日本建築学会構造系論文集 第76巻 第661号, 695-702, 2011年3月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 76 No. 661, 695-702, Mar., 2011

繰返し曲げを受ける高強度鋼梁端部の累積変形性能評価
－制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能　その２－

CUMULATIVE DEFORMATION CAPACITY EVALUATION OF HIGH-STRENGTH STEEL BEAM ENDS SUBJECTED TO CYCLIC BENDING MOMENT
－ Seismic performance of high-strength frames with energy dissipation braces　Part 2－

竹内　徹[*1]，大山翔也[*2]，松井良太[*3]
Toru TAKEUCHI, Tatsuya OHYAMA and Ryota MATSUI

Structural system composed of high-strength steel frame with energy-dissipation elements is one of the suitable solutions for damage tolerant structure. In this concept, the main structure is designed in elastic zone for design earthquake level; however, there are still some risks to step into plastic zone in maximum considered earthquake levels. Because of high strength steel having high yield ratio, it is concerned to fracture early after yielding. In this paper, following the mock-up cyclic-loading tests and analysis of 800Mpa steel beam-column frame with diagonal BRBs, their fracture mechanism of beam-end connections are modeled using simple non-linear rotation springs, and estimation method for their cumulative energy dissipation capacities until their fractures in multistory structures are proposed.

Keywords: *High strength steel, Beam end, Cyclic loading, Fatigue fracture, Cumulative deformation Capacity*
高強度鋼，梁端部，繰返し荷重，疲労破壊，累積変形性能

1. 序

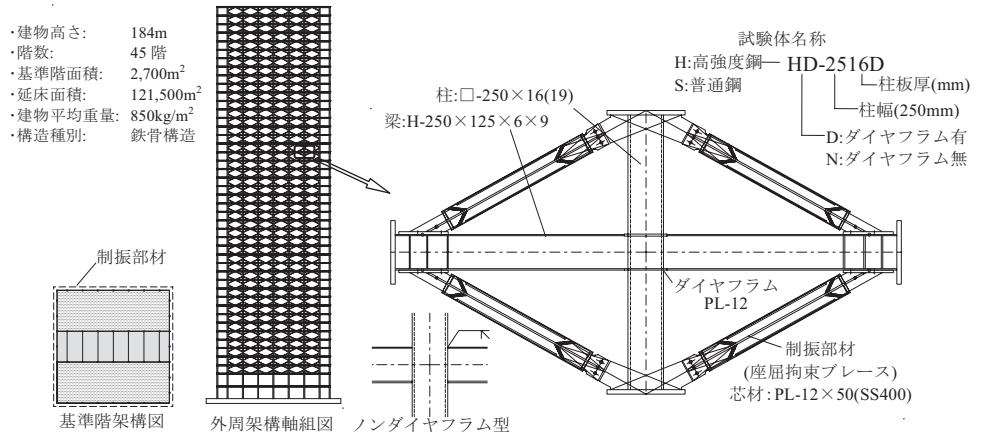
架構内に特定のエネルギー吸収部材(制振部材)を配し，大地震時に柱梁などの主架構を弾性域に留めることによって建築物の被害を最小限に抑える損傷制御設計の考え方[1),2)]が高層建物を中心に一般化しつつある。建物に入力されたエネルギーを制振部材のみで吸収し主構造を弾性域に留めるためには，制振部材はできるだけ小さな層間変形より塑性化すること等でエネルギー吸収を開始し，一方主架構はできるだけ大きな層間変形レベルまで弾性域に留まることが望ましいことから，主架構に降伏歪の大きい高強度綱を使用し，制振部材に低降伏点綱を芯材に用いた座屈拘束ブレースを配して組み合わせた構造システムが提案されている。主架構に 800MPa 級の高強度綱（降伏応力 700MPa 前後）を用いた場合，その降伏層間変形角は 1/60～1/70 まで延長され，降伏層間変形角 1/1000～1/700 の座屈拘束ブレースなどと組み合わせることで高い地震レベルまで無損傷性を確保した架構を構成することができる。

前論文 3)で著者らは 800MPa 級の高強度綱の柱梁架構に座屈拘束ブレースを付加した高層建物を想定して，その部分架構の繰返し載荷実験を行い，ブレースおよび主架構梁端部が破断に至るまでの載荷を実施し，その最終状態および累積エネルギー吸収性能を確認した。その結果，高強度鋼を主架構に用いた場合，その高い降伏比のため，普通鋼架構と比して梁端部の塑性化領域が局部に集中する傾向があることを確認した。さらに仕口部の詳細な数値解析により実験結果を再現して局部歪を評価し，梁端部の局部歪振幅と実験により得られた破断時期が概ね低サイクル疲労破壊条件に則っていることを確認した。

梁端部の繰返し変形性能に関しては過去に数多くの研究がなされており[4)-7)]，鋼素材の疲労性能に関する研究も数多くなされている[8)~10)]。この際，梁の変形性能については梁端部の回転角で評価されることが多いのに対し，破断に関しては鋼素材の歪値を用いて評価されることが多く，鋼素材の疲労性能を指標に梁の変形性能を評価するためには，梁の回転角と梁端部の歪の関係を明らかにする必要がある。しかし，前論文で用いたような多要素より成る接合部数値解析モデルは多くの部材より構成される高層建物の時刻歴応答解析に適しているとは言えない。このような観点から，多田ら[11)]は断面を有限個の点に集中させた断面モデルを用いて梁端部歪-回転角関係の解析解を誘導している。本論文では同概念に倣い，前論文で得た梁端部 M-θ 関係を非線形材端回転ばねモデルで表現し，回転角と局部歪を簡便な関係式で表すことで，大規模架構の地震応答時の部材破断時期を推定する手法の提案を行う。さらに提案した評価手法を用いて，文献 3)で想定した超高層建物に異なるレベルの地震入力が加わった場合の架構安全性の検討評価例を提示し，部材破断までの余裕度を確認することにより同損傷制御架構の耐震冗長性を調査する。

[*1] 東京工業大学建築学専攻　教授・博士(工学)
[*2] 東京工業大学建築学専攻　大学院生(当時)・修士(工学)
[*3] 東京工業大学建築学専攻　博士課程・修士(工学)
（日本学術振興会特別研究員　DC1）

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Graduate Student (Previous), Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
(Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science)



(a) 試験体想定架構　　(b) 試験体フレーム

図 1 制振ダンパー付十字架構繰返し載荷実験試験体概要

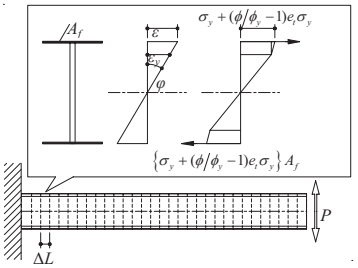


図 2 数値解析モデル概要

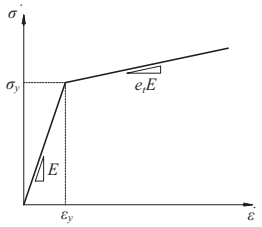


図 3 鋼材復元力特性モデル

表 1 制振部材付十字架構繰返し載荷実験 梁諸元

ヤング係数 E (N/mm^2)	梁せい h (mm)	断面係数 Z (mm^3)	塑性断面係数 Z_p (mm^3)	降伏応力度 σ_y (N/mm^2)	歪硬化勾配 e_t	梁長さ L (mm)
205000	250	3.11x10^5	3.52x10^5	750	0.007	1950

