

超高靱性セメント材料を使用した柱の損傷形態分析

尾崎奨太¹・幸左賢二²・小川敦久³・佐々木達生⁴

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）
²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）
³正会員 工博 株式会社クラレ 繊維資材事業部 産資開発部（〒100-8115千代田区大手町1-1-3）
⁴正会員 工修 大日本コンサルタント株式会社 技術統括部（〒170-0013東京都豊島区駒込3-23-1）

1. はじめに

高靱性セメント材料（ECC）は、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから、非常に大きな靱性を有する材料である。これを従来のRC構造物に使用することで、耐震性だけでなく、耐久性についても向上効果が得られることが既往の研究¹⁾から分かっている。しかし、構造物全体への使用など大量打設となる使用方法は、使用する繊維が高価であることや、専用の製造設備が必要であること、繊維の不均一分散等によって要求性能を十分に満たす打設が難しいことなどから、コストパフォーマンスや施工性の面で問題となる。そこで、本研究では高靱性セメント材料の使用量を少量に留めつつ、十分な耐震性能が得られる、効率的な使用方法を考案する。図-1に本研究での研究フローを示す。

ここで、曲げ破壊となるRC柱の耐力低下のメカニズムを考える。まず、引張側の鉄筋が降伏することにより曲げ剛性が低下する。その後、圧縮側のコンクリートが圧壊等によって剥離し、かぶりコンクリートによる内部拘束効果が低下することで、圧縮側の鉄筋が座屈し、その後はらみ出しが進展し、最終的に剥落して耐力は低下する。よって、かぶりコンクリートの剥落を遅延させ、座屈を抑制できれば、耐力および変形性能の向上に繋がると考えられる。

そこで、かぶりコンクリートに、靱性能の高い高靱性セメント材料を使用することにより、剥落を遅延させ、その結果、RC柱の耐震性能の向上を図ることが可能であると考えた。

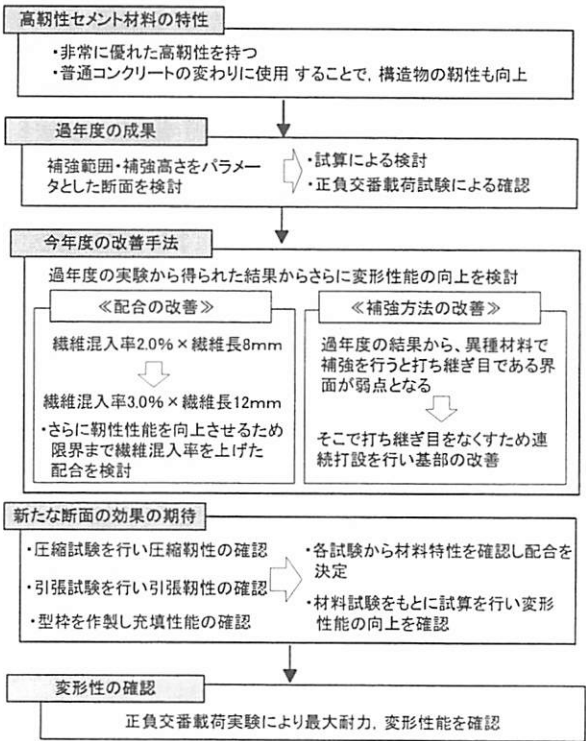


図-1 研究フロー

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.4-1	No.4-2	No.4-4	No.4-5	主鉄筋	使用鋼材	SD345
断面[mm]		400×400					径	D19
かぶり厚[mm]		50					引張鉄筋比[%]	1.43
せん断スパン[mm]		1400					使用鋼材	SD295
コンクリート 強度 [N/mm ²]	高靱性セメント	73.7	46.0	69.2	69.2	帯鉄筋	径	D10
	普通コンクリート	24.8	24.9	19.7	19.7		間隔[mm]	150
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0						体積比[%]

2 実験概要

表-1に主な供試体諸元、図-2に供試体の基本断面および形状を示す。供試体は、一般的なRC単柱式橋脚を想定してモデル化しており、主鉄筋にはSD345, D19, 帯鉄筋にはSD295, D10を使用し、主鉄筋比および帯鉄筋比は、普通RC断面の破壊形態が曲げ破壊となるように、それぞれ1.43, 0.63%と設定している。また、高靱性セメント材料の使用量の削減のため、柱全体に使用せず塑性変形が生じると考えられる塑性ヒンジ部を補強したものをNo. 4-1とし、柱基部から700mmの補強高さとした。さらに、高靱性セメント材料の使用量を削減したものをNo. 4-2とし補強高さを柱基部から350mmとした。

本研究では No. 4-1, No. 4-2 からさらに変形性能を向上させる目的として提案した供試体を No. 4-4・No. 4-5とした。No. 4-4, No. 4-5では、高靱性セメント材料の圧縮部材としての靱性性能をさらに向上させるために、繊維長と混入率を増加した（配合-1→配合-2）。高靱性セメント材料は繊維長を伸ばすことや繊維混入率を増やすことにより靱性が向上することが報告されているため、施工可能な範囲で上限までビニロン繊維の繊維長（8mm→12mm）や添加量（2.0Vol%→3.0Vol%）に増加させ、これをNo. 4-4, No. 4-5に使用した。

また、No. 4-1やNo. 4-2では柱基部におけるフーチングとの境界面が異種材料による接合面になることから十分な付着強度が得られず、引張側基部において付着切れによる浮き上がり現象が生じた。これを改善させるために柱からフーチングにかけ連続打設を行い、打ち継ぎ目をなくすことで付着切れならびに浮き上がり現象の抑制を行った。ここで、フーチング上部における高靱性セメント材料の施工厚さについては、本実験の作業上の制約から100mmとした（図-3）。打設手順は次の通りである。①フーチング部に普通コンクリートを打設後、硬化初期において接合面となる部位をブラッシングすることによってレイタンス等の脆弱部を取り除いた、②帯鉄筋内部に型枠を設置し、柱コア部の普通コンクリートを打設した、③柱コア部コンクリートの硬化初期において、4側面をブラッシングによって研掃した、④浮き型枠を設置後、フーチング上層と柱基部から700mmまでの部分に高靱性セメント材料を打設し、硬化初期において上面を研掃した、⑤その後、柱上部の700mmに普通コンクリートを施工した。

