

既存鉄筋コンクリート梁の開孔補強法に関する実験研究

Experimental Study on Existing Reinforced Concrete Beam with a Hole Reinforced by Steel Plates

中澤 敏樹*

要 旨

既存RC梁に開孔を設け、梁側面から鋼板によって開孔補強した試験体の曲げせん断実験を行い、補強効果を確認した。実験の結果、鋼板で補強することにより、最大耐力は無補強の試験体と比較して約1.6倍に向上し、無開孔梁のせん断耐力計算値以上となった。補強範囲（鋼板の長さ）を梁せいの1.0倍とした試験体では、鋼板補強の効果を取り入れた既往の評価式で概ね安全側に評価できたが、補強範囲を梁せいの1.5倍とした試験体では、実験値が計算値を僅かに下回った。

キーワード：既存RC梁／開孔補強／鋼板／補強範囲

1. はじめに

建物のリニューアル工事では、既存RC梁に開孔を設けることにより設備配管を合理的に行うことができるケースがある。しかし、既存RC梁に開孔を設ける場合、新築建物で一般的に行われている開孔補強筋を設ける方法を採用することができない。そのため、梁側面から後付けでの補強が考えられるが、その補強方法については不明な点が多い。

そこで、開孔を設けたRC梁を鋼板で開孔補強した場合の補強効果を確認するために、曲げせん断実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

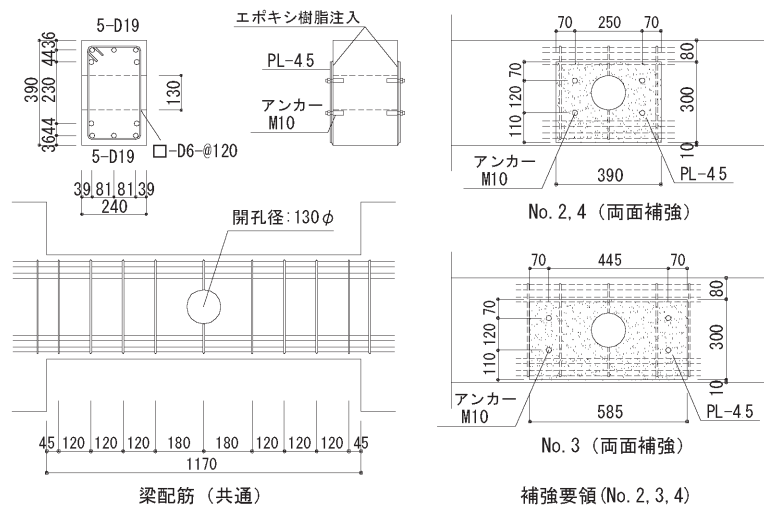
試験体一覧を表－1に、試験体の配筋図および鋼板による補強要領を図－1に示す。

試験体は4体であり、梁せいの中央部に、径1/3D（D：梁せい）の開孔を1組の横補強筋を切断するように設けた。No.1～No.3にはFc21の普通コンクリートを、No.4には比較的高強度のFc36のコンクリートを用いた。補強鋼板の幅は、No.2、No.4では梁せいと同じ1.0D、No.3は1.5Dとし、鋼板の高さはスラブ付きを想定し300mmとした。No.1は比較のための無補強試験体である。

鋼板はあと施工アンカー（機械式アンカーM10、埋込長さ4d）でRC梁の両側に取り付

表－1 試験体一覧

No.	梁部材	コンクリート 強度 (N/mm ²)	開孔および補強鋼板		備考
			径 (mm)	補強鋼板 厚×幅×高	
No.1	b×D=240×390 L=1170 (M/QD=1.5)	21	H=130 (H/D =1/3)	—	無補強
No.2	梁主筋 5-D19 (上下) pt=1.78%			4.5×390×300	補強幅 1.0D
No.3	横補強筋 2-D6@120			4.5×585×300	補強幅 1.5D
No.4	pw=0.222%	36		4.5×390×300	補強幅 1.0D



