超高強度繊維補強コンクリートを用いたスラブの補強工法の検討

（公財）鉄道総合技術研究所　正会員　○白井 貴之　岡本 大
東急建設（株）　正会員　黒岩 俊之　笠倉 亮太

1．はじめに

鋼材の腐食等により劣化した高架橋スラブを補修・補強する工法として，超高強度繊維補強コンクリート（以下，UFC と記す）パネルと無収縮モルタルを用いた工法を提案した．本研究は，当該工法により補強したスラブの耐荷性状の実験的検討を行った．

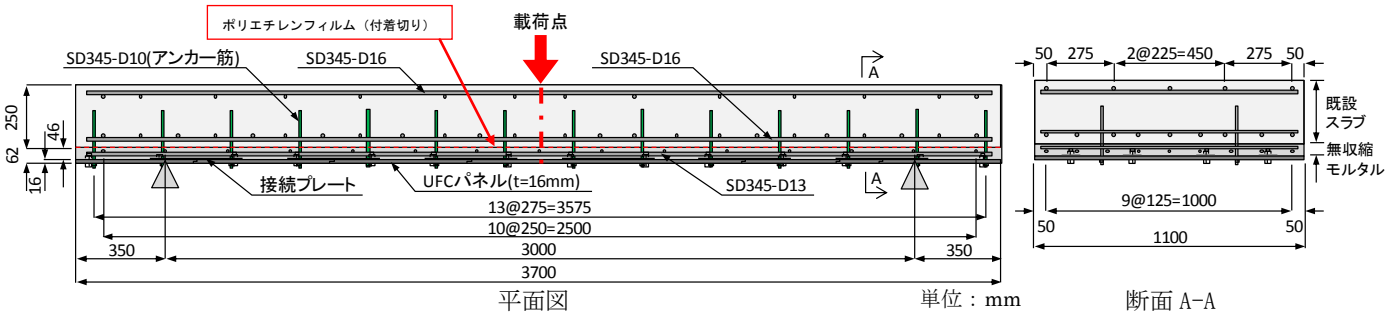

図-1　No. 2 試験体概要

表-1　材料試験結果

試験体	既設スラブコンクリート		無収縮モルタル		UFC	既設スラブ軸方向鉄筋		補強部軸方向鉄筋		アンカー筋	
	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	圧縮強度 (N/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	ヤング係数 (kN/mm²)
No.1	33.3	29.0	－	－	－	389	185	－	－	－	－
No.2	37.0	35.5	63.5	29.5※	211.3	380	178	375	196	399	190

※無収縮モルタルのヤング係数は，メーカー推奨値を参照した．

2．実験概要

実験には，無補強の試験体No.1と，No.1と同一諸元のスラブをUFCパネルおよび無収縮モルタルにより補強したNo.2試験体を用いた．**図-1**にNo.2試験体の概要を示す．UFCパネルは，超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)[1)] に適合した材料を用いて製作し，パネルの寸法は，縦×横×厚さ＝564×564×16 mm，重量は人力による施工を考慮し13kg程度とした．UFCパネルは既設スラブに設置したセメント系のあと施工アンカー筋により固定し，鋼製の接続プレートにより隣接するパネルとの一体化を図りつつ，型枠となるように隙間なく設置した（**図-2**）．

図-2　UFC 型枠状況

また，既設スラブの耐力向上を目的として軸方向鉄筋（D13）と配力筋（D10）を既設スラブとUFCパネルとの間に配置した後，無収縮モルタルを充填した．なお，既設スラブと補強部の境界にはポリエチレンフィルムを挟むことで，既設スラブと無収縮モルタルとの付着強度は期待しないものとした．したがって，UFCパネルと既設スラブとは，アンカー筋のみによって一体化を図る構造とした．**表-1**に材料試験結果を示す．

載荷方法は，**図-1**に示すように，試験体のスパン中央に1点集中の静的単調載荷とした．なお，No.1は，実構造物において列車通過時に作用する軸方向引張鉄筋の応力状態を想定し，既設スラブの軸方向引張鉄筋ひずみが1,200μ（220N/mm²程度）となるまで載荷した．No.2は終局状態まで載荷した．

3．実験結果

No.1 は，50kN で試験体下縁に曲げひび割れを生じ，引張鉄筋ひずみが 1,200 μ となった 115kN で載荷を終了した．

キーワード　高架橋スラブ補強　超高強度繊維補強コンクリート　補修・補強
連絡先　〒185-8540　東京都国分寺市光町 2-8-38　（公財）鉄道総合技術研究所　コンクリート構造　TEL：042-573-7281

No.2 は，120kN で既設スラブに，140kN で補強部の無収縮モルタルに曲げひび割れが生じた．220kN で，UFC パネルに曲げひび割れが発生した．また，340kN で既設スラブの軸方向引張鉄筋が降伏し，396kN で補強部の軸方向鉄筋が降伏し，398kN で最大荷重に達した．最大荷重時には，**図-3** に示すように UFC パネルの曲げひび割れ幅が 10mm 程度となり，応力を伝達していない状況であった．

