【カテゴリーⅢ】

日本建築学会構造系論文集 第85巻 第775号, 1157-1166, 2020年9月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 85 No. 775, 1157-1166, Sep., 2020
DOI https://doi.org/10.3130/aijs.85.1157

部分層に履歴型ダンパーを有する制振構造を対象としたエネルギーの釣合いに基づく地震応答特性

SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS BASED ON ENERGY BALANCE FOR A DAMPING STRUCTURE WITH DAMPERS IN PARTIAL STORIES

古島優希*1, 田村　正*2, 橋本拓磨*1,
森　重信*1, 太田和也*1, 村上一夫*1

Yuki FURUSHIMA, Tadashi TAMURA, Takuma HASHIMOTO,
Shigenobu MORI, Kazuya OHTA and Kazuo MURAKAMI

To design a damping structure with dampers in partial stories, it is worthwhile to understand its response characteristics. This paper focused on medium-to-low-rise buildings with hysteretic dampers from the first story to the middle story. First, an equation was derived to give the yield story-shearing force of the damper such that the maximum story-shearing force is the minimum based on the energy balance. Next, the effects of the number of stories that dampers installed on the story-shearing force and the energy absorption were discussed. Furthermore, the time history response analysis was performed and compared with the equation.

Keywords: *Energy balance, Hysteretic damper, Damping structure, Yield story-shearing force, Partial installation, Damage dispersion coefficient*
エネルギーの釣合い, 履歴型ダンパー, 制振構造, 降伏層せん断力, 部分設置, 損傷分散係数

1. はじめに

2005年に施行された告示「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算等の構造計算（以下、告示と略記）」[1]では、地震入力エネルギーを吸収する部材（以下、ダンパーと呼称）を用いた耐震設計が認可された。ただし、ダンパーは、座屈拘束ブレースに代表される概ね完全弾塑性型の履歴特性を有する部材に限定される。この告示を準用したダンパー付架構は、ほぼ全層にダンパーが付与された構造形式で、事務所ビル等[1]の各階の質量がほぼ等しい比較的均等なフレームの中低層鋼構造に実用されている。著者ら[2]は、発電所関連施設を対象に、下層部にダンパーを設置した構造形式について告示に準じた耐震設計法を提示した。このような全層または下層部にダンパーが付与された架構を効率的に設計するには、その地震応答性能を把握することが重要であると考えられる。

既往の研究では、ほぼ全層にダンパーが設置された架構（以下、全層制振と呼称）について検討が精力的に行われている。日本建築学会「鋼構造制振設計指針」[3]には、笠井ら[4]が提案した等価線形化法に基づく必要ダンパー量の算定法が示されている。しかしながら、一部の層に地震入力エネルギーを吸収させるダンパー付架構は、本指針では取り扱っていない。

一部の層にダンパーを付与した架構の地震応答特性について考察した既往の研究は比較的少ないが、幾つか報告されている。秋山、宇野ら[5]は、地震のエネルギー入力を1層に集中させ、2層以上への地震入力を大幅に低減させる鉄骨構造を提案している。矢部、真瀬ら[6]は、縮小模型を用いた振動台実験によってこの構造の実現性を確認している。原田、秋山[7]は、複数のエネルギー吸収層を有する多層骨組を対象とし、鉛直荷重と水平荷重それぞれの設計を分離することを意図した設計法を考案している。石鍋、半貫[8]は、下層部にダンパーを配置した多層骨組を対象に、エネルギーの釣合いに基づき中地震時の応答特性を検討している。

一方、最近の動向では、大地震を受ける高層建物について、経済的負担を抑え、耐震性を向上させる部分的耐震改修が考えられている。島田、佐藤、長江、北村ら[9]、[10]は、時刻歴応答解析によるケーススタディを行い、1層から中間層までダンパーを部分配置することが地震応答特性に及ぼす影響を検討し、振動台実験を実施して応答低減効果を確認している。このような高層建物のみならず、鋼構造建物の大多数である中低層建物の全層または部分層にダンパーを設置することは、新築および既存建物の耐震性向上の観点から重要であり、その応答特性を把握することは意義のあることといえる。

本報では、1層から最上層または中間層までに履歴型ダンパーを配置した（以下、部分層制振と呼称）中低層建物を対象とする。はじめに、地震によるエネルギーの釣合いに基づき、ダンパーが設置された層の最大層せん断力が最小となる場合のダンパーの降伏層せん断力、および1層の損傷分散係数を与える算定式を導出する。これらの式は、概略設計において部分層へ付与するダンパー量の目安

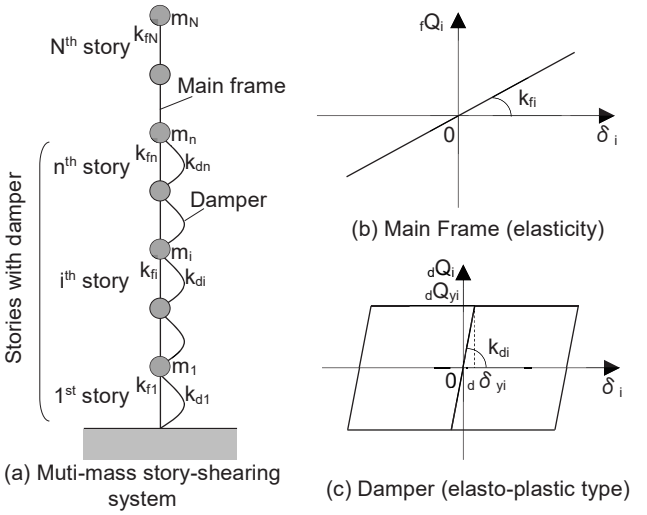
*1 清水建設㈱原子力・火力本部　修士(工学)　Shimizu Corporation, Nuclear Projects Division, M.Eng.
*2 清水建設㈱原子力・火力本部　博士(工学)　Shimizu Corporation, Nuclear Projects Division, Dr.Eng.

に資するものである。次に、各階の質量が等しく、各層の剛性分布が一様な部分層制振建物について、ダンパーの設置層数が１層の最大層せん断力係数やエネルギー吸収性能等に与える影響から、その地震応答特性について考察する。また、中低層の部分層制振構造を実例に用いた時刻歴応答解析を実施し、算定式による計算結果と解析結果の比較から、その応答特性について検討を加える。

２．前提条件と地震によるエネルギーの釣合い

Fig. 1(a)に部分層制振の振動モデル、Fig. 1(b)と(c)に架構を構成する主架構とダンパーの復元力特性を示し、前提条件を以下に記す。

1) 構造物は中低層建物を想定し、せん断型多質点系モデルとする。
2) 地震時の主架構は弾性挙動とし、長期荷重は主架構が負担する。
3) ダンパーは、１層から n 層までの各層に配置される。ただし、現実的な実用性の観点から、n/N の範囲は 0.3≦n/N≦1 を目安とし、極端な下層配置は除く。
4) ダンパーの復元力特性は、完全弾塑性型とする。
5) 各層のダンパーの累積塑性変形倍率は、等しいとする。



(a) Muti-mass story-shearing system

(b) Main Frame (elasticity)

(c) Damper (elasto-plastic type)

ただし、m_i ：各階質量、 N：建物層数、 M：建物の全質量
n ：１層からダンパーが設置される層までの層数
k_{fi}, $_fQ_i$ ：i 層の主架構の弾性剛性と層せん断力
k_{di}, $_dQ_i$ ：i 層のダンパーの弾性剛性と層せん断力
$_dQ_{yi}$ ：i 層のダンパーの降伏層せん断力
δ_i, $_d\delta_{yi}$ ：i 層の層間変位とダンパーの降伏層間変位

Fig. 1 Vibration model and the restoring force characteristics of structural elements

地震によるエネルギーの釣合いは、文献[11), 12)]に基づき(1)式で与える。ここで、ダンパーの弾性振動エネルギーは、微小であるとする。地震動による総エネルギー入力から架構の減衰によるエネルギー消費を除いた建物の損傷に寄与する入力エネルギー量($E_D = 1/2\,MV_D^2$)は、主架構の弾性振動エネルギー($_fW_e$)とダンパーの累積塑性ひずみエネルギー($_dW_p$)の和で表現される。

$$ {}_fW_e + {}_dW_p = E_D = \frac{1}{2}MV_D{}^2 \tag{1} $$

ただし、V_D：建物の損傷に寄与するエネルギーの速度換算値

３．ダンパーの降伏層せん断力

３.１ １層のダンパーの降伏層せん断力

(1) 最大層せん断力係数の最小値とダンパーの降伏層せん断力

ダンパーの復元力特性を完全弾塑性型とすれば、各層のダンパーの累積塑性ひずみエネルギー($_dW_{pi}$)は次式で表される。

$$ {}_dW_{pi} = {}_dQ_{yi} \cdot {}_d\eta_i \cdot {}_d\delta_{yi} = {}_d\eta_i \cdot \frac{{}_dQ_{yi}{}^2}{k_{di}} \quad (1 \le i \le n) \tag{2} $$

