

高靱性材料と高強度鉄筋を用いた RC橋脚の最大変形性能の評価

溝上瑛亮¹・幸左賢二²・佐藤崇³

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学科（〒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 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒810-0014福岡市中央区渡辺通1-1-1サンセルコビル6F）

1. はじめに

高靱性セメントは、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期待できる材料である。図-1はRC橋脚に高靱性セメントを使用することによる耐震性能の向上について過年度実施した実験供試体一覧を示している。過年度の研究は、普通コンクリートを使用したNo.1（最大荷重196kN、終局変位71mm）に対し、新設橋脚を対象として柱基部全断面を高靱性セメントで打設したNo.2シリーズの正負交番載荷実験を実施した。

No.2-1は帯鉄筋間隔を150mm、繊維長8mm、混入率2.0Vol.%の高靱性セメントを使用した供試体である。No.2-1の実験結果は終局変位が113mm、最大荷重は214kNとなり、終局変位はNo.1より40mm向上する結果となったが、柱基部とフーチング上面の付着切れが生じ、十分な評価ができなかった。

そこで、付着切れの改善、および繊維長を伸ばし、繊維混入率を増加させることにより、高靱性セメントの更なる高靱性化を考えた研究では、繊維長12mm、配合量3.0Vol.%の高靱性セメントを使用し、せん断耐力増加のために帯鉄筋間隔を100mmとして、柱とフーチング上面を高靱性セメントで一体施工したNo.2-4を作成した。No.2-4の実験結果より終局変位は122mm、最大荷重は217kNとなり、終局変位はNo.1に対して61mm向上し、No.2-1よりも更に変形性能が向上した。しかし、No.2-1、2-4の比較では、変形性能向上に寄与した要素の特定が困難であったため、高靱性セメントの繊維量の違いに対する検討はできていない。

一方、鉄筋量の削減による断面の縮小に伴う建設コスト削減や施工性向上による観点から、No.2-4に対し、高強度鉄筋であるSD390と3.0Vol.%の高靱性セメントを使用したNo.2-5供試体を作成した。しかし、この供試体は、帯鉄筋によるせん断耐力の不足により、曲げ破壊による検討ができなかった。

No.2-5を受けて、高強度鉄筋に着目した研究では、帯鉄筋間隔を75mmとして高強度鉄筋SD390を使用したNo.2-6、SD490を使用したNo.2-7の変形性能の検討¹⁾を行った。その結果より、No.2-6の終最大荷重は263kN、終局変位は163mm、No.2-7の最大荷重は294kN、終局変位は127mmとなり、No.1と比較して最大で、最大荷重は97kN、終局変位は91mm

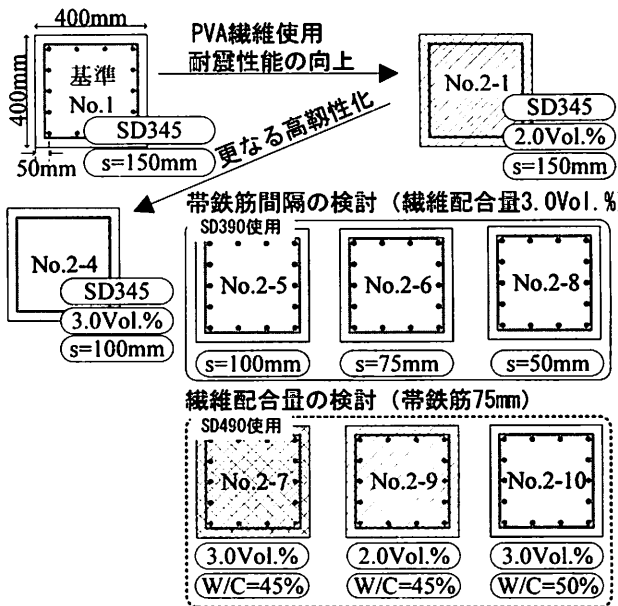


図-1 過年度実験供試体一覧

向上する結果となった。以上より、高強度鉄筋と高靱性セメントの併用により、高い耐力を発揮しつつ、変形性能も向上する効果があると考えられる。

高強度鉄筋、高靱性セメントを併用した供試体の変形性能の向上を確認した上で、変形性能を最大まで高めることを目的とした研究では、荷重低下の主原因である、座屈に対する拘束効果を高めるため、座屈抵抗に主要な要素となる帯鉄筋間隔の違い、および繊維量の増加に伴う応力架橋効果の向上を期待し、高靱性セメントの配合に着目した。

帯鉄筋間隔による影響は、帯鉄筋間隔 75mm の No.2-6 と 50mm の No.2-8 を比較した結果、No.2-8 は高靱性セメントによる曲げ破壊の遅延効果が発揮される前に軸方向鉄筋破断が生じ、変形性能が低下した。以上より、帯鉄筋間隔を過度に高めることで変形性能の向上は見込めないことが分かった。

そこで、本研究では、これまで検討不十分だった高靱性セメントの繊維配合量の違いが供試体に及ぼす影響を評価した。評価方法は繊維配合量を 2.0Vol.% から 3.0Vol.% に変化させた No.2-9、2-7 のシリンダー試験の応力ひずみ関係と内部気泡状態に対し、実験供試体の高靱性セメントの気泡に着目した比較検討を行った。また、No.2-10 を対象に 3.0Vol.% の高靱性セメントの水セメント比を 45% から、50% に増加させた検討では、流動性が高まり、No.2-7 よりも更に変形性能が向上する可能性があると考え、正負交番荷重実験により評価を行った。

