

エネルギー吸収デバイスを用いた超高層建物の制振構造

Seismic Response Control for High Rise Buildings by Using Energy Dissipation Devices

加村 久哉 KAMURA Hisaya JFE 技研 土木・建築研究部 主任研究員(副部長)・工博
難波 隆行 NANBA Takayuki JFE 技研 土木・建築研究部 主任研究員(副課長)
沖 晃司 OKI Koji JFE スチール 建材技術部 主任部員(副課長)
船場 琢 FUNABA Taku JFE エンジニアリング 鋼構造事業部 建築・鉄構本部

要旨

今後 30 年以内に M7 クラスの大地震が起こる確率が高く、特に超高層建築においては地震後の建物機能維持へのニーズは高い。本論では、超高層建物への制振構造の構造設計時の注意点について述べ、JFE で開発した制振ダンパーの構造性能について概説する。さらに、超高層建物に設置された制振ダンパーの長周期地震動に対する性能評価を行い、想定される最大の $V_E = 550 \text{ cm/s}$ の地震に対してもダンパーの累積塑性変形性能は約 6.6 倍の余力を残す結果となることを示す。

Abstract:

Application of energy dissipation devices is reasonable and cost effective to maintain main structural members in elastic state for high-rise buildings. This paper discusses required energy dissipation performance for the long-period ground motion on M7 class earthquake and the ability of JFE hysteretic energy dissipation devices.

1. はじめに

最近、今後 30 年以内に M7 クラスの大地震が起こる確率が高いといわれており、特に超高層建築においては大地震後の建物機能の維持へのニーズは高い¹⁾。

JFE では、履歴型ダンパー用の極低降伏点鋼(JFE-LY100)と低降伏点鋼(JFE-LY225)および座屈拘束ブレース型、壁型、間柱型の 3 種類の制振ダンパーを商品化²⁾しており、履歴型・粘弾性型の複合ダンパーも開発している。本論では、最近の超高層建物への制振構造の構造設計時の注意点について述べ、JFE で開発した制振ダンパーの構造性能について概説する。さらに、超高層建物に設置された制振ダンパーの長周期地震動に対する性能評価³⁾および JFE の制振ダンパーの超高層建築物への適用例について紹介する。

2. 制振ダンパーと超高層の構造設計

2.1 超高層建築の構造設計の最近の傾向

超高層建築の構造設計は、主体骨組に比較的大きな弾性限を付与し、地震時の塑性化を軽減するとともに安全限界

時の固有周期を長くして地震時の入力エネルギーを小さくすることで、耐震安全性とともに経済合理性も追求する検討がなされる⁴⁾。このため、使用鋼材は高張力化される傾向にあるが、高張力鋼材の使用は骨組の剛性低下を招くため、強風時の居住性が低下する傾向を示す。したがって、地震時の安全性、強風時の居住性の向上および経済性を同時に満たすためにエネルギー吸収デバイスを用いた制振構造を採用する例が多い。

大手設計事務所および GC の構造設計部門へのヒアリング結果によれば、近年、高さ 60 m 以上の超高層鉄骨建物ほぼすべてに何らかのエネルギー吸収デバイスが設置されており、履歴型ダンパーは最もコストパフォーマンスの高いエネルギー吸収デバイスであるとの評価を得ている。また、エネルギー吸収部材の約 7 割に低降伏点鋼材などのダンパー用鋼材が使用されており、ひずみ硬化およびひずみ速度依存性の比較的小さい LY225 がそのうちの約 9 割を占めている。

履歴型ダンパーでは、座屈拘束ブレースタイプが最も適用例が多い。壁タイプは剛性および耐力を大きくすることが容易であるが、開口部がとりにくいなど計画上の制約となる場合が多い。この点、間柱型は開口部を設けやすいが、後述するようにダンパーを支持する部材や取付く梁部材の曲げ変形の影響を受けるため剛性が低くなる。ただし、梁

の剛性が比較的大きく、通路などの開口部をとる必要のある居住系超高層 RC 造建物への採用がここ 3 年ほど増加している。座屈拘束プレスタイプは、これらの観点よりバランスのとれた履歴型ダンパーとして、まずこのタイプが適用検討されることが多いようである。

2.2 効果的な履歴型ダンパー付骨組の設計方法

履歴型ダンパー付骨組の復元力特性を図 1 に示す。履歴型ダンパー付骨組の復元力特性は、柱および梁からなる主体骨組とダンパーおよびダンパーの接合・支持部材よりなるダンパー部分に分けられる。主体骨組とダンパー部分を置換したせん断バネはそれぞれ完全弾塑性型の復元力特性を有するものとする。図 1 に示すダンパー付骨組の復元力特性の縦軸は層せん断力 Q 、横軸は層間変位 δ を表す。 β はダンパーの降伏せん断力レベルを表す指標であり、系全体の最大層せん断力 Q_u に対するダンパー部分の分担率を表す。 ψ はダンパー部分がエネルギー吸収を開始する時の系全体の層せん断力レベルを表す指標であり、トリガーレベル係数と呼ぶ。ダンパー部分の弾性剛性 K_D と主体骨組の弾性剛性 K_F の比を剛性比 k と呼ぶ。剛性比 k は、弾性域におけるダンパー部分と骨組のせん断力分担比を意味する。 K_D の算定に際しては、ダンパー部分に隣接する柱の軸伸縮による変形成分を考慮する必要がある。

履歴型ダンパーが主体骨組より先に降伏するための条件、すなわち履歴型ダンパーの成立条件は、 $\delta_{Dy} < \delta_{Fy}$ である。これより、ダンパー部分の耐力分担率 β は下式を満たす必要がある⁵⁾。

$$\beta < \cup\beta = \frac{k}{1+k} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\cup\beta$ はダンパー部分の耐力分担率 β の上限値である。一方、ダンパー部分の耐力分担率 β の適正值 β_{opt} に関しては、主体骨組の塑性変形が軽微であることを前提に、次の値が提案されている⁶⁾。

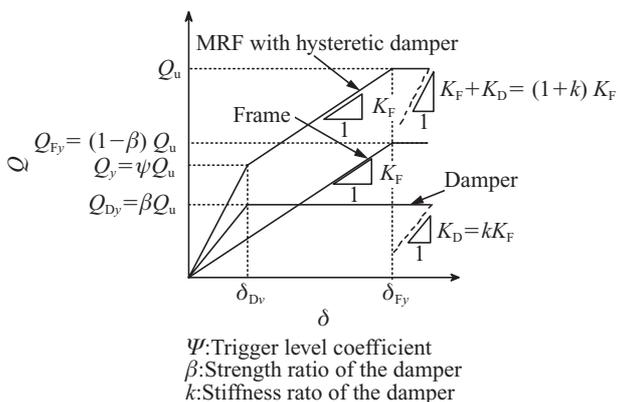


図 1 履歴型ダンパー付骨組の復元力特性

Fig.1 Restoring characteristics of MRF with hysteretic damper

$$\beta_{opt} = \frac{k}{1+k+2\sqrt{1+k}} \dots\dots\dots (2)$$

また、ダンパー部分の有効な履歴減衰効果が期待できる範囲を次のように提案している⁷⁾。

$$0.1 \leq \beta \leq \cup\beta_{opt} = 1 - \frac{1}{\sqrt{1+k}} \dots\dots\dots (3)$$

