

高靱性セメントの使用割合による補強効果評価

篠崎 正治¹・幸左 賢二²・佐藤 崇³・溝上 瑛亮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 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）

⁴非会員 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）

1. はじめに

高靱性セメント材料は、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから、圧縮・引張ともに非常に大きな靱性を期待できる材料である。この高靱性セメント材料を用いることで、橋脚柱の塑性ヒンジ部における変形性能の向上が期待できると考えられる。

著者らが過年度実施した高靱性セメント材料を柱基部から載荷点までの半分の高さの全断面に打設した柱供試体の実験結果¹⁾では、無補強のRC柱と比較すると、最大荷重は5%増加し、終局変位は60%増加する良好な結果が得られた。一方、過年度までの研究における改善点が複数認められている。

1) 高靱性セメント材料の使用範囲

高靱性セメント材料は高い靱性が期待できる反面、単価が普通コンクリートに比べ割高であることから、より効率的な高靱性セメント材料の使用方法が求められる。

2) 試算結果の再現性向上

高靱性セメント材料の応力ひずみ関係は普通コンクリートと異なることから、道路橋示方書に準拠した試算方法では実験結果との差異が大きい。

本研究では上記の1と2に着目する。まず全断面

に高靱性セメント材料を使用した供試体を作成し、次に、より効率的な高靱性セメント材料の使用方法を提案することを目的に、柱外周面のみに高靱性セメント材料を使用した供試体を作製した。繊維は親水性の高いビニロン繊維を使用した。以上、2つの供試体について正負交番載荷実験結果を比較し、断面を変更させたことによる変形性能への影響を確認した。また、高靱性セメント材料の特性を試算に反映させるために、材料試験より得られた応力ひずみ関係図を試算に適応させる方法を検討した。

2. 実験概要

(1) 供試体形状

表-1に供試体諸元、図-1に供試体の基本断面および形状を示す。全断面を高靱性セメント材料で打設している供試体（以後No. 2-4）、柱外周面のみに高靱性セメント材料を使用した供試体（以後No. 4-4）の鉄筋にはD19、帯鉄筋にはD10を使用しており、主鉄筋比および帯鉄筋比については、柱全体を普通RCで打設した場合の破壊形態が曲げ破壊を呈するように、それぞれ1.43%、0.63%に設定した。供試体形状は高さ1600mm、断面形状は、400mm×400mmの正方形断

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.2-4	No.4-4	供試体番号		No.2-4	No.4-4
断面[mm]		400×400		主鉄筋	降伏強度[N/mm ²]	420	413
せん断スパン[mm]		1400		(SD345)	径	D19	
せん断スパン比		4			引張鉄筋比[%]	1.43	
コンクリート 強度[N/mm ²]	高靱性セメント	60.8	69.2	帯鉄筋	降伏強度[N/mm ²]	408	329
	普通コンクリート	-	19.2	(SD345)	径	D10	
軸圧縮応力[N/mm ²]		1		(SD290)	間隔[mm]	100	150

面で、水平荷重載荷点高さHを1400mmとした。

また、図-2に高靱性セメント材料の補強範囲を示す。柱基部より700mmを高靱性セメント材料で打設し、それ以上の高さの範囲は普通コンクリートで打設している。高靱性セメント材料の範囲は基部が終局曲げモーメントに達した際に普通コンクリート部が降伏曲げモーメント以下になる高さとした。

1) No. 2-4供試体概要

No. 2-4供試体は柱基部より700mmまでの全断面を高靱性セメント材料で打設した供試体である。過年度の実験で発生した柱とフーチングの付着切れを改善するために、フーチング上部100mmを高靱性セメント材料を使用することとし、柱とフーチングの付着切れの抑制するために、柱下部とフーチングを同時打設することで打ち継ぎ目を無くした。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、フーチングの鉄筋と十分に付着が取れるように100mmとした。

2) No. 4-4供試体概要

No. 4-4では高靱性セメント材料の使用量を抑えるために柱外縁のみに使用した。高靱性セメント材料の範囲は、高靱性セメント材料の特徴の内、繊維の架橋効果によるコアコンクリートの拘束効果と高い圧縮靱性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)の範囲とした。また、No. 2-4同様に実験供試体のフーチング上部100mmを高靱性セメント材料とし、柱下部と同時に打設した。

(2) 繊維長と繊維量

過去の研究¹⁾から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と報告されている。したがって、ビニロン繊維の繊維長や添加量をパラメータとし、過年度までに使用した高靱性セメント材料よりも更に靱性性能の高い配合を選定した。図-3に繊維の形状と添加量をパラメータとした圧縮試験の結果を示す。圧縮試験本数はφ100mm×200mmのテストピース10体とし、試験結果の平均値を示している。配合1は繊維長8mmの繊維を2.0Vol%で混入させた過年度の実験で使用したものである。配合2では、繊維混入率を同一とし、繊維長を8mmから12mmに変更した。配合3では、繊維長を8mmから12mmに変更し、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、繊維の添加量を3.0Vol%とした。図-3より、最大圧縮応力の25%相当まで断面力を受け持つと想定し、その時のひずみを終局圧縮ひずみとした。圧縮強度は、

