価基準値付近に影響を与えないこと、実機の乾燥収縮はほぼ定常状態にあることから、ベースとするスケルトン曲線は、既工認と同様、J E A G 式を基本モデルに適用する。また、初期剛性の考え方は以下のとおりとし、せん断スケルトン曲線の設定を図 2-3 に、初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定を図 2-4 に示す。

##### ① 建屋の初期剛性（水平動）

初期剛性を低下させた 3.11 地震等のシミュレーション解析において、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動  $S_s$  に対しては第一、第二折点を越えた応答となるため、初期剛性の違いが応答結果に与える影響が小さくなることも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震、4.7 地震時の低下した状態を採用する。

##### ② 建屋の初期剛性（鉛直動）

水平動に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。

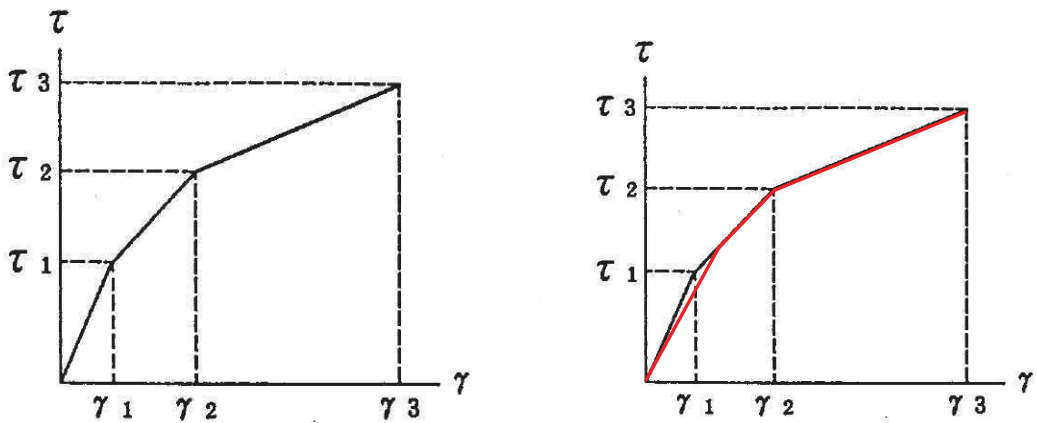
##### ③ 基本モデルのせん断スケルトン曲線の概要

- ・耐震壁の初期剛性低下の影響については、トリリニア型スケルトン曲線の第一勾配を緩く傾斜させ、元の J E A G のスケルトン曲線に接続することで考慮している。
- ・せん断力復元力特性モデルは、元の復元力特性の考え方で剛性が低下していた場合と同様とし、最大点指向型履歴ループを用いる。
- ・初期剛性は、現在の建屋状態に合わせているが、その力-変形関係は基本的に J E A G に則った復元力特性を用いており、J E A G に適合するものとしている。
- ・このような初期剛性を低下させた復元力特性モデルでは、最大加速度が 3.11 地震、弾性設計用地震動  $S_d$  レベルの入力の場合には第一勾配内での応答と



なり等価線形応答となる。最大加速度が弾性設計用地震動  $S_d$  を超え基準地震動  $S_s$  レベルの入力になると、応答が大きくなり第二勾配（又は第三勾配）に入る非線形応答となる。

- ・なお、曲げスケルトン曲線についても J E A G に基づく復元力特性とし、初期剛性はせん断と同様に低下させたモデルとする。



設計時のスケルトン曲線

初期剛性を低下させた場合のスケルトン曲線

図 2-3 せん断スケルトン曲線の設定

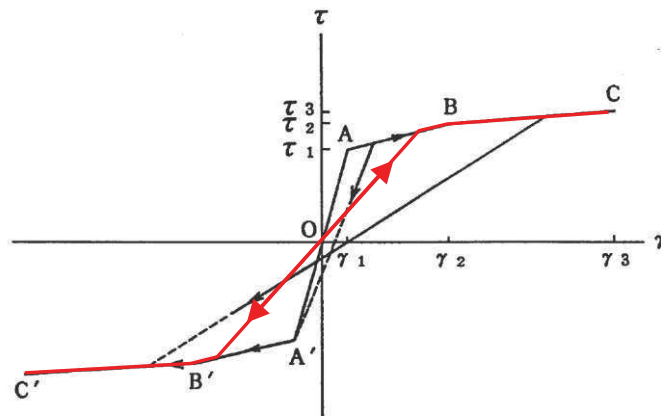


図 2-4 初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定

(2) 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

基本モデルの解析物性値の内，スケルトン曲線以外の建屋減衰等の設定は，3.11 地震等の傾向，地盤調査結果及び耐震補強工事を反映する。

表 2-1 に基本モデル策定の考え方を整理した表を示す。

表 2-1 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

項目	基本モデルへの適用
建屋減衰	<p>【水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"><li>・3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されており，これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本モデルにおいては，この効果を安全側に無視し，既工認と同様の建屋減衰 5% を採用する。</li></ul> <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"><li>・3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから，5% を採用する。</li></ul>
底面地盤ばね	<ul style="list-style-type: none"><li>・底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。建屋直下の PS 検層を 9 箇所実施し，その平均値よりせん断波速度を設定。</li></ul>
耐震補強部材の反映	<ul style="list-style-type: none"><li>・地上 3 階～屋上階には耐震補強工事を実施していることから，追設ブレース及び追設耐震壁をモデルに反映する。</li><li>・追設耐震壁は，既存躯体及び鋼製型枠により覆われているため，乾燥収縮の影響を受けにくい構造であり，また，大きな地震を経験していないことから，初期剛性低下は考慮しないこととする。なお，初期剛性の不確かさケースにおいては，追設耐震壁についても一律初期剛性低下を考慮する。</li></ul>

2.3.2 原子炉建屋の基本モデルの諸元

原子炉建屋の基本モデルの諸元を表 2-2 及び図 2-5 に示す。また、既工認モデルとの差異を表 2-3 に示す。

表 2-2 コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数と建屋減衰

号機 建屋	方向	コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数		建屋減衰
		地上 3 階 クレーン階	地下 3 階～地上 2 階	
0-2 R/B	NS	0.30	0.75	0.05
	EW	0.50	0.80	0.05
	UD	1.00	1.00	0.05

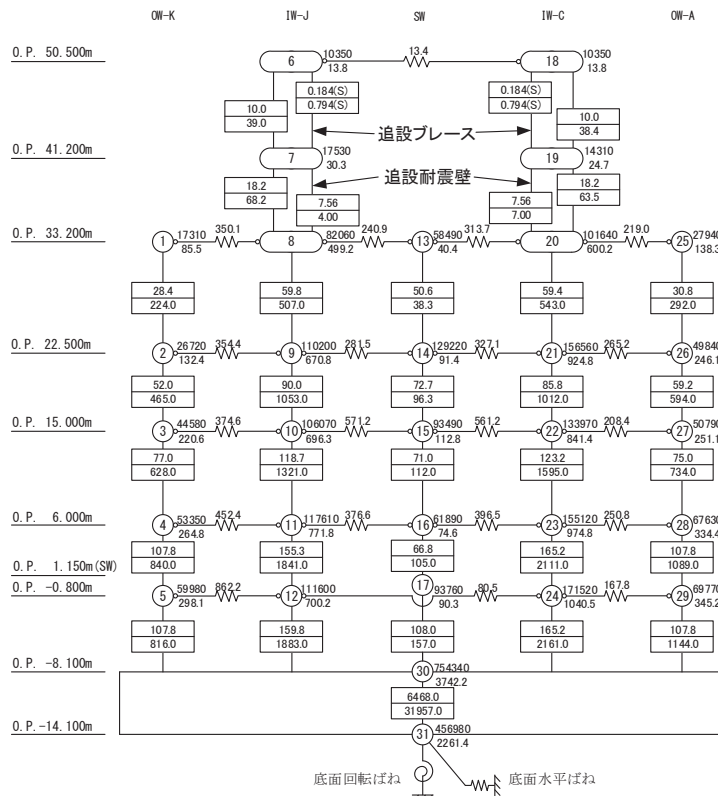
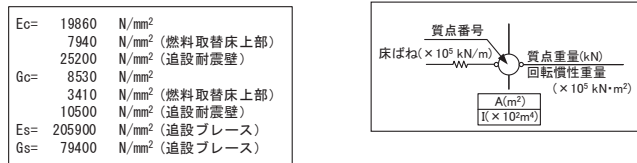


図 2-5 (1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル NS 方向

$E_c =$	21180	N/mm <sup>2</sup>
	13240	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
	25200	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm <sup>2</sup>
	5690	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
	10500	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)

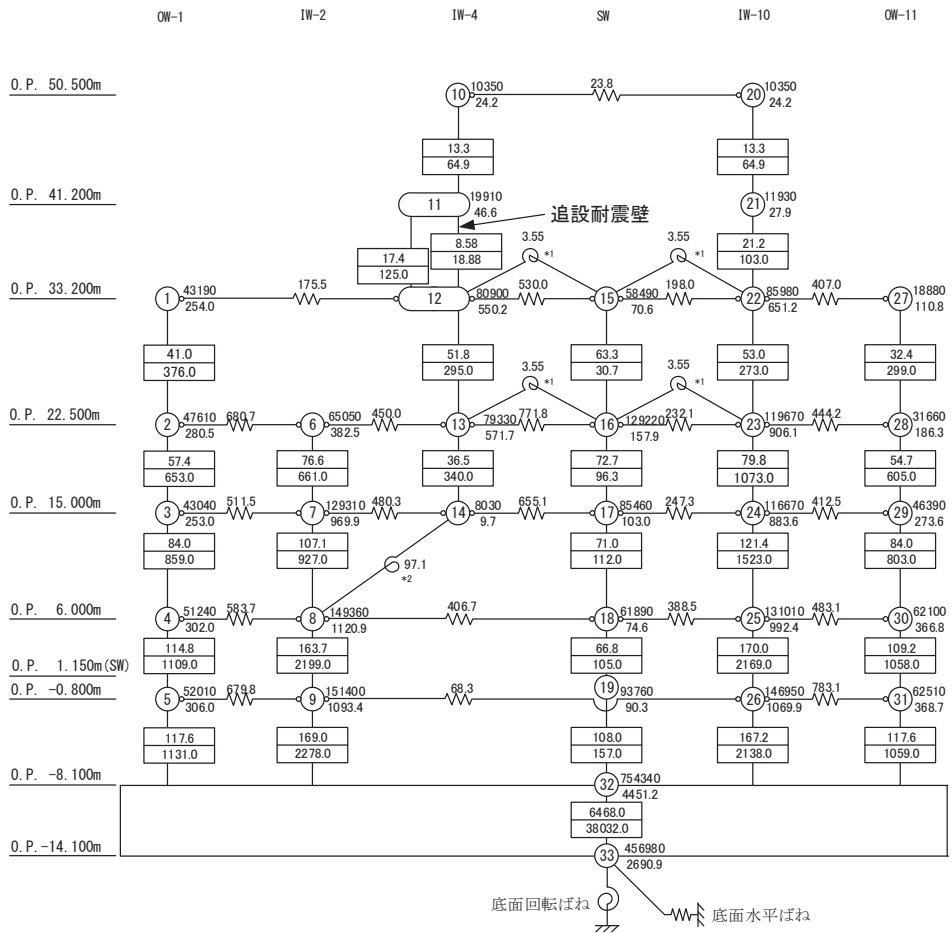
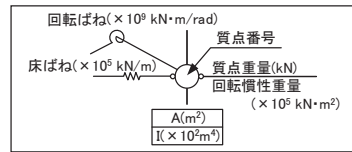


図 2-5 (2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル EW 方向

表 2-3 既工認モデルとの差異

項目		既工認モデル	今回工認モデル
入力地震動		直接入力	表層地盤の影響を考慮して基礎下の入力地震動を算定
応答計算法		時刻歴応答解析 (非線形解析)	同左
建屋モデル		質点系多軸モデル・床剛 (側面地盤との相互作用は考慮しない)	質点系多軸モデル・床の柔性考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
剛性 評価 (RC)	考慮範囲	耐震壁	同左
	ヤング係数 せん断弾性 係数	コンクリートの設計基準強度より算定	3.11 地震等の観測記録との整合を踏まえて剛性低下を考慮
建屋 減衰	鉄筋コンクリート	5%	5% (3.11 地震等のシミュレーション解析では 7%相当であるが保守的に設定)
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)	同左
地盤ばね		J E A Gによる近似法	同左

### 2.3.3 設計用地震力の評価方針

#### (1) 設計用地震力の設定方針

静的地震力の算定に用いる  $A_i$  分布は、初期剛性の低下を考慮した今回工認モデルが現状の地震時の振動特性を持つ精緻なモデルであるため、これにより  $A_i$  分布を算定する。ただし、念のため初期剛性低下を考慮しない設計剛性モデルでの  $A_i$  分布も確認する。

今回工認における設計用地震力は、静的地震力、弾性設計用地震動  $S_d$  による動的地震力により設定し、既工認における設計用地震力も包絡する。

#### (2) 静的地震力、必要保有水平耐力の設定方法

##### ① 静的地震力（水平）

原子炉建屋の水平の静的地震力は算定用の基準面を基礎スラブ上端 (O. P. - 8.1m) とし、地震層せん断力係数を用いて次式によって算定する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = \beta \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

##### ② 静的地震力（鉛直）

鉛直の静的地震力は、次式による鉛直震度から算定する。

$$K_v = R_v \cdot 0.3$$

##### ③ 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力は、次式によって算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

$Q_i$  : 基準面より上の部分に作用する水平地震力

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

$Z$  : 地震地域係数 (1.0 とする)

$C_i$  : 地震層せん断力係数

$W_i$  : 当該部分が支える固定荷重と積載荷重の和

$R_t$  : 振動特性係数 (1.0 とし、 $\beta$  で補正する)

$\beta$  : 補正係数 (0.8)

$A_i$  : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_0$  : 標準せん断力係数

(静的地震力：0.2，必要保有水平耐力：1.0とする)

$K_v$  : 鉛直震度

$R_v$  : 鉛直方向振動特性係数(0.8)

$Q_{un}$  : 各層の必要保有水平耐力

$D_s$  : 各層の構造特性係数 (0.55 とする)

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数

$Q_{un}$  : 地震力によって各層に生じる水平力

(3) 静的地震力と動的地震力の比較

今回工認では、すべての階で静的地震力に比べて弾性設計用地震動 S d による動的地震力の方が大きくなっている。なお、既工認時では、静的地震力に比べて基準地震動 S 1 による動的地震力の方が大部分の階で大きく、動的地震力により設計断面が決定される箇所が多い。静的地震力と動的地震力の比較を表 2-4 に示す。

表 2-4 (1) 静的地震力と動的地震力の比較 (NS 方向)

レベル O. P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 S d	既工認 設計用地震 力	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S1)
		Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)
50.5						
	9.3	45670	60948	51799	50289	34206
41.2						
	8.0	80218	98979	84376	81915	59742
33.2						
	10.7	316519	383901	362787	314166	342203
22.5						
	7.5	615887	664155	788386	596970	723799
15.0						
	9.0	819336	882255	1069582	797310	1005152
6.0						
	6.8	955423	1096217	1287996	942762	1226586
-0.8						
	7.3	1057755	1252113	1493474	1057059	1419140
-8.1						



表 2-4 (2) 静的地震力と動的地震力の比較 (EW 方向)

レベル O. P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 S d	既工認 設計用地震 力	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S1)
		Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)
50.5						
	9.3	44836	48867	44983	43679	29341
41.2						
	8.0	81846	96890	78914	76610	60281
33.2						
	10.7	321619	426109	362797	309812	337800
22.5						
	7.5	619143	676276	779129	600226	700312
15.0						
	9.0	820581	864829	1045850	804773	961022
6.0						
	6.8	955423	1054833	1229519	946146	1153723
-0.8						
	7.3	1057755	1207993	1426730	1057069	1334842
-8.1						

(4) 必要保有水平耐力の比較

既工認と今回工認における必要保有水平耐力は、概ね同程度の値となっている。地上3階より上部では、地震等による初期剛性低下や耐震補強工事等の影響により、 $A_i$  分布が変動した影響として、今回工認モデルの方が、必要保有水平耐力が小さくなっている。必要保有水平耐力の比較を表2-5に示す。

表2-5 既工認と今回工認における必要保有水平耐力の比較

レベル O. P. (m)	階高 (m)	既工認 Qun (kN)		今回工認 Qun (kN)	
		NS	EW	NS	EW
50.5	9.3	46101	40041	41874	41109
41.2					
33.2	8.0	75060	70235	73501	75040
22.5	10.7	288002	283942	290022	294876
	7.5	546927	550496	564863	567550
15.0	9.0	731105	737244	751062	751748
6.0					
-0.8	6.8	863564	867300	876430	875489
	7.3	968985	968985	969603	969603
-8.1					

## 2.4 地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討

耐震設計に係わる工認審査ガイドでは、

- ① 地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
- ② 材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期、固有モード、等）や応答性状に及ぼす影響を検討し、必要に応じて、建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること

を要求している。

ここでは、女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

建屋の耐震評価に用いる動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建屋剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建物剛性及び地盤物性であることが確認されている。

女川では 3.11 地震等の記録によって初期剛性が低下していることが確認されていることから、剛性低下の要因（地震による影響（大架構の影響含む）、乾燥収縮による影響）が建屋初期剛性や終局耐力に与える検討結果を踏まえ、これらの要因に対する不確かさケースについて検討する。また、3.11 地震に対する原子炉建屋のシミュレーション解析では、建屋減衰として 7% の値を採用することにより観測記録との整合性が図られており、建屋減衰に対する不確かさケースについて検討を行う。

建屋と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析においては、地盤物性は地盤調査結果から地盤のせん断波速度を用いて算出していること、また、入力地震動の評価において表層地盤の影響を考慮しているが、これについても調査結果を踏まえて地盤モデルを設定していることから、地盤物性に対する不確かさケースについて検討を行う。

以上より、建屋の地震応答解析における材料物性値の内、

- ①建屋初期剛性、②終局耐力、③建屋減衰、④地盤物性
- についてばらつきによる変動幅を検討する。

以上を踏まえた地震応答解析モデルへの反映に際しての考え方を表 2-6 に、検討ケース一覧を表 2-7 に示す。

表 2-6 (1) 基準地震動 S s に対する不確かさケースの設定の考え方 (1/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋初期剛性	<p><b>【建屋の初期剛性（水平動）】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>初期剛性を低下させた等価線形解析によるシミュレーション解析では、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動 S s に対しては第一、第二折点を超えた応答となるため、初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいことも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震等によって低下した状態を採用する。</li> </ul>	<p><b>【建屋の初期剛性（水平）】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。</li> <li>具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S s の応答結果として得られる剛性低下（原子炉建屋の場合 0.78 倍）を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。</li> <li>採用する初期剛性低下が、女川の観測記録から類推される基準地震動 S s 時の剛性低下量よりも小さいことも合わせて確認する。</li> <li>なお、宮城県沖では、3.11 地震（巨大プレート間地震）の約一カ月後に 4.7 地震（海洋プレート内地震）が発生しているが、不確かさケースは大きな地震の一定期間後に基準地震動 S s の揺れに見舞われる事象に対する保守的評価にも該当する。</li> </ul>

表 2-6 (2) 基準地震動 S<sub>s</sub> に対する不確かさケースの設定の考え方 (2/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋初期剛性	<p><b>【建屋の初期剛性 (鉛直動)】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>水水平動に比べ剛性の低下率は小さく、これまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。</li> </ul>	<p><b>【建屋の初期剛性 (鉛直)】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>水水平動に比べ剛性の低下率は小さく、これまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたこと、また、剛性の変化が建屋応答に与える感度が小さいことから、鉛直動に対しては初期剛性の不確かさは考慮しない。</li> </ul>
終局耐力	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震による事前損傷は、J E A G 式の評価基準値付近の耐力低下要因とはならない。</li> <li>乾燥収縮は初期剛性低下に寄与するものの、J E A G 式の評価基準値付近での耐力は J E A G 式を上回る。乾燥度合が進行了たとしても、更なる剛性低下に寄与しない。</li> <li>建設後の経過年数から第 2 号機建屋の乾燥状態はほぼ定常状態にある。</li> <li>オペアフロ上部の大架構は、設計の評価法に比べ実際の初期剛性は小さいが J E A G 式の評価基準値付近では評価式と同程度。</li> </ul> <p>→ 以上を踏まえ、評価基準値付近のスケルトン曲線については、既工認と同様、J E A G 式を基本ケースに適用する。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>実機のコンクリート強度は設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高い方に上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。</li> </ul>

表 2-6 (3) 基準地震動  $S_s$  に対する不確かさケースの設定の考え方 (3/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋減衰	<p><b>【水平動】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されており、これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本ケースにおいては、この効果を安全側に無視し、既工認と同様の建屋減衰 5% を採用する。</li> </ul> <p><b>【鉛直動】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから、5% を採用する。</li> </ul>	<p><b>【水平動】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基本的には、基本ケースに採用した建屋減衰の値を適用する。</li> <li>・ 基本モデルを用いた基準地震動 <math>S_s</math> の応答値が多くの部位で第二折点を越えるような場合は、剛性低下量を初期剛性に反映した不確かさモデルでは履歴減衰が考慮されないため、建屋減衰として基本ケースよりも大きい値が採用可能か検討した上でその値を採用する。</li> </ul> <p><b>【鉛直動】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鉛直動シミュレーションでは建屋減衰 5% を採用しており、不確かさケースでもこれを用いる。</li> </ul>
地盤物性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。</li> <li>・ 入力地震動の算定に用いる表層地盤上部、下部とも 3.11 地震等のシミュレーション解析結果を踏まえた値・手法を採用。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 底面地盤については、実測値のばらつきを考慮。</li> <li>・ 表層地盤のばらつきが建屋応答に与える影響は小さいが、表層地盤下部については非線形性を考慮せず一定値を採用しているため、底面地盤と同程度のばらつきとして、せん断波速度土 100m/s を考慮する。</li> </ul>

表 2-6 (4) 弾性設計用地震動 S d に対する不確かさケースの設定の考え方 (4/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
<p>建屋 剛性</p> <p>建屋 減衰</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 弾性設計用地震動 S d の建屋応答は 3.11 地震による応答と同程度あることから, 3.11 建屋シミュレーション解析の剛性を採用する。</li> <li>• 建屋減衰について, 3.11 地震における建屋減衰は 7%と評価されたが, 保守的に 5%を採用する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 先行プラントでは構造の複雑さによる減衰効果が期待しにくい単純な構造の建物に建屋減衰 3%を適用しているが, 女川の原子炉建屋では弾性設計用地震動 S d と同等レベルの 3.11 地震において建屋減衰 7%の評価結果が得られており, 建屋減衰 3%の不確かさは考慮しない。他の建屋については, 3.11 地震の傾向や建屋の特徴も踏まえて必要に応じ考慮する。</li> </ul>

