

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 -

CUMULATIVE CYCLIC DEFORMATION CAPACITY OF HIGH-STRENGTH STEEL FRAMES
WITH ENERGY DISSIPATION BRACES- Seismic performance of high-strength steel frames
with energy dissipation braces Part 1 -竹内 徹*¹, 大山翔也*², 石原 直*³

Toru TAKEUCHI, Tatsuya OHYAMA and Tadashi ISHIHARA

Structural system composed of high-strength steel frame with energy-dissipation elements is one of the suitable solutions for damage tolerant structures. The main structure is normally 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, mock-up cyclic-loading tests of 800MPa steel beam-column frame with diagonal BRBs are carried out until their fracture of BRBs and beam-column connections. Their fracture mechanism is investigated using detailed analyses, and estimation method for their cumulative energy dissipation capacities is proposed.

Keywords: High-strength steel, Buckling restrained brace, Cyclic loading, Fracture, Cumulative deformation capacity

高強度鋼, 座屈拘束ブレース, 繰返し荷重, 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で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)}が一般化し, その適用例も増加している。様々な地震入力レベルに対し, 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, 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。これより, 主架構に降伏歪の大きい高強度鋼を使用し, 制振部材に低降伏点鋼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。

通常の降伏点を有する鉄骨造架構が塑性化を開始する層間変形角は一般的に 1/150 前後になることが多い。一方, 主架構に 800MPa 級の高強度鋼(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により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。

しかし, 一般的に高強度鋼は降伏比が 9 割程度と高いため, 設計レベルを超えた過大入力加わり主架構が部分的に塑性化に至った場合においては塑性域の進展範囲が普通鋼に比べて限定され, 早期に破断に至る危険性が指摘されている。800MPa 級の高強度鋼に対

しては降伏強度がオーバーマッチングした溶接材料が実用化されていないことも梁端溶接部の累積変形性能の予測を難しくする要因となっている。座屈拘束ブレースに関しては, 現在までに各種の低サイクル疲労実験が実施され, 振幅が変化した場合の破断までの累積変形性能評価手法も提案されている³⁾⁻⁵⁾。一方, 梁端部の繰返し変形性能や破断条件に関しても, 現在までに数多くの研究がなされている⁶⁾⁻¹⁴⁾。例えば桑村ら⁷⁾⁻¹²⁾は 800MPa 級鋼材を含む梁端の亀裂発生条件について, 歪と応力三軸度をパラメータとした詳細な検討を行っている。しかし, これらの条件を実際の接合部に適用し, 架構全体の耐震性評価に結び付けた例は未だ少ない。そこで, 本研究では 800MPa 級の高強度鋼の柱梁架構に座屈拘束ブレースを取り付けた超高層建物を想定して, その部分架構の繰返し載荷実験を実施し, それを解析的に再現するとともに梁端部の歪集中度の評価を行い, 架構に含まれる部材破断までの累積変形性能を予測する手法の検討を試みる。その 1 では制振部材を付加した高強度鋼柱梁十字架構の繰返し載荷実験を行い, 先述した損傷制御架構が成立しているかどうかの確認を行うと共に, ブレースおよび主架構が低サイクル疲労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する。さらに詳細な数値解析によって実験結果を再現し, 評価された梁端部の歪振幅と実験によって得られた破断時期を比較することにより, 破断に至るクライテリアの分析を行う。

*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)*³ 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部
主任研究官・博士(工学)Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Graduate Student (Previous), Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
Senior Researcher, Nat'l Inst. for Land and Infrastr. Management, MLIT, Dr. Eng.

2. 制振部材付十字架構繰返し載荷実験

本研究では文献 1)を参考に、図 1(a)に示す高層建物を想定し、図 1(b)に示す制振部材付きの十字柱梁架構を抜き出した、1/2 縮小試験体を用いた繰返し載荷実験を実施する。柱梁鋼材には強度 800MPa 級の高強度鋼 HSA700 及び普通鋼 SN400B を用い、HSA700 に関しては文献 15)で提案されたノンダイヤフラム型柱梁接合部形式も併せて検討する。制振部材には、文献 16)で紹介された座屈拘束プレースを用いる。材料引張試験により得られた HSA700 および SN400B の応力度-歪関係を図 2 に、また各鋼材の機械的性質を表 1~3 に示す。なお、表 2 中 MG-80 は AWS 規格の ER110S-G に相当する溶接材料である。載荷は図 3 に示すように柱頭部の水平変位を固定し、左右の梁先端を交番で上下に加力しながら架構全体の層間変形角制御で載荷を行う。載荷プログラムは漸増振幅の正負交番繰返し載荷とし、制御目標は普通鋼架構における梁端部断面が F 値に至る層間変形角 1/150 で 5 サイクル、ついで普通鋼架構降伏点 σ_{Ny} 相当の層間変形角 1/120 で 5 サイクル、高強度鋼架構想定 F 値相当となる層間変形角 1/62.5 で 5 サイクル、高強度鋼架構降伏点 σ_{Hy} 相当層間変形角 1/50 で 5 サイクルの載荷を行う。その後は層間変形角 1/25 で制振部

材もしくは梁端部が破断に至るまで載荷を続ける。測定は変位計により加力点の鉛直変位およびピン支持点の水平変形を測定する他、制振部材の軸変形、柱の回転角、梁端部の回転角、パネルゾーンのせん断変形を測定した。また、梁端部、柱およびパネルゾーンの歪を測定した。

実験の結果得られた水平せん断力-層間変形角関係を図 4 に示す。いずれの試験体も 1/150, 1/120, 1/62.5 の各 5 サイクルまでは安定した履歴ループを示していることが確認される。その後、同図に示すとおりダイヤフラム付高強度鋼架構 HD-2516D では層間変形角 1/50 まで主架構を弾性に保ちながら先行降伏した制振部材が破断に至るまでエネルギーを吸収する安定した履歴特性を示した。またノンダイヤフラム型架構 HN-2519D は層間変形角 1/50, 4 サイクル目で、HD-2516D, SD-2516D では層間変形角 1/25, 1~2 サイクル目で制振部材芯材が破断に至った。試験後、座屈拘束プレースの拘束材を除去したところ写真 1(a)に示すように芯材は中央部で破断しており、拘束材内で高次の局部座屈モードを呈していることも確認された。また制振部材破断後も主架構の繰返し載荷を行ったところ、写真 1(b), (c)に示すとおり HD-2516D は層間変形角 1/25, 2 サイクル

