

CFRP板を用いたRC有孔梁に対する補強工法 「ハリトース工法[®]」の開発

渋市 克彦 杉本 訓祥
増田 安彦 萩尾 浩也

Development of Shear Strengthening Method for RC beam with an Opening by using CFRP Plates

Katsuhiko Shibuichi Kuniyoshi Sugimoto
Yasuhiko Masuda Hiroya Hagio

Abstract

This paper describes a shear strengthening method for a reinforced concrete beam with an opening. This method achieves reinforcement through carbon fiber reinforced plastic (CFRP) plates pasted on either sides of the opening by using adhesives. In order to verify the shear strengthening effects of this method, we performed an experiment in which the site of the opening and the number of CFRP plates were selected as experimental variables. Results of the experiment showed that CFRP plates pasted some distance away from the opening were not as effective as those pasted near the opening. Therefore, we concluded that in our developed shear strengthening method the effectiveness of the CFRP plates reduced with increasing distance from the opening.

概要

貫通孔を有する梁に対し、貫通孔周囲の梁側面に炭素繊維強化プラスチック板を接着することで、梁部材のせん断耐力を高める補強工法（ハリトース工法）がある。この工法による補強効果について、貫通孔位置や補強量をパラメータとした実験的検討を行った。その結果、貫通孔から離れた位置に配置された補強材は補強効果に対する寄与が少なくなり、補強量と補強効果は必ずしも比例しないという知見が得られたため、貫通孔から補強材までの距離に応じて補強効果を適切に評価する手法を考案し、評価精度を検討した。その結果、実験値と計算値はよく対応した。

1. はじめに

既存建築物のリニューアル工事において、設備配管を新設するために、鉄筋コンクリート梁（以後、RC梁）に新たな貫通孔が必要となることがある。しかし既存梁に貫通孔を新設すれば、梁の構造性能は低下するため、補強が必要となる。そのような場合に対応するため、これまでも様々な補強工法が提案されている¹⁾²⁾。これらのうち、予め工場でL型の形状に成型された炭素繊維強化プラスチック板（以後、L型CFRP板）を用いた補強工法（以後、本工法）は、使用材料が軽量であるため、他の配管が込み入った箇所においても施工が簡便である。また、低騒音、低振動、無溶接の工法であるため、建物を使用しながらの施工が可能である。

既往実験¹⁾は、各種工法の補強可能性の確認を主目的とした実験シリーズであり、それぞれの工法によりせん断耐力向上が可能であることを確認しているものの、適用範囲を明確化するには至っていなかった。そこで、新たに補強量や貫通孔位置をパラメータとした追加実験を実施することで、評価手法を確立した。本報では、追加実験結果を概説するとともに、本工法の補強効果とその評価手法について述べる。

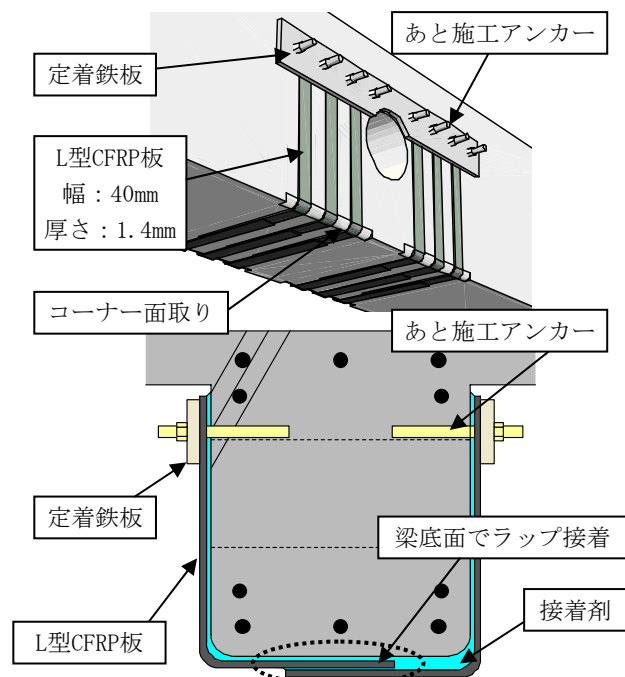


Fig. 1 補強工法概要

The Outline of Shear Strengthening Method

Table 1 試験体一覧

Description of Test Specimens		
試験体名	貫通孔位置	L型CFRP板の組数
No. 1	なし	なし
No. 2	中央	
No. 3	端部	
No. 4	中央	2組
No. 5		6組
No. 6	端部	2組
No. 7		6組

