

繰返し逆対称曲げを受ける上フランジ横補剛された H形断面梁の必要補剛条件

LATERAL BRACING REQUIREMENTS FOR H-SECTION BEAMS WITH SUPPORTS ATTACHED TO TOP FLANGE SUBJECTED TO CYCLIC ANTISYMMETRIC MOMENT

松井良太*¹, 山浦夕佳*², 竹内 徹*³

Ryota MATSUI, Yuka YAMAURA and Toru TAKEUCHI

Lateral-torsional buckling is one of key factors that determine ductile behavior of steel moment frames. Current lateral bracing requirements for beams are established on the basis of monotonic loading conditions in Japanese seismic provisions. However, the relationship between the current provisions and lateral bracing stiffness requirements under cyclic loading conditions has not been confirmed systematically yet. In this study, an experimental study was conducted to assess the effect of lateral bracing stiffness on the H-section beam strength under cyclic loading. Three different lateral bracing types were examined under cyclic antisymmetrical moment. A numerical analysis is used to simulate the experimental results and compute the effects of lateral bracing stiffness, bracing span, stiffener and dead load condition on the H-section beam elasto-plastic lateral-torsional buckling behavior. The results are compared to the requirements of the current provisions and discussed.

Keywords : *Cyclic loading, Antisymmetric moment, Eccentric bracing, Lateral bracing stiffness, Lateral-torsional buckling, Post-buckling behavior*

繰返し載荷, 逆対称曲げ, 偏心補剛, 補剛剛性, 横座屈, 座屈後挙動

1. 序

地震時において鋼構造物の特定層への損傷を回避し、骨組全体の安全性を確保する目的から、わが国の塑性設計では梁降伏型の設計を志向することが多い。この場合、H形断面梁の部材耐力を決定する要因の一つとして横座屈挙動が挙げられる。これより、横補剛材を適切に設置し、H形断面梁の横座屈による耐力劣化を防止することが塑性設計上重要となる。

横補剛材を設けたH形断面梁の単調載荷下における弾塑性横座屈挙動については古くから研究されており^{1)~4)}、現行の鋼構造の諸指針^{5)~10)}ではこれらの単調載荷時の知見を基に、横補剛材の必要剛性および耐力が規定されている。一方、繰返し載荷時の挙動については未知の部分が多く¹¹⁾、現行規定を満足したH形断面梁の繰返し荷重下における塑性変形性能の確認を進める必要がある。

このような課題に対し、金尾ら^{12), 13)}は、柱付き梁の横座屈実験を実施し、繰返し載荷時の梁の耐力が単調載荷時よりも低下することを確認している。さらに、H形断面梁が十分な塑性変形能力を確保するために必要な補剛間隔を、曲げモーメント勾配の関数より諸指針とは異なる指標で提示している。Liuら¹⁴⁾は、逆対称曲げを受けるH形断面梁の完全崩壊実験を実施し、数値解析による検討も併せて繰返し荷重時における必要幅厚比、間隔について条件式を提示している。松野ら¹⁵⁾は、横座屈を伴うH形断面梁の繰返し挙動に補剛間隔が与える影響について、実験により検証し、補剛区間の横座屈細長比が等しくても、補剛区間外のスパンが大きいかほど最大耐力

以降の耐力劣化の割合が大きくなり、単調載荷時と比較して繰返し載荷時においてその傾向が顕著であることを明らかにしている。

以上の検討では、諸指針に規定されているようにH形断面梁の上フランジが水平方向に拘束されている状態を前提としているが、実設計ではせいの高い大梁に低い小梁や床スラブを上フランジに設置し、下フランジが圧縮となる場合でも上フランジの水平移動と回転を拘束する横補剛形式も一般的に用いられる。このような圧縮側フランジ位置に補剛材を設けられない場合に対し、鋼構造限界状態設計指針・同解説¹⁰⁾(以降、LSDと呼ぶ)における細長比区分L-I, IIでは、式(1), (2)より水平補剛材の必要剛性 K および耐力 F 、式(3), (4)より回転補剛材の必要剛性 K_B および耐力 M_B が規定されている。

$$K = \frac{5}{l_b} \frac{M_p}{h} \quad (1)$$

$$F = 0.03 \frac{M_p}{h} \quad (2)$$

$$K_B = \frac{8}{l_b} M_p h \quad (3)$$

$$M_B = 0.03 \frac{M_p \tilde{h}}{h} \quad (4)$$

ここに、 l_b は補剛間隔、 M_p は全塑性モーメント、 h は梁せい、 \tilde{h} は補剛材の取付位置と圧縮フランジとの距離である。

小野ら^{16)~17)}は数値解析により片側フランジ補剛されたH形断面梁の横座屈挙動を検証し、繰返し載荷の影響を考慮すると上記の必要補

*¹ 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*² 元 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*³ 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Former Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

剛塑性, 耐力について更なる検討が必要であることを指摘している。このように, 横補剛材の水平および回転剛性に関する上記規定と繰返し荷重下における H 形断面梁の弾塑性横座屈挙動との関係については未だに不明な点が多い。

本研究では, 3 種類の異なる横補剛材を設置した柱梁の縮小実験を実施し, 繰返し逆対称曲げを受ける上フランジ補剛された H 形断面梁の耐力および塑性変形性能に水平および回転剛性が与える影響を調査する。続いて数値解析により, 実験時の弾塑性横座屈挙動を再現し, 補強リブの効果等について分析する。最後に, 数値解析を用いて, 式(1)~(4)の必要剛性および耐力規定と繰返し逆対称曲げを受ける H 形断面梁の弾塑性横座屈挙動の関係について検証する。

2. 上フランジ補剛材を有する縮小柱梁架構の繰返し載荷実験

本章では水平剛性, 回転剛性をパラメータとした梁の繰返し載荷実験を実施し, 繰返し逆対称曲げを受ける上フランジ補剛された H 形断面梁の横座屈性状を把握する。

2.1 試験体概要

試験体は断面形状□-600×600×19 の柱に接合された断面形状 H-600×200×11×17(フランジ幅厚比 FA ランク)で材長 7375mm の梁を想定し, 1/5 倍にした縮小サイズ架構とする。具体的には, 図 1 に見るように梁の断面形状を H-120×40×2.3×3.2, 梁材長 1475mm, 柱の断面形状を□-125×125×4.5, 接合部を板厚 9mm の通しダイアフラム形式とし, 全試験体において柱梁を同一寸法とする。表 1 に引張試験により得られた各部の鋼材の機械的性質を示す。鋼材は全て SS400 を用いているが, 薄板のため強度が規格値よりやや高めに発現している。表 2 に梁の断面性能値を示す。弾塑性横座屈挙動を観察するため, 弾性横座屈モーメントを全塑性モーメントより高く設定している。表 3 の試験体および補剛材一覧に示すように水平剛

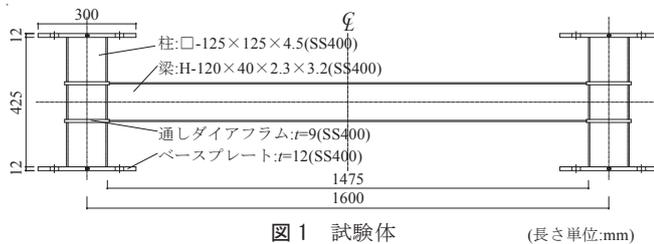


図 1 試験体 (長さ単位:mm)