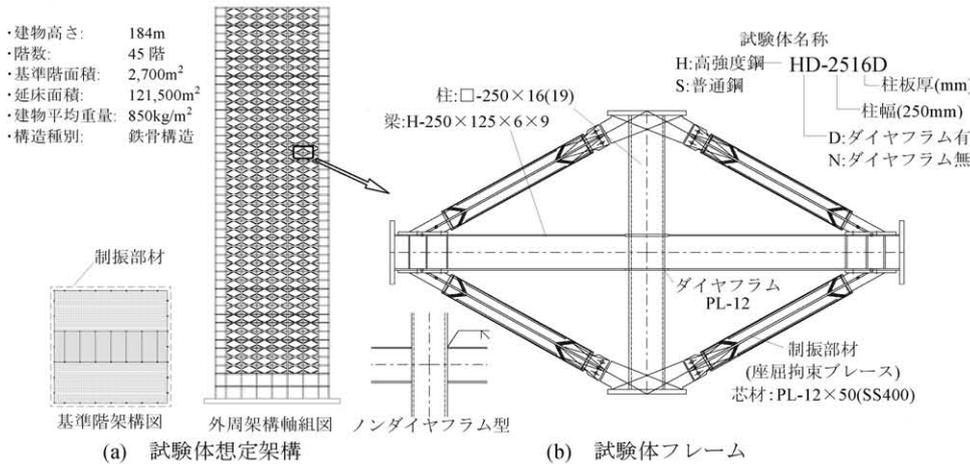


図 1 制振部材付十字架構繰返し載荷実験試験体概要

表 1 主架構の鋼材機械的性質

材質	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	シャルピー吸収エネルギー	
					温度(°C)	(J)
SN400B	6	324	433	28	-	-
SN400B	9	344	457	29	-	-
SN400B	16	278	419	35	0	279
HSA700	6	819	876	17	0	81
HSA700	9	808	860	19	0	143
HSA700	16	789	853	26	0	195
HSA700	19	808	868	26	0	219

表 2 溶接材料の機械的性質

材質	径 (mm)	0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	シャルピー吸収エネルギー	
					温度(°C)	(J)
MG-80	1.2	686	780	21	-20	108

表 3 座屈拘束プレース芯材の鋼材機械的性質

材質	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	シャルピー吸収エネルギー	
					温度(°C)	(J)
SS400	12	293	448	32	-	-

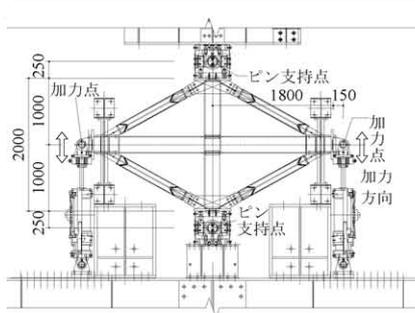


図 3 セットアップ図

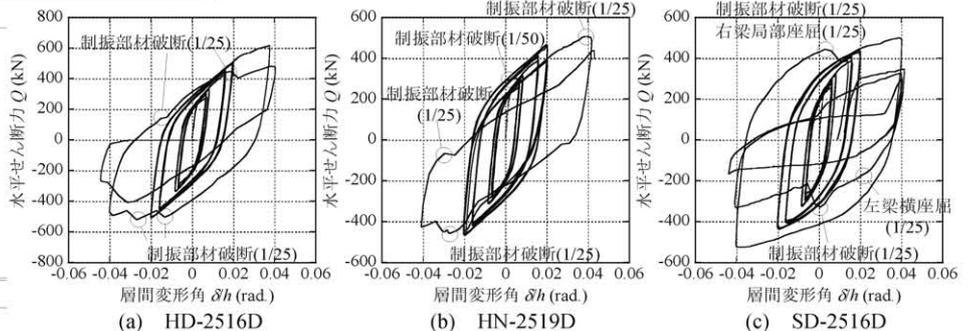


図 4 十字架構水平せん断力-層間変形角関係



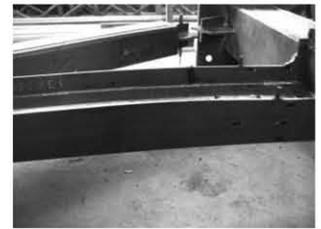
(a) 制振部材芯材破断状況



(b) HD-2516D 梁端部



(c) HN-2519D 梁端部



(d) SD-2516D 梁横座屈状況

写真1 載荷後試験体状況

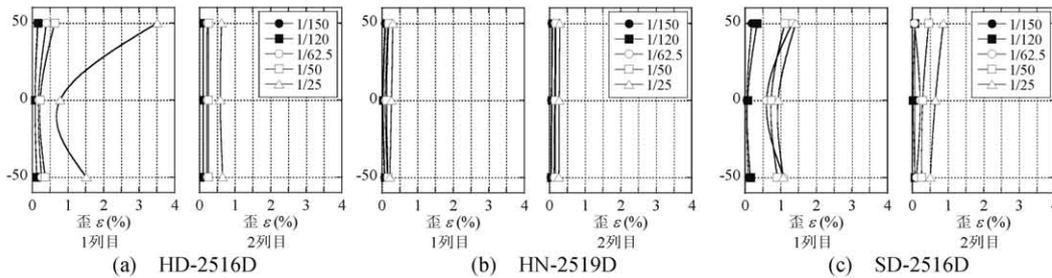


図5 梁端部歪分布

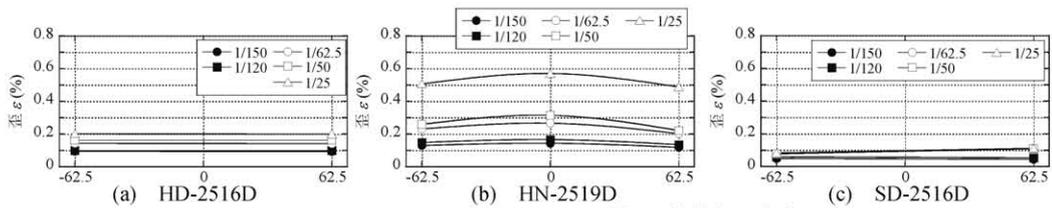
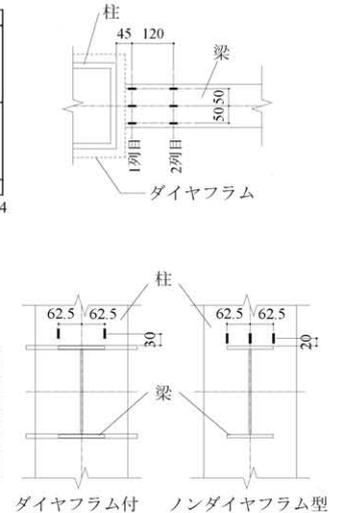


図6 柱端部歪分布



目において溶接熱影響部で、HN-2519D は層間変形角 1/25、2 サイクル目において溶接ボンド部で、梁端部が破断に至った。普通鋼架構 SD-2516D では層間変形角 1/50 を超えた領域で梁に横座屈を伴う不安定現象が発現した(写真 1(d))。これは普通鋼架構では層間変形角 1/50 を超えた領域で梁端部の塑性範囲が広がり、ここに制振部材の部分破断により軸力が加わることに不安定現象が発現したと考えられるが、高強度鋼架構では同状況下においても塑性化領域が限定されるために不安定現象はみられなかった。またノンダイヤフラム型架構 HN-2519D はダイヤフラム付架構と比して剛性・耐力がやや劣り、制振部材も早期に破断する傾向が見られた。

