

ECC を使用した柱部材の変形性能評価

九州工業大学
九州工業大学

学生会員 ○篠崎正治
学生会員 尾崎奨太

九州工業大学

正会員 幸左賢二

1. 研究背景・目的

高靱性モルタルは、ひび割れ位置での繊維の架橋効果により靱性の大幅な向上が期待できるが、コストが割高となる。そこで柱供試体での ECC の働きを把握し、効率的な使用方法を調べるために正負荷荷実験を行った結果、試算と実験で $P-\delta$ に差が生じた。本論文ではこの差が生じた原因について考察を行った。

2. 実験概要

供試体の形状を図-1 に示す。実験供試体は 1 辺 400mm の正方形断面、高さ 1600mm の柱供試体で柱基部から 700mm の高さまでを ECC で打設している。これは終局時において降伏曲げモーメント以上の断面力 $0.3\sim 0.4H$ (荷重高さ H) 位置で働くためである。

No.2-4 は全断面を ECC で打設している供試体である。一方、No.4-4 は ECC の使用量を抑えた効率的な使用方法を目的とし、ECC の特徴の内、繊維の架橋効果による鉛直軸直角方向の拘束効果と高い最大圧縮耐力が発揮できるように、一般に圧縮域と考えられる供試体断面の外縁より 2 割 (80mm) の範囲を ECC で打設した。また、実験供試体のフーチング上部 100mm を ECC で柱下部と同時に打設することで打ち継ぎ目を無くし、柱とフーチングの付着切れの抑制を試みた。

実験方法は柱供試体の上面より $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 相当の一定軸力を荷重した正負交番荷重試験であり、柱基部より高さ 1400mm を水平荷重荷重高さとした。実験開始から降伏点までは荷重制御で荷重し、降伏後は変位制御で降伏変位を δ_y として整数倍で荷重実験を進めた。降伏点は試算より算出し、終局は降伏荷重を下回った時を終局点と定義した。

3. 実験結果

図-2 (A) (B) にそれぞれ No.2-4 と No.4-4 の荷重変位履歴曲線を示す。No. 2-4 では、約 158kN で主鉄筋が降伏ひずみを超え、 $9\delta_y$ (73.8mm) で最大荷重 223kN に達した。その後、 $14\delta_y$ (121.7mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部のはらみ出し、かぶり部の圧壊の発生とともに荷重が低下し、 $17\delta_y$ (139.4mm) で P_y を下回った。No. 4-4 では、約 157kN で主鉄筋が降伏し、 $2\delta_y$ (17.6mm) で最大荷重 223kN に達した。その後、 $14\delta_y$ (121.7mm) まで荷重を保持したが、かぶり部の圧壊の発生とともに荷重が低下し、 $16\delta_y$ (148.2mm) で P_y を下回った。No. 2-4 と No. 4-4 の最大耐力及び終局変位の差は殆どなく ECC の使用範囲の違いが $P-\delta$ 曲線に与える影響は確認できなかった。この結果から、No. 4-4 のように柱外周面のみの使用で全断面使用と同等の効果が得られることが確認できた。

