

2014年度(第6回)免震構造・制振構造に関する研究助成の成果報告

制振鋼構造骨組における柱及び梁の応答制御設計法

木村 祥裕 東北大学

1. 序

一般的に、鋼構造における設計時の静的増分解析及び地震応答解析では剛床仮定が用いられ、梁には軸力が作用しないものとされている。しかし、実際にはダンパーが付加した制振構面の梁や負曲げが作用した合成梁のスラブ下の鉄骨梁には圧縮軸力が作用する。このような梁では圧縮軸力により保有性能が低下するため、無軸力時に比べて大きな損傷が生じる可能性があることが指摘されている²⁾。そのため、鋼構造制振設計指針¹⁾では梁の作用軸力比が15%を超える場合、柱の幅厚比制限値を適用することとしているが、梁の保有性能を適切に捉えられているとは言い難い。したがって、梁軸力による保有性能の低下を考慮し、大地震時においても架構損傷を抑えるダンパーの設計を行うことは極めて重要である。しかし、ダンパーの断面形状及び配置の決定まで試行錯誤する際、逐次数値解析により梁軸力を算出することは設計を煩雑にする。そのため、ダンパーにより梁に作用する軸力及び合成梁に負曲げが作用することによりスラブ下の鉄骨梁に作用する軸力をそれぞれ比較的容易に精度よく予測する手法が求められる。本研究はこのような梁の作用軸力の予測手法を提案し、応答指定型設計¹⁾を基に、梁の保有性能と応答値の関係を精度よく把握した損傷制御法を確立することを目的としている。

2. 制振構面の梁軸力の予測法の提案

図1に文献1)のテーマストラクチャを基にした、梁軸力の予測に用いる骨組の例を示す。梁及び柱の断面の例を表1, 2に示す。梁及び柱の降伏応力は 325N/mm^2 、ヤング係数は $2.058 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とし、骨格曲線は文献3), 4)の実験式によるものとしている。図2に座屈拘束ブレース(以下、ダンパー)の形状を、表3に応答指定型設計¹⁾により目標層間変形角 $\theta=1/150$ で設計したダンパーの寸法を示す。

静的増分解析においてダンパーが付加している柱梁の節点周りでは、図3に示すようにダンパー軸力の水平成分 $N_{di}\cos\theta_i$ 、柱せん断力 $Q_{ci,j}$ 及び $Q_{ci+1,j}$ 、梁軸力 $N_{bi,j}$ 、水平荷重 $P_{i,j}$ の合計値が釣り合っている。力の釣り合い式を(1)式に示す。

$$N_{bi,j} = N_{di,j} \cos\theta_i - P_{i,j} + Q_{ci,j} - Q_{ci+1,j} \quad (1)$$

ここで、 i 層の全水平作用荷重に対するダンパーが取り付く節点に作用する水平荷重の割合を $p_{i,j}$

とする。また、 i 層の全ての柱せん断力の合計値に対するダンパーが作用している柱せん断力の割合を $q_{ci,j}$ とする。(1)式の $N_{di}\cos\theta_i$ 、 $P_{i,j}$ は既知数であるため、 $q_{ci,j}$ 、 $q_{ci+1,j}$ を予測することで $N_{bi,j}$ を算出する。

図4に制振骨組における $q_{ci,j}$ とダンパーからの作用軸力による柱の伸縮を考慮したダンパーの等価剛性比 $(\alpha_{esi}K_{di}/\mu)/K_{fi}$ の関係を示す⁵⁾。白記号は数値解析結果をダンパー塑性率 $\mu=0.5\sim 5.0$ まで0.5刻みに示している。制振骨組の $q_{ci,j}$ と $(\alpha_{esi}K_{di}/\mu)/K_{fi}$ は概ね比例関係にあり、文献6)で提案されている骨組の状態 N 及び R における $q_{ci,j}$ と $(\alpha_{esi}K_{di}/\mu)/K_{fi}$ の関係を結んだ直線上にあることがわかる。したがって、任意のダンパー剛性比における $q_{ci,j}$ は状態 N 及び R の数値解析結果より予測できる。(1)式から導き出した梁軸力予測式を(2)式に示す。

$$N_{bi,j} = N_{di,j} \cos\theta_i + n_{di+1} N_{di+1} \cos\theta_{i+1} \left(\frac{p_{i,j} - q_{ci+1,j}}{\kappa_{i+1}} + p_{i,j} \right) - n_{di} N_{di} \cos\theta_i \left(\frac{p_{i,j} - q_{ci,j}}{\kappa_i} + p_{i,j} \right) \quad (2)$$

