

第3章 試設計建物モデルによる解析検討

(試設計建物モデルの弾性解析)

- 3. 1 はじめに
- 3. 2 対象建物
- 3. 3 解析モデル
- 3. 4 試設計建物モデルの弾性解析結果
- 3. 5 まとめ

第3章 試設計建物モデルによる解析検討

(試設計建物モデルの弾性解析)

3.1 はじめに

本章では、前章で解明した 1 質点系の曲げ変形制御型制震システムの動特性が、単純な 3 要素 Maxwell モデルで厳密に表現できることを用いて、連続的に分布する質量の影響や高次モードの問題について、試設計建物モデルにより、詳細に検討する。

試設計建物モデルとしては、平面形状が同一で階数の異なる 3 建物(20 階・30 階・40 階建物)を想定し、部材断面が、ダンパ機構部剛性比率(β)に与える影響を解明し、曲げ変形制御型制震構造の前章で解明された 3 要素 Maxwell モデルと多質点モデルとの適合性を確認する。さらに、弾性の地震応答解析により、ダンパの減衰係数が与える建物の応答値への影響を確認する。

3.2 対象建物

図 3.1 に本章の対象とした試設計建物モデルの基準階伏図を示す。平面は一辺が 28.0m の正方形で、平面中央部に H 形のスーパーウォール、平面外周には柱(合計 16 本)を配置している。床はフラットな一枚スラブを想定しており、図中網掛けの部分には柱や大梁を設けておらず、建築計画自由度の高い空間として住戸が計画されることを意図している。

図 3.2 に R 階伏図を示す。H 形のスーパーウォールの最上部には井桁状にスーパービームを配している。スーパービームの先端と外周柱(コネクティング柱)の最上階柱頭部との間にはダンパを設置し、この合計 8 本のコネクティング柱は床重量とともにダンパの反力を支持する。その他の柱(軸力柱)は各階の床重量のみを支持する目的で配している。

図 3.3 に H 形のスーパーウォールのフランジに相当する通りの軸組図を示す。各階の階高は 3.2m を想定し、R 階床までの高さは 40 階で 128m(30 階 : 96m、20 階 : 64m)としている。また、R 階床高さにダンパの所要寸法とスーパービーム成の合計 8.0m を勘案し、建物高さ(スーパービーム天端)は、

40階建てで136m(30階建て：104m、20階建て：72m)としている。

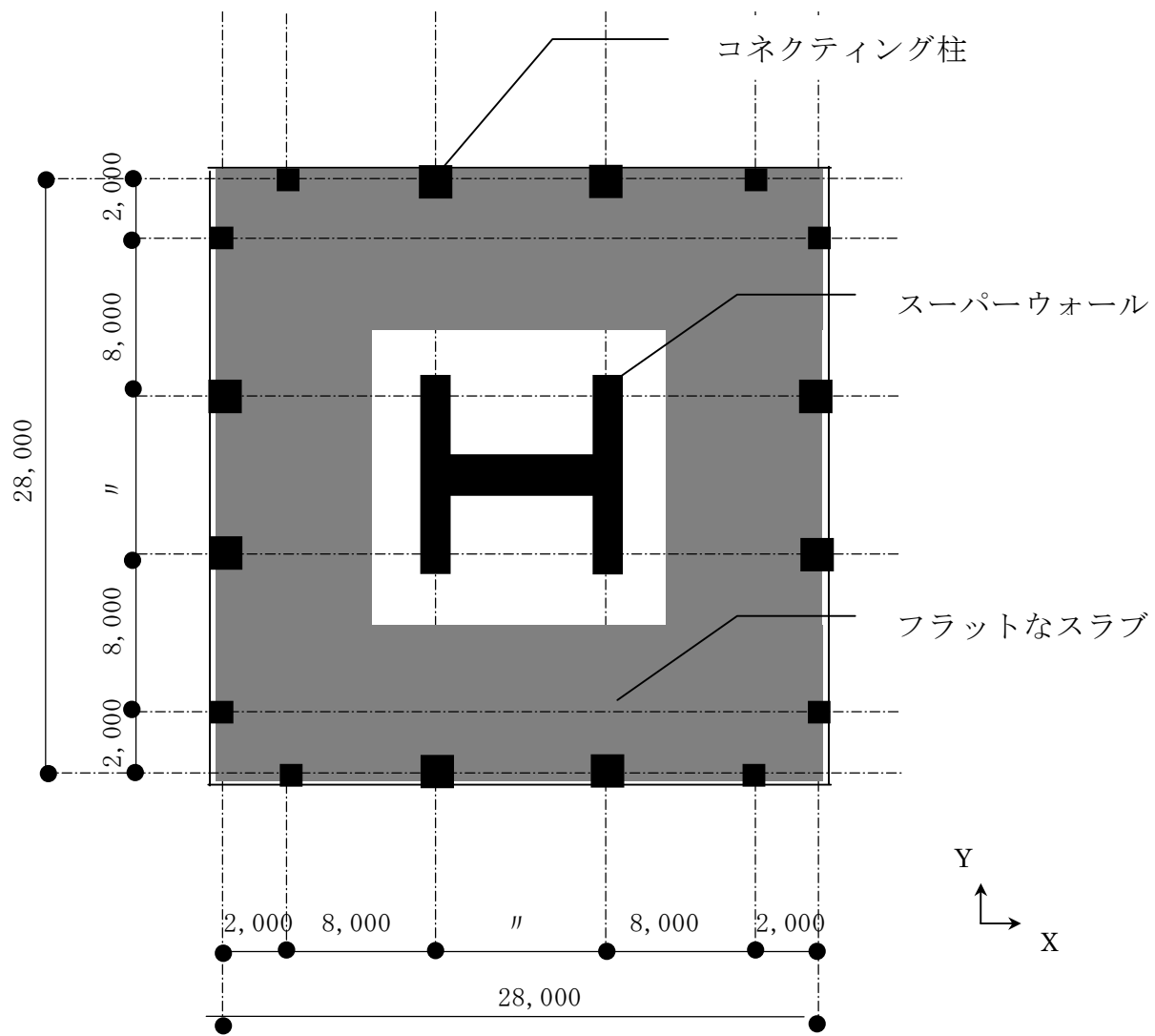


図 3.1 基準階伏図

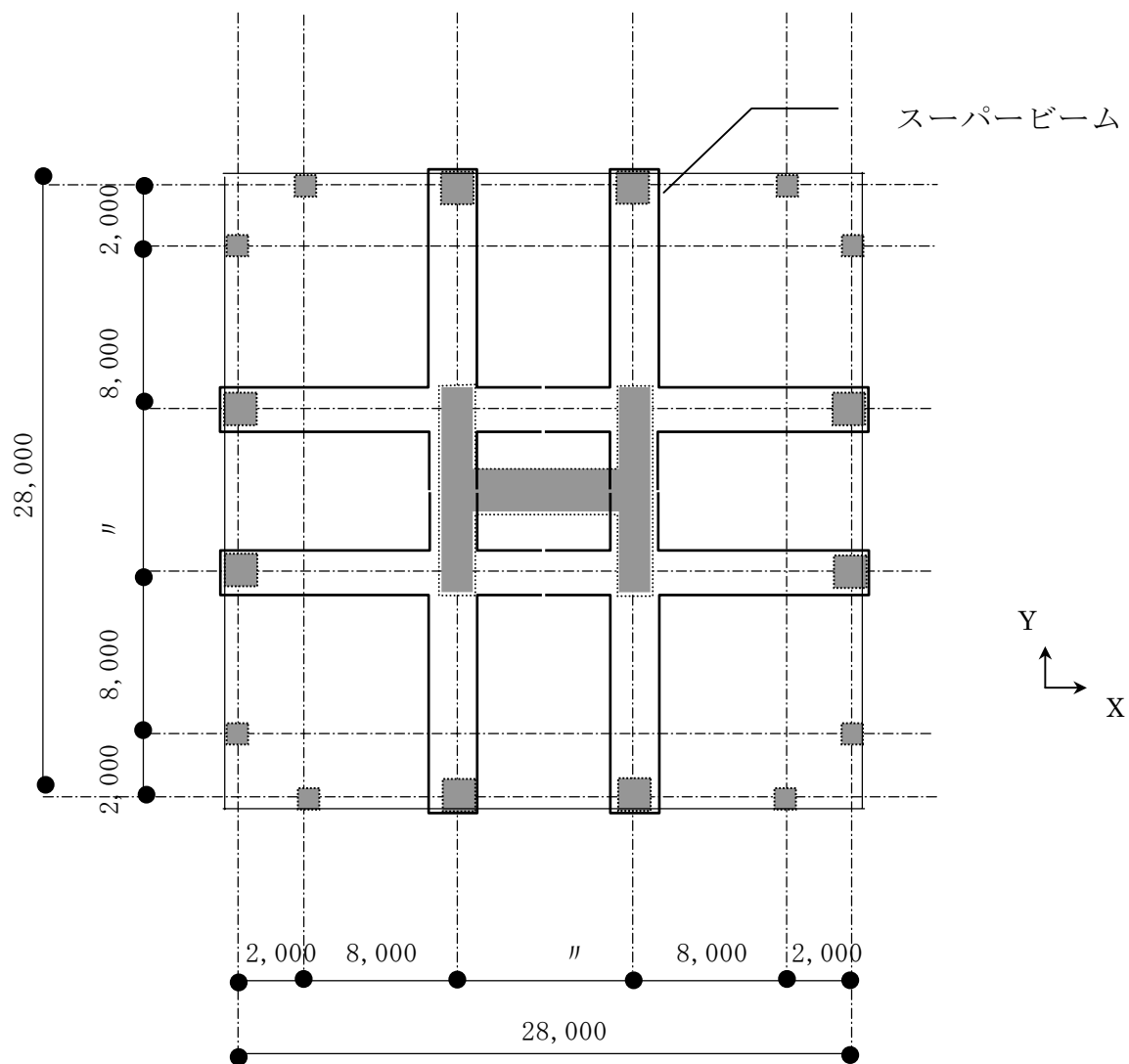


図 3.2 R階伏図

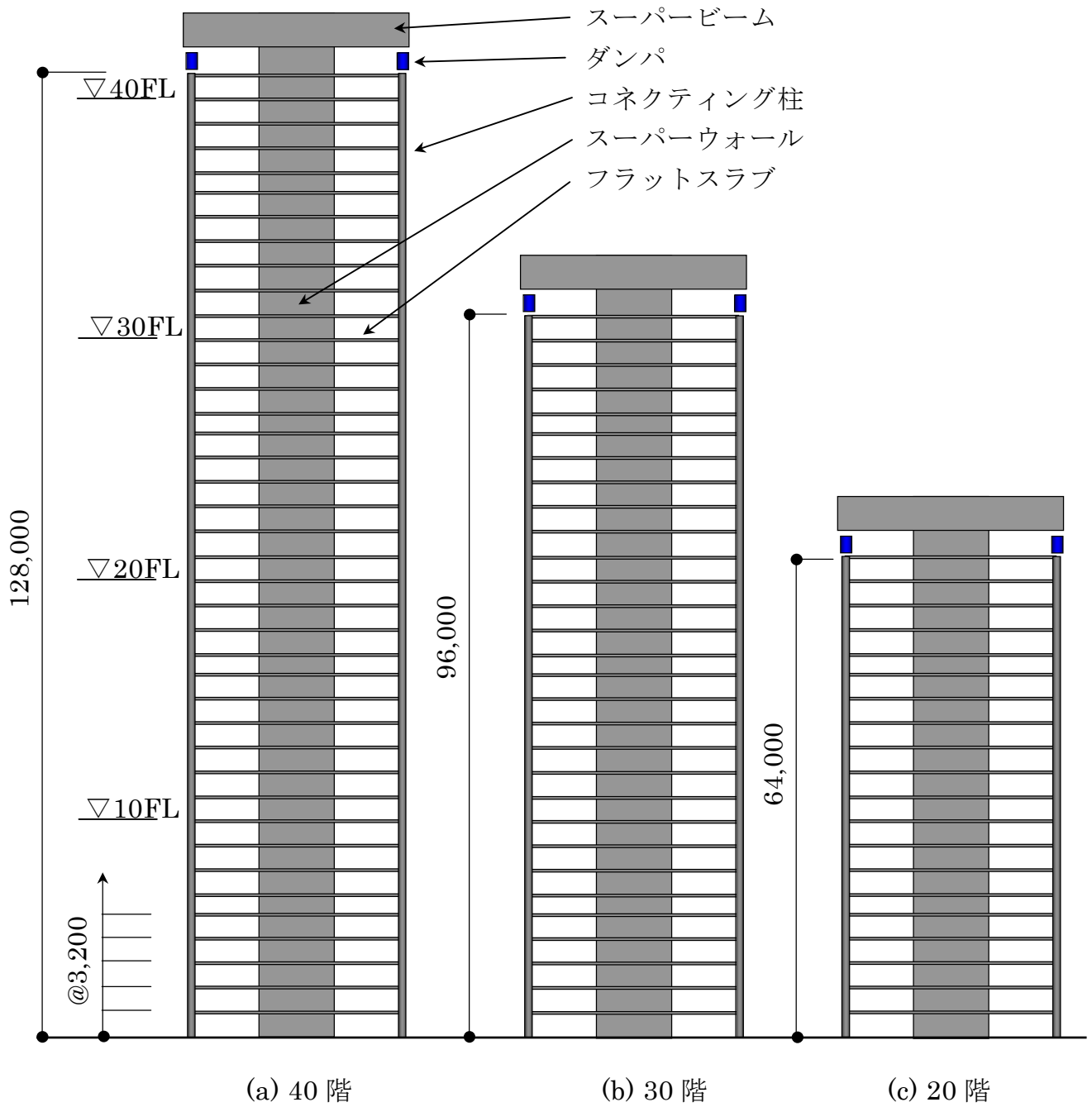
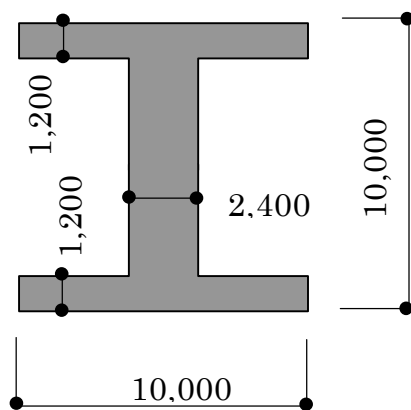


図 3.3 軸組図

図 3.4 に試設計建物モデルの部材断面を示す。スーパーウォールの断面は建築計画上の必要諸室等の配置を考慮し、1 辺が 10m の H 型形状で、フランジ部厚さは 1.2m、ウェブ部厚さは 2.4m と想定した。スーパービームの断面は $B \times D = 1.5\text{m} \times 4.5\text{m}$ 、コネクティング柱の断面は $1.0 \times 1.0\text{m}$ を想定した。全ての部材は鉄筋コンクリート造を想定している。なお、1 階脚部は固定としている。



$$I = 555 \text{ m}^4, A_s = 24 \text{ m}^2$$

(40 階 : Fc48)

$$E_c = 2.96 \times 10^7 \text{ kN/m}^2, G_c = 1.24 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

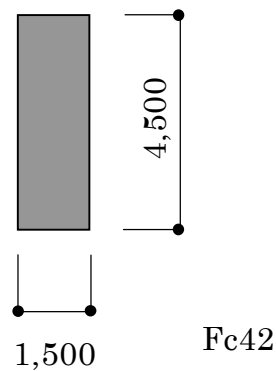
(30 階 : Fc42)

$$E_c = 2.79 \times 10^7 \text{ kN/m}^2, G_c = 1.16 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

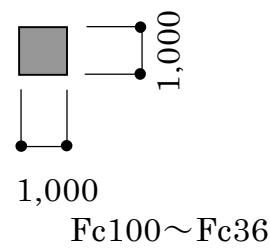
(20 階 : Fc36)

$$E_c = 2.60 \times 10^7 \text{ kN/m}^2, G_c = 1.08 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

(a)スーパーウォール



(b)スーパービーム



(c)コネクティング柱

図 3.4 部材基本断面

3.3 解析モデル

解析はX方向について2次元面内解析とする。解析のモデル化は、図3.5及び図3.6に示すように、スーパーウォールを1本の曲げせん断軸変形要素に置換し、コネクティング柱2本を1本の軸変形要素に置換する。頂部の2本のスーパービームは1本の曲げせん断変形要素に置換し、スーパーウォールとの接合部はフェイス位置まで剛域として扱う。また、スーパービーム先端とコネクティング柱頂部との間に、ダンパをダッシュポットとばねを直列に結んだMaxwell型要素に置換し配置する。

各階は剛床の仮定を設け、各階床レベルとスーパービーム中心レベルに質量を集中させる質点系モデルとする。各階重量は 15.0kN/m^2 と仮定し、最上階はRC造のスーパービーム重量を考慮して 24.0kN/m^2 とした。各階重量を以下に示す。

最上階 18,816 kN

基準階 11,760 kN

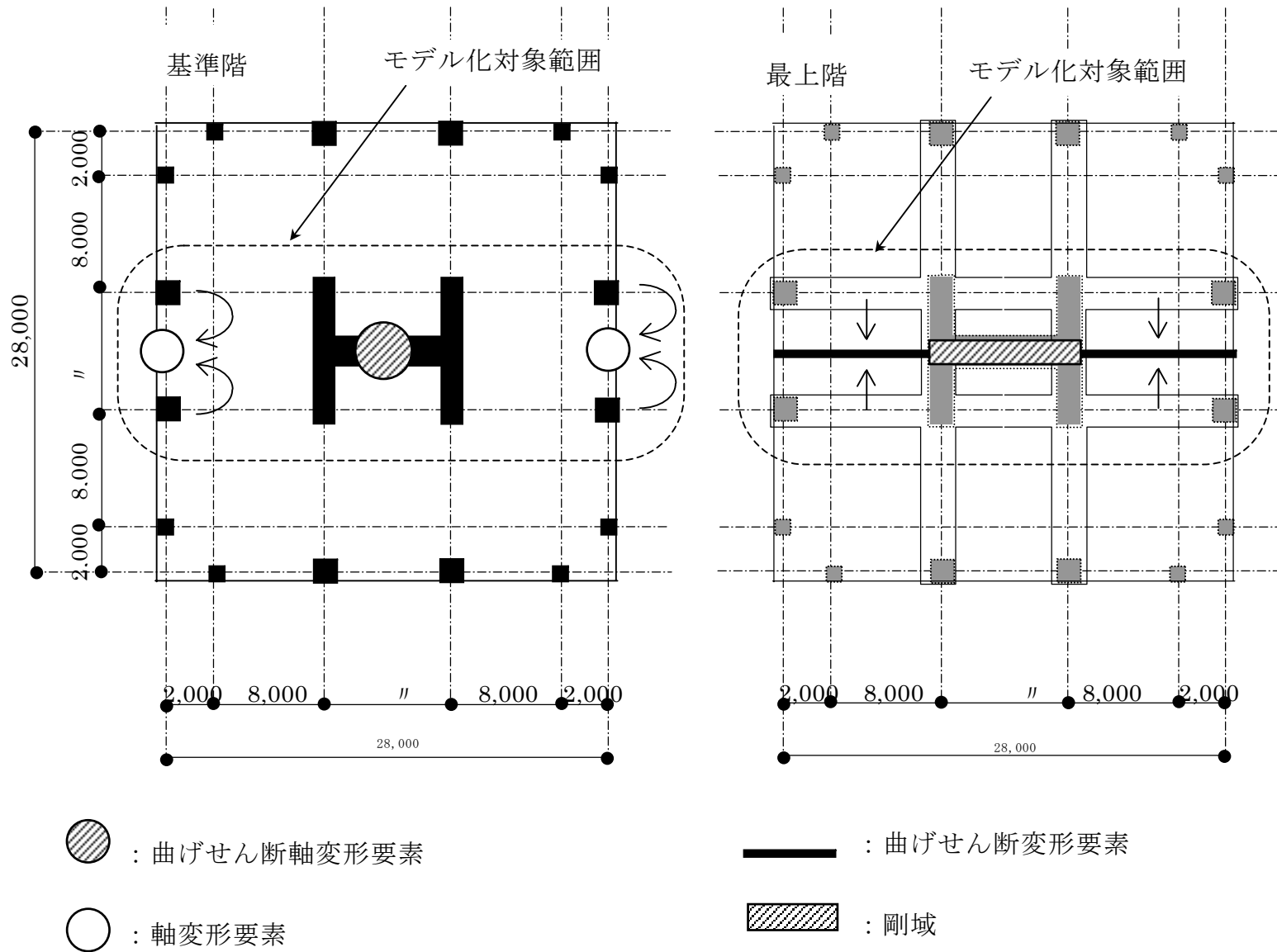


図 3.5 平面のモデル化

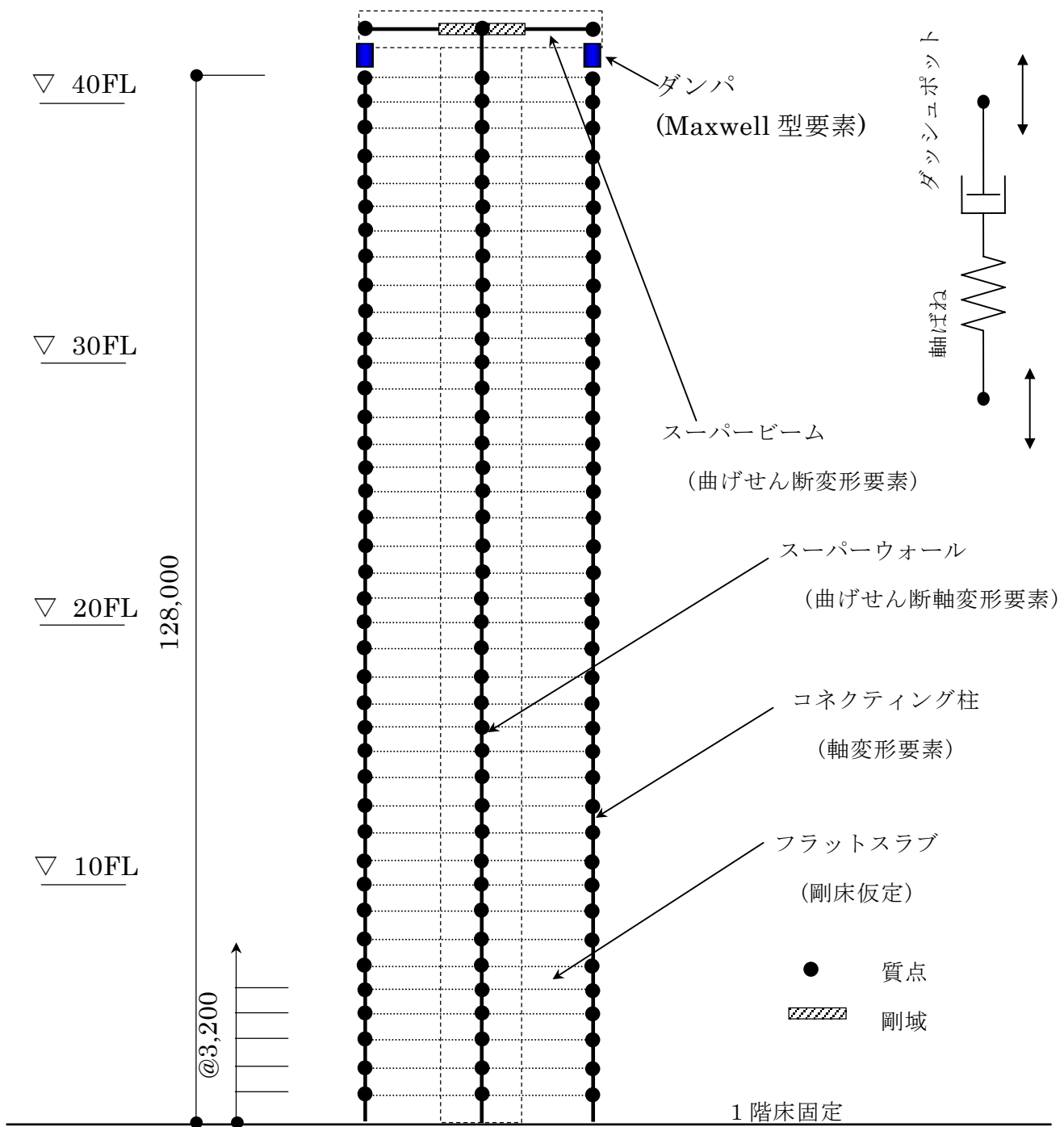


図 3.6 軸方向モデル化

3.4 試設計建物モデルの弾性解析結果

3.4.1 試設計建物モデルの曲げせん断変形比率 (γ)

試設計建物における部材基本断面における曲げ変形に対するせん断変形の比率(γ)を(2.26)式により算出する。40階建ての場合、

$$\gamma_{40} = \frac{3 \cdot E_c \cdot I}{G_c \cdot A_s \cdot h^2} = \frac{3 \times 2.96 \times 10^7 \times 555}{1.24 \times 10^7 \times 24 \times 131.75^2} = 0.010 \quad (3.1)$$

