

第4章 各構造部材の非線形特性が及ぼす影響

(試設計建物モデルの非線形応答解析)

- 4. 1 はじめに
- 4. 2 解析条件
- 4. 3 部材に考慮する非線形特性
- 4. 4 スーパーウォールの曲げ剛性低下が応答に及ぼす影響
- 4. 5 床スラブの曲げ非線形特性が応答に及ぼす影響
- 4. 6 非線形地震応答解析における各部の吸収エネルギー
- 4. 7 非線形地震応答解析から推定される
ダンパによる付加減衰
- 4. 8 スーパービーム及びコネクティング柱の
非線形特性が応答に及ぼす影響
- 4. 9 まとめ

第4章 各構造部材の非線形特性が及ぼす影響

(試設計建物モデルの非線形応答解析)

4.1 はじめに

第3章では、実建物規模の建物から主要耐震4要素(スーパービーム・スーパーウォール・コネクティング柱・ダンパ)のみを抽出・単純化した振動解析モデルを用いて、弾性地震応答解析を実施し、曲げ変形制御型制震構造の応答低減効果について検討を行い、ダンパの付加減衰による応答低減の優位性について述べた。

本章では、より現実的な建物を想定し、非線形地震応答解析を実施し、曲げ変形制御型制震構造の有用性を検証する。まず、実際の建築物では、各階にコンクリートスラブが存在することで、その剛性や強度が、スーパーウォールの曲げ変形を抑制し、且つ、コネクティング柱に上下変形を付加することになり、スーパービームとコネクティング柱の鉛直速度(変形)差が減少することが想定される。その影響について検討を実施する。次に、鉄筋コンクリートで構築される各構造部材(スーパーウォール・コネクティング柱・スーパービーム・床スラブ)は、早期にクラックが発生し非線形性を呈することになる。ダンパ機構部剛性比率(β)に関与するこれらの部材に剛性低下が起きると、制震装置の付加減衰効果の減少に繋がる恐れがあるが、一方、スーパーウォール自体の剛性が低下することにより相対的にダンパ機構部との剛性比が増加し、制震装置の付加減衰効果は増加することも起こり得る。本章では、第3章で用いた振動解析モデルに床部材を組み込み、各構造部材並びにスラブの非線形特性を考慮した非線形応答解析等を行い、各部材の鉄筋コンクリート造としての非線形特性が本架構形式に与える影響を把握し、構造特性を明らかにする。

4.2 解析条件

4.2.1 対象建物

図 4.1 に第 3 章で用いたものと同様の試設計建物モデルの基準階伏図を再掲する。図 4.2 に R 階伏図を示す。図 4.3 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。3 章のモデルは、スーパーウォールとスーパービーム・制震装置と制震装置を受ける柱(コネクティング柱)のみを線材に置換し、振動解析を実施した。本章では、各階にあるフラットスラブをモデル化し、スーパーウォールとコネクティング柱との間に各階線材に置換し配置している。

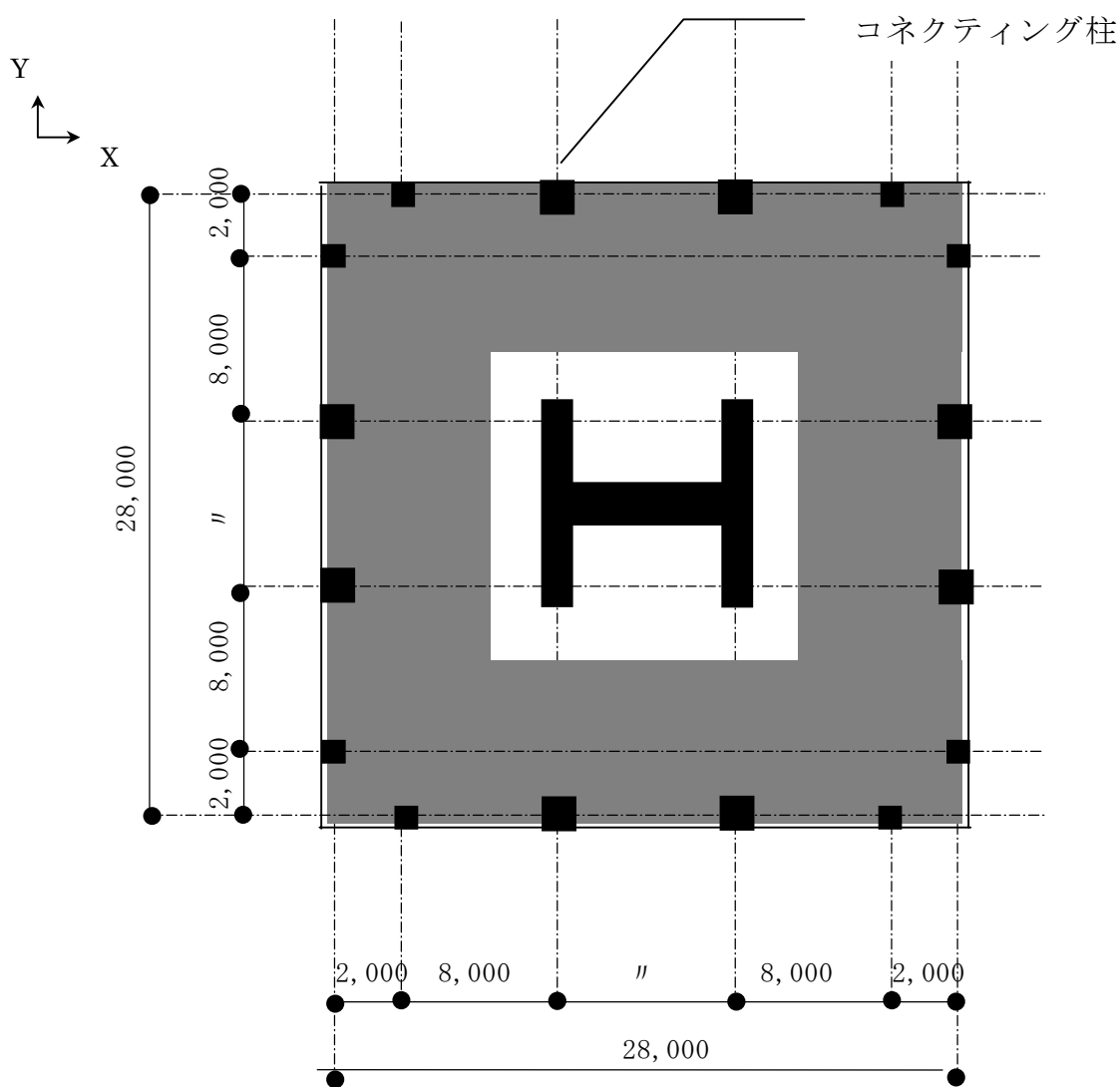


図 4.1 基準階伏図

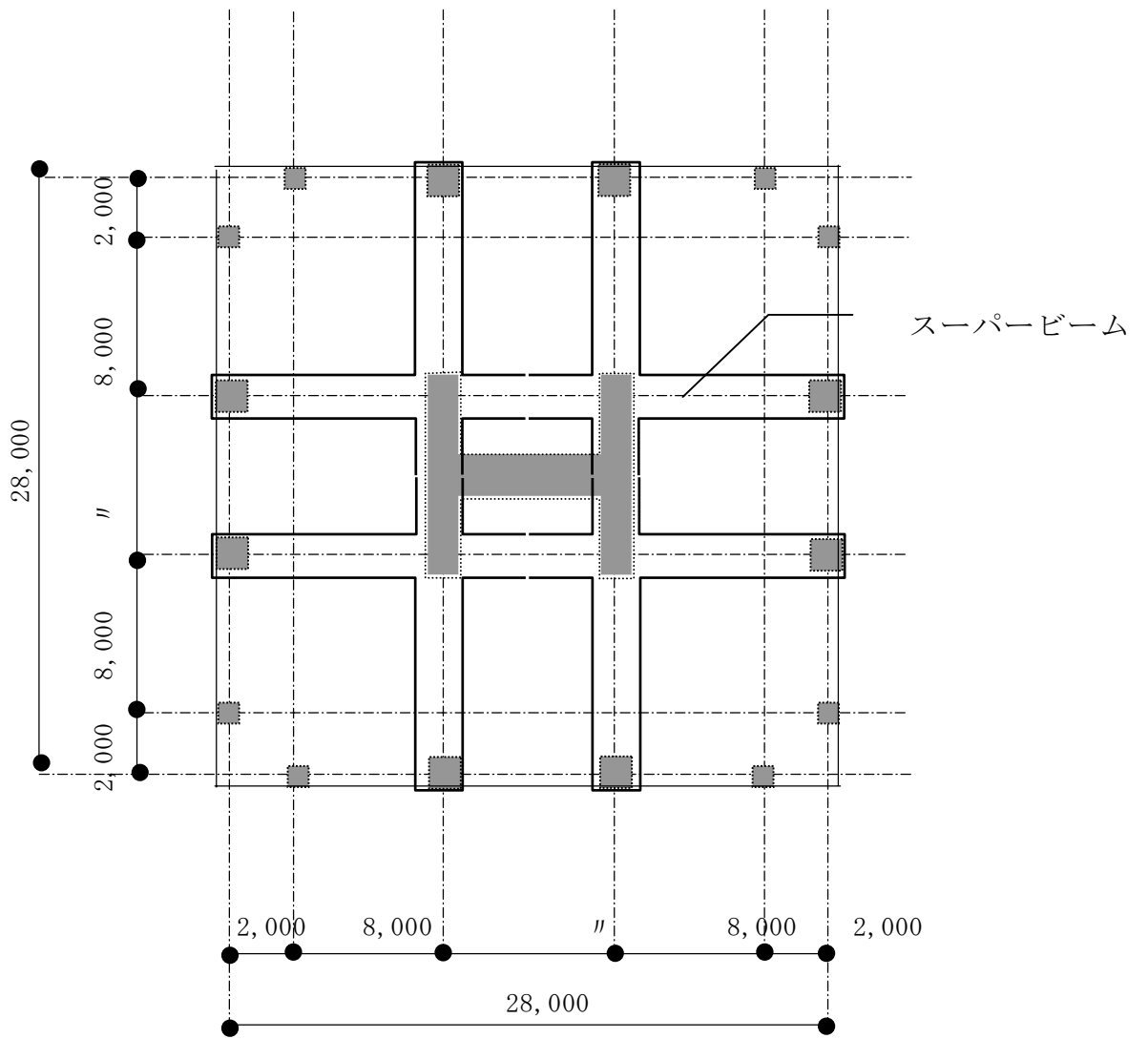


図 4.2 R階伏図

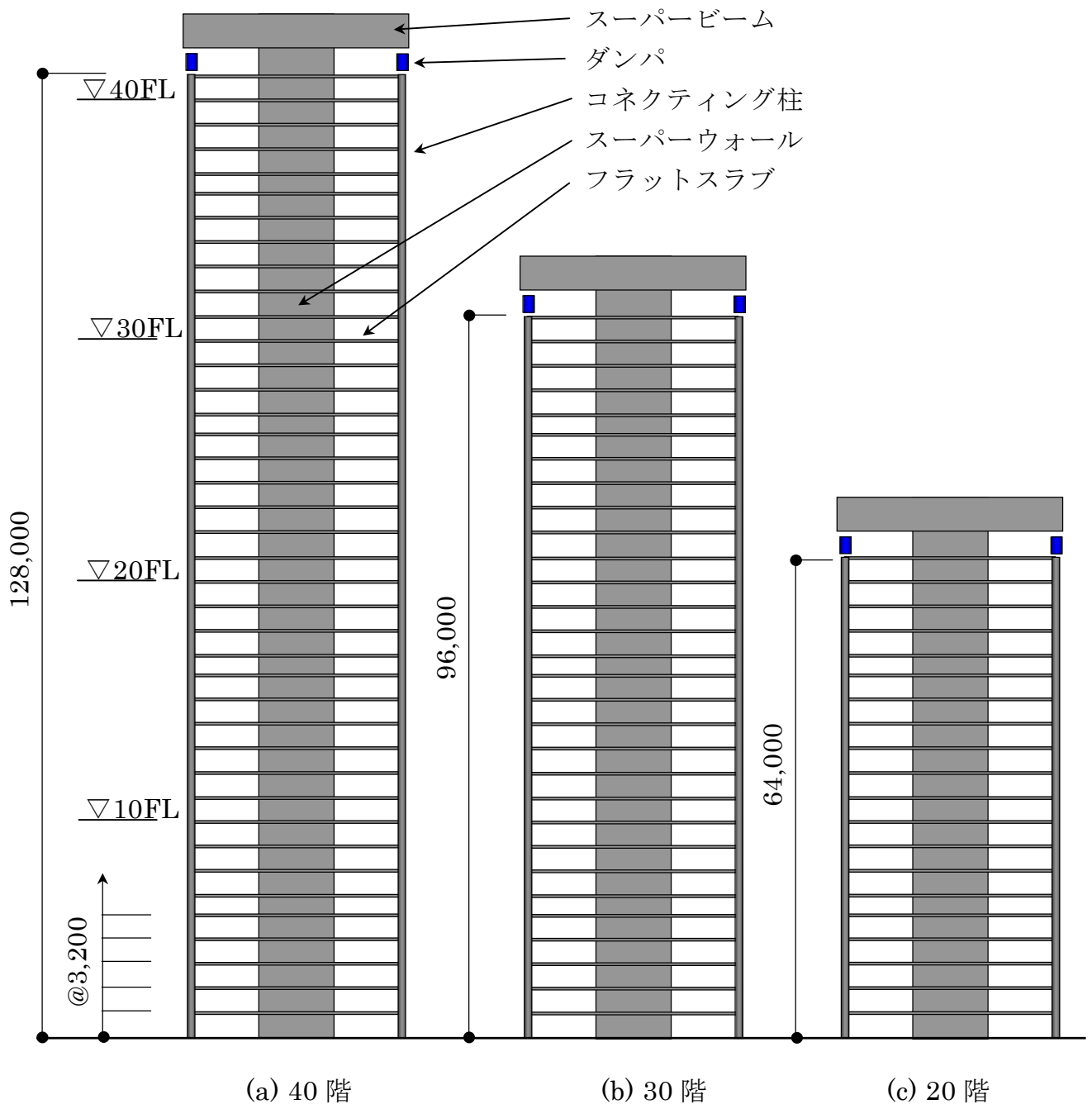


図 4.3 軸組図

4.2.2 振動解析モデル

解析モデルは、並進 2 方向(X・Z)および回転 1 方向(Φ_y)に自由度を持つ 2 次元平面振動解析モデルとする。解析ツールには鹿島建設(株)所有の「SUPRC-DYN」を用いた。「SUPRC-DYN」とは、「SEIRA-SDN」²⁴⁾に梁の非線形要素を追加し、免制震用に追加改良したプログラムである。各節点 6 自由度を持ち、3 次元梁非線形要素、非線形ばね、非線形ダッシュポットを持つ汎用非線形解析プログラムである。

本章での検討方向は、第 3 章で得られた知見よりスーパーウォールの断面と高さの関係から得られる曲げせん断変形比率とダンパによる建物全体への付加減衰量の関係は曲げ変形比率が小さくなると付加減衰が小さくなることから、曲げ変形比率の小さくなるスーパーウォール強軸(X)方向とする。(図 4.5～4.6 参照)

解析のモデル化は、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 本の曲げせん断軸変形要素に置換する。

スーパーウォールとコネクティング柱間の床については曲げせん断要素に置換し、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。尚、この床については第 3 章で用いたモデルと同様にその部材剛性を考慮せずに、剛床仮定条件のみを考慮するモデルも並行して扱う。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、床と同じようにスーパーウォールの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。第 3 章で扱ったように、各階重量は 15.0kN/m^2 と仮定し、最上階は R C 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

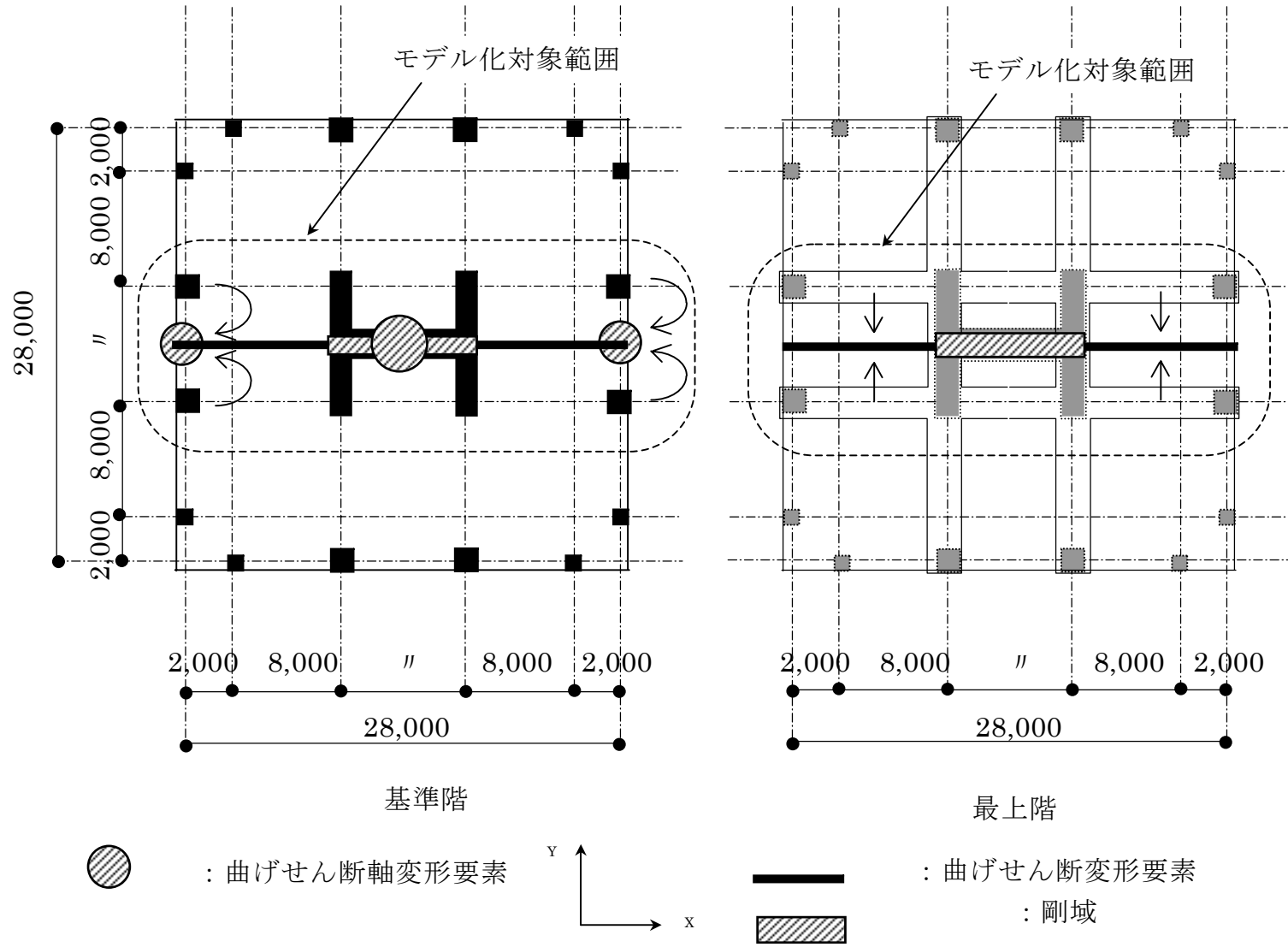


図 4.5 平面のモデル化

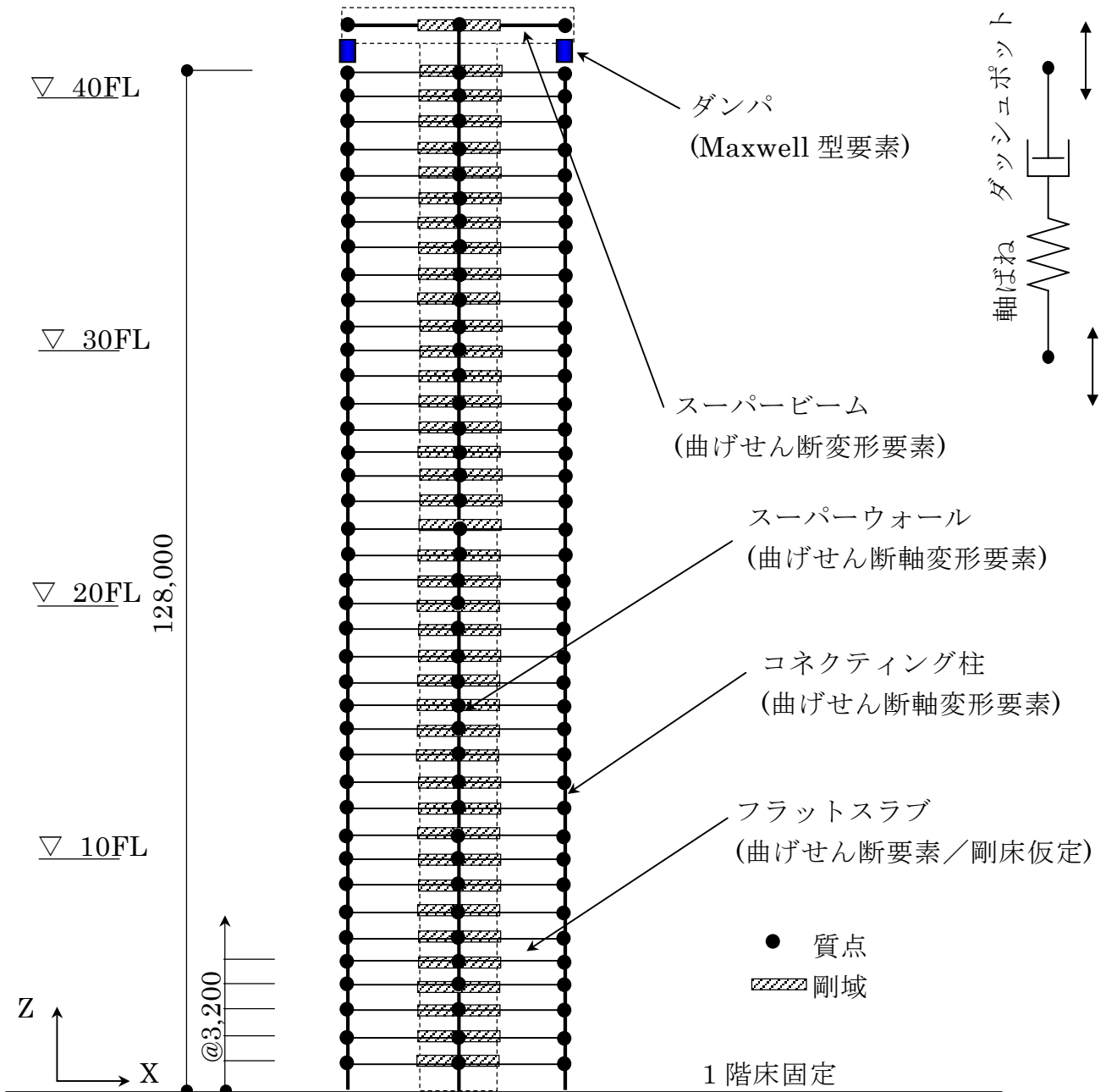


図 4.6 軸方向モデル化

4.3 部材に考慮する非線形特性

4.3.1 各部材に与える非線形特性

各部材の非線形特性を表 4.1 に整理する。

非線形特性には履歴によるエネルギー吸収を最小になるように配慮して、各部材の Tri-Linear 型骨格曲線に対して図 4.7 に示す武藤博士提案の Degrading Tri-Linear 型の履歴法則(以降、武藤ループ)²⁵⁾を導入し、床(等価梁)の曲げの履歴法則については図 4.8 に示す原点指向型²⁶⁾を導入した。尚、ダンパは線形とした。

表 4.1 各部材の非線形特性の与え方

部 材	復元力特性		
	曲げ変形	せん断変形	軸方向変形
スーパーウォール	Tri-Linear 型	Tri-Linear 型	弾 性
コネクティング柱	Tri-Linear 型	弾 性	弾 性
床(等価梁)	Tri-Linear 型	弾 性	—
スーパービーム	弾 性	弾 性	—
ダンパ	—	—	線 形

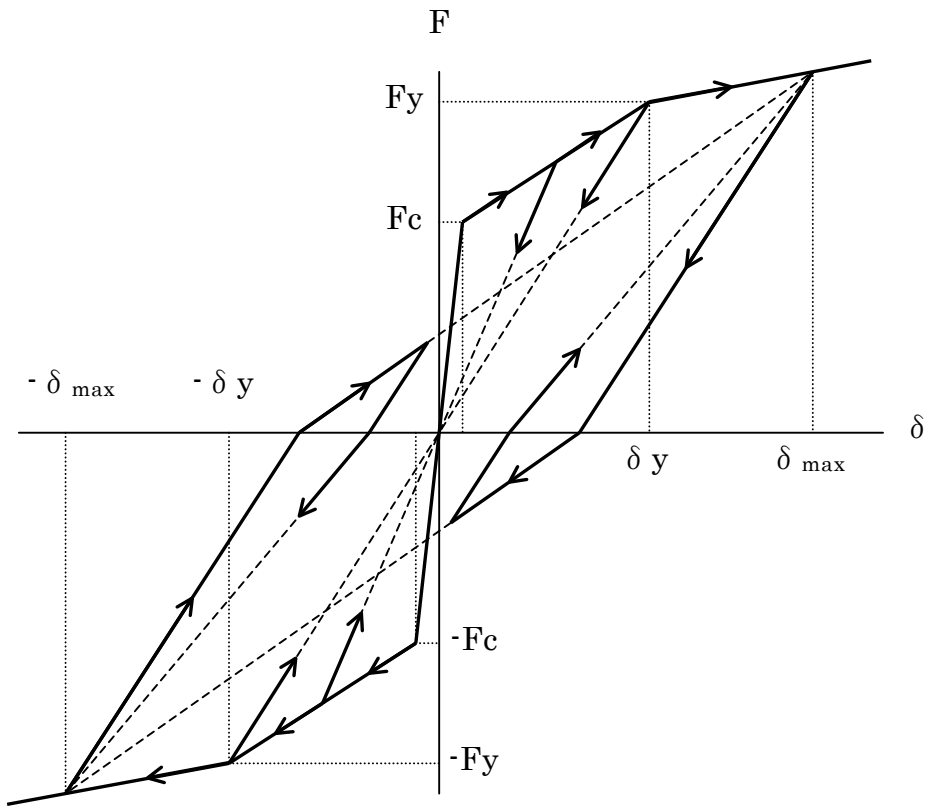


図 4.7 荷重・変形曲線の履歴法則(武藤ループ)

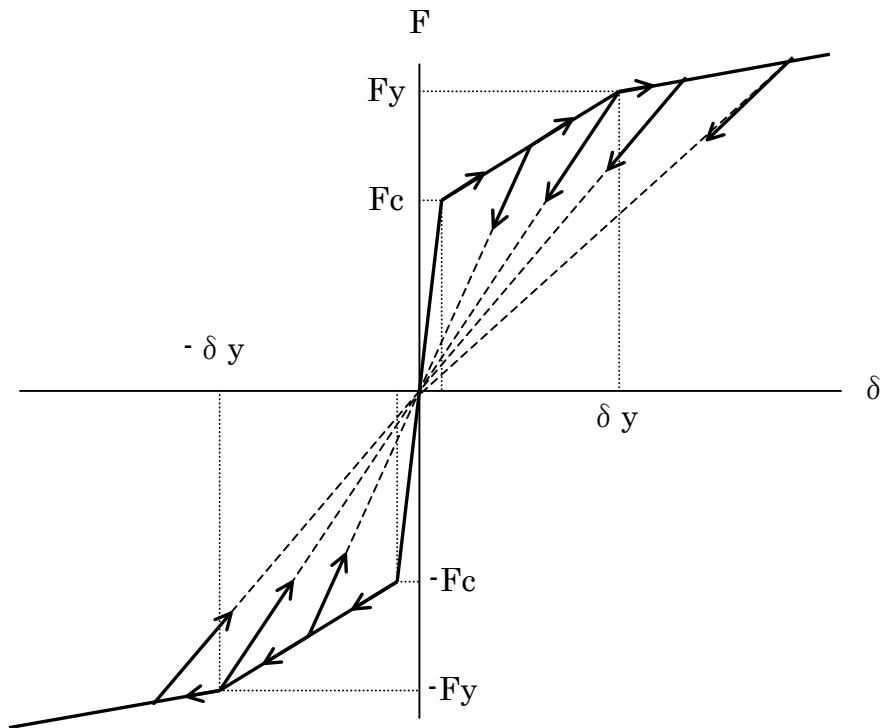


図 4.8 荷重・変形曲線の履歴法則(原点指向)

4.3.2 スーパーウォールの非線形特性

スーパーウォールの曲げ非線形特性は、実験結果との整合性を確認した参考文献^{27),28),29)}により、平面保持を仮定した曲げ非線形漸増解析（以下、ファイバーモデル解析）を行い、曲げモーメントー曲率関係（ $M-\phi$ 関係）を求め、Tri-Linear型の骨格曲線に置換する。

弾性剛性(第1剛性： K_1)は(4.1)式で表される。

$$K_1 = E_c \cdot I_e \quad (4.1)$$

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e : 有効断面2次モーメント(mm⁴)

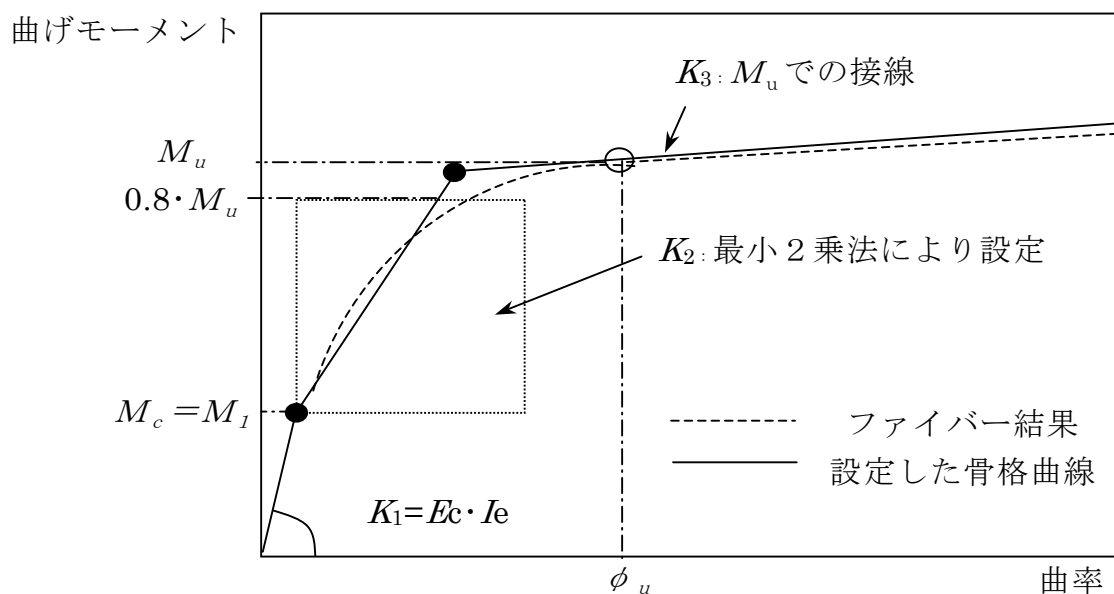


図 4.9 スーパーウォールの曲げ骨格曲線置換の概要

第2剛性(K_2)については図4.9に示すように、Tri-Linear型への置換におけるファイバー解析により得られた $M-\phi$ 関係からひび割れモーメント($M_{cr} = M_1$)と終局曲げ耐力(M_u)の0.8倍までを良く模擬し得るよう設定し、曲げひび割れ後の剛性低下の状況およびそれに伴う固有周期の変動を適切に評価できるように配慮した。終局曲げ耐力(M_u)は、ファイバーモデル解析より、引張鉄筋の歪みが1%に達するか、もしくは圧縮側コンクリートの歪みが0.3%に達する曲げモーメントとする。

第3剛性(K_3)は M_u での接線とする。

スーパーウォールについては応答時に曲げ降伏をしない配筋を仮定し、上記に準じて曲げ骨格曲線を算定した結果、曲げひび割れ発生後の第2剛性は弾性剛性の0.15~0.30となった。

スーパーウォールのせん断非線形特性には、せん断力とせん断変形角に関し、既往の研究³⁰⁾より図4.10に示すようにTri-Linear型の骨格曲線を設定する。

壁の弾性せん断剛性($G_C \cdot A_w$)は(4.2)式で表される。

$$G_C \cdot A_w = G_C \cdot t_w \cdot L_w / \kappa \quad (4.2)$$

t_w : 壁の厚さ(mm)

L_w : 壁の長さ(mm)

κ : せん断変形の形状係数

第1折点(Q_1)は壁の主応力度式によるせん断ひび割れ強度から求める。第2折点(Q_2)のせん断力は Q_1 の1.35倍とし、その時のせん断変形角(γ_2)は第1折点のせん断変形角の3倍とする。第3折点は終局せん断耐力(Q_3)とし、その時のせん断変形角(γ_3)は $4 \times 10^{-3} \text{rad}$ とする。

$$Q_1 = \tau_{cr} \cdot t_w \cdot L_w \quad (4.3)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{f_t \cdot (f_t + \sigma_0)}$$

f_t : コンクリートの引張強度(= $0.313 \cdot \sqrt{F_c}$) (N/mm²)

