Journal of Structural Engineering, Vol.68B, April 2022 Architectural Institute of Japan
構造工学論文集 Vol.68B (2022 年 4 月) 日本建築学会

弾塑性等価せん断型モデルにおける複数地震応答の最大層間変形角の一様化方法と弾塑性ダンパー配置法への応用

METHOD FOR UNIFORMIZING MAXIMUM INTER-STORY DRIFT ANGLE OF MULTIPLE SEISMIC RESPONSES IN ELASTO-PLASTIC EQUIVALENT SHEAR-SPRNG MODEL AND APPLICATION TO ELASTO-PLASTIC DAMPER PLACEMENT METHOD

鈴木 光雄[*1]
Mitsuo SUZUKI

In this paper, a method of uniform inter-story drift angle of elasto-plastic equivalent shear-spring model in seismic response is discussed. The main contents are as follows. (1) A method to achieve a uniform inter-story drift angle response that envelops the maximum response values of multiple seismic motions is shown by setting the primary mode form, updating and adjusting the stiffness and the skeleton curve, and repeating the process. (2) Applying the response uniformity method for elasto-plastic buildings, a method of placing elasto-plastic dampers in each story with the goal of uniform response is proposed. Good results are obtained in time history analyses, confirming effectiveness of these methods.

Keywords : *Uniform inter-story drift angle, Stiffness, Elasto-plastic skeleton curve, Control, Elasto-plastic damper*
一様層間変形角，剛性，弾塑性骨格曲線，制御，弾塑性ダンパー

1. はじめに

耐震性向上のためにピロティー階等の層崩壊を防止することは重要な課題である。これまで多くの地震経験を経て有効性が実証されている新耐震設計法では、設計用せん断力時の建物各層の変形分布に対して剛性率で評価が行われ、他の階に比べ相対的に変形角の大きい階では、保有水平耐力を割り増すことが求められている。

この剛性率算出時の各層の変形分布は地震力作用中の最大変形を集計したものに相当し、一様変形角が理想状態となる。実際には振動中の各層の変形分布は時々刻々変わり、一般には各層が同時刻に最大層間変形状態となるものではない。同時性を考えず最大層間変形分布で評価することに関して、塑性状態におけるエネルギーの釣合いの観点で考察する。建物への地震の総入力エネルギーは、主に一次固有周期と総質量が等しければ概ね一定とされている[1)]。よって、各層が許容変形内で有効にエネルギーを吸収することにより、特定層の過大なエネルギー吸収負担を回避できるものと考えられる。また、各層の塑性化による吸収エネルギーは変形と正の相関関係にあることから、過度なエネルギーを吸収する層では相対的に過度な変形が生じるものと考えられ、最大層間変形分布で損傷集中を予測することは妥当性があるものと考えられる。特定層の損傷集中を防止するための既往の研究[2),3)]においても最大応答層間変形角の一様化が目標とされている。上記より、エネルギーが地震継続中の積分値であることを踏まえ、本論では最大層間変形の同時性の影響は考慮せず、検討の簡便さにより地震応答結果を集計した最大応答層間変形角分布を検討対象とする。ただし、各層は累積塑性変形能力を有していることが求められるため、塑性変形能力の低い部材を使用する場合は別途検討が必要となる。

このように、地震時に建物のある特定層での層崩壊を防止するために、各層の応答変形角が一様となることが理想状態の一つと考えられる。耐震設計のような静的な解析では、動的な応答を想定した Ai 分布による地震荷重に対して剛性の調整を行い、極端に応答変形角が卓越する層を回避することが可能となる。一方、動的解析においては、建物のモード形状や地震動の応答スペクトル形状が組み合わされ、複雑な状況となる。一般に地震応答予測としてモーダルアナリシスに基づく SRSS 法等が用いられ、比較的精度よく予測が可能となるが、弾性応答が前提となっている。本論では弾塑性応答を対象とするために、時刻歴応答解析で検証するものとする。

近年では制振構造の採用が増え、応答の制御について多くの検討が行われている[例えば 4),5),6)]。これらの検討では、一般に与えられた建物の重量、剛性の条件に対して検討を行うものである。制振ダンパーで応答の一様化を行うためには、建築計画的にダンパー設置位置の確保や、費用的な制約を考慮する必要がある。建物の剛性も応答結果に大きな影響を与えるものであり、構造計画や構造部材の設計で剛性に関する配慮を行うことで、効率良く建物応答を制御可能となるものと考えられる。一様化を目的とする先行研究の文献 2,3 では、主に耐力分布が制御対象であり剛性分布は検討対象ではない。

建物の剛性を制御して良好な応答性状を目指す方法が文献 7 で

*1 山下設計 構造設計部 博士（工学） Yamashita Sekkei Inc., Structural Design Dept., Dr.Eng.

提案されている。この方法は、SRSS 法で応答を予測して一次モードの閉形解を利用して建物剛性を制御するものである。文献 8 ではこの手法に時刻歴応答解析結果を適用し、性能指標に見合った剛性分布を設定する方法が提案されている。さらに、塑性化状態においても応答変位分布の指定が可能であることが示されている。これは、比較的簡易な手法で時刻歴応答解析の応答を直接制御できることを示しており、複雑なスペクトル形態を持つ地震動への適用が可能となる有用な手法と言える。ただし、二次剛性比が 0.5 以下となると収束性が低くなること、および、複数地震動への対処が課題として挙げられている。

剛性比に関して、実務設計の弾塑性状態の振動解析で一般に使用されるトリリニア型の骨格曲線を考えると、トリリニア型の二次剛性比は 0.5 程度以上であることが多く、三次剛性で初期剛性に比べかなり小さくなることが一般的である。一様な応答状態が保たれた状態では、ある特定層の応答が大きい場合に比べ、塑性率を比較的小さく抑えることができ、骨格曲線の三次剛性の領域に入りこむ程度は低くなるものと考えられる。これにより、一様な応答では、三次剛性比は小さくなるものの、ある程度の精度で一様化が可能になるものと期待される。また、複数地震動の課題については、文献 9 で弾性状態に適用されている複数地震動の最大応答値の包絡分布を一様化することで対処する方法が考えられる。

以上により、本論文では多質点等価せん断型モデルの弾塑性応答の基本的な考察を行い、建物階数や弾塑性骨格曲線について複数のパラメーター設定を行い、複数地震動の応答解析結果に対し一様化手法を適用する。その結果をもとに弾塑性応答性状の把握を行い、一様化手法の適用性について考察を行う。

次に、これらの検討をもとに、応用方法として弾塑性ダンパーの層配置について提案を行う。また、解析例をもとに、提案方法の有効性を示す。

２．　一次固有モード逆問題の閉形式

n質点のせん断型モデルを考え、j層の質量、せん断剛性をm_j、k_j、s次の固有円振動数、固有モードベクトル成分を$\omega^{(s)}$、$u_j^{(s)}$とする。右上添字の括弧内はモード次数を示す。このモデルの固有値問題を考え、k_jについて整理すると下式の通りとなる [9]。

$$k_j = \left(\omega^{(s)^2}\sum_{l=j}^{n} m_l u_l^{(s)}\right)/\left(u_j^{(s)}-u_{j-1}^{(s)}\right) \tag{1}$$

s=1 の場合、(1)式は一次固有モード逆問題に対する閉形式である。この式は、目標とする応答分布となるように設定された一次のモード形状から剛性を算出する際に用いられる。

３．　入力地震動およびレベル

本論で対象とする地震動は、設計実務を念頭にし、建設省告示第 1461 号に定められるスペクトルで作成された地震動（以下、告示波）と、観測地震波（最大速度 0.5m/s）の El Centro1940(NS)、Taft1952(EW)、Hachinohe1968(NS)、および BCJ-L2 を 0.815 倍したものである。告示波の位相は Hachinohe1968(NS)、JMA-Kobe1995(NS)とする。また、BCJ-L2 の 0.815 倍は速度応答スペクトルを告示波と同じ設定とし、告示波のランダム位相に準じるものとして設定した。