ここに

E_c :コンクリートのヤング係数

G_c :コンクリートのせん断弾性係数

I :スーパーウォールの断面 2 次モーメント

A_s :スーパーウォールのせん断断面積

h :建物の高さ

となる。

同様に、30階、20階建てでは $\gamma_{30}=0.017$ 、 $\gamma_{20}=0.036$ となり、階数が低くなるに従いせん断変形の割合は大きくなる。試設計では部材断面等を同じ(つまり、 E_c, I, G_c, A_s の値を一定)としておりこの場合、 γ は $1/h^2$ の関数となり、 γ が0.1を下回るのは、階数が14以上となっている。

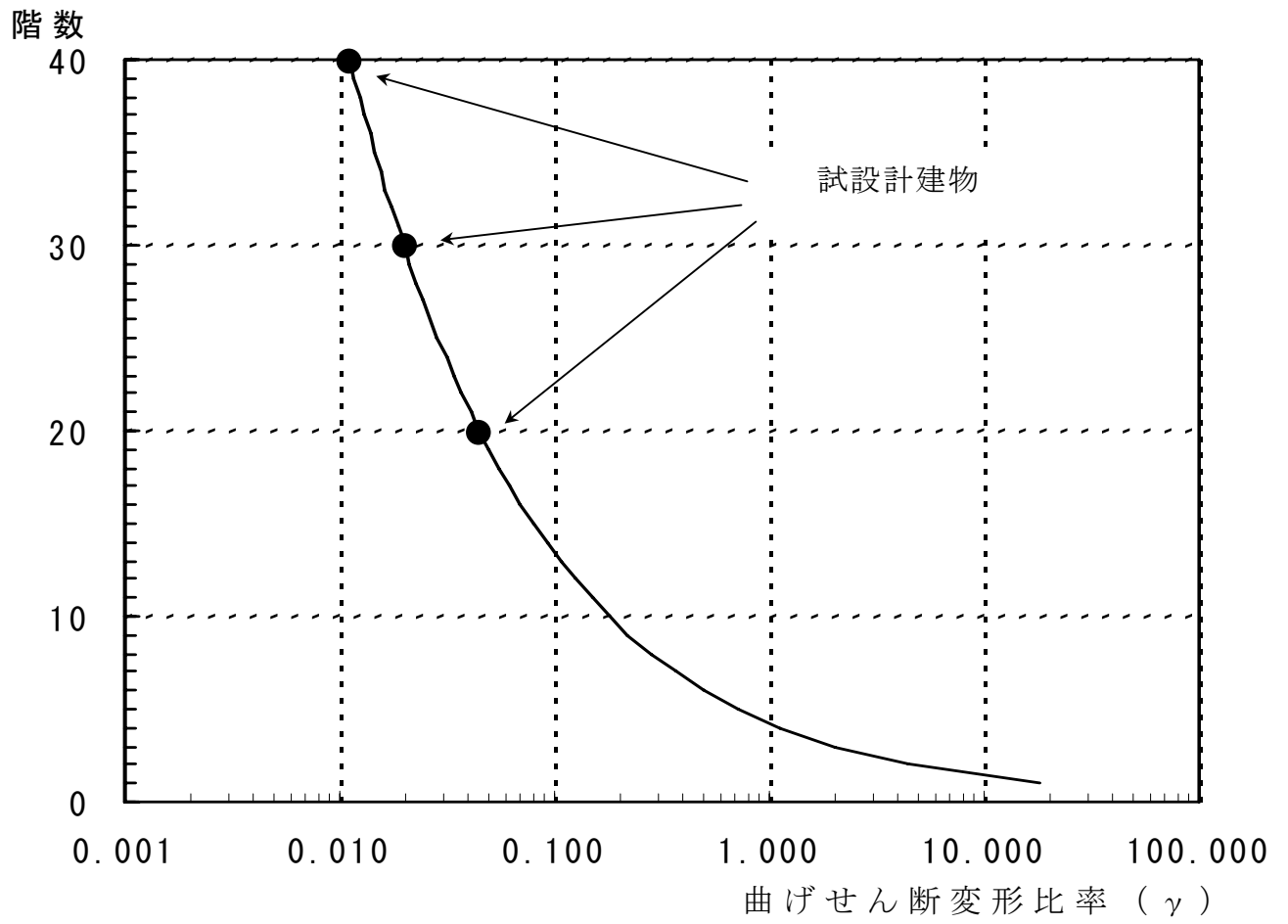


図 3.7 試設計建物における曲げせん断変形比率(γ)

3.4.2 試設計建物モデルにおけるダンパ機構部剛性比率(β)

次に、試設計建物モデルにおけるダンパ機構部剛性比率(β)の変動をみる。前述したように、3要素 Maxwell 型 1 質点モデルの剛性 (k_R) はスーパービームの剛性・ダンパの軸剛性及びコネクティング柱の軸剛性に依存する。40階建て試設計建物における部材基本断面におけるそれぞれの鉛直変位に対する剛性は以下の様になる。

- ・スーパービーム

$$k_{v_{SB}} = \frac{3EcI}{\ell_1^3} \times 2 = \frac{3 \times 6.356 \times 10^8}{9.40^3} \times 2 = 4.59 \times 10^6 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

- ・ダンパ

$$k_{v_{HiDAM}} = 1.412 \times 10^6 \times 2 = 2.82 \times 10^6 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

- ・コネクティング柱

$$k_{v_{CC}} = EA/H \times 2 = 1.03 \times 10^6 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

k_R は以下のごとくとなる。

$$\frac{1}{k_{R40}} = \frac{1}{k_{v_{SB}} \cdot \ell^2} + \frac{1}{k_{v_{HiDAM}} \cdot \ell^2} + \frac{1}{k_{v_{CC}} \cdot \ell^2} = \frac{1}{6.48 \times 10^5 \times 14.0^2} \quad (3.5)$$

$$k_{R40} = 1.27 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (3.6)$$

よって、 β_{40} は以下のごとくとなる。

$$\beta_{40} = \frac{k_{R40}}{E \cdot I/h} = 1.02 \quad (3.7)$$

同様に、30階、20階の場合は、

$$k_{R30} = 1.47 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad , \quad \beta_{30} = 0.95 \quad (3.8)$$

$$k_{R20} = 1.76 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad , \quad \beta_{20} = 0.83 \quad (3.9)$$

この結果を図 2.7 で求められた β と最大減衰定数 h_m 関係にプロットすると図 3.8 となり、超高層建築物として実建物を想定したケース(20 階以上)において、1 質点系モデルとした場合、理論上 10% 程度の建物減衰定数が得られることとなる。

最大減衰定数

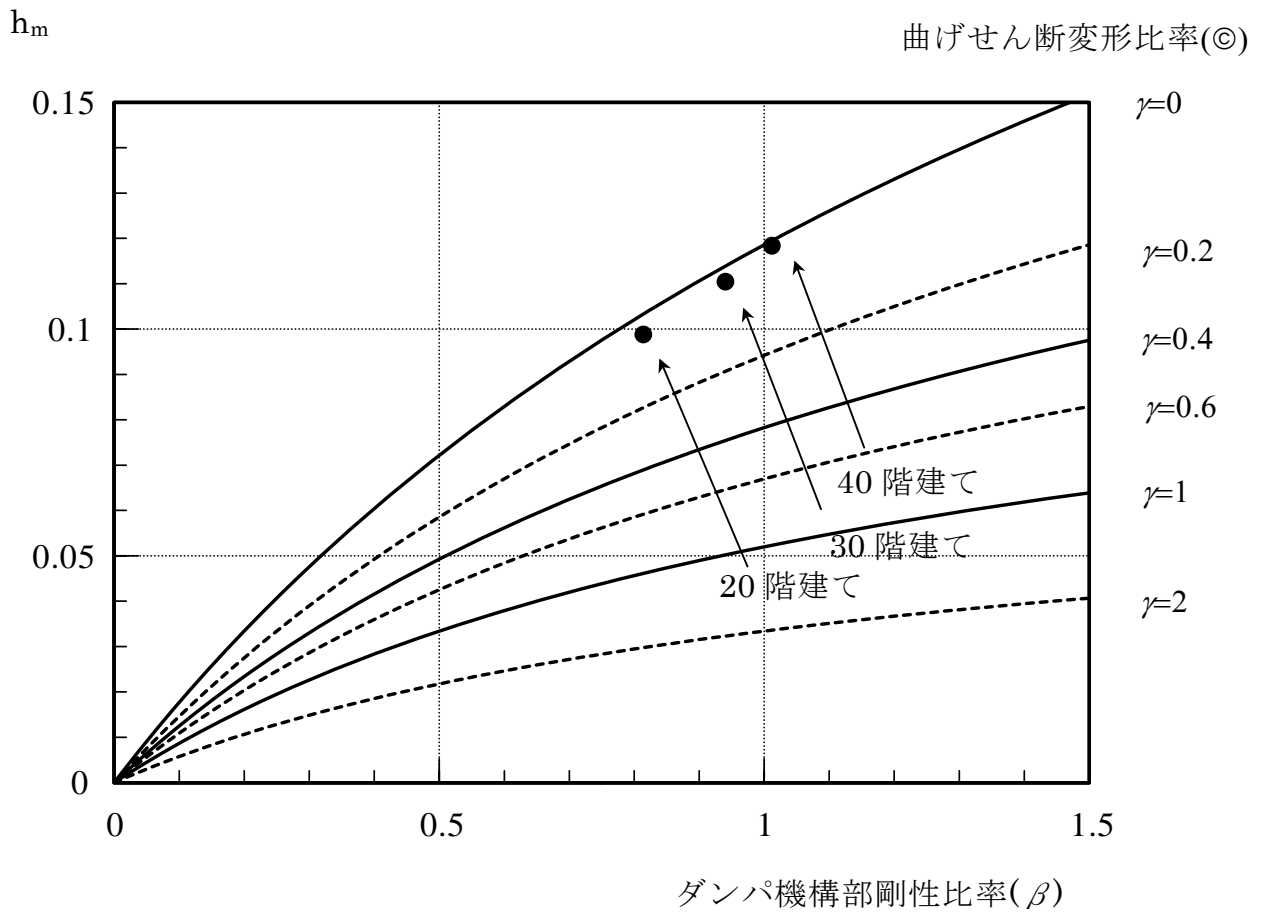


図 3.8 3 要素 Maxwell 型ダンパ部剛性と減衰定数

3.4.3 部材断面がダンパ機構部剛性比率(β)に与える影響

次に、コネクティング柱断面及びスーパービーム断面が試設計建物のダンパ機構部剛性比率(β)にどの程度の影響を与えるかについて検討を行う。

コネクティング柱断面として、基本断面 $1.0 \times 1.0\text{m}$ の軸断面積に対し、約 $1/2$ 倍となる $0.7 \times 0.7\text{m}$ 、約 2 倍となる $1.5 \times 1.5\text{m}$ の 3 ケースとし、スーパービーム成を 1.0m から 10.0m まで変化させた場合のダンパ機構部剛性比率(β)の値の推移を図 3.9 に示す。

20 階、30 階、40 階ともに、コネクティング柱断面を基本断面から面積で約 $1/2$ 倍にすると β の値が $1/4 \sim 1/3$ 程度まで減少し、コネクティング柱の軸剛性確保が重要であることがわかる。一方、基本断面から面積を約 2 倍にしても $1.3 \sim 1.5$ 倍程度の増大に留まり、断面積の増大に比べ β の増大は比例しない。柱は長期圧縮応力度と想定するコンクリート強度の関係から $1.0 \times 1.0\text{m}$ 程度の断面設定は妥当であり、軸剛性の確保も十分であると考えられる。

次に、スーパービーム成と β の関係であるが、スーパービーム成の増大に伴い β は増大する傾向にあるが、この場合も成の増大に対し、 β は比例して増大していない。40 階・30 階・20 階ともにスーパービーム成が 5m 程度から β の増大が鈍化する。

以上から、試設計建物の基本断面として、コネクティング柱 $1.0 \times 1.0\text{m}$ 、スーパービーム成 4.5m を設定することにより、 β として 0.8 以上を確保することとなり、図 3.8 に示すように 3 要素 Maxwell 型 1 質点モデルにおいて建物全体に最大減衰定数 h_m として 10% 程度となる断面が設定される。

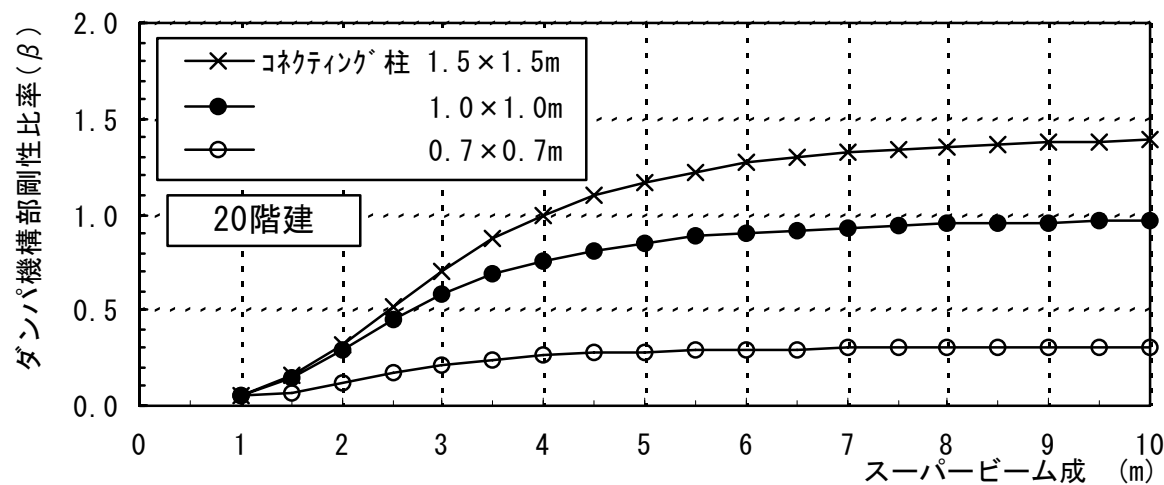
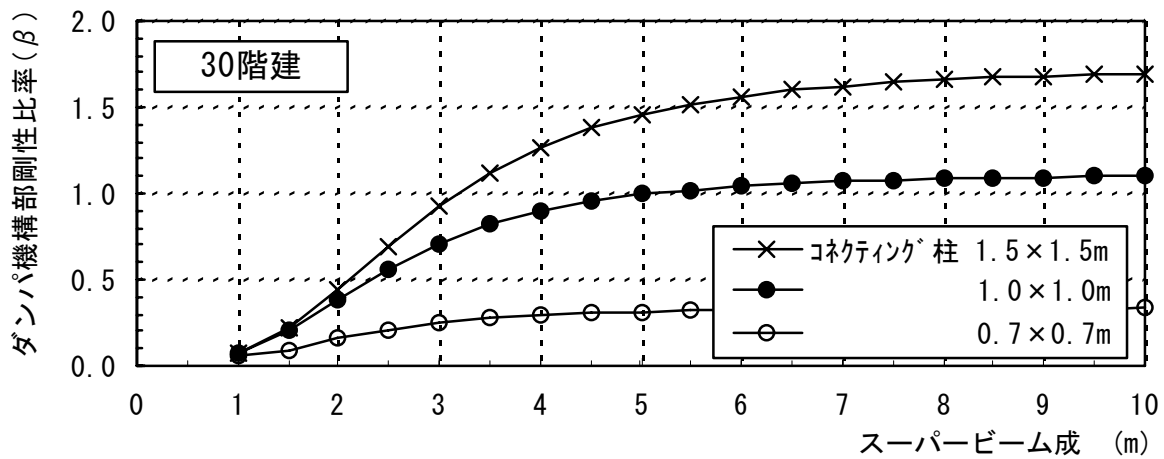
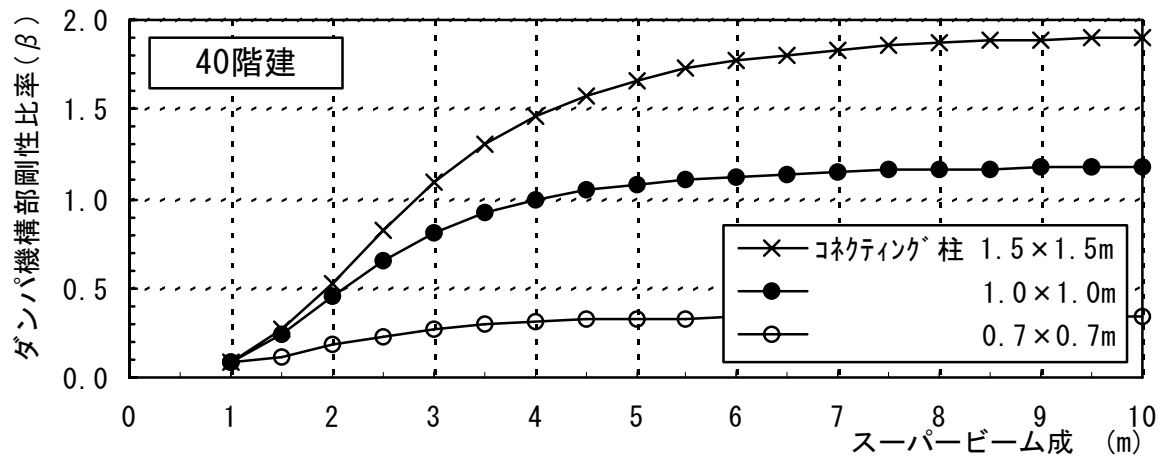


図 3.9 部材断面とダンパ機構部剛性比率(β)

3.4.4 弾性複素固有値解析

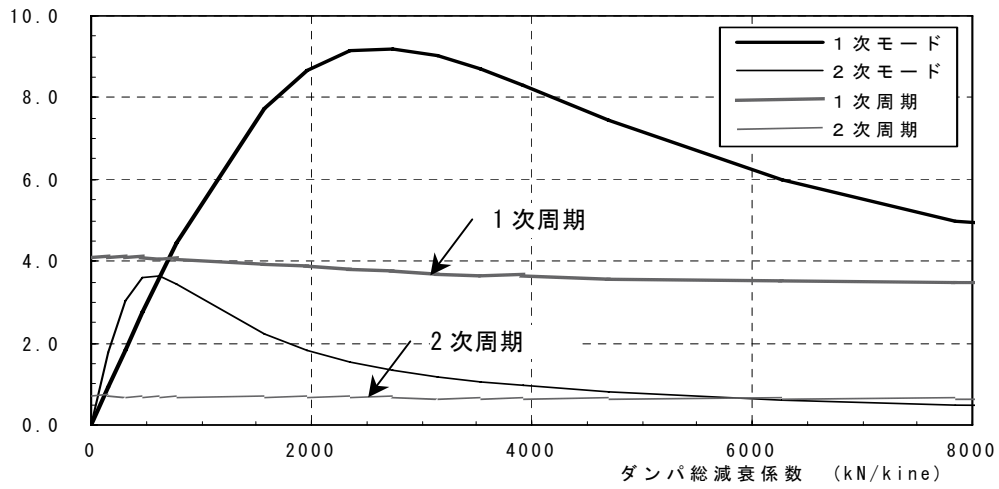
次に、図 2.5 の 3 要素 Maxwell 型 1 質点モデルにおける最大減衰定数を、試設計建物モデルで複素固有値解析を用いて検証する。

建物弾性固有周期は表 3.1 に示す。

表 3.1 建物弾性固有周期 (sec)

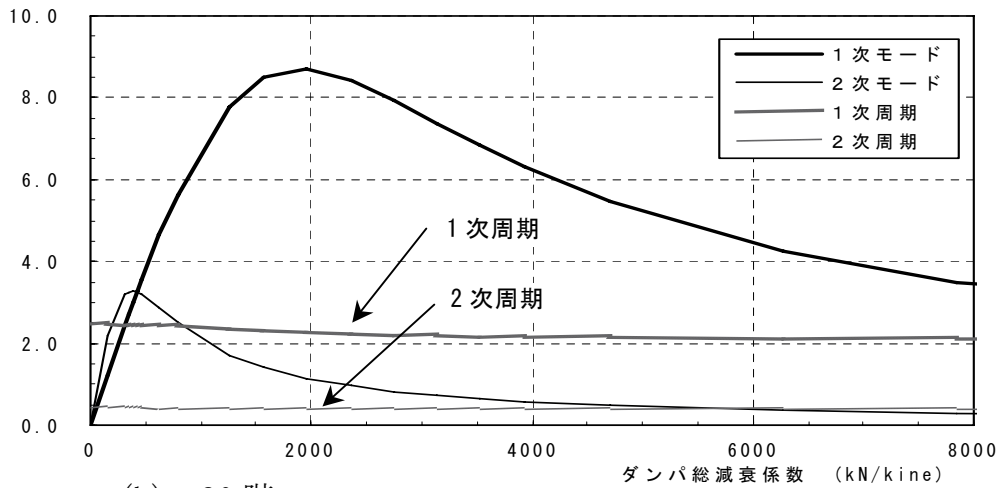
階数	1 次	2 次
40 階	4.08	0.72
30 階	2.46	0.44
20 階	1.20	0.23

建物減衰定数 (%)
固有周期 (sec)



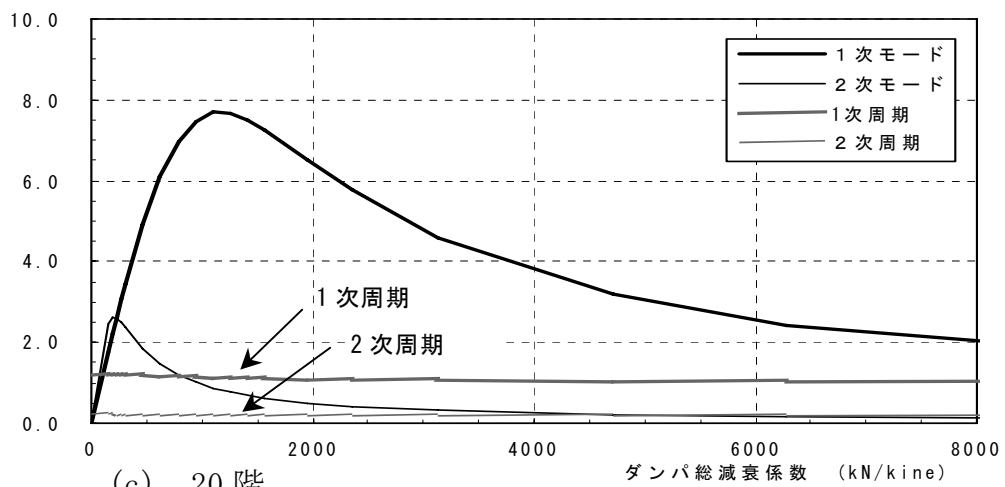
(a) 40階

建物減衰定数 (%)
固有周期 (sec)



(b) 30階

建物減衰定数 (%)
固有周期 (sec)



(c) 20階

図 3.10 複素固有値解析結果

図 3.10 に試設計建物モデルの複素固有値解析により、40 階・30 階・20 階においてダンパの減衰係数と建物全体付加減衰量・複素固有周期の関係を建物全体 1 次および 2 次固有周期に対して示す。複素固有周期は 1 次・2 次共に、減衰係数が大きくなるに従い小さくなり、スーパービームとコネクティング柱とがピンで接合された固有周期に近づいている。

建物全体 1 次固有振動モードに対する最大付加減衰定数は 40 階で 9.2%、30 階で 8.7%、20 階で 7.7%となっている。先に求めた 3 要素 Maxwell 型 1 質点モデルの解析結果(図 3.8)によれば、減衰定数はそれぞれ 12%、11%、10%となっており、全ての階数で試設計建物モデルでの複素固有値解析結果は小さくなっている。これは、試設計建物モデルの複素固有値解析結果は多質点系の結果であるのに対し、3 要素 Maxwell 型モデルは 1 質点系であり回転剛性 k_R が小さく評価されているためと考えられる。

3.4.5 試設計建物の弾性応答解析

(1) 解析ケース

地震時の建物の減衰効果を確認するために、試設計建物モデルにおける弾性の地震応答解析を実施する。ダンパの総減衰係数は図 3.10 に示される結果から、建物 1 次振動モードで建物全体の減衰定数が大きくなるケースと建物 2 次振動モードで大きくなるケース、「なし(0kN/kine)」、それと「過大な減衰(建物 1 次モードで最大の値の約 10 倍)」の計 4 ケースとする。表 3.2 に振動解析の各ケースで採用するダンパの総減衰係数の一覧を示す。

表 3.2 ダンパの総減衰係数 (kN・sec/cm)

階数	ダンパの設定条件			
	1 次モード 最大	2 次モード 最大	なし	過大な減衰
40 階	2,667	628	0	26,670
30 階	1,883	392	0	18,830
20 階	1,098	275	0	10,980

(2) 入力地震動

振動解析モデルは1階床で固定とし、地震動の入力位置は1階床位置とした。解析に採用した地震動は、模擬地震動2波と観測地震動2波とし、極めて稀に発生する地震動のレベルとする。

