Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-12-04

UFCパネル接着により補強されたRCはり部材のせん断耐荷性能評価

瀬戸，亮太
森川，英典
川口，哲生

(Citation)
神戸大学大学院工学研究科・システム情報学研究科紀要,3:16-22

(Issue Date)
2011

(Resource Type)
departmental bulletin paper

(Version)
Version of Record

(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/81003385

神戸大学大学院工学研究科・システム情報学研究科紀要　第３号　16～22 頁　2011 年
doi:10.5047/gseku.j.2011.002

UFC パネル接着により補強された RC はり部材のせん断耐荷性能評価

瀬戸　亮太[1*]・森川　英典[1]・川口　哲生[2]

[1]工学研究科市民工学専攻
[2]太平洋セメント(株)中央研究所

（受付:March 25, 2011　受理:August 26, 2011　公開:September 15, 2011）

キーワード：　超高強度繊維補強コンクリート(UFC)，RC 部材，せん断補強効果，せん断スパン比，接着

現在，初期欠陥や様々な劣化によってせん断破壊により終局に至るおそれのある RC 橋が存在することが明らかとなっている。本研究は従来のせん断補強工法に代わる新たな工法の開発を目的として，低強度のコンクリートを用いたせん断破壊先行型の RC 部材に対して，超高強度繊維補強コンクリート(UFC)パネルを接着し，載荷試験を実施してせん断補強効果について検証した。UFC パネル形状としては，引張主鉄筋定着部の側面に UFC パネルを接着し見かけのせん断スパンが短くなることで耐荷性能の向上を期待するものを用いた。各種実験要因を付加した供試体の載荷試験を行った結果，本研究における UFC パネル接着の効果として，引張鉄筋端部の付着すべりが抑制されることによりアーチ機構の持続性能が向上する効果や見かけのせん断スパンが短くなることで耐荷性能が向上する効果などが確認できた。また，載荷試験結果と耐荷力計算の比較から UFC パネル補強した部材の耐荷力を，せん断スパンを短くした無補強の部材で評価できる可能性を示した。

緒　　言

我が国では，高度経済成長期に膨大な数のRC橋が建設され，社会基盤としての役割を果たしてきた。しかし，それから約半世紀が経過した今，RC橋の劣化が深刻な問題となっており，適切な維持管理が求められている。

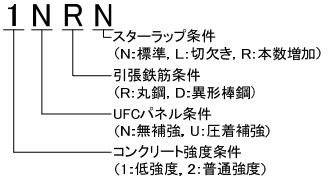
一般的にRC橋は曲げ破壊により終局に至るように設計されているが，初期欠陥や劣化によりコンクリート強度が低い水準である場合や，環境条件によりせん断補強筋(スターラップ)の腐食が引張鉄筋よりも顕著になる場合，せん断破壊が支配的になる可能性がある[1)]。そのため，鋼板接着工法や繊維シート接着工法といったせん断補強工法が確立されている。しかし，鋼板接着工法は高い補強効果は得られるが，鋼板が腐食する可能性がある。他方，繊維シート接着工法は比較的容易に施工できるという特長があるが，補強効果は鋼板接着工法には及ばない。このように，既存のせん断補強工法は施工性や耐久性，補強効果の面で改善の余地がある。

以上の背景より，新たなせん断補強工法の開発を目的とし，高強度，高靭性および高耐久性という特徴を有した超高強度繊維補強コンクリート（以下, UFC）が着目されている。既往研究として柴田ら[2)]はパネル状に成型したUFCをRC部材の側面，下面に接着する場合，どちらかだけに接着した場合と耐荷機構が異なることを明らかにしている。また，UFCパネルのせん断耐荷力貢献分を，RCはりの斜め引張破壊耐力ならびにせん断圧縮破壊耐力の算定式に組み込むことで評価できる可能性を示した。しかし，汎用的な評価式などは提案するに至っておらず，今後の検討が必要であると述べている。また著者ら既往研究[3)]において，UFCパネルを低強度のコンクリートを使用したせん断破壊先行型RC部材の側面に接着し，載荷試験を行うことでせん断補強効果を検証した。UFCパネル形状として低強度RC部材のスターラップの直上に接着するタイプと引張主鉄筋の定着部に接着するタイプについて検討を行っている。しかし，引張鉄筋形状やUFCパネル接着工法の違い，他の補強との併用など実験要因の違いにより，UFCパネル接着による補強効果は異なり，定性的，定量的な補強効果の評価に至っていないのが現状である。

そこで本研究では，UFCパネル形状として引張鉄筋定着部の側面全面に接着し，見かけのせん断スパンが短くなることによる耐荷性能の向上効果を期待したタイプについて，各種実験要因を付加し，載荷試験を行うことでUFCパネル接着によるせん断補強効果の定性化，定量化を目指し実験的検討を行った。