表 1 鋼材の機械的性質

対象箇所	鋼種	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	破断伸び E_{long} (%)	一様伸び E_u (%)	幅厚比	幅厚比 ランク
梁フランジ	SS400	346	458	25.7	19.3	6.3	FA
梁ウェブ		388	454	24.6	20.6	49.4	FB
柱		365	438	27.8	18.2	27.8	FB

表 2 梁の断面性能値

弾性横座屈 モーメント M_e (kNm)	全塑性 モーメント M_p (kNm)	横座屈 細長比 λ_b	弱軸まわり 細長比 λ_y
8.86	8.05	0.77	181



図 2 試験体名

表 3 試験体および補剛材一覧

試験体名	水平補剛材設定		回転補剛材設定					現行の諸指針による必要補剛間隔・剛性			現行の諸指針による判定				
	補剛間隔 l_b (mm)	直径 (mm)	水平剛性 K_u (N/mm)	板厚 t (mm)	ヤング係数 E (N/mm ²)	強軸まわり 断面二次 モーメント I_x (mm ⁴)	支持点間 距離 l_s (mm)	回転剛性 K_β (Nmm)	必要補剛間隔 (mm)	必要水平剛性 K (N/mm)	必要回転剛性 K_β (Nmm)	補剛間隔 規定 ^{(7),(10)}	水平剛性 規定 ⁽¹⁰⁾	回転剛性 規定 ⁽¹⁰⁾	
N-U	1475	—	0	—	—	—	—	0	737.5 (補剛本数1本)	455	1.05×10 ⁷	N.G.	N.G.	N.G.	
L-U	737.5	10	1748	—	—	—	—	1.07×10 ⁶				3.39×10 ⁷	O.K.	O.K.	N.G.
LR-U	737.5			6	205000	900	518						O.K.	O.K.	N.G.
LR-S	737.5			19	—	28579									

性, 回転剛性を变化させた 3 種類の補剛材を設定する。図 2 の試験体名は, 補剛条件および LSD の必要補剛剛性規定の可否により定義する。N-U は無補剛試験体, L-U は水平補剛材を設けるが回転補剛材が無く, LSD の必要補剛剛性を満たさない試験体, LR-U は水平, 回転補剛材を設けるが回転補剛材が LSD の必要補剛剛性を満たさない試験体, LR-S は水平, 回転補剛材を設け, LSD の必要補剛剛性を満たす試験体である。水平補剛材として図 3 の $\phi 10$ の丸鋼を, 回転補剛材として図 4 の PL-6t および PL-19t の鋼板を用いる。また, 表 3 に示す様に L-U, LR-U, LR-S は建築物の構造関係技術解説書⁽⁷⁾(以降, BCJ と呼ぶ)の均等補剛時の必要補剛間隔および LSD の細長比区分 L-II の必要補剛間隔を満たす試験体である。

2.2 実験概要

図 5 のセットアップ図に見るように, 汎用試験フレームに取り付けられた反力梁および加力台に試験体を固定し, アクチュエータにて加力を水平方向に強制変位を与えることで繰返し載荷実験を行う。図 6 に示すように柱の曲げモーメント反曲点間をモデル化し, 試験体フレームの柱頭および柱脚はピン接合とする。載荷は準静的正負交番漸増繰返し載荷とし, 層間変形角を基準とした変位制御にて行う。試験体は, 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)⁽⁸⁾の構造ランク I に相当し, 要求される塑性率が 4~5 程度であることから, 式(5)で算出した塑性回転角 $\theta_p=0.0084$ rad に対して最大塑性率が 5 程度となるように図 7 に示す最大層間変形角 ± 0.005 rad(弾性範囲), 0.01rad, 0.02rad, 0.03rad の振幅を 2 サイクルずつ, ± 0.04 rad に達した後は同振幅を 20 サイクル繰返す履歴を載荷履歴とする。

$$\theta_p = \frac{M_p L}{6EI_x} \quad (5)$$

ここに θ_p は塑性回転角(全塑性曲げモーメント時の弾性回転角), L は梁材長, I_x は梁の強軸まわりの断面二次モーメントである。

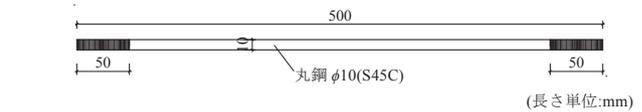


図 3 水平補剛材

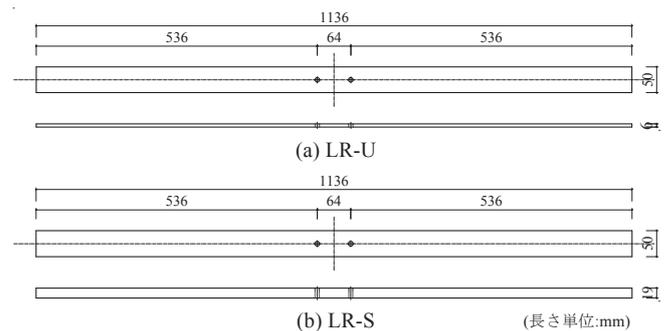


図 4 回転補剛材

測定項目は荷重、変位および試験体の局所的な歪とする。横座屈は振れを伴い変形を生じるため、上下フランジの構面外変位はウェブ中央を中心とする円板片の治具を介してワイヤーロープおよびばね式変位計にて測定する。

建物の梁端回転角は一般的に層間変形角の4-6割程度であるが、柱の剛性を高く設定していることから梁端を剛接合と見なし、梁端回転角は層間変形角と同値として扱う。図8に示すように、補剛材は梁中央に設置する。鋼棒はH形治具に長手方向のルーズホールを通してピン接合され、梁軸直交方向の水平移動のみ拘束し、鋼板はH形治具上にメタルタッチで載ることで回転方向のみ剛性を与える。