2. 梁端部の塑性変形のモデル化

前論文 [3]では文献 2)を参考に図 1(a)に示す制振部材を付加した超高層建物を想定し，その部分架構(図 1(b))について繰返し載荷実験(制振部材付十字架構繰返し載荷実験)を実施し，架構の復元力特性および梁端部における歪分布を図 2 に示すような梁の微少区間において曲げモーメント-曲率関係を与えた弾塑性数値解析結果と比較することで，梁端部 M-θ 関係と局部歪の評価を試みた。しかしながら上記数値解析手法は煩雑であるため，得られた梁端部の弾塑性 M-θ 関係を等価な非線形材端回転ばねで置換することを試みる。まず図 2 に示す片持ち梁数値解析モデルを用いて解析を行い，梁端部における曲げモーメントと梁端部の塑性回転角の関係を誘導する。解析では梁の微小区間 ΔL で曲げモーメント M-曲率 ϕ 関係を与えるが，本研究では M-ϕ関係の算出にあたって梁フランジの板厚を無視し，断面を集約させた H 断面モデルを用い，さらに歪硬化の影響を考慮するため，材料特性を図 3 に示すような歪硬化勾配を有するバイリニア型モデルとする。このとき塑性化後の M-ϕ関係は式(1)で表される。

$$M=\left\{(1-e_t)Z_p+e_tZ\frac{\phi}{\phi_y}-(1-e_t)(Z_p-Z)\left(\frac{\phi_y}{\phi}\right)^2\right\}\sigma_y \qquad (1)$$

ただし，Z:断面係数，Z_p:塑性断面係数，ϕ_y:降伏曲率である。

繰返し載荷を受ける場合については図 4 に示すように降伏点一定の複合硬化則を用いる。以降，本解析モデルを数値解析モデルと称する。さらに塑性曲率ϕ_p をϕ_p=ϕ-ϕ_y と定義し，梁端部塑性回転角 θ_{bp} を θ_{bp}=$\Sigma\phi_p\Delta L$ より算出する。多田ら [11]は弾性変形を含む片持ち梁先端の回転角に対し定式化を行っているが，本論文では弾性梁要素の材端に弾塑性回転ばねを付加することを想定し，梁端部の塑性回転角 θ_{bp} に対する定式化を行う。表 1 に示す制振部材付十字架構繰返し載荷実験における部分架構を構成する梁モデルを用いて解析を行い，得られた梁端部の曲げモーメントと梁端部塑性回転角 θ_{bp} の関係を点線で図 5 に示す。なお，曲げモーメントは全塑性曲げモーメント M_p で規準化している。同図に示すとおり M-θ_{bp} 関係は概ね剛塑性型

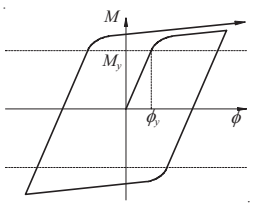


図 4 M-ϕ関係
繰返し履歴モデル

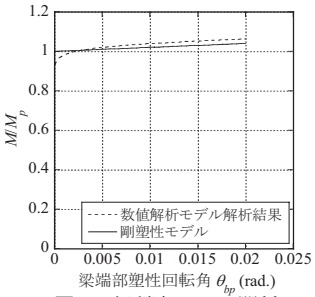


図 5 梁端部 M-θ_{bp} 関係

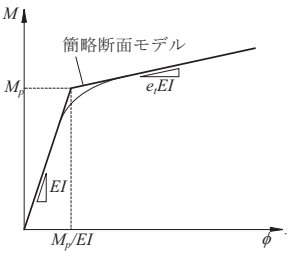


図 6 簡略断面モデル

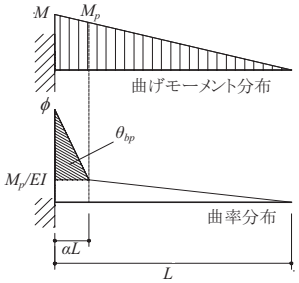


図 7 簡略断面モデル梁の歪分布

の復元力特性で模擬できる。そこで降伏点に梁断面の全塑性曲げモーメント M_p を用い，M_p 到達後の回転剛性 K_{bp} に数値解析モデルで得られた θ_{bp}=1/50 における接線剛性を用いた剛塑性型の復元力特性を図 5 中に実線で併せて示す。剛塑性モデルは数値解析モデルより得られた M-θ_{bp} 関係を概ね模擬している。

3. 梁端部回転剛性の簡易評価式

次に回転剛性 K_{bp} の評価式の誘導を行う。図 6 に示すように断面内の M-ϕ関係を簡略化し，全塑性モーメント M_p まで弾性剛性 EI を有し，M_p 到達後は剛性が e_tEI へ低減する簡略断面モデルを仮定すると，仮定した簡略断面モデルにおける梁の曲率は図 7 に示すように分布し，このとき梁端部における塑性回転角 θ_{bp} は図中斜線部分の面積で表される。これより曲げモーメント M と回転角 θ_{bp} の関係は式(2)で表され，さらに回転角 θ_{bp} における接線剛性は式(3)で表される。

$$M=M_p+\frac{e_tEh}{2\sigma_yL}\theta_{bp}\left(1+\sqrt{\frac{4\sigma_yL}{e_tEh\theta_{bp}}+1}\right)M_p \qquad (2)$$

$$K_{bp}=\frac{dM}{d\theta_{bp}}=\frac{e_t Eh}{2\sigma_y L}\left(1+\frac{\theta_{bp}+\dfrac{2\sigma_y L}{e_t Eh}}{\sqrt{\theta_{bp}{}^2+\dfrac{4\sigma_y L}{e_t Eh}\theta_{bp}}}\right)M_p \tag{3}$$

ただし，L:梁長さ，h:梁せいである。

表 2 に示す曲げモーメント勾配や部材断面を変化させた 7×5×2×3 =210 ケースの片持ち梁モデルを用いて，数値解析モデルの解析から算出される回転剛性と式(3)に示す評価式により算出される回転剛性との比較を行った結果を図 8 に示す。なお，数値解析モデル同様，式(3)中の θ_{bp} は 1/50 とする。同図に示すとおり，数値解析モデルと評価式による回転剛性は精度良く対応しており，誘導した回転ばね剛性の評価式は妥当と判断される。