Table 2 材料特性

Material Property					
試験体名	コンクリート	主筋	せん断補強筋	L型CFRP板	
	圧縮強度	降伏強度		引張強度	弾性係数
No. 1	17.6	406	292	2666	1.38 × 10 ⁵
No. 2	19.2				
No. 3	19.6				
No. 4	21.0				
No. 5	20.5				
No. 6	20.1				
No. 7	22.3				

単位：[N/mm²]

2. 実験概要

2.1 補強方法

本工法の概要をFig. 1に示す。本工法は、貫通孔の新設により切断されたせん断補強筋の代わりとして、貫通孔周囲のコンクリート面にL型CFRP板を接着することで、梁部材のせん断耐力を上昇させる工法である。

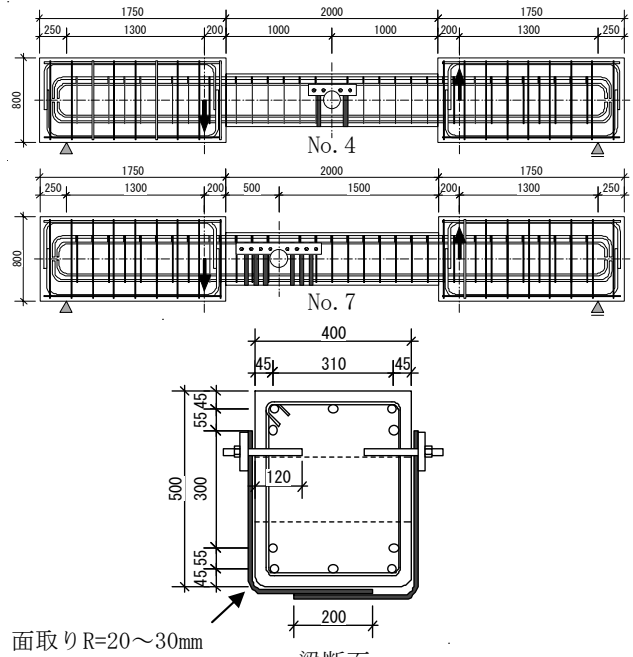
はじめに梁側面にあと施工アンカーを打設し、梁下端のコーナーを面取りする。次にL型CFRP板は2枚1組として、梁断面を両側から挟みこむように接着し、梁底面においてラップ接着させる。最後に、L型CFRP板上部を、定着鉄板によって接着固定した上でボルト締めすることで、補強工事は完了する。

なお、L型CFRP板は梁せい方向に流れる炭素繊維をプラスチックで固めたものであり、幅40mm、厚さ1.4mmである。また、L型CFRP板および定着鉄板は、同一の接着剤（エポキシ系接着剤）によってコンクリート面に接着する。

2.2 試験体諸元

試験体一覧をTable 1に、試験体の例をFig. 2に示す。試験体は、実大の1/3スケールを想定し、貫通孔位置および補強量をパラメータとして、計7体を計画した。いずれの試験体も、せん断破壊型となるよう設計した。

断面寸法（梁幅**b**=400mm×梁せい**D**=500mm）、試験区



面取りR=20~30mm
梁断面
Fig. 2 試験体の例
The Example of Specimens

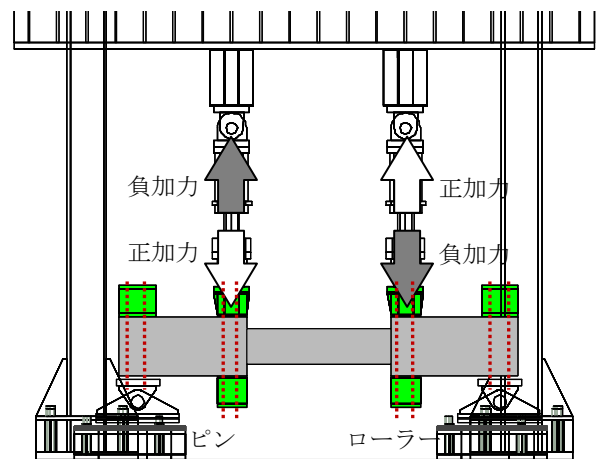


Fig. 3 加力装置
The Loading System

Table 3 ピーク時せん断力[kN]
Shear Force at the Peak Steps

試験体名	変形角				No. 1 に対する最大耐力比
	1/500	1/250	1/150	1/100	
No. 1	141	206	183	173	1.00
No. 2	130	136	124	103	0.66
No. 3	135	156	121	103	0.75
No. 4	137	198	232	195	1.13
No. 5	137	201	238	190	1.16
No. 6	133	192	248	208	1.20
No. 7	137	206	263	216	1.28