図－1 試験体の配筋および補強要領

表－2 材料試験結果

a) 鋼材				b) コンクリート		
種別	材質	σ_y	E_s	試験体	σ_B	E_c
D6	SD295A	363.3	1.79	No.1	23.0	2.73
D19	SD345	388.6	1.86	No.2	23.6	2.75
PL-4.5	SS400	315.4	2.00	No.3	24.5	2.94
				No.4	33.2	2.89

σ_y ：鋼材降伏強度 (N/mm²)
 E_s ：鋼材ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm²)
 σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
 E_c ：コンクリートヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm²)

* 構造研究グループ

け、鋼板と梁との隙間5mmにはエポキシ樹脂を注入した。

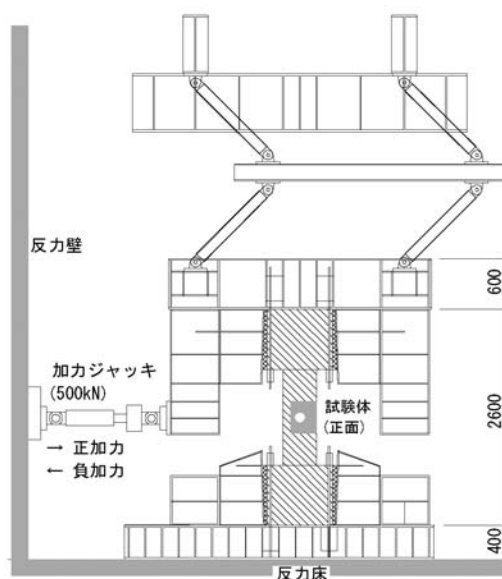
実験の目的は、鋼板によって補強された開孔部のせん断強度を確認し、既往の評価式の適合性を検証することである。そのため、全ての試験体で開孔部がせん断破壊するように断面を計画し、一般部の横補強筋2-D6@120 ($p_w=0.222\%$) に対し、開孔部の横補強筋は2-D6@180 ($p_w=0.148\%$) とした。実験因子は、補強の有無、補強範囲（接着範囲）、コンクリート強度である。

実験で用いた鋼材とコンクリートの材料試験結果を表－2に示す。

2.2 荷重計画

荷重装置を図－2に示す。加力は、建研式の逆対称加力装置を用いて、軸力をかけずに、所定の部材角Rで正負交番繰り返し静的荷重を行った。荷重履歴は、 $R=\pm 1.25, \pm 2.5, \pm 5.0, \pm 10.0, +20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で各1回とした。

上下スタブ間の変位および軸変位を変位計で、主筋、横補強筋および鋼板表面の歪を歪ゲージで測定した。



図－2 荷重装置

表－3 物理的現象と発生時部材角

物理的現象	発生時部材角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$) ※下段は荷重サイクルと荷重							
	No.1		No.2		No.3		No.4	
開孔内部ひび割れ発生	0.67		2.31		3.18		2.19	
	+1	77.1	+2	142.5	+3	168.5	+2	145.7
横補強筋降伏 (開孔周辺部)	1.62		4.24		-4.92		4.15	
	+2	89.7	+3	145.5	-3	-149.2	+3	157.3
横補強筋降伏 (一般部)	降伏せず		3.66		3.61		3.32	
			+3	174.2	+4	116.4	+3	181.2
最大耐力	4.39		3.66		3.76		3.67	
	+3	109.6	+3	174.2	+3	176.6	+3	191.8
梁主筋降伏	11.85		18.81		降伏せず		9.32	
	+5	79.9	+5	62.3			+4	148.9

