楔デバイスを用いたセルフセンタリング鉄骨架構の耐震性能に関する研究

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF
SELF-CENTERING STEEL FRAME WITH WEDGE DEVICE景山 朋定*, 高松 隆夫**, 玉井 宏章***,
山西 央朗****, 國井 翔平*****, 岩瀬 貴信*
Tomosada KAGEYAMA, Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI,
Teruaki YAMANISHI, Shohei KUNII and Takanobu IWASE

Steel frames retain residual deformation after a huge earthquake, their continued use is impractical. This paper aims to decrease residual deformation by use of connections incorporating a wedge device. A loading test on a specimen with a beam joint connected by conventional bolts and using such a device shows that its restoring force characteristics are of the linear-from-origin type. Seismic response analyses of steel frames with such wedge device connections lead to the following conclusions: they show no residual deformation; and story deformation angles, story shear forces, story shear coefficients, and energy absorption capability are equivalent to those for rigid frames. Furthermore, plastic deformation behavior of the wedge device connection is superior to that of rigid frames.

Keywords: Self-centering performance, Residual deformation, Wedge device connection, Loading test, Numerical analysis, Steel frame

セルフセンタリング性能, 残留変形, 楔デバイス付接合部, 載荷実験, 数値解析, 鉄骨架構

1. 序論

現在の耐震設計では、保有水平耐力設計法¹⁾が広く用いられている。保有水平耐力設計法は、大地震時において、架構を構成する構造部材に塑性ヒンジを生成させることで、構造部材の塑性変形により地震入力エネルギーを消費させる靱性型の設計法である。塑性ヒンジを梁端部や柱脚部に生成させ、全体層崩壊機構となるよう設計すれば、エネルギー吸収効率が良く、部分層崩壊等にみられる損傷・変形集中も回避できるため倒壊を防ぐことが可能となる（以降、このように設計された架構を梁降伏型架構と記す）。特に、鋼構造建築物であれば構造部材の復元力特性が完全弾塑性型となるため、地震時応答の低減、安定が期待できる。しかしながら、鋼構造架構に塑性ヒンジを生成させる場合には、いくつかの問題点を抱えている。

その一つは、大地震を受けた構造物の地震後継続使用の問題である。公的機関や防災拠点のように、災害時にその機能が発揮されるべき建物や、集合住宅のように、市民の生活拠点である建物は、地震直後においても、継続使用できることが望まれる。しかしながら、地震時に全体層崩壊機構が形成された場合、残留変形が生じるため、その変形が大きければ建物としての機能が維持できなくなる可能性がある。更に、補修においても、多大な資金と期間が必要であり、場合によっては、補修が不可能で取り壊さざるを得なくなる。また、残留変形によってドアや窓の開閉が不可能となれば、避難・救助が

困難になる²⁾。

他には、塑性ヒンジの性能確保の問題である。梁降伏型架構においては、梁端部に塑性ヒンジが生成されるため、梁端部溶接接合部の耐力・靱性を十分に確保する必要がある。しかしながら、兵庫県南部地震の被害例として、不十分な品質管理等に起因した、柱梁接合部の溶接部が破断した事例が多く報告されている²⁾。また、保有水平耐力設計法では、塑性変形性能は幅厚比により判定される。FA ランクの幅厚比を有する部材においても、多数の繰返し載荷回数や過大な地震荷重を受けた場合には、局部座屈を生じる恐れがある^{3,4)}。局部座屈による不安定挙動を原因として、塑性ヒンジは耐力・靱性を維持できず、構造物の耐震性能は著しく劣化する。

上述の問題点を解決するため、国内外で様々な対策・研究が成されている。残留変形の低減については、構造物にセルフセンタリング性能と呼ばれる原点指向型復元力特性を付与することが効果的であることが明らかとなっており⁵⁻⁸⁾、文献9)ではセルフセンタリングに関する様々な研究が報告されている。文献5)の工法は、柱と梁の接合に用いるアングルをエネルギー吸収要素とするため大きなエネルギーを吸収できず、PC 鋼棒をフレーム全体に使用するため大掛かりなものとなる。また、文献6)ではセルフセンタリング接合部を適用した架構の数値解析を行い、残留変形は低減できても応答変形が大きくなるという問題点を示している。

* 広島工業大学大学院工学系研究科 大学院生
** 広島工業大学工学部建築工学科 教授・Ph.D.
*** 長崎大学工学部工学科 教授・博士(工学)
**** 広島大学大学院建築学専攻 助教・博士(工学)
***** 大旗連合建築設計(株) 修士(工学)

Grad. Stud., Grad. School of Sci. & Tech., Hiroshima Institute of Technology
Prof., Dept. of Architectural Eng., Hiroshima Institute of Technology, Ph.D.
Prof., Dept. of Eng., Nagasaki University, Dr.Eng.
Assist. Prof., Grad. School of Eng., Hiroshima University, Dr.Eng.
Oh-hata Architects & Partners, M.Eng.

