

5.3 解析モデル

地盤精緻化モデル及びタービン建屋連成モデルは、原子炉建屋単独の基本モデルと同様に、建屋部分を質点系モデル、地盤を2次元FEMモデルとし、建屋地下外壁と側面地盤の間の接触剥離や上下方向の摩擦すべり、及び、基礎底面の浮上りを考慮したモデルである。

(1) 地盤精緻化モデル

1) 地盤のモデル化

実際の建屋周辺の地盤には、地下壁側面のマンメイドロックの他に、地表から古安田層に一部達する深さにメイントランス基礎であるマンメイドロックが打設されている。また、埋戻し工事の関係で古安田層上端レベルが建屋近傍で基本モデルに比べ低くなっている。これらの実際の地盤の影響を検討するために、NS方向の基本モデルの地盤の一部を、メイントランス基礎の状況を踏まえてマンメイドロックに変更するとともに、古安田層の一部がマンメイドロックに切り込まれている状況を考慮したモデルとする。また、建屋の設置状況の断面図（第2.3.3図）によれば、原子炉建屋の直下にも一部マンメイドロックが打設されていることが確認できるが、本検討は側方地盤による拘束効果を確認するものであり、この部分のモデル化による影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。なお、原子炉建屋の直下のマンメイドロックの建屋応答への影響について念のため検討した結果を添付資料5に示す。

第5.3.1表、第5.3.2表に埋戻し土とメイントランス基礎のマンメイドロックの物性を示す。第5.3.1図に地盤のメッシュを、第5.3.2図に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。地盤（埋戻し土を含む）と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接している部分にせん断ばねを設置する。

3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1節に示す基本モデルと同様である。

4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同様である。

(2) タービン建屋連成モデル

1) 地盤のモデル化

地盤は EW 方向の基本モデルと同様であるが、タービン建屋を追加するため地盤全体の水平方向のモデル化範囲をタービン建屋基礎分だけ拡大している。また、建屋の設置状況の断面図（第 2.3.3 図）によれば、タービン建屋西側に埋戻し土が存在しているが、本検討はタービン建屋が隣接することによる原子炉建屋の応答への影響を検討するものであり、この部分のモデル化が原子炉建屋に及ぼす影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。

第 5.3.3 図に地盤のメッシュを、第 5.3.4 図に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。原子炉建屋及びタービン建屋ともに、建屋が地盤と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接する場所にはせん断ばねを設置する。

3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

4) 原子炉建屋とタービン建屋のモデル化

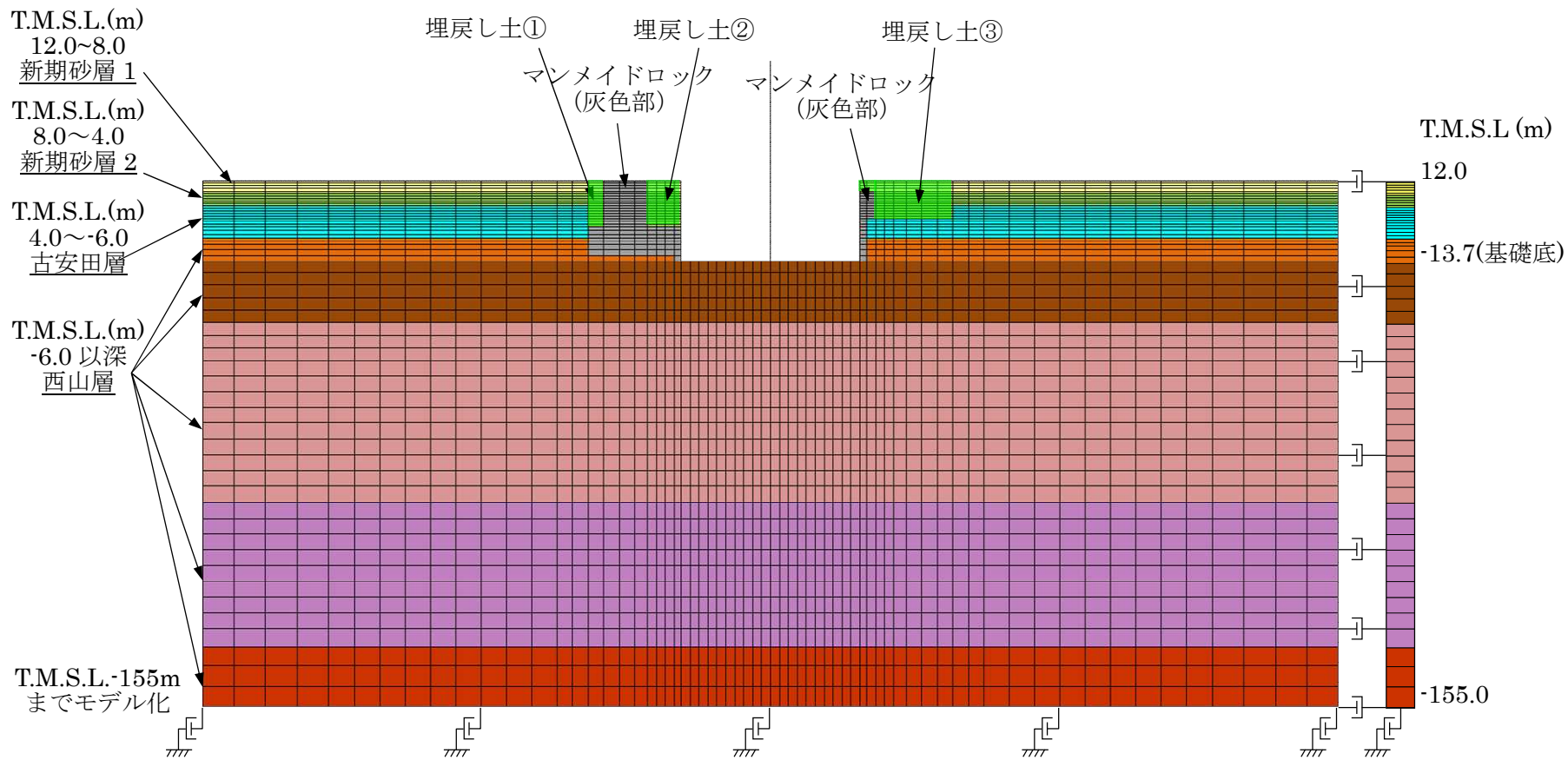
原子炉建屋は基本モデルと同じである。タービン建屋は質点系の線形モデルとした。

第 5.3.1 表 埋戻し土の物性

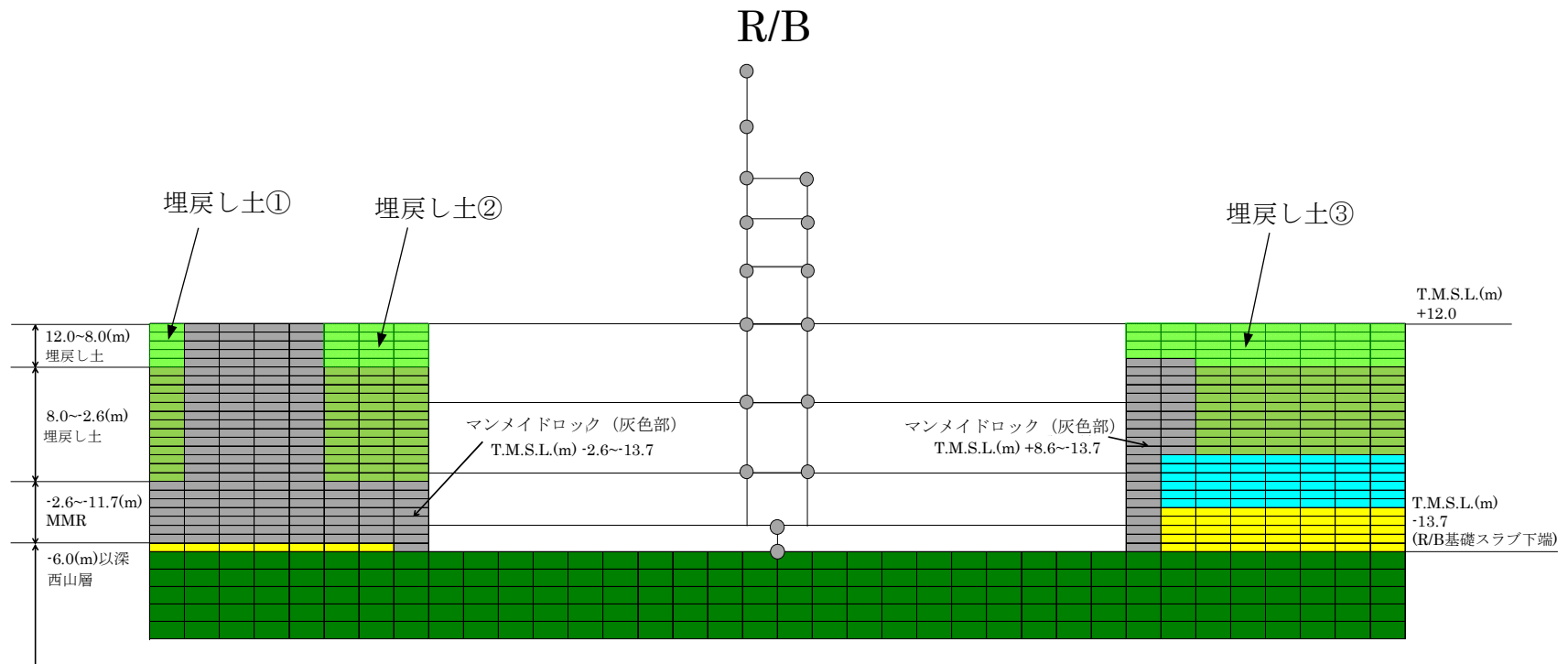
エリア	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
埋戻し土①	18.6	0.333	2.96~23.64	24.0~14.8
埋戻し土②	18.6	0.333	4.15~53.06	11.4~6.3
埋戻し土③	18.6	0.333	3.69~55.37	11.7~6.7

第 5.3.2 表 マンメイドロックの物性 (メイントランス基礎)

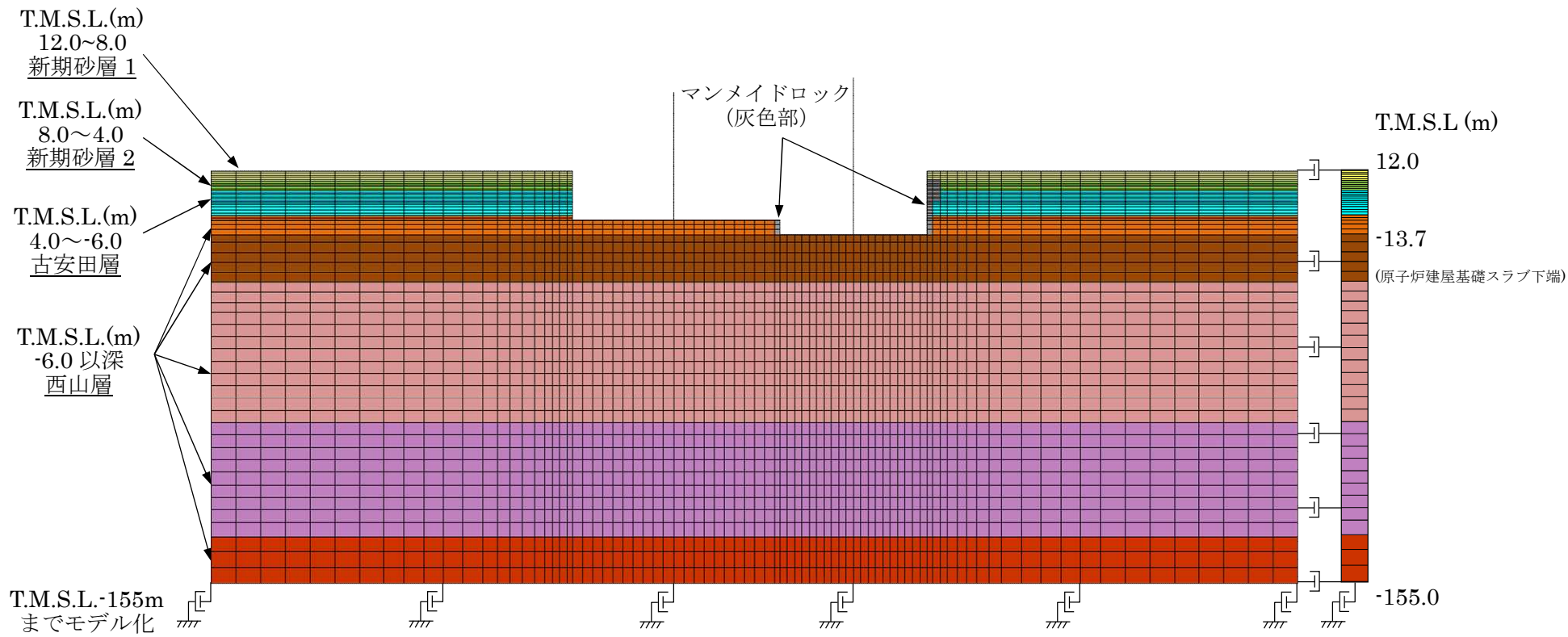
単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0



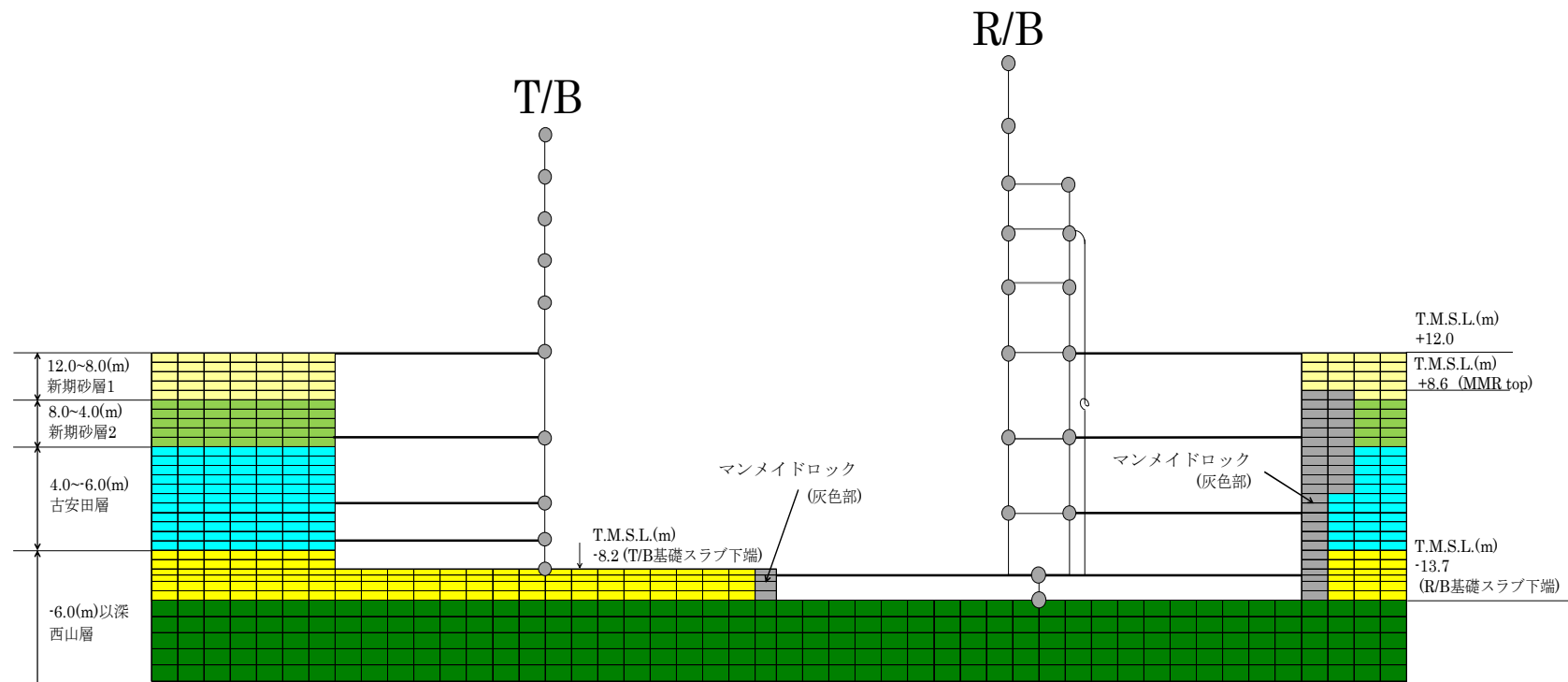
第 5.3.1 図 地盤精緻化モデルの地盤メッシュ図 (NS 方向)



第 5.3.2 図 地盤精緻化モデルの建屋周辺の詳細 (NS 方向)



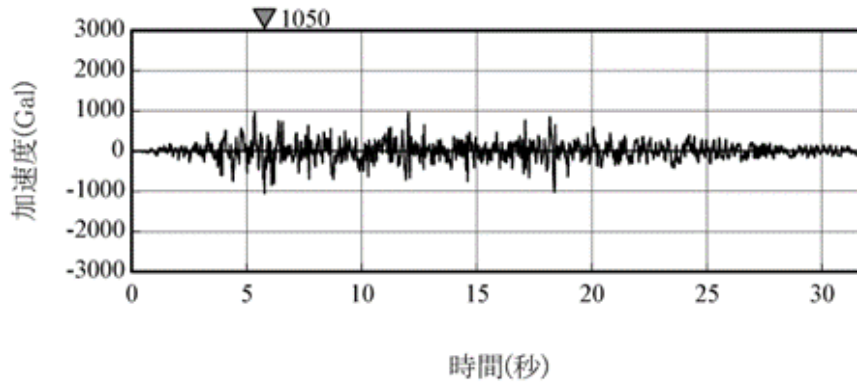
第 5.3.3 図 タービン建屋連成モデルの地盤メッシュ図 (EW 方向)



第 5.3.4 図 タービン建屋連成モデルの建屋周辺の詳細 (EW 方向)

5.4 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1 節と同様の基準地震動 Ss-1 とする。
第 5.4.1 図に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。



第 5.4.1 図 基準地震動 Ss-1 の加速度波形 (解放基盤表面)

5.5 解析結果

ここでは、4.1 節で用いた 2 次元 FEM モデル（基本モデル）の建屋応答結果と比較することにより、地盤精緻化やタービン建屋連成の影響を把握する。

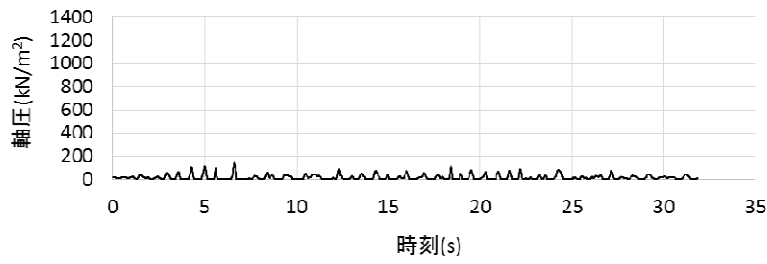
（1）地盤精緻化モデルと基本モデルの比較（NS 方向）

第 5.5.1 図～第 5.5.7 図に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の時刻歴について両モデルで比較して示す。第 5.5.8 図に建屋の最大応答分布の比較を示す。

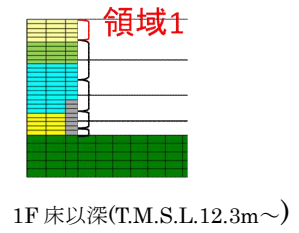
また，第 5.5.9 図及び第 5.5.10 図に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 地盤精緻化モデルでは南側のメイントランス基礎のマンメイドロックの部分で軸圧が基本モデルより大きい。一方，北面の軸圧は同等である。
- ・ せん断応力は基本モデルと地盤精緻モデルでおおむね同等である。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと大きな差異は認められない。
- ・ 床応答スペクトルについても，基本モデルと大きな差異は認められない。

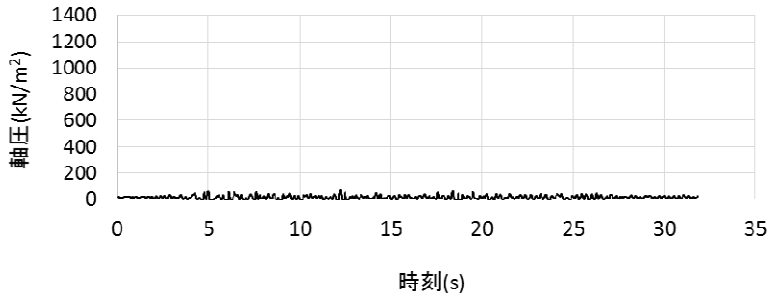
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



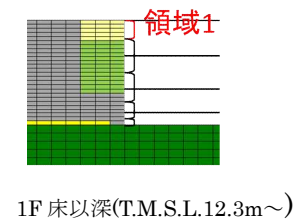
(NS 方向基本モデル)



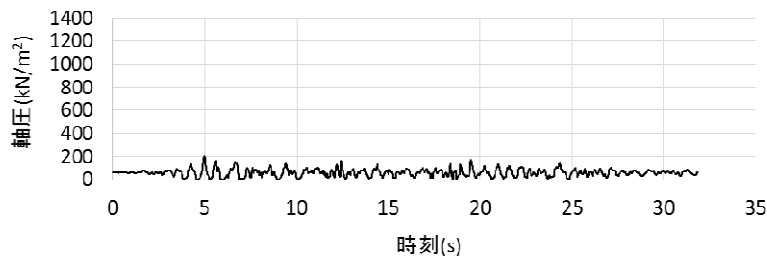
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



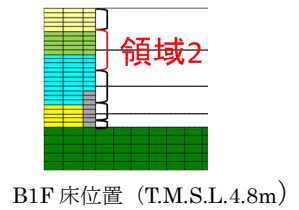
(NS 方向地盤精緻モデル)



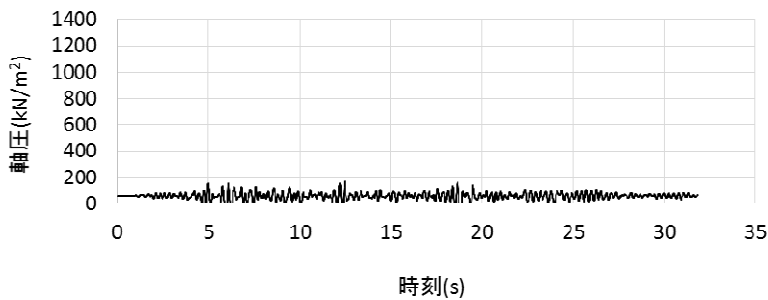
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



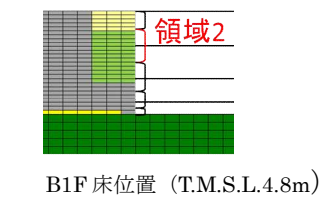
(NS 方向基本モデル)



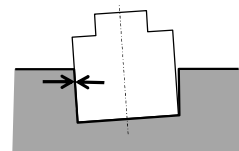
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

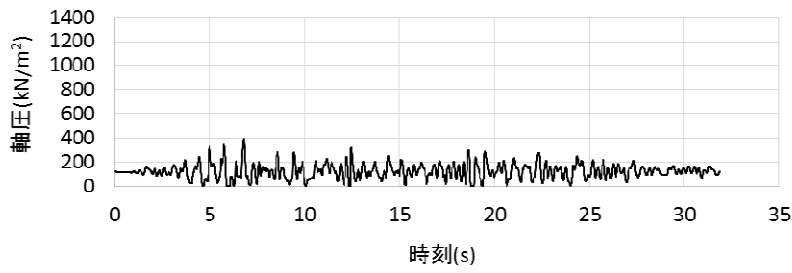


B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)

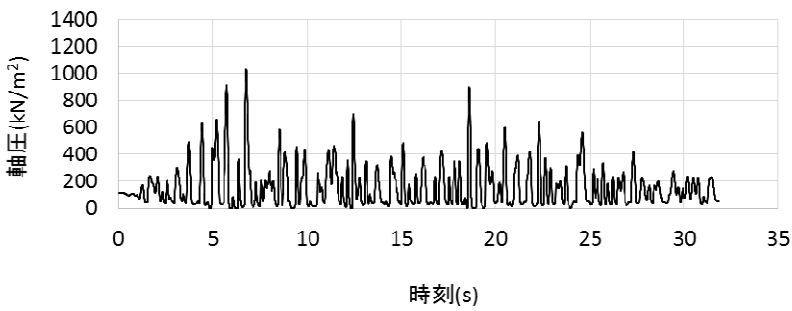
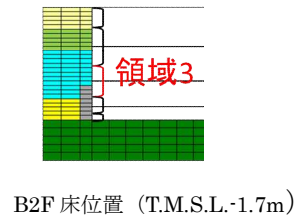


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

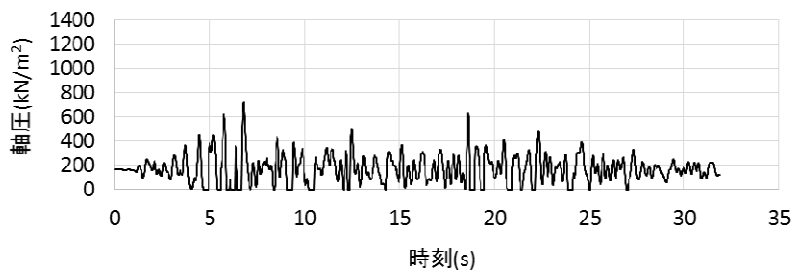
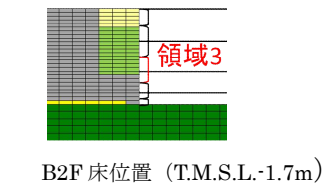
第 5.5.1 図 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 1/2)



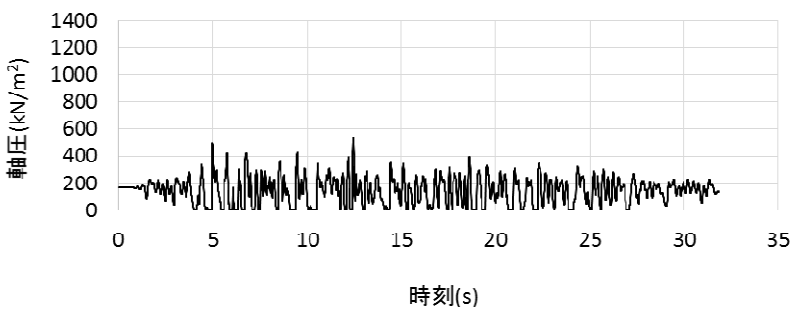
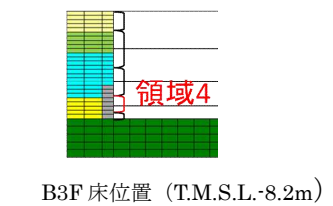
(NS 方向基本モデル)



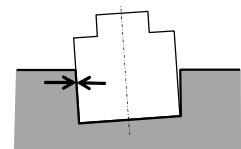
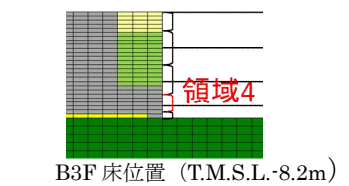
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

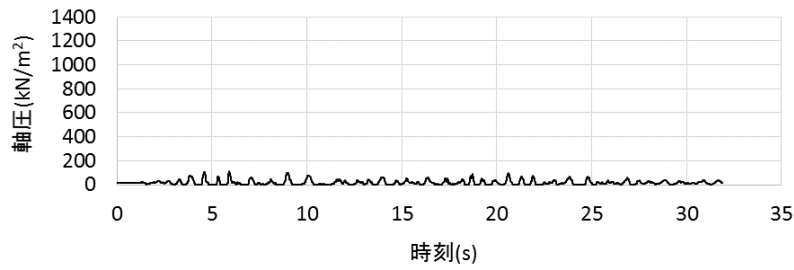


(NS 方向地盤精緻モデル)

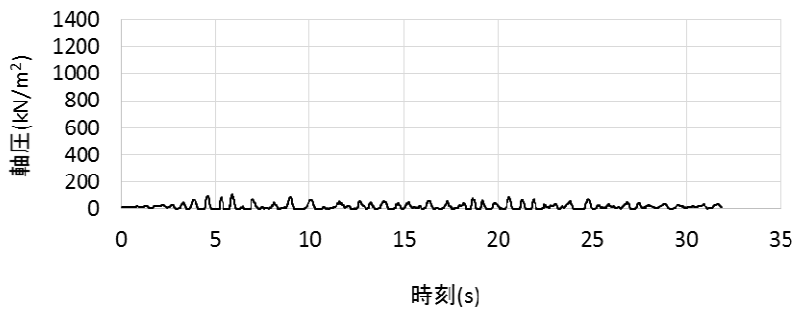
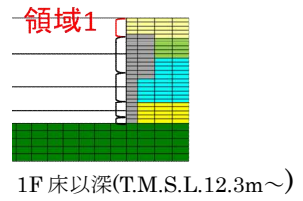


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

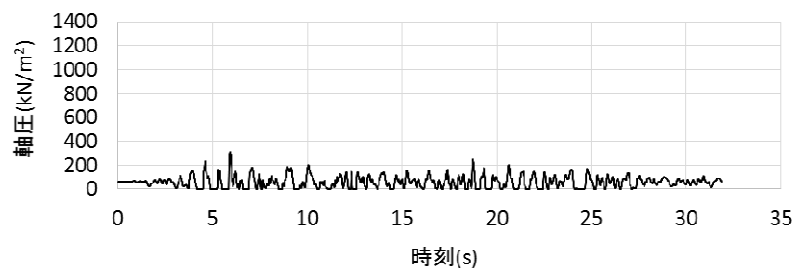
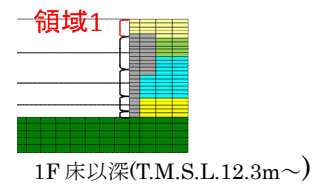
第 5.5.2 図 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 2/2)



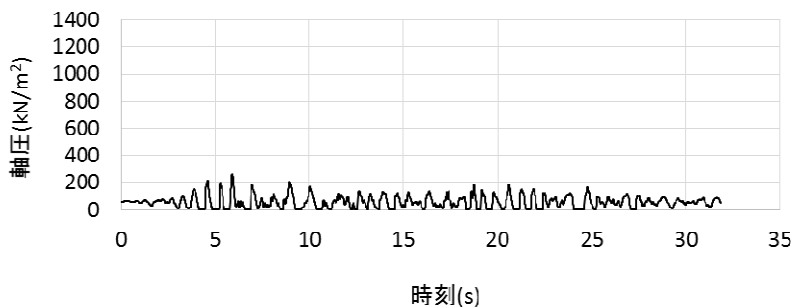
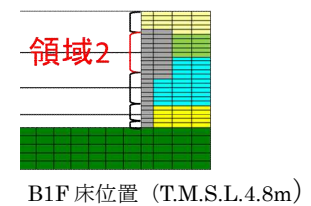
(NS 方向基本モデル)



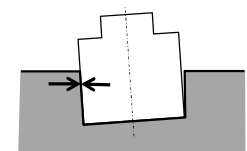
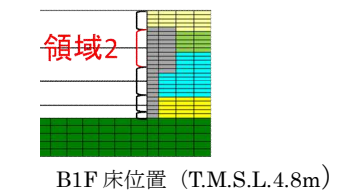
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

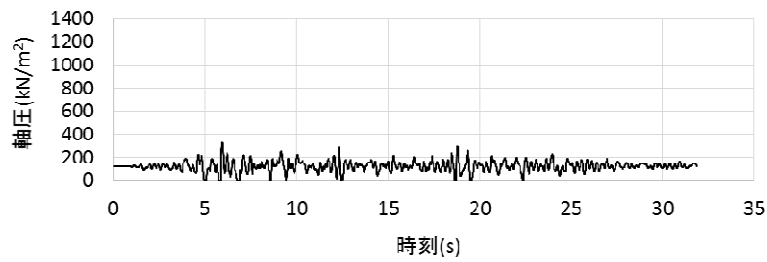


(NS 方向地盤精緻モデル)

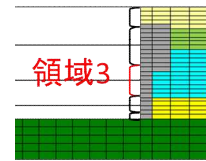


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

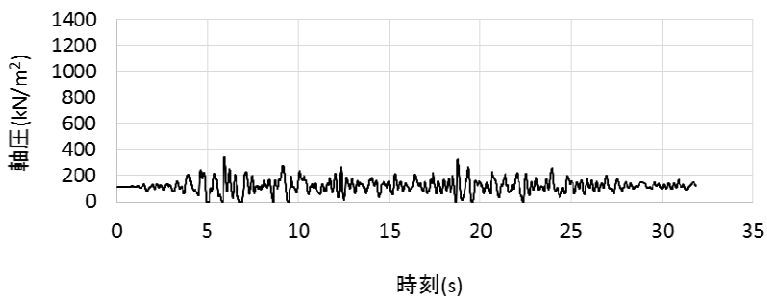
第 5.5.3 図 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



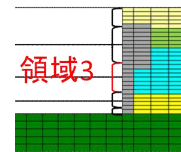
(NS 方向基本モデル)



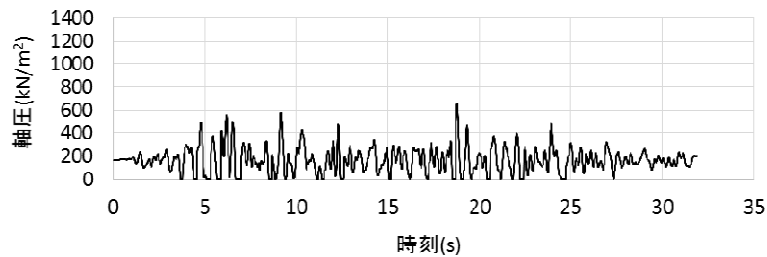
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



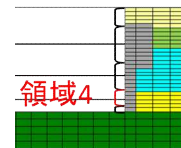
(NS 方向地盤精緻モデル)



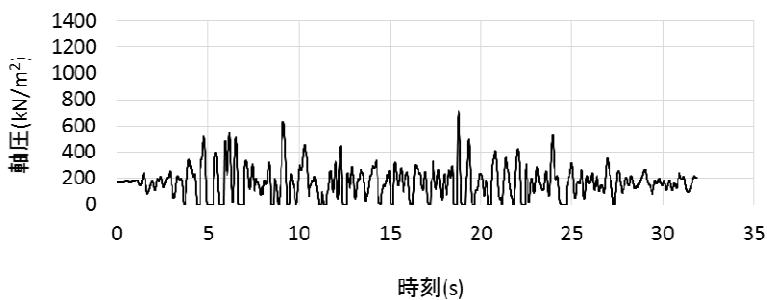
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



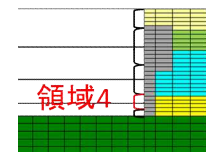
(NS 方向基本モデル)



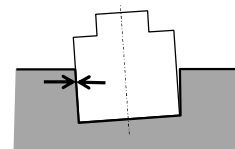
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

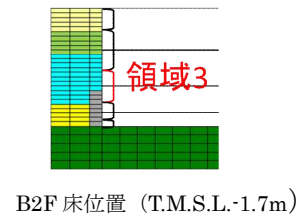
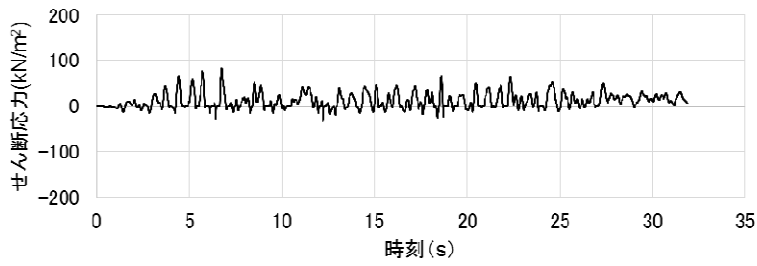


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

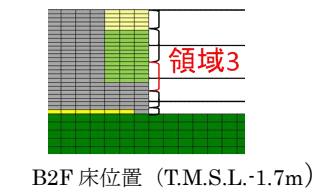
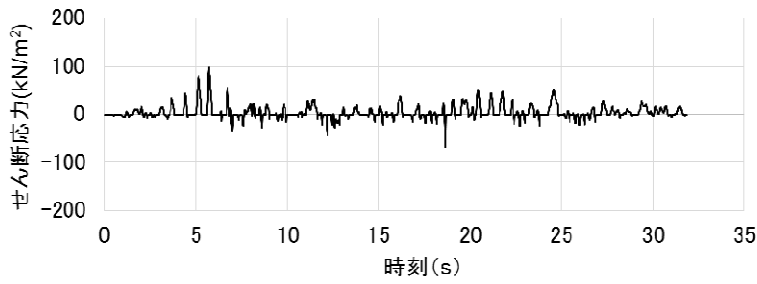


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

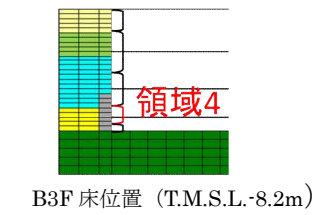
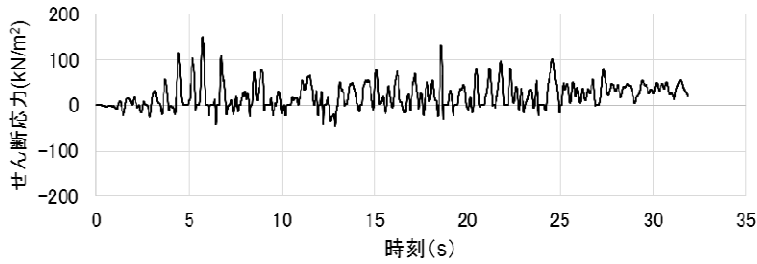
第 5.5.4 図 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



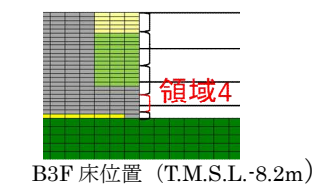
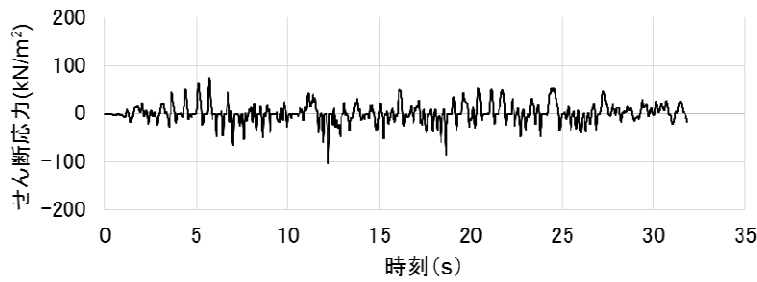
(NS 方向基本モデル)



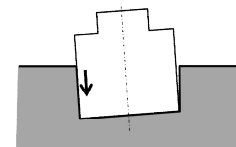
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

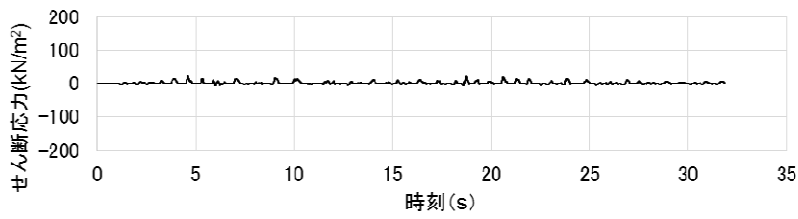


(NS 方向地盤精緻モデル)

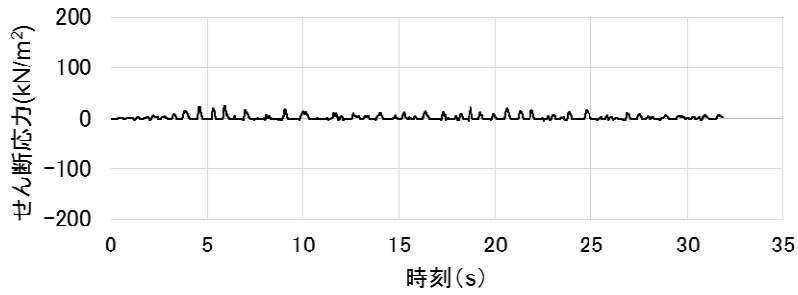
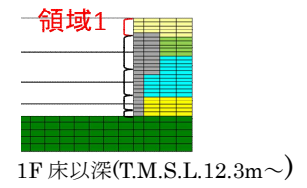


せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

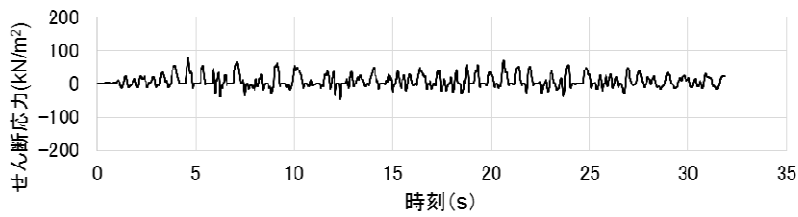
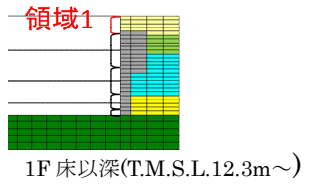
第 5.5.5 図 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側)



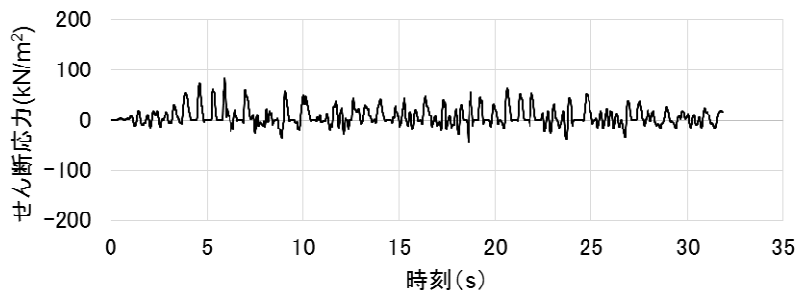
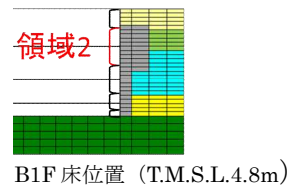
(NS 方向基本モデル)



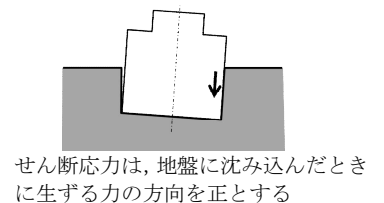
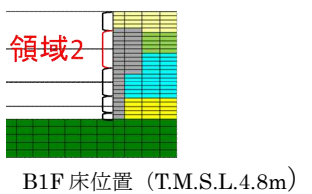
(NS 方向地盤精緻モデル)



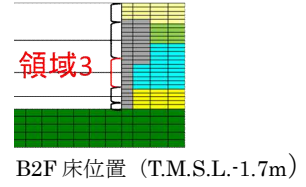
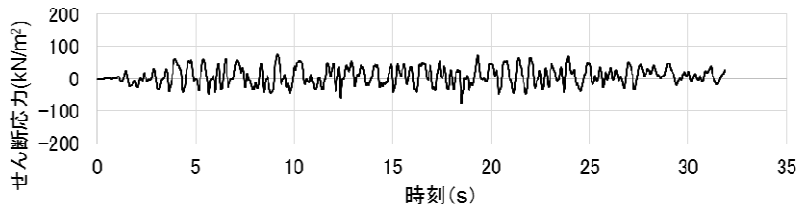
(NS 方向基本モデル)



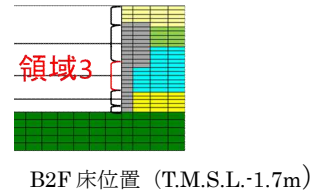
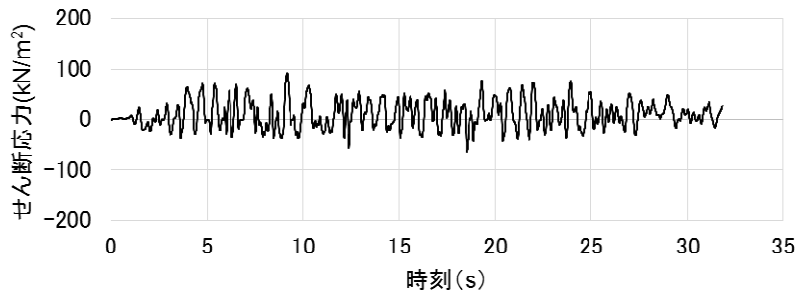
(NS 方向地盤精緻モデル)



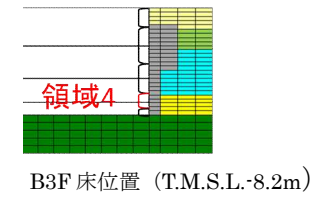
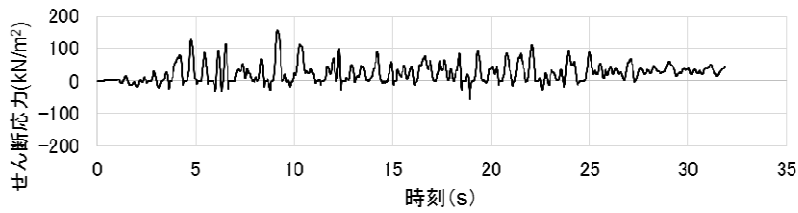
第 5.5.6 図 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



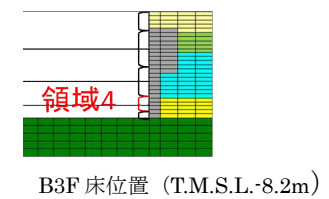
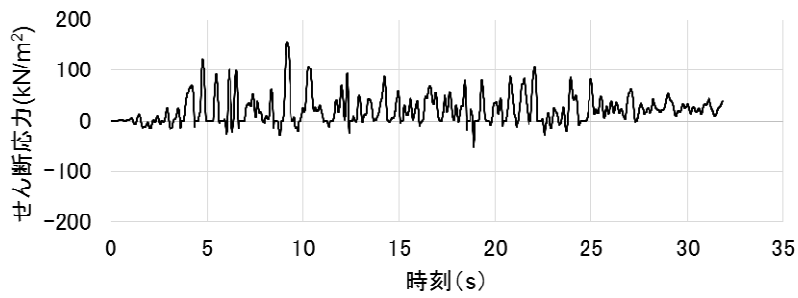
(NS 方向基本モデル)



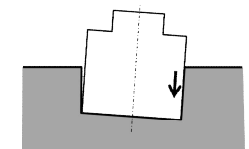
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

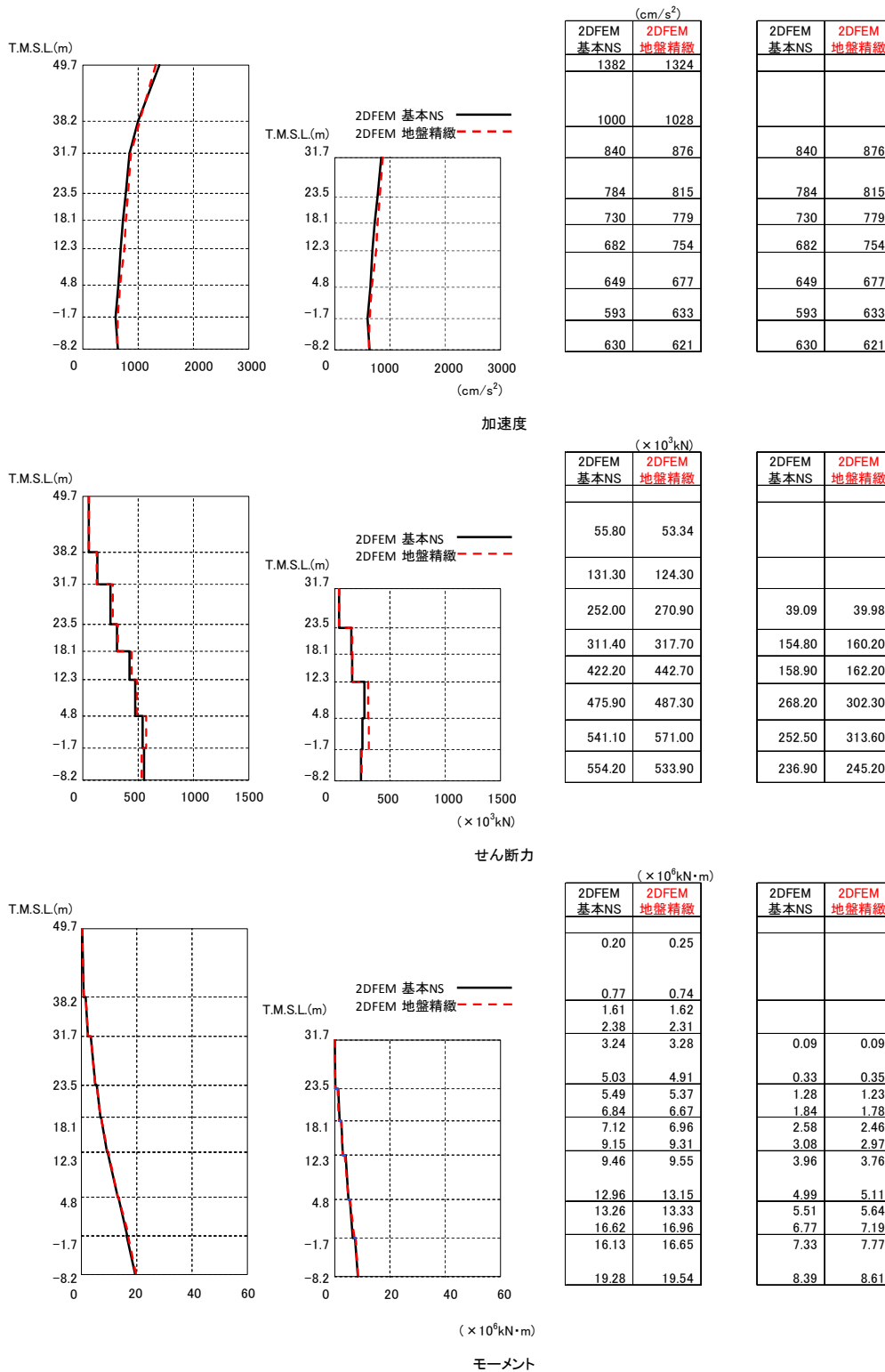


(NS 方向地盤精緻モデル)

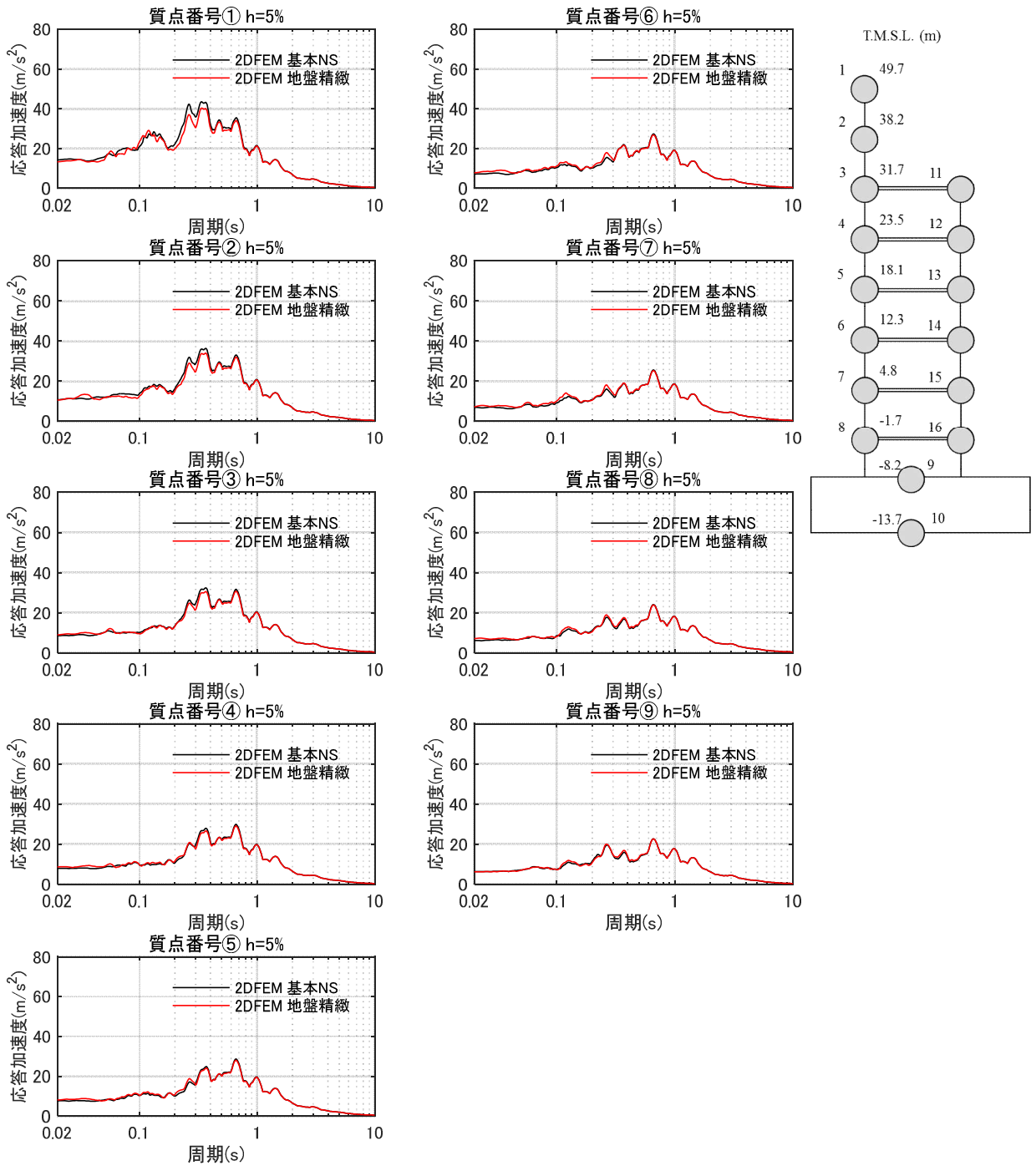


せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

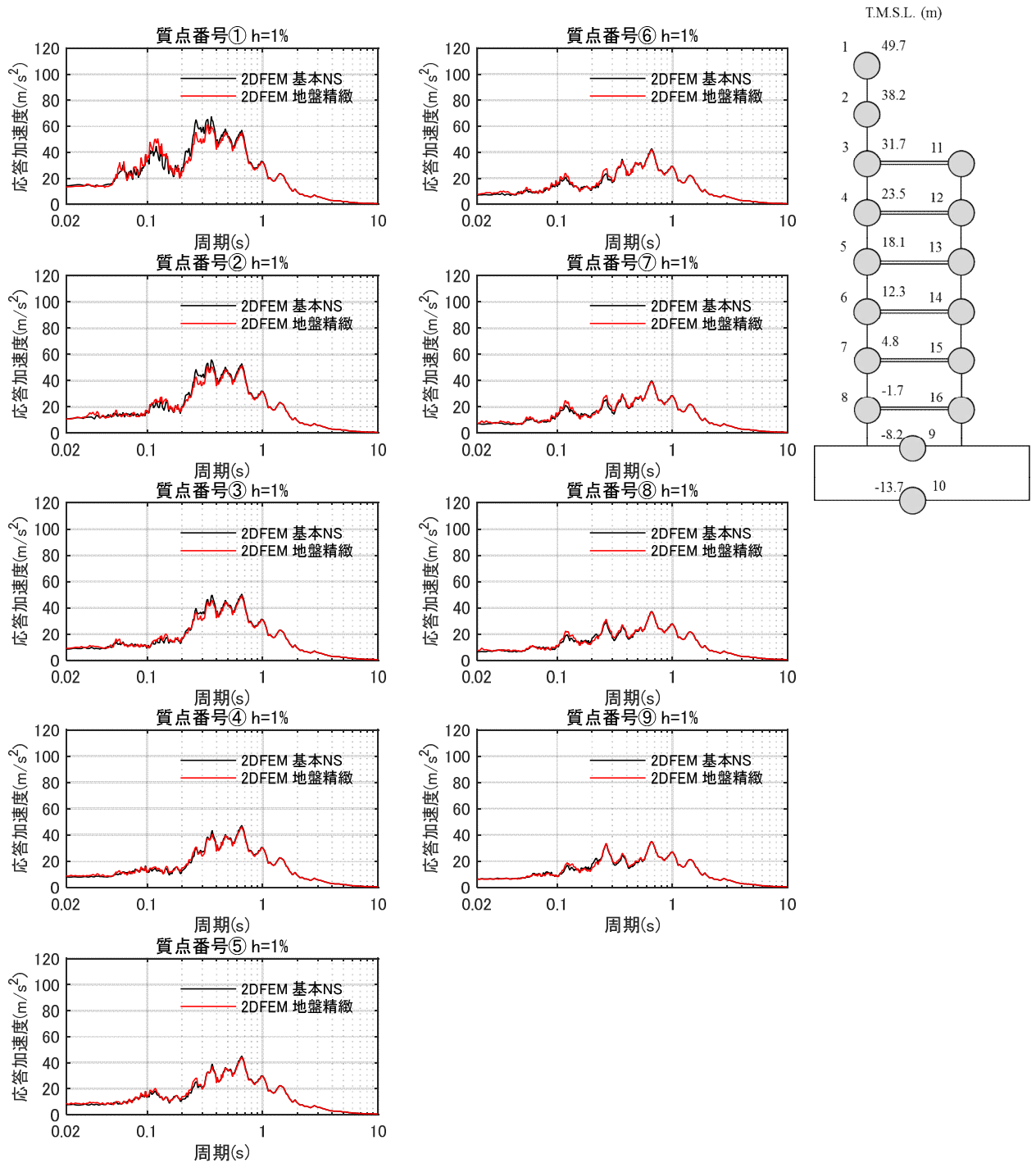
第 5.5.7 図 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



第 5.5.8 図 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと地盤精緻化モデル,NS 方向)



第 5.5.9 図 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと地盤精緻モデル) (NS 方向) $h=5\%$



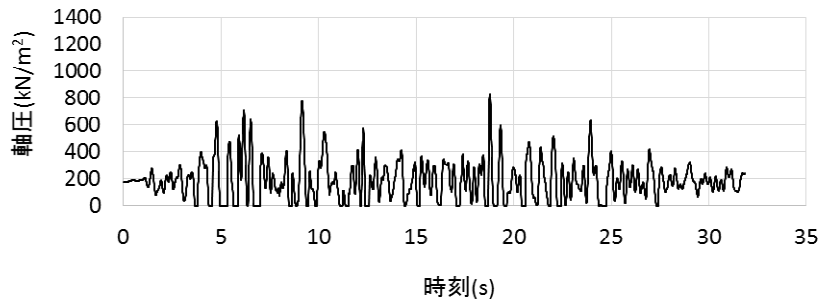
第 5.5.10 図 床応答スペクトルの比較(基本モデルと地盤精緻モデル)(NS 方向) $h=1\%$

(2) タービン建屋連成モデルと基本モデルの比較 (EW 方向)

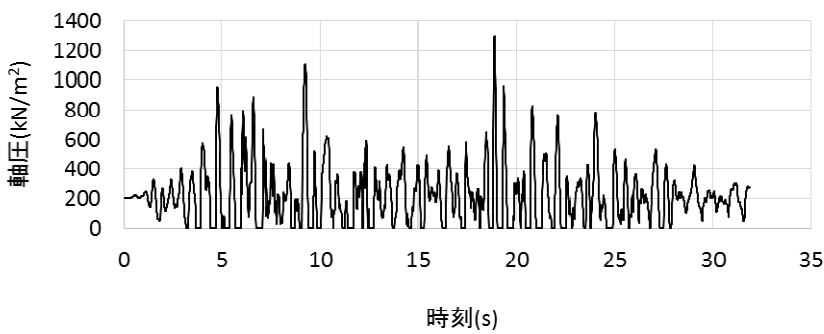
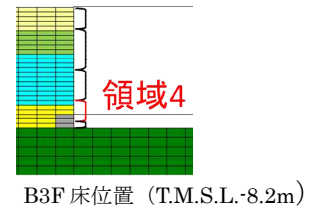
第 5.5.11 図～第 5.5.16 図に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の地時刻歴応答について両モデルで比較して示す。第 5.5.17 図に建屋の最大応答分布の比較を示す。また，第 5.5.18 図及び第 5.5.19 図に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧については，東側は両モデルで同等であるが，西側はタービン建屋連成モデルのほうが若干大きくなっている。
- ・ せん断応力についても，軸圧と同様な傾向であり，東面は両モデルで同等であるが，西側はタービン建屋連成モデルのほうが若干大きい。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと同等であり，建屋応答に及ぼす隣接建屋の影響は小さい。
- ・ 床応答スペクトルは，基本モデルと大きな差異は認められない。

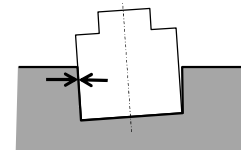
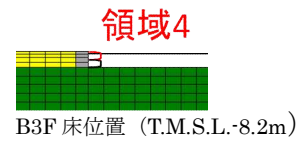
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



(EW 方向基本モデル)



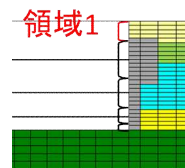
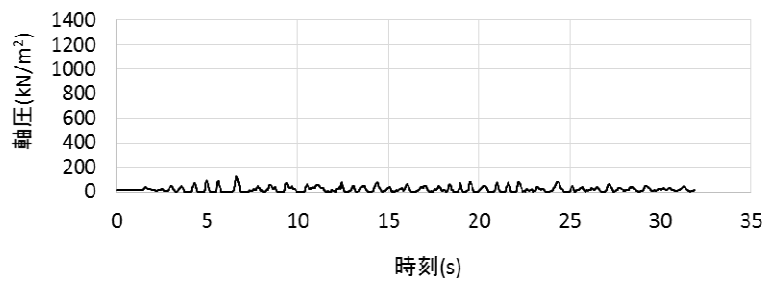
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

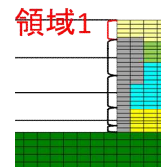
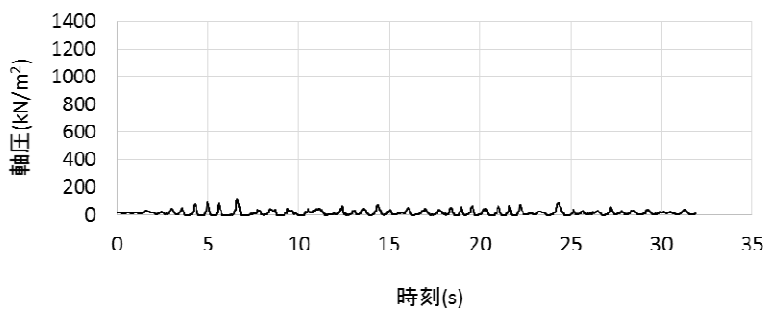
※タービン建屋連成モデルの西側には領域 1～3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

第 5.5.11 図 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 西側)



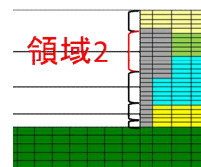
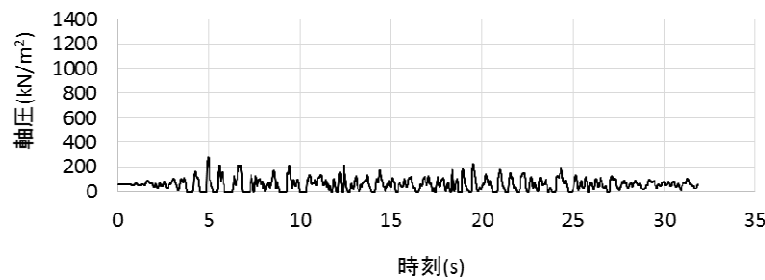
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)

(EW 方向基本モデル)



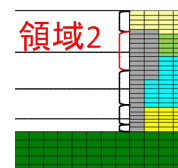
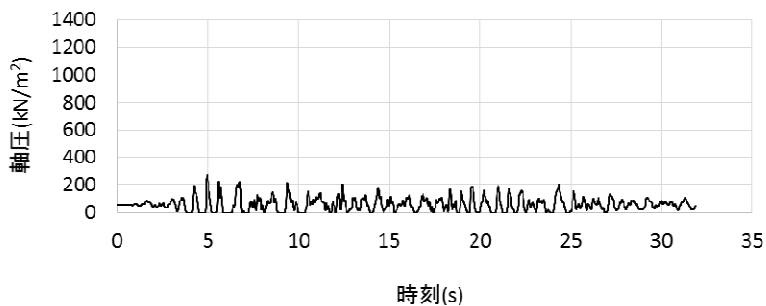
1F床以深(T.M.S.L.12.3m~)

(EW 方向タービン建屋連成モデル)



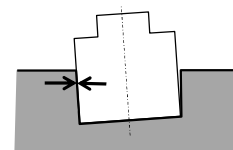
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)

(EW 方向基本モデル)



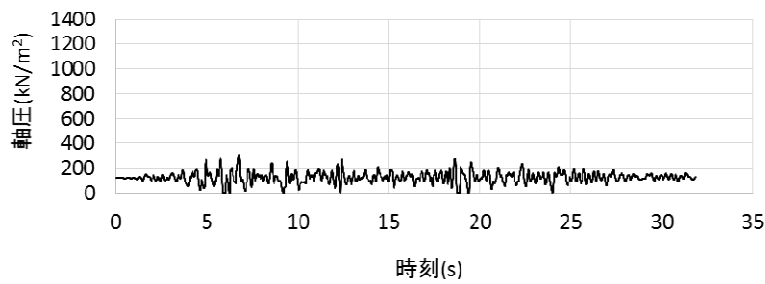
B1F床位置 (T.M.S.L.4.8m)

(EW 方向タービン建屋連成モデル)

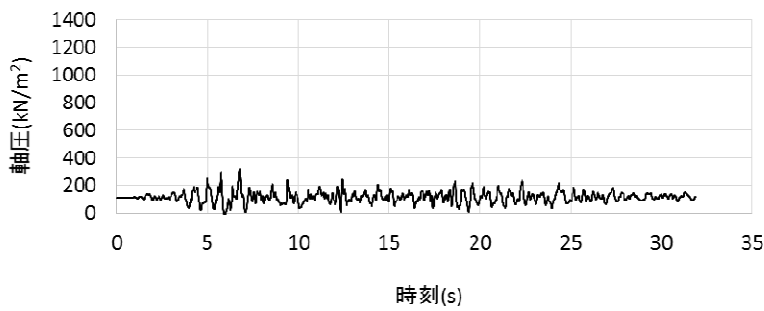
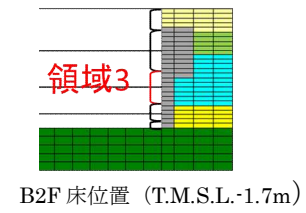


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

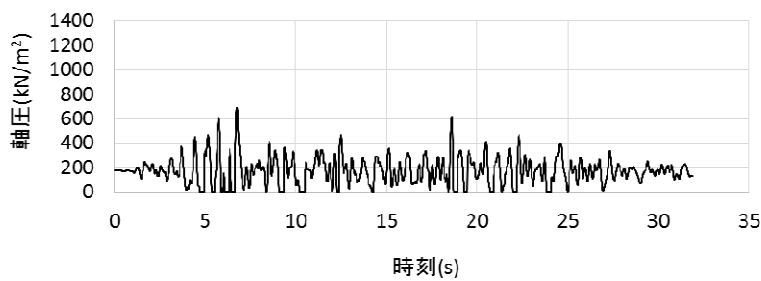
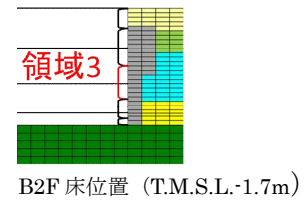
第 5.5.12 図 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 1/2)



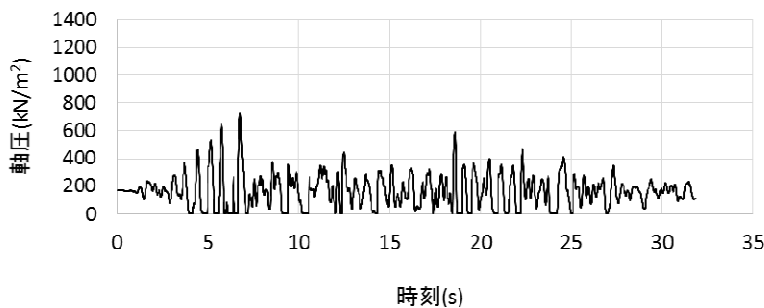
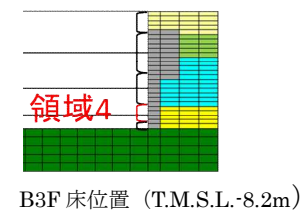
(EW 方向基本モデル)



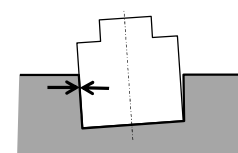
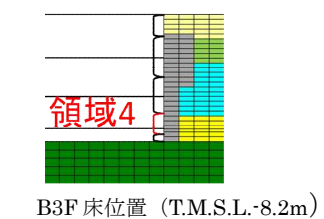
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



(EW 方向基本モデル)

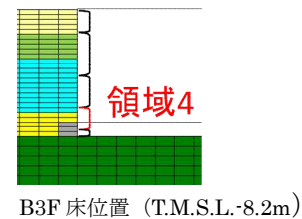
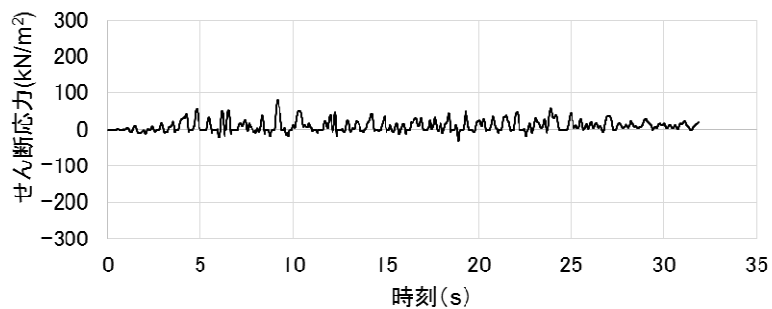


(EW 方向タービン建屋連成モデル)

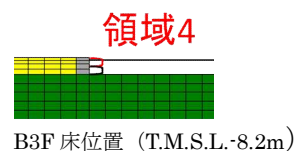
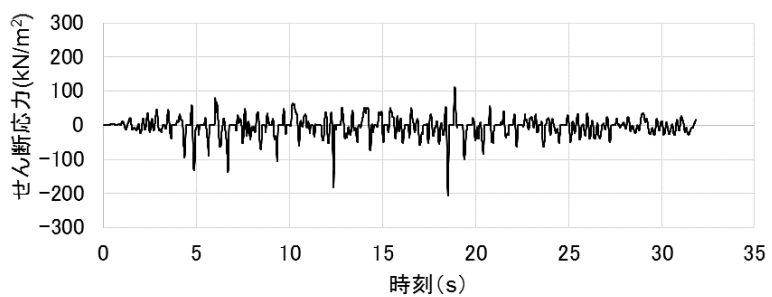


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

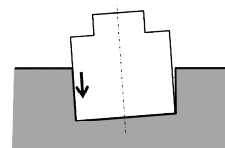
第 5.5.13 図 軸ばねの軸圧の時刻歴
(EW方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 2/2)



(EW 方向基本モデル)



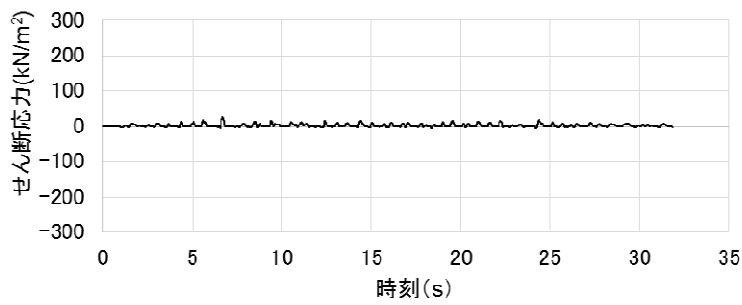
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



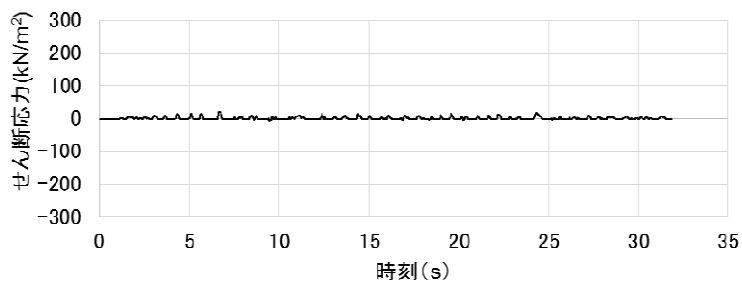
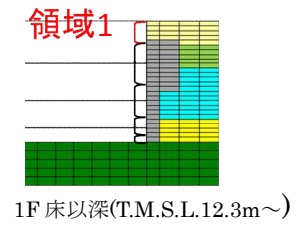
せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

※タービン建屋連成モデルの西側には領域 1～3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

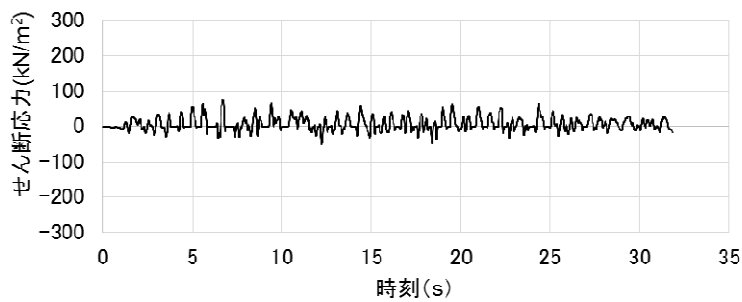
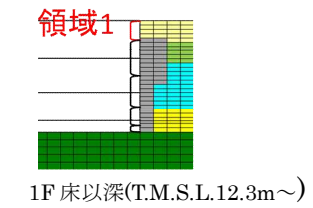
第 5.5.14 図 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW 方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 西側)



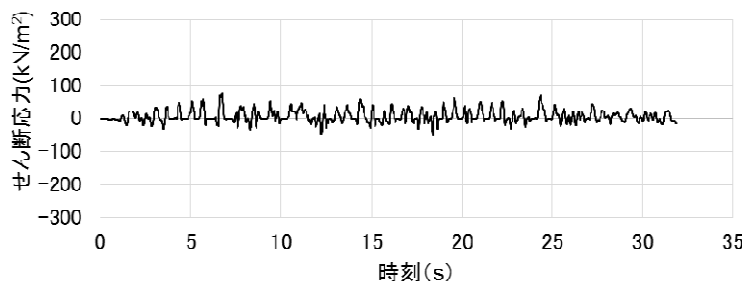
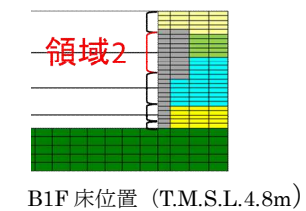
(EW 方向基本モデル)



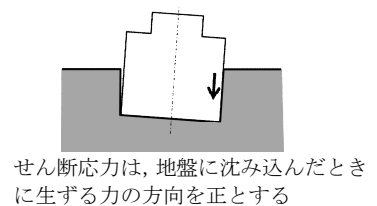
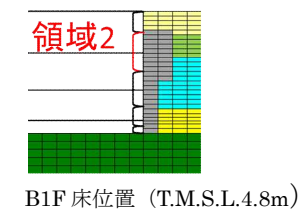
(EW 方向タービン建屋連成モデル)



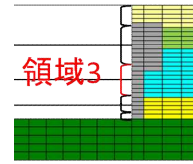
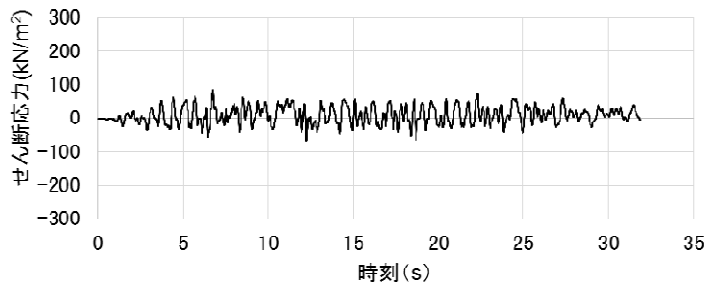
(EW 方向基本モデル)



(EW 方向タービン建屋連成モデル)

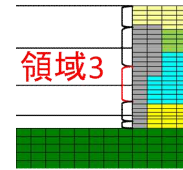
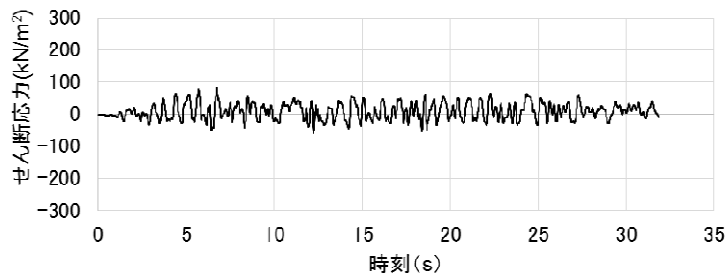


第 5.5.15 図 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 1/2)



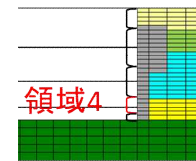
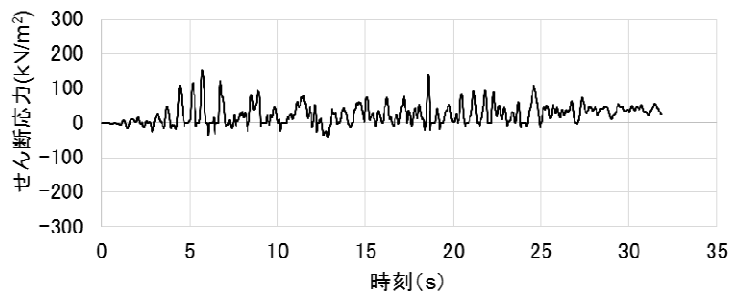
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向基本モデル)



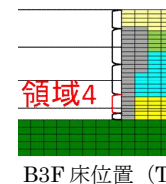
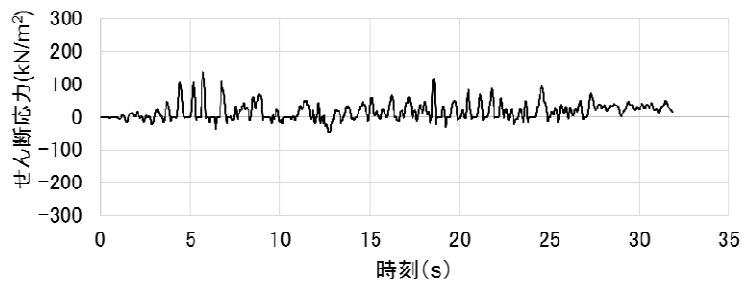
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向タービン建屋連成モデル)



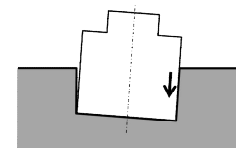
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向基本モデル)



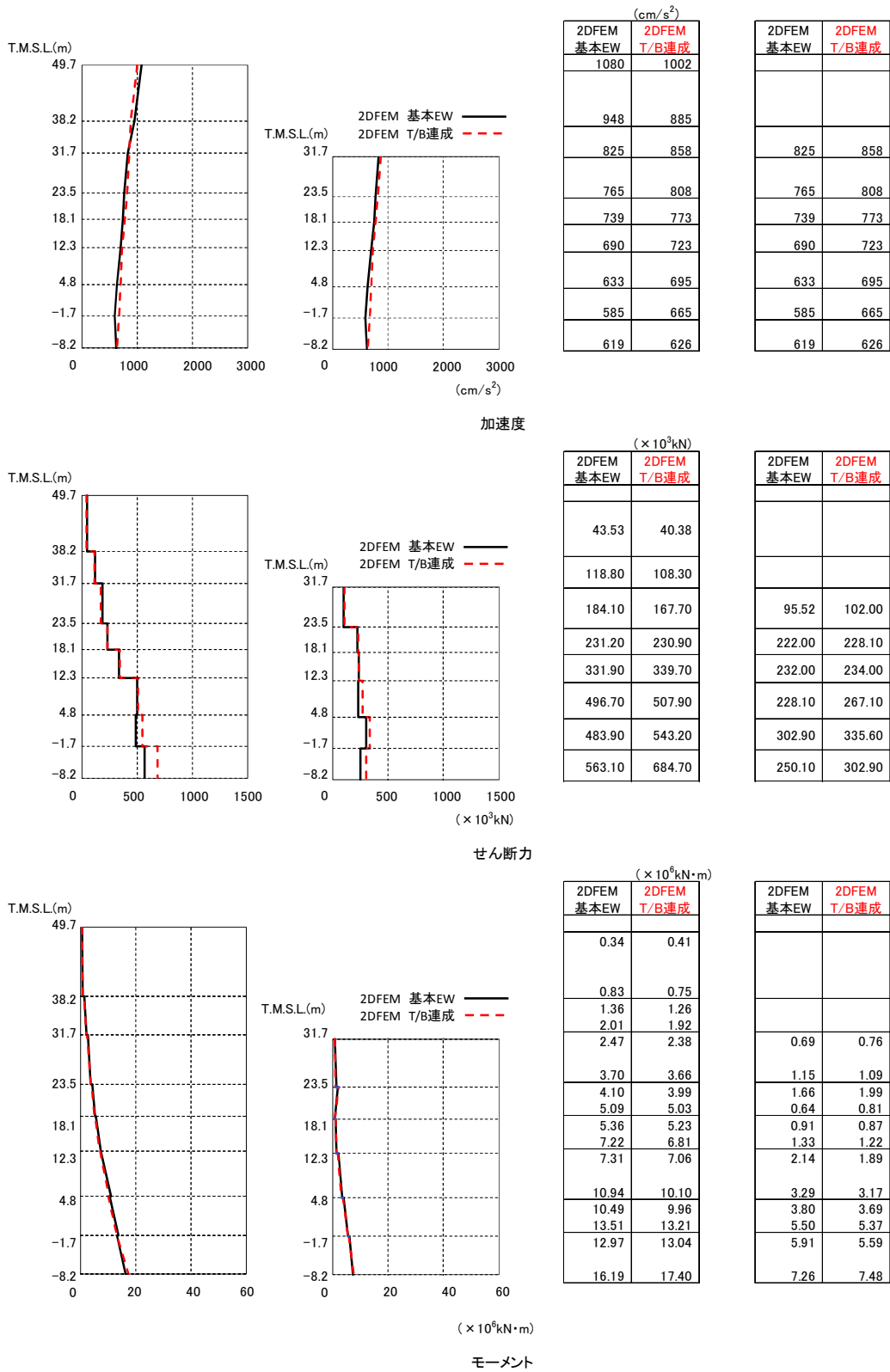
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向タービン建屋連成モデル)



せん断応力は、地盤に沈み込んだときに生ずる力の方向を正とする

第 5.5.16 図 せん断ばねのせん断応力の時刻歴
(EW方向基本モデル, タービン建屋連成モデル 東側 2/2)



(cm/s^2)

2DFEM 基本EW	2DFEM T/B連成
1080	1002
948	885
825	858
765	808
739	773
690	723
633	695
585	665
619	626

2DFEM 基本EW	2DFEM T/B連成
825	858
765	808
739	773
690	723
633	695
585	665
619	626

($\times 10^3 kN$)

2DFEM 基本EW	2DFEM T/B連成
43.53	40.38
118.80	108.30
184.10	167.70
231.20	230.90
331.90	339.70
496.70	507.90
483.90	543.20
563.10	684.70

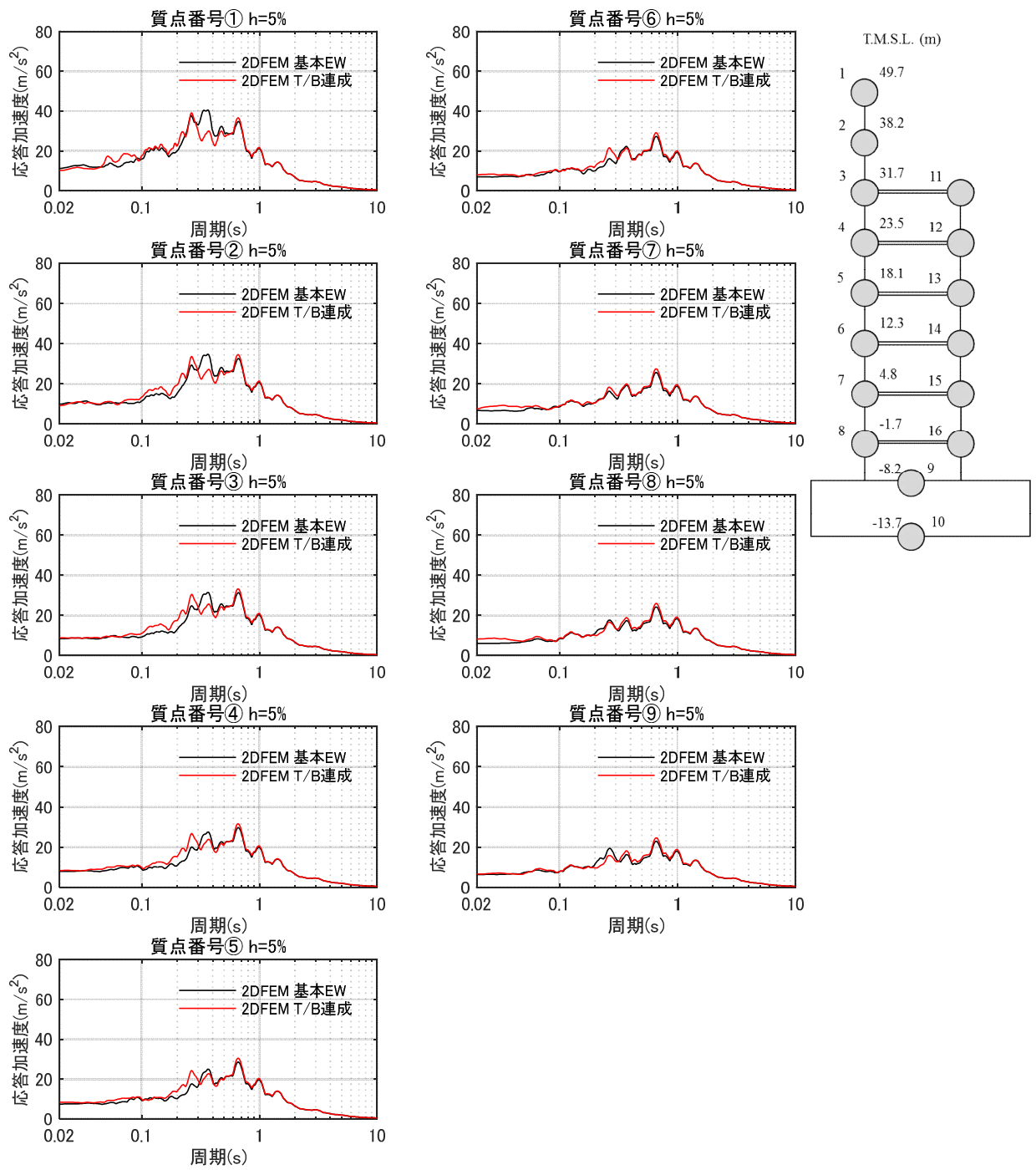
2DFEM 基本EW	2DFEM T/B連成
95.52	102.00
222.00	228.10
232.00	234.00
228.10	267.10
302.90	335.60
250.10	302.90

($\times 10^6 kN\cdot m$)

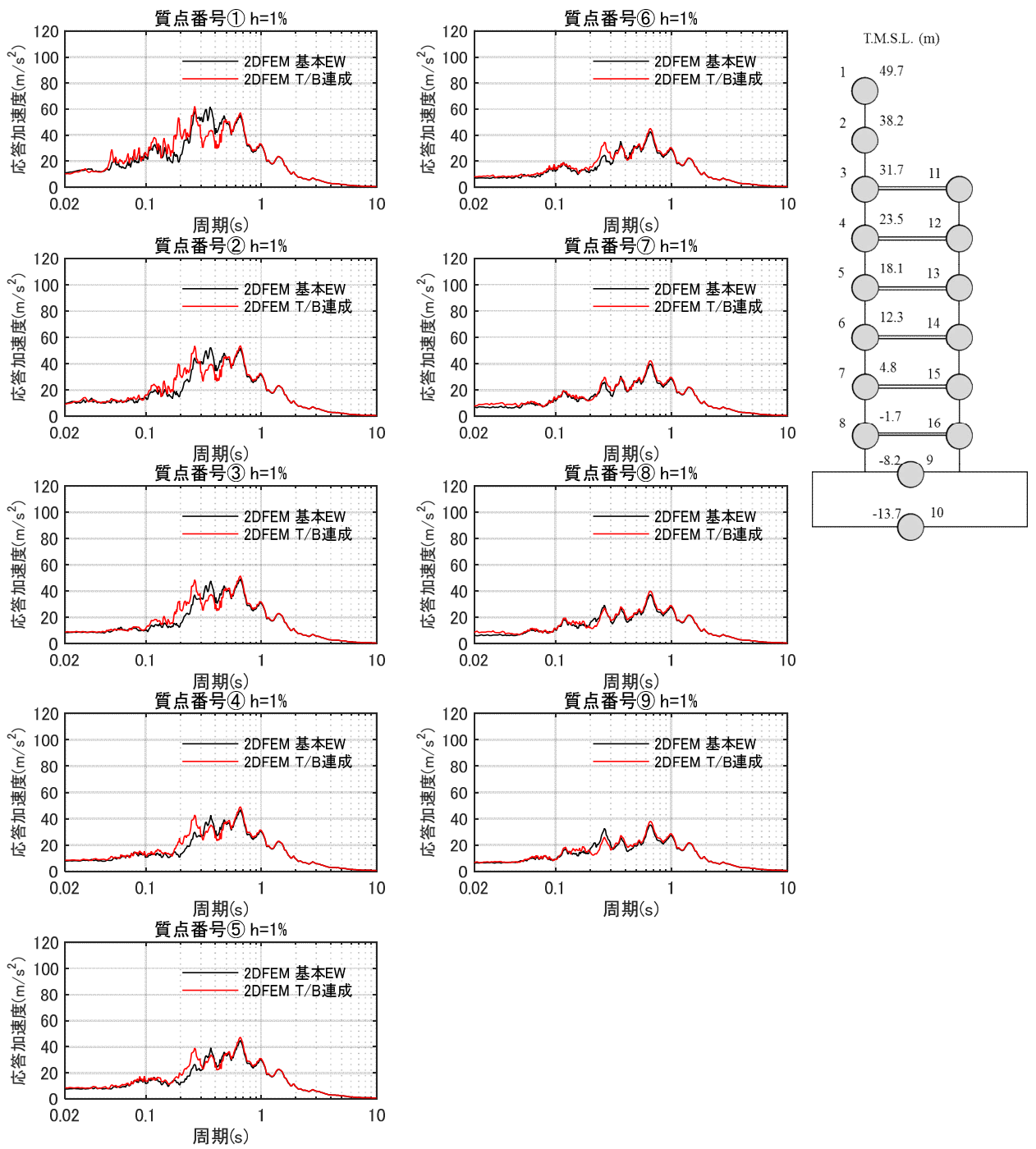
2DFEM 基本EW	2DFEM T/B連成
0.34	0.41
0.83	0.75
1.36	1.26
2.01	1.92
2.47	2.38
3.70	3.66
4.10	3.99
5.09	5.03
5.36	5.23
7.22	6.81
7.31	7.06
10.94	10.10
10.49	9.96
13.51	13.21
12.97	13.04
16.19	17.40

2DFEM 基本EW	2DFEM T/B連成
0.69	0.76
1.15	1.09
1.66	1.99
0.64	0.81
0.91	0.87
1.33	1.22
2.14	1.89
3.29	3.17
3.80	3.69
5.50	5.37
5.91	5.59
7.26	7.48

第 5.5.17 図 建屋の最大応答分布の比較
(基本モデルとタービン建屋連成モデル,EW 方向)



第 5.5.18 図 床応答スペクトルの比較
(基本モデルとタービン建屋連成モデル) (EW 方向) $h=5\%$



第 5.5.19 図 床応答スペクトルの比較
(基本モデルとタービン建屋連成モデル) (EW 方向) h=1%

5.6 まとめ

地盤を精緻化したモデル及び隣接するタービン建屋を考慮したモデルについて検討した結果、基本モデルと同様に側面地盤による建屋の拘束効果がみられ、また、建屋応答は基本モデルの場合と整合的であり、詳細な周辺地盤の影響や隣接建屋の影響は小さいことが確認された。

なお、地盤を精緻化したモデルにおいて埋土と接しているマンメイドロックの健全性を確認するために、添付資料 6 にマンメイドロックの最大応答値を示す。この結果から、マンメイドロック部で局所的な損傷は生じることはないと判断している。

6. 全体まとめ

1) 各論点のまとめ

【論点①】 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

建屋地下外壁（防水層付き）と西山モルタルが接する部分について、実機の材料を模擬した試験体により摩擦試験を実施した。この結果、防水層があっても土圧が圧縮方向に外壁に作用する場合には摩擦力を見込めることが分かった。また、試験結果から摩擦力として静止摩擦と動摩擦が観測され、それらは垂直圧におおむね比例する結果（摩擦係数が一定）が得られた。

試験結果から、論点②、③の検討で用いる解析モデルのうち、せん断ばねの特性（動摩擦力とせん断剛性）を設定した。

【論点②】 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ、埋め込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か

建屋地下外壁と側面地盤の間の剥離や摩擦すべりを考慮した 2次元 FEM モデルを用いて非線形地震応答解析を行った。この結果、側面地盤-建屋間に生じる土圧変動及び剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において、地下外壁には土圧及びせん断応力が作用する結果が示されたことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じることがわかった。さらに、側面地盤反力の観点より 2次元 FEM の側面地盤反力と埋め込み SR モデルによる側面地盤反力について分析した結果、両者は共に建屋を相応に拘束する結果を与えていることが確認できた。これらのことより、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤による建屋の拘束効果は期待できることがわかった。

また、2次元 FEM モデルによる地震応答解析結果と埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較すると、両モデルの建屋応答は整合的であり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを適用することは妥当であると考えられる。

【論点③】 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

論点②の検討で用いた 2次元 FEM モデルに、隣接するタービン建屋及び詳細な地盤状況を反映したモデルを作成し非線形地震応答解析を行い、論点②の解析結果と比較した。その結果、詳細な地盤状況を考慮しても建屋の拘束効果が得られること、建屋の応答に大きな差異は認められず、詳細な地盤状況が建屋応答に及ぼす影響は小さいことが分かった。

2) 総括

埋め込み SR モデルに使用する側面回転ばねの妥当性について、地下外壁（防水層付き）と側面地盤（マンメイドロック）の間の摩擦試験、及び、詳細な 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析により検討した結果、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

なお、今回の検討は 6 号炉原子炉建屋を代表とした検討であるが、7 号炉原子炉建屋においても以下の理由により、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

- ・ EW 方向の断面については、6 号炉と 7 号炉に配置計画上の大きな差異はないこと。
 - ・ 論点②の検討での結果が示すように、埋め込み SR モデルの解析結果はおおむね保守的な傾向を示していることから、6 号炉と同様の結果が推定できること。
 - ・ NS 方向の断面については、6 号炉と 7 号炉において配置計画上の差異はあるものの、論点③に対する検討において、隣接建屋や詳細な地盤状況を反映したモデルによる解析結果と論点②の解析結果との差異がほとんど見られないこと。
- なお、本編 5 章「論点③に関する検討」で述べたように、建屋直下のマンメイドロックによる影響は軽微であることを確認している。

7. 参考文献

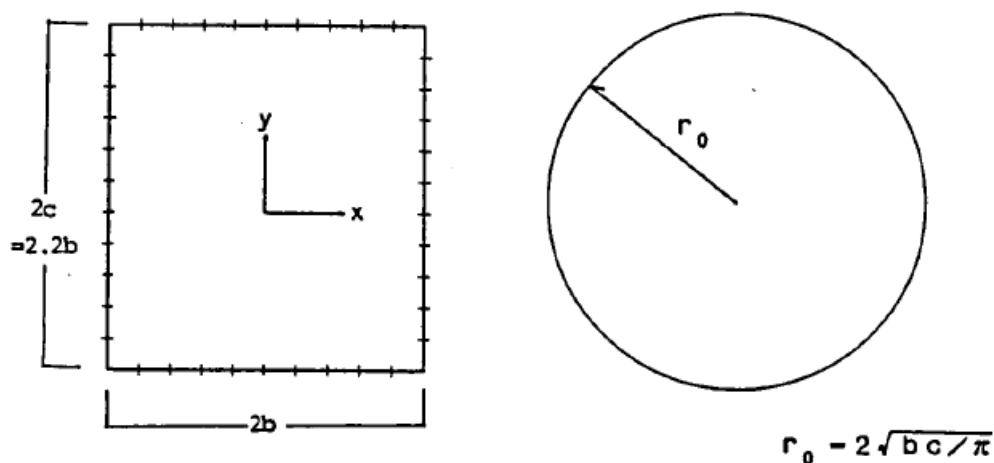
- ・ 社団法人日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1991 追補版), 1991 年
- ・ A. Yano, K.Hijikata, et al. : Seismic Design Model of Embedded Structures, 9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988
- ・ K. Hijikata, Uchiyama, et al.: Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings, 9th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), 1987
- ・ 社団法人日本電気協会：建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書, 昭和 62 年 6 月
- ・ 財団法人原子力発電技術機構：耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書, 平成 7 年 3 月
- ・ 矢野, 土方ほか：埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 62 年 10 月
- ・ 矢野, 中沢ほか：埋め土・浮き上り非線形に着目した地盤建屋模型の振動台実験とその解析 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 59 年 10 月
- ・ 鈴木, 内藤ほか：埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析, 日本建築学会構造系論文報告集 第 438 号, 1992 年 8 月
- ・ 古山田ほか：「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究 (その 1～その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 井原ほか：「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究 (その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 今村ほか：「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究 (その 2)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013 年 8 月
- ・ 内山ほか：「3次元 FEM を用いた建屋－地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究 (その 4)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2004 年 8 月
- ・ 滝田, 成川ほか：埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討, 日本建築学会学術講演梗概集, 1995 年 8 月

添付資料 1. NOVAK ばねの円形仮定の妥当性 (辺長比) について

NOVAK のばねは、円形を仮定している。一方、ここでの検討対象の原子炉建屋は矩形の平面形状をしている。ここでは、円形仮定の妥当性について既往の文献を調査する。

(1) 「標準化報告書」での内容

NOVAK の側面ばねは建屋の平面形が円形として導かれたものであるのに対し、一般に建屋は矩形のものが多いことから、「標準化報告書」では、平面形が矩形の建屋への適用性について検討を実施している。具体的には、矩形平面に関する地盤ばねを二次元境界要素法 (BEM) で計算し、このばねの値と面積が等価な円半径 (等価円半径) を用いた地盤ばねの値とを比較・検討している。



第 1.1 図 矩形平面と等価円半径

「標準化報告書」における、正方形平面の場合と等価円の場合を比較して第 1.2 図に示す。この結果より、正方形平面の地盤ばねの虚部が等価円の場合の虚部より若干大きくなる傾向にあるが、正方形平面の地盤ばねを、等価円半径を用いて NOVAK の方法により算定しても実用上問題ないものと考えられるとしている。

「標準化報告書」において、長辺と短辺が異なり正方形でない場合での等価円半径を用いた NOVAK の側面ばねの適用性について検討した結果を第 1.3 図に示す。この結果より長辺と短辺の比 (辺長比) が 1.1 程度の長方形平面であれば、等価円半径を用いて地盤ばねを算定しても実用上ほぼ問題ないものと考えられるとしている。

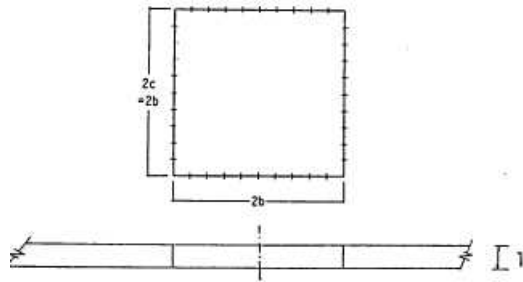


図 7.1 正方形平面のBEM解析モデル

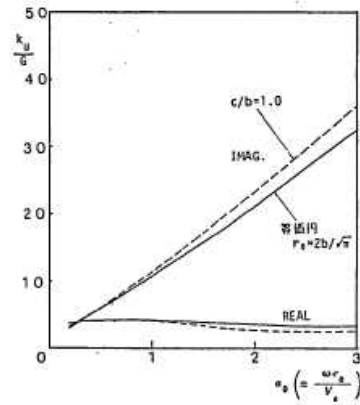


図 7.2 正方形平面と等価円の K_u

a. 解析対象 (BEM)

b. 解析結果

第 1.2 図 正方形平面と等価円の比較 (「標準化報告書」に加筆)