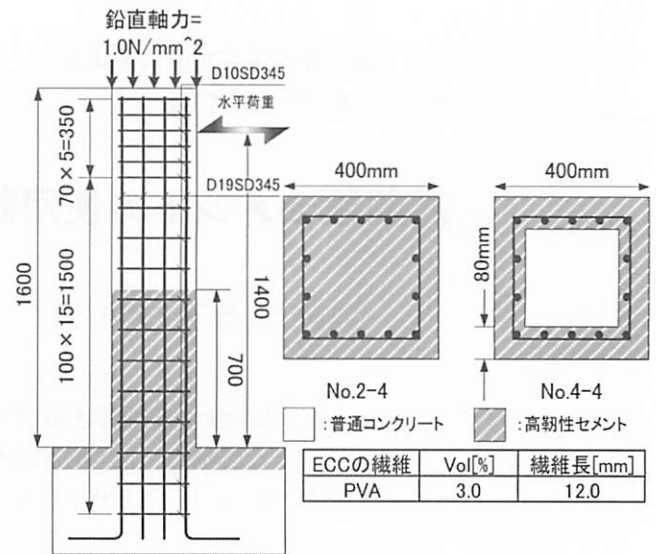


図-1 供試体の基本断面および形状

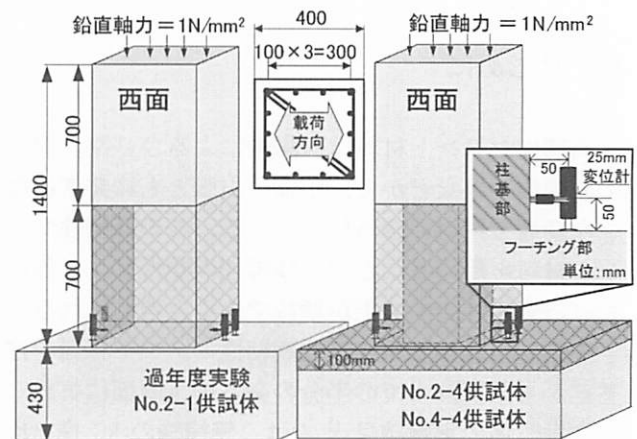


図-2 No. 2-4・No. 4-4 補強範囲

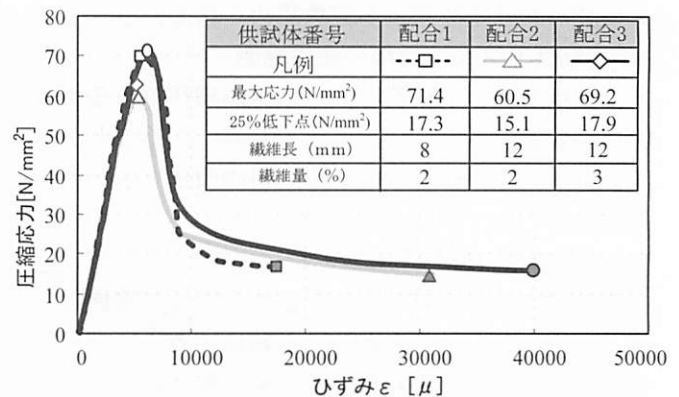


図-3 圧縮試験結果(繊維配合比較)

配合1で71.4N/mm²、配合2で62.7N/mm²、配合3では69.2N/mm²となり、各配合の圧縮強度の違いは±5N/mm²程度であり小さな変動であった。しかし、終局圧縮ひずみを各配合で比較すると配合1が18000μ程度であったのに対し、配合2では30000μ、配合3では40000μを超える結果となった。これらの圧縮試

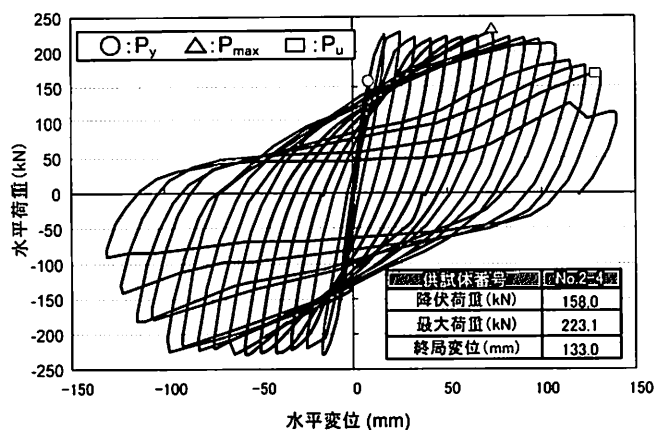


図-4 P-δ履歴曲線 (No. 2-4 供試体)

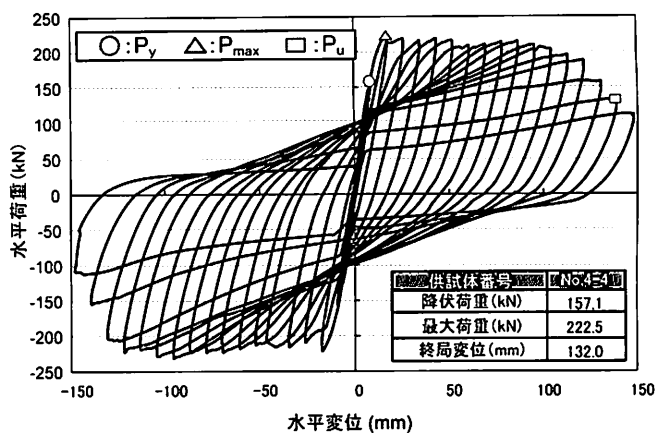


図-5 P-δ履歴曲線 (No. 4-4 供試体)

験結果から、配合2のように繊維長を伸ばすことで靱性の向上が確認でき、さらに配合3のように混入率を増やすことによって、さらなる靱性の向上が確認された。以上より、本研究ではNo. 2-4, No. 4-4の材料に配合3を使用した。