４．　２質点モデルの弾塑性応答の傾向把握

一次モード形を用いる理由は、応答結果の各階の分布と、一次モードの層間成分の各階の分布に相関性があることに基づいている。文献 6 では、多質点モデルのうち最も単純な 2 質点モデルについて、モーダルアナリシスを準用して剛性比を介して、応答結果の各階の分布と、一次モードの層間成分の各階の分布に相関性があることを確認した。本論では、弾塑性状態を扱うため、時刻歴解析により、各層の応答変形比と剛性比の関係を調べる。

建物の固有周期$T^{(1)}$を 0.5~4.0(s)、各階の剛性比$\kappa = k_2/k_1$を 0.1~2.0 の範囲を考える。建物の復元力特性は骨格曲線をトリリニア型（Fig.1）としたノーマルトリリニアモデルとし、第 1 折れ点のせん断力Q_{y1}と第 2 折れ点のせん断力Q_{y2}の比Q_{y2}/Q_{y1}を 1.1 とし、第 1 剛性比α_1を 0.6、第 2 剛性比α_2は 0.001 と 0.1 の 2 ケースとする。減衰は瞬間剛性比例型で減衰定数は 0.02 とする。

また、各階の降伏せん断力比は下式の通り剛性比κと同一とする。

$$\kappa = Q_{y1,2}/Q_{y1,1} = Q_{y2,2}/Q_{y2,1} \tag{2}$$

文献 9 では、3 章の地震動に対する多質点せん断型モデルの弾性一様応答時のベースシア係数C_0が下式の通りに得られている。$h^{(1)}$は剛性比例型減衰の一次モードの減衰定数を示す。

$$C_0 = 0.2{h^{(1)}}^{-0.4}{T^{(1)}}^{-1.15} \tag{3}$$

各階の第 2 折れ点の降伏せん断力の和$\sum_{l=1}^{2} Q_{y2,l}$を、レベル 2 地震動の弾性一様応答時のベースシア係数によるせん断力の 1.5 倍と設定する。これは、各周期の建物が適度に塑性状態の応答となることを目的に試行して設定したものである。このせん断力を(2)式の通り剛性比κに従い各層に分配する。

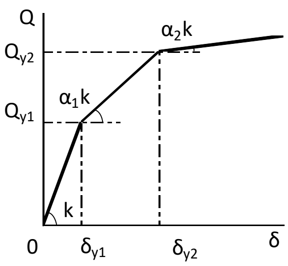
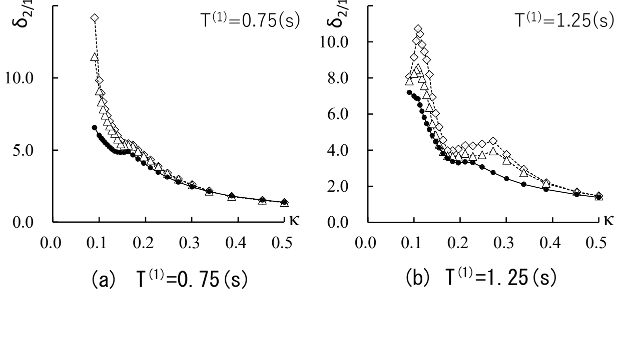
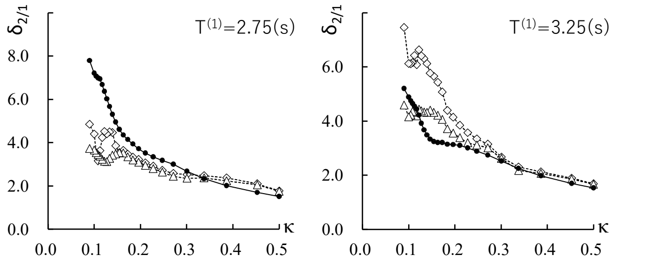


Fig. 1 Skeleton curve

代表的な周期$T^{(1)}$について、各階の最大応答変位比$\delta_{2/1}(\equiv \delta_2/\delta_1)$と剛性比$\kappa$の関係を Fig.2 に示す。$\kappa$が 0.4 以上では$\kappa$と$\delta_{2/1}$は負の相関関係となり、Fig.2 は$\kappa$が 0.5 以下までの複雑な性状を示す範囲を表示したものである。κが 0.4 以下では周期により性状が異なり、正の相関となる領域が現れ、また、$\delta_{2/1}$が急変する領域が現れる。また、第 2 剛性比α_2が低い方が、$\delta_{2/1}$の変動が大きくなる傾向にあることがわかる。



(a)　$T^{(1)}$=0.75(s)　　(b)　$T^{(1)}$=1.25(s)



(c) T(1)=2.75(s)　　(d) T(1)=3.25(s)

Fig.2 Ratio of inter-story component in time history analyses

各層の質量が同じ 2 層建物の一次モードと二次モードの周期比$T^{(2)}/T^{(1)}$と、刺激係数を$\nu^{(s)}$とした刺激関数$\nu^{(s)}u_j^{(s)}$の一層目の一次モード成分と二次モード成分の比$\nu^{(2)}u_1^{(2)}/\nu^{(1)}u_1^{(1)}$を、横軸を剛性比$\kappa$として Fig.3、4 に示す。剛性比が 0.4 以下となると、二次モードの周期比が比較的大きく変動し、かつ、刺激関数の一層目の一次モード成分に対する二次モード成分の比が大きくなっている。このため、剛性比が 0.4 以下で、二次モードの応答の影響が大きくなり、二次モードのスペクトルの変動および位相差による同時性の影響等により時刻歴応答解析において、複雑な性状が生じたものと考えられる。

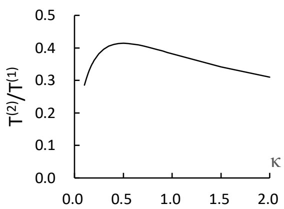


Fig.3 Ratio of period of each mode

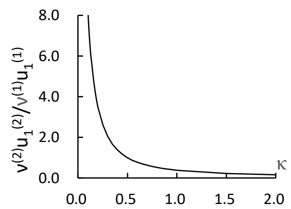
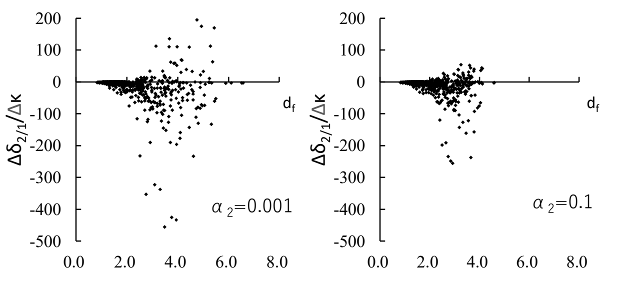


Fig.4 Ratio of inter-story component in mode shapes

κに対する$\delta_{2/1}$の勾配$\Delta\delta_{2/1}/\Delta\kappa$と、各層の最大塑性率$d_f$の関係を縦軸を$\Delta\delta_{2/1}/\Delta\kappa$、横軸を塑性率$d_f$とし、第 2 剛性比$\alpha_2$を 0.001 と 0.1 ごとにプロットしたグラフを Fig.5 に示す。塑性率が増えるに従い$\Delta\delta_{2/1}/\Delta\kappa$が大きくばらつき、正となる分布も次第に増えてくることがわかる。塑性率が増えることにより、最大応答変位比$\delta_{2/1}$が複雑に変動し、その程度は第 2 剛性比α_2が小さい方が顕著になる。



(a)　α_2=0.001　　(b) α_2=0.1

Fig.5 Gradient of maximum response displacement ratio to stiffness ratio

剛性による各階の応答変位比の制御は、剛性比κと変位比$\delta_{2/1}$の相関性を利用するものであり、$\Delta\delta_{2/1}/\Delta\kappa$が負の領域にあることが求められる。弾性の場合においても Fig.2(a)、(b) に示されるように正となる領域があり、完全に応答比を同一にすることが可能とはいえない。ただし、文献 9 では、比較的精度良く（(6)式のe_uが 0.02 以下）一様化が可能であることが確認されている。これは、極小値と極大値との差が小さいためと考えられる。一方、塑性化した場合、弾性に比べ一様化の精度は劣るものと考えられる。

