

低層 K 形ブレース付鋼架構の時刻歴応答解析

Time-History Analysis of Low-Rise Steel Chevron Braced Frames

建築都市空間デザイン専攻 空間防災講座 建築構造工学研究室 上杉周平

Abstract

Nonlinear time-history analysis using the OpenSees computational framework was conducted on four-story steel chevron braced frames designed according to realistic conditions and current practice. Computation models were calibrated to closely represent test data including occurrence of brace buckling and fracture. It was found that braces cannot be proportioned to carry more than 30% of story shear. Because the contribution of the braces was limited, and because their slenderness ratio was in the range of 80 to 140, proportion rules and bracing connection details had limited influence on system behavior.

Keywords: Steel structures; Braced frames; Time-history analysis; Elastic-plastic response; Multi-story.

1. はじめに

ブレース付鋼架構は、経済的な優位性のために広く採用される構造形式で、ブレースの配置方法には、平面計画上有利な K 形が特に好まれる。K 形ブレース付鋼架構では、圧縮ブレースの座屈後の耐力低下が原因で梁に生じる不釣合力が、架構の耐震性能に大きな影響を及ぼすことが指摘されている¹⁾ものの、この問題に対処する設計法は明確に規定されていない。また、ブレース接合部には多様な形式が用いられ、その性能の良し悪しが把握されていない。そこで本研究は、ブレースと周囲の部材の耐力比とブレース接合部の形式が、K 形ブレース付鋼架構の動的応答に及ぼす影響を把握することを目的に、ブレースの弾塑性挙動を精密に追跡できる解析モデルを構築し、典型的な 4 層架構の時刻歴応答解析を実行した。

2. 数値解析モデルの構築

上杉ら²⁾が実施した実験を用いて、K 形ブレース付鋼架構の繰返し載荷挙動を再現するためのモデル化と解析手法を検証した。汎用プログラム OpenSees³⁾を用いて、図 1 に示す 2 次元と 3 次元モデルを構築した。柱に弾性の線材要素、梁とブレースに柔性法で定式化されたファイバ要素を採用し、接合部とその近傍を剛体で表現した。図 2 に示すように、ブレース接合部の形式に合わせて、ブレース端を剛体やバネ要素でモデル化した。Gauss-Lobatto 則に従ってファイバ要素の積分点は 4 つ配した。Hsiao ら⁴⁾にならって、梁のフランジとウェブをそれぞれ幅方向に 4 分割、せい方向に 2 分割し、H 形断面ブレースのフランジとウェブをそれぞれ幅方向に 10 分割、せい方向に 2 分

割した。ブレースを 2 つのファイバ要素に分割し、ブレース長の 0.1% の初期不整を与えた。材料則に Menegotto-Pinto 則を用い、実験から得た機械的特性と山田ら⁵⁾の繰返し載荷材料試験に基づいて、7 つのパラメータを設定した。実験条件と同じ載荷・境界条件を与えた。

図 3 に、接合部 I を採用し、剛接されたブレースが構面外座屈した試験体について、2 次元、3 次元解析と実験から得た架構の履歴応答を比較する。ブレース座屈時の耐力は、2 次元解析値が実験値を 26% 上回った。下梁の材軸（図 1 に示す X

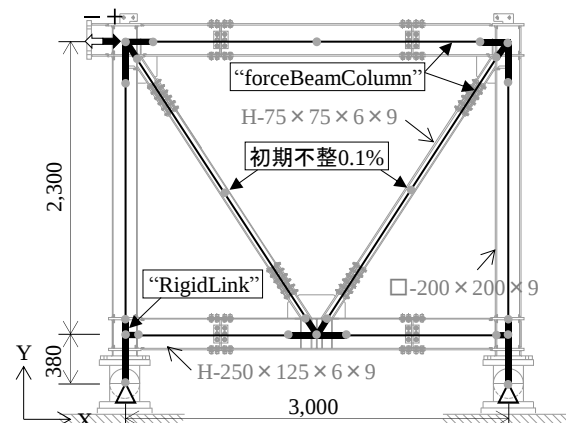


図 1 数値解析モデル

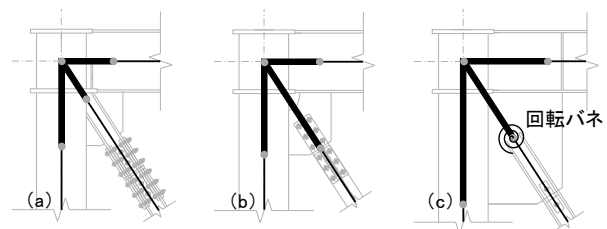


図 2 ブレース接合部のモデル化：

(a) 接合部 I ; (b) 接合部 II ; (c) 接合部 III

軸と同じ) 周りのねじれ回転が完全に拘束された解析では、実験と比較して、ブレースの有効座屈長さが短くなったことが原因だと考えられる。2次元解析が3次元解析を耐力でやや上回った。現実には構面外座屈するブレースを、構面内座屈させた2次元解析では、ブレースが柱に伝達した曲げモーメントが、ラーメンの耐力に寄与したためである。2次元と3次元解析の差は小さかったので、以降は2次元解析のみを行った。