模擬地震動のうち1波は「臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書」²¹⁾で作成されたRINKAI92Hの波形を元に、フーリエ振幅を調節する手法を適用して加速度応答スペクトル(h=5%)を告示で示される目標スペクトルに一致させ、周期10秒以上の成分を周波数領域でカットした模擬地震動とする(以降、告示波(RINKAI-92位相)とする)。もう1波は、位相特性を乱数発生させ、フーリエ振幅を調整する手法で加速度応答スペクトル(h=5%)を告示で示される目標スペクトルに一致させ、周期10秒以上の成分を周波数領域でカットした模擬地震動とする(以降、告示波(RANDOM位相)とする)。

観測地震動は、代表的な観測地震波であるEL CENTRO(1958NS成分)波を最大速度振幅を50cm/secに基準化した波形と、長周期成分が多く含まれる苫小牧で観測された波形(苫小牧波)²²⁾を採用する。

それらの応答波形を図3.11に、応答スペクトルを図3.12に示す。

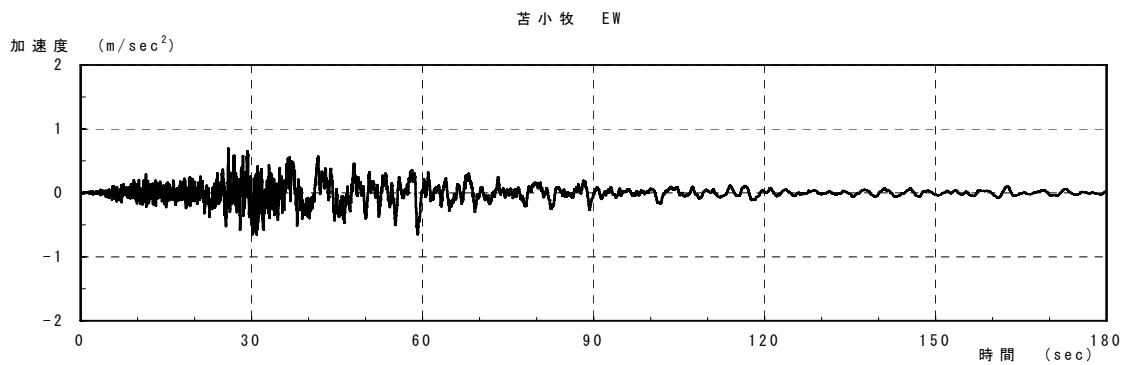
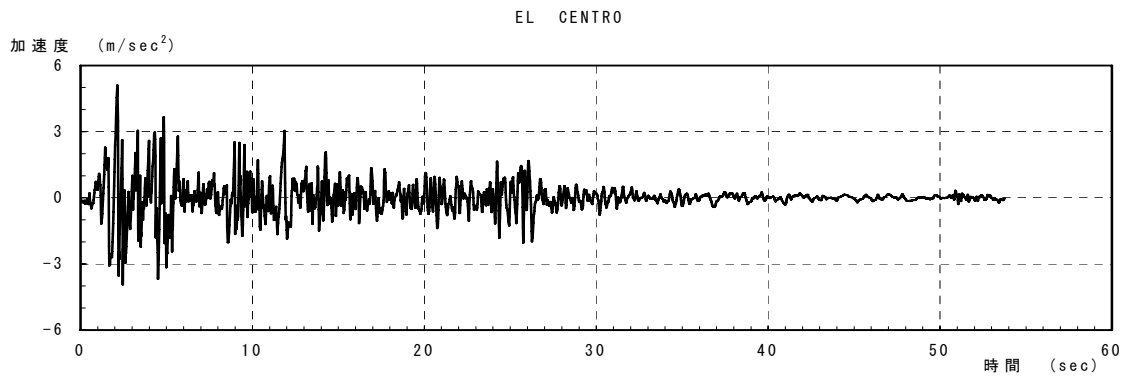
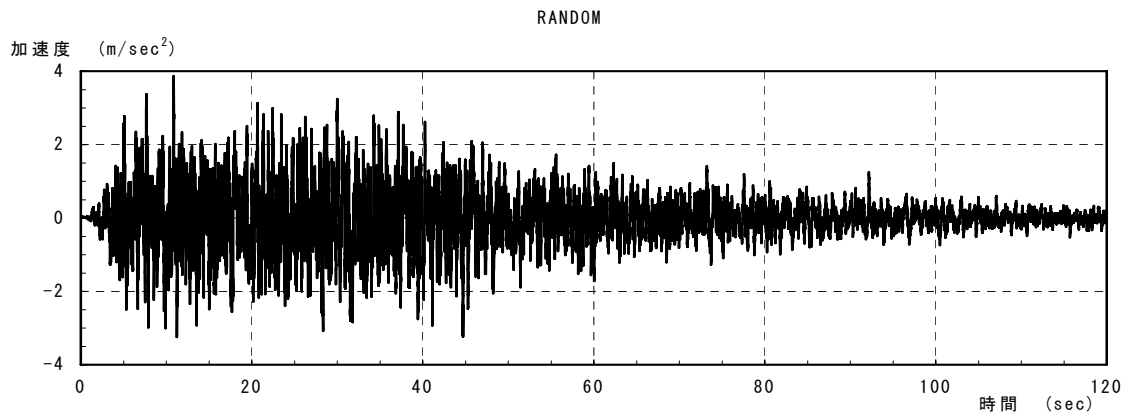
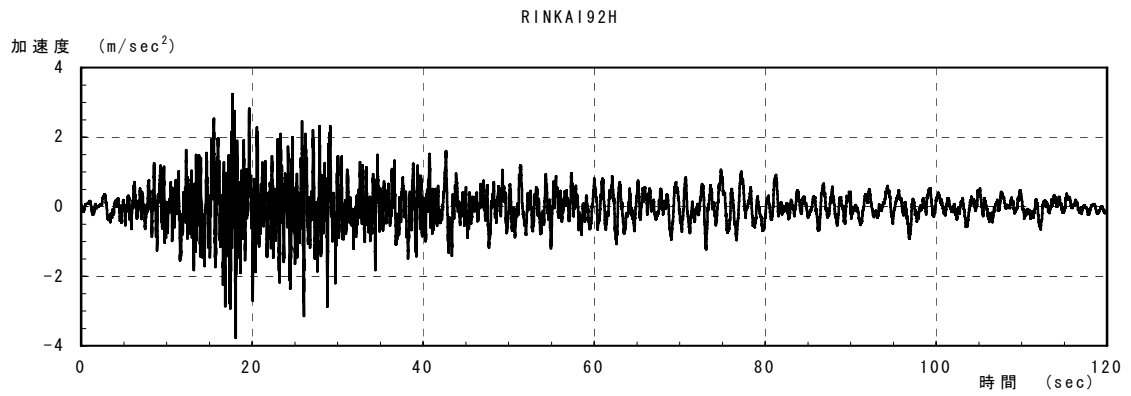


図 3.11 入力地震動波形

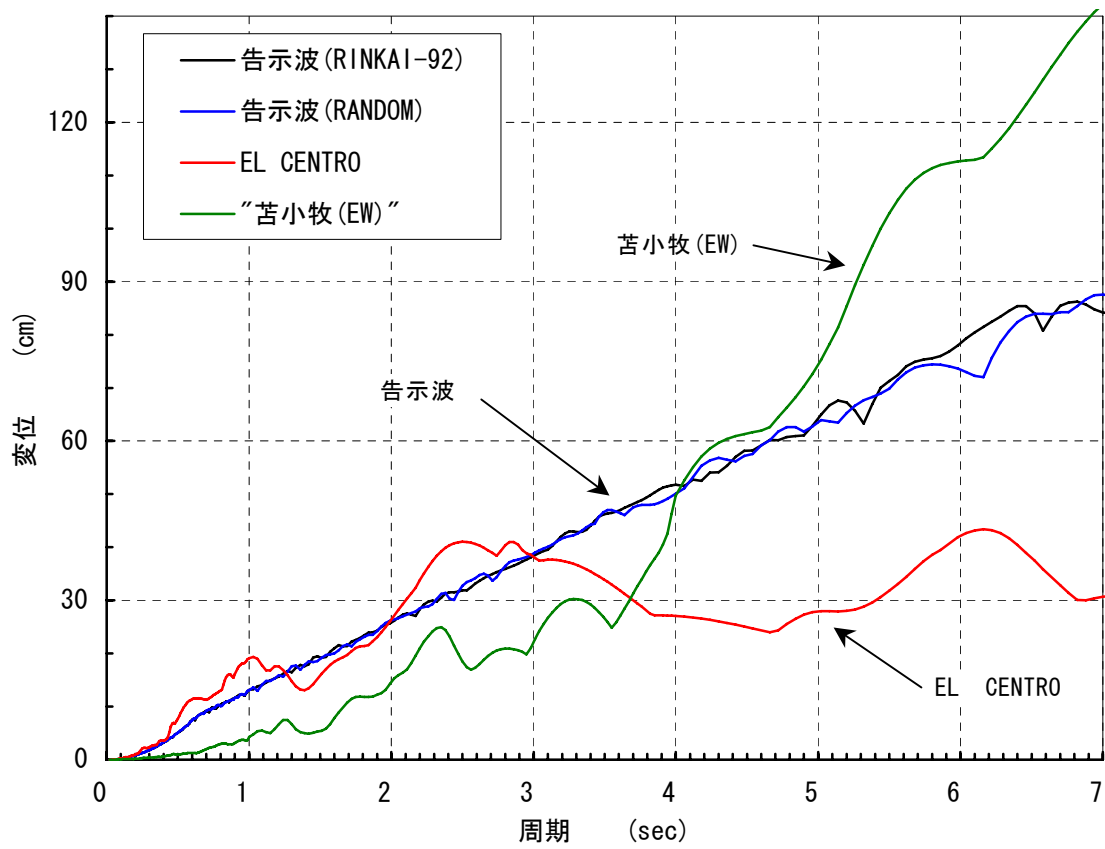
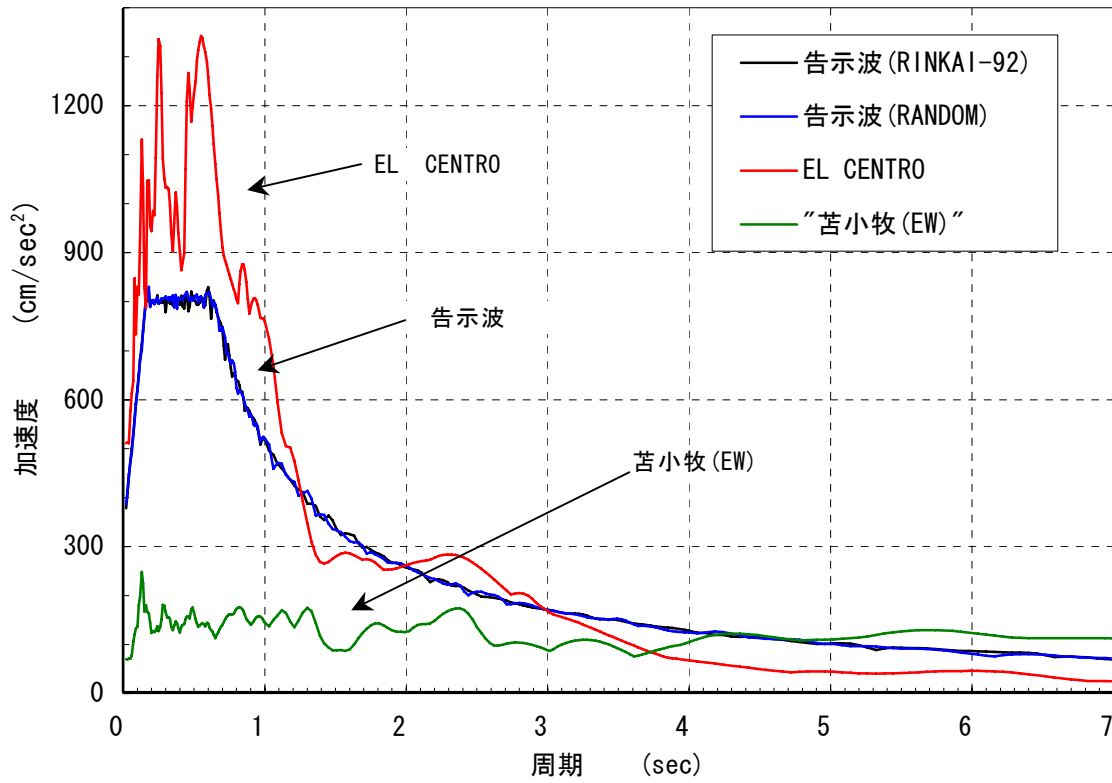


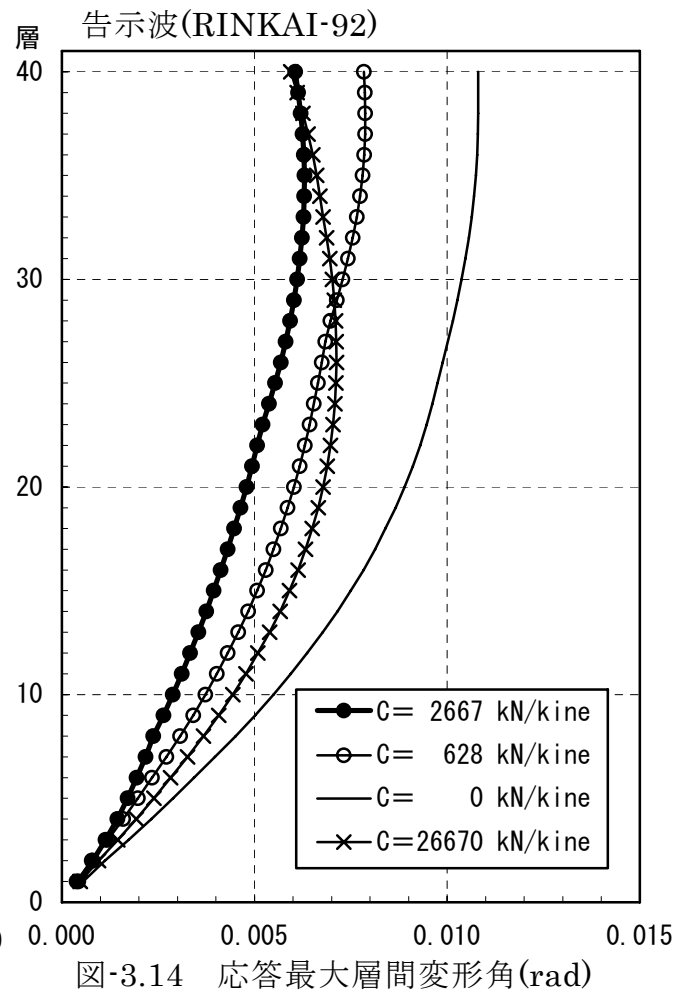
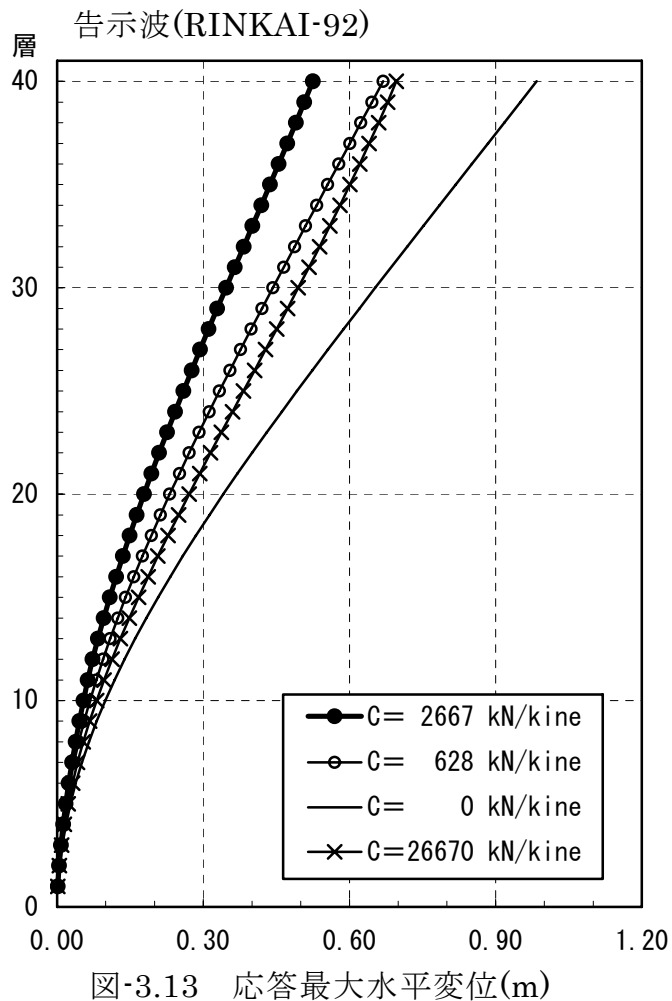
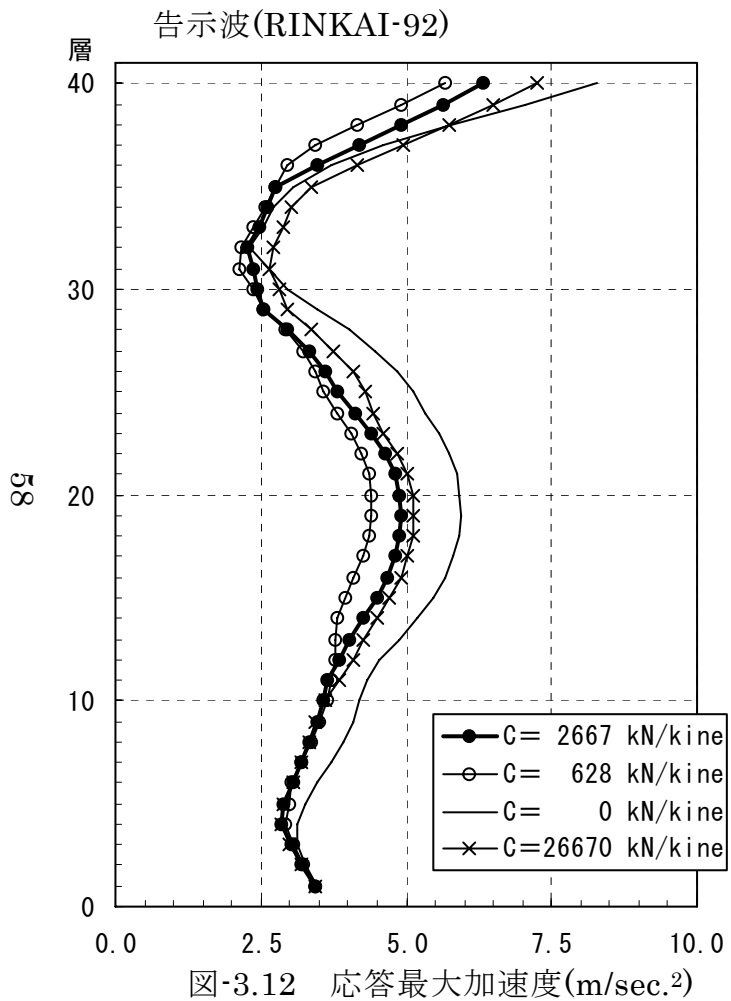
図 3.12 応答スペクトル(h=5%)

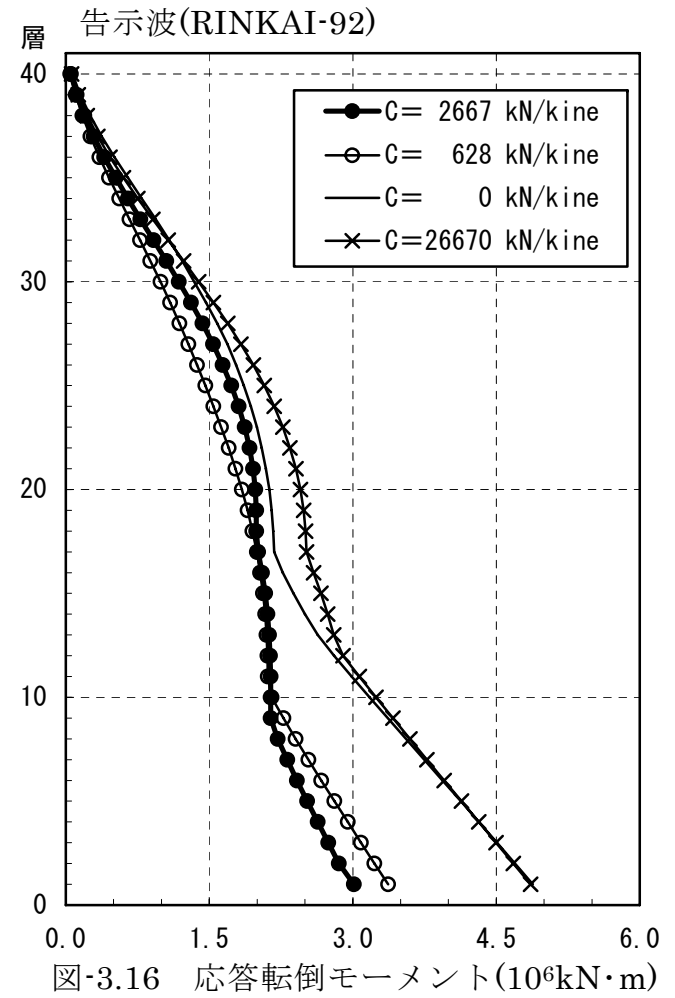
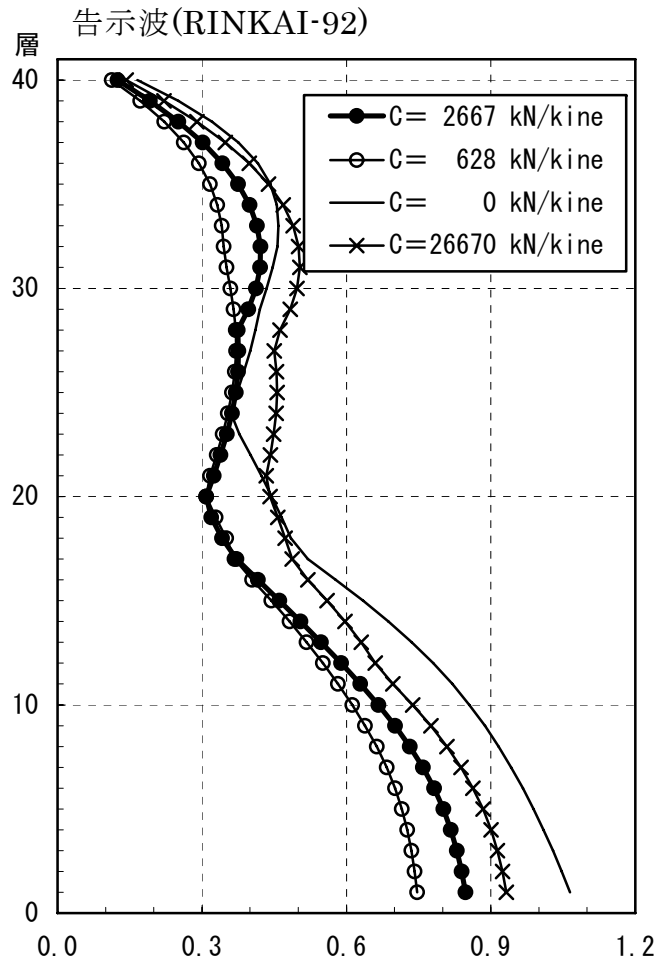
(3) 減衰

建物に与える内部粘性減衰は、建物の高次振動に過大な減衰を与えないよう配慮し、上部建物1階固定時の弾性1次および2次に対してそれぞれ減衰定数3%となるレーリー型減衰とする。減衰定数の値は参考文献²³⁾に示される超高層鉄筋コンクリート造建築物の振動解析で一般的に採用されている値とした。

(4) 応答解析結果

応答解析結果として、応答最大水平変位、応答最大層間変形角、応答最大層せん断力および応答最大転倒モーメントについて、40階モデルを図3.12～31、30階モデルを図3.32～51、20階モデルを図3.52～71に示す。





