



道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
No. 20 - 5

研究テーマ

緻密で良く曲がるセメント系材料を用いた
補修・補強工法

研究代表者：名古屋大学教授 中村 光
共同研究者：名古屋大学准教授 国枝 稔
名古屋大学准教授 丸山一平
名古屋大学助教 上田尚史
スイス連邦工科大学教授 Eugen Brühwiler
スイス連邦工科大学研究員 Emmanuel Denariè

平成 2 3 年 7 月

新道路技術会議

目次

概要（様式3の公表用資料）	1
第1章 はじめに	3
1.1 研究目的	3
1.2 研究開発の全体計画	3
1.3 研究開発の実施体制	5
第2章 UHP-SHCCの物質移動抵抗性の評価	6
2.1 はじめに	6
2.2 実験概要	6
2.3 実験結果および考察	8
2.4 まとめ	9
第3章 床版の上面増厚工法の開発	11
3.1 はじめに	11
3.2 ひび割れを有するUHP-SHCCの引張疲労耐久性	11
3.3 コンクリートとUHP-SHCCの接合部の引張疲労耐久性	13
3.4 増厚部材の疲労試験	15
3.5 増厚部材の押抜きせん断性状	21
3.6 アスファルト敷設時の熱の影響	25
3.7 施工試験（H22年度実施分）	28
第4章 吹付けによる表面保護工の開発	32
4.1 はじめに	32
4.2 配合試験	32
4.3 UHP-SHCCの収縮ひび割れ抵抗性評価	33
4.4 表面保護工も兼ねた断面修復工の施工試験	38
4.5 壁高欄を対象とした表面保護工の施工試験	40
第5章 被災したコンクリート構造物の早期復旧工法の開発	42
5.1 はじめに	42
5.2 柱部材を対象とした復旧効果の確認実験	42
5.3 壁部材を対象とした復旧効果の確認実験	46
第6章 まとめ	51

1 章 はじめに

1.1 研究目的

近年、コンクリート構造物などの道路構造物において、早期劣化や損傷が生じており、合理的な補修・補強工法の確立が急務となっている。とりわけ、RC 床版の疲労対策、塩害、中性化や ASR によるコンクリート構造物の劣化、などに加えて、近い将来に起こりうる地震による被害の軽減および被災後の早期復旧など、様々な課題が残されている。もちろん、従来までに様々な材料や工法が開発されているが、特に耐久性等に関して決定打となっているものは少ない。

本研究グループで開発した「超高強度ひずみ硬化型セメント系複合材料¹⁾(Ultra High Performance - Strain Hardening Cementitious Composites、以下、UHP-SHCC という)」は、有機短繊維をモルタルに混入した繊維補強モルタルの 1 種であり、圧縮強度 120MPa 程度、引張強度 8MPa 程度、引張ひずみ 2%程度と、超高強度、超高靱性な材料である(図-1.1 参照)。また、図-1.2 に示すような複数の微細なひび割れを生じることも特徴の 1 つである。しかも、透気係数が既存のモルタルに比べて 1/100 程度以下と緻密な材料であることから、コンクリート構造物の補修・補強に適した材料といえる。

本研究開発は、道路構造物のうちコンクリート構造物に関して、UHP-SHCC を用いて補修・補強する工法を開発し、実用化までを実現しようとするものである。

1.2 研究開発の全体計画

UHP-SHCC を使用した補修・補強のターゲットとして、図-1.3 に示すように、コンクリート床版の増厚工法、コンクリート用表面保護工法、耐震補強、被災後の早期復旧工法、の 3 種類を想定した。

コンクリート床版の上面増厚工法の開発では、

UHP-SHCC の緻密さを利用して、防水効果を高めた床版補修により再劣化を抑制することを期待したものであり、さらに引張力を負担する UHP-SHCC の利用により床版の負曲げ部への適用の可能性を模索するものである(3 章)。

コンクリート用表面保護工法の開発では、従来多く用いられている有機系表面被覆材にかえて UHP-SHCC をコンクリート表層部に厚さ 10mm 程度で吹き付ける工法を開発し、従来までの薄い塗膜特有の膨れ、割れ、はがれといった劣化を抑制するとともに、塗膜厚を厚くすることで、中性化

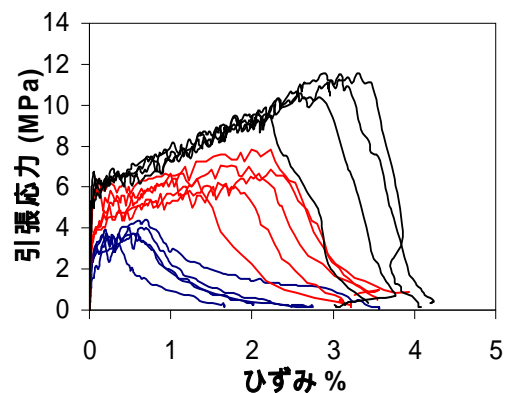


図-1.1 引張応力 - ひずみ関係

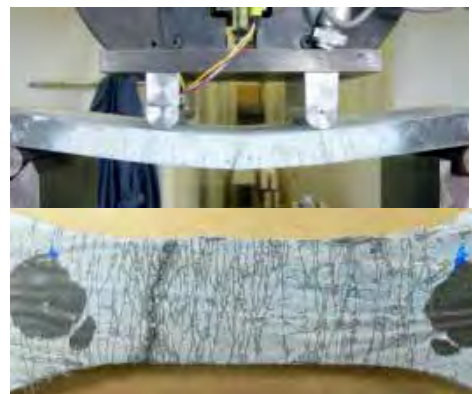


図-1.2 大変形、ひび割れ性状

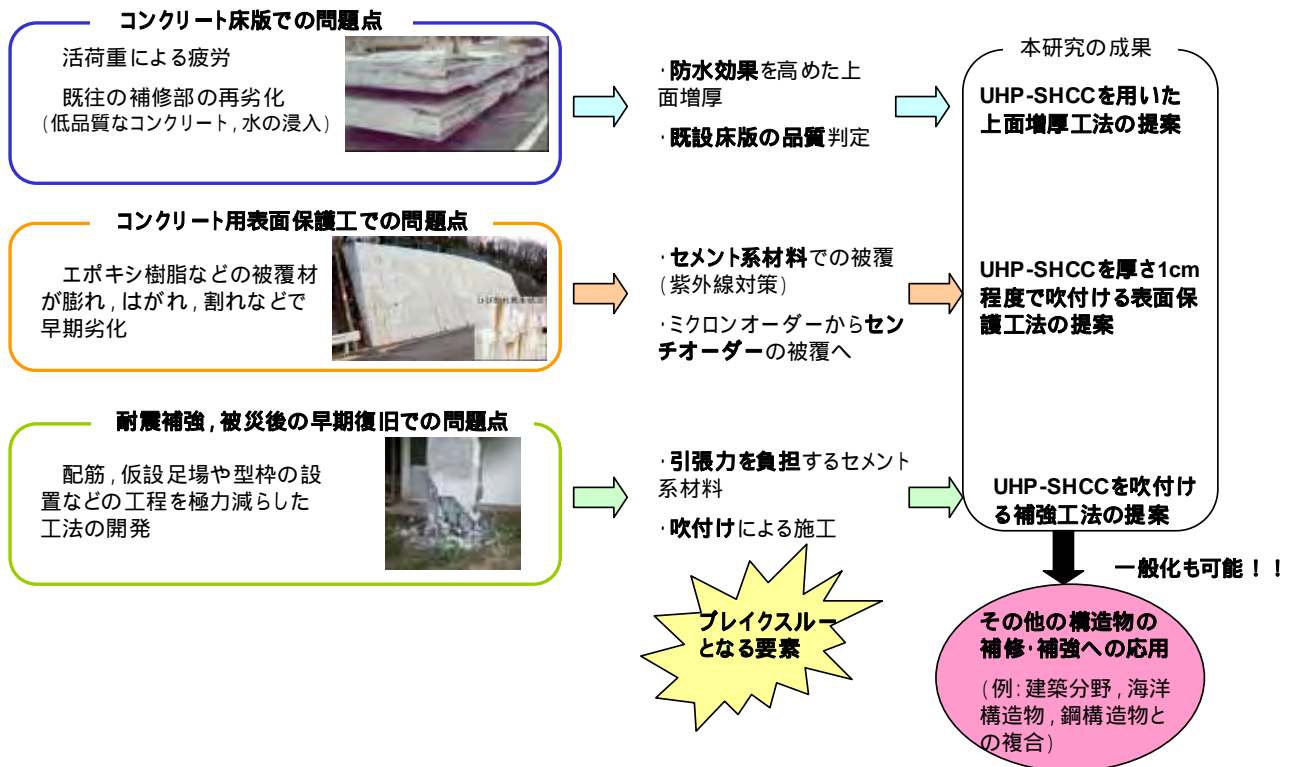
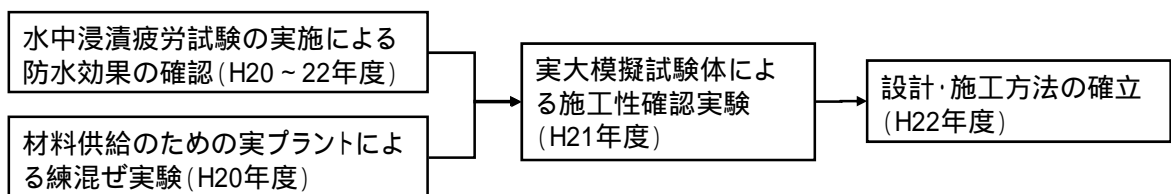


図-1.3 本研究開発で対象とする補修, 補強

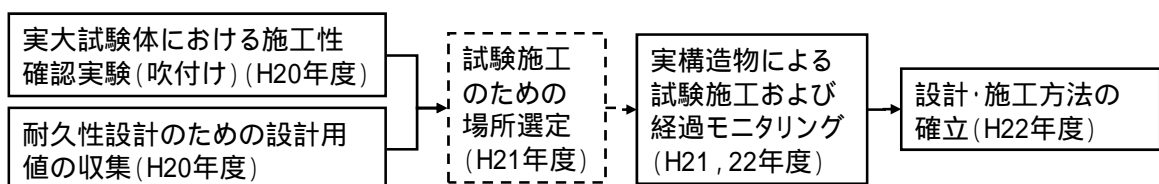
や塩害がどの程度進行したかをモニタリングするコンセプトを導入することが期待される(4章). 耐震補強, 被災後の早期復旧工法の開発では, 高強度, 高靱性な UHP-SHCC のメリットを活かし,

かつ吹付け工法の導入によって, 鉄筋等の補強材の配置や型枠を配置するといった施工プロセスを簡略化することが可能となる. 特に, 被災した構造物を早期復旧する際には, ダウンタイムの削減

(1)床版の上面増厚工法の開発



(2)表面保護工法の開発



(3)耐震補強, 被災後の早期復旧工法の開発

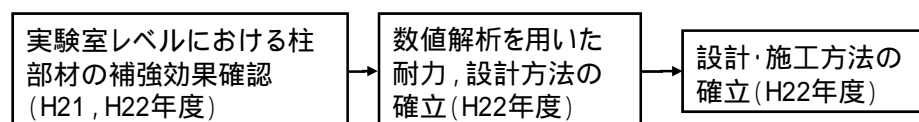


図-1.4 全体の研究開発計画, 実施範囲

表-1.1 実施体制

氏名	所属	担当
中村 光 (代表)	名古屋大学大学院工学研究科教授	総括, 耐震補強, 構造解析
国枝 稔	名古屋大学大学院工学研究科准教授	材料開発, 補修全般
丸山 一平	名古屋大学大学院環境学研究科准教授	耐久性全般
上田 尚史	名古屋大学大学院工学研究助教	構造解析
Eugen Brühwiler	スイス連邦工科大学教授	補修全般
Emmanuel Denariè	スイス連邦工科大学研究員	補修全般

が重要であることから, 損傷した部材に UHP-SHCC を吹き付けるだけで復旧できるというメリットが期待される(5章).

以上のように, 本研究開発の目的は, 3つの補修補強工法を中心に UHP-SHCC の適用性を確認するとともに, 実用化に向けての施工方法を確立するものである. 本研究開発の3年間の実施計画を図-1.4に示す.

1.3 研究開発の実施体制

本研究開発の実施体制は表-1.1に示すとおりで

ある. なお, スイス連邦工科大学 (EPFL) では, UHPFRC (鋼繊維を用いた高強度高靱性材料) を用いてコンクリート構造物を補修した試験施工を先駆的に行っており, それらの知見等を勘案し研究開発を行った.

<1章の参考文献>

- 1) 国枝稔, Kamal, A. 中村光, Brühwiler, E.: 超高強度ひずみ硬化型セメント系材料の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.315-320, 2007.

2 章 UHP-SHCC の物質移動抵抗性の評価

2.1 はじめに

ここではUHP-SHCCの空気、水、塩化物イオンの移動に対する抵抗性の把握と、劣化した構造物等のコンクリート表層部をUHP-SHCCで補修した際の耐久性と、その信頼性の向上を図る観点から、普通コンクリートのそれらと比較し、UHP-SHCCの表面保護効果の確認を目的とした実験的な検討を行った。

試験はUHP-SHCCと普通コンクリートを対象にTorrent Permeability Tester (TPT)¹⁾を用いた透気試験、表面含浸材の試験方法(JSCE-K571-2005)²⁾を参考にした透水量試験、電気泳動試験(JSCE-G571-2007)³⁾および塩水浸漬試験を行い、得られた透気係数、単位時間透水量、塩化物イオンの拡散係数および塩化物イオンの侵入状況をそれぞれ評価した。

2.2 実験概要

(1) 透気試験

供試体にはUHP-SHCCに用いられることを想定して(一般的なUHP-SHCCの水結合材比は0.18-0.22程度)、水結合材比の異なる3水準(W/B=0.15, 0.20, 0.30)の超高強度モルタルと、比較のために普通コンクリートを用いた。それぞれの配合を表-2.1, 表-2.2に示す。超高強度モル

タルの作製には、低熱ポルトランドセメント(密度 3.14g/cm^3)を使用し、セメント質量の15%をシリカフェーム(密度 2.2g/cm^3 , 比表面積 $21.7\text{m}^2/\text{g}$)で置換した。細骨材には7号珪砂(密度 2.68g/cm^3)を結合材の10%混入した。混和剤には高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)を使用した。

供試体は $100\times 200\times 450\text{mm}$ の供試体を作製し、打設の翌日に脱型、その後材齢12日(一回目の試験日)まで水中養生し、その後は室温 20°C の恒温室で気中養生した。透気試験ではTPTを用いて透気係数を測定した。TPTの試験装置を写真-2.1に示す。装置はチャンバー、計測器、計測センサー、および真空ポンプから構成されている。図-2.1に示すように、試験では内側と外側に隔てられているチャンバーを測定したい箇所にあて、真空ポンプにより吸引しチャンバー内の圧力を下げる。その後、吸引を止めるとコンクリート内から内側チャンバーに空気が流入し内側チャンバー内の圧力が回復するが、外側チャンバーの働きにより内側チャンバーに流入する一次元化された空気の流れを用いて透気係数が算定される。

試験は材齢12日および68日に型枠面で3箇所行った。材齢12日の試験では、試験の2, 3時間前に水中から取り出しおき、供試体表面が乾燥している状態とした。

表-2.1 高強度モルタルの配合

W/B	S/B	単位量(kg/m^3)					
		水	セメント	シリカフェーム	細骨材	混和剤 [*]	消泡剤
0.15	0.1	265	1547	273	182	10.9	8.0
0.20	0.1	325	1412	249	166	10.0	7.3
0.30	0.1	418	1202	212	141	8.5	6.2

表-2.2 普通コンクリートの配合

W/C	s/a	Gmax(mm)	単位量(kg/m^3)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤 ²⁾
0.56	44.5	25	160	284	801	1017	2.84



写真-2.1 Torrent 透気試験

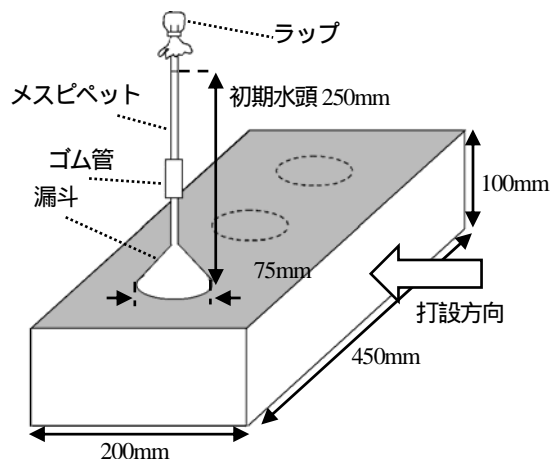


図-2.2 透水試験方法

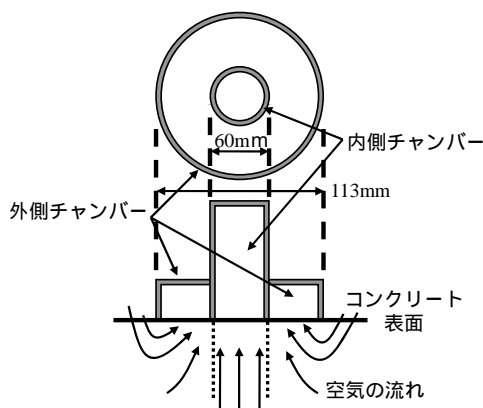


図-2.1 透気試験概念図

(2) 透水試験

供試体は透気試験に用いたものを使用した。透気試験後、気温 20 度の恒温室内で気中養生してある供試体に対して図-2.2 に示すような、直径 75mm の漏斗に容量 5ml のメスピペットをゴム管でつないだものを供試体に固定した。その際、供試体と漏斗の境界面から水漏れを防ぐためシーリング材を塗布した。また、水の蒸発を防ぐためラップと輪ゴムでメスピペット上部に封をした。

透水量試験は、供試体に設置したメスピペットに水頭が 250mm となるように水を注入し、その後の水頭の変化を測定した。透水量の測定は基本的に毎日行い、水頭の変化は 0.01ml まで読みとった。試験は透水量が定常状態となるまで試験を継続し、回帰直線より単位時間当たりの透水量を求めた。

試験開始材齢は透気試験の 2 日後、材齢 14 日および 70 日とした。

(3) 電気泳動試験

電気泳動試験は 繊維混入量が異なる 3 水準 ($V_f=1.00\%$, 1.25% , 1.50%) の UHP-SHCC と普通コンクリートを対象とした。本試験では、繊維とセメントマトリクスの遷移

領域(ITZ)の増加の影響を検討することも目的としている。一般に ITZ は他のセメントマトリクス部分よりも細孔率の高い領域とされている。

それぞれの配合を表-2.3、表-2.4 に示す。UHP-SHCC に使用した材料はセメント、シリカフューム、細骨材、混和剤は超高強度モルタルと同じものを用いた。繊維は高強度ポリエチレン(直径 12 μm , 長さ 6mm)を用い、膨張材(エトリンガイト・石灰複合系)を 1 m^3 あたり 20kg 混入した。

供試体の作製および試験は JSCE-G571-2003 に規定されている方法で行ったが、UHP-SHCC の試験時のみ直流安定化電源による印加電圧を 30V と土木学会の方法の 2 倍とし、試験の促進を図った。なお、この時に印加電圧を上げたことによる液温の上昇がないことを確認しながら試験を行った。塩化物イオン濃度は、複合イオン銀電極を用いた硝酸銀滴定法で測定し、陽極側溶液の塩化物イオン濃度の増加率が一定となるまで継続した。

(4) 塩水浸漬試験

供試体には繊維量 1.5% の UHP-SHCC と普通コンクリートを用いた。配合は繊維量 1.5% の UHP-SHCC、普通コンクリートともに電気泳動試験と同一の配合である。供試体は、UHP-SHCC は 40 \times 40 \times 160mm、普通コンクリートは 100 \times 100 \times 400mm の角柱型供試体を作製し、材齢 28 日まで水中養生を行った。

塩水浸漬試験は供試体を材齢 28 日から 10% の塩化ナトリウム水溶液に 28 日間浸漬させたときの塩化物イオンの侵入状況を確認した。侵入状況の確認は乾式のコンクリートカッターを用い、切り出した断面に硝酸銀水溶液を吹きかける方法を用いた。硝酸銀水溶液を吹きかけることで塩化物イオンが侵入している箇所は塩化銀が生成され白色に、侵入していない箇所は酸化銀が生成され褐色に変色する。図-2.3 に示すように、断面を 16 等分し境界位置である三箇所ですり侵入深さを測り平均値を求めた。

表-2.3 UHP-SHCC の配合

V _f (%)	W/B	S/B	単体量(kg/m ³)							
			水	セメント	シリカフューム	細骨材	混和剤	消泡剤	膨張剤	繊維
1.00	0.22	0.1	316	1247	224	149	4.5	0.66	20	9.7
1.25	0.22	0.1	315	1243	223	149	4.5	0.65	20	12.1
1.50	0.22	0.1	314	1240	222	148	4.4	0.65	20	14.6

表-2.4 普通コンクリートの配合

W/C	s/a	Gmax(mm)	単体量(kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
0.57	49.4	15	176	314	860	882	1.5

また、EPMA 分析を行い測定された塩化物イオン濃度分布から拡散方程式(Fick の第二法則) の解析解である式(2.1)を用い、近似により見掛けの拡散係数を算出した。濃度分布を求める際の濃度は、UHP-SHCC では中央 2cm 幅の濃度を、普通コンクリートでは中央 6cm 幅の濃度を平均した値を用いた。

$$C(x,t) - C_i = C_{a0} \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right) \quad (2.1)$$

ここで、 x :浸漬面から全塩化物イオンを測定した箇所までの距離(cm)、 t :浸漬期間(年)、 $C(x,t)$:距離 x (cm)、浸漬期間 t (年)において測定された単位質量あたりの全塩化物イオン(%), C_{a0} :浸漬試験によるコンクリートの表面の全塩化物イオン(%), C_i :初期に含有される単位質量あたりの全塩化物イオン(%), D_{ap} :見掛けの拡散係数 (cm²/year), erf:誤差関数, である。

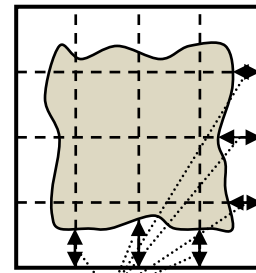
2.3 実験結果および考察

(1) 透気試験

超高強度モルタル(材齢 12 日, 材齢 68 日)および普通コンクリートの透気係数の測定結果を図-2.4 に示す。超高強度モルタルの透気係数は水結合材比が大きくなるほど大きくなり、特に W/B=0.30 での透気係数は W/B=0.15, 0.20 のそれらに比べ特に大きな値となった。また、材齢 68 日での透気係数の測定結果より、水和反応が進んだことで透気係数が小さくなることも確認できた。普通コンクリートと比較すると、超高強度モルタルの透気係数は 1/100~1/1000 程度の値となった。

(2) 透水試験

定常状態となったときの単位時間透水量を図-2.5 に示す。材齢 14 日ときには水結合材比が大きくなるほど単位時間透水量も大きくなる傾向が得られた。また、材齢



侵入深さを測定した箇所

図-2.3 塩化物イオン侵入深さ測定位置模式図

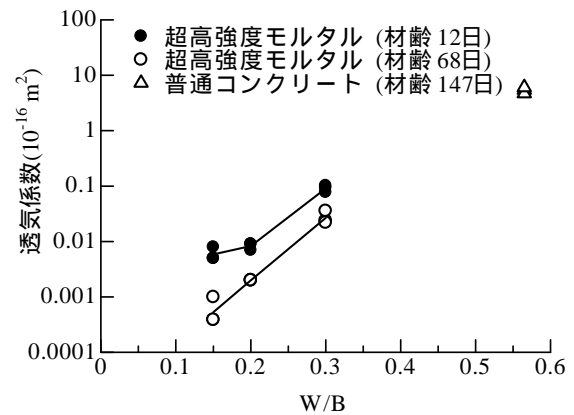


図-2.4 透気試験結果

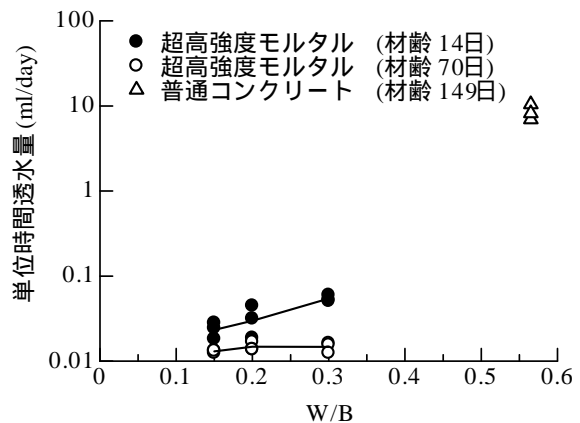
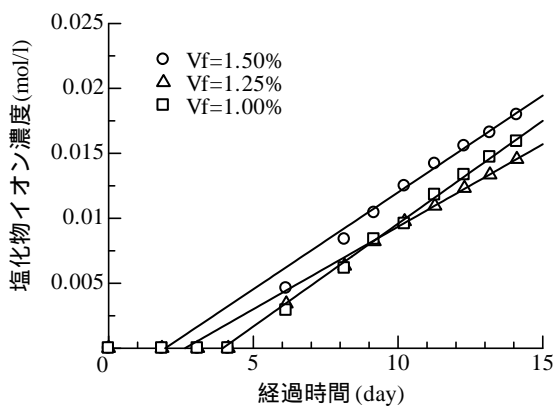


図-2.5 透水試験結果

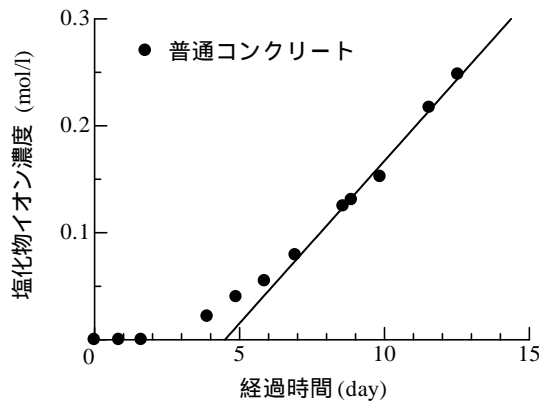
70 日のとき単位時間透水量は材齢 14 日の結果と比べ小さくなっており、水結合材比によらずほぼ同程度となった。普通コンクリートと比較すると、超高強度モルタルの単位時間透水量は 1/100~1/1000 程度の値であった。

(3) 電気泳動試験

UHP-SHCC および普通コンクリートについて、計測した陽極側溶液の塩化物イオン濃度の経時変化を図-2.6, 実効拡散係数を表-2.5 に示す。UHP-SHCC の塩化物イオン濃度の経時変化は繊維量の違いによる影響は少なく、その結果、実効拡散係数も 0.04~0.05(cm^2/year)のほぼ同程度となった。その値は、普通コンクリートと比較すると、1/50 程度の値となった。



(a) UHP-SHCC



(b) 普通コンクリート

図-2.6 陽極側塩化物イオン量の経時変化

(4) 塩水浸漬試験

UHP-SHCC と普通コンクリートの塩化物イオンの侵入深さ測定結果と見掛けの拡散係数を表-2.6 EPMA 分析による濃度分布を図-2.7 に示す。

UHP-SHCC の侵入深さは 2.2mm 程度で、普通コンクリートの侵入深さ 15.7mm と比較すると極めて小さい。また、EPMA 分析結果より、濃度も小さく塩化物イオンの侵入量も少ないことが確認された。また、UHP-SHCC の見掛

けの拡散係数は普通コンクリートの 1/60 程度で $0.067\text{cm}^2/\text{year}$ であった。

表-2.5 実効拡散係数

	UHP-SHCC			普通 コンクリート
	$V_f=1.50$ (%)	$V_f=1.25$ (%)	$V_f=1.00$ (%)	
実効拡散係数 (cm^2/year)	0.050	0.041	0.052	2.4

表-2.6 侵入深さと見掛けの拡散係数

	UHP-SHCC	普通コンクリート
侵入深さ (mm)	2.2	15.7
見掛けの拡散係数 (cm^2/year)	0.067	4.0

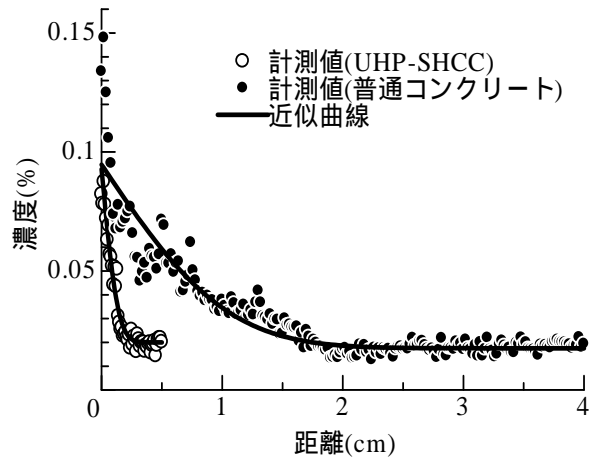


図-2.7 塩化物イオン濃度分布

2.4 まとめ

本研究では、透気係数、単位時間透水量、塩化物イオンの拡散係数および塩化物イオンの侵入状況の観点から UHP-SHCC の物質移動に対する抵抗性を検討し、以下の知見を得た。

超高強度モルタルの透気係数および単位時間透水量は非常に小さく、普通コンクリートの 1/100~1/1000 程度であった。

UHP-SHCC の塩化物イオンの実効拡散係数および見掛けの拡散係数は非常に小さく、普通コンクリートの 1/50~1/60 であった。また、UHP-SHCC を 10% の塩化ナトリウム水溶液に 28 間浸漬させた場合、侵入深さは 2.2mm 程度であった。

<2章の参考文献>

- 1) Torrent, R. : A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site. *Materials and Structures* 25 pp.358-365 ,1992 .
- 2) 土木学会：表面含浸材の試験方法(案)，コンクリートライブラリー119 表面保護工法 設計施工指針(案)，pp58-58，2007 .
- 3) 土木学会：電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験法(案)，コンクリート標準示方書[規準編]，pp.267-274，2007 .