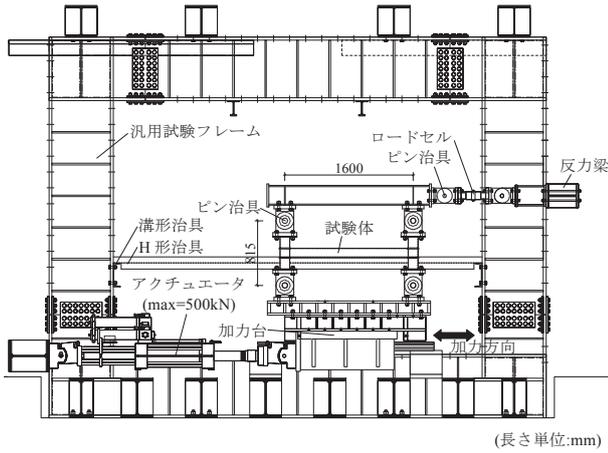


図5 実験装置およびセットアップ図

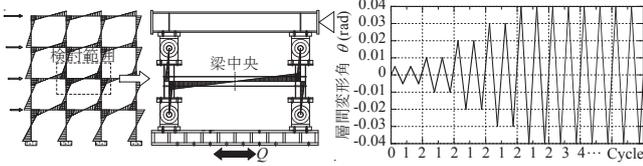


図6 検討範囲

図7 荷重履歴

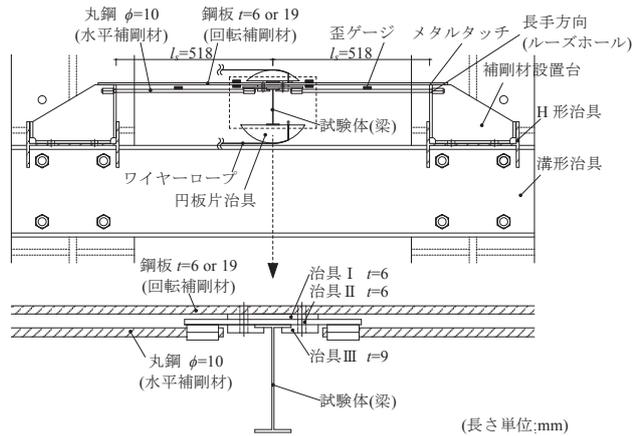


図8 補剛材のセットアップ図

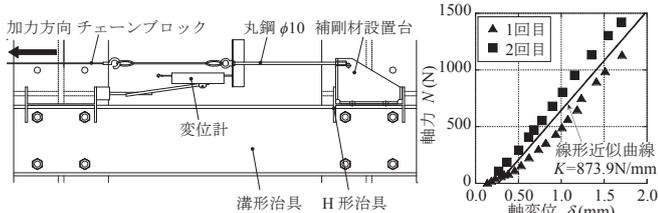


図9 水平補剛材の剛性値測定試験

図10 荷重-変位関係

2 本分の水平補剛材の剛性を考慮するため、載荷時において張力を維持するだけの初期張力を補剛材に導入する。

2.3 補剛剛性値の設定

2.3.1 水平剛性値の設定

補剛材の水平剛性 K_u は、丸鋼 $\phi 10$ の軸剛性、補剛材設置台およびH形治具の曲げ剛性により決定される。図9に示すように片側のみ設置した補剛材をチェーンブロックで加力し、得られた図10の荷重-変位関係より水平剛性値を評価する。測定を2回行い、両結果から得た近似曲線の傾き 873.9N/mm を用いる。本実験では、初期応力を加え上フランジを両側より補剛しているため、補剛材の水平剛性

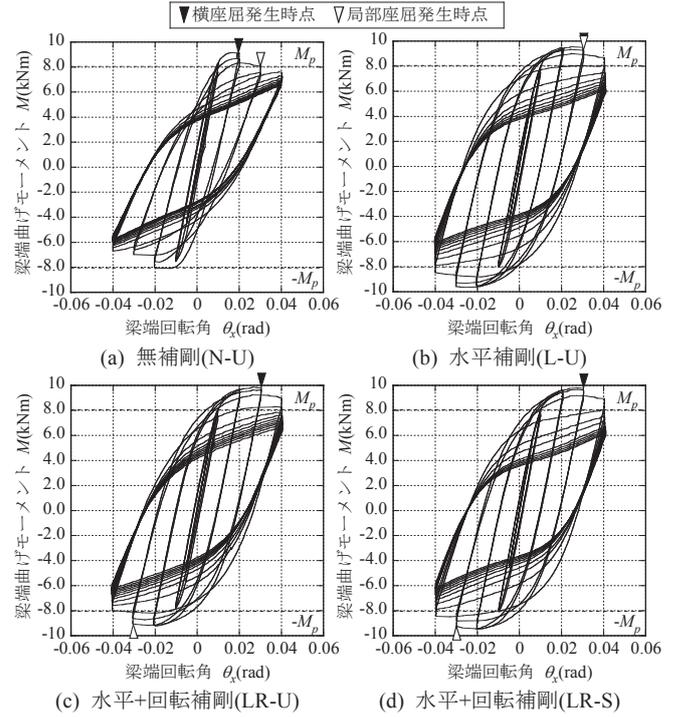


図11 梁端曲げモーメント-梁端回転角関係

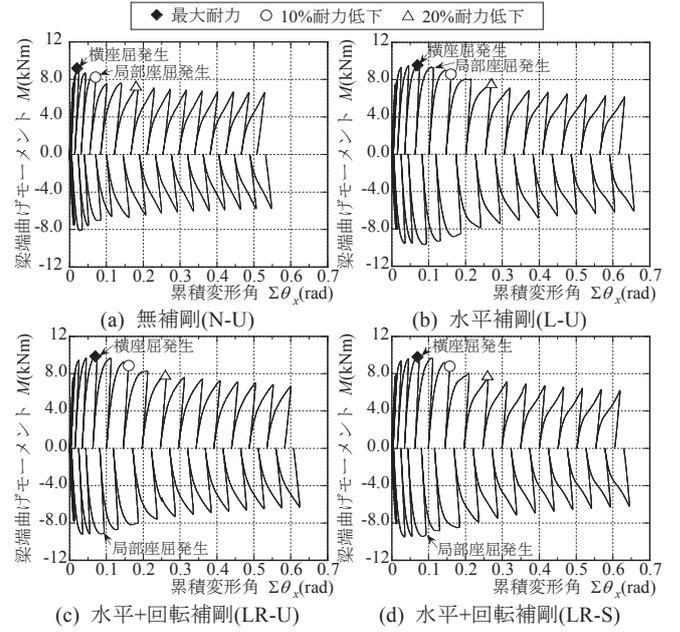


図12 梁端曲げモーメント-累積変形角関係

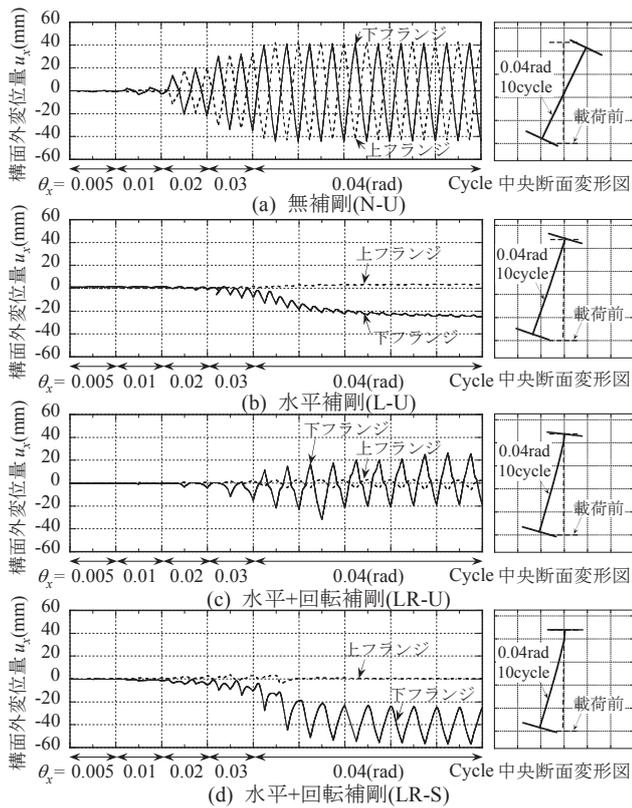


図 13 梁中央断面フランジの構面外変位推移

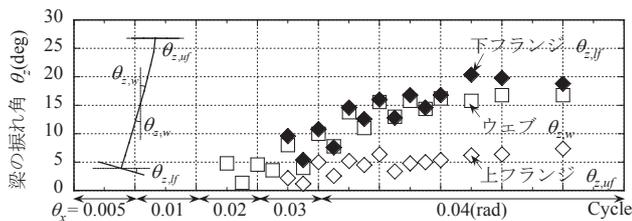


図 14 梁中央断面のフランジおよびウェブの振れ角推移(LR-S)