次に柱梁接合部周りの柱および梁端部の歪分布を図 5, 6 に示す。同図(a)の HD-2516D の梁フランジの歪分布に着目すると、層間変形角 1/50 までフランジは概ね弾性範囲に留まる一方、層間変形角 1/25 での歪値は 1 列目のみ大きく増大し、塑性化領域が局部に集中する傾向があること、塑性化に伴ってフランジ両端の歪が中央に比べて増大する傾向があることがわかる。また柱の歪値は概ね弾性範囲内

に留まっている。次に(b)のノンダイヤフラム型架構 HN-2519D についてはフランジの歪分布は HD-2516D と比較して小さく、柱梁接合部における応力伝達量が低下していることがわかる。また、柱の歪値は HD-2516D と比べて大きく、層間変形角 1/50 までは概ね弾性範囲に留まっているが、層間変形角 1/25 では塑性歪が大きく進展する様子がわかる。(c)の普通鋼架構 SD-2516D については層間変形角 1/150 より局部的に降伏歪を超える一方、層間変形角 1/50 では塑性領域が 2 列目まで広範囲に広がり、塑性化に伴って両端の歪が中央に比べやや増大する傾向が見られるが、その比は(a)の高強度鋼架構 HD-2516D に比べて小さい。また柱梁接合部付近の柱の歪値は概ね弾性範囲に留まっている。

3. 座屈拘束ブレース部材実験

制振部材付十字架構繰返し載荷実験における主架構および制振部材の荷重分担を明確にするため、座屈拘束ブレース単体の部材実験を行う。試験体となる座屈拘束ブレースを図 7 に示すとおりセット

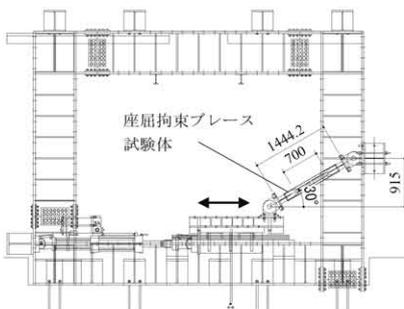


図7 セットアップ図

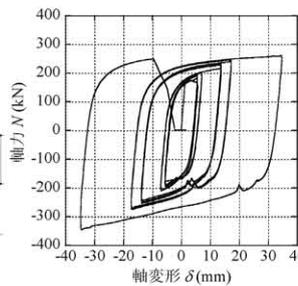


図8 制振部材軸力-軸変形関係

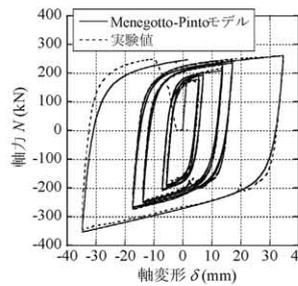


図9 制振部材履歴モデル

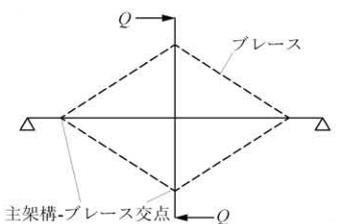


図10 十字架構解析モデル図

アップし、制振部材付十字架構繰返し載荷実験と同等の載荷プログラムにより正負交番繰返し載荷を行う。実験の結果得られた制振部材の軸力-軸変形関係を図 8 に示す。圧縮側載荷において拘束材端部で芯材の面内方向に微小な屈曲が発現し、やや軸力が抜ける部分が見られたものの、層間変形角 1/150, 1/120, 1/62.5, 1/50 相当の各 5 サイクルの正負交番繰返し載荷に対し、安定した履歴ループを示し、最終的に芯材歪 5%程度となる層間変形角 1/25 相当、2 ループ目において芯材が破断した。

4. 制振部材付十字架構の部材応力・変形

本章では制振部材付十字架構の構成要素をモデル化し、繰返し荷重下の履歴特性の再現を試みる。

4.1. 制振部材の履歴モデル

制振部材の履歴モデルは文献 17)~20)において提案されている歪硬化および降伏点上昇を考慮した曲線型履歴モデルである Menegotto-Pinto モデルを用いて作成する。同モデルに用いられる降

伏点等各パラメータは座屈拘束ブレース部材実験より得られた軸力-軸変形関係から定める。定めたパラメータを用いて座屈拘束ブレース部材実験で計測された軸変形より再現した制振部材の軸力-軸変形関係を図 9 に実験値と併せて示す。設定モデルは実験値と良い対応を示している。

4.2. 弾性範囲における主架構の履歴モデル

次に主架構の履歴モデルの構築を行う。解析モデルは加力点と主架構-ブレース接点の偏心を考慮し、図 10 のように設定する。またここでパネルゾーンせん断変形角 θ_p 、梁端部回転角 θ_b を図 11 に示すとおり定義し、柱フランジの面外変形を柱梁接合部回転角 θ_{cb} と定義する。実験より計測された HD-2516D における各回転角の架構全体の層間変形角に対する割合を図 12 に示す。パネルゾーンせん断変形角の割合は 4%以下と小さい為、以降この変形量を無視する。柱梁接合部回転角については 4.4 で分析するが、やはり一旦無いものとして分析する。偏心ブレースの為、図 13 に示すように主架構の曲げモーメント分布や負担水平力は層間変形角のみでは定まらず、制振部材の軸力に依存する。図 14 に解析より得られた主架構負担水平力を、図 15 に架構全体の水平せん断力を実験結果と併せて示す。図 14 に示すとおり主架構には逆方向のせん断力の発生が確認される。これは図 16 に示すとおり制振部材弾性範囲においてブレースの軸剛性が高く、主架構の曲げモーメント分布が逆勾配となる為である。また架構全体の水平せん断力-層間変形角関係を見ると HD-2516D, SD-2516D とともに解析値は実験値を模擬できていることがわかる。

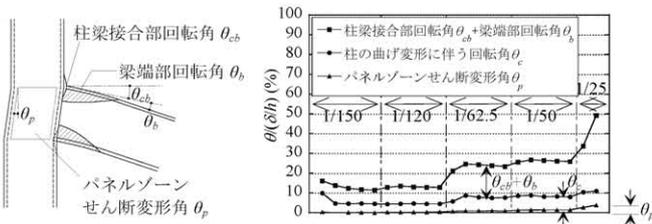


図 11 各回転角の定義

図 12 各回転角の割合(HD-2516D)

