

住宅用プレキャスト基礎梁接合部に関する実験的研究
その1 接合部曲げせん断実験

正会員 吳 東航 *
正会員 杉山 耕平 **

基礎梁 接合部 プレキャスト
曲げせん断実験 小規模建築物 スタッドボルト接合

1.はじめに

社会的な労働力の慢性不足により、住宅基礎のプレキャスト化（以下 PCa と略す）が求められている。その場合、PCa 部材同士の接合部の構造性能を確保する必要がある。本報は、筆者らが開発した接合方式の構造性能を確認するために実施した曲げせん断実験の結果を報告する。

2.接合形式

図 1 に、筆者らが開発した住宅用 PCa 基礎梁の接合方式を示す。拳骨接合側から出したアンカー筋を十手接合側に差し込み、スタッドボルトを取り付けた後、十手接合の間にコンクリートを打設して一体化する接合方式である。力の伝達方法は、せん断方向については、一般に PCa 構造で用いられているシヤーコッターを設けている。PCa 部材長さ方向に関しては、上下主筋の近くにそれぞれ 3 本 M16(SS400)スタッドボルトを設けている。スタッドボルトは、インサートで PCa 母材に固定しており、十手接合の両側及び間の接合コンクリートを跨っている。このスタッドボルトによって主筋に生じる力の伝達は、拳骨接合の主筋（付着）→接合コンクリート→スタッドボルト（せん断）→十手接合コンクリート→十手接合の主筋（付着）になると考えている（図 2）。スタッドボルトのせん断により、RC 造主筋の力を伝達するのは特徴的であり、これによって現場での鉄筋接合を省いている。

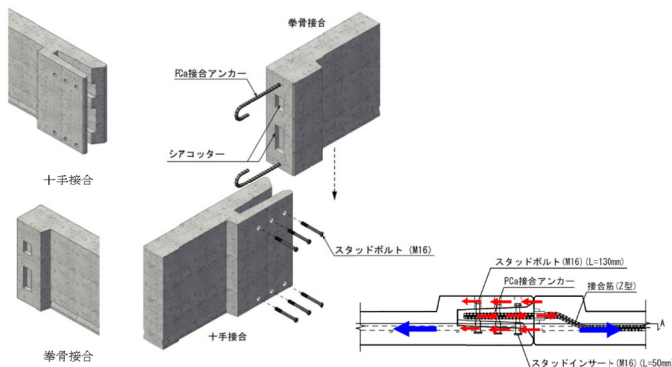


図 1 住宅用 PCa 基礎梁の接合形式 図 2 力の伝達

3.実験計画

試験体は 2 体、断面及び配筋概要は表 1 に示す。
PCa 母材の主筋は 1-D19 (A = 287mm²) であるが、ア

ンカー筋はネジ継手を採用するため、ネジ部の欠損を考慮して 1-D22 (有効 A = 303mm²) とした。
試験に影響しないように、ベース配筋筋をカットした。PCa 母材にせん断ひび割れが生じないように、通常よりあばら筋を加密した。

表 1 試験体概要 (Fc = 24 N/mm²)

| 名称 | 梁幅 (mm) | 梁せい (mm) | べ-ス幅 (mm) | 主筋 SD345 | ア-カ-筋 SD345 | あばら筋 SD295 |
|---------|---------|----------|-----------|----------|-------------|------------|
| 500-J19 | 150 | 500 | 400 | 1-D19 | 1-D22 | D10@100 |
| 700-J19 | 150 | 700 | 400 | 1-D19 | 1-D22 | D10@100 |

図 3 のように、それぞれの試験体には、最大曲げモーメントが発生する加力点と支点の位置に、接合部を 2 箇所設けた。長さとか力・支点位置については、M/(Q・d) = 2 (下端筋位置において) として計画した。上の加力点と下の支点位置の相互交代で、それぞれの接合部に対して正負繰り返し加力した。その場合の曲げモーメントとせん断力分布を同図に示す。