表 4 ウェブ板曲げ剛性のフランジ振り剛性の比率

ウェブ板 曲げ剛性 D_w (Nmm)	フランジ 振り剛性 GK_f/d (Nmm)	ウェブ板曲げ剛性の フランジ振り剛性に対する比率			
		N-U	L-U	LR-U	LR-S
		$D_w/(GK_f/d)$		$D_w/(GK_f/d+K_\beta)$	
1.89×10^5	5.90×10^5	0.3	0.1	0.005	

値を片側の 2 倍の $K_u=1748\text{N/mm}$ とする。

2.3.2 回転剛性の設定

補剛材の回転剛性 K_β は鋼板の曲げ剛性より決定し、式(6)により評価する。

$$K_\beta = \frac{3EI_x}{l_s} \quad (6)$$

ここに EI_x は鋼板の弱軸まわりの曲げ剛性、 l_s は支持点間距離である。

表 3 に示すように、LR-S の K_β は LR-U の 30 倍程度となる。

2.3.3 必要水平剛性および必要回転剛性との対応

表 3 に示すように試験体 L-U, LR-U, LR-S の水平剛性はいずれも必要水平剛性 $K=455\text{N/mm}$ に対して $K_u/K=3.8$ と条件式(1)を満たす。LR-U の回転剛性は必要回転剛性 $K_\beta=1.05 \times 10^7\text{Nmm}$ に対して $K_\beta/K_\beta=0.1$ となり条件式(3)を満たさず、試験体の回転剛性は $K_\beta/K_\beta=3.2$ となり条件式(3)を満たしている。

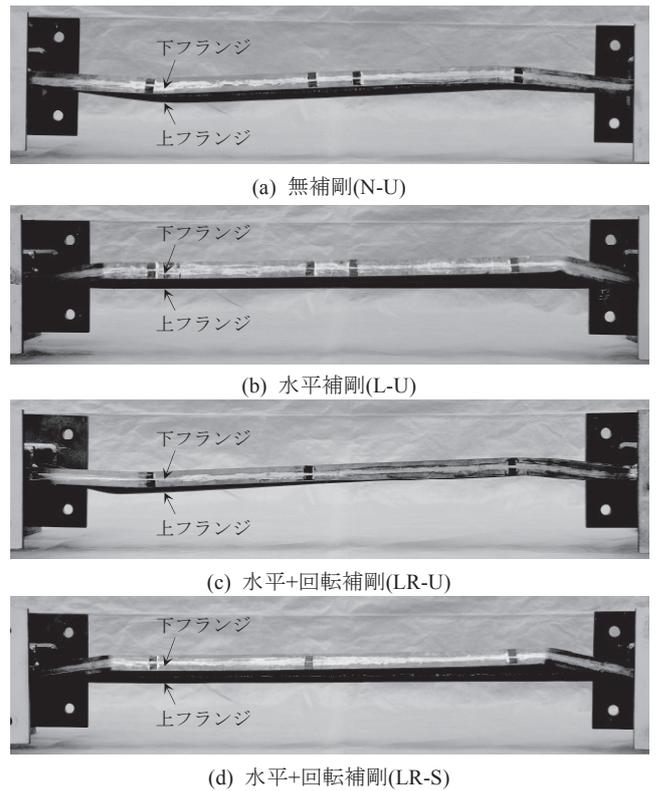


写真 1 梁の構面外変形状況(載荷後)

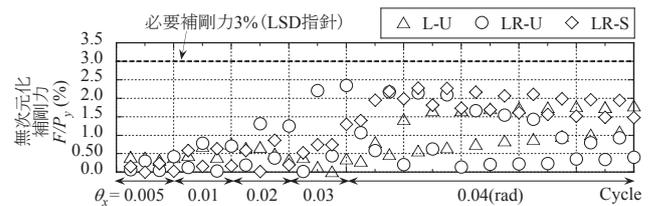


図 15 補剛力推移

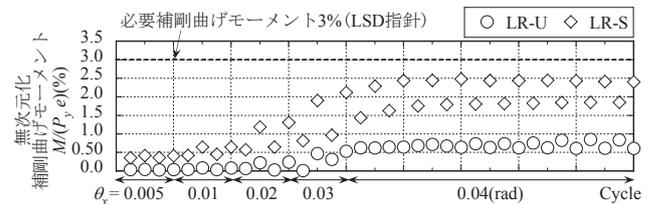


図 16 補剛曲げモーメント推移

2.4 実験結果

2.4.1 耐力および累積変形性能

図 11 に繰返し試験によって得られた各試験体の梁端曲げモーメント-梁端回転角関係を示す。 $\pm 0.04\text{rad}$ の 10 サイクル以降では梁端部にき裂が発生し、この影響が顕著に見られたため、分析は 10 サイクル目までに対し行う。無補剛試験体 N-U は梁端回転角 $\theta_x=+0.02\text{rad}$ 、1 サイクル目で最大耐力に達すると共に、横座屈が発生し、その後の耐力は徐々に低下していった。補剛された試験体 L-U, LR-U, LR-S は梁端回転角 $\theta_x=+0.03\text{rad}$ 、1 サイクル目で最大耐力に達すると共に、横座屈が発生したが、その後の耐力低下は N-U に比べて小さく、 $\pm 0.03\text{rad}$ では安定した履歴を示し、 $\pm 0.04\text{rad}$ ではフランジの局部座屈を伴い、繰返し毎に徐々に耐力が低下した。これより補剛効果による横座屈発生時期の差異ならびに履歴の安定化が確認された。一方、補剛された試験体 L-U, LR-U, LR-S の各履歴に顕著な差異は

見られなかった。以上より、水平剛性、回転剛性共に規定値を満足する場合においても最終的に横座屈、局部座屈を伴い耐力低下を生じていることが分かる。

図 12 に梁端曲げモーメント-累積変形角関係を示す。図中には最大耐力より 10%、20%耐力低下時の累積変形角 $\Sigma\theta_{x,10\%}$ 、 $\Sigma\theta_{x,20\%}$ も併せて示す。N-U では $\Sigma\theta_{x,10\%}=0.07\text{rad}$ 、 $\Sigma\theta_{x,20\%}=0.18\text{rad}$ であるが、L-U、LR-U、LR-S はいずれも $\Sigma\theta_{x,10\%}=0.16\text{rad}$ 、 $\Sigma\theta_{x,20\%}=0.27\text{rad}$ と累積変形角が向上している。片側累積塑性変形倍率 $\eta(=\Sigma\theta_{x,10\%}/\theta_p-1)$ で表すと、N-U は最大塑性率 $\mu=4$ で $\eta=7$ 、L-U、LR-U、LR-S はいずれも $\mu=5$ で $\eta=18$ に相当し、横補剛により変形性能は改善される一方、梁端曲げモーメント-梁端回転角関係と同様、回転剛性による累積変形性能の違いはほとんど見られない。

2.4.2 フランジ構面外変位推移、座屈および変形形状

図 13 に各試験体の梁中央断面のフランジ構面外変位推移を、写真 1 に載荷後における梁の構面外変形状況を示す。座屈モード形状としては載荷方向により構面外変位を生じる方向が反転するモード(N-U、LR-U)と、載荷方向に抛らず片側に構面外変位が生じるモード(L-U、LR-S)の 2 種類の座屈モードが見られた。必要補剛剛性を満たす LR-S では、上フランジの変形は十分に拘束されている一方、下フランジの変形が進展している。同図中に中央断面変形図も併せて示しているが、N-U はウェブ中央を中心として断面が回転変形しているのに対し、LR-S はウェブ変形を伴う下フランジの横移動を生じている。