表 2　解析モデルパラメータ

部材断面	Z_{pw}/Z_{pf}	L (mm)	σ_y (N/mm^2)	e_t
H-250×125×6×9	0.30	1500	290	0.01
H-350×175×7×11	0.29	2000	750	0.01
H-400×200×10×16	0.28	3000		0.02
H-500×200×10×16	0.35	5000		
H-600×200×11×17	0.44	8000		
H-700×300×13×24	0.28			
H-800×300×14×26	0.32			

*Z_{pw}/Z_{pf}:ウエブ／フランジ塑性断面係数比

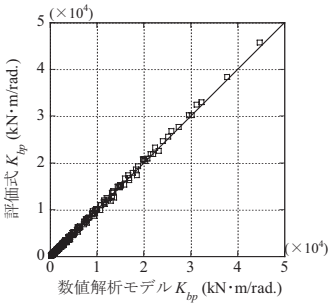


図 8　回転剛性簡易評価式精度

表 3　片持ち梁検討モデル諸元

解析モデル	ヤング係数 E (N/mm^2)	梁せい h (mm)	断面係数 Z (mm^3)	塑性断面係数 Z_p (mm^3)	降伏応力度 σ_y (N/mm^2)	歪硬化勾配 e_t	梁長さ L (mm)
実験モデル	205000	250	3.11x10^5	3.52x10^5	750	0.007	1950
0.5σ_y モデル					375		
2e_t モデル					750	0.014	
2L モデル						0.007	3900
2h モデル		500	7.66x10^5	9.01x10^5			1950

4. 梁端部曲率の評価式

続いて梁塑性化後の梁端部歪を塑性ヒンジ回転角より推定する手法について検討する。まず塑性曲率 ϕ_p と梁端部塑性回転角 θ_{bp} の関係に着目し，両者の関係を定式化する。図 2 に示す簡略 H 断面モデルを用いた場合の ϕ_p と θ_{bp} の関係を式(2)を用いることで算出すると，式(4)を得る。

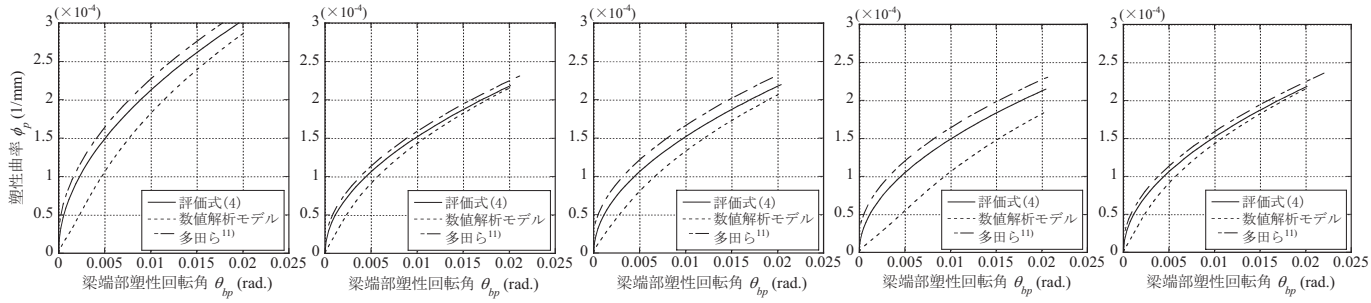
$$\phi_p=\left\{1+\sqrt{1+\frac{4\sigma_y L}{e_t Eh\theta_{bp}}}\right\}\frac{\theta_{bp}}{L} \tag{4}$$

表 3 に示す各片持ち梁検討モデルの ϕ_p-θ_{bp} 関係を式(4)により算出した結果と図 2 に示す数値解析モデルを用いて算出した結果を比較して図 9 に示す。多田ら[11]による 2 集中断面解析解より弾性変形分を除去した結果も合わせて示している。同図に示す通り，特に曲げモーメント勾配の緩やかな 2L モデルについて評価式と数値解析モデルにより推定される塑性曲率に大きな差が見られる。また他のモデルについても全体的な特性は概ね対応しているものの，変形が小さい範囲での誤差が顕著である。これは，図 6 のモデルにおいて M_y から M_p に至る範囲の塑性曲率を簡略化している点等に帰因する。そこで評価式の表現を複雑化させることなく上記の影響を考慮して式(4)より近似式を構成することを試みる。式(4)中の各パラメータに表 2 に示す実験モデルの各値を代入し，θ_{bp}=0.01(rad.)とした場合，

$$\frac{4\sigma_y L}{e_t Eh\theta_{bp}}=1630\gg 1$$

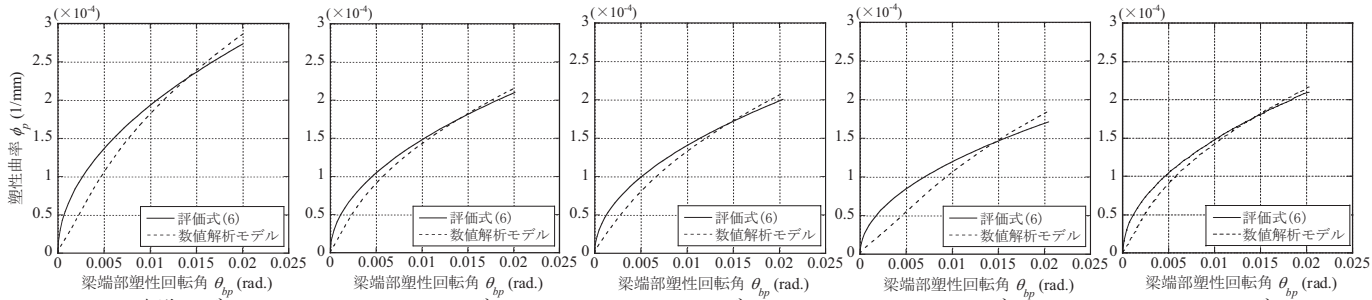
となり，通常想定される範囲では式(4)は式(5)として近似でき，φ_p は概ね $\sqrt{\theta_{bp}}$ に比例する。そこでまず式(6)の形式を評価式として仮定し，数値解析モデルによる ϕ_p-θ_{bp} 関係を回帰して α を決定し，数値解析モデルと比較すると図 10 に示すようになる。

$$\phi_p=\left\{1+\sqrt{1+\frac{4\sigma_y L}{e_t Eh\theta_{bp}}}\right\}\frac{\theta_{bp}}{L}\approx 2\sqrt{\frac{\sigma_y}{e_t EhL}}\cdot\sqrt{\theta_{bp}} \tag{5}$$