3. 実験結果の評価

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 相当を載荷した一定軸力下で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、その時点での変位を δ_y と定義した。降伏以後は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。また、終局の定義は降伏荷重を下回った点とした。図-4、図-5に繰り返し載荷実験により得られた各供試体のP-δ履歴曲線を示す。

No. 2-4 の降伏点における水平荷重は 158kN 、水平変位は 8.2mm である。 $9\delta_y$ (73.8mm) の時に最大荷重 (223kN) を発現し、その後 $13\delta_y$ (106.6mm) まで荷重を保持したまま変位が進展した。 $14\delta_y$ 以降は柱基部のはらみ出しが進展することにより、かぶり部の圧壊が発生するとともに荷重が低下し、 $15\delta_y$ (133.0mm) で P_y を下回った。

No. 4-4 の降伏点における水平荷重は 157kN 、水平変位は 8.6mm である。 $2\delta_y$ (17.6mm) の時に最大荷重 (222kN) を発現し、その後、 $12\delta_y$ (106.6mm) まで荷重を保持したまま変位が進展した。 $13\delta_y$ 以降は、No. 2-4 供試体同様かぶり部の圧壊の発生とともに荷重が低下し、 $15\delta_y$ (132.0mm) で P_y を下回った。

図-6にP-δ包絡線による各供試体の比較を示す。終局変位については、No. 2-4, No. 4-4 でそれぞれ 139.4mm , 148.2mm 。最大荷重はそれぞれ 223.1kN , 222.5kN とあまり差異は見られなかった。図-7にNo. 2-4, No. 4-4 供試体の履歴吸収エネルギーの比較結果を示す。No. 2-4 では $388.9\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度、No. 4-4 で

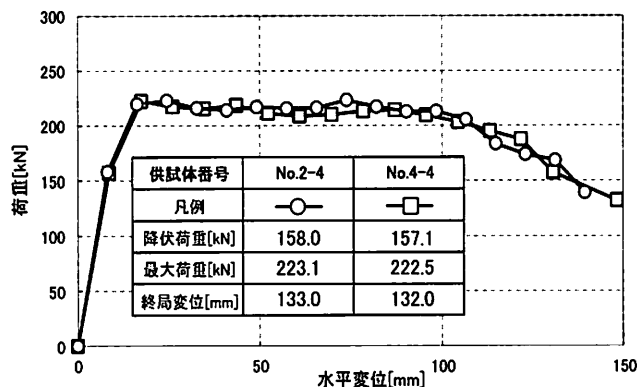


図-6 P-δ包絡線

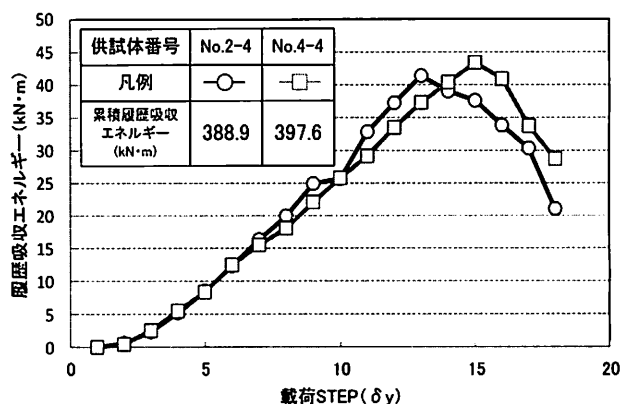


図-7 履歴吸収エネルギー

とし、繊維長を 8mm から 12mm に変更した。配合3では、繊維は $397.8\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、No. 4-4 の方がわずかに高いエネルギー吸収量を示す結果となった。

これらより、高靱性セメント材料の使用範囲の削減による変形性能の低下はほとんど認められない結果となった。

ここで荷重変位関係に着目すると、図-6より $5\delta_y$ までの変形挙動がほぼ同じである。高靱性セメント材料は圧縮、引張共に応力発揮する特性を持つので、高靱性セメント材料の使用面積が全断面に対して6割ほどしかないNo. 4-4 供試体が、No. 2-4 と同等の変形挙動を示すことに疑問が残される。

そこで、柱基部の高靱性セメント材料の応力ひず

み関係に着目し、試算を用いて荷重変位関係の考察を行う。

4. No. 2-4 に対する考察

通常、試算ではコンクリートの引張靱性を考慮しないが、高靱性セメント材料は引張靱性が期待できる材料であるため、試算への引張靱性の適応について No. 2-4 を対象に検討を行った。

(1) 試算概要

道路橋示方書に準拠する試算方法においてコンクリートの有効面積には引張領域は含まれない。しかし、高靱性セメント材料は高い引張靱性が期待できる材料であるので、引張領域で高靱性セメント材料の引張靱性を反映させた試算を検討した。具体的な方法としては、高靱性セメント材料の引張応力-ひずみモデルを作成し、引張側の高靱性セメント材料も応力を負担するように試算を行った。

(2) 高靱性セメント材料の応力-ひずみモデル

今回使用した配合 3 の高靱性セメント材料の応力-ひずみ関係を得るため、材料試験を行い高靱性セメント材料の応力-ひずみモデルを作成した。

1) 圧縮応力-ひずみモデル

2 章でも述べたように 10 体のテストピースを作成し、圧縮試験を行い高靱性セメント材料の圧縮応力-ひずみ関係を得た。なお圧縮応力、応力下降勾配は各データのバラつきが小さかったことから、平均値を用いて直線でモデル化を行った。また、終局圧縮ひずみ後は、圧縮破壊後も最大応力の 1 割の応力が残存すると仮定した。

