# 論文 離散配置されたせん断補強筋の効果と数値評価

Hai LE DUYEN<sup>\*1</sup>・半井 健一郎<sup>\*2</sup>・前川 宏一<sup>\*3</sup>

要旨:壁部材やスラブのせん断補強に対する補強筋の後挿入工法では,補強筋使用本数の最 少化が,施工効率の観点から求められる。本研究は新設構造の構造細目規定を越えた,粗い 間隔で配置されたせん断補強筋を有する RC 梁に着目し,少本数の離散配置で達成される補 強効果について検討した。実験及び解析結果に基づいて,順列・千鳥の両補強筋配置に対し て,数値解析による補強筋効果の評価法を提案した。

キーワード:既設構造物,せん断補強,順列配置,千鳥配置,数値評価

## 1. はじめに

近年,耐震基準の改訂と連動して,せん断耐 力が劣る既設構造物の補強が順次進められてい る。地下 RC 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。一般に,せん断補強筋の 有効性の観点から,せん断補強筋の間隔は有効 高さの半分以下と制限されている<sup>1)</sup>。新設構造物 の建設では大きな障害とはならないこの規定が, 穿孔作業を必要とする既設構造物の補強では, 大きな施工負担となる。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を要するか らである<sup>2)</sup>。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を考え ると,有効と考えられる。

任意の斜めひび割れに対して,必ずいずれか のせん断補強筋と交差する限界は,ほぼ部材の 有効高さに相当すると考えられる。そこで,本 研究では有効高さに等しいせん断補強鉄筋間隔 を有する RC 梁のせん断挙動に着目した。様々な 補強筋の配置を通して,せん断補強鉄筋の有効 性を調べ,効率の良い配筋を見つけ出すことが, 本研究の第一の目的である。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 分以下を守った場合と同等のせん断耐力は得ら れないが<sup>3)</sup>,補強筋効果の定量評価ができれば, 必要十分な補強鉄筋量を与えることが可能とな 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,数値解析によって評価す る方法を与えることを第二の目的とした。

#### 2. 実験概要

#### 2.1. 供試体の諸元

供試体は合計4体, すべて有効高さが 300mm で、せん断破壊先行型となるように設計されて いる(表-1)。補強筋は主鉄筋と直角,すべて 部材有効高さと同じ間隔で配置されている。シ リーズ A では補強筋が一組み毎, 順列配置にな っている (図-1)。シリーズBはシリーズAと 全く同じ材料と寸法で,補強筋の位置関係が異 なり、千鳥配置になっている(図-2)。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,補強の有効性の向上を期待し たものである。本研究では、後施工のせん断補 強筋のモデルとして、異形鉄筋を用いたヘッド バーを使用した。ヘッドバーは異型鉄筋の両端 に鉄板が摩擦接合されているものであり、フッ クを設けたせん断補強筋と同等の補強効果を発 揮することが認められている<sup>4)</sup>。シリーズ A, B

\*1 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 修士課程 (正会員)
\*2 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 助手 工修 (正会員)
\*3 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 教授 工博 (正会員)

は A1, B1 と A2, B2 と分けられ, 其々D10 と D16 のヘッドバーを用いた。これは補強筋径・ 量による補強効果を検討するためである。本実 験では, コンクリート打設前に予め補強筋を配 置した。使用したコンクリートと鉄筋の材料特 性と配合を表-2, 表-3, 表-4に示す。





# 図-2 供試体 B1, B2

#### 表-2 鉄筋の材料特性

種類	材質	供試体	降伏 ひず み (µ)	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弹性 係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D6	SD345	A1,A2,B1,B2	2103	360.27	179.70
D10	SD345	A1,B1	1945	365.60	196.76
D16	SD345	A2,B2	2109	364.85	209.40
<b>D</b> 22	SD685	A1,B1	4040	740.39	196.76
D22	SD490	A2,B2	2807	535.34	202.00

#### 2.2. 試験方法

すべての供試体に対して,変位速度一定 (=0.2mm/min)で制御した万能試験機を用いて,単 調載荷を行った。2点支持の1点中央載荷で実験 を行い,想定通り,せん断破壊先行型となった。 載荷板には鋼材を用い,寸法は100×20×500mm である。スパン内のせん断補強筋および主鉄筋 に,降伏を判定する目的で,ひずみゲージを取 り付けた(図-1,図-2)。供試体A2とB2の場合 には,ひずみゲージは予測した斜めひび割れが 入る位置に貼り付けた。