(a)　実験モデル　(b)　0.5σ_y モデル　(c)　2e_t モデル　(d)　2L モデル　(e)　2h モデル

図 9　評価式(4)と数値解析モデルによる ϕ_p-θ_{bp} 関係



(a)　実験モデル　(b)　0.5σ_y モデル　(c)　2e_t モデル　(d)　2L モデル　(e)　2h モデル

図 10　評価式(6): $\phi_p=\alpha\theta_{bp}{}^{0.5}$ による近似曲線

$$\phi_p = \alpha\theta_{bp}^{0.5} \tag{6}$$

図 10 を見ると図 9 よりは改善が見られるものの，変形の小さい範囲において式(6)は数値解析モデルによる ϕ_p-θ_{bp} 関係を精度良く近似できていない。もし梁端部の塑性化領域の変動がないものとすれば ϕ_p と θ_{bp} の関係は線形となる。しかしながら実際には塑性化領域は梁端部の曲げモーメントの増加に伴い変動し，ϕ_p-θ_{bp} 関係は非線形性を有するものとなる。簡略断面モデルの場合，降伏後の端部の曲げモーメントの曲率に対する増分が一定であるのに対し，数値解析モデルでは降伏直後の曲げモーメント増分が大きく，急速に塑性化領域が長くなる。その後の塑性化領域の変動は小さくなり，簡略断面モデルと比べて ϕ_p-θ_{bp} 関係は線形性が強くなる。そこで両者の関係を式(7)のように仮定し，数値解析モデルの ϕ_p-θ_{bp} 関係を回帰する。

$$\phi_p = \alpha\theta_{bp}^{\beta} \qquad (0.5 \leqq \beta \leqq 1) \tag{7}$$

式(7)中の係数 α，β の同定を行うにあたり，降伏応力度 σ_y，歪硬化勾配係数 e_t，梁長さ L，梁せい h をパラメータにとり，表 2 に示す 210 ケースの片持ち梁モデルを用いてパラメトリックスタディを行う。各パラメータの変化による係数 α，β の推移をそれぞれ図 11，図 12 に示す。以上の結果より，α, β の近似式としてそれぞれ式(8)，式(9)を仮定する。ただし式中 $C_{\alpha1}$，$C_{\alpha2}$ および $C_{\beta1}$~$C_{\beta4}$ は定数である。

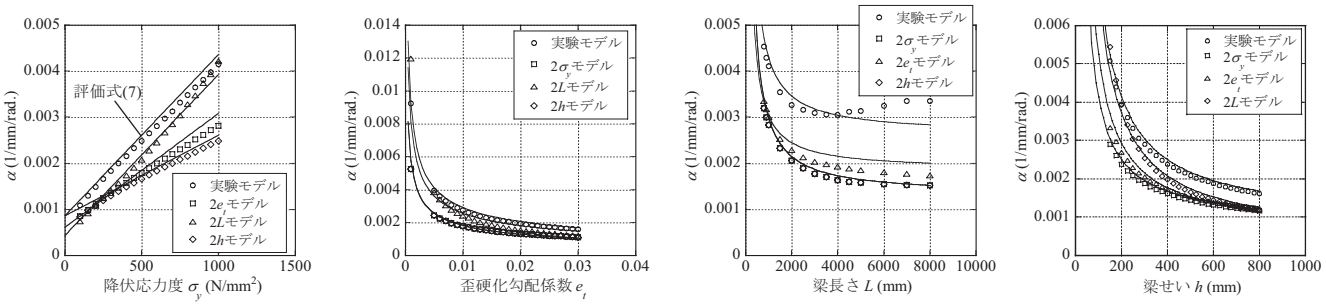
$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{e_t L}}\left(C_{\alpha1}\frac{\sigma_y L}{Eh} + C_{\alpha2}\right) \tag{8}$$

$$\beta = C_{\beta1}\left(C_{\beta2}e_t\right)^{\left(-C_{\beta3}\frac{\sigma_y L}{Eh}+C_{\beta4}\right)} \tag{9}$$

式(8)，(9)中の係数 $C_{\alpha1}$，$C_{\alpha2}$ および $C_{\beta1}$~$C_{\beta4}$ に関しては，表 2 に示す各パラメータを各々組み合わせた片持ち梁モデルについて数値解析モデルを用いて解析を行い，得られる ϕ_p-θ_{bp} 関係の回帰曲線に対し，最小二乗法により係数 $C_{\alpha1}$，$C_{\alpha2}$ および $C_{\beta1}$~$C_{\beta4}$ を定める。得られた結果を以下に示す。

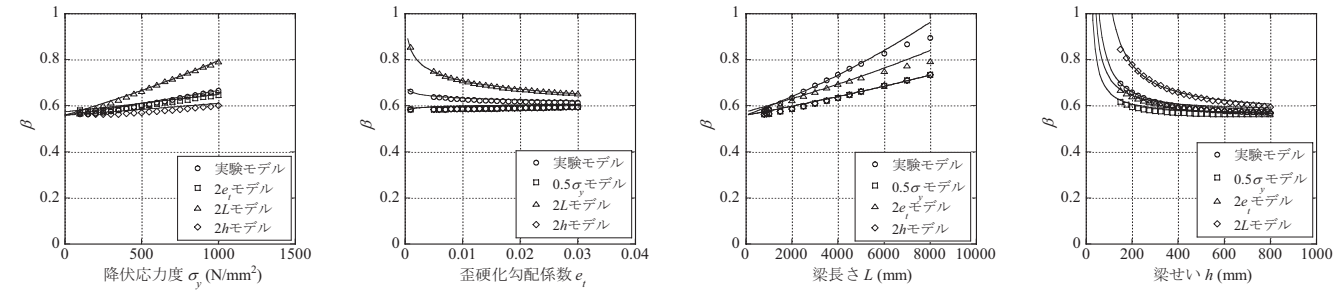
$C_{\alpha1}$=15，$C_{\alpha2}$=0.14，$C_{\beta1}$=0.61，$C_{\beta2}$=14，$C_{\beta3}$=2.0，$C_{\beta4}$=0.038

式(8)，(9)により得られる α，β を図 11，図 12 中に実線で示す。また式(7)-(9)を用いて数値解析結果と ϕ_p-θ_{bp} 関係を比べたものを図 13 に示す。精度は式(4)，式(6)と比較し，大幅に改善されている。また先述した 210 ケースの片持ち梁モデルの塑性回転角 θ_{bp}=0.005，0.01，0.015，0.02(rad.)における数値解析モデルより算出される梁端部塑性曲率 ϕ_p と式(7)～(9)に示す簡易予測式により算出される ϕ_p の比較を図 14 に示す。図に見るように評価式により全般的に精度良く梁端部塑性曲率を推定することができている。



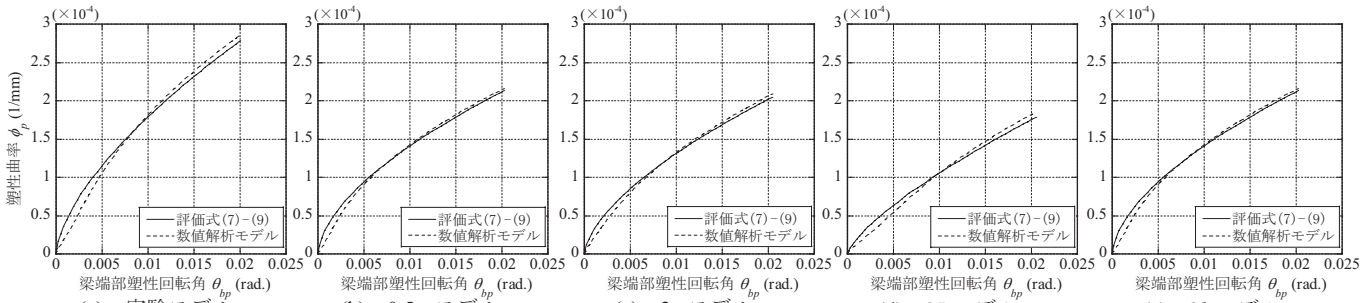
(a) 降伏応力度の影響　(b) 歪硬化勾配の影響　(c) 梁長さの影響　(d) 梁せいの影響