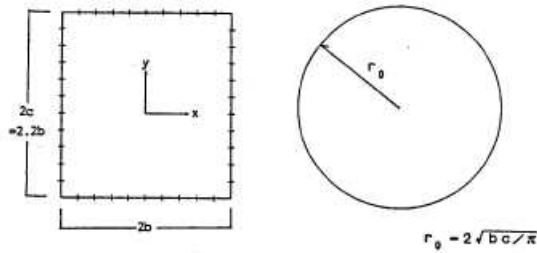


図 7.3 $c/b = 1.1$ の長方形平面のBEM解析モデルと等価円半径 r_0

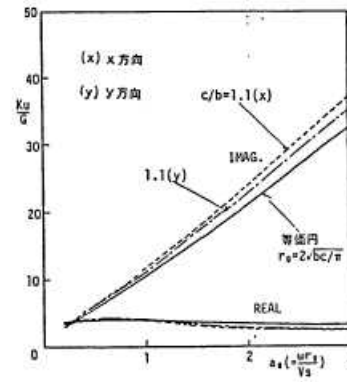


図 7.4 $c/b = 1.1$ と等価円の K_u

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

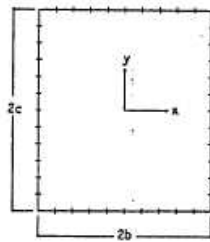


図 7.5 長方形平面のBEM解析モデル

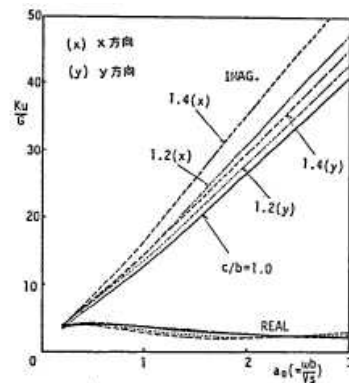


図 7.6 辺長比の違いによる K_u の比較

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

第 1.3 図 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (「標準化報告書」に加筆)

(2) 既往文献での内容

滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)では、主要周期帯が5Hz以下の建屋を設計する場合には、辺長比1.7程度まで等価円を用いてNovakの方法を用いてよいとしている。

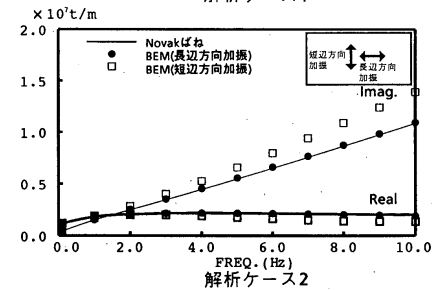
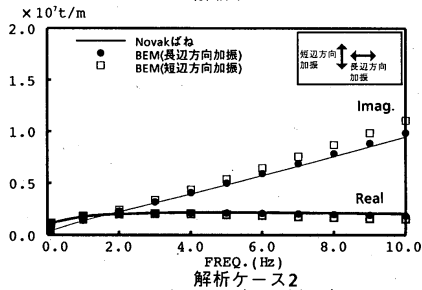
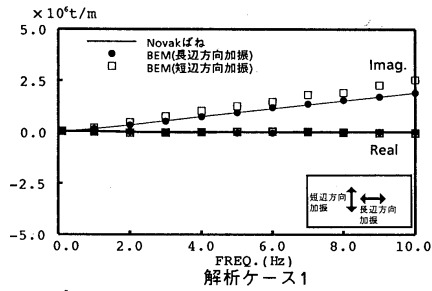
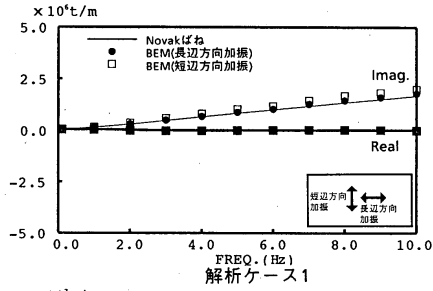


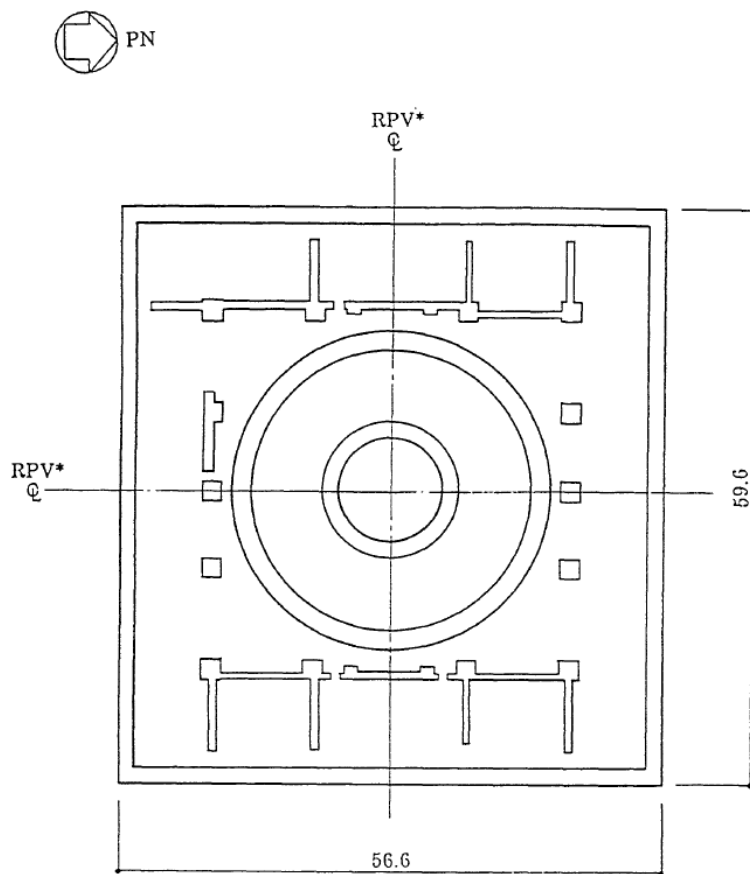
図-3 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.3の場合)

図-4 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.7の場合)

第1.4図 辺長比に関する検討事例(辺長比1.1の場合)(滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)より)

(3) 今回対象の6号炉原子炉建屋について

今回の検討対象である、6号炉原子炉建屋は56.6m(NS)×59.6m(EW)であり、辺長比は1.05となり、いずれの場合においてもNOVAKのばねの適用範囲内となっている。



注記 *: 原子炉圧力容器 (以下、「RPV」と略す。)

図3-1 原子炉建屋平面図(T.M.S.L.-8.2) (単位 : m)

第 1.5 図 原子炉建屋地下部分の平面図 (T.M.S.L.-8.2m の例)

添付資料 2 中越沖地震の観測記録を用いた 2 次元 FEM 解析モデルの信頼性の検証

(1) 検討の概要

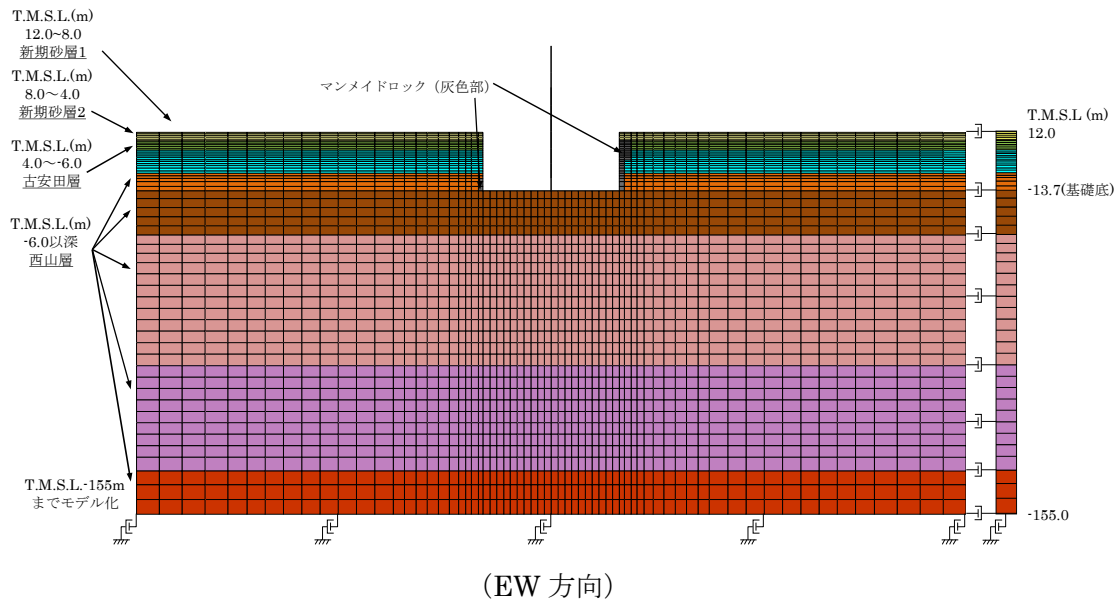
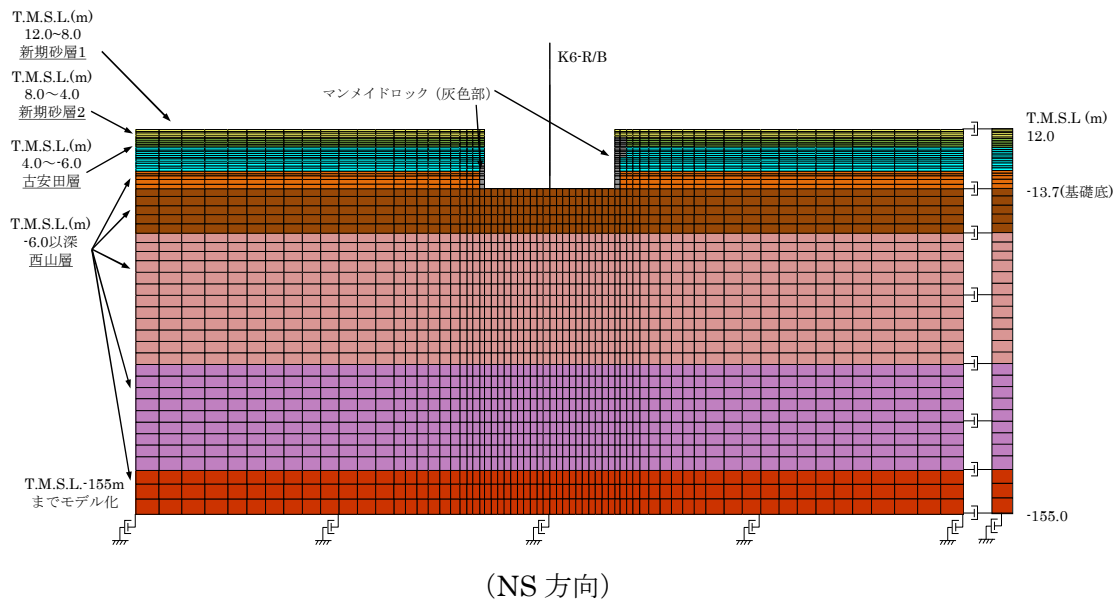
2007 年新潟県中越沖地震に対して、本編 2 章で示した 6 号炉原子炉建屋の 2 次元 FEM 解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、解析モデルの信頼性を検証する。

2 次元 FEM 解析モデルを第 2.1 図に示す。なお、2 次元 FEM 解析モデルには、地震観測時点の建屋の質量状態を反映させる。

解析に用いる地震の諸元を第 2.2 図に、地震計位置を第 2.3 図に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を第 2.4 図及び第 2.5 図に示す。また、解析用地盤物性値を第 2.1 表に示す。

原子炉建屋基礎上 (6-R2 : T.M.S.L.-8.2m) で観測された記録に基づき、基礎上での応答が観測記録と同一となるよう入力地震波を設定し地震応答解析を行う。

地震計を設置している 3 階の位置 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) での解析結果と観測記録とを比較する。



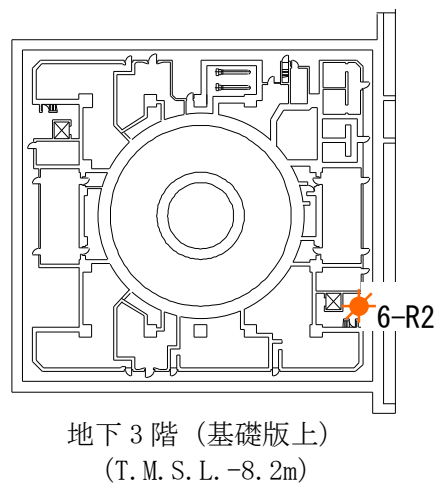
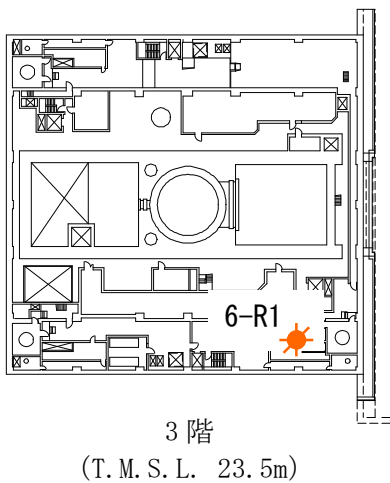
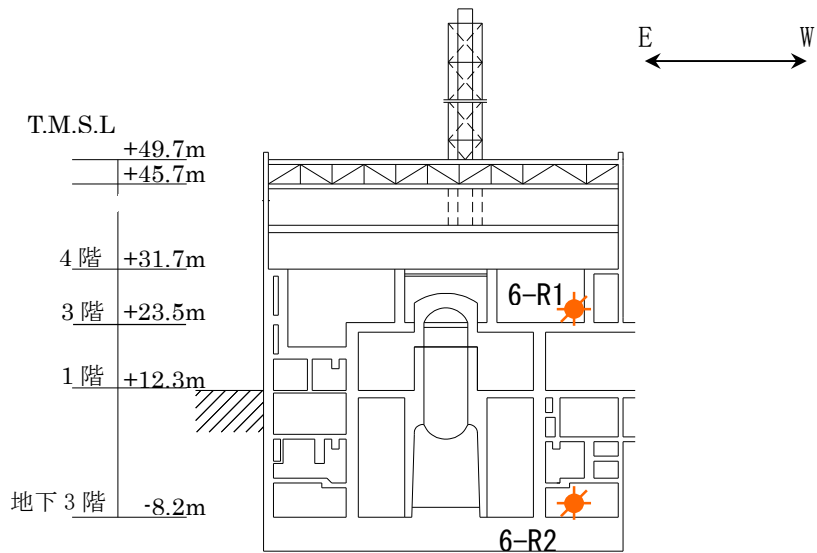
第 2.1 図 2 次元 FEM 解析モデル (6 号炉原子炉建屋)

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	約23km

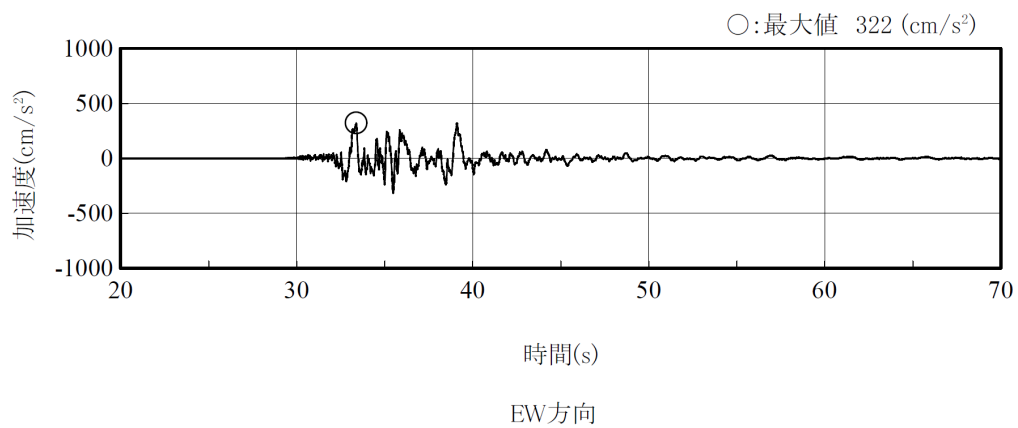
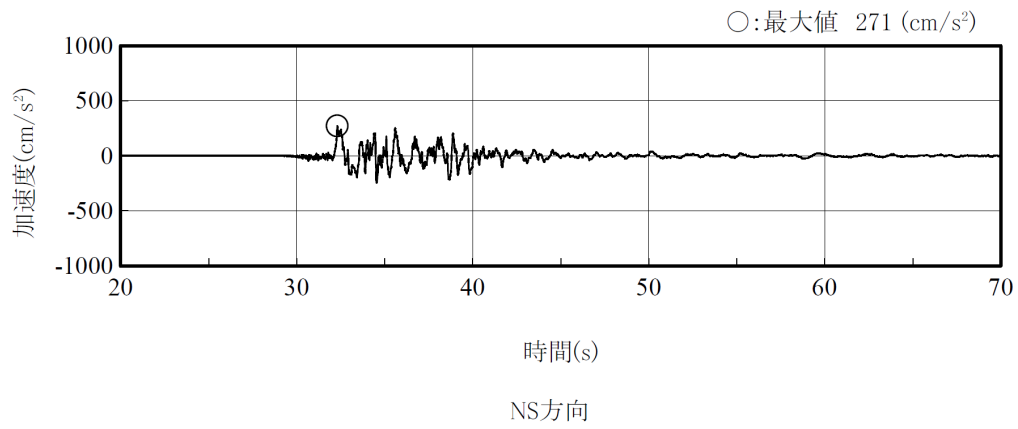


©Google ©ZENRIN

第 2.2 図 検討に用いる地震の諸元 (2007 年新潟県中越沖地震)

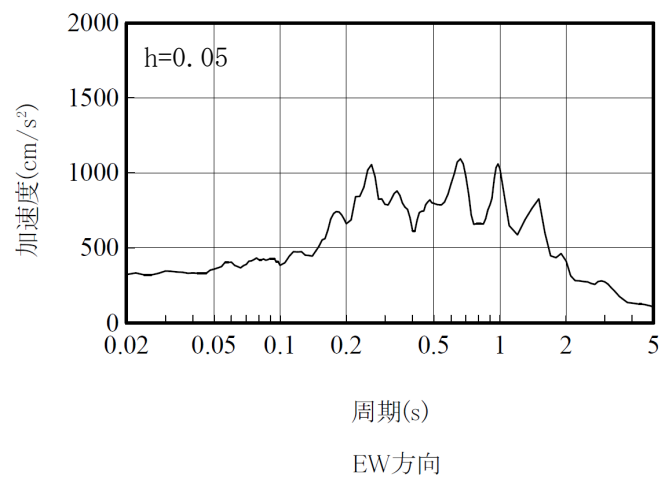
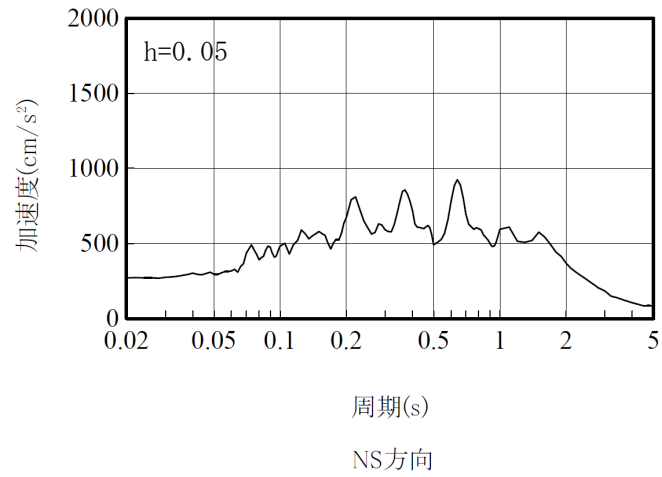


第 2.3 図 地震計位置 (6 号炉原子炉建屋)



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

第 2.4 図 6 号炉原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形
(6-R2 : T.M.S.L.-8.2m)



第 2.5 図 6 号炉原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル
(6-R2 : T.M.S.L.-8.2m)

第 2.1 表 シミュレーション検討モデルの解析用地盤物性値

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^2$ N/mm ²)	ヤング 係数 E ($\times 10^2$ N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
+12.0	〔砂層〕	150	16.1	0.347	0.11	0.29	22
+8.0		200	16.1	0.308	0.19	0.50	22
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.22	3.57	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	11.20	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.41	12.75	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.71	16.35	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.73	22.02	3
-155.0		〔解放 基盤〕	720	19.9	0.416	10.50	29.74

(2) 観測記録による解析結果

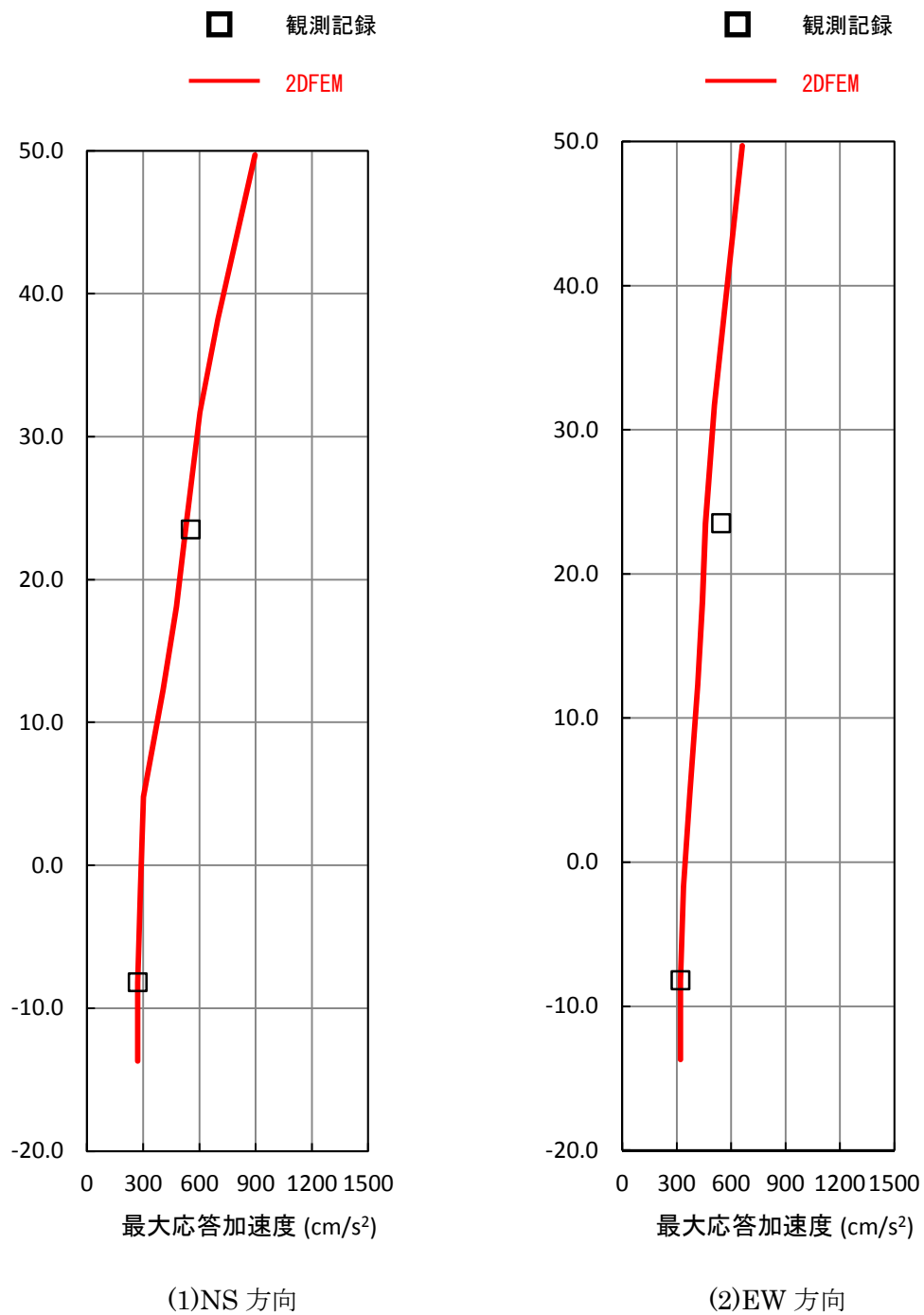
解析結果の建屋の最大応答加速度分布を観測記録と比較し第 2.6 図に示す。また、原子炉建屋 3 階 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) の地震計位置での解析結果と観測記録の加速度波形及び加速度応答スペクトルの比較を第 2.7 図及び第 2.8 図に示す。

(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

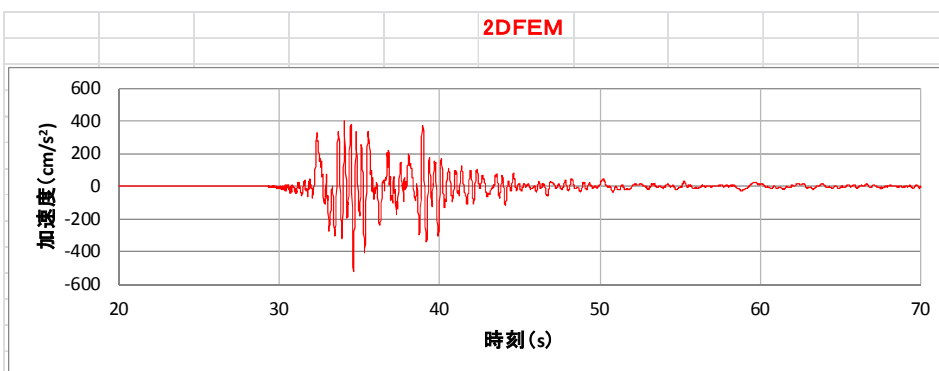
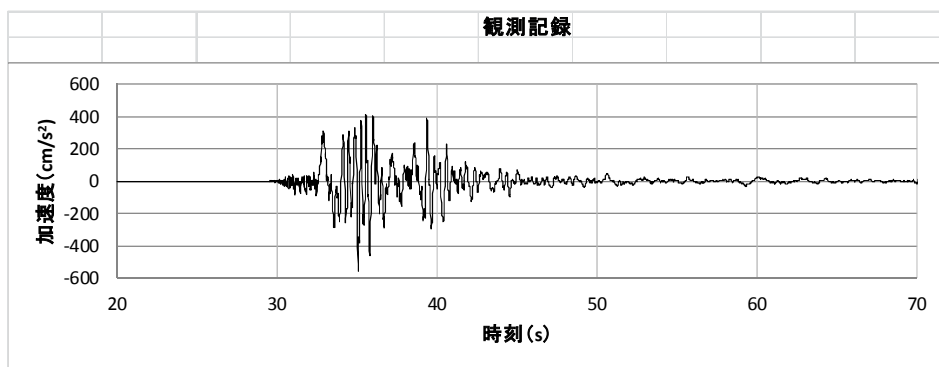
第 2.6 図～第 2.8 図に示したとおり、最大応答加速度、加速度波形及び加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向及び EW 方向の解析結果は、観測記録とおおむね対応する結果となった。

なお、EW 方向の床応答スペクトルの比較において、短周期で一部観測記録を下回る部分がみられるものの、主要な周期帯では観測記録と同等の応答となっている。これらより、地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の確認においては 2 次元 FEM を適用できるものと考えられる。

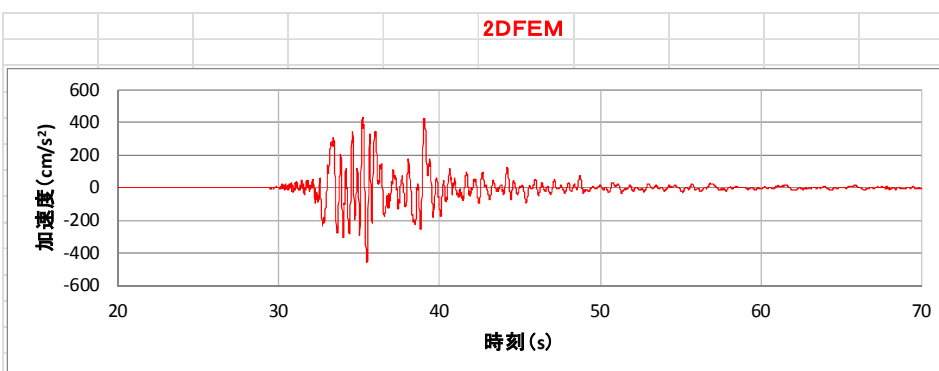
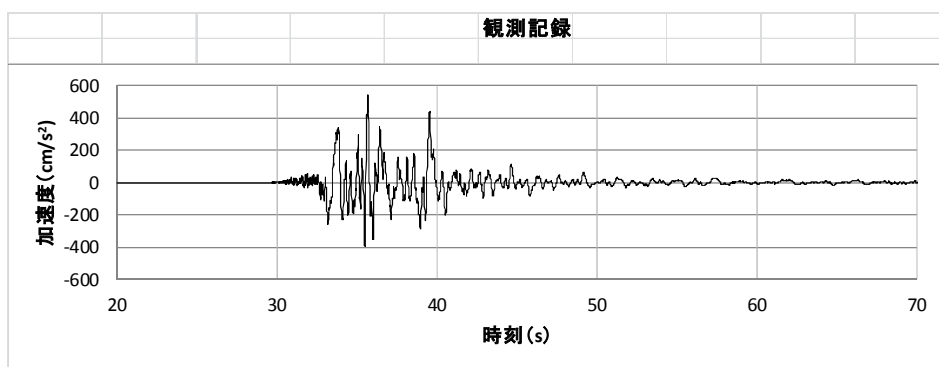
また、今回工認モデルの妥当性については、別途「別紙-1 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について」の「添付資料-1 今回工認モデルの地震応答解析に対する 3 次元 FEM モデルによる妥当性の検証」において、建屋 3 次元 FEM による検討を実施することにより確認している。



第 2.6 図 観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較 (6 号炉原子炉建屋)

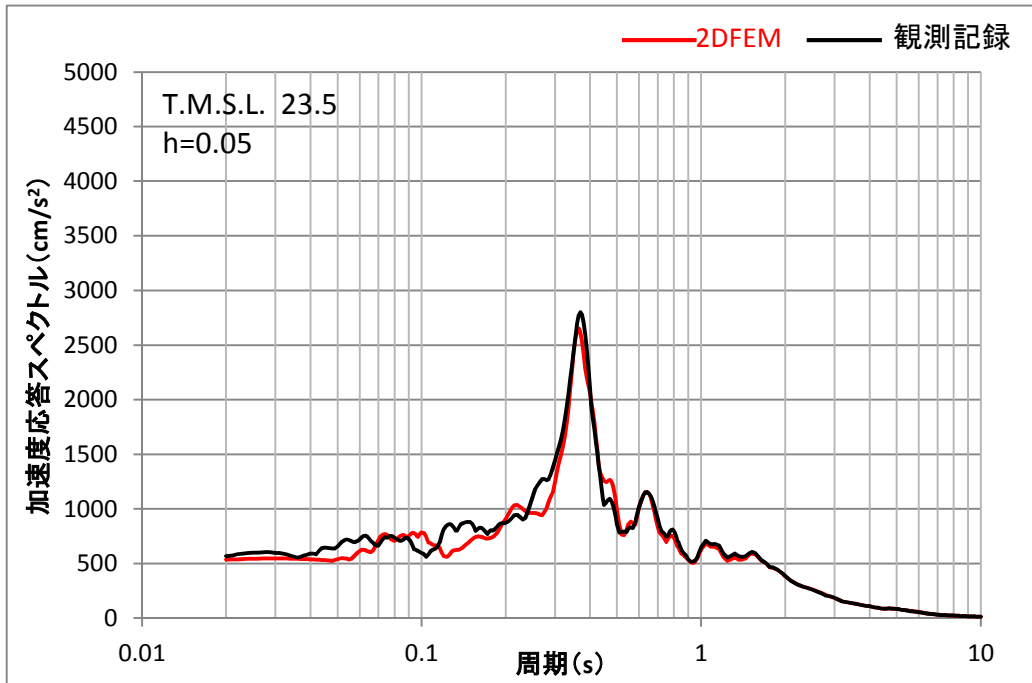


(1) NS 方向

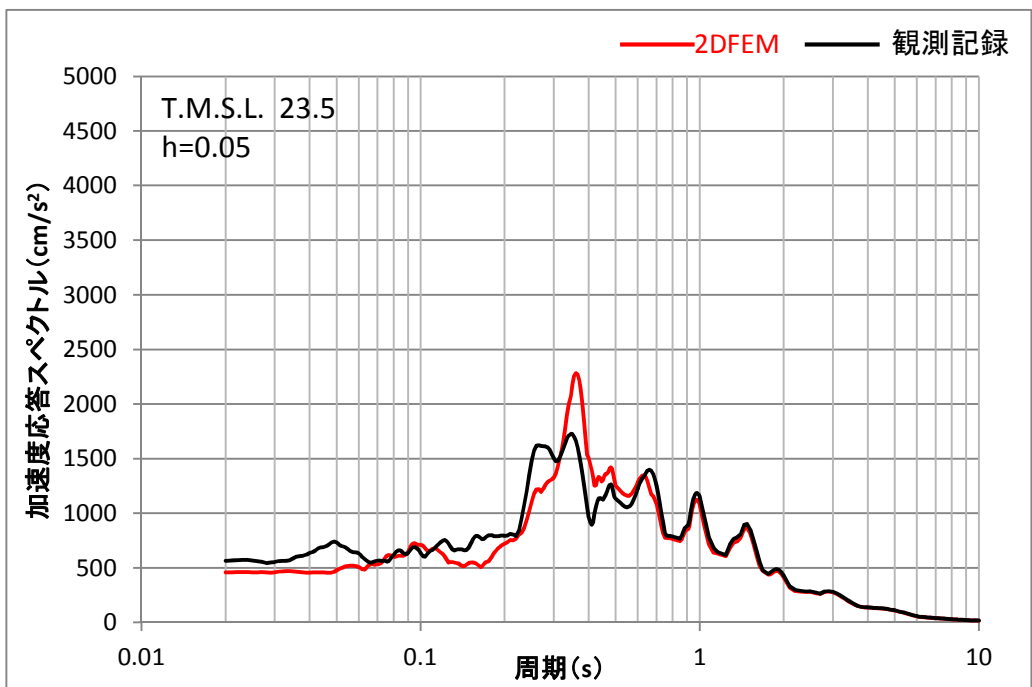


(2)EW 方向

第 2.7 図 観測記録と解析結果の加速度波形の比較
(6号炉原子炉建屋 3階 : T.M.S.L. 23.5m)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

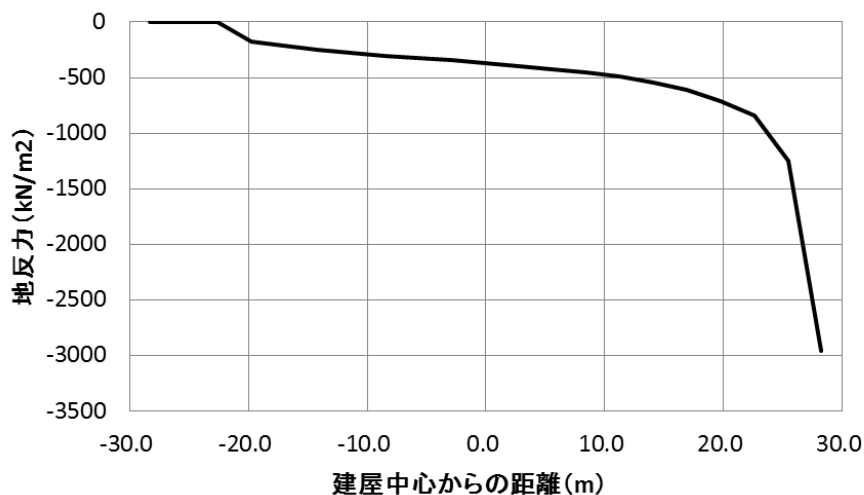
第 2.8 図 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較
(6号炉原子炉建屋 3階 : T.M.S.L. 23.5m)

添付資料 3 2次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布

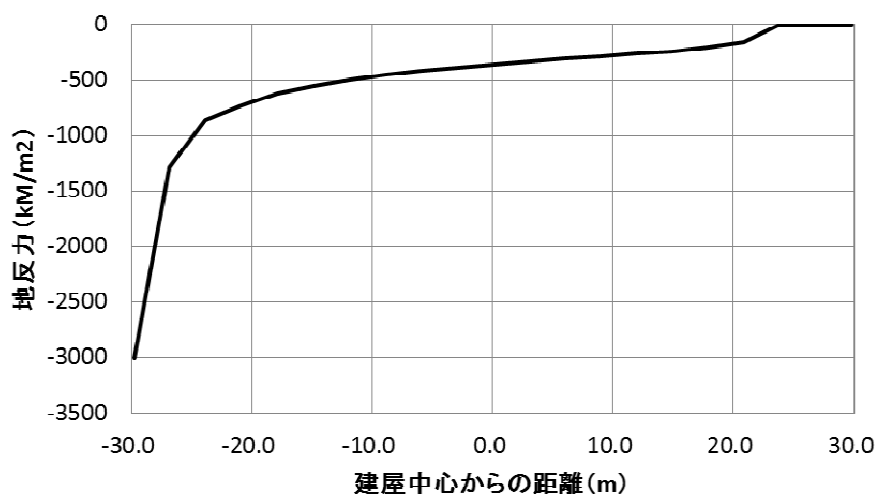
2次元 FEM モデルの地震応答解析結果から建屋基礎下の地反力分布を検討する。対象としたケースは NS 方向基本モデルと EW 方向基本モデルである。

底面の接地率が最小となった時刻における建屋基礎底面と地盤の間に設置した鉛直方向の各軸ばねの圧縮軸圧から評価した地反力を、NS 方向基本モデルの場合を第 3.1 図に、EW 方向基本モデルの場合を第 3.2 図に示す。

なお、支持地盤の極限支持力度は、 5982kN/m^2 (610tf/m^2) である。



第 3.1 図 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (NS 方向基本モデル)



第 3.2 図 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (EW 方向基本モデル)

添付資料4 セン断ばねの履歴特性と初期剛性の建屋応答への影響について

1. セン断ばねの履歴特性について

地下外壁と側面地盤間のせん断ばねは、側面土圧を表現する軸ばねと連成させたモデルであり、以下の特性を有している。

(基本的な特性)

- ・ 動摩擦力は軸ばねの軸圧に依存する (動摩擦力 = 摩擦係数 μ × 軸圧)
- ・ 側面地盤が剥離中 (軸ばねの軸圧がゼロ) は、せん断ばねにせん断応力は作用しない

(初期～剥離まで)

- ・ せん断応力が動摩擦力に達するまで、せん断応力～せん断変位関係は初期剛性上を移動する。せん断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。軸圧が一定の場合のスケルトンカーブを第4.1図に示す。
- ・ せん断変位の増分が正の場合、動摩擦力は軸圧に依存するので、せん断応力は軸圧に応じて時々刻々変動する。
- ・ せん断変位の増分が負に反転した場合についても、動摩擦力に達するまでせん断応力～せん断変位関係は初期剛性上を移動する。軸圧が0となった場合に、剥離と判定される。

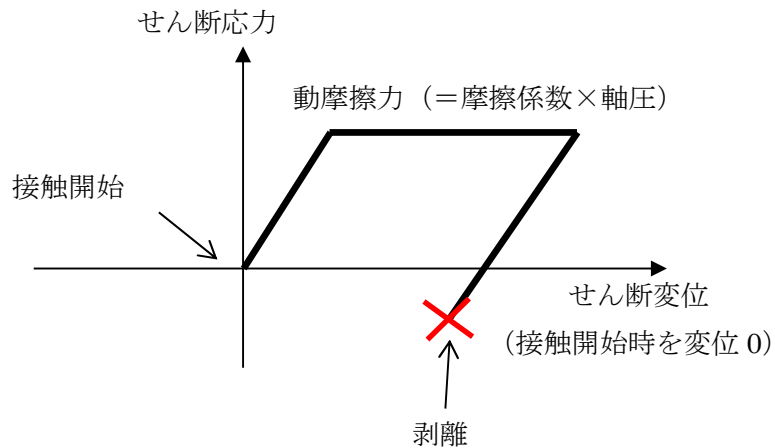
(剥離時)

- ・ 剥離時にはせん断応力は作用しないが、地下外壁と側面地盤間の上下方向の相対変位は時々刻々変動する。

(再接触後)

- ・ 再接触時の変位を0として再接触後のせん断変位の変動に対して、せん断応力～せん断変位関係は動摩擦力に達するまで初期剛性上を移動する。
- ・ せん断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。

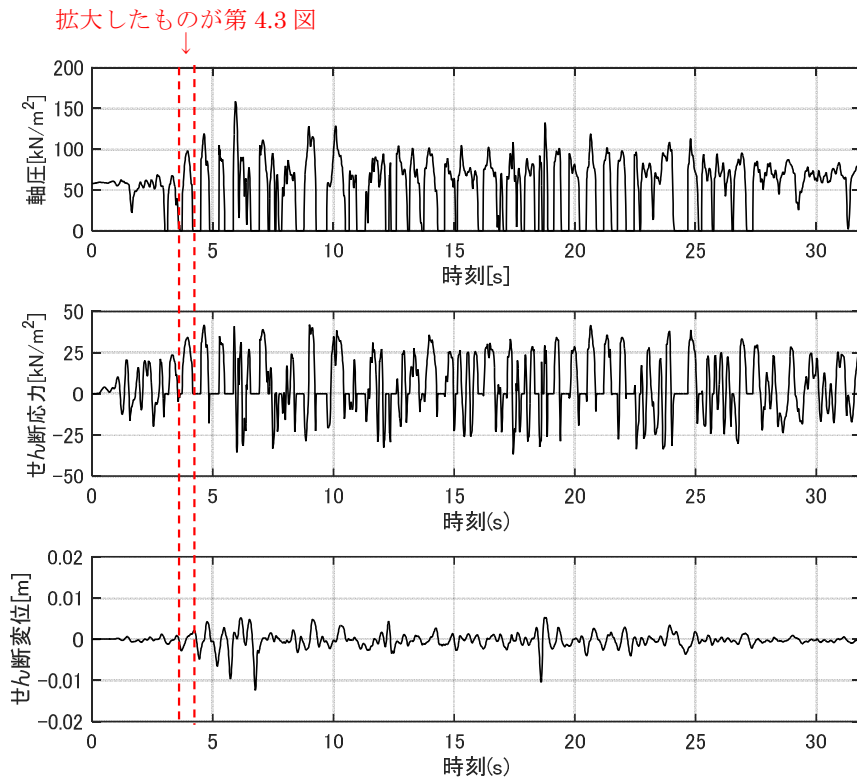
第4.1図においては、軸圧が一定の場合を示しているが、動摩擦力は軸圧によって変動するため、軸圧変動が加わると複雑な特性になる。なお、せん断ばねは地下外壁と側面地盤が接触している間のみ摩擦が働くので、建屋～地盤間が接触剥離する場合、せん断応力-せん断変位のループは多くても半ループまでの履歴となる。したがって、せん断ばねの履歴によるエネルギー吸収は少ないことがわかる。



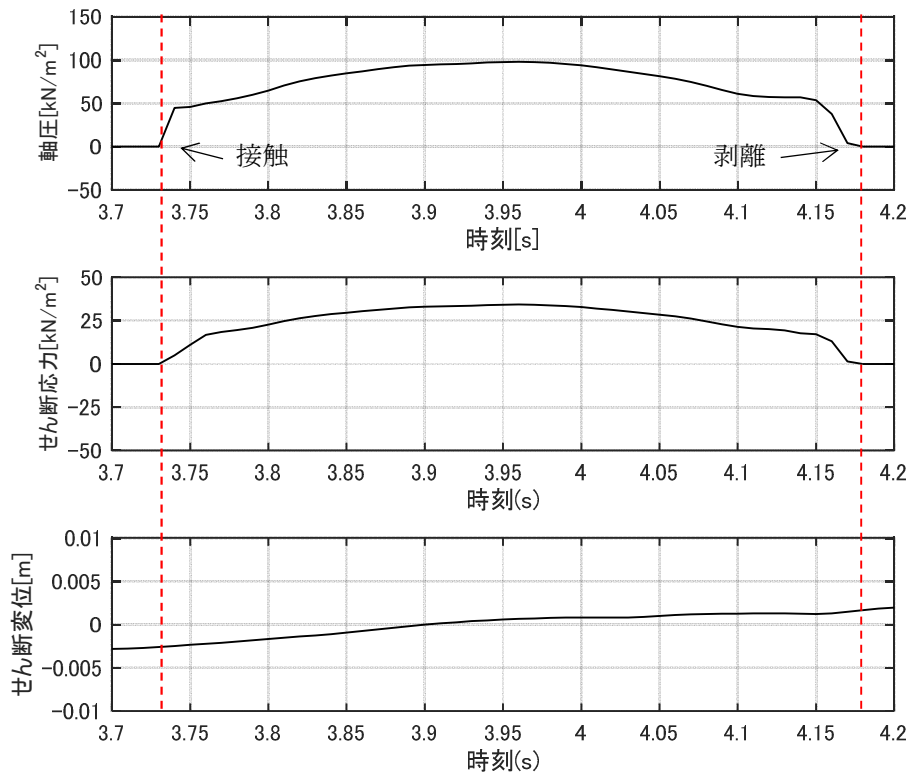
第 4.1 図 せん断ばねの特性

参考として、第 4.2 図に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点に取り付けた軸ばねの軸圧、せん断ばねのせん断応力及びせん断変位の時刻歴波形を示す。また、第 4.3 図に、軸圧、せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形のうち応答の初期において大きな軸圧及びせん断応力が生じている、3.7 秒から 4.2 秒の時刻歴波形を拡大して示す。

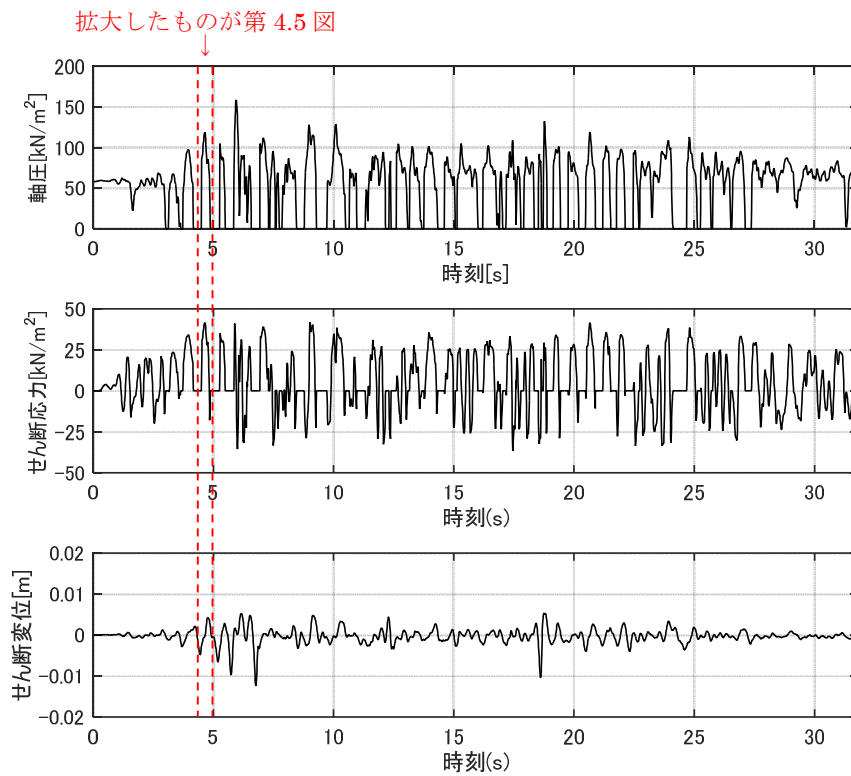
また、上記とは別の時間帯(4.45～4.90 秒)での時刻歴波形を第 4.4 図(第 4.2 図の再掲)、第 4.5 図に示す。第 4.5 図のせん断応力は 4.83 秒付近から負の値となっている。これは軸圧が存在する状態で 4.76 秒付近からせん断変位の増分が正から負に転じて、せん断ばねの履歴が戻り方向になったためである。これらの図より、動摩擦力に対応したせん断応力が生じていることが分かる。



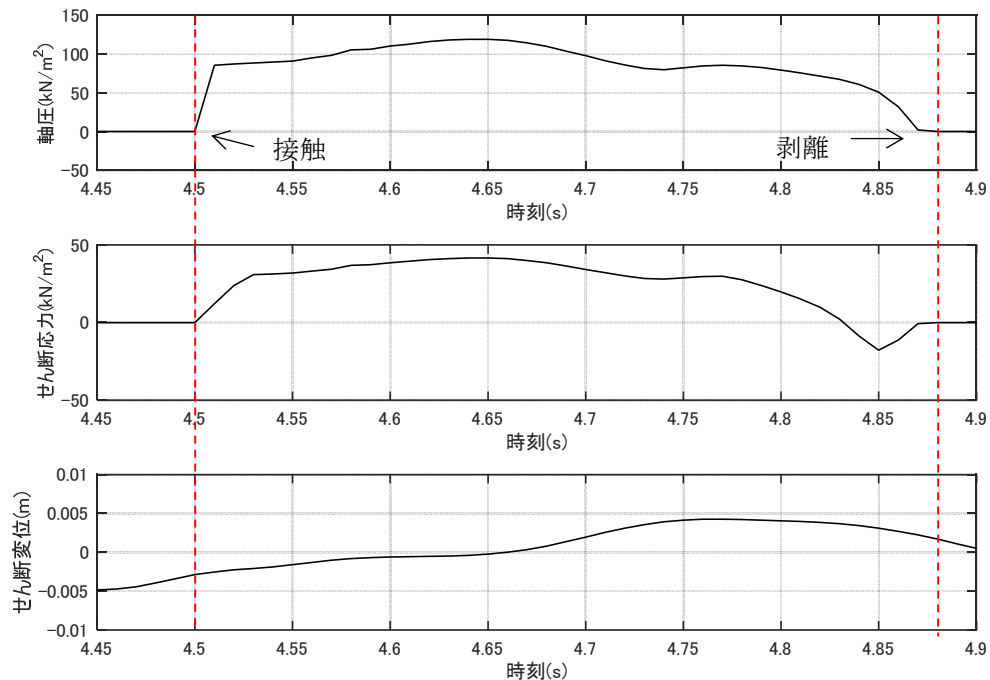
第 4.2 図 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



第 4.3 図 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（3.7 秒~4.2 秒拡大）



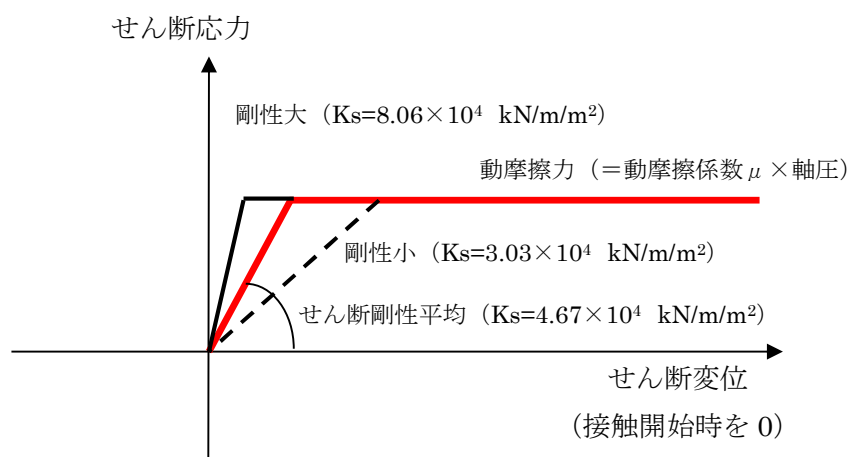
第 4.4 図 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



第 4.5 図 軸圧，せん断応力及びせん断変位の時刻歴波形（4.45 秒～4.90 秒拡大）

2. せん断ばねの初期剛性の建屋応答への影響について

第 4.6 図に本編 4.4 節「ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討」に用いたせん断ばねの特性を示す。せん断ばねの剛性が影響するのはせん断応力が動摩擦力に達するまでである。せん断ばねの動摩擦力は軸圧に依存するため、軸圧の変化により早い段階で動摩擦力に達して滑る場合は、せん断ばねの剛性の建屋応答への影響は小さくなると推測される。



第 4.6 図 せん断剛性をばらつかせた場合のせん断ばねの特性

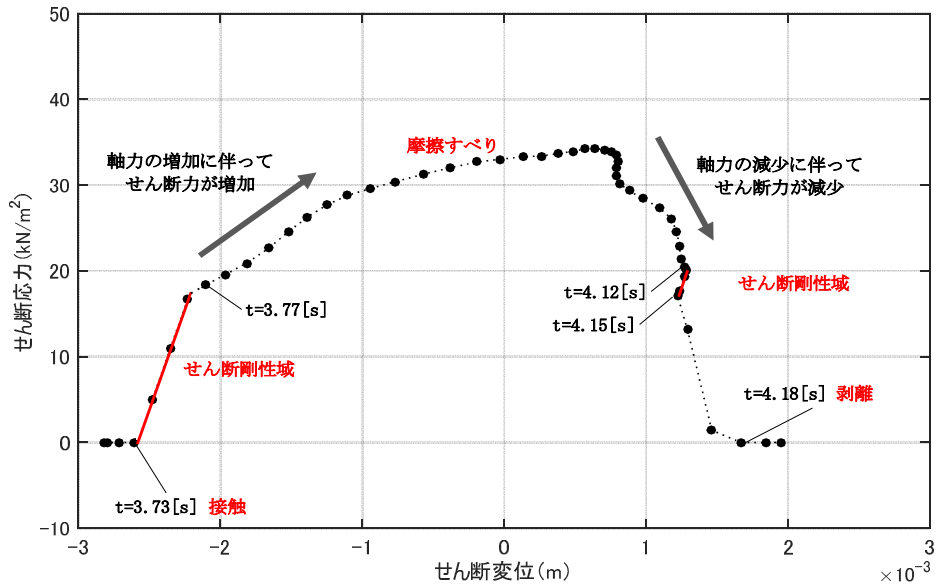
第 4.7 図に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点のせん断ばねの 3.7 秒～4.2 秒におけるせん断応力-せん断変位関係を示す。図中の黒点が各時刻における値を示している。図中に赤線で示したせん断応力-せん断変位関係が直線になっている部分がせん断ばねの初期剛性の範囲に該当する。接触から再接触までを 1 ループとした場合に、初期剛性の範囲にある時間の割合は 1 ループ中の 10% 程度であり、多くの時間では初期剛性に依存しない動摩擦力が生じている状態にあることが分かる。

第 4.8 図に、せん断ばねの剛性のばらつきを考慮した各解析ケースのせん断力の時刻歴を示す。せん断剛性の違いが応答に影響するのは、せん断ばねの初期剛性の範囲にある場合のみであるが、各ケースともに初期剛性の部分は極めて短く、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

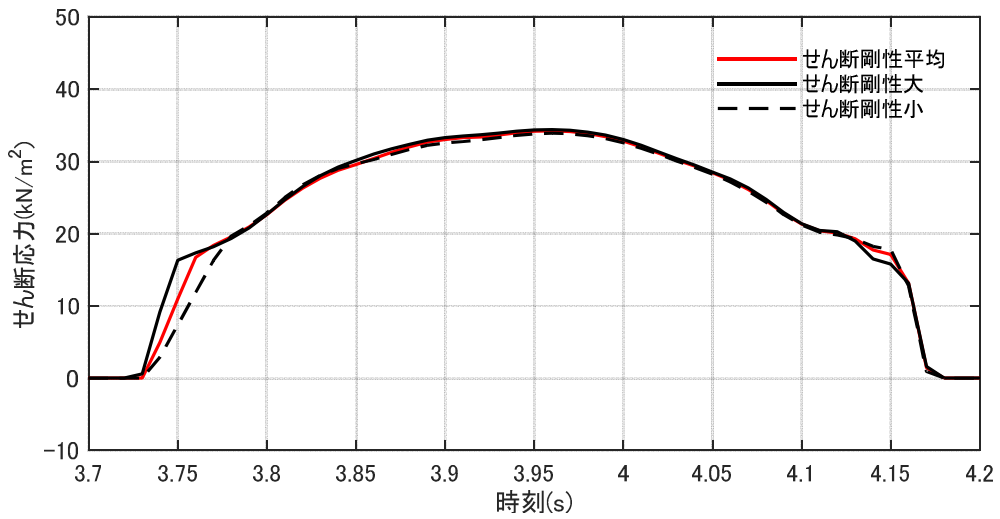
上記の第 4.7 図、第 4.8 図とは別の時間帯 (4.45 秒～4.90 秒) におけるせん断ばねのせん断応力-せん断変位関係、及び、剛性のばらつきを考慮したせん断力の時刻歴を第 4.9 図、第 4.10 図に示す。この時間帯はせん断変位が反転している特徴があるが、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間帯は 1 ループ中の 16% 程度であり、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

これらより、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間が短いことと、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等であることから、せん断ばねの初

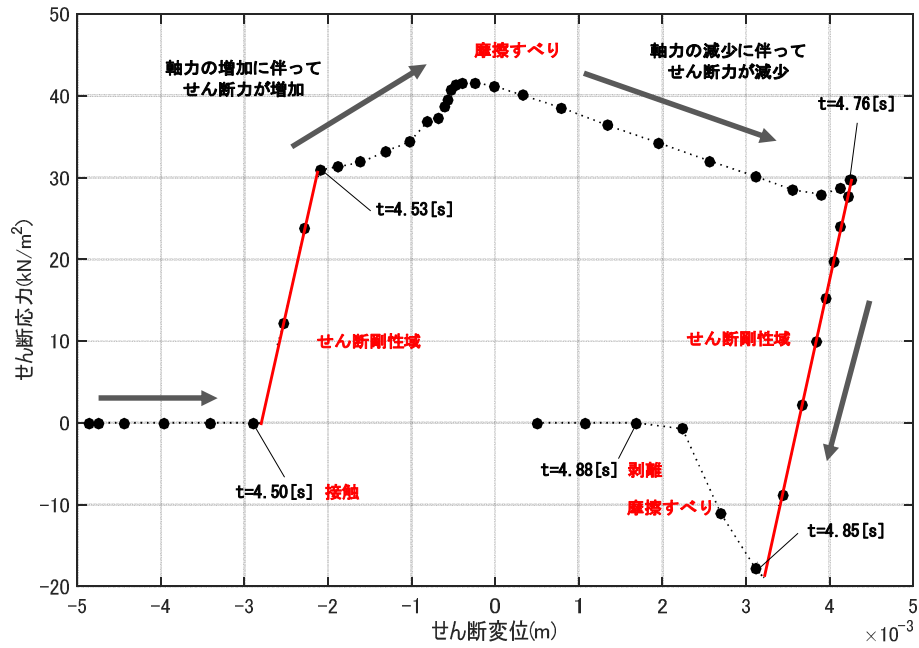
期剛性の建屋応答への影響は極めて小さいことが分かる。



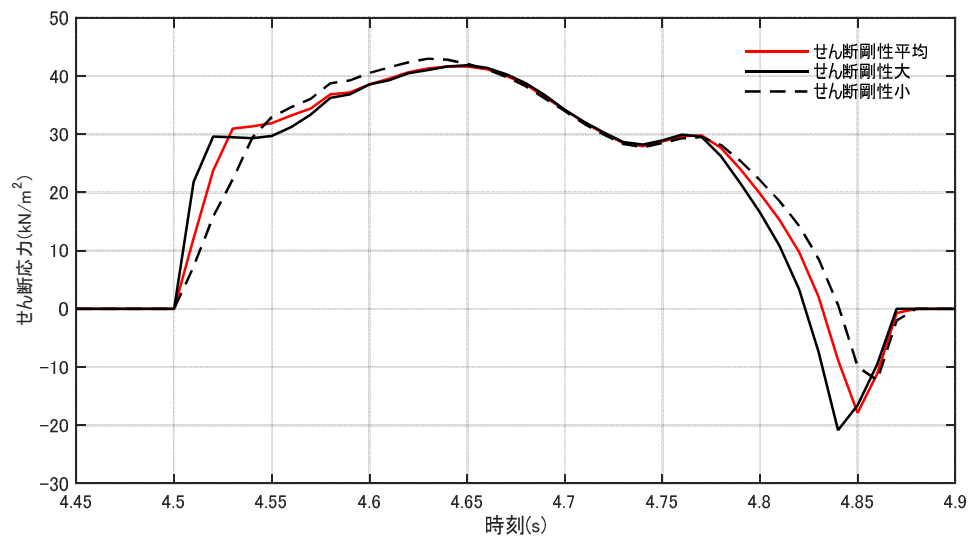
第 4.7 図 せん断応力-せん断変位関係 (3.7 秒~4.2 秒)



第 4.8 図 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)



第 4.9 図 せん断応力-せん断変位関係 (4.45 秒~4.90 秒)



第 4.10 図 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)

添付資料5 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響について

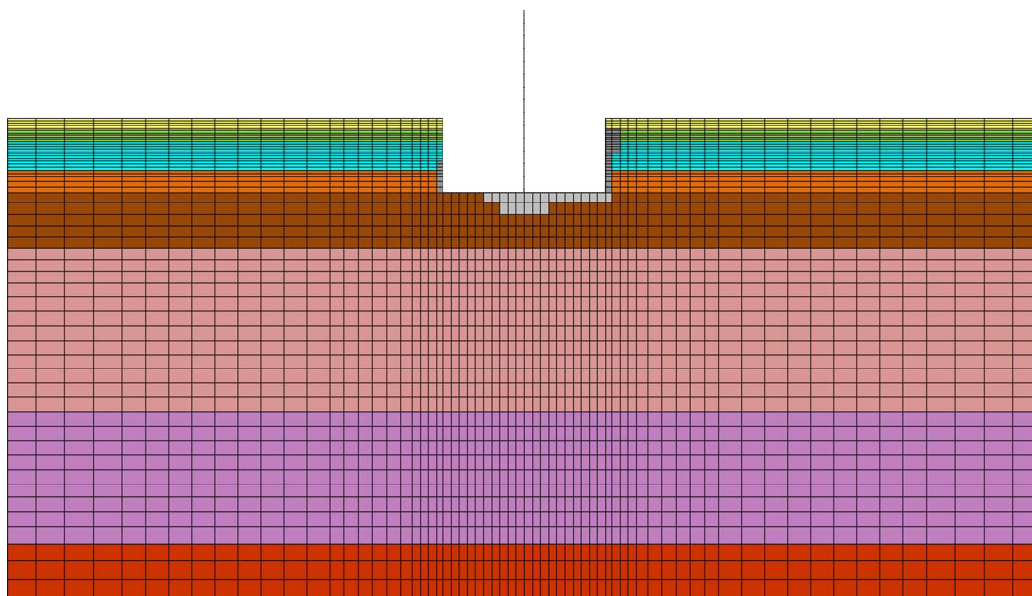
(1) 検討の概要

地盤2次元FEMによる側面地盤の接触剥離を考慮した検討においては、建屋埋め込みによる側面地盤の拘束効果を把握するために側面地盤のマンメイドロックは地盤モデルに考慮したが、建屋基礎下のマンメイドロックは拘束効果に影響が少ないと考えられるため地盤モデルに反映していない。

そこで、建屋基礎下のマンメイドロックの存在が建屋応答に及ぼす影響を検討するため、NS方向の基本モデルの地盤に建屋基礎下のマンメイドロックを考慮した地盤モデルを作成し、NS方向の基本モデルと基礎下マンメイドロックを考慮したモデルによる建屋応答を比較する。

(2) 解析モデル

解析モデルを第5.1図に示す。原子炉建屋単独の基本モデルの建屋基礎下にマンメイドロック（本編第2.3.3図参照）をモデル化したものである。

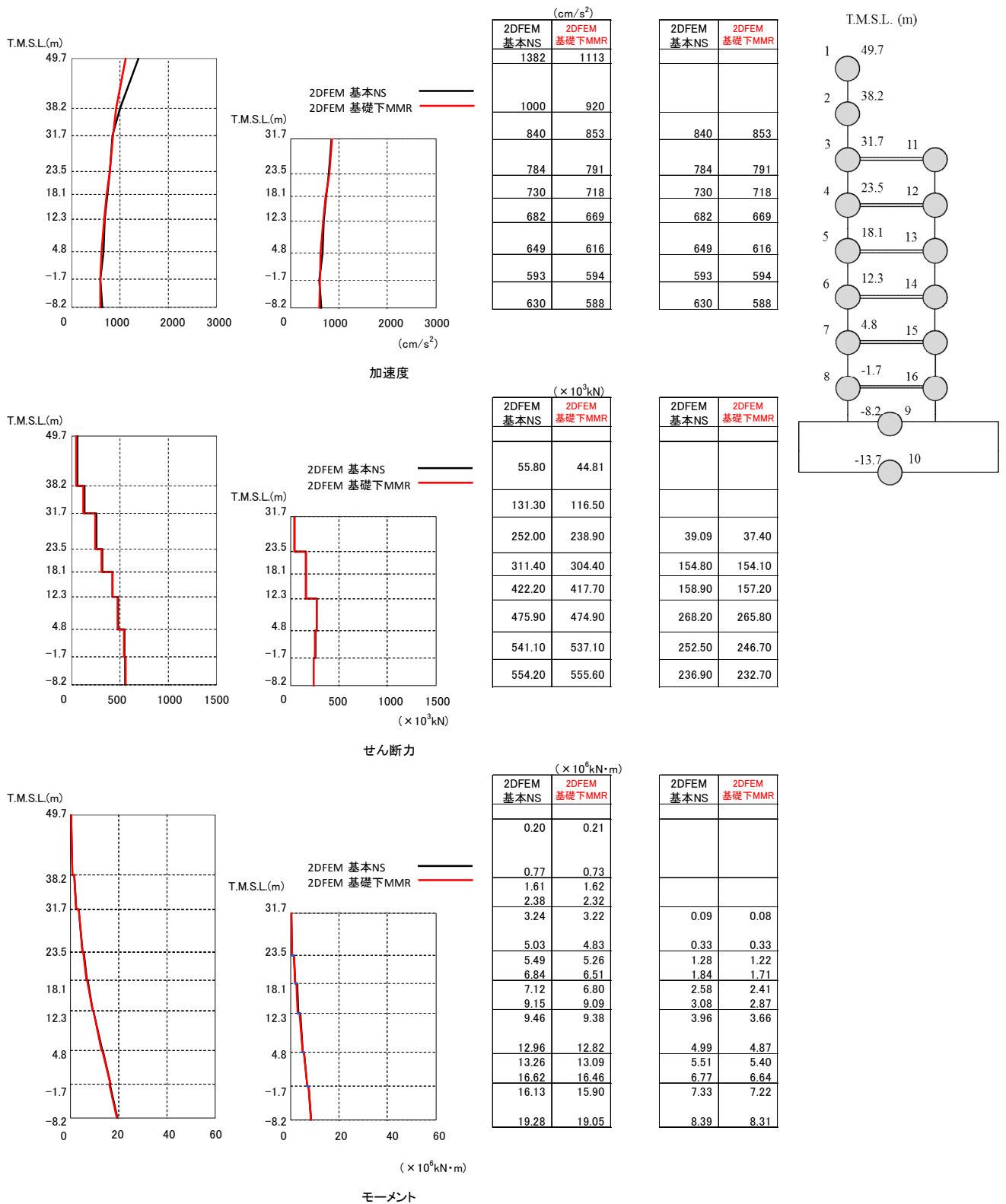


第5.1図 6号炉原子炉建屋基礎下マンメイドロックを考慮した2次元FEM解析モデルの地盤メッシュ(NS方向)

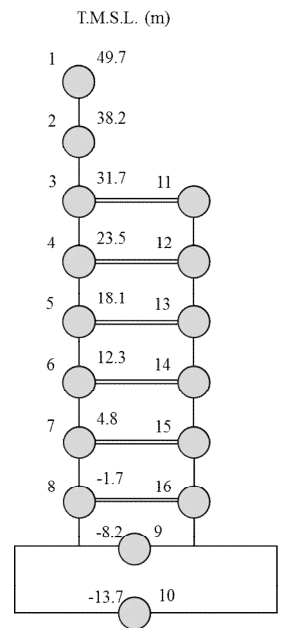
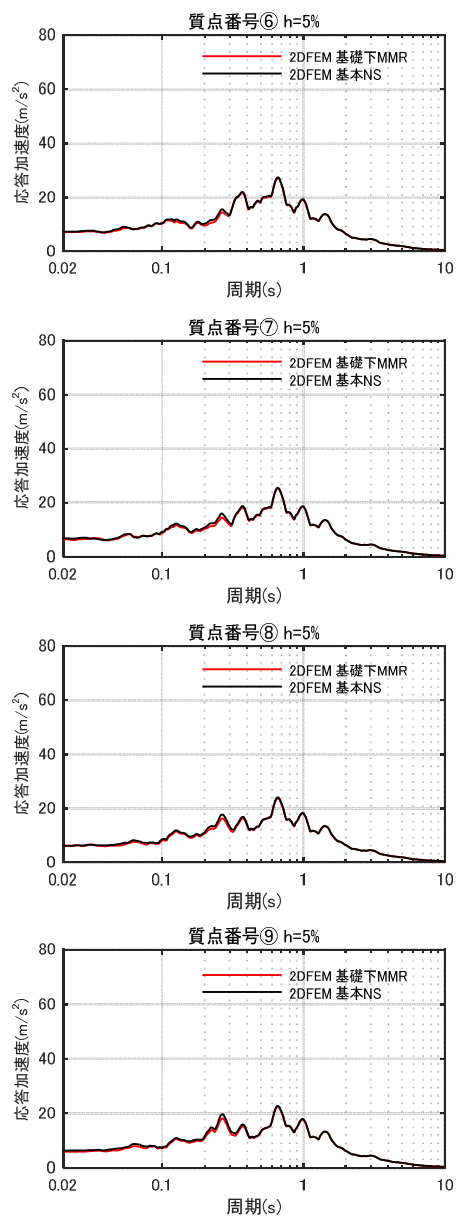
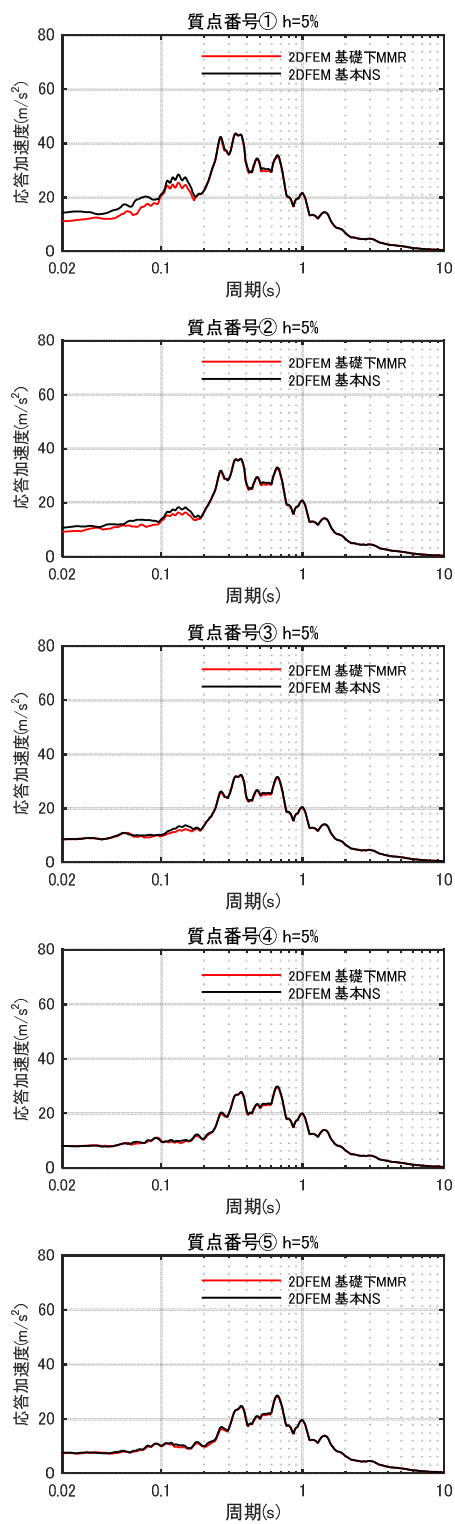
(3) 建屋応答の比較

第 5.2 図～第 5.4 図に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。

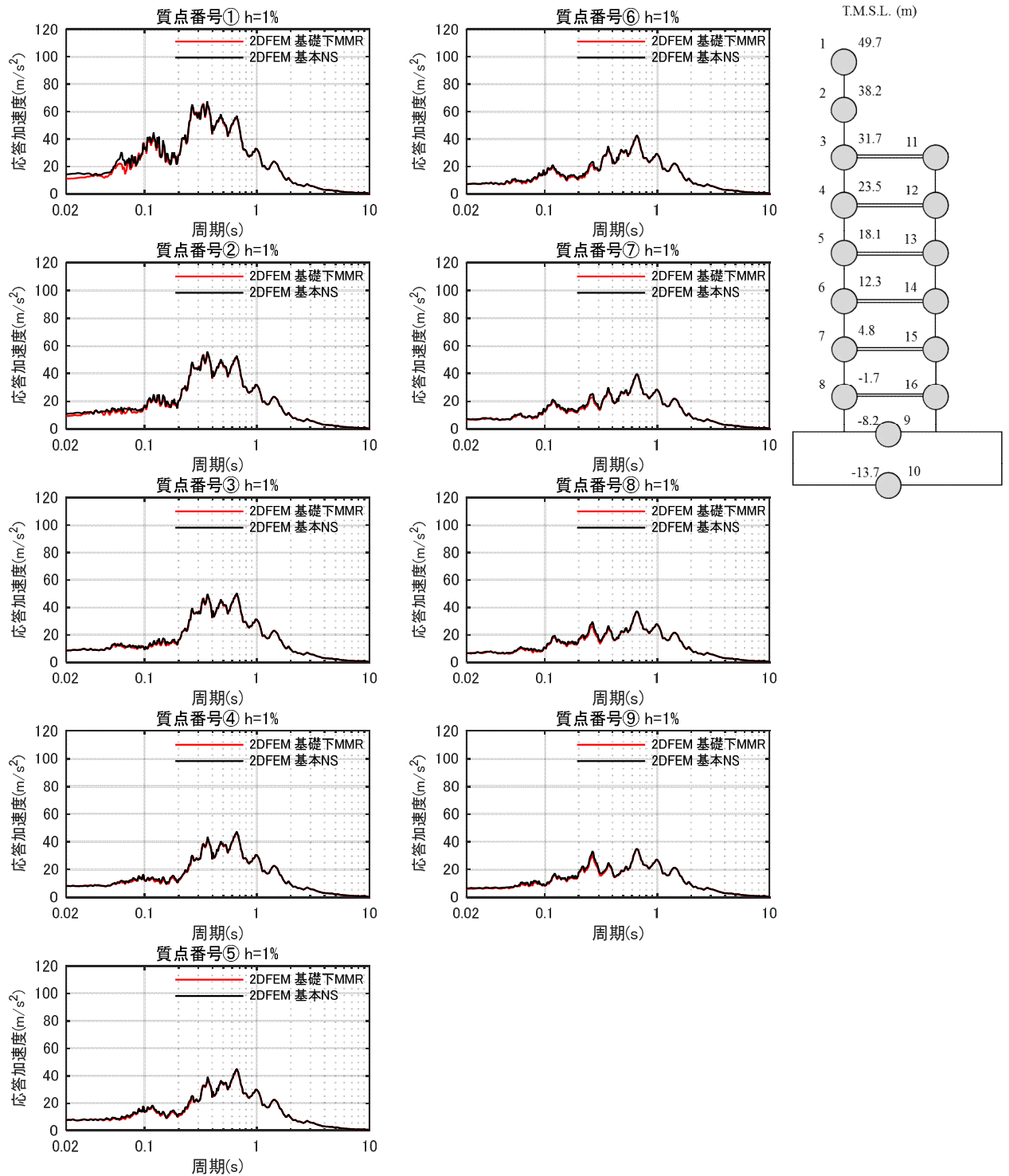
建屋基礎下のマンメイドロックを考慮しても，建屋の応答は顕著な影響を受けないことを確認した。



第 5.2 図 建屋の最大応答分布の比較
(基本モデルと 6 号炉基礎下マンメイドロックモデル)



第 5.3 図 床応答スペクトルの比較
 (基本モデルと 6 号炉基礎下マンメイドロックモデル) (NS 方向) h=5%



第 5.4 図 床応答スペクトルの比較
 (基本モデルと 6 号炉基礎下マンメイドロックモデル) (NS 方向) $h=1\%$

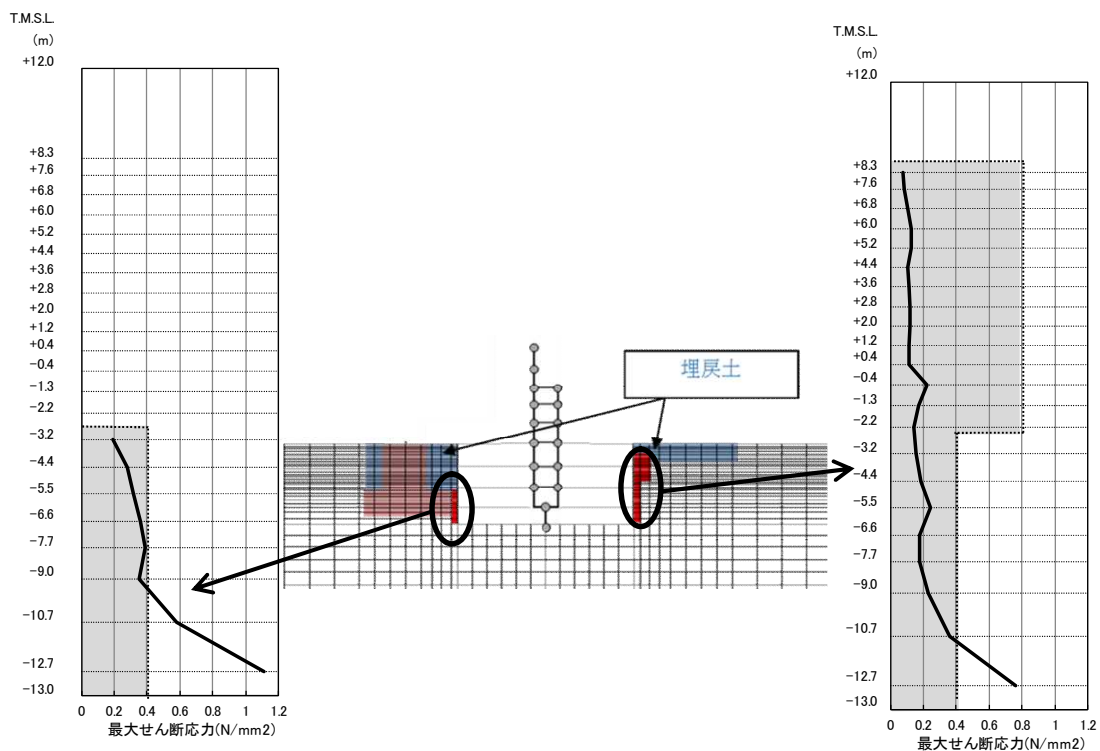
添付資料 6 建屋周辺のマンメイドロックについて

6号炉原子炉建屋外周のマンメイドロックについて、建屋周辺の埋戻し状況を詳細に模擬した解析ケース（論点③に対する検討で実施）を代表として、最大せん断応力を確認した。

建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力分布を第 6.1 図に示す。同図より、建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力は、最大でも 1.1 N/mm^2 （建屋基礎近傍の最深部）程度となっている。

これはマンメイドロックのせん断強度 1.84 N/mm^2 *（保守的に圧密圧力の影響を無視した値）以下であることから、マンメイドロックが局所的に破壊することはないと考えている。

* 出典：柏崎刈羽原子力発電所原子炉設置変更許可申請書（6号及び7号原子炉施設の変更）
（平成 25 年 9 月 27 日）



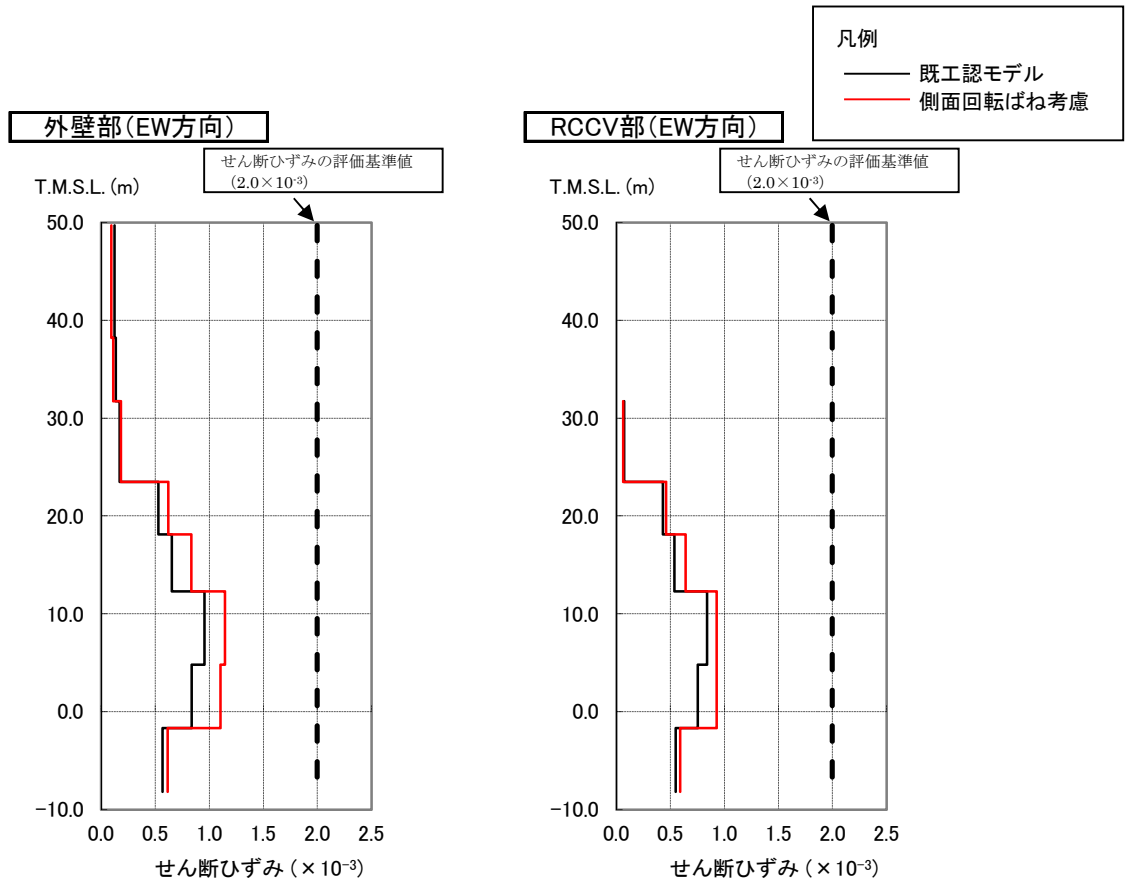
第 6.1 図 6 号炉原子炉建屋外周のマンメイドロックの最大応答せん断応力分布

参考資料1 回転ばね考慮モデルと既工認モデルとの応答結果比較 (Ss-2EW 方向)

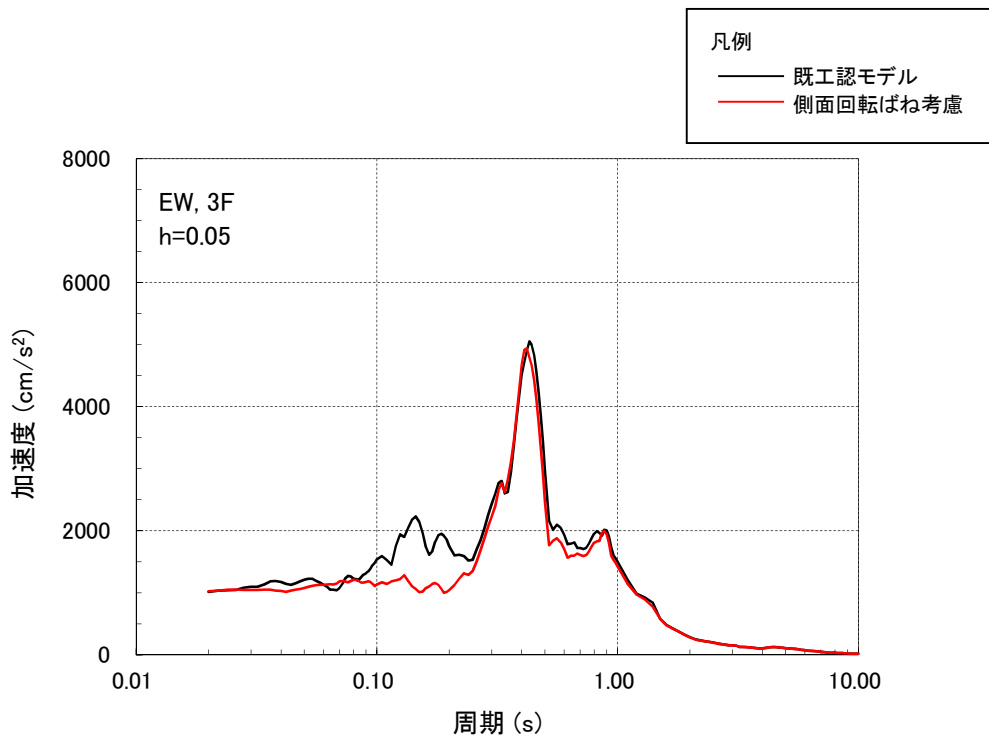
本編では Ss-1NS 方向を代表として側面回転ばねを考慮することの定量的な効果を示したが、ここでは建屋底面の接地率がわずかに Ss-1NS 方向を下回るケースとして Ss-2EW 方向の結果について参考として示す。底面の接地率を第1表、せん断ひずみ及び応答スペクトルを第1図及び第2図に示す。

第1表 側面回転ばねが建屋底面の接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

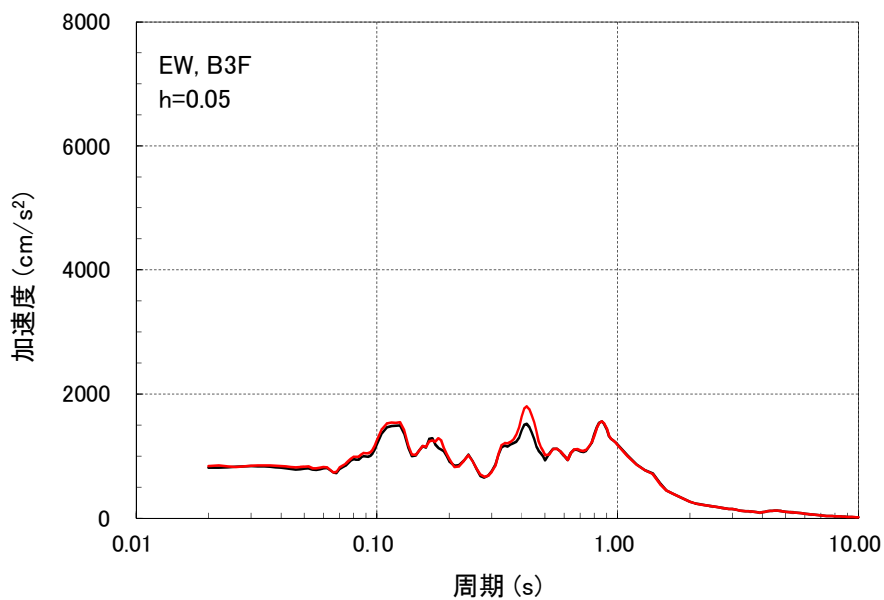
解析ケース	建屋底面の接地率
	EW 方向
既工認モデル	49.9%(Ss-2)
側面回転ばね考慮	67.0%(Ss-2)



第1図 側面回転ばねを考慮することが応答せん断ひずみに与える影響 (Ss-2, EW 方向)
(7号炉原子炉建屋での試算例)



(a) (3階, Ss-2, EW方向)



(b) (基礎版上, Ss-2, EW方向)

第2図 側面回転ばねが床応答スペクトルに与える影響
 (7号炉原子炉建屋での試算例)

参考資料 2 埋め込み SR モデルにおける側面回転ばねの影響検討

1. はじめに

本資料では、6号炉原子炉建屋を代表として埋め込み SR モデルでの側面回転ばねの建屋応答への影響検討について参考として示す。

解析は、側面回転地盤ばねを 100%考慮した場合、50%考慮した場合、無視 (0%) した場合の Ss-1 に対する NS 方向及び EW 方向で実施する。

2. 解析結果

2.1 地震応答解析結果

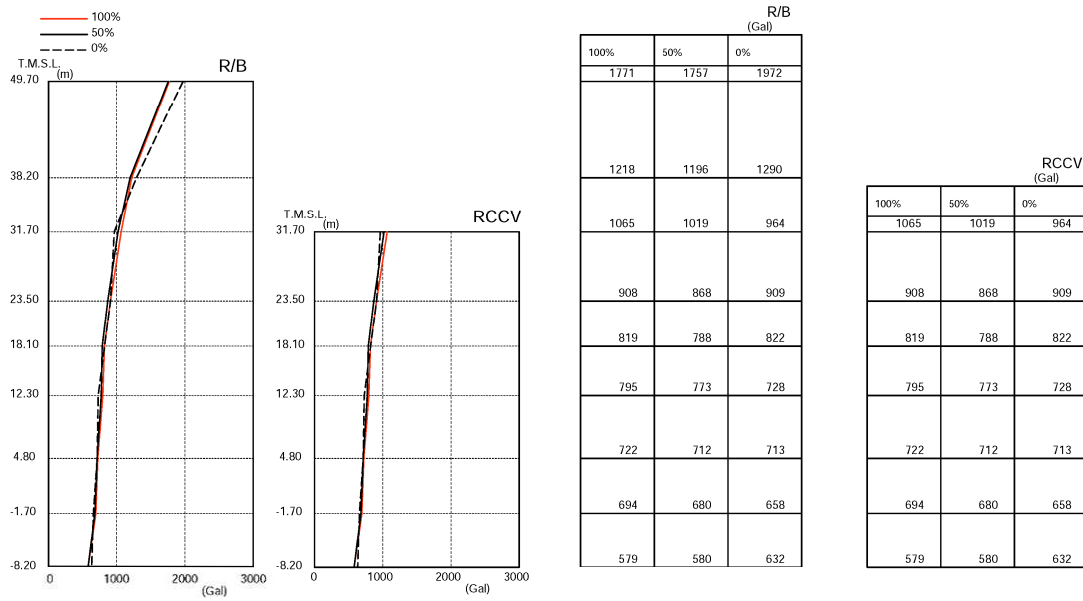
第 1 表に接地率の比較を示す。

第 1 図～第 8 図に、最大応答値を比較して示す。

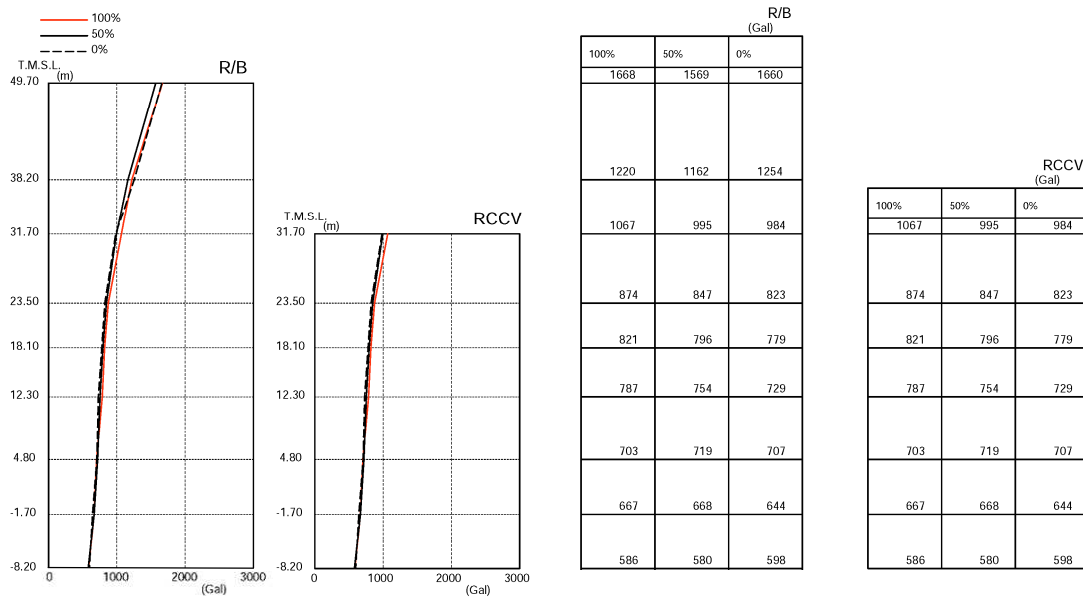
第 9 図及び第 10 図に、基礎版上、1 階床、3 階床位置の加速度応答スペクトル (h=5%及び h=1%) を比較して示す。

第 1 表 接地率の比較

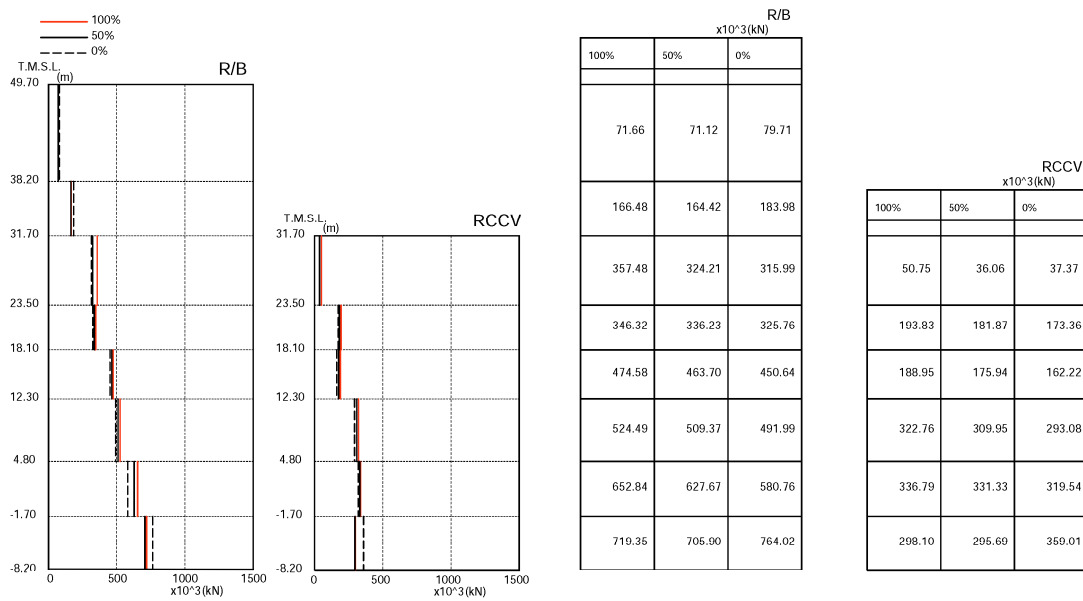
解析ケース	接地率 (%)	
	NS 方向	EW 方向
側面回転ばね 100%	68.2	68.8
側面回転ばね 50%	64.6	65.4
側面回転ばね 0%	50.9	52.0



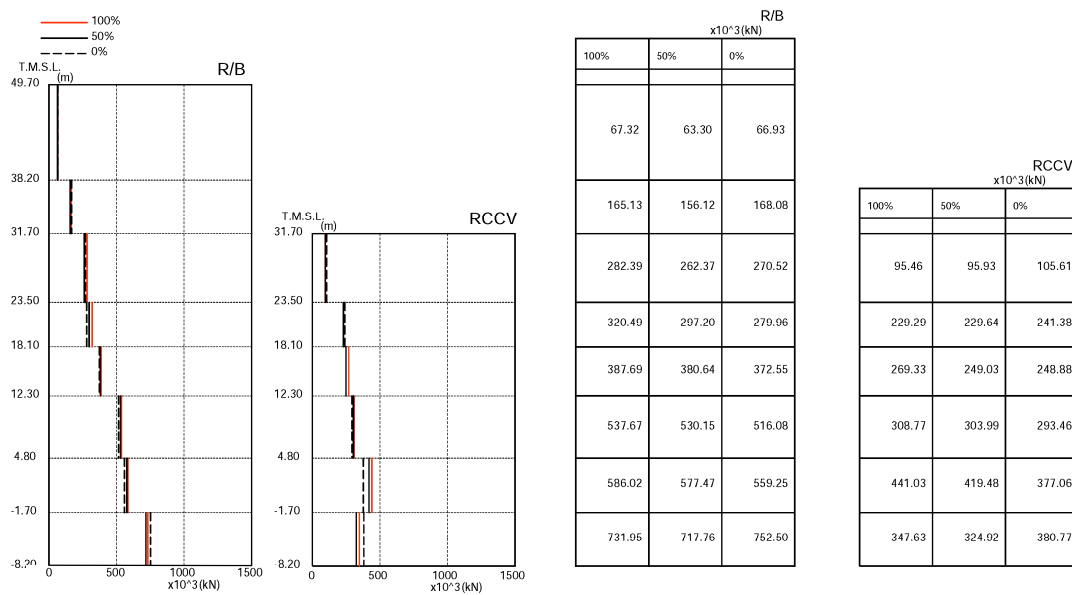
第 1 図 最大応答加速度(6号炉原子炉建屋、NS方向、Ss-1)



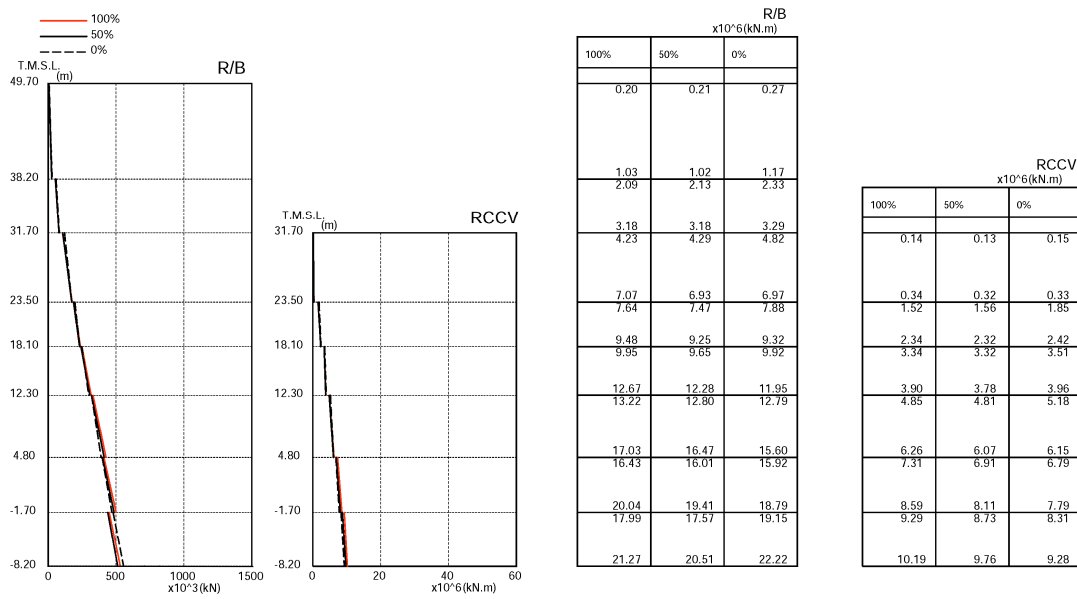
第 2 図 最大応答加速度(6号炉原子炉建屋、EW方向、Ss-1)



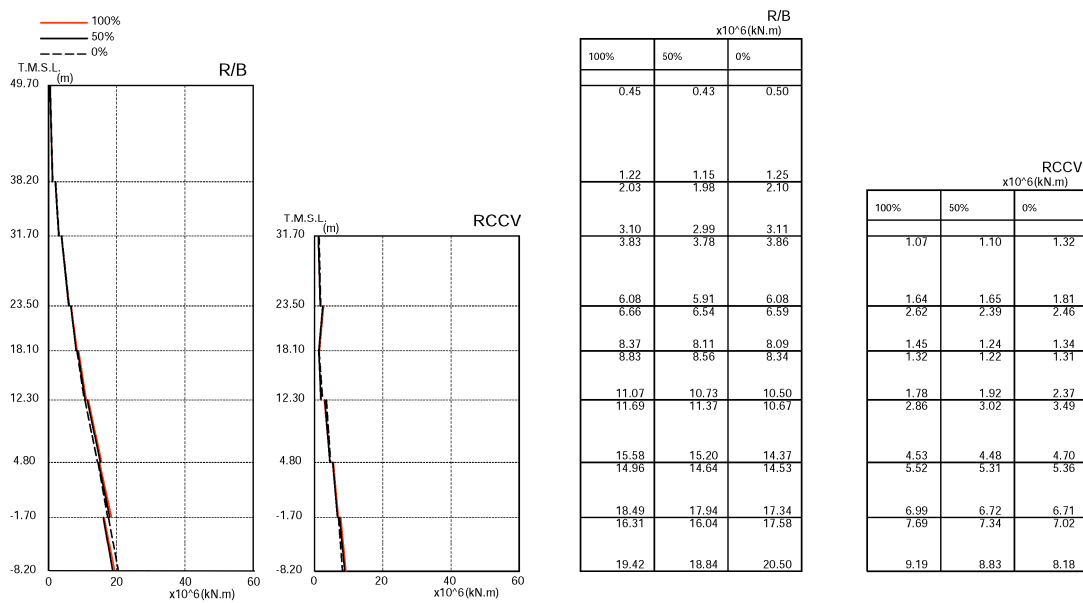
第3図 最大応答せん断力(6号炉原子炉建屋、NS方向、Ss-1)