表-1	供試体の設計デ	_ 々
20 1		

Series	Beam	Shear bar	せん断 鉄筋比 (%)	Vc_cal (kN)	Vs_cal (kN)	Vcal (kN)
	Al	D10	0.10	205.6	45.4	251.0
A	A2	D16	0.26	216.3	126.2	343.5
D	B1	D10	0.10	205.6	45.4	251.0
В	B2	D16	0.26	216.3	126.2	343.5

Vc\_cal: 二羽式で計算されたコンクリートのせん断耐力<sup>5)</sup>

Vs\_cal:トラス理論によるせん断補強筋のせん断耐力

Vcal : せん断耐力の理論値

#### 表-3 コンクリートの材料特性

		圧縮	割裂引張	圧縮	弾性
種類	Beam	強度	強度	ひずみ	係数
		$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(%)	(%)
早強	A1,B1	40.0	3.217	0.207	35.9
早強	A2,B2	47.9	3.242	0.223	34.0

#### 表-4 コンクリート配合

種類 供試休		最大骨材率	スランプ	水セメント比	空気量	細骨材率		単位量	t (k	$g/m^3$	
1里規 円	D. P. VIT	(mm)	(cm)	(%)	(%)	(%)	W	С	S	G	A
早強	A1,B1	20	10.6	56.5	3.6	42.5	164	291	779	1086	0.728
早強	A2,B2	20	18.0	50.5	4.5	44.5	168	333	794	1021	4.000

表-5 補強筋の最大ひずみ(μ)(シリーズA)

せん断補強筋	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
供試体 A1	476	514	8968	19399	57	571	72	59	347	347	27	28
供試体 A2	1434	1267	10212	10301	930	2147	768	1110	1732	2351	504	377

## 3. 間隔の広いせん断補強筋の効果

シリーズ A では、有効高に等しいせん断補強 筋間隔の RC 梁について、検討を行う。修正トラ ス理論<sup>6)</sup>で求められるせん断耐力までは期待で きないと考えられる<sup>3)</sup>が、補強筋がどの程度、効 果を発揮できるかを定量的に評価することは、 補強強度設計において重要である。

# 3.1. 順列配置に対する実験結果と考察

ここでのせん断補強筋効果の評価には,実験 で得た最大耐力 Vexp(破壊荷重の半分)からコ ンクリートの負担せん断耐力 Vc を減じて求ま る Vs\_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 Vs との比を有効係数として 用いることとする。Vc は二羽式<sup>5)</sup>により算出す ることとした。実験の結果,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,効果があることが確認された(**表**-**6**)。

D10 ヘッドバーをせん断補強筋とした供試体 A1 の場合,有効係数は41.5%であった。せん断 ひび割れは一本だけ発生し,分散していないこ とが観察された(図-4)。補強鉄筋間隔が広い ため,この主たるせん断ひび割れに抵抗したせ ん断補強筋は一組だけである。補強筋のひずみ 結果を見ると,スパン中央にある No.3 と No.4 補強筋のみが明確な降伏を示している(表-5)。 この場合,一組しか効かなかったため,せん断 ひび割れが発生した後,部材は十分な粘りを発 揮できず,斜めひび割れが曲げ圧縮領域を貫通 してしまったと考えられる。

次にせん断補強筋をD16にして(供試体A2), 補強筋の効果の検討を行った。補強筋径を上げ ることで,補強筋の有効係数がD10場合の40% 程度から111.8%まで増加した(**表**-6)。増加量 は2.5倍と大きく,実験誤差を考慮しても,補強 筋径の増加による有効係数の改善が大きいと考 えられる。実験では,供試体A1と違い,破壊に 至るまではスパン中央にある補強筋だけでなく, 隣接の補強筋も良好に変形し,最大耐力時には, 補強筋No.6 は降伏状態にあった(**表**-5)。実験 では, 斜めひび割れの分散が見られた (図-6)。 斜めひび割れには, ウェブせん断ひびだけでな く, 曲げひび割れから進展した曲げせん断ひび 割れも含まれる。その結果, 補強筋 No.5, No.6, No.7, No.8 も補強効果に大きく寄与したと思わ れる。



Room Vexp		Vs_exp	Vs_exp/Vs_cal	Vana/
Dealli	(kN)	(kN)	(%)	Vexp
Al	224.4	18.8	41.5	1.095
A2	357.4	132.4	111.8	1.003

(Vana: WCOMD から求まったせん断耐力)



せん断補強筋間隔を有効高さと同じにしても, 補強筋の効果が全て無効になるわけではなく, 所定の有効性を確保することは可能と考えられ る。今回の実験条件では,補強筋直径と量を上 げることで(補強筋本数が変わらない),補強筋 の効果を高める可能性があることが示唆された。