岡崎ら⁹⁾が行った動的載荷実験を、ブレースの破断を含めて再現することを試みた。柱、梁、ブレースをそれぞれファイバ要素で、接合部とその近傍を剛要素で表現し、柱脚は完全固定した。ブレース接合部の構面外剛性をブレース端の回転バネで表現し、接合部パネルをGupataら⁷⁾の方法にしたがってモデル化した。ブレース中央に0.1%の初期不整を与えた。材料則は前述の例と同様、柱と梁のファイバ要素は、前述の梁と同じとした。角形鋼管ブレースを、Karamanciら⁸⁾に基づき、8つのファイバに分割し、断面を幅方向に10分割、せい方向に4分割し、鋼材種、幅厚比と細長比に応じた低サイクル疲労限界を採用した。両側の柱頭に、水平荷重に抵抗しない柱を介して、質量34.7 tを連結した。摩擦係数0.0033による摩擦減衰を与えた。実験と同じく、1995年兵庫県南部地震のJR鷹取記録EW成分を10、12、14、28(2回)、42、70%に増幅した地震動を入力した。

図4に、数値解析と実験から得た東側ブレース

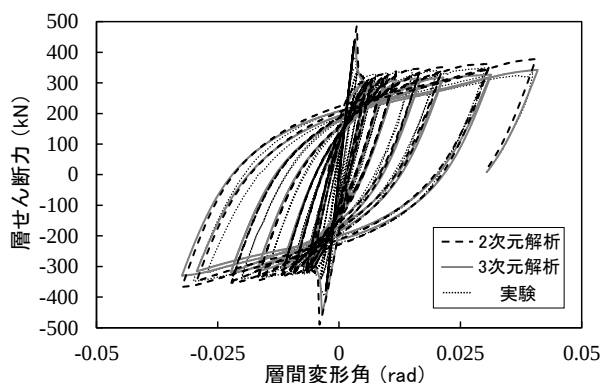


図3 数値解析結果

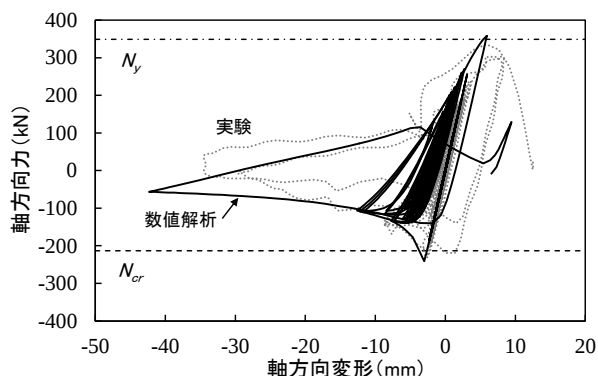


図4 数値解析結果

の軸方向変形と軸方向力の関係を示す。解析と実験で座屈耐力はほぼ一致した。実験で、70%加振時にブレースが3回目の塑性伸び変形で破断したのに対し、数値解析では、2回目の伸び塑性変形で破断した。実験に比べて早い段階でブレース破断を生じたが、破断まで追従できるモデルであることを確認した。

3. 解析モデル

図5に示す4層のK形ブレース付鋼架構を解析対象とした。一般的なオフィスを想定し、現実的な建築物を設計した。梁の鉛直荷重は、鋼構造に一般的な8 kN/m²に直交スパン6 mを乗じた48 kN/mとした。地域係数を1.0、地盤を第二種、設計用一次固有周期を0.51 s (= 0.03 s × 建物高さ17[m])として設計用地震力を算定した。告示(昭和55建告第1792号第1・第3)によると、ブレースの耐力分担率が $\beta = 0.3$ (β をこれ以上大きくすることは困難であった)、ブレースの種別がBBまたはBC、柱と梁の種別がFBのとき、構造特性係数は $D_s = 0.3$ である。ブレースについては、建築基準法の設計体系で幅厚比を規定しないが、広幅H形断面で、ウェブとフランジの幅厚比がそれぞれ18.2、7.40以下のものを選択した。