以上、No. 4-4, No. 4-5では過年度実験から2点の改善を設け正負交番実験により変形性能の向上効果を確認した。

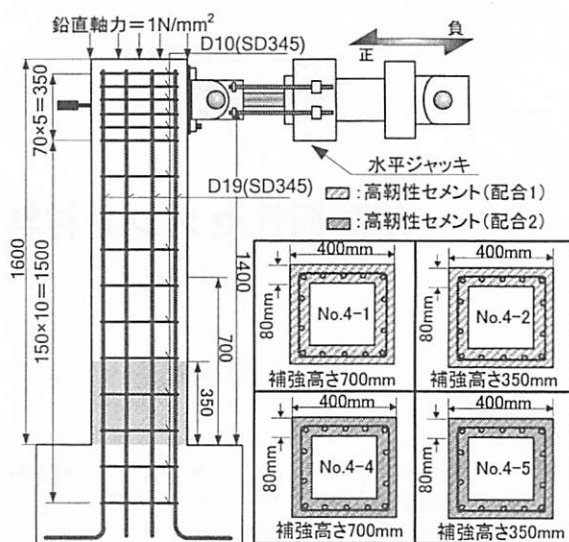


図-2 断面緒元

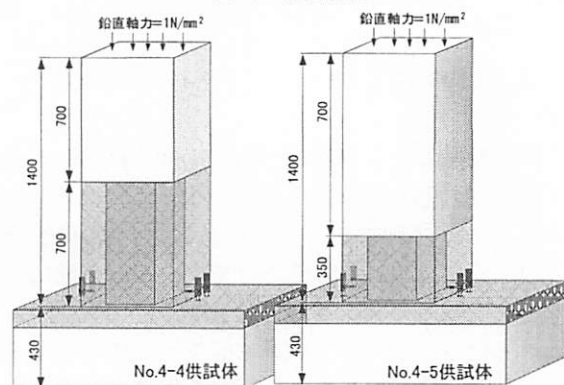
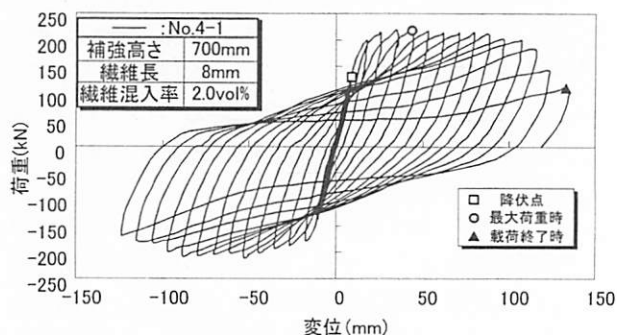
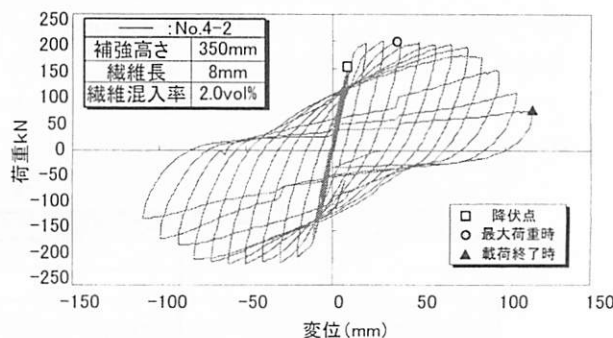


図-3 供試体概要



A) No. 4-1 供試体



B) No. 4-2 供試体

図-4 P-δ履歴曲線

3 正負交番実験結果

載荷方法は実構造物の死荷重を再現するため、柱供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当の一定軸力を載荷して正負交番水平載荷を行った。試算で求めた降伏荷重までは荷重制御で載荷し、引張側主鉄筋の降伏を確認した時点での変位を δ_y と定義し、降伏後は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。図-4、図-5に各供試体のP- δ 履歴曲線を示す。No. 4-1では、約136kNで主鉄筋が降伏し、 $5\delta_y$ (44mm) で最大荷重 (212kN) に達した。その後、 $13\delta_y$ (115mm) 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の発生とともに荷重が低下し、 $15\delta_y$ (135mm) で P_y を下回った。No. 4-2では約156kNで主鉄筋が降伏し、 $5\delta_y$ (51mm) で最大荷重 (205kN) に達した。また、 $8\delta_y$ (71mm) までは荷重を保持していたが、その後かぶりコンクリートの剥落と共に急激に荷重が低下し、 $11\delta_y$ (109mm) で P_y を下回った。No. 4-4では、約157kNで主鉄筋が降伏し、 $2\delta_y$ (18mm) で最大荷重 (223kN) に達した。その後、 $14\delta_y$ (122mm) 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、 $16\delta_y$ (148mm) で P_y を下回った。No. 4-5では、約158kNで主鉄筋が降伏し、 $4\delta_y$ (34mm) で最大荷重 (223kN) に達した。その後、 $11\delta_y$ (92mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、 $12\delta_y$ (101mm) で P_y を下回った。

図-6に各供試体のP- δ 包絡線を示す。最大荷重は205~223kNと改善を行ったNo. 4-4、No. 4-5が大きくなる。No. 4-1を改善させたNo. 4-4は終局変位が129mmから141mmと13mm伸びる結果が得られているのに対し、No. 4-2を改善させたNo. 4-5では、変位が80mmを超えた後、急激に荷重の低下し脆性的な破壊となり変形性能の向上は得られなかった。