本章で対象とした 2 質点においては、応答変形の一様化を目標とする場合、階高が同じであれば$\delta_{2/1}$=1.0 が目標となり、Fig.2 の表示外になるが単調現象の領域にあり剛性による制御は可能といえる。一方、さらに多質点のモデルとなると高次モードの影響や、上記で考察した$\Delta\delta_{2/1}/\Delta\kappa$が負の領域となる影響で、一様化の困難な状況が考えられる。この点については、次章以降の剛性制御法を多質点モデルに適用した結果で確認を行う。

５．目標とする弾塑性応答の層間変形分布を実現する剛性制御法

本論の手法は、目標とする層間変形分布を実現する一次モードの分布を設定し、(1)式で固有周期を固定して剛性を算出する。繰り返し計算の中で、一次モードの分布は、現状の一次モードの層間成分に係数r_jを掛けて更新する。

$$ {}_{upd}\Delta u_j^{(1)} = r_j \Delta u_j^{(1)} \tag{4}$$

弾性応答では、目標とする応答層間変形分布を${}_{tg}\Delta d_j$とし、時刻歴応答解析結果を包絡した各層の最大応答層間変形Δy_jを用い、${}_{tg}\Delta d_j$に対する各層変形Δy_jの比を${}_{dy}p_j\ \left(\equiv \Delta y_j/{}_{tg}\Delta d_j\right)$とする。その逆数${}_{dy}p_j^{-1}$をとり、$r_j = {}_{dy}p_j^{-1}$とする。

弾塑性応答では、4 章で確認した通り、剛性比に対する応答比の変動が大きいことから、$\Delta u_j^{(1)}$から${}_{upd}\Delta u_j^{(1)}$への更新時の増分を分割して刻み、係数r_jを下式の通り設定する。

$$ r_j = 1 - \left(1 - {}_{dy}p_j^{-1}/\overline{{}_{dy}p^{-1}}\right) \cdot 1/n_u \tag{5}$$

ここで、n_uは$\Delta u_j^{(1)}$から${}_{upd}\Delta u_j^{(1)}$への増分の分割数を示す。また、$\overline{{}_{dy}p^{-1}}$は、各層の${}_{dy}p_j^{-1}$の平均値を示す。$n_u = 1$の場合、$r_j = {}_{dy}p_j^{-1}/\overline{{}_{dy}p^{-1}}$となり、弾性応答の場合の$r_j = {}_{dy}p_j^{-1}$に対し、$\overline{{}_{dy}p^{-1}}$で除算されている。モード層間成分は比だけが定義されていればよく、各層の${}_{dy}p_j^{-1}$が定数$\overline{{}_{dy}p^{-1}}$で除算されていても、各層の比には影響なく、$n_u = 1$の場合は、$r_j = {}_{dy}p_j^{-1}$の場合と同じモード層間成分である。

耐力に関しては剛性との関係をあらかじめ決めておき、繰り返し計算で剛性が更新される際に、耐力を含めた骨格曲線も更新する。ここでは、剛性と耐力が正の相関を有することを前提としている。

上記をもとに、弾塑性応答の応答層間変形分布を実現する建物剛性の制御方法を以下に示す。

$Step0$	建物諸元（質量、剛性、減衰、骨格曲線）および、目標とする層間変形分布を設定する。
$Step1$	固有値解析および時刻歴応答解析を行い、固有モード、最大応答層間変形を求める。
$Step2$	応答結果をもとにした(4)、(5)式で求められる${}_{upd}\Delta u_j^{(1)}$から、(1)式により建物剛性を設定する。
$Step3$	建物剛性をもとに骨格曲線を更新し、$Step1$に戻り、以降$Step1,2,3$を繰り返し、目標とする応答層間変形分布に達した時点で演算を終了する。

$Step2$の (1)式による建物剛性の設定では、$Step0$で設定した質量と剛性から求められる固有周期を用いる。また、本検討では、増分の分割数n_uを Table1 のように設定し、繰り返し回数が増えるごとに増加させている。

Table 1 Number of divisions in variation size

Number of iteration	1~5	6~15	15~20
Number of divisions n_u	2	10	20

また、一様化の程度を評価する指標として、${}_{dy}p_j$の各層の平均値$\overline{{}_{dy}p}$と${}_{dy}p_j$を用い、下式のe_uで判断する。

$$e_u = \left|1.0 - {}_{dy}p_j/\overline{{}_{dy}p}\right|_{max} \tag{6}$$

６．多質点モデルの弾塑性応答の検証

次に、多層点モデルでの弾塑性応答の傾向をパラメトリックスタディーにより確認する。

（１）検討モデル

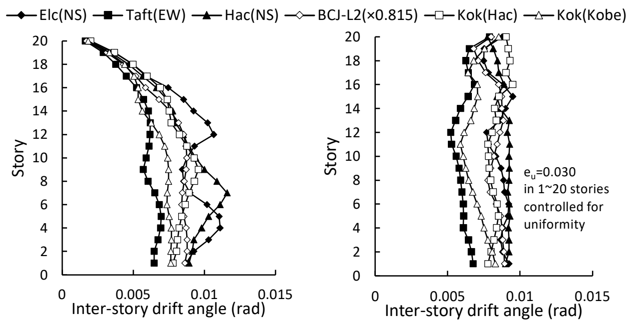
建物のモデルは階数を 5 階、10 階、15 階、20 階、25 階の 5 種類とし、各層の重量を 10,000(kN)、階高ΔH_jを 4.0(m)として建物高さHを決め、固有周期$T^{(1)} = 0.030H$と設定する。

履歴ループはノーマルトリリニア型、減衰は瞬間剛性比例型とし一次モードの減衰定数$h^{(1)}$=0.02とする。降伏後の剛性比に関してはα_1、α_2/α_1をパラメーターとする。耐力に関しては$Q_{y1}/k = \delta_{y1}$、Q_{y2}/Q_{y1}をパラメーターとし、剛性に比例してQ_{y1}、Q_{y2}が変化するものとする。これらのパラメーターは、$0.3 \leqq \alpha_1 \leqq 0.6$、$0 \leqq \alpha_2/\alpha_1 \leqq 0.2$、20(mm) $\leqq Q_1/k \leqq$45(mm)、$1.05 \leqq Q_2/Q_1 \leqq 1.5$ の範囲で乱数で設定し、5 種類の階数の建物ごとに 30 ケース設定する。この際、各階が同様な架構形式であるものと仮定し、設定の簡便さを考慮しパラメーターα_1、α_2/α_1、Q_1/k、Q_2/Q_1は各階同一と設定する。

以上の各ケースで 20 回の繰り返し計算を行った。

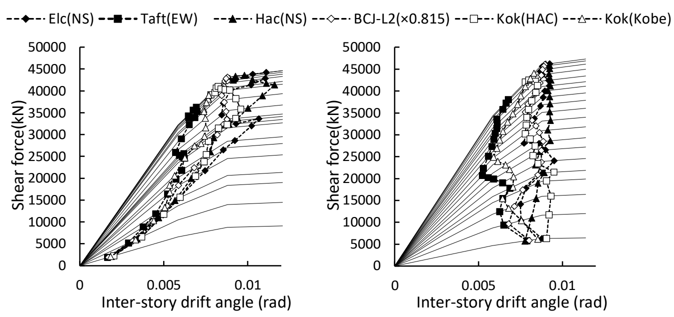
（２）解析例

20 階建物の解析結果の一例について、制御前後の層間変形角分布と骨格曲線を Fig.6、7 に示す。制御後はほぼ一様な層間変形角結果であり、最大応答値は初期応答値よりも小さくなっている。また、制御前では骨格曲線の第 2 折れ点を大きく超えた応答であるが、制御後では第 2 折れ点をわずかに超える程度に収まっている。



