

本資料のうち、枠囲みの内容は、
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

TK-1-2199 改0
平成30年10月10日
日本原子力発電株式会社

建築耐震 補足説明資料（抜粋）

補足-370-6 【応力解析における応力平均化の考え方】

目次

1. 概要	1
2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の応力平均化の考え方	2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	2
2.2 応力平均化の方法	3
2.3 応力平均化の結果	14
2.4 断面の評価結果	16
3. 原子炉建屋基礎盤の応力平均化の考え方	17
3.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	17
3.2 応力平均化の方法	19
3.3 応力の平均結果	28
3.4 断面の評価	30
4. 原子炉格納容器底部コンクリートマットの応力平均化の考え方	31
4.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	31
4.2 応力平均化の方法	37
4.3 応力の平均結果	53
4.4 断面の評価	71
4.5 RC-N規準に基づく評価	76

別紙 原子炉格納容器底部コンクリートマットの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響について

1. 概要

3次元FEMモデルを用いた応力の算定において、FEM要素に応力集中等が見られる場合については、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説((社)日本建築学会、2005)」(以下「RC-N規準」という。)に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-12 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」

2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元を選定している。

応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな曲げモーメントが発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素 S_s地震時

	方向	要素番号	荷重の 組合せ ケース	平均化前の 検定値 (発生値/許容値)
曲げ モーメント	EW方向	50203	101	1.06
	EW方向	50203	102	1.00
	EW方向	50204	103	1.04
	EW方向	50204	104	1.07
	EW方向	50230	101	1.05
	EW方向	50230	102	1.01
	EW方向	51503	103	1.01
	EW方向	51530	103	1.04
	EW方向	51530	104	1.00

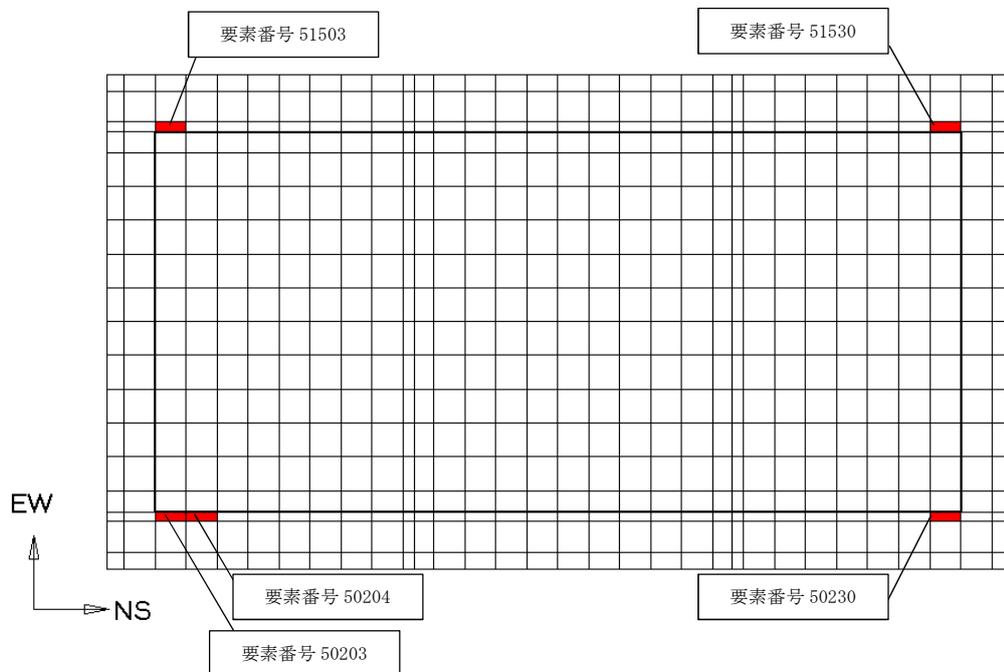


図 2-1 要素位置図

2.2 応力平均化の方法

3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

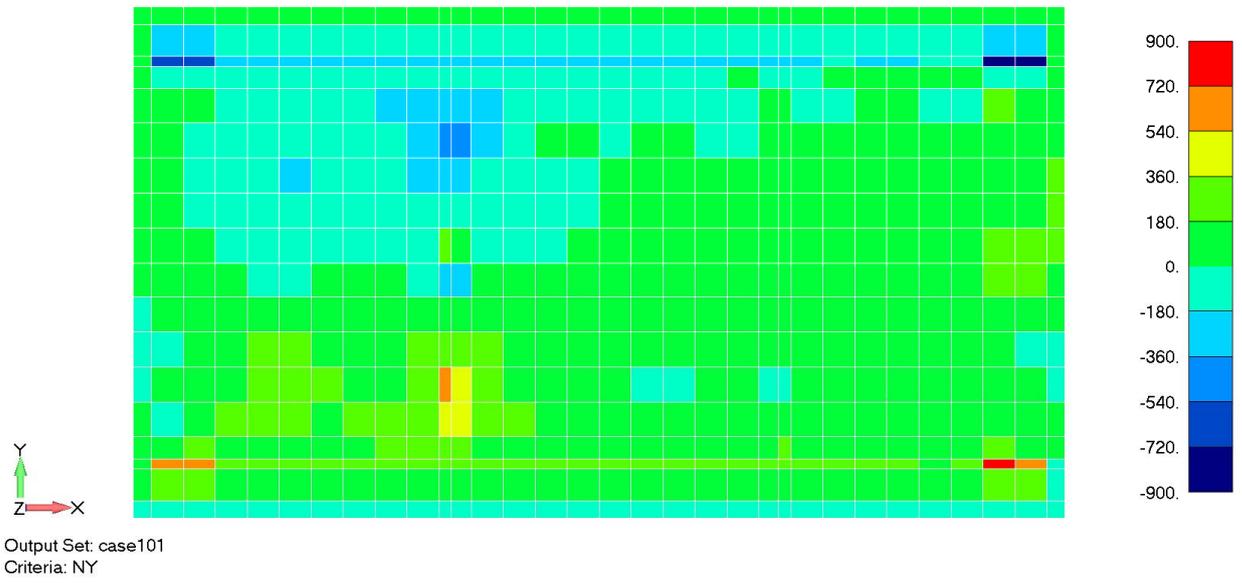
使用済燃料乾式貯蔵建屋の3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析において、耐震壁との接続部分の基礎において、局所的に大きな曲げモーメントが発生している。局所応力の発生部材周囲における拘束状況の代表例を図2-2に、軸力と曲げモーメントの断面力の例を図2-3に示す。

そこで、今回の使用済燃料乾式貯蔵建屋の弾性応力解析においては、「RC-N規準」を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。応力の平均化は、曲げモーメントが支配的であることを踏まえ、応力伝達を考慮できる範囲として、各応力コンター図及び基礎の直上の壁配置等を考慮し、不連続にならない範囲の要素に対して行った。

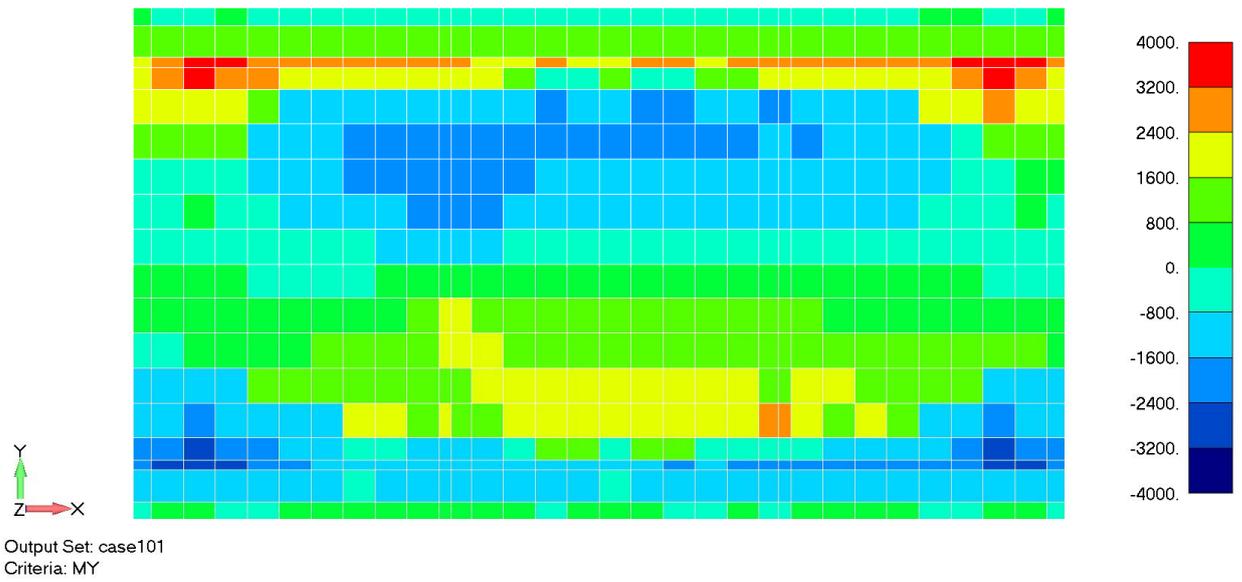
各要素について応力度の平均化範囲を図2-4に示す。応力平均化は2通りの方法で実施した。応力平均化①は加力方向に応力平均化する方法、応力平均化②は加力方向と直交方向に応力平均化する方法である。両方法共に、当該要素及び隣接要素の応力に対して要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。



図 2-2 局所応力の発生部材周囲における拘束状況

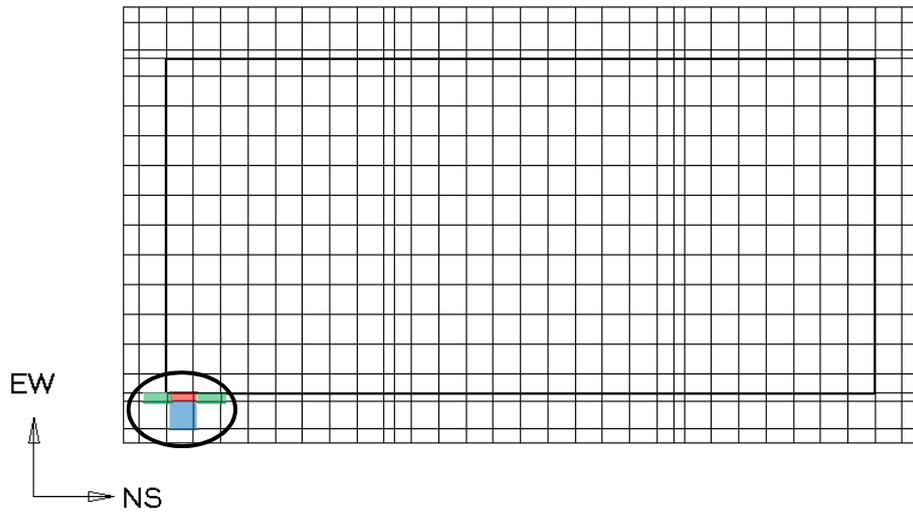


(a) EW 方向 軸力 (kN/m)



(b) EW 方向 曲げモーメント (kN・m/m)

図 2-3 基礎版断面力 (荷重組合せケース 101)



(a) 基礎版全体

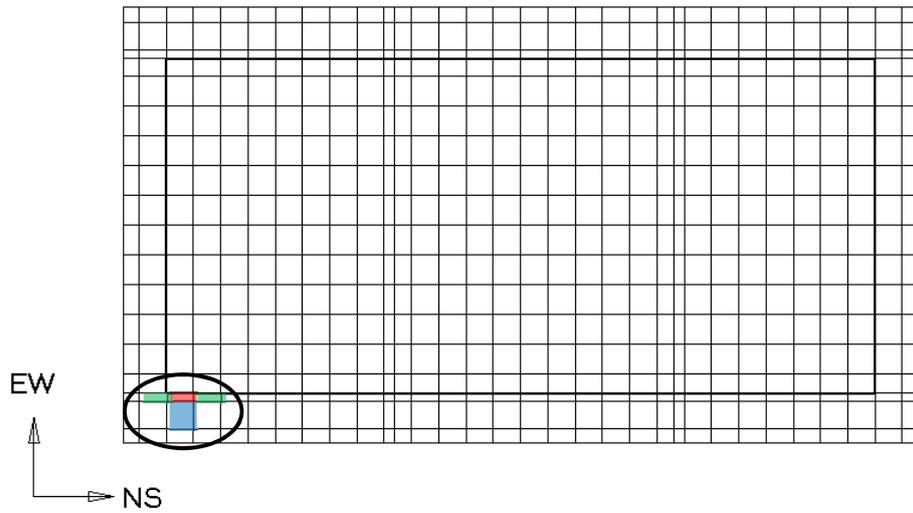
要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
50401 22.8	50402 -35.1	50403 24.4	50404 214.9	50405 253.6	50401 -1573.6	50402 -1555.4	50403 -1731.6	50404 -1478.2	50405 -1206.3
50301 64.9	50302 126.3	50303 205.1	50304 142.1	50305 150.8	50301 -1652.	50302 -1889.2	50303 -2578.2	50304 -1985.4	50305 -1837.7
50201 67.7	50202 610.4	50203 643.9	50204 212.4	50205 230.7	50201 -2020.	50202 -2483.8	50203 -2898.4	50204 -2668.3	50205 -2391.4
50101 14.1	50102 251.4	50103 276.7	50104 92.	50105 85.5	50101 -1072.	50102 -1154.9	50103 -1297.7	50104 -1303.2	50105 -1147.9
50001 -34.8	50002 -47.	50003 -24.3	50004 -43.9	50005 -47.5	50001 -9.4	50002 17.5	50003 9.9	50004 -17.4	50005 -1.5

(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (1/9) 応力平均化範囲
(S_s地震時 EW 方向 要素番号 50203 荷重組合せケース 101)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
-128.4	-8.5	101.	139.1	205.1	-1008.	-1005.6	-1003.3	-860.3	1040.1
50401 20.2	50402 -38.7	50403 19.4	50404 206.5	50405 250.6	50401 -1534.6	50402 -1508.8	50403 -1655.2	50404 -1414.6	50405 -1132.5
50301 78.5	50302 131.7	50303 206.9	50304 137.9	50305 162.8	50301 -1599.2	50302 -1806.	50303 -2416.2	50304 -1854.	50305 -1700.1
50201 87.5	50202 605.8	50203 633.1	50204 210.2	50205 235.7	50201 -1985.2	50202 -2399.6	50203 -2762.4	50204 -2542.7	50205 -2288.4
50101 24.9	50102 248.	50103 270.9	50104 91.8	50105 88.3	50101 -1073.	50102 -1149.9	50103 -1273.5	50104 -1274.8	50105 -1129.9
50001 -33.4	50002 -47.4	50003 -25.1	50004 -43.9	50005 -46.9	50001 -21.	50002 0.3	50003 -6.1	50004 -30.6	50005 -15.5

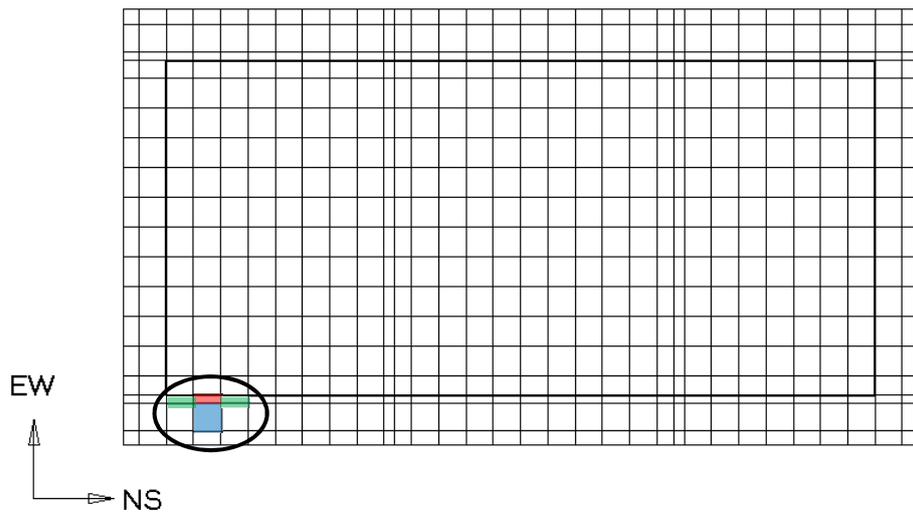
(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (2/9) 応力平均化範囲

(S_s地震時 EW 方向 要素番号 50203 荷重組合せケース 102)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
215.4	110.7	7.2	-108.9	-254.5	1191.	1274.4	1410.3	1009.5	-978.5
50401 64.	50402 167.1	50403 123.2	50404 -162.1	50405 -209.	50401 1908.	50402 1939.	50403 2389.	50404 2099.4	50405 1903.9
50301 7.7	50302 -67.7	50303 -144.1	50304 -103.7	50305 -72.4	50301 2066.6	50302 2471.8	50303 3685.8	50304 2927.	50305 2894.1
50201 14.9	50202 -682.	50203 -734.5	50204 -170.6	50205 -184.9	50201 2345.4	50202 3098.8	50203 3830.4	50204 3582.3	50205 3229.8
50101 26.7	50102 -287.	50103 -317.9	50104 -73.4	50105 -63.1	50101 1205.2	50102 1344.5	50103 1605.1	50104 1657.2	50105 1447.3
50001 39.8	50002 43.	50003 20.1	50004 45.3	50005 50.7	50001 0.4	50002 -44.1	50003 -28.1	50004 17.	50005 -7.1

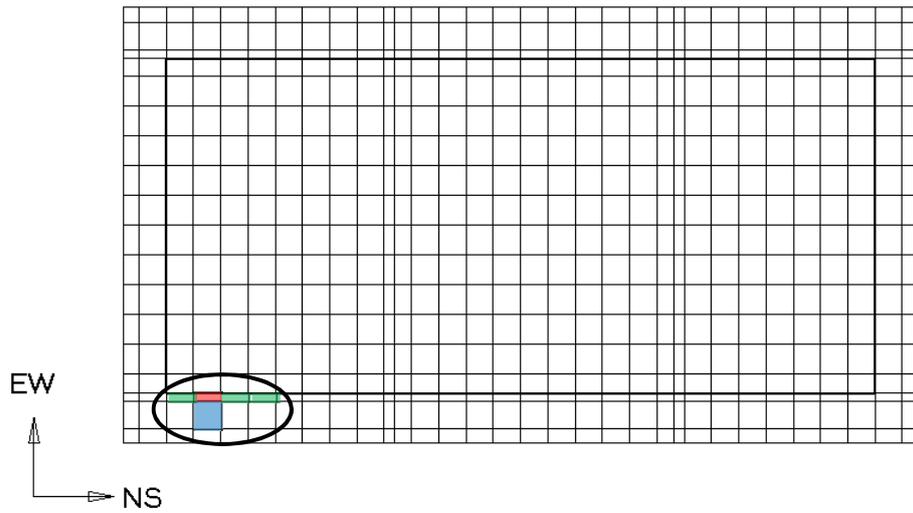
(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (3/9) 応力平均化範囲

(S_s地震時 EW 方向 要素番号 50204 荷重組合せケース 103)