ただし、$_d\eta_i$：i 層のダンパーの累積塑性変形倍率

ダンパーの累積塑性ひずみエネルギー($_dW_p$)は、１層の損傷分散係数(γ_{d1})を用いて(2)式より次式で与えられる。

$$ {}_dW_p = {}_dW_{p1} \cdot \gamma_{d1} = {}_dQ_{y1} \cdot {}_d\eta_1 \cdot {}_d\delta_{y1} \cdot \gamma_{d1} \tag{3} $$

地震時の各層の最大層間変位（δ_{maxi}）は正・負の両方向で等量とし、大地震時の δ_{maxi} はダンパーの降伏変位に比べて十分大きいとみなすと、δ_{maxi} は(4)式で表され、累積塑性変形倍率と平均塑性変形倍率の関係は(5)式で表される。既往の研究[5), 11), 12)]によれば、完全弾塑性型の復元力特性を持つダンパーの等価繰返し数は 2～2.5 である。(3)式～(5)式より(6)式を得る。

$$ \delta_{maxi} = {}_d\delta_{yi}({}_d\mu_{mi} + 1) \cong {}_d\delta_{yi} \cdot {}_d\mu_{mi} \tag{4} $$

$$ {}_d\eta_i = 4n_{eq} \cdot {}_d\mu_{mi} \tag{5} $$

$$ {}_dW_p = 4n_{eq} \cdot \delta_{max1} \cdot {}_dQ_{y1} \cdot \gamma_{d1} \tag{6} $$

ただし、 $_d\mu_{mi}$ ：i 層のダンパーの平均塑性変形倍率
n_{eq} ：ダンパーの等価繰返し数(＝2～2.5[5), 11), 12)])

一方、主架構を１質点振動系に置換した場合の等価剛性(k_{eq})は、建物の全質量(M)と主架構の 1 次固有周期(T_f)を用いて(7)式で与える。また、主架構の剛性(k_{fi})を等価剛性で基準化した κ_i を(7)式に併記する。

$$ k_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{T_f{}^2} \quad 、 \quad \kappa_i = \frac{k_{fi}}{k_{eq}} \tag{7} $$

北村の既研究[11)]に倣い、主架構を 1 質点系に置換した場合における無減衰時の最大層せん断力係数($_f\alpha_0$)と最大変位(δ_0)を(8)式で設定する。(6)式と(8)式～(10)式より、ダンパーの累積塑性ひずみエネルギー($_dW_p$)は(11)式で表される。(11)式中の λ_1 は κ_1、n_{eq} および γ_{d1} に依存した係数であり、(12)式で表される。

$$ {}_f\alpha_0 = \frac{2\pi \cdot V_D}{T_f \cdot g} \quad 、 \quad \delta_0 = \frac{T_f \cdot V_D}{2\pi} \quad 、 \rightarrow \frac{{}_f\alpha_0}{\delta_0} = \frac{4\pi^2}{T_f{}^2 g} \tag{8} $$

$$ {}_d\alpha_{yi} = {}_dQ_{yi} \Big/ \sum_{j=i}^{N} m_j\, g \tag{9} $$

$$ \delta_{max1} = \frac{{}_fQ_{max1}}{k_{f1}} = \frac{{}_f\alpha_1 \cdot Mg}{k_{f1}} = \frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0} \cdot \frac{Mg}{k_{f1}} \cdot {}_f\alpha_0 \tag{10} $$

ただし、$_d\alpha_{yi}$ ：i 層のダンパーの降伏層せん断力係数
g ：重力加速度
$_fQ_{max1}$ ：１層の主架構の最大層せん断力
$_f\alpha_1$ ：１層の主架構の最大層せん断力係数

$$ {}_dW_p = \lambda_1 MV_D{}^2 \cdot \frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0} \cdot \frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0} \tag{11} $$

$$ \lambda_1 = \frac{4n_{eq}\gamma_{d1}}{\kappa_1} \tag{12} $$

主架構の弾性振動エネルギー($_fW_e$)は、秋山[12]が導出した(13)式が多用されるが、これは全層制振または主架構のみを対象としているため、部分層制振に用いることは適切でないと推察される。橋本、北村、佐藤[13]は部分層制振を対象とした主架構の $_fW_e$ を与える(14)式を導出し、時刻歴応答解析の結果によりその妥当性を確認している。この式は n/N が概ね 0.2 以下でやや過小評価となるが、前提条件 3)の範囲では実用上問題ないことから $_fW_e$ に(14)式を採用する。

$$ {}_fW_e \cong \frac{1}{2} M {V_D}^2 \left(\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0}\right)^2 \tag{13} $$

$$ {}_fW_e \cong \frac{1}{2} M {V_D}^2 \left[\left(\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0}\right)^2 + \left(1-\frac{n}{N}\right)\left\{2\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0} + \left(\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\right)^2\right\}\right] \tag{14} $$

エネルギーの釣合いを示す(1)式に、(11)式と(14)式を代入すれば、(15)式に示されるように($_f\alpha_1/_f\alpha_0$)の二次方程式を得る。これを解くことで、1 層の最大層せん断力係数(α_1)が(16)式で与えられる。

$$ \left(\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0}\right)^2 + 2\left(\lambda_1 + 1 - \frac{n}{N}\right)\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0} + \left(1-\frac{n}{N}\right)\left(\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\right)^2 - 1 = 0 \tag{15} $$

$$ \begin{aligned} \frac{\alpha_1}{{}_f\alpha_0} &= \frac{{}_f\alpha_1 + {}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0} \\ &= \left(\frac{n}{N} - \lambda_1\right)\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0} + \sqrt{\left(\lambda_1 + 1 - \frac{n}{N}\right)^2\left(\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\right)^2 + 1 - \left(1-\frac{n}{N}\right)\left(\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\right)^2} \end{aligned} \tag{16} $$

(16)式は($_d\alpha_{y1}/_f\alpha_0$)の関数であり、($\alpha_1/_f\alpha_0$)の最小値とそのときの($_d\alpha_{y1}/_f\alpha_0$)および($_f\alpha_1/_f\alpha_0$)は(17)式から(19)式で表される。これらの式は、n＝N とすれば、全層制振を対象とした北村[11]、著者ら[14]の既研究と同型となり、全層制振の算定式を部分層制振へ拡張したものとなる。1 層の最大層せん断力を最小にするダンパーの降伏層せん断力($_dQ_{y1}$)は、(17)式と(8)式から(20)式で与えられる。

$$ {}_d\alpha_{y1} = \frac{\lambda_1 - n/N}{f(\lambda_1, n/N)} \cdot {}_f\alpha_0 \quad 、\quad {}_f\alpha_1 = \frac{\lambda_1}{f(\lambda_1, n/N)} \cdot {}_f\alpha_0 \tag{17} $$

$$ (\alpha_1)_{min} = \frac{2\lambda_1 - n/N}{f(\lambda_1, n/N)} \cdot {}_f\alpha_0 \tag{18} $$

$$ f(\lambda_1, n/N) = \sqrt{\left\{{\lambda_1}^2 + \left(1-\frac{n}{N}\right)\left(2\lambda_1 - \frac{n}{N}\right)\right\}\left(2\lambda_1 - \frac{n}{N}\right)} \tag{19} $$

$$ {}_dQ_{y1} = \frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0} \cdot \frac{2\pi M V_D}{T_f} = \frac{\lambda_1 - n/N}{f(\lambda_1, n/N)} \cdot \frac{2\pi M V_D}{T_f} \tag{20} $$