表 2-7 検討ケース一覧

対象地震動	ケース名	スケルトン曲線		建屋減衰	地盤物性		
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤(注)	
基準地震動 S s (水平動)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	設計基準強度を用い J E A G 式で評価 (=既工認)	5% (=既工認)	表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)	
	ケース 2	同上	同上	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + $\sigma$	
	ケース 3				表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - $\sigma$	
	ケース 4	基本ケースの 0.78 倍 (原子炉建屋の場合)	同上	同上	5% (原子炉建屋の場合)	表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 5					表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + $\sigma$
	ケース 6					表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - $\sigma$
基準地震動 S s (鉛直動)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション (=既工認)	-	5% (3.11 地震シミュレーション) (=既工認)	直接入力 (=既工認)	標準地盤 (=既工認)	
	ケース 2	同上	-	同上	同上	標準地盤 + $\sigma$	
	ケース 3					標準地盤 - $\sigma$	
弾性設計用 地震動 S d (水平, 鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	-	5% (水平, 鉛直とも) (=既工認)	(水平) 表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 (=既工認)	
	ケース 2	同上	-	同上	表層上部非線形 表層下部 s900+100m/s	標準地盤 + $\sigma$	
	ケース 3				表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - $\sigma$	



別紙 20-1 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

1. 不確かさケースの設定の考え方

基本モデルを用いた基準地震動 S s による応答結果は、多くのフロアでせん断スケルトンの折点（第一，第二折点）を超え非線形化が進むため，初期剛性の違いが応答結果に及ぼす影響は小さいと考えられるが，基準地震動 S s を経験するまでに最大限低下する場合を初期剛性低下の不確かさケースとして考慮する。

2. 設定方法

基準地震動 S s 時の不確かさケースに設定する剛性低下量は，基準地震動 S s 入力前後の 1 次固有振動数の比 ( $f_{Ss後}/f_{Ss前}$ ) を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

基準地震動 S s 入力前の 1 次固有振動数  $f_{Ss前}$  は，基本ケースに  $1/2 \times S d$  を入力した際の基礎版から各階の伝達関数の 1 次ピーク振動数の平均より求める。基準地震動 S s 入力後の 1 次固有振動数  $f_{Ss後}$  は，基本ケースに各基準地震動 S s を入力した後に  $1/2 \times S d$  を入力した際の基礎版から各階の伝達関数（各階／基礎版）の 1 次ピーク振動数の平均より求める。ここで  $1/2 \times S d$  を使っているが，初期剛性を確認するために小振幅の地震動として入力したものである。

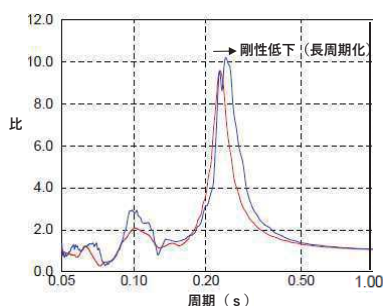


図 2-1 地上 3 階／基礎版の伝達関数イメージ

表 2-1 基準地震動 S s 前後の建屋剛性比 (NS 方向)

基準地震動	Ss後の1次ピーク ( $f_{Ss後}$ )	Ss前の1次ピーク ( $f_{Ss前}$ )	Ss前後の1次ピークの比 ( $f_{Ss後}/f_{Ss前}$ )	剛性比
Ss-D1	3.90	4.43	0.88	0.78
Ss-D2	3.90	4.42	0.88	0.78
Ss-D3	4.23	4.41	0.96	0.92
Ss-F1	4.40	4.42	1.00	0.99
Ss-F2	4.12	4.39	0.94	0.88
Ss-F3	4.19	4.42	0.95	0.90
Ss-N1	4.00	4.42	0.91	0.82

別紙 20-2 原子炉建屋の観測記録の分析例

## 1. 概要

原子炉建屋では、別紙 2に示すように建屋の剛性低下（固有振動数低下）について、地震観測記録による傾向分析を実施している。

過去の地震観測では、経年的な固有振動数の低下や比較的加速度の大きい地震における顕著な固有振動数の低下が見られている。

ここでは、過去の固有振動数と地震動の揺れの大きさ（振幅）との関係から、想定される基準地震動  $S_s$  時の固有振動数を外挿して算定することを検討する。

## 2. 原子炉建屋の観測記録の分析

(ARX モデルによる基準地震動 S s 時の固有振動数)

### 2.1 原子炉建屋の固有振動数の低下傾向

別紙 2 に示す原子炉建屋の ARX モデルによる固有振動数の評価結果を地震毎に経年的にプロットした図を図 2-1 に示す。

建設当初から徐々に振動数が低下しており、水平方向の建屋剛性が徐々に低下している。

大きく振動数が低下している地震は、基礎版上の加速度が大きいものであり、加速度の大きさに依存している傾向が見られる。

そこで、図 2-1 から、地震発生時に過去のそれまでの地震入力の最大値を更新した地震のみを取り出し、地震入力の最大値と固有振動数との関係を検討した。地震入力の指標としては、基礎版上の地震観測記録のパワースペクトルの平均値の平方根を採用した。

図 2-2 に固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係を示す。

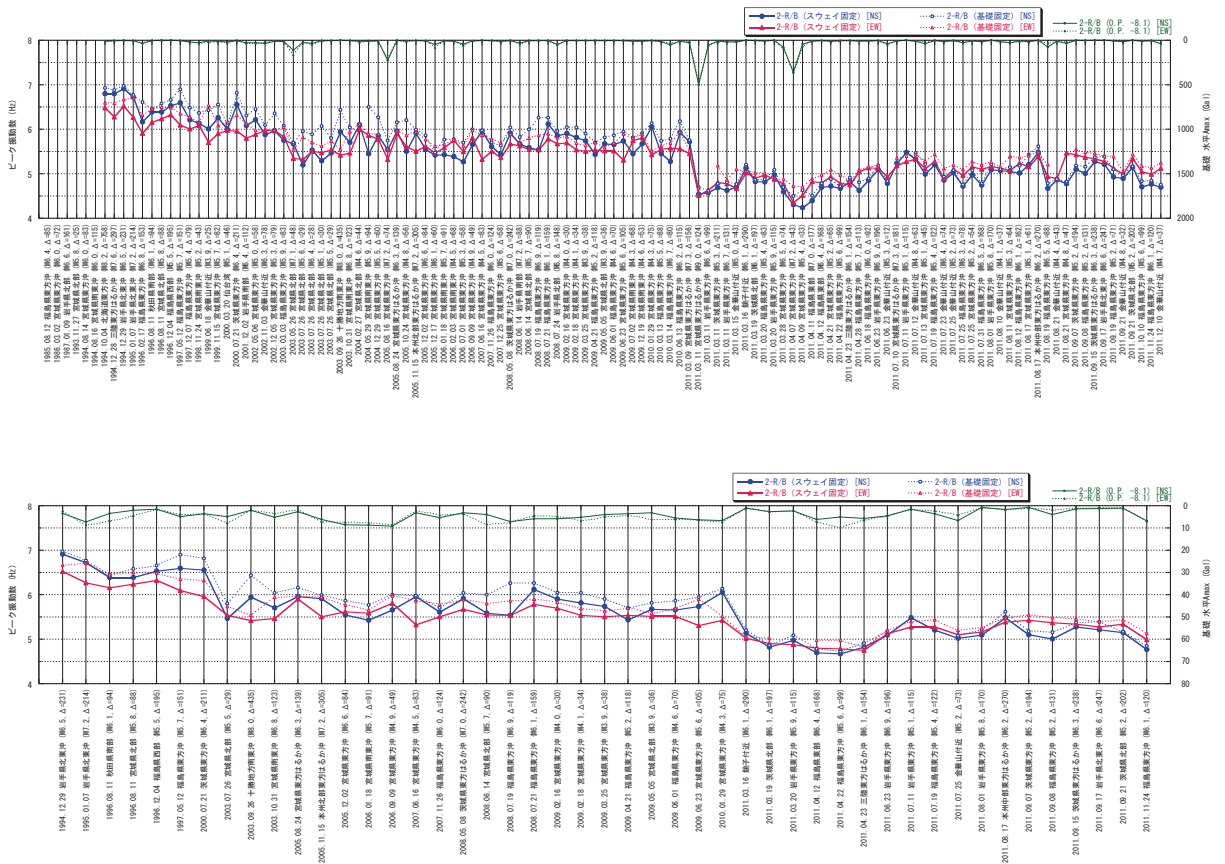


図 2-1 ピーク振動数の評価結果 (原子炉建屋)

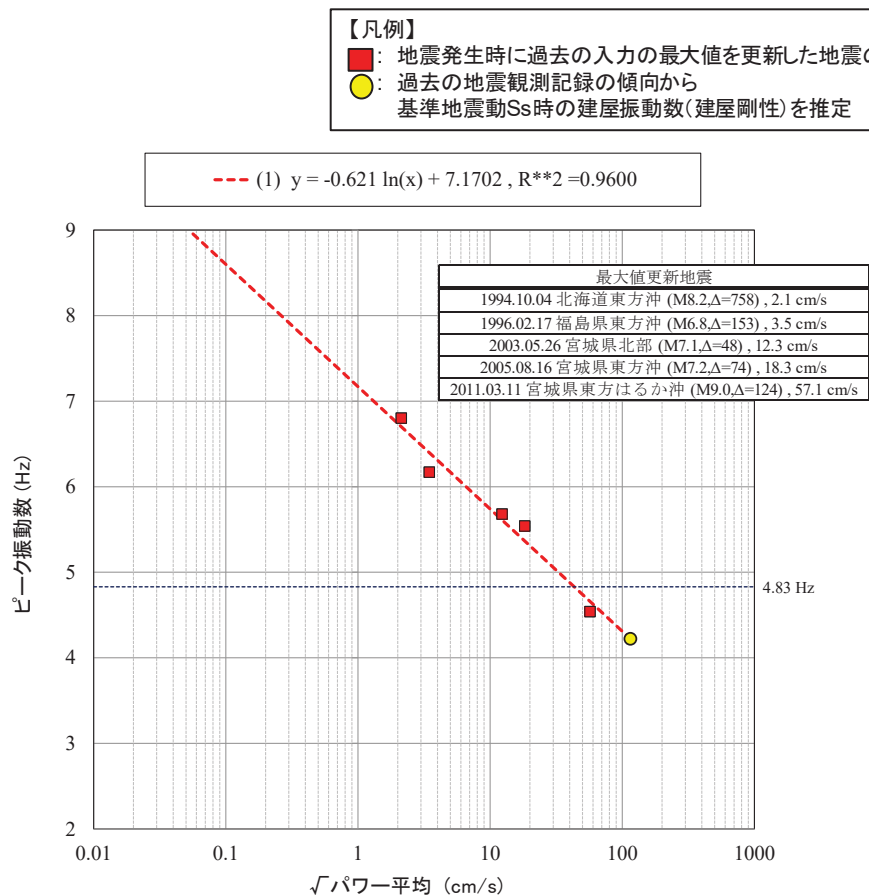


図 2-2 固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係 (NS 方向)

## 2.2 検討結果

図 2-2 の固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係から、過去の入力地震の振幅を更新する地震による固有振動数の低下傾向は、片対数軸上でほぼ直線となることが確認できる。

このことから、基準地震動 S<sub>s</sub> - D2 時に想定される固有振動数を外挿により算定すると、4.22Hz となり、3.11 地震に対する建屋の剛性比は 0.86 となった (表 2-1)。

したがって、基準地震動 S<sub>s</sub> - D2 時には、現状よりもさらに非線形化が進み約 0.86 倍の建屋剛性となることが想定される。

表 2-1 建屋剛性比の検討

	固有振動数(Hz)	3.11 地震に対する剛性比
3.11 地震 (基礎版上 57.1cm/s)	4.54	1.0
基準地震動 S <sub>s</sub> -D2 (基礎版上 115.2cm/s)	4.22	0.86

### 3. まとめ

原子炉建屋の地震観測記録による ARX モデルを用いた固有振動数低下（剛性低下）の傾向分析から、基準地震動 S s - D 2 時における固有振動数（剛性低下）を検討した。

その結果、基準地震動 S s - D 2 時には、現状よりもさらに非線形化が進み約 0.86 倍の建屋剛性となることが想定される。

別紙 20-3 床ばねの初期剛性低下に関する影響検討



## 1. 検討目的

3.11 地震に対するシミュレーション解析では耐震壁の剛性を低下させることで観測記録との整合性を図っている。基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析モデルも同様に耐震壁の初期剛性を低下させているが、これは建屋の剛性低下の要因を全て耐震壁に持たせていることと等価であり、基準地震動  $S_s$  に対する機能維持として耐震壁のせん断ひずみを評価基準としていることを踏まえると保守的な評価となる。

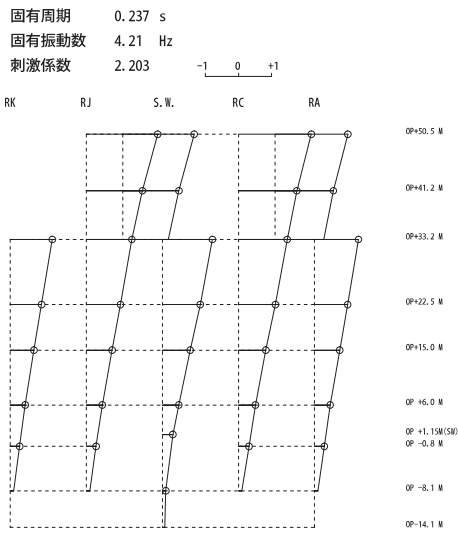
実際は、床スラブも鉄筋コンクリート造であることから、初期剛性が低下している可能性があるが、今回工認では、床の柔性を考慮したモデルを採用し軸同士の拘束をかけていないことから、床スラブの剛性低下の影響は顕著ではないと考えられ、それを解析的に確認する。

## 2. 検討方法

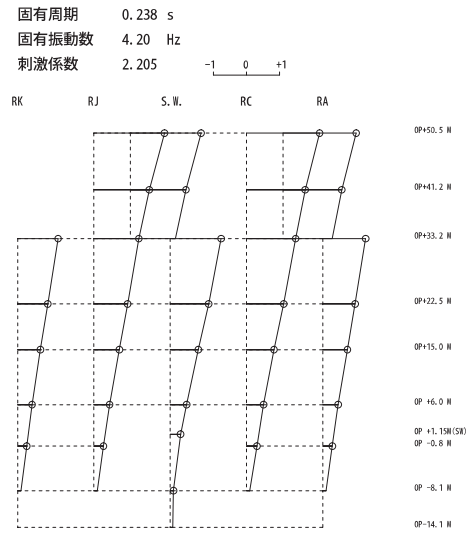
3.11 地震等のシミュレーション解析では床ばねのせん断応力度は耐震壁よりも小さい。したがって、床の剛性低下量としては耐震壁で考慮した剛性低下量より小さいと考えられるが、ここではオペフロ下部の耐震壁の低下量（0.75 倍）を適用した場合の影響を確認する。

## 3. 検討結果

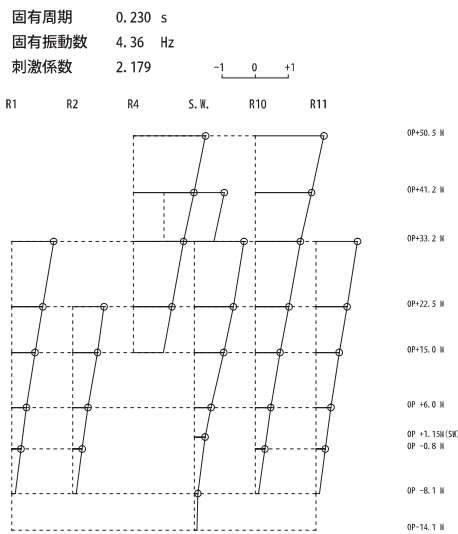
図 3-1 に固有モード図の比較を、図 3-2 に最大加速度分布図を、図 3-3 にせん断ひずみの比較を、図 3-4 に床応答スペクトルの比較を示す。基準地震動  $S_s - D2$  に対する基本ケースと床ばねの初期剛性低下ケースは概ね同等の解析結果となっている。



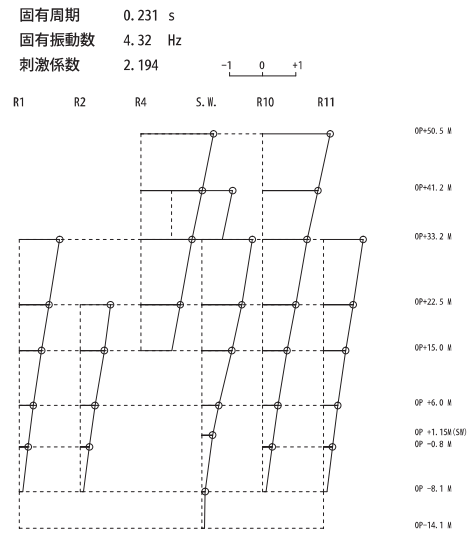
基本モデル (NS 方向)



床ばね 0.75 倍 (NS 方向)

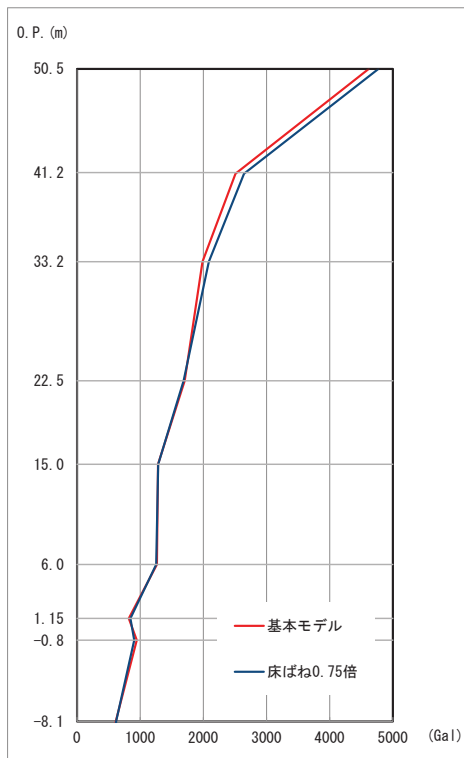


基本モデル (EW 方向)

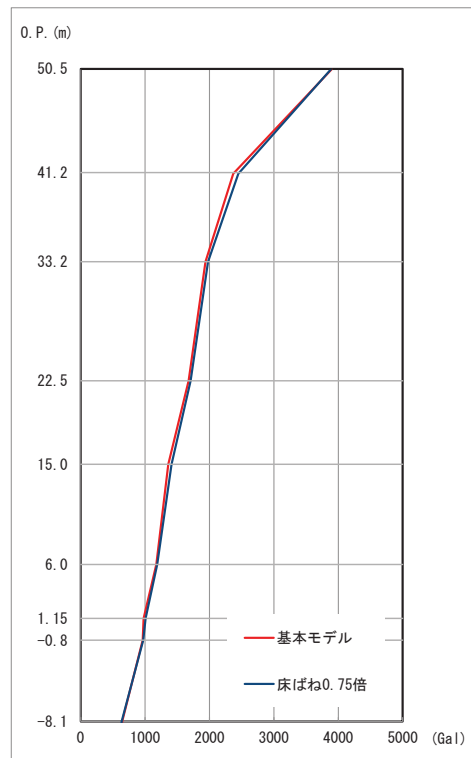


床ばね 0.75 倍 (EW 方向)

図 3-1 固有モード図の比較 (原子炉建屋)

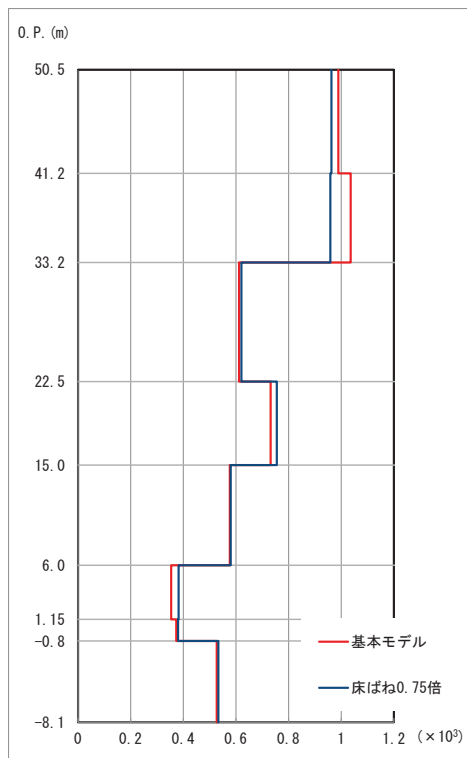


NS 方向

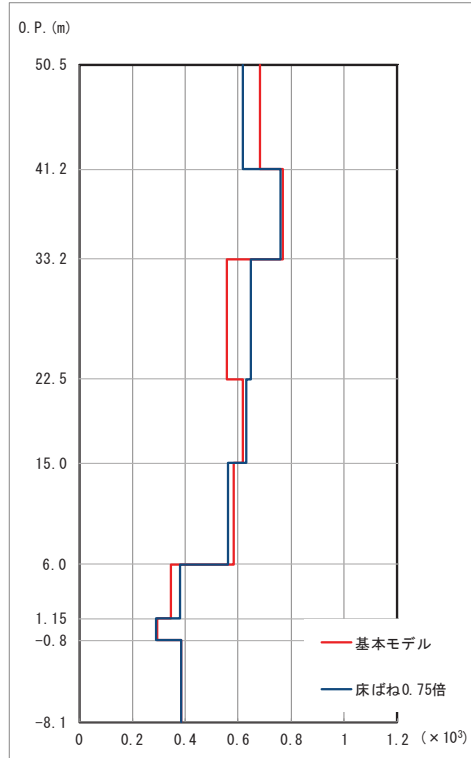


EW 方向

図 3-2 最大加速度分布図 (原子炉建屋, 基準地震動 S<sub>s</sub> - D 2)



NS 方向



EW 方向

図 3-3 せん断ひずみ (原子炉建屋, 基準地震動 S<sub>s</sub> - D 2)