ここで n_{di} はダンパー本数、 κ_i は各ダンパー剛性比である。図5にダンパー量、配置が異なる様々な制振骨組

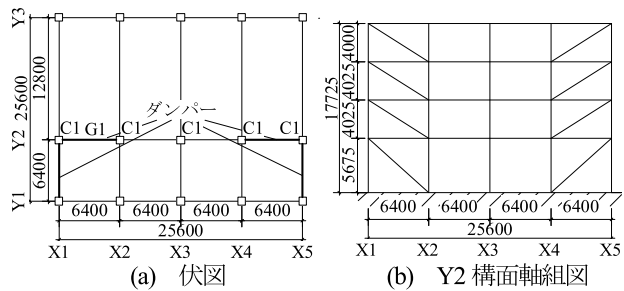


図1 解析骨組例

表1 梁断面		表2 柱断面	
階	G1(mm)	階	C1(mm)
R	550 × 200 × 9 × 16	4	400 × 400 × 16
4	550 × 250 × 9 × 19	3	450 × 450 × 19
3	600 × 250 × 12 × 22	2	450 × 450 × 22
2	650 × 250 × 12 × 25	1	500 × 500 × 22

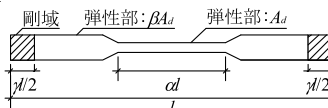


図2 ダンパー形状

表3 ダンパー寸法

階	α	β	γ	$A_d(\text{mm}^2)$
4	0.314	2.5	0.1	1768
3	0.316	2.5	0.1	4198
2	0.316	2.5	0.1	4913
1	0.409	2.5	0.1	8227

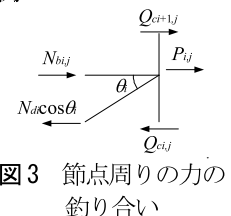


図3 節点周りの力の釣り合い

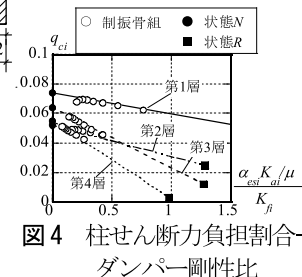


図4 柱せん断力負担割合-ダンパー剛性比

を対象に、層間変形角がダンパー設計時に定めた目標層間変形角 θ に達したときの、(2)式及び数値解析により求めた梁軸力の比較を示す。(2)式は軸力比 0.1 以上では、梁軸力を精度よく予測できていることがわかる。

3. 地震応答解析の梁軸力応答と予測値の比較

図1の骨組を用いて地震応答解析を行う。柱、梁は移動硬化、ダンパーは等方硬化とし、2次勾配は1次勾配の1/100としている。架構の粘性減衰をRayleigh型、1次と2次の減衰定数を2%とする。地震動は、EL Centro 1940 NS/EW, Hachinohe 1968 NS/EW, Kobe 1995 NS/EW, Taft 1952 NS/EW について最大速度を50, 75kineに基準化したものと、BCJ-L2の原波を用いる。

図6に示すようにダンパーは歪硬化を有するため、地震応答解析では最大軸力が降伏軸力の1.2倍程度となり、それに伴い梁軸力が静的増分解析よりも大きくなる。そこで降伏軸力を設計したダンパーの最大軸力と一致させ、2次勾配を0にモデル化した梁軸力予測用のダンパー履歴モデルを用いて地震応答解析の梁軸力を予測する。

図7にY2構面第1層X4-X5通りの梁軸力の履歴を示す。灰色線はBCJ-L2の地震応答解析結果、黒線は梁軸力予測用ダンパーを用いて(2)式により算出した値である。(2)式と地震応答解析結果の塑性域の履歴は概ね一致している。使用した全ての地震動において、梁軸力予測用ダンパーを用いた(2)式と地震応答解析結果は精度よく対応した。

4. 合成梁の曲げによる鉄骨梁軸力の予測

図8に示すように合成梁に負曲げモーメントが作用すると、スラブが引張力を負担するため合成梁の中立軸が鉄骨梁の中立軸より上フランジ側に移動し、スラブ下の鉄骨梁に圧縮軸力が生じる。図9に示す汎用骨組を用いた数値解析によって合成梁の負曲げによる梁軸力を予測する。図9の解析モデルは構面間にコンクリートスラブを配置した立体骨組である。柱は梁の載荷治具として弾性剛性を100倍とした柱とし、正曲げ