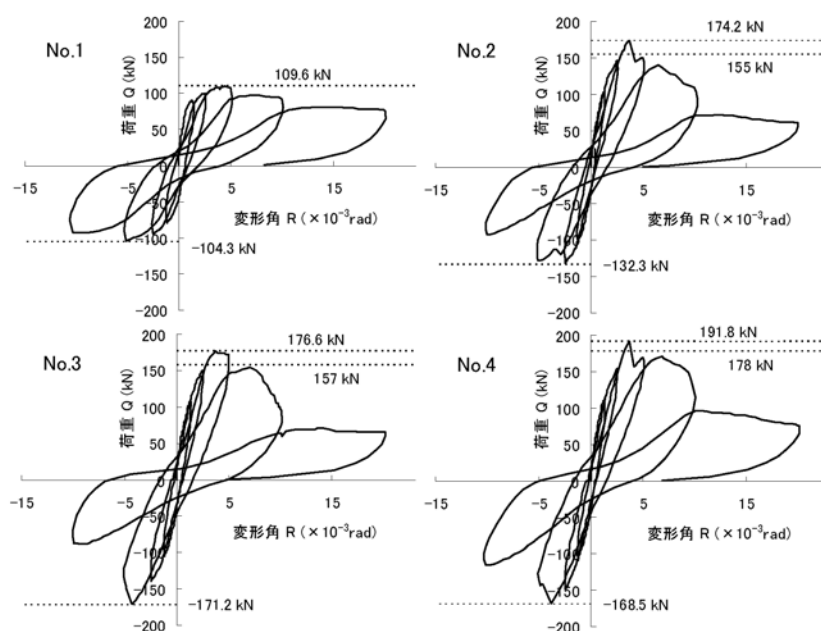
3. 実験結果

3.1 実験経過

実験時に発生した物理的現象と発生時部材角の一覧を表－3に、各試験体の荷重－部材角関係を図－3に示す。

無補強のNo.1では、第1サイクルの $0.67 \times 10^{-3} \text{rad}$ で開孔を横切るように斜めひび割れが発生し、剛性が低下した。第3サイクルの $4.39 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力に達した後、徐々に荷重が低下した。No.1の最大耐力は、「RC規準」¹⁾によって算定した無補強有開孔梁のせん断強度計算値(46kN)に対して2.38倍の値となった。

鋼板補強した試験体について、鋼板幅を1.0DとしたNo.2, No.4ではそれぞれ第2サイクルの $2.31, 2.19 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、鋼板長さを1.5DとしたNo.3では第3サイクルの $3.18 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、開孔部内側面にひび割れが発生した。その後、3体とも第3サイクルの $4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ に至るまでに最大耐力に達し、孔内のひび割れが一気に開くと同時に、急激に耐力が低下した。No.2～No.4の補強鋼板は、実験終了時まで降伏することはなかった。



図－3 荷重－部材角関係

鋼板補強を施した試験体の最大耐力は、全て「RC規準」で示される無開孔梁のせん断強度計算値（No.1：155kN、No.2：157kN、No.3：178kN）を上回った。

