

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第4426号

土木研究所資料

鋼床版 SFRC 舗装の環境作用を考慮した
耐久性に関する研究

令和4年9月

国立研究開発法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ

Copyright © (2022) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

鋼床版 SFRC 舗装の環境作用を考慮した 耐久性に関する研究

構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ

上席研究員	上仙 靖
上席研究員	澤田 守
研究員	篠田 隆作

要 旨 :

既設鋼床版の疲労損傷対策の1つである鋼繊維補強コンクリート (SFRC) 舗装は、鋼床版の局部応力の低減が図れるものの、実橋環境条件下における耐久性に関する検討データは少ない。

本資料は、SFRC 舗装に生じるひび割れや雨水等が、SFRC 舗装や接着剤の耐久性に及ぼす影響を把握することを目的として、小型試験体を用いた引張接着強度試験、浸水負曲げ疲労試験および SFRC 舗装の施工から約 15 年経過した実橋の引張接着強度試験やひび割れ調査の結果をとりまとめたものである。

キーワード：鋼床版、疲労亀裂、SFRC 舗装、引張接着強度、疲労試験

目 次

1. はじめに	1
1.1 研究の背景・目的	1
1.2 既往研究のレビュー	4
1.3 検討概要	7
2. 環境負荷を作用させた接着剤の引張接着強度試験	8
2.1 試験概要	8
2.1.1 試験体の製作	8
2.1.2 試験方法	14
2.2 引張接着強度試験結果	26
2.2.1 ケース1（模擬貫通ひび割れ無し，温水負荷 28 日・168 日）	28
2.2.2 ケース2（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷 168 日，乾燥 7 日）	34
2.2.3 ケース3（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷 168 日，乾燥 7 日，温水負荷 28 日）	40
2.3 引張接着強度試験の考察	46
2.3.1 温水負荷期間の影響	46
2.3.2 模擬貫通ひび割れの影響	47
2.3.3 自然乾燥の影響	49
2.3.4 ひび割れ注入の影響	50
2.4 圧縮強度試験	51
2.4.1 試験体の加工	51
2.4.2 試験方法	55
2.5 圧縮強度試験の結果	56
2.5.1 ケース1（模擬貫通ひび割れ無し，温水負荷 28 日・168 日）	57
2.5.2 ケース2（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷 168 日，乾燥 7 日）	58
2.5.3 ケース3（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷 168 日，乾燥 7 日，温水負荷 28 日）	59
2.6 圧縮強度試験を踏まえた引張接着強度試験の考察	60
3. 浸水負曲げ疲労試験	68
3.1 試験概要	68
3.1.1 試験体	68
3.1.2 試験体の製作	68
3.1.3 試験方法	69
3.2 静的負曲げ試験結果	74
3.3 浸水負曲げ疲労試験結果	78
3.4 疲労試験後の引張接着強度試験と試験結果	89
4. 耐久性を確認するための実橋調査	96
4.1 調査対象橋梁	96

4.1.1	国道357号 横浜ベイブリッジ 下層 (SFRC舗装供用から約16年経過)	97
4.1.2	国道50号 大平高架橋 上り線 (SFRC舗装供用から約13年経過)	99
4.1.3	S橋 (SFRC舗装供用から約15年経過)	101
4.2	実橋の引張接着強度試験	103
4.2.1	試験位置	103
4.2.2	試験方法	107
4.2.3	試験結果	112
4.2.4	考察	124
4.3	実橋の路面ひび割れ調査	126
4.3.1	調査位置	126
4.3.2	調査結果	127
5.	まとめ	146
	謝辞	149
	参考文献	150

1. はじめに

1.1 研究の背景・目的

1980年代以降、大型車交通量の多い路線を中心に、U型の縦リブ（以下、「Uリブ」という。）を使用した鋼床版橋で疲労亀裂（図-1.1.1）の事例が報告^{1.1)}されている。このような損傷実態を踏まえて、平成16年から平成20年度まで、独立行政法人土木研究所では民間企業3者と「鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究」を実施した。この共同研究では、既設鋼床版の疲労損傷対策として、既設のアスファルト舗装を剛性が高い鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete）（以下、「SFRC」という。）舗装（図-1.1.2）に置き換える工法を対象に、SFRC舗装の疲労耐久性に関する検討（小型試験体を用いた負曲げ疲労試験、実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験）、既設鋼床版とSFRC舗装を一体化させるための接着剤の性能確認試験、SFRC舗装表面に生じる引張ひずみに着目したFEM解析による検討、実橋におけるひずみ低減効果に関する検討等が行われた。それらの検討結果や既存の研究成果を踏まえて、「鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その2・3・4）報告書—SFRC舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）—」^{1.2)}（以下、「SFRC舗装マニュアル」という。）が平成21年10月にとりまとめられている。

SFRC補強工法は、鋼床版の上面に剛性の高いSFRC舗装を敷設し、鋼床版とSFRC舗装の一体化を図ることにより、鋼床版に生じる疲労亀裂の主な原因と考えられる鋼床版デッキプレート周辺の溶接部における局部変形を抑えるとともに局部応力を低減させる等、疲労耐久性の向上を目的とした工法である。上記SFRC舗装マニュアル^{1.2)}の補強工法の構造概要を図-1.1.2に示す。

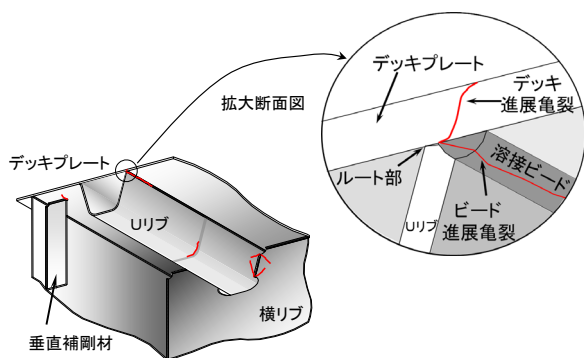


図-1.1.1 鋼床版の疲労亀裂の発生部位

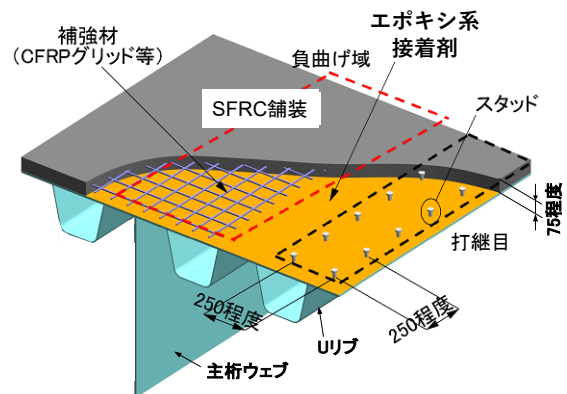


図-1.1.2 鋼床版の耐久性向上対策 (SFRC舗装)

SFRC 補強工法は、鋼床版デッキプレートの端部や SFRC 舗装の打継目にスタッドを施工し、鋼床版デッキプレートにエポキシ系接着剤を塗布した状態で、主桁ウェブ等の負曲げを受けひび割れが発生する可能性が高い箇所に補強材を敷設し、フレッシュコンクリート状態の SFRC を打設し、鋼床版と SFRC 舗装の一体化を図るものである。SFRC 補強工法を構成する材料は SFRC、接着剤、スタッド、補強材であり、主な役割を以下に示す^{1,2)}。

1) SFRC

既設アスファルト舗装に置き換え、舗装としての役割を担うとともに、デッキプレートとの一体化を図ることにより剛性を付与し、輪荷重載荷位置でのデッキプレート周辺溶接部の局部変形・応力の軽減を図る。

2) 接着剤

鋼床版と SFRC 舗装の一体化を図ることを目的として、デッキプレート表面に塗布し、打込み後のコンクリートの硬化過程において両者を接合する。

3) スタッド

SFRC 舗装の打継目や舗装端部において、境界面への雨水の浸入による接着剤の劣化や乾燥収縮等による端部の反り上がりによる劣化を抑制することを目的として、打継目および舗装端部の近傍に設置する。

4) 補強材

車両走行による負曲げを受け、ひび割れが発生する可能性の高い主桁ウェブ直上において、ひび割れ発生後の SFRC 舗装の一体性を保持し、耐久性を確保することを目的として、耐食性を有する格子状の補強材を舗装内部に設置する。

SFRC 舗装は、SFRC 舗装マニュアル^{1,2)}を公表して以降、道路橋において施工実績を重ねている。SFRC 舗装マニュアル^{1,2)}のとりまとめにあたっては、各種の試験や解析等による検討を行っているものの、実橋環境条件下における長期的な耐久性については検討データが少ない。SFRC 舗装は補強材を負曲げ域である中間支点上や主桁上に設置するものの、負曲げ域ではひび割れ（橋軸方向、橋軸直角方向）が生じる可能性があるほか、乾燥収縮によりひび割れ（橋軸直角方向）が生じる可能性もある。このひび割れから雨水が浸入することによって、鋼床版デッキプレートと SFRC 舗装間の接着剤の引張接着強度の低下等の可能性が考えられる。

既往研究^{1,3), 1,4)}では、2種類のエポキシ系接着剤を対象に、SFRC 舗装を敷設した実大鋼床版試験体で輪荷重走行試験を行い、その後、屋外暴露や室内暴露を行った後に、引張接着強度試験を実施し、引張接着強度の低下や破壊形態が SFRC 舗装の材料破壊から界面破壊に移行する結果等が報告されている。また、既往研究^{1,5), 1,6)}では、引張接着強度に影響を及ぼす因子を明らかにすることを目的に、SFRC 舗装と既設鋼床版デッキプレートの接合部を模擬した小型試験体に温水負荷を与えてその後の引張接着強度試験を実施し、温度変化、水の浸入の影響により引張接着強度の低下や破壊形態が SFRC 舗装の材料破壊から界面破

壊に移行する結果等が報告されている。しかしながら、既往研究では貫通ひび割れが生じた状態での温水負荷の影響、温水負荷状態から乾燥状態に移行した場合の影響、ひび割れ注入による補修効果の影響等について検討されていないため、これらが接着剤の引張接着強度に及ぼす影響やその強度低下の程度について明らかにする必要がある。なお、既往研究の詳細については 1.2 既往研究のレビューに示す。

このような背景から、本研究は SFRC 舗装と既設鋼床版デッキプレート間の接着剤に着目し、ひび割れが発生する可能性のある負曲げ域（主桁直上や中間支点上）を対象に、ひび割れからの水の浸入が接着剤の耐久性に与える影響を把握することを目的としている。

1.2 既往研究のレビュー

1) 暴露した SFRC 舗装実大鋼床版試験体の引張接着強度

SFRC 舗装マニュアル^{1.2)}では、SFRC 舗装とデッキプレート間には2種類のエポキシ系接着剤を用いて検討がされている。それら2種類の接着剤毎に既往研究の概要を示す。

①エポキシ系接着剤 A^{1.3), 1.7)}

第4章で詳述するが、エポキシ系接着剤 A は国道 357 号の横浜ベイブリッジで使用された接着剤である。既往研究^{1.7)}では、エポキシ系接着剤 A を用いて、SFRC 舗装を接着した実大鋼床版試験体に対して、輪荷重走行試験が実施されている。輪荷重走行試験は、主桁ウェブ直上に幅員方向の負曲げが作用するように、ダブルタイヤを模擬した輪荷重 150kN を 200 万回載荷している。この SFRC 舗装実大鋼床版試験体の輪荷重走行試験直後と輪荷重走行試験後に約 7 年間の屋外暴露を行った時点の引張接着強度試験を実施した結果が報告されている^{1.3)}。引張接着強度試験は、輪荷重走行試験により生じたひび割れの位置、輪荷重を載荷した直下の位置、輪荷重の非載荷位置の 3 箇所を実施している。輪荷重走行試験後に約 7 年間の屋外暴露を行った時点の引張接着強度は、輪荷重走行試験直後の引張接着強度と比較して、引張接着強度がひび割れ部で約 96%、輪荷重載荷位置直下で約 94%、非載荷部で約 60%低下しており、ひび割れ部や載荷位置での引張接着強度の低下が著しい結果となっている。引張接着強度の低下理由は、日射による温度変化や走行試験時のひび割れ及び既存コア抜き箇所からの水の浸入による接合部への継続的な環境作用が接合面の経年的な強度低下に影響を与えた可能性が高いと考察されている。

②エポキシ系接着剤 B^{1.4), 1.8)}

第4章で詳述するが、エポキシ系接着剤 B は国道 50 号の大平高架橋で使用された接着剤である。既往研究^{1.8)}では、エポキシ系接着剤 B を用いて、SFRC 舗装を接着した実大鋼床版試験体に対して、輪荷重走行試験が実施されている。輪荷重走行試験は輪荷重 150kN を 200 万回載荷している。この SFRC 舗装実大鋼床版試験体の輪荷重走行試験後、約 2 年間の屋外暴露した時点（製作から 3 年後）、その後約 5 年間室内で保管した時点（製作から 8 年後）、さらにその後約 5 年室内で保管した時点（製作から 13 年後）の引張接着強度試験を実施した結果が報告されている^{1.4)}。なお、室内での保管は、SFRC 舗装実大鋼床版試験体の非載荷部の SFRC 舗装部分を複数に切り出した状態で保管がされていた。試験結果はばらつきが大きい平均値で見ると、製作 13 年後の試験結果(試験時温度 20°C, 環境負荷無し: 2.23N/mm²)は、輪荷重走行試験終了時(3.20N/mm²)から約 30%、製作 2 年後(3.25N/mm²)から約 31%、製作 8 年後(2.37N/mm²)から約 6%低下していた。試験体は 2 年間屋外に暴露後、室内で約 10 年間保管していたため、日射や雨水の影響は比較的小さいと考えられるものの、室内の温度変化等の継続的な環境作用が接合部の強度に影響していると考察されている。

2) 実橋における引張接着強度

既往研究^{1.9)}では、首都高速道路において、SFRC 舗装の施工から約 10 年が経過した実橋で、引張接着強度試験等の追跡調査を行った結果が報告されている。首都高速道路における SFRC 舗装は、走行性や維持管理性を考慮した 2 層構造（基層 50mm が SFRC 舗装，表層 30mm がアスファルト舗装）であり，基層である SFRC 舗装の上に防水層が敷設されているために，鋼床版デッキプレートと SFRC 舗装の接合面である接着剤に水が浸透する可能性は低いと考えられる。

SFRC 舗装マニュアル^{1.2)}では引張接着強度の良否の目安として， $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であることが示されている。首都高速道路の試験結果では 19 箇所中 16 箇所では $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であったが，3 箇所では $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ を満足しない結果が報告されている。この満足しない箇所の 1 つは，施工目地部で SFRC 舗装施工時のデッキプレートの研掃不足により既設アスファルトやさびが残存していたために，デッキプレートの界面破壊が生じたと考察されている。また，施工目地部の引張接着強度が低い傾向は，材料の経年劣化ではなく施工時の素地調整不足と考察されており，引張接着強度には問題がないと述べられている。

一方で，国道での採用実績が多い既設アスファルト舗装の全層を SFRC 舗装に置き換える 1 層構造について，実橋での引張接着強度試験の公表されている事例は確認できなかった。なお，防水層が設けられている 2 層構造の SFRC 舗装よりも 1 層構造の SFRC 舗装の方が，舗装内への水の浸入の観点では環境条件が厳しいと考えられる。

3) 環境負荷を作用させた引張接着強度

既往研究^{1.5)}では，SFRC 舗装と既設鋼床版デッキプレート間の接着剤の耐久性に関して，温度変化，ひび割れからの水の浸入等の環境負荷による影響を把握することを目的に，SFRC 舗装と鋼床版を模擬した小型試験体による劣化促進試験の結果が報告されている。試験結果については，環境負荷条件や接着剤の種類により強度の差異が見られるが，試験時温度 50°C は 20°C や -10°C での試験と比較して，引張接着強度が小さくなる傾向がみられたと報告されている。

また，既往研究^{1.6)}では，SFRC 舗装と鋼床版を模擬した小型試験体に対して，温水負荷を 14 日～350 日の期間を与えた後に引張接着強度試験を実施し，温水負荷期間が引張接着強度や破壊形態に与える影響について報告されている。引張接着強度は，温水負荷期間が 28 日の場合には接着剤の強度が増加する傾向となり，また，28 日より長期間の温水負荷を行った場合には，引張接着強度の低下の傾向が見られたが，さらに一定期間が経過すれば引張接着強度は横ばい状態となる結果が報告されている。また，破壊形態について，温水負荷期間が 28 日程度までは材料破壊がほとんどを占めていたが，温水負荷期間が長くなるに従って界面破壊がほとんどを占めるようになっていたり，温水負荷期間による破壊形態の変化が報告されている。

以上の既往研究から，SFRC 舗装と鋼床版を模擬した小型試験体に対して温水負荷を与え

た後に引張接着強度試験を行った結果、試験時温度は 50℃が厳しい条件であること、温水負荷を与える期間については SFRC 舗装マニュアル^{1,2)}に規定されている 28 日間の場合に引張接着強度が向上するものの、168 日の場合には破壊形態に変化（界面破壊の割合の増加）が生じることが確認された。

既往の室内試験から上記の知見は得られているものの、室内試験での環境負荷条件と、実際の環境作用との関係についても、必ずしも明確でないのが現状であり、データを蓄積していく必要があると考えられる。

4) 負曲げ疲労試験

鋼床版 SFRC 舗装について、主桁や橋脚の中間支点上の負曲げ域においてひび割れが発生すれば SFRC 舗装等の耐久性が低下するため、既往の研究において、SFRC 舗装実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験での疲労試験^{1,2),1.10)}や、鋼床版を模擬した小型試験体による疲労試験^{1.11),1.12)}が実施されている。

SFRC 舗装実大鋼床版試験体の疲労試験及び小型試験体による負曲げ試験では、疲労挙動に着目し、疲労試験後の SFRC 舗装のひび割れ発生状況や引張接着強度を確認^{1,2),1.11)}したものや、補強材 (CFRP グリッド筋) の有無が SFRC 舗装の疲労耐久性に及ぼす影響を確認^{1.10),1.12)}したものがある。ただし、既往研究において、疲労試験後のひび割れの発生状況は確認されているものの、ひび割れの進展性状について詳細には必ずしも確認されていない。

以上より、既往研究では考慮していない条件、例えば貫通ひび割れが生じた状態での温水負荷の影響、温水負荷状態から乾燥状態に移行した場合の影響、ひび割れ注入による補修効果の影響等に着目し、より実橋に近い環境負荷を作用させた接着剤の引張接着強度試験を行い、引張接着強度に影響を与える要因を把握する必要がある。

また、車両の輪荷重を想定し、SFRC 舗装の負曲げ域に生じるひび割れの進展性状等の把握やひび割れの進展に伴い水が浸入することによる引張接着強度の影響について、浸水負曲げ疲労試験によりその影響を把握する必要がある。

さらに、既往研究において、首都高速道路の 2 層構造の SFRC 舗装 (アスファルト舗装 + SFRC 舗装) に関する調査を行った事例はあるが、1 層構造の SFRC 舗装に関する調査は確認できなかった。このため、1 層構造の SFRC 舗装を採用した実橋での耐久性を確認するために、供用中の橋梁で引張接着強度試験およびひび割れ調査を行い、実橋の耐久性の実態を把握する必要がある。

1.3 検討概要

本研究の検討概要を以下に示す。また、本資料の構成を図-1.3.1に示す。

1) 環境負荷を作用させた接着剤の引張接着強度試験 (2章)

鋼床版デッキプレートと SFRC 舗装の接合部における接着剤の耐久性について、SFRC 舗装と鋼床版デッキプレートを模擬した小型試験体を用いて、各種の条件で環境負荷を作用させた後に引張接着強度試験を実施し、引張接着強度に影響を及ぼす要因とその強度変化の程度を把握した。試験のパラメータとしては、温水負荷期間、模擬貫通ひび割れの有無、温水負荷を考慮した後の自然乾燥期間、ひび割れ注入による補修の4項目で試験を行った。なお、SFRC 舗装におけるひび割れの進展性状等の把握については3章で扱い、2章では模擬貫通ひび割れを与えた場合やそのひび割れにエポキシ系のひび割れ注入材を施工して補修した試験体に対して、荷重は作用させずに温水負荷を与えた後の引張接着強度試験を実施している。

2) 浸水負曲げ疲労試験 (3章)

SFRC 舗装の負曲げ域に生じるひび割れの進展性状、ひび割れの進展に伴い水が浸入することによる引張接着強度の影響について把握することを目的に、小型試験体を用いて静的負曲げ試験、浸水負曲げ疲労試験および浸水負曲げ疲労試験後の引張接着強度試験を行った。

3) 耐久性を確認するための実橋調査 (4章)

SFRC 舗装の施工から約15年が経過した実橋における引張接着強度とひび割れ等の状況を把握することを目的として、SFRC 補強工法に用いる接着剤の引張接着強度試験およびSFRC 舗装路面のひび割れ調査を行った。

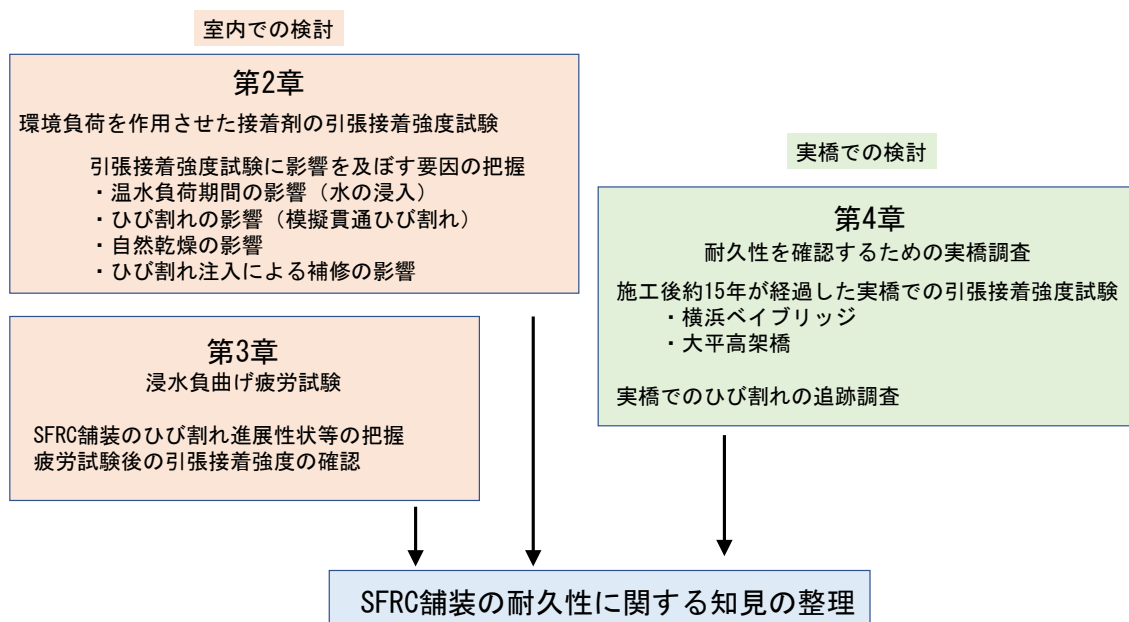


図-1.3.1 本資料の構成

2. 環境負荷を作用させた接着剤の引張接着強度試験

本章では、鋼床版デッキプレートと SFRC 舗装間の接着剤の引張接着強度に影響を与える要因把握を目的に、SFRC 舗装と鋼床版を模擬した小型試験体に各種の条件で環境負荷を作用させた後に引張接着強度試験を行うほか、圧縮強度試験を行った。試験は、模擬貫通ひび割れの有無、温水負荷期間、温水負荷を考慮した後の自然乾燥期間、ひび割れ注入による補修の4項目を主なパラメータとして試験を行い、その影響を把握した。

2.1 試験概要

2.1.1 試験体の製作

(1) 一般

小型試験体は鋼板 (SS400) 上に接着剤を塗布し、補強材として鉄筋格子 (異形鉄筋 D10) を配置したうえで SFRC 舗装を打設して製作した。小型試験体の平面図および断面図を図-2.1.1 に示す。鋼板厚は既設鋼床版の一般的な厚さと同様の 12mm とし、SFRC 舗装厚は SFRC 舗装マニュアル^{2.1)}に基づき 75mm と設定した。

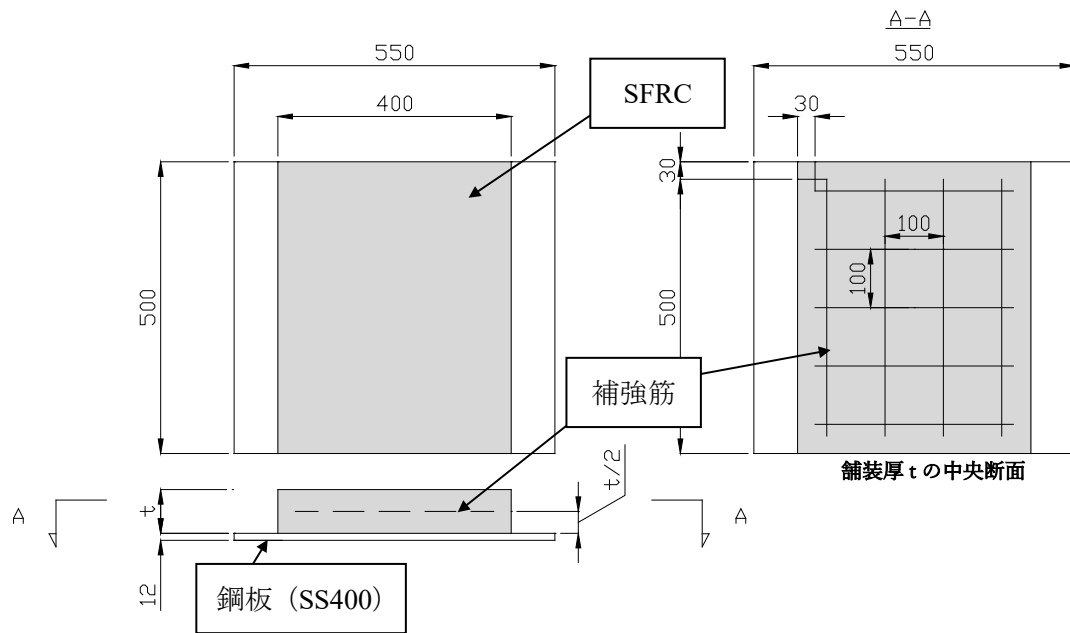


図-2.1.1 小型試験体の平面図および断面図

(2) 材料

材料は、SFRC 舗装マニュアル^{2.1)}に基づき設定した。表-2.1.1 にコンクリート材料の規格、表-2.1.2 に鋼繊維の規格、表-2.1.3 に接着剤の仕様、表-2.1.4 に SFRC の配合を示す。コンクリート材料のセメントは早強セメントを使用した。小型試験体は補強材が有るものと無いものを製作し、本章では補強材を設置していない試験体を用いた。なお、3 章では補強材を設置した試験体を用いている。補強材は鉄筋格子（異形鉄筋 D10）を使用した。接着剤は鋼床版と SFRC 舗装の接着として実橋での使用実績のあるエポキシ系接着剤（エポキシ系接着剤 B）を使用した。鋼板は 12mm 厚の SS400 材を用いた。

使用する SFRC の配合は表-2.1.4 を目安とし、設計基準強度は 29.4N/mm^2 （材齢 3 日）、最大粗骨材寸法 13mm、スランプ： $6.5\pm 1.5\text{cm}$ を目標とし配合設計を行った。実施確認後の鋼繊維補強早強膨張コンクリートの配合およびコンクリートモータール車使用材料による現場配合を表-2.1.5 に示す。表-2.1.5 による配合設計の品質確認試験の結果を表-2.1.6 に示す。スランプの目標値は、SFRC 舗装マニュアル^{2.1)}では施工実績や鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル^{2.2)}を参考に $6.5\text{cm}\pm 1.5\text{cm}$ を標準とした。圧縮強度の目標値は、材齢 3 日で 29.4N/mm^2 と設定した。

表-2.1.1 コンクリート材料の規格^{2.1)}

材料の種類	規 格		摘 要
1) セメント	JIS R 5210	ポルトランドセメント	早強セメント
2) 水	JIS A 5308 附属書9	レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水	
3) 骨材	JIS A 5308 附属書1	レディーミクストコンクリート用骨材	
4) 混和剤	JIS A 6204	コンクリート用化学混和剤	

表-2.1.2 鋼繊維の規格^{2.1)}

材 質	JIS G 3532 に適合した鉄線	
形 状	両端フック型	
寸 法	直 径	0.6mm
	長 さ	30mm
引 張 強 度	600N/mm^2 以上	

表-2.1.3 エポキシ系接着剤Bの仕様

項目	主 剤	硬 化 剤
主 成 分	エポキシ樹脂	脂肪族ポリアミン
外 観	白色ペースト状	青色液状
混 合 比	主剤：硬化剤＝5：1（質量比）	
硬化物比重	1.40 ± 0.20（JIS K 7172）	
圧 縮 強 さ	50N/mm ² 以上（JIS K 7181）	
圧縮弾性係数	1.0×10 ³ N/mm ² 以上（JIS K 7181）	
曲 げ 強 さ	35N/mm ² 以上（JIS K 7171）	
引張せん断 接着強さ	10N/mm ² 以上（JIS K 6850）	

表-2.1.4 SFRCの配合^{2.1)}

粗骨材の 最大寸法 (mm)	水結合材比 W/(C+EX) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	目標 スランプ (cm)	目標 空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)					高性能AE 減水剤 ((C+EX)×%) Ad
						水 W	セメント C	膨張材 EX	細骨材 S	粗骨材 G	
13	43.0	57.9	120	6.5±1.5	5.0±1.5	175	387	20	956	700	1.6

