

K 型に配置した筋違の地震応答時挙動に関する研究

Seismic Response Behavior of the Inverted-V Braces

○田中仁樹¹, 石鍋雄一郎²

*Masaki Tanaka¹, Yuichiro Ishinabe²

Abstract: In steel frames with inverted-V braces, relatively low strength of frame can result in failure mechanism with a plastic hinge at the middle point of beam where braces connect to. This type of failure mechanism can cause degradation of story strength. The formation of plastic hinge at the middle of the beam depends on the strength of the beam and the magnitude of vertical downward unbalanced force produced by the difference of axial force between tension side brace and buckled compression side brace. In this paper, the seismic response characteristics of such frames are discussed using some analyses by a simple structural model.

1. はじめに

K 型筋違付骨組は筋違耐力に対して骨組の耐力が相対的に低い場合、筋違材が接続されている梁中央部に塑性ヒンジが生じる Fig.1 に示すような崩壊機構となる^[1]。この崩壊機構では層間変形の増大にともなって、層耐力の低下が生じる。これは、筋違材の圧縮側と引張側の耐力差による梁中央部の鉛直方向の不平衡力により、梁中央部の曲げモーメントが増大して塑性ヒンジが生じることで、鉛直下向き方向に塑性変形し、筋違材の履歴が圧縮側に偏ってしまうためである。

本研究では、梁中央部の鉛直方向変位による筋違の耐力低下に着目し、K 型筋違付骨組の崩壊機構に大きく影響を及ぼす、梁のせん断耐力と筋違材の細長比が地震応答時に及ぼす影響について考察する。

2. 梁中央部の力の釣合い

梁中央部に生じる筋違間の不平衡力は筋違材の引張降伏耐力(=N_y)と座屈後安定耐力(=q_m・N_y)の差の鉛直方向成分が最大の値となる。この値よりも梁材のせん断耐力 q_y が大きいとき梁中央部が塑性化しない。そのため梁せん断耐力と筋違の耐力比が重要となり、本研究では q_y を筋違材の引張降伏耐力の鉛直成分 N_y・sinθ で除した値を γ とする。γ が小さくなるほど、梁が負担できる筋違間の不平衡力が小さくなるため、梁中央部の鉛直変位は大きくなる。梁材に与える耐力を表す係

数 γ を Eq.(1)に示す。Eq.(1)の不等号を満たすとき、梁中央部が塑性化をする。

$$\gamma = q_y / (N_y \cdot \sin \theta) < 1 - q_m \quad (1)$$

3. 解析モデル

本研究では、筋違と梁の耐力・剛性を模擬する鉛直バネで構成されるモデル(Fig.2)による解析的検討を行う。筋違材は両端ピン接合のトラス材として、座屈を考慮した復元力特性(後述)を与える。鉛直バネには梁の曲げ剛性相当の剛性及びせん断耐力を与えるものとし、剛性は降伏時の鉛直変位がスパンの 1/1000 となるように設定する。このバネが梁材の履歴を模擬することで K 型筋違付骨組の筋違材引張耐力の低下を考慮することができる。また、地震応答解析における慣性力を与えるための質点を、実際の骨組では梁中央部に当たるブレースと鉛直バネの交点に設ける。

4. 解析条件

本研究で用いる解析条件を Table1 に示す。基準化細長比 λ_e (= √σ_y/E・λ) は 1.35 と 2.37(400N 級で λ=40, 70)

Table1. Outline of analysis

基準化細長比	λ _e =1.35, 2.37
鉛直バネ耐力係数	γ=0.2, 0.4, 0.6, 0.8
一次固有周期	T ₁ =0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 1.8 (s)
降伏せん断力係数	α ₁ =0.18 / T ₁
地震入力速度換算値	V _E =100, 125 (cm/s)
地震波	El-Centro
	JMA-Kobe
	El-Centro記録NS波, Imperial Valley地震 神戸海洋気象台記録NS波, 兵庫県南部地震