2. 材料試験および試算結果

(1) 材料試験結果

ここでは、繊維配合の違いが物性に及ぼす影響について検討するために高靱性セメントのシリンダー試験を実施した結果についてまとめる。表-1に 2.0Vol.%, 3.0Vol.% のシリンダー供試体の配合を示す。本研究では繊維配合量をパラメータとした高靱性セメントを作成し、靱性性能の違いを評価した。高靱性セメントに配合している繊維はφ40μm、繊維長12mmのPVA繊維である。比較を行ったのは一般的な繊維配合量が2.0Vol.%の供試体と、施工可能な範囲で繊維混入率を最大限に増加させることを目的に、繊維配合量を3.0Vol.%とした供試体である。同試験の応力ひずみ履歴の測定範囲は、荷重開始から試験体に発生するポストピークの応力が圧縮応力の10%に低下する領域とした。

図-2に繊維配合量を2.0Vol.%, 3.0Vol.%としたシリンダー供試体の応力が圧縮応力の25%まで低下し

表-1 高靱性背セメント材料配合

PVA		単位量[kg/m ³]					
繊維量 Vol[%]	繊維長 [mm]	W	C	F	S	AE 減水剤	PVA 繊維
2	12	261	580	580	580	20	39
3	12	261	580	580	580	20	26

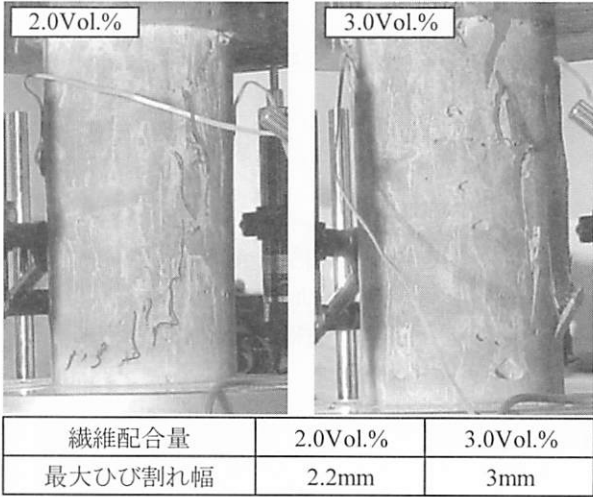


図-2 シリンダー試験結果 (25%低下時)

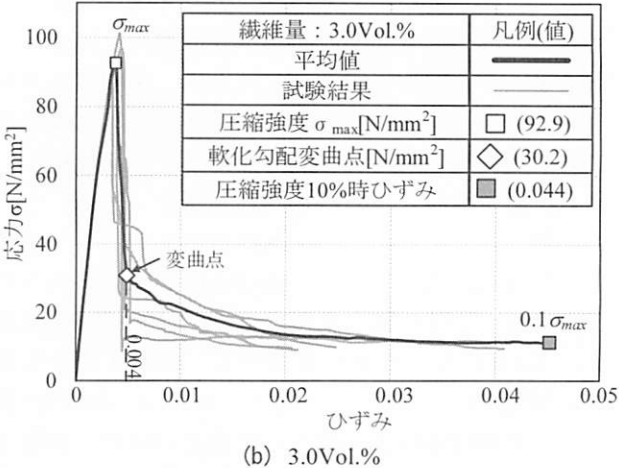
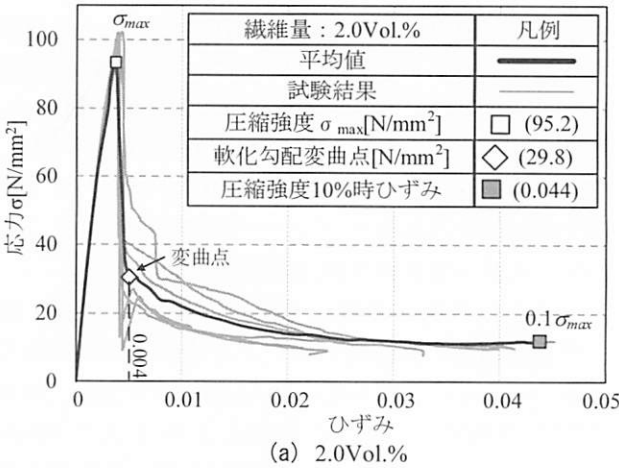


図-3 シリンダー損傷状況 (25%低下時)

た時の損傷状況を示す。同図より確認された最大ひび割れ幅は2.0Vol.%で2.2mm, 3.0Vol.%で3.0mm程度であり, 損傷形態は両供試体ともに, 供試体上部から下部まで目視で確認できる大きな幅の連続的なひび割れが斜めに横断する形で発生していることが分かる。両供試体ともに, 終局状態まで損傷形態は変化しなかった。

図-3に各種シリンダー試験から得られた応力ひずみ履歴を示す。同図 (a) (b) より, それぞれの平均値を比較すると, 配合の違いによる圧縮強度は繊維配合量 2.0Vol.% では 95.2N/mm^2 , 3.0Vol.% では 92.9N/mm^2 であり大きな違いは見られない。ポストピーク以降の応力軟化挙動に着目しても, 応力軟化勾配が変化する変曲点はそれぞれ0.004で, 2.0Vol.% では 29.8N/mm^2 , 3.0Vol.% では 30.2N/mm^2 あり, その後滑らかに応力が低下し, 圧縮応力の10%に達した時点のひずみは0.044で, 応力ひずみ関係は同程度であった。この原因をシリンダーに発生した気泡状態に着目して考察する。