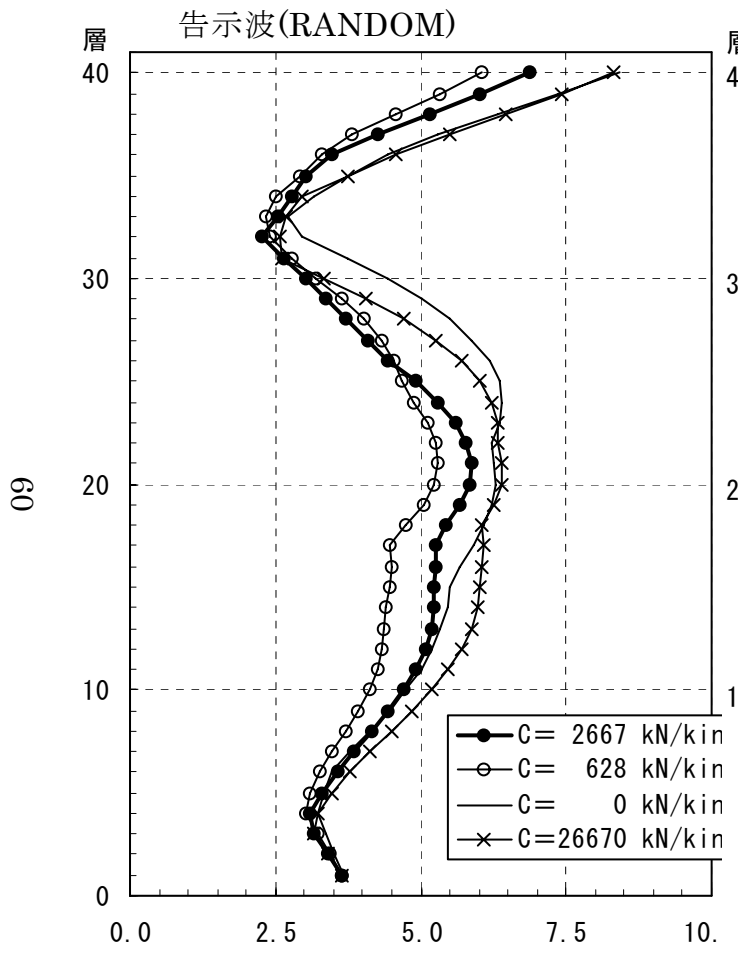


图-3.17 応答最大加速度分布(m/sec.²)

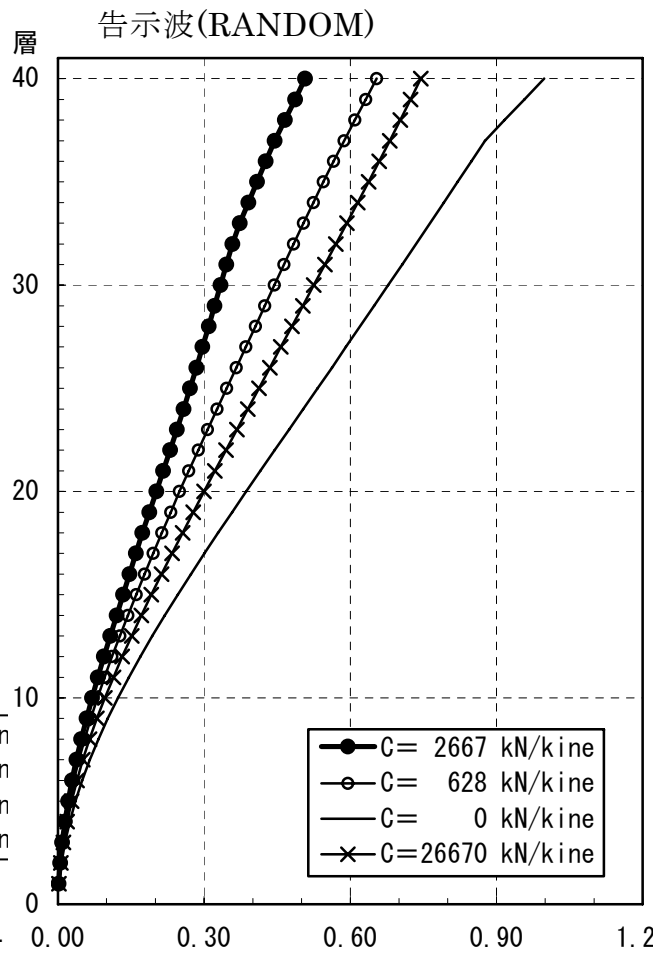


图-3.18 応答最大水平変位(m)

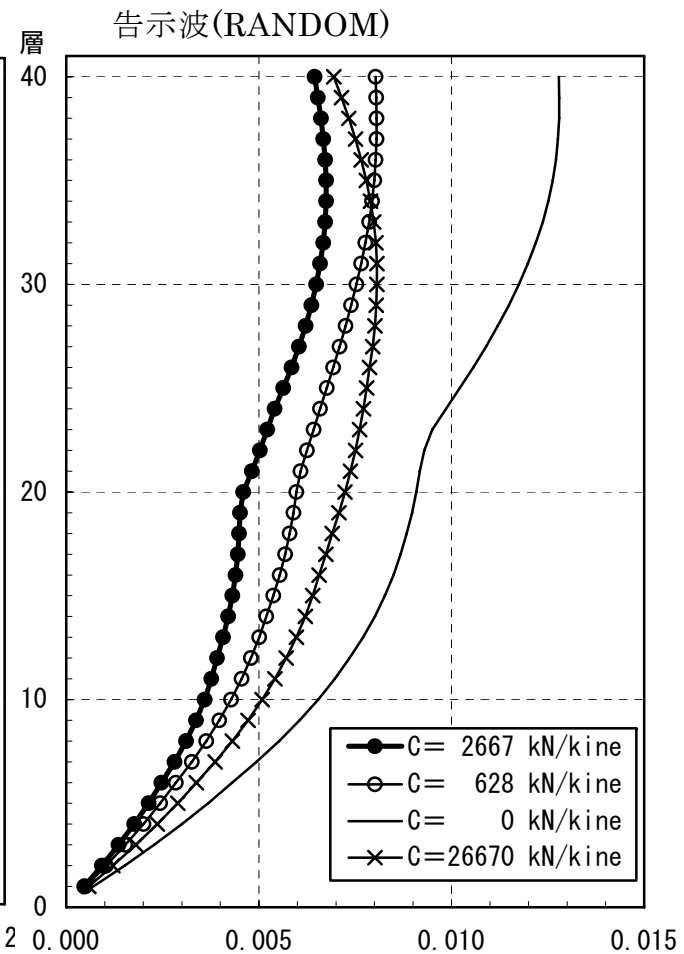


图-3.19 応答最大層間変形角(rad)

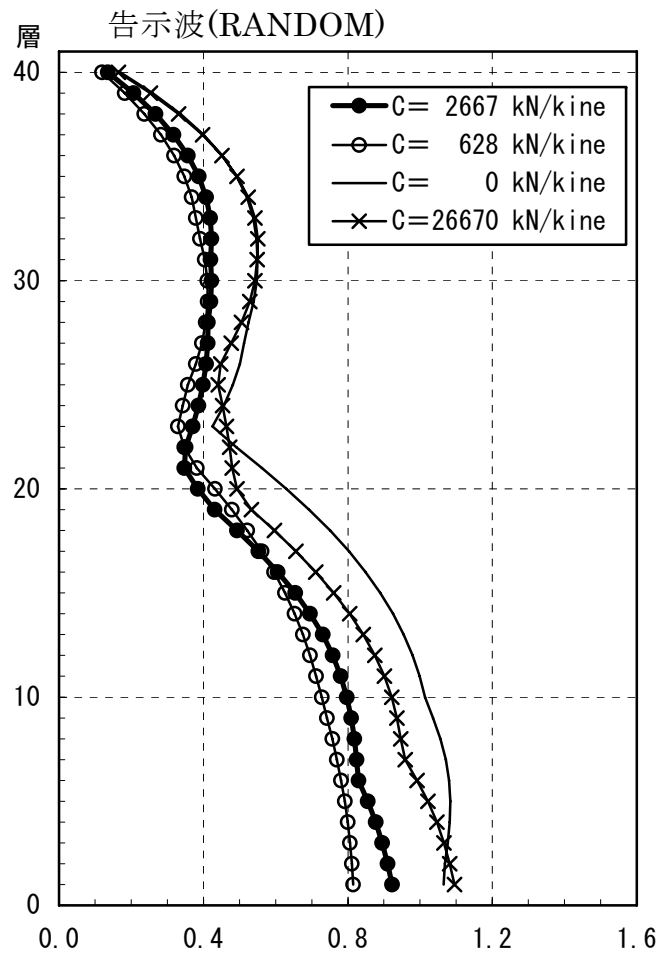


図-3.20 応答最大せん断力($\times 10^5 \text{ kN}$)

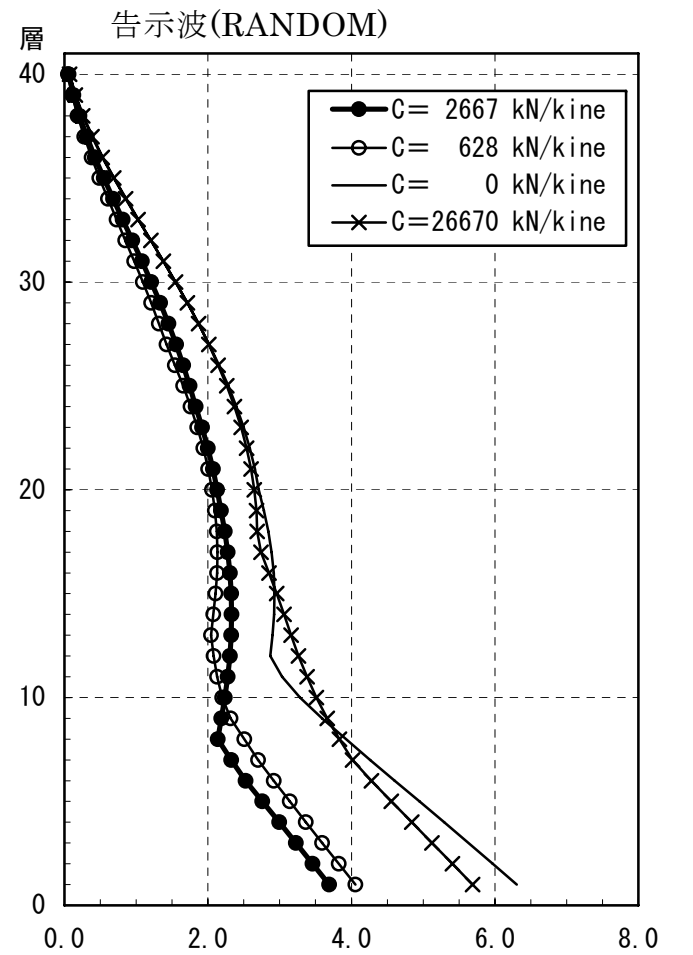


図-3.21 応答転倒モーメント($10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$)

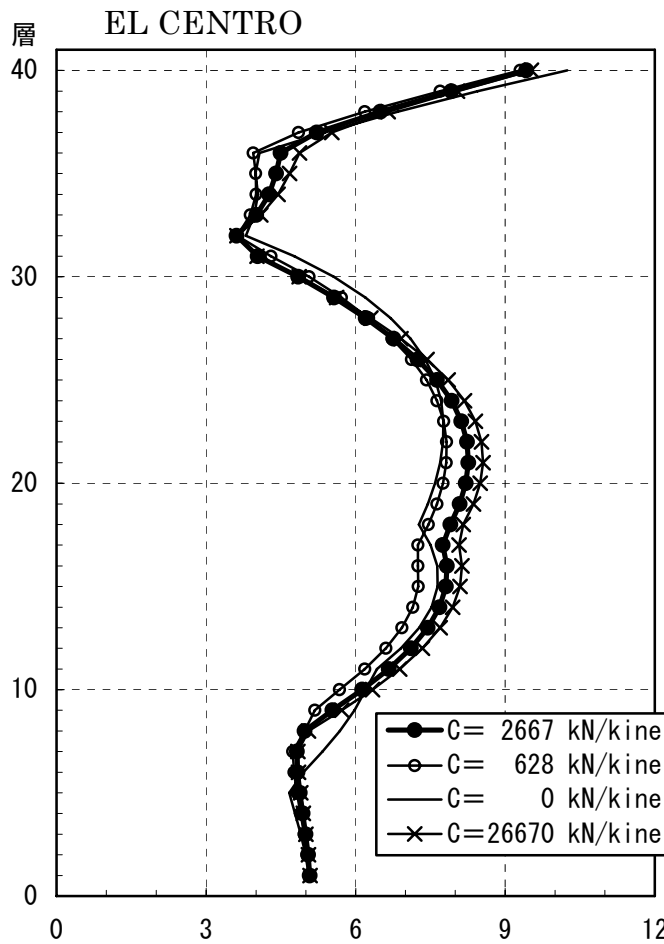


图-3.22 応答最大加速度分布(m/sec.²)

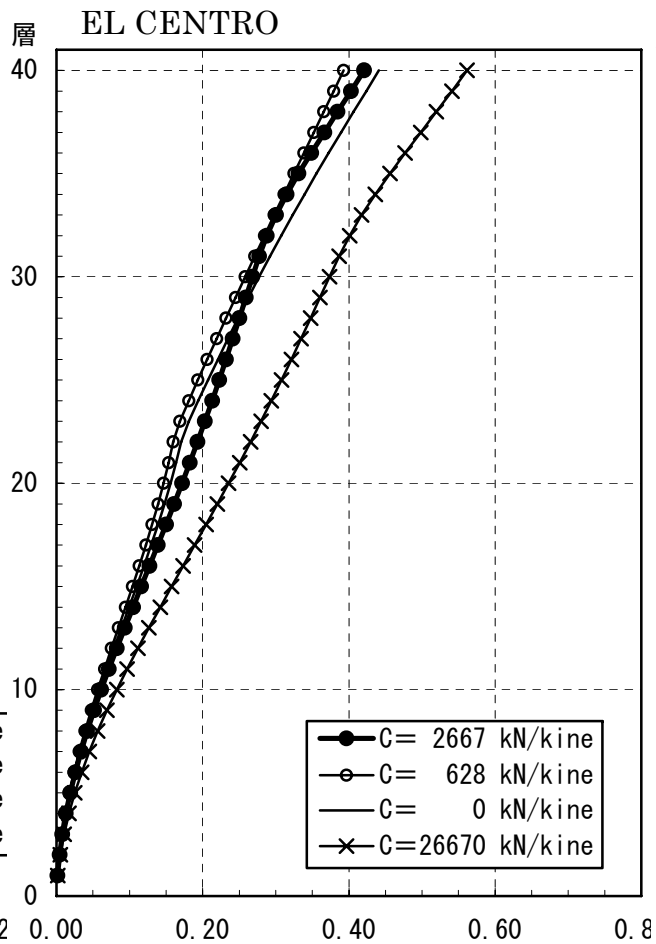


图-3.23 応答最大水平変位(m)

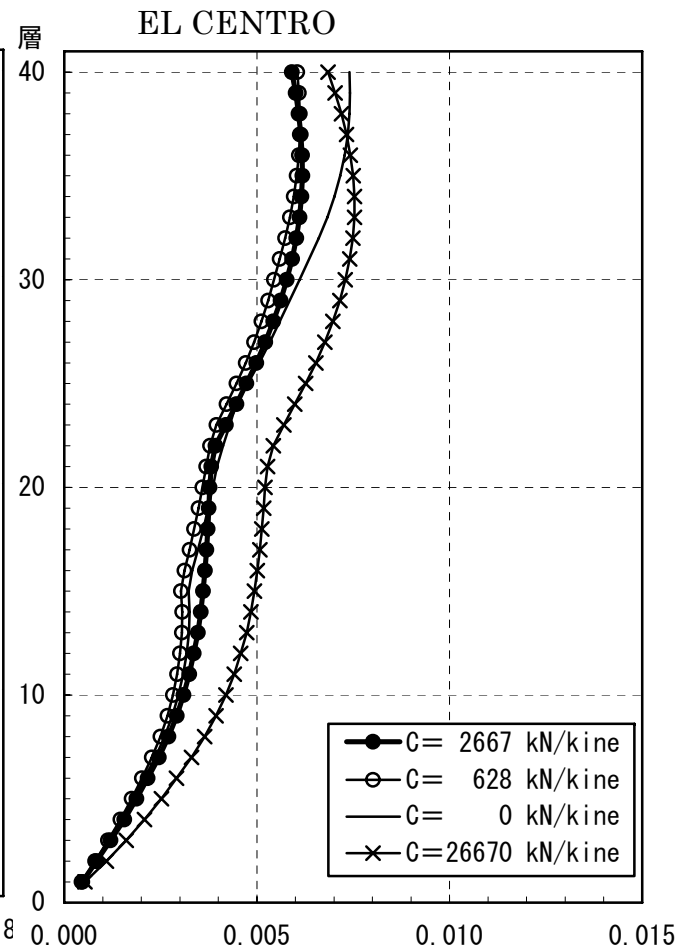


图-3.24 応答最大層間変形角(rad)

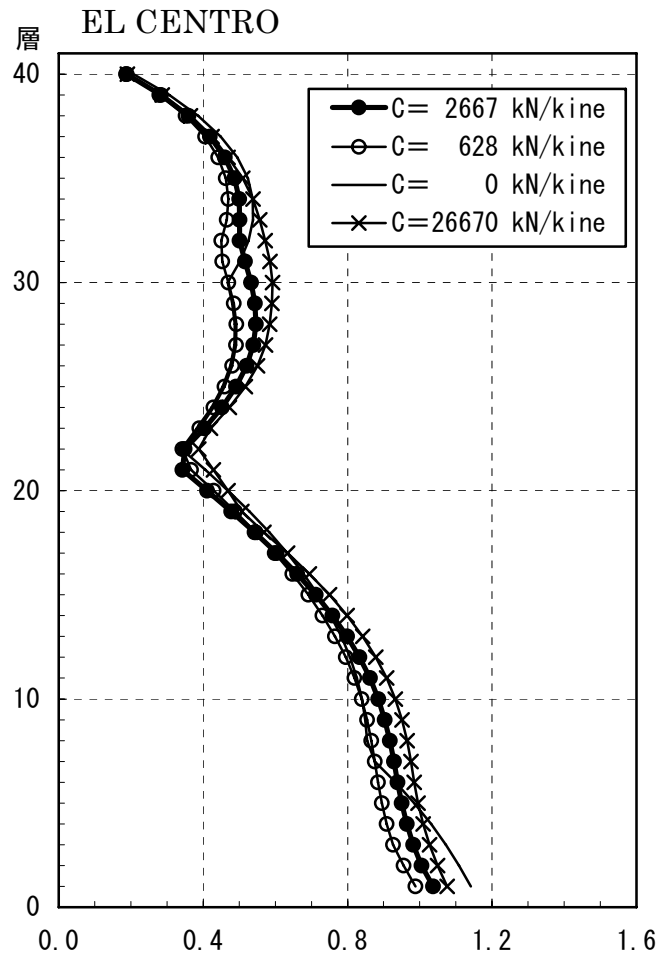


図-3.25 応答最大せん断力($\times 10^5$ kN)

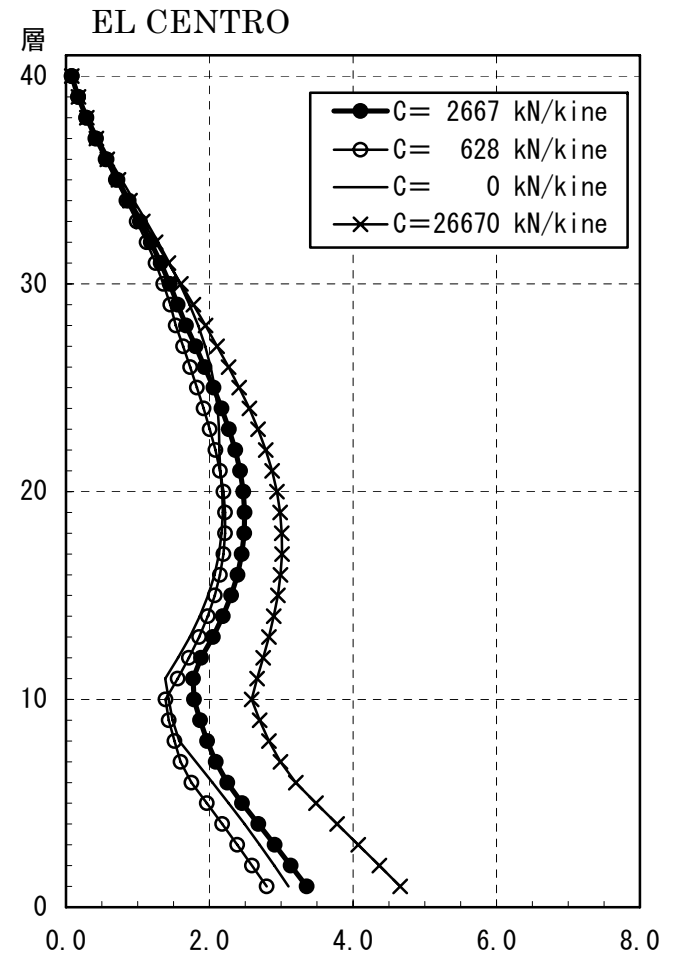


図-3.26 応答転倒モーメント(10^6 kN·m)

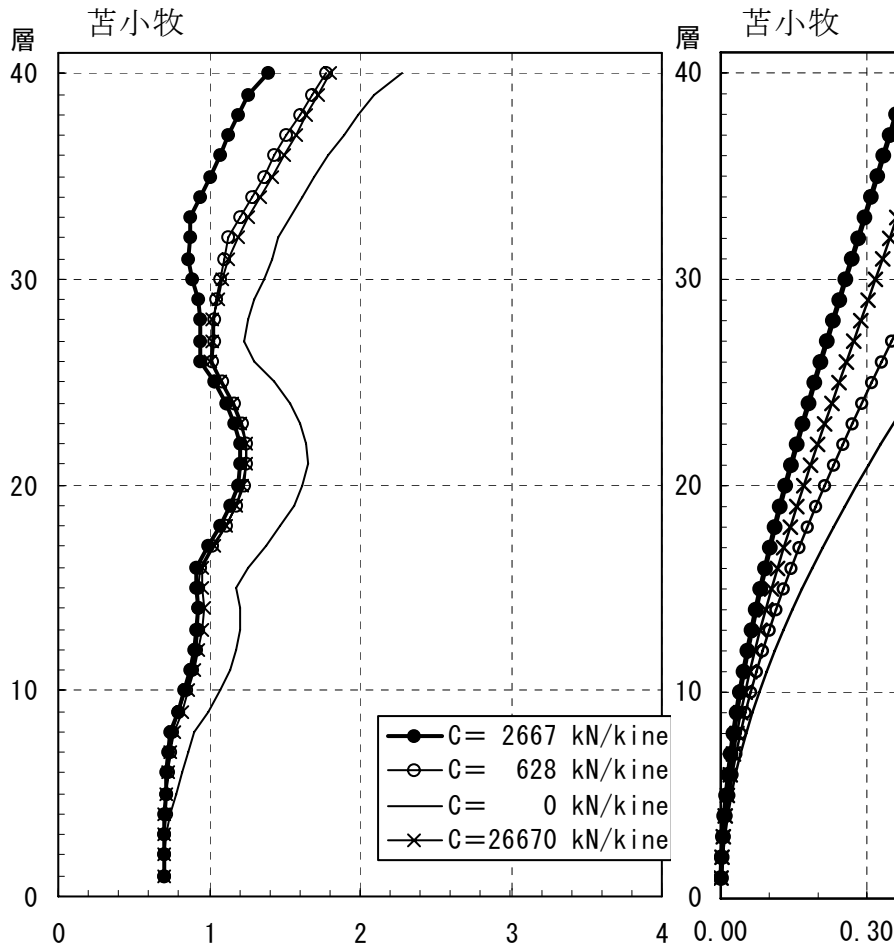


図-3.27 応答最大加速度分布(m/sec.²)

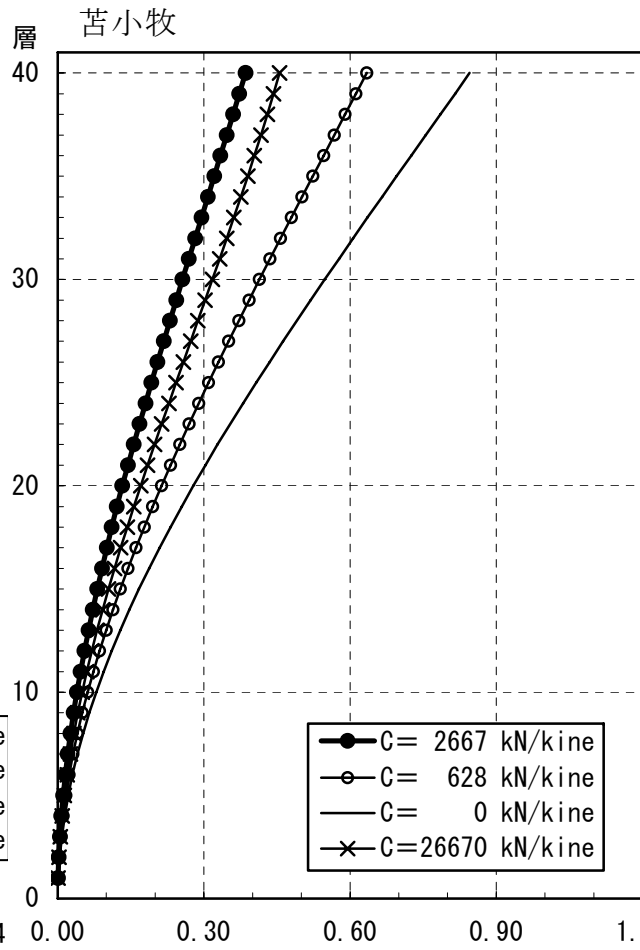


図-3.28 応答最大水平変位(m)