2) 引張応力-ひずみモデル

図-8 (A) に高靱性セメント材料のダンベル引張試験の概略図を示す。引張試験は JIS の規格に従い、ダンベル供試体は 30mm×13mm の断面で有効測定範囲を 80mm とした。10 体のダンベル供試体の引張試験を行い、高靱性セメント材料の引張応力-ひずみ関係を得た。

図-8 (B) にダンベル供試体の载荷終了時のひび割れ損傷図を示す。図-8 (B) に示すように平均的な損傷のダンベル引張供試体のひび割れ本数は 10 本であった。ここで、詳細は後述するが No. 2-4 の塑性ヒンジ領域に着目すると、 $\pm 5\delta y$ において南面の塑性ヒンジ領域で発生したひび割れ本数は高さ方向に平均 3 本であった。正負交番载荷実験での柱供試体は、ダンベル引張試験結果と比較して、ひび割れが最も

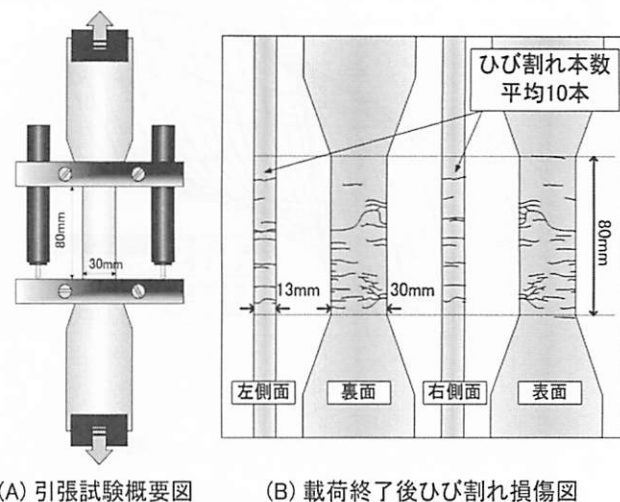


図-8 引張ダンベル引張試験

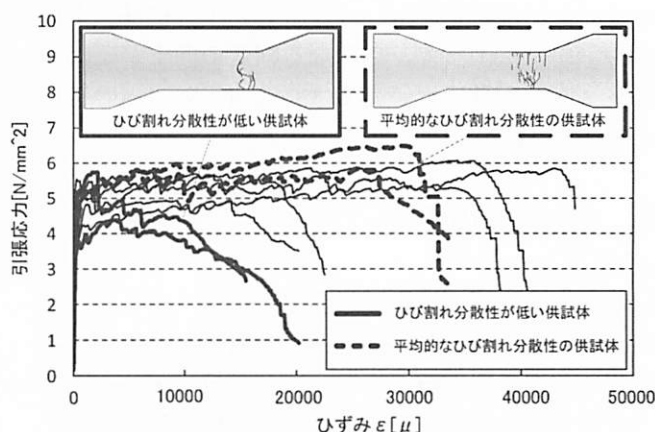


図-9 ダンベル引張試験結果

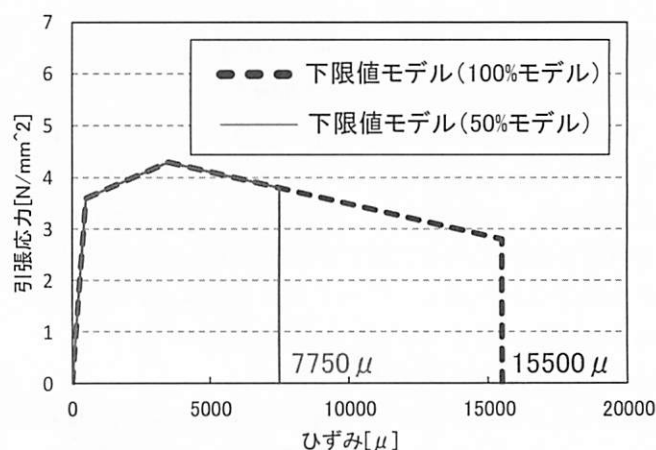


図-10 高靱性セメント材料引張応力ひずみモデル

進展しやすい塑性ヒンジ領域において分散性があまり良くない結果となった。

次に、ダンベル引張試験の損傷状態を確認した。図-9 に高靱性セメント材料のダンベル引張試験結果を示す。図-9 に示すようにダンベル供試体はひび割れ分散性が良いものと悪いものがあり、引張応力-ひずみ関係図においても、終局ひずみは小さいもので 20000 μ に満たず、大きい場合は 40000 μ 以上の値を示すように終局ひずみの値のばらつきが大きい。

このことより、高靱性セメント材料はひび割れ分散性に比例して終局ひずみが伸びる傾向があることを確認できる。柱供試体の試算に用いる高靱性セメント材料の引張応力-ひずみ関係には、柱供試体の損傷状態に最も近い、ひび割れ本数が少なく、損傷が1本のひび割れに集中しているダンベル供試体のデータを採用した。この応力-ひずみ関係を基にして、高靱性セメント材料の引張応力-ひずみモデルを作成した。図-10 に直線で近似した高靱性セメント材料の引張応力-ひずみモデルを示す。採用したデータは、ダンベル引張試験の中で終局ひずみが最も低いこともあったことから、以後下限値モデルと表現した。