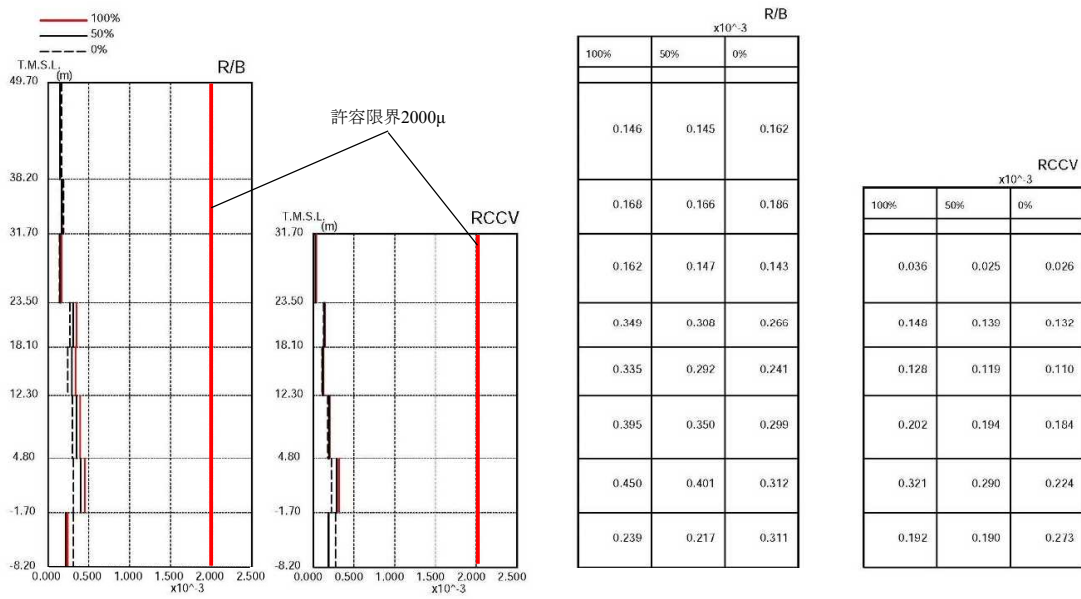
第4図 最大応答せん断力(6号炉原子炉建屋、EW方向、Ss-1)



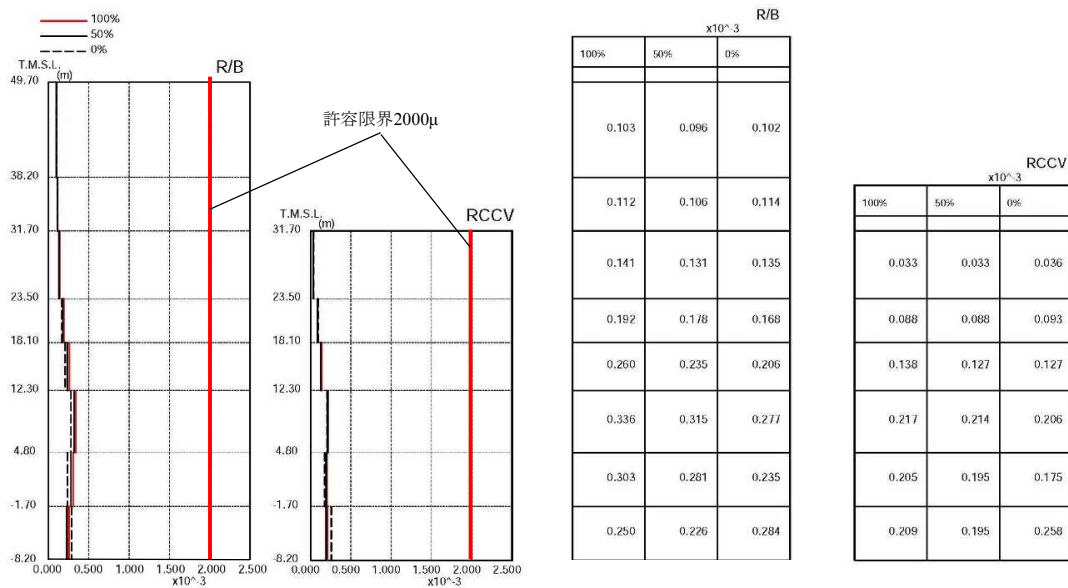
第5図 最大応答曲げモーメント(6号炉原子炉建屋、NS方向、Ss-1)



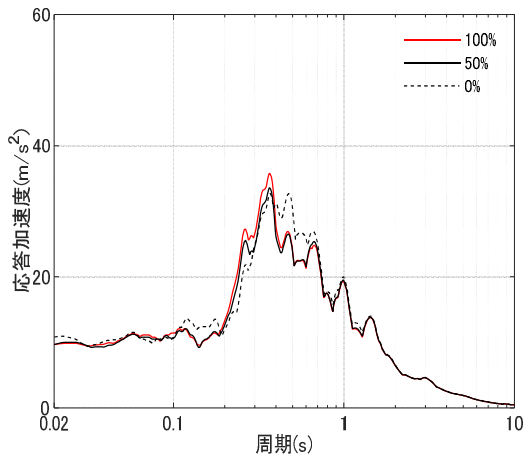
第6図 最大応答曲げモーメント(6号炉原子炉建屋、EW方向、Ss-1)



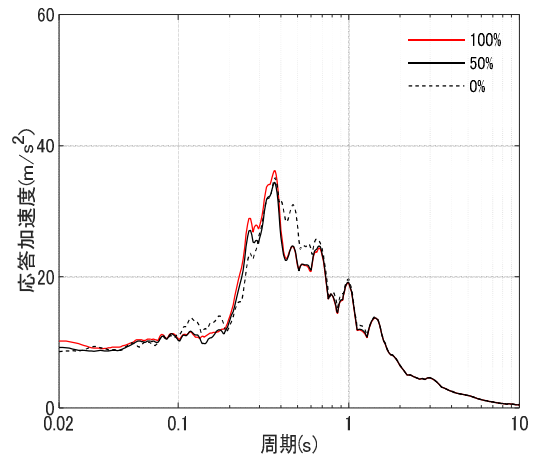
第7図 最大応答せん断ひずみ(6号炉原子炉建屋、NS方向、Ss-1)



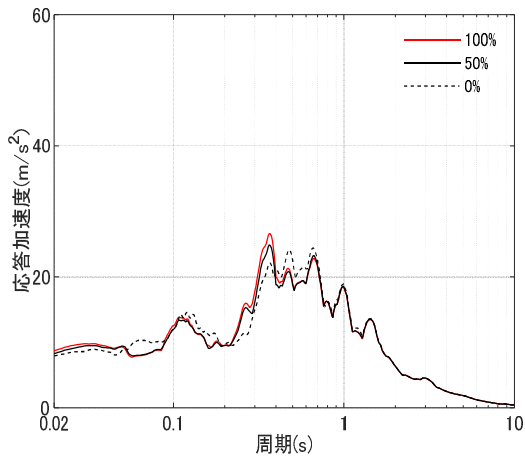
第8図 最大応答せん断ひずみ(6号炉原子炉建屋、EW方向、Ss-1)



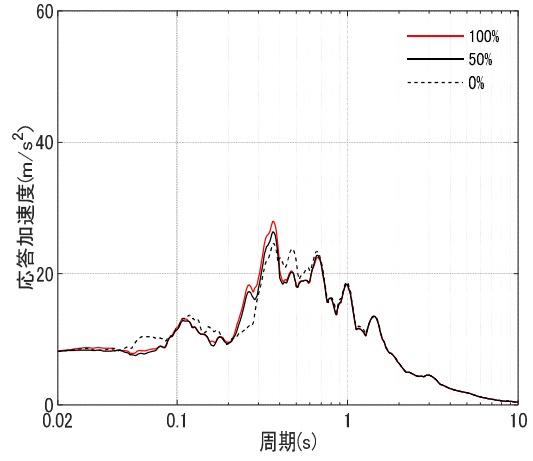
3階 : T. M. S. L. +23.50m



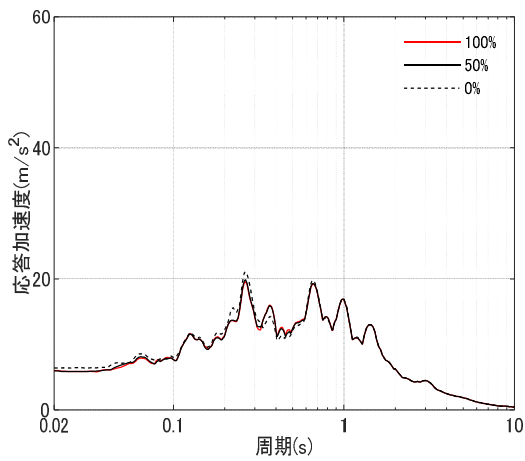
3階 : T. M. S. L. +23.50m



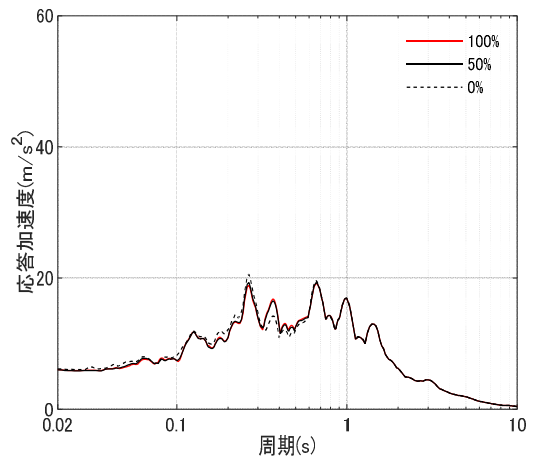
1階 : T. M. S. L. +12.30m



1階 : T. M. S. L. +12.30m

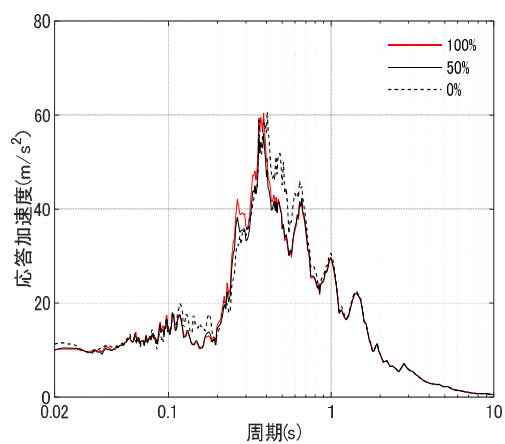


基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m
NS 方向

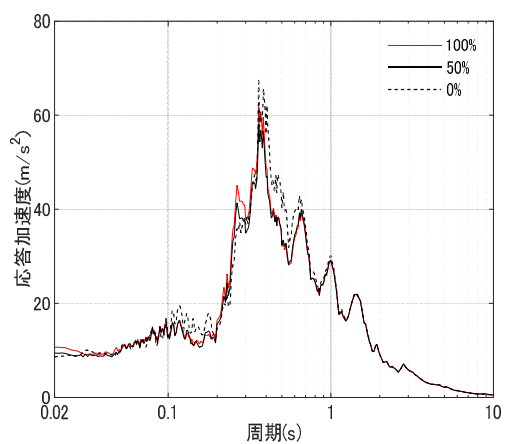


基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m
EW 方向

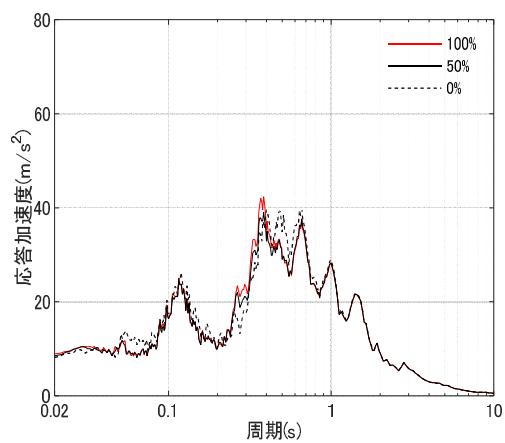
第9図 加速度応答スペクトル(6号炉原子炉建屋、h=5%)



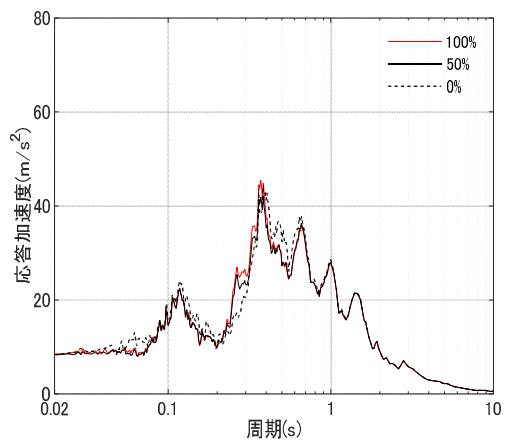
3階 : T. M. S. L. +23.50m



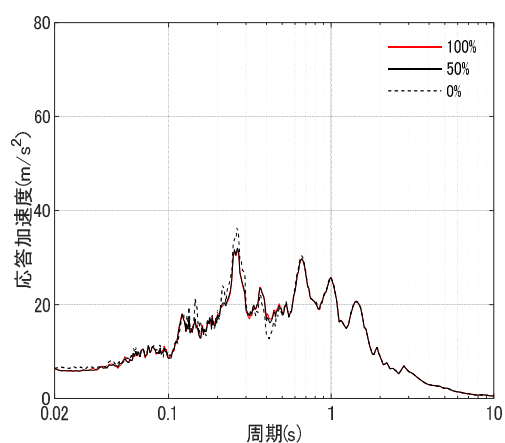
3階 : T. M. S. L. +23.50m



1階 : T. M. S. L. +12.30m

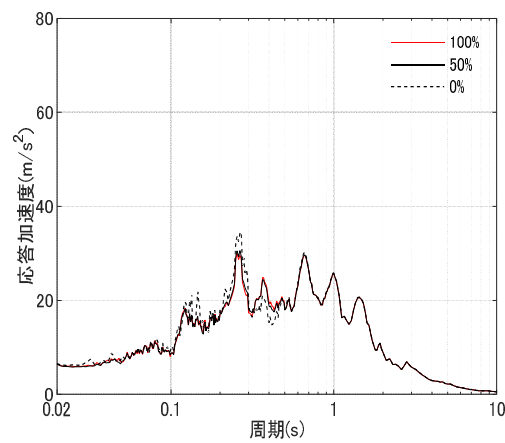


1階 : T. M. S. L. +12.30m



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

NS 方向



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

EW 方向

第 10 図 加速度応答スペクトル(6号炉原子炉建屋、h=1%)

原子炉本体基礎の復元力特性について

目次

- 1 はじめに
- 2 RPV ペDESTALの設計概要
 - (1) RPV ペDESTALの構造
 - (2) RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点
 - (3) 地震応答解析
 - (4) RPV ペDESTALの構造強度評価
- 3 詳細化の目的と効果
 - 3.1 詳細化の目的
 - 3.2 詳細化の効果
- 4 詳細化の検討方針
 - (1) 概要
 - (2) 今回工認の検討範囲
 - (3) スケルトンカーブの評価方針
 - (4) 妥当性確認が必要な評価上の仮定
 - (5) 妥当性の確認方針
- 5 復元力特性の設定方法
 - 5.1 SC 規程を参考にした設定方針
 - (1) SC 規程を参考にした設定方針
 - (2) SC 規程を参考にした RPV ペDESTALの復元力特性の検討手順
 - 5.2 RPV ペDESTALの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項
 - 5.3 スケルトンカーブの設定方法
 - (1) 地震応答解析における RPV ペDESTALのモデル化
 - (2) 曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法
 - (3) せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法
 - 5.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性
 - (1) 妥当性の確認対象
 - (2) 確認方法
 - (3) 確認結果
- 6 スケルトンカーブの作成
- 7 履歴特性の設定
 - (1) 検討目的
 - (2) 検討方法
 - (3) 検討ケース
 - (4) 検討結果

8 まとめ

9 参考文献

添付資料-1：RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い

添付資料-2：地震応答解析モデルにおけるRPV ペDESTALの減衰定数

添付資料-3：SC 規程を参考にしたRPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程

添付資料-4：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく試験体の荷重変位特性の作成方法

添付資料-5：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

添付資料-6：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法

添付資料-7：コンクリートせん断ひび割れ後のRPV ペDESTALの支持性能

添付資料-8：RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価

添付資料-9：スケルトンカーブの近似方法

添付資料-10：RPV ペDESTAL復元力特性の折線近似の影響検討

添付資料-11：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

参考資料-1：隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

参考資料-2：圧縮ストラット角度の変化による地震荷重への影響

1 はじめに

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉本体基礎（以下、「RPV ペDESTAL」という）は、鋼板とコンクリートで構成されており、構造強度上は、鋼板によって地震等の荷重に耐える鋼構造として設計している。コンクリートは放射線の遮蔽を目的として内部に充填しており、構造強度部材として期待していない。

一方で、地震時の振動特性を考慮するとコンクリートは無視できないものであり、RPV ペDESTALの地震応答解析モデルとしては、コンクリートの剛性及び重量もモデルに取り込んでいる。

地震応答解析は、原子炉建屋と RPV ペDESTALを連成させて行っている。6 号及び 7 号炉の建設時工認（以下、「既工認」という）で用いた基準地震動のレベルは小さく、地震応答は概ね弾性領域に入っていたことから、原子炉建屋及び RPV ペDESTALともに剛性一定の線形仮定としていた。

しかしながら、今回工認では基準地震動のレベルが増大し、地震応答が弾性領域を超えることから、原子炉建屋の地震応答解析モデルは、適正な地震応答に基づく評価を行うためコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用することとしている。

そのため、仮に RPV ペDESTALを既工認のまま線形仮定として地震応答解析を実施すると、本来は RPV ペDESTALも原子炉建屋と同様に剛性が変化するものであるが、計算上は剛性一定として扱うことになるため、連成させている原子炉建屋と RPV ペDESTALの荷重分担のバランスが実態と大きく異なることとなる。

従って、より現実に近い適正な地震応答解析を実施する観点から、原子炉建屋と連成させる RPV ペDESTALについても原子炉建屋と同様に、従来の既工認で用いていた線形解析モデルを詳細化した非線形解析モデルを導入することとする。

非線形解析モデルの評価は、鉄筋コンクリートの評価手法として実績のある手法に加え、鋼板とコンクリートの複合構造としての特徴に留意した既往の知見を参考にして行い、実物の RPV ペDESTALを模擬した試験体による加力試験結果を用いてその妥当性を確認するものとする。

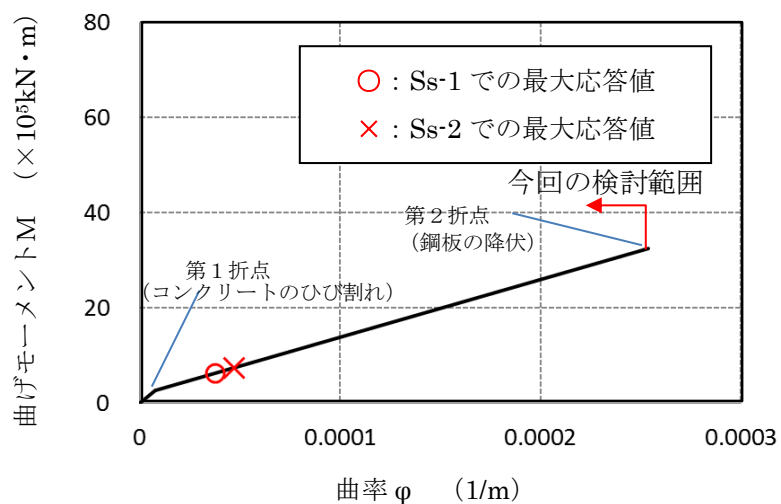
構造強度設計は、今回工認においても既工認と同様に、鋼板のみで地震等の荷重に耐える設計とする。なお、基準地震動 S_s による RPV ペDESTALの応答は鋼板の降伏点に対して大きな余裕を有する範囲にとどまる。

また、6 号及び 7 号炉の RPV ペDESTALの構造上の特徴は同一であることから、本手法を両号炉の地震応答解析に適用する。

第 1-1 表 RPV ペDESTALの耐震設計に関する 6 号及び 7 号炉の既工認と今回工認の比較

	6 号及び 7 号炉の既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成しモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートをともに考慮	同左
	線形解析	非線形解析*
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

※コンクリートひび割れ後の剛性低下を考慮（鋼板は降伏に至らない範囲で設定。）



第 1-1 図 今回工認の基準地震動 Ss に対する RPV ペDESTALの地震応答の例

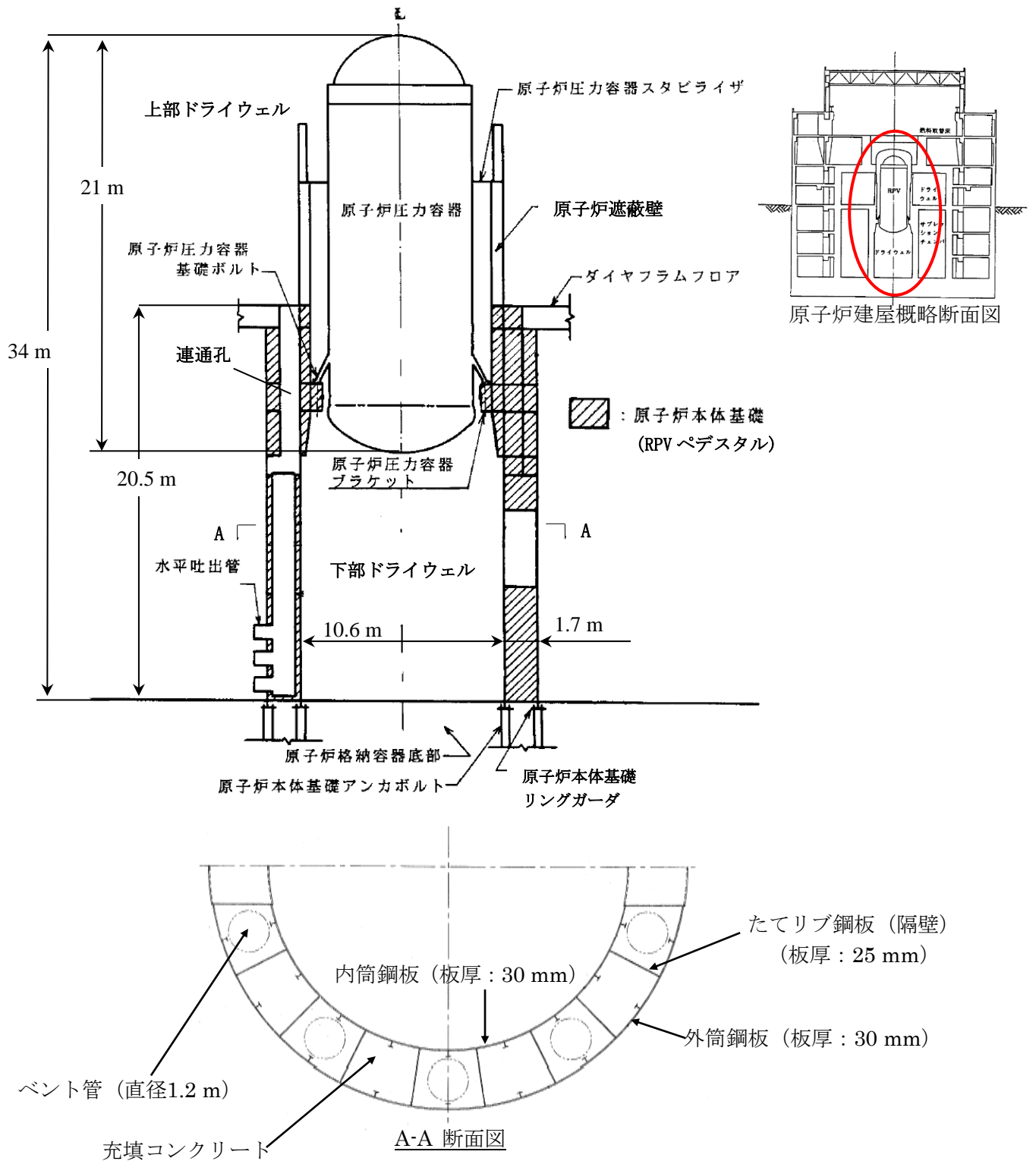
2 RPV ペデスタルの設計概要

(1) RPV ペデスタルの構造

RPV ペデスタルは、原子炉圧力容器を支持する他、原子炉遮蔽壁、ダイヤフラムフロアを支持する円筒状の構造物である。(RPV ペデスタルの概略図は第 2.1-1 図参照)

RPV ペデスタルの構造は、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状のたてリブ鋼板(隔壁)、及び原子炉圧力容器ブラケットの支持部である水平配置の鋼板で構成され、内部にコンクリートを充填している※。RPV ペデスタル内には、上部ドライウェルと下部ドライウェルを連絡する連通孔を設けており、ベント管を内蔵している。

※RPV ペデスタルは当社 BWR プラントの初期では鉄筋コンクリート構造としていたが、柏崎刈羽原子力発電所においては施工性改善の観点から、内外の円筒鋼板の間にコンクリートを充填した構造を採用している。



第 2.1-1 図 RPV ペデスタル概略図

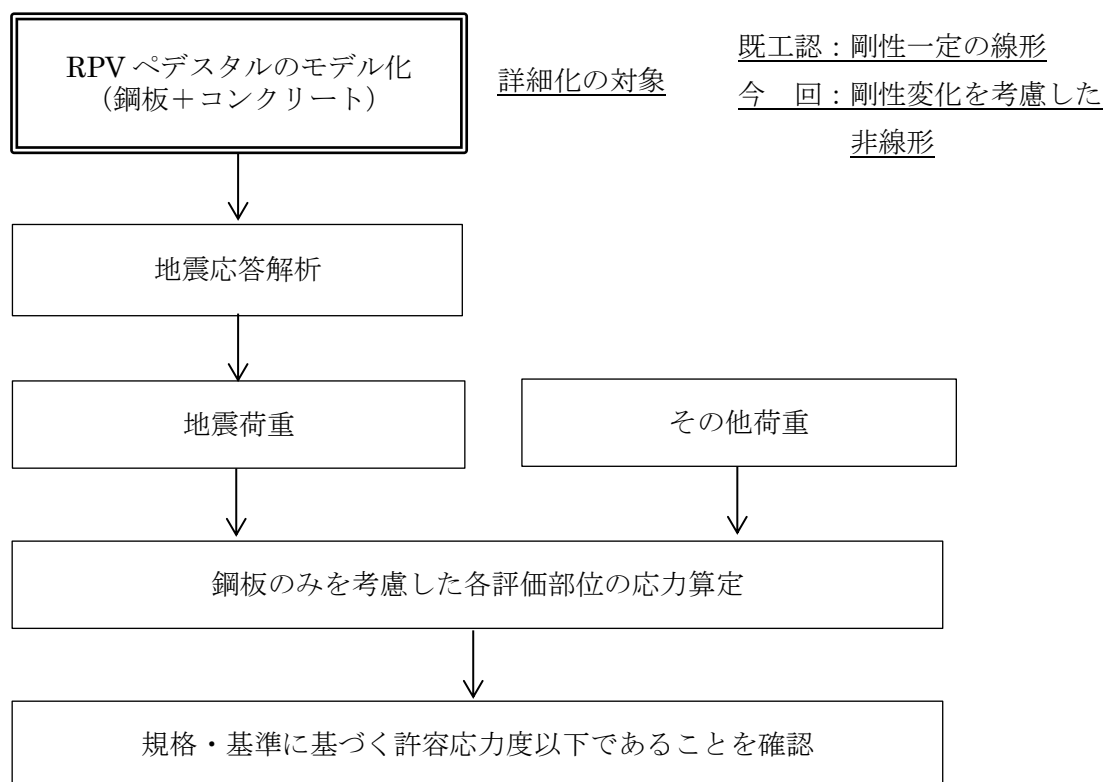
(2) RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点

RPV ペDESTALに作用する地震力は、原子炉建屋内の原子炉压力容器、原子炉遮蔽壁、RPV ペDESTAL等の大型機器・構築物と原子炉建屋を連成させた地震応答解析モデルを用いて算定している。

地震時の振動特性を考慮すると RPV ペDESTALの鋼板内に充填したコンクリートは無視できないものであることから、RPV ペDESTALの地震応答解析モデルとしては鋼板に加えコンクリートの剛性及び重量もモデルに取り込んでいる。

既工認では RPV ペDESTALを剛性一定としてモデル化していたが、今回工認ではコンクリートひび割れによる剛性変化を考慮し、より詳細なモデル化を行う。

構造強度評価では、地震力及びその他の荷重に対して鋼板内部に充填されたコンクリートの強度には期待せず、鋼板のみで概ね弾性状態で耐えるような設計とし、既工認からの変更はない。(第 2.1-2 図)

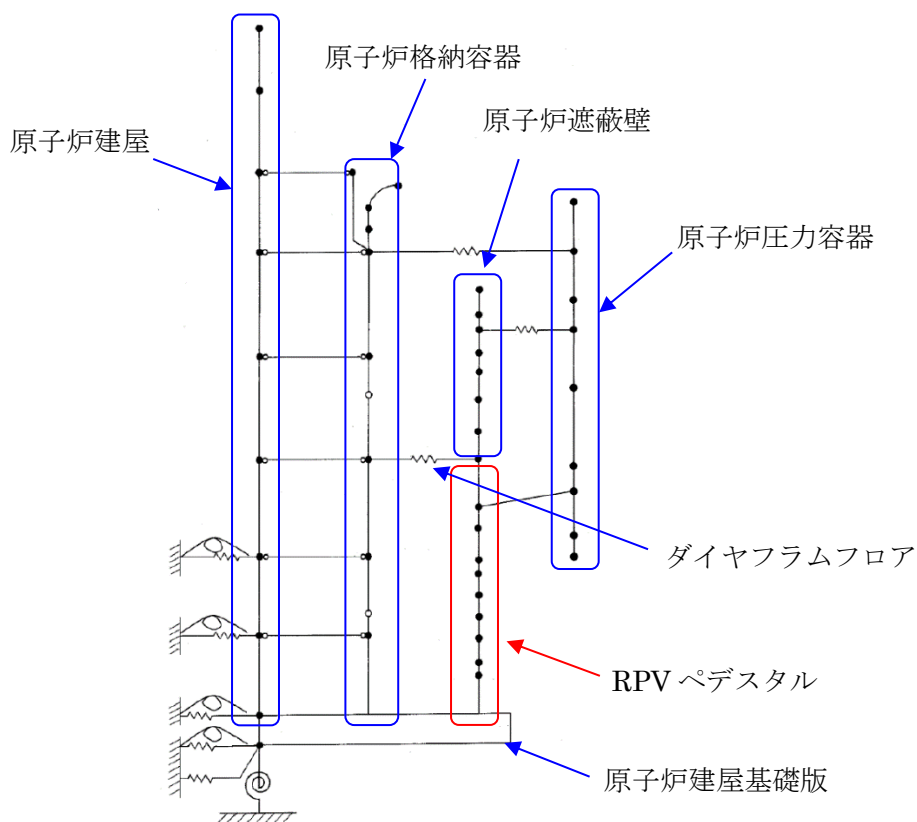


第 2.1-2 図 RPV ペDESTALの設計フロー

(3) 地震応答解析

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルは、原子炉建屋基礎版やダイヤフラムフロアを介して原子炉建屋から地震の入力があることを考慮して、建屋と RPV ペDESTALを連成させている。(第 2.1-3 図)

このモデルを用いた地震応答解析により RPV ペDESTALに生じる地震荷重を算出する。

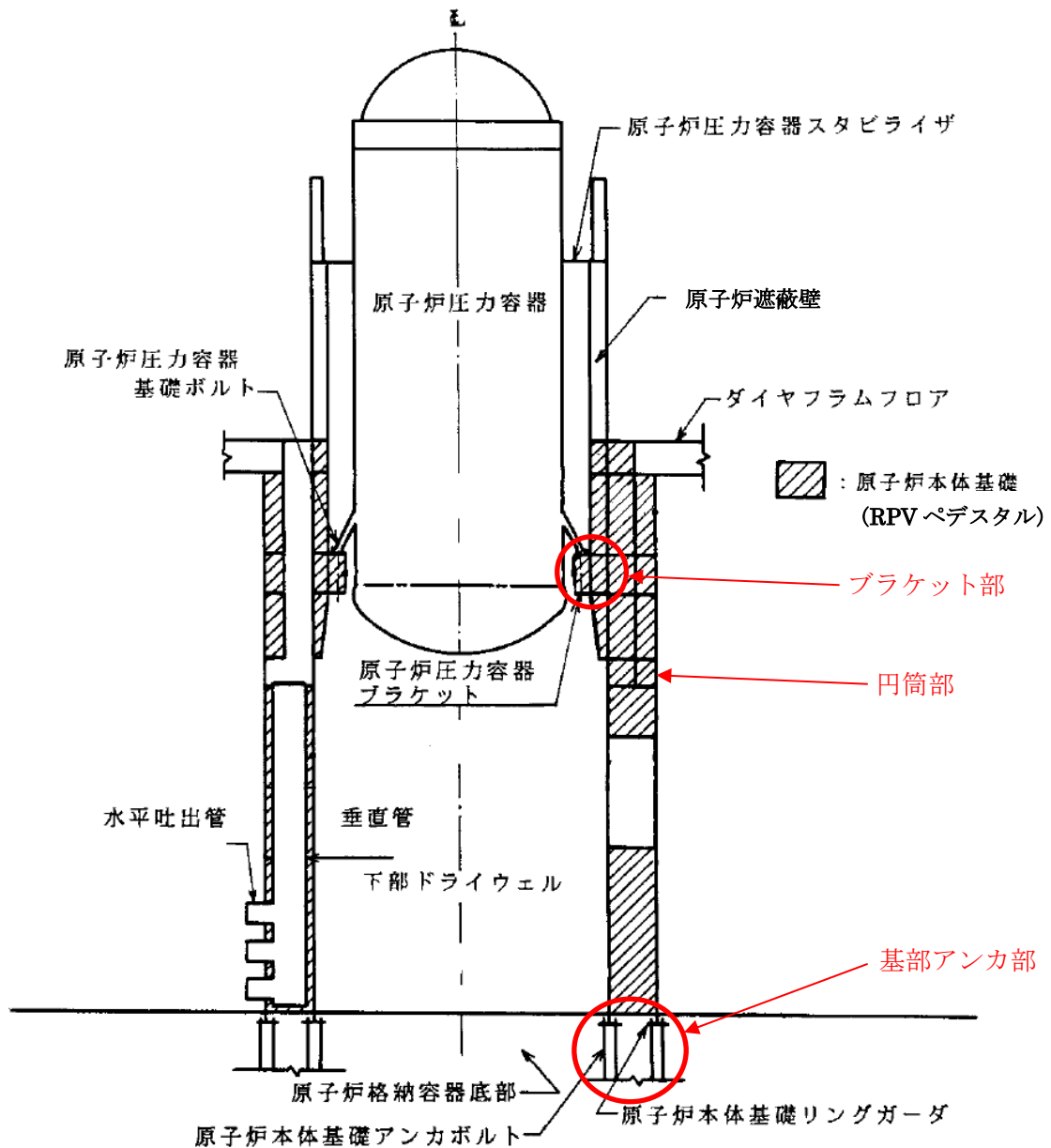


第 2.1-3 図 地震応答解析モデルの例

(4) RPV ペDESTALの構造強度評価

RPV ペDESTALの構造強度評価は、(3)で述べた地震応答解析により得られた地震荷重を用いて行っており、評価部位は円筒部、ブラケット部及び基部アンカ部である。(第 2.1-4 図)

このうち、円筒部とブラケット部については、鋼構造設計規準に準拠し鋼板のみで概ね弾性状態で耐えるように設計する。アンカ部は他プラントの工認で認可実績のある許容値により定着部コンクリート及びアンカボルト等が許容値を満足することを確認する。



第 2.1-4 図 RPV ペDESTALの構造強度評価部位

3 詳細化の目的と効果

3.1 詳細化の目的

既工認では地震動レベルが小さく、地震応答は概ね弾性領域と考えられたことから、原子炉建屋及び RPV ペデスタルともに剛性一定の線形仮定としていた。

今回工認では既工認に比べ地震動レベルが増大していることから、原子炉建屋の地震応答解析モデルに他プラントの工認で認可実績のある非線形解析モデルを採用する予定である。

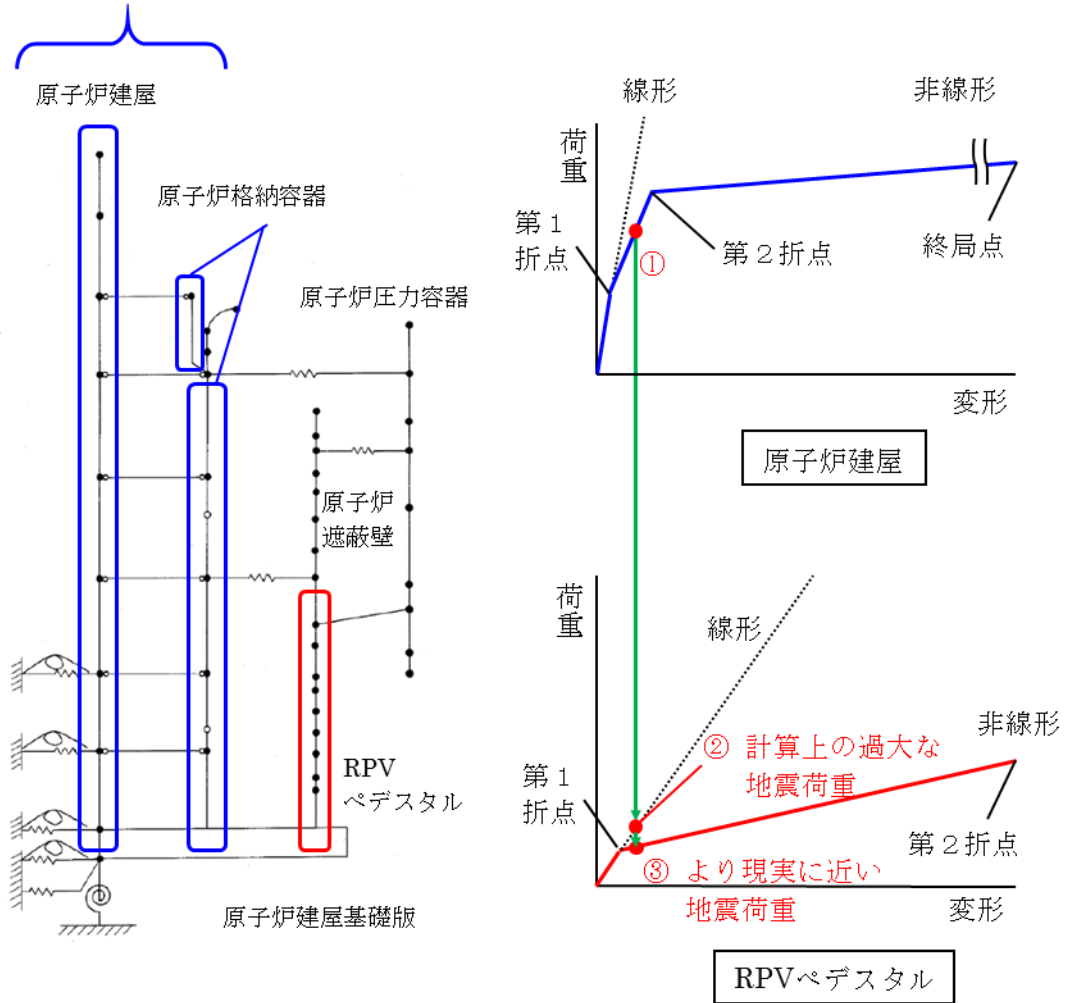
RPV ペデスタルを既工認のまま変更せず線形とする場合、原子炉建屋がコンクリートのひび割れ点である第 1 折点を超え剛性低下した際（第 3.1-1 図中の①）に、原子炉建屋と並列ばねを構成する RPV ペデスタルが過大な地震荷重を計算上受け持つこととなり、原子炉建屋と RPV ペデスタルの荷重分担のバランスが実態と大きく異なることとなる。（第 3.1-1 図中の②）

このように原子炉建屋を非線形、RPV ペデスタルを線形とした実態と大きく異なる条件を設計に取り入れることは、プラントの安全性向上に資するものとはならないと考えられる。

従って、より現実に近い詳細化した地震応答解析モデルを用いて、プラント全体の安全性向上を適切に行うことを目的として、RPV ペデスタルに対しても原子炉建屋と同様にコンクリートの剛性変化を考慮した復元力特性を導入する。（第 3.1-1 図中の③）

なお、剛性変化の要因となるコンクリートのひび割れは、コンクリートの一部に微細なひび割れが発生する程度であり、遮蔽性能に影響を与えるものではない。

原子炉建屋モデルの範囲



第1折点：コンクリートのひび割れ点
 第2折点：鋼板の降伏点

第3.1-1図 地震力の増大に伴うRPVペデスタルの応答増加の概念図

3.2 詳細化の効果

RPV ペデスタルにコンクリートの剛性低下を考慮した復元力特性を導入することで、より現実に近い地震荷重を計算でき、原子炉建屋の地震荷重分担割合が増加し、RPV ペデスタル荷重分担が減少した。(第 3.2-1 表)

この地震荷重を用いて、既工認で許容値に対する裕度が最も小さいアンカボルトのコンクリート定着部の構造強度評価を実施する場合、発生値が大きく低減する見通しである。(第 3.2-2 表)

第 3.2-1 表 原子炉建屋と RPV ペデスタルの荷重分担の比較

モデル化方法	原子炉建屋 ^{※1} ：非線形 RPV ペデスタル： <u>線形</u>		原子炉建屋 ^{※1} ：非線形 RPV ペデスタル： <u>非線形</u> (今回工認)	
地震動	基準地震動 Ss		基準地震動 Ss	
部位	原子炉建屋 (原子炉格納容器 部の荷重を含む)	RPV ペデスタル	原子炉建屋 (原子炉格納容器 部の荷重を含む)	RPV ペデスタル
モーメント [×10 ³ kN・m]	28,400	2,000	28,900	1,270
モーメントの 分担割合 ^{※2}	93.4 %	<u>6.6 %</u>	95.8 %	<u>4.2 %</u>
せん断力 [×10 ³ kN]	993	101	1,010	65
せん断力の 分担割合 ^{※2}	90.8 %	<u>9.2 %</u>	93.9 %	<u>6.1 %</u>

(7号炉の例、暫定値)

※1：原子炉建屋の地震応答解析モデルは、既工認と同様にコンクリート強度は設計基準強度とし、補助壁は剛性の算定に含めていない。

※2：原子炉建屋と RPV ペデスタルの合計を 100%とした場合の荷重の割合

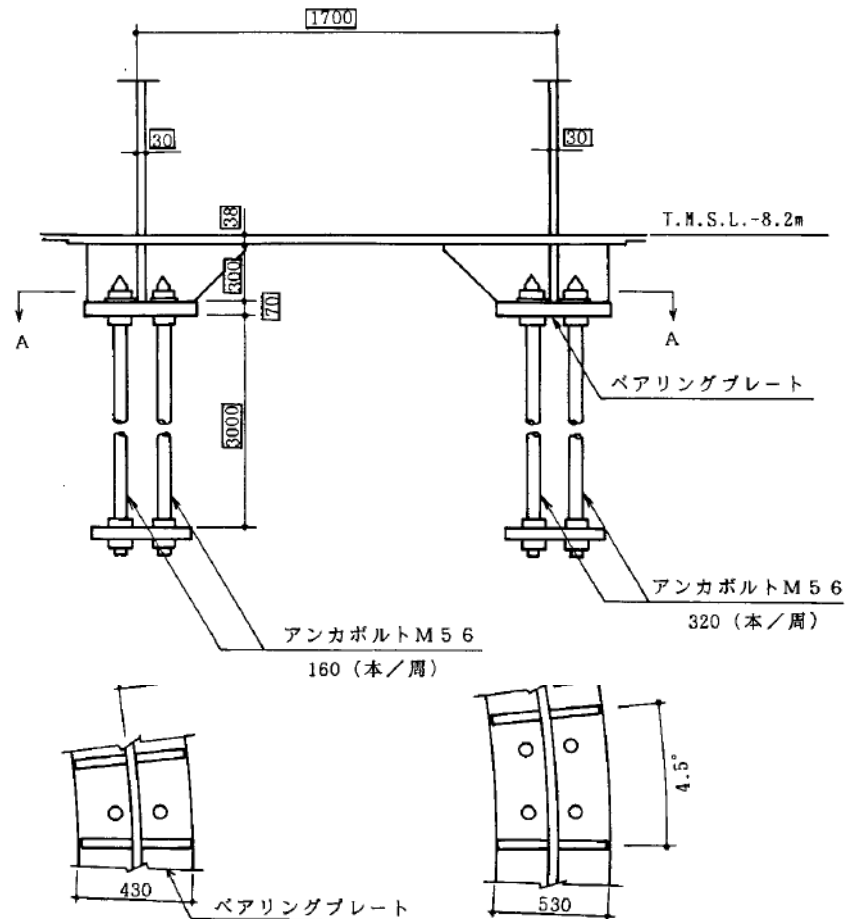
第 3.2-2 表 基準地震動 Ss に対するアンカボルトの評価結果

評価部位	評価項目	モデル化方法	発生値 [kN/4.5°] ^{※2}	許容値 ^{※1} [kN/4.5°] ^{※2}
コンクリート 定着部	シアコーン 強度	原子炉建屋：非線形 RPV ペデスタル： <u>線形</u>	7,389	5,907
		原子炉建屋：非線形 RPV ペデスタル： <u>非線形</u>	4,862	5,907

(7号炉の例, 暫定値)

※1 : 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版に規定されるコンクリート定着部の許容応力状態IV_{AS}に該当する許容値

※2 : アンカボルトは全周 360° のベアリングプレートに, 内側 160 本, 外側 320 本配置されており, 最小ユニットである内側 2 本, 外側 4 本に該当する角度が 4.5° となる。ここでは, 4.5° あたりの引き抜き力を評価している。



第 3.2-1 図 RPV ペデスタルのアンカ部構造

4 詳細化の検討方針

(1) 概要

詳細化の検討は、RPV ペDESTALの地震応答解析における復元力特性を非線形とすることのみ行い、復元力特性の設定以外の項目については、既工認と同様の考え方にに基づき評価を行う。(第 4-1 表)

第 4-1 表 RPV ペDESTALの耐震設計に関する既工認と今回工認の比較

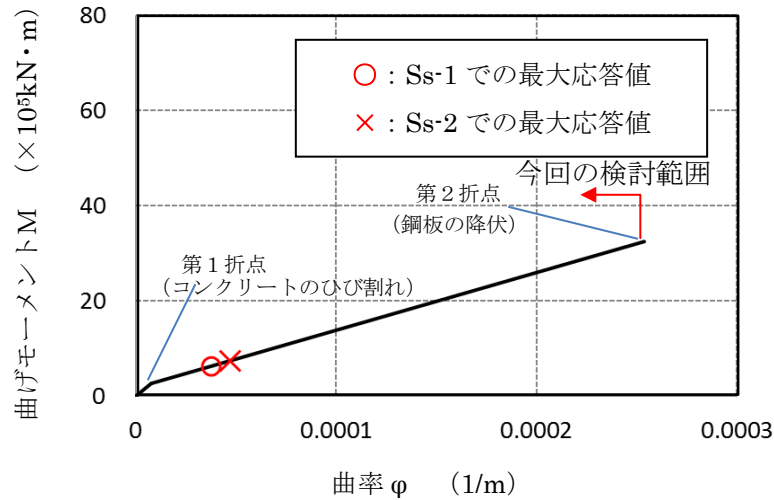
	既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成しモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートをともに考慮	同左
	線形解析	非線形解析 *
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

※コンクリートひび割れ後の剛性低下を考慮（鋼板は降伏に至らない範囲で設定。）

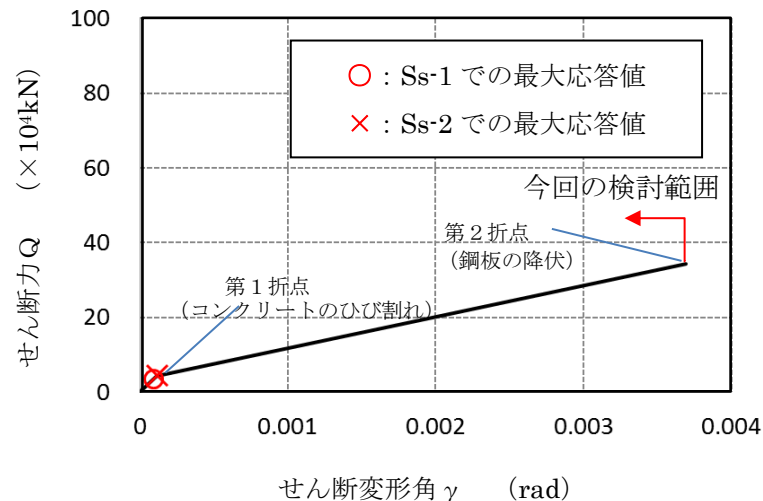
(2) 今回工認の検討範囲

RPV ペデスタルは、構造強度設計上鋼構造であり、概ね弾性状態で耐える設計思想であることから、今回の検討範囲は鋼板の降伏を表す第2折点までとし、第2折点以降の領域は設定しない。

RPV ペデスタルに弾塑性解析モデルを適用する場合、最大の地震荷重はコンクリートのひび割れを表す第1折点を少し超える程度であり、鋼板の降伏を表す第2折点に対しては大きな余裕を有している。



(a) 曲げモーメントー曲率関係



(b) せん断力ーせん断変形角関係

第4-1図 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブの概念図

(3) スケルトンカーブの評価方針

RPV ペデスタルは鋼構造の内部に、放射線遮蔽を目的としたコンクリートを充填した構造であり、地震応答解析においては鉄筋コンクリート構造（以下、「RC 構造」という）と同様にコンクリートと鋼板の複合構造物として直線近似した剛性を用いている。

RPV ペデスタルの非線形特性を考慮した復元力特性の設定は、曲げ及びせん断のそれぞれに対し、コンクリートのひび割れを表す第1折点と鋼板の降伏を表す第2折点を設定することにより行う。

ここでは、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版に規定され、原子力発電所に多く適用されている RC 構造のスケルトンカーブ評価方法を参照しながら、RPV ペデスタルのスケルトンカーブの評価方針を示す。

a. 曲げの第1折点

曲げの第1折点は、コンクリートに曲げひび割れが入ることにより剛性が変化する点であり、RC 構造も RPV ペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC 構造の第1折点は、引張側コンクリートの応力がコンクリート引張強度に至るときのモーメント及び曲率を求めることにより評価している。

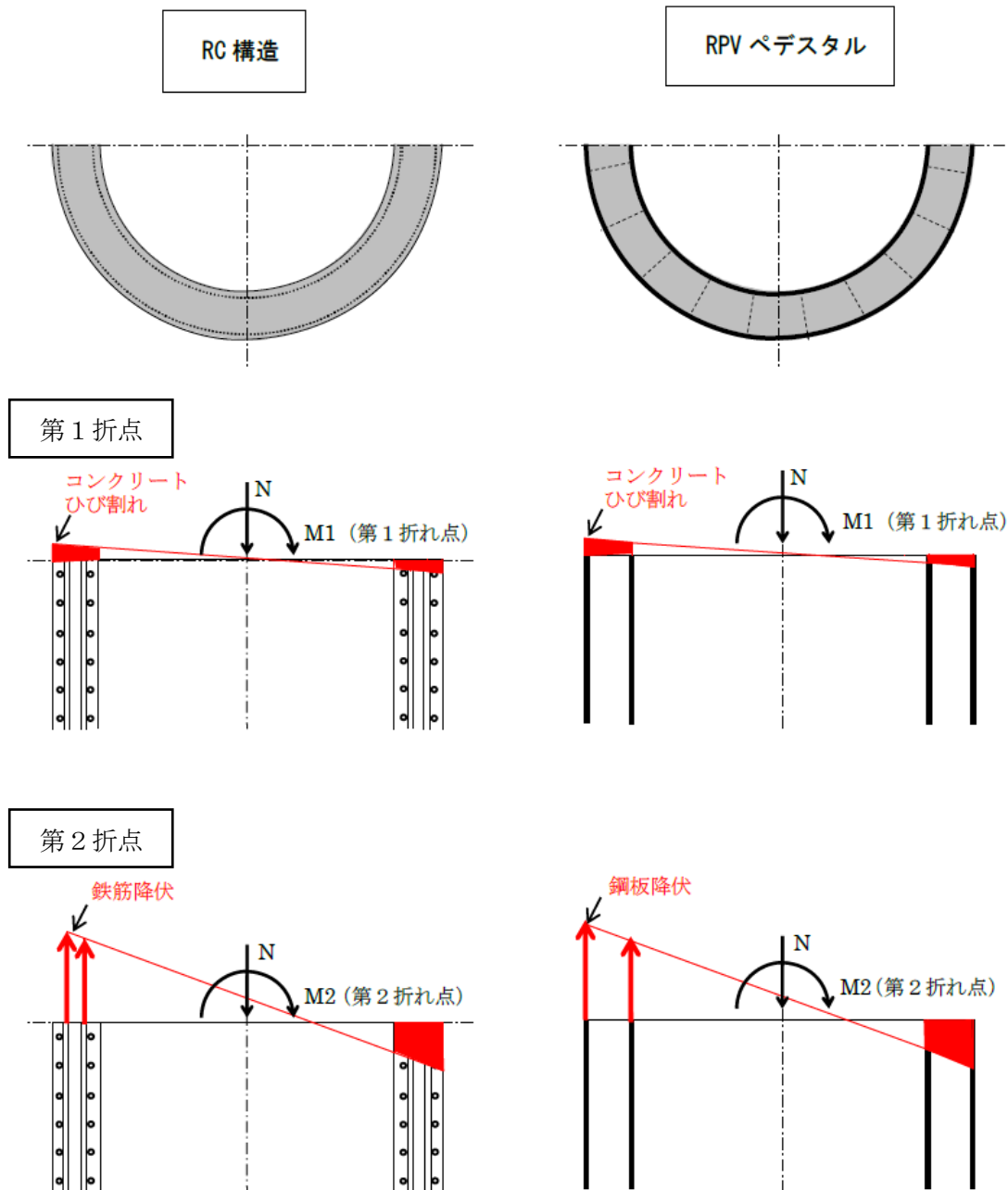
RC 構造の第1折点の評価は、コンクリートと鉄筋の断面性能を用いて算出しているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面性能に応じて計算することが可能である。

b. 曲げの第2折点

曲げの第2折点は、鋼材の降伏により剛性が変化する点であり、RC 構造も RPV ペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC 構造の第2折点は、引張側の鉄筋が降伏に至るときのモーメント及び曲率を求めることにより評価している。

RC 構造の第2折点の評価する際は、コンクリートと鉄筋の断面性能を等価断面に置き換えて評価をしているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面形状に応じて計算することが可能である。



第4-2図 RC構造とRPVペDESTALの曲げに対する抵抗機構

c. せん断の第1折れ点

せん断の第1折点は、コンクリートにせん断ひび割れが入ることにより剛性が変化する点であり、RC構造もRPVペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC構造では、鉄筋がせん断抵抗にほとんど寄与しないため、第1折点はコンクリートのせん断ひび割れ強度にコンクリートの断面積を乗じて評価している。

RPVペデスタルは、鋼板がせん断抵抗に寄与することを踏まえ、コンクリートのせん断ひび割れ強度にコンクリート断面積及び鋼板部の等価断面積（鋼板とコンクリートの剛性比を用いて算出）を乗じることで算出可能である。

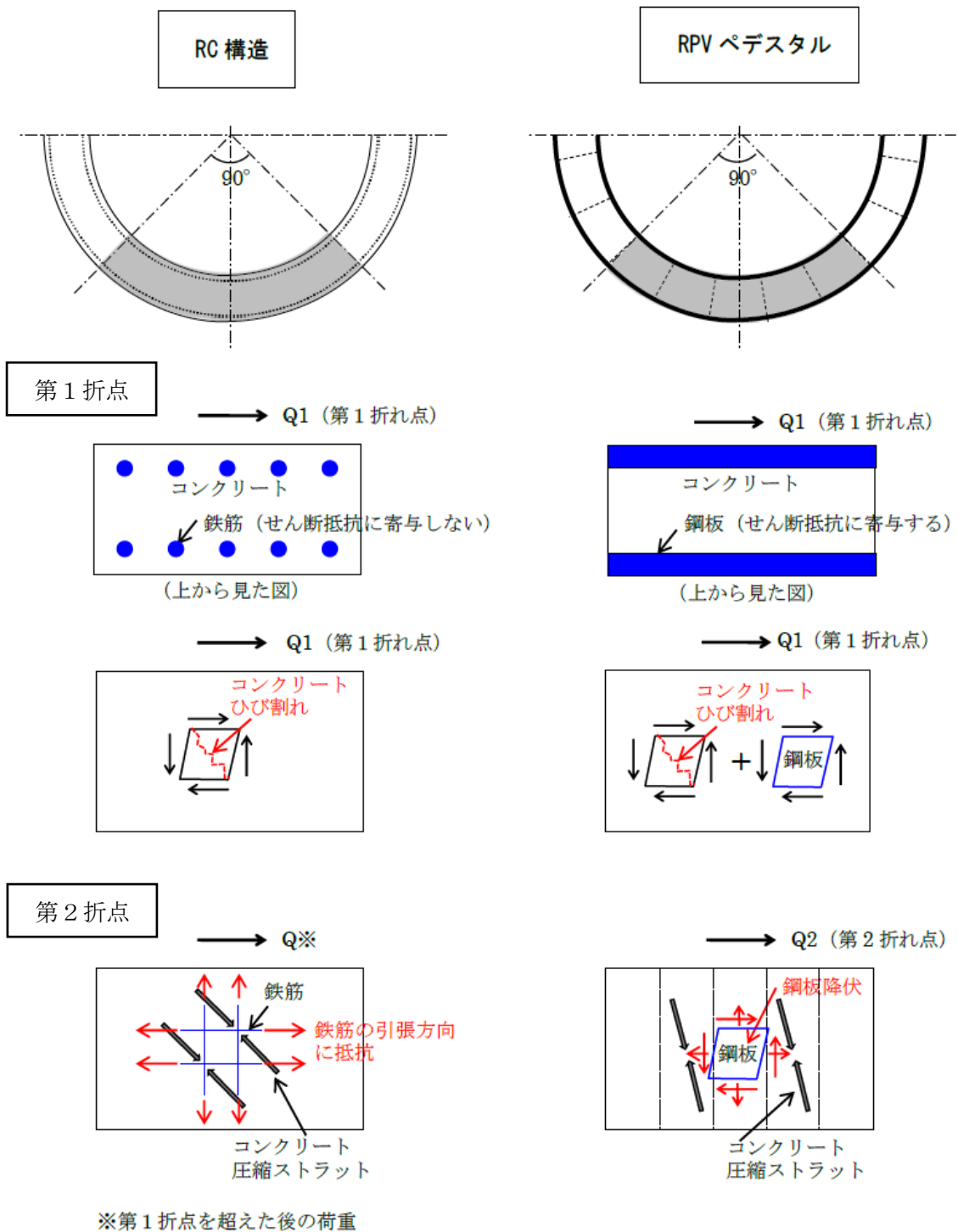
d. せん断の第2折点

RC構造及びRPVペデスタルのコンクリートひび割れ後のせん断力に対する鋼材の抵抗機構は、RC構造が縦横に配置された鉄筋の引張降伏機構であるのに対し、RPVペデスタルは鋼板のせん断引張の組合せ応力による降伏機構であり異なることから、RPVペデスタルのせん断第2折点を評価する際は、RC構造とは別の知見が必要となる。

コンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構については、RC構造物の場合せん断ひび割れ角度を 45° として理論構築されている。

RPVペデスタルについては、構造に応じたひび割れ角度を考慮する必要があり、この角度を仮定することで、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽³⁾に示されたコンクリートひび割れ後の荷重変形関係の理論式で評価可能である。

さらに、RPVペデスタルの構造を模擬した試験体を用いた試験によりその仮定の妥当性を検証することで、RPVペデスタルのせん断第2折点を算出可能である。



第4-3図 RC構造とRPVペDESTALのせん断に対する抵抗機構

以上 a.～c.より、曲げの第1、第2折点及びせん断の第1折点については、RPV ペデスタルは RC 構造と同様の考え方でスケルトンカーブを評価することが可能である。

一方、d.に示したせん断の第2折点については、RC 構造とはコンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構が異なることから、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽³⁾に基づきスケルトンカーブを評価する。

なお、これらの考え方を踏まえた鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関するスケルトンカーブの評価方法が、鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程

(JEAC4618-2009, 以下「SC 規程」という)にまとめられていることから、RPV ペデスタルの非線形挙動を考慮した復元力特性の評価は、便宜上 SC 規程を参考に行うこととする。

第 4-2 表 RC 構造と RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ評価式一覧 (凡例は次ページ)

		RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	RPV ペDESTAL (SC 規程に同様の記載あり)
曲げ	第 1 折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$
せん断	第 1 折点	τ_1 $= \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	鋼板のせん断剛性の寄与分を考慮して同様の考え方で評価が可能 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$ ただし, σ_B は F_c を用いて良い $\gamma_1 = \tau_{cr} / G_c$ $Q_1 = \left(A_c + \left(\frac{G_s}{G_c} \right) \cdot A_s \right) \cdot \tau_{cr}$ 鋼板の面積を考慮
	第 2 折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見 ⁽³⁾ に基づき, コンクリートのせん断ひび割れ角度 θ に応じたせん断ひび割れ後のコンクリート剛性 K_β を求めることで評価が可能 $Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ $K_\alpha = A_s \cdot G_s$ $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$ ここで, C1 及び C2 は寸法とせん断ひび割れ角度 θ から定まる係数である。(詳細は 5.3(3)項参照)

<RC 構造>

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 σ_v : 縦軸応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
 I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)
 $f_t = 0.38\sqrt{F_c}$
: コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
 M_y : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・mm)
 ϕ_y : 引張鉄筋降伏時曲率 (1/mm)
 F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 G : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)

<RPV ペDESTAL>

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
 I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
 Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)
 f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
 ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
 A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
 A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
 G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
 E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
 E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に
0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm²)
 K_α : 鋼板のせん断剛性
 K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
 σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ν_c : コンクリートのポアソン比
 H : コンクリートの高さ (mm)
 t_c : コンクリート板厚 (mm)

(4) 妥当性確認が必要な評価上の仮定

RPV ペデスタルの非線形挙動を考慮した復元力特性の評価の参考とする SC 規程の曲げの第 1, 第 2 折点及びせん断の第 1 折点の評価方法は, 他プラントの工認で認可実績のある RC 構造と同様の考え方に基づいている。

従って, 基本的な評価方法に関する論点は無いと言えるものの, RPV ペデスタルは一般的な壁と比較すると複雑な構造であることから, その構造の特徴を踏まえて設定した以下の仮定について妥当性を確認することとする。

- ・ ベント管による開口に対する評価上の仮定
- ・ 複雑な形状によるコンクリートの不連続部に対する評価上の仮定

また, せん断の第 2 折点の評価方法については, SC 規程の参考文献となっている鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽³⁾に示された理論式を活用する際に設定する, 構造に応じたコンクリートのひび割れ角度に対する評価上の仮定について妥当性を確認することとする。

(5) 妥当性の確認方針

RPV ペデスタルの構造を踏まえ設定したスケルトンカーブ評価上の仮定について, 実機を模擬した試験体でその妥当性を確認する。

5. 復元力特性の設定方法

5.1 SC 規程を参考にした設定方針

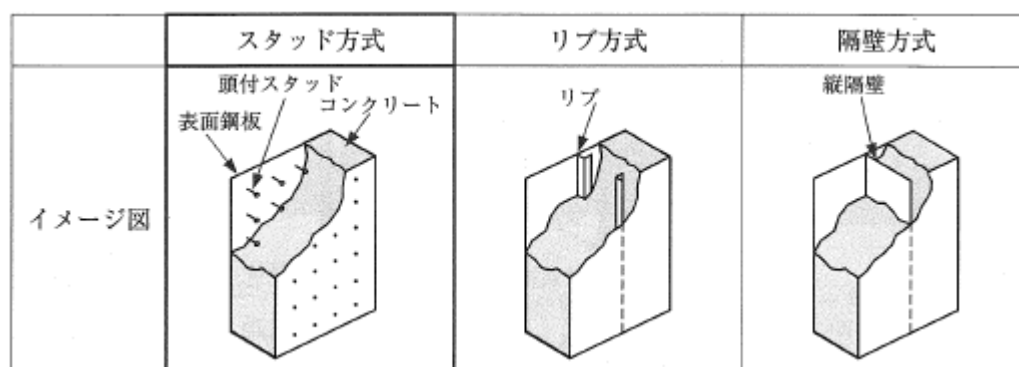
(1) SC 規程を参考にした設定方針

RPV ペデスタルは、鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造であり、隔壁方式の鋼板コンクリート構造（以下、「SC 構造」という）に近い構造物である。

今回工認で採用する RPV ペデスタルの非線形特性を考慮した復元力特性は、SC 構造の耐震設計に関する民間規格である SC 規程に定められた復元力特性の評価方法を参考にすることにより設定する。

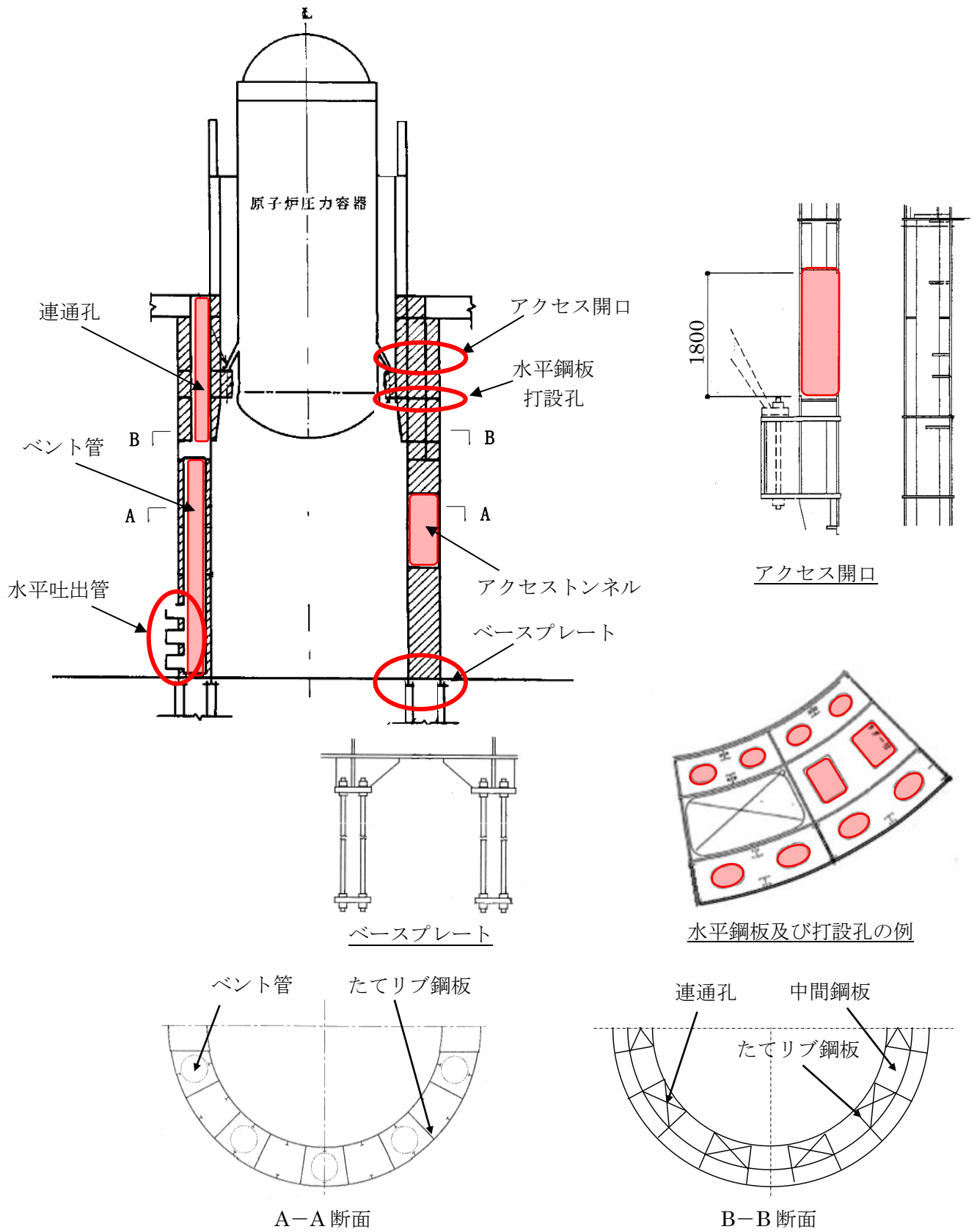
なお、SC 規程はスタッド方式を前提としており、規程で取り扱われていない方式に対しては調査・検討を行うことで準用できるとされている。

RPV ペデスタルは二重円筒鋼板と縦リブ（隔壁）からなる構造物であり、隔壁方式の SC 構造に近い構造であることから、SC 規程の評価式に対して RPV ペデスタルの構造の特徴に応じた追加検討を行った上で復元力特性の設定を行うものとする。



((1)より引用)

第 5.1-1 図 SC 構造の各種構造形式 (例)

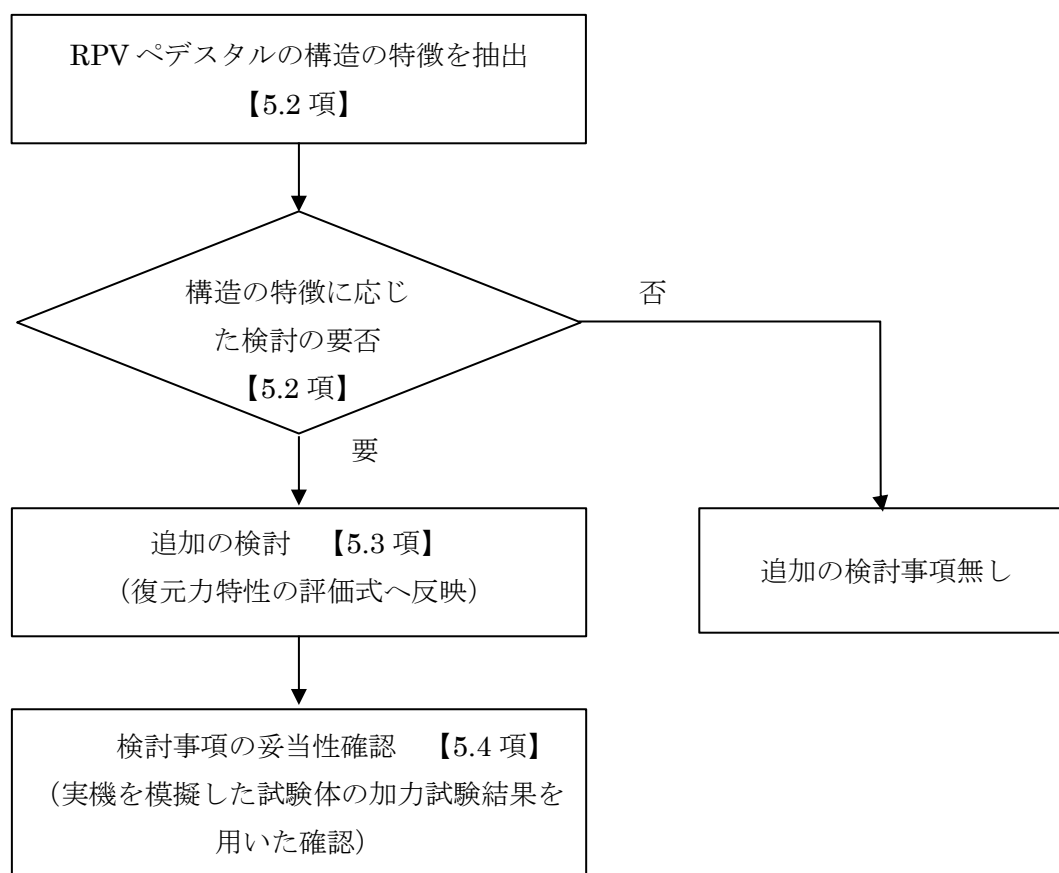


第 5.1-2 図 RPV ペデスタルの構造概要

(2) SC 規程を参考にした RPV ペDESTAL の復元力特性の検討手順

SC 規程を参考にした RPV ペDESTAL の復元力特性を設定するために、RPV ペDESTAL の構造の特徴を抽出し、それぞれの構造の特徴に対して、追加検討の要否を確認する。

RPV ペDESTAL の構造の特徴のうち追加検討が必要なものに対しては、復元力特性の評価式への反映方法について検討し、実機を模擬した試験体の加力試験結果を用いて検討事項の妥当性を確認する。



第 5.1-3 図 RPV ペDESTAL の復元力特性評価方法の検討手順

5.2 RPV ペデスタルの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項

RPV ペデスタルの構造の特徴を抽出し、各々に対する構造に応じた追加検討の要否について整理した結果を第 5.2 表に示す。

RPV ペデスタルの構造の特徴のうち、以下の 5 点が構造に応じた追加検討が必要な項目であることから、5.3 項では、これらの特殊構造を復元力特性の評価方法へ反映する方法を検討する。

- ①隔壁方式の SC 構造に近い構造であり、SC 規程の前提としているスタッド方式と異なる。
- ②円筒型の SC 構造に近い構造であり、SC 規程の根拠としている試験結果に含まれていない。
- ③ベント管を内蔵しており、コンクリートに大きな断面欠損がある。
- ④コンクリート底面が、鋼製のベースプレートにより基礎マットと分断されている。
- ⑤水平鋼板内に、施工用のコンクリート打設孔が設けてある。

第 5.2 表 RPV ペDESTAL の構造の特徴及び追加検討の要否

RPV ペDESTAL の構造の特徴		構造の特徴に応じた追加検討の要否	
		○：要 ×：否	理由
共通	隔壁方式	○	SC 規程（スタッド方式）とは一体化方式が異なる。
	円筒型	○	SC 規程は円筒型への適用を排除するものではないが、規程の根拠となっているデータが矩形断面であることから、念のため追加検討を行う。
下部 ペDESTAL	ベント管	○	RPV ペDESTAL の内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートに埋め込んだベント管による大きな開口欠損がある。
	水平吐出管	×	SC 規程の開口の取り扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である※ 1
	ベースプレート	○	基礎マットとの接続部がベースプレートにより分断されている。
	アクセストンネル	×	※ 1 と同じ
上部 ペDESTAL	連通孔	×	※ 1 と同じ
	ベント取入孔	×	※ 1 と同じ
	中間鋼板	○	一体化方式の違いによる相違
	水平鋼板	○	一体化方式の違いによる相違
	水平鋼板のコンクリート打設孔	○	打設孔部分のコンクリートの取り扱いについては、SC 規程に特に規定されていない。
	アクセス開口	×	※ 1 と同じ

5.3 スケルトンカーブの設定方法

(1) 地震応答解析における RPV ペDESTAL のモデル化

RPV ペDESTAL は隔壁方式の SC 構造に近い構造であり、第 5.3(1)-1 図に示すように下部ペDESTAL と上部ペDESTAL に大別できる。さらに、上部ペDESTAL は中間鋼板を含む断面形状の違いから、以下に示す 3 部位に細分類できる。なお、下部ペDESTAL にはベント管を内蔵している。

① 下部ペDESTAL

② 上部ペDESTAL

- ・ RPV 支持点上部
- ・ RPV 支持点下部
- ・ ベント取入孔部

地震応答解析モデルにおいて RPV ペDESTAL は第 5.3(1)-1 図に示す質点を繋いだものとしてモデル化される。(RPV ペDESTAL の各断面における主要寸法は第 5.3(1)-1 表参照。)

下部ペDESTAL は、質点番号 1～7 の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した 6 要素でモデル化している。

上部ペDESTAL は、質点番号 7～11 の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した 4 要素から構成され、RPV 支持点上部では 2 要素、RPV 支持点下部では 1 要素及びベント取入孔部では 1 要素でモデル化している。

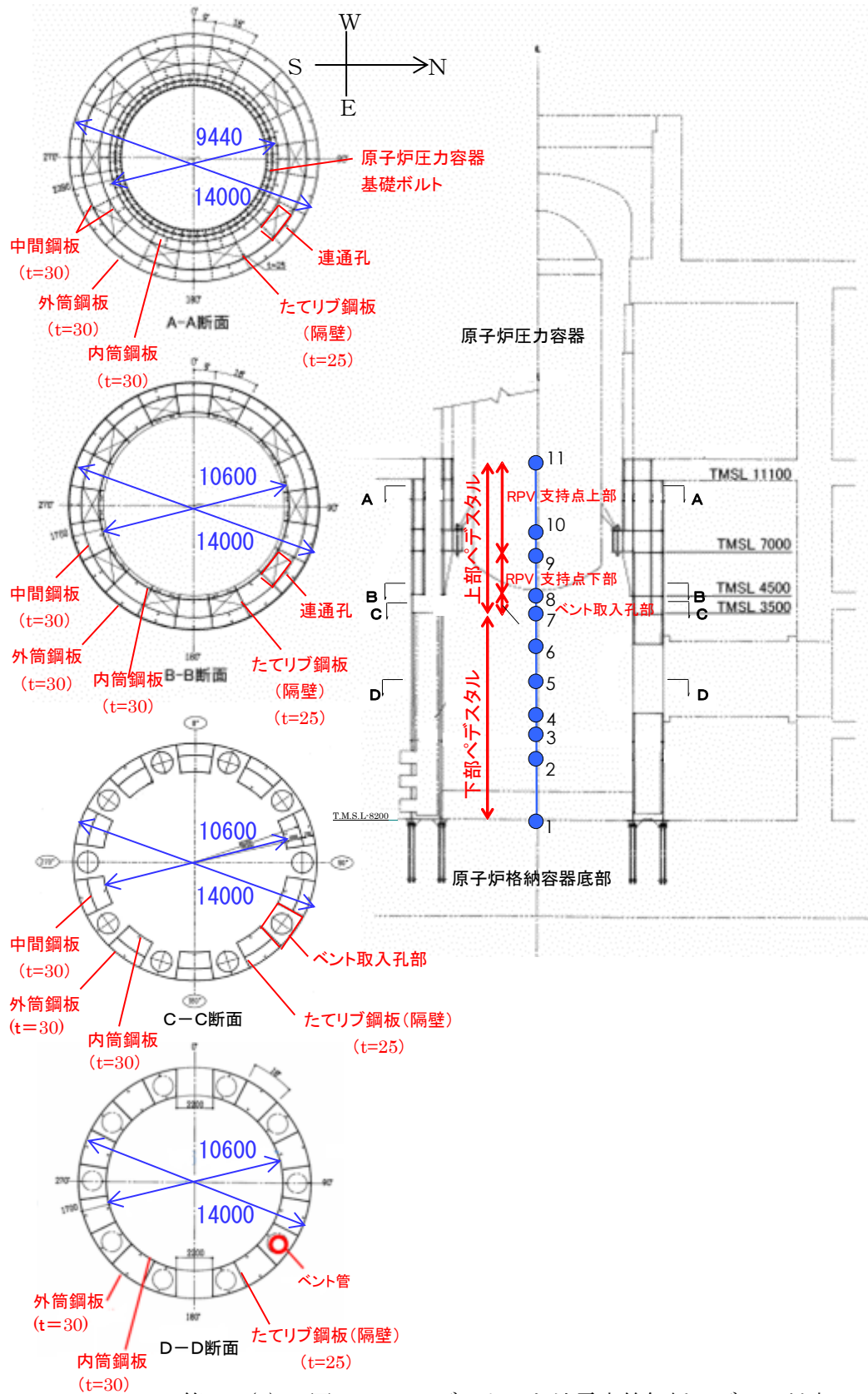
スケルトンカーブは、これらの要素ごとに曲げ及びせん断について設定する。

RPV ペDESTAL は各断面で中間鋼板の有無やベント管による開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮し剛性を算定している。

今回の非線形特性を考慮したスケルトンカーブの設定においても既工認同様に各断面の構造の差異を考慮し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペDESTAL に対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を参考にしてスケルトンカーブを求める。(既工認と今回工認の剛性設定の比較表は第 5.3(1)-2 表参照。)

SC 規程を参考にした RPV ペDESTAL 実機の構造特性を踏まえた評価式を第 5.3(1)-3 表に示す。また、曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ設定方法について本項(2)及び(3)に示す。

なお、スケルトンカーブ設定に用いるコンクリート強度は、既工認と同様に設計基準強度を用いることとするが、実強度を用いた影響評価も合わせて実施する。地震応答解析モデルに用いる減衰は既工認と同様に 5%とする。(添付資料-1,2)



第 5.3(1)-1 図 RPV ペDESTAL と地震応答解析モデルの対応

第 5.3(1)-1 表 RPV ペDESTAL各断面における主要寸法まとめ（6号及び7号炉）

項目				個数(配置)	寸法
上部 ペDESTAL	RPV 支持点 上部	連通孔なし	円筒鋼板	4（中間鋼板含 む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	4（中間鋼板含 む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに 開口部（連通孔） と無開口部が連 続する構造）	—
	RPV 支持点 下部	連通孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含 む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	3（中間鋼板含 む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに 開口部（連通孔） と無開口部が連 続する構造）	—
	ベント 取入孔部	ベント取入 孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含 む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		ベント取入 孔あり	円筒鋼板	1（外筒のみ）	外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			ベント 取入孔部	10（18° おきに 開口部（ベント 取入孔）と無開 口部が連続する 構造）	—
下部 ペDESTAL	円筒鋼板		2	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm	
	隔壁		20（18°）	板厚：25mm	
	ベント管		10（36°）	内径：1200mm	

第 5.3(1)-2 表 RPV ペDESTAL 剛性設定の既工認及び今回工認の比較

項目		既工認	今回工認
曲げ変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートの 曲げ剛性を合成 $I_s \cdot E_s + I_c \cdot E_c$	同左
	コンクリートひび 割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$I_s \cdot E_s +$ (曲げひび割れ後のコ ンクリート剛性) ※
せん断変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートの せん断剛性を合成 $A_s \cdot G_s + A_c \cdot G_c$	同左
	コンクリートひび 割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$A_s \cdot G_s +$ (せん断ひび割れ後 のコンクリート剛性) ※

※：SC 規程に RPV ペDESTAL の構造の特徴を反映した評価式に基づき算定し，既往の加力試験結果との整合性を確認することにより妥当性を確認した方法を用いて設定する。

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- I_c : コンクリートの断面二次モーメント (mm⁴)
- I_s : 鋼板の断面二次モーメント (mm⁴)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
- A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

第 5.3(1)-3 表 RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式

変形特性	RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	SC 規程 (JEAC4618-2009)	構造を踏まえた RPV ペデスタルの評価式		設定理由	試験で妥当性確認する範囲
			下部ペデスタル	上部ペデスタル		
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ ただし, $f_t=0$ とする 同左 (構造特性の反映点無し)	$M_1 = Z_e(0.5f_t + \sigma_v)$ 同左 (構造特性の反映点無し)	注 2, 注 3	評価式は RC 構造と同様の考え方で適用可能。
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
せん断変形	第 1 折点	$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)	注 4	RC 構造とはせん断力に対する抵抗機構が異なる。 構造に応じたコンクリートのひび割れ角度 θ に関する評価上の仮定について, 試験で妥当性確認を行う。
		ただし, $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	ただし, $\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	SC 規程式と同じ (構造特性の反映点無し)		
		$\gamma_1 = \tau_1 / G$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
	第 2 折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)	注 5
$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E'_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1-\nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1-\nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$				

注:

1. 記号の凡例は次ページに示す。
2. 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t=0$ とした。
3. 上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
4. 下部ペデスタルはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
5. SC 規程における K_β (=ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性) はコンクリートの圧縮ストラット角度を $\theta = 45^\circ$ と仮定して簡略化された評価式を記載している。RPV ペデスタルの構造特性を踏まえ, SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。

<RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算) >

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 σ_v : 縦軸応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
 I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)
 $f_t = 0.38\sqrt{F_c}$
: コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
 M_y : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・mm)
 ϕ_y : 引張鉄筋降伏時曲率 (1/mm)
 F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 G : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)

<RPV ペDESTAL (JEAC4618-2009) >

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
 I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
 Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)
 f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
 ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
 A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
 A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
 G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
 E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
 E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に
0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm²)
 K_α : 鋼板のせん断剛性
 K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
 σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ν_c : コンクリートのポアソン比
 H : コンクリートの高さ (mm)
 t_c : コンクリート板厚 (mm)
 $C1, C2$: 寸法とせん断ひび割れ角度 θ から定まる係数 (詳細は 5.3(3)項参照)

(2) 曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示された曲げ変形に対するスケルトンカーブは、曲げモーメント M と曲率 ϕ との M - ϕ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する (第 5.3(2)-1 図参照)。

- ① コンクリートの曲げひび割れによる剛性の変化 (第 1 折点)
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化 (第 2 折点)

SC 規程記載内容の抜粋を以下に示す。

第 1 折点 コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点

$$\left[\begin{array}{l} M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-7}) \\ \phi_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_e} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-8}) \end{array} \right.$$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[\begin{array}{l} M_2 = M_y \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-9}) \\ \phi_2 = \phi_y \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-10}) \end{array} \right.$$

終局点 曲げ終局強度及び曲げ終局曲率を示す点

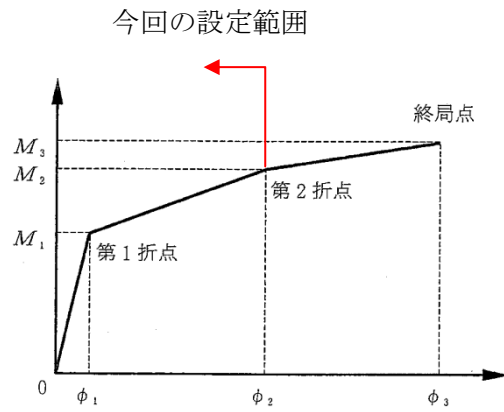
$$\left[\begin{array}{l} M_3 = M_u \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-11}) \\ \phi_3 = \frac{0.004}{X_{nu}} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-12}) \end{array} \right.$$

ただし、 $\phi_3 > 20\phi_2$ ならば $\phi_3 = 20\phi_2$ とする。

ここで、

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm^2)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm^2)
- ν_1 : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$ を用いてよい
- I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm^4)
- Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm^3)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm^2)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
- M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)
- M_u : 全塑性モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- X_{nu} : 全塑性モーメント時の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

今回の
設定範囲

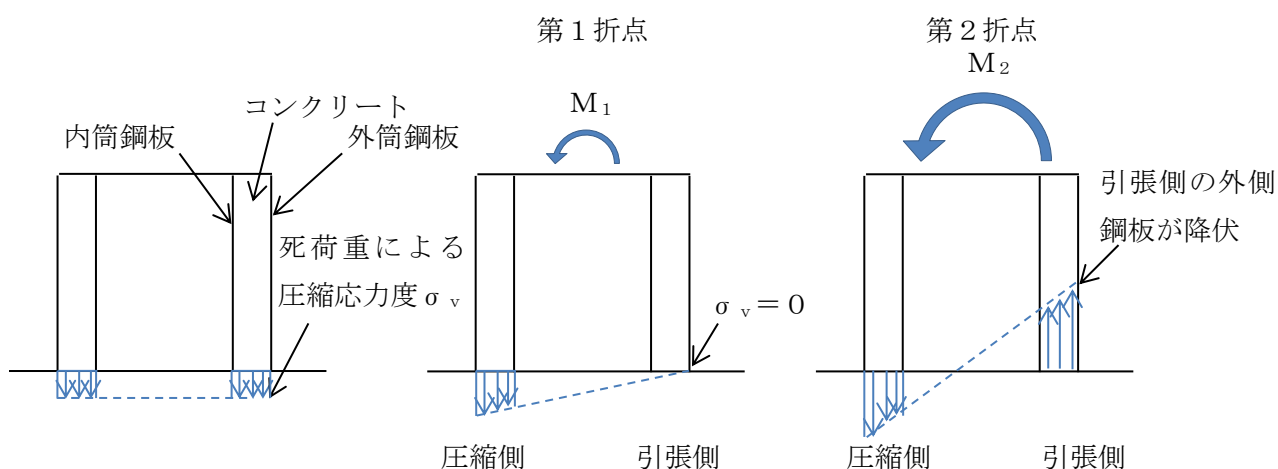


第 5.3(2)-1 図 曲げ変形に対するスケルトンカーブ
 ((1)に加筆)

b. 下部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の記載内容を参考に RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

第 5.3(2)-2 図に示すとおり，下部ペDESTALの曲げモーメントが大きくなると引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなり（第1折点），さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏することで第2折点に到達する。



第 5.3(2)-2 図 下部ペDESTAL 曲げ変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- RPV ペDESTALの地震応答解析モデルにおける部材断面性能は，コンクリートの剛性はベント管等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- 下部ペDESTALは，第 5.3(2)-3 図（赤破線囲み）に示すようにコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されていることから，コンクリートの引張強度 f_t は無視する。

(第2折点)

構造特性の反映点無し。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

• $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする

• ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ となる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D / 2)$)

$D / 2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペデスタルコンクリートの設計基準強度 $= 29.4 (\text{N}/\text{mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、ペデスタル円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) がゼロとなる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

• $M_2 = M_y$

• $\phi_2 = \phi_y$

M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

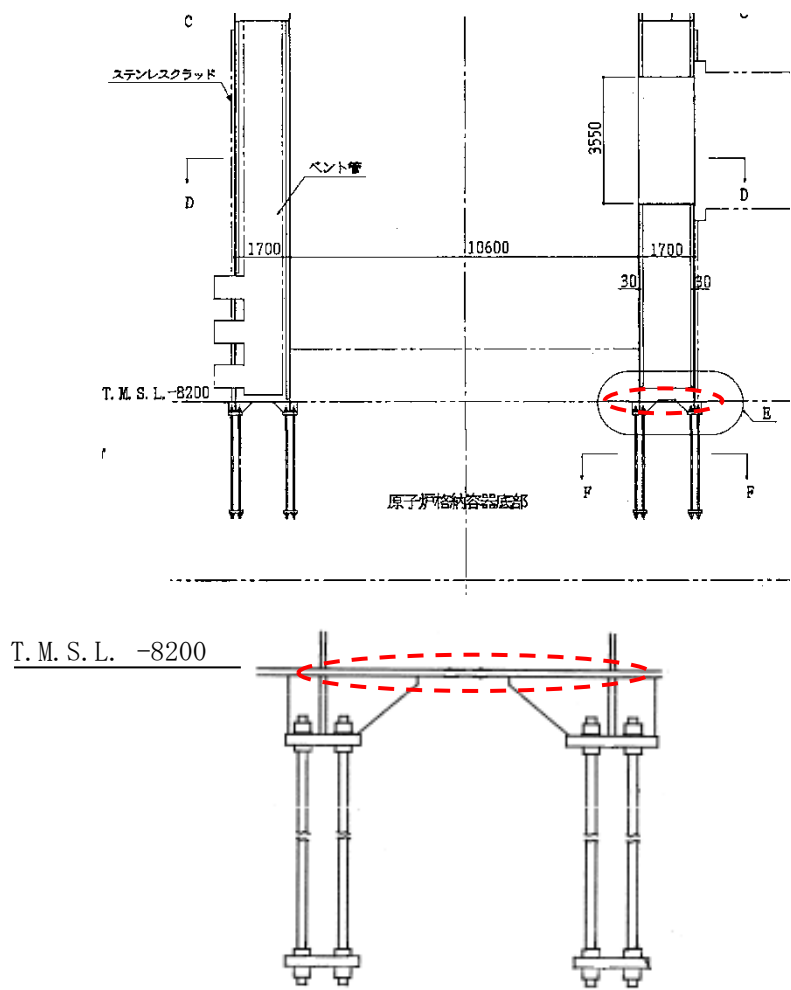
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

第2折点は、ペデスタル円筒の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の M 及び ϕ を表している。

第2折点の曲げモーメント M 及び曲率 ϕ は、断面の平面保持を仮定し、鋼板部の引張応力が降伏状態となる場合の応力 (ひずみ) 分布を中立軸を変えながら収束計算し、収束する際の M_2 及び ϕ_2 を求める。

第 5.3(2)-1 表 曲げに対する実機下部ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_i = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ とした。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	

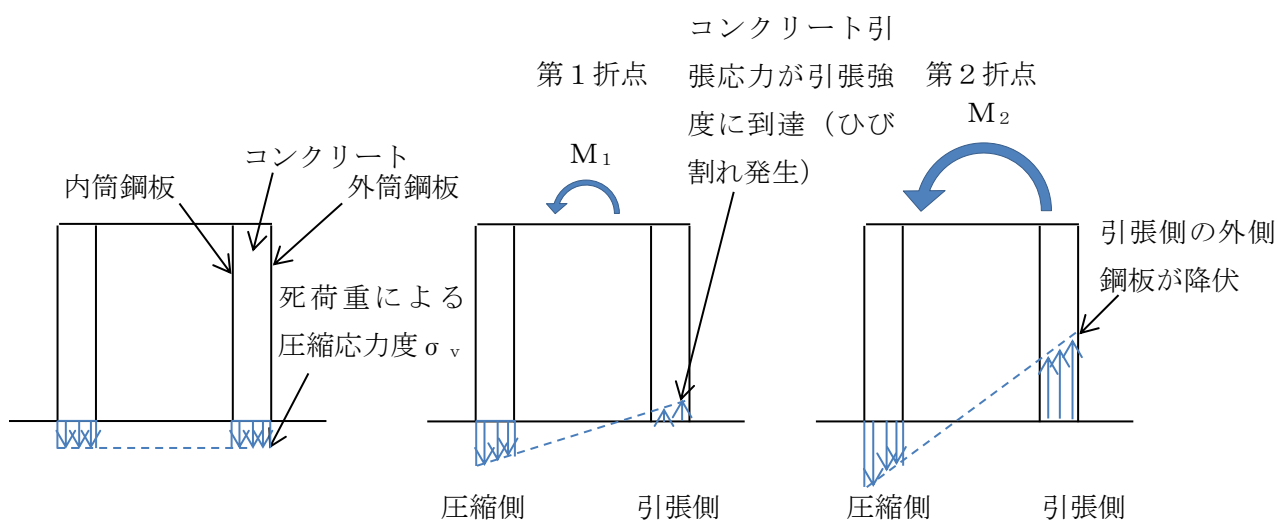


第 5.3(2)-3 図 RPV ペDESTAL の脚部
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

c. 上部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の記載内容を参考に RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

第 5.3(2)-4 図に示すとおり，上部ペDESTALの曲げモーメントが大きくなると引張側のコンクリートは引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなった後も引張に抵抗し，コンクリート引張応力が引張強度に到達してひび割れが発生する（第 1 折点）。さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏することで第 2 折点に到達する。



第 5.3(2)-4 図 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

- RPV ペDESTALの地震応答解析モデルにおける部材断面性能は，コンクリートの剛性は連通孔等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- 水平鋼板によるコンクリートの分断を考慮するが，コンクリート断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続していると仮定する。第 5.3(2)-5 図及び第 5.3(2)-6 図にコンクリート打設孔の概念図を示す。

(第 2 折点)

構造特性の反映点無し。

(i) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) *1: 水平鋼板がコンクリートを分断するように設置されるが、水平鋼板面積のうち約 1/2 はコンクリート打設孔による開口があり、コンクリートが連続していることから、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に 0.5 を乗じる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

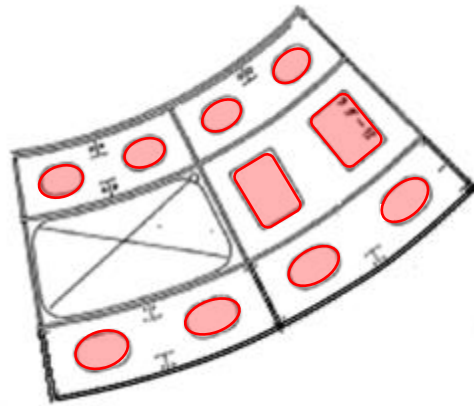
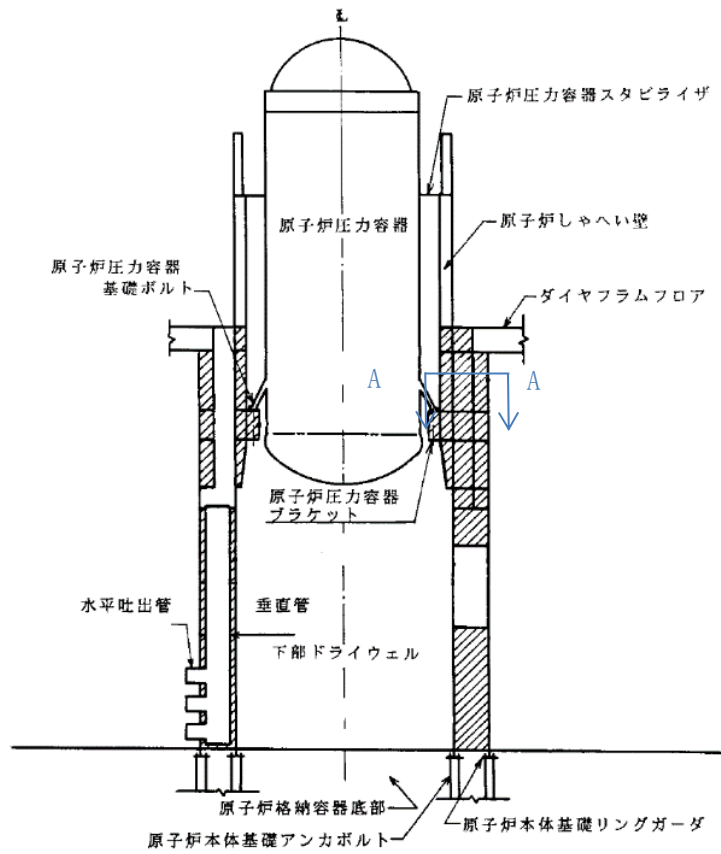
- $M_2 = M_y$
 - $\phi_2 = \phi_y$
- M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

第2折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の M 及び ϕ を表している。

第2折点の曲げモーメント M 及び曲率 ϕ は、断面の平面保持を仮定し、鋼板部の引張応力が降伏状態となる場合の応力 (ひずみ) 分布を中立軸を変えながら収束計算し、収束する際の M_2 及び ϕ_2 を求める。

第 5.3(2)-2 表 曲げに対する実機上部ペデスタル円筒の構造特性を踏まえた評価式

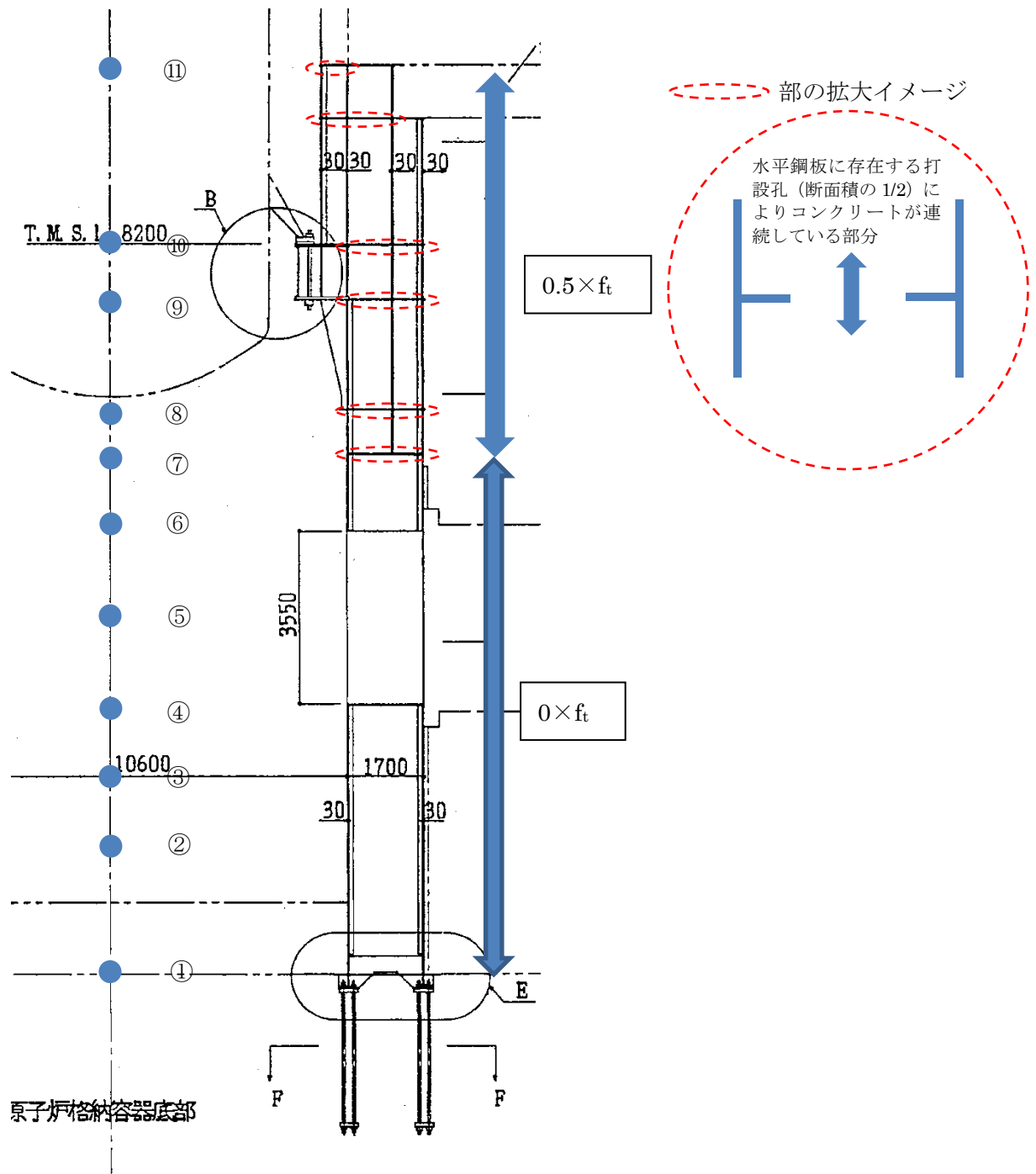
変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$	上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 が打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	