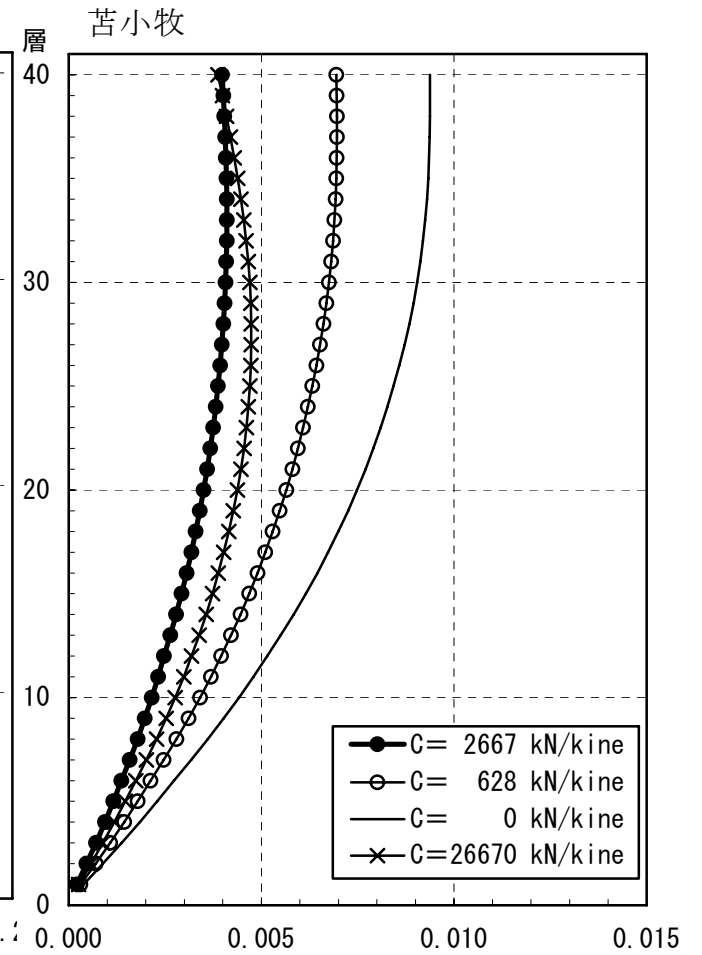


図-3.29 応答最大層間変形角(rad)

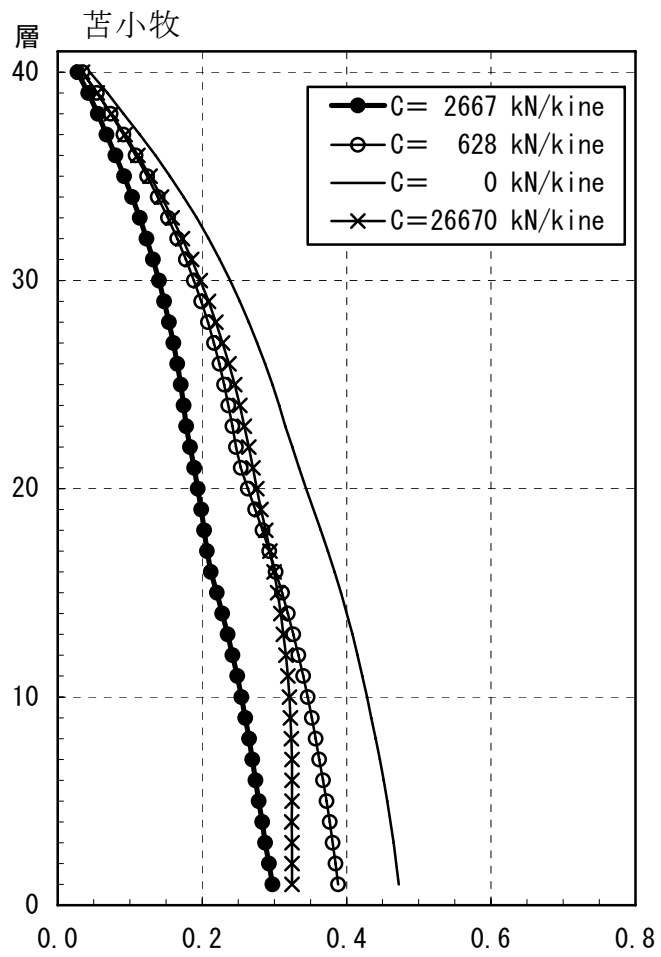


図-3.30 応答最大せん断力($\times 10^5$ kN)

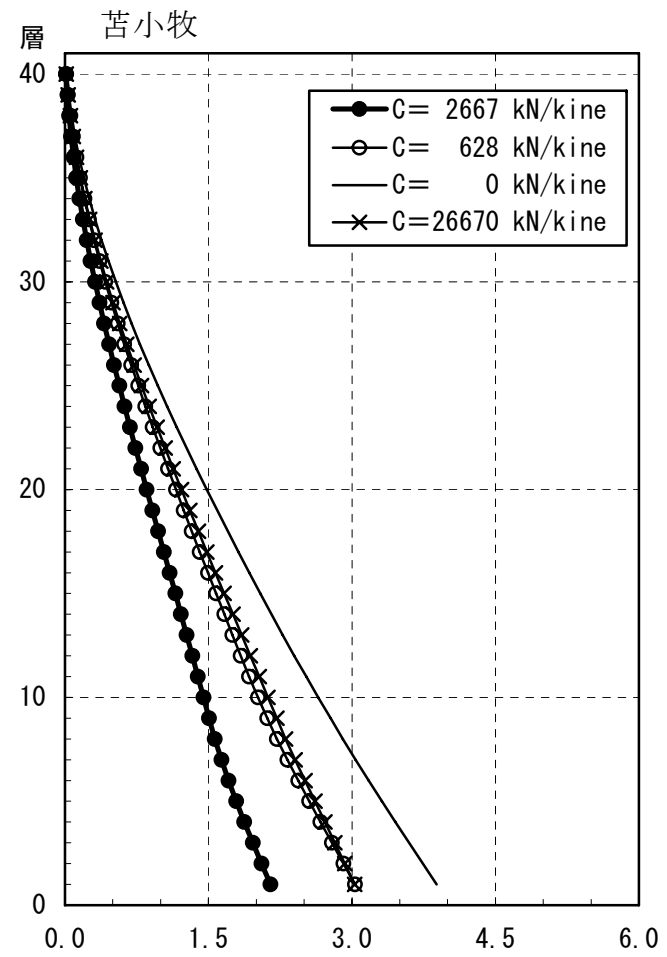


図-3.31 応答転倒モーメント(10^6 kN·m)

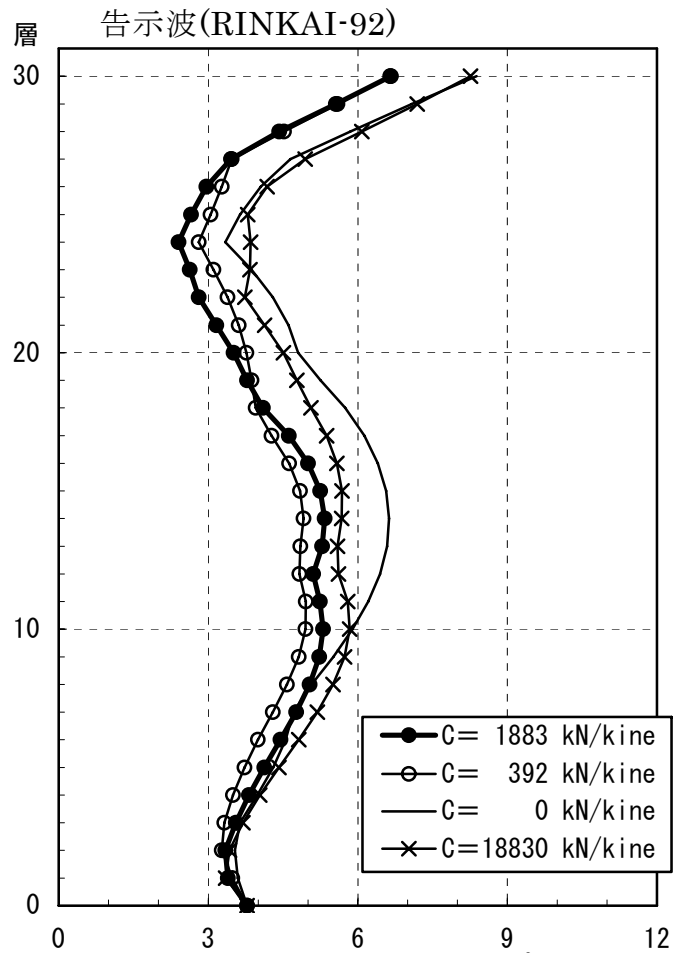


図-3.32 応答最大加速度分布(m/sec.²)

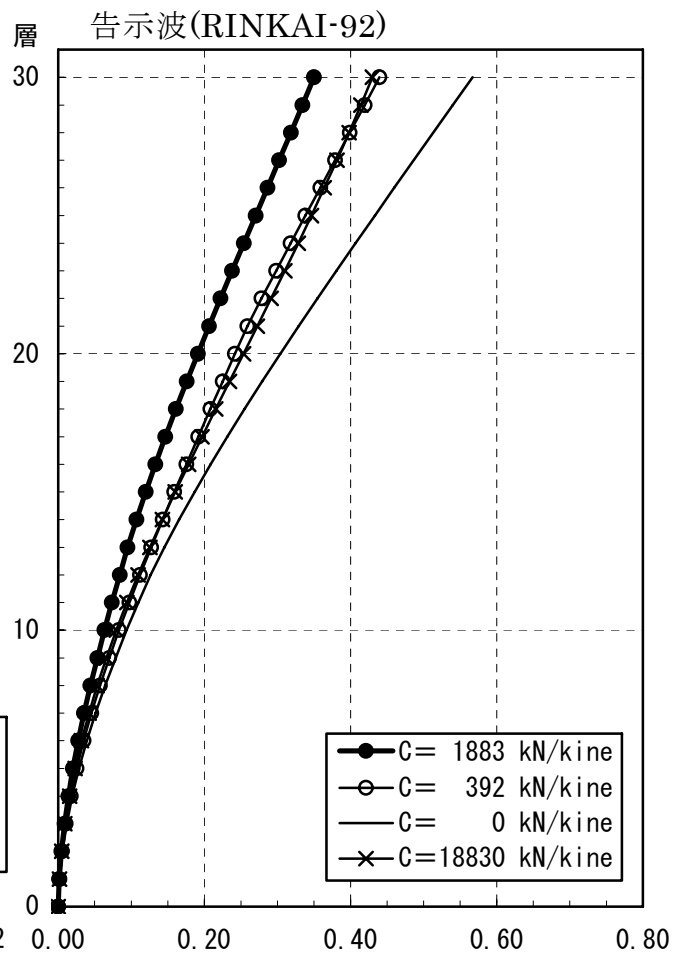


図-3.33 応答最大水平変位(m)

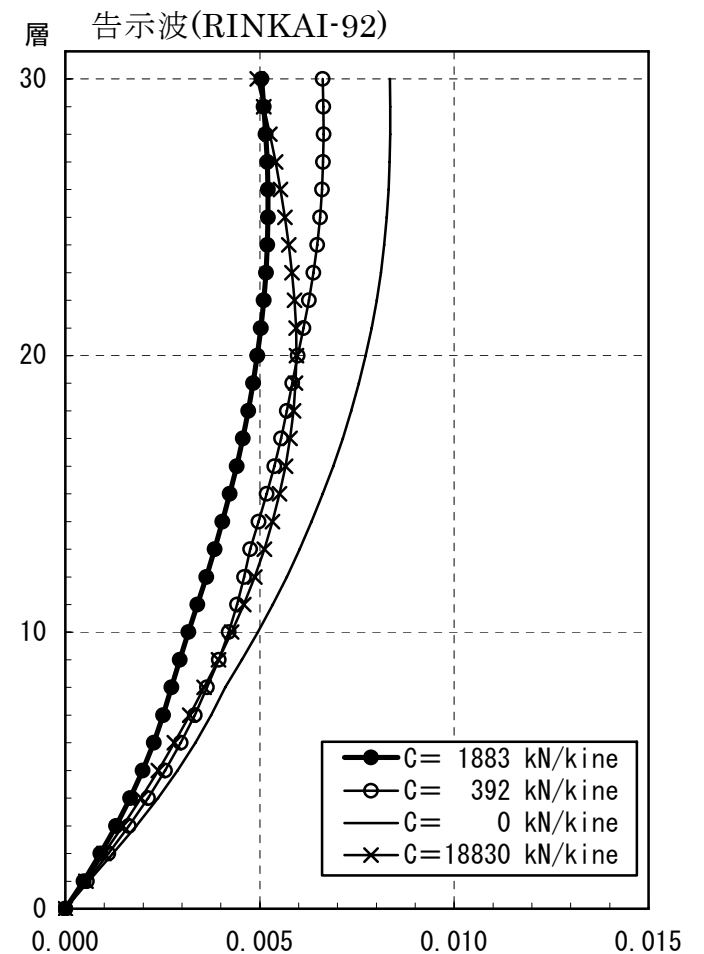
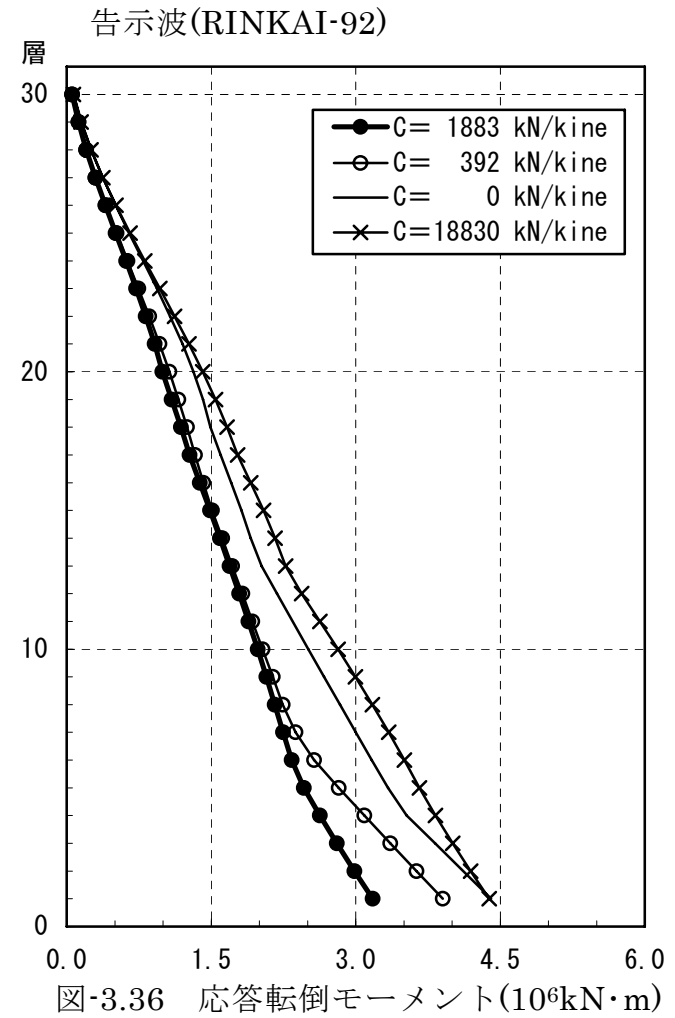
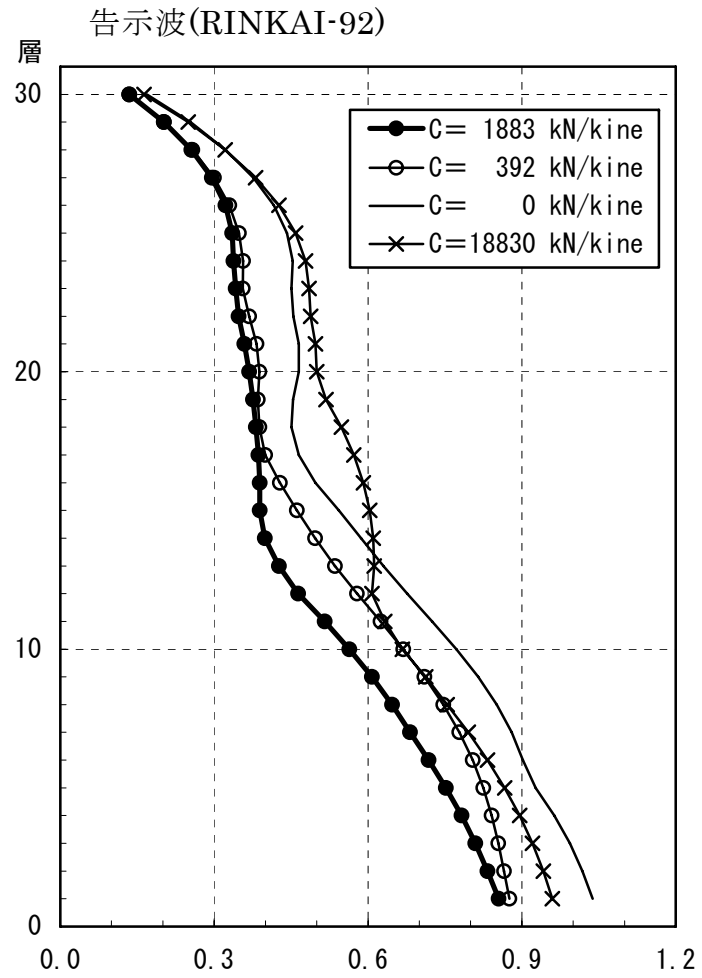


図-3.34 応答最大層間変形角(rad)



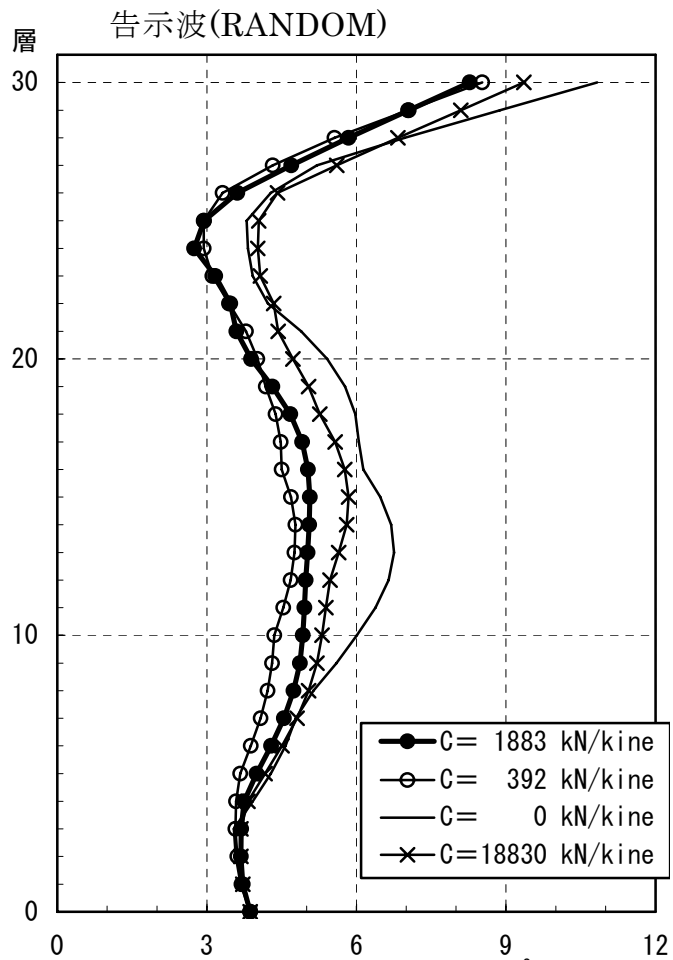


图-3.37 応答最大加速度分布(m/sec.²)

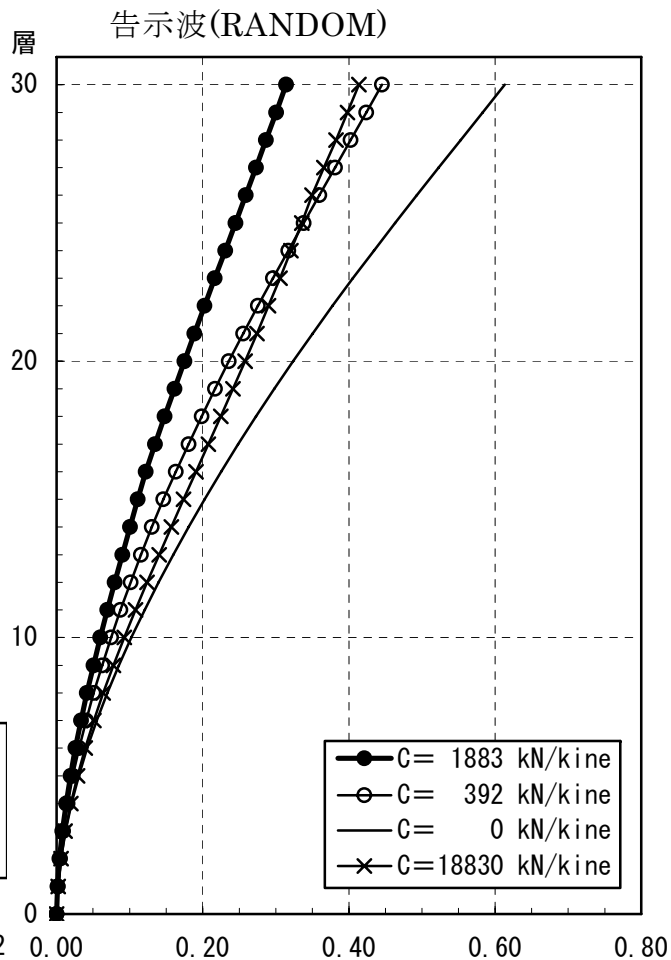


图-3.38 応答最大水平変位(m)

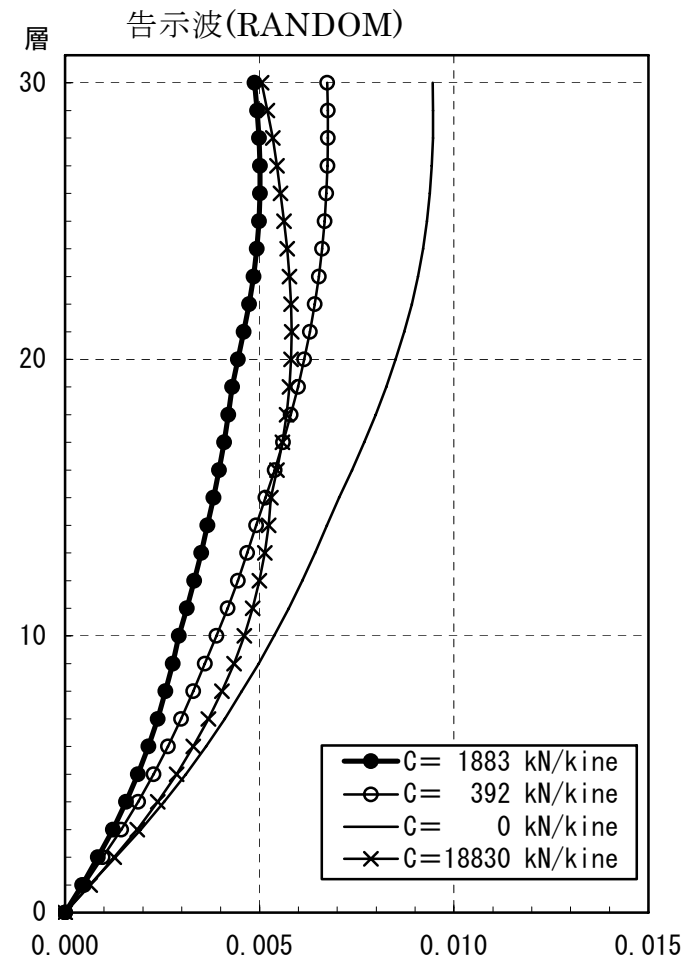


图-3.39 応答最大層間変形角(rad)

