

離散配置補強筋による 既設RC部材のせん断補強効果

半井 健一郎¹・Hai LE DUYEN²・前川 宏一³

¹正会員 群馬大学講師 工学部 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1)

E-mail:nakarai@ce.gunma-u.ac.jp

²フジオーネ・テクノ・ソリューションズ (〒160-0023 東京都新宿区西新宿1-24-1-22)

³フェロー会員 東京大学大学院教授 工学系研究科 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

既設RC構造物のせん断補強には、有効かつ合理的な後施工鋼材の配置が求められる。本研究では、せん断補強筋の離散配置により本数を減じた上で、なおかつ得られるせん断補強効果について検討した。実験と解析から、順列および千鳥配置の差、鉄筋径、定着長さ、既存鉄筋との相互作用の影響に関して分析を行った。その結果、せん断補強筋を有効高さに相当する間隔で離散配置した場合でも、条件によって一定の補強効果が期待できることを確認した。少量ながらも密に配置されている既存鉄筋と、後施工によって千鳥で離散配置したせん断補強筋の複合効果により、せん断補強効果が大幅に増加する場合もあることを示した。この複合効果は、3次元非線形解析により再現することができた。

Key Words : retrofitting, shear capacity, existing stirrup, combined effect, zigzag arrangement

1. 序論

耐震基準の改訂と連動して、せん断耐力が不足する既設RC構造物の耐震補強が順次進められている。地中構造物のように補強面が限定される場合には、せん断補強筋を後施工で挿入する補強工法が有効である¹⁾。店舗等により高架下スペースが利用されている高架橋柱部材の耐震補強にも、多くの実績が報告されている²⁾。

一般に、せん断補強筋の有効性の観点から、余裕を見込んだ上で、せん断補強筋の間隔は有効高さの半分以下と規定されている³⁾。この条件のもとで、せん断耐力算定式が適用可能である。多くの穿孔作業を伴う既設構造物の補強では、この構造詳細規定が大きな施工負担となる場合がある¹⁾。穿孔作業には、挿入補強材料費に比べても高い費用と時間がかかるためである。補強鉄筋量を多少増やしても、穿孔の施工数（せん断補強筋の本数）を必要最小限に抑えることが、補強事業全体のコスト縮減に有効となる。作業時間と作業空間の両方の制約を受ける地下構造物の耐震補強では、後施工するせん断補強筋の本数が削減できれば、補強工事の利便性は大きく増大すると考えられる。

しかし、せん断補強筋間隔を広く採ると、せん断補強筋が斜めひび割れと交差できなくなる。斜めひび割れの角度が部材軸に対して45度と仮定すれば、少なくとも有効高さ以内にせん断補強鉄筋を配置しなければ、補強効果は期待できないこととなる。この観点から、新設構造

設計の細目（前出）が規定されている。本研究では、この規定以上に離散配置されたせん断鋼材の補強効果を定量化することを目的とした。

せん断補強鉄筋が離散的に配置されるため、間隔が有効高さの半分以下とする標準的な場合と同等のせん断耐力は得られないことは容易に予想される。しかし、補強筋効果の定量評価とそれに対応するせん断耐力を算定できれば、必要十分な補強鉄筋量を耐震補強設計で定めることができる。そこで、粗な間隔で離散配置されるせん断補強鋼材の有効性を実験的に求めるとともに、既往の数値解析技術を用いて、これを一般的に評価する方法を検討した。

2. 離散配置したせん断補強筋のせん断補強効果

せん断補強筋の補強筋間隔を疎らに配置すると、補強筋と斜めひび割れの交差機会が減少し、補強効果が低減する。そこで交差機会を補うことを目論み、部材奥行き方向にせん断補強筋の挿入位置を交互にずらして千鳥に配置する場合を検討する。これは個々の補強筋間隔の半分に密配置したものと等価となることを期待したものである。すなわち、部材挙動が二次元投影された仮想的部材のそれと等価となると仮定したものである。なお、本研究では、奥行き方向に一樣に配置するものを順列配置と呼ぶことにする。

(1) 実験概要

ここで検討する試験体は、シリーズA(順列配置)の2体、シリーズB(千鳥配置)の2体、合計4体である。試験体の諸元を図-1, 2に示す。すべて同一の寸法で、有効高さ300mm, スパン1800mm, 奥行き500mmとした。せん断スパン比 a/d は3.0であり、 a/d 効果の影響の少ない棒部材を対象としている。 a/d の小さなディープビームについては、耐荷機構が異なることから本検討の対象外とする。せん断スパン内のせん断補強筋は、すべて部材有効高さと同じ間隔で配置されている¹⁾。図-1, 2の平面図上の数字はせん断補強筋の番号を示す。本実験では、せん断補強筋を後挿入するのではなく、コンクリートの打設前に設置した。これは事前施工と、適切な充填材による処置を行った後施工の差がほとんどないことが確認されているからである。後施工によるせん断補強鉄筋の定着方法を考慮して、両端にフックではなく、定着用プレート⁴⁾を摩擦接合したヘッドバー⁴⁾を使用した。せん断補強筋のひずみは、試験体A1およびB1では高さの中央位置、試験体A2およびB2では斜めひび割れの発生箇所を考慮した位置で計測した。なお、主鉄筋についても、スパン中央においてひずみを計測し、破壊形式を確認した。

いずれの試験体も、せん断破壊先行型となるように設計した。表-1にせん断耐力を示す。ここで、 V_{c_cal} ：二羽式⁹⁾により計算される斜めひび割れ発生せん断耐力、 V_{s_cal} ：トラス理論により計算されるせん断補強筋が負担するせん断耐力、 V_{cal} ：せん断耐力である。 V_{s_cal} の計算には、降伏強度を用いた。なお、本研究におけるせん断補強筋効果の評価には、最大荷重時のせん断補強筋のひずみおよび応力に加えて、設計式との比較のため有効係数を用いることとする。ここで、せん断補強筋の応力はひずみの計測データから計算する。また、有効係数は、実験で得た最大せん断耐力 V_{exp} からコンクリートの負担せん断耐力の計算値 V_{c_cal} を差し引いた V_{s_exp} と、トラス理論から算出されるせん断補強筋負担せん断耐力 V_{s_cal} との比とする。

シリーズAは順列配置の試験体であり、補強筋間隔は有効高さに等しい。シリーズBでは、シリーズAと同じせん断補強筋を、奥行き方向の配置位置をずらし、千鳥配置とした。千鳥配置における補強筋間隔は、ウェブの投影面から見た場合に有効高さの半分となり、補強効果の向上を期待したものである。

シリーズAとBでは、それぞれせん断補強筋の径を変化させて、せん断補強筋径・量の影響に関して検討を行った。A1, B1ではせん断補強筋D10を使用し、A2, B2ではD16を使用した。載荷試験材齢時のコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-2, 3に示す。

コンクリート打設後1日で脱型し、以後屋外で湿潤養

生を行った。圧縮強度の安定が確認された材齢12日以降に、載荷試験を行った。載荷は中央1点載荷で行い、載荷速度0.2mm/minの変位制御とした。載荷点および支点に使用した支圧板は、幅100mm, 厚さ20mmの鉄板である。