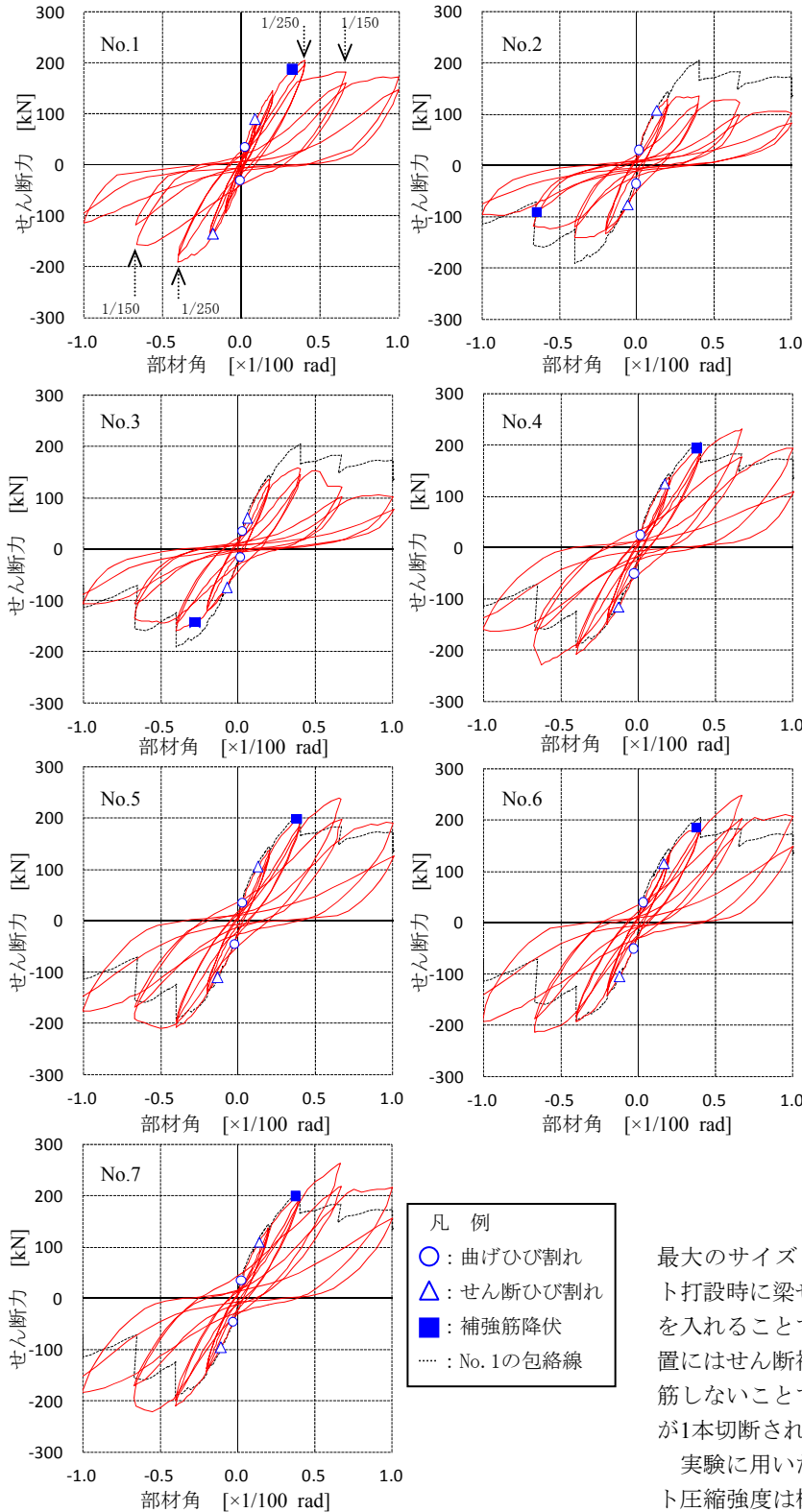


Fig. 4 せん断力-変形角関係
Shear Force-Deformation Angle Relationship

間の内法スパン (2000mm, せん断スパン比2.0), 主筋 (上下共3+2-D22, 引張鉄筋比 $p_t=1.1\%$), およびせん断補強筋 (2-D6@150, せん断補強筋比 $p_w=0.11\%$) は全試験体共通とした。なお, 貫通孔径は文献³⁾に規定される

