

1. はじめに

超高層建築物の建設は 1970 年代頃にはじまり、当時は柱梁接合部が現場施工形式で組み立てられた。当時の柱梁接合部はボルトが少ないなどディティールが確立されておらず、溶接の品質が現在の水準になかったが、そのような接合部の性能を確認した実験は多くない。そこで本研究は、現場溶接形式の超高層建築物の柱梁接合部を対象とし、1970 年代頃の接合部が大変形までの動的載荷に対してどのような挙動、変形性能を示すかを現代的な接合部と比較した。実験は、防災科学技術研究所の大型耐震実験施設で行い、北海道大学、東北大学、防災科学技術研究所、名古屋大学、近畿大学で共同で実施した。

2. 実験計画

試験体は、図 1 のように、 $\square$ -400 $\times$ 400 $\times$ 16 (BCR295) の柱の両側に、H-500 $\times$ 200 $\times$ 10 $\times$ 16 (SN490B) の梁を接合した。片側を 1970 年代頃の設計を模擬した試験体 1、もう片側を現代的な試験体 2 とし、現場施工を模して柱を鉛直

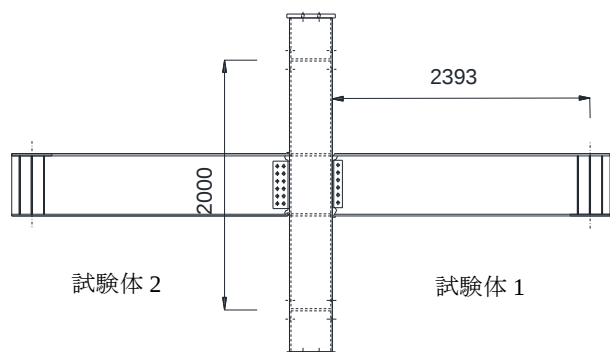


図 1 試験体図面

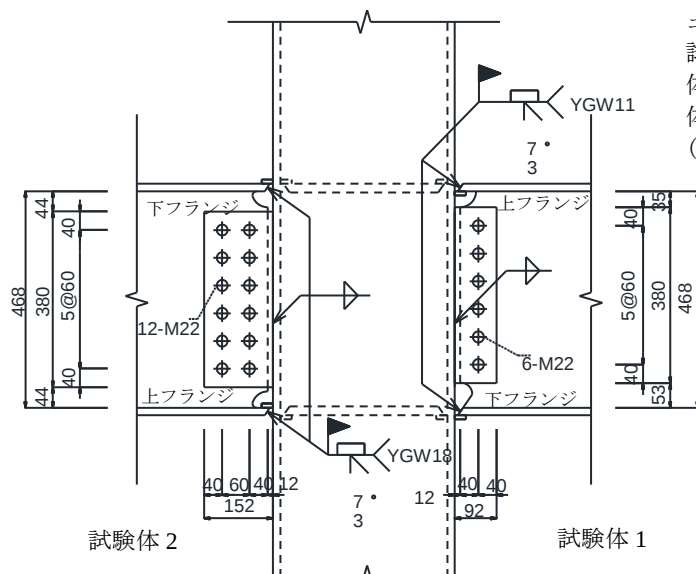


図 2 接合部詳細

に立てた作業環境で溶接した。梁フランジを柱に完全溶込み溶接し、ウェブはシアタブに高力ボルト摩擦接合した。吹田ら¹⁾や鶴田²⁾によると、1970 年代ごろの高層建築の柱せいは 400 から 600 mm が大半を占め、梁せいの最大寸法は 700 から 1000 mm が多い。本実験では、載荷システムの容量に合わせて、それらより一回り小さい試験体を用いた。

試験体 1 と 2 の大きな違いは、高力ボルトの本数、スカラップ形状、溶接の 3 つである。図 2 に示すように、試験体 1 は、高力ボルトを 6 本 1 列に配し、梁下フランジのスカラップは溶接の便宜のために大きくとった。溶接ワイヤに YGW11 を使い、スチールタブを用いて溶接始末端を切断せずに残し、パス間温度、入熱の管理をしなかった。試験体 2 は、高力ボルトを 6 本 $\times$ 2 列に配し、梁の上・下フランジに改良型スカラップを採用し、溶接ワイヤに YGW18 を使い、フラックスタブを用いてパス間温度と入熱を管理した。