(2) 鉄筋D10を使用した梁の実験結果

鉄筋径の小さいD10を用いた場合の実験結果として、梁中央部の荷重変位関係を図-3に、せん断耐力およびせん断補強筋の効果を表-4および表-5に示す。また、図-4および図-5に、ひび割れ図を示す。前面と背面のひび割れを比較しやすいように、背面のひび割れは観察した表面ひび割れを左右反転し、透視観察した状態で表現している。

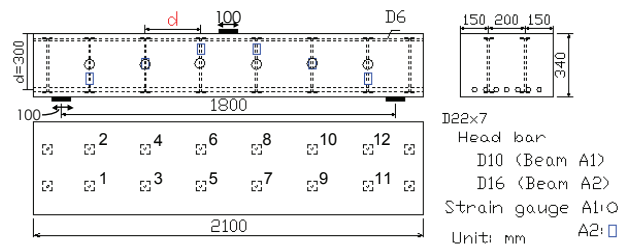


図-1 試験体諸元 (A1, A2)

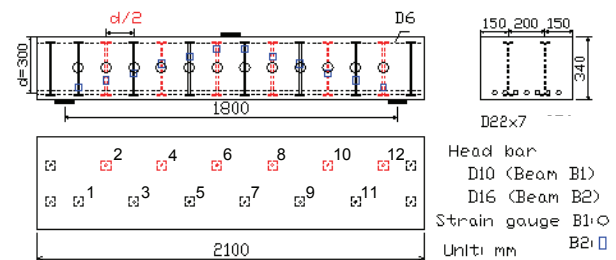


図-2 試験体諸元 (B1, B2)

表-1 試験体の設計データ

No.	せん断補強筋	p_w (%)	V_{c_cal} (kN)	V_{s_cal} (kN)	V_{cal} (kN)	
A 順列	A1	D10	0.10	205.6	45.4	251.0
	A2	D16	0.26	216.3	126.2	343.5
B 千鳥	B1	D10	0.10	205.6	45.4	251.0
	B2	D16	0.26	216.3	126.2	343.5

表-2 コンクリートの材料特性

セメント	試験体	f'_c (MPa)	f_t (MPa)
早強	A1,B1	40.0	3.22
早強	A2,B2	47.9	3.24

表-3 鉄筋の材料特性

径	試験体	f_y (MPa)	備考
D6	A1,A2,B1,B2	360.3	圧縮側組立筋
D10	A1,B1	365.6	せん断補強筋
D16	A2,B2	364.9	せん断補強筋
D22	A1,B1	740.4	引張側主鉄筋
	A2,B2	535.3	引張側主鉄筋

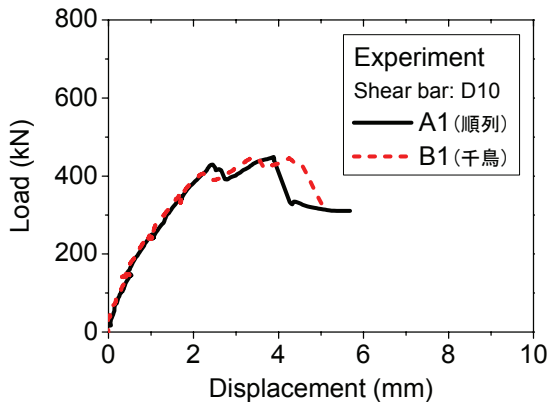


図-3 荷重変位関係 (試験体 A1 と B1, 実験)

表-4 せん断耐力と補強筋の有効係数

No.	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{cal} (%)	$V_{s,exp}$ (kN)	$V_{s,exp}/V_{s,cal}$ (%)
A1	224.4	89.4	18.8	41.5
B1	223.1	88.9	17.5	38.5

表-5 せん断補強筋のひずみと応力 (最大荷重時)

No.	左スパン(D10)			右スパン(D10)		
	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)
A1	3635	2	176	126	0	26
B1	933	2	182	2635	1	156

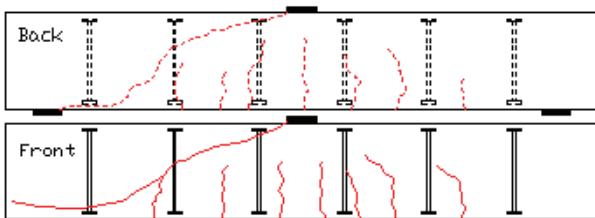


図-4 ひび割れ図 (試験体 A1)

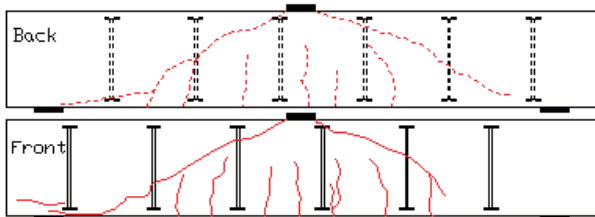


図-5 ひび割れ図 (試験体 B1)

いずれの試験体においてもせん断破壊となり、主鉄筋は降伏しなかった。斜めひび割れ発生荷重前後で一旦荷重が低下した後に、わずかではあるが荷重の上昇が確認され、その後、いずれの試験体においても左側のせん断スパン内で斜め引張破壊に至った(図-3)。このことから、補強筋の間隔を有効高さと同じ間隔で離散化させて配筋しても、ある程度、効果は残存していることが確認された。表-4 に示すように、最大耐力は計算値の 9 割程度となり、有効係数からは、せん断補強筋はトラス理論で計算される値の 4 割程度の効果が発揮されたといえる。前述のとおり、せん断補強筋のみに着目して、有効係数を定義した。厳密には、粗に離散配置されたせん断補強筋間では、補強筋が不十分なために斜めひび割れが大きく開き、コンクリートが負担するせん断耐力も低下すると考えられる。有効係数はこの影響も含んでいると考えるのが適切である。

いずれの試験体においても、破壊に至った側のせん断スパン中央付近の 2 本のせん断補強筋(No.3, 4)のみでひずみが大きく増加し、せん断補強筋が効果を発揮していることが確認された。千鳥配筋にすることにより、せん断耐力が増加することを期待したが、この実験では、順列配置とほぼ同等の耐力となった。破壊に至った左スパン内のせん断補強筋の降伏鉄筋数は一致し、平均応力もほぼ一致しており、せん断補強筋の働きは同程度であったといえる(表-5)。ひび割れ状況についても、順列配置との明確な差異は認められなかった(図-4, 5)。

(2) 鉄筋D16を使用した梁の実験結果

鉄筋径の大きい D16 を用いた場合の、梁中央部変位-荷重関係を図-6 に、せん断耐力およびせん断補強筋の効果を表-6 および表-7 に示す。図-7 および図-8 にひび割れ図を示す。いずれも主鉄筋が降伏することなく、せん断破壊に至った。順列配置および千鳥配置のいずれも、補強筋径を D10 から D16 へ増加させることで、最大耐荷力が増加すると共に、せん断補強筋の平均応力および有効係数が大きく増加し、スターラップの分散配置を前提とした修正トラス理論式と、ほぼ同等の値となった(表-5)。鉄筋 D10 を使用したケースと比較すると、複数の斜めひび割れが観察され(図-7, 8)、斜めひび割れの分散性が向上している。斜めひび割れ発生後も、せん断補強筋が遊ぶことなく、無駄なく使用できたともいえる。せん断ひび割れの開口も拘束され、コンクリートが負担するせん断力の低下も抑えられたものと推定される。