また、ひび割れ開口後の挙動（ひずみ軟化域）は、柱供試体とダンベル供試体では、載荷方法の違いと、供試体長が大きく異なるのでひび割れ開口後の挙動がそのまま適応できるとは限らない。そこで、高靱性セメント材料の引張応力-ひずみモデルの終局ひずみを、下限値モデルを基準として 15500 μ 、7750 μ （以後 50%モデル）と引張応力が全く機能しない場合(以後 0%モデル)の 3 パターンに分け、それぞれ検討を行った。

(3) 試算結果

図-11 に高靱性セメント材料の引張応力-ひずみモデルを変更した No. 2-4 の試算結果を示す。下限値モデルの試算結果では、208kN で主鉄筋が降伏し、最大荷重 267kN に達した後、荷重の減少を示している。50%モデルの試算結果は、208kN で主鉄筋が降伏し、最大荷重 246kN に達した後、荷重が減少している。0%モデルの試算結果では 158kN で主鉄筋が降伏し、最大荷重 209kN に達した後、荷重が減少している。モデルの違いにより最大荷重に差が見られ、実験値の最大荷重と比較すると、下限値モデルで 19%、50%モデルで 10%、0%モデルでは-6%の差異が生じた。最大荷重に着目すると、引張靱性を考慮する場合は下限値モデルを用いると差異が大きく、50%モデルを用いた方が近い値を示す結果となったが、実験結果の変形挙動に最も近いものは 0%モデルを使用した試算結果であった。

ここで、試算結果の初期段階で水平荷重に差が生じた点について、下限値モデルの最大荷重時（水平変位 16mm）における応力状態の関係から考察する。図-12 (a) は下限値モデルを用いた試算、同図 (b) は 50%モデルを用いた試算、同図 (c) は 0%モデルを用いた試算の水平変位 16mm 時のひずみ分布と応力分布を示している。下限値モデルは 15500 μ で終局ひず

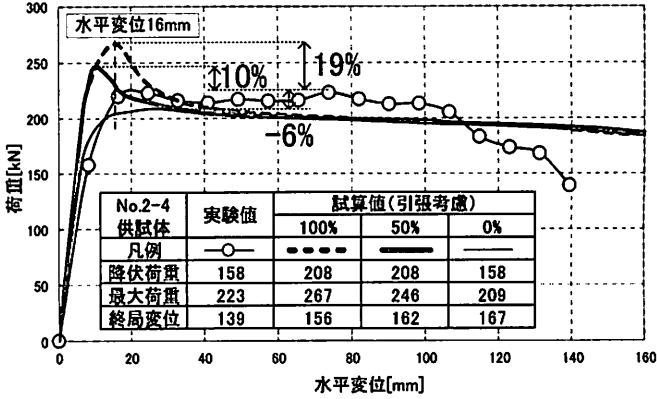


図 - 11 No. 2-4 試算結果（引張モデル比較）

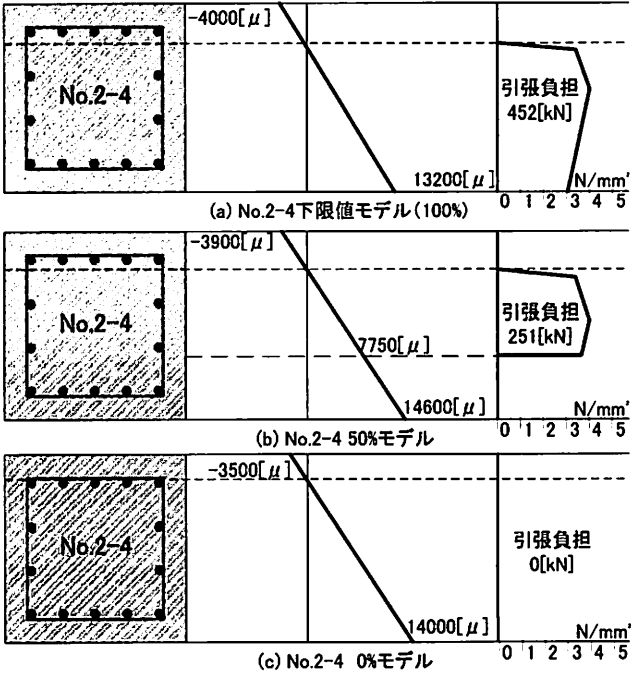


図 - 12 最大荷重時における応力分布の比較（2 δy 時）

みに達する。同図 (a) より、最大荷重時におけるひずみ分布は、圧縮縁で-4000 μ 、引張縁で 13200 μ であるので、引張領域は全て高靱性セメント材料の引張応力の有効面積であり、負担する引張鉛直荷重は 452kN であった。次に、同図 (b) より、下限値の 50%モデルは 7750 μ で終局ひずみに達するので、高靱性セメント材料の引張応力の有効面積がすでに減少し始めており、下限値モデルの場合と比較して、負担する引張応力が小さく算出される。引張鉛直荷重の負担量も 251kN と、この時点で下限値モデルの 6 割弱ほどしか負担できていない。同図 (c) より、0%モデルでは高靱性セメント材料が引張応力を負担しないので、負担荷重も 0kN である。以上より、高靱性セメント材料の引張応力ひずみモデルの終局ひずみの差異が、水平変位 16mm 時の試算結果の荷重変位関係において、最大荷重に影響したと考えられる。