図 3 に示すように、試験体を横向きに振動台に設置した。梁の自由端を振動台の外に設置した反力装置と連結したので、振動台が動くとともに梁が変位した。試験体 1 を載荷後、試験体を 180° 回転させて試験体 2 を設置した。振動数 1 Hz の正弦波で、層間変形角が 0.0039、0.005、0.0077 rad で 6 回ずつ、0.01 rad で 4 回、0.015、0.02、0.03、0.04 rad で 2 回ずつ、0.05 rad で 12 回、正負交番で繰返し載荷した。ビデオ撮影で載荷中の挙動を記録すると共に、変位計、ひずみゲージを用いて変形を測定した。

3 実験結果

図 4 と 5 に、試験体 1 と 2 について得た層間変形角と梁端モーメントの関係を示す。図中にミルシートと接合部設計指針³⁾に基づいて計算した接合部の最大曲げ耐力 jM_u と梁の全塑性モーメント ϕM_p を示す。いずれの試験体も、ウェブの最大耐力は高力ボルトの滑り耐力で決定された。両試験体とも 0.03 rad でフランジに亀裂を生じ(①)、試験体 1 が破断する時点までは、ほぼ同じ履歴を描いた。試験体 1 は 0.04 rad の 1 回目の正載荷で上フランジが破断(②)、負載荷で下フランジが破断した。さらに載荷を続けると、写真 1 のように高力ボルトがすべて破断した。試験体 2 では、0.05 rad の 1 回目の正載荷で上フラン

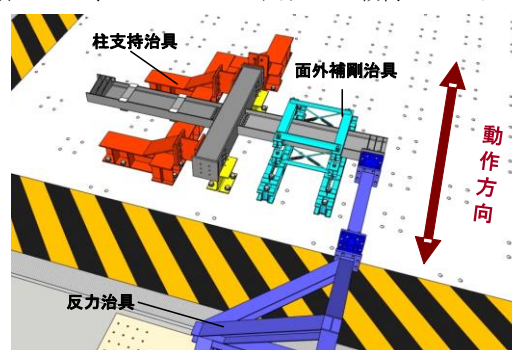


図 3 試験体設置図

ジ破断(③)、負荷荷で下フランジが破断し、その後は写真2のようにシアプレートと柱の溶接部に沿って亀裂が進行した。

4 考察

実験結果を最も左右したと考えられる高力ボルト本数の影響を考察する。接合部設計指針³⁾によると、梁の塑性変形に期待する場合、SN490Bでは jM_u/bM_p を1.25以上にすべきとされている。ミルシートに基づく試験体1の計算値は1.07、試験体2は1.15と1.25より低かった。高力ボルト摩擦接合の滑り耐力が試験体1でウェブの全塑性耐力の約17%、試験体2で50%に過ぎず、ウェブ接合部が曲げモーメントを十分に負担できない設計であった。