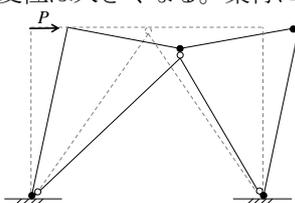


Figure1. Collapse mechanism if the strength of the frame is relatively low than strength of the brace

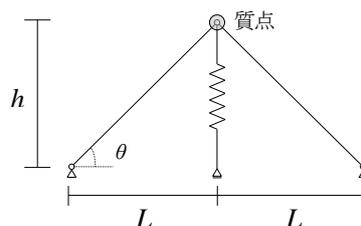


Figure2. Analytical model

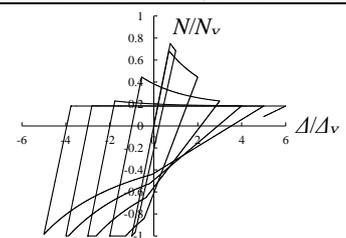


Figure3. Modified Wakabayashi model

1 : 日大理工・院(前)・建築, Student, Graduate School of Nihon Univ. 2 : 日大理工・教員・建築, Nihon Univ., Dr. Eng.

で、それぞれ q_m が約 0.3, 0.2 であり、 γ が 0.8 のときに梁中央部の塑性化がほとんど生じないことになる。また、一次固有周期 T_1 は 0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 1.8(s) として、質量は一定とする。降伏せん断力係数 α_1 は T_1 に反比例させる。地震入力エネルギーの速度換算値 V_E は 100, 125(cm/s) を設定値とし、その ± 5 (cm/s) 以内の誤差となるように加速度倍率を設定する。 V_E は地震による総入力エネルギーを表す値であり、Eq.(2) で示す。

$$W_e + W_p + W_h = E = \frac{M \cdot V_E^2}{2} \quad (2)$$

W_e : 弾性振動エネルギー W_p : 累積塑性歪エネルギー
 W_h : 減衰による吸収エネルギー
 E : 地震入力エネルギー M : 質量

本研究では、地震終了時に W_p に着目した解析を行うため、無減衰での解析とする。入力する地震動は、Table 1 に示した 2 波とする。筋違材の復元力特性モデルには、文献[2]より修正若林モデルを用いる(Fig.3)。

5. 解析結果

最大層間変形角 δ_m/h と γ の関係を λ_e と V_E ごとに Fig.4 に示す。 $\gamma=0.2, 0.8$ 間では δ_m/h の最大値に 1.5 倍ほどの差があり、 $\gamma=0.2$ では二次設計時の許容層間変形角 1/50 より大きい結果となる場合も存在した。 $V_E=125$ (cm/s) としても、設計上極めて稀に生じると想定される地震動レベルよりも小さく、筋違率が大きい設計とする場合では強度を大きく設定する必要が考えられる。

層全体のエネルギー吸収効率を表す指標として、累積塑性変形倍率を最大塑性変形倍率で除した、 a_d という値を導入する。

$$a_d = \eta / \mu_m \quad (3)$$

ここで、 $\eta = W_p / (Q_Y \cdot \delta_Y)$ $\mu_m = (\delta_m - \delta_Y) / \delta_Y$

η : 累積塑性変形倍率 μ_m : 最大塑性変形倍率
 Q_Y : 降伏層せん断力 δ_Y : 降伏時間間変形

ここで W_p には鉛直バネの累積塑性歪エネルギーも含んでいる。 a_d と γ の関係を Fig.4 と同様に Fig.5 で示す。 γ が大きくなるにつれて、 a_d の変動が大きくなる。

ここで文献[2]では X 型筋違の a_d の設計値を提案しており、それによれば $\lambda_e=1.35$ で $a_d=3.73$, $\lambda_e=2.73$ で $a_d=3.53$ となる。Fig.5 では、ほとんどの条件でこの値を大きく下回っている。この設計値は X 型筋違で取り得る最大限值として示されたものではないが、K 型筋違の設計においては X 型よりも小さい値を設定する必要がある。