3.2 実験終了時の状況

実験終了後、開孔部を横断するように試験体を切断し、コンクリートの損傷状況および鋼板の接着状況を調査した。各試験体の最終状況と切断面を写真－1に示す。

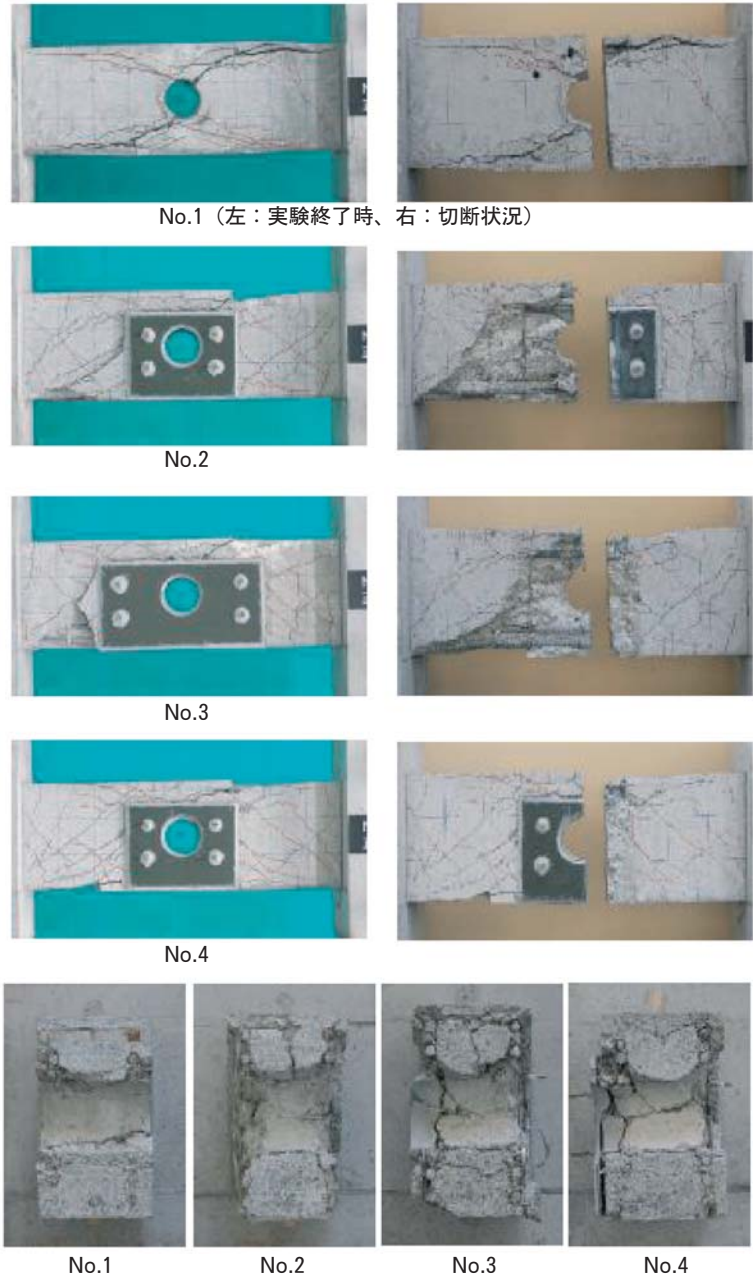
鋼板補強を施した試験体（No.2,3,4）では、無補強のNo.1に比べ開孔部周辺におけるコンクリートの損傷が激しく、鋼板と接着された側面のコンクリートが大きく剥離・剥落していた。コンクリート強度をFc21としたNo.2、No.3では樹脂とコンクリートとの剥離は見られなかったが、Fc36としたNo.4では開孔下部から梁底にかけて樹脂とコンクリートとの剥離が見られた。鋼板補強を施した試験体（No.2,3,4）全てで、鋼板と樹脂との剥離は見られなかった。

