

1980年に建設された低層鉄骨建物の耐震能力

○ 吹田啓一郎

1. はじめに

建築物の地震被害予測や耐震対策を考えるには実在する建物の耐震性能を精度よく予測することが求められる。鉄骨建物では、兵庫県南部地震の被害から溶接接合の設計・施工条件によっては早期破断により耐震性が損なわれることが明らかとなり<sup>1)</sup>、設計基準や架構形式、工法などの条件だけから実在建物の真の耐震性能を予測することは難しく、実態を知る上で貴重な情報となる実物の载荷実験による検証データを得た結果を報告する。

2. 対象建物

1980年に建設され2002年に解体された図1の1層鉄骨造骨組2棟を対象に柱梁接合部の载荷実験を実施した。現在の鉄骨建物と同じく角形鋼管柱とH形鋼梁を通しダイヤフラム形式で接合した架構であるが、1975年の冷間成形角形鋼管の製造開始から日が浅くこれを用いた架構の製作技術が一般に普及する途上にあり、また1981年の建築基準法改正以前の設計であるから終局強度設計はされていない。事前に実施した溶接部の外観検査、超音波探傷試験によると一部の試験体では溶接部に重大な欠陥が見られ、現在の検査基準に照らせば不合格と判定される。

3. 载荷実験

図2の载荷装置にL字型の架構の一部をセットし、地震時応答に相当する速度で動的繰返し载荷した。

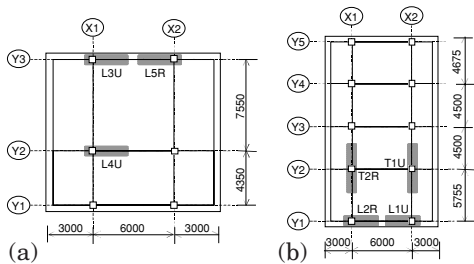


図1 対象骨組平面図と試験体採取位置

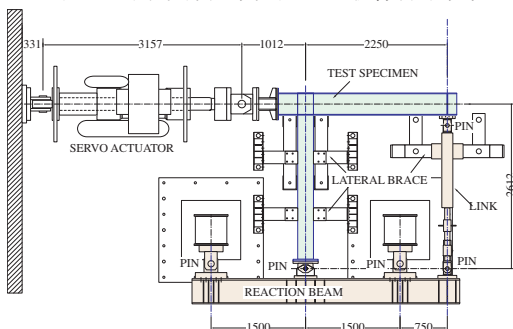


図2 L型部分架構試験体と载荷装置 (単位: mm)

素材試験に基づく部材耐力によれば柱梁の耐力はほぼ同じで梁端溶接部のスカラップ部が最も耐力の低い断面となっている。図3～6に得られた履歴曲線を示す。図3は溶接部に欠陥がほとんどなく、スカラップ底からの延性亀裂により梁フランジが破断した例である。当時の溶接詳細が保有する標準的な性能と見られる。図4は溶接止端部の未溶着部から亀裂が進展してフランジ破断に至り、図3よりも変形能力は低い。図5は梁フランジ溶接のほぼ全幅に欠陥が見られ、スカラップからの亀裂が生じる前に溶接部から破断しているが、変形能力は図3と同程度である。図6は溶接部周辺に補強材をボルト接合した試験体で、無補強試験体よりも大きな振幅まで破断せず、柱母材の破断で終局に至った。

4. 結論

今回の実在鉄骨骨組で示された特徴は、1) 一部にかなりの溶接部欠陥が見られ、2) 溶接の品質によって個々の試験体で破断位置や変形能力にはばらつきが大きいなどの点が挙げられる。

1) 鉄骨造建物被害調査報告書、日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会、1995年5月。

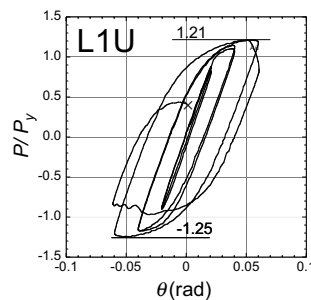


図3 スカラップ底から破断した試験体の履歴

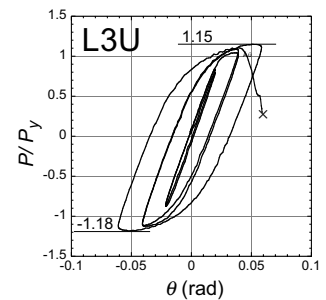


図4 溶接未溶着部から破断した試験体の履歴

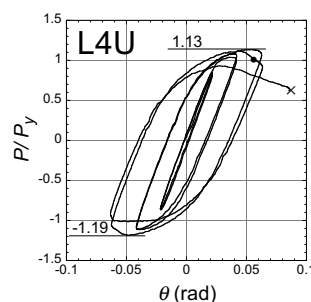


図5 溶接継目から破断した試験体の履歴

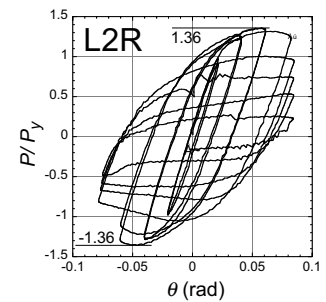


図6 溶接部を補強し母材から破断した試験体の履歴