

アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材を用いた方杖ダンパー接合構造の 力学的性能と試設計

正会員○新才直紀*¹ 同 吹田啓一郎*² 同 聲高裕治*³

2. 構造 - 10. 鉄骨構造

高強度鋼, アンダーマッチング溶接, 隅肉溶接, 方杖ダンパー, 柱梁接合部

1. 序

本研究は建築構造用高強度鋼 H-SA700B を, 既往の鋼材に使用される溶接材料 G59JA1UC3M1T(以下 G59J と称す) によってアンダーマッチング溶接することで組立部材を製作し, これを活用した柱梁接合部の力学的性能を検討するものである。これまでに, 隅肉溶接のサイズを調節することにより, 溶接継目に過度な応力が作用しないように設計して, 必要な強度の溶接組立部材や接合部を実現する方法を示した^{1), 2)}。

本報ではアンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材を柱梁に用いた方杖ダンパー接合構造を対象とする。方杖ダンパー接合構造は, 座屈拘束ブレースの方杖ダンパーを介して柱と梁を高力ボルト接合することで, 鋼構造骨組に安定した施工品質と高い塑性変形能力を付与できる柱梁接合形式である³⁾。地震荷重に対して柱梁を弾性に留め方杖ダンパーのみが塑性化するように設計するため, 高強度鋼組立部材に適した構造形式と考えられる。本報では部分架構実験により力学的性能を確認し, 試設計により高強度鋼を使用する利点を分析する。

2. 方杖ダンパー接合構造の部分架構実験

2.1 実験方法

方杖ダンパー接合構造の柱梁にアンダーマッチング溶接 (G59J) による高強度鋼 (H-SA700B) 組立部材を使用した際の力学的性能を確認するために, 部分架構の正負交番繰返し載荷実験を行う。試験体は図 1, 2 に示す T 字形骨組で, 下フランジ側のみに方杖ダンパーを配置した S 型と梁の上下に配置した D 型の 2 種類である。梁端上フランジの表裏に接合アングルを設置し, 柱フランジと接合 (ピン接合) する。梁下フランジには構面外の移動を拘束するために横補剛アングルを高力ボルト接合する。

2.2 実験に使用する鋼材と溶接材料

実験に使用した高強度鋼 H-SA700B の降伏点 σ_y , 引張強さ σ_u の規格下限値 (公称値) と材料試験より求められた実測値を表 1 に示す。高強度鋼の接合に用いる溶接材料は G59J とし, SA440 の溶接施工指針を参考に表 2 の溶接管理条件により溶接した。

2.3 試験体の設計

図 1, 2 のように柱・梁の長さの方杖ダンパー芯材の寸法, 鋼種を定め, その他の寸法は従来鋼による方杖ダンパー接合構造と同様の手順⁴⁾で設計する。柱梁は $1.1_d N_y$ ($d N_y$: ダンパー芯材の公称降伏軸力) のときにボルト孔欠損を考慮した有効断面において降伏曲げ耐力以下となるように, ダンパーやアングルの接合部は $1.4_d N_y$ のときにボルト接合部のすべりや離間, アンダーマッチング溶接継目のせん断降伏, エンドプレート, アングル, フランジの面外曲げ降伏, スチフナの座屈が生じないようにそれぞれ設計する。検討の結果, 柱には BH-300×300×16×19, 梁には BH-400×200×16×19 を使用し, 試験体の耐力計算結果 (材料強度には実測値を使用) を表 3 に示す。

2.4 実験結果

2.4.1 S 型試験体結果

図 3 に S 型試験体の載荷荷重 Q (ダンパーが降伏

表 1 H-SA700B の機械的性質

鋼種	板厚 [mm]	σ_y [N/mm ²]		σ_u [N/mm ²]	
		公称値	実測値	公称値	実測値
H-SA700B	16	700	777	780	832
	19		800		833

表 2 G59J の規格値および溶接管理条件

溶接材料	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	予熱 [℃]	入熱 [kJ/cm]	パス間温度 [℃]
G59J	500 以上	590 ~ 790	≥ 100	≤ 30	≤ 350
				≤ 40	≤ 250

Mechanical Performance and Seismic Design of Steel Structure with Knee Brace Dampers and H-SA700B Members
made by Undermatched Welds