(a) 基礎版全体

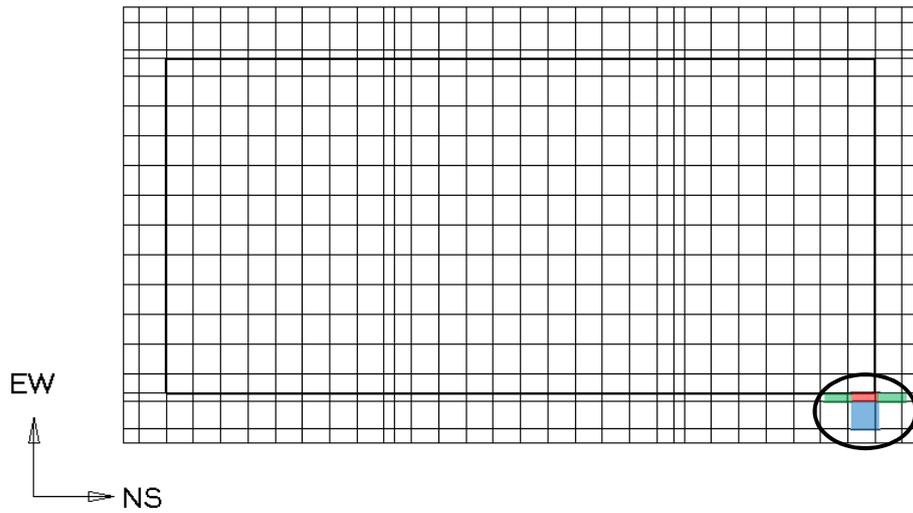
要素番号 軸力 (kN/m)						要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)					
193.	92.3	-12.8	-130.1	-285.3	-287.4	1206.2	1299.8	1439.9	990.1	-1018.3	-1180.4
50401 61.4	50402 163.5	50403 118.2	50404 -170.5	50405 -212.	50406 -211.7	50401 1947.	50402 1985.6	50403 2465.4	50404 2163.	50405 1977.7	50406 1732.9
50301 21.3	50302 -62.3	50303 -142.3	50304 -107.9	50305 -60.4	50306 -59.4	50301 2119.4	50302 2555.	50303 3847.8	50304 3058.4	50305 3031.7	50306 2348.9
50201 34.7	50202 -686.6	50203 -745.3	50204 -172.8	50205 -179.9	50206 -193.	50201 2380.2	50202 3183.	50203 3956.4	50204 3707.9	50205 3332.8	50206 2643.7
50101 37.5	50102 -290.4	50103 -323.7	50104 -73.6	50105 -60.3	50106 -67.7	50101 1204.2	50102 1349.5	50103 1629.3	50104 1685.6	50105 1465.3	50106 1205.6
50001 41.2	50002 42.6	50003 19.3	50004 45.3	50005 51.3	50006 47.4	50001 -11.2	50002 -61.3	50003 -44.1	50004 3.8	50005 -21.1	50006 -33.1

(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (4/9) 応力平均化範囲
(S_s地震時 EW 方向 要素番号 50204 荷重組合せケース 104)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
50428 119.1	50429 126.7	50430 59.4	50431 24.3	50432 89.5	50428 -1096.	50429 -1393.6	50430 -1646.8	50431 -1504.1	50432 -1548.3
50328 44.8	50329 77.3	50330 242.4	50331 169.9	50332 35.2	50328 -1385.4	50329 -1723.	50330 -2437.9	50331 -1902.1	50332 -1659.5
50228 146.4	50229 230.8	50230 723.5	50231 661.5	50232 -11.1	50228 -2039.8	50229 -2379.5	50230 -2824.7	50231 -2548.1	50232 -2036.1
50128 48.4	50129 95.2	50130 320.9	50131 280.4	50132 -33.1	50128 -1042.4	50129 -1178.4	50130 -1251.	50131 -1162.7	50132 -1091.8
50028 -51.7	50029 -44.2	50030 -18.1	50031 -43.1	50032 -42.3	50028 -3.1	50029 -7.4	50030 20.9	50031 22.	50032 -13.5

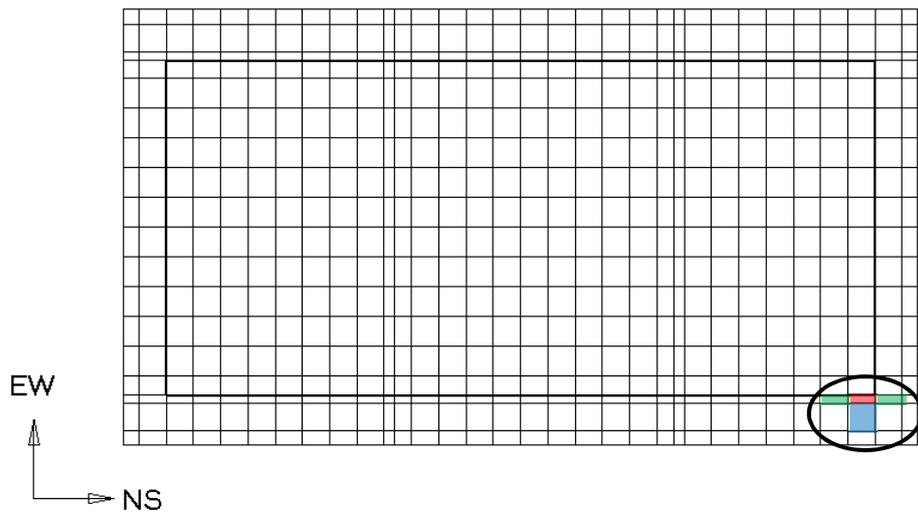
(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (5/9) 応力平均化範囲

(S_s地震時 EW 方向 要素番号 50230 荷重組合せケース 101)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
50428 128.3	50429 136.7	50430 79.8	50431 38.7	50432 83.1	50428 -1067.	50429 -1352.	50430 -1571.2	50431 -1465.7	50432 -1518.7
50328 55.2	50329 88.3	50330 254.6	50331 176.7	50332 33.	50328 -1260.2	50329 -1614.	50330 -2305.7	50331 -1841.5	50332 -1626.7
50228 159.2	50229 241.6	50230 715.3	50231 651.5	50232 -5.9	50228 -1902.8	50229 -2264.3	50230 -2718.7	50231 -2490.7	50232 -2021.9
50128 53.6	50129 99.6	50130 317.1	50131 275.6	50132 -29.9	50128 -1003.6	50129 -1152.	50130 -1238.8	50131 -1171.9	50132 -1105.4
50028 -51.3	50029 -44.	50030 -18.5	50031 -43.7	50032 -41.7	50028 -13.3	50029 -19.6	50030 3.7	50031 2.4	50032 -27.5

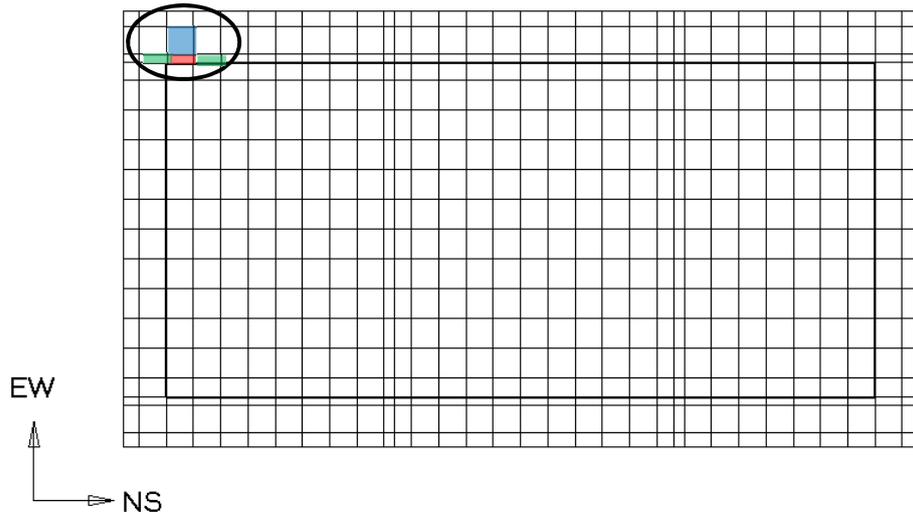
(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素①
- : 平均化実施に用いた周辺要素②
- : 壁の位置

図 2-4 (6/9) 応力平均化範囲

(S_s地震時 EW 方向 要素番号 50230 荷重組合せケース 102)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
51701	51702	51703	51704	51705	51701	51702	51703	51704	51705
-39.	-46.9	-21.8	-43.1	-47.7	-16.9	14.9	15.9	-9.8	0.5
51601	51602	51603	51604	51605	51601	51602	51603	51604	51605
-19.7	248.5	286.	109.2	95.8	-1103.2	-1155.2	-1230.9	-1188.1	-1070.
51501	51502	51503	51504	51505	51501	51502	51503	51504	51505
4.1	597.8	652.9	255.5	261.3	-2054.6	-2497.8	-2771.5	-2388.4	-2162.6
51401	51402	51403	51404	51405	51401	51402	51403	51404	51405
16.3	136.	229.5	159.8	138.2	-1679.6	-1917.6	-2467.3	-1691.8	-1360.7
51301	51302	51303	51304	51305	51301	51302	51303	51304	51305
58.1	26.7	81.8	199.9	187.8	-1568.7	-1541.	-1638.3	-1292.2	-854.8

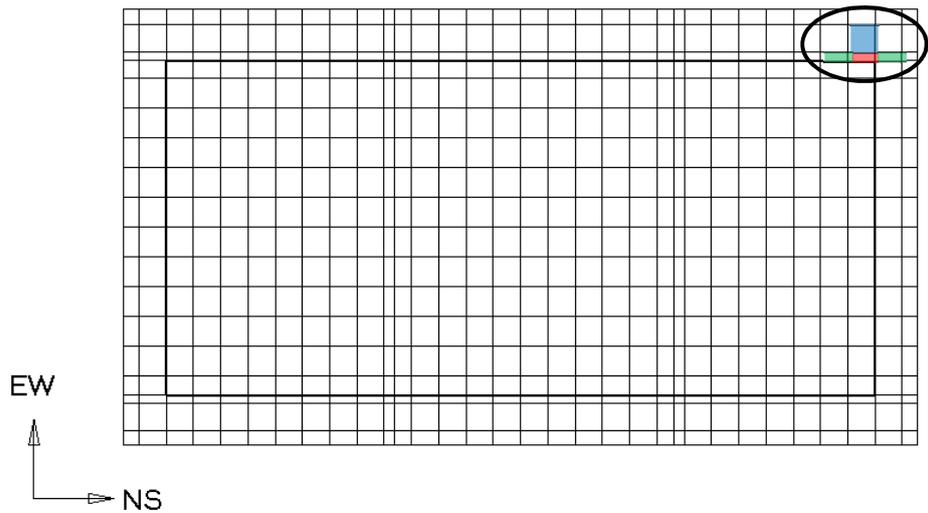
(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (7/9) 応力平均化範囲

(S_s地震時 EW 方向 要素番号 51503 荷重組合せケース 103)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
51728 -51.3	51729 -43.4	51730 -18.5	51731 -43.9	51732 -40.8	51728 -3.4	51729 -6.	51730 20.6	51731 22.	51732 -11.4
51628 50.9	51629 104.5	51630 316.5	51631 274.7	51632 -20.7	51628 -1044.3	51629 -1173.4	51630 -1231.7	51631 -1142.1	51632 -1076.9
51528 146.9	51529 246.7	51530 719.7	51531 651.9	51532 11.2	51528 -2042.	51529 -2377.7	51530 -2794.1	51531 -2502.8	51532 -2001.8
51428 41.	51429 72.2	51430 231.2	51431 174.5	51432 60.2	51428 -1357.	51429 -1687.8	51430 -2376.2	51431 -1860.9	51432 -1628.9
51328 113.8	51329 128.6	51330 95.8	51331 62.6	51332 122.6	51328 -1082.9	51329 -1375.6	51330 -1632.7	51331 -1494.3	51332 -1540.1

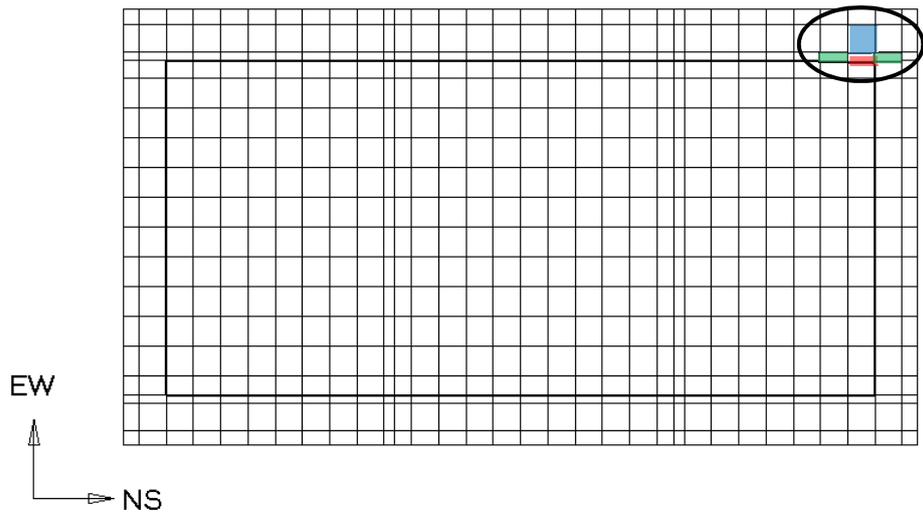
(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (8/9) 応力平均化範囲

(S_s地震時 EW 方向 要素番号 51530 荷重組合せケース 103)



(a) 基礎版全体

要素番号 軸力 (kN/m)					要素番号 曲げモーメント (kN・m/m)				
51728	51729	51730	51731	51732	51728	51729	51730	51731	51732
-50.9	-43.2	-18.9	-44.3	-40.2	-13.8	-18.4	3.4	2.4	-25.6
51628	51629	51630	51631	51632	51628	51629	51630	51631	51632
55.9	108.9	313.7	270.9	-17.5	-1005.9	-1147.6	-1221.3	-1153.1	-1091.9
51528	51529	51530	51531	51532	51528	51529	51530	51531	51532
159.5	258.1	713.7	643.5	16.4	-1902.2	-2260.9	-2689.7	-2447.8	-1989.2
51428	51429	51430	51431	51432	51428	51429	51430	51431	51432
52.6	83.6	243.4	181.3	58.2	-1229.8	-1577.4	-2246.2	-1802.3	-1597.9
51328	51329	51330	51331	51332	51328	51329	51330	51331	51332
123.6	138.4	114.8	76.	116.	-1054.1	-1335.6	-1559.1	-1457.7	-1513.1

(b) 軸力

(c) 曲げモーメント

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (①)
- : 平均化実施に用いた周辺要素 (②)
- : 壁の位置

図 2-4 (9/9) 応力平均化範囲
(S_s地震時 EW 方向 要素番号 51530 荷重組合せケース 104)

2.3 応力平均化の結果

応力平均化前と後の比較結果を表2-2に示す。

表 2-2 (1/2) 応力平均化の結果 (EW 方向、応力平均化①)

(a) 軸力

要素番号	荷重の 組合せ ケース	軸力 (平均化前) [kN/m]	軸力 (平均化後) [kN/m]
50203	101	643.9	362.5
50203	102	633.1	355.5
50204	103	-170.6	-96.1
50204	104	-172.8	-96.8
50230	101	723.5	415.0
50230	102	715.3	410.1
51503	103	652.9	376.9
51530	103	719.7	416.4
51530	104	713.7	412.8

(b) 曲げモーメント

要素番号	荷重の 組合せ ケース	曲げモーメント (平均化前) [kN・m/m]	曲げモーメント (平均化後) [kN・m/m]
50203	101	-2898.4	-1671.7
50203	102	-2762.4	-1621.3
50204	103	3582.3	2107.0
50204	104	3707.9	2158.1
50230	101	-2824.7	-1618.7
50230	102	-2718.7	-1584.6
51503	103	-2771.5	-1612.5
51530	103	-2794.1	-1618.7
51530	104	-2689.7	-1585.1

表 2-2 (2/2) 応力平均化の結果 (EW 方向、応力平均化②)

(a) 軸力

要素番号	荷重の 組合せ ケース	軸力 (平均化前) [kN/m]	軸力 (平均化後) [kN/m]
50203	101	643.9	488.9
50203	102	633.1	483.0
50204	103	-170.6	-363.3
50204	104	-172.8	-322.8
50230	101	723.5	538.6
50230	102	715.3	536.1
51503	103	652.9	502.1
51530	103	719.7	539.4
51530	104	713.7	538.4

(b) 曲げモーメント

要素番号	荷重の 組合せ ケース	曲げモーメント (平均化前) [kN・m/m]	曲げモーメント (平均化後) [kN・m/m]
50203	101	-2898.4	-2683.5
50203	102	-2762.4	-2568.2
50204	103	3582.3	3547.5
50204	104	3707.9	3412.7
50230	101	-2824.7	-2584.1
50230	102	-2718.7	-2491.2
51503	103	-2771.5	-2552.6
51530	103	-2794.1	-2558.2
51530	104	-2689.7	-2466.2

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

S_s地震時の曲げモーメントについて、発生曲げモーメントが終局曲げモーメントを超えないことを確認する。

2.4.2 断面の評価結果

断面の評価結果を表 2-3 に示す。応力平均化後の発生曲げモーメントが終局曲げモーメントを超えないことを確認した。

表 2-3 (1/2) 応力平均化後の評価結果 (S_s地震時 曲げモーメント、応力平均化①)

要素番号	方向	荷重の 組合せ ケース	曲げモーメント [kN・m/m]	終局 曲げモーメント [kN・m/m]	平均化後の 検定値 (発生値/許容値)
50203	EW方向	101	1671.7	2982.0	0.56
50203	EW方向	102	1621.3	2987.8	0.54
50204	EW方向	103	2107.0	3382.4	0.62
50204	EW方向	104	2158.1	3383.1	0.64
50230	EW方向	101	1618.7	2937.9	0.55
50230	EW方向	102	1584.6	2942.0	0.54
51503	EW方向	103	1612.5	2969.9	0.54
51530	EW方向	103	1618.7	2936.7	0.55
51530	EW方向	104	1585.1	2939.7	0.54

表 2-3 (2/2) 応力平均化後の評価結果 (S_s地震時 曲げモーメント、応力平均化②)

要素番号	方向	荷重の 組合せ ケース	曲げモーメント [kN・m/m]	終局 曲げモーメント [kN・m/m]	平均化後の 検定値 (発生値/許容値)
50203	EW方向	101	2683.5	2875.8	0.93
50203	EW方向	102	2568.2	2880.7	0.89
50204	EW方向	103	3547.5	3647.0	0.97
50204	EW方向	104	3412.7	3607.0	0.95
50230	EW方向	101	2584.1	2834.1	0.91
50230	EW方向	102	2491.2	2836.1	0.88
51503	EW方向	103	2552.6	2864.7	0.89
51530	EW方向	103	2558.2	2833.4	0.90
51530	EW方向	104	2466.2	2834.2	0.87

4.5 RC-N規準に基づく評価

ここでは、原子炉格納容器底部コンクリートマットの構造部材としての耐力に対する発生応力の程度を把握することを目的として、原子炉建屋原子炉棟基礎及び付属棟基礎の健全性評価で用いた「RC-N規準」に基づく α （せん断スパン比 M/Qd による割増係数）を考慮した許容値に対する検討を行う。水平1方向及び水平2方向入力時の原子炉格納容器底部コンクリートマットの健全性について確認する。

水平1方向入力時の各荷重状態の評価結果を記載する要素位置を図4-5～図4-11に、評価結果を表4-5～表4-11に示す。なお、本検討では面外せん断に対して着目しており、軸力及び曲げモーメントについては、「CCV規格」に基づいた結果を併記している。

水平1方向入力時の評価結果に示されるように、面外せん断について、発生応力に対して部材耐力は十分に余裕があることを確認した。

水平2方向入力時の評価については、別紙「原子炉格納容器底部コンクリートマットの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響について」にて示す。