A-A 断面

第 5.3(2)-5 図 上部ペDESTALの断面 (一部)

[赤線部がコンクリート打設孔を示す]



第 5.3(2)-6 図 RPV ペDESTAL 立面図
(コンクリート打設用開口部を赤破線部で示す)

(3) せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程のせん断変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示されたせん断変形に対するスケルトンカーブは、せん断力 Q とせん断ひずみ γ との Q- γ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する（第 5.3(3)-1 図参照）。

- ① コンクリートのせん断ひび割れによる剛性の変化（第 1 折点）
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化（第 2 折点）

以下、SC 規程記載内容の抜粋。

第 1 折点 コンクリートのせん断ひび割れにより剛性が変化する点

$$\left[\begin{array}{l} Q_1 = (A_c + \frac{G_s}{G_c}) \cdot A_s \cdot \tau_{cr} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-1}) \\ \gamma_1 = \left(\frac{\tau_{cr}}{G_c} \right) \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-2}) \end{array} \right.$$

ただし、 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[\begin{array}{l} Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-3}) \\ \gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-4}) \end{array} \right.$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$$

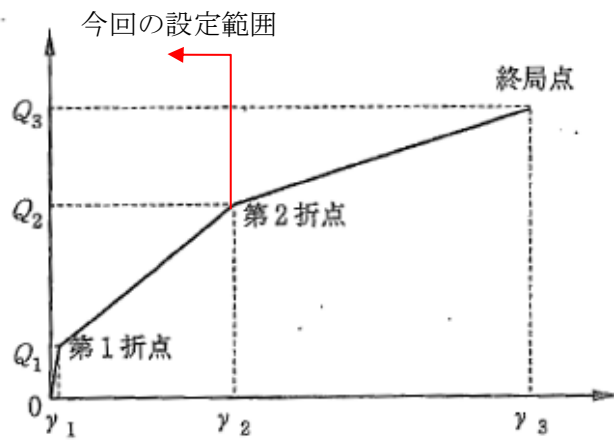
終局点 せん断終局強度及びせん断終局ひずみ度を示す点

$$\left[\begin{array}{l} Q_3 = A_c \cdot \sqrt{\left(\frac{A_s}{A_c} \right) \cdot \sigma_y \cdot \nu_1 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-5}) \\ \gamma_3 = 6.0 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-6}) \end{array} \right.$$

ここで、

- A_s : 鋼板のせん断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートのせん断面積 (mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm²)
- ν_s : 鋼板のポアソン比
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
- K_α : 鋼板のせん断剛性
- K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
- σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm²)
- ν_1 : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$ を用いてよい

今回の
設定範囲

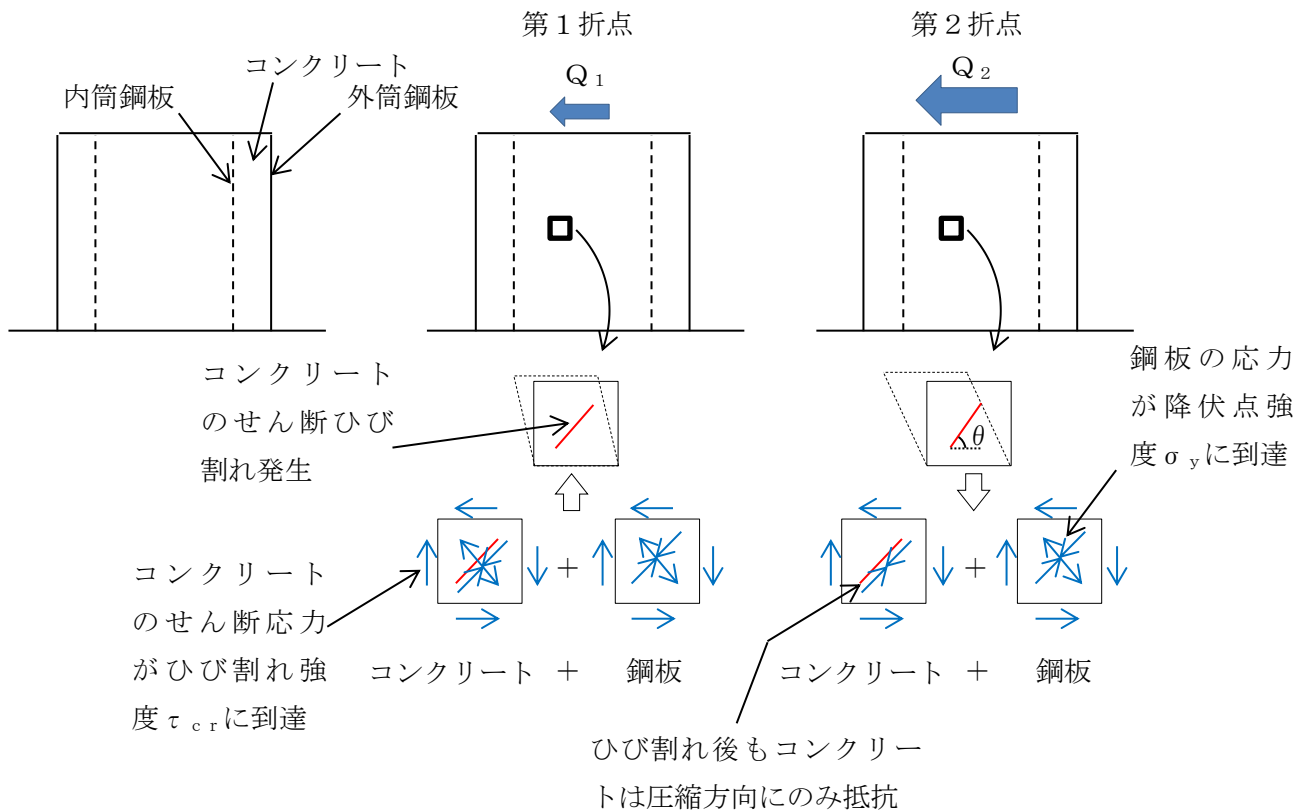


第 5.3(3)-1 図 せん断変形に対するスケルトンカーブ
 ((1)に加筆)

b. 下部ペDESTALのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の内容から RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

第 5.3(3)-2 図に示すとおり，下部ペDESTALのせん断力が大きくなるとコンクリートのせん断応力がひび割れ強度 τ_{cr} に到達してせん断ひび割れが発生する（第 1 折点）。第 1 折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向，コンクリートのひび割れ方向は圧縮方向と同じ）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し，ひび割れたコンクリートを鋼板が拘束し，コンクリートと鋼板が一体となってせん断力に抵抗する。さらに大きくなると鋼板の応力が降伏点強度 σ_y に到達し第 2 折点に到達する。



第 5.3(3)-2 図 下部ペDESTALせん断変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は、5.4項に示す試験結果との整合性により確認する。

(第2折点)

- コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペDESTALの構造に合せた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

$$\bullet Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$$

$$\bullet \gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については, RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり, コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため, その影響を考慮して, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は, 5.4項に示す試験結果との整合性により確認する。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は, ペDESTALのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペDESTAL鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値, すなわちペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は、SC 規程の附属書 2.1 解説及び、コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽³⁾に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

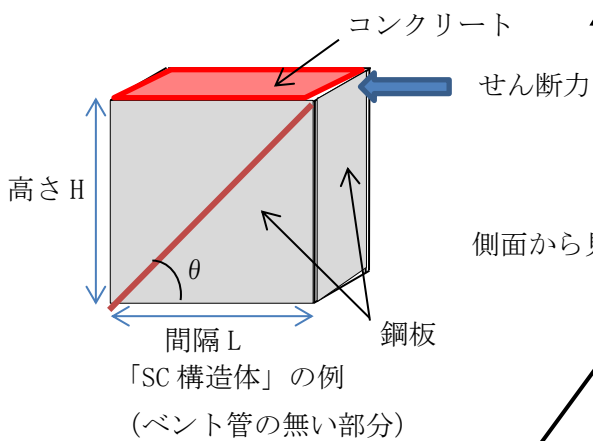
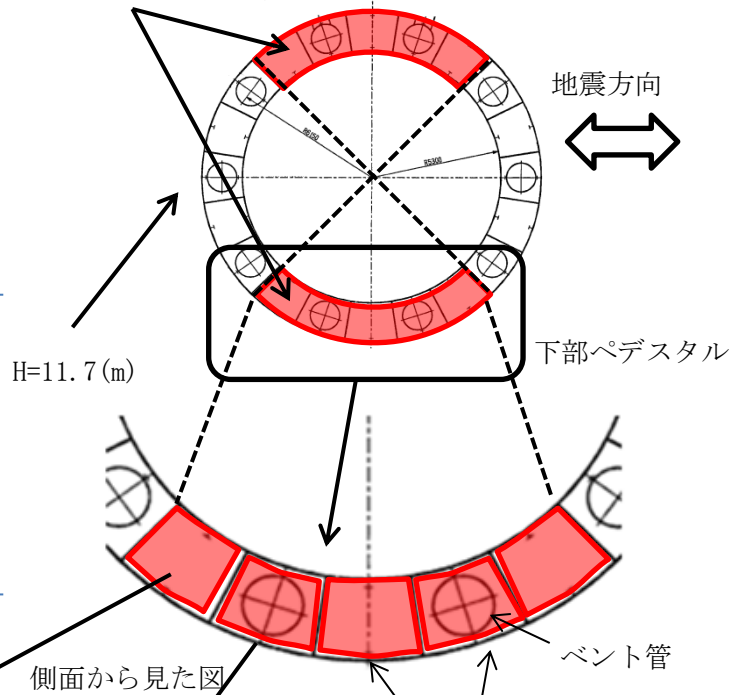
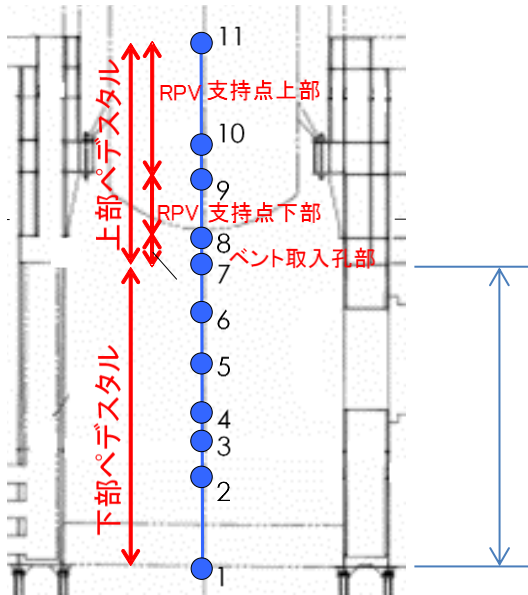
($\theta=45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

ここで、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、ペDESTALのたてリブ鋼板（隔壁）で分断された区画ごとに等価矩形断面に置換し、実際の構造に合わせた値を設定する。

下部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部については、コンクリート断面が最も小さい箇所を起点としてひび割れが発生すると仮定し、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として設定する。（第 5.3(3)-3 図参照。）

各々の θ を用いて K_β （ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性）を算出し、それぞれ足し合わせることで各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。

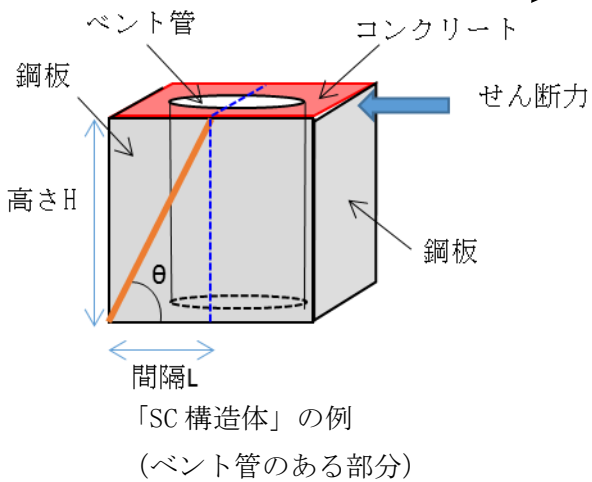
地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする



側面から見た図

隔壁と隔壁に囲まれたコンクリートで一つの SC 構造体を構成

K_{β} = 当該層における「SC 構造体」※の K_{β} の和
※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする



第 5.3(3)-3 図 下部ペデスタルの隔壁構造の概念図

第 5.3(3)-1 表 せん断に対する実機下部ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた 評価式	RPV ペデスタル固有の 構造特性を反映した 点
せん断 変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	下部ペデスタルはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$</p>	同左 (構造特性の反映無し)	
	$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定	下部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部は、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 及び既往知見 ⁽³⁾ に示される理論式を用い、実際の θ に合わせた値を設定した。	

c. 上部ペデスタルのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の内容から RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

上部ペデスタルのせん断変形における第 1 折点, 第 2 折点の各状態については, 下部ペデスタルと同様である (第 5.3(3)-2 図参照)。

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

構造特性の反映点無し

(第 2 折点)

コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペデスタルの構造に合せた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- Q_1 , γ_1 評価式は下部ペデスタルと同様。

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$$

注) 上部ペデスタルはベント管の開口もなく, コンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} は SC 規程に従う。

(第2折点)

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm^2)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向 (ひび割れ角度 θ の方向) にのみ抵抗する弾性体 (異方性弾性体) として挙動し, 鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は, SC 規程の附属書 2.1 解説及び, コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽³⁾に示される以下の理論式を用いて, $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$, $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力(N)

δ : 水平変位(mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。(N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数(N/mm²)

t_c : コンクリート板厚(mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

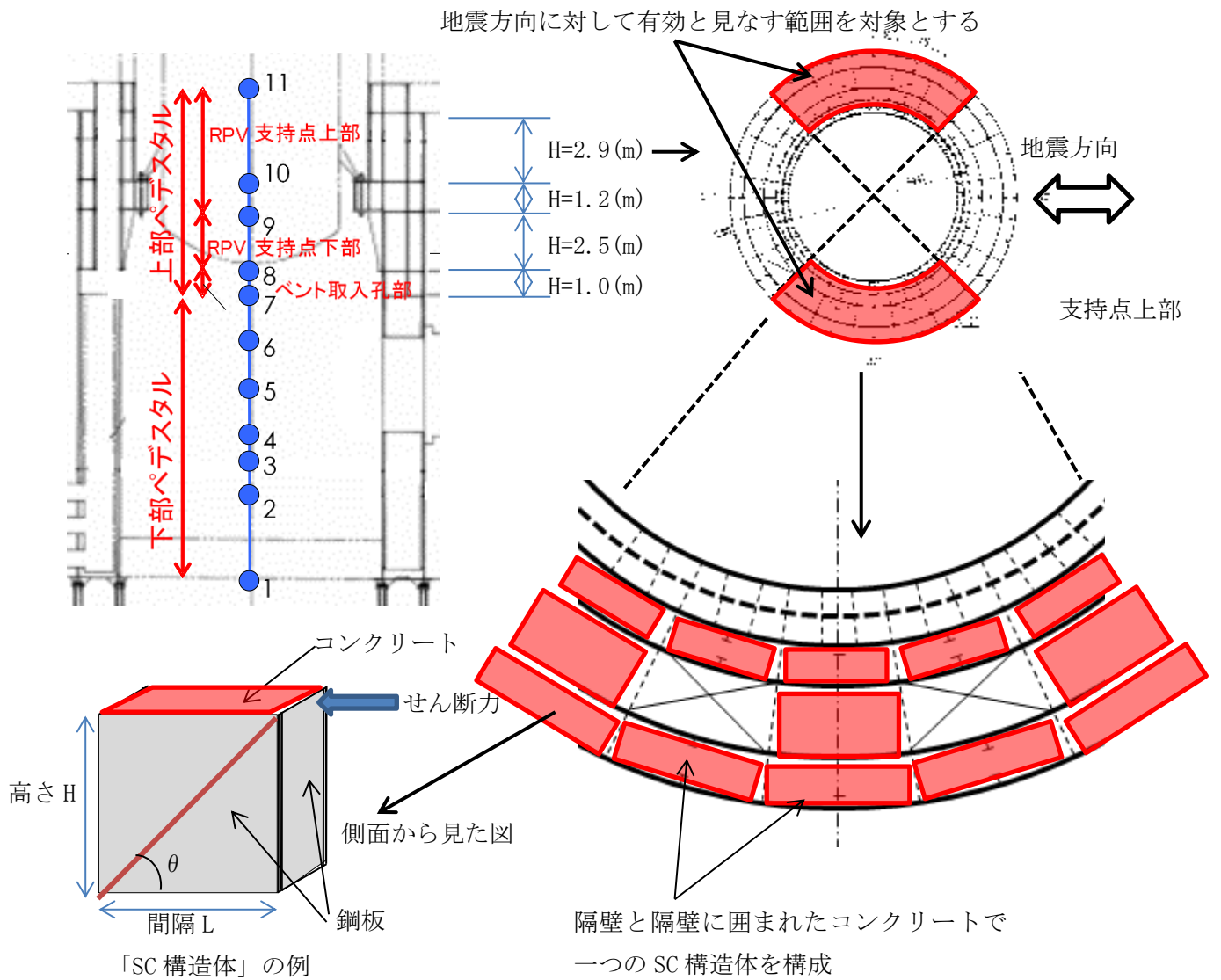
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

($\theta=45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

ここで、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、ペDESTALのたてリブ鋼板（隔壁）で分断された区画ごとに等価矩形断面に置換し、実際の構造に合わせた値を設定する。

上部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、水平隔壁が設置されている層を考慮し、RPV 支持点上部（2層（質点番号 10～11, 9～10））、RPV 支持点下部（1層（質点番号 8～9））及びベント取入孔部（1層（質点番号 7～8））に分けて、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。

各々の θ を用いて K_β （ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性）を算出し、それぞれ足し合わせることで上記の各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。



K_{β} = 当該層における「SC 構造体」※の K_{β} の和

※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする

第 5.3(3)-4 図 上部ペDESTALの隔壁構造の概念図 (RPV 支持点上部を例示)

第 5.3(3)-2 表 せん断に対する実機上部ペデスタルの構造を踏まえた評価式

変形特性	SC 規程	構造特性を踏まえた 評価式	RPV ペデスタル固有の 構造特性を反映した 点
せん断 変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)
		ただし, $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_b} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_b} + \sigma_v)}}$	同左 (構造特性の反映無し)
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映無し)
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 上部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は, たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として, その寸法 (隔壁の高さ及び間隔) の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し, コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部は, たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 及び既往知見 ⁽³⁾ に示される理論式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。

5.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性

(1) 妥当性の確認対象

構造の特徴に応じた追加検討により復元力特性の評価式へ反映する事項の妥当性の確認は、既往の加力試験の結果を活用し行う。なお、追加検討事項のうち、水平鋼板のコンクリート打設孔については、単純に断面積の減少を反映しているのみであることから妥当性の確認は不要とする。

第 5.4(1)表 追加検討事項の妥当性確認対象

RPV ペDESTALの構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認	
		○：要 ×：不要	内容 (検証不要の場合はその理由)
共通	隔壁方式	○	構造を模擬した試験体の加力試験結果を用いて、以下に示す構造に応じた追加検討事項の妥当性を確認する。 ・せん断の第2折点を求める際の構造に応じたコンクリートひび割れ角度の仮定 ・せん断力に対して有効と見なす範囲を全断面の半分と仮定
	円筒型	○	
下部 ペDESTAL	ベント管	○	・せん断の第1折点を求める際のコンクリートのせん断ひび割れ強度を0.5倍と仮定 ・曲げの第1折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視
	ベースプレート	○	
上部 ペDESTAL	中間鋼板	×※1	※1：隔壁方式の構造の一部を成すものであるため、隔壁方式の妥当性確認に包絡される。
	水平鋼板	×※1	
	水平鋼板のコンクリート打設孔	×	断面積の減少を反映したものであり妥当性の確認は不要。

(2) 確認方法

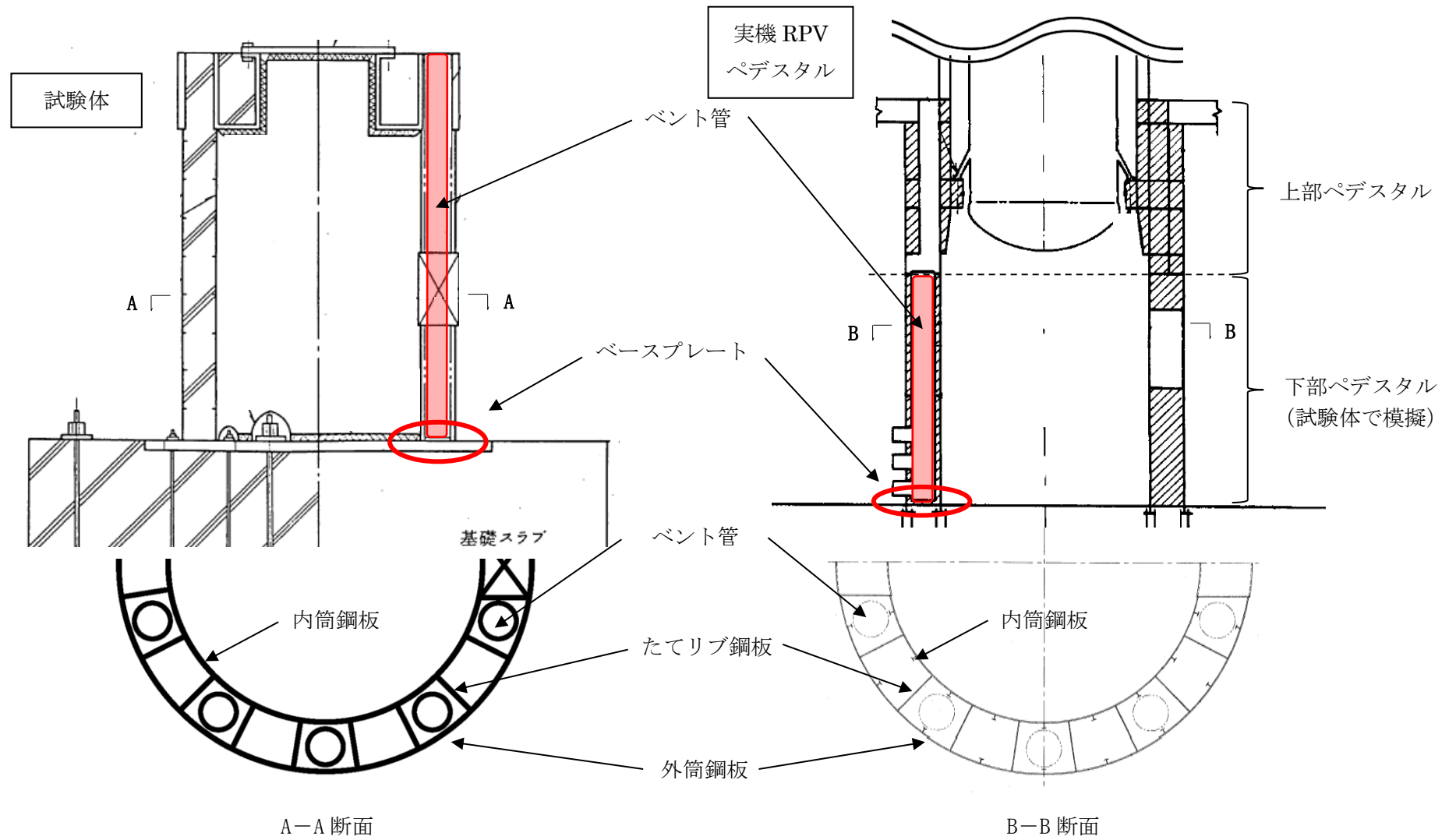
追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重－変位特性と、試験で実測された試験体の荷重－変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断する。(スケルトンカーブの作成方法，荷重－変位特性の作成方法は，それぞれ添付資料-3, 4 参照)

既往の加力試験結果を用いた妥当性の確認が必要な構造は，下部ペDESTALの構造が該当することから，参照する既往の加力試験は，下部ペDESTALの構造を適切に模擬したものとする。(第 5.4(2)表，第 5.4(2)図，加力試験の内容は添付資料-5 参照)

第 5.4(2)表 RPV ペDESTALと試験体の構造の比較

RPV ペDESTALの構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認の要否 (第 5.4(1)表再掲)	実機と試験体の差異	
		○：対象 ×：対象外	○：差異なし ×：差異あり	差異ありの理由
共通	隔壁方式	○	○	—
	円筒型	○	○	—
下部ペDESTAL※	ベント管	○	○	—
	ベースプレート	○	○	—

※ RPV ペDESTAL及び試験体ともにアンカー方式を採用している。



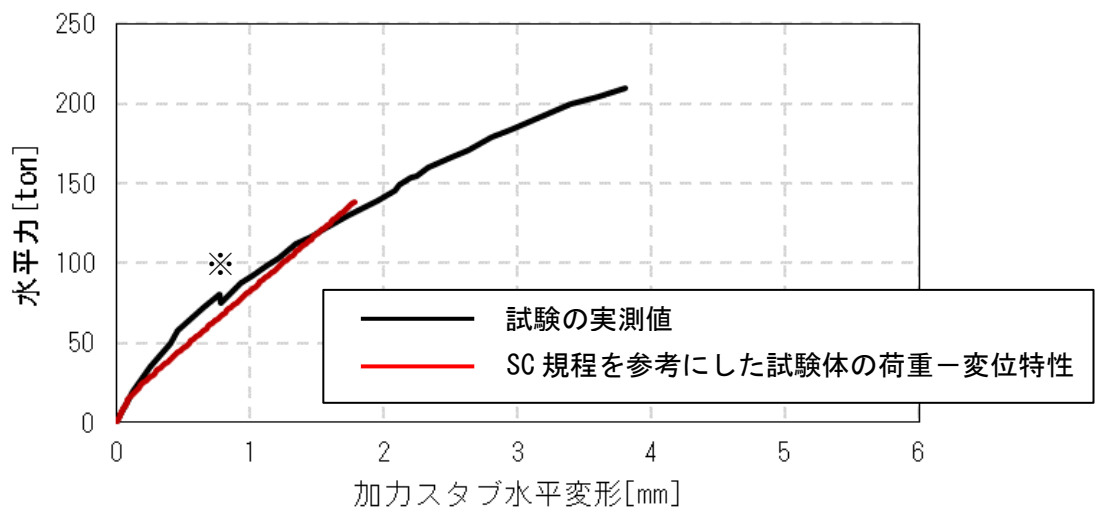
第 5.4(2) 図 試験体と実機 RPV ペデスタルの構造

(3) 確認結果

5.3 項で設定した SC 規程を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重－変位特性を作成し，試験で実測された荷重－変位特性との比較を行った結果を第 5.4(3) 図に示す。

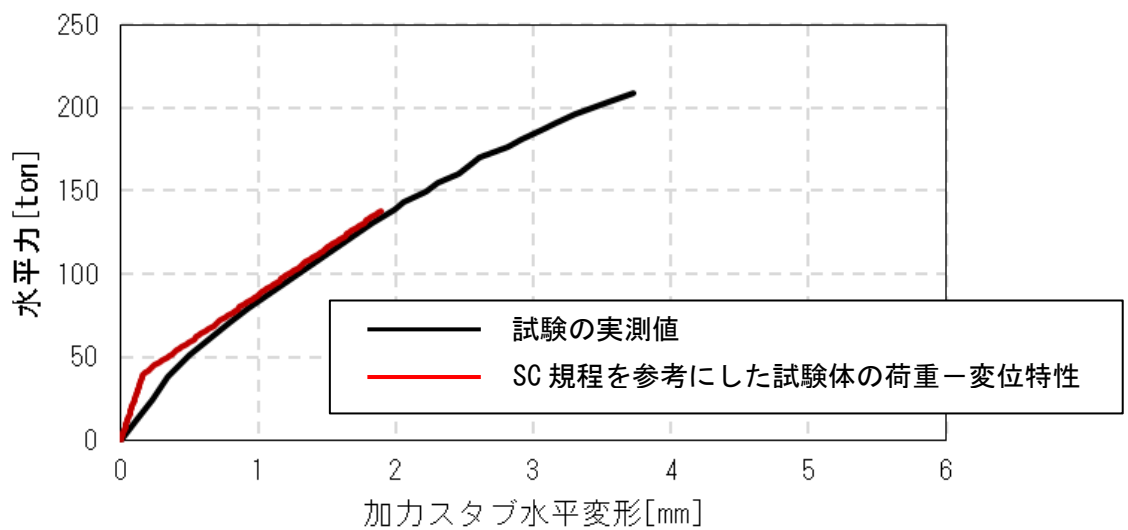
今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲において，SC 規程を参考にした試験体の荷重－変位特性は試験結果とよく一致していることから，SC 規程の評価式に対し，RPV ペDESTAL の構造の特徴を踏まえて追加検討して設定した以下の仮定の妥当性を確認した。

- ・ ベント管による開口に対する評価上の仮定
(せん断の第 1 折点を求める際のコンクリートのせん断ひび割れ強度を 0.5 倍と仮定)
- ・ 複雑な形状によるコンクリートの不連続部に対する評価上の仮定
(曲げの第 1 折点を求める際，コンクリートの引張に対する抵抗を無視)
- ・ せん断力に対して有効と見なす範囲を全断面の半分と仮定
- ・ せん断の第 2 折点を求める際の構造に応じたコンクリートひび割れ角度の仮定
(鋼板に囲まれたコンクリートの対角上にひび割れが発生すると仮定。ベント管内蔵部については，コンクリート断面が最も小さい箇所を起点としてひび割れが発生すると仮定)



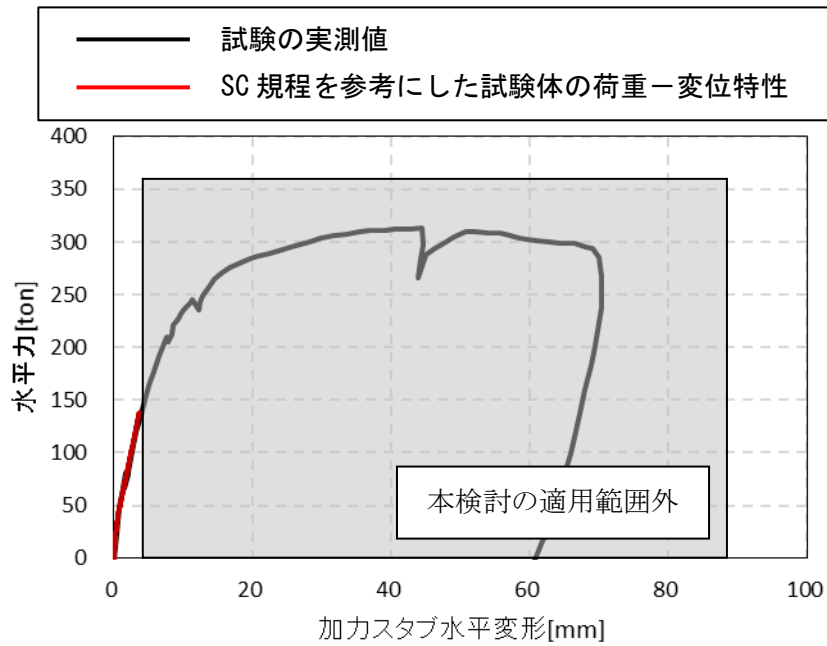
(a) 曲げ変形の比較

※繰り返し載荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

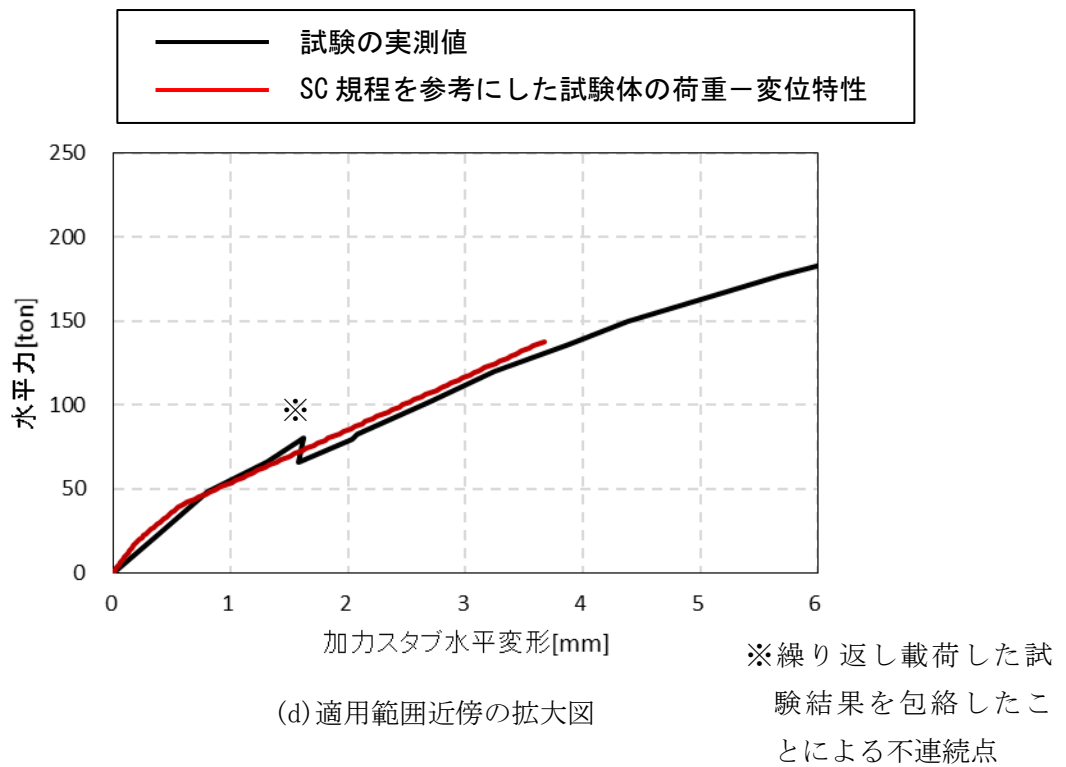


(b) せん断変形の比較

第 5.4(3) 図 荷重-変形関係の比較 (1 / 2)



(c) 荷重-変位関係の比較 (試験結果全体での比較)



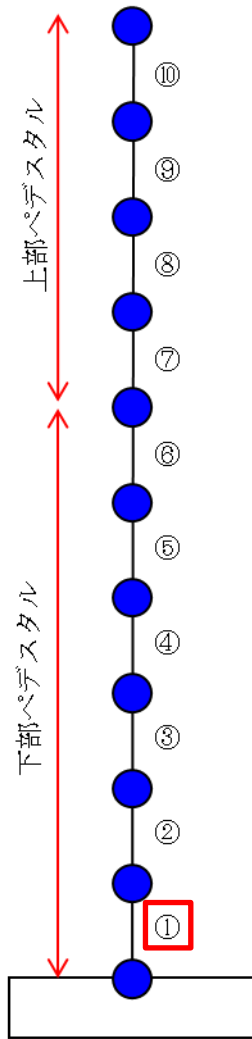
(d) 適用範囲近傍の拡大図

第 5.4(3) 図 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)

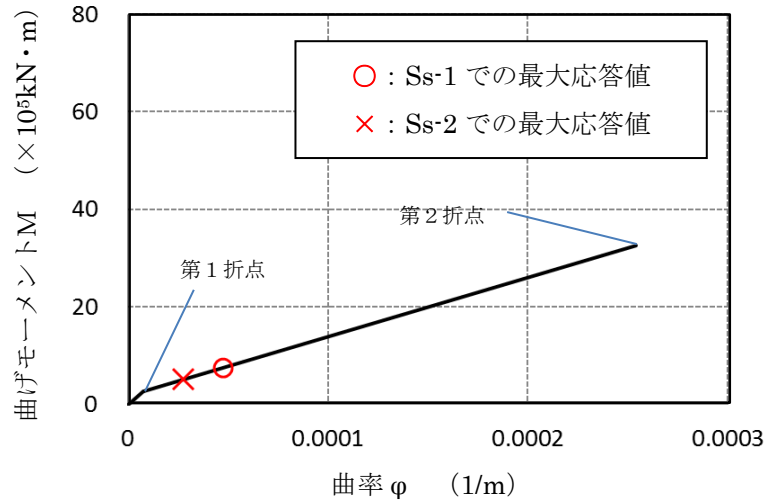
6 スケルトンカーブの作成

5項で妥当性が確認された方法に基づき,RPV ペDESTALのスケルトンカーブを作成した。RPV ペDESTALの各要素に対する曲げ変形及びせん断変形に対するスケルトンカーブに,暫定条件を用いて $S_s-1,2$ による地震応答解析を実施した際の応答レベルをプロットしたものを第6図に示す。(スケルトンカーブの導出過程は添付資料-3 参照)

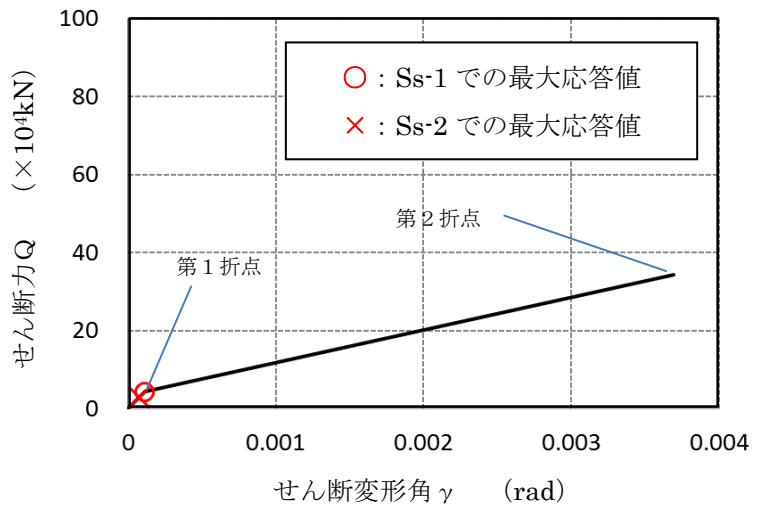
要素①のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

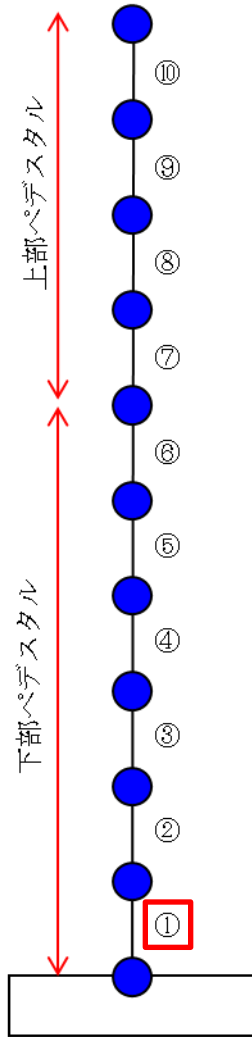


(b) せん断力-せん断変形角関係

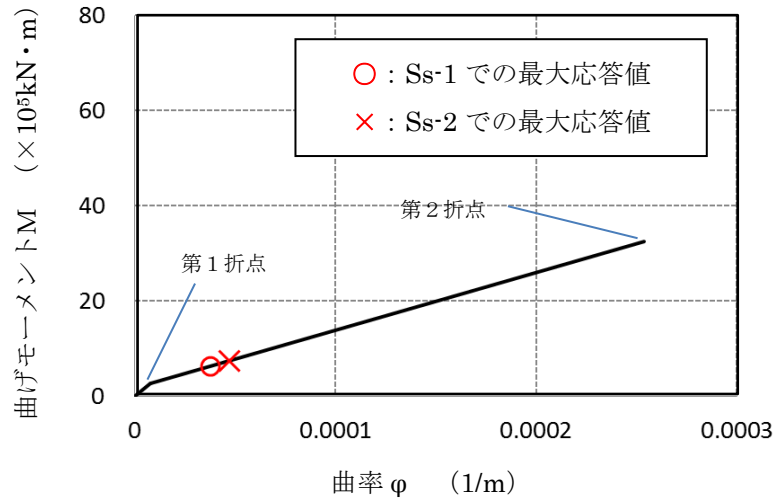
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (1/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

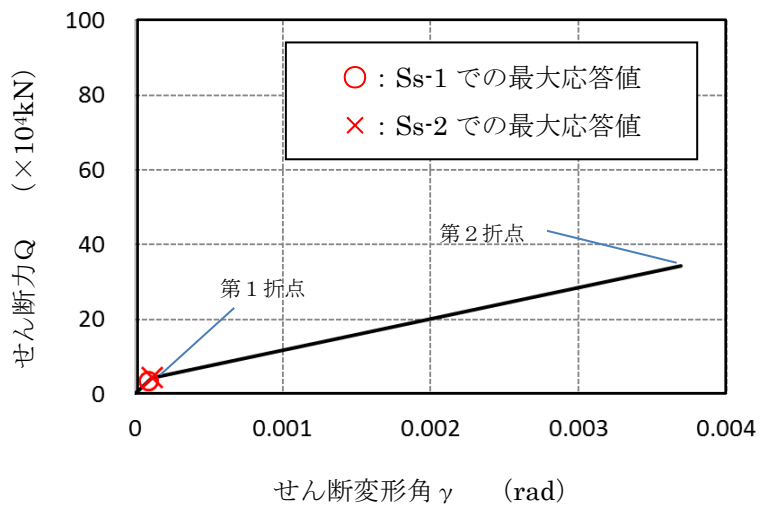
要素①のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

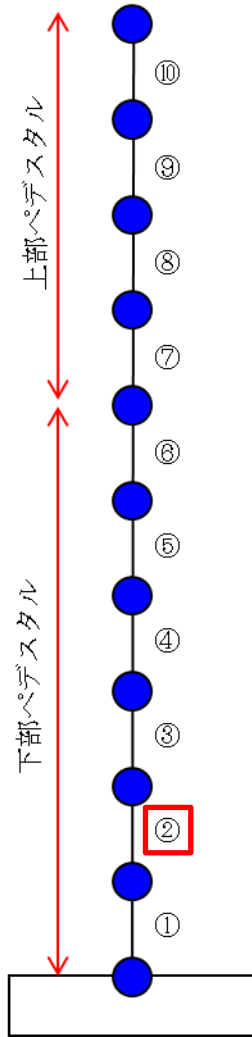


(b) せん断力ーせん断変形角関係

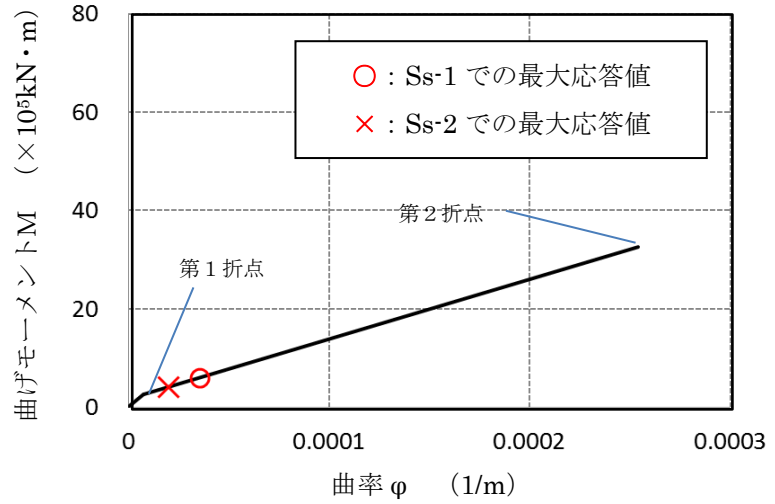
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ（2/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

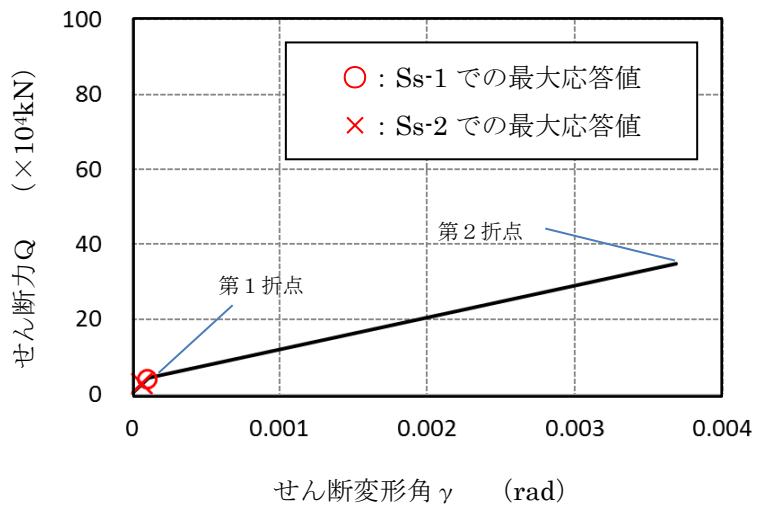
要素②のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

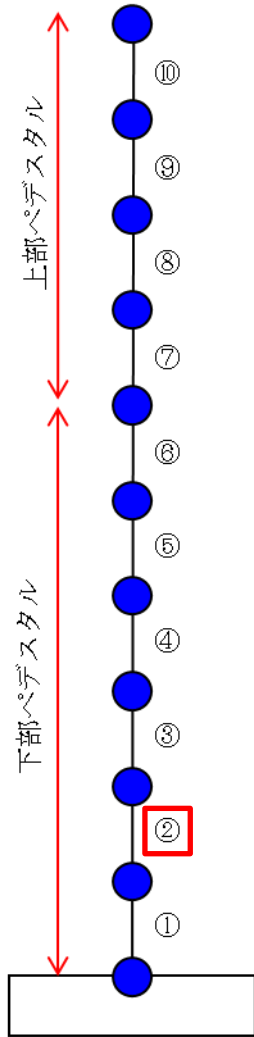


(b) せん断力ーせん断変形角関係

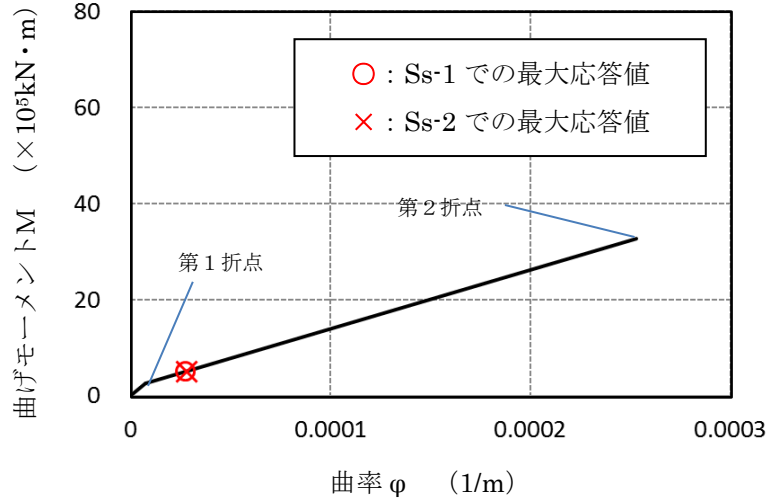
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (3/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

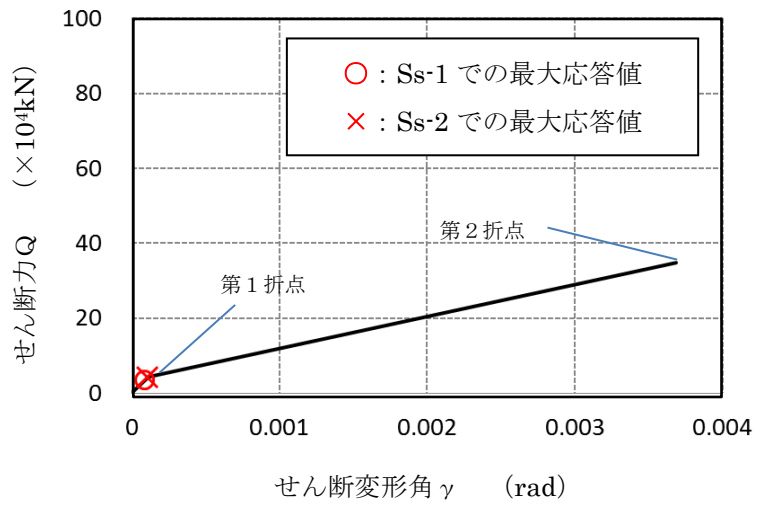
要素②のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

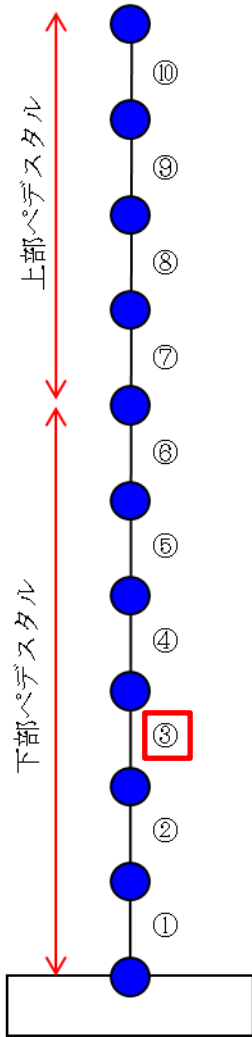


(b) せん断力ーせん断変形角関係

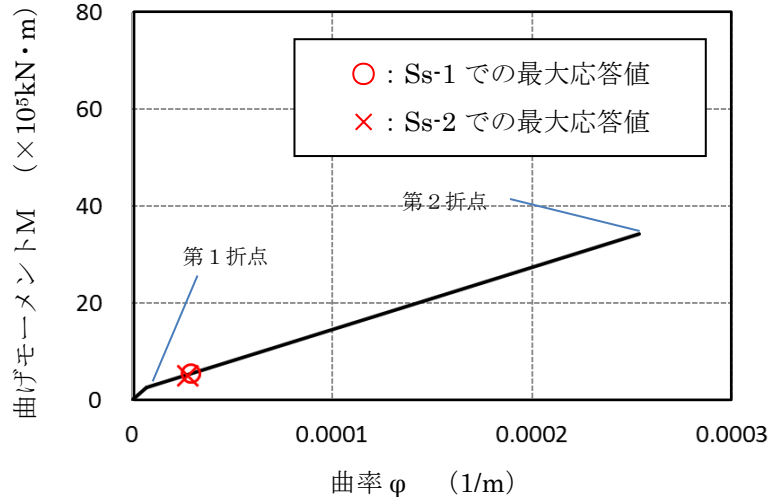
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ（4/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

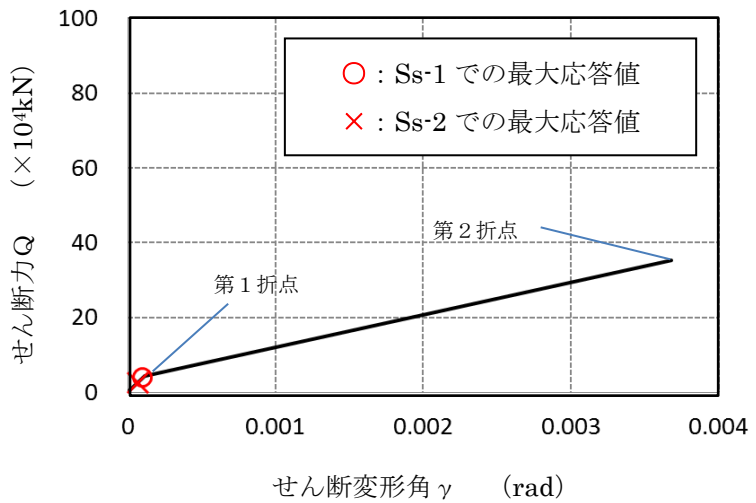
要素③のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

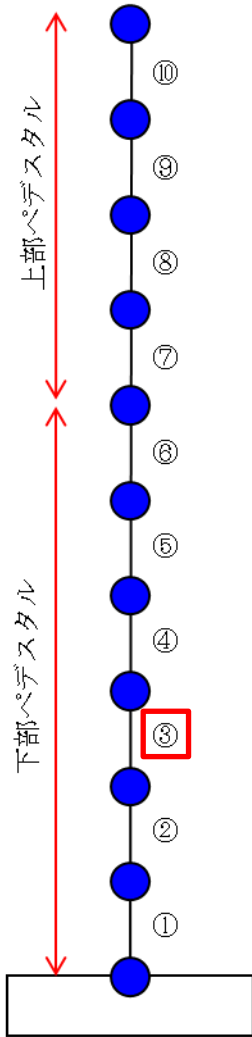


(b) せん断力-せん断変形角関係

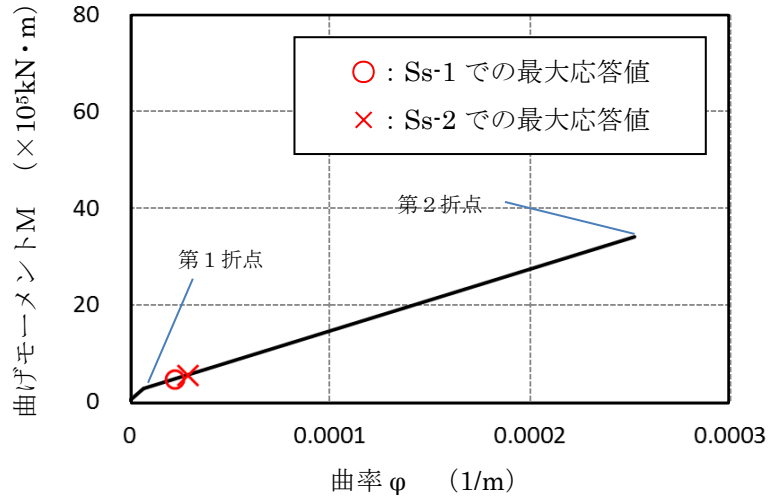
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (5/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

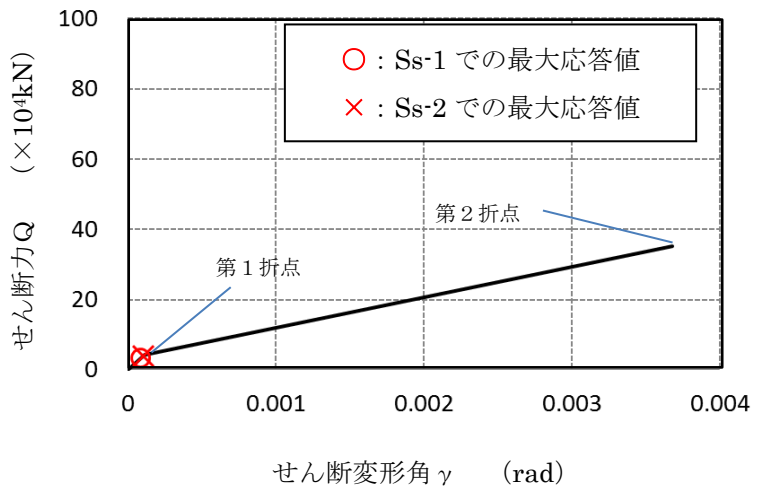
要素③のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

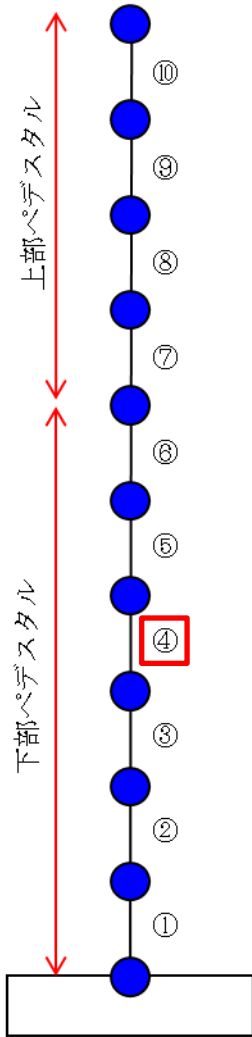


(b) せん断力-せん断変形角関係

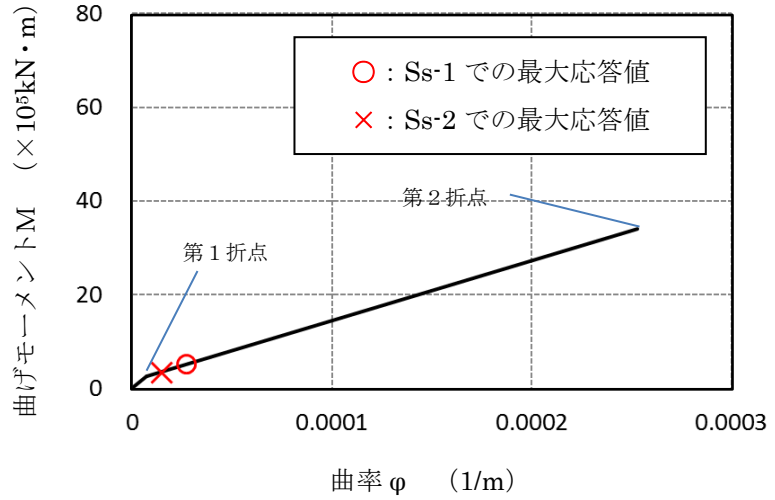
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (6/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

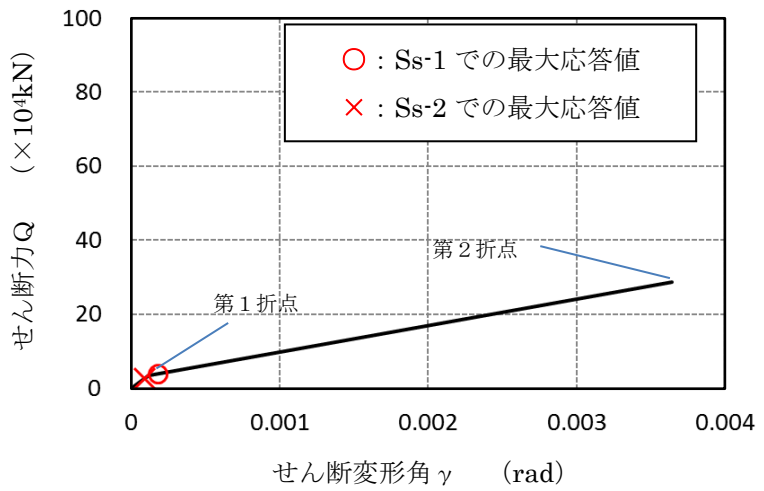
要素④のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

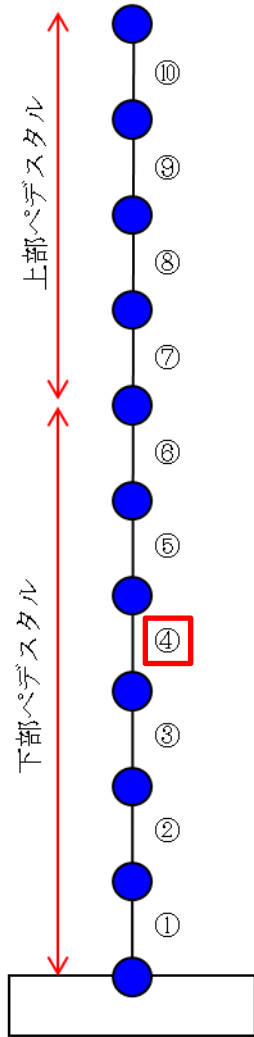


(b) せん断力ーせん断変形角関係

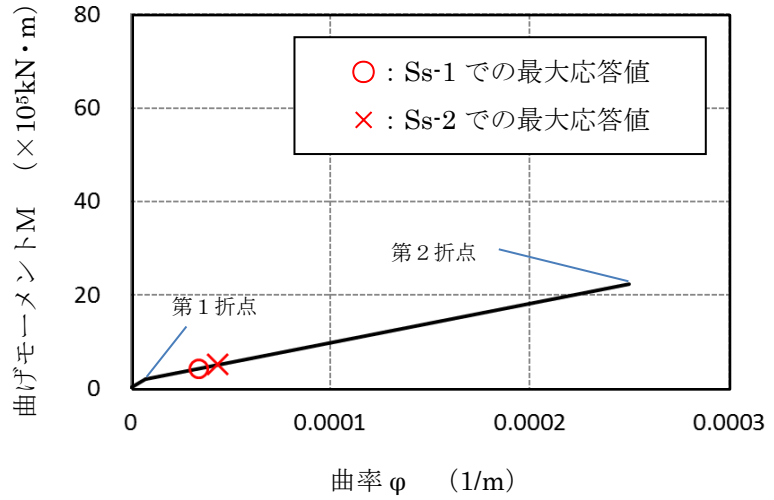
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (7/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

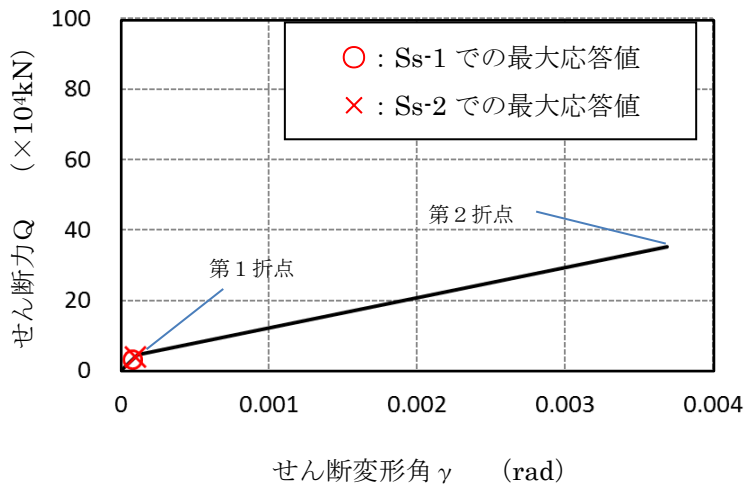
要素④のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

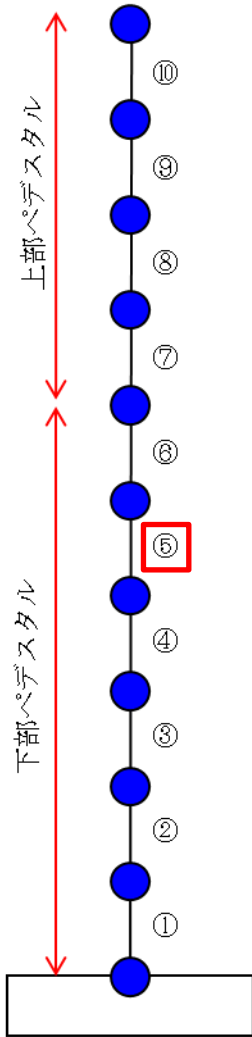


(b) せん断力ーせん断変形角関係

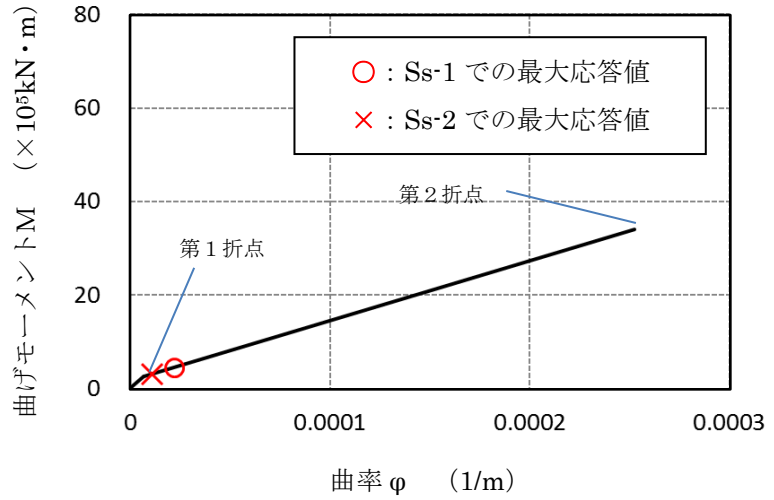
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (8/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

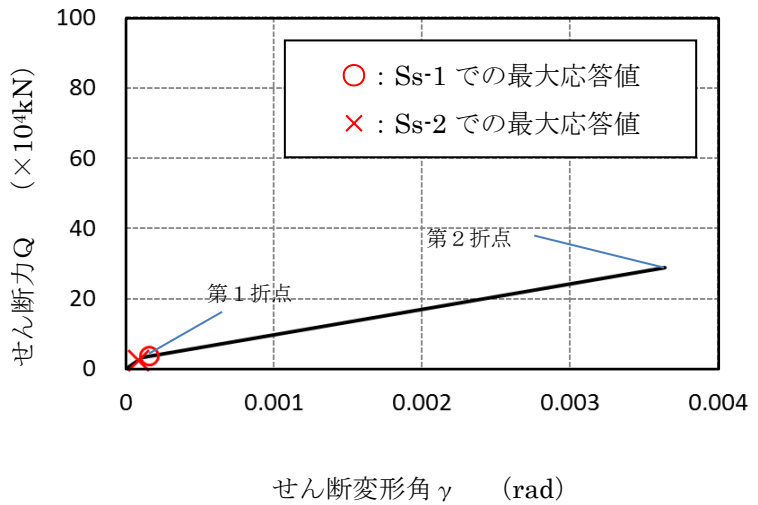
要素⑤のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

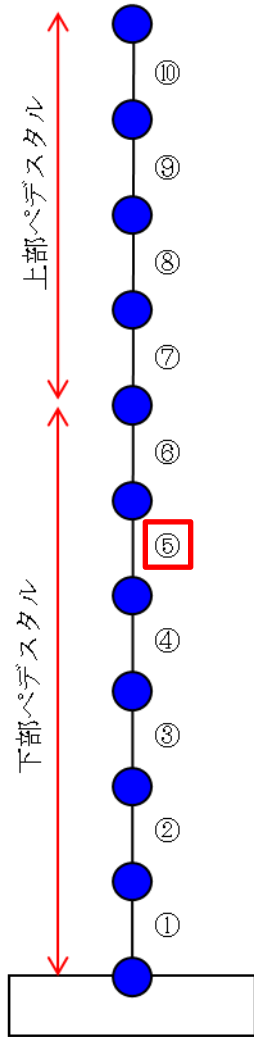


(b) せん断力-せん断変形角関係

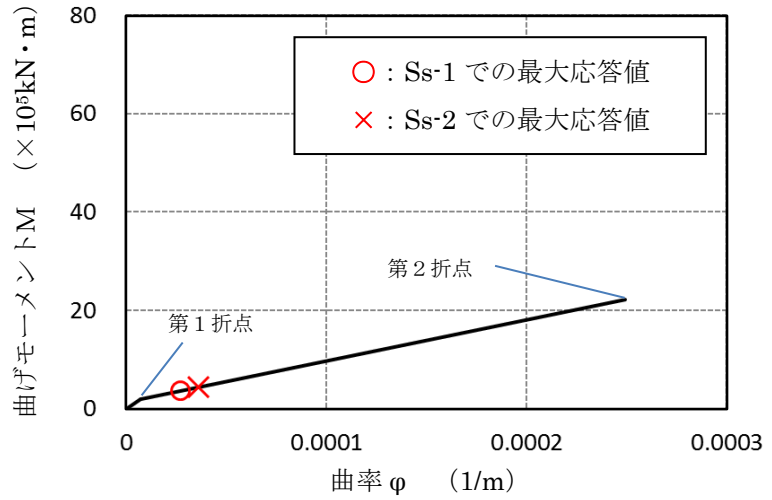
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (9/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

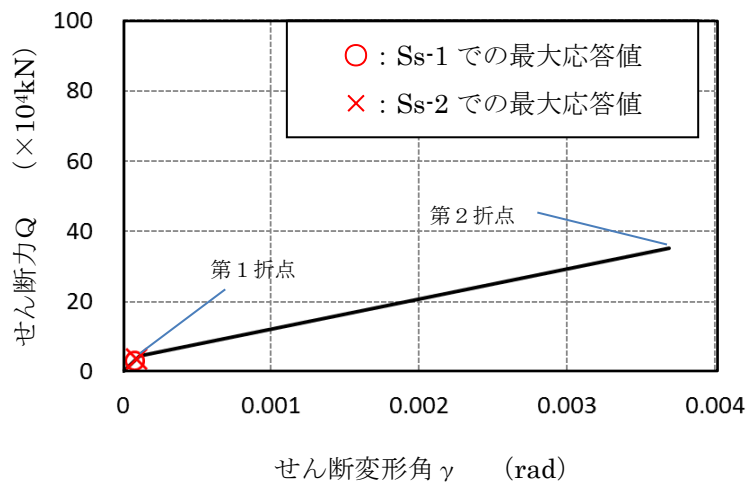
要素⑤のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

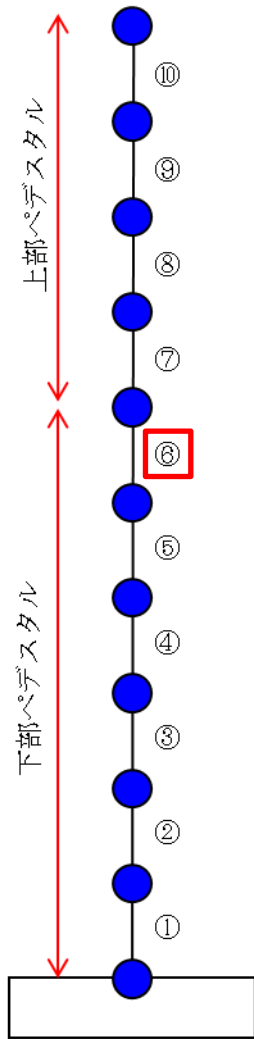


(b) せん断力-せん断変形角関係

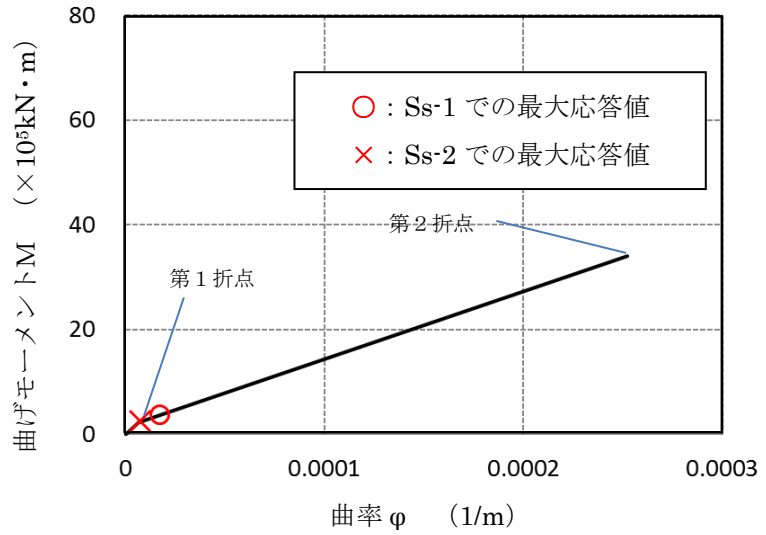
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (10/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

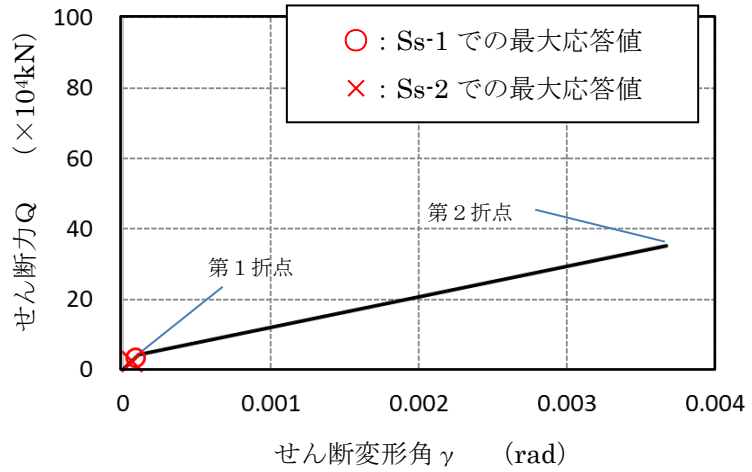
要素⑥のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

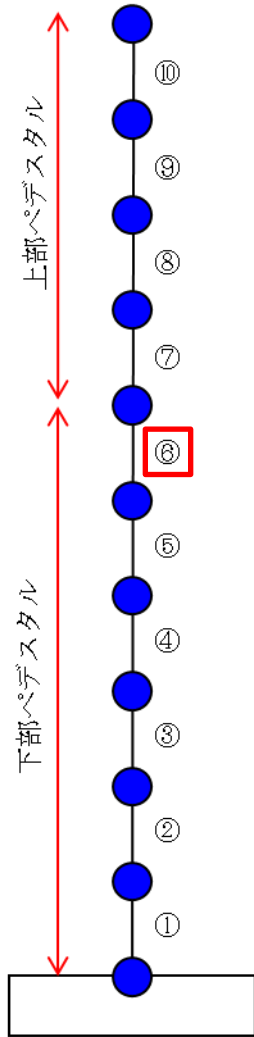


(b) せん断力ーせん断変形角関係

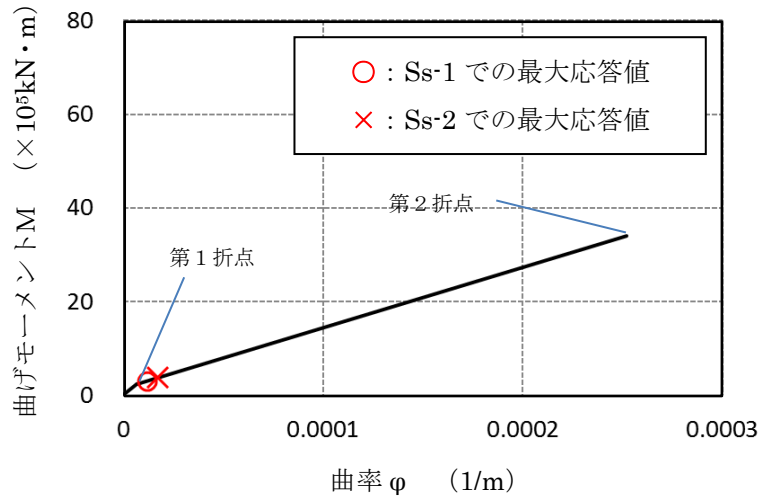
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (11/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

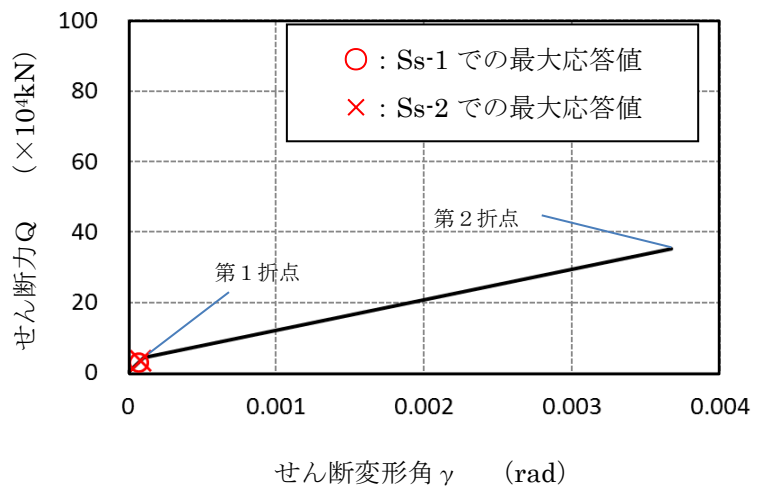
要素⑥のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

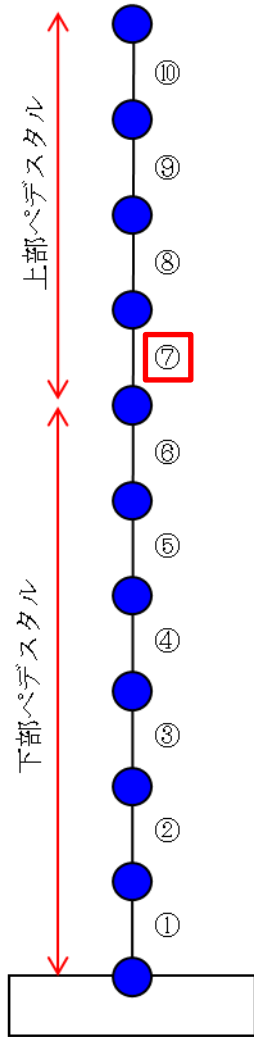


(b) せん断力-せん断変形角関係

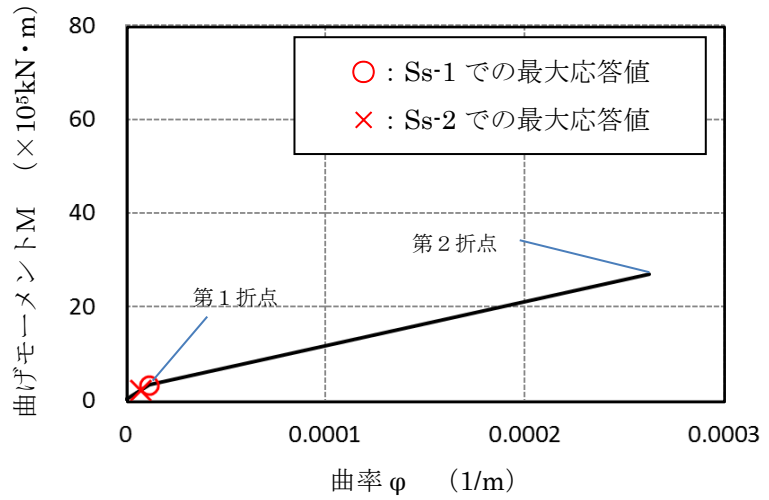
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (12/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

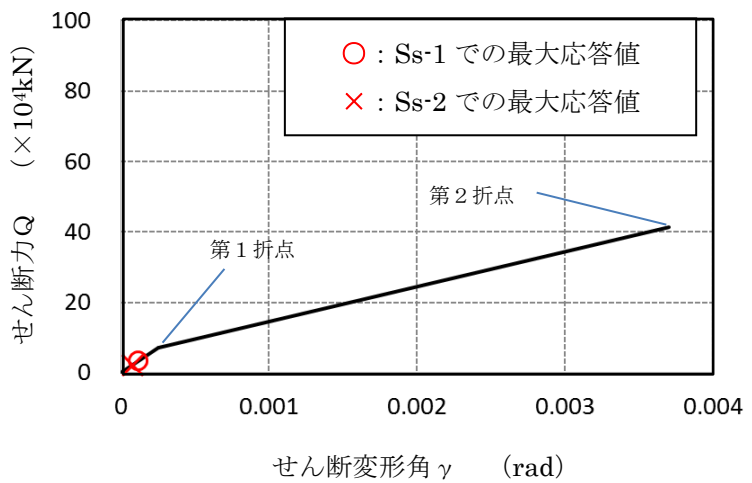
要素⑦のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

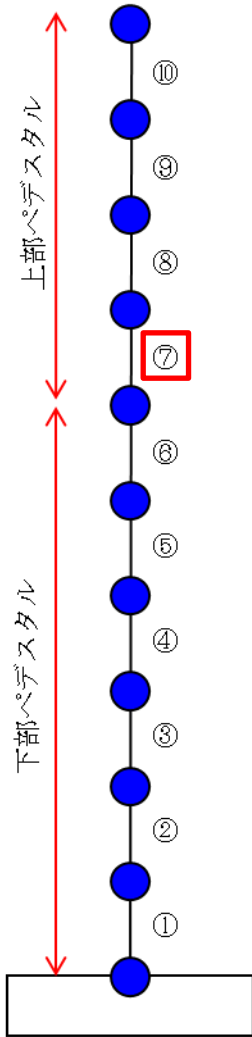


(b) せん断力ーせん断変形角関係

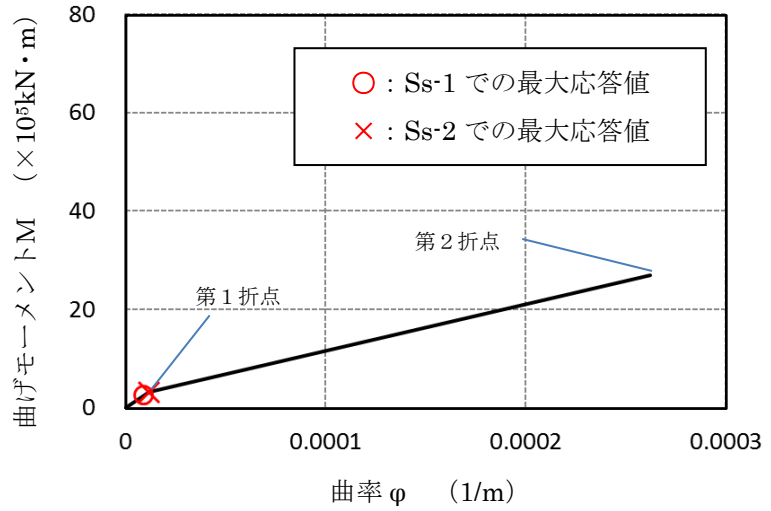
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (13/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

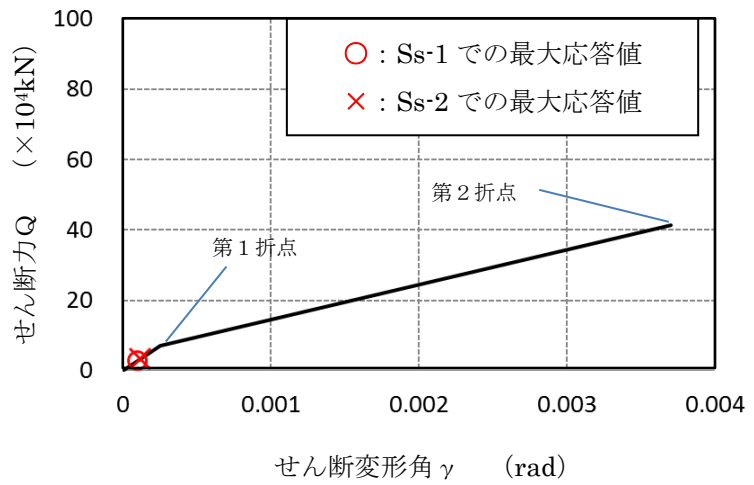
要素⑦のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

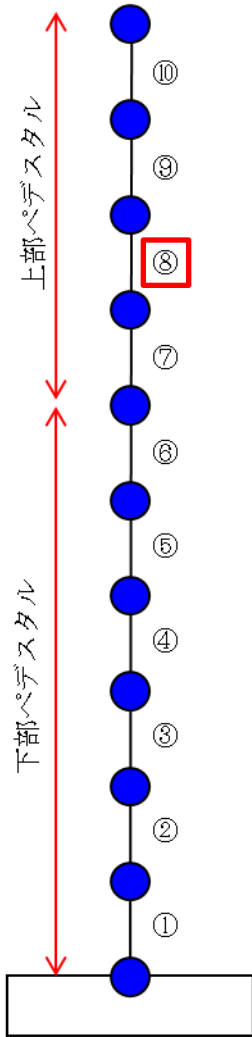


(b) せん断力ーせん断変形角関係

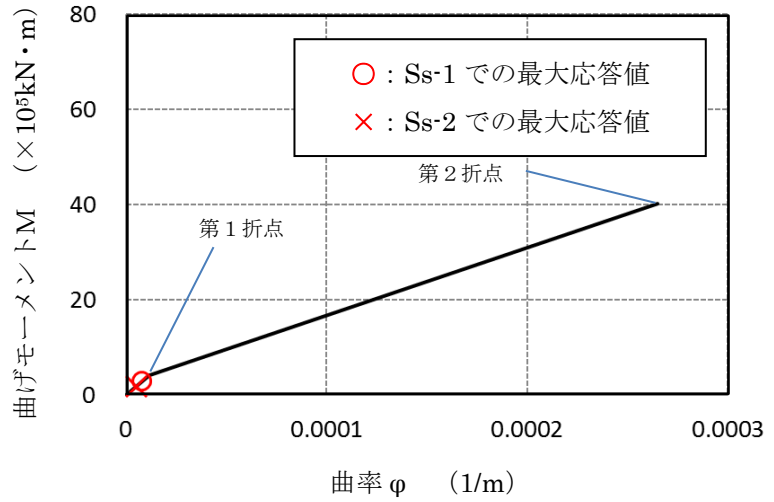
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (14/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

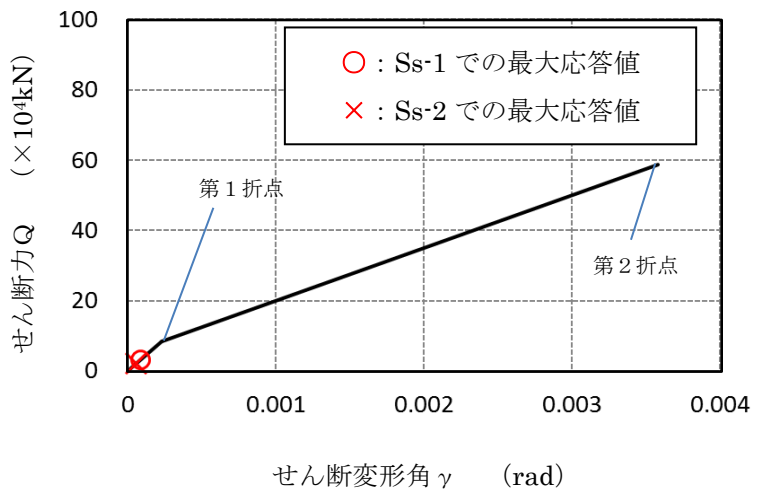
要素⑧のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

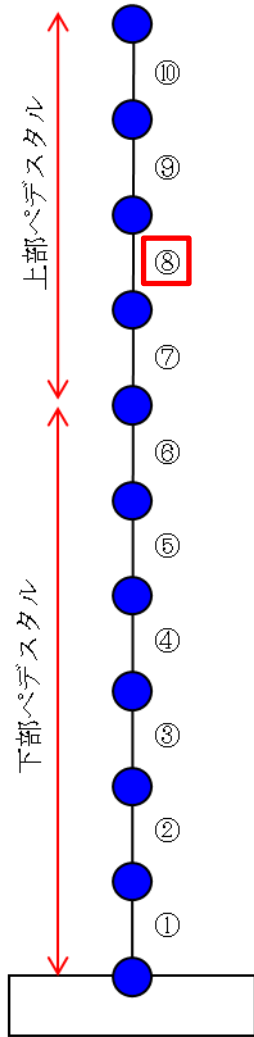


(b) せん断力-せん断変形角関係

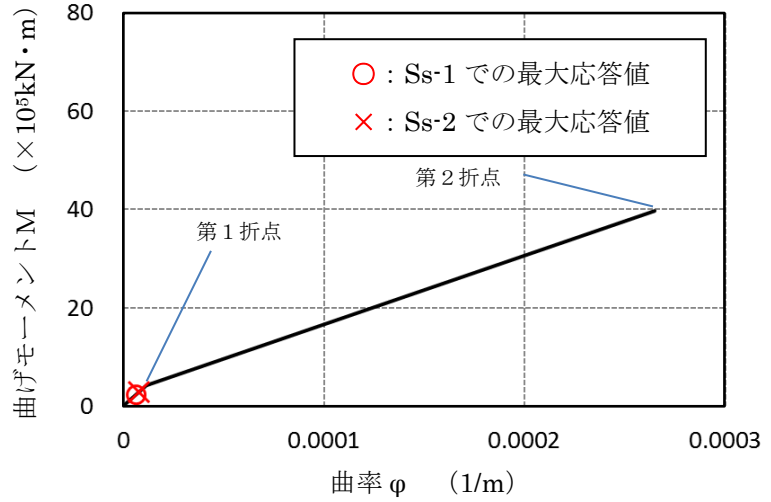
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (15/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

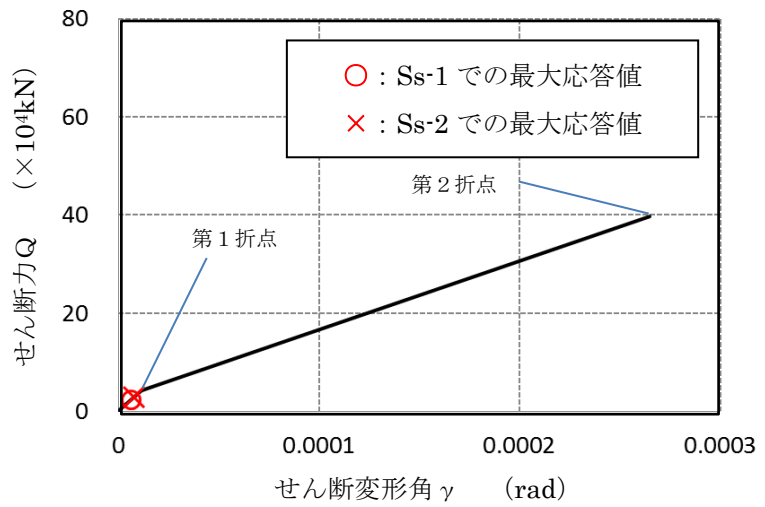
要素⑧のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

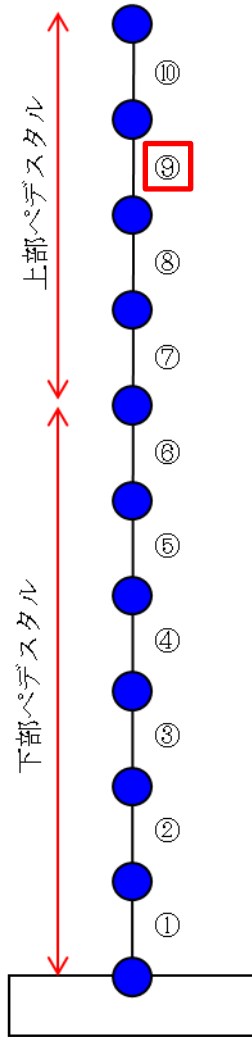


(b) せん断力ーせん断変形角関係

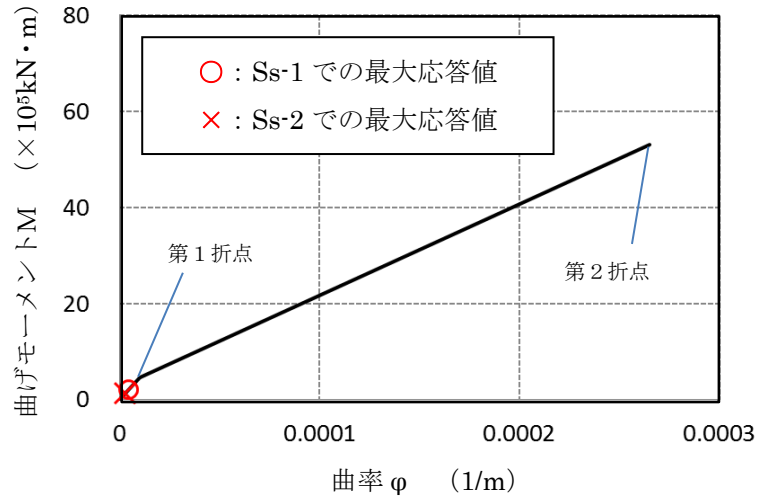
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ（16/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

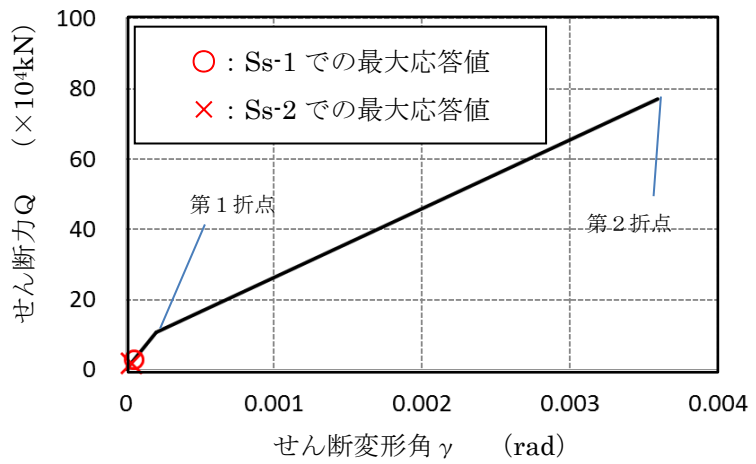
要素⑨のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

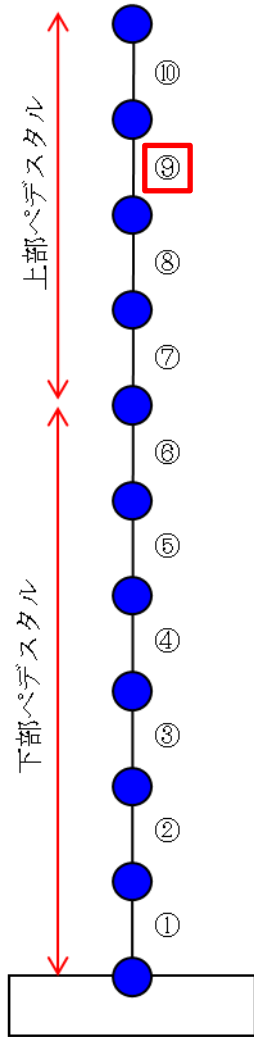


(b) せん断力ーせん断変形角関係

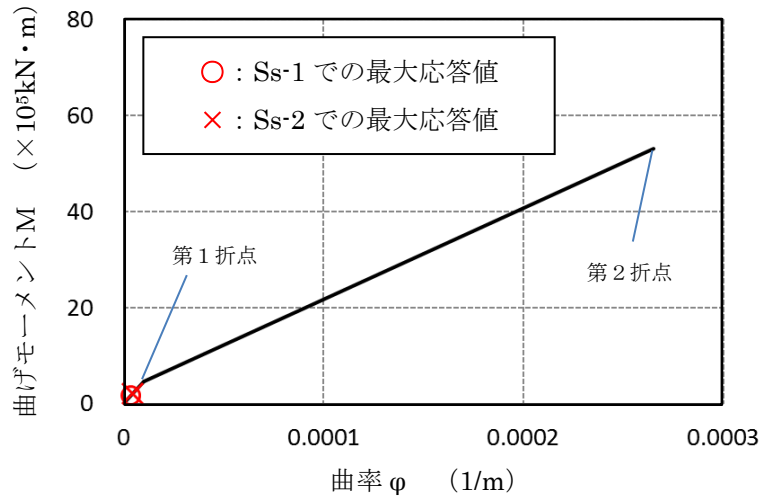
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (17/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

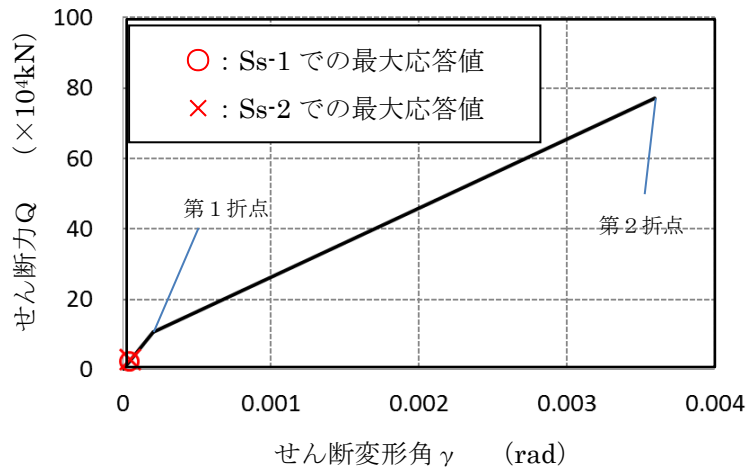
要素⑨のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

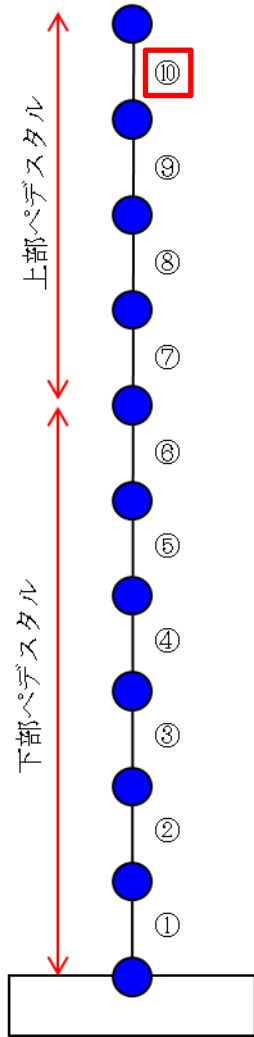


(b) せん断力ーせん断変形角関係

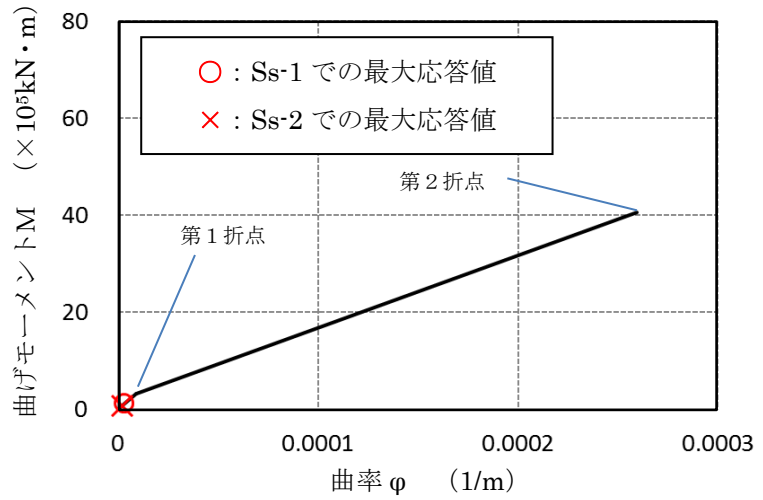
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ（18/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

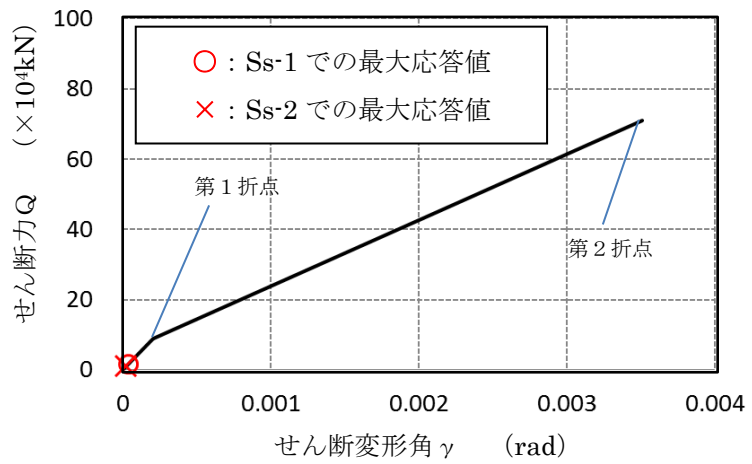
要素⑩のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

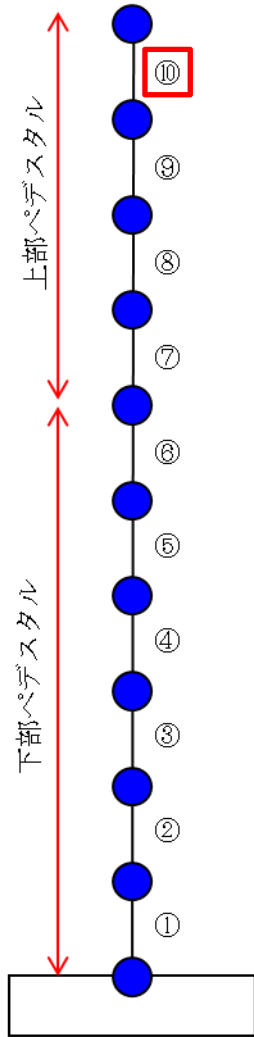


(b) せん断力ーせん断変形角関係

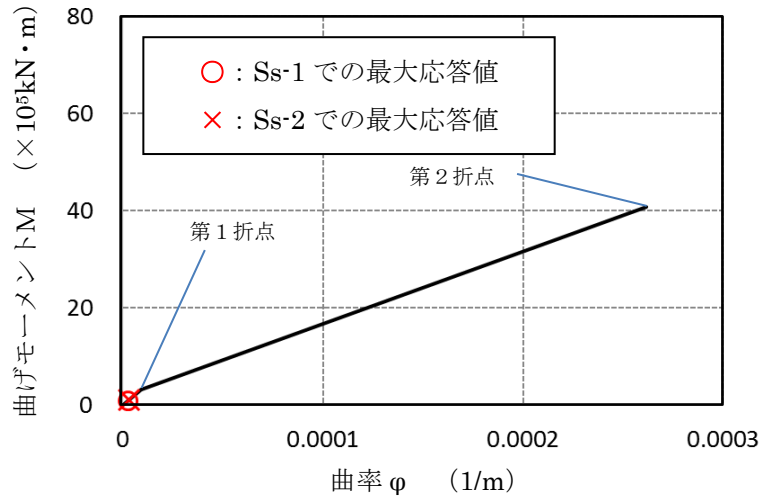
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (19/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

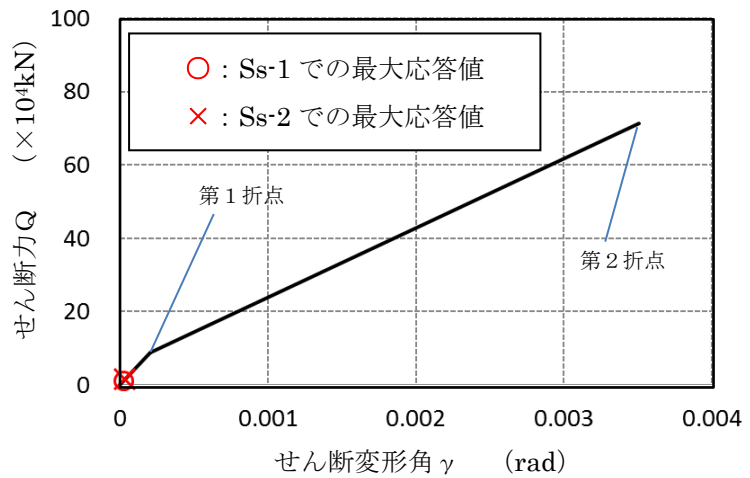
要素⑩のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係