(a)Initial (b)Control

Fig.6 Inter-story drift angle



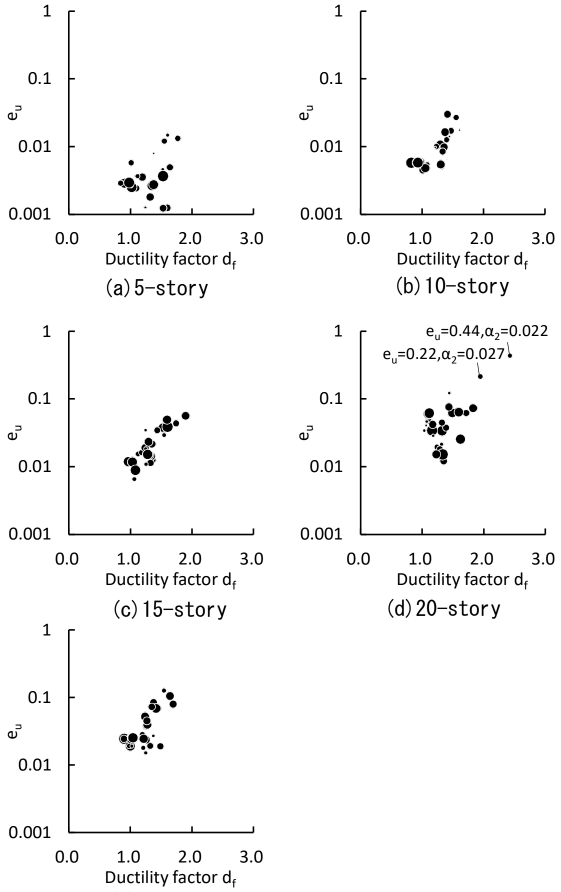
(a)Initial (b)Control

Fig.7 Skeleton curve

（３）一様化の精度と一様化の有効性の確認

Fig.8 に縦軸をe_u、横軸を最大塑性率d_fとして、各階数の建物ごとにバブルチャートで示した。各チャートの直径はα_2に比例させている。なお、塑性率 1.0 以下の弾性状態の結果も含まれている。

各階数の建物で、塑性率が大きくなるほど、e_uが大きくなる傾向が見られる。また、階数の高い建物ほど、e_uが大きくなっている。これは、階数の高い建物ほど高次モードの影響が大きくなり、複雑な応答が生じ、収束性が劣ったためと考えられる。



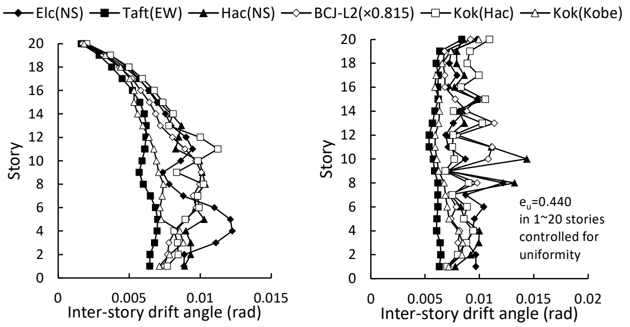
(a)5-story (b)10-story (c)15-story (d)20-story (e)25-story

Fig.8 Relationship between uniformity index e_u and ductility factor

20 層建物でe_uが 0.1 を大きく上回るものがある。これらは、バブル径が小さいことからわかるようにα_2は小さい。これは、4 章で確認された通り、α_2が小さいと剛性比に対する変位比の変動が大きくなり、収束性が劣ったためと考えられる。e_uが 0.44 と大きくなった結果を Fig.9、10 に示す。Fig.9(b)の制御後において各層ごとに極大極小が交互に現れるような状態となっている。これは、極大極小を改善するために耐力がわずかに変動しただけでも、三次剛性が小さいため繰り返し計算ごとに、変位の極大階が極小階へ、極小階が極大階へと入れ替わり、不安定な状況となったためである。

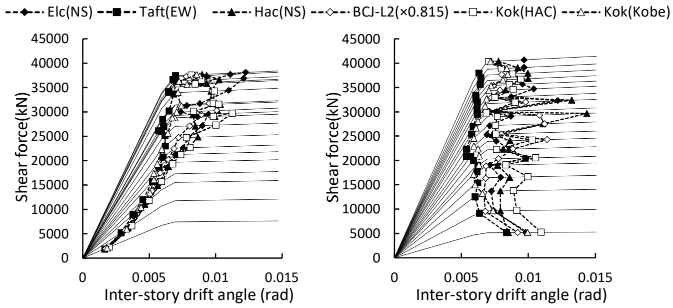
Fig.8 の結果から、層の塑性率が概ね 1.8 以下の応答であれば、e_uが 0.1 程度以下の一様化が可能であるものと推察される。

次に、最大層間変形角における制御前に対する制御後の比$\theta_{C/I}$を Fig.11 に示す。概ね 1.0 以下となるが、一部 1.0 を超えているものがある。20 階建物の 1.17 となっているのは、Fig.9、10 で示したケースであり、一様化の制御ができたものとは言えないものである。



(a) Initial　　(b) Control

Fig.9 Inter-story drift angle(e_u=0.44)



(a) Initial　　(b) Control

Fig.10 Skeleton curve(e_u=0.44)

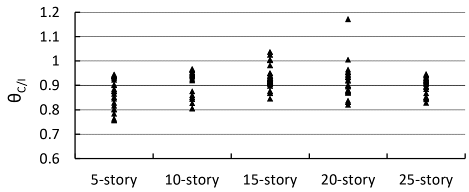
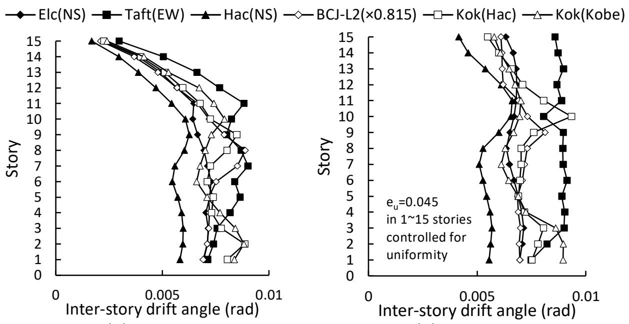


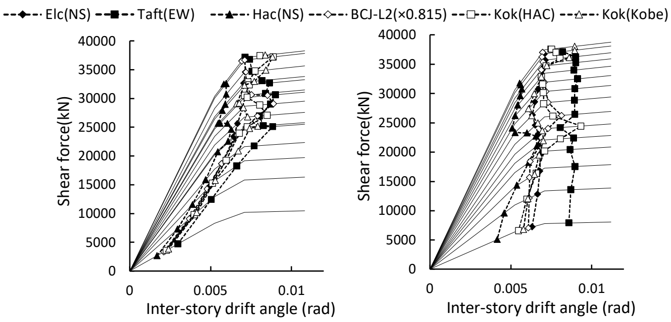
Fig.11 Ratio of maximum inter-story drift angle after control to initial conditions

15 階建物で 1.0 を超えたケースの例を Fig.12、13 示す。初期状態で 1~11 階の応答は概ね一様な応答結果となっていることがわかる。一様化の制御前後では、固有周期の変動が無い条件としているが、建物の各層の耐力の和は変動する。15 階建物について、制御前に対する制御後の建物の最大層間変形角の比と、各層の最大せん断力和の比を Fig.14 に示す。せん断力和の比は 0.995 から 1.04 程度となっている。$\theta_{C/I}$は概ね 1.0 以下で、最大層間変形角を低減させる傾向にある。$\theta_{C/I}$が 1.0 を超えるのは、せん断力和の比が 1.0 以下で、制御前に比べ耐力が低下傾向になった場合となっている。



(a) Initial　　(b) Control

Fig.12 Inter-story drift angle ($\theta_{C/I}$>1.0)



(a) Initial　　(b) Control

Fig.13 Skeleton curve ($\theta_{C/I}$>1.0)

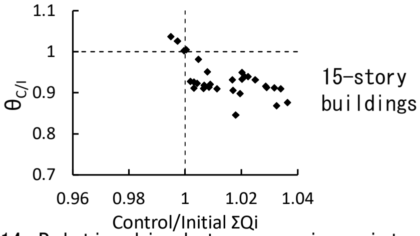


Fig.14 Relationship between maximum inter-story drift angle and shear force in the ratio after control to initial conditions

このように、全層が必ずしも一様な応答でなくても、全層が一様となるような応答よりも最大応答値が低くなるケースがあることが確認された。$\theta_{C/I}$が 1.0 を超えた他のケースも、中層から下層階で初期状態がほぼ同様な応答となっている。ただし、初期状態に対する制御後の最大応答層間変形角は 1.04 倍程度であり、ほぼ同等の値といえる。なお、制御後の耐力が小さくなり、制御後の層間変形角の低減効果が低い場合への対処方法としては、剛性と耐力を正比例する関係と設定していることから、指定する固有周期を初期状態より幾分短くして解析することが対策の一つとして考えられる。