図-4に高靱性セメントの気泡率測定結果を示す。気泡率の測定方法はまず, 圧縮試験と同形状 ($\phi 100\times 200\text{mm}$) のシリンダー供試体を, 2.0Vol.%と3.0Vol.%の各配合1体ずつで, 高さ方向に3等分に切断した。次に, 同図に示すようなシリンダー供試体の切断面を各配合で4面ずつデジタルカメラを用いて撮影した。気泡率は施工性に着目するために直径1mm以上の気泡の面積を計測し, 各断面の平均値を使用した。算出した結果, 平均気泡率はそれぞれ2.9%であり差は確認されなかったが, 気泡の最大径を比較すると3.0Vol.%で27mm, 2.0Vol.%で18mmであり, 繊維量が多いほど径が大きくなる傾向が見られた。気泡表面は繊維が集合して気泡面を形成していたため気泡の大きさは繊維の混入量が影響していると考えられる。

したがって, シリンダー試験の損傷状況, 応力ひずみ関係に差が生じなかった要因は, 繊維量を3.0Vol.%としても径の大きな気泡が生じ, 繊維量2.0Vol.%の供試体よりも不均質な断面となりやすいため, 繊維配合量の違いによる応力架橋効果に差が生じなかったことであると考えられる。

以上より, 高靱性セメントの応力ひずみ特性は繊維配合量2.0Vol.%と3.0Vol.%で同一の圧縮靱性を有するものとし, 図-3のシリンダー試験結果の平均値を直線で近似することで図-5 (a) のように定義した。同図 (a) に示すように, 圧縮応力は $a:92.5\text{N/mm}^2$ あり, 応力軟化勾配が変化している点 (変曲点) のひずみは $b:0.0058$, となった。コアコンクリートの応

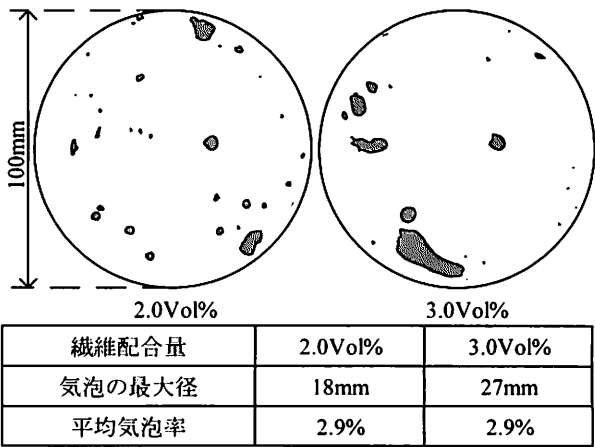
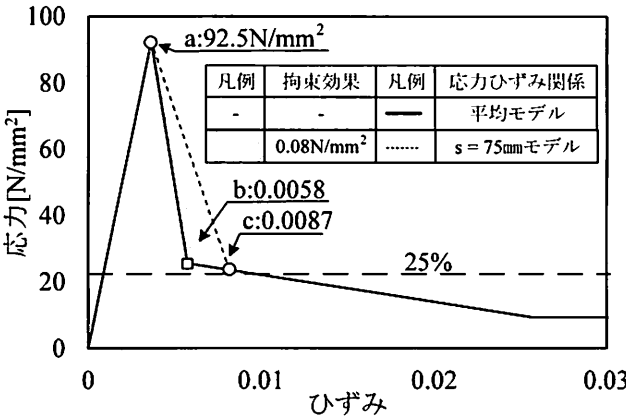
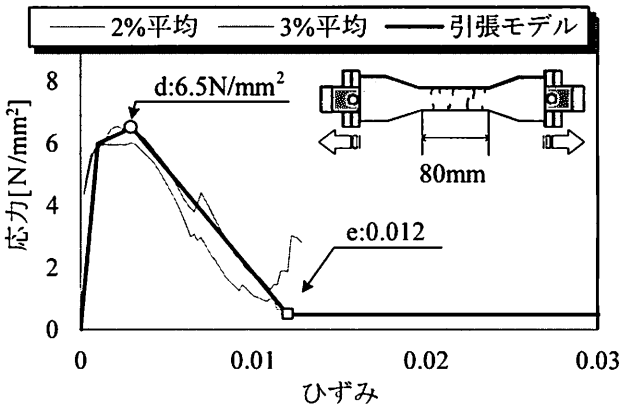


図-4 気泡発生状況



(a) 拘束効果を考慮した高靱性セメント材料



(b) 高靱性セメント引張モデル

図-5 試算に用いた応力ひずみ関係

力ひずみ関係は同図 (a) に点線で示しており, 帯鉄筋による拘束効果分が普通コンクリートにおけるManderら³⁾の提案式から算出できる拘束の有無による応力差が高靱性セメントでも同様に増加し, 変曲点のひずみが $c:0.0087$ に増加すると考えた。

また, 高靱性セメントの引張特性を把握するために繊維量 2.0Vol.%, 3.0Vol.%の配合においてダンベル引張試験を実施した。

図-5 (b) にダンベル引張試験より計測された引

張応力ひずみ関係を示す。両供試体の引張靱性も圧縮靱性と同様に繊維配合量による差は生じなかったため、繊維配合量 2.0Vol.% と 3.0Vol.% で同一の引張靱性を有するものとし、両配合による試験結果の平均値を直線により近似した。同図 (b) に示すように、最大引張応力は $d:6.5\text{N/mm}^2$ で、応力が $e:0.012$ のひずみまで減少すると考えた。