σ_0 : 壁の長期圧縮応力度(N/mm²)

$$\gamma_1 = Q_1 / (G_c \cdot A_w) \quad (4.4)$$

$$Q_2 = 1.35 \cdot Q_1 \quad (4.5)$$

$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1 \quad (4.6)$$

但し、せん断耐力の余裕度を確保する為、応答せん断力が終局せん断耐力の 2/3 以内となるように設定する。

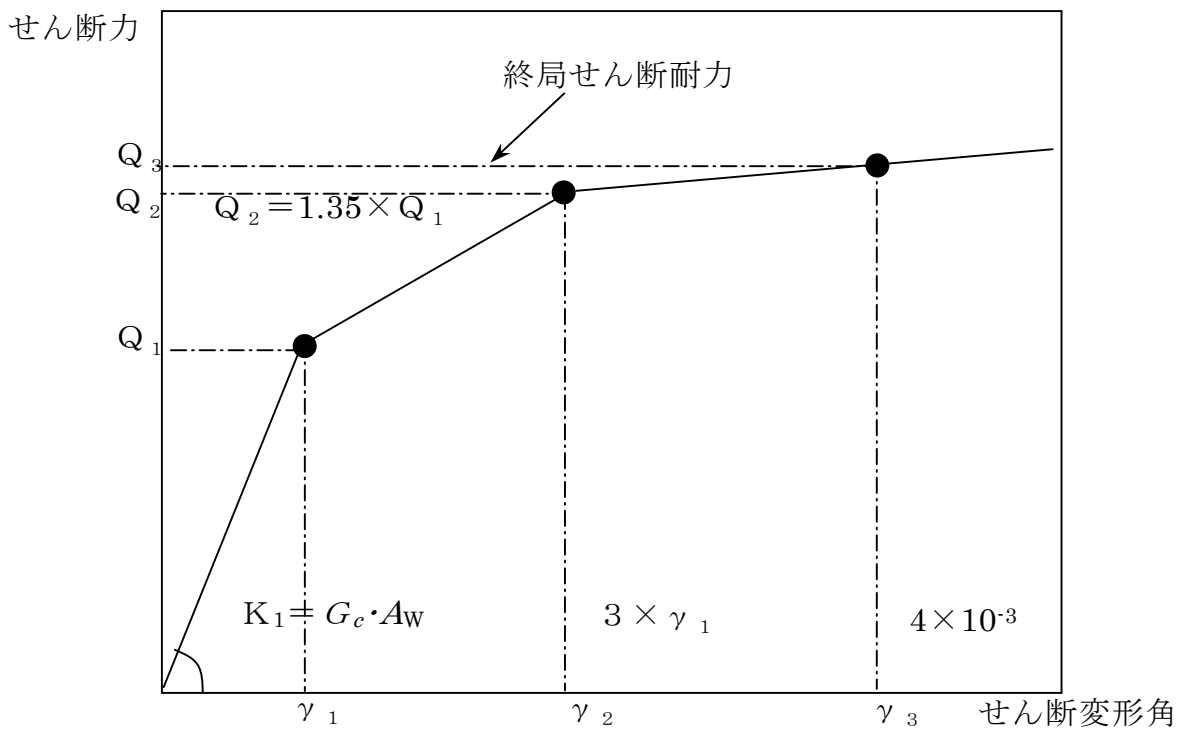


図 4.10 スーパーウォールのせん断骨格曲線の概要

4.3.3 コネクティング柱の曲げ非線形特性

コネクティング柱の曲げ非線形は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」^{31),32)}に準拠する。図 4.11 に示すように逆対称モーメント状態においてその材端モーメントと材端接線回転角に関し、コンクリートの曲げひび割れと鉄筋コンクリートの曲げ降伏を想定した Tri-Linear 型の骨格曲線とする。長期軸力下における曲げひび割れモーメント(M_c)、および鉄筋コンクリート降伏時の曲げモーメント(M_y)、降伏時の剛性低下率(${}_c \alpha_y$)を算定し、設定する。なお、せん断および軸については弾性として扱う。

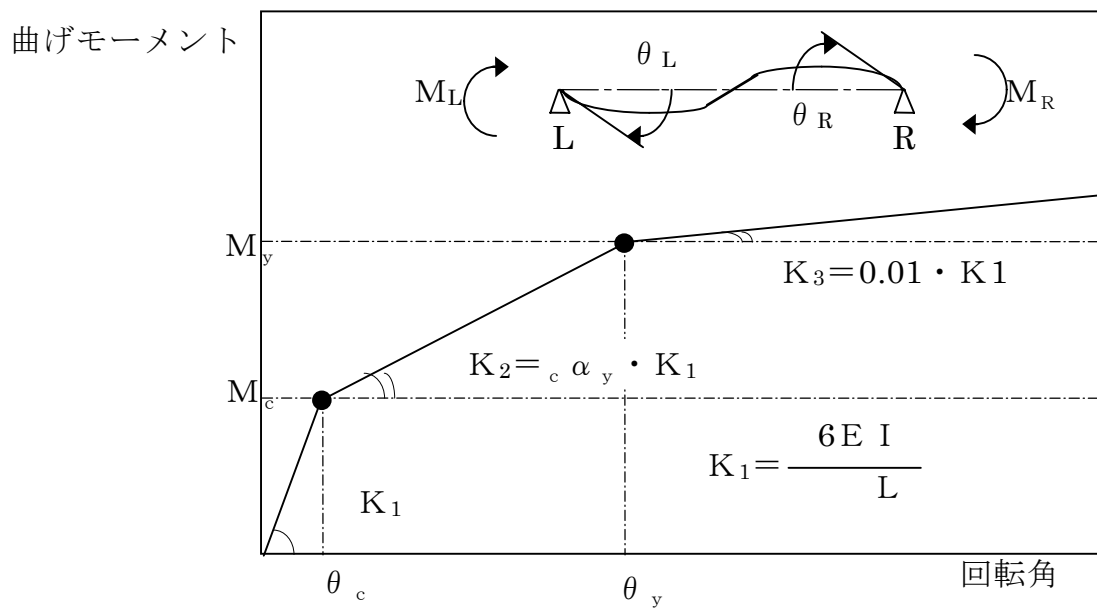


図 4.11 コネクティング柱の曲げ骨格曲線の概要

4.3.4 床(等価梁)の曲げ非線形特性

床は、既往の研究^{33),34),35)}を参考にして、等価な梁としての曲げ非線形を考慮する。材軸を含む鉛直面内の材端モーメント(M)と材端接線回転角(θ)との関係が図 4.12 に示すような Tri-Linear 型の骨格曲線を設定する。

弾性剛性(K_1)は有効幅(柱幅もしくはスーパーウォール幅と協力幅の和)の弾性剛性とする。その際、片側の床協力幅はスパンの 0.12 倍を考慮する。第 1 折点の曲げモーメント(M_1)と回転角(θ_1)、第 2 折点の荷重と曲げモーメント(M_2)と回転角(θ_2)は次式で算定する。なお、せん断については弾性として扱う。

$$M_1 = \min\left(\frac{2}{1000} K_1, M_{cr}\right) \quad (4.7)$$

$$\theta_1 = \frac{M_1}{K_1} \quad (4.8)$$

$$M_2 = M_y \quad (4.9)$$

M_y : 全幅を有効とした時の曲げ降伏強度

$$\theta_2 = \frac{4.33}{K_1}(M_2 - M_1) + \theta_1 \quad (4.10)$$

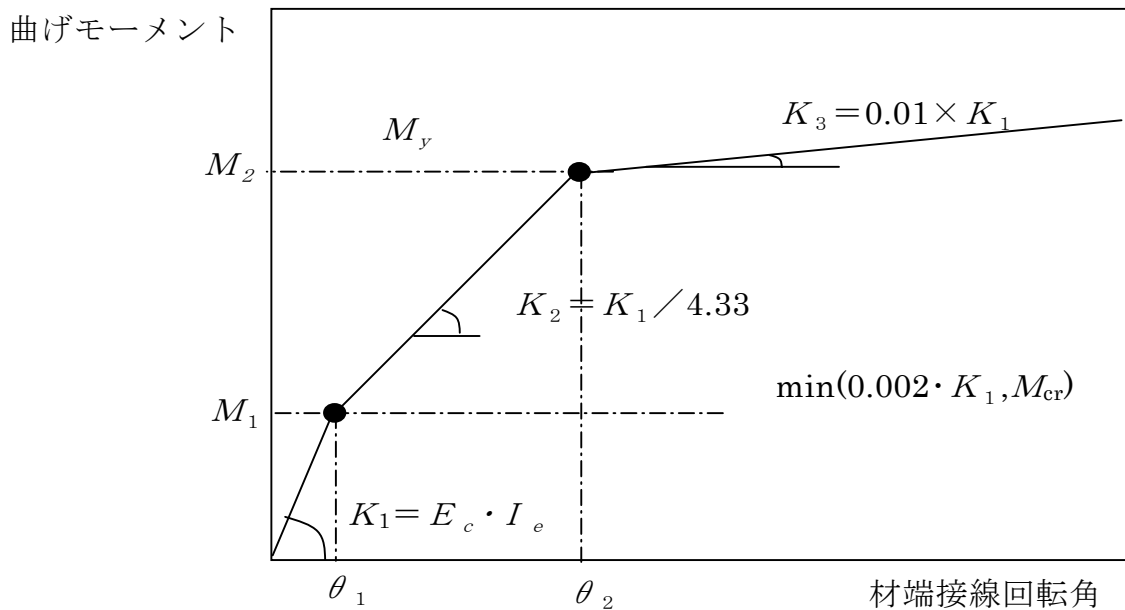


図 4.12 等価梁の材端モーメント(M)と材端接線回転角(θ)関係

4.4 スーパーウォールの曲げ剛性低下が応答に及ぼす影響

スーパーウォールの曲げ非線形特性が応答結果に与える影響について、まず、床の部材剛性を考慮しないモデルを用いて検討する。スーパーウォールは弾性の場合と曲げひび割れによる剛性低下を考慮する場合の2ケースとし、40階建てを対象とする。ダンパは建物1次振動モードに対して付加減衰が最も得られるように設定した。

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、図4.14～図4.61に示す。以下にそれらの結果に対する考察を示す。

- 1) 告示波の場合は、スーパーウォールの弾性応答に比べ、曲げひび割れを考慮した応答は、変形は大きくなるが、応力は小さくなった。このことは、スーパーウォールの曲げ剛性が低下し、建物全体の剛性が柔化・長周期化したため、応答応力が小さくなったと考えられる。
- 2) スーパーウォールの曲げ剛性の低下はダンパによる建物全体の付加減衰量の増加には繋がるが、建物全体は変形を生じやすくなるが、応答の減少量に比べて変形の増加量は少なくなっている。
- 3) 観測波のうちEL CENTRO波のケースでは、最大応答変形・最大応答応力ともに減少の傾向がある。これは、スーパーウォールの剛性の低下に伴い、周期が伸び減衰が付加され変形・応力とも減少したものである。但し、30階建てのケースの最大層せん断力係数が下層階で、弾性を上回る結果が出ているが、これは、変形の形状からも推察されるように2次モードの影響が多く入ったためである。
- 4) 苫小牧波のケースでは、非線形性が小さく弾性の応答結果とほぼ同程度のそれとなっている。

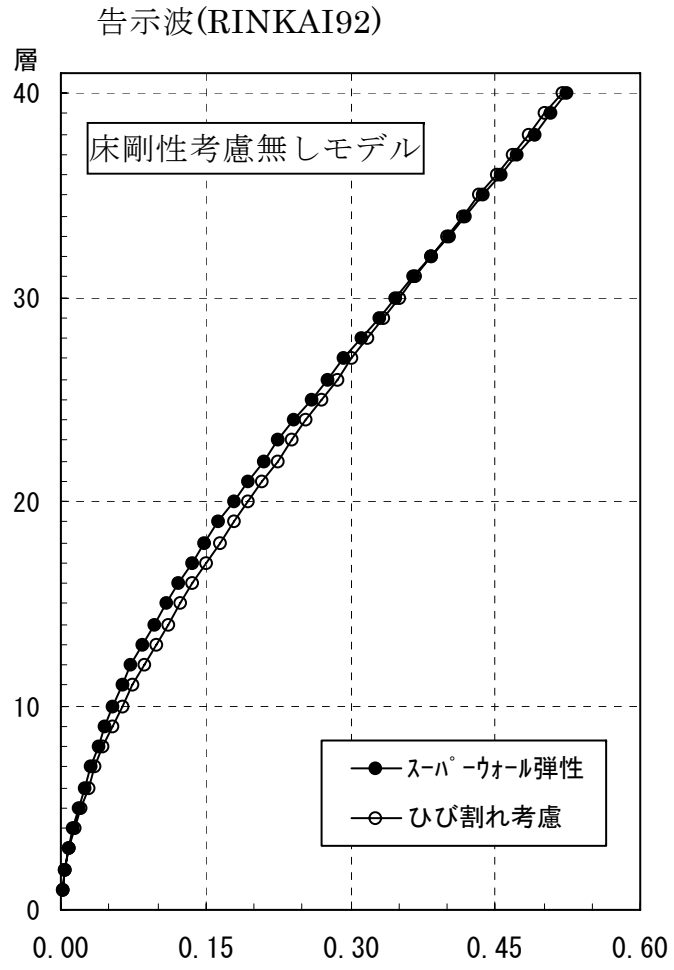


図 4.14 応答最大水平変位(m)

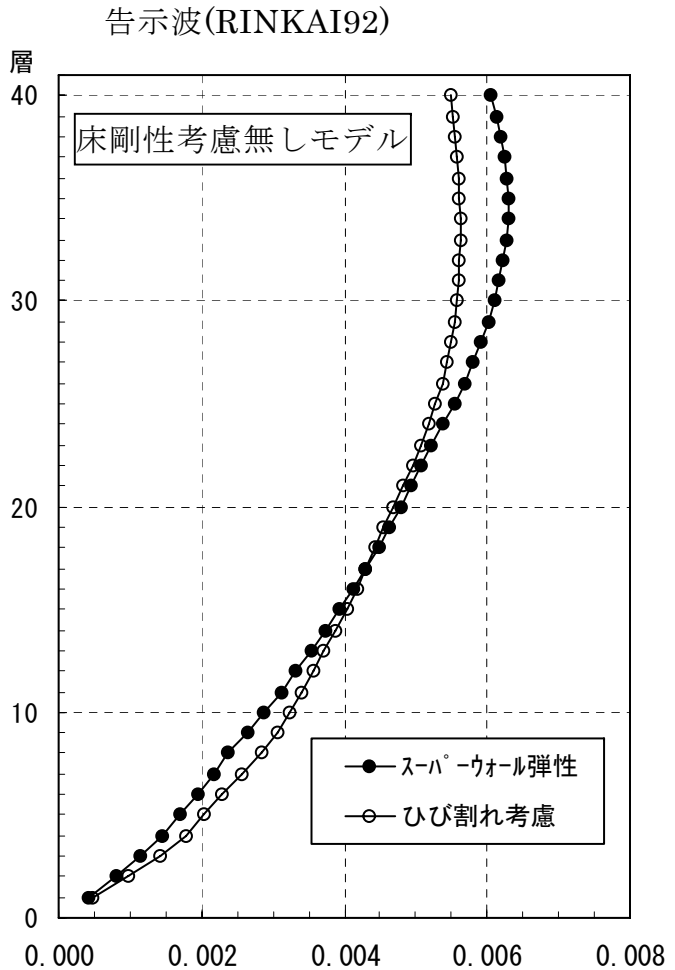


図 4.15 応答最大層間変形角(rad)

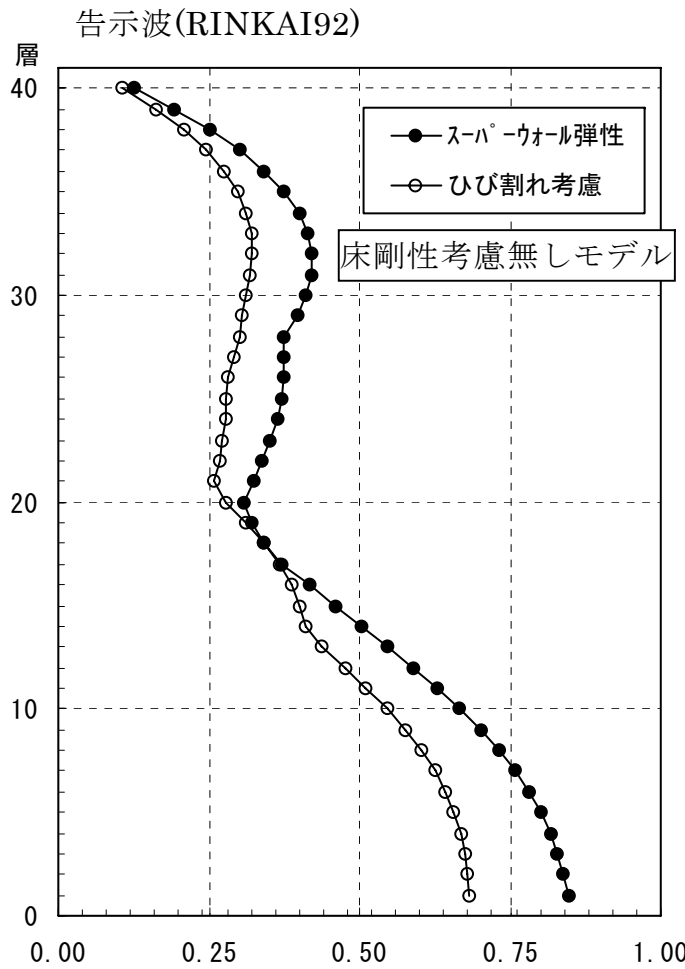


図 4.16 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

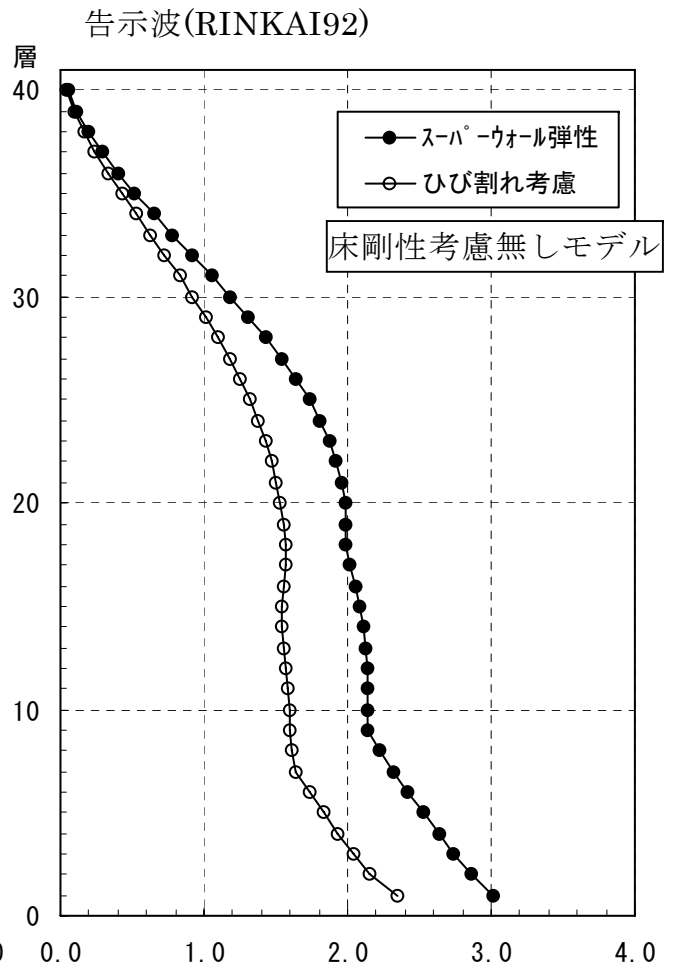


図 4.17 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

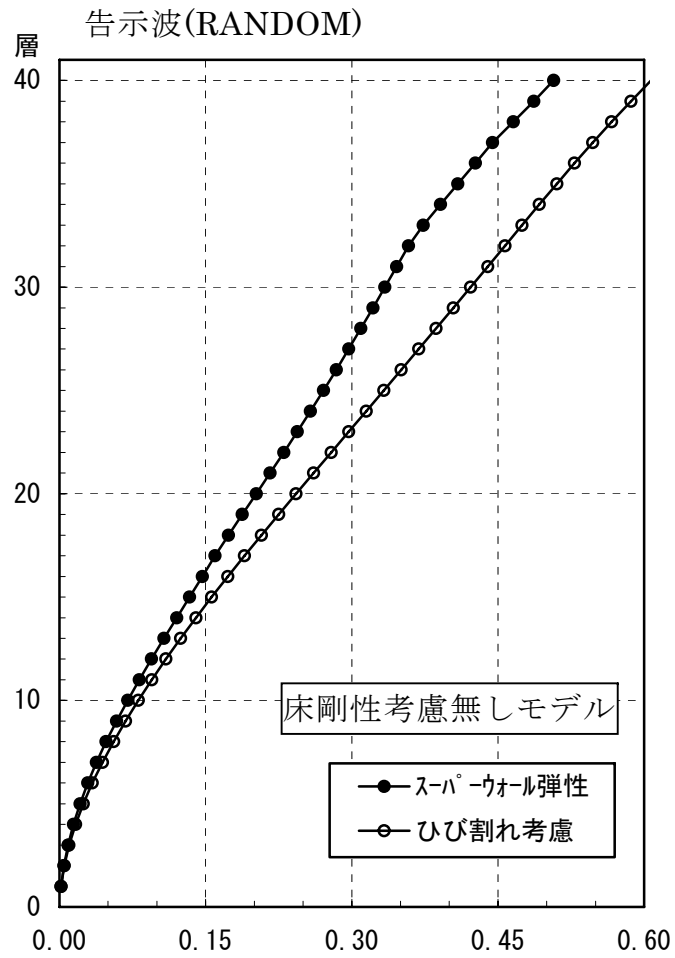


図 4.18 応答最大水平変位(m)

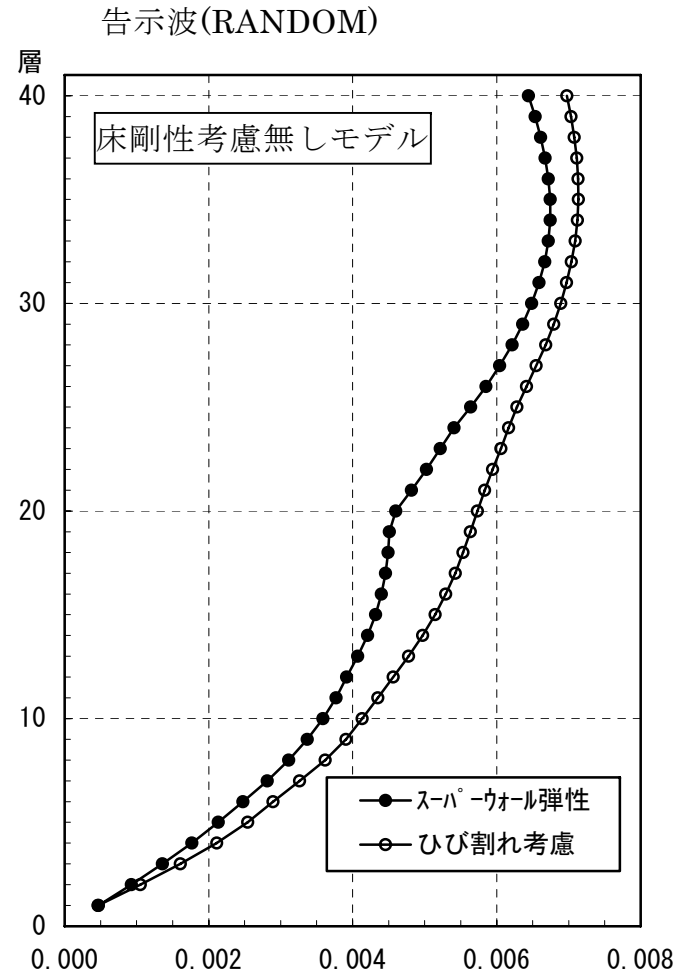
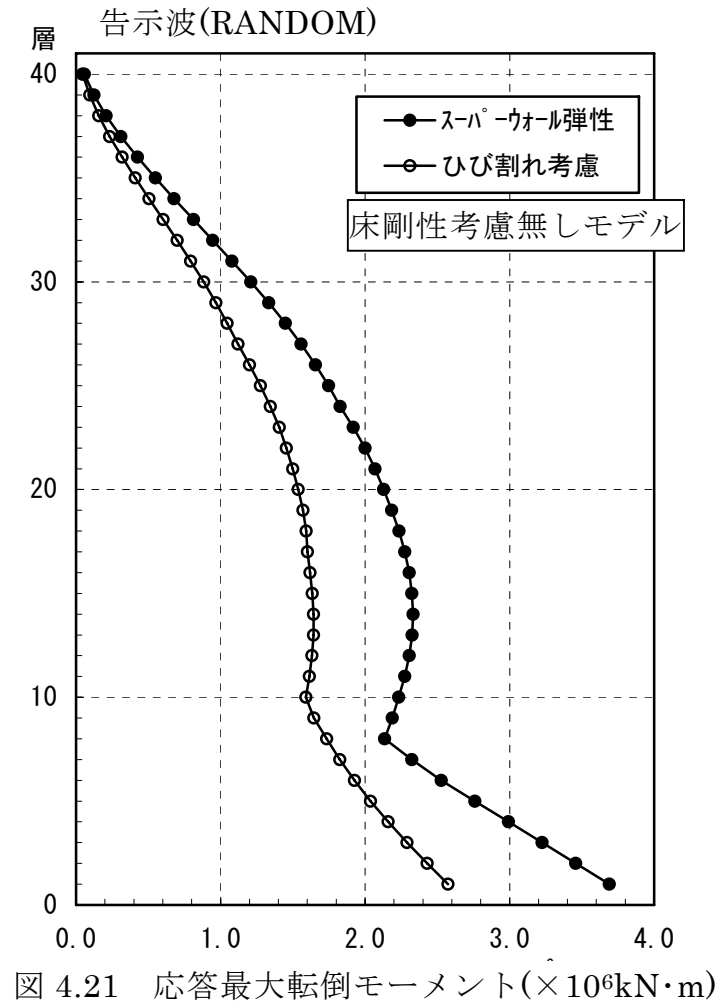
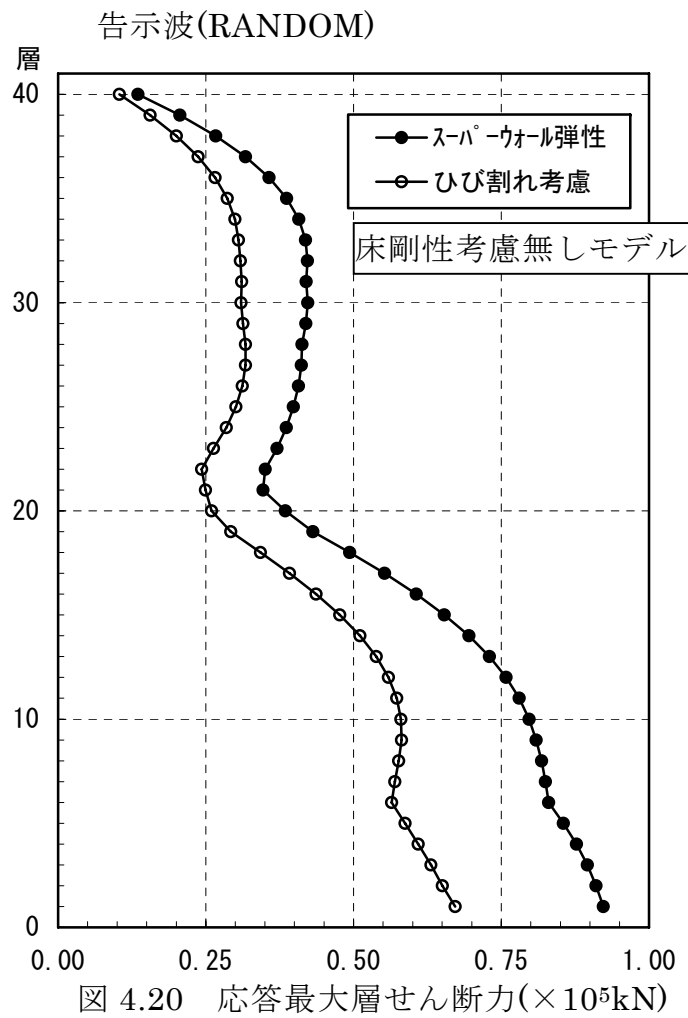


図 4.19 応答最大層間変形角(rad)



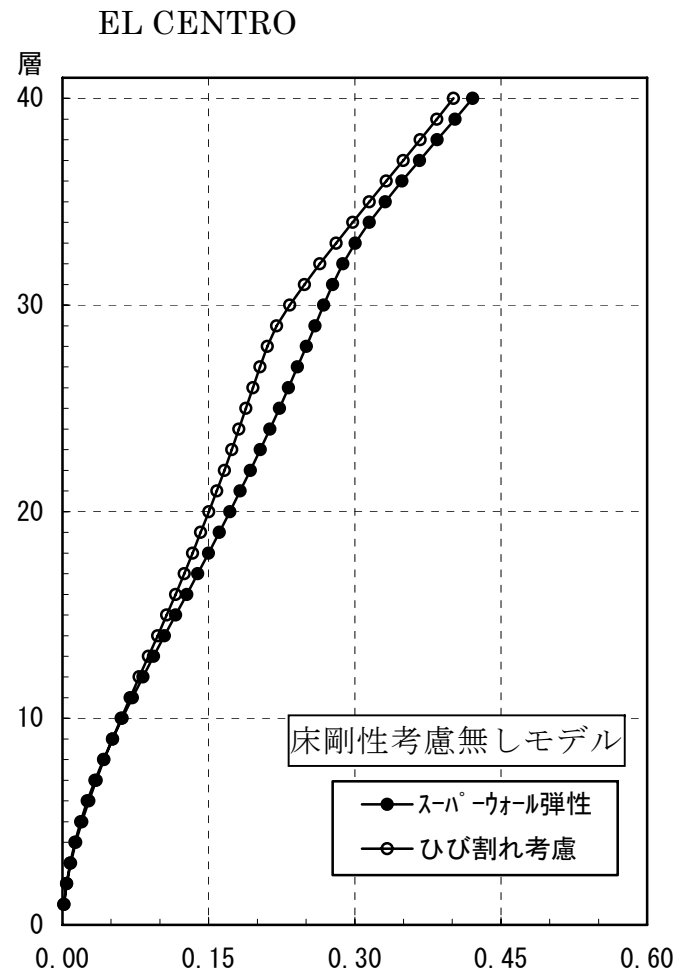


図 4.22 応答最大水平変位(m)