前述したように水平変位 16mm 付近の水平荷重に

において、試算結果は0%モデルが最も実験値に近い変形挙動を示した。試算の最大荷重は高靱性セメント材料の引張応力ひずみモデルの影響で差が生じているので、0%モデルの結果が最も近いということは引張靱性がほとんど効いていないと考えられる。図-13にNo. 2-4の $3\delta y$ 時の基部の損傷について示す。塑性ヒンジ内の平均ひび割れ本数は高さ方向に3本であった。更に1本のひび割れに損傷が集中しており、開口幅は3.5mmと大きな値を示した。No. 2-4のひび割れ分散性はダンベル引張試験結果よりよくなく、より1本のひび割れに集中して損傷している。このことより、高靱性セメント材料の引張応力ひずみ関係は50%モデルよりも更に小さなひずみで終局に達したと考えられる。以上より、高靱性セメント材料の引張靱性は完全に無視できるわけではないが、水平荷重に対してはほぼ影響しないと考えられる。

5. No. 2-4, 4-4 の比較考察

(1) 損傷状況の比較

No. 4-4 は、柱の断面積 ($400 \times 400 \text{mm}$) に対して柱中心部分の 36% ($240 \times 240 \text{mm}$) が普通コンクリートによって構成されていることから、全断面に高靱性セメント材料を用いた No. 2-4 供試体とは補強範囲の違いに基づく異なった挙動を示すと考えられた。したがって本項では、載荷試験時に認められた外観損傷の目視観察結果を比較することで、補強効果の差異について考察する。

図-14にNo. 2-4, 4-4 供試体の荷重変位関係の実験結果を示す。図から明らかなように、2つの供試体の変形挙動はほぼ同様の傾向になっていたことが分かる。次に、鉄筋降伏直後（着目点Ⅰ）と終局時点（着目点Ⅱ）の高靱性セメント材料補強区間における損傷状況を目視観察した結果から比較することで、両者の実損傷の差異を確認することにした。

図-15に $3\delta y$ 時（着目点Ⅰ）におけるNo. 2-4, およびNo. 4-4 供試体の損傷状況を示す。No. 2-4の塑性ヒンジ域に着目すると、他のひび割れと比べて幅の大きなひび割れ（3.5～4.0mm）が確認された。同様にNo. 4-4 供試体についても2.5～3.5mmの幅の広いひび割れが塑性ヒンジ領域で確認された。図-15に示すように、ひび割れ幅は若干相違するものの、ひび割れの発生位置、方向なども良く類似していることから、目視観察からは、両者の損傷形態がほぼ同様であると考えられる。

次いで終局時（着目点Ⅱ）における両供試体の損傷状況を図-16に示す。No. 2-4 供試体では、基部か

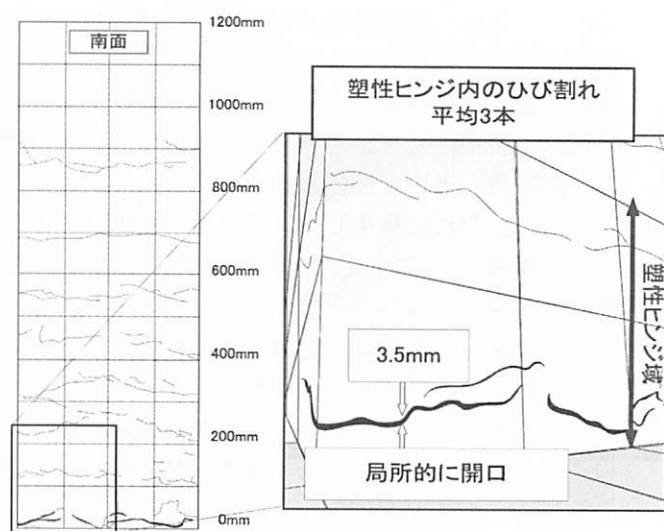


図 - 13 $\pm 3\delta y$ 時柱損傷形態

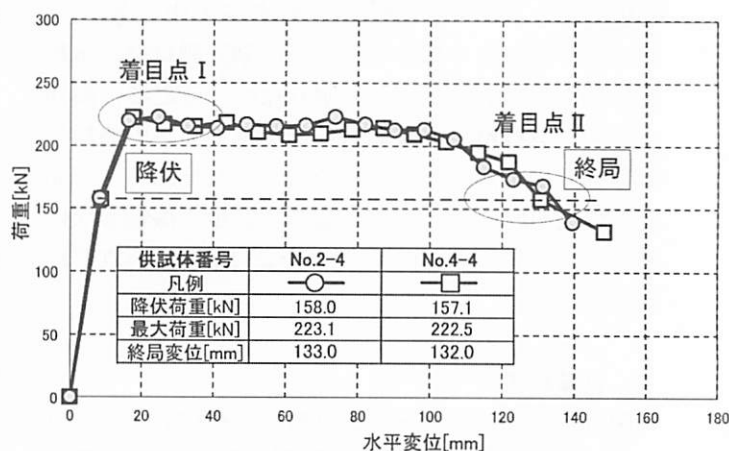


図 - 14 実験結果に対する着目点

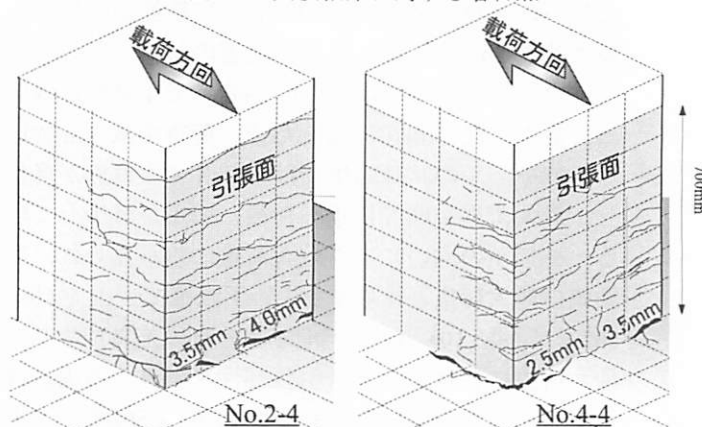


図 - 15 損傷形状図比較 ($3\delta y$)