3 章 床版の上面増厚工法の開発

3.1 はじめに

ここでは、UHP-SHCC を用いた床版の上面増厚工法の実用化を目指し、特に以下の項目について検討を行った。

UHP-SHCC 単体および接合部での疲労耐久性

ひび割れを導入した UHP-SHCC に一軸方向の繰返し引張荷重を作用させ、疲労耐久性を検討した。また、補修を想定し、普通コンクリートと UHP-SHCC の接合部を有する供試体に、一軸の繰返し引張荷重を作用させ、疲労耐久性を確認した。両者に関して、水中での疲労試験を実施し、疲労耐久性と水分の関係についても検討した。

水中浸漬疲労試験

UHP-SHCC を用いて上面増厚した RC 部材に対して、定点疲労試験（水中環境条件も含む）を実施し、部材レベルでの疲労耐久性を把握すること、および既往の補修材料である SFRC により補修した供試体との疲労耐久性の比較をおこなうことを目的とした。

補強床版の押抜きせん断試験

UHP-SHCC の補強効果を確認するため、補強床版の押抜きせん断試験を実施し、破壊性状の確認および既存耐力式による評価結果との比較検討を行った。

高温環境下での性能評価

UHP-SHCC の上面にアスファルトを敷設することを想定し、高温履歴が UHP-SHCC および有機繊維に与える影響について検討した。

施工試験

上面増厚工法を想定した模擬施工試験、施工後の表面品質および母材コンクリートと UHP-SHCC 界面の付着強度の発現状況の評価を行った。

3.2 ひび割れを有する UHP-SHCC の引張疲労耐久性

(1) 目的

UHP-SHCC により上面増厚された床版の負曲げ部において、ひび割れの発生した状態で繰返し荷重を受ける場合を想定した。ひび割れを導入した UHP-SHCC に一軸方向の繰返し引張荷重を作用させ、引張強度の 90%、60% の大きさの応力比において疲労試験を実施し、UHP-SHCC が疲労破壊に至るまでの載荷回数と応力比との関係、及び破壊面の性状について検討した。また、既往の研究では湿潤状態のコンクリートの疲労耐久性が乾燥したコンクリートと比較して低下するという報告¹⁾がなされており、本研究でもこの点について検討するために水中での疲労試験も実施した。

(2) 使用材料

本研究で用いた UHP-SHCC の配合を表-3.1 に示す。本研究では水結合材比を 0.22 とし、繊維混入率を 1.5% とした。

(3) 供試体形状

供試体は図-3.1 のように、100mm×100mm×100mm の角柱中央部にコンクリートカッターで入れた切欠きを有する形状（試験部の断面：20mm×70mm）とした。

表-3.1 UHP-SHCC の配合

水結合材比	細骨材結合材比	繊維混入率(%)	単位量 (kg/m ³)							
			水	低熱セメント	シリカフェーム	珪砂	膨張材	混和剤*	消泡剤	繊維
0.22	0.1	1.25	277	1106	199	397	20	13.20	0.03	12.10
0.22	0.1	1.50	346	1320	237	158	20	15.80	0.06	14.60

*高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）

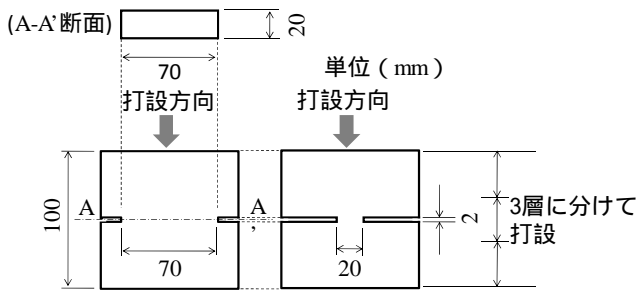


図-3.1 疲労試験用供試体

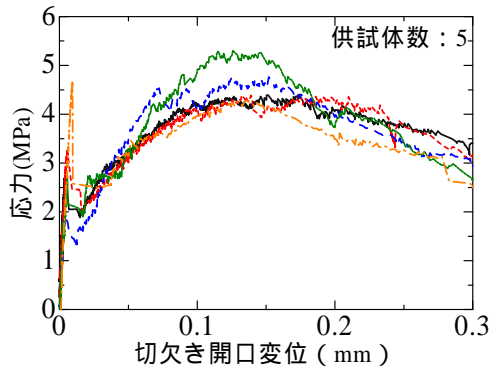


図-3.2 応力と切欠き開口変位の関係 ($V_f=1.5\%$)

(4) 荷重方法

静的な引張試験を実施し、リガメント部（切欠きを除く試験部）の引張強度を求めた。切欠きに設置したクリップゲージにより計測した切欠き開口変位とリガメント部応力の関係を図-3.2 に示す。開口変位 0.01mm 程度で、リガメント部を貫通する一つのひび割れ面が発生していることが予想される引張応力のピークがある。

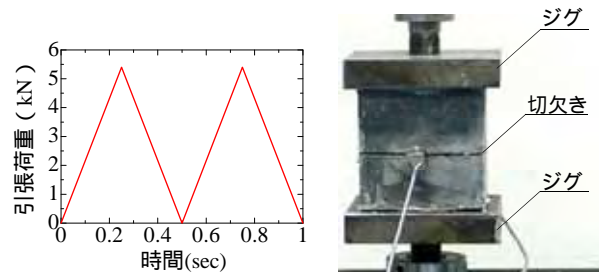
二つ目のピークはひび割れ断面での繊維架橋力による抵抗に相当していると推察される。静的試験の結果をもとに、疲労試験時にリガメント部に作用させる応力およびそれに対応する荷重を表-3.2 のように設定した。リガメント部の引張強度(図-3.2の二つ目のピーク)の90%、70%、50%に相当する引張荷重を上限とした場合について水中と気中の環境条件の下、計6ケースについて疲労試験を行った。図-3.3 に示すような三角波で荷重を制御した片振りの引張疲労試験を行い、破壊に至るまでの荷重回数を計測し、上限荷重を破壊面積で除して実際の応力比を算定した。

(5) UHP-SHCC の疲労耐久性

図-3.4 にひび割れを有する UHP-SHCC の、疲労破壊に至るまでの繰返し回数とリガメント部に作用する引張応力の関係をそれぞれ示す。リガメント部に作用する応力が小さくなるほど、破壊までの繰返し回数が増加する傾向にあることが分かる。これは普通コンクリートや既往の繊維補強セメント系材料についての曲げ応力下での疲

表-3.2 試験時の上限応力と対応する荷重 ($V_f=1.5\%$)

見掛けの応力比	上限応力 (MPa)	換算荷重 (kN)
0.5	2.1	3.0
0.7	3.0	4.2
0.9	3.9	5.4
1.0 (静的引張強度)	4.28	6.0



(a) 荷重波形 (応力比 0.9 の例) (b) 荷重状況

図-3.3 荷重条件および荷重状況

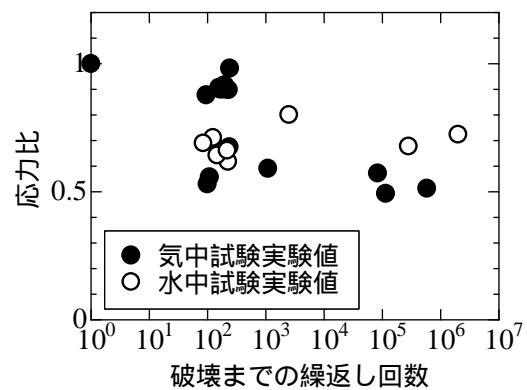


図-3.4 疲労破壊までの繰返し回数と応力比の関係 ($V_f=1.5\%$)

疲労試験結果^{1),2)}と類似している。また、水中試験と気中試験の結果には明確な差は確認できない。なお、低応力比においては疲労破壊するまでの回数に大きなばらつきがみられる。本実験では、ひび割れを分散させない状態での疲労耐久性を検討するために、ひび割れの発生領域を限定するような供試体形状を採用している。そのため、リガメント部断面での材料特性（繊維の本数を含む）によって引張強度や引張疲労に対する耐久性が決まるために、疲労試験の結果にばらつきが生じていると推察される。

(6) 破断面の状況

写真-3.1 に静的荷重並びに各応力比における破断面の繊維の状態をマイクロSCOPEにより撮影した写真（撮影倍率 100 倍）を示す。この写真からも全体的な傾向としては繊維の引き抜けが卓越している破壊モードである

ことが確認された。しかし、詳細に観察してみると、静的引張破壊によって引抜けた繊維の表面には微小なモルタルが付着している状況が確認できるが、応力比 0.5 程度で疲労破壊させた供試体の破断面の繊維にはモルタルの付着は確認できなかった。応力比 0.9 程度の疲労破壊によって引抜けた繊維の表面にもモルタル片が付着していることが確認できたことから、高応力下での疲労破壊は繊維周辺のモルタルの破壊を伴う繊維の引き抜け挙動となる点で静的載荷の破壊モードと類似している。一方、低応力下での疲労破壊では、繊維とモルタルの界面の化学的付着が劣化しモルタルの破壊を伴わずに、繊維がそのまま引き抜かれる破壊モードとなっていると推察できる。この点については、今後も詳細に検討する必要がある。



(a) $V_f=1.5\%$, 応力比 0.5



(b) $V_f=1.5\%$, 静的載荷

写真-3.1 破断面の繊維の状態

(7) まとめ

本研究では、ひび割れを有する UHP-SHCC の引張疲労耐久性、および疲労破壊性状を実験的に確認し、以下の知見を得た。

ひび割れを有する UHP-SHCC の疲労試験では、応力比が小さくなるに従い、破壊までの繰返し回数が増加することが確認された。

高応力下（応力比で 0.9 程度）での疲労破壊は静的載荷の破壊モードと類似した、繊維周辺のモルタルの破壊を伴う繊維の引抜き挙動となる。一方、低応力下での疲労破壊では、引抜き後の繊維にモルタル

の付着はほとんど認められず、繊維とモルタルの付着が劣化する破壊モードとなっていると推察される。

3.3 コンクリートと UHP-SHCC の接合部の引張疲労耐久性

(1) 目的

母材と補修・補強材料として用いられる UHP-SHCC とコンクリートとの接合部の疲労耐久性に関する基礎的なデータを得ることを目的とし、普通コンクリートと UHP-SHCC の接合部を有する供試体に、一軸の繰返し引張荷重を作用させ、付着強度の 90%、70%、50% の大きさの応力比について疲労試験を実施し、接合部が破壊に至るまでの載荷回数と応力比との関係及び、破壊面の性状について検討した。また、この場合にも前者と同様に水中での疲労試験を実施し、疲労耐久性と水分の関係についても検討した。

(2) 使用材料

本実験で用いた UHP-SHCC の配合は、表-3.1 に示す繊維混入率 1.25% のものとした。また、母材コンクリートは表-3.3 に示した配合で作製した。材齢 28 日の圧縮強度は 20MPa であった。なお、付着試験は材齢 34 日で実施し、疲労試験は材齢 35 日以降に実施した。

表-3.3 コンクリートの配合

水セメント比	単位量 (kg/m ³)				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤*
57.0%	176	312	860	882	1.5

* AE 減水剤

(3) 供試体形状

供試体の形状は図-3.5 に示すように、100mm×100mm×100mm のコンクリートに、同じく 100mm×100mm×100mm の UHP-SHCC を打ち継いだ。普通コンクリートの打設後に表面に遅延剤を散布し、打設の翌日に表面の骨材を深さ 5mm 程度まで洗い出す処理を施したうえで UHP-SHCC を打ち継いだ。洗い出し後のコンクリートの表面性状を写真-3.2 に示す。

(4) 載荷方法

疲労試験の状況を写真-3.3 に示す。まず、静的な引張試験を実施し（5 体の試験体を使用）、コンクリートと UHP-SHCC の付着強度を確認した。疲労試験は、得られた付着強度（平均値 1.75MPa）に対して、90%、70%、50% となるような 3 種類の応力比について行った。疲労試験時の応力と対応する荷重の関係を表-3.4 に示す。

UHP-SHCC の引張疲労試験と同様、三角波で荷重を制御した片振りの引張疲労試験を行い、破壊に至るまでの載荷回数を計測した。

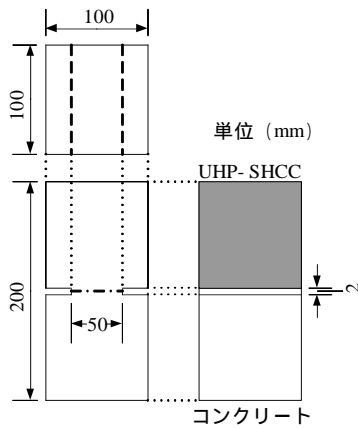


図-3.5 供試体形状



写真-3.2 洗出し後に露出した粗骨材



写真-3.3 載荷状況（水中試験）

表-3.4 試験時の上限応力と対応する荷重

見かけの応力比	応力 (MPa)	換算荷重 (kN)
0.5	0.88	4.4
0.7	1.23	6.15
0.9	1.58	7.9
1.0 (静的付着強度)	1.75	8.75

(5) 疲労破壊するまでの繰返し回数と応力比の関係

図-3.6にコンクリートとUHP-SHCCの接合部が疲労破壊するまでの繰返し回数とリガメント部の応力の関係を示す。

気中試験・水中試験ともに、破壊に至るまでの繰返し回数は応力比 0.9 程度で 300 回～5000 回、応力比 0.5 程度で 40000 回～100000 回付近に分布し、前章の試験結果と同様に、断面に作用する応力が小さくなることにしたがって、破壊に至るまでの繰返し回数が増加することが確認された。しかし、気中・水中両環境条件下における試験結果に大きな差は認められなかった。

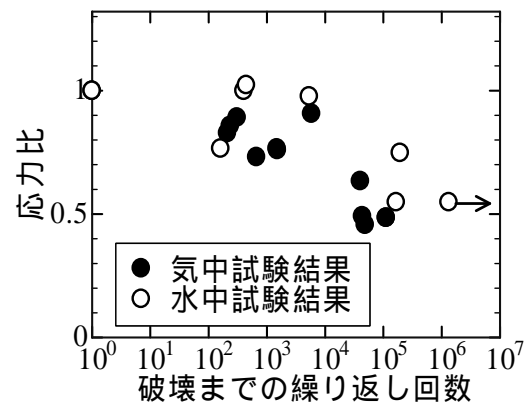


図-3.6 破壊までの繰返し回数と応力の関係

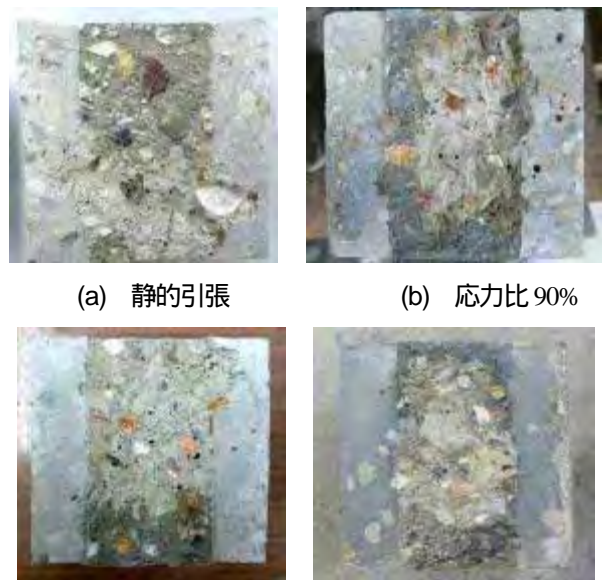


写真-3.4 疲労破壊後の断面性状

(6) 破断面の状況

写真-3.4 に静的試験および各応力比における疲労試験体の破断面の状態を示す。載荷時の条件の違いによる破断面の性状の違いは確認できなかった。わずかに UHP-SHCC のモルタルとみられる薄層がコンクリート側

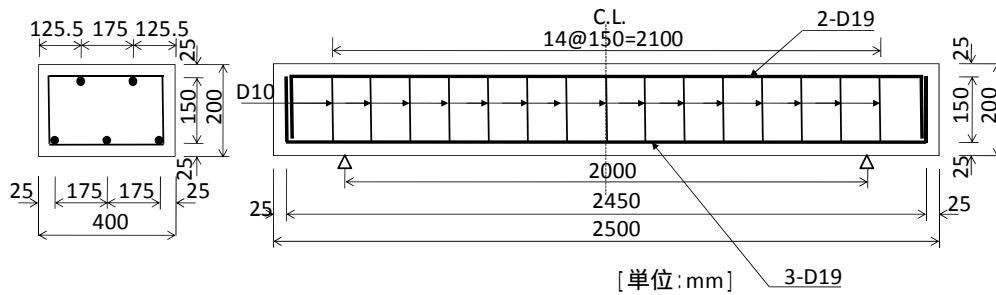


図-3.7 供試体概略図（基準供試体）

表-3.5 コンクリートの配合

W/C	s/a (%)	空気量 (%)	スランプ (cm)	G _{max} (mm)	単位量 (kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤*
0.6	45	4.6	9.3	20	166	294	803	1064	2.94

* AE 減水剤

表-3.6 UHP-SHCC の配合

V _f (%)	W/B	S/B	単位量 (kg/m ³)							
			水	セメント	シリカフェューム	細骨材	混和剤*	抑泡剤	膨張材	繊維
1.5	0.2	0.1	292	1243	223	149	14.9	2.98	20	14.6

* 高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）

表-3.7 SFRC の配合

V _f (%)	W/C	s/a (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)					
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤*	繊維
1.3	0.45	49.6	3.0	175	389	825	863	3.89	100

* 高性能 AE 減水剤

に付着しているものがあつたが、全体的にみてコンクリート側のモルタルや骨材が破壊する傾向にあつた。この結果より、UHP-SHCC とコンクリートの接合部は十分に付着しており、本研究で使用したコンクリートの強度レベルにおいては、疲労破壊性状は母材コンクリートの性能に依存するといえる。

(7) まとめ

コンクリートとUHP-SHCCの接合面を対象とした引張疲労耐久性を確認したところ、以下の知見を得た。

破壊モードは全ての条件においてコンクリート側での破壊となり、UHP-SHCC とコンクリートの付着は十分であつた。すなわち、接合面の静的付着および付着疲労強度は、コンクリートの静的引張強度および引張疲労強度を上回っていると推察される。

気中、水中環境条件下における、UHP-SHCC と普通コンクリートの接合面の疲労耐久性は同程度のものであると考えられる。

3.4 増厚部材の疲労試験

(1) 目的

本研究では、UHP-SHCC を用いて上面増厚した RC 部材に対して、気中・水中 2 種類の環境条件の下での定点疲労試験を実施し、部材レベルでの疲労耐久性を把握すること、および、既往の補強材料 (SFRC) により補修した供試体との疲労耐久性の比較をおこなうことを目的とした。

(2) 実験概要

図-3.7 に示すような長さ 2500mm、幅 400mm、高さ 200mm の複鉄筋 RC はりを作製した。実際の床版を模擬するため、主筋には D19 (SD295A, 降伏強度 391.7MPa) を 3 本配置し、上段には同じく D19 を 2 本配置した。また、せん断補強のため、D10 (SD295A, 降伏強度 321.4MPa) を 150mm ピッチで配置した。

母材の打設翌日、補修材と母材との付着を確保するため、補修するすべての供試体に関して、図-3.7 に示す母材の上面（補修材との界面に相当）について、洗出しに

表-3.8 作製供試体一覧

試験体	補修材料	スターラップ	載荷方法
NO.1	無（基準供試体）	有	気中正曲げ
NO.2	無（基準供試体）	無	気中負曲げ
NO.3	UHP-SHCC	有	気中正曲げ
NO.4	SFRC	有	気中正曲げ
NO.5	UHP-SHCC	無	気中負曲げ
NO.6	SFRC	無	気中負曲げ
NO.7	UHP-SHCC	有	水中正曲げ
NO.8	SFRC	有	水中正曲げ

よる粗面処理を施した。洗出しは、母材の打設直後に供試体表面に凝結遅延剤を散布し、翌日に水洗いすることで、表面のモルタルを深さ 5mm 程度除去するという方法をとった。

表-3.5 に示すように、コンクリートには水セメント比 0.6、粗骨材最大寸法 20mm のレディーミクストコンクリートを使用し、スランプは 9.3cm、空気量は 4.6%であった。打設後翌日に脱型し、その後屋外にて養生をおこなった。材齢 68 日での圧縮強度は 27.4MPa、割裂引張強度は 3.7MPa であった。

本実験で補修材料として使用した UHP-SHCC の配合を表-3.6 に示す。普通ポルトランドセメント(密度 3.14g/cm³)を使用し、セメント質量の 15%をシリカフューム(密度 2.2g/cm³, 比表面積 21.7m²/g)で置換、膨張材(エトリンガイト・石灰複合系)を 1m³あたり 20kg 混入した。細骨材は 7 号珪砂(密度 2.68 g/cm³)を使用した。繊維は高強度ポリエチレン繊維(長さ 6mm, 直径 0.012mm)を単位

体積あたり 1.5%混入した。混和剤には高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)を用いた。材齢 28 日において実施したダンベル供試体(試験断面 30mm×13mm)の一軸引張試験時の応力 - ひずみ関係を図-3.8 に示す。

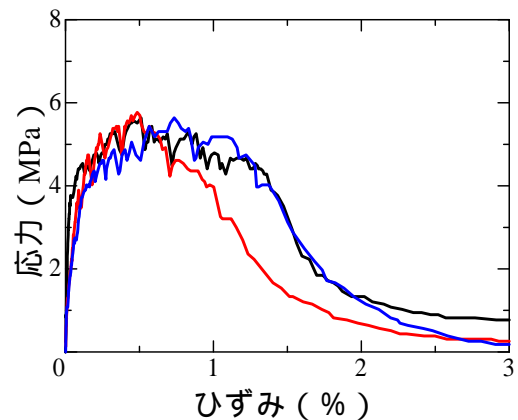


図-3.8 UHP-SHCC の応力 - ひずみ曲線（ダンベル）

本実験で使用した SFRC の配合を表-3.7 に示す。普通ポルトランドセメント(密度 3.14g/cm³)を使用し、細骨材には川砂、粗骨材の最大寸法は 15mm とした。繊維には鋼繊維(長さ 30mm, 公称径 0.6mm, アスペクト比 50)を体積混入率で 1.3% (100kg/m³) 混入した。混和剤には高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)を用いた。材齢 28 日における圧縮強度は 29.6MPa であった。

表-3.8 に供試体の一覧を示す。No.1, No.2 は基準供試体であり、No.3～8 については、図-3.9 に示すように RC はりの上面に厚さ 40mm の UHP-SHCC もしくは SFRC により増厚した補修供試体である。なお、無補修(基準供

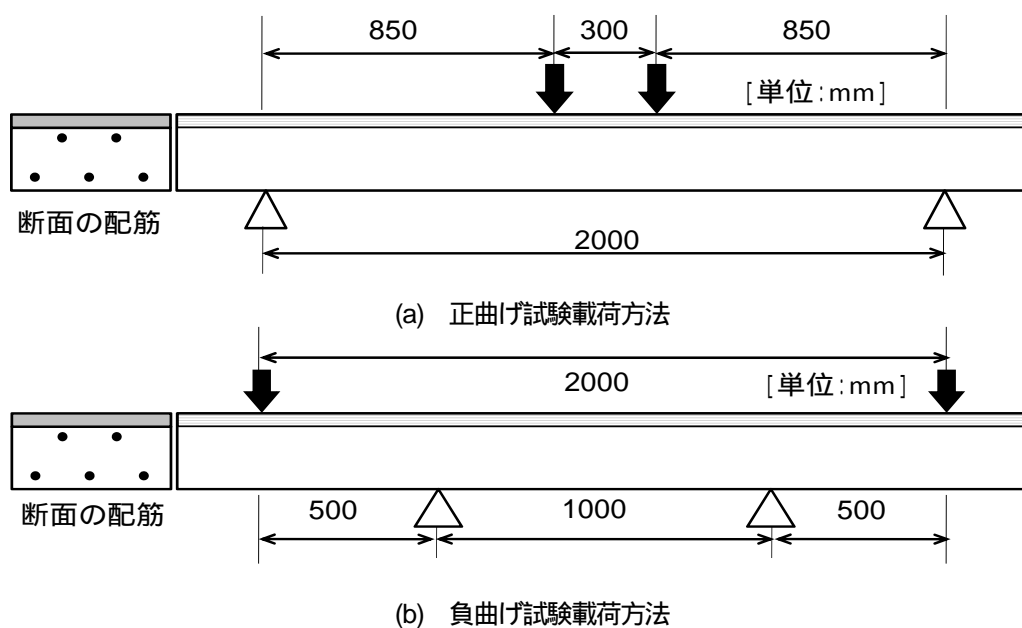


図-3.9 載荷方法

試体), UHP-SHCC 増厚, SFRC 増厚各供試体について, 正曲げと負曲げの2種類の荷重方法で試験を行った.