Table 1 Summary of specimen

供試体名	コンクリート目標圧縮強度 (N/mm^2)	UFCパネル補強の有無	引張主鉄筋形状	せん断補強筋比（スターラップ）
1NRN	15(低強度)	―	丸鋼	0.002(標準)
1URN	15(低強度)	○	丸鋼	0.002(標準)
2NRN	30(普通強度)	―	丸鋼	0.002(標準)
2URN	30(普通強度)	○	丸鋼	0.002(標準)
1NDN	15(低強度)	―	異形棒鋼	0.002(標準)
1UDN	15(低強度)	○	異形棒鋼	0.002(標準)
1NRL	15(低強度)	―	丸鋼	0.001(切欠き)
1URL	15(低強度)	○	丸鋼	0.001(切欠き)
1NRR	15(低強度)	―	丸鋼	0.004(本数増加)
1URR	15(低強度)	○	丸鋼	0.004(本数増加)



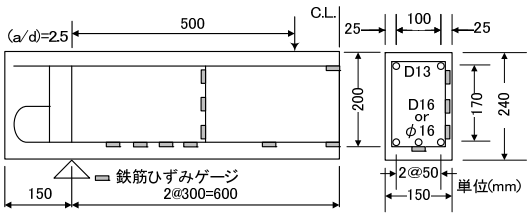


Fig. 1 Size of specimen

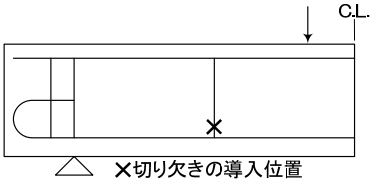


Fig. 2 Position of cutting lack

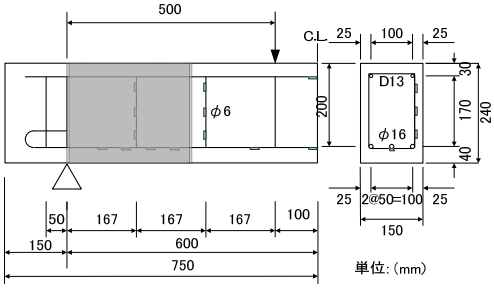


Fig. 3 Size of specimen that increases number of stirrup

Table 2 Specified mix proportion

粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	再骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE減水剤 (cc/m³)	AE剤 (cc/m³)
20	100	6	55	175	175	1006	830	438	153

Table 3 Characteristic of concrete strength

供試体名	圧縮強度 (N/mm²)	割裂強度 (N/mm²)	静弾性係数 (kN/mm²)
1NRN,1URN,1UDN	19.2	3.33	26.5
1NRL,1URL,1NRR,1URR	17.4	2.92	26.7
2NRN,2NRN	33.0	2.42	29.9
1NDN	16.4	2.10	21.0

Table 4 Dynamic characteristic of UFC and adhesive

	力学的特性
UFC	圧縮強度＝213N/mm², 静弾性係数＝54.0kN/mm²
	割裂引張強度＝9.80N/mm², 一面破断引張強度＝16.7N/mm²
接着剤	圧縮強さ＝73.5N/mm², 圧縮弾性率＝3.70kN/mm²
	引張強さ＝23.5N/mm², 接着強度＝5.30N/mm²

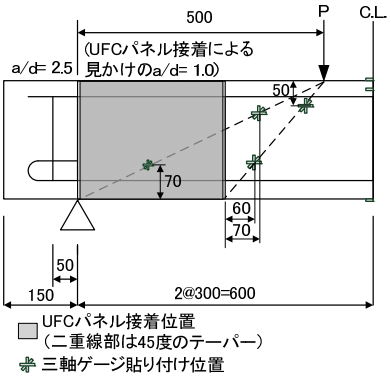


Fig. 4 Position where UFC panel is bonded (DB type)

1. 実験概要

1．1 供試体概要

本試験で使用した供試体の概要をTable 1に示す。コンクリート強度，UFCパネル接着の有無，引張鉄筋形状，せん断補強筋（以下，スターラップ）量を実験要因とした。本試験で使用した基準供試体寸法および鉄筋のひずみゲージの貼付位置をFigure 1に示す。供試体は幅150mm, 高さ240mm, 有効高さ200mmの矩形断面を持つ全長1500mm，載荷スパン1200mm，せん断スパン比2.5のRC部材とした。

引張鉄筋にはD16(降伏強度359N/mm²)またはφ16(降伏強度316N/mm²)を3本，圧縮鉄筋にはD13(降伏強度406N/mm²)を2本，スターラップにはφ6(降伏強度324N/mm²)を300mm間隔で配置した。これは既存橋梁の多くでスターラップに丸鋼を用いられていることを考慮したものである。本研究における実験要因のスターラップ筋量としては，通常のFigure 1とFigure 2に示すような位置に切り欠きを入れた供試体，Figure 3に示すようにスターラップ本数を増やした供試体を用意した。また，端部での定着を拘束するため支点の外側には密なせん断補強を行い，引張鉄筋は支点端部で180度フックにより定着した。なお，切り欠きに関しては，塩害に伴う鉄筋腐食によりスターラップに断面欠損が生じた状況を模擬する目的で，断面が50%減少するようにスターラップの側面を3mm切削した。