SHINSAI Naoki, SUITA Keiichiro, KOETAKA Yuji

軸力 aN_y に達するときの載荷荷重 Q_y で無次元化) - 層間変形角 R 関係を示す。また表3にすべり発生前の最大荷重と実験全体の最大荷重を示す。

Q_y に達した辺りから剛性が低下し、柱梁が弾性を保ったまま方杖ダンパーのみが塑性化し、 R が 0.02rad まで安定した紡錘形の挙動が得られ、接合部にすべり等は生じていない。その後 $R=-0.03\text{rad}$ の1回目の載荷中に接合アングルと梁フランジ間で主すべりが生じた。すべりが発生する前の最大荷重は 571kN であり、すべり耐力の計算値(625kN)を1割ほど下回っている。これは接合アングルが受ける曲げに対して、接合アングルと梁フランジの材間圧縮力が低下したことに起因しているものと考えら

れる。

その後の載荷では、接合アングルと梁の接合部ですべりが生じているものの概ね紡錘形の Q/Q_y-R 関係を描いている。接合アングルと梁以外の接合部は設計時に期待される耐力を上回ってもすべりや離間が生じておらず、設計の妥当性が確認された。

2.4.2 D型試験体結果

図4にD型試験体の Q/Q_y-R 関係(溶接継目破断前まで)、表3に実験の最大荷重を示す。

Q_y に達した辺りから剛性が低下し、柱梁が弾性を保ったまま方杖ダンパーのみが塑性化し、 R が 0.03rad まで安定した紡錘形の挙動が得られ、接合部にすべり等は生じていない。その後 $R=0.04\text{rad}$ の

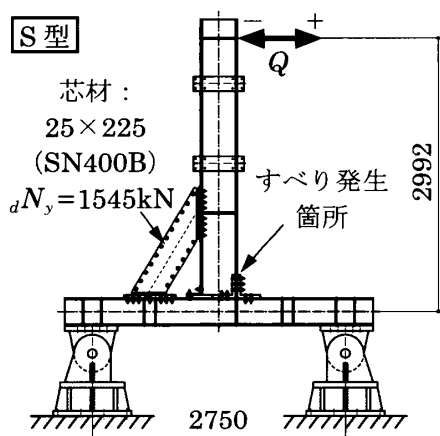


図1 S型試験体 (単位 [mm])

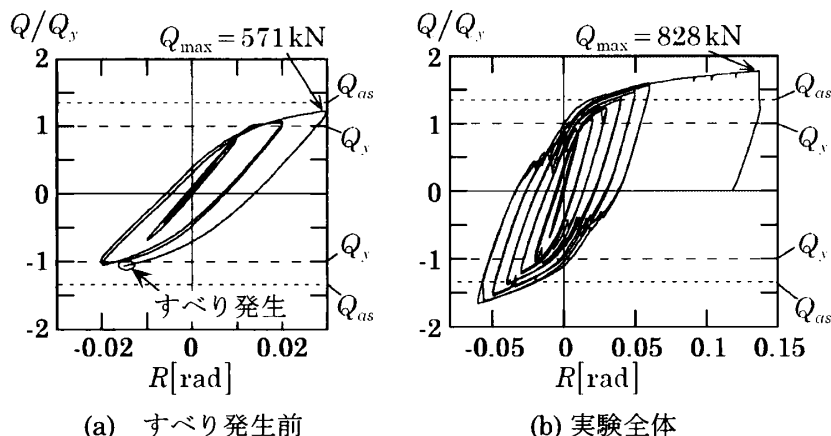


図3 S型, Q/Q_y-R 関係

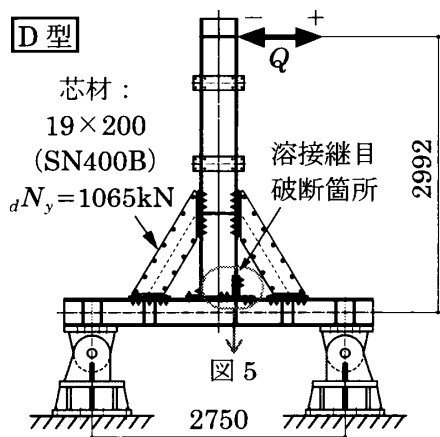


図2 D型試験体 (単位 [mm])