4. 実験結果の検討

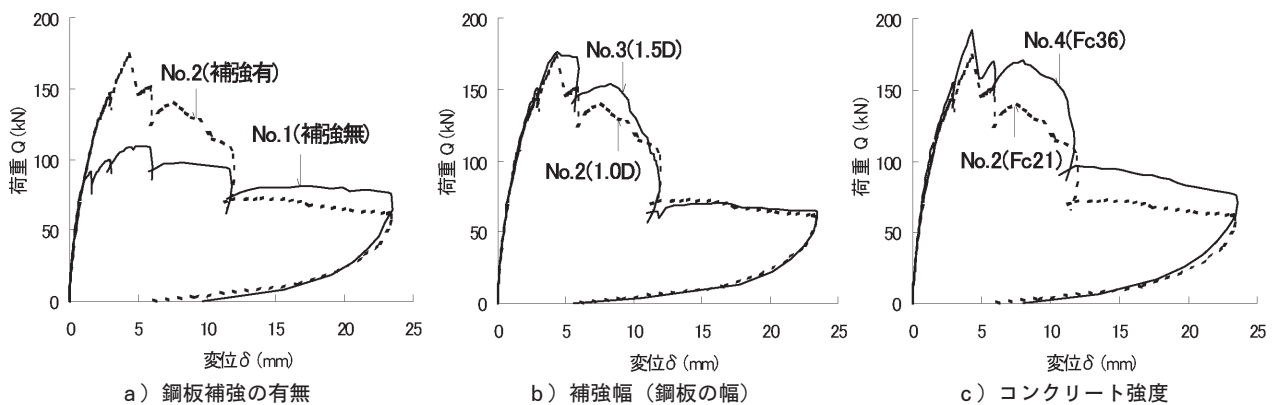
4.1 包絡線の比較

実験因子毎に、荷重－変形関係の包絡線の比較を図－4に示す。

鋼板補強を施すことによって、No.2の最大耐力は無補強のNo.1と比較して約1.6倍に向上した。しかし、補強幅を1.5DとしたNo.3と補強幅を1.0DとしたNo.2では、最大耐力に大きな差は見られなかった。Fc21のNo.2とFc36のNo.4では、耐力の違いはあるものの、包絡線はよく似た形状となった。



写真－1 最終状況と切断面



図－4 包絡線の比較

4.2 開孔部周辺のせん断変形

No.1～No.3の荷重－せん断変形角の関係を図－5に示す。開孔部のせん断変形角は、鋼板を避けて梁の上面と底面に全ネジ棒を固定し、変位計を対角線状に取り付けて測定した。

同図より、無補強のNo.1は、初期の段階から開孔部廻りのせん断変形角が大きく、最大耐力を示した後、開孔周辺のコンクリートがせん断破壊したため、顕著にせん断変形角が大きくなった。

一方、鋼板補強したNo.2とNo.3については、最大耐力までのせん断変形角は全般的に小さく、鋼板補強の効果がみられる。最大耐力以降、せん断変形角は急激に大きくなり、載荷終了時の押し切りでは開孔周辺のコンクリートがせん断破壊し、無補強のNo.1と同じようなせん断変形角を示した。ただし、鋼板の幅を大きくしたことによる著しい効果はみられなかった。

4.3 全体変形に対する各変形成分の割合

負荷における各サイクルピーク時の全体変形に対する各変形成分の割合を図－6に示す。

各試験体とも部材角の増大に伴い、開孔部のせん断変形成分が増大し、梁端部の回転角による変形成分が減少している。無補強のNo.1と比較して、開孔部を鋼板補強したNo.2～No.4では、全般的にせん断変形成分が小さく、鋼板補強によるせん断変形の抑制効果があることがわかる。

4.4 横補強筋の歪分布の比較

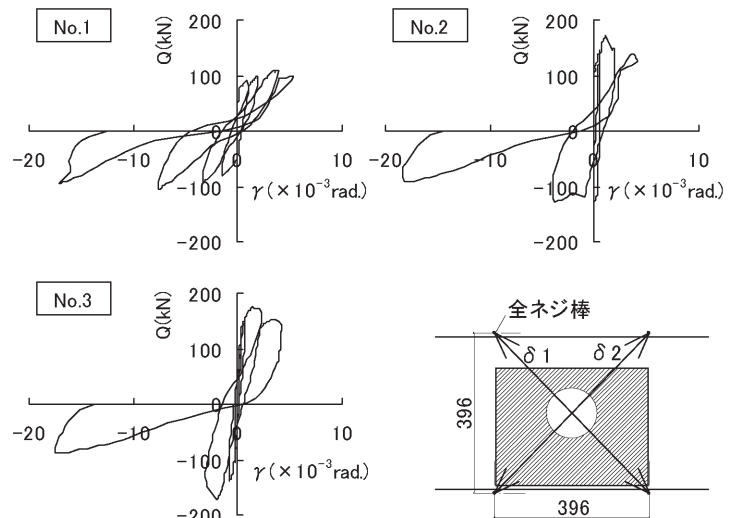
No.1～No.3の正載荷における各サイクルピーク時の横補強筋の歪分布を図－7に示す。