さらに、図-7に各供試体における履歴吸収エネルギーの比較を示す。累積履歴吸収エネルギーで比較するとNo. 4-1では298kN・mでNo. 4-4は398 kN・mと1.3倍となっており、No. 4-4はエネルギー吸収率も向上していることが認められた。しかし、No. 4-2は193 kN・mでNo. 4-5では178kN・mとなり、エネルギー吸収率もP- δ 同様低下する結果となった。

以上の結果よりNo. 4-1と比べNo. 4-4は変形性能が向上したことが認められる。一方でNo. 4-2から改善を行ったNo. 4-5では90mmを超えると荷重が急激に低下し終局に至ったため変形性能の向上は確認できなかった。

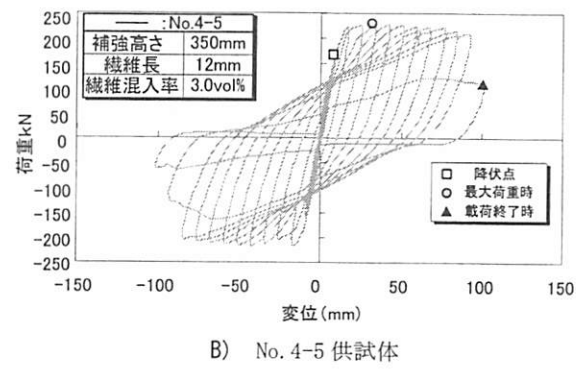
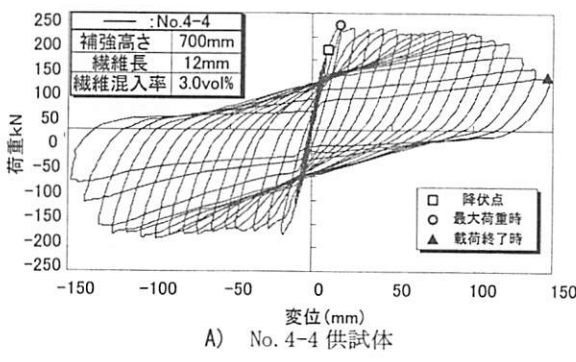


図-5 P- δ 履歴曲線

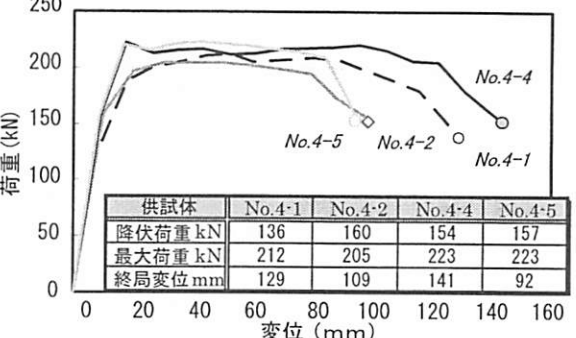


図-6 P- δ 包絡線 (比較)

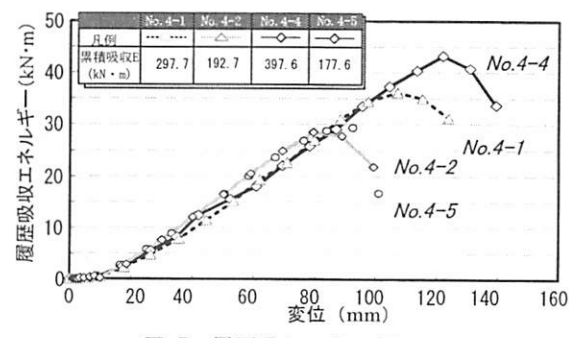


図-7 履歴吸収エネルギー

4 実験結果の考察

(1) 靱性性能向上効果 (No. 4-1・No. 4-4)

前節では No. 4-1 から No. 4-4 供試体のように補強を改善した場合変形性能が向上する結果が得られた。そこで、本節では、損傷状況や主鉄筋、帯鉄筋ひずみから向上効果について考察する。

図-8 に示すような南面の柱基部から 60mm および 210mm の位置で帯鉄筋ひずみの進展状況を確認した。No. 4-1 と No. 4-4 を比較すると帯鉄筋ひずみは $7\delta_y$ と $11\delta_y$ で進展傾向に差が見られた。 $7\delta_y$ の 60mm 位置に着目すると、No. 4-1 では 1000μ 、No.4-4 では 500μ となり、ひずみ量の差が 2 倍程度認められた。その後は、どちらの供試体でも徐々にひずみが進展していくが、No. 4-1 供試体では $11\delta_y$ で急激に帯鉄筋ひずみが増加した。このことから No. 4-1 では、 $11\delta_y$ 以降に高靱性セメント材料のかぶり部分における拘束力が限界を迎えたことによって、帯鉄筋がはらみ出しを生じていることが分る。また、図-7 を見ても No. 4-1 は $12\delta_y$ (107mm) から履歴吸収エネルギーが低下する結果となった。

図-9 に $9\delta_y$ 荷終時における各供試体の西面・南面のひび割れ状況を示す。No. 4-1 と No. 4-4 の南面を比較すると、No. 4-1 では縦方向のひび割れが多く見られ、No. 4-4 でも縦方向のひび割れは認められるものの、その発生量は明らかに少ない。これは、配合の変更が高靱性セメント材料による内部拘束効果を高め、 $9\delta_y$ 時において、主鉄筋の伸びに追随することによる二次ひび割れの抑制効果が表れたものと考えられる。また、No. 4-1、No. 4-4 とともに高靱性セメント材料の特徴である、応力の架橋効果によるひび割れの分散効果が見られたが、No. 4-4 では微細なひび割れが数多く発生しており No. 4-1 よりもひび割れ本数が多いため繊維の応力架橋による効果がより顕著に確認できた。