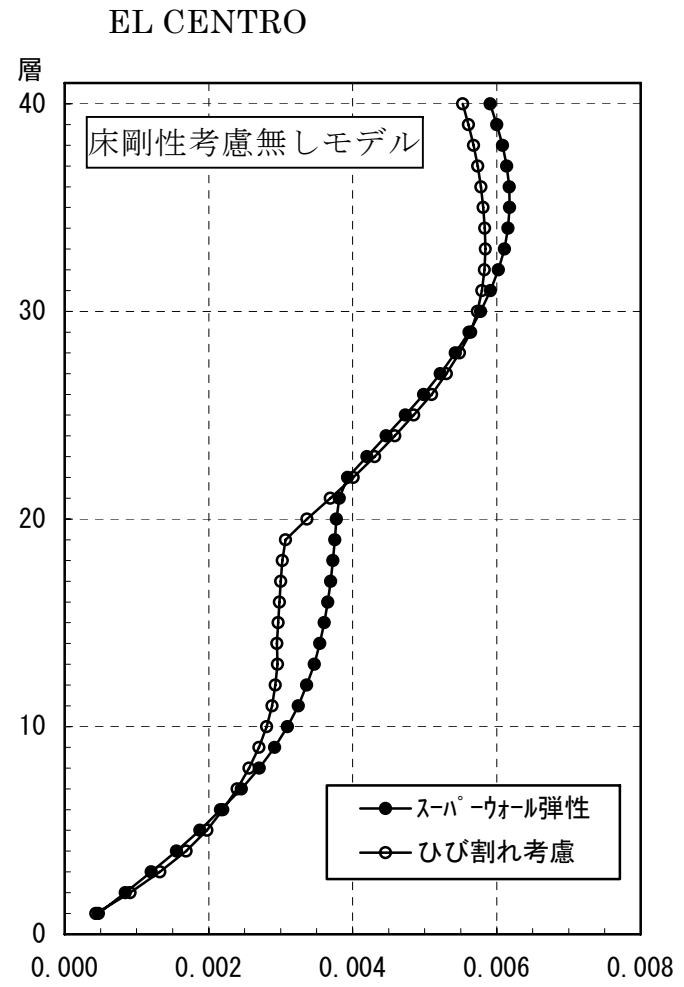
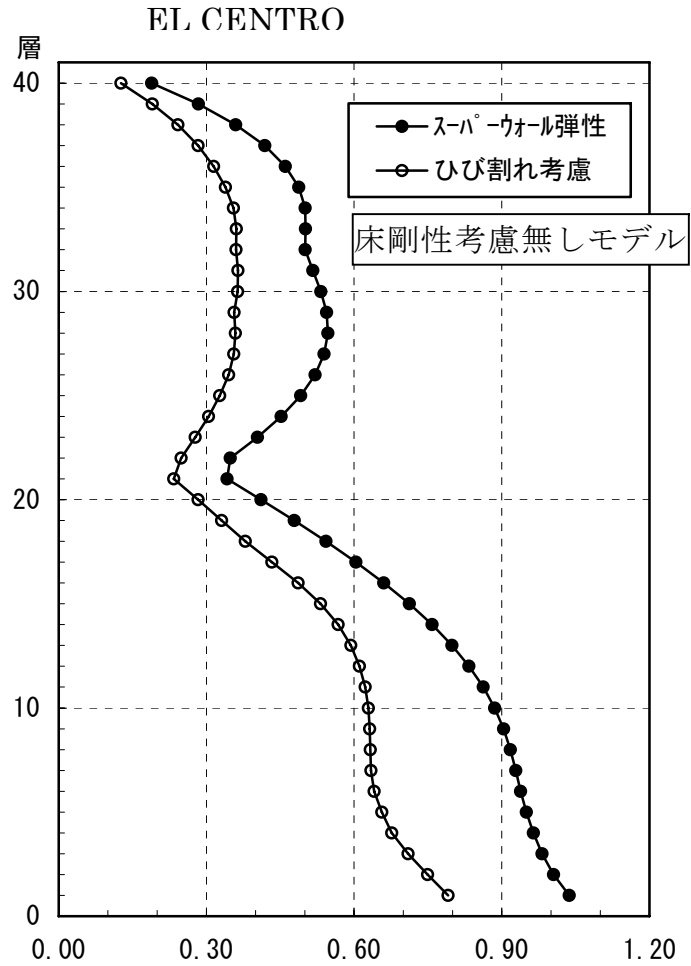
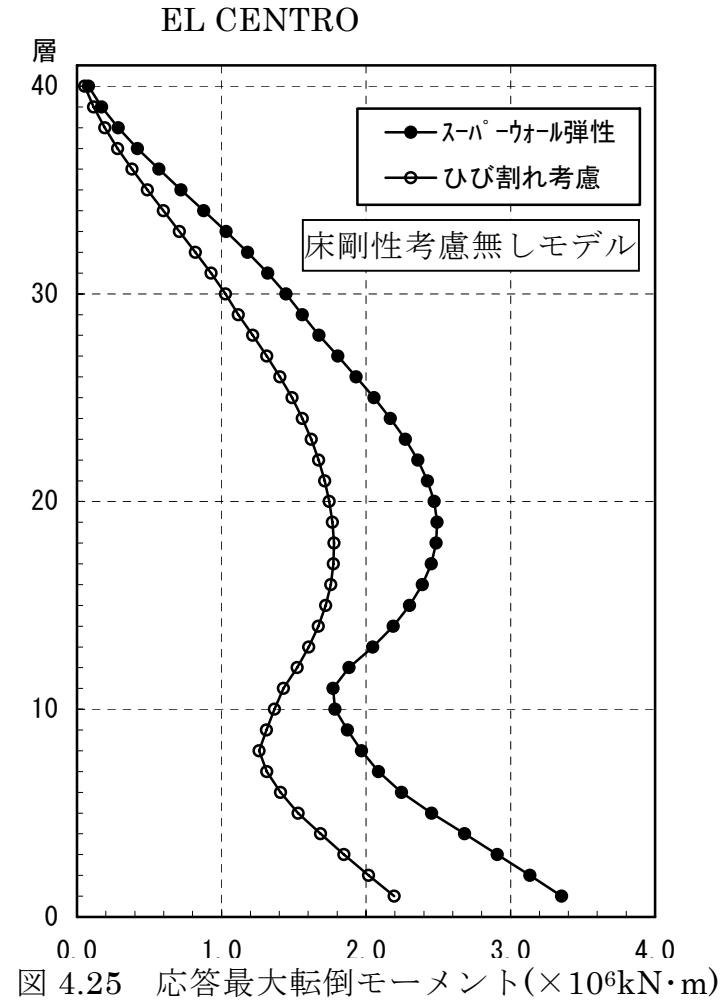


図 4.23 応答最大層間変形角(rad)

図 4.24 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)図 4.25 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

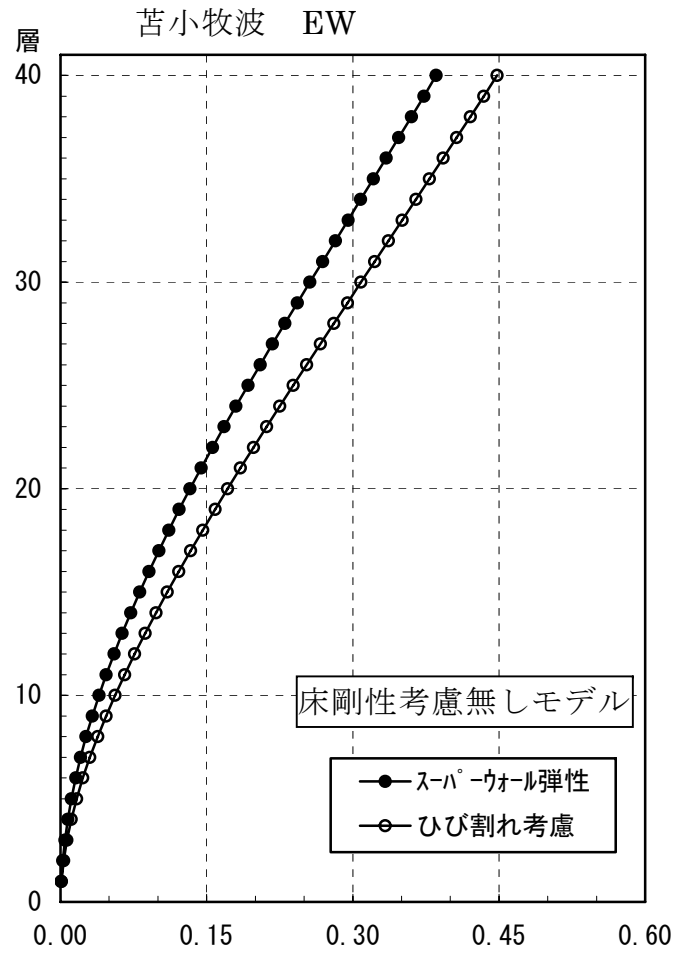


図 4.26 応答最大水平変位(m)

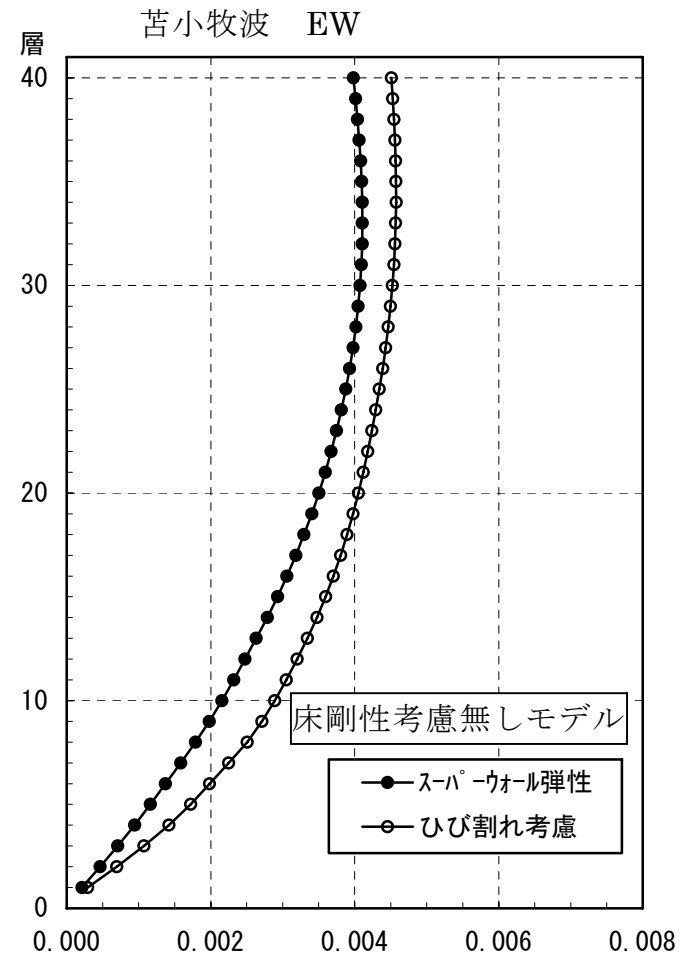


図 4.27 応答最大層間変形角(rad)

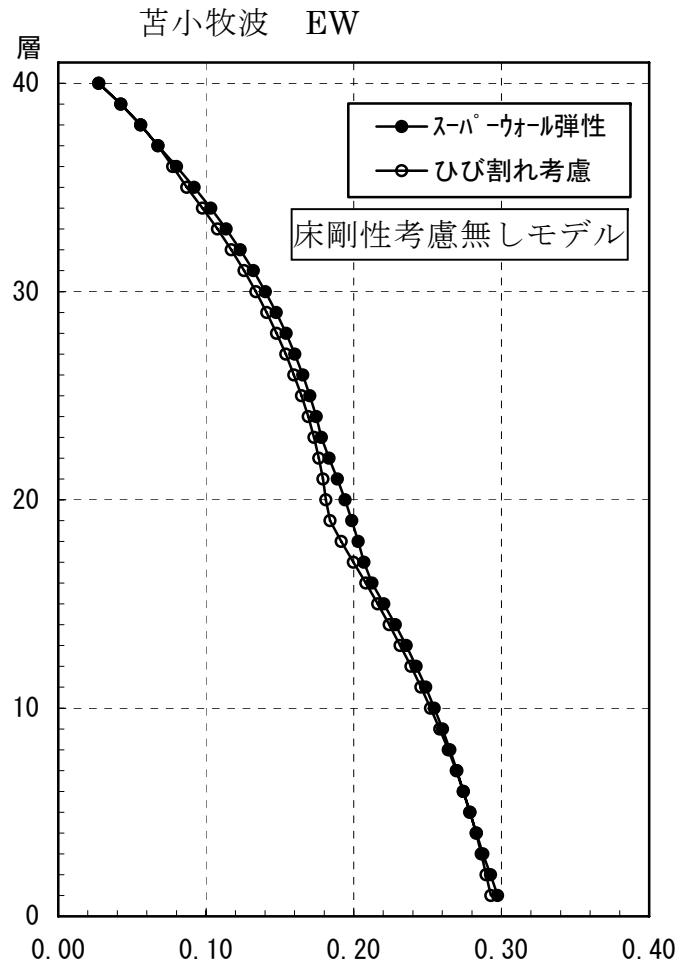


図 4.28 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

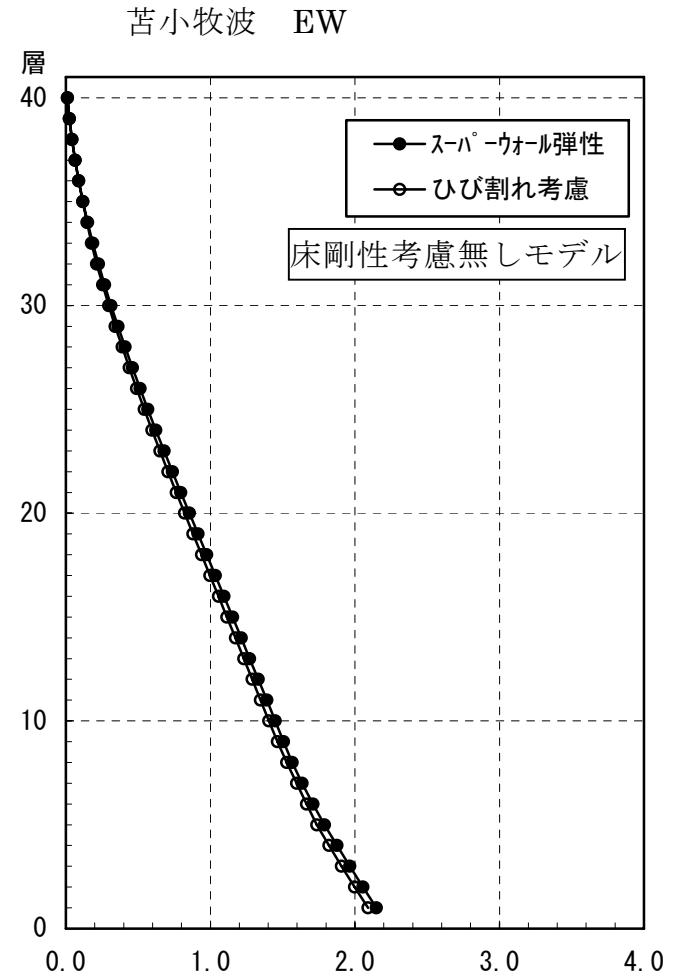


図 4.29 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

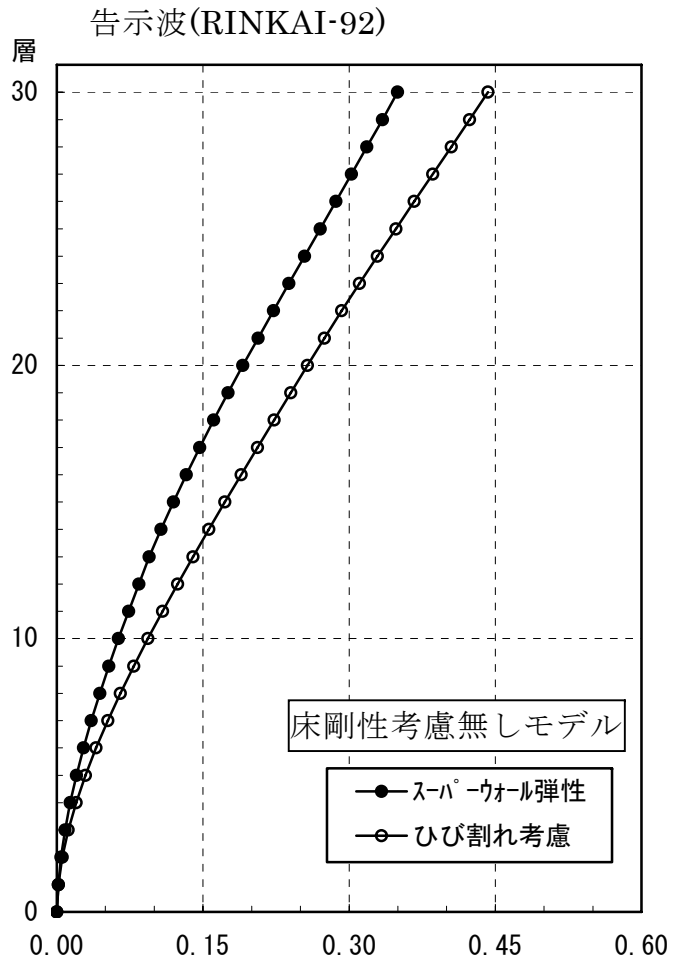


図 4.30 応答最大水平変位(m)

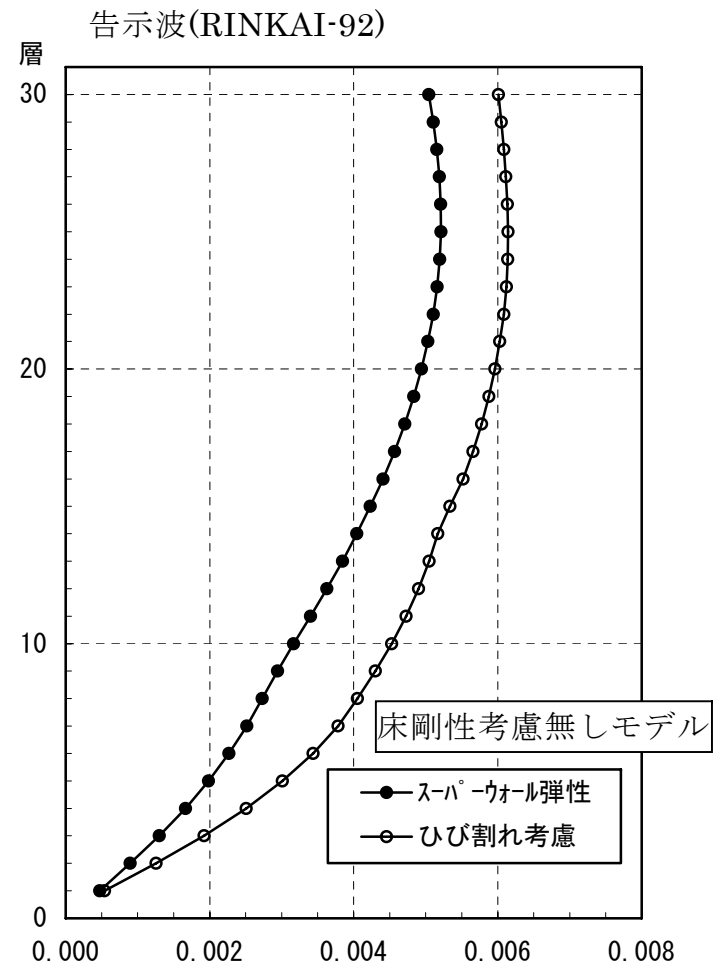
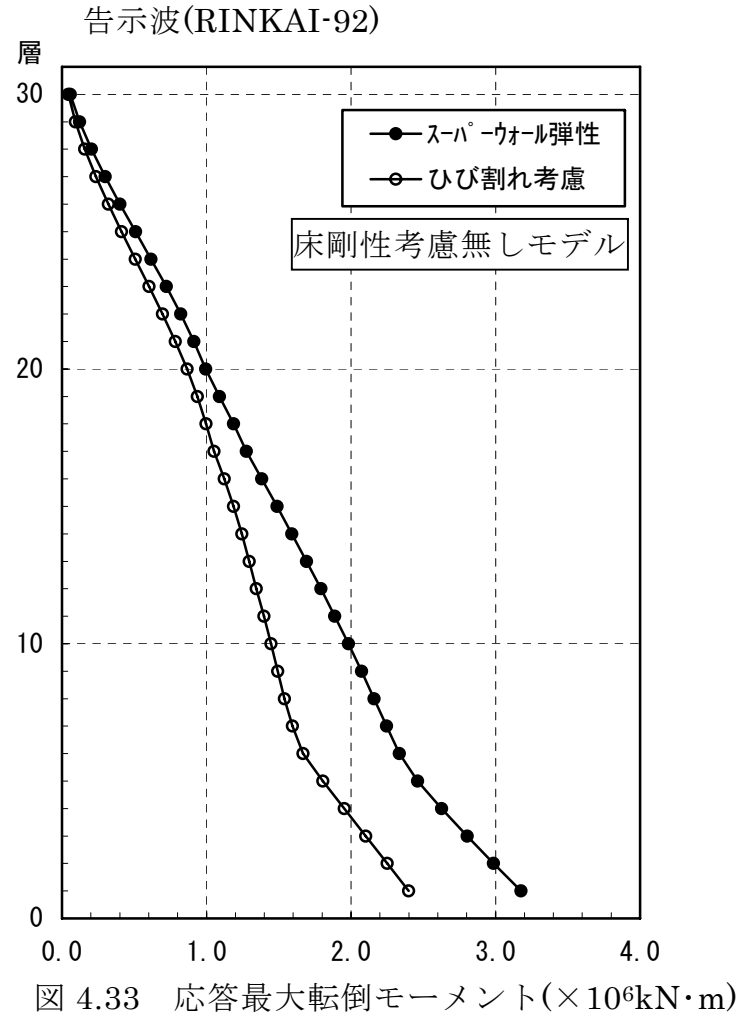
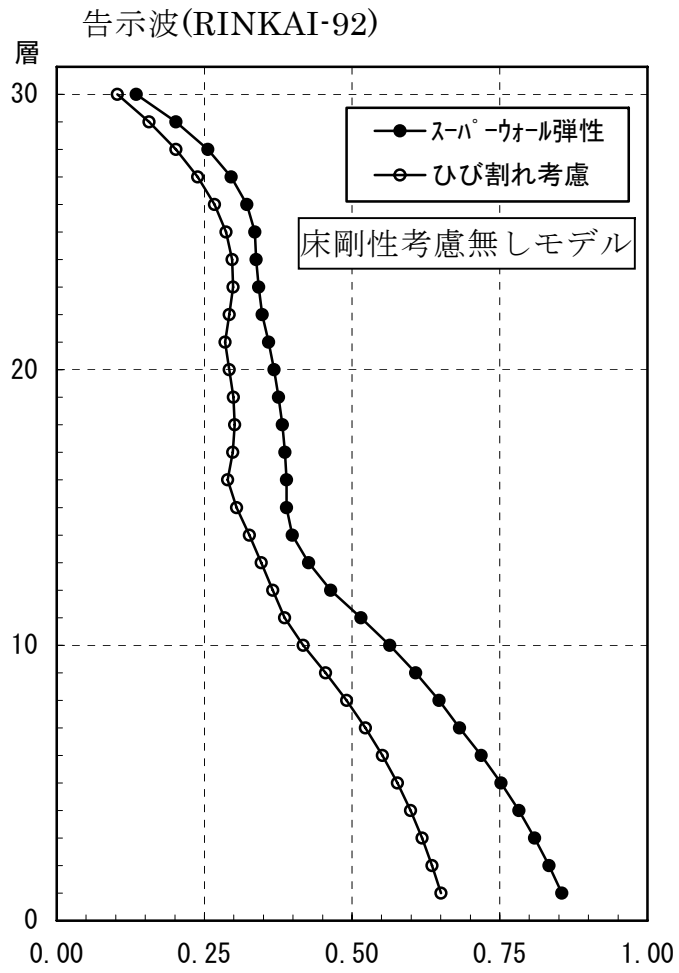


図 4.31 応答最大層間変形角(rad)



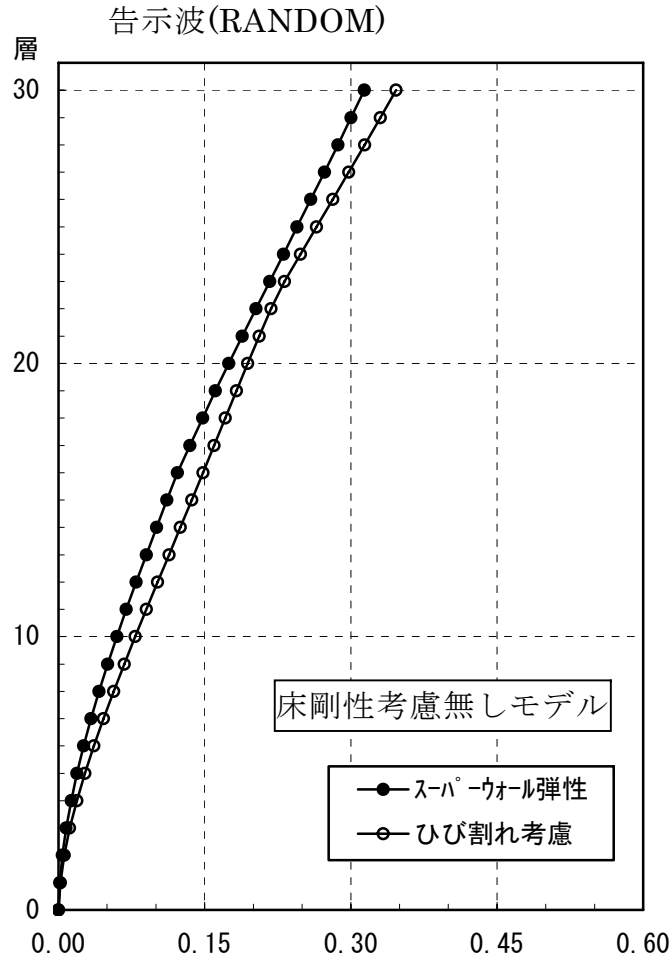


図 4.34 応答最大水平変位(m)

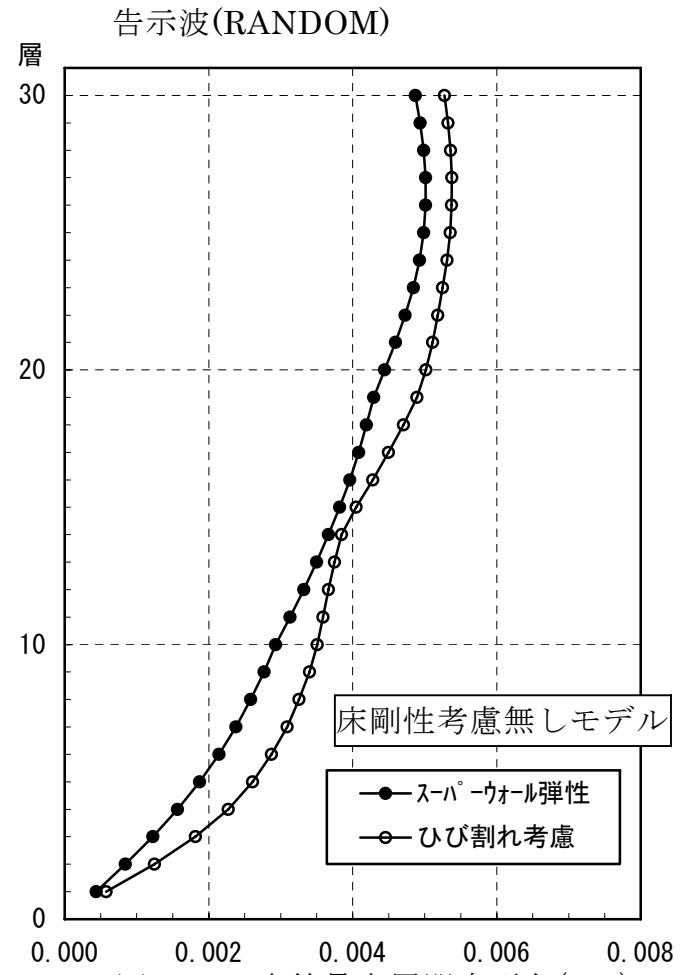


図 4.35 応答最大層間変形角(rad)

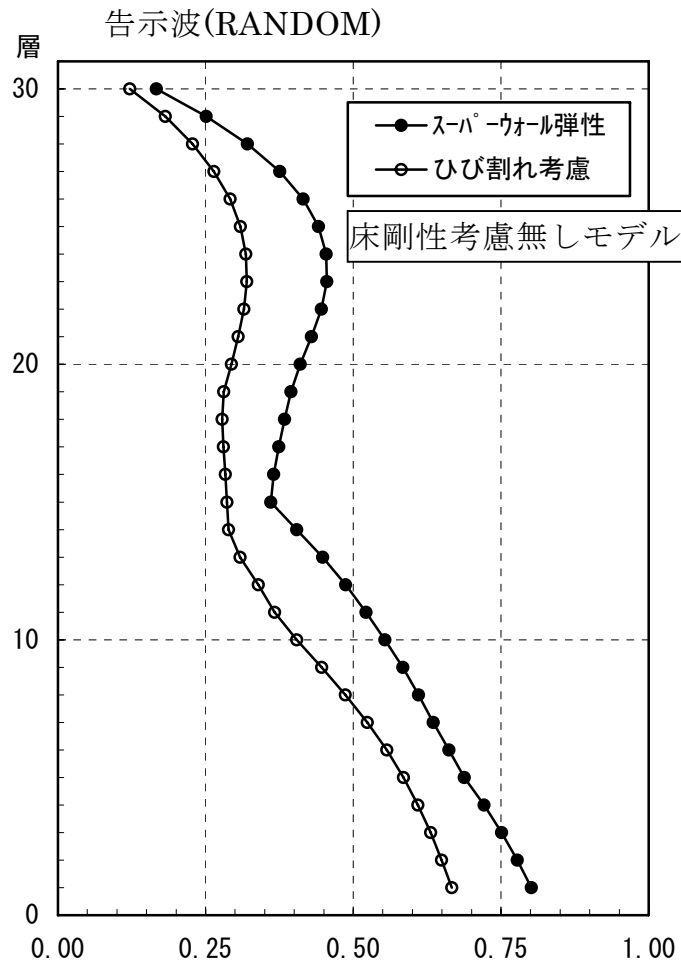


図 4.36 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

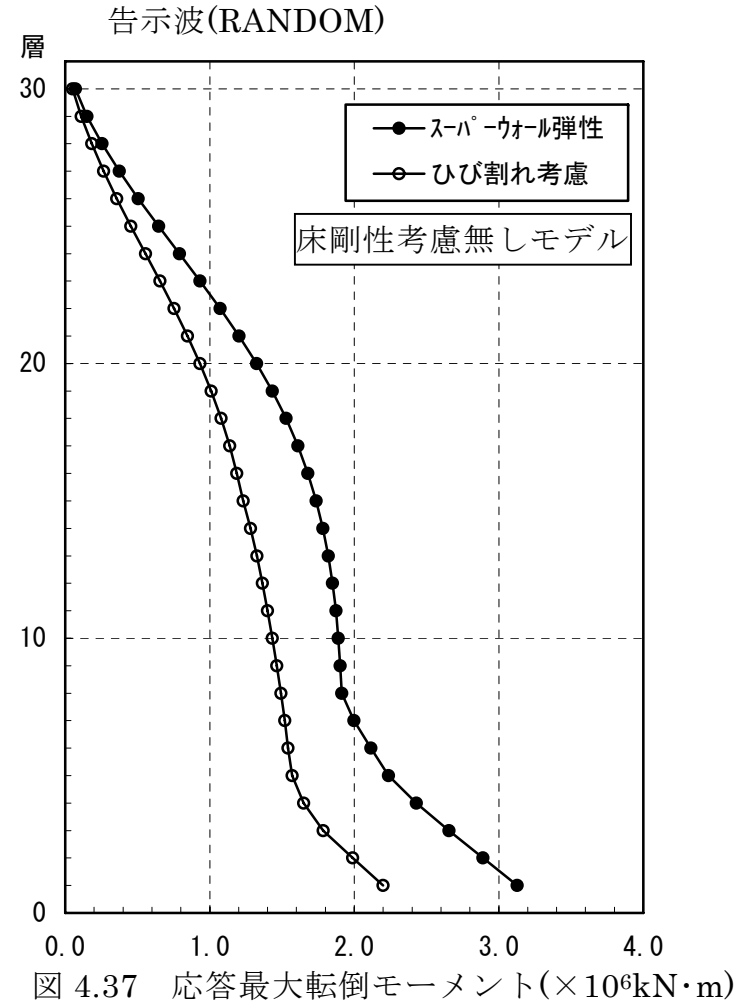


図 4.37 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

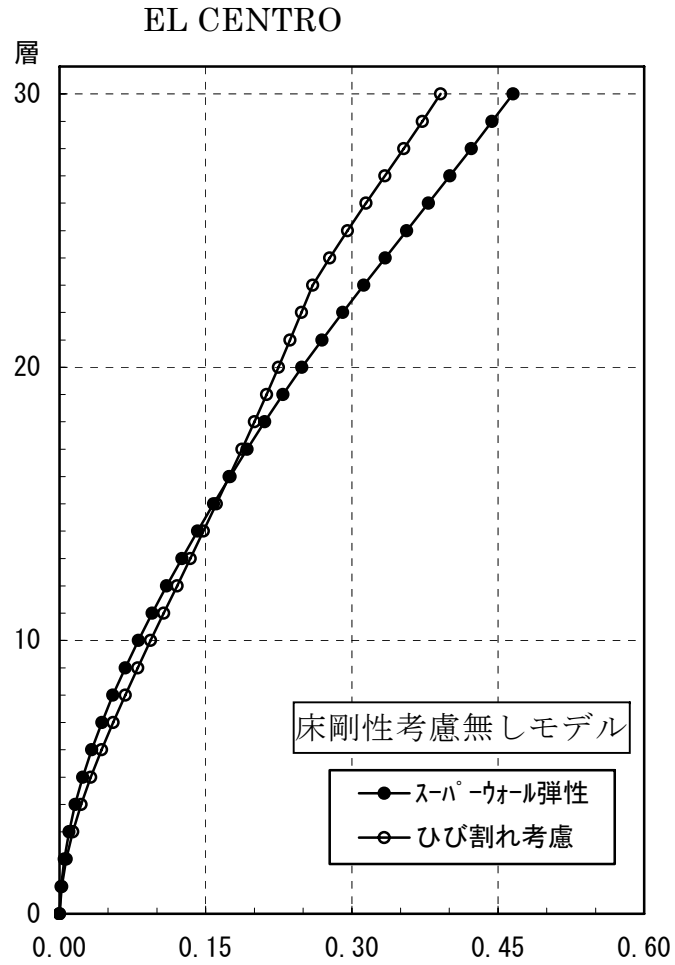


図 4.38 応答最大水平変位(m)

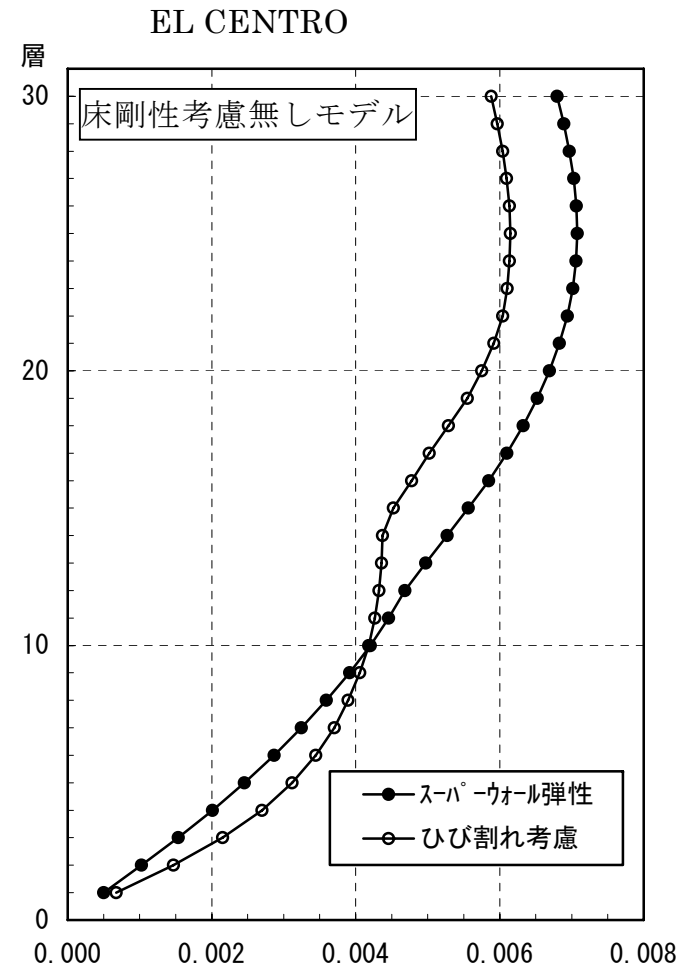


図 4.39 応答最大層間変形角(rad)