図6に、保有水平耐力を計算する際に仮定する、引張・圧縮ブレースの耐力の組み合わせを示す。梁が不釣合力によって降伏しない場合、引張ブレースに引張限界耐力 N_y を、圧縮ブレースに座屈後安定耐力 $N_{cr}/3$ (ただし N_{cr} は曲げ座屈耐力)をとることが推奨される⁹⁾ (タイプA)。この場合に梁に伝達される不釣合力は、最大値 V_m である。しかし、設計者によっては、圧縮ブレースに N_{cr} をとる場合 (タイプB)、あるいは、圧縮ブレースに $N_{cr}/3$ をとるが、梁の降伏を許容する場合 (タイプ

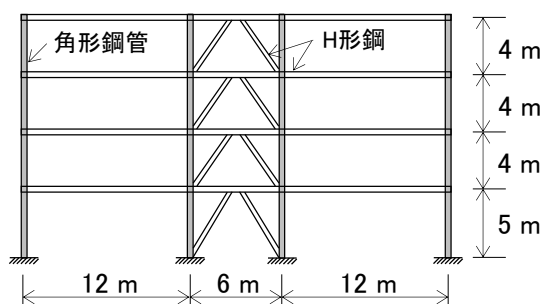


図5 設計対象の架構

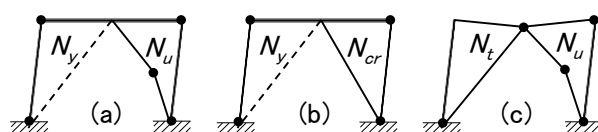


図6 崩壊機構と引張・圧縮ブレースの耐力：
(a) タイプA；(b) タイプB；(c) タイプC

C) などがある。タイプ C では、引張ブレースに作用する力 N_t が N_y に到達しない可能性が高い。ブレースの座屈有効長さを節点間長さにとり、 N_{cr} を学会指針¹⁰⁾に基づいて算定し、3 タイプの架構を設計した。必要保有水平耐力を保有水平耐力で除した検定値が、1 から 4 層で 0.81、0.79、0.66、0.37 になることを目標に、柱、梁、ブレースの断面寸法を選択した。ブレースの細長比は、タイプ A から C でそれぞれ 98~138、102~141、75~102 となった。

梁の塑性耐力 V_p を、図 7 に示す崩壊機構で定まる上・下限値の平均¹⁴⁾とした。前述の不釣合力の最大値 V_m と V_p の比 V_m/V_p は、タイプ A から C でそれぞれ 0.55、0.61、2.1 であった。タイプ A と B は、梁崩壊を免れ、タイプ C は高い確率で梁崩壊に至ると予測される。固有周期は、タイプ A から C でそれぞれ 0.74、0.76、0.66 s で、ブレースの断面積が大きいと、タイプ C の固有周期が最も短かった。

図 8 に、タイプ A で設計し、接合部 I を採用した架構について、静的増分解析の結果を示す。層間変形角 0.02 rad のとき、ブレースの耐力分担率は 1 から 4 層でそれぞれ 0.27、0.28、0.32、0.35、と設計の目標値 $\beta=0.3$ に近く、1 層の層せん断力係数は、設計用ベースシア係数 $D_s=0.3$ を超えた。層間変形角 0.01 rad までに、4 層以外の引張ブレースが降伏し、全層で圧縮ブレースが座屈した。