(b) せん断力ーせん断変形角関係

※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（20/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

7 履歴特性の設定

(1) 検討目的

地震応答解析で応答が第1折点を超える場合は、線形時の減衰定数（一定値）に加え、採用した復元力特性による履歴減衰を考慮する。

RPV ペデスタルについても復元力特性を実機に適用するにあたり、履歴特性を設定する必要がある。設定する履歴特性に応じて履歴減衰が異なることから、保守性に配慮し、履歴減衰による消費エネルギーがより小さくなる履歴特性を設定する。

(2) 検討方法

試験結果に近い履歴特性と、SC 規程で定められている履歴特性をそれぞれ適用した地震応答解析を実施し、各々の消費エネルギー、即ち履歴減衰の大きさを比較する。

(3) 検討ケース

履歴特性に関するパラメータスタディの検討ケースを第7(3)-1表に示す。

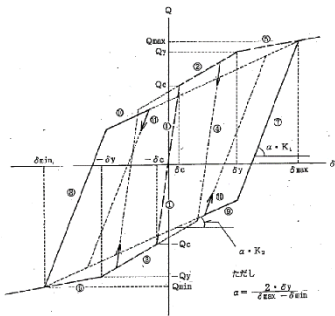
ケース A は、SC 規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケース B は、曲げ変形の履歴特性については、試験で得られた曲げ変形及びせん断変形の履歴特性（第7(3)-2図参照）より、ディグレイディングトリリニア型に近い紡錘型の安定したループ形状が得られていることを踏まえ、曲げに対する履歴特性に試験結果に近いディグレイディングトリリニア型を採用し、せん断に対しては消費エネルギーがより小さな原点指向型の履歴特性を採用したケースである。

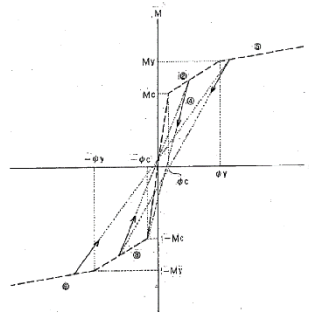
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを第7(3)-1図に示す。

第7(3)-1表 履歴特性に関するパラメータスタディ

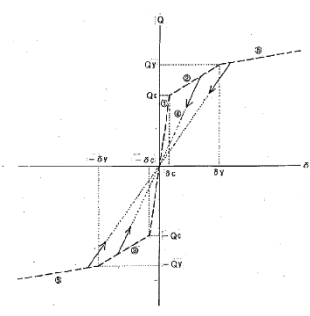
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

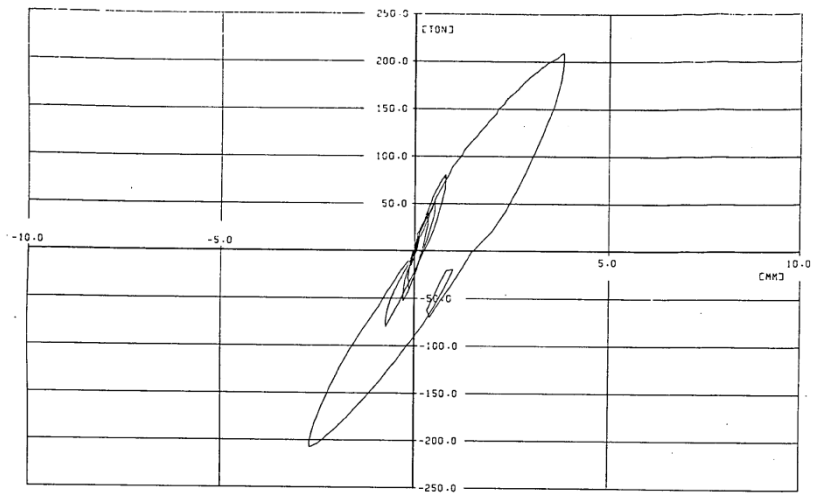


(b)最大点指向型

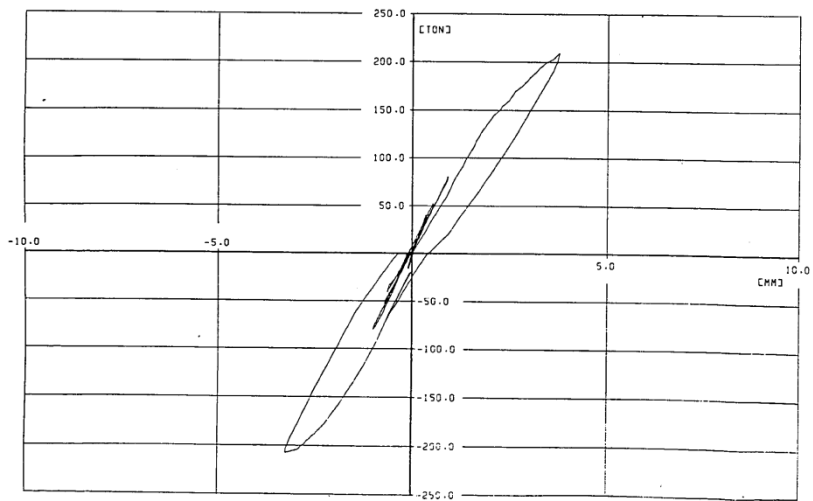


(c)原点指向型

第7(3)-1図 履歴特性のイメージ



(a) 水平力-曲げ変形関係



(b) 水平力-せん断変形関係

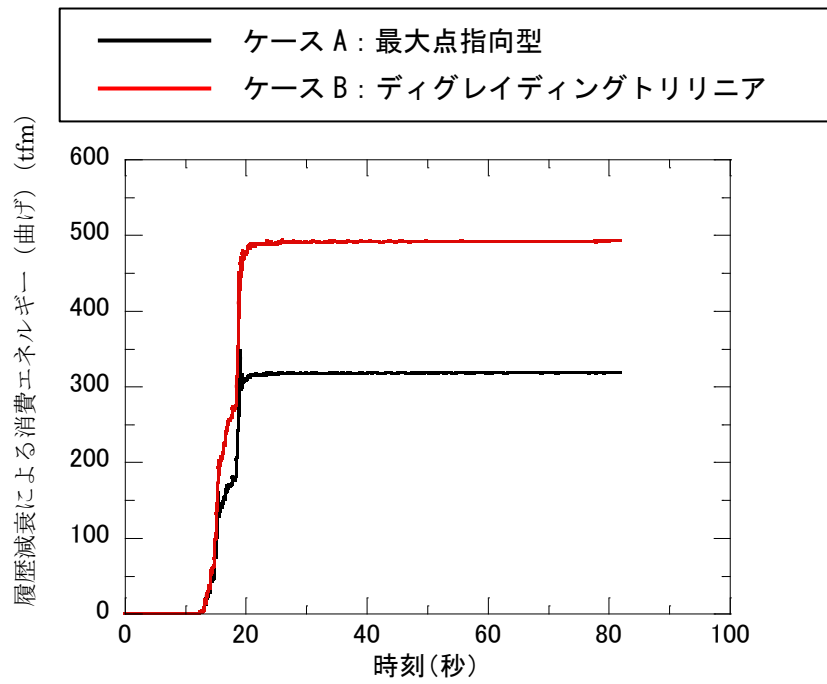
第7(3)-2図 実験における曲げ及びせん断の履歴特性
(2)より引用)

(4) 検討結果

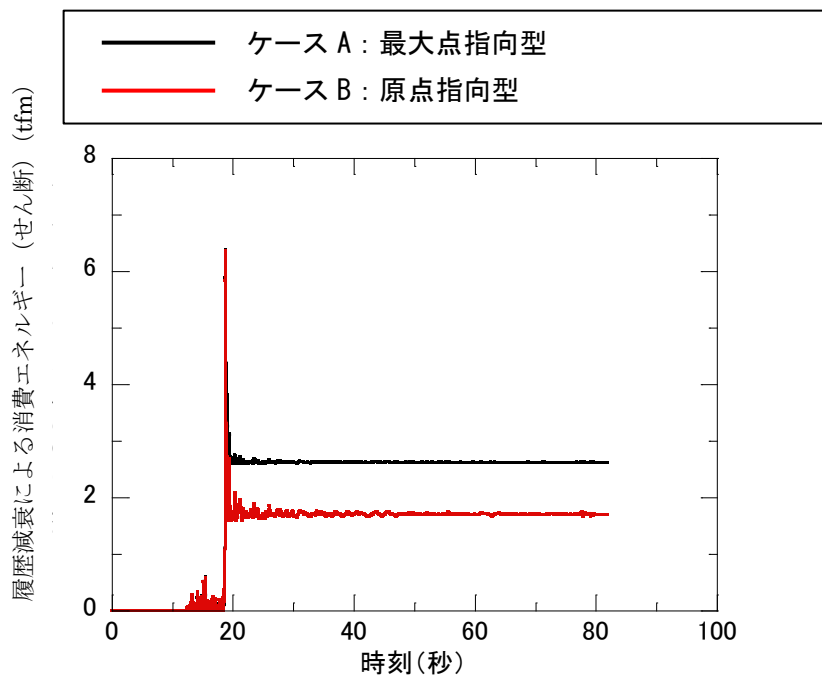
履歴減衰による消費エネルギーの累積値を比較したものを第7(4)-1図に示す。曲げによる消費エネルギーは、せん断による消費エネルギーと比べると2桁大きいオーダーの値を示しており、消費エネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であると言える。

さらに、曲げによる消費エネルギーは、試験結果に近いディグレイディングトリニア型を採用したケース B は、ケース A の 1.5 倍以上のエネルギーが消費されていることが示された。

以上より、RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性の履歴特性としては、消費エネルギーが小さく保守的な応答を与えると考えられるケース A の最大点指向型を採用することとした。



(a) 曲げ



(b) せん断

第 7(4)-1 図 履歴特性のパラメータスタディによる消費エネルギーの比較

8 まとめ

基準地震動の増大により原子炉建屋の地震応答解析モデルを建設時工認の線形解析モデルからコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用することに合わせ、RPV ペデスタルについても原子炉建屋と同様に非線形解析モデルとした復元力特性を適用し、より現実に近い適正な地震応答解析が可能になるようにした。

非線形解析モデルの評価は、既往の RC 構造との類似性を検討し同様の理論で評価可能であることを確認した上で、既往知見である SC 規程を参考に RPV ペデスタルの構造を踏まえた評価を行い、実機の RPV ペデスタルを模擬した試験結果を用いてその妥当性を確認した。

9 参考文献

- (1) 社団法人日本電気協会 原子力規格委員会：電気技術規程原子力編 鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009
- (2) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリート PCV の構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和 62 年度上半期（最終報告書），昭和 62 年 9 月
- (3) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その 3 セン断荷重-変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992 年）
- (4) 菊地 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その 1 復元力特性評価法の妥当性検討 日本建築学会大会学術講演梗概集（2010 年）
- (5) 肱岡 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その 2 復元力特性評価法の適用性検討 日本建築学会大会学術講演梗概集（2010 年）
- (6) 吉崎 他：原子炉建屋の復元力特性試験（その 6）スケール・イフェクト試験 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和 61 年）
- (7) 有限責任中間法人 日本原子力技術協会 中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会：中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価平成 20 年度中間報告，JANTI-SANE-02，平成 21 年 4 月
- (8) 社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会：電気技術指針原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版

添付資料-1：RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い

1. コンクリート強度の取り扱い方針

今回工認における RPV ペDESTALの復元力特性の設定に用いるコンクリート強度は、原子炉建屋（以下、「R/B」という）等のような施工時の「91日強度データ」がないこと及びプラント運転開始後にコア採取を実施していないことから、既工認と同様に設計基準強度を用いている。

しかしながら、RPV ペDESTALについても R/B 等と同様に、現実のコンクリート強度は設計基準強度を上回ると考えられることから、コンクリート実強度を考慮した復元力特性を設定し影響評価を行う方針とする。

2. RPV ペDESTALで想定するコンクリート実強度

RPV ペDESTALは実測したコンクリート強度がないことから、R/B 等で実測値をもとに設定したコンクリート強度を参照し、実強度を想定する。

具体的には、R/B のコンクリート実強度（440kg/cm²）に、RPV ペDESTALの設計基準強度（300kg/cm²）と R/B の設計基準強度（330kg/cm²）の比率を乗じることにより、影響評価に用いる RPV ペDESTALの実強度を 400kg/cm² と想定する。

$$\begin{aligned} \text{RPV ペDESTALの実強度} &= \text{R/Bの実強度} \times \frac{\text{RPV ペDESTALの設計基準強度}}{\text{R/Bの設計基準強度}} \\ &= 440 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \times \frac{300 \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{330 \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \\ &= 400 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

添付資料-2：地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTAL の減衰定数

1. 地震応答解析における RPV ペDESTAL の減衰定数

地震応答解析に用いる RPV ペDESTAL の減衰定数は、既工認と同じく 5% を適用する。RPV ペDESTAL は、鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造である。本構造の減衰定数は、原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1987) に示される減衰定数のうち、鉄筋コンクリート構造物 (以下、「RC 構造物」という) の減衰定数を準用し 5% を適用する。これは、RPV ペDESTAL の減衰が、材料の内部粘性減衰及び鋼板とコンクリート間の摩擦減衰等で生じ、これらは鉄筋コンクリートと同等であるとの工学的判断による。また、重大事故等時の減衰定数も、上記の考え方に従い、RC 構造物と同じ 5% を適用する。

上記の減衰定数は、以下の運動方程式の減衰マトリックス $[c]$ の値として考慮する。

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{H\}\Delta\ddot{a}$$

ここで

$[m]$: 質量マトリックス

$[k]$: 剛性マトリックス

$[c]$: 減衰マトリックス

$\{u\}$: 変位マトリックス

$\{H\}$: 入力ベクトル

$\Delta\ddot{a}$: 地震加速度

固有円振動数と固有モードは次式により求める。

$$([k] - \omega_i^2 [m])\{\phi_i\} = \{0\}$$

ここで

ω_i : i 次の固有円振動数

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの固有ベクトル

この時の減衰マトリックス $[c]$ は次式により求められる。

$$[c] = [m] \left(\sum_i \{\phi_i\} \eta_i \{\phi_i\}^T \right) [m]$$

ここで

$$\eta_i = \frac{2 \cdot h_i \cdot \omega_i}{M_i}$$

$$M_i = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}$$

M_i : i 次のモード換算質量

h_i : i 次のモード減衰定数

なお、モード減衰定数 h_i は各次モードにおける各部材のひずみエネルギーに比例するものとして、次式により求める。

$$h_i = \frac{\sum_j (h^j \cdot E_i^j)}{\sum_j E_i^j}$$

$$E_i^j = \frac{1}{2} \{\phi_i^j\}^T [k^j] \{\phi_i^j\}$$

E_i^j : i 次振動モードにおける j 部材のひずみエネルギー

h^j : j 部材の減衰定数

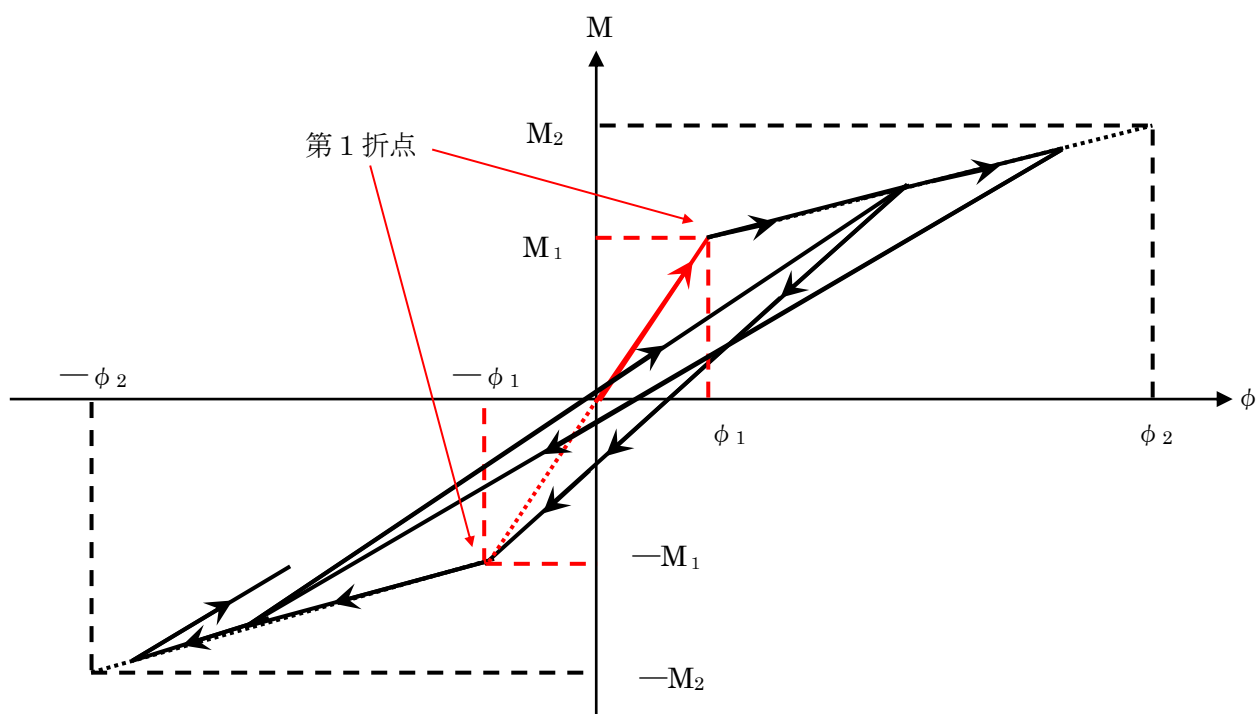
$[k^j]$: j 部材の初期剛性マトリックス

$\{\phi_i^j\}$: i 次振動モードにおける j 部材の材端変位ベクトル

上記で求まる減衰マトリックス $[c]$ は、復元力特性上の線形領域（第1折点以下）及び第1折点を越えた弾塑性領域で同じ値として適用される。

2. RPV ペDESTALの履歴特性による減衰効果

弾塑性解析では1. で示す通り、減衰マトリックス $[c]$ は、復元力特性上の線形領域（第1折点以下）および第1折点を越えた弾塑性領域でも同じ値を適用する。剛性マトリックス $[k]$ は、第1折点を越えた弾塑性領域では履歴特性上の位置に応じて変化する。この変化により描かれる履歴ループでエネルギー消費が行われ、減衰効果となる。



第1図 最大点指向型の履歴特性の例（曲げモーメント）

添付資料-3 : SC 規程を参考にした RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程

目次

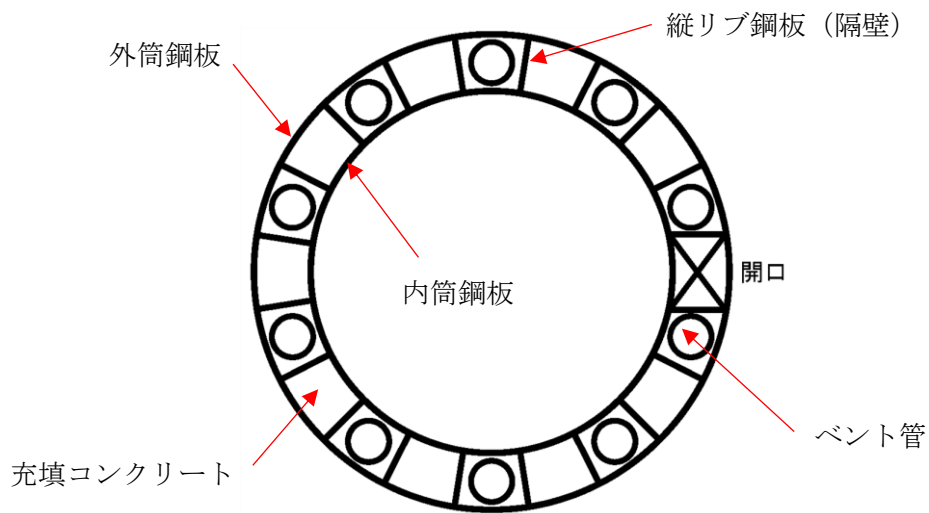
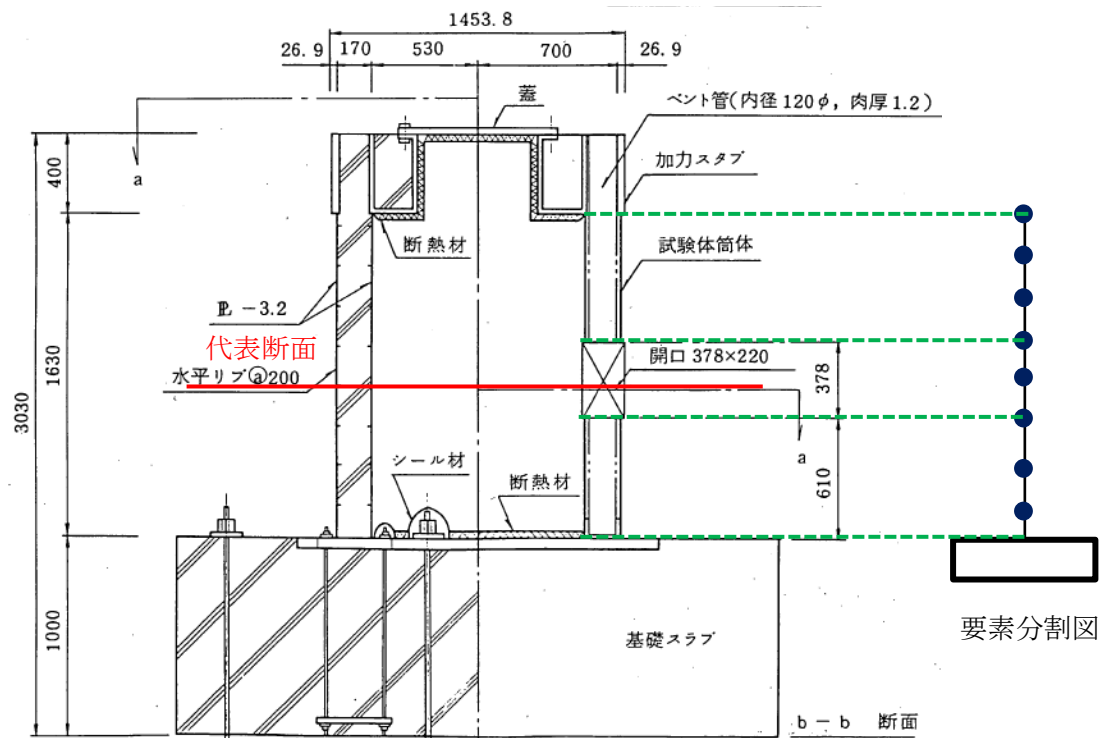
1. SC 規程を参考にした試験体のスケルトンカーブ導出過程
2. 試験体の計算過程
 - (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程
 - (2) せん断のスケルトンカーブ導出過程
3. SC 規程を参考にした実機 RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程
4. 下部ペDESTALの計算過程
 - (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程
 - (2) せん断のスケルトンカーブ導出過程
5. 上部ペDESTALの計算過程
 - (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程
 - (2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

1. SC 規程を参考にした試験体のスケルトンカーブ導出過程

RPV ペデスタルの復元力特性を SC 規程を参考にして設定する際に検討した追加検討事項の妥当性を確認するため、追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重－変位特性と、試験で実測された試験体の荷重－変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断している。

ここでは、妥当性検証に用いた、SC 規程を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブの導出過程を説明する。

また、試験体の加力方向は 1 方向であるため、スケルトンカーブの設定は加力方向 1 方向に対して行う。なお、試験体は各層共通してベント管を内蔵していることから、より複雑な構造である開口部を有する断面を具体的計算過程提示の代表として抽出した。(第 1-1 図)



第 1-1 図 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

2. 試験体の計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. 試験体の構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする

- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ となる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D / 2)$)

$D / 2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペデスタルコンクリートの設計基準強度 $= 29.4 (\text{N}/\text{mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、ペデスタル円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) がゼロとなる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

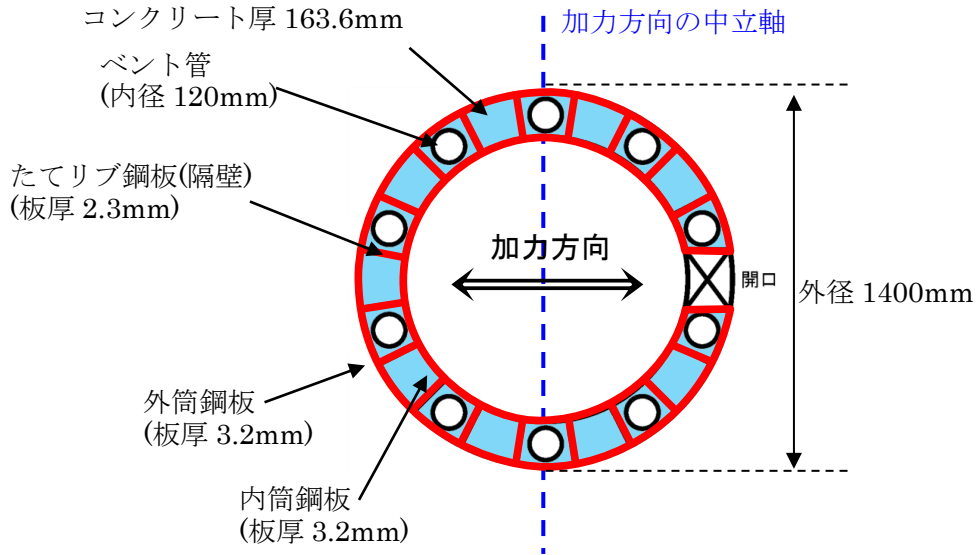
M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口による断面欠損を考慮し算出する。(第2(1)-1図)



第2(1)-1図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。また、各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は、実機 RPV ペデスタルと同様に求める。(第2(1)-1表, 第2(1)-2表)

コンクリートのヤング係数 E_c は、既工認と同様に鉄筋コンクリート構造計算規準に基づいて、コンクリートの単位体積重量 $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$ 及び設計基準強度を用いて求める。

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$$

$$= 2.6 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 2.55 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2 (1)-1)}$$

第2(1)-1表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²) (300(kg/cm ²))	設計基準強度

第 2(1)-2 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	9.91886×10^{10} (mm ⁴)	第 2(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	5.0359×10^9 (mm ⁴)	第 2(1)-1 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.19×10^5 (mm ²)	第 2(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.85×10^4 (mm ²)	第 2(1)-1 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント (第 2(1)-2 表) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 3.79174 \times 10^{10} + 9.91886 \times 10^{10} \\ = 1.37106 \times 10^{11} \text{ (mm}^4\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2(1)-2)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 700\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.95866 \times 10^8 \text{ (mm}^3\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2(1)-3)}$$

試験体に負荷される鉛直方向のプレストレス力によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($= 9.23 \times 10^5$ (N)) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.26 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2(1)-4)}$$

以上より、第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{2.47 \times 10^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(1)-5)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{7.06 \times 10^{-5} \text{ (1/m)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(1)-6)}$$

(第2折点)

RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 σ とひずみ ε を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

●モデル化方法

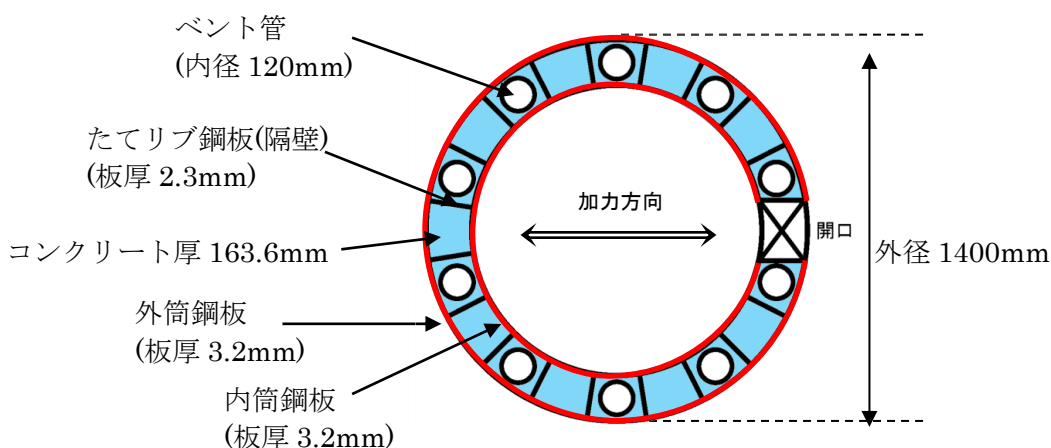
RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。（第2(1)-2,3 図参照）

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

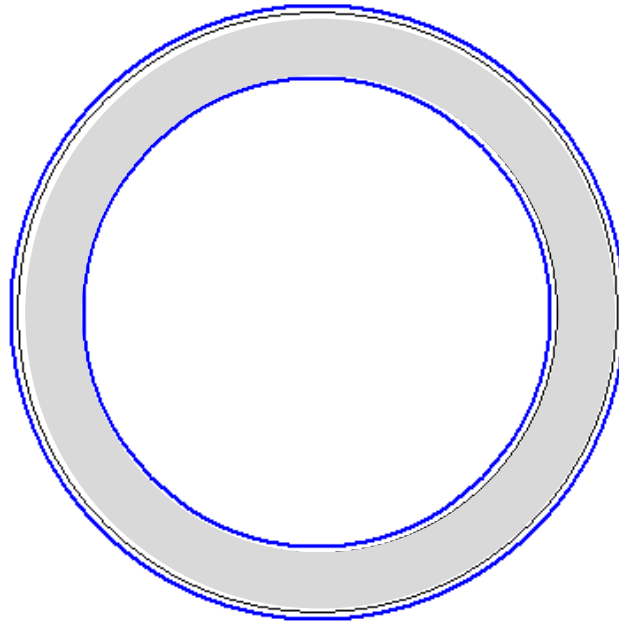
また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

荷重（モーメント）を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。

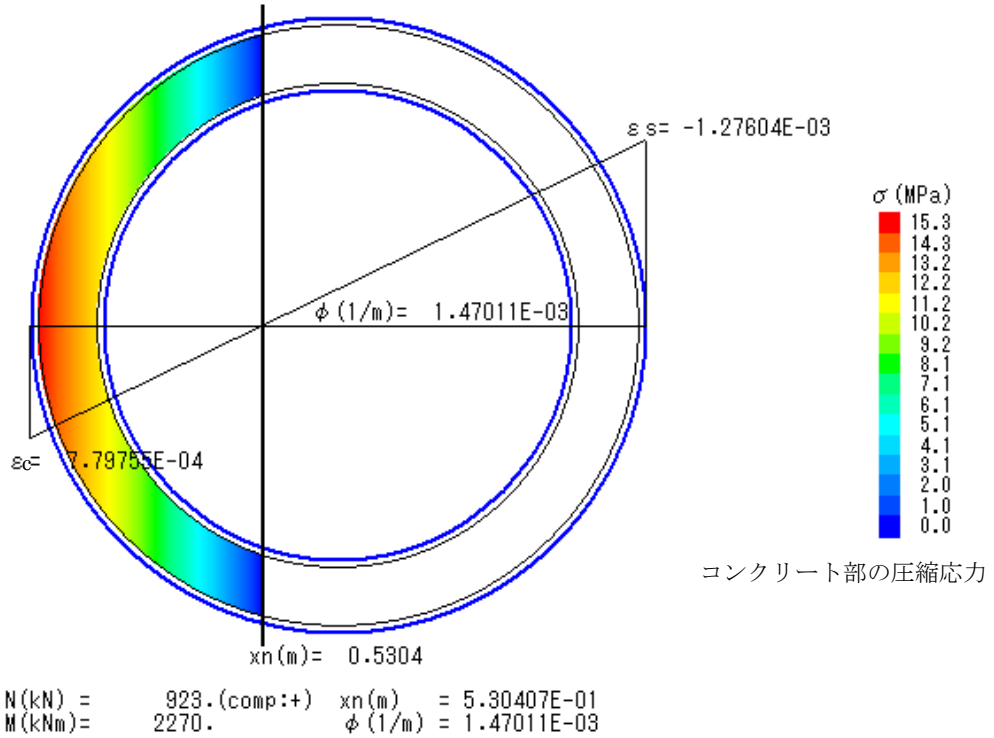


第2(1)-2 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

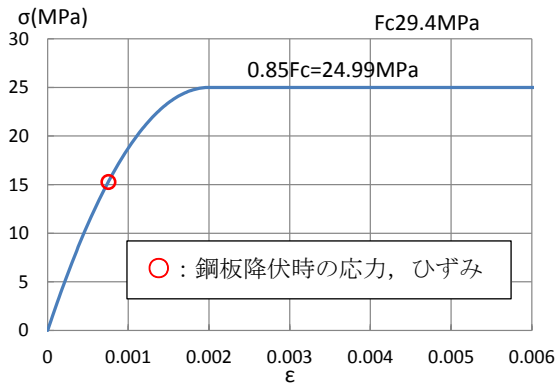


第 2(1)-3 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

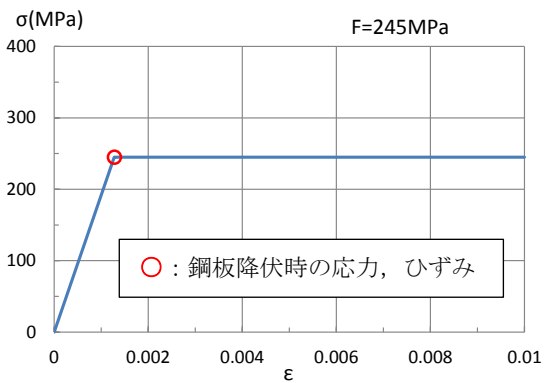
N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ε_c : 圧縮側最大ひずみ
xn : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 2(1)-4 図 ファイバーモデルによる解析結果



(a) コンクリート



(b) 鋼板

第 2(1)-5 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 2.27 \times 10^3 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 1.47 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については, RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり, コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため, その影響を考慮して, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は, ペDESTALのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペDESTAL鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値, すなわちペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は、SC 規程の附属書 2.1 解説及び、コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽²⁾に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm²)

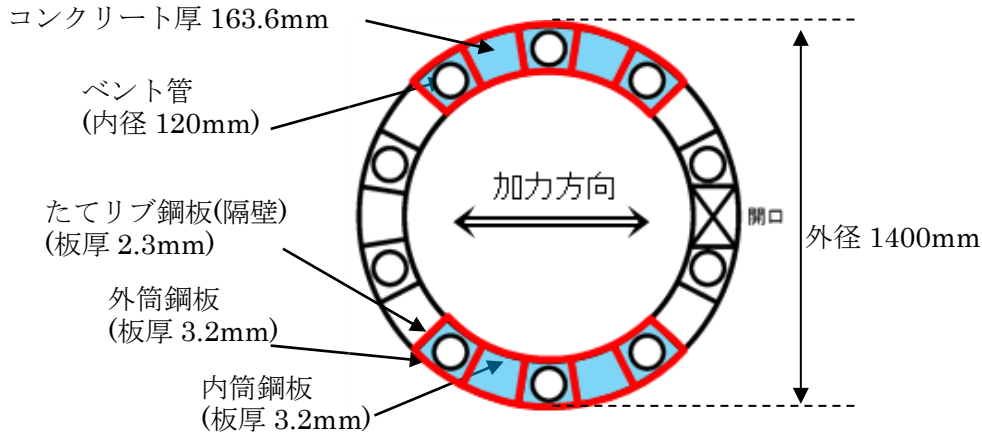
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第2(2)-1図)



第2(2)-1図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。また、各部材のせん断断面積は、実機 RPV ペDESTALと同様に求める。(第2(2)-1表, 第2(2)-2表)

コンクリート及び鋼板のせん断弾性係数 G_c , G_s は、以下に示す式により、それぞれのヤング係数, ポアソン比 $\nu_c=0.167$, $\nu_s=0.3$ を用いて求める。

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} = 10900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ (式 2(2)-1)}$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} = 73900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ (式 2(2)-2)}$$

第 2(2)-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

第 2(2)-2 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.595×10^5 (mm ²)	第 2(2)-1 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425×10^4 (mm ²)	第 2(2)-1 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.26$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第 2(2)-1 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-3)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTAL の内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = 3.95 \times 10^2 \text{ (kN)} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-4)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = 1.02 \times 10^{-4} \text{ (rad)} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-5)}$$

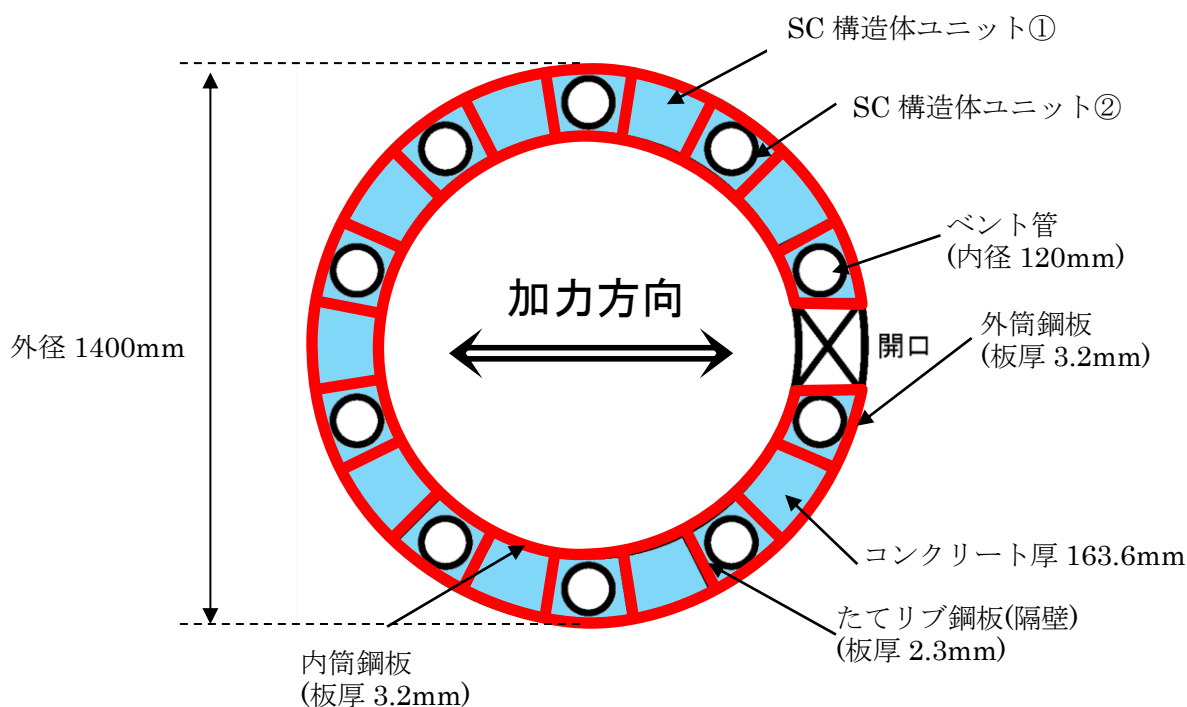
(第2折点)

コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_{β} を算出する際は、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全10箇所の中の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_{β} を求める。

- ・ SC構造体ユニット①とSC構造体ユニット②それぞれの K_{β} を求める。
- ・ 層全体の K_{β} を求める。

$$(\text{層全体の } K_{\beta} = \text{SC構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5)$$

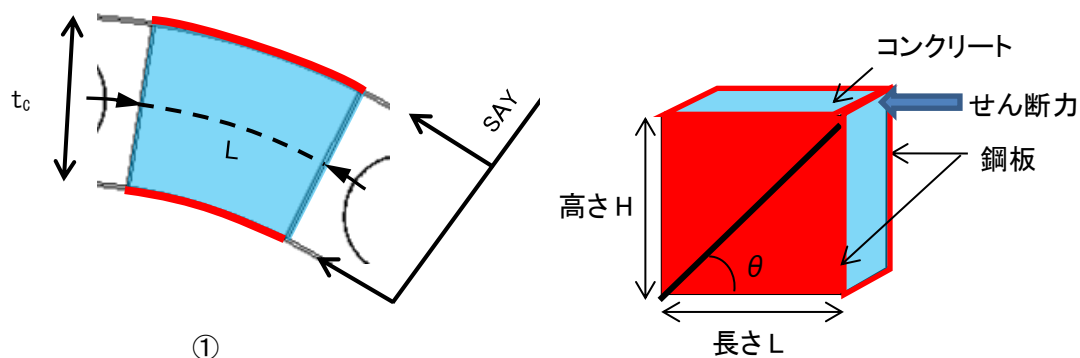


第2(2)-2図 SC構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

鋼板のせん断剛性 K_{α} は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮し求める。

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 2(2)-3 図, 第 2(2)-3 表, 第 2(2)-4 表)



第 2(2)-3 図 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第 2(2)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第 2(2)-4 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	第 2(2)-3 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	193.2 (mm)	第 2(2)-3 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	163.6 (mm)	第 2(2)-3 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	1,236 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	10,432 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は，SC 構造体ユニット①の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 83.2(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-6)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は，コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-7)}$$

以上より，SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right) = -0.00525 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-8)}$$

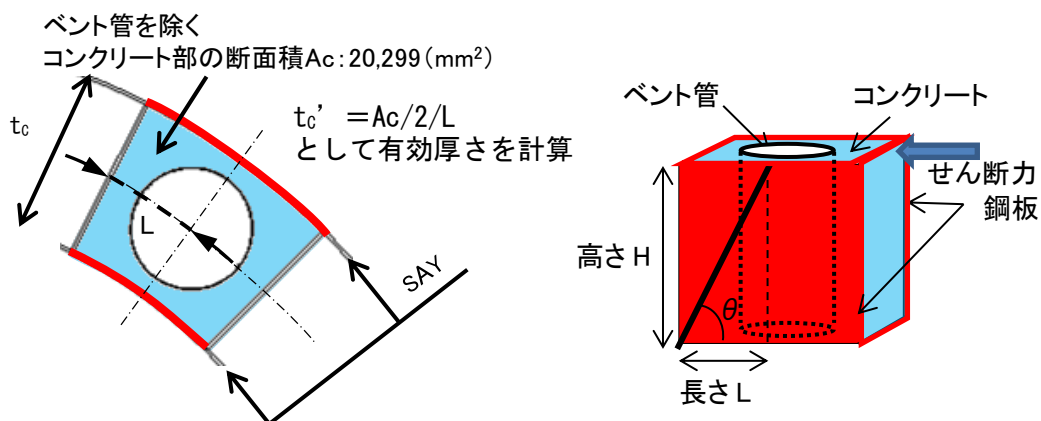
$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right) = 1.29477 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-9)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{= 2.39 \times 10^6 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-10)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 2(2)-4 図, 第 2(2)-5 表, 第 2(2)-6 表)



第 2(2)-4 図 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第 2(2)-5 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第 2(2)-6 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	第 2(2)-4 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	96.6 (mm)	第 2(2)-4 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	163.6 (mm)	第 2(2)図-4 の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	618 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	10,432 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット②の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 86.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-11)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-12)}$$

SC 構造体ユニット②では、コンクリート部にベント管が内蔵されていることから、 K_{β} の算出に用いるコンクリート厚さは、ベント管を除くコンクリート部の断面積 A_c のうち、半分が有効とし、SC 構造体ユニットの長さ L で除することにより求まる有効板厚 t_c' を用いる。

$$t_c' = A_c/2/L = 105.1 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-13)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} v_s \right) = -0.00274 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-14)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} v_s \right) = 2.62549 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-15)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - v_c^2}{E_c' \cdot t_c' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

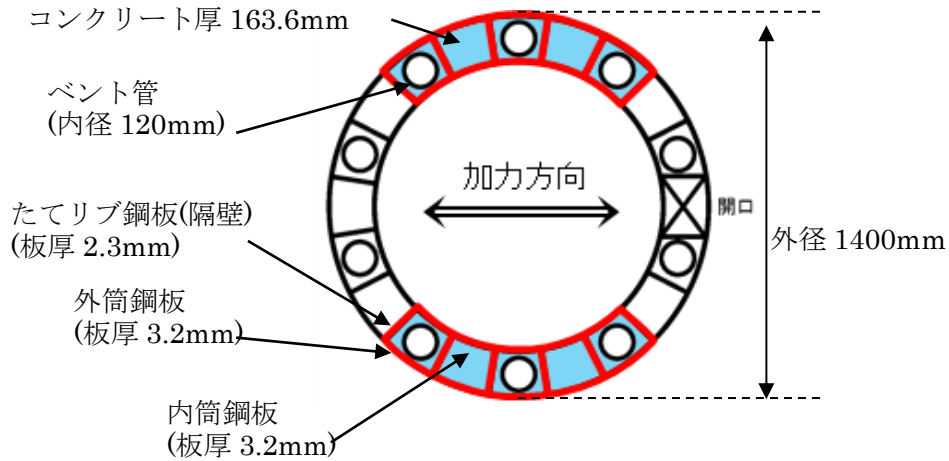
$$\underline{= 2.56 \times 10^5 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-16)}$$

●層全体の K_{β}

$$\begin{aligned} \text{層全体の } K_{\beta} \text{ は、} &= \text{SC 構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC 構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5 \\ &\underline{= 1.32 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-17)} \end{aligned}$$

● K_α の算出方法

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第 2(2)-5 図)



第 2(2)-5 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_α の算出は、実機試験体の構造（寸法）に応じた値を用いて行う。(第 2(2)-7 表, 第 2(2)-8 表)

第 2(2)-7 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	245 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3101

第 2(2)-8 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425×10^4 (mm ²)	第 2(2)-5 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 105 \times 10^7 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-18)}$$

以上より，式 2(2)-17 で求めた，ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて，第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 105 \times 10^7 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 1.32 \times 10^7 \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$= \underline{2.04 \times 10^3 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-19)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$= \underline{1.92 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-20)}$$

3. SC 規程を参考にした実機 RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ導出過程

RPV ペDESTAL は各断面で中間鋼板の有無やベント管による開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮し剛性を算定している。

今回の非線形特性を考慮したスケルトンカーブの設定においても既工認同様に各断面の構造の差異を考慮し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペDESTAL に対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を参考にスケルトンカーブを設定する。

本項では、曲げ及びせん断のスケルトンカーブの具体的導出過程を示す。

上部ペDESTAL は、各層で連通路の有無、ベント取入孔の有無及び中間鋼板の個数という点で構造上の特徴が異なる。(第 3-1 表)

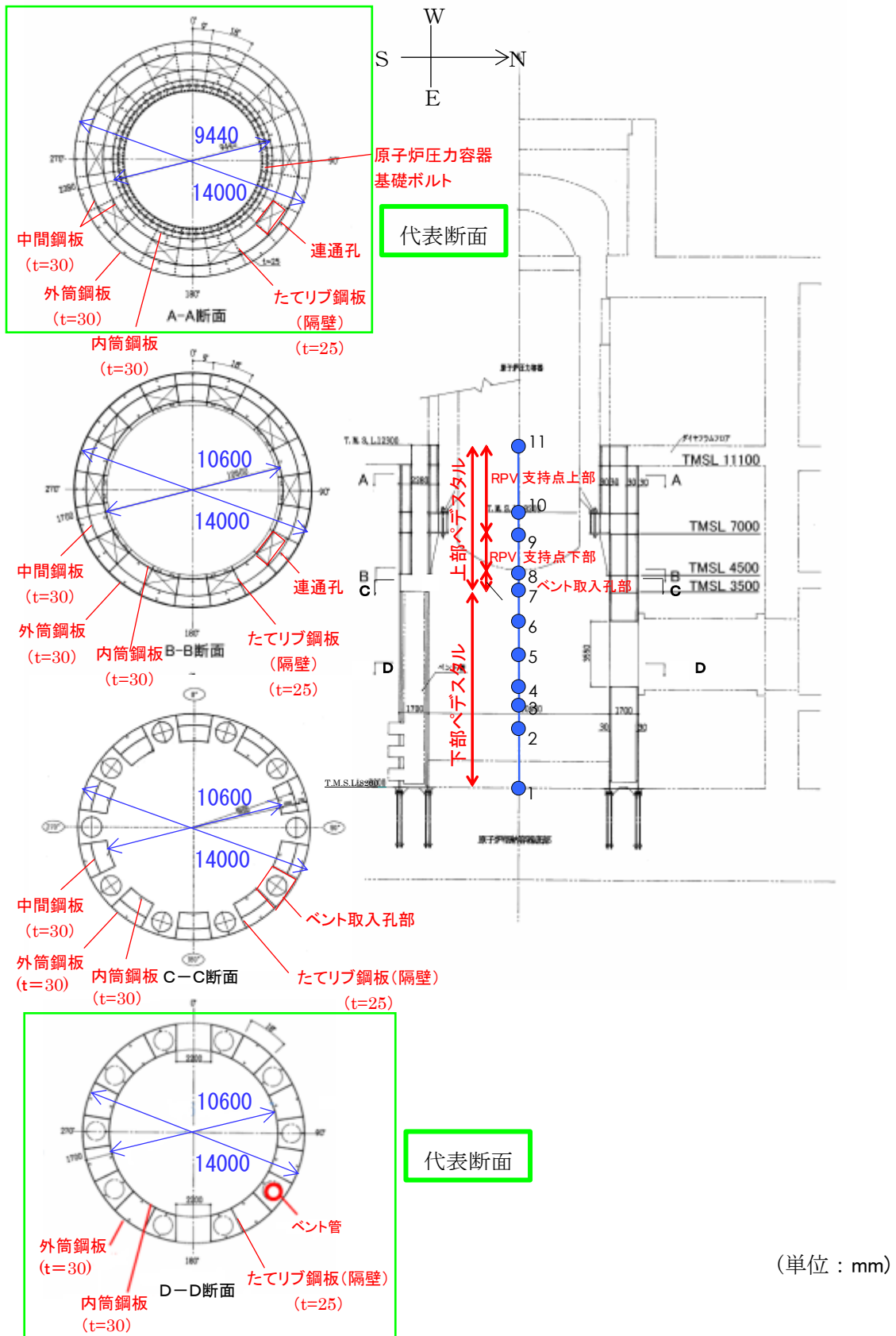
スケルトンカーブの設定においては、いずれの層においても、中間鋼板を断面積等の算定に含め、連通路及びベント取入孔による開口分の断面欠損を考慮するという点は共通で、計算過程も同一であることから、ここでは一例として RPV 支持点上部の計算過程を示す。

第 3-1 表 上部ペDESTAL の構造上の特徴

	連通路	ベント取入孔	中間鋼板の個数
RPV 支持点上部	あり	無し	2
RPV 支持点下部	あり	無し	1
ベント取入孔部	無し	あり	1

下部ペDESTAL は、各層共通してベント管を内蔵していることから、ベント管以外の構造物を含む下部ドライウェルアクセストンネルを有する断面を代表として計算過程を示す。

代表として計算過程を示す断面を第 3-1 図に示す。



第3-1図 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

4. 下部ペDESTALの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする

- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) 下部ペDESTALはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ となる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D / 2)$)

$D / 2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = $29.4 (\text{N/mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) がゼロとなる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

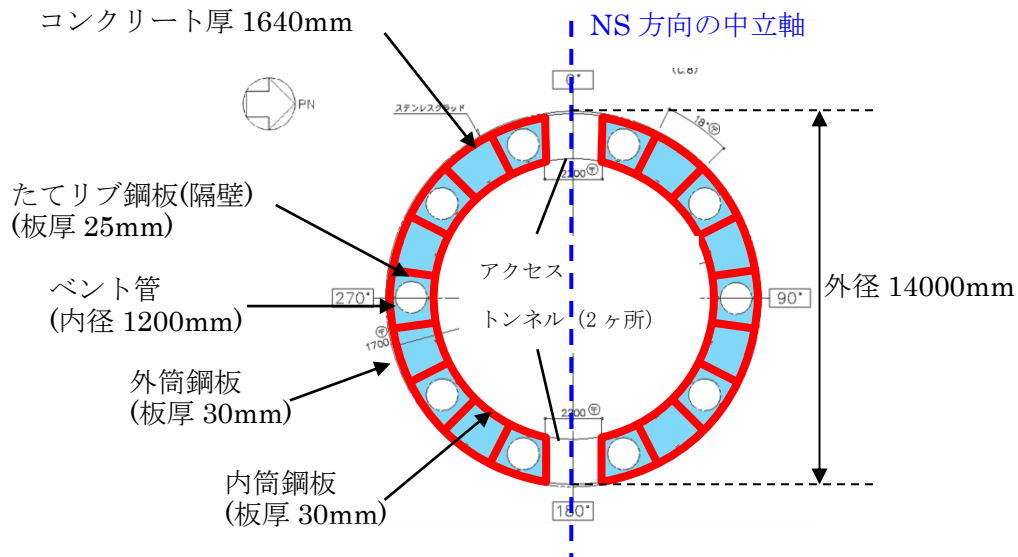
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS方向

ベント管及び下部ドライウェルアクセストンネル（以下「アクセストンネル」という）による断面欠損を考慮し算出する。（第4(1)-1図）



第4(1)-1図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
 (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。（第4(1)-1表，第4(1)-2表）

第4(1)-1表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

第4(1)-2表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	9.93430×10^{14} (mm ⁴)	第4(1)-1図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	5.3917×10^{13} (mm ⁴)	第4(1)-1図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	4.4807×10^7 (mm ²)	第4(1)-1図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.463×10^6 (mm ²)	第4(1)-1図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（第4(1)-2表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 4.05963 \times 10^{14} + 9.93430 \times 10^{14} \\ = 1.39939 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.99913 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-2)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 $N (=7.50 \times 10^7 (\text{N}))$ を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.18 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-3)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

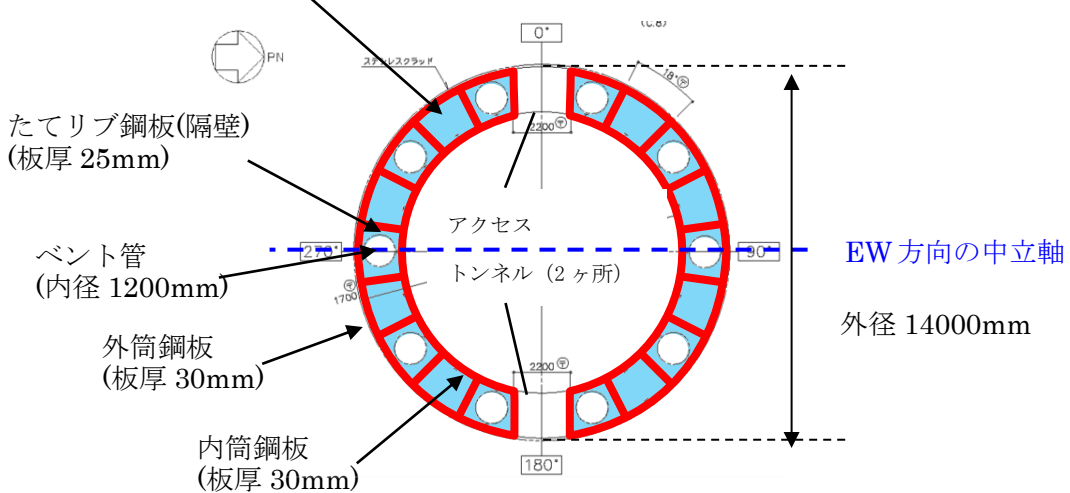
$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{2.36 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.61 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-5)}$$

●EW 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(第 4(1)-2 図)

コンクリート厚 1640mm



第 4(1)-2 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 4(1)-3 表，第 4(1)-4 表)

第 4(1)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

第 4(1)-4 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	7.24900×10^{14} (mm ⁴)	第 4(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	4.3908×10^{13} (mm ⁴)	第 4(1)-2 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	4.4807×10^7 (mm ²)	第 4(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.463×10^6 (mm ²)	第 4(1)-2 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（第4(1)-4表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 3.30601 \times 10^{14} + 7.24900 \times 10^{14} \\ = 1.05550 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.50786 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-7)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($=7.50 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.18 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-8)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{1.78 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.61 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-10)}$$

(第2折点)

RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 σ とひずみ ε を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

●モデル化方法

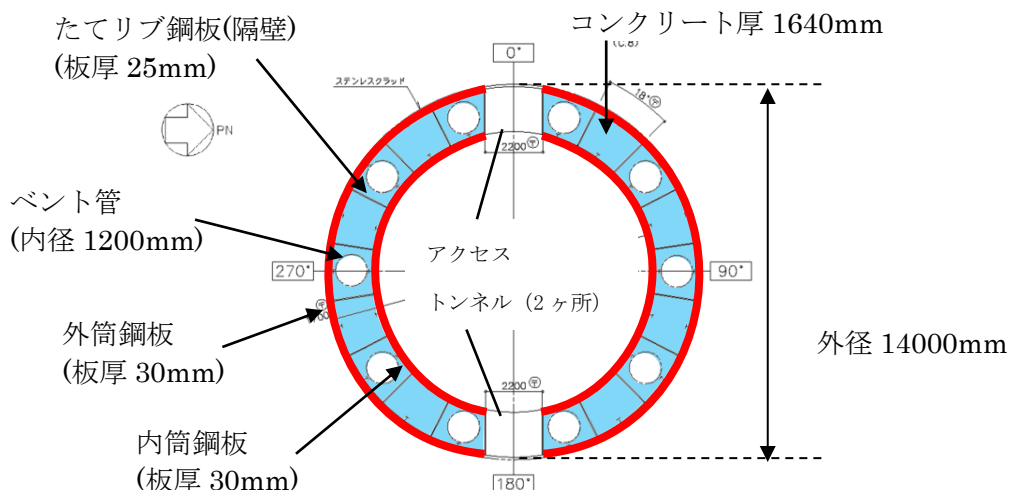
RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルによるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。（第4(1)-3～5 図参照）

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

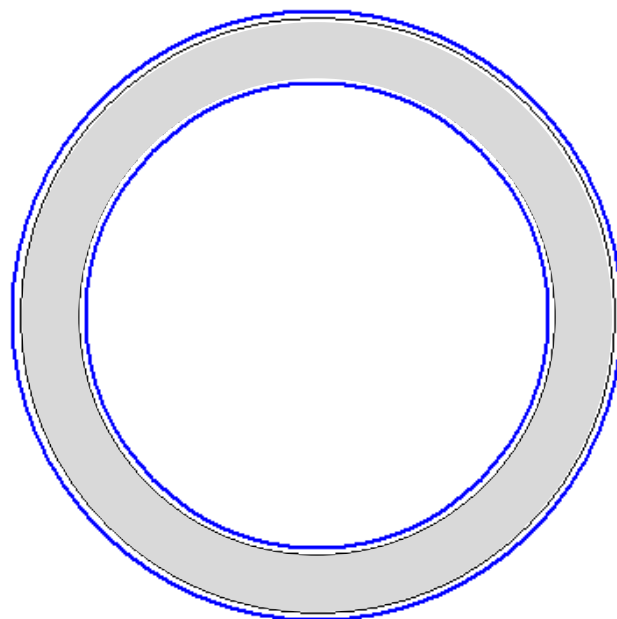
●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

荷重（モーメント）を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。



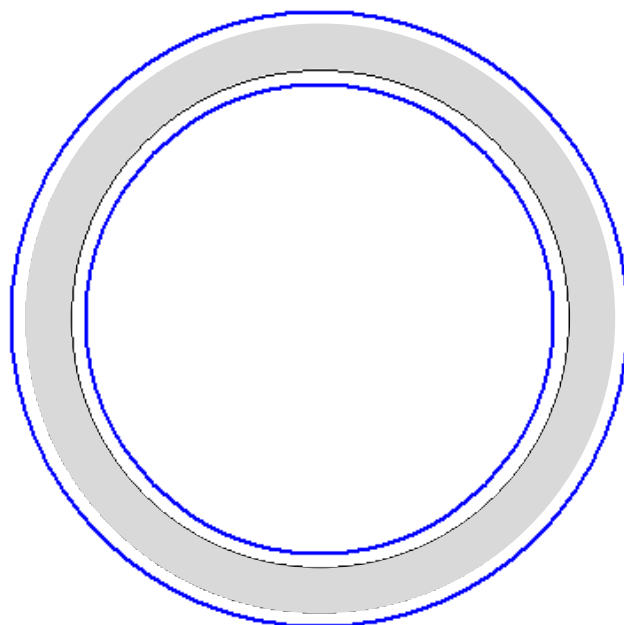
第4(1)-3 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向



第 4(1)-4 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)
【NS 方向】

●EW 方向

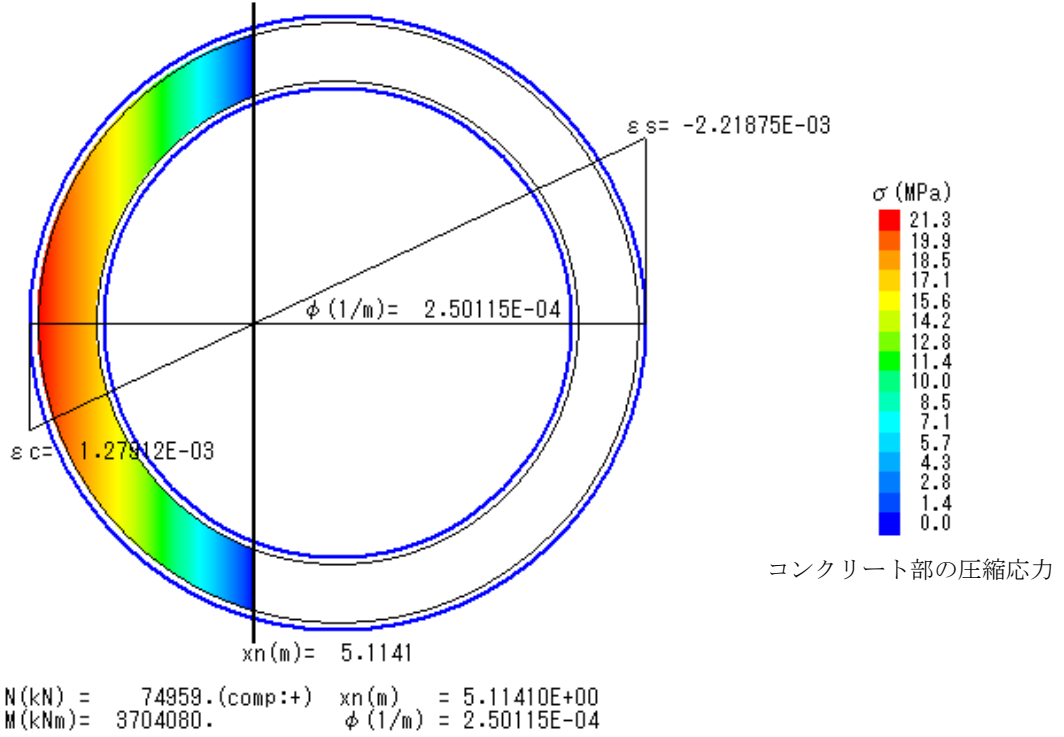


第 4(1)-5 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)
【EW 方向】

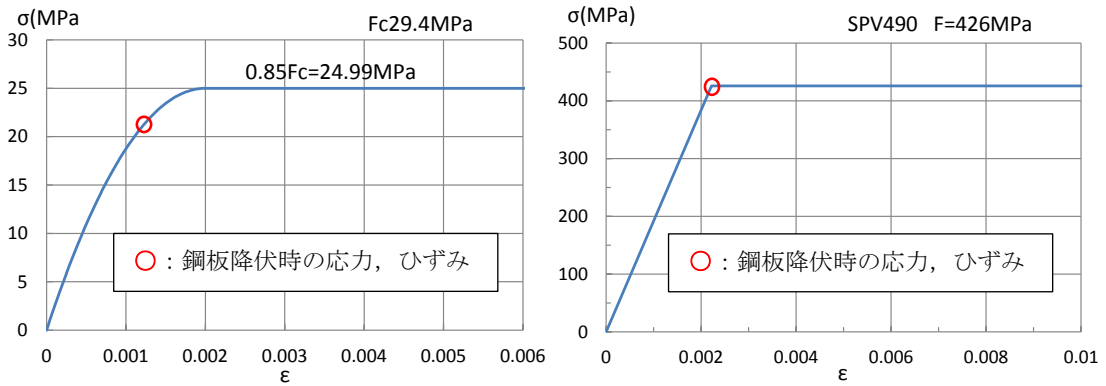
●NS 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 εc : 圧縮側最大ひずみ
 εs : 鋼板の圧縮ひずみ



第 4(1)-6 図 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

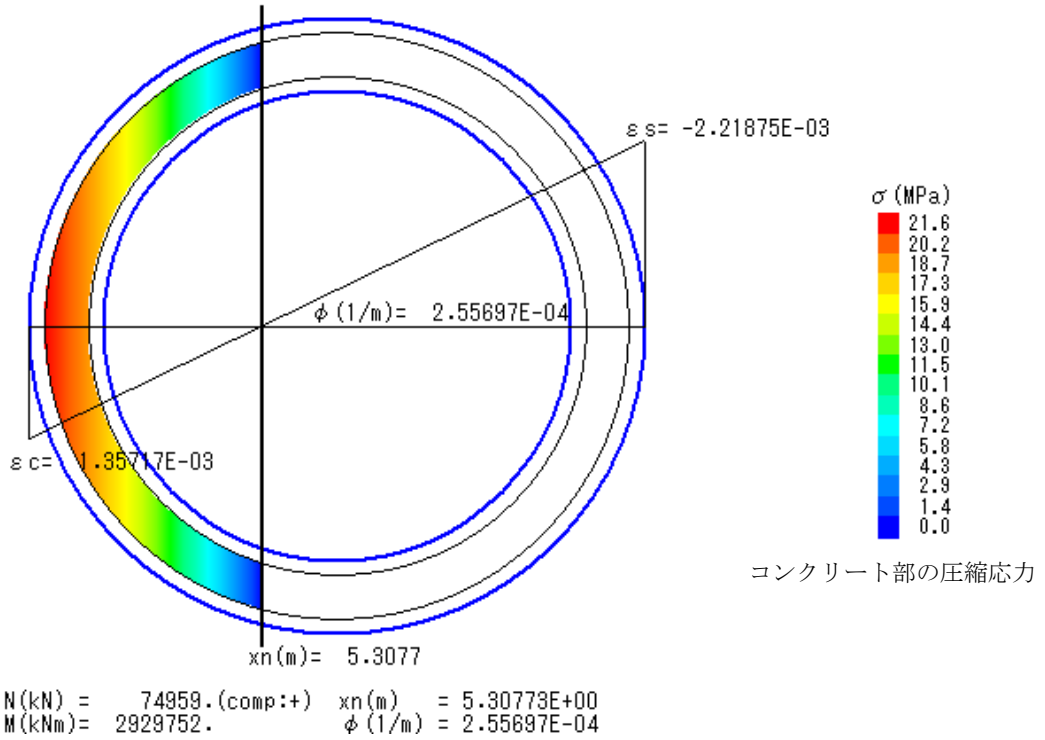
第 4(1)-7 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 3.70 \times 10^6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.50 \times 10^{-4} \text{ (1/m)}$

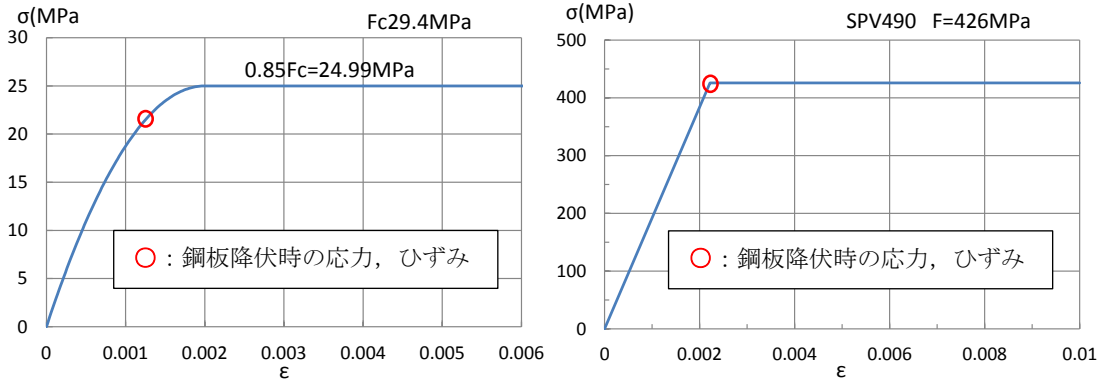
●EW 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 ε c : 圧縮側最大ひずみ
 ε s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 4(1)-8 図 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

第 4(1)-9 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 2.93 \times 10^6$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.56 \times 10^{-4}$ (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については, RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり, コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため, その影響を考慮して, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は, ペDESTALのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペDESTAL鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値, すなわちペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向 (ひび割れ角度 θ の方向) にのみ抵抗する弾性体 (異方性弾性体) として挙動し, 鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は, SC 規程の附属書 2.1 解説及び, コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽²⁾に示される以下の理論式を用いて, $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$, $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで,

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

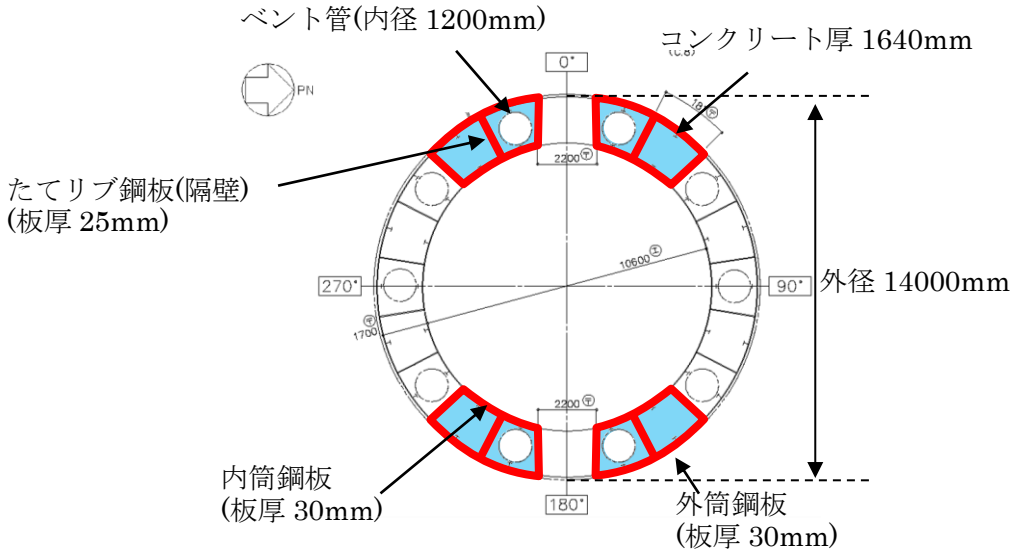
($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(第4(2)-1 図)



第4(2)-1 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第4(2)-1 表，第4(2)-2 表)

第4(2)-1表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

第4(2)-2表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	1.8776×10^7 (mm ²)	第4(2)-1 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.099×10^6 (mm ²)	第4(2)-1 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.18$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第4(2)-1表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-1)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。

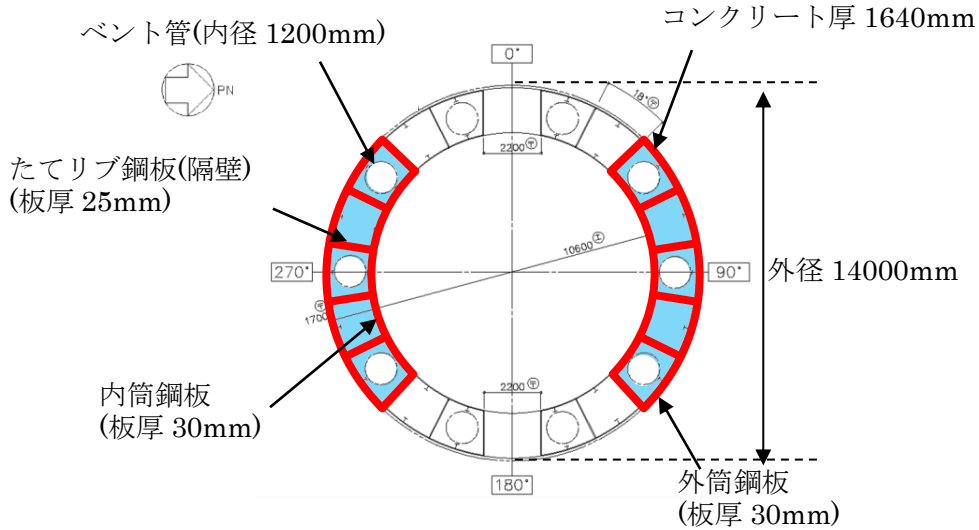
以上より、第1折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{2.88 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-3)}$$

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第 4(2)-2 図)



第 4(2)-2 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 4(2)-3 表，第 4(2)-4 表)

第 4(2)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

第 4(2)-4 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	$2.6031 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	第 4(2)-2 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	$1.364 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	第 4(2)-2 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第 4(2)-3 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-4)}$$

注) *1 : せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTAL の内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{3.88 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-6)}$$

(第2折点)

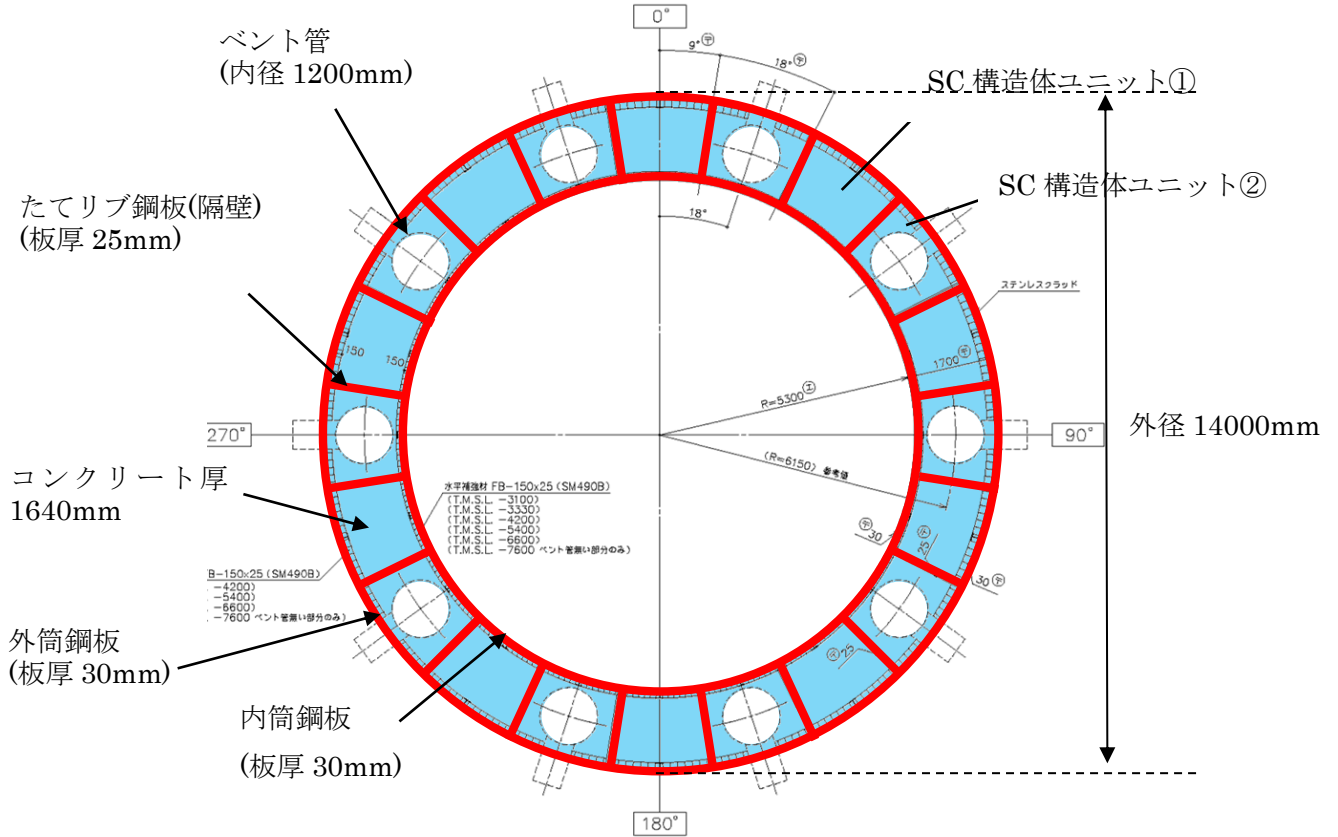
下部ペデスタルは、各層を通じて概ね均一な断面であることから、コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を算出する際は、平均的な断面として基部の断面を用いる。また、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域とし、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全10箇所の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

この場合、NS及びEWの各方向に対する平均的なせん断剛性が得られることから、 K_β はNS及びEW方向について共通の値を用いる。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

- ・SC構造体ユニット①とSC構造体ユニット②それぞれの K_β を求める。
- ・層全体の K_β を求める。

$$(\text{層全体の } K_\beta = \text{SC構造体ユニット①の } K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の } K_\beta \times 5)$$

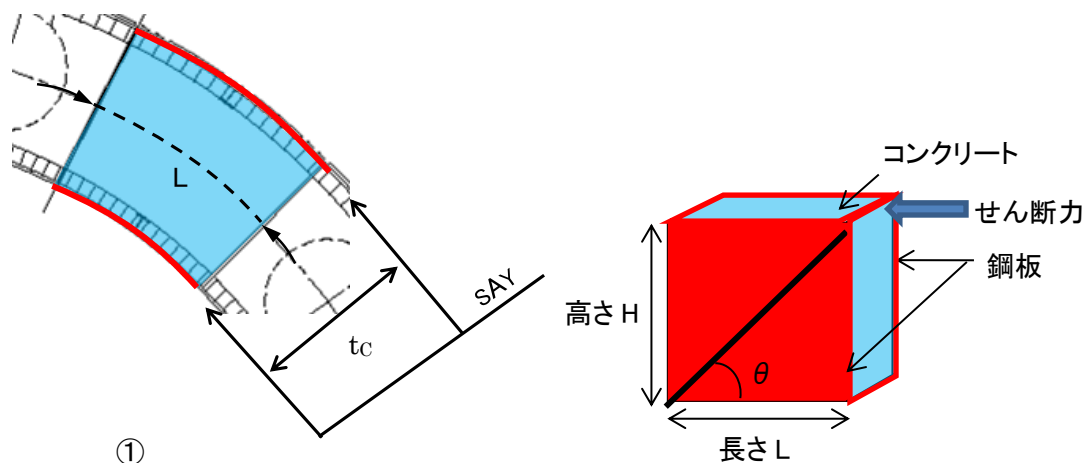


第4(2)-3 図 SC構造体ユニット (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

鋼板のせん断剛性 K_α は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮し求める。

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第4(2)-4図、第4(2)-5表、第4(2)-6表)



①

第4(2)-4図 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第4(2)-5表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第4(2)-6表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	11,700 (mm)	第4(2)-4図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,932 (mm)	第4(2)-4図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	1,640 (mm)	第4(2)-4図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	115,920 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	702,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット①の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 80.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-7)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-8)}$$

以上より、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right) = -0.00073 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-9)}$$

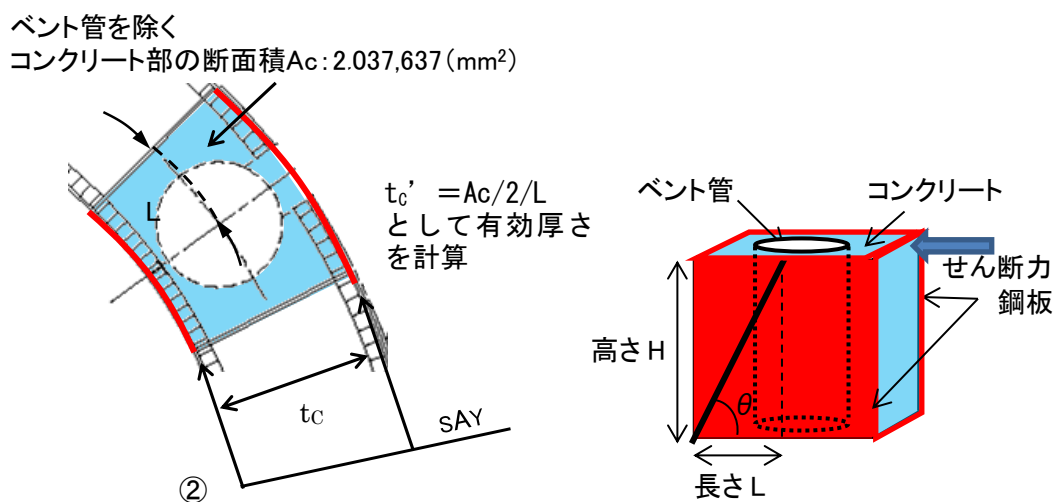
$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right) = 0.09743 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-10)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$= \underline{4.40 \times 10^8 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-11)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機 RPV ペDESTALの構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 4(2)-5 図, 第 4(2)-7 表, 第 4(2)-8 表)



第 4(2)-5 図 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第 4(2)-7 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第 4(2)-8 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	11,700 (mm)	第 4(2)-5 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	966 (mm)	第 4(2)-5 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	1,640 (mm)	第 4(2)-5 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	57,960 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	702,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット②の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 85.3(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-12)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-13)}$$

SC 構造体ユニット②では、コンクリート部にベント管が内蔵されていることから、 K_{β} の算出に用いるコンクリート厚さは、ベント管を除くコンクリート部の断面積 A_c のうち、半分が有効とし、SC 構造体ユニットの長さ L で除することにより求まる有効板厚 t_c' を用いる。

$$t_c' = A_c/2/L = 1,055 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-14)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_s \right) = -0.00040 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-15)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_s \right) = 0.20010 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-16)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - v_c^2}{E_c' \cdot t_c' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$= \underline{4.70 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-17)}$$

●層全体の K_{β}

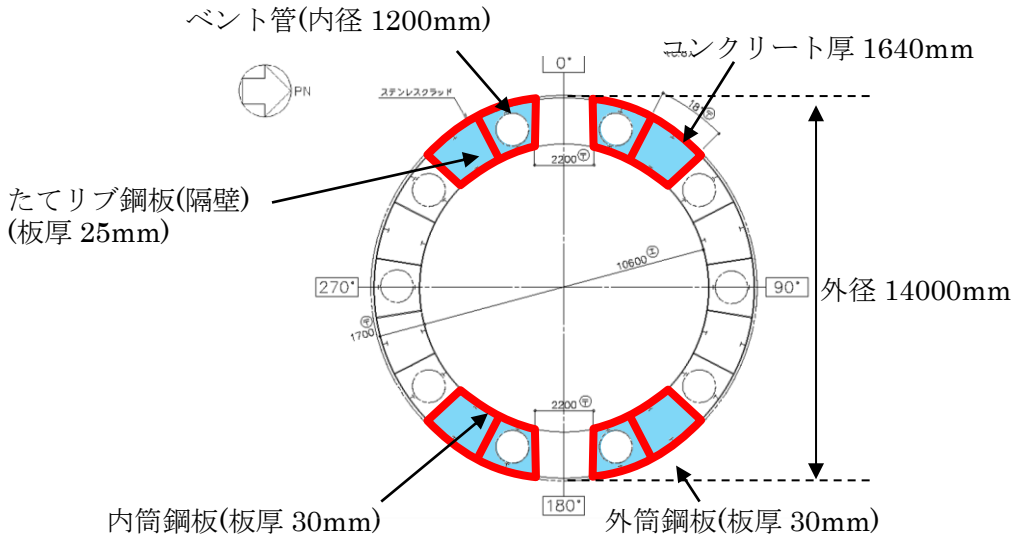
層全体の K_{β} は、 = SC 構造体ユニット①の $K_{\beta} \times 5$ + SC 構造体ユニット②の $K_{\beta} \times 5$

$$= \underline{2.44 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-18)}$$

● K_a の算出方法

● NS 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(第 4(2)-6 図)



第 4(2)-6 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 4(2)-9 表，第 4(2)-10 表)

第 4(2)-9 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準，JIS G 3115

第 4(2)-10 表 鋼板のせん断断面積

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.099×10^6 (mm ²)	第 4(2)-6 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 81.2 \times 10^9 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-19)}$$

以上より、式 4(2)-18 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 81.2 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}$$

・ 第 2 折点のせん断力 Q_2

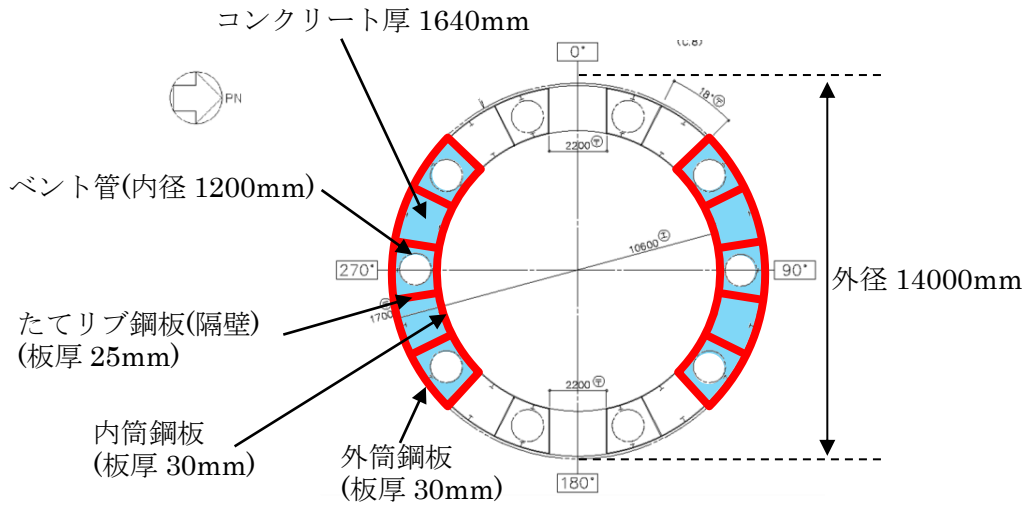
$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$= \underline{2.78 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-20)}$$

・ 第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$= \underline{3.32 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-21)}$$

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第 4(2)-7 図)



第 4(2)-7 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 4(2)-11 表, 第 4(2)-12 表)

第 4(2)-11 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3115

第 4(2)-12 表 鋼板のせん断断面積

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.364×10^6 (mm ²)	第 4(2)-7 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 101 \times 10^9 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-22)}$$

以上より，式 4(2)-18 で求めた，ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて，第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 101 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 3.44 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-23)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.33 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-24)}$$

5. 上部ペDESTALの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) *1: 水平鋼板がコンクリートを分断するように設置されるが、水平鋼板面積のうち約 1/2 はコンクリート打設孔による開口があり、コンクリートが連続していることから、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に 0.5 を乗じる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$
- $\phi_2 = \phi_y$

M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

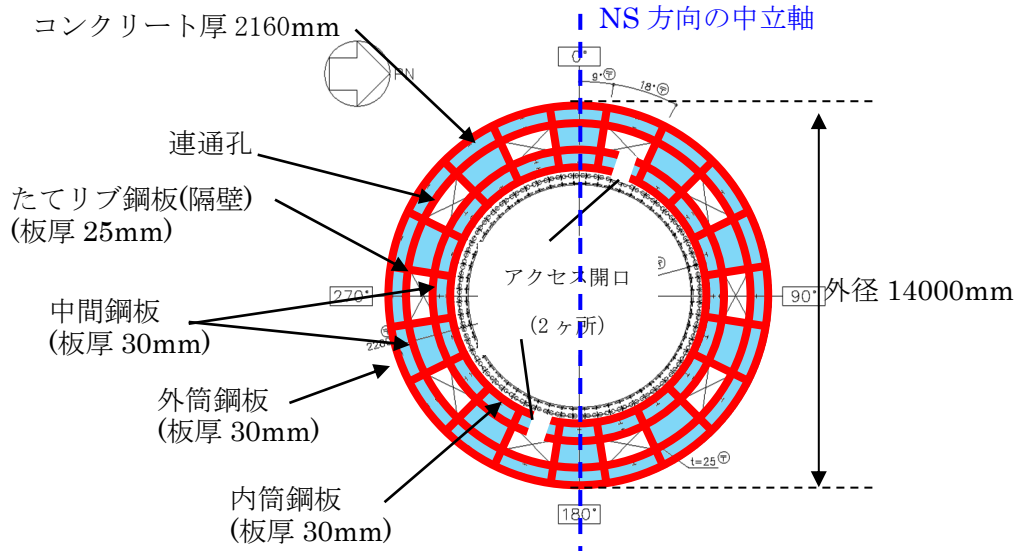
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第5(1)-1 図)



第5(1)-1 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は, 既工認と同様の値を用いる。(第5(1)-1 表, 第5(1)-2 表)

第5(1)-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

第5(1)-2 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	8.35811×10^{14} (mm ⁴)	第5(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	7.5003×10^{13} (mm ⁴)	第5(1)-1 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.0397×10^7 (mm ²)	第5(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	4.392×10^6 (mm ²)	第5(1)-1 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（第5(1)-2表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 5.64728 \times 10^{14} + 8.35811 \times 10^{14} \\ = 1.40054 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 2.00077 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-2)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($= 3.53 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.42 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-3)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

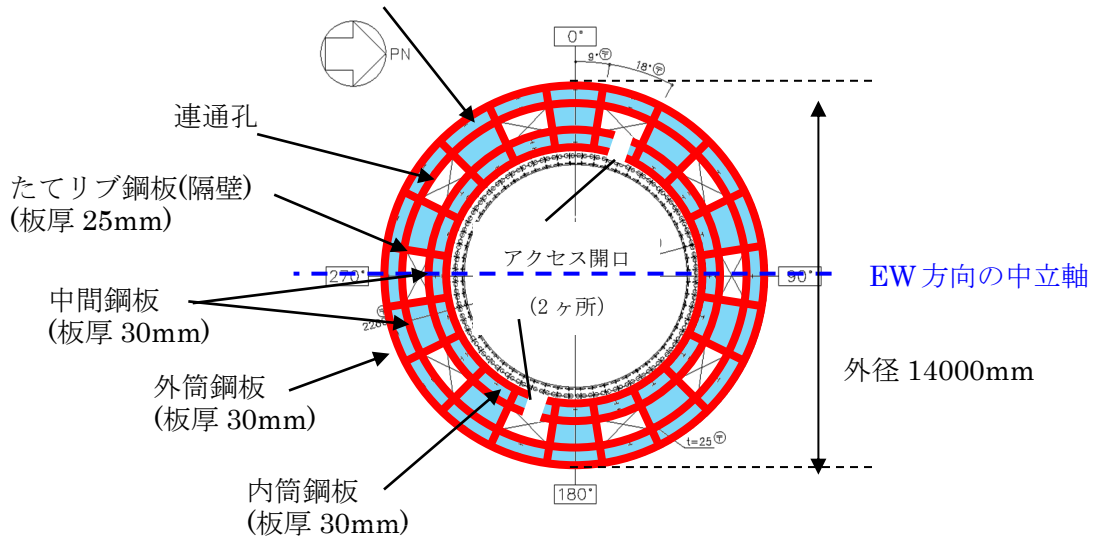
$$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v) = \underline{2.90 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{8.12 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-5)}$$

●EW 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第 5(1)-2 図)

コンクリート厚 2160mm



第 5(1)-2 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 5(1)-3 表，第 5(1)-4 表)

第 5(1)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

第 5(1)-4 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	8.33523×10^{14} (mm ⁴)	第 5(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	7.4655×10^{13} (mm ⁴)	第 5(1)-2 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.0397×10^7 (mm ²)	第 5(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	4.392×10^6 (mm ²)	第 5(1)-2 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（第5(1)-4表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 5.62108 \times 10^{14} + 8.33523 \times 10^{14} \\ = 1.39563 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.99376 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-7)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($= 3.53 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.42 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-8)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v) = \underline{2.89 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{8.12 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-10)}$$

(第2折点)

RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 σ とひずみ ε を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

●モデル化方法

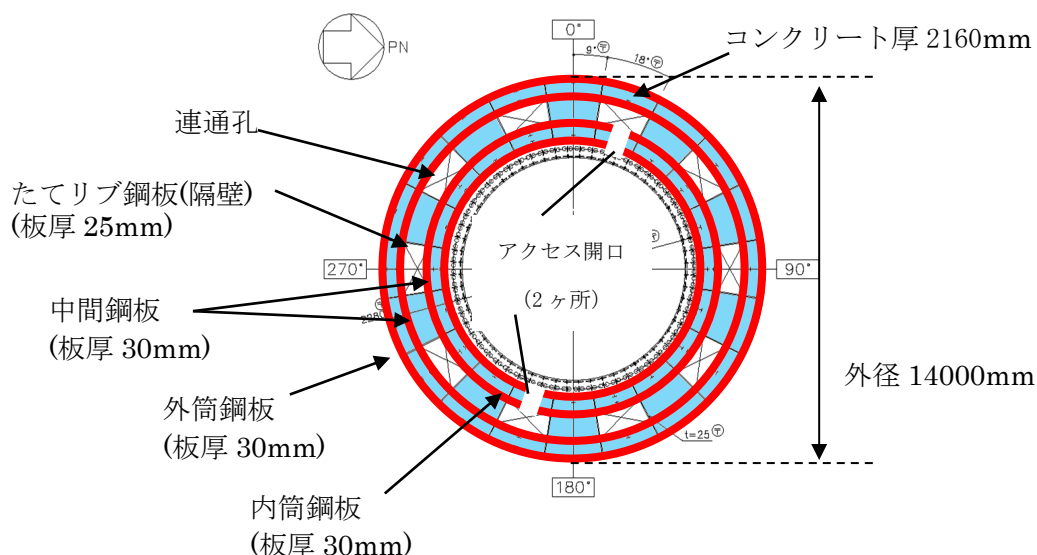
RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、連通路及びアクセス開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。(第 5(1)-3~5 図参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

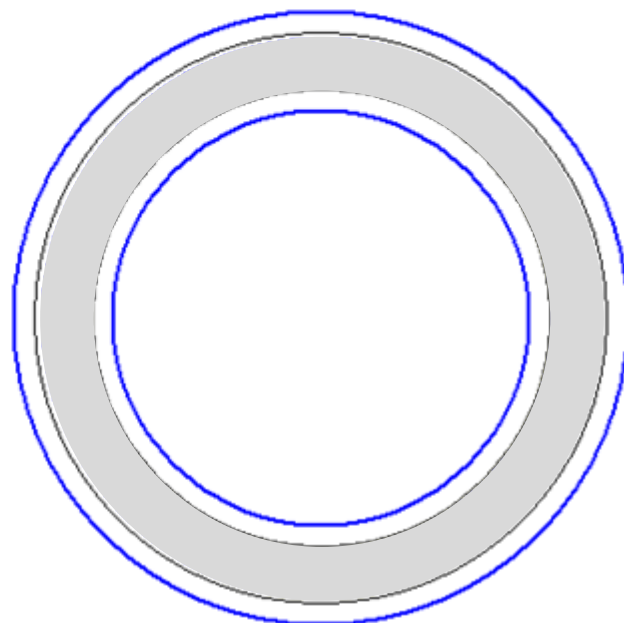
●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

荷重（モーメント）を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。



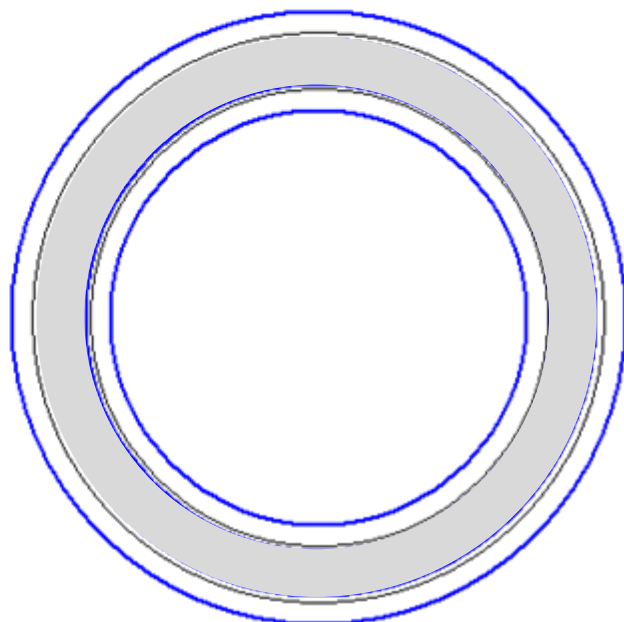
第 5(1)-3 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向



第 5(1)-4 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【NS 方向】

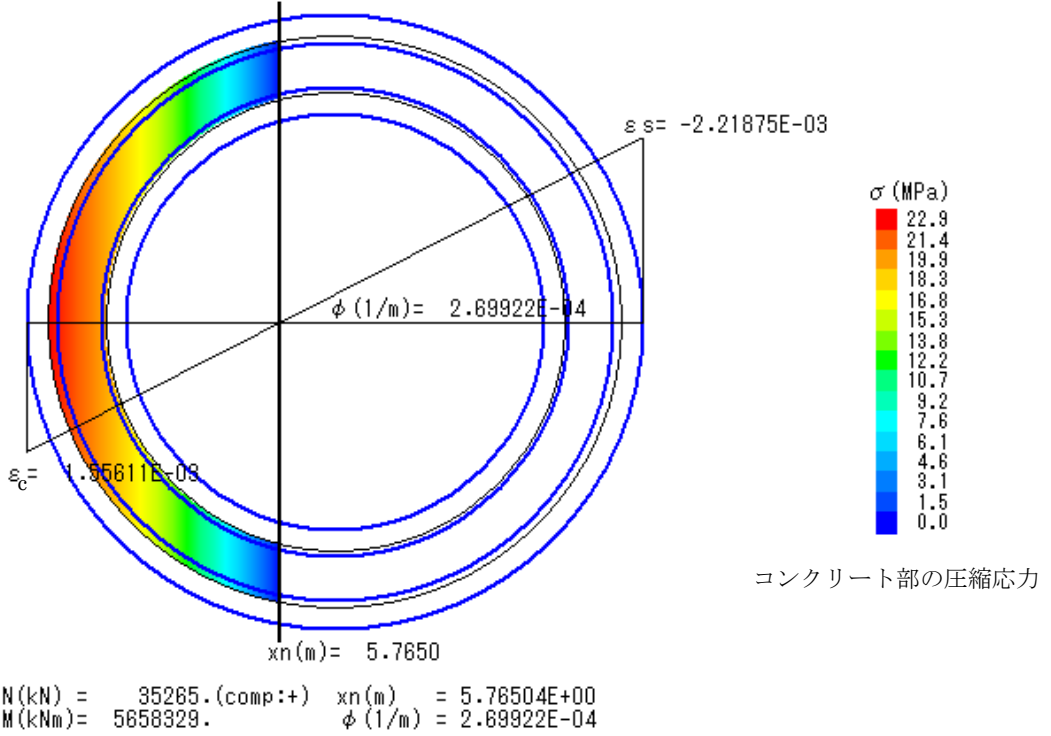
●EW 方向



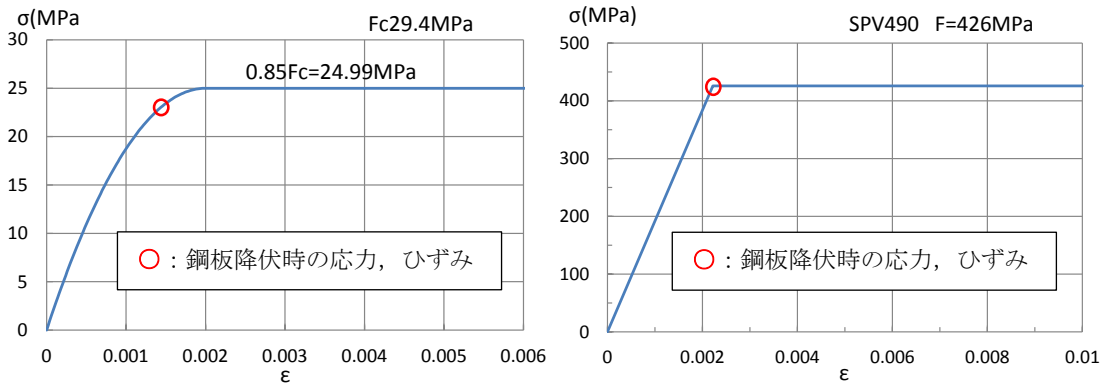
第 5(1)-5 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【EW 方向】

●NS 方向

N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ϵ_c : 圧縮側最大ひずみ
x_n : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ϵ_s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 5(1)-6 図 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