評価結果としては、各要素の応力の発生値は許容値を超えないことから、応力平均化を要しないことを確認した。

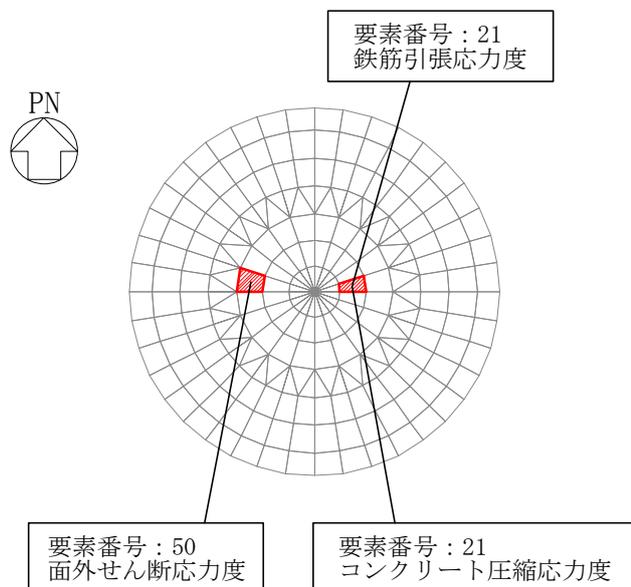


図 4-5 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

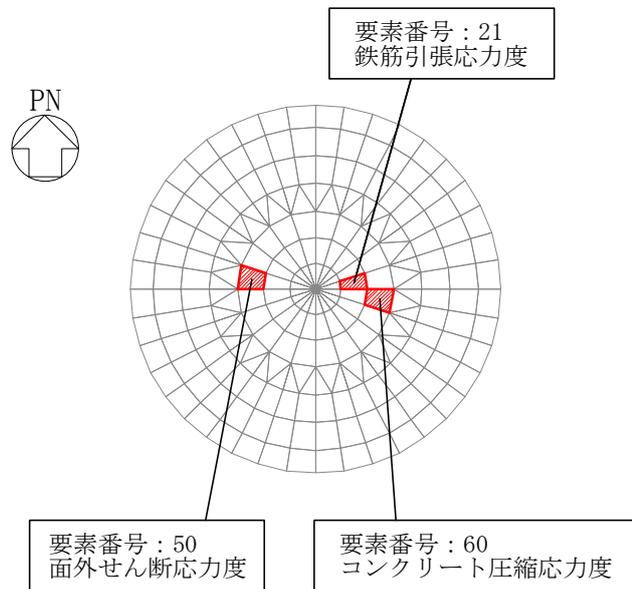


図 4-6 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

表 4-5 評価結果 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	半径	21	1-22	3.59	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	21	1-22	137	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	50	1-24	0.898	2.12

表 4-6 評価結果 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	半径	60	2-22	4.71	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	21	2-22	200	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	50	2-24	1.12	2.12

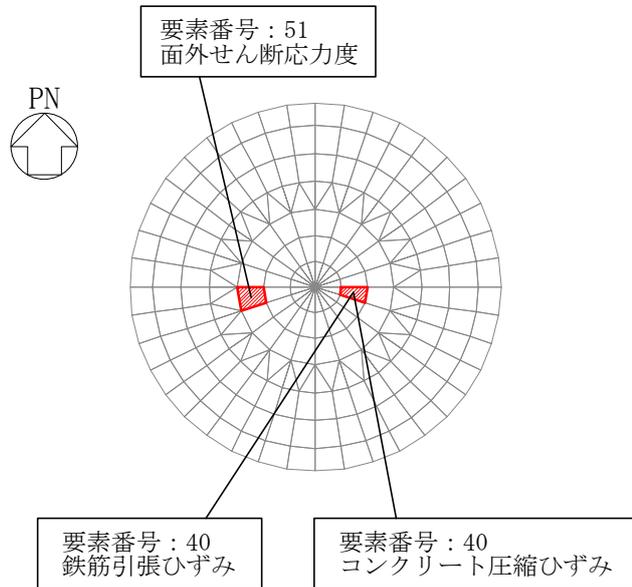


図 4-7 結果を記載する要素の位置 荷重状態IV・地震時 (2)

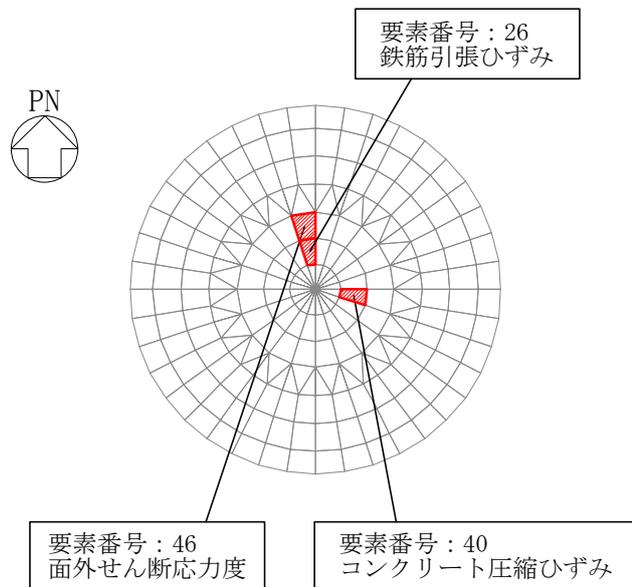


図 4-8 結果を記載する要素の位置 荷重状態IV・(異常+地震) 時 (2)

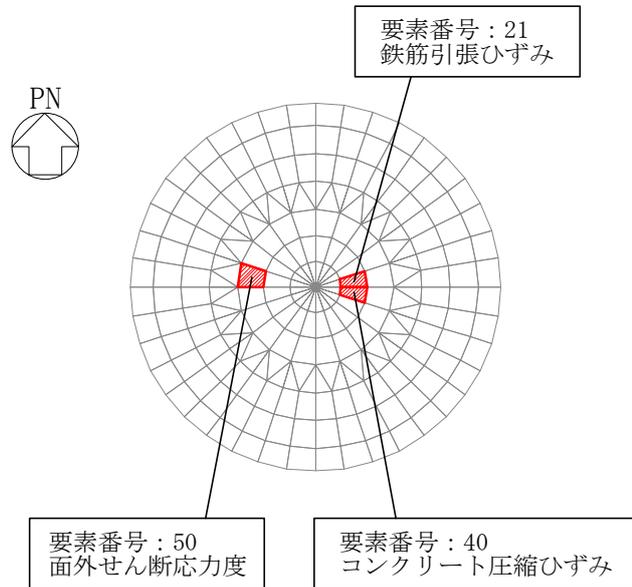


図 4-9 結果を記載する要素の位置 荷重状態V・(異常+地震)時 (3)

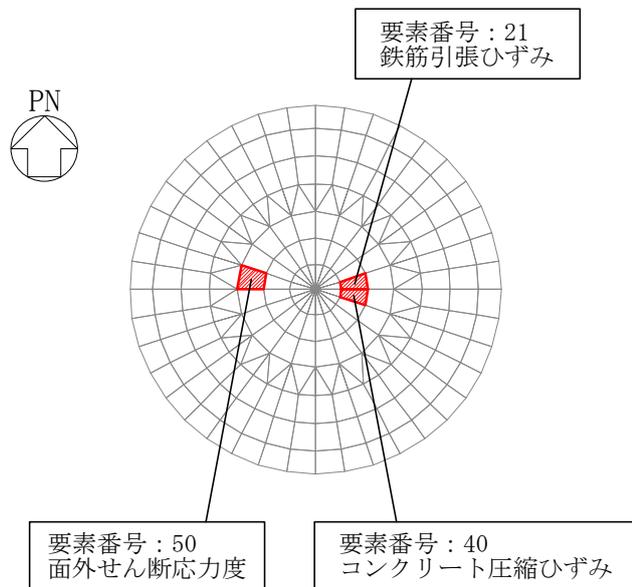


図 4-10 結果を記載する要素の位置 荷重状態V・(異常+地震)時 (4)

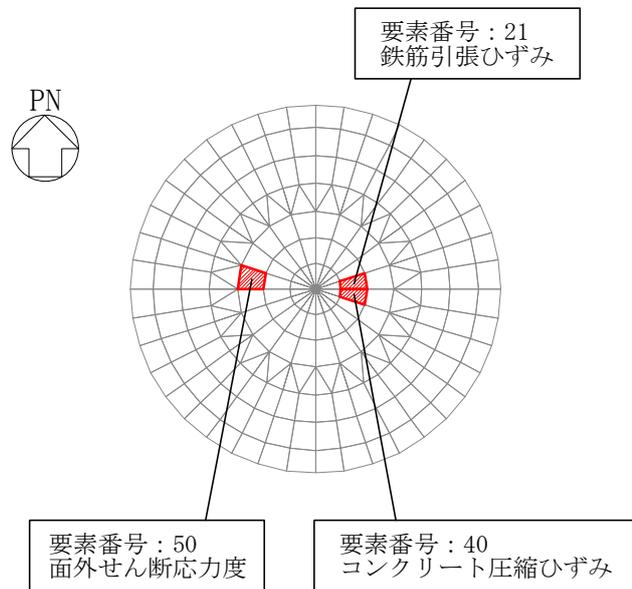


図 4-11 結果を記載する要素の位置 荷重状態V・(異常+地震)時 (5)

表 4-7 評価結果 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	40	3-6	0.333	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	40	3-4	0.642	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	半径	51	3-4	1.40	2.12

表 4-8 評価結果 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	40	4-6	0.288	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	26	4-5	0.589	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	半径	46	4-5	1.17	2.12

表 4-9 評価結果 荷重状態Ⅴ・(異常+地震)時 (3)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	40	5-6	0.375	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	21	5-6	0.895	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	半径	50	5-8	1.36	2.12

表 4-10 評価結果 荷重状態V・(異常+地震)時 (4)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	40	6-6	0.341	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	21	6-6	0.840	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	半径	50	6-8	1.23	2.12

表 4-11 評価結果 荷重状態V・(異常+地震)時 (5)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	40	7-6	0.426	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	21	7-6	0.814	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	半径	50	7-8	1.62	2.12

別紙 原子炉格納容器底部コンクリートマットの水平2方向及び
鉛直方向地震力の組合せによる影響について

1. 検討の概要

原子炉格納容器底部コンクリートマットについて、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の検討を行う。

評価に当たっては、3次元FEMモデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細については、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」と同一である。

2. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」で示す荷重の組合せのうち、発生値に対する許容値の割合が最小である荷重状態IVの地震時とする。荷重の組合せを表2-1に示す。

荷重の詳細は、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の4.2.1に示す死荷重(D)、活荷重(L)、運転時圧力(P₁)、逃し安全弁作動時荷重(H₁)、常時土圧荷重(E₀)、地震時土圧荷重(E_s)及び地震荷重(K_s)と同一である。

表 2-1 荷重の組合せ

荷重状態	荷重時	荷重の組合せ
IV	地震時	$D+L+E_0+P_1+H_1+K_s+E_s$

- D : 死荷重
- L : 活荷重 (地震時の積雪荷重 S_{地震時}を含む)
- E₀ : 常時土圧荷重
- E_s : 地震時増分土圧荷重
- K_s : 地震荷重
- P₁ : 運転時圧力
- H₁ : 逃がし安全弁作動時荷重

3. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容応力度は、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

4. 応力解析

4.1 解析モデル

解析モデル図を図 4-1 に示す。

解析モデルの詳細は、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の「4.4 解析モデル及び諸元に示す内容と同一である。

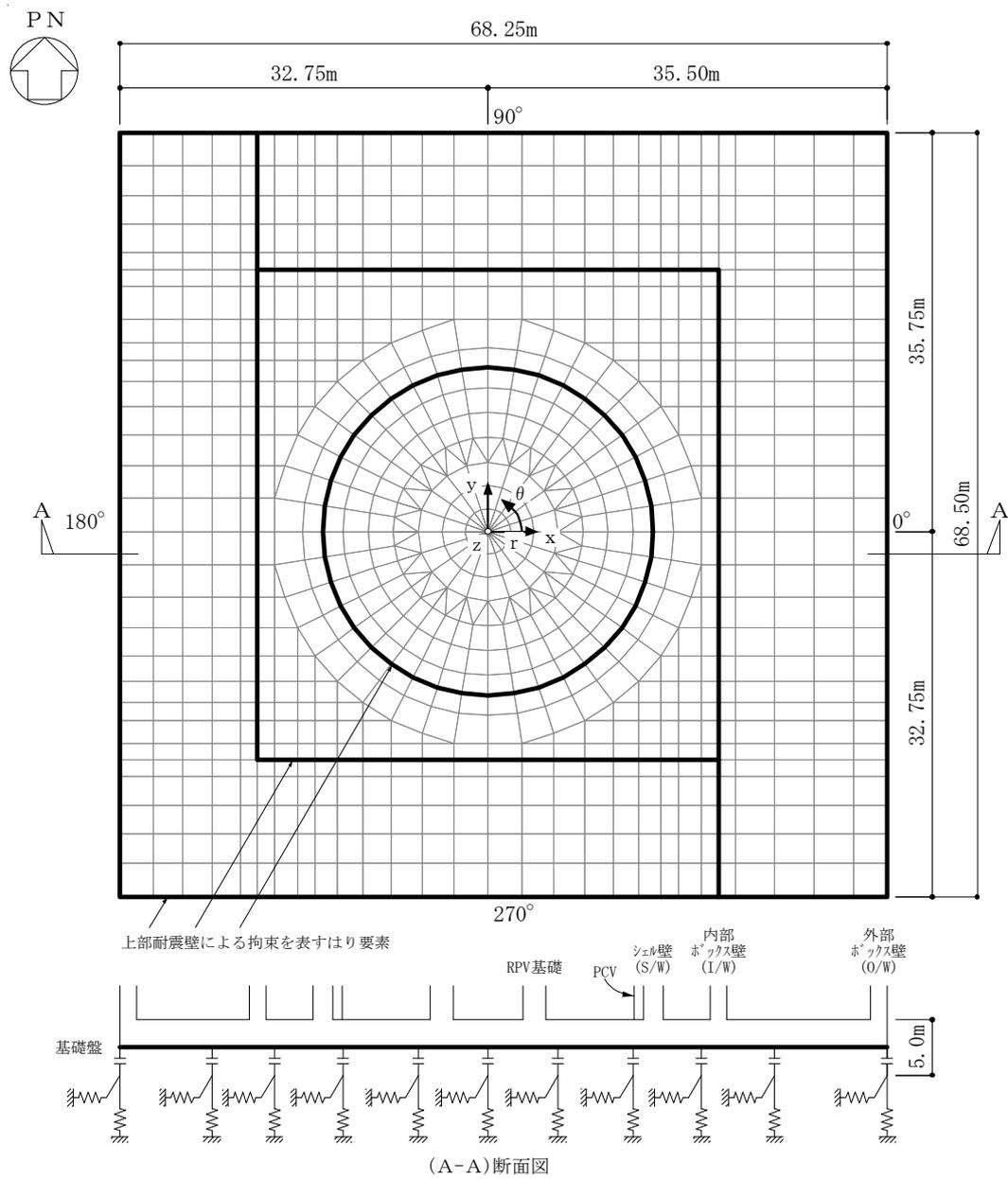


図 4-1 解析モデル

4.2 荷重ケース

荷重状態Ⅳの地震時の応力は、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の「4.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重ケースによる応力を組合せて求める。

DL	: 死荷重+活荷重
E_0	: 常時土圧荷重
E_{sNS}	: NS 方向 S_s 地震時増分土圧
E_{sEW}	: EW 方向 S_s 地震時増分土圧
K_{sSN}^*	: S→N 方向 S_s 地震荷重
K_{sWE}^*	: W→E 方向 S_s 地震荷重
K_{sDU}^*	: 鉛直方向 S_s 地震荷重
P_1	: 運転時圧力
H_1	: 逃がし安全弁作動時荷重

注記 * : 計算上の座標軸を基準として、EW 方向は W→E 方向の加力、
NS 方向は S→N 方向の加力、鉛直方向は上向きの加力を記載している。

4.3 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースは、 S_s 地震時の単独荷重を、米国 REGULATORY GUIDE 1.92 の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) に基づいて評価する。なお、水平 2 方向と鉛直方向の組合せにおいては、水平 1 方向と鉛直方向の組合せの結果を考慮して鉛直方向に 0.4 を乗じるケースに対して実施する。

荷重の組合せケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せケース

荷重時	ケース No.	荷重の組合せ
荷重状態Ⅳ 地震時	1-1	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sNS} + 0.4K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-2	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sNS} + 1.0K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-3	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sNS} + 1.0K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-4	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sNS} + 0.4K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-5	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sNS} - 0.4K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-6	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sNS} - 1.0K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-7	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sNS} - 1.0K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-8	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sNS} - 0.4K_{sEW} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-9	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sNS} + 0.4K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-10	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sNS} + 1.0K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-11	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sNS} + 1.0K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-12	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sNS} + 0.4K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-13	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sNS} - 0.4K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$
	1-14	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sNS} - 1.0K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-15	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sNS} - 1.0K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 0.4E_{sNS} + 1.0E_{sEW}$
	1-16	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sNS} - 0.4K_{sEW} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS} + 0.4E_{sEW}$

5. 評価方法

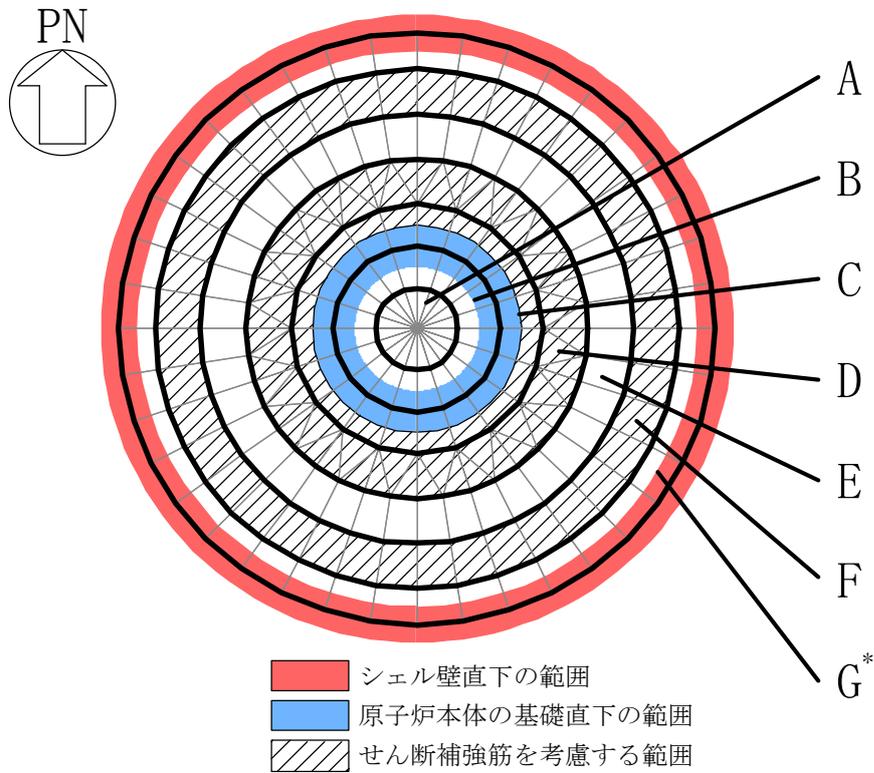
断面の評価は、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の「4.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。ただし、面外せん断力については、RC-N規準に基づき、せん断スパン比による割増し係数 α を考慮する。

6. 評価結果

断面の評価結果を以下に示す。また、原子炉格納容器底部コンクリートマットの配筋領域図及び配筋一覧を図6-1及び表6-1に示す。

断面の評価結果を記載する要素は、軸力、曲げモーメント及び面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図6-2に、評価結果を表6-2に示す。各要素の応力の発生値は許容値を超えないことから、応力平均化を要しないことを確認した。



注記 * : PCV アンカー部のせん断補強筋は考慮しない。

図 6-1 配筋領域図

表 6-1 配筋一覧

(a) 格子配筋

領域	方向	上端筋	下端筋	せん断補強筋
A	EW	3-D38@128	3-D38@128	—
	NS	3-D38@128	3-D38@128	—

(b) $r - \theta$ 方向配筋

領域	方向	上端筋	下端筋	せん断補強筋
B	半径	17-D38/45° (3 段)	17-D38/45° (3 段)	—
	円周	3-D38@200	3-D38@200	—
C	半径	34-D38/45° (3 段)	34-D38/45° (3 段)	D22@400
	円周	3-D38@200	3-D38@200	D22@400
D	半径	34-D38/45° (3 段)	34-D38/45° (3 段)	D22@400
	円周	3-D38@180	3-D38@180	D22@400
E	半径	34-D38/45° (3 段)	34-D38/45° (3 段)	—
	円周	3-D38@175	3-D38@175	—
F	半径	68-D38/45° (3 段)	68-D38/45° (3 段)	D22@400
	円周	3-D38@200	3-D38@200	D22@400
G	半径	68-D38/45° (4 段)	68-D38/45° (4 段)	—
	円周	4-D38@200	4-D38@200	—