β が β_{opt} 付近の場合に変位応答は最小となり、 $\cup\beta$ を超えるとダンパー部分の履歴減衰効果は徐々に低下する傾向があることが地震応答解析結果により検証されている^{8,9)}。

(1)~(3) 式の値を図 2 に示す。剛性比 k は 0.5~2 の範囲が望ましいので、各階の耐力分担率は 0.1~0.3 の範囲で剛性比 k に応じて設定すればよいことが分かる。

ダンパーは主体骨組に比較して早期に降伏するので、塑性化後のひずみ硬化による耐力上昇についても配慮が必要となる。

ここではダンパー用鋼材の耐力の上限値を規格最大耐力の中央値、すなわち LY100 で 250 N/mm²、LY225 で 350 N/mm² とする。LY100 および LY225 の材料基準強度はそれぞれ 88 N/mm²、LY225 で 225 N/mm² としてよいので、LY100 を用いたダンパーでは約 2.8 倍、LY225 を用いたダンパーで約 1.6 倍の耐力上昇を見込めばよいことになる。図 2 には LY100 の耐力上昇を考慮して、ダンパー耐力分担率の上限値に 1/2.8 を乗じた値もプロットしている。 $k = 2$ までの範囲では、この値は比較的 β_{opt} に近い数値をとることが分かる。すなわち、ダンパー耐力分担率 β を k に応じて、 β_{opt} 未満に設定すれば早期にダンパーが履歴減衰効果を失うことはない。

以上より、各階のダンパーの耐力が β_{opt} 以下に設定されていれば、ひずみ硬化によるダンパーの耐力上昇を考慮する必要はないものと考えられる。LY225 のようにひずみ硬化が比較的小さいダンパー用鋼材を用いる場合には、 $\cup\beta$ 付近に設定してもひずみ硬化によるダンパーの耐力上昇の影響は小さい。

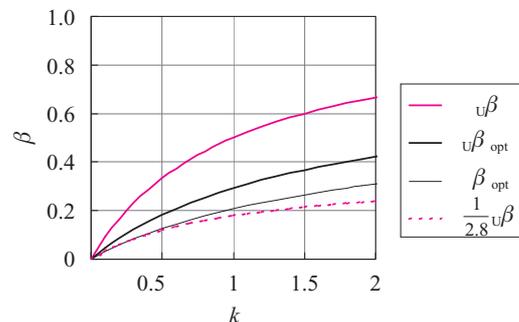


図 2 ダンパーの耐力分担率の範囲

Fig.2 Relationship of β to k

2.3 履歴型ダンパー系の弾性剛性

以上のように履歴型ダンパー付き骨組みの設計には各層の履歴型ダンパーとその支持部材（以下、ダンパー系と称する）の耐力と剛性の2つのパラメータを主体骨組みに対して適切に設定する必要がある。ダンパー系の耐力はダンパー降伏時のダンパー系に作用するせん断力として簡単に評価できる。しかし、特に超高層建築の場合、ダンパー系の剛性はダンパーを支持する柱の伸縮による全体曲げ変形の影響を大きく受け、その評価には注意が必要である。

以下にその影響を解析的に評価する方法を示す。

i 層のダンパー系の弾性剛性 K_{Di} を、 i 層のダンパー降伏時の層間変位のせん断変形成分 $s\delta_{yi}$ とダンパー設置スパンの柱の軸伸縮による曲げ変形成分 $M\delta_{yi}$ を例にして図3に示す。 Q_{Dyi} は、ダンパー系の降伏せん断力である。 H_i は階高を示す。 $M\delta_{yi}$ を無視すれば、ダンパー系の弾性剛性は sK_{Di} となるが、実際には $M\delta_{yi}$ によって見かけの剛性が MK_{Di} まで低下する。

座屈拘束ブレースの場合の $s\delta_{yi}$ に関する弾性剛性 sK_{Di} は、図4のように、ブレースおよび梁の軸伸縮を考慮して次式で表される。

$$sK_{Di} = \frac{2}{\frac{L_{BRi}^3}{EA_{BRi}L_D} + \frac{L_D}{EA_{Bi}}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$A_{BRi}^{eq} = \frac{A_{Bi}}{\lambda + \frac{1-\lambda}{\xi}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 L_{BRi} 、 λL_{BRi} はそれぞれ i 層のブレース全長および接合部を除いたダンパーの長さ、 A_{BRi} 、 ξA_{BRi} はブレース断面積および接合部の断面積、 A_{BRi}^{eq} はブレースの等価断面積、 $2L_D$ はダンパーが設置されているスパンの長さ、 A_{Bi} は i 層の上側床梁の断面積、 E はヤング係数である。

i 層の上下の床梁には図4(b)のように ρ_i の相対回転角が生じる。この ρ_i を用いて、 $M\delta_{yi}$ は次式で表される。

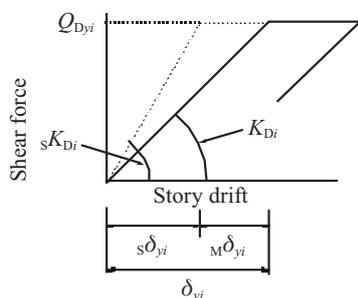
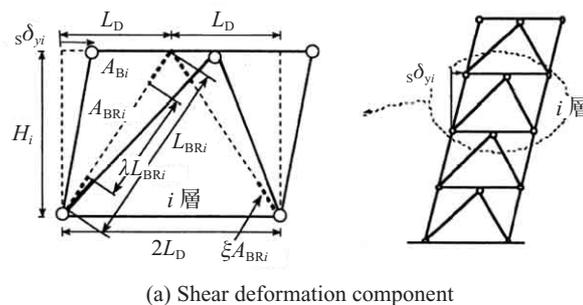
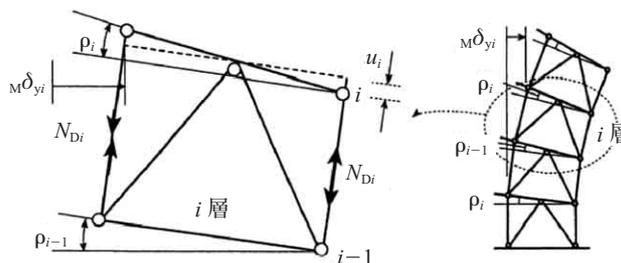