供試体に使用したコンクリートの材料として，セメントには早強ポルトランドセメントを使用し，細骨材には川砂(密度=2.58g/cm³，吸水率=2.27%，粗粒率=3.05)，粗骨材には砕石(密度=2.60g/cm³，吸水率=1.15%，粗粒率=6.58)を用いた。目標コンクリート強度は初期欠陥や劣化が生じたRC橋を模擬し，低強度である15N/mm²とした。示方配合をTable 2に，強度特性をTable 3に示す。ただしTable 3のそれぞれの強度試験はJISに基づく方法によって行った。

1．2 UFCパネルの特性と接着方法

UFCパネルと接着剤の力学的特性をTable 4に示す。同表中の一面破断引張強度は，実際にパネル形状のUFCに対し行った引張試験より得られた強度である。またパネル厚については，既往の研究[3)]でコンクリートとの一体性が良いことが示された7mmとした。なお，応力集中を防ぐことを目的としてUFCパネル縁には45度のテーパーを設けた。

UFCパネルの接着については，接着剤にはプレキャストコンクリートの接合等に用いられるエポキシ樹脂系接着剤を用いた。接着方法は，まず母材コンクリートおよびUFCパネル貼付面の研磨を行う。そして接着剤をUFCパネルおよび母材コンクリートの接着面に塗布し，2枚のUFCパネルを圧着固定した後，2週間養生を行った。ここで，UFCパネルの寸法および接着位置についてはFigure 4に示す通りである。同図に示すようにUFCパネルを接着することにより見かけのせん断スパン比a/dが2.5から1.0に短くなり，ディープビームの耐荷機構のような効果が発揮されることで耐荷力の向上効果を期待している。このUFCパネル形状をDBタイプと称す。

Table 5 Result of experiment and estimation of shear resisting of specimen

供試体名	載荷試験結果									耐荷力計算（荷重表示）		
	最大荷重 Pmax(kN)	補強効果※	30kN時 初期剛性 (kN/mm)	補強効果※	破壊形式	すべり 発生荷重 (kN)	鉄筋降伏荷重 引張主鉄筋 (kN)	鉄筋降伏荷重 スターラップ (kN)	コンクリート 上縁圧壊 荷重(kN)	せん断耐荷力 示方書式 (kN)	せん断耐荷力 二羽式 (kN)	曲げ耐荷力 (kN)
1NRN	128.2	−	86.8	−	せん断引張	70.9	—	119.2	—	81.9	100.7	133.0
1URN	144.0	1.12	94.3	1.09	曲げ	76.8	138.9	140.9	—	81.9	100.7	133.0
2NRN	144.2	−	43.2	−	せん断引張	96.2	—	140.7	—	98.9	121.4	139.7
2URN	158.0	1.10	39.5	0.91	せん断圧縮	90.3	136.1	ゲージ破損	157.0	98.9	121.4	139.7
1NDN	89.2	−	63.9	−	せん断引張	62.9	—	81.5	—	78.4	96.2	135.0
1UDN	143.4	1.61	100.4	1.57	せん断圧縮	112.7	—	141.8	—	81.6	100.4	148.0
1NRL	98.9	−	82.8	−	せん断引張	67.8	—	ゲージ破損	—	69.3	87.5	132.3
1URL	124.3	1.26	90.5	1.09	せん断圧縮	70.4	—	ゲージ破損	—	69.3	87.5	132.3
1NRR	138.9	−	96.1	−	せん断圧縮	64.9	—	118.6	—	96.9	115.1	132.3
1URR	146.0	1.05	90.0	0.94	せん断圧縮	82.5	135.6	ゲージ破損	—	96.9	115.1	132.3

※UFCパネル無補強時に対する補強効果

1．3 載荷試験方法

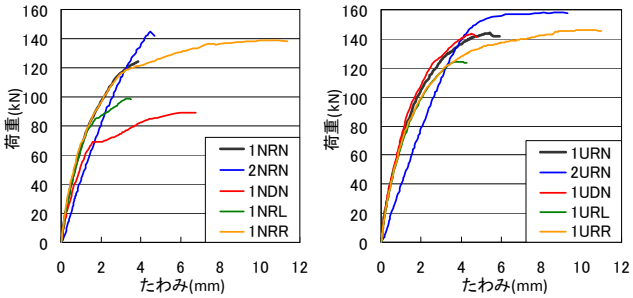
測定項目は，荷重，中央点と支点の変位，コンクリートおよびUFCパネルの主ひずみとその角度，各鉄筋ひずみである。また，ひび割れ状況や破壊性状を観察した。載荷方法は，4点曲げ載荷とし，容量2000kN万能試験機により静的に載荷した。ひび割れについては載荷中に伸展状況を観察し随時記録を行った。