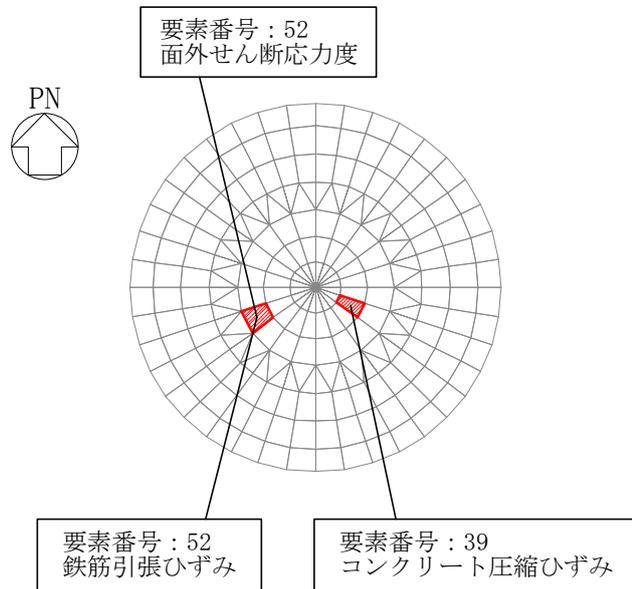


図 6-2 結果を記載する要素の位置

表 6-2 評価結果

評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	39	1-3	0.433	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	52	1-2	0.794	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	半径	52	1-6	1.59	2.19

補足-370-12【原子炉建屋基礎盤の耐震性評価に関する補足説明】

8. 荒川 mean 式の適用性について

原子炉棟基礎の基礎スラブのせん断耐力の評価式には、荒川 mean 式を用いている。

「2. 面外せん断耐力評価式について」に示すように、せん断補強筋の有る部位では荒川 mean 式は RC-N 式の耐力を上回るものの、せん断補強筋の無い部位では、荒川 mean 式は RC-N 式の耐力を下回り、「3. 面外せん断耐力評価式と実験値の比較」に示すように、荒川 mean 式はスパン全長にわたり分布荷重を受ける実験値の下限を示し、文献 2 で示した実験結果では、全試験体の裕度の平均値として約 17%が見込まれ、実機の配筋やせん断スパン比を考慮すると約 10%の裕度が見込まれる。

また、「4. 基礎スラブに発生する軸力の影響」に示すように、実験値が圧縮軸力による影響を考慮した修正荒川 mean 式によるせん断耐力を上回ることが示され、原子炉棟基礎の基礎スラブでは軸力を考慮した基礎スラブの面外せん断力に対する評価では修正荒川 mean 式を用いることで最大で 30%程度、検定値 0.9 以上の要素の平均で 9%程度、面外せん断耐力が増加する。

さらに、「6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について」に示すように人工岩盤を考慮した現実的に生じると考えられる面外せん断応力は、人工岩盤を考慮しない場合に検定値が 0.9 以上となっていた要素において平均で約 35%小さくなっている。ただし、人工岩盤を考慮した場合については、修正荒川 mean 式による面外せん断耐力の増加率は最大で 35%程度であるが、人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素においては、増加率が平均で 5%程度であり、人工岩盤を無視した場合の増加率（9%程度）と比べるとやや小さくなる。

以上より、人工岩盤を考慮しない基礎スラブの応力解析結果に対し、許容限界として荒川 mean 式による終局面外せん断耐力を適用することは、荒川 mean 式の裕度が 10%、軸力の影響による裕度が 5%程度見込め、全体として 15%程度の裕度を有している。

さらに、実際には人工岩盤があり、基礎スラブに生じる面外せん断力は特に応力が大きい部位において 35%程度低減されること（「6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について」参照）、コンクリートの実強度を考慮すると実際の耐力は小さく見積もっても 10%程度大きくなること（「7. 実強度の影響について」参照）も加味すると、全体として 1.5 倍以上の裕度があると言える。

したがって、荒川 mean 式による終局強度を許容限界として基礎スラブの面外せん断力の評価を行うことは、十分な保守性があり、仮に解析評価上、許容限界を超える要素が生じたとしても、支持機能を失うような破壊に至ることはない。ただし、機器・配管系を支持する機能に対しては、荒川 mean 式による終局強度を適用する際には、個別に詳細を検討する必要がある。そこで、機器・配管系の支持機能の維持に係る評価の合理化の観点から、基礎盤の評価においては、面外せん断の許容限界を RC-N 規準による短期許容応力度を適用することとし、機器・配管系に対する支持機能の確保を担保する。

補足-370-14【タービン建屋の耐震性評価に関する補足説明】

2.3 入力地震動について

入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルで定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する建屋基礎底面及び側面地盤ばねレベルでの地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力（以下、「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。ここで、自由地盤の応答は表層地盤の増幅の影響によりケーソン及び杭の下端レベルに比べ建屋基礎底面レベルでの応答が大きくなる。このため、切欠き力もケーソン及び杭の下端レベルに比べ建屋基礎底面レベルで大きくなる。切欠き力は自由地盤の地中の応答（E+F）を掘削形状に応じて地表面の応答（2E）に補正するものであり、切欠き効果として、保守的に建屋基礎スラブ底面積に応じた切欠き力を**基礎スラブ下端**に考慮する。図2-7に地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「KSHAKE ver.2.0」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録31「計算機プログラム（解析コード）の概要・KSHAKE」に示す。

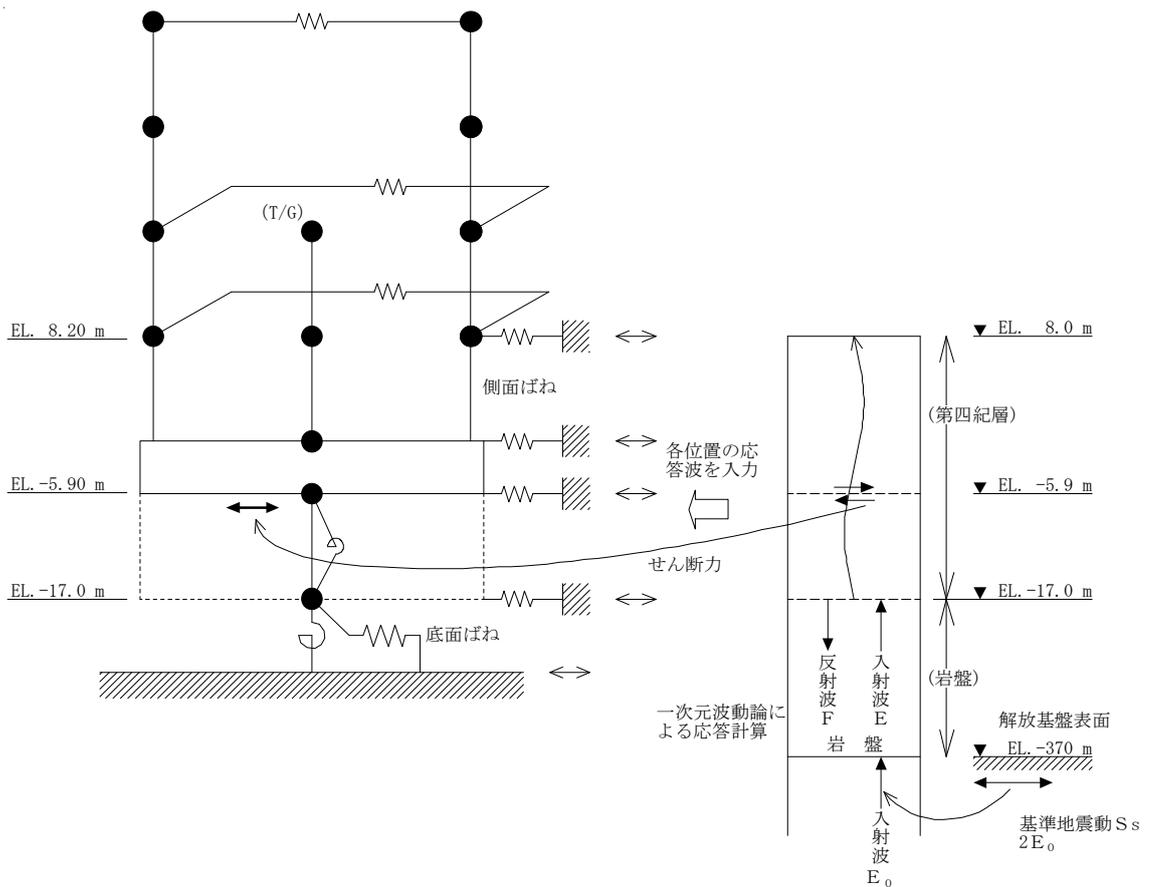


図 2-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）

4.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討

補足-370-11「原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示すように、原子炉建屋では設定した地震力を各耐震壁のせん断力に分配する際に偏心の影響を考慮している。ここでは、原子炉建屋の応答変位にねじれ補正係数 α を乗じてねじれ振動を考慮した応答変位を求め、タービン建屋との相対変位を算出し、原子炉建屋のねじれ振動による影響を評価する。

既工事計画認可申請書 第1回申請 添付書類「Ⅲ-5 原子炉建屋の強度計算書」に示される原子炉建屋のNS方向のねじれ補正係数 α の最大値を表4-3に、タービン建屋とねじれ補正係数を考慮した原子炉建屋の相対変位の絶対値和を表4-4に示す。ここで、タービン建屋は、建屋全体のねじれは小さく、多軸モデルを床ばねで接続した地震応答解析モデルを用いることにより架構間の剛性の相違により生じるねじれの影響は考慮されている。表4-4に示すように絶対値和による最大相対変位は建屋間のクリアランス50mmを超過する。

絶対値和による最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所について、時刻歴応答変位による時刻歴相対変位の最大値を表4-5及び図4-4～図4-6に示す。原子炉建屋の応答変位時刻歴にねじれ振動を考慮すると、時刻歴相対変位は地盤物性のばらつき(+ σ)を考慮したS₃-31地震時に最大30.9mmであり、建屋間のクリアランス(50mm)以下となる。

補足-370-15 【サービス建屋の耐震性評価に関する補足説明】

3.3 非線形特性の設定方法について

サービス建屋は鉄筋コンクリート造の耐震壁付きラーメン構造である。このため、地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁と柱、梁のラーメン構造による等価剛性に対し、非線形特性を考慮している。

非線形特性は、3次元FEMによる荷重増分解析に基づき設定する。荷重増分解析に用いる解析モデルは、柱梁フレーム及び耐震壁の剛性を適切に考慮してモデル化する。その解析モデルを図3-3に、耐震壁として考慮した壁を図3-4に示す。サービス建屋の荷重増分解析には、解析コード「RESP-3FT Ver. 1.5.2」を用いる。

荷重増分解析に用いる外力分布は建築基準法の略算式による分布形状を用いた。Ai分布を表3-1に、各部材の終局耐力の評価法を表3-2に、使用材料を表3-3に示す。

なお、表3-1には、荷重増分解析に用いる外力分布の適正化を図るために用いた精算式によるAi分布も併せて示す。

加力方向は正加力と負加力について実施し、1階の耐力が低くなる加力方向を採用する。加力方向は、EW方向に正加力(W→E)とした場合を採用した。

静的漸増解析より求めた荷重-変形関係から図3-5に示す方法により各階の非線形特性を算出した。各階の静的漸増解析結果とせん断力-変位曲線を比較して図3-6に示す。

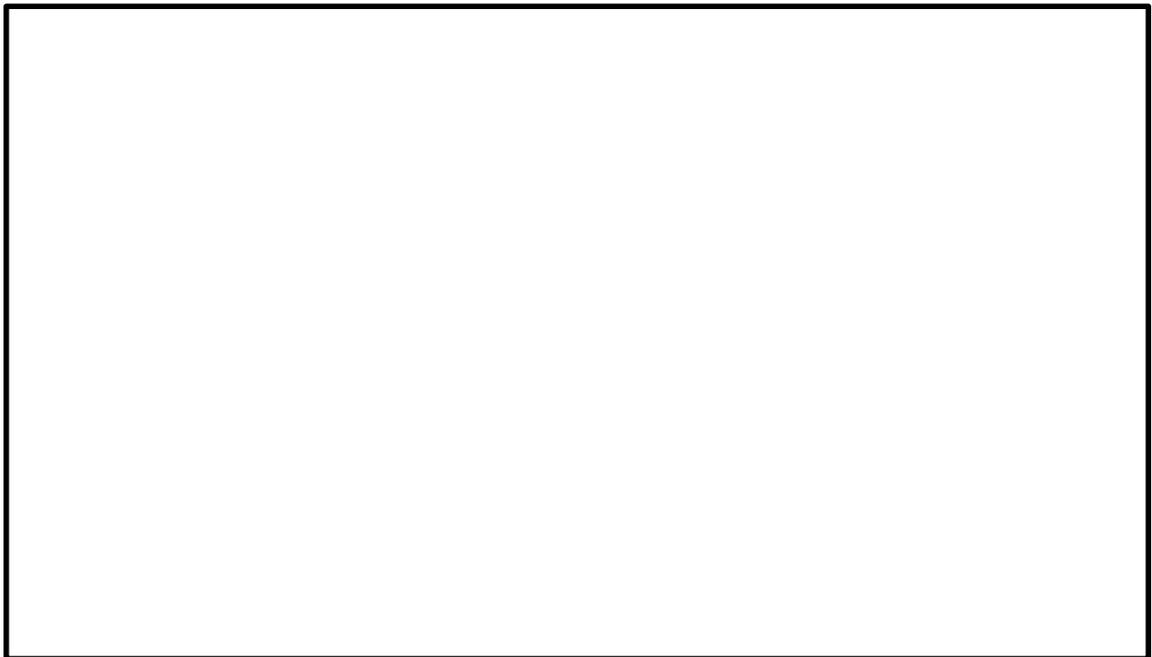


図3-3 増分解析に用いた解析モデル

5.3 サービス建屋塔屋部の影響について

サービス建屋既設部の概略断面を図 5-3 に示す。サービス建屋既設部原子炉建屋に隣接した塔屋を有しているため、ここでは、塔屋部の原子炉建屋に与える波及的影響について検討する。

検討は、サービス建屋塔屋部の EL. 22. 0m に対する相対変位を求め、EL. 22. 0m における原子炉建屋とサービス建屋間の相対変位に加算し、建屋間のクリアランス 50mm 以下であることを確認する。ここで、塔屋部の EL. 22. 0m に対する相対変位は、基礎の回転角に塔屋部の階高を乗じて求める。

絶対値和による建屋間の最大相対変位の評価結果を表 5-6 に示す。表 5-6 に示すように、塔屋部の変形を考慮すると S_s-31 では絶対値和による建屋間の最大相対変位が建屋間のクリアランス 50 mm を超過する。しかしながら、「5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討」に示すように、絶対値和による最大相対変位の最も大きい地盤物性+σ 考慮モデルの塔屋部を無視した時刻歴相対変位の最大値は 27. 1mm であり、塔屋部の EL. 22. 0m に対する相対変位 1. 03mm を単純に加算しても建屋間のクリアランス 50mm に対して十分余裕があり、塔屋部が原子炉建屋に衝突することはない。

5.4 サービス建屋増設部の影響について

サービス建屋増設部の既設部への影響検討として、既設部と増設部の振動諸元の比較し、表 5-7 に示す基準地震動 S_s 時における地表面 (E.L. 8.0m) の最大応答加速度を上回るように、水平方向に加速度 $1G$ を受けた場合を想定し、建屋重量が水平に作用した際の相対変位の比較を行う。なお、増設部 3 階 (EL18.0m~22.0m) は増設部平面の南側約半分の面積に増築された S 造の建物である。

増設部と既設部の振動諸元の比較を表 5-8 に、建屋重量とばね定数から求めた変形を表 5-9 に示す。

表 5-9 に示すように建屋重量が水平に作用した際の増設部の地表面からの相対変位は既設部の地表面からの相対変位を下回る。

表 5-10 に既設部と増設部の復元力特性を示す。検討に用いた建屋のばね定数は、立体フレームモデルを用いた静的漸増解析により求めた荷重-変形関係を近似したもので、第 1 折点は接線剛性が初期剛性の 0.85 倍になる点としている。本検討で想定した水平力は復元力特性の第 1 折れ点を上回るため、非線形性を考慮した場合についても地表面からの相対変位を求める。表 5-11 に非線形性を考慮した際の相対変位の比較を示す。非線形性を考慮した場合も増設部の地表面からの相対変位は既設棟の地表面からの相対変位を下回る。

表 5-12 に、増設部の既設部に対する相対変形の比を示す。表 5-12 に示すように、増設部の既設部に対する変形量の比は 60%~80%であり、既設部が原子炉建屋側に変形する場合には既設部より増設部の変形量は小さくなるため、増設部が既設部に衝突し原子炉建屋に波及的影響を与える可能性は低い。

補足-370-17 【格納容器圧力逃がし装置格納槽の耐震性評価
に関する補足説明】

2.6 機器・配管系評価への影響検討

2.6.1 検討内容

格納槽について、「2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討」に基づき基準地震動 S_s のうち4波(S_s-D1 , S_s-21 , S_s-22 , S_s-31)に対し地盤物性のばらつきを考慮したケース及び、「2.5 格納槽の剛性のばらつきに関する検討」に基づき S_s-D1 に対し格納槽の剛性のばらつきを考慮したケース(以下「ばらつきケース」という。)による床応答スペクトルと機器・配管系の耐震計算に用いた設備評価用床応答曲線を比較することにより、機器・配管系への影響検討を行う。

なお、格納槽は軟質岩盤に立地しているため、格納槽の剛性のばらつきによる格納槽の応答への感度は、地盤物性のばらつきによる感度に比べて小さく、格納槽の剛性と地盤物性のばらつきの重畳については、考慮しないこととする。

ばらつきケースによる床応答スペクトルは、周期軸方向に10%拡幅した基本ケースに加え、地盤物性のばらつきを考慮したケース及び建屋剛性のばらつきを考慮したケースを包絡させたものを用いる。また、水平方向の床応答スペクトルについては、NS方向及びEW方向を包絡させたものを用いる。

格納槽に設置される機器・配管系の耐震計算については、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」にて、以下に示す(1)または(2)の設備評価用床応答曲線を適用する方針としている。

- (1) 設計用床応答曲線及び材料物性のばらつき等を考慮した床応答曲線を包絡した設備評価用床応答曲線
- (2) (1)項の設備評価用床応答曲線を保守側に包絡できるように余裕を確保した設備評価用床応答曲線

(1)の設備評価用床応答曲線は、ばらつきケースによる床応答スペクトルを含めて作成していることから、影響評価の対象外とし、(2)の設備評価用床応答曲線を適用した機器・配管系への影響検討を行う。

2.6.2 検討結果

(2)の設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較を図2-38に示す。比較は機器・配管系の耐震計算に適用した標高及び減衰定数により作成した床応答スペクトルを用いた。同図より、(2)の設備評価用床応答曲線は、ばらつきケースによる床応答スペクトルを全固有周期で包絡しており、機器・配管系への影響がないことを確認した。

3.4 周辺地盤の液状化による格納槽の影響評価

3.4.1 目的

格納槽の周辺地盤が液状化した場合においても、格納槽の耐震壁(地下外壁)の健全性が確保されることを確認する。

3.4.2 検討方法

格納槽の近傍に位置する代替淡水貯槽の S_s-D1 に対する有効応力解析の結果(強制的な液状化を仮定したケース)を基に、周辺地盤が液状化した場合に格納槽に作用する土圧(以下「影響検討用側方土圧」という。)を設定し、添付書類「V-2-2-19 格納容器圧力逃がし装置格納槽の耐震性についての計算書」における常時土圧及び地震時増分土圧の和(以下「工認用側方土圧」という。)が、影響検討用側方土圧を上回ることを確認する。