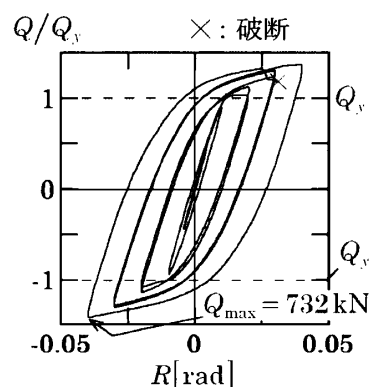


図4 D型, Q/Q_y-R 関係

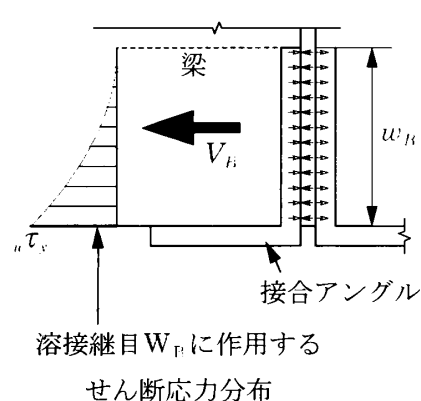


図5 W_B の応力分布

表3 方杖ダンパー接合構造試験体の耐力計算値と最大荷重の実験値 (単位 [kN])

	ダンパー	柱	梁	エンドプレート				接合アングル			最大荷重実験値	
	降伏	降伏	降伏	eS_c	eS_b	eO_c	eO_b	aS_c	aS_b	aO	すべり発生前	実験全体
S型	466	828	596	695	656	644	631	597	625	623	571	828
D型	514	1833	595	793	787	664	849	1046				732

表中の値は各構造要素の耐力時の載荷荷重 Q であり、 S はボルトのすべり耐力、 O は面外降伏耐力を示す。各記号の添字は c が柱側、 b が梁側を示す。

1 回目の载荷中 $Q=679\text{kN}$ で荷重が低下し、梁端の接合アングルの接合部における梁のウェブフィレット部の隅肉溶接継目（以下 W_B と称す）が破断した。その他の接合部は設計時に期待される耐力を上回っており、設計の妥当性が確認された。

破断した W_B の必要サイズは方杖ダンパー取付位置での設計条件で決定したため、新たに梁端接合部での設計方法を検討する必要があることが判明した。 W_B には図 5 に示す梁のせん断力 V_B が作用して接合アングルには曲げ変形が生じるため、 W_B の応力分布は一様ではなく図 5 の放物線状になると仮定する。せん断応力が最大となる梁端の溶接継目が降伏せん断応力 τ_y に達しないように設計する。すなわち設計用せん断力 V_B に対して、 W_B の必要サイズ s_B を次式で求める（ w_B は梁端からのアングルの長さ）。

$$V_B \leq \frac{1}{3} \cdot 1.4 \tau_y \cdot 2 \sqrt{\frac{s_B}{2}} w_B \quad (1)$$

D 型試験体の場合、 s_B の必要値が 15.9mm 以上であるのに対し、 s_B の実寸は 10.1mm であり、必要値を下まわっていた。

3. 方杖ダンパー接合構造の試設計と地震応答性状

3.1 設計骨組と設計条件

本章では、従来鋼の柱梁を用いた方杖ダンパー接合構造の試設計と同一条件下で、柱梁に高強度鋼を用いた場合の試設計を行い、鋼材重量を比較することで、2 章で示した高強度鋼の柱梁と方杖ダンパーの接合構造の有用性を確認する。設計対象は文献 5) の S 型を用いた 5 層および 10 層骨組、文献 6) の D 型を用いた 8 層骨組（最上層は S 型）の 2 種類である。本報では D 型 8 層の設計結果を示すが、S 型 5、

10 層骨組でも同様の結果が得られた。このモデルの基準階伏図と軸組図を図 6 に示す。また設計条件を以下に示す。

- ① 方杖ダンパーは標準ラインナップ⁷⁾（芯材の鋼種は SN400B）より選択する。
- ② 1 次設計用地震荷重（ $C_0=0.2$ ）に対して方杖ダンパーは弾性で、層間変形角は $1/180\text{rad}$ 以下とする。
- ③ 保有水平耐力が 2 次設計用地震荷重（ $C_0=1.0$ 、 $D_s=0.25$ ）を上回ることを確認する。また保有水平耐力時に柱梁は有効断面において降伏曲げ耐力以下とする。
- ④ 方杖ダンパーが取り付けられる外周構面の柱梁のみを高強度鋼で設計し、それ以外の構面の柱や小梁に関しては文献 6) と同じものを選定する。