図3 ダンパー系の弾性剛性

Fig.3 Elastic stiffness of hysteretic damper system



(a) Shear deformation component



(b) Bending deformation component

図4 i 層の座屈拘束ブレースが降伏したときの変形成分
Fig.4 Deformation components of hysyteretic damper system

$$M\delta_{yi} = \sum_{k=1}^{i-1} \rho_k H_k \quad \dots\dots\dots (6)$$

柱にはダンパーからの付加軸力 N_{Di} が加わり、図4(b)のように柱が軸伸縮する。この i 層の柱の軸伸縮量 u_i は次式で表される。

$$u_i = \frac{N_{Di} H_i}{EA_{Ci}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$N_{Di} = \frac{1}{2L_D} \sum_{j=i+1}^N Q_{Dyj} H_j \quad \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 A_{Ci} は i 層のダンパーに隣接する柱の断面積である。(7) 式の u_i を用い、 i 層の相対回転角 ρ_i は次式となる。

$$\rho_i = \frac{u_i}{L_D} \quad \dots\dots\dots (9)$$

したがって、 MK_{Di} は次式で表される。

$$MK_{Di} = \frac{Q_{Dyi}}{\frac{H_i}{EL_D} \sum_{k=1}^{i-1} \frac{N_{Dk} H_k}{A_{Ck}}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

(4)、(10) 式を用いれば、 i 層のダンパー系の弾性剛性 K_{Di} が得られる。座屈拘束ブレースが i 層の下側の梁で一

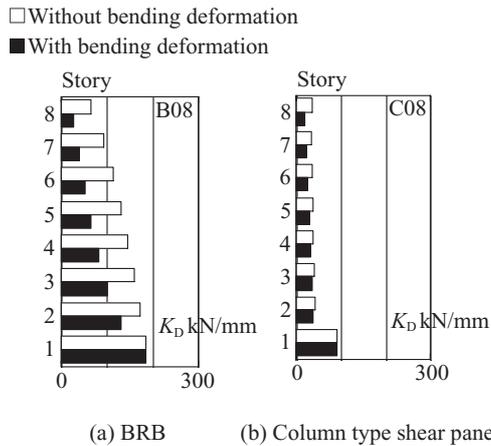


図5 ダンパー系の弾性剛性の高さ方向分布
Fig.5 Elastic stiffness distribution of hysteretic damper system

点に交差する逆K型の場合は、(8)式の*i*+1を*i*に変えることによって算定できる。

図5には、座屈拘束ブレースと間柱型の履歴型ダンパーを用いて設計した8層骨組の、全体曲げ変形を考慮した場合と無視した場合のダンパー系の剛性を示す。座屈拘束ブレースのダンパー系の剛性は、間柱のそれと比較して2~3倍高いこと、また、8層建物でも上層部ではその影響を無視した場合に比較して、見かけの剛性が半分以下に低下することが分かる。座屈拘束ブレースでは柱の軸伸縮による全体曲げ変形の影響を、間柱型のダンパーではせん断パネルの支持部材や取りつく梁の弾性変形の影響を大きく受けることが分かる。

3. JFEの制振デバイス

3.1 履歴型ダンパーの構造形式

JFEの履歴型制振ダンパーの構造形式は図6に示す3タイプ(ブレースタイプ、部分壁タイプ、壁タイプ)であり、それぞれ塑性化部分にダンパー用極軟鋼(ブレースタイプはSN400鋼も使用)を使用している。

3.2 せん断型ダンパーの復元力と疲労特性

せん断型制振ダンパー(壁、部分壁タイプ)は、パネル部に用いられるダンパー鋼の鋼種および幅厚比が、ダン

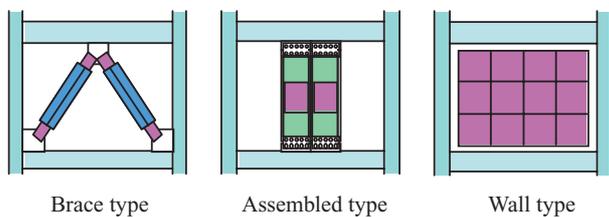


図6 JFEの履歴型ダンパー
Fig.6 JFE Hysteretic Damper

パーの履歴特性およびエネルギー吸収量に影響する。また、ダンパーが地震時に十分なエネルギー吸収特性を発揮するためには、風荷重などの低振幅から大地震時の大振幅までにおける繰り返し荷重による疲労特性を把握する必要がある。

せん断型制振ダンパーの性能確認試験として、鋼種、幅厚比および荷重速度をパラメータとした漸増荷重試験、また鋼種と荷重振幅をパラメータとした低サイクル疲労試験を行っている。制振パネル試験は図7に示す荷重装置を用いて、150tアクチュエータの変位制御により荷重を行った。漸増荷重試験は、動的試験では2Hzのsin波を、静的試験では0.5mm/sの三角波を入力波形とし、振幅は1/800radから6/100radまで比例的に増幅した後、き裂が貫通するまで6/100radを繰り返した。また、低サイクル疲労試験は最大耐力の95%まで耐力が低下するか、パネル部にき裂が貫通するまで繰り返し荷重を行った。以下に、一連の試験結果から得られた復元力特性および疲労特性を示す。

静的漸増荷重試験結果より鋼種および幅厚比ごとに履歴のモデル化を試みた。一般的にはRamberg-Osgood型のモデルが提案されているが、ここでは設計の際の簡易さと汎用性を考慮してTri-linear型のモデル化を行った。代表例としてLY225の場合を図8(a)に示す。荷重振幅が増加するに従って実験の立ち上がり勾配が低下するため誤差が生じるが、全体としてはほぼ近いループを描いている。さら

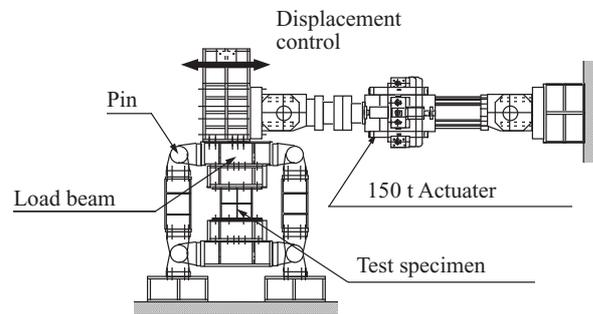
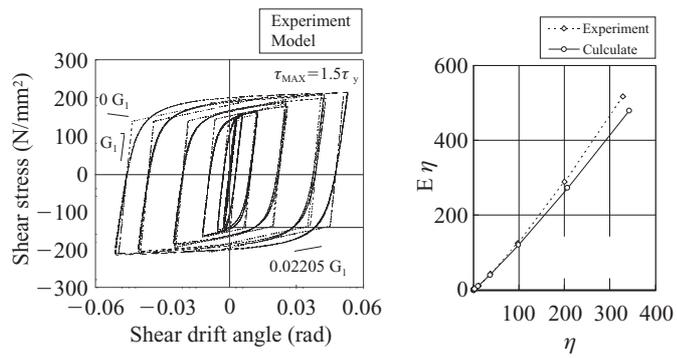