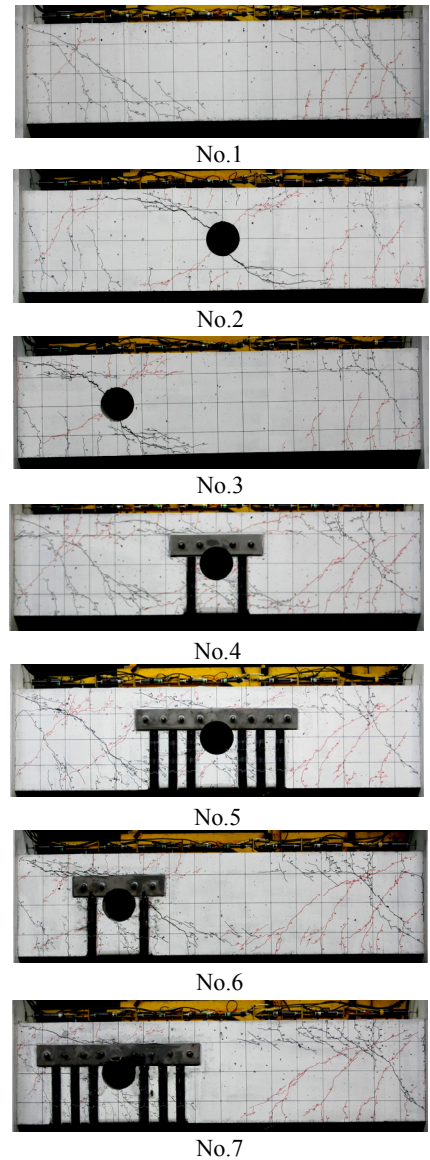


Fig. 5 試験体の損傷状況 (R=+1/150)
Damage Observation of Specimens

最大のサイズ (D/3) に相当する $\phi 165$ とし, コンクリート打設時に梁せい方向に対して中央の位置に予めボイドを入れることで, 貫通孔を成形した。さらに, 貫通孔位置にはせん断補強筋を配筋せず, かつ貫通孔補強筋を配筋しないことで, 貫通孔の削孔作業によりせん断補強筋が1本切断された状態を想定した。

実験に用いた材料の特性をTable 2に示す。コンクリート圧縮強度は概ね 20N/mm^2 前後であり, 鉄筋は主筋にはSD390, せん断補強筋にはSD295を用いた。また, L型CFRP板は, 弾性係数が $1.38 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 程度で, 終局ひずみ (16000μ 程度) に達するまで, ほとんど塑性域を持たない材料である。

定着鉄板は, SS400級のものを用い, L型CFRP板2組補強のNo.4およびNo.6では長さ450mm, 幅100mm, 板厚6mmとし, L型CFRP板6組補強のNo.5およびNo.7では長

さ800mm, 幅100mm, 板厚12mmとした。また, アンカーボルトはM16を用いた。

2.3 加力方法

加力装置をFig. 3に示す。2台のアクチュエーターを使用し, 試験区間が逆対称曲げモーメント分布となるよう, 左右のスタブの平行を維持するように変形を制御しながら, 試験区間にせん断力を与えた。載荷サイクルは, 部材角 $R=1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1/66, 1/50$ を正負2回ずつ繰り返す, 正負交番繰り返し載荷とした。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変形関係および損傷状況

各試験体のピーク時せん断力一覧をTable 3に, せん断力-部材角関係の比較をFig. 4に, 試験体の損傷状況をFig. 5に示す。いずれの試験体も, 加力終了まで主筋の降伏は観測されなかった。No.1, 2, 3 試験体は部材角 $R=1/250$ のサイクルで, No.4, 5, 6, 7試験体は $R=1/150$ のサイクルで最大耐力を發揮し, せん断破壊した。

有孔試験体 (No.2, 3) は, 早期に貫通孔周辺でひび割れが発生し, 最大耐力時においても貫通孔周辺のひび割れが顕著であった。それ以外の箇所でのひび割れは比較的少なく, 発生してもひび割れ幅は小さい。また最大耐力は無孔試験体 (No.1) に比べ, 低い結果となった。補強試験体 (No.4, 5, 6, 7) では, CFRP板による拘束効果によって貫通孔周辺への損傷集中が抑制されており, 無孔試験体に比べ, 最大耐力も13~28%程度上昇する結果となった。

また, 無孔試験体が最大耐力に達するのは, 部材角 $R=1/250$ のサイクルであった。一方補強試験体は, $R=1/250$ のサイクルまでは, 無孔試験体と同程度のせん断力となっているが, $R=1/150$ のサイクルにおいて, さらに耐力が上昇し, 最大耐力に達した。補強試験体の耐力が無孔試験体を上回ったのは, 補強試験体のコンクリート強度が無孔試験体に比べて高かったことが挙げられる。ただし, 最大耐力を發揮する変位が異なっていることも踏まえると, 補強によりスパン内の一部が剛強になることによって, 無補強区間においてコンクリート圧縮の角度が大きくなり, せん断耐力の上昇に寄与したことも要因の一つと推察される。