配置方法について比較すると、順列配置の試験体 A2 の方が、千鳥配置の試験体 B2 よりも高い耐力を示した。順列配置の場合には、破壊に至った左側のせん断スパン

中央のせん断補強筋(No.3, 4)の明確な降伏が確認されると共に、載荷点近傍のせん断補強筋(No.5, 6)についても降伏ひずみ程度の変形が確認された。すなわち、せん断補強筋量の増加により、斜めひび割れ発生後も耐荷力を維持することでせん断ひび割れが分散し、その結果、離散的に配置されているものの、広範囲のせん断補強筋が無駄なく機能し、十分なせん断耐力を発揮したといえる。

一方の千鳥配置では、せん断スパン中央のせん断補強筋(No.3, 4)の降伏は明確に確認されたものの、周辺のせん断補強筋の最大荷重時のひずみを順列配置の場合と比較すると、若干上回った No.2 を除いていずれも小さく、破壊に至った左スパンの平均ひずみや応力は順列配置よりも小さな値となった(表-7)。これは、千鳥に配置することによって、せん断補強筋 No.1, 12 および No.6, 7 がそれぞれせん断スパン中央から離れた支点あるいは載荷点の近傍位置へ配置されることになり、結果として、せん断スパン中央付近に発生した斜めひび割れに十分に抵抗できなかったものと考えられる。実際、ひび割れ図からは、順列配置では明確に斜めひび割れとの交差が確認できるせん断補強筋 No.1 および No.6 が、千鳥配置では斜めひび割れと十分に交差していなかったと判断される(図-7, 8)。すなわち、順列配置では機能していたせん断ひび割れの発生するせん断スパン中央に配置されたせん断補強筋量が多いほど、せん断耐力が増加する結果となった。

(3) 数値解析による検討

離散配置されたせん断補強筋を有する梁の補強効果に関して、数値解析⁶⁾により検討を行った。試験体は奥行き方向に不均等な配筋を有しており、厳密には3次元解析が必要である。ただし、今回のシリーズAおよびBの実験結果の観察からは、ひび割れの進展や奥行き方向のひずみ分布に関して必ずしも3次元的な挙動が明確には認められなかったことから、まず2次元解析を基本とする擬似3次元解析手法⁹⁾を用いた。奥行き方向の不均一性を厳密に考慮した3次元非線形解析は、あらためて後章にて詳細に検討する。

本検討で用いる数値解析システム⁶⁾は、任意の応力経路依存性を考慮した材料構成モデルに基づき、多方向固定分散ひび割れモデルによってひび割れを表現するものである。低減した解析自由度と比較的粗い要素に対しても付着特性を厳密に扱い、解析精度を確保できるゾーニング手法⁹⁾を採用している。この手法では、コンクリート部材を、鉄筋が密に配筋され鉄筋との付着によってひび割れの分散が期待できる領域(RC領域)と、付着が期待できず、ひび割れが有限要素内で1本以上入ることがないと仮定できる領域(無筋領域)に二分し、それぞれに空

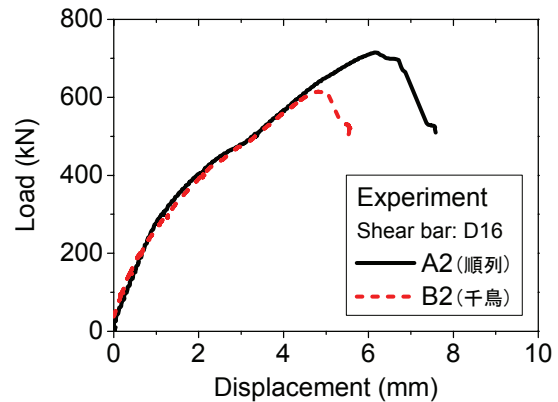


図-6 荷重変位関係 (試験体 A2 と B2, 実験)

表-6 せん断耐力と補強筋の有効係数

No.	V _{exp} (kN)	V _{exp} /V _{cal} (%)	V _{s,exp} (kN)	V _{s,exp} /V _{s,cal} (%)
A2	357.4	104.0	132.4	111.8
B2	307.3	89.5	91.0	72.1

表-7 せん断補強筋のひずみと応力 (最大荷重時)

No.	左スパン(D16)			右スパン(D16)		
	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)
A2	2107	3	284	1120	1	209
B2	1380	2	206	2072	1	186

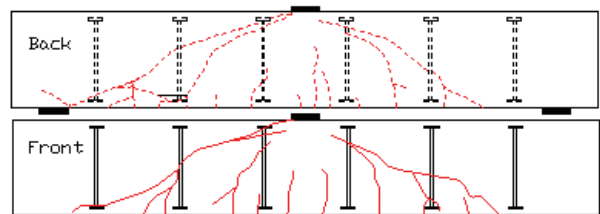


図-7 ひび割れ図 (試験体 A2)

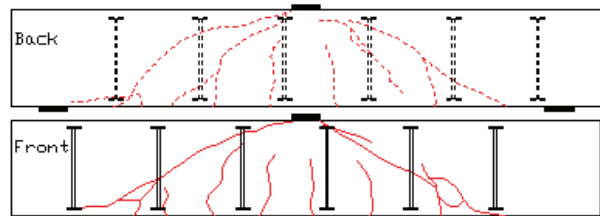


図-8 ひび割れ図 (試験体 B2)

間平均化構成則を適用するものである。擬似3次元解析⁹⁾では、奥行き方向に節点を共有させた2つの平面要素を重ね合わせることで、3次元的な配筋状態を二次元平面に投影した形で表現している。

鉄筋との付着効果が期待できるRC領域の大きさは、主鉄筋に関しては、梁の高さ方向には縁からかぶりの2

倍の80mm, 奥行き方向には梁の幅全てである500mmとした. せん断補強筋に関しては, 鉄筋の断面積と降伏強度, コンクリートの引張強度から算定される最大値(限界鉄筋比⁹⁾)によれば, D10のRC領域は100mm×100mm, D16では160mm×160mmとなるが, 40mm×40mmをRC領域とした計算もあわせて行った. 例として, 試験体B1の要素分割図を, 図-9および図-10に示す.

D10を用いたA1およびB1に関する解析結果を図-11に示す. 図-12にはRC領域を限界鉄筋比に基づいて設定したB1における最大荷重時のひび割れ図を示す. RC領域のサイズが同じ場合には順列配置と千鳥配置の違いはほとんどなく, RC領域が大きくなることで最大荷重が増加した. 本解析では, 個々の鉄筋を1要素内で平均的に分散された(smeared)鋼材として扱っている. それに付随して付着効果の及ぶ範囲も実際より幾分か大きく設定される. そのため, 限界鉄筋比に基づくRC領域の設定が最大耐力を過大評価する結果となっている.