が生じるX1側の梁端では断面内でスラブ側が圧縮となり、スラブが柱を支圧するためスラブと柱を接合し、負曲げが生じるX2側の梁端では断面内でスラブ側が引張となりスラブと柱が接触しないため接合していない。合成梁のスラブは厚さ120mmとし、鉄筋はD16@230で降伏応力を295 N/mm²とする。スタッドは各構面に24本ずつ配置する。パラメータは鉄骨梁断面、スタッドせん断耐力 q_{smax} 、スタッド水平剛性 K_s である。表4に鉄骨梁断面寸法を示す。スタッド径及びコンクリートスラブの圧縮強度により算出される K_s 、 q_{smax} はそれぞれ独立に求めるものとし、表4の右に各種骨組名称の記号を示す。

図10に梁端回転角の全塑性回転角に対する割合 $\theta/\theta_p=0.3, 1.0$ 時のY2構面梁の梁軸力とx方向(材軸方向)の位置の関係を示す。縦軸は梁軸力 N_b 及びスタッドせん断力 q_s であり、横軸はX1梁端を0mmとしたx方向の位置である。x方向の位置に対する梁軸力の増分は、スタッドのせん断力と一致していることが分かる。したがって、負曲げ側の梁端から梁軸力が最大となる位置までのスタッドのせん断力の合計値を予測することで、合成梁の負曲げにより鉄骨梁に作用する圧縮軸力が予測できる。

図11に示すように、スタッドをせん断耐力が材軸方向に一樣に分布した連続的なせん断伝達部材に置換し、単位長さあたりのこのせん断伝達部材を単位スタッドと呼ぶこととする。梁端と梁軸力が最大となる位置の

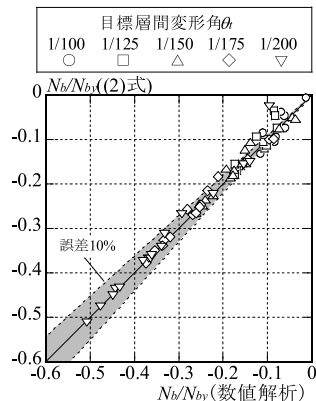


図5 (2)式と数値解析の比較

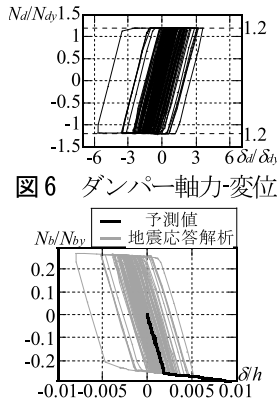


図6 ダンパー軸力変位

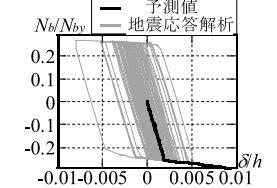


図7 梁軸力-層間変形角

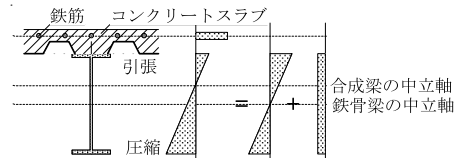


図8 負曲げ作用時の合成梁の応力分布

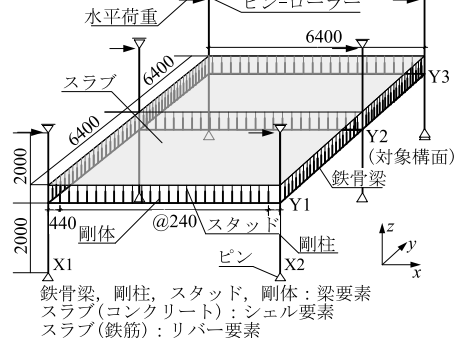


図9 合成梁の数値解析用モデル

表4 鉄骨梁断面 (mm)		スタッドの材料特性
A	450 × 200 × 9 × 14	せん断耐力に寄与する ϕ (mm)- F_c (N/mm ²) せん断耐力に寄与する ϕ (mm)- F_c (N/mm ²) ϕ 13~28(mm) F_c :24~48(N/mm ²)
B	550 × 200 × 9 × 16	
C	550 × 250 × 12 × 25	
D	650 × 250 × 12 × 25	
E	750 × 300 × 16 × 25	

間では単位スタッドは全て降伏するものとし、その長さを降伏領域 l_a とする。梁の全長 l に対する l_a の割合である単位スタッド降伏率 a を予測し、図 11 中の(4)式に示すように a にスタッドせん断耐力の合計値 Σq_{smax} を乗じることで梁軸力を算出する。