正曲げの疲労試験時の上限荷重は, 基準供試体中の主鉄筋のひずみが 1000μ となる値とした. また負曲げの疲労試験時の上限荷重は SFRC により増厚した供試体において, SFRC 層にひび割れが発生する値とした. また, 水中疲労試験においてはモーメントスパンを含む範囲を水槽状にアクリル板で囲い, そこに水を溜め. 補修材の上面に常に水が供給される環境を再現した. 水深は 1cm 程度とした.

(3) 実験結果および考察

図-3.10 に正曲げ補修供試体 (No.3, No.4) のスパン中央部の変位の変化を示す. UHP-SHCC 増厚, SFRC 増厚ともに, 疲労試験開始直後には中央の変位および主鉄筋中央のひずみの増加が確認できるが, 10 万回荷重以降は各値に明確な変化は認められない. また, UHP-SHCC 増厚供試体の主鉄筋のひずみに関しては 200 万回の荷重後において 400μ 程度であり, 正曲げの疲労においては増厚の効果が継続的に保持され, 主鉄筋に生じるひずみが低減されることが示された. 図-3.11 に正曲げの疲労試験後の各供試体のひびわれ図を示す. UHP-SHCC 増厚供試体

では, 疲労試験中に RC 部材内のひび割れの進展はほとんど確認できなかった. 一方, 基準供試体および SFRC 増厚供試体では, 繰返し回数の増加に伴って既存のひび割れが進展する傾向にあった.

図-3.12 に, 正曲げの疲労試験後, 補修供試体について実施した静的荷重試験時の荷重 - 変位曲線を示す. 比較のために疲労試験をおこなわずに静的荷重のみで破壊させた供試体の実験結果も併せて示した. SFRC により増厚した部材の疲労試験後の静的荷重では SFRC の破壊およびその周辺での界面の剥離が生じた (写真-3.5 参照).

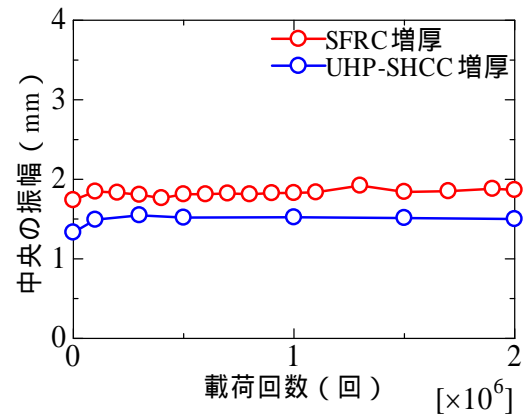


図-3.10 スパン中央部の変位

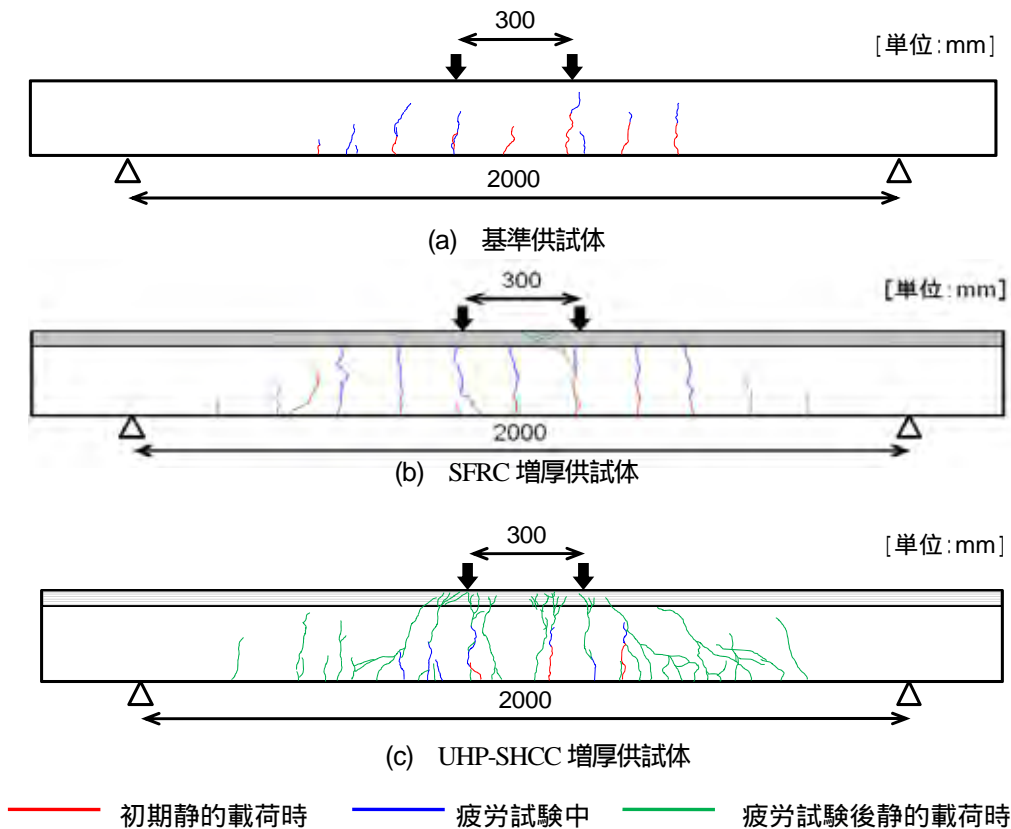


図-3.11 各荷重段階におけるひび割れ性状

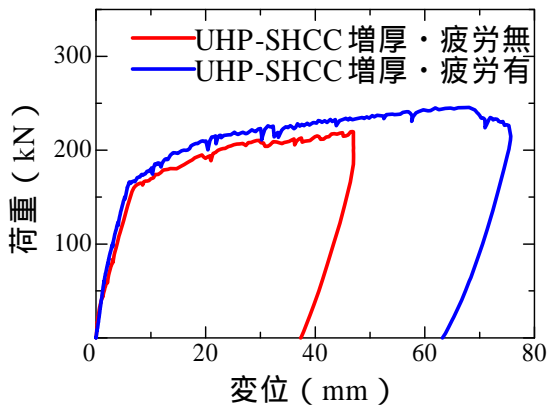


図-3.12 疲労試験後の静的載荷試験結果



写真-3.5 SFRC 増厚供試体の終局時の状況

一方、UHP-SHCC 増厚供試体では疲労による界面の劣化などの変化は確認されず、荷重 - 変位曲線は疲労試験を実施していない供試体のもとのほぼ一致した。

図-3.13 および図-3.14 には、正曲げの疲労試験後、補修供試体について実施した静的載荷時の各変位レベルにおける主鉄筋および圧縮縁のひずみを示した。SFRC 増厚、UHP-SHCC 増厚両供試体ともに、引張鉄筋の降伏とともに中立軸位置が上昇し、上側の鉄筋に引張力が作用していることがわかる。その後、SFRC により増厚した供試体では補修材と母材の付着面の剥離により補修材の層が圧縮力を負担できなくなり、上側鉄筋に再び圧縮力が作用していることが分かる。一方で UHP-SHCC で増厚した供試体では、上側鉄筋の降伏後も荷重は増加し、最終的に補修層の上縁が圧壊する時点で補修層下縁には写真-3.6 に示すように引張りによる複数の微細なひび割れが見られた。

図-3.15 に、水中疲労試験において、繰返し載荷に伴う供試体中央の変位および主鉄筋のひずみの変化をそれぞれ示す。変位の振幅についてはわずかではあるが載荷回

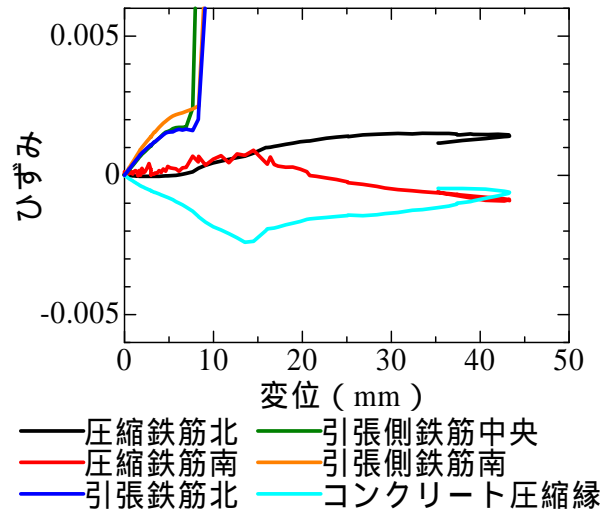


図-3.13 SFRC 増厚供試体のひずみ性状

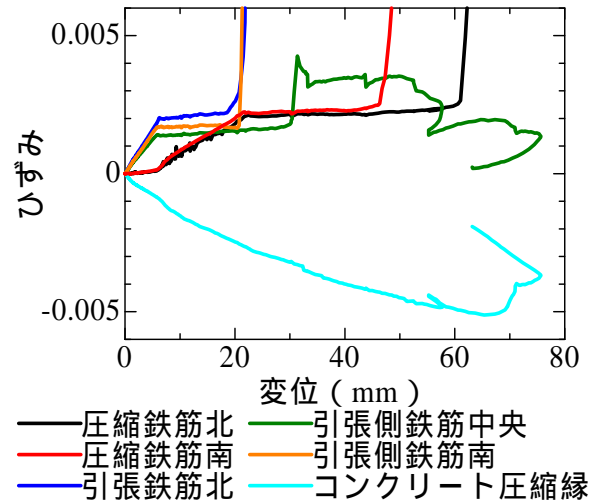


図-3.14 UHP-SHCC 増厚供試体のひずみ性状



写真-3.6 UHP-SHCC 増厚供試体の終局時

数 20 万程度の時点から No.8 供試体 (SFRC 増厚) の方が大きくなっており、主鉄筋のひずみの最大値の増加量も No.8 の方が大きな値となっている。

図-3.16 および図-3.17 に水中での正曲げ疲労試験を実施した供試体 (No.7 供試体, No.8 供試体) および、気中

での疲労試験を実施した供試体の疲労試験後の静的荷重 - 変位曲線を示す。また、別途実施した無疲労での荷重試験結果も併せて示した。図-3.16 より無疲労および気中での疲労試験を実施した供試体は鉄筋の降伏後も荷重が増加する挙動を示しているのに対し、水中での疲労試験を実施したNo.7 供試体は変位 20mm 程度の時点で、荷重が増加しなくなり、変位 50mm を超えた時点から荷重が低下し始めるという挙動を示している。一方、No.8 供試体の場合は無疲労および気中での疲労試験を実施した供試体が変位 20mm および変位 10mm の時点でそれぞれ界面の剥離によると思われる荷重の急激な低下を示すのに対し、鉄筋の降伏後、荷重の増加が比較的少なく、急激な荷重の低下も見られない。

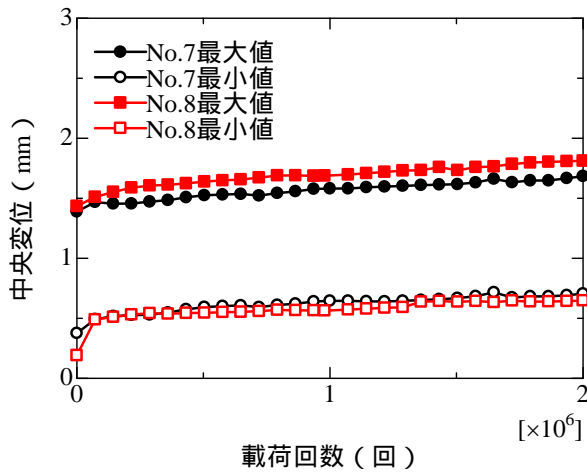


図-3.15 水中疲労試験時のスパン中央部の変位

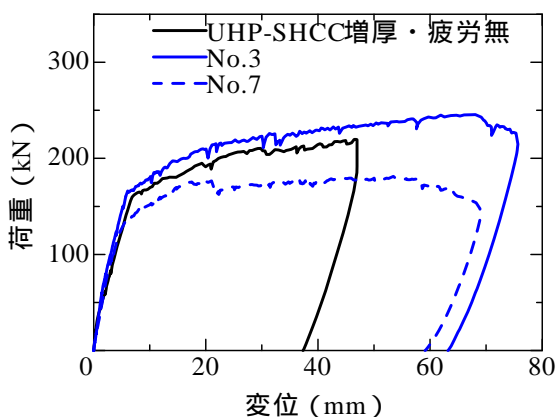


図-3.16 疲労試験後の静的荷重試験による荷重 - 変位 (UHP-SHCC)

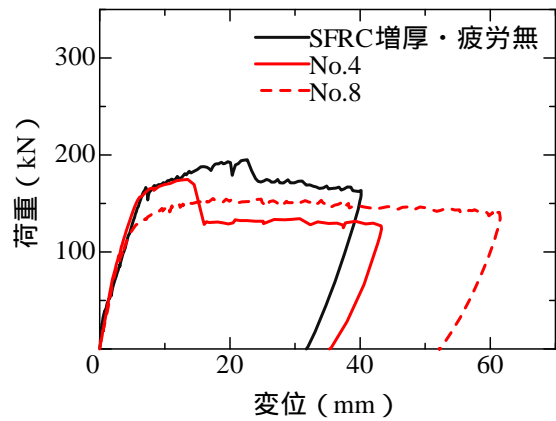


図-3.17 疲労試験後の静的荷重試験による荷重 - 変位 (SFRC)

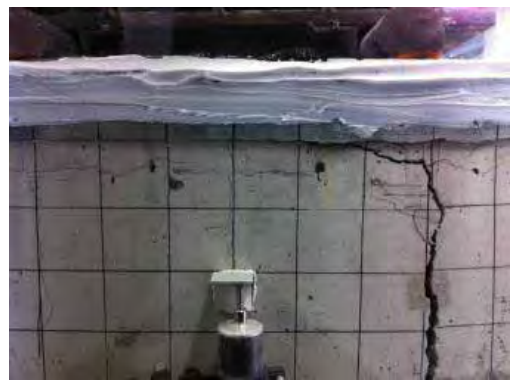


写真-3.7 UHP-SHCC 増厚供試体の終局時 (水中疲労)

写真-3.7 に示す静的荷重試験後のひび割れ性状を示すが、圧縮鉄筋周辺のコンクリート部に水平方向にひび割れが生じていることが確認できる。水中での疲労試験を実施した供試体がともに鉄筋降伏後の荷重増加が少なくなっている原因としては、水平方向のひび割れの影響により二層はりの構造となったためであると推察される。目視観察によれば、上面からの水が内部に浸透していた様子は確認できなかったが、ごく少量の水等の影響により圧縮鉄筋付近のコンクリートが損傷したものと推察される。どの程度の水が影響するのかについては、今後更なる検討が必要である。

図-3.18 および図-3.19 に負曲げ試験における供試体中央の変位の変化およびひび割れ性状をそれぞれ示す。SFRC 増厚供試体は 40 万回 ~ 50 万回の荷重中に、UHP-SHCC により増厚した供試体は 24 万回とともに主鉄筋の破断により破壊に至った。UHP-SHCC により増厚した供試体では荷重回数 22 万回の時点で中央の変位が大

大きく変化しており、二本ある主鉄筋のうち、一本の引張鉄筋中央ひずみは22万回載荷時点で大幅に低下している。この時点で局所化ひび割れの部分において主鉄筋の一本が破断していたと考えられる。

(4) まとめ

ここでは各種条件下（正曲げ、負曲げ、水中）でのUHP-SHCC 増厚供試体の疲労試験を実施し、SFRC 増厚供試体との比較検討を行うことで以下の知見を得た。

正曲げ試験ではSFRCにより増厚した供試体の増厚部が疲労試験後の静的載荷時に剥離を起こしその補修効果が失われてしまったのに対し、UHP-SHCCにより増厚した供試体では補修層は圧壊するまでその効果を保持し、UHP-SHCCによる増厚構造の正曲げに対する疲労耐久性は従来材料であるSFRCと比較し十分に高いことが示された。

一方、負曲げ試験では、SFRC、UHP-SHCC 両補修材料により増厚した供試体ともにひび割れの局所化によりその部分の主鉄筋が破断し、200万回載荷前に破壊に至ってしまうという試験結果となり、UHP-SHCCによる増厚構造の負曲げ疲労に対する疲労耐久性の優位性は示せなかった。これに対しては、今後UHP-SHCCの層に少量の鉄筋を配置し、

ひび割れの分散性を向上させた供試体に対して同様の負曲げ疲労試験を実施し、UHP-SHCCの特性が発揮された場合の疲労耐久性について検討する必要がある。

水中での正曲げ疲労試験では、SFRC、UHP-SHCC 両補修材料により増厚した供試体ともに、疲労試験後に実施した静的載荷において、主鉄筋の降伏後の荷重増加が見られず、耐力も気中疲労試験後の供試体に比べて低下している。この原因としては、水中での疲労試験時に圧縮鉄筋近傍のコンクリートが損傷し、水平方向のひび割れ発生を誘発したものと推察される。どの程度の水が影響しているのかについて、引き続き詳細な検討が必要である。

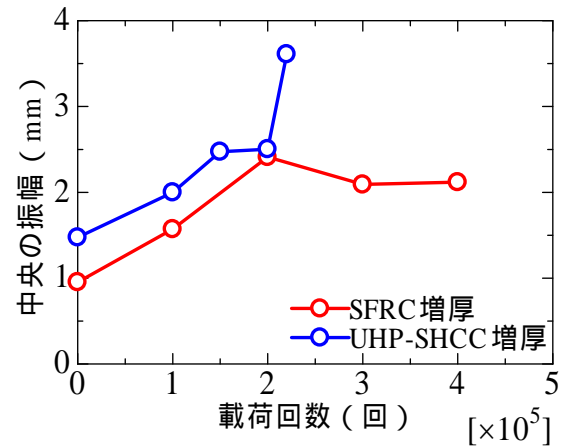


図-3.18 スパン中央の変位

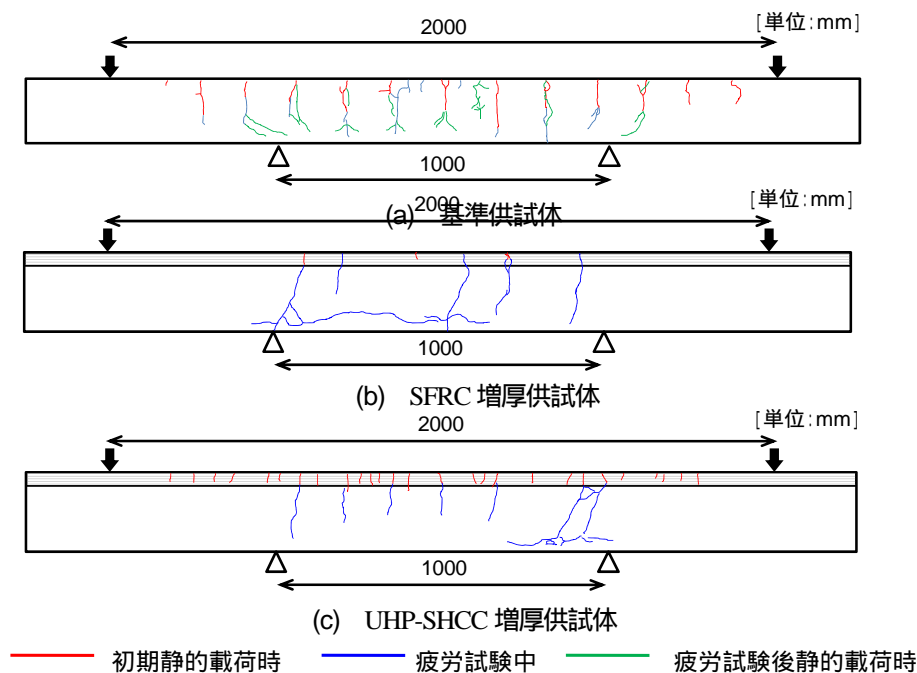


図-3.19 各載荷段階におけるひび割れ性状

3.5 増厚部材の押抜きせん断性状

(1) 目的

UHP-SHCC を用いて上面増厚した RC 床版に対して、押抜きせん断試験により、その破壊性状を確認するとともに、補強効果について明らかにすることを目的とした。

(2) 実験概要

図-3.20 に示すような縦 1200mm、横 1200mm、高さ 85mm の複鉄筋 2 方向スラブを作製した。実床版の 1/2 モデルとするため、主筋には D10 (SD295A, 降伏強度 379.83MPa, 弾性係数 174.8GPa) を使用した。

母材の打設翌日、補修材と母材の付着を確保するため、補修するすべての供試体に関して、スラブの上面（補修材と母材の界面に相当）に対して洗出しによる粗面処理を施した。洗出しの方法は、母材コンクリートの打設直後に供試体表面に凝結遅延剤を散布し、翌日に水洗いすることで、表面のモルタルを深さ 5mm 程度除去する方法とした。

母材 RC 床版の作製に用いたコンクリートの配合を表-3.9 に示す。水セメント比を 0.57、粗骨材の最大寸法を 15mm とした。脱型後、屋外にて養生をおこなった。試験時材齢（5 週間以上）での圧縮強度は表-3.10 に示す通りである。

表-3.11 に供試体の一覧を示す。基準 - 1, 2 は基準供試体であり、図-3.20 に示したような RC 床版である。一方、UHP - 1 ~ UHP - 4, 高強度 M - 1, 2, および、高靱性 M

- 1, 2 はそれぞれ、RC 床版の上面に厚さ 25mm の UHP-SHCC, 高強度モルタル, もしくは、高靱性モルタルにより増厚した補修供試体である。

本実験で使用した高強度モルタルの配合を表-3.12 に示す。普通ポルトランドセメントを使用し、細骨材には川砂を使用し、混和剤には高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）を用いた。

図-3.20 供試体概要（基準供試体）

表-3.9 コンクリートの配合

W/C	s/a	G _{max} (mm)	単位量(kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
0.57	49.4	15	176	314	860	882	1.5

表-3.10 増厚に用いた補修材の材料特性

供試体名	母材コンクリート 圧縮強度 (MPa)	母材コンクリート 弾性係数 (GPa)	補修材 圧縮強度 (MPa)	補修材 弾性係数 (GPa)
基準 - 1	33.3	22.6		
基準 - 2	33.3	22.6		
UHP - 1	33.3	22.6	90.3	25.0
UHP - 2	37.9	28.4	73.9	20.0
UHP - 3	38.5	24.4	75.0	19.7
UHP - 4	32.0	21.8	78.0	19.6
高強度 M - 1	37.9	28.4	60.5	25.9
高強度 M - 2	38.5	24.4	58.4	22.4
高靱性 M - 1	38.5	24.4	27.1	15.9
高靱性 M - 2	32.0	21.8	23.4	16.4

本実験で補修材料として使用したUHP-SHCCの配合を表-3.13 に示す．普通ポルトランドセメント（密度 3.14g/cm^3 ）を使用し，セメント質量の 15%をシリカフューム（密度 2.2g/cm^3 ，比表面積 $21.7\text{m}^2/\text{g}$ ）で置換，膨張材（エトリンガイト・石灰複合系）を 1m^3 あたり 20kg 混入した．細骨材は 7号珪砂（密度 2.68g/cm^3 ）を使用した．繊維は高強度ポリエチレン繊維（長さ 6mm ，直径 0.012mm ）を単位体積あたり 1.5%混入した．混和剤には高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）を用いた．材齢 28 日において実施したダンベル供試体（試験断面 $30\text{mm}\times 13\text{mm}$ ）の一軸引張試験時の応力 - ひずみ関係を図-3.21 に示す．

本実験で使用した高靱性モルタルの配合を表-3.14 に示す．普通ポルトランドセメントを使用し，細骨材には川砂を使用した．繊維には PVA 繊維（長さ 18mm ，直径 $200\mu\text{m}$ ）を単位体積あたり 1.3%混入した．混和剤には高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）を用いた．

荷重は，直角 2 方向のスペンがともに 1000mm の 4 辺単純支持とし， $100\text{mm}\times 100\text{mm}$ の鋼板を介して，供試体中央において荷重をおこなった．荷重時には荷重と中央の変位を測定した．