図 11 各パラメータの変化による α の推移



(a) 降伏応力度の影響　(b) 歪硬化勾配の影響　(c) 梁長さの影響　(d) 梁せいの影響

図 12 各パラメータの変化による β の推移



(a) 実験モデル　(b) $0.5\sigma_y$ モデル　(c) $2e_t$ モデル　(d) $2L$ モデル　(e) $2h$ モデル

図 13 評価式(7)-(9): $\phi_p=\alpha\theta_{bp}^{\beta}$ による ϕ_p-θ_{bp} 関係

5. 梁端部回転ばね置換モデルによる梁の弾塑性繰返し履歴

次に図 15 に示すような梁端部の塑性変形を梁端部回転ばねに置換したモデル(梁端部回転ばね置換モデル)を用いて片持ち梁の弾塑性解析を行う。同図中に示すとおり回転ばねの履歴モデルは剛塑性型とし，全塑性曲げモーメント M_p を降伏点とし，さらに降伏後の回転剛性 K_{bp} には式(3)により算出したものを用いる。載荷は漸増振幅の正負交番繰返し載荷とするが，履歴モデルは降伏応力度一定の複合硬化則を用いる。繰返し載荷を受ける梁において，梁端部回転ばねの回転角 θ_{bp} の履歴が反転することはすなわち，梁端部における曲げモーメントが前ステップと反対側の全塑性曲げモーメント M_p に達して塑性変形が進展することであり，この時梁端部で反転時の塑性曲率ϕ_{p0}から新たに塑性歪を進展させて評価する。具体的には塑性曲率の算出に式(7)を発展させた式(10)を用いる。

$$\begin{aligned}\phi_p &= \phi_{p0} + \alpha\left|\theta_{bp} - \theta_{bp0}\right|^{\beta} \qquad (\theta_{bp} \geq \theta_{bp0}) \\ \phi_p &= \phi_{p0} - \alpha\left|\theta_{bp} - \theta_{bp0}\right|^{\beta} \qquad (\theta_{bp} < \theta_{bp0})\end{aligned} \tag{10}$$

ただし，θ_{bp0}，ϕ_{p0} は直前の回転角反転時における θ_{bp}，ϕ_p である。

表 4 に示す片持ち梁モデルを用いて弾塑性解析を行い，得られた回転ばねの塑性回転角履歴から式(10)を用いて破断判定に用いる塑性曲率を算出する。さらに回転ばねの曲げモーメント履歴から弾性変形による曲率を求め，梁端部における曲率ϕを算出する。図 16 に得られた片持ち梁の荷重-変形角関係を，図 17 に梁端部曲率-梁端部塑性曲率関係を数値解析モデルで得られる結果と併せて示す。図に示すとおり荷重-変形角関係，ϕ-θ_{bp} 関係ともに梁端部回転ばね置換モデルと数値解析モデルの解析結果は概ね一致しており，本解析モデルは妥当なものと判断される。

6. 制振部材付十字架構の解析

以上の定式化により，前論文[3]で使用した図 18(a)に示す数値解析モデルを図 18(b)のような梁端部回転ばねモデルに単純化することが可能となった。本章では図 18(b)の梁端部回転ばね置換モデルを用いて前論文 3)で行った制振部材付十字架構繰返し載荷実験の再現を試みる。本架構モデルのように制振部材を方杖型に配置した場合，図 19 に示すとおり制振部材の影響により梁の曲げモーメント勾配は緩やかになる。そこで制振部材を付加した十字架構および十字架構のみのモデルについて数値解析モデルを用いて解析を行い，得られたϕ_p-θ_{bp} 関係を図 20 に破線で示す。制振部材が梁端部の曲率に影響を与えていることがわかる。そこで梁端部回転ばね置換モデルによる梁端部曲率の推定にあたっては図 18 に示すようにダンパーに降伏軸力 N_y が作用し，梁端部曲げモーメントが M_p に達した際の曲げモーメント分布に対して得られる等価梁長さ L_{eq} を式(3), (8), (9)中のパラメータ L として用いる。等価梁長さ L_{eq} は図 19 に示す応力状態に対して式(11)により算出される。

$$L_{eq} = \frac{M_p}{Q} \tag{11}$$

ただし，Q:梁端部におけるせん断力である。

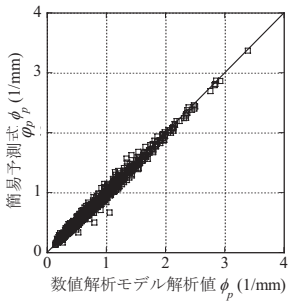


図 14 評価式の精度

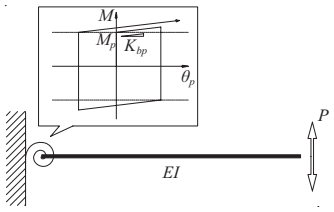
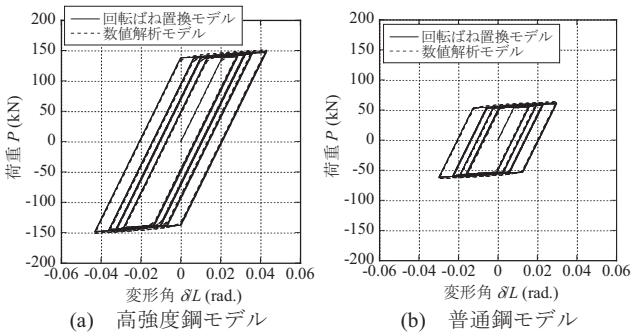


図 15 回転ばね置換モデル概要

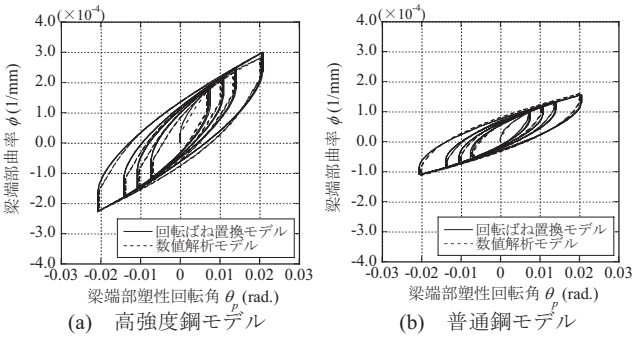
表 4 解析モデル概要

モデル名	梁断面	梁長さ L (mm)	降伏応力度 σ_y (N/mm^2)	歪硬化勾配係数 e_t
高強度鋼モデル	H-250×125×6×9	1950	750	0.007
普通鋼モデル	H-250×125×6×9	1950	290	0.01