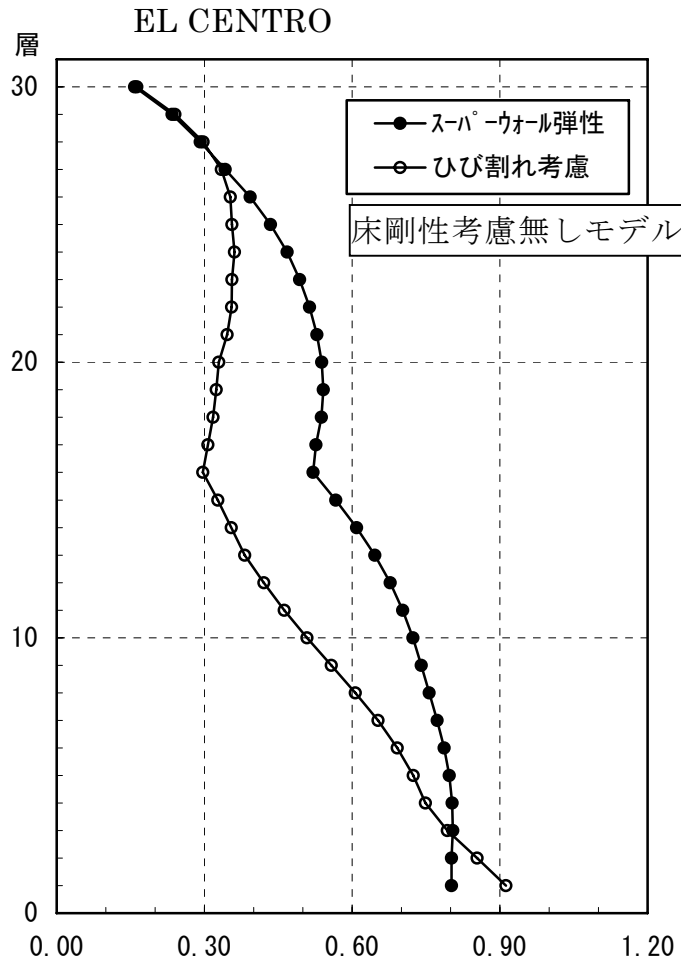


図 4.40 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

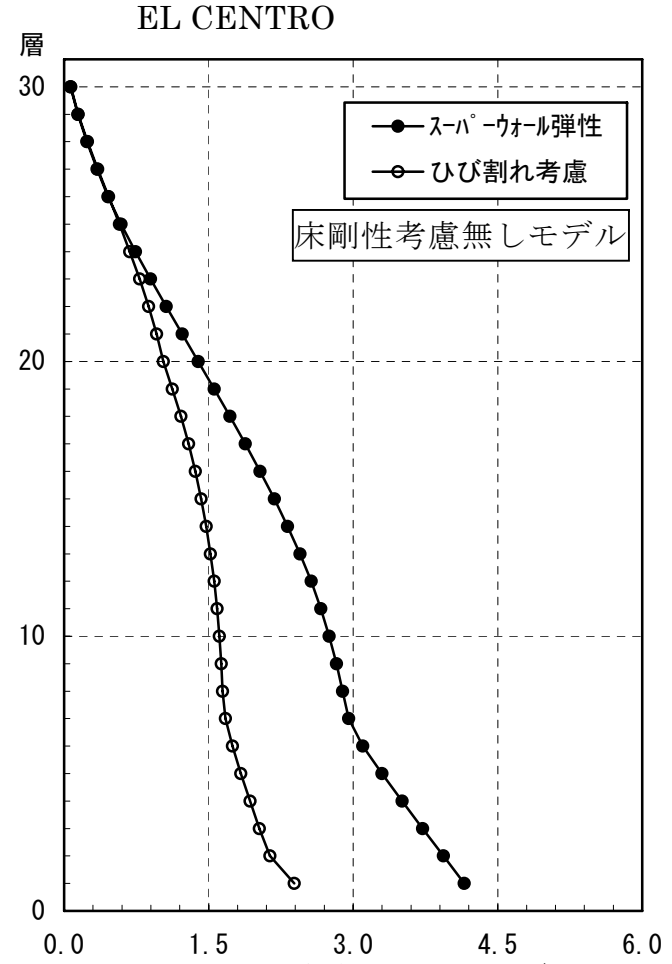


図 4.41 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

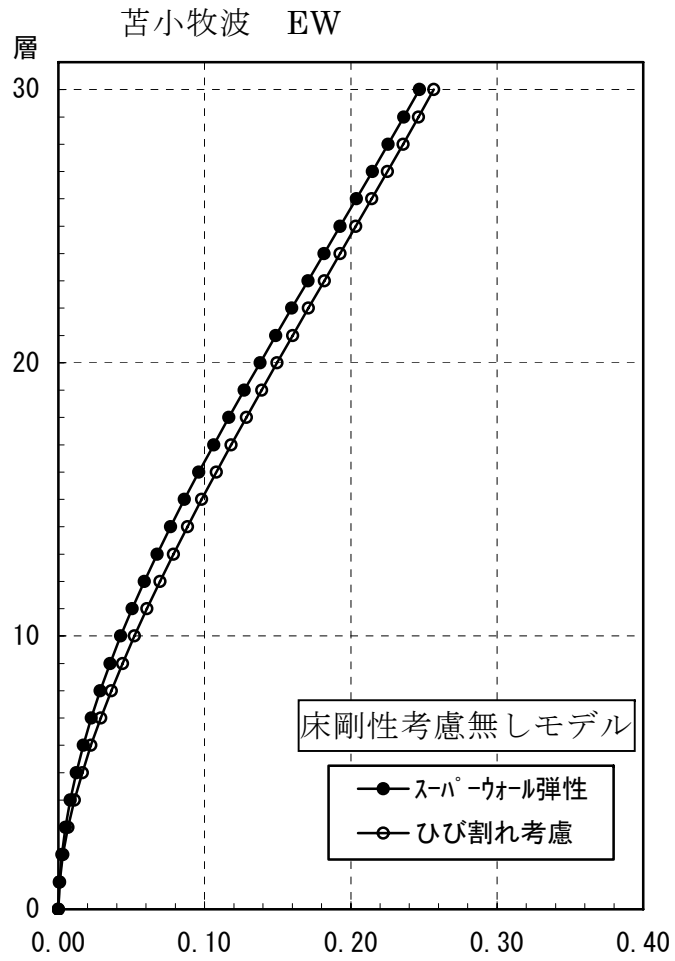


図 4.42 応答最大水平変位(m)

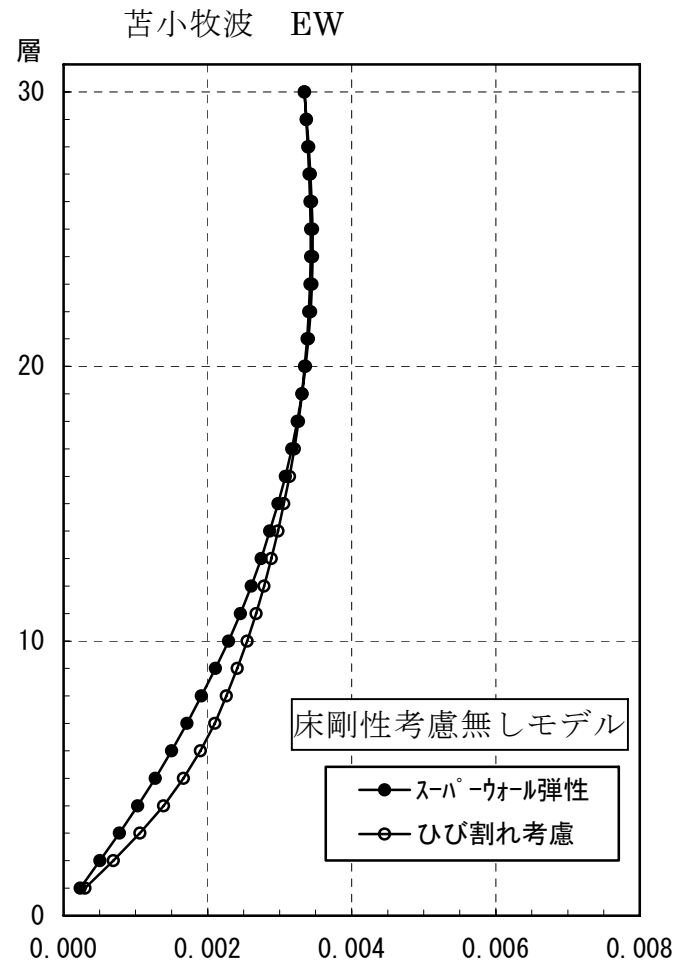


図 4.43 応答最大層間変形角(rad)

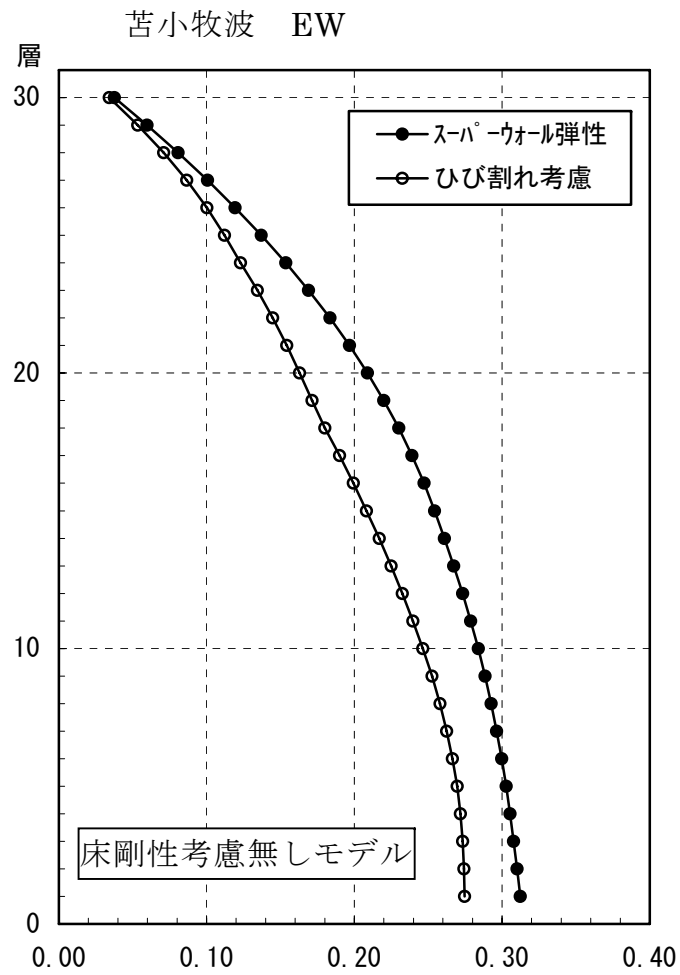


図 4.44 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{ kN}$)

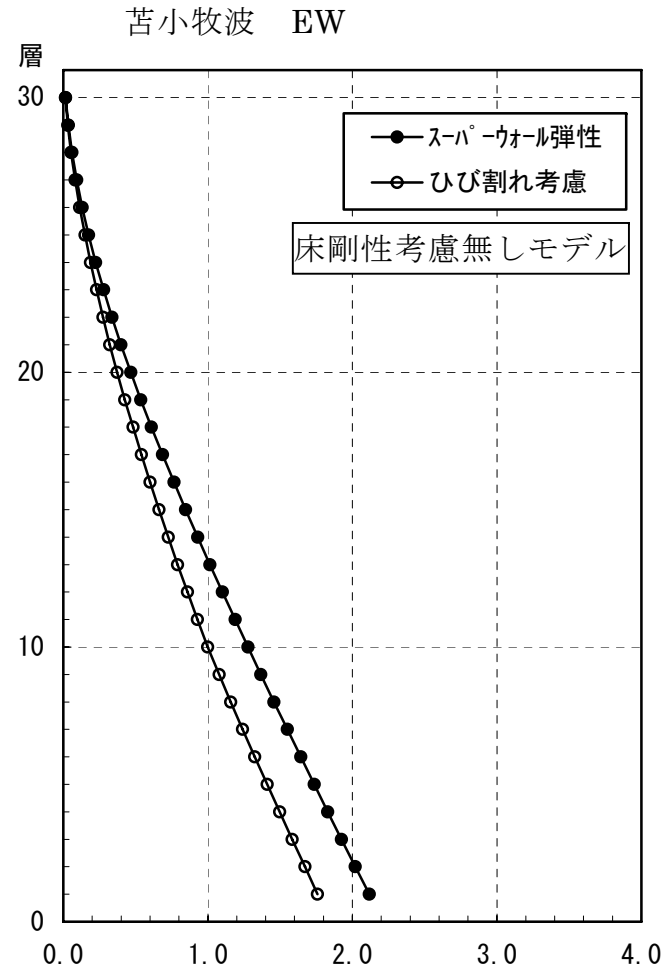


図 4.45 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$)

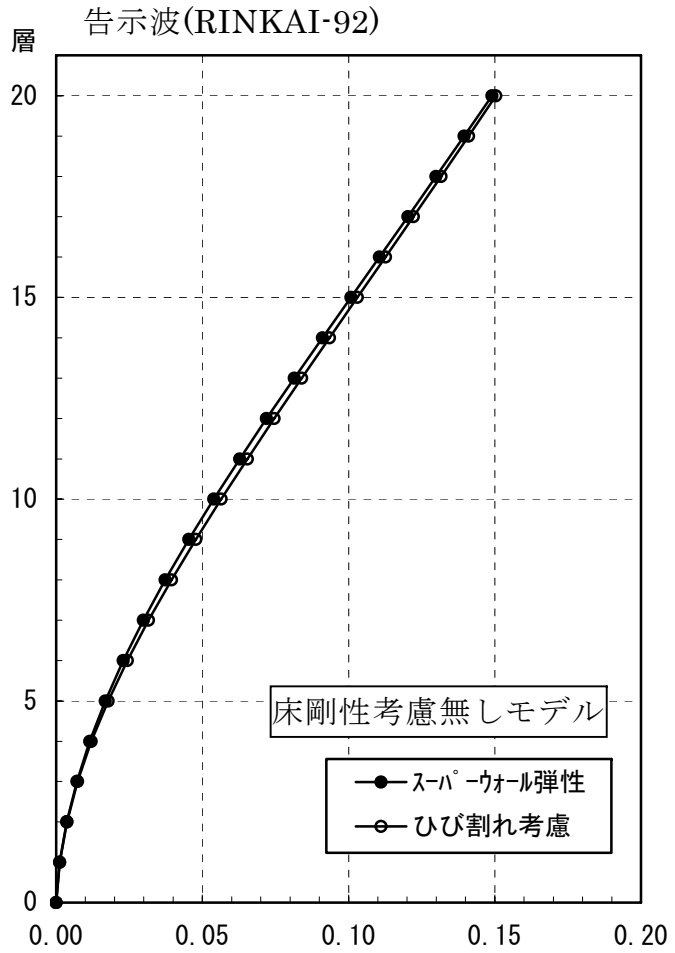


図 4.46 応答最大水平変位(m)

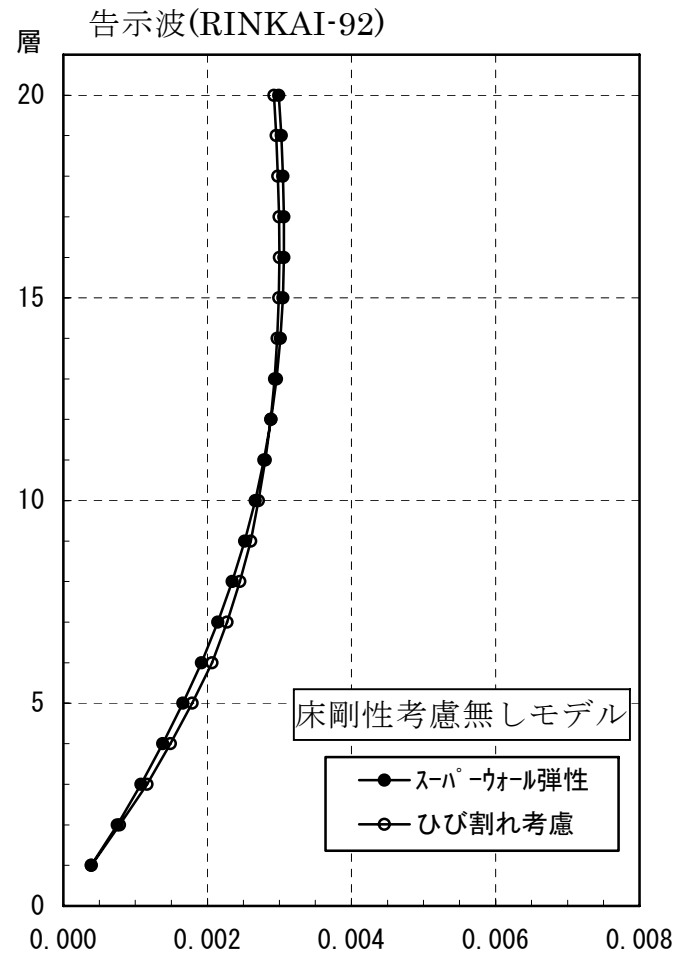


図 4.47 応答最大層間変形角(rad)

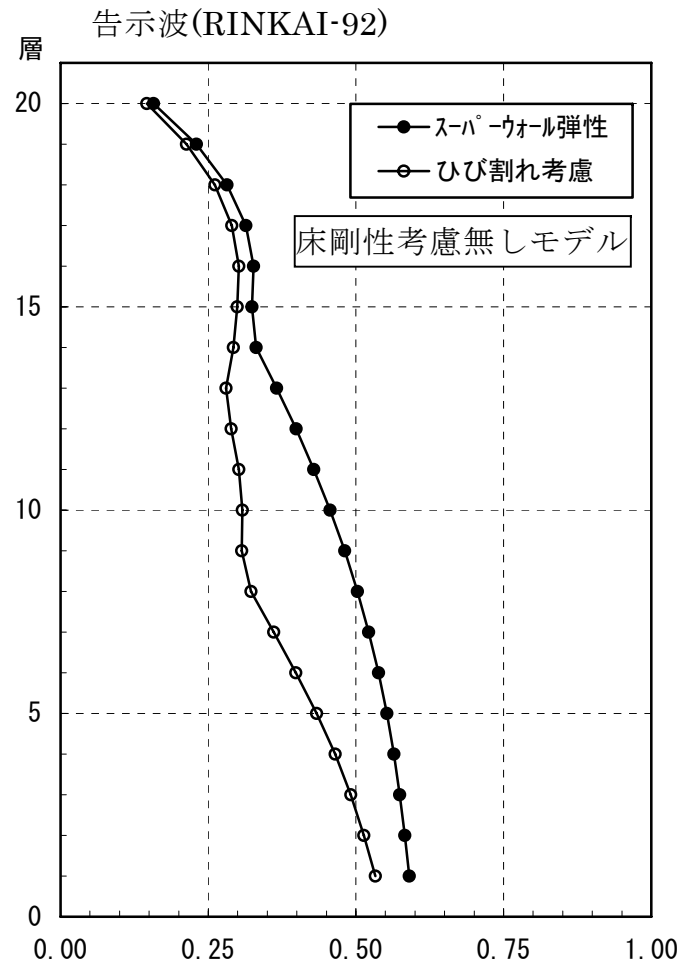


図 4.48 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

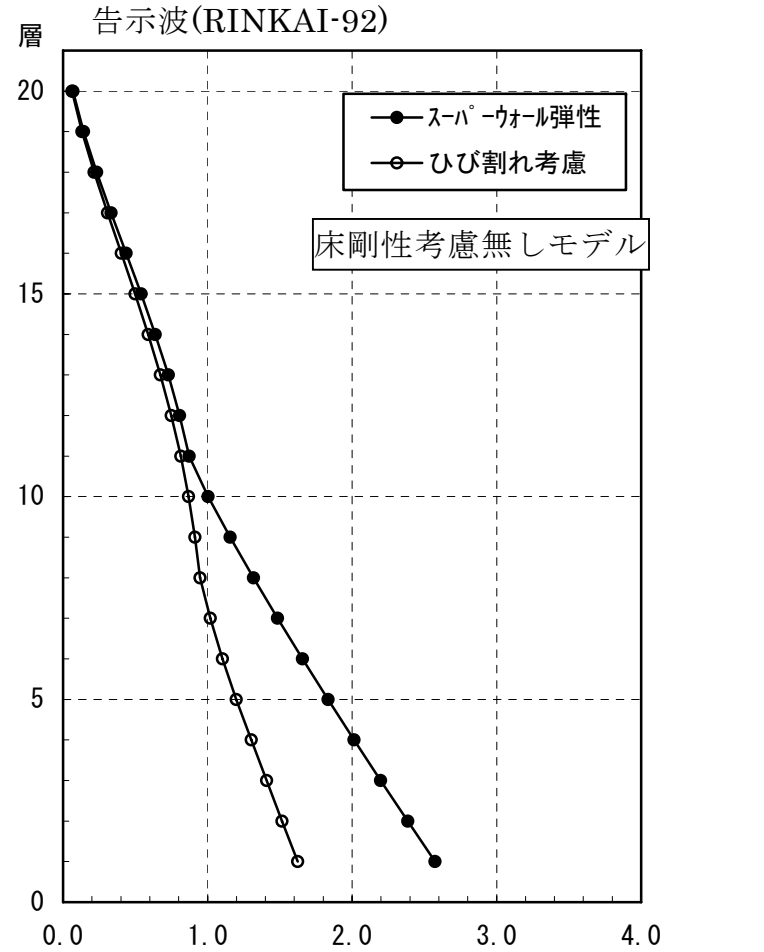


図 4.49 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

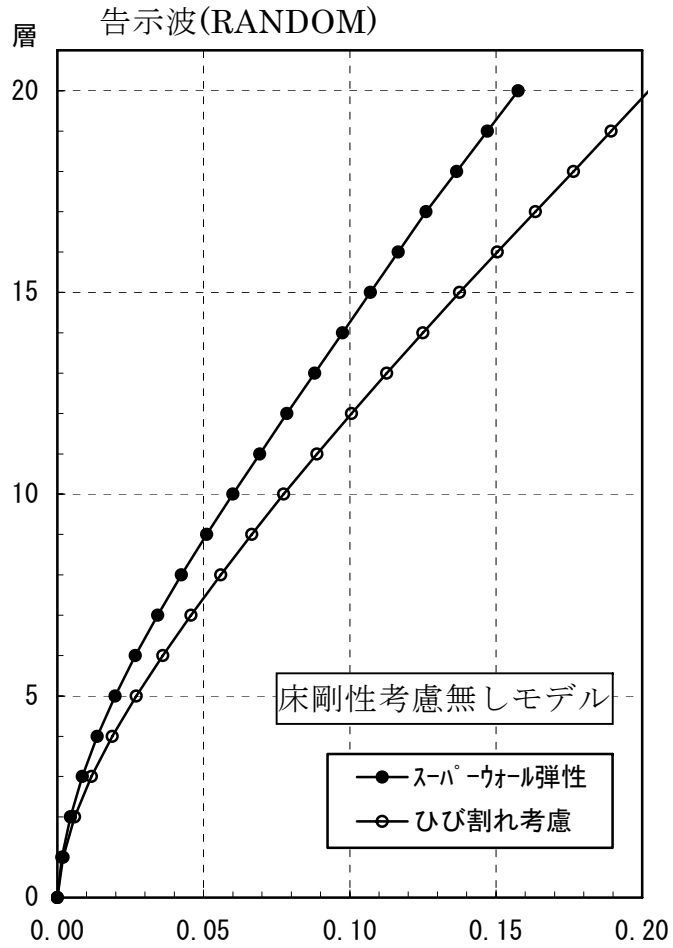


図 4.50 応答最大水平変位(m)

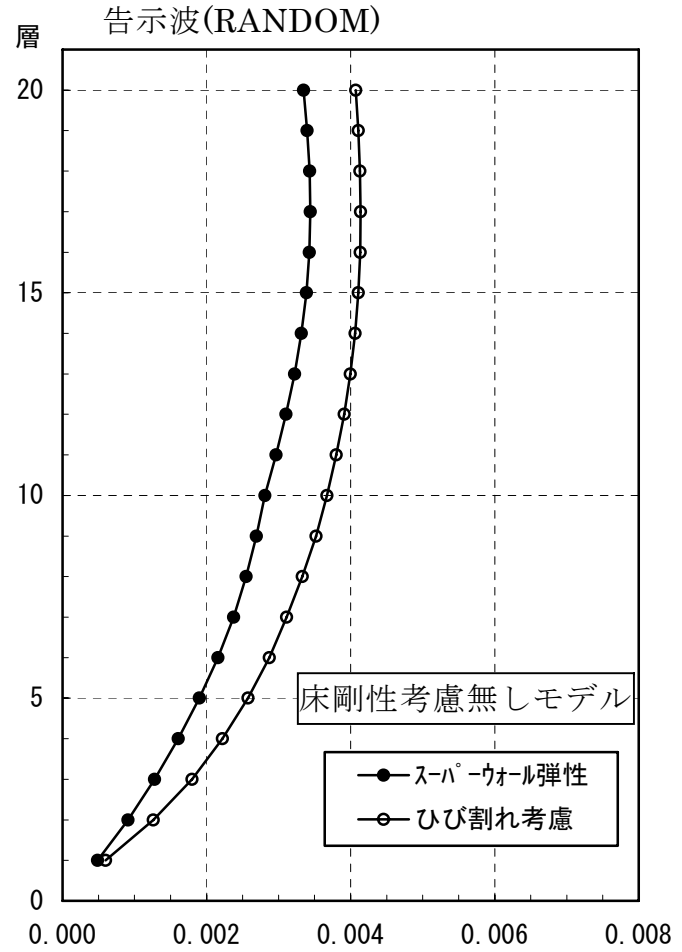
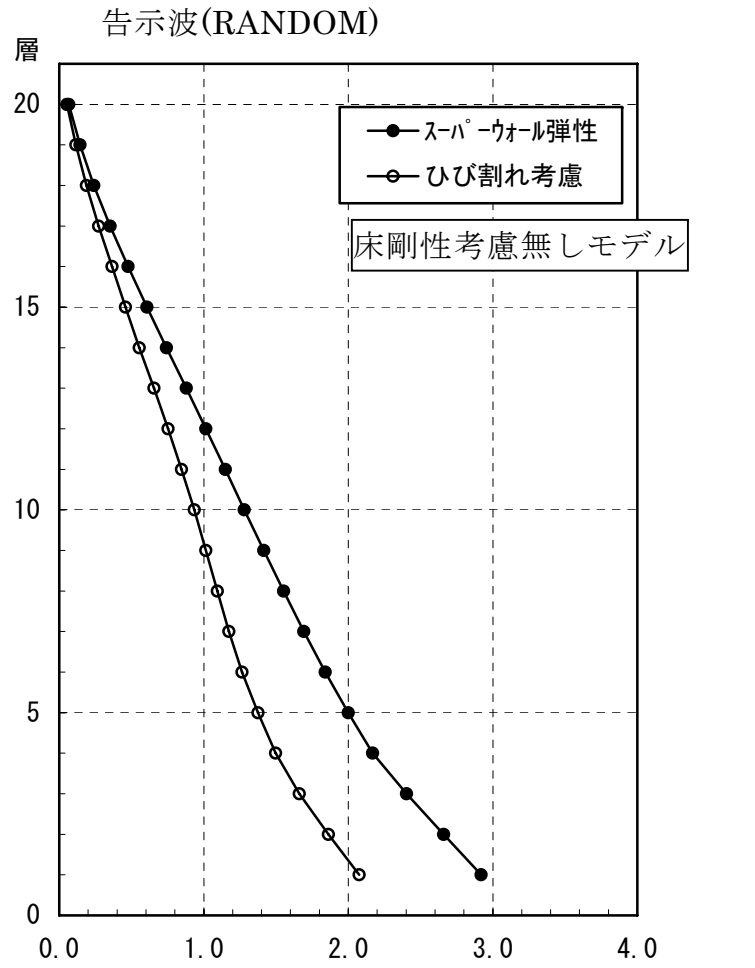
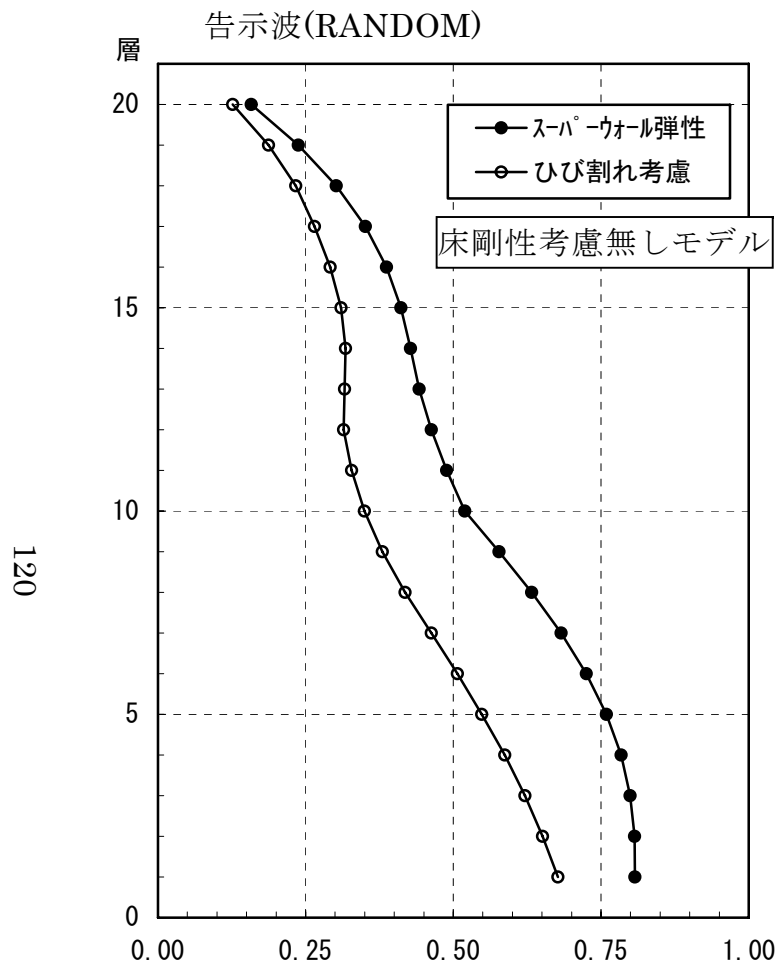


図 4.51 応答最大層間変形角(rad)



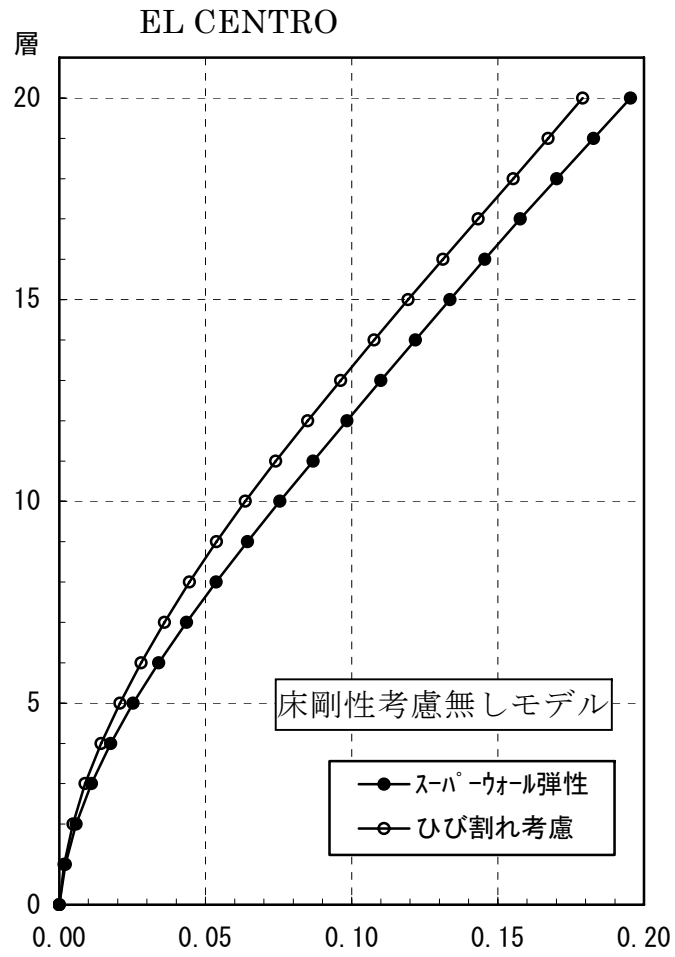


図 4.54 応答最大水平変位(m)