図 12 にそれぞれスタッドせん断耐力の合計値 Σq_{smax} 、スタッドせん断剛性の合計値 ΣK_s 、鉄骨梁断面と単位スタッド降伏率 a の関係を示す。 Σq_{smax} が完全合成梁を形成する設計用せん断力 7 以上となるとき、 a は Σq_{smax} と ΣK_s に比例する。(5)式に a の予測式を示す。単位は SI 単位系(N, mm)である。

$$a = -6.08 \times 10^{-3} \Sigma q_{smax} + 1.46 \times 10^{-3} \Sigma K_s + 0.0788 \quad (5)$$

図 13 に(5)式により算出した a の予測値と数値解析結果の比較を示す。(5)式は数値解析結果の梁軸力を概ね誤差 10%以内で評価できていることがわかる。

5. 架構の損傷制御設計法の提案

図 14 に梁軸力を考慮した架構の損傷制御法のフローを示す。柱の伸縮による低下を考慮したダンパーの水平剛性と、軸力による低下を考慮した梁の塑性変形能力を求め、それらがダンパー剛性の設計値及び梁の塑性変形能力を下回っていないかという判定(判定 1, 判定 2)を応答指定型設計法 9 に加えることで、主架構の損傷を制御したものである。判定 1 もしくは 2 を満足しない場合は 1 質点系モデルのダンパー量を変更するか、ダンパーの配置を変更する必要があるが、その度に制振骨組の数値解析を行うことは多大な作業時間を要する。そこで、状態 N 及び R の数値解析結果と設計したダンパーの諸言のみで判定できるように、ダンパー再設計時の簡略化を試みた。

図 1 の例題骨組について $\theta=1/100, 1/125, 1/150$ においてダンパー設計を行う。ダンパーは Y2 構面に各層 2 本ずつ配置する。表 5 に $\theta=1/150$ の各層のダンパー 1 本の水平剛性の設計値 K_{ai} 及び柱の伸縮を考慮したダンパーの水平剛性(以下、実効剛性) $\alpha_{esi}K_{ai}$ の K_{ai} に対する割合を示す。初回設計で $\alpha_{esi}K_{ai}$ は K_{ai} を大きく下回ったため、再設計を行った。再設計 1 では 1 質点系のダンパー量を大きくし、再設計 2 ではダンパーを Y1

構面と Y3 構面に各層 2 本ずつ配置する。再設計 1, 2 それぞれについて各ダンパー剛性を K'_{ai}, K''_{ai} 、実効剛性を $\alpha'_{esi}K'_{ai}, \alpha''_{esi}K''_{ai}$ とする。再設計 1 では全層において $\alpha'_{esi}K'_{ai} > K_{ai}$ となるまで 1 質点系のダンパー量を増加させるとダンパー量が過大となるため、各層の $\alpha'_{esi}K'_{ai}/K_{ai}$ の最低値が 0.7 となるように調節した。

図 15 に再設計後の制振骨組の、地震応答解析における最大層間変形角 δ_{max}/h を示す。再設計 1 では EL Centro 1940 NS を 50, 75kine に基準化したもの及び BCI-L2 の元波を除いて δ_{max}/h は θ_t を下回っている。

図 16 に非制振骨組及び制振骨組の梁の最大塑性変形倍率 μ_{bmax} と層間変形角 δh の関係を示す。ダンパーの大きさに寄与せず、 μ_{bmax} と δh の関係は一定であることがわかる。したがって、 θ 時における μ_{bmax} は状態 N の静的増分解析により算出できることが分かる。

図 17 に制振骨組の最大塑性変形倍率 μ_{bmax} を塑性変形能力 μ_{t0} で除した値を示す。灰色線では梁軸力を考慮していない μ_{t0} を、黒色線では梁軸力を考慮した μ_{t0} を用いている $^{3),8)}$ 。文献 1) の設計手順 1 では、層間変形角が θ に到達した際 $\mu_{bmax} / \mu_{t0} < 0.5$ であることを要求性能の 1 つとしているが、 $\theta=1/100, 1/125, 1/150$ 全ての制振骨組において梁の軸力を考慮した場合もそれを満足