配置図を図3-10に、代替淡水貯槽の有効応力解析の評価対象断面を図3-11に示す。

影響検討用側方土圧には、代替淡水貯槽を対象とした、豊浦標準砂を用いた有効応力解析結果*を用いるものとし、NS方向、EW方向それぞれについて、深さごとに代替淡水貯槽に作用する左右の側方地盤反力の最大値に基づき設定する。

なお、代替淡水貯槽は格納槽と同様、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、また、格納槽の近傍に位置し、周辺の地盤条件が類似していることから、周辺地盤の液状化による格納槽の影響評価に代替淡水貯槽の有効応力解析の結果を用いることは妥当と考えられる。

注記 * : 「補足-340-8 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価」に基づく立坑側方の地震時最大地盤反力(地盤要素の水平有効直応力+間隙水要素の発生応力)。



図3-10 配置図

補足-370-18 【緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明】

2. 地震応答解析に関する補足説明

2.1 地盤のモデル化の検討

添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」において、緊急時対策所建屋の周辺地盤は、一次元波動論に基づき成層地盤としてモデル化している。

緊急時対策所建屋の周辺地盤の地質断面図を図 2-1 に示す。

図 2-1 について、EW 方向は概ね水平成層であるが、NS 方向には緊急時対策所建屋周辺で勾配が 1/1 程度の基盤の傾斜が見られる。

文献*では、片側に傾斜基盤を有する 2 層の地盤モデルを用いて 2 次元 FEM 解析を行い、傾斜端部からの距離に応じ、解放基盤に対する地表の加速度の増幅率がどのように変化するかが検討されており、傾斜の勾配が 1/1 程度の場合、斜面の幅の 2 倍程度以上離れた領域においては増幅率はほぼ一定となる結果が示されている。緊急時対策所建屋の位置は、斜面の幅に対して 3 倍程度離れていることから、傾斜基盤の影響をほとんど受けない。このため、基盤の傾斜が見られる NS 方向の地盤に対しても平行成層地盤として取り扱うことが可能である。

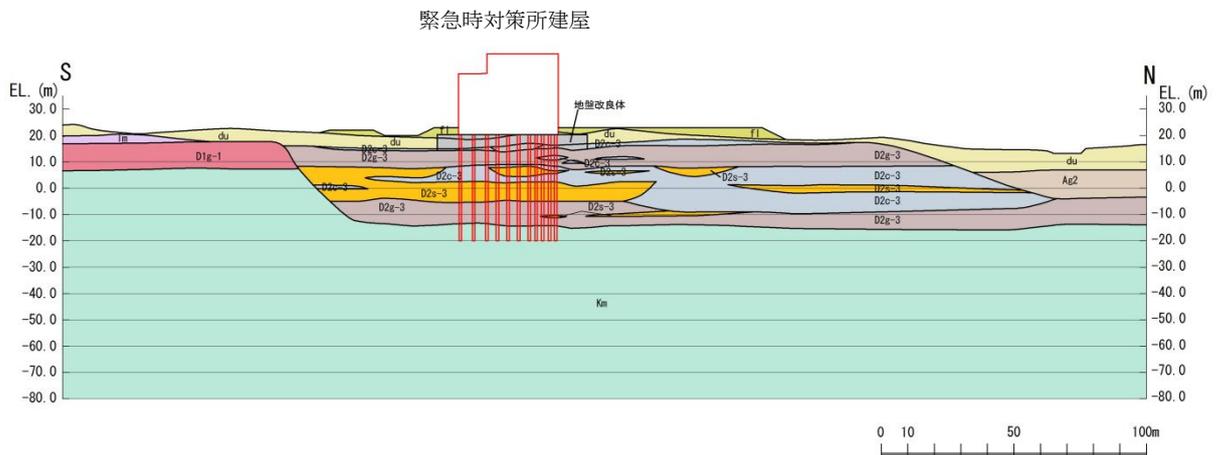
注記 *：江尻，後藤(1994)：基盤不整形性の影響の設計震度スペクトルへの導入に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 501/I-29，pp. 173-182，1994. 10

地質構成表

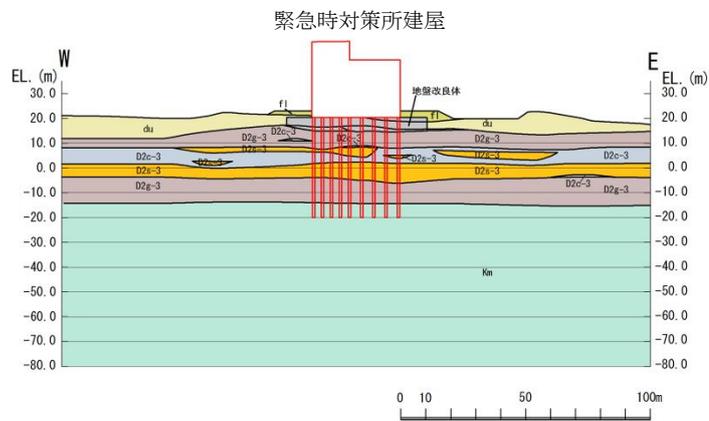
地質時代	地質区分	記号	岩相		
第四紀	完新世	砂丘砂層	du	砂	
			Ag2	砂礫	
	新世	沖積層	al	Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
				D2c-3	シルト
	更新世	段丘堆積物	D2	D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
l m				ローム	
D1				D1c-1	シルト
	D1g-1	砂礫			
新第三紀	鮮新世	久米層	Km	砂質泥岩	

〰〰〰 不整合

※flは埋戻土



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-1 地質断面図

2.5 機器・配管系評価への影響検討

2.5.1 検討概要

緊急時対策所建屋について、「2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討」に基づき、基準地震動 S_s のうち4波（ S_s-D1 、 S_s-21 、 S_s-22 及び S_s-31 ）に対して地盤物性のばらつきを考慮したケース、並びに「2.5 建屋剛性のばらつきに関する検討」に基づき S_s-D1 に対して建屋剛性のばらつきを考慮したケース（以下、本項では「ばらつきケース」という。）による床応答スペクトルと耐震計算に用いた設備評価用床応答曲線を比較することにより、機器・配管系への影響検討を行う。

なお、緊急時対策所建屋は軟質岩盤に立地しているため、建屋剛性のばらつきによる建屋応答への感度は地盤物性のばらつきによる感度に比べて小さいと考えられることから、建屋剛性と地盤物性のばらつきの重畳については考慮しないこととする。

ばらつきケースによる床応答スペクトルは、周期軸方向に10%拡幅した基本ケースに加え、地盤物性のばらつきを考慮したケース及び建屋剛性のばらつきを考慮したケースを包絡させたものを用いる。また、水平方向の床応答スペクトルについては、NS方向及びEW方向を包絡させたものを用いる。

緊急時対策所建屋に設置される機器・配管系の耐震計算については、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」にて、以下に示す(1)または(2)の設備評価用床応答曲線を適用する方針としている。

- (1) 設計用床応答曲線及び材料物性のばらつき等を考慮した床応答曲線を包絡した設備評価用床応答曲線
- (2) (1)項の設備評価用床応答曲線を保守側に包絡できるように余裕を確保した設備評価用床応答曲線

(1)の設備評価用床応答曲線は、ばらつきケースによる床応答スペクトルを含めて作成していることから、影響評価の対象外とし、(2)の設備評価用床応答曲線を適用した機器・配管系への影響検討を行う。

2.5.2 検討結果

(2)の設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較を図2-47に示す。同図より、(2)の設備評価用床応答曲線はばらつきケースによる床応答スペクトルを全標高（EL.）及び全固有周期で包絡しており機器・配管系への影響がないことを確認した。

補足-400-1 【地震応答解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較】

別紙 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの変更について

2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの変更について

地震応答解析モデルは、以下の方針に基づいて、DC 既工認モデルから変更する。

NS 方向の耐震壁には、金属キャスク冷却のために上階及び下階に大開口が設けられている。NS 方向の DC 既工認モデルでは、剛床仮定に基づいて弾性剛性を設定し 1 本棒多質点系モデルを構築した。このモデルによる S_2 地震の建屋応答は弾性範囲に収まっていた。DC 今回工認モデルでは、弾性剛性が S_3 地震時の非線形挙動に大きな影響を及ぼすため、大開口の影響をより適切に反映できる 3 次元全体 FEM モデルによる等価弾性剛性を採用することに変更する。3 次元全体 FEM モデルは既工認の応力解析で用いた全体モデルとする。図 2-1 に 3 次元全体 FEM モデルによる等価剛性の設定フローを示す。壁脚部 (EL. 8.3 m) を固定とした FEM モデルを用いて、NS 方向載荷時の各階床レベルでのせん断変形及び屋根レベルでの曲げ変形を算定する。

まず各階床レベルの鉛直自由度を拘束(水平ローラー)したせん断変形解析を実施し、得られたせん断変形に適合する各層の等価せん断断面積 A_e を算定する。続いて、鉛直自由度の拘束条件を解除した曲げせん断変形解析を実施し、屋根レベルの全体変形(曲げ+せん断変形)を算定する。屋根レベルの曲げ変形は、全体変形からせん断変形を差し引くことにより求める。質点系モデルの等価断面 2 次モーメント I_e は、FEM モデルによる曲げ変形と既工認モデルの断面 2 次モーメントをベースとする曲げ変形が等しくなるように設定する。そのため、既工認モデルの上層と下層の曲げ剛性の比率を変えないという条件で、両者の曲げ変形が等しくなるように係数を決定し、各層の断面 2 次モーメントにその係数を乗じた値を等価断面 2 次モーメント I_e とする。

耐震壁のせん断スケルトンカーブの各折点せん断力は、J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に基づき算定した。図 2-2 に各耐震壁の配筋図 (EL. 8.3 m ~ EL. 17.75 m) を示す。図 2-3 にせん断スケルトンカーブ算定で考慮した耐震壁を黒塗りで示す。図中には、「鉄筋コンクリート構造設計基準・同解説」により設定した耐震壁の協力幅をカッコつき数字で示す。設定したせん断スケルトンカーブを図 2-4 に示す。

図 2-5 にガラリ周辺部について FEM モデルの拡大図を示す。下層階のガラリ高さに対する柱幅の比は $4.12 \text{ m} / 1.2 \text{ m} = 3.4$ であり、短柱のような挙動をするとは考えにくい。上層階のガラリ高さに対する柱幅の比は $3.0 / 1.2 = 2.5$ であり下層階と比較して小さいが、上層階の柱は鉄骨鉄筋コンクリート製であるため大きな靱性を有している。

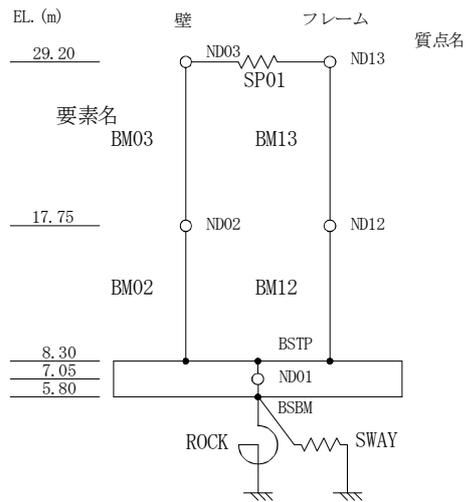
一方、EW 方向の DC 既工認モデルは、NS 方向に細長い形状をしている使用済燃料乾式貯蔵建屋の EW 方向振動に対して、妻側耐震壁と中央のフレームを集約して 1 本棒多質点系モデルを構築した。DC 今回工認モデルでは、 S_s 地震時の非線形挙動を精度良く表現する必要があるために、妻側耐震壁が主要な耐震要素であることを考慮し、妻側耐震壁と耐震壁間のフレームに分離してそれぞれ 1 本棒でモデル化し、屋根スラブを模擬したせん断ばねで連結した 2 本棒多質点系モデルに変更する。図 2-6 に DC 今回工認モデル (EW 方向) を、図 2-7 に壁とフレームのモデル化範囲を、図 2-8 に屋根スラブのせん断ばね置換の概要を示す。EW 方向モデルは、竣工図に基づき壁部及びフレームの剛性を評価した。壁部のせん断剛性及び曲げ剛性は黒塗りした 2 枚の妻側耐震壁のせん断剛性及び曲げ剛性の和で評価した。壁部のせん断剛性は地震方向に平行な要素のみで評価する。壁部の曲げ剛性の算定には協力幅を考慮する。フレームの弾性剛性は妻側耐震壁の弾性剛性と比較して小さいので、門型構面としての評価ではなく、柱の個々のせん断剛性及び曲げ剛性の和で評価した。図 2-9 に解析モデルの概念図を示す。

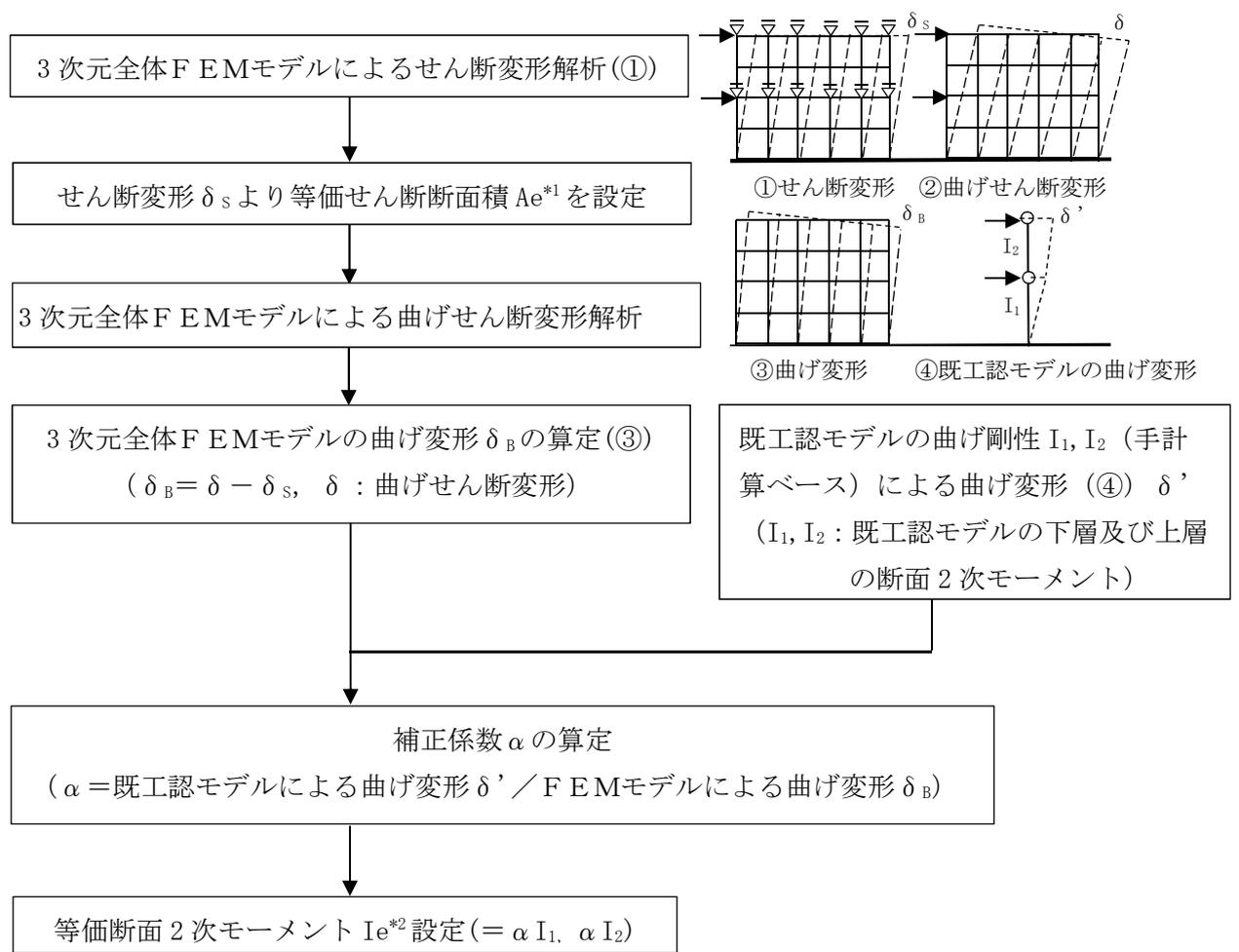
耐震壁のせん断スケルトンカーブは J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき算定した。図 2-10 にせん断スケルトンカーブ算定で考慮した耐震壁を黒塗りで示す。図中には、カッコつき数字で耐震壁の協力幅も示す。設定したせん断スケルトンカーブを図 2-11 に示す。

添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」において、フレームは復元力特性を設定せず線形とした。基準地震動 S_s (基本ケース) に対するフレームの層間変形角の一覧を表 2-1 に示す。層間変形角は、地震応答解析結果のうち、下部質点との相対変位の最大値を質点間距離で除して求めた。フレームの層間変形角の最大値は $1/1070$ であり、「技術基準解説書」の層間変形角の制限値 $1/120$ に比して十分に小さい。

表 2-1 フレームの層間変形角の一覧

要素 番号	フレームの層間変形角							
	S _s -D 1	S _s -1 1	S _s -1 2	S _s -1 3	S _s -1 4	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
BM13	1/1690	1/4380	1/3810	1/3420	1/3440	1/2290	1/2200	1/1270
BM12	1/1380	1/2430	1/3060	1/2810	1/2460	1/1910	1/1370	1/1070