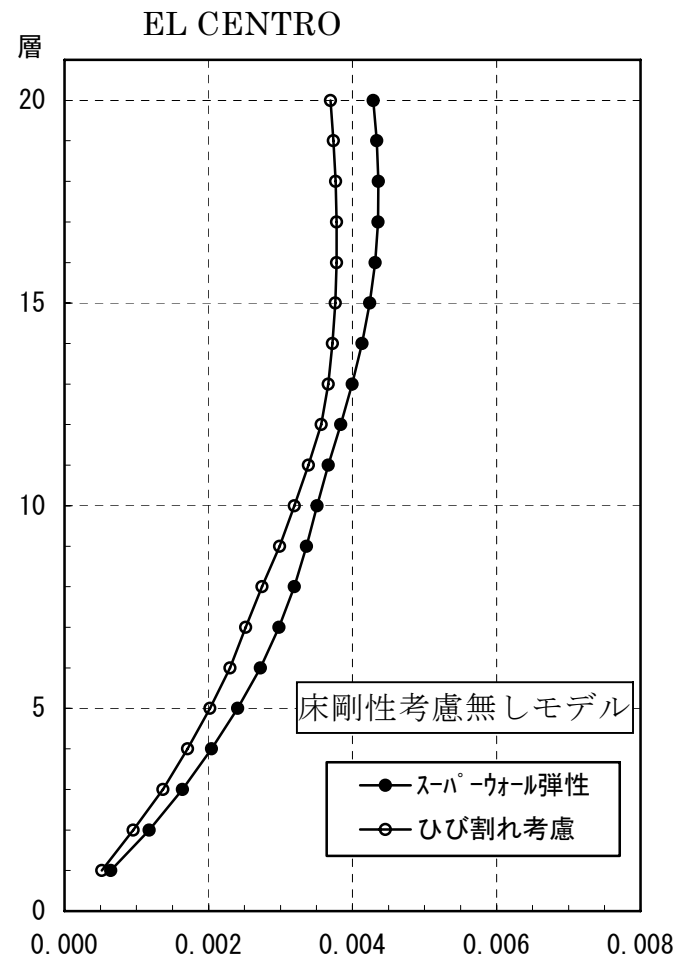


図 4.55 応答最大層間変形角(rad)

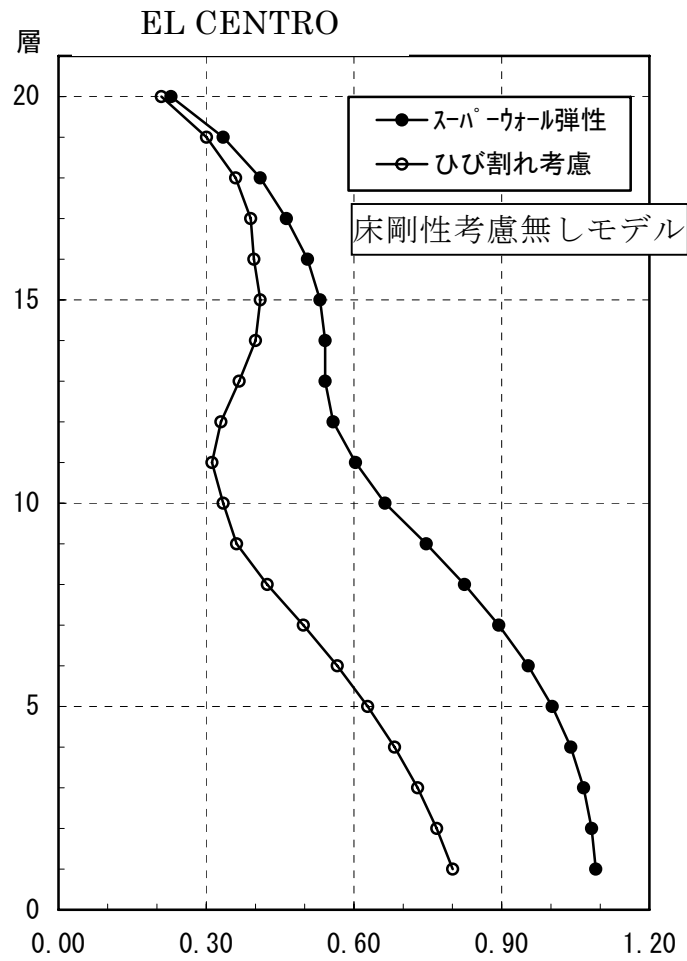


図 4.56 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

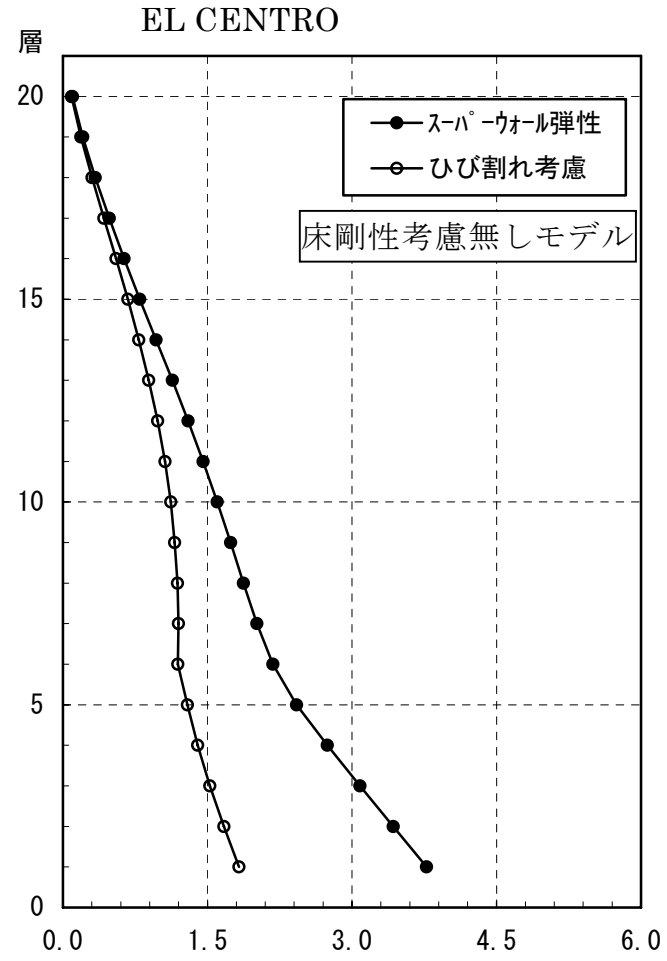


図 4.57 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

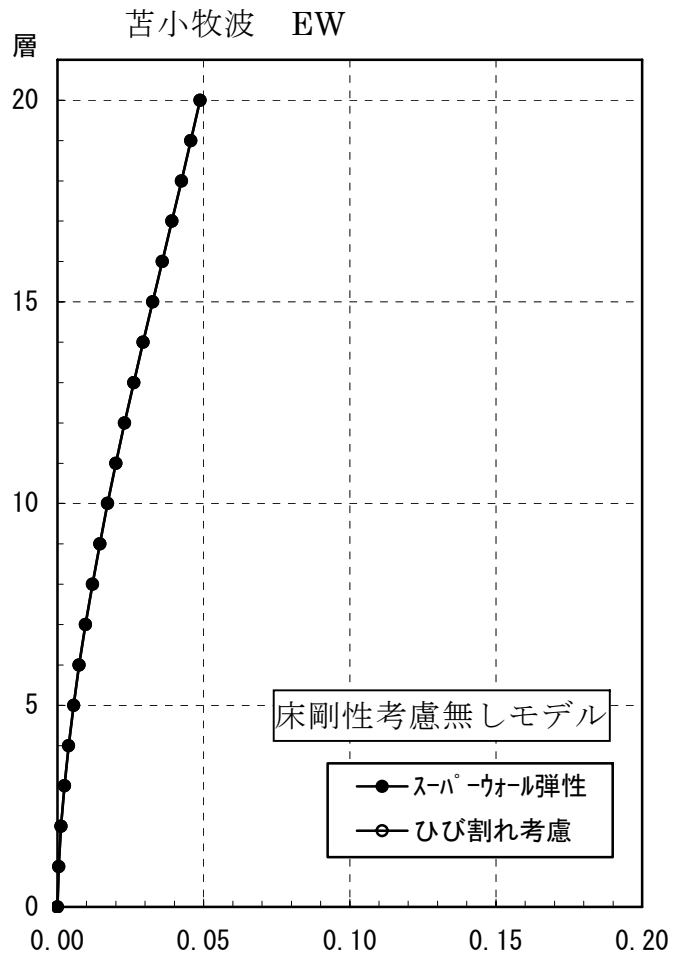


図 4.58 応答最大水平変位(m)

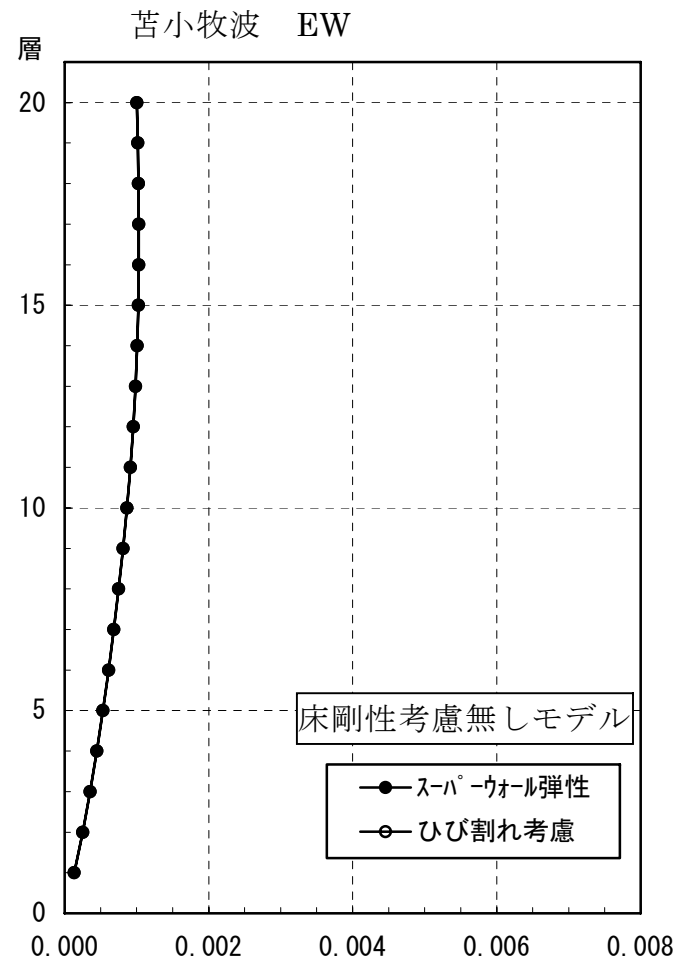


図 4.59 応答最大層間変形角(rad)

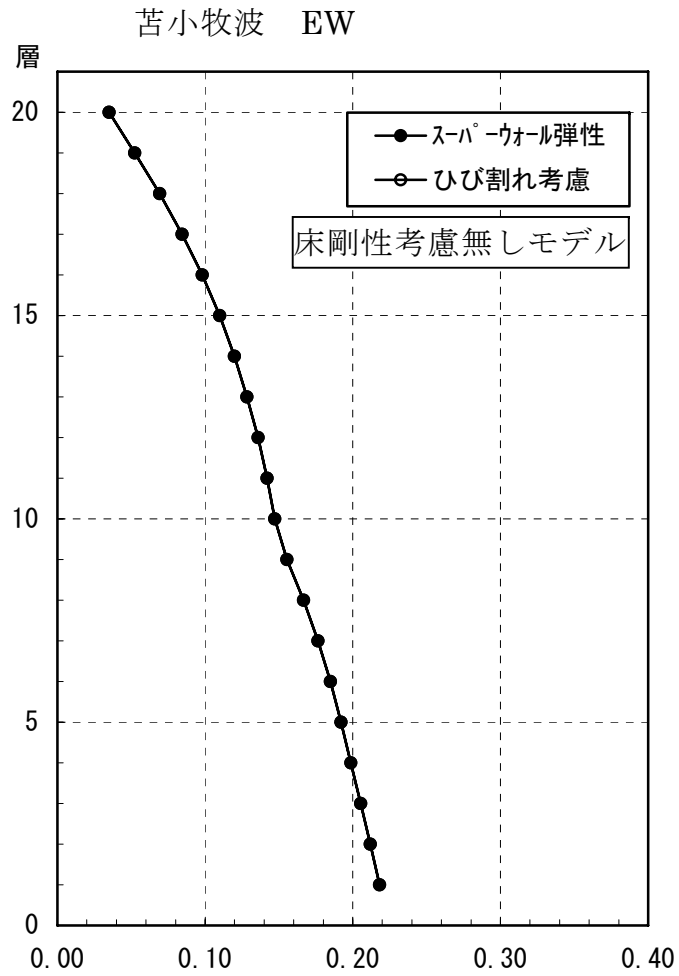


図 4.60 応答最大層せん断力($\times 10^5$ kN)

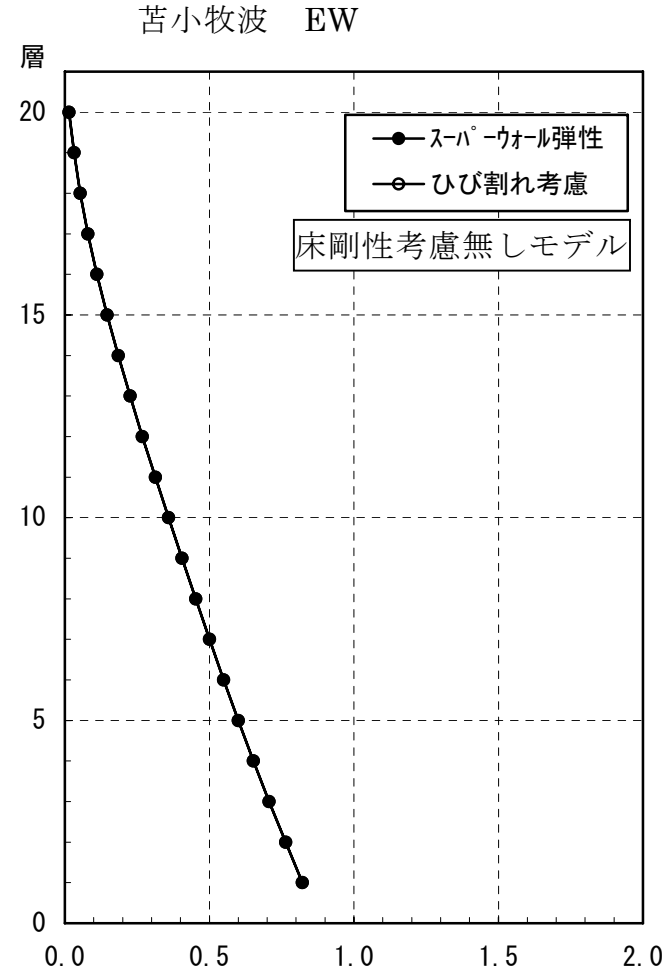


図 4.61 応答最大転倒モーメント($\times 10^6$ kN·m)

4.5 床スラブの曲げ非線形特性が応答に及ぼす影響

4.5.1 床を考慮したモデルでの固有値解析結果

(1)固有値解析結果

床を考慮したモデルにおける固有値解析結果を、床を考慮しないモデルの結果とともに表 4.2 に示す。床を考慮した結果、周期は短周期化しており、1次周期の比率は40階モデルは0.83、30階モデルは0.87、20階モデルは0.93であった。

表 4.2 建物弾性固有周期 (sec)

階数	1次	2次
40階モデル	3.39 (4.08)	0.68 (0.72)
30階モデル	2.15 (2.46)	0.43 (0.44)
20階モデル	1.11 (1.20)	0.23 (0.23)

()は第3章で用いた床を考慮しないモデル

(2)複素固有値解析結果

床を考慮した場合と考慮しない場合の複素固有値解析結果を図 4.62 に示す。床の曲げ剛性を考慮した場合は考慮しない場合に比べ、ダンパによる建物全体への付加減衰が小さくなっていることがわかる。建物1次振動モードに対する付加減衰は40階で最大9.2%が3.3%(比率0.35)に、30階で最大8.7%が4.1%(比率0.47)に、20階で7.7%が5.1%(比率0.66)に低減される。これは、床の曲げ剛性を考慮することにより、スーパーウォールの曲げ変形が抑制されたためと考えられる。

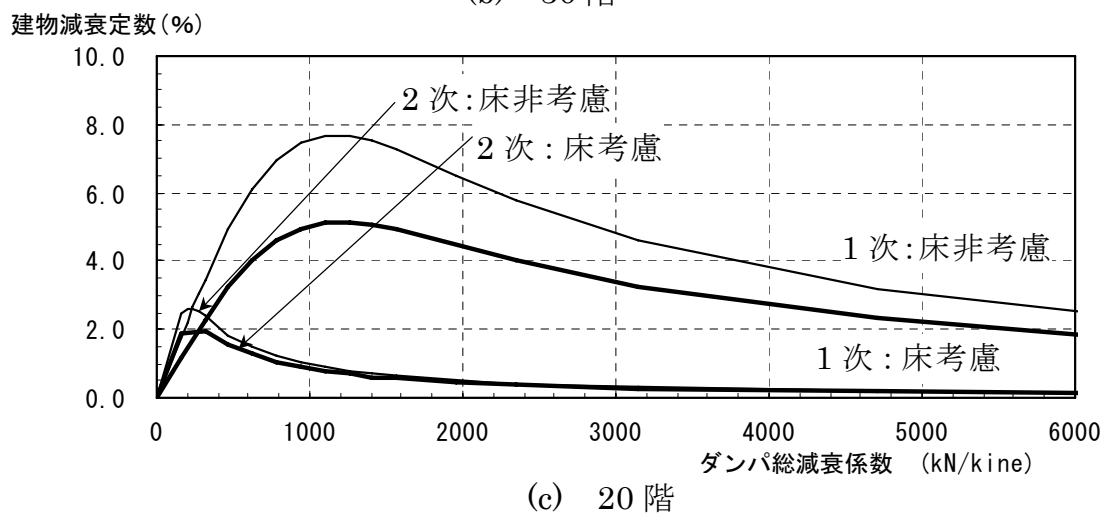
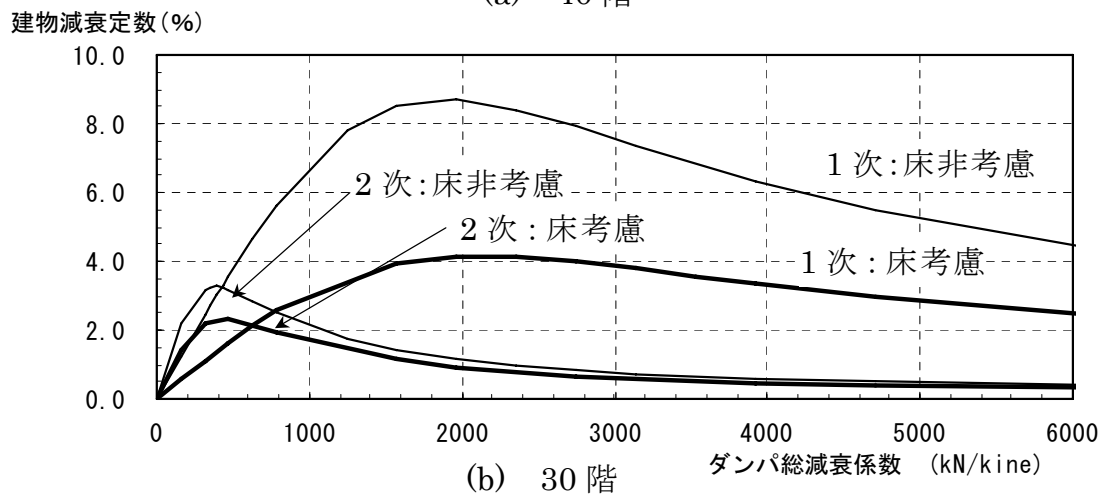
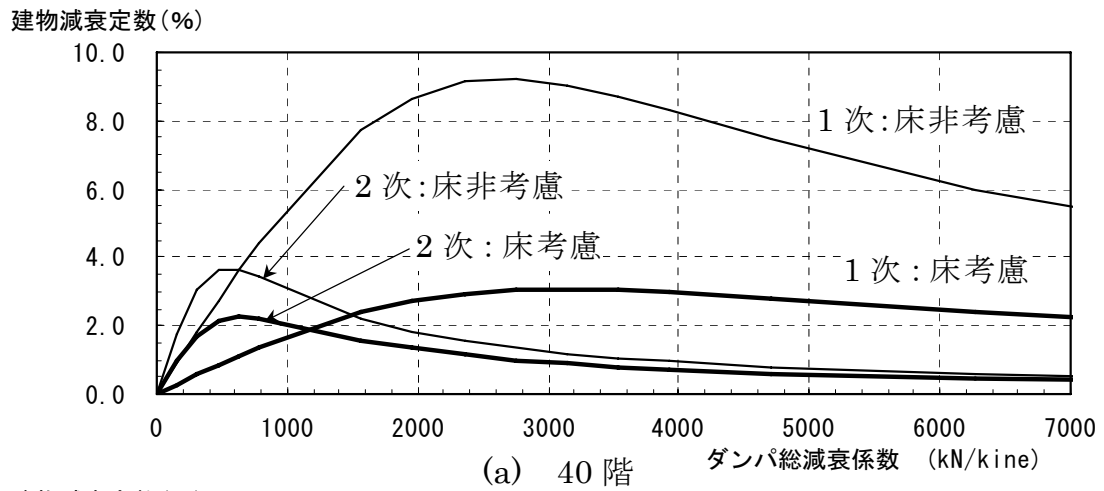


図 4.62 ダンパ減衰係数と複素固有値解析結果減衰係数

4.5.2 床を考慮したモデルでの非線形応答解析結果

地震時にダンパの建物への減衰効果を確認するため、試設計建物振動モデルにおける弾塑性の地震応答解析を実施する。ダンパの総減衰係数は図 4.62 に示される複素固有値解析結果から、建物 1 次振動モードで建物全体の減衰係数が大きくなる場合、建物 2 次振動モードで大きくなる場合、「なし (0kN/kine)」、過大な減衰係数(建物 1 次モードで最大の場合の約 4 倍)を与えた場合の計 4 ケースとする。表 4.3 に振動解析で採用するダンパの総減衰係数の一覧を示す。

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 4.63～4.78、30 階モデルを図 4.79～4.94、20 階モデルを図 4.95～4.110 に示す。

表 4.3 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 階モデル	3,138	785	0	12,553
30 階モデル	1,883	470	0	7,532
20 階モデル	1,255	314	0	5,021

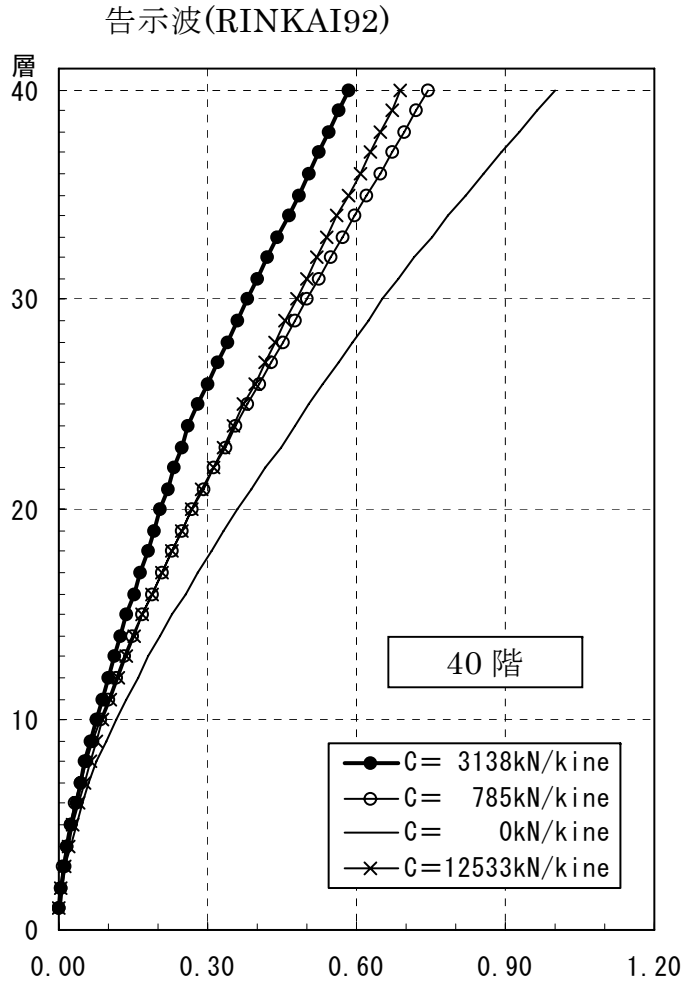


图 4.63 応答最大水平変位(m)

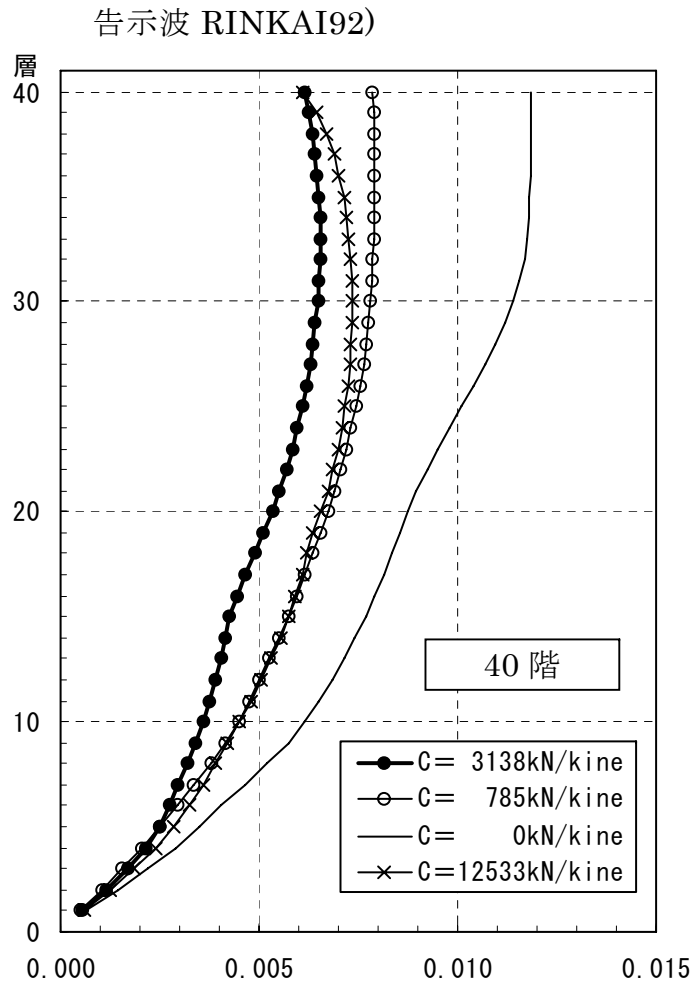


图 4.64 応答最大層間変形角(rad)

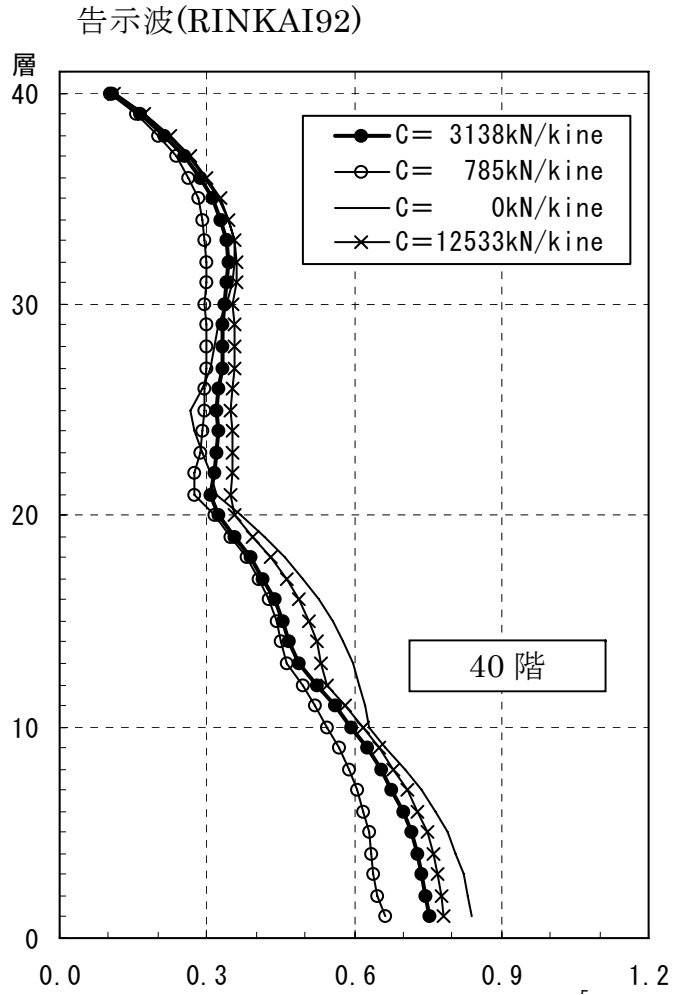


図 4.65 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

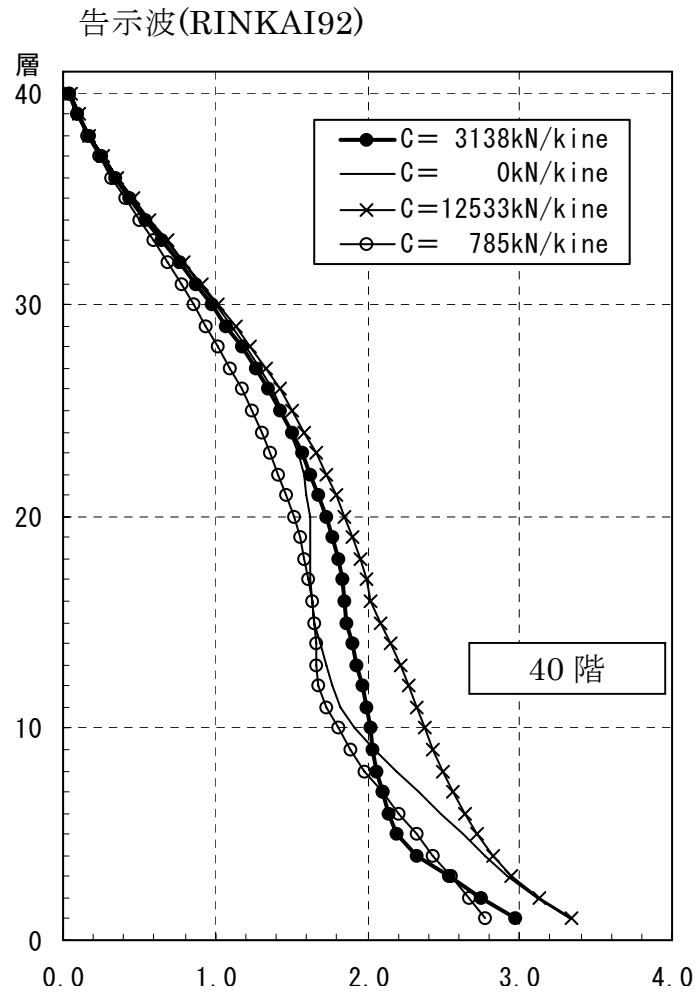


図 4.66 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

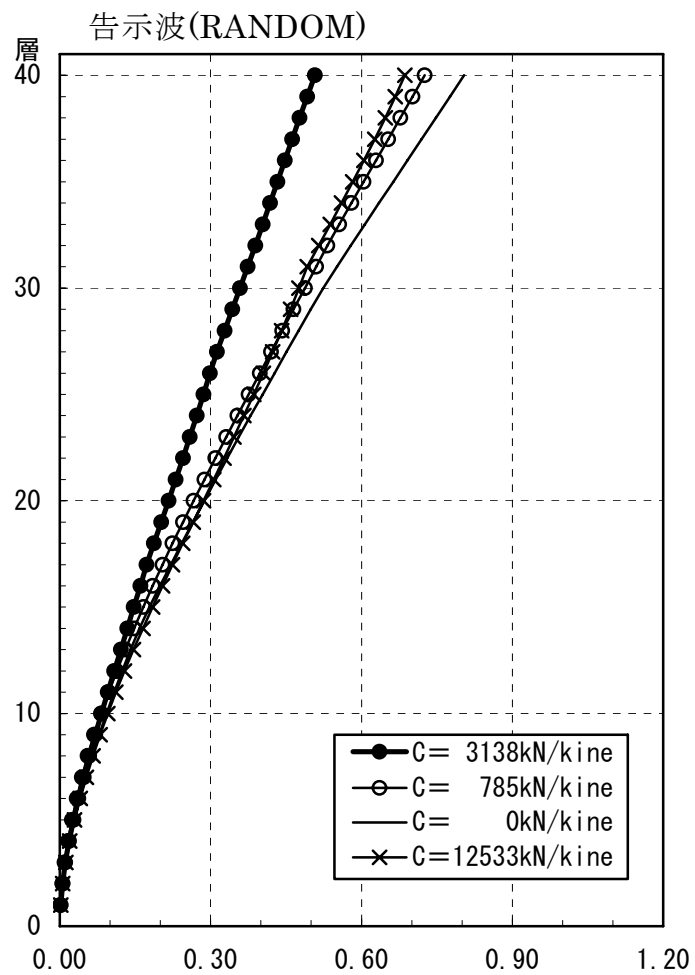


图 4.67 応答最大水平変位(m)