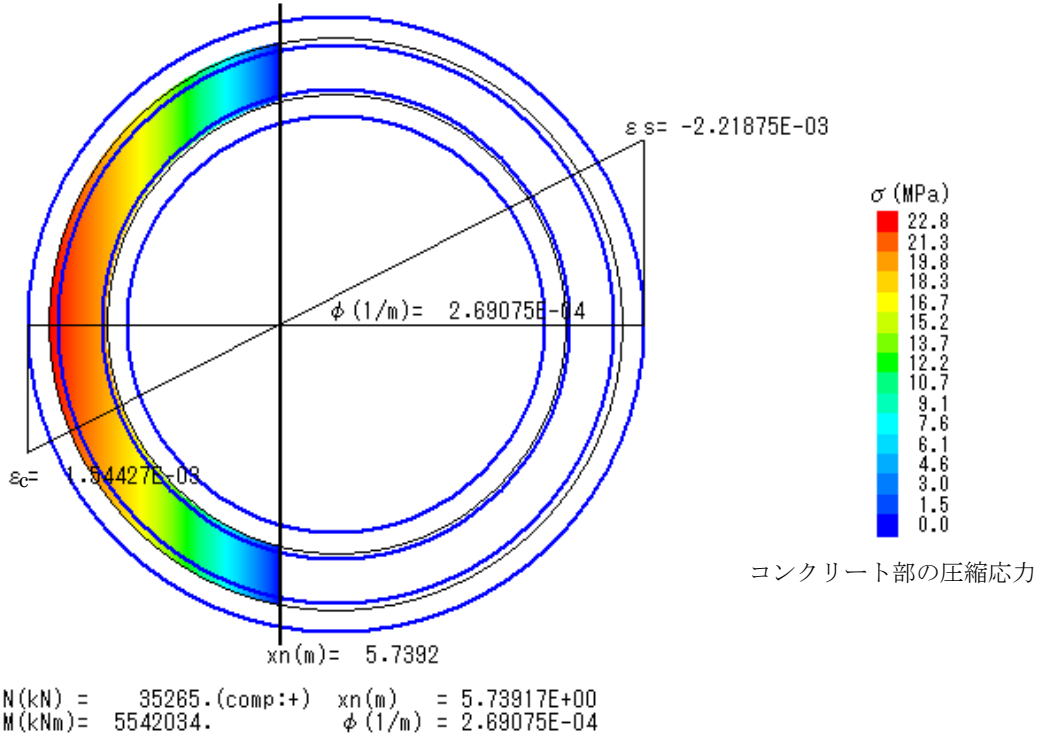
第 5(1)-7 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 5.66 \times 10^6$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.70 \times 10^{-4}$ (1/m)

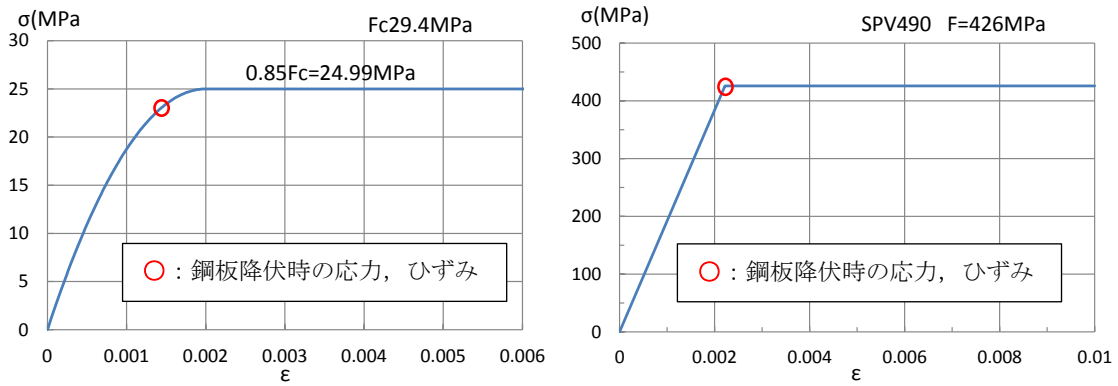
●EW 方向

N : 軸力
M : モーメント
xn : 中立軸の位置
(モデル左端からの距離)

φ : 曲率
εc : 圧縮側最大ひずみ
εs : 鋼板の圧縮ひずみ



第 5(1)-8 図 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

第 5(1)-9 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 5.54 \times 10^6$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.69 \times 10^{-4}$ (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$$

注) 上部ペダスタルはベント管の開口もなく、コンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} は SC 規程に従う。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペダスタルコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペダスタル及びペダスタルが支持する機器の死荷重によるペダスタル鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) × (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、ペダスタルのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペダスタル鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値、すなわちペダスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は、SC 規程の附属書 2.1 解説及び、コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽²⁾に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm²)

θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

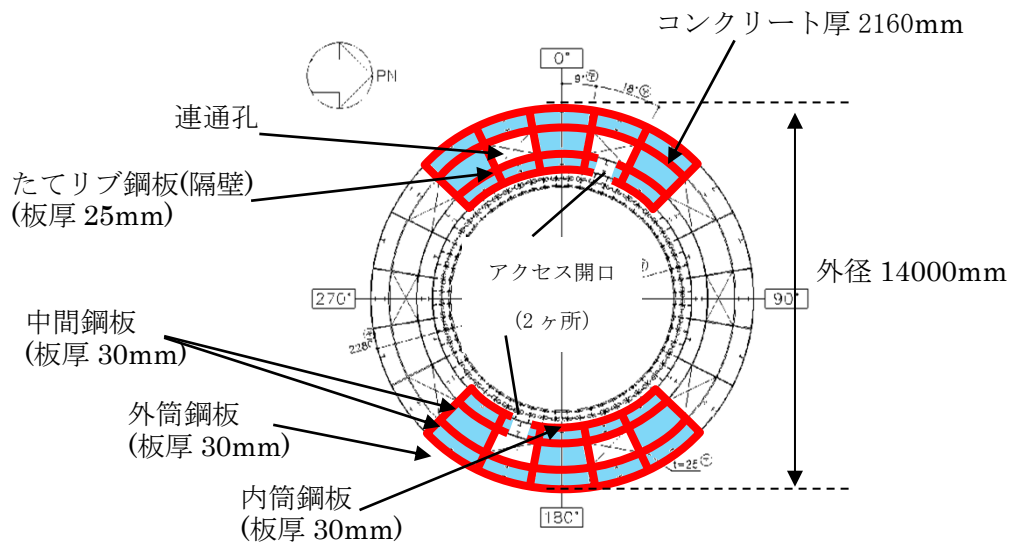
($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第5(2)-1 図)



第5(2)-1 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面のせん断断面積は, 既工認と同様の値を用いる。(第5(2)-1 表, 第5(2)-2 表)

第5(2)-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

第 5(2)-2 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.5122×10^7 (mm ²)	第 5(2)-1 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	2.186×10^6 (mm ²)	第 5(2)-1 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.42$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第 5(2)-1 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-1)}$$

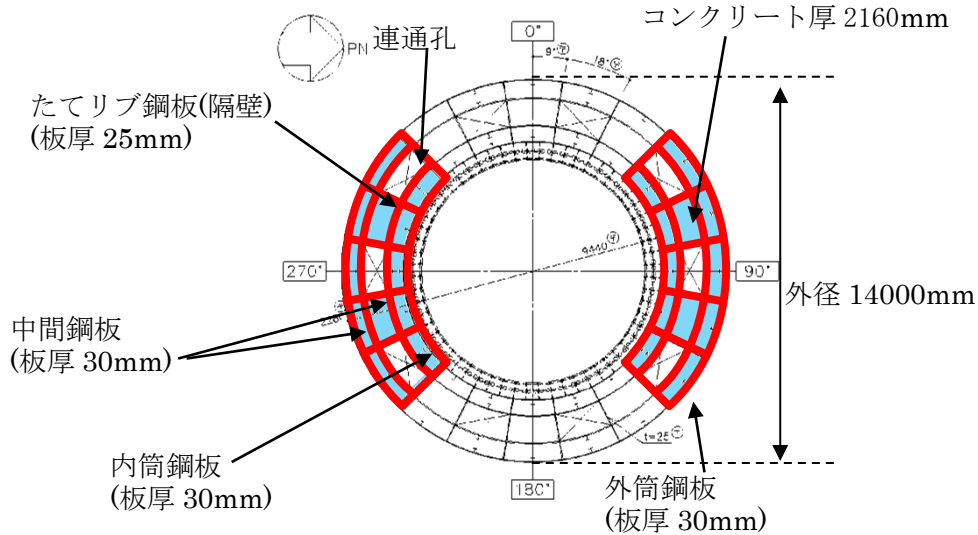
以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{7.51 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.72 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-3)}$$

●EW 方向

連通孔の開口欠損を考慮し算出する。(第 5(2)-2 図)



第 5(2)-2 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 5(2)-3 表，第 5(2)-4 表)

第 5(2)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

第 5(2)-4 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.5275×10^7 (mm ²)	第 5(2)-2 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	2.206×10^6 (mm ²)	第 5(2)-2 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.42$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第 5(2)-3 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-4)}$$

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{7.56 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.72 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-6)}$$

(第2折点)

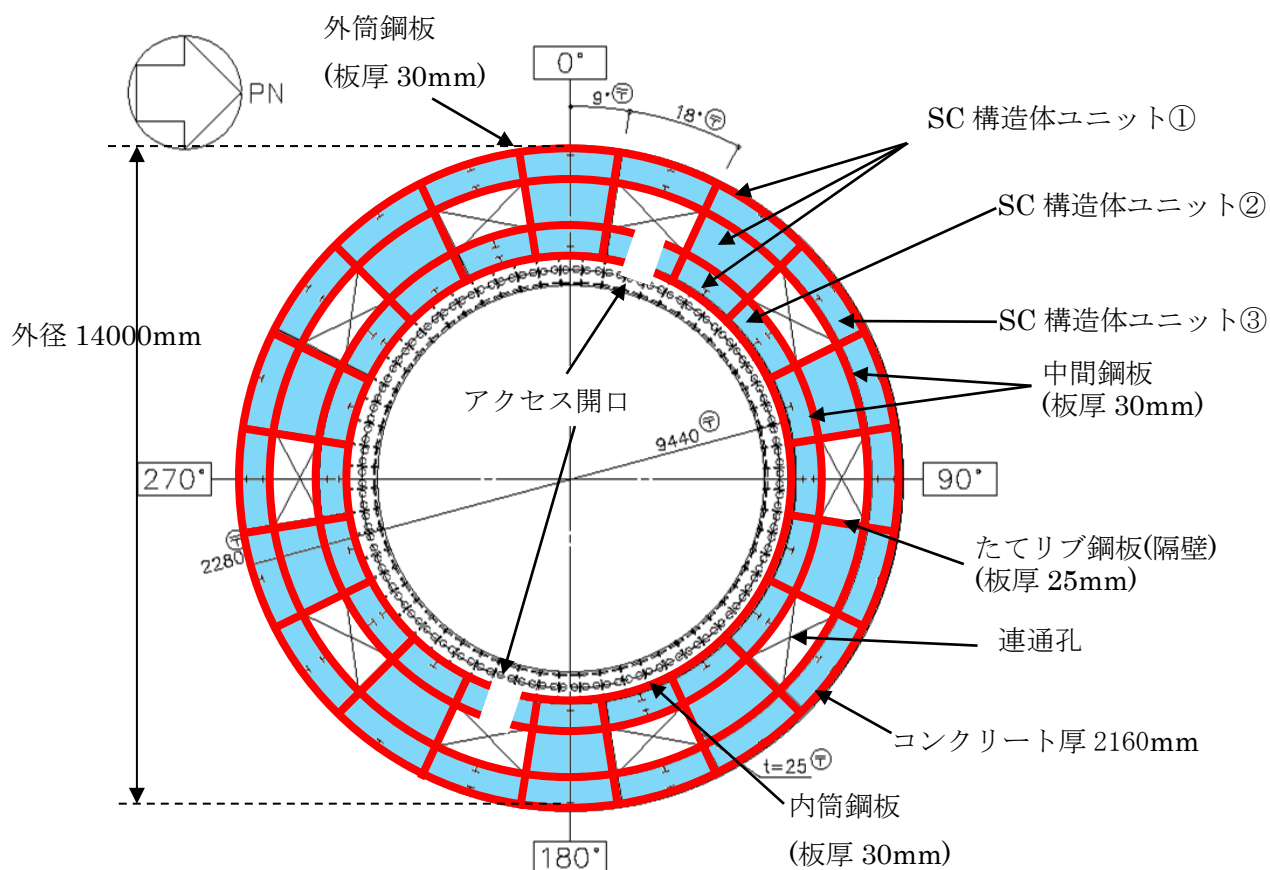
コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を算出する際は、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域とし、SC構造体ユニット①、②、③それぞれについて、全10箇所の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

この場合、NS及びEWの各方向に対する平均的なせん断剛性が得られることから、 K_β はNS及びEW方向について共通の値を用いる。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

- ・SC構造体ユニット①、SC構造体ユニット②、SC構造体ユニット③それぞれの K_β を求める。
- ・層全体の K_β を求める。

(層全体の $K_\beta = \text{SC構造体ユニット①の} K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の} K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット③の} K_\beta \times 5$)

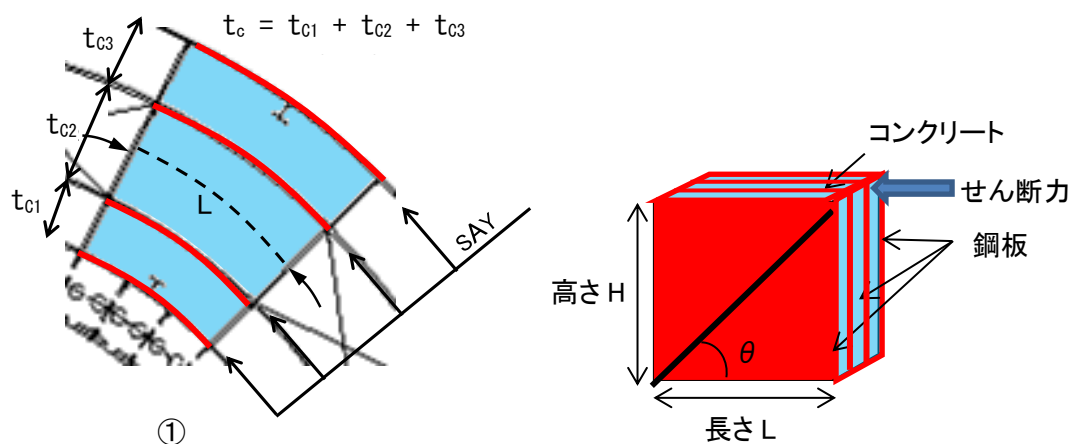


第5(2)-3図 SC構造体ユニット (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

鋼板のせん断剛性 K_α は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮し求める。

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第5(2)-4図, 第5(2)-5表, 第5(2)-6表)



第5(2)-4図 SC 構造体ユニット① (赤: 鋼板, 水色: コンクリート)

第5(2)-5表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第5(2)-6表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	第5(2)-4図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,841 (mm)	第5(2)-4図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	2,160 (mm)	第5(2)-4図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	220,920 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	348,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット①の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 57.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-7)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、鋼板のヤング係数 E_s に 0.7 を乗
じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_s = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-8)}$$

以上より、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

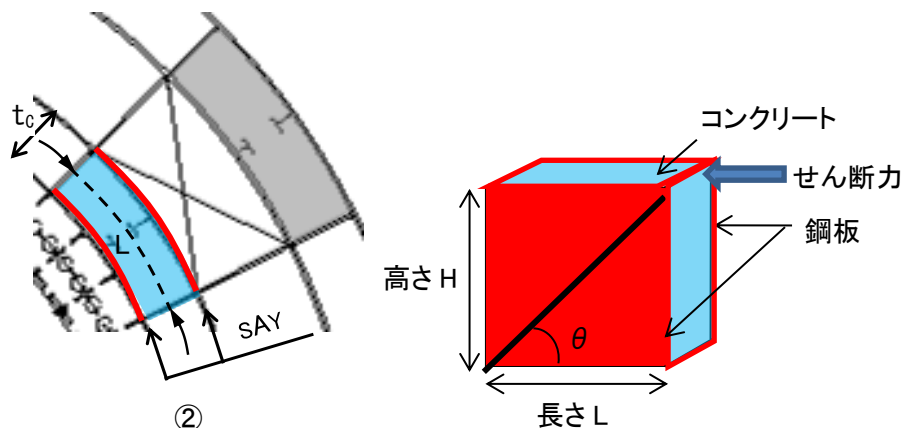
$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = 0.00039 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 0.00823 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-10)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$
$$\underline{= 8.27 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-11)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第5(2)-5図、第5(2)-7表、第5(2)-8表)



第5(2)-5図 SC 構造体ユニット② (赤：鋼板、水色：コンクリート)

第5(2)-7表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第5(2)-8表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	第5(2)-5図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,569 (mm)	第5(2)-5図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	550 (mm)	第5(2)-5図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	94,140 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	174,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット②の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 61.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-12)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-13)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_S \right) = -0.00005 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-14)}$$

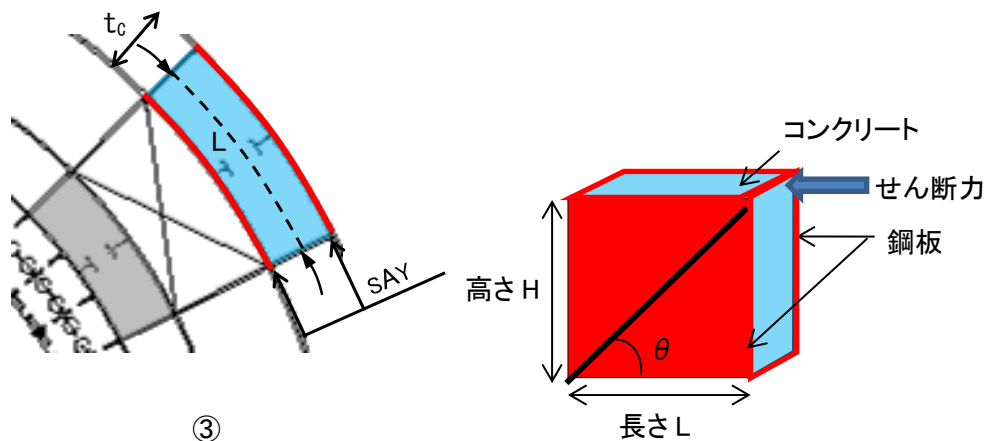
$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_S \right) = 0.02174 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-15)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_S} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{= 1.88 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-16)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット③)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第5(2)-6図、第5(2)-9表、第5(2)-10表)



第5(2)-6図 SC 構造体ユニット③ (赤：鋼板、水色：コンクリート)

第5(2)-9表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

第5(2)-10表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	第5(2)-6図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	2,099 (mm)	第5(2)-6図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	640 (mm)	第5(2)-6図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	125,940 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	174,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット③の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 54.1(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-17)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-18)}$$

以上より、SC 構造体ユニット③ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_s \right) = 0.00177 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-19)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_s \right) = 0.01273 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-20)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{\underline{= 3.92 \times 10^9 \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-21)}$$

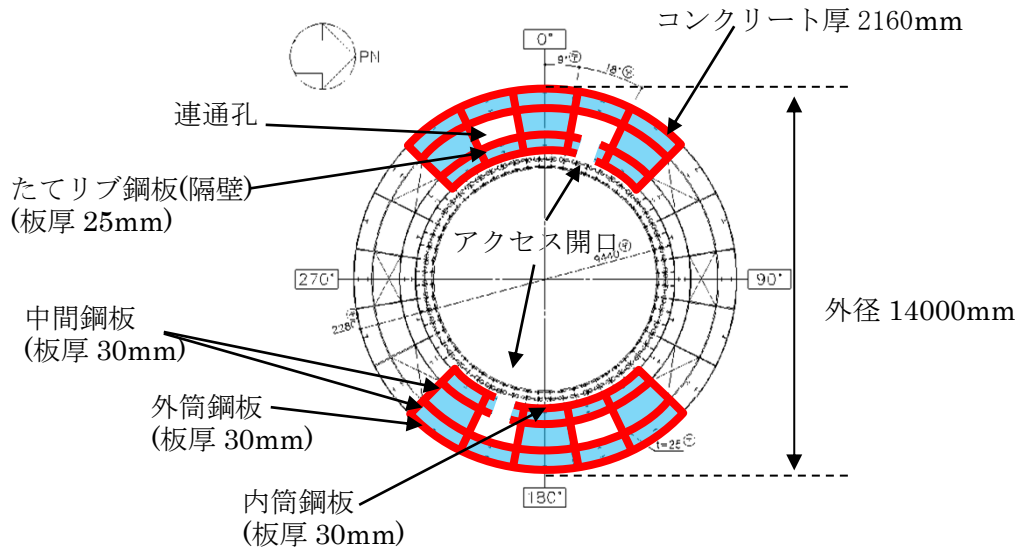
●層全体の K_{β}

$$\begin{aligned} \text{層全体の } K_{\beta} \text{ は、} &= \text{SC 構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC 構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5 \\ &+ \text{SC 構造体ユニット③の } K_{\beta} \times 5 \\ &\underline{\underline{= 7.04 \times 10^{10} \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-22)} \end{aligned}$$

● K_α の算出方法

● NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第 5(2)-7 図)



第 5(2)-7 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 5(2)-11 表, 第 5(2)-12 表)

第 5(2)-11 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3115

第 5(2)-12 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	2.186×10^6 (mm ²)	第 5(2)-7 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 16.2 \times 10^{10} \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-23)}$$

以上より、式 5(2)-22 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 16.2 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 7.04 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

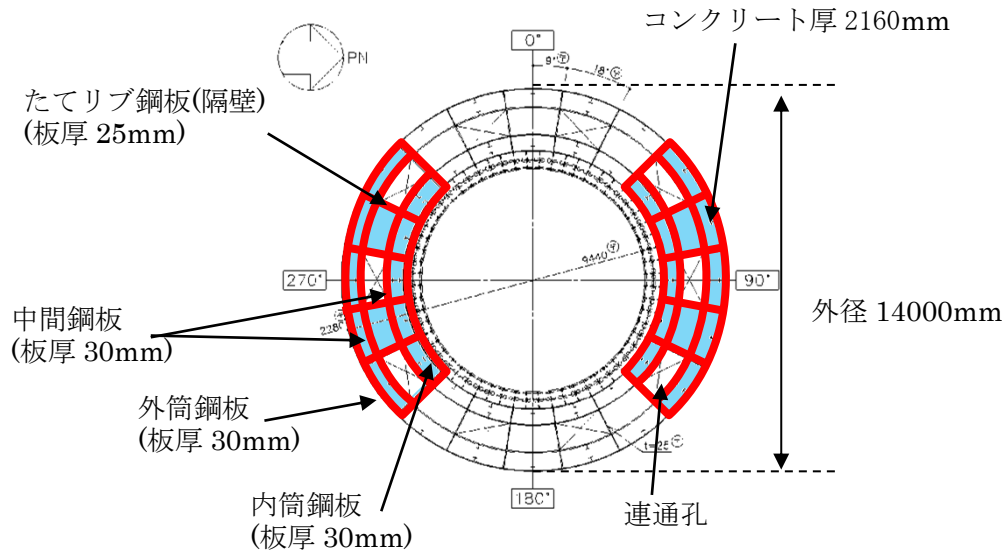
$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 7.48 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-24)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.22 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-25)}$$

●EW 方向

連通孔による断面欠損を考慮し算出する。(第 5(2)-8 図)



第 5(2)-8 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 5(2)-13 表, 第 5(2)-14 表)

第 5(2)-13 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3115

第 5(2)-14 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	2.206×10^6 (mm ²)	第 5(2)-8 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 16.3 \times 10^{10} (\text{N}) \quad \dots \dots \dots (\text{式 } 5(2)-26)$$

以上より，式 5(2)-22 で求めた，ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて，第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 16.3 \times 10^{10} (\text{N})$$

$$K_\beta = 7.04 \times 10^{10} (\text{N})$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 7.54 \times 10^5 (\text{kN})} \quad \dots \dots \dots (\text{式 } 5(2)-27)$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.23 \times 10^{-3} (\text{rad})} \quad \dots \dots \dots (\text{式 } 5(2)-28)$$

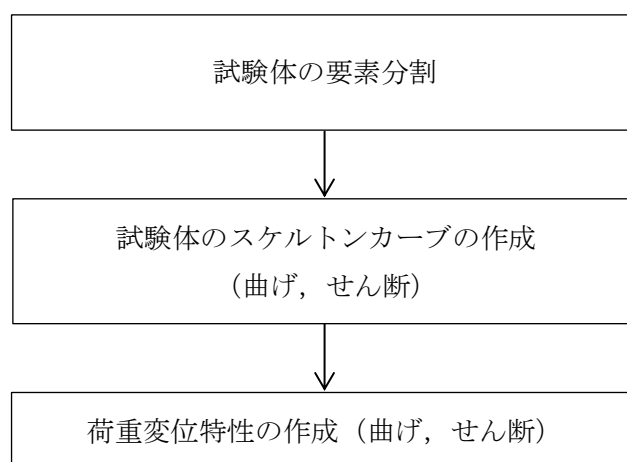
〈参考文献〉

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993
- (2) 松尾 他:鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重-変形関係の解析
日本建築学会大会学術講演梗概集 (1992 年)

添付資料-4：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく
試験体の荷重変位特性の作成方法

1. 概要

SC 規程を参考にして試験体の荷重変位特性を作成するため、試験体を実機 RPV ペDESTALと同様に要素分割し、地震応答解析モデルの各要素に対して、本文 5.3 項の考え方に基
づき SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブ (M- ϕ 特性, Q- γ 特性) を用いて、荷重変
位特性を作成する。



第 1-1 図 SC 規程を参考にした試験体の荷重変位特性の作成フロー

2. 試験体の構造及びスケルトンカーブの作成

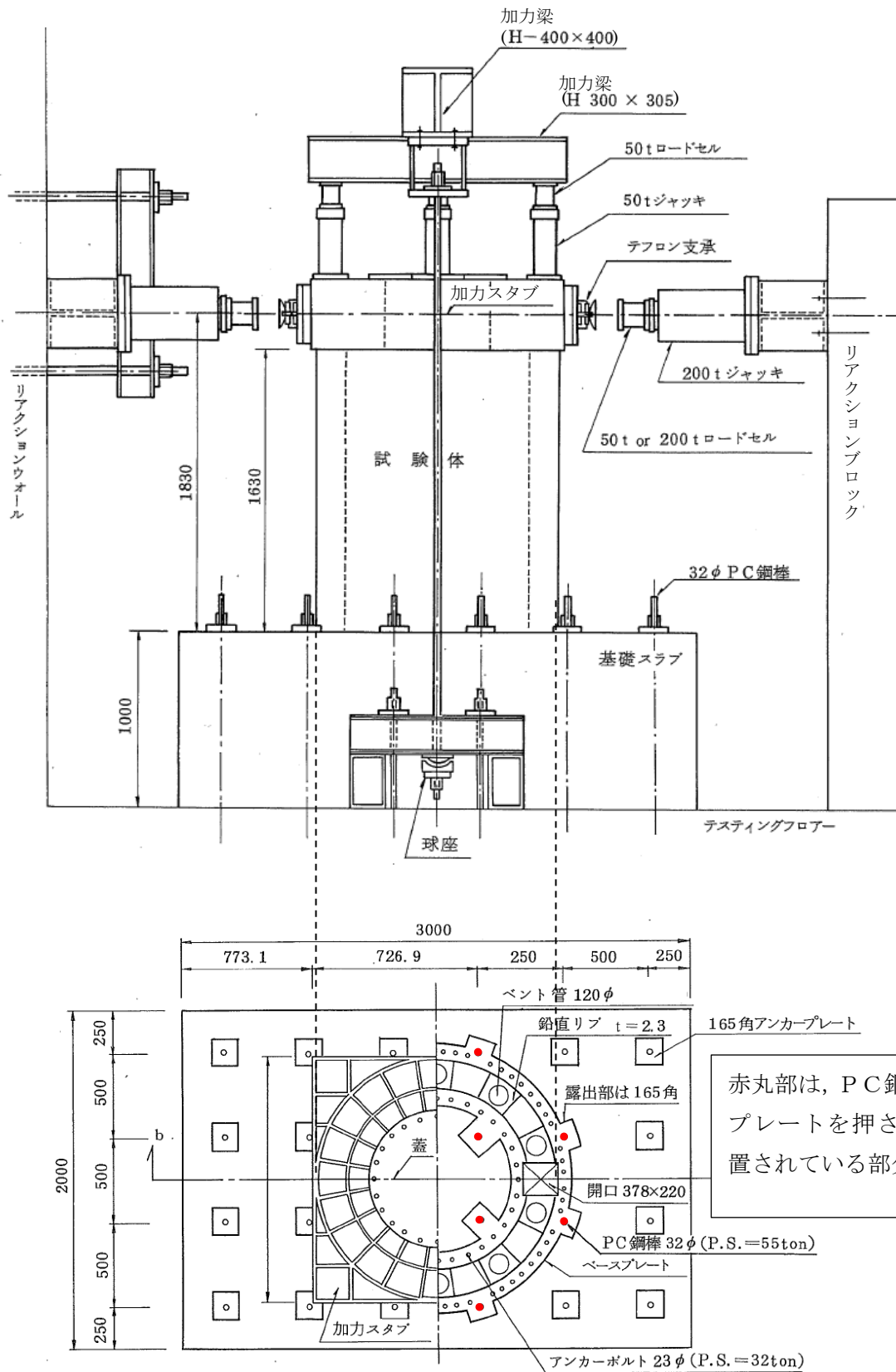
(1) 構造及び要素分割

試験体の構造は、実機 RPV ペDESTALと同様に内外の円筒鋼板とそれらを一体化する
ための放射状のたてリブ鋼板 (隔壁) で構成され、内部にコンクリートを充填している。
RPV ペDESTAL内にはベント管を内蔵している。(第 2-1 図)

試験体は、ほぼ一様断面の構造となっているものの、下部ドライウェルアクセストン
ネルを模擬した開口部を含んでいることから、当該部分については個別に要素分割を行
う。(第 2-2 図)

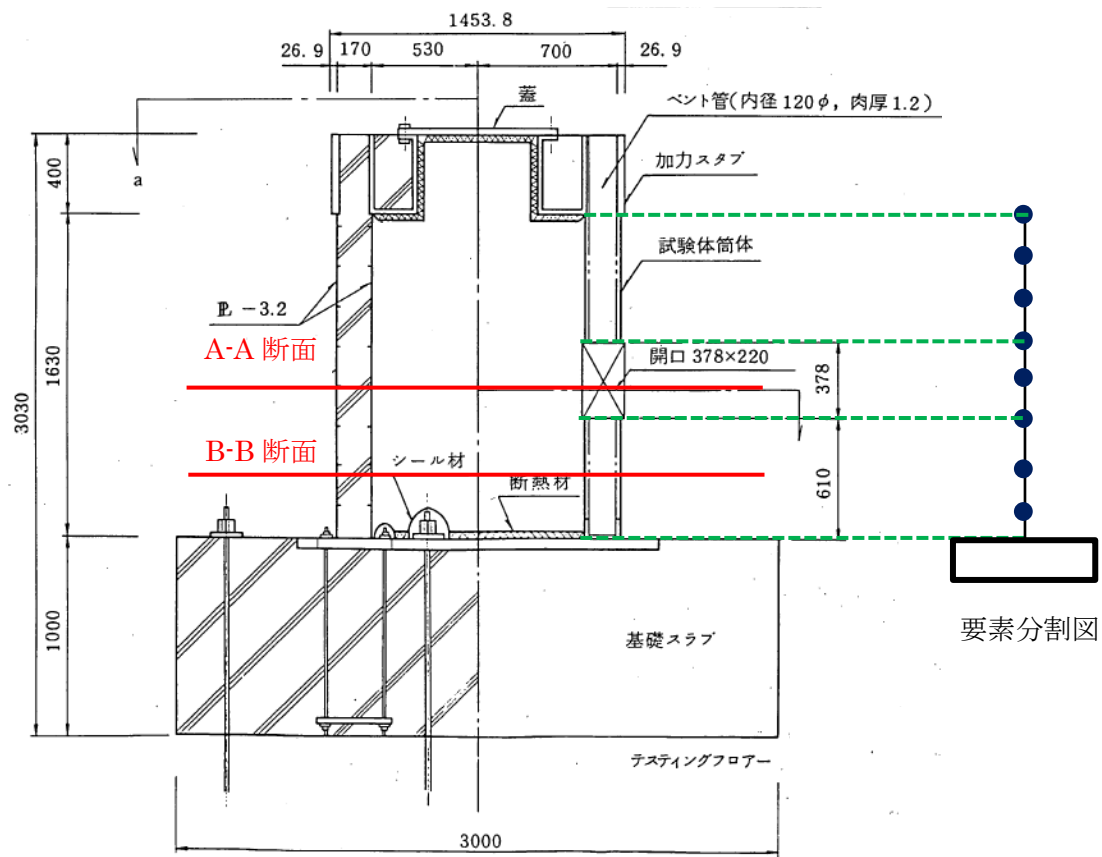
(2) 試験体のスケルトンカーブの作成

試験体は下部ペDESTALと類似の構造であることから、本文 5.3(2)a. 及び 5.3(3)a. 項
の設定方法に基づき曲げ及びせん断のスケルトンカーブを作成する。

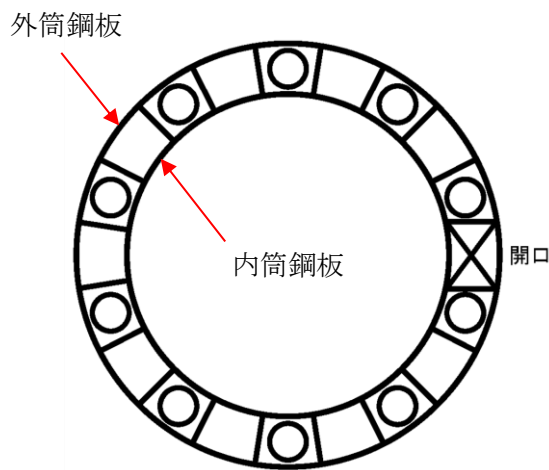


(単位 : mm)

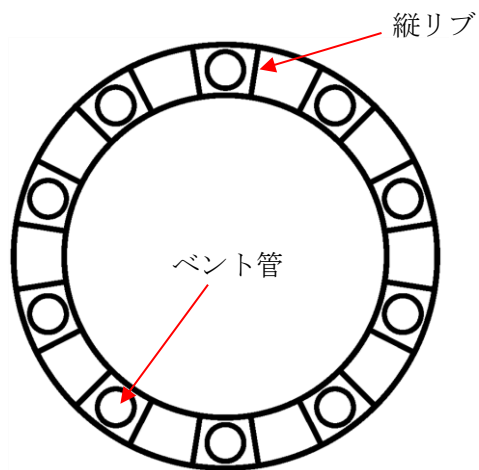
第2-1図 RPV ペDESTALの試験体と加力装置の概要
((1)より引用, 加筆)



(a) 試験体要素分割図



(b) A-A 断面概要図



(c) B-B 断面概要図

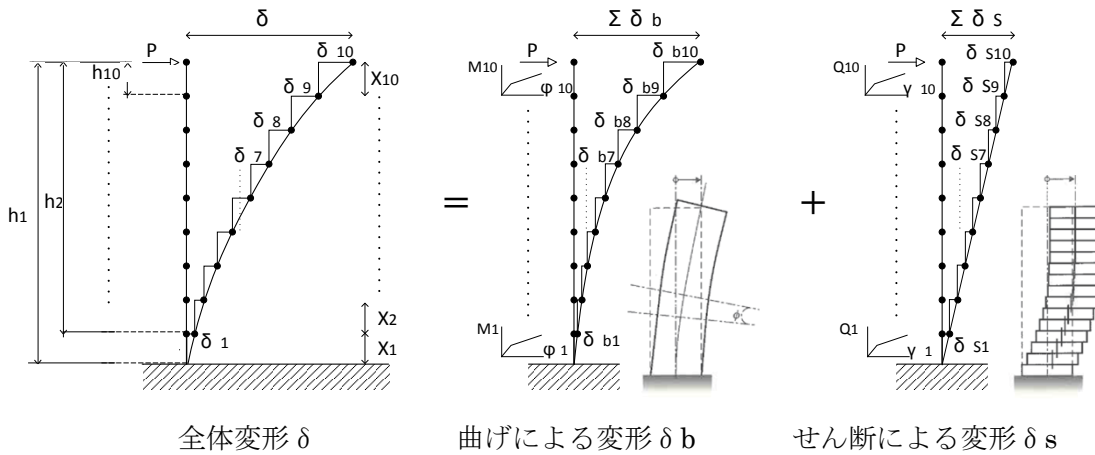
第 2-2 図 試験体の要素分割及び断面

3. 荷重変位特性の作成

(1) 作成方法

実機RPVペデスタルと同様に断面形状を考慮した試験体の各層の曲げモーメントM-曲率 ϕ 関係、せん断力Q-せん断変形角 γ 関係をもとに、荷重P-変位 δ 関係を作成する。

第3-1図に示す通り、頂部に荷重Pを作用させたときの全体変形 δ は曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s の和で表され、曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s を各層ごとに積み重ねることで、頂部における全体変位 δ を算出する。



第3-1図 算出方法のイメージ

下記①～④の手順により頂部における荷重Pに対する変位 δ_b 及び δ_s を算出し、荷重変位特性を作成する。

- ① 頂部に荷重Pを作用させたときの、各層の曲げモーメントM、せん断力Qを求める。
各層の $M = P \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離h
各層の $Q = P$
- ② 各層のM、Qから、スケルトンカーブのM- ϕ 、Q- γ 関係より、各層の ϕ 、 γ を求める。
各層のM→スケルトンカーブ (M- ϕ 関係) →各層の ϕ
各層のQ→スケルトンカーブ (Q- γ 関係) →各層の γ
- ③ 各層の ϕ 、 γ から、各層の曲げ変形 δ_b 、せん断変形 δ_s を求める。
 $\delta_b =$ 各層の回転角 $\theta \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離h
=各層の $\phi \times$ 各層の要素長さX \times ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離h※
 $\delta_s =$ 各層の $\gamma \times$ 各層の要素長さX
- ④ 各層の δ_b 、 δ_s を足し合わせ、全体の δ を求める。
 $\delta = \sum \delta_b + \sum \delta_s$

※ 曲げ変形 δ_b の算出について

曲げ変形 δ_b を算出するにあたり、第 3-2 図の様に以下を定義する。

X_i : 曲げ変形を算出しようとしている対象要素の長さ

h_i : ペDESTAL頂部から対象要素下端までの距離

θ_i : 曲げ変形により生じる要素の傾き

これらについて、スケルトンカーブから求める曲率 ϕ と曲率の逆数である曲率半径 ρ を用いて整理すると、

$$X_i \doteq \rho_i \times \theta_i = \theta_i / \phi_i$$

となるため、

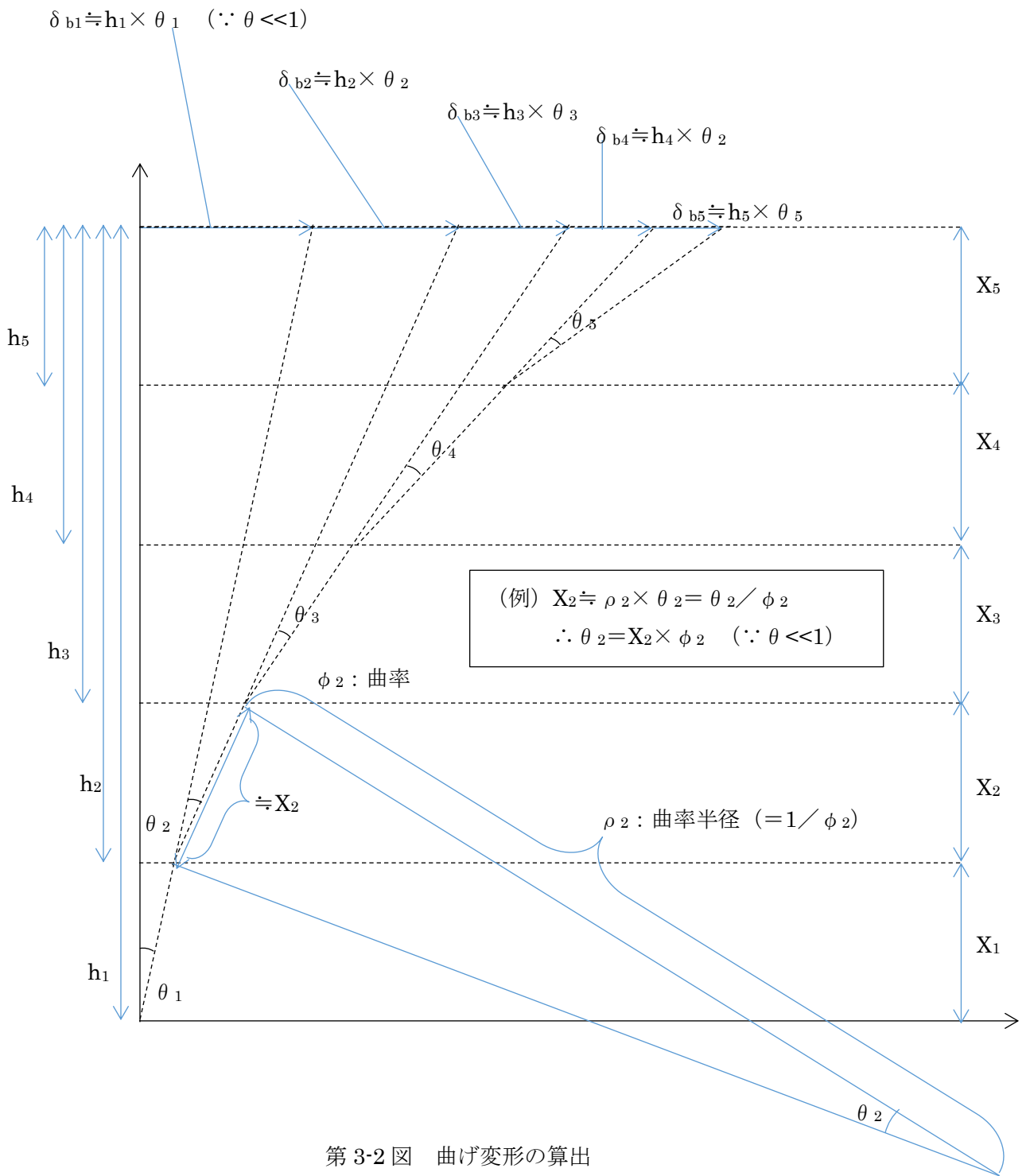
$$\theta_i = X_i \times \phi_i$$

となる。求めた回転角 θ より各層の曲げ変形 δ_{bi} を表すと

$$\delta_{bi} \doteq h_i \times \theta_i$$

となる。そのため全体の曲げ変形 δ_b は以下の式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_{b1} + \delta_{b2} + \delta_{b3} + \delta_{b4} + \dots \\ &\doteq (h_1 \times \theta_1) + (h_2 \times \theta_2) + (h_3 \times \theta_3) + (h_4 \times \theta_4) + \dots \\ &\doteq (h_1 \times X_1 \times \phi_1) + (h_2 \times X_2 \times \phi_2) + (h_3 \times X_3 \times \phi_3) + (h_4 \times X_4 \times \phi_4) + \dots \end{aligned}$$



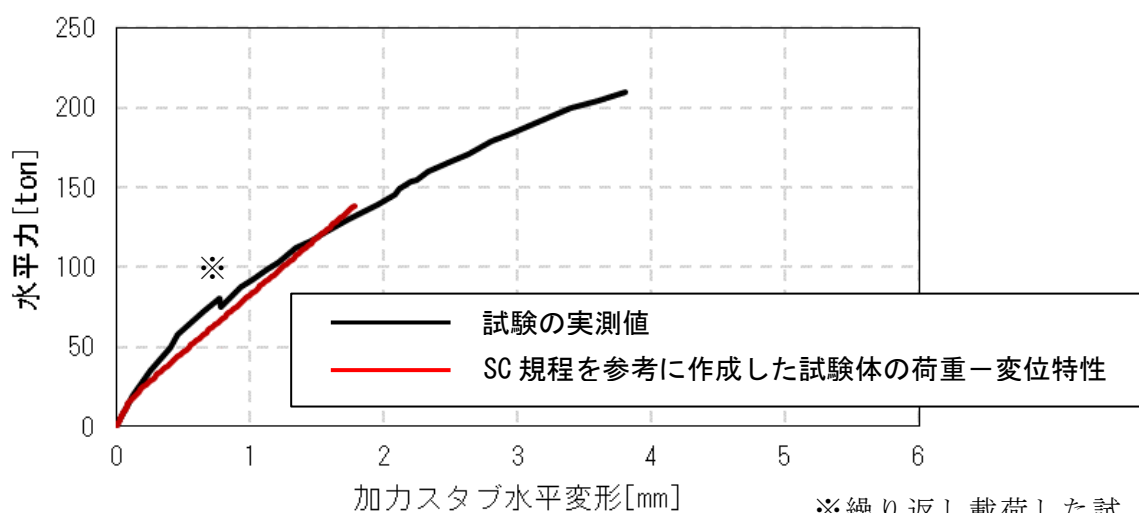
(2) 荷重変位特性

前項 (1) に基づき作成した曲げ及びせん断の荷重変位特性を第 3-3 図に示す。

a. 曲げ変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体の曲率をもとに算出した曲げによる変形（添付資料-5 の P. 9~10 参照）

赤線：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $M-\phi$ ）から算出したもの（本資料の P. 4~6 参照）



(a) 曲げ変形の比較

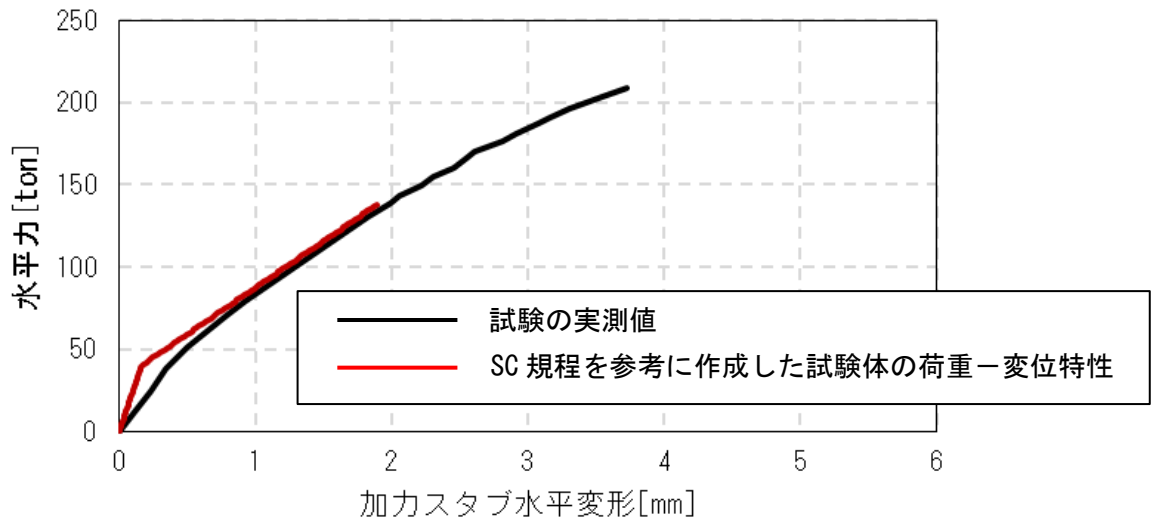
※繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

第 3-3 図 荷重-変形関係の比較 (1 / 3)

b. せん断変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形から、曲げによる変形分を除いたもの（添付資料-5 の P. 10 参照）

赤線：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $Q-\gamma$ ）から算出したもの（本資料の P. 4 参照）



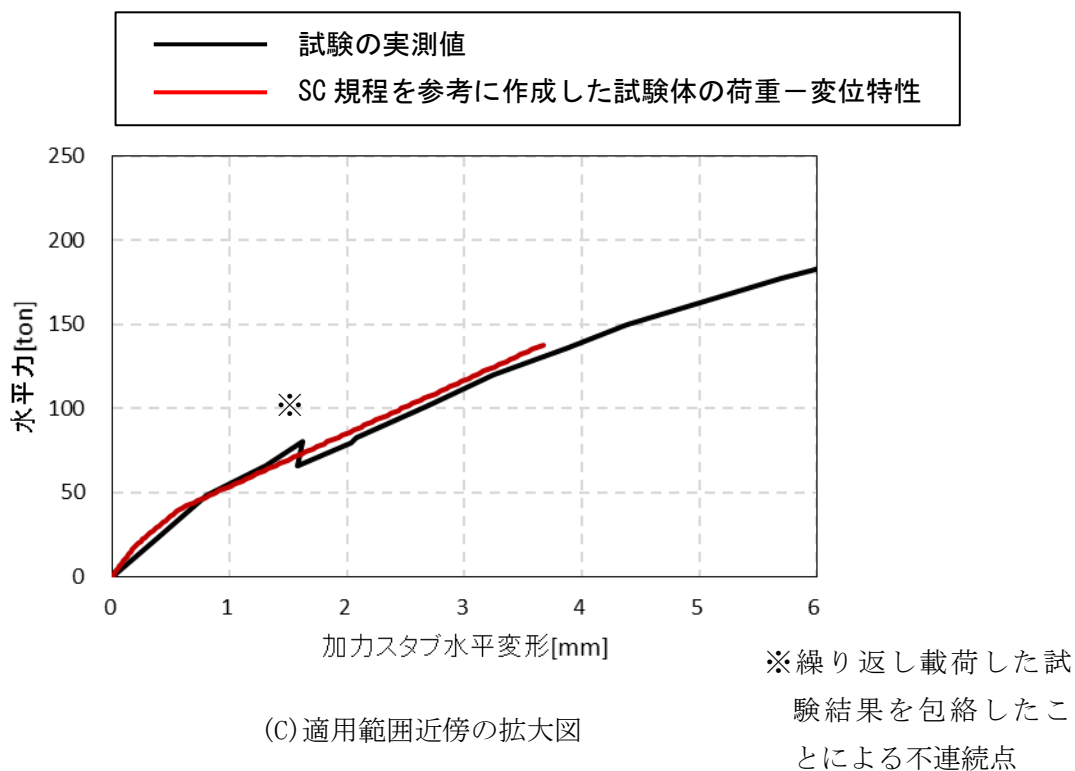
(b) せん断変形の比較

第 3-3 図 荷重-変形関係の比較（2 / 3）

c. 全体変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形（添付資料-5 の P. 8 参照）

赤線：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $M-\phi$ 及び $Q-\gamma$ ）から算出したもの（本資料の P. 4 参照）



第 3-3 図 荷重-変形関係の比較（3 / 3）

4. 参考文献

- (1) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリート PCV の構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和 62 年度上半期（最終報告書），昭和 62 年 9 月

添付資料-5：既往試験の概要、信頼性及び実機への適用性

1. 既往の試験

改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）のRPVペDESTALは、鋼板及びコンクリートからなる複合構造物にベント管が埋め込まれているという構造上の特徴を有している。ABWRの開発段階において、RPVペDESTALの水平荷重に対する終局状態までの荷重-変位特性を把握するため、電力共同研究として実機を模擬した試験体を用いて静的加力試験⁽¹⁾（以下「試験」という。）を行っている。試験体と加力装置の概要を第1-1図に、試験体の断面図を第1-2図に示す。

本試験結果のうち鋼板が降伏するまでの範囲を、今回工認で設定したRPVペDESTALのスケルトンカーブの評価上の仮定に対する妥当性確認に用いている。

(1) 試験体

試験は、実機の構造の特徴を模擬した1/10縮尺の円筒型の鋼板コンクリート構造試験体を製作して行った。試験体に発生する応力度が実機相当になるように、試験体寸法の縮尺を実機の1/10程度、載荷する荷重を試験当時の実機設計荷重の1/100程度として試験を実施した。

試験体の模擬対象は、実機の構造のうち隔壁方式の鋼板コンクリート構造の特徴を有すると共に、地震時に比較的大きな荷重が作用して非線形挙動を示すRPVペDESTALの下部とした。試験体の内外筒鋼板の間に20枚の鉛直方向の隔壁を配置し、底部にはベースプレートを配置することにより内部コンクリートが実機と同様に分断されている状態を模擬すると共に、10本のベント管による内部コンクリートの欠損状態を考慮している。

試験体の据付けは、加力の影響を受けない剛なテストングフロアーと試験体の基礎スラブを、PC鋼棒による軸力を介して緊結し固定した。

(2)加力方法

試験当時の設計荷重相当の鉛直力※を付加した後、試験体の反力の影響を受けない剛なりアクションウォール（反力壁）及びリアクションブロック（反力ブロック）にそれぞれジャッキを取付け、水平方向に静的に漸増载荷した。

試験体への鉛直力は、試験体頂部加力スタブに PC 鋼棒及び加力梁を介して 50t ジャッキにより付加し、圧力ジャッキと加力梁間のロードセル（荷重計）により計測した。なお、加力梁とテストングフロアーを緊結する PC 鋼棒に取付く球座は、水平方向の加力に対して追従するために設けた治具である。

水平方向の荷重は、200t ジャッキ先端に設けたロードセル（荷重計）によって測定した。なお、試験体に設けたテフロン支承は、ジャッキとの摩擦力を緩和し、点荷重に近い状態とすることを目的に設置した。

水平力の载荷サイクルを第 1-3 図に示す。まず、コンクリートのひび割れが生じない力（弾性荷重）で繰返し载荷を行った。次に水平力が当時の設計荷重相当（第 1-3 図に示す $Q_0=52 \text{ ton}$ ）に至るまで载荷を行い、その後、設計荷重の 1.5 倍相当（ $1.5Q_0=80 \text{ ton}$ ）、鋼板曲げ降伏レベル（209 ton）のサイクルを経て、荷重降下に至るレベルまで加力した。（荷重変位特性は第 1-4 図参照）

※ 本試験は水平荷重に対する RPV ペDESTAL の終局状態までの荷重－変位特性の把握を目的として実施したものである。RPV ペDESTAL のコンクリートは構造強度部材として期待していないが、試験当時の設計荷重による圧縮応力度（ 1.2 N/mm^2 ）は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の長期許容応力度（ $1/3F_c=9.8 \text{ N/mm}^2$ 、 F_c ：設計基準強度）に比べて十分に小さいレベルであり、水平加力に対して脆性的な終局状態を引き起こすものではないことを確認している。

(3) 計測方法

試験体の非線形挙動を把握するために、荷重、試験体頂部の水平方向変位、試験体側面の鉛直方向変位及び鋼板のひずみを計測した。計測項目と計測方法のまとめを第 1-1 表に示す。

第 1-1 表 計測項目と計測方法のまとめ

計測項目	目的	計測方法	計測位置等
荷重	試験体に載荷された水平力の計測	加力ジャッキに取り付けたロードセルにより計測	第 1-1 図 参照
試験体頂部の水平方向変位	全体変形量の計測	基礎スラブを不動点として、変位計により計測	第 1-5 図 参照
試験体側面の鉛直方向相対変位	曲げ変形量の計測	鉛直方向相対変位を変位計により計測し、第 1-7 図に示す手法により曲げ変形を算出する	第 1-6 図 参照
鋼板のひずみ	鋼板の応力度の計測	試験体に取りつけたひずみゲージでひずみを計測し、得られたひずみにヤング係数を乗じて応力度を算出する	第 1-8 図 参照

荷重値はジャッキに取り付けたロードセル（荷重計）により計測した。（第 1-1 図）

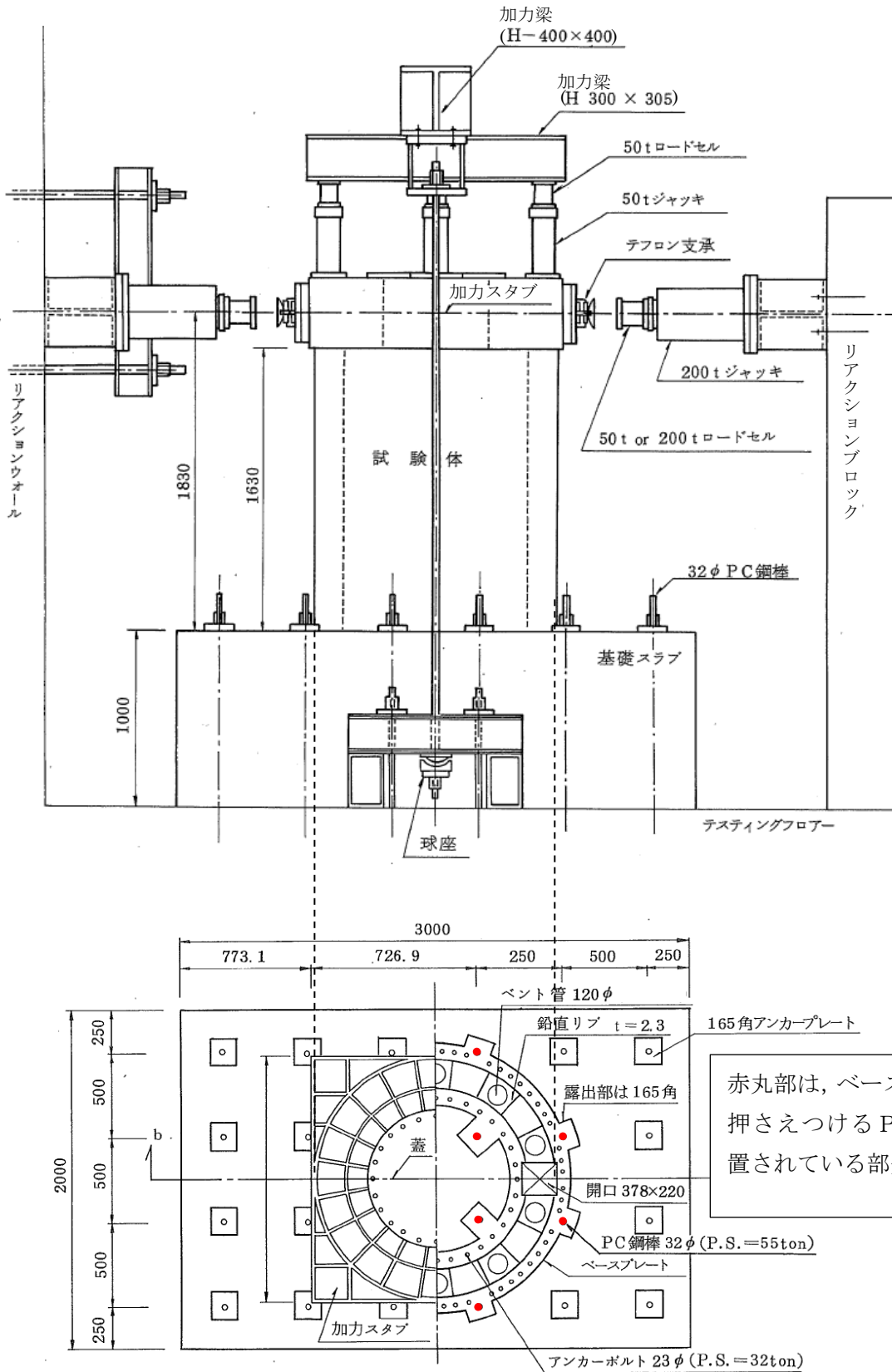
水平力載荷時の試験体各部の変形量は、不動点である基礎スラブに設置した計測フレームに取り付けた変位計にて計測を行った。また、試験体の曲げ変形を算出するため、試験体鉛直方向の相対変位を変位計にて計測した。（第 1-6 図）

全体変形 δ_T は基礎スラブを不動点として、試験体頂部の変位計により計測した。（試験体頂部の変位計は第 1-5 図の赤丸で図示）

曲げ変形 δ_B は、計測した鉛直方向の相対変位から定まる曲率を用いて算出し、せん断変形 δ_S は全体変形 δ_T から曲げ変形 δ_B を減算することにより算出した。（第 1-7 図）

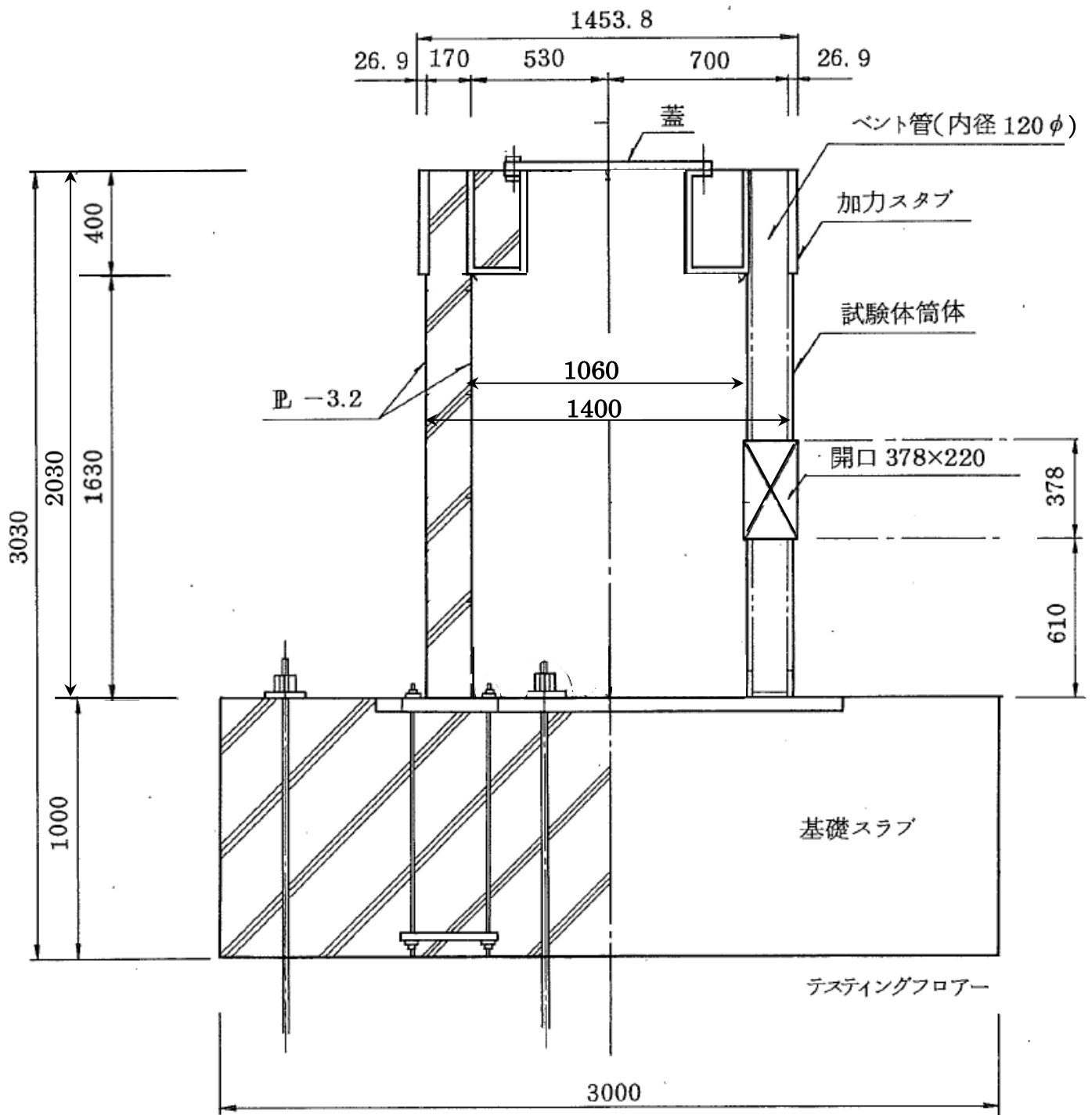
水平力載荷時の鋼板のひずみを、鋼板の側面に取り付けたひずみゲージにより計測し、鋼板の応力度を（ひずみ）×（鋼材のヤング係数）の関係から算出した。

試験体は、PC 鋼棒を介してベースプレートにプレストレス力（1 本あたり 55ton）を作用させており、測定データがベースプレートの変形の影響を受けないようにしており、測定される試験体の水平変形量の信頼性を確保している。



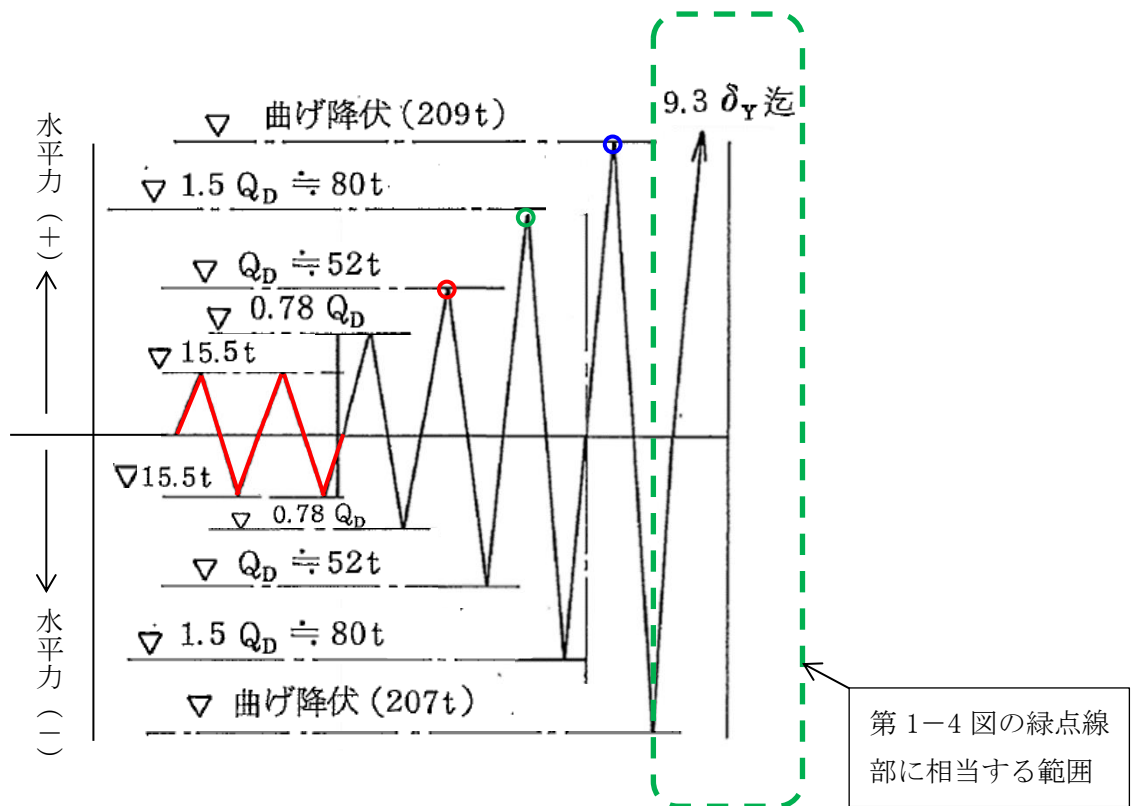
(単位 : mm)

第 1-1 図 RPV ペDESTALの試験体と加力装置の概要
((1)より引用, 加筆)



(単位：mm)

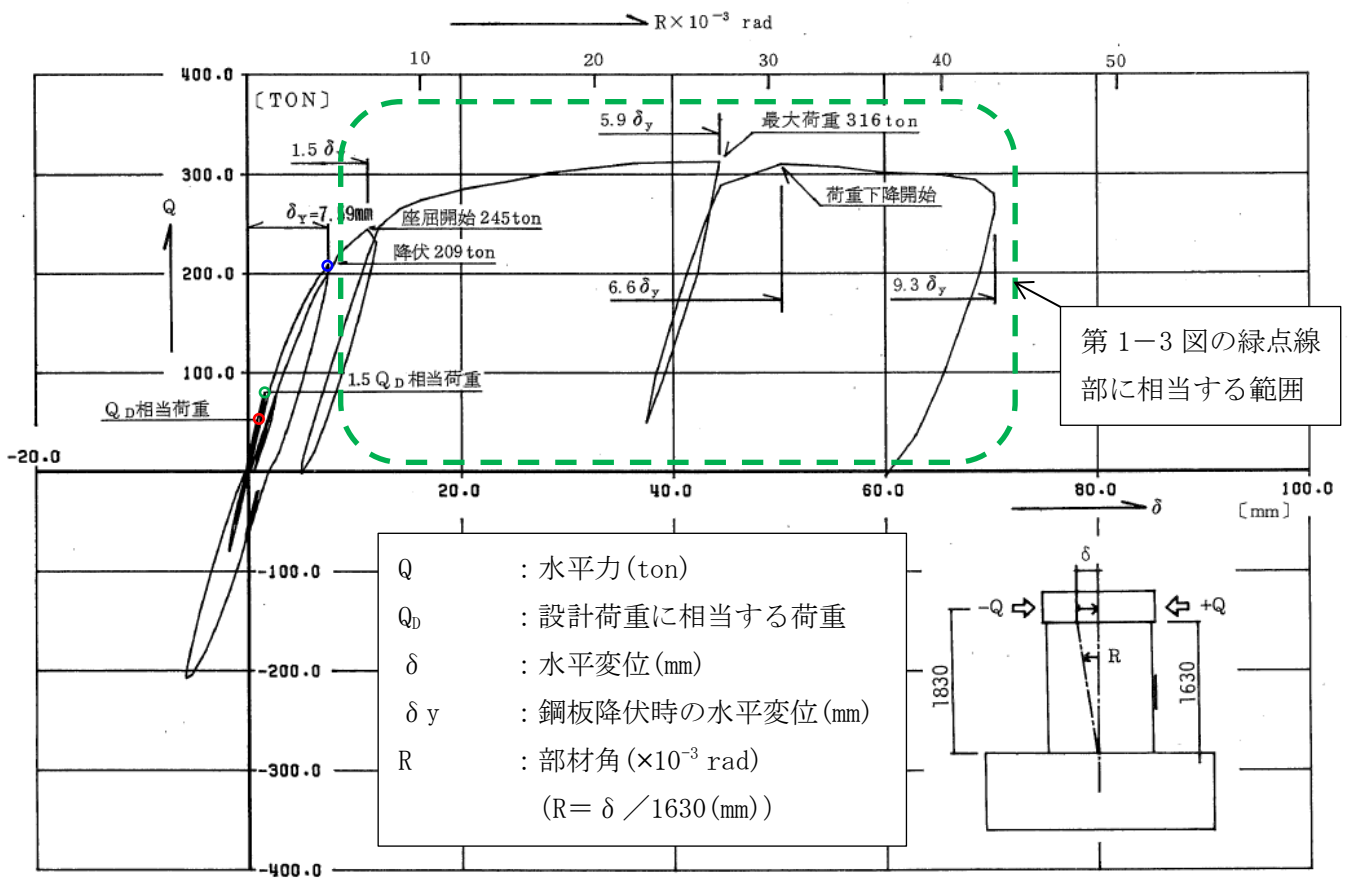
第 1-2 図 試験体の断面図
 ((1)より引用, 加筆)



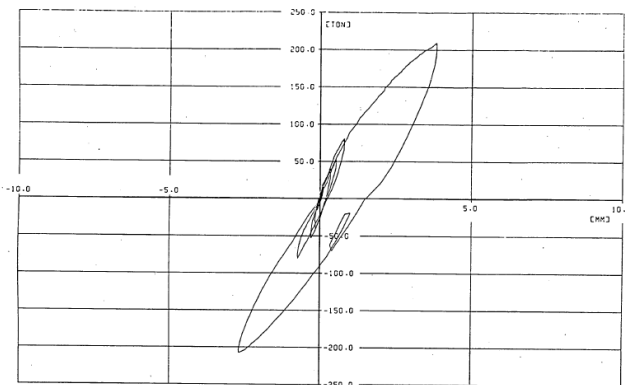
第1-3図 水平力の載荷サイクル
 ((1)より引用, 加筆)

<記号の説明>

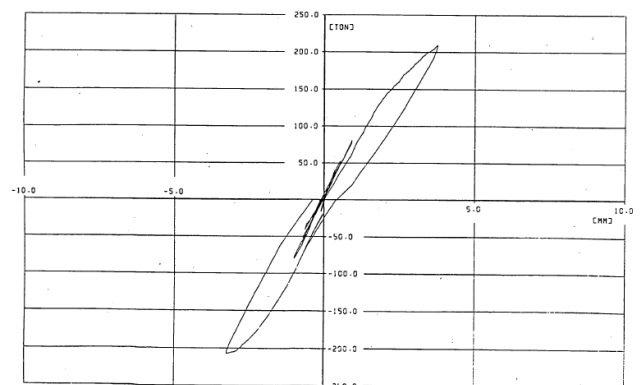
- Q_D : 設計荷重に相当する荷重
- δ_Y : 鋼板降伏時の水平変位
- 赤線 : コンクリートのひび割れが生じない程度の小さな荷重(弾性荷重)で載荷する範囲
- 赤丸 : 設計荷重に相当する荷重($Q_D = 52 \text{ ton}$) (第1-4図の赤丸に相当)
- 緑丸 : 設計荷重に相当する荷重の1.5倍の荷重($1.5Q_D = 80 \text{ ton}$) (第1-4図の緑丸に相当)
- 青丸 : 曲げ降伏時の荷重(209 ton) (第1-4図の青丸に相当)
- 緑点線 : 第1-4図の緑点線部に相当する範囲



(a) 水平力-水平変位特性 (曲げ+せん断)

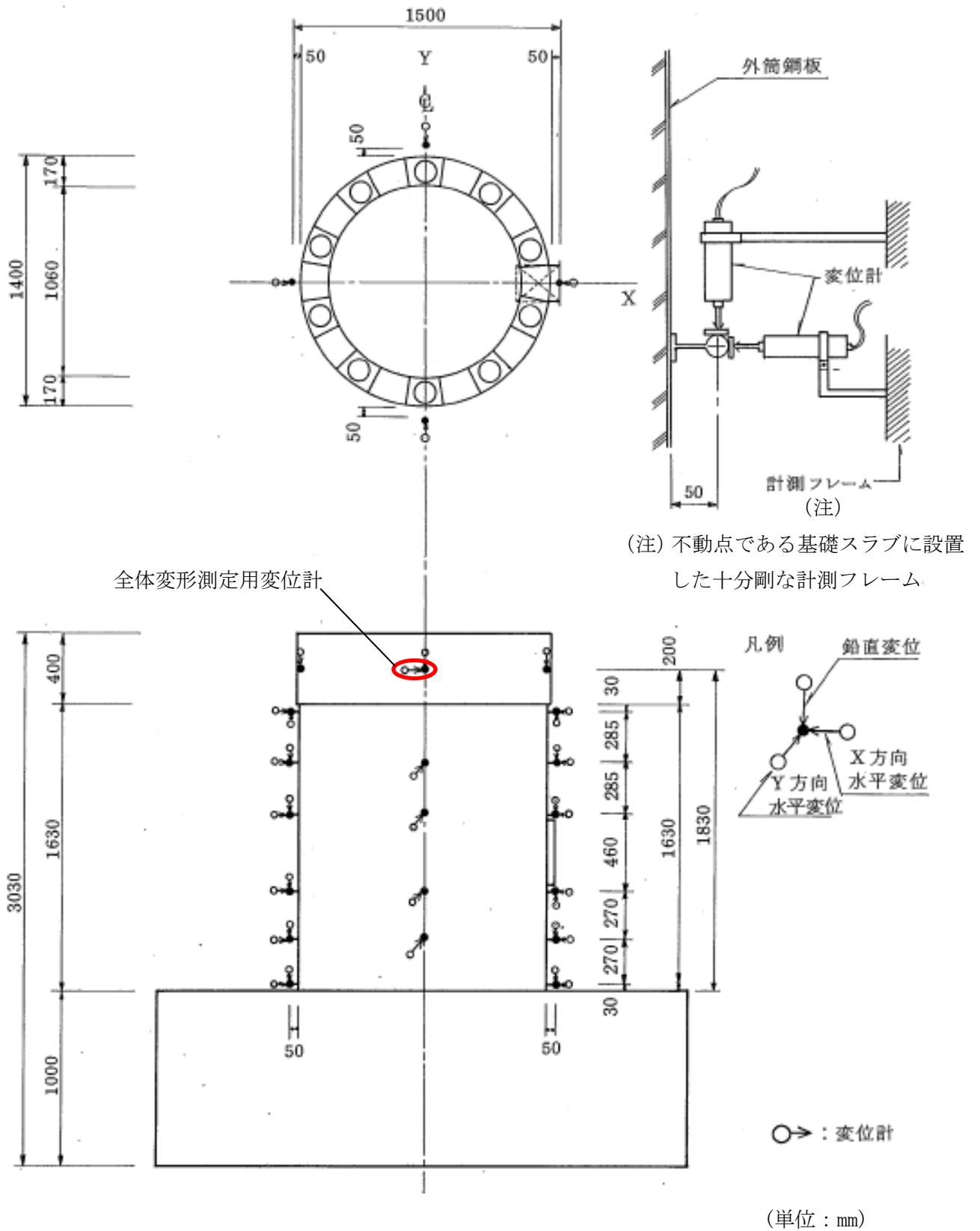


(b) 水平力-水平変位特性 (曲げ)

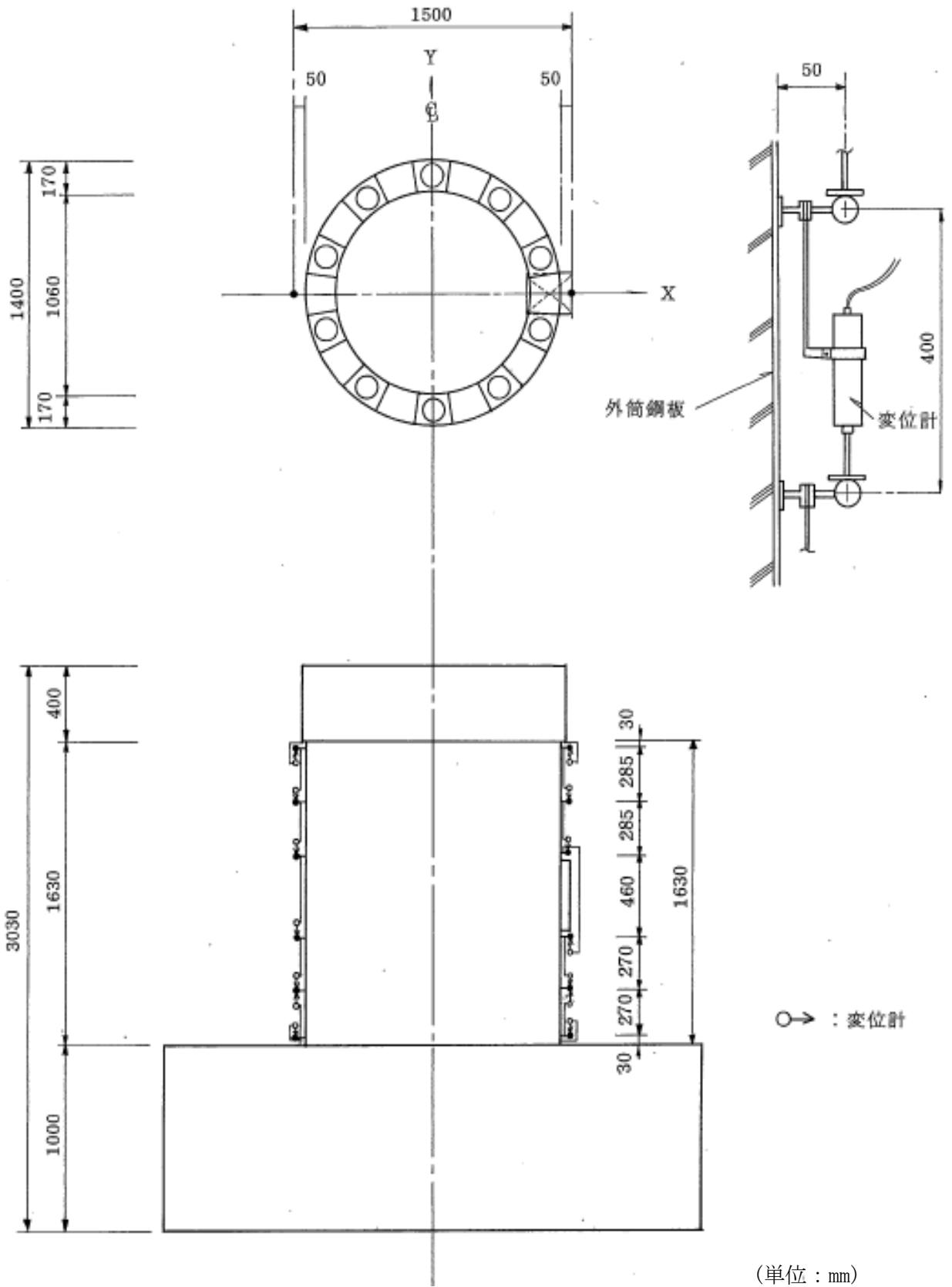


(c) 水平力-水平変位特性 (せん断)

第 1-4 図 試験で得られた荷重変位特性
 ((1)より引用, 加筆)



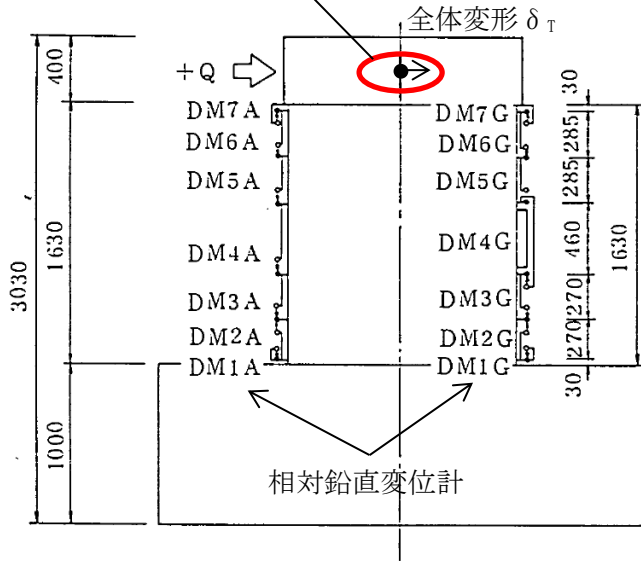
第1-5図 水平変位及び鉛直変位測定位置
 ((1)より引用, 加筆)



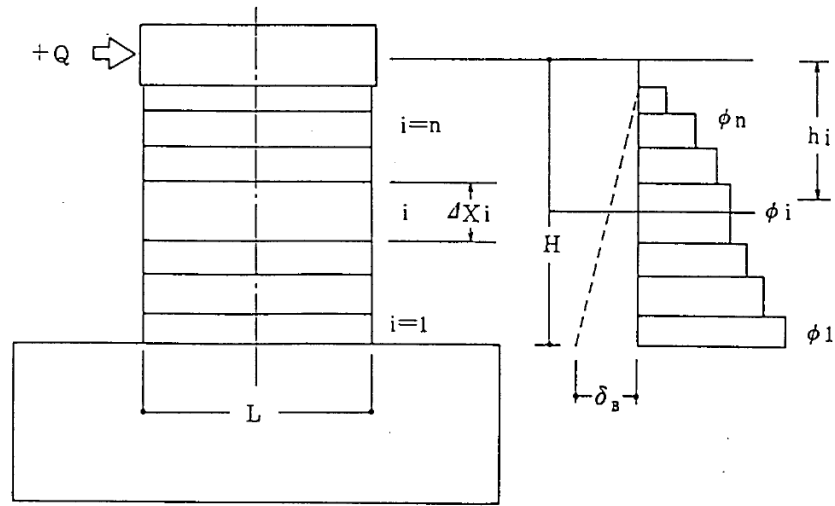
第 1-6 図 曲げ変形算出用変位測定位置
 ((1)より引用, 加筆)

(単位 : mm)

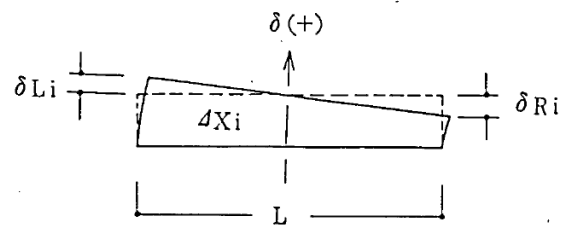
全体変形測定用変位計



(単位: mm)



$$\text{曲率: } \phi_i = \frac{\delta_{Li} - \delta_{Ri}}{L} \cdot \frac{1}{\Delta X_i}$$



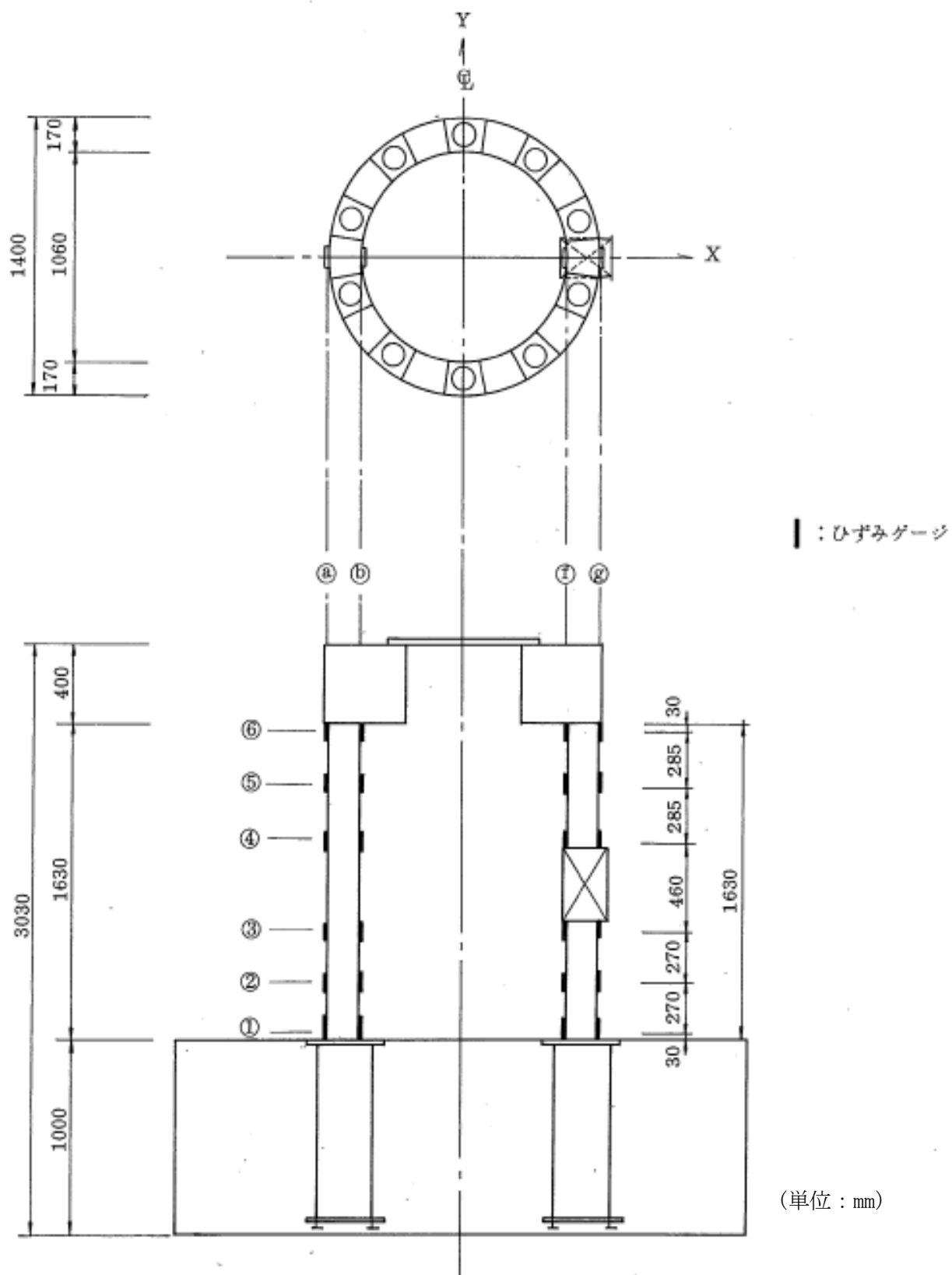
$$\text{曲げ変形: } \delta_B = \sum_{i=1}^n h_i (\phi_i \cdot \Delta X_i)$$

$$\text{せん断変形: } \delta_s = \delta_T - \delta_B$$

δ_T : 全体変形

(頂部水平変位計による)

第 1-7 図 変形成成分離手法
((1)より引用, 加筆)



第 1-8 図 内外鋼板応力度算出用ひずみ測定位置
((1)より引用, 加筆)

2. 試験結果の実機への適用性

試験体は、RPV ペDESTALの構造上の特徴を反映するため内外鋼板の間にコンクリートを充填した構造とし、ベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分を含めたものである。柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉と試験体に関する RPV ペDESTALの仕様を第 2-1 表に示す。

鋼材の材質が実機 RPV ペDESTALと異なるが、試験体に対する SC 規程を用いた荷重-変位特性を求める際は、使用材料の規格値に基づく剛性を用いることで、差異を適切に考慮している。

従って、本試験体の試験結果は、隔壁構造及びベント管を有した構造といった SC 規程に対して追加検討に対する妥当性の確認に適用可能である。

また、スケール効果の観点では実機を縮小した場合の試験体に用いるコンクリートのうち骨材寸法の影響が考えられる。この影響については、参考文献(2)において骨材寸法の差が復元力特性に与える影響は少なく、実用上無視できることが確認されている。

3. 参考文献

- (1) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリート PCV の構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和 62 年度上半期（最終報告書），昭和 62 年 9 月
- (2) 吉崎 他：原子炉建屋の復元力特性試験（その 6）スケール・イフェクト試験 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和 61 年）

第 2-1 表 実機 RPV ペデスタル及び試験体の構造概要

項目		柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉	試験体
構造	鋼板コンクリート構造の型式	隔壁方式 ^{※1}	同左
	断面形状	円筒型 ^{※1}	同左
	ベント管内蔵	あり ^{※2}	同左
	ベースプレート	あり ^{※1}	同左
(以下、参考)			
二重円筒部 (内筒及び 外筒鋼板)	高さ(mm)	20500	2030
	厚さ(mm)	1700	170
	内筒鋼板の内径(mm)	10600	1060
	外筒鋼板の外径(mm)	14000	1400
たてリブ	内筒及び外筒鋼板の板厚(mm)	30	3.2
	板厚(mm)	25	2.3
	個数	20	20
	配置(角度)	18°	18°
開口部	高さ×幅(mm)	3800×2200	378×220
ベント管 ^{※3}	内径(mm)	1200	120
	個数	10	10
	配置(角度)	36°	36°
材質	鋼材	SPV490	SS400
	コンクリート 設計基準強度(kg/cm ²)	300	300

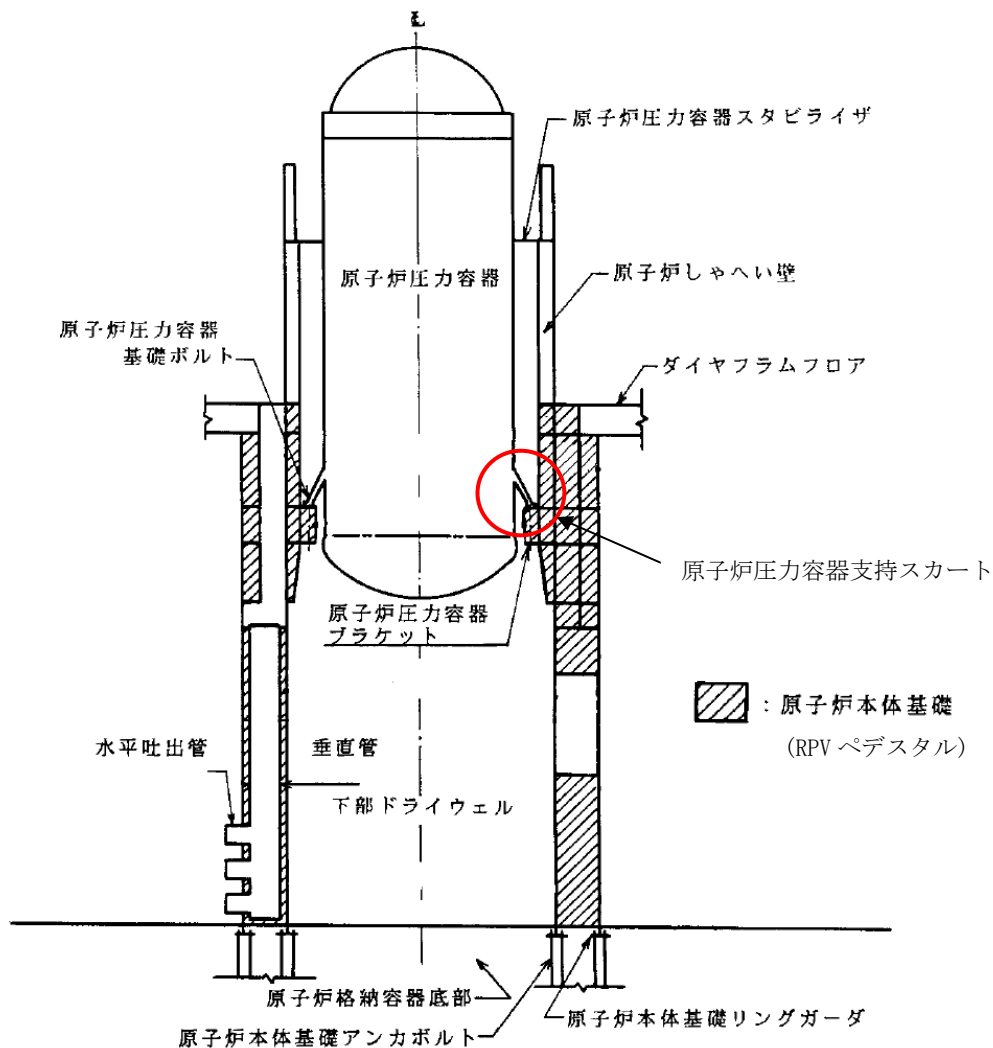
※1：柏崎刈羽原子力発電所の他号炉も含めて採用されている方式

※2：柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉固有の構造（改良型沸騰水型原子炉）

※3：ベント管の断面積や断面二次モーメントはRPVペデスタル全体に対して小さいことから、既工認同様に復元力特性の設定においてベント管の板厚は考慮しない。

(参考1) 実機 RPV ペDESTALの荷重状態

実機 RPV ペDESTALは、上部ペDESTALに設けたブラケット部にて原子炉圧力容器を支持している。地震時に原子炉圧力容器へ作用する荷重は、原子炉圧力容器支持スカート及び原子炉圧力容器基礎ボルトを介して曲げモーメントとして RPV ペDESTALへ伝達されることから、実機 RPV ペDESTALへ作用する荷重は曲げが支配的となる。



参考第1図 RPV ペDESTAL概略図

(参考2) 試験体と実機 RPV ペDESTALの鉛直方向の圧縮応力度について

試験当時の設計荷重に基づく試験体の鉛直方向の圧縮応力度 (1.2N/mm²) に対し、実機の圧縮応力度 (約 1.0N/mm², 評価断面により異なる) は僅かに相違がある (参考第 1 表) もの、この差が試験体の終局変形に与える影響は小さい。

また、SC 規程を参考にしたスケルトンカーブの評価においては、試験体及び実機 RPV ペDESTALのそれぞれの圧縮応力度に応じた鉛直方向軸応力度 σ_v を用いることから、実機構造の再現性の観点でこの差による影響は無いと言える。

参考第 1 表 実機 RPV ペDESTAL及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

実機 RPV ペDESTAL ^{※1}	試験 ^{※2} (鉛直力として付加)
約 1.0 N/mm ²	1.2 N/mm ²

※1 : RPV ペDESTALが支持する RPV, 原子炉遮蔽壁, ダイヤフラムフロア等の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度。

※2 : 試験当時の設計荷重相当の鉛直力 (軸力) を、※1 と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの。

添付資料-6：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法

既工認では、地震と組み合わせる運転状態の温度を考慮し、当該温度における材料物性値を用いて剛性の設定を行っており、今回工認の非線形特性を考慮した復元力特性の設定においても、設計基準における温度条件は既工認と同一のため既工認の材料物性値を用いる。

また重大事故等の高温状態の影響を考慮する場合においても、既工認における考え方と同様に設定を行うが、既工認より温度条件が変更となるため、温度による影響を考慮した材料物性値を用いて剛性設定を行う。

RPV ペDESTALの復元力特性を設定する際に用いる物性値のうち、温度による影響を受けるものを整理し、設定に用いる規格・基準類を第1表に示す。

第1表 温度に応じた材料物性値の設定に用いる規格・基準類

		既工認	今回工認	
			設計基準	重大事故等の高温状態の影響を考慮する場合
コンクリート	ヤング係数	RC 規準	同左	同左 (温度による影響は Eurocode を用いて 確認予定)
	圧縮強度	RC 規準	同左	同左 (温度による影響は Eurocode を用いて 確認予定)
鋼板	ヤング係数	告示 501	同左	JSME
	降伏点	— (線形仮定のため剛性算定に用いていない)	JIS G 3115 (既工認の応力評価の許容値根拠と整合させる。)	JSME (温度による影響を考慮するため JSME を参照)

<略称の説明>

RC 規準	: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会 1988 改定)
告示 501	: 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 (告示第 501 号)
JSME	: 発電用原子力設備規格 (設計・建設規格 JSME S NC1-2005/2007)
Eurocode※	: EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings / EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design

※: Eurocode は, EU 域内のみならず, 海外で標準的に用いられている設計規準であり, 日本国内においても「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画」における福島第一原子力発電所 4 号機原子炉建屋等の耐震性評価において, プール水温の高温化による影響を考慮する際に Eurocode を用いた解析評価を行い認可された実績があることから, RPV ペデスタルにも適用可能と考える。

添付資料-7：コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能

1. RPV ペDESTALの構造強度設計

RPV ペDESTALは、地震力を含む荷重に対して鋼板のみで概ね弾性状態を保持する設計としており、コンクリートを強度部材として期待しない設計である。

2. コンクリートせん断ひび割れ後の支持性能

コンクリートにせん断ひび割れが生じたとしても、1. の通り RPV ペDESTALはコンクリートに期待せず鋼板のみで弾性状態を保持する設計であることから、ひび割れたコンクリートの横拘束効果は鋼板によって発揮される。

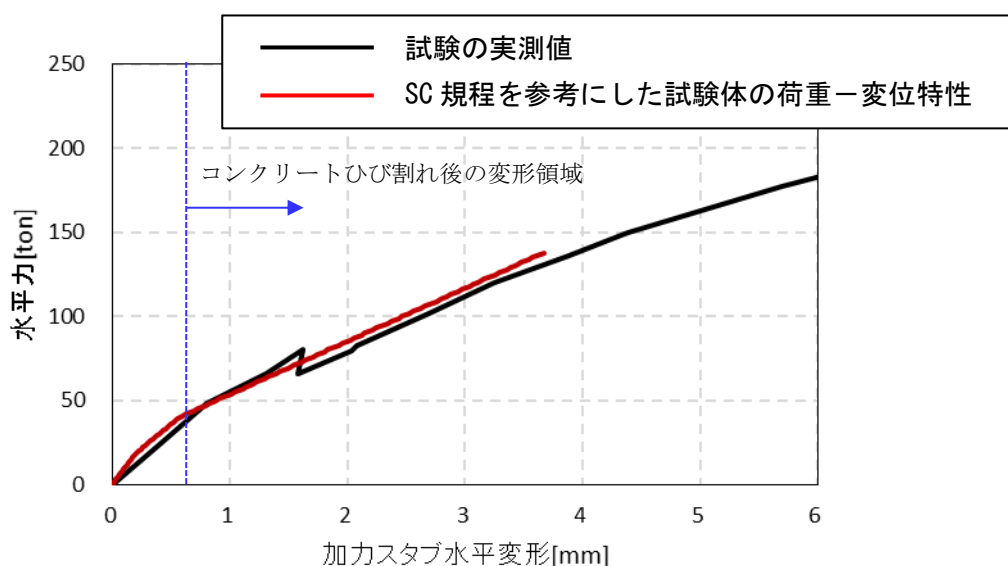
鋼板による横拘束効果が発揮されることにより、せん断力に対して鋼板とひび割れたコンクリートが一体となって荷重を分担することが可能となる。

従って、コンクリートせん断ひび割れ後においても RPV ペDESTALの支持機能は維持される。

3. 試験結果との対比

SC 規程のスケルトンカーブの評価式は、鋼板とコンクリートが一体となって荷重を分担することを前提としたものである。

SC 規程を参考に作成した試験体のスケルトンカーブを用いた荷重-変位特性と、試験で実測された荷重-変位特性を比較すると、コンクリートひび割れ後であっても両者は整合していることから、試験体においても SC 規程と同様に鋼板とコンクリートが一体となって挙動していることが確認できる。(第1図)



第1図 荷重-変形関係の比較

(参考) RPV ペDESTALへの圧縮荷重について

RPV ペDESTALは、鋼板のみでも十分な支持性能が発揮される設計であることから、コンクリートに高圧縮力が負荷される環境ではない。

実際に、実機や試験体の鉛直力は参考第1表の通りであって、実機 RPV ペDESTALコンクリートの圧縮強度 (29.4N/mm²) に比べて十分に小さく、コンクリートの圧縮強度に至るような荷重が負荷されることはない。

参考第1表 実機 RPV ペDESTAL及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

実機 RPV ペDESTAL ^{※1}	試験 ^{※2} (鉛直力)
約 1.0 N/mm ²	1.2 N/mm ²

※1 : RPV ペDESTALが支持する RPV, 原子炉遮蔽壁, ダイアフラムフロア等の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度。

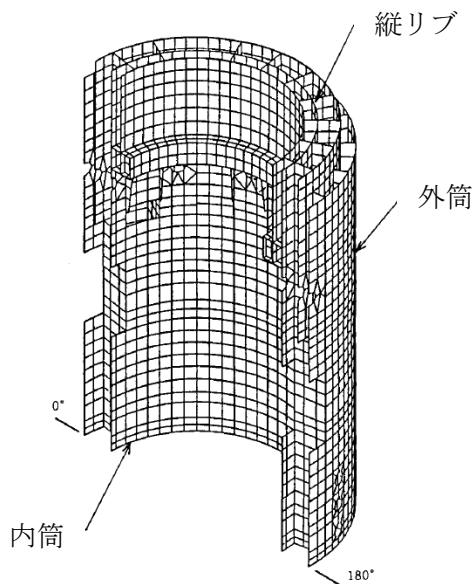
※2 : 試験当時の設計荷重相当の鉛直力 (軸力) を、※1と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの。