著者等は楔デバイスを用いた露出柱脚であるノンスリップ型露出柱脚¹⁰⁻¹³⁾の研究を行い、柱脚のみにセルフセンタリング性能を与えても構造物全体の残留変形を低減できないという結果を得ている¹³⁾。更に、構造物全体の残留変形低減を目指して提案した柱梁接合部をボルト接合とする工法である楔デバイス付柱梁接合部^{14,15)}では、残留変形は低減できたものの、他の研究と同様に、最大層間変形角が倍近く大きくなる¹⁵⁾ことを明らかにしている。これは、ボルト接合部を降伏させるために接合部耐力を低下させる必要があり、これにより架構の耐力や剛性が低くなるためである。

そこで、本論文の目的は、これらの問題を解決する構造システムの提案を行い、その耐震性能を明らかにすることである。方法として、まず、構造システムの提案を行い、次に、载荷実験でその性能を確かめる。最後に数値解析により耐震性能を明らかにする。

2. 構造システム

2.1 楔デバイス付接合部概要

楔デバイス付接合部は、エンドプレート形式のボルト接合部に楔デバイスを設置したものである。特に露出柱脚をノンスリップ型露出柱脚と呼び、梁継手を楔デバイス付梁継手と呼ぶ。ノンスリップ型露出柱脚の作動概念と復元力特性を図1に示す。柱脚に曲げモーメントが作用すると、アンカーボルトが伸ばされ、降伏すれば塑性伸びを生じる(図1中、O→A→B)。除荷により柱脚回転角 θ が0に戻る場合、ナットとベースプレート間に間隙が発生するが、この間隙にばねにより楔を貫入させることで間隙が消滅する(図1中、C→O)。このため、再载荷時にも柱脚は緩むことなく即座に曲げモーメントに抵抗し、再び図1中、O→Aのような経路をたどる。尚、曲げモーメントが大きく、ベースプレート中央にあるボルトも降伏する場合は図1中O→A→D→E→F→G→Oの経路をたどる。このときに原点指向型復元力特性は得られないが、常に原点から立上りを生じるセルフセンタリング性能に類似した原点立上り型復元力特性が得られる。

2.2 楔デバイス付梁継手

図2に示す楔デバイス付梁継手は、梁継手を長締めボルトで接合する工法である。抵抗機構はノンスリップ型露出柱脚と同様で、ボルトがエネルギー吸収要素となる。楔デバイス付梁継手は図2(a)の

ように構成される。ブラケットを設けるため、柱の両側並びに直交方向へも梁を設けられる。更に、ブラケット長さにより継手位置を調整でき、図2(b)のような耐力関係(柱フェイス位置に作用する曲げモーメントが梁の全塑性モーメント ${}_bM_p$ となるようなブラケット長さ ${}_{BR}L$ と接合部最大曲げモーメント ${}_jM_U$)で設計すればボルト降伏型の接合部でありながら、架構の保有水平耐力を低下させない設計が可能となる。また、ボルトプレート位置によってボルト有効長さを変えることができ、接合部曲げ耐力を変更することなく回転剛性を調整できる。接合ボルトには10%の伸び性能が保証された転造ねじアンカーボルト¹⁶⁾を用いる。ボルトを長くすれば剛性が低下するが、変形性能が大きくなる。

楔デバイス付梁継手のブラケット長さ ${}_{BR}L$ は、以下の式を用いて算定する。

$${}_{BR}L = L - \alpha_j \cdot L \quad (1)$$

ここに、 L : 柱フェイス間距離の半分、 α_j : 接合部負担耐力係数である。

その他の設計条件を以下に示す。

- ・ブラケットの断面性能は、梁の全塑性モーメントに対して弾性状態を保つよう設計する。ただし、エンドプレート間の接触反力の伝播を考慮し、梁と同一の成とする。
- ・ブロック部の断面は、圧縮合力点位置に作用する圧縮力に対し、座屈しない断面とする。
- ・ボルトプレートは、ボルトの引張抵抗に対して弾性状態を保つ板厚とする。
- ・せん断力に対する抵抗は、長期荷重に対してはボルトに導入した初期軸力による摩擦力により、短期荷重に対しては、曲げモーメントによって生じる接触反力により発生する摩擦力が抵抗するものとする。
- ・ボルトの有効長さは、繰返し地震力に対して十分な塑性伸びが期待できる長さ(転造ねじアンカーボルトの保証伸び性能である10%以下)とする。

3. 楔デバイス付梁継手の载荷実験

本節では、楔デバイス付梁継手の復元力特性を確認することを目的とした载荷実験を行う。

図1 ノンスリップ型露出柱脚

図2 楔デバイス付梁継手

図3 試験体

3.1 試験体

試験体を図3に、試験体の素材特性を表1に示す。試験体は、柱とそれに取り付く梁を想定し、水平荷重に対する曲げモーメント反曲点位置までを取出した部分架構を用いる。部材として、柱には $\square$ -200 $\times$ 200 $\times$ 12を、梁にはH-300 $\times$ 150 $\times$ 6.5 $\times$ 9を、ブラケットにはBH-300 $\times$ 175 $\times$ 9 $\times$ 12を、ブロック部にはBH-300 $\times$ 200 $\times$ 9 $\times$ 16を用いる。接合ボルトには転造ねじアンカーボルトM16を使用している。ボルトは3列で1列に2本ずつ、計6本を配置し、楔デバイスを介してダブルナットにより梁とブラケットを緊結する。尚、継手ディテールは、楔デバイスの配置上図3(b)に示すような構成を基本ディテールとする。また、エンドプレート・ボルトプレート厚はボルト径の2倍である32mmとして面外変形に対して安全側の設計をしている。エンドプレート厚は、せん断力および継手部の回転中心となることによる圧縮力を伝達できればいいため、薄くすることが可能である。また、エンドプレートの接触面にはせん断力伝達を目的とした発錆処理を行っている。楔デバイスはSS400の鋼塊から図3(c)のように切削成形後、発錆処理（塩分濃度10%程度の食塩水により、1週間ほど湿潤状態を保つ）を施して、静止摩擦係数が0.58以上となるようにしている。

本試験体のブラケット長さ $_{BR}L$ は、接合部負担耐力係数 α_f を0.7として、式(1)で設計している。しかしながら、本載荷実験では、本工法を用いることによって、原点立上り型復元力特性が得られることの確認を目的としているため、ボルト接合部の耐力を低目（接合部