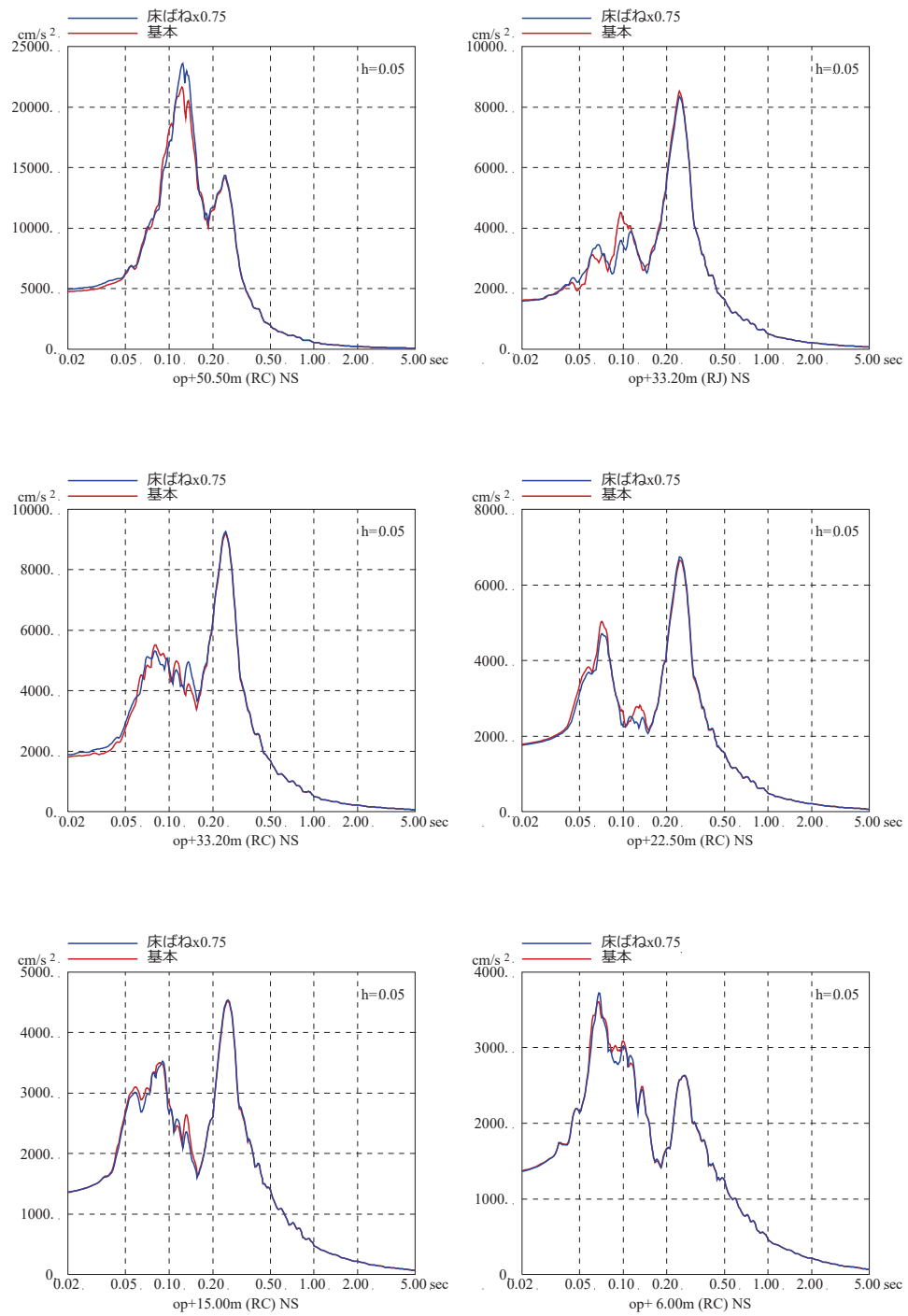


図 3-4 (1) 床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D_2$ ,  $h=5\%$ ) (NS 方向)

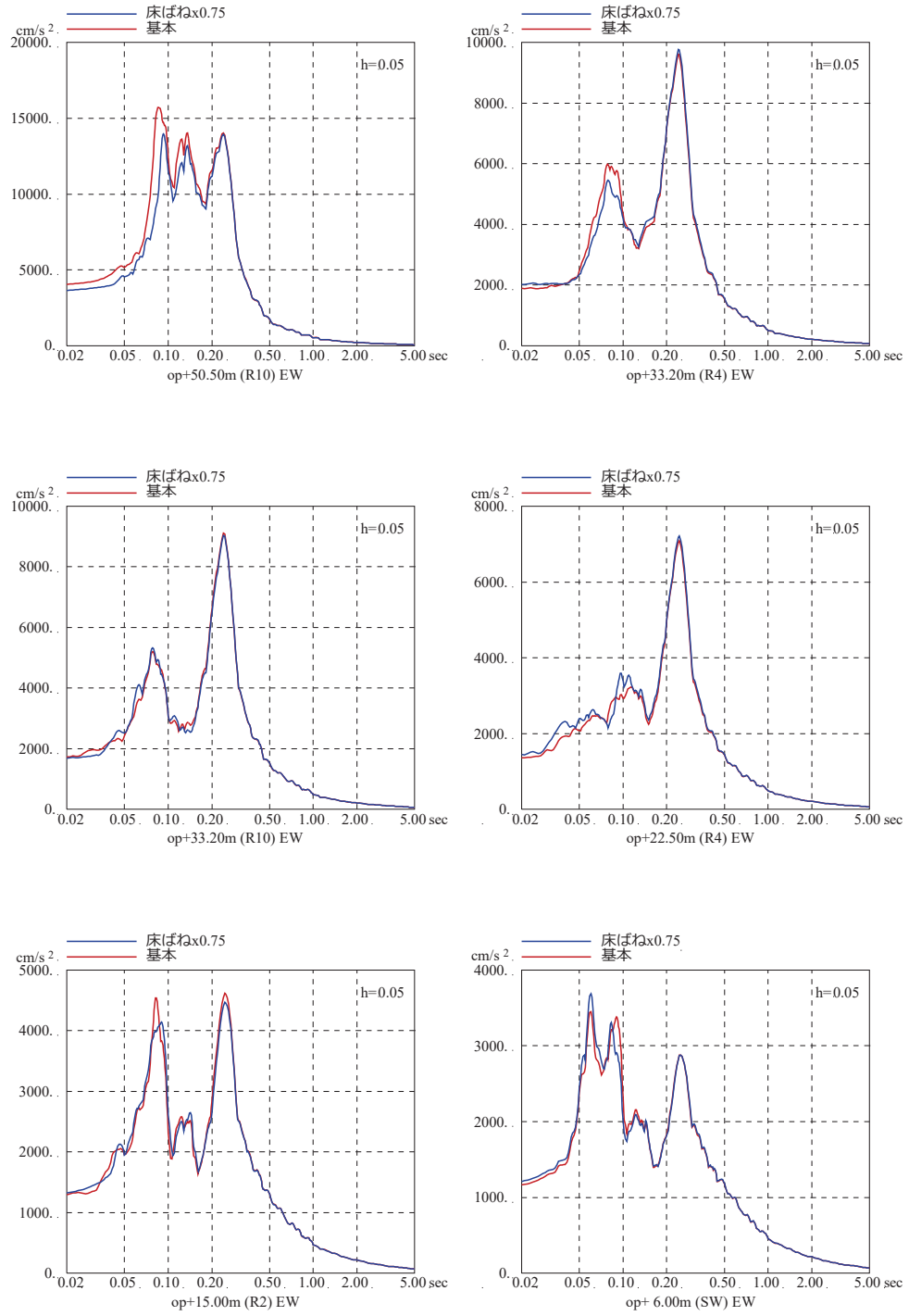


図 3-4 (2) 床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ ,  $h=5\%$ ) (EW 方向)

別紙 21 乾燥収縮ひび割れによる機器アンカーへの影響検討

## 目 次

1.	はじめに.....	別紙 21-1
2.	乾燥収縮ひび割れの特徴に関する文献レビュー.....	別紙 21-2
3.	ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（文献レビュー）.....	別紙 21-3
4.	地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験（文献レビュー）.....	別紙 21-5
5.	機器アンカーの鉄筋による拘束効果（文献レビュー）.....	別紙 21-8
6.	乾燥収縮が地震によるひび割れの進展に与える影響.....	別紙 21-9
7.	実機における乾燥収縮ひび割れの傾向.....	別紙 21-10
8.	機器アンカーと躯体の位置関係.....	別紙 21-11
9.	まとめ.....	別紙 21-12

## 1. はじめに

乾燥収縮によるひび割れの機器アンカーへの影響について、文献レビュー、実機のひび割れ傾向の確認等から、乾燥収縮ひび割れが機器アンカーに及ぼす影響について検討を行った。



## 2. 乾燥収縮ひび割れの特徴に関する文献レビュー

「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」（日本建築学会）によれば、コンクリートは乾燥に伴い収縮する性質を有しており、収縮ひび割れはコンクリート部材が自由に収縮しようとしたときに、それが何らかの形で拘束されることによって生じる。

拘束には外部から受けるもの（外部拘束）と内部から受けるもの（内部拘束）とがあり、拘束を受けることによってコンクリートに引張応力が生じ、コンクリートの引張強度を超えたときにひび割れが発生する。

外部拘束を引き起こす例としては、壁を取り囲む柱や梁、さらには内部の鉄筋等がある。

一方、内部拘束はコンクリート部材内部で生じる拘束である。表面部分と内部とでは、乾燥の程度に応じて収縮する量が異なるが、実際には部材は一体となって収縮するため、表面は引張力を、内部は圧縮力を受けた状態となる。（図 2-1（3）の状態）

一般に、乾燥収縮試験において測定されているコンクリートの自由収縮といえ、図 2-1（3）右側に示す状態での収縮を意味している。

したがって、たとえ自由収縮の場合であっても表面にはひび割れが発生する可能性があり、外部拘束にしても内部拘束にしても、コンクリートにひび割れが発生すると、応力緩和が生じる。

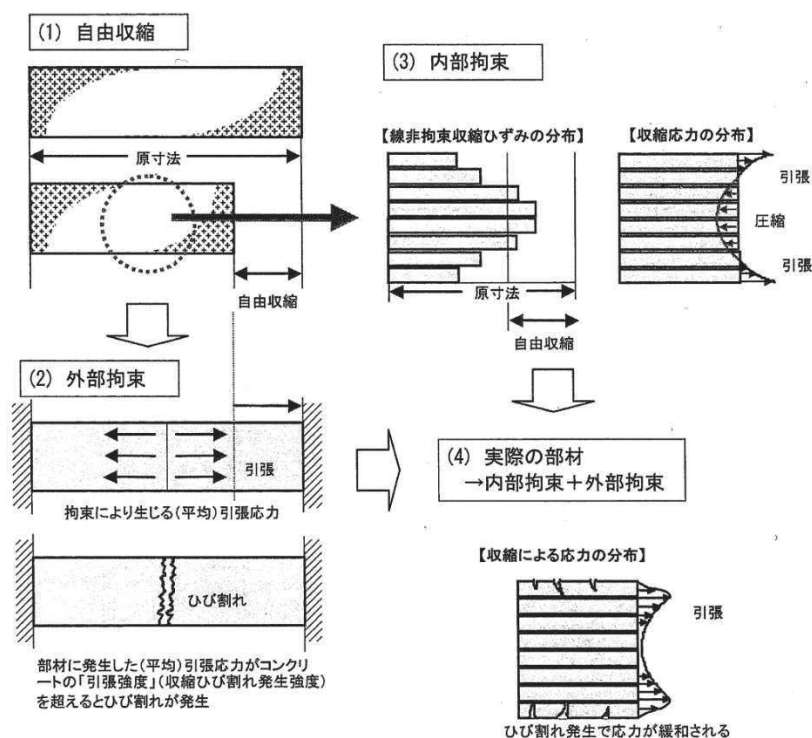


図 2-1 乾燥収縮ひび割れの発生メカニズム

（日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，2006.2 P.51-52 記載抜粋）

### 3. ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（文献レビュー）

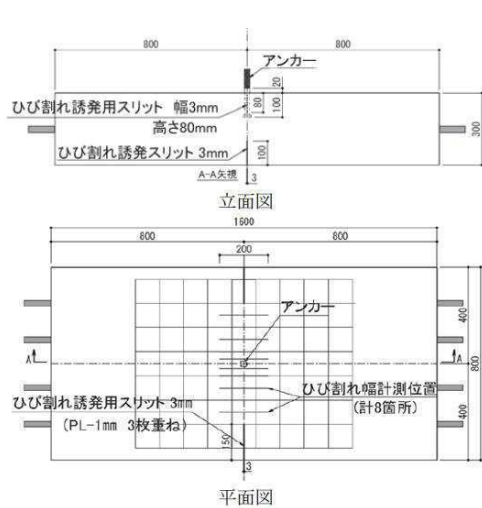
電力共通研究※<sup>1</sup>として、乾燥収縮ひび割れが機器支持部アンカーに与える影響を把握するために、アンカー部試験体にひび割れを導入し、ひび割れがアンカーのコーン破壊挙動に及ぼす影響を把握するための耐力試験を実施している。

その結果、アンカー部を貫通するひび割れのひび割れ幅が 0.4mm の場合では、貫通ひび割れが存在するにもかかわらず、円形ではないものの貫通ひび割れの両側にひび割れが進展しており、ひび割れが存在しても、その幅によっては引張力が伝達されることを示していると考えられる、とされている。また、ひび割れが無い場合の 70%程度の耐力を示し、各種合成構造設計指針（日本建築学会）によるアンカー部の短期許容引張力※<sup>2</sup>を上回っていることが確認されている。

- ※1 中村ほか（2018） ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（その1：試験計画・ひび割れ導入），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）  
 水谷ほか（2018） ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（その2：ひび割れがアンカー耐力に及ぼす影響），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）

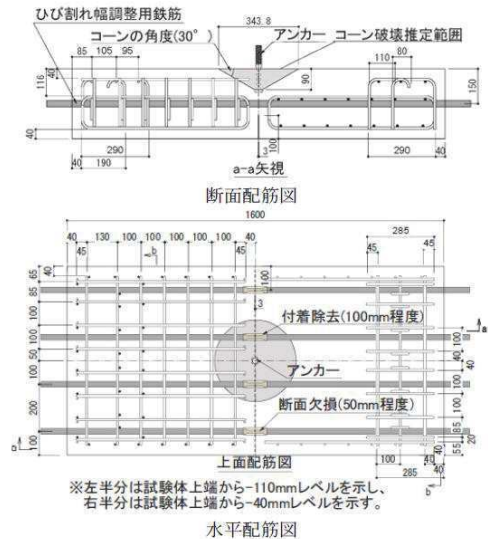
※2 短期許容引張力の算定式： $2/3 \times 0.31Ac\sqrt{Fc}$

（参考） JEAG4601 におけるコンクリート躯体がコーン状破壊する場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容引張荷重は、 $0.31K1Ac\sqrt{Fc}$  ( $K1 = 0.6$  [許容応力状態：IVAS]) で算定されることから、実験結果は JEAG4601 の許容引張荷重を上回っている。



・曲げ加力によりひび割れを導入するために試験体を長方形とし、ひび割れがアンカー位置を貫通するように、試験体の上下面および側面にスリットを設けている。  
 ・アンカーを貫通するひび割れ幅をパラメータ(0.0, 0.4, 1.0mm)とし、ひび割れ幅の違いがアンカーのコーン破壊挙動に及ぼす影響について検討している。

#### ひび割れアンカー試験体の概要



※左半分は試験体上端から-110mmレベルを示し、右半分は試験体上端から-40mmレベルを示す。

#### 水平配筋図

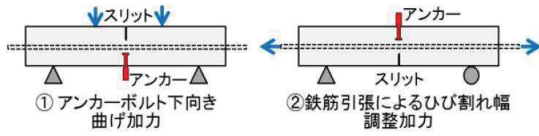
配筋がコーン破壊挙動に影響を及ぼさないように、コンクリートのコーン破壊推定領域として、コーンの角度を保守的に30度と仮定し、さらに余裕を考慮した外側の領域も含めて一切鉄筋を配筋しない設計としている。

#### アンカー試験体の配筋図

図 3-1 (1) ひび割れがあるアンカー部の耐力試験概要 (1/2)

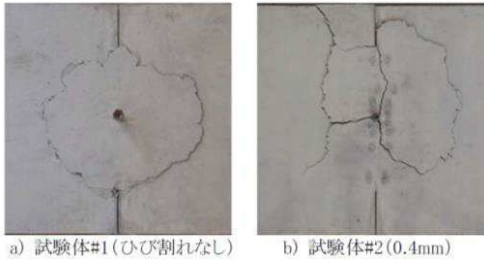
試験ケース

ひび割れ幅 (mm)	補修なし	エポキシ系補修材	セメント系補修材
なし	#1	—	—
0.4	#2	—	—
1.0	#3, #6	#4	#5



ひび割れ導入方法

アンカーボルト下向き状態で4点加力により、アンカー位置に曲げひび割れを発生させた。(上図①参照)  
曲げ加力だけでは断面を貫通するひび割れを導入することができないので、ひび割れ幅調整用鉄筋4本を同時に引張り、鉄筋を塑性化させることにより、ひび割れを全断面に貫通させ、ひび割れ幅を調整した。



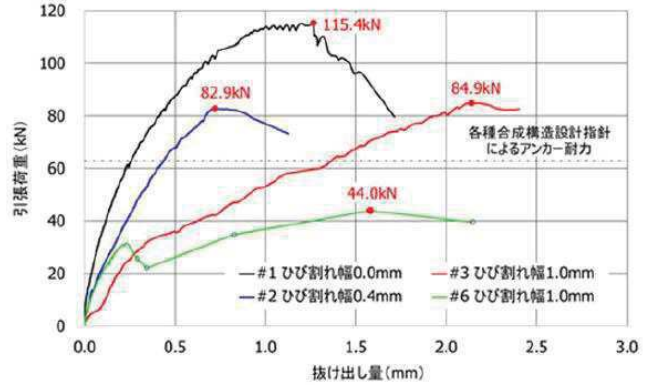
コーンひび割れ形状

図 3-1 (2) ひび割れがあるアンカー部の耐力試験概要 (2/2)

アンカー試験結果(アンカー耐力検討)

試験体番号	ひび割れ幅 (mm)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重 (kN)	抜け出し量 (mm)
#1	なし	35.6	33.0	3.19	115.4	1.27
#2	0.4	34.1	33.0	3.23	82.9	0.72
#3	1.0	34.1	33.0	3.23	84.9	2.14
#6	1.0	34.5	34.5	3.11	44.0	1.58

AII 各種合成構造設計指針による 4 試験体のアンカー耐力平均値: 62.9kN、  
4 試験体のアンカーの短期/長期許容引張力平均値: 41.9kN/21.0kN



アンカーボルトの抜け出し量—引張荷重関係

4. 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験（文献レビュー）

JNES の試験<sup>※1</sup>では、機器アンカー部に事前に初期加力によるひび割れを生じさせた状態で試験が実施されており、その状態であっても J E A G の許容耐力の低減値を満足することが確認されている。

また、第2号機建屋のコンクリートの乾燥収縮ひずみは、コンクリートの試験結果より最大約  $800\mu$  と測定されている。このひずみがすべて地震により生じたと仮定した場合であっても、JNES の試験における初期加力条件に含まれていることから、その影響は、J E A G における許容範囲内のものになり、特にアンカー耐力の低下につながるものではない。

※1 JNES 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験に係る報告書

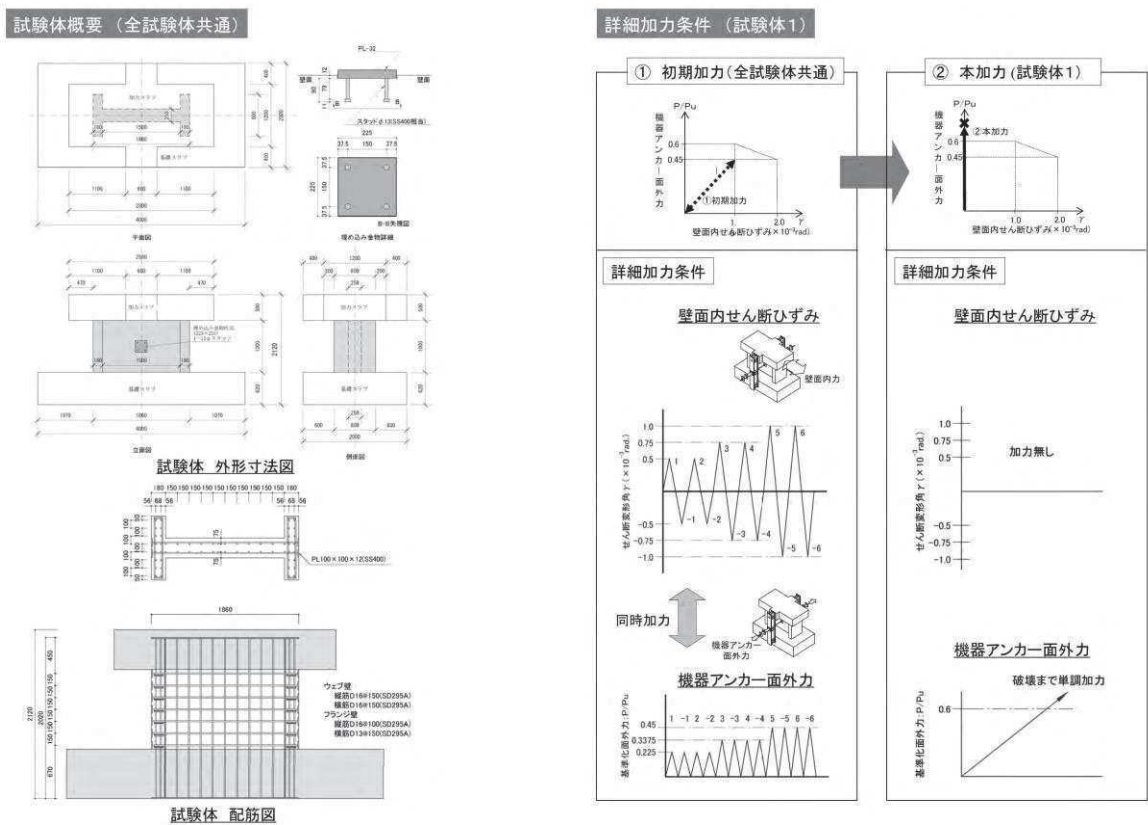
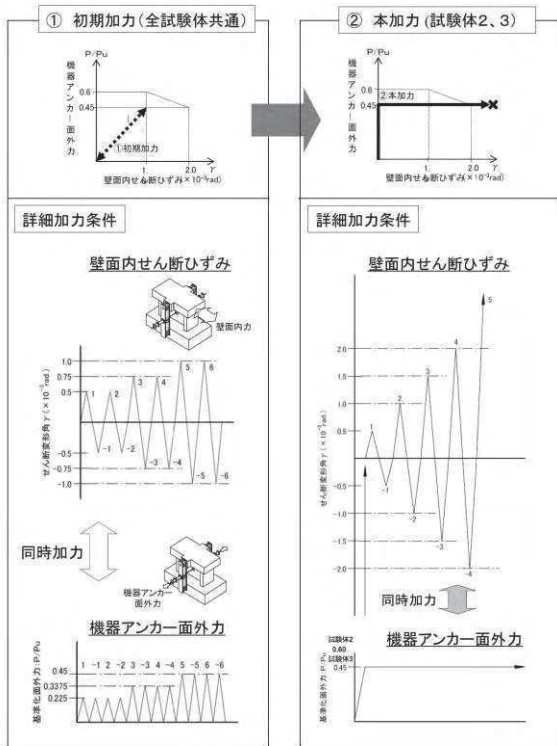


図 4-1 (1) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (1/5)

詳細加力条件 (試験体2, 3)



詳細加力条件 (試験体4)