添付資料-8：RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価

RPV ペDESTALの内部にはコンクリートが充填されていることから、地震応答解析では鋼板と内部コンクリートをともに考慮した剛性を設定し、地震荷重を求める。

円筒部の評価は、鋼板のみを考慮した FEM 解析モデルを用いて応力算定を行い、各荷重による応力の組合せが鋼構造設計規準（日本建築学会）に基づく許容値以内に収まることを確認している。

なお、RPV ペDESTALの応力算定は、FEM 解析モデルを用いて行っており、構造不連続部の局所の効果を含んだ応力が許容値以内に収まることを確認している。また、実際には内部にコンクリートが充填されており円筒鋼板が座屈しにくい構造であることに加え、座屈補強材として円筒鋼板に鉛直方向に鉄骨、水平方向にスティフナープレートを設置し、鋼板の幅厚比制限を満足することにより、局部座屈を防止する設計としている。



第1図 RPV ペDESTAL円筒部の FEM 解析モデル

第1表 円筒部の許容応力度（鋼構造設計規準に基づき算定）

	長期	短期
面内せん断応力	$\frac{F}{1.5 \times \sqrt{3}}$	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
組合せ応力	$\frac{F}{1.5}$	F

$$F = \text{Min}(\sigma_y, 0.7\sigma_u)$$

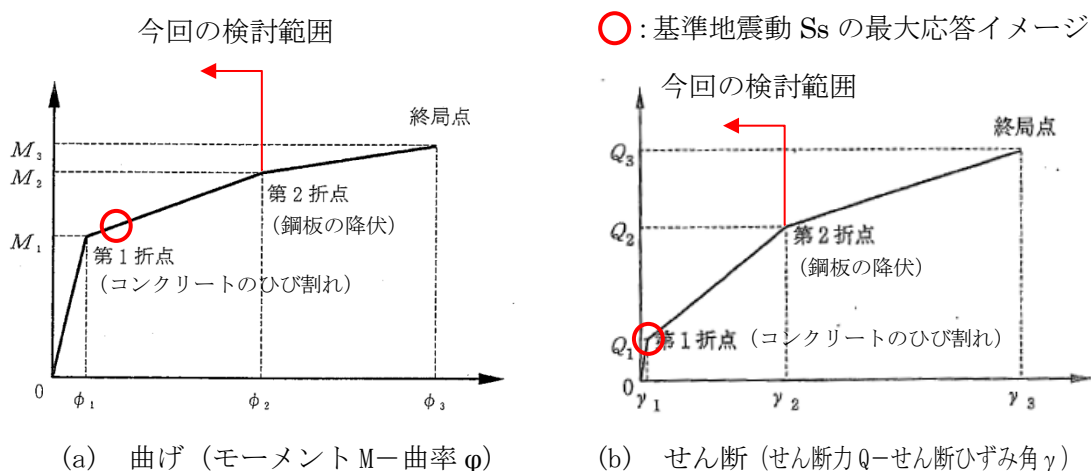
σ_y : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点(N/mm²)

σ_u : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ(N/mm²)

添付資料-9： スケルトンカーブの近似方法

1. スケルトンカーブの近似方法

RPV ペDESTALのスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、スケルトンカーブを多折れ線で近似する方法は「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991」（以下「JEAG」という。）に示される鉄筋コンクリート造耐震壁のスケルトンカーブの近似方法と同じである（第1-1図）。



第1-1図 スケルトンカーブの概念図

JEAGにおいては、スケルトンカーブは、応答解析上の取扱いが容易なものであると同時に、建屋が終局に至るまでの挙動をできるだけ忠実に表わすことが望ましいとされており、本評価法は、原子炉建屋の耐震壁を対象とした模型実験の結果ともよく適合したものとなっている⁽¹⁾。

2. 地震応答へ与える影響

建屋耐震壁のスケルトンカーブの変動が、地震応答に与える影響を調査した既往検討例では、折点のせん断力を25~30%変動させても、最大応答せん断力、最大応答加速度の変動は数%程度であり、スケルトンカーブの変動が、地震応答へ与える影響は小さいことが確認されている⁽²⁾。

<参考文献>

- (1) 古川茂, 他: 原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 (その1~6)
日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭和62年)
- (2) 株式会社大林組, 大成建設株式会社, 鹿島建設株式会社, 清水建設株式会社, 株式会社竹中工務店: 受託研究報告書「原子炉建屋耐震余裕の評価法の研究その4」, 昭和61年度下半期 (最終報告書), 昭和62年3月

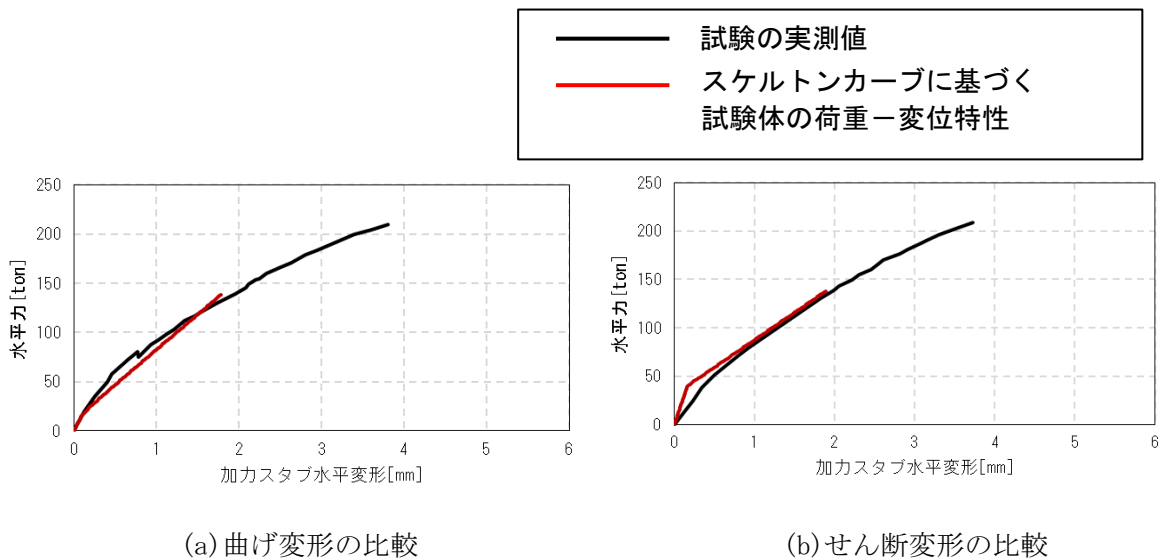
添付資料-10：RPV ペDESTAL 復元力特性の折線近似の影響検討

1. はじめに

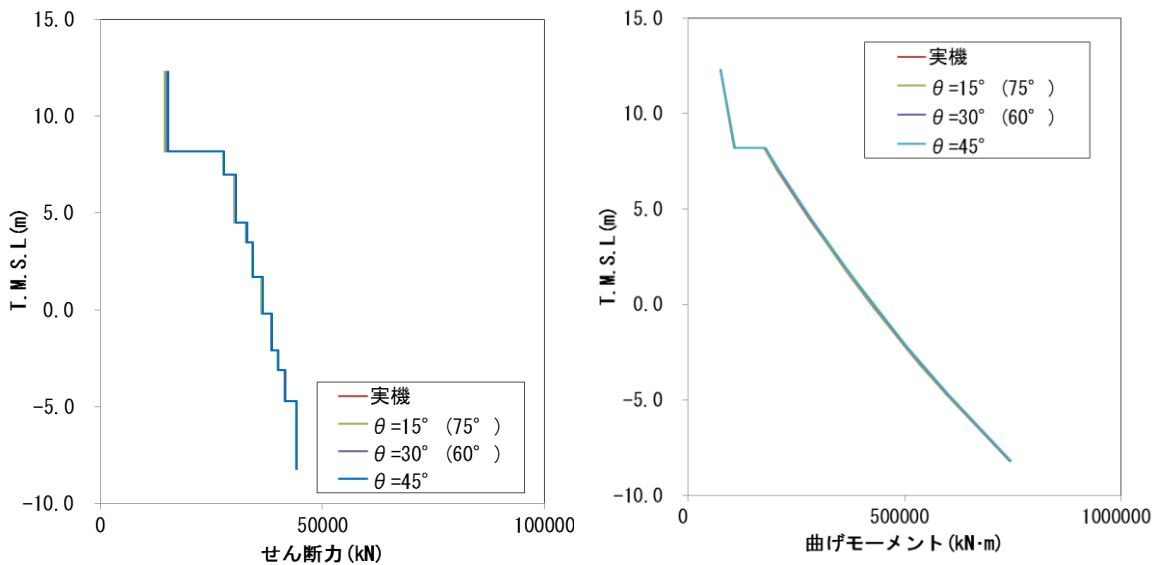
RPV ペDESTAL のスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、第1折点を超えた範囲では剛性が一定との仮定に基づいている。

一方、実現象としては第1折点で初期ひび割れが生じた後も、荷重の増加に伴い内部コンクリートのひび割れは徐々に増加していく。ひび割れの増加はコンクリートの剛性低下を意味することから、第1折点から第2折点の間の区間は直線で近似するよりも、徐々に剛性すなわちスケルトンカーブの勾配が低下する曲線で近似する方が実現象に近いと考えられる。

以上を踏まえ、RPV ペDESTAL について曲線近似したスケルトンカーブを作成し、折線近似との比較により影響検討を行うこととする。なお、曲げ及びせん断のうち、せん断変形については、折線近似したスケルトンカーブに基づく荷重-変位特性が加力試験の実測値を上回っていること（第1-1図）及び、せん断のスケルトンカーブの第1折点以降を変化させた場合でも地震応答解析結果から得られる最大せん断力及び最大モーメントに与える影響が小さいこと（第1-2図）から、影響検討は曲げ変形のみ実施する。



第1-1図 荷重-変形関係の比較



第 1-2 図 せん断力および曲げモーメントの応答分布図 (参考資料-2※より抜粋)

※：せん断第 2 折点の評価における圧縮ストラット角度 θ についてのパラメータスタディ

2. 曲線近似したスケルトンカーブの作成方法

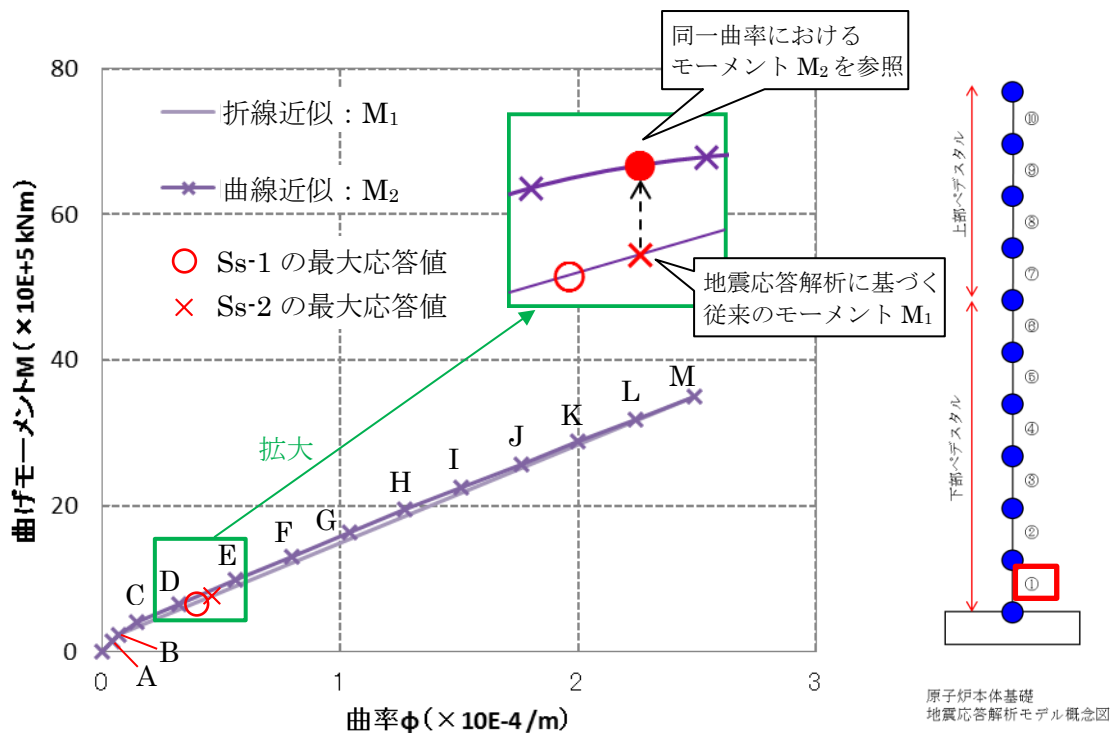
RPV ペDESTALの曲げの第 2 折点は、断面の鋼板及びコンクリートを等価断面に置き換えモデル化したファイバーモデルを用いて鋼板が降伏状態に至る際の曲げモーメント及び曲率を求めている。曲線近似したスケルトンカーブは、第 2 折点の算出と同様の手法で曲げモーメント及び曲率の関係を求め、プロットすることにより行う。

なお、RPV ペDESTALの構造強度評価は曲げモーメントの最大応答値を用いて実施することを踏まえ、影響検討は曲げモーメントの最大応答値が算出される EW 方向のスケルトンカーブに対して行うこととする。

3. 影響検討

第 1 折点を越えた範囲において、曲線近似として作成した RPV ペDESTALのスケルトンカーブは上に凸の形状で、直線近似のものに比べ曲げモーメントが大きく算出されることを確認した。(第 3-1 図)

最大応答値である基準地震動 Ss-2 の曲げモーメントを折線近似したスケルトンカーブ上にプロットし、同じ曲率のモーメントを曲線近似のスケルトンカーブから参照しその差分を求めると、曲線近似による値は直線近似に比べ約 10.9%大きい値が得られた。(第 3-1 表)



第 3-1 図 下部ペダスタル (要素①) の連続カーブと直線近似との比較 (EW 方向) (暫定値)

第 3-1 表 曲線近似の折線近似からの差分 (要素①, EW 方向)

	単位	A	B	C	D	Ss-1	Ss-2	E	F
曲率 ϕ	$\times 10^{-4} / \text{m}$	0.05	0.07	0.15	0.32	0.38	0.47	0.56	0.80
モーメント(折線) M_1	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	1.6	2.4	3.4	5.8	6.5	7.7	9.0	12.2
モーメント(曲線) M_2	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	1.5	2.3	4.0	6.6	7.3	8.6	9.9	13.1
折線からの差分 ($M_2 - M_1$)/ M_1	%	-8.4	-3.7	16.1	13.7	12.5	10.9	9.8	7.5

	単位	G	H	I	J	K	L	M
曲率 ϕ	$\times 10^{-4} / \text{m}$	1.04	1.27	1.51	1.76	2.00	2.24	2.49
モーメント(折線) M_1	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	15.4	18.5	21.8	25.2	28.4	31.6	35.0
モーメント(曲線) M_2	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	16.3	19.5	22.6	25.7	28.8	31.9	35.0
折線からの差分 ($M_2 - M_1$)/ M_1	%	5.5	5.1	3.7	2.2	1.4	0.9	0.0

(暫定値)

4. 設計への反映方針

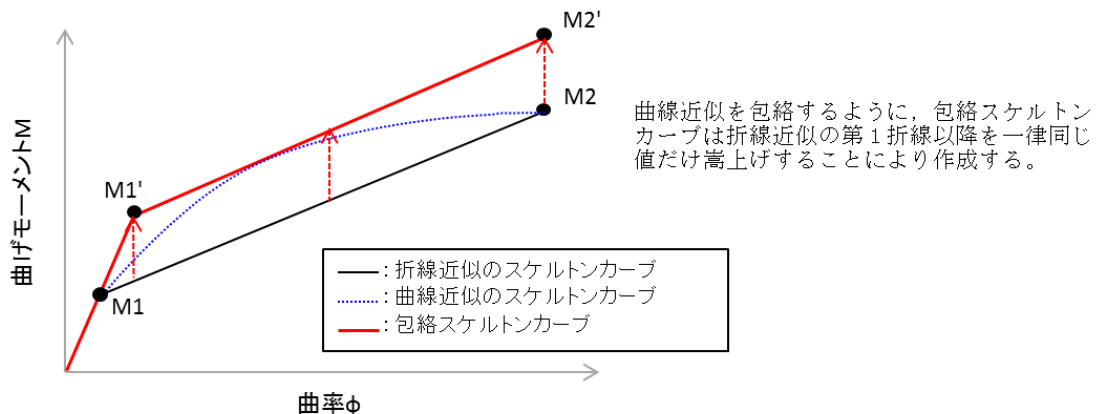
折線近似による変形量を設計に用いる場合は、同じ荷重レベルに対して大きい変形量を与えることになり安全側の設計となる。一方、荷重を設計に用いる場合は、同じ変形量に対して小さい荷重を与えることになる。

スケルトンカーブを曲線近似する場合の応答は地震応答解析により求まるため、ここでの曲線近似と折線近似の比は純粋な荷重比にはならないものの、折線近似では表現できていない不確実性を表すものと考えられる。

以上を踏まえ、RPV ペDESTALの構造強度評価は地震応答解析から得られる地震荷重に対して、折線近似による不確実性を考慮した設計を行うこととし、具体的には以下による。

(1) 折線近似の不確実性を考慮したスケルトンカーブの作成

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルの各要素、各方向（NS, EW 方向）の曲げ変形に対するスケルトンカーブについて、曲線近似を包絡するように折線のスケルトンカーブ（以下「包絡スケルトンカーブ」という。）を作成する。



第 4-1 図 包絡スケルトンカーブの概念図

(2) 包絡スケルトンカーブを用いた地震応答解析結果に基づく機器への影響評価

包絡スケルトンカーブを用いて、原子炉格納容器・原子炉圧力容器の地震応答解析及び原子炉本体の地震応答解析を実施し、得られた地震荷重等を用いて機器・配管系への影響評価を行う。

添付資料-11：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

1. はじめに

本資料は鋼板コンクリート構造（以下「SC 構造」という。）のせん断ひび割れ後のコンクリート剛性に関する既往知見⁽¹⁾に示される理論式の概要を示すものである。

2. SC 構造のせん断抵抗挙動

SC 構造にせん断力 Q が作用する際、既往知見が参照している実験結果から鋼板が降伏するまでの範囲において SC 構造は以下の挙動を示す。本資料では②の状態におけるコンクリートのせん断剛性の算定について説明する。

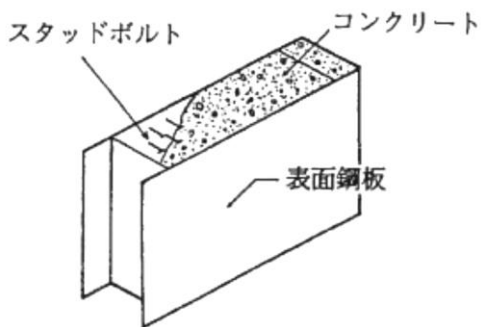
- ①鋼板 S とコンクリート C がともに等方性弾性状態で変形。
- ②コンクリート C の対角方向にひび割れが発生し、コンクリート C が異方性弾性状態として振る舞う。(C のひび割れは体積膨張を伴うため、 $S-C$ 間に内力 N が生じる。

第 2-1 図参照)

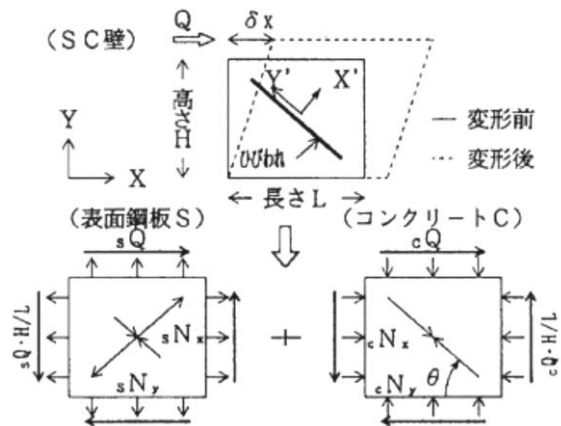
せん断力 Q は、鋼板 S 及びコンクリート C がそれぞれせん断力 sQ 及び cQ として分担する。また、コンクリートひび割れ後は、鋼板に内力 sN_x 及び sN_y 、コンクリートには内力 cN_x 及び cN_y が作用し、両者はそれぞれ釣り合う。

$$Q = sQ + cQ \tag{式 2-1}$$

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \tag{式 2-2}$$



第 1-1 図 SC 構造の例



第 2-1 図 ひび割れ後の荷重分担

3. ひび割れ発生後の応力-ひずみ状態の仮定

鋼板は等方性弾性材料とし、コンクリートはひび割れに沿った斜め圧縮力のみ抵抗する異方性弾性材料と仮定する。この場合の対角方向（コンクリートの圧縮ストラット方向）を Y' 軸とする X'-Y' 座標系における応力 $\{\sigma\}$ とひずみ $\{\varepsilon\}$ の関係は、一般的な応力とひずみの構成方程式より、D マトリクスを介して式 3-1～式 3-4 で表される。

[鋼板の応力ひずみ関係]

$$s \{\sigma\} = s [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (\text{式 3-1})$$

ここで,

$$s [D] = \frac{sE}{1-s\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & s\nu & 0 \\ s\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-s\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (\text{式 3-2})$$

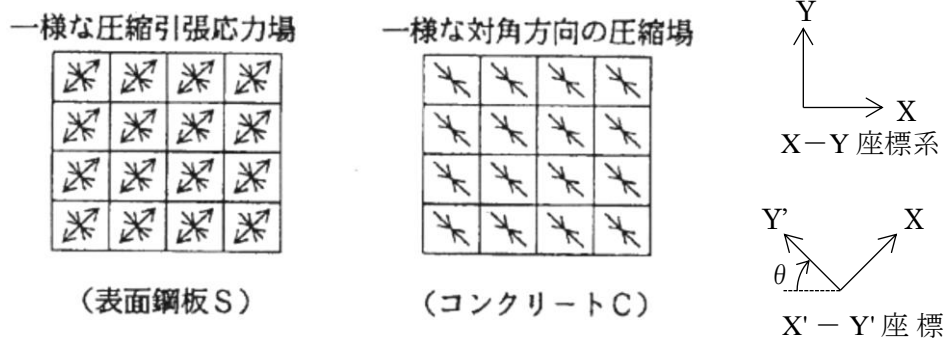
[コンクリートの応力ひずみ関係]

$$c \{\sigma\} = c [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (\text{式 3-3})$$

ここで,

$$c [D] = \frac{cE}{1-c\nu^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{式 3-4})$$

E, ν はそれぞれヤング係数, ポアソン比であり, 各変数の添字 S 及び C は, それぞれ鋼板 S 及びコンクリート C を表している。



第 3-1 図 ひび割れ後の応力状態の仮定

4. ひび割れ後の荷重－変形関係式

壁長さ方向を X 軸とする X-Y 座標系に変換し、応力に有効断面積を乗じて鋼板とコンクリートに生じる内力 N 及びせん断力 Q を求める。

鋼板は等方性弾性材料の仮定であるため、座標変換後も式 3-2 と同じ D マトリクスを用いる。(式 4-1)

一方のコンクリートは異方性弾性材料の仮定であるため、圧縮ストラット方向で定義した式 3-4 の X'-Y'座標系の D マトリクスをそのまま用いることができないことから、 $\pi/2-\theta$ の応力変換マトリクス [T₁] 及びひずみ変換マトリクス [T₂] を用いて X-Y 座標系に変換する。(式 4-2)

$$s \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = s \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_{ys} \end{bmatrix} \cdot s [D] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-1})$$

$$c \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = c \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_y \end{bmatrix} \cdot [T_1]^{-1} \cdot c [D] \cdot [T_2] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-2})$$

ここで、内力の釣り合い条件より、

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \quad (\text{式 4-3})$$

式 4-1～式 4-3 を sQ および cQ について解くと、SC 構造が水平方向に $\delta_x (=H \cdot \gamma)$ せん断変形する際のせん断力 sQ, cQ は式 4-4～式 4-7 で表される。

$$sQ = \frac{sA_{ys} \cdot sE}{2(1 + s\nu) \cdot H} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-4})$$

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-5})$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sA_x} - \frac{\sin\theta}{sA_y} s\nu \right) \quad (\text{式 4-6})$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sA_y} - \frac{\cos\theta}{sA_x} s\nu \right) \quad (\text{式 4-7})$$

ここで、 H, L : SC 構造の高さ, SC 構造の長さ
 ct : コンクリート板厚
 sA_x, sA_y : X, Y 方向の鋼板軸力有効断面積
 sA_{ys} : Y 方向の鋼板せん断有効断面積

式 4-5 に $\delta x = H \cdot \gamma$ を代入することにより、 $cQ = K_{\beta} \cdot \gamma$ の関係からひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性 K_{β} を求めることができる。(C1, C2 は式 4-6,7 により求める。)

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta x \quad (\text{式 4-5})$$

ここで、 $\delta x = H \cdot \gamma$ を代入すると以下の式が得られる。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H \cdot \gamma \quad (\text{式 4-8})$$

K_{β}

5. 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重・変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1992 年)

参考資料-1：隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

1. はじめに

RPV ペデスタルのせん断第2折点の設定を行う際は、既往知見⁽¹⁾に記載のある鋼板コンクリート構造（以下「SC構造」という。）に関する理論式を用いて、コンクリートせん断ひび割れ後の鋼板及びコンクリートの剛性を算出している。

既往知見の理論式は、試験結果との対比により整合性が確認されているが、ここでは更なる確認として、既往知見に記載された試験以外の隔壁により鋼板とコンクリートを一体化したSC構造の試験結果を用いて、理論式との整合性を確認する。

2. 確認方法

実験結果の荷重変形関係と理論式に基づき算出する荷重変形関係の比較を行う。実験値として使用するデータは、以下に示す2つの論文から得られる荷重変形関係とする。解析で求める荷重変形関係は別紙1-4本文に記載の方法に基づいて設定し、鋼材の材料物性値は規格値、コンクリートの材料物性値は試験1については設計基準強度、試験2については論文中から設計基準強度が読み取れないため論文に記載のある実測値を用いた。

【試験1】加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）

【試験2】鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）

3. 参照する試験の概要

(1) 試験 1 コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3

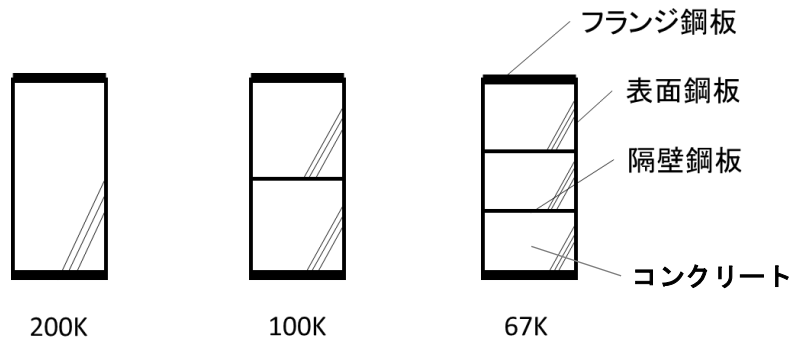
試験 1 の試験体諸元を第 3-1 表に示し、各試験体の断面を第 3-1 図に示す。

試験概要・方法は第 3-2 図に示しており、試験体には正負交番の漸増繰り返しで荷重を与える。

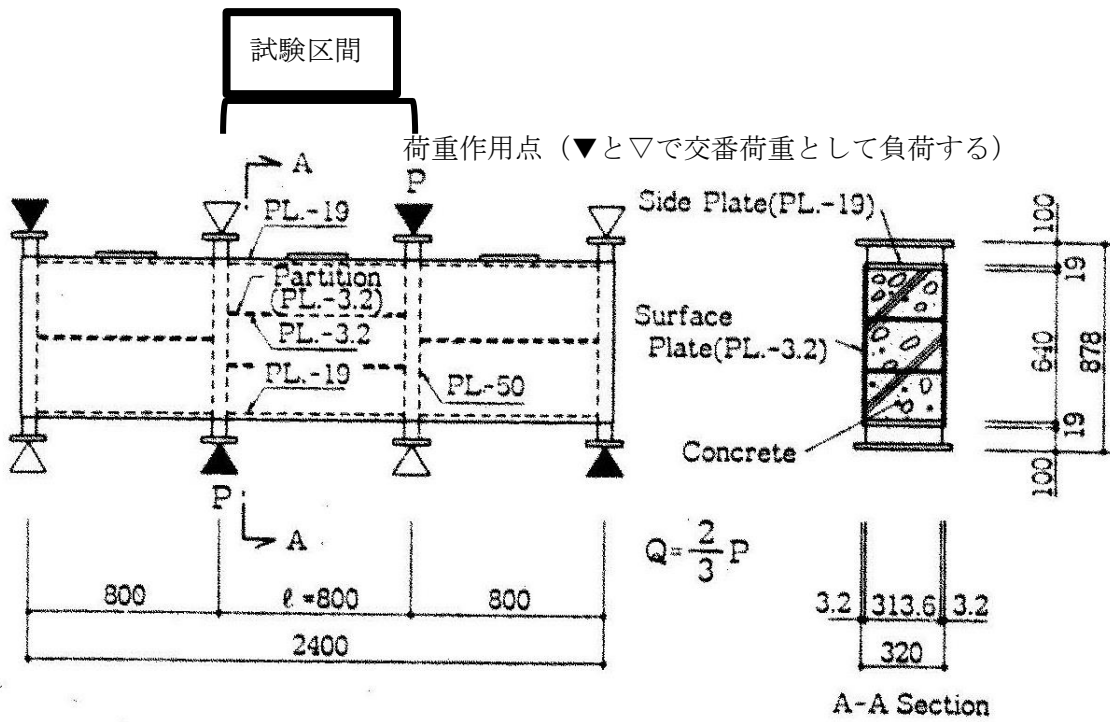
試験結果として得られた荷重変形関係を第 3-3 図に示す。なお、試験体にはせん断力と共に曲げモーメントも生じるため、荷重変形関係の評価にあたっては曲げによる変形も考慮する。

第 3-1 表 実験 1 の試験体及び諸元

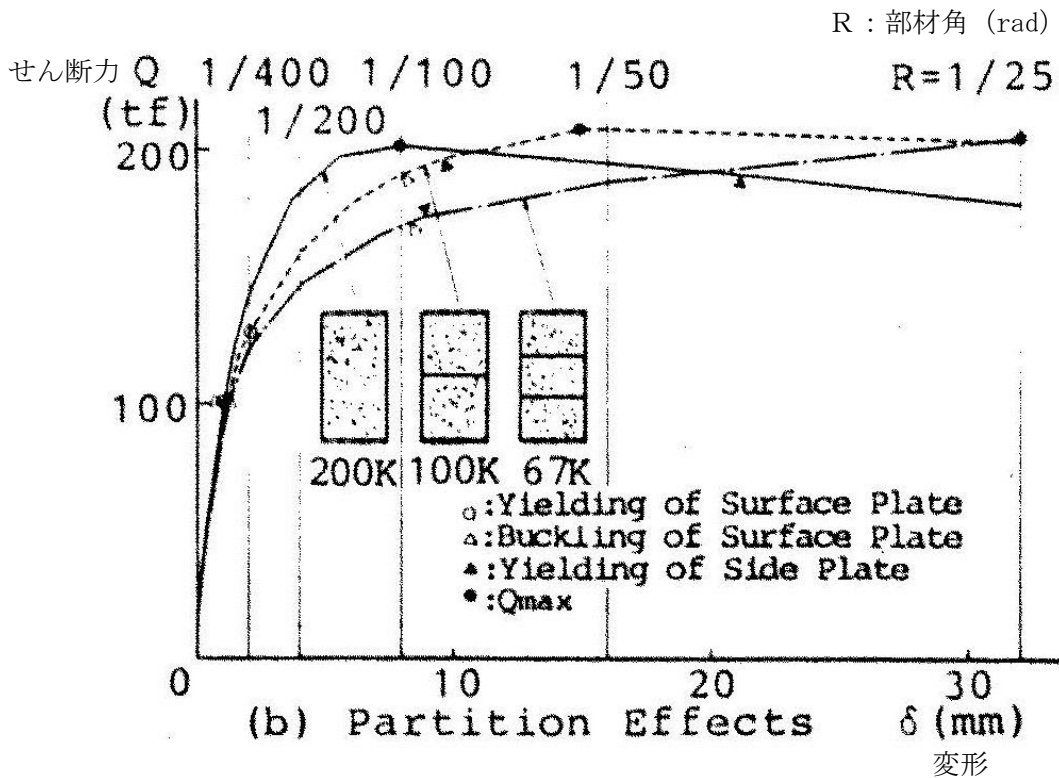
試験体名	隔壁枚数	鋼板板厚[mm]		鋼板材料		コンクリート 設計基準強度 [kgf/cm ²]
		表面・隔壁 板厚[mm]	フランジ 板厚[mm]	表面・隔壁	フランジ	
200K	0	3.2	19	SS41	SM50A	240
100K	1					
67K	2					



第 3-1 図 実験 1 の試験体断面



第3-2図 実験1の試験概要



第3-3図 実験1の試験結果

(2) 実験 2 鋼板コンクリート構造に関する研究その 1 (大林組技術研究所報)

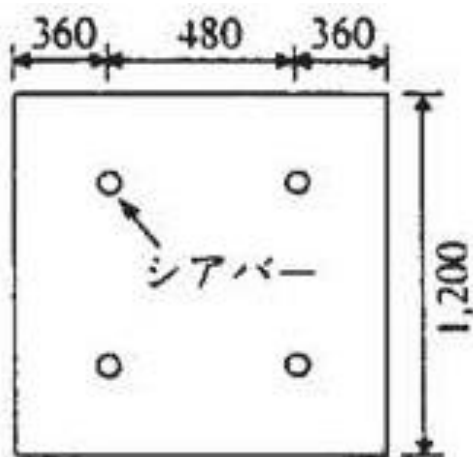
実験 2 で使用されている試験体及び諸元を第 3-2 表に示す。試験体の平断面、及び断面が、第 3-4 図、第 3-5 図である。

加力方法は、試験体各辺にそれぞれ 4 分割された加力治具を取り付け、各々の加力治具を PC 鋼棒によってまとめて引っ張り、試験体に純せん断応力を与える (第 3-6 図)。したがって、試験体にはせん断変形のみが生じるものとし、曲げによる変形は考慮しない。

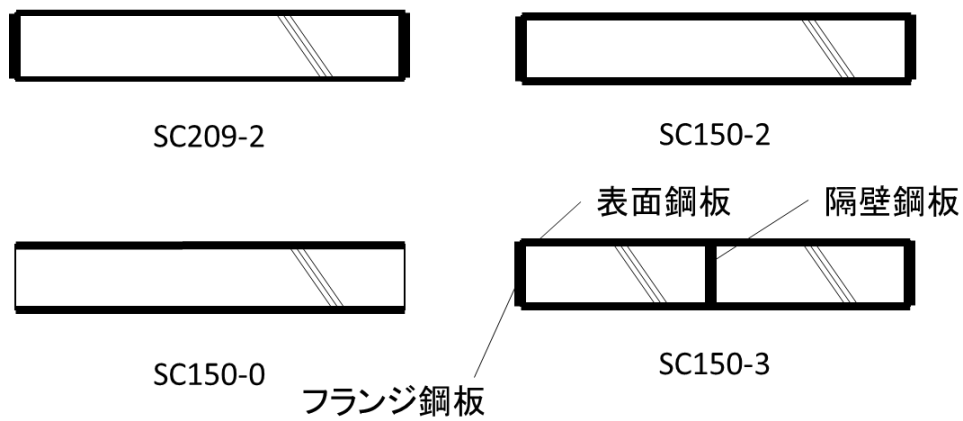
試験結果が第 3-7 図である。

第 3-2 表 実験 2 の試験体及び諸元

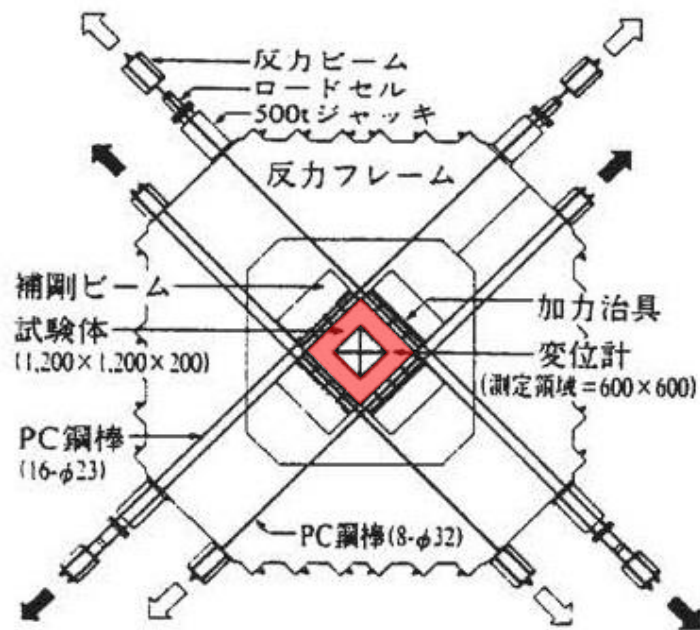
試験体	隔壁枚数	鋼材				コンクリート	
		表面鋼板板厚[mm]	隔壁板厚[mm]	フランジ鋼板板厚[mm]	材料	ヤング係数 [kgf/cm ²]	圧縮強度 [kgf/cm ²]
SC209-2	0	2.3	4.5	4.5	SS400	2.68	377
SC150-0	0	3.2		-		2.83	436
SC150-2	0	3.2		4.5		2.85	412
SC150-3	1	3.2		4.5		2.78	444



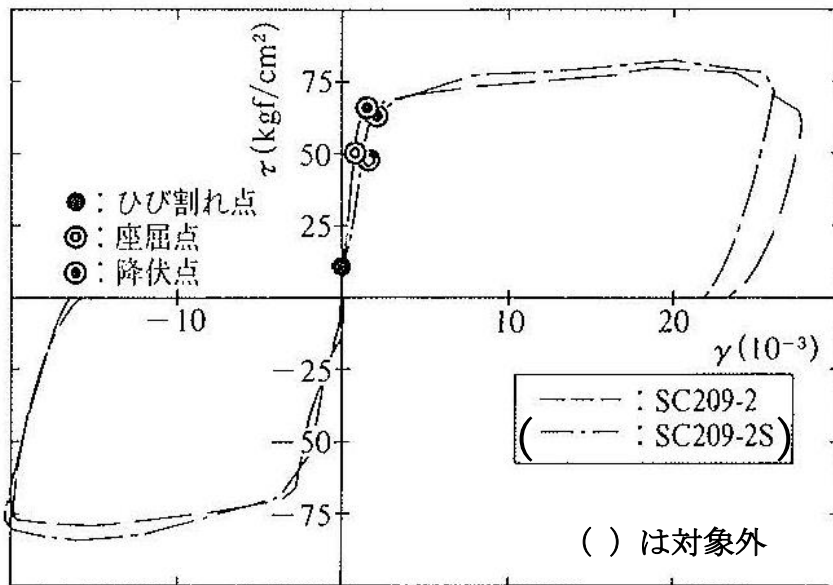
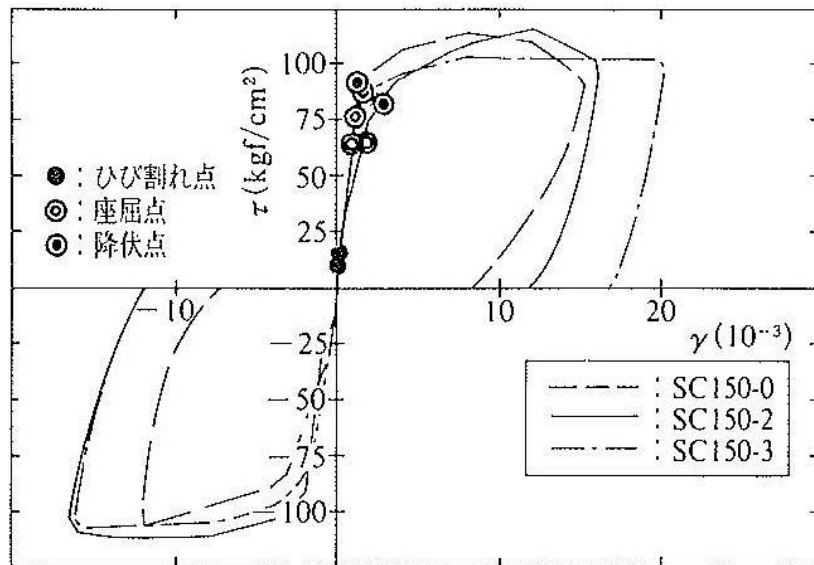
第 3-4 図 実験 2 の試験体縦断面



第 3-5 図 実験 2 の各試験体断面



第 3-6 図 実験 2 の加力装置概要



第3-7図 実験2の試験結果

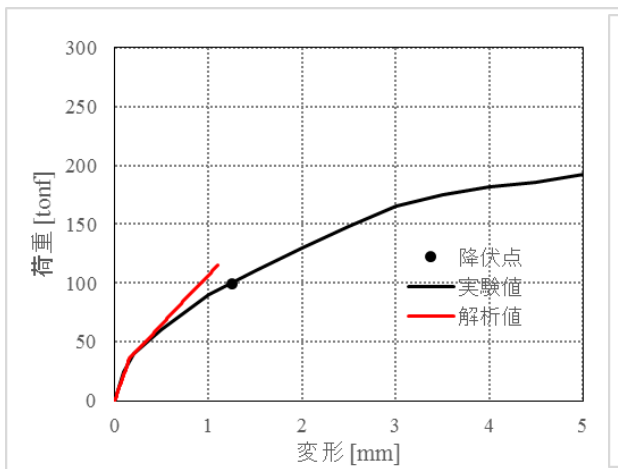
4. 荷重変形特性の比較

3. で示した計7体のケースに関して、実験結果と理論式に基づく算出結果を第4-1～3, 5～8図に示す。一般的にコンクリートの試験においては、コンクリート材料の不均一性、試験体の形状や加力方法等により、ある程度のばらつきが生じることが知られており、これらの試験についてもばらつきの範囲内にあると考えられる。

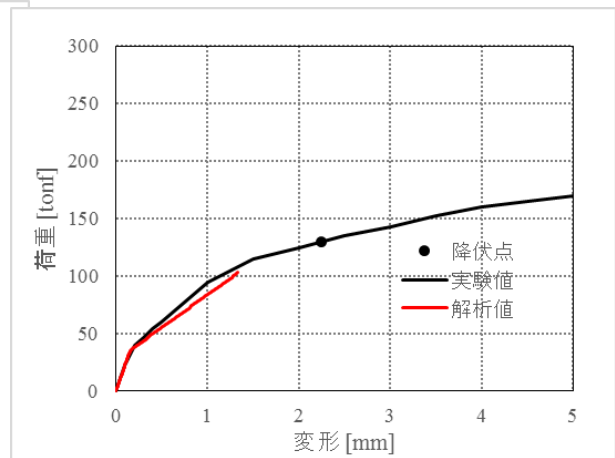
試験体の形状や加力方法といった試験固有の推定要因についても以下に示す。

(1) 実験1

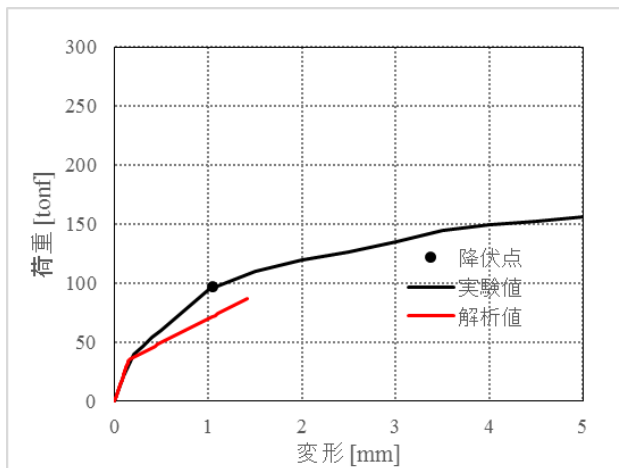
<実験結果との比較>



第4-1図 実験1 200K



第4-2図 実験1 100K



第4-3図 実験1 67K

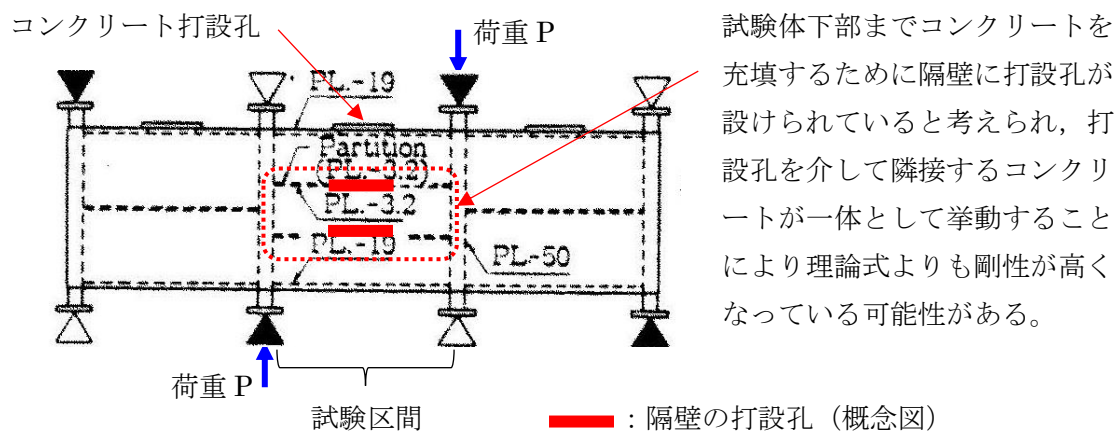
<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は鋼板上の数点（論文中には主要点で計測との記載があるが詳細は読み取ることができない。）で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

b. 隔壁に設けられたコンクリート打設孔を介したコンクリートの一体性

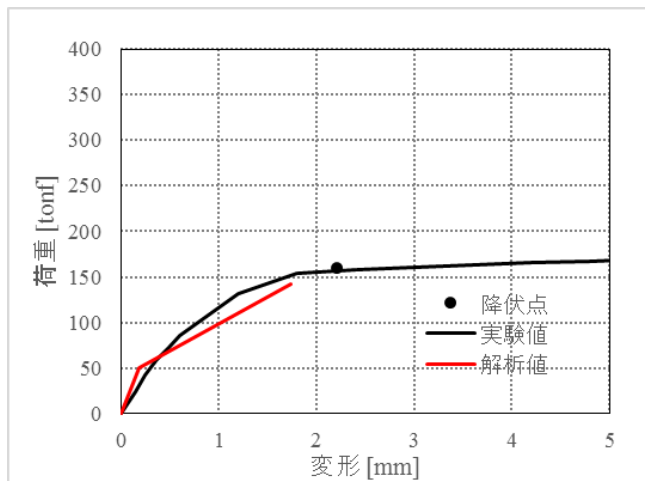
試験体内部に隔壁を内蔵する 100K と 67K の試験体（第 4-2,3 図）については、2 枚の隔壁にコンクリート打設孔が設けられていると考えられる。理論式は隔壁によりコンクリートが完全に分断されている前提であることに対し、実際は打設孔を介して隣接するコンクリートが一体として挙動することにより、理論式よりも剛性が高くなっている可能性がある。



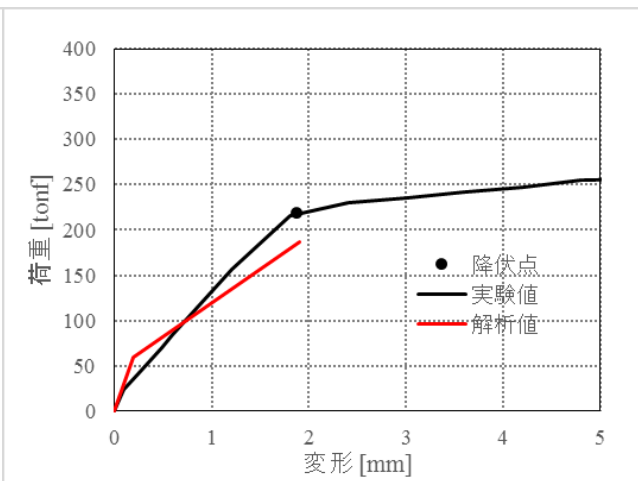
第 4-4 図 試験体に設けられたコンクリート打設孔の概念図

(2) 実験 2

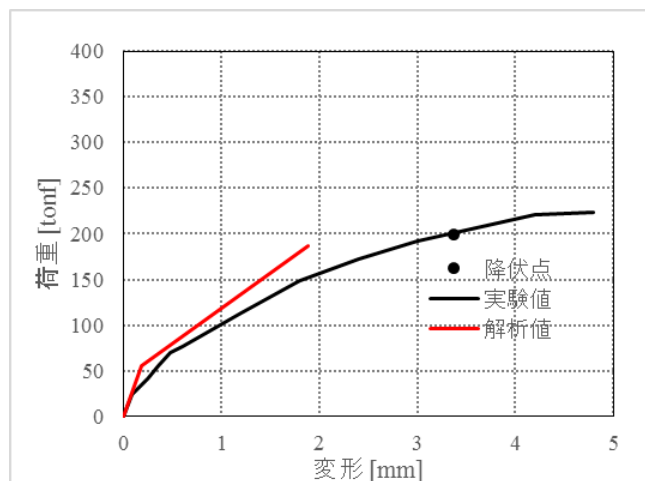
<実験結果との比較>



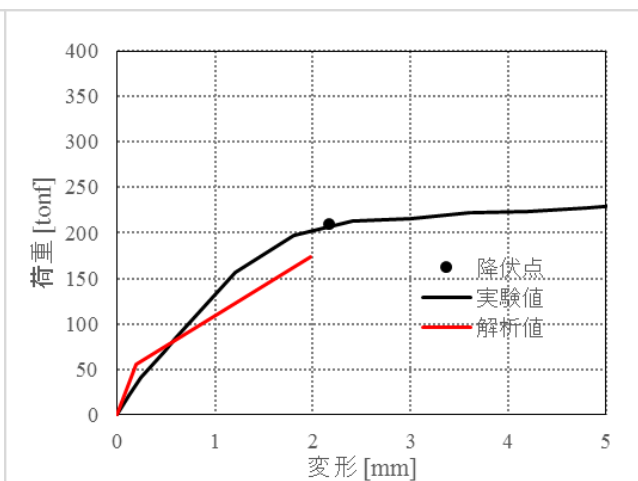
第 4-5 図 実験 2 SC209-2



第 4-6 図 実験 2 SC150-0



第 4-7 図 実験 2 SC150-2

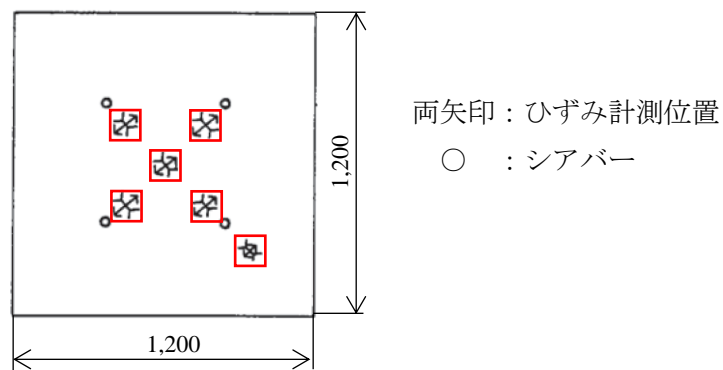


第 4-8 図 実験 2 SC150-3

< 差異に関する試験固有の推定要因 >

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

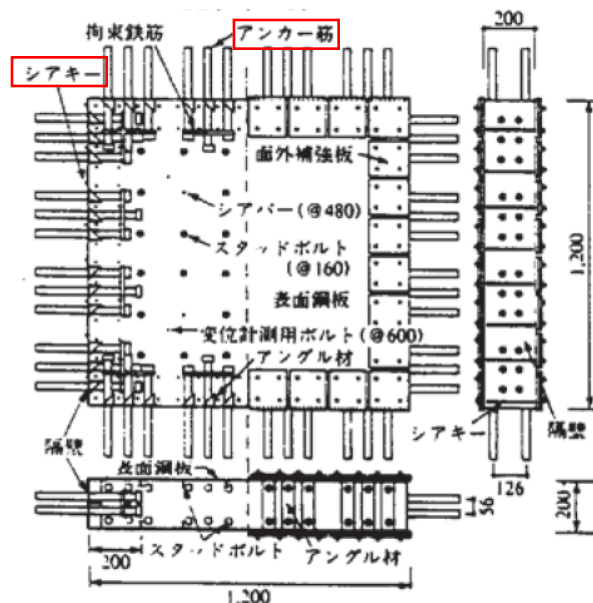
降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は第 4-9 図のように 1,200mm 四方の鋼板上の 6 点で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。



第 4-9 図 鋼板のひずみ計測点 (SC150-2)

b. 試験装置と試験体の定着部での局所的な応力集中の影響

実験 2 の試験体はアンカー筋やシアキーを介した特殊な加力方式を採用しており、それらの取り付く部位で局部的に応力集中が生じることにより、コンクリートひび割れを表す第 1 折点よりも早期に剛性低下が生じた可能性が考えられる。



第 4-10 図 試験体及び加力装置

c. 鋼板降伏の判定に用いる材料物性値の差異

理論式では鋼材の規格値の物性値（ヤング係数及び降伏強度）を用いて降伏点を求めていることに対して，実験では実測した鋼板の物性値が用いられている。実測した鋼板の降伏点が規格値を上回ることが，実験値が理論式の降伏点を上回る要因と考えられる。

第 4-1 表 降伏点の算出に用いた鋼板の物性値（ヤング係数及び降伏強度）

試験体名	実験				理論式
	SC209-2	SC150-0	SC150-2	SC150-3	各試験体で同一の規格値を使用 (SS400)
表面鋼板板厚 (mm)	2.3	3.2			
ヤング係数 (GPa) (SI 換算)	220	223			
降伏強度 (MPa) (SI 換算)	242	291			245

5. 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その 3 せん断荷重-変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992 年）
- (2) 加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985 年）
- (3) 鋼板コンクリート構造に関する研究その 1 （大林組技術研究所報）

参考資料-2：圧縮ストラット角度の変化による地震荷重への影響

1. はじめに

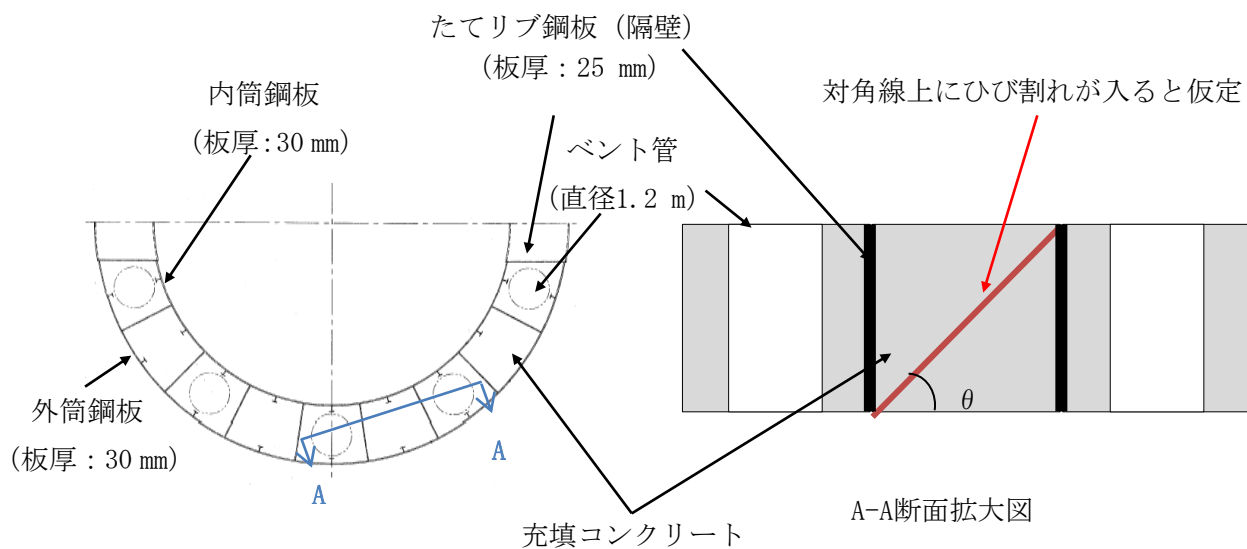
せん断第2折点を評価する際には、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する必要があり、RPVペデスタルでは縦リブや水平鋼板により囲まれた領域の対角線上にひび割れが入ると仮定し算出している。

この仮定の妥当性については、実機RPVペデスタルを模擬した試験体の加力試験結果を用いて確認している。ここでは、ストラット角度 θ をパラメータとした検討を行い、地震荷重へ与える影響について確認する。

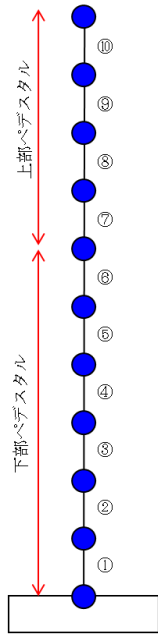
2. 検討ケース

RPVペデスタルにおける圧縮ストラット角度 θ の振り幅は、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° としたケースを考慮する。なお、 $\theta=30^\circ$ と $\theta=60^\circ$ 及び $\theta=15^\circ$ と $\theta=75^\circ$ は、せん断第2折れ点がそれぞれ同一の数値となることから、本資料では $\theta=15^\circ$ 、 30° 、 45° の3ケースを対象にスケルトンカーブの作成を行う。

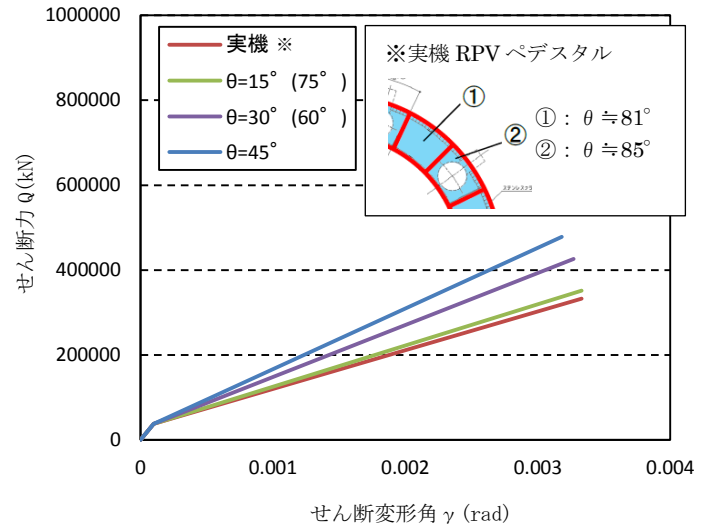
また、地震応答解析はモーメント及びせん断力の最大値がえられるSs-2のEW方向について行う。RPVペデスタルの各要素に対して、圧縮ストラット角度 θ を変化させ作成したスケルトンカーブを第2図に示す。



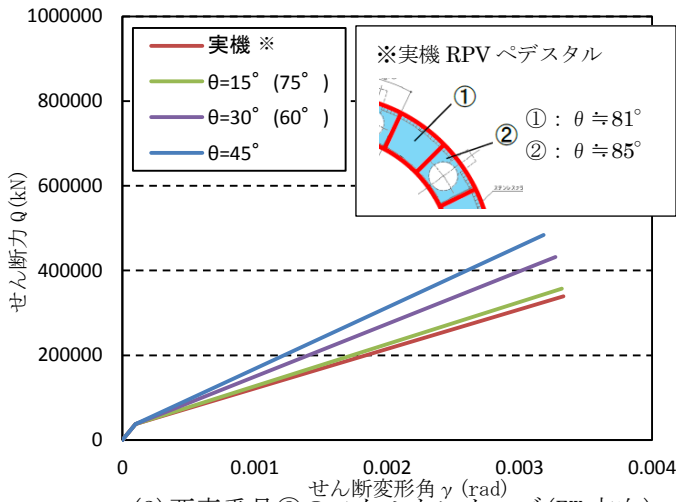
第1図 下部ペデスタルの圧縮ストラット角度 θ の設定



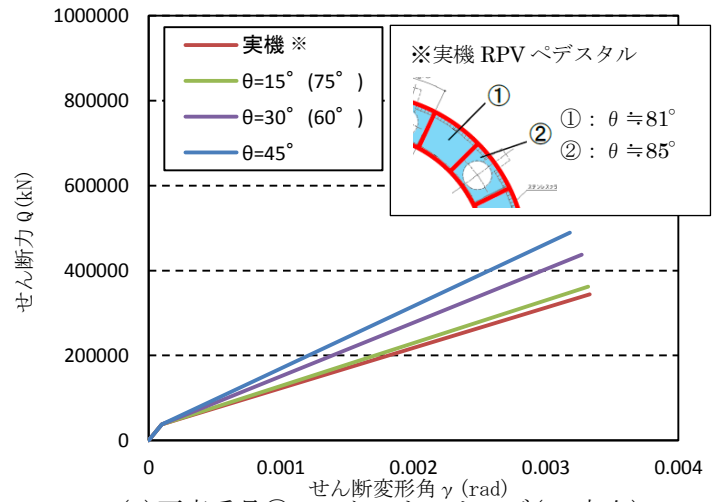
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



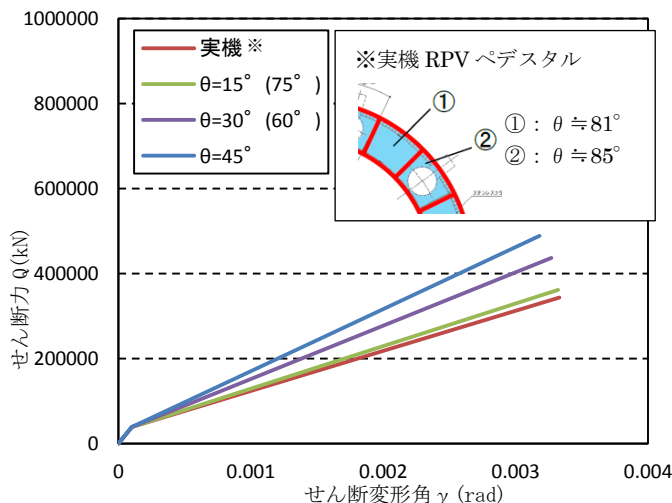
(1) 要素番号①のスケルトンカーブ (EW 方向)



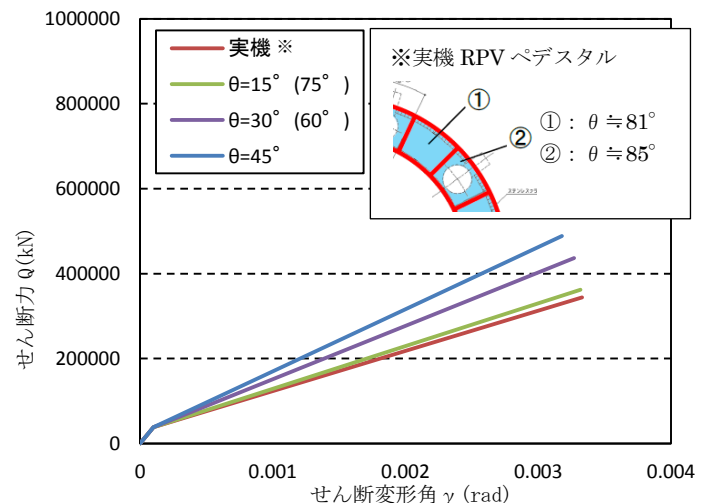
(2) 要素番号②のスケルトンカーブ (EW 方向)



(3) 要素番号③のスケルトンカーブ (EW 方向)

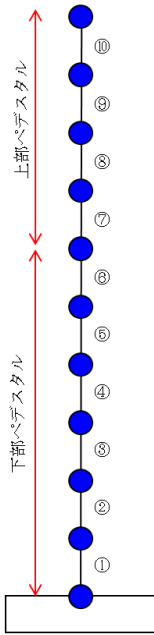


(4) 要素番号④のスケルトンカーブ (EW 方向)

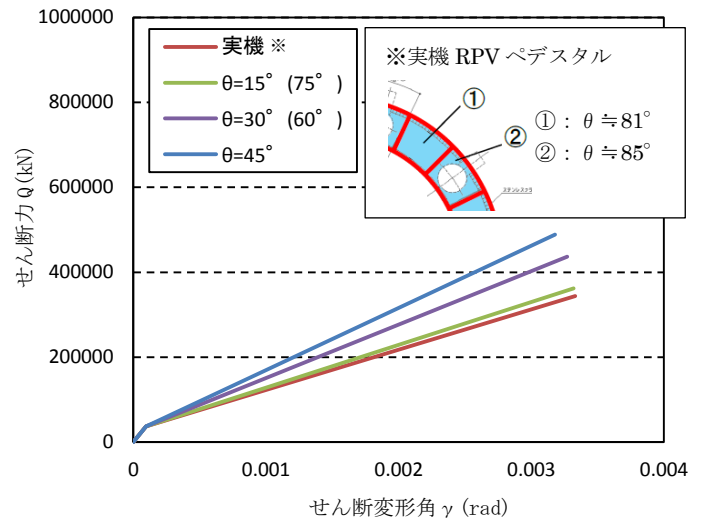


(5) 要素番号⑤のスケルトンカーブ (EW 方向)

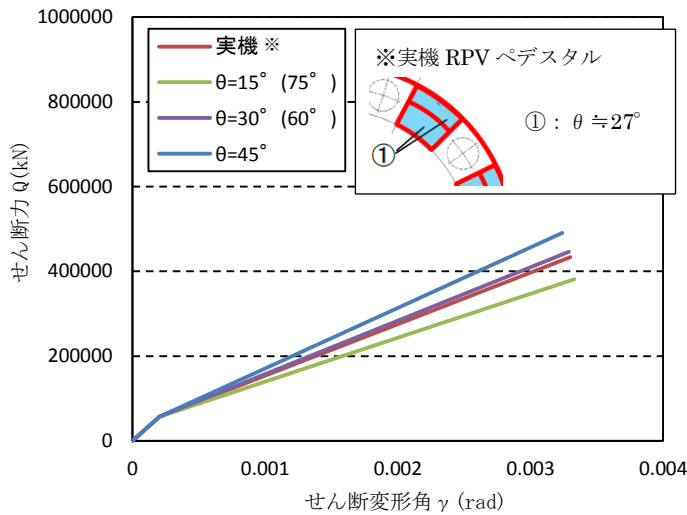
第2図 圧縮ストラット角 θ の違いによるスケルトンカーブの比較 (1 / 2)



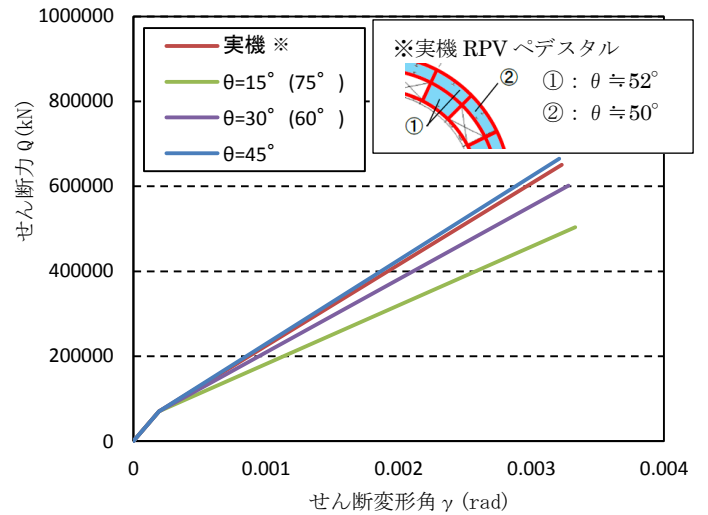
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



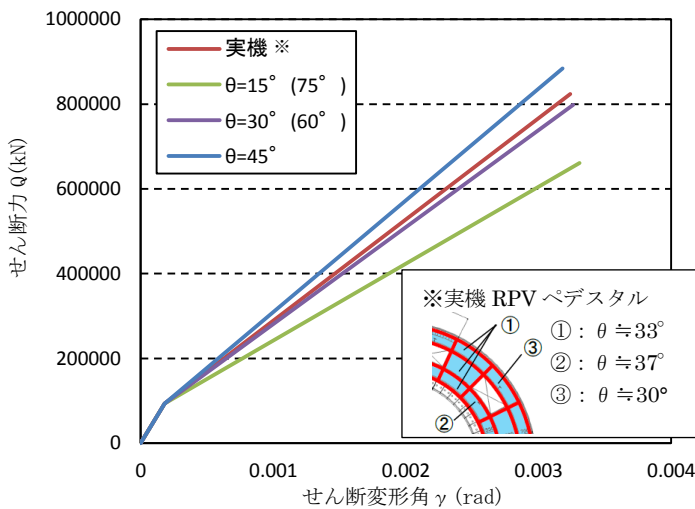
(6) 要素番号⑥のスケルトンカーブ (EW 方向)



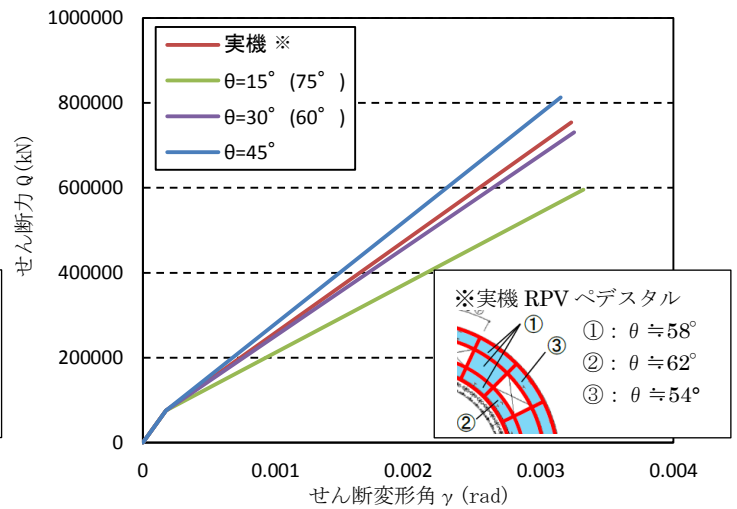
(7) 要素番号⑦のスケルトンカーブ (EW 方向)



(8) 要素番号⑧のスケルトンカーブ (EW 方向)



(9) 要素番号⑨のスケルトンカーブ (EW 方向)

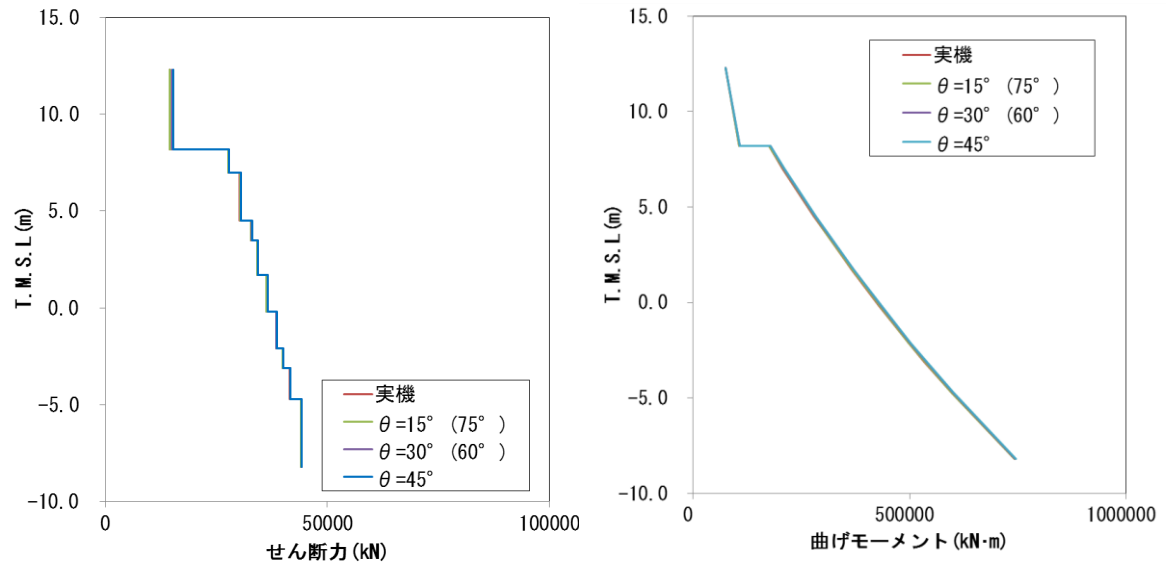


(10) 要素番号⑩のスケルトンカーブ (EW 方向)

第 2 図 圧縮ストラット角 θ の違いによるスケルトンカーブの比較 (2 / 2)

3. 圧縮ストラット角をパラメータとした地震応答解析結果

圧縮ストラット角度 θ を 15° , 30° , 45° として地震応答解析を実施した結果を第 3 図に示す。PRV ペデスタルの下部でせん断力の第一折れ点を超えているが、圧縮ストラット角度 θ が最大せん断力、最大モーメントに与える影響は小さい。圧縮ストラット角度 θ の地震荷重に対する感度が小さいことを確認した。



第 3 図 せん断力および曲げモーメントの応答分布図

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉

原子炉格納容器コンクリート部の
応力解析における弾塑性解析の採用について
(耐震)

目 次

1. 概要
 2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 2. 1 原子炉格納容器の構造概要
 2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 2. 3 既工認との差異についての考察
 3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について
 3. 1 弾塑性解析を採用することの目的
 3. 2 弾塑性解析を採用するに当たっての論点
 4. 材料構成則の適用性・妥当性について
 4. 1 コンクリート（引張側）
 4. 2 コンクリート（圧縮側）
 4. 3 鉄筋（圧縮側，引張側）
 5. 既往試験結果に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性
 5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性解析の妥当性確認
 5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認
 6. まとめ
- 添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について
- 添付資料－2 CCV 規格における許容限界設定の考え方について
- 添付資料－3 コンクリート引張側構成則に関する影響検討
- 添付資料－4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

1. 概要

6号及び7号炉原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）の応力解析において、荷重状態Ⅳにおける荷重組合せでは基本的に弾塑性解析を採用する予定である。

本資料は、鉄筋コンクリート構造物の3次元弾塑性解析が先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・適用性について説明するものである。

本資料では、まず既工認モデルと今回工認モデルの差異について整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、弾塑性解析の採用のみが抽出されることを確認する。その上で、弾塑性解析を採用する際の論点を整理する。次に、抽出された論点に対して、既往の研究から得られた知見の整理を通して、その適用性又は妥当性について考察する。

2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

2. 1 原子炉格納容器の構造概要

RCCVの構造は6号及び7号炉ではほぼ同じであるため、構造概要については7号炉を代表として説明する。

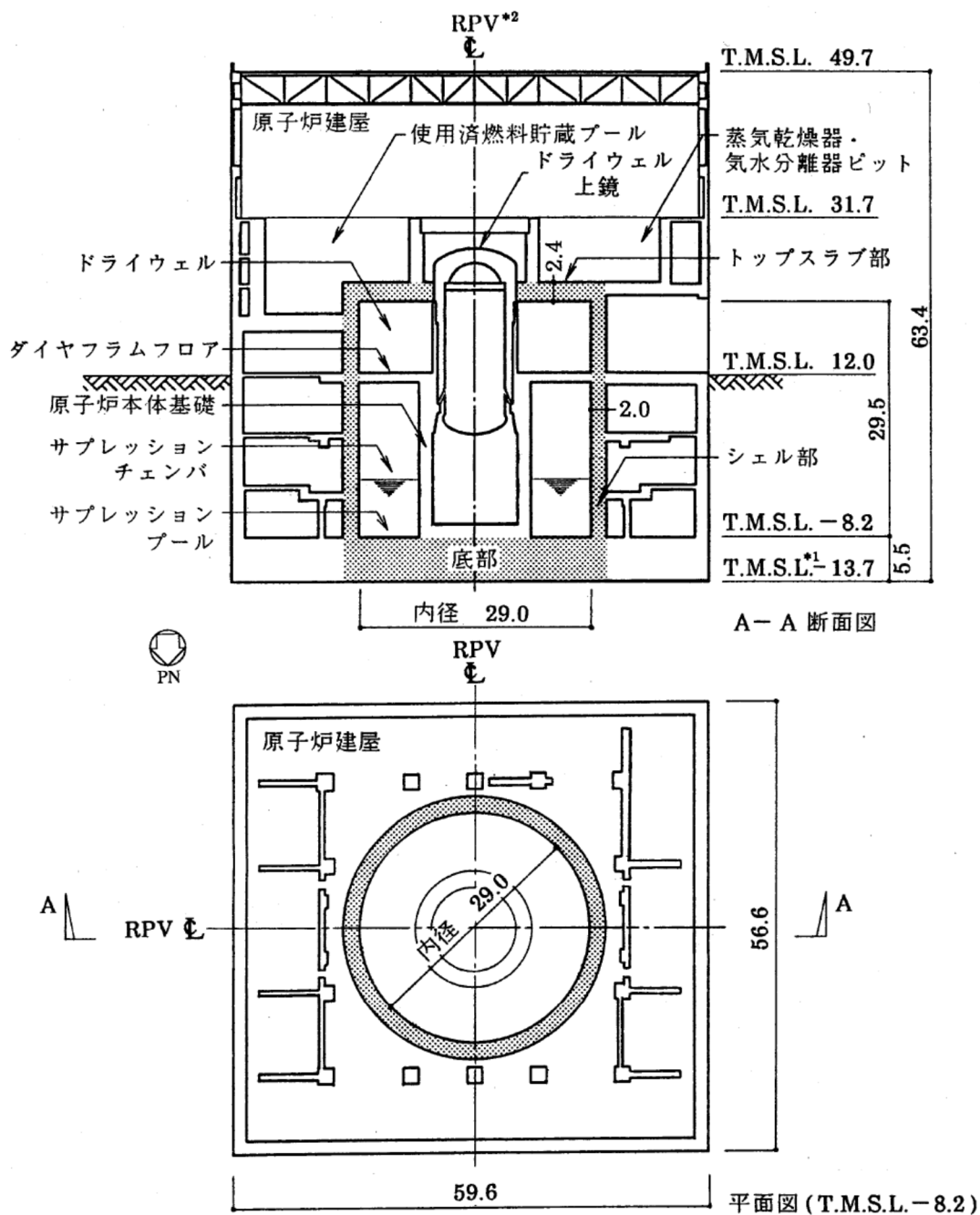
原子炉格納容器は、コンクリート部が耐圧、耐震及び遮蔽の機能を有し、コンクリート部に内張りした鋼板であるライナプレートが漏えい防止の機能を有する鉄筋コンクリート製原子炉格納容器である。

コンクリート部は、シェル部、トップスラブ部及び底部から構成され、シェル部は、原子炉建屋の床と接合されている。また、トップスラブ部の一部は、使用済燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット等を兼ねる構造となっている。底部は、RCCV及びこれを取り囲む原子炉建屋の共通の基礎となっている鉄筋コンクリート造の基礎スラブであり、平面の形状は、NS方向56.6m、EW方向59.6mの矩形である。

RCCVの内径は29.0m、底部上端からトップスラブ部下端までの高さは29.5m、ドライウエル上鏡を含めた全体高さは約36mである。RCCVの概要を第2-1図に示す。


RCCVの内部は、ダイヤフラムフロア及び原子炉本体基礎によりドライウエルとサブプレッション・チェンバに区分されている。

基礎スラブは、RCCVの底部となっている部分とそれ以外の部分より構成され、特にRCCV底部は、圧力バウンダリを構成するように設計されている。また、その上面には、漏えい防止の機能を有するライナプレートが設けられている。



注記 *1: 東京湾平均海面 (以下, 「T.M.S.L.」と略す。)

*2: 原子炉圧力容器 (以下, 「RPV」と略す。)

注:  部分は, 原子炉格納容器を示す。

(単位: m)

第2-1図 RCCVの概要 (7号炉の例)

2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

まず、既工認で採用した RCCV の解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となり得る項目を整理する。

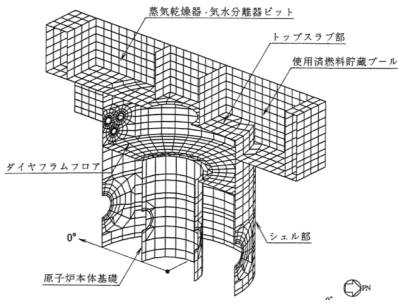
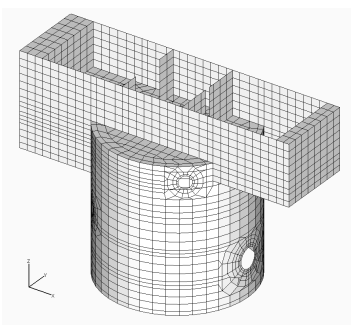
既工認における RCCV の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第 2-1 表に示す。また、今回工認で採用予定の解析モデルの境界条件、拘束条件を第 2-2 表に示す。

第 2-1 表で整理したとおり、既工認と今回工認における解析モデルの差異としては、以下の 4 点が抽出された。

- (1) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたこと
- (2) 弾塑性解析では事象発生順に荷重を入力すること
- (3) 応力解析に弾塑性解析を採用すること
- (4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

なお、上記は今回工認の耐震設計で用いる評価モデルと既工認の耐震設計の評価モデルとの差異を整理した結果であるが、今回工認の重大事故評価で採用予定の RCCV の評価モデルについても、既往の有効性評価時の検討（200℃, 2Pd 条件時の RCCV 構造健全性評価）で用いた RCCV の評価モデルから一部モデルを見直す予定である。そこで、有効性評価時と工認時のモデル化の差異及び差異が既往の有効性評価時の解析結果に与える影響について検討を実施した。その結果を添付資料-1 に示す。

第 2-1 表 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV)

項目	内容	既工認時	今回工認時
解析手法		・ 3 次元 FEM モデルを用いた応力解析	・ 同左
解析コード		・ NASTRAN	・ NASTRAN (弾性解析 ^{※1}) ・ ABAQUS (弾塑性解析 ^{※2})
解析手順		・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析)	・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析) ・ 事象発生順に荷重を入力する (弾塑性解析)
モデル化	モデル化範囲	・ 構造が東西軸に対してほぼ対称であることを踏まえ北半分の 180° のみをモデル化 (半割モデル)	・ 360° 全周をモデル化
	メッシュサイズ	・ モデル全体でおおむね 1~2m 程度 (開口周辺等は更に細分割)	・ 同左
	要素タイプ	シェル要素：シェル部、トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
要素分割		シェル要素：シェル部、トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
材料物性		・ コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$ ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$	・ コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ^{※3} ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※4} ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ (変更なし)
評価方法	応力解析	荷重状態 I ~ IV：弾性解析	荷重状態 IV：弾塑性解析 荷重状態 I ~ III：弾性解析
	許容限界	・ 部材に発生する応力・ひずみが許容限界を超えないことを確認 ^{※5}	・ 同左 ^{※5}
モデル図			

※1, 2：荷重状態 I ~ III に対しては弾性解析を実施する。荷重状態 I ~ III については、RCCV の挙動を弾性範囲内に収めるという設計思想に基づき設計が行われており、許容値も弾性範囲内とされていること、並びに、温度荷重により発生する熱応力については日本機械学会「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME

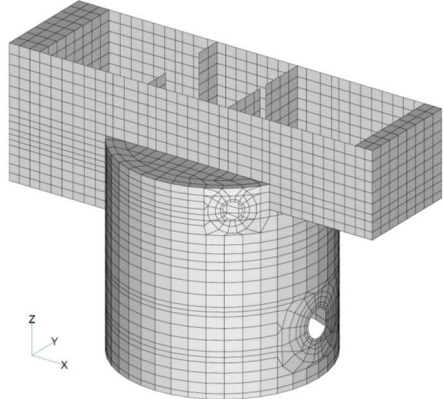
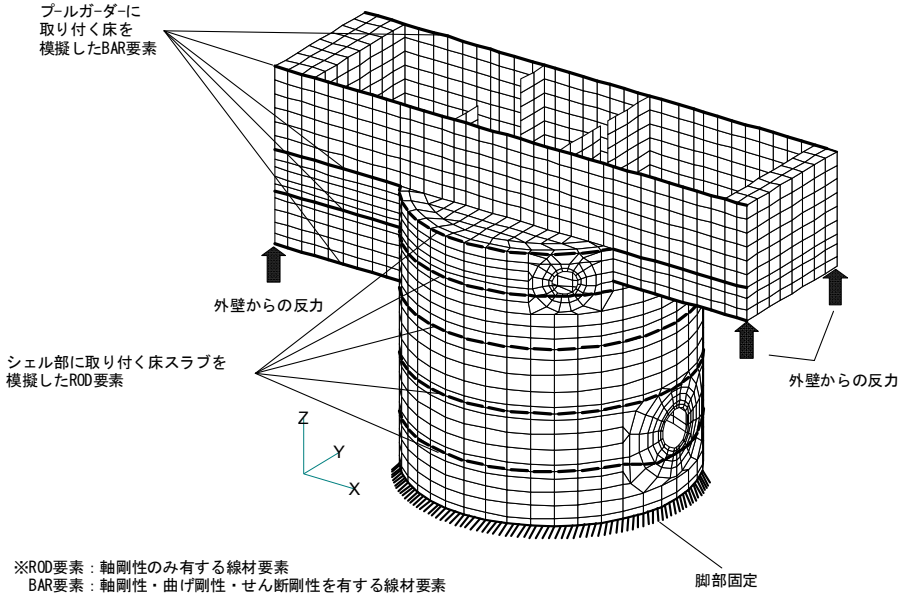
S NE1-2003」(以下「CCV 規格」という。)[「解説 CVE-3330 熱応力の扱い」に基づき、荷重状態Ⅰ及び荷重状態Ⅱにおいては弾性剛性を 1/2 に、荷重状態Ⅲにおいては弾性剛性を 1/3 に一律低減して算定することにより考慮することから既工認時と同様に弾性解析を実施することとし、荷重状態Ⅳについては、評価基準値が塑性化を許容した終局強度設計を行っており、許容値も塑性化を考慮した数値となっていることから、弾塑性解析を実施することとした。

※3: コンクリートのヤング係数としては、RCCV が原子炉建屋の躯体の一部であることを鑑み、地震応答解析モデルで採用する数値(実剛性)を準用する方針である。これは設定したコンクリート強度を用いて、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999」による計算式により算定した数値であるが、CCV 規格においても、解析に用いる材料定数として、同計算式を用いることとされており、また、応力評価に用いるコンクリート強度としては、既工認と同様に設計基準強度を採用する方針である。

※4: 適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2005)に見直したことによる。

※5: 許容限界については、既工認時: 通商産業省告示 452 号「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」、今回工認: CCV 規格に基づき設定しているが、数値は同じである。荷重状態Ⅳ(S_s (既工認時は S_2))を含む荷重組合せ等)の場合は、鉄筋: 5000μ 、コンクリート: 3000μ という鉄筋及びコンクリートの非線形化を許容するような許容限界となっているが、この数値が設定された経緯及び考え方について整理した結果を添付資料-2 に示す。

第 2-2 表 RCCV の応力解析におけるモデル化, 境界条件, 拘束条件

モデル概要	境界条件, 拘束条件
<p>○モデル化範囲 使用済燃料プール, 蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムを含めて 360° モデル化</p> <p>○使用要素 シェル要素, ROD 要素, BAR 要素</p>  <p style="text-align: center;">応力解析モデル</p>	<p style="text-align: center;">基礎スラブ及び床との境界条件</p> <p>基礎スラブとシェル部とは固定とし, シェル部及びプールガードに取り付く床スラブはそれぞれ梁要素 (ROD 要素・BAR 要素※) としてモデル化</p>  <p style="text-align: center;">基礎スラブ及び床スラブとの境界</p> <p>※ROD要素: 軸剛性のみ有する線材要素 BAR要素: 軸剛性・曲げ剛性・せん断剛性を有する線材要素</p>

2. 3 既工認との差異についての考察

(1) 応力解析に弾塑性解析を採用することについて

弾塑性解析については、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることに加えて CCV 規格における許容限界が鉄筋コンクリートの塑性域のひずみであることを踏まえて、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。ただし、先行電力を含めた既工認で採用された事例がなく、手法自体の変更となることから解析結果に与える影響も大きいと判断し、以降でその詳細について分析・検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。なお、弾塑性解析の採用に当たって解析コードとして「ABAQUS」を採用しているが、汎用の有限要素解析コードであり、コンクリート製格納容器を含む鉄筋コンクリート構造物に対する既往知見もあること（詳細は、本資料「4. 材料構成則の適用性・妥当性について (2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例」を参照）から、ここでは論点として取り上げないこととする。なお、今回工認では、添付資料として「計算機プログラム（解析コード）の概要」を添付し、その妥当性を説明する予定である。

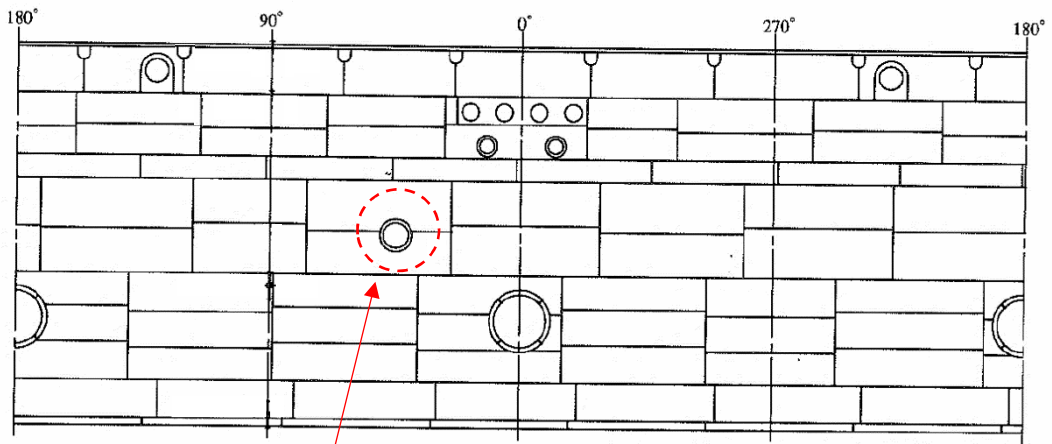
(2) 弾塑性解析で事象発生順に荷重を入力することについて

弾性解析においては、一般に荷重の組合せ順序が解析結果に影響することはない。しかし、弾塑性解析についてはコンクリートや鉄筋が塑性領域に入った場合、荷重を入力する順序が解析結果に若干影響する。したがって、今回工認で実施する弾塑性解析においては、実際に事象の発生する順序で荷重を入力することで、実現象を捉える解析を行なう。例えば荷重状態Ⅳの荷重組合せでは、死荷重及び活荷重や、運転時圧力等の常時荷重を先に入力し、次に地震荷重、地震時配管荷重等の地震発生時の荷重を入力する。これは実際の発生事象の順序を正確に評価した解析を実施するためであることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。

(3) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたことについて

既工認で使用した半割モデルは、RCCV が東西軸に対してほぼ対称な構造となっていることを踏まえ、建設当時の計算機速度等を考慮して作成したものであり、北半分のみをモデル化している。また、その妥当性については、建設当時実施した構造実験のシミュレーション解析を行うことにより確認しているものである。ただし、RCCV は完全な対称構造ではなく、第 2-2 図に示すとおり、シェル部の開口部に差異があり、この開口部周辺の評価を正確に行うためには、全周モデルとし解析することが望ましいと考えられる。

現在の計算機速度等を踏まえると、全周モデルにより解析を実施することが可能であることから、今回工認で採用予定の解析モデルでは、弾性解析、弾塑性解析共に全周モデルを採用することとした。これは非対称条件をより正確に評価するための変更であることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。



非対称となる開口部

RCCV 外周展開図

第 2-2 図 RCCV シェル部の開口部の非対称性

(4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

コンクリートの物性値のうち，ヤング係数については，原子炉建屋の動解モデルで使用する物性値と整合の取れた値（実剛性）を採用する予定である。実剛性の設定値の妥当性については，原子炉建屋の動解モデルにおける論点となっており，審査の中でその妥当性を説明している。また，応力評価に用いるコンクリート強度としては設計基準強度を採用する方針である。

一方，ポアソン比の変更については適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2005）に見直したことによるものであり，同様の変更については先行審査でも認可実績があり，論点とはならないと考えている。

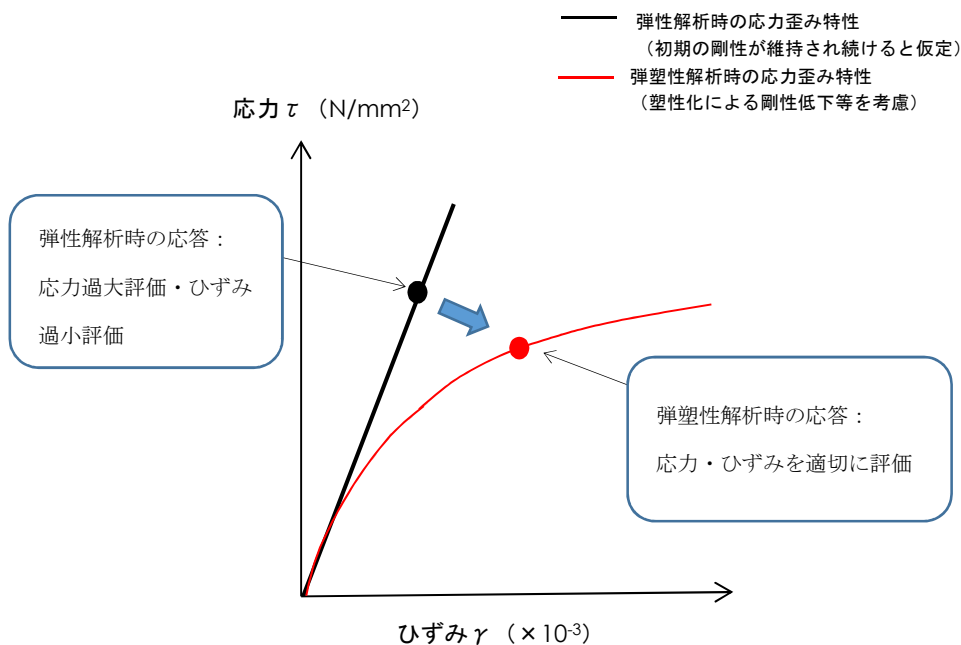
以上のことから，コンクリートの物性値の変更については，本資料における論点としては取り扱わないこととする。

3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について

3. 1 弾塑性解析を採用する目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を第 3-1 図に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性領域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。



第 3-1 図 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

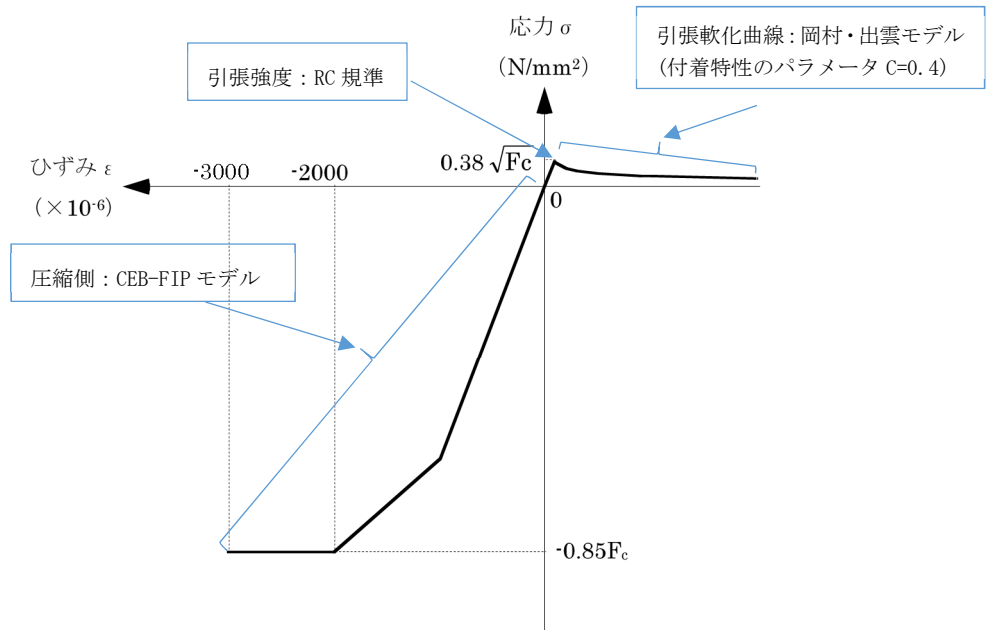
3. 2 弾塑性解析を採用するに当たっての論点

3. 1で説明したとおり, RCCV の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては, 既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては, 塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則 (材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの) を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

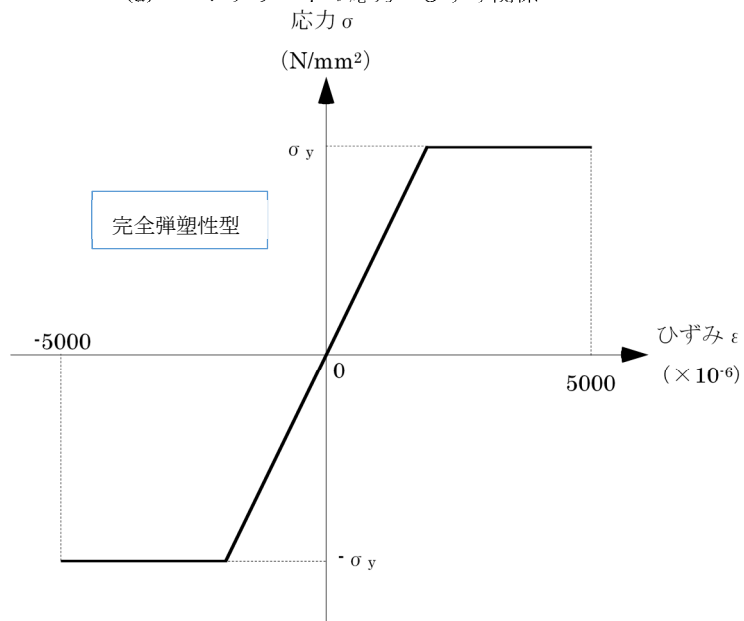
今回の工認で採用予定の材料構成則を第 3-2 図に示す。ここで, コンクリート (圧縮側) は CEB-FIP^[1]モデル, コンクリート (引張側) は RC 規準^[2] (ひび割れ点の評価) と岡村・出雲モデル^[3] (ひび割れ点以降の引張軟化曲線), 鉄筋 (圧縮・引張側) は完全弾塑性型を用いているが, 弾塑性挙動へ与える影響が大きいいため, その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し, 「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用に当たっての論点として位置づけ, その妥当性・適用性を検討することとした。

なお, コンクリートの構成則の設定において, 初期剛性については実剛性, 最大応力を決める際のコンクリート強度 (第 3-2 図における $0.38\sqrt{F_c}$ 及び $-0.85F_c$ の F_c の値) としては設計基準強度を採用する方針である。

また, 材料構成則を適切に設定することに加え, 弾塑性解析のもつ不確実性を踏まえ, 構造物全体を対象とした実証的な試験データにより, 今回工認で採用する弾塑性解析手法の妥当性・適用性についても併せて確認することとした。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

第 3-2 図 採用予定の材料構成則

4. 材料構成則の適用性・妥当性について

RCCV の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4. 1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準^[2]における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回の検討では保守的に引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75)\sqrt{\sigma_b} \quad (4.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード「ABAQUS」で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデル^[3]を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、先行審査を含めた既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより RCCV の弾塑性解析への適用性を検討する。

なお、コンクリートの引張側構成則については、設定値が解析結果に与える影響を確認するための検討を実施している。検討結果については、添付資料-3 に示す。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[3]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひびわれ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.2)$$

σ_t : ひびわれと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひびわれ発生時の平均引張ひずみ

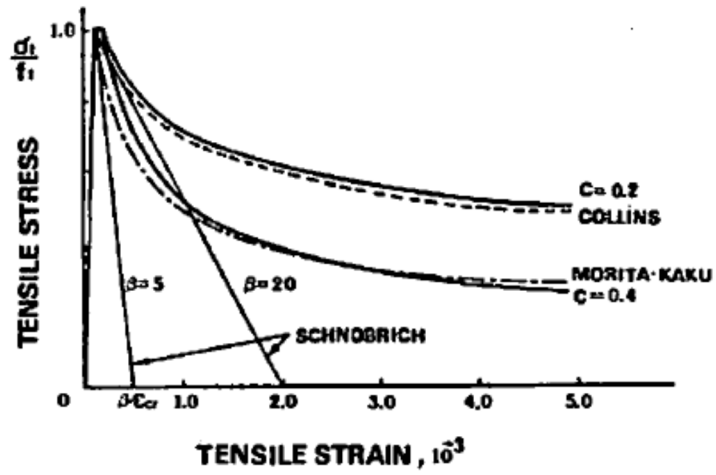
ε_t : ひびわれと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

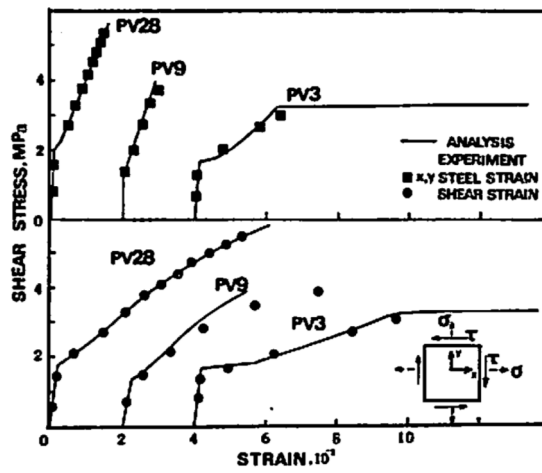
本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(4.2)式を用いることで既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4], 森田・角の実験^[5]) から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している (第 4-1 図)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験^[4]では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験^[5]は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の RCCV の応力解析モデルでは、RCCV で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。後述する財団法人原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業における解析例でも $c=0.4$ が採用されている。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(4.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4]及び青柳・山田の実験^[6]) からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動 (せん断ひずみ, 鉄筋のひずみ) が実験値とよく一致する結果となることを確認している (第 4-2 図)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。