図4 載荷装置と計測位置

表1 試験体の素材特性

部材	材質	σ_Y (N/mm ²)	σ_U (N/mm ²)	σ_Y/σ_U (%)	ϵ_f (%)
柱	STKR400	460	515	89	19
梁フランジ	SS400	311	440	74	31
梁ウェブ	SS400	362	460	80	23
ブラケットフランジ	SS400	342	469	73	27
ブラケットウェブ	SS400	361	440	84	26
ブロック部フランジ	SS400	288	432	68	31
ブロック部ウェブ	SS400	374	447	85	23
転造ねじボルト	ABR400	287	444	66	32

σ_Y :降伏応力度 σ_U :引張強さ σ_Y/σ_U :降伏比 ϵ_f :破断伸び

負担耐力係数0.3程度)にしている。実験はボルトの初期導入張力としてボルト降伏軸力の30%を導入し、張力管理はひずみゲージから得られたひずみ度をボルト軸力に換算して行っている。

3.2 載荷装置と載荷方法

載荷装置と計測位置を図4に示す。載荷は、試験体の柱上端に取り付けたピンにヨークを介して設置した油圧ジャッキによって行う。油圧ジャッキは、載荷装置の反力柱に取り付け、試験体柱上部のピン中心とジャッキ軸心が一致するように設置している。試験体の支持状態としては、柱下端部をピン支持、梁先端をローラー支持としている。また、梁の横振れ止めとして、梁中央部にパンタグラフを設置している。尚、梁端部はローラー支持状態を作り出すため、スライドベアリングを用い、引張載荷時に作用する浮上り反力に対しては、ダブルナットで接合した普通ボルトにより抵抗させている。

載荷は、層間変形角 r を制御値とした正負交番漸増繰返し載荷とし、ボルト弾性域載荷として層間変形角1/1000、1/500radについて、各2サイクルずつ、ボルト弾塑性域載荷として1/200、1/100、1/50radについて、各2サイクルずつ行う。

3.3 計測方法と整理方法

変位としては、変位計測用治具の回転に伴い生じるローラー支点位置でのその治具の鉛直変位 δ_r を計測し、 δ_r から層間変形角 r を算出する。継手上下の δ_1 ・ δ_2 により、エンドプレート回転角 θ を算出する。荷重として、油圧ジャッキ先端のロードセルにより、荷重 P を計測する。また、ひずみとしては、接合部の各ボルト（1本当たり2箇所）に貼付けたひずみゲージにより計測する。

層間変形角 r 、エンドプレート回転角 θ 、継手部曲げモーメント M を、以下の式によって算定する。

$$r = \frac{\delta_r}{L'} \quad (2)$$

$${}_jM = P \cdot {}_bL \quad (3)$$

$$\theta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{D} \quad (4)$$

ここに、 L' : 柱心からローラー支点までの距離 (1,800mm), ${}_bL$: ローラー支点から梁継手までの距離 (1,200mm), D : δ_1 と δ_2 の変位計間の距離である。

3.4 復元力特性モデル

抵抗機構を図5に、復元力特性モデルを図6に示す。抵抗機構として、最外列および中央列ボルトのみが抵抗するものとし、曲げ耐力を算定する。継手部の回転中心となる圧縮合力点位置はエンドプレート端部と仮定する。

i 列のボルト降伏曲げモーメント ${}_jM_{ni}$, i 列のボルトの弾性回転剛性 ${}_jK_i$ は次式により求める。

$${}_jM_{ni} = n_i \cdot A \cdot \sigma_y \cdot d_i \quad (5)$$

$${}_jK_i = \frac{E \cdot n_i \cdot A \cdot d_i^2}{R \cdot l_b} \quad (6)$$

ここに、 n_i : 各列のボルト本数, A : ボルト断面積, σ_y : ボルト降伏応力度, d_i : 圧縮合力点位置から各列ボルト軸心までの距離, l_b : ボルト有効長さ, R : ボルト以外の弾性変形を考慮した低減係数であり, $R=2^{17)}$ を採用している。

復元力特性モデル算定式を以下に示す。

$${}_jM_y = {}_jM_{y1} + \frac{d_2}{d_1} {}_jM_{y2} \quad (7)$$

$${}_jM_u = {}_jM_{u1} + {}_jM_{u2} \quad (8)$$

$${}_jK_I = {}_jK_1 + {}_jK_2 \quad (9)$$

$${}_jK_{II} = {}_jK_2 \quad (10)$$

図5 抵抗機構

図6 復元力特性モデル

ここに、 ${}_jM_y$: 接合部降伏曲げモーメント, ${}_jM_u$: 接合部最大曲げモーメント, ${}_jK_I$: 弾性剛性, ${}_jK_{II}$: 2次勾配である。尚、ボルト列数が複数の場合、後述する式(11), (12)による。

3.5 実験結果とその考察

実験結果を図7に示す。図7(a)には、解析値および原点近傍の拡大図(1/200rad-2サイクル目)を併せて示す。図7(b)はひずみゲージにより計測したボルトのひずみ度である。ボルトが降伏し、降伏棚に入るとひずみ度が著しく大きくなるため、1/100-1サイクル目までの結果を示す。

図7(a)を見ると原点立上り型復元力特性を示すことがわかる。実験値と解析値の対応について、載荷時においては1/100rad-1サイクル以前で初期剛性が若干増加し、その後弾性剛性は解析値と対応する。それ以降のサイクルにおいて、実験値の弾性剛性が低目となっている。また、降伏曲げモーメントは低目となり、最大曲げモーメントは高目となる。まず、初期剛性が若干増加することについては、初期導入張力により、理論上それ以上のモーメントが作用しないと