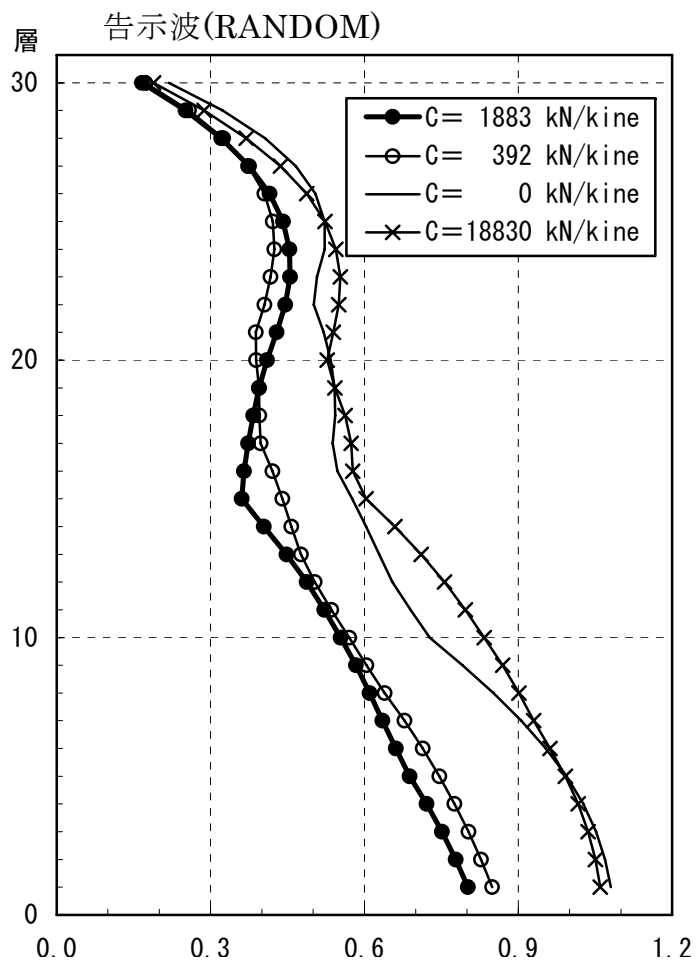


図-3.40 応答最大せん断力($\times 10^5$ kN)

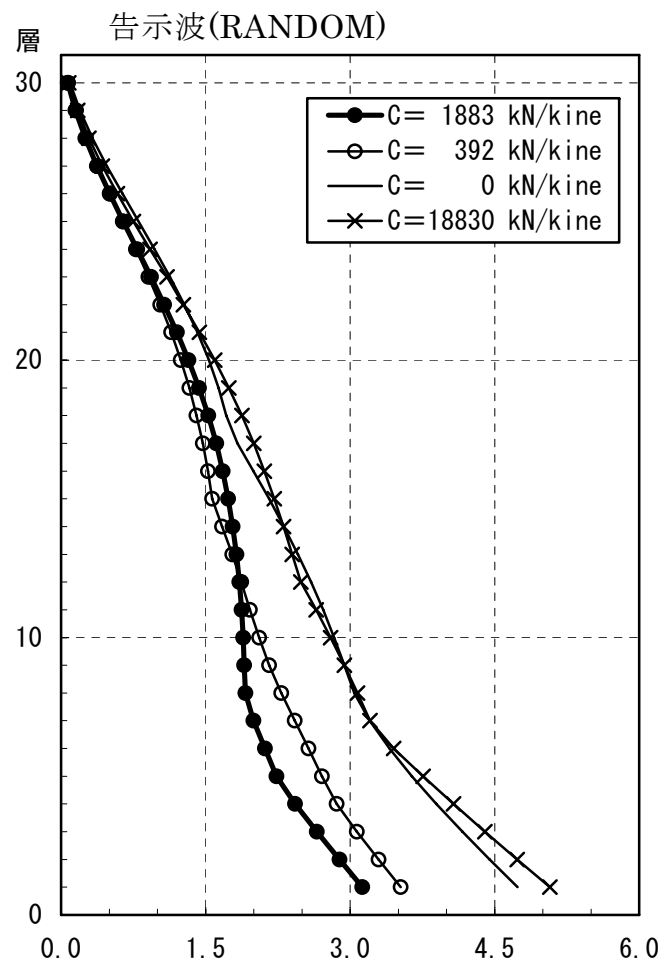


図-3.41 応答転倒モーメント(10^6 kN・m)

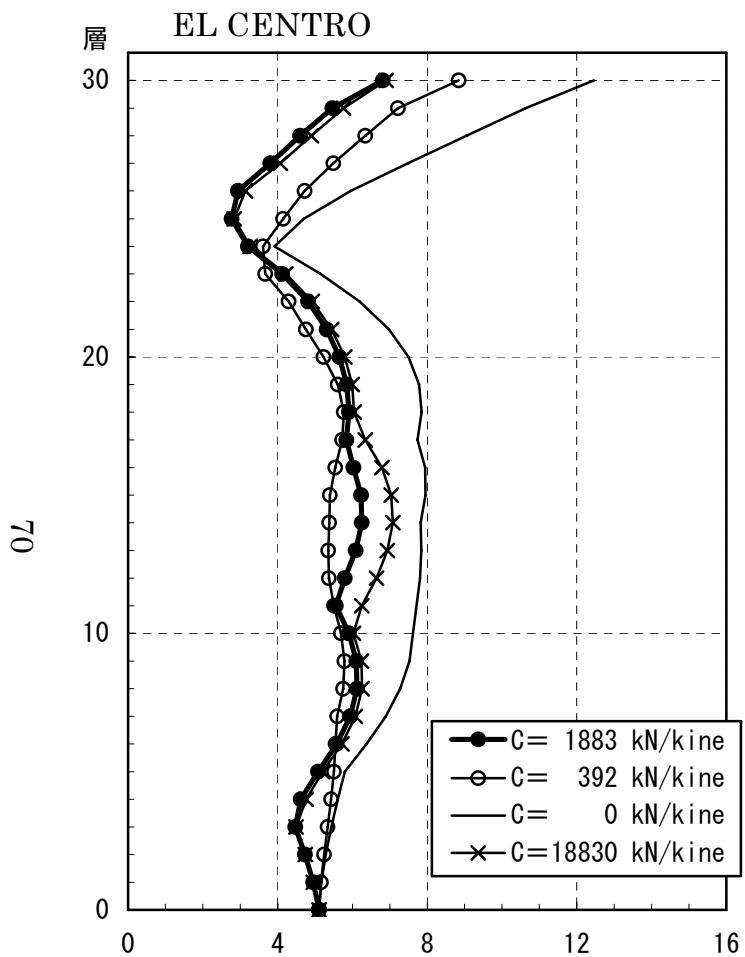


图-3.42 応答最大加速度分布(m/sec.²)

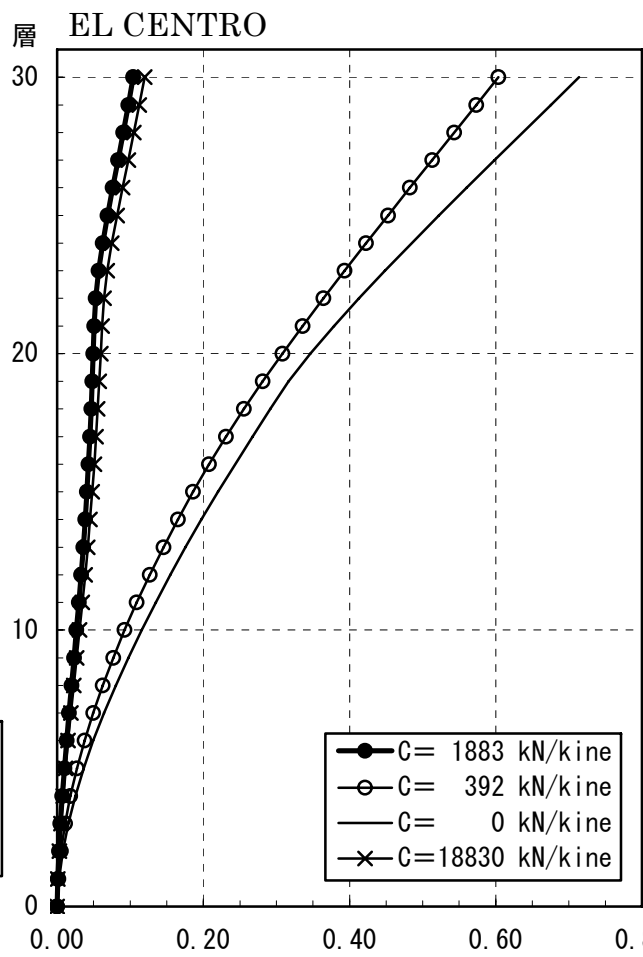


图-3.43 応答最大水平変位(m)

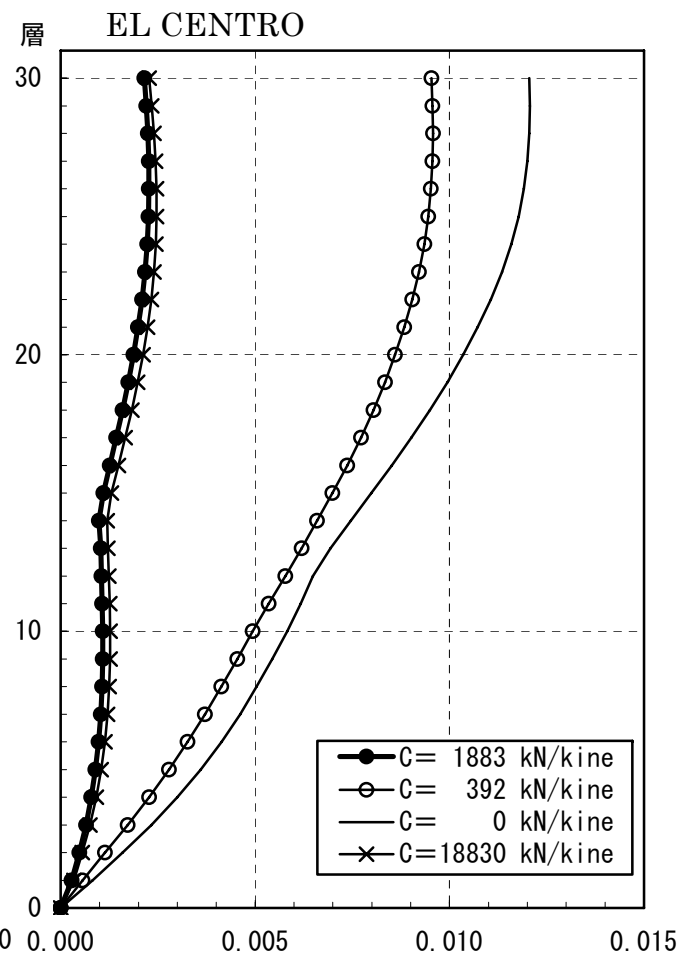


图-3.44 応答最大層間変形角(rad)

EL CENTRO

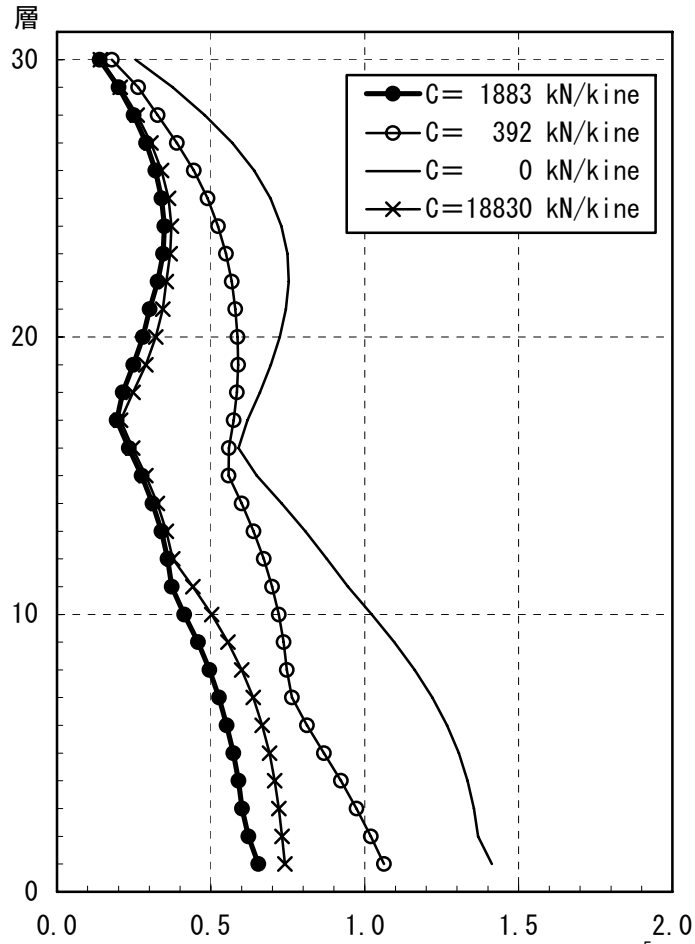


図-3.45 応答最大せん断力($\times 10^5$ kN)

EL CENTRO

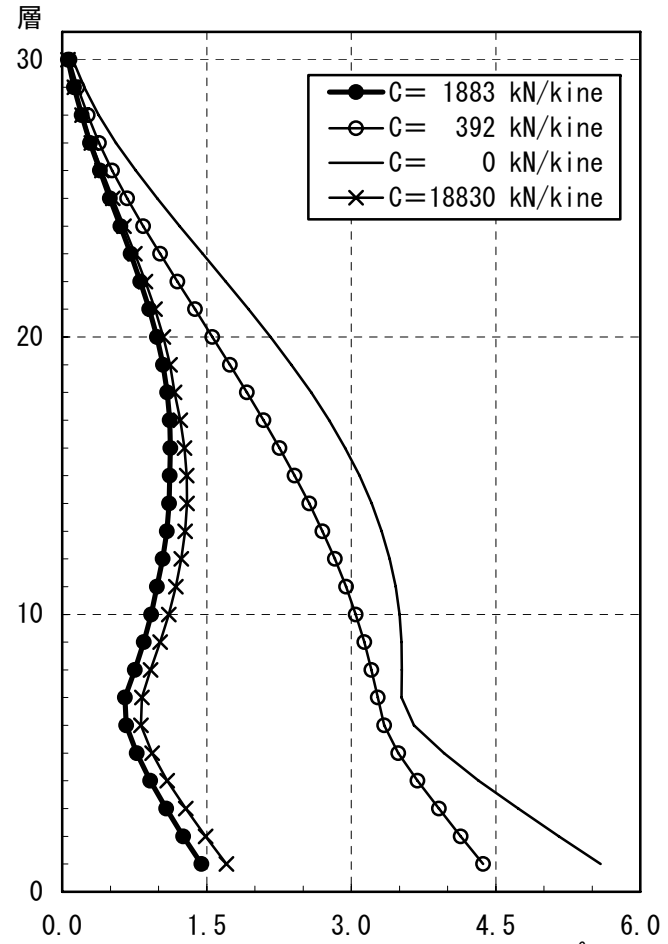


図-3.46 応答転倒モーメント(10^6 kN \cdot m)

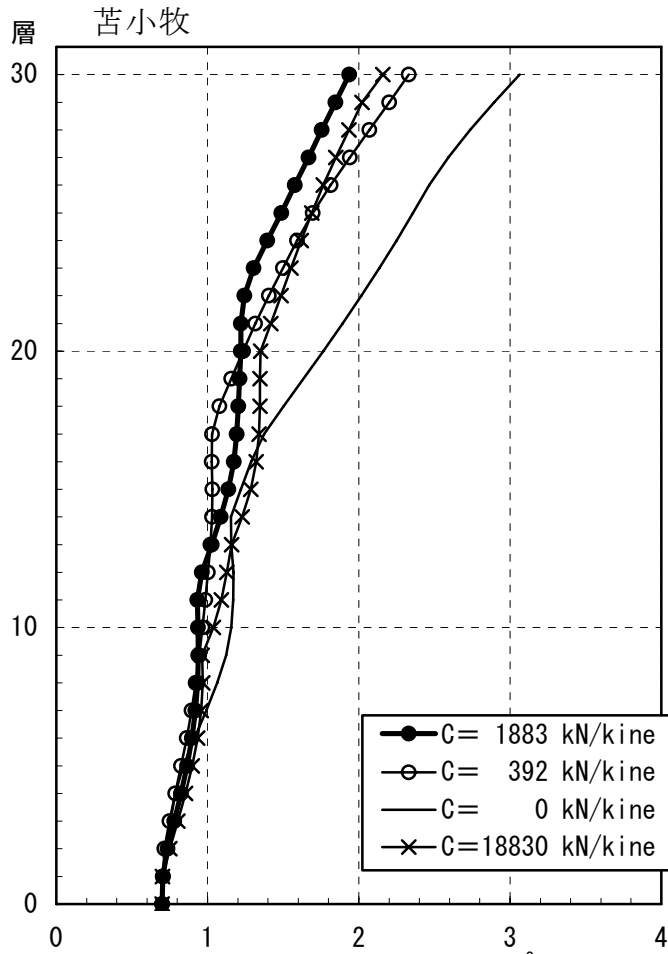


図-3.47 応答最大加速度分布(m/sec.²)

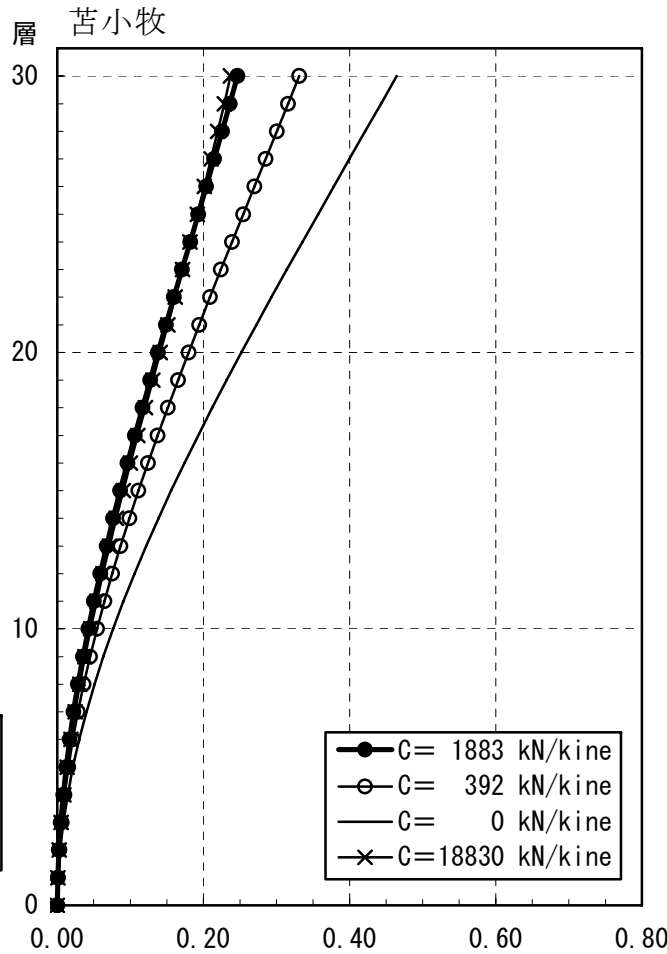


図-3.48 応答最大水平変位(m)

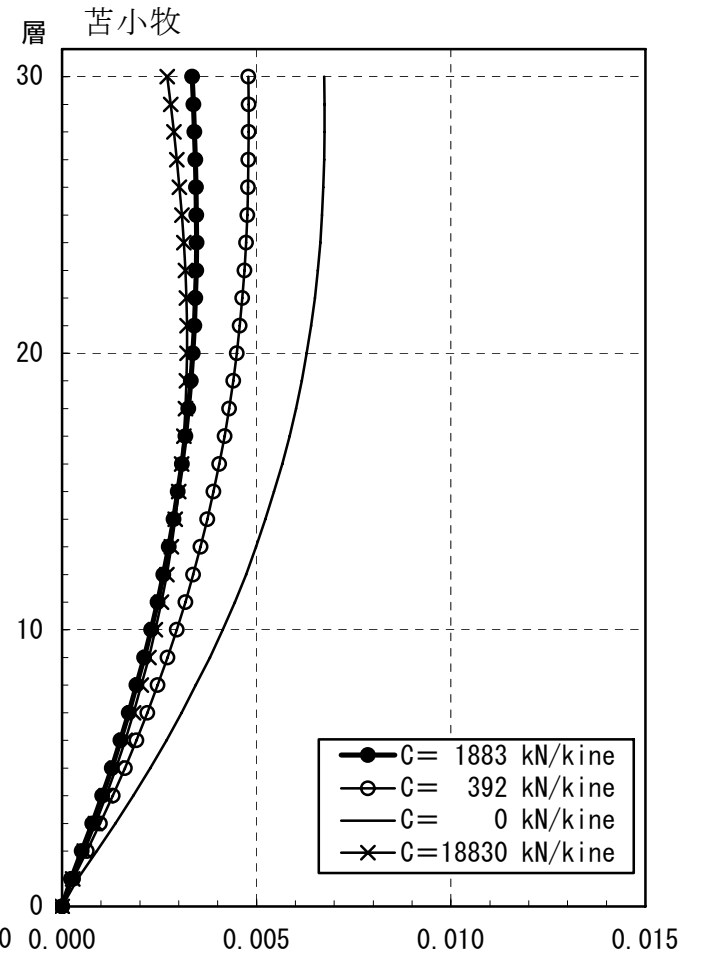


図-3.49 応答最大層間変形角(rad)

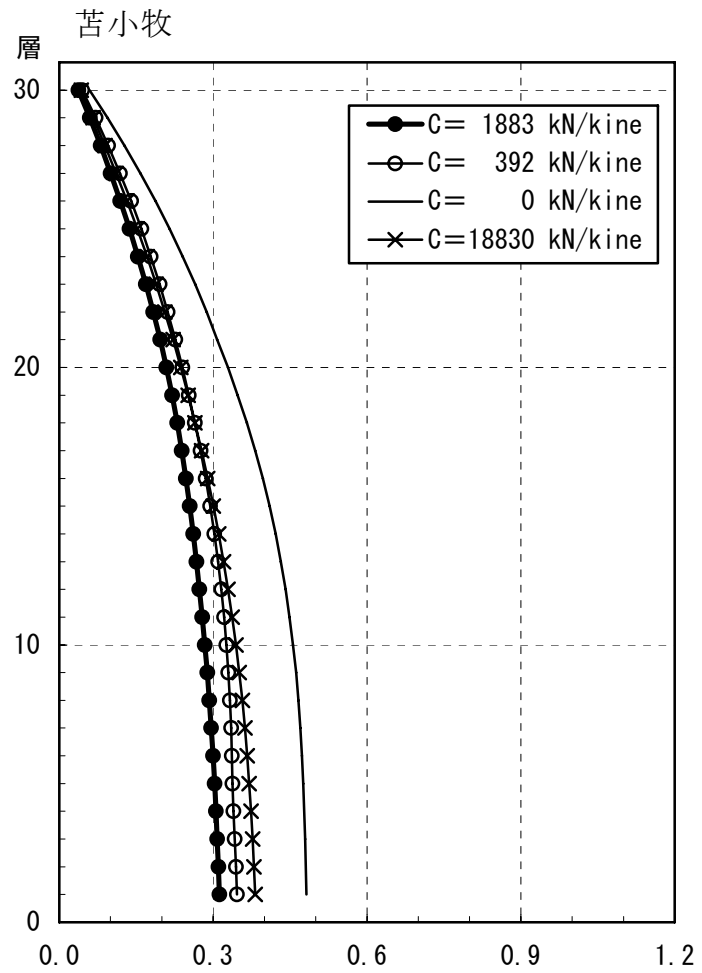


図-3.50 応答最大せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

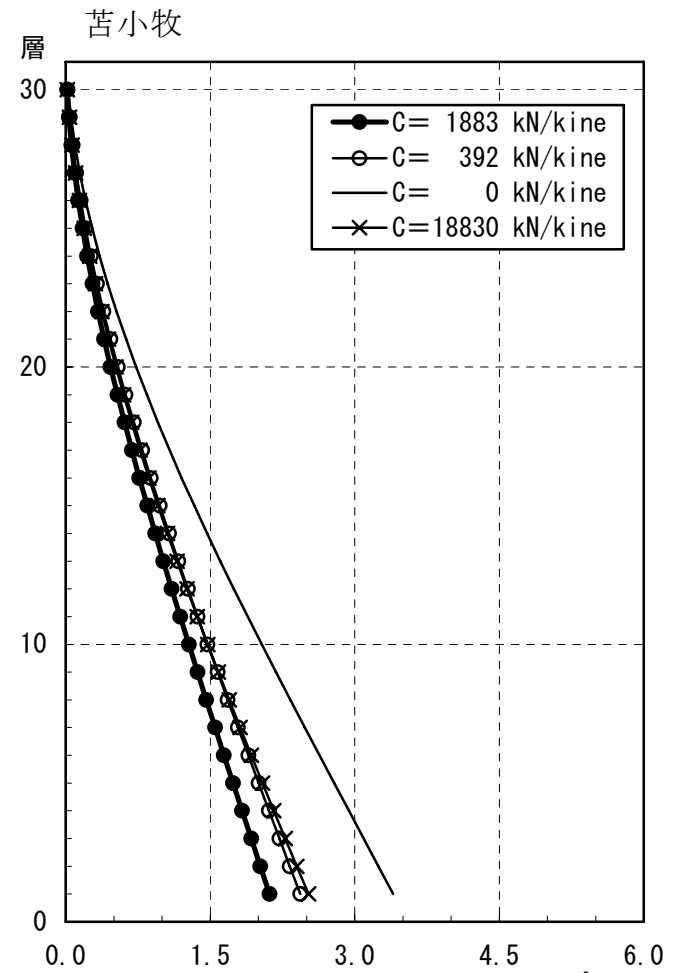


図-3.51 応答転倒モーメント($10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

告示波(RINKAI-92)