図7 パネル試験概要
Fig.7 Setup of shear panel test



(a) Hysteresis loops (b) Cumulative ductility factor
図8 試験結果と履歴モデルの比較(LY225)
Fig.8 Comparison of model for experiment (LY225)

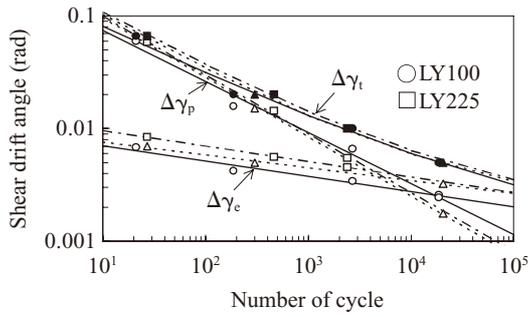


図9 疲労試験結果
Fig.9 Relation of fatigue life

に、図8(b)に示すように累積塑性変形倍率を比較すると低振幅時はほぼ一致しており、パネル変形角が大きくなるにつれ、履歴モデルのエネルギー吸収量が9割程度と若干低く評価されていることが分かる。

制振パネルの疲労試験結果として各鋼種の全振幅に対する繰返し数の関係を図9に示す。なお、繰返し数 N は耐力が最大耐力の95%まで低下したときの繰返し数とした。弾性ひずみ、塑性ひずみともに直線で近似でき、Manson-Coffin 則が成り立っている。LY100 は部分壁タイプの試験結果であるため、拘束条件の違いから低振幅時に若干塑性ひずみが大きくなる傾向があるが、全体的にはLY225の疲労寿命が長く、素材試験結果と同様の傾向を示している。また、振幅が約0.01 rad以下の繰返しでは、破壊モードが溶接部の亀裂となるため、鋼種の差はほとんど表れなかった。

疲労寿命曲線は鋼種ごとに次式で表される。

$$\begin{aligned} \Delta\gamma_t &= \Delta\gamma_p + \Delta\gamma_e \\ &= 0.211 \cdot (N_{95})^{-0.453} + 0.010 \cdot (N_{95})^{-0.136} \quad \text{(LY100)} \\ &= 0.335 \cdot (N_{95})^{-0.523} + 0.013 \cdot (N_{95})^{-0.138} \quad \text{(LY225)} \dots (11) \end{aligned}$$

3.3 ブレース型ダンパーの復元力と疲労特性

ブレース軸材の座屈拘束方法に関しては、RC部材や鋼管コンクリート、形鋼などを用いた種々の提案がなされている¹⁰⁾。座屈拘束ブレースの構成および設計時に共通して配慮すべき事項は、下記の2点である。

- (1) 軸材の座屈を防止する耐力と剛性を付与
- (2) 軸材の塑性縮み代の確保と軸材と拘束材の摩擦・付着の絶縁

これらが、担保されていればブレース軸材の座屈拘束方法はどの方法でも良いことになる。JFEのブレース型ダンパーは図10に示すように、座屈拘束部材である鋼管によ

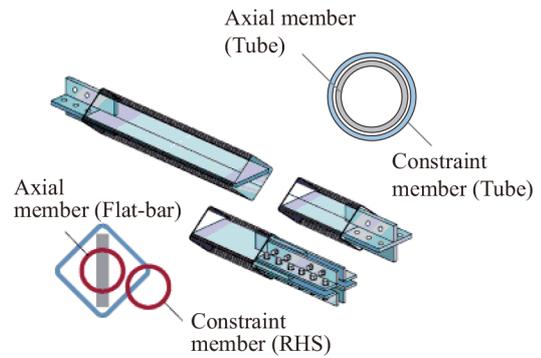


図10 座屈拘束ブレース
Fig.10 Buckling restraint braces by tube

り構成したもので、特別な絶縁材を必要としないところに特徴がある。上記の2点は、軸材と拘束鋼管の幅厚比と径厚比およびクリアランスを適切に設定することにより担保している。

筆者らは、本ブレースが制振部材として十分な性能を発揮するためのディテールを把握するため、下記実験により検討を行ってきた。

- (1) 軸材の機械的性質、補剛管細長比、軸材幅厚比、補剛管径厚比および軸材と補剛管の間隙（クリアランス）をパラメータとした、ブレース単材の繰返し載荷実験
- (2) 実構造への適用性とブレース付き骨組としての履歴特性を把握するための部分骨組実験
- (3) 実地震動を考慮した高速載荷実験
- (4) 疲労特性実験

ここでは、履歴曲線のモデル化および疲労特性について示す。モデル化に際しては、なるべく単純な表現とするため、降伏耐力 (σ_y) とひずみ硬化後の耐力 (σ_d) を折れ曲がり点としたTri-Linear型でモデル化を行った。図11にLY225の履歴曲線モデルを、図12にひずみ吸収エネルギーから求めた累積塑性変形倍率の変化の実験値とモデル値の比較を示す。累積塑性変形倍率はモデル値が実験値を若干下回るもののほぼよい対応を示しており、本モデルで十分対応できるものと考えられる。

図13にLY100および225を軸材とした試験体と素材の疲労試験結果を示す。軸材の断面形状は平鋼、円形鋼管である。図中の縦軸は全ひずみ範囲であり、繰返し数は、引張側ピーク荷重が安定時荷重の95%に低下したときの繰返し数とした。

図中には疲労寿命曲線の一例として、次式の平鋼(LY100)の結果も併記している。

$$\begin{aligned} \Delta\epsilon_t &= \Delta\epsilon_p + \Delta\epsilon_e \\ &= 0.1128 \cdot (N_{95})^{-0.4129} + 0.00296 \cdot (N_{95})^{-0.1001} \dots (12) \end{aligned}$$