注記 *1: 等価せん断断面積 Ae の算定方法

$$Ae = \frac{P \cdot H}{G \cdot \delta_s}$$

ここに, P: 水平荷重

H: 層高さ

G: コンクリートのせん断弾性係数

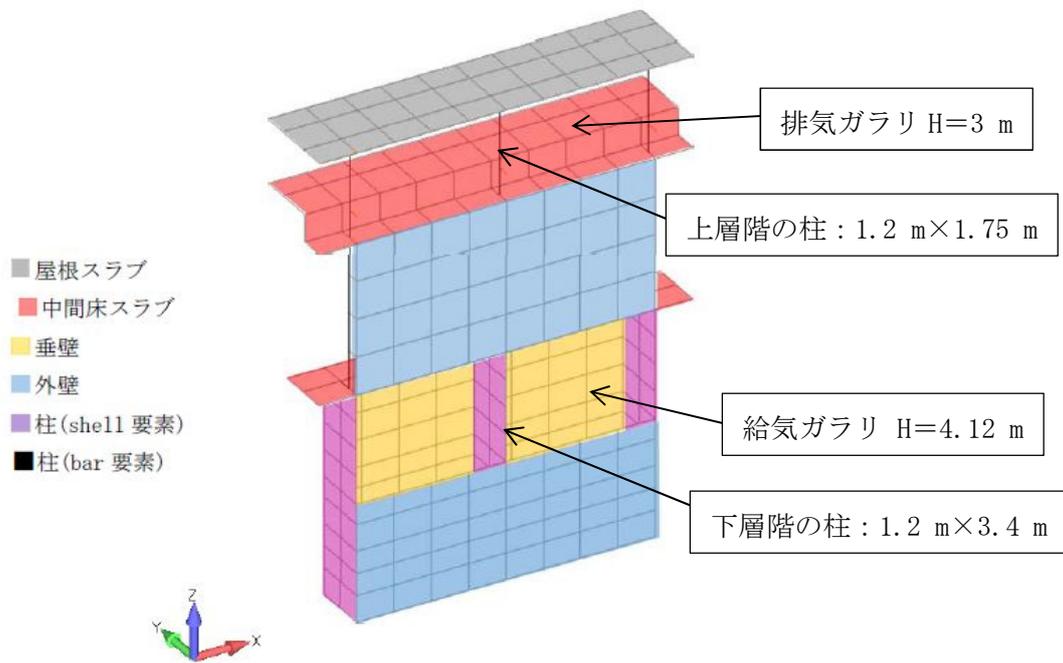
δ_s : せん断変形

*2: 等価断面2次モーメント Ie の算定方法

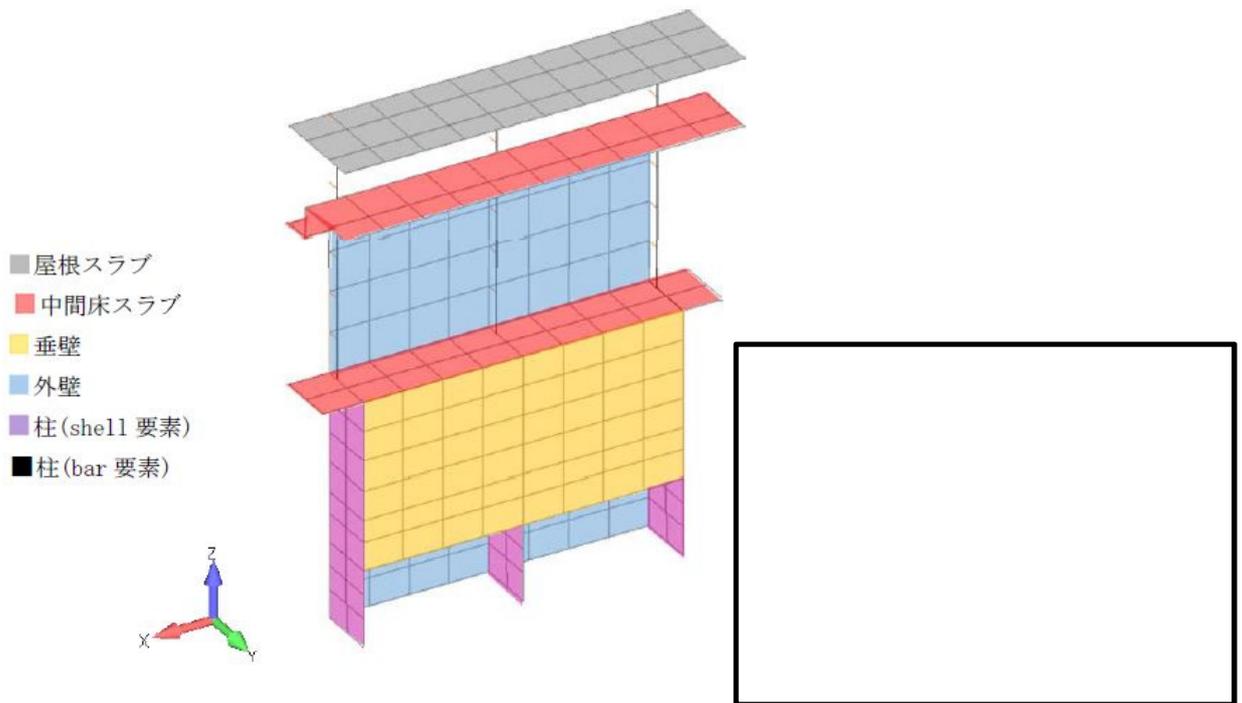
FEMモデルによる曲げ変形 δ_B と既工認モデルの断面2次モーメントを上層, 下層とも一律に α 倍したときの曲げ変形が等しくなるように α を決定する。断面2次モーメントを α 倍すると曲げ変形は $1/\alpha$ となるので, 次式が成り立つ。

$$\delta_B = \delta' / \alpha \Rightarrow \alpha = \delta' / \delta_B$$

図2-1 3次元全体FEMモデルによる等価剛性 ($Ae \cdot Ie$) の設定フロー (NS方向)



(a) 建屋外側



(b) 建屋内側

図 2-5 FEMモデルの拡大図 (NS方向)

4. FEMモデルの固有値解析結果との比較

比較対象とした3次元FEMモデルは今回工認の基礎スラブや屋根トラスの応力解析に用いたモデルである。既工認モデルからの変更点を以下に示す。既工認モデルを図4-1に、今回工認モデルを図4-2に示す。今回工認モデルは、地震時変形挙動をより適切に反映させるため、上部構造のメッシュサイズを既工認モデルに対して水平及び上下方向を約1/2に細分化した。

NS方向の固有値の比較を表4-1に、EW方向の比較を表4-2に示す。NS方向、EW方向ともに質点系モデルの固有値がFEMモデルの固有値と概ね一致していることから、DC今回工認モデルの妥当性を確認した。

表4-1 質点系モデルとFEMモデルの固有値の比較（NS方向、壁脚部固定条件）

次数	質点系モデル	今回工認FEMモデル
1次	6.91 Hz, 0.145 s	6.87 Hz, 0.146 s (全体29次)
モード図		

注：FEMモデルは基準床レベルの水平変位を一定に拘束（MPC）している。

表4-2 質点系モデルとFEMモデルの固有値の比較（EW方向、壁脚部固定条件）

次数	質点系モデル	今回工認FEMモデル
1次	5.82 Hz, 0.172 s	5.83 Hz, 0.172 s (全体19次)
モード図		

5. 質点系モデルとFEMモデルによるスペクトル比較

質点系モデルの妥当性を確認するために、今回工認FEMモデルを用いて東北地方太平洋沖地震の観測記録のシミュレーション解析及びS_d-D1に対する地震応答解析を行った。以下に検討の概要と結果を示す。

(1) 観測記録のシミュレーション

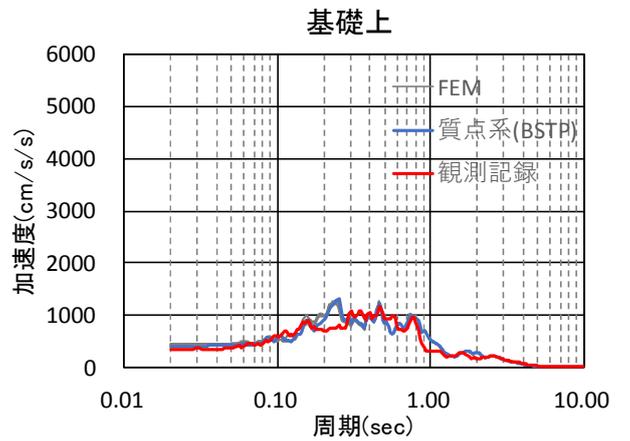
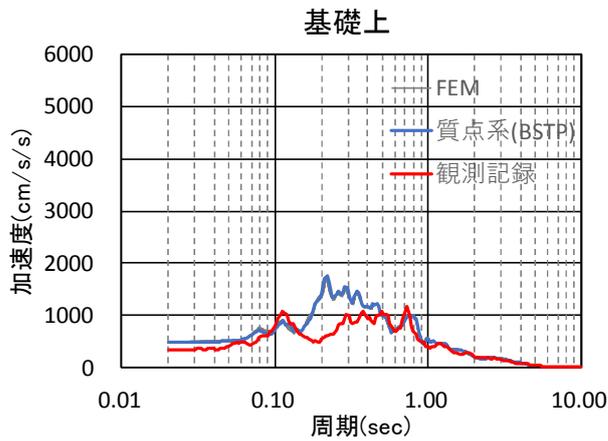
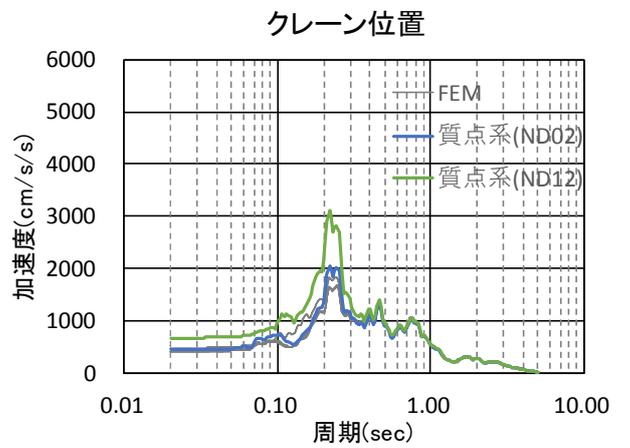
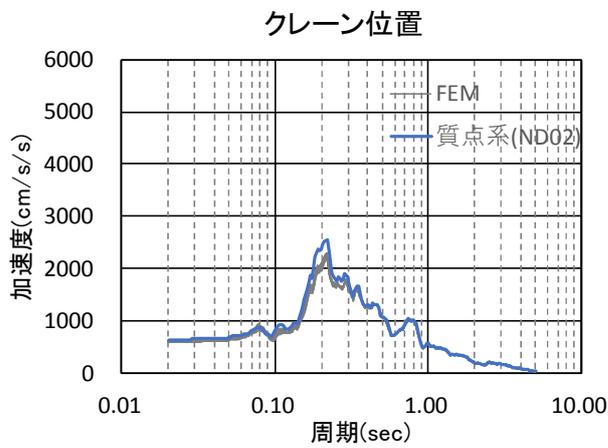
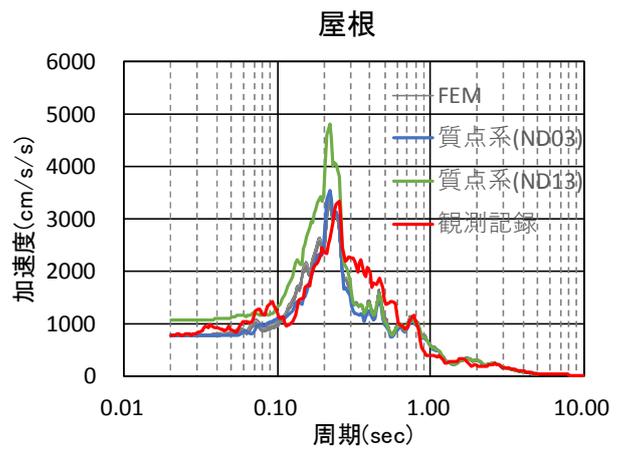
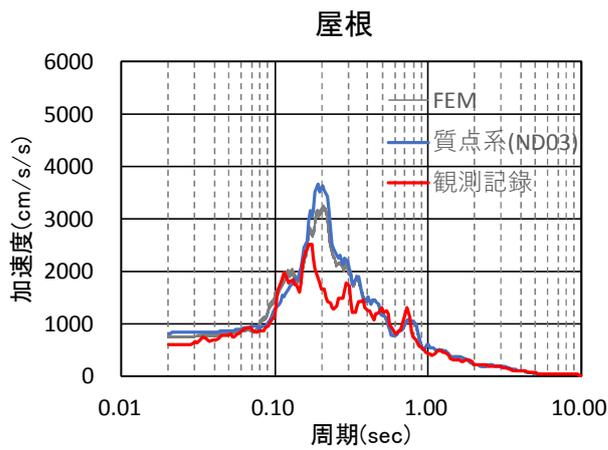
観測記録の概要及び地震計設置位置を別紙2-3に、床応答スペクトルの比較を図5-1に、床応答スペクトルを示したFEMモデルの評価節点を図5-2に示す。水平方向については、DC今回工認モデルがFEMモデルとほぼ同等か安全側の応答となっている。上下方向については、屋根レベルの屋根トラスの応答は2方向の影響のためFEMの応答がDC今回工認モデルを上回っているが、クレーンレベルや基礎上端では良く整合している。

(2) 質点系モデルとFEMモデルによるS_d-D1に対する床応答スペクトルの比較

床応答スペクトルの比較を図5-3に、床応答スペクトルを示したFEMモデルの評価節点を図5-4に示す。水平方向については、DC今回工認モデルがFEMモデルとほぼ同等の応答となっている。上下方向については、屋根レベルの屋根トラス中央の応答は2方向の影響のためFEMの応答がDC今回工認モデルを上回っているが、クレーンレベルや基礎上端では良く整合している。

(3) まとめ

水平方向については、質点系モデル(今回工認モデル)とFEMモデルとほぼ同等の応答となっている。上下方向については、FEMモデルの屋根トラス中央の以外の応答はよく整合している。以上より質点系モデルの妥当性が確認できた。なお、添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価にはFEMモデルを用いている。

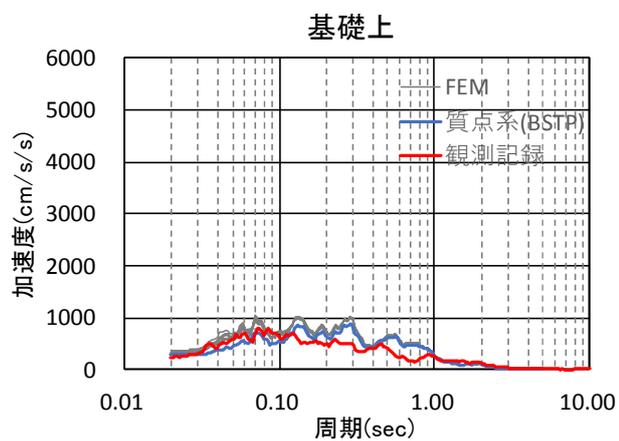
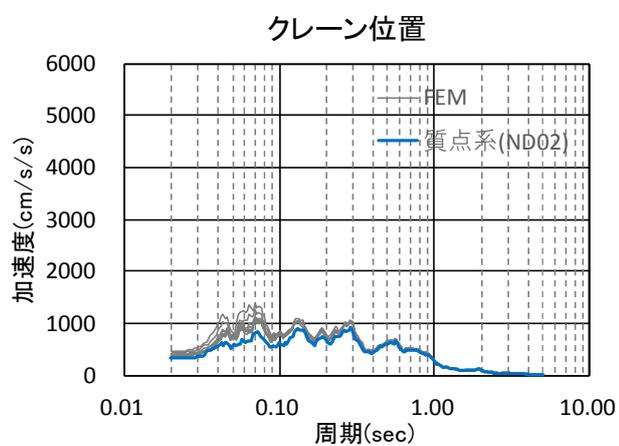
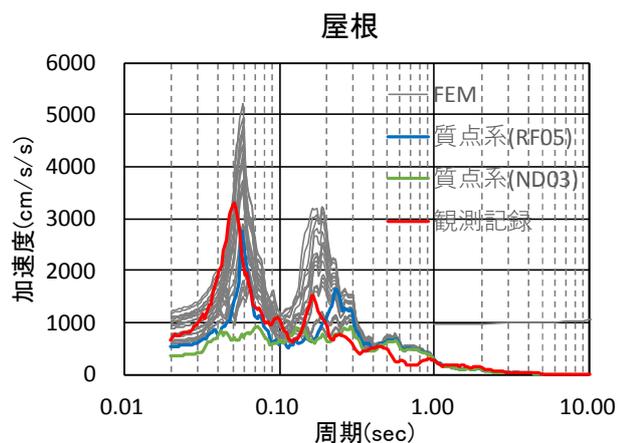


(a) NS 方向

(b) EW 方向

図 5-1 (1/2) 床応答スペクトルの比較 (h=5%)

