

前回ワーキンググループ等における
主な論点の整理及び対応

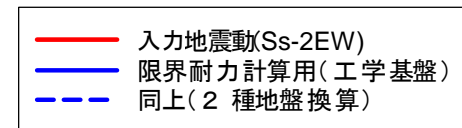
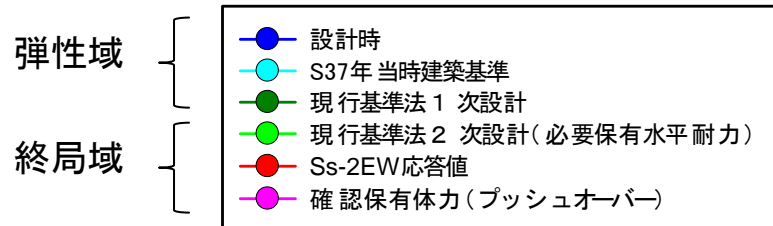
平成21年12月18日
京都大学原子炉実験所

機器配管系SWG-1における主な論点

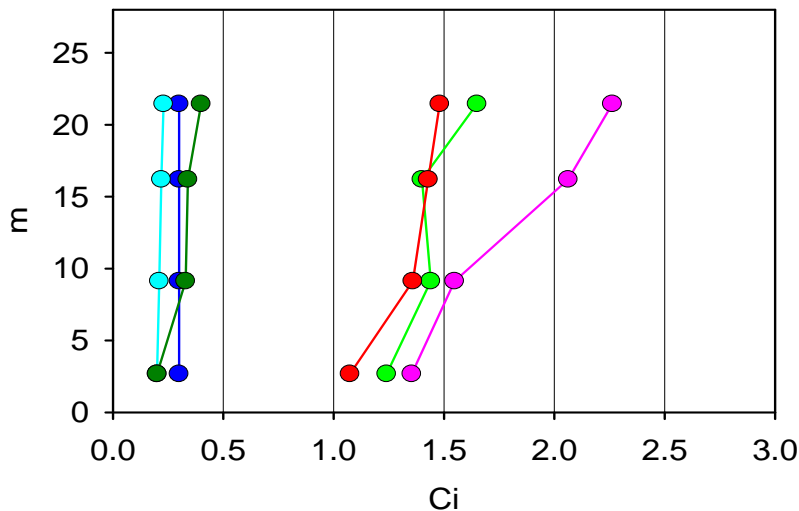
- Q1. 今回の基準地震動による原子炉建屋の耐震安全性が確保されている理由について、設計当時の地震力と対比しながら明快な説明はできないか？
- Q2. 屋根版の発生応力と許容応力について、長期荷重時と地震荷重作用時について相対関係が分かるように示すこと。
- Q3. 円筒シェル建屋の振動解析モデルにおいて剛床仮定が設けられているが、この仮定を設けないフレキシブルとしたモデルの地震時挙動(各節点の変位)を予め示しておく必要がある。併せて、円筒壁の面外曲げについても検討しておくこと。

Q1.に対する回答

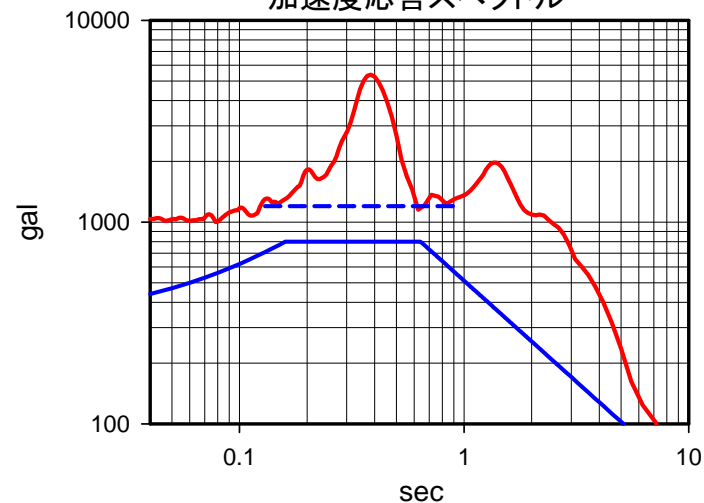
基準地震動Ss-2(EW)の地震動強さに関する考察



層せん断力分布係数



加速度応答スペクトル



加速度応答スペクトルにおいて、基準地震動(設定位置のVs=400m/s)は限界耐力計算用(工学基盤)よりSRモデル固有周期(0.25秒)付近において倍程度、同計算用の2種地盤相当に対しても1.5倍程度大きくなっている。

層せん断力係数Ciとして、設計時は建設当時の基準法(Co=0.2, h<16m, +0.01/h=4m)の1.5倍の値に対して許容応力度設計が行われている。

一方、基準地震動によるCiは、おおよそ上記基準値の5倍前後となっており、現行基準法の1次設計と2次設計(必要保有水平耐力)の振動特性係数の比と同等かやや下回る値となっている。