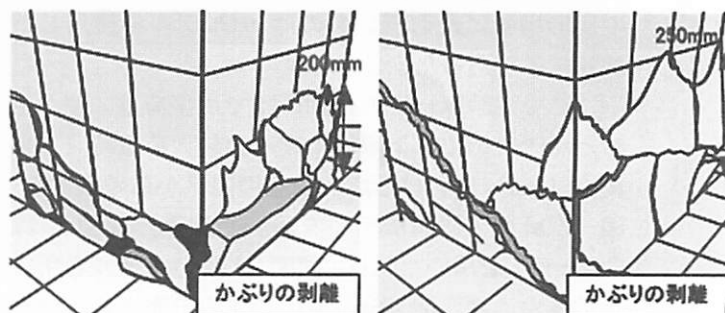


図 - 16 損傷形状図（終局）

ら約 200mm の範囲でかぶり部の剥落を伴い鉄筋の座屈が確認された。No. 4-4 供試体でも同様に、基部から約 250mm の範囲で剥落と座屈が確認された。

以上のように、目視観察の結果からは、着目点ⅠとⅡの損傷状況に特筆すべき相違点は認められず、両者の損傷状態は同様であったと判断される。

(2) 試算による比較

本項では、高靱性セメント材料による補強範囲を変えた場合に試算上で想定される荷重変位関係の相違点について確認する。

図-17 に図-10 で示した下限値モデルで試算した No. 2-4, 4-4 供試体の荷重変位関係を示す。下限値モデルで試算した場合、最大荷重付近は上に凸の形状を呈しており、No. 2-4 供試体と No. 4-4 供試体の最大荷重は、それぞれ 267kN、241kN と 26kN の違いが生じた。終局変位を見ると、両者とも 156mm となっており同一の計算結果となった。

続いて、引張応力が全く機能しないモデル（0%モデル）を用いて試算を行い、両者の比較を行った。試算結果を図-18 に示す。0%モデルを使用した試算では、両者は極めて類似した線形となっており、双方とも最大荷重が 209kN、終局変位は 167mm となった。下限値モデルを用いた試算と比べると、最大荷重が減少するとともに最大荷重付近の形状に明確なピークは認められなかった。また、終局変位は 0%モデルを用いた方が大きくなる傾向となった。

試算による両者の比較結果から考えると、塑性ヒンジ領域の全断面に高靱性セメント材料を用いる場合（No. 2-4）と柱外縁にのみ用いる場合（No. 4-4）の補強効果の差は、最大荷重を示す変位量の近傍で認められ、全断面を補強したものの方が 10%程度大きな最大荷重値を示すと推定された。

(3) 実験値と試算の比較による補強効果の評価

前項の試算結果から、補強範囲が異なる場合の効果の差は、最大荷重付近に現れると推定された。しかしながら、図-14 に示した実験結果の荷重変位関係を見ると、最大荷重付近の着目点Ⅰにおいて、上に凸の形状が僅かに認められたものの、両者の差はほとんど生じていない。また、目視観察結果(5. (1))においても、2 つの供試体の補強区間における損傷状況は、ほぼ同様であると判断される。ここで、4章で示した No. 2-4 供試体の 2 δ y 時点における試算結果は、柱供試体の引張側で高靱性セメント材料の靱性性能が十分に機能していない可能性を示すものであった。これらのことから考えると、最大荷重付