2. 載荷試験結果

2．1 載荷試験結果

2.1.1　最大荷重と耐荷力の推定値

Table 5に，各供試体の載荷試験結果および耐荷力の推定値を示す。破壊形式の判定としては，斜めひび割れが引張主鉄筋沿いに進展し終局している場合をせん断引張破壊，コンクリート上縁が圧壊または載荷点近傍にひび割れが卓越して終局している場合をせん断圧縮破壊と判定した。結果をみると，基準供試体の1NRNの最大荷重は128.2kNと二羽式[4)]や示方書式[5)]より推定した最大荷重よりも大きい値で終局した。一方で，1URNの最大荷重は144.0kNとなり，UFCパネルを接着することにより，耐荷力は1.12倍向上した。また，普通強度の2NRN，2URNは，低強度の1NRN，1URNに比べそれぞれ最大荷重が増加している。しかし，耐荷力の補強効果に関しては，コンクリート強度の違いによる差が見られず同程度となっている。次に引張鉄筋形状の違いをみると，1URNと1UDNを比較すると最大荷重に大きな差は見られず，1UDNは143.4kNと丸鋼の1URNよりもわずかに小さい最大荷重で終局に至った。なお，1NDNに関しては供試体作製年度が他と違い弾性係数などの供試体特性が異なっており表中の結果は参考までとする。1NDNの最大荷重は二羽式より推定した値よりやや小さいという結果となった。これは，スターラップの付着が小さく，またコンクリート強度および弾性係数が低かったことからも早期に引張鉄筋の付着破壊およびたわみが生じ，推定値よりも低い荷重で破壊に至ったものと推察される。切り欠きを導入した供試体1NRL，1URLの最大荷重は，それぞれ基準供試体の1NRN，1URNよりも小さく，98.9kN，124.3kNで終局した。しかし，1URLのUFCパネル接着による耐荷力の向上効果は1.26倍と基準の1URNの補強効果よりも大きくなっている。また，スターラップ本数を増やした供試体に関して，耐力計算ではスターラップ本数が増加した供試体は基準供試体に比べ約15kNずつ最大荷重が増加しているが，1NRR，1URRの実験結果では，1NRN，1URNに比べ約10kN，2kNずつしか最大荷重は増加しなかった。また，1URRの耐荷力の向上効果も1.05倍と1URNの1.12倍に比べ小さくなっている。



(a) Specimen without strengthening　(b) Specimen with strengthening

Fig. 5 Load-deflection relation

2.1.2　荷重-たわみ関係

Figure 5(a)にUFCパネル無補強供試体の，Figure 5(b)にUFCパネル補強供試体の荷重-たわみ関係を示す。基準供試体1NRN，1URNの初期剛性はUFCパネルの有無によらず同程度となった。1NRNは80kNを超えたあたりから剛性が低下し，120kNから急激に低下した。1URNは約130kNから剛性が低下し始め，終局後は少し荷重が低下した後なかなか荷重が低下せず靭性の高い挙動を示した。普通強度の2NRN，2URNは初期剛性が低くその補強効果もUFCパネルを接着することによって低下している。剛性が低いのは，2NRN，2URNの作製年度が1NRN，1URNと異なるため，特性が違うことが考えられる。しかし，補強効果はそれぞれ比較できるものと考えられる。2NRNは最大荷重到達後，急激に荷重が低下している。しかし，2URNは140kNあたりから非常に穏やかに荷重が低下し，1URNと同様に靭性に富む破壊挙動を示した。また，異形棒鋼使用の1UDNの初期剛性が少し大きいことが分かる。丸鋼を用いた1URNは最大荷重到達後穏やかに荷重が低下したのに対し，異形棒鋼の1UDNは最大荷重到達後急激に荷重が低下し，脆性的な破壊であったことがうかがえる。また，切り欠きを導入した供試体1NRL，1URLに関しては，初期剛性は切り欠きの有無によらず同じくらいの値となっており，剛性の補強効果も同程度得られている。切り欠きを導入した供試体は，最大荷重到達後に急激に剛性が低下し脆性的な破壊挙動を示している。スターラップ本数を増やした1NRRの初期剛性は基準の1NRNに比べ，約10kN/mm大きくなっているが，1URRは1URNに比べ約4kN/mm小さくなっており，その剛性補強効果もマイナス効果となっている。スターラップ本数を増加した1NRR，1URRでは，UFCパネルの補強有無に関わらず，80kNあたりから剛性が低下し始め，120kN過ぎに急激に低下している。しかし，それ以降最大荷重到達までは剛性は横ばいになり終局後も穏やかに荷重が下がり，非常に粘りのある靭性の高い破壊挙動を示した。