(2) 試算結果

図-5 (a) (b) の材料試験により計測した高靱性セメントの応力ひずみ特性を用い、高靱性セメントの引張靱性が実験と同形状の柱供試体に及ぼす影響を把握することを目的に道路橋示方書⁴⁾に準拠して柱供試体の耐力及び変形性能の試算を行った。柱供試体形状の詳細は次章で説明する。降伏の定義は、最外縁の軸方向鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの状態とした。終局の定義は、最外縁の軸方向鉄筋位置の圧縮ひずみがコンクリートの終局圧縮ひずみに達するときの状態とした。なお、道路橋示方書ではコンクリートの圧縮応力の 80% に達した時を終局圧縮ひずみと定義しているが、ここでは高靱性セメント材料の圧縮応力の 25% に達した時を終局圧縮ひずみと定義した。これは、著者らによって行われた既往の研究⁵⁾より、圧縮応力の 25% 相当まで断面力を受け持つと想定した際の実験結果と試算結果の整合がとれたためである。図-6 に柱供試体の引張側における高靱性セメントの断面力の有無による試算結果を示す。同図中に実線で示す高靱性セメントの引張側における断面力を考慮しない試算の履歴の降伏荷重は 217kN、降伏変位は 8.0mm となり、最大荷重は 298kN、終局変位は 88mm となった。一方、同図点線で示す、材料試験を基に引張側における断面力の負担を考慮した試算の履歴の降伏荷重は 325kN、降伏変位は 8.7mm となり、最大荷重は 359kN、終局変位は 73mm となった。後述する柱供試体の実験結果の最大荷重は 316kN が上限であったことを考慮すると、引張側における断面力の負担を考慮した試算の荷重は過剰評価であることが推察される。

ここで、図-7 に示すように試算の水平荷重に大きな差が生じた水平変位 13mm 時の柱基部の応力状態を比較すると、同図 (a) の高靱性セメント材料の引張側断面力を考慮した試算では、圧縮縁のひずみが -0.0030、引張縁で 0.0085 である。高靱性セメントが負担する圧縮鉛直荷重は 1593kN、引張鉛直荷重は 574kN であった。同図 (b) に示すように引張側の高靱性セメントの引張側断面力を考慮しない試算では、

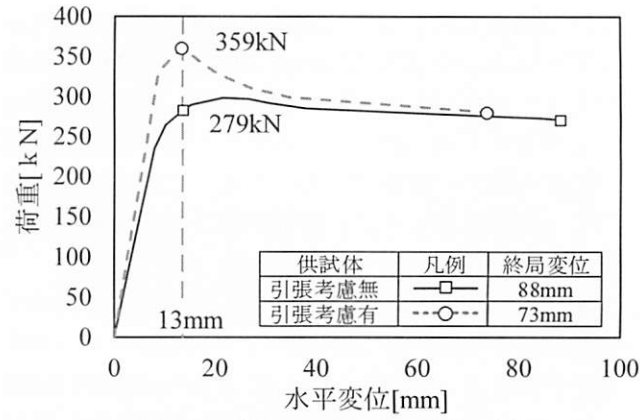


図-6 試算における荷重変位関係

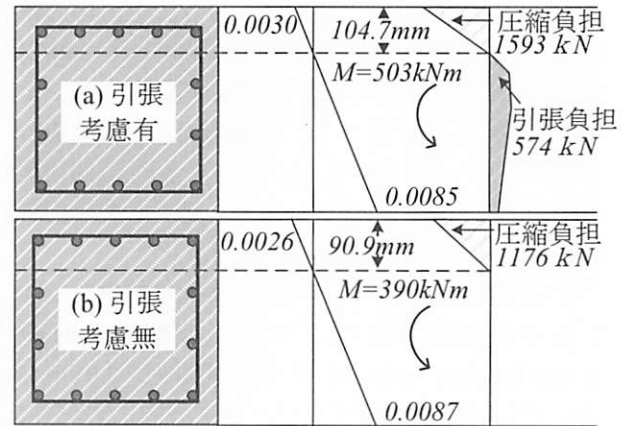


図-7 最大荷重時の応力分布の比較 (20mm)

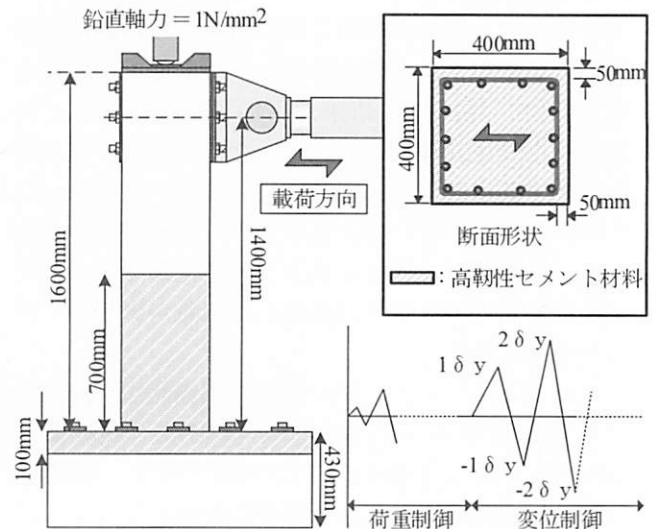


図-8 供試体形状・荷重方法

圧縮縁のひずみが -0.0026、引張縁のひずみが 0.0087 と、高靱性セメントの引張側断面力を考慮した試算と比較して圧縮ひずみの進展が小さく、引張ひずみの進展がやや大きくなり、高靱性セメントが負担する圧縮鉛直荷重が 1176kN で、同図 (a) の圧縮鉛直荷重より小さいことが分かる。この時、断面のひずみ状態は各試算で同程度であるにもかかわらず、高靱性セメントによる基部モーメントを比較すると (a)

が 503kNm, (b) が 390kNm であり, 引張側の高靱性セメントによる抵抗が曲げモーメントに大きく影響していることが分かる。

したがって, 高靱性セメントの引張側断面力の有無が最大荷重に大きく影響しており, 柱実験では高靱性セメント材料の引張抵抗が小さかったと考えられる。これは, ダンベル引張試験から得られた引張応力ひずみ関係の場合, ひび割れが計測区間内で分散して生じていたのに対し, 柱供試体では引張側で比較的少ない本数のひび割れが局所的に開口する傾向にあったことが要因だと考えられる。