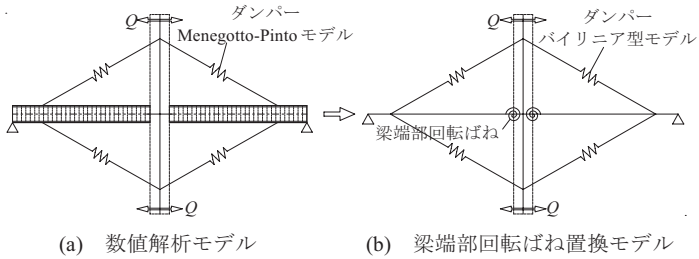
(a) 高強度鋼モデル　(b) 普通鋼モデル

図 16 片持ち梁 荷重−変形角関係



(a) 高強度鋼モデル　(b) 普通鋼モデル

図 17 片持ち梁 ϕ-θ_{bp} 関係



(a) 数値解析モデル　(b) 梁端部回転ばね置換モデル

図 18 制振部材付十字架構解析モデルの単純化

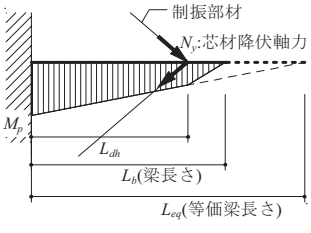


図 19 梁の等価長さ L_{eq}

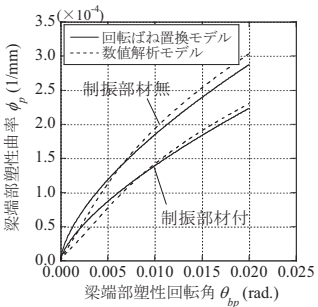
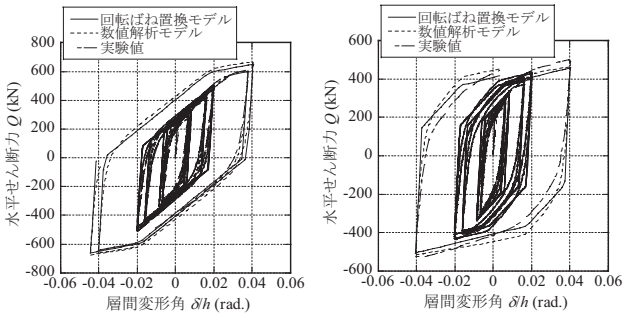


図 20 制振部材の影響

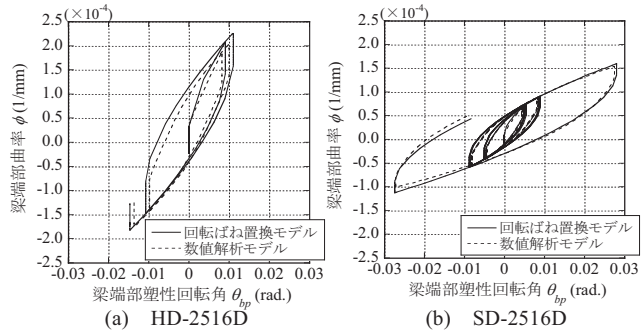
パラメータ L に梁長さ L_b，等価梁長さ L_{eq} を用いた場合に得られる回転ばね置換モデルの ϕ_p-θ_{bp} 関係をそれぞれ図 20 中に実線で示す。図に示すとおり制振部材が梁の曲げモーメント分布に影響を与える場合には，梁端部塑性化への影響を考慮し，等価梁長さ L_{eq} を用いることで回転ばね置換モデルにより梁端部曲率の推定が出来ていることがわかる。

前論文 3)で報告した制振部材付十字架構繰返し載荷実験では通常の梁通しダイヤフラム付高強度鋼架構(HD-2516D)および普通鋼架構(SD-2516D)，さらにノンダイヤフラム柱梁接合部形式の高強度鋼架構(HN-2519D)について実験を行ったが，ノンダイヤフラム型高強度鋼架構については層間変形角 1/25 の繰返し載荷を受けても柱梁接合部の応力伝達量不足のため梁端部が塑性化に至らないことが確認



(a) HD-2516D　　(b) SD-2516D

図 21 制振部材付十字架構
水平せん断力-層間変形角関係



(a) HD-2516D　　(b) SD-2516D

図 22 制振部材付十字架構 ϕ-θ_{bp} 関係

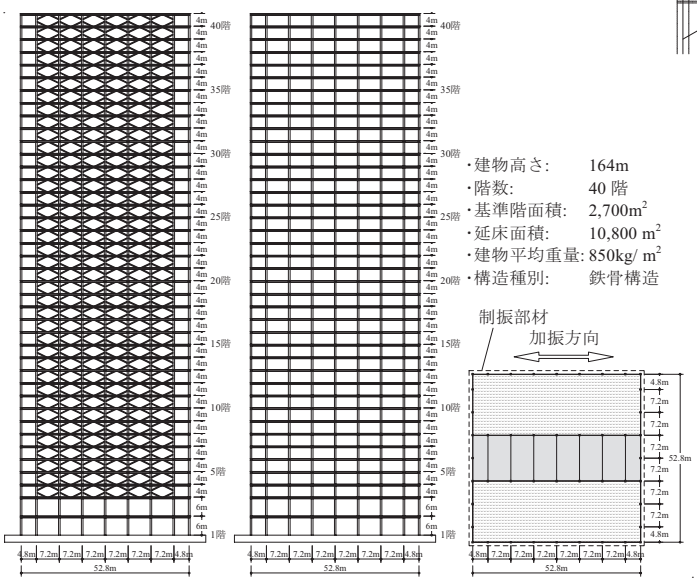


図 23 検討建物概要

されている。そのため本解析では HD-2516D，SD-2516D を対象とする。梁端部回転ばねモデルを用いて繰返し振幅下の解析を行い，得られた架構の水平せん断力-層間変形角関係を図 21 に示す。同図中には文献 3)に示される繰返し載荷実験の結果と数値解析モデルによる解析結果を併せて示すが，各値は概ね良い対応を示しており，梁端部の塑性変形を梁端部等価回転ばねに置換することで架構の挙動が再現できていることが確認できる。さらに解析より得られた梁端部回転ばねの履歴から梁端部の曲率を算出し，得られた梁端部曲率-梁端部塑性回転角関係を数値解析モデルの結果と併せて図 22 に示す。同図に示すとおりこちらも概ねよい対応を示しており，評価式により梁端部曲率が推定可能であることがわかる。この過程で得られた ϕ より梁端部の歪 ε_{eq} を求め，さらにフランジ幅方向側面における歪集中率を乗じることで梁端部局部歪 ε_l の履歴を算出し，その累積値を低サイクル疲労曲線と比較することで，前論文で報告したように梁端部の破断時期を推定できると考えられる。