# 3.2. 順列配置についての解析による検討

順列配置されたせん断補強筋の定量的な評価 のために、実験に対して二次元非線形応答解析 -WCOMD<sup>71</sup>を実施した(図-7)。せん断補強筋を, 部材軸方向のみならず,部材奥行き方向に対し ても離散配置しているため、せん断補強筋を表 す要素と無筋コンクリート要素を奥行き方向に 重ねて(オーバーラッピング要素),疑似三次元 解析を行うことにした<sup>8)</sup>。コンクリート引張強度 は、乾燥収縮による初期応力の影響を考慮して, シリンダー供試体による引張強度の約 6 割 (2.00N/mm<sup>2</sup>)に設定した<sup>7)</sup>。

供試体 A1 の解析結果は,実験結果と一緒に図 -3 に掲載した。解析-0 は実験条件を忠実に再 現したものである。解析-1 ではせん断補強鉄筋 比を同一に保ち,仮想的にせん断補強筋を部材 長手方向に一様に分散させた。解析-1 は設計し た設計耐力(**表**-1)とほぼ同じ結果を示した。

一方,実験の再現解析(解析-0)は解析-1 より低い結果となり,鉄筋の離散配置の影響と 符合した。しかし,実験結果より若干,耐力が 高い結果になっている。相対的には,補強筋の 効果を2倍以上,高めに評価している。解析-0 では実験結果と異なり,すべてのせん断補強筋 が降伏したと判定されている(図-7)。実験で はスパン内にただ1本のせん断ひび割れが発生 し,離散配置された No.1,2 あるいは No.5,6 の せん断補強筋の定着部近傍を貫通し(図-4),

これらのせん断補強筋は十分に機能していない (表-5)。これに対して,解析では平均化構成 則を採用しており,有限要素内での応力・ひず みの空間平均化が行われる。このため,実験で は斜めひび割れが配筋位置を僅かに外れたため に機能しなかったせん断補強筋 No.1.2,5,6 も,解 析では応力を負担し,降伏に至った。この結果, 解析が実験より高い耐力を示したものと解釈さ れる。

そこで、供試体 A1 について、実際に機能した と考えられるせん断スパン中央の補強筋のみを 有すると仮定した感度解析を行った(解析-2)。 解析上、良好に実験結果と対応していることが 分かる(図-3)。また、せん断補強筋を D16 に した供試体 A2 では、実験においてもスパン中央 だけではなく、隣接の補強筋も効果を発揮した ので、解析はよく実験結果を捉えている(図-5)。この結果から、配置間隔が広がる影響をお おむね評価できていると判断される。



### 4. 千鳥配置されたせん断補強筋の効果

千鳥配置の効果を調べるため、シリーズBの 供試体を検討した。千鳥配置の場合、せん断補 強筋の間隔は、ウェブ側方からの投影面では、 見かけ上、有効高さの半分となっているので、3 次元効果を期待できるならば、シリーズAより 高い補強効果が期待される。

#### 4.1. 千鳥配置に対する実験結果と考察

実験結果では,補強筋が D10 の場合,供試体 B1 は供試体 A1 とほとんど同じ耐力と変形能を 示した(図-8)。せん断補強筋の効果もほぼ 40% であった(表-6,表-8)。



せん断補強筋	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
供試体 B1	551	51	1867	1960	131	1198	1417	215	1433	13813	309	557
供試体 B2	617	149	8427	2082	210	1030	766	425	4094	7378	638	1581

表-7 補強筋の最大ひずみ(µ)(シリーズB)

D10 鉄筋を利用した場合,供試体 A1 では支点 と載荷点の近くにあるせん断補強筋 (No.1, No.2, No.5, No.6) はスパン中央にある補強筋 (No.3, No.4) と比べ,ひずみが小さく,補強効 果を示さなかった (表-5)。千鳥配置に変更し た供試体 B1 では,せん断補強筋 No.1 と No.6 の 位置がよりスパン中央に近づき,せん断抵抗の 効果は改善されていると見える (表-7)。しか し,最終的に降伏した本数は供試体 A1 と同一で あり,スパン中央にある補強筋に限定された。 ひび割れの分散性は依然,低く(十分に分散す る前に破壊に至った),正面と背面では,ひび割 れの位置関係に大きな違いは見られなかった (図-9)。本実験の範囲では,千鳥配置の影響