回転が生じないと考えられ、初期剛性が増加する。しかしながら、製作誤差(溶接等)による影響で接合面に間隙があり、載荷時に間隙を埋めようとしてわずかに回転が生じ、結果的に初期剛性が若干増加している。尚、初期張力が消失する1/200rad-2サイクル目の剛性は良好に対応している。次に、弾性剛性・降伏曲げモーメントの低下については、中央列ボルトの抵抗の遅れに起因する。図7(b)中*i*に示すように、1/200rad以降のサイクルにおいて、エンドプレート回転角0付近でわずかに抵抗が遅れており、中央列ボルトの抵抗が小さくなったために降伏曲げモーメントが低下した。これは、ボルトの塑性化により初期軸力が抜けた後、中央列ボルトに緩みが生じたためである。最後に、最大曲げモーメントの上昇については、ボルトのひずみ硬化による影響や、復元力特性モデルでは考慮していなかった最内列ボルトの抵抗のためである(図7中*j*点)。

以上のことから、楔デバイス付梁継手は原点立上り型復元力特性を示し、評価式によって概ね評価できることがわかる。しかしながら、本試験体はボルト接合部の耐力を低目に設計しており、架構の保有水平耐力を低下させない程度まで耐力を増加させると、エンドプレートおよびボルトプレートの局所変形が大きくなることが予想され、復元力特性への影響が懸念される。今後、適正なプレート厚さについて実験やFEM解析を行い検討する必要がある。

図7 実験結果

4. 楔デバイスを用いたセルフセンタリング架構の数値解析

本解析では、4層4スパンラーメン架構において、通常の梁降伏型架構と楔デバイス付接合部を適用した架構の地震応答解析を行う。

4.1 解析対象架構

架構はパッシブ制振構造設計・施工マニュアル¹⁸⁾の制振構造テーマストラクチャー4層モデルを使用する。対象架構は4層4スパンラーメン架構のY2構面とし、梁中立軸を構造階高とするフレームモデルへ置換する。また、各荷重は事務所ビルを想定しており、各節点に集中荷重として入力している。設計条件として、1次設計は、長期および短期の応力に対して断面検定を行っている。また、 A_f 分布に基づく荷重分布形を想定した静的荷重漸増解析を行い、層間変形角が1/200rad以下となるよう設計している。2次設計は、ある層の層間変形角が1/100radに達した時点を保水平耐力時とし、必要保有水平耐力を満足するよう設計している。尚、構造特性係数は $D_s=0.25$ としている。

4.2 解析変数

4.2.1 解析モデル

解析モデルは、通常架構と称する梁降伏型架構のN typeと楔デバイス付接合部を適用したセルフセンタリング架構であるSC typeの

表2 部材リストと断面性能

層	種別	断面寸法	I_x (mm ⁴)	Z_p (mm ³)	M_p (kNm)
1	柱(C1)	□-500×500×22	1.61×10^9	7.55×10^6	2,452
2		□-450×450×22	1.15×10^9	6.05×10^6	1,966
3		□-450×450×19	1.02×10^9	5.30×10^6	1,722
4		□-400×400×16	6.05×10^8	3.54×10^6	1,151
2	梁(G1)	H-650×250×12×25	1.44×10^9	4.99×10^6	1,621
	ブラケット	BH-650×300×16×28	1.91×10^9	6.64×10^6	2,157
3	梁(G1)	H-600×250×12×22	1.10×10^9	4.11×10^6	1,335
	ブラケット	BH-600×300×16×25	1.46×10^9	5.52×10^6	1,795
4	梁(G1)	H-550×250×9×19	7.71×10^8	3.11×10^6	1,011
	ブラケット	BH-550×300×12×22	1.05×10^9	4.25×10^6	1,382
R	梁(G1)	H-550×200×9×16	5.61×10^8	2.31×10^6	752
	ブラケット	BH-550×250×12×19	8.04×10^8	3.31×10^6	1,075

I_x : 断面2次モーメント Z_p : 塑性断面係数 M_p : 全塑性モーメント σ_y : 降伏応力度(=325N/mm²)

表3 回転ばね特性値

部位	K (kNm/rad)	M_U (kNm)	α_j
柱脚部	3.28×10^5	1,898	-
2階梁継手部	5.51×10^5	1,235	0.76
3階梁継手部	3.99×10^5	968	0.73
4階梁継手部	2.80×10^5	748	0.74
R階梁継手部	1.64×10^5	416	0.55

K : 弾性回転剛性 M_U : 接合部最大曲げモーメント

表4 固有周期

モデル	1次固有周期(s)	2次固有周期(s)
N type	1.07	0.36
SC type	1.12	0.37

図9 回転ばね特性値の定義

2種類を用意する。接合部形式を変数とするが、SC type の梁継手に楔デバイス付梁継手を、柱脚にノンスリップ型露出柱脚を、それぞれ想定した原点立上り型復元力特性を有する回転ばねを設ける。N type は柱脚にのみ、アンカーボルト降伏型露出柱脚を想定したスリップ型復元力特性を有する回転ばねを設ける。回転ばね特性値は表3に示す通りであり、文字の定義を図9に示している。また、SC type には断面を増大させたブラケットを設け、ブラケット長さは $_{BR}L=640\text{mm}$ ($\alpha_j=0.8$)としている。接合部最大曲げモーメント $_jM_U$ を梁の全塑性モーメント $_pM_p$ で除した値としての接合部負担耐力係数 α_j を表3に示す。

本解析で用いる架構は、節点振り分け法で考えた際、4層中柱柱頭部に塑性ヒンジが生成される。SC type において、柱頭に塑性ヒンジを生成させず、楔デバイス付梁継手を機能させるため、梁継手耐力を低目の値で設計している。従って、4層の保有水平耐力はN type と比較して小さくなる。

本解析の復元力特性モデルは、接合部のボルトの配置を多数配列としているため、引張抵抗するボルトの数だけ弾性勾配を生じる。しかしながら、図9に示すように、勾配の数が復元力特性の履歴面積へ与える影響は少ないと判断できるため、Bi-linear型の復元力特性