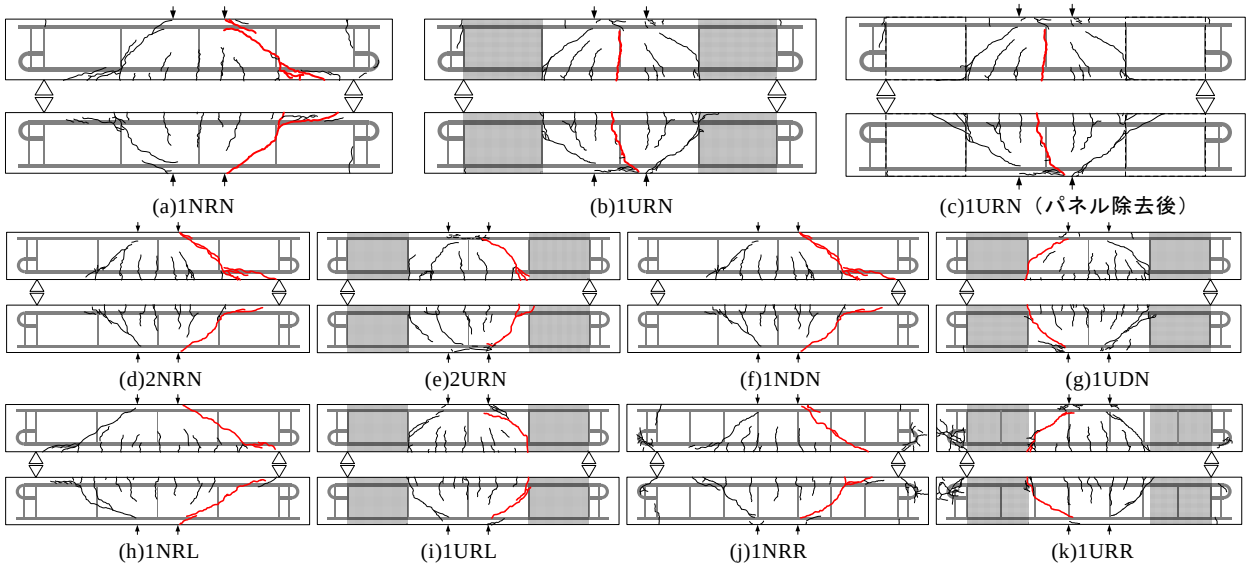
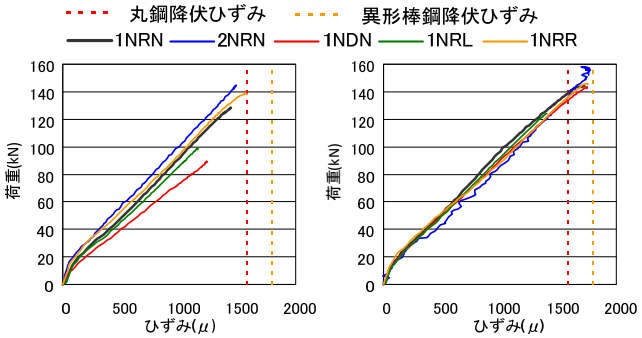


Fig. 6 Properties of crack

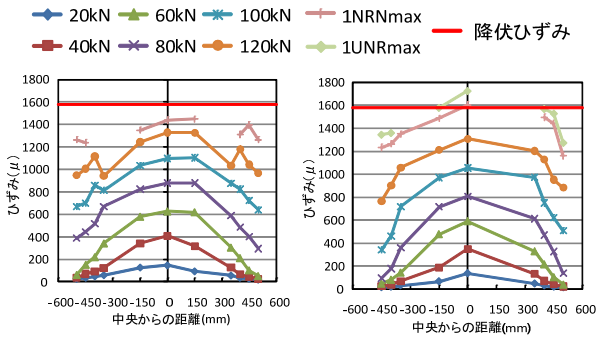
2.1.3　ひび割れ性状

Figure 6に各供試体の終局時のひび割れ性状を示す。なお，図中の赤く太いひび割れは破壊に支配的となったひび割れを示している。1NRNでは斜めひび割れが引張主鉄筋沿いに進展しており，せん断引張破壊により終局したものと考えられる。1URNは，はじめ1NRNと同様にせん断ひび割れが先行したが，約130kN過ぎから曲げひび割れが進展し，Table 5から分かるように約140kN時に引張主鉄筋とスターラップが同時に降伏した。引張主鉄筋とスターラップ降伏後も少し耐荷し，最大荷重に至った。曲げ破壊とせん断破壊が拮抗したが，ひび割れ性状から曲げ破壊が先行したものと考えられる。2NRNは斜めひび割れが引張主鉄筋沿いに進展しており，1NRNと同様にせん断引張破壊で終局した。2URNにおいては，Table 5より140kNを超える前に引張主鉄筋が降伏し，その後も耐荷しコンクリート圧縮縁が圧壊することで終局している。また，せん断ひび割れはUFCパネル内側のみで発生しており，スターラップひずみはほぼ発生しなかった。1NDNは1NRNと同様に引張主鉄筋沿いにひび割れが卓越していることからせん断引張破壊により破壊したものと考えられる。しかし，異形棒鋼を用いた1NDNは，丸鋼の1NRNに比べひび割れ分散性が向上している。また，せん断ひび割れが支点まで到達しており，実際は斜め引張破壊とせん断引張破壊の間の破壊形式で破壊したものと考えられる。異形棒鋼を用いたUFCパネル補強供試体1UDNは，140kN過ぎにスターラップが降伏し，その後少し耐荷して，最終的には載荷点に向かう斜めひび割れが支配的となり終局に至った。コンクリート上縁は圧壊していないが，載荷点付近に卓越したひび割れ性状やストラットの割裂性状からせん断圧縮破壊で破壊したと判定した。引張主鉄筋は降伏寸前まで十分に機能を果たしたが，既往研究[3]による知見から考えると剛性が高かったために脆性的な破壊挙動を示したと推察される。無補強の切り欠きを導入した1NRLは，斜めに部材を分断したひび割れと引張鉄筋沿いに進展したそのひび割れ性状より斜め引張破壊とせん断引張破壊の中間の破壊形式で終局したものと考えられる。UFCパネル補強を行った1URLでは，引張主鉄筋，スターラップが降伏する前にUFCパネル内側下部から載荷点に向かう斜めひび割れが急速に進展し