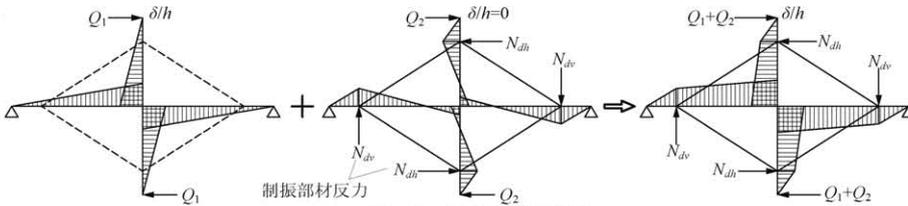


図 13 主架構応力概要

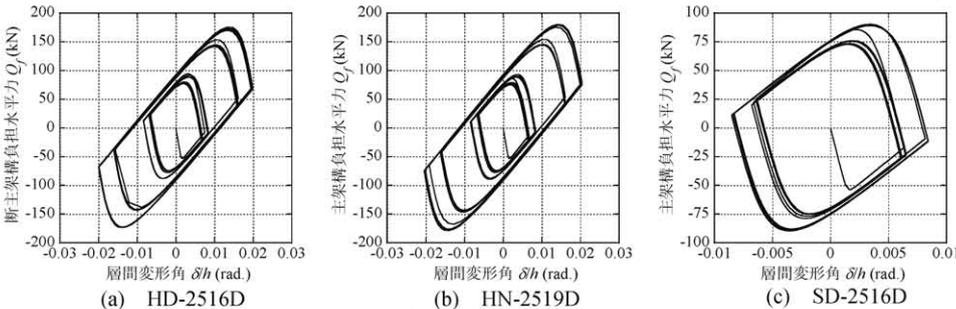


図 14 主架構負担水平力-層間変形角関係

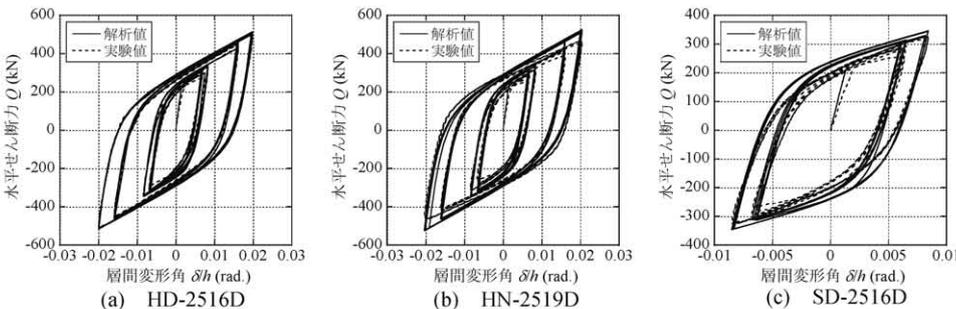


図 15 十字架構水平せん断力-層間変形角関係

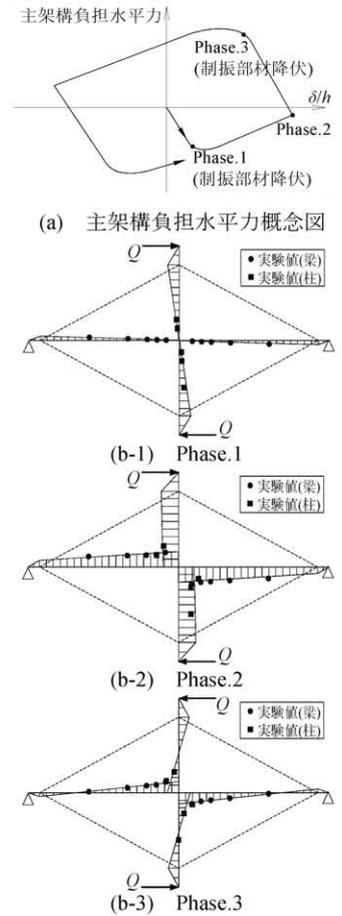


図 16 主架構曲げモーメント図

一方ノンダイヤフラム型架構 HN-2519D に関しては解析値による水平せん断力は実験値と比較して過大評価となっている。これはダイヤフラムを排していることにより柱梁接合部回転角の影響が無視し得ない為である。

4.3. 梁端部の塑性化を考慮した主架構の履歴モデル

続いて梁端部塑性化後の解析を行う。解析は図 17 に示すとおり梁の微小区間 ΔL において曲げモーメント-曲率関係を与えた数値解析モデルにより行う。 $M-\phi$ 関係の算出にあたり、梁断面は図中に示すように梁フランジの板厚を無視し、断面積を集約させた断面モデルを用い、また鋼材の降伏比の影響を比較検討するため、図 18 に示すように $\sigma-\varepsilon$ 関係は歪硬化勾配を有するものとし、塑性化後の $M-\phi$ 関係を式(1)で算出する。

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

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。

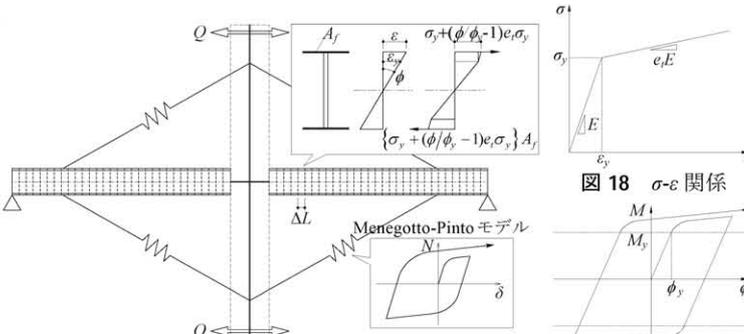


図 17 十字架構数値解析モデル

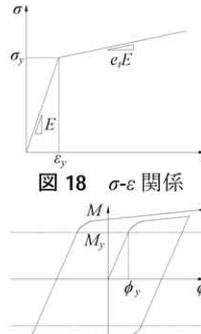
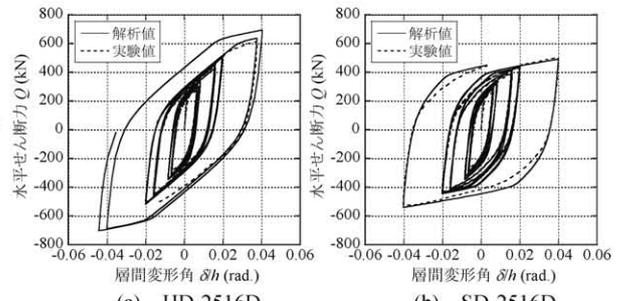


図 18 $\sigma-\varepsilon$ 関係

図 19 $M-\phi$ 関係

繰返し履歴については図 19 に示すように降伏点を一定とした硬化則を用いる。以降、鋼材材料特性は素材試験を参考に普通鋼では $\sigma_y=270.5\text{N/mm}^2$, $e_f=0.01$, 高強度鋼の場合 $\sigma_y=768.4\text{N/mm}^2$, $e_f=0.007$ を用いる。以上の仮定に基づき解析を行い、得られた制振部材付十字架構の水平せん断力-層間変形角関係を図 20 に、層間変形角 1/50, 1/25 における梁の歪分布を図 21 に実験値と併せて示す。なお本節における解析はダイヤフラム付架構を対象とし、柱梁接合部は剛とみなす。図 20 に示すとおり解析値は実験値と概ね一致している。図 21 の梁の歪分布を見ると HD-2516D に関しては解析値と実験値は良い対応を示しており、層間変形角 1/50 において弾性挙動を示していることが確認される。一方 SD-2516D は解析による歪値は実験値と比して大きく、また層間変形角 1/25 における実験値は梁端部の歪値が他の歪値を下回っている。これらは繰返し载荷の中で梁端部が一旦大きく塑性変形すると降伏点が設定以上に上昇し、その影響により他の部分に塑性変形が分散していくためであると考えられる。