以上より、一様化制御後の応答の塑性率が 1.8 程度以下であれば、概ねe_uが 0.1 程度以下の一様化が可能であり、本手法で応答層間変形角を一様化させることは、概ね最大層間変形角を低下させる傾向であることが確認された。

振動解析を伴う設計では、一般に層の塑性率を 2.0 以下とすることが求められ、弾塑性応答の一様化が実現できる可能が高いものと考えられる。

7. 弾塑性ダンパー配置への応用

剛性の制御による一様化は、塑性化した状態においても、一定の精度以内で適用可能であることを確認した。これによれば、目標とする応答分布を実現する剛性と弾塑性の骨格曲線を設定することが可能となる。実際の設計において建築の剛性と骨格曲線を実現するように構造計画および部材設計が求められることになるが、目標とするトリリニアの骨格曲線を実現するように部材設計を行うよりも、ダンパーによる調整が合理的と考えられる。

ここでは、弾塑性型の制振ダンパーを考え、剛性と耐力を制御するのは弾塑性ダンパーのみとし、設定された弾塑性の建物構造に弾塑性ダンパーを付加して、応答変形分布を指定する方法について考察する。

（1）弾塑性ダンパーの骨格曲線

弾塑性ダンパーとして、座屈拘束型ブレースを考え、Fig.15 に示すような階高H_j、スパンL_sの構面に斜辺に配置されているものと仮定する。

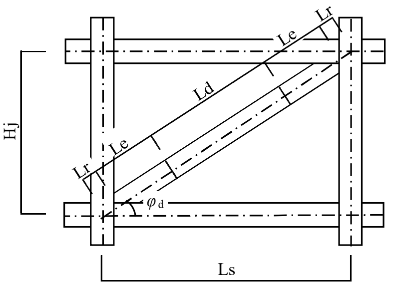


Fig. 15 Elast-plastic damper in brace

座屈拘束型ブレースの塑性部、弾性部、剛域部の部材長をそれぞれL_d、L_e、L_rとし、塑性部、弾性部の断面積をa_d、a_eとする。ここで、部材長L_d、L_e、L_rと断面積比a_e/a_dを固定すれば、塑性部の断面積a_dに関わらず座屈拘束型ブレースの剛性k_dと耐力Q_{dy}の比Q_{dy}/k_d、すなわち降伏変位δ_{dy}が一定となる。また、ブレースの剛性k_dはa_dの関数となり、剛性k_dが決まれば降伏変位δ_{dy}から下式により、耐力Q_{dy}が決定される関係となる（付録 A)。

$$Q_{dy} = k_d \delta_{dy} \tag{7}$$

弾塑性ダンパーの二次剛性は 0 とし、骨格曲線は Fig.16 に示すバイリニア型とする。

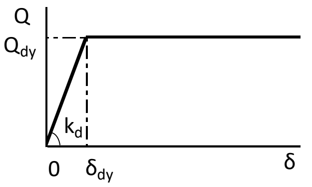


Fig. 16 Skeleton curve of damper

（2）弾塑性ダンパーにより層間変形分布を実現する方法

制振構造の骨格曲線は、建物の骨格曲線と弾塑性ダンパーの骨格曲線を足し合わせることで設定される。このため、5 章の方法で更新される剛性を弾塑性ダンパーの剛性で対応する方法を考える。

本論の方法では、剛性を制御することで、繰り返し計算で剛性が更新されるものであり、骨格曲線について、更新の条件は与えられていない。（1）で示したブレース型弾塑性ダンパーの断面積a_dだけを変動させるものとすると、弾性部断面積a_eが固定された断面積比a_e/a_dにより変動するが、δ_{dy}は定数となるので、Q_{dy}は剛性k_dの更新に従い、固定値δ_{dy}から(7)式により更新されることになる。これは、剛性と耐力が正比例するものであり、6 章で確認した通り、剛性と正比例するように耐力が設定されれば、概ね各階の変位比を調整できる傾向にあり、弾塑性ダンパーの設定においてもこの傾向が期待できるものと考えられる。

弾塑性ダンパーにより応答層間変形分布を実現する制御方法を示す。

$Step0$　建物諸元（質量、剛性、減衰、骨格曲線)、および目標とする弾塑性ダンパー付き建物の固有周期と層間変形分布を設定する。

$Step1$　固有値解析および時刻歴応答解析を行い、固有モード、最大応答層間変形を求める。

$Step2$　応答結果をもとにした(4)、(5)式で求められる${}_{upd}\Delta u_j^{(1)}$から、 (1)式により制振建物全体の剛性を設定する。

$Step3$　制振建物全体の剛性から建物剛性を差し引き、弾塑性ダンパーの剛性を算出し、(7)式で耐力を更新する。$Step1$に戻り、以降$Step1,2,3$を繰り返し、目標とする応答層間変形分布に達した時点で演算を終了する。

$Step2$の (1)式による建物剛性の設定では、$Step0$で設定した目標とする弾塑性ダンパー付き建物の固有周期を用いる。また、弾塑性ダンパーの設置は、剛性を上げる効果しか発揮しないため、$Step3$において弾塑性ダンパーの剛性が負となる階は、剛性の更新を行わないものとする。

8.　一様層間変形角を実現する弾塑性ダンパー配置検討例

（1）解析モデル

20 階建て、高さ 82.9m の鉄骨造の建物を考える。建物重量、各階の階高は Table2 に示す通りである。解析モデルをせん断型モデルとし、剛性は最上部を最下部の 1/2 として各階を線形補間して固有周期 2.4 秒として設定した。

弾塑性ダンパーの鋼材の降伏応力度σ_yを Table3 とし、鋼材のヤング係数を Table4、部材長L_d、L_e、L_rと断面積比a_e/a_dを Table5 の通りとすれば、剛性と耐力の比である軸方向降伏変位 ${}_a\delta_{dy}$が Table5 の右欄のようになる。また、降伏後の剛性は 0 とする。振動解析では、水平成分に置換してモデル化する。

（2）目標設定

弾塑性ダンパーを設置して、目標とする一様な応答の層間変形角を 1/150 とする。文献 9 では、本論で用いた 6 種類の地震動および設定レベルの入力に対して、5、10、15、20、25、30 階建ての等価せん断型モデルで検討を行った結果、概略の一様変形応答時の変形角の ${}_p\theta_r$が、一次固有周期$T^{(1)}$、剛性比例型減衰を仮定した一次減衰定数$h^{(1)}$、(10)式の代表変位 ${}_py_r$(単位 m)、および(11)式の代表高さH_rを用いて(8)式で表されている。

Table 2 Parameters of the analytical model

Story	Height (m)	Weight $W_j = m_j \cdot g$ (kN)	Stiffness k_j (kN/m)
20	4.10	19907	1064665
19	4.10	14100	1120700
18	4.10	14140	1176735
17	4.10	14179	1232770
16	4.10	14218	1288805
15	4.10	14257	1344840
14	4.10	14296	1400875
13	4.10	14335	1456910
12	4.10	14375	1512945
11	4.10	14414	1568980
10	4.10	14453	1625015
9	4.10	14492	1681050
8	4.10	14531	1737085
7	4.10	14570	1793120
6	4.10	14610	1849155
5	4.10	14649	1905190
4	4.10	14688	1961225
3	4.10	14727	2017260
2	4.10	14766	2073295
1	5.00	14806	2129330