更に補強筋径を D16 にして, 千鳥配置の効果 を実験的に検討した(供試体 B2)。せん断耐力 は, 千鳥配置ではない供試体 A2 より, むしろ低 かった(図-10)。せん断補強筋が D10 である場 合と同様,補強筋効果の分散も見られたが,補 強筋 No.2 と No.5 のひずみは供試体 A2 よりも小 さかった(表-5,表-7)。供試体 A2 と供試体 B2 には,同じひび割れ状態が得られた(図-6, 図-11)。しかし,千鳥配置の供試体 B2 では, 補強筋 No.2 と No.5 がスパンの端よりに移動し たため,せん断ひび割れ進展の拘束効果が総合 的に低くなったと思われる。

を期待できるものでは無かった。

以上の通り、本研究の実験では、千鳥配置の効 果は見られなかった。せん断補強筋間隔が有効 高さに等しい時、順列配置の場合でも、せん断 ひび割れに対して、必ず交差するせん断補強筋 が存在するので、千鳥配置の効果が引き出しに くいことも考えられる。補強間隔が有効高さの 1.5 倍、2 倍のように有効高さを超える場合、逆 に千鳥配置にすることで、斜めせん断ひび割れ

表-8 せん断補強筋の効果(シリーズ B)

D	Vexp	Vs_exp	Vs_exp/Vs_cal	Vana/
Beam	(kN)	(kN)	(%)	Vexp
B1	223.1	17.5	38.5	1.100
B2	307.3	91.0	72.1	1.189

(Vana: WCOMD から求まったせん断耐力)





とせん断補強筋が必ず交差することから,せん 断ひび割れに抵抗する補強筋の最小が保証され ることも想定される。今後の検討課題としたい。

## 4.2. 千鳥配置についての解析による検討

ここでも、WCOMD を用いて千鳥配置のせん 断補強効果を検討した(図-12)。D10の補強筋 を有する供試体 B1の解析結果は、実験結果(図 -8)よりやや高い耐力を示した。順列配置の供 試体 A1の解析結果と比較すると、ほぼ同じ結果 となり、実験の比較と同様ではある(図-3,図 -12)。一方、補強筋を D16 とした場合(供試体 B2)でも、千鳥配置と順列配置との場合には解 析結果には違いが見られなかった(図-12)。し かし、D16の実験の場合には千鳥配置は順列配 置より低い補強効果を示しており(図-10)、解 析結果は実験結果よりも高い耐力を示した。こ の差はやや高く、今後、完全三次元非線形ひび 割れ解析を行い、より詳細なひび割れ破壊の相 互作用について、検討を行うことにしたい。



# 図-12 千鳥配置の効果(解析値比較)

# 5. 結論

本研究は既設構造物の補強を合理的に行うた めに, 躯体穿孔による後施工挿入のせん断補強 筋の使用本数を, 必要最小限に抑えるという開 発目標を設定したうえで, 有効高さと同じせん 断補強筋間隔を有する RC 梁の性能実証実験及 び再現解析を行い, 以下の結果を得た。

(1) 示方書の構造細目上の制限を超えて,有 効高さに等しい配筋間隔にしても,せん断補強 筋はある程度,せん断補強としての効果を示し た。今回の実験では,補強筋の直径・量を上げ ることで,有効性を高める結果が得られた。

(2) 有効高さに等しい間隔で,部材厚さ方向 に千鳥に補強筋を配置し,見かけ上有効高さの 半分にした場合,千鳥にしない順列配置と明確 な違いは見られなかった。

(3) 非線形有限要素解析は,離散的に配置さ

れたせん断補強筋の効果を実験結果よりやや高 めの値を出しているものの,その効果の低下を 定量的に評価できることを示した。

本実験は、開発の初段階として、限定された 条件下で行ったものである。構造物の諸元の変 化により、ひび割れ発生状況が変わり、補強筋 の効果が影響を受ける可能性がある。詳細につ いての検討は、今後の課題としたい。

# 参考文献

- 1) 土木学会:コンクリート標準示方書 構造性 能照査編,土木学会,2002
- 小林薫,吉田徹:既設 RC 柱の一面耐震補強 工法における後挿入鉄筋のせん断補強効果 に関する検討,土木学会年次学術講演会講演 概要集第5部, Vol.57, pp.181-182, 2002
- William J.Krefeld and Charles W.Thurston : Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V.63, No.4, pp.451-475, Apr.1966
- 4) 塩屋俊幸,樋口義弘,塩川英世,高岸正章: Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた 曲げせん断実験,コンクリート工学年次論文 集, Vol.23, No.3, pp.799-804, 2001
- 5) 二羽淳一郎,山田一宇,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,第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- Morsh, E.: Concrete-Steel Construction, McGraw-Hill, New York. English translation by E.P Goodrich of Der Eisenbetonbau, 1902
- 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