(3) 押抜きせん断耐力の算定

表-3.15 に各供試体の押抜きせん断耐荷力の予測値を示す．床版の押抜きせん断耐力への影響因子は非常に多く，これまでに多くの耐荷力機構や耐荷力算定式が提案されてきた．ここでは，松井式を用いることとした．松井式³は図-3.22 に示したモデルに基づいて以下のようになる．

表-3.11 供試体一覧

供試体名	補修方法
基準 - 1, 2	無（基準供試体）
UHP - 1, 2, 3, 4	UHP-SHCC 増厚
高強度 M - 1, 2	高靱性モルタル増厚
高靱性 M - 1, 2	高強度モルタル増厚

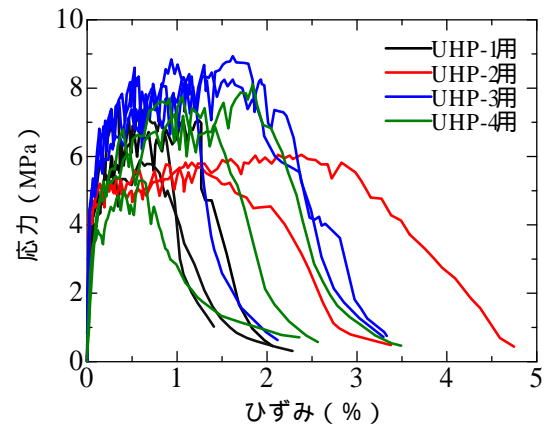


図-3.21 UHP-SHCC の応力 - ひずみ曲線

$$\begin{aligned}
 P_0 = & f_{v1} [2\{a + 2(x_m - t)\}x_{d1} + 2\{b + 2(x_{d1} - t)\}x_{m1}] \\
 & + f_{v2} \{2(a + 2t)t + 2(b + 2t)t\} \\
 & + f_t \{2(a + 2d_m)C_d + 2(b + 2d_d + 4C_d)C_m\}
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

$$f_v = 0.656 f_c^{0.606} \tag{3.2}$$

表-3.12 高強度モルタルの配合

W/B	S/B	単位量(kg/m ³)				
		水	セメント	シリカフューム	細骨材	混和剤
0.3	1.75	218	617	109	1270	7.3

表-3.13 UHP-SHCC の配合

V _f (%)	W/B	S/B	単位量(kg/m ³)							
			水	セメント	シリカフューム	細骨材	混和剤	抑泡剤	膨張材	繊維
1.5	0.22	0.1	316	1247	222	148	4.4	0.65	20	14.6

表-3.14 高靱性モルタルの配合

V _f (%)	W/B	S/C	単位量(kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	混和剤	繊維
1.3	0.3	3	231	513	1540	5.1	16.9

$$f_t = 0.269 f_c^{2/3} \quad (3.3)$$

ここに、 a, b は載荷板の主筋、配力筋方向の辺長 (mm)。 t は増厚高さ (mm)、 x_m, x_d は主筋、配力筋に直角な引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ (mm)、 d_m, d_d は引張側の主筋、配力筋の有効高さ (mm)、 C_m, C_d は引張側の主筋、配力筋のかぶり深さ (mm)、 f_c はコンクリートの圧縮強度 (MPa)、 f_{v1}, f_{v2} はそれぞれコンクリートおよび補修材料のせん断強度 (MPa)、 f_t はコンクリートの引張強度 (MPa) である。

(4) 実験結果および考察

図-3.23 には基準 - 1, 基準 - 2 供試体 (基準供試体), および, UHP - 1 供試体 (UHP-SHCC 増厚) の荷重 - 変位曲線を示した。基準供試体と比較し, 補修供試体は剛性, 耐力ともに向上していることが分かる。図中の横線は松井式によって計算した耐力の予測値 (表-3.15 参照) である。予測値に対する実験値の割合は基準供試体も補修供試体も同程度であり, 補修供試体も基準供試体と同様な破壊機構の想定のもとで予測値の計算が可能であることが分かる。なお, 今回載荷をおこなった増厚供試体はすべてコーン状に押し抜ける押抜きせん断破壊となった。なお, 供試体中央部の一部の主筋の降伏後に押抜きせん断破壊に至るといふ挙動を示している。

また, 図-3.24 に UHP - 2, UHP - 3 供試体 (UHP-SHCC 増厚) および, 高強度 M - 1, 高強度 M - 2 供試体 (高強度モルタル増厚) の荷重 - 変位曲線を示す。UHP-SHCC 増厚, 高強度モルタル増厚ともに, 同様な挙動を示しており, 繊維の有無による差異は確認できない。押抜きせん断破壊する際に, UHP-SHCC 増厚供試体においては, 繊維の架橋効果による抵抗が期待されたが, 押抜きせん断試験では, 載荷板近傍での局所的な一面せん断による破壊となり, 上面の UHP-SHCC の層にひび割れの分散を伴うような破壊形態をとらないため, 当該材料特有の引張に対する抵抗性の効果が顕在化しなかったと考えられる。また, 図中に横線で示した予測値の計算においては, やや強度の高い UHP-SHCC 増厚のケースの方が高い耐力を有する計算結果となっているが, 実験値に有意な差は確認できない。図-3.25 に UHP - 3, UHP - 4 供試体 (UHP-SHCC 増厚) および, 高靱性 M - 1, 高靱性 M - 2 供試体 (高強度モルタル増厚) の荷重 - 変位曲線を示す。

表-3.15 押抜きせん断耐力算定結果

供試体名	押抜きせん断耐力予測値 (kN)
基準 1	126.8
基準 2	126.8
UHP 1	175.9
UHP 2	202.7
UHP 3	201.2
UHP 4	190.5
高強度 M 1	166.2
高強度 M 2	175.9
高靱性 M 1	188.8
高靱性 M 2	142.6

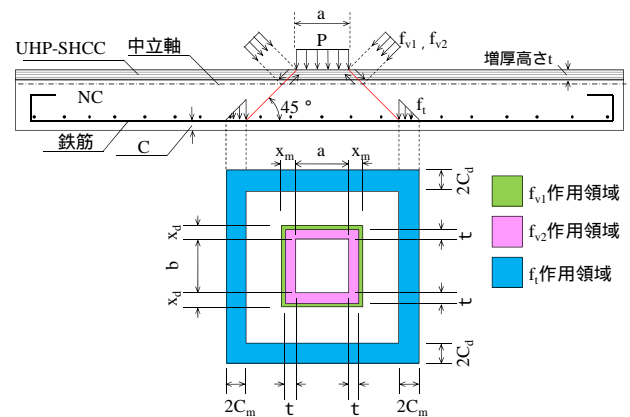


図-3.22 押抜きせん断破壊モデル

(5) UHP-SHCC の特徴を引き出す利用法

UHP-SHCC が 75MPa, および 78MPa, 高靱性モルタルが 27.1MPa, および 23.4MPa であり, UHP-SHCC の方が 2 倍以上の強度を有しているが, 高靱性モルタルの方が弾性係数も小さく, その結果中立軸位置が低いいため, せん断強度で抵抗する面積が増え, 予測値は同程度の値となっている。前述までの結果より, 今回の増厚供試体の形状寸法の範囲では, 増厚層が薄く UHP-SHCC の強度やひび割れ分散性 (靱性) を活かすことができなかった。従って, ここでは図-3.20 に示す基準供試体と同様の形状寸法の UHP-SHCC 床版を作製し, 同様の押し抜きせん断試験を実施した。材料等の詳細は割愛するが, 図-3.26 に得られた荷重 - 変位曲線を示す。床版厚さが 85mm と薄いにもかかわらず, 最大荷重が 285kN と先述の基準供試体および増厚供試体よりもはるかに高く, 曲げ降伏および圧縮側の UHP-SHCC の破壊を呈していた。この供試体では, UHP-SHCC が引張力を負担しつつ, ひび割れが分

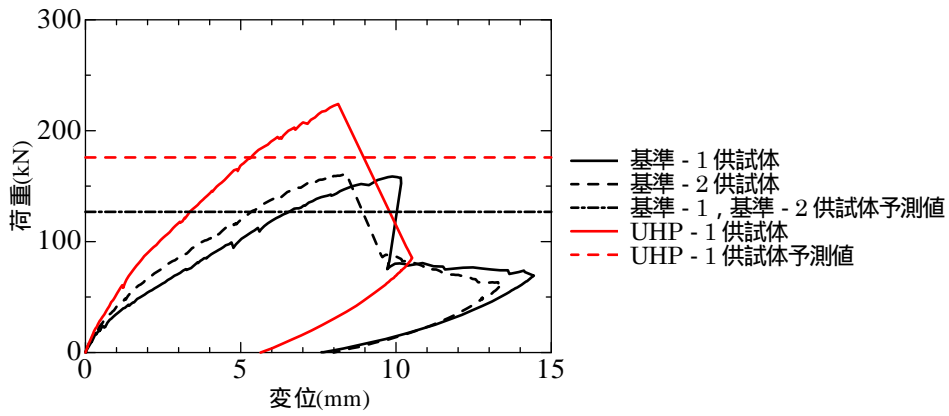


図-3.23 荷重 - 変位曲線 (UHP-SHCC と基準供試体との比較)

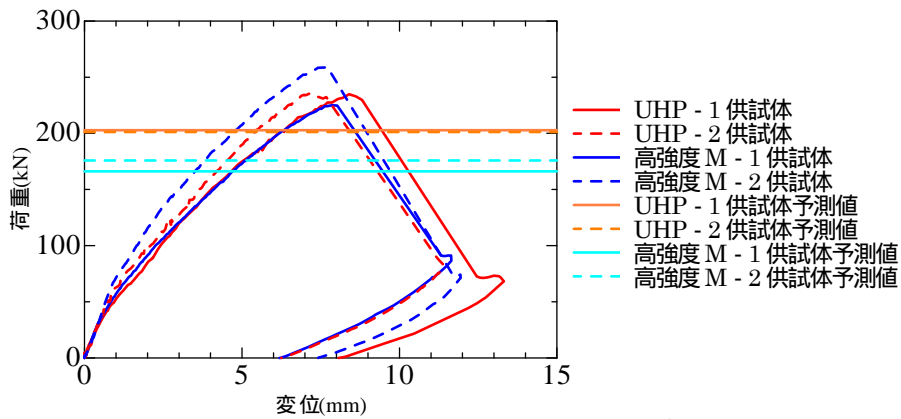


図-3.24 荷重 - 変位曲線 (材料の強度レベルが同程度の場合)

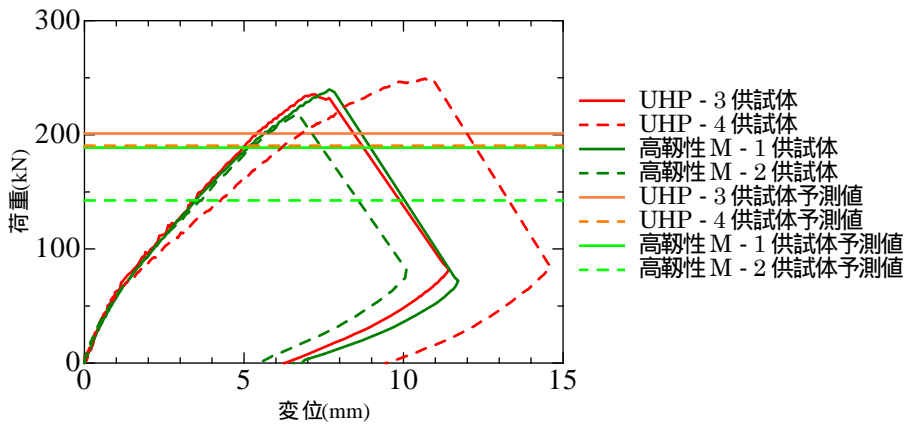


図-3.25 荷重 - 変位曲線 (材料の靱性が大きい場合)

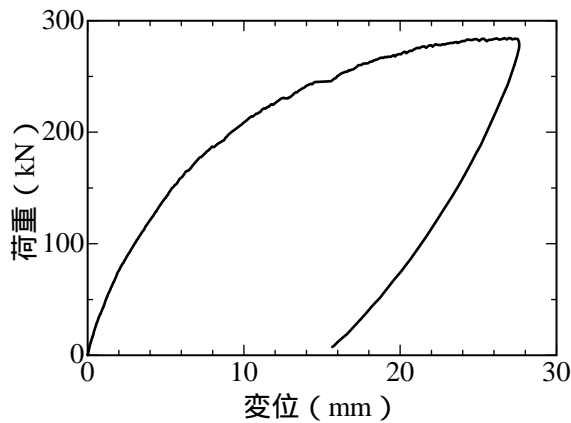


図-3.26 荷重 - 変位曲線 (UHP-SHCC 床版 厚さ 85mm)

散しながら変形しており、当該材料のメリットが生かせる破壊形式になっている。

(6) まとめ

ここでは UHP-SHCC 増厚床版の押抜きせん断試験を実施し、高靱性モルタルや高強度モルタルとの比較検討を行うことで以下の知見を得た。

無補強の床版と UHP-SHCC により増厚した補強床版の押抜きせん断試験結果の比較により、耐荷力や剛性の向上といった UHP-SHCC の補強効果が確認された。

UHP-SHCC および、高強度モルタルにより増厚した補強床版の押抜きせん断試験結果においては補修材料の靱性の違いによる差異は確認されなかった。これは、押抜きせん断試験では、載荷板近傍隅角部の局所的な一面せん断による破壊となり、上面の UHP-SHCC の層にひび割れの分散を伴うような破壊形態をとらないため、当該材料特有の引張に対する抵抗性の効果が表れなかったためであると考えられる。

UHP-SHCC および、高靱性モルタルにより増厚した補強床版の押抜きせん断試験結果においては補修材料の強度の違いによる差異が明確に表れなかった。理由としては、高靱性モルタルの方が弾性係数は小さく、その結果中立軸位置が低いいため、せん断強度で抵抗する面積が増えたことが考えられる。言い換えれば、UHP-SHCC の場合には、圧縮強度が高いため中立軸位置が高くなり、せん断抵抗できるひび割れ面積が少なくなったものと推察される。

UHP-SHCC のみで作製した床版の試験を実施したところ、最大荷重および変形の大きな挙動を示した。UHP-SHCC の高圧縮強度に加えて、引張抵抗およびひび割れ分散性を活かした利用法の 1 つであると推察される。

3.6 アスファルト敷設時の熱の影響

(1) 目的

実施工を想定した場合に、増厚した UHP-SHCC の上面に敷設するアスファルトの熱が UHP-SHCC 内部のポリエチレン繊維 (PE 繊維) に及ぼす影響については未検討である。一般に PE 繊維の融点は 140 程度であり、かつ負の膨張性を有するため、高温環境下での複合材料の挙動

について確認する必要がある。

本研究では、UHP-SHCC を用いて板状の供試体を作製し、その上面にアスファルトを敷設し、その際の UHP-SHCC 内部およびアスファルトの温度の経時変化を計測した。またアスファルトを除去した供試体、およびアスファルト敷設をしなかった供試体に対して曲げ試験、透気試験、透水試験を実施し、その結果の比較検討をおこなった。

(2) 実験概要

実施した試験の流れを図-3.27 に示す。本研究では再現性を確認するため同様な実験を 2 回実施した。まず、図-3.28 に示すような板状の UHP-SHCC 供試体を作製した。アスファルトの敷設時に専用の転圧装置による転圧をおこなう必要があるため、型枠にはアスファルトの WT 試験に使用する WT 試験用型枠を転用した。

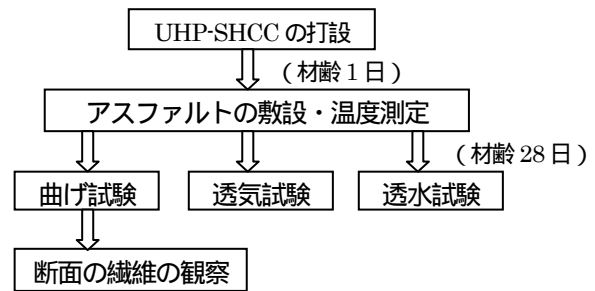


図-3.27 試験のフロー

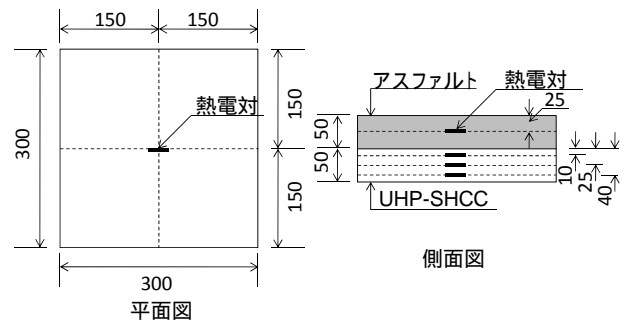


図-3.28 供試体概要

供試体寸法は 300mm×300mm×50mm とし、型枠内に材料を投入後、棒状パイプにて締め固めをおこなった。深さ 100mm の型枠の半分の深さ (50mm) まで UHP-SHCC を打設し、残りの部分にアスファルトを打込むことで実床版におけるアスファルト敷設を再現した。今回使用した UHP-SHCC の配合は繊維混入率 1.5% のものである。繊維には長さ 6mm の PE 繊維を使用した。次に、UHP-SHCC の材齢が 1 日の時点で、供試体上面にアスファルトを敷設した。また、アスファルトの敷設時に、UHP-SHCC 内部とアスファルトの温度の経時的な変化を

計測した。アスファルト打込み後の供試体は、20□の恒温室内において材齢 28 日まで水中養生をおこなった後に、アスファルトを除去し、曲げ試験、透気試験、透水試験を実施した。また、比較のために 300mm×300mm×50mm の UHP-SHCC 供試体（以下基準供試体と呼ぶ）を作製し、熱の影響を受けない状態での試験も実施した。なお、曲げ試験後の供試体については、その断面から採取した繊維のマイクロスコープによる観察を実施した。

上面にアスファルトを打込む際の UHP-SHCC 内部の所定位置における温度および外気温の経時的な変化を調べるために、図-3.28 に示すようにアスファルト中央部および供試体内部に熱電対を配置した。

アスファルト敷設時の熱の影響を受けた UHP-SHCC の力学的性能の変化を確認するための曲げ試験を実施した。曲げ試験に用いた供試体の形状は、図-3.29 に示すように、アスファルトを敷設した板状の供試体をコンクリートカッターにより 3 等分に切断した角柱とした。供試体の種類は、打設面を引張側と圧縮側に配置した場合の 2 ケースと、それぞれについてアスファルトの敷設をおこなったものとおこなわないものの 2 ケースの、全 4 ケースとした。載荷方法は、モーメントスパンを 50mm、せん断スパンを 100mm とした 4 点曲げ載荷とした。

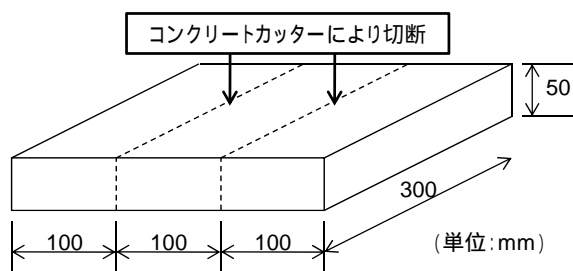


図-3.29 曲げ試験用供試体の作製方法

アスファルトの敷設をおこなった UHP-SHCC 供試体と基準供試体について、それぞれ 2 体の供試体に対して、供試体中央部において透気試験を実施した。材齢 28 日の時点で養生用水槽から供試体を取り出し、3 時間空中で静置し表面を乾燥させた後に測定を実施した。

透気試験と同様、アスファルトの敷設をおこなった UHP-SHCC と基準供試体について、それぞれ 2 体の供試体に対して、供試体中央において JSCE-K571-2005 に準じて透水試験を実施した。材齢 28 日の時点で養生用水槽から供試体を取り出し試験を実施した。

(3) 実験結果

今回使用した UHP-SHCC の材齢 28 日における圧縮試験の結果を表-3.16 に、ダンベル供試体（試験部の断面 30mm×13mm）による引張試験時の応力 - ひずみ関係を図-3.30 に示す。圧縮強度は 86 ~ 88MPa であり、1 回目の打

設と 2 回目の打設の間に大きな違いは認められなかった。引張強度についても、ややばらつきは大きいですが、引張強度は約 6MPa であり、その際の引張ひずみも 2% 以上を有している。

表-3.16 圧縮強度試験結果

1 回目打設			2 回目打設		
No.	f _c (MPa)	平均 (MPa)	No.	f _c (MPa)	平均 (MPa)
1	88.0	88.0	1	86.6	86.1
2	88.4		2	87.6	
3	87.6		3	84.1	

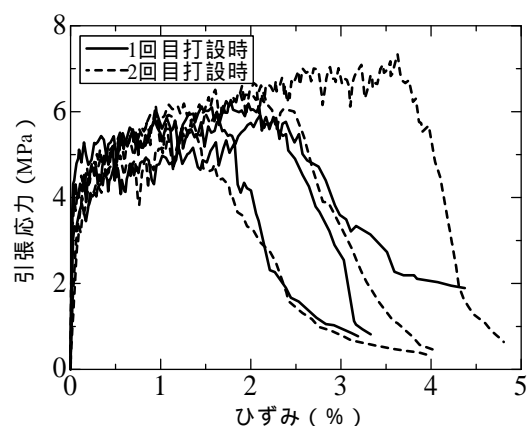


図-3.30 引張試験による応力 - ひずみ曲線

アスファルト敷設時の供試体内部の各位置における温度、アスファルトの温度、および外気温の経時変化を図-3.31 に示す。なお、アスファルトそのものの温度は 2 回目のみ計測した。図-3.31 より、敷設時のアスファルトの温度は 150 以上であることがわかる。一方、UHP-SHCC 内部の温度は、アスファルトとの界面に最も近い、界面から 1cm の測定箇所において、アスファルト敷設開始から 20 分程で 90 以上まで上昇している。また、界面から離れるにしたがって最高温度は低くなり、最高温度に到達するまでの時間は長くなる。この傾向から、界面の直近ではアスファルトの温度近くまで UHP-SHCC の温度が上昇していることが予想できる。

図-3.32 および図-3.33 に打設面を圧縮側および引張側に配置した場合の、曲げ試験の結果（曲げ応力と変位の関係）をそれぞれ示す。基準供試体、アスファルト敷設供試体ともに、打設面を引張側に配置した場合に靱性が比較的低くなる傾向が見られる。これは UHP-SHCC の表面仕上げにおいて、完全に平滑な仕上げができず、打設面にある微小な凹凸に応力集中が起こり、ひび割れが局所化し易かったためであると考えられる。一方、PE 繊維は負の膨張性を持つ材料であるため、アスファルト敷設

様な値が得られており、アスファルトの熱の影響による透気係数の変化は確認できない。

表-3.17 透気試験結果

	透気係数 ($\times 10^{-16} \text{m}^2$)	
	基準	アスファルト敷設
第1回	0.003	0.004
第2回	0.002	0.002

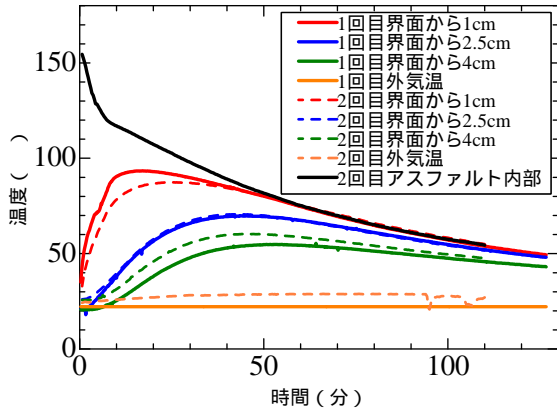


図-3.31 供試体内の温度変化

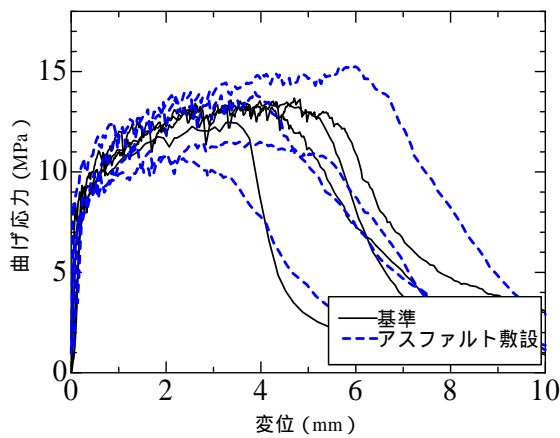


図-3.32 圧縮側に配置した場合

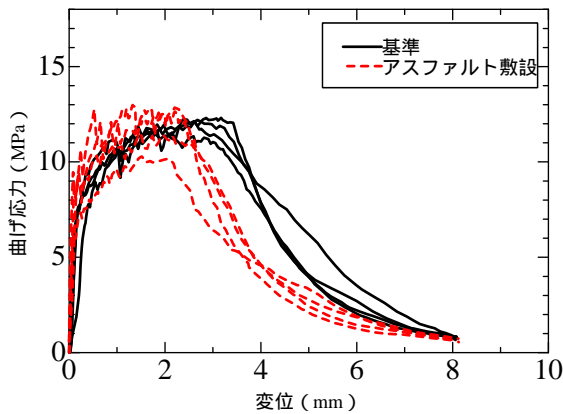


図-3.33 引張側に配置した場合

時の熱により収縮し、その際に繊維とマトリクスの界面の付着が失われ、結果として複合材料の強度や靱性に影響を与えることが懸念された。本研究の範囲内ではアスファルト敷設の有無による曲げ試験結果の差異は打設面の配置の違いによる差異と比較して小さく、アスファルト敷設時の熱がUHP-SHCCの力学性能に及ぼす影響は明確には認められない結果であった。