(a) Specimen of no reinforcement　(b) Specimen of reinforcement

Fig. 7 Behavior of strain of main reinforcement bar



(a)1NRN　(b)1URN

Fig. 8 Distribution of strain of main reinforcement bar

破壊に至った。載荷点周辺に卓越したひび割れ性状から，せん断圧縮破壊により終局したものと判定した。スターラップ本数を増やしたUFCパネル無補強の1NRRは，基準の1NRNと破壊性状が異なっている。1NRNは引張主鉄筋沿いにひび割れが卓越しているが，1NRRには見られない。1NRRの場合，スターラップ降伏後も耐荷し，引張主鉄筋が降伏する直前で終局している。引張主鉄筋が降伏する直前まで機能したため，粘りのある破壊挙動を示した。最終的に斜めひび割れ先端の載荷点周辺のひび割れと定着部のひび割れが卓越したことから，せん断圧縮破壊

と定着破壊により終局したと判定した。スターラップを増本した補強供試体の1URRは，UFCパネル接着を施しているものの，破壊性状は無補強の1NRRと同様な傾向示した。ただし，1URRの場合引張主鉄筋が降伏している。しかし，その引張主鉄筋の降伏後も耐荷し，1NRRと同様に定着破壊と斜めひび割れ先端の載荷点周辺のひび割れが顕著に現れ終局に至った。

2.1.4　引張鉄筋ひずみ

Figure 7(a)にUFCパネル無補強供試体の，Figure 7(b)にUFCパネル補強供試体の引張主鉄筋ひずみ挙動を示す。引張主鉄筋が降伏しているのは，1URN，2URN，1URRの補強供試体の3体である。降伏していない1UDN，1URLについても無補強時に比べUFCパネルを補強することによって，引張主鉄筋が降伏寸前まで十分に機能してから終局に至っていることが推察できる。

2.1.5　付着性状

Figure 8に引張主鉄筋ひずみ分布の一例として基準供試体1NRN，1URNの結果を示す。UFCパネル接着により引張主鉄筋端部のひずみが抑制されていることが分かる。また，Table 5のすべり発生荷重をみても，無補強供試体に比べUFCパネル補強供試体は引張主鉄筋のすべりだす荷重段階が大きくなっており付着すべりの抑制効果が発揮されていることがうかがえる。

2.1.6　実験要因による影響

以上の結果を踏まえて実験要因ごとの影響をまとめる。

コンクリート強度増加による影響は，コンクリート強度が増加することによって，付着強度が増加し，ダイドバー（引張主鉄筋）の引張力の負担力が増加する。それに伴いアーチリブ・コンクリート圧縮力も増加し，最大荷重の増加につながったものと考えられる。さらに，UFCパネルを補強した場合は端部の付着破壊が高い荷重段階まで抑制されていることからアーチ機構の持続能力も高くなり，最大荷重が増加したものと考えられる。加えて，本試験のUFCパネル補強供試体は鉄筋降伏後も耐荷し部材コンクリートの破壊により終局していることから，破壊に対しコンクリート強度が支配的であるとも考えられる。

引張鉄筋形状の違いによる影響は，引張鉄筋に異形棒鋼を用いた場合，UFCパネル接着により付着性状が著しく向上する。しかし，付着が高い荷重段階まで確保されていたことや，また剛性が高いため脆性的な破壊挙動を示した。さらに，異形棒鋼の使用によりアーチ機構に移行し難いこと，付着性状が良好なことから引張主鉄筋の負担力も大きく破壊に支配的となったのはUFCパネル間のコンクリートの破壊であることから，最大荷重は丸鋼を用いた供試体と同程度となった。

せん断補強筋量が少ない場合の影響には，まず，せん断補強筋量が少ないため，斜めひび割れの進展が早く，早期にアーチ機構に移行する。しかし，ひび割れの進展が早いため，引張主鉄筋が十分に機能を果たす前にコンクリートで破壊が起こり脆性的な挙動を示す。本試験では，せん断補強筋量が少ない場合でもスターラップの降伏により脆性的な破壊を起すわけではなく，コンクリートが部材の破壊に対し支配的となった。

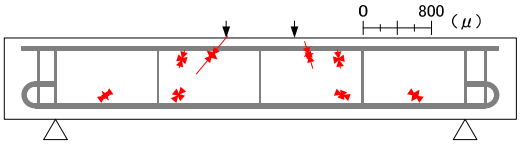
せん断補強筋量が多い場合（スターラップ本数を増やした場合）の影響は，スターラップ本数が増加することにより，引張主鉄筋の変位が拘束され，引張主鉄筋に大きな力が作用する。定着破壊を伴いながら引張鉄筋が降伏するまで十分機能することで靭性の高い破壊挙動を示した。