(17)式によれば、$_f\alpha_1$ と $_d\alpha_{y1}$ の比率（$_f\alpha_1/_d\alpha_{y1}$）は、n_{eq}＝2 として(21)式で与えられる。ここで、κ_1 は秋山[12]が提示した(22)式を用いた。この式はせん断型多層骨組を対象に、質量分布が均等で、各層の降伏層間変位を一定とみなして導出されたものである。n＝N＝1 のとき、γ_{d1}、κ_1 ともに 1 となるので、$_f\alpha_1/_d\alpha_{y1}$ は 1.14 となる。n＝1 かつ N→∞のとき、γ_{d1}＝1 となるので、$_f\alpha_1/_d\alpha_{y1}$ は 1.07 である。n＝N の全層制振では、秋山[12]、著者ら[14]の既研究により、$_f\alpha_1 \fallingdotseq {}_d\alpha_{y1}$ である。従って、質量分布の不均一性等が著しくなければ、$_f\alpha_1$ と $_d\alpha_{y1}$ は概ね同等とみなせる。

$$ \frac{{}_f\alpha_1}{{}_d\alpha_{y1}} = \frac{8\gamma_{d1}}{8\gamma_{d1} - \kappa_1 \cdot n/N} = \frac{8\gamma_{d1}}{8\gamma_{d1} - n(0.48/N + 0.52)} \tag{21} $$

$$ \kappa_1 = 0.48 + 0.52N \tag{22} $$

(2) 最大層せん断力係数の最小値と最大層間変位の関係

1 層の主架構の最大層せん断力係数($_f\alpha_1$)と最大層間変位(δ_{max1})の関係は、(7)式、(8)式および(10)式から(23)式で表される。これを(18)式に代入して、T_f を用いて(α_1)$_{min}$ と δ_{max1} の関係を示した(24)式が得られる。また、(24)式、(8)式および(18)式から主架構の T_f は、(25)式で表される。これを(24)式に代入して、(α_1)$_{min}$ と δ_{max1} の関係を地震入力エネルギーの V_D 値を用いて示した(26)式が得られる。

$$ \begin{aligned} \kappa_1 \cdot \frac{\delta_{max1}}{\delta_0} &= \frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0} = \frac{\lambda_1}{f(\lambda_1, n/N)} \\ &\rightarrow f(\lambda_1, n/N) = \frac{\lambda_1 \cdot \delta_0}{\kappa_1 \cdot \delta_{max1}} \end{aligned} \tag{23} $$

$$ (\alpha_1)_{min} = \frac{4\pi^2 \kappa_1}{g\lambda_1}\left(2\lambda_1 - \frac{n}{N}\right)\frac{1}{{T_f}^2} \cdot \delta_{max1} \tag{24} $$

$$ T_f = 2\pi \cdot \frac{\kappa_1 \cdot \delta_{max1}}{\lambda_1 \cdot V_D} \cdot f(\lambda_1, n/N) \tag{25} $$

$$ (\alpha_1)_{min} = \frac{\lambda_1}{g\kappa_1} \cdot \frac{{V_D}^2}{\lambda_1^2 + (1 - n/N)(2\lambda_1 - n/N)} \cdot \frac{1}{\delta_{max1}} \tag{26} $$

3.2 各層のダンパーの降伏層せん断力

(1) 主架構の層せん断力係数とダンパーの降伏層せん断力係数

ダンパーの累積塑性ひずみエネルギー($_dW_p$)は、i 層の損傷分散係数(γ_{di})を用いて、1 層の場合（(11)式）と同様な導出過程によって次式で与えられる。

$$ {}_dW_p = \lambda_i M {V_D}^2 \cdot \frac{{}_f\alpha_i}{{}_f\alpha_0} \cdot \frac{{}_d\alpha_{yi}}{{}_f\alpha_0} \cdot \left(\frac{\sum_{j=i}^N m_j}{M}\right)^2 \tag{27} $$

エネルギーの釣合いを示す(1)式に、主架構の弾性振動エネルギーの(14)式とダンパーの累積塑性ひずみエネルギーの(27)式を代入し、($_f\alpha_i/_f\alpha_0$)について整理すれば(28)式が得られる。式中の係数 A は、(29)式によれば $_dW_p/E_D$ となるため、1 未満の正値である。

$$ \frac{{}_f\alpha_i}{{}_f\alpha_0} = \frac{A}{2\lambda_i} \cdot \left(\frac{M}{\sum_{j=i}^N m_j}\right)^2 \cdot \frac{1}{{}_d\alpha_{yi}/{}_f\alpha_0} \tag{28} $$

$$ \begin{aligned} A &= 1 - \left(\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0}\right)^2 - \left(1-\frac{n}{N}\right)\left\{2\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_0} + \left(\frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0}\right)^2\right\} \\ &= (E_D - {}_fW_e)/E_D \\ &= {}_dW_p/E_D \end{aligned} \tag{29} $$

ダンパーの有る i 層の最大層せん断力係数は、(28)式より(30)式で与えられる。1 層の場合と同様に、($\alpha_i/_f\alpha_0$)は $_d\alpha_{yi}/_f\alpha_0$ が(31)式で表されるときに最小となる。

$$ \frac{\alpha_i}{{}_f\alpha_0} = \frac{A}{2\lambda_i} \cdot \left(\frac{M}{\sum_{j=i}^N m_j}\right)^2 \cdot \frac{1}{{}_d\alpha_{yi}/{}_f\alpha_0} + \frac{{}_d\alpha_{yi}}{{}_f\alpha_0} \tag{30} $$

$$ \frac{{}_d\alpha_{yi}}{{}_f\alpha_0} = \sqrt{\frac{A}{2\lambda_i}} \cdot \frac{M}{\sum_{j=i}^N m_j} \tag{31} $$

(31)式を(28)式に代入すれば、($_f\alpha_i/_f\alpha_0$)は(31)式と同じになるため、(32)式が得られる。これは、i 層の最大層せん断力係数が最小となる場合、主架構の最大層せん断力係数とダンパーの降伏層せん断力係数が等しくなることを示している。

$$ {}_f\alpha_i = {}_d\alpha_{yi} = \frac{1}{2}(\alpha_1)_{min} \qquad (2 \le i \le n) \tag{32} $$

(2) 最大層せん断力を最小とするダンパーの降伏層せん断力

1 層の γ_{d1} で表された ${}_dW_p$ の(11)式と i 層の γ_{di} で示された(27)式を等置して、次式を得る。

$$ {}_d\alpha_{yi} = \frac{k_{fi}}{k_{f1}} \cdot \frac{\gamma_{d1}}{\gamma_{di}} \cdot \frac{{}_f\alpha_1}{{}_f\alpha_i} \cdot \left(\frac{M}{\sum_{j=i}^{N} m_j}\right)^2 \cdot {}_d\alpha_{y1} \tag{33} $$

上式は、全層制振を対象として、著者ら[14]が既に導出した算定式と同型である。従って、既研究[14]と同じ導出過程を行って次式が得られる。

$$ {}_dQ_{yi} \cong \frac{{}_f\alpha_i}{{}_f\alpha_1} \cdot \frac{\sum_{j=i}^{N} m_j}{M} \cdot {}_dQ_{y1} \tag{34} $$

この式は、各層のダンパーの累積塑性変形倍率が等しく、各層の最大層せん断力係数が最小近くになる条件((32)式)を満たす場合のダンパーの降伏層せん断力を与える近似式である。このとき、(35)式に示されるように各層の主架構とダンパーの剛性分布は等しい。

$$ \frac{k_{di}}{k_{d1}} \cong \frac{k_{fi}}{k_{f1}} \rightarrow \frac{k_{di}}{k_{d1}} \cdot \frac{k_{f1}}{k_{fi}} \cong 1 \tag{35} $$

4.ダンパーの設置層数を考慮した 1 層の損傷分散係数

各層のダンパーの累積塑性ひずみエネルギー(${}_dW_{pi}$)は、(7)式と(9)式を(2)式に代入すれば、次式を得る。

$$ {}_dW_{pi} = \frac{M{T_f}^2 g^2}{4\pi^2} \cdot {}_d\eta_i \cdot {}_d{\alpha_{yi}}^2 \cdot c_i \cdot \frac{k_{fi}}{k_{di}} \tag{36} $$

ただし、$c_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^{N} m_j}{M}\right)^2 \Big/ \kappa_i$

ダンパーの累積塑性変形倍率が各層で等しい場合、損傷分布(${}_dW_{pi}/{}_dW_p$) は、(36)式から(37)式で表現される。ここで、この分布を実現させるダンパーの降伏層せん断力係数分布を(38)式で表す。

$$ \begin{aligned} \frac{{}_dW_{pi}}{{}_dW_p} &= \frac{{}_d{\alpha_{yi}}^2 \cdot c_i \cdot k_{fi}/k_{di}}{\sum_{i=1}^{n}\left({}_d{\alpha_{yi}}^2 \cdot c_i \cdot k_{fi}/k_{di}\right)} \\ &= \frac{\kappa_1 \cdot {}_d{\bar{\alpha}_{yi}}^2 \cdot c_i \cdot k_{fi}/k_{di}}{\kappa_1 \cdot \sum_{i=1}^{n}\left({}_d{\bar{\alpha}_{yi}}^2 \cdot c_i \cdot k_{fi}/k_{di}\right)} \end{aligned} \tag{37} $$

$$ {}_d\bar{\alpha}_{yi} = \frac{{}_d\alpha_{yi}}{{}_d\alpha_{y1}} \tag{38} $$

ダンパーの損傷分散係数(γ_{di})は、(37)式の損傷分布の逆数に相当するので、1 層の損傷分散係数(γ_{d1})は、次式で与えられる。

$$ \gamma_{d1} = \frac{k_{d1}}{k_{f1}} \sum_{i=1}^{n} \left({}_d{\bar{\alpha}_{yi}}^2 \cdot c_i \cdot \kappa_1 \cdot \frac{k_{fi}}{k_{di}}\right) \tag{39} $$