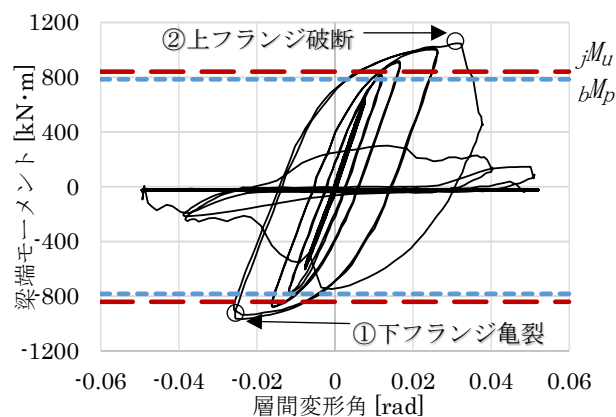


図4 試験体1の履歴応答

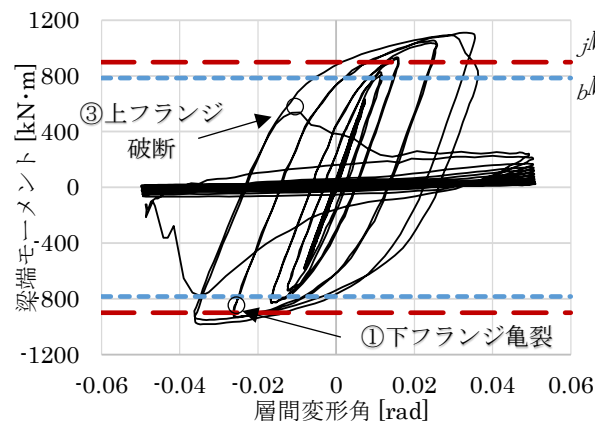


図5 試験体2の履歴応答

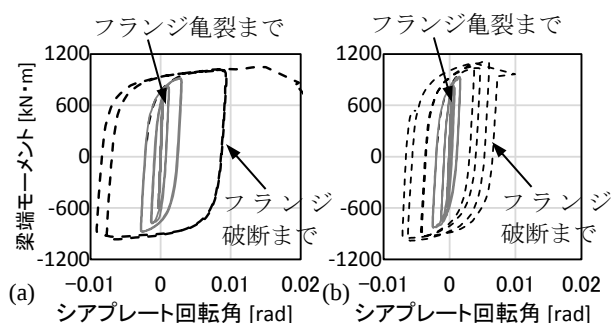


図6 シアプレート回転角 (a)試験体1 (b)試験体2

ここで、実際のボルトの滑りを検討するために、シアプレートとウェブの相対回転角と、梁端モーメントの関係を図6に示す。両試験体ともフランジに亀裂が生じる前から滑りが確認された。また、フランジ亀裂後に試験体1のシアプレート回転角は一気に増加したが、ウェブのひずみゲージの値はほとんど増加しなかった。一方、試験体2のシアプレート回転角は徐々に増加していたが、フランジの亀裂が進展するに伴って、ウェブのひずみが着実に増加した。したがって、滑り耐力の違いが原因で、フランジに亀裂が進展したときに、試験体1では、ウェブが曲げモーメントを負担できなかったために、直ちにフランジが破断したが、試験体2はフランジの損傷が進展するに従いとウェブに応力が再分配され、ウェブがある程度の曲げを負担できたために、フランジの亀裂進展をある程度は遅らせたと考えられる。

図4に示すように、梁端モーメントの実測値は、試験体1でも2でも、 $1.25bM_p$ を超えた。試験体2は梁フランジに若干の局部座屈を生じ(写真2)たが、試験体1は局部座屈が生じる前に、溶接近傍から梁が脆性破断した(写真1)。したがって、 jM_u/bM_p の差が示唆するように、試験体1の塑性変形能力は、試験体2に劣った。

5 まとめ

1970年代の接合部を模した試験体1と、より現代的な試験体2を製作し、動的繰返し载荷によって挙動を比較した結果、以下の知見を得た。

- 1) 両試験体とも、層間変形角0.03 radまではほぼ同じ履歴を示したが、 jM_u/bM_p が小さい試験体1の方が、より早期に破断した。
- 2) 両試験体で、フランジ破断前に高力ボルトの滑りが確認された。高力ボルトの滑りで決定されるウェブ接合部の曲げ耐力は、試験体1で梁ウェブの全塑性耐力の17%、試験体2で50%と低かった。

参考文献

- 1) 山田祥平、北村有希子、吹田啓一郎、中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証、日本建築学会構造系論文集、第623号、pp119-126、2008.1
- 2) 鶴田明：「わが国の鉄骨造建築とその溶接」、溶接学会誌、第41巻11号、pp6-20、1972
- 3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、丸善出版、2012



写真1 試験体1実験後



写真2 試験体2実験後