数値計算上のひび割れがRC領域端部にわずかでも到達すると, 厳密にその位置に鋼材がなくても, あたかも鋼材や付着影響領域の一部が存在するように解析される(図-9, 12). 複数の鉄筋がある程度分散している場合には, このような局所的な問題は顕在化しないが, 本解析対象は, 一本のひび割れと鋼材定着端部のわずかな位置関係で耐力が大きく影響される. 図-9程度に要素分割しても, なおひび割れの自由な進展を拘束する領域が実際よりも幾分か大きくなっていると考えられる. これに対しては, 鉄筋の節形状まで厳密にモデル化し, 要素分割を微小化することで解決は可能であるか, 部材性能の評価方法にはまだ現実的ではない¹⁰⁾.

一方, 付着領域寸法は鋼材の降伏を前提として算定し, これを定数として解析している. しかし, 本解析対象では一部, 降伏に至っていない鋼材もあり, 一律に鋼材降伏を前提とした固定RC領域は, 付着によるひび割れ進展抑制効果を大きめに見積もる可能性もある. これに関しては, 鋼材発生応力に従って拡張するRC領域を扱う方法も, 一層の精度向上に向けて提案されている¹¹⁾.

ここでは, 部材性能評価法としての簡便性と所要の精度の双方を勘案し, ひび割れ分散が期待できるRC領域の寸法を, 実際に即して小さくすることとし, 40mm×40mmのRC領域寸法を試みた(図-10). これは, せん断補強筋として用いたヘッドバーの定着プレートのサイズに対応し, せん断補強筋の定着プレートの内側にひび割れが到達した場合には, 少なくともせん断補強筋は機能すると考えられるからである. また, 実験で得られたせん断補強筋の最大ひずみから逆算されるRC領域の大きさとも概ね一致する. 定着方法の詳細に等価と考えられるRC領域を用いた解析は, 図-11のように実験におお

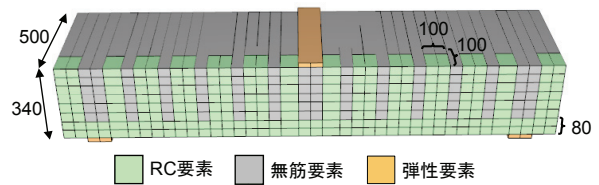


図-9 要素分割図 (試験体B1, RC領域100²mm²)

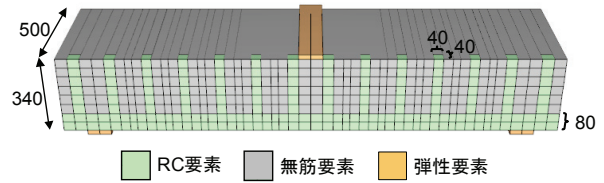


図-10 要素分割図 (試験体B1, RC領域40²mm²)

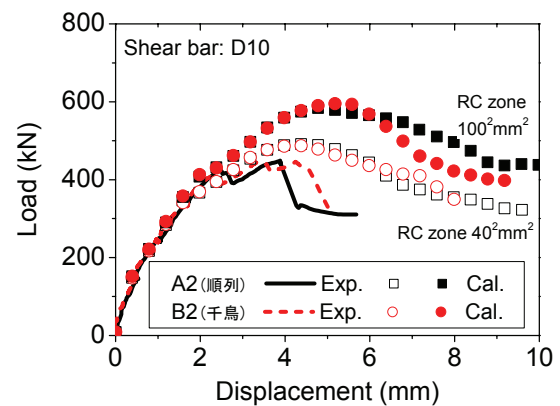


図-11 荷重変位関係 (試験体A1とB1, 解析)

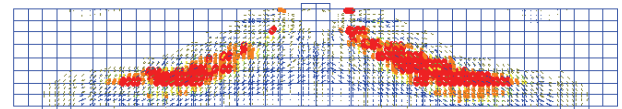


図-12 ひび割れ図 (試験体B1, 解析)

よそ適合する結果を与えたので, 以降の検討でこれを用いることとする.

D16を用いたA2およびB2に関する解析結果を図-13に示す. D10を用いた試験体に関する解析結果と同様に, RC領域のサイズが同じ場合には順列配置と千鳥配置の差はほとんどなく, また, RC領域のサイズが大きくなると最大荷重が増加する傾向が認められた. 一方で, RC領域のサイズの違いがD10の場合よりも大きくなったにもかかわらず, 最大荷重の解析値の違いは小さくなった. これは, せん断補強筋量が増加することにより, 斜めひび割れの分散性が向上したため, 局所的な影響が緩和されたためと考えられる.

最大荷重を実験結果と比較すると, 順列配置ではRC領域が大きい解析と, 千鳥配置ではRC領域が小さい解

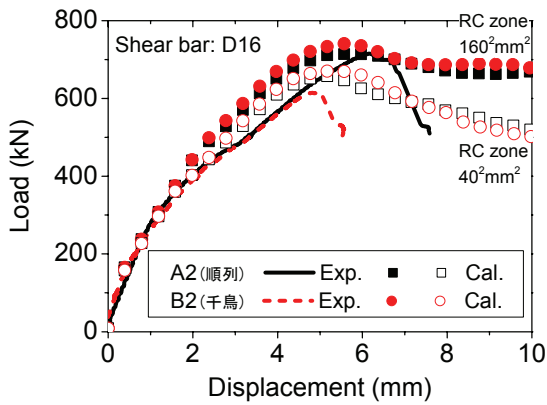


図-13 荷重変位関係 (試験体A2とB2, 解析)

析と近い結果となった。順列配置では、より広範囲のせん断補強筋が有効に機能し、発生応力も大きくなったため(表-7)、降伏強度を用いた限界鉄筋比に基づくRC領域算定の前提を満たした。千鳥配置では、斜めひび割れがわずかに補強筋と交差しなかったため、前出のとおり、これに等価なRC領域を設定したことで、解析精度が向上したものといえる。なお、荷重が高くなると剛性をやや過大に評価しているが、tension stiffening効果のひずみ依存性や高応力下でのクリープ変形の影響を、本解析では考慮していないことにもよると考えられる。これらの影響を考慮する解析法も提案されている¹¹⁾¹²⁾が、本研究の主眼が離散せん断補強筋の効果と比較検討にあるため、本論文の検討ではこれらを省略した。

3. せん断補強筋の定着不良に関する解析検討

実際の既設構造物にせん断補強筋を後挿入する場合には、挿入先端となる鉄筋端部に十分な定着を確保することは、削孔面積や充填作業などの施工上の困難を伴うこととなる。一方で、せん断補強筋の端部にフック等の定着治具がない場合には、せん断耐力が低下することが指摘されている¹³⁾。鉄筋端部の定着が不十分な場合、端部付近に導入されるコンクリートのひび割れに対して鉄筋の拘束効果が発揮できなくなると同時に、定着不良で鋼材が降伏強度まで至らない状況が起こるためである。ここでは、先端が寸切りされた補強筋(定着装置を付与していない)を用いた場合に、前章で検討した鉄筋径の違いがどのように影響するかについて、数値解析により検討を行うこととする。