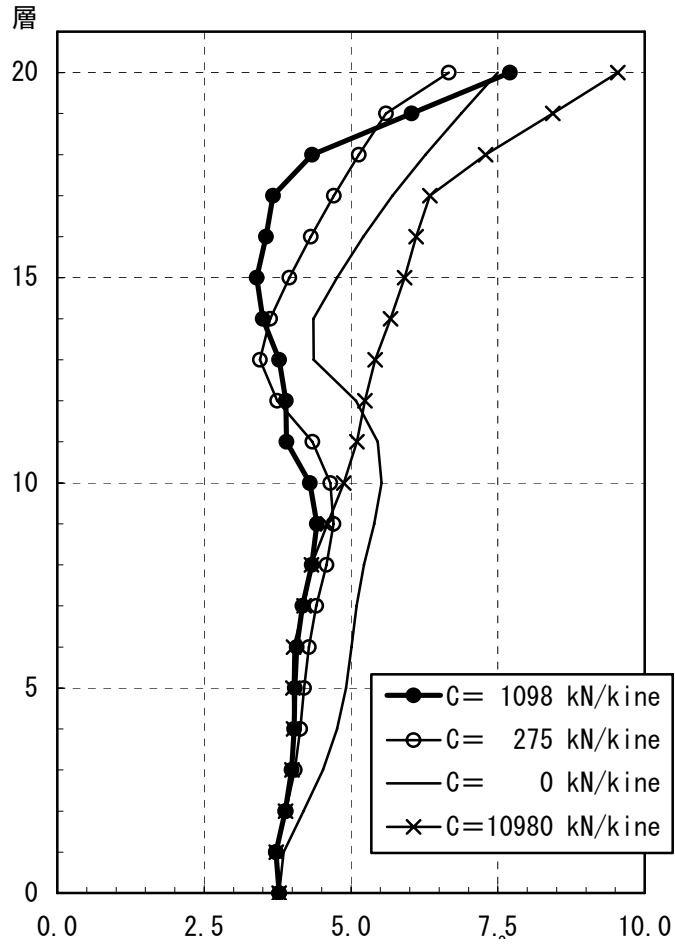


図-3.52 応答最大加速度分布(m/sec.²)

告示波(RINKAI-92)

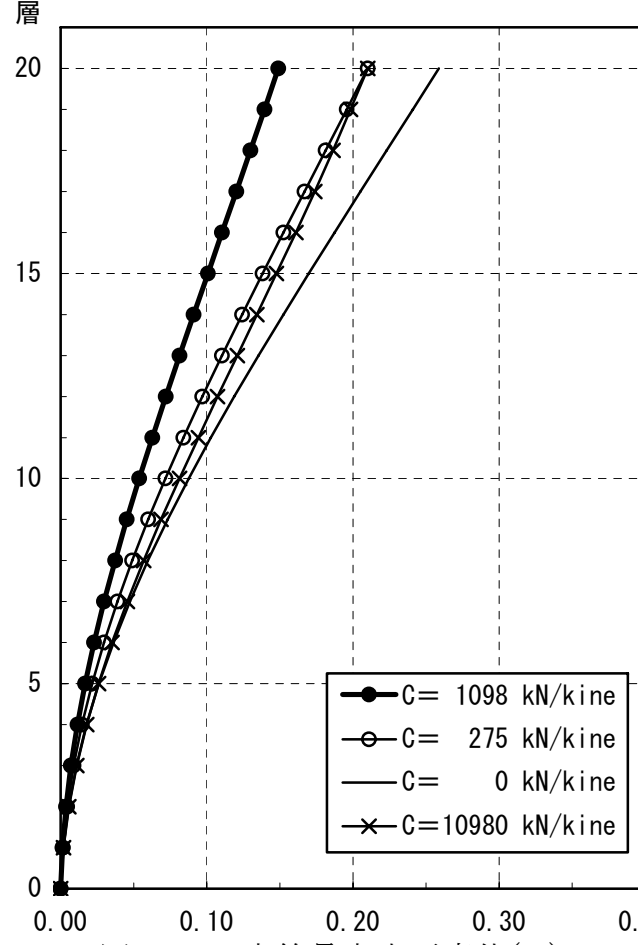


図-3.53 応答最大水平変位(m)

告示波(RINKAI-92)

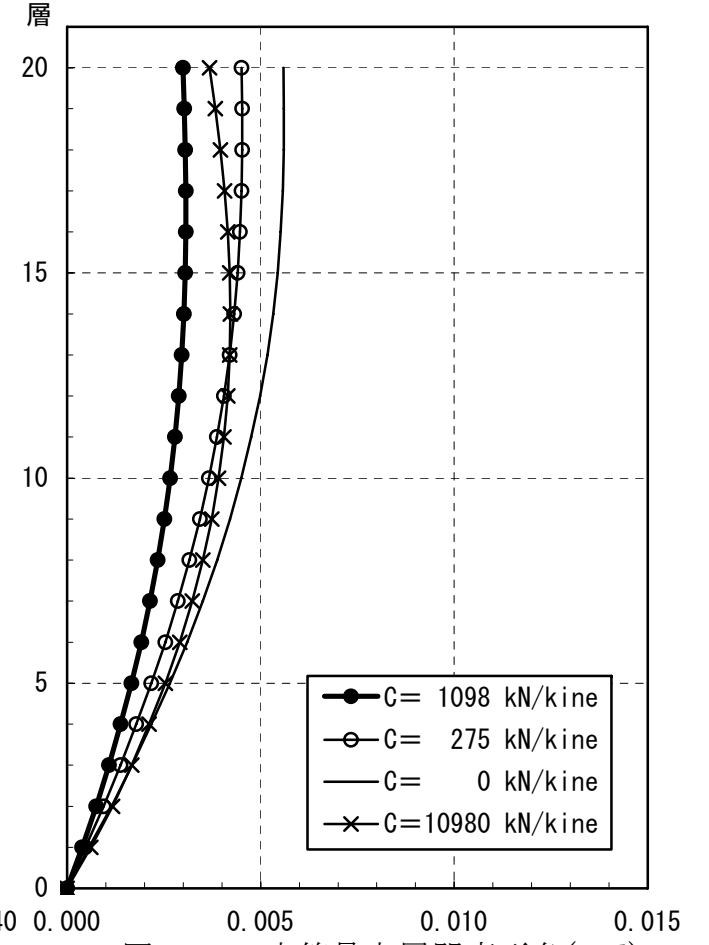
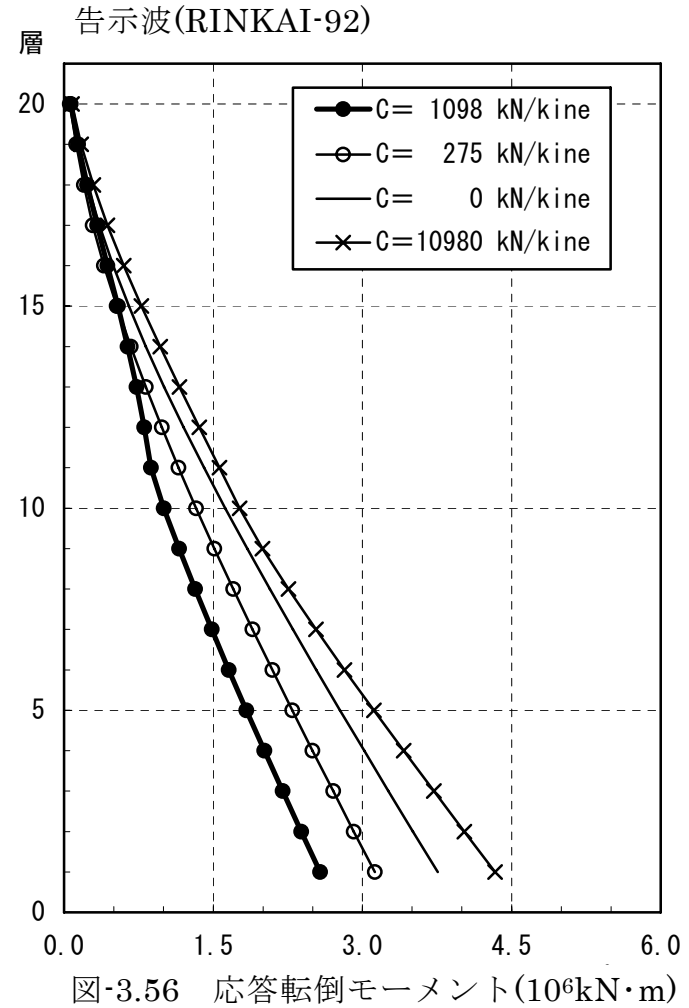
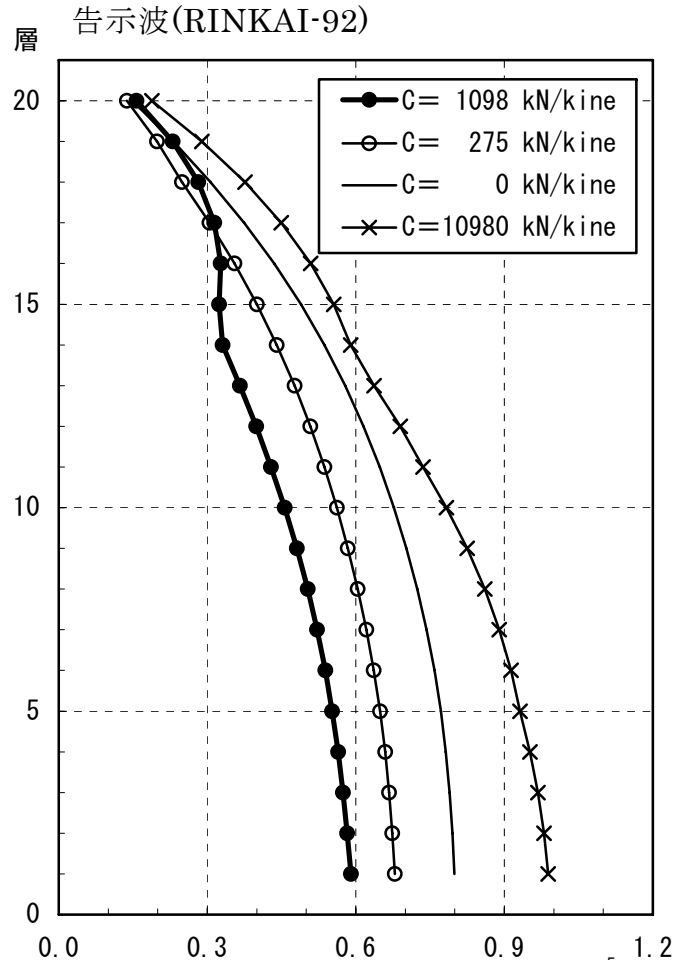
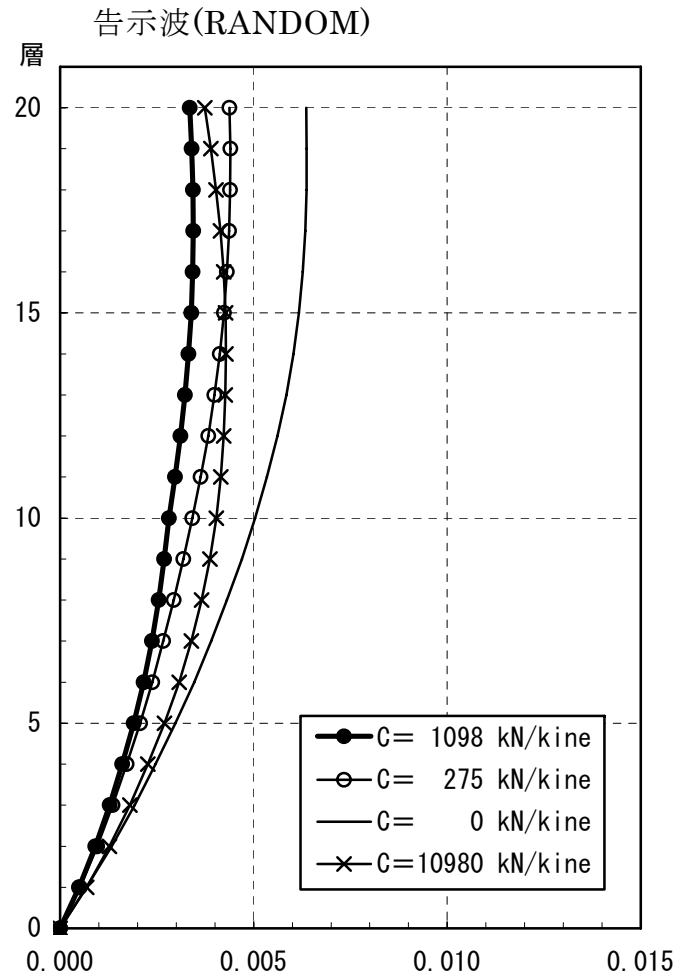
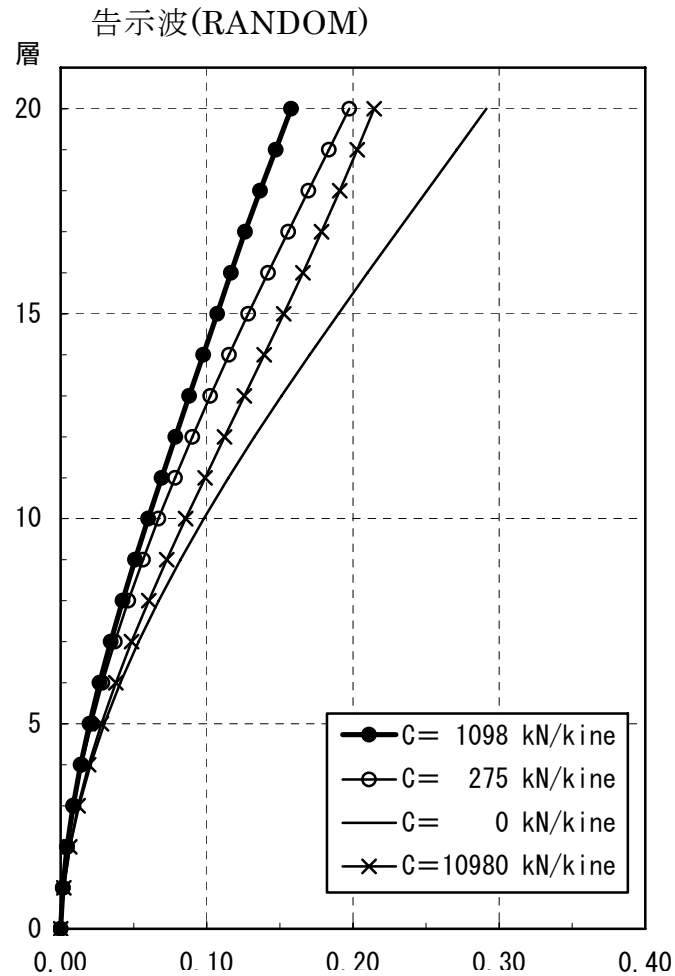
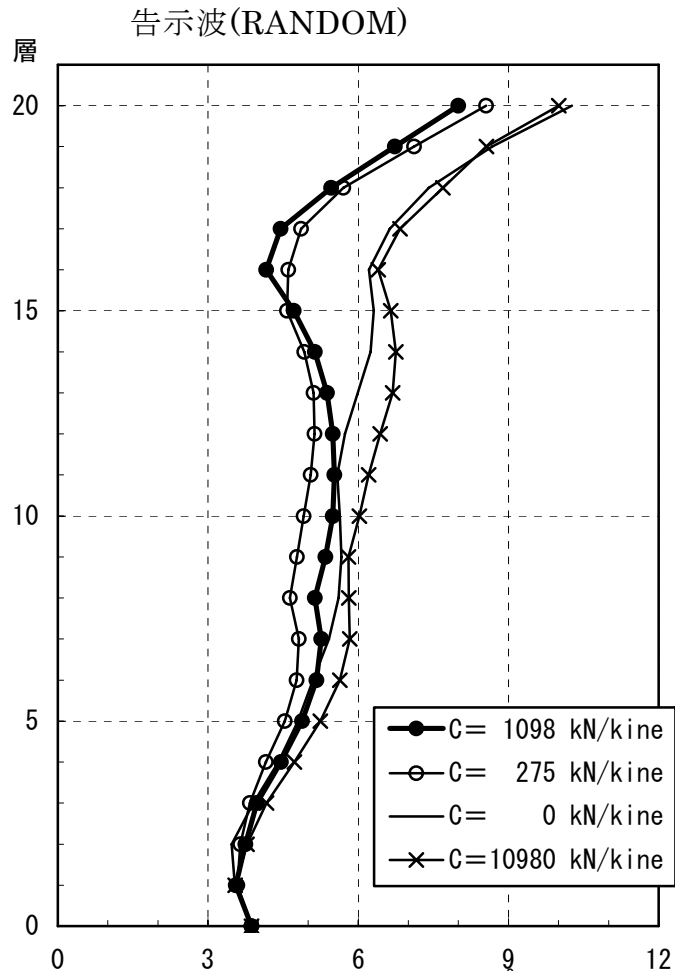
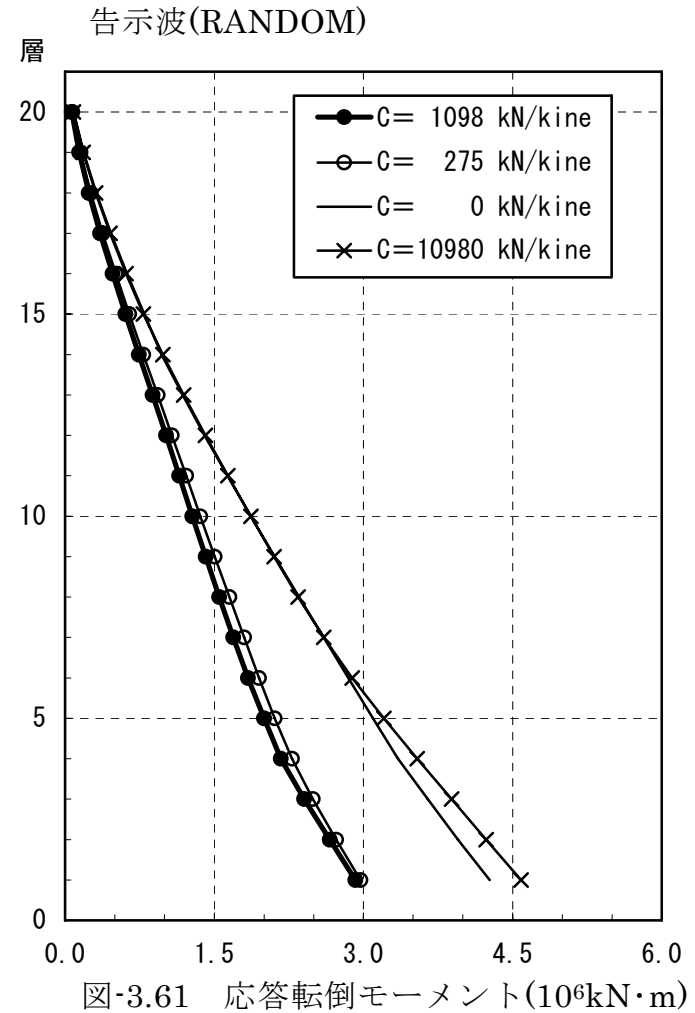
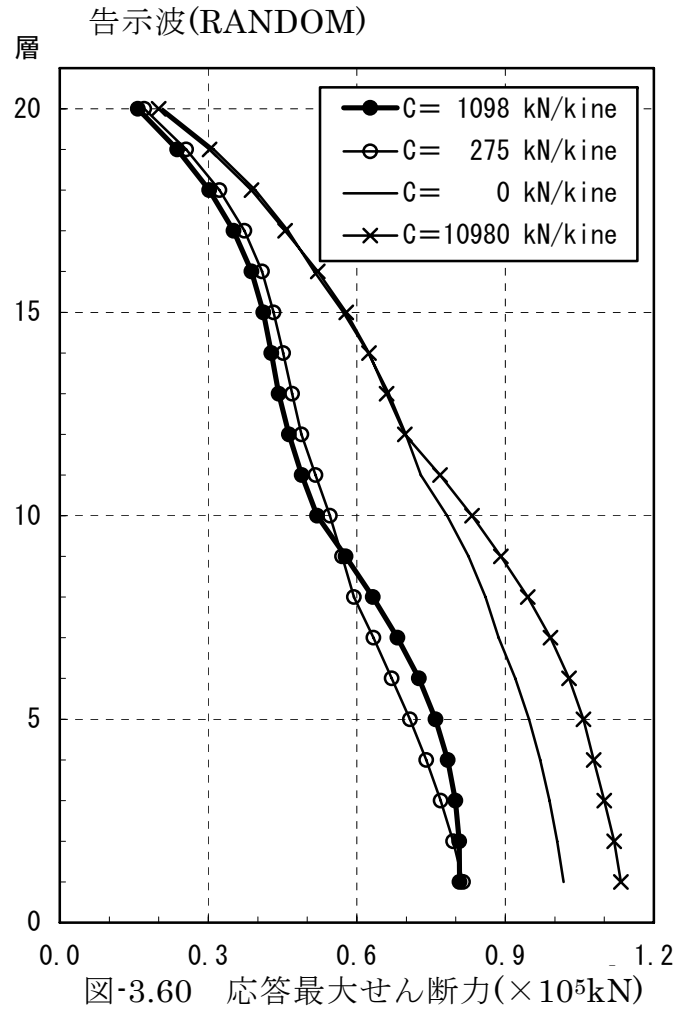
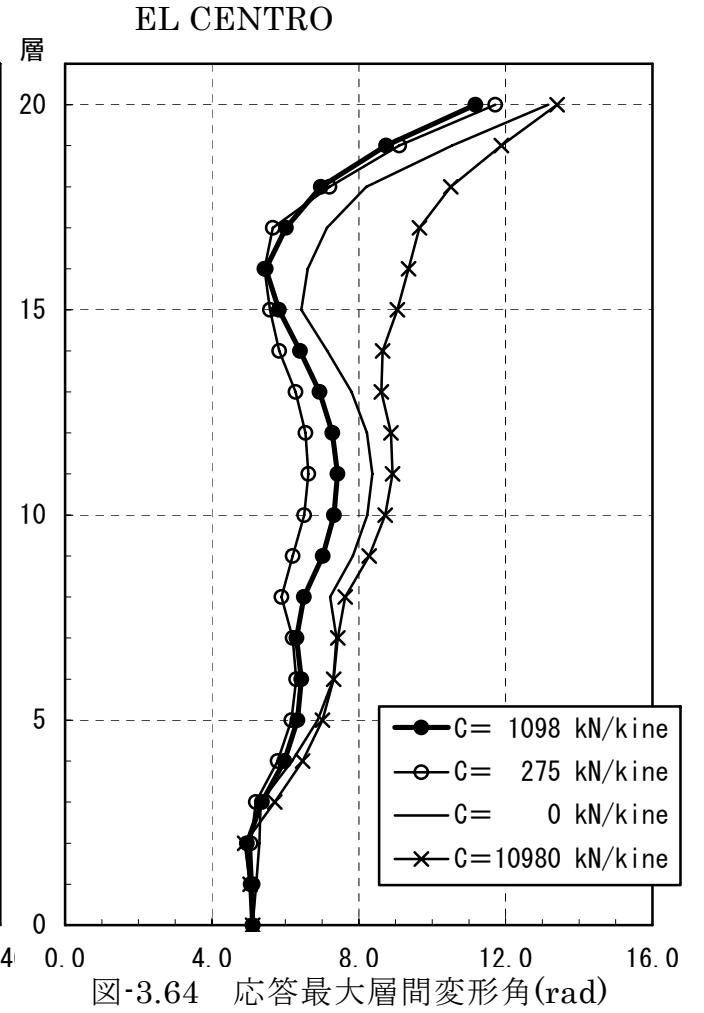
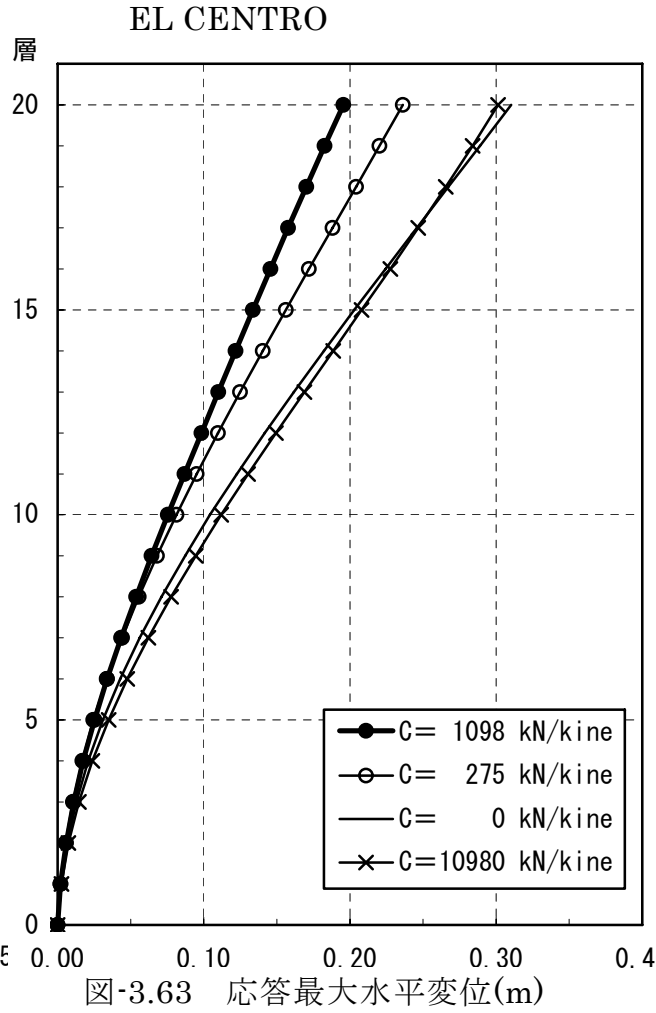
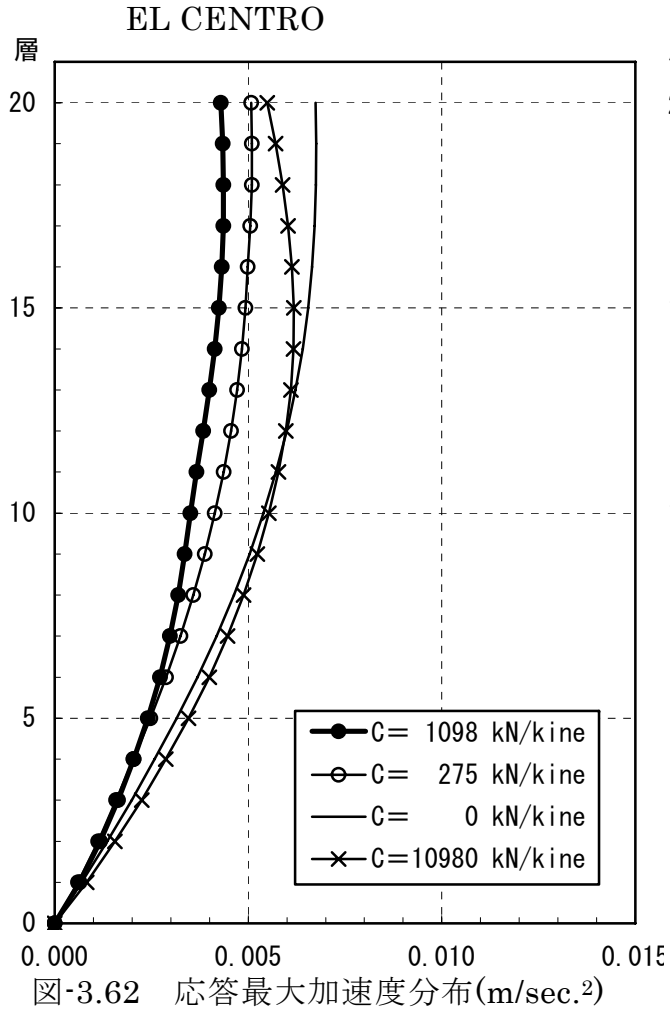