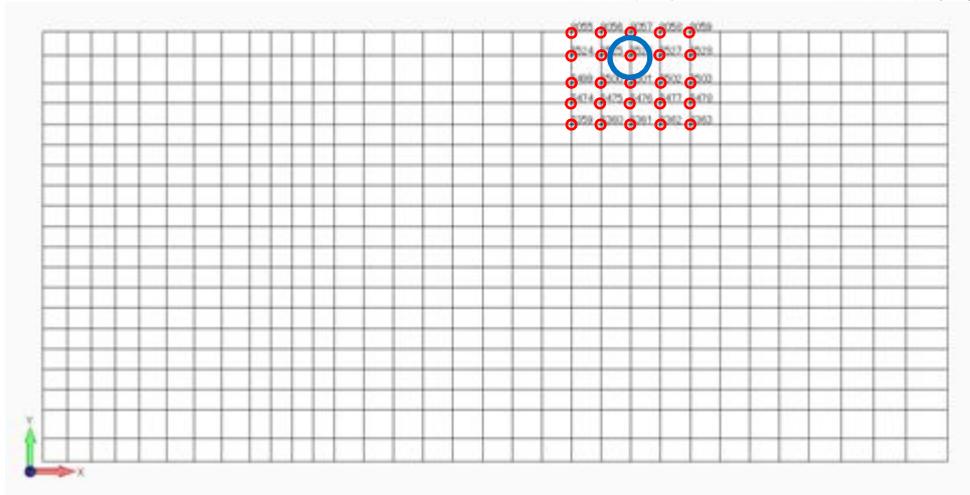
シミュレーション



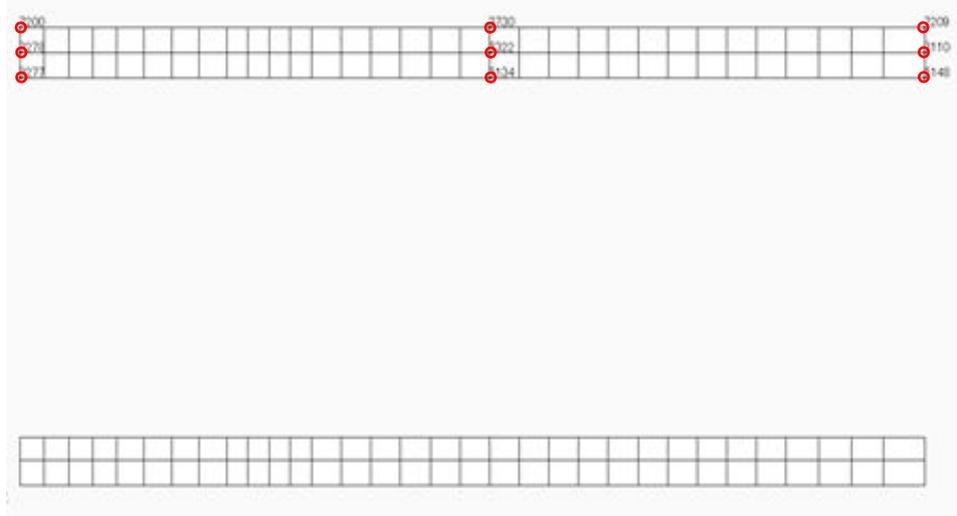
(c) 上下方向

図 5-1 (2/2) 床応答スペクトルの比較 (h=5%)
シミュレーション

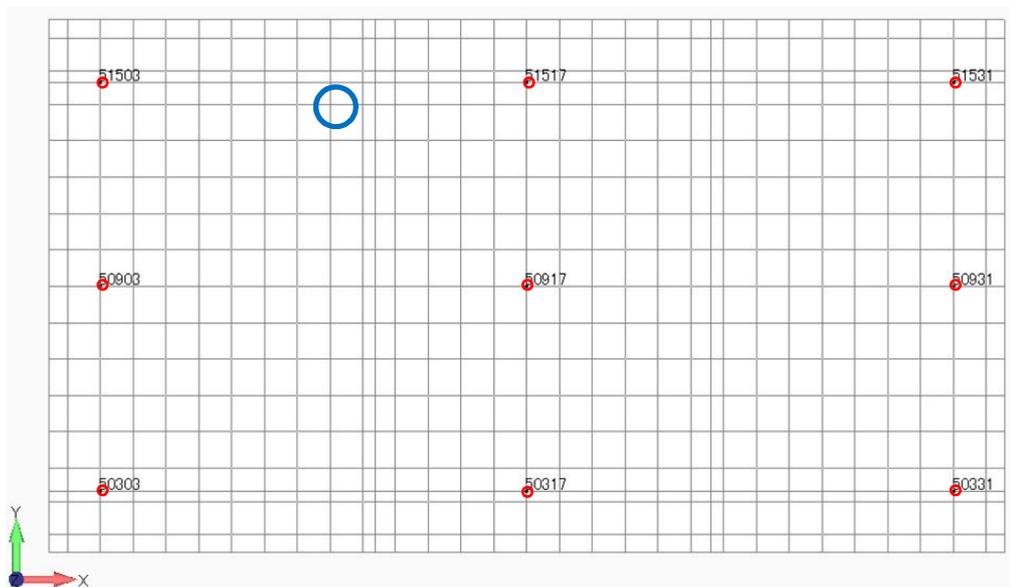
○ 評価節点 ○ 地震計設置位置



(a) 屋根

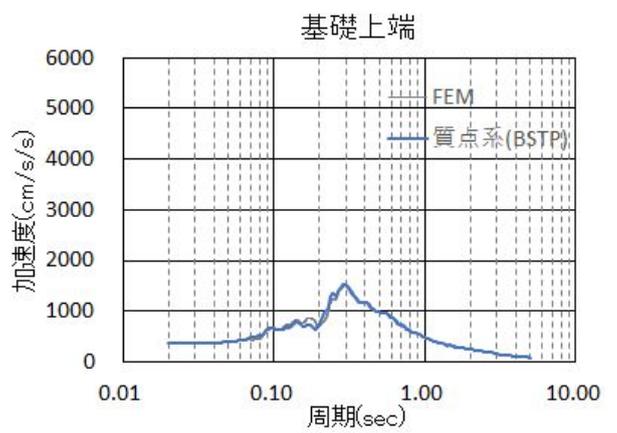
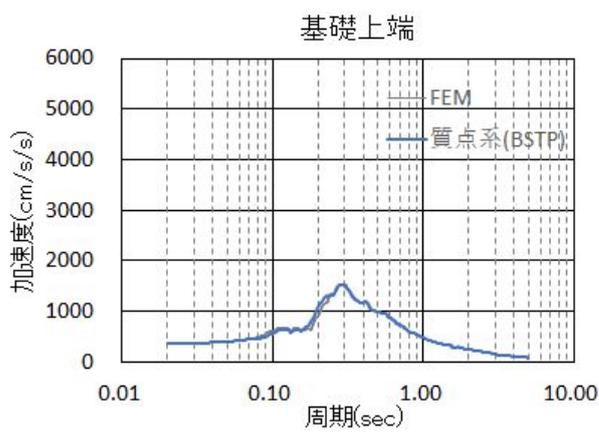
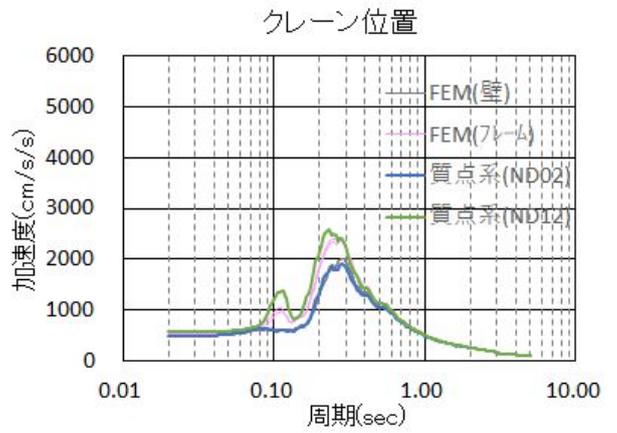
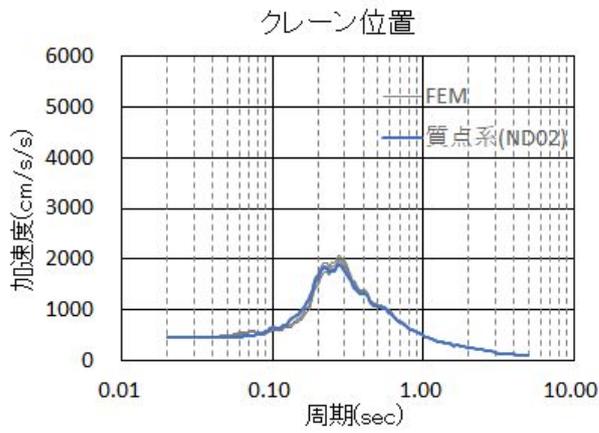
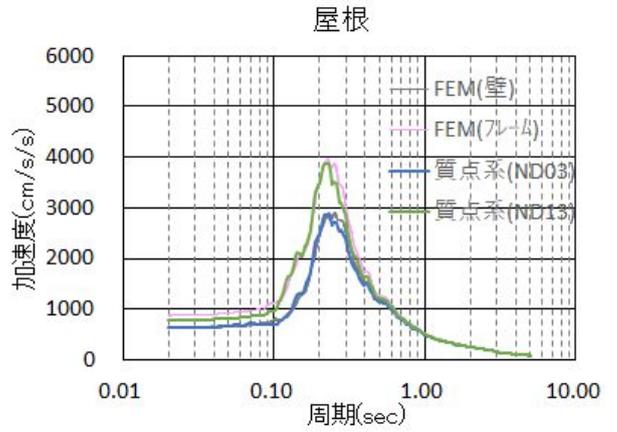
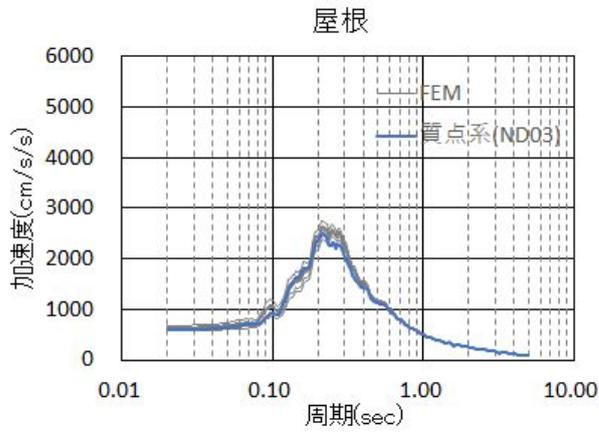


(b) クレーン位置



(c) 基礎上

図 5-2 FEMモデルの評価節点 (シミュレーション, 水平及び上下応答)

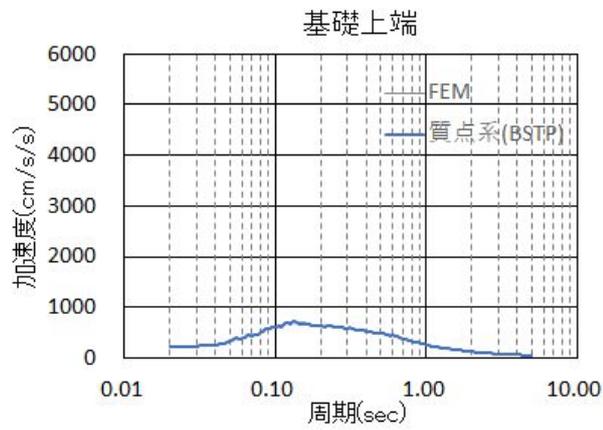
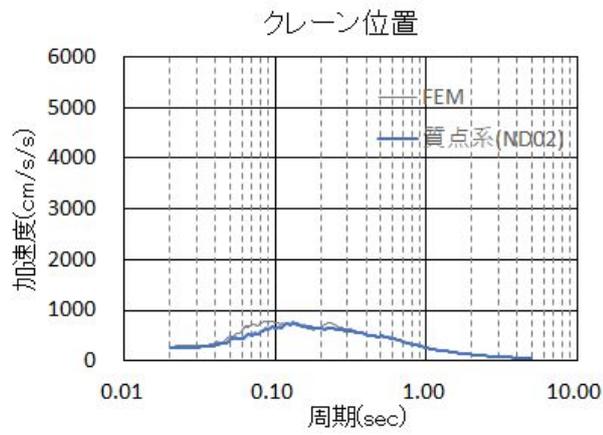
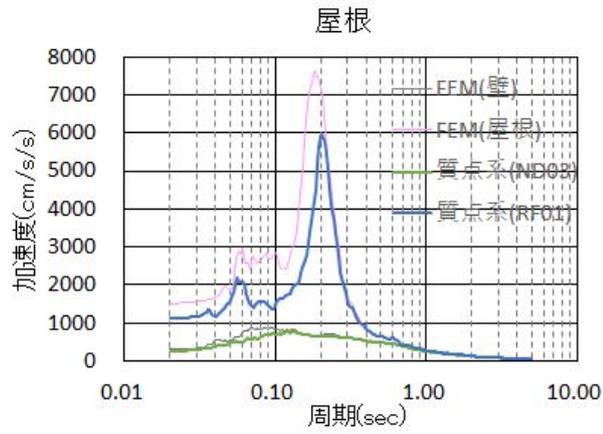


(a) NS 方向

(b) EW 方向

図 5-3 (1/2) 床応答スペクトルの比較 (h=5%)

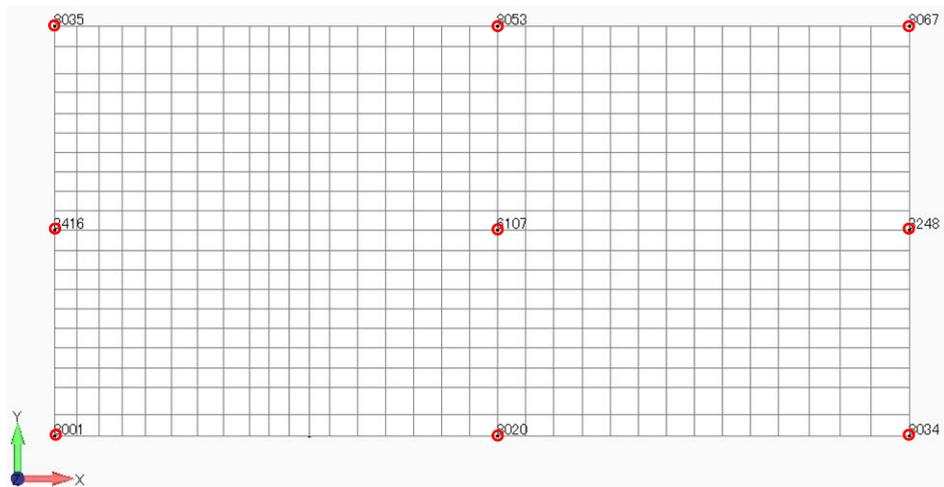
$S_a - D 1$ 応答



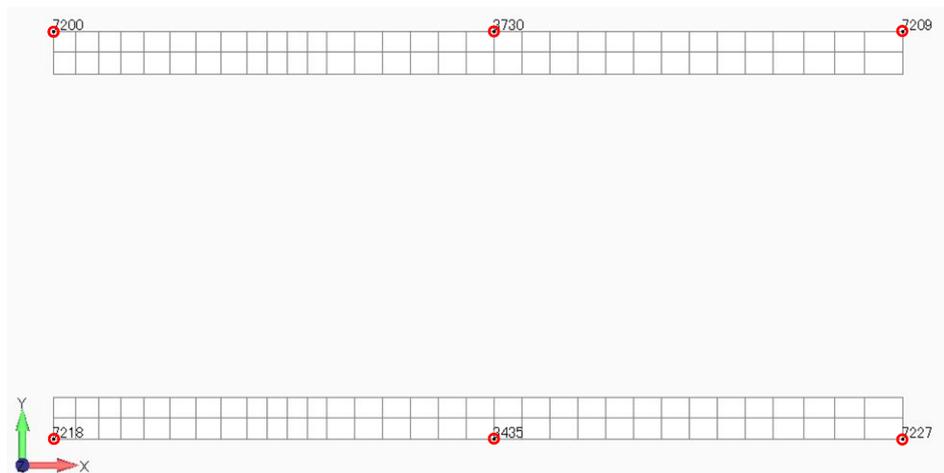
(c) 上下方向

図 5-3 (2/2) 床応答スペクトルの比較 (h=5%)
S_a-D1 応答

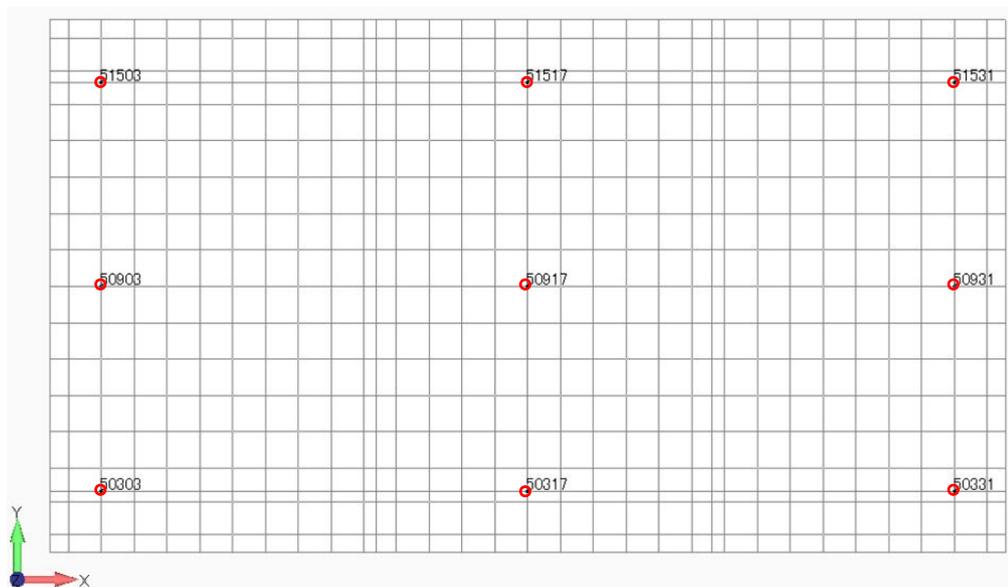
○ 評価節点



(a) 屋根



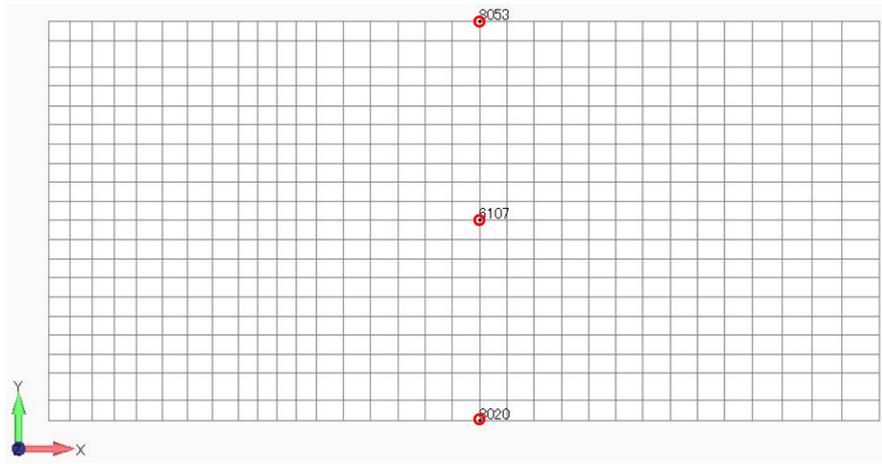
(b) クレーン位置



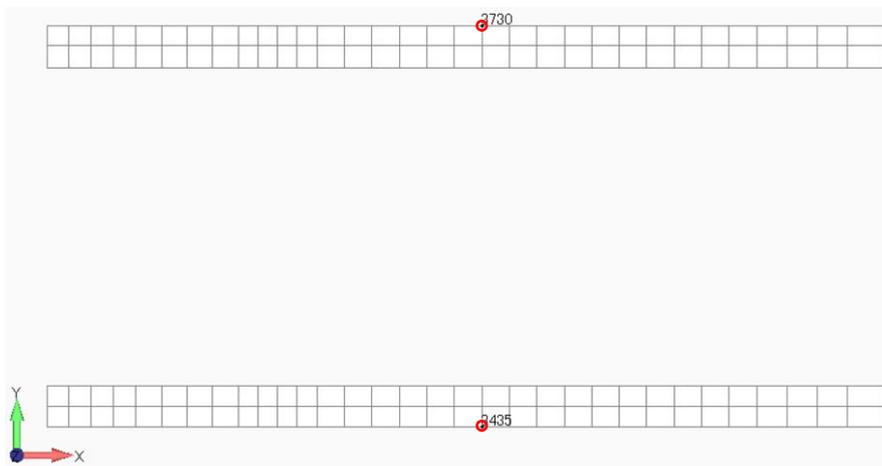
(c) 基礎上端

図 5-4 (1/2) FEMモデルの評価節点 (S_d-D1 応答, 水平方向)

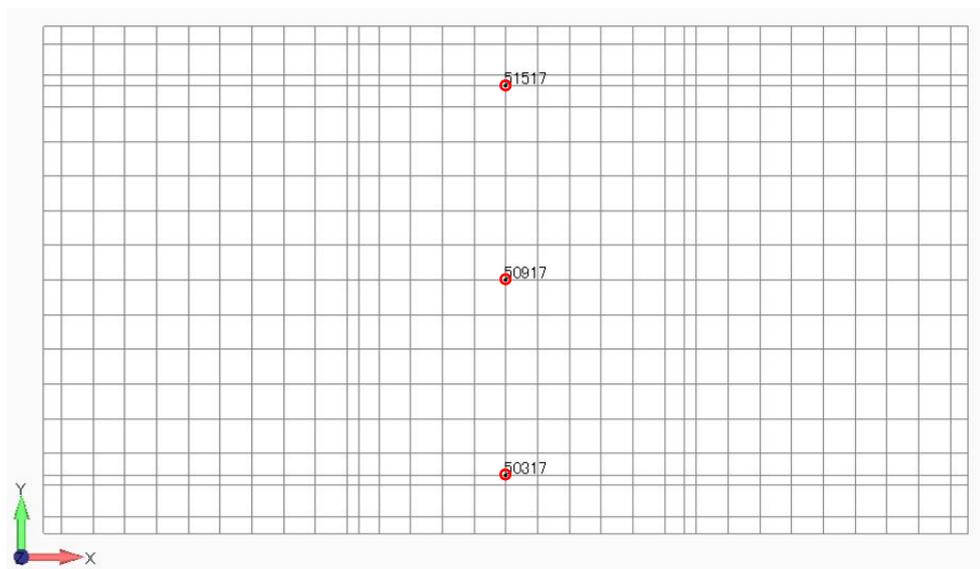
○ 評価節点



(a) 屋根



(b) クレーン位置



(c) 基礎上端

図 5-4 (2/2) FEMモデルの評価節点 (S_d -D 1 応答, 上下方向)

補足-400-3 【地震応答解析における材料物性のばらつきに
関する検討】

目次

1. 概要	1
1.1 検討概要	1
1.2 検討方針	2
2. 材料物性のばらつきの分析	3
2.1 建屋剛性のばらつき	3
2.2 地盤物性のばらつき	3
2.3 その他の材料特性のばらつき	3
3. 材料物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定	4
3.1 設計用地震力の設定方法	4
3.2 地盤物性のばらつきの設定	6
3.3 その他の材料物性のばらつきの設定	11
4. 地震応答解析による材料物性のばらつきの影響検討	12
4.1 検討概要	12
4.2 建屋剛性及び地盤物性のばらつきの設定	14
4.3 ばらつきの影響検討	22
4.4 まとめ	74
5. 機器・配管系評価への影響	77
5.1 目的	77
5.2 検討内容	77
5.3 考察	79
5.4 まとめ	79
別紙 1	建屋剛性のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察
別紙 2	材料物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定について
別紙 3	材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果
別紙 4	建屋剛性と地盤物性のばらつきを変動させた場合の鉄骨造屋根トラスの影響について
別紙 5	材料物性のばらつきに関する検討の記載箇所の整理

2. 材料物性のばらつきの分析

2.1 建屋剛性のばらつき

建物・構築物のうち、鉄筋コンクリート造の耐震壁についての剛性は、「補足-400-5 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトンカーブの設定」に示す設定方法により算定される。

その剛性のばらつきについては、コンクリート強度を実強度とし、補助壁を剛性に考慮することから、せん断スケルトンカーブの設定諸元のうち、コンクリート強度を実強度とすることによるコンクリート強度及び弾性係数の増加、並びに補助壁を加えて設定することにより、剛性が上昇する。

部材の発生応力については、剛性のばらつきを考慮することにより、ばらつきを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられるが、耐力については上昇する。また、変位及びせん断ひずみについては、剛性が上昇することから、基本ケースよりも小さくなると考えられる（別紙1参照）。

よって、建物・構築物の耐震性評価において、建屋剛性のばらつきを考慮しない。ただし、重要設備を内包する原子炉建屋については、建屋剛性のばらつきを考慮した場合の影響を検討する（4章参照）。

また、緊急時対策所建屋および格納容器圧力逃がし装置格納槽については、「補足-340-13 機電分耐震計算書の補足について」に基づき、機器・配管系への影響評価の観点で建屋剛性のばらつきを考慮した場合の影響を検討する。

また、鉄骨造の屋根トラスについては建屋剛性が上昇しても耐力は上昇しないため、建屋剛性と地盤物性のばらつきを変動させた場合の影響を、**重要設備を内包する**原子炉建屋にて確認する（別紙4参照）。