(b) SC type

図8 解析モデル

モデルとする。楔デバイス付梁継手に曲げモーメントが作用した場合、エンドプレート端部を圧縮合力点位置とし、最前列以外のボルトが引張抵抗する（露出柱脚は柱フェイス位置を圧縮合力点位置とする）。また、Bi-linear型として表すため、引張抵抗を無視する最前列ボルト以外が降伏した時点を超最大耐力発揮時と考え、そのときの接合部曲げモーメントを最大曲げモーメントとする。尚、楔デバイス付梁継手の回転ばねは第3章の載荷実験に基づき、ボルトのひずみ硬化および初期張力の影響は考慮しない。また、ノンスリップ型露出柱脚の回転ばねに関する実験結果は文献12)を参照されたい。

数値解析では、接合部を回転ばねとし、以下の式を用いて各特性値を算定する。

$$_jM_U = \sum_{i=1}^{j-1} _iM_{U_i} \quad (11)$$

$$_jK = \sum_{i=1}^{j-1} _iK_i \quad (12)$$

ここに、 j : ボルト列数である。尚、接合ボルトはABR490を想定し、 $\sigma_y=325\text{N/mm}^2$ として $_jM_U$ を、 $l_b=300\text{mm}$ として $_jK$ を、それぞれ算出している。

固有周期を表4に示す。SC type の1次固有周期はN type より0.05s長くなる。

4.2.2 入力地震波

地震波は平面骨組の構面内水平方向に入力する。入力波には、EI Centro波 NS成分、Taft波 EW成分、Hachinohe波 NS成分、およびJMA Kobe波 NS成分の地動最大速度を、それぞれ0.5m/sおよび1.0m/sとなるよう、地動最大加速度に係数を乗じて基準化した波を用いる。ただし、JMA Kobe波は1.0m/s入力として原波を用いる。

図 10 層間変形角・残留層間変形角

4.3 解析条件

4.3.1 解析プログラム

数値解析には、任意形平面骨組の複合非線形解析プログラムである「CLAP. 4^{9,20)}」を原点立上り型復元力特性並びにスリップ型復元力特性を有する回転ばねが利用できるようにコード修正したものを用いる。使用プログラムは、節点移動や部材の変形に伴う幾何学的非線形性が考慮される。部材の塑性化は、軸力と曲げモーメントの相関関数で判定される一般化塑性ヒンジであり、負荷挙動は移動硬化則に従う。尚、回転ばねは軸力の影響を考慮できない。また、数値積分にはニューマーク β 法が用いられている。

4.3.2 解析条件

本解析では、ニューマーク β 法の β 値 0.25、数値積分時間間隔 1/200 秒、減衰のタイプは瞬間剛性比例減衰とし、一次減衰定数は一般的な構造物を想定して 0.02 としている。解析時間は、地震入力の終了後、自由振動が十分に減衰するよう 70s とする。また、部材の応力度 - ひずみ度関係は、Bi-linear 型 (降伏後剛性比 1/100) としている。尚、SC type は崩壊機構を形成した際、梁端部に塑性ヒンジを形成する N type とは異なり、梁は鉛直方向に変位する。そのため、鉛直荷重と鉛直方向変位の積により仕事が生じるが、左右対称の崩壊機構を形成すると仮定した場合、鉛直荷重による仕事は左右で相殺しあって 0 となるので鉛直荷重の影響は無視している。

4.4 解析結果

本解析は 2 種類の解析モデルに、種類や大きさを変えた 8 種の地震波を入力する、全 16 ケースを行っている。

4.4.1 最大層間変形角

層間変形角・残留層間変形角を図 10 に示す。図 10 の層間変形角は、ある一つの層が最大の層間変形角に達したときの変形形状を表している。0.5m/s の結果を SC type に着目して N type と比較すると、El Centro・Taft で大きくなり、Hachinohe・JMA Kobe で変わらないか小さい値を示している。地震波によって大小関係に差はあるが、楔デバイス付梁継手を適用すれば、0.5m/s の規模で両モデルが同様の応答を示すことがわかる。

1.0m/s の結果を見ると、N type と SC type の差が 0.5m/s より大きく、SC type が大きくなる傾向がある。SC type が大きくなるのは各層の履歴性状の違いによるものである。図 11 に Hachinohe 1.0m/s 1 層の層間変形角時刻歴を示す。N type の場合、塑性ヒンジの復元力特性は完全弾塑性型であるため、層せん断力が 0 となる変形角が負方向にシフトする。一方で、SC type は原点立上り型復元力特性であるため、塑性変形が生じても原点に戻る。図 11 のように N type は層間変形角が一方方向へシフトすることにより、一方向の最大応答が助長される可能性があるが、SC type では解消されていることがわかる。

4.4.2 残留層間変形角

図 10 の残留層間変形角を見ると、0.5m/s の地震波で生じる残留層間変形角は、N type で最大 0.003rad 程度 (JMA Kobe, 2 層)、SC type では生じていない。楔デバイス付接合部の塑性ヒンジの復元力特性が原点立上り型であるために残留変形角を生じないことがわかる。

1.0m/s では、N type で 1/100rad を超える残留変形角を生じさせる地震波であっても、SC type であれば残留変形角をほぼ生じていない (0.001rad 以下)。楔デバイス付接合部の復元力特性によって、地震動

図 11 Hachinohe 1.0m/s 1層の層間変形角時刻歴

図 12 El Centro 1.0m/s 最大層せん断力分布

図 13 El Centro 層せん断力係数分布

(a) N type

(b) SC type

図 14 El Centro 1.0m/s エネルギー応答時刻歴

の大きさに関係なく残留変形を低減できる。

N type において、地震後の継続使用の可否について検討する。地震後の構造物の継続使用の可否を判断する指標として、文献 21) では許容残留変形角 $1/200\text{rad}$ が提案されている。これを見ると、 0.5m/s 入力ではすべて $1/200\text{rad}$ を下回り、 1.0m/s 入力では El Centro・Taft で下回るが、Hachinohe・JMA Kobe で上回る。Hachinohe や JMA Kobe のように大きな残留変形角を生じるのは、図 11 のように、一方向に大きな塑性変形が生じる場合である。El Centro・Taft のように残留変形角が小さいケースは塑性変形が正負両方向に生じ、各方向の塑性変形を相殺しあったためである。