(a) HD-2516D

(b) SD-2516D

図 20 十字型架構水平せん断力-層間変形角関係

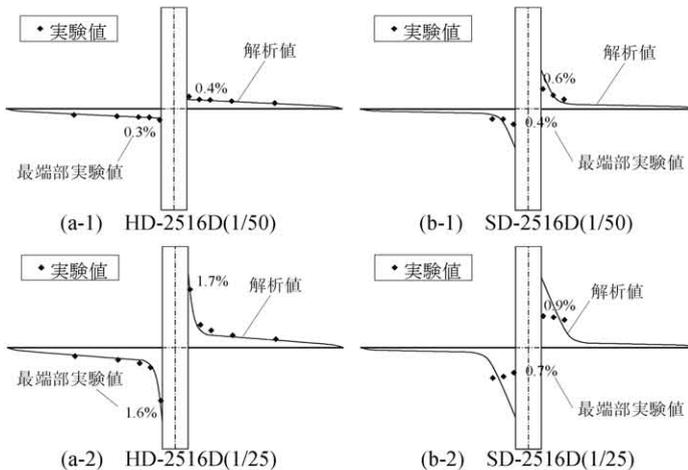


図 21 梁の歪分布

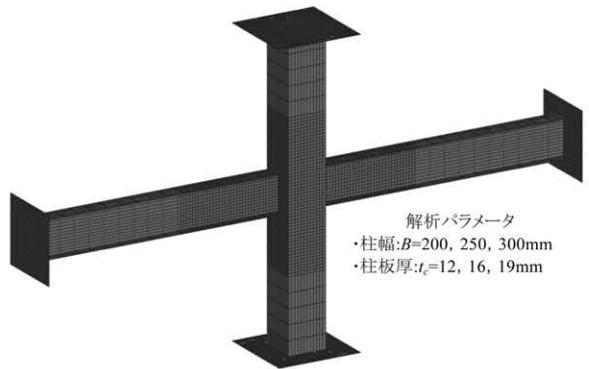


図 23 FEM 解析モデル

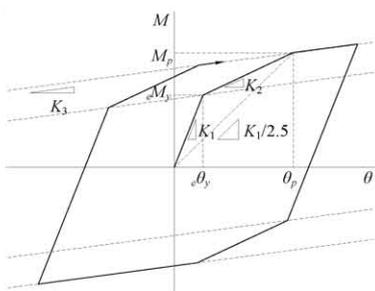
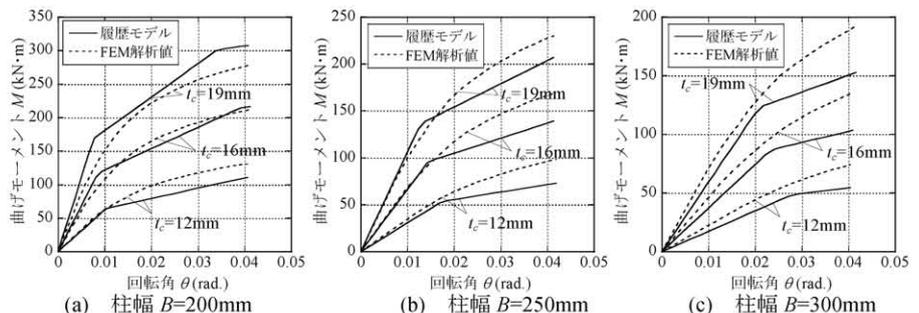


図 22 柱梁接合部履歴モデル



(a) 柱幅 $B=200\text{mm}$

(b) 柱幅 $B=250\text{mm}$

(c) 柱幅 $B=300\text{mm}$

図 24 柱梁接合部曲げモーメント-回転角関係

4.4. ノンダイヤフラム型柱梁接合部の履歴モデル

前述したとおりノンダイヤフラム型架構の接合部においては柱フランジの面外剛性が小さく、柱梁接合部回転角が無視できない。そこで柱梁接合部の $M-\theta$ 履歴モデルの構築を行う。ノンダイヤフラム型柱梁接合部の挙動については秋山ら²¹⁾により降伏線理論および実験結果に基づく降伏耐力評価式、初期剛性および2次剛性評価式が、さらに木村ら¹⁵⁾により高強度鋼 HSA700 を用いた柱梁接合部の実験より高強度鋼におけるノンダイヤフラム型柱梁接合部の降伏耐力、局所降伏耐力評価式が提案されている。本研究ではこれらを参考にノンダイヤフラム型高強度鋼架構の柱梁接合部の $M-\theta$ 履歴モデルとして図 22 に示すトリリニア型モデルを設定する。本研究では文献 15) 及び 21) を参考に図 22 に示す履歴モデルの剛性および降伏耐力を式(2)~(6)で表わす(付録 1 参照)。

$$eM_y = 0.69_e \sigma_y t_c^2 \left(2 \sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}} + \frac{t_r}{(B-t_c)-b} \right) d \quad (2)$$

$$M_p = 1.15_e \sigma_y t_c^2 \left(\frac{K_1 - K_3}{K_1 - 2.5K_3} \right) \left(2 \sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}} + \frac{t_r}{(B-t_c)-b} \right) d \quad (3)$$

$$K_1 = 73EI \left(\frac{b}{B-t_c} \right)^{3.5} \left(\frac{d-t_f}{b} \right)^{1.7} \left(\frac{B-t_c}{t_c} \right)^{0.5} \quad (M \leq eM_y) \quad (4)$$

$$K_2 = \frac{M_p - eM_y}{2.5M_p - eM_y} K_1 \quad (eM_y < M \leq M_p) \quad (5)$$

$$K_3 = 0.08EI \left(\frac{b}{B-t_c} \right)^{3.6} \left(\frac{d-t_f}{b} \right)^{2.2} \left(\frac{B-t_c}{t_c} \right)^{2.0} \quad (M_p < M) \quad (6)$$

ただし、 E :ヤング係数、 B :柱幅、 t_c :柱板厚、 b :梁フランジ幅、 d :ウェブせい、 t_f :梁フランジ板厚、 t_r :梁フランジ溶接厚、 $I = t_c^3/12$ 、 σ_y :柱フランジの降伏応力度である。

上記で定められる復元力特性の妥当性を確認するため、図 23 に示すような詳細な FEM モデルを用いて解析を行う²²⁾。解析は柱脚および柱頭ピン支持、両側梁先端部を加力点とし、単調載荷とする。解析パラメータは柱幅 B 、柱板厚 t_c とする。材料特性は HSA700 の素材試験の結果を用いる。FEM 解析より得られた柱梁接合部のモーメント-回転角関係および仮定した履歴モデルによる復元力特性を