高強度鋼を用いることで部材断面が小さくなり、変形が大きくなることが予想されるので、②の層間変形角の制限値を除いた場合に関しても設計した。

3.2 設計結果

設計によって得られた部材断面から鋼材重量を算出し、従来鋼の場合との比較を図 7 に示す。また、同じ条件で設計された従来鋼による角形鋼管柱と H 形鋼梁のラーメン構造の鋼材重量も併記する。

高強度鋼柱梁と方杖ダンパー接合構造の鋼材重量は従来鋼による方杖ダンパー接合構造と比べ、層間変形角の制限がない場合で 27% 減少し、制限がある場合で 15% 減少することがわかった。高強度鋼では層間変形角の制限を課すと 2 次設計用地震荷重に対して耐力の点では過剰な断面になるため、内外装材などに変形追従性の高いものを使用し、層間変形角の制限値を大きくした方が高強度鋼にとって合理的

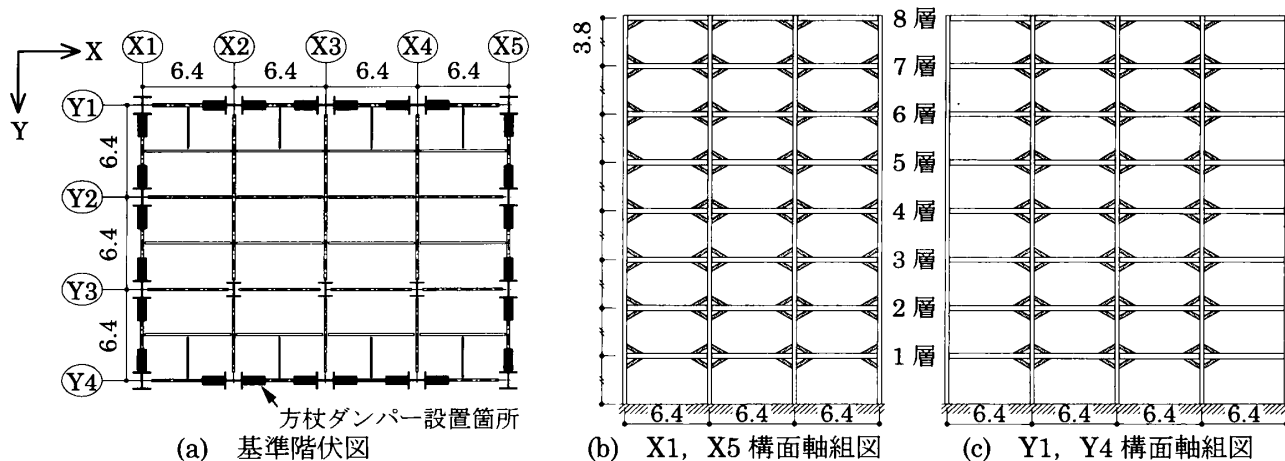


図 6 D 型モデル骨組（単位 [m]）

な設計になると考えられる。

3.3 地震応答解析

層間変形角を制限した骨組に関して地震応答解析を行った。ここでは応答値が最大であったD型-8層モデルのY1, Y4構面にBCJ-L2（最大加速度356gal）を入力したときの結果のみについて示すが、他の骨組、地震動でも同様の傾向が得られた。

従来鋼と高強度鋼の両方の骨組に関して、各層の最大層間変形角、各層に配置された方杖ダンパーの累積塑性変形倍率の最大値、最大ひずみの値を図8～10に示す。解析結果より従来鋼の設計より高強度鋼の設計の方が層間変形角の応答が大きくなっているが、方杖ダンパーの応答に関して2つの骨組で大きな差は見られず、ダンパーの保有性能⁷⁾と比較しても十分小さい値である。

4. まとめ

アンダーマッチング溶接（G59J）による高強度鋼（H-SA700B）組立部材を柱梁に使用した方杖ダンパー接合構造に関して実験と試設計を行い、次のことを明らかにした。