1 層の最大層せん断力係数が最小となる場合、前述のとおり ${}_f\alpha_1 \fallingdotseq {}_d\alpha_{y1}$ となるため、(32)式から次式が近似的に成立する。

$$ {}_d\bar{\alpha}_{yi} = {}_d\alpha_{yi}/{}_d\alpha_{y1} \cong {}_f\alpha_i/{}_f\alpha_1 \tag{40} $$

(35)式と(40)式を(39)式に代入して、(41)式が得られる。これは、ダンパーが設置された層の最大層せん断力係数が最小となるときのダンパーの損傷分散係数(γ_{d1})を与える算定式を示している。N 層建物のうち 1 層のみにダンパーが設置された場合は n＝1 に相当し、γ_{d1} は 1 となる。全ての層にダンパーが設置された場合（n＝N）の γ_{d1} は、文献[11]により Σ[　]が建物層数(N)によって大きく変化せずに近似的に 1 であるため、κ_1 に近い。

$$ \gamma_{d1} \cong \kappa_1 \cdot \sum_{i=1}^{n} \left\{ \left(\frac{{}_f\alpha_i}{{}_f\alpha_1}\right)^2 \cdot \left(\frac{\sum_{j=i}^{N} m_j}{M}\right)^2 \cdot \frac{1}{\kappa_i} \right\} \tag{41} $$

ここで、主架構の層せん断力係数分布を小川[15]、松島[16]の既研究で提示された(42)式を用いて近似評価する。この分布は、基礎固定の弾性せん断連続体がホワイトノイズ(速度応答スペクトル一定)の地震動を受けた場合の理論解として導出されたものである。架構の固有周期が約 1 秒以上では、告示の設計用せん断力係数分布に類似する。

$$ {}_f\alpha_i/{}_f\alpha_1 = 1/\sqrt{\nu_i} \tag{42} $$

ただし、　$\nu_i = \sum_{j=i}^{N} m_j/M$

(42)式を(41)式に代入して(43)式を得る。これは、ダンパー設置層の最大層せん断力係数が最小となるときの γ_{d1} が、質量分布および主架構の剛性分布によって近似評価されることを示している。

$$ \gamma_{d1} \cong \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{k_{f1}}{k_{fi}} \cdot \frac{\sum_{j=i}^{N} m_j}{M}\right) \tag{43} $$

5．部分層制振の地震応答特性

各階の質量が等しく、主架構の剛性分布が一様(k_{fi}/k_{f1}＝1)な部分層制振を対象に、全層数に対するダンパーの設置層数の割合(n/N)が地震応答特性に与える影響ついて以下に述べる。

5．1　1 層の層せん断力係数および各種エネルギー

Fig. 2 に n/N に対する($\alpha_1/{}_f\alpha_0$)$_{min}$、${}_d\alpha_{y1}/{}_f\alpha_0$ および ${}_f\alpha_1/{}_f\alpha_0$ の関係を示す。ここで、λ_1 は(43)式を用いて(12)式から算定し、これを(17)式～(19)式に代入してそれぞれの層せん断力係数を求めた。建物層数(N)は 1～12、等価繰返し数(n_{eq})は 2 とし、κ_1 は(22)式を用いた。Fig. 3 は、n/N に対する主架構の弾性振動エネルギー(${}_fW_e$)、ダンパーの累積塑性ひずみエネルギー(${}_dW_p$)、および 1 層のダンパーの累積塑性ひずみエネルギー(${}_dW_{p1}$)の関係を示したものである。各エネルギーは、損傷に寄与するエネルギー(E_D)で基準化してある。1 層の ${}_dW_{p1}$ は建物層数(N)によって変化するため、N＝3，5，8 の 3 ケースの算定結果を示した。これらの図について、以下の傾向が見られる。

1) Fig. 2 によれば、1 層の最大層せん断力係数が最小となるときの主架構の ${}_f\alpha_1/{}_f\alpha_0$ はダンパーの ${}_d\alpha_{y1}/{}_f\alpha_0$ に比べてわずかに大きいが、前述のとおり n/N に関わりなく同程度であるとみなせる。($\alpha_1/{}_f\alpha_0$)$_{min}$ は両係数の約 2 倍となり、($\alpha_1/{}_f\alpha_0$)$_{min}$ は、Fig. 2 に示されるように簡単な次式で近似評価される。

$$ \left(\frac{\alpha_1}{{}_f\alpha_0}\right)_{min} = 0.5\left(\frac{n}{N}\right)^{-0.15} \cong 2 \cdot \frac{{}_d\alpha_{y1}}{{}_f\alpha_0} \qquad (0.3 \le \frac{n}{N} \le 1) \tag{44} $$

2) Fig. 3 より、n/N が概ね 0.6 以上の範囲では、各エネルギーの変化は小さく、n/N=0.6 における ${}_dW_p$ は n/N=1.0 の場合の約 90%である。これは、建物の高さ方向について 1 層から 6 割程度までの各層にダンパーを設置することで、全層制振と概ね同等のエネルギー吸収が期待されることを示している。

3) Fig. 3 によれば、n/N が減少すると、主架構の弾性振動エネル

ギー$_fW_e$は増加し、n/N=0.3 では$_fW_e$が E_Dの約 3 割を占める。それにともなって、ダンパーの塑性ひずみエネルギー$_dW_p$ は減少し、n/N=0.3 における $_dW_p$は n/N=1.0 の場合の約 75%となる。一方で、1 層のダンパーの塑性ひずみエネルギー$_dW_{p1}$は N に関わりなく n/N≧0.6 の範囲における変化は小さく、n/N< 0.6 の範囲で増加する。これらは、ダンパーを下層に集中配置する場合、1 層の負担は増大するものの、全てのダンパーの吸収エネルギーの総和は減少し、ダンパー非設置層における主架構の弾性振動エネルギーが増加することを示唆している。

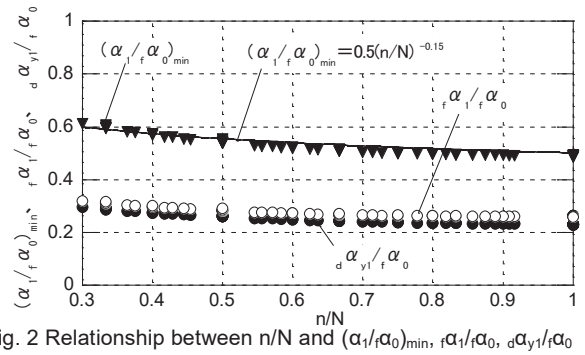


Fig. 2 Relationship between n/N and $(\alpha_1/{}_f\alpha_0)_{min}$, ${}_f\alpha_1/{}_f\alpha_0$, ${}_d\alpha_{y1}/{}_f\alpha_0$

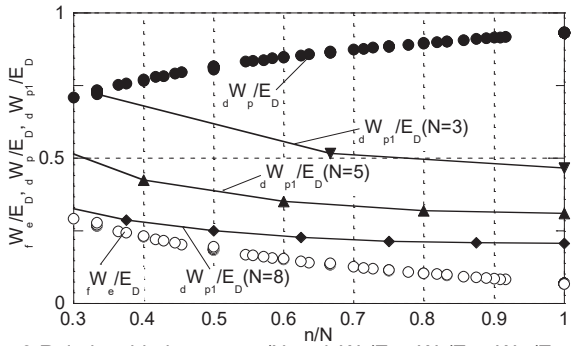


Fig. 3 Relationship between n/N and $_fW_e/E_D$, $_dW_p/E_D$, $_dW_{p1}/E_D$

5.2 1 層の最大層せん断力係数の最小値と最大層間変位の関係

Fig. 4 に、最大層せん断力係数の最小値($(\alpha_1)_{min}$)と最大層間変位(δ_{max1})の関係について算定例を示す。ここで、係数λ_1は 5.1 節と同様に求め、これを(24)式と(26)式に代入して$(\alpha_1)_{min}$―δ_{max1}関係を算定した。主架構の 1 次固有周期(T_f)は 1s～3s、地震入力エネルギーの速度換算値(V_D)は 1.0m/s～2.5m/s とした。与条件は、N＝8、κ_1＝4.64、n/N＝3/8, 5/8, 8/8 の 3 ケースとする。V_D値は告示の地盤種別毎の最大速度換算値に概ね対応しており、第一種地盤が 1.0m/s、第二種地盤が 1.5m/s、第三種地盤が 2.0m/s 以上に相当する。この特性図を用い、T_fおよびV_D値を定めれば、$(\alpha_1)_{min}$とδ_{max1}が概略的に想定でき、ダンパーの降伏層せん断力係数($_d\alpha_{y1}$)は(20)式から算定される。特性図から以下の傾向が見られる。