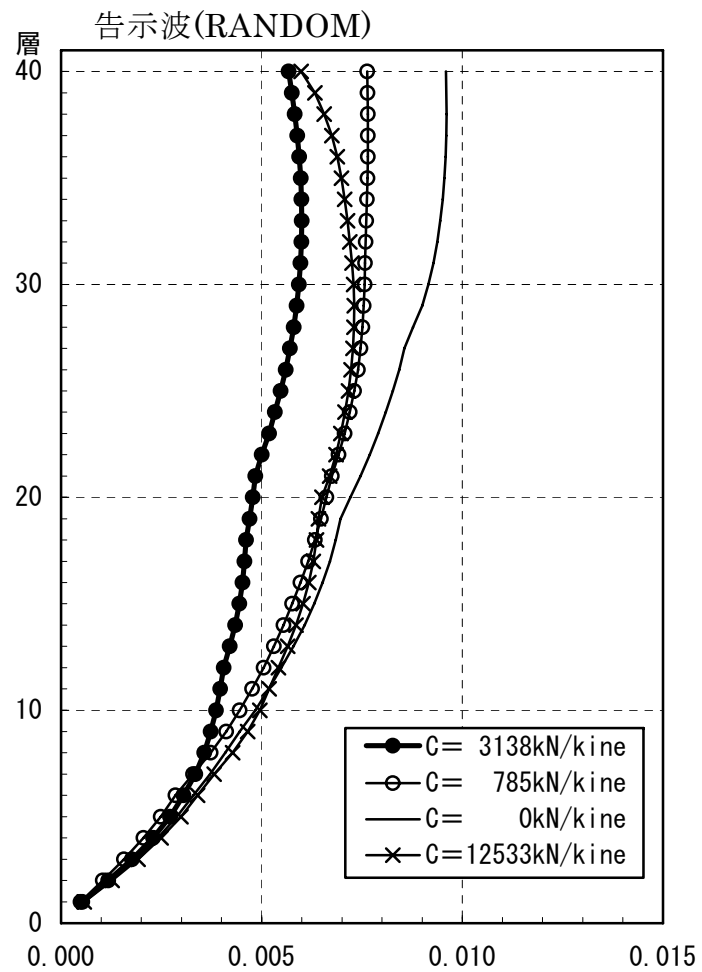


图 4.68 応答最大層間変形角(rad)

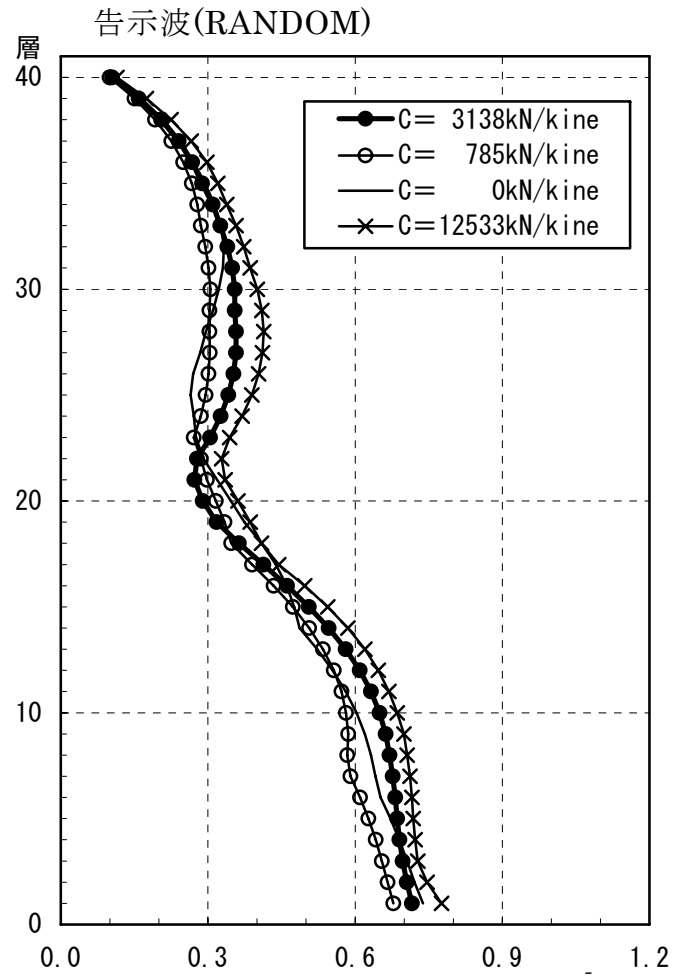


図 4.69 応答最大層せん断力($\times 10^5$ kN)

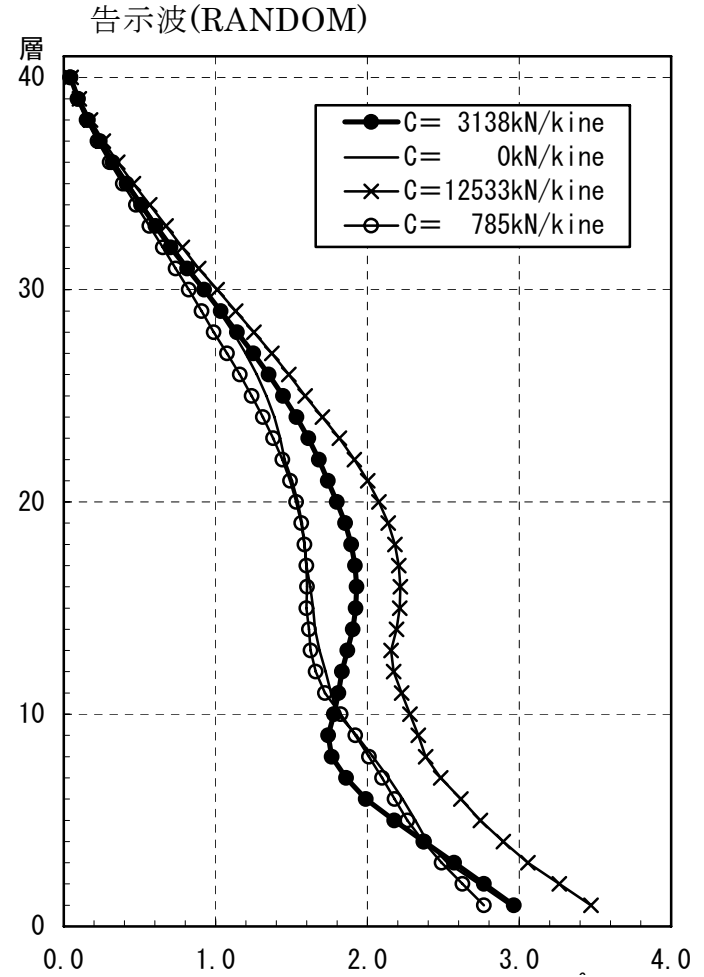
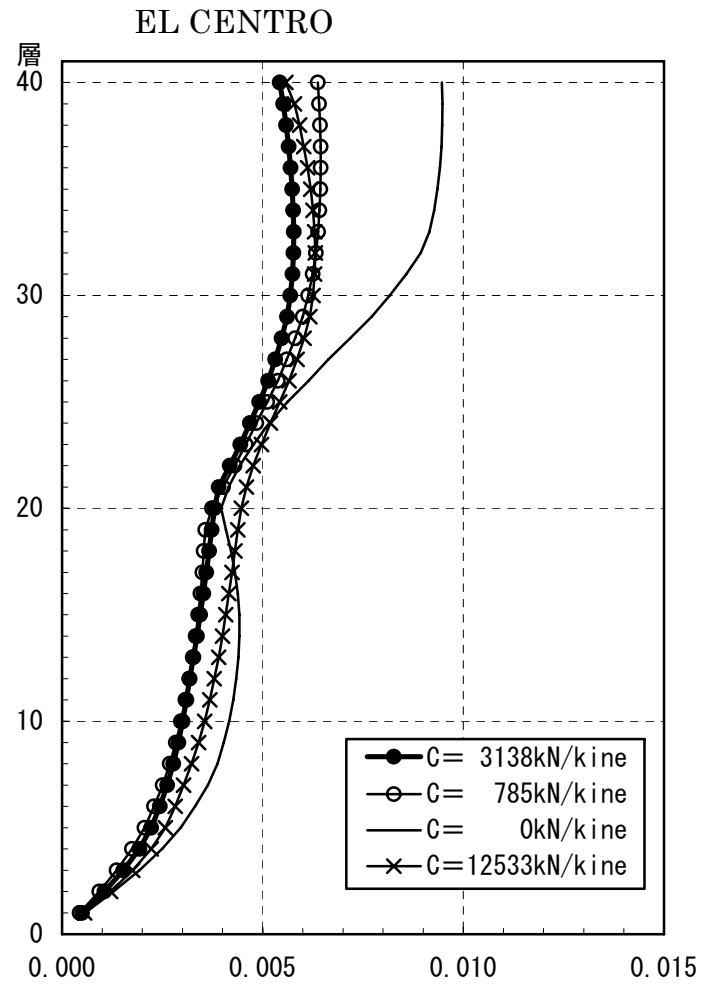
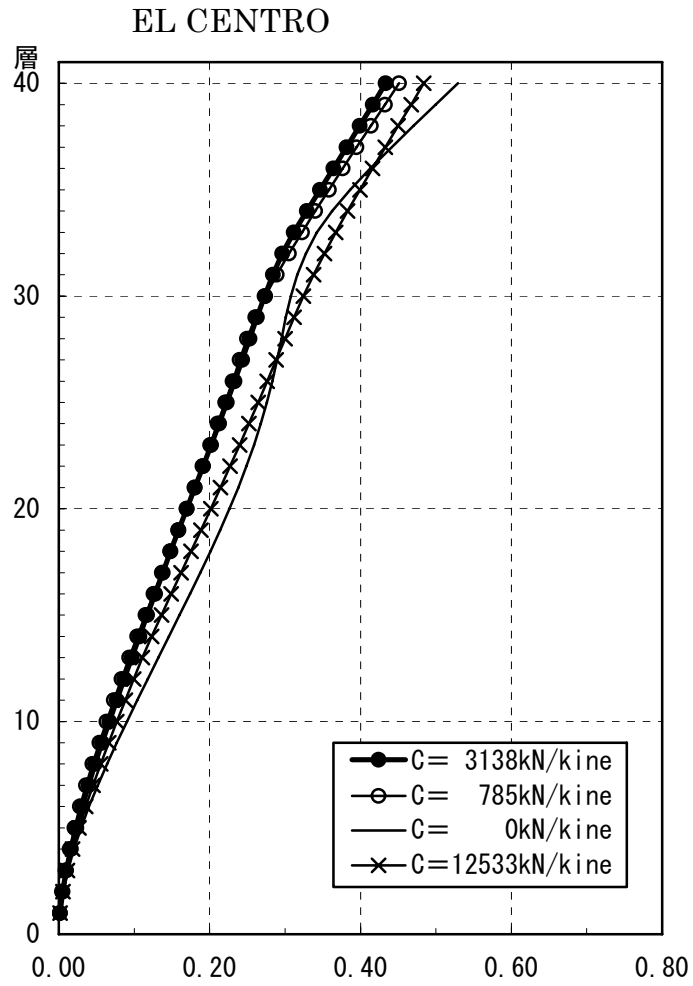


図 4.70 応答最大転倒モーメント($\times 10^6$ kN·m)



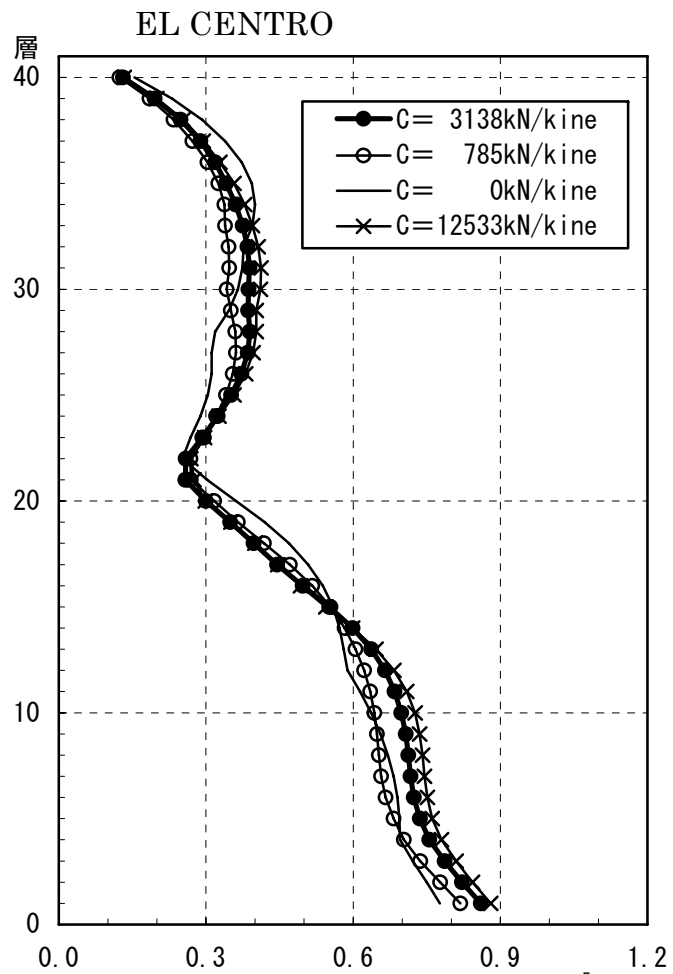


図 4.73 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

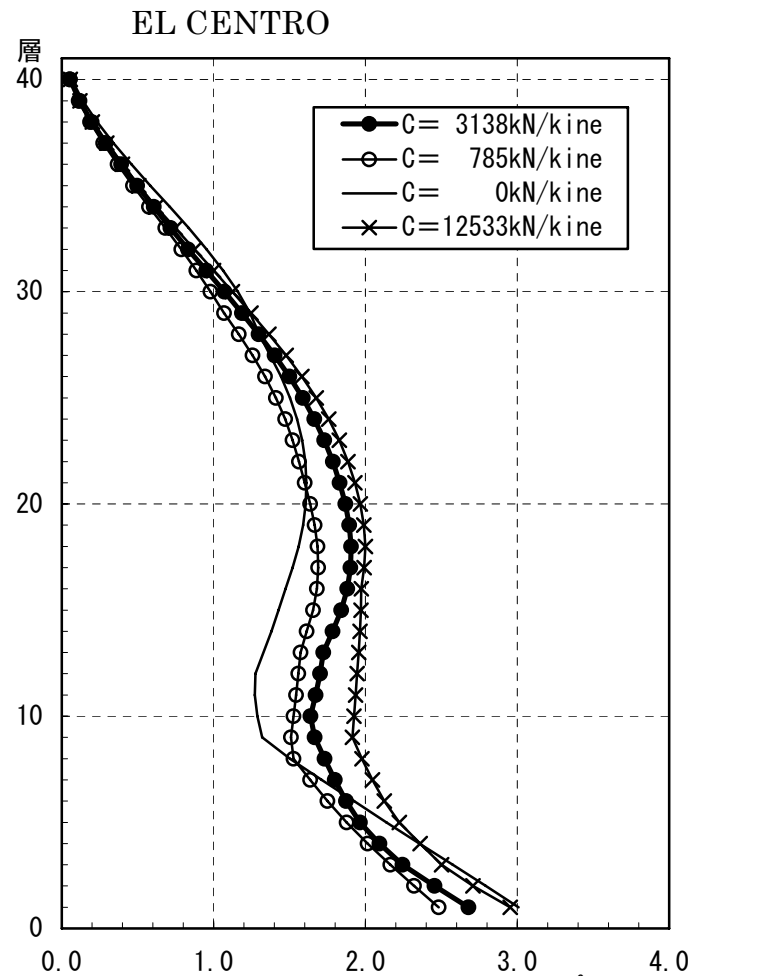


図 4.74 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

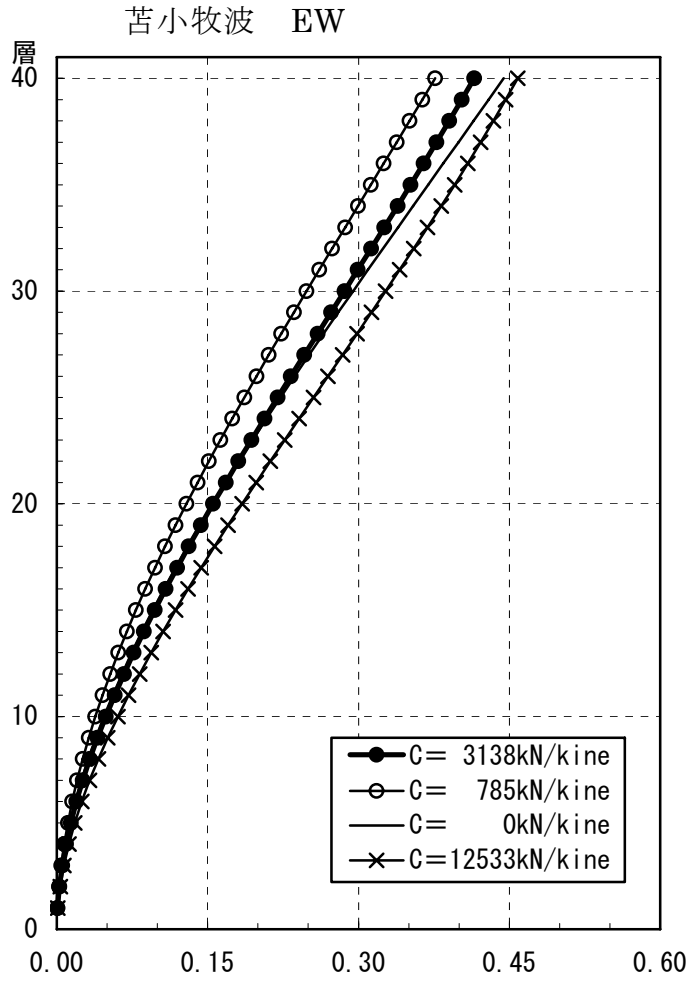


图 4.75 応答最大水平変位(m)

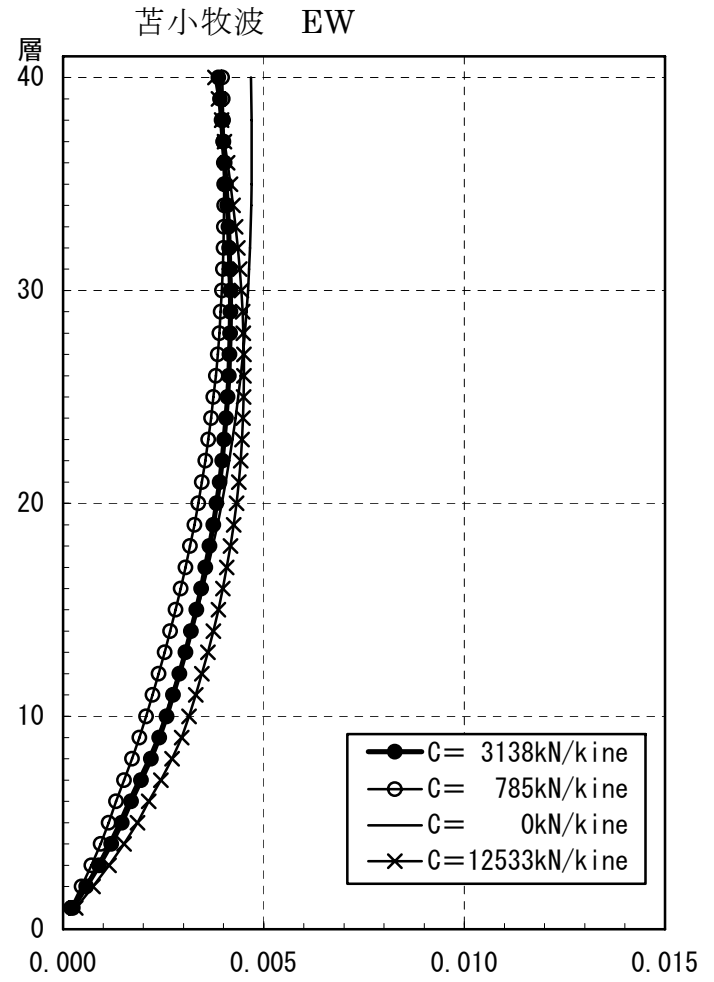


图 4.76 応答最大層間変形角(rad)

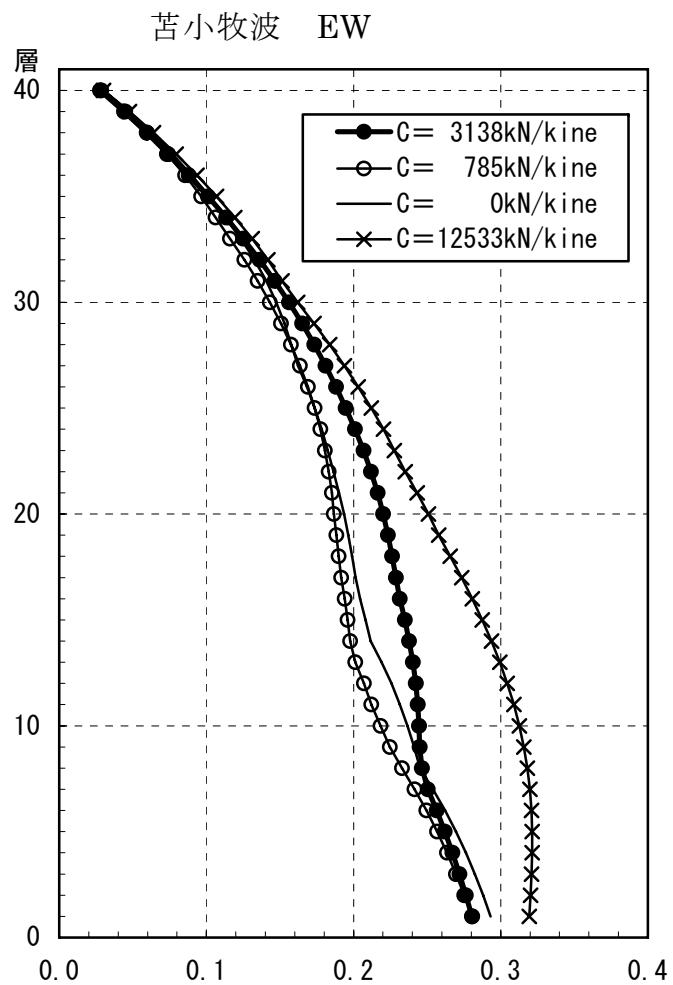


図 4.77 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

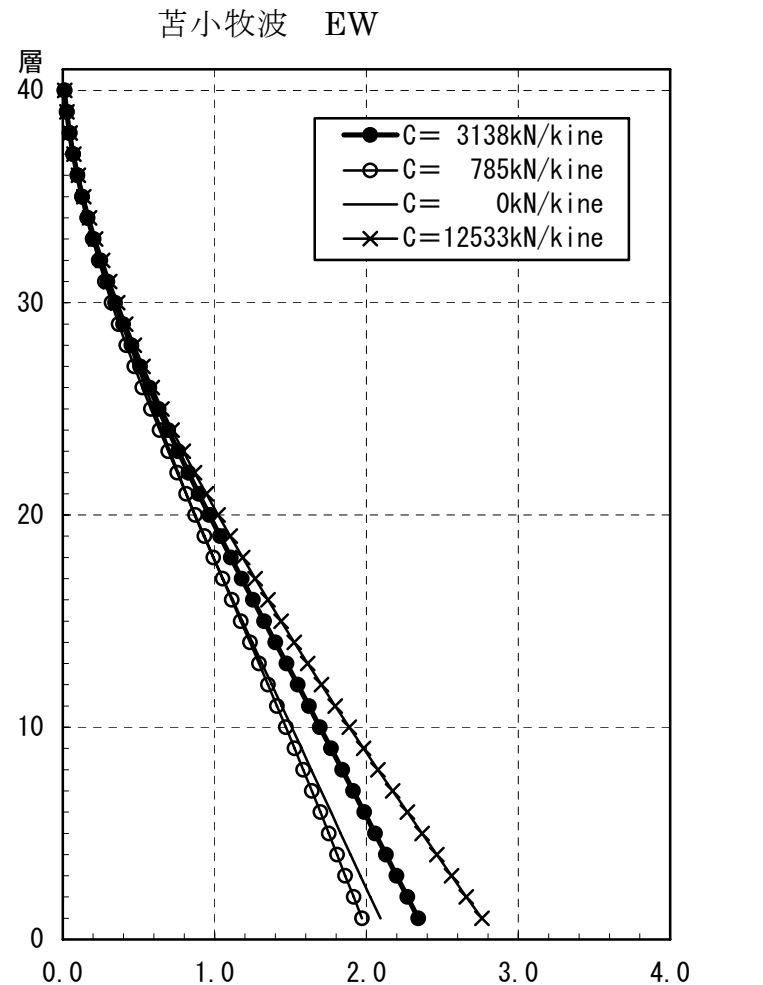


図 4.78 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

告示波(RINKAI92)

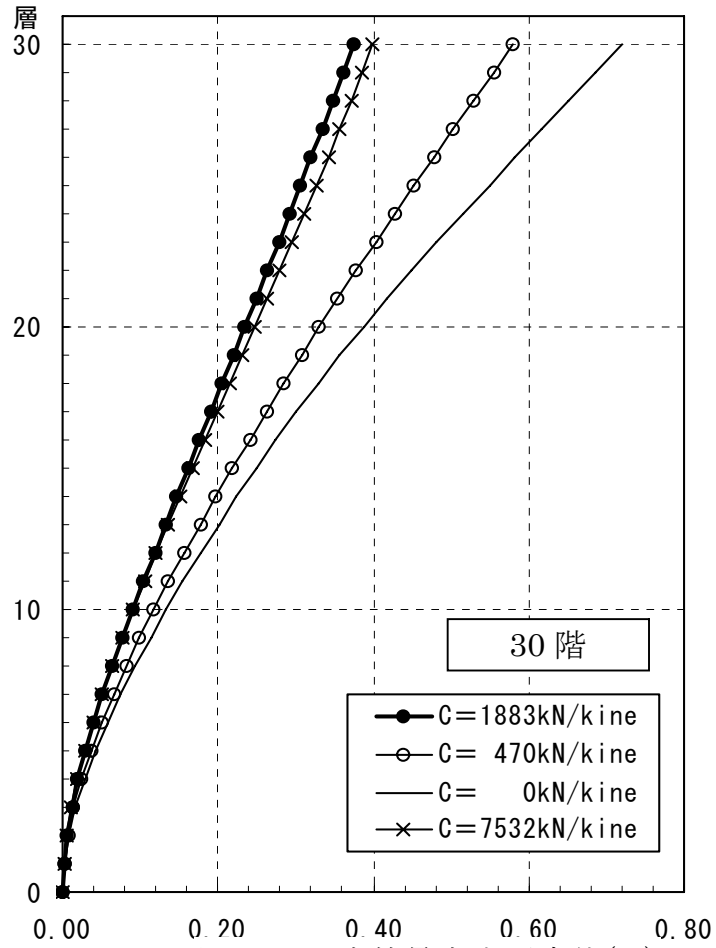


図 4.79 応答最大水平変位(m)

告示波(RINKAI92)

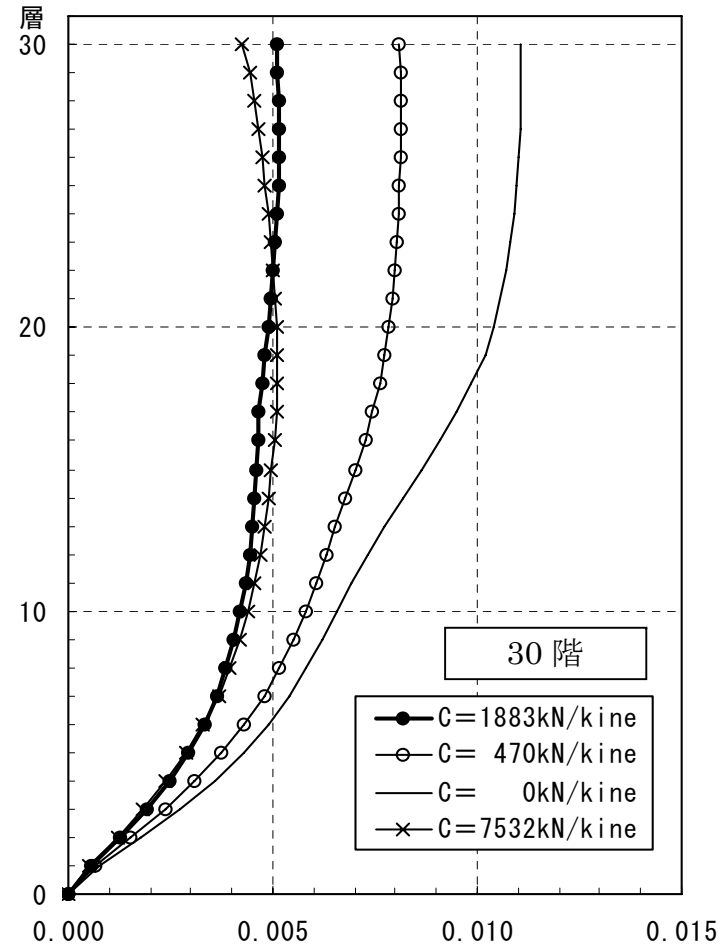


図 4.80 応答最大層間変形角(rad)

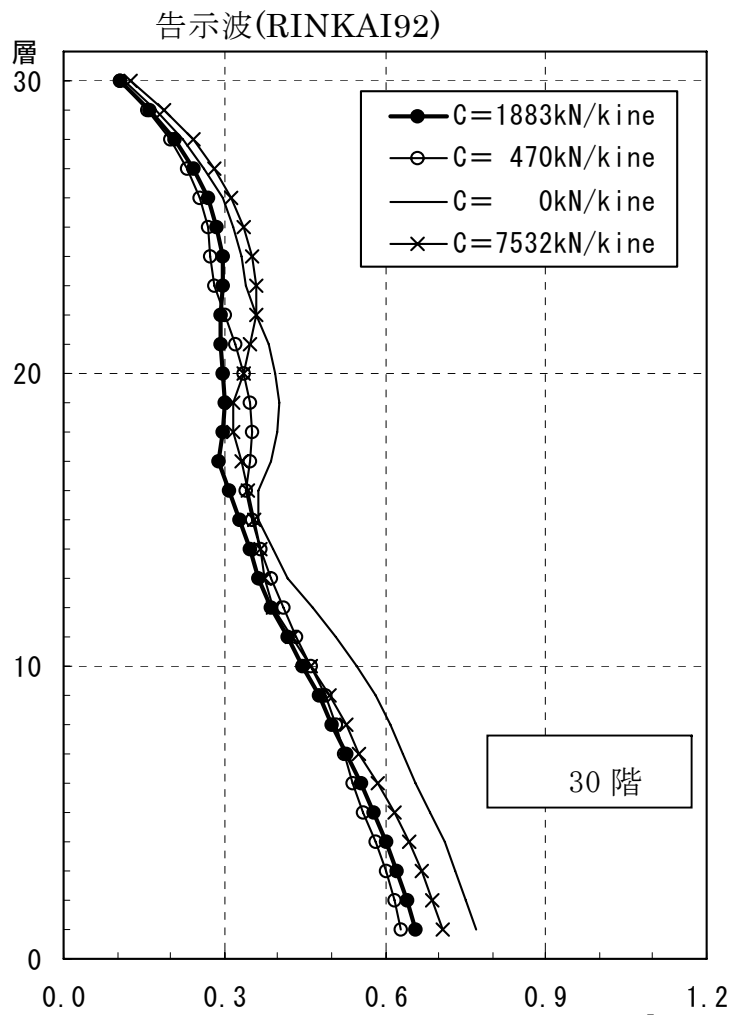


図 4.81 応答最大層せん断力(×10⁵kN)

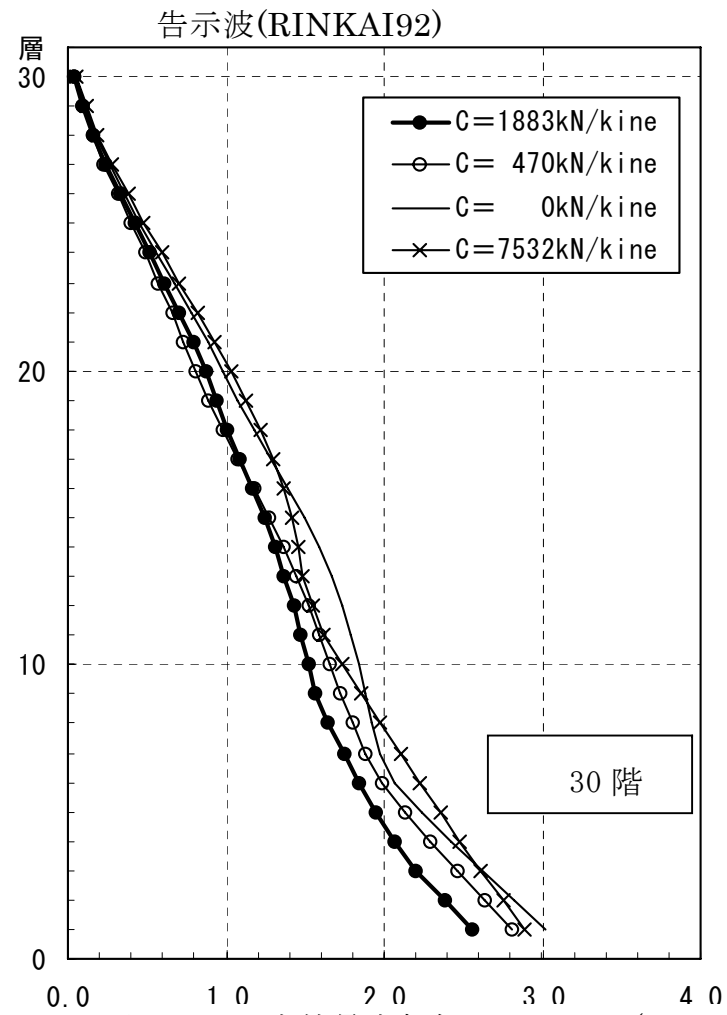


図 4.82 応答最大転倒モーメント(×10⁶kN・m)

