

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-026-1 改1
提出年月日	2020年4月10日

原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2020年4月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力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 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動  $S_d$  による地震力の比較

別紙5 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

別紙6 大物搬入建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

下線部：今回ご提示資料

別紙5 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

## 目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
3. 検討条件	別紙 5-3
3.1 補強等に伴う増加重量	別紙 5-3
3.2 解析モデル	別紙 5-7
4. 検討結果	別紙 5-13
4.1 固有値解析結果	別紙 5-13
4.2 最大応答値	別紙 5-15
5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響	別紙 5-28
5.1 せん断ひずみに対する影響	別紙 5-28
5.1.1 検討方法	別紙 5-28
5.1.2 検討結果	別紙 5-28
5.2 床応答に対する影響	別紙 5-28
6. まとめ	別紙 5-40

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋において、補強等の改造工事に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析を実施し、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響について確認するものである。

## 2. 検討方針

今回工認評価に用いている質点系モデル（以下、「今回工認モデル」という。）と補強等の改造工事に伴う重量の増加分を考慮したモデル（以下、「補強反映モデル」という。）を比較することにより、重量変更による建屋応答への影響を確認する。

なお、影響検討は、応答倍率を用いた手法により行うことから、応答倍率の算出のための「補強反映モデル」を用いた地震応答解析は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動  $S_s-1$  に対して実施することとする。

### 3. 検討条件

#### 3.1 補強等に伴う増加重量

補強等に伴う増加重量と補強後の変更となる補強反映モデルの振動諸元を表 3-1～表 3-3 に示す。なお，補強等の変更箇所は耐震壁の変更を伴わないことより，地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は質点重量と回転慣性重量のみである。

表 3-1 増加重量と補強後の振動諸元 (NS 方向)

(a) 外壁部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
49.7	1	39490	70.6	630	40120	71.7
38.2	2	80520	410.9	2040	82560	421.3
31.7	3	84470	473.7	1860	86330	484.1
23.5	4	84770	293.2	1280	86050	297.6
18.1	5	55380	198.1	1100	56480	202.0
12.3	6	81140	289.3	1920	83060	296.1
4.8	7	80120	296.2	1360	81480	301.2
-1.7	8	81300	298.1	880	82180	301.3
-8.2	9	342450	945.4	1420	343870	949.3
-13.7	10	216040	581.5	0	216040	581.5
総重量		1145680	—	12490	1158170	—

(b) RCCV 部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
31.7	11	91400	32.4	2320	93720	33.2
23.5	12	155040	371.7	2930	157970	378.7
18.1	13	102870	305.0	2190	105060	311.5
12.3	14	199270	408.9	3390	202660	415.9
4.8	15	124050	387.4	2420	126470	395.0
-1.7	16	136800	369.7	1550	138350	373.9
総重量		809430	—	14800	824230	—



表 3-2 増加重量と補強後の振動諸元 (EW 方向)

(a) 外壁部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
49.7	1	39490	147.1	630	40120	149.4
38.2	2	80520	300.1	2040	82560	307.7
31.7	3	89570	299.1	3020	92590	309.2
23.5	4	67270	275.6	1720	68990	282.6
18.1	5	50210	210.8	1090	51300	215.4
12.3	6	78630	320.7	1860	80490	328.3
4.8	7	76690	316.8	1310	78000	322.2
-1.7	8	79240	324.6	850	80090	328.1
-8.2	9	342450	1039.5	1420	343870	1043.8
-13.7	10	216040	644.3	0	216040	644.3
総重量		1120110	—	13940	1134050	—

(b) RCCV 部

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	補強反映モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )
31.7	11	86300	267.7	1160	87460	271.3
23.5	12	172540	474.6	2490	175030	481.4
18.1	13	108040	340.3	2200	110240	347.2
12.3	14	201780	453.1	3450	205230	460.8
4.8	15	127480	432.5	2470	129950	440.9
-1.7	16	138860	409.9	1580	140440	414.6
総重量		835000	—	13350	848350	—

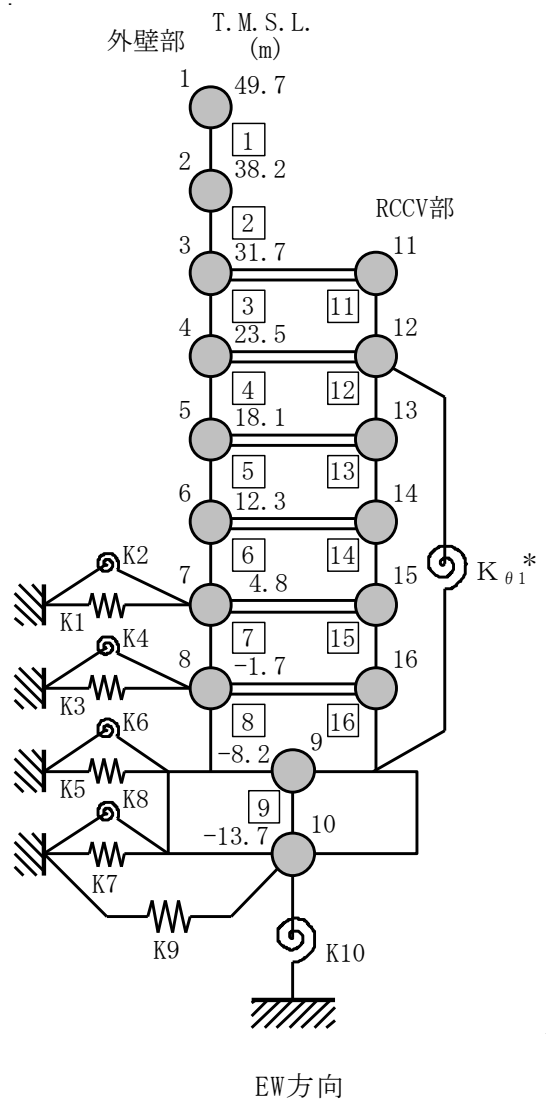
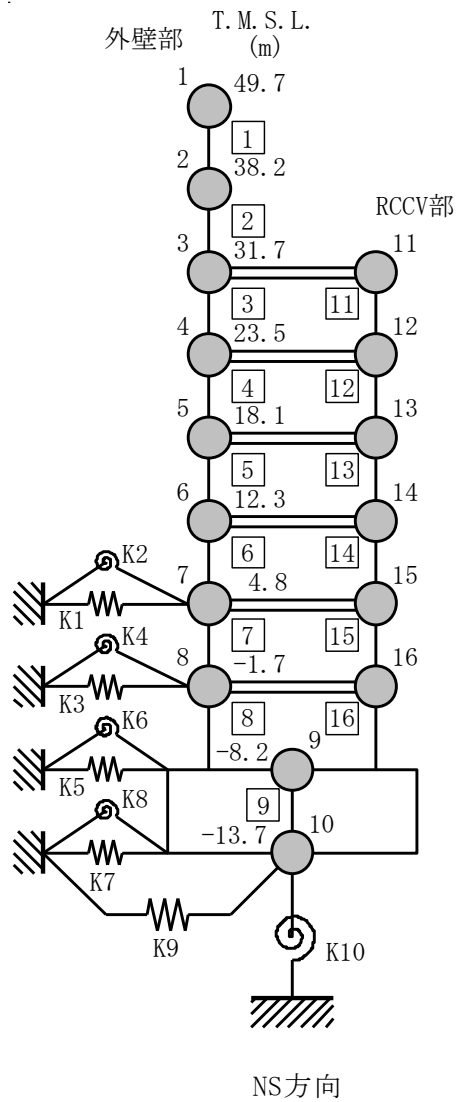
表 3-3 増加重量と補強後の振動諸元（鉛直方向）

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル	増加重量 (kN)	補強反映モデル
		質点重量 (kN)		質点重量 (kN)
49.7	21	1770	0	1770
	22	3540	0	3540
	23	3540	0	3540
	1	30640	630	31270
38.2	2	80520	2040	82560
31.7	3	175870	4180	180050
23.5	4	239810	4210	244020
18.1	5	158250	3290	161540
12.3	6	280410	5310	285720
4.8	7	204170	3780	207950
-1.7	8	218100	2430	220530
-8.2	9	342450	1420	343870
-13.7	10	216040	0	216040
総重量		1955110	27290	1982400

### 3.2 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図 3-1 に，地盤ばね定数を表 3-4 及び表 3-5 に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に，地盤ばね定数を表 3-6 に示す。

また，重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。



注記\* : RCCV 回転ばね

図 3-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 方向)

(a) 補強反映モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.24 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.05 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.79 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$3.97 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.63 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.95 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.28 \times 10^7$	$2.82 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.06 \times 10^{10}$	$5.95 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.25 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.05 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.80 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$3.98 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.96 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.28 \times 10^7$	$2.82 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.06 \times 10^{10}$	$6.02 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, EW 方向)

(a) 補強反映モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.25 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.06 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.80 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$3.99 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.97 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.25 \times 10^7$	$2.80 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.60 \times 10^{10}$	$6.94 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.26 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.06 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^9$	$2.81 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^9$	$4.00 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^9$	$1.97 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.25 \times 10^7$	$2.80 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.60 \times 10^{10}$	$7.01 \times 10^8$

注記\*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

\*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

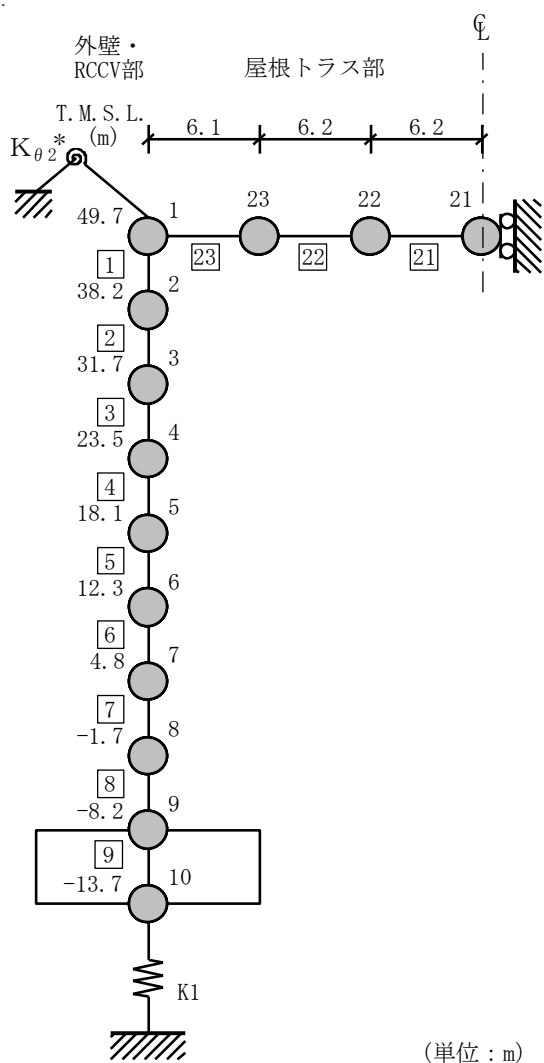


図 3-2 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, 鉛直方向)

(a) 補強反映モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	$1.20 \times 10^8$	$6.45 \times 10^6$

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	$1.20 \times 10^8$	$6.46 \times 10^6$



#### 4. 検討結果

##### 4.1 固有値解析結果

「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）の比較を表 4-1 に示す。

「補強反映モデル」の固有周期は，補強による重量増加の影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの，ほぼ同程度となることを確認した。

表 4-1 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	補強反映モデル	今回工認モデル	補強反映モデル
1	0.439	0.443	2.28	2.26
2	0.192	0.194	5.20	5.17
3	0.091	0.092	11.03	10.93
4	0.078	0.078	12.88	12.79
5	0.077	0.078	12.98	12.88

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	補強反映モデル	今回工認モデル	補強反映モデル
1	0.429	0.433	2.33	2.31
2	0.191	0.192	5.23	5.20
3	0.082	0.083	12.16	12.05
4	0.077	0.078	12.97	12.88
5	0.071	0.072	14.02	13.92

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	補強反映モデル	今回工認モデル	補強反映モデル
1	0.279	0.280	3.58	3.57
2	0.258	0.260	3.87	3.85
3	0.077	0.077	12.95	12.95
4	0.051	0.051	19.45	19.44
5	0.047	0.047	21.32	21.18

#### 4.2 最大応答値

基準地震動 Ss-1 による最大応答値を図 4-1～図 4-11 に、最大せん断ひずみを表 4-2 及び表 4-3 に示す。

「補強反映モデル」の最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。

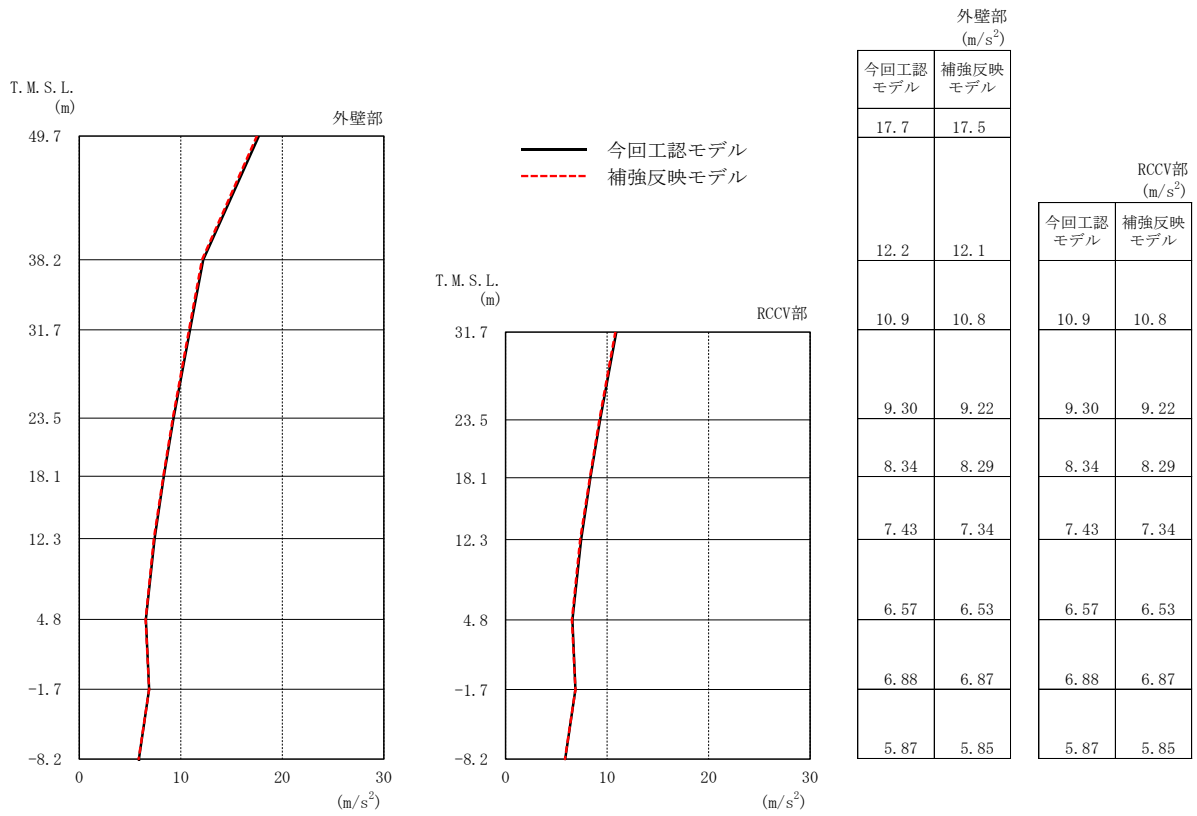
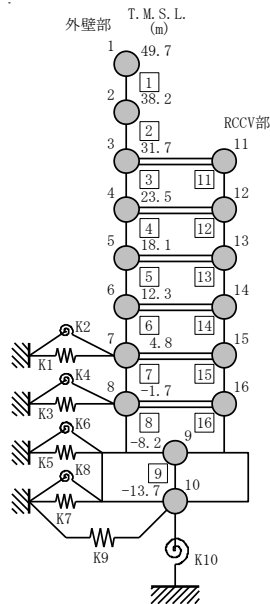


図 4-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



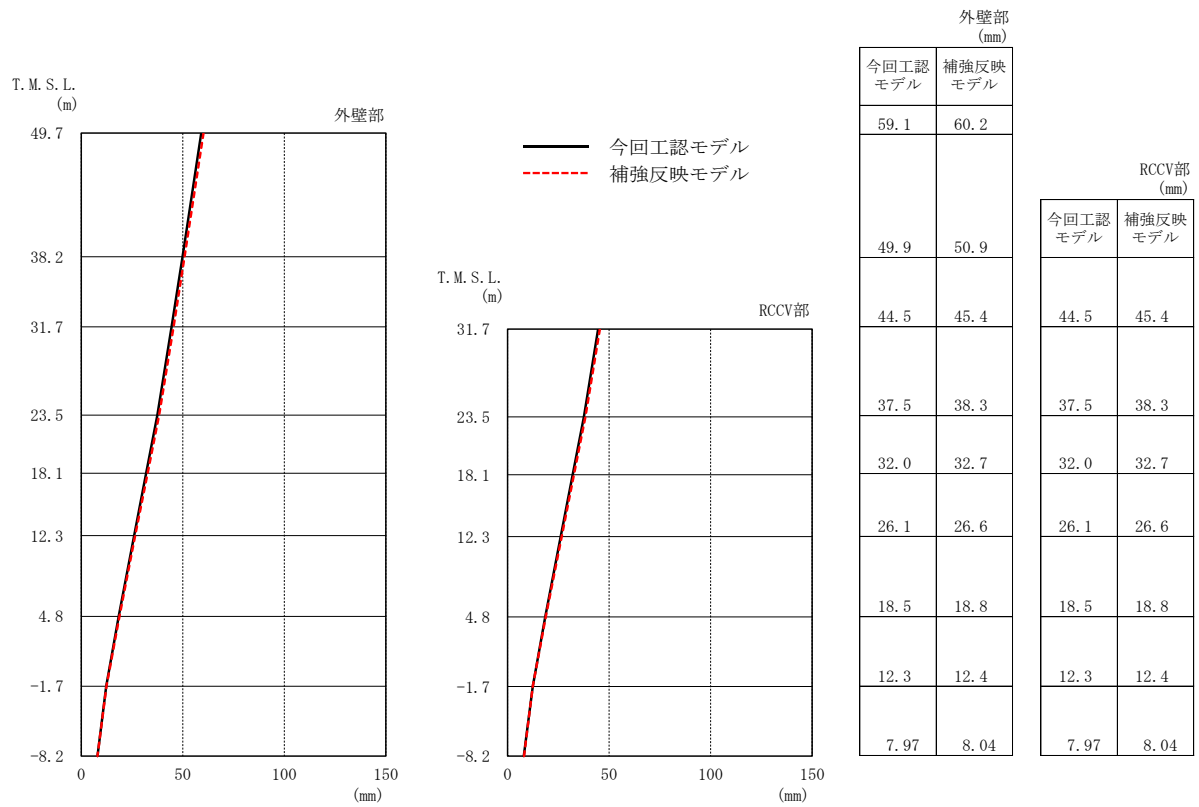
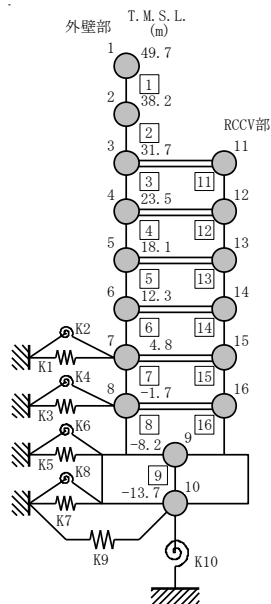