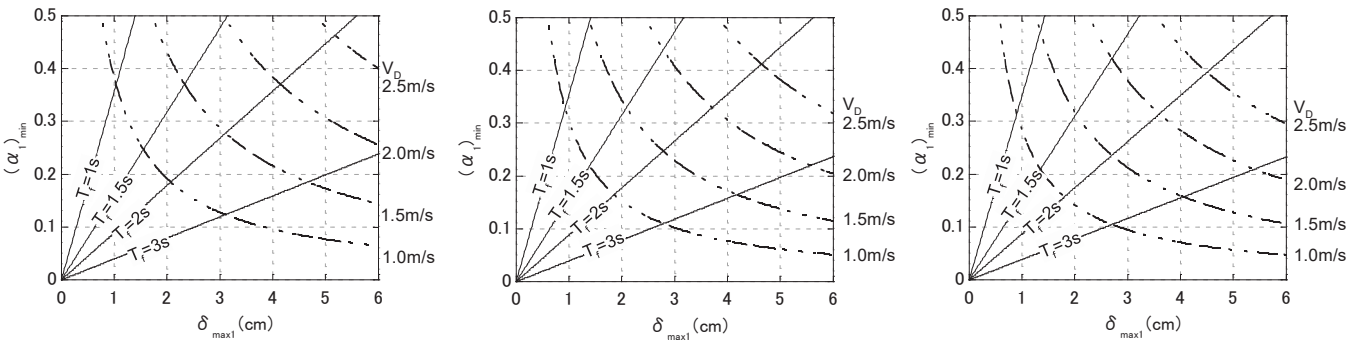
1) V_D値を 1.5m/s、$(\alpha_1)_{min}$を 0.2～0.3 とした場合、Fig. 4 (a)の n/N＝3/8 によれば、T_fは 1.8s～2.9s であり、δ_{max1}は 2.9cm～4.3cm となる。Fig. 4 (c)の n/N＝8/8 では、T_fは 1.5s～2.5s であり、δ_{max1}は 2.1cm～3.2cm となる。これは、V_D値を一定とし、$(\alpha_1)_{min}$を部分層制振と全層制振で同程度にするには、部分層制振の主架構の T_fを全層制振のそれに比して長くする必要があり、δ_{max1}は大きくなることを示している。
2) Fig. 4 の(b)と(c)によれば、両図は僅かな違いであり、5.1 節の 2) 項と同様の傾向が見られる。

6. 応答解析結果との比較検討

中低層制震構造を実例に取り上げ、多質点せん断型モデルを用いた時刻歴応答解析を実施し、前述の近似算定式による計算結果と応答解析結果の比較から部分層制振の地震応答特性を検討する。

6.1 解析モデルと解析条件

解析モデルは Fig. 1(a)において建物層数(N)を 8 とした 8 質点せん断型振動モデルとする。ダンパーの設置層数(n)は 3, 5, 8 の 3 ケースとする。各モデルの振動諸元を Table 1 および Table 2 に示す。各階質量(m_i)、主架構の弾性剛性(k_{fi})および層高(h_i)は、文献[1]に示されている「設計例 4.（8 階建て事務所ビル）」の長辺（柱の強軸）方向の諸元を採用する。建物の建築面積は 1071m²、延床面積は 8571m² である。構造種別は鉄骨造、構造形式はH形鋼柱に履歴型ダンパーが設置されたフレーム構造である。Fig. 5 に設計例の柱位置図および軸組図を示す。主架構のみの 1 次固有周期(T_f)は、固有値解析結果から 2.13s である。1 層のダンパーの降伏層せん断力($_dQ_{y1}$)は、設計例の各階質量および主架構の弾性剛性がほぼ均等であることから、(44)式を用いてダンパーの降伏層せん断力係数に関係する$_d\alpha_{y1}/{}_f\alpha_0$を求め、これを(20)式に代入して算定する。$_d\alpha_{y1}/{}_f\alpha_0$は、n=3 で 0.29、n=5 で 0.27、n=8 で 0.25 となる。建物の損傷に寄与するエネルギーの速度換算値(V_D)は、告示の極めて稀に発生する地震（以下、極稀レベルと呼称）における第二種地盤の最大速度換算値(1.65m/s)とする。他層のダンパーの降伏層せん断力($_dQ_{yi}$)は、(34)式を用いて算定する。主架構の層せん断力係数分布は、主架構の固



a) n=3, λ_1=4.53　　b) n=5, λ_1=6.47　　c) n=8, λ_1=7.76

Fig. 4 Relationship between δ_{max1} and $(\alpha_1)_{min}$

有値解析結果に基づいたモーダルアナリシスによる算定値を用いる。ここで、加速度応答スペクトルは、告示の振動特性係数(R_t)を用いた。ダンパーの復元力特性は、Fig. 1(c)に示される完全弾塑性型モデルとする。各層のダンパーの弾性剛性(k_{di})は、設計例[1]に倣い1層の降伏層間変形角($_d\delta_{y1}$)を1/390とし、(35)式を用いて算定する。降伏以降の剛性は、弾性剛性の1/1000とする。各層の履歴型ダンパーを除く主架構の内部粘性減衰は、瞬間剛性比例型で1次固有振動数に対して減衰定数を0.02とする。ダンパーは、履歴減衰のみを考慮する。時刻歴地震応答解析の数値積分はNewmark-β法(β=1/4)によって実行し、解析の時間刻みは1/100秒とする。

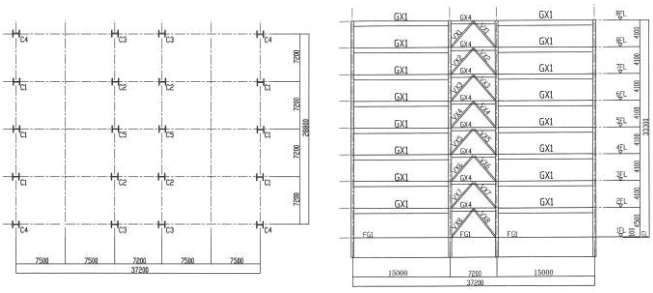
Table 1 Specifications of 8-mass system model (main frame)

FL	h_i(m)	m_i(t)	$k_{fi}\times10^5$(kN/m)
8	4.1	1179※	2.920
7	4.1	858	2.330
6	4.1	859	2.270
5	4.1	861	2.310
4	4.1	869	2.330
3	4.1	870	2.160
2	4.1	872	1.960
1	4.6	897	2.760

※:The mass on the 8th floor includes the mass of the penthouse.

Table 2 Specifications of 8-mass system model (damper)

FL	n=3		n=5		n=8	
	$_dQ_{yi}$ (kN)	$k_{di}\times10^5$ (kN/m)	$_dQ_{yi}$ (kN)	$k_{di}\times10^5$ (kN/m)	$_dQ_{yi}$ (kN)	$k_{di}\times10^5$ (kN/m)
8	—	—	—	—	2466	7.745
7	—	—	—	—	3985	6.180
6	—	—	—	—	5147	6.021
5	—	—	6581	6.618	6094	6.127
4	—	—	7491	6.675	6936	6.180
3	8902	6.646	8288	6.188	7674	5.729
2	9619	6.031	8956	5.615	8292	5.199
1	10017	8.493	9326	7.907	8635	7.321



a) Column Position　　b) Frame Diagram

Fig. 5 Column position and frame diagram of design example[1]

6.2 入力地震動と入力レベルの設定

Table 3に、解析用の入力地震動を示す。入力地震動は、実務設計で多用されている観測地震波と模擬地震動とする。観測地震波は、エルセントロ1940 NS成分と八戸港湾1968 NS成分である。模擬地震動は、告示スペクトルに適合する波形（以下、KOKJ1、KOKJ2と呼称）とする。告示波の加速度時刻歴波形をFig. 6に示す。告示波の位相特性は、それぞれ海洋型の1978年宮城県沖地震東北大学NS成分、および直下型の1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台NS成分を用いる。入力レベルは、建物の損傷に寄与するエネルギー入力の速度換算値(V_D)が地震動の違いに関わらず同程度となるように設定する。具体的には、地震中における最大のV_D値、あるいは地震終了時のV_D値が極稀レベルの1.65m/sに一致するように入力地震動の最大加速度を調整することが考えられる。ここでは、地震終了時のV_D値を極稀レベルに合わせることによって入力レベルを設定する。各解析ケースの最大加速度および最大速度をTable 4に示す。各地震動のレベルは最大速度で0.725～1.00m/s程度であり、一般の実設計で想定される極稀レベル（観測地震波で0.5m/s）に比して1.5～2.0倍程度大きい。

Table 3 Input ground motion

Symbol	Name	Max Acc. (m/s²)	Max Vel. (m/s)
ELCNS	Elcentro 1940 NS	3.42	0.335
HACNS	Hachinohe Harbor 1968 NS※	2.31	0.331
Symbol	Phase Characteristics	Max Acc. (m/s²)	Max Vel. (m/s)
KOKJ1	Tohoku University NS	2.93	0.529
KOKJ2	Kobe Local Meteorological Office NS	3.81	0.548

※:For HACNS, the wave with a duration of 234(s) described in reference[17] was used.