3. 実験概要

表-2に供試体緒元, 図-8に供試体の基本断面形状および載荷方法の説明を示す。同図に示すように供試体形状は高さ1600mm, 断面形状は, 400mm×400mmの正方形断面で, 水平荷重載荷点高さHを1400mmとした。各供試体は基部高さ0mmから700mmまでの全断面を高靱性セメントで打設しており, No.2-9には水セメント比45%, 繊維混入率2.0Vol%の高靱性セメントを, No.2-7には水セメント比45%, 繊維混入率3.0Vol%の高靱性セメントを使用している。No.2-10は繊維混入率3.0Vol%の高靱性セメントの施工性向上を目的に水セメント比を45%から50%に増加させた。

各供試体の軸方向鉄筋には共通でSD490を使用し, 帯鉄筋間隔75mmとした。鉄筋径は軸方向鉄筋にはD19帯鉄筋にはD10を使用した。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/mm²相当を載荷した一定軸力下での正負交番水平載荷とした。試算で求めた降伏荷重を実験での降伏荷重とし, その時点での変位を δ_y と定義した。試算は2章と同様に行った。降伏荷重までは荷重制御で載荷し, 降伏以後は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。終局は降伏荷重を下回った点と定義し, 降伏荷重より低下したループで載荷を終了した。

4. 実験結果

(1) 荷重変位関係の比較

a) No. 2-7 供試体

図-9にNo.2-7の荷重変位履歴曲線を示す。No.2-7は水平変位13mmで降伏荷重に達し, $5\delta_y$ (65mm)において最大荷重(286kN)に達し, $8\delta_y$ 以降は柱基部のはらみ出しが進展することにより, かぶりコンクリートの圧壊が発生するとともに荷重が低下した。

表-2 供試体緒元

供試体番号		No.2-7	No.2-9	No.2-10
断面[mm]		400×400		
かぶり厚[mm]		50		
せん断スパン[mm]		1400		
せん断スパン比		4		
高靱性セメント	繊維配合[Vol.%]	3.0	2.0	3.0
	水セメント比	45	45	50
普通コンクリート	圧縮強度[N/mm ²]	43.2	43.2	58.3
	種類	SD490	SD490	SD490
軸方向鉄筋	降伏強度[N/mm ²]	567	567	567
	径	D19		
	引張鉄筋比[%]	1.43		
帯鉄筋	種類	SD345		
	降伏強度[N/mm ²]	408	408	408
	径	D10		
	間隔[mm]	75	75	75

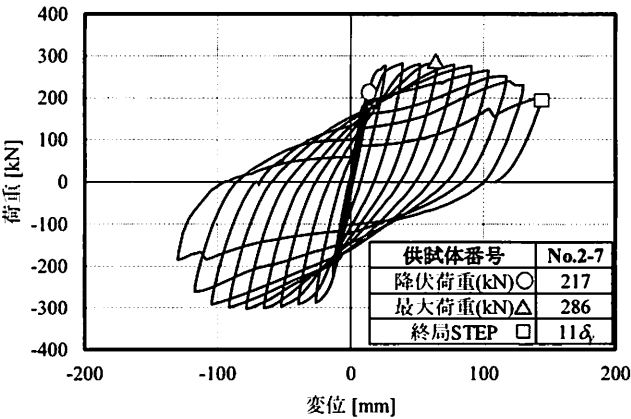


図-9 No.2-7 荷重変位履歴曲線

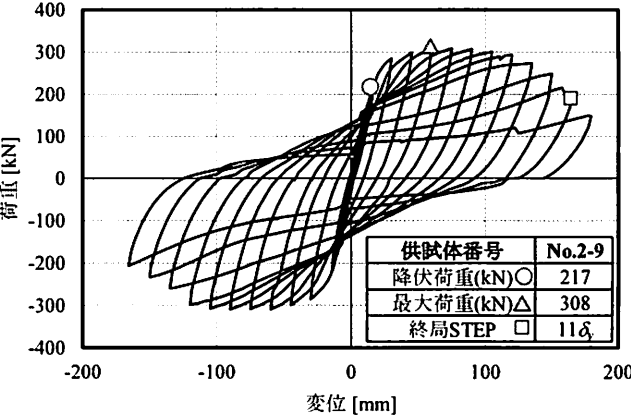


図-10 No.2-9 荷重変位履歴曲線

$11\delta_y$ へ向かう載荷途中で大きな衝撃音の発生により引張側軸方向鉄筋が破断したと考えられ, 降伏荷重を下回った $11\delta_y$ (142mm) で載荷を終了した。

b) No. 2-9供試体

図-10にNo. 2-9の荷重変位履歴曲線を示す。No.2-9は水平変位15mmで降伏荷重に達し, $5\delta_y$ (75mm)において最大荷重(308kN)に達し, $6\delta_y$ よりフーチングの圧縮側の損傷が進展し荷重が徐々に

低下し始め、 $9\delta_y$ 以降は柱基部のはらみ出しが進展することにより、かぶりコンクリートの圧壊が発生するとともに荷重が大きく低下した。降伏荷重を下回った $11\delta_y$ (165mm) で載荷を終了した。

c) No. 2-10 供試体

図-11にNo.2-10の荷重変位履歴曲線を示す。No.2-10は水平変位15mmにおいて降伏荷重に達し、 $5\delta_y$ (75mm) で最大荷重 (316kN) に達し、 $9\delta_y$ へ向かう載荷途中で大きな衝撃音の発生により引張側軸方向鉄筋が破断したと考えられ、更にかぶりコンクリートの圧壊が発生するとともに荷重が大きく低下した。正載荷側は $10\delta_y$ (150mm) において降伏荷重を下回ったが、負載荷側は終局条件に達しておらず、降伏荷重を下回った $-11\delta_y$ (-165mm) で載荷を終了した。