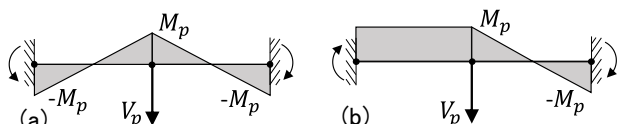


図 7 梁の崩壊機構：(a) 機構 A；(b) 機構 B

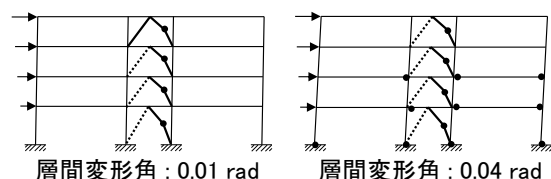


図 8 静的増分解析

層間変形角 0.04 rad では、全ての柱脚と、1、2 層の梁の一部に塑性ヒンジが形成され、全層崩壊に近い崩壊機構を形成した。

4. 時刻歴応答解析

3 章の架構に、2 章のモデル化方法を適用し、時刻歴応答解析を実行した。入力地震動に表 1 に示す 2 種類の地震動記録と 1 種類の人工波を用いた。

図 9 で、タイプ A で設計し、接合部 I から III を採用した架構に、KiK-NET 益城記録を入力した場合について、1 層の時刻歴応答を比較する。図 10 に示すように、接合部 III の 1 層右側のブレースに着目し、時刻点①から③を抽出した。ブレースは、①で座屈し、②で引張側の最大耐力を発揮し、③で短縮側の最大変形を記録した。有効座屈長さの影響が最も顕著な①でも、接合部 I から III で応答がほとんど同じだった。ブレースの耐力分担率が $\beta=0.3$ で、ブレースの細長比が 100 程度だったため、架構の耐力に占めるブレースの影響が小さかったのである。1 層目におけるブレースの耐力分担率は、ブレースが線形範囲を辛うじて超えた①で 0.6、架構が崩壊機構を形成した②で必要保有水平耐力を発現した時点の目標値 0.3 に近かった。時刻点③で、左側ブレースが低サイクル疲労限界に達して破断し、分担率がほぼ 0 に落ちた。

図 11 に、タイプ A から C で設計し、接合部 I を採用したモデルについて、最大層間変形角を比

表 1 入力地震動

観測点	成分	地震名	PGA (m/s ²)
KiK-NET 益城	EW	20160416 熊本	1.16
JMA 神戸	NS	1995 兵庫県南部	0.82
—	—	BCJ-L2	0.36

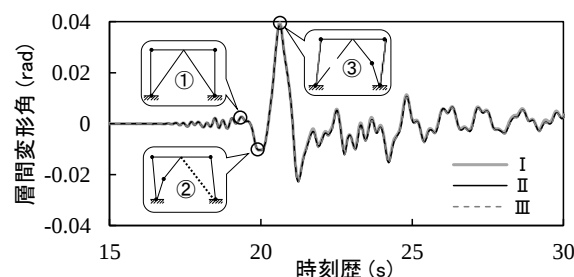


図 9 時刻歴応答解析

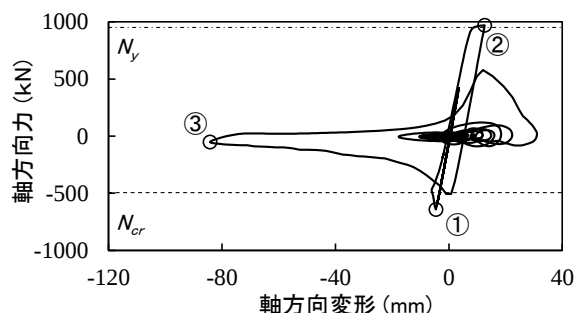


図 10 ブレースの履歴応答

較する。KiK-NET 益城記録と BCJ-L2 のいずれに対しても、タイプ A と B に有為な違いがなく、タイプ C が若干小さい程度であった。ブレースの耐力が架構に寄与する割合が小さかったことが原因だと考えられる。

図 12 に、図 11 でみた KiK-NET 益城記録での応答から、解析終了後の損傷分布とともに、1 層右側ブレースの軸方向変位と軸方向変形の関係を示す。タイプ A と B では、ブレースが引張耐力に達し、梁は降伏しなかった。2 回目の塑性伸びで、タイプ A のブレースは破断し、タイプ B のブレースは僅かに耐力を残した。タイプ C では、梁が降伏し、ブレースは引張耐力に達しなかったが、塑性変形の蓄積によって亀裂を生じた。ただ、こうした梁の崩壊機構の違いは、前述のように層間変形角や塑性ヒンジの分布に影響しなかった。

今後、より高層の場合、ブレースが片流れに配置された場合などについて、本研究と同じ解析を実施し、ブレース付鋼架構に関する一般的な設計方法を検討する必要があると認められる。

5. まとめ

現実的な 4 層 K 形ブレース付鋼架構について、時刻歴応答解析を実行した。ブレース接合部や、ブレースと梁の耐力比が架構の時刻歴応答に及ぼす影響は、限定的だった。K 形ブレース付鋼架構では、ブレースの耐力分担率が $\beta=0.3$ と小さくならざるを得ず、4 層の場合、細長比が 100 程度と細長いので、ブレースの圧縮耐力が架構に寄与する割合が小さいことが原因である。また、架構の最大耐力と崩壊機構は、塑性設計による予測と良く合った。しかし、ブレース付鋼架構に関する、一般的な設計法を検証するためには、より高層の場合、ブレースが片流れに配置された場合なども検証する必要がある。