表-3.17 に透気試験の結果を示す。2回の測定結果ともに基準供試体、アスファルト敷設供試体の透気係数は同

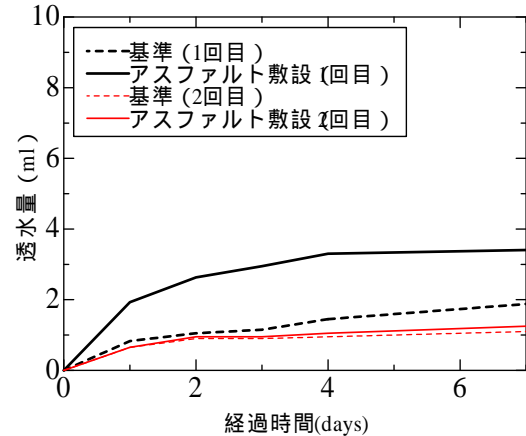
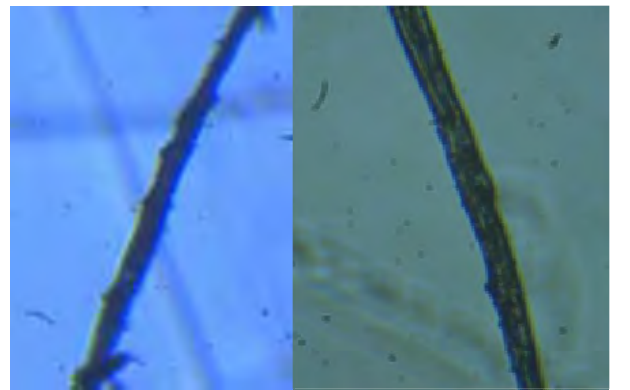
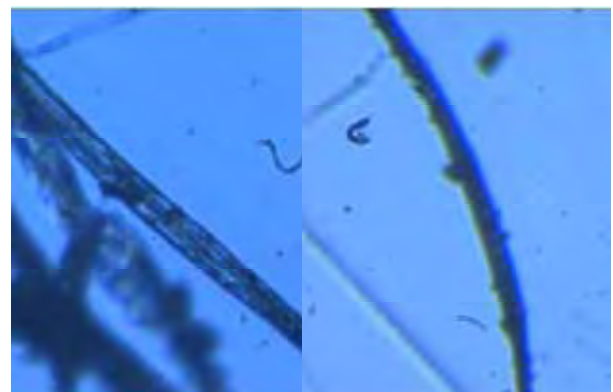


図-3.34 透水試験結果



アスファルト-表面近傍 アスファルト-表面から 1cm



基準-表面近傍 基準-表面から 1cm

写真-3.8 繊維の状態 (800倍)

図-3.34 に透水量の経時変化を示す。2 回目の試験の結果はアスファルト敷設供試体、基準供試体とも同程度の透水量となっている。これに対し、1 回目の試験の結果では、透水開始後 1 日目の透水量において、アスファルト敷設供試体が基準供試体に比べ 2 倍程度の大きな値を示している。しかし、普通コンクリート (W/C=0.57) における透水試験の結果と比較すると 10 分の 1 程度の値であり、当該材料に要求される遮水性は有している結果となっている。

曲げ試験後の供試体断面から繊維を取り出し、マイクロスコブによって撮影した写真 (800 倍) を写真-3.8 に示す。繊維の採取は、アスファルト供試体および基準供試体のうち 1 つにおいて、界面直近および界面から 1cm の位置の 2 箇所でおこなった。アスファルト敷設の有無による繊維表面の状態の差異は明確ではなく、アスファルト敷設時の熱による繊維の融解等を確認されなかった。

(4) まとめ

本研究では床版の増厚における舗装を想定し、UHP-SHCC により作製した板状の供試体上にアスファルトを打ち込み、その際の熱の影響を調べる各種試験を実施した。その結果得られた知見を以下に示す。

アスファルト打ち込み時の UHP-SHCC 内部の温度はアスファルトとの界面から 1cm の距離の位置で 90 度以上にまで達しており、更に界面の近傍ではアスファルト自体の温度である 150 により近くまで温度が上昇していることが予想できた。

切り出し供試体を用いて 4 点曲げ試験を行った結果、打設面の配置の仕方 (引張側配置もしくは圧縮側配置) の違いと比較し、アスファルト敷設の有無が曲げ強度および靱性に及ぼす影響は小さく、UHP-SHCC の力学性能に対する、アスファルト敷設時の熱の影響は認められなかった。

アスファルトを敷設した UHP-SHCC および基準供試体の表面に対して実施した透気、透水試験より、透気係数および透水量には有意な差異は見られず、UHP-SHCC の物質移動抵抗性に対するアスファルトの敷設時の熱の影響はないといえる。

曲げ試験体断面の繊維表面をマイクロスコブで撮影した拡大写真より、アスファルト敷設の有無による供試体内の繊維の表面性状に明確な差異は確認されず、アスファルト敷設時の熱による繊維の収縮をその表面性状の変化として確認することはできなかった。

3.7 施工試験 (H22 年度実施分)

(1) 目的

ここでは、上面増厚工法を想定した模擬施工試験、施工後の表面品質および母材コンクリートと UHP-SHCC 界面の付着強度の発現状況をモニタリングした結果について評価をおこなった。

(2) プレミックス化された UHP-SHCC の品質確認

UHP-SHCC を用いた上面増厚工法の実用化に関して、UHP-SHCC の材料供給方法および施工性を確認するため、施工性試験を実施した。特徴は、材料のプレミックス化による汎用化および品質の安定化、バッチ式モービル車を使用した現場での練混ぜ、および簡易テンプレーターを使用した表面仕上げ性の確認である。

表-3.18 に示す繊維混入率 1.5% (ポリエチレン繊維、長さ 6mm) の UHP-SHCC の配合のうち、セメント (普通ポルトランドセメント)、シリカフューム、細骨材 (7 号ケイ砂) および膨張材 (エトリンガイト石灰複合系) を対象に、荷姿約 600kg のプレミックスとした。

(3) 練混ぜ方法

写真-3.9 に示すような、バッチ式のモービル車を用いて練混ぜを行った。ミキサの容量は 300 リットルであるが、UHP-SHCC は高粘性な材料であることから、1 バッチあたりの練混ぜ量は 150 リットルとした。表-3.19 に今回採用した UHP-SHCC の練混ぜ手順を示す。材料の投入から練上がりまで計 7 分とした。なお、混和剤および繊維は自動投入できないことから、別途添加した。また、フレッシュ時の計測項目として、以下の 6 項目を採用した。

モルタル (繊維混入前) の性状の確認 (目視) モルタルフロー (0 打, 15 打) 温度 空気量 密度 繊維の分散性 (目視等)

表-3.20 に試験結果の一覧を示す。計 5 回のバッチから採取した材料のフレッシュ性状はいずれも類似しており、プレミックス化された材料を用い、バッチ式モービル車により練混ぜた場合でも、安定した品質 (フレッシュ性状) の UHP-SHCC の製造が可能であることが確認された。

なお、練混ぜ後の繊維の分散性も目視等で観察したが、実験室でパン型ミキサー (容量 200 リットル) を用いて製造されるものと類似していた。

練混ぜ後、13 バッチ目 (全 15 バッチ中) から作製したテストピース 3 体について実施した強度試験より、材齢 28 日での圧縮強度の平均値は 95MPa であった。引張試験については、引張強度および引張強度時ひずみのばらつきがあるものの、引張強度の平均値は 6.9MPa であった。

表-3.18 UHP-SHCC の配合

V _f (%)	W/B	S/B	単位量 (kg/m ³)							
			水	セメント	シリカフューム	細骨材	混和剤 ^{*1}	抑泡剤	膨張材	繊維
1.5	0.22	0.1	347	1300	236	158	15.6	0.06	40	14.6

*1 高性能 AE 減水剤 (ポリカルボン酸系)

表-3.19 UHP-SHCC の練混ぜ手順

練混ぜ開始からの時間	練混ぜ手順
00:00	プレミックス (セメント, シリカフューム, 細骨材, 膨張材) 攪拌
00:30	水, 高性能膨張材, 抑泡剤投入 → 練混ぜ
05:00	PE 繊維投入 → 練混ぜ
07:00	排出

表-3.20 試験結果一覧

		1 バッチ目	3 バッチ目	5 バッチ目	7 バッチ目	9 バッチ目	実験室
温度 ()		18	17	17	17	17	
フロー (mm)	0 打	149 × 140	135 × 135	131 × 135	138 × 124	138 × 134	140
	15 打	189 × 170	176 × 176	181 × 178	181 × 178	171 × 164	165
空気量 (%)		1.8	3.7	3.3	2.8	3.5	
密度 (g/cm ³)		2.15	2.11	2.14	2.13	2.15	



写真-3.9 使用したモービル車

用いた。切削の状況を写真-3.11 に示す。また切削終了後には、投射密度 150kg/m² のショットブラストによる表面の処理を行った。写真-3.12 はブラスト処理前 (右側) と後 (左側) の母材コンクリート表面の状態である。



写真-3.10 施工範囲

(4) 汎用施工機械を用いた増厚試験施工

ここでは、バッチ式モービル車や簡易テンプレーターといった従来までの増厚補修で用いられている施工機械を使用し、UHP-SHCC による施工が可能かを確認する試験施工を実施した。

試験施工場所は、名古屋大学内の、写真-3.10 に示す 5m×8m の範囲を対象とした。約 20cm のスラブ厚のコンクリートがあるため、表面から深さ約 5cm 切削し、その部分を埋め戻すことで増厚を再現した。

まず対象範囲を約 5cm の深さで切削した。切削には従来から路面の切削に用いられている自走式の切削機械を



写真-3.11 切削状況



写真-3.12 プラスト処理後の表面



写真-3.13 簡易テンプレートによる敷均し

写真-3.13 に打込みおよび敷均しの状況を示す。練混ぜが終了したUHP-SHCCはモービル車からベルトコンベアによって排出される。それを所定の場所まで運搬し、人力によって粗均しした後に、厚さ 50mm となるように簡易テンプレートにより表面仕上げを行った。簡易テンプレートはトラス状の骨組みの底面に平板が付いており、骨組み部分に振動を与えることで底面の平板によってモルタルの表面を平滑に仕上げることが出来る。今回はコテなどによる仕上げは行っていないが、最後に液体養生剤を散布し、ブルーシートをかけて 2 日間養生を行った。施工に要した時間は約 5 時間であった。

(5) UHP-SHCC と母材コンクリートとの界面の一軸引張付着試験

ここでは、増厚で施工された UHP-SHCC と母材コンクリートとの付着強度の発現に関して、一軸引張付着試験によって確認した。付着試験に用いる供試体は、試験施工の際に下地処理（切削およびプラスト処理）されたコンクリートを用い、その上に厚さ 30mm の増厚層を打設した。その際、あらかじめボルトおよびその先端にナットを配置して、付着試験時のつかみ部とした。図-3.35 に供試体の概要図を示す。UHP-SHCC の打設後、翌日にコンクリートカッターを用いて、40mm×40mm の付着面積となるように切込みを入れた。その際、母材コンクリート部に約 20mm の切込みが入るようにした。その後、所定の材齢（材齢 1 日、2 日、4 日、7 日）において、埋設

されたボルトに全ねじを接続し、センターホールジャッキにより引張荷重をかけた。

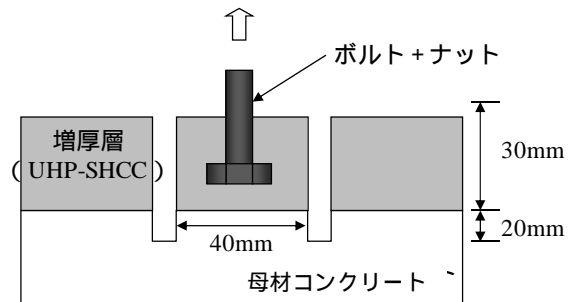


図-3.35 付着試験概要

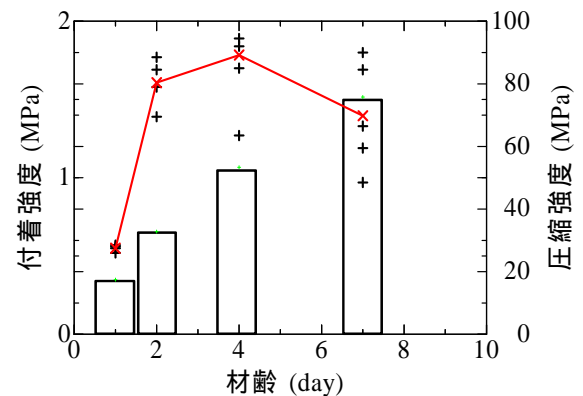


図-3.36 付着試験結果

各材齢における付着試験の結果を図-3.36 に示す。界面の付着強度は材齢 4 日まではわずかに増加するが、材齢 7 日の強度は 4 日のそれと比較しばらつきが大きく、平均値は逆に小さくなった。同図の棒グラフは引張試験と同時に実施した円柱の圧縮試験結果を表しているが、圧縮強度は材齢 7 日まで単調に増加している。断面の破壊モードは、材齢 1 日では界面の剥離による破壊が支配的であった。一方、材齢 2 日以降では母材側のモルタルや骨材の破壊が確認できた。また、材齢 2 日の断面は全断面積に対する母材コンクリート部分の面積の割合が約 80% であった。材齢 4 日および 7 日の断面では完全に母材のみの破壊となっている。

(6) 透気試験による表面品質の確認

ここでは、試験施工された増厚部分の表層品質を確認するために、透気試験により透気係数のモニタリングを行った。試験施工された領域 (5m×8m) のうち、図-3.37 に示す 3 箇所において、Torrent 透気試験を実施した。試験状況を写真-3.14 に示す。なお、計測は材齢 1 日、7 日、14 日、28 日、および 28 日以降は 1 カ月ごとに行った。図-3.38 に、透気試験により得られた透気係数の変化を示す。材齢が大きいほど、透気係数がやや大きくなる傾

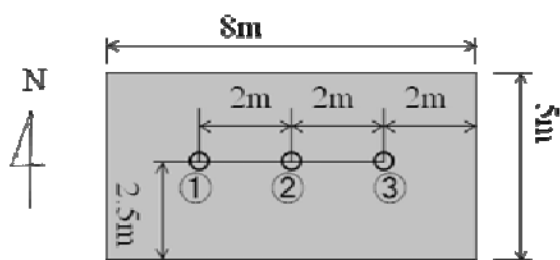


図-3.37 透気試験実施箇所



写真-3.14 透気試験実施状況

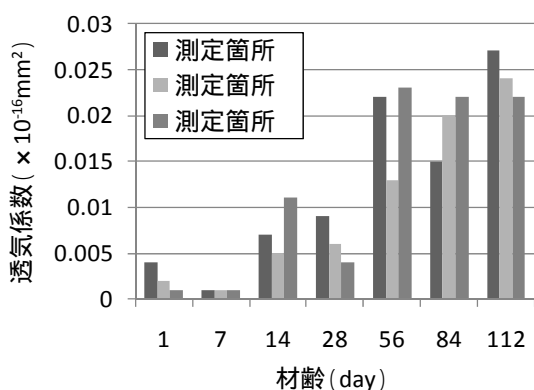


図-3.38 透気係数の変化

向にある。しかし、実際構造物 (W/C=42~53%) に対して実施された透気試験から得られた値は $0.2 \sim 5.5 \times 10^{-16} \text{m}^2$ の範囲であることから⁴⁾、試験施工においても、透気係数が普通コンクリートの10分の1以下の緻密な増厚層が施工できているといえる。

(7) まとめ

UHP-SHCC の増厚補修を実際に行うために試験施工を行い、以下の知見を得た。

セメント、シリカフュームおよびケイ砂をプレミックス化することで、比較的安定した品質のUHP-SHCCの製造が可能であった。

バッチ式モータール車および簡易テンプレーターなど従来からの施工機械を用いた増厚補修の施工が可能であることが確認された。ただしバッチ式モータール車一台で練混ぜを行い、 $5\text{m} \times 8\text{m} \times 5\text{cm}$ の規模の増厚施工に要した時間は5時間程度であることから時間短縮が必要と考えられる。

施工後にUHP-SHCCと母材コンクリートとの付着試験を実施したところ、材齢2日から母材コンクリートの破壊が確認された。

施工された増厚部の透気係数を計測したところ、実構造物に対する透気試験で得られている値の10分の1以下と緻密であった。このことから、例えば既存のコンクリート以上の遮水性といった保護性能が期待できる。

<3章の参考文献>

- 金子林爾, 大岸佐吉: 気乾および湿潤コンクリートの直接・割裂各引張疲労特性に関する研究, 二建建築学会構造系論文集, 第149号, pp.31-38, 1991.
- Matsumoto, T. and Suthiwarapirak, P. and Kanda, T.: Mechanism of Multiple Cracking and Fracture of DFRCCs under Fatigue Flexure, Proceedings of the JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) - Application and Evaluation -, pp.259-268, 2002.
- 前田幸雄, 松井繁之: 鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式, 土木学会論文集, 348/V-1, pp.133-141, 1984.
- 沖森克文, 長屋考司, 国枝稔: 鉄筋コンクリート構造物のコンクリート表面の透気性の現状, 土木学会第64回年次学術講演概要集, V-160, pp.317-318, 2009.

4章 吹付けによる表面保護工の開発

4.1 はじめに

ここでは、吹付けによる表面保護工の実用化を目指し、特に以下の項目について検討を行った。

吹付け工法開発のための配合試験

吹付け工法の開発にあたり、繊維量を中心とした配合試験を実施した。

ひび割れ抵抗性の評価

擬似完全拘束試験により、UHP-SHCC のひび割れ抵抗性の評価を行った。特に、表面保護工にひび割れを発生させないための設計値を検討するとともに、材料の改善方法についても検討を行った。

表面保護を兼ね備えた断面修復工の現場試験施工

塩害により劣化した橋台を対象に、UHP-SHCC を用いた断面修復工の現場試験施工を実施した。施工性の確認とともに、透気試験によりその緻密さをモニタリングした。

壁高欄を対象とした表面保護工の現場試験施工

壁高欄の予防保全を目的に、UHP-SHCC による表面保護工の現場試験施工を行い、施工性の確認を行った。特に、ひび割れ抵抗性の評価結果を反映し、セメントの種類を普通ポルトランドセメントから低熱ポルトランドセメントに変更した。

4.2 配合試験

(1) 目的

吹付けによる施工方法を確立するにあたり、吹付け後の材料が十分な強度および靱性を有しているかを確認する。

(2) 使用材料

実験に用いた配合を表-4.1 に示す。通常のUHP-SHCC の繊維混入率は 1.5% であるが、吹付けでは靱性の低下が予想されたため、2.5% とした。ただし、どの程度の靱性が要求されるかについては、現段階では明確にされていないことから、既存のひずみ硬化型セメント系材料で実現されている 2~3% を目標とした。なお、繊維には高強度ポリエチレン繊維（直径 12 ミクロン）を使用し、繊維の架橋を十分に発揮させるため、繊維長を 12mm とした（通常の打込み用配合では 6mm を使用）。

材料の練混ぜは、容量 70 リットルのパン型ミキサーを用いて行い、スネークポンプ（吐出量 7~40L/min、ポンプ圧：25kg/cm²、ノズル径 12mm）を用いて材料を吹き付けた。なお、ミキサーから直接材料を採取し、圧縮強度試験用供試体（φ50×100mm）および引張試験用ダンベル供試体（試験断面：約 13mm×30mm）をそれぞれ作製した（吹付け前供試体と呼ぶ）。また、同様の供試体について、吹付けノズルにより直接型枠に吹き付けた供試体も作製した（吹付け後供試体）。打設後

表-4.1 UHP-SHCC の配合

Vf(%)	W/ (C+SF)	S/ (C+SF)	単位量(kg/m ³)								摘要
			水 W	セメント C*	シリカ フェウム SF	細骨材 S	混和剤 Ad.1	AE 剤 Ad.2	膨張材 Ex.	繊維 F	
2.5	0.22	0.08	349	1409	211	131	10.6	1.69	20	24.3	繊維長 12mm

* 普通ポルトランドセメント

翌日に脱型し、材齢 30 日まで水中養生を行った。また、吹付け前供試体および吹付け後供試体と同様の要領で材料を採取し、空気量の測定も行った。

(3) 実験結果

吹付け前後に採取した材料の材齢 30 日での圧縮強度を表-4.2 に示す。また、同様の方法で採取した試料の空気量もあわせて示す。当該材料の目標空気量はいずれも 3% であるが、全体的な傾向としては、吹付け前には 15% 以上あった空気量が、吹付けによって脱泡され、6% 前後にまで低減している。これによって、吹付け前の材料では圧縮強度が 45MPa 程度であったものが、吹付け後には 80MPa 程度以上となっている。

表-4.2 圧縮強度試験結果および空気量

圧縮強度 (MPa)		空気量 (%)	
吹付け前	吹付け後	吹付け前	吹付け後
44.8	81.5	17.0	5.8

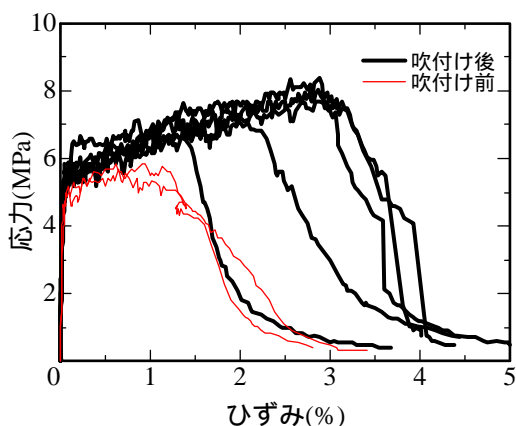


図-4.1 引張試験結果

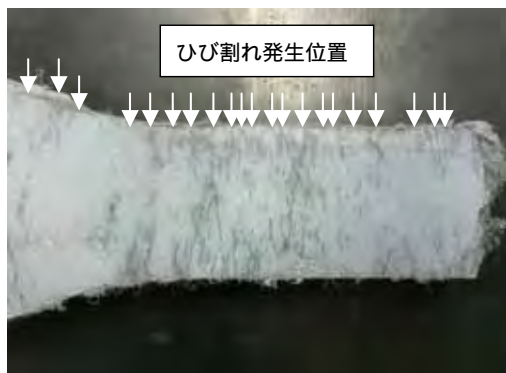


写真-4.1 引張試験後のひび割れ性状

図-4.1 に、吹付け前後にそれぞれ採取したダンベル供試体を用いて引張試験を行った結果を示す。ばらつきがやや大きいものの、強度および最大応力時のひずみが 2% 程度まで大きくなった。先述のとおり、既往の材料の同程度の变形性能(ひずみ)を得るためには、繊維量を 2.5% 程度とすることで実現可能であることが明らかとなった。

写真-4.1 に、引張試験後のひび割れ性状を示す。微細なひび割れが 1mm 間隔程度で生じる結果となった。

(4) まとめ

UHP-SHCC を補修、補強工法に用いることを想定し、吹付け方法についての検討を行った。吹付け後に高強度、高靱性を得るための配合試験を実施し、繊維混入率を 2.5% とすることで、通常の UHP-SHCC と同程度の強度および靱性が確保できた。また、比較的平滑な表面仕上げが可能であることも確認した。

4.3 UHP-SHCC の収縮ひび割れ抵抗性評価

(1) 目的

UHP-SHCC を 10mm 程度の厚さで既設コンクリートの表面保護工として適用する場合、外部拘束により収縮ひび割れの発生が懸念される。収縮ひび割れ対策としては、収縮低減剤や膨張材を利用し、セメント系材料の収縮量を低減させる方法が採用される場合が多い。また、拘束試験によるひび割れ性状の評価も試みられているが、収縮ひび割れ抵抗性の評価としてはひび割れの有無のみならず、ひび割れが生じていない場合においても、ひび割れ発生に対してどの程度余裕があるのかを定量化することが有用であり、さらには開発材料の信頼性向上に寄与できると考えられる。

本研究では、UHP-SHCC の表面保護工を対象とし、擬似完全拘束下における収縮ひび割れ抵抗性の評価を試みた。

(2) 擬似完全拘束試験の原理

本研究で擬似完全拘束試験機はマスコンクリートの温度変化による内部応力を測定する目的で開発された試験機 (Temperature Stress Testing Machine) を応用したものである¹⁾。試験機の概要を図-4.2 に示す。試験機に型枠が設置されており直接打設することで供試体を作製する。設置された型枠はドッグボーン型をしており、全長 1000mm、幅 150mm である。本研究では断面修復材の母材との完全拘束を模擬した試験であるため、

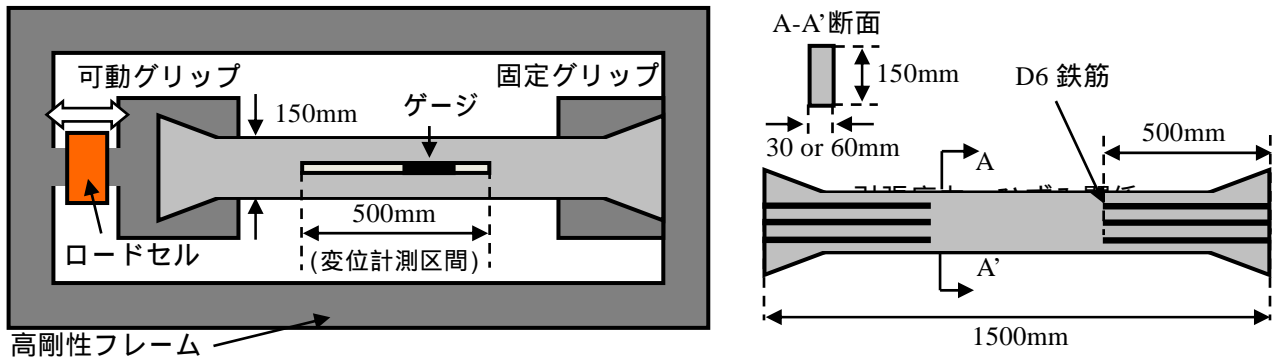


図-4.2 擬似完全拘束試験機の概要

表-4.3 使用材料

	W/B	S/B	単位量(kg/m ³)							
			水	セメント	シリカフューム	膨張材	細骨材	混和剤	消泡剤	繊維
UHP-SHCC	0.22	0.10	347	1300	236	40	158	15.8	0.06	14.6
HM	0.30	1.75	218	617	109		1270	7.3		
NM	0.60	3.00	280	466			1398			

供試体厚さを 30mm として試験を行った。供試体は可動および固定の両グリップ、高剛性フレームにより拘束される。試験の制御は供試体中央に 500mm の検長区間をとり、断面修復材の収縮によって変化する標点をパイ型変位計(精度 1/1000mm)で計測し、 10×10^{-6} のひずみの変化が計測された段階で、元の長さ(500mm)となるように可動グリップを動かす。可動グリップ側にはロードセルが接続されており荷重が計測される。

(3) 評価方法の特徴

拘束条件を含んだ試験である

収縮ひずみの大小ではなく、強度、弾性係数およびクリープの影響を含めたひび割れ抵抗性が評価可能である。なお、断面修復材のような補修を想定した場合、母材コンクリートによる拘束度が高いと推察される。