図 4-2 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



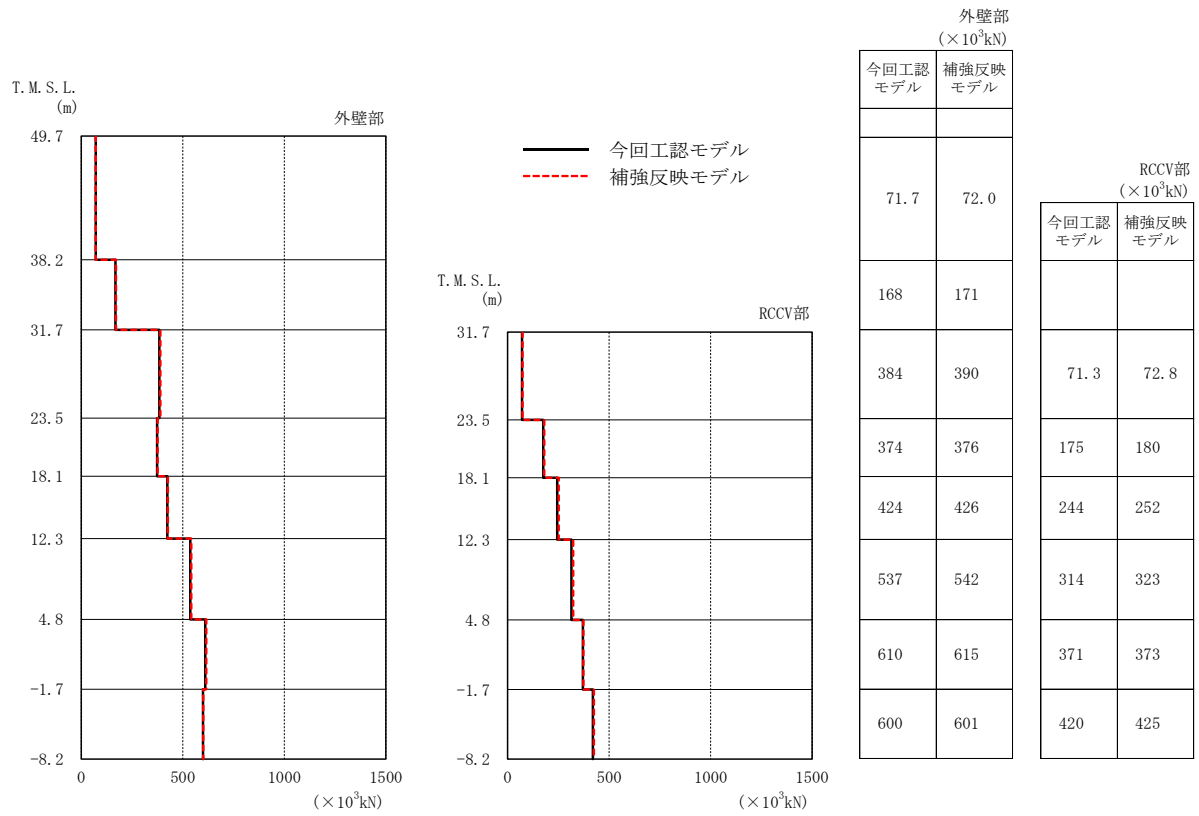
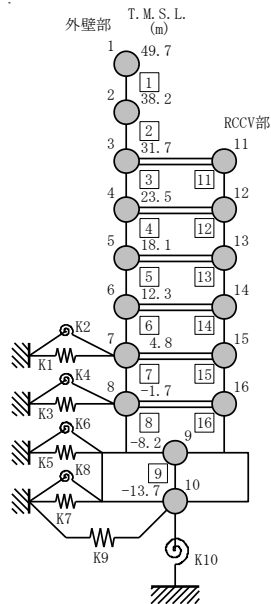


図 4-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)



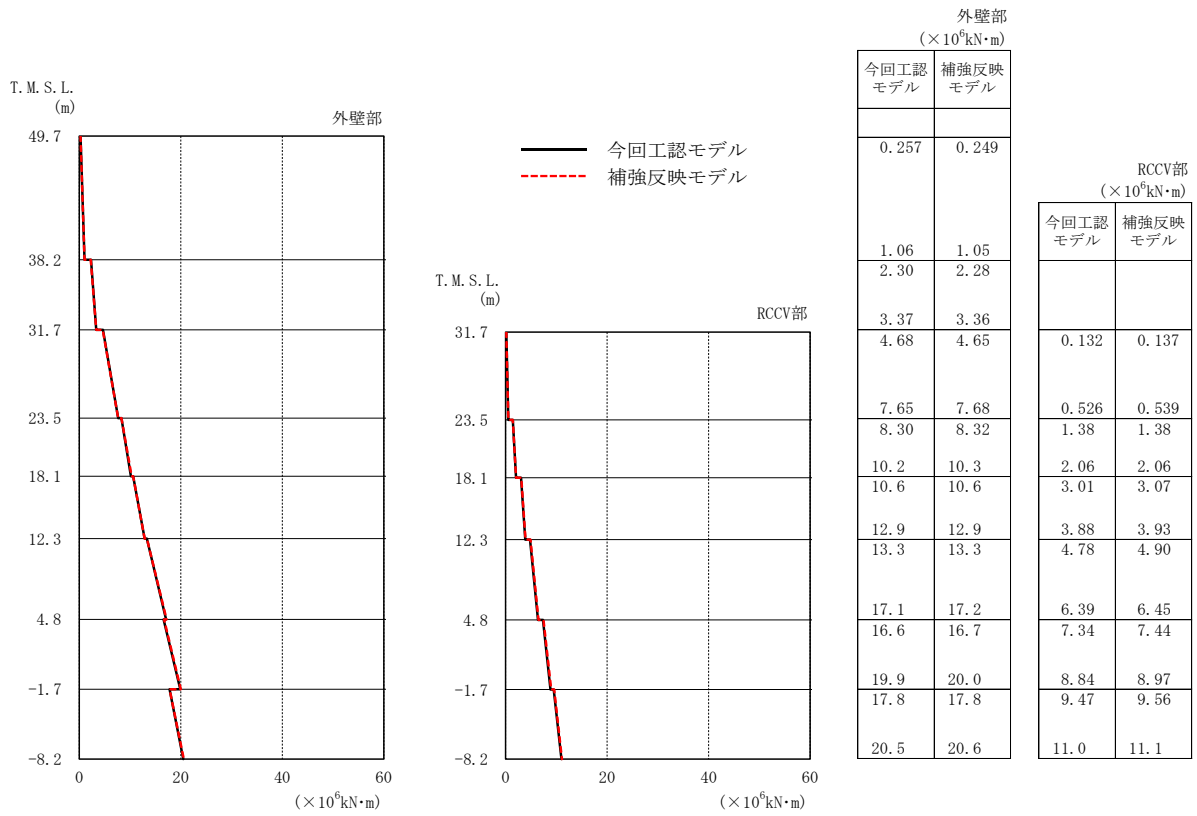
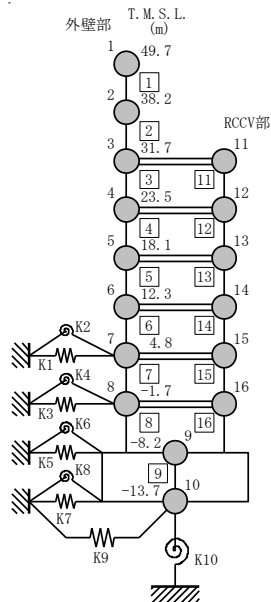


図 4-4 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)



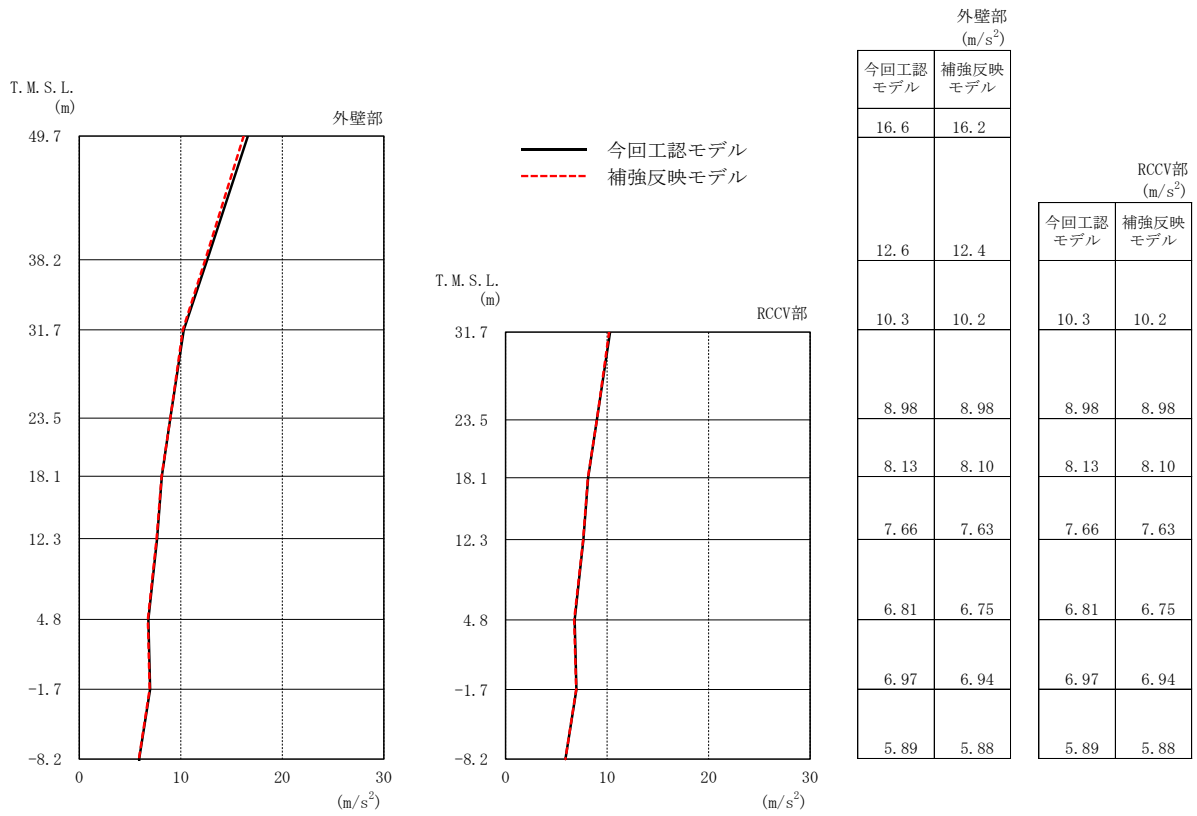
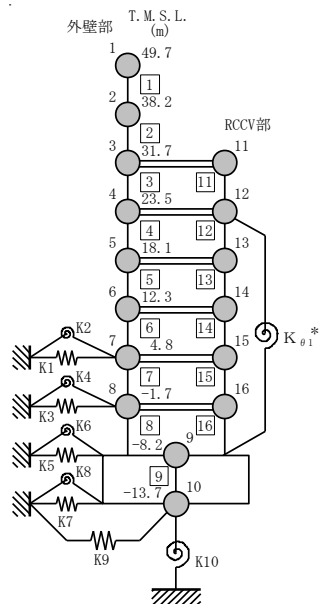


図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)





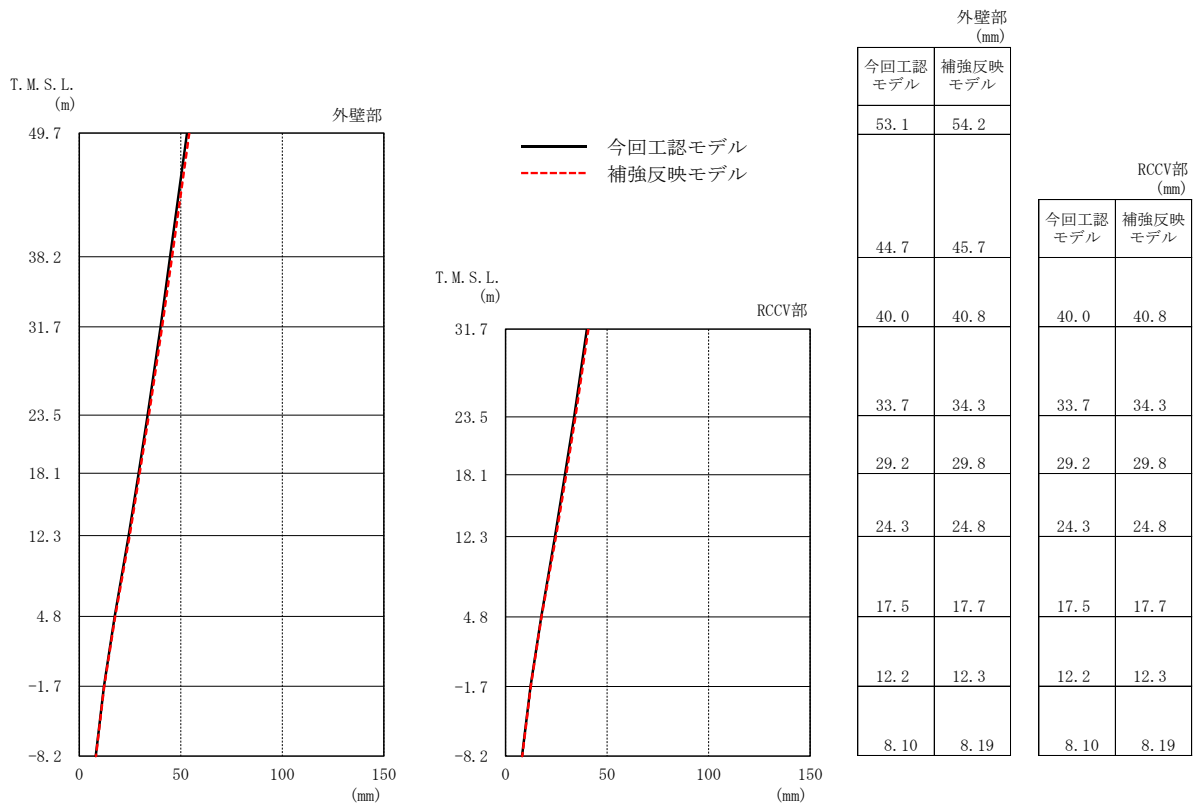
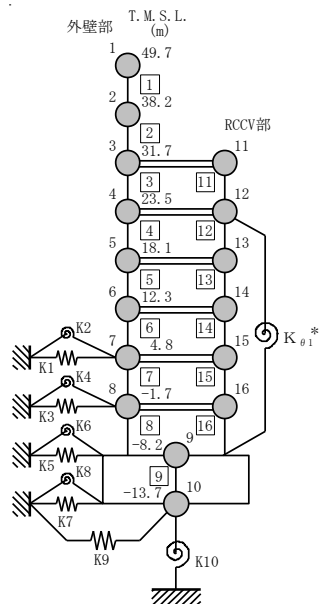


図 4-6 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)