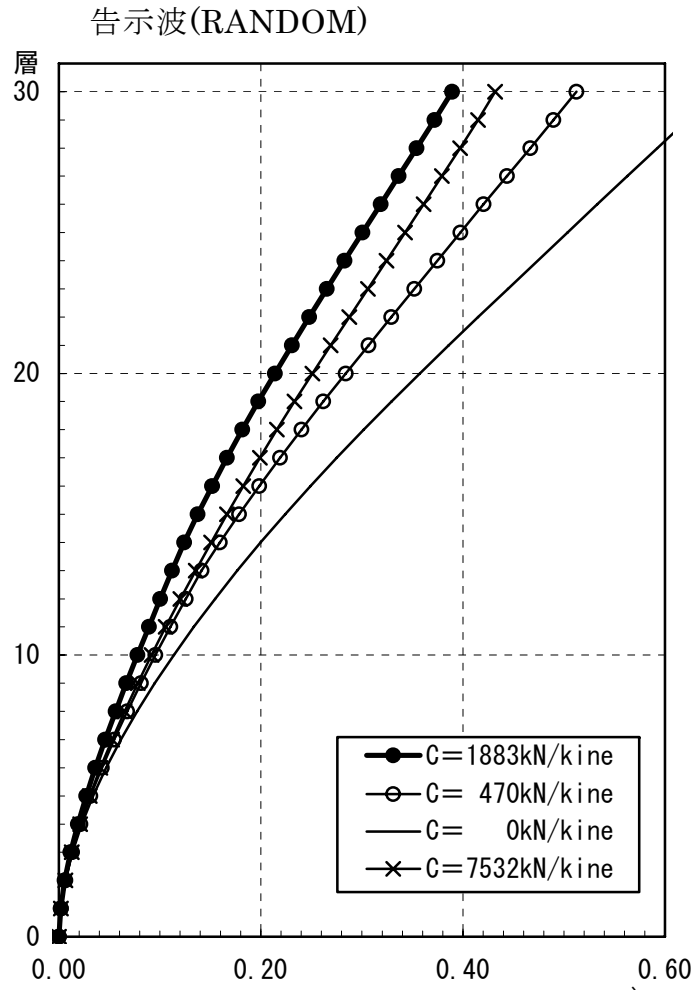


图 4.83 応答最大水平変位(m)¹⁾

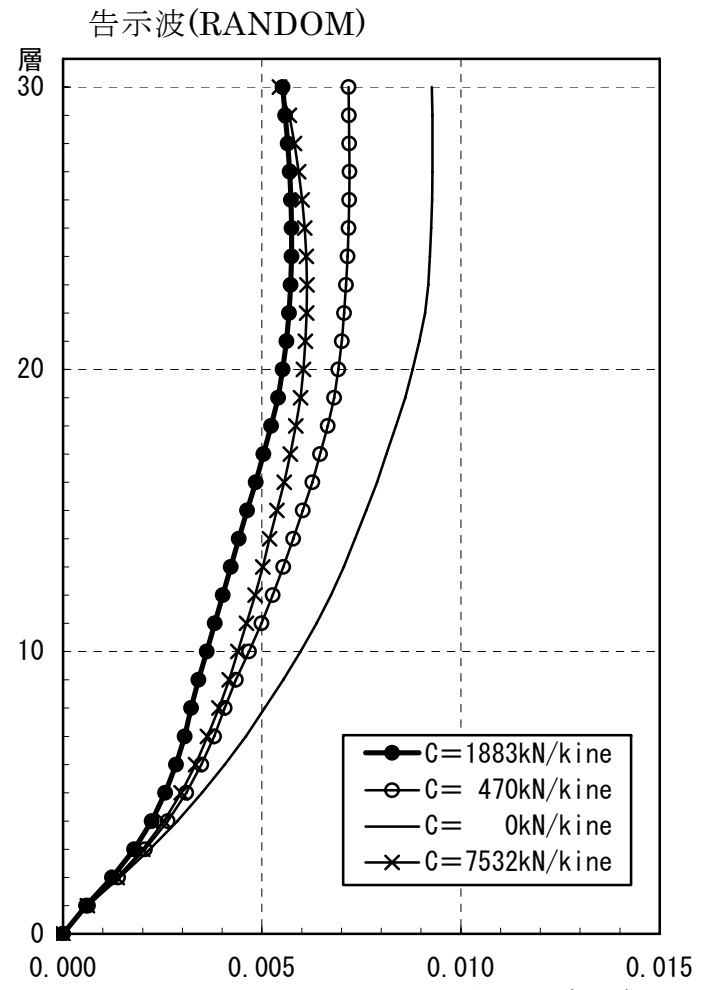


图 4.84 応答最大層間変形角(rad)

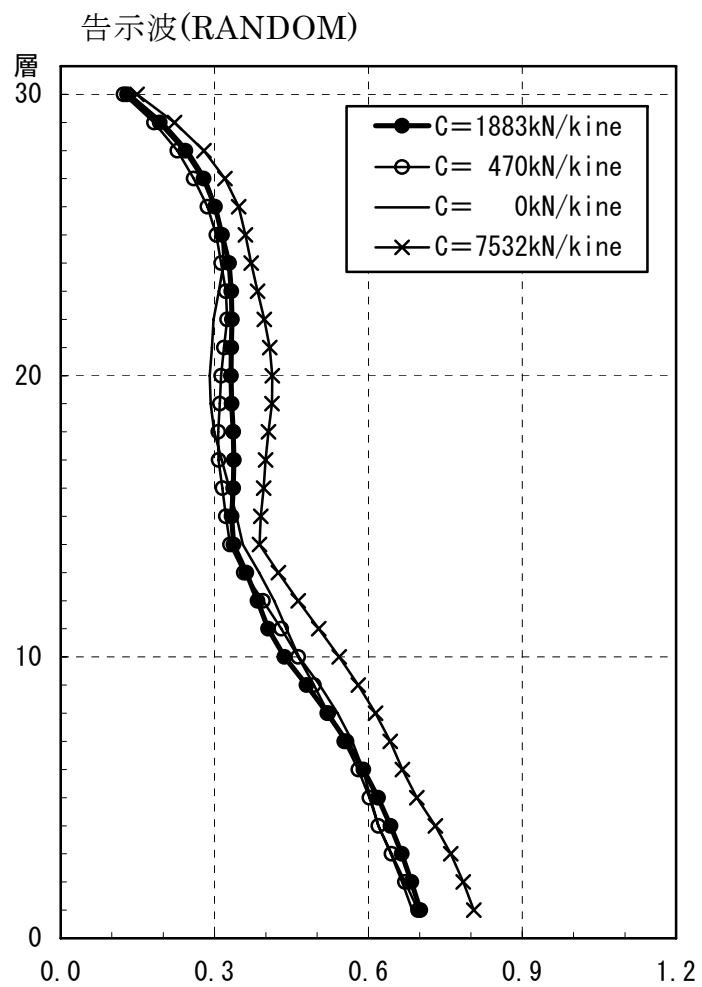


図 4.85 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)

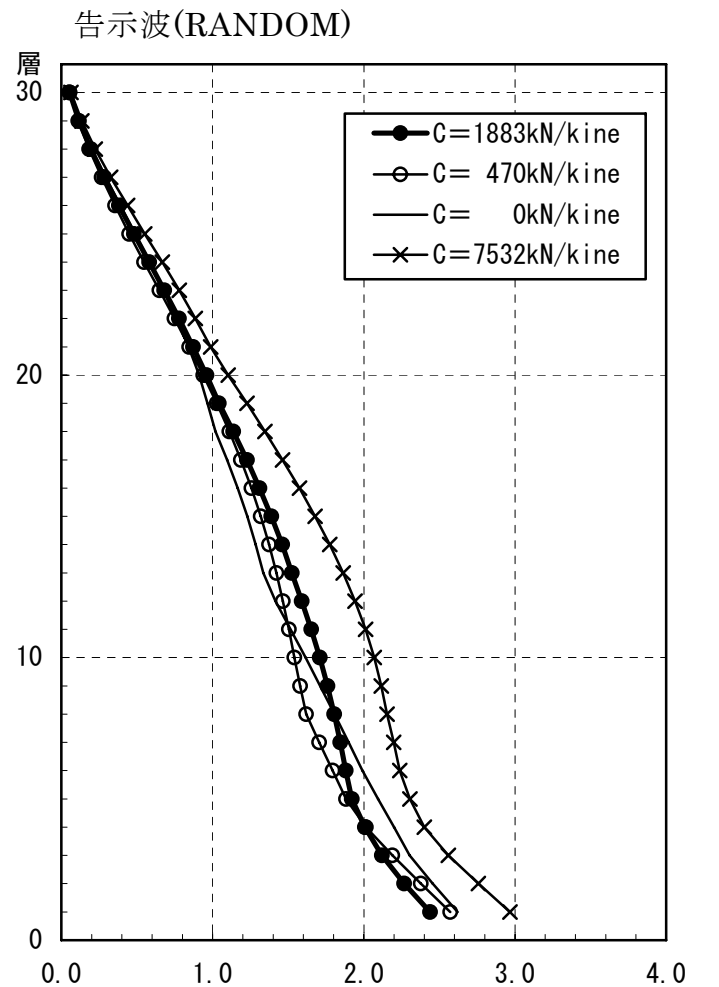


図 4.86 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

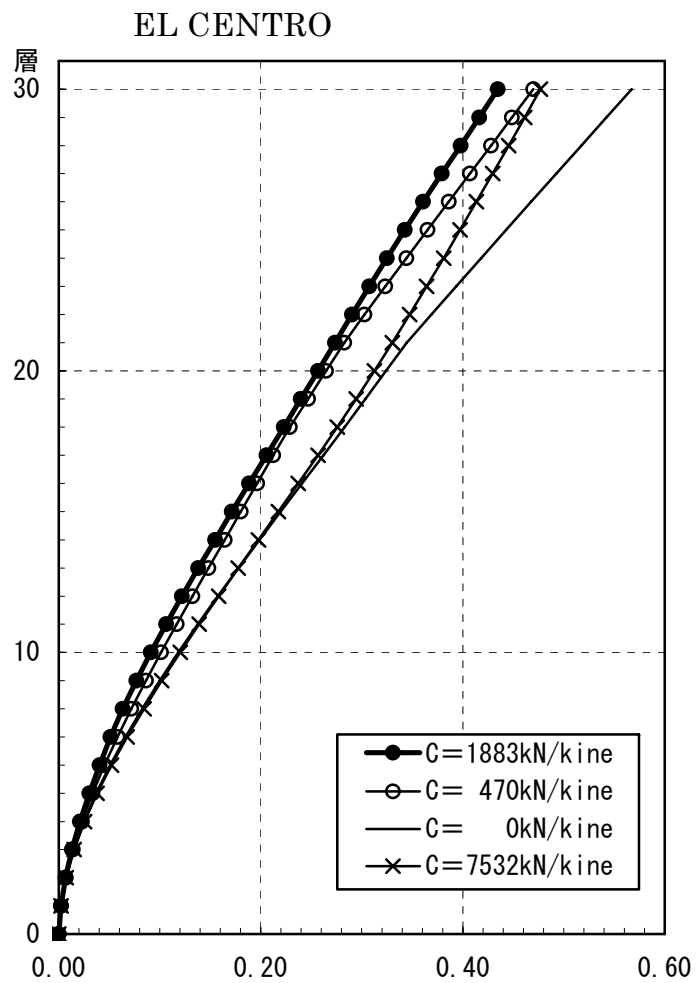


图 4.87 応答最大水平変位(m)

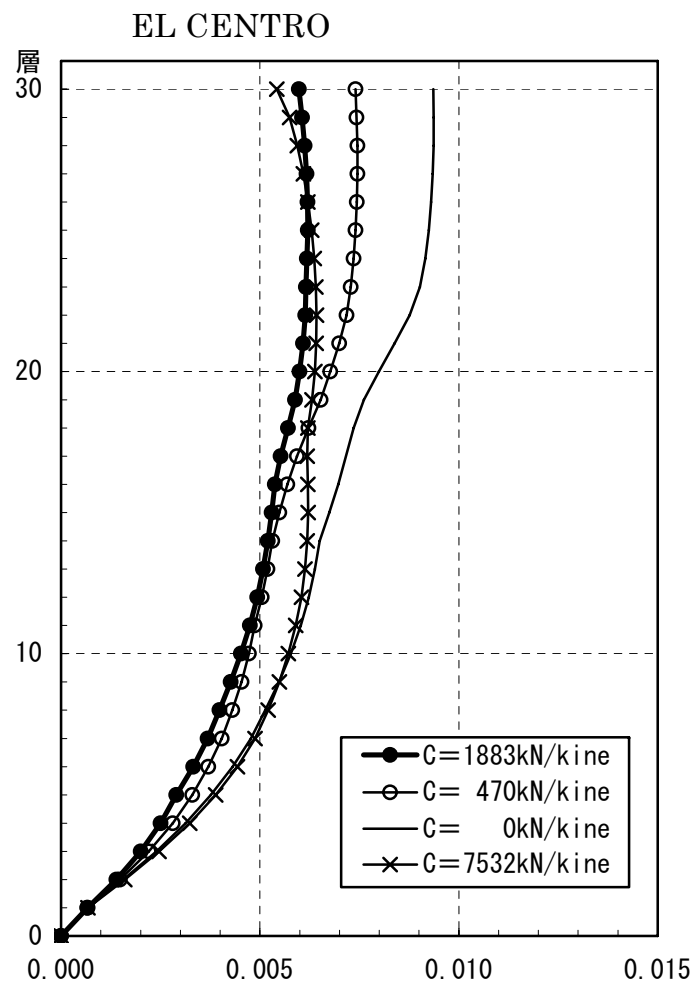
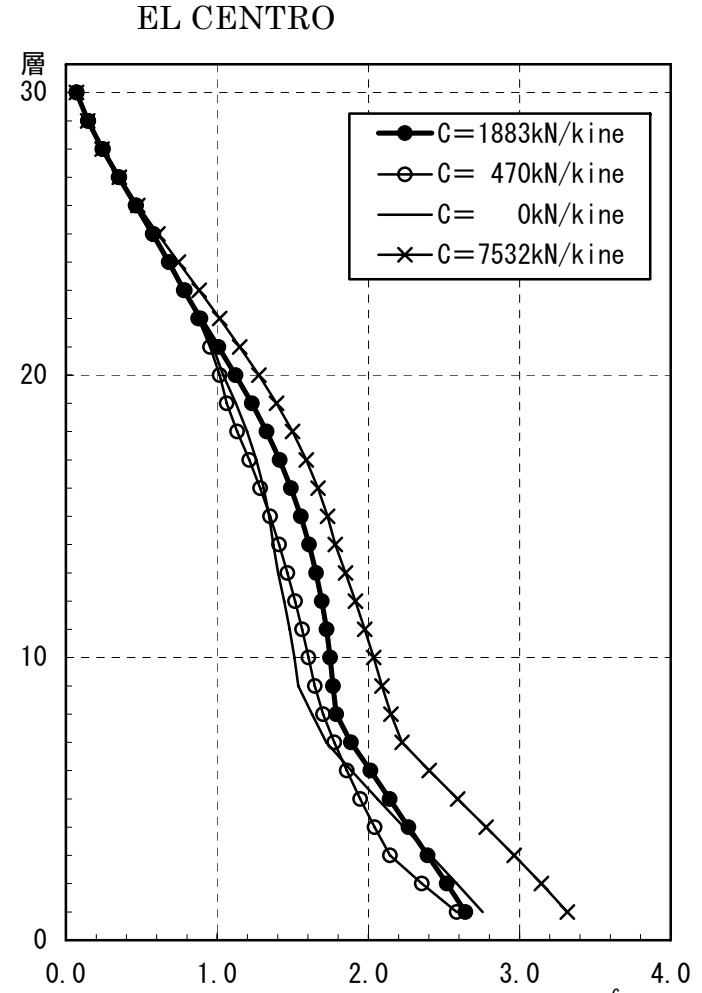
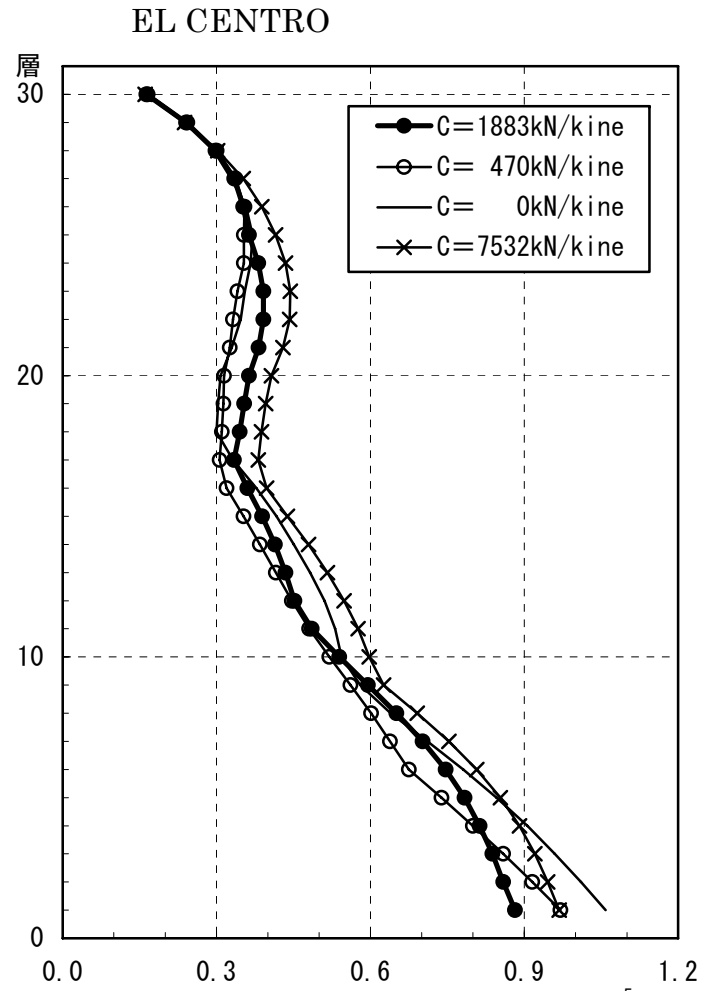


图 4.88 応答最大層間変形角(rad)



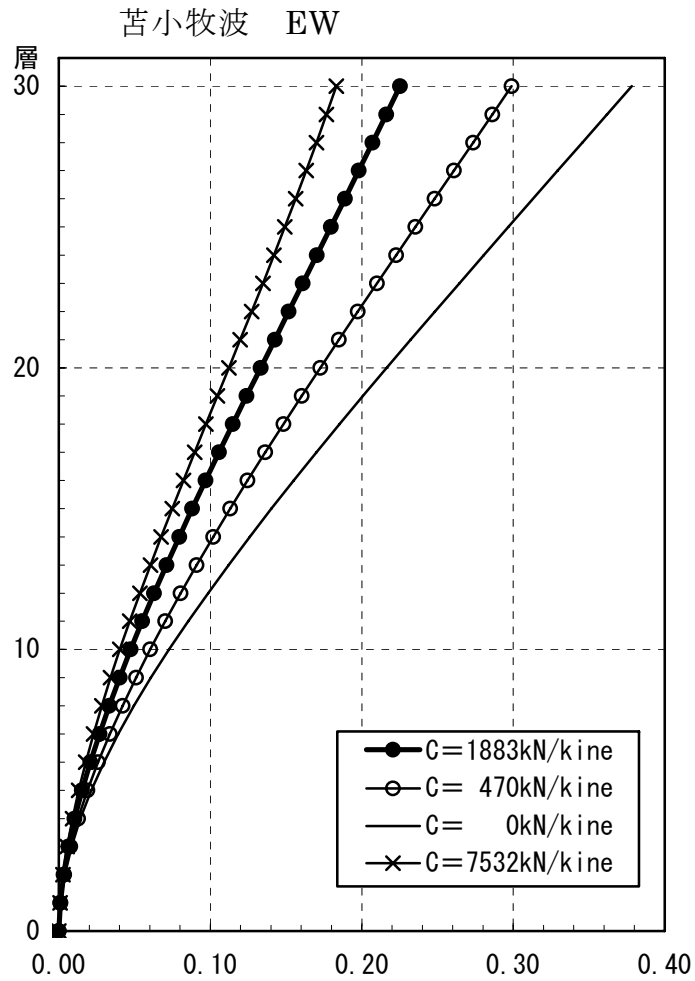


图 4.91 応答最大水平変位(m)

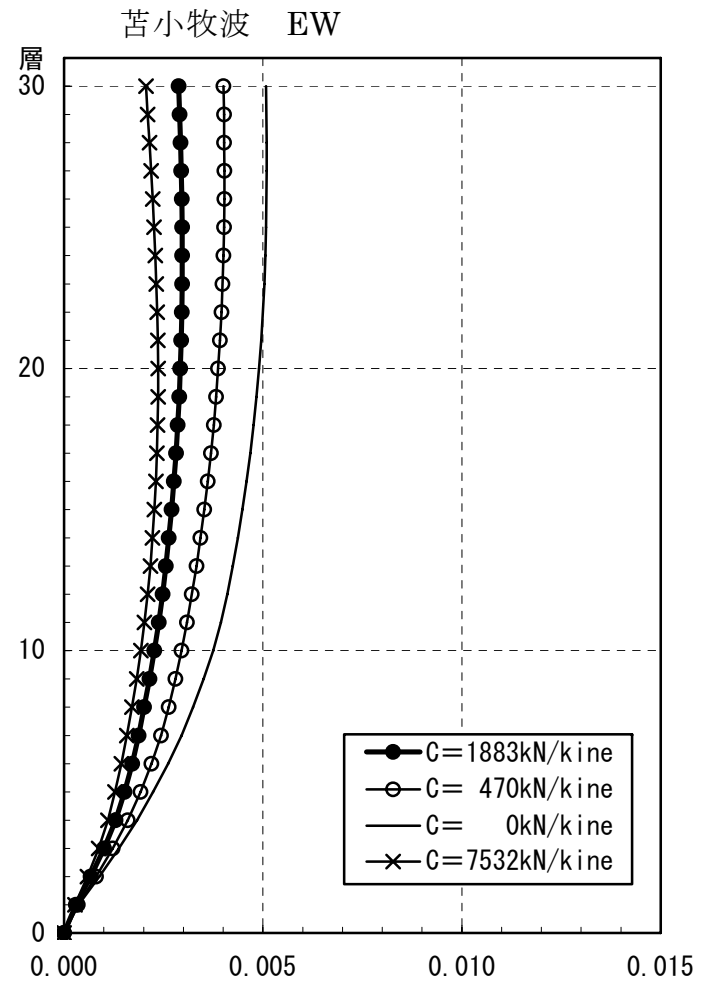


图 4.92 応答最大層間変形角(rad)

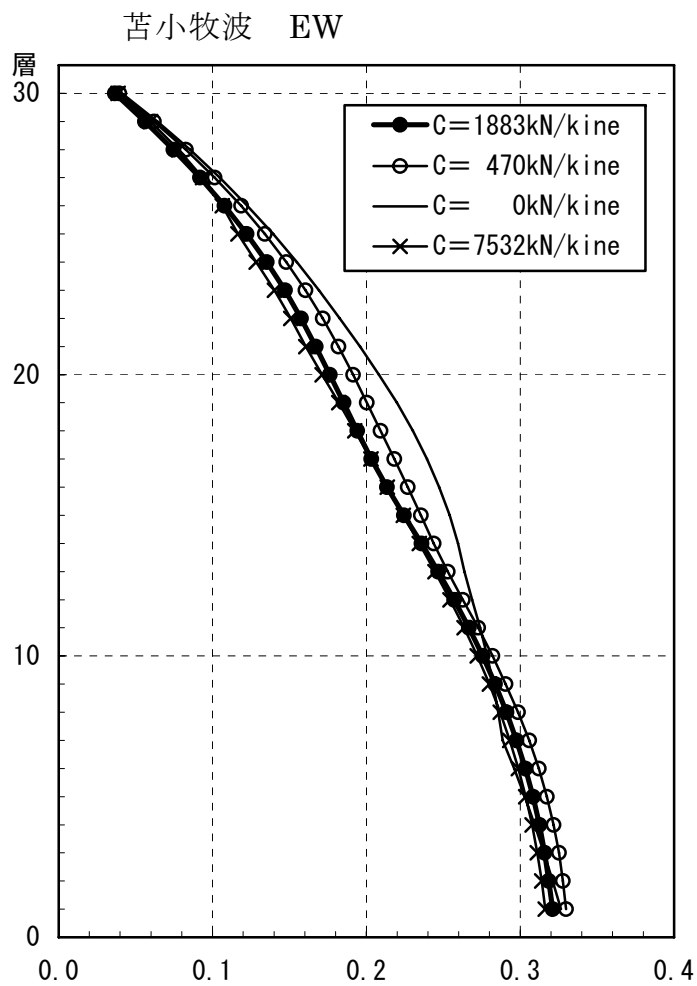


図 4.93 応答最大層せん断力($\times 10^5$ kN)

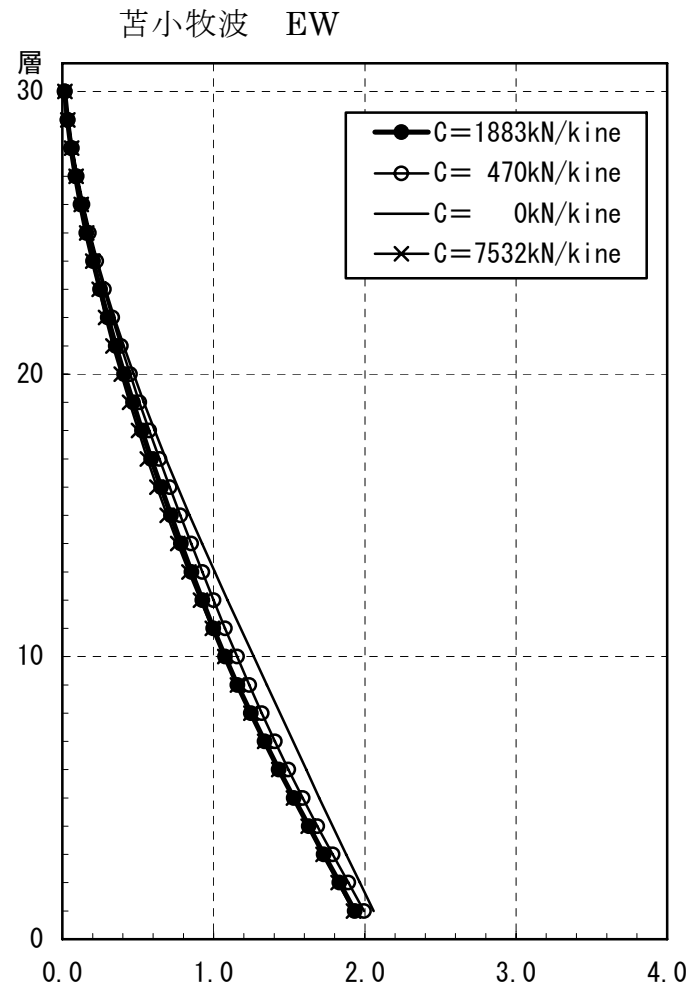


図 4.94 応答最大転倒モーメント($\times 10^6$ kN·m)

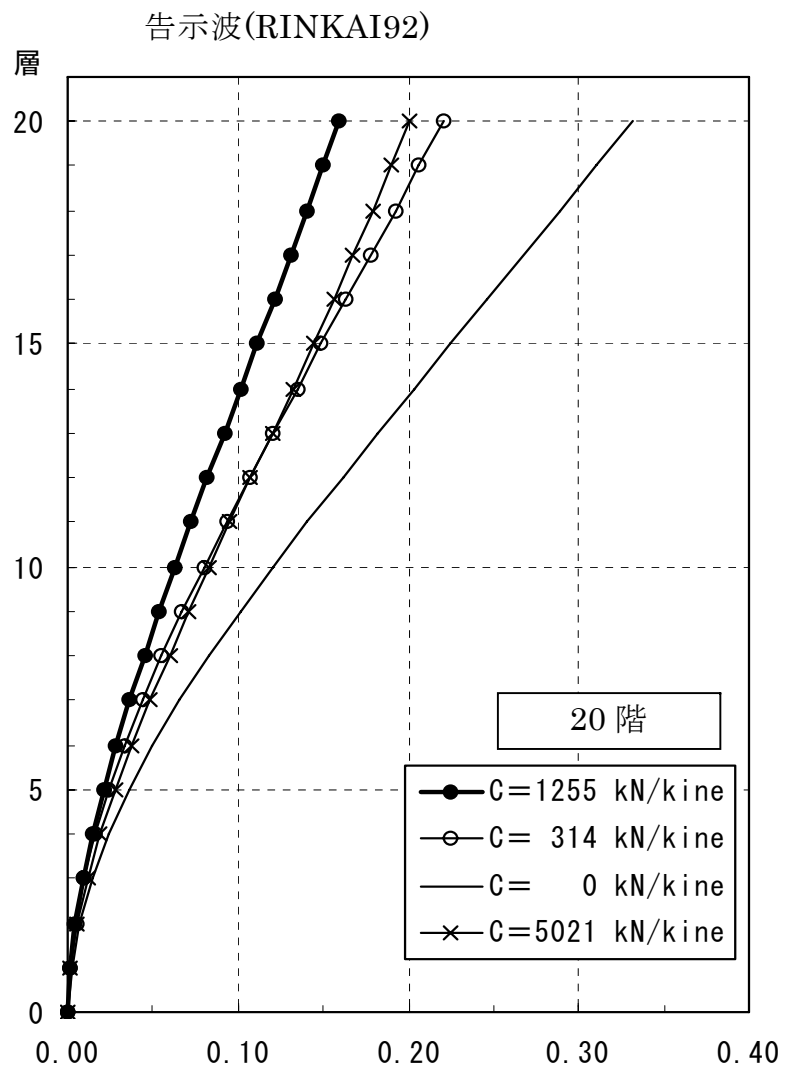


図 4.95 応答最大水平変位(m)