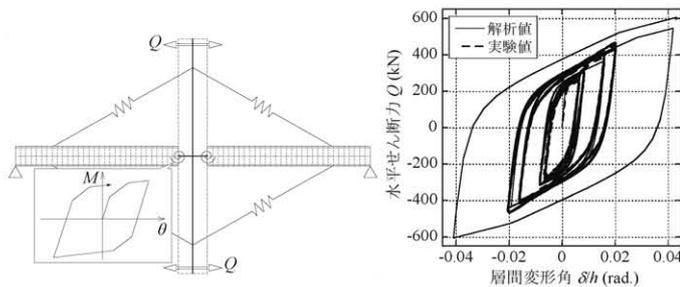


図 25 十字架構解析モデル

図 26 HN-2519D $Q-\delta/h$ 関係

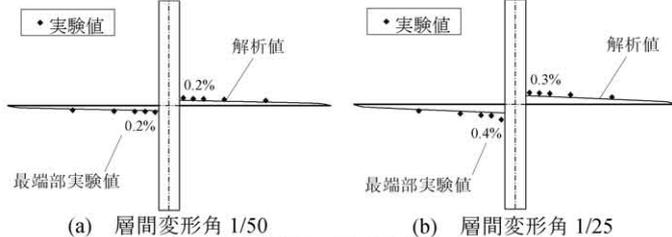


図 27 梁の歪分布

併せて図 24 に示す。仮定した履歴モデルは FEM 解析結果と概ね良い対応を示している。そこでノンダイヤフラム型架構 HN-2519D に関して、柱梁接合部の回転剛性を考慮して解析を行う。解析は図 25 に示すとおり、柱梁接合部に回転ばねを有するモデルを設定し、回転ばねの履歴モデルに上記で定めたトリリニア型モデルを用いる。解析より得られた水平せん断力-層間変形角関係を図 26 に、梁の歪分布を図 27 に実験結果と併せて示す。架構の履歴および歪分布は解析により概ね実験値を模擬できている。またノンダイヤフラム型架構では層間変形角 1/25 においても梁端部が弾性域に収まっている。

5. 制振部材付十字架構の累積変形性能評価

本章では制振部材および梁端塑性化部を詳細にモデル化することで部材応力と局部歪の関係を推定し、前章で求めた部材モデルと組み合わせることで破断に至るまでの累積変形性能の評価を試みる。

5.1. 制振部材の累積変形性能評価

まず制振部材(座屈拘束ブレース)の累積変形性能評価を行う。実験に用いた座屈拘束ブレースはあらかじめモルタルを打設した溝型鋼で芯材を両側から挟んで座屈拘束する形式のものであり¹⁶⁾、写真 2 に示すように芯材が拘束材内で高次モードで局部座屈することが報告されている²³⁾。拘束材内では芯材が局部座屈を発生すると軸歪に加え二次的な歪が局部的に集中し、早期に芯材が破断に至る。そこで本研究では等価軸歪に加え局部座屈による局所歪の影響を考慮し、座屈拘束ブレースの破断予測を行う。まず図 28 に示すように芯材が拘束材とのクリアランス s 間において正弦波で局部座屈を発生すると考え、局部座屈形状を図のように仮定すると局部座屈半波長 l_p は式(7)により求められ²⁴⁾、さらに曲げ変形による最大歪 ϵ_b は式(8)により算出される。

$$l_p = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_c t_c}{3\sigma_y}} \quad (7)$$

$$\epsilon_b = \frac{\pi^2 t_c s}{2l_p^2} \quad (8)$$

ただし、 E_c :芯材剛性、 σ_y :芯材降伏応力度、 t_c :芯材板厚したがって等価軸歪 ϵ_{eq} の圧縮をうける芯材の歪集中箇所における局所歪は式(9)で示す ϵ_l となる。ただし式中 ϵ_g は局部座屈による幾何軸変形であり、式(10)により算出される。

$$\epsilon_l = \epsilon_{eq} + \epsilon_b - \epsilon_g \quad (9)$$

$$\epsilon_g = 2 \left(\frac{s}{l_p} \right)^2 \quad (10)$$

また芯材剛性 E_c は芯材塑性化後の等価剛性であり、式(11)を用いる。

$$E_c = \frac{4e_l E^2}{(\sqrt{E} + \sqrt{e_l E})^2} \quad (11)$$

制振部材付十字架構繰返し載荷実験における座屈拘束ブレース芯材の局所歪履歴を式(7)~(11)を用いて算出し、芯材が破断に至るまでの平均塑性歪振幅、累積塑性歪をレインフロー法により評価した結

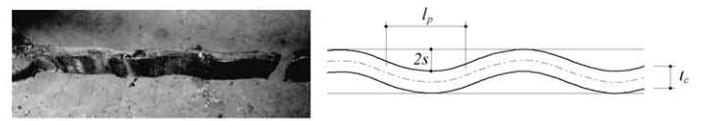


写真 2 芯材の局部座屈部の破断

図 28 芯材の局部座屈形状

表 4 制振部材疲労性能評価パラメータ

芯材降伏応力度 σ_s (N/mm ²)	290.0
歪硬化勾配係数 e_f	0.01
芯材板厚 t_c (mm)	12.0
クリアランス s (mm)	2.0
疲労曲線パラメータ C	17.5
疲労曲線パラメータ m_2	-0.47
素材伸び指標 χ_{s0} (%)	35

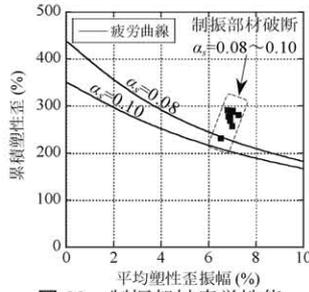


図 29 制振部材疲労性能

果を図 29 に示す。ただし s には試験後の芯材局部座屈振幅測定値を用いている。さらに文献 5) を応用し、履歴曲線を骨格曲線およびパウシガー一部に分解し、その骨格部比率の損傷度を考慮した破断予測式、式(12)に表 4 に示す鋼素材の C 、 m_2 ²⁵⁾ を代入した疲労曲線式を併せて同図中に示す。ただし、局所歪および疲労曲線の算出に用いる各パラメータは表 4 に示すとおりである。

$$\chi(\%) = \frac{1}{\frac{\alpha_s}{\chi_{s0}} + \frac{(1-\alpha_s)}{4} \left\{ \frac{\varepsilon_{ph}^{(1+m_2)}}{C} \right\}^{-1/m_2}} \quad (12)$$

ここで χ : 破断までの累積塑性軸歪、 α_s : 骨格部比率、 ε_{ph} : 平均塑性歪振幅である。同図に示すとおり本実験で使用した制振部材の破断は骨格部損傷の影響を考慮した疲労曲線でやや安全側で推定できると考えられる。

5. 2. 梁端部の累積変形性能評価

制振部材付十字架構線返し載荷実験においては 2 章で述べたとおり、主架構塑性化後も載荷を続けた結果、高強度鋼架構については HD-2516D が母材熱影響部で、HN-2519D が溶接部において梁端部が破断に至った。ここでは主架構が梁端部破断に至るまでの主架構の累積変形性能について評価する。4 章で示した解析により梁端部における平均歪履歴が得られる。しかしながら、特に高強度鋼の場合、降伏応力度や降伏比の高さが影響して図 5 に示すように梁