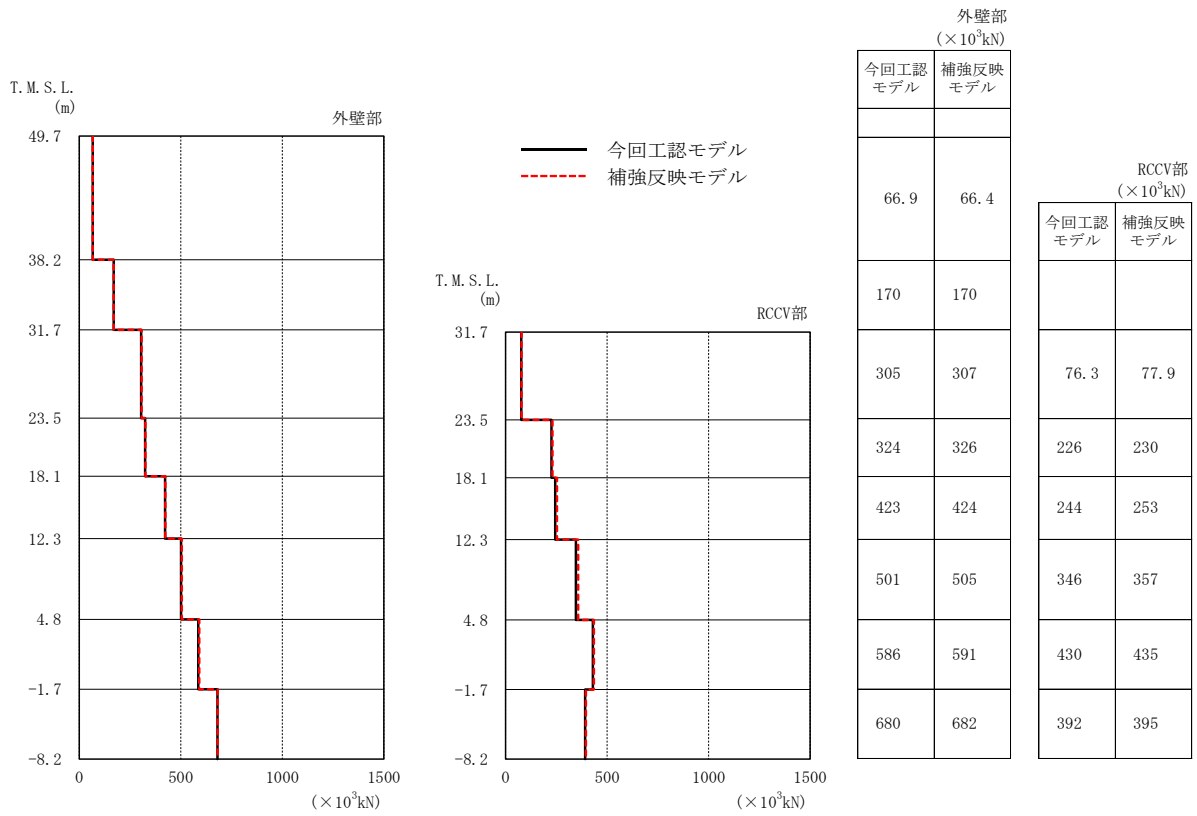
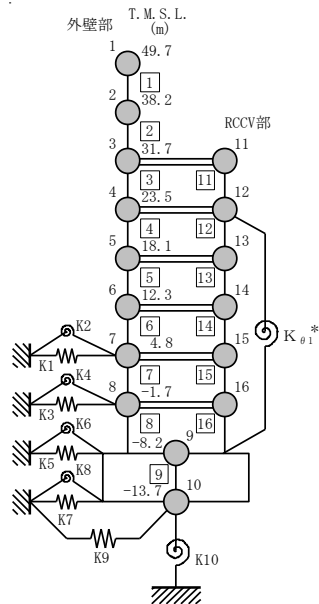


図 4-7 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)



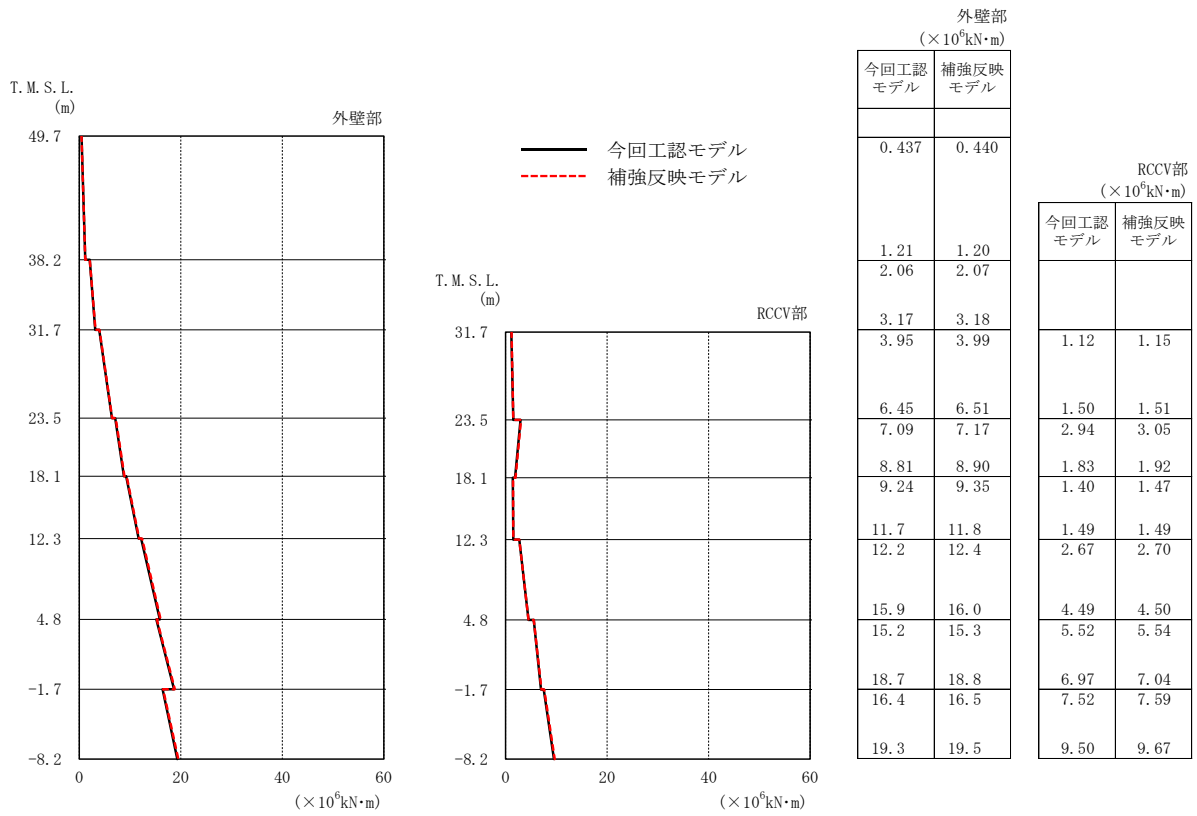
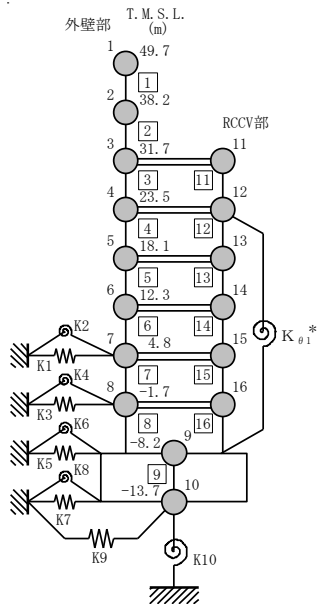


図 4-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)



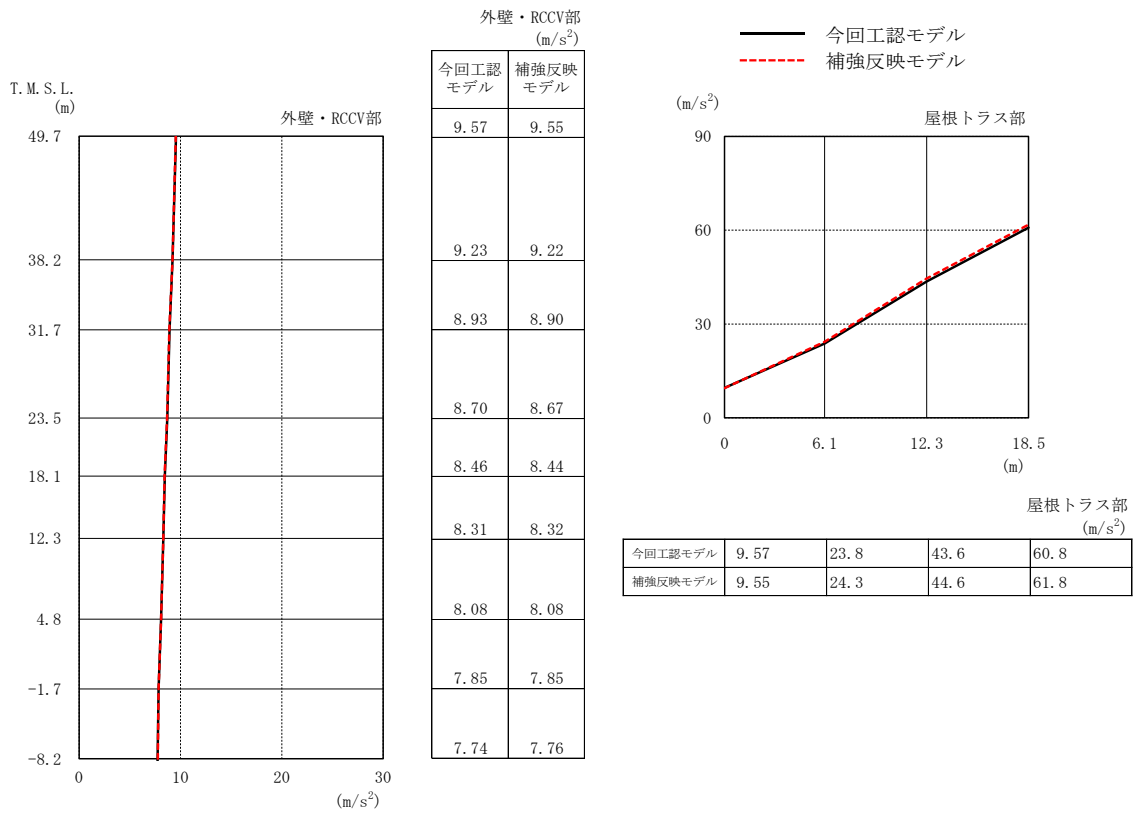
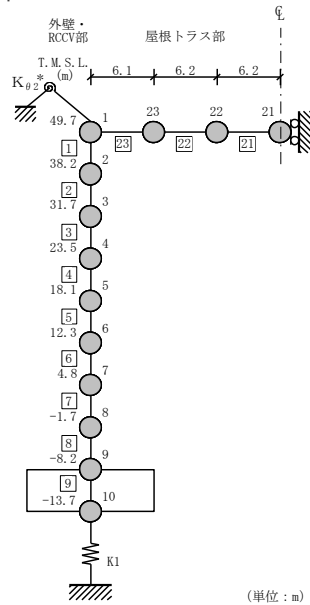


図 4-9 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



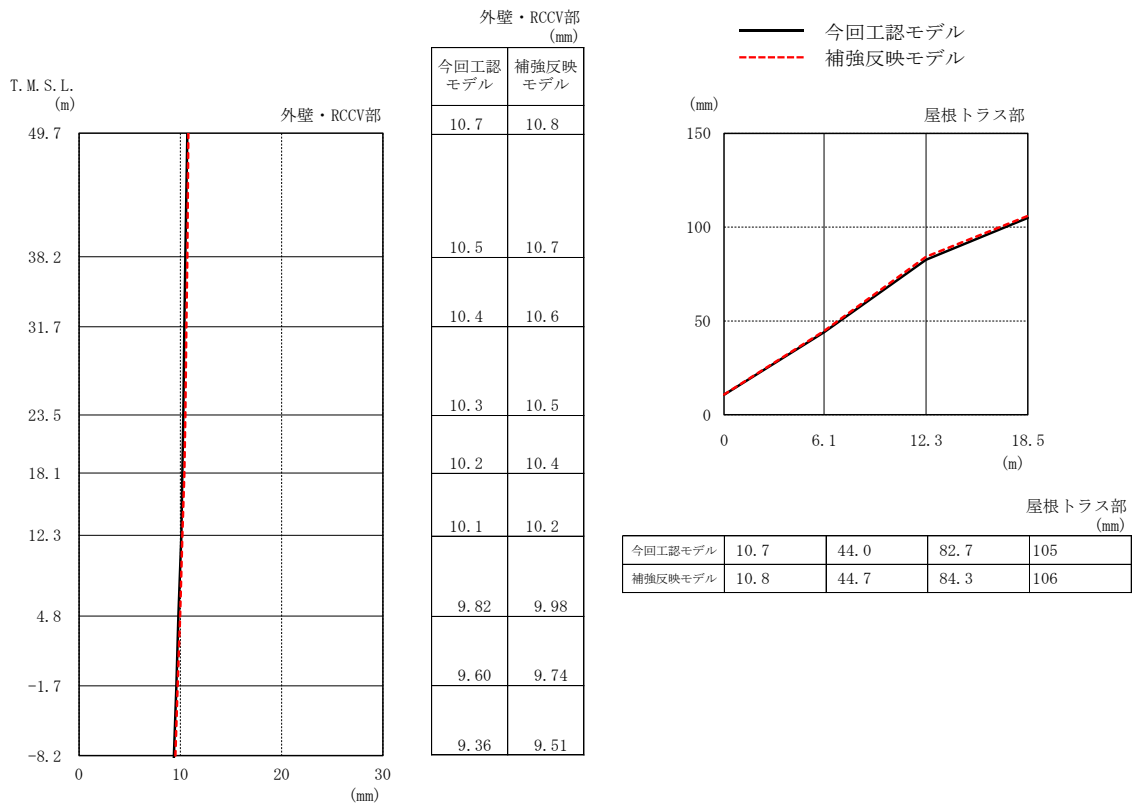
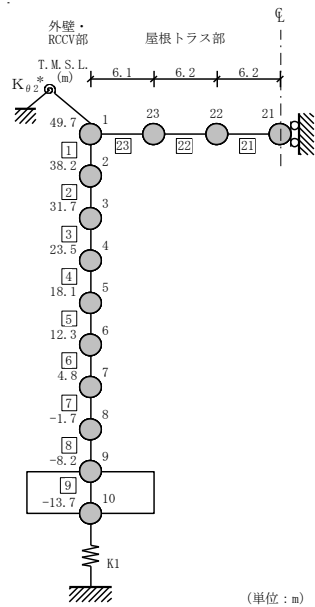


図 4-10 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



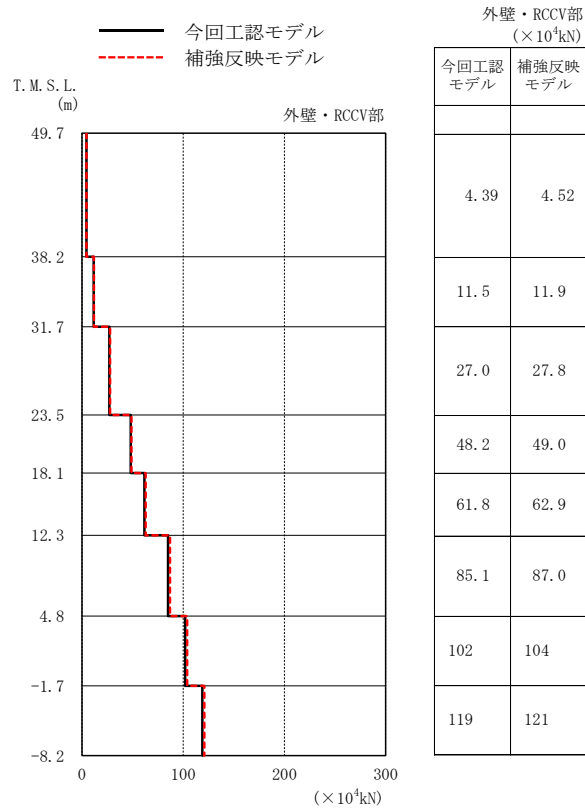


図 4-11 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

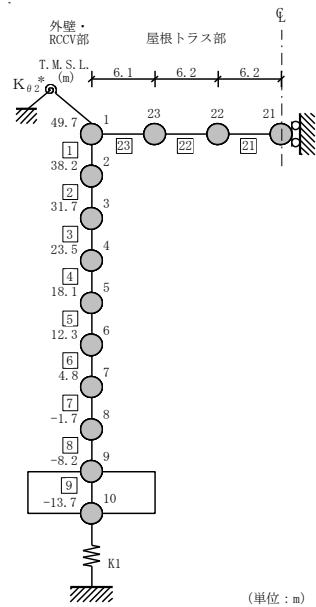


表 4-2 最大せん断ひずみ (NS 方向)

(a) 外壁部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
1	0.147	0.147	1.00
2	0.170	0.172	1.02
3	0.171	0.174	1.02
4	0.361	0.369	1.03
5	0.388	0.398	1.03
6	0.406	0.418	1.03
7	0.528	0.543	1.03
8	0.225	0.226	1.01

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
11	0.0499	0.0510	1.03
12	0.130	0.133	1.03
13	0.149	0.154	1.04
14	0.189	0.194	1.03
15	0.388	0.395	1.02
16	0.189	0.191	1.02

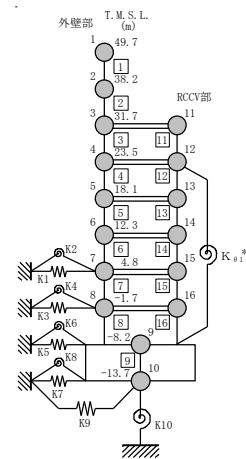
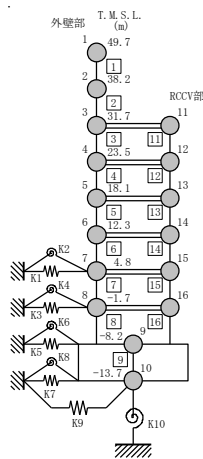
表 4-3 最大せん断ひずみ (EW 方向)

(a) 外壁部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
1	0.103	0.102	1.00
2	0.116	0.116	1.00
3	0.148	0.149	1.01
4	0.206	0.210	1.02
5	0.243	0.250	1.03
6	0.334	0.344	1.03
7	0.318	0.332	1.05
8	0.244	0.247	1.02

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル	
11	0.0292	0.0298	1.03
12	0.0848	0.0863	1.02
13	0.0982	0.103	1.05
14	0.191	0.197	1.04
15	0.200	0.206	1.03
16	0.200	0.201	1.01



## 5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

補強等に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析結果を踏まえ、重量増加が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

### 5.1 せん断ひずみに対する影響

#### 5.1.1 検討方法

検討は、以下の通り、保守的な評価とする。

最大せん断ひずみの検討として、材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみ（基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「今回工認モデル」）を乗じた値の最大値が許容限界を超えないことを確認する。