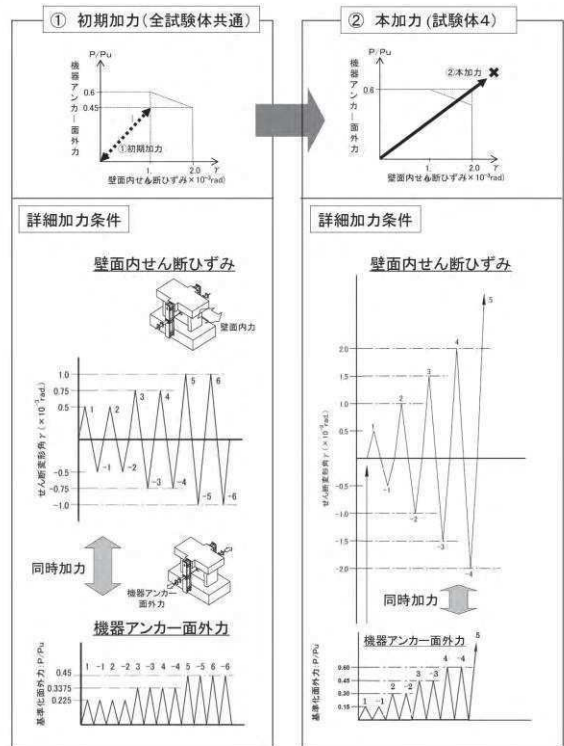


図 4-1 (2) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (2/5)

試験状況写真

2000kN 押引油圧ジャッキ (10形 壁柱試験体せん断載荷用)

R/C 量材形壁柱試験体 (両側埋込金物付)

2000kN 押引油圧ジャッキ (10形 壁柱試験体せん断載荷用)

試験体: 西面  
裏側: 東面

計測フレーム

埋込金物

300kN 油圧ジャッキ (埋込金物引張用)

試験体1 結果概要

荷重—変形 関係

壁面内せん断力—せん断変形角(ひずみ)  $\gamma$

初期加力終了時

本加力終了時

埋込金物破壊状況 (シアコン破壊)

機器アンカー面外力—面外変形

初期加力

本加力

最大荷重 132 kN (0.83 × Pu)

初期加力終了時

本加力終了時

埋込金物破壊状況 (シアコン破壊)

図 4-1 (3) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (3/5)

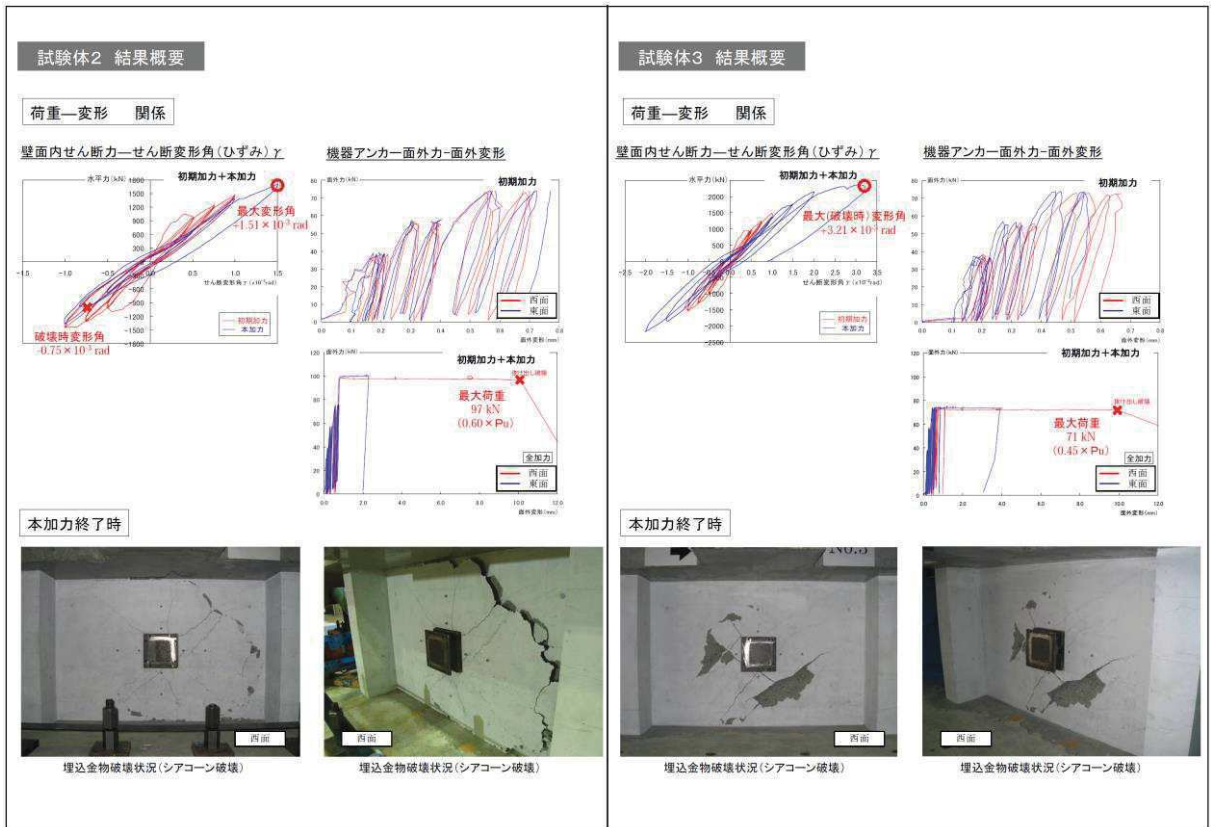


図 4-1 (4) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (4/5)

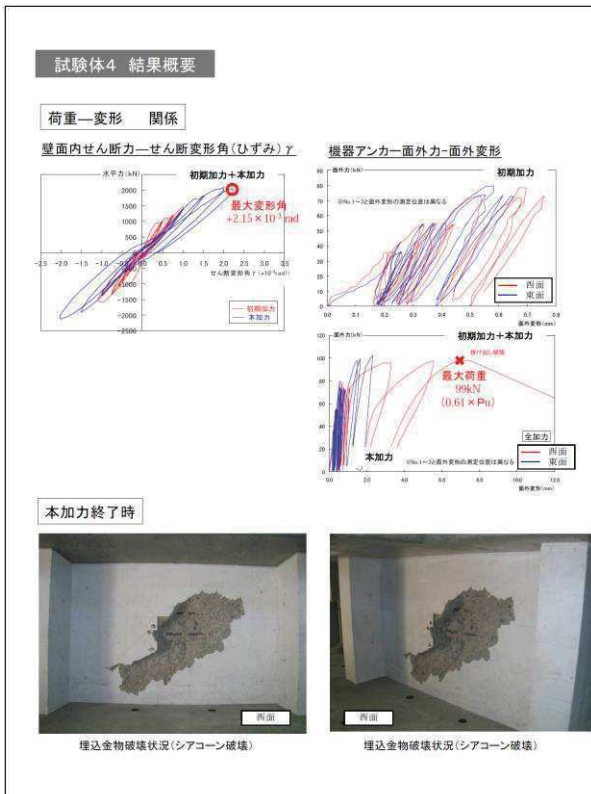


表 6.1.1-1 機器アンカー部(埋込金物)の引抜耐力に及ぼす地震履歴の影響

加力条件	地震履歴(初期加力 <sup>a)</sup> )の影響 各面外力0.45Pu、面内せん断変形角(ひずみ) $\gamma$ $1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$	JEAC4601 設計許容限界(案)との関係
面外力のみ (試験体1)	既往の初期加力無しの場合、引抜耐力が低下した。	引抜耐力は設計許容限界(面外力で0.6Pu)を上回った。
面外力と面内せん断変形角(ひずみ)の組合せ	既往の初期加力無しの場合、引抜耐力が低下した。	引抜耐力は設計許容限界(面外力、面内せん断変形角(ひずみ))で(0.6Pu、 $1 \times 10^{-3} \text{ rad}$ )、(0.45Pu、 $2 \times 10^{-3} \text{ rad}$ )を上回った。
更に準増 (試験体4)	既往の初期加力無しの場合、引抜耐力が20~30%程度低下した。	引抜耐力は設計許容限界(面外力、面内せん断変形角(ひずみ))で(0.5Pu、 $1.67 \times 10^{-3} \text{ rad}$ )を上回った。

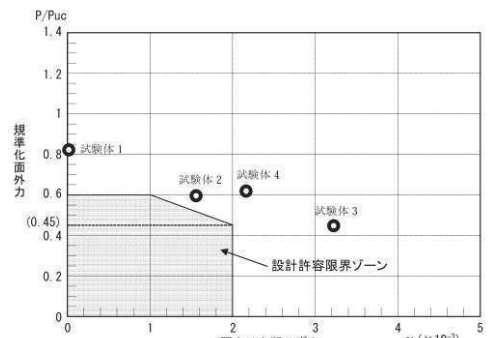


図 4-1 (5) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (5/5)

5. 機器アンカーの鉄筋による拘束効果（文献レビュー）

松尾・金津（2014）※1 では、鉄筋コンクリート部材に生じる曲げ損傷がアンカーの破壊性状に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、アンカーの引き抜き実験を実施している。

その中で、アンカーの埋込長がかぶり厚さよりも長い場合には、鉄筋の効果でコーン状破壊の破壊面積は増大することが確認されている。

鉄筋が降伏する段階では、ボルト長が 100mm の場合、コーン状破壊後に割裂ひび割れを伴って終局に至っているが、ボルト長が 200mm の場合は、主筋が持ち上がり、破壊面が部材全域に広がるような状況が観察された。

これは、コーン状の破壊面が主筋にかかり、主筋ごと引っ張りあげられるためと考えられる。このため、ボルト頭部が主筋や配力筋の内側に位置する場合には、通常のコーン状破壊よりも引き抜き破壊面積が大きくなると考えられる。

※1 曲げ損傷を受けた鉄筋コンクリート部材に定着されたアンカーの引張耐力に関する実験的検討，  
コンクリート工学年次論文集，Vol. 36, No. 2, 2014

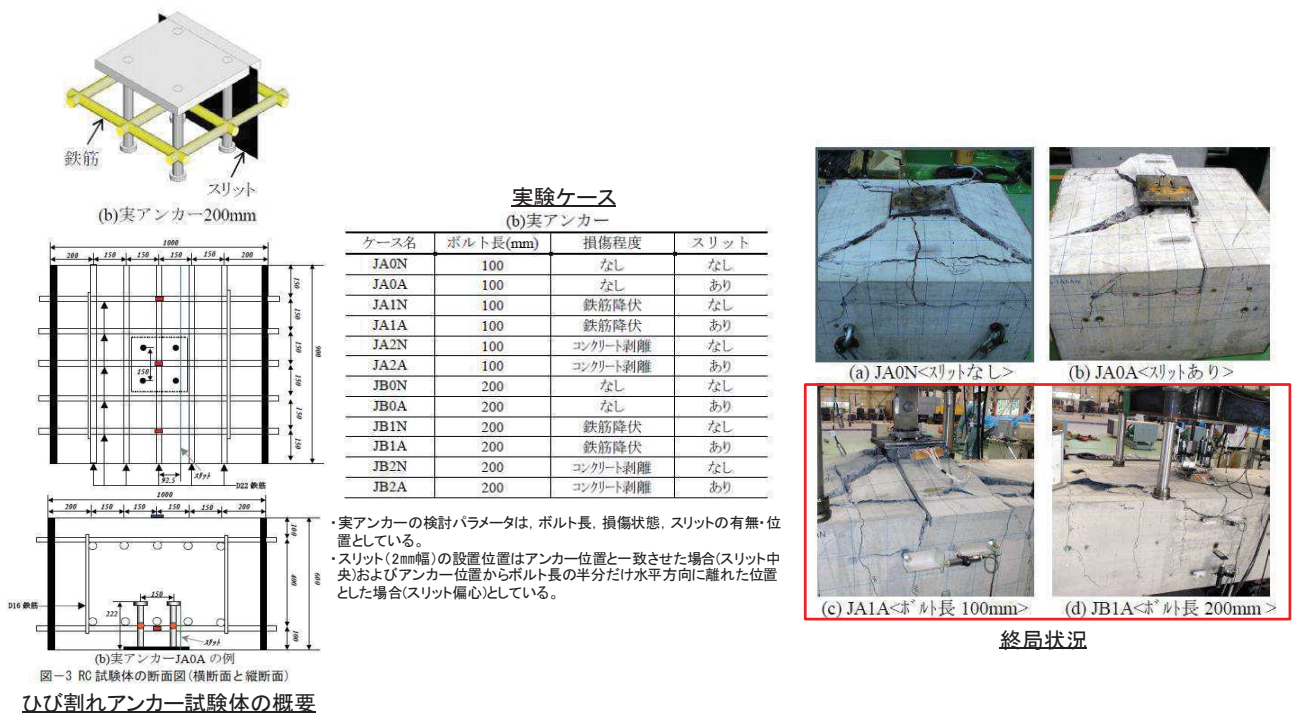


図 5-1 機器アンカーの鉄筋による拘束効果に関する実験概要

6. 乾燥収縮が地震によるひび割れの進展に与える影響

当社で実施した耐震実験（別紙 12, 別紙 15）における総ひび割れ長さと層間変形角関係及びひび割れ状況図から、乾燥試験体は加力前に乾燥収縮ひび割れが生じているが、加力後に生じるひび割れ（地震時ひび割れ）長さは、乾燥させない試験体と同等のひび割れ長さとなっている。したがって、加力前に生じている乾燥収縮ひび割れは、地震時のひび割れの発生の仕方には大きな影響を与えないことが確認できる。

また、地震によるひび割れが進展した状態では、ひび割れの量は地震によるひび割れが多くなるため、乾燥収縮ひび割れの影響はその点からも小さいものとなる。

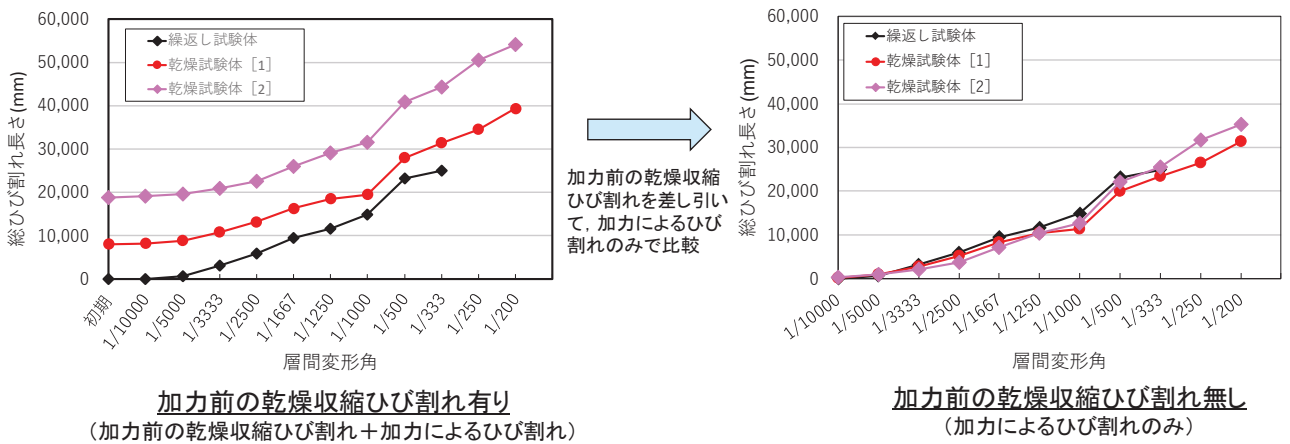


図 6-1 耐震実験における総ひび割れ長さ－層間変形角関係



7. 実機における乾燥収縮ひび割れの傾向

原子炉建屋の乾燥収縮ひび割れ調査結果(別紙 14)によるひび割れ幅の度数分布から、乾燥収縮ひび割れによるひび割れ幅は、0.05mm 以下が約 56%、0.05mm を超えて 0.1mm 以下が約 39%の微小なひび割れであり、3.11 地震時に生じたひび割れ幅(大部分は幅 0～0.3mm 未満)に比較して非常に小さい。

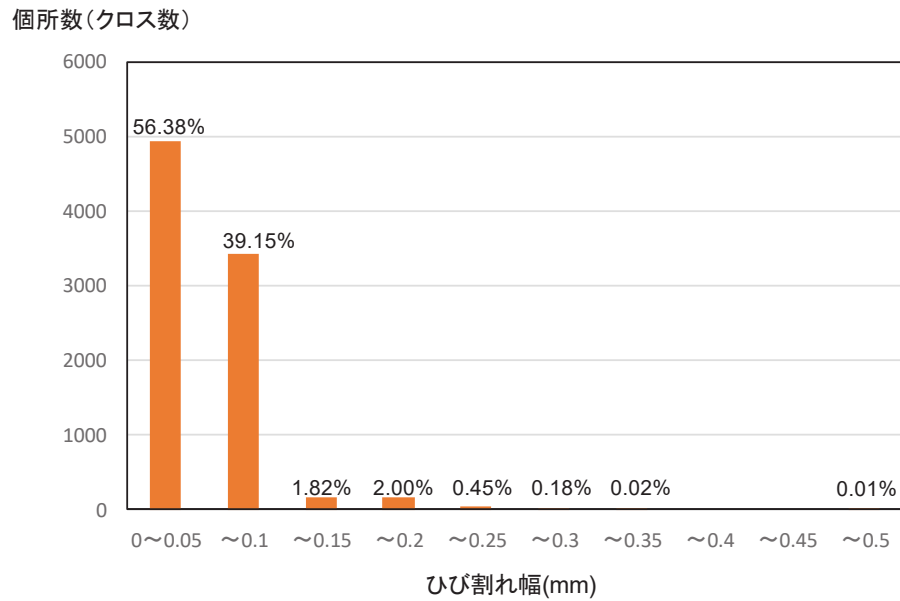


図 7-1 乾燥収縮ひび割れ調査結果 (原子炉建屋)

## 8. 機器アンカーと躯体の位置関係

鉄筋による拘束によって、アンカーのコーン状破壊の破壊面積が増大することが確認されており（松尾・金津（2014））、アンカーが鉄筋位置より深い位置で配置されると、ひび割れの影響はさらに低減される。

実機におけるアンカー部の埋め込み深さは、標準的な埋込金物で 100～300 mm であり、アンカー部の端部は鉄筋位置よりもおおむね深くなっている。

また、躯体表面に乾燥収縮ひび割れが生じている箇所から採取したコンクリートコアでは、乾燥収縮ひび割れ深さは鉄筋位置程度となっている。

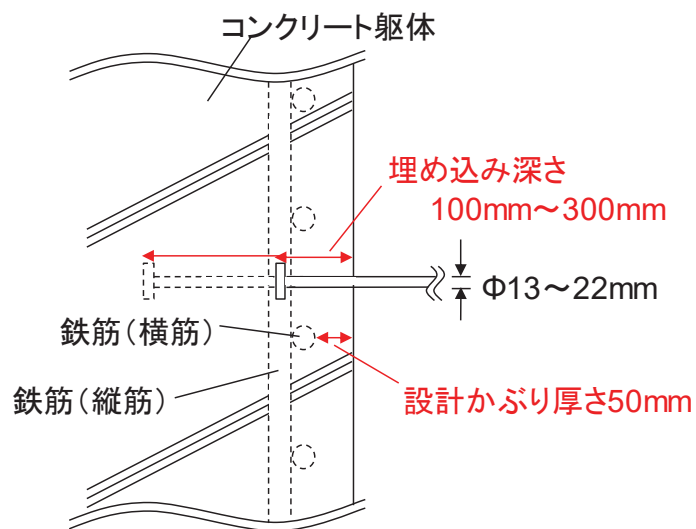
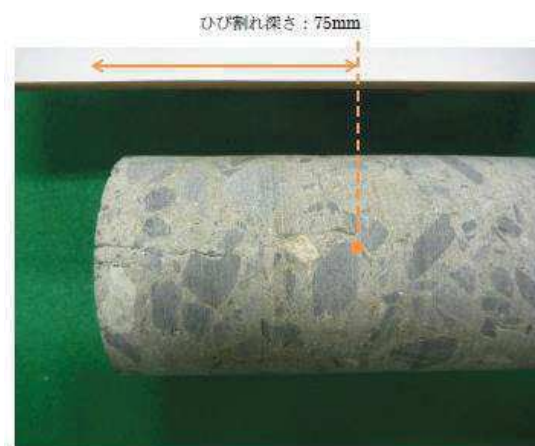


図 8-1 実機における機器アンカーと RC 造建屋躯体及び配筋の位置関係（例）



本コアの例ではひび割れ深さが75mm程度であり、横筋表面よりも深い位置となっている。

図 8-2 ひび割れ箇所から採取したコンクリートコアの例

## 9. まとめ

3. 及び 7. より，電力共通研究のひび割れ幅が 0.4mm の場合の試験結果から，引張力が十分伝達されること，日本建築学会の指針類及び J E A G 4 6 0 1 の許容耐力を上回ることを確認できたが，実機の乾燥収縮ひび割れ幅は 0.4mm に対して有意に小さく，その影響は小さいと考えられる。

4. 及び 6. より，JNES の試験結果を踏まえた考察として，女川の乾燥状態のひずみが J E A G 4 6 0 1 による設計に与える影響は小さいこと，また，当社実施の耐震実験から，乾燥収縮ひび割れは地震時のひび割れの発生の仕方には大きな影響を与えないことを確認した。

5. 及び 8. より，実機においては標準的なアンカー部はかぶり厚さより深いことから，鉄筋の拘束効果もあり，耐力に余裕があると考えられる。

以上のことから，乾燥収縮ひび割れが生じていても，アンカー部への影響は小さく，地震力が大きくなりひずみが進んだ状態においては，地震によるひび割れが支配的となり，J E A G 4 6 0 1 に基づく設計が適用できると考えられる。

## 別紙 22 床応答スペクトルの拡幅率について

## 目 次

1. 既往知見を踏まえた考察..... 別紙 22-1
2. 建屋地震応答解析モデルの扱い..... 別紙 22-3

1. 既往知見を踏まえた考察

機器・配管系の設備評価にあたり, 既工認において床応答スペクトルの拡幅率を±10%としていることについての妥当性を示す。

通商産業省（現：経済産業省）において検討が進められた軽水炉の改良・標準化の中でまとめられた「昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書別冊 2（機器系）」では, BWR1, 100MWe 級基本モデルを用いた標準的原子炉建屋を対象として, 地盤ばねを考慮した 1 軸多質点系モデルを用いた解析を行い, その応答結果（質点番号 3 及び質点番号 7）を用いて, 各パラメータが床応答スペクトルに与える影響を検討し, 床応答スペクトルの拡幅率 10%としている。解析モデル及び検討条件を図 1-1 及び表 1-1 に示す。