[1] 部分架構実験の結果、大地震時に想定される最大層間変形角0.02radにおいて柱梁は弾性的のまま方杖

ダンパーのみが塑性化し、安定した履歴挙動が得られた。

[2] 接合アングルの接合部における梁フランジ-ウェブ間の溶接継目が設計荷重（ダンパーの降伏軸力の1.4倍）に達する前に破断した。この溶接継目の設計式を新たに提案した。

[3] 方杖ダンパー接合構造の試設計の結果、高強度鋼を用いることで従来鋼の場合と比べ、鋼材重量を層間変形角の制限を課した場合に15%、課さない場合に27%減少できることを示した。

[4] 地震応答解析の結果、方杖ダンパーの応答性状は従来鋼で設計した場合と大差なく、ダンパーの保有性能は十分であることを確認した。

参考文献

- 1) 新才直紀, 吹田啓一郎, 佐藤篤司: アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材の性能評価実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第50号, 構造系, pp.157-160, 2010.6.
- 2) 新才直紀, 吹田啓一郎: アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立柱と従来鋼梁接合部の性能評価実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第51号, 構造系, pp.241-244, 2011.6.
- 3) 吹田啓一郎, 井上一朗, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.153-160, 2003.9.
- 4) 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 方杖ダンパー接合システム-座屈拘束された軸力杖を方杖として用いた柱梁接合構法-, 2005.9.
- 5) 張シシュン, 井上一朗, 聲高裕治, 百野泰樹: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の設計と地震応答, JSSC 鋼構造論文集, Vol.11, No.42, pp.63-73, 2004.6.
- 6) 貝谷淳一, 張シシュン, 白髪誠一, 椿英顕, 多賀謙蔵, 北條稔郎, 永谷芳郎, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造の設計例 その2 8階建て事務所建築と4階建て工場建築の設計例, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第46号, 構造系, pp.249-252, 2006.6.
- 7) 井上一朗, 寺島雄一郎, 聲高裕治, 吉田文久: 方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第46号, 構造系, pp.241-244, 2006.6.

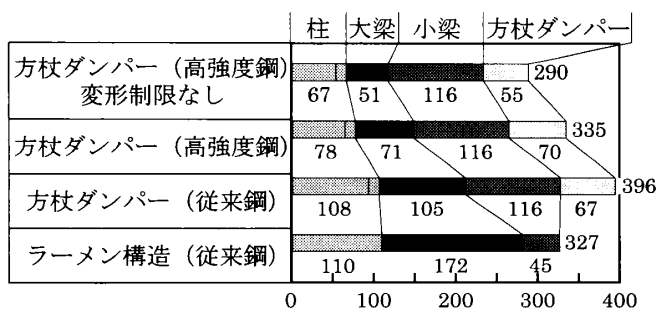


図7 鋼材重量の比較 [ton]

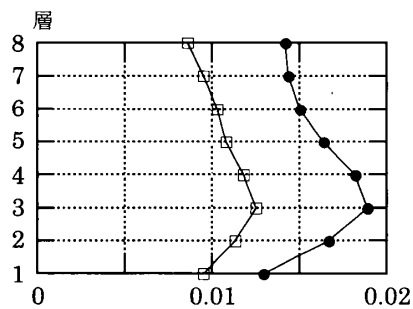


図8 各層の最大層間変形角 [rad]

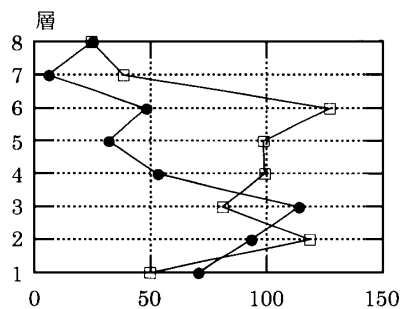


図9 各層の累積塑性変形倍率

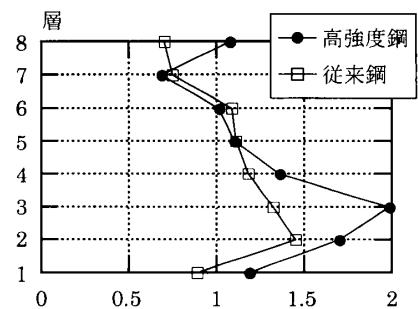


図10 各層の最大ひずみ [%]

* 1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程 Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

* 2 京都大学工学研究科 教授・博士 (工)

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.

* 3 京都大学工学研究科 准教授・博士 (工)

Assoc Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.