#### 5.1.2 検討結果

最大せん断ひずみの検討における原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 及び表 5-2 より、最大せん断ひずみに応答比を乗じた値の最大値が許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことを確認した。

### 5.2 床応答に対する影響

基準地震動 Ss-1 における今回工認モデルの床応答スペクトルと補強反映モデルの床応答スペクトルとの比較を図 5-1～図 5-3 に示す。

図 5-1～図 5-3 に示すとおり、補強反映モデルの床応答スペクトルは、今回工認モデルの床応答スペクトルと同等の応答を示すことを確認した。



表 5-1 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (NS 方向)

(a) 外壁部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③×④)
1	0.147	0.147	1.00	0.155	0.155
2	0.170	0.172	1.02	0.182	0.186
3	0.171	0.174	1.02	0.185	0.189
4	0.361	0.369	1.03	0.404	0.417
5	0.388	0.398	1.03	0.437	0.451
6	0.406	0.418	1.03	0.525	0.541
7	0.528	0.543	1.03	0.679	0.700
8	0.225	0.226	1.01	0.278	0.281

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③×④)
11	0.0499	0.0510	1.03	0.0633	0.0652
12	0.130	0.133	1.03	0.145	0.150
13	0.149	0.154	1.04	0.167	0.174
14	0.189	0.194	1.03	0.267	0.276
15	0.388	0.395	1.02	0.475	0.485
16	0.189	0.191	1.02	0.213	0.218

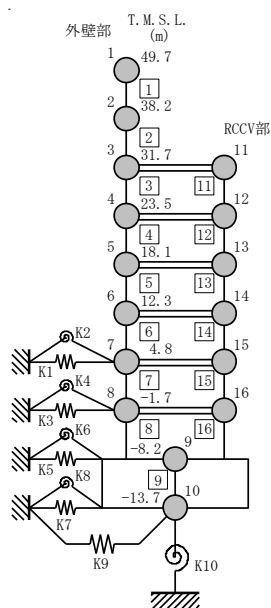


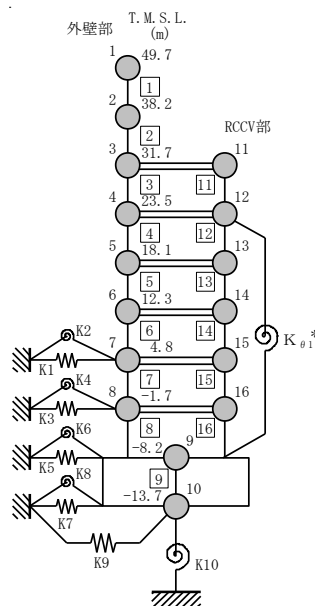
表 5-2 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (EW 方向)

(a) 外壁部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ $\times$ ④)
1	0.103	0.102	1.00	0.110	0.110
2	0.116	0.116	1.00	0.120	0.120
3	0.148	0.149	1.01	0.159	0.161
4	0.206	0.210	1.02	0.249	0.254
5	0.243	0.250	1.03	0.305	0.315
6	0.334	0.344	1.03	0.570	0.588
7	0.318	0.332	1.05	0.554	0.582
8	0.244	0.247	1.02	0.390	0.398

(b) RCCV 部

部材 番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ ) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②補強反映 モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ $\times$ ④)
11	0.0292	0.0298	1.03	0.0326	0.0336
12	0.0848	0.0863	1.02	0.103	0.106
13	0.0982	0.103	1.05	0.129	0.136
14	0.191	0.197	1.04	0.381	0.397
15	0.200	0.206	1.03	0.390	0.402
16	0.200	0.201	1.01	0.327	0.331



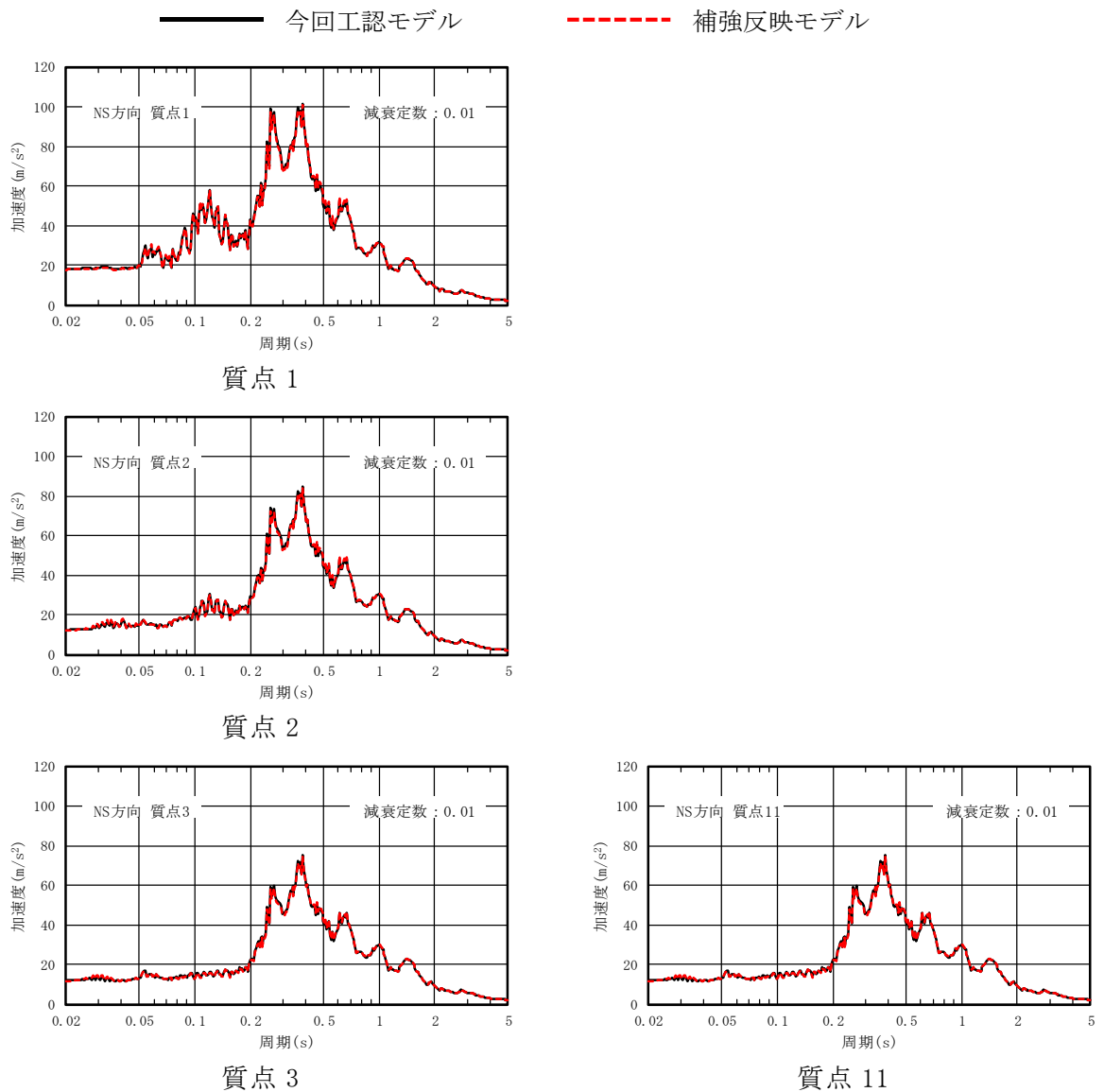
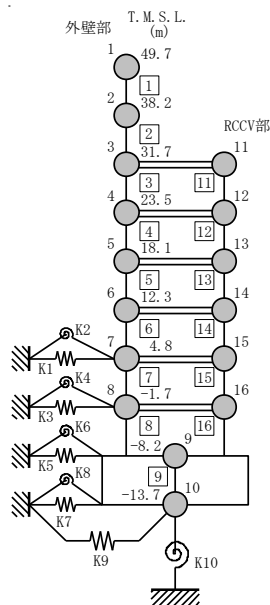


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (1/3)



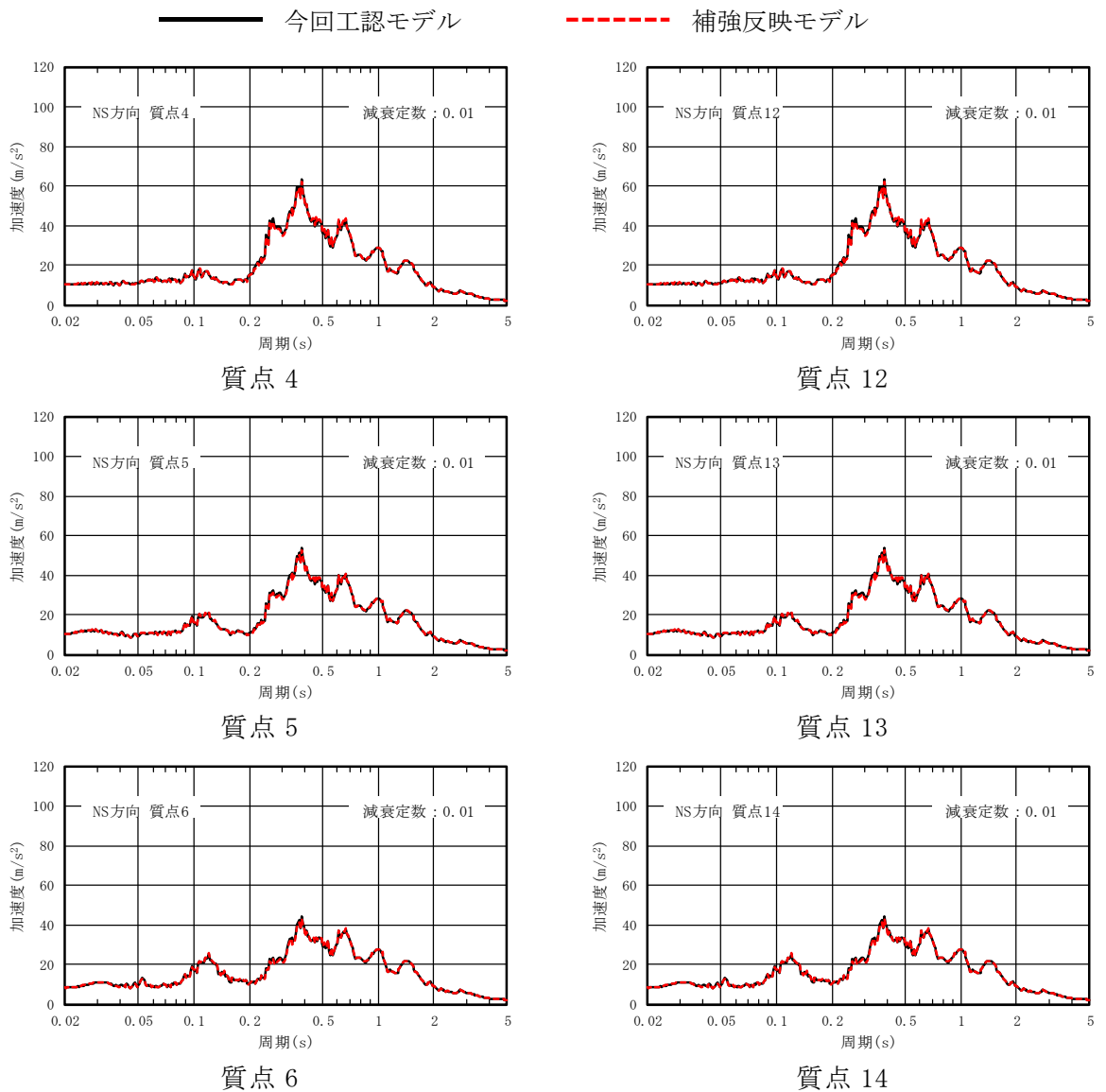
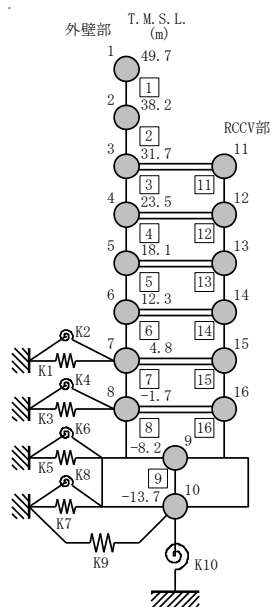


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (2/3)



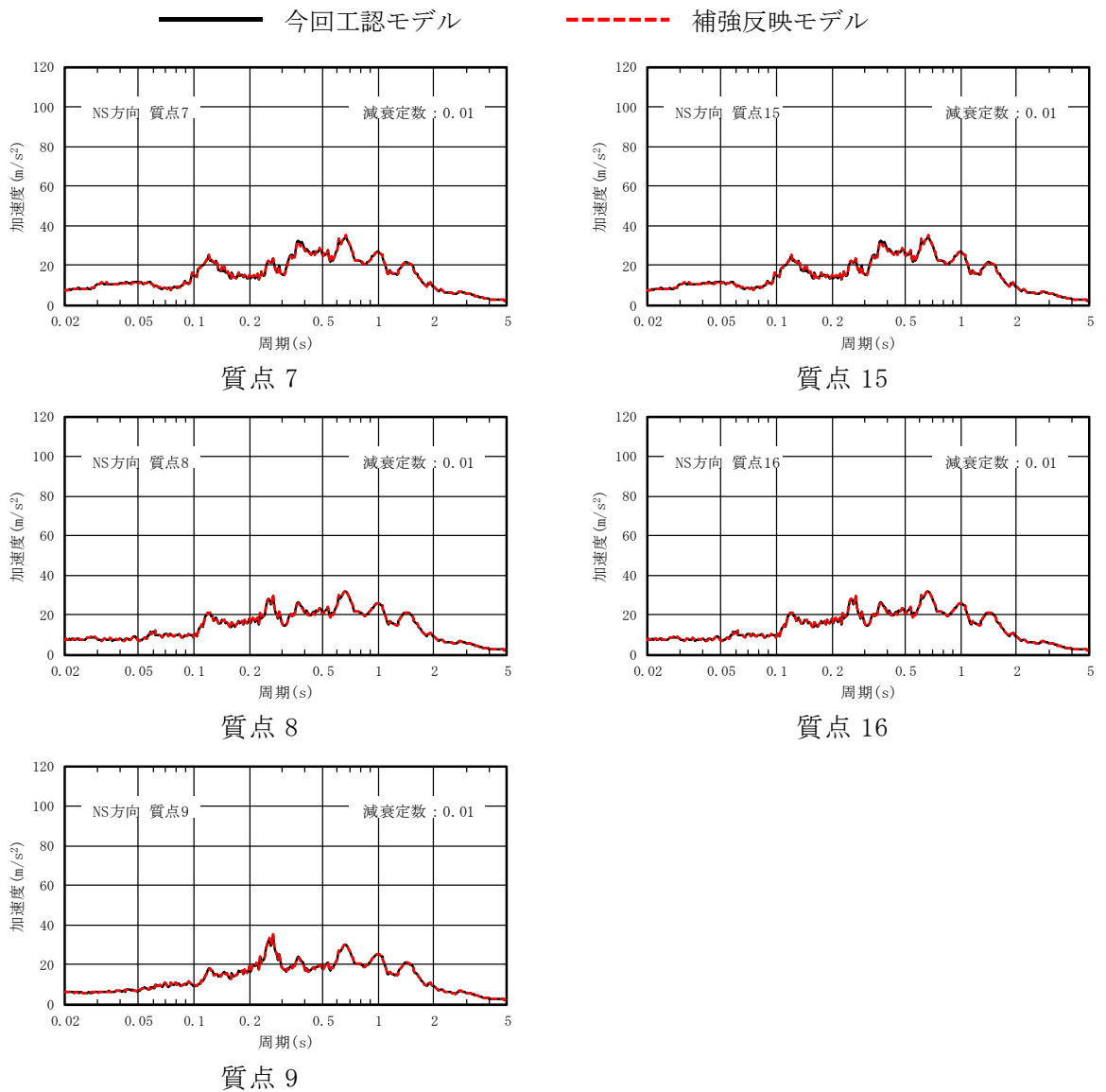
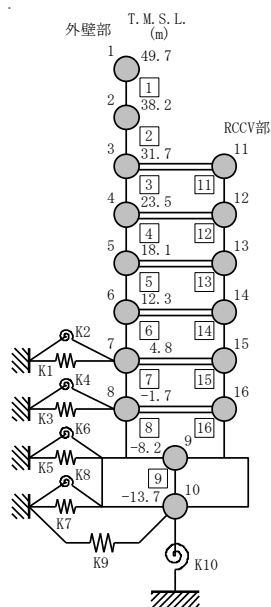


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (3/3)