無補強のNo.1では、荷重が増加するに従い、横補強筋の歪は漸増しており、最大耐力時では開孔両側の横補強筋がほぼ降伏歪に達した。

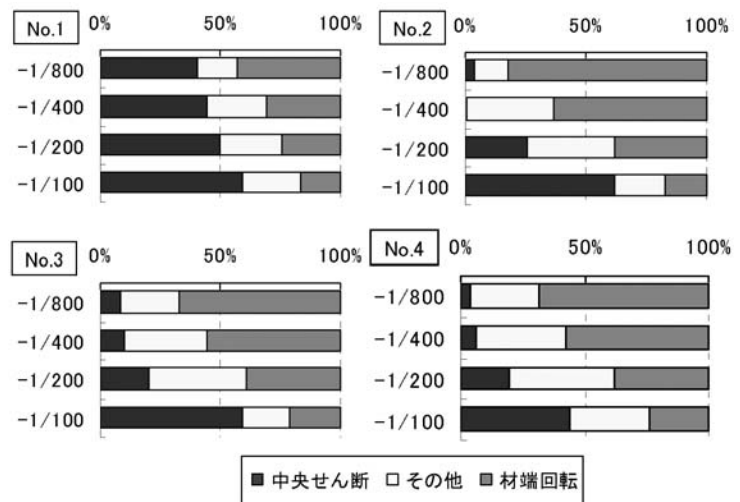
鋼板補強したNo.2とNo.3では最大耐力時の横補強筋の歪は小さい。最大耐力以降、せん断破壊が進行するに従い、横補強筋の歪が大きな値を示している。これは、鋼板とコンクリート躯体との接着が緩むことにより、鋼板の補強効果が小さくなり、横補強筋が有効に働いたことによると思われる。また、No.2に対して、鋼板の面積を大きくしたNo.3では、最大耐力以降の歪の増大が小さかった。

4.5 鋼板の歪

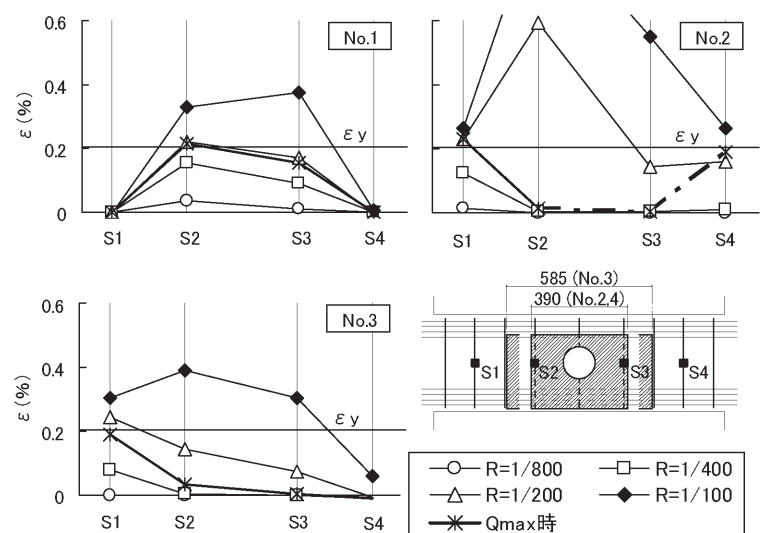
鋼板に生じた荷重－最大主歪の関係を図－8に示す。No.2～No.4について比較すると、各試験体