Table 3 Marerial of yield part of damper

Yield stress σ_{dy}(N/mm2)
220.6

Table 4 Modulus of elasticity of damper

Modulus of elasticity E (N/mm2)
205000

Table 5 Parameters of damper in brace

Story	Span Ls (mm)	Story height Hj (mm)	Work-point length of damper (mm)	Length of each part of damper			Ratio of cross-sectional area a_e/a_d	Yield displacement $_a\delta_{dy}$(mm)
				Ld(mm)	Le(mm)	Lr(mm)		
2~20	6400	4100	7601	4000	1059	742	2.0	5.4
1	6400	5000	8122	4000	1411	650	2.0	5.8

$$ {}_p\theta_r = \left[-p_\theta \cdot tanh\left\{\left(T^{(1)}\right)^2 - 8.0\right\} + p_\theta + 1\right] {}_py_r/H_r \tag{8} $$

$$ p_\theta = -0.75h^{(1)} + 0.185 \tag{9} $$

$$ {}_py_r = \left\{-0.06\ln\left(h^{(1)}\right) - 0.02\right\}T^{(1)} \tag{10} $$

$$ H_r = \sum_{l=1}^{n} m_l H_l^2 / \sum_{l=1}^{n} m_l H_l \tag{11} $$

(8)式は、弾性建物に対し、剛性比例型の粘性減衰を仮定したものである。本検討では、建物は弾塑性状態で、制振装置は履歴型の弾塑性ダンパーとしている。弾塑性ダンパーを設置することにより、建物の塑性率を小さく抑えることから、建物本体は弾性として近似できるものとし、弾塑性ダンパーは等価な粘性減衰に置き換えることで、(8)式を適用することを試みる。

弾塑性ダンパー付き建物の一次固有円振動数と等価粘性減衰定数の略算値を以下の通りに算出する。一次固有円振動数の略算値$\omega'^{(1)}$は建物本体のみの無減衰の固有モード$u_j^{(1)}$を用いて下式により求める。

$$ {\omega'^{(1)}}^2 = \left\{\sum_{l=1}^{n}\left(k_l + k_{d,l}\right)\left(u_l^{(1)} - u_{l-1}^{(1)}\right)^2\right\} / \sum_{l=1}^{n} m_l {u_l^{(1)}}^2 \tag{12} $$

弾塑性ダンパーが負担する等価粘性減衰定数$h''^{(1)}$については、変位δ_jの定常状態の1サイクルの履歴ループにおける吸収エネルギーΔW_jと、最大ポテンシャルエネルギーW_jの関係から次式で求める[7]。

$$ h''^{(1)} = 1/4\pi\left(\sum_{l=1}^{n}\Delta W_l / \sum_{l=1}^{n} W_l\right) \tag{13} $$

具体的に表現すると下式の通りとなる。

$$ h''^{(1)} = 2/\pi\left(\sum_{l=1}^{n} Q_{dy,l}\left(\delta_l - \delta_{dy,l}\right) / \sum_{l=1}^{n}\left(k_l\delta_l + Q_{dy,l}\right)\delta_l\right) \tag{14} $$

ここで、各階の変位δ_lは、目標層間変形角 1/150 に対応する値とする。建物全体の等価粘性減衰定数$h'^{(1)}$は、地震動応答の非定常性による低減率 0.8[5] と建物本体の構造減衰定数 0.02 を考慮し、下式の通り設定する。

$$ h'^{(1)} = 0.02 + 0.8h''^{(1)} \tag{15} $$

次に、弾塑性ダンパーについては、Table4 の軸方向降伏変位${}_a\delta_{dy,j}$から水平方向の降伏変位$\delta_{dy,j}$を設定し、弾塑性ダンパーの塑性化部分の断面積$a_{d,j}$が各階同一と仮定して、0 から増加させる。$a_{d,j}$の増加に応じ、各階の剛性$k_{d,j}$と耐力$Q_{dy,j}$が増加し、弾塑性ダンパーの量に応じた固有周期$T'^{(1)}\left(= 2\pi/\omega'^{(1)}\right)$と減衰$h'^{(1)}$の関係が(12)、(15)式より得られる。実際には、弾塑性ダンパーの各階の分布により固有周期および減衰定数が変動するが、ここでは初期の凡その目安をつける目的で、各階同一断面積a_dの弾塑性ダンパーが配置された状態で算出するものとした。

(8)式の$T^{(1)}$、$h^{(1)}$へ$T'^{(1)}$、$h'^{(1)}$を代入し、また、(11)式から得られる代表高さH_r=57.39(m)を代入し、縦軸を${}_p\theta_r$、横軸を$T^{(1)}$としてFig.17 に示す。目標の層間変形角 1/150(=0.0067)と交差する周期$T^{(1)}$は概ね 2.0 秒となる。よって、弾塑性ダンパー付き建物の固有周期を 2.0 秒として一様な応答となる弾塑性ダンパーの剛性の制御を行う方針とする。

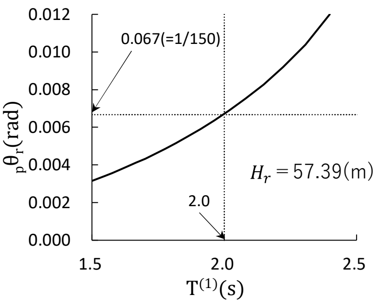


Fig.17 Relationship between natural period and predicted uniform drift angle

（３）解析ケース

本手法は、剛性分布に着目する形式となっており、応答の一様化フローにおいて建物の降伏耐力の影響が明示されていない。降伏耐力の影響は地震応答結果に反映されており、地震応答結果に基づいて剛性を更新する際に間接的に建物の降伏耐力の影響が考慮される形式となっている。このため、建物の降伏耐力の影響を反映して一様な応答となる弾塑性ダンパーの設定が可能となっているか確認するために、建物の骨格曲線を 2 ケース設定する。ケース 1 は、Q_1/k=20(mm)、Q_2/Q_1=1.2、α_1=0.65、α_2=0.03 とし各階同一とする。この設定は、各階の耐力が剛性に比例しており、上階に行くほど低くなる関係にあり、一般的な建物を想定したものである（Table6）。ケース 2 は、ばらつきの極端な例として、5(mm) ≦Q_1/k≦30(mm)、1.05≦Q_2/Q_1≦1.5、0.3≦α_1≦0.9、0≦α_2/α_1≦0.2 の範囲で乱数により各階独立に設定した（Table7）。地震動は 3 章の通りで、減衰は建物本体のみ考慮し設定は 4 章、6 章と同様である。

（４）解析結果

弾塑性ダンパーが配置される制御対象層に対し、収束の判定基準をe_u≦0.1 として解析を行った。ケース 1 の解析結果を Fig.18~21 に、ケース 2 の解析結果を Fig.22~25 に示す。繰り返し計算回数は、ケース 1 で 3 回、ケース 2 で 9 回である。

初期状態で層間変形の小さい 18~20 階では、ケース 1、2 ともに弾塑性ダンパーが不要となっており、1~17 階では、弾塑性ダンパーが配置され、ほぼ一様な層間変形角の分布となっている。最大応答変形角はケース 1 で 1/157、ケース 2 で 1/151 であり、目標層間変形角 1/150 に近い値である。

なお、各層一様分布を指定すると、層間変形角の小さい 17~20 階では、(1)式から算出される剛性は初期剛性よりも小さくなる。ここでは、建物の剛性を変えずに、弾塑性ダンパーを付加することだけを想定するものであるため、剛性を不変とする。このように剛性を不変とする操作を行うと、2.0 秒と指定されている弾塑性ダンパー付き建物の固有周期にずれが生じることになる。本検討の制御後の周期は、ケース 1 で 1.993 秒、ケース 2 で 1.998 秒となり、ずれが生じているものの、ほぼ 2.0 秒と同等の結果となっている。

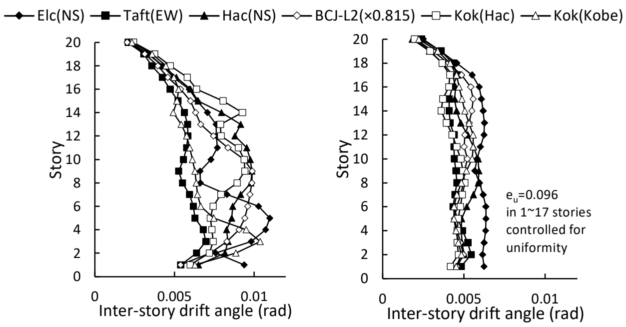
Fig.20、24 にケース 1、2 の剛性を示す。弾塑性ダンパーの剛性の建物剛性に対する比はケース 1 で最大 64%程度、ケース 2 では最大 166%程度となっている。

Table 6 Parameters of trilinear skeleton model(Case1)