(1) 定着不良の検討に関する数値解析手法

本節で、フックなしのせん断補強筋の定着性能を、鉄筋の無効区間を考慮する手法¹⁴⁾¹⁵⁾により検討することと

した(2章や4章の実験ではヘッドバーで端部定着を確保)。フック等の定着治具のない端部から鉄筋径の10倍の間隔を、鉄筋比ゼロの無筋要素とすることにより、定着不良の影響を簡易に評価するものである。すなわち、せん断補強筋にひび割れが発生しても、定着不良区間であれば数値解析上、鉄筋の応力は発生せず、ひび割れの進展を許容することになる。逆に無効区間外のせん断補強筋は、十分に応力伝達が行えると仮定する。この仮定を用いることで、フックのないせん断補強筋を有する梁の載荷実験におけるせん断耐力低下を、精度良く評価できることが確認されている¹⁴⁾¹⁵⁾。

(2) 鉄筋径による定着不良の影響に関する解析検討

解析対象は、前章で検討を行った順列配置のA1およびA2を基本とし、せん断補強筋には引張側のフックがなく、主筋位置にせん断補強筋の端部があることを想定する。数値解析では、端部から鉄筋径の10倍の間隔を無効区間として取り扱い、異なる鉄筋径に対して検討する。図-14および図-15に、本解析検討で用いる有限要素を示した。D10をせん断補強筋とするA1では100mm、D16のA2では160mmの間隔が無効区間となる。なお、せん断補強筋に関するRC領域は、D10では40mm×40mm、D16では160mm×160mmと、実験条件との等価性が確認された値(第2章参照)を用いた。

計算された荷重変位関係を、2章において定着が良好であるとして計算した結果とともに図-16に示す。破壊時のひび割れを図-17および図-18に示す。定着不良の2つの解析対象のせん断耐力は、ほぼ同じであった。いずれの場合においても、せん断補強筋の無効区間を主鉄筋に沿ってひび割れが貫通していることが分かる。無効区間では、せん断補強筋がない無筋コンクリートとして扱われるため、せん断補強された区間よりもひび割れに対する抵抗性が低くなるためである。ここで、定着不良によるせん断耐力低下の程度は、せん断補強筋により大きく異なる。D10を使用した場合には、定着不良の場合におけるせん断補強筋の有効係数は50%程度であり、定着されている場合よりも若干下った程度であった。これに対して、D16を使用した場合には、定着不良によってせん断補強筋の有効係数がわずか10%程度まで低下し、定着されていた場合と比較して著しく低い値となった。せん断補強筋の挿入深さが同じ主鉄筋位置までであっても、鉄筋径が大きくなることにより無効区間が広がり、せん断補強筋が十分に機能しなかったためである。このことから、前章では鉄筋径・量を増加させることにより、離散配置した場合でもせん断耐力を確保できることを示したが、定着を確保できない場合には、鉄筋径・量を増加させることによる効果が全く得られない可能性

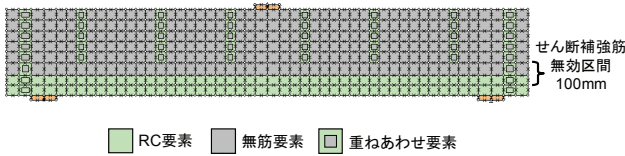


図-14 解析要素図 (定着不良の影響, A1)

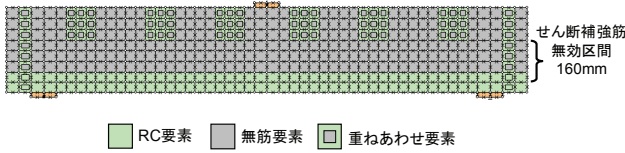


図-15 解析要素図 (定着不良の影響, A2)

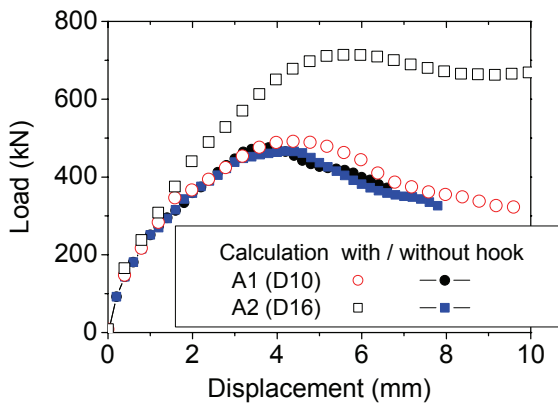


図-16 荷重変位関係 (定着不良の影響, 感度解析)

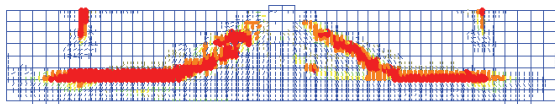


図-17 ひび割れ図 (定着不良の影響, A1)

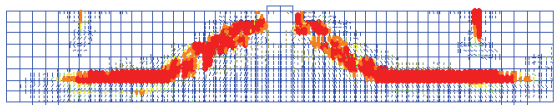


図-18 ひび割れ図 (定着不良の影響, A2)

があることが明らかになった。

4. 既設せん断補強筋との複合効果に関する検討

後施工によるせん断補強筋挿入の効果を検討する場合、補強工法に特有の条件の影響を検討することが必要である。施工手順を考慮し、打設後の試験体に実際に削孔を行い、後施工の影響が報告¹⁾されているが、一般には、安全側をみて、既設構造物に配置されている最小せん断

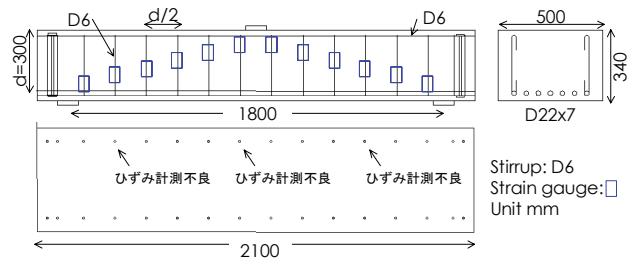


図-19 試験体諸元 (C)

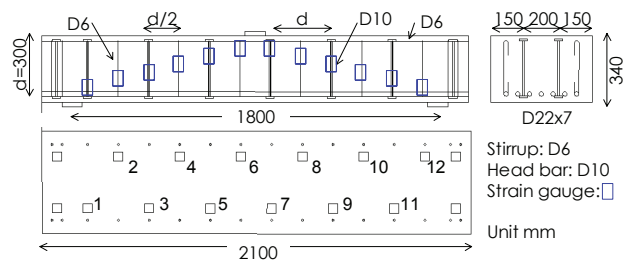


図-20 試験体諸元 (D)

補強筋の存在は無視される。

しかし、削孔に関わる施工難易度が高く、離散配置によるせん断補強の効用が高い場合には、既設のせん断補強筋との複合作用に着目することは有意義であると考えられる。既設のせん断補強筋は、たとえ示方書の規定による最小量であっても、構造詳細規定に従って密に配置されている。後施工するせん断補強筋が離散配置であったとしても、既設補強筋を含めたせん断補強筋全体としては密に配筋されていることになり、後施工された離散配置せん断補強筋が、より有効に機能することが期待される。本章では実験・解析両面から、既設のせん断補強筋と千鳥配置された離散せん断補強筋の複合作用を検討する。