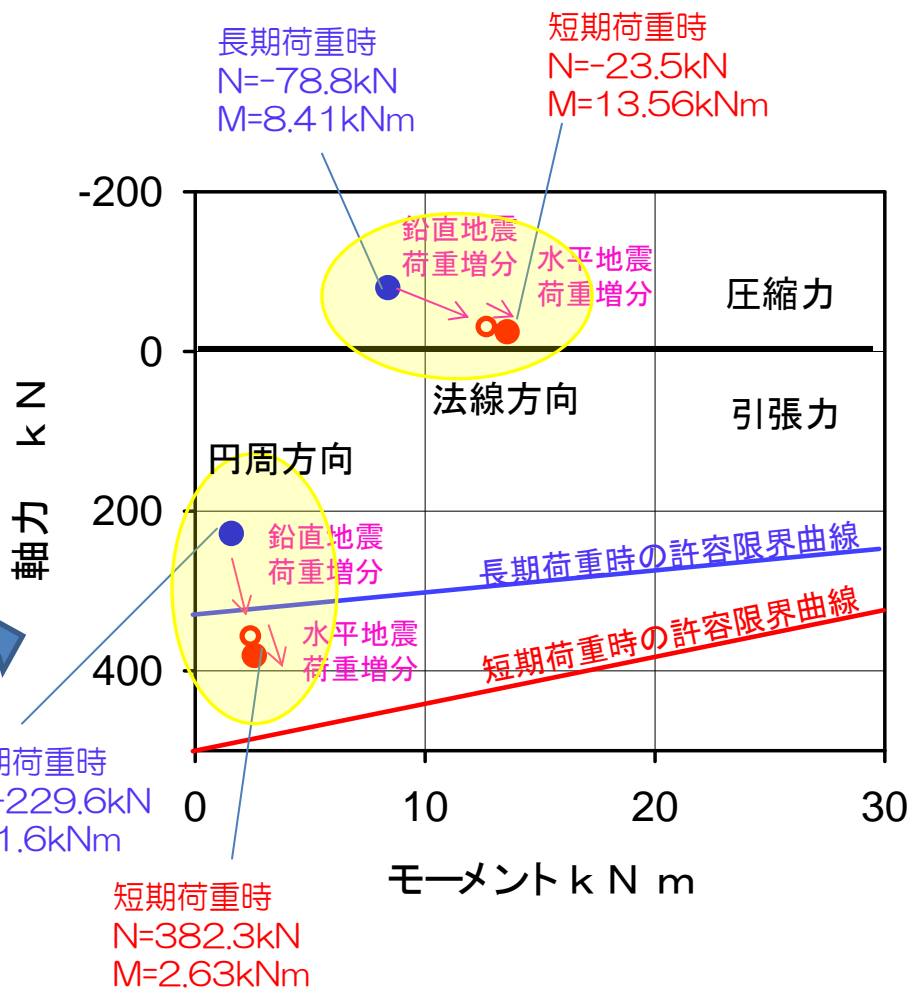
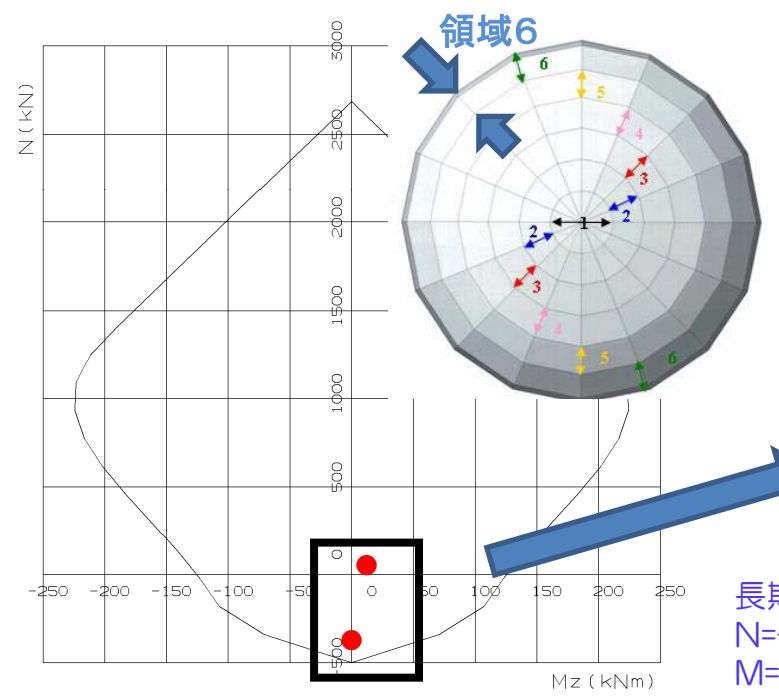
建屋の地震力における安全率=終局状態における地震荷重/許容範囲内における地震荷重 と定義すれば、この安全率(5程度)が今回の基準地震動においても、建屋の安全性が確保されたものと考えられる。