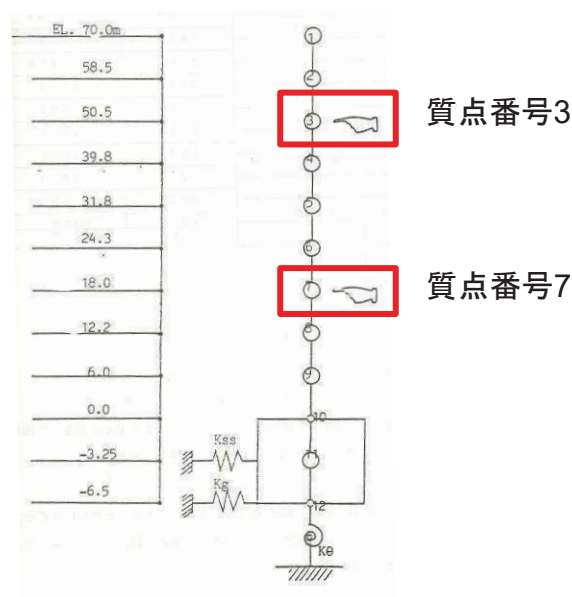


図 1-1 1 軸多質点系モデルの概要図

表 1-1 検討条件

地盤剛性	$E=7 \times 10^4 \sim 4 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ で変動
地盤ばね定数の算出方法	標準地盤 ( $V_s=500, 1,000, 1,500 \text{ m/s}$ ) から算出 田治見式, Whitman 式, Barkan 式 の 3 式を使用
建屋剛性（ばらつき考慮）	±20%のばらつきを考慮し, 建屋剛性を 0.8 倍, 1.0 倍, 1.2 倍に設定
地盤ばねの減衰定数	一定値 ( $K_H=20\%, K_\theta=7.5\%, K_{SS}=5\%$ ) 及び 逸散減衰定数（振動アドミタンス）
入力地震波	高地震地帯向 S1（遠地） M8.4 286.15Gal

検討結果としては、「地盤 E の変動による床応答スペクトル変動を論議する際には現実的な地盤減衰定数をカップルして考えることが必須であり、このベースに立てば、E の変動範囲中、機器設計に対して最も厳しい（剛側の）地盤 E を基準とすれば振幅率±10%は十分安全側である。地盤 E の変動に建屋剛性の±20%程度までの変動を重ねて考えても、地盤減衰定数にアドミッタンスを適用すれば振幅率は±10%程度で包絡可能と推測される。」と結論づけられている。

検討条件に対する女川の特徴を踏まえると、既工認と同様の±10%振幅の採用は、以下のとおり、既工認と同等の保守性を有していると考えられる。

- ・地盤剛性、地盤ばね定数の算出方法及び地盤ばねの減衰定数については、J E A G 4 6 0 1 に基づく手法を採用しており、また、女川は硬質岩盤であることから、その変動の影響は小さい。
- ・入力地震波については、強震記録を用いた検討を踏まえ、入力地震動には表層地盤の影響を考慮しており、その精度は高い。
- ・建屋剛性（ばらつき考慮）については、建屋剛性のばらつき要因として、設計基準強度と実強度の乖離、間仕切り壁の影響、床の柔性の影響等が考えられるが、女川の場合、強震動記録により、現状の建屋剛性が精度良く把握されている。
- ・地震応答解析結果がおおむね弾性範囲の場合、今回採用している地震応答解析モデルは、3.11 地震の観測記録を精度良く表現できるモデルを採用しており、既工認時に比べて弾性範囲内の応答に対しては床応答スペクトルの精度が向上している。今回工認では、この床応答スペクトルをベースに±10%の振幅スペクトルを作成するため、既工認と比べて保守的の評価となっている。振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージを図 1-2 に示す。

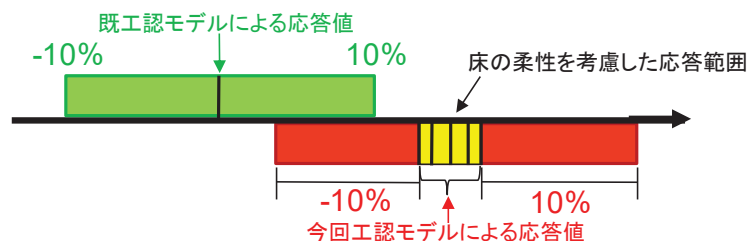


図 1-2 振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージ図

- ・地震応答解析結果が非線形に及ぶ場合には、初期剛性の低下要因の検討を踏まえ、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析モデルのスケルトン曲線における評価基準値付近の非線形特性は既工認と同じ J E A G 式を採用している。したがって、基準地震動  $S_s$  によって強非線形状態となった場合の地震応答解析の精度は既工認モデルと同等である。

## 2. 建屋地震応答解析モデルの扱い

今回工認で採用するスケルトン曲線を図 2-1 に示す。

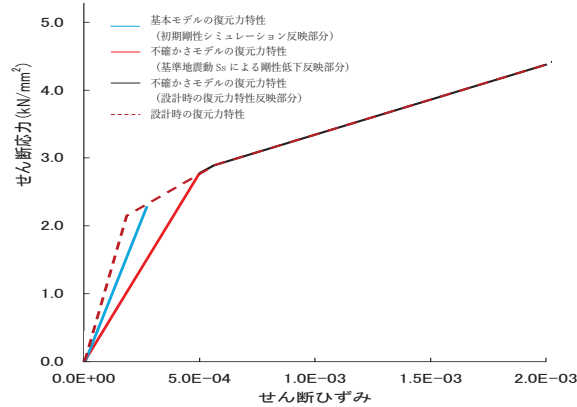


図 2-1 今回工認で採用するスケルトンカーブ

前項で説明した調査報告書では、拡幅率を検討する際に、1 軸の質点系モデル（床剛モデル）を基にしているが、女川では多軸の質点系モデル（床の柔性考慮モデル）としている。原子炉建屋質点系モデルを図 2-2 に示す。

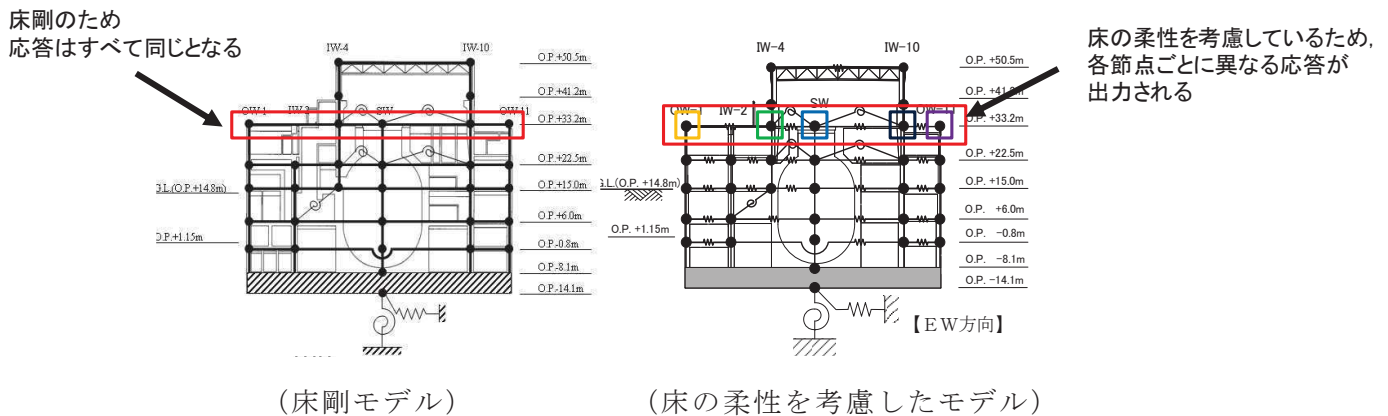


図 2-2 原子炉建屋質点系モデル

床剛モデルでは、同一フロアの床応答は質点によらず全て同じとなるが、床の柔性を考慮したモデルの場合は質点ごとに異なる。床の柔性を考慮したモデルにおいて、各フロアの床応答スペクトルとして全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用した場合、床剛モデルの拡幅スペクトルに比べ保守的となる。今回工認における床応答スペクトルには、基本的に全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用する。



また、拡張スペクトルを検討する際の実強度を反映した建屋の地震応答解析モデルは、実強度又は実ヤング係数を実機から採取したコンクリートコアの強度試験結果等を踏まえて推定し、復元力特性は、初期剛性としては 3.11 地震等のシミュレーション解析で設定した剛性を採用し、それ以降は J E A G 式に基づく実強度を考慮した復元力特性を参考に設定する。

床剛モデル及び床の柔性を考慮したモデルにおける拡張スペクトルの試算結果を図 2-3 及び図 2-4 に示す。

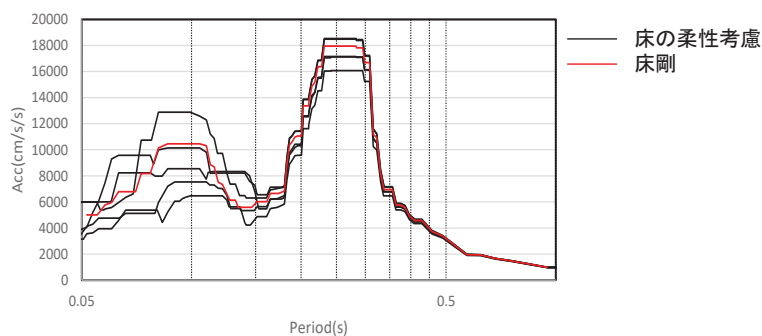


図 2-3 拡張スペクトルの比較 (地上 3 階 NS 方向)

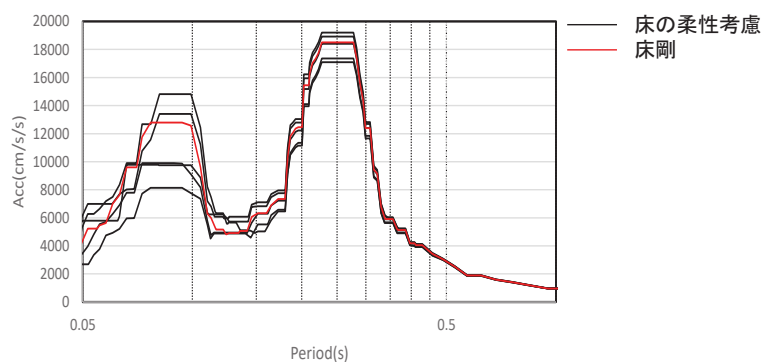


図 2-4 拡張スペクトルの比較 (地上 3 階 EW 方向)

(参考資料)

軽水炉改良標準化耐震設計小委員会 昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書 別冊 2 (機器系)

別紙 23 鉄筋コンクリート躯体のひび割れ（乾燥収縮・地震）による影響評価が必要となる対象条文の抽出について

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第三条（設計基準対象施設の地盤）</p> <p>設計基準対象施設は、次条第二項の規定により算定する地震力（設計基準対象施設のうち、地震の発生によって生ずるおそれがあるその安全機能の喪失に起因する放射線による公衆への影響の程度が特に大きいもの（以下「耐震重要施設」という。）にあつては、同条第三項に規定する基準地震動による地震力を含む。）が作用した場合においても当該設計基準対象施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。</p> <p>2 耐震重要施設は、変形した場合においてもその安全機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。</p> <p>3 耐震重要施設は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。</p>	<p>地盤の支持性能への影響評価</p> <p>○</p>	<p>○</p>	<p>設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>
<p>第四条（地震による損傷の防止）</p> <p>設計基準対象施設は、地震力に十分に耐えることができるものでなければならぬ。</p> <p>2 前項の地震力は、地震の発生によって生ずるおそれがある設計基準対象施設の安全機能の喪失に起因する放射線による公衆への影響の程度に応じて算定しなければならない。</p> <p>3 耐震重要施設は、その供用中に当該耐震重要施設に大きな影響を及ぼすおそれがある地震による加速度によって作用する地震力（以下「基準地震動による地震力」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならぬ。</p> <p>4 耐震重要施設は、前項の地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならぬ。</p> <p>5 炉心内の燃料被覆材は、基準地震動による地震力に対して放射性物質の閉じ込めの機能が損なわれるおそれがないものでなければならぬ。</p>	<p>— (地盤そのものに対する要求)</p> <p>耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系）への影響</p> <p>○</p> <p>— (周辺斜面に対する要求)</p> <p>— (燃料被覆材に対する要求)</p>	<p>○</p> <p>—</p> <p>—</p>	<p>設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第五条（津波による損傷の防止）</p> <p>設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波（以下「基準津波」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならぬ。</p>	<p>浸水防護（止水性）への影響（貯水機能については、第22条に記載）</p>	○	<p>設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>
<p>第六条（外部からの衝撃による損傷の防止）</p> <p>安全施設は、想定される自然現象（地震及び津波を除く。次項において同じ。）が発生した場合においても安全機能を損なわないものでなければならぬ。</p> <p>2 重要安全施設は、当該重要安全施設に大きな影響を及ぼすおそれがあると想定される自然現象により当該重要安全施設に作用する衝撃及び設計基準事故時に生ずる応力を適切に考慮したものでなければならぬ。</p> <p>3 安全施設は、工場等内又はその周辺において想定される発電用原子炉施設の安全性を損なわせる原因となるおそれがある事実であつて人為によるもの（故意によるものを除く。）に対して安全機能を損なわないものでなければならぬ。</p>	<p>建屋の構造健全性（外殻としての機能，耐熱性，止水性，気密性）への影響</p>	○	<p>安全施設（一部，重要安全施設に限る）に要求される共通条文であり，要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>
<p>第七条（発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止）</p> <p>工場等には，発電用原子炉施設への人の不法な侵入，発電用原子炉施設に不正に爆発性又は易燃性を有する物件その他人に危害を与え，又は他の物件を損傷するおそれがある物件が持ち込まれること及び不正アクセス行為（不正アクセス行為の禁止等に関する法律（平成十一年法律第百二十八号）第二条第四項に規定する不正アクセス行為をいう。第二十四条第六号において同じ。）を防止するための設備を設けなければならない。</p>	<p>侵入等の防止（必要となるコンクリート厚さの維持）への影響</p>	○	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第八条（火災による損傷の防止）</p> <p>設計基準対象施設は、火災により発電用原子炉施設の安全性が損なわれないよう、火災の発生を防止することができ、かつ、早期に火災発生を感知する設備（以下「火災感知設備」という。）及び消火を行う設備（以下「消火設備」といい、安全施設に属するものに限る。）並びに火災の影響を軽減する機能を有するものでなければならぬ。</p> <p>2 消火設備（安全施設に属するものに限る。）は、破損、誤作動又は誤操作が起きた場合においても発電用原子炉を安全に停止させるための機能を損なわないものでなければならぬ。</p>	耐火性（遮熱性）への影響	○	設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
<p>第九条（溢水による損傷の防止等）</p> <p>安全施設は、発電用原子炉施設内における溢水が発生した場合においても安全機能を損なわないものでなければならぬ。</p> <p>2 設計基準対象施設は、発電用原子炉施設内の放射性物質を含む液体を内包する容器、配管その他の設備から放射性物質を含む液体があふれた場合において、当該液体が管理区域外へ漏えいしないものでなければならぬ。</p>	— (第九条第1項にて評価)	—	安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
<p>第十条（誤操作の防止）</p> <p>設計基準対象施設は、誤操作を防止するための措置を講じたものでなければならぬ。</p> <p>2 安全施設は、容易に操作することができないものでなければならぬ。</p>	止水性への影響	○	安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	操作性への影響	○	設計基準対象施設、安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第十一條 (安全避難通路等) 発電用原子炉施設には、次に掲げる設備を設けなければならない。 一 その位置を明確かつ恒久的に表示することにより容易に識別できる安全避難通路 二 照明用の電源が喪失した場合においても機能を損なわない避難用の照明 三 設計基準事故が発生した場合に用いる照明（前号の避難用の照明を除く。）及びその専用の電源	安全避難通路確保への影響	○	設計基準対象施設、安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
第十二條 (安全施設) 安全施設は、その安全機能の重要度に応じて、安全機能が確保されたものでなければならない。 2 安全機能を有する系統のうち、安全機能の重要度が特に高い安全機能を有するものは、当該系統を構成する機械又は器具の単一故障（単一の原因によって一つの機械又は器具が所定の安全機能を失うこと（従属要因による多重故障を含む。）をいう。以下同じ。）が発生した場合であって、外部電源が利用できない場合においても機能できるよう、当該系統を構成する機械又は器具の機能、構造及び動作原理を考慮して、多重性又は多様性を確保し、及び独立性を確保するものでなければならない。 3 安全施設は、設計基準事故時及び設計基準事故に至るまでの間に想定される全ての環境条件において、その機能を発揮することができるものでなければならない。 4 安全施設は、その健全性及び能力を確認するため、その安全機能の重要度に応じ、発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものでなければならない。 5 安全施設は、蒸気タービン、ポンプその他の機器又は配管の損壊に伴う飛散物により、安全性を損なわないものでなければならない。	(コンクリートの評価に影響しない) 安全機能の確保への影響 (試験・検査実施に対する要求) (コンクリートの評価に影響しない)	○ ○ - -	安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第十二条 (安全施設)			
6 重要安全施設は、二以上の発電用原子炉施設において共用し、又は相互に接続するものであってはならない。ただし、二以上の発電用原子炉施設と共用し、又は相互に接続することによって当該二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合は、この限りでない。	— (共用・相互接続に対する要求)	—	
第十三条 (運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止)			
設計基準対象施設は、次に掲げる要件を満たすものでなければならない。			
一 運転時の異常な過渡変化時において次に掲げる要件を満たすものであること。 イ 最小限界熱流束比（燃料被覆材から冷却材への熱伝達が低下し、燃料被覆材の温度が急上昇し始める時の熱流束（単位時間及び単位面積当たりの熱量をいう。以下同じ。）と運転時の熱流束との比の最小値をいう。）又は最小限界出力比（燃料体に沸騰遷移が発生した時の燃料体の出力と運転時の燃料体の出力との比の最小値をいう。）が許容限界値以上であること。 ロ 燃料被覆材が破損しないものであること。 ハ 燃料材のエンタルピーが燃料要素の許容損傷限界を超えないこと。 ニ 原子炉冷却材圧力バウンダリにかかる圧力が最高使用圧力の一・一倍以下となること。	— (コンクリートの評価に影響しない)	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第十三条 (運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止)</p> <p>二 設計基準事故時において次に掲げる要件を満たすものであること。</p> <p>イ 炉心の著しい損傷が発生するおそれがないものであり、かつ、炉心を十分に冷却できるものであること。</p> <p>ロ 燃料材のエンタルピーが炉心及び原子炉冷却材圧力バウンダリの健全性を維持するための制限値を超えないこと。</p> <p>ハ 原子炉冷却材圧力バウンダリにかかる圧力が最高使用圧力の一・二倍以下となること。</p> <p>ニ 原子炉格納容器バウンダリにかかる圧力及び原子炉格納容器バウンダリにおける温度が最高使用圧力及び最高使用温度以下となること。</p> <p>ホ 設計基準対象施設が工場等周辺の公衆に放射線障害を及ぼさないものであること。</p>	<p>遮蔽性への影響</p> <p style="text-align: center;">○</p>		<p>設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>
<p>第十四条 (全交流動力電源喪失対策設備)</p> <p>発電用原子炉施設には、全交流動力電源喪失時から重大事故等に対処するために必要な電力の供給が交流動力電源設備から開始されるまでの間、発電用原子炉を安全に停止し、かつ、発電用原子炉の停止後に炉心を冷却するための設備が動作するとともに、原子炉格納容器の健全性を確保するための設備が動作することができるように、これらの設備の動作に必要な容量を有する蓄電池その他の設計基準事故に対処するための電源設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。</p>	<p>—</p> <p>(個別設備の設置要求)</p> <p>—</p>		
<p>第十五条 (炉心等)</p> <p>設計基準対象施設は、原子炉固有の出力抑制特性を有するとともに、発電用原子炉の反応度を制御することにより核分裂の連鎖反応を連鎖反応を抑制できる能力を有するものでなければならない。</p>	<p>—</p> <p>(燃料に対する要求事項)</p> <p>—</p>		



設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第十五条（炉心等）			
2 炉心は、通常運転時又は運転時の異常な過渡変化時に発電用原子炉の運転に支障が生ずる場合において、原子炉冷却系統、原子炉停止系統、反応度制御系統、計測制御系統及び安全保護回路の機能と併せて機能することにより燃料要素の許容損傷限界を超えないものでなければならぬ。			
3 燃料体、減速材及び反射材並びに炉心支持構造物は、通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時において、発電用原子炉を安全に停止し、かつ、停止後に炉心の冷却機能を維持できるものでなければならぬ。			
4 燃料体及び反射材並びに炉心支持構造物、熱遮蔽材並びに一次冷却系統に係る容器、管、ポンプ及び弁は、一次冷却材又は二次冷却材の循環、沸騰その他の一次冷却材又は二次冷却材の挙動により生ずる流体振動又は温度差のある流体の混合その他の一次冷却材又は二次冷却材の挙動により生ずる温度変動により損傷を受けないものでなければならぬ。		— (燃料に対する要求事項)	
5 燃料体は、通常運転時における圧力、温度及び放射線に起因する最も厳しい条件において、必要な物理的及び化学的性質を保持するものでなければならぬ。			
6 燃料体は、次に掲げるものでなければならぬ。			
一 通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時における発電用原子炉内の圧力、自重、附加荷重その他の燃料体に加わる負荷に耐えるものとする。			
二 輸送中又は取扱中において、著しい変形を生じないものとする。			

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第十六条 (燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設)</p> <p>発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、通常運転時に使用する燃料体又は使用済燃料（以下この条において「燃料体等」という。）の取扱施設（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。</p> <p>一 燃料体等を取り扱う能力を有するものとする。</p> <p>二 燃料体等が臨界に達するおそれがないものとする。</p> <p>三 崩壊熱により燃料体等が溶融しないものとする。</p> <p>四 使用済燃料からの放射線に対して適切な遮蔽能力を有するものとする。</p> <p>五 燃料体等の取扱中における燃料体等の落下を防止できるものとする。</p> <p>2 発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、燃料体等の貯蔵施設（安全施設に属するものに限る。以下この項において同じ。）を設けなければならない。</p> <p>一 燃料体等の貯蔵施設は、次に掲げるものであること。</p> <p>イ 燃料体等の落下により燃料体等が破損して放射性物質の放出により公衆に放射線障害を及ぼすおそれがある場合において、放射性物質の放出による公衆への影響を低減するため、燃料貯蔵設備を格納するもの及び放射性物質の放出を低減するものとする。</p> <p>ロ 燃料体等を必要に応じて貯蔵することができる容量を有するものとする。</p> <p>ハ 燃料体等が臨界に達するおそれがないものとする。</p>	<p>重量物落下に関する影響</p> <p>○</p>		
		<p>—</p> <p>(個別設備の設置要求)</p>	<p>—</p>

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第十六条 (燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設)</p> <p>二 使用済燃料の貯蔵施設（使用済燃料を工場内に貯蔵する乾式キャスク（以下「キャスク」という。）を除く。）にあつては、前号に掲げるもののほか、次に掲げるものであること。</p> <p>イ 使用済燃料からの放射線に対して適切な遮蔽能力を有するものとする。</p> <p>ロ 貯蔵された使用済燃料が崩壊熱により溶融しないものであつて、最終ヒートシンクへ熱を輸送できる設備及びその浄化系を有するものとする。</p> <p>ハ 使用済燃料貯蔵槽（安全施設に属するものに限る。以下この項及び次項において同じ。）から放射性物質を含む水があふれ、又は漏れないものであつて、使用済燃料貯蔵槽から水が漏えいした場合において水の漏えいを検知することができるものとする。</p> <p>ニ 燃料体等の取扱中に想定される燃料体等の落下時及び重量物の落下時において、おもその機能が損なわれないものとする。</p> <p>3 発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、使用済燃料貯蔵槽の水位及び水温並びに燃料取扱場所の放射線量を測定できる設備を設けなければならない。</p> <p>一 使用済燃料貯蔵槽の水位及び水温並びに燃料取扱場所の放射線量の異常を検知し、それを原子炉制御室に伝え、又は異常が生じた水位及び水温を自動的に制御し、並びに放射線量を自動的に抑制することができるものとする。</p> <p>二 外部電源が利用できない場合においても温度、水位その他の発電用原子炉施設の状態を示す事項（以下「パラメータ」という。）を監視することができるものとする。</p>	<p>遮蔽性、重量物落下に関する影響</p> <p style="text-align: center;">○</p>		
		<p style="text-align: center;">— (個別設備の設置要求)</p>	—