図-3.54 応答最大層間変形角(rad)









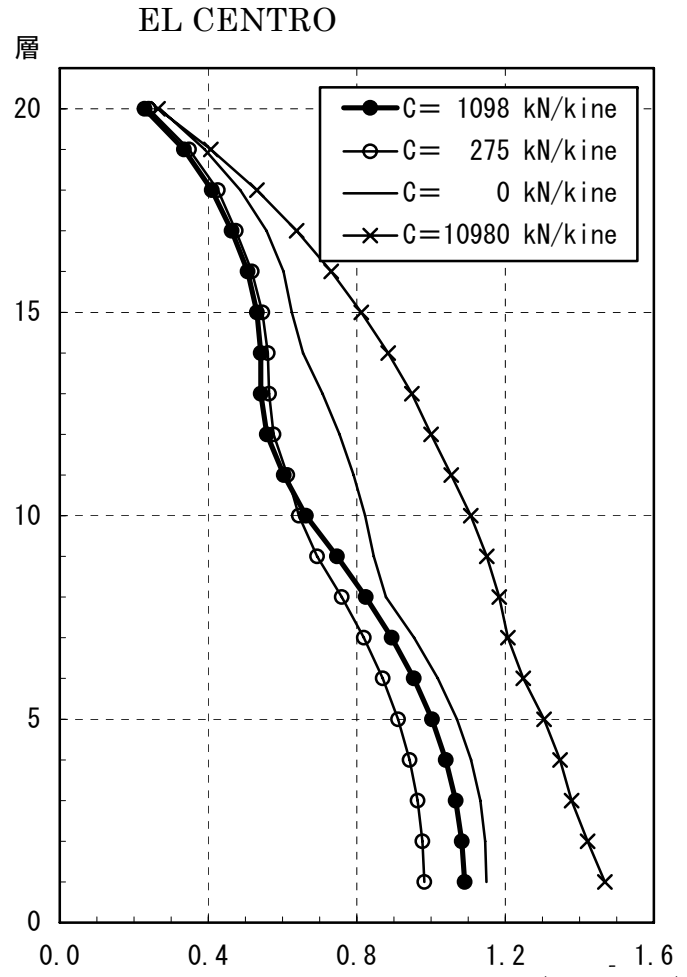


図-3.65 応答最大せん断力(×10⁵kN)

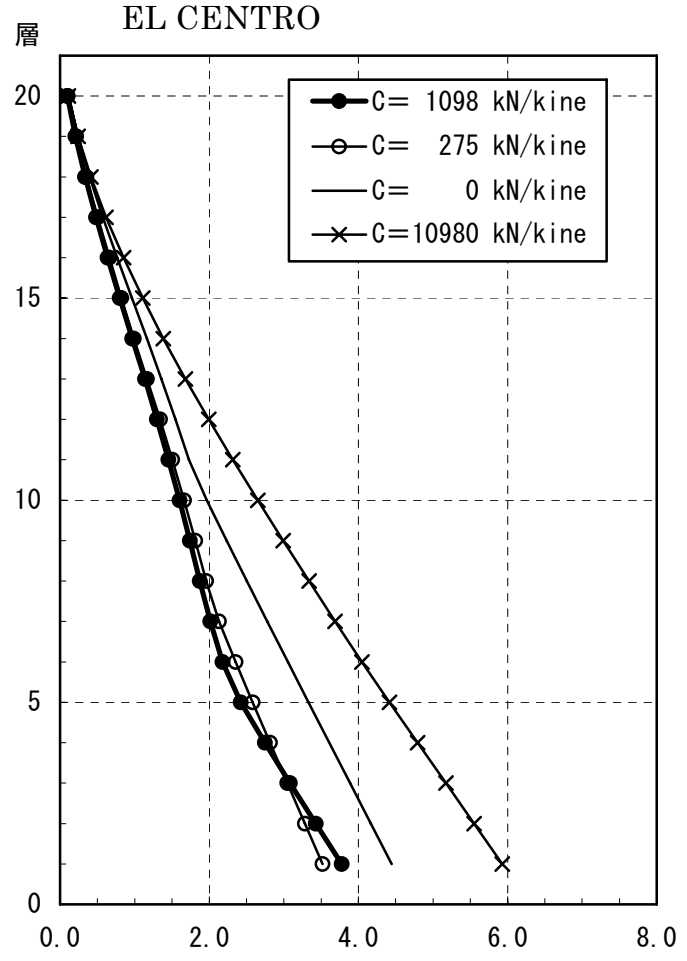


図-3.66 応答転倒モーメント(10⁶kN・m)

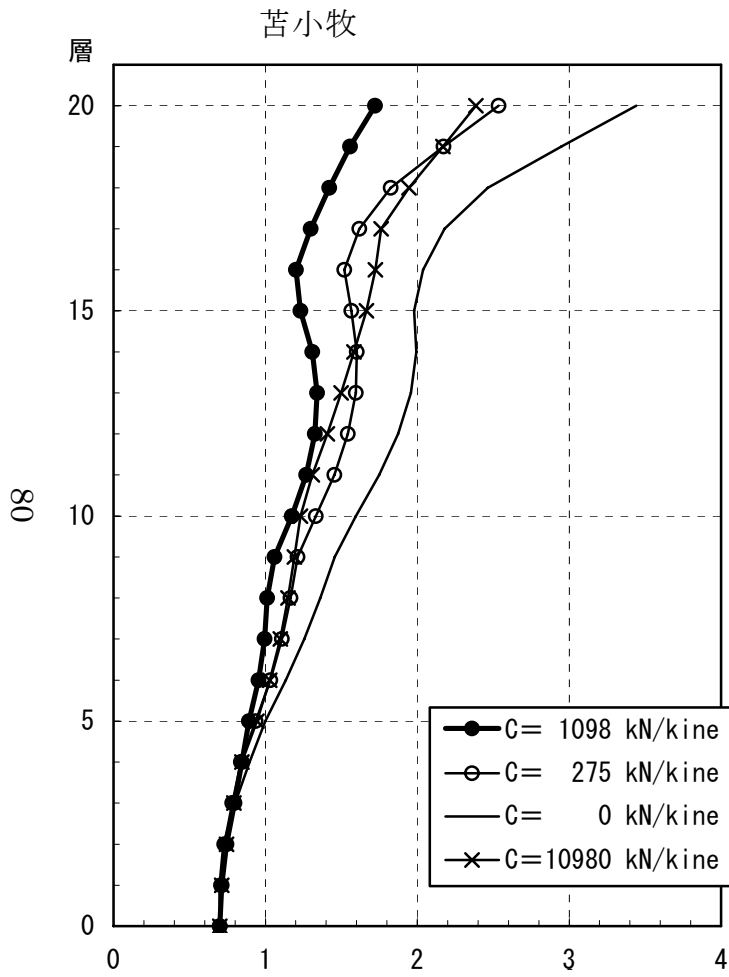


図-3.67 応答最大加速度分布(m/sec.²)

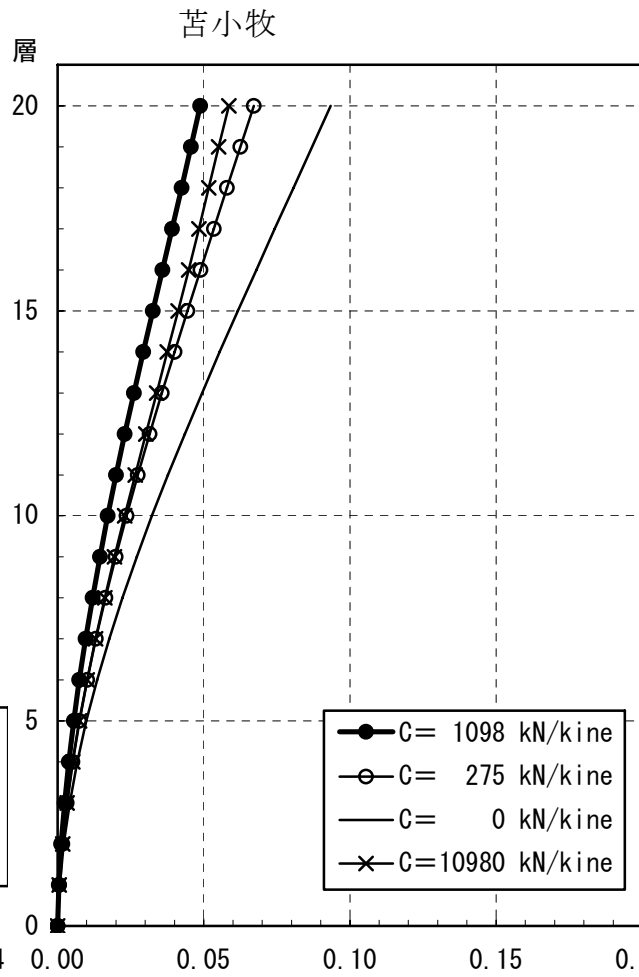


図-3.68 応答最大水平変位(m)

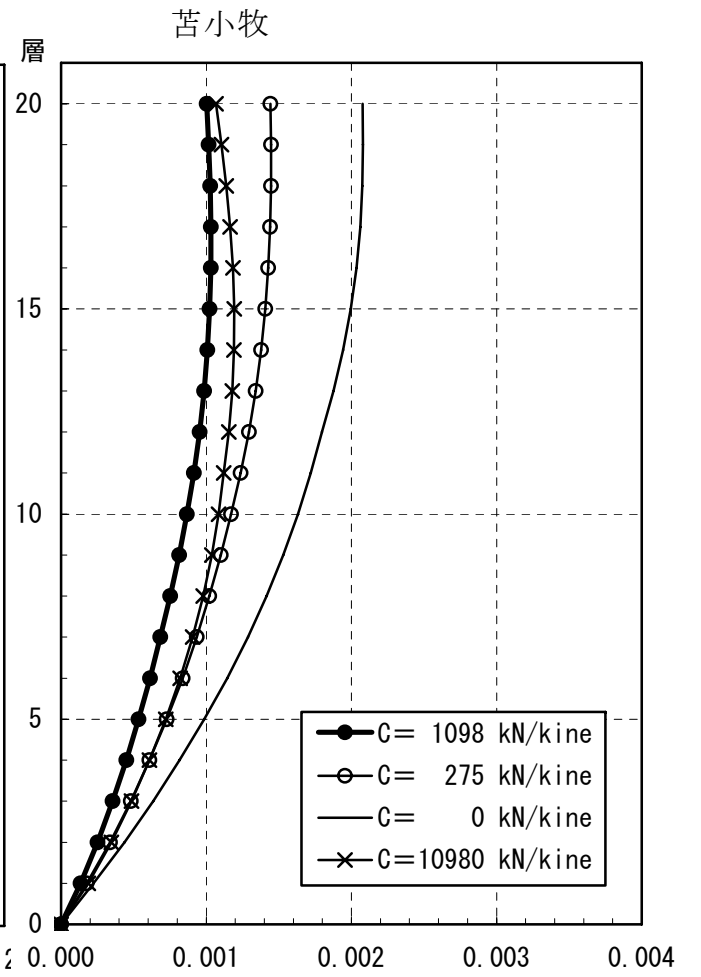
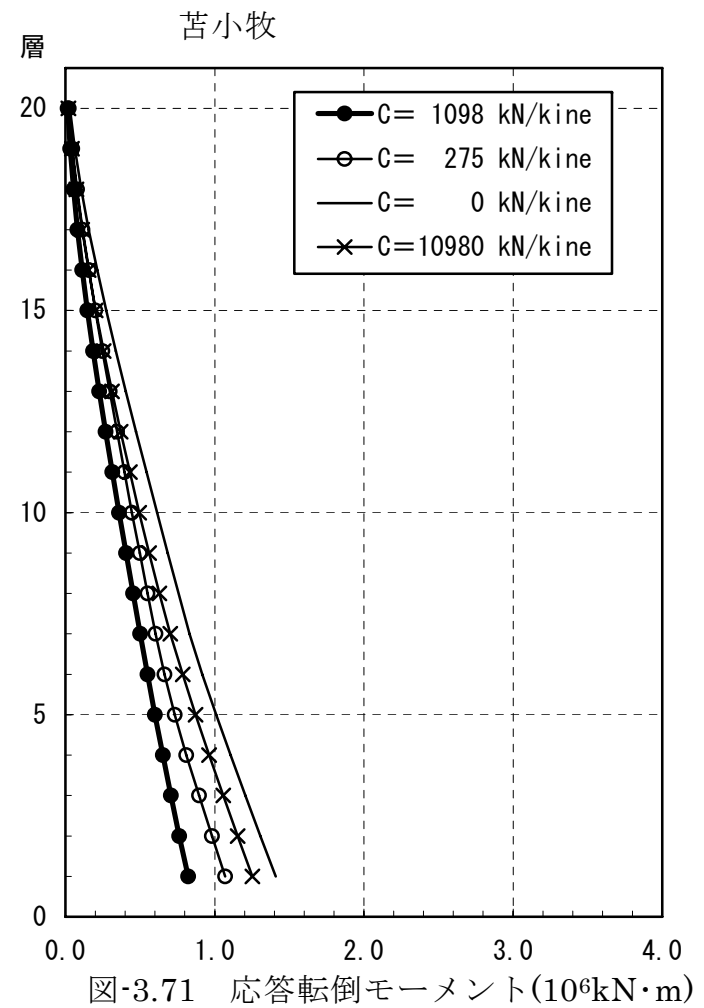
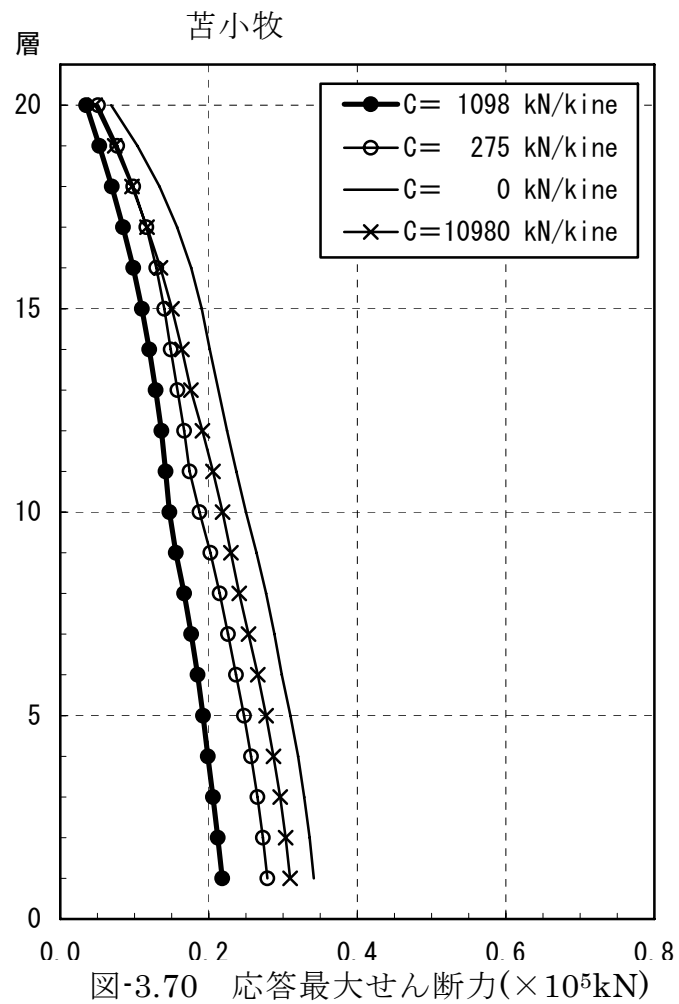


図-3.69 応答最大層間変形角(rad)



応答解析結果からは以下のことが確認された。

- 1) 40 階建てのケースでは、告示波の場合、ダンパの減衰係数を建物 1 次振動モード(4.07 秒)で建物全体の減衰定数が最も大きくなるように設定するケースにおいて、応答最大水平変形・応答最大層間変形角は最も小さくなる。EL CENTRO 波の場合は、応答最大水平変位・応答最大層間変形角は 1 次振動モードで減衰定数が大きくなるように設定したケースと 2 次振動モード(0.72 秒)のそれとの間に大きな差異は見られない。これは、加速度応答スペクトル変位応答スペクトルに見られるように、短周期成分にパワーのある地震動の場合は、2 次モードの影響を受けるため、両者に顕著な差異が見られないからである。また、苫小牧波の場合は EL CENTRO 波とは逆に 4 秒以降の長周期にパワーがあるため、1 次モードに減衰定数が最も大きくなるように設定するケースが、2 次モードのそれに比べて顕著に小さくなる。また、過大な減衰のケースは、他の 3 波の場合とは違い、減衰のないケース・2 次モードの減衰定数が大きくなるケースより小さい値を示す。
- 2) 30 階のケースでは、告示波の場合は 40 階のケースと同様の傾向があるが、EL CENTRO 波の場合は、過大な減衰にした場合が最も小さくなり、苫小牧波の場合は過大な減衰にした場合と 1 次モードで減衰を設定した場合とがほぼ同様の応答値で小さくなっている。これは、建物の固有周期が 1 次で 2.46 秒、2 次で 0.44 秒であるため、2 次モードで減衰を設定した場合や減衰がない場合は 1 次モードで減衰が少ないため応答値が大きくなっているが、1 次モードで減衰を設定した場合には 1 次モードの応答が押しえられるために、最大応答値が小さくなり、過大な減衰の場合は、減衰を大きくすることにより建物の複素固有周期が短くなり、変形が押しえられている。
- 3) 20 階のケースでは、告示波の場合は 30 階・40 階のケースと同様の傾向である。然しながら、観測地震動の場合は、30 階のケースとは異なり 1 次モードに減衰を設定したケースが最も小さくなる。20 階の場合建物の固有周期が 1 次で 1.2 秒・2 次で 0.23 秒であるため建物が短周期側に寄ったため、高次振動の影響がなくなり 1 次モードで最も減衰定数が大きくなるようにダンパを設定することが効果的で

ある。

- 4) 40 階建てのケースでは、応答最大層せん断力は最下階で見ると、告示波の場合、建物 2 次振動モードで建物全体の減衰定数が大きくなるようにダンパを設定したケースが最も小さく、EL CENTRO 波の場合も同様な傾向が見られるがその際は小さくなっている。しかしながら、長周期成分の多く含まれる苫小牧波の場合は、1 次モードに減衰定数が大きくなるように設定したケースが最も小さくなっている。このことは、地震動の性質と減衰の与え方と建物全体の各振動モードの影響度合いによるものである。
- 5) 30 階建てのケースでは、応答最大層せん断力は最下階で見ると、告示波では 1 次モードで減衰を設定したケースが最も小さくなるが、2 次モードで減衰を設定したものとあまり差がない。EL CENTRO 波の場合は、2 次モードで設定するしたケースが、過大な減衰としたケースを上回っている。これは、30 階の 1 次固有周期は 2.46 秒で地震動のピークの周期と近いと考えると考えられる。苫小牧波のケースでは、1 次モードにおける減衰定数の値の大きなものほど応答値が小さくなっている。
- 6) 20 階建てのケースでは、応答最大層せん断力は減衰係数を 1 次モードで最大となるように設定したケースがもっとも小さい。EL CENTRO 波では 2 次モードで減衰定数が大きくなるように設定したケースが最も小さくなっている。これは地震動がのピークが建物の 2 次固有周期にあるため、2 次に減衰が多く入るケースが最も有利であるといえる。苫小牧波では 30 階と同様の傾向である。
- 7) 告示波の場合は、応答最大転倒モーメントについては、ダンパの減衰係数を 0 もしくは過大な減衰としたケースが大きくなる傾向にあり、建物 1 次振動モードでダンパを設定したケースが小さくなる。EL CENTRO 波の場合は、2 次モードでダンパを設定したケースが最も小さくなり、苫小牧波の場合は 1 次モードでダンパを設定したケースが最も小さくなる。このことは、4 秒以降にパワーを持つ地震動に対しては、1 次振動モードの影響が大きいとため 1 次モードでダンパを設定した場合が応答最大転倒モーメントは小さく、短周期成分の多い地震動では、2 次モードでダンパを設定した場合が小さくなるものと考えられる。

以上の弾性地震応答解析の結果より、曲げ変形制御型制震構造のダンパによる付加減衰係数に適切な値を与えることにより、建物全体の応答値を有効に低減することが可能であることが判明した。

3.5 まとめ

第2章では、最も基本的な1質点モデルを対象として、曲げ変形制御による振動低減の基本原理や制御効果について明らかにした。まず、一般的な層間設置型制震構造の動特性を表すモデルである3要素Maxwell型1質点モデルを対象に得られている知見について整理した後、曲げ変形(従属自由度)にMaxwell型ダンパが設置された曲げ変形制御型制震構造の動特性が、層間設置型と同様な単純な3要素Maxwellモデルで厳密に表現できることを示した。したがって、曲げ変形制御型システムにおいても、ダンパ部を固定とした場合と自由にした場合の振動数変化量を大きくすることにより、より大きな付加減衰が実現可能となる。そこで、曲げせん断変形比率(γ)およびダンパ機構部剛性比率(β)に着目し、構造性能と付加減衰量の基本的な関係を明らかにした。

第3章では、第2章での単純化したモデルから発展して、実大規模の試設計建物モデルでの検討を実施した。先ず、試設計建物モデルでは、 γ が0.01程度となり、10%以上の減衰定数を確保するためには、 β が0.8以上必要である。構成要素のうちコネクティング柱とスーパービームの剛性が β に与える効果について検討し、実用的な断面においてダンパを調整することにより10%以上の減衰付加が可能であることを示した。さらに、複素固有値解析結果から、建物1次振動モードに対しダンパの減衰係数を調整することにより、1質点モデルで検証したものとほぼ同様の減衰定数が得られることを確認した。但し、1次振動モードで最適な減衰定数を得られるように設定した場合、高次振動モードに対しては付加減衰効果は少なくなる。また、弾性の地震応答解析を実施し、地震波の特性に拠らず、ダンパの付加減衰によって有意な振動低減効果が得られることを確認した。