3.2 CFRP板の負担力

補強試験体 (No.4, 5, 6, 7) では, 梁の片面に貼付された全CFRP板と一部のせん断補強筋のひずみ度を測定した。CFRP板のひずみ度は, 梁せい方向に対し中央 (中段) および中央より下方100mmの位置 (下段) に貼付したひずみゲージで計測した。 $R=1/150$ 時のせん断補強筋およびCFRP板のひずみ度分布をFig. 6に, CFRP板に生じる引張力をTable 4に示す。なお, Table 4のCFRP板に作用する引張力は, 梁片面における各CFRP板の中段および下段で

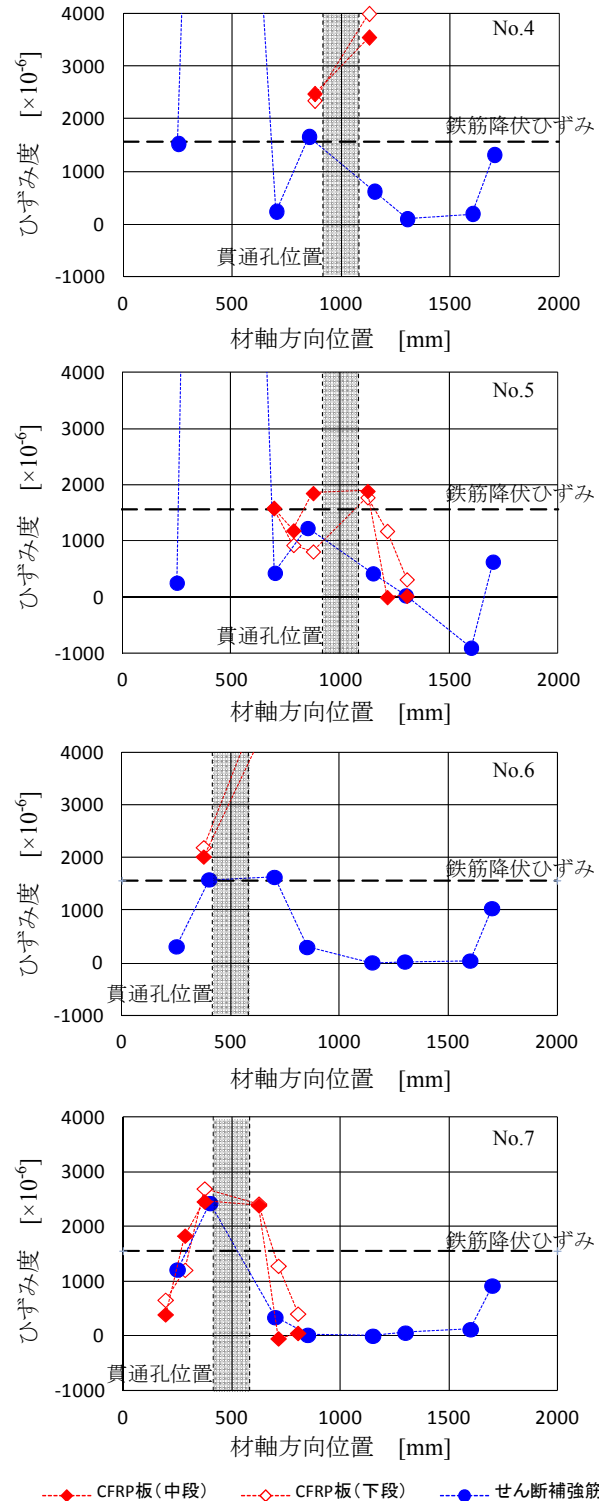


Fig. 6 ひずみ度分布 ($R=1/150$)
Strain Distribution ($R=1/150$)

計測された, ひずみ度の平均を足し合わせ2倍することで算出した, 全CFRP板が負担する引張力の合計値である。CFRP板2組で補強したNo.4, 6に対して, No.5, 7は6組で補強しており, 補強量は3倍となっている。しかし, Table 4より, CFRP板に生じる引張力の合計値は, 補強量に比例

Table 4 CFRP板に生じる引張力
Tensile Force of CFRP Plates

試験 体名	CFRP板に生じる総引張力 [kN]			
	R=1/250	R=1/150	R=1/100	R=1/66
No. 4	44	96	95	59
No. 5	29	102	110	76
No. 6	47	102	75	61
No. 7	36	122	147	136