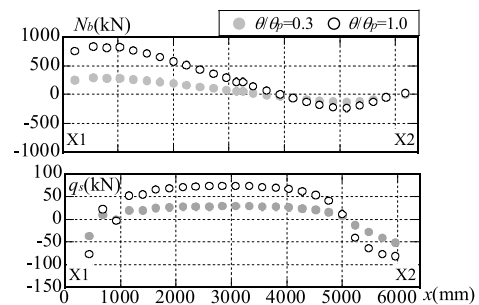
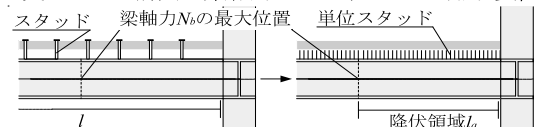
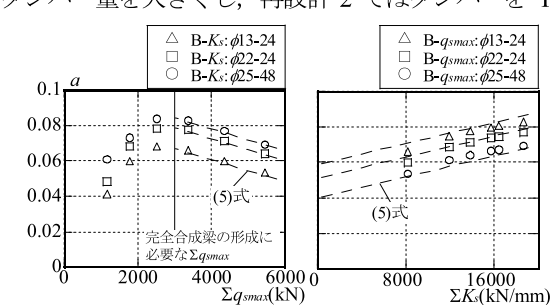


図 10 Y2 構面の梁軸力・スタッドせん断力変位



(3) $a = l_a/l$ (4) $N_b = \Sigma q_{smax} \cdot l_a/l = \Sigma q_{smax} \cdot a$

図 11 単位スタッドモデルと降伏領域



(a) スタッドせん断耐力 (b) スタッドせん断剛性 (c) 鉄骨梁断面

図 12 各パラメータが単位スタッド降伏率に及ぼす影響

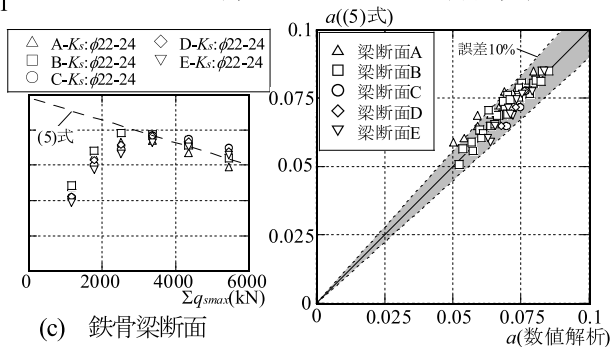


図 13 (5)式と数値解析の比較

している。したがって判定2ではダンパーの再設計は必要ないと判断される。

図18に $\theta=1/150$ の制振骨組の最大累積塑性変形倍率を累積塑性変形能力で除した値 η_{bmax}/η_{b0} を示す。 η_{bmax}/η_{b0} が0.5以下ならば損傷は小さく地震後も継続使用可能であり¹⁾、 η_{bmax}/η_{b0} が1.0を上回る場合は部材崩壊が生じるものと判断される^{3),8)}。(a)は梁軸力を考慮していない η_{b0} を、(b)は梁軸力を考慮した η_{b0} を用いている^{3),8)}。ダンパー設計時に想定した、最大速度50kine相当の地震動においては $\eta_{bmax}/\eta_{b0} < 0.5$ となる。しかし最大速度75kine相当の地震動においては、梁に作用する軸力を考慮するとEL Centro 1940 NSで η_{bmax}/η_{b0} が1.0を上回り、レベル3地震動に対しては今後更なる検討が必要である。

6. 結

- 静的増分解析及び地震応答解析でダンパーにより梁に作用する軸力を、状態N, Rの数値解析から予測する手法を提案し、その妥当性を示した。
- 合成梁に負曲げが作用する際にスラブ下の鉄骨梁に作用する圧縮軸力の予測式を提案し、高い精度で予測できることを示した。
- 応答指定型設計に、柱伸縮により低下するダンパーの水平剛性と軸力により低下する梁の塑性変形能力についての2つの判定を加えた損傷制御法を提案した。判定に基づいてダンパーを再設計した結果、50kine相当の地震動では梁の η_{bmax}/η_{b0} が0.5以下となり、継続使用可能となった。但し75kine相当の地震動では梁軸力を考慮すると梁に部材崩壊が生じるケースも見られた。

[参考文献]