図-12にNo.2-7、2-9、2-10の荷重変位包絡線の比較を示す。ここでNo.2-7供試体は鉄筋の研出し時に正載荷時圧縮側のかぶり厚が5mm程度設計値から薄く施工されていたことを確認しており、圧縮負担面積が小さくなり中立軸が変化するため、荷重が設計時よりも低下したことに加え、かぶりが薄いことで軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗が小さくなり、はらみ出しの発生が早まったことが確認されているため、健全な状態であった負載荷時の荷重変位関係を示している。同図より、各供試体の最大荷重308kN、終局変位が最大158mmと、高強度鉄筋を用いても高靱性セメントを併用することで高い変形性能を発現したことが分かる。各供試体で圧縮側のはらみ出す直前の変位近傍の荷重はNo.2-7では292kN、No.2-9では300kN、No.2-10では310kNであり、座屈までの挙動は全供試体でほぼ等しいことが分かる。また、No.2-7はかぶり厚の不均一により終局変位が最も小さいが、図-13に示すように、軸方向鉄筋の座屈発生から終局時までの各載荷ステップで荷重変位包絡線における $1\delta_y$ 毎の荷重低下量を変位進展量で割った勾配は、殆ど違いが見られない。したがって、繊維配合量を3.0Vol%に増加させても終局変位は向上しなかった。

(2) 履歴吸収エネルギーの比較

図-14に各供試体の載荷終了までのエネルギー吸収量を示す。No.2-7に着目すると、荷重が低下し始める $8\delta_y$ の変位 (104mm) までは、他と比較して大きな履歴吸収エネルギーが算出された。ただし、No.2-7の降伏変位 δ_y は他の供試体と比較してやや小さく、塑性率 (δ_u/δ_y) は全供試体で11であり、累積履歴吸収エネルギー量を算出すると、図中の表に示すように、314kNmと最も小さい結果となった。No.2-9、

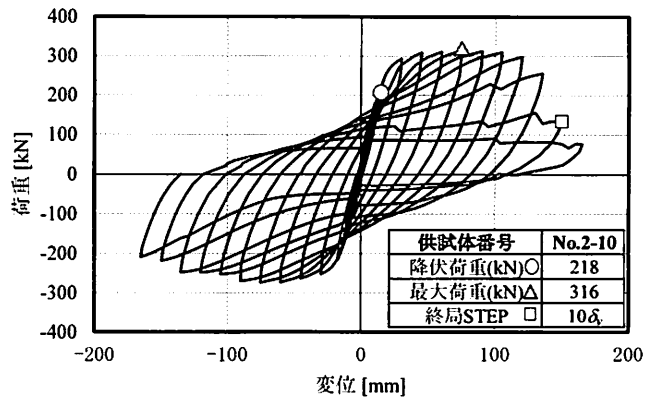


図-11 No.2-10 荷重変位履歴曲線

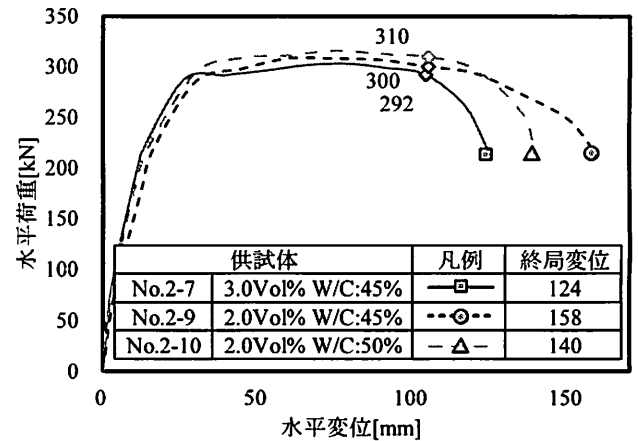


図-12 荷重変位包絡線

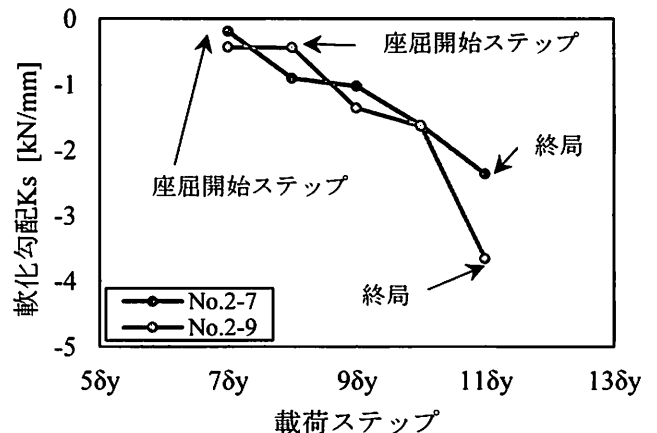


図-13 座屈後の荷重低下勾配 (No.2-7, 2-9)

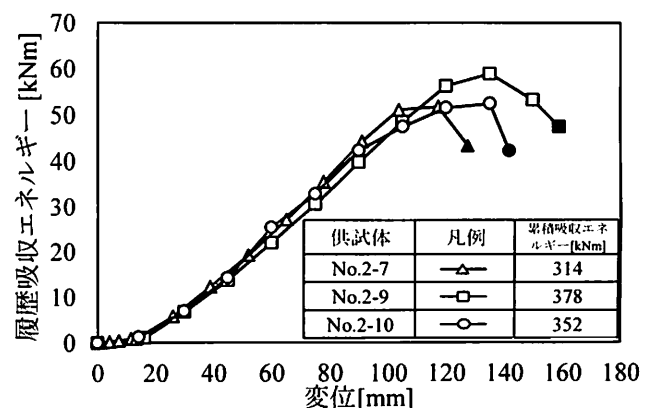


図-14 履歴吸収エネルギー

No.2-10の累積履歴吸収エネルギー量はそれぞれ 378kNm, 352kNmであり, No.2-10の $6\delta_y$ (90mm) まではNo.2-9よりも大きな履歴吸収エネルギーを示しているが, 負荷荷側でははみ出しが進展し, 更に $8\delta_y$ (120mm) 以降で鉄筋破断が生じたことによって荷重低下域の履歴吸収エネルギーがNo.2-9よりも小さくなり, No.2-9の累積履歴吸収エネルギー量が最も大きい結果となった. したがって, 繊維配合量を 3.0Vol%に増加させても履歴吸収エネルギー性能は向上しなかった.