さらに、柱外周面への高靱性セメント材料の使用が主鉄筋のはらみ出しを抑制する効果について確認するため、柱部材圧縮側における破壊性状ならびに圧縮側主鉄筋のひずみ測定の結果から考察を行う。まず、図-10 に $-12\delta_y$ 時の損傷状況を示した。荷重ステップごとに柱部材の損傷状況を観察しひび割れ発生状況を確認した結果、No. 4-1 供試体と No. 4-4 供試体とでは、 $-12\delta_y$ で明らかな損傷状況の差異が生じた。圧縮側のかぶりコンクリートに着目すると、No. 4-1 では $-12\delta_y$ 時にかぶり部分でかぶりコンクリートの剥離が生じていたのに対し、No. 4-4 の同一サイクルでは剥離が確認されなかった。つぎに、圧縮側の変形挙動に着目するため $-5\delta_y$ ・ $-9\delta_y$ ・ $-12\delta_y$ 時における圧縮側主鉄筋ひずみの分布を整理した(図-11)。図より、No. 4-1 では $-5\delta_y$ からひずみが進展し、 $-12\delta_y$ 時で 25000μ を超えるような大きなひずみが発生したのに対し、No.4-4 の同段階における主

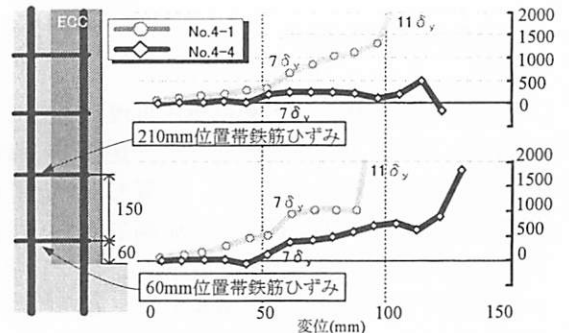


図-8 帯鉄筋ひずみの進展

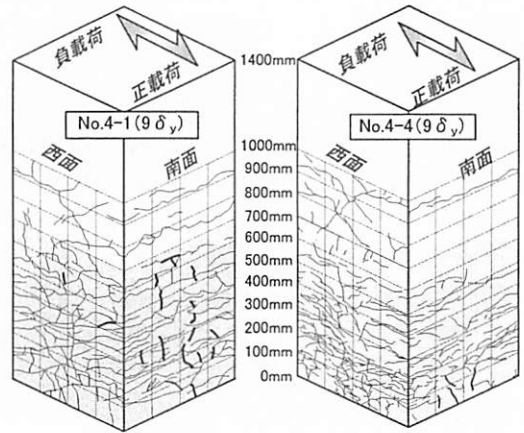


図-9 ひび割れ状況 ($9\delta_y$)

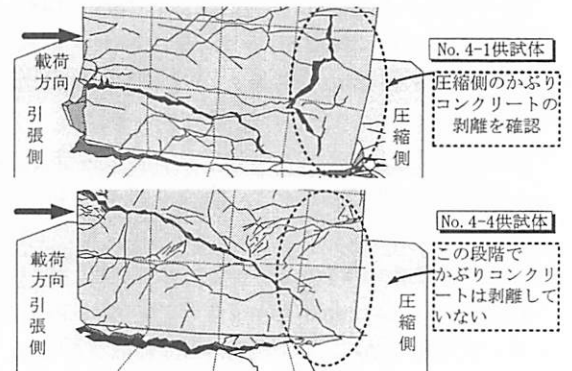


図-10 $-12\delta_y$ 時損傷状況

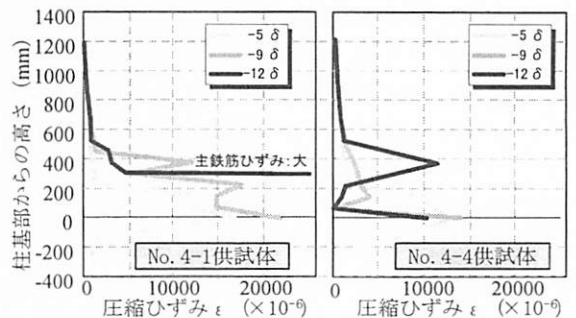


図-11 圧縮側主鉄筋ひずみ ($-5\sim-12\delta_y$)

鉄筋ひずみでは、No. 4-1 よりも比較的ひずみの発生量が小さくなっていった。また、前述の図-7 (P- δ 包絡線)や図-8 (履歴吸収エネルギー)におい

ても同様に、 $12\delta_y$ 付近で両者の間に特徴的な変化が見られている。

次に、帯鉄筋ひずみや損傷状況から $-12\delta_y$ 時点における損傷メカニズムについて推定したものを図-12 に示す。No. 4-1 では、 $-12\delta_y$ 時で圧縮側のかぶりコンクリートが剥離したことで、高靱性セメント材料による主鉄筋の拘束効果が低下したことから、主鉄筋のはらみ出しが生じたものと考えられる。また、圧縮応力を負担していた接合部分に位置するかぶりコンクリートが剥離したことによってさらに応力が集中したことも主鉄筋の座屈につながった原因と考えられる。これに対して No. 4-4 では、図-12 に示すように $-12\delta_y$ 時の 60mm、210mm における帯鉄筋ひずみが 759 μ 、226 μ と小さいことから、この時点において、かぶりコンクリートは剥離しておらず、拘束効果が機能することで曲げ圧縮力に対する十分な抵抗力を有していたと考えられる。