境界条件が明確である

擬似ではあるが、完全拘束により近い一軸の試験である。埋込み鋼材のひずみを計測する手法などにみられるような、若材齢時の付着の影響などが含まれない。数値解析の検証用データなどにも使いやすい。

内部応力が定量化できる

収縮に伴って発生する内部応力を求めることができ、材料の引張強度と比較することで、例えばひび割れ抵抗性を定量化できる。

力学特性の経時変化が定量化できる

制御中に生じさせる微小変位やそれに伴って生じる応力などを用いて、みかけの弾性係数やクリープひずみなどを算定することができる。

(4) 実験概要

本実験では UHP-SHCC、高強度モルタル、普通モルタルおよびポリマーセメントモルタルを対象に試験を行った。各材料の配合を表-4.3 に示す。なお、ポリマーセメントモルタルは、アクリル系の市販プレミックス材であり、内容は不明である。UHP-SHCC は普通ポルトランドセメント(密度 3.14g/cm^3)を使用し、セメント質量の 15%をシリカフューム(密度 2.2g/cm^3 、比表面積 $21.7\text{m}^2/\text{g}$)で置換し、膨張材(エトリンガイト・石灰複合系)は 1m^3 あたり 40kg 混入した。細骨材は 7号砕砂(密度 2.68g/cm^3)を使用した。繊維は高強度ポリエチレン繊維(長さ 6mm、直径 0.012mm)を 1.5%(体積混入率)混入した。混和剤には高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)と抑泡剤を用いた。

高強度モルタルおよび普通モルタルは普通ポルトランドセメント(密度 3.14g/cm^3)を使用し、高強度モルタルはセメント質量の 15%をシリカフュームで置換した。細骨材には川砂(密度 2.59g/cm^3)を使用した。混和剤には高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)を用いた。

室温 20 ± 1 の恒温室(湿度 40~50%)において、型枠に厚さ 0.05mm の塩ビシートを敷き、材料を打設し供試体を作製した。また、試験中に検長区間外でひび割れの発生および破壊が生じないように、図-4.2 のように長さ 500mm の D6 鉄筋を両端に各 3 本ずつ配置した。打設後は塩ビシートでラップし、脱型、試験開始までに急激な乾燥が生じないようにした。試験は材料が凝結し脱型可能となり次第、型枠および塩ビシートを撤去し計測、制御を始めた。なお、試験中、供試体は 4 面乾燥状態とした。それぞれの試験開始時間は UHP-SHCC、高強度モルタルが打設後 7 時間、普通モルタル、ポリマーセメントモルタルが打設後 10 時間である。試験は材齢 7 日までを行い、ひび割れが生じていない場合は、一軸引張試験を行い、ひび割れ発生強度を測定した。本実験における試験条件を表-4.4 に示す。

比較のために長さ 1000mm、幅 150mm、厚さ 30mm の平板供試体を作製し、自由収縮ひずみを計測した。計測方法は擬似完全拘束試験と同様に、供試体軸方向中央部 500mm の部分で長さの変化を計測した。さらに擬似完全拘束試験の試験結果と自由収縮ひずみからクリープひずみを求めることができる¹⁾。図-4.3 の模式図に示すように、ひずみ補正時の弾性ひずみを足し合せた累積収縮ひずみ(収縮ひずみ+クリープ)と自由収縮ひずみの差がクリープひずみとなる。

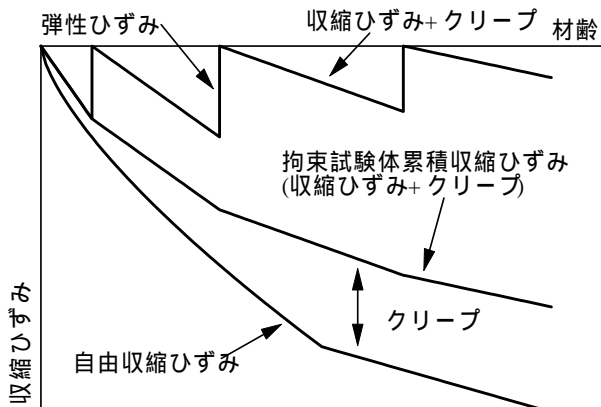


図-4.3 クリープひずみの概要(イメージ)

(5) 実験結果

各供試体の拘束応力と非拘束供試体のひび割れ発生強度を図-4.4 に示す。この拘束応力は、ロードセルで計測された荷重を見かけの断面積で除して求めた。PCM-A30 を除けば、どの供試体においても材齢 2 日頃までに比較的大きな拘束応力が生じた。材齢 5 日で UHP-A60 は 3MPa、PCM-A30

表-4.4 試験条件

供試体名	種類	環境条件	供試体厚さ	供試体数
UHP-A30	UHP-SHCC	気中	30mm	1
UHP-A60	UHP-SHCC	気中	60mm	1
UHP-S30	UHP-SHCC	封緘	30mm	2
HM-A30	HM	気中	30mm	1
NM-A30	NM	気中	30mm	1
PCM-A30	PCM	気中	30mm	1

は 0.7MPa 程度の拘束応力が生じている。また、UHP-A30, UHP-S30, UHP-S30, HM-A30 は材齢 3 日までに 3.5~4.0MPa 程度の、NM-A30 は 2MPa 程度の拘束応力が生じ、ひび割れが発生した。ここで、ひび割れとは破断や目視で確認できるひび割れ、つまり貫通ひび割れをさす。以後、ひび割れ発生強度などのひび割れも同様に貫通ひび割れである。自由収縮ひずみを図-4.5 に示す。UHP-A30 が最も自由収縮ひずみが大きく、材齢 1.5 日までに 500 μ 程度収縮し、PCM-A30 が最も小さ

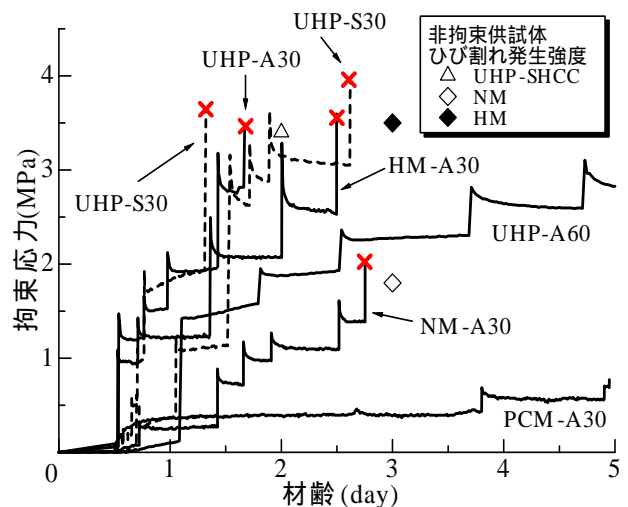


図-4.4 拘束応力

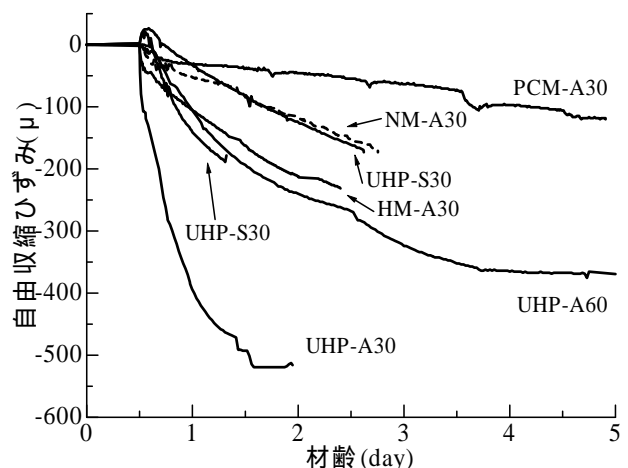


図-4.5 自由収縮ひずみ

く材齢 5 日で 120μ 程度であった。UHP-A60 や UHP-S30 が材齢 1.5 日で自由収縮ひずみが 200μ 程度であることから、乾燥収縮が非常に大きい。また、供試体が薄くなることで乾燥収縮の影響が大きくなることもわかる。また、UHP-SHCCでは、乾燥条件下で水和が十分に進行していないため、膨張材を使用しているにも関わらず、膨張ひずみがほとんど計測されていない。

封緘状態で試験を行った 2 体について自由収縮ひずみに差が生じているが、封緘の状態に差があったものと考えられ封緘方法の改善は今後の検討課題とする。

ひび割れが発生した供試体に対してひび割れ発生時の自由収縮ひずみと、拘束応力の関係を表-4.5 に示す。必ずしも自由収縮ひずみが大きいほど拘束応力が大きくなってはいないことがわかる。

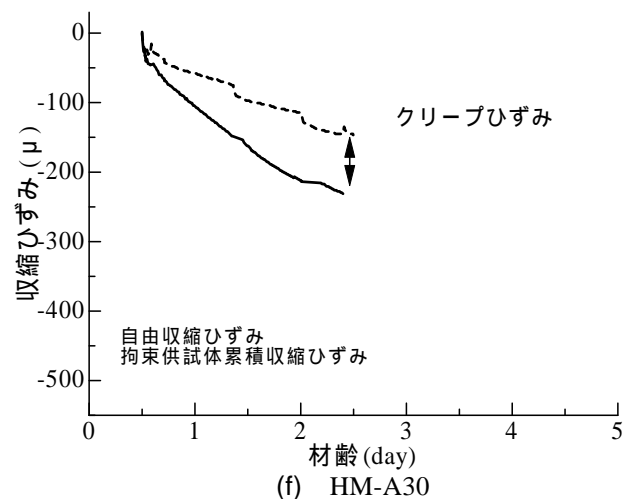
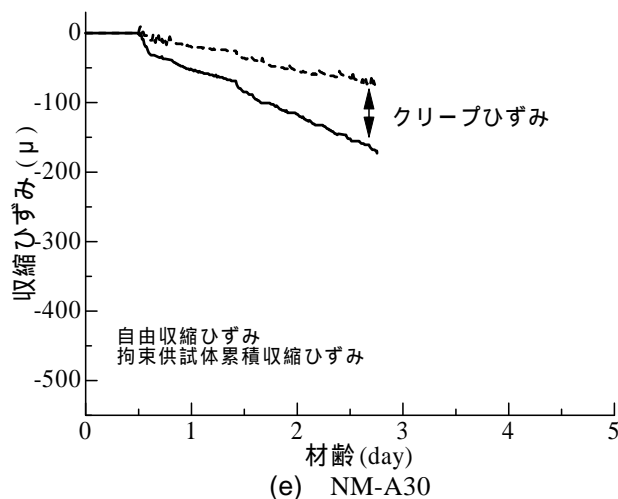
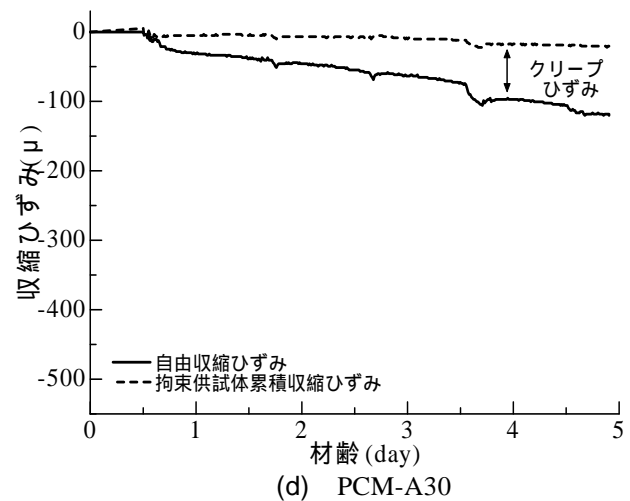
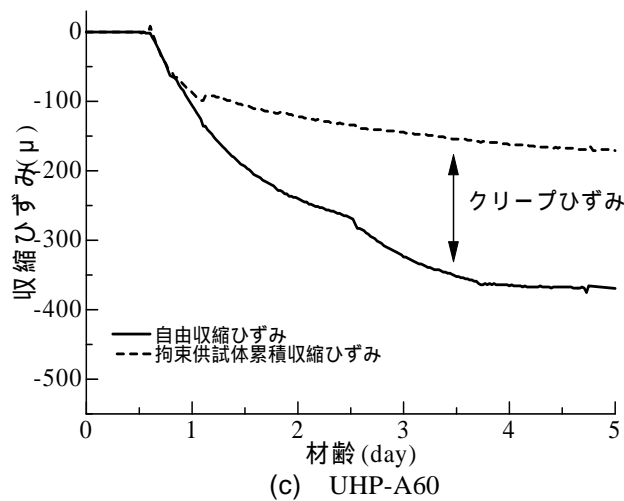
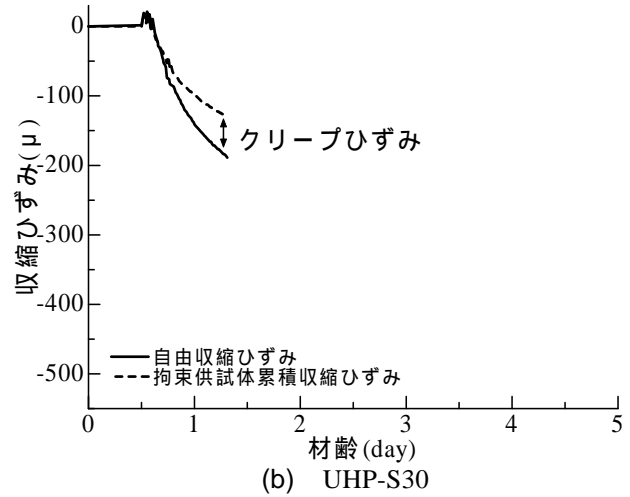
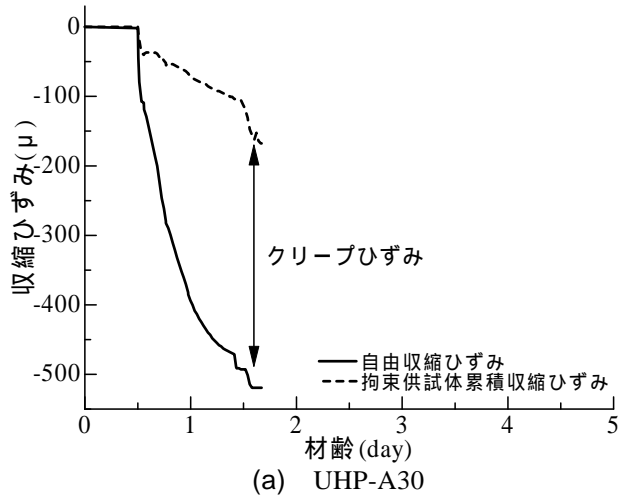


図-4.6 クリープひずみ

特にUHP-A30はUHP-S30の2.5倍以上の自由収縮ひずみを生じているが、拘束応力にはほとんど差はなく、自由収縮の小さいUHP-S30の方が先にひび割れが生じた。これは気中と封緘状態の違いが水和反応に影響し、弾性係数の発現の差が生じたことや、引張クリープひずみの違いによる応力緩和量の違いなど、各供試体の物性に差が生じたためと考えられる。

擬似完全拘束試験では、補正直後から次の補正直前までの応力状態を一定と見なすことで、別途計測した自由収縮ひずみからクリープひずみを求めることができる。図-4.3の模式図に示すように、拘束試験体の荷重が変化するとき(ひずみ補正時)の弾性ひずみを足し合せた累積収縮ひずみ(収縮ひずみ+クリープひずみ)と自由収縮ひずみの差がクリープひずみとなる。

以上の方法によって求めた各ケースのクリープひずみの変化を図-4.6に示す。いずれのケースにおいても試験開始直後からクリープひずみを生じ始めるが、UHP-A30は材齢1日までに特に大きなクリープひずみを生じ、ひび割れ発生直前では350 μ 程度となる。UHP-S30のひび割れ発生直前のクリープひずみが50 μ 程度であることと比較すると、UHP-A30は相当の応力が緩和されていることがわかる。つまり、引張クリープひずみが大きいことはひび割れに対する抵抗性が高まる要因の1つであることを意味する。

乾燥しやすい状態は乾燥収縮が大きくなることと、クリープひずみが大きくなることの両者に影響し、収縮ひび割れに対する駆動力にも抑制力にもなる。試験を行ったUHP-SHCC供試体の中ではUHP-A60が自由収縮ひずみに対しクリープひずみが大きく発生し、拘束応力が最も小さくなる条件となった。

引張クリープのメカニズムとして、微細なひび割れが生じることがあげられるため、引張クリープひずみの増加はひび割れ発生強度に影響する可能性がある。そこで、ダンベル型供試体を用いて非拘束状態のひび割れ発生強度を測定し、図-4.4に示した。測定の結果、材齢2日のUHP-SHCCのひび割れ発生強度が3.4MPa、材齢3日のNMが1.8MPa、材齢3日のHMが3.5MPaであり、擬似完全拘束試験によって算定されたみかけのひび割れ発生時の応力と類似していた。

材齢5日の時点でひび割れの発生していないケースを対象に、PCMとUHP-SHCCの拘束応力と同材齢のダンベル型供試体のひび割れ発生強度を比較した。表-4.6に材齢5日でのUHP-A60と

表-4.5 ひび割れ発生時の収縮ひずみと拘束応力

	ひび割れ発生材齢 (day)	自由収縮ひずみ(μ)	拘束応力 (MPa)
UHP-A30	1.7	-520	3.5
UHP-S30	2.6	-173	3.9
UHP-S30	1.3	-189	3.6
HM-A30	2.5	-230	3.6
NM-A30	2.8	-147	2.0

表-4.6 ひび割れ発生強度と拘束応力

	ひび割れ発生強度 (MPa)	拘束応力 (MPa)	拘束応力/ひび割れ発生強度
UHP-A60	4.0	2.8	0.70
PCM-A30	3.3	0.7	0.21

表-4.7 自由収縮とクリープひずみ

	自由収縮ひずみ(μ)	クリープひずみ (μ)	クリープ/自由収縮
UHP-A60	380	218	0.57
PCM-A30	120	100	0.83

PCM-A30のひび割れ発生強度と拘束応力を示す。UHP-A60のひび割れ発生強度は4.0MPaで拘束応力は70%を占めていた。それに対してPCM-A30のひび割れ発生強度は3.3MPaで拘束応力は21%と低い割合で、ひび割れが発生する危険性が小さいことが明らかとなった。表-4.7に材齢5日での自由収縮ひずみとクリープひずみを示す。PCM-A30は自由収縮ひずみも小さいことに加え、その83%をクリープひずみが占めている。このことも、ひび割れが発生する危険性が小さいことを示している。

(6) まとめ

本研究では擬似完全拘束試験を行い、表面保護工に使用する材料のひび割れ発生に対する抵抗性を評価した。

各種断面修復材の擬似完全拘束状態での拘束応力を計測することができた。

拘束応力は自由収縮ひずみの大きさから一

概に判断することができず，その理由の一つとしてクリープひずみに差があることを示した．

ひび割れ発生強度と拘束応力の比を用いることで収縮ひび割れに対する抵抗性の定量化指標となりえる可能性を示した．

4.4 表面保護工も兼ねた断面修復工の施工試験

(1) 目的

コンクリート構造物の劣化または許容限界以上の劣化因子を含む部分を除去したのちに，物質移動に対する抵抗性の高い UHP-SHCC を用いて断面修復を行うことで効率的に耐久性の改善を行うことができるが，UHP-SHCC を実構造物に適用された例は少なく，実環境下での特性は十分に明らかとなっていない．

そこで本研究では実構造物を対象に UHP-SHCC を用いた吹付け工法により断面修復を行い，実環境下での収縮ひび割れの有無や，表面保護性能のモニタリングを行った．また，合わせて UHP-SHCC 吹付け工法の現場での施工性の検討も行った．

(2) 試験施工の概要

UHP-SHCC の吹付け施工試験は，写真-4.2，4.3



写真-4.2 対象橋梁全景



写真-4.3 対象橋梁近景

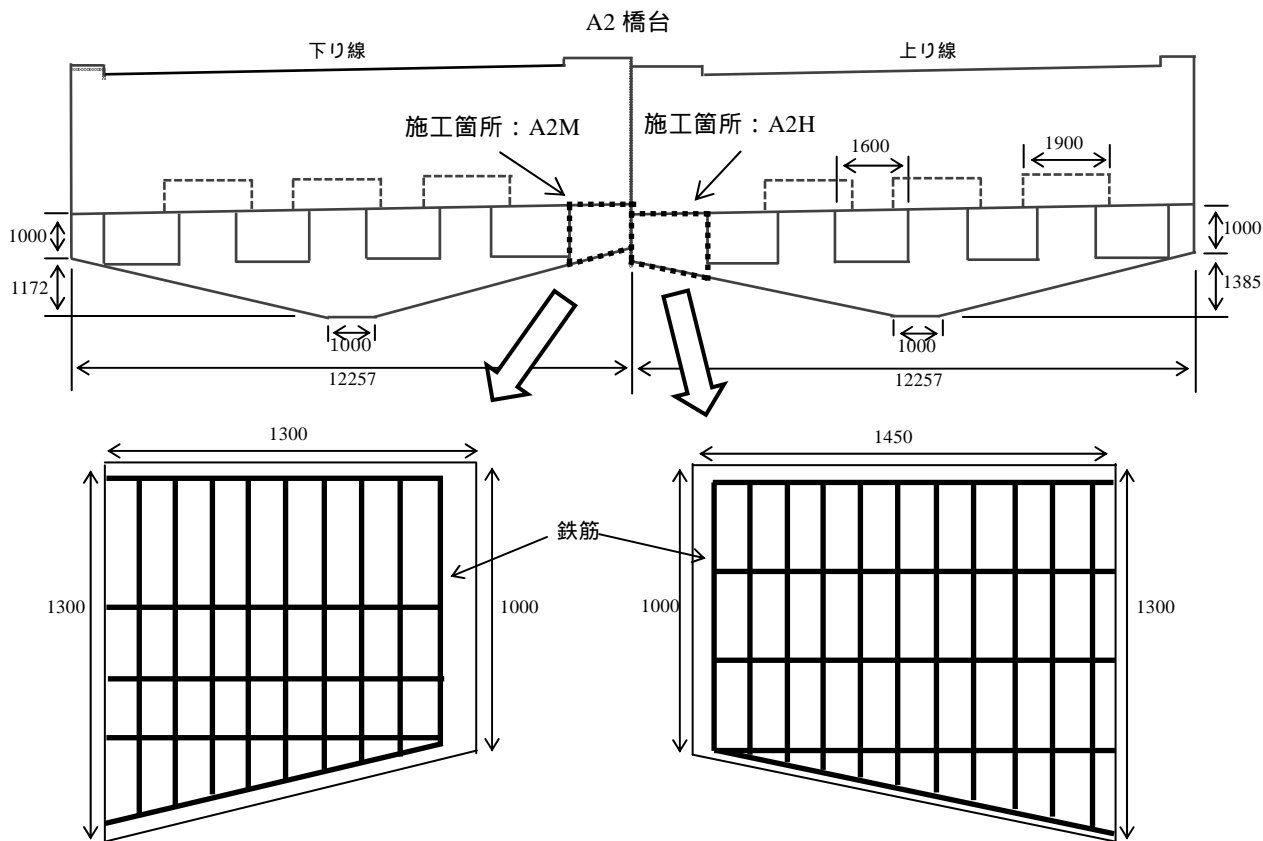


図-4.7 施工箇所

および図-4.7 に示すように石川県加賀市の北陸自動車道にかかる A 橋の橋台（下り線の右端部と、上り線の左端部）を対象に行った。日本海に面している A 橋は飛来塩分が多く、平成 22 年の塩分量調査結果を図-4.8 に示すが、表面から 13cm 程度まで鋼材腐食発生限界濃度を超えていた。断面修復工では事前に塩分量が多いコンクリート部分を取り除き、UHP-SHCC で断面修復をした。断面修復厚みは UHP-SHCC は塩化物イオンおよび空気の移動に対する抵抗性が一般的なコンクリートに比べ非常に高いため、図-4.9 に示すように A2 橋台の下り線右端部（A2M）ではかぶり 50mm、上り線左端部（A2H）ではかぶり 30mm までとした。

また、UHP-SHCC と母材コンクリートの界面部でのマクロセル腐食に対する抵抗性は明らかとなっていないため、本工事ではマクロセル腐食を抑制できるシラン系含浸材を母材コンクリートに単位面積当たり 350g/m² 塗布した後、断面修復を行った。

本試験で使用した UHP-SHCC の配合を表-4.8 に示す。セメントには普通ポルトランドセメントを用い、セメントの一部をシリカフューム（密度 2.25g/cm³）で置換し、膨張材（エトリンガイト・石灰複合系）を 1 m³ あたり 40kg 混入した。細骨材には 7 号ケイ砂（密度 2.68 g/cm³）を使用した。繊維は高強度ポリエチレン繊維（長さ 12mm、直径 0.012mm）を単位体積あたり 2.5% 混入した。混和剤には高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）と AE 剤を用いた。なお、セメント、シリカフューム、細骨材、膨張材はプレミックス化されている。

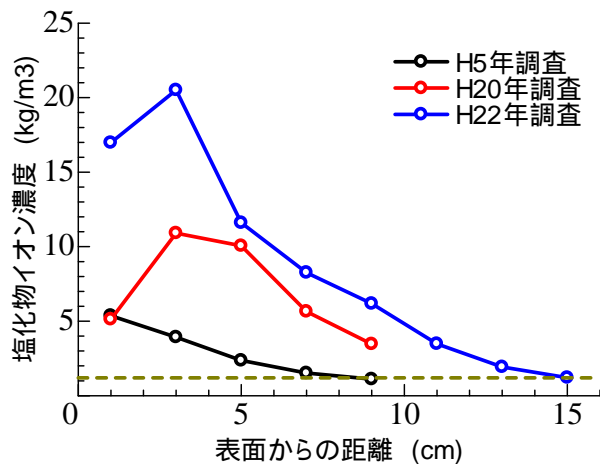
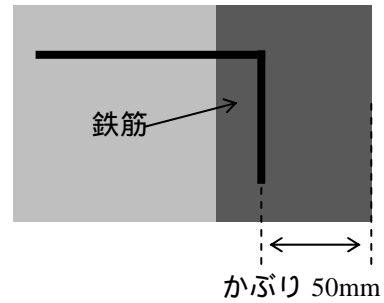