(3) 損傷状況の比較

図-15 に全供試体でははみ出しが発生した水平変位 130mm 時の柱基部周辺の損傷状況を示す. 高靱性セメントを使用した柱下部のひび割れに着目すると, まず, 南面では全供試体において柱基部のはみ出しが発生することでかぶりコンクリートが剥離している. 西面では全供試体において柱基部から高さ約 200mm の範囲に大きな曲げひび割れが発生し, 圧縮側で少なくとも幅 3mm 以上のひび割れが生じていた. このひび割れ性状は図-2 に示したシリンダー試験の応力が圧縮応力の 25%まで低下した時のひび割れ性状と類似している. したがって, この時, 各供試体は同様にかぶり部の高靱性セメントは応力がおよそ 25%以下まで低下していたと考えられる.

(4) 高靱性セメント材料の密実性の確認

高靱性セメントの繊維混入率を 2.0Vol%から 3.0Vol%に増加させた柱供試体でも, 材料試験結果と同様に变形性能, 荷重低下時の損傷形態に大きな差が生じなかった要因を柱下部の高靱性セメントの密実性に着目して考察する. ここでは繊維配合量 2.0Vol.%の高靱性セメントを用いた No.2-9 と, 3.0Vol.%の高靱性セメントを用いた No.2-7 を対象に柱下部のかぶり部の高靱性セメント部を切り出し, 気泡状態の比較を行った.

図-16 に高靱性セメントの切断範囲と, 気泡状態の確認方法を示す. 切り取りの範囲は損傷の少ない側面 (西面) と, はみ出しが発生し損傷が大きい載荷面 (南面) より基部から高さ 400mm, 断面幅 20mm×25mm の状態で切り出しを行った. 切り取った角柱から任意に西面より 2 本, 南面より 1 本選出しそれぞれ 10mm 間隔で切断し高さ方向の気泡状態を確認した. 気泡状態の確認方法は, まず, 角柱の切断後, 切断面を研磨しデジタルカメラで撮影を行い, 画像より断面内の気泡は直径 1mm 以上の気泡を対象として気泡面積を計測し, 断面積で除すこと

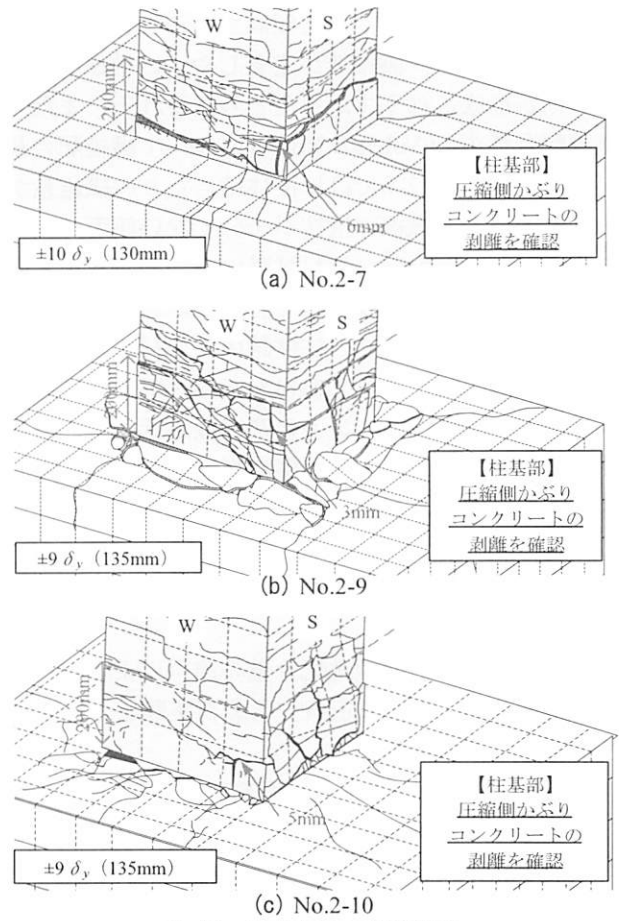


図-15 柱基部周辺損傷状況

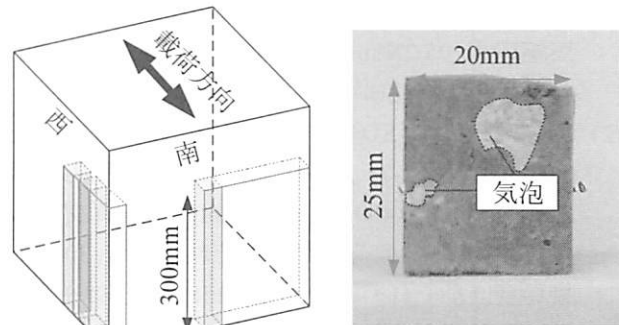


図-16 供試体気泡測定方法

によって気泡率を計算した.