6. まとめ

本研究では地震応答解析によって、K 型筋違付骨組の崩壊機構に大きく影響を及ぼす、梁のせん断耐力と筋違材の細長比が地震応答時に及ぼす影響について考察した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 引張側のエネルギー吸収量が大きくなるため γ が大きくなるにつれて、 a_d の範囲が大きくなる。
- 2) V_E によって a_d に差はないため、 V_E が大きくなると最大層間変形角が大きくなる。

7. 参考文献

[1] 柴田道生, 若林實: K 型筋違付架構の塑性耐力, 日本建築学会論文報告集, 第 326 号, pp.1-9, 1983.4
 [2] 赤羽正寛, 石鍋雄一郎, 半貫敏夫: エネルギーの釣合に基づく鋼構造筋違付単層骨組の応答評価, 2011 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.581-584, 2012.3

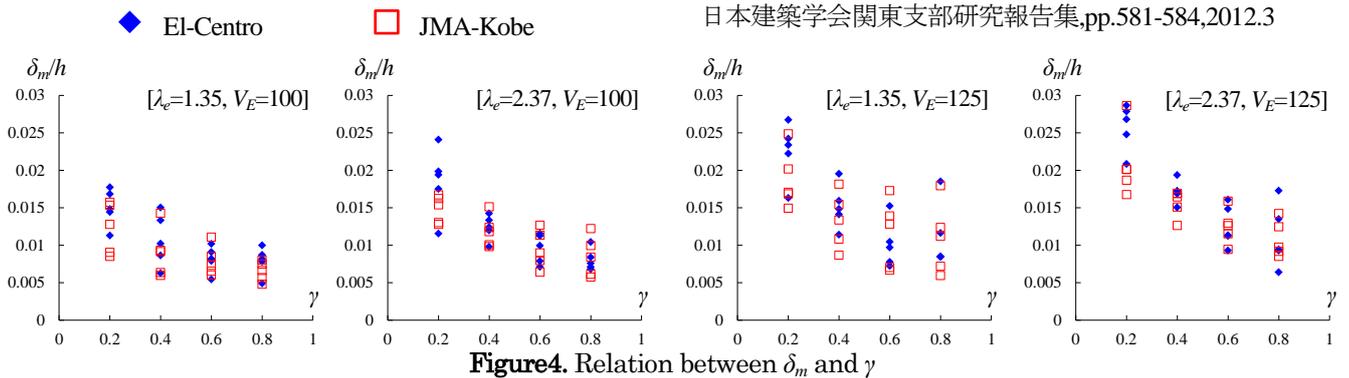


Figure 4. Relation between δ_m and γ

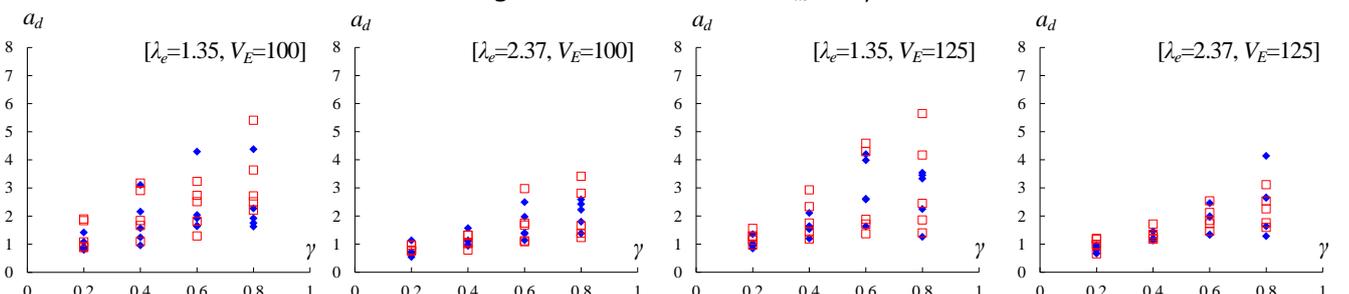


Figure 5. Relation between a_d and γ