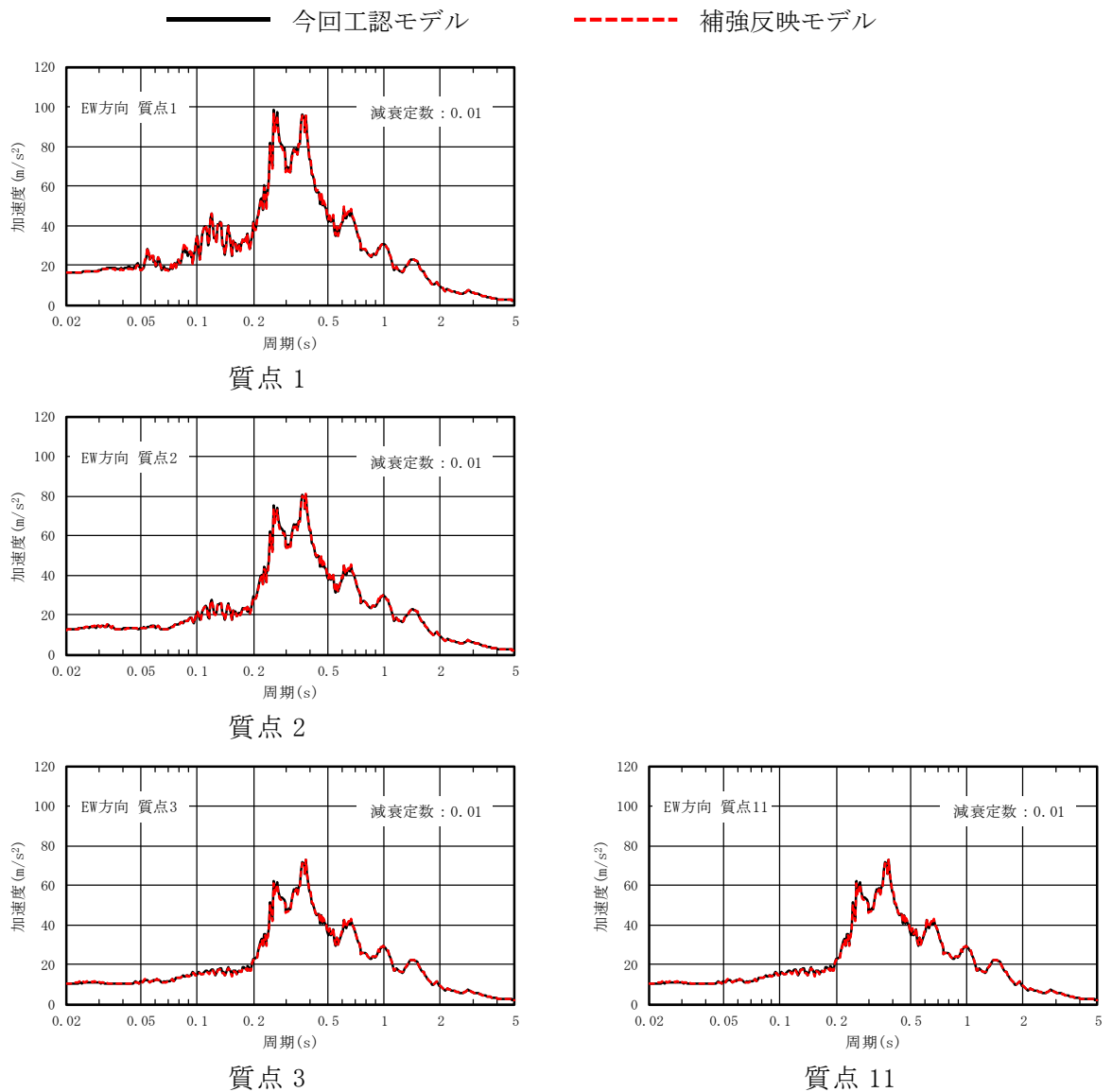
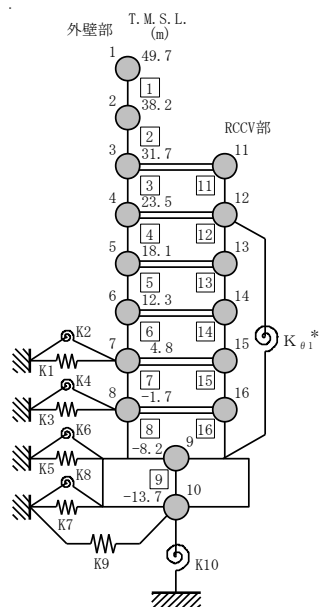


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (1/3)



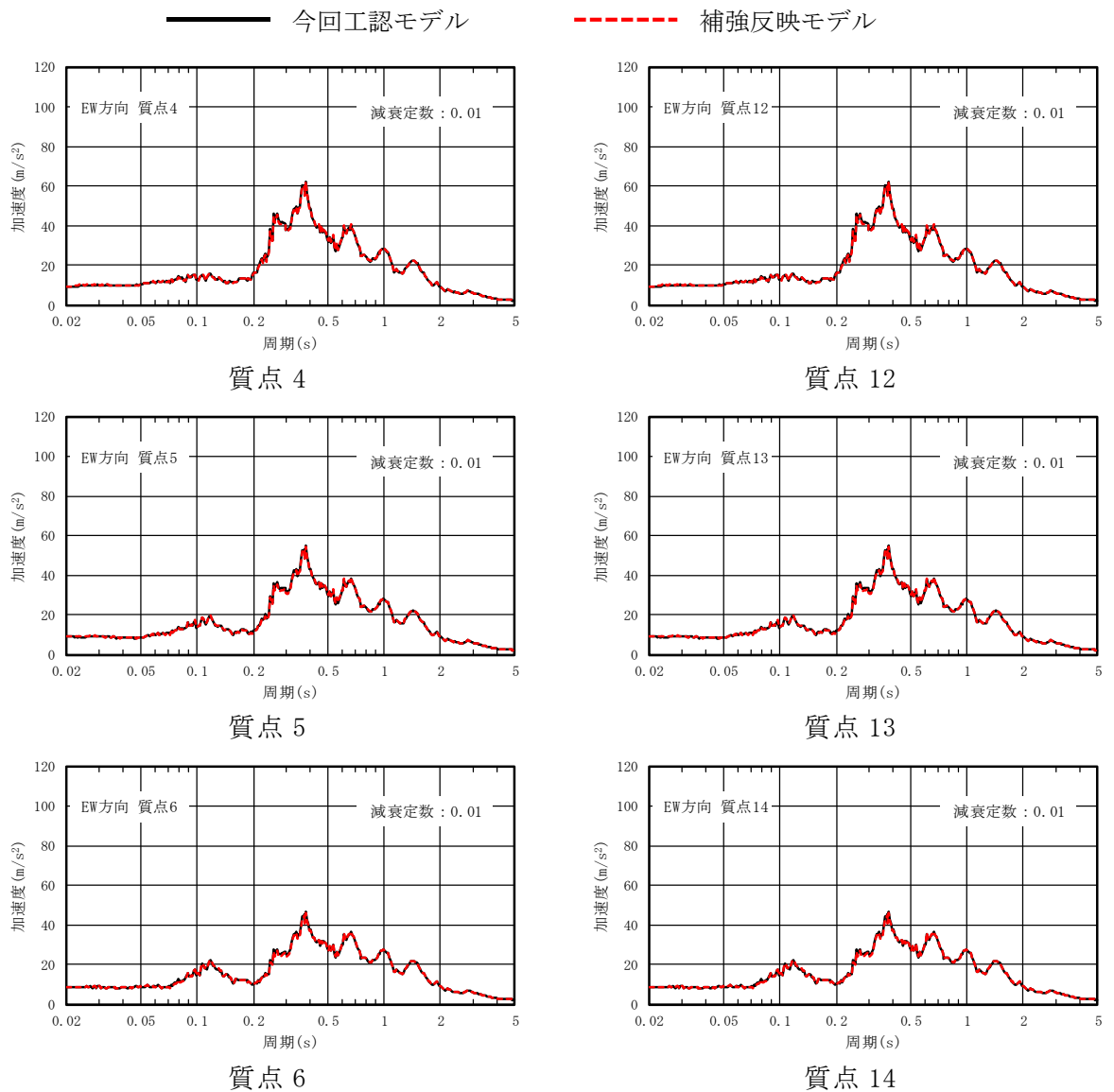
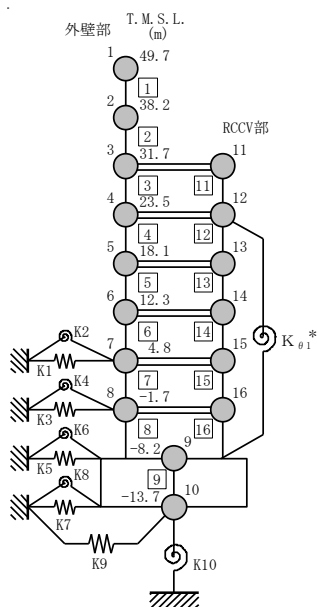


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (2/3)



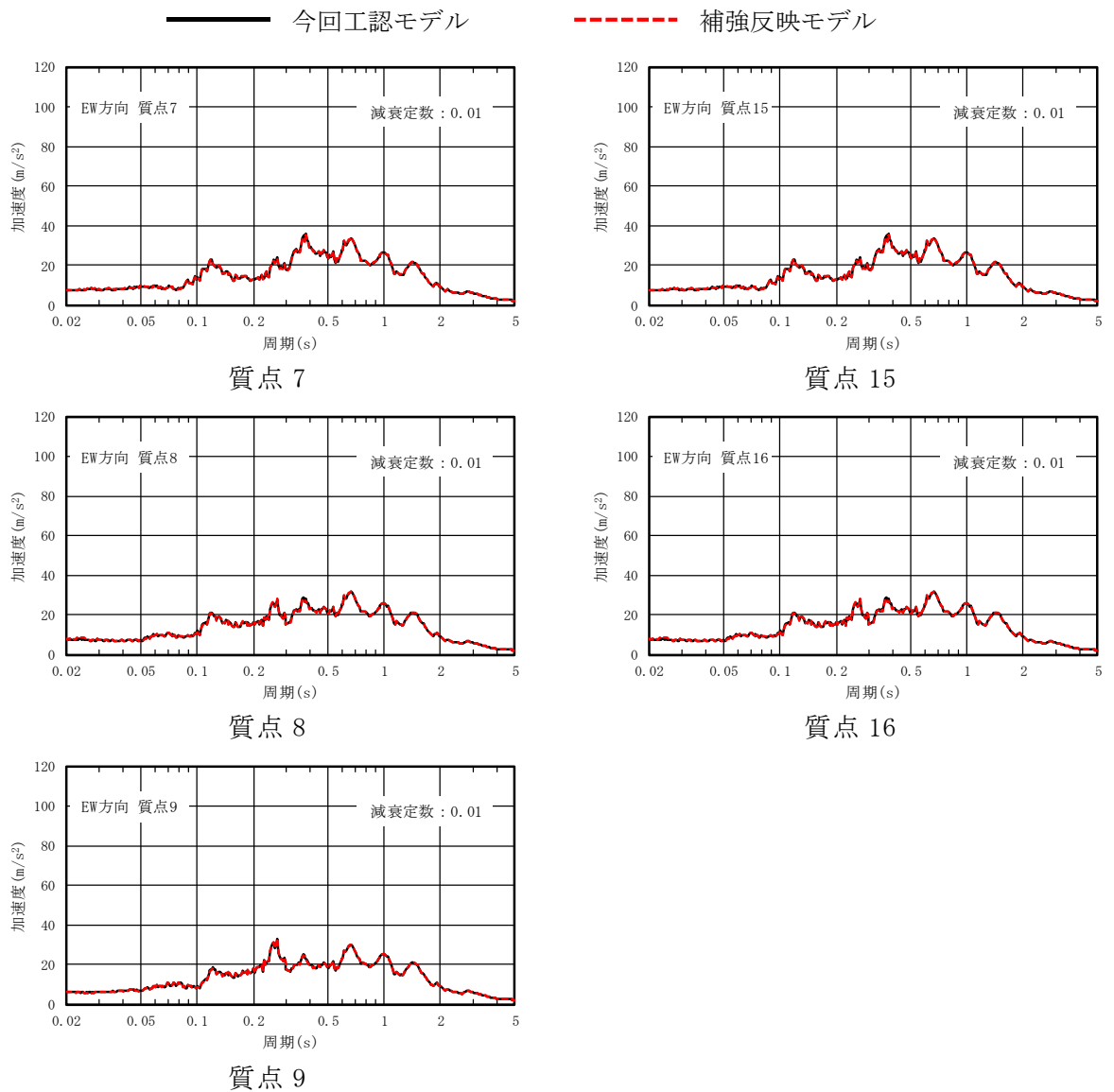
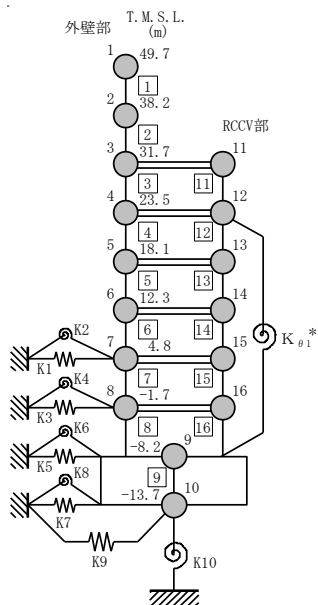
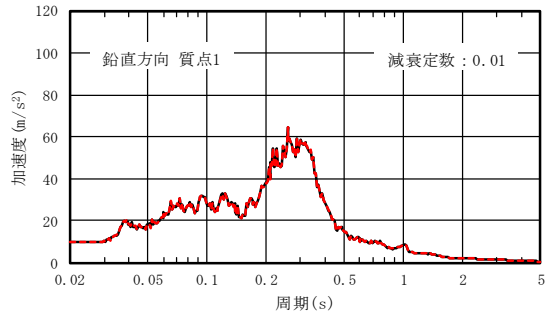


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (3/3)

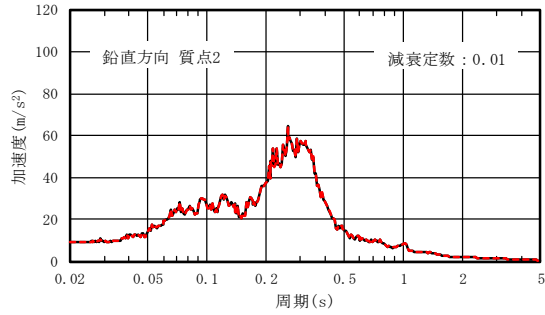




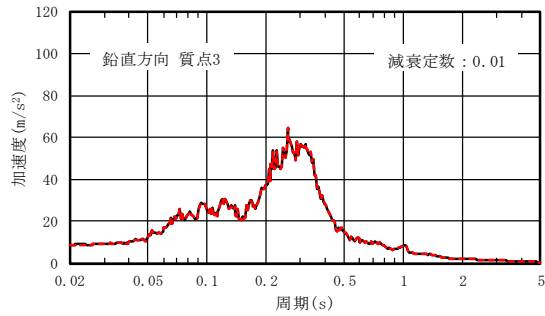
—— 今回工認モデル      - - - - 補強反映モデル



質点 1

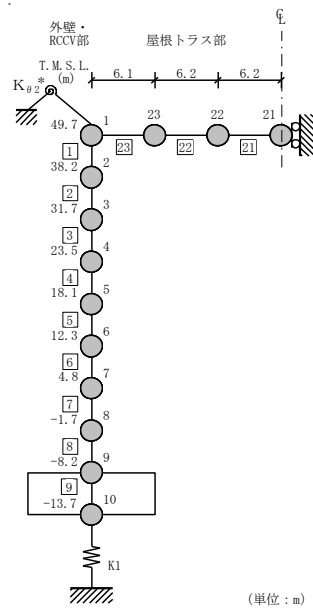


質点 2



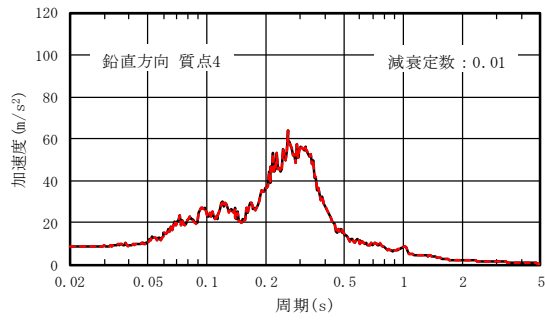
質点 3

図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (1/3)

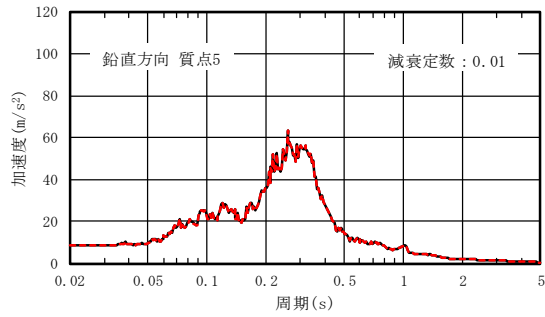


(単位: m)

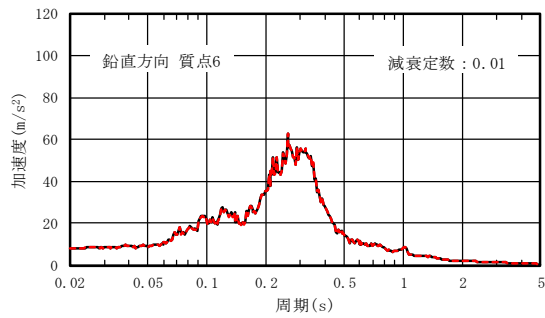
—— 今回工認モデル      - - - - 補強反映モデル



質点 4

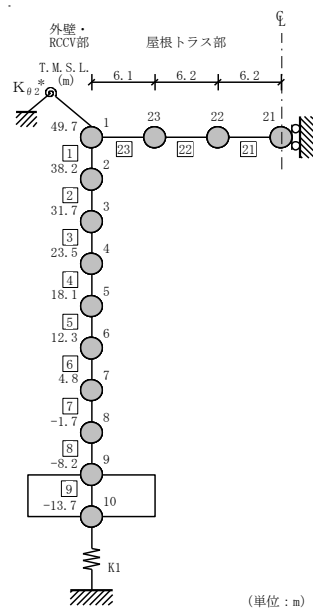


質点 5

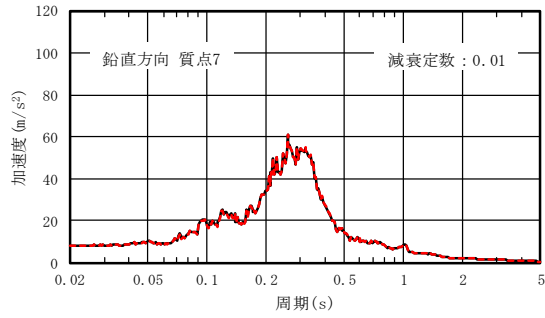


質点 6

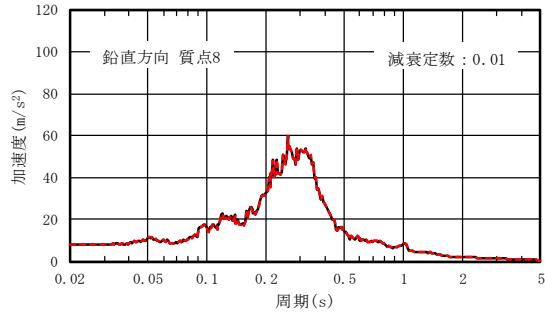
図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (2/3)