Story	1st brake point		2nd brake point		Ratio of stiffness	
	Shear force Q_{y1}(kN)	Story displacement δ_{y1} (m)	Shear force Q_{y2}(kN)	Story displacement δ_{y2} (m)	α_1	α_2
20	21293	0.0200	25552	0.0262	0.650	0.030
19	22414	0.0200	26897	0.0262	0.650	0.030
18	23535	0.0200	28242	0.0262	0.650	0.030
17	24655	0.0200	29586	0.0262	0.650	0.030
16	25776	0.0200	30931	0.0262	0.650	0.030
15	26897	0.0200	32276	0.0262	0.650	0.030
14	28018	0.0200	33621	0.0262	0.650	0.030
13	29138	0.0200	34966	0.0262	0.650	0.030
12	30259	0.0200	36311	0.0262	0.650	0.030
11	31380	0.0200	37656	0.0262	0.650	0.030
10	32500	0.0200	39000	0.0262	0.650	0.030
9	33621	0.0200	40345	0.0262	0.650	0.030
8	34742	0.0200	41690	0.0262	0.650	0.030
7	35862	0.0200	43035	0.0262	0.650	0.030
6	36983	0.0200	44380	0.0262	0.650	0.030
5	38104	0.0200	45725	0.0262	0.650	0.030
4	39225	0.0200	47069	0.0262	0.650	0.030
3	40345	0.0200	48414	0.0262	0.650	0.030
2	41466	0.0200	49759	0.0262	0.650	0.030
1	42587	0.0200	51104	0.0262	0.650	0.030

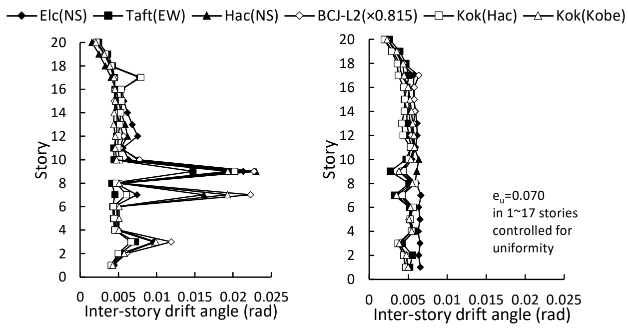
Table 7 Parameters of trilinear skeleton model(Case2)

Story	1st brake point		2nd brake point		Ratio of stiffness	
	Shear force Q_{y1}(kN)	Story displacement δ_{y1} (m)	Shear force Q_{y2}(kN)	Story displacement δ_{y2} (m)	α_1	α_2
20	25043	0.0235	32428	0.0319	0.828	0.092
19	23126	0.0206	30654	0.0333	0.531	0.060
18	26198	0.0223	32201	0.0292	0.733	0.041
17	20519	0.0166	22205	0.0185	0.741	0.070
16	24274	0.0188	30229	0.0248	0.774	0.002
15	32202	0.0239	42454	0.0329	0.851	0.067
14	31356	0.0224	41020	0.0306	0.841	0.052
13	28752	0.0197	37511	0.0288	0.661	0.131
12	27215	0.0180	36070	0.0275	0.612	0.056
11	43135	0.0275	48908	0.0320	0.809	0.030
10	29418	0.0181	34604	0.0218	0.871	0.035
9	15043	0.0089	21405	0.0143	0.710	0.118
8	42316	0.0244	46392	0.0276	0.728	0.091
7	25863	0.0144	31078	0.0193	0.598	0.065
6	45636	0.0247	59305	0.0335	0.837	0.095
5	42227	0.0222	47478	0.0265	0.640	0.040
4	56144	0.0286	73844	0.0432	0.619	0.049
3	33395	0.0166	36057	0.0183	0.739	0.117
2	38880	0.0188	48366	0.0298	0.413	0.000
1	50778	0.0238	55505	0.0265	0.847	0.065



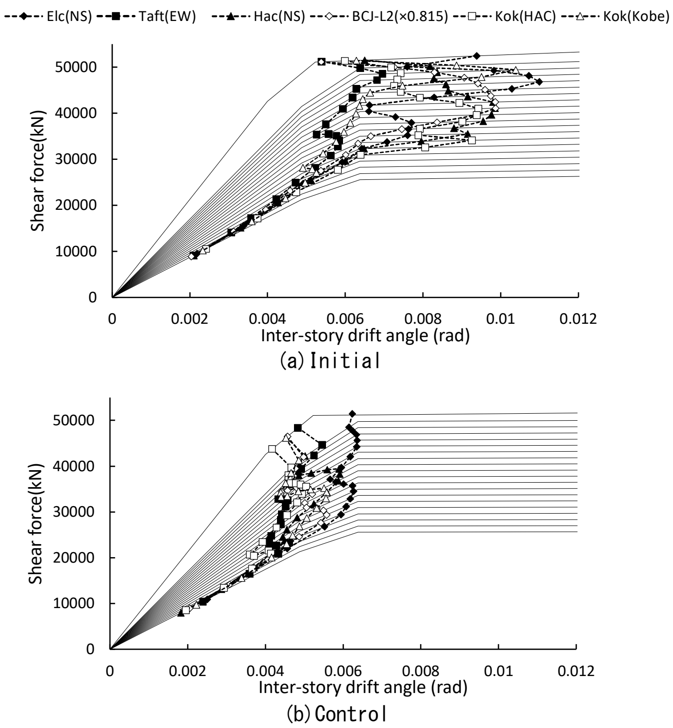
(a) Initial (b) Control

Fig. 18 Inter-story drift angle(Case1)



(a) Initial (b) Control

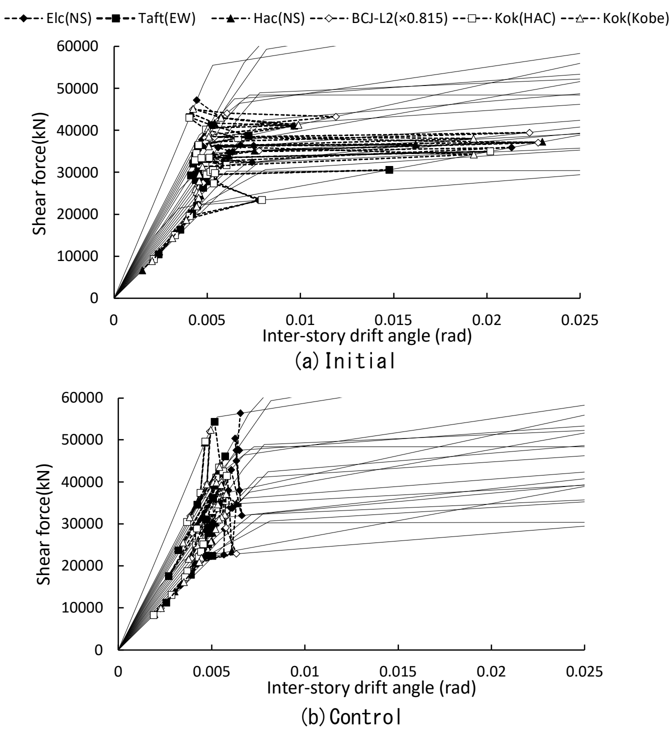
Fig. 22 Inter-story drift angle(Case2)



(a) Initial

(b) Control

Fig. 19 Skeleton curve(Case1)



(a) Initial

(b) Control

Fig. 23 Skeleton curve(Case2)

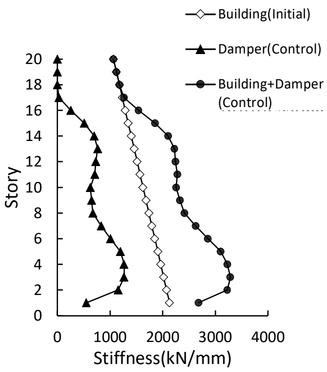


Fig.20 Stiffness(Case1)

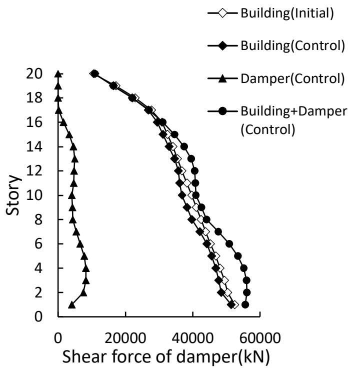


Fig.21 Shear force(Case1)