なお、確認保有水平耐力は必要保有水平耐力に比して同等(下層部)かそれ以上となっている。

Q2.に対する回答

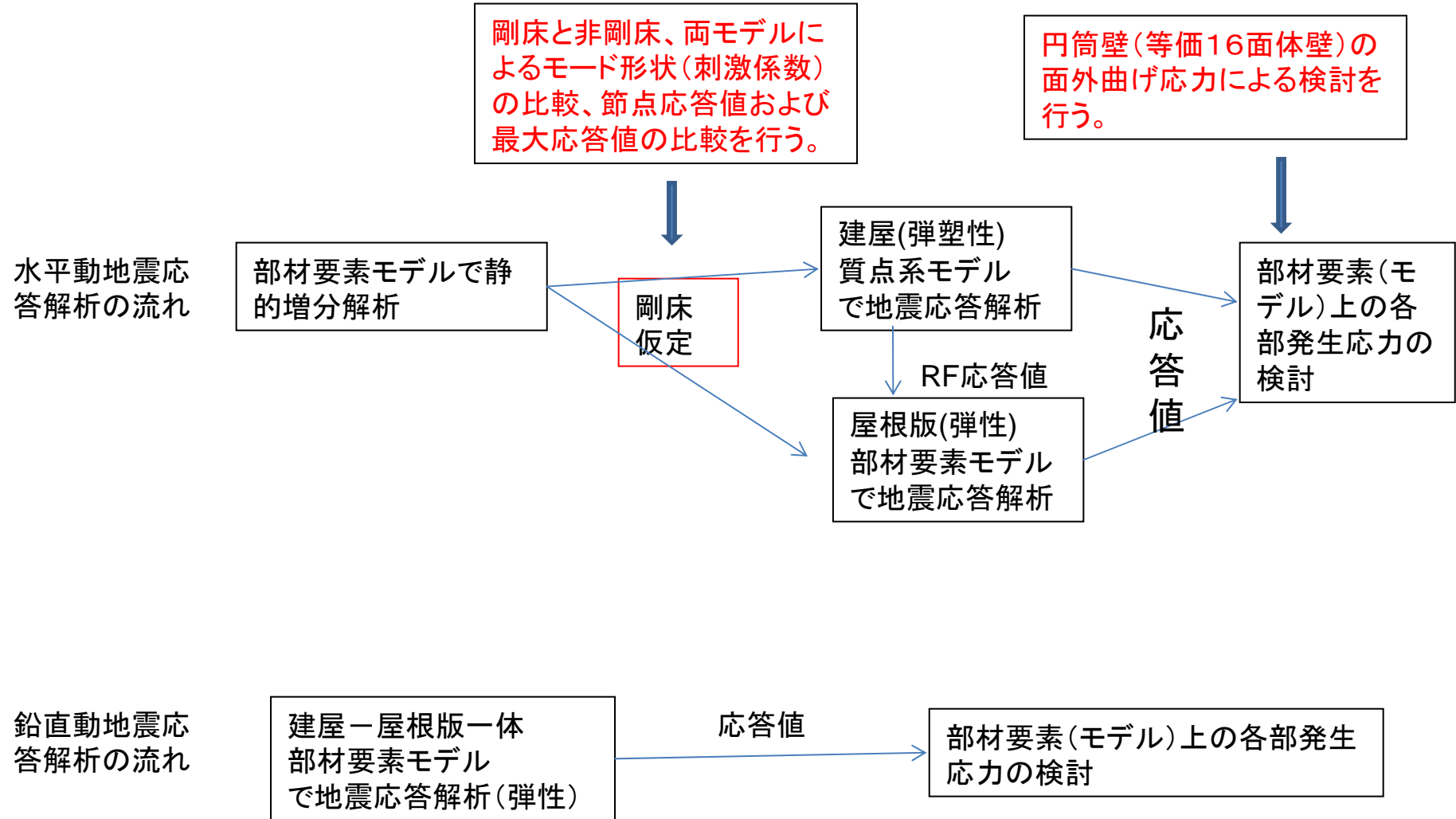
原子炉建屋 屋根版断面応力度

配筋公称径D13、配筋間隔150mmの二段配筋、コンクリート厚さ200mmとし軸力-モーメント相関曲線を描いた。その結果、許容応力曲線内に最大応力が入っていることを確認した。