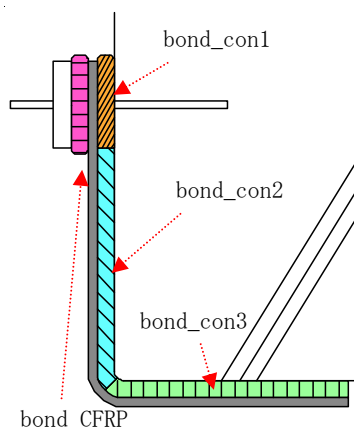


Fig. 7 接着箇所のカテゴリ分け
Classification of the Adhesion Part

して増加していないことがわかる。すなわち、Fig. 6に示したひずみ度分布と併せ、貫通孔から離れるほど負担が小さくなり、貫通孔からある程度離れて配置されたCFRP板は、十分な補強効果を発揮しないと考えられる。

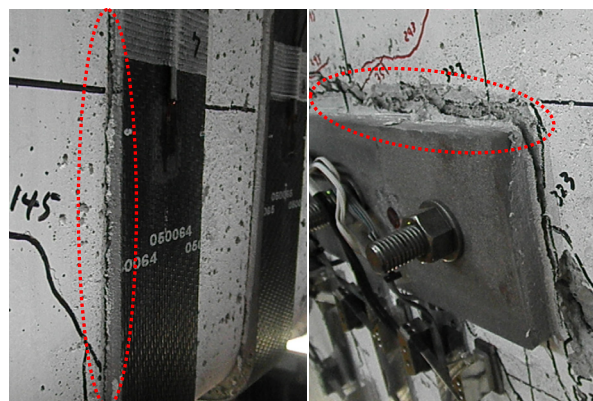
3.3 補強試験体の損傷メカニズム

本節では、補強箇所の損傷経過を分析し、補強試験体の破壊メカニズムを検討する。なお、ここではFig. 7に示すように、鉄板とL型CFRP板の間の接着をbond_CFRP、鉄板およびL型CFRP板とコンクリート面との接着のうち、鉄板によって定着されている範囲をbond_con1、梁側面で鉄板に定着されていない範囲をbond_con2、梁底面の範囲をbond_con3と呼ぶこととする。なお、損傷経過をPhoto 1に示す。

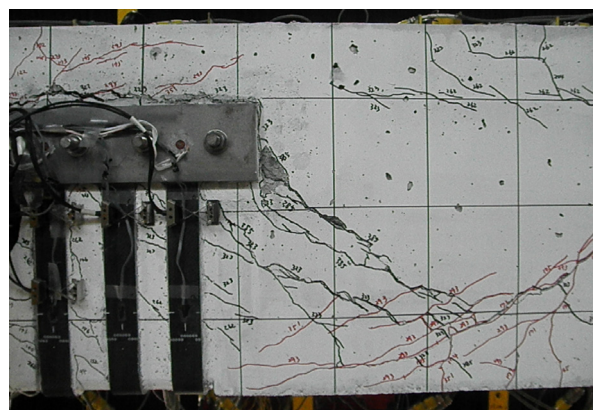
R=1/250のサイクルでは、貫通孔周辺に細かいひび割れが入ったが、各接着箇所における界面の剥離はほとんどなく、接着は健全であると判断された。

R=1/150のサイクルにおいては、bond_con2の剥離が、目視により確認された。補強試験体はR=1/150で最大耐力を発揮したが、この時点では、梁部材の変形によりCFRP板に生じる引張力を、bond_CFRP、bond_con1およびボルトのせん断で伝達しているものと考えられる。

R=1/100のサイクルにおいては、梁の補強を施していない箇所が発生したひび割れが、定着鉄板周辺で発生したひび割れとつながり、定着鉄板がコンクリート面から剥離していく現象、すなわちbond_con1の剥離が観察され



bond_con2の剥離 (R=1/150) bond_con1の剥離 (R=1/150)



補強を施していない箇所から進展するひび割れ (R=1/100)

Photo 1 損傷経過
Process of Damage

た。Table 4 において、CFRP板に生じる引張力が、いずれもR=1/150~1/100の間で最大となってその後低下していることから、いずれの補強試験体も最大耐力を発揮し、その後破壊に至る上でbond_con1の剥離が支配的だったと考えられる。

4. 補強効果の評価手法

4.1 評価式概要

ここでは、補強効果の評価手法について述べる。既往研究²⁾では、式(1)に示すような無孔梁のせん断耐力 Q_{su} の評価式に対して、式(2)に示すような補強梁のせん断耐力 Q_{suo-st} の評価式が提案されている。式(2)では、文献³⁾に従い貫通孔新設による耐力低下を考慮している。また、CFRP板によるせん断補強効果 Q_{CFRP} を第2項に組み込むことで、せん断補強筋の効果 ($p_w \cdot w \cdot \sigma_y$) と同等に扱い、補強効果を考慮している。 Q_{suo-st} が Q_{su} を上回ることを目標に補強設計することで、有孔梁は無孔時のせん断耐力と同等以上のせん断力を発揮できるものと考えられる。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} \right\} b j \quad (1)$$

$$Q_{suo_st} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c+18)}{M/Qd+0.12} (1-1.61H/D) + 0.85\sqrt{p_s \cdot s \cdot \sigma_y + \left(\frac{Q_{CFRP}}{bL_\phi} \right)} \right\} bj \quad (2)$$