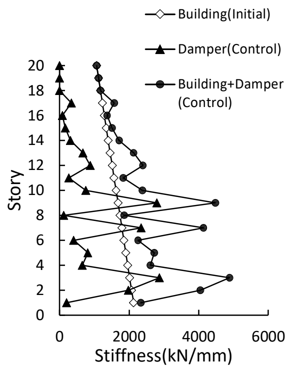


Fig.24 Stiffness(Case2)

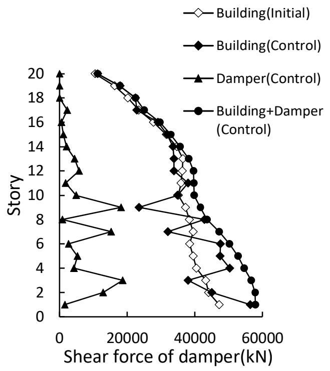


Fig.25 Shear force(Case2)

Fig.21、25 にケース 1、2 の最大せん断力を示す。弾塑性ダンパーのせん断力の建物のせん断力に対する比は、ケース 1 で最大 18%程度、ケース 2 で最大 77%程度となっている。

各階の弾塑性ダンパーの塑性化部分の断面積$a_{d,j}$は、ここで求められた各階の耐力$Q_{dy,j}\left(=a_{d,j}\sigma_y\right)$から求めることができる。

ケース 1，2 は初期剛性が同じで耐力が異なる建物である。本手法は、直接的には剛性を制御する手法であるが、ケース 1、2 のような耐力の違いに応じて弾塑性ダンパーの設定が可能となっていることが確認される。これは、耐力の影響が反映されている時刻歴応答解析の結果を用いることによるものである。

1 章で触れたような弾塑性ダンパーが十分に配置できない場合は、建物の剛性および耐力を一様な応答に近づけるように調整し、調整仕切れない箇所について本手法で弾塑性ダンパーを配置することでより少ないダンパー量で理想的な応答性状を実現できるものと考えられる。

９．まとめ

本論では、弾塑性建物の地震時の層間変形角の一様化について考察を行った。主な内容は下記の通りである。

１）複数の地震動の最大応答値を包絡する一様な層間変形角応答を目標として、時刻歴応答解析結果をもとに、一次モード形を設定し、剛性とそれに連動した骨格曲線の更新調整を試みた。その結果、本論で設定したトリリニア骨格曲線のパラメーターの範囲において、一様化制御後の応答の塑性率が 1.8 程度以下であれば、概ねe_uが 0.1 程度以下の一様化が可能であること、および応答層間変形角を一様化させることは、概ね最大層間変形角が低下する傾向にあることが確認された。

２）弾塑性建物の応答一様化方法を応用して、一様応答を目標とする弾塑性ダンパーの各層への配置方法を提案した。初期剛性が同じ骨格曲線の異なる建物に対して確認を行い、耐力に応じた弾塑性ダンパーの層の配置により、応答の一様化が可能であることが確認された。

以上により、弾塑性状態においても、一様な応答となる建物の計画が、比較的簡易に可能となり、層崩壊を防止した耐震性向上のために本論の方法は有用であるものと考える。

本論では建物モデルとして 25 層までを対象としている。高層建物の場合、建物上部で曲げ変形の卓越が考えられる。本手法ではせん断型モデルとしており、曲げ変形を含めた等価せん断型モデルを扱っていることになる。曲げ変形成分の考慮、対応については今後の検討課題である。

参考文献

1) Hiroshi Akiyama: Earthquake-resistant Design Method for Buildings Based on Energy Balance, Gihodo Publishing Co. Ltd., 1999 (in Japanese)
秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999

2) Shujiro Kawakami, Akihiko Kawano and Yuuki Okamoto: A method to improve distribution of story drift angle responses in CFT moment-resistant frames under severe earthquakes, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.585, pp. 223-229, 2004.11 (in Japanese)
川上秀二郎, 河野昭彦, 岡本勇紀： CFT 構造ラーメン骨組の地震時の応答層間変形角分布の改善法について, 日本建築学会構造系論文集, 585, pp.223-229,2004.11

3) Toshio Kawashima, Yoshifumi Deguchi, and Koji Ogawa: Optimum strength distribution of structural members in steel frames, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.635, pp. 147-155, 2009.1 (in Japanese)
川島敏夫, 出口義史, 小川厚治： 鋼構造骨組の部材耐力分布の適正化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 635, pp.147-155, 2009,1

4) Kazuhiko Kasai, Hiroshi Ito and Takayuki Ogura: Passive control design method based on tuning of equivalent stiffness of bilinear oil damper, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.630, pp.1281-1288, 2008.8 (in Japanese)
笠井和彦, 伊藤浩資, 小椋崇之： オイルダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 630, pp. 1281–1288, 2008. 8

5) Japanese Society of Seismic Isolation: Passive seismic response control structure design and construction manual, 2013 (in Japanese)
日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル編集委員, 2013

6) Architectural Institute of Japan :, 2014.11 (in Japanese)
日本建築学会：鋼構造制振設計指針、2014.11

7) Tsuneyoshi Nakamura and Takashi Yamane: Optimum design and earthquake - response constrained design of elastic shear buildings, Earthquake engineering & structural dynamics 14.5, pp.797-815, 1986.9/10

8) Yasuyuki Nagano, Masaaki Tsuji and Koji Uetani: Performance-Based design for a short building subject to design earthquakes with non-monotonic displacement spectrum using time history analysis, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-Ⅰ, pp.343-344, 2003.7 (in Japanese)
永野康行, 辻聖晃, 上谷宏二： 非単調変位応答スペクトル適合設計用入力地震動に対する時刻歴応答解析を用いたせん断型構造物の性能指定設計、日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅰ, pp.343-344,2003.7

9) Mitsuo Suzuki: Stiffness determination method uniformizing enveloped inter-story drift angle in multiple seismic responses,

Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.784, pp.901-911, 2021.6 (in Japanese)
鈴木光雄：複数地震動の最大応答層間変形角を包絡して一様化するための剛性設定法, 日本建築学会構造系論文集, 784,pp.901-911,2021.6
10) Akenori Shibata: Latest Earthquake-resistant Structural Analysis, Morikita Publishing Co. Ltd., 1981 (in Japanese)
柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版、1981

付録 A　座屈拘束ブレースの剛性と耐力について

Fig.15 の座屈拘束ブレースの塑性部、弾性部を考慮した剛性と耐力式を以下に示す。

座屈拘束型ブレースのヤング係数をE、塑性部、弾性部の部材長をそれぞれL_d、L_eとする。また、塑性部、弾性部の断面積をa_d、a_eとし、断面積比を$a_{e/d} = a_e/a_d$とすれば、座屈拘束型ブレースの軸方向剛性 ${}_ak_d$は下式の通りとなる。

$${}_ak_d = a_dE/(2L_e/a_{e/d} + L_d) \tag{A-1}$$

塑性部の降伏応力度をσ_{dy}とすれば、座屈拘束型ブレースの軸方向降伏耐力 ${}_aQ_{dy}$は下式の通りとなる。

$${}_aQ_{dy} = a_d\sigma_{dy} \tag{A-2}$$

よって、座屈拘束型ブレースの軸方向降伏変位 ${}_ad_{dy}$は下式で表される。

$${}_ad_{dy} = \sigma_{dy}(2L_e/a_{e/d} + L_d)/E \tag{A-3}$$

ここで、塑性部の断面積a_dを変数とし、その他のパラメーターを固定値とすれば、剛性 ${}_ak_d$と降伏耐力 ${}_aQ_{dy}$はa_dの関数となり、降伏変位 ${}_ad_{dy}$はa_dに関わらず一定値となる。

なお、振動解析では座屈拘束型ブレースの剛性、降伏耐力、降伏変位を、ブレース角度φ_dを用いて、水平方向成分k_d、Q_d、d_dに置換する。

$$k_d = {}_ak_d \cdot cos^2\varphi_d \tag{A-4}$$

$$Q_d = {}_aQ_{dy} \cdot cos\varphi_d \tag{A-5}$$

$$d_{dy} = {}_ad_{dy}/cos\varphi_d \tag{A-6}$$