気泡状態の測定結果として, 図-17 に No.2-7, 2-9 の気泡率, 図-18 に最大気泡面積の高さ方向の分布を示し, それぞれに帯鉄筋の配筋高さを併せて示す. 気泡率はそれぞれの同じ高さにおける平均値を示し, 最大気泡面積はそれぞれの同じ高さにおける気泡面積の最大値を示し, 更に各供試体の測定結果の平均値を示した. No.2-7 の気泡率の平均値は 2.2%, No.2-9 の平均値は 1.6%であり, No.2-7 の方がやや大きい傾向にあった. 次に最大気泡面積を比較すると No.2-7 の平均値は 12mm² に対して No.2-9 の平均値は 6mm² であり, 3.0Vol%と 2.0Vol%で 2 倍の差が生じた. また, 同図より, 両供試体とも帯鉄筋周辺で気泡率と

最大気泡面積が大きくなる傾向があることが確認できる。以上より、繊維塊が定着しやすい帯鉄筋位置で気泡が形成されやすかったと考えられる。また、繊維配合量が2.0Vol.%のNo.2-9に比べて繊維配合量が3.0Vol.%のNo.2-7では単位体積当たりの繊維量が多くセメントと繊維の攪拌が十分でない箇所が生じやすかったことから、材料試験の気泡発生状況と同様に大きな気泡が形成されて密実性が低下したと考えられる。したがって、柱供試体でも材料試験結果と同様に繊維配合量を2.0Vol.%から3.0Vol.%に増加させても、高靱性セメントの密実性が低下し、高靱性セメントの応力ひずみ関係に影響を与えた結果、変形性能が向上しなかったと考えられる。

5. まとめ

高靱性セメントの繊維配合量の違いによる材料試験結果と、RC 橋脚の正負交番載荷実験より得られた知見を以下に示す。

- (1) 繊維配合量 2.0.Vol.%の高靱性セメントより更なる靱性性能の向上を目指し実施した3.0.Vol.%のシリンダー試験 ($\phi 100 \times 200\text{mm}$) では、繊維量を増加させると気泡率が高くなる傾向にあり、応力ひずみ関係は圧縮応力が 92.9N/mm^2 、終局時のひずみが 0.0069 となり、圧縮応力 95.2N/mm^2 、終局時のひずみが 0.007 の2.0.Vol.%と差が生じなかった。
- (2) 軸方向鉄筋に SD490 を使用し、繊維配合量を3.0Vol.% (No.2-7)、2.0Vol.% (No.2-9) とした供試体 ($400\text{mm} \times 400\text{mm} \times 1600\text{mm}$) の正負交番載荷実験では、最大荷重がそれぞれ 286kN, 308kN、終局変位がそれぞれ 136mm, 158mm となり、高靱性セメントと SD345 を使用した No.2-4 (最大荷重 217kN、終局変位 122mm) より変形性能が向上した。したがって、破断ひずみが小さい高強度鉄筋を用いた供試体でも高靱性セメントと併用することで高い変形性能を有する。
- (3) 繊維配合量の増加が柱の変形性能に与える効果を検証することを目的とした繊維配合量2.0.Vol.%のNo.2-9と3.0Vol.%のNo.2-7の正負交番載荷実験では、No.2-7は材料試験結果と同様、繊維配合量を増加させることで密実性が低下し、高靱性セメントの応力ひずみ関係に影響を与えたため、No.2-9と荷重低下勾配がほぼ同様であった。以上より、本研究で使用した配合では、繊維配合量3.0.Vol.%の場合、密実性の低下により高靱性セメントの応力ひずみ関係に影響

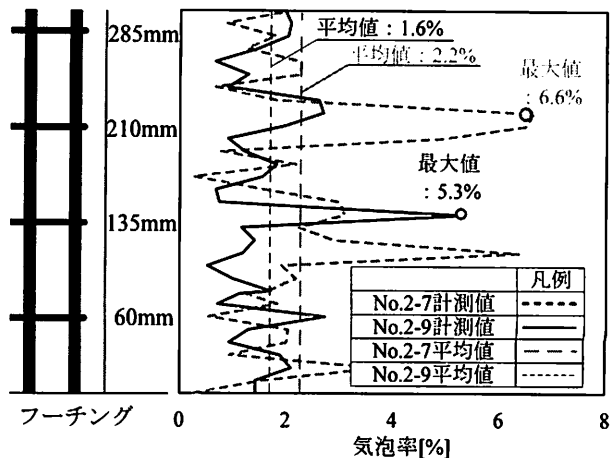


図-17 気泡率

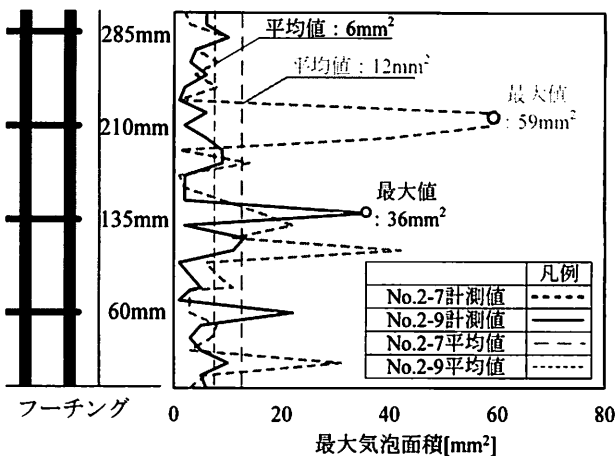


図-18 最大気泡面積

響を与えるため、変形性能は向上しなかった。

参考文献

- 1) 佐藤崇, 幸左賢二, 篠崎正治, 小川敦久: 高強度鉄筋と高靱性セメント材料を使用した RC 橋脚の変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.769-807, 2014.3
- 2) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug.1988.
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.165-166, 2012.3
- 4) 清水英樹, 幸左賢二, 小川敦久, 合田寛基: 柱外周面だけに高靱性セメントを使用した耐震補強効果の検証, 構造工学論文集, vol.57A, pp.405-417, 2011.3