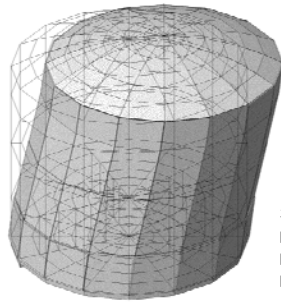


領域6の鉄筋を考慮した軸力-モーメント相関曲線と発生値

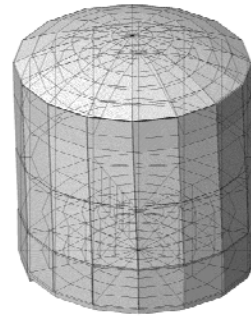
Q3.に対する回答



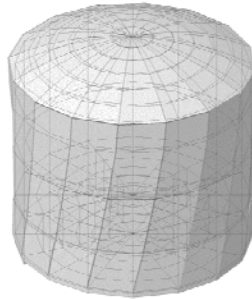
剛床モデル



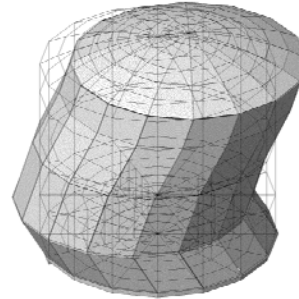
1次:0.0749秒
有効質量比
DX=52.1%
DY= 1.7%
DZ= 0.0%



2次:0.0721秒
有効質量比
DX= 1.4%
DY=40.6%
DZ= 0.0%



3次:0.066秒
有効質量比
DX= 0.07%
DY= 0.01%
DZ= 0.0%



4次:0.0447秒
有効質量比
DX=44.4%
DY= 1.4%
DZ= 0.0%

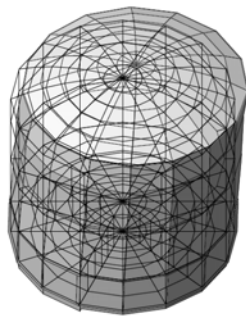
剛床モデルでは1,2,4次モードが応答に大きく寄与している。

非剛床モデルでは1,2,16,24次モードが応答に大きく寄与している。非剛床モデルの変形モードは主として円筒壁の水平ずれが支配的となっており、壁の局部的なへこみやたわみのモードの寄与は少ない。

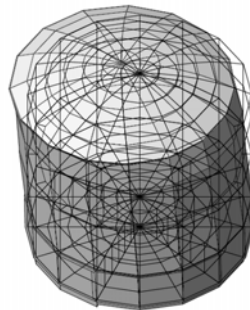
また、屋根版は各モード共に比較的剛体的な変位を示している。

壁要素のみモデル化(梁部分の剛性は含まず)

非剛床モデル

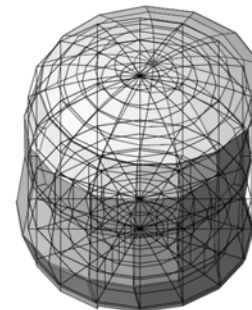


1次:0.083秒
有効質量比
Dx=37.5%
Dy=0.96%
Dz=0.0%



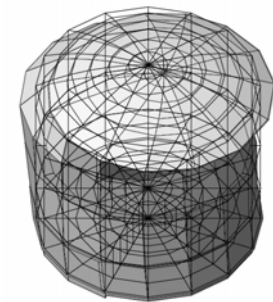
2次:0.083秒
有効質量比
Dx=0.8%
Dy=30.5%
Dz=0.0%

...



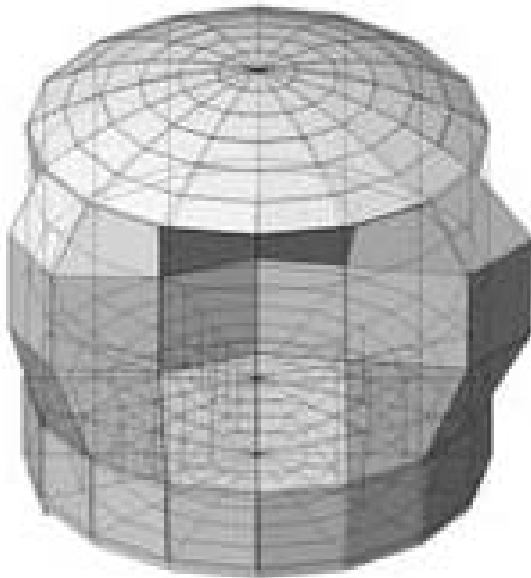
16次:0.055秒
有効質量比
Dx=55.48%
Dy=1.01%
Dz=0.0%

..