ここで、

- Q_{suo} : 貫通孔新設前の梁のせん断終局強度[N]
- p_t : 引張鉄筋比[%]
- F_c : コンクリート強度[N/mm²]
- M/Qd : せん断スパン比 (1.0~3.0)
- p_w : せん断補強筋比
- $s\sigma_y$: せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]
- b : 梁幅[mm]
- j : 応力中心間距離[mm]
- Q_{suo_st} : 補強を施した梁のせん断終局強度[N]
- H/D : 孔径/梁せい
- p_s : 孔周囲の補強筋比
- $s\sigma_y$: 孔周囲のせん断補強筋の降伏応力度[N/mm²]
- Q_{CFRP} : CFRP板による補強効果
- L_ϕ : 想定破壊区間の梁軸方向の長さ[mm]

4.2 低減係数を考慮した補強効果

3.3節で述べたように、実験において補強試験体の破壊メカニズムは、bond_con1の剥離が支配的と考えられた。ここで、bond_con1の接着強度 Q_{bond} は、実験でCFRP板のひずみ度が貫通孔から離れるほど小さくなる傾向 (Fig. 6) がみられたことから、本工法による補強効果を評価するにあたって、貫通孔から各CFRP板までの距離に応じて補強効果を低減させる必要があると考えられる。そこで、それぞれの区間ごとの接着強度 Q_{bond_n} を求め、距離に応じた低減係数 α_n を乗じた上で足し合わせることで、CFRP板の補強効果 Q_{CFRP} を式(3)により評価することとした。

ここで、低減係数 α_n を考慮する区間をFig. 8に示す。区間はアンカーボルトを境として分割し、それぞれの区間における接着面積および接着強度から、式(4)により Q_{bond_n} が求められる。また、低減係数 α_n の算定式は、実験の結果得られたひずみ度分布から、低減率が距離に対して逆比例の関数になると仮定し、式(5)とした。なお低減係数 α_n は、実験で確認された $L_n \leq 0.6D$ の範囲に適用される。

$$Q_{CFRP} = \sum Q_{bond_n} \cdot \alpha_n \quad (3)$$

$$Q_{bond_n} = \tau_{bond} \cdot a_{bond_n} \quad (4)$$

$$\alpha_n = \min \left[1.0, \frac{D}{7 \cdot \left\{ L_n - (H/2) \right\}} \right] \quad (5)$$

ここで、

- Q_{bond_n} : 区間nにおけるbond_con1の接着力[N]
- τ_{bond} : コンクリート面に対する接着強度で文献²⁾に

示される値 (min(0.08F_c, 2.0)) [N/mm²]

- a_{bond_n} : 区間nにおける
コンクリート面に対する接着面積[mm²]
- α_n : 低減係数
- L_n : 孔芯からCFRP板芯までの距離[mm]
- H : 貫通孔径[mm]

低減係数 α_n の算定式と実験結果の対応状況をFig. 9に示す。横軸は、貫通孔端から各CFRP板芯までの距離を梁せいで除した値 $\{L_n - (H/2)\} / D$ である。また、縦軸には実験結果として、それぞれのCFRP板で計測されたひずみ度から算出される引張力を、式(4)より求まる Q_{bond_n} で基準化した値を示している。ここで、実験値は貫通孔の左右、および梁せい方向に対して中段と下段に貼付されたひずみゲージによるものであり、それぞれのデータにおいて、貫通孔際のCFRP板のひずみ度が最大となるサイクルピーク時 (R=1/150または1/100) の値を示す (1試験体につ