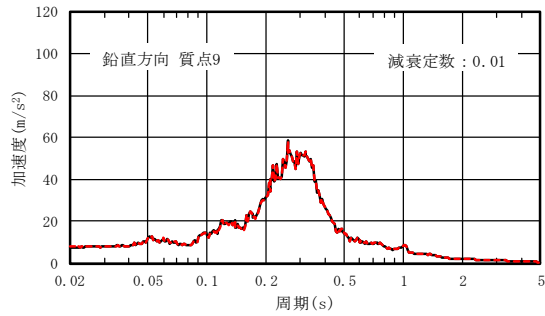
—— 今回工認モデル      - - - - 補強反映モデル



質点 7

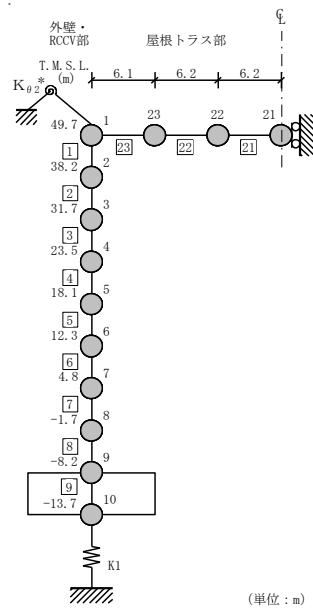


質点 8



質点 9

図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (3/3)



## 6. まとめ

補強等に伴う重量の増加分を考慮し、「補強反映モデル」を用いて、基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、「今回工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「補強反映モデル」の固有周期は、重量を増加させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認し、最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。さらに、原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。

## 別紙 6-4 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-4-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 ..... 別紙 6-4-2

## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

## 2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

大物搬入建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

杭基礎の底面地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。

- 水平ばね

地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて無質量剛基礎による水平方向の加振解析を行い，算定した複素インピーダンスの実部から設定する。

- 鉛直ばね

水平ばねと同様に算定した複素インピーダンスの実部から設定する。水平加力時の鉛直ばねについては，転倒モーメントを適切に評価するため，回転方向の加振解析により算出した回転ばねより設定する。鉛直加力時及び長期荷重時の鉛直ばねについては，ロッキング挙動が卓越しないため，鉛直方向の加振解析から算出した鉛直ばねより設定する。



有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方\*については、以下のとおり。

- ・ はり要素

はり要素の場合は、曲げの変位関数が3次で精度が高いため、基本的に要素分割の細分化は不要であるが、部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し、曲線部材がある場合はその曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また、分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では、要素分割することにより質量分布がより正確になり、解析結果の精度が向上する。更に、要素分割の細分化により、変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

- ・ シェル要素

要素分割は、基本的には発生する応力状態によって決まり、構造形状と荷重状態より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は、重要部分で1:2以下、その他の領域や応力変化が少ない領域では、1:3程度までで、分割に際しては4角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面版構造の場合は、平板要素や軸対象シェル要素の大きさは、集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を10~20分割すると適切な応力分布が求められ、構造物の半径（R）と板厚（t）が考慮されている。また、面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは、シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり、応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

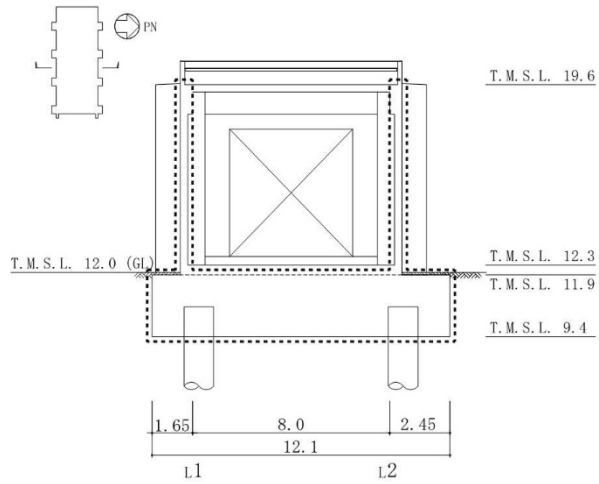
注記\*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形CAE協会，2008年）

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(1/2)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び基礎スラブより立ち上がる T.M.S.L. 11.9m~T.M.S.L. 19.6m の耐震壁をモデル化する。



⋯: モデル化範囲を示す。  
(単位: m)

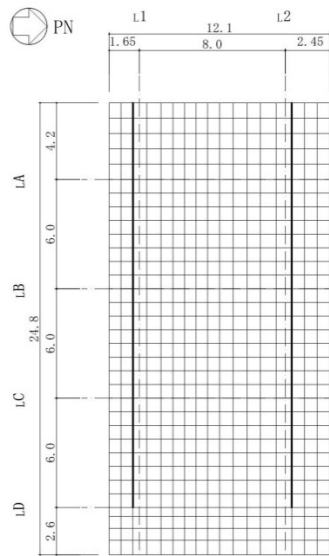
モデル化範囲

○使用要素

- ・基礎スラブ: シェル要素
- ・耐震壁: はり要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 1m 程度とし, 耐震壁の配置を考慮して分割する。

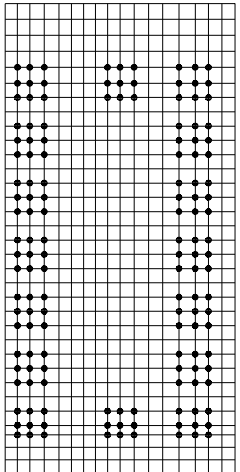
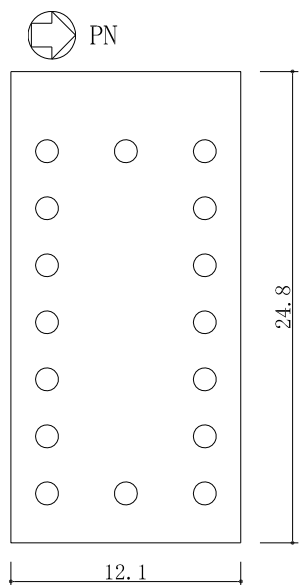
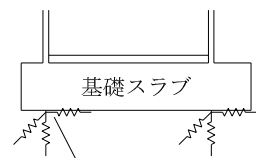


注: 太線は壁の位置を示す。

モデル概要

(単位: m)

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(2/2)

境界条件, 拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎スラブと上部構造物との境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。</li> </ul>	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> <li>軸剛性 (軸断面積) : <math>A = t \times h</math></li> <li>曲げ剛性 (断面二次モーメント) : <math>I = t \times h^3 / 12 + A \times (h / 2 + D / 2)^2</math></li> <li>せん断剛性 (せん断断面積) : <math>A_s = t \times h</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>t : 壁厚</li> <li>h : モデル化する壁の高さ</li> <li>D : 基礎スラブ厚 (2.5m)</li> </ul>
基礎スラブと杭の境界	
<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎スラブ底面の地盤ばね                             <p>設定に用いる水平ばね, 回転ばね及び鉛直ばねは, 地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて加振解析を行い, 算定した複素インピーダンスの実部から設定する。解析に用いる水平ばね及び鉛直ばねは以下のとおりとする。</p> <p>水平ばね : 設定した水平ばねを離散化</p> <p>鉛直ばね : 水平加力時は設定した回転ばねを離散化して鉛直ばねを算定</p> <p>鉛直加力時及び長期荷重時は鉛直ばねを離散化</p> </li> <li>上記の地盤ばね (3 方向) は各杭中心および杭位置周辺の 8 節点に離散化してモデル化する。</li> </ul>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  <p>● : 地盤ばね</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>○ : 場所打ち鋼管コンクリート杭</p> </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;">  <p>各杭位置に設置される 底面地盤ばね(3方向)</p> </div> <p style="text-align: center;">地盤ばねの概略図</p>	

## 別紙 6-5 地震荷重の入力方法

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-5-1
2. 地震荷重の入力方法 ..... 別紙 6-5-2

## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

## 2. 地震荷重の入力方法

大物搬入建屋基礎スラブの応力解析に当たって、FEM モデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。また、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。

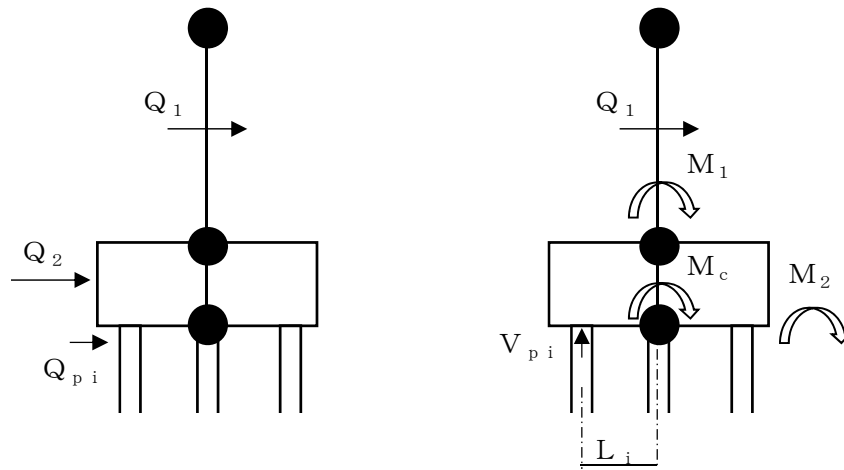
地震荷重の入力は、弾性設計用地震動  $S_d$  及び基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を考慮し、FEM モデルの基礎スラブ上端質点位置でのせん断力、曲げモーメント及び軸力が地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる杭のせん断力から、上部構造物より作用するせん断力を差し引いた値と等価になる荷重（以下、「付加せん断力」という。）を FEM モデルの基礎スラブの各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、曲げモーメントのうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平荷重の入力位置と同じ箇所に節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる杭の軸力を用いて算出した曲げモーメントから、上部構造物より作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下、「付加曲げモーメント」という。）を FEM モデルの基礎スラブの各節点に節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて鉛直方向の偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

鉛直地震力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる杭の軸力から、上部構造物より作用する軸力を差し引いた値と等価になる荷重（以下、「付加軸力」という。）を FEM モデルの基礎スラブに入力する。

FEM モデルに入力する地震荷重の概念図を図 2-1 に示す。また FEM モデルに入力する荷重を図 2-2 に示す。



$Q_1$  : 地震応答解析による上部構造物の応答せん断力

$Q_{pi}$  : 地震応答解析による杭の応答せん断力

$Q_p$  : 地震応答解析による基礎スラブ底面の応答せん断力

$$Q_p = \sum Q_{pi}$$

$Q_2$  : 基礎スラブに入力する付加せん断力

$$Q_2 = Q_p - Q_1$$

$h$  : 基礎スラブ厚

$V_{pi}$  : 地震応答解析による杭の応答軸力

$M_1$  : 地震応答解析による上部構造物の応答曲げモーメント

$M_c$  : 基礎スラブ中心に作用する曲げモーメント

$$M_c = M_1 + Q_1 \times (h / 2)$$

$M_p$  : 地震応答解析による基礎スラブ底面の応答曲げモーメント

$$M_p = \sum (V_{pi} \cdot L_i)$$

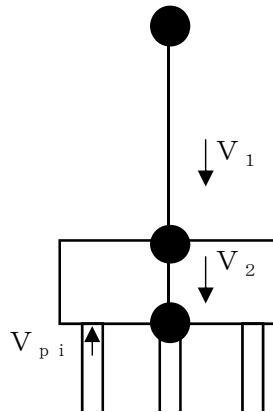
$M_2$  : 基礎スラブに入力する付加曲げモーメント

$$M_2 = M_p - M_c$$

(a) 水平地震力及び曲げモーメント

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)





$V_1$  : 地震応答解析による上部構造物の応答軸力

$V_{pi}$  : 地震応答解析による杭の応答軸力

$V_p$  : 地震応答解析による基礎スラブ底面の応答軸力

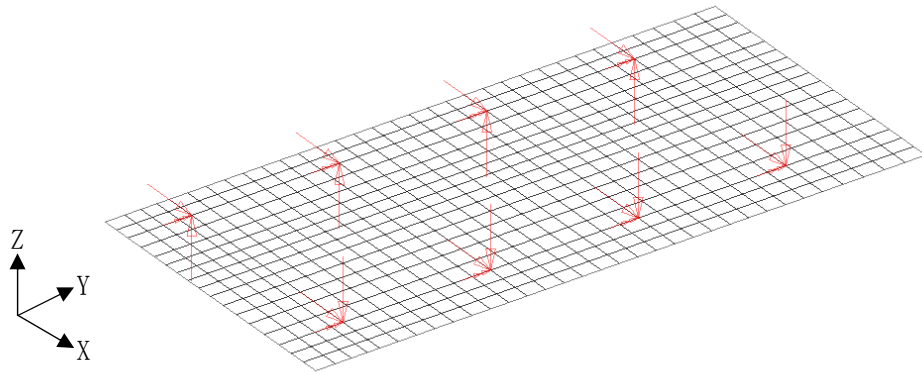
$$V_p = \sum V_{pi}$$

$V_2$  : 基礎スラブに入力する付加軸力

$$V_2 = V_p - V_1$$

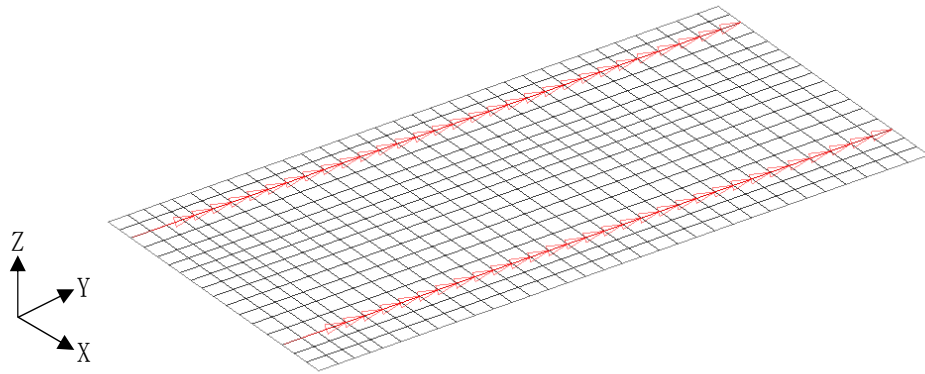
(b) 鉛直地震力

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

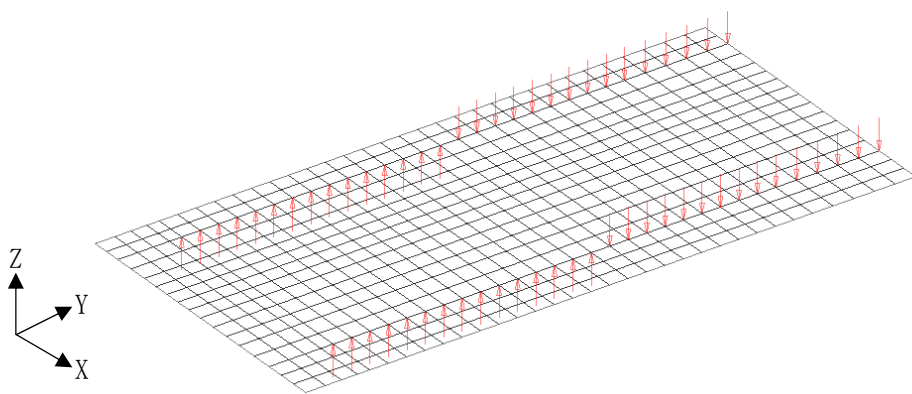


(a) フレーム反力 (NS 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (1/6)

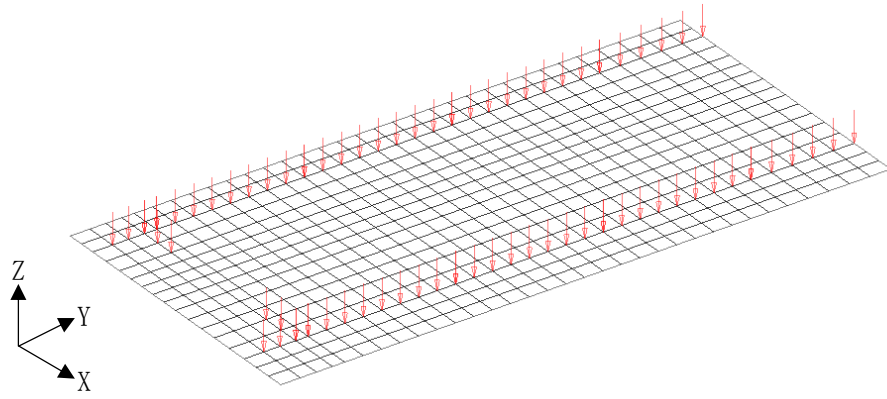


(b) せん断力 (EW 方向) 耐震壁



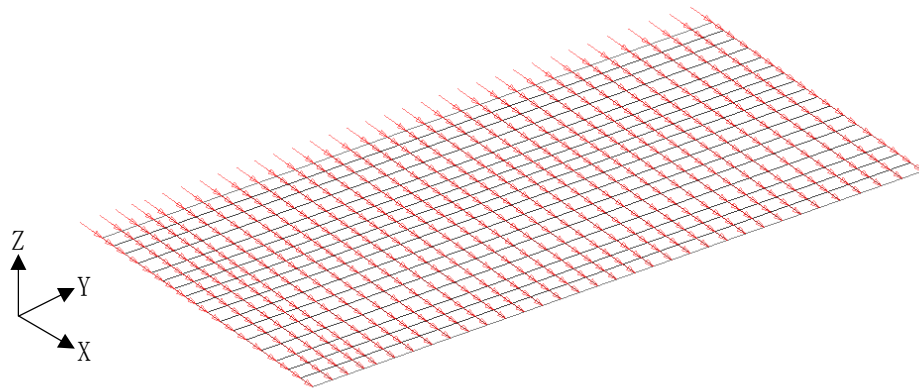
(c) 曲げモーメント (EW 方向) 耐震壁

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (2/6)