4.4.3 最大層せん断力分布・層せん断力係数分布

最大層せん断力分布を図 12 に示す。図 12 より、層せん断力は同様であり、図 2(b) に従い設計することで、楔デバイス付梁継手を用いても N type と比較して耐力が大きく低下しないことがわかる。

層せん断力係数分布を図 13 に示す。図 13 より、層せん断力係数 C_i は 0.5m/s 、 1.0m/s ともに、両モデルとも同様の形状を示す。N type と SC type を比較して、分布が変わらないことから、楔デバイスを用いたセルフセンタリング架構としても外力分布に変わりがなく、通常と同様の設計用外力により設計可能である。

4.4.4 エネルギー吸収性能

原点立上り型復元力特性は紡錘型の復元力特性に比べ、第 2・4 象限に履歴が生じず、履歴吸収エネルギーが小さくすると予測される。

(a) 2層

(b) 1層

図 15 El Centro 1.0m/s 速度応答時刻歴

ここでは、両解析モデルのエネルギー吸収性能について検討する。

El Centro 1.0m/s エネルギー応答時刻歴を図 14 に示す。図中 E_d は減衰エネルギー、 E_s はひずみエネルギー、 E_k は運動エネルギーであり、これらの総和は地震入力エネルギー E_i に等しい。尚、El Centro のみの結果を示しているが、他の地震波でも同様の結果である。

図 14 より、N type と SC type の E_i の差は 1 割以下でほぼ等しい。しかしながら、 E_d と E_s の割合に違いがある。SC type は E_d が大きく、 E_s が小さい。 E_s が小さいのは上述したように、履歴性状の違いのためである。 E_d は速度に影響を受け、図 15 の速度応答時刻歴を見ると、2 層で N type より SC type の方が速度が大きいことがわかる。速度が大きくなるのは、接合部の回転角を 0 に戻す領域において、架構の剛性が低下し、単位時間当たりの変位増分が大きくなるためである。尚、1 層においては、N type の柱脚がスリップ型であるため SC type より N type が大きくなる。2～4 層では図 15(a) のように SC type が大きくなる。SC type は E_s が小さい分、 E_d が大きくなり、 E_i が N type と変わらない。

4.4.5 損傷量

架構の損傷量を最大塑性率 $_{\max}\mu$ と累積塑性変形倍率 η によって判断する。また、ボルト接合部の損傷は、ボルトの伸び性能に依存するため、最大累積塑性変形倍率 $_{\max}\eta$ で表す。これらの値の最大値が最も大きかった El Centro 1.0m/s 損傷分布を図 16 に示す。

図 16 中の最大塑性率 $_{\max}\mu$ 、累積塑性変形倍率 η 、最大累積塑性変形倍率 $_{\max}\eta$ は下式で表す。

$$_{\max}\mu = \max\left(\frac{\max\theta_p^+}{\theta_y}, \frac{\max\theta_p^-}{\theta_y}\right) \quad (13)$$

$$\eta = \frac{\sum\theta_p^+ + \sum\theta_p^-}{\theta_y} \quad (14)$$

$$_{\max}\eta = \max\left(\frac{\sum\theta_p^+}{\theta_y}, \frac{\sum\theta_p^-}{\theta_y}\right) \quad (15)$$

ここに、 $_{\max}\theta_p^+$ ：正方向の最大塑性回転角、 $_{\max}\theta_p^-$ ：負方向の最大塑性回転角、 θ_y ：降伏回転角、 $\sum\theta_p^+$ ：正方向の累積塑性回転角、 $\sum\theta_p^-$ ：負方向の累積塑性回転角である。尚、N type と SC type は θ_y が異なる。

図 16 El Centro 1.0m/s 損傷分布

るため数値の比較はできない。それぞれの解析モデルにおいて、損傷が設定する基準値を超えるかを判断する。

4.4.5.1 N type の損傷

N type における損傷の判断基準として、局部座屈が生じるか否かを指標とする。鋼構造限界状態設計指針・同解説²²⁾では、変形性能を確保するための構造区分が定められており、最も変形性能が高いとされる場合に梁へ生成される塑性ヒンジの塑性率 μ が4程度と示されている。文献3)では梁の繰返し載荷実験を行っているが、局部座屈を生じるときの累積塑性変形倍率 η は、小さいもので10前後である。これらから、本解析で用いる局部座屈に対する判断指標として、最大塑性率 $\max\mu$ においては4、累積塑性変形倍率 η にあつては10を用いる。

図16のN typeを見ると、 $\max\mu=4$ を超えているケースはないが、1層側柱梁端部で $\eta=10$ を上回っている。1.0m/sの大きさであれば、損傷の大きい1層梁端部で局部座屈を生じる可能性がある。

4.4.5.2 SC type の損傷

SC type の損傷量の評価は、接合ボルトがエネルギー吸収要素となるため、ボルトの伸び量によって行う。楔デバイス付接合部に用いるボルトは、10%の伸び量が保証されている転造ねじアンカーボルトを用いているため、ボルトの塑性伸びが10%以下となるかを確認する。