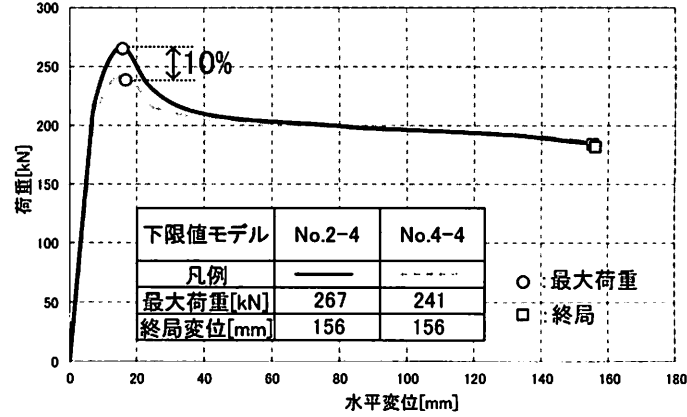


図 - 17 試算結果（下限値モデル）

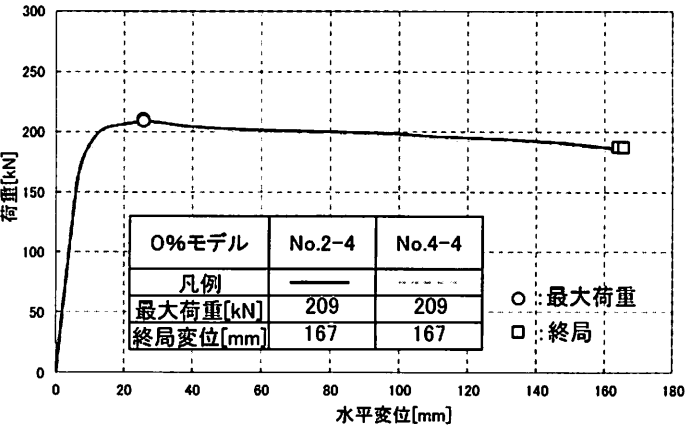


図 - 18 試算結果（0%モデル）

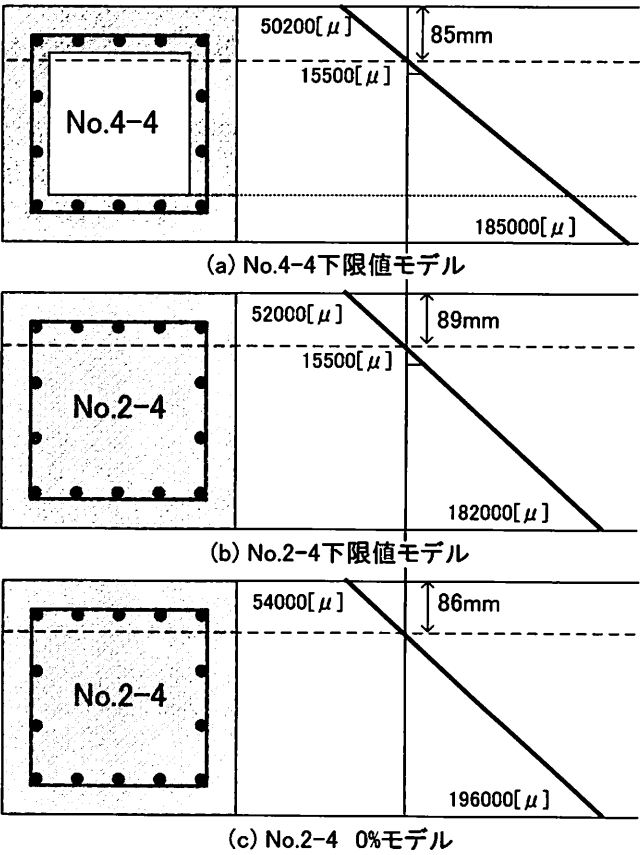


図 - 19 終局時のひずみ分布

近における両者の差が些少であった原因は、No. 2-4 とともに No. 4-4 供試体においても引張側の補強が十分に機能していないためと考えられる。

次いで、終局変位について考察する。図-19 に試算の終局時におけるひずみ分布を示す。下限値モデルで試算した場合、No. 4-4 の終局時における中立軸は圧縮縁から 85mm の位置となる。同様に No. 2-4 の中立軸は圧縮縁から 89mm の位置となった。ここで、供試体断面の補強範囲の違いは、No. 4-4 供試体の柱中央部 (340×340mm) に普通コンクリート用いていることである。したがって、図-19 に破線で示した中立軸の位置から圧縮側に占める高靱性セメント材料の面積割合は、2 体の供試体でほぼ同等となる。さらに、引張側についても、高靱性セメント材料の引張応力-ひずみモデルの終局ひずみは 15500 μ であるため、引張側における高靱性セメント材料の有効面積も断面形状の違いを無視できるほど小さいと考えられる。このことから、No. 2-4 と No. 4-4 の終局変位には差が生じなかったと考えられる。

6. まとめ

塑性域とフーチング上部に高靱性セメント材料を使用することで、変形性能を向上させた柱部材を対象に、柱全断面を補強する場合と外縁部のみを補強する場合の 2 つのケースで補強効果の検討を行った。正負交番水平載荷実験と試算により得られた知見を以下に示す。

1) 実験により求めた荷重-変位関係、ならびに各サイクルにおける供試体損傷状況の目視観察結果から、全断面補強と外縁部のみ補強には顕著な差が認められなかった。

2) 高靱性セメント材料の材料試験から圧縮、および引張時の応力ひずみモデルを作成し、実験値と比較した結果、柱部材の最大水平荷重に及ぼす高靱性セメント材料の効果は非常に小さいと推定された。

3) 終局時における柱部材の中立軸は、圧縮側から概ね 85mm 程度の位置であり、外縁の 80mm のみを補強した No. 4-4 供試体でも全断面を補強した No. 2-4 供試体と同様の補強効果が得られたものと推察された。

参考文献

- 1) 幸左賢二, 小川敦久, 合田寛基, 脇田和也: 高靱性セメント巻き立て厚に着目した耐震補強実験, 構造工学論文集 Vol. 55A, pp. 1024-1035, 2009.
- 2) 土木学会 コンクリート委員会複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料指針作成委員会: 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・指針 (案), コンクリートライブラリー127, 2007.
- 3) 社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.
- 4) 藤井学, 小林和夫, 宮川豊章, 井上晋, 松本利彦: 横拘束コンクリートの応力ひずみ関係の適用に関する検討, セメント技術年報, Vol. 42, pp. 311-314, 1988.
- 5) 国枝 稔, 森川 秀人, 山下 賢司, 六郷 恵哲: 複数ひび割れを生じる高靱性セメント複合材料のひび割れ分散性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 1, pp. 285-290, 2004.
- 6) 清水 克将, 工藤 脩平, 金久保 利之: 高靱性繊維補強セメント複合材料の曲げおよびせん断性状における寸法効果, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 1429-1434, 2007.