3. UFC パネル接着による せん断補強効果の定性化

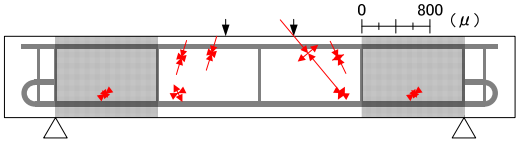
3. 1 DBタイプのUFCパネル接着によるせん断補強効果

本研究における，DBタイプのUFCパネルを接着した供試体は，破壊に支配的なひび割れが全てUFCパネル間で発生した。また，Figure 9に示す三軸ゲージより算出した主ひずみ分布より，UFCパネルを接着することでUFCパネル間のコンクリートひずみが大きくなっており，UFCパネル間で応力集中が起こっていることが分かる。このことと2章の実験結果を踏まえると，見かけのせん断スパンが短くなり，耐荷性能の向上効果が発揮されたことがうかがえる。また，本研究の供試体では引張鉄筋形状として丸鋼を用いているため，斜めひび割れの進展に伴いアーチ機構に移行しやすいことが考えられる。アーチ機構に移行後，UFCパネル接着による見かけのせん断スパン短縮の効果によりアーチリブ・コンクリートに大きな圧縮力が，タイドバー（引張主鉄筋）に大きな引張力が作用する。その際に，UFCパネルが引張主鉄筋端部のひずみを抑制することで引張主鉄筋の付着すべりの発生が遅くなりアーチ機構の持続性が増える。それにより，引張主鉄筋が降伏するまで十分に機能を果たすことで，靭性の高い粘りのある破壊挙動を示すと考えられる。ただし，本研究の実験結果では，引張主鉄筋やスターラップの降伏後も耐荷し終局時の破壊はコンクリートで発生した。

以上より上述の考察と実験結果を踏まえると，ある一定量以上のせん断補強筋量を配置し，剛性が高すぎなければ，DBタイプのUFCパネル接着により脆性的なせん断破壊モードを靭性に富んだ粘りのある破壊モードに変更できる可能性が示された。



(a)1NRN



(b)1URN

Fig. 9 Distribution of main strain (At 50kN)

Table 6 Comparison between experiment value and estimation by niwa expression

供試体名	載荷試験結果 最大荷重Pexp (kN)	せん断 スパン比 a/d	斜めひび 割れ角度 (deg)	St上の ひび割れの 有無	スターラップ せん断耐力Ps (kN)	コンクリート せん断耐力Pc (kN)	二羽式による せん断耐力 Pcal(kN)	Pexp/Pcal
1URN	144.0	1.5	35.1	○	30.2	102.1	132.2	1.09
2URN	158.0	1.5	31.0	×	－	122.3	122.3	1.29
1UDN	143.4	1.5	32.9	○	32.8	101.7	134.4	1.07
1URL	124.3	1.5	38.2	○	13.5	98.8	112.3	1.11
1URR	146.0	1.5	27.4	○	36.8	98.8	135.6	1.08

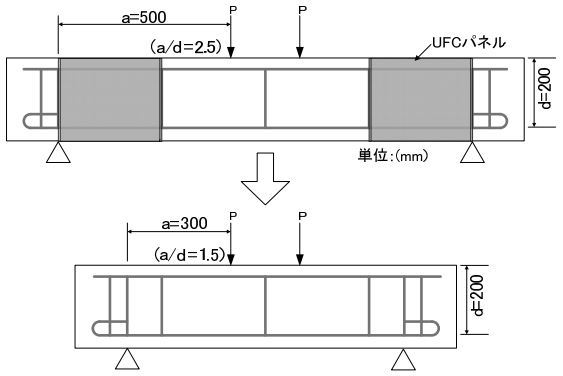


Fig. 10 Image of shortening of equivalent shear span by DB type

3．2 UFCパネル接着により見かけのせん断スパンが短くなることによる効果に関する考察

本節では，DBタイプのUFCパネル接着により見かけのせん断スパンを短く見なせるかどうかを，耐荷力計算による理論値と実験結果を比較することによって検証する。

UFCパネル補強供試体の耐荷力計算結果として，Table 6にせん断スパン比の影響を考慮した二羽式[3)]による結果を示す。なお，コンクリート標準示方書においてもせん断スパン比の影響を考慮したディープビームのせん断耐力式[4)]が示されているが，示方書に示されている式はスパンlと部材高さhの比l/hが2.0以下の単純ばりに適用される。本研究のDBタイプのUFCパネル接着を施した供試体においては，スパンlをUFCパネル間と見なした場合でもl/hが2.5であり危険側の評価がなされる可能性がある。本研究の供試体は示方書に示されるディープビームのせん断耐力式の適用範囲外であり，耐力式として二羽式を用いた。

本研究のUFCパネルを接着した供試体は，Figure 4（c）の1NURのUFCパネル除去後のひび割れ性状からも分かるように，おおよそUFCパネルの中心下部から載荷点に向かって斜めひび割れが発生している。他の供試体でも同様の傾向がうかがえ，ひび割れ性状より平均的にみると本研究のUFCパネル補強供試体では，せん断スパン比a/dを1.5と見なせるものと考えられる。2章の実験結果では終局時の破壊に対しUFCパネル間のコンクリートの破壊が支配的であったことから，DBタイプのUFCパネル接着したせん断スパン比a/d=2.5の部材をUFCパネル間のみのせん断スパン比a/d=1.5の部材と見なせる可能性がある。そこで，Table 6の二羽式による耐荷力の推定値は，見かけのせん断スパン比a/d=1.5として算出した。なお，せん断スパン比a/d=1.5と仮定した場合，斜めひび割れやストラットがUFCパネル上でもわずかに発生することが想定される。しかしその範囲が小さいことから負担力も小さく，安全側に評価できるということからUFCパネルの荷重負担分は無視した。また，2URNに関しては斜めひび割れがスターラップをまたいでいないため，せん断耐荷力にスターラップの負担分を足していない。DBタイプ接着による見かけのせん断スパン短縮のイメージをFigure 10に示す。