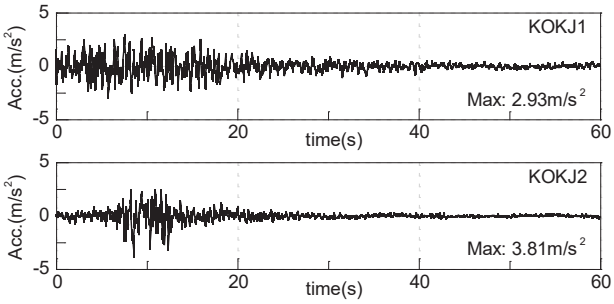


Fig. 6 Acceleration time history wave of KOKJ1 and KOKJ2

Table 4 Maximum acceleration and velocity of analysis cases

Symbol	n=3		n=5		n=8	
	Acc. (m/s²)	Vel. (m/s)	Acc. (m/s²)	Vel. (m/s)	Acc. (m/s²)	Vel. (m/s)
ELCNS	8.86	0.868	10.23	1.00	7.80	0.764
HACNS	6.54	0.937	6.70	0.960	5.08	0.728
KOKJ1	4.37	0.788	4.95	0.894	4.01	0.725
KOKJ2	6.63	0.954	6.74	0.970	6.36	0.915

6.3 時刻歴応答解析の結果

Fig. 7に、n=5のモデルにELCNSを入力した場合について、(1)

式における ${}_dW_p$、${}_fW_e$ および E_D の時刻歴を示す。E_D の最大値は地震終了時と同程度であり、終了時の値は極稀相当（$V_D = \sqrt{2E_D / M} \cong 1.65$）に等しい。

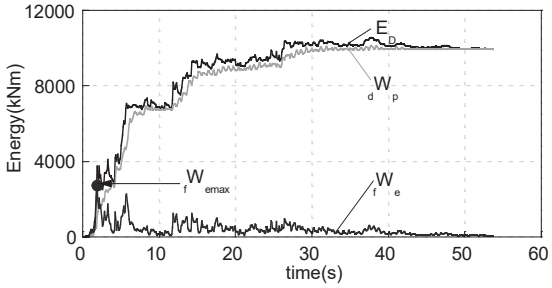


Fig. 7 Time history of energy (n=5, ELCNS)

Fig. 8 に地震終了時の 1 層のダンパーの塑性ひずみエネルギー ${}_dW_{p1}$ を、Fig. 9 に Fig. 7 中に●で示した弾性振動エネルギーの最大値 ${}_fW_{emax}$ を、それぞれダンパーの設置層数ごとに示す。${}_dW_{p1}$、${}_fW_{emax}$ ともに各入力波の結果の平均値を用いる。図中に、${}_dW_{p1}$（Fig. 8）、${}_fW_{emax}$（Fig. 9）を n=8 における値で基準化した値を併記する。ダンパーの設置層数 n が減少すると、${}_dW_{p1}$ は増大するが、n=8（n/N=1）と n=5（n/N=0.625）の差異に対し、n=8（n/N=1）と n=3（n/N=0.375）の差異が大きい。${}_fW_{emax}$ は、n の減少にともない増大する。これらの傾向は、5.1 節に述べた傾向と同様である。

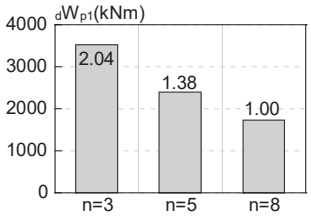


Fig. 8 ${}_dW_{p1}$

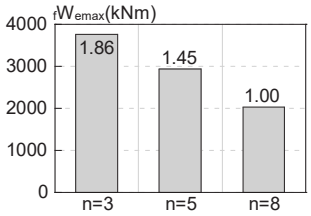


Fig. 9 ${}_fW_{emax}$

Fig. 10 は、各層の最大層せん断力係数および主架構の層せん断力係数とダンパーの降伏層せん断力係数の関係（以下、理論値と呼称）上に、解析結果をプロットしたものである。ここで、理論値は n_{eq}=2 として算出した。n=3 の 2 層（Fig. 10 a））における KOKJ2 など、一部のケースにおいて主架構の応答がやや大きくなるものの、各層のダンパーの降伏層せん断力係数は、層全体のせん断力係数が最小となるときの理論値付近である。

Fig. 11 に、解析に用いたモデルにおける 1 層の層せん断力係数および最大変形の関係を示す。図中に各入力波における解析結果（○）、それらの平均値（●）および二つのグラフの交点（◆）（以下、理論値と呼称）をプロットし、$(\alpha_1)_{min}$ および δ_{max1} の平均値を併記する。各解析結果は主架構の応答がやや大きくなるため、理論値よりやや右上に分布する。また、解析結果において n=5 と n=8 の平均値には大きな差異は見られないのに対して、n=3 はせん断力係数、変形ともに両者に比べて大きい。この傾向は 5.2 節で示した傾向と同様である。

Fig. 12 に n=3, 5, 8 における全体架構の最大応答層せん断力、およびその時の主架構とダンパーの応答層せん断力を示す。ダンパーの設置層数（n）に関わらず、多くのケースにおいて(32)式の関係に近い。Fig. 13 に各層のダンパーの累積塑性変形倍率を示す。各層の累積塑性変形倍率は、n=5 におけるダンパー非設置層との境界層を除いて、地震動およびダンパーの設置層数（n）によらずに概ね一様である。

Fig. 14 に各解析ケースについて、各層のダンパーの等価繰返し数の平均値（$\overline{n_{eq}}$）を示す。$\overline{n_{eq}}$は、いずれのケースも概ね 2 程度であり、理論値の算定に用いた n_{eq} とほぼ一致する。Fig. 15 に n=3, 5 のモデルに ELCNS および KOKJ2 を入力した場合について、代表的な層の履歴ループを示す。ELCNS 入力時の応答は正負の変形量の偏りが僅かであるのに対し、KOKJ2 では大きく片振れし、主架構の最大層せん断力がダンパーの降伏層せん断力を上回ることがわかる。これらと前述の Fig. 12 より、特に$\overline{n_{eq}}$が 2 に満たないケースにおいて主架構の最大応答がやや大きくなる傾向があるといえる。

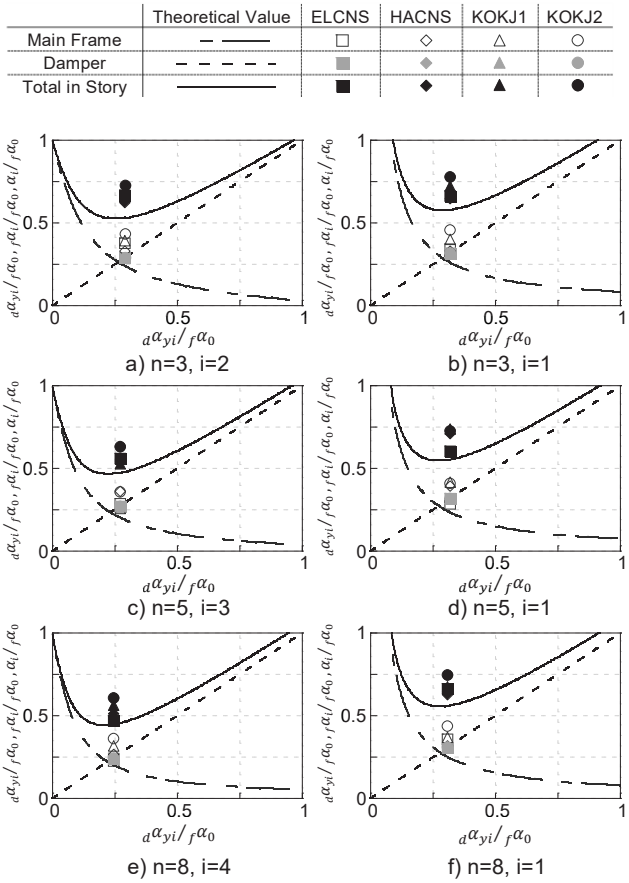


Fig. 10 ${}_d\alpha_{yi}/{}_f\alpha_0$-$\alpha_i/{}_f\alpha_0$ relationship and analysis results