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第十六条 (燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設)</p> <p>4 キャスクを設ける場合には、そのキャスクは、第二項第一号に定めるもののほか、次に掲げるものでなければならない。</p> <p>一 使用済燃料からの放射線に対して適切な遮蔽能力を有するものとする。</p> <p>二 使用済燃料の崩壊熱を適切に除去することができるものとする。</p> <p>三 使用済燃料が内包する放射性物質を閉じ込めることができ、かつ、その機能を適切に監視することができるものとする。</p>	<p>—</p> <p>(キャスクに対する要求)</p>	<p>—</p>	
<p>第十七条 (原子炉冷却材圧力バウンダリ)</p> <p>発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器（安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。</p> <p>一 通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時に生ずる衝撃、炉心の反応度の変化による荷重の増加その他の原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器に加わる負荷に耐えるものとする。</p> <p>二 原子炉冷却材の流出を制限するため隔離装置を有するものとする。</p> <p>三 通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時に瞬間的破壊が生じないよう、十分な破壊じん性を有するものとする。</p> <p>四 原子炉冷却材圧力バウンダリからの原子炉冷却材の漏えいを検出する装置を有するものとする。</p>	<p>—</p> <p>(個別設備の設置要求)</p>	<p>—</p>	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		設置許可基準規則
	評価が必要となる内容	評価対象	
第十八条 (蒸気タービン) 蒸気タービン (安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。) は、当該蒸気タービンが損壊し、又は故障した場合においても、発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならぬ。 2 蒸気タービンには、当該蒸気タービンが損壊し、又は故障した場合においても発電用原子炉施設の安全性を損なわないよう、その運転状態を監視できる設備を設けなければならない。	- (個別設備の設置要求)	-	
第二十条 (一次冷却材の減少分を補給する設備) 発電用原子炉施設には、通常運転時又は一次冷却材の小規模漏えい時に発生した一次冷却材の減少分を補給する設備 (安全施設に属するものに限る。) を設けなければならない。	- (個別設備の設置要求)	-	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		設置許可基準規則
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第二十二条（最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備）            発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。</p> <p>一 原子炉圧力容器内において発生した残留熱及び重要安全施設において発生した熱を除去することができるものとする。</p> <p>二 津波、溢水又は工場等内若しくはその周辺における発電用原子炉施設の安全性を損なわせる原因となるおそれがある事象であつて人為によるものに対して安全性を損なわないものとする。</p>	<p>通水機能、貯水機能への影響</p> <p style="text-align: center;">○</p>		<p>第十九条及び第二十一条にも適用</p>
<p>第二十三条（計測制御系統施設）            発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、計測制御系統施設を設けなければならない。</p> <p>一 炉心、原子炉冷却材圧力バウンダリ及び原子炉格納容器バウンダリ並びにこれらに関連する系統の健全性を確保するために監視することが必要なパラメータは、通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時においても想定される範囲内に制御できるものとする。</p> <p>二 前号のパラメータは、通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時においても想定される範囲内で監視できるものとする。</p> <p>三 設計基準事故が発生した場合の状況を把握し、及び対策を講じるために必要なパラメータは、設計基準事故時に想定される環境下において、十分な測定範囲及び期間にわたり監視できるものとする。</p>	<p style="text-align: center;">—</p> <p style="text-align: center;">（個別設備の設置要求）</p> <p style="text-align: center;">—</p>		

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第二十三条 (計測制御系統施設)			
四 前号のパラメータのうち、発電用原子炉の停止及び炉心の冷却に係るものについては、設計基準事故時においても二種類以上監視し、又は推定することができるとすること。	—	—	
五 発電用原子炉の停止及び炉心の冷却並びに放射性物質の閉じ込めの機能の状況を監視するために必要なパラメータは、設計基準事故時においても確実に記録され、及び当該記録が保存されるものとすること。	(個別設備の設置要求)	—	
第二十四条 (安全保護回路)			
発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、安全保護回路 (安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。) を設けなければならない。			
一 運転時の異常な過渡変化が発生する場合において、その異常な状態を検知し、及び原子炉停止系統その他系統と併せて機能することにより、燃料要素の許容損傷限界を超えないようにできるものとすること。			
二 設計基準事故が発生する場合において、その異常な状態を検知し、原子炉停止系統及び工学的安全施設を自動的に作動させるものとすること。	(個別設備の設置要求)	—	
三 安全保護回路を構成する機械若しくは器具又はチャネルは、単一故障が起きた場合又は使用状態からの単一の取り外しを行った場合において、安全保護機能を失わないよう、多重性を確保するものとすること。			
四 安全保護回路を構成するチャネルは、それぞれ互いに分離し、それぞれのチャネル間において安全保護機能を失わないように独立性を確保するものとすること。			

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第二十四条 (安全保護回路)			
五 駆動源の喪失、系統の遮断その他の不利な状況が発生した場合においても、発電用原子炉施設をより安全な状態に移行するか、又は当該状態を維持することにより、発電用原子炉施設の安全上支障がない状態を維持できるものとする。			
六 不正アクセス行為その他の電子計算機に使用目的に沿うべき動作をさせず、又は使用目的に反する動作をさせる行為による被害を防止することができるものとする。	— (個別設備の設置要求)	—	
七 計測制御系統施設の一部を安全保護回路と共用する場合には、その安全保護機能を失わないよう、計測制御系統施設から機能的に分離されたものとする。			
第二十五条 (反応度制御系統及び原子炉停止系統)			
発電用原子炉施設には、反応度制御系統 (原子炉停止系統を含み、安全施設に係るものに限る。次項において同じ。) を設けなければならない。			
2 反応度制御系統は、計画的な出力変化に伴う反応度変化を燃料要素の許容損傷限界を超えることなく制御できる能力を有し、かつ、次に掲げるものでなければならない。			
一 制御棒、液体制御材その他反応度を制御するものによる二以上の独立した系統を有するものとする。			
二 通常運転時の高温状態において、二以上の独立した系統がそれぞれ発電用原子炉を未臨界に移行し、及び未臨界を維持できるものであり、かつ、運転時の異常な過渡変化時の高温状態においても反応度制御系統のうち少なくとも一つは、燃料要素の許容損傷限界を超えることなく発電用原子炉を未臨界に移行し、及び未臨界を維持できること。この場合において、非常用炉心冷却設備その他の発電用原子炉施設の安全性を損なうおそれがある場合に作動する設備の作動に伴って注入される液体制御材による反応度値を加えることができる。	— (個別設備の設置要求)	—	



設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第二十五条 (反応度制御系統及び原子炉停止系統)			
三 通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時における低温状態において、反応度制御系統のうち少なくとも一つは、発電用原子炉を未臨界に移行し、及び未臨界を維持できること。			
四 一次冷却材喪失その他の設計基準事故時において、反応度制御系統のうち少なくとも一つは、発電用原子炉を未臨界へ移行することができ、かつ、少なくとも一つは、発電用原子炉を未臨界に維持できること。この場合において、非常用炉心冷却設備その他の発電用原子炉施設の安全性を損なうおそれがある場合に作動する設備の作動に伴って注入される液体制御材による反応度価値を加えることができる。			
五 制御棒を用いる場合にあつては、反応度価値の最も大きな制御棒一本が固着した場合においても第二号から前号までの規定に適合すること。			
3 制御棒の最大反応度価値及び反応度添加率は、想定される反応度投入事象（発電用原子炉に反応度が異常に投入される事象をいう。）に対して原子炉冷却材圧力バウンダリを破損せず、かつ、炉心の冷却機能を損なうような炉心、炉心支持構造物及び原子炉圧力容器内部構造物の損壊を起こさないものでなければならぬ。			
4 制御棒、液体制御材その他の反応度を制御する設備は、通常運転時における圧力、温度及び放射線に起因する最も厳しい条件において、必要な物理的及び化学的性質を保持するものでなければならぬ。			
	— (個別設備の設置要求) (第4項に対しては、12条第3項で評価)	—	



設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第二十六条（原子炉制御室等）	二 原子炉制御室及びこれに連絡する通路並びに運転員その他の従事者が原子炉制御室に入り出すための区域 遮蔽壁その他の適切に放射線から防護するための設備、気体状の放射性物質及び原子炉制御室外の火災により発生する燃焼ガスに対し換気設備を隔離するための設備その他の適切に防護するための設備	居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響	○
第二十七条（放射性廃棄物の処理施設）	工場等には、次に掲げるところにより、通常運転時において放射性廃棄物（実用炉規則第二条第二項第二号に規定する放射性廃棄物をいう。以下同じ。）を処理する施設（安全施設に係るものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。		
一 周辺監視区域の外の空气中及び周辺監視区域の境界における水中の放射性物質の濃度を十分に低減できるよう、発電用原子炉施設において発生する放射性廃棄物を処理する能力を有するものとする。		止水性への影響	○
二 液体状の放射性廃棄物の処理に係るものについては、放射性物質を処理する施設から液体状の放射性廃棄物が漏えいすることを防止し、及び工場等外へ液体状の放射性廃棄物が漏えいすることを防止できるものとする。			
三 固体状の放射性廃棄物の処理に係るものについては、放射性廃棄物を処理する過程において放射性物質が散逸し難いものとする。			

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第二十八条（放射性廃棄物の貯蔵施設） 工場等には、次に掲げる場所により、発電用原子炉施設において発生する放射性廃棄物を貯蔵する施設（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。 一 放射性廃棄物が漏えいし難いものとする事。 二 固体状の放射性廃棄物を貯蔵する設備を設けるものにあつては、放射性廃棄物による汚染が広がらないものとする事。	— (個別設備の設置要求)	—	
第二十九条（工場等周辺における直接ガンマ線等からの防護） 設計基準対象施設は、通常運転時において発電用原子炉施設からの直接ガンマ線及びスカイシャインガンマ線による工場等周辺の空間線量率が十分に低減できらるものでなければならない。	遮蔽性への影響	○	
第三十条（放射線からの放射線業務従事者の防護） 設計基準対象施設は、外部放射線による放射線障害を防止する必要がある場合には、次に掲げるものでなければならない。 一 放射線業務従事者（実用炉規則第二条第二項第七号に規定する放射線業務従事者をいう。以下同じ。）が業務に従事する場所における放射線量を低減できらるものとする事。 二 放射線業務従事者が運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時において、迅速な対応をするために必要な操作ができればなるものとする事。 2 工場等には、放射線から放射線業務従事者を防護するため、放射線管理施設を設けなければならない。 3 放射線管理施設には、放射線管理に必要な情報を原子炉制御室その他当該情報を伝達する必要がある場所に表示できる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	遮蔽性、気密性、止水性への影響	○	
	— (個別設備の設置要求)	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第三十一条（監視設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時において、当該発電用原子炉施設及びその境界付近における放射性物質の濃度及び放射線量を監視し、及び測定し、並びに設計基準事故時における迅速な対応のために必要な情報を原子炉制御室その他当該情報を伝達する必要がある場所に表示できる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。</p>	— (個別設備の設置要求)	—	
<p>第三十二条（原子炉格納施設）</p> <p>原子炉格納容器は、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した場合において漏えいする放射性物質が公衆に放射線障害を及ぼさないようにするため、想定される最大の圧力、最高の温度及び適切な地震力に十分に耐えることができ、かつ、適切に作動する隔離機能と併せて所定の漏えい率を超えることがないものでなければならない。</p> <p>2 原子炉格納容器バウンダリを構成する設備は、通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時に瞬時的破壊が生じないよう、十分な破壊じん性を有するものでなければならない。</p> <p>3 原子炉格納容器を貫通する配管には、隔離弁（安全施設に属するものに限る。次項及び第五項において同じ。）を設けなければならない。ただし、計測装置又は制御棒駆動装置に関連する配管であって、当該配管を通じての漏えい量が十分許容される程度に抑制されているものについては、この限りでない。</p> <p>4 主要な配管（事故の収束に必要な系統の配管を除く。）に設ける隔離弁は、設計基準事故時に隔離機能の確保が必要となる場合において、自動的、かつ、確実に閉止される機能を有するものでなければならない。</p>	— (個別設備に対する要求)	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第三十二条（原子炉格納施設）</p> <p>5 発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより隔離弁を設けなければならない。</p> <p>一 原子炉格納容器に近接した箇所に設置するものとする。</p> <p>二 原子炉格納容器内に開口部がある配管又は原子炉冷却材圧力バウンダリに接続している配管のうち、原子炉格納容器の外側で閉じていないものにおいて、原子炉格納容器の内側及び外側にそれぞれ一個の隔離弁を設けるものとする。ただし、その一方の側の設置箇所における配管の隔離弁の機能が、湿気その他隔離弁の機能に影響を与える環境条件によって著しく低下するおそれがあると認められるときは、貫通箇所の外側であって近接した箇所に二個の隔離弁を設けることをもって、これに代えることができる。</p> <p>三 原子炉格納容器を貫通し、貫通箇所の内側又は外側において閉じている配管にあつては、原子炉格納容器の外側に一個の隔離弁を設けるものとする。ただし、当該格納容器の外側に隔離弁を設けることが困難である場合においては、原子炉格納容器の内側に一個の隔離弁を適切に設けることをもって、これに代えることができる。</p> <p>四 前二号の規定にかかわらず、配管に圧力開放板を適切に設けるときは、原子炉格納容器の内側又は外側に通常時において閉止された一個の隔離弁を設けることをもって、前二号の規定による隔離弁の設置に代えることができる。</p> <p>五 閉止後において駆動動力源が喪失した場合においても隔離機能が失われな</p>			
	<p>一</p> <p>(個別設備の設置要求)</p>		

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第三十二条（原子炉格納施設）			
6 発電用原子炉施設には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した際に生ずる原子炉格納容器内の圧力及び温度の上昇により原子炉格納容器の健全性に支障が生ずることを防止するため、原子炉格納容器内において発生した熱を除去する設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
7 発電用原子炉施設には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した際に原子炉格納容器から気体状の放射性物質が漏えいすることにより公衆に放射線障害を及ぼすおそれがある場合は、放射性物質の濃度を低減させるため、原子炉格納施設内の雰囲気浄化系（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。	気密性への影響	○	
8 発電用原子炉施設には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した際に生ずる水素及び酸素により原子炉格納容器の健全性を損なうおそれがある場合は、水素及び酸素の濃度を抑制するため、可燃性ガス濃度制御系（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第三十三条（保安電源設備）			
発電用原子炉施設は、重要安全施設がその機能を維持するために必要となる電力を当該重要安全施設に供給するため、電力系統に連系したものでなければならない。			
2 発電用原子炉施設には、非常用電源設備（安全施設に属するものに限る。以下の条において同じ。）を設けなければならない。			
3 保安電源設備（安全施設へ電力を供給するための設備をいう。）は、電線路、発電用原子炉施設において常時使用される発電機及び非常用電源設備から安全施設への電力の供給が停止することがないよう、機器の損壊、故障その他の異常を検知するとともに、その拡大を防止するものでなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第三十三条（保安電源設備）			
4 設計基準対象施設に接続する電線路のうち少なくとも二回線は、それぞれ互いに独立したものであって、当該設計基準対象施設において受電可能なものであり、かつ、それにより当該設計基準対象施設を電力系統に連系するものでなければならぬ。			
5 前項の電線路のうち少なくとも一回線は、設計基準対象施設において他の回線と物理的に分離して受電できるものでなければならぬ。			
6 設計基準対象施設に接続する電線路は、同一の工場等の二以上の発電用原子炉施設を電力系統に連系する場合には、いずれの二回線が喪失した場合においても電力系統からこれらの発電用原子炉施設への電力の供給が同時に停止しないものでなければならぬ。			
7 非常用電源設備及びその附属設備は、多重性又は多様性を確保し、及び独立性を確保し、その系統を構成する機械又は器具の単一故障が発生した場合であっても、運転時の異常な過渡変化時又は設計基準事故時において工学的安全施設及び設計基準事故に対処するための設備がその機能を確保するために十分な容量を有するものでなければならぬ。			
8 設計基準対象施設は、他の発電用原子炉施設に属する非常用電源設備及びその附属設備から受電する場合には、当該非常用電源設備から供給される電力に過度に依存しないものでなければならぬ。			
		— (個別設備の設置要求)	



設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第三十四条（緊急時対策所） 工場等には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設の損壊その他の異常が発生した場合に適切な措置をとるため、緊急時対策所を原子炉制御室以外の場所に設けなければならない。 2 緊急時対策所及びその近傍並びに有毒ガスの発生源の近傍には、有毒ガスが発生した場合に適切な措置をとるため、工場等内における有毒ガスの発生を検出するための装置及び当該装置が有毒ガスの発生を検出した場合に緊急時対策所において自動的に警報するための装置その他の適切に防護するための設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第三十五条（通信連絡設備） 工場等には、設計基準事故が発生した場合において工場等内の人に対し必要な指示ができるよう、警報装置（安全施設に属するものに限る。）及び多様性を確保した通信連絡設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。 2 工場等には、設計基準事故が発生した場合において発電用原子炉施設外の通信連絡をする必要がある場所と通信連絡ができるよう、多様性を確保した専用通信回線を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第三十六条（補助ボイラー） 発電用原子炉施設には、設計基準事故に至るまでの間に想定される使用条件に応じて必要な蒸気を供給する能力がある補助ボイラー（安全施設に属するものに限る。次項において同じ。）を設けなければならない。 2 補助ボイラーは、発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならぬ。	— (個別設備の設置要求)	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第三十七条（重大事故等の拡大の防止等）</p> <p>発電用原子炉施設は、重大事故に至るおそれがある事故が発生した場合において、炉心の著しい損傷を防止するために必要な措置を講じたものでなければならぬ。</p> <p>2 発電用原子炉施設は、重大事故が発生した場合において、原子炉格納容器の破損及び工場等外への放射性物質の異常な水準の放出を防止するために必要な措置を講じたものでなければならぬ。</p> <p>3 発電用原子炉施設は、重大事故に至るおそれがある事故が発生した場合において、使用済燃料貯蔵槽内の燃料体又は使用済燃料（以下「貯蔵槽内燃料体等」という。）の著しい損傷を防止するために必要な措置を講じたものでなければならぬ。</p> <p>4 発電用原子炉施設は、重大事故に至るおそれがある事故が発生した場合において、運転停止中における発電用原子炉内の燃料体（以下「運転停止中原子炉内燃料体」という。）の著しい損傷を防止するために必要な措置を講じたものでなければならぬ。</p>	<p>—</p> <p>（有効性評価に係る要求）</p> <p>—</p>		
<p>第三十八条（重大事故等対処施設の地盤）</p> <p>重大事故等対処施設は、次に掲げる施設の区分に応じ、それぞれ次に定める地盤に設けなければならない。</p> <p>一 重大事故防止設備のうち常設のもの（以下「常設重大事故防止設備」という。）であって、耐震重要施設に属する設計基準事故対処設備が有する機能を代替するもの（以下「常設耐震重要重大事故防止設備」という。）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）基準地震動による地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤</p>	<p>地盤の支持性能への影響</p>	○	<p>重大事故等対処施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第三十八条（重大事故等対処施設の地盤）			
二 常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 第四条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤	地盤の支持性能への影響	○	
三 重大事故緩和設備のうち常設のもの（以下「常設重大事故緩和設備」という。）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤			
四 特定重大事故等対処施設 第四条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合及び基準地震動による地震力が作用した場合においても当該特定重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤	申請対象外		
2 重大事故等対処施設（前項第二号の重大事故等対処施設を除く。次項及び次条第二項において同じ。）は、変形した場合においても重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。	—		
3 重大事故等対処施設は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。	（地盤そのものに対する要求）	—	重大事故等対処施設に要求される共通条 文であり、要求対象と なる個別条文側での 再掲は省略
第三十九条（地震による損傷の防止）			
重大事故等対処施設は、次に掲げる施設の区分に応じ、それぞれ次に定める要件を満たすものでなければならない。			
一 常設耐震重要重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力に対して重大事故に至るおそれがある事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること。	耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）への影響	○	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第三十九条（地震による損傷の防止）			
二 常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 第四条第二項の規定により算定する地震力に十分に耐えることができるものであること。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系）への影響	○	
三 常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力に対して重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること。			
四 特定重大事故等対処施設 第四条第二項の規定により算定する地震力に十分に耐えることができ、かつ、基準地震動による地震力に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること。	申請対象外		重大事故等対処施設に要求される共通条文中であり，要求対象となる個別条文側での再掲は省略
2 重大事故等対処施設は、第四条第三項の地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものでなければならぬ。	— (周辺斜面に対する要求)	—	
第四十条（津波による損傷の防止）			
重大事故等対処施設は、基準津波に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものでなければならぬ。	浸水防護（止水性）への影響	○	
第四十一条（火災による損傷の防止）			
重大事故等対処施設は、火災により重大事故等に対処するために必要な機能を損なうおそれがないよう、火災の発生を防止することができ、かつ、火災感知設備及び消火設備を有するものでなければならぬ。	耐火性（遮熱性）への影響	○	
第四十二条（特定重大事故等対処施設）			
	申請対象外		