フランジ幅方向に歪が偏在し、局部的に歪が集中することが明らかになっている。さらに高強度鋼架構に用いた溶接材は表 2 に示す材料を用いており、母材 HSA700 に対しアンダーマッチングとなっている。そこで図 30 に示すような柱および梁フランジの部分 FEM モデルを用いて解析を行う²²⁾。解析は柱部分要素の上端、下端を固定し、梁フランジ先端部を引張方向へ単調載荷する。また材料特性は図 31 に示す真応力-真歪関係を用いるが、繰返し載荷における歪分布について検討するため SN400B については素材試験から降伏棚を除いたものを用いる(付録 2 参照)。図 32 に解析より得られた歪分布図を示すが、梁端部においてフランジ幅方向の歪の偏在が確認できる。同図に示すとおり HD-2516D においては母材熱影響部、HN-2519D では溶接部において歪が集中し、その位置は両モデルともに実験における梁端部破断箇所と一致している。ここでフランジ幅方向に歪が一定となる位置における歪の平均値を平均歪 ε_{eq} 、歪集中箇所における歪値を局所歪 ε_l と定義すると各モデルの局所歪と平均歪の関係は図 33 に示すようになる。さらに FEM 解析により得られた局所歪-平均歪関係を局所歪 ε_l が降伏歪 ε_y 以下の区間、 ε_l が ε_y を超える区間、平均歪 ε_{eq} が ε_y を超える区間においてそれぞれ一次関数で近似し、局所歪の簡易推定式として式(13)を得る。各モデルにおける簡易推定式中パラメータを表 5 に示す。また式(13)による局所歪-平均歪関係を図 33 中に点線で示す。

$$\varepsilon_l = \min \left\{ \max \left(\alpha_1 \varepsilon_{eq}, \alpha_2 \varepsilon_{eq} + \beta_2 \right), \alpha_3 \varepsilon_{eq} + \beta_3 \right\} \quad (13)$$

一方、桑村ら⁷⁻⁹⁾は切欠きや応力集中部を有する鋼材の延性亀裂発生条件として、下式を与えている。

$$e_g = (1/\alpha_e) (e_u/\tau_s^2) \quad (14)$$

ここに、 e_g : 亀裂発生時のグローバル歪、 τ_s : 応力三軸度、 e_u : 材料の真一様伸びである。式(14)は応力集中部のある部材が亀裂発生する際の見かけの軸歪が材料真一様伸びの $1/(\alpha_e \tau_s^2)$ 倍になることを示しており、破断条件を参照する局所歪 ε_l' を平均歪 ε_{eq} の $\alpha_e \tau_s^2$ 倍とす

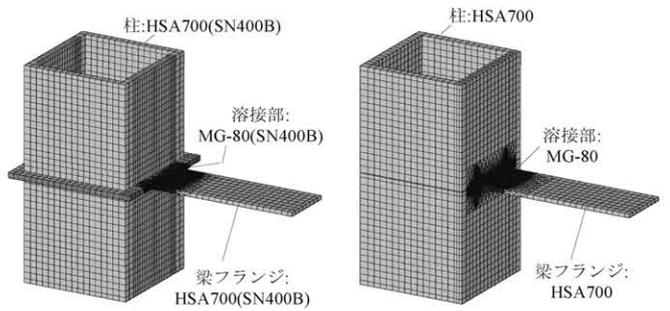


図 30 FEM 解析モデル図

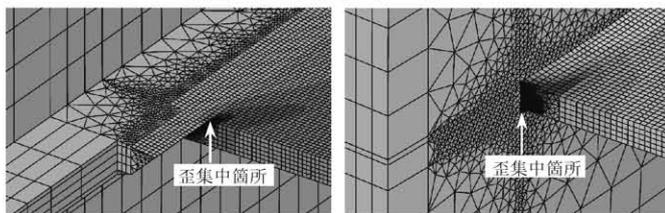


図 32 梁端部の歪分布

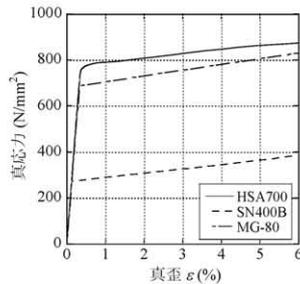


図 31 鋼材材料特性

表 5 局所歪簡易推定式パラメータ

	HD-2516D	HN-2519D	SD-2516D
α_1	4.22	11.94	4.22
α_2	20.38	93.53	23.40
β_2	-2.07	-8.00	-0.97
α_3	2.13	1.91	3.54
β_3	6.06	33.50	1.23

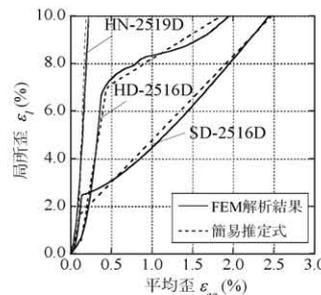


図 33 局所歪-平均歪関係

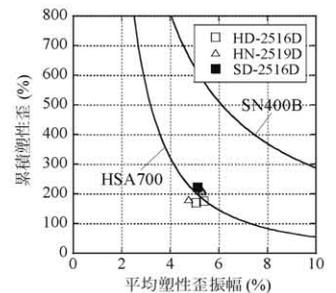


図 34 梁端部疲労性能評価

ることと等価となる。文献 12)等では明確な切欠きの無い柱梁接合部において τ_s は 0.6~1.2 程度の値を示すとされており、本 FEM 解析結果も高強度鋼で 1.0 前後の値を示す。そこで本検討では $\tau_s=1.0$ 、 α_c を式(13)を用いて $\varepsilon_i/\varepsilon_{eq}$ により評価し、4 章で得られた梁端部の平均歪履歴を $\alpha_c \tau_s^2$ 倍することにより梁端部局所歪 ε_i' の履歴を算出し、その平均塑性歪振幅および累積塑性歪を材料の疲労曲線と比較することで破断条件を評価する。得られた結果を図 34 に示す。また式(15)で示される Manson-Coffin 則による各鋼材の疲労曲線を併せて同図中に示す。

$$\Sigma \varepsilon_p = 2(C) \frac{1}{m} (\Delta \varepsilon_p)^{\frac{m+1}{m}} \quad (15)$$

ただし、 $\Sigma \varepsilon_p$:累積塑性歪、 $\Delta \varepsilon_p$:平均塑性歪振幅

C, m は鋼材の疲労性能を表すパラメータであり高強度鋼では $C=14$ 、 $m=-0.34$ 、普通鋼では $C=35$ 、 $m=-0.47$ を用いている²⁵⁾。同図により梁端部の累積変形性能は設定モデルおよび Manson-Coffin 則により概ね評価できていることがわかる。なお普通鋼架構については、梁の横座屈発現時の平均塑性歪振幅、累積塑性歪を図 34 中に示しているが、破断に至るまでまだ十分に余裕があることがわかる。