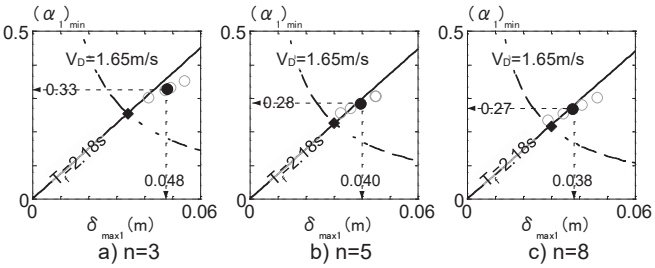


Fig. 11 Relationship between δ_{max1} and $(\alpha_1)_{min}$ in analysis results

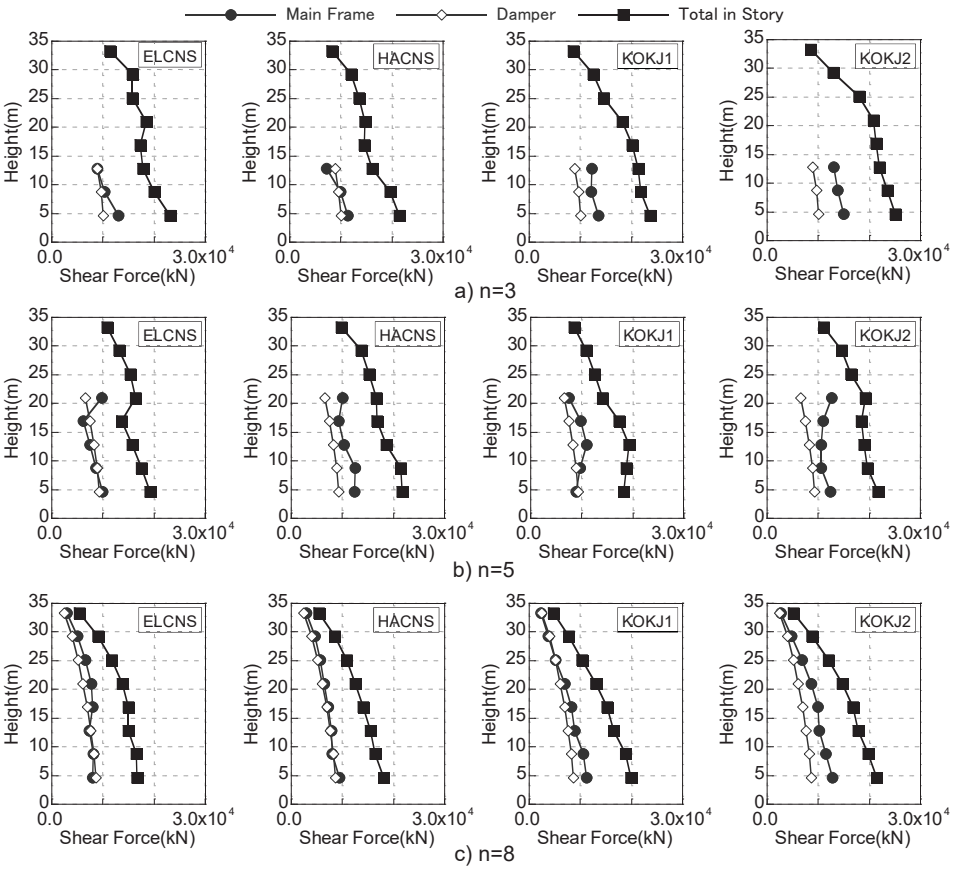


Fig. 12 Maximum response story-story-shearing force

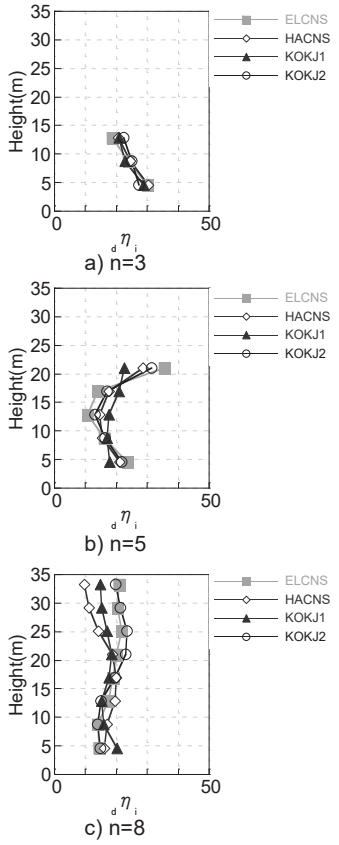


Fig. 13 Cumulative plastic deformation magnification($_d\eta_i$)

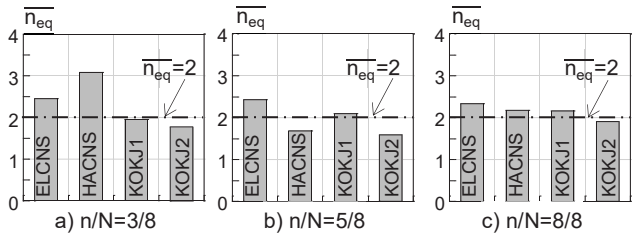


Fig. 14 Average value of n_{eq}

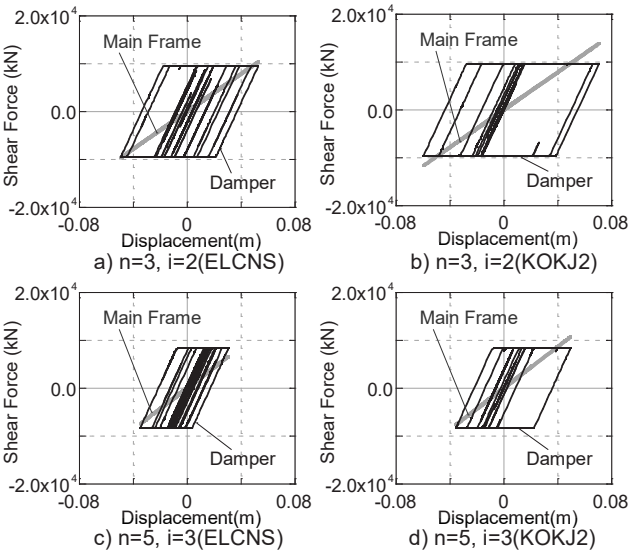


Fig. 15 Relationship between story-shearing force and displacement

7．結論

1 層から最上層または中間層までに履歴型ダンパーを設置した中低層建物を対象とし、主架構を弾性とした部分層制振の地震応答特性を検討した。以下に得られた知見を記す。

1) エネルギーの釣合いに基づく理論的考察によって、1 層の最大応答層せん断力係数を最小とするダンパーの降伏層せん断力および損傷分散係数等を与える近似算定式を導出した。このとき、1 層の損傷分散係数は、質量分布および主架構の剛性分布によって近似評価されることを明らかにした。また、1 層以外の各層において、ダンパー設置層の最大層せん断力係数が最小となる場合、ダンパーの降伏層せん断力は、主架構の層せん断力係数分布、質量分布および 1 層のダンパーの降伏層せん断力によって近似評価されることを示した。このとき、主架構の層せん断力係数とダンパーの降伏層せん断力係数は、ダンパーの設置層数に関わりなく概ね同等となる。

2) 各階の質量が等しく、主架構の剛性分布が一様な部分層制振を例に取り、その地震応答特性について、本算定式より導かれる以下の傾向を明らかにした。

- 1 層から建物の高さ方向について 6 割以上の部分層にダンパーを設置することで、全層制振と概ね同等の塑性エネルギー吸収が期待できる。
- ダンパーを下層に集中配置した部分層制振は、1 層から 6 割以上の層にダンパーを配置した場合に比べて、ダンパー非設置層の弾性振動エネルギーの増加が示唆された。

・ 入力エネルギーの速度換算値を一定とし、1 層の最大層せん断力係数の最小値を部分層制震と全層制振で同等にするには、部分層制振の主架構の 1 次固有周期を全層制振のそれに比べて長くする必要があるが、1 層の最大層間変位は大きくなる。

3) 実建物を想定した時刻歴応答解析を実施し、解析結果と本算定式による計算結果の比較を行った。両者は、地震動の相違に係わらず概ね同様な傾向を示したが、等価繰返し数が 2 を下回り、ダンパーの層間変位が正負両側で顕著な違いを生じる場合は、両者の間に多少の相違が見られた。ダンパーの設置層数に対するエネルギー量の増減は、解析結果と本算定式による計算結果は同様の傾向であった。

参考文献

1) Building Research Institute, Japan Structural Consultants Association, Japanese Society of Steel Construction, The Japan Iron and Steel Federation: Seismic Steel-Structure Design Based on the Balance of Energy, Gihodo Shuppan, 2008.9
(独)建築研究所, (社)日本建築構造技術者協会, (社)日本鋼構造協会, (社)日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル, 技報堂出版, 2008.9

2) Ishida T., Toriyama S., Eguchi M., Soga K., Tamura T., Ohta K., Murakami K., Kitamura H.: Seismic Evaluation Method Based on The Balance of Energy for The Thermal Power Plant Building with Hysteretic Dampers Installed in Lower Stories, Journal of Structural Engineering, Vol.64B, pp.215-224, 2018.3
石田隆司, 鳥山壮一, 江口満, 曽我和正, 田村正, 太田和也, 村上一夫, 北村春幸: 下層部に履歴型ダンパーを部分配置した火力発電所建物のエネルギーの釣合いに基づく耐震評価法, 構造工学論文集 Vol.64B, pp.215-224, 2018.3