最も累積塑性変形倍率が大きいのは1層側柱梁継手で $\max\eta=28.7$ である。ボルトの弾性限界ひずみ度をABR490を使用しているため0.16%とすると、累積塑性変形倍率を乗じれば4.6%となる。復元力特性をBi-linear型と近似しているため、最外列ボルトの塑性伸びはもう少し大きくなるが、10%と比べれば十分余裕があり、楔デバイス付梁継手の変形能力内にあることがわかる。また、余震等に対する安全性も十分確保されている。

楔デバイス付梁継手はボルトをエネルギー吸収要素とする接合部である。そのディテールから、損傷が大きくなったボルトの交換が可能である。楔デバイスを用いたセルフセンタリング架構は、地震時に仕上げ材等が損傷することがあっても、接合ボルトに損傷を集中させる機構であるため、架構に残留変形は生じない。そのため、地震後は損傷した仕上げ材等の補修や損傷したボルトの交換を行うことで地震後も構造物を継続的に使用できる。

5. 結論

本論文は地震後継続使用を可能にする楔デバイスを用いたセルフセンタリング構造システムを提案し、載荷実験及び数値解析よりその耐震性能を明らかにした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 楔デバイス付梁継手は、原点立上り型復元力特性を示し、セルフセンタリング性能を有している。
- 2) ボルト初期軸力の消失直後のサイクルで中央のボルト列の抵抗が遅れることにより、剛性が若干低下するものの、それ以外の弾性剛性・除荷剛性は復元力特性モデルと良好に対応する。よって本復元力特性モデルにより評価できる。
- 3) 楔デバイスを用いたセルフセンタリング架構は、0.5m/sの地震波において、最大層間変形角が通常の架構と同等である。
- 4) セルフセンタリング架構は、通常の梁降伏型架構が継続使用が困難なほど大きな残留変形角が生じる場合（層間変形角で1/200rad）においても、ほとんど残留変形角を生じない。
- 5) セルフセンタリング架構は、復元力特性の影響によりひずみエネルギーが小さいが、速度応答が大きくなるため減衰エネルギーが大きくなる。総エネルギーで見れば、通常の架構と大差ない。
- 6) 応答層せん断力係数が通常架構と同様であることから、セルフセンタリング架構を設計する際に用いる地震荷重は一般的な場合と同様に仮定すれば良い。
- 7) 通常架構の場合、過大な地震力（最大速度 1.0m/s）が作用すると、梁に局部座屈が生じ、塑性ヒンジとしての変形性能を確保できない場合がある。
- 8) 一方、楔デバイス付梁継手を用いた架構は、塑性ヒンジとしての変形性能が1.0m/sの入力についても残存している。また、ボルトの有効長さを更に大きくできるディテールであるため、設計用地震動を大きくする場合、ボルトの有効長さを長くすれば、高い変形性能を得ることができる。このように、楔デバイス付梁継手は、非常に高い変形性能を有する塑性ヒンジとしての機能を有する。

今後の課題として以下のことが挙げられる。

楔デバイス付梁継手は、実構造物においてボルトが塑性化する程度の回転角が生じた際、捩れに対して十分な剛性を持って抵抗できるか検証を行っていない。実験およびFEM解析等で詳細な検討を行う必要がある。

また、梁の上部には床スラブが取り付け、エンドプレートとの離間が拘束されることが考えられる。著者等は、デッキ合成スラブを有する楔デバイス付梁継手の載荷実験²³⁾を行い、離間が拘束されないことを明らかにしたが、合成効果により剛性・耐力が増加するという新たな課題を得ている。更に、本論文における数値解析ではボルトのひずみ硬化による耐力の増加を適切に考慮しておらず、仮定した崩壊機構とは異なる崩壊機構を形成する可能性がある。床スラブやボルトのひずみ硬化の影響を適切に考慮した復元力特性モデルを用い、数値解析を行う必要がある。

更に、楔デバイス付梁継手は、エンドプレート間で接触・離間が発生する接合形式であり、エンドプレート回転時に、梁の軸伸びが生じ、柱の拘束効果によって、接合部に圧縮軸力²⁴⁾が生じることが考えられる。軸力が作用することによって、母材（梁・ブラケット）の降伏曲げモーメントが低下するため、降伏要素がボルト接合部か

ら母材へ替わり，設計クライテリアが満足されない可能性がある．軸力については，定量的な評価を行うことができれば，設計によって問題を解決することはできると考えているが，本論文では，これらを考慮した検討は行えていない．柱の拘束効果による圧縮軸力の定量的な評価方法を明らかにすることで，復元力特性モデルの定式化を行い，より実状に近い検証をする必要がある．

謝辞

本研究で使用した転造ねじアンカーボルトは“フルサト工業株式会社”より提供していただきました．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