図 14 に測定した LR-S の補剛位置断面のフランジおよびウェブの捩れ角 θ_2 の推移を示す。ウェブおよび下フランジでの捩れ角 $\theta_{2,w}$ 、 $\theta_{2,f}$ は最大 20° 程度であるが、上フランジでの捩れ角 $\theta_{2,uf}$ は最大 8° 程度であり、ウェブ断面の変形が顕著となっている。

表 4 に既往研究¹⁹⁾に基づき算出した式(7)のウェブ板曲げ剛性 D_w のフランジ振り剛性 GK_f/d 、回転剛性 K_β の比率を示す。

$$D_w = t_w^3 E / 12(1-\nu^2) \quad (7)$$

ここに t_w はウェブ板厚、 ν はポアソン比である。

上フランジ補剛材の回転剛性が大きい LR-S は、ウェブ板曲げ剛性のフランジ振り剛性に対する比率が 0.005 倍と小さく、ウェブが補剛材の拘束力を十分伝達できず横座屈に至ったと考えられる。従って、上フランジを補剛しかつウェブ板曲げ剛性が補剛材の回転剛性に対して顕著に小さい場合には縦スチフナを設ける必要がある。

2.4.3 補剛力および補剛曲げモーメントの推移

各試験体の補剛力 F の推移を図 15、補剛曲げモーメント M_B の推移を図 16 に示す。補剛力および補剛曲げモーメントはそれぞれ水平補剛材、回転補剛材の表面歪より換算し算出した値とする。なお、図 15、16 の縦軸の $P_y(=M_p/h)$ は全塑性モーメント時の圧縮フランジの圧縮力を e は偏心距離(=梁せい h)を表す。実験より得られた各試験体の補剛力、補剛曲げモーメントはいずれも 3% を下回っている。

3. 繰返し載荷実験の解析的検証

2 章において実施した繰返し逆対称曲げを受ける H 形断面梁の弾塑性横座屈挙動を数値解析により再現し、実験にて検証していない補剛位置の縦スチフナの影響を検証する。

3.1 解析概要

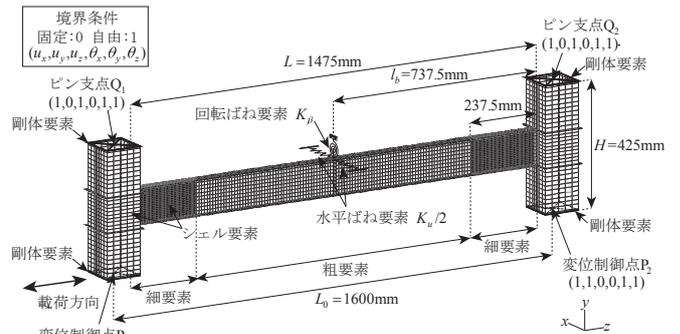


図 17 解析モデル概要(LR-S_s)

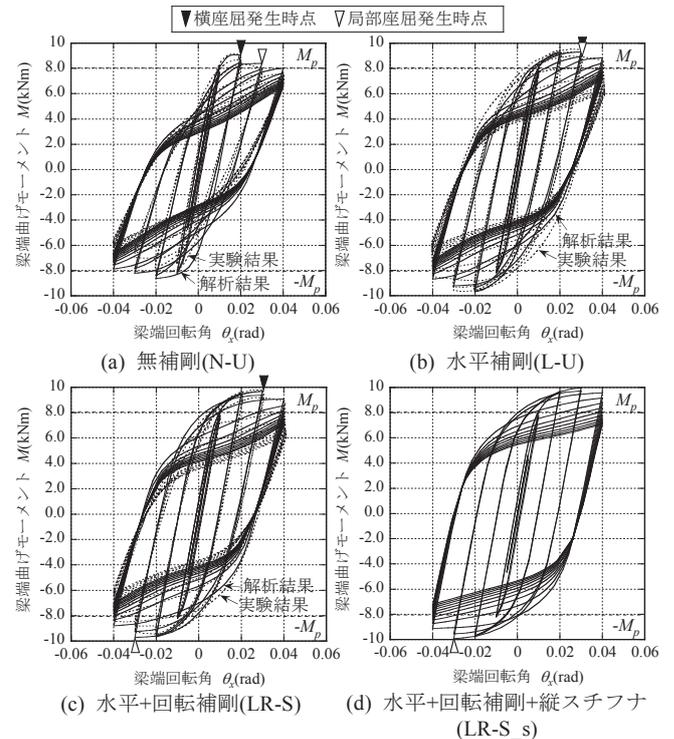


図 18 実験結果との対応および縦スチフナの効果

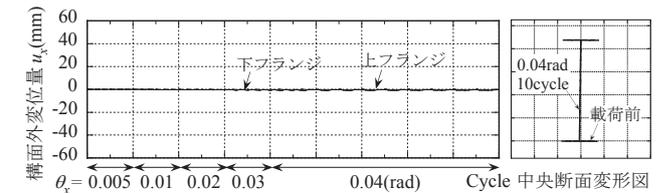


図 19 中央断面フランジの構面外変位推移(LR-S_s)

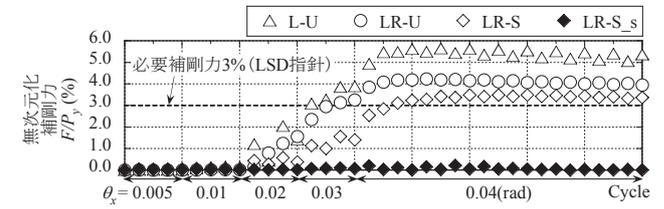


図 20 補剛力推移

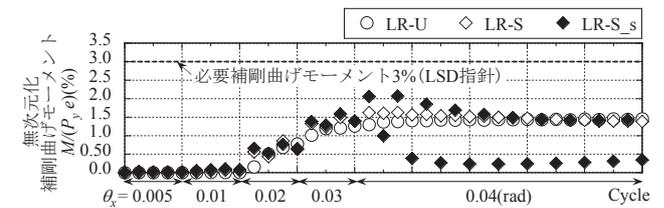


図 21 補剛曲げモーメント推移

図 17 に見るように、実験時と同様に柱の曲げモーメント反曲点間で柱梁をモデル化する。解析モデルには前章の 4 試験体に加え、指針では補剛位置の縦スチフナ設置を原則としていることから、LR-S と同じ補剛材を用い、補剛位置にウェブと同板厚(2.3mm)の縦スチフナを設けた LR-S_s を設定する。座屈を誘導するため、梁には最大で $L/1000$ の正弦半波を初期不整値として与える。数値解析には ABAQUS/Standard ver.6.8-11 を用いる。柱梁およびダイアフラムは $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ 程度の 4 節点シェル要素(一部 3 節点シェル要素)を用いる。局部座屈は梁端仕口部に生じるものと考え、梁端部は要素を細かく分割し $5\text{mm} \times 5\text{mm}$ 程度とする。水平補剛材および回転補剛材はそれぞれ弾性の水平ばね要素、回転ばね要素として、縦スチフナは 4 節点シェル要素でモデル化する。柱は弾性とし、梁の材料特性は鋼素材の引張試験より得られた値を用い、溶接組立形鋼型の残留応力を導入する²⁰⁾。ヤング率 E は $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 ν は 0.3 とする。塑性曲面は Von-Mises の降伏条件より決定し、塑性化後の硬化則には移動硬化則と等方硬化則を等分に合わせた複合硬化則を用いる。