Table 6を見ると，引張鉄筋形状，コンクリート強度，スターラップ鉄筋量などの実験要因が異なる各供試体においてもせん断スパン比a/d=1.5と見なし二羽式より算出したせん断耐荷力（荷重表示）は実験結果の最大荷重とほぼ一致しており，また安全側に評価できていることが分かる。これより，DBタイプのUFCパネル接着によるせん断耐荷力の補強効果を，せん断スパンを短くした無補強の部材で評価できる可能性が示された。

結　　言

本研究では，見かけのせん断スパン比が小さくなることでせん断耐荷性能の向上を期待したDBタイプのUFCパネル接着によるせん断補強効果を様々な実験要因を付加した供試体の載荷試験を実施することで実験的に検討した。得られた知見について示す。

(1) 低強度部材に比べ普通強度を有する部材の場合，コンクリート強度が増加することによって，付着強度が増加し，ダイドーバー（引張主鉄筋）の引張力の負担力が増加することで耐荷力が向上した。

(2) 引張鉄筋形状の違いに関しては，引張鉄筋に異形棒鋼を用いた場合，UFC パネル接着に付着性状が著しく向上する．しかし，付着が高い荷重段階まで確保されていたことや，剛性が高いことにより脆性的な破壊挙動を示した。

(3) スターラップに切り欠きを導入した場合，せん断補強筋量が少ないため，斜めひび割れの進展が早く，引張主鉄筋が十分に機能を果たす前にコンクリートで破壊が起こり脆性的な挙動を示す。

(4) スターラップ本数を増やした場合，スターラップにより引張主鉄筋の変位が拘束され，引張主鉄筋に大きな力が作用する。それより定着破壊を伴いながら引張鉄筋が降伏するまで十分機能することで靭性の高い破壊挙動を示した。

(5) DB タイプによる顕著なせん断補強効果としては，見かけのせん断スパン比が短くなることによるせん断耐荷性能の向上効果と接着部分の引張主鉄筋の付着破壊を抑制（遅延）する効果が確認された。

(6) 耐荷力計算による理論値と実験結果による最大荷重の比較から，DB タイプの UFC パネル接着によるせん断耐荷力の向上効果は，UFC パネル間のみの RC 部材と見なして評価できる可能性を示唆した。

Literature Cited

1) Kano, H. and Morikawa, H., “Assessment and characteristic analysis of safety for shear failure on deteriorated RC bridges due to chloride attack based on field testing”, Proceedings of the 10th International Conference on Structural Safety and Reliability, pp.3061-3068 (2009)

2) Shibata, K., Watanabe, K., Niwa, J. and Kawaguchi, T., “Effect of Shear Reinforcement of RC Members Bonded with UFC” (in Japanese), Proceedings of the JCI, Vol.31, No.2, 1633-1638 (2009)

3) Seto, R. Morikawa, H., Fujinaga, A., Tomomura, K.and Kawaguchi, T. , “Effect of Shear Reinforcement of RC Members Bonded with UFC Panels and CFRP Sheets” (in Japanese), Proceedings of the 11th JSMS Symposium on Concrete Structure Scenarios，pp.371-378 (2010)

4) Niwa, J., “Base of concrete structure“ (in Japanese), SURIKOGAKUSYA，(2005)

5) Japan Society of Civil Engineers, “Standard Specifications for Concrete Structures 2002 (Structural Performance Verification)” (in Japanese), (2002)

Evaluation of Shear Resisting Performance of RC beams strengthened by bonding with UFC panels

Ryota SETO[1*] , Hidenori MORIKAWA[1] and Tetsuo KAWAGUCHI[2]

[1]*Graduate School of Engineering, Department of Civil Engineering*

[2]*Research and Development Center, Taiheiyo Cement Corp.*

Key words: Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete(UFC), RC Beams, Shear Strengthning, Shear Span Ratio,Bond

Recently, it has been pointed out that RC bridges with various kinds of defects and deteriorations might be dominated by shear failure mode. The objective of this study is to develop new shear strengthening method by applying UFC "Ultra high strength Fiber reinforced Concrete" panel bonding. The RC beams were tested for shear capacity considering the parameters such as concrete strength, type of rebar, defects of stirrup, and, volume of stirrup. The following results were drawn from the experiments. #1: The UFC panel strengthening restrains the anchor failure of longitudinal rebar, retains the arch action for shear resistance and enhances the shear capacity. #2: The effect of UFC panel strengthening can be evaluated by modeling the equivalent RC beams with law shear span ratio.