2.2 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤物性が変動する。これに対応して、建物・構築物への入力地震動の特性が変動し、建物・構築物に考慮すべき設計用地震力も変動する。したがって、原子炉建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、緊急時対策所建屋、主排気筒、非常用ガス処理系配管支持架構、格納容器圧力逃がし装置格納槽、タービン建屋及びサービス建屋の耐震性評価において、地盤物性のばらつきを考慮する。

2.3 その他の材料特性のばらつき

その他の材料物性のばらつきとして、主排気筒に設置されるオイルダンパおよび弾塑性ダンパについて、それらの材料等の特性に起因する変動が主排気筒の応答に影響することが考えられる。地震応答解析においてオイルダンパについては減衰係数を、弾塑性ダンパについては剛性と降伏点の特性を与える。このうち、弾塑性ダンパの剛性については、一般に材料特性としてのばらつきは小さい。これより、主排気筒の地震応答評価においては、オイルダンパの減衰係数および弾塑性ダンパの降伏点のばらつきを考慮する。

3.2.2 支持地盤物性のばらつき

支持地盤のせん断波速度の実測値のばらつきをを図 3-3 に示す。基本ケースは、地質調査結果の回帰分析から標高に依存した値として設定しており、層区分毎に算定したせん断波速度の値を図 3-3 に設計値として示す。

実測値に基づく地盤のせん断波速度の変動係数（標準偏差／平均値）は EL. -230 m～EL. -320 m で最も大きく 0.07 との値が得られており、これを安全側に丸めた値として各層に対し 0.1 の変動係数を変動の比率（ $\pm\sigma$ 相当）として使用済燃料乾式貯蔵建屋を除く各建物・構築物に対して設定する。使用済燃料乾式貯蔵建屋については、近傍の PS 検層結果であることから各層の変動係数をそのまま変動の比率（ $\pm\sigma$ ）として設定する。

したがって、使用済燃料乾式貯蔵建屋を除く各建物・構築物は設計値に対してばらつき（ $\pm\sigma$ 相当）を考慮し、使用済燃料乾式貯蔵建屋は平均値に対してばらつき（ $\pm\sigma$ ）を考慮する。

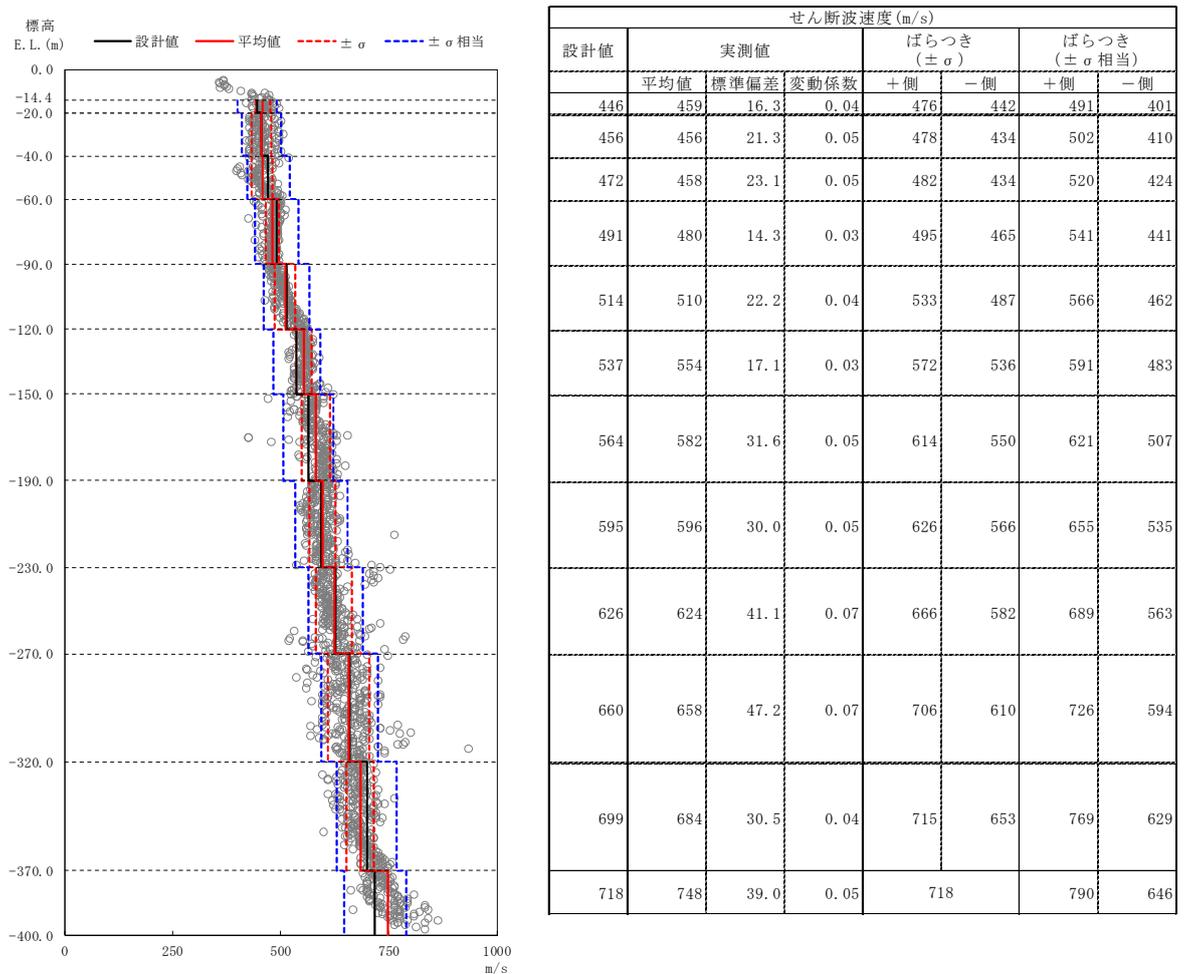


図 3-3 支持地盤物性のばらつき

4. 地震応答解析による材料物性のばらつきの影響検討

本章では、建屋剛性及び地盤物性のばらつきを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建物・構築物の応答並びに耐震安全性に及ぼす影響について確認する。なお、検討は重要設備を内包する原子炉建屋にて実施する。

4.1 検討概要

建屋剛性（コンクリート強度、補助壁）及び地盤物性（地盤のせん断波速度）のばらつきを考慮して検討ケースを定め、建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表 4-1 に、原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 4-1 に示す。ここで、コンクリート強度を設計基準強度、補助壁を非考慮、地盤のせん断波速度を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。表中の塗りつぶし部分は、基本ケースと異なる設定をしているパラメータである。

表 4-1 検討ケース

	モデル名称	建屋剛性		地盤物性
		コンクリート強度	補助壁	地盤のせん断波速度
基本ケース	工認基本モデル	設計基準強度	非考慮	標準地盤
地盤物性の変動による影響	地盤物性+ σ 考慮モデル	設計基準強度	非考慮	標準地盤+ σ 相当
	地盤物性- σ 考慮モデル			標準地盤- σ 相当
建屋剛性の変動による影響	建屋剛性考慮モデル	実強度	考慮	標準地盤
建屋剛性及び地盤物性による影響*	建屋剛性・地盤物性+ σ 考慮モデル	実強度	考慮	標準地盤+ σ 相当
	建屋剛性・地盤物性- σ 考慮モデル			標準地盤- σ 相当

注記 *：軟質岩盤に立地しているため、建屋剛性のばらつきによる建屋応答への感度は地盤物性のばらつきによる感度に比べて小さく、また、建屋剛性のばらつきを考慮することで、耐力が上昇すると考えられるため、建屋剛性と地盤物性のばらつきは重畳させないこととする。鉄骨造の屋根トラスについては建屋剛性が上昇しても耐力は上昇しないため、重要設備を内包する原子炉建屋にて影響を検討することとし、建屋剛性及び地盤物性を変動させたケースが、基本ケース及び地盤物性のばらつきを変動させた場合の評価に包絡されることを確認している（4章、別紙1、4参照）。

1. 検討概要

地震応答解析モデルに補助壁及びコンクリート強度のばらつきを考慮し、建屋剛性を上昇させると耐力についても上昇する。また建屋剛性を上昇させるとせん断ひずみは小さくなると考えられることから建屋剛性のばらつきは建屋の耐震性評価に考慮しない。

また、鉄骨造の屋根トラスについては建屋剛性を変動させたケースは基本ケースと概ね同程度の応答であることを確認している。

ただし、鉄骨造の屋根トラスについては建屋剛性が上昇しても耐力は上昇しないため、建屋剛性と地盤物性のばらつきを変動させた場合の影響を、**重要設備を内包する**原子炉建屋にて確認する。影響確認にあたっては基本ケース及び地盤物性のばらつきを変動させた場合の応答に対して比較評価を行う。

別紙 5 材料物性のばらつきに関する検討の記載箇所の整理

1. 材料物性のばらつきに関する検討の記載箇所の整理

	建屋評価*1		機器・配管系評価*1	
	地盤物性のばらつき	建屋剛性のばらつき	地盤物性のばらつき	建屋剛性のばらつき
原子炉建屋	補足-400-3	補足-400-3	補足-400-3	補足-400-3
使用済燃料乾式貯蔵建屋	補足-400-3	—*2	—*4	—*4
緊急時対策所建屋	補足-370-18	補足-370-18	補足-370-18	補足-370-18
格納容器圧力逃がし装置格納槽	補足-370-17	補足-370-17	補足-370-17	補足-370-17
主排気筒	補足-400-3*5	—*3	—*4	—*3
非常用ガス処理系配管支持架構	補足-400-3*5	—*3	—*4	—*3
タービン建屋	補足-370-14	—*2		
サービス建屋	補足-370-15	—*2		

注記 *1：軟質岩盤に立地しているため、建屋剛性のばらつきによる建屋応答への感度は地盤物性のばらつきによる感度に比べて小さく、また、建屋剛性のばらつきを考慮することで、耐力が上昇すると考えられるため、建屋剛性と地盤物性のばらつきは重畳させないこととする。鉄骨造の屋根トラスについては建屋剛性が上昇しても耐力は上昇しないため、重要設備を内包する原子炉建屋にて影響を検討することとし、建屋剛性及び地盤物性を変動させたケースが、基本ケース及び地盤物性のばらつきを変動させた場合の評価に包絡されることを確認している（補足-400-3 4章，別紙1，4）。

*2：重要設備を内包する原子炉建屋を代表として影響を検討した結果、建屋剛性を大きくしても、発生応力及び加速度に大きな変化はなく概ね同程度となること、変位及びせん断ひずみは工認モデルより小さくなることを確認している（補足-400-3 4章）。

*3：鋼材でありばらつきが小さいため検討を行わないこととする。

*4：設計上ばらつきを考慮している（補足 340-13 3章）。

*5：主排気筒に設置されるオイルダンパおよび弾塑性ダンパについて、それらの材料等の特性に起因する変動が主排気筒の応答に影響することが考えられる。地震応答解析においてオイルダンパについては減衰係数を、弾塑性ダンパについては剛性と降伏点の特性を与える（補足-400-3 2章，別紙4）。

凡例：

補足-340-13 機電分耐震計算書の補足について

補足-370-14 タービン建屋の耐震性評価に関する補足説明

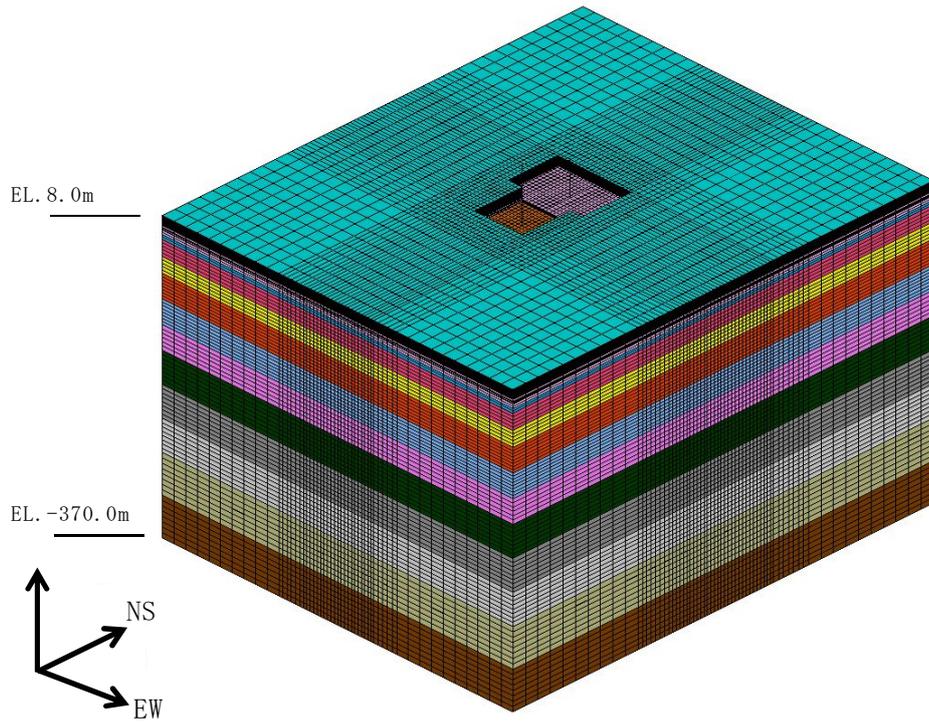
補足-370-15 サービス建屋の耐震性評価に関する補足説明

補足-370-17 格納容器圧力逃がし装置格納槽の耐震性評価に関する補足

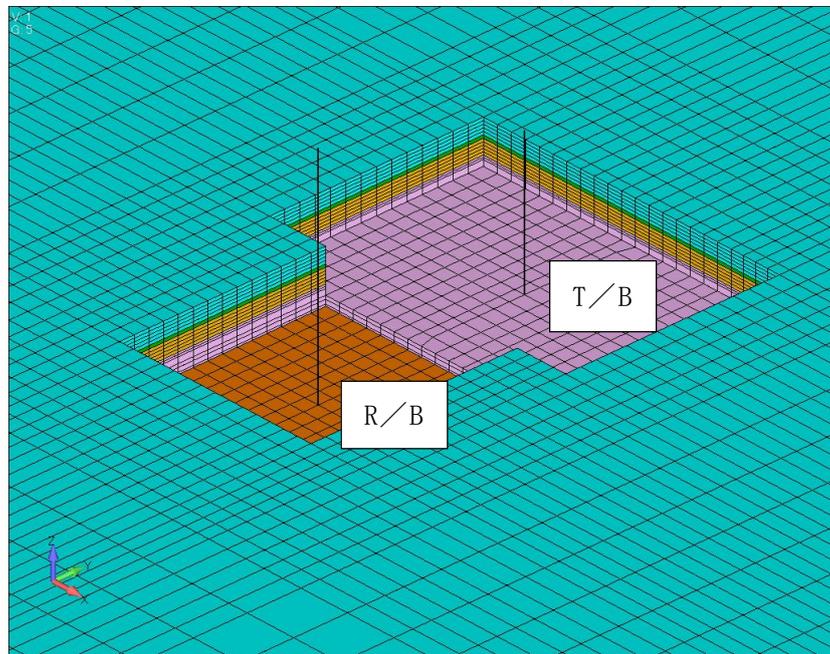
補足-370-18 緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明

補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討

補足 400-4 【隣接建屋の影響に関する検討】



(a) 鳥瞰図：全体



(b) 鳥瞰図：拡大

図 3-3 解析モデルの概要：解析ケース 3, 4（原子炉建屋，タービン建屋隣接）

注：T/B の質点系モデルは、図 3-6 に示す多軸モデルであるが、図上は一軸として表記している。

3.1.3 建屋のモデル化

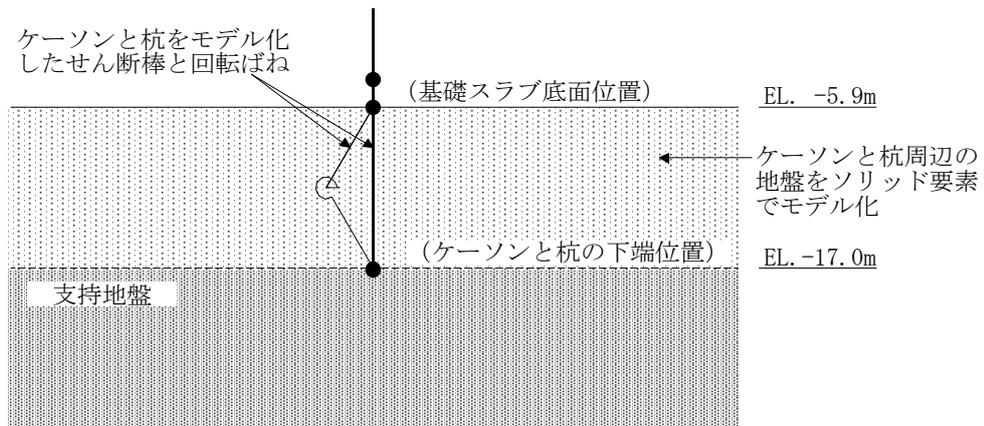
建屋モデルは、東海第二発電所の工事計画認可申請における各耐震計算書（添付書類「V-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」、添付書類「V-2-11-2-12 タービン建屋の耐震性についての計算書」）に記載の質点系モデルの諸元を基本とするが、「3.1.5 検討用地震動」に示す入力レベルでは建屋はほぼ弾性状態と考えられることから、部材の非線形特性は考慮しない。

R/B建屋のモデル及びT/B建屋のモデルは、建屋重心位置がほぼ基礎の中心位置であるため、基礎の中心に各建屋モデルを配置する。

T/B建屋の基礎構造部のケーソンと杭は質点系モデルと同様にせん断棒と回転ばねでモデル化する。

両建屋の解析モデルの基礎寸法を、全体配置とともに図3-4に示す。

図3-5、図3-6に両建屋の建屋モデル図を、図3-7にT/B建屋の基礎構造部のモデル化の概要を、表3-3にT/B建屋の建屋モデル諸元を示す。図中の赤丸は、「3.2 機器への影響検討」で用いる床応答スペクトルを算出した質点（以下「床応答算出質点」という）を示している。床応答算出質点は、「基礎上端位置」及び「建屋（軸）の最上部の質点」とする。表3-2に床応答算出質点の一覧を示す。



注：上記の概念図は、基礎構造部(基礎スラブ、ケーソン及び杭)のモデル化の説明図であるため、質点系上部構造のモデル記載を省略しており、図上は一軸として表記している。

図 3-7 タービン建屋 (T/B) の基礎構造部のモデル化の概要

3.2 機器への影響検討

図3-14に今回工認の建屋モデルによる地震応答解析結果を用いた床応答スペクトル（図中では「工認基本ケース（×1.5）」と表記）と、隣接建屋影響評価モデルにおける原子炉建屋単独ケース（図中では「隣接建屋考慮なし」と表記）と隣接するタービン建屋を模擬したケース（図中では「隣接建屋考慮あり」と表記）との比較を示す。また床応答スペクトルの比較において、工認基本ケース及び隣接建屋影響評価モデルにおける原子炉建屋単独ケースについては、周期軸方向に10%拡幅した床応答スペクトルとした。

3.2.1 隣接建屋の影響

図3-14に示すように、隣接建屋を考慮するとNS、EW方向ともにEL. 20.3 mより上部において、一部周期帯（0.2～0.3秒付近）で隣接建屋を考慮しない場合の床応答スペクトルを超過するが、機器への影響が支配的となる剛領域（0.05秒以下）では概ね同等の応答を示す事が確認された。

なお、原子炉建屋に設置された機器において時刻歴応答解析を実施しているものは、原子炉建屋クレーンのみである。原子炉建屋クレーンにおけるレール直交方向の固有周期は剛領域にあり、その領域では隣接建屋の応答が増加していないため、評価結果に影響は与えない。

また、レール方向に対しては、一定の震度にて車輪がレール上を滑ることになり固有周期を持たず、応答の増幅を考慮する必要はない。

3.2.2 設計への影響

隣接建屋を考慮しない場合の床応答スペクトルを超過する周期帯においても設計に用いている工認基本ケースのスペクトルに包絡されており隣接建屋による設計への影響がないことを確認した。