(2) 損傷形態の評価

No. 4-1からNo. 4-4のように改善したことで変形性能の向上が認められたが、No. 4-2から改善を行った No. 4-5では $11\delta_y$ で急激な耐力の低下が見られ変形性能の向上効果が得られなかった。そこでNo. 4-5の損傷状況を確認したところ、せん断破壊であることが認められた(図-13)。そこで、No. 4-5に着目してせん断損傷となったことを考察する。まず、各供試体のひび割れ進展状況と比較を行った。図-14・図-15にNo. 4-2・No. 4-4・No. 4-5供試体における $9\delta_y$ ・ $11\delta_y$ 時の片側載荷時ひび割れ状況を示した。図中の太線は新規ひび割れを示している。No. 4-5が $11\delta_y$ 時にせん断破壊となり急激に耐力低下が見られたため $11\delta_y$ 時とその直前の $9\delta_y$ 時に着目し同変位レベルで比較を行った。 $9\delta_y$ 時の引張側ひび割れ状況(図-14)に着目すると、No. 4-4では引張側で繊維の応力架橋効果により微細な曲げひび割れが数多く発生していた。No. 4-4のように高靱性セメント材料による補強高さを基部700mmとするとせん断方向のひび割れはほとんど見られなかったのに対し、No. 4-2やNo. 4-5供試体のように補強高さが350mmの場合はせん断方向のひび割れが確認される。No. 4-2では、 $9\delta_y$ 時に200mm位置で曲げひび割れ(図中①)が開口しているが、350mmの打ち継ぎ目周辺を見ると、せん断変形による斜め方向のひび割れ(図中②)が発生していた。さらに、圧縮側では主鉄筋に沿う鉛直方向のひび割れ(図中③)が発生していた。これに対しNo. 4-5の $9\delta_y$ 時では300mm周辺のせん断ひび割れ(図中④)が開口した。このひび割れは $7\delta_y$ 時に発生した

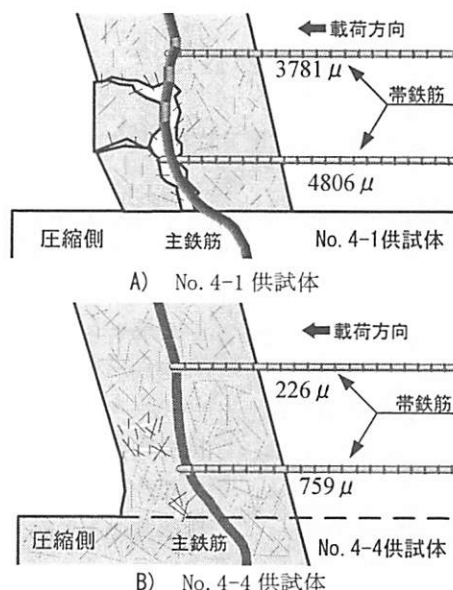


図-12 $-12\delta_y$ 時損傷メカニズム推定

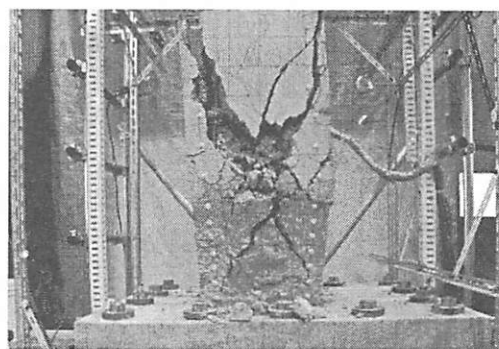


図-13 最終損傷状況 (No. 4-5)

ものであり、水平変位の増加に伴い $9\delta_y$ 時にこのひび割れが開口した。

次に $11\delta_y$ 時のひび割れ状況(図-15)に着目する。No. 4-4 では繊維が受け持つことができる引張応力の限界を超え曲げひび割れ(図中⑤)が開口している。しかし、 $11\delta_y$ では高靱性セメント材料が圧縮部材として十分に機能しているため荷重は保持し続けている。No. 4-2 では、 $9\delta_y$ 時に発生した圧縮側の鉛直ひび割れが原因となり $11\delta_y$ 時にこの位置でかぶり部分が剥離(図中⑥)している。しかし、引張側では 180mm 位置で曲げ引張ひび割れが開口するとともに主鉄筋に沿ったせん断変形によるひび割れ(図中⑦)も確認できる。No. 4-2 ではかぶりの剥落や曲げひび割れの開口により最終損傷状況は曲げ破壊となっているが、せん断変形による損傷も確認できる。これに対し、No. 4-5 では $9\delta_y$ 時のせん断ひび割れの開口が原因となり、 $11\delta_y$ 時には斜め方向のひび割れが開口し明らかな主鉄筋降伏後の曲げせん断破壊となった。

以上の結果より、曲げ破壊先行型となるようにモデル化を行った供試体であるが No. 4-2 や No. 4-5 で

はせん断破壊もしくはその傾向が確認できた。この原因について以下に考察を行う。

5 大変形時の V_c 低下状況

前章では No. 4-2, No. 4-5 の実験結果より, せん断破壊は確認された。そこで, 本章ではせん断耐力式²⁾を用いて変位の増加に伴うコンクリートが負担するせん断耐力の劣化挙動を考察する。

(1) V_c 劣化曲線の算出方法

本節では V_c 劣化曲線の算出方法を以下に示す。一般的に構造物のせん断耐力はコンクリートが負担するせん断耐力 V_c とせん断補強筋が負担するせん断耐力 V_s の和として考えられている。また, 曲げせん断破壊は, 軸方向鉄筋の降伏後に繰り返し作用によるせん断耐力伝達能力の低下が起こり, せん断耐力 V_c が急激な低下を示し, 曲げひび割れからせん断ひび割れに移行する破壊である。このように No. 4-2 や No. 4-5 でも変位の進展に伴い V_c が低下すると推測される。