3. 2 解析結果

図 18(a)~(c)に得られた N-U, L-U, LR-S の梁端曲げモーメント-梁端回転角関係の解析結果を実験結果と併せて示す。解析結果は実験結果とほぼ対応しており、梁端回転角が 0.03rad を超えてから耐力が劣化する挙動も再現されている。これより 4.1 節で構成した 3 章の試験体のモデル化は概ね適切であると判断する。図 18(d)に見るように、LR-S_s では局部座屈による耐力低下は見られる一方、補剛位置の縦スチフナにより履歴の安定化が見られる。また、10%耐力低下時の累積変形角 $\Sigma\theta_{x,10\%}$ および累積塑性変形倍率 η は最大塑性率 $\mu=5$ で $\Sigma\theta_{x,10\%}=0.28\text{rad}$ 、 $\eta=32$ と累積変形性能も向上している。図 19 の LR-S_s の中央断面フランジの構面外変位推移を見ると、縦スチフナの設置により LR-S に見られたウェブ変形を伴う横座屈がほとんど見られなくなり補剛効果が十分に得られていることがわかる。

解析より得られた各モデルの補剛力推移を図 20 に、補剛曲げモーメント推移を図 21 に示す。補剛力(図 20)はフランジ降伏軸力の 3% を超えており、図 15 の実験結果と差が見られるが、これは実験において水平補剛材は曲げを負担しないと見なし片側の歪ゲージより軸力を評価したが、実際は水平補剛材の偏心により曲げ応力が発生したためと考えられる。しかしながら、全ての補剛条件を満たす LR-S_s においては補剛力、補剛曲げモーメントは共に LSD の規定である 3%以下となっている。

4. 繰返し逆対称曲げを受ける H 形断面梁横座屈補剛の性能評価

3 章で用いた有限要素解析手法を用いて繰返し载荷を受ける上フランジ補剛された H 形断面梁の横補剛条件について検証する。既往論文と同様²¹⁾、図 22 に示す柱梁で構成される 1 スパン骨組を解析モデルとする。梁断面は H-600 \times 200 \times 11 \times 17、柱断面は口-600 \times 600 \times 19 とする。内法の 12.0m を梁材長とし、曲げモーメント反曲点位置から柱頭までの 2.0m を柱材長として設定する。解析パラメータは表 5 に示す、補剛間隔、水平剛性、回転剛性、縦スチフナの有無、長期荷重の考慮/非考慮の 5 種類とする。補剛形式は均等補剛の場合を対象とする。補剛間隔は鋼構造塑性設計指針⁹⁾(以降、PD と呼ぶ)、LSD の L-II 区分の必要補剛間隔を満たす 2000mm を基準とし

て、その 1/10 倍、1/4 倍、1/2 倍、3/2 倍、3 倍と変化させる。前章と同様、補剛材は弾性の水平ばね要素、回転ばね要素として、縦スチフナはウェブと同板厚(11mm)の 4 節点シェル要素としてモデル化する。長期荷重は一般的な事務所ビルを想定し、固定荷重 4.2kN/m^2 、積載荷重 1.8kN/m^2 に相当する 6.0kN/m^2 の分布荷重を各節点に与える。梁の材料特性は図 23 に示す SS400 で板厚 16mm の鋼素材の引張試験より得られた値²²⁾を用い、圧延形鋼型の残留応力を導入する²³⁾。初期不整値の設定は 4 章と同様とする。実験時と同様、図 7 を載荷履歴とする。解析モデルの塑性回転角は $\theta_p=0.0089\text{rad}$ より最大塑性率は 4 になる。本章では最大耐力の他に図 7 に示す繰返し載荷履歴を受けた際の最終耐力、無次元化エネルギー吸収率 χ を性能指標値として用いる。ただし、 χ は式(8)より算出する。

$$\chi = \frac{W}{M_p \theta_p} = \frac{\int M d\theta_x}{M_p \theta_p} \quad (8)$$

$$M_p = \sigma_y Z_p \quad (9)$$

ここに、 W は $\pm 0.04\text{rad}$ -10cycle 時までの正側のエネルギー吸収量、 σ_y は降伏応力度($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$)である。

表 6 に梁の断面性能値を、図 24 に各指標値の概念図を示す。

4. 1 水平剛性、回転剛性による比較

図 25 に補剛間隔 $l_b=2000\text{mm}$ で縦スチフナが無く、長期荷重が考慮されていない場合の無次元化耐力-回転剛性関係および無次元化エネルギー吸収率-回転剛性関係を示す。図中には両フランジ補剛の場合で水平剛性 $K_u/K=1.0$ の場合の解析結果も併せて示している。

同図を見ると水平剛性 $K_u/K=1.0$ 、回転剛性 $K_\beta/K_B=1.0$ を共に満足していれば横座屈を生じること無く、安定した履歴を示し、両フランジ補剛の場合と比較して同程度の耐力、エネルギー吸収量を有していることが分かる。ここで水平剛性 $K_u/K=1.0$ 、回転剛性 $K_\beta/K_B=1.0$ の時の 10%耐力低下時における最大塑性率 $\mu=4$ で累積変形角 $\Sigma\theta_{x,10\%}=0.62\text{rad}$ 、累積塑性変形倍率 $\eta=68$ である。

また同図より、水平剛性 $K_u/K=0.5$ 、回転剛性 $K_\beta/K_B=0.5$ の条件でも、水平剛性 $K_u/K=1.0$ 、回転剛性 $K_\beta/K_B=1.0$ と同等の耐力、エネルギー吸収量となることから、現行の必要水平剛性、必要回転剛性は共に繰返し変形性能を保証する限界条件では無く、ある程度の余裕度を持った安全側の評価を与える規定であることが分かる。

なお、水平剛性 $K_u/K=2.0$ 、回転剛性 $K_\beta/K_B=2.0$ の条件でも水平剛性 $K_u/K=1.0$ 、回転剛性 $K_\beta/K_B=1.0$ と同等の耐力、エネルギー吸収量となることから、現行の必要補剛剛性以上の水平剛性、回転剛性を有していても局部座屈によって性能が決定し、より高い耐力、エネルギー吸収量とはならないことが分かる。

4. 2 補剛間隔による比較

図 26 に水平剛性 $K_u/K=1.0$ で縦スチフナが無く、長期荷重を考慮せず補剛間隔を変化させた場合の無次元化耐力-回転剛性関係および無次元化エネルギー吸収率-回転剛性関係を示す。

いずれの補剛間隔においても、前節と同様、回転剛性 $K_\beta/K_B=0.5$ の場合で耐力、エネルギー吸収量共に頭打ちとなる。これより、LSD の必要水平剛性、必要回転剛性の有効性が確認出来る。

なお、補剛間隔が短くなればなるほど、耐力は高くなる傾向が見られるが、エネルギー吸収量は $l_b=200\text{mm}$ 、 500mm 、 1000mm 、 2000mm

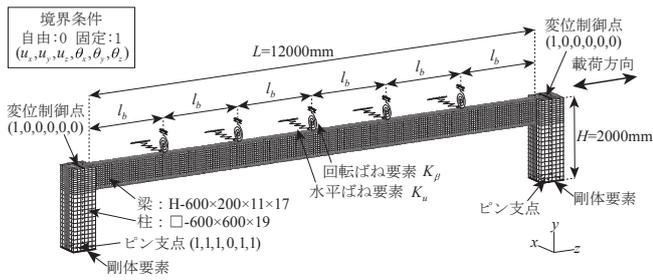


図 22 解析モデル概要($l_b=2000\text{mm}$ の場合)