図－5 開孔部周辺のせん断変形角の比較



図－6 全体変形に占める各変形成分の割合



図－7 横補強筋の歪分布

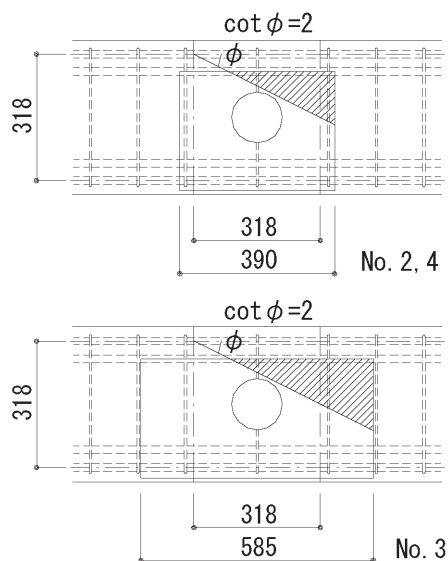
とも明確な差はみられない。最大主歪は全般的に小さく、最大耐力時で0.03%以下、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ でも0.05%以下となった。本補強法では、鋼板補強による耐力寄与分は、鋼板とコンクリート躯体との接着強度で定まっているため、鋼板自体に生じる歪が小さいものと考えられる。

5. セン断強度の評価

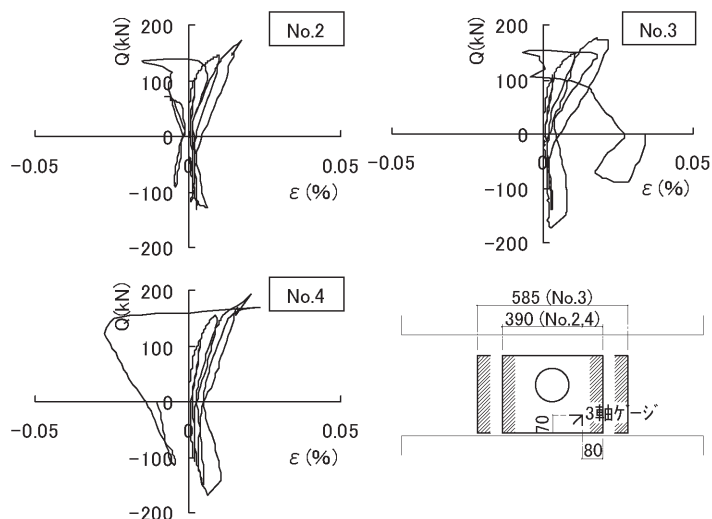
最大耐力時の実験値と計算値との比較一覧を表－4に示す。なお、せん断強度 (Q_{su}) の計算値については、上段は計算値を、下段は実験値と計算値の比を示している。

各試験体とも、開孔部のせん断破壊で最大耐力が定まっている。開孔部のせん断強度の計算値は、鋼板補強の効果を考慮できる既往の提案式^{2), 3)}の2式で検討した。基本的に、両式とも「RC規準」に示された修正広沢式に鋼板補強の効果を取り入れており、鋼板補強による強度増加分は、コンクリートと鋼板との接着強度で評価することとしている。

鋼板幅を1.0DとしたNo.2とNo.4に関して、実験値と計算値との比について比較すると、それぞれ $Q_{su③}$ 式で1.17, 1.30、 $Q_{su④}$ 式で1.21, 1.25となり、両式とも安全側に評価できる。ただし、鋼板幅を1.5DとしたNo.3については、計算値が実験値をやや下回っている。この理由として、有効面積の捉え方によると思われる。



図－9 鋼板の有効接着面積



図－8 鋼板の最大主歪－荷重の関係

表－4 実験値と計算値との比較

試験体	実験値	計算値				
	eQmax (kN)	Qmu (kN)	Qsu① (kN)	Qsu② (kN)	Qsu③ (kN)	Qsu④ (kN)
No.1	109.6	289	154 (0.72)	46 (2.38)	—	—
No.2	174.2		155 (1.12)	—	134 (1.30)	139 (1.25)
No.3	176.6		157 (1.12)	—	179 (0.99)	181 (0.98)
No.4	191.8		178 (1.08)	—	164 (1.17)	158 (1.21)