図-4 に No.1 と No.2 の荷重-変位関係の実験値と計算値を示す．計算値は，鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）[2] を参考に，式（1）の Branson 式により算出した．なお，No.2 の計算値は，既設スラブと補強部が一体となった RC 断面として計算した．また，**図-3** のひび割れ状況から，UFC パネルは最大耐力に寄与していないと考え，計算では UFC パネルを無視した．

図-4 に示すように，No.2 の実験値は No.1 の実験値に比べ，耐力や剛性が向上し，補強効果があることが確認された．No.2 は，計算値に比べて実験値の剛性が高く，UFC パネルが剛性に寄与していることが考えられる．

図-5 に，載荷点直下の断面高さ方向のひずみ分布を示す．載荷初期よりひずみ分布が直線になっていないことから，載荷点直下のアンカー筋間では平面保持が成り立っていないと考えられる．しかしながら，**図-4** に示すように，No.2 の実験値が計算値を上回る結果となったのは，試験体全体としては，既設スラブと補強部の重ね梁としての挙動ではなく，アンカー筋が応力を伝達し，既設スラブと補強部の一体化が図られているためであると考えられる．

4．まとめ

1）本工法により，既設スラブの剛性および耐力が向上することを確認した．

2）UFC パネルを考慮せず，既設スラブと補強部を一体と仮定した RC 断面により，剛性を検討した．その結果，UFC パネルが剛性に寄与したことにより，計算値に比べて実験値の剛性が高くなった．

参考文献 1)土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)，2004.9 2) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）

謝辞 本研究を実施するに際して，太平洋セメント㈱の田中敏嗣氏をはじめ，関係各位より貴重な助言を頂いた．ここに記し，感謝の意を表します．

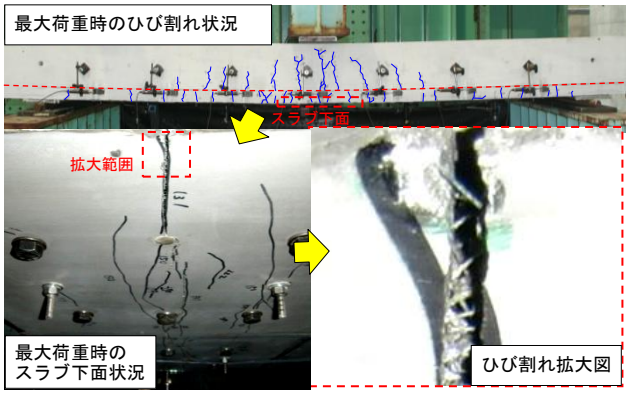

図-3 UFC パネルのひび割れ状況

$$EI_r = E_c\left[\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^4 \cdot I_g + \left\{1-\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^4\right\} \cdot I_e\right] \quad \cdots \quad (1)$$

ここに，
EI_r：曲げ剛性（kN・mm²）
E_c：コンクリートのヤング係数（kN/mm²）
M_{cr}：曲げひび割れモーメント（kN・m）
M：作用曲げモーメント（kN・m）
I_g：全断面有効の断面 2 次モーメント（mm⁴）
I_e：中立軸以下のコンクリートの引張抵抗を無視した断面 2 次モーメント（mm⁴）

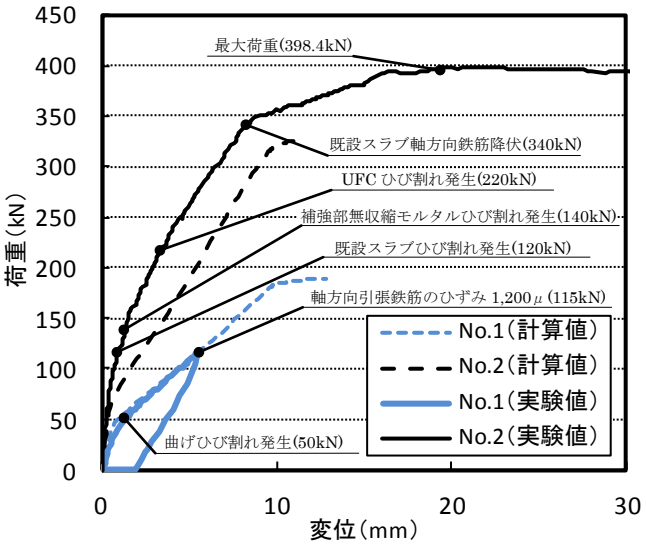

図-4 試験体の荷重変位曲線

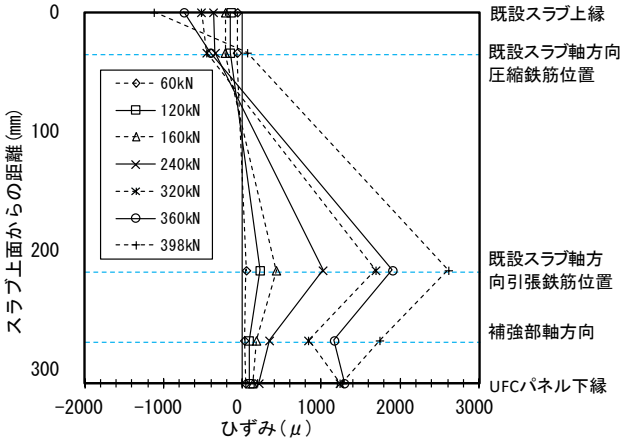

図-5 載荷点におけるひずみ分布