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第四十三条（重大事故等対処設備）</p> <p>重大事故等対処設備は、次に掲げるものでなければならぬ。</p> <p>一 想定される重大事故等が発生した場合における温度、放射線、荷重その他の使用条件において、重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮するものであること。</p> <p>二 想定される重大事故等が発生した場合において確実に操作できるものであること。</p> <p>三 健全性及び能力を確認するため、発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものであること。</p> <p>四 本来の用途以外の用途として重大事故等に対処するために使用する設備にあつては、通常時に使用する系統から速やかに切り替えられる機能を備えるものであること。</p> <p>五 工場等内の他の設備に対して悪影響を及ぼさないものであること。</p> <p>六 想定される重大事故等が発生した場合において重大事故等対処設備の操作及び復旧作業を行うことができるよう、放射線量が高くなるおそれが少ない設置場所の選定、設置場所への遮蔽物の設置その他の適切な措置を講じたものであること。</p> <p>2 重大事故等対処設備のうち常設のもの（重大事故等対処設備のうち可搬型のもの（以下「可搬型重大事故等対処設備」という。）と接続するものにあつては、当該可搬型重大事故等対処設備と接続するために必要な発電用原子炉施設内の常設の配管、弁、ケーブルその他の機器を含む。以下「常設重大事故等対処設備」という。）は、前項に定めるもののほか、次に掲げるものでなければならぬ。</p> <p>一 想定される重大事故等の収束に必要な容量を有するものであること。</p>	<p>耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）、浸水防護（止水性）、建屋の構造健全性（外殻としての機能、耐熱性、止水性、気密性）、耐火性（遮熱性）、止水性、遮蔽性、アクセス通路等の確保への影響</p> <p>— （重大事故等対処設備の系統構成に係る要求）</p> <p>○</p> <p>耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）、浸水防護（止水性）、建屋の構造健全性（外殻としての機能、耐熱性、止水性、気密性）、耐火性（遮熱性）、止水性、遮蔽性、アクセス通路等の確保への影響</p>	<p>重大事故等対処設備に要求される共通条となる個別条文側での再掲は省略</p>	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第四十三条（重大事故等対処設備）			
二 二以上の発電用原子炉施設において共用するものでないこと。ただし、二以上の発電用原子炉施設と共用することによって当該二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合であつて、同一の工場等内の他の発電用原子炉施設に対して悪影響を及ぼさない場合は、この限りでない。	— （重大事故等対処設備の系統構成に係る要求）		
三 常設重大事故防止設備は、共通要因によって設計基準事故対処設備の安全機能と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものであること。	耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）、浸水防護（止水性）、建屋の構造健全性（外殻としての機能、耐熱性、止水性、気密性）、耐火性（遮熱性）、止水性、遮蔽性、アクセス通路等の確保への影響		
3 可搬型重大事故等対処設備に関しては、第一項に定めるもののほか、次に掲げるものでなければならぬ。			
一 想定される重大事故等の収束に必要な容量に加え、十分に余裕のある容量を有するものであること。			
二 常設設備（発電用原子炉施設と接続されている設備又は短時間に発電用原子炉施設と接続することができる常設の設備をいう。以下同じ。）と接続するものにあつては、当該常設設備と容易かつ確実に接続することができるよう、かつ、二以上の系統又は発電用原子炉施設が相互に使用することができるよう、接続部の規格の統一その他の適切な措置を講じたものであること。	— （重大事故等対処設備の系統構成に係る要求）	○	重大事故等対処設備に要求される共通条文中であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
三 常設設備と接続するものにあつては、共通要因によって接続することができなくなること防止するため、可搬型重大事故等対処設備（原子炉建屋の外から水又は電力を供給するものに限る。）の接続口をそれぞれ互いに異なる複数の場所に設けるものであること。	耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）、浸水防護（止水性）、建屋の構造健全性（外殻としての機能、耐熱性、止水性、気密性）、耐火性（遮熱性）、止水性、遮蔽性、アクセス通路等の確保への影響		

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第四十三条（重大事故等対処設備）</p> <p>四 想定される重大事故等が発生した場合において可搬型重大事故等対処設備を設置場所に据え付け、及び常設設備と接続することができるよう、放射線量が高くなるおそれがない設置場所の選定、設置場所への遮蔽物の設置その他の適切な措置を講じたものであること。</p> <p>五 地震、津波その他の自然現象又は故意による大型航空機の衝突その他のテロリズムによる影響、設計基準事故対処設備及び重大事故等対処設備の配置その他の条件を考慮した上で常設重大事故等対処設備と異なる保管場所に保管すること。</p> <p>六 想定される重大事故等が発生した場合において可搬型重大事故等対処設備を運搬し、又は他の設備の被害状況を把握するため、工場等内の道路及び通路が確保できるよう、適切な措置を講じたものであること。</p> <p>七 重大事故防止設備のうち可搬型のもは、共通要因によって、設計基準事故対処設備の安全機能、使用済燃料貯蔵槽の冷却機能若しくは注水機能又は常設重大事故防止設備の重大事故に至るおそれがある事故に対処するために必要な機能と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものであること。</p>	<p>耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）、浸水防護（止水性）、建屋の構造健全性（外殻としての機能、耐熱性、止水性、気密性）、耐火性（遮熱性）、止水性、遮蔽性、アクセス通路等の確保への影響</p> <p style="text-align: center;">○</p>	<p>重大事故等対処設備に要求される共通条文中であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>	
<p>第四十四条（緊急停止失敗時に発電用原子炉を未臨界にするための設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、運転時の異常な過渡変化時において発電用原子炉の運転を緊急に停止することができない事象が発生するおそれがある場合又は当該事象が発生した場合においても炉心の著しい損傷を防止するため、原子炉冷却材圧力バウンダリ及び原子炉格納容器の健全性を維持するとともに、発電用原子炉を未臨界に移行するために必要な設備を設けなければならない。</p>	<p style="text-align: center;">—</p> <p style="text-align: center;">（個別設備の設置要求）</p>	<p style="text-align: center;">—</p>	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第四十五条（原子炉冷却材圧力バウンダリ高圧時に発電用原子炉を冷却するための設備） 発電用原子炉施設には、原子炉冷却材圧力バウンダリが高圧の状態であって、設計基準事故対処設備が有する発電用原子炉の冷却機能が喪失した場合においても炉心の著しい損傷を防止するため、発電用原子炉を冷却するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第四十六条（原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するための設備） 発電用原子炉施設には、原子炉冷却材圧力バウンダリが高圧の状態であって、設計基準事故対処設備が有する発電用原子炉の減圧機能が喪失した場合においても炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損を防止するため、原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するために必要な設備を設けなければならない。	—	○	ブローアウトパネルによる蒸気排出機能への影響
第四十七条（原子炉冷却材圧力バウンダリ低圧時に発電用原子炉を冷却するための設備） 発電用原子炉施設には、原子炉冷却材圧力バウンダリが低圧の状態であって、設計基準事故対処設備が有する発電用原子炉の冷却機能が喪失した場合においても炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損を防止するため、発電用原子炉を冷却するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	関連する条文第48条 (最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備)の記載は再掲しない
第四十八条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備） 発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備が有する最終ヒートシンクへ熱を輸送する機能が喪失した場合において炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損（炉心の著しい損傷が発生する前に生ずるものに限る。）を防止するため、最終ヒートシンクへ熱を輸送するために必要な設備を設けなければならない。	— 通水機能、貯水機能への影響	○	第四十七、四十九条、五十條、五十一條、五十四條、五十六條にも適用



設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第四十九条（原子炉格納容器内の冷却等のための設備）            発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備が有する原子炉格納容器内の冷却機能が喪失した場合において炉心の著しい損傷を防止するため、原子炉格納容器内の圧力及び温度を低下させるために必要な設備を設けなければならない。</p> <p>2 発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の破損を防止するため、原子炉格納容器内の圧力及び温度並びに放射性物質の濃度を低下させるために必要な設備を設けなければならない。</p>	— (個別設備の設置要求)	—	関連する条文第48条 （最終ヒートシンク へ熱を輸送するため の設備）の記載は再掲 しない
<p>第五十条（原子炉格納容器の過圧破損を防止するための設備）            発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の過圧による破損を防止するため、原子炉格納容器バウンダリを維持しながら原子炉格納容器内の圧力及び温度を低下させるために必要な設備を設けなければならない。</p> <p>2 発電用原子炉施設（原子炉格納容器の構造上、炉心の著しい損傷が発生した場合において短時間のうちに原子炉格納容器の過圧による破損が発生するおそれがあるものに限る。）には、前項の設備に加えて、原子炉格納容器内の圧力を大気中に逃がすために必要な設備を設けなければならない。</p> <p>3 前項の設備は、共通要因によって第一項の設備の過圧破損防止機能（炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の過圧による破損を防止するために必要な機能をいう。）と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものでなければならない。</p>	— (個別設備の設置要求)	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第五十一条（原子炉格納容器下部の溶融炉心を冷却するための設備） 発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の破損を防止するため、溶融し、原子炉格納容器の下部に落下した炉心を冷却するために必要な設備を設けなければならない。	溶融炉心・コンクリート相互作用、流路機能への影響	○	関連する条文第48条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備）の記載は再掲しない
第五十二条（水素爆発による原子炉格納容器の破損を防止するための設備） 発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器内における水素による爆発（以下「水素爆発」という。）による破損を防止する必要がある場合には、水素爆発による原子炉格納容器の破損を防止するために必要な設備を設けなければならない。	— （個別設備の設置要求）	—	
第五十三条（水素爆発による原子炉建屋等の損傷を防止するための設備） 発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉建屋その他の原子炉格納容器から漏えいする気体状の放射性物質を格納するための施設（以下「原子炉建屋等」という。）の水素爆発による損傷を防止する必要がある場合には、水素爆発による当該原子炉建屋等の損傷を防止するために必要な設備を設けなければならない。	流路機能（気密性）への影響	○	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第五十四条（使用済燃料貯蔵槽の冷却等のための設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、使用済燃料貯蔵槽の冷却機能又は注水機能が喪失し、又は使用済燃料貯蔵槽からの水の漏えいその他の要因により当該使用済燃料貯蔵槽の水位が低下した場合において貯蔵槽内燃料体等を冷却し、放射線を遮蔽し、及び臨界を防止するために必要な設備を設けなければならない。</p> <p>2 発電用原子炉施設には、使用済燃料貯蔵槽からの大量の水の漏えいその他の要因により当該使用済燃料貯蔵槽の水位が異常に低下した場合において貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷の進行を緩和し、及び臨界を防止するために必要な設備を設けなければならない。</p>	<p>—</p> <p>（個別設備の設置要求）</p>	<p>—</p>	<p>関連する条文第48条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備）の記載は再掲しない</p>
<p>第五十五条（工場等外への放射性物質の拡散を抑制するための設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損又は貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷に至った場合において工場等外への放射性物質の拡散を抑制するために必要な設備を設けなければならない。</p>	<p>—</p> <p>（個別設備の設置要求）</p>	<p>—</p>	
<p>第五十六条（重大事故等の収束に必要な水の供給設備）</p> <p>設計基準事故の収束に必要な水源とは別に、重大事故等の収束に必要な十分な量的水を有する水源を確保することに加えて、発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備及び重大事故等対処設備に対して重大事故等の収束に必要な十分な量的水を供給するために必要な設備を設けなければならない。</p>	<p>—</p> <p>（個別設備の設置要求）</p>	<p>—</p>	<p>関連する条文第48条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備）の記載は再掲しない</p>

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
<p>第五十七条（電源設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備の電源が喪失したことにより重大事故等が発生した場合において炉心の著しい損傷、原子炉格納容器の破損、貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷及び運転停止中原子炉内燃料体の著しい損傷を防止するために必要な電力を確保するために必要な設備を設けなければならない。</p> <p>2 発電用原子炉施設には、第三十三条第二項の規定により設置される非常用電源設備及び前項の規定により設置される電源設備のほか、設計基準事故対処設備の電源が喪失したことにより重大事故等が発生した場合において炉心の著しい損傷、原子炉格納容器の破損、貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷及び運転停止中原子炉内燃料体の著しい損傷を防止するための常設の直流電源設備を設けなければならない。</p>	<p>— (個別設備の設置要求)</p> <p>—</p>		
<p>第五十八条（計装設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、重大事故等が発生し、計測機器（非常用のものを含む。）の故障により当該重大事故等に対処するために監視することが必要なパラメータを計測することが困難となった場合において当該パラメータを推定するために有効な情報を把握できる設備を設けなければならない。</p>	<p>— (個別設備の設置要求)</p> <p>—</p>		
<p>第五十九条（運転員が原子炉制御室にとどまるための設備）</p> <p>発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合（重大事故等対処設備（特定重大事故等対処施設を構成するものを除く。）が有する原子炉格納容器の破損を防止するための機能が損なわれた場合を除く。）においても運転員が第二十六条第一項の規定により設置される原子炉制御室にとどまるために必要な設備を設けなければならない。</p>	<p>居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響</p> <p>○</p>		

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第六十条（監視測定設備） 発電用原子炉施設には、重大事故等が発生した場合に工場等及びその周辺（工場等の周辺海域を含む。）において発電用原子炉施設から放出される放射性物質の濃度及び放射線量を監視し、及び測定し、並びにその結果を記録することができる設備を設けなければならない。 2 発電用原子炉施設には、重大事故等が発生した場合に工場等において風向、風速その他の気象条件を測定し、及びその結果を記録することができる設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第六十一条（緊急時対策所） 第三十四条の規定により設置される緊急時対策所は、重大事故等が発生した場合においても当該重大事故等に対処するための適切な措置が講じられるよう、次に掲げるものでなければならない。 一 重大事故等に対処するために必要な指示を行う要員がとどまることができるよう、適切な措置を講じたものであること。 二 重大事故等に対処するために必要な指示ができるよう、重大事故等に対処するために必要な情報を把握できる設備を設けたものであること。 三 発電用原子炉施設の内外の通信連絡をする必要のある場所と通信連絡を行うために必要な設備を設けたものであること。	居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響	○	
第六十二条（通信連絡を行うために必要な設備） 発電用原子炉施設には、重大事故等が発生した場合において当該発電用原子炉施設の内外の通信連絡をする必要のある場所と通信連絡を行うために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	

別紙 24 鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた要求機能に対する各条文の機能維持の方針の整理

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映*	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
1	第三條	地盤設計基準対象施設の	地盤の支持性能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	原子炉建屋基礎地盤	建屋の初期剛性	影響因子を踏まえた検討結果	影響因子を踏まえた評価方針	有 (EP)	
2	第四條	地震による損傷の防止	耐震性 (建屋)	建屋の振動特性が変化している。(初期剛性の低下)	原子炉建屋等	建屋の初期剛性	影響因子を踏まえた検討結果	影響因子を踏まえた評価方針	有	
3			気密性 (建屋) [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、気密性が保たなくなり、放射性物質や有毒ガスが建屋内に流入する可能性がある。	原子炉建屋等	建屋の初期剛性 地震時のひび割れ幅	影響因子を踏まえた検討結果	影響因子を踏まえた評価方針	有	

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映**		
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無	
4	第四 条	地震による損傷の防止	止水性 (建屋) [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、使用済燃料プール等で発生したスロッシングによる溢水が想定していない経路を通じた区域に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する若しくは放射線物質を含む液体が管理区域外へ漏えいする可能性がある。	原子炉建屋内 壁	地震時のひび割れ幅 建屋の初期 剛性	<p>・地震時の止水性については、せん断ひずみ度から残留ひび割れ幅を算定し、0.2mm未満であることを確認することにより止水性を維持する方針であるため、せん断ひずみの算定において、建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。</p>	<p>・地震時のひび割れについては、実験により乾燥収縮が地震時のひび割れ発生に大きな影響を与えないことを確認している。</p> <p>・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、耐震壁のせん断ひずみ度を評価し、せん断ひずみ度から残留ひび割れ幅を算定し、0.2mm未満であることを確認することにより止水性を維持する。</p>	有	有	
5				屋外タンク等の地震時の破損による溢水影響評価において、地震時のひび割れの影響により、屋外の溢水が建屋内等に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	原子炉建屋、 制御建屋外壁						
6		止水性 (土木構造物) [地震起因]	屋外タンク等の地震時の破損による溢水影響評価において、地震時のひび割れの影響により、屋外の溢水が建屋内等に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	屋外重要土木 構造物	地震時のひび割れ幅	<p>・地震によりコンクリートに生じたひび割れからの漏水について評価する必要がある。</p>	<p>・地震後に受ける荷重(水圧)として最も大きい津波時の評価[No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ]で代表する。</p>	有	有		
7		遮蔽性 (建屋) [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、遮蔽機能が低下する可能性がある。	原子炉建屋等	地震時の遮蔽体(壁)の 形状、厚さ 建屋の初期 剛性	<p>・地震動に対して構造強度を確保し、遮蔽体の形状及び厚さを確保することで、地震後における残留ひずみを小さくし、ひび割れがほぼ閉鎖し、貫通するひび割れが直線的に残留しないこととすることで、遮蔽性を維持する設計としていることから、地震時の耐震壁のせん断ひずみの算定において、建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。</p>	<p>・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、耐震壁のせん断ひずみ度を評価する。</p>	有	有		





No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
15	第四 四条	地震による損傷の防止	耐震性 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れによる 初期剛性の低下により、地盤との 動的相互作用が変化し、土圧等 の評価が変わる可能性がある。	屋外重要土木 構造物等 (RC 部材全 般)	初期剛性	土木構造物は、地中構造物のため応答は周 囲の地盤の振動が支配的となるため、初期剛 性の影響は小さい。	有	土木構造物に作用する主たる荷重である土圧 は、剛性が小さいほど小さく評価されることか ら、作用外力としては乾燥収縮と地震の重量 による剛性低下を見込まないほうが安全側の 評価となる。以上から初期剛性を低下させず 地震応答解析を行う。	無
16				乾燥収縮によるひび割れの影響によ り、終局状態に対する耐震性 評価が変わる可能性がある。		終局耐力	実験の結果、乾燥収縮ひび割れによる設計 基準強度への影響は無いことから、終局耐力 に影響はない。	無	—	—
17			通水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響によ り、取水路等からの溢水が発生 し、十分な通水機能を確保でき なくなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海 水ポンプ室)	[No.15,16 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(土木構造物)と同じ]	※一つの部材が終局状態に至った場合でも、直ちに通水断面が閉塞に繋がる事象には至らないが、保守的に、終局状態)に至 らないことを目標性能とすることから、耐震性(土木構造物)と同じ			
18			貯水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響によ り、取水路等からの溢水が発生 し、十分な貯水量を確保できなく なる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海 水ポンプ室)	ひび割れ 幅	地震によりコンクリートに生じたひび割れから の津波時の漏水について評価する必要がある。 る。	有	貯水機能が要求される施設の周辺は盛土等 の地盤であることから、概ね弾性範囲の設計と することにより貯水性能への保守性を確保す る。	有
19			耐震性 (防潮壁)	乾燥収縮によるひび割れの影響 により、構造物の振動特性が変 化し、部材の発生断面力等が変 わる可能性がある。	防潮壁 (RC 遮水壁)	初期剛性	地中に設置する杭と一体となった構造であ り、応答は周囲の地盤の振動が支配的となる ため、初期剛性の影響は小さい。	有	設計剛性(設計基準強度)を用いた地震応答 解析モデルを基本とするが、念のため、初期 剛性低下の影響を考慮した地震応答解析を 行い、部材の発生断面力等を確認する。	有
20			耐震性 (防潮壁)	乾燥収縮によるひび割れの影響 により、終局状態に対する耐震性 評価が変わる可能性がある。		終局耐力	実験の結果、設計基準強度への影響は無い ことから、終局耐力に影響はない。	無	—	—
21			耐震性 (防潮堤)	乾燥収縮によるひび割れの影響 により、構造物の振動特性が変 化し、部材の発生断面力等が変 わる可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリ ート、鋼管杭 等)	初期剛性	防潮堤全体の応答は周囲の地盤の振動が支 配的となるため、置換コンクリート等の初期剛 性の影響は防潮堤を構成する部位に与える 影響は小さい。	有	設計剛性(設計基準強度)を用いた地震応答 解析モデルを基本とするが、念のため、初期 剛性低下の影響を考慮した地震応答解析を 行い、置換コンクリートや鋼管杭等の発生断面 力等に与える影響を確認する。	有

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
22	第五条	津波による損傷の防止	浸水防護 (土木構造物の 止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	海水ポンプ室 (スクリーンエ リアー補機ボ ンプエリア間 の隔壁等)	ひび割れ 幅	【通常時】 ・乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、止水性に影響はない。 【地震時】 ・地震によりコンクリートに生じたひび割れからの津波時の漏水について評価する必要がある。	無	—	—
23			浸水防護 (津波防護施設 の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮壁 (RC 遮水壁)	ひび割れ 幅	【通常時】 [No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ] 【地震時】 [No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ]	無	—	—
24				乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリ ート等)	ひび割れ 幅	【通常時】 [No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ] 【地震時】 ・地震によりコンクリートに生じたひび割れからの津波時の漏水について評価する必要がある。	無	—	—
25	第六条	外部からの衝撃の防止	風(台風)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	風(台風)の荷重の影響については、竜巻の風荷重による評価に崩落されるため、[No.26 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止(竜巻)]に記載。	—	—		有	・地震に伴うひび割れの影響は軽微であることを地震応答解析による要素破壊判定により確認する。 ・なお、置換コンクリート等を保守的に盛土相当の透水係数とした場合の浸透流解析により津波時の止水機能に影響が無いことを確認している(EIP)。	有

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映**		
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無	
26	第六條	外部からの衝撃による損傷の防止	竜巻に対する建屋の健全性(外殻としての機能)	乾燥収縮ひび割れの影響によるコンクリートの圧縮強度低下によって、竜巻の荷重に対する建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体としての健全性、圧縮強度	<p>乾燥収縮は、建屋等の剛性として力学的性質に影響を与えるが、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質であり、実機からのコア抜きによりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていること、また、耐震実験により乾燥収縮が終局耐力に影響を与えないことを確認しており構造体として問題はない。</p> <p>・竜巻飛来物に対する躯体の裏面剥離評価としては、Chang の式により、飛来物の全運動エネルギーと板の変形による吸収エネルギーのつり合いからコンクリートの設計基準強度を用いて、裏面剥離限界厚さを評価しており、上記のことから外殻としての機能の評価への影響はない。</p>	無	-	-	
27		竜巻随伴事象(火災)に対する建屋の健全性(外殻としての機能)	竜巻随伴事象(火災)に対する建屋の健全性(外殻としての機能)	竜巻の随伴事象である火災については、建屋外の火災が考えられるが、[No.39 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止(外部火災)]の影響評価と同様である。	-	コンクリートの構造体の変形	<p>原子炉建屋等の全体の變形に対して、乾燥収縮等の影響を考慮した評価が必要である。</p>	有	<p>・竜巻による各荷重に対する原子炉建屋等の全体の變形評価においては、初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルの荷重-變形関係を、乾燥収縮等の影響を考慮した評価を実施する。</p>	有	
28		竜巻随伴事象(溢水)に対する建屋の健全性(外殻としての機能)	竜巻随伴事象(溢水)に対する建屋の健全性(外殻としての機能)	竜巻の随伴事象である溢水については、建屋外の溢水が考えられるが、[No.45 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]の影響評価と同様である。	-	-	-	-	-	-	-

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
29	第六條	外部からの衝撃による損傷の防止	竜巻随伴事象（外部電源喪失）に対する建屋の構造健全性（外殻としての機能）	外部電源喪失はコンクリートの圧縮強度低下による建屋等の構造健全性（外殻としての機能等）に影響しない。	—	—	—	—	—	—
30		凍結に対する建屋の構造健全性（外殻としての機能）	乾燥収縮によるひび割れ部の内部で凍結が発生することで、ひびが進展し、建屋等の構造健全性（外殻としての機能等）が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> <li>・建屋屋根スラブはアスファルト防水等により機能を確保しており、また、外壁部については、防食塗装を施工している。アスファルト防水等及び外壁塗装は乾燥収縮によるひび割れに追従する構造であるため、水の侵入による凍結の影響はない。</li> <li>・その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。</li> </ul>	無	—	—	
31		降水に対する建屋の構造健全性（止水性）	流体の凍結による配管等の閉塞は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮に影響しない。	—	—	—	—	—	—	—
32		降水に対する建屋の構造健全性（止水性）	乾燥収縮によるひび割れを通じ、降水により建屋内等への漏水が発生し、安全機能が喪失する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> <li>・建屋屋根スラブはアスファルト防水等により機能を確保しており、また、外壁部については、防食塗装を施工している。アスファルト防水等及び外壁塗装は乾燥収縮によるひび割れに追従する構造であるため、浸水の影響はない。</li> <li>・その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。</li> </ul>	無	—	—	—
33		積雪に対する建屋の構造健全性（外殻としての機能）	乾燥収縮ひび割れの影響によるコンクリートの圧縮強度低下によって、積雪の荷重に対する建屋等の構造健全性（外殻としての機能等）が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体としての健全性、圧縮強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・乾燥収縮は、建屋等の剛性として力学的性質に影響を与えるが、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質であり、実機からのコア抜きによりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていること、また、耐震実験により乾燥収縮が終局耐力に影響を与えないことを確認しており構造体として問題はなく外殻としての機能の評価への影響はない。</li> </ul>	無	—	—	—