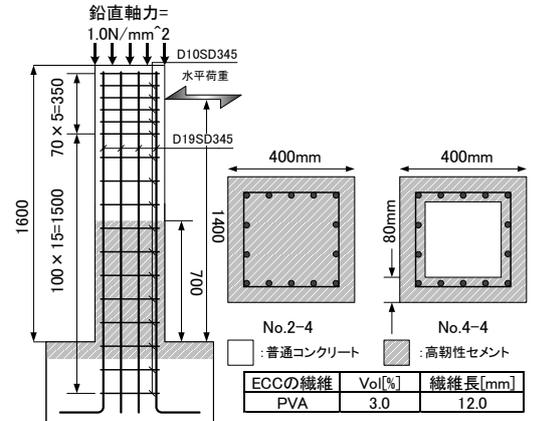
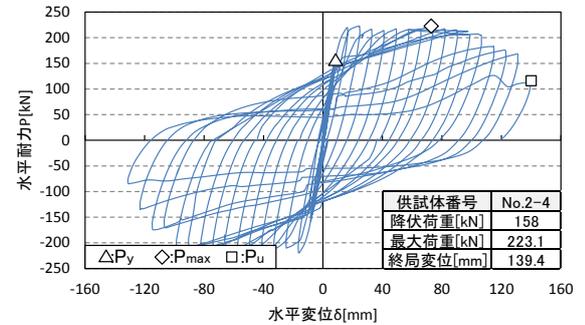
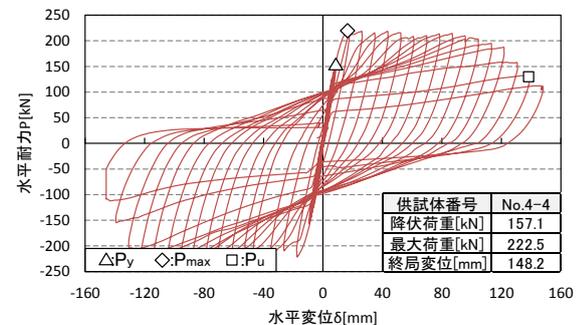


図 - 1 供試体形状及び断面形状

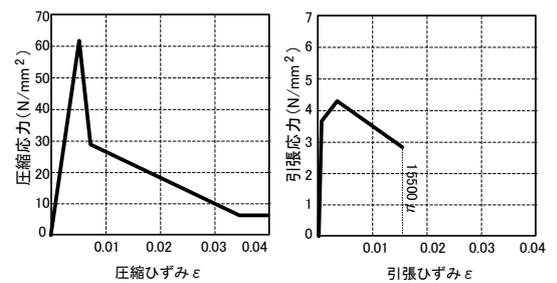


(A) No. 2-4



(B) No. 4-4

図 - 2 $P-\delta_y$ 曲線 (実験値)



(A) 圧縮モデル

(B) 引張モデル

図 - 3 ECC 応力ひずみモデル

4. 荷重変位の評価

本節では、No. 2-4 と No. 4-4 の荷重変位について、試算と実験の整合性について評価を行う。なお、試算は道路橋示方書に基づいて計算している。試算に使用した ECC の圧縮モデルと引張モデルをそれぞれ図-3 (A) と (B) に示す。試算に使用した応力-ひずみモデルは、圧縮側、引張側それぞれ 10 体の圧縮試験結果とダンベル引張試験結果の下限値を用いてモデル化を行った。

1) 試算結果の確認

No. 2-4, 4-4 について試算結果と実験結果の比較を行い荷重変位の評価を行う。図-4 に示す試算結果より、No. 2-4 の最大耐力は 267kN、終局変位は 156mm、No. 4-4 の最大耐力は 241kN、終局変位は 156mm となった。この試算結果を実験結果と比較すると、No.2-4 では実験値の方が最大耐力、終局変位はそれぞれ 19%、13%と小さい。同様に、No. 4-4 でも実験値の方が小さくなっており、両供試体で実験値は期待した耐力、終局変位を下回る結果となった。そこで、No.2-4 に着目し実験値と試算値に差が生じた原因を以下に考察する。

2) 実験結果と試算結果の比較 (No. 2-4)