3) Architectural Institute of Japan: Recommended Provisions for Seismic Damping Systems Applied to Steel Structures, 2014.11
日本建築学会:鋼構造制振設計指針, 2014.11

4) Kasai K., Ito H.: Passive Control Design Method Based on Tuning of Stiffness, Yield Strength, and Ductility of Elasto-Plastic Damper, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.595, pp.45-55, 2005.9
笠井和彦、伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の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 第 595 号, pp.45-55, 2005.9

5) Akiyama H., UNO T. YABE Y., MASE S., HIRAMA T., TERADA T., KATO M., OHTAKE F.: Fundamental Properties of First Story Energy Concentrated Steel Structure with Flexible-Stiff Mixed Frames, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.402, pp.79-87, 1989.8
秋山宏, 宇野寿郎, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 平間俊彦, 寺田岳彦, 加藤征宏, 大竹章夫: 第 1 層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨構造の基本特性, 日本建築学会構造系論文報告集 第 402 号, pp.79-87, 1989.8

6) YABE Y., MASE S., Hirama T., Terada T., Ohtake F.: Elasto-Plastic Shaking Table of First-Story Energy-Concentrated Type Multi-Story Steel Frame with Flexible-Stiff Mixed Structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.412, pp.53-65, 1990.6
矢部喜堂, 真瀬伸治, 平間俊彦, 寺田岳彦, 大竹章夫: 第 1 層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨多層骨組の弾塑性振動実験, 日本建築学会構造系論文報告集 第 412 号, pp.53-65, 1990.6

7) Harada Y., Akiyama H.: Seismic Design of Flexible-Stiff Mixed Frame with Energy Concentration, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.60, No.472, pp.57-66, 1995.7
原田幸博, 秋山宏: エネルギ集中型柔剛混合骨組の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集 第 60 巻 第 472 号, pp.57-66, 1995.7

8) Ishinabe Y., Hannuki T.: Response Characteristics of Multi-Story Frames with Hysteretic Dampers Installed at Lower Stories under Moderate Earthquakes Based on Energy Balance, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-II, pp.1047-1048, 2013.7
石鍋雄一郎, 半貫敏夫: 下層部に履歴型ダンパーを配置した多層骨組のエネルギーの釣合いに基づく中地震時応答特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp.1047-1048, 2013.7

9) Shimada Y., Sato D., Nagae T., Kitamura H., Fukuyama K., Kajiwara K., Inoue T., Nakashima M., Saito T., Fukuwa N., Hitaka T.: Investigation on Partial Install of Hysteretic Dampers into Lower Stories of High-Rise Buildings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.75, No.649, pp.549-557, 2010.3
島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の下層階に部分配置する履歴型ダンパーの効果と影響に関する検討, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 649 号, pp.549-557, 2010.3

10) Sato D., Nagae T., Ouchi H., Shimada Y., Kitamura H., Fukuyama K., Kajiwara K., Inoue T., Nakashima M., Saito T., Fukuwa N.: E-defense Shaking Table Tests on A Steel High-Rise Building Retrofitted by Steel Dampers against Long-Period Ground Motions, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.76, No.667, pp.1639-1648, 2011.9
佐藤大樹, 長江拓也,大内隼人,島田侑,北村春幸,福山國夫,梶原浩一,井上貴仁,中島正愛,斉藤大樹,福和伸夫:長周期地震動を受ける超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関する E-ディフェンス振動台実験, 日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 667 号, pp.1639-1648, 2011.9

11) Kitamura H.: Seismic Response Analysis Methods for Performance Based Design, Syokokusha, 2009.4
北村春幸著: 性能設計のための建築振動解析入門 第二版, 彰国社, 2009.4

12) Akiyama H.: Earthquake-Resistant Design Method for Building Based on Energy Balance, Gihodo Shuppan, 1999.11
秋山宏著: エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂, 1999.11

13) Hashimoto S., Kitamura H., Sato T.: Proposal of Elastic Strain Energy for Energy Balance-Based Seismic Response Prediction Method for Building with Hysteretic Dampers in Only Lower Layer, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-II, pp.683-684, 2014.7
橋本奨吾, 北村春幸, 佐藤利招: 履歴ダンパーを下層部に部分配置した建物のエネルギーの釣合式に用いる弾性歪エネルギー算出式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp.683-684, 2014.7

14) Furushima Y., Tamura T., Hashimoto T., Mori S., Ohta K., Murakami K.: Optimum Yield Story-Shearing Force of Hysteretic Damper Based on Energy Balance for Damping Structure, Journal of Structural Engineering, Vol.66B, pp.261-267, 2020.3
古島優希, 田村正, 橋本拓磨, 森重信, 太田和也, 村上一夫: 制振構造を対象としたエネルギーの釣合いに基づく履歴型ダンパーの適正な降伏層せん断力, 構造工学論文集 Vol.66B, pp.261-267, 2020.3

15) Ogawa K.: On the Optimum Elastic Limit Strength Distribution of Structural Members in Steel Frames, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.323, pp.13-22, 1983.1
小川厚治: 鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 323 号, pp.13-22, 1983.1

16) Matsushima Y.: Optimum Distribution of Shear Coefficients for Multi-Degree-of-Freedom Systems Subjected to White Excitations, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.342, pp.22-29, 1984.8
松島豊: ホワイトノイズを受ける自由度系の最適せん断力係数分布, 日本建築学会論文報告集, 第 342 号, pp.22-29, 1984.8

17) Midorikawa S., Miura H.: Re-digitization of Strong Motion Accelerogram at Hachinohe Harbor during the 1968 Tokachi-oki, Japan Earthquake, The Journal of Japan Association for Earthquake Engineering No.10, pp.12-21, 2010.2
翠川三郎, 三浦弘之: 1968 年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化, 日本地震工学会論文集 第 10 巻, pp.12-21, 2010.2

SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS BASED ON ENERGY BALANCE FOR A DAMPING STRUCTURE WITH DAMPERS IN PARTIAL STORIES

Yuki FURUSHIMA [*1], *Tadashi TAMURA* [*2], *Takuma HASHIMOTO* [*1], *Shigenobu MORI* [*1], *Kazuya OHTA* [*1] *and Kazuo MURAKAMI* [*1]

[*1] Shimizu Corporation, Nuclear Projects Division, M.Eng.
[*2] Shimizu Corporation, Nuclear Projects Division, Dr.Eng.

In Japan, seismic design using components that absorb seismic energy has been approved. In fact, this design method has been applied to simple structures such as offices and distribution warehouses with dampers on all stories. We have proposed a design method for a structure of power plant facilities in which dampers are installed only in the lower story. In order to efficiently design such structures, it is important to understand their seismic response performance. Although many studies have been carried out on a structure with dampers installed on all stories, few studies have examined the seismic response characteristics of a frame with dampers installed on some stories of a structure. However, a recent trend is to retrofit some stories of high-rise buildings that will be hit by a major earthquake in order to improve their earthquake resistance while reducing the economic burden. From the viewpoint of improving the earthquake resistance of buildings, this trend is expected to spread to medium-to-low-rise buildings, and it is significant to understand their response characteristics.

This paper focused on medium-to-low-rise buildings with hysteretic dampers from the first story to the middle story. Based on the energy balance due to the earthquake, an equation was derived to give the yield story-shearing force of the damper, which minimizes the maximum story-shearing force of the story where the damper is installed. The yield story story-shearing force of the damper can be approximately calculated from the story-shearing force coefficient distribution of the main frame, the mass distribution of each story, and the yield story-shearing force of the damper of the first story. The derivation process was described in Chapters 3 and 4, and the prerequisites were described in Chapter 2.

Next, the effect of the number of stories in which dampers are installed on the seismic response characteristics of the building was discussed. It was found that when the maximum story-shearing force of the story in which the damper is installed is minimal, the maximum story-shearing force of the main frame of the first story is approximately equal to the yielding story-shearing force of the damper. It was also shown that dampers installed on more than 60% of the stories of a building can be expected to absorb roughly the same amount of energy as if they were installed on all stories. On the other hand, when the dampers are concentrated in the lower stories of the building, it was suggested that the elastic vibration energy of the story without the dampers increases. These were mentioned in Chapter 5.

Finally, in Chapter 6, a time history response analysis was performed using a multi degrees of freedom model that assumes a real building. A comparison of the results of the analysis with the theoretical values based on the equation showed that in most of the analysis cases, the results of the analysis tended to be generally similar to the theoretical values regardless of the difference in seismic motion, although there was some difference between the results of the analysis and the theoretical values when the n_{eq} was less than 2 and the interlaminar displacement of the damper differed greatly on both positive and negative sides.

（2020 年 4 月 9 日原稿受理，2020 年 5 月 26 日採用決定）