(1) 実験概要

2章で用いた試験体と同寸法(有効高さ300mm, スパン1800mm, 奥行き500mm)を有する2体の試験体を作製した。試験体諸元を図-19および図-20に示す。試験体Cは、耐震補強が行われていない既設の構造物を想定したもので、旧規準類で期待される最小鉄筋比に相当する低鉄筋比のせん断補強筋が密に配筋されている(図-19)。D6の鉄筋を有効高さの半分の間隔で配筋した。

試験体Dは、前述の試験体に離散的にせん断補強を行った構造物を想定したものである(図-20)。有効高さの半分の間隔で配置されたD6鉄筋に加えて、D10の鉄筋を有効高さと同じ間隔で千鳥に離散配筋した。D10のせん断補強筋はヘッドバーで、第2章で実験を行った試験体B1と同じ配置である。第2章と同様に、打設前に全てのせん断補強筋を設置した。各試験体のせん断耐力を表一

8に、材齢28日のコンクリートを表-9に、鉄筋の材料特性を表-10に示す。

試験体は、コンクリート打設後1日で脱型し、以後、屋外で湿潤養生を行った。材齢4ヶ月程度で載荷試験を行った。載荷は中央1点載荷で行い、載荷速度0.2mm/minの変位制御とした。

(2) 実験結果

せん断補強筋D6のみが配筋されている試験体Cの実験(比較基準用)の荷重変位関係を図-21、せん断耐力と補強筋の効果を表-11および表-12、ひび割れ図を図-22に示す。なお、せん断補強筋のひずみは、No.3, 11, 19のデータが得られなかったため(図-19)、平均ひずみや応力、降伏本数は、これら3本の情報を除いたものである(表-12)。ほぼ同程度のせん断補強量であった試験体A1やB1よりもひび割れは分散傾向を示し、最大耐力は算定式によるせん断耐力をやや上回る結果となった。

次に、D6とD10のせん断補強筋を組み合わせた試験体の実験で得られた荷重変位関係を図-21に、せん断耐力および補強筋の効果を表-11を表-12に、観察したひび割れを図-23に示す。実験で得られたせん断耐力は算定値を大きく上回り、ひび割れ図からは、斜めひび割れの分散が確認できる。左のせん断スパン内の斜め引張破壊により、耐荷重が低下し、破壊に至った。

本試験体におけるせん断補強筋は、先に実験を行ったD10を千鳥に離散配置した試験体B1と、D6を密に配置した試験体Cにおけるせん断補強筋を足し合わせたものである。試験体B1とCのせん断補強筋の有効係数は、それぞれ38%と144%であった。本試験体におけるD10とD6のせん断補強筋比は、それぞれ0.09%と0.08%であるので、鉄筋量に応じた重み付け平均により計算されるせん断補強筋の有効係数は、88%である。これに対して実験で得られた有効係数は約200%であり、それぞれ単体でのせん断補強効果を大きく上回る性能を発揮したのである。せん断補強筋の降伏本数や平均応力も、試験体B1やCの結果を上回るものとなった(表-5, 12)。

本試験体におけるせん断補強筋効果の大幅な向上は、有効高さの半分の間隔で密に配置された D6 補強筋と有効高さと同じ間隔で千鳥に離散配置された D10 の複合作用によるものと理解される。すなわち、D6 鉄筋の存在によって、D10 鉄筋の千鳥配置によるひずみ分布の不均一性に伴う 3 次元効果が顕著に引き出されたものと推定される。図-24 は荷重最大時のせん断補強筋 D6 のひずみを奥行き方向の配置位置ごとにまとめたものである。長手方向に同じ位置に、奥行き方向に 2 本の D6 と 1 本の D10 が配置されている(図-20)。D10 は千鳥に配置しているため、手前は奥

表-8 試験体の設計データ

No.	せん断補強筋	p_w (%)	V_c cal (kN)	V_s cal (kN)	V cal (kN)
C	D6	0.08	216.4	38.5	254.9
D	D6, D10	0.17	216.4	82.0	297.4

表-9 コンクリートの材料特性

セメント	試験体	f'_c (MPa)	f_t (MPa)
普通	C, D	47.2	3.17

表-10 鉄筋の材料特性

径	試験体	f_y (MPa)	備考
D6	C, D	347.5	せん断補強筋 圧縮側組立筋
D10	D	351.0	せん断補強筋
D22	C, D	716.0	引張側主鉄筋

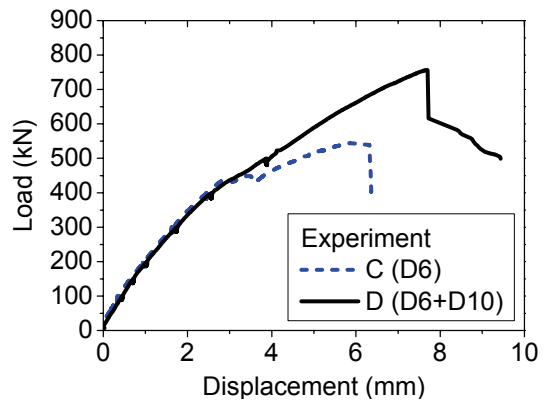


図-21 荷重変位関係 (試験体 C と D, 実験)

表-11 せん断耐力と補強筋の有効係数

No.	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{cal} (%)	$V_{s,exp}$ (kN)	$V_{s,exp}/V_{s,cal}$ (%)
C	272.0	106.7	55.6	144.4
D	378.3	127.2	161.9	197.4

表-12 せん断補強筋のひずみと応力 (最大荷重時)

No.	左スパン(D6)			右スパン(D6)		
	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)
C	(1682)	(2)	(149)	(2096)	(3)	(166)
D	1706	4	220	1221	3	173

No.	左スパン(D10)			右スパン(D10)		
	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)	平均ひずみ (μ)	降伏数	平均応力 (MPa)
D	1254	4	265	858	1	164

(※) 試験体Cは計測できなかったひずみを除く部分平均値

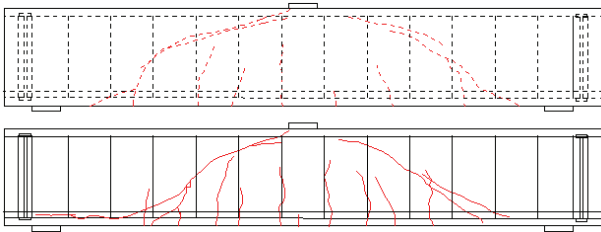


図-22 ひび割れ図 (試験体C)

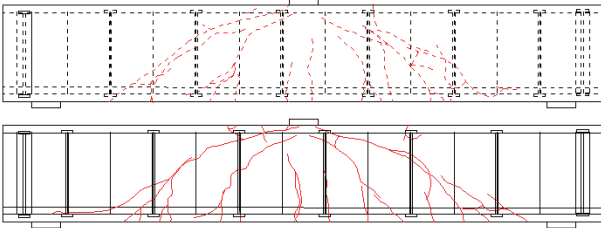


図-23 ひび割れ図 (試験体D)