まず, 帯鉄筋のせん断負担分を算出する。図-16 に No. 4-5 のせん断破壊面, 帯鉄筋の計測位置, $3\delta_y$ 時の帯鉄筋のひずみ値を示す。図に示すように, 3カ所でせん断破壊面が確認された。それぞれの破壊面の角度は 40° , 34° , 45° となり, 平均値は 39.7° であった。よって, 今回のケースでは破壊面を 45° と仮定した。この 45° 破壊面内に含まれる2本の帯鉄筋ひずみから, 帯鉄筋に生じている応力を算出し, 帯鉄筋の負担力に変換する。変換方法を以下に示す。代表例として, $3\delta_y$ 時の帯鉄筋負担力を算出する。まず, 図-16 に示すように帯鉄筋ひずみは4個所で計測を行っているが, 今回のケースでは ε_2 と ε_3 の2本の帯鉄筋ひずみを平均化した値を使用している。その2本の平均帯鉄筋ひずみ進展結果を図-17 に示す。図に示すように $3\delta_y$ では, 想定破壊面内の2本の平均鉄筋ひずみは 391μ となる。この帯鉄筋ひずみに鉄筋の弾性係数 (200kN/mm^2) を乗じて応力 σ_{ws} に変換する。これをせん断耐力式 (1) を適用して V_s を算出すると, 175kN となった。

$$V_s = \frac{A_v \sigma_{ws} D' \cot \theta}{s} \quad (1)$$

ここに, V_s は帯鉄筋が負担するせん断耐力, σ_{ws} は帯鉄筋の応力, E_s は帯鉄筋弾性係数, θ はひび割れのなす角 45°

次いで, コンクリートが負担するせん断耐力 V_c

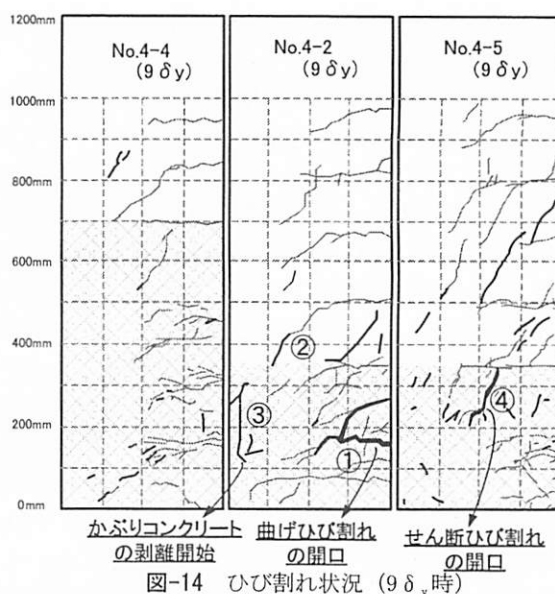


図-14 ひび割れ状況 ($9\delta_y$ 時)

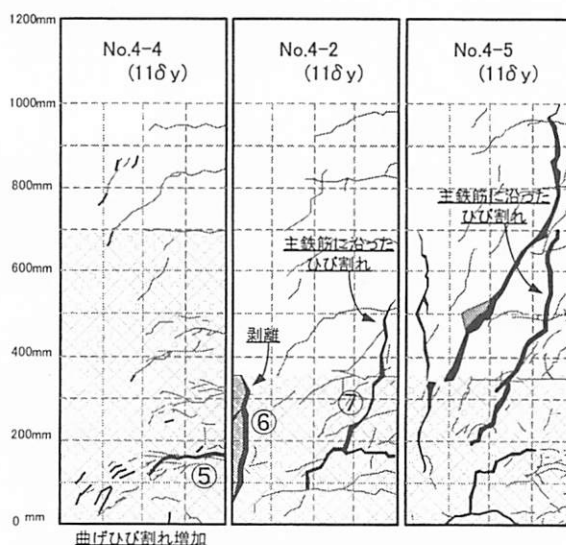


図-15 ひび割れ状況 ($11\delta_y$ 時)

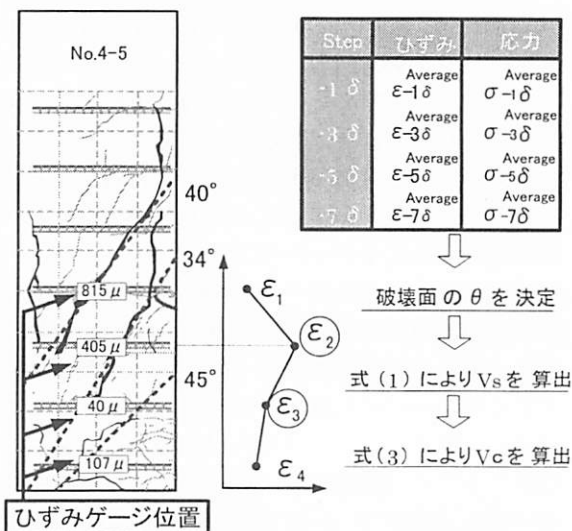


図-16 V_c 算出方法概要図

を算出する。コンクリートが負担するせん断耐力 V_c は、水平荷重 P から鉄筋が負担するせん断耐力 V_s を差し引くことで算出した。

以上の方法で算出した No. 4-5 の V_c を図-18 に、さらに、他の供試体と比較を行うために No. 4-4 や No. 4-2 でも破壊面を 45° と仮定し、No. 4-5 と同じ手法算出した V_c を図-19、図-20 に示す。

No. 4-5 では V_c が $1\delta_y$ から $6\delta_y$ まで 180kN 程度保持しているが、 $6\delta_y$ から低下し始める。さらに $9\delta_y$ 時になると V_c は急激に低下し 94kN となった。また、 V_s に着目すると、 $2\delta_y$ 時には既に 30kN まで増加しており、その後徐々に進展し $9\delta_y$ 時には 120kN まで増加する結果となった。