6. 結

制振部材を付加した高強度鋼架構の超高層建物を想定し、部分縮小架構の繰返し載荷実験を実施した。さらに各種の数値解析モデルを構築し、実験結果との比較検討を行うことでその履歴特性を再現し、これを用いて制振部材、主架構梁端部が破断に至るまでの累積変形性能評価を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1)本研究で設定した制振部材付高強度鋼架構は層間変形角 1/50 まで主架構を弾性に保ちながら先行降伏した制振ブレースが層間変形角 1/25 数サイクルで破断に至るまでエネルギーを吸収する安定した履歴特性を示した。
- 2)普通鋼架構では層間変形角 1/50 を超えた領域で梁端部の塑性範囲が広がることにより梁に横座屈を伴う不安定現象が発現したが、高強度鋼架構では同変形領域においても塑性化領域が限定されるため不安定現象は見られず、層間変形角 1/25 で梁端部の破断に至った。
- 3)ノンダイヤフラム型架構はダイヤフラム付架構と比較し、剛性・耐力がやや劣り、制振部材も早期に破断する傾向が見られた。
- 4)本実験で用いた座屈拘束ブレースは芯材が拘束材内で高次の局座屈モードを呈していることが確認され、その累積変形性能の評価にあたっては座屈モード形状による二次的な変形を考慮することで鋼素材の疲労曲線により破断時期が推測可能であることを示した。
- 5)制振部材付十字架構の数値解析モデルを構築し、梁材軸方向歪分布を解析により再現した。さらに FEM 解析により梁幅方向の歪分布を調査し、実験より得られた梁端部が破断に至るまでの累積変形性能が材軸方向および幅方向の歪分布を考慮することで、鋼素材の疲労曲線により概ね説明できることが確認された。

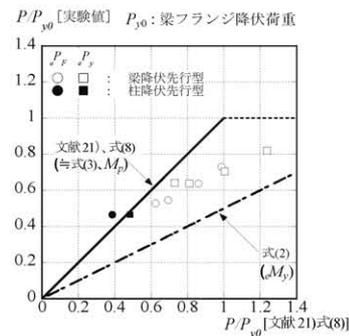
引き続き、その 2 では確認された梁端部塑性化に伴う剛性低下を非線形材端回転ばねで表現し、その回転角と局所歪を簡便な式で表現することにより大規模架構の制振部材および梁端部の破断までの余裕度を評価する手法の検討を行う。

謝辞

本研究は国土交通省総合技術開発プロジェクト「高強度鋼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。また、高強度鋼 HSA700 の鋼素材疲労性能については東京工業大学准教授、山田哲博士よりデータを頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

付録 1

文献 15)では本研究で使用した試験体と同じく柱板厚のやや大きいノンダイヤフラム型高強度鋼柱梁接合部のひずみゲージ位置における局所降伏荷重が付図 1 の各プロットに示す値となることが報告されており、本論における式(2)はこれより低めの値で履歴第 1 折れ点を設定したものととなっている。



付図 1 ノンダイヤフラム梁柱接合部の局所降伏荷重¹⁵⁾

付録 2

HSA700 の溶接熱影響部では、降伏応力、硬さ共に 10~15%程度低下することが文献 8)等に報告されているが、5.2 の解析においては熱影響部が特定できないことから、母材の応力-歪関係を用いている。

降伏応力低下の影響はこの部位の歪集中率の上昇として、硬さの低下は真一様伸びの上昇として表れると考えられる。両者の効果は相反するが、図 32~34 の結果にはこれらの影響による誤差を含んでいる。

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 Structure」に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 1 号, pp82-87, 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) 前田泰史, 中村博志, 竹内徹, 中田安洋, 岩田衛, 和田章: 実大アンボンドブレースの疲労性能(その 1: 実験計画と結果概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 分冊, pp813-814, 1999.9
- 4) 中村博志, 前田泰史, 竹内徹, 中田安洋, 岩田衛, 和田章: 実大アンボンドブレースの疲労性能(その 2: 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 分冊, pp815-816, 1999.9
- 5) 竹内徹, 井田茉莉, 山田哲, 鈴木一介: 変動歪振幅下における座屈拘束ブレースの累積塑性変形性能予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 586 号, pp203-210, 2004.12
- 6) 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, pp17-23, 1983.3
- 7) 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, pp129-135, 1995.11
- 8) 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, pp101-109, 1996.6
- 9) 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, pp87-94, 1999.4
- 10) 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, pp145-151, 2000.8
- 11) 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, pp157-164, 2005.2

- 12) 周志光, 桑村仁: 鉄骨柱-梁溶接接合部の形状ノッチおよび材質ノッチ(鉄骨接合部の応力・ひずみ状態 その 4), 日本建築学会構造系論文集, pp551-559, 2009.3
- 13) 鈴木康正, 田中直樹, 竹中啓之, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験(その 4: ボックス柱-H 形梁接合部実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 分冊 pp1009-1010, 2008.9
- 14) 竹中啓之, 田中直樹, 鈴木康正, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験(その 6: FEM シミュレーション), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 分冊, pp1013-1014, 2008.9
- 15) 木村祥裕, 篠崎真一, 久保田真一, 鬼崎賢太郎, 天本朱美: ダイヤフラムレス型高強度鋼柱梁部分架構の弾性剛性と降伏耐力, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp565-570, 2009.11
- 16) 村井正敏, 小林史興, 野田隆博, 岩田衛: 鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 569 号, pp105-110, 2003.7
- 17) 山崎久雄, 笠井和彦, 小野喜信, 金子洋文, 貞末和史: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル その 1 解析モデルの概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1 分冊, pp745-746, 2005.9
- 18) 貞末和史, 笠井和彦, 小野喜信, 金子洋文: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル その 2 実験概要およびモデル化の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1 分冊, pp747-748, 2005.9
- 19) 山崎久雄, 笠井和彦, 小野喜信, 金子洋文, 貞末和史: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル その 3 解析モデルの改良, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-1 分冊, pp935-936, 2006.9
- 20) 貞末和史, 笠井和彦, 小野喜信, 金子洋文: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル その 4 実験概要および材料特性値の同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-1 分冊, pp937-938, 2006.9
- 21) 秋山宏, 呉相勲, 大竹章夫, 福田浩司, 山田哲: 無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント回転角関係の一般化, 日本建築学会構造系論文集, 第 484 号, pp131-140, 1996.6
- 22) ABAQUS/Standard.ver.6.7
- 23) 岩田衛, 村瀬亮, 和泉田洋次, 村井正敏: 鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究 - その 3 芯材の座屈挙動 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 611 号, pp133-139, 2007.1
- 24) 竹内徹, 松井良太, ジェロム・ハジャー, 西本晃治, イアン・アイケン: 座屈拘束ブレースにおける芯材局部座屈の拘束条件, 日本建築学会構造系論文集, 第 634 号, pp2231-2238, 2008.12
- 25) 佐伯英一郎, 杉沢充, 山口種美, 望月晴雄, 和田章: 低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 472 号, pp139-147, 1995.6

(2010年2月2日原稿受理, 2010年5月27日採用決定)