図-4.8 補修前の塩化物イオン濃度

表-4.8 UHP-SHCC の配合

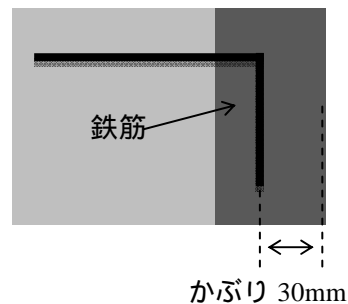
単位量 (kg/m ³)							
水	セメント	シリカフューム	膨張材	細骨材	繊維	混和剤	AE 剤
342	1344	207	39	165	23.8	12.2	0.41

母材コンクリート UHP-SHCC



(a) A2H

母材コンクリート UHP-SHCC



(b) A2M

図-4.9 設計断面修復厚さ



写真-4.4 吹付け状況



(a) A2H



(b) A2M

写真-4.5 仕上げ面の状況

練混ぜは容量 80 リットルのパン型モルタルミキサーを使用して行い、練り上がった UHP-SHCC を吹付け機のバケットに投下し、ポンプで圧送後、圧縮空気と混合することで、あらかじめ処理された補修部に対して吹付けを行った(写真-4.4 参照)。吹付け後は左官コテなどで粗仕上げ(均し)を行い、被膜養生剤を噴霧機又はローラーで散布し再度左官後手で仕上げを行った。

吹付けは 2 日に分けて行った。1 日目に厚さ 8 割程度まで吹付けを行い、仕上げ面でのダレを防止するために硬化した 2 日目に残りを吹付け、所定の厚さとした。施工は吹付け、仕上げともに滞りなく行え(写真-4.5 参照)、作業時間は 2 日合わせて 6 時間程度であった。

(3) まとめ

ここでは UHP-SHCC を用いて実構造物の断面修復を行い、現場での施工性や実環境下での収縮ひび割れの有無の確認、表面保護性能の検討を行った。現場での施工は一般的に吹付けに用いられている機材で滞りなく行え、表面の仕上げも比較的平滑に行えた。また、施工後のモニタリングにより、一般的なコンクリートに比べ透気係数が比較的小さく、ばらつきも小さいことから表面保護効果が得られていることが分かった。しかしなが

ら、収縮による微細なひび割れが複数生じているため、ひび割れ時の物質移動抵抗性など把握し、ひび割れ時の表面保護性能を適切に評価する必要がある。

4.5 壁高欄を対象とした表面保護工の施工試験

(1) 目的

高速道路の壁高欄の予防保全を目的に、UHP-SHCC による表面保護工の現場試験施工を行い、施工性の確認を行った。特に、ひび割れ抵抗性の評価結果を反映し、セメントの種類を普通ポルトランドセメントから低熱ポルトランドセメントに変更した。なお、表面保護工の考え方は以下のとおりである。

UHP-SHCC の高い物質移動抵抗性を利用した表面保護(中性化、塩害)が可能となる。また、10mm 程度の厚さがあることから、後にドリル法により物質侵入の程度が把握でき、モニタリングに貢献できる。

補強効果も付与できることから、構造物に耐衝撃性などが付与できる(本試験では効果の検証はしない)。



写真-4.6 補修前の壁高欄

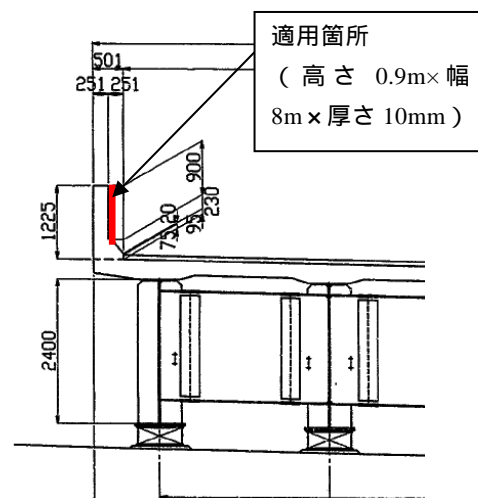


図-4.10 表面保護工適用箇所

(2) 実験概要

写真-4.6 に示すように、愛知県内の都市内高速道路の壁高欄を対象に、予防保全の位置づけとして UHP-SHCC による表面保護工を適用した。図-4.10 に示すように、壁高欄の内側鉛直面(900mm)を幅 8m にわたって同一の仕様(設計厚さ 10mm)で施工した。

本試験で使用した UHP-SHCC の配合を表-4.8 に示す。先の検討において、低熱ポルトランドセメントの方が、普通ポルトランドセメントに比べてひび割れ抵抗性が高くなることから、セメントには低熱ポルトランドセメントを用いた。なお、セメント、シリカフューム、細骨材、膨張材はブレミックス化されている。

練混ぜは容量 80 リットルのパン型モルタルミキサーを使用して行い、練り上がった UHP-SHCC を吹付け機のバケットに投下し、ポンプで圧送後、圧縮空気と混合することで、あらかじめ処理された補修部(写真-4.7, 4.8 参照)に対して吹付けを行った(写真-4.9 参照)。吹付け後は左官コテなどで粗仕上げ(均し)を行い、被膜養生剤をローラーで散布し再度左官ゴテで仕上げを行った(写真-4.10 参照)。施工は吹付け、仕上げともに滞りなく行え、作業時間は 6 時間程度であった。



写真-4.9 吹付け状況



写真-4.10 表面仕上げ終了後

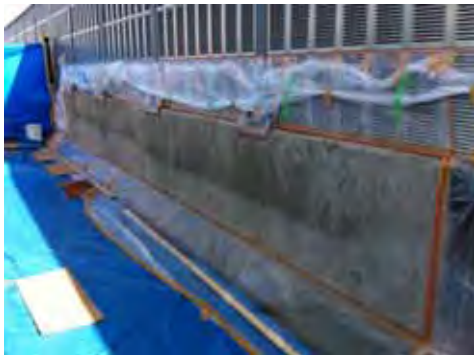


写真-4.7 施工前の養生方法



写真-4.8 高圧水による洗浄

(3) まとめ

ここでは高速道路の壁高欄を対象に予防保全を前提とした表面保護工の現場試験施工を実施した。施工については特に問題なく実施でき、透気係数等、引き続きモニタリングを実施していく予定である。

< 4 章の参考文献 >

- 1) Kovler, K. : Testing system for determining the mechanical behavior of early age concrete under restrained and free uniaxial shrinkage , Material and Structures , pp.324-330 , 1994 .

5 章 被災したコンクリート建造物の早期復旧工法の開発

5.1 はじめに

本研究では地震などにより損傷を受けた RC 柱の早期復旧工法の開発を目的として、被災前と同程度の耐力、剛性、エネルギー吸収量を得ることが可能であるかを、2種類の補修材(プレミックスのポリマーセメントモルタル(PCM)と UHP-SHCC)を用い、比較、検討した。

実験室レベルにおける補強効果の確認実験

柱部材および壁部材を使用し、損傷を導入した後 UHP-SHCC で補修した供試体によって補修効果の確認実験を実施した。

数値解析による検証

柱部材の実験を対象に、補修設計に必要な損傷の範囲と程度を定量化する数値解析手法を確立し、補修解析手法を提案した。なお、ここでは紙面の都合上、解析部分は割愛する。

5.2 柱部材を対象とした復旧効果の確認実験

(1) 供試体の概要

表-5.1 にコンクリートの材料特性を、表-5.2 に鉄筋の材料特性を、図-5.1 に供試体の概略図を示す。本研究では、この供試体を 2 体作製し実験を行った。軸方向鉄筋比は 1.27% である。なお、図中にはひずみゲージの位置を示す。軸方向鉄筋、帯鉄筋にはゲージ長 2mm のひずみゲージを、コンクリートにはゲージ長 30mm のひずみゲージをそれぞれ貼り付けた。軸方向鉄筋には D13(SD345 降伏強度 368MPa)を計 16 本配置し、帯鉄筋には D13(SD295A 降伏強度 360MPa)を 80mm ピッチで配置した。荷重状況を写真-5.1 に示す。

(2) 実験の工程

損傷を与えるための荷重(以下、初期荷重)から、損傷後に補修を行った後の荷重(以下、2次荷重)までの工程につ

いて概説する。まず、初期荷重は供試体を、かぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋が座屈する程度まで(水平荷重が降伏荷重とほぼ同等になるまで)荷重した。初期荷重後の下地処理については、まずハンマーなどを用いてコンクリートの浮き部分も除去した。掃除機で清掃後、補修材のドライアウトを防ぐため、損傷部分に霧吹きで水をふくませ、PCM と UHP-SHCC をそれぞれこて塗り工法、吹付け工法で補修した。表-5.3 に UHP-SHCC の配合を示す。繊維長は 12mm のものを使用した。

表-5.1 コンクリートの材料特性 (材齢 28 日)

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
29.3	32

表-5.2 鉄筋の材料特性

軸方向鉄筋		帯鉄筋	
降伏点 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏点 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
368	186	360	190

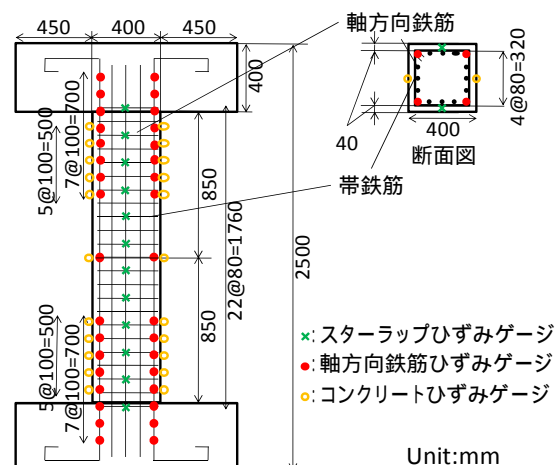


図-5.1 供試体の概略図

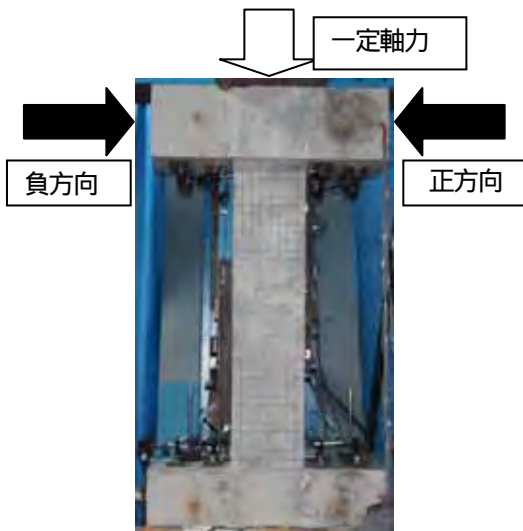


写真-5.1 載荷状況

表-5.3 UHP-SHCC の配合

単位量 (kg/m ³)							
水	セメント	シリカ フューム	膨張 材	細骨 材	繊維	混和 剤	AE 剤
342	1344	207	39	165	23.8	12.2	0.41

なお、本研究では早期復旧を目的としているため、補修材による断面修復は損傷前とほぼ同じ断面形状に復元し、材齢7日で2次載荷を行った。補修供試体の載荷に合わせて材齢7日目に強度試験を行った。補修方法の詳細については後述する。

(3) 載荷方法

載荷は、軸力 160kN(1N/mm²)を一定とした静的正負交番載荷であり、補修前供試体では降伏変位 6.9mm(以下、 δ_y)までは水平変位を 2.5mm 刻みで載荷を行った。1 δ_y 以降は 8 δ_y まで δ_y の整数倍で載荷を行い、8 δ_y 以降は δ_y の偶数倍で載荷を行った。一方、補修供試体では、6 δ_y まで δ_y の整数倍で載荷を行い、6 δ_y 以降は δ_y の偶数倍で載荷を行った。補修前・補修後供試体のいずれも、水平荷重が降伏荷重程度に低下するまで載荷を行った。

(4) 初期載荷時の実験結果と考察

図-5.2 に初期載荷時の荷重-変位関係を示す。なお、第1供試体は損傷後にPCMで補修する供試体を表し、第2供試体は損傷後にUHP-SHCCで補修する供試体を表す。2 δ_y までは水平荷重は増加傾向にあるが、2 δ_y 以降は荷重-

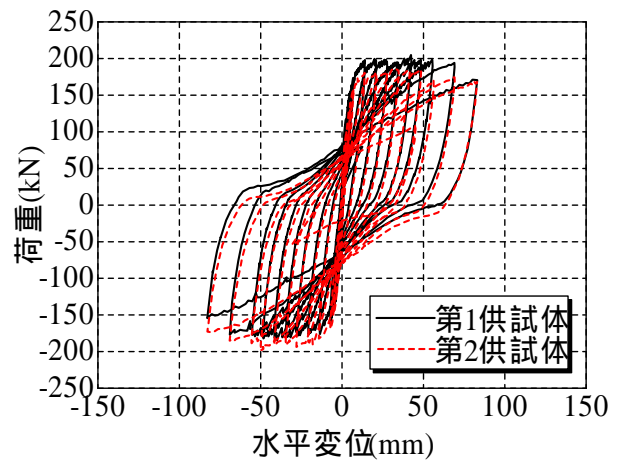


図-5.2 初期載荷時の荷重 - 変位関係

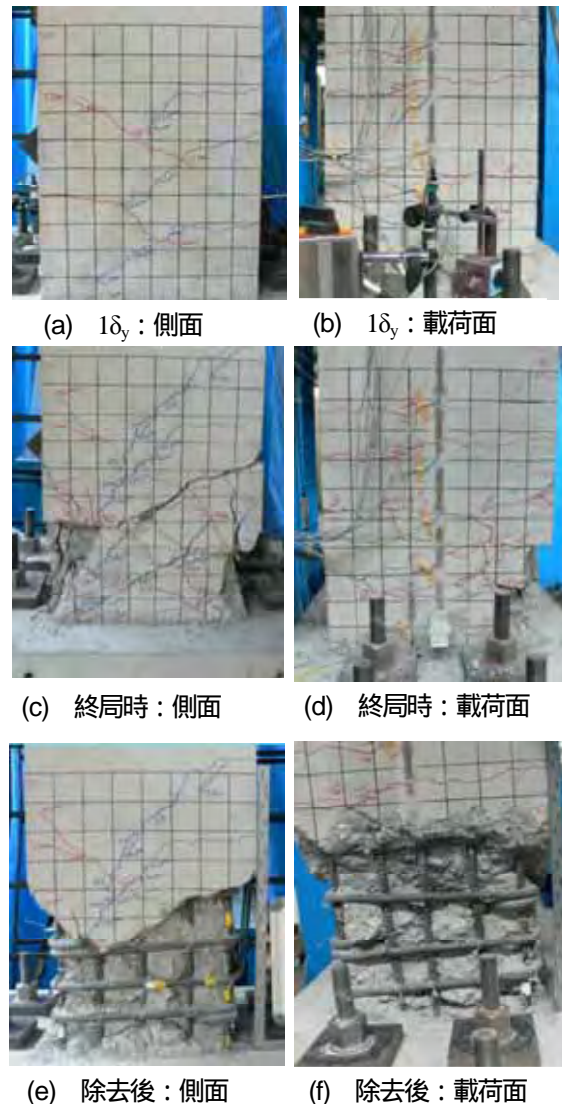


写真-5.2 初期載荷時の損傷状況

変位曲線の傾きが緩やかになり 3 δ_y 以降は水平荷重が 180 ~ 200kN の範囲でほぼ一定となった。そして、8 δ_y 以降に軟化挙動を示した。最大荷重は、第1供試体について、水平変位が 41.4mm(6 δ_y)時に 205kN となり、第2供試体に

表-5.4 補修材料の材料特性(いずれも材齢7日)

PCM		UHP-SHCC			
圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	引張強度時ひずみ (%)
23.2	19.2	79.7	23.7	7.7	1.22

ついて、水平変位が48.3mm(7 δ_y)時に200kNとなり両供試体ともほぼ同様な値を示した。

側面では柱基部圧縮縁とフーチングから1D(D:有効高さ)程度の高さの引張縁を結ぶ位置にせん断ひび割れが発生した。その後、正負交番载荷によるせん断ひび割れの交点を中心に、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、内部コンクリートの粉砕が観察された。写真-5.2にコンクリート除去後の側面、载荷面の損傷状況の様子を示す。

(5) 補修方法の概要

表-5.4に補修材の材料特性を示し、図-5.3に材齢7日でのUHP-SHCCダンベル供試体(5体)を用いた引張試験結果を示す。図より、UHP-SHCCは初期ひび割れ発生後も応力が漸増する、いわゆるひずみ硬化挙動を示している。また、引張強度が7~8MPaと高い値を示し、かつ、1~2%以上の引張ひずみを生じている。

本研究では前述したように、損傷したRC部材の早期普及を目的としているため断面形状は変更せず、軸方向鉄筋、帯鉄筋は整形せずにはらみだしたもので、または変形したものをそのまま使用した。ただし、载荷後の残留変位は0mmとなる位置まで戻し、かつ軸力を取り除いた状態で補修した。

また、初期载荷によって損傷を受けた供試体について、PCMの場合はこて塗りによって補修を行い、UHP-SHCCの場合は吹付け⁴⁾によって補修を行った。養生期間も本研究の目的に沿って材齢7日と早い段階で2次载荷を行った。载荷時における補修方法をまとめると以下のとおりである。

- 補修後の耐力の回復レベルはあくまでも元の部材のレベルと同一とする。
- 補修材による断面修復は、既設コンクリートの断面形状を復元するのみとする(増厚をしない)。
- 鉄筋などの補強材を追加しない。
- 早期復旧を対象とするため、材齢7日で载荷する。
- 型枠などを使用しない。

写真-5.3にUHP-SHCCの吹付けの様子を示す。なお、ここで用いたPCMは本来このような補修用に開発されたものではない点に留意されたい。

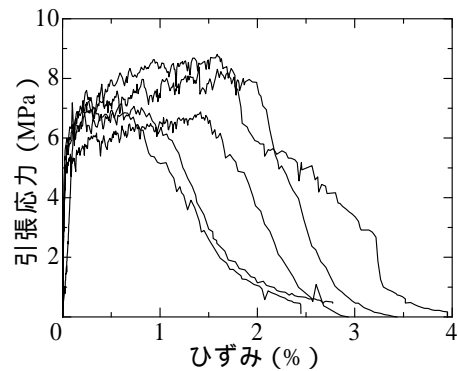


図-5.3 UHP-SHCCの引張試験結果



写真-5.3 吹付けの様子

(6) PCMで補修した供試体の実験結果と考察

図-5.4に、初期载荷時によって損傷した供試体をPCMで補修した供試体(以下、PCM供試体)の载荷時の荷重-変位関係を示す。最大荷重は120kN程度を示し、初期载荷時のそれよりも大幅に減少している。また、荷重-変位関係が非対称となっているがその理由として、正の方向から载荷した場合は圧縮側のPCMにひび割れが発生し、その後剥離し外側に押し出される挙動が確認されており、PCMが圧縮力を負担できず、軸方向鉄筋の座屈の進展と共に荷重が減少したものと考えられる。

損傷状況について、写真-5.4に補修後の損傷状況の様子を示す。損傷領域は補修前とほぼ同じでありフーチング基部から1D付近で損傷が集中した。また、2 δ_y 時の载荷面の軸方向鉄筋位置とほぼ同じ位置に割裂ひび割れが確認されたことから、軸方向鉄筋の座屈が誘発されたと推察される。

図-5.5にPCMで補修した水平-鉛直変位関係を示す。初期载荷時に生じた鉛直変位に対して、水平変位の増加

に伴い 2 次載荷時の鉛直変位は減少傾向を示した。このことは軸方向鉄筋の座屈の進展によるためである。これより、柱部材の靱性、荷重低下の要因として軸方向鉄筋の座屈が非常に大きく関与していることが推測でき、PCM の場合については補修後において鉄筋の座屈を抑制することができなかつたため、構造性能が初期載荷時のそれと同程度まで回復しなかつたと考えられる。

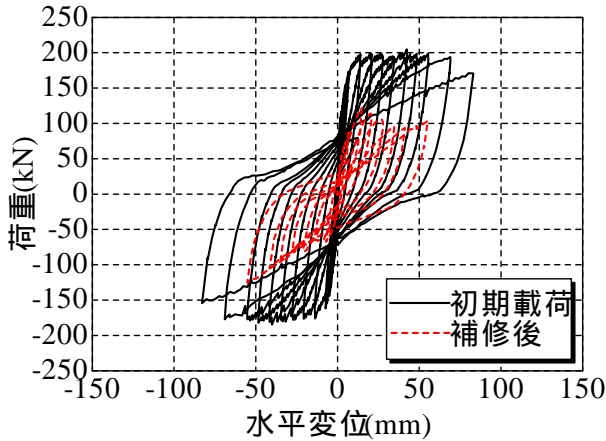


図-5.4 PCM 供試体の荷重 - 変位関係

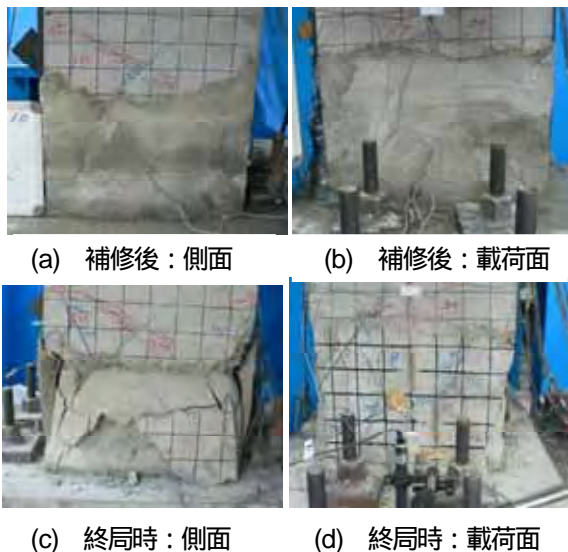


写真-5.4 PCM 供試体の損傷状況

(7) UHP-SHCC で補修した供試体の実験結果と考察

図-5.6 に初期載荷時によって損傷した供試体を UHP-SHCC で補修した供試体(以下、UHP-SHCC 供試体)の載荷時の荷重-変位関係を示す。UHP-SHCC 供試体の荷重-変位関係は、柱とフーチングの境界に生じたひび割れが原因で、初期剛性は回復していないが、 $4\delta_y$ まで荷重は増加傾向を示し、その後は $14\delta_y$ まで最大荷重 200kN 程度を維持し続け $16\delta_y$ で急に荷重が低下し終局に至った。なお、正の方向から載荷した場合は $18\delta_y$ まで、負の方向から載荷した場合は $-17\delta_y$ まで試験を行い載荷終了とした。

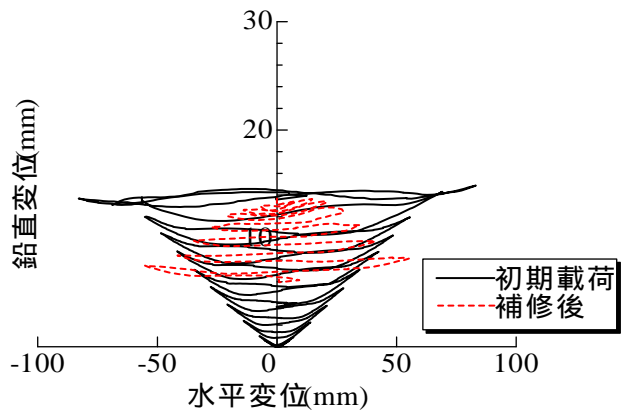


図-5.5 PCM 供試体の水平変位 - 鉛直変位関係

これは、使用した載荷装置の容量によることと、最大荷重の約 80% まで荷重が低下したためである。最大荷重は 200kN 程度、靱性は終局変位が $18\delta_y$ と、共に補修前と同程度以上となった。最大荷重が 200kN 程度まで増加した要因としては、表-5.4 より、PCM の圧縮強度は 23.2(MPa) に対して UHP-SHCC の圧縮強度は 79.7(MPa) と約 3.5 倍であり、補修材の負担できる圧縮力の差異に加えて、軸方向鉄筋が座屈していないことによると考えられる。

損傷状況について、写真-5.5 に補修後の損傷状況の様子を示す。UHP-SHCC 供試体では既存のひび割れに依存した微細なひび割れが確認されているが、かぶりコンクリートの剥落は認められなかつた。このことが PCM 供試体、UHP-SHCC 供試体の靱性の増加の違いに影響を与えていると推測できる。また、PCM 供試体の載荷面で確認された軸方向鉄筋に沿った割裂ひび割れは確認されなかつた。

図-5.7 に、UHP-SHCC で補修した水平-鉛直変位関係を示す。UHP-SHCC 供試体は初期載荷時の鉛直変位から、さらに大きくなる傾向にあり PCM 供試体のそれと大きく異なつた。これから、軸方向鉄筋の座屈が UHP-SHCC による補修によって抑制されており、部材の耐力、靱性が向上したと考えられる。