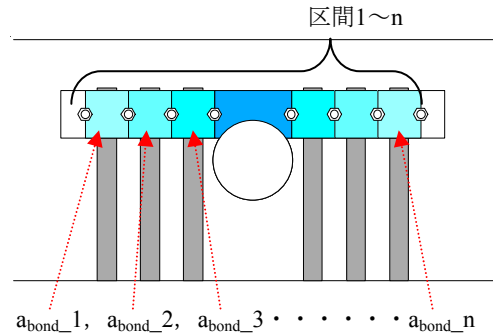


Fig. 8 低減係数を考慮する区間
The Useful Section of a Reduction Coefficient

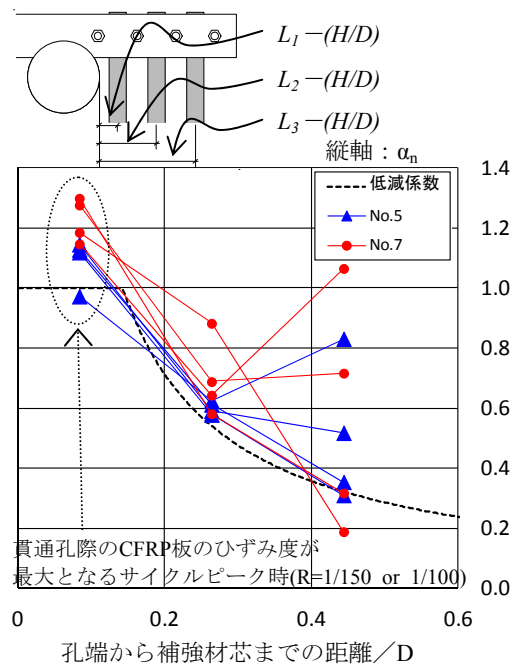


Fig. 9 低減係数
Reduction Coefficient

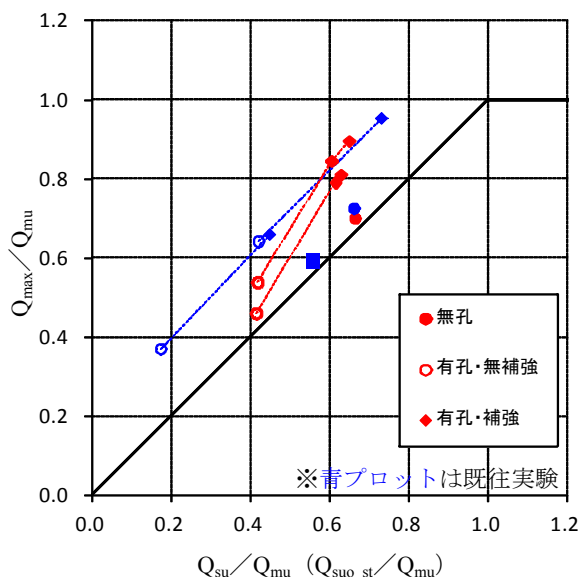


Fig. 10 実験値と計算値の比較

Comparison of the Experimental Value and Calculated Value

Table 5 実験値／計算値の平均値と変動係数
Average and Coefficient of Variation of (Q_{max}/Q_{su})

	無孔梁	有孔 無補強梁	有孔 補強梁
平均値	1.17	1.74	1.44
変動係数[%]	2.4	36.3	6.2

き4プロットとなる)。Fig. 9より、低減係数 α_n は、概ね実験値の下限を評価できていると判断できる。

4.3 評価式と実験結果の適合性

式(3)によって求めた Q_{CFRP} を、式(2)に代入することで算出した Q_{suo_st} と、実験における最大耐力 Q_{max} の対応状況をFig. 10に示す。ここで、 Q_{mu} は文献³⁾の略算式により算定した曲げ終局強度である。なお、図には既往実験結果^{1),2)}もあわせて示す。また、最大耐力の実験値の計算値に

対する比 (Q_{max}/Q_{su} もしくは Q_{max}/Q_{suo_st}) の平均値と変動係数をTable 5に示す。有孔・無補強梁ではばらつきが大きく、平均値がかなり安全側の評価となっているものの、無孔梁および有孔・補強梁では変動が少なく、概ね安全側の評価ができています。

5. まとめ

(1) 補強効果について CFRP板を用いた有孔梁に対するせん断補強工法について、実験により補強効果の検討を行った。その結果、無孔梁のせん断耐力に対し、有孔無補強梁のせん断耐力は66~75%と低い値となったが、有孔補強試験体は113~128%のせん断耐力を発揮し、十分な補強効果が確認された。

(2) 評価手法について 実験結果より、CFRP板を貫通孔から離れた位置に貼付するほど補強効果が低くなり、補強量と補強効果は必ずしも比例しないことがわかった。上記の知見より、貫通孔からCFRP板までの距離に応じて補強効果を低減させる評価式を考案した。本評価式により、補強効果は精度よく評価された。

参考文献

- 1) 白井和貴, 勝俣英雄, 古屋則之, 木村耕三, 関松太郎: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔に対する補強効果に関する研究, 大林組技術研究所報, No. 68, (2004)
- 2) 白井和貴, 勝俣英雄, 古屋則之, 木村耕三, 関松太郎: 既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔に対する補強効果の開発, 大林組技術研究所報, No. 68, (2004)
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 271~272, (2010)