表 5 解析パラメータ

断面形状	H-600×200×11×17
梁材長 $L(\text{m})$	12.0
補剛間隔 $l_b(\text{m})$	0.2 / 0.5 / 1.0 / 2.0 / 3.0 / 6.0 / 12.0
水平剛性 K_u/K	0.0 / 0.5 / 1.0 / 2.0
回転剛性 K_β/K_B	0.0 / 0.5 / 1.0 / 2.0
縦スチフナ	無 / 有
長期荷重	考慮 / 非考慮

表 6 梁の断面性能値

降伏応力度 $\sigma_y(\text{N}/\text{mm}^2)$	235
塑性断面係数 $Z_p(\text{mm}^3)$	2.89×10^6
強軸まわり 断面二次モーメント $I_x(\text{mm}^4)$	7.44×10^8
全塑性モーメント $M_p(\text{kNm})$	679
塑性回転角 $\theta_p(\text{rad})$	0.0089

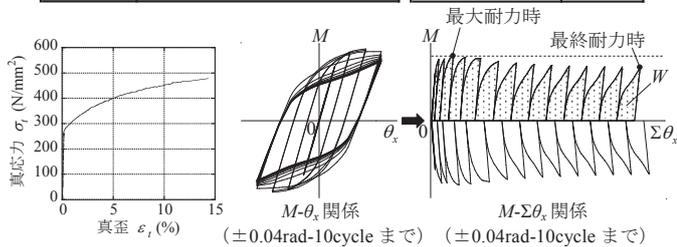


図 23 梁の材料特性
(素材試験 PL-16t)

図 24 各指標値の概念図

の場合で同程度である。

4.3 補剛材取付位置の縦スチフナの影響

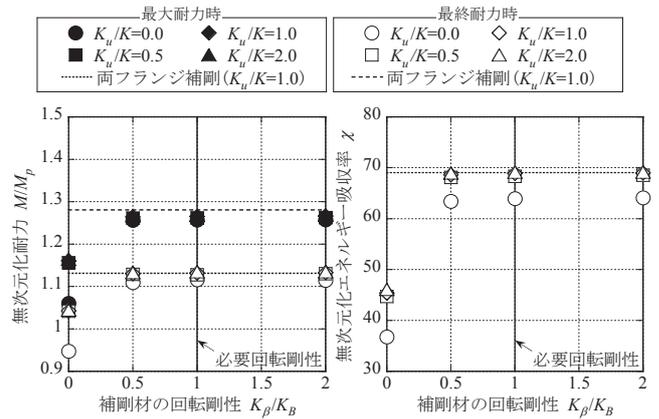
図 27 に水平剛性 $K_u/K=1.0$, 回転剛性 $K_\beta/K_B=1.0$ の場合の無次元化耐力・補剛間隔関係および無次元化エネルギー吸収率・補剛間隔関係をそれぞれ示す。また、諸指針・解説書^{7),9)-10)}の必要補剛間隔も同図中に併せて示している。

補剛材取付位置に縦スチフナを設けていない場合、PD, LSD の L-II 区分の必要補剛間隔を満足した $l_b=2000\text{mm}$ 以下であれば、エネルギー吸収量には差異が見られない。しかし、LSD の L-II 区分の必要補剛間隔のみ満足した $l_b=3000\text{mm}$ の場合は $l_b=2000\text{mm}$ 以下の場合と比較してエネルギー吸収量が低い。

補剛材取付位置に縦スチフナを設けた場合と比べると、 $l_b=2000\text{mm}$ 以下の場合には縦スチフナの有無により、エネルギー吸収量への影響はほとんど見られない。一方 $l_b=3000\text{mm}$ の場合は縦スチフナの設置による耐力、エネルギー吸収量の向上が顕著に見られ、 $l_b=2000\text{mm}$ 以下の場合と同程度の耐力、エネルギー吸収量を有するようになる。なお、 $l_b=2000\text{mm}$ の場合に縦スチフナを設けた場合の耐力が上昇するのは、補剛間隔が非常に短く、梁端部の局部座屈が発生しなかったためである。

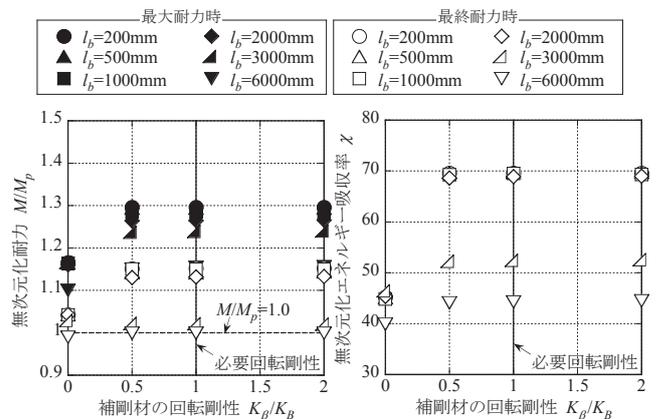
4.4 荷重条件の影響

図 27 より長期荷重を考慮した場合、梁に作用する曲げモーメント勾配が緩やかになり、補剛間隔が $l_b=3000\text{mm}$ 以上の場合に補剛間で横座屈変形が進展するため、エネルギー吸収量は低下する。PD, LSD の L-II 区分の必要補剛間隔を満足した $l_b=2000\text{mm}$ 以下の場合には長期荷重の考慮/非考慮によるエネルギー吸収量の差異は見られないが、



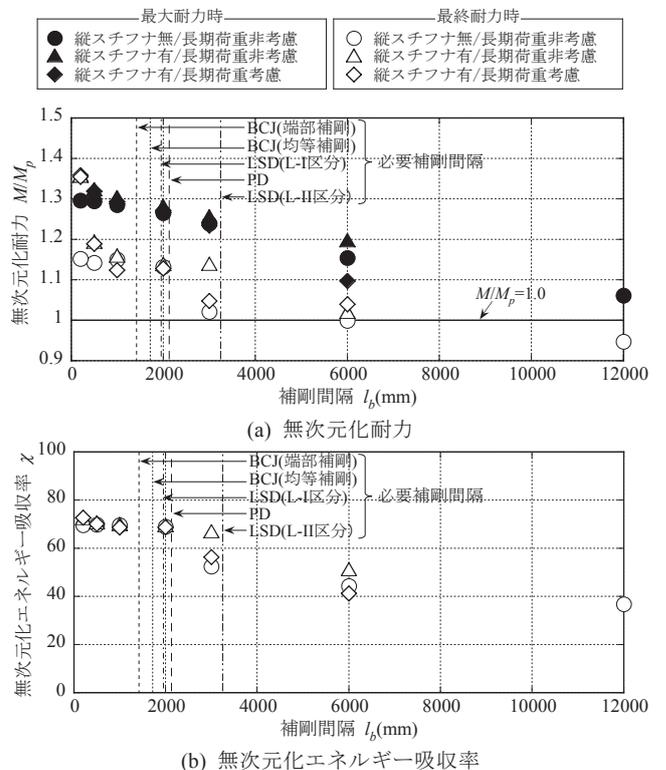
(a) 無次元化耐力 (b) 無次元化エネルギー吸収率

図 25 水平剛性・回転剛性の影響($l_b=2000\text{mm}$)