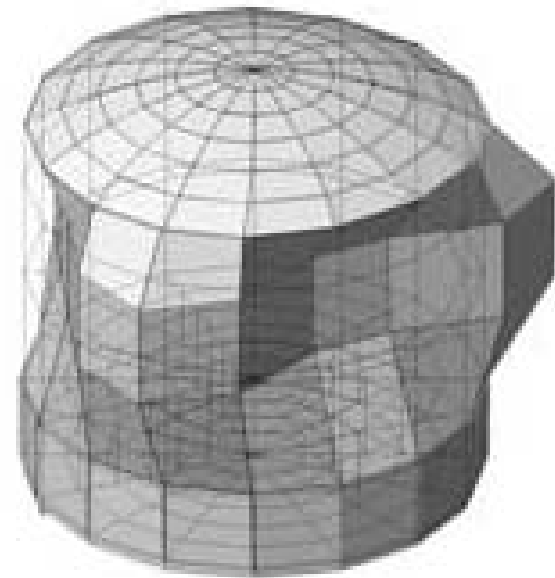


24次:0.048秒
有効質量比
Dx=0.45%
Dy=23.41%
Dz=0.0%

非剛床モデルのモード図(参考)
(基礎底面からの地震動入力応答に寄与しないモードの例)

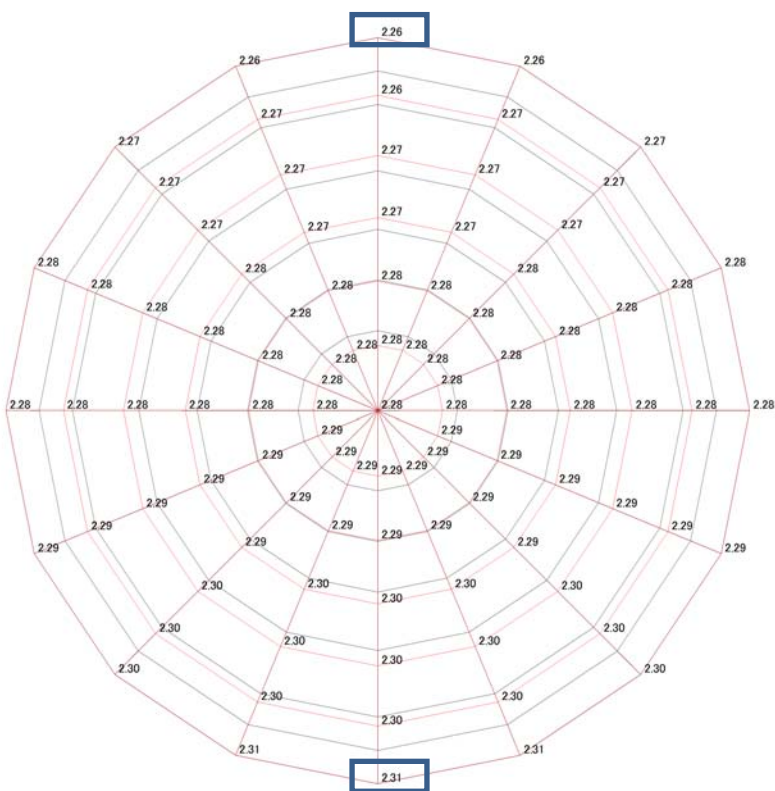


3次:0.0714秒
有効質量比
DX= 0.0023%
DY= 0.0002%
DZ= 0.0%

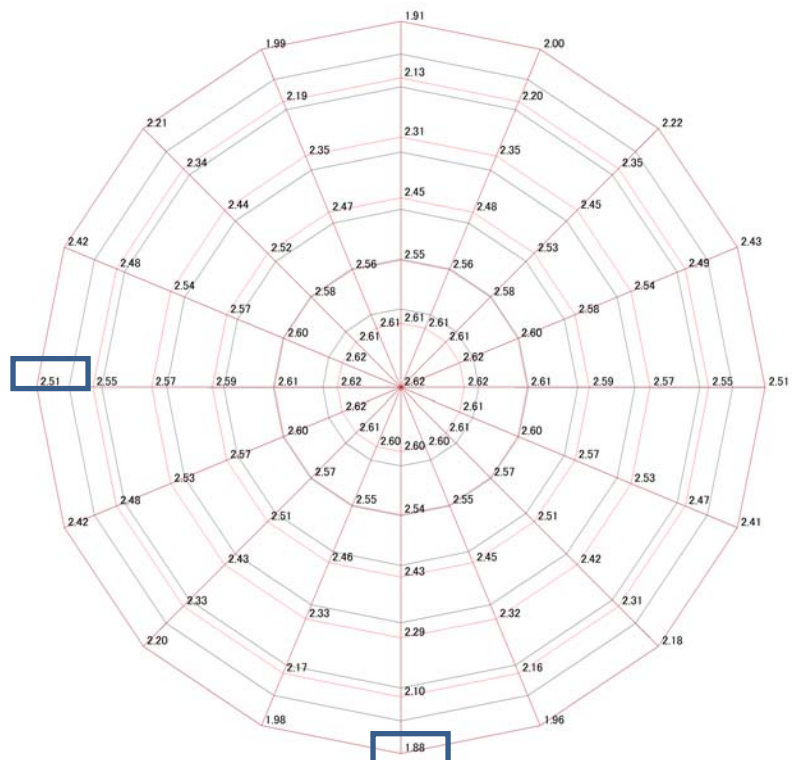


4次:0.0713秒
有効質量比
DX= 0.0002%
DY= 0.0006%
DZ= 0.0%