No. 4-4 では V_c の傾向はほぼ横ばいとなり $9\delta_y$ でも V_c は 201kN と十分なせん断耐力を保持していた。また、 V_s に着目すると、 $9\delta_y$ 時でも 30kN 程度しか作用しておらず帯鉄筋が負担するせん断耐力は比較的小さかった。これは図-18 に示す平均帯鉄筋ひずみからも確認できる。

No. 4-2 では V_c が $3\delta_y$ で最大値 (185kN) となり、 $4\delta_y$ から低下が開始し、 $5\delta_y$ から $9\delta_y$ まで一定となった。また、 V_s に着目すると、 $4\delta_y$ から徐々に増加し、 $5\delta_y$ 以降は帯鉄筋が降伏し 114kN で一定となった。

以上の結果より No. 4-4 ではせん断破壊は確認されなかった。一方で、No. 4-2 や No. 4-5 ではせん断破壊もしくはその傾向が確認できた。そこで、次節では V_c の劣化曲線について考察を行う。

(2) V_c 劣化曲線の比較と考察

図-21 に No. 4-2 と No. 4-4 と No. 4-5 の V_c 劣化曲線、図-22 に V_s の増加曲線を示す。

まず、No. 4-4 と No. 4-5 について比較を行う。No. 4-4 と No. 4-5 では ECC による補強高さが 700mm 、 350mm と異なっている供試体である。図-21 に示すように No. 4-4 では No. 4-5 よりも V_c の低下を抑制している。No. 4-4 はせん断破壊面に対して十分な補強高さであるために、繊維がせん断応力を受け持つことでせん断変形を抑制している。また、図-17 に示す帯鉄筋ひずみの進展でも、No. 4-4 の帯鉄筋ひずみは $9\delta_y$ 時でも 210μ 以下に抑えられている。一方、No. 4-5 ではせん断破壊面に対して普通コンクリートと ECC が混在している供試体である。No. 4-5 はコンクリートが負担できるせん断耐力が小さいため、帯鉄筋ひずみの増加とともに V_s も増加することにより V_c が低下した。その結果、No. 4-5 は変位の進展とともにせん断変形が先行したためにせん断破壊し、No. 4-4 と損傷形態が異なった。

次に、No. 4-2 と No. 4-5 について比較を行う。

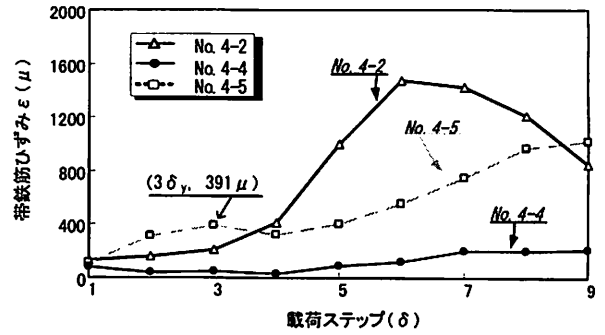


図-17 想定破壊面に位置する帯鉄筋のひずみ進展

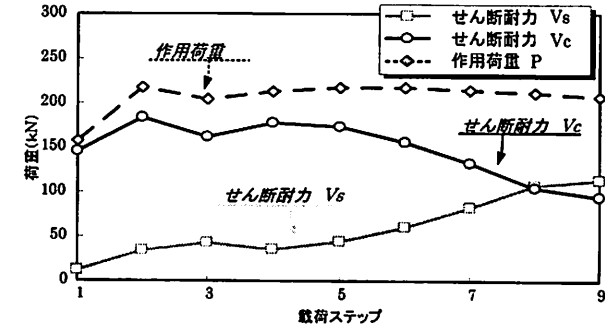


図-18 せん断耐力劣化挙動 (No. 4-5)

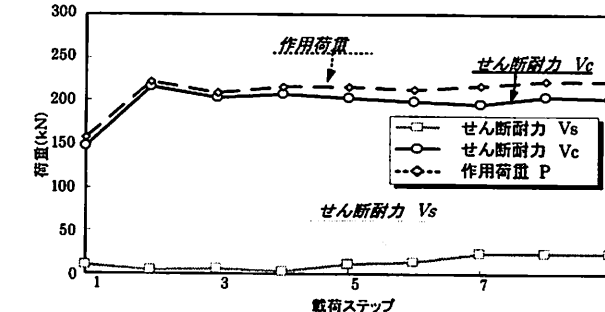


図-19 せん断耐力劣化挙動 (No. 4-4)

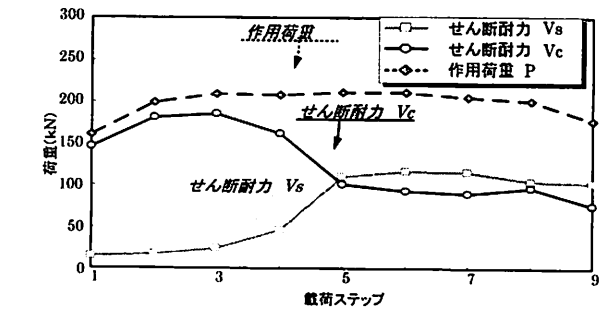


図-20 せん断耐力劣化挙動 (No. 4-2)

図-21 に示す V_c の劣化曲線では No. 4-2 と No. 4-5 の傾向は概ね一致している。しかし、図-22 に示す V_s の増加曲線では No. 4-2 と No. 4-5 で $5\delta_y$ から増加傾向に差が見られる。No. 4-2 は No. 4-5 と比べると ECC の繊維混入量も少なく靱性性能も低い材料で基部を補強している。そのため、No. 4-2 では繊維が負担するせん断力が低いため、早い段階で帯鉄筋が降伏する。このことにより No. 4-2 では早い段階から V_s は増加し、No. 4-5 は徐々に増加する曲線を示