これより、座屈拘束材が適切に設計されたブレース型ダンパーでは、軸断面形状に寄らず所定の変形能力を得られ

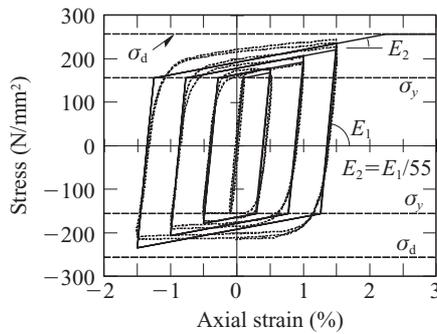


図 11 実験結果と履歴モデルの比較
Fig. 11 Evaluation of hysteretic loop model

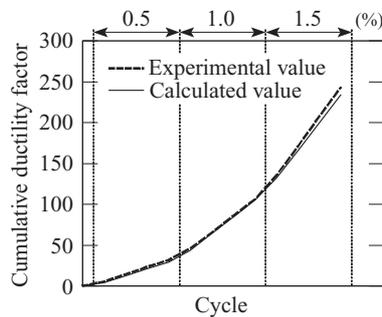


図 12 累積塑性変形倍率の比較
Fig. 12 Comparison of cumulative ductility factor

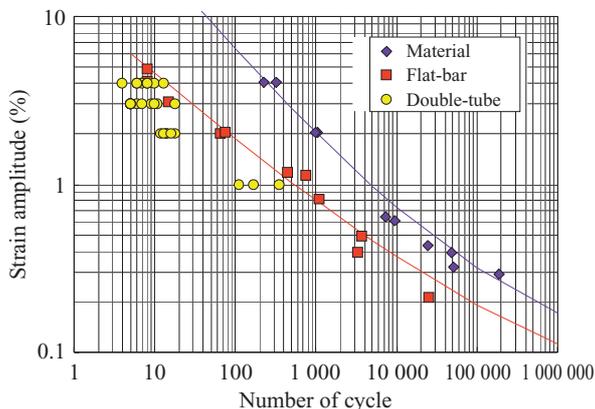


図 13 疲労試験結果
Fig. 13 Fatigue characteristic of BRB

ることが分かる。

4. 長周期地震動に対するダンパーの性能評価

4.1 海溝型地震による長周期地震動

東海・東南海・南海沖などを震源とする海溝型巨大地震は長周期成分を多く含み、継続時間が長いという特徴があり、固有周期の長い超高層建物などへの影響が懸念され、それらに用いられるダンパーには高い保有性能が求められる。

ここでは、前述した二重鋼管ブレースの保有性能が海溝型巨大地震時に求められる性能を満たしているかを評価する。まず、海溝型地震の影響を大きく受けると考えられる

超高層建物モデルを作成し、海溝型地震である OSA NS 波 (模擬波)¹¹⁾ を入力地震動として時刻歴応答解析を行い、その結果よりダンパーの必要性能を求める。次に、二重鋼管ブレースに対して、上記の時刻歴応答解析より得られた構造物応答波を与える動的実験を行う。そして実験結果から保有性能を導き、算定した必要性能と比較する。

4.2 履歴型ダンパーの必要性能

4.2.1 入力地震波と解析モデル

解析モデルは図 14 に示す、制振ブレースを X 状に配置した地上 40 層鋼構造建物である。階高は 1 階を 5 m とし、他の階を 4 m とする。平面形状はすべての層で同一である。部材構成は、柱は 600 × 600 mm で板厚 35~55 mm の箱型断面、大梁が成 700~800 mm の幅 200~250 mm でフランジ板厚 14~28 mm の H 型断面である。減衰定数は 2% とする。またブレース軸材の降伏応力度は 100 N/mm² で、分布は第 1 層の降伏耐力を基準として最適降伏せん断力係数分布に従うものとする。架構のみモデルの 1 次固有周期は $T_1 = 4.64$ s と設定してある。図 15 に文献 3)、および 11) による長周期地震動のエネルギースペクトルを示す。このうち解析では、OSA NS 波を用いている。

4.2.2 解析結果

第 1 層の制振ブレースの降伏せん断力係数 α_{y1} をパラ

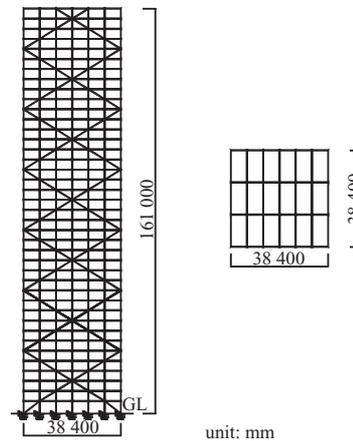


図 14 解析モデル
Fig. 14 Analytical model

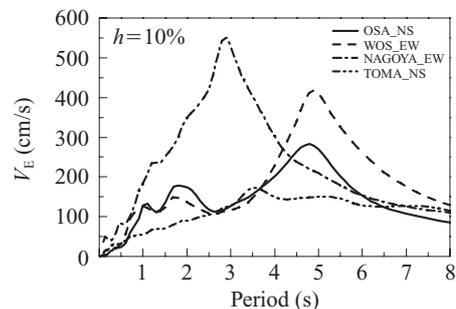


図 15 エネルギースペクトル
Fig. 15 Energy spectrum

メータに、時刻歴応答解析を行う。図16にエネルギー入力
 の速度換算地 V_E を、図17に入力エネルギーに対する制
 振ブレースの吸収エネルギーの比率を示す。図16より
 $V_E = 200 \sim 280$ cm/s であり、図15に示す V_E とおおよそ一
 致している。図17よりエネルギー吸収率が最大となる
 $s\alpha_{y1} = 12 \times 10^{-3}$ を最適値¹²⁾ とする。最大層間変形角 R
 の高さ方向分布を図18に示す。 $s\alpha_{y1} = 12 \times 10^{-3}$ のとき、最
 大変形角が最も大きい層第7層でも R は $1/100$ 以内に収
 まっていることが分かる。図19に第7層の制振ブレース
 の累積塑性変形倍率 η ¹³⁾ を示す。 $s\alpha_{y1}$ が小さいほど η の値が
 大きく、最適値のとき $\eta_d = 186.3$ である。また、このとき
 の制振ブレース1本当たりの累積塑性ひずみエネルギー W_p
 は $W_{pd} = 834.1$ kN・m で、降伏耐力 N_y は、 $N_{yd} = 1658.2$ kN
 である。この条件に合う制振ブレースを細長比 $\lambda 120$ 以下と
 して、下記実験で用いる径厚比15の100 N/mm² 級低降伏
 点鋼管で選定すれば、軸力管で $\phi 298 \times 19.9$ に相当する。

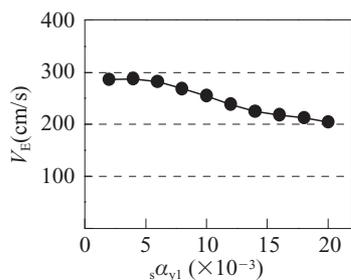


図16 V_E と $s\alpha_{y1}$ の関係
 Fig.16 V_E vs. $s\alpha_{y1}$

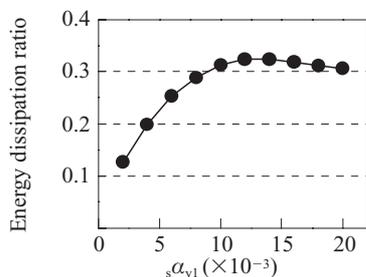


図17 エネルギー吸収率と $s\alpha_{y1}$ の関係
 Fig.17 Energy dissipation ratio vs. $s\alpha_{y1}$