屋根版変位最大値発生時刻における1階レベルに対する屋根面の相対変位

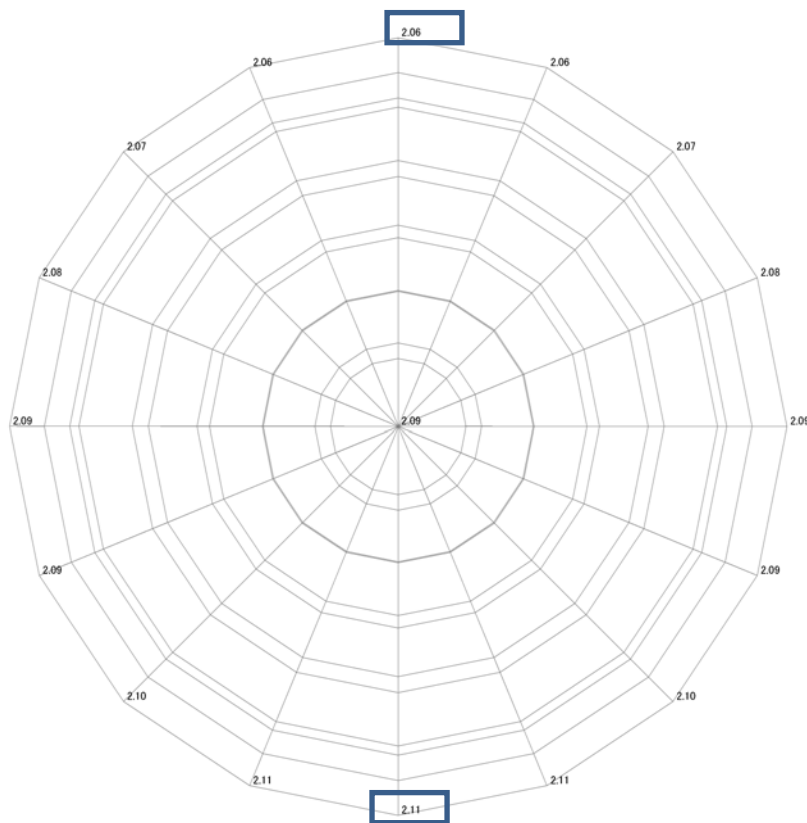


剛床モデル:外周節点上の
最大相対変位2.31mm
最小相対変位2.26mm
応答差2%

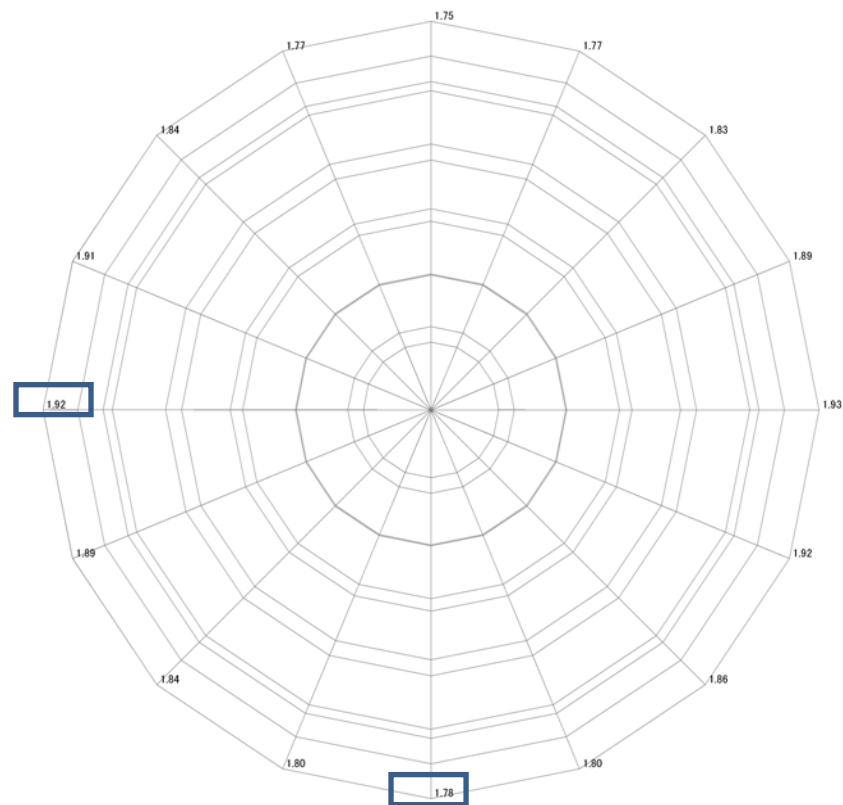


非剛床モデル:外周節点上の
最大相対変位2.52mm
最小相対変位1.88mm
応答差25%

3階変位最大値発生時刻における基礎レベルに対する3階の相対変位

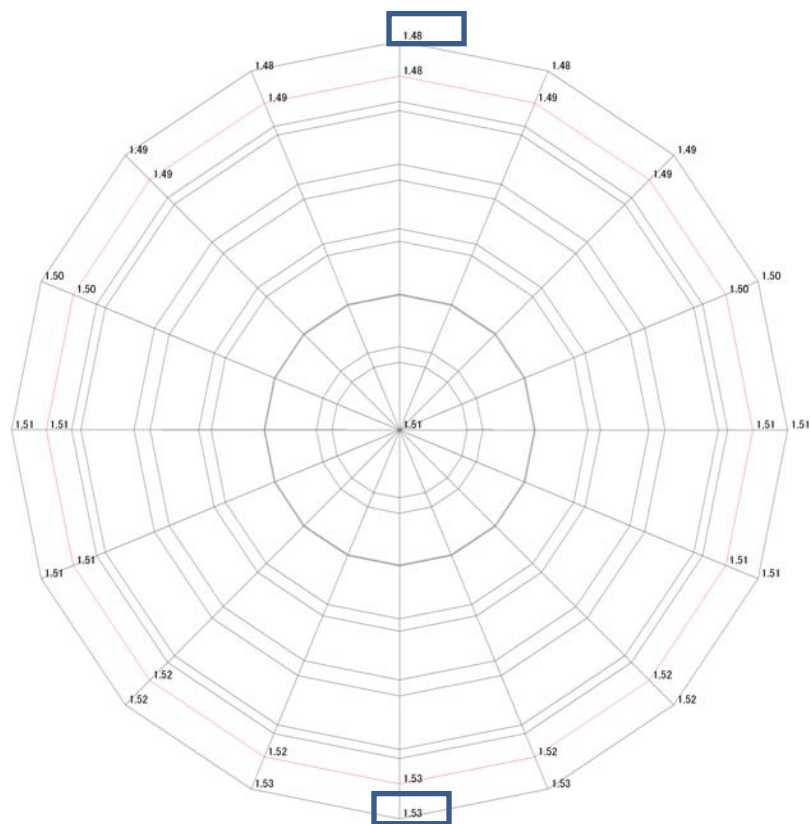


剛床モデル:外周節点上の
最大相対変位2.11mm
最小相対変位2.06mm
応答差2%