7. 超高層制振建物の耐震性能評価例

本章では前章までに提案した梁端部回転ばね置換モデルを用いて前論文 3)で試験架構の元となった超高層制振建物の耐震性能評価例を示す。建物モデルは文献 1)，2)を参考に図 23 に示す外周制振架構による 40 階建鉄骨造建物を設定する。解析モデルはダイヤフラム付高強度鋼架構 HD-D，ダイヤフラム付普通鋼架構 SD-D，文献 3)で示したノンダイヤフラム型高強度鋼架構 HN-D の 3 モデルとし，図 24 に示すよう加振方向構面内のみ梁端部回転ばねを有する立体解析モデルを設定する。またノンダイヤフラム型架構については文献 3)に示したとおり柱梁接合部における変形を考慮する必要があるため，

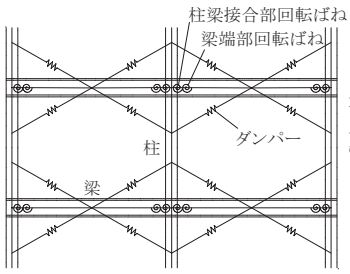


図 24 解析モデル概要

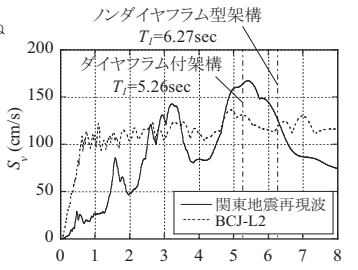


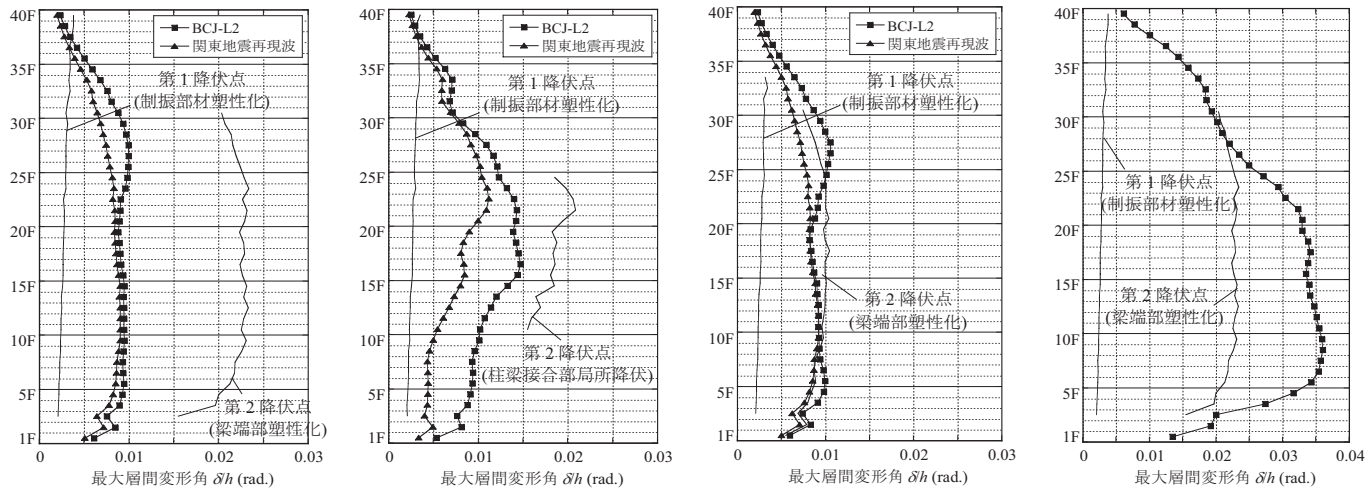
図 25 入力波速度応答スペクトル

表 5 制振部材の累積変形性能評価

架構モデル	地震波	平均塑性歪振幅 $\Delta\varepsilon_{eq}$ %	累積塑性歪 $\Sigma\varepsilon_p$ %	骨格部比率 α_s	累積塑性変形能力 χ %	$\chi/\Sigma\varepsilon_p$
HD-D	BCJ-L2	0.33	11.37	0.16	216.4	19.0
	関東地震再現波	0.27	9.97	0.17	207.1	20.8
	BCJ-L2×2.5	0.67	48.13	0.19	178.4	3.7
HN-D	BCJ-L2	0.42	14.72	0.26	131.4	8.9
	関東地震再現波	0.27	11.49	0.14	244.8	21.3
SD-D	BCJ-L2	0.34	11.18	0.16	222.4	19.9
	関東地震再現波	0.27	9.94	0.17	208.6	21.0

表 6 主架構の累積変形性能評価

架構モデル	地震波	平均塑性歪振幅 $\Delta\varepsilon_l$ %	累積塑性歪 $\Sigma\varepsilon_p$ %	累積塑性変形能力 χ %	$\chi/\Sigma\varepsilon_p$
HD-D	BCJ-L2	1.04	4.15	4485.8	1082.0
	関東地震再現波	2.08	8.33	1148.9	137.9
	BCJ-L2×2.5	2.56	56.29	769.6	13.7
HN-D	BCJ-L2	0.86	1.72	6486.5	3780.6
	関東地震再現波	-	-	-	-
SD-D	BCJ-L2	0.98	19.68	3927.3	199.5
	関東地震再現波	1.07	23.57	3568.6	151.4



(a) HD-D (高強度鋼架構) (b) HN-D (ノンダイヤフラム高強度架構) (c) SD-D (普通鋼架構)

図 26 最大層間変形角(BCJ-L2，関東地震再現波)

HD-D (高強度鋼架構)

図 27 最大層間変形角(BCJ L2×2.5)

図 24 に示すように柱梁接合部回転ばねにより接合部の変形をモデル化し，その履歴モデルは文献 3)で示したトリリニア型モデルを用いる。解析は汎用プログラム SNAP.ver.3.0.2.7 を用いる。入力地震波は BCJ-L2(継続時間 120sec)およびダイヤフラム付架構の固有周期で応答が卓越する長周期地震動，関東地震再現波船橋 NS(継続時間 190sec)を用いて時刻歴応答解析を行う。各地震波の速度応答スペクトルを図 25 に示す。時刻歴応答解析により得られた各層の最大層間変形角を図 26 に示す。また増分解析により得られた各層第 1 降伏点，第 2 降伏点を同図中に示す。各モデル共，層間変形角 1/300 程度でダンパーが降伏し，主架構梁端部の降伏は HD-D で層間変形角 1/50，SD-D で 1/100 程度となっている。また HN-D では柱梁接合部の柱局部降伏が第 2 降伏点となり，層間変形角 1/70~1/50 程度で剛性低下する。同図(c)に示すとおり普通鋼架構では最大応答が主架構弾性域を超えているのに対し，(a)の高強度鋼架構では BCJ-L2，関東地震再現波ともに弾性限内に留まっており，損傷制御架構のコンセプトが成立していることが確認できる。さらに高強度鋼架構が弾性限を超えた場合の余裕度解析を行うため BCJ-L2 の 2.5 倍の地震動を用いて時刻歴応答解析を行う。解析より得られた HD-D の最大層間変形角を図 27 に示す。このレベルになると主架構は高強度架構でも塑性領域に入ることがわかる。