注1) 単位水量には高性能AE減水剤を含む

注2) 目標スランプおよび目標空気量は、鋼繊維混入後の値

表-2.1.5 鋼繊維補強早強膨張コンクリート配合(コンクリートモビル車使用材料による計画配合)

	粗骨材最大寸法 Gmax (mm)	水の結合材比 W/B (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						高性能AE 減水剤 SP (B×%)
				水 W	B		細骨材 S	粗骨材 G	鋼繊維 混入量 SF	
					セメント C	膨張材 EX				
現場配合 (CM)	13.0	43.0	57.9	175	387	20	949	725	725	1.6
目安配合	13.0	43.0	57.9	175	387	20	956	700	700	1.6

表-2.1.6 品質確認試験の結果

項目	目標値	試験値		試験方法
		現場配合 (CM)	目安配合 (確認)	
スランプ	6.5 ± 1.5cm	5.0cm	5.0cm	JIS A 1101
圧縮強度 (材齢 3 日)	29.4N/mm ²	35.2N/mm ²	35.7N/mm ²	JIS A 1108※

※材齢 1 日までは封緘養生とし、材齢 1 日で脱型後は標準養生とする。

(3) 製作方法

試験体の製作方法を以下に示す。

- ①使用する接着剤、鋼板、型枠、道具類を温度 20℃、湿度 60%に保った恒温室で 1 日程度養生した。
- ②鋼板の接着面に対して、ショットブラスト(投射密度 150kg/m²)でケレンを実施する。ケレン後は表面の鉄粉等の汚れをふき取った(写真-2.1.1)。
- ③ケレンした鋼板に SFRC 打設用の型枠を設置した(写真-2.1.2)。なお、SFRC 打設時に、接着剤が型枠と鋼板の隙間から染み出ないように、型枠の内側側面全体に養生テープを設置する等して配慮した。
- ④所定の割合で混合した接着剤を、ブラスト後ただちにケレンした鋼板面上に所定量(1 L/m²)垂らし、へら等で膜厚が均一になるように塗布した上で、30 分間静置した(写真-2.1.3)。
- ⑤コンクリートモーター車から配合した SFRC を練り落とし(写真-2.1.4)、スランプ試験による品質の確認を行うとともに、圧縮強度を確認するための試験体を製作した(写真-2.1.5)。
- ⑥接着剤の混合後 30 分静置した時点で SFRC を打設した(写真-2.1.6)。
- ⑦SFRC 舗装を半分の高さまで打設し格子鉄筋(D10)を設置し(写真-2.1.7)、振動機を用いて 10 秒程度振動を与え締め固めた(写真-2.1.8)。
- ⑧養生シートで覆い、温度 20℃、湿度 60%に保った恒温室で養生を行った(写真-2.1.9)。
- ⑨打設から 24 時間後に脱型し(写真-2.1.10)、引き続き恒温室で条件を変えずに 28 日間(打設日を含む)養生した。



写真-2.1.1 ショットブラスト状況 (2)



写真-2.1.2 型枠設置・養生 (3)



写真-2.1.3 接着剤塗布 (4)



写真-2.1.4 SFRC練り落とし状況 (5)



写真-2.1.5 SFRC試験状況 (5)



写真-2.1.6 SFRC打設状況 (6)

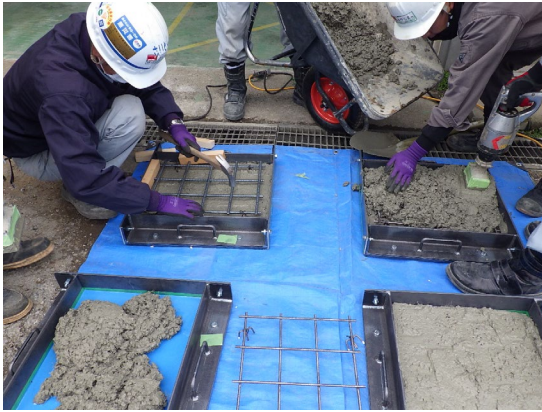


写真-2.1.7 SFRC 試験状況 (⑦)



写真-2.1.8 振動機による施工 (⑦)



写真-2.1.9 養生状況 (⑧)



写真-2.1.10 型枠の脱型状況 (⑨)

2.1.2 試験方法

(1) 試験概要と試験ケース

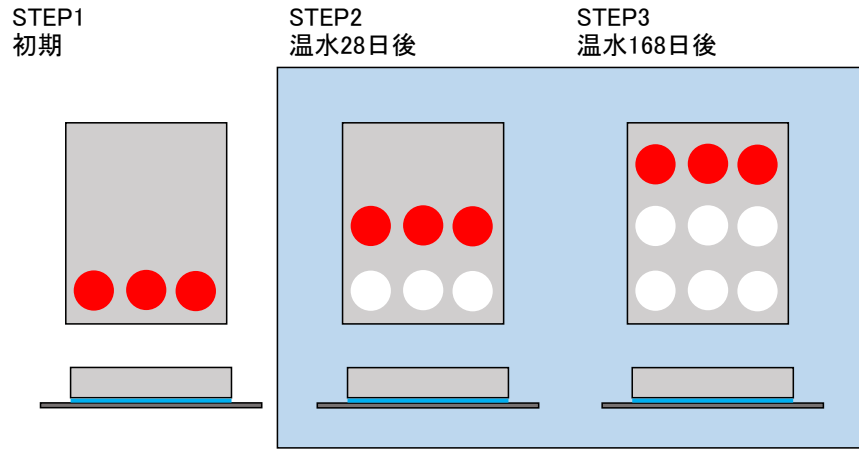
試験は2.1.1で製作した小型試験体に対して、模擬貫通ひび割れの有無、温水負荷期間、温水負荷を考慮した後の自然乾燥期間、ひび割れ注入が引張接着強度に与える影響を確認するために、小型試験体に荷重は与えずに温水負荷のみを作用させた引張接着強度試験（試験時温度50℃）を実施した。小型試験体3体を用いて、各種の条件で環境負荷を作用させた後に引張接着強度試験を合計27回行う。各試験体の条件、作用させる環境負荷及び引張接着強度試験を実施するステップを表-2.1.7に、各試験体の詳細な試験フローを図-2.1.2に示す。なお、小型試験体は2017年3月に製作し、約3年8カ月室内保管した状態から試験を開始しており、試験時にSFRC舗装の水和反応は完了していると考えられる。

温水負荷50℃については、SFRC舗装マニュアル^{2.1)}のせん断強度試験における環境負荷条件（50℃の水中に27日間浸漬した後、1日気中で乾燥）を参考に設定した。また、試験時温度について、既往研究^{2.4)}では-10℃、20℃、50℃の試験時温度で引張接着強度試験を行っており、温度が高い場合に引張接着強度が小さくなる傾向がみられたため、試験時温度は50℃に設定した。なお、50℃は都市内高速道路のSFRC舗装内部（デッキ面から10mm上位置）の計測結果^{2.1)}は概ね一致している。

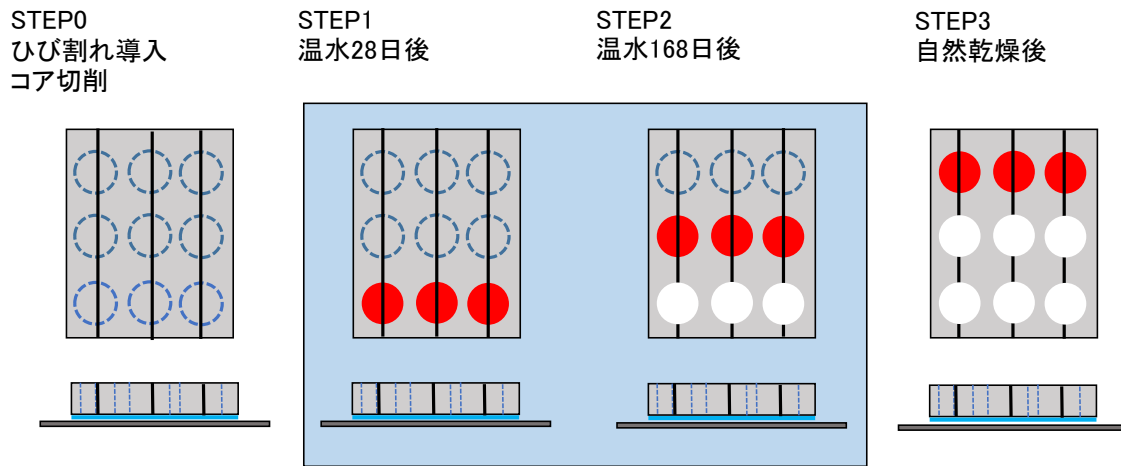
表-2.1.7 試験ケース詳細

ケース	1	2	3
試験目的	初期状態の把握 浸水及び温水期間の 影響の把握	浸水及び温水期間の影響 の把握	ひび割れ注入の影響の把握
STEP0 ひび割れ	無し	カッターで模擬	カッターで模擬
STEP0 コア抜き	無し	φ100の切り込み	φ100の切り込み
STEP1	初期 引張接着強度試験 3箇所※	温水 28日 気中 1日乾燥 引張接着強度試験 3箇所	温水 168日 気中 1日乾燥 引張接着強度試験 3箇所
STEP2	温水 28日後 気中 1日乾燥 引張接着強度試験 3箇所※	温水 168日 気中 1日乾燥 引張接着強度試験 3箇所	自然乾燥（7日程度） 引張接着強度試験 3箇所 試験後にひび割れ注入
STEP3	温水 168日後 気中 1日乾燥 引張接着強度試験 3箇所※	自然乾燥（7日程度） 引張接着強度試験 3箇所	温水 28日 気中 1日乾燥 引張接着強度試験 3箇所※

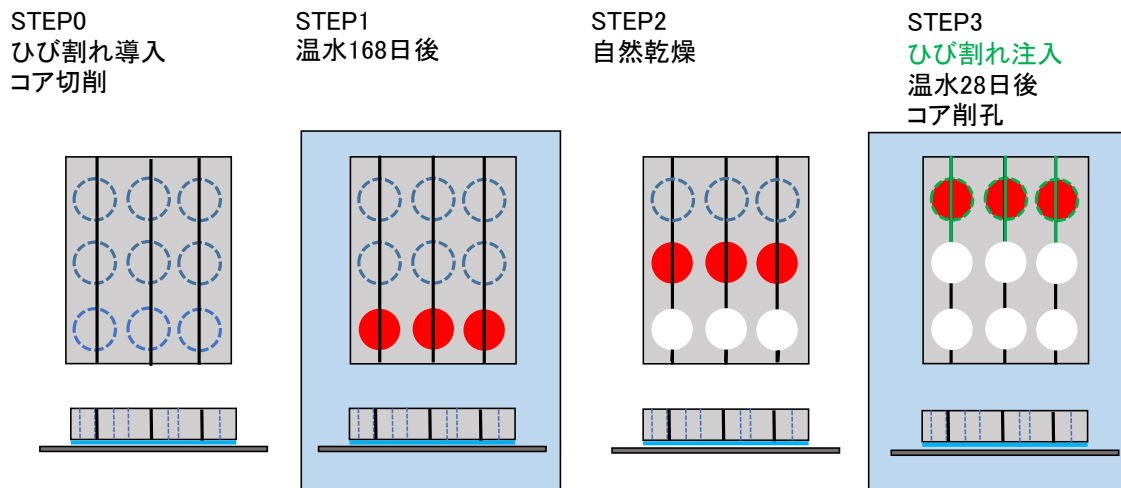
※ケース1及びケース3のSTEP3は引張接着強度試験の直前にそれぞれコア切削を行う。



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図-2.1.2 各供試体の詳細なフロー

ケース1の環境負荷と小型試験体加工の条件と試験のSTEPの関係を図-2.1.3に示す。ケース1は、初期状態の引張接着強度の把握と、小型試験体にひび割れが生じていない状態で温水負荷を作用した場合の引張接着強度の把握のために実施した。STEP1は、温水負荷実施前の小型試験体を対象に、50℃の恒温室内で引張接着強度試験を行った。STEP2は、保温水槽により28日間の50℃の温水を負荷させた後、気中で1日乾燥させ、50℃の恒温室内で引張接着強度試験を行った。STEP3は、温水負荷期間の影響を把握するため、STEP2の試験後に、保温水槽により168日間の50℃の温水を負荷させた後、気中で1日乾燥させ、50℃の恒温室内で引張接着強度試験を行った。

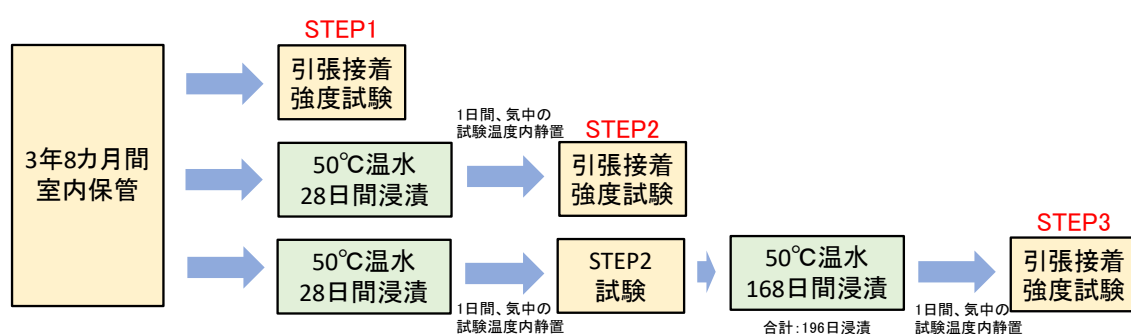


図-2.1.3 ケース1の環境負荷と小型試験体加工の条件

ケース2の環境負荷と小型試験体加工の条件と試験のSTEPの関係を図-2.1.4に示す。ケース2は、模擬貫通ひび割れから接着剤に水分が浸透した場合の影響と、模擬貫通ひび割れから浸透した水分が乾燥した後の影響を把握するために実施した。なお、小型試験体は、温水負荷を与える前に、模擬貫通ひび割れのほかにコア切削を行うことにより、接着剤への水の浸入の影響が大きくなる条件とした。STEP1は、保温水槽により28日間の50℃の温水を負荷させた後、気中で1日乾燥させ、50℃の恒温室内で引張接着強度試験を行う。STEP2は、STEP1で試験を行った後、保温水槽により168日間の50℃の温水を負荷させた後、気中で1日乾燥させ、50℃の恒温室内で引張接着強度試験を行った。STEP3は、温水負荷後の乾燥期間の影響を把握するため、STEP2で試験を行った後の小型試験体を、気中で7日間自然乾燥させた後、50℃の恒温室内で引張接着強度試験を行った。

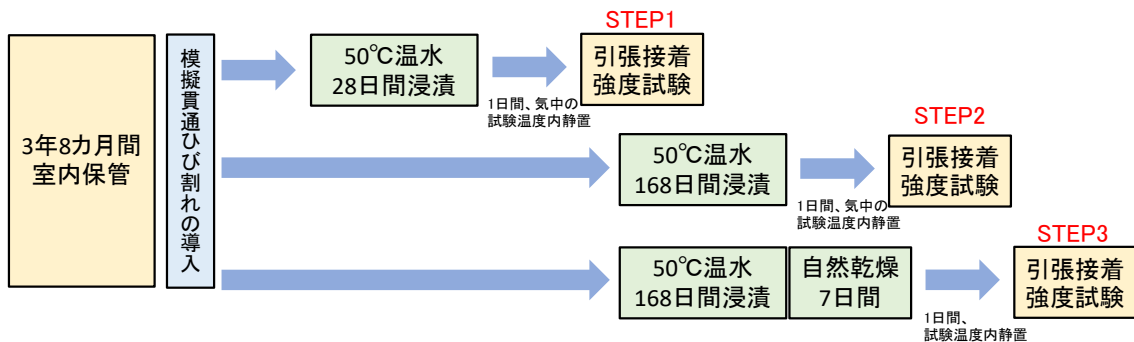


図-2.1.4 ケース2の環境負荷と小型試験体加工の条件

ケース3の環境負荷と小型試験体加工の条件と試験のSTEPの関係を図-2.1.5に示す。ケース3は、ひび割れ注入材を施工した場合の補修効果の影響を把握するために実施した。なお、ケース2と同様、小型試験体は模擬貫通ひび割れのほかコア切削を行い、接着剤への水の浸入の影響が大きくなる条件とした。STEP1は、保温水槽により168日間の50°Cの温水を負荷させた後、気中で1日乾燥させ、50°Cの恒温室内で引張接着強度試験を行った。STEP2は、STEP1で試験を行った後の小型試験体を気中で7日間自然乾燥させた後、50°Cの恒温室内で引張接着強度試験を行った。STEP3は、STEP2で試験を行った後の小型試験体に対して、ひび割れ注入材による補修を行い、ひび割れ注入材が硬化したことを確認したうえで保温水槽により28日間の50°Cの温水を負荷させた後、気中で1日乾燥させ、ひび割れ注入材を施工したコア切削位置に再度コア切削を行い、50°Cの恒温室内で引張接着強度試験を行った。なお、ひび割れ注入材はエポキシ樹脂製のもので、施工可能な材料を選定した。

なお、ケース2のSTEP2とケース3のSTEP1、ケース2のSTEP3とケース3のSTEP2はそれぞれ同じ環境負荷と小型試験体加工の条件である。小型試験体は引張接着強度試験の試験数が9箇所と限られているため、異なる小型試験体を用いて、ケース2では模擬貫通ひび割れから接着剤に水分が浸透した場合の影響と、模擬貫通ひび割れから浸透した水分が乾燥した後の影響を把握することを目的に、ケース3ではひび割れ注入材を施工した場合の補修効果の影響を把握するために試験を実施した。

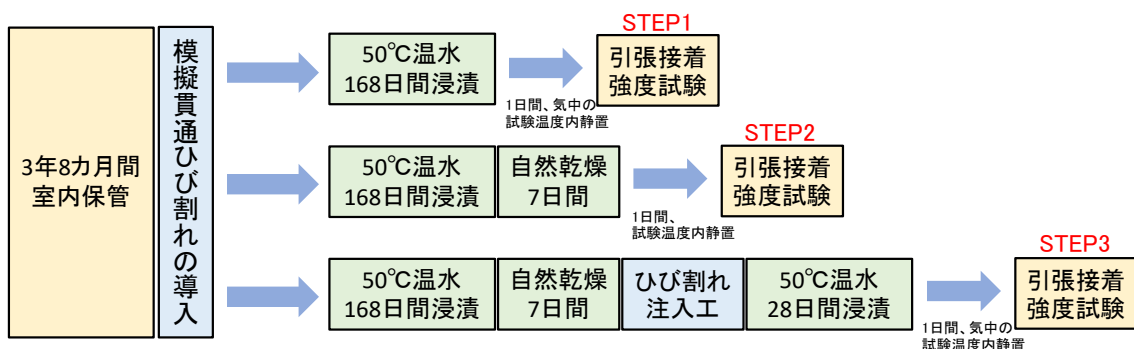


図-2.1.5 ケース3の環境負荷と小型試験体加工の条件

(2) 小型試験体へのひび割れ導入等の加工

SFRC 舗装と鋼板から構成される小型試験体 2 体を対象に，貫通ひび割れを模擬した切り込みをカッターで導入した（写真-2.1.11）。なお，カッターの刃厚は 2.7mm を用いた（写真-2.1.12）。また，図-2.1.6，写真-2.1.13 に示すように，ひび割れは 1 つの小型試験体に対して 3 本を導入した。

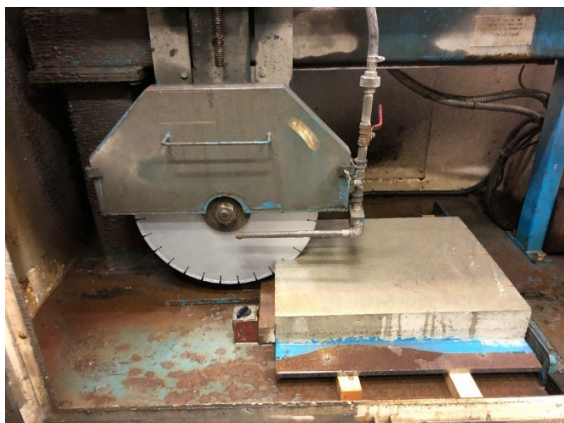


写真-2.1.11 カッターによる
模擬貫通ひび割れ導入状況



写真-2.1.12 カッターにより導入した
模擬貫通ひび割れ (3mm 幅)

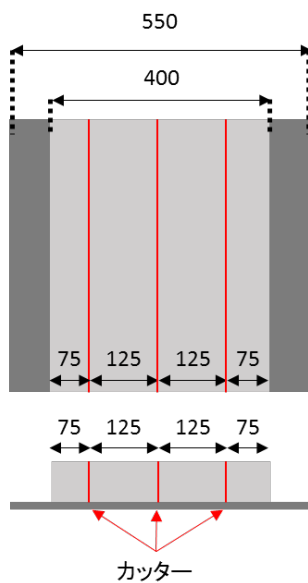


図-2.1.6 模擬貫通ひび割れ施工図
(単位：mm)



写真-2.1.13 模擬貫通ひび割れ試験体

さらに、模擬貫通ひび割れを導入した小型試験体2体について、引張接着強度試験の実施位置に $\phi 100\text{mm}$ のコア切削を行った（図-2.1.7、写真-2.1.14～写真-2.1.15）。

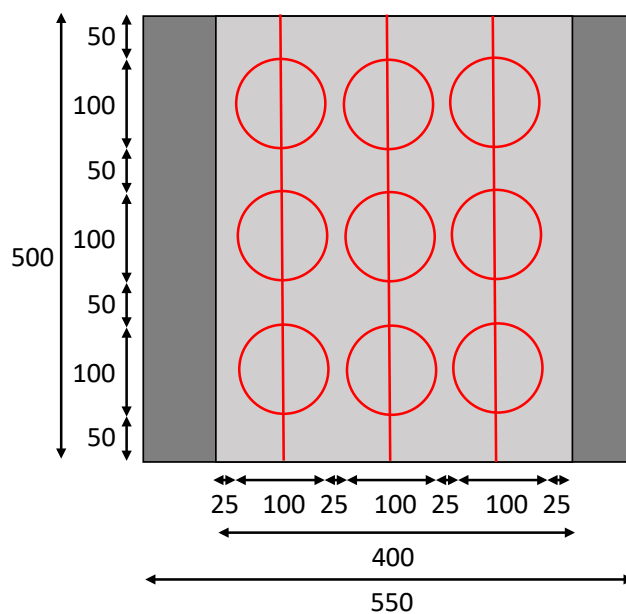


図-2.1.7 コア切削 ($\phi 100$) 位置 (単位 : mm)



写真-2.1.14 コア切削状況

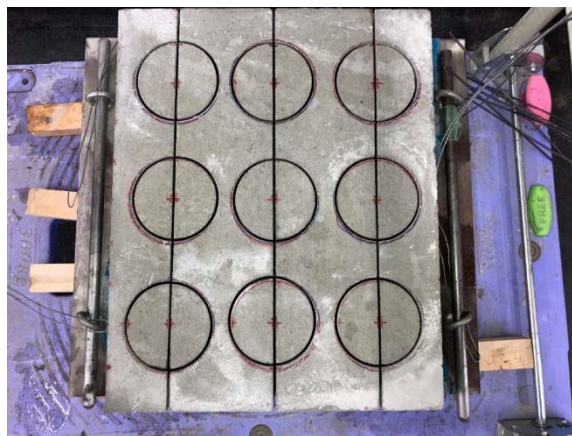


写真-2.1.15 コア切削後の小型試験体

(3) 環境負荷

各試験体の温水負荷条件の詳細を表-2.1.8に、温水負荷状況を写真-2.1.16に示す。ケース1および2は同一の水槽にて温水負荷を与えた。

表-2.1.8に示すように、温水負荷を168日間浸水する途中で3回のブランク期間を設けた。ブランク期間は実験施設の長期休暇の停電等に伴い設けた期間である。全ての試験体のブランク期間は同じ日数（合計33日）を設定した。具体的には、ブランク期間は試験体を水槽に静置した状態から保温水槽の電源を停止した時刻から、保温水槽の電源を入れてから水温が50℃となる時刻までとした。図-2.1.8にブランク期間中の水温測定結果を示す。保温水槽の電源を停止してからも、20℃～30℃程度の水温で保管されていたことがわかる。

ケース3のSTEP3のひび割れ注入はSTEP2の引張接着強度試験後に行った。表-2.1.9にひび割れ注入材の材料の仕様を示す。ひび割れ注入位置は模擬貫通ひび割れの切り込みとコア切削を対象とした。ひび割れ注入の材料はエポキシ樹脂（中粘度）とし、切込み部周辺に樹脂が付着しないように養生テープ等で養生を行った後、容器から流し込むように充填させ、注入材がしっかりと浸透するようヘラ等を使用した（写真-2.1.17）。目地材が硬化した後、養生テープを剥がし、底部まで目地材がしっかりと充填させていることを確認した（写真-2.1.18）。

表-2.1.8 環境負荷条件の詳細

ケース	環境負荷条件													
1	STEP1 引張接着 強度試験	温水期間 0～28日	STEP2 引張接着 強度試験	温水期間 0～30日	ブランク 期間② 7日間	温水期間 31～65日	ブランク 期間③ 13日間	温水期間 66～154日	ブランク 期間④ 13日間	温水期間 155～168日	STEP3 引張接着 強度試験	-	-	
	温水負荷28日		温水負荷168日											
2	-	温水期間 0～28日	STEP1 引張接着 強度試験	温水期間 0～30日	ブランク 期間② 7日間	温水期間 31～65日	ブランク 期間③ 13日間	温水期間 66～154日	ブランク 期間④ 13日間	温水期間 155～168日	STEP2 引張接着 強度試験	自然乾燥 7日間	STEP3 引張接着 強度試験	
	温水負荷28日		温水負荷168日											
3	温水期間 0～16日	ブランク 期間① 13日間	温水期間 17～80日	ブランク 期間② 7日間	温水期間 81～115日	ブランク 期間③ 13日間	温水期間 116～168日	STEP1 引張接着 強度試験	自然乾燥 7日間	STEP2 引張接着 強度試験	温水期間 0～28日	STEP3 引張接着 強度試験		
	温水負荷168日										温水負荷28日			

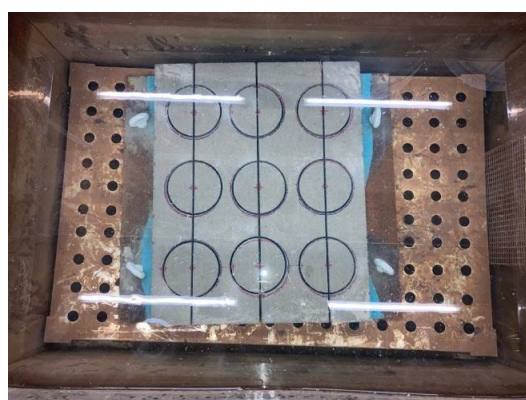


写真-2.1.16 温水負荷状況（左：ケース1，ケース2 右：ケース3）

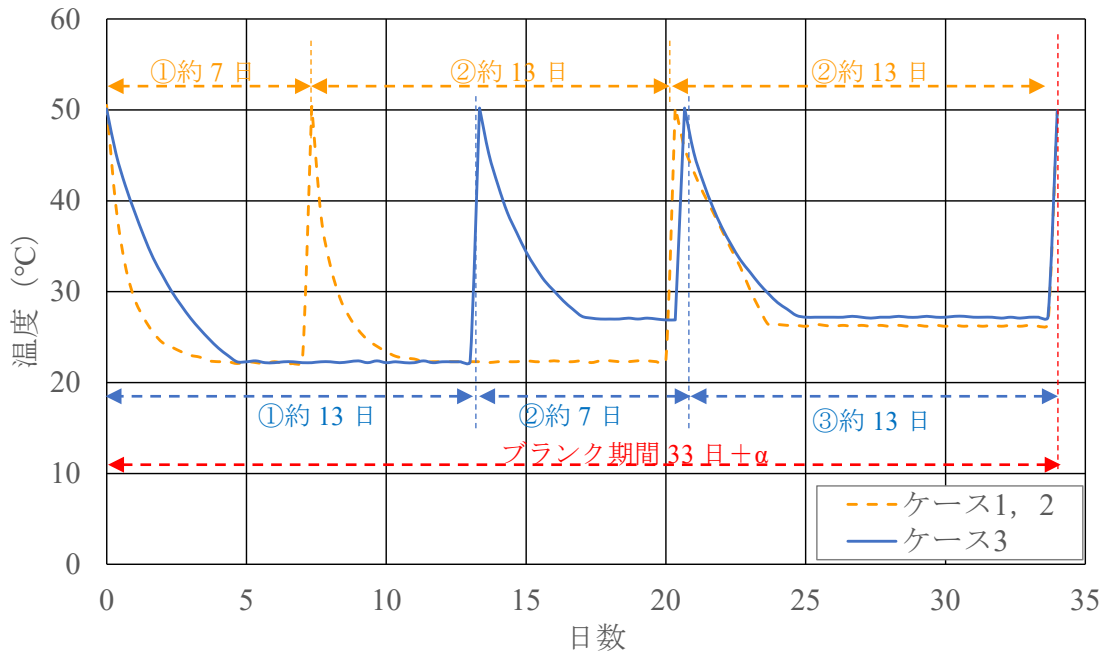


図-2.1.8 ブランク期間中の水温測定結果

表-2.1.9 ひび割れ注入材の仕様

項目	ひび割れ注入材
主成分	エポキシ樹脂系
外観	乳白色
混合比	主剤：硬化剤＝4：1（重量比）
圧縮強さ	70N/mm ² 以上
曲げ強さ	45N/mm ² 以上
付着強さ	6N/mm ² 以上（乾燥面）
	3N/mm ² 以上（湿潤面）

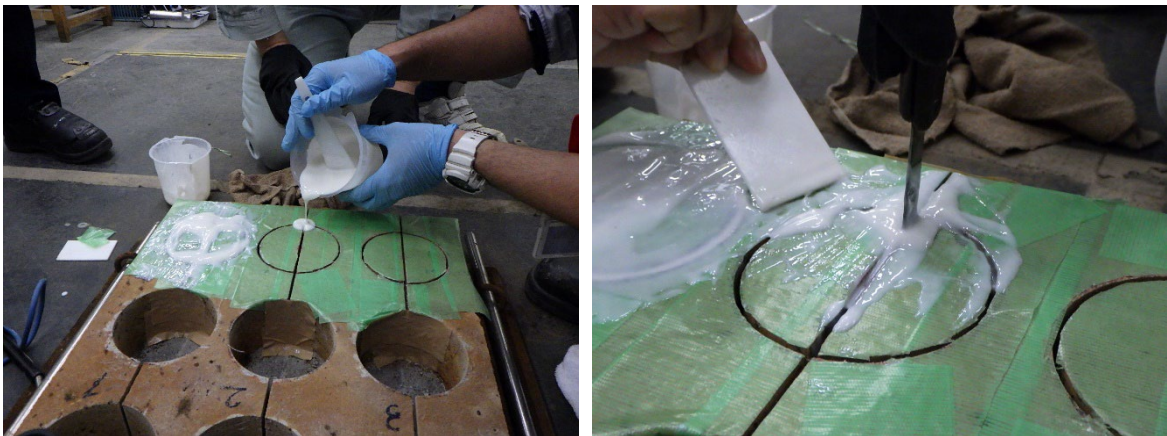


写真-2.1.17 ひび割れ注入状況



写真-2.1.18 ひび割れ注入後の充填状況の確認

(4) 引張接着強度試験

ケース1からケース3の小型試験体3体に対して、表-2.1.8に示すステップ1からステップ3まで、各ステップで3回（合計27箇所）の引張接着強度試験を行った。引張接着強度試験の治具を試験体に接着させる前に、試験体表面の脆弱部（レイタンスなど）を除去するため、ディスクグラインダを用いて試験体表面を研掃した（写真-2.1.19）。試験体表面には治具との接着性を良くするため、図-2.1.9に示すようにカッターで溝切（2.5cmピッチ、幅2mm、深さ1mm程度）を入れた（写真-2.1.20）。表面研掃および整形後、粉塵等を除去するためアセトンを用いて試験体表面を清掃し試験体と治具との界面破壊が極力発生しないように留意した。試験体と治具との付着のための接着剤（以下、「治具用接着剤」という。）にはこれまで同種試験で良好な接着性が確認されているエポキシ系接着剤を用い、主剤と硬化剤を7:3で計量した上で混合したものを使用した。

建研式引張接着試験はその機構上、治具の肉厚が薄いと治具中心部に応力が集中し、治具と試験体との界面で剥がれてしまう可能性が高いことがこれまでの同種実験において確認されている。そのため、本試験ではこれまでの実績から肉厚60mmの治具（材質SS400、φ100mm、厚さ60mm、中心削孔メスねじ径W3/8）を使用した（写真-2.1.21）。また、治具接着の際に、試験体の鋼板とSFRCの接合部に接着剤が垂れ、引張接着強度に影響を及ぼす可能性が懸念されたため、治具設置時にはコア切削部や模擬貫通ひび割れ導入部にスポンジ系の間詰材を仮設置し、治具設置後、治具用接着剤が完全に硬化する前に撤去した（写真-2.1.22）。試験体に治具を設置した後、1日気中（50°Cの恒温室）で養生し、50°Cの恒温室の中で引張接着強度試験を実施した。なお、ケース3のステップ3の引張接着強度試験は、ひび割れ注入を行った後、温水負荷を28日行い、模擬貫通ひび割れ位置のひび割れ注入を残した状態で引張接着強度試験のために円状にコア切削し、1日気中（50°Cの恒温室）で養生し、50°Cの恒温室の中で引張接着強度試験を行った。

引張接着強度試験は、SFRC 舗装と鋼板の接着剤接合面が破壊するまで載荷し、破壊時の引張荷重値を計測した。試験は建研式接着力試験器を用い、一定の載荷速度（0.1MPa/sec）となるよう行った（写真-2.1.23）。その他の試験に関する内容は、SFRC 舗装マニュアル^{2.1)}に準拠した。引張接着強度の算出は最大引張荷重（N）を付着面積（mm²）で除した値とした。最大引張荷重は試験体破壊時の荷重のピークとし、付着面積は試験後試験体の SFRC コアの直径を 2 点計測し、その平均値を直径とした円の面積とした。なお、ケース 2 およびケース 3 では貫通ひび割れ（ひび割れ幅約 3mm）を導入しているため、その面積分（幅 3mm×実測した直径≒約 300mm²）を差し引いた面積を付着面積とした。引張接着強度試験後の試験体を写真-2.1.24 に示す。



写真-2.1.19 試験体表面の研掃状況

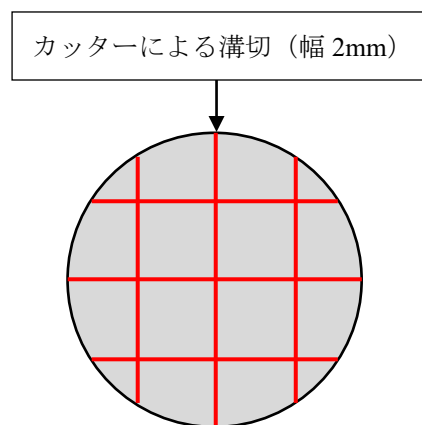


図-2.1.9 試験体表面の溝加工



写真-2.1.20 試験体表面の整形状況



写真-2.1.21 使用治具



写真-2.1.22 間詰材の仮設置

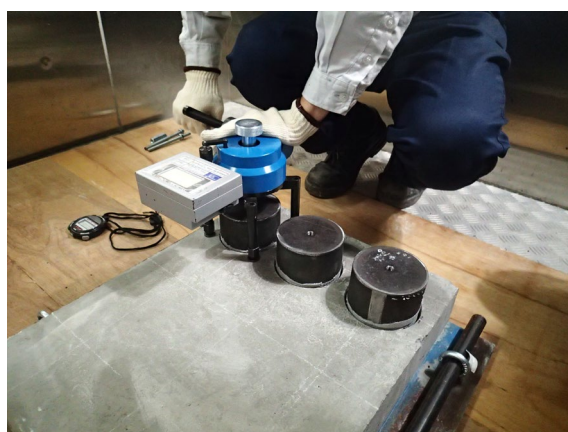
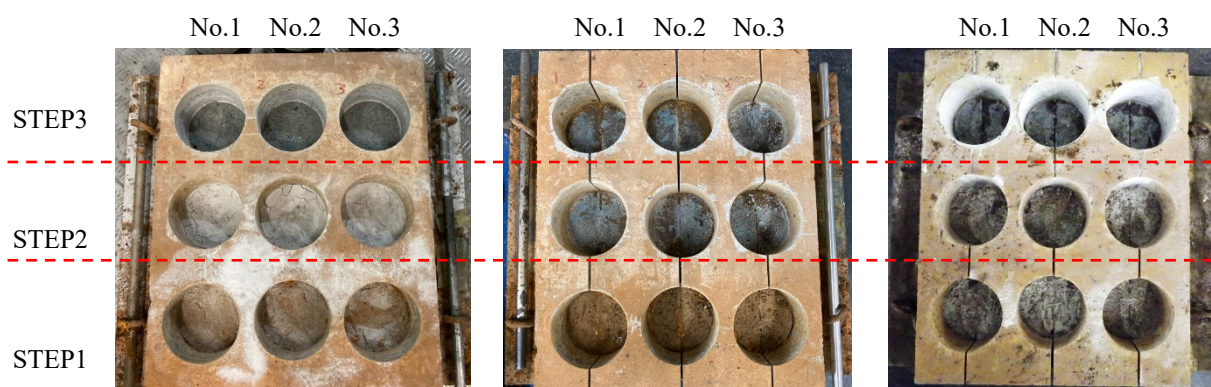


写真-2.1.23 引張接着強度試験状況



a) ケース 1

b) ケース 2

c) ケース 3

写真-2.1.24 引張接着強度試験後試験体全景

(5) 引張接着強度試験の評価方法

引張接着強度の評価方法について、SFRC 舗装マニュアル^{2.1)} に評価の目安が示されている。接着剤の破壊形態を評価の目安としており、破壊形態は「接着剤と SFRC との混合層あるいは SFRC での破壊の面積割合が 90%以上」が示されている。また、SFRC 舗装マニュアル^{2.1)} の付属資料では現場における施工管理のための試験の場合には引張接着強度を評価の目安として使用できることが示されている。この場合、引張接着強度は「1.0N/mm²以上」を良否の目安とすることが示されている。

破壊形態について、既往研究^{2.5)}では、図-2.1.10 に示すように材料破壊、凝集破壊、界面破壊の3つに分類されている。材料破壊は SFRC 舗装での破壊、凝集破壊は接着剤と SFRC との混合層での破壊、界面破壊は接着剤と鋼板との界面での破壊とされており、材料破壊または凝集破壊が望ましい破壊形態である。

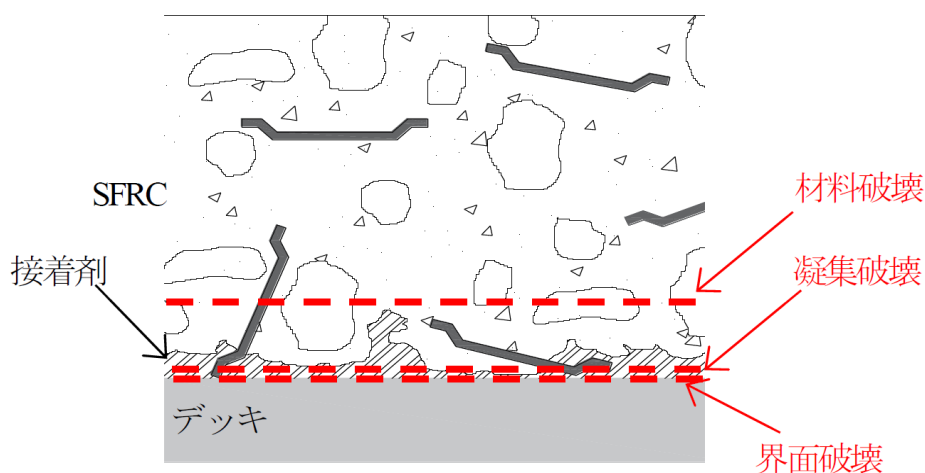


図-2.1.10 接合部の破壊位置の分類^{2.5)}の図9を引用

2.2 引張接着強度試験結果

表-2.2.1 に引張接着強度試験の結果一覧を、図-2.2.1 に引張接着強度のまとめを、図-2.2.2 に界面破壊の割合のまとめを示す。

表-2.2.1 引張接着強度試験の結果一覧

ケース	STEP	模擬 ひび割れ ・コア削孔	温水負荷 (日)	自然乾燥 (日)	ひび割れ 注入工	試験体	引張接着強度 (N/mm ²)		
							試験値	破壊位置 (%)	
							凝集or材料	界面	
1	1	無し	0	0	無し	1	1.93	100	0
						2	2.01	100	0
						3	2.24	100	0
						平均	2.06	100	0
	2	無し	28	0	無し	1	2.24	100	0
						2	2.25	100	0
						3	2.32	100	0
						平均	2.27	100	0
	3	無し	168	0	無し	1	2.09	100	0
						2	2.33	100	0
						3	2.45	100	0
						平均	2.29	100	0
2	1	有り	28	0	無し	1	1.52	100	0
						2	1.65	100	0
						3	1.84	100	0
						平均	1.67	100	0
	2	有り	168	0	無し	1	2.05	55.1	44.9
						2	2.20	85.0	15.0
						3	2.39	51.8	48.2
						平均	2.21	63.97	36.03
	3	有り	168	7	無し	1	1.85	11.3	88.7
						2	1.88	27.7	72.3
						3	1.91	41.1	58.9
						平均	1.88	26.7	73.3
3	1	有り	168	0	無し	1	2.03	100	0
						2	2.08	100	0
						3	2.16	100	0
						平均	2.09	100	0
	2	有り	168	7	無し	1	1.76	100	0
						2	2.01	100	0
						3	2.02	100	0
						平均	1.93	100	0
	3	有り	196※ (168+28)	7	有り	1	2.36	74.4	25.6
						2	2.48	85.8	14.2
						3	2.76	68.6	31.4
						平均	2.53	76.27	23.73

※ 168日温水負荷，自然乾燥7日，ひび割れ注入後に28日の温水負荷を実施した。

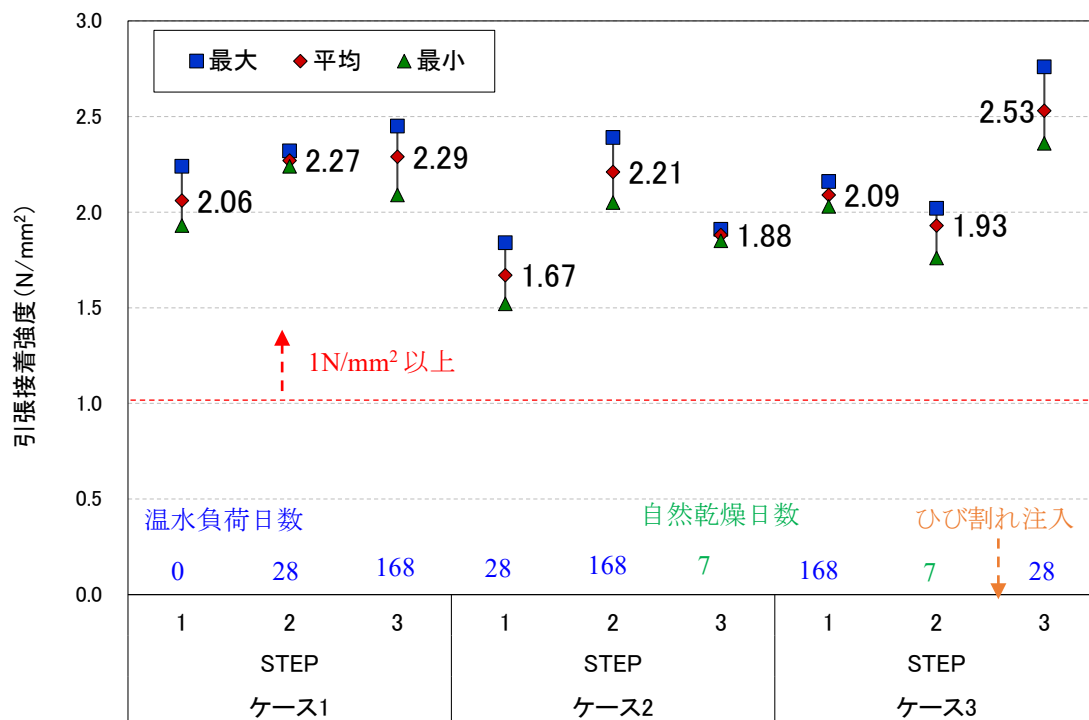


図-2.2.1 引張接着強度のまとめ

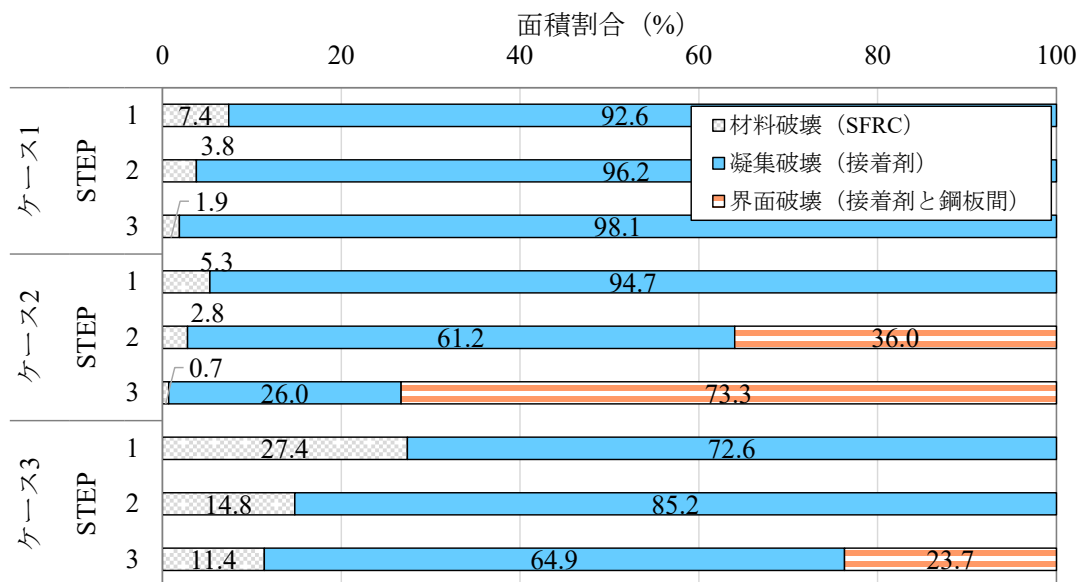


図-2.2.2 破壊形態の面積割合算出結果のまとめ

2.2.1 ケース1（模擬貫通ひび割れ無し、温水負荷28日・168日）

ケース1は初期の引張接着強度および浸水及び温水期間の影響を把握することを目的に引張接着強度試験を実施した。表-2.2.2にケース1の引張接着強度試験の詳細な結果を示す。

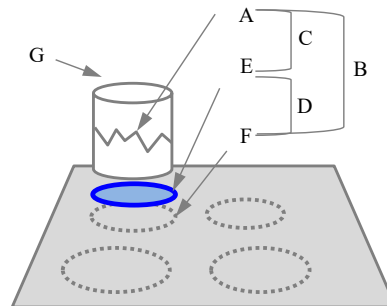
表-2.2.2 引張接着強度試験の詳細な結果（ケース1）

STEP	供試体 番号	設計 直径 (mm)	実測 直径 (mm)	設計付着 面積 (mm ²)	実測付着 面積 (mm ²)	付着力 (N)	引張接着 強度 (N/mm ²)	破壊形態 ※下記の A~G	備考
1	1	100	100.1	7854	7870	15,160	1.93	C	A 10.9%, E 89.1%
	2	100	100.1	7854	7870	15,820	2.01	C	A 3.3%, E 96.7%
	3	100	100	7854	7854	17,570	2.24	C	A 7.9%, E 92.1%
	平均値						2.06	—	
2	1	100	99.7	7854	7807	17,500	2.24	C	A 4.2%, E 95.8%
	2	100	99.7	7854	7807	17,600	2.25	C	A 3.2%, E 96.8%
	3	100	99.7	7854	7807	18,100	2.32	C	A 3.9%, E 96.1%
	平均値						2.27	—	
3	1	100	99.8	7854	7823	16,330	2.09	C	A 3.2%, E 96.8%
	2	100	99.7	7854	7807	18,170	2.33	C	A 2.0%, E 98.0%
	3	100	99.8	7854	7823	19,160	2.45	C	A 0.5%, E 99.5%
	平均値						2.29	—	

〔破壊形態〕

- A : コンクリート内の破壊
- B : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- C : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊
- D : コンクリートと接着剤の界面+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- E : コンクリートと接着剤の界面の破壊
- F : 鋼床版と接着剤の界面の破壊
- G : 治具と接着剤の界面およびコンクリート上面と接着剤の界面の破壊

$$\text{引張付着強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{付着力 (N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$



1) 引張接着強度

図-2.2.3にケース1の引張接着強度試験結果を示す。図-2.2.3中の数字は、各STEPで3回行う引張接着強度試験の平均値を示す。

引張接着強度の平均値について、STEP1（初期状態）は2.06N/mm²、STEP2（温水負荷28日）は2.27N/mm²、STEP3（温水負荷168日）は2.29N/mm²であった。温水負荷の期間が長くなるに伴い、引張接着強度が増加する傾向が確認された。

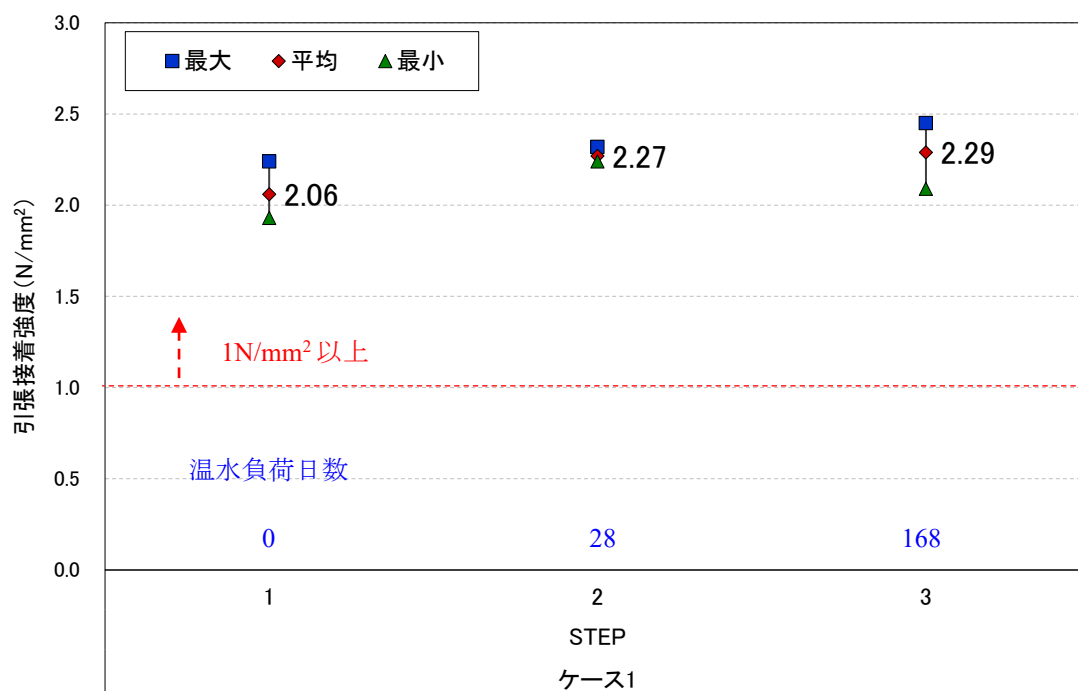


図-2.2.3 ケース1の引張接着強度試験結果

2) 破壊状態

図-2.2.4にケース1の引張接着強度試験を行った後、SFRC舗装側のコアを観察し、破壊形態の面積割合を算出した結果を示す。写真-2.2.1~2.2.3にケース1の引張試験後の断面を示す。

各STEPにおいて、破壊状態は接着剤とSFRCとの混合層あるいはSFRCの破壊のみであり、いずれも凝集破壊又は材料破壊であった。既往研究^{2,6)}において、コア切削を行い温水負荷を168日与えた後で引張接着強度試験を実施した結果、一部の試験体では鋼板と接着剤の界面破壊（最大30%程度）を示すことが報告されているが、本試験では界面破壊は確認されなかった。なお、既往研究の小型試験体はコア切削を行ったうえで温水負荷を与えているが、本研究のケース1の試験はコア切削を行わずに温水負荷を与えた。既往研究の方が本試験よりも、コア切削部から温水が浸透するため、それぞれに異なる破壊形態となったと考えられる。

写真-2.2.1~3より、引張接着強度試験後のSFRC舗装側の断面を観察した結果、鋼材のさびは確認されなかった。

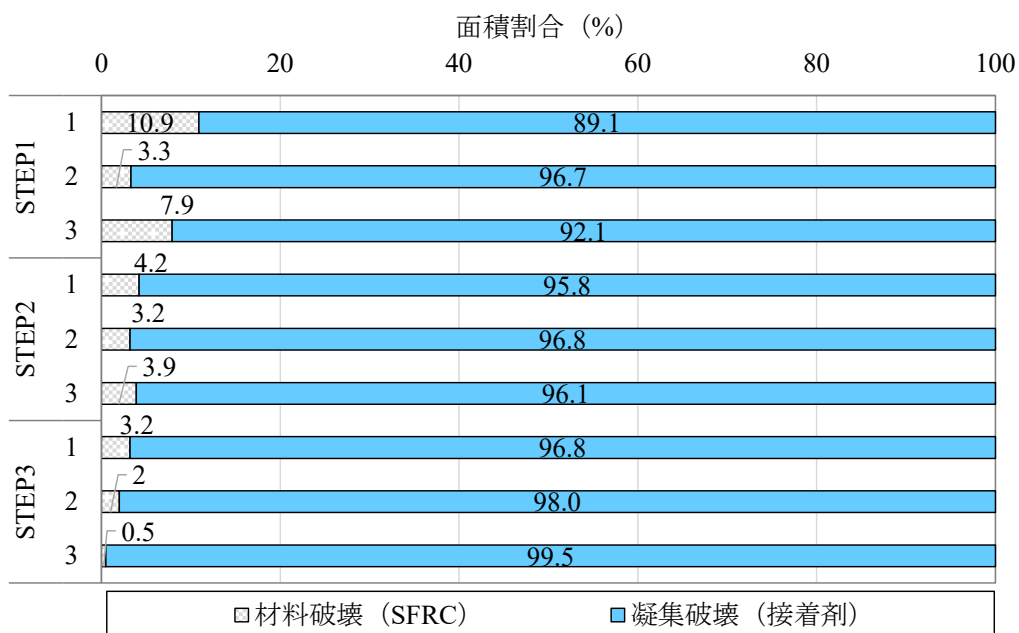


図-2.2.4 ケース1の破壊形態の面積割合



(a) ケース 1 STEP1 No. 1 (材料破壊)



(b) ケース 1 STEP1 No. 2 (材料破壊)



(c) ケース 1 STEP1 No. 3 (材料破壊)

写真-2.2.1 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 1・STEP1)



(a) ケース 1 STEP2 No. 1 (材料破壊)



(b) ケース 1 STEP2 No. 2 (材料破壊)



(c) ケース 1 STEP2 No. 3 (材料破壊)

写真-2.2.2 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 1・STEP2)



(a) ケース 1 STEP3 No. 1 (材料破壊)



(b) ケース 1 STEP3 No. 2 (材料破壊)



(c) ケース 1 STEP3 No. 3 (材料破壊)

写真-2.2.3 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 1・STEP3)

2.2.2 ケース2（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷168日，乾燥7日）

ケース2は模擬貫通ひび割れ有りの試験体であり，浸水期間の影響の把握を目的に引張接着強度試験を実施した。表-2.2.3にケース2の引張接着強度試験の詳細な結果を示す。

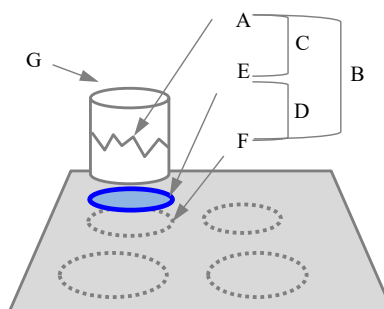
表-2.2.3 引張接着強度試験の詳細な結果（ケース2）

STEP	供試体 番号	設計 直径 (mm)	実測 直径 (mm)	設計付着 面積 (mm ²)	実測付着 面積 (mm ²)	付着力 (N)	引張接着 強度 (N/mm ²)	破壊形態 ※下記の A~G	備考
1	1	100	99.8	7554	7523	11,400	1.52	C	A 6.5%， E 93.5%
	2	100	99.4	7554	7462	12,300	1.65	C	A 4.2%， E 95.8%
	3	100	99.9	7554	7539	13,900	1.84	C	A 5.1%， E 94.9%
	平均値						1.67	—	
2	1	100	99.8	7554	7523	15,440	2.05	C+F	A 2.3%， E 52.8%， F 44.9%
	2	100	99.9	7554	7539	16,570	2.20	C+F	A 0.8%， E 84.2%， F 15.0%
	3	100	99.8	7554	7523	17,950	2.39	C+F	A 5.2%， E 46.6%， F 48.2%
	平均値						2.21	—	
3	1	100	99.7	7554	7508	13,900	1.85	C+F	A 0.8%， E 10.5%， F 88.7%
	2	100	99.8	7554	7523	14,170	1.88	C+F	A 0.8%， E 26.9%， F 72.3%
	3	100	100	7554	7554	14,420	1.91	C+F	A 0.6%， E 40.5%， F 58.9%
	平均値						1.88	—	

〔破壊形態〕

- A : コンクリート内の破壊
- B : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- C : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊
- D : コンクリートと接着剤の界面+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- E : コンクリートと接着剤の界面の破壊
- F : 鋼床版と接着剤の界面の破壊
- G : 治具と接着剤の界面およびコンクリート上面と接着剤の界面の破壊

$$\text{引張付着強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{付着力 (N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$



1) 引張接着強度

図-2.2.5にケース2の引張接着強度試験結果を示す。図-2.2.5中の数字は、各STEPで3回行う引張接着強度試験の平均値を示す。

引張接着強度の平均値について、STEP1（温水負荷28日）は1.67N/mm²、STEP2（温水負荷168日）は2.21N/mm²、STEP3（温水負荷168日後に自然乾燥7日）は1.88N/mm²であった。

STEP1は全ケースの中で最も低い引張接着強度であった。要因として、①SFRCの強度のばらつき、②貫通ひび割れ導入による接着剤の強度の低下、③試験方法によるばらつき（コアを半分にしたため、引張試験時に応力集中が発生した可能性）等が考えられる。このうちSFRCの強度のばらつきは、後述する圧縮強度試験で考察を行う。STEP2はケース1と同様に温水負荷の期間が長くなるに伴い、引張接着強度が増加する傾向が確認された。STEP3は、自然乾燥により引張接着強度が若干低下した。

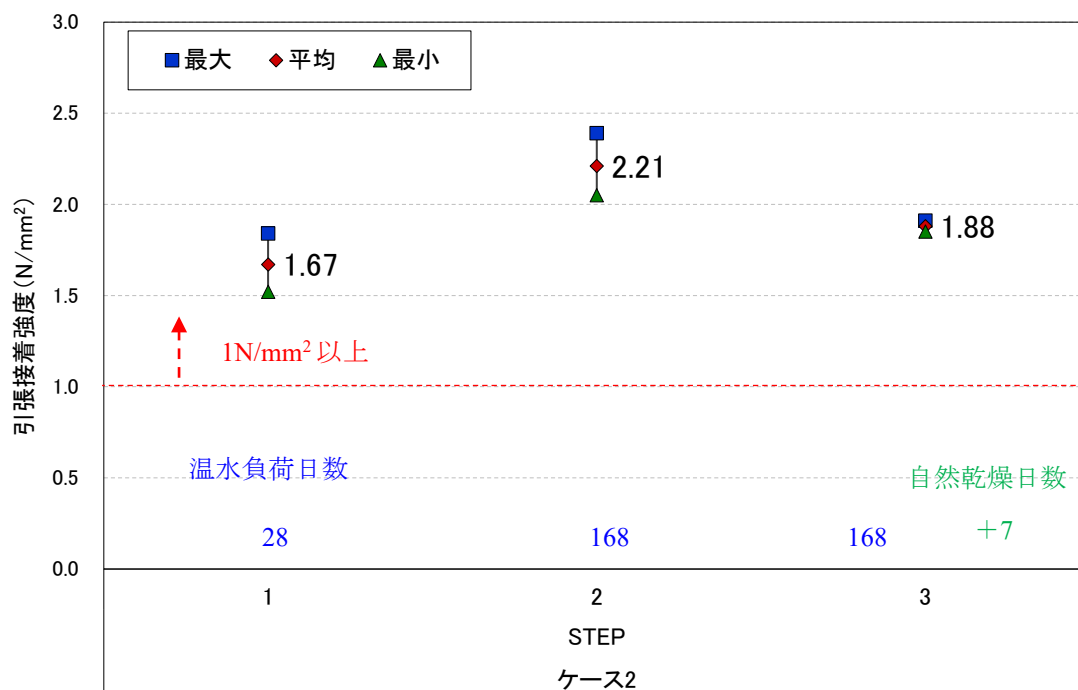


図-2.2.5 ケース2の引張接着強度試験結果

2) 破壊状態

図-2.2.6にケース2の引張接着強度試験を行った後、SFRC舗装側のコアを観察し、破壊形態の面積割合を算出した結果を示す。写真-2.2.4~2.2.6にケース2の引張試験後の断面を示す。

STEP1（温水負荷28日）の破壊形態は、ケース1のSTEP2と同様に、凝集破壊又は材料破壊であった。STEP2（温水負荷168日）の界面破壊の割合について、15%~48%であり、STEP3（温水負荷168日後に自然乾燥7日）の界面破壊の割合について、58~88%であることを確認した。模擬貫通ひび割れを導入し温水負荷を与えることで、界面破壊の割合が増加している。

写真-2.2.4~6より、STEP2（温水負荷168日）およびSTEP3（温水負荷168日後に自然乾燥7日）の引張接着強度試験後のSFRC舗装側の断面を観察した結果、コアの縁部（コア切削およびひび割れ導入部）に若干さびが発生していることを確認した。コア切削もしくは模擬貫通ひび割れ導入によって鋼板と接着剤との接合部に水が浸入し、さびが発生した可能性が考えられる。また、さびの発生度合いはSTEP2よりもSTEP3のほうが大きいことから、温水負荷後の自然乾燥によってさびが進展した可能性が考えられる。

なお、どちらのSTEPにおいても引張接着強度は2.0N/mm²程度が確認された。

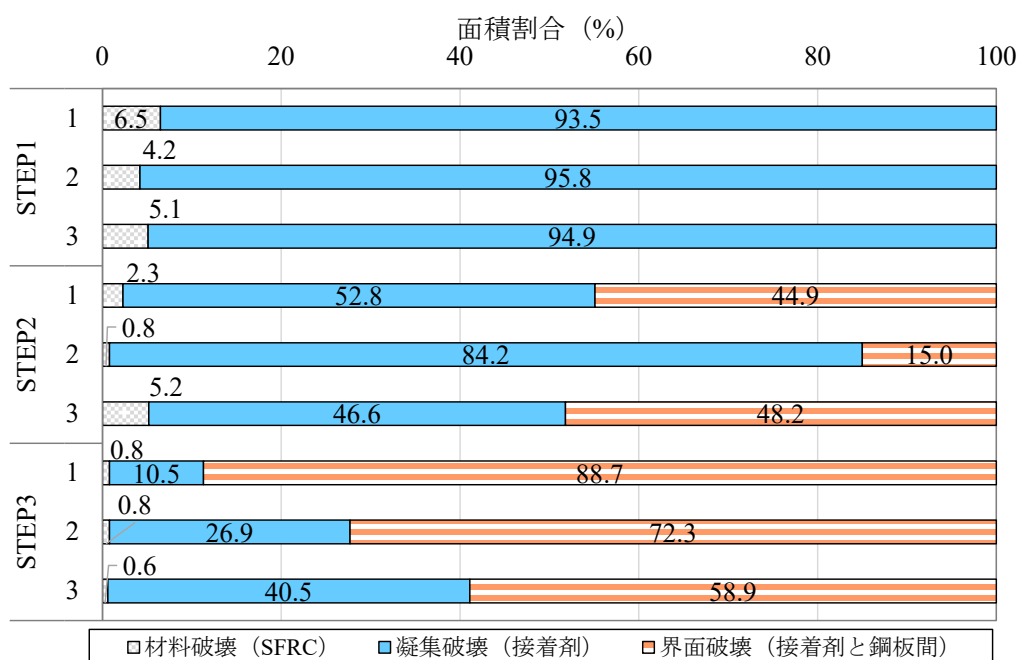


図-2.2.6 ケース2の破壊形態の面積割合



(a) ケース 2 STEP1 No. 1 (材料破壊)



(b) ケース 2 STEP1 No. 2 (材料破壊)



(c) ケース 2 STEP1 No. 3 (材料破壊)

写真-2.2.4 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 2・STEP1)



(a) ケース 2 STEP2 No. 1 (材料破壊, 界面破壊)



(b) ケース 2 STEP2 No. 2 (材料破壊, 界面破壊)



(c) ケース 2 STEP2 No. 3 (材料破壊, 界面破壊)

写真-2.2.5 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 2・STEP2)



(a) ケース 2 STEP3 No. 1 (材料破壊, 界面破壊)



(b) ケース 2 STEP3 No. 2 (材料破壊, 界面破壊)



(c) ケース 2 STEP3 No. 3 (材料破壊, 界面破壊)

写真-2.2.6 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 2・STEP3)

2.2.3 ケース3（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷168日，乾燥7日，温水負荷28日）

ケース3は模擬貫通ひび割れ有りの試験体であり，ひび割れ注入の影響の把握を目的に引張接着強度試験を実施した。表-2.2.4にケース3の引張接着強度試験の詳細な結果を示す。

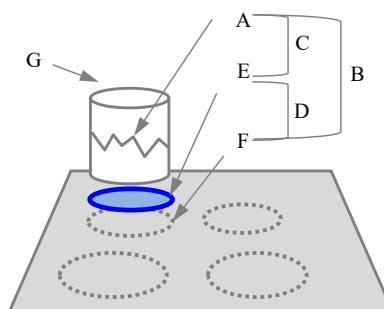
表-2.2.4 引張接着強度試験の詳細な結果（ケース3）

STEP	供試体 番号	設計 直径 (mm)	実測 直径 (mm)	設計付着 面積 (mm ²)	実測付着 面積 (mm ²)	付着力 (N)	引張接着 強度 (N/mm ²)	破壊形態 ※下記の A~G	備考
1	1	100	99.9	7554	7539	15,270	2.03	C	A 33.2%, E 66.8%
	2	100	100.3	7554	7600	15,820	2.08	C	A 36.9%, E 63.1%
	3	100	100.1	7554	7569	16,320	2.16	C	A 12.0%, E 88.0%
	平均値						2.09	—	
2	1	100	99.9	7554	7539	13,280	1.76	C	A 16.4%, E 83.6%
	2	100	100	7554	7554	15,210	2.01	C	A 13.4%, E 86.6%
	3	100	100	7554	7554	15,260	2.02	C	A 14.7%, E 85.3%
	平均値						1.93	—	
3	1	100	99.9	7554	7539	17,820	2.36	C+F	A 12.3%, E 62.1%, F 25.6%
	2	100	99.9	7554	7539	18,710	2.48	C+F	A 19.4%, E 66.4%, F 14.2%
	3	100	99.7	7554	7508	20,720	2.76	C+F	A 2.5%, E 66.1%, F 31.4%
	平均値						2.53	—	

〔破壊形態〕

- A : コンクリート内の破壊
- B : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- C : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊
- D : コンクリートと接着剤の界面+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- E : コンクリートと接着剤の界面の破壊
- F : 鋼床版と接着剤の界面の破壊
- G : 治具と接着剤の界面およびコンクリート上面と接着剤の界面の破壊

$$\text{引張付着強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{付着力 (N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$



1) 引張接着強度

図-2.2.7にケース3の引張接着強度試験結果を示す。図-2.2.7中の数字は、各STEPで3回行う引張接着強度試験の平均値を示す。

引張接着強度の平均値について、STEP1（温水負荷168日）は 2.09N/mm^2 、STEP2（温水負荷168日後に自然乾燥7日）は 1.93N/mm^2 、STEP3（温水負荷168日後に自然乾燥7日し、ひび割れ注入材を施工した後に温水負荷28日後）は 2.53N/mm^2 であった。

STEP2の引張接着強度の平均値はSTEP1と比較して若干強度が小さくなった。STEP3の引張接着強度の平均値は 2.53N/mm^2 であり、STEP1やSTEP2と比較して強度が大きくなった。ひび割れ注入材による補強効果の影響や、SFRC舗装内部が湿潤状態となったために引張接着強度が増加したことによる影響が考えられる。

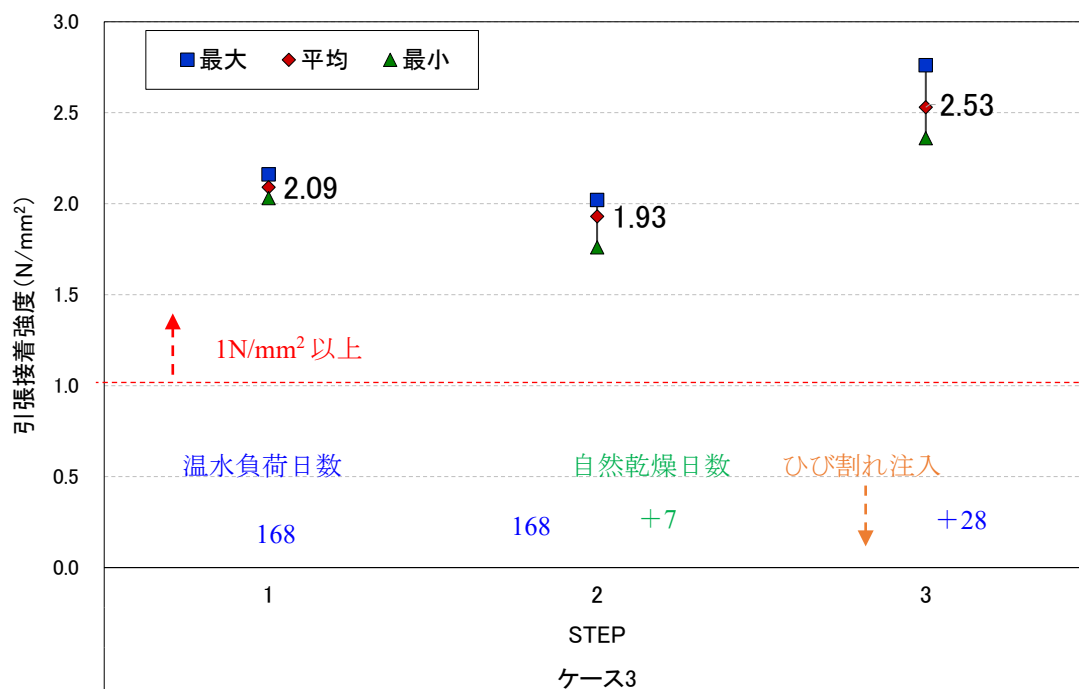


図-2.2.7 ケース3の引張接着強度試験結果

2) 破壊状態

図-2.2.8にケース3の引張接着強度試験を行った後、SFRC舗装側のコアを観察し、破壊形態の面積割合を算出した結果を示す。写真-2.2.7~2.2.9にケース3の引張試験後の断面を示す。

STEP1（温水負荷168日）およびSTEP2（温水負荷168日後に自然乾燥7日）の破壊形態は、ケース2のSTEP2やSTEP3とは異なり、凝集破壊又は材料破壊であった。STEP3（温水負荷168日後に自然乾燥7日し、ひび割れ注入材を施工した後に温水負荷28日後）の界面破壊の割合について、14~31%であることを確認した。

写真-2.2.7~9より、引張接着強度試験後のSFRC舗装側の断面を観察した結果、さびが発生していないことを確認した。ケース2ではさびが生じており、ケース3ではさびが生じなかったが、メカニズムとしては明確ではない。

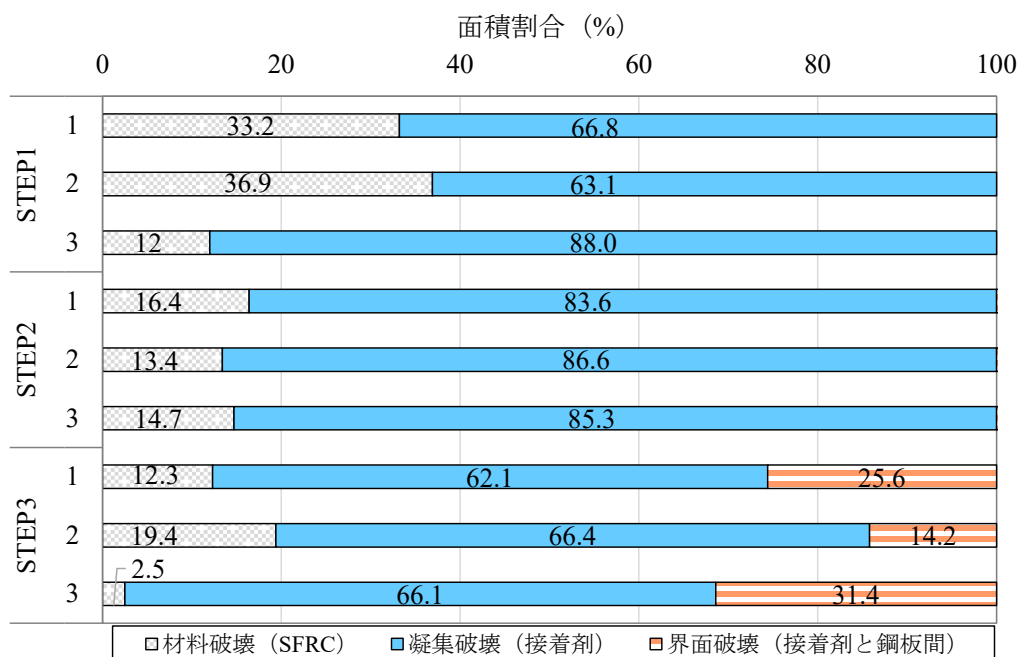
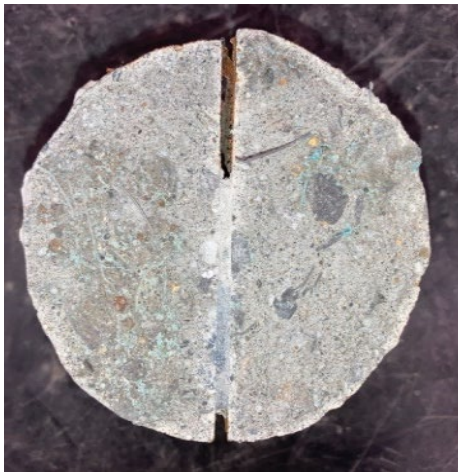
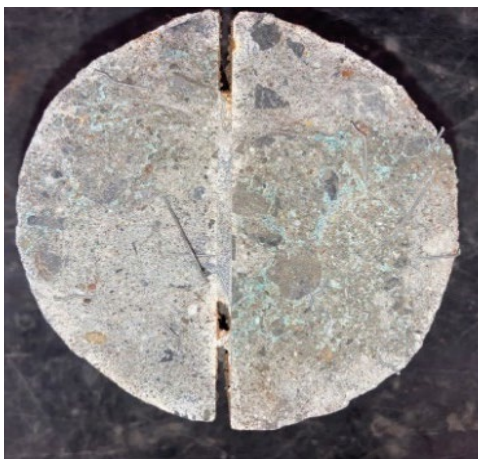


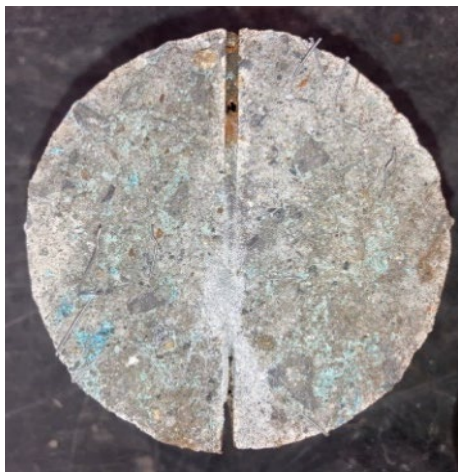
図-2.2.8 ケース3の破壊形態の面積割合



(a) ケース 3 STEP1 No. 1 (材料破壊)



(b) ケース 3 STEP1 No. 2 (材料破壊)



(c) ケース 3 STEP1 No. 3 (材料破壊)

写真-2.2.7 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 3・STEP1)



(a) ケース 3 STEP2 No. 1 (材料破壊)



(b) ケース 3 STEP2 No. 2 (材料破壊)

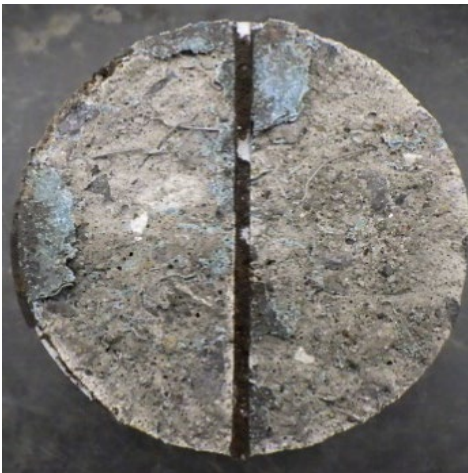


(c) ケース 3 STEP2 No. 3 (材料破壊)

写真-2.2.8 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 3・STEP2)



(a) ケース 3 STEP3 No. 1 (材料破壊, 界面破壊)



(b) ケース 3 STEP3 No. 2 (材料破壊, 界面破壊)



(c) ケース 3 STEP3 No. 3 (材料破壊, 界面破壊)

写真-2.2.9 引張接着強度試験 試験後の状況 (ケース 3・STEP3)

2.3 引張接着強度試験の考察

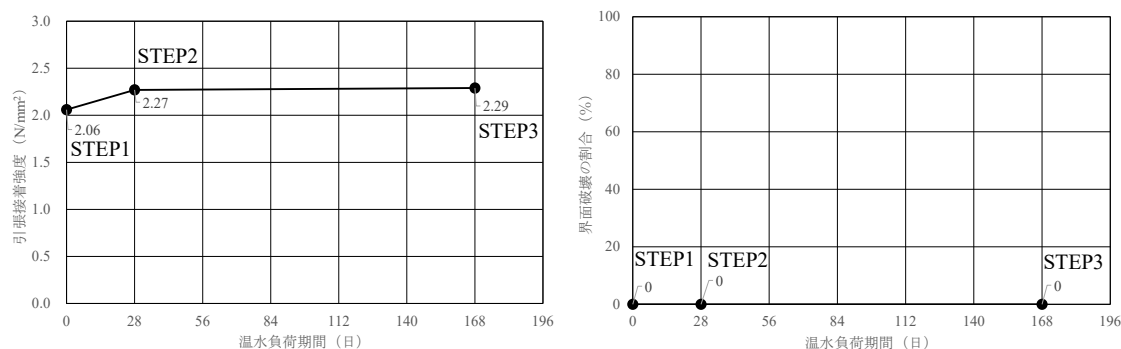
2.2 で実施した3 ケースの小型試験体の結果より、引張接着強度に対して、温水負荷期間の影響、模擬貫通ひび割れが与える影響、自然乾燥が与える影響及びひび割れ注入が与える影響をそれぞれ整理し、考察を述べる。

2.3.1 温水負荷期間の影響

温水負荷期間が引張接着強度に与える影響を確認した。図-2.3.1~2.3.3 に温水負荷期間と引張接着強度・界面破壊の割合の関係を示す。

温水負荷の有無の影響を確認するためにケース1のステップ1(温水負荷無し)とケース1のステップ2(温水負荷有り, 28日)の引張接着強度を比較した結果、ケース1のステップ2(温水負荷有り, 28日)の引張接着強度が若干大きく、温水負荷を作用させることにより引張接着強度が若干増加することが確認された。

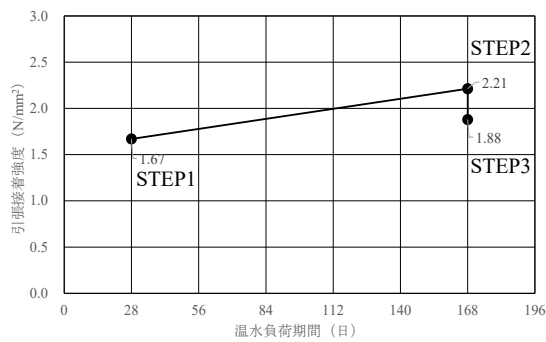
温水負荷を与えてから自然乾燥させた場合の影響を確認するためにケース2のステップ2(温水負荷168日)とケース2のステップ3(温水負荷168日後7日乾燥)や、ケース3のステップ1(温水負荷168日)とケース3のステップ2(温水負荷168日後7日乾燥)の引張接着強度を比較した結果、自然乾燥の影響により引張接着強度が若干減少することが確認された。つまり、SFRC 舗装内に水が含まれた状態か否かで引張接着強度に変化が生じている。また、温水負荷期間28日, 168日による影響を確認するため、模擬貫通ひび割れが有る場合と無い場合に分類して考察した。模擬貫通ひび割れやコア切削が無い場合として、ケース1のステップ2(温水負荷28日)とケース1のステップ3(温水負荷168日)の引張接着強度を比較した結果、引張接着強度の変化は小さいことが確認された。一方で、模擬貫通ひび割れやコア切削がある場合として、ケース2のステップ1(温水負荷28日)とケース2のステップ2(温水負荷168日)の引張接着強度を比較した結果、温水負荷期間が長いほどに引張接着強度が増加していることが確認された。



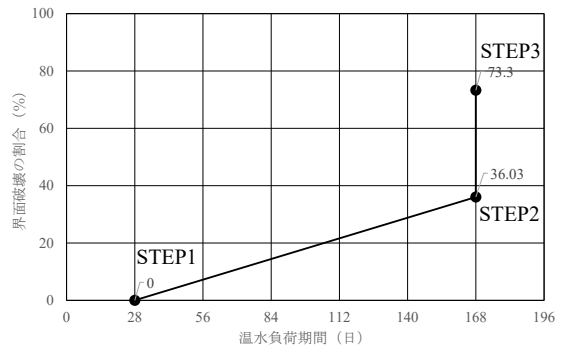
(a) 引張接着強度

(b) 界面破壊の割合

図-2.3.1 温水負荷期間と引張接着強度・界面破壊の割合の関係 (ケース1)

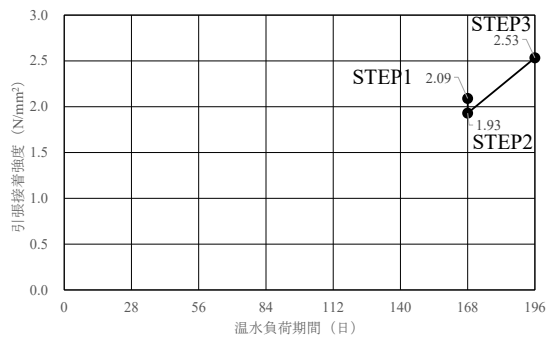


(a) 引張接着強度

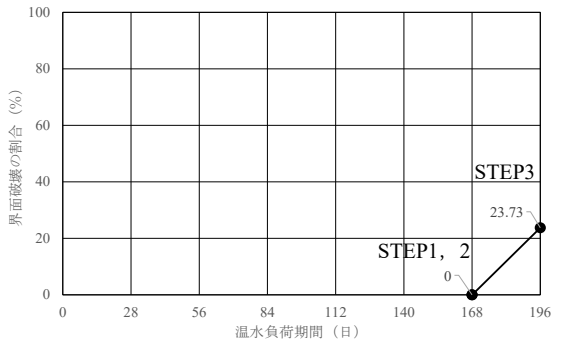


(b) 界面破壊の割合

図-2.3.2 温水負荷期間と引張接着強度・界面破壊の割合の関係（ケース2）



(a) 引張接着強度



(b) 界面破壊の割合

図-2.3.3 温水負荷期間と引張接着強度・界面破壊の割合の関係（ケース3）

2.3.2 模擬貫通ひび割れの影響

模擬貫通ひび割れが引張接着強度に与える影響を確認した。試験体に与えた環境負荷を図-2.3.4に、引張接着強度試験の結果を図-2.3.5に示す。

図-2.3.5(a)は温水を28日負荷させた条件の引張接着強度試験の結果である。引張接着強度の平均値について、模擬貫通ひび割れが無いケース1のSTEP2は2.27 N/mm²、模擬貫通ひび割れが有るケース2のSTEP1は1.67 N/mm²であった。模擬貫通ひび割れが有る引張接着強度は模擬貫通ひび割れが無い結果と比較して、約26%低下した。

図-2.3.5(b)は温水を168日負荷させた条件の引張接着強度試験の結果である。引張接着強度の平均値について、模擬貫通ひび割れが無いケース1のSTEP3は2.29 N/mm²、模擬貫通ひび割れが有るケース2のSTEP2は2.21 N/mm²、同じく模擬貫通ひび割れがあるケース3のSTEP1は2.09 N/mm²であった。模擬貫通ひび割れが有る引張接着強度は模擬貫通ひび割れが無い結果と比較して、それぞれ約3.5%、約8.7%低下した。

模擬貫通ひび割れが有るケースは、接着材に水分が浸透しやすくなるため、模擬貫通ひび割れが無いケースよりも引張接着強度試験が低下したと考えられる。なお、引張接着強

度は、温水負荷期間に関係なく低下した。

引張接着強度が低下した要因として、模擬貫通ひび割れに加えて、SFRCの強度のばらつき、貫通ひび割れ導入による接合部の強度の低下、試験方法によるばらつき（コアを半分にしたため、引張試験時に応力集中が発生した可能性）等が考えられる。

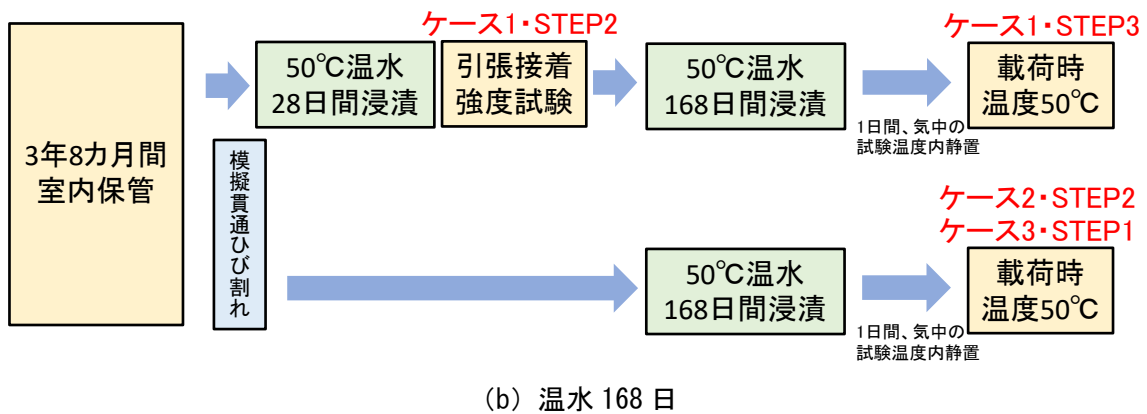
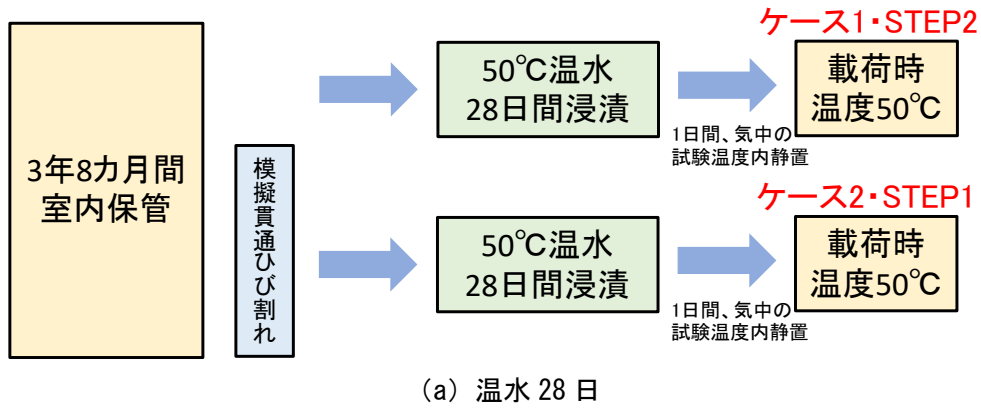


図-2.3.4 試験体に与えた環境負荷

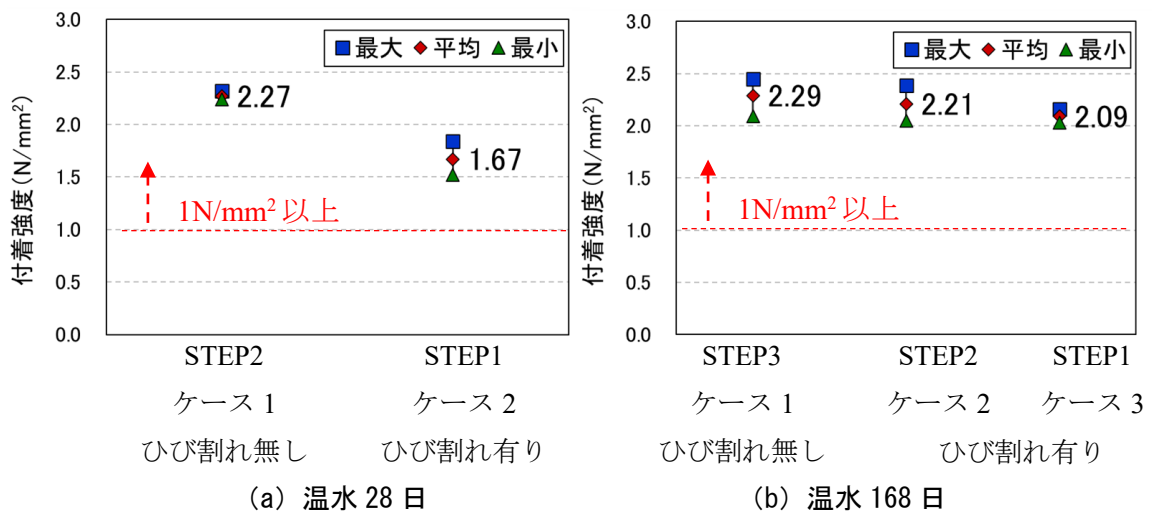


図-2.3.5 模擬貫通ひび割れが引張接着強度に及ぼす影響

2.3.3 自然乾燥の影響

温水負荷後の自然乾燥が引張接着強度に与える影響を確認した。試験体に与えた環境負荷を図-2.3.6に、引張接着強度試験の結果を図-2.3.7に示す。

温水を168日負荷させた試験結果と、その後7日間の自然乾燥（気中養生）を行った試験結果を比較する。この比較は、実橋でSFRC舗装の表面に発生したひび割れから雨水が接着材に浸透し湿潤状態となった後で、接着材が乾燥して水分が散逸された状況を想定したものである。

図-2.3.7(a)はケース2の試験結果である。引張接着強度の平均値について、温水を168日負荷させたケース2のSTEP2は 2.21 N/mm^2 、その後7日間の自然乾燥を行ったケース2のSTEP3は 1.88 N/mm^2 であった。自然乾燥により、引張接着強度が約15%低下した。

図-2.3.7(b)はケース3の試験結果である。温水を168日負荷させたケース3のSTEP1の引張接着強度の平均値は 2.09 N/mm^2 、その後7日間の自然乾燥を行ったケース3のSTEP2の引張接着強度の平均値は 1.93 N/mm^2 であった。自然乾燥により、引張接着強度が約7.6%低下する結果となった。

温水負荷後に自然乾燥を行うことにより、引張接着強度が低下する結果となった。これはSFRC舗装内部の水が自然乾燥によって逸散し、SFRC舗装の体積が減少するために内部に引張応力が発生し、引張接着強度が低下したものと考えられる。

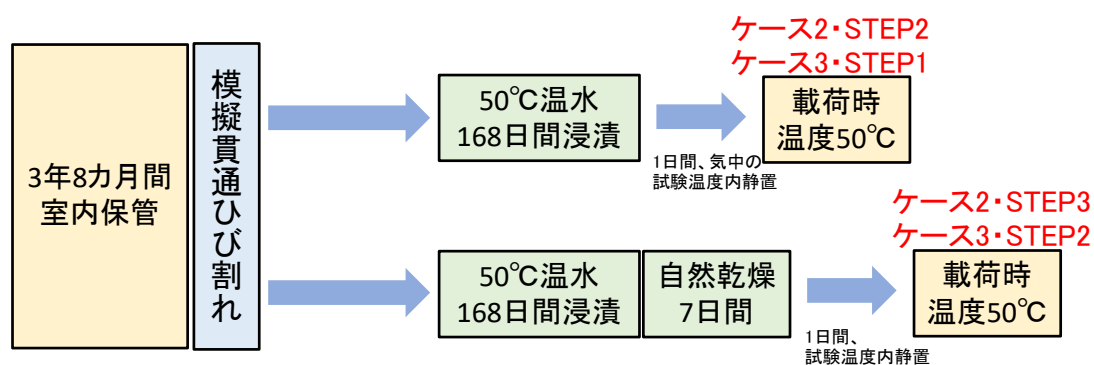
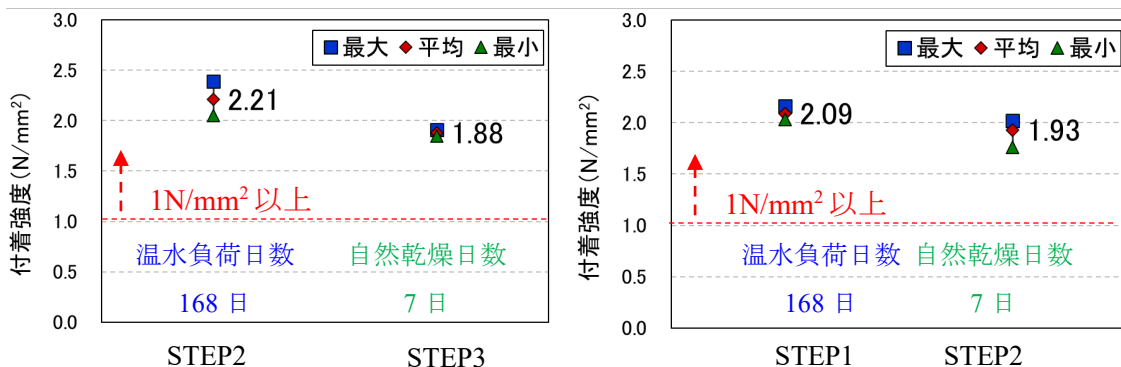


図-2.3.6 試験体に与えた環境負荷



(a) ケース2

(b) ケース3

図-2.3.7 自然乾燥が引張接着強度に及ぼす影響（温水168日、自然乾燥7日）

2.3.4 ひび割れ注入の影響

模擬貫通ひび割れへの注入材による補修が引張接着強度に与える影響を確認した。試験体に与えた環境負荷を図-2.3.8に、引張接着強度試験の結果を図-2.3.9に示す。

温水負荷を168日行った後で自然乾燥を7日行った試験結果と、その後、模擬貫通ひび割れとコア切削位置にひび割れ注入による補修を行い、温水負荷を28日行った試験結果を比較する。この比較は、実橋でSFRC舗装のひび割れを補修した状況を想定したものである。

図-2.3.9より、引張接着強度の平均値について、ひび割れ注入前は1.93 N/mm²、ひび割れ注入後は2.53 N/mm²であった。ひび割れ注入を行い、温水を28日負荷させることによって、引張接着強度が約31%増加した。

この要因として、①ひび割れ注入によって界面への温水負荷や水の浸入の影響が少なくなったこと、②コアが一体となったことで試験時の応力集中（試験用治具とSFRC舗装間の応力集中）の影響が低減されたこと、③試験や試験体のばらつき等が考えられる。なお、SFRCの強度増加については事前に168日温水負荷を与えた試験体であったため、追加で温水負荷28日を与えたことによって強度が増加したとは考え難い。このうち、試験や試験体のばらつきについては、後述する圧縮強度試験で考察を行う。ひび割れ注入による補修によって引張接着強度が回復する可能性が示唆された。

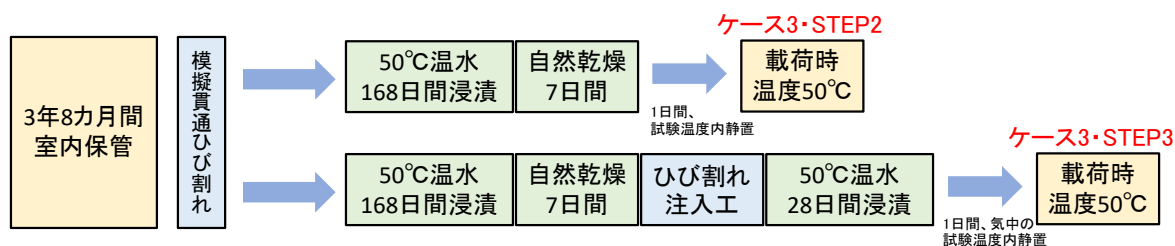


図-2.3.8 試験体に与えた環境負荷

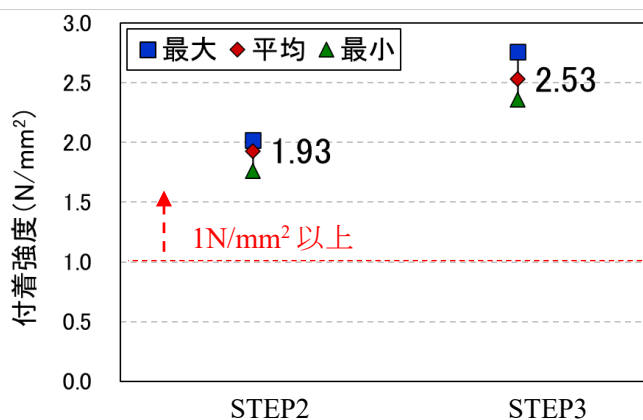


図-2.3.9 ひび割れ注入が引張接着強度に及ぼす影響（ケース3）

2.4 圧縮強度試験

2.2 や 2.3 に示すように、SFRC の強度のばらつきが引張接着強度に影響を与えている可能性が考えられるため、引張接着強度試験後の試験体を用いて圧縮強度試験を実施し、SFRC の強度のばらつきの評価を行う。

2.4.1 試験体の加工

ケース 1～3 の試験体について、引張接着強度試験を行っていない範囲を対象に、 $\phi 45$ 、 $\phi 50$ の圧縮強度試験用の試験体を採取した。写真-2.4.1 にコアの位置とコア採取後の試験体を示す。なお、ケース 2 の小型試験体について、試験体の採取方法や圧縮強度試験の実施に不具合がないか確認することを目的に、2 箇所を $\phi 45$ の予備試験体とし、先行して一連の試験を実施した。予備試験により試験方法に問題がないことを確認した上で、他の試験体の圧縮強度試験を実施した。



(a) ケース 1 の小型試験体



(b) ケース 2 の小型試験体



(c) ケース 3 の小型試験体

写真-2.4.1 コア的位置とコア採取後の試験体
(※黒字・ピンク： $\phi 45$ 試験体，赤字： $\phi 50$ 試験体)

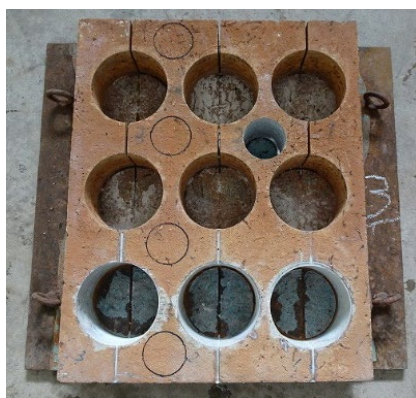
試験体の採取方法について、1つの小型試験体から8個（ケース2のみ10個）の試験体の作成を行った。事前に採取位置をマーキングし（写真-2.4.2）、ずれが無いように切削ビットを用いたコア切削を行い、鋼板部である裏面からトーチバーナにより加熱（写真-2.4.3）することで接着材と圧縮強度試験用のコアを分離させた。加熱後、マイナスドライバにて試験体が損傷ないようにコアの採取を行った（写真-2.4.4）。



(a) ケース1の試験体



(b) ケース2の試験体



(c) ケース3の試験体

写真-2.4.2 切削位置のマーキング



写真-2.4.3 トーチバーナによる加熱と温度測定



(a) ケース 1・ $\phi 45$



(b) ケース 1・ $\phi 50$



(c) ケース 2・ $\phi 45$



(d) ケース 2・ $\phi 50$



(e) ケース 3・ $\phi 45$



(f) ケース 3・ $\phi 50$

写真-2.4.4 切削状況

加熱温度について、既往研究^{2.4)}よりコンクリートの圧縮強度は100℃を超えると内在する水分が散逸し強度に影響を及ぼすことから、試験体への加温温度が100℃を超えないように温度管理を行った。採取時の裏面温度と採取直後の試験体の温度測定結果を表-2.4.1に示す。

研磨処理後の試験体寸法を計測した後、試験体の含水比を一定にするため、養生室（20℃環境）にて40時間以上水浸養生を行った（写真-2.4.5）。

表-2.4.1 採取時の鋼板裏面温度と試験体底面温度測定結果

Φ45		鋼板裏面温度 (°C)	供試体底面温度 (°C)	Φ50		鋼板裏面温度 (°C)	供試体底面温度 (°C)
CASE 1	1	95	73	CASE 1	1	98	77
	2	104	75		2	98	79
	3	98	81		3	103	80
	4	101	83		4	99	86
CASE2	1	99	80	CASE2	1	96	83
	2	102	83		2	99	81
	3	107	87		3	102	88
	4	105	81		4	103	89
	4'	101	77	CASE3	1	104	88
1	107	90	2		102	89	
2	109	89	3		104	90	
3	101	93	4		105	91	
4	104	93					



写真-2.4.5 水浸養生（20℃ 40時間以上）

2.4.2 試験方法

加工した圧縮強度試験用の試験体 24 体を対象に圧縮強度試験を行った。試験方法はコンクリートの圧縮強度試験方法（JIS A 1108:2018）に準拠した。写真-2.4.6 に圧縮強度試験機と試験状況を示す。圧縮強度試験は、養生水槽から取り出し、試験体重量を測定した後、速やかに試験を実施した。載荷試験時には変位量も確認した。なお試験体の縦横比の補正は表-2.4.2 より行った。



写真-2.4.6 圧縮強度試験機

表-2.4.2 圧縮強度試験における補正係数

高さ と 直径 の 比 (h/d)	補正係数	備考
2	1	h/d がこの表に示す値の間にある場合、補正係数を補間して求める。
1.75	0.98	
1.5	0.96	
1.25	0.93	
1	0.87	

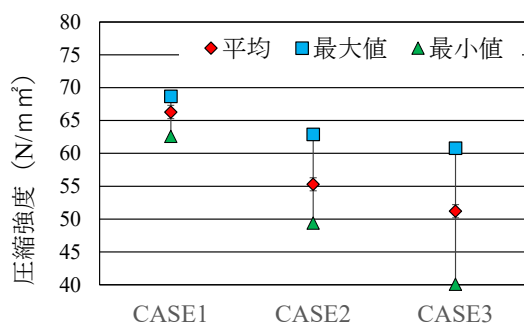
2.5 圧縮強度試験の結果

圧縮強度試験について、 $\phi 45$ 及び $\phi 50$ の結果を表-2.5.1 と図-2.5.1 に示す。圧縮強度試験結果の各ケースに対してスミルノフ・グラブス棄却検定 (5%, $T=1.481(n=4)$) により棄却判定を行った。なお、表-2.5.1 で灰色に着色した試験値は、棄却判定の結果により棄却された試験値である。

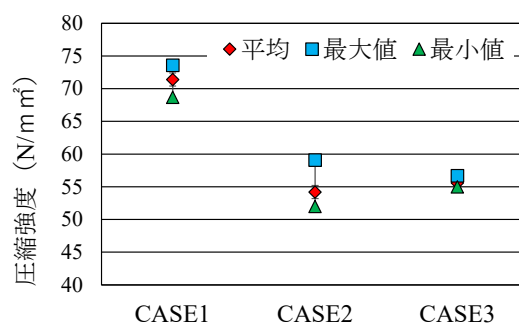
圧縮強度試験における試験径の影響について、ケース1とケース3における $\phi 50$ の試験値は $\phi 45$ の試験値と比較して若干大きな値を示すとともに、試験値のばらつきは $\phi 50$ の方が小さかった。また、小型試験体(ケース)ごとの比較では、ケース1の圧縮強度試験の結果が試験径によらず、2割程度大きな値を示した。

表-2.5.1 圧縮強度試験結果

$\phi 45$	CASE1	CASE2	CASE3	$\phi 50$	CASE1	CASE2	CASE3
1	68.7	49.4	44.8	1	68.7	52.1	47.9
2	68.1	53.4	59.2	2	71.1	53.5	55.0
3	62.6	62.9	40.1	3	72.3	59.1	56.7
4	65.7	55.6	60.8	4	73.6	52.0	55.0
平均	66.3	55.3	51.2	平均	71.4	54.2	55.6
最大値	68.7	62.9	60.8	最大値	73.6	59.1	56.7
最小値	62.6	49.4	40.1	最小値	68.7	52.0	55.0
標準偏差	2.8	5.7	10.3	標準偏差	2.1	3.4	1.0



(a) $\phi 45$



(b) $\phi 50$

図-2.5.1 圧縮強度試験結果

2.5.1 ケース1（模擬貫通ひび割れ無し，温水負荷 28日・168日）

ケース1の試験体は合計196日間温水に浸漬したものである。圧縮強度試験後の供試体を写真-2.5.1に示す。ケース1の試験結果について，試験体の位置と対応した結果を図-2.5.2に示す。試験体の位置による傾向の違いはみられない。

圧縮強度の平均値について， $\phi 45$ は 66.3 N/mm^2 ， $\phi 50$ は 71.4 N/mm^2 であり，直径の違いで 5.1 N/mm^2 の差が確認された。



(a) $\phi 45$

(b) $\phi 50$

写真-2.5.1 圧縮強度試験後の供試体

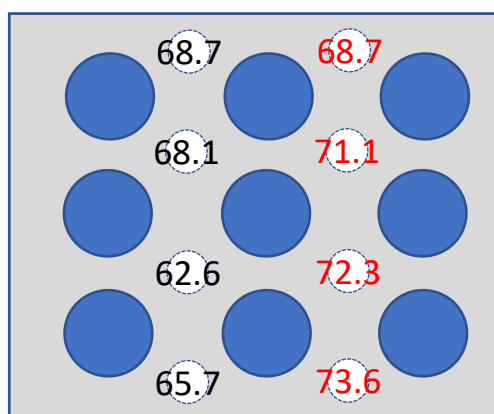
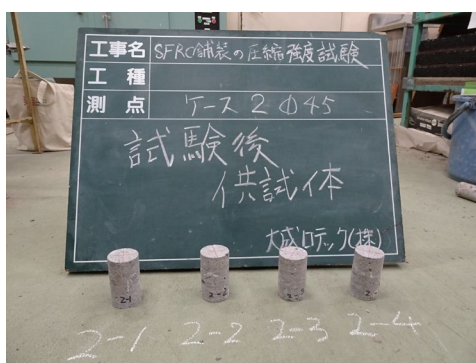


図-2.5.2 圧縮強度試験結果 (N/mm^2) (黒字 $\phi 45$ ，赤字 $\phi 50$)

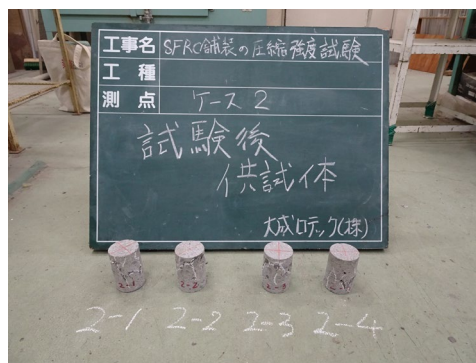
2.5.2 ケース2（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷168日，乾燥7日）

ケース2の試験体は模擬貫通ひび割れを設け，合計168日間温水に浸漬したものである。圧縮強度試験後の供試体を写真-2.5.2に示す。ケース2の試験結果について，試験体の位置と対応した結果を図-2.5.3に示す。なお，ケース2はφ45を6箇所で開催している。試験体の位置による傾向の違いはみられない。

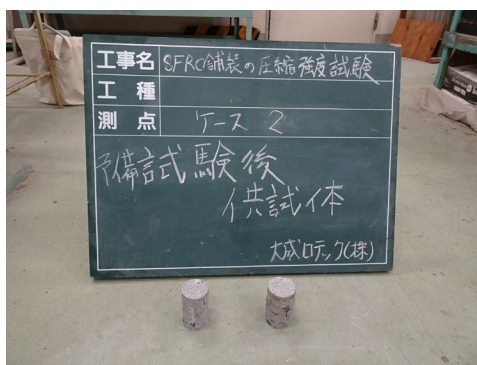
圧縮強度の平均値について，φ45は55.3N/mm²，φ50は54.2N/mm²であり，直径の違いで1.1N/mm²の差が確認された。



(a) φ45



(b) φ50



(c) φ45（予備試験）

写真-2.5.2 圧縮強度試験後の供試体

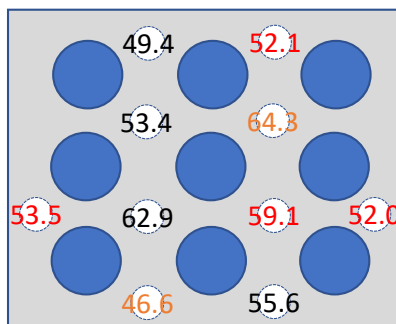


図-2.5.3 圧縮強度試験結果 (N/mm²) (黒字φ45，赤字φ50，オレンジφ45（予備試験）)

2.5.3 ケース3（模擬貫通ひび割れ有り，温水負荷168日，乾燥7日，温水負荷28日）

ケース3の試験体は模擬貫通ひび割れを設け，合計196日間温水に浸漬したものである。圧縮強度試験後の供試体を写真-2.5.3に示す。ケース3の試験結果について，試験体の位置と対応した結果を図-2.5.4に示す。試験体の位置による傾向の違いは確認することが出来なかった。ケース3のφ45の試験結果は最もばらつきが大きく，標準偏差が10.3であった。また，φ50の試験結果において，1箇所の試験値（47.9 N/mm²）で棄却される結果となったため，平均値の算出にあたって棄却された結果は除いた。これらの結果から，ケース3の小型試験体はばらつきが大きい可能性がある。

圧縮強度の平均値について，φ45は51.2 N/mm²，φ50は55.6 N/mm²であり，直径の違いで3.1 N/mm²の差が確認された。なお，1箇所の試験値（47.9 N/mm²）を棄却しなかった場合，ケース3のφ50の平均値は53.7 N/mm²，標準偏差3.9 N/mm²であった。



(a) φ45

(b) φ50

写真-2.5.3 圧縮強度試験後の供試体

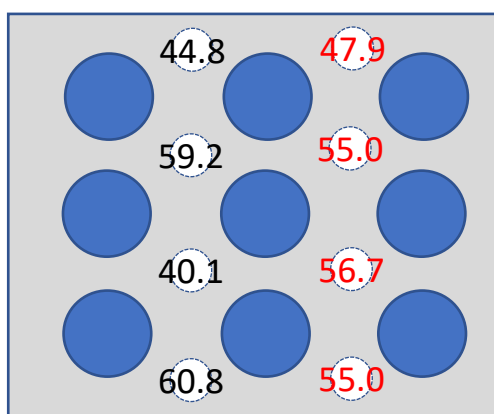


図-2.5.4 圧縮強度試験結果 (N/mm²) (黒字φ45，赤字φ50)

2.6 圧縮強度試験を踏まえた引張接着強度試験の考察

(1) 引張接着強度試験における温度履歴の影響検討

既往研究^{2,7)}では、コンクリートは一般的に材齢が500日程度あれば、水和反応の進行が終了したものとみなせると述べられている。本試験で使用した小型試験体は引張接着強度試験を行うまでに、製作から約3年8カ月（約1,400日）が経過していることから、水和反応は終了していると考えられる。

引張接着強度試験により各ケース異なる期間の温水負荷を作用させているため、温度履歴に関する差の有無を確認した。具体的には、温度履歴のみを対象として気中、温水中の区別を無しとして、環境温度のみで積算温度を算出した。また、試験開始前や試験終了後の期間は、室温を20℃環境であると仮定した。各ケースの積算温度を算出した結果を表-2.6.1に示す。全試験の完了時点においては、すべての小型試験体において同じ積算温度となった。従って、引張接着強度試験の温度履歴は、全てのケースで同じ条件であったと考えられる。このため、温水負荷によりコンクリートの水和反応が進行し、ケースごとに差を与えた結果になることは考えにくい。ただし、ケース2、3は試験中の温度降下がケース1に比べて1回多く、加温水浸状態から常温気中状態となっており、内部の水分が散逸したとも考えられる。

表-2.6.1 引張接着強度試験の温度履歴

ケース1		ケース2		ケース3	
試験条件	積算温度DD	試験条件	積算温度DD	試験条件	積算温度DD
50℃気中1日 試験	60	室温1日 保管	30	室温1日 保管	30
50℃温水28日 養生	1,680	50℃温水28日 養生	1,680	室温28日 保管	840
50℃気中1日 試験	60	50℃気中1日 試験	60	室温1日 保管	30
50℃温水168日 養生	10,080	50℃温水168日 養生	10,080	50℃温水168日 養生	10,080
50℃気中1日 試験	60	50℃気中1日 試験	60	50℃気中1日 試験	60
室温7日 保管	210	室温気中7日 養生	210	室温気中7日 養生	210
室温1日 保管	30	50℃気中1日 試験	60	50℃気中1日 試験	60
室温28日 保管	840	室温28日 保管	840	50℃温水28日 養生	1,680
室温1日 保管	30	室温1日 保管	30	50℃気中1日 試験	60
合計	13,050	合計	13,050	合計	13,050

なお、積算温度（DD）は以下の式により求めた。

$$DD = \sum \{ (\text{温度} + 10) \times \text{日数} \}$$

室温及び室温気中 : 20℃

50℃温水及び50℃気中 : 50℃

(2) 供試体密度と圧縮強度の確認

圧縮試験前に測定した密度(40時間以上水浸)と圧縮強度の関係を表-2.6.2, 図-2.6.1に示す。相関係数は0.89であり, 密度と圧縮強度に相関関係があることが確認できた。

以上のことから, ケース1に対してケース2, 3の強度に差が生じた主な要因は, 以下の2つが考えられる。

- ① 乾湿の繰り返しが影響し, ケース2, 3は強度低下が生じた。なお, ケース1と比較した際に, 高温から常温への温度降下の回数は1回異なる。
- ② 供試体の密度と圧縮強度に相関性があり差が生じた。

表-2.6.2 供試体密度と圧縮強度の比較

	φ45 供試体			φ50 供試体		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
密度 (kg/cm ³)	2.253	2.173	2.161	2.248	2.159	2.153
圧縮強度 (N/mm ²)	66.3	55.3	51.2	71.4	54.2	55.6

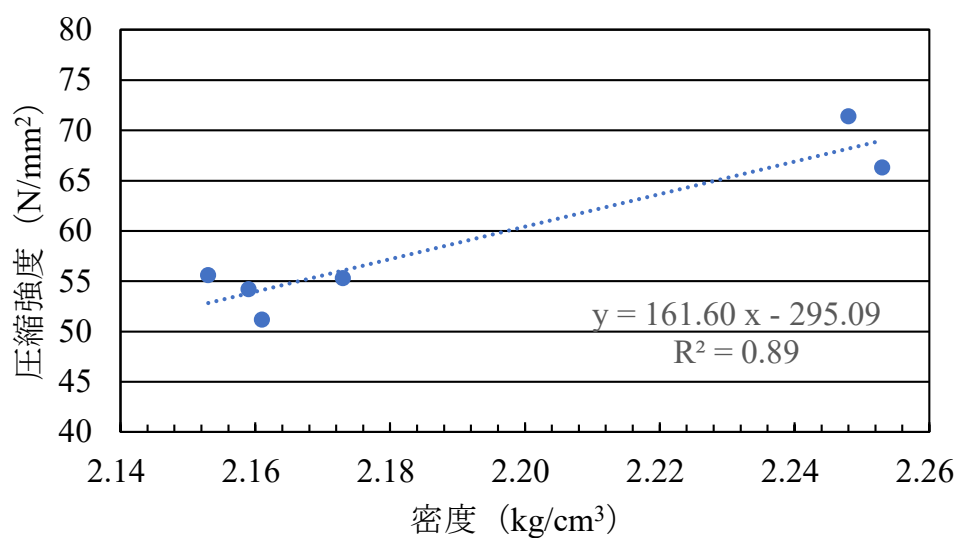


図-2.6.1 密度と圧縮強度の比較

(3) 引張接着強度試験結果の考察

1) ケース1

図-2.6.2にケース1における引張接着強度試験及び圧縮強度試験の位置関係と試験結果を、表-2.6.3に引張接着強度に対する圧縮強度の平均値を、図-2.6.3に引張接着強度と圧縮強度の平均値の関係を示す。

表-2.6.3では、引張接着強度と圧縮強度の関係性を確認するため、引張接着強度の試験位置周辺で実施した2箇所または4箇所の圧縮強度試験結果の平均値を算出した。この算出した圧縮強度の平均値を、引張接着強度に対する代表値として設定した。

図-2.6.3では、表-2.6.3で整理した引張接着強度に対する圧縮強度の代表値とそれぞれの引張接着強度の関係を整理した。9箇所の試験結果から、引張接着強度と圧縮強度の相関関係はみられなかった。

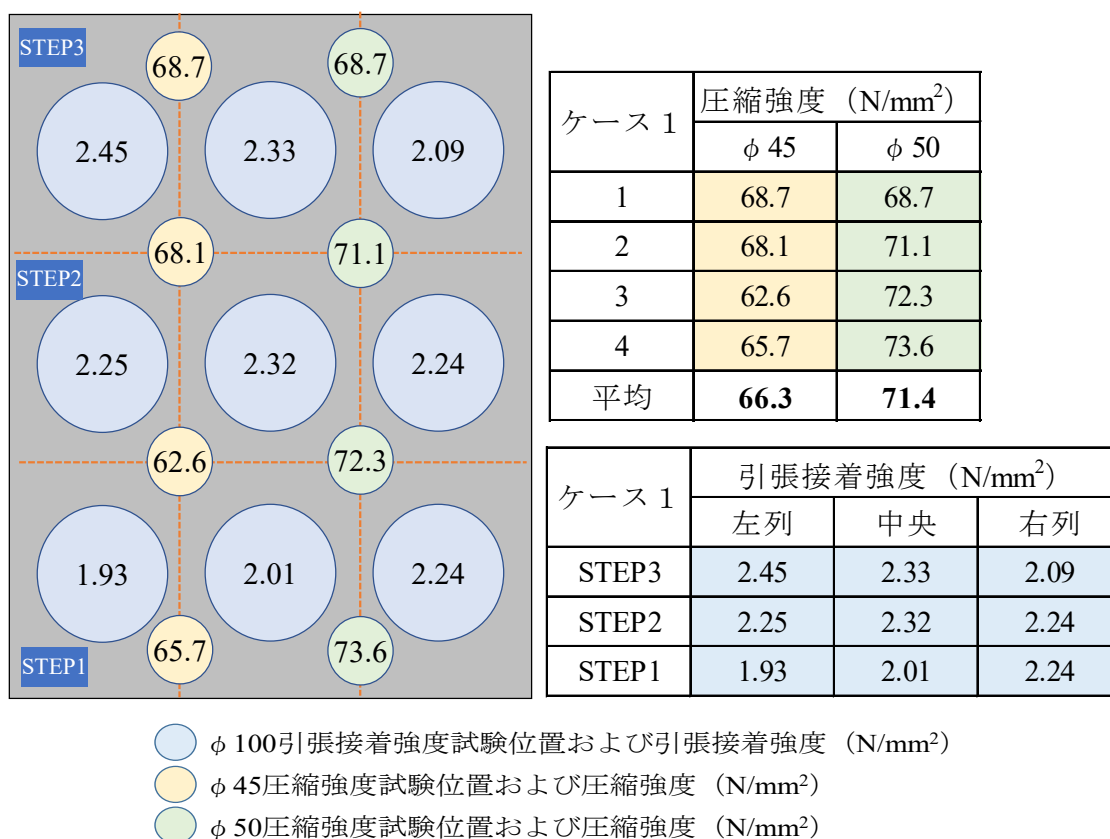


図-2.6.2 引張接着強度試験結果と圧縮強度試験結果の位置関係 (ケース1)

表-2.6.3 引張接着強度に対する圧縮強度の平均値（ケース1）

STEP3

引張接着強度 (N/mm ²)	2.45		2.33				2.09	
圧縮強度 (N/mm ²)	68.7	68.1	68.7	68.1	68.7	71.1	68.7	71.1
平均圧縮強度 (N/mm ²)	68.4		69.2				69.9	

STEP2

引張接着強度 (N/mm ²)	2.25		2.32				2.24	
圧縮強度 (N/mm ²)	68.1	62.6	68.1	62.6	71.1	72.3	71.1	72.3
平均圧縮強度 (N/mm ²)	65.4		68.5				71.7	

STEP1

引張接着強度 (N/mm ²)	1.93		2.01				2.24	
圧縮強度 (N/mm ²)	62.6	65.7	62.6	65.7	72.3	73.6	72.3	73.6
平均圧縮強度 (N/mm ²)	64.2		68.6				73.0	

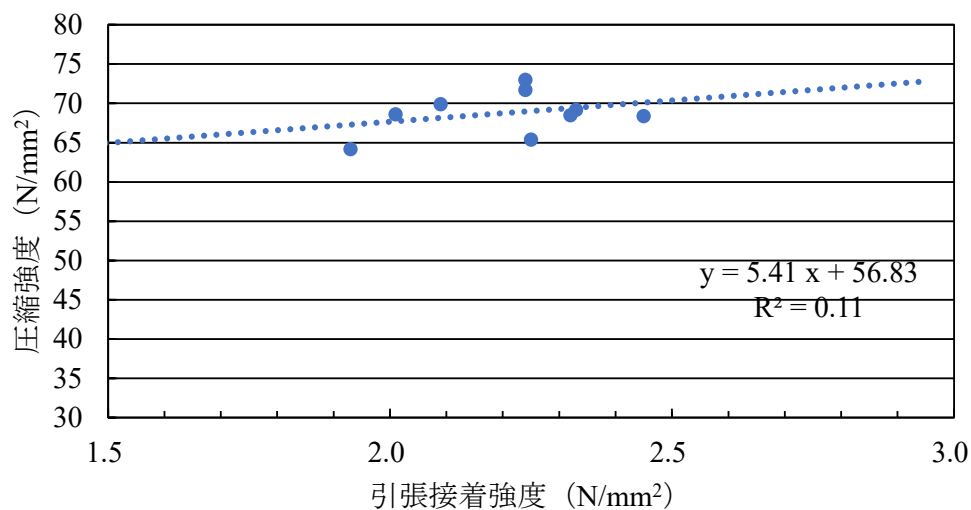


図-2.6.3 引張接着強度と圧縮強度の関係（ケース1）

2) ケース2

図-2.6.4にケース2における引張接着強度試験及び圧縮強度試験の位置関係と試験結果を、表-2.6.4に引張接着強度に対する圧縮強度の平均値を、図-2.6.5に引張接着強度と圧縮強度の平均値の関係を示す。

表-2.6.4では、引張接着強度と圧縮強度の関係性を確認するため、引張接着強度の試験位置周辺で実施した1箇所から3箇所の圧縮強度試験結果の平均値を算出した。この算出した圧縮強度の平均値を、引張接着強度に対する代表値として設定した。

図-2.6.5では、表-2.6.4で整理した引張接着強度に対する圧縮強度の代表値とそれぞれの引張接着強度の関係を整理した。9箇所の試験結果から、引張接着強度と圧縮強度の相関関係はみられなかった。

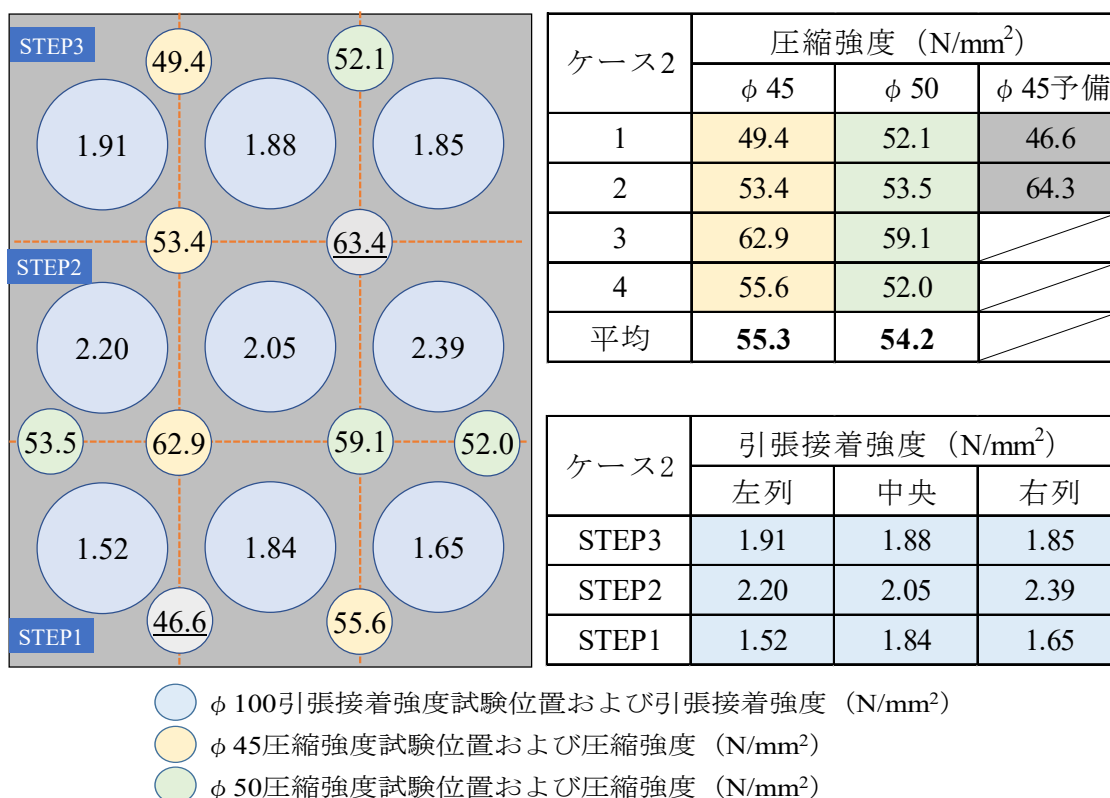


図-2.6.4 引張接着強度試験結果と圧縮強度試験結果の位置関係 (ケース2)

表-2.6.4 引張接着強度に対する圧縮強度の平均値（ケース2）

STEP3

引張接着強度 (N/mm ²)	1.91		1.88		1.85	
圧縮強度 (N/mm ²)	49.4	53.4	49.4	53.4	52.1	52.1
平均圧縮強度 (N/mm ²)	51.4		51.6		52.1	

STEP2

引張接着強度 (N/mm ²)	2.20			2.05		2.39		
圧縮強度 (N/mm ²)	53.5	53.4	62.9	53.4	62.9	59.1	59.1	52.0
平均圧縮強度 (N/mm ²)	56.6			58.5		55.6		

STEP1

引張接着強度 (N/mm ²)	1.52		1.84		1.65			
圧縮強度 (N/mm ²)	53.5	62.9	62.9	59.1	55.6	59.1	55.6	52.0
平均圧縮強度 (N/mm ²)	58.2		59.2		55.6			

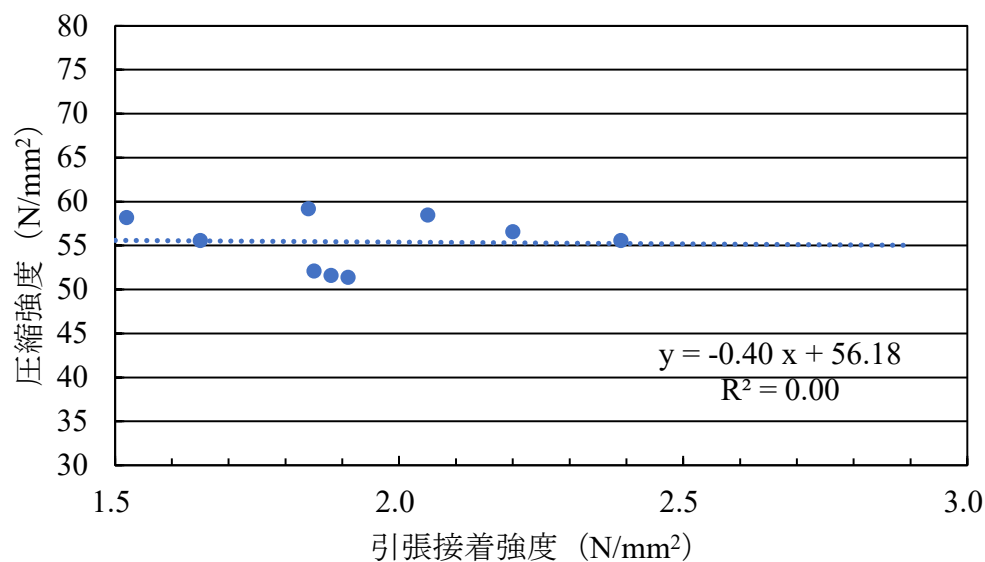


図-2.6.5 引張接着強度と圧縮強度の関係（ケース2）

3) ケース3

図-2.6.6にケース3における引張接着強度試験及び圧縮強度試験の位置関係と試験結果を、表-2.6.5に引張接着強度に対する圧縮強度の平均値を、図-2.6.7に引張接着強度と圧縮強度の平均値の関係を示す。

表-2.6.5では、引張接着強度と圧縮強度の関係性を確認するため、引張接着強度の試験位置周辺で実施した1箇所から4箇所の圧縮強度試験結果の平均値を算出した。この算出した圧縮強度の平均値を、引張接着強度に対する代表値として設定した。

図-2.6.7では、表-2.6.5で整理した引張接着強度に対する圧縮強度の代表値とそれぞれの引張接着強度の関係を整理した。9箇所の試験結果から、引張接着強度と圧縮強度の相関関係はみられなかった。

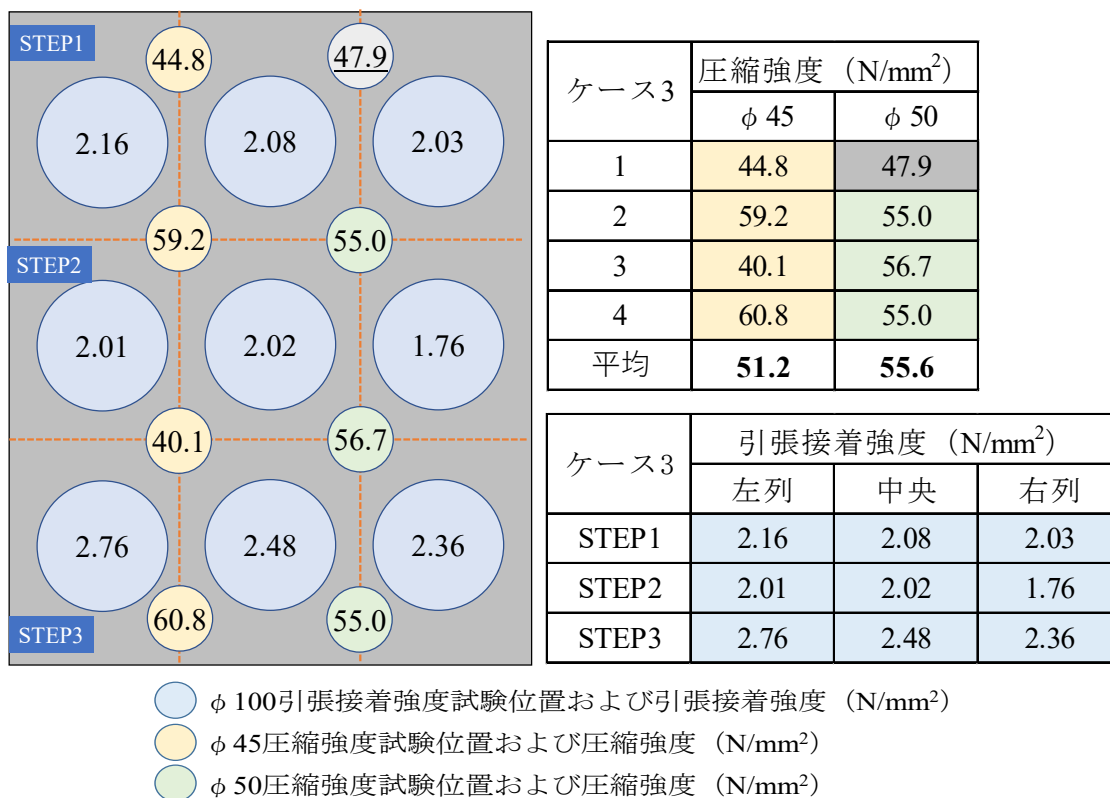


図-2.6.6 引張接着強度試験結果と圧縮強度試験結果の位置関係 (ケース3)

表-2.6.5 引張接着強度に対する圧縮強度の平均値（ケース3）

STEP3

引張接着強度 (N/mm ²)	2.16		2.08			2.03
圧縮強度 (N/mm ²)	44.8	59.2	44.8	59.2	55.0	55.0
平均圧縮強度 (N/mm ²)	52.0		53.0			55.0

STEP2

引張接着強度 (N/mm ²)	2.01		2.02				1.76	
圧縮強度 (N/mm ²)	59.2	40.1	59.2	40.1	55.0	56.7	55.0	56.7
平均圧縮強度 (N/mm ²)	49.7		52.8				55.9	

STEP1

引張接着強度 (N/mm ²)	2.76		2.48				1.65	
圧縮強度 (N/mm ²)	40.1	60.8	40.1	60.8	56.7	55.0	56.7	55.0
平均圧縮強度 (N/mm ²)	50.5		53.2				55.9	

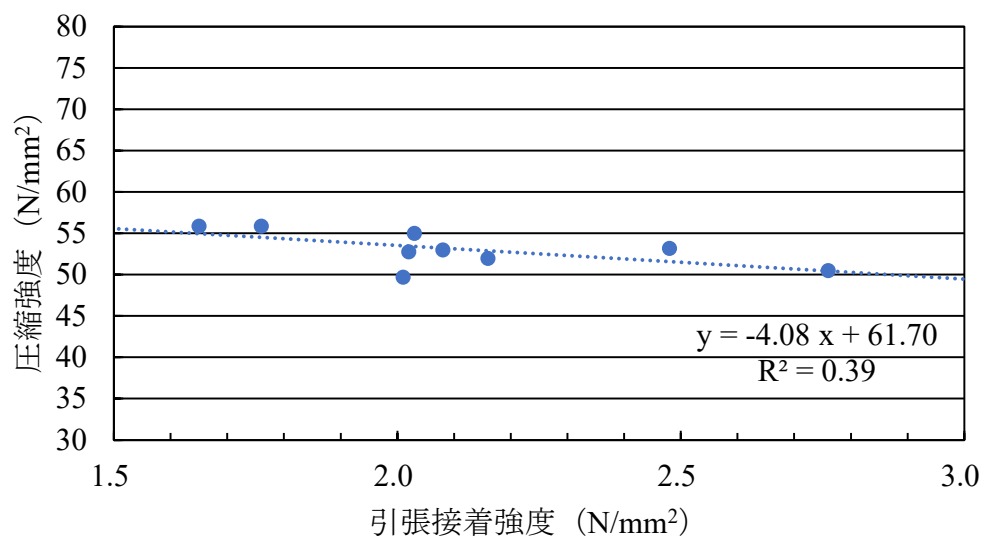


図-2.6.7 引張接着強度と圧縮強度の関係（ケース3）

3. 浸水負曲げ疲労試験

SFRC 舗装の負曲げ域に生じるひび割れの進展性状等の把握と、ひび割れの進展に伴い水が浸入することによる引張接着強度の影響について把握することを目的に、小型の試験体を用いて静的負曲げ試験及び浸水負曲げ疲労試験を実施した。また、浸水負曲げ疲労試験の後には、引張接着強度試験を行った。なお、負曲げ疲労試験は、通行車両の車輪が主桁ウェブを跨ぐ場合を想定するものである。また、浸水負曲げ疲労試験の後に、引張接着強度試験を行った。

3.1 試験概要

3.1.1 試験体

供試体寸法は既往研究^{3.1),3.2)}を参考に、鋼床版デッキプレートに相当する板厚 12mm の鋼板 (500mm×550mm) の上に、厚さ 75mm の SFRC 舗装 (500mm×400mm) を配置した。SFRC 舗装の中央高 (37.5mm) の位置に、主桁ウェブ等の負曲げ域を想定した補強材を配置した。鋼板と SFRC 舗装を接合するための接着剤は、エポキシ系接着剤 B (表-2.1.3 参照) を用いた。小型試験体の寸法を図-3.1.1 に示す。

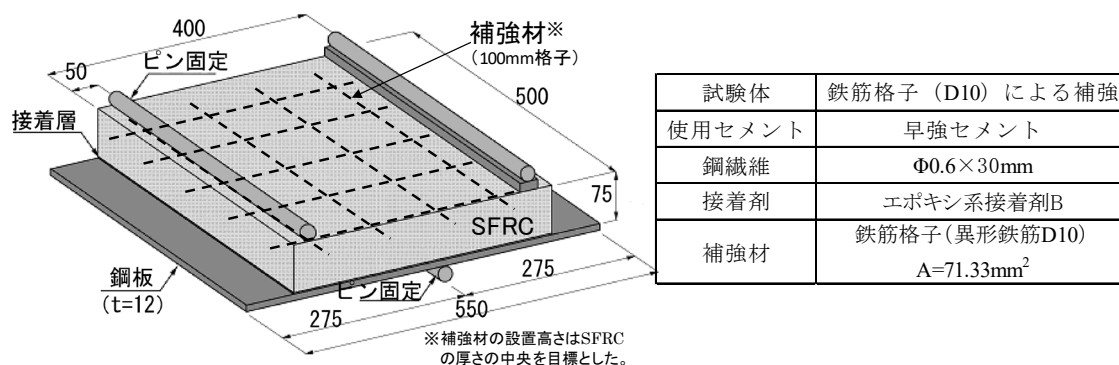


図-3.1.1 試験体の形状・寸法(単位: mm)

3.1.2 試験体の製作

小型試験体は、2.1.1 と同じ材料および方法で製作した。なお、補強材は鉄筋格子 (異形鉄筋 D10) を設置した。

3.1.3 試験方法

(1) 一般

静的な負曲げ試験により小型試験体にひび割れを導入した後、浸水負曲げ疲労試験を実施した。

1) 静的負曲げ試験

静的負曲げ試験は、**図-3.1.2**に示すように試験体の片側上面と中央下面を支点として支持し、片持ちの状態試験体を設置し、もう一方の上面に静的に載荷した。

2) 浸水負曲げ疲労試験

実橋で想定されるひび割れとなるよう載荷試験を実施した。既往研究^{3.1)}によれば、主桁ウェブ直上のSFRCに貫通ひび割れを生じた状態で、大型車の左右の輪が主桁ウェブを跨ぐように載荷された場合(後輪2軸8輪、1輪あたり50kNと想定)にひび割れ幅が0.1mm程度になることが想定される。これに荷重の実態を考慮した余裕等を見込んでひび割れが0.2mm程度となるまで載荷試験を行った。その後、**写真-3.1.1**に示すように試験体上面の四辺の縁に水を溜めることができる壁(エポキシ樹脂)を設置して、SFRC舗装の表面を浸水状態にし、ひび割れが0.2mm程度となるように試験機変位を調整し、変位制御で200万回の繰り返し載荷を実施した。

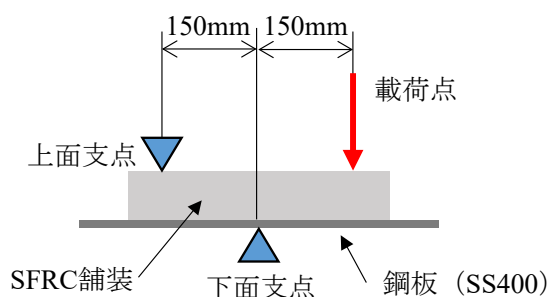


図-3.1.2 試験体の支点と載荷点

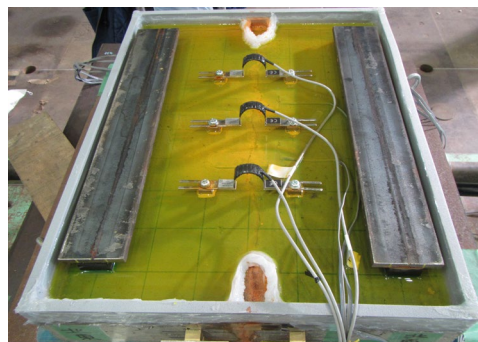


写真-3.1.1 小型試験体上面の水張り

(2) 載荷方法

試験機は土木研究所所有の「50/75tf門型構造物繰返し載荷装置」を使用した。試験機の荷重について、静的負曲げ試験はひび割れが生じるまで荷重を載荷した。最大荷重は44.85kNであった。浸水負曲げ疲労試験はひび割れが0.2mm程度となるように、荷重を1.3kN~37kNの範囲で調整し、繰返し載荷を行った。繰返し回数が1万回に到達するまでは0.5Hzで載荷し、繰返し回数が1万回から200万回までは1Hzで載荷した。

図-3.1.3に示すように試験体を設置した状態で繰返し載荷した。試験にあたっては、載荷点位置の応力集中を避けるため、載荷点上面は幅30mm、長さ400mm、厚さ20mmのクロップレンゴムと鋼板6mmを介して載荷した(**写真-3.1.2**)。

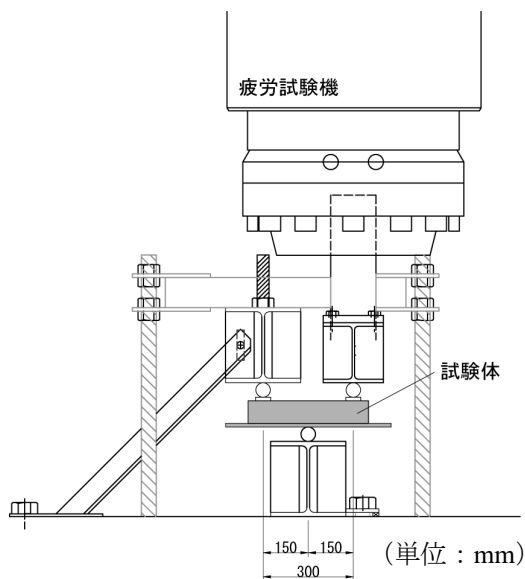


図-3.1.3 負曲げ試験の载荷方法

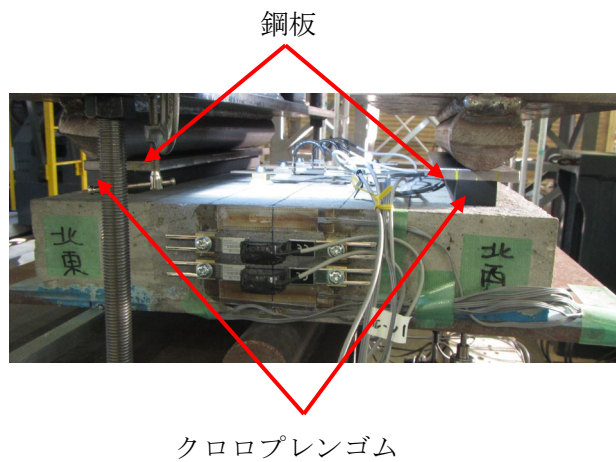


写真-3.1.2 クロロプレングムと鋼板

(3) 計測位置

小型供試体に対して，SFRC 舗装の上面及び側面，鋼板部にひずみゲージ及び π ゲージを設置した。また，小型試験体の四隅に変位計を設置した。表-3.1.1 に計測機器の規格及び数量を，図-3.1.4 に計測機器の設置位置を，写真-3.1.3 に計測機器の設置状況をそれぞれ示す。

表-3.1.1 計測機器の規格及び数量

計測機器	規格 (いずれも (株) 東京測器研究所製)	数量
ひずみゲージ (1 軸)	FLKB-1-11-5LJCT (一般用 (鋼材用))	6
	FLM-60-11-5LJCT (コンクリート用)	6
変位計	CDP-25 (25mm まで測定可能)	4
π ゲージ	PI-2-100 (2mm まで測定可能)	7

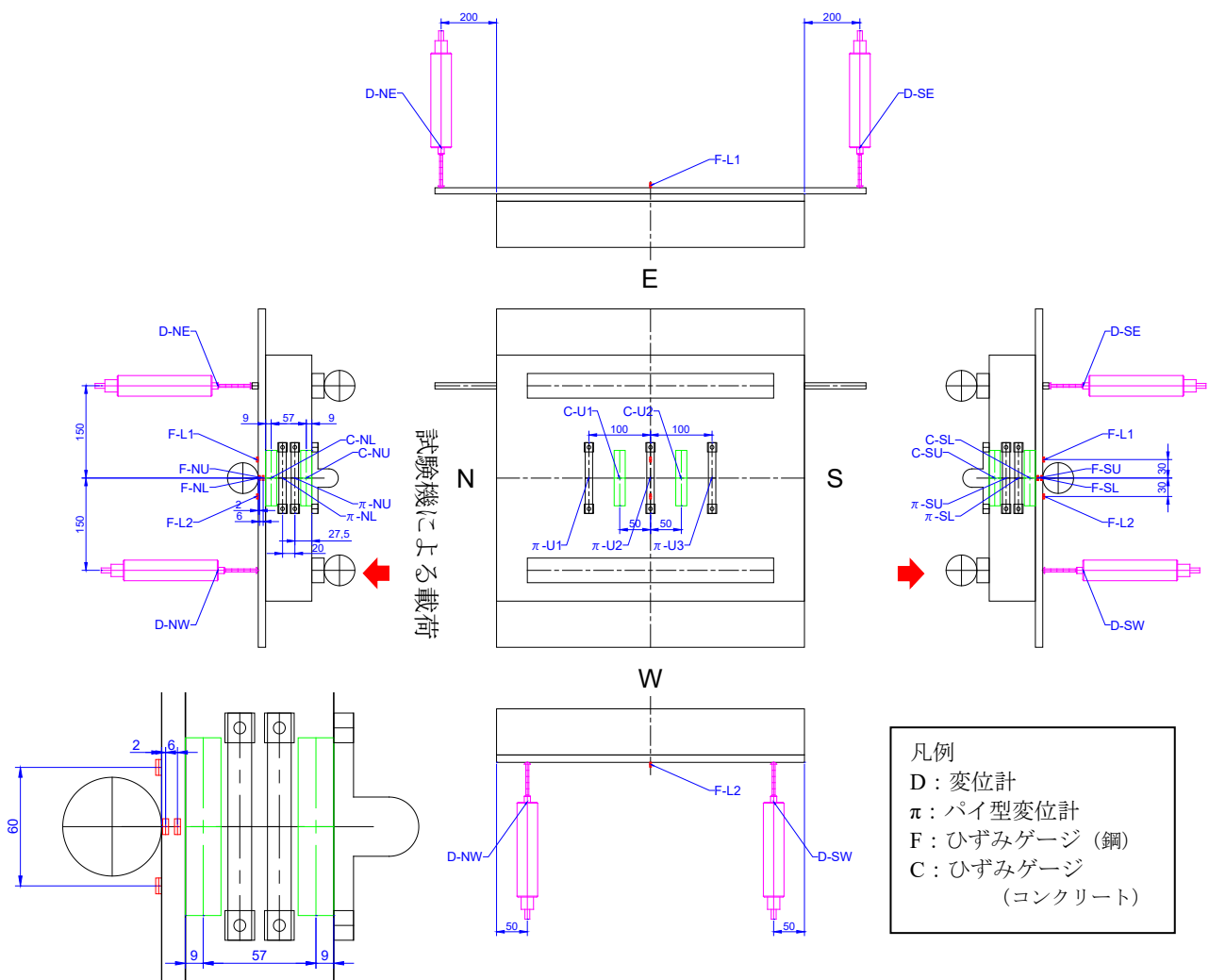
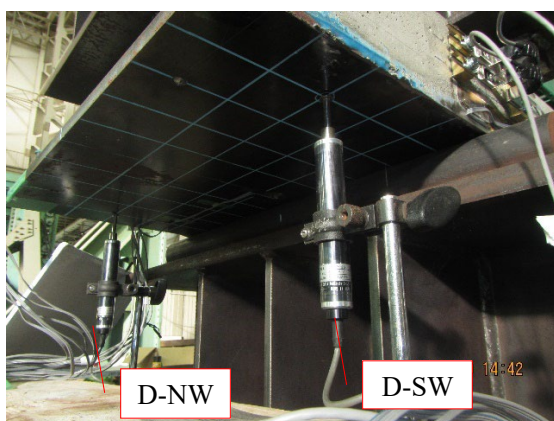
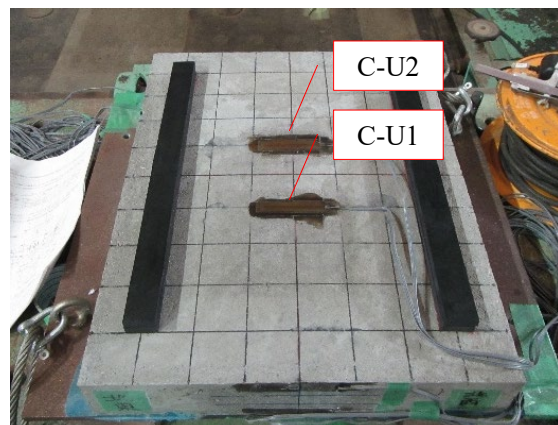


図-3.1.4 計測機器の設置位置 (単位 : mm)

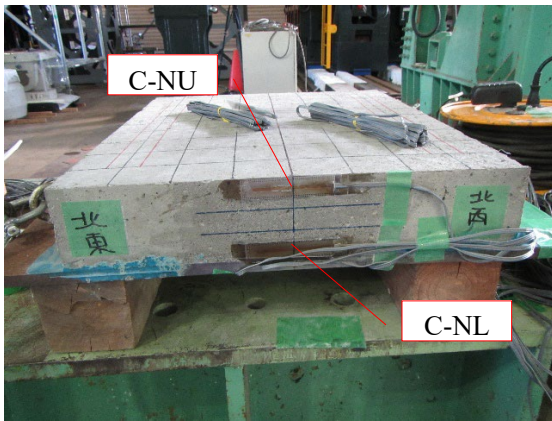


(a) 変位計設置状況 (載荷点直下)

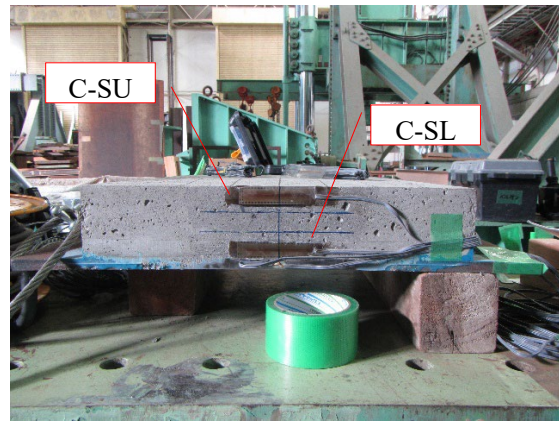


(b) ひずみゲージ設置状況
(コンクリート上面)

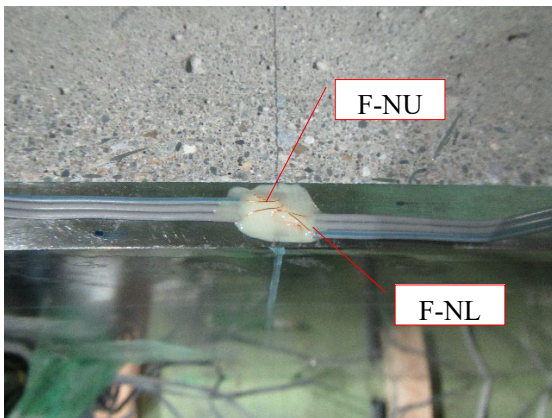
写真-3.1.3 計測機器の設置状況 (その1)



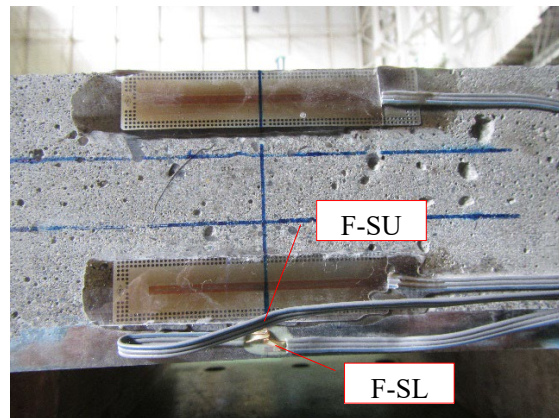
(c) ひずみゲージ設置状況
(コンクリート側面 北側)



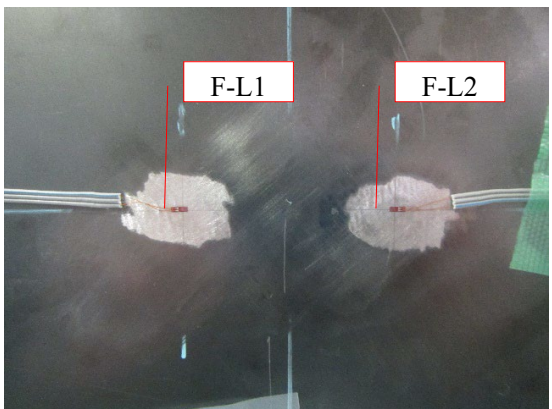
(d) ひずみゲージ設置状況
(コンクリート側面 南側)



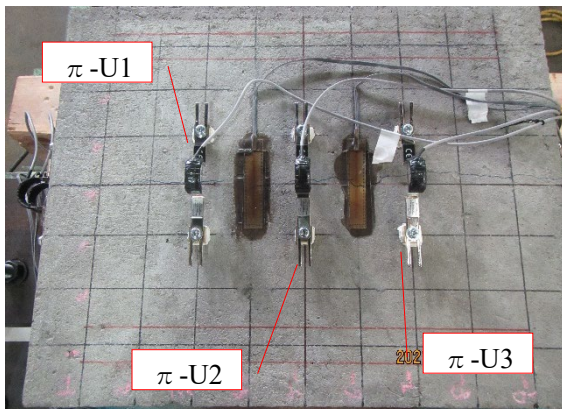
(e) ひずみゲージ設置状況
(鋼板側面 北側)



(f) ひずみゲージ設置状況
(鋼板側面 南側)

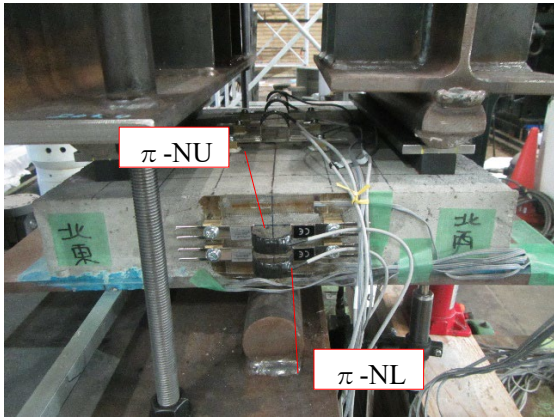


(g) ひずみゲージ設置状況 (鋼板下面)

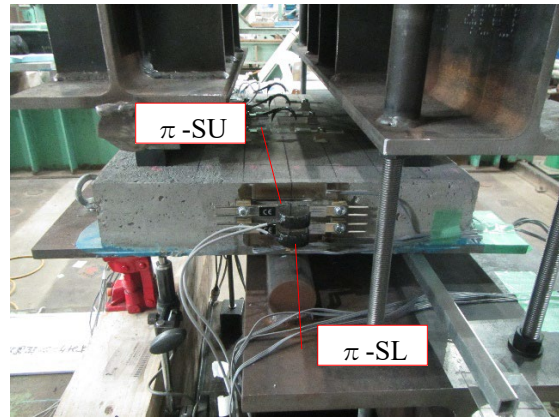


(h) π ゲージ設置状況 (上面)

写真-3.1.3 計測機器の設置状況 (その2)



(g) π ゲージ設置状況 (北側)



(h) π ゲージ設置状況 (南側)

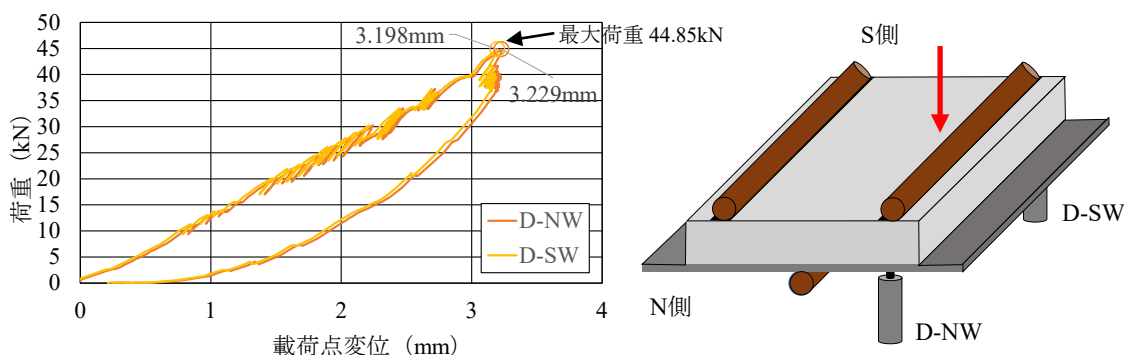
写真-3.1.3 計測機器の設置状況 (その3)

3.2 静的負曲げ試験結果

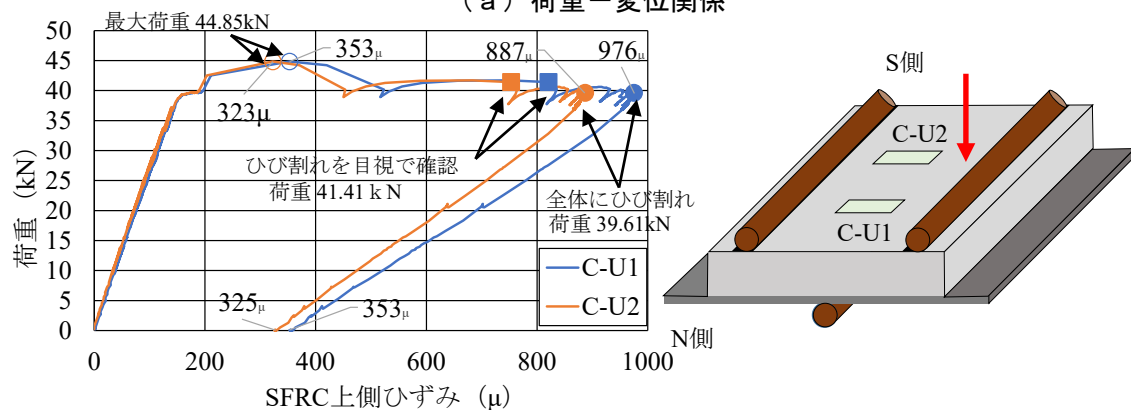
図-3.2.1 に荷重と各計測値（変位、小型試験体の表面におけるコンクリートのひずみ、小型試験体の側面と下面における鋼板のひずみ、 π 型変位計による変位）の関係を示す。図中に丸で囲うデータは最大荷重の各計測値を示す。写真-3.2.1 に試験後のひび割れ状況を、図-3.2.2 に π 型変位計で計測した最大ひび割れと残留ひび割れを示す。

試験は小型試験体の表面にひび割れが生じるまで静的載荷を行うことを想定して行った。試験結果について、図-3.2.1 (b) に示すように最大荷重は 44.85kN まで到達し、その後、荷重が低下するとともにひずみが急増し、ひび割れが発生したと考えられる。荷重 41.41kN の時に目視で確認できるひび割れが発生し、荷重 39.61kN の時に試験体全体にひび割れが発生した。小型試験体上面の最大ひび割れ幅は 0.1mm，除荷後の残留ひび割れは 0.04mm であり、想定した通りにひび割れが発生した。

図-3.2.1 (g) (h) より、鋼板側面の北側と南側の上側ひずみと下側ひずみをそれぞれ比較すると、北側のひずみの方が南側よりも大きなひずみが発生している。特に鋼板側面下側では 10 倍近い差が生じている。この原因として、小型試験体が偏心し、北側と南側に対して荷重を均等に載荷できなかった可能性が考えられる。図-3.2.1 (i) (j) においても、北側のひずみが若干大きい傾向を示している。これらの結果から、北側の計測結果に偏心の影響が生じていることが考えられる。

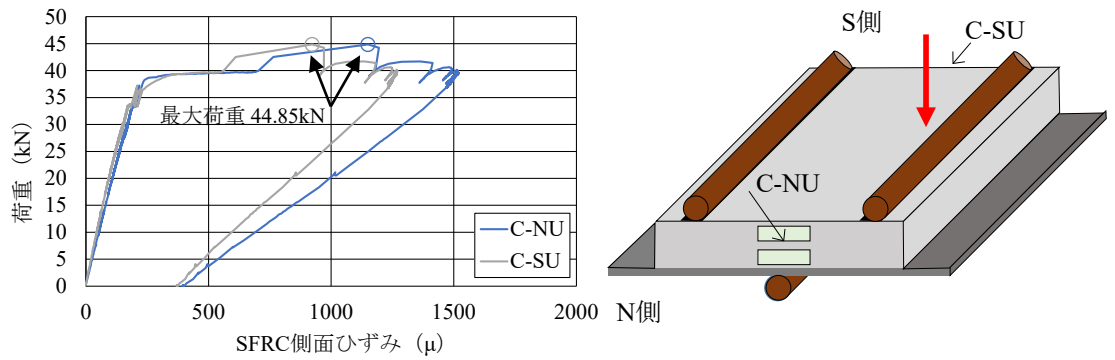


(a) 荷重－変位関係

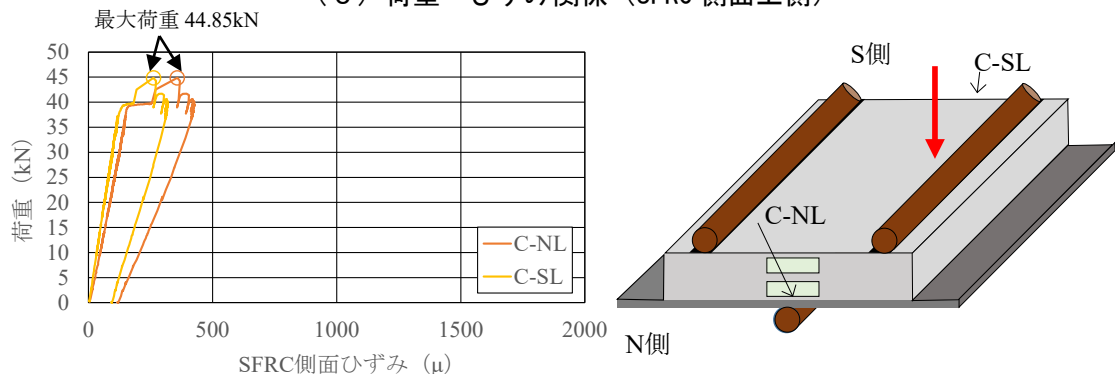


(b) 荷重－ひずみ関係 (SFRC 上面)

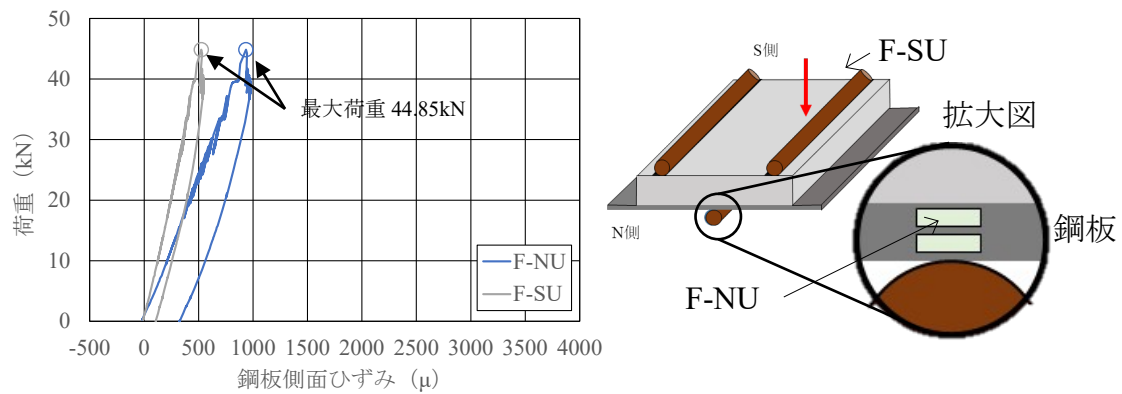
図-3.2.1 荷重と各計測点の計測値の関係 (その1)



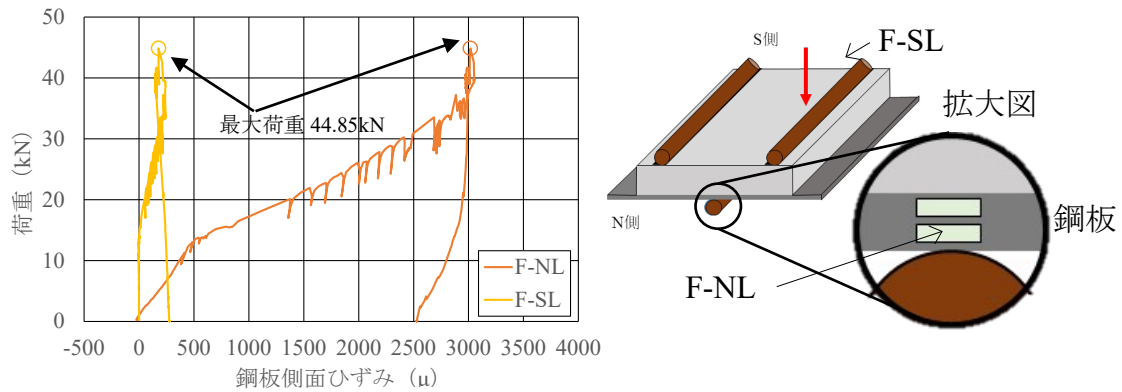
(c) 荷重－ひずみ関係 (SFRC 側面上側)



(d) 荷重－ひずみ関係 (SFRC 側面下側)

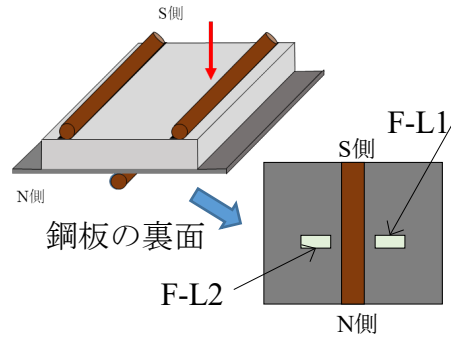
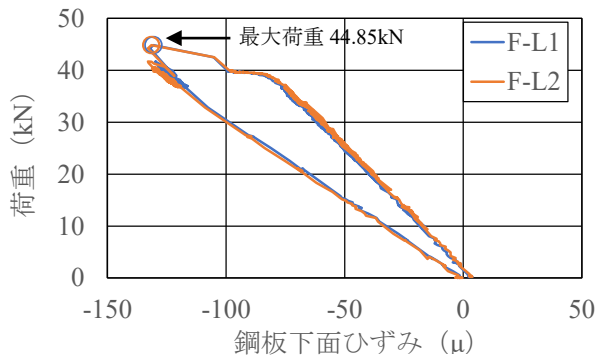


(e) 荷重－ひずみ関係 (鋼板側面上側)

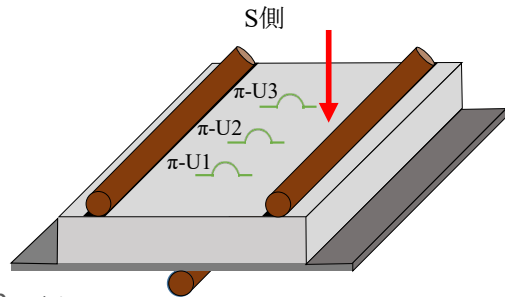
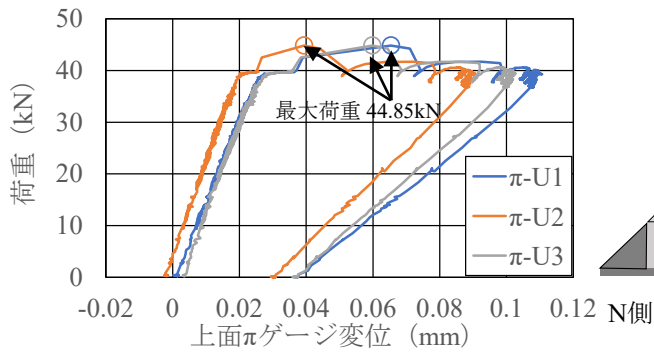


(f) 荷重－ひずみ関係 (鋼板側面下側)

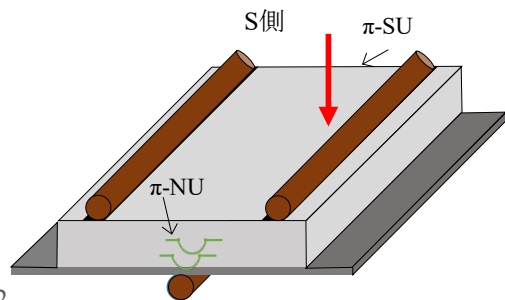
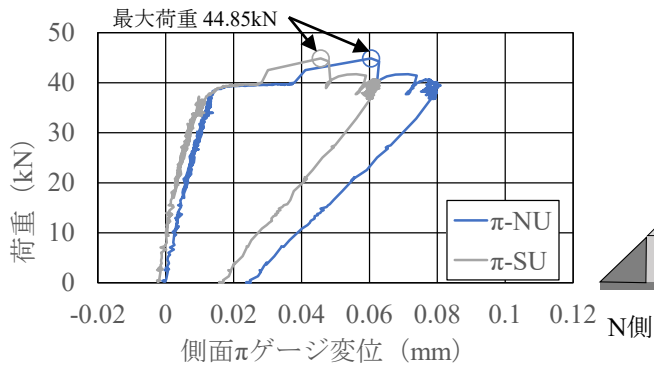
図-3.2.1 荷重と各計測点の計測値の関係 (その2)



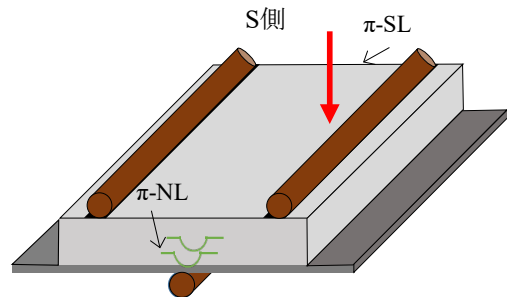
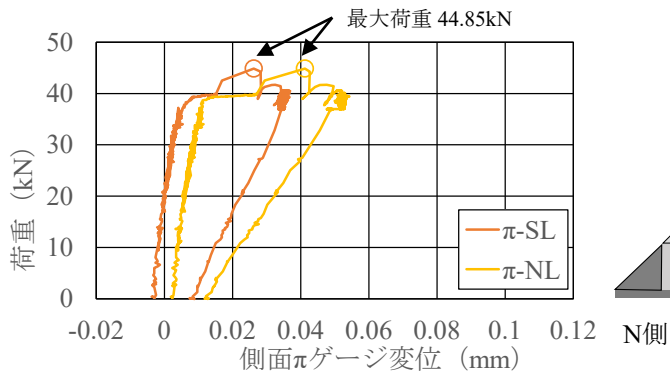
(g) 荷重—ひずみ関係 (鋼板下面)



(h) 荷重—π型変位関係 (SFRC 上面)



(i) 荷重—π型変位関係 (SFRC 側面上側)



(j) 荷重—π型変位関係 (SFRC 側面下側)

図-3.2.1 荷重と各計測点の計測値の関係 (その3)

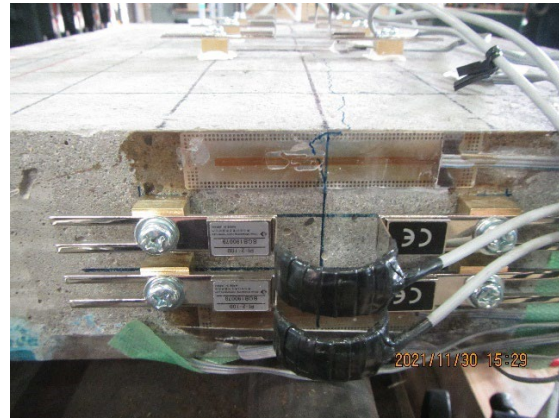
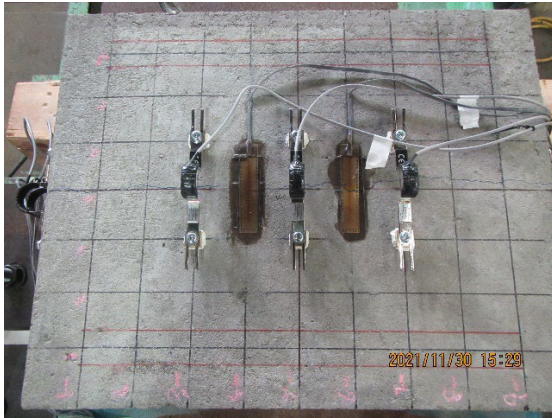


写真-3. 2. 1 試験後のひび割れ状況

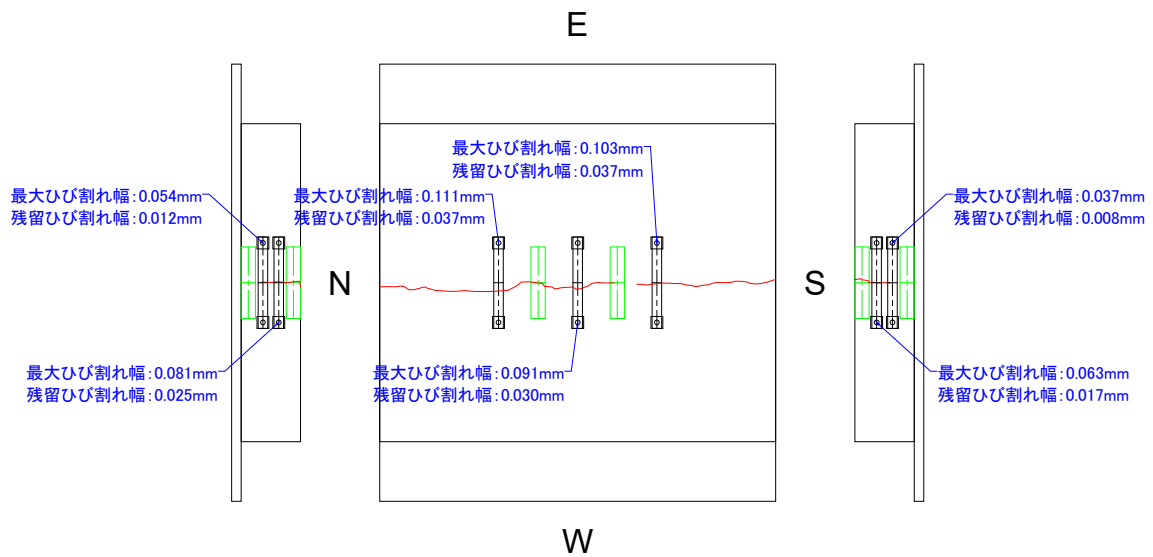


図-3. 2. 2 ひび割れの発生位置と π 型変位計ごとの最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅

3.3 浸水負曲げ疲労試験結果

既往の研究^{3.1)}では、SFRC 内部の補強材の有無によらずに負曲げ部では輪荷重の影響でひび割れが生じる可能性が大きいことが報告されている。このため、静的載荷によりひび割れを導入した後、疲労試験を行い、ひび割れの進展メカニズムやひび割れ発生部位の疲労性状を確認した。なお、事前にひび割れを導入するために行った試験は 3.2 で述べている。

図-3.3.1 に試験の繰り返し回数と試験機荷重の関係を示す。ひび割れ幅が一定となるように試験機荷重を調整したため、繰り返し載荷により載荷荷重は若干の低下傾向が見られる。これは SFRC のひび割れによる剛性の低下によるものと考えられる。

図-3.3.2 に試験の繰り返し回数と最大ひび割れ幅の関係を示す。最大ひび割れ幅は約 0.25mm で、疲労試験を通して徐々に増加した。また、除荷後の残留ひびわれ幅は最大で約 0.12mm であった。

ひび割れの進展状況を確認するため、一定の繰り返し回数ごとに、SFRC 舗装の上面よりひび割れにウラン粉体を浸透させ、側面を観察した。写真-3.3.1 に繰り返し回数 100 回、500 回、1,000 回、3,000 回、5,000 回、1 万回、約 50 万回 (52 万回)、約 100 万回 (108 万回)、約 150 万回 (152 万回)、200 万回時の側面の状況を示す。疲労試験途中の観察は、ひずみゲージや ϵ ゲージを設置した状態で行った。200 万回の疲労試験終了後の試験体は、ウランの浸透は鋼板に到達する前でとまっており、デッキプレートまで貫通したひび割れについては SFRC 舗装側面の観察からは確認されなかった。ただし、3.4 で示すとおり引張接着強度試験後のコアを観察したところ、コア断面に微細なひび割れが生じており、鋼板部までひび割れが貫通していることが確認された。

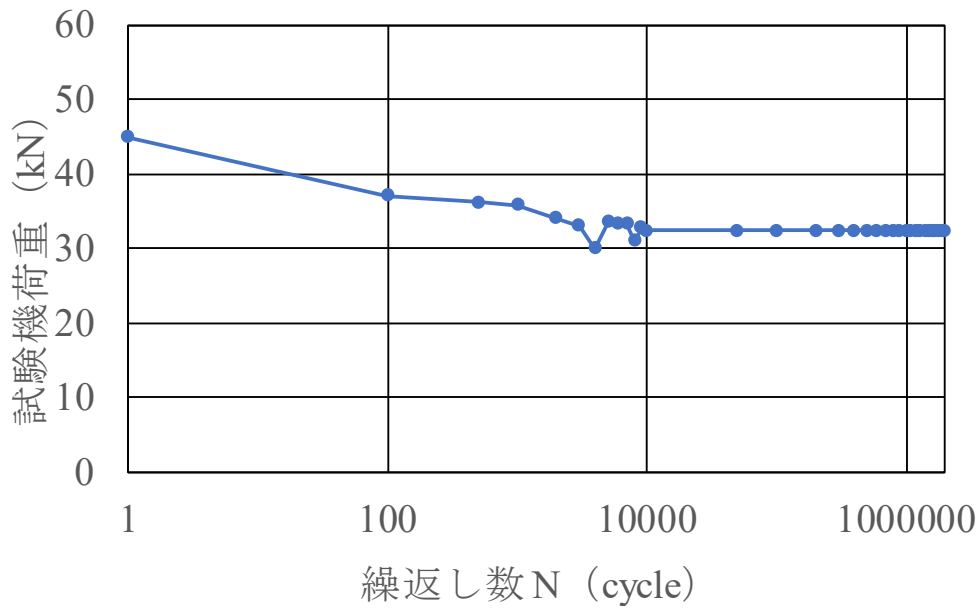


図-3.3.1 試験の繰返し回数と試験機荷重の関係

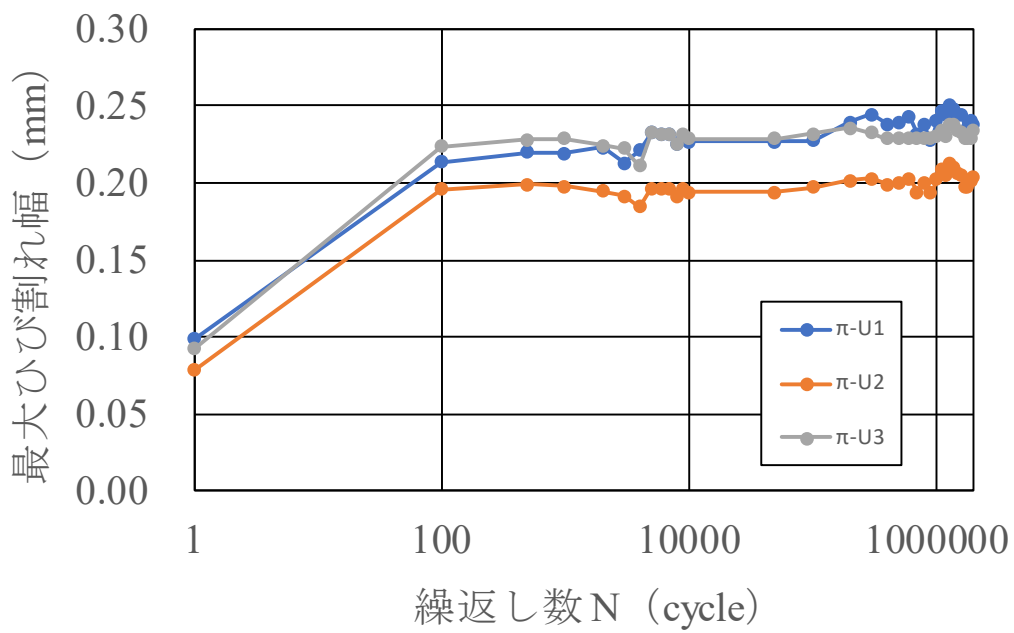
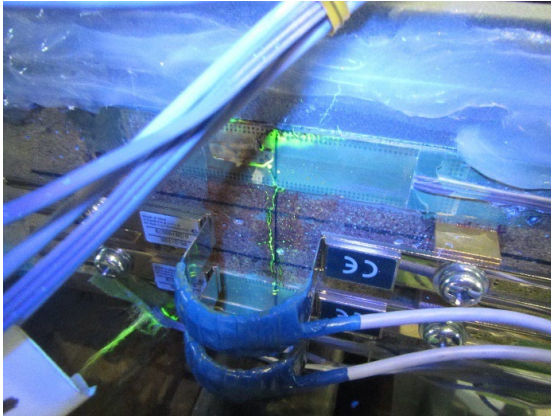
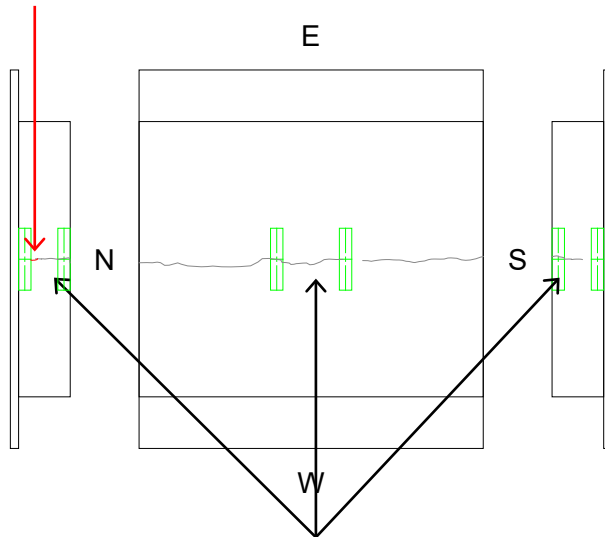


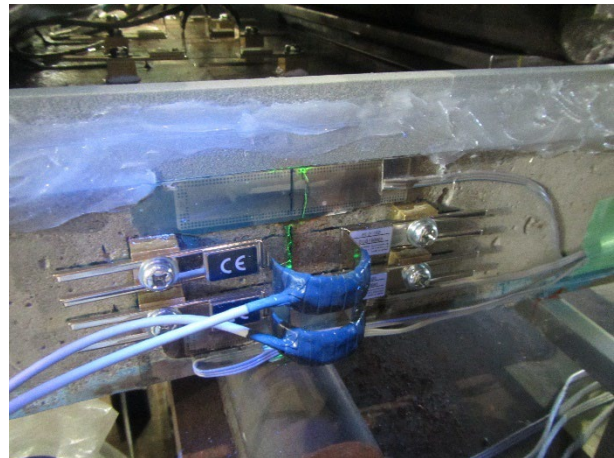
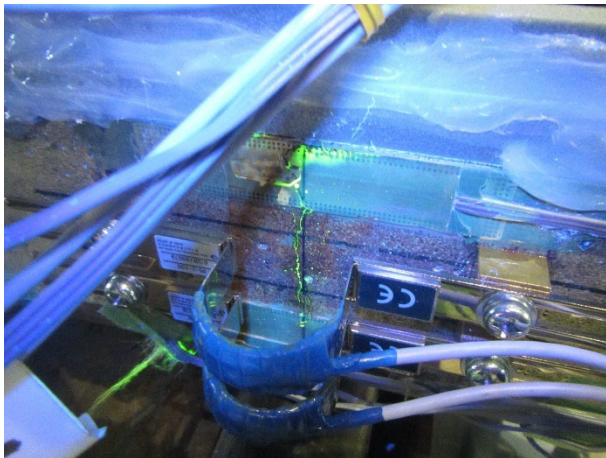
図-3.3.2 試験の繰返し回数と最大ひび割れ幅の関係



疲労試験（100回の繰り返し荷重）により
静的負曲げ試験後から進展したひび割れ（図中の赤色のひび割れ）

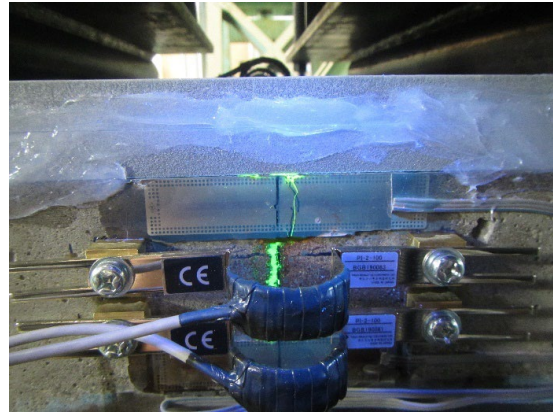
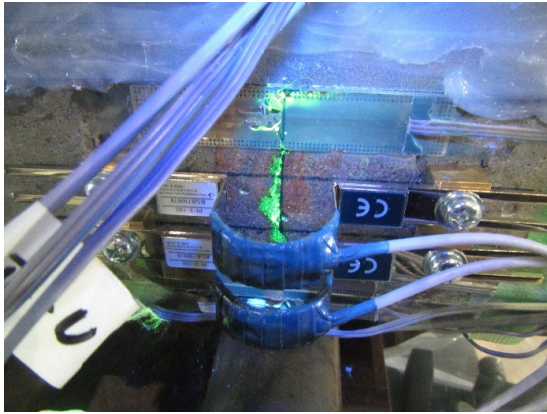


静的負曲げ試験により生じたひび割れ（図中の黒色のひび割れ）

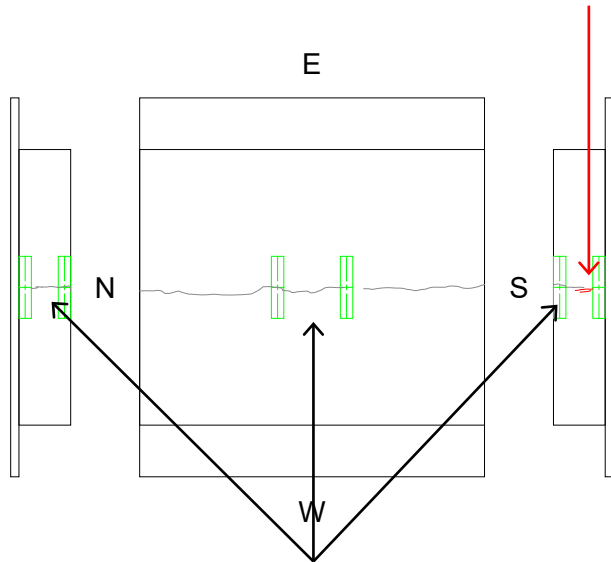


(a) 疲労試験 100 回後

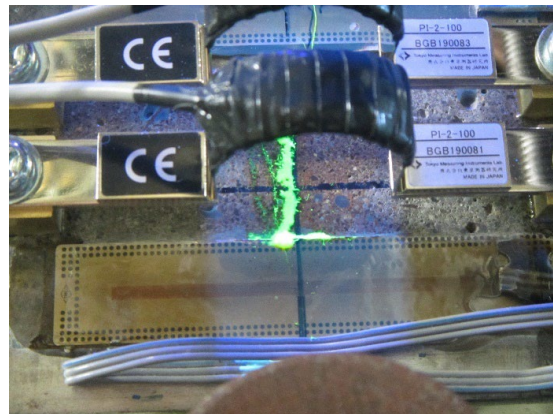
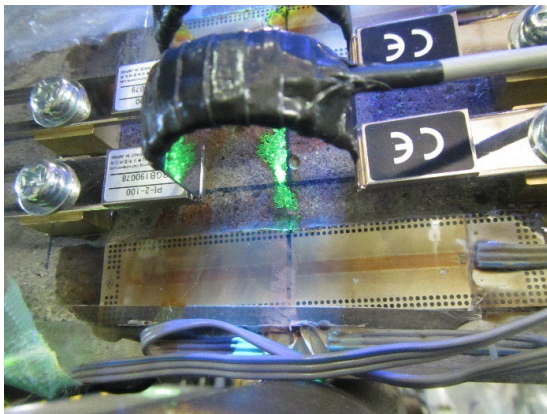
写真-3.3.1 側面の観察状況（その1）



疲労試験（100回～500回の繰り返し载荷間）により
100回の繰り返し载荷後から進展したひび割れ（図中の赤色のひび割れ）

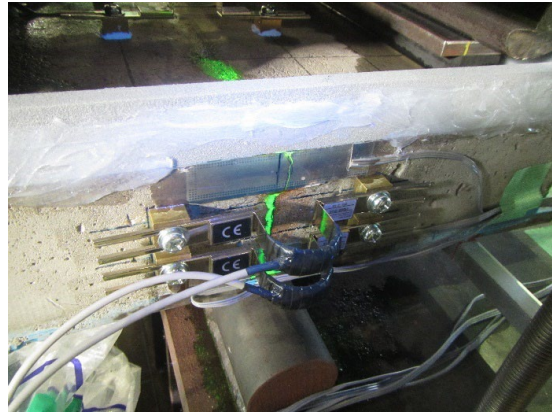
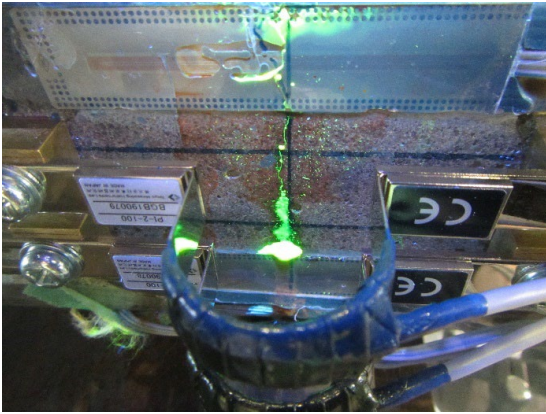


静的負曲げ試験及び疲労試験（100回の繰り返し载荷）により生じたひび割れ（図中の黒色のひび割れ）

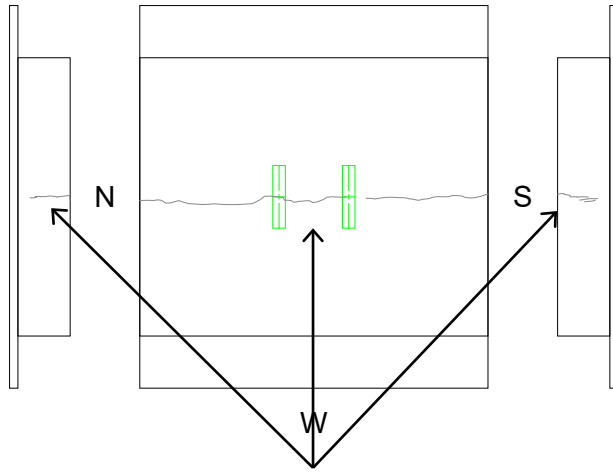


(b) 疲労試験 500 回後

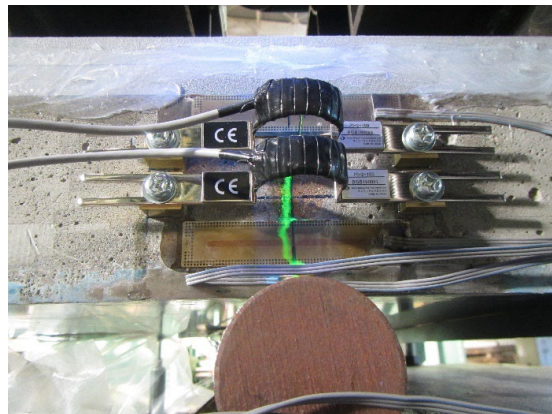
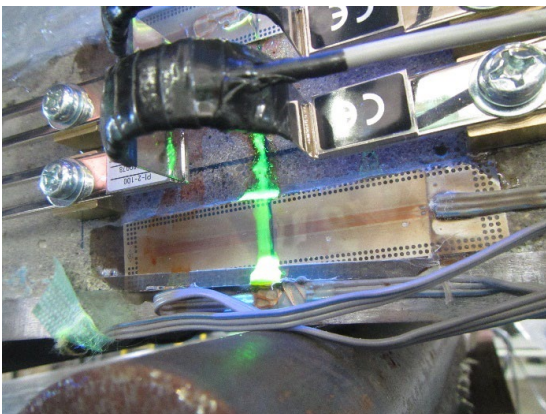
写真-3.3.1 側面の観察状況（その2）



E

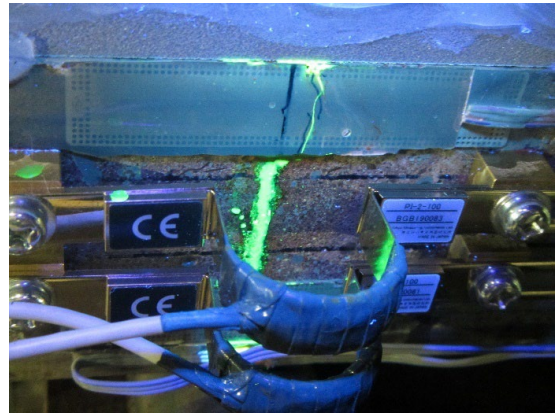
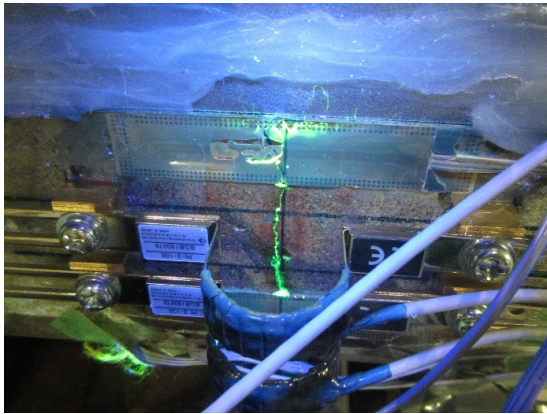


静的負曲げ試験及び疲労試験（500回の繰り返し载荷）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）

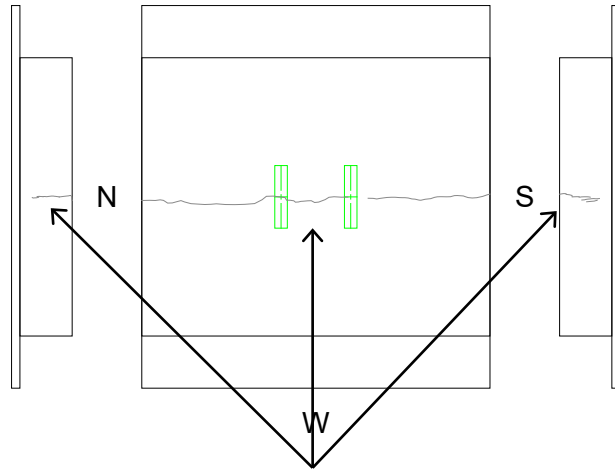


(c) 疲労試験 1,000 回後

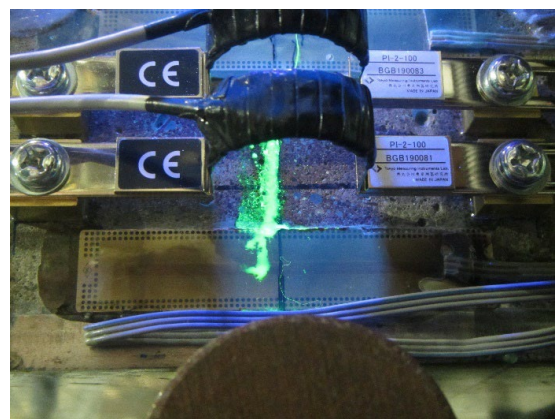
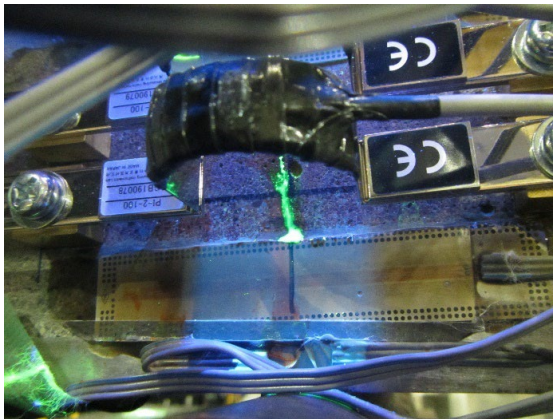
写真-3.3.1 側面の観察状況（その3）



E

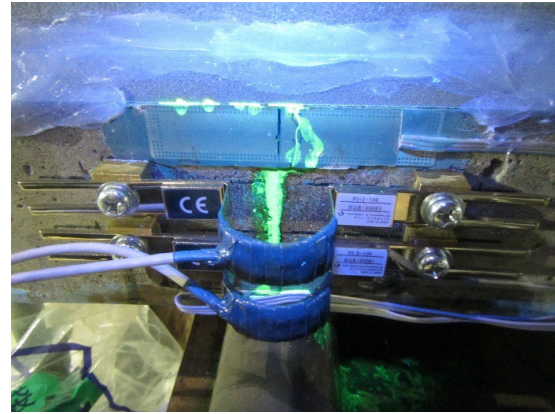
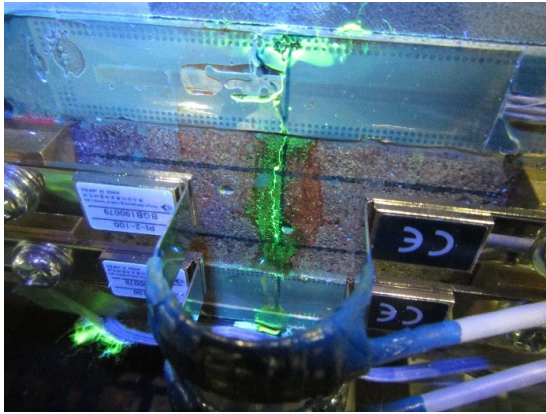


静的負曲げ試験及び疲労試験（500回の繰り返し荷重）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）

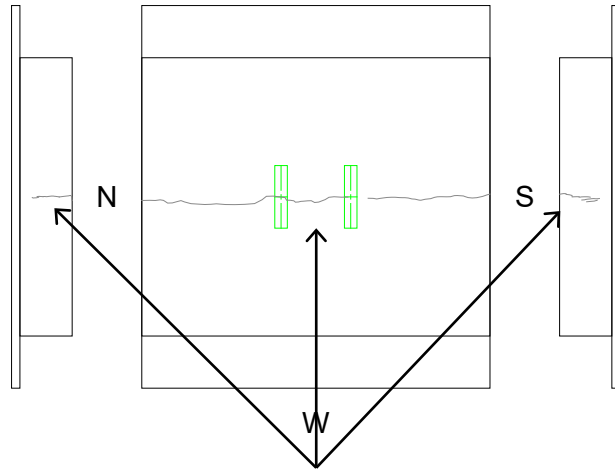


(d) 疲労試験 3,000 回後

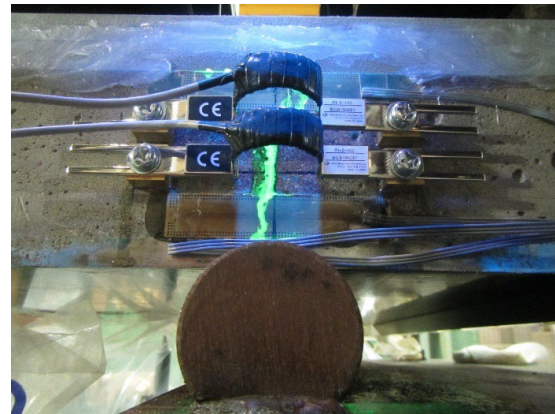
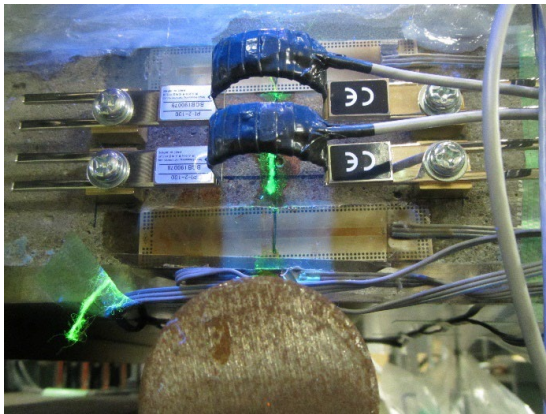
写真-3.3.1 側面の観察状況（その4）



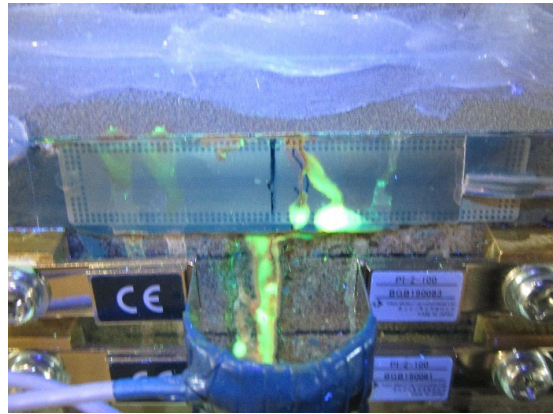
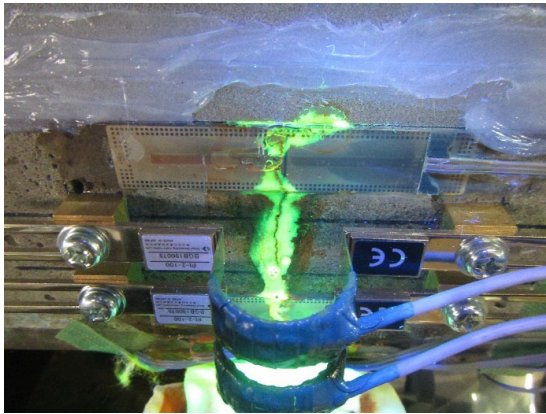
E



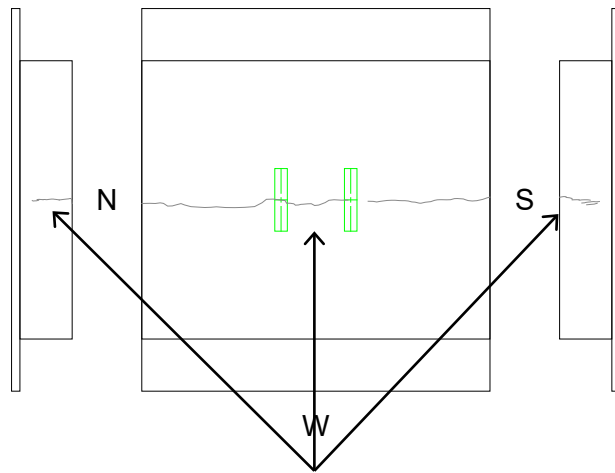
静的負曲げ試験及び疲労試験（500回の繰り返し载荷）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）



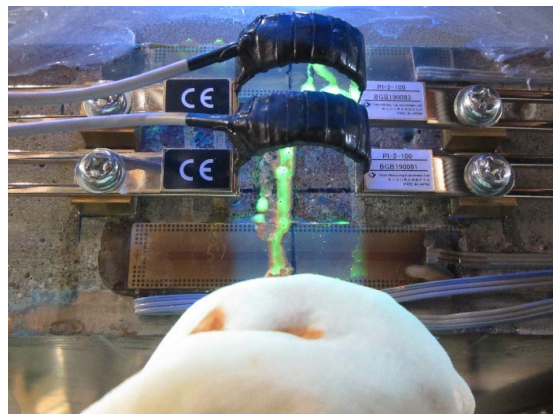
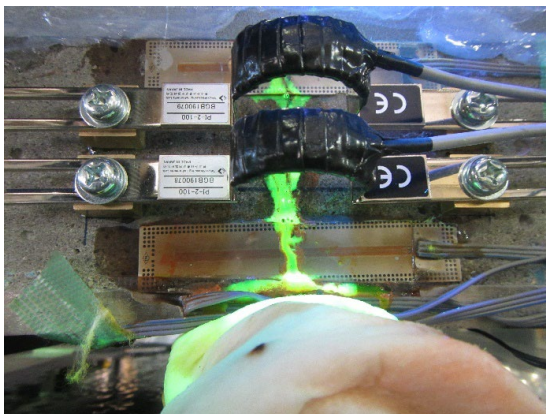
(e) 疲労試験 10,000 回後
写真-3.3.1 側面の観察状況（その5）



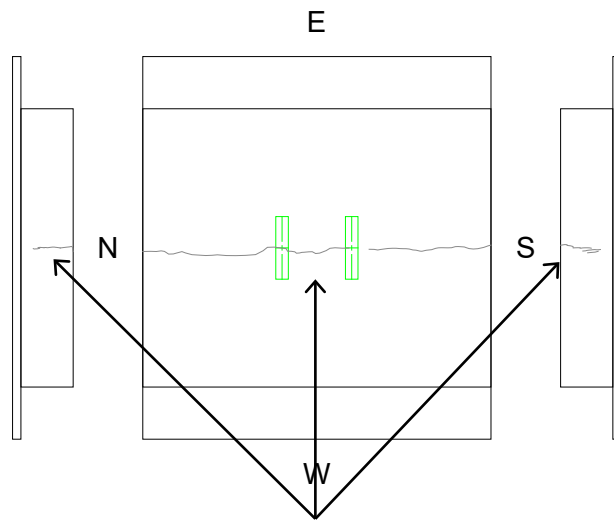