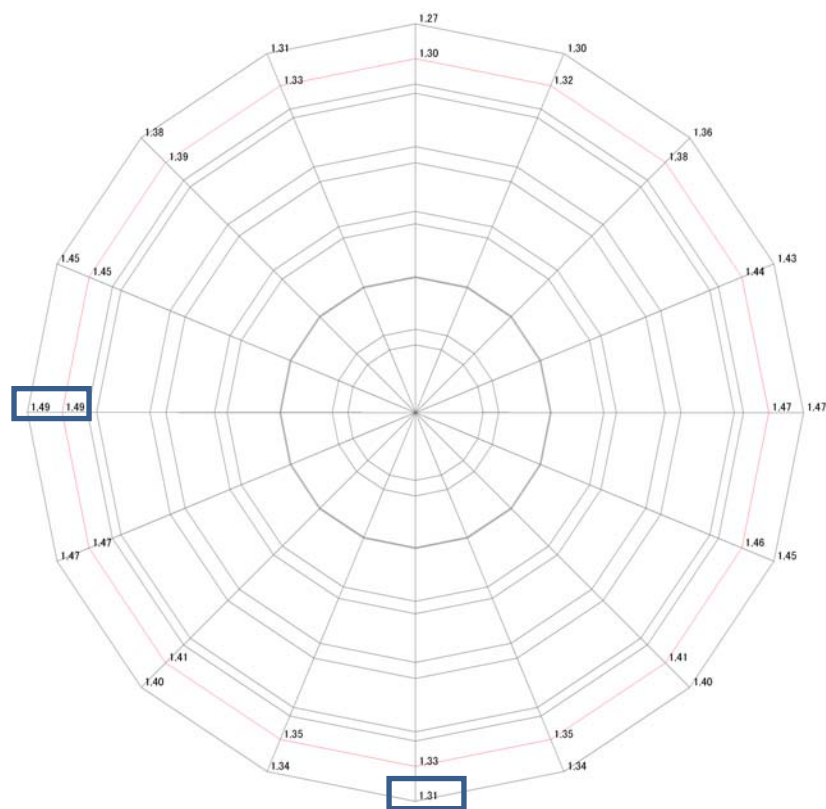


非剛床モデル:外周節点上の
最大相対変位1.93mm
最小相対変位1.75mm
応答差18%

2階変位最大値発生時刻における基礎レベルに対する2階の相対変位



剛床モデル:外周節点上の
最大相対変位1.53mm
最小相対変位1.48mm
応答差5%



非剛床モデル:外周節点上の
最大相対変位1.49mm
最小相対変位1.31mm
応答差18%

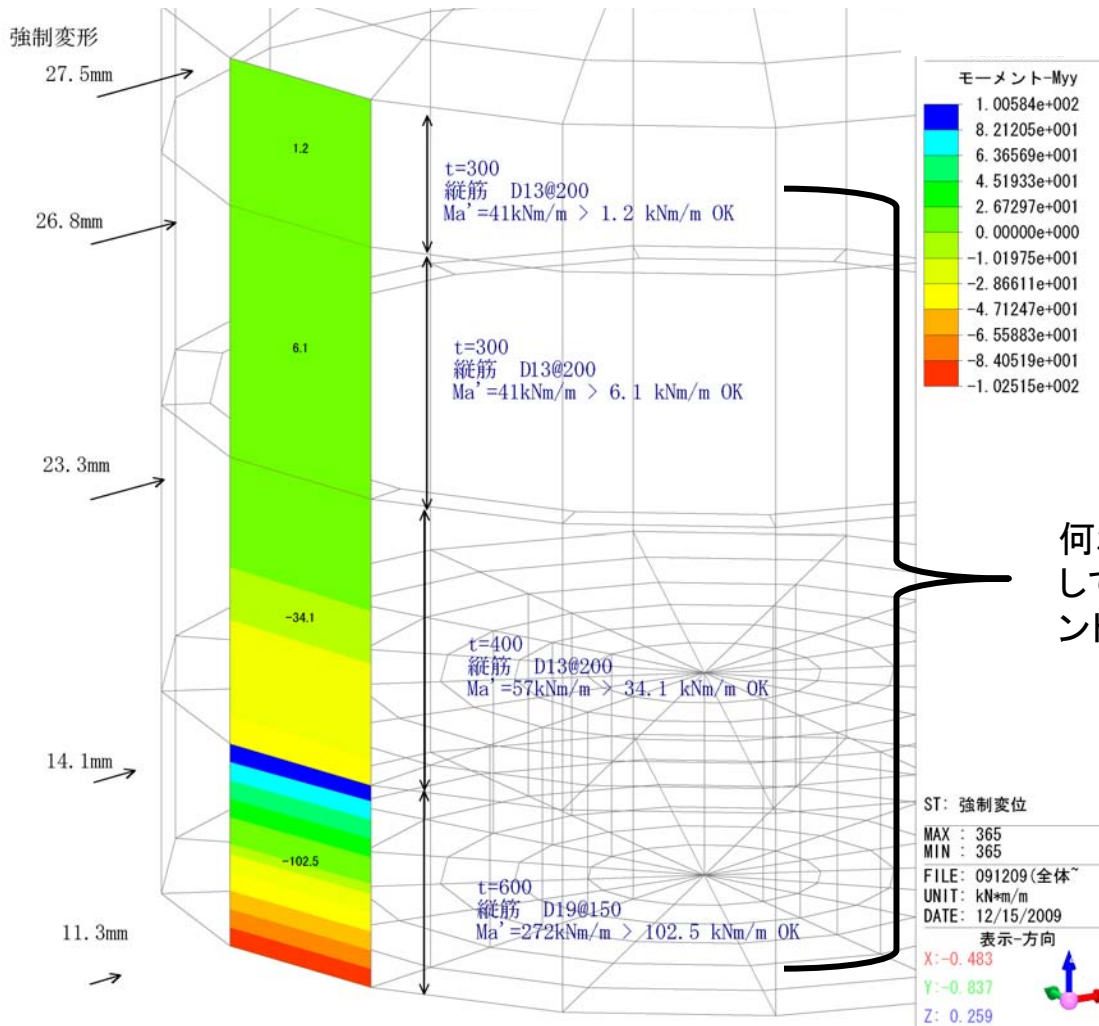
剛床モデルと非剛床モデルの屋根面・3階・2階 に生じる最大加速度と変位

gal	剛床モデル	非剛床モデル
屋根面	1178	1044
3階	1143	995
2階	1044	953

剛床モデルに比べ非剛床モデルの各階の最大応答加速度は9～13%小さくなっており、(独立)屋根版モデルや機器配管系への入力動としては剛床モデルの値を用いる方が安全側の検討となる。

mm	剛床モデル		差(%)	非剛床モデル		差(%)
	最大	最小		最大	最小	
屋根面	2.31	2.26	2	2.52	1.88	25
3階	2.11	2.06	2	1.93	1.75	9
2階	1.53	1.48	5	1.49	1.31	12

円筒壁の面外曲げ応力の検討



基準地震動Ss-2EWによる各階の応答変位を強制変位として与え、壁の面外曲げによる応力を算定し、壁の許容曲げ応力と比較する。

何れの壁も面外応力に対して短期許容曲げモーメント以内となった。