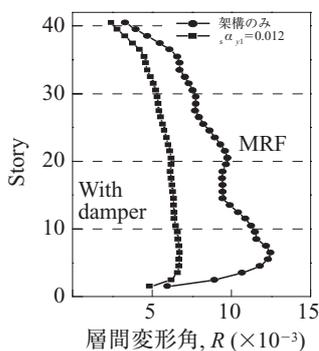


図18 最大層間変形角 R の高さ方向分布
 Fig.18 Distribution of story drift angle

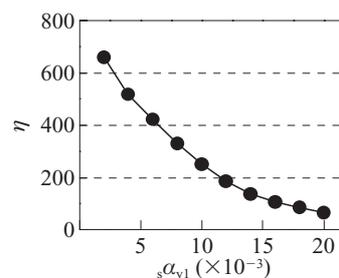


図19 h と $s\alpha_{y1}$ の関係
 Fig.19 h vs. $s\alpha_{y1}$

ただし、軸力管長さは両端に1m 接合部を設けるとして
 5.5 m とした。

解析結果の中で η の最大値 η_{dmax} は $s\alpha_{y1} = 2 \times 10^{-3}$ のとき、
 658.6、 $W_{pdmax} = 491.5$ kN・m であった。

4.3 履歴型ダンパーの保有性能

4.3.1 実験概要

試験体は両端部をピン接合とし、軸力管に径厚比15の
 100 N/mm² 級低降伏点鋼管 (JFE-LY100S)、補剛管に普通
 鋼管を用いる二重鋼管座屈拘束ブレース (内管補剛タイプ)
 である。試験体詳細を図20に示す。

荷重は試験体が破壊されるまで、以下に示す入力波を繰
 り返し入力する。入力波は応答が厳しくなる条件のもと、
 必要性能との比較を行うため、架構のみモデルで時刻歴応
 答解析を行い、層間変形角が最大である第7層の水平変位
 応答波をもとに作成した。まず、水平変位応答波を制振ブ
 レースの軸方向変位波に変換および試験体と解析で用いた

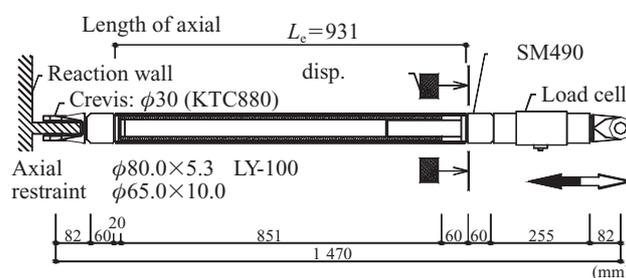


図20 試験体
 Fig.20 Testing specimen

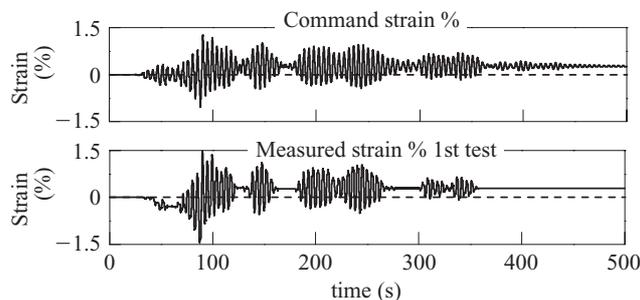


図21 ダンパーのひずみの時刻歴
 Fig.21 Time history of strain of hysteretic damper

ブレースでは軸力管の長さが異なるための補正を行った。実際に入力された波（1波目）を図21に示す。ただし、縦軸の振幅比は入力相対変位を軸力管長さで除した値であり、ブレース軸材のひずみ量に等しい。ダンパーの吸収エネルギーに大きく影響する高振幅比に対して的確に再現されていることが分かる。

4.3.2 実験結果および考察

载荷は計10回行い、10回目の载荷時に耐力低下を起こして破壊に至ったため、そこで载荷を終了させた。

写真1に最終破壊状況を示す。ブレース試験体の端部で座屈が発生し、その谷部で亀裂を生じて破壊に至っている。

表1に各回の結果を示す。回数を重ねるごとに累積塑性変形倍率 η が若干低下している。これは、試験体端部で生じる局部座屈の累積が影響し、ブレースの剛性が低下したためであると推測される。

図22に第1波目の応力度-ひずみ関係を示す。ひずみ硬化の影響を受けて最大応力度が上昇しているものの、安定した履歴を描いていることが分かる。試験体の保有累積塑性変形倍率 η は表1の各回の値を足し合わせ、 $\eta_c = 16\,081.1$ と求まる。また、このとき、 $W_{pc} = 908.4\text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 $N_{yc} = 124.4\text{ kN}$ である。ただし、载荷時に破壊に至った10回目の値は安全側の配慮として除外している。 η_c は解析で求めた η_d の約



写真1 破壊モード
Photo 1 Failure mode

表1 試験結果
Table 1 Testing results

Number	Maximum stress (N/mm ²)		Dissipation energy (kNm)	Cumulated ductility factor, η
	plus	minus		
1	214	201	105	1 863
2	222	204	103	1 829
3	224	206	102	1 813
4	228	206	102	1 799
5	226	206	101	1 783
6	228	206	100	1 774
7	227	206	99	1 757
8	228	207	98	1 740
9	231	206	97	1 724
10	236	203	92	1 628
	Sum.		1 000	17 709

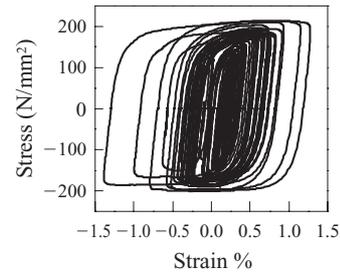


図22 応力-ひずみ関係
Fig.22 Stress-strain relation

86.3倍であり、対象とする二重鋼管ブレースは安全な性能を有する。また η_{dmax} に対しても約24.4倍の余裕がある。さらに図15より想定される最大の $V_E = 550\text{ cm/s}$ に対しても $\eta_{dmax} = 2\,432.2$ と計算でき、 η_c は約6.6倍の余力を残す結果となっている。