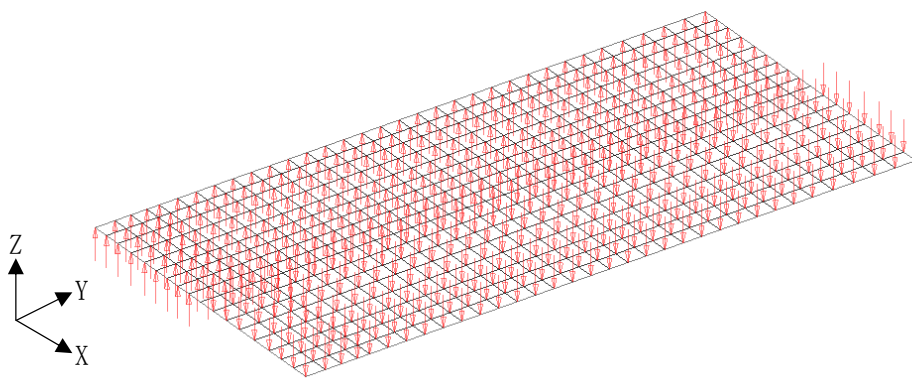


(d) 軸力 耐震壁

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (3/6)

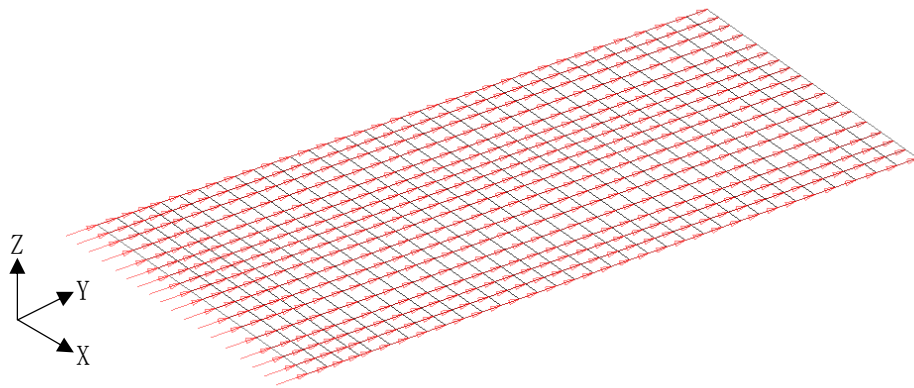


(e) 付加せん断力 (NS 方向)

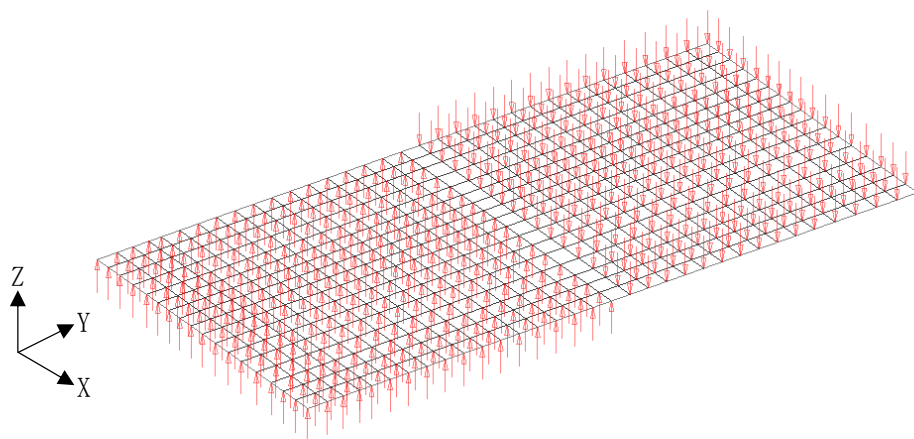


(f) 付加曲げモーメント (NS 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (4/6)

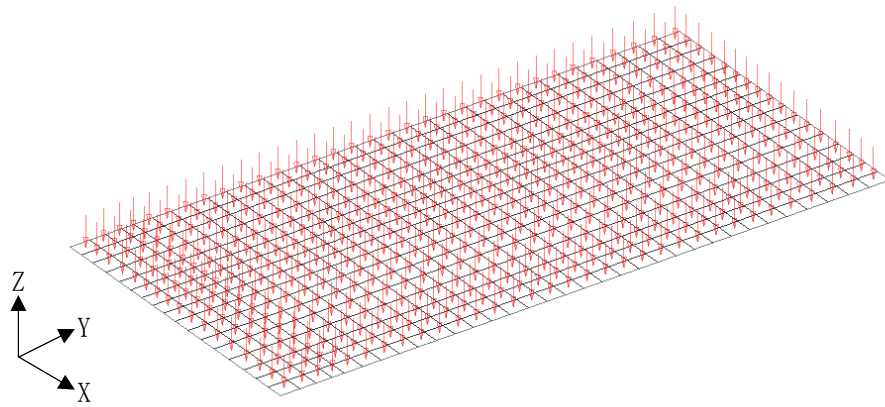


(g) 付加せん断力 (EW 方向)



(h) 付加曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (5/6)



(i) 付加軸力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (6/6)

別紙 6-6 応力解析における断面の評価部位の選定



## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-6-1
2. 断面の評価部位の選定 ..... 別紙 6-6-2

## 1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

## 2. 断面の評価部位の選定

大物搬入建屋基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋図を図 2-1 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-2 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース (S<sub>s</sub>地震時)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K_{v_s})VL+S_{s_{SN}}+BL$
2-2		上向き	$(1.0-0.4K_{v_s})VL+S_{s_{SN}}+BL$
2-3		下向き	$(1.0+0.4K_{v_s})VL+S_{s_{NS}}+BL$
2-4		上向き	$(1.0-0.4K_{v_s})VL+S_{s_{NS}}+BL$
2-5		下向き	$(1.0+0.4K_{v_s})VL+S_{s_{EW}}+BL$
2-6		上向き	$(1.0-0.4K_{v_s})VL+S_{s_{EW}}+BL$
2-7		下向き	$(1.0+0.4K_{v_s})VL+S_{s_{WE}}+BL$
2-8		上向き	$(1.0-0.4K_{v_s})VL+S_{s_{WE}}+BL$
2-9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K_{v_s})VL+0.4S_{s_{SN}}+BL$
2-10		上向き	$(1.0-K_{v_s})VL+0.4S_{s_{SN}}+BL$
2-11		下向き	$(1.0+K_{v_s})VL+0.4S_{s_{NS}}+BL$
2-12		上向き	$(1.0-K_{v_s})VL+0.4S_{s_{NS}}+BL$
2-13		下向き	$(1.0+K_{v_s})VL+0.4S_{s_{EW}}+BL$
2-14		上向き	$(1.0-K_{v_s})VL+0.4S_{s_{EW}}+BL$
2-15		下向き	$(1.0+K_{v_s})VL+0.4S_{s_{WE}}+BL$
2-16		上向き	$(1.0-K_{v_s})VL+0.4S_{s_{WE}}+BL$

VL : 鉛直荷重

S<sub>s<sub>SN</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)

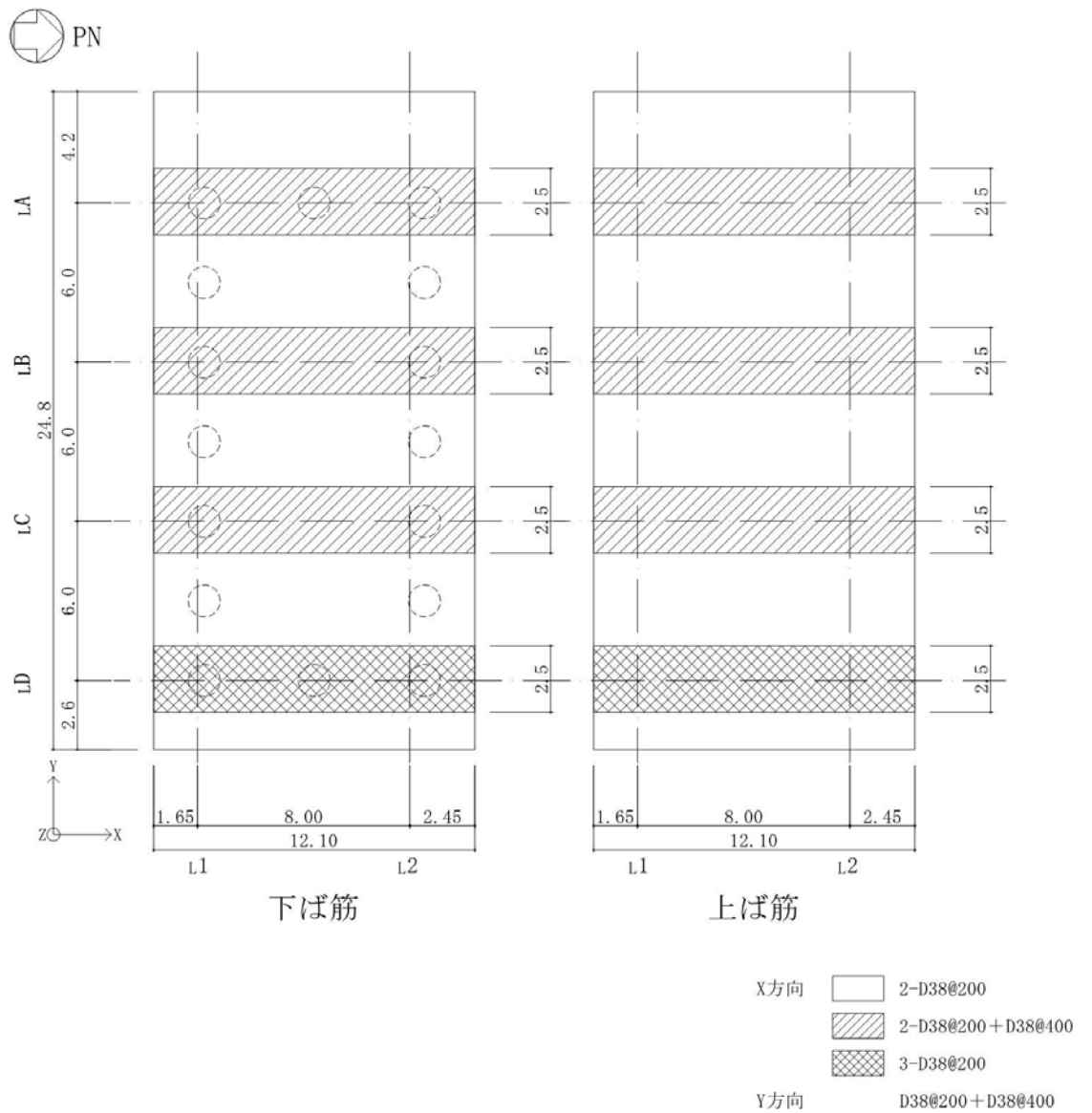
S<sub>s<sub>NS</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)

S<sub>s<sub>EW</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)

S<sub>s<sub>WE</sub></sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)

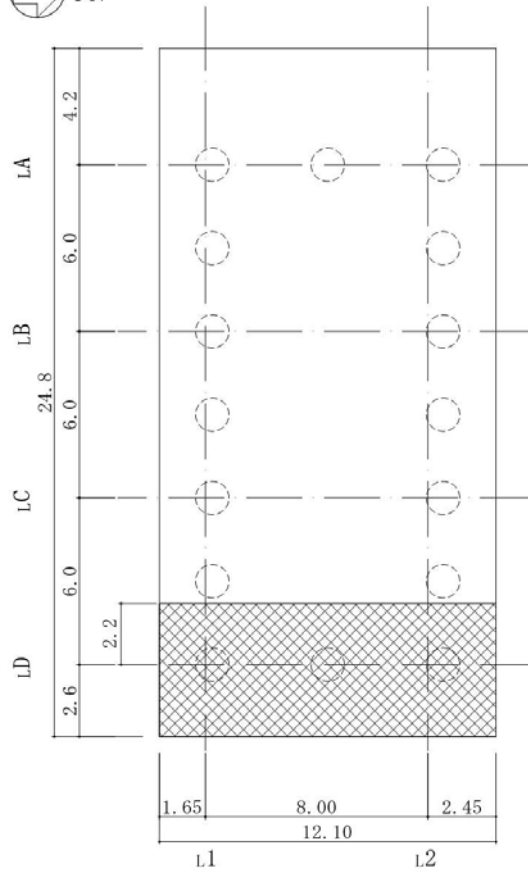
K<sub>v<sub>s</sub></sub> : 鉛直震度 (S<sub>s</sub>地震時)

BL : 浮力



(単位：m)

図 2-1 基礎スラブ配筋図 (1/2)



せん断補強筋  D25@400×400

(単位：m)

図 2-1 基礎スラブ配筋図 (2/2)

表 2-2 基礎スラブの評価結果 (S<sub>s</sub>地震時)

	方向	評価項目	要素番号	荷重ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	必要鉄筋量/ 設計配筋量	55	2-3	0.85
	EW	必要鉄筋量/ 設計配筋量	451	2-5	0.31
面外せん断力	NS	面外せん断力/ 許容せん断力	55	2-3	0.89
	EW	面外せん断力/ 許容せん断力	86	2-3	0.79

注：■ は検定値が最大となる要素を示す。

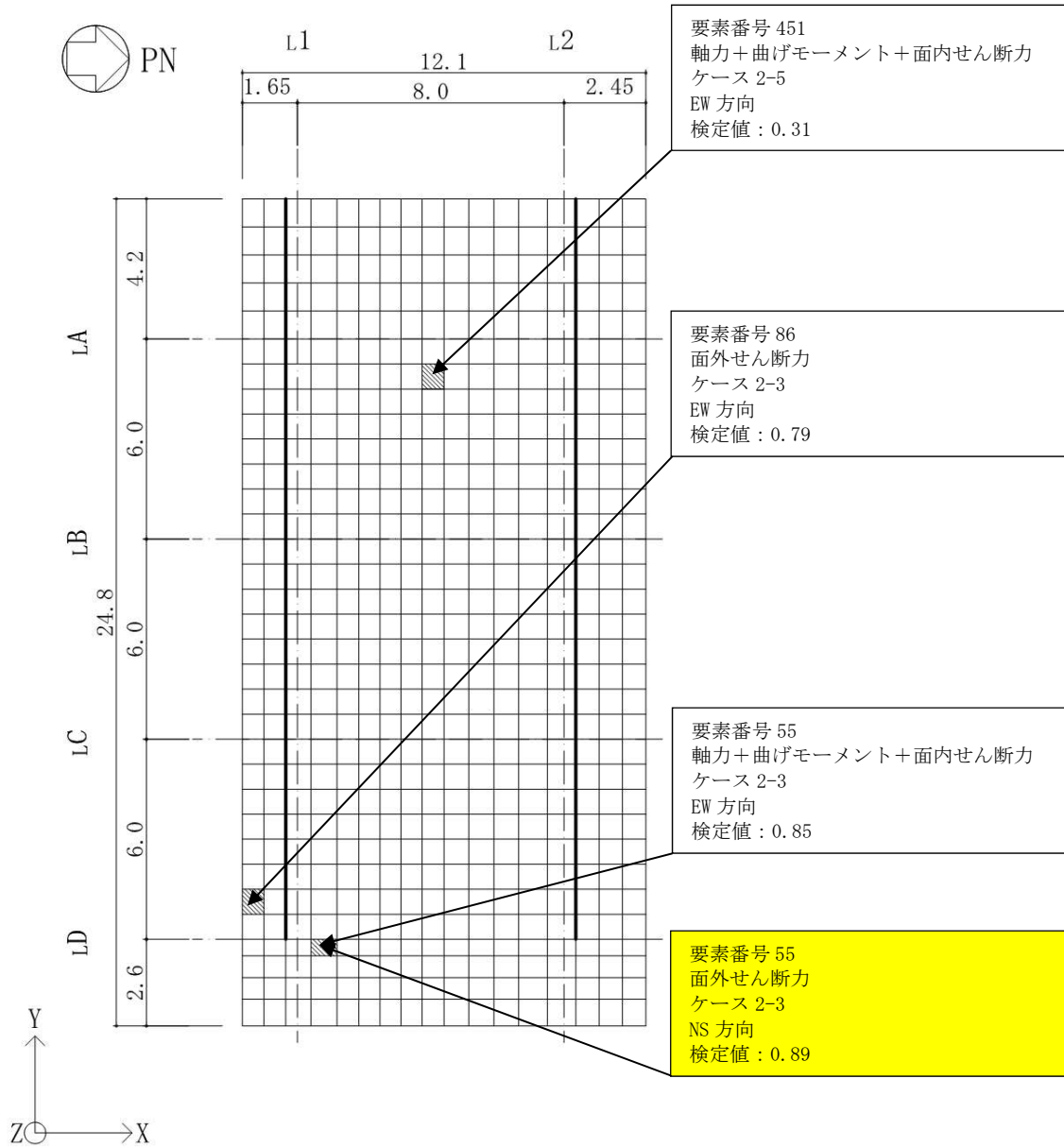
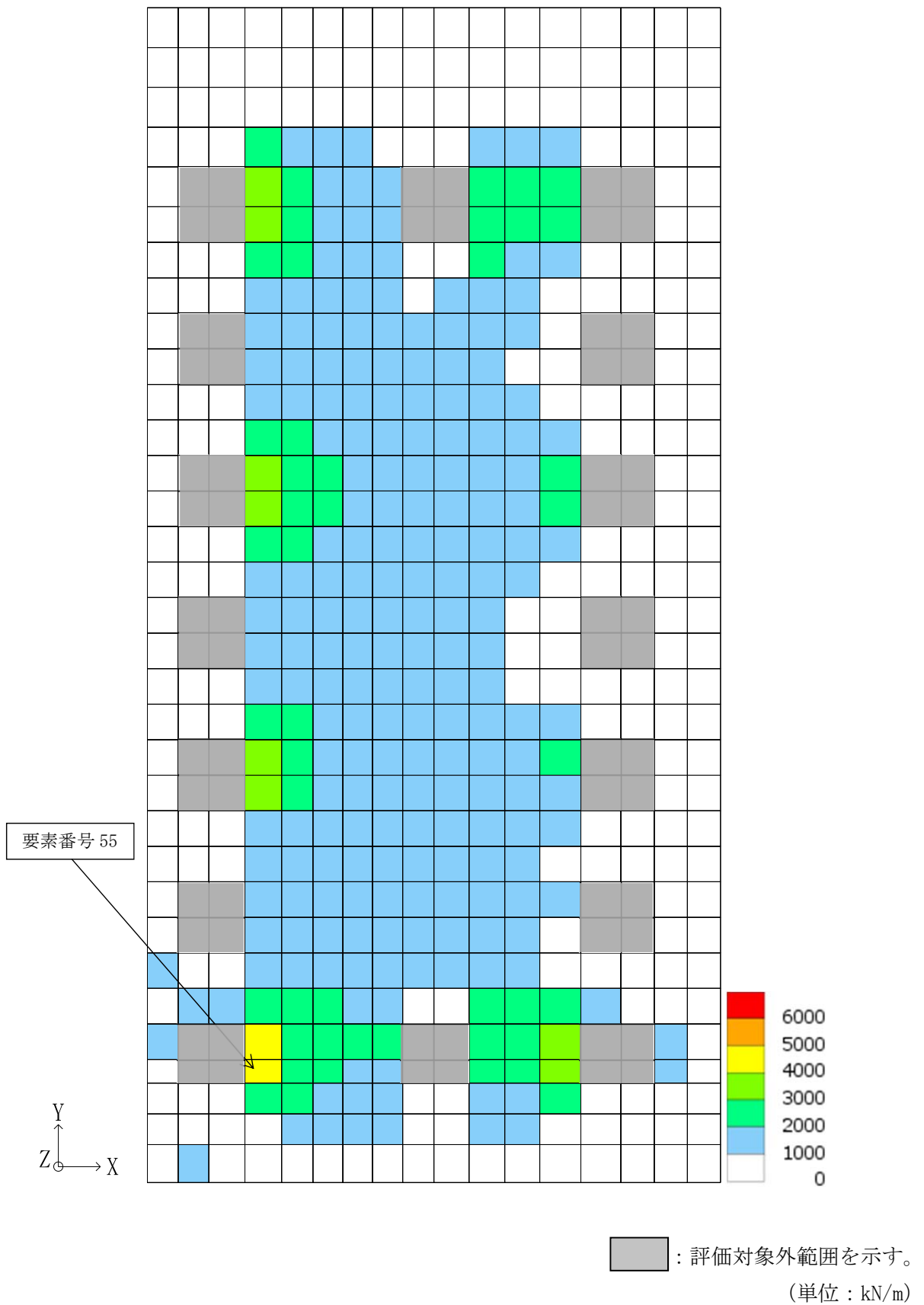