- 1) 日本建築センター：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.
- 2) 日本建築学会：兵庫県南部地震における鋼構造物の被害と教訓，1996.7.
- 3) 木村祥裕：局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす載荷履歴特性の影響 - 片持ち梁形式の載荷実験データベースの構築 -，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 664 号，pp.1143-1151，2011.6.
- 4) 木村祥裕，山西央朗，笠井和彦：交番繰返し軸力を受ける H 形鋼梁の繰返し履歴挙動と保有性能，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 689 号，pp.1307-1316，2013.7.
- 5) J. M. Ricles, R. Sause, S. W. Peng, L. W. Lu : Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections, *ASCE Journal of Structural Engineering*, pp.850-859, 2002.7.
- 6) 中島正愛，吹田啓一郎，池永昌容，松宮智央，倉田真宏：セルフセンタリング導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.765-766，2004.8.
- 7) 池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：ダンパー付きセルフセンタリング柱脚の開発と大変形下の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.643-644，2005.9.
- 8) 池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験，日本建築学会構造系論文集，第 612 号，pp.223-230，2007.2.
- 9) J. F. Hajjar, A. H. Sesen, E. Jampole, A. Wetherbee : A synopsis of sustainable structural systems with rocking, self-centering, and articulated energy-dissipating fuses, *Northeastern University*, 2013.6.
- 10) Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI : Non-slip-type restoring force characteristics of exposed-type column base, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.61, pp.942-961, 2005.
- 11) 高松隆夫，玉井宏章，山西央朗：ノンスリップ型鉄骨露出柱脚の復元力特性モデル，構造工学論文集，Vol. 51 B，pp.293-302，2005.4.
- 12) 山西央朗，高松隆夫，玉井宏章，松尾彰：アンカーボルトを多数配列したノンスリップ型露出柱脚の復元力特性 - 無軸力下の場合のセルフセンタリング性能，日本建築学会構造系論文集，第 621 号，pp.155-162，2007.11.
- 13) 澤田樹一郎，高松隆夫，玉井宏章，松尾彰，山西央朗：地震応答解析によるノンスリップ型露出柱脚付鋼構造骨組のセルフセンタリング性能と累積損傷応答評価，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 629 号，pp.1151-1157，2008.7.
- 14) 弘永佑太，高松隆夫，玉井宏章，山西央朗，田邊真二郎，澤田樹一郎，松尾彰：楔デバイス付接合部を有した構造物の残留変位に関する研究 その 1 載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.735-736，2010.8.
- 15) 田邊真二郎，高松隆夫，玉井宏章，山西央朗，弘永佑太，澤田樹一郎，松尾彰：楔デバイス付接合部を有した構造物の残留変位に関する研究 その 2 数値解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.737-738，2010.8.
- 16) 社団法人日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説，2009.10.
- 17) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計，技報堂出版，1985.3.
- 18) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計施工マニュアル，2003.10.
- 19) 小川厚治，多田元英：柱・はり接合部変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用技術シンポジウム論文集，pp.79-84，1994.12.
- 20) 多田元英：CLAP.f 利用説明書・解析方法説明書，鋼材倶楽部
- 21) 油野弘，池永昌容，Jason McCormick，中島正愛：居住性・施工性・安全性指標に基づく建物の許容残留変形評価，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，pp.325-331，2008.2.
- 22) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2011.2.
- 23) 景山朋定，高松隆夫，玉井宏章，山西央朗，國井翔平：コンクリートスラブによる楔デバイス付梁継手の変形状への影響，日本建築学会中国支部研究報告集，CD-ROM 論文番号 -224，2015.3.
- 24) 吉敷祥一，山田哲：高力ボルト半剛接合部に対する柱の拘束効果に関する基礎検討，鋼構造年次論文報告集，第 17 巻，pp.81-86，2009.11.

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF SELF-CENTERING STEEL FRAME WITH WEDGE DEVICE

Tomosada KAGEYAMA^{*}, *Takao TAKAMATSU*^{**}, *Hiroyuki TAMAI*^{***},
Teruaki YAMANISHI^{****}, *Shohei KUNII*^{*****} and *Takanobu IWASE*^{*}

^{*} Grad. Stud., Grad. School of Sci. & Tech., Hiroshima Institute of Technology

^{**} Prof., Dept. of Architectural Eng., Hiroshima Institute of Technology, Ph.D.

^{***} Prof., Dept. of Eng., Nagasaki University, Dr.Eng.

^{****} Assist. Prof., Grad. School of Eng., Hiroshima University, Dr.Eng.

^{*****} Oh-hata Architects & Partners, M.Eng.

Horizontal load-carrying capacity design is employed to estimate the seismic safety of steel frames subjected to a huge earthquake. This method has advantages that a frame designed with an all-story collapse mechanism formed by plastic hinges at beam ends and column bases as a maximum strength of the frame can be prevented from collapse. However, the plastic hinges at the beam ends have perfect elasto-plastic restoring force characteristics, so that the frame may retain residual deformation after the earthquake. Excessive residual deformation prevents continuous use of the damaged frame, and jammed doors or windows prevent refuge or rescue. Plastic hinges at beam ends cannot maintain plastic deformation performance due to local buckling.

This study aims to solve these problems by use of connections equipped with wedge devices. These connections show linear-from-origin-type restoring force characteristics and reduced residual deformation. A non-slip-type exposed column base was proposed as an earthquake-resisting element, but it was not assessed as a tool for reducing residual deformation of multi-story frames. A beam-to-column connection with a wedge device was proposed as an element for reducing residual deformation, but it showed larger response displacement than other devices.

A beam joint with a wedge device is proposed as an element for reducing residual deformation with similar response displacement. The beam joint with the wedge device is a joint connected by conventional bolts with the wedge device as a semi-rigid connection with no decrease in load-carrying strength of the frame. A frame with these bolted joints is expected to behave as a conventional frame in terms of load-carrying strength, stiffness, and response displacement. Furthermore, the joint connected by bolts with annealed screws having sufficient plastic elongation shows efficient plastic deformation performance. Loading tests on the beam joint with the wedge device were carried out to clarify the restoring force characteristics of the joint and numerical analyses on the frame with these joints were conducted to evaluate the seismic performance of multi-story frames.

Cyclic loading tests on a T-type assemblage specimen with the beam joint were conducted to examine the linear-from-origin-type restoring force characteristics. The experimental results show good agreement with a model of restoring force characteristics predicting cyclic behavior of the beam joint.

The numerical analyses on four-story frame models with/without the self-centering connections were conducted for comparison. Various types and magnitudes of earthquakes were selected for seismic response analyses of the frames. The analytical results verify that the self-centering connections reduce the residual deformations of the frames, having similar response displacement to a conventional frame. Story shear forces and story shear coefficients are also similar. The difference between the energy absorption capacities of the two types of frames is clarified by describing the energy absorption capacity of the frame and each plastic hinge. Beam joints with these wedge devices can play a significant role in resisting aftershocks.

(2015 年 4 月 8 日原稿受理, 2015 年 9 月 4 日採用決定)