5. 耐風耐震制振両用のエネルギー吸収デバイス

5.1 試験計画

ここでは、JFE技研で開発中の風応答に対して設計した粘弾性ダンパーと地震応答に対して有効な履歴型ダンパー¹⁴⁾を直並列に連結した図23および写真2に示す部分

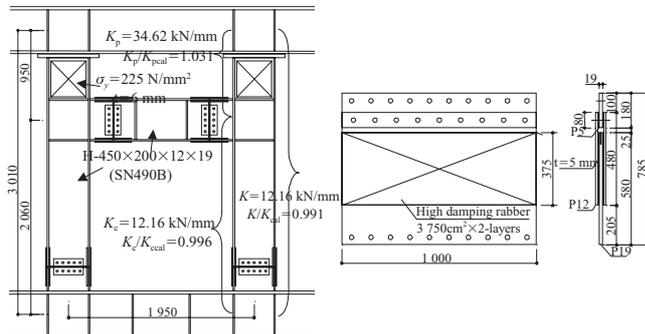


図23 複合ダンパー

Fig.23 Hysteretic and visco-elastic hybrid damper

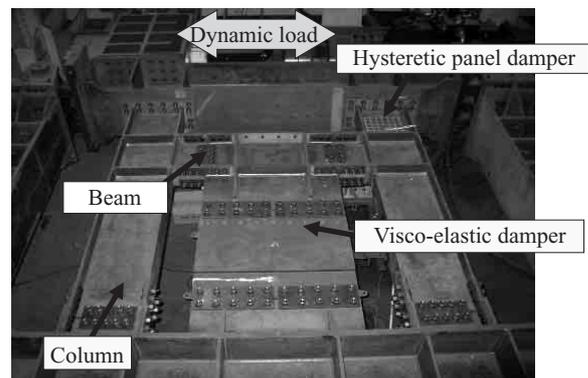


写真2 試験概要
Photo 2 Testing set-up of hybrid damper

制振壁タイプの複合ダンパーの性能評価について述べる。履歴型ダンパーは、ウェブの一部を低降伏点鋼 ($t = 6 \text{ mm}$, $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$) とした 2 本の間柱と横架材 (ともに H-450×200×12×19, SN490B) で構成される。粘弾性ダンパーは横浜ゴム (株) 製高減衰ゴム ($t = 5 \text{ mm}$) を二層に重ねたものである。複合ダンパーは 2 種のダンパーで構成され、粘弾性ダンパーは横架材を介して、低降伏点鋼パネルと直列に、間柱と並列に連結されるため、直並列型と呼ぶことにする。

上記ダンパーに対して 0.3, 1 Hz の動的荷重を行う。振幅は、層間変形角 $R = 1/500$ ($\delta = 6 \text{ mm}$) を境として小振幅 (風応答を想定)、大振幅 (地震応答を想定) に分類する。

5.2 試験結果

- (a) 履歴型ダンパー 低降伏点鋼パネルの復元力特性を図 24 に示す。パネルの最大変位 R_{pmax} は $1/16.9 \text{ rad}$ であり、座屈により耐力が低下する。パネルの降伏後も間柱と横架材は接合部近傍の一部を除いて弾性範囲である。小振幅時の減衰定数は 2~3% である。
- (b) 粘弾性ダンパー減衰定数を図 25 に示す。高減衰ゴム変形のダンパー変位 (横架材 - 下梁間の相対変位) に対する割合は 75~90% である。高減衰ゴム剛性は文献 15) の評価式剛性とほぼ等しい結果となったが、若干

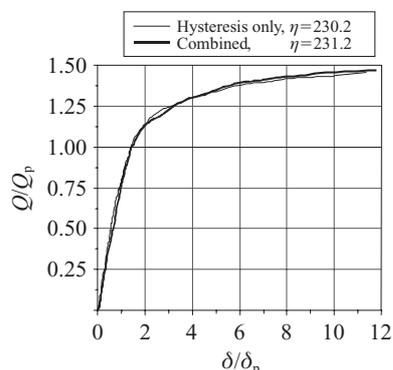


図 24 セン断パネルの Q- δ 関係

Fig. 24 Q- δ relation of hysteretic shear panel damper

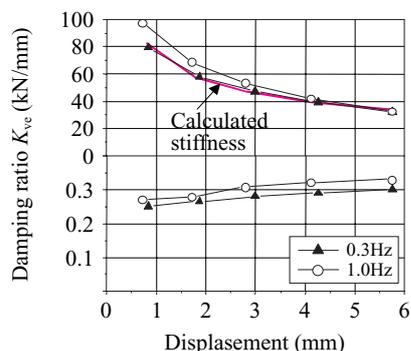


図 25 粘弾性体の減衰定数

Fig. 25 Damping ratio-displacement relation of visco-elastic damper

の周期依存性があるため、複合ダンパーの性能評価には周期ごとに補正した値を用いる。減衰定数は約 0.3 である。

- (c) 複合ダンパー・小振幅履歴曲線の一例を図 26 に示す。高減衰ゴムの変形は層間変形の約 60%，耐力分担率は約 25% であり、複合ダンパーとしての減衰定数は 6~7% となる。 $R = 1/500$ 以下では履歴型ダンパーは弾性で、主に粘弾性ダンパーがエネルギー吸収を行う (図 27 参照)。
- (d) 複合ダンパー・大振幅履歴曲線を図 28 に示す。 $R_{pmax} = 1/77.9 \text{ rad}$ である。パネルの性能は図 24 の履歴型ダンパー単体の場合と同等である。振幅が大きくなるにつれ、パネルのエネルギー吸収分担率が上昇す

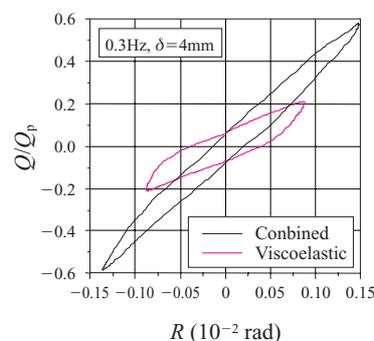


図 26 複合ダンパーの履歴特性 (小振幅時)

Fig. 26 Hysteresis loops of hybrid damper (Small amplitude)

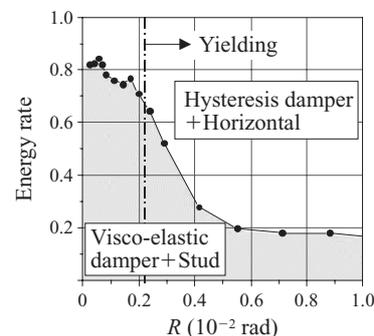


図 27 セン断パネルと粘弾性体のエネルギー分担率

Fig. 27 Energy rate of hybrid damper due to story drift angle

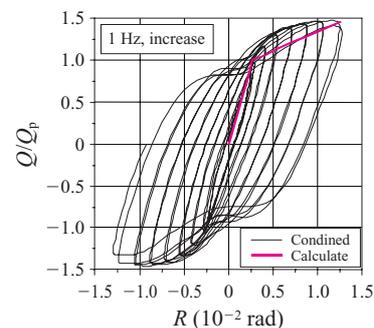
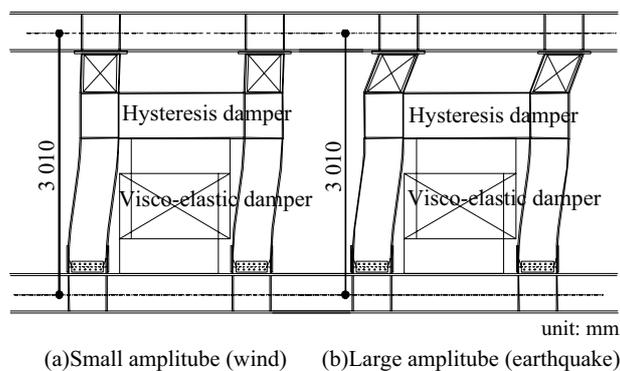