した。しかし、 $8\delta_y$ では No. 4-2 と No. 4-5 の V_s は 110kN で同程度となり、 $9\delta_y$ で No. 4-5 はさらに増加し V_s が逆転する傾向が確認される。そこで、図-17 に示す $9\delta_y$ 時のひび割れ状況を確認すると、No. 4-2 ではかぶりコンクリートが剥離しているのに対し、No. 4-5 では ECC 部分のせん断ひび割れが開口する現象が確認できる。ここで、図-23 に No. 4-2, No. 4-5 の $10\delta_y$ 時損傷状況を示す。No. 4-2 でも靱性が大きくなるに伴い V_s は徐々に増加しせん断変形の傾向は見られるが、 $10\delta_y$ で完全に圧縮側かぶりコンクリートが剥離し荷重の低下とともに曲げ破壊で終局を迎える。これに対し、No. 4-5 では図-23 に示すように、 $10\delta_y$ 時にせん断方向のひび割れ幅が開口し、普通コンクリート部分(図①)で 2mm, ECC 部(図②)で 4.5mm となる。これは、No. 4-5 の ECC 靱性性能が優れているため、曲げ耐力が向上するとともに作用せん断力も増大する。そのため、脆弱部分である打ち継ぎ部分の普通コンクリートがせん断耐力を負担できなくなることで、せん断ひび割れが発達し最終損傷状況はせん断破壊に至った。

以上の結果より No. 4-4, No. 4-2, No. 4-5 は 3 ケースともに ECC で基部の補強を行い曲げ靱性の向上を目的とした供試体であるが、補強高さを 350mm とすると打ち継ぎ部周辺でせん断ひび割れを助長し危険な補強範囲である事が確認できた。この理由は、補強高さを 350mm に縮小すると、ECC による補強部分は繊維がせん断応力を受け持つが、普通コンクリート部分では帯鉄筋がせん断耐力を負担するため、変位の増加に伴い普通コンクリート部分の V_c が劣化し脆弱部分となるためである。

6 まとめ

実験結果より、以下の知見が得られた。

- 1) No.4-1 や No.4-4 ように ECC の補強高さを 700mm とすると、高靱性セメント材料における繊維の応力架橋効果により、柱部材圧縮側において主鉄筋のはらみ出しや座屈を遅延させることが可能である。また No. 4-4 のようにさらに ECC の繊維長や繊維混入量を増加させ、靱性性能を高めることで、さらに良好な主鉄筋の拘束効果が得られることを明らかにした。
- 2) No. 4-2 や No. 4-5 のように圧縮部材としての靱性性能を向上させ 350mm の補強高さとする、曲げ耐力が増加するとともに作用せん断力も増大する。そのため、打ち継ぎ部に応力が集中し、その部分が脆弱部分となる。さらに、靱性性能を上限まで向上させた No. 4-5 は大変形時には繰り

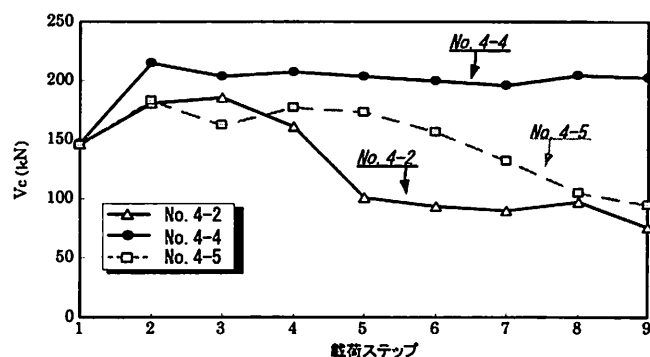


図-21 せん断耐力 V_c 劣化曲線 (比較)

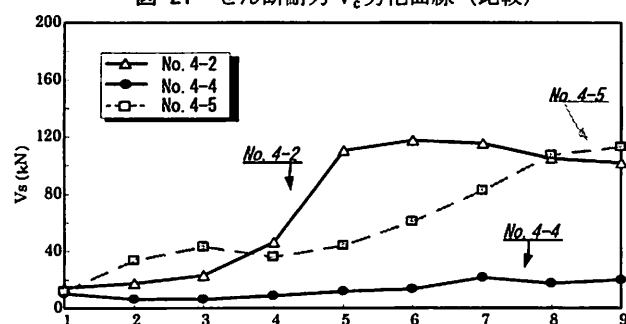


図-22 せん断耐力 V_s 増加曲線 (比較)

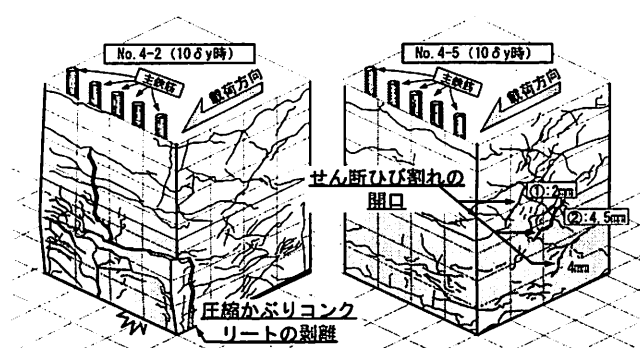


図-23 No. 4-2, No. 4-5 損傷状況 ($10\delta_y$)

返し荷重によりコンクリートが負担すべきせん断耐力が低下し、曲げ損傷からせん断破壊移行型の破壊挙動となることが確認できた。

参考文献

- 1) 住学, 竹内博幸, 中出睦, 谷垣正治: ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, vol. 25, No. 1, pp. 257-262, 2003
- 2) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division, Vol. 114, No. ST8, pp. 1804-1826, Aug. 1988
- 3) 土木学会: 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針, pp. 29-34, 2007
- 4) 団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002.3