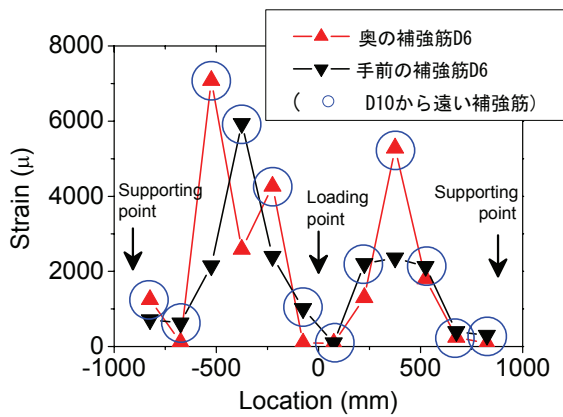


図-24 せん断補強筋のひずみ分布 (試験体D)

のD6の近傍に埋め込まれている。D6のひずみ分布からは、同じ位置の2本のD6鉄筋のうち、D10から遠い位置のD6の方が近い位置のD6よりもひずみが大きくなる傾向が確認された(図-25)。特に、破壊した左側のせん断スパン中央部付近において顕著に確認された。鉄筋のひずみ計測におけるデータのばらつきを考慮しても、優位な差である。この奥行き方向のひずみ分布の違いは、試験体が奥行き方向に不均一に変形していることを意味している。

(3) 3次元効果に関する解析検討

試験体DにおけるD6とD10のせん断補強筋の複合効果を検討するため、2次元解析を応用した擬似3次元解析(前出)、および幾何諸元と材料非線形を3次元で厳密に扱う完全3次元解析を行った。図-26および図-27に、試験体CおよびDにおける要素分割図の平面図の一部を示す。完全3次元解析では、せん断補強筋の配置位置に従って解析要素の設定を行う。一方の擬似3次元解析で

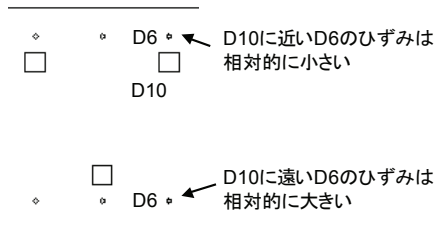


図-25 せん断補強筋のひずみと位置関係 (平面図)

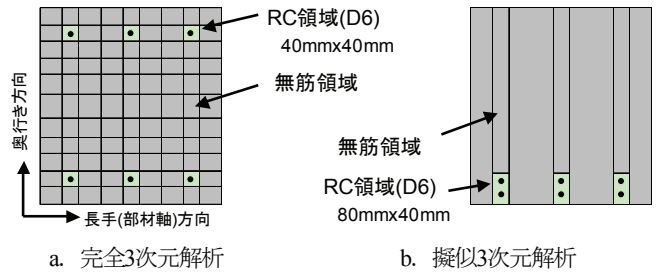


図-26 要素分割図の一部 (試験体C, 平面図)

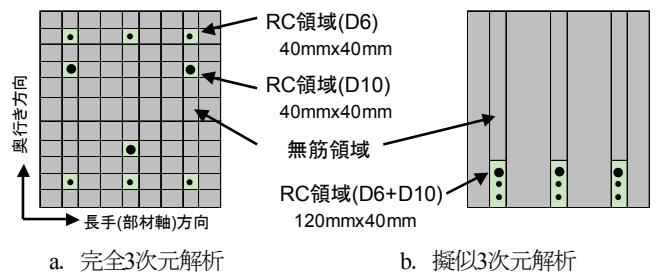


図-27 要素分割図の一部 (試験体D, 平面図)

はせん断補強筋の奥行き方向の偏りをRC要素と無筋要素の重ねあわせで表現する。奥行き方向の配置順についての差異は考慮できないため、RC要素は一纏めにして取り扱う。試験体Dの擬似3次元解析においては、2本のD6および1本のD10を平均化したRC要素とした。よって、擬似3次元解析では、奥行き方向のせん断補強筋の有無についての偏りは表現できるものの、千鳥の配置はそもそも考慮できない。なお、せん断補強筋まわりのRC領域のサイズは40mm×40mmとした。

基準試験体Cに関する解析結果を図-28および表-13に示す。2次元(擬似3次元)および完全3次元解析の結果にほとんど差がなく、いずれも実験における最大荷重とほぼ同じ結果を示した。順列配置であれば、単に奥行き方向にせん断補強筋の偏りを考慮することで、2次元解析

表-13 解析結果と実験結果との比較

No.	Analysis	V_analysis (kN)	V_exp/V_analysis (%)
C	2D	270.5	100.6
	3D	276.7	98.3
D	2D	326.0	116.0
	3D	367.2	102.8

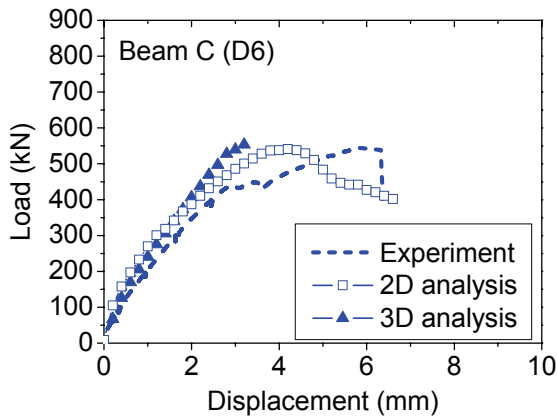


図-28 荷重変位関係 (試験体C, 解析)

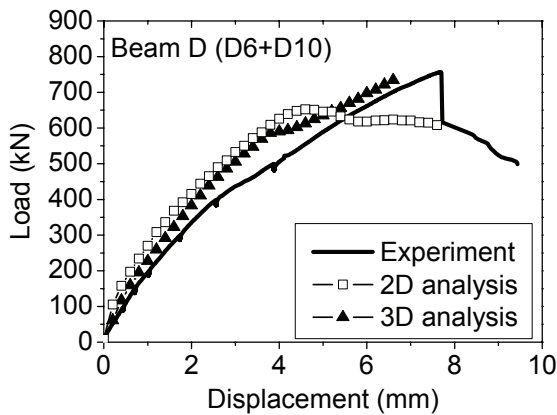


図-29 荷重変位関係 (試験体D, 解析)

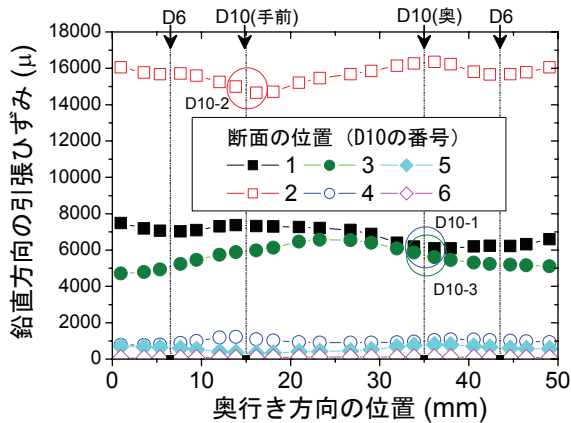


図-30 鉛直引張ひずみ分布 (試験体D, 3次元解析)