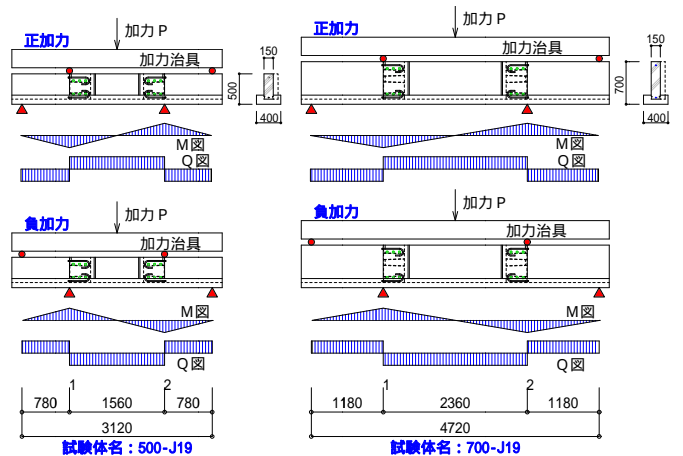


図 3 加力点、支点位置及び加力概要

4.実験結果と考察

図 4 に、上からの順で、500-D19 の左、右、700-D19 の左、右の接合部における応力・変位グラフ及び、参考文献 1 と 2 による計算値との比較、終局時ひび割れ状況を示す。応力・変位グラフの縦軸は、左側が曲げモーメント(kN・m)、右側がせん断力(kN)である。上下にある水平

ラインは、横軸近い順で、それぞれ短期曲げ耐力及び、材料の実強度を用いて参考文献 1 と 2 により算出した曲げ降伏耐力、曲げ終局耐力である。

4.1 変形状

図 4 のそれぞれの に示された荷重時、両試験体の両側の接合部とも周辺 PCa 母材にひび割れが発生した。曲げモーメントによる主筋の引張力が PCa 母材に伝達できたと考えられる。その後も安定的に荷重が増加し、鉄筋降伏に至ると塑性性状を表した。

500-D19 の最大変形角は 1/61rad に達し、その時の曲げモーメントが最大値の約 67% になったが、短期許容曲げ耐力以上を保っていた。700-D19 も部材変形角 1/97rad まで加力を続けた。その時の曲げモーメントが最大値の約 70% で、同じく短期許容曲げ耐力以上を保っていた。

4.2 耐力

両試験体の両側の接合部とも、最大曲げモーメントは、水平ラインで表した参考文献 1 と 2 により算出した曲げ降伏耐力、曲げ終局耐力を超えた。最大曲げモーメント対曲げ終局耐力の比は、500-D19 が 1.28、700-D19 が 1.31 であった。

4.3 終局性状

両試験体とも、鉄筋の降伏により塑性変形の進行で終局を向かえた。せん断力により接合部のズレが見られなかった。力伝達の役を担うスタッドボルト及び周辺には目立った変形や亀裂がなかった。接合に必要な性能には十分満たしたと考えられるが、今回の実験ではその働きを定量的把握することができなかった。

5.まとめ

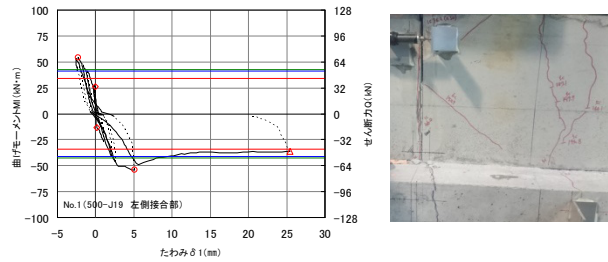
本実験を通して、以下の知見が得られた。

- スタッドボルトを介した住宅用 PCa 基礎梁の接合形式は、力伝達ができ、かつ安定した変形性能を有した。
- 接合部の曲げせん断性能は、参考文献 1 と 2 による短期許容曲げ耐力、曲げ終局耐力を有し、それらに従って設計することができる。

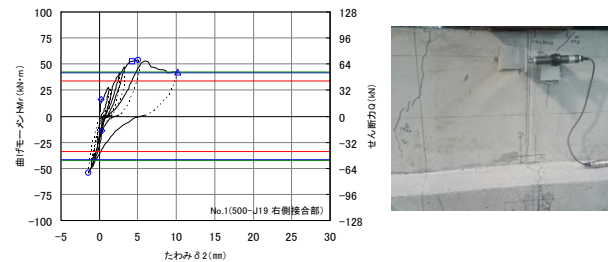
本研究は、東京理科大学松崎育弘名誉教授、千葉工業大学中野克彦教授の指導を受けまして、ここに記して謝意を表します。