以上の状態における架構の破断危険性について評価を試みる。具体的には層間変形角が最大となる層の部材を抽出する。主架構梁端部における歪は時刻歴応答解析より得られる梁端部回転ばねの履歴を用いて 5 章で示した式(7)~(9)により梁端部曲率を算出し，得られる曲率から梁端部歪を評価する。前論文 3)と同様の手法を用い，制振部材については骨格部比率の損傷度を考慮して累積変形性能評価を行い，主架構は梁端部について前論文で設定した梁フランジ幅方向の歪集中率をも考慮して部材局部の最大歪履歴を算出し，その累積値が鋼材の疲労曲線に合致した点を破断点として累積変形性能評価を行う。得られた結果をそれぞれ表 5，6 に示す。同表中，$\Sigma\varepsilon_p$ が地震 1 回分の梁端局部の累積塑性歪，χ が疲労曲線および平均塑性歪振幅より得られる破断に至るまでの累積塑性歪である。図 26 および表 6 を比較すると巨視的に主架構が弾性限内に留まっている場合にも $\Delta\varepsilon_l$ は $2\varepsilon_y$ を超えており，梁フランジ幅方向の歪の偏在により局所的に梁端部が塑性領域に達することがわかる。しかし表 5，6 の $\chi/\Sigma\varepsilon_p$ に示すとおり，ダイヤフラム付梁端部が破断に至るまでには長周期地震動を含むレベル 2 地震入力に対しても 100 回程度以上の疲労性能を有すると評価され，ある程度の耐震冗長性が確保されているものと判断される。また余裕度レベルの地震入力に対しても 10 回程度以上の耐震余裕度を有していることがわかる。

8. 結

高強度鋼を含む梁端部における回転角と曲率の関係を数値解析により算出し，梁端部における局部歪を簡易に評価する手法を提案し，前論文の実験結果との整合性を確認した。また提案手法を用いて超高層制振建物の耐震余裕度の評価例を示した。以下に得られた知見を示す。

1)片持ち梁における梁端部曲げモーメント-梁端部回転角関係を剛塑性型の復元力特性でモデル化し，降伏後の回転剛性の評価式を誘導した。さらに数値解析より得られる回転剛性との比較を行い，回転剛性評価式の有効性を示した。

2)片持ち梁における梁端部の回転角-曲率関係を数値解析により算出し，さらに梁の降伏応力度，歪硬化勾配，梁長さ，梁せいをパラメータとした梁端部曲率の近似評価式を誘導した。

3)提案した梁端部の回転剛性近似評価式を用いて梁端部における塑性変形を剛塑性型回転ばねでモデル化し，片持ち梁の弾塑性解析を行った。さらに回転ばねの履歴から梁端部の曲率を提案した曲率近似式を用いて算出し，数値解析による結果と比較することで本解析手法の妥当性を示した。

3)梁端部における塑性変形を回転ばねで模擬した解析モデルを用いて，著者らが実施した制振部材付十字架構繰返し載荷実験の再現を行った前論文の実験結果および数値解析結果と比較し，架構の挙動および梁端部における歪の進展について，本解析モデルにより概ね評価できていることを確認した。また，得られた歪履歴より梁端破断時期を推定する手法を示した。

7)外周架構に制振部材を付加した超高層建物を想定し，本論文で提案した梁端部回転ばねを有する解析モデルを用いた耐震性能評価例を示した。主架構に高強度鋼を用いた場合，有る程度のレベルの地

震入力に対し最大応答を主架構弾性域に収める架構設計が可能であることを示すとともに，提案した梁端部歪の評価手法を用いて各レベルの地震入力に対し梁端部の破断が予測されるまでの疲労性能を評価し，架構の安全余裕度を示した。

なお今回の検討で使用した実験結果や設計例はごく限られたものであり，梁端部の歪集中率は梁端部のディティールにより大きく変動することが予想される。一方，2 章〜5 章で誘導した近似式は高強度鋼に限らず普遍的に利用できるものであり，今後より広範な実験結果を利用することでその信頼性を高めていきたいと考えている。

謝辞

本研究は国土交通省総合技術開発プロジェクト「高強度高等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発」部材・接合部・架構 WG(主査 東京工業大学 竹内徹)における活動の一環として実施したものである。実験を共同実施した国土交通省国土技術政策総合研究所：石原直博士，並びに WG 委員の先生方に深謝する。また本研究で用いた関東地震再現波船橋NSは国土交通省総合技術開発プロジェクト評価用地震動分科会（主査　東京大学　久保哲夫）により提供を受けた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

1) 岩田衛，黄一華，川合廣樹，和田章：被害レベル制御構造「Damage Tolerant Stricture」に関する研究，日本建築学会技術報告集，第 1 号，pp.82-87,1995.12
2) 和田章，岩田衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善株式会社，1998
3) 竹内徹，大山翔也，石原直：制振部材を付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能 －制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 その 1－，日本建築学会構造系論文集,Vol.75，第 655 号, pp.1671-1679, 2010.9
4) 金多潔，甲津功夫：鋼構造はり端部のひずみ履歴と疲労強度に関する実験的研究-その 1 定変位制御実験-，日本建築学会論文報告集，第 325 号，pp.17-23，1983.3
5) 桑村仁，山本恵市：三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件，日本建築学会構造系論文集，第 477 号，pp.129-135，1995.11
6) 桑村仁，松本由香；熱サイクルを受けた 800MPa 鋼の破壊特性，日本建築学会構造系論文集，第 484 号，pp.101-109，1996.6
7) 桑村仁，稲葉雄一郎：鉄骨接合部の平面ひずみ状態における応力三軸度とひずみ集中率(鉄骨接合部の応力・ひずみ状態-その 1)，日本建築学会構造系論文集，第 518 号，pp.87-94，1999.4
8) Manson，S.S：Thermal stress and low cycle fatigue，McGraw-Hill，New York，1966
9)一戸康生，桑村仁：鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響-鉄骨破断に関する研究 その 3-，日本建築学会構造系論文集，第 534 号，pp.145-151，2000.8
10)桂大輔，宮澤秀明，桑村仁：繰返し載荷による鋼梁の延性破断，日本建築学会構造系論文集，第 588 号，pp.157-164，2005.2
11) 多田元英，石井匠：片持梁端部のフランジ歪度と梁端相対回転角の関係，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，C-1 分冊，pp.483 -484, 1999.9

（2010年 9 月20日原稿受理，2010年11月29日採用決定）