を応用した擬似3次元解析手法の適用により、実現象を十分に評価可能であることを意味する。

次に、D6とD10を組み合わせさせた試験体Dに関する解析結果を図-29および表-10に示す。2次元解析(擬似3次元)によって得られた最大荷重は実験結果よりも低く、せん断耐力(表-13)は算定式で得られる値(表-11)と近いものであった。これに対して、完全3次元解析の結果

は、2次元解析の結果を大きく上回り、実験結果にも整合する値となった。

完全3次元解析において、D10のせん断補強筋が千鳥配置された箇所における鉛直方向の引張ひずみの奥行き方向の分布を、図-30に示す。これは試験体の高さ136mmの位置における最大荷重時の値である。左側のせん断スパンのみを示している。図中で断面位置を表す番号は、図-20に示した千鳥配置のせん断補強筋D10の番号と対応している。ひずみの大きいNo.1~3に関しては、補強筋D10の位置を丸印で示した。ひずみ分布から、奥行き方向にひずみは均一ではなく、中央付近のせん断補強筋のない無筋領域(図-27)において値がやや大きくなっていることが分かる。奥行き方向でひずみがピークとなる位置は断面により異なる。No.1~3のせん断補強筋D10の位置では、D10の存在により鋼材量が多くなるためにひずみの増加が抑えられ、ひずみのピークがD10がない側へ偏っている傾向が確認できる。D10が千鳥配置されているため、ひずみのピークが現れる位置も、波うつように千鳥になっている。これらは実験で確認されたせん断補強筋のひずみ分布の傾向と定性的には整合しており(図-24, 25)、また、奥行き方向のせん断補強筋の偏りのみを表現する擬似3次元解析では表現されないものである(図-27, 29)。

実験において確認されたせん断耐力の大幅な増加は、部材奥行き方向の非均一な3次元挙動を厳密に扱う3次元解析によってのみ再現可能な現象であり、換言すれば、千鳥配置されたせん断補強鉄筋による3次元効果によるものと考えられる。

5. 結論

本研究では、せん断耐力の不足する既設RC構造物のせん断補強を想定し、後施工によるせん断補強筋の挿入工法における効率的なせん断補強筋の配置に関して検討を行った。実験および解析による検討から、下記の結論を得た。

- 1) 離散配置されたせん断補強筋の効果を実験により検討した結果、有効高さと同じ間隔でせん断補強筋を離散配置した場合でも、ある程度の補強効果が確認された。定着を十分に確保できる場合には、せん断補強筋の径・量を増加させることによって、せん断耐力を増加させることが可能であった。
- 2) 実験で観察された離散配置されたせん断補強筋の効果を数値解析により検討した。せん断補強筋量が少なく、しかもひび割れが疎らに導入される場合には、ひび割れの離散化を前提とした平均化モデル(smearred crack

approach)を適用すると、せん断耐力を過大評価する場合があった。この場合、RC領域の大きさを定着状況や鋼材のひずみを考慮して等価に小さくすることで、おおむね妥当な解析結果を得た。

3) せん断補強筋の挿入端における定着の影響を数値解析により検討した。定着を十分に確保できない場合には、せん断補強筋の効果が低減した。鉄筋径が大きくなると、定着不良区間が大きくなり、せん断補強筋の効果が大きく低下した。

4) 密に配置された少量の既存せん断補強筋と、千鳥で離散配置された後施工せん断補強筋の複合効果を実験および解析により検討した。実験と解析検討から、部材奥行き方向に現れるひずみや応力の不均一性が補強鋼材の応力状態の均質化を促進し、よりせん断耐力が大きく上昇することが確認された。この現象は完全3次元解析により、あらかじめ再現可能であることを示した。

今後、せん断スパン比や奥行き方向の配置間隔等の影響を検討することにより、離散配置せん断補強筋の効果に関して、さらなる検討を進めたい。

謝辞：本研究の一部は、日本アンカー協会アンカー技術振興学術奨励制度研究助成ならびに科学研究費補助金(S) No.15106008によるものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 山村賢輔, 清宮理：開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法, 土木学会論文集, No.777/VI-65, pp.37-51, 2004.
- 2) 小林薫, 石橋忠良：RC柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.90-102, 2001.
- 3) 土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕, pp.80-81, 2002.
- 4) 三桶達夫, 趙唯堅, 谷村幸裕, 田所敏弥：プレート定着型横方向鉄筋 Head-bar 技術の高度化に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, 2004.

- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫：せん断補強筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.
- 6) 前川宏一, 岡村甫：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂, 1991.
- 7) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.
- 8) 土屋智史, 中浜俊介, 前川宏一：梁のせん断耐力と斜めひび割れの 3 次元分布に及ぼす側方筋の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.997-1002, 2001.
- 9) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H.: Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, No.564/V-35, 1997.
- 10) 前川宏一, 安雪暉, 土屋智史：コンクリート構造物の破壊解析への応用, コンクリート工学, Vol.37, No.9, p.54-60, 1999.
- 11) 角谷務, 前川宏一, 堤忠彦, 狩野正人：PC 橋設計への非線形有限要素解析の適用に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.6, pp.94-103, 2004.
- 12) Maekawa, K., Gebreyouhannes, E., Mishima, T. and An, X.: Three-Dimensional Fatigue Simulation of RC Slabs under Traveling Wheel-Type Loads, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.4, No.3, pp.445-457, 2006.
- 13) Regan, P. E. and Kennedy Reid, I. L.: Shear Strength of RC Beams with Defective Stirrup Anchorages, *Magazine of Concrete Research*, 56, No.3, pp.159-166, 2004.
- 14) 前川宏一, 中村光, 佐藤靖彦, Toongoenthong, K.: せん断補強筋の定着不良が RC 梁のせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.973-978, 2004.
- 15) Toongoenthong, K. and Maekawa, K.: Computational performance assessment of damaged RC members with fractured stirrups, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.3, No.1, pp.123-136, 2005.

(2006. 5. 15 受付)

PERFORMANCE ASSESSMENT OF SHEAR RETROFITTING ON EXISTING RC STRUCTURES USING DISPERSEDLY ARRANGED SHEAR REINFORCEMENT

Kenichiro NAKARAI, Hai LE DUYEN and Koichi MAEKAWA

The arrangement of post-constructed shear reinforcement is key for the seismic retrofitting on the existing RC structure. In this study, the efficiency of the shear strengthening using dispersedly arranged shear reinforcement was investigated. The influence of the arrangement (zigzag or parallel), the diameter, the anchorage and the existing shear reinforcement was studied experimentally and numerically. The results showed that the shear retrofitting increases the shear capacity. Especially, the combination effect between the densely-arranged reinforcement and the dispersedly-arranged zigzag reinforcement strengthened the capacity significantly. This phenomena was predicted by the three dimensional analysis.