図 28 複合ダンパーの履歴特性 (大振幅時)

Fig. 28 Hysteresis loops of hybrid damper (Large amplitude)



(a)Small amplitude (wind) (b)Large amplitude (earthquake)

図 29 複合ダンパーのエネルギー吸収メカニズム

Fig. 29 Energy dissipation mechanism of hybrid damper

る (図 27)。高減衰ゴム変形は 10 mm ($\gamma = 200\%$) 以下に抑えられ、性能低下は生じない。 $R=1/100$ 時には、粘弾性ダンパーの効果により履歴型ダンパーのエネルギー吸収能力が約 8% 上昇する。

図 29 に示すように、直並列型複合ダンパーは小振幅時に粘弾性ダンパーが、大振幅時に履歴型ダンパーが主にエネルギー吸収を行い、風・地震応答の両方に対して有効である。また、大振幅時にも粘弾性ダンパーの変形を間柱の弾性限界変形以下に抑制することができ、粘弾性体を薄くすることで単位面積あたりの剛性向上が可能となる。

6. おわりに

本論では、最近の超高層建物への制振構造の適用傾向と



写真 3 JFE の制振ダンパーの適用物件の例

Photo 3 Example of buildings installed JFE hysteretic dampers

構造設計時の注意点について述べ、JFE で開発した制振ダンパーの構造性能について概説した。また、超高層建物設置された制振ダンパーのエネルギー吸収性能の長周期地震動に対する要求性能と保有性能の検討を行った。

最後に、本報にて紹介した制振ダンパーの最近 5 年の代表的な採用実績例を表 2 および写真 3 に示す。同表に示すように、JFE の制震ダンパーは、鉄骨造の超高層建築のほか、RC 造超高層建築向けにも多数採用されている。また、

表 2

Table 2 Example of buildings installed JFE hysteretic dampers

Number	用途	階数	構造	ダンパー鋼材	ダンパー台数	ブレース種別	地域
1	オフィス	12 階	鉄骨造	LY100	118	ブレース型ダンパー	東京
2	オフィス	17 階	鉄骨造	LY100	128	ブレース型ダンパー	東京
3	オフィス	28 階	鉄骨造	LY100	156	ブレース型ダンパー	東京
4	オフィス	11 階	鉄骨造	LY100	32	ブレース型ダンパー	東京
5	オフィス	26 階	鉄骨造	LY100	340	ブレース型ダンパー	東京
6	住宅	40 階	RC 造	LY100	80	せん断型ダンパー	東京
7	複合施設	25 階	鉄骨造	LY225	380	ブレース型ダンパー	東京
8	複合施設	13 階	鉄骨造	LY225	112	ブレース型ダンパー	東京
9	オフィス	—	鉄骨造	LY225	208	ブレース型ダンパー	岡山
10	住宅	31 階	RC 造	LY225	70	せん断型ダンパー	東京
11	住宅	30 階	RC 造	LY225	72	せん断型ダンパー	東京
12	オフィス	39 階	鉄骨造	LY225	168	ブレース型ダンパー	東京
13	住宅	30 階	RC 造	LY160	444	せん断型ダンパー	神奈川
14	住宅	58 階	RC 造	LY225 ほか	1 152	せん断型ダンパー	東京
15	住宅	59 階	RC 造	LY225	16	せん断型ダンパー	東京
16	オフィス	16 階	鉄骨造	LY225	85	ブレース型ダンパー	大阪
17	住宅	40 階	RC 造	LY225	92	せん断型ダンパー	東京
18	生産施設	—	鉄骨造	LY225 ほか	70	ブレース型ダンパー	東京
19	オフィス	23 階	鉄骨造	LY100	28	ブレース型ダンパー	東京
20	耐震補強	8 階	鉄骨造	LY225	—	ブレース型ダンパー	東京

超高層建築以外でも、生産施設などでの採用が増加傾向にある。近年、首都圏直下型地震など極大地震の被害予測が多数公表される中、今後、さまざまな建築用途で、制震ダンパーの普及がいつそう進むと予想される。そのため、JFEグループでは、今後も社会のニーズにマッチした制振技術の開発を進めていく予定である。

第4章の長周期地震動に対するダンパーの性能評価に関する研究は、東京理科大学理工学部建築学科北村研究室との共同研究の成果の一部を使用している。ここに記して、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会. “全国を概観した地震動予測地図”. 2007年版. 2007.
- 2) たとえば、伊藤茂樹, 加村久哉, 下川弘海, 形山忠輝, 廣田実, 植木卓也. ダンパー用極軟鋼を用いた履歴型制震デバイス. NKK 技報. 2000, no. 170, p. 67-74.
- 3) 角田充朗, 石井匠, 宮川和明, 北村春幸. 長周期地震動に対する2重鋼管プレースの性能評価. 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1. 2007, p. 895-896.
- 4) 日本鋼構造協会. CFT柱を用いた鉄骨骨組の動的耐震設計法ガイドライン. JSSCTR. no. 76, 2006.
- 5) 井上一朗. 履歴ダンパーを用いた耐震設計. 耐震設計の一つの新しい方向シンポジウム論文集. 日本建築学会. 1995, p. 95-111.
- 6) 建築研究所, 日本鉄鋼連盟. 履歴型ダンパー付鋼構造骨組の設計法. 2002.
- 7) 井上一朗, 小野聡子. 履歴ダンパーの適正分担率と架構の設計耐力. 構造工学論文集, vol. 41B. 1995, p. 9-15.
- 8) 加村久哉, 井上一朗, 桑原進, 小川厚二. 履歴型ダンパー付鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル. 日本建築学会構造系論文集, no. 562. 2002, p. 151-158.
- 9) 小川厚治. 履歴型ダンパー付骨組の残留変形に関する研究. 日本建築学会構造系論文集, no. 539. 2001, p. 143-150.
- 10) たとえば、前田泰史, 中村博志, 竹内徹, 中田安洋, 岩田衛, 和田章.

実大アンボンドプレースの疲労性能 (その1, その2). 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1. 1999, p. 813-816.

- 11) 川辺秀憲, 釜江克宏, 入倉孝次郎. 特性化震源モデルを用いた南海地震の強震動予測. 2002年度日本地震学会秋期大会講演予稿集, A31.
- 12) 渥美孝紘, 浦本弥樹, 石井正人, 北村春幸. 鋼構造超高層建物における履歴減衰型・粘性減衰型制振部材の高さ方向併用配置の提案. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 2007.
- 13) 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.
- 14) 難波隆行, 加村久哉, 廣田実. 極低降伏点鋼を用いたH型鋼横連結型制震壁に関する研究 (その5~7). 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 1998, p. 801-806.
- 15) 石川理都子, 諏訪仁, 後閑章吉, 鈴木哲夫. 粘弾性ダンパーの力学モデルに関する研究 (その1, 2). 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1999, p. 959-962.



加村 久哉



難波 隆行



沖 晃司



船場 琢