図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (S<sub>s</sub>地震時)





面外せん断力 (NS 方向, 荷重ケース 2-3)

図 2-3 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図

## 別紙6-7 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 6-7-1
2. 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定 ..... 別紙 6-7-1

## 1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において用いる杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定方法を示すものである。

## 2. 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定

大物搬入建屋において、杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力は、「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001 改定）に基づき設定する。極限支持力及び最大引抜き抵抗力の評価式を次頁に、極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表 2-1 に、杭の設計に用いる極限支持力及び最大引抜き抵抗力を表 2-2 に示す。

$$\begin{aligned}
R_u &= R_p + R_f \\
R_p &= q_p \cdot A_p \\
R_f &= R_{fs} + R_{fc} \\
R_{fs} &= \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi \\
\tau_s &= 3.3N \\
R_{fc} &= \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi \\
R_{TC} &= \left( \sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci} \right) \varphi + W
\end{aligned}$$

ここで、

- $R_u$  : 極限支持力 (kN)
- $R_p$  : 極限先端支持力 (kN)
- $R_f$  : 極限周面摩擦力 (kN)
- $q_p$  : 極限先端支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) (上限値  $q_p = 7500$  kN/m<sup>2</sup>)
- $A_p$  : 杭先端の閉塞断面積 (m<sup>2</sup>)
- $R_{fs}$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)
- $R_{fc}$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)
- $\tau_s$  : 砂質土の極限周面摩擦力度 (上限  $N=50$ ) (kN/m<sup>2</sup>)
- $L_s$  : 砂質土部分の長さ (m)
- $N$  : 平均  $N$  値
- $\varphi$  : 杭の周長 (m)
- $\tau_c$  : 粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>) (上限  $\tau_c = 100$ )
- $L_c$  : 粘性土部分の長さ (m)
- $R_{TC}$  : 最大引抜き抵抗 (kN)
- $\tau_{sti}$  : 砂質土の  $i$  層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で、押込み時の極限周面摩擦力度の  $2/3$  とする (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_{cti}$  : 粘性土の  $i$  層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で、押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする (kN/m<sup>2</sup>)
- $L_{si}$  : 砂質土の  $i$  層における杭の長さ (m)
- $L_{ci}$  : 粘性土の  $i$  層における杭の長さ (m)
- $W$  : 杭の自重で、地下水位以下の部分については浮力を考慮する (kN)

表 2-1 極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
極限支持力 $R_u$ (kN)		15055
極限先端支持力 $R_p$ (kN)		6987
極限先端支持力度 $q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )		6178
杭先端の閉塞断面積 $A_p$ (m <sup>2</sup> )		1.131
極限周面摩擦力 $R_f$ (kN)		8068
砂質土部分の極限周面摩擦力 $R_{fs}$ (kN)		0* <sup>1</sup>
粘性土部分の極限周面摩擦力 $R_{fc}$ (kN)		8068
粘性土の極限周面摩擦力度 $\tau_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤改良土* <sup>2</sup> (T. M. S. L. 9.4m~T. M. S. L. -8.0m)	100
	西山層 (T. M. S. L. -8.0m~T. M. S. L. -12.0m)	100
杭の周長 $\phi$ (m)		3.770
最大引抜き抵抗力 $R_{TC}$ (kN)		8494
杭の自重 $W$ (kN)		426

注記\*1：杭周囲に砂質土が存在しないため

\*2：地盤改良土は粘性土として評価する

表 2-2 杭の設計に用いる極限支持力及び最大引抜き抵抗力

(単位： $\times 10^3$ kN)

極限支持力	最大引抜き抵抗力
15.0	8.49

注：短期時は上記に 2/3 を乗じた値とする。

別紙 6-8 杭頭接合部の検討

## 目 次

1. 概要	別紙 6-8-1
2. 杭の鉛直力に対する検討	別紙 6-8-2
2.1 鉛直押抜きせん断の検討	別紙 6-8-2
2.2 鉛直支圧の検討	別紙 6-8-3
3. 杭の引抜きに対する検討	別紙 6-8-4
4. 杭の水平力に対する検討	別紙 6-8-5
4.1 水平押抜きせん断の検討	別紙 6-8-5
4.2 水平支圧の検討	別紙 6-8-6
4.3 終局曲げモーメントの検討	別紙 6-8-7



## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所の大物搬入建屋基礎は、16本の場所打ち鋼管コンクリート杭で支持されている。杭頭部は、杭を基礎スラブに杭径分（1200mm）の長さを埋め込むことで基礎スラブへの定着を行っている。本資料は、地震応答解析で得られた杭頭軸力、杭頭せん断力及び杭頭曲げモーメントに対する定着部の検討結果を説明するものである。

杭頭接合部の検討は「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001改定）及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づき実施する。

## 2. 杭の鉛直力に対する検討

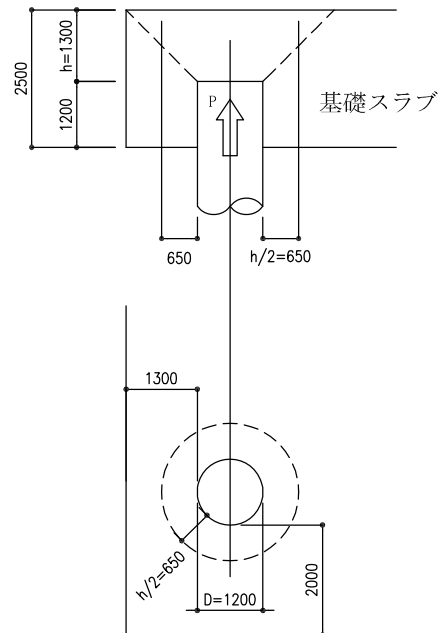
### 2.1 鉛直押抜きせん断の検討

基礎スラブの鉛直押抜きせん断応力度  $\tau$  の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、鉛直押抜き力が一番大きく、せん断抵抗の小さい基礎スラブ隅角部とする。概略図を図 2-1 に、検討結果を表 2-1 に示す。

$$\tau = P / \{ \pi (D + h) \cdot h \cdot (\theta / 360) \} \leq \tau_u$$

ここで、

- P : 杭の鉛直押抜き力 (N)
- D : 杭径 (mm)
- h : 杭頭から基礎スラブ上面までの距離 (mm)
- $\theta$  : せん断抵抗として考慮できる角度 (°)
- $\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(単位 : mm)

図 2-1 杭の押抜きせん断の概要

表 2-1 鉛直押抜きせん断応力度に対する検討

鉛直 押抜き力 P ( $\times 10^3$ N)	杭径 D (mm)	h (mm)	$\theta$ (°)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_u^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau / \tau_u$
8090	1200	1300	360	0.79	2.37	0.34

注記\* : 平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。

## 2.2 鉛直支圧の検討

杭頭における基礎スラブの鉛直支圧応力度  $\sigma_n$  の検討は下式により行う。考慮する支圧面は、図 2-1 と同様に鉛直押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。検討結果を表 2-2 に示す。

$$\sigma_n = P / (\pi D^2 / 4) \leq \sigma_u$$

ここで、

P : 鉛直支圧力 (N) (杭の鉛直押抜き力と同じ値)

D : 杭径 (mm)

$\sigma_u$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 2-2 鉛直支圧応力度に対する検討

鉛直支圧力 P ( $\times 10^3$ N)	杭径 D (mm)	支圧応力度 $\sigma_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_n / \sigma_u$
8090	1200	7.15	30.0	0.24

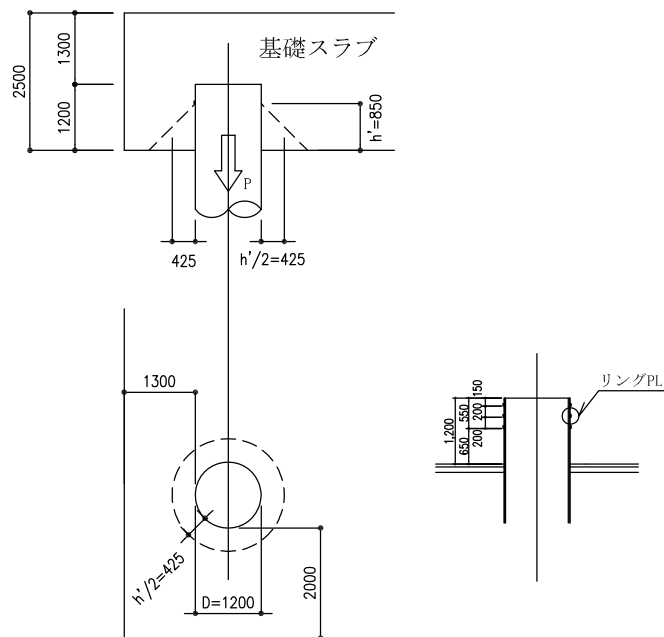
### 3. 杭の引抜きに対する検討

基礎スラブの引抜きせん断応力度  $\tau$  の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、引抜き力が一番大きい基礎スラブ隅角部とする。概略図を図 3-1 に、検討結果を表 3-1 に示す。

$$\tau = P_u / \{ \pi (D + h') \cdot h' \} \leq \tau_u$$

ここで、

- $P_u$  : 杭の引抜き力 (N)
- $D$  : 杭径 (mm)
- $h'$  : リングプレート中段下端から基礎スラブ底面までの距離 (mm)
- $\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(単位 : mm)

図 3-1 杭の引抜きせん断の概要

表 3-1 引抜きせん断応力度に対する検討

鉛直 引抜き力 $P_u$ ( $\times 10^3$ N)	杭径 $D$ (mm <sup>2</sup> )	$h'$ (mm)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_u^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau / \tau_u$
4940	1200	850	0.90	2.37	0.38

注記\* : 平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。

#### 4. 杭の水平力に対する検討

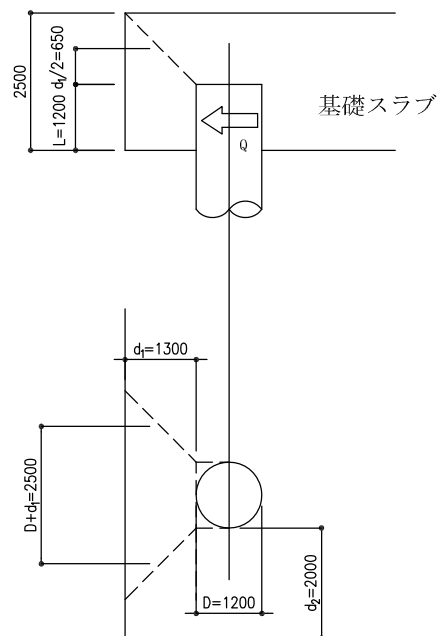
##### 4.1 水平押抜きせん断の検討

基礎スラブの水平押抜きせん断応力度  $\tau_h$  の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、図 2-1 と同様に水平押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。概略図を図 4-1 に、検討結果を表 4-1 に示す。

$$\tau_h = Q / \{ d_1 (2 \cdot L + D + 2 \cdot d_1) \} \leq \tau_u$$

ここで、

- Q : 水平押抜き力 (N)
- D : 杭径 (mm)
- L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)
- $d_1$  : 杭縁から基礎スラブ縁までの最小距離 (mm)
- $\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)



(単位 : mm)

図 4-1 杭の水平押抜きせん断の概要

表 4-1 鉛直押抜きせん断応力度に対する検討

水平 押抜き力 Q ( $\times 10^3$ N)	$d_1$ (mm)	杭径 D (mm <sup>2</sup> )	杭定着長 L (mm)	せん断応力度 $\tau_h$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_u^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_h / \tau_u$
4390	1300	1200	1200	0.54	2.37	0.23

注記\* : 平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。

#### 4.2 水平支圧の検討

杭頭における基礎スラブの水平支圧応力度  $\sigma_n$  の検討は下式により行う。考慮する支圧面は、図 2-1 と同様に水平押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。検討結果を表 4-2 に示す。

$$\sigma_n = Q / (D \cdot L) \leq \sigma_u$$

ここで、

Q : 水平支圧力 (N) (水平押抜き力と同じ値)

D : 杭径 (mm)

L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

$\sigma_u$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 4-2 水平支圧応力度に対する検討

水平支圧力 Q ( $\times 10^3$ N)	杭径 D (mm <sup>2</sup> )	杭定着長 L (mm)	支圧応力度 $\sigma_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_n / \sigma_u$
4390	1200	1200	3.05	30.0	0.11

### 4.3 曲げモーメントの検討

基礎スラブの曲げモーメントMの検討は下式により行う。杭頭の曲げモーメントが一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象に、図4-2に示す方法で曲げモーメントを検討する。検討結果を表4-3に示す。

$$M \leq M_p = {}_sM_p + {}_tM_p$$

$${}_sM_p = \sigma_u (D \cdot L^2 / 4) + \tau_u (\pi \cdot D \cdot L / 4) \cdot d'$$

$${}_tM_p = \sin^3 \theta \cdot (D^3 \cdot \sigma_u) / 12$$

ここで、

$M_p$  : 杭全体の抵抗モーメント (N・mm)

${}_sM_p$  : 杭側面におけるコンクリートの抵抗モーメント (N・mm)

${}_tM_p$  : 杭上面におけるコンクリートの抵抗モーメント (N・mm)

D : 杭径 (mm)

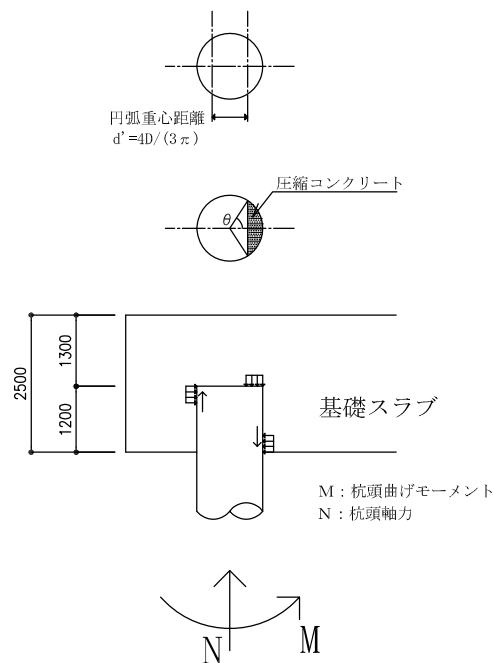
L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

$\theta$  : MとNから決まる圧縮コンクリートの範囲を示す回転角 (°)

$\sigma_u$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_u$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d'$  : 円弧重心距離で、 $4D / (3\pi)$  (mm)



(単位 : mm)

図4-2 曲げモーメントの概要

表 4-3 曲げモーメントに対する検討

杭頭軸力 N ( $\times 10^3\text{N}$ )	杭頭曲げ モーメント M ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	回転角 $\theta$ ( $^\circ$ )	側面抵抗 モーメント $sM_p$ ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	上面抵抗 モーメント $tM_p$ ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	抵抗 モーメント $M_p$ ( $\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$ )	検定比 $M/M_p$
2650	2590	46.2	14300	1620	15920	0.17