- 日本建築学会：鋼構造制振設計指針，2014.11
- 木村祥裕，網倉裕人：制振鋼構造低層骨組における梁及び柱の累積塑性変形能力，鋼構造年次論文報告集，第21巻，pp.504-509，2013.11
- 木村祥裕：局部座屈崩壊型H形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす荷履歴特性の影響-片持ち梁形式の荷重実験データベースの構築，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第664号，pp.1143-1151，2011.6
- 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴う箱形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集第268号，pp.71-76，1978.6
- 北村春幸 他：骨組特性値に基づく超高層制振建物の性能評価 その1，2，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.329-336，2011.3
- 石井正人，笠井和彦：多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第647号，pp.103-112，2010.1
- 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 橋本克也，木村祥裕，笠井和彦，山西央朗：ダンパー付き架構において軸力を受けるH形鋼梁の累積塑性変形性能評価 その1，2，日本建築学会九州支部研究報告第51号，pp.405-412，2012.3

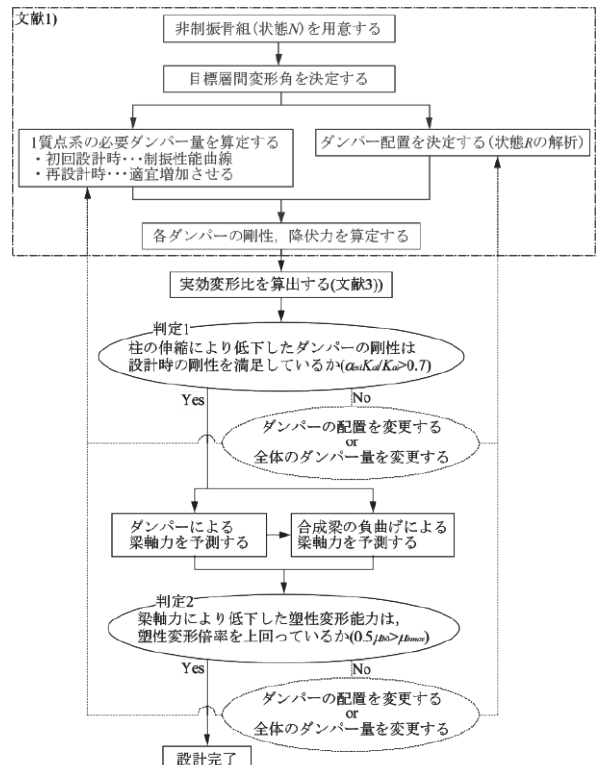


図14 損傷制御設計法のフロー

表5 初回設計及び再設計後のダンパー剛性($\theta=1/150$)

階	初回設計		再設計1		再設計2	
	K_{ai}	$\alpha_{est} K_{ai}/K_{ai}$	K'_{ai}	$\alpha'_{est} K'_{ai}/K_{ai}$	K''_{ai}	$\alpha''_{est} K''_{ai}/K_{ai}$
4	6.3	0.652	5.7	0.899	3.2	0.728
3	14.9	0.592	10.5	0.702	7.4	0.675
2	17.4	0.639	13.5	0.775	8.7	0.715
1	18.3	0.823	18.8	1.025	9.2	0.847

再設計1...1質点系のダンパー量を変更，再設計2...ダンパー配置を変更
 K_{ai} , K'_{ai} , K''_{ai} の単位は(RN/mm)

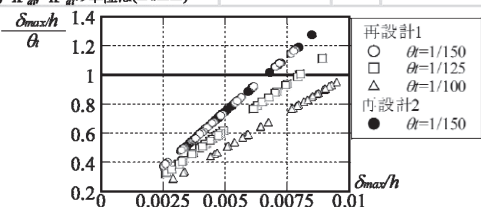


図15 再設計後の制振骨組の最大層間変形角

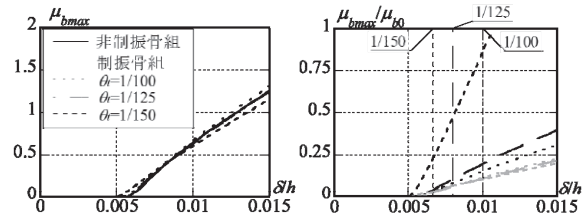
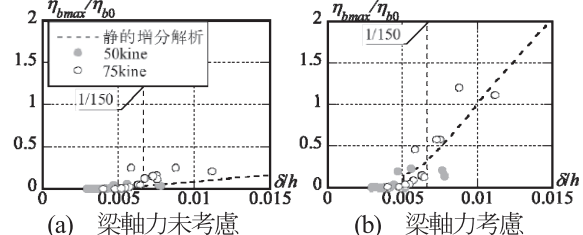


図16 塑性変形倍率 図17 塑性変形倍率/塑性変形能力



(a) 梁軸力未考慮 (b) 梁軸力考慮
 図18 最大累積塑性変形倍率/累積塑性変形能力