No. 2-4 のひび割れ幅と応力負担の関係に着目する。図-5 に $2\delta y$ 時基部周辺のひび割れ状況 (図 (A) は No.2-4, 図 (B) は No.4-4) と引張試験結果により得られた終局時のひび割れ状況 (C) を図-5 に示した。同図 (A) は最大ひび割れ幅を併せて示しており、その値は 0.9mm と局所的に大きい。一方、同図 (C) に示す引張試験による終局時の開口ひび割れ幅は 0.3mm であった。ここで、図-5 (A) の局所的に開口した曲げひび割れ幅の断面方向の分布を計算し、図-5 (C) で確認された引張供試体の終局時ひび割れ幅と比較を行い、ECC の引張が機能しているか確認する。開口幅分布の計算方法は、中立軸は試算結果を用い、三角形の相似により算出した。この結果を図-6 に示す。図に示すように、 $2\delta y$ 時では、No. 2-4 で引張縁に 0.9mm のひび割れが発生しているため、柱中央でも開口幅は 0.35mm であった。このひび割れ幅は引張試験で確認している終局状態のひび割れ幅 0.3mm よりも大きくなっていて、 $2\delta y$ 時では ECC の引張が十分に機能していないと考えられる。一方、試算では引張側 ECC が 15500μ (図-3 (B)) を超えるまで応力を負担する仮定のため、引張 ECC は水平変位約 40mm 程までは応力を負担できる。このため試算値と実験値で最大耐力に差が認められたと考えられる。終局付近では No.2-4 供試体は、かぶりが圧壊しており試算条件の断面保持と異なるので、荷重変位の挙動は正確には予測できなかったと考えられる。また、No. 4-4 も図-5 (B) に示すように、No.2-4 と同様の破壊形状・ひび割れ開口が認められることから、No.2-4 と同様の原因で実験値と試算値に差が生じたと考えられる。

5. まとめ

試算により荷重変位の評価を行った結果、最大耐力は No. 2-4, 4-4 でそれぞれ、267kN、241kN となった。一方、実験での最大耐力は No. 2-4, 4-4 どちらも 223kN となり、実験結果は試算結果を下回る結果となった。これは、実損傷では局所的にひび割れが開口し、引張力の負担が期待できないためであると考えられる。

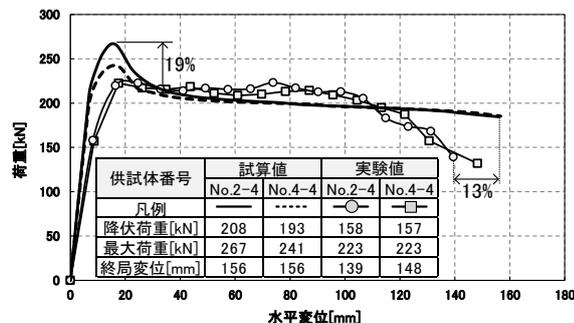
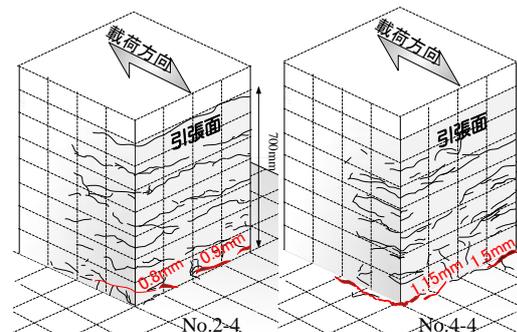
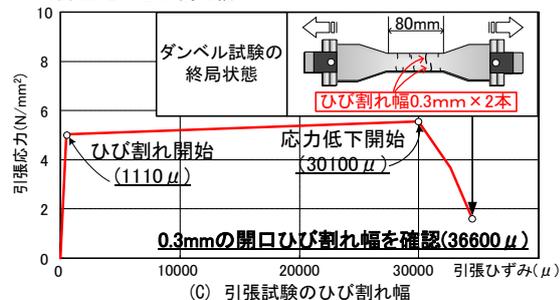


図-4 P- δ_y 曲線試算値との比較



(A) No. 2-4 ひび割れ幅 (B) No. 4-4 ひび割れ幅



(C) 引張試験のひび割れ幅

図-5 $2\delta y$ 時ひび割れ性状

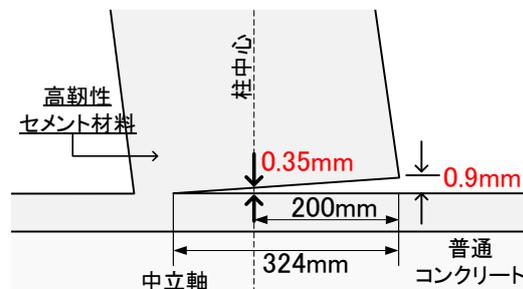


図-6 $2\delta y$ 時の柱基部におけるひび割れ性状