第 4-1 図 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)



第 4-2 図 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

a) 日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」での検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[7]には、RCCVの応力解析でも用いる予定の解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[8]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（第4-3図）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[9]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（第4-4図）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

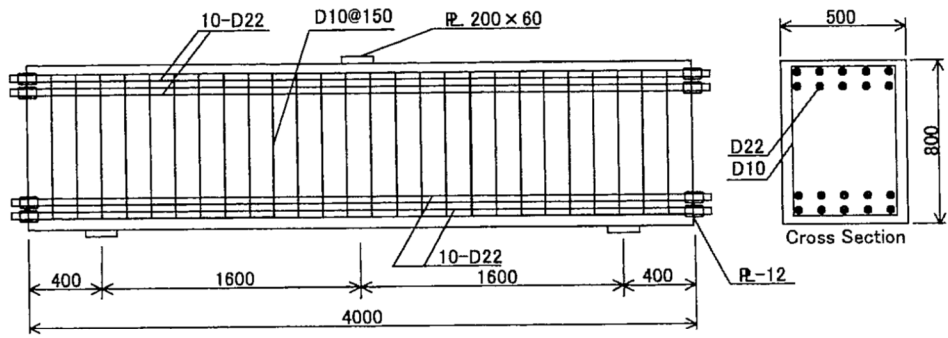


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

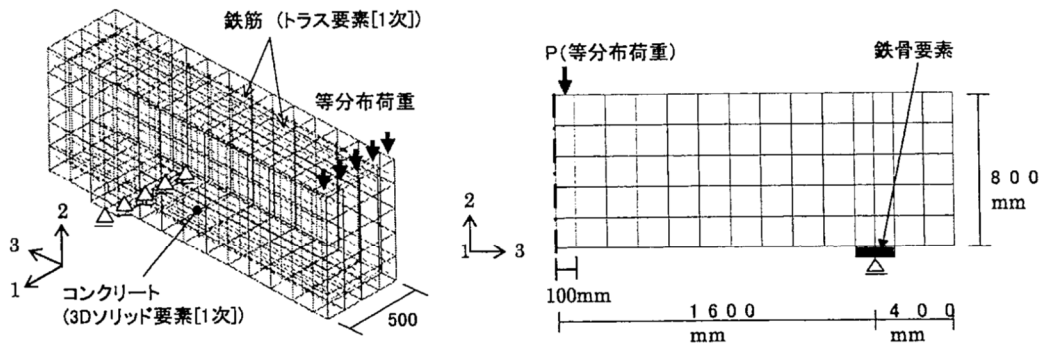


図-4.3.10 解析モデル

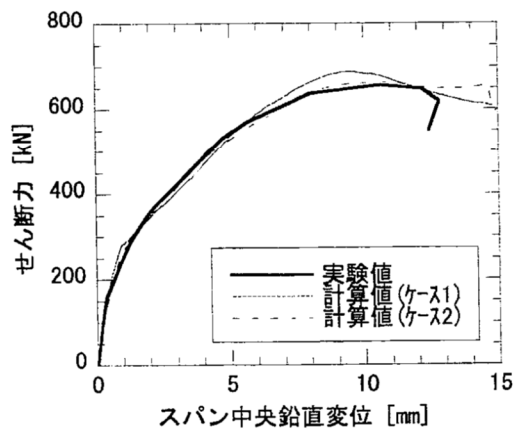


図-4.3.11 せん断力-スパン中央鉛直変位関係

第 4-3 図 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

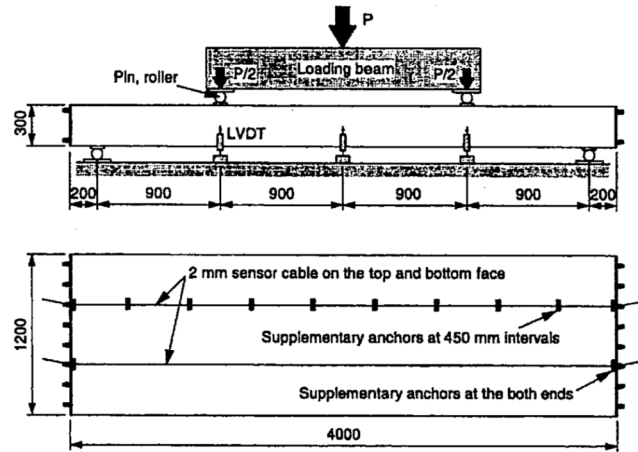


図-4.3.12 試験体諸元

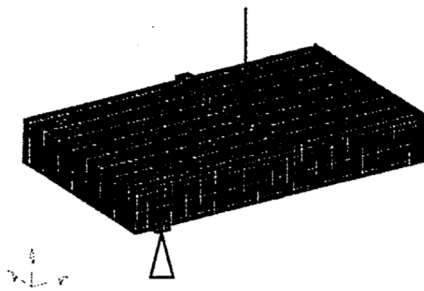


図-4.3.13 解析モデル

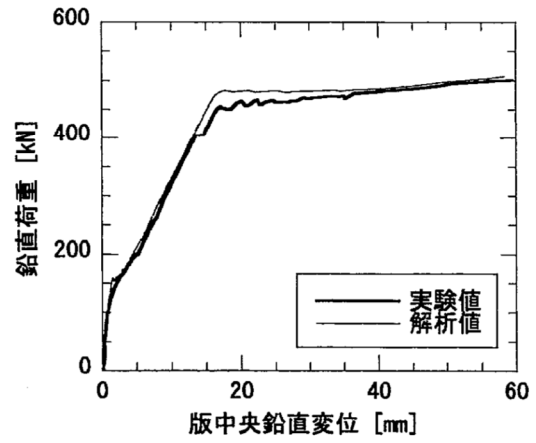


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

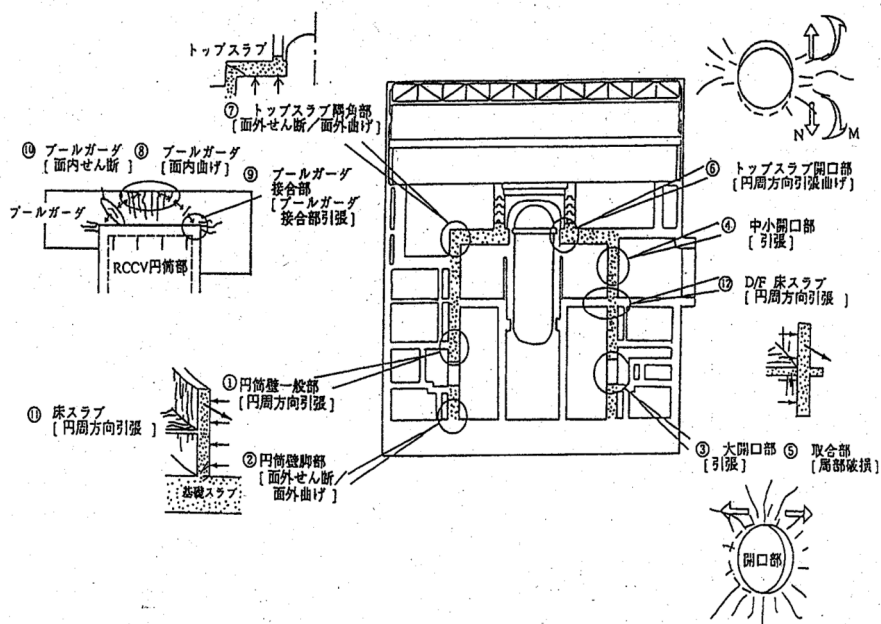
第 4-4 図 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

b) 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

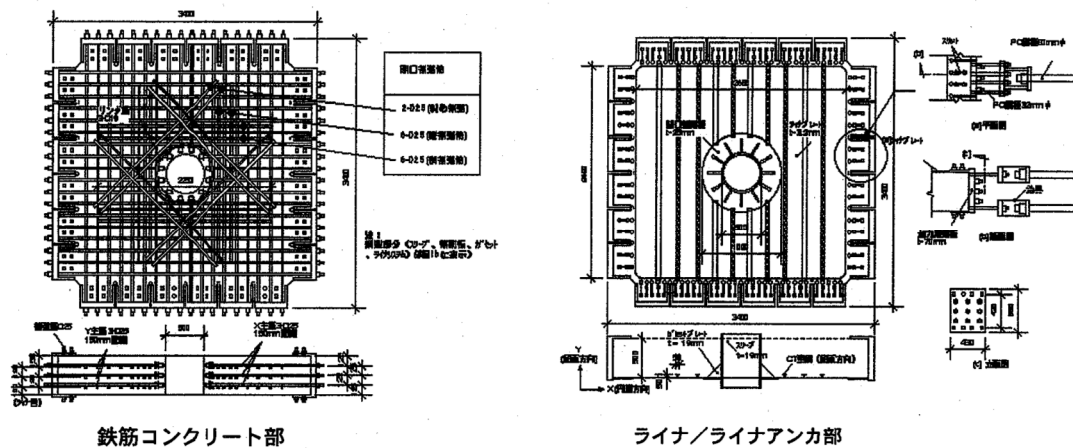
財団法人 原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業^[10]においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、「ABAQUS」による検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは第4-5図に示すとおりとしており、このうち、局部的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断，面外曲げ，大開口部：引張，トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ，トップスラブ隅角部：面外せん断，面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

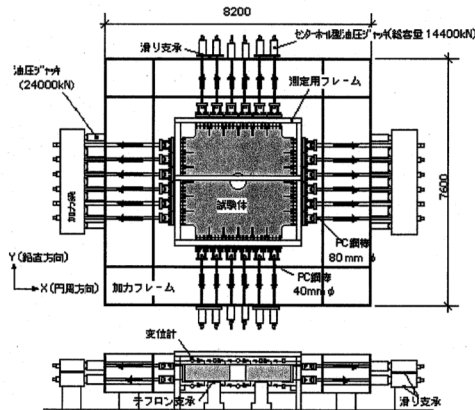
試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した試験体（ライナあり・なしの2種類の試験体）を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋，コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化するとしている。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を第4-6図に示す。



第4-5図 RCCVの破損想定部位とモード（[10]より抜粋）



試験体形状



試験装置

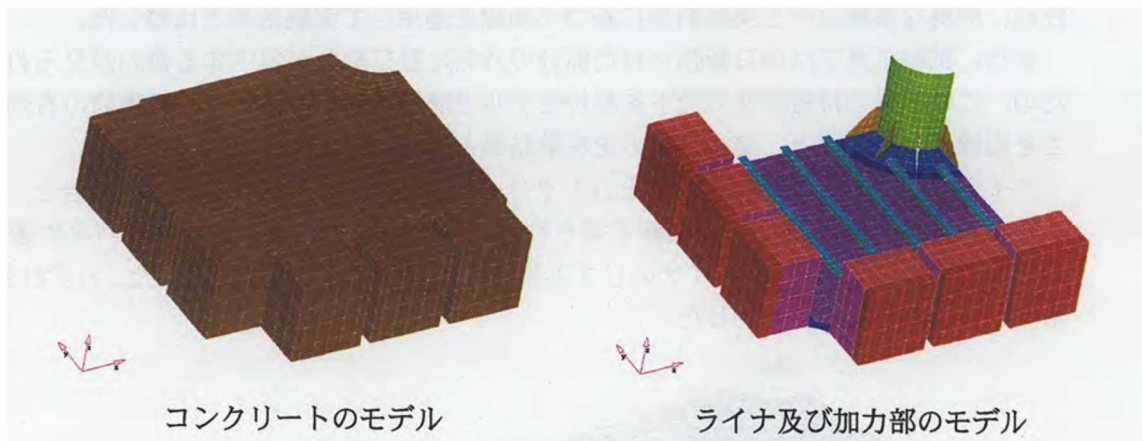
第 4-6 図 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置 ([10]より抜粋)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は、解析コード「LASHET」（清水建設（株）所有），ソリッド要素での検討では、解析コードとして「ABAQUS」が使用されている。

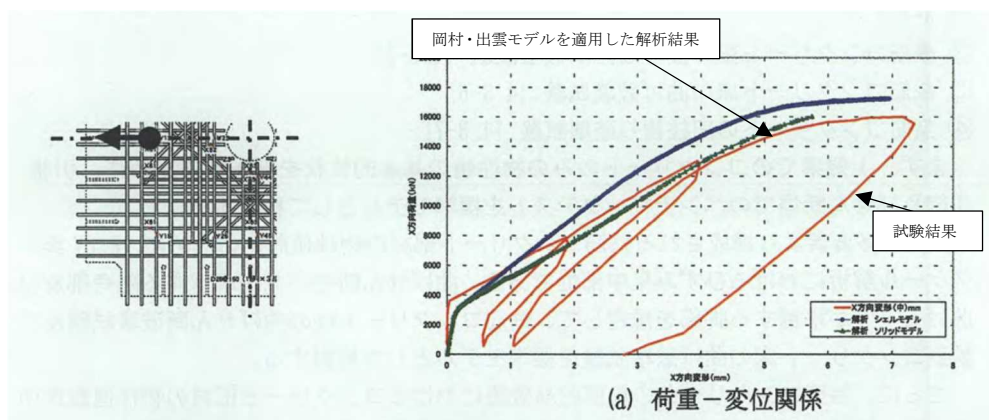
ソリッド要素モデルは、開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討に当たっては，第 4-7 図に示すとおり，ライナなしの RC のみのモデルとライナありのモデルが作成されている。ライナなしのモデルはコンクリートの引張強度とテンションスティフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を第 4-8 図に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式（岡村・出雲モデル）が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。



第 4-7 図 ソリッド要素による解析モデル ([10]より抜粋)



第 4-8 図 解析結果 ([10]より抜粋、加筆)

(3) 岡村・出雲モデルの RCCV 応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例でも RCCV 実機を想定した試験体を含めた各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

4. 2 コンクリート(圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV 規格の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力歪み曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code^[1]に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート (圧縮側) の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、6号及び7号炉のコンクリート圧縮強度は50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは0.0035となるが、CCV 規格における終局ひずみは0.003であるため RCCV の応力解析で用いるのは0.003までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{c1} = 0.002$,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ の場合) ,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right)$ ($50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa}$ の場合) とする。

σ_{cd} :コンクリートの応力, ε_c :コンクリートのひずみ, ε_{cu} :コンクリートの終局ひずみ,
 f_{cd}, f_{ck} :コンクリート圧縮強度

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力(膜力、曲げモーメント等)をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力歪み曲線を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を第4-9図及び第4-10図に示す。ここで設定したパラボラ型の応力歪み曲線は、今回と同様に CEB-FIP Model Code に基づき設定している。なお、既工認と今回工認で参照した CEB FIP Model Code は同じものであるものの、前掲した第3-2図に示したとおり、今回工認では折れ線近似している。折れ線近似することの考え方は添付資料-4に示す。

以上のことから、コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については、CEB-FIP Model Code に基づき設定することは妥当であると考えている。

4. 3 鉄筋(引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格 (CVE-3511.2 の記載) に基づき完全弾塑性型として設定している。

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際、完全弾塑性型を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を第4-9図及び第4-10図に示す。

以上のことから、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際の鉄筋(引張側, 圧縮側)の材料構成則として、採用することは妥当であると考えている。

(b) 荷重状態Ⅳ

荷重状態Ⅳにおいて生ずる膜力及び曲げ応力によるひずみは次による。

・ コンクリートの圧縮ひずみが、0.003を超えないことを確認する。

・ 鉄筋の引張ひずみ及び圧縮ひずみが、0.005を超えないことを確認する。

コンクリート及び鉄筋のひずみは、次により算定する。

イ. ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

ロ. コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は放物線とし、

コンクリートの最大圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の0.85倍の値(280kg/cm²)とする。

ハ. コンクリートの引張強度は無視する。

ニ. 鉄筋の応力度とひずみの関係は完全弾塑性型とし、鉄筋の

最大引張応力度及び最大圧縮応力度は、表2-3に示す鉄筋の許容応力度であって荷重状態Ⅲの値とする。

この場合、膜力は、荷重状態Ⅰ、荷重状態Ⅱ及び荷重状態Ⅲと同様に等価膜力を用いる。

図5-9に断面内応力度分布の概念図を示す。

第4-9図 既工認からの抜粋（RCCV シェル部の検討を例示）

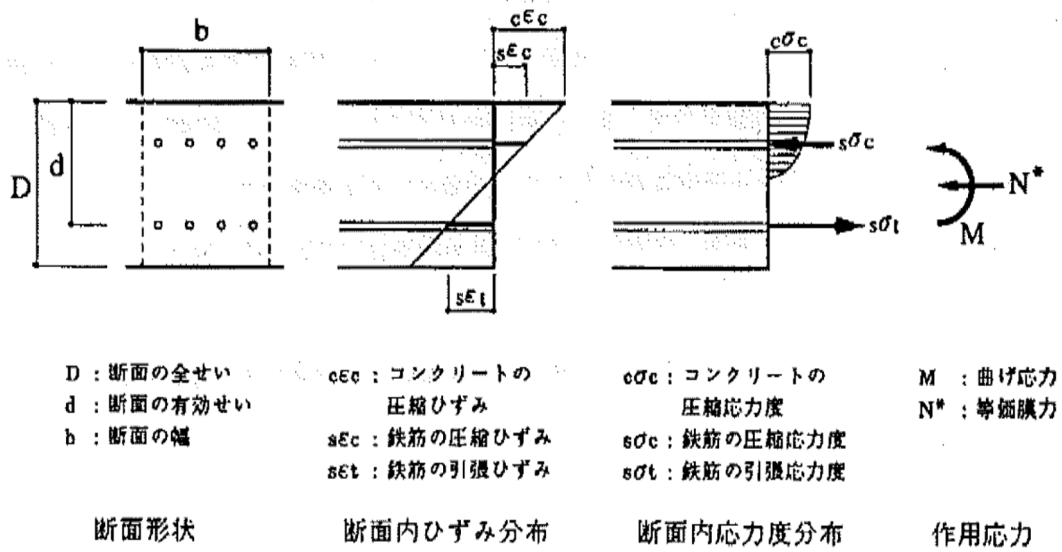


図5-9 シェル部断面内応力度分布概念図(荷重状態Ⅳ)

第4-10図 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部断面内応力度分布概念図を例示)

5. 既往試験結果に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性

弾塑性解析手法が有する不確実さを踏まえ、既往知見（試験及びシミュレーション解析）について整理した上で、これらの試験における解析結果と今回工認で採用予定のRCCVの解析条件について比較することにより、RCCVに対して弾塑性解析を適用することの妥当性・適用性を確認する。

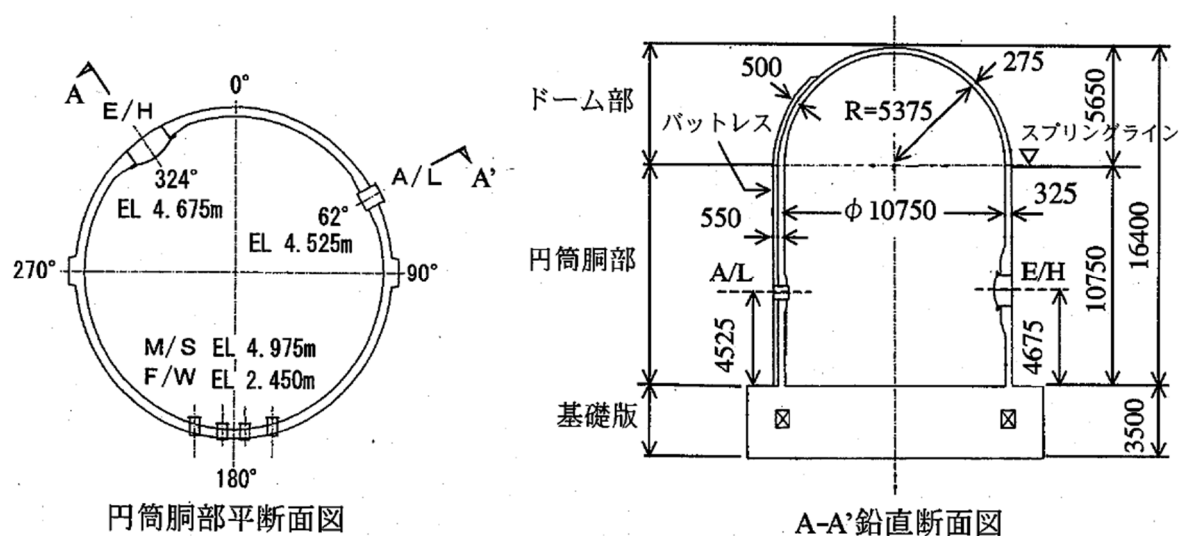
検討に用いる既往知見としては、財団法人 原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業において実施された、プレストレストコンクリート製格納容器（以下「PCCV」という。）の耐圧実証試験^[10]を選定した。

本章の検討は、弾塑性解析手法が有する不確実さを踏まえた上で、構造物全体を対象とした解析に弾塑性解析手法を適用することの妥当性を実証的なデータに基づき確認することであるため、PCCV耐圧実証試験は、対象がPCCVであるものの、1/4縮小の格納容器全体を対象とした試験であり、試験体を終局状態まで载荷し弾塑性挙動を確認していること、また、今回工認で採用予定の解析コード「ABAQUS」によるシミュレーション解析を実施していることから、弾塑性解析の妥当性・適用性を確認するために参照する解析例としては適切な事例であると判断した。

5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性解析の妥当性確認

財団法人 原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業において行なわれた構造挙動試験のうち、PCCVに関して、試験及び解析評価の概要について以下で整理する。本試験ではPCCVプラント構造を対象にシビアアクシデント時のアクシデントマネジメント（以下「AM」という。）条件下での格納容器の躯体限界圧挙動及び漏えい挙動を評価するために実験的実証及び構造限界圧挙動解析モデル化技術の精度向上が検討されている。

試験に当たっては、PCCV構造の1/4縮尺モデルを制作し、常温で高圧窒素ガスを準静的に注入することにより、躯体限界圧挙動及びライナの限界圧時の漏えい挙動を実験的に把握することを目的として試験が行われている。試験体の形状及び主要諸元を第5-1図に示す。縮尺1/4の本試験体は、基礎板、円筒胴部、ドーム部より構成されている。

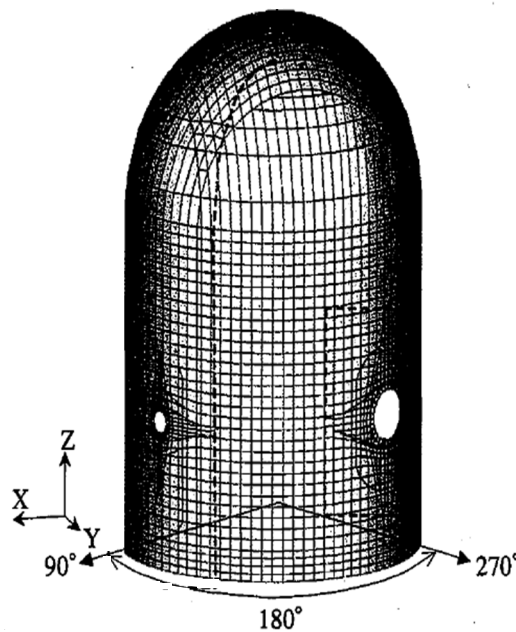


第5-1図 試験体外形図と主要諸元（[10]より引用）

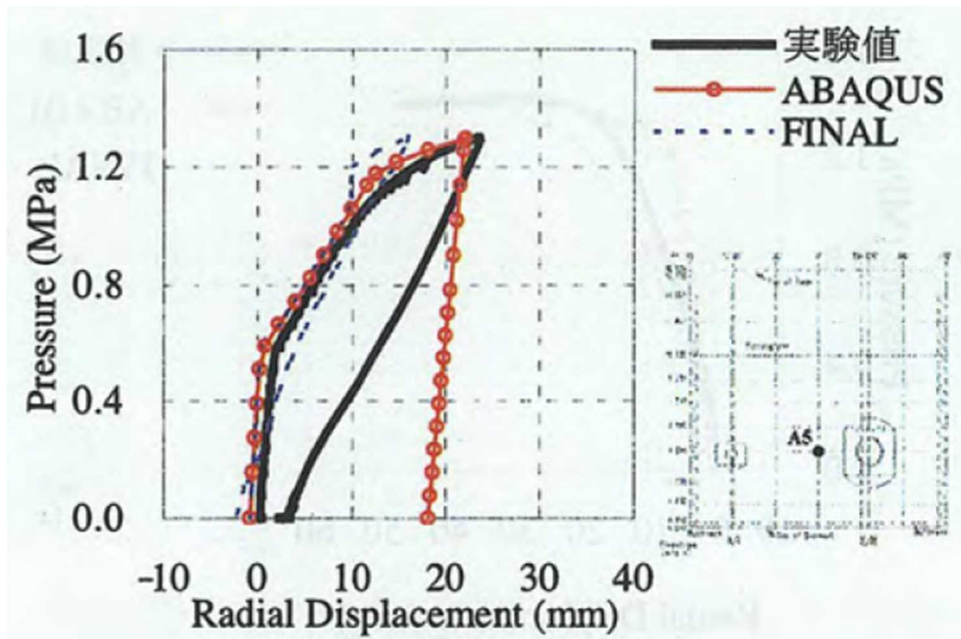
限界圧構造挙動試験（LST）では、SA 時の AM 条件下での格納容器の躯体限界圧挙動を評価することを目的として、最大で 3.3Pd まで加圧されている。限界圧構造挙動試験（LST）に対しては、格納容器の半径方向及び頂部鉛直方向の変形に着目して試験結果と解析結果の比較を行っており、解析モデルとしては、第 5-2 図に示すようなシェル要素モデルが使用されている。構造物全体に対する解析で使用する解析コードとしては、「ABAQUS」と「FINAL」が使用されているが、以下では「ABAQUS」に着目する。

コンクリート・ライナは積層シェル要素、鉄筋は積層シェル内に鉄筋層、テンドンについては要素軸方向の剛性のみ有する梁要素としてモデル化されている。第 5-3 図にシミュレーション解析結果（内圧－変位関係）を示す。実験と解析による载荷挙動を比較すると、「ABAQUS」による解析で対象範囲としている最大圧力に至るまでの試験結果の変位挙動が良好に模擬されており、適正な材料構成則を使う限りはほぼ妥当な評価ができ、実機の評価において「ABAQUS」を適用することは妥当であるとされている。

以上より、解析条件を適切に設定することで弾塑性解析で妥当な結果が得られることが確認できる。



第 5-2 図 全体解析モデル（〔10〕より引用）



第 5-3 図 内圧—半径方向変位関係 ([10] より引用)

5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認

今回工認と 5.1 で整理した限界圧構造挙動試験（LST）における弾塑性解析手法の比較結果を第 5-1 表に示す。これより、モデル化、解析手法、解析コード、材料構成則について今回工認と限界圧構造挙動試験（LST）の解析手法に大きな差異は無く、同様の弾塑性解析手法であることが確認できる。

構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較した結果、設定条件や手法に有意な差が無いことが確認出来たことから、今回工認で採用する予定の弾塑性解析手法は妥当であり、また、参照した試験が構造物全体を模擬した縮小試験体によるものであることから、同様の弾塑性解析手法を RCCV 全体を対象とした弾塑性解析に適用することは可能であると考えられる。

以上より、RCCV に対して弾塑性解析を適用することの妥当性・適用性を確認した。

第 5-1 表 今回工認と限界圧構造挙動試験 (LST) における弾塑性解析手法の差異

項目		6号及び7号炉 RCCV(今回工認)	限界圧構造挙動試験 (LST)	差異の考察	
モデル化	メッシュサイズ	モデル全体でおおむね 1~2m 程度 (開口周辺等は更に細分割)	モデル全体でおおむね 0.38m 程度 (開口周辺等は更に細分割)	LST 試験体は 1 / 4 縮尺であり, 円周方向の分割数としては同等	
	要素タイプ	シェル要素: シェル部, トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素: 境界条件の設定に使用	シェル要素: 円筒胴部, ドーム部 梁要素: テンドン	格納容器構造の違いによる差異であり, 論点として扱う必要なし	
解析手法		・3次元 FEM モデルを用いた 応力解析	同左	—	
解析コード		・ABAQUS (弾塑性解析)	同左	—	
構成則	コンクリート	圧縮側 応力-ひずみ	折れ線近似 (CEB-FIP Model Code1990)	折れ線近似 (修正 Kent&Park)	両者とも折れ線近似しており, 条件としては同等
		引張側 応力-ひずみ	岡村出雲モデル (c=0.4) (テンションスティフニング特性)	同左	—
	鉄筋	応力-ひずみ	完全弾塑性型	同左	—

6. まとめ

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析で採用予定の解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋、コンクリート）を抽出した。その上で適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

また、弾塑性解析手法の不確かさを踏まえ、構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較し、弾塑性解析手法としての妥当性・適用性を確認した。

以上より、今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9. 1987. 9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol. 18, pp. 426-430, 昭 39
- [6] 山田一字・青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 19-26, 1983. 10
- [7] 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008年
- [8] Saito, H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp. 31-36, Aug. 1993
- [9] Kumagai, H. et al. : Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp. 179-184, 2002
- [10] 財団法人 原子力発電技術機構：重要構造物安全評価(原子炉格納容器信頼性実証事業)に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月

添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

1. 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

有効性評価で説明した 200℃, 2Pd 条件の解析モデルと今回申請の耐震設計で用いる解析モデル、加えて、工認段階の重大事故評価で用いる解析モデルについて、主な差異を第 1-1 表に示す。主な差異として、構成則設定時のコンクリート強度を実強度から設計基準強度に見直すこと以外にも、重大事故評価用の解析モデルで RCCV と基礎版とを一体化させることやライナプレートの弾塑性特性を考慮することが挙げられる。

第 1-1 表 解析モデルの差異

条件	設置許可	今回工認	
	① 有効性評価 (200℃, 2Pd 評価)	② 重大事故 評価条件	③ 設計基準 耐震設計条件
コンクリート剛性	実剛性	実剛性	実剛性
コンクリート強度	実強度	設計基準強度	設計基準強度
境界条件	RCCV 脚部固定	基礎版と一体化	RCCV 脚部固定
ライナプレート	弾性(温度依存性非考慮)	弾塑性(温度依存性考慮)	なし*

※温度荷重モデルでは、ライナを弾性(温度依存なし)でモデル化

2. 条件の違いが既往の評価結果に与える影響について

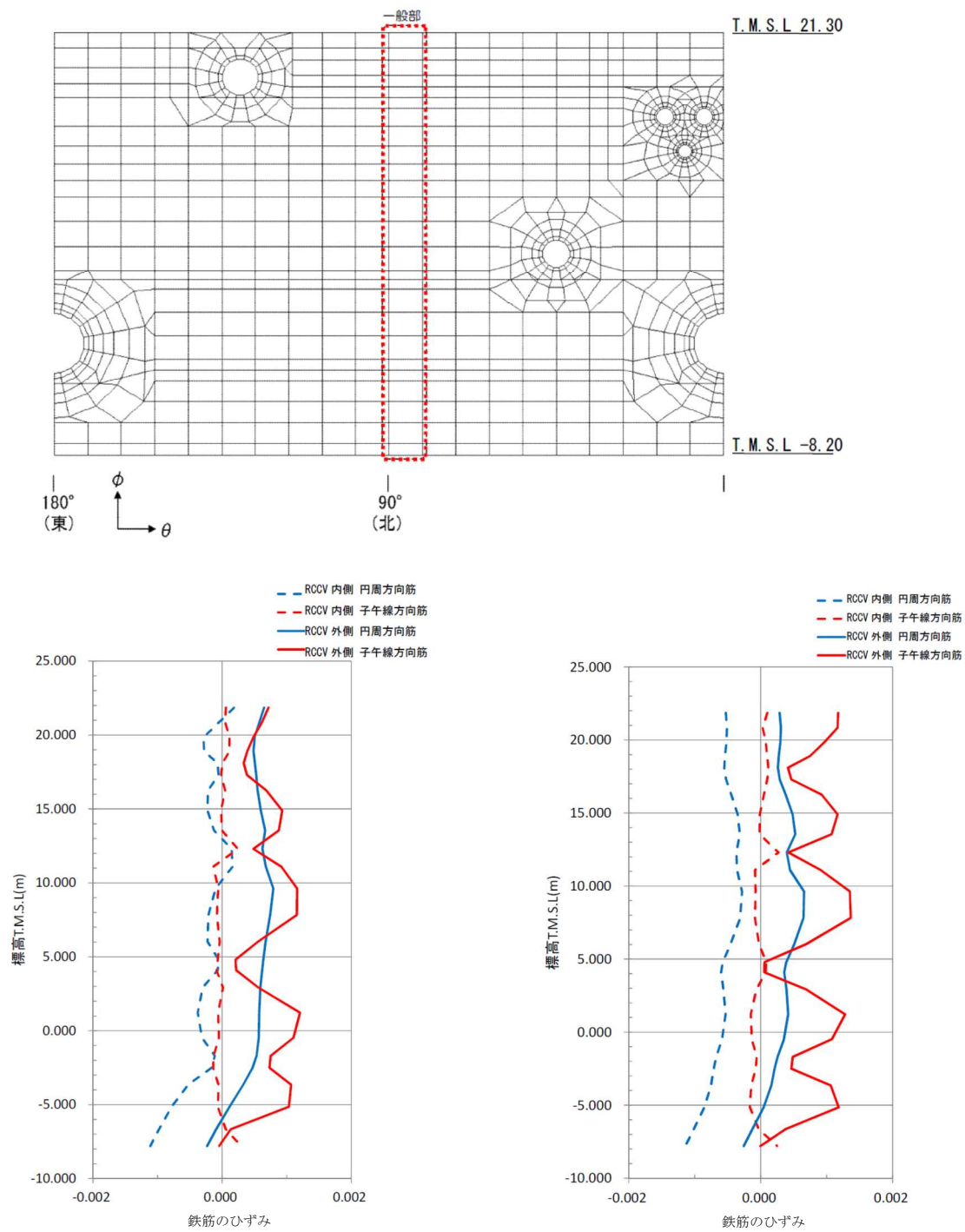
今回工認における重大事故評価については、第 1-1 表の条件②を用いて実施する予定であるが、一方で有効性評価時に RCCV の 200℃, 2Pd 条件時の構造健全性について、条件①で実施した解析結果を元に説明している。そこで仮に条件②を採用した場合でも、有効性評価で説明した 200℃, 2Pd 時の RCCV の評価結果へ与える影響がないことを確認するために、条件②による 200℃, 2Pd 時の評価を実施することとした。

条件①(有効性評価時)と条件②について、シェル部及びトップスラブ部の一般部での鉄筋のひずみ分布及びコンクリートの最小主ひずみ分布を比較した結果を第 2-1 図～第 2-4 図に示す。

条件②による評価の場合、有効性評価時と若干傾向が異なる部分はあるものの、鉄筋の大部分は降伏ひずみに達しておらず、一部の要素で局所的に降伏ひずみに達している程度であり、破断までには十分な余裕があり、コンクリートは、ひび割れは発生しているものの、圧縮ひずみは 2000 μ よりも小さく、破壊までには十分な余裕があることが評価できる。また、条件①による評価の場合も同様の考察となる。

以上より、仮に条件②を採用して 200℃, 2Pd 条件による解析を実施した場合でも、既往の有効性評価時と同様の結論が得られることが確認できることから、有効性評価時の RCCV

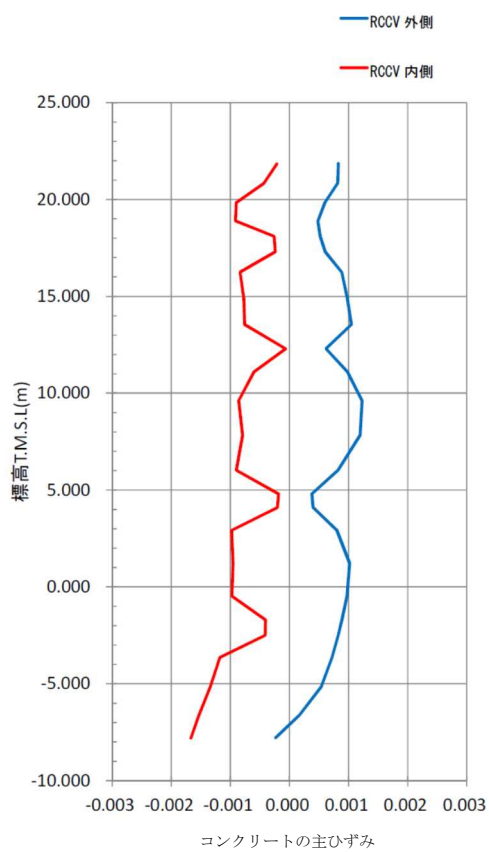
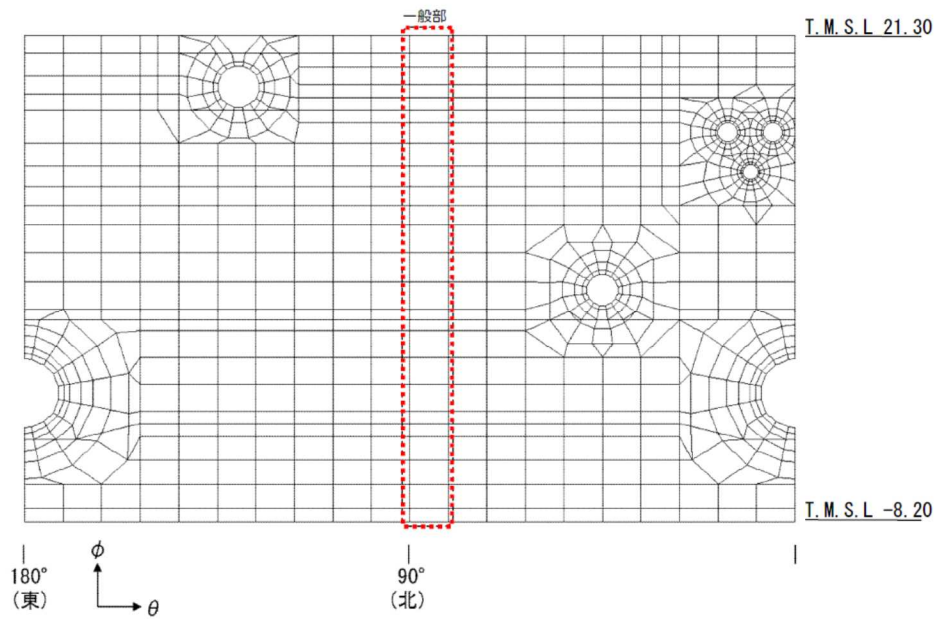
の限界温度・圧力として 200°C, 2Pd を用いることを妥当と判断した解析結果には与える影響がないことを確認した。



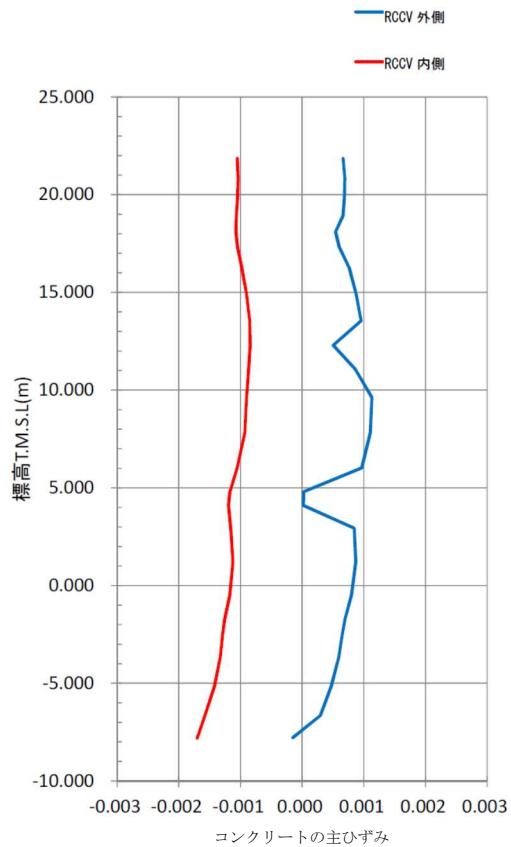
(a) 条件① (有効性評価時)

(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-1 図 シェル部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)

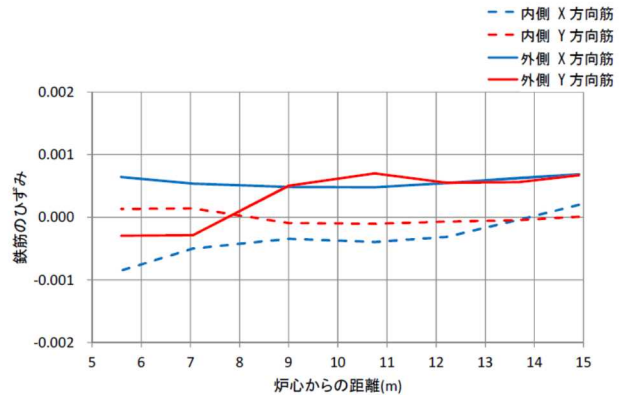
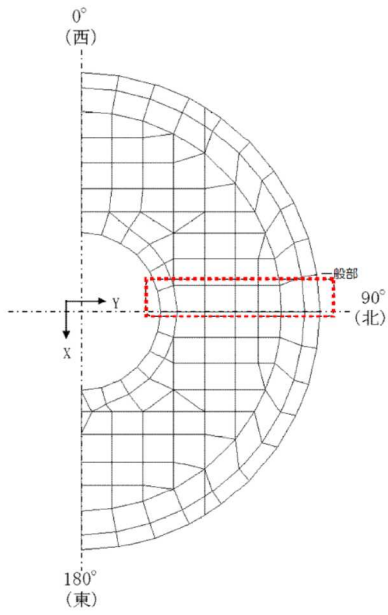


(a) 条件① (有効性評価時)

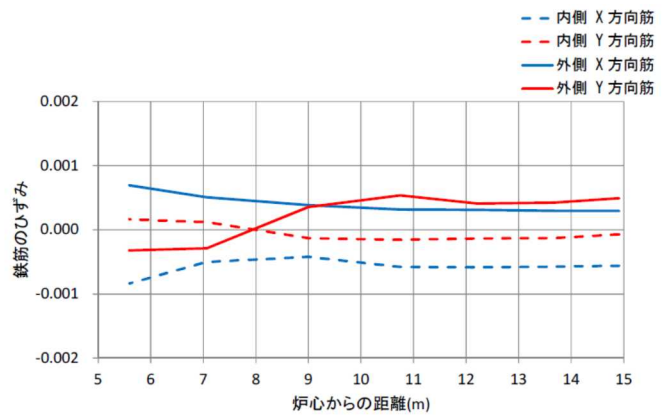


(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-2 図 シェル部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

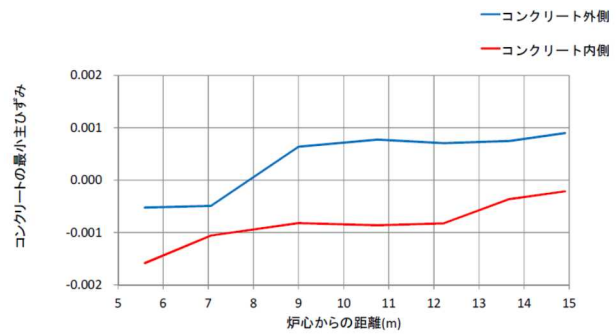
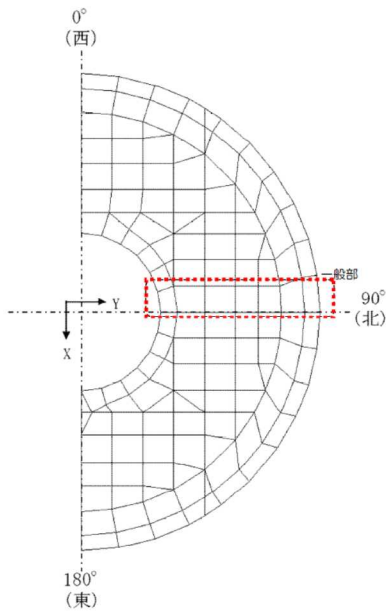


(a) 条件① (有効性評価時)

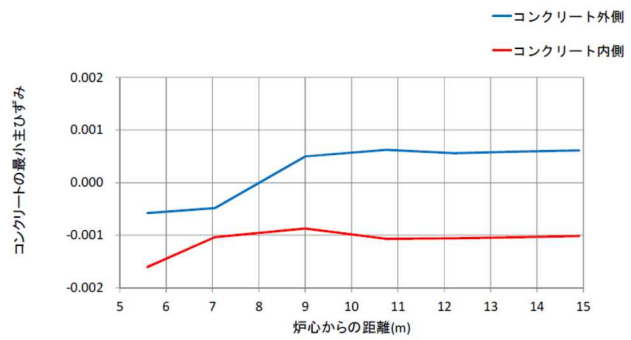


(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-3 図 トップスラブ部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)



(a) 条件① (有効性評価時)



(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-4 図 トップスラブ部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

添付資料－２ CCV 規格における許容限界設定の考え方について

CCV 規格における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のせん断ひずみの許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV 規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮蔽性能にあたる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋

CCV 規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 及び SD390 の降伏ひずみ (中略) は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの 2 から 3 倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの 2～3 倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、SD345 及び SD390 の場合、伸びが 16～19% ($160000\sim 190000\mu$) 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

3. 気密性について

原子炉格納容器内部の機器から放出される放射性物質等の有害な物質の漏えいを防止するために、RCCV には鋼製のライナプレートが内張りされており、気密性はライナプレートにより担保されている。なお、柏崎の 6 号及び 7 号炉の場合、材質は SGV49 及び SUS304L で

ある。

CCV 規格によれば、ライナプレートは、「鉄筋コンクリート部の変形およびコンクリートとの温度差により強制されるような自己制御的ひずみ」に対して、「漏えいを生じることなく追従できる変形性能を有していればよいことから、ひずみを制限すること」としており、米国機械学会：「ASME Boiler & Pressure Vessel Code Section III Div.2」(2001)に基づき、ひずみについての許容値（第 3-1 表）が設定されている。

第 3-1 表に示される許容値は、鋼材の降伏ひずみの数倍程度であり、破断に対しては十分余裕のある状態にあると言え、CCV 規格におけるライナプレートの許容ひずみは、耐漏えい性能を十分に確保することができる数値であると考えられる。

なお、JIS に示される SGV49（現在の SGV480 に相当）の伸びは 17～21%（170000～210000 μ ）、SUS304L の伸びは 40%（400000 μ ）以上であり、第 3-1 表で規定された値は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

第 3-1 表 ライナプレートの許容ひずみ（CCV 規格）

ひずみの種類		許容ひずみ	
荷重状態	ひずみの種別	膜	膜と曲げの和
Ⅲ及びⅣ	圧縮ひずみ	0.005	0.014
	引張ひずみ	0.003	0.010

添付資料－3 コンクリートの引張側構成則に関する影響検討

1. 検討概要

引張側構成則の影響検討に当たって、まずは引張側構成則を無視する検討を試みたが、解の収束性が悪く、解析結果を得ることが出来なかった。そのため、コンクリートの引張強度が解析結果に与える影響に着目し、引張強度の変動に応じて、解がどの程度増減するかを検討を試みることにした。

今回の工認の解析モデルでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている引張強度のうち、下限値を採用している（第 1-1 図）。

ここでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に平均値として記載されている値を用い、引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討する。

今回検討と影響検討時のコンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ を以下に示す。

今回工認：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の下限値

$$\begin{aligned} c\sigma_t &= 0.38\sqrt{\sigma_B} \\ &= 2.15(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

影響検討：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の平均値

$$\begin{aligned} c\sigma_t &= 0.56\sqrt{\sigma_B} \\ &= 3.18(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

ここで、 $c\sigma_t$ ：コンクリート引張強度

σ_B ：コンクリート圧縮強度（設計基準強度 330kg/cm²(32.3N/mm²))

影響検討では、代表例として、Ss 地震時 (N→S 方向) の結果（暫定条件に基づく概算値）を示す。なお、引張側軟化特性については、下限値を用いた場合と同様に岡村・出雲モデルとし、付着特性を示すパラメータ c は 0.4 とする。第 1-2 図にコンクリートの引張側応力－ひずみ関係を示す。

なお、コンクリートの引張強度については、上記の RC 規準以外に、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定, 土木学会) においても定義されているが、下記のとおり、RC 規準の下限値と平均値の中間的な値であるため、このケースについては検討不要と判断した。

$$\begin{aligned} f_{tk} &= 0.23f'_{ck}{}^{\frac{2}{3}} \\ &= 2.33(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

ここで、 f_{tk} ：コンクリート引張強度

f'_{ck} ：コンクリート圧縮強度（設計基準強度 330kg/cm²(32.3N/mm²))

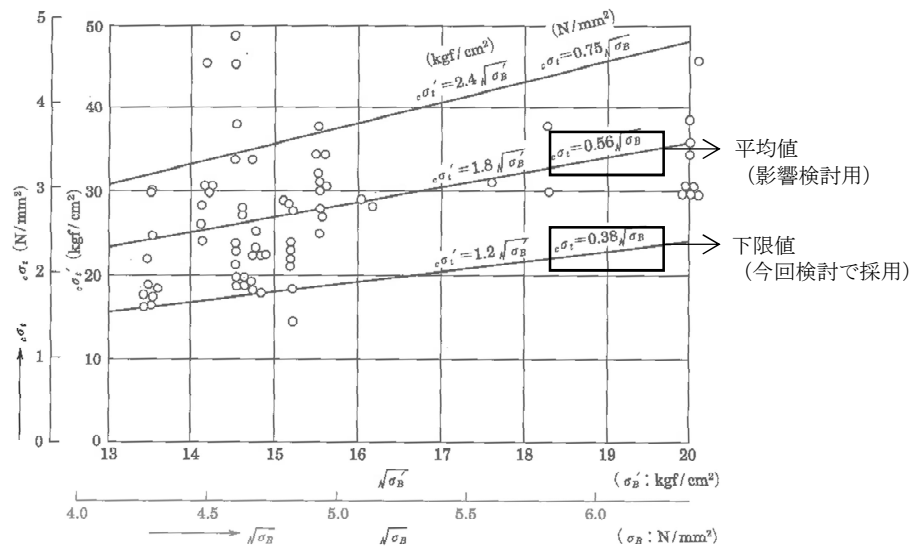
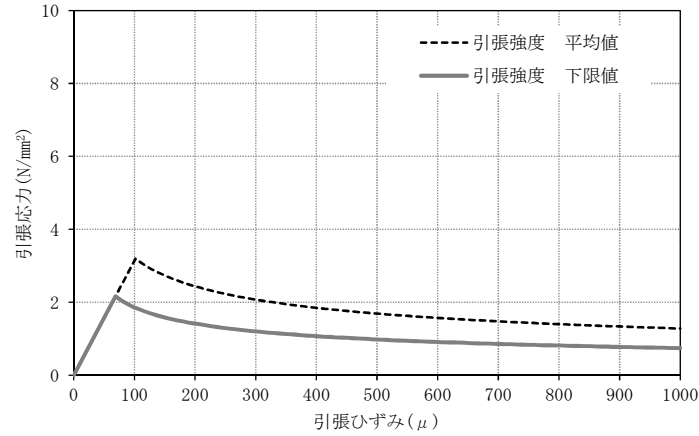


図 8.2 梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力

第 1-1 図 コンクリートの引張強度 (RC 規準から抜粋)

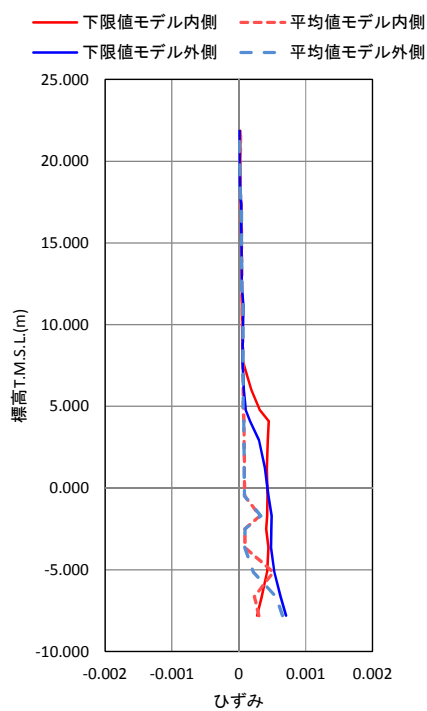
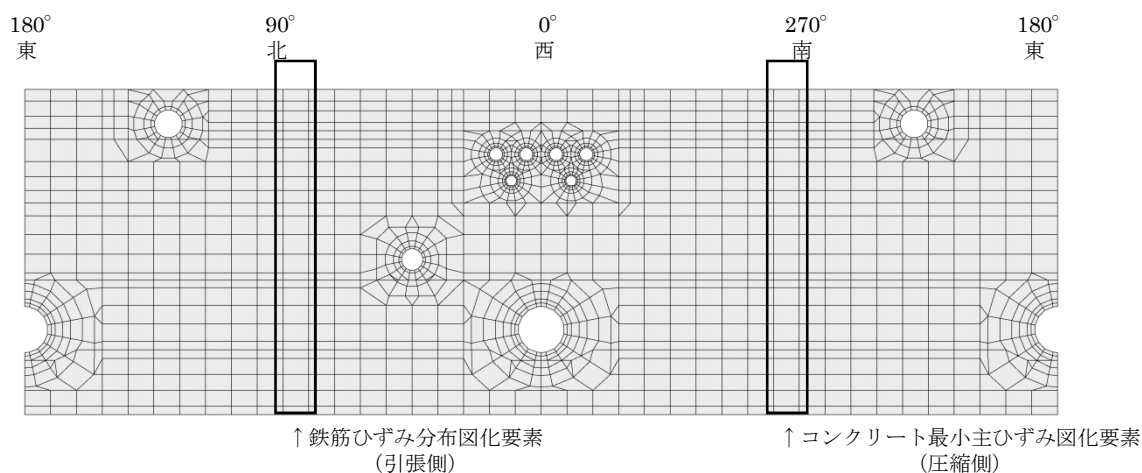


第 1-2 図 コンクリートの引張側応力-ひずみ関係

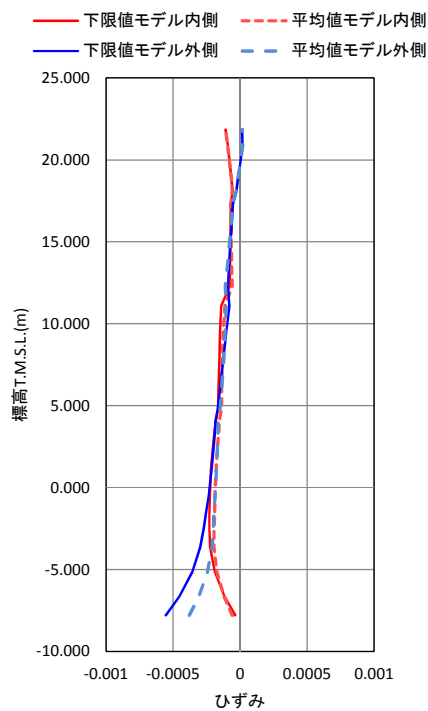
2. 検討結果

今回工認モデル（以下「下限値モデル」という。）と、影響検討用のモデル（以下「平均値モデル」という。）のシェル部一般部の子午線方向鉄筋のひずみを第 2-1 図に、コンクリート最小主ひずみ分布を第 2-2 図に示す。

第 2-1 図及び第 2-2 図からコンクリート引張強度として、RC 規準による下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリート、鉄筋ともひずみが大きくなった。これは、コンクリートの引張軟化により剛性が低下するためである。



第 2-1 図 子午線方向鉄筋のひずみ



第 2-2 図 コンクリートの最小主ひずみ

3. まとめ

コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている平均値と下限値を用いた場合の解析結果を比較して、コンクリートの引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討した。

その結果、下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリートと鉄筋のひずみが大きくなる傾向となることがわかった。このことからコンクリートの引張強度として、RC 規準に下限値として記載されている値を用いることは、躯体健全性評価に対して保守的な評価を与える設定であるといえる。

添付資料ー4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

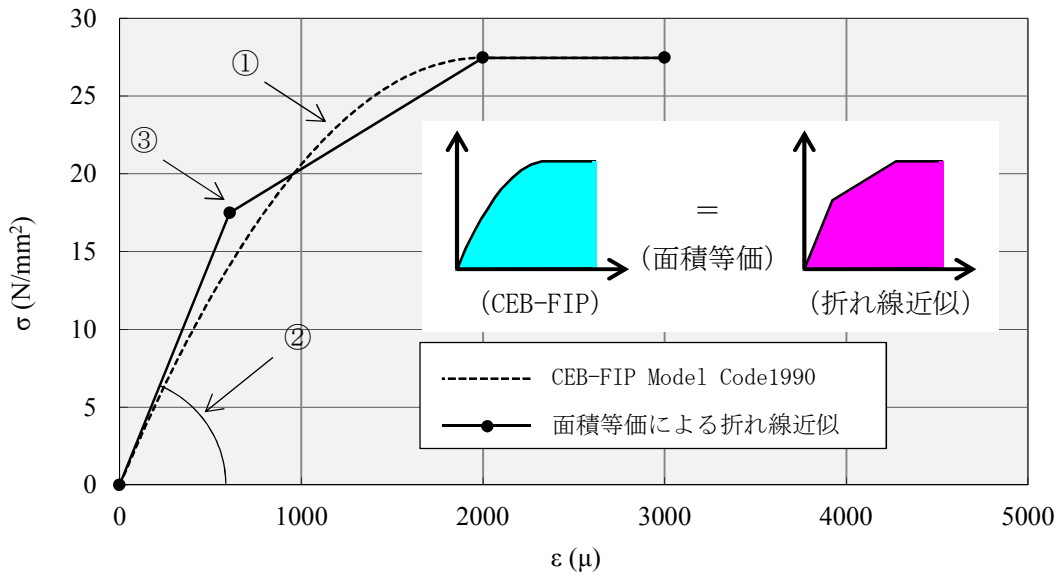
コンクリート圧縮側の構成則の設定に当たって参照している CEB-FIP Model Code 1990 では、コンクリートの応力歪み関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の RCCV の解析に当たっては、原子炉建屋の地震応答解析における解析条件と整合させる観点から、コンクリート実剛性を考慮した上で、CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する予定である。

今回工認で用いる予定の材料構成則について、折れ線近似を用いるに当たっての考え方を下記の①～③及び第1図に示す。

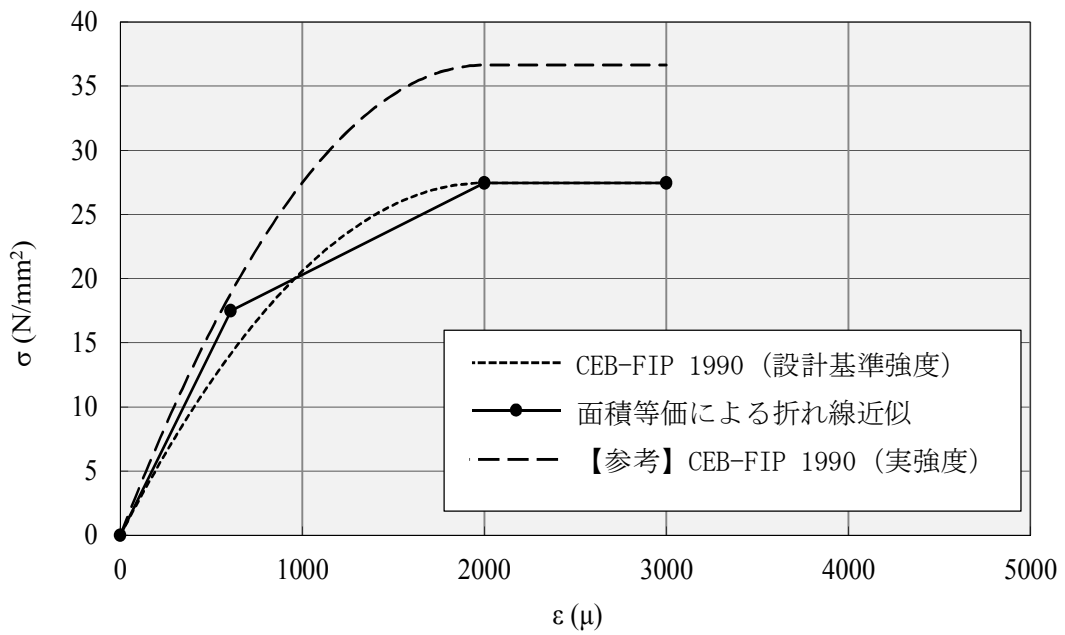
- ① CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、本編で示した(4.3)式を用いることとし、式に入力するコンクリート強度としては設計基準強度を用いる。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、原子炉建屋等の地震応答解析モデルと同様に実剛性を用いる方針であることから、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—(1999)」に基づく算定式により、コンクリート実強度に基づく実剛性を算定する。なお、CCV規格(CVE-3320)においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code1990によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

また、参考として、コンクリート強度に実強度を用いて CEB-FIP Model Code1990 によるパラボラ型の曲線を算定し、設計基準強度を用いたパラボラ型の曲線及び折れ線近似したものと比較した結果を第2図に示す。これより、今回工認で使用する折れ線近似した応力歪み関係における初期剛性が、CEB-FIP Model Code の式に実強度を入力した場合の曲線の初期剛性とおむね整合していることが確認できる。

以上で示したとおり、今回工認で採用予定のコンクリート圧縮側の応力歪み関係は、初期剛性を実剛性と整合させる観点から折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code1990 に基づくパラボラ型（設計基準強度）と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。



第1図 CCV規格に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係



第2図 パラボラ型の曲線算定時に実強度を用いた場合との比較

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉

土木構造物の解析手法及び解析モデルの精
緻化について
(耐震)

1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の今回の工事計画認可申請書（以下「今回工認」という。）では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の建設時の工事計画認可申請書（1991 年 8 月）（以下「既工認」という。）と今回工認との手法の比較を第 3-1-1 表に示す。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規規制基準施行後の工事計画認可にて適用例がある手法である。

なお、土木構造物の地震時の挙動は、地盤の影響を受けることを踏まえると、地盤特性を適切にモデル化することにより、実応答に近い形で評価できるものと考えられる。このため、コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度を採用する方針とする。

第 3-1-1 表 既工認と今回工認との手法の比較

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 1% + 履歴減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	×なし	○あり

2. 解析手法

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、既工認では、地震応答解析手法として周波数応答解析を採用し、許容応力度法による設計として、構造部材の曲げ及びせん断について許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本としていた。

今回工認では、屋外重要土木構造物の地震応答解析手法に時刻歴応答解析を適用した限界状態設計法による設計を採用する。減衰定数は、構造物の減衰 1%及び履歴減衰とする。構造部材の曲げについては限界層間変形角、曲げ耐力、圧縮縁コンクリート限界ひずみ又は許容応力度に対して十分な安全余裕を持つこと、せん断についてはせん断耐力又は許容応力度に対して妥当な安全余裕を持つことを確認することを基本とし、各設備の要求性能（支持性能、通水性能、貯水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加する。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、構造部材の曲げ照査及びせん断照査に係る「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会、2005）」（以下「土木学会マニュアル」という。）の適用性について検討を行う。

2. 1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回工認における曲げに対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。）では、構造部材の終局変位は、部材の荷重－変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方を第 3-2-1 図に示す。

一方、土木学会マニュアルでは、以下の考え方に基づいている。

屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験の結果より、かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角 1/100 に至る状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることを確認しており¹²⁾、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラーメン構造の破壊実験の例を第 3-2-2 図に示す。

したがって、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、適用性を有している。

さらに、土木学会マニュアルでは、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（日本建築学会，1997）」（以下「日本建築学会」という。）にて記載されている設計限界変形 1/100，終局限界変形 1/80 等を基準値として参照している。

対象は同じラーメン構造であり、軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから、変形性能がより大きくなる傾向にあり、層間変形角 1/100 は限界値として安全側であると考えられる。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に、日本建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を第 3-2-3 図に、土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を第 3-2-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいておおむね対応が取れており、土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。第 3-2-4 図において層間変形角 1/100 は第 4 折れ点よりも手前にあり、屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また、第 3 折れ点は層間変形角 1/100 よりも更に手前にある。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、十分な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 3-2-5 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は第 3-2-1 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格 (JIS) の規格範囲の下限值を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響等を考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

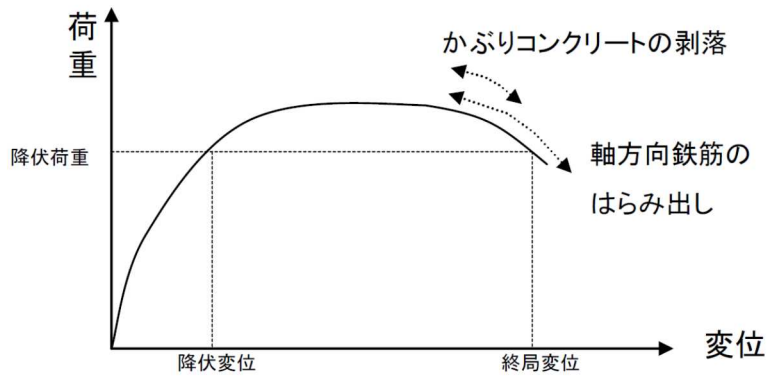
(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度ごとに適切な地震動が設定される。したがって、構造物係数により更に構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

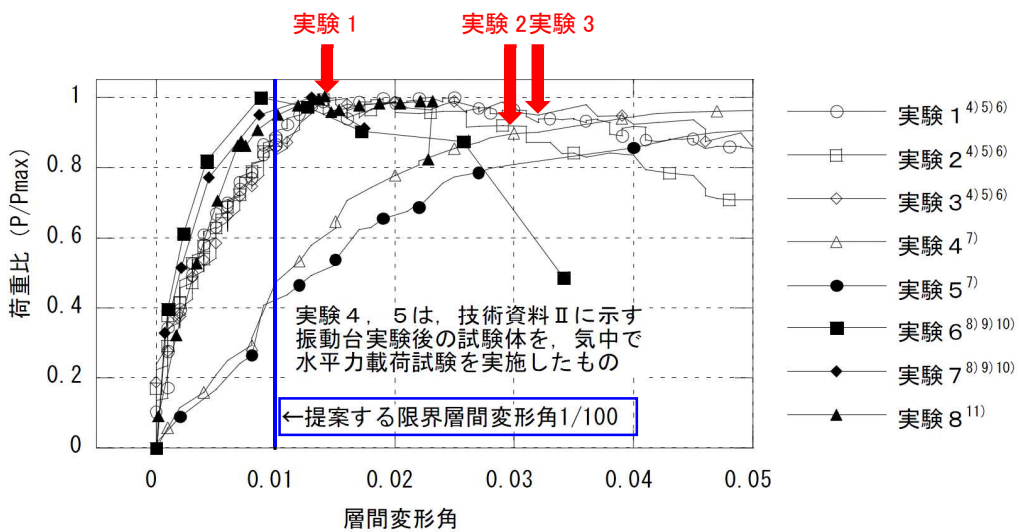
以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

第 3-2-1 表 曲げ評価において考慮している安全係数

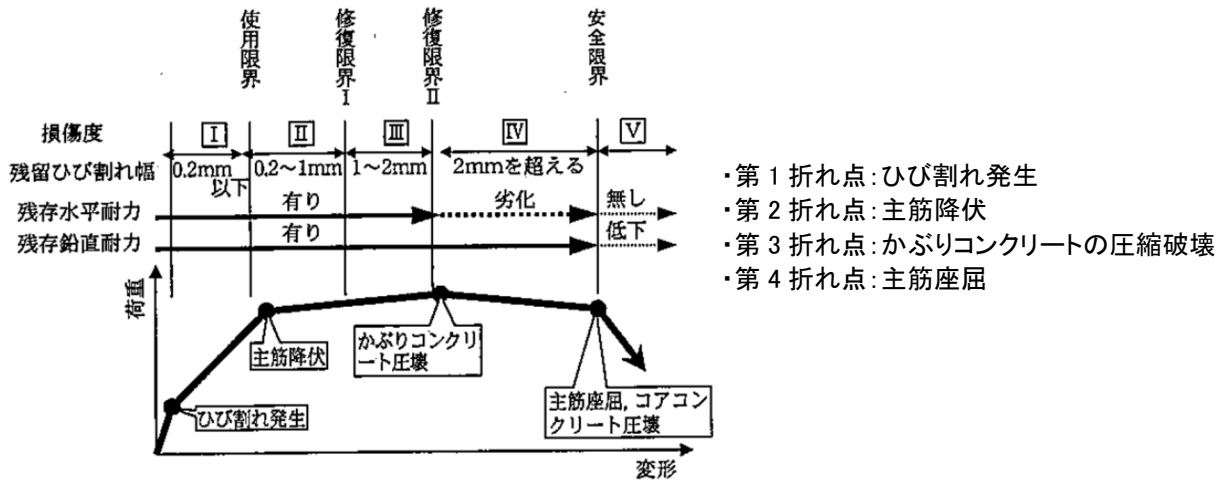
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	



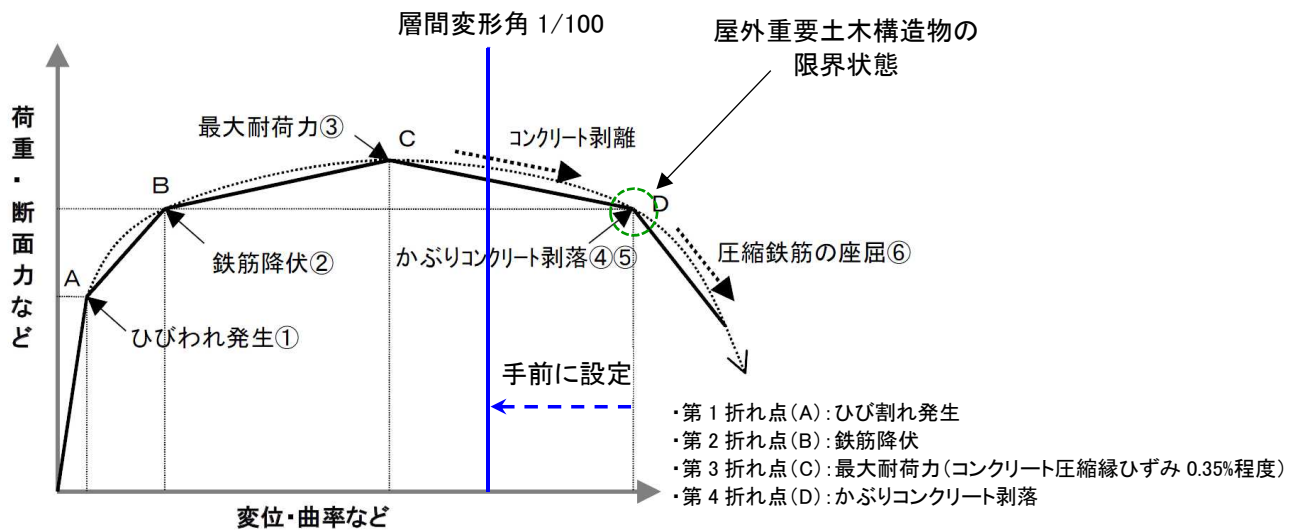
第 3-2-1 図 コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方



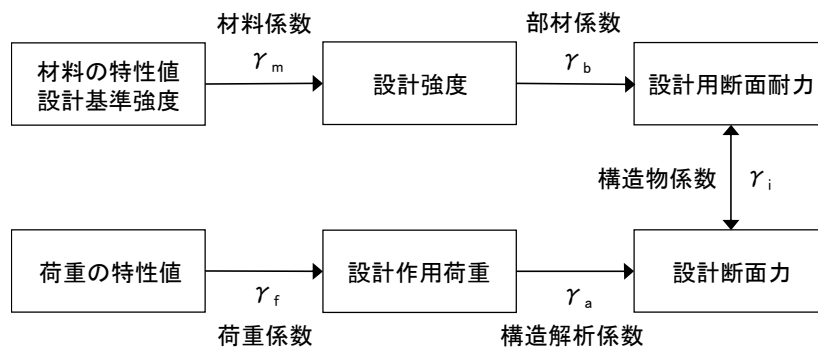
第 3-2-2 図 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験例^{4) 5)}
(土木学会マニュアルに加筆)



第 3-2-3 図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）
の関係の概念図（日本建築学会）



第 3-2-4 図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図
(土木学会マニュアル)



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 3-2-5 図 安全係数の考え方

【参考文献】

- 1) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- 4) 松尾豊史・金津努・大友敬三・福本彦吉：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，2003
- 5) 石川博之・末広俊夫・金津努・遠藤達巳・松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp885-888，2001

2. 2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回工認におけるせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。

2. 2. 1 せん断耐力評価式

コンクリート標準示方書 2002 では、棒部材及びディープビームについて第 3-2-2 表に示すとおりせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書 2002 及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書 2002 におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、第 3-2-7 図に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることが確認されている¹⁾²⁾。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いてせん断耐力を算定することとしている¹⁾。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 3-2-6 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差 (σ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は第 3-2-3 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため 1.0 としている。限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数より更に構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

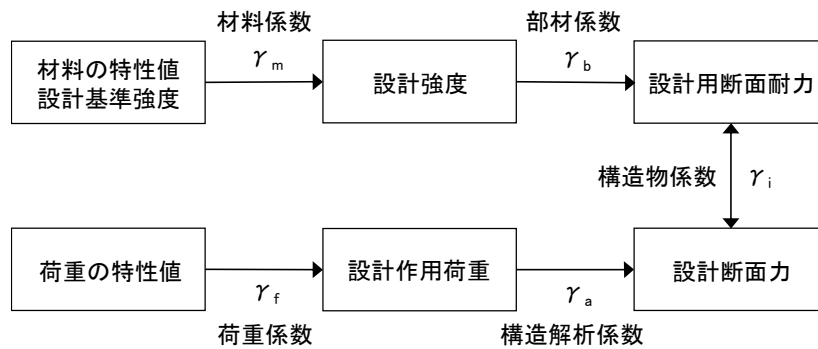
以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

第 3-2-2 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書 2002	土木学会マニュアル
棒 部 材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数 β_a を考慮し コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化	
デ イ ー プ ビ ーム	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	同一の評価式	

第 3-2-3 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

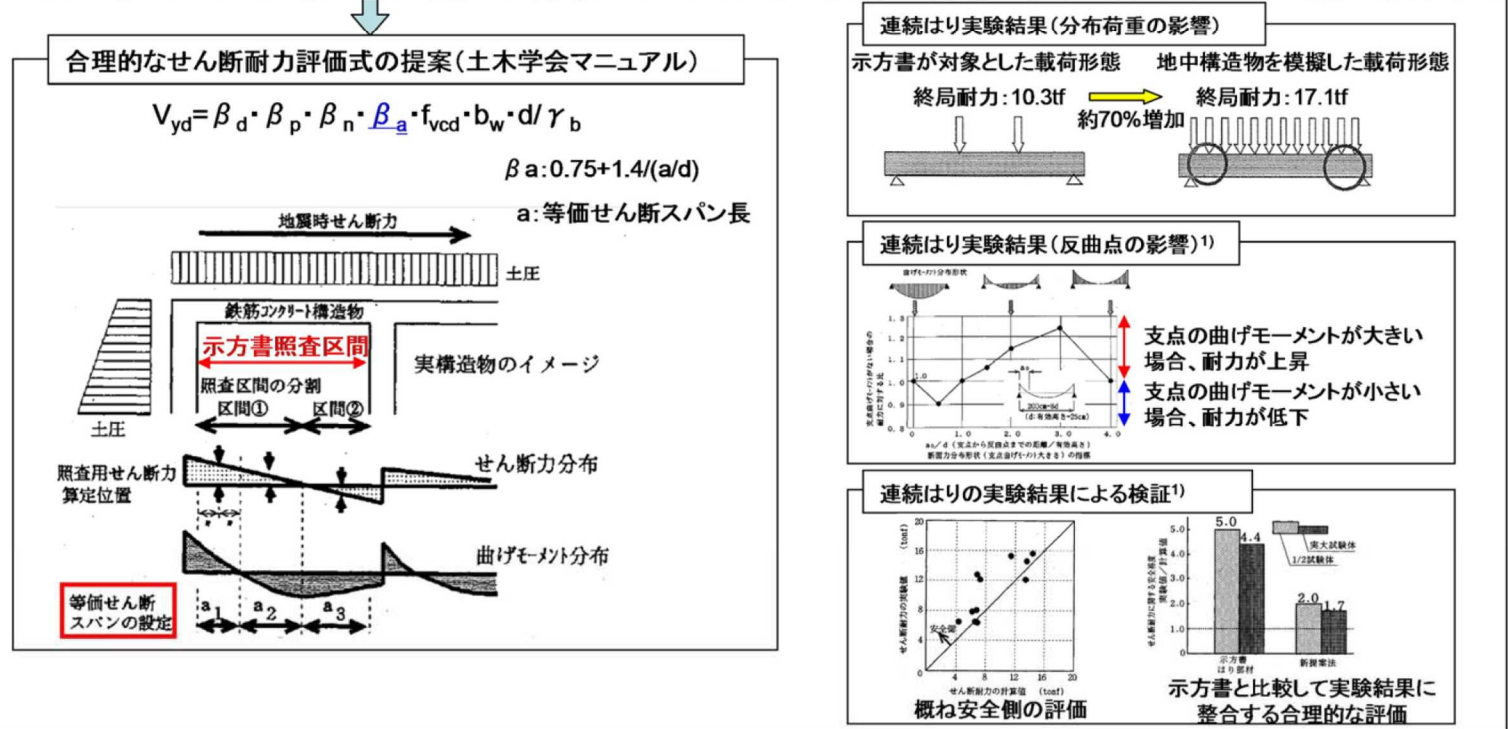
安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 3-2-6 図 安全係数の考え方
(第 3-2-5 図の再掲)

○コンクリート標準示方書におけるせん断耐力評価式 $V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$
 2点荷重の単純はりの実験結果に基づいた単純な荷重形態あるいは単純な断面力分布は精度良くせん断耐力を評価する。
 <問題点>
 ・分布荷重が卓越する場合、支点付近に大きな荷重が加わる場合および支点反力が大きい場合において、せん断耐力を過小評価する。
 ○地中構造物を模擬した実験によるせん断耐力評価式
 地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に反曲点が存在する等複雑な荷重形態を考慮してせん断耐力を評価する。



(6) 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価について

屋外重要土木構造物の耐震安全性については、屋外重要土木構造物の構造上の特徴を踏まえ、土木学会マニュアルに基づき評価を実施しているが、当該マニュアルについては「耐震設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，2013）」（以下「工認審査ガイド」という。）において「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われていない。このため代表構造物について、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として適用可能な規格及び基準等に準拠した評価を実施し、土木学会マニュアルの評価結果と比較することで、現在の評価が妥当であることを確認する。

評価項目のうち、構造部材の曲げについては、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われているコンクリート標準示方書 2002 よりも保守的な手法を用いていることから、今回工認では、耐震裕度が厳しい構造部材のせん断に対して検討を実施する。

検討では、基準地震動 S_s による地震応答解析により得られた応答値を用い、「安全上適切と認められる規格及び基準等」として、工認審査ガイド記載の「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（日本建築学会，2005 制定）」（以下「建築学会基準」という。）によるせん断照査結果と比較を行うことで、土木学会マニュアルによるせん断照査が妥当であることを確認する。

【参考文献】

- 1) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用-安全性照査マニュアルの提案-，土木学会論文集 No.442/V-16，1992
- 2) 遠藤達巳・青柳征夫・松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告，1992
- 3) 日本建築学会：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2005

2. 2. 2 材料非線形解析を用いたせん断耐力評価

構造部材の照査において発生するせん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る部材については、以下で示す材料非線形解析を用いたせん断耐力評価を実施する。

(1) 評価条件

2. 2. 1 で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

第 3-2-4 表及び第 3-2-5 表に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 2012 において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

第 3-2-4 表 材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と耐震性能に用いる物理量	
1	構造物の部材が降伏に至らない	①	<p>① 線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄筋及びコンクリートの最大応力 最大せん断応力
2	構造物が最大耐力に至らない	②	<p>② 等価線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄筋及びコンクリートの最大応力 最大せん断応力, 最大せん断力 最大曲げモーメント
3	構造物が崩壊しない	③	<p>③ 部材非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大曲げモーメント 最大曲率, 最大変位 最大層間変形角, 最大せん断力
		④	<p>④ 材料非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大変位 最大層間変形角 最大ひずみ, 最大せん断力

第 3-2-5 表 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	1 次元	2 次元	3 次元	
構成則	M-φ, M-θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い	← →	広い
	(解析時間)	短い	← →	長い

1) 適用基準

材料非線形解析については，土木学会マニュアル，コンクリート標準示方書 2012 等に基づき実施する。基準と異なる設定を用いる場合には，設定根拠の妥当性を確認する。

第 3-2-6 表に参考とする主な基準・文献を示す。

第 3-2-6 表 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 2012 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が，部材係数の設定における材料非線形解析にて，実験結果と整合的であることを確認。

2) 材料定数

耐震安全性評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 3-2-7 表及び第 3-2-8 表に示す。

第 3-2-7 表 コンクリートの材料定数

	設定値	諸 元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.1 N/mm ²	設計基準強度（設計図書 23.5N/mm ² ） ／材料係数（ $\gamma_{mc}=1.3$ ）
引張強度	1.45N/mm ²	引張強度／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書 2012
ひび割れ－せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書 2012

第 3-2-8 表 鉄筋の材料定数

	設定値	諸 元	
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない	
ヤング係数	200kN/mm ²	コンクリート標準示方書 2012	
降伏 強度	主鉄筋	2000N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう、曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補 強筋	345 N/mm ²	設計図書

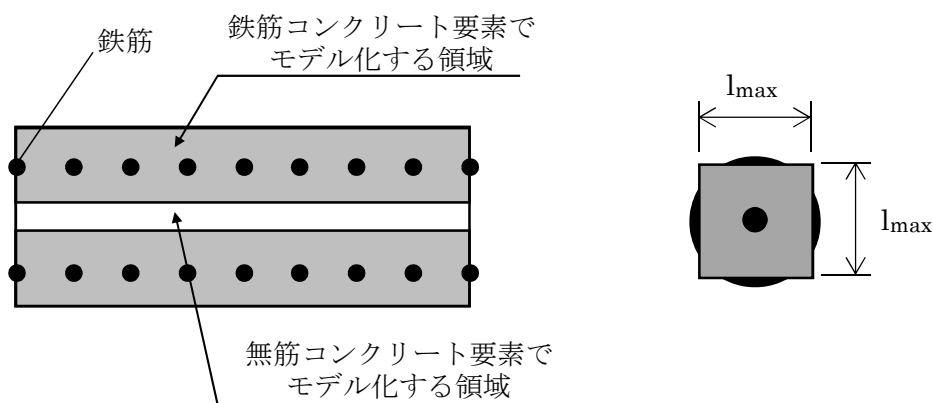
3) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、第 3-2-8 図に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平にならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏強度

f_t : コンクリートの引張強度

第 3-2-8 図 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

4) コンクリートの非線形特性

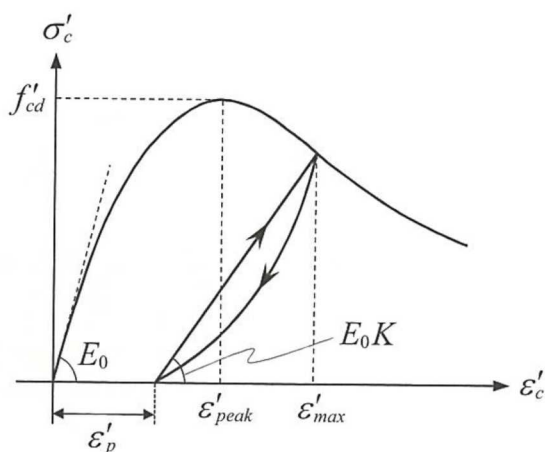
耐震安全性評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

・圧縮応力下における応力-ひずみ関係

第 3-2-9 図に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、第 3-2-10 図に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

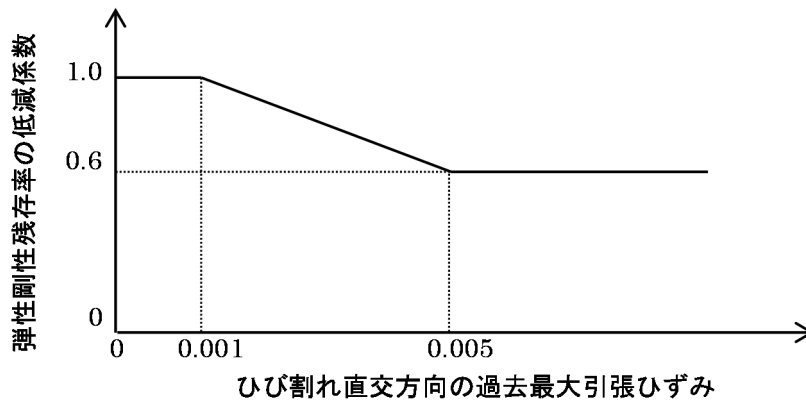
ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

第 3-2-9 図 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

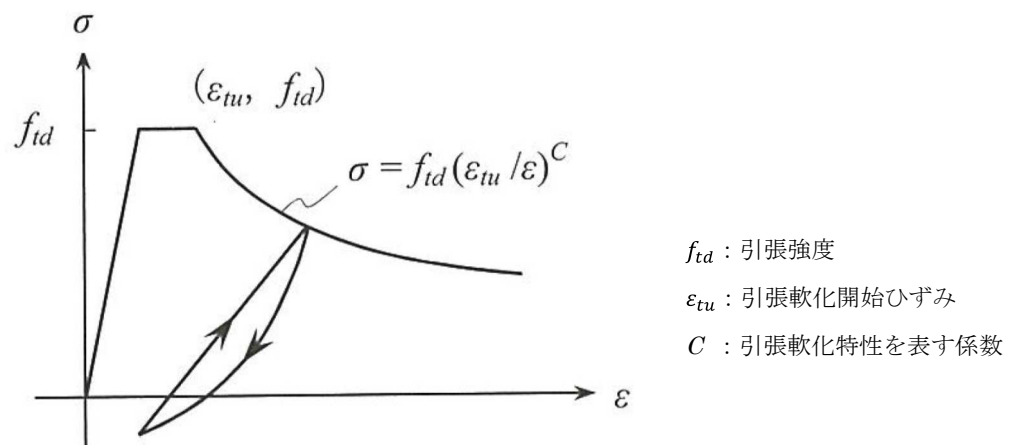


第 3-2-10 図 弾性剛性残存率の低減係数

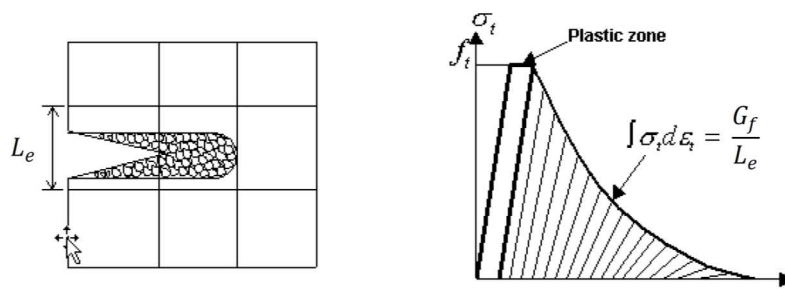
・引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、第 3-2-11 図に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、第 3-2-12 図に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/Le (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



第 3-2-11 図 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した
応力-ひずみ関係

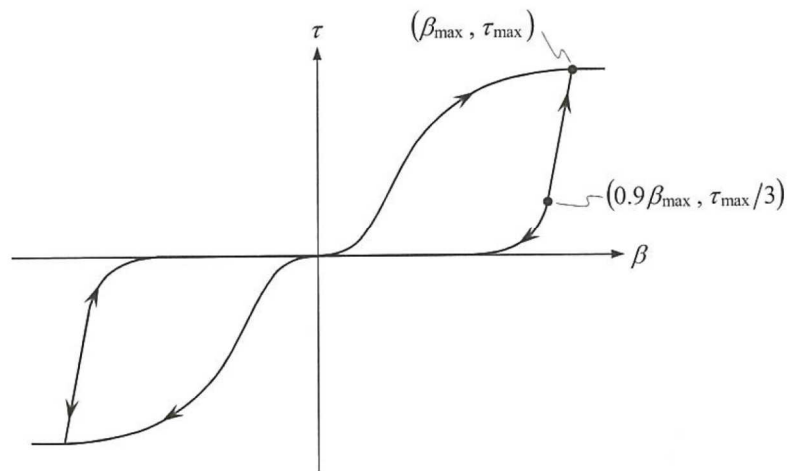


第 3-2-12 図 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

・ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、第 3-2-13 図に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

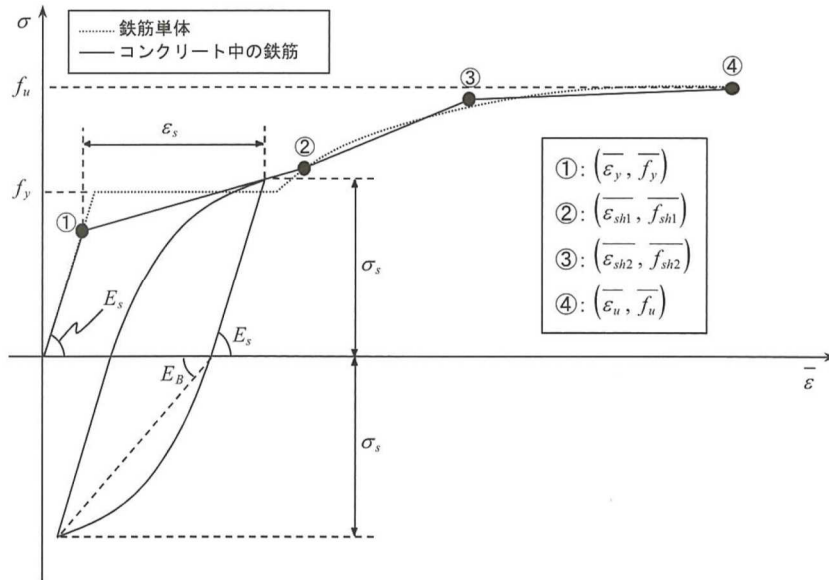


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比(γ/ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

第 3-2-13 図 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

5) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、第3-2-14図に示すひずみ硬化特性を考慮する。



第3-2-14図 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

6) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{RC}$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

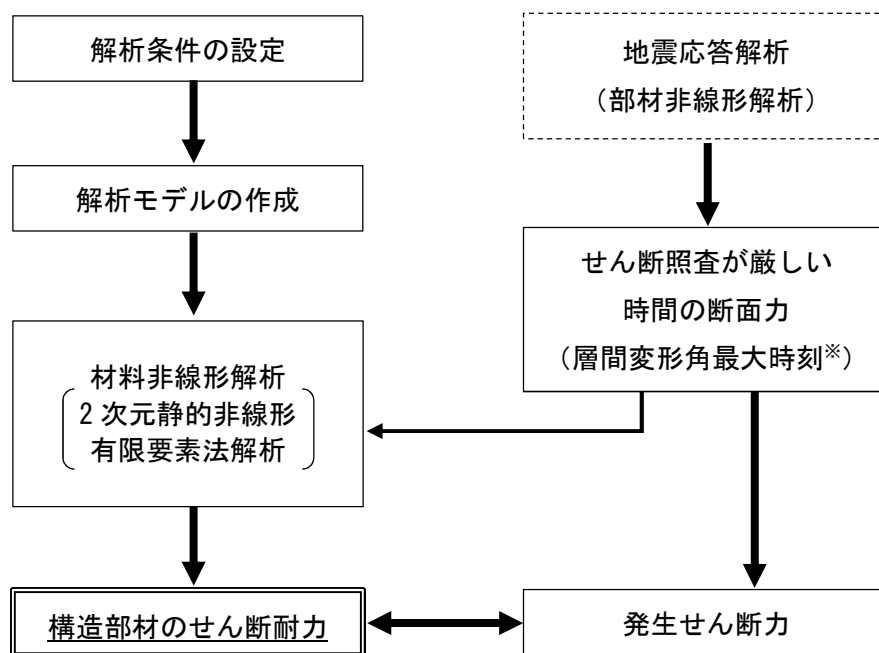
7) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価方法

1) 耐震安全性評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを第 3-2-15 図に示す。



※層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

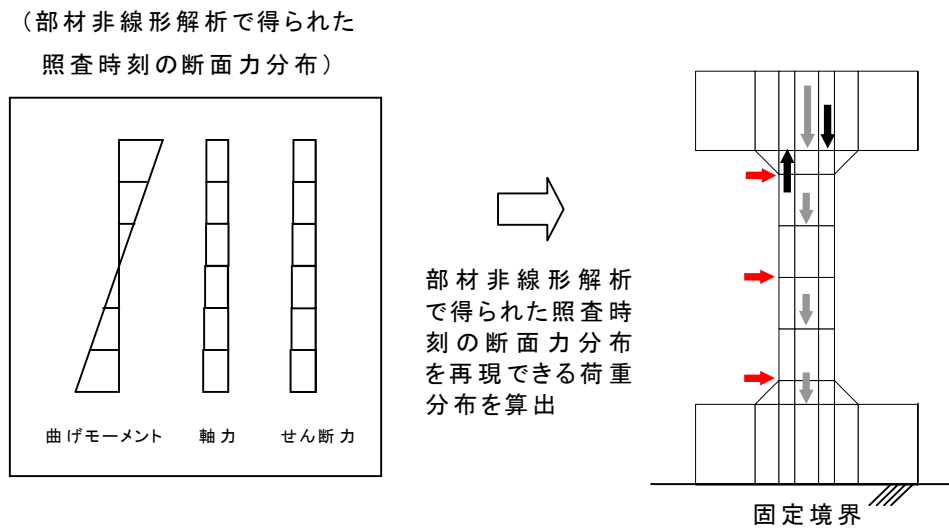
第 3-2-15 図 材料非線形解析の耐震安全性評価フロー

2) 荷重の設定

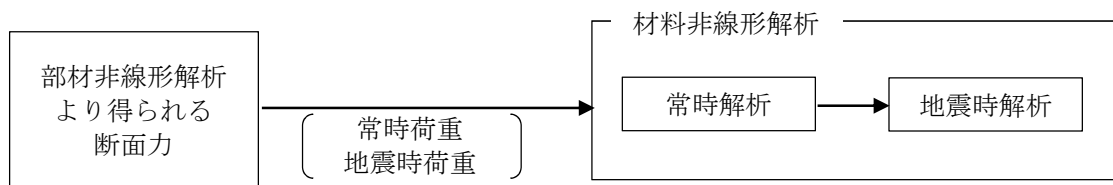
材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻（層間変形角最大時）における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに第 3-2-16 図に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重に分けて、第 3-2-17 図に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。



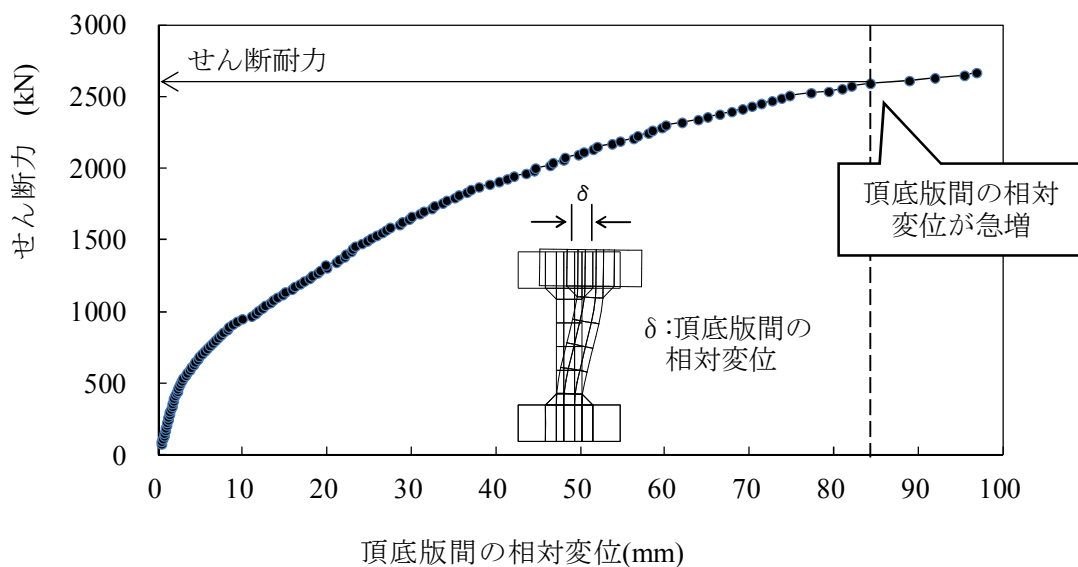
第 3-2-16 図 材料非線形解析における载荷状況



第 3-2-17 図 荷重の作用手順

3) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力—相対変位関係や要素ひずみの応答から設定する。具体的には、第 3-2-18 図に示す例のとおり、せん断力—相対変位関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。



第 3-2-18 図 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

4) 安全係数の設定

材料非線形解析では，地震応答解析（部材非線形解析）で得られる断面力 P_0 （曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に，下記のとおり部材係数 γ_{b1} ， γ_{b2} ，構造解析係数 γ_a ，構造物係数 γ_i を考慮し，照査用せん断力 V_d ，設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を第 3-2-9 表に示す。ここで，部材係数 γ_{b1} については，実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし，解析における構成則の相違や，要素の種類，要素分割，材料物性の設定，入力増分等，多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には，土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し，実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.12 の部材係数 1.24 を設定する（第 3-2-10 表）。

第 3-2-9 表 考慮した安全係数

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.00	構造物の重要度は，基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定

第 3-2-10 表 部材係数 γ_{b1} の設定

Case No.	実験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果)
	せん断耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
1	475	437	0.92
2	1,187	1,234	1.04
3	324	343	1.06
4	294	306	1.04
5	581	529	0.91
6	329	359	1.09
7	1,587	1,904	1.20
8	350	399	1.14
9	855	855	1.00
10	165	168	1.02
11	333	403	1.21
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	156	0.96
15	273	172	0.63
16	356	235	0.66
17	432	324	0.75
平均	—	—	0.99
標準偏差	—	—	0.18

3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

(1) 減衰の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤及び構造物の減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰による減衰は、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。土木学会マニュアルに従い Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。材料ごとに減衰を設定するために要素剛性比例型としている。なお、一次の基準モードについては構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C]：減衰係数マトリックス，[M]：質量マトリックス，
[K]：剛性マトリックス， α ， β ：係数

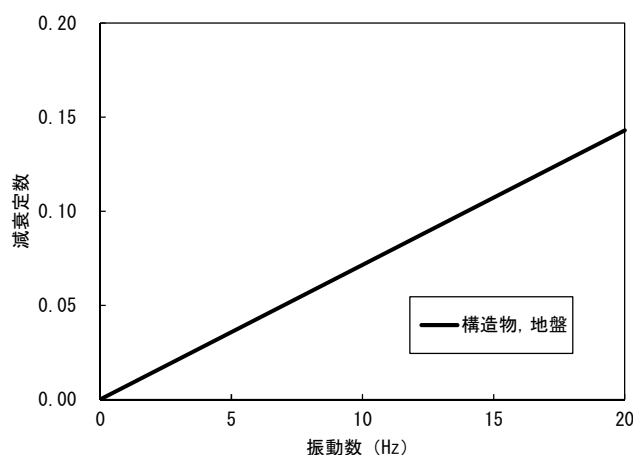
係数 α ， β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = h / \pi f$$

h ：各材料の減衰定数， f ：固有値解析により求められた一次固有振動数

設定した Rayleigh 減衰を第 3-3-1 図に示す。



第 3-3-1 図 設定した Rayleigh 減衰（7号炉取水路一般部の例）

今回工認における剛性比例型減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰 1%を採用している。

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係）における非線形の程度に応じた値となる。

（2）既工認と今回工認との相違について

今回工認における構造物の粘性減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰 1%となる剛性比例型減衰を採用している。

既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は 5%を用いた（JEAG4601-1987 記載）。

非線形解析における粘性減衰による減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成 14 年 3 月）において、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材は 2%（0.02）程度、鋼部材は 1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説（平成 24 年 3 月）においても、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合の減衰定数について、鉄筋コンクリート橋脚は 2%（0.02）とされている。

以上のように、粘性減衰の減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、構造物の減衰について、なるべく小さい値として減衰 1%を採用していることは、技術的妥当性を有するものと判断した。

（3）構造物の減衰定数の影響

解析モデルの中で構造物の占める割合は小さいため、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

地盤の減衰定数は 1%のまま、構造物の減衰定数を 5%とした場合の解析モデル全体の一次モード減衰を確認したところ 1.03%であった。

以上のことから、地盤の減衰の影響が支配的であり、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2002
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2012

4. 耐震性能照査の手順

機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の照査では、想定される荷重条件に対して機器・配管の機能を維持することが主たる目的となる。このため、土木学会マニュアルでは、機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の耐震性能評価においては、機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる制約条件を与条件としている。

屋外重要土木構造物の耐震性能の照査に当たっては、地盤と構造物の連成解析を行い、床応答や変位を算定する。機器・配管の耐震安全性は、当該構造物を支持する屋外重要土木構造物の床応答や変位を用いて、別途確認を行う。第3-4-1表に対象構造物の例を示す。

第3-4-1表 検討対象構造物の例

屋外重要土木構造物	機器・配管
軽油タンク基礎	軽油タンク 燃料移送ポンプ 燃料移送ポンプ出口逆止弁
燃料移送系配管ダクト	燃料油系配管