註:各耐力式を以下に示す。特記なき符号は文献¹⁾を参照のこと。

Q_{mu} : 曲げ終局時せん断力 (文献¹⁾による)

$$Q_{mu} = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d / I_0$$

$Q_{su①}$: 一般部のせん断強度 (文献¹⁾による)

$$Q_{su①} = \left\{ \frac{0.092 Ku \cdot Kp(18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.115} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j$$

$Q_{su②}$: 開孔部のせん断強度 (文献¹⁾による)

$$Q_{su②} = \left\{ \frac{0.092 Ku \cdot Kp(18 + \sigma_B)(1 - 1.61H/D)}{M/Qd + 0.115} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j$$

$Q_{su③}$: 鋼板補強された開孔部のせん断強度 (文献²⁾による)

$$Q_{su③} = Q_{su②} + n_{PL} \cdot \alpha \cdot \tau_{bond} \cdot a_{bond}$$

n_{PL} : 鋼板の枚数、 α : 係数 (=0.7)

τ_{bond} : 接着剤とコンクリートとのせん断接着強度 (=0.08 $\cdot \sigma_B$)

a_{bond} : 鋼板の有効接着面積 (左図参照)

$Q_{su④}$: 鋼板補強された開孔部のせん断強度 (文献³⁾による)

$$Q_{su④} = \left\{ \frac{0.092 Ku \cdot Kp(18 + \sigma_B)(1 - 1.61H/D)}{M/Qd + 0.115} \right\} \cdot b \cdot j + n \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} + 2\alpha \cdot \tau_{bond} \cdot a_{bond}$$

n : 開孔部耐力に有効と考えられるせん断補強筋の組数

τ_{bond} : 接着剤とコンクリートとのせん断接着強度 (=1.2 $\sqrt{\sigma_B}$)

a_{bond} : 鋼板の有効接着面積 (図－9 参照)

6. まとめ

今回の実験によって得られた知見を以下に示す。

- 1) 鋼板で補強することにより、最大耐力は無補強の試験体と比較して約1.6倍に向上し、無開孔梁のせん断耐力計算値以上となった。
- 2) 鋼板の長さを梁せいの1.0倍から1.5倍に増しても、最大耐力の実験値には差が無く、鋼板の長さを大きくしたことによる影響は小さい。
- 3) コンクリート強度がFc24およびFc33の場合でも、鋼板による開孔補強法によって最大耐力は向上する。
- 4) 実験値と計算値について比較した結果、鋼板幅が梁せいまでの範囲であれば、鋼板補強の効果を取り入れた既往の評価式で安全側に評価できる。
- 5) 貫通孔の鋼板補強による有効性は確認できたが、鋼板自体に生じた歪は最大耐力時でも300 μ 程度であり、最大耐力はコンクリート躯体と鋼板の接着強度で定まっている。本補強法では、せん断耐力に及ぼす因子として、エポキシ樹脂による接着強度が最も重要と思われる。今後、有効な鋼板面積について検討したいと考える。

[謝辞]

本研究は、青木あすなろ建設、浅沼組、安藤建設、鴻池組、大末建設、鉄建建設、東亜建設工業、ピーエス三菱およびりんかい日産建設の9社共同で行われたものである。関係者に深く謝辞を表します。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999
- 2) 白井、勝俣、古屋、関：既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔補強に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.2、pp.361～366、2005
- 3) 津司、東端、木村、他3名：既存鉄筋コンクリート梁の鉄板貼付による開口補強法の実験的研究（その1、2）、日本建築学会梗概集、C-2、pp.477～480、1995