(a) 無次元化耐力 (b) 無次元化エネルギー吸収率

図 26 補剛間隔の影響($K_u/K=1.0$)



(a) 無次元化耐力

(b) 無次元化エネルギー吸収率

図 27 縦スチフナ・長期荷重の影響($K_u/K=1.0$, $K_\beta/K_B=1.0$)

LSDのL-II区分の必要補剛間隔のみ満足した $l_b=3000\text{mm}$ の場合は縦スチフナを設置していても、長期荷重によるエネルギー吸収量の低下が見られる。

以上をまとめると、補剛剛性に関しては、LSDに規定された必要補剛剛性を満たす補剛材で上フランジ補剛された梁は繰返し載荷時にも必要水平剛性を満たした補剛材で両フランジ補剛された梁と同程度の耐力および累積変形性能を有する。また、検討した解析モデルの範囲内では必要補剛剛性を超える補剛剛性を有していても、局部座屈により耐力低下度合が決定する場合には、それ以上高い耐力、累積変形性能にはならない。補剛間隔に関してはBCJ, PDまたはLSDのL-I区分の必要補剛間隔を満たす場合は、現行の必要補剛剛性規定を満たしていれば、縦スチフナの有無や長期荷重の考慮/非考慮は耐力には影響を与えないが、累積変形性能には影響を与えない。一方、LSDのL-II区分の必要補剛間隔のみ満たす場合など、多少長い補剛間隔で補剛する場合は、繰返し荷重下では縦スチフナ設置や長期荷重の考慮/非考慮が耐力および累積変形性能の低下に影響するため注意する必要がある。

5. 結

本論文では、上フランジ補剛材の補剛間隔、水平剛性、回転剛性、補剛材取付位置の縦スチフナ、長期荷重の考慮/非考慮が、繰返し逆対称曲げを受けるH形断面梁の最大耐力および累積変形性能に与える影響について実験および数値解析より検証し、現行の横補剛の規定との比較を行った。本研究の検討範囲において得られた知見を以下に示す。

- 1) 鋼構造限界状態設計指針・同解説に示された必要水平剛性、必要回転剛性を満足しても、長い補剛間隔で横補剛位置での断面補剛をしていない場合には、ウェブの捩れ変形を伴う横座屈を生じる場合がある。
- 2) 横補剛位置における断面保持が成されていれば、現行の必要補剛剛性、必要補剛力規定は繰返し逆対称曲げを受けるH形断面梁に対し有効であり、必要水平剛性を満たす補剛材で両フランジ補剛された場合と同程度の最大、最終耐力および累積変形性能を有していることを確認した。
- 3) 現行の必要水平剛性、必要回転剛性を超える水平剛性、回転剛性を確保していても局部座屈によって耐力低下度合が決定する場合には、それ以上高い最大、最終耐力および累積変形性能にはならないことが多い。
- 4) 補剛間隔に関しては、諸指針の中でも鋼構造限界状態設計指針・同解説におけるL-II区分に規定される必要補剛間隔が最も長く、この規定のみを満たす場合、繰返し荷重下では、補剛材取付位置に縦スチフナを設置しても、長期荷重を考慮すると、最大、最終耐力および累積変形性能が顕著に低下する場合がある。
- 5) 2007年度版建築物の構造関係技術解説書、鋼構造塑性設計指針または鋼構造限界状態設計指針・同解説におけるL-I区分の必要補剛間隔を満たす補剛間隔で補剛すれば、補剛材取付位置の縦スチフナの有無や長期荷重の考慮/非考慮は累積変形性能に影響しない。

謝辞

本研究の一部は、平成24年度科学研究費補助金若手研究(B)(課題番号:24760448)によるものである。ここで謝意を表します。

参考文献

- 1) Galambos, T. V.: Inelastic Lateral Buckling of Beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST 5, 1963
- 2) 鈴木敏郎, 小野徹郎: 塑性設計に関する実験的研究(2) -モーメント勾配をもつ梁-, 日本建築学会論文報告集, 第171号, pp.31-36, 105-106, 1970.5
- 3) 若林實, 中村武: 鉄骨充腹ばりの横座屈に関する研究(その4)-塑性設計ばりの均等モーメント下での横補剛間隔と回転容量の関係および補剛材の効果-, 京都大学防災研究所年報(16B), pp.95-111, 1973.10
- 4) 若林實, 中村武: 鉄骨充腹ばりの横座屈に関する研究(その5)-モーメント勾配のあるばりの塑性変形能力及び補剛材の設計法-, 京都大学防災研究所年報(24B-1), pp.185-199, 1981.4
- 5) 日本建築学会: 鋼構造設計規準・同解説, 2005.9
- 6) AISC: Steel Construction Manual 13th Edition, 2006.1
- 7) 国土交通省: 2007年度版建築物の構造関係技術解説書, 2007.8
- 8) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2009.11
- 9) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 2010.2
- 10) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 11) 日本建築学会構造委員会鋼構造運営委員会: 座屈に関する設計上の諸問題-いま, 新しい視点で座屈を考える-, 2011年度日本建築学会(関東)構造部門(鋼構造)パネルディスカッション資料, 2011.8
- 12) 金尾伊織, 中島正愛, 劉大偉: 繰返し載荷を受けるH形鋼梁の横座屈挙動と横座屈補剛, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, pp.147-154, 2001.6
- 13) 金尾伊織, 中島正愛, 劉大偉: 繰返し載荷を受ける鋼標準梁・RBS梁の必要横補剛条件, 日本建築学会構造系論文集, 第556号, pp.131-137, 2002.6
- 14) Liu, D., Nakashima, M. and Kanao I.: Behavior to Complete Failure of Steel Beams Subjected to Cyclic Loading, Journal of Engineering Structures, Elsevier, Vol. 25, pp.525-535, 2003
- 15) 松野巧, 小野徹郎, 井戸秀樹, 加藤和, 木村悠吾: 横補剛点を含むH形鋼梁の繰返し横座屈挙動 その1, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.633-636, 2011.8
- 16) 菅野貴孔, 小野徹郎, 安藤悟: 繰返し曲げを受ける梁部材の座屈補剛に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.805-806, 2004.8
- 17) 安藤悟, 小野徹郎: 連成座屈を考慮した片側フランジ補剛梁の耐力と変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.1333-1334, 2005.9
- 18) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 1990.10
- 19) 木村祥裕, 天本朱美: 偏心補剛されたH形鋼圧縮部材の座屈荷重に及ぼすウェブ変形の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第600号, pp.187-193, 2006.2
- 20) 鈴木敏郎, 久保寺勲: 鉄骨はりの弾塑性横座屈, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.987-988, 1973.10
- 21) 山浦夕佳, 竹内徹, 松井良太: 繰返し逆対称曲げを受けるH形断面梁の横座屈補剛条件, 鋼構造年次論文報告集, 第19巻, pp.233-238, 2011.11
- 22) T. Takeuchi, J.F. Hajjar, R. Matsui, K. Nishimoto, I.D. Aiken: Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp.139-149, 2010.2
- 23) 鈴木敏郎, 石田和人, 久保寺勲: 梁の弾塑性横座屈-残留応力の影響について-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.955-956, 1968.10

(2013年1月8日原稿受理, 2013年5月1日採用決定)