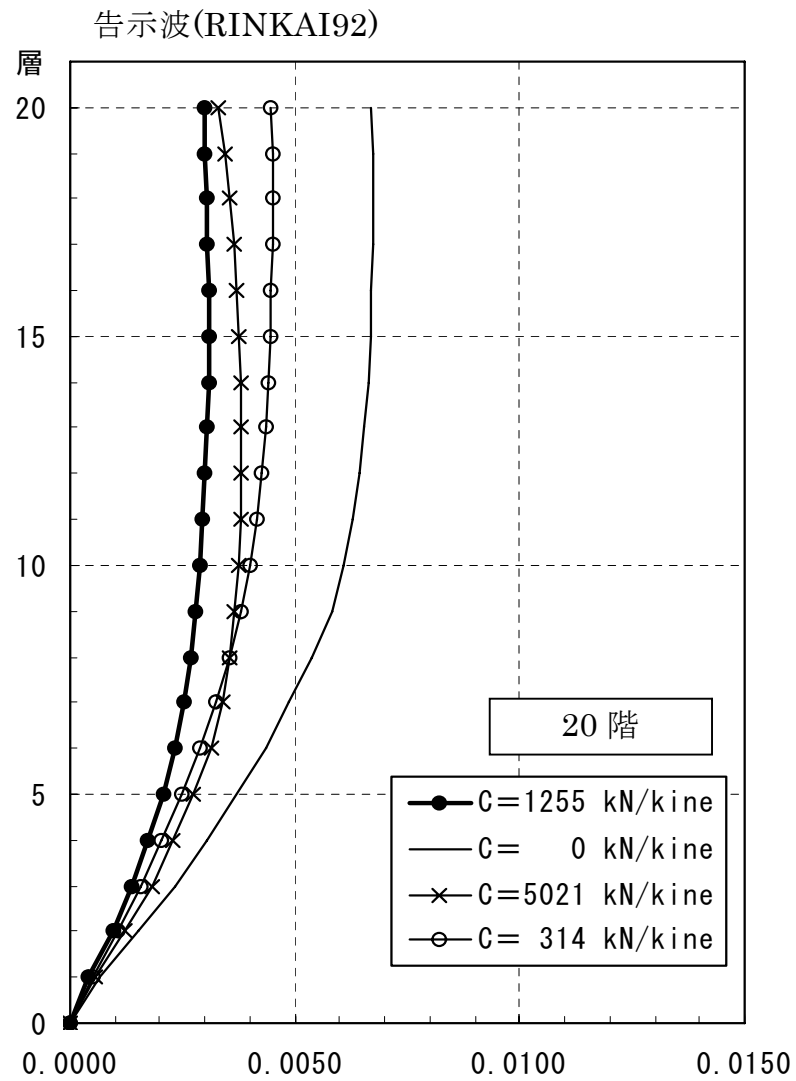
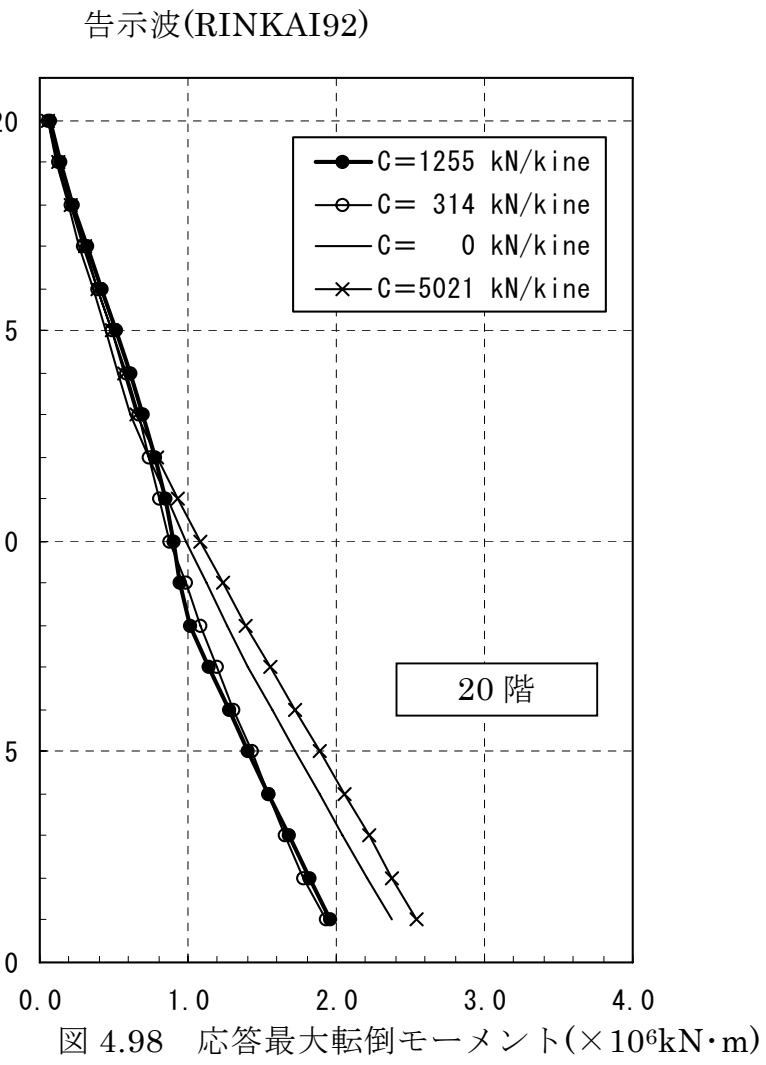
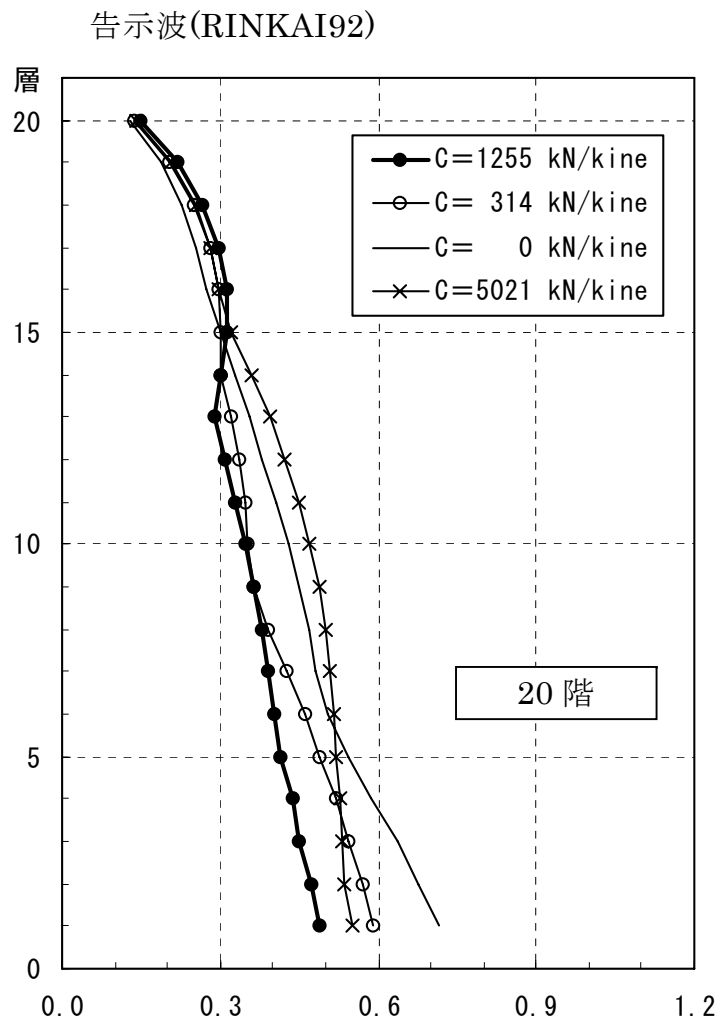


図 4.96 応答最大層間変形角(rad)



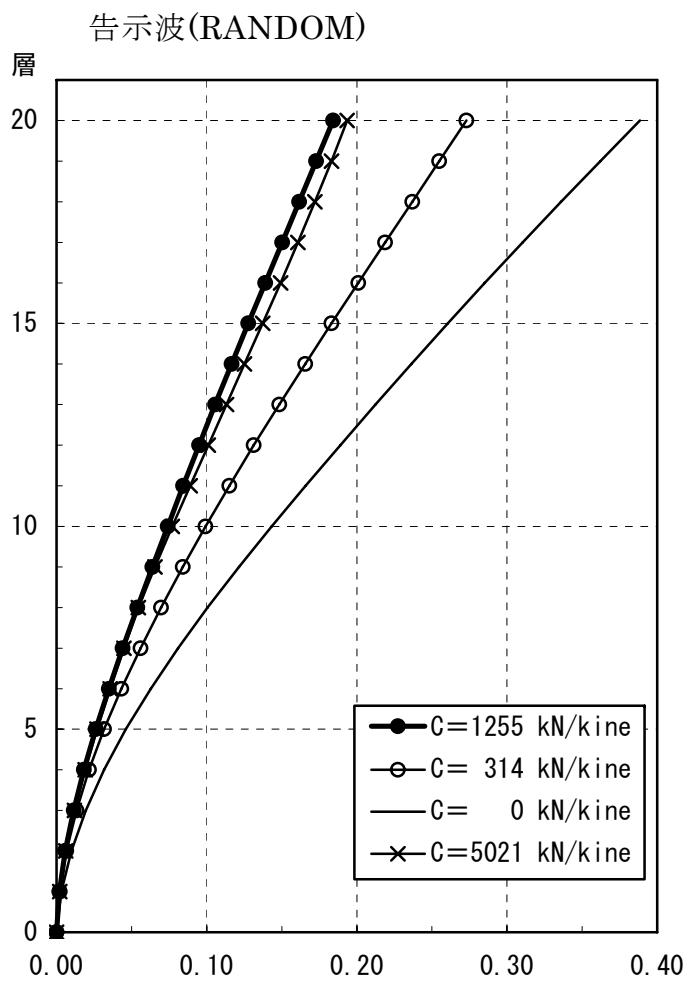


图 4.99 応答最大水平変位(m)

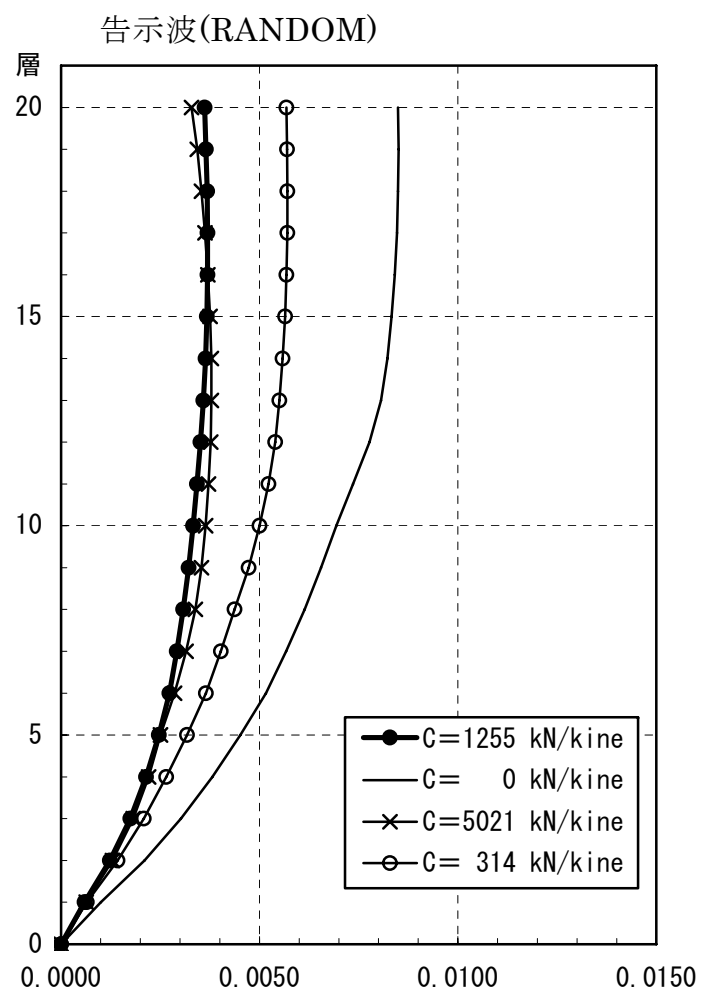


图 4.100 応答最大層間変形角

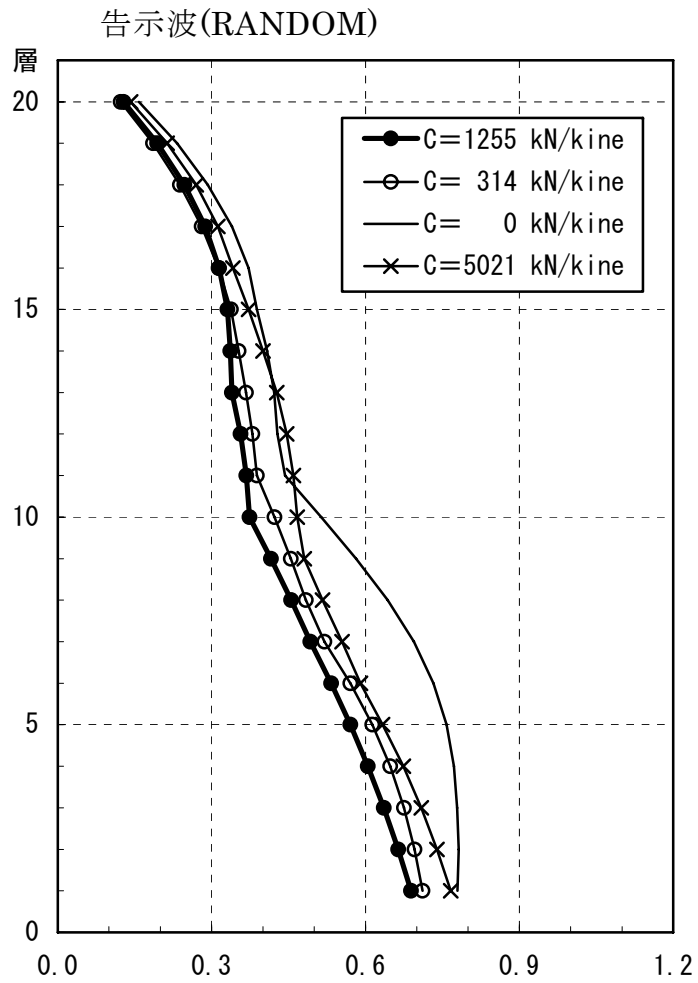


図 4.101 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$) $\cdot \text{N}$

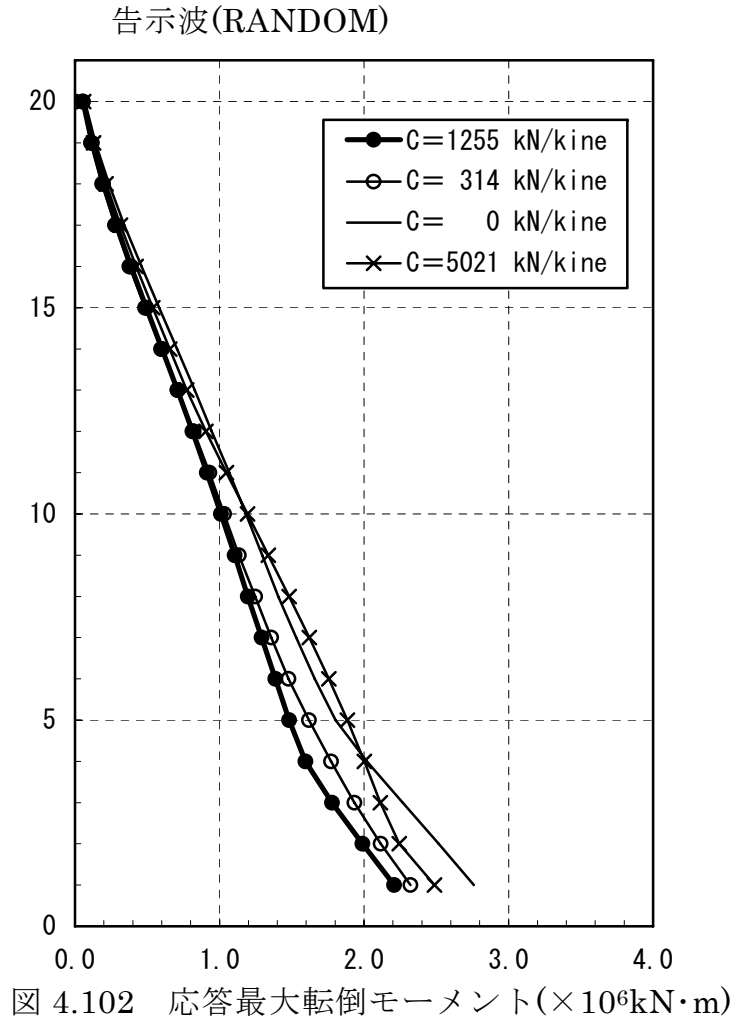


図 4.102 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)

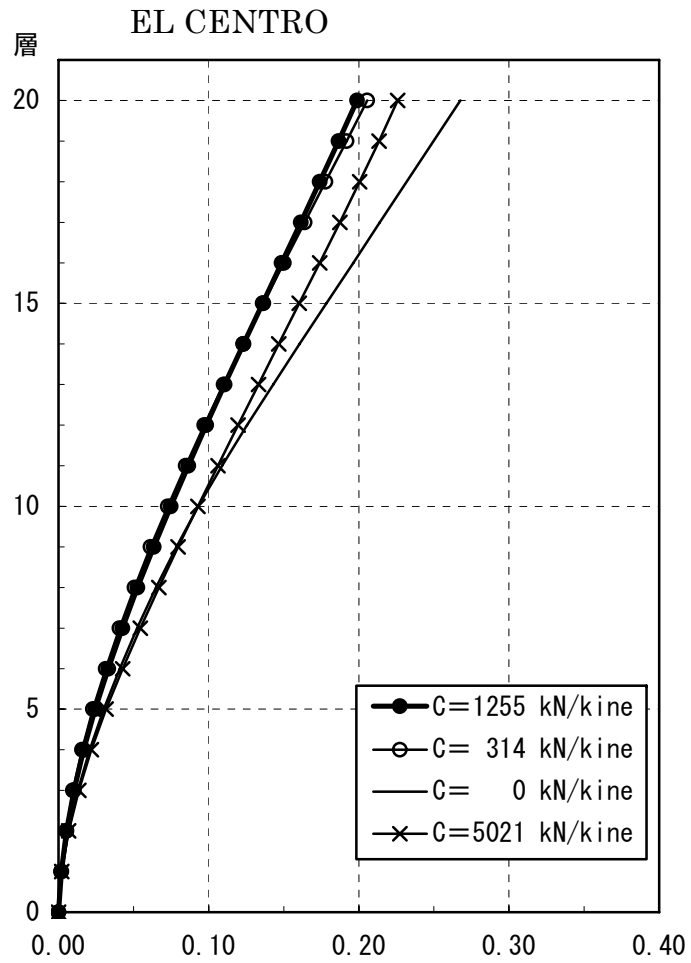


图 4.103 応答最大水平変位

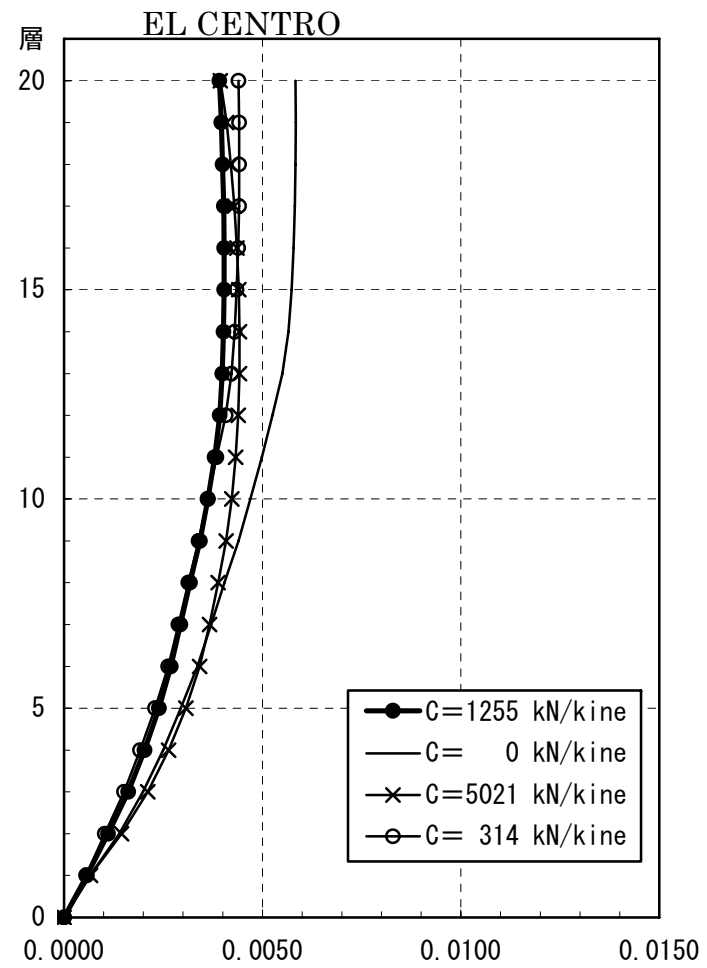


图 4.104 応答最大層間変形角

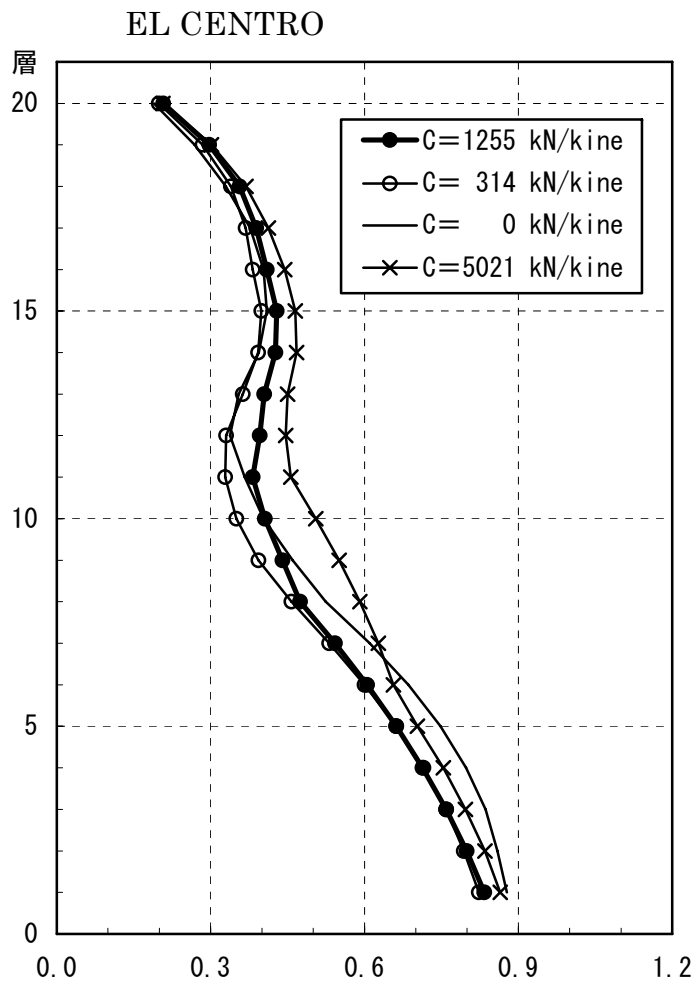


図 4.105 応答最大層せん断力($\times 10^5 \text{kN}$)^(N)

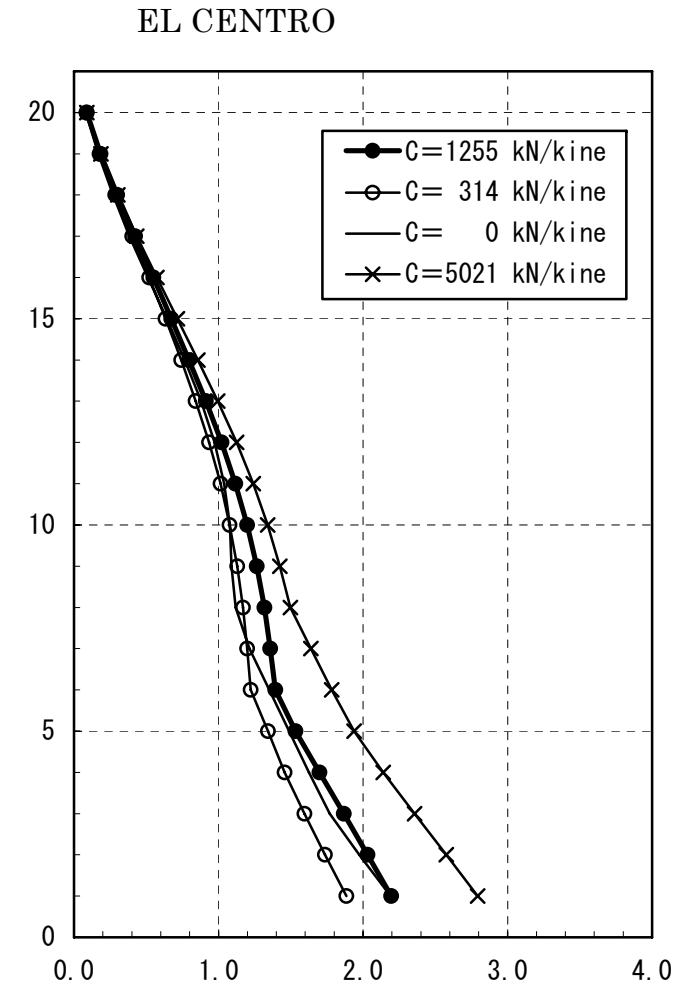


図 4.106 応答最大転倒モーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

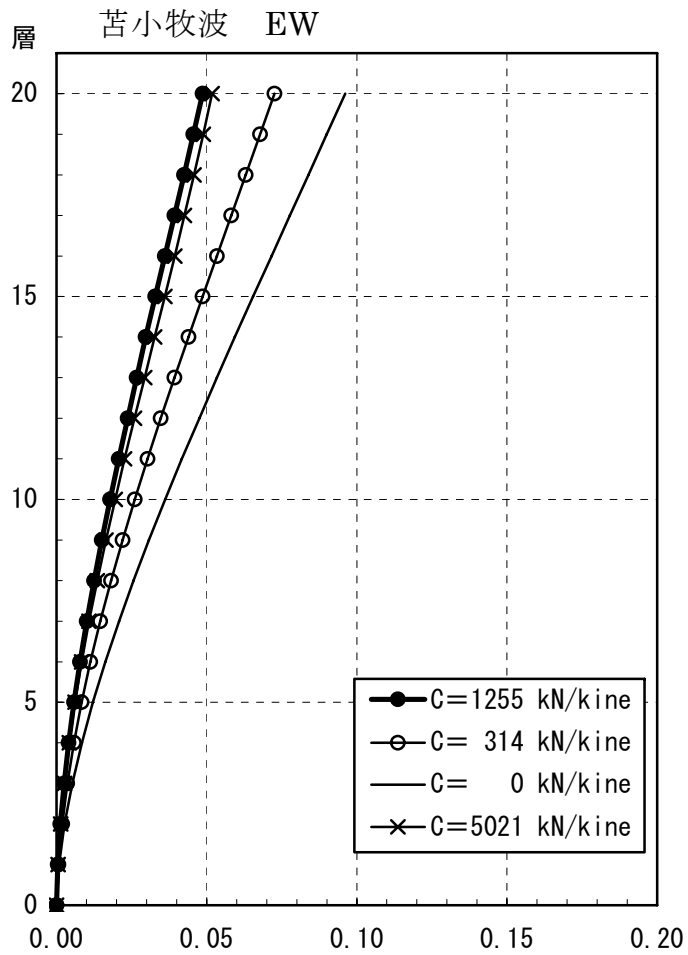


图 4.107 応答最大水平変位

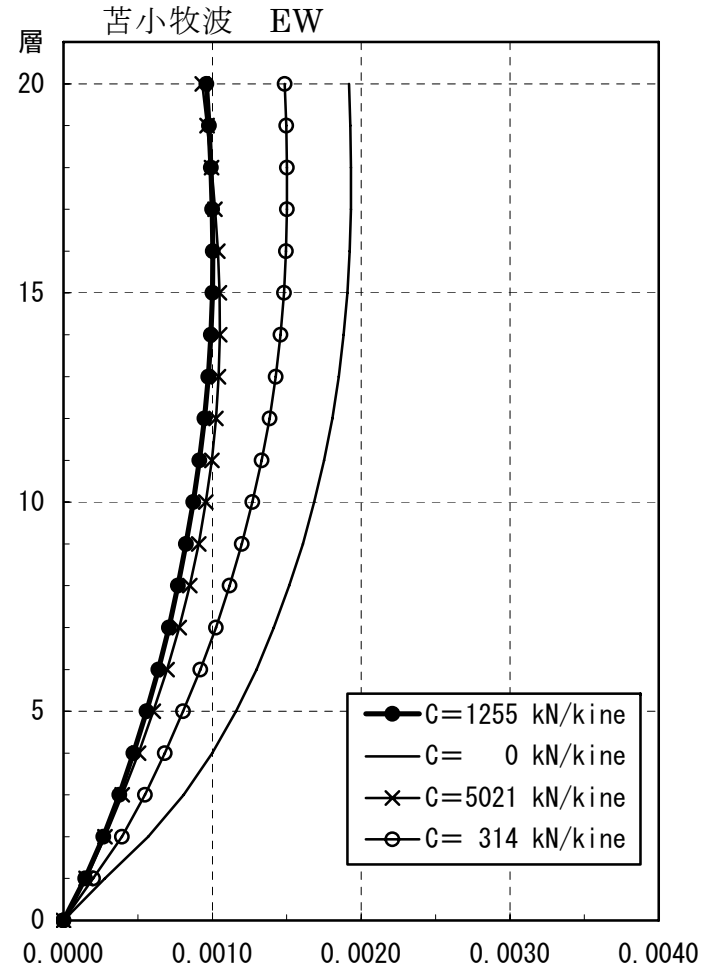


图 4.108 応答最大層間変形角

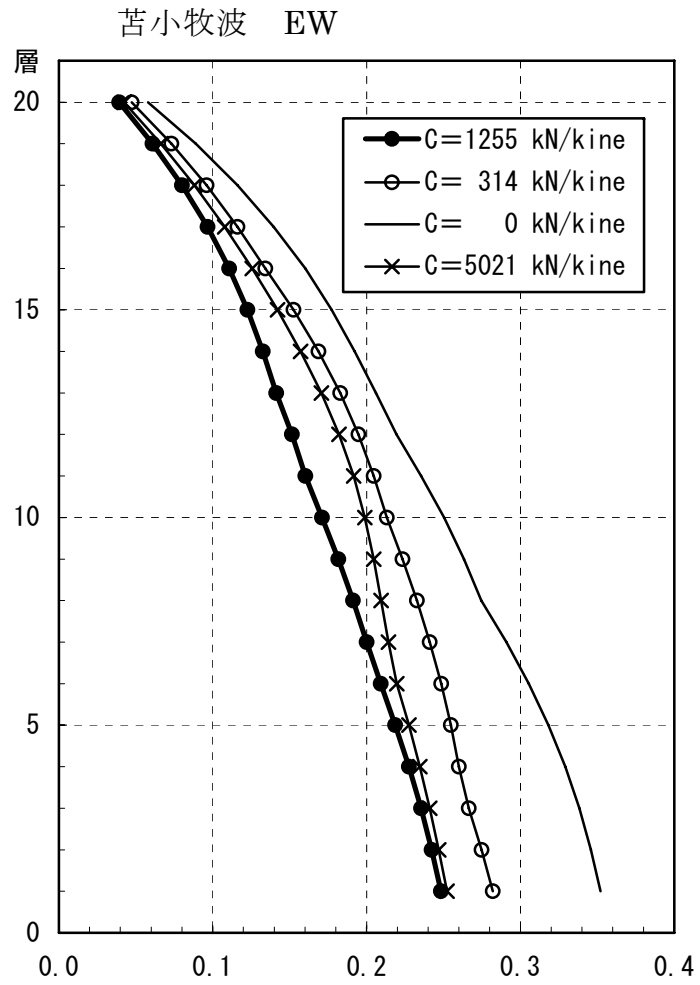


図 4.109 応答最大層せん断力(×10⁵kN)

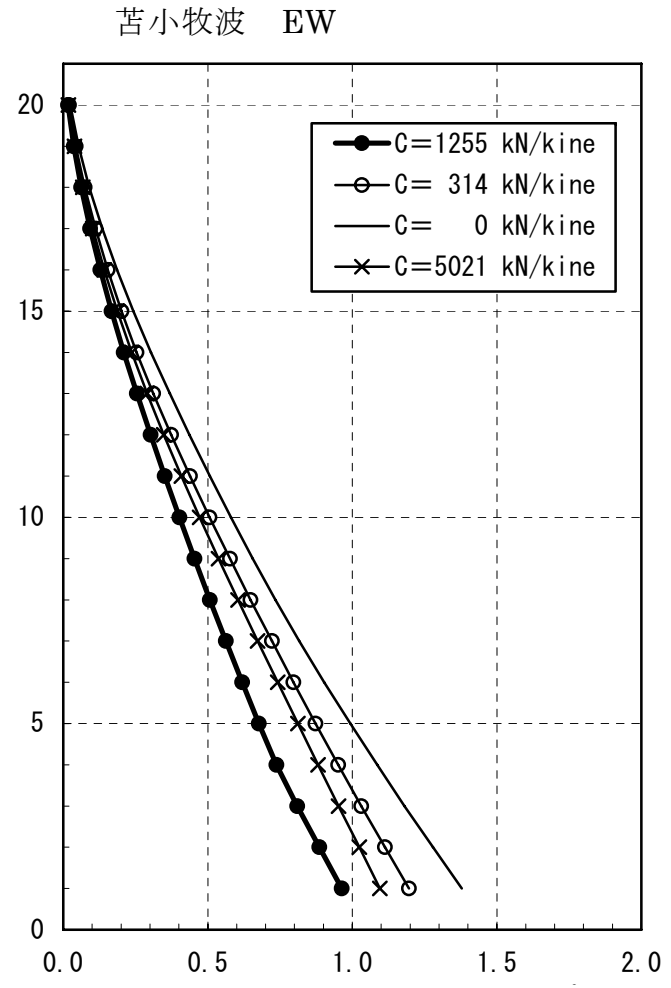


図 4.110 応答最大転倒モーメント(×10⁶kN・m)

応答解析結果からは以下のことが確認された。

- 1) 告示波の場合、応答最大水平変形・応答最大層間変形角は、ダンパの減衰係数を建物 1 次モードで建物全体の付加減衰が最も大きくなるように設定すると小さくなっている。
- 2) 告示波の場合は、応答最大層せん断力は最下階でみると、40 階では建物 2 次モードで建物全体の付加減衰が大きくなるようにダンパを設定した場合が最も小さく、30 階ではそれらは、ほぼ同等であり、20 階では建物 1 次モードでダンパを設定したものが小さくなっている。これは、1 次及び 2 次の固有周期が建物が高くなるにつれ長周期に移動するため、1 次モードに影響が小さくなるため 2 次モードに多く減衰が付加されるほうがせん断力は小さくなるものと考えられる。
- 3) 告示波の場合、応答最大転倒モーメントについては、応答最大層せん断力の場合と同様であるが、転倒モーメントは 1 次モード形の影響を強く受けるので、その差は応答最大層せん断力より小さくなっている。
- 4) 観測地震動のうち EL CENTRO 波の場合は、告示波と同様に応答最大水平変位・応答最大層間変形角はダンパの減衰係数を建物 1 次モードで建物全体の付加減衰が最も大きくなるように設定すると小さくなる。然しながら、2 次モードのそれらとの差異は、告示波の場合に比べて少ない。
- 5) EL CENTRO 波の場合は、応答最大層せん断力の最下層、応答最大転倒モーメントは総じて、2 次モードに建物全体の付加減衰が大きくなるようにダンパを設定する場合が小さくなる。これは、2 次固有周期近傍に加速度応答スペクトルでは大きくなるため、2 次モードに多く減衰が付加できるケースが有効に働くものと考えられる。
- 6) 上記の 1)から 5)の結果は、床部材を考慮していない弾性地震応答解析結果とほぼ同じ傾向にある。このことは、本解析において、床は全ケースにおいて曲げ降伏に至り曲げ剛性が低下しているため(後述)、床部材を考慮していない解析結果に近づいたものと考えられる。

以上から、曲げ変形制御型制震構造のダンパの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できることが分かった。建物高さに若干の差があるが、建物 1 次モードに対してダンパを設定することが応答低減には適切と考えられる。