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
34	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	落雷に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	落雷による雷撃電流に対して、避雷設備を設ける等の対策をしている。また、電気的影響は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響に影響しない。	-	-	-	-	-	-
35			火山(降下火砕物の荷重)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	コンクリートの圧縮強度低下により、降下火砕物の荷重に対して、建屋当の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体としての健全性、圧縮強度	・乾燥収縮は、建屋等の剛性として力学的性質に影響を与えるが、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質であり、実機からのコア抜きによりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていること、また、耐震実験により乾燥収縮が終局耐力に影響を与えないことを確認しており構造体として問題はなく外殻としての機能の評価への影響はない。	無	-	-
36			火山(降下火砕物による腐食)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	乾燥収縮によるひび割れ部に降下火砕物が侵入した場合にコンクリートの腐食が助長される可能性によって、建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・建屋屋根スラブはアスファルト防水等により機能を確保しており、また、外壁部については、防水塗装を施工している。アスファルト防水等及び外壁塗装は乾燥収縮及び地震によるひび割れに追随する構造であるため影響はない。 ・その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。	無	-	-
37			火山(降下火砕物による閉塞・摩耗、絶縁低下、大気汚染等)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	降下火砕物による閉塞・摩耗、絶縁低下、大気汚染及び間接的影響としては鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響に影響しない。	-	-	-	-	-	-
38			生物学的事象に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	生物学的事象による閉塞や電気的影響は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響に影響しない。	-	-	-	-	-	-

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映*	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
39	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	外部火災(森林火災及び近隣工場等の火災)に対する建屋の構造健全性(耐熱性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、コンクリート温度伝導率に及ぶ場合は、原子炉施設の外壁等の輻射熱に対する耐熱性を示す危険輻射強度が低下する可能性がある。	原子炉建屋外壁等	コンクリート温度伝導率(密度、熱伝導率、熱伝導率、比熱)	建屋の外壁の耐熱性は壁厚、コンクリート温度伝導率(密度、熱伝導率、比熱)に左右され、外壁の温度がコンクリートの健全性が確保される200℃(加熱温度と圧縮強度の関係を実験で確認した文献より設定)に到達する外部火災の輻射強度を危険輻射強度として、外部火災により外部事象防護対象施設の安全性を損なわない制限値としている。 ・乾燥収縮ひび割れがコンクリート温度伝導率(密度、熱伝導率、比熱)に影響を与え、危険輻射強度が変動する可能性がある。	・乾燥収縮ひび割れがコンクリート温度伝導率(密度、熱伝導率、比熱)に与える影響を保持的に考慮して、外部火災に対する建屋外壁の危険輻射強度を算定した結果、最も評価が厳しい漂流船舶の火災影響評価においても、その影響は現状の評価結果である1086.9W/m <sup>2</sup> に対して1.1W/m <sup>2</sup> の変動であり僅かであることを確認した。	無	
40			有毒ガスに対する建屋の構造健全性(気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、有毒ガスが建屋内に流入する可能性がある。	原子炉建屋制御建屋	コンクリートの構造体のひび割れ幅	通常時の気密性については、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。			無
41	第七条	侵入等の防止 発用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止	侵入等の防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、必要なコンクリート厚さが維持できなくなる可能性がある。	原子炉建屋外壁等、土木構造物、津波防護施設等	鉄筋コンクリートの躯体厚さ	・コンクリート厚さが要求事項となるが、実際の建屋外壁は要求の閾値に対して、十分な余裕を確保した厚さを有しており、ひび割れによる影響はない。			無
42	第八条	火災による損傷の防止	耐火性(遮熱性)	内部火災の耐火性の評価としては、150mm以上のコンクリート壁が3時間耐火性能をもつことを文献で確認している。 乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、3時間耐火性能が確保できなくなる可能性がある。	3時間耐火壁(原子炉建屋内壁、制御建屋内壁、海水ポンプ室隔壁等)	鉄筋コンクリートの躯体厚さ、遮熱特性係数	・壁厚やコンクリートの種類に応じた遮熱特性係数により耐火性能時間を算定しており、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質で、躯体厚さや遮熱特性係数へ影響を及ぼすものではないことから、内部火災の耐火性に影響を与えるものではない。			無

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
43	第九條	漏水による損傷の防止等	止水性	常用海水系の想定破損による溢水影響評価において、乾燥収縮によるひび割れから漏水が発生し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	海水ポンプ室 (循環水ポンプエリアー補機ポンプエリア間の隔壁)	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、乾燥収縮によるひび割れの影響により、溢水が想定していない経路を通じ他の区画に流入することはなく、安全上特に重要な系統・設備がその機能を喪失することはない。	無	—	—
44				想定破損による溢水影響評価において、乾燥収縮によるひび割れの影響により、溢水が想定していない経路を通じ他の区画に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	原子炉建屋内壁 制御建屋内壁 屋外重要土木構造物	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、乾燥収縮によるひび割れの影響により、溢水が想定していない経路を通じ他の区画に流入することはなく、安全上特に重要な系統・設備がその機能を喪失することはない。	無	—	—
45				屋外タンク等の地震時の破損による溢水影響評価において、乾燥収縮によるひび割れの影響により、屋外の溢水が建屋内等に入り、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	原子炉建屋外壁 制御建屋外壁 屋外重要土木構造物	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・屋外タンク等の破損による溢水の影響を受ける外壁部については、防食塗装を施工している。外壁の塗装は乾燥収縮によるひび割れに追従する構造であるため影響はない。 ・その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。 ・地震時のひび割れに対しては、[No.4 第四條 地震による損傷の防止 止水性(建屋) [地震起因]]に同じ。	無	—	—
46	第十條	止 誤 操 作 の 防	操作性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、運転員が容易に設備を運転できなくなる可能性がある。	制御建屋等	[No.2~21 第四條 地震による損傷の防止]に同じ [No.22~24 第五條 津波による損傷の防止]に同じ [No.25~40 第六條 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八條 火災による損傷の防止]に同じ [No.43~45 第九條 溢水による損傷の防止等]に同じ				
47	第十一條	安 全 避 難 通 路 等	安全避難通路の確保	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、安全避難通路を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2~21 第四條 地震による損傷の防止]に同じ [No.22~24 第五條 津波による損傷の防止]に同じ [No.25~40 第六條 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八條 火災による損傷の防止]に同じ [No.43~45 第九條 溢水による損傷の防止等]に同じ				



No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映**	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
48	第十二条	安全施設	安全機能の確保	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、安全機能を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ	影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
49	第十三条	運転時の異常な過渡変化及び設計基準の拡大の防止	遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下する可能性がある。	原子炉建屋等	通常時の遮蔽体(壁)の形状、厚さ、密度 ・通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、安全上特に重要な系統・設備がその機能を喪失することはない。 ・乾燥収縮ひび割れは躯体の形状、厚さに影響を及ぼさないため、遮蔽機能への影響はない。 ・遮蔽計算に用いているコンクリートの密度は、建設時に乾燥単位容積質量で管理を実施していることから乾燥収縮の影響はない。 ・地震時のひび割れに対しては、[No.7 第四条 地震による損傷の防止 遮蔽性(建屋) [地震起因]]に同じ。	無	無	—	—
50	第十六条	燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設	想定外の重量物落下が生じないこと	乾燥収縮によるひび割れの影響で、屋根スラブ等の強度が低下し、コンクリート片が使用済燃料プールへ落下する可能性がある。	原子炉建屋屋根	コンクリート コンクリート 片の剥落等	・屋根スラブは、鋼板(デッキプレート)の上に鉄筋コンクリート造の屋根を設けた構造であり、地震により剥落しない設計であることから影響はない。	無	無	—
51					原子炉建屋壁 (地上3階床面より上部を構成する壁)	コンクリート 片の剥落等	・地上3階床面より上部を構成する壁については、鉄筋コンクリート造の耐震壁であり、地上3階床面より下部の耐震壁とあわせて地震により落下しないことを確認するが、建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。	有	・地震応答解析においては、初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いることから、乾燥収縮等の影響を考慮した評価としている。	有
52					原子炉建屋	建屋の初期剛性	・天井クレーンの間接支持構造物としての原子炉建屋の耐震設計に、初期剛性低下を考慮する必要がある。	有	・地震応答解析においては、初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いることから、乾燥収縮等の影響を考慮した評価としている。	有
53			遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下する可能性がある。	使用済燃料プール内面壁、底部壁	通常時の遮蔽体(壁)の形状、厚さ	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ	無	—	—

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
54	第二十二条	最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備	通水機能 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な通水機能を確保できなくなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海水ポンプ室)	通常時のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> <li>•通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、通水機能への影響はない。</li> <li>•地震時のひび割れに対しては、[No.17 第四条 地震による損傷の防止 通水機能(土木構造物)]に同じ。</li> </ul>	無	—	—
55			貯水機能 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な貯水量を確保できなくなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海水ポンプ室)	通常時のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> <li>•通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、貯水機能への影響はない。</li> <li>•地震時のひび割れに対しては、[No.18 第四条 地震による損傷の防止 貯水機能(土木構造物)]に同じ。</li> </ul>	無	—	—
56	第二十六条	原子炉制御室等	居住性確保 (気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが原子炉制御室に流入する可能性がある。	原子炉制御室	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)][地震起因]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
57			居住性確保 (遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、原子炉制御室にいる運転員の被爆量が増加する可能性がある。	原子炉制御室	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
58	第二十七条	放射性廃棄物の処理	止水性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、液体状の放射性廃棄物が漏えいする可能性がある。	原子炉建屋等	[No.43 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映**	
	条文	項目					影響 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
59	第二十九条	工場等周辺における直接ガン線等からの防護	遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、発電所周辺の空間線量率が上昇する可能性がある。	原子炉建屋等	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ	影響 有無	影響因子を踏まえた 検討結果	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
60				地震時のひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、発電所周辺の空間線量率が上昇する可能性がある。	原子炉建屋等	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
61	第三十条	放射線からの放射線業務従事者の防護	遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、放射線業務従事者の作業性等に影響を与える可能性がある。	原子炉建屋等	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
62			気密性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射線業務従事者の作業性等に影響を与える可能性がある。	原子炉建屋等	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋) [地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
63			止水性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、止水性が保てなくなり、放射線業務従事者の作業性等に影響を与える可能性がある。	原子炉建屋等	[No.32 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 降水(止水性)]に同じ [No.43 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]に同じ				
64	第三十二条	原子炉格納施設	気密性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、非常用ガス処理系の放射性物質の濃度低減機能が維持できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋) [地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
65	第三十四条	緊急時対策所	居住性確保 (気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保たなくなり、放射線物質や有毒ガスが緊急時対策所に流入する可能性がある。	緊急時対策所	[No.3 第四] 地震による損傷の防止 気密性(建物) [地震起因]に同じ [No.40 第六] 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)に同じ	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
67	第三十八条	地震事故等対処施設の 地盤	地盤の支持性 能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、建屋の振動特性が変化し、地震時に建屋から基礎地盤へ伝達される荷重が変わる可能性がある。	緊急時対策建 屋基礎地盤 [新設建屋]	建屋の初期 剛性	地震の影響を受けていないこと、建屋の設計は基準地震動Ssに対しておおむね弾性範囲にとどめる設計とすることから、設計剛性を用いた地震応答解析モデルに基づき、FEM モデルを作成し地盤の安定性を確保する。	無	- ※初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルにより基礎地盤へ伝達される荷重が変わらないことを確認している。(EP)	-
69	第三十九条	地震による損傷の防止	アクセス通路等の 確保 [地震起因]	地震時のひび割れの影響によりコンクリート片等が落下することにより、可搬型重大事故等対処設備を運搬し、又は他の設備の被害状況を把握するための道路及び通路が確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等 [既設建屋]	[No.2 第四] 地震による損傷の防止 耐震性(建物)に同じ	地震による損傷の防止 耐震性(建物)に同じ	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無

No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※		
	条文	項目					影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	影響の有無	設計反映の有無	
71	第三十九条	地震による損傷の防止	耐震性(機器・配管系)	建屋の振動特性が変化し、地震時に建屋から機器・配管系へ伝達される荷重が変わる可能性がある。	建屋内に設置されている機器・配管系の各設備(緊急時対策建屋等)[新設建屋]	建屋の初期剛性	影響因子を踏まえた検討結果 ・新設施設は、地震の影響を受けていないことから、新設施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	影響因子を踏まえた評価方針	—	—
72					建屋内に設置されている機器・配管系の各設備(原子炉建屋等)[既設建屋]	[No.9 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					
73				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の振動特性が変化する可能性がある。	各設備のアンカー部(緊急時対策建屋等)[新設建屋]	初期剛性	・新設施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新設施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—	—
74					各設備のアンカー部(原子炉建屋等)[既設建屋]	[No.10 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					
75					機器の基礎台(緊急時対策建屋等)[新設建屋]	初期剛性	・新設施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新設施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—	—
76					機器の基礎台(原子炉建屋等)[既設建屋]	[No.11 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					

No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
77	第三十九条	地震による損傷の防止	耐震性(機器・配管系)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の発生応力が変化する可能性がある。	円筒形容器の基礎ボルト(緊急時対策建屋等) [新設建屋]	コンクリートのヤング係数	・新設施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新設施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—
78				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の発生応力が変化する可能性がある。	円筒形容器の基礎ボルト(原子炉建屋等) [既設建屋]	[No.12 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ				
79				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、コンクリートのコンクリートに対する許容荷重が低下し、設備のアンカー部の支持性能が低下する可能性がある。	各設備のアンカー部(緊急時対策建屋等) [新設建屋]	コンクリート状態の破壊に対する許容荷重	・新設施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新設施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—
80					各設備のアンカー部(原子炉建屋等) [既設建屋]	[No.13 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ				
81				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の耐力が低下する可能性がある。	機器の基礎台(緊急時対策建屋等) [新設建屋]	コンクリートの設計基準強度	・新設施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新設施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—
82					機器の基礎台(原子炉建屋等) [既設建屋]	[No.14 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子 [No.15,16 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(土木構造物)]に同じ	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
83	第三十九条	耐震性 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れによる初期剛性の低下により、土木構造物の剛性低下により、地盤との動的相互作用が変化し、土圧等の評価が変わる可能性がある。 乾燥収縮によるひび割れの影響により、終局状態に対する耐震性評価が変わる可能性がある。	土木構造物 (屋外重要土木構造物等のRC 部材全般)	[No.15,16 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(土木構造物)]に同じ	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無		
84										
85		通水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な通水機能を確保できなくなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海水ポンプ室)	[No.17 第四条 地震による損傷の防止 通水機能(土木構造物)]に同じ					
86		貯水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な貯水量を確保できなくなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海水ポンプ室)	[No.18 第四条 地震による損傷の防止 貯水機能(土木構造物)]に同じ					
87		耐震性 (防潮壁)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、構造物の振動特性が変化し、部材の発生断面力等が変わる可能性がある。 乾燥収縮によるひび割れの影響により、終局状態に対する耐震性評価が変わる可能性がある。	防潮壁 (RC 遮水壁)	[No.19,20 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(防潮壁)]に同じ					
88										
89		耐震性 (防潮堤)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、構造物の振動特性が変化し、部材の発生断面力等が変わる可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリート、鋼管杭等)	[No.21 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(防潮堤)]に同じ					

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映**	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
90	第四十条	津波による損傷の防止	浸水防護 (土木構造物の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	海水ポンプ室 (スクリーンエリア補機ポンプエリア間の隔壁等)	No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ				
91			浸水防護 (津波防護施設の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮壁 (RC 遮水壁)	No.23 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(津波防護施設の止水性)に同じ				
92			浸水防護 (津波防護施設の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリート等)	No.24 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(津波防護施設の止水性)に同じ				
93	第四十一条	火災による損傷の防止	耐火性 (遮熱性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、3時間耐火性能が確保できなくなる可能性がある。	3時間耐火壁 (原子炉建屋内壁、制御室内壁、海水ポンプ室隔壁等)	No.42 第八条 火災による損傷の防止 耐火性(遮熱性)に同じ				
94	第四十三条	重大事故等対処設備	環境条件	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の環境条件(温度、湿度、圧力、放射線)を維持できず、重大事故等対処設備の機能を損なう可能性がある。	原子炉建屋等	No.2~21 第四条 地震による損傷の防止に同じ No.22~24 第五条 津波による損傷の防止に同じ No.25~40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止に同じ No.42 第八条 火災による損傷の防止に同じ No.43~45 第九条 溢水による損傷の防止等に同じ No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止に同じ				
95			操作性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の確実な操作ができなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	No.2~21 第四条 地震による損傷の防止に同じ No.22~24 第五条 津波による損傷の防止に同じ No.25~40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止に同じ No.42 第八条 火災による損傷の防止に同じ No.43~45 第九条 溢水による損傷の防止等に同じ No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止に同じ				



No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響 有無	影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針
96	第四十三条	重大事故等対処設備	試験・検査性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による重大事故等対処設備の試験又は検査性への影響はない。	—	—	—	—	—	—
97			切替性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による重大事故等対処設備の切替性への影響はない。	—	—	—	—	—	—
98			悪影響防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による重大事故等対処設備の他の設備に対する悪影響防止への影響はない。	—	—	—	—	—	—
99			設置場所	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、放射線量が高くなることで、重大事故等対処設備の操作及び想定される重大事故等の復旧作業への影響を生じる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—
100			常設重大事故等対処設備の容量	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の必要な容量を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—
101			共用の禁止	女川2号機は単号機申請であるため、乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による影響はない。	—	—	—	—	—	—
102			常設重大事故防止設備の共通要素因故障防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、共通要素により常設重大事故防止設備が、設計基準事故対処設備等と同時に機能を損なう可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—

No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
103	第四十三条	重大事故等対処設備	可搬型重大事故等対処設備の容量	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の必要な容量を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—
104		可搬型重大事故等対処設備の接続性	可搬型重大事故等対処設備との接続性の接続性	乾燥収縮及び地震によるひび割れ等の影響により、可搬型重大事故等対処設備が常設設備との接続性に対する影響はない。	—	—	—	—	—	—
105		異なる複数の接続箇所への確保	異なる複数の接続箇所への確保	乾燥収縮及び地震によるひび割れ等の影響により、可搬型重大事故等対処設備の常設設備との接続箇所が、共通要因により接続できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—
106		可搬型重大事故等対処設備の設置場所	可搬型重大事故等対処設備の設置場所	乾燥収縮及び地震によるひび割れ等の影響により、放射線量が高くなることで、可搬型重大事故等対処設備の設置場所への据え付け、常設設備との接続への影響が生じる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—
107		可搬型重大事故等対処設備の保管場所	可搬型重大事故等対処設備の保管場所	乾燥収縮及び地震によるひび割れ等の影響により、設計基準事故等対処設備及び常設重大事故等対処設備との異なる保管場所を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ	—	—	—	—
108		アクセス通路等の確保	アクセス通路等の確保	乾燥収縮によるひび割れの影響によりコンクリート片等が落下することにより、可搬型重大事故等対処設備を運搬し、又は他の設備の被害状況を把握するための道路及び通路が確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	コンクリート片の剥落等 ・通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、コンクリート片等が落下することはない、アクセス通路等の確保に影響はない。 ・地震時については、[No.70 第三十九条 地震による損傷の防止 アクセス通路等の確保]に同じ。	—	—	—	—

No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	規則	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
109	第四十三条	重大事故等対処設備	可搬型重大事故防止設備の共通要因故障防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、共通要因により可搬型重大事故防止設備が、設計基準事故対処設備等及び常設重大事故防止設備と同時に機能を損なう可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2~21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22~24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25~40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43~45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
110	第四十六条	原子炉冷却材圧力ハウジングを減圧するための設備	流路機能 (気密性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、流路としての機能が保てなくなり、ブローアウトパネルによる蒸気排出機能が維持できなくなる可能性がある。	原子炉建屋原子炉棟	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋) [地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
111	第四十八条	最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備	通水機能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な通水機能を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物 (取水口～海水ポンプ室)	[No.54 第二十二条 最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備 通水機能(土木構造物)]に同じ				
112			貯水機能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な貯水量を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物 (取水口～海水ポンプ室)	[No.55 第二十二条 最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備 貯水機能(土木構造物)]に同じ				

No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	規則	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
113	第五十一条	原子炉格納容器下部の溶融炉心を冷却するための設備	溶融炉心・コンクリート相互作用(MCCI)の抑制	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響がMCCIの抑制及び溶融炉心による原子炉格納容器バウンダリへの接触の防止を阻害する可能性がある。	原子炉格納容器下部(ペダスタル)	コンクリート侵食量	影響因子を踏まえた検討結果 <ul style="list-style-type: none"> <li>格納容器下部の床面及び壁面は鋼板で覆われていることから、コンクリートの乾燥収縮の影響はない。</li> <li>また、仮に乾燥収縮ひび割れを想定した場合であっても、女川2号機原子炉建屋のひび割れ調査による平均ひび割れ幅は最大でも約0.07mmであり、ひび割れに入り込む溶融炉心の量は少量であるため、即座に除熱、固化することから影響はない。</li> <li>なお、コンクリート侵食量評価の解析条件において最も支配的なのは溶融炉心からブロー水への熱流束であり、コンクリートの変化による感度は小さい。乾燥収縮及び地震によるひび割れはコンクリートの成分に影響を与えるものではないため、コンクリート侵食量評価に影響はない。</li> </ul>	無	影響因子を踏まえた評価方針	無
114			流路機能(止水性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、流路としての機能が保てなくなり、格納容器スプレイによる原子炉格納容器下部への注水機能を阻害する可能性がある。	原子炉格納容器(ドライウェル床)	[No.43~45 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]に同じ				
115	第五十三条	水素爆発による原子炉建屋等の損傷を防止するための設備	流路機能(気密性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、流路としての機能が保てなくなり、静的触媒式水素再結合装置による原子炉建屋原子炉楯内の水素濃度上昇の抑制機能を阻害する可能性がある。	原子炉建屋原子炉棟	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)に同じ]				

No.	設置許可基準		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無
116	第五十九条	運転員が原子炉制御室にとどまるための設備	居住性確保 (気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが原子炉制御室に流入する可能性がある。	原子炉制御室	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ	影響の有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映の有無	
117			居住性確保 (遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、原子炉制御室にいる運転員の被爆量が増加する可能性がある。	原子炉制御室	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
118	第六十一条	緊急時対策所	居住性確保 (気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが緊急時対策所に流入する可能性がある。	緊急時対策所	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
119			居住性確保 (遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、緊急時対策所にいる対応要員の被爆量が増加する可能性がある。	緊急時対策所	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				