参考文献

- 1) 武藤清ほか：筋かい付鉄骨造発電所建家の耐震設計法に関する実証的研究その 1 K 型筋かい付単位骨組の弾塑性履歴特性の実験的検討，日本建築学会構造形報告集，第 356 号，pp.66-76, 1985.10
- 2) 上杉周平ほか：H 形断面ブレースを用いた K 形ブレース付鋼架構の繰返し載荷実験，鋼構造年次論文集，第 26 巻，pp.196-203, 2018.10
- 3) McKenna, F. : Object oriented finite element programming frameworks for analysis, algorithms and parallel computing. Ph.D. dissertation, Univ. of California, Berkeley, CA., 1997
- 4) Hsiao, P.C. et al. : Improved analysis model for special concentrically braced frames, Journal of Constructional Steel Research 73, pp.80-94, 2012
- 5) 山田哲ほか：バウシinger 効果を考慮した構造用鋼材の簡潔な履歴モデル，日本建築学会構造系論文集，第 559 号，pp.225-232, 2002.9
- 6) Okazaki, T. et al. : Dynamic Response of a Chevron Concentrically Braced Frame, Journal of Structural Engineering, 139, pp.515-525, 2013
- 7) Gupta, A. et al. : Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA., 1999
- 8) Karamanci, E. et al. : Computational Approach for Collapse Assessment of Concentrically Braced Frames in Seismic Regions, ASCE, A4014019-1-15, 2014
- 9) 国土技術政策総合研究所：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2015
- 10) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，丸善出版，2010
- 11) 井上一朗ほか：建築鋼構造その理論と設計，鹿島出版会，2007

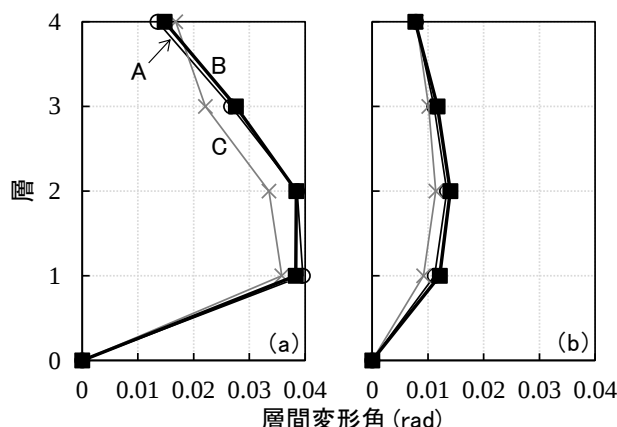


図 11 最大層間変形角：(a) KiK-NET 益城；
(b) BCJ-L2

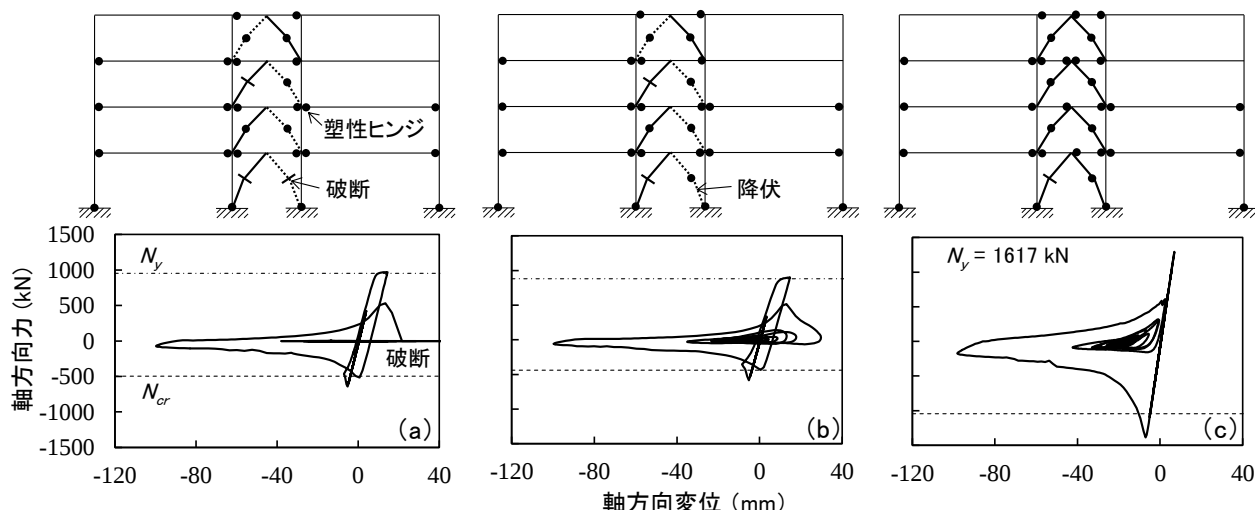


図 12 時刻歴応答解析：(a) タイプ A；(b) タイプ B；(c) タイプ C