参考文献

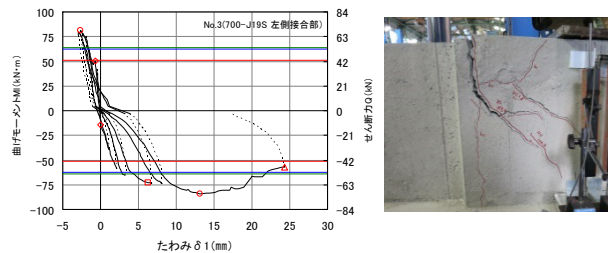
- 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010」日本建築学会
- 「2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」全国官報販売協同組合発行
- 小谷浩貞、松下克也、梶川久光、呉 東航：「小規模建物におけるシングル配筋された基礎梁の構造特性に関する実験的研究」 日本建築学会大会梗概集 2005.9
- 中野克彦、松崎育宏、杉山智昭、千田啓吾：「シングル配筋された RC 梁部材の構造性能に関する研究」 コンクリート工学年次論文集 Vol.26, No.2, 2004



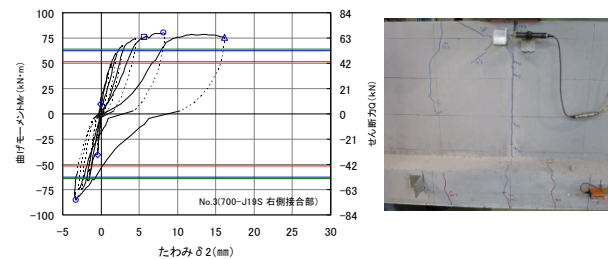
- ひび割れ発生 $M=25.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=30.9\text{kN}$ ($=-0.1\text{mm}$)
 $M=-13.3\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-15.3\text{kN}$ ($=0.2\text{mm}$)
- 最大荷重 $M=54.1\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=65.9\text{kN}$ ($=-2.3\text{mm}$),
 $M=-54.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-71.5\text{kN}$ ($=5.1\text{mm}$)
- 最大変形 $M=-36.0\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-44.1\text{kN}$ ($=25.5\text{mm}$)
- 曲げ降伏耐力 (RC 規準) $M=\pm 41.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=\pm 53.1\text{kN}$
- 曲げ終局耐力 (解説書) $M=\pm 42.6\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=\pm 54.6\text{kN}$
- 短期許容曲げ耐力 $M=\pm 33.7\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=\pm 43.3\text{kN}$



- ひび割れ発生 $M=15.8\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=18.4\text{kN}$ ($=0.2\text{mm}$)
 $M=-13.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-15.0\text{kN}$ ($=0.3\text{mm}$)
- 部材降伏 $M=52.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=64.8\text{kN}$ ($=4.3\text{mm}$)
- 最大荷重 $M=53.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=67.2\text{kN}$ ($=5.1\text{mm}$),
 $M=-54.6\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-66.5\text{kN}$ ($=-1.4\text{mm}$)
- 最大変形 $M=42.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=52.2\text{kN}$ ($=10.2\text{mm}$)



- ひび割れ発生 $M=50.3\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=39.1\text{kN}$ ($=-0.7\text{mm}$)
 $M=-14.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-9.6\text{kN}$ ($=0\text{mm}$)
- 部材降伏 $M=72.6\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=58.9\text{kN}$ ($=6.3\text{mm}$)
- 最大荷重 $M=81.1\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=65.1\text{kN}$ ($=-2.6\text{mm}$),
 $M=-83.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-68.5\text{kN}$ ($=13.2\text{mm}$)
- 最大変形 $M=-57.1\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-45.8\text{kN}$ ($=24.3\text{mm}$)
- 曲げ降伏耐力 (RC 規準) $M=\pm 62.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=\pm 52.8\text{kN}$
- 曲げ終局耐力 (解説書) $M=\pm 64.2\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=\pm 54.4\text{kN}$
- 短期許容曲げ耐力 $M=\pm 51.1\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=\pm 43.3\text{kN}$



- ひび割れ発生 $M=9.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=6.8\text{kN}$ ($=-0.1\text{mm}$)
 $M=-40.2\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-30.5\text{kN}$ ($=-0.4\text{mm}$)
- 部材降伏 $M=75.6\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=61.4\text{kN}$ ($=5.7\text{mm}$)
- 最大荷重 $M=80.0\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=65.1\text{kN}$ ($=8.2\text{mm}$),
 $M=-85.0\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=-68.5\text{kN}$ ($=-3.3\text{mm}$)
- 最大変形 $M=75.4\text{kN}\cdot\text{m}$, $Q=61.3\text{kN}$ ($=16.1\text{mm}$)

図 4 応力-変位などの実験結果

* (株) 呉建築事務所 代表・博士 (工学)

** ミサワホーム(株) 修士 (工学)

* President, WU Building Office Corporation, Dr.Eng.

** Misawa Home Co., Ltd, Mr.Eng