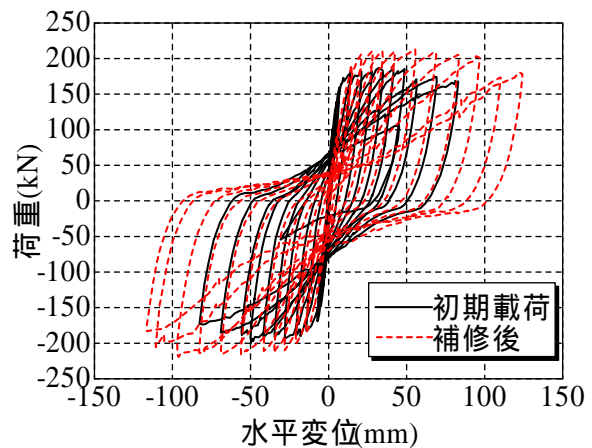


図-5.6 UHP-SHCC 供試体の荷重 - 変位関係

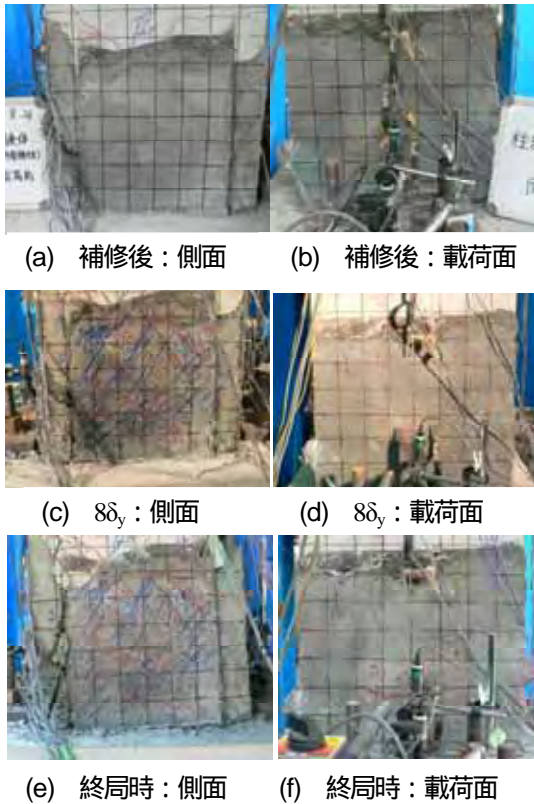


写真-5.5 UHP-SHCC 供試体の損傷状況

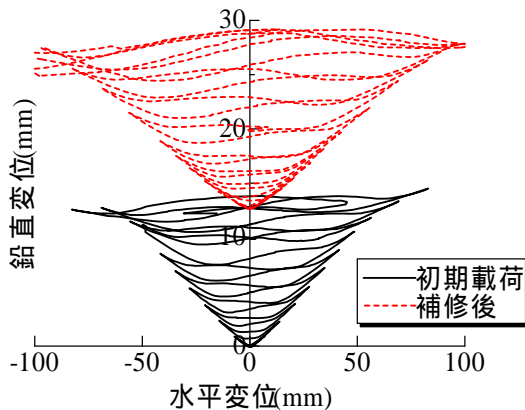


図-5.7 UHP-SHCC 供試体の水平変位 - 鉛直変位関係

(8) まとめ

本研究では被災したコンクリート構造物の早期復旧工法の開発を目的とし、RC 柱の交番載荷試験を通して以下の知見を得た。

初期載荷時の荷重-変位関係、損傷状況について、フォーミングから高さ 1D 付近の区間にせん断ひび割れが卓越し、その損傷区間での鉄筋が座屈し、コアコンクリートが押し出されるような形でコンクリートの剥離・剥落から終局に至った。

損傷した RC 柱に UHP-SHCC を吹付けて、損傷前の断面に復元することができた。

UHP-SHCC 供試体では、初期剛性は初期載荷時のそれより小さくなったが、エネルギー吸収量、最大荷重および最大荷重時の変位のいずれも初期載荷時のそれらよりも同程度まで回復させることができた。なお、補修供試体の終局時にも軸方向鉄筋は新たに座屈している。

PCM 供試体では、最大荷重および最大荷重時の変位が初期載荷時の値に比べて大幅に低下していた。終局時には軸方向鉄筋が座屈し、PCM の剥離・剥落が生じた。

5.3 壁部材を対象とした復旧効果の確認実験

(1) 供試体の概要

表-5.5 にコンクリートの材料特性を、表-5.6 に鉄筋の材料特性を、図-5.8 に供試体の概略図を示す。本研究では、同一の形状、寸法の供試体を 2 体作製し実験を行った。供試体高さは 2600mm であり断面積は 1200×500mm である。なお、図-5.8 中にはひずみゲージの位置を示す。また、軸方向鉄筋には D16(SD345 降伏強度 391MPa)を計 28 本配置し、帯鉄筋には D13(SD345 降伏強度 365MPa)を 100mm ピッチで配置した。

表-5.5 材料特性(コンクリート, 材齢 30 日)

圧縮強度(MPa)	ヤング係数(GPa)
23.1	26.2

表-5.6 材料特性(鉄筋)

軸方向鉄筋 (D16)		帯鉄筋 (D13)	
降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
391	184	391	184

(2) 実験の工程

損傷を与えるための載荷(以下、初期載荷)から、損傷後に補修を行った後の載荷(以下、2 次載荷)までの工程について概説する。初期載荷はかぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋が座屈する程度まで(水平荷重が降伏荷重とほぼ同等になるまで)載荷した。初期載荷後の下地処理については、まずハンマーなどを用いてコンクリートの浮き部分を除去した。掃除機で清掃後、補修材のドライアウトを防ぐため、損傷部分に霧吹きで水をふくませ、本研究で使用した補修材料である DFRCC と UHP-SHCC を吹付け工法で補修した。なお、本研究では早期復旧を目的としているため、補修材による断面修復は損傷前とほぼ同じ断面形状に復元し、材齢 5 日で UHP-SHCC の補修

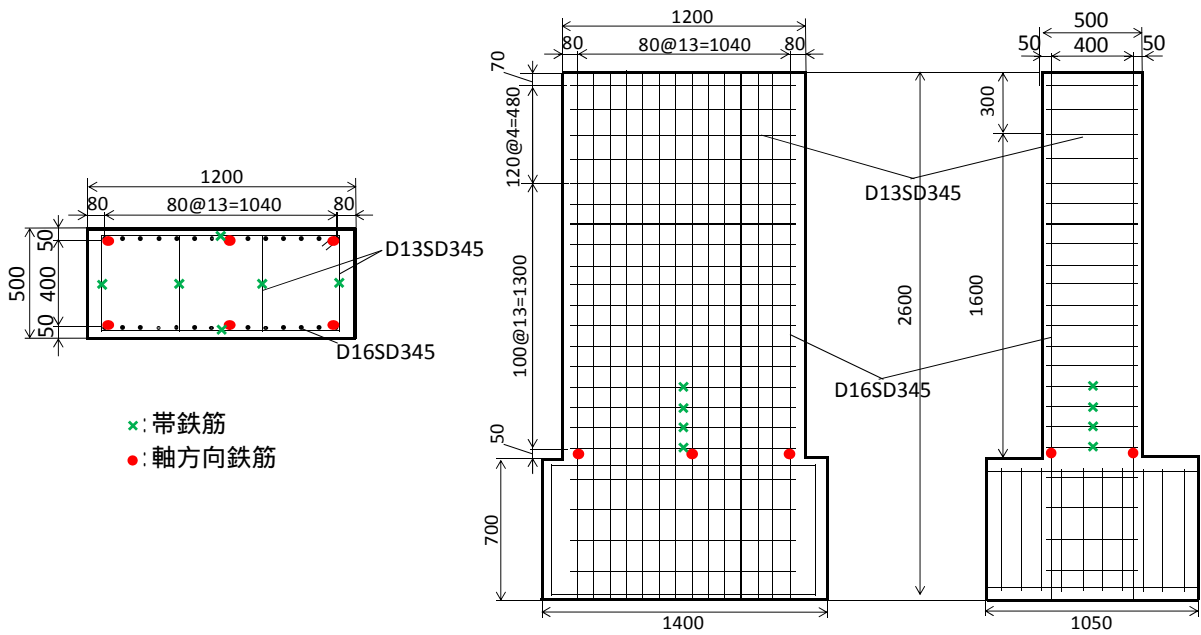


図-5.8 供試体の概略図

した供試体の、材齢 10 日で DFRCC の補修した供試体の 2 次載荷を行った。また、補修供試体の載荷に合わせて強度試験を行った。補修方法の詳細については後述する。

(3) 載荷方法

載荷方法は、正負交番繰返し載荷を採用し、制御変位は降伏変位の整数倍(この実験では $1\delta_y$ (7.4mm)の整数倍)、同一制御変位での繰返し回数は 1 回とした。軸心力は、道路橋脚で一般的に作用するとされる $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ とした。

載荷手順は、終局変位(最大荷重からさらに損傷が進展し、降伏荷重まで低下した時点)まで載荷し、かぶりコンクリートの剥落ならびに軸方向鉄筋の座屈などが発生する程度の損傷を導入し、DFRCC と UHP-SHCC により断面形状を復元した後に、2 次載荷として初期載荷と同様の載荷を実施した。

(4) 初期載荷時の実験結果と考察

図-5.9 に初期載荷時の荷重 - 変位関係を示す。なお、第 1 供試体は損傷後に DFRCC で補修する供試体を表し、第 2 供試体は損傷後に UHP-SHCC で補修する供試体を表す。降伏強度は約 380kN であり、その時の変位(以下、降伏変位: δ_y)は 7.4mm であった。最大荷重については、第 1 供試体について、水平変位が 37.0mm($5\delta_y$)時に 418kN となり、第 2 供試体について、水平変位が 29.6mm($4\delta_y$)時に 428kN となり両供試体ともほぼ同様な値を示した。最大荷重以降は、いずれに供試体についても $8\delta_y$ 程度で軟化挙動を示し、降伏荷重と同程度の 380kN ($10\delta_y$) 程度で試験を終了した。

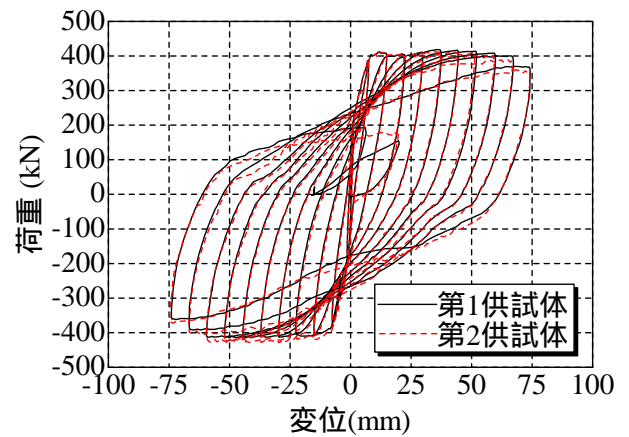


図-5.9 初期載荷時の荷重 - 変位関係

写真-5.6 に終局時の側面、載荷面の損傷状況の様子を示す。また、橋脚基部での軸方向鉄筋の座屈の様子を写真-5.7 に示す。フーチングから約 450mm において曲げ破壊が卓越し、最終的な破壊性状はかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、内部コンクリートの破壊であった。



写真-5.6 初期載荷時の損傷状況



写真-5.7 軸方向鉄筋の座屈の状況

(5) 補修方法の概要

表-5.7 に補修材の材料特性を示し、図-5.10 に吹付けによって作製された UHP-SHCC ダンベル供試体 (材齢 5 日) と DFRCC ダンベル供試体 (材齢 10 日) を用いた引張試験結果を示す。図より、DFRCC の強度は UHP-SHCC のそれに比べて低いが、引張強度時のひずみは UHP-SHCC のそれとほぼ同程度であった。

本研究では前述したように、損傷した RC 部材の早期普及を目的としているため断面形状は変更せず、軸方向鉄筋、帯鉄筋は整形せずにはらみだしたものを、または変形したものをそのまま使用した。ただし、載荷後の残留変位は 0mm となる位置まで戻し、かつ軸力を取り除いた状態で補修した。補修の考え方および方法は前節の柱部材と同様である。

(6) DFRCC で補修した供試体の実験結果と考察

図-5.11 に、初期載荷時によって損傷した供試体を DFRCC で補修した供試体(以下、DFRCC 供試体)の載荷時の荷重 - 変位関係を示す。最大荷重は 405kN 程度を示し、初期載荷時のそれよりやや低下し、かつ $6\delta_y$ 以降、最大荷重は減少傾向を示した。このことは、荷重の低下と同時に軸方向鉄筋による割裂ひび割れおよびはらみ出しが確認されており、主鉄筋の座屈が進行し始めたことを示唆している。

損傷状況について、写真-5.8, 5.9 に終局時の側面、載荷面の状況を示す。終局後の損傷状況から DFRCC の剥落は起きていないが、先述のとおり $6\delta_y$ 時に橋脚下部の軸方向鉄筋の位置において割裂ひび割れおよびはらみ出しが確認されており、軸方向鉄筋の座屈を DFRCC では抑制することができなかったと推察される。

図-5.12 に DFRCC で補修した水平 - 鉛直変位関係を示す。初期載荷時に生じた鉛直変位に対して、水平変位の増加に伴い $6\delta_y$ まではほぼ一定の値となっていたが、 $6\delta_y$ 以降減少傾向を示した。このことは軸方向鉄筋の座屈の進展によるためであると推察される。これより、柱部材の靱性、荷重低下の要因として軸方向鉄筋の

表-5.7 補修材の材料特性

	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	引張強度時ひずみ(%)
DFRCC (材齢 10 日)	26.5	14.1	3.71	0.9
UHP-SHCC (材齢 5 日)	61.6	21.2	5.31	0.86

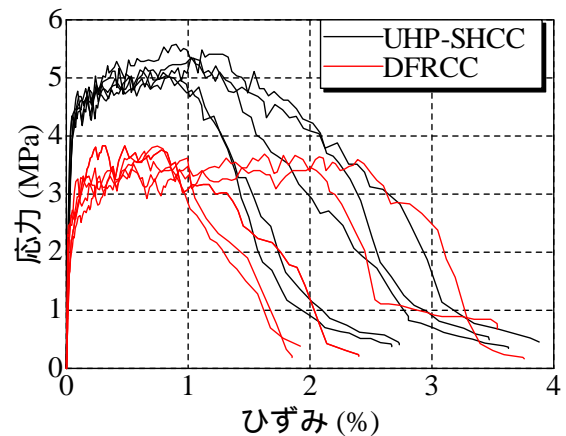


図-5.10 引張試験により得られた応力 - ひずみ曲線

座屈が大きく関与しており、初期段階では DFRCC の靱性により複数ひび割れを生じながら抵抗していたが、終局時にはそのひび割れが局所化し、はらみ出しを伴って破壊した。

(7) UHP-SHCC で補修した供試体の実験結果と考察

図-5.13 に初期載荷時によって損傷した供試体を UHP-SHCC で補修した供試体(以下、UHP-SHCC 供試体)の載荷時の荷重 - 変位関係を示す。UHP-SHCC 供試体の荷重 - 変位関係は、柱とフーチングの境界に生じたひび割れが原因で、初期剛性は回復していないが、最大荷重は約 430kN であり、初期載荷時のそれより若干増加した。最大荷重が 430kN 程度まで増加した要因としては、UHP-SHCC の圧縮強度は DFRCC の圧縮強度より高く、圧縮力の分担 (主鉄筋の座屈進展抑性を含む) および鉄筋による引張力の分担がそれぞれ適切に行われていたためと考えられる。

損傷状況について、写真-5.10, 5.11 に終局時の側面、載荷面の損傷状況の様子を示す。UHP-SHCC 供試体では既存のひび割れに依存した微細なひび割れが確認されているが、かぶりコンクリートの剥落は認められなかった。また、DFRCC 供試体の載荷面で確認された軸方向鉄筋に

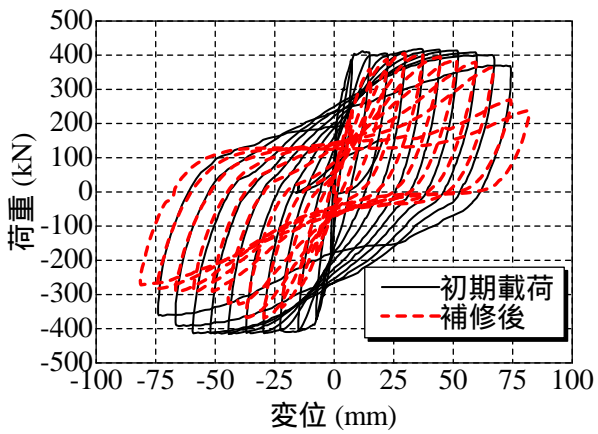


図-5.11 DFRCC 補修供試体の荷重 - 変位関係

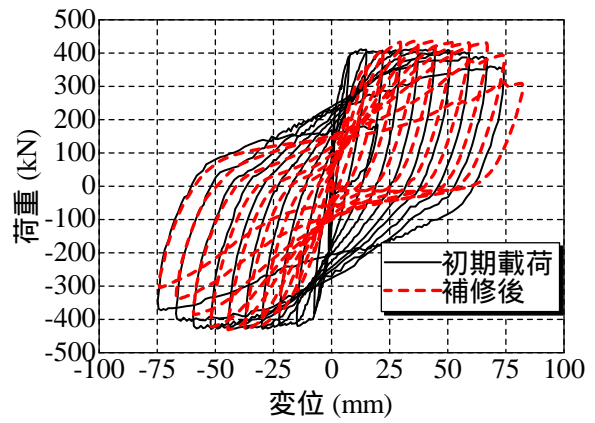


図-5.13 UHP-SHCC 補修供試体の荷重 - 変位関係



写真-5.8 DFRCC 補修供試体の損傷状況



写真-5.10 UHP-SHCC 補修供試体の損傷状況



写真-5.9 DFRCC 補修供試体の損傷状況 (拡大図)



写真-5.11 UHP-SHCC 補修供試体の損傷状況 (拡大図)

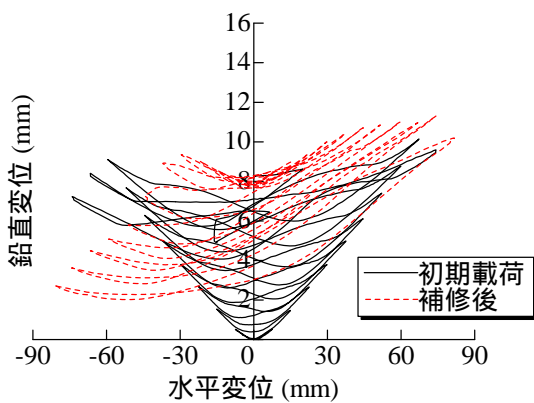


図-5.12 DFRCC 補修供試体の水平変位 - 鉛直変位関係

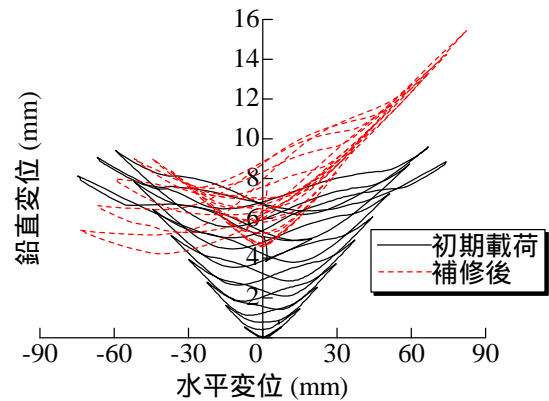


図-5.14 UHP-SHCC 補修供試体の水平変位 - 鉛直変位関係

沿った割裂ひび割れやはらみ出しも確認されなかった。

なお、終局時の破壊モードとしては、補修した部分の上部(高さ $1d$ 程度)にて特にかぶりコンクリートの損傷が激しく、UHP-SHCC 層が外側にはらみ出すような結果となった。また、 $12\delta_y$ の載荷時(最終ループ)には、主鉄筋が破断したものがあり、耐力が低下したと推察される。

図-5.14 に、UHP-SHCC で補修した水平 - 鉛直変位関係を示す。UHP-SHCC 供試体は初期載荷時の鉛直変位から、さらに大きくなる傾向にあったが、その後減少傾向を示した。これから、外観上は軸方向鉄筋が確認することができなかったが、主鉄筋の座屈というよりは UHP-SHCC 層が外側にはらみ出すことによって、拘束効果が喪失し、鉛直変位が小さくなったものと推察される。

(8) まとめ

ここでは被災したコンクリート建造物の早期復旧工法の開発を目的とし、RC 壁部材の交番載荷試験を通して以下の知見を得た。

初期載荷によって曲げ破壊させた供試体を DFRCC と UHP-SHCC で補修した場合の補修効果について、実験的に検討した。補修材料の違いによらず、ほぼ初期載荷の荷重レベルまで回復させることができた。ただし、DFRCC 供試体の方が、早期に荷重が低下し始めた。

いずれの補修供試体についても、最大耐力までは補修材の剥離等が確認できなかったが、特に DFRCC 供試体については、主鉄筋の座屈に起因するひび割れおよびはらみ出しが観察された。一方、UHP-SHCC 供試体については、主鉄筋に沿ったひび割れやはらみ出しは観察されず、終局時には、UHP-SHCC 層が外側にはらみ出す破壊モードを示した。DFRCC と UHP-SHCC は材料の靱性は同程度であり、強度が異なることから、当該工法では靱性だけでなく強度もある程度は必要であることが明らかとなった。

いずれの補修供試体についても、初期剛性は初期載荷時のそれまでは回復させることができなかった。柱とフーチングの境界部が一体化しておらず、この部分が開閉口したためと考えられる。また、このことが、部材のエネルギー吸収を小さくした原因の一つでもあると推察される。

破壊のメカニズムに関しては、帯鉄筋などの使用は主鉄筋の座屈長を短くし、結果として座屈荷重の増加をもたらすことが期待される。ただし、帯鉄筋の間隔を小さくすることには限度があることが容易に想像できる。一方、UHP-SHCC などで主鉄筋を巻くことでも、局所的な拘束効果を生みだすことが可能であり、かつ帯鉄筋のように離散化された拘束効果ではなく、連続的な拘束効果を生み出すことで、上記の耐力の回復が得られたと推察できる。

6章 まとめ

本研究では、超高強度ひずみ硬化型セメント系材料（UHP-SHCC）の適用にあたって、床版の上面増厚工法、表面保護工法、早期復旧工法の3つの工法に大別して検討し得られた知見を以下にまとめる。

床版の上面増厚工法の開発について

- ・材料の疲労耐久性および補修部材の疲労耐久性については、既存 SFRC と比較して優位性が確認され、既存の耐力式との整合性についても確認した。さらに、UHP-SHCC の材料的な特徴を生かした利用法の可能性を提案した。
- ・負曲げ部への適用を想定し、引張疲労耐久性を部材レベルで確認したところ、母材コンクリートのひび割れに起因して UHP-SHCC に破壊の局所化が生じやすくなることが明らかとなった。
- ・UHP-SHCC のプレミックス化を実現し、安定的な品質で製造可能なことを確認した。H20 年度には製品工場内のミキサを使用して、練混ぜ試験および敷設施工試験を実施した。H21 年度には、バッチ式のトラックミキサを使用して、名古屋大学内にて試験施工を実施した。なお、その後のモニタリングにおいて、物質移動に対する抵抗性の変化およびその他の変状等は確認されておらず、その効果を維持していることを確認した。

表面保護工法の開発について

- ・透気試験、透水試験、電気泳動試験、塩水浸漬試験、促進中性化試験などをおして、UHP-SHCC の物質移動に対する高い抵抗性を確認した。
- ・表面保護工に使用するために吹付け工法を開発した。これにより、被覆厚 10mm 程度の実現が可能となった。
- ・補修材の収縮ひび割れ抵抗性を評価に対し、擬似完全拘束試験を提案した。
- ・H22 年度には、都市内高速道路の壁高欄の表面保護および石川県の塩害地域における高速道路橋脚の表面保護および断面修復への試験施工を実施した。その後のモニタリングにおいて、その効果を維持していること

を確認した。

早期復旧工法の開発について

- ・先述の吹付け技術を使用して、H21 年度には柱部材（断面：400×400mm）を対象とした室内実験により、設計の考え方、施工性、およびその補修効果を確認した。H22 年度には、より大きな壁状部材（断面：500×1200mm）を対象に、その効果を確認した。
- ・UHP-SHCC により補修された柱部材の補修効果を定量的に把握することを目的に、数値解析を実施した。損傷導入を目的とした解析により、コンクリートの損傷状況が定量化でき、平均化圧縮ひずみ、引張ひずみおよび鉄筋とコンクリートとの付着損失を考慮したそれぞれの損傷領域を総合的に評価することで補修範囲を決定する方法を提案した。さらに、先述の補修範囲、初期載荷時のコンクリートなどの損傷を考慮した補修解析により、実験にて得られた UHP-SHCC による補修効果（耐力、部材の靱性、破壊プロセス）が数値解析的に再現できることが明らかとなった。

最後に、本研究を通して得られた各工法の設計施工を行うにあたっての留意点を以下にまとめる。

床版の上面増厚工法の開発について

- ・従来の施工機械および施工手順を用いて、UHP-SHCC を用いた上面増厚の施工が可能である。
- ・増厚層の厚さについても、既往の設計厚 5cm 程度を確保することで、UHP-SHCC 層による遮水効果が期待できる。
- ・現段階では、無筋で負曲げ部に適用することは困難であり、鉄筋等との併用が不可欠である。

表面保護工法の開発について

- ・被覆厚さについては、本検討では設計厚 10mm とし、管理値として 15mm とした。なお、実際の適用にあたっては、塩化物イオンの拡散係数などを用いて、所要

の設計厚を設定することができる。

- ・表面保護工に外力の作用がほとんど無い場合には、既設コンクリートの下地処理として、高圧水による洗浄または、サンダーによるケレン工によって十分な付着が確保できる。ただし、剥離等が懸念される場合には、ウォータージェット等による下地処理が必要である。
- ・薄層での施工条件下において、ドライアウトが生じないよう、施工後の養生が重要である。必要に応じて、膜養生剤などの散布が望ましい。

早期復旧工法の開発について

- ・復旧の対象とする損傷は、かぶりコンクリートがはく落し、主筋が座屈している状態(道路震災対策便覧 被災度区分 B)とする。その際、主筋が破断していない場合を想定する。
- ・復旧の目標は、あくまでも健全時の性能とする。柱とフーチングの一体性を確保することで、耐力の向上が期待できるが、現段階では向上効果が定量的に予測できないことから、健全時の性能を基本とする。
- ・あくまでも応急復旧であり、恒久復旧については別途検討が必要である。そのためにも、断面形状の考え方は現状復帰とする。
- ・脆弱化したかぶりコンクリートおよびコアコンクリートはできるだけ取り除くことが望ましい。なお、UHP-SHCC の吹付けにあたっては、主筋よりも奥まで材料が届くような下地処理を行う必要がある。これは、

主筋を UHP-SHCC が巻くことで、両者の力学性能を互いに引き出すことができる特性による。

- ・低水結合材比である UHP-SHCC がドライアウトしないよう、吹付け前には母材コンクリートに対して水の噴霧を行う。

謝辞

本研究開発の実施にあたり、増厚施工にご尽力いただいた大林道路(株)に厚くお礼申し上げます。(株)デーロス・ジャパンには、吹付け用の配合試験や試験施工において、ご協力をいただきました。また、ポリエチレン繊維は東洋紡績(株)、化学混和剤は竹本油脂(株)に提供いただきました。

現場での試験施工にあたり、中日本高速道路株式会社、名古屋高速道路公社にはフィールドを提供いただくとともに、実際の施工、各種調整にあたり両機関の関係諸氏にご尽力いただきました。

実験の実施にあたっては、名古屋大学全学技術センター(工)長嶋宏弥氏に多大な協力をいただきました。また、実験実施やデータ整理全般において、名古屋大学材料・形態学研究グループの学生諸君に多大な協力をいただきました。特に、志水康祐君、江口輝行君、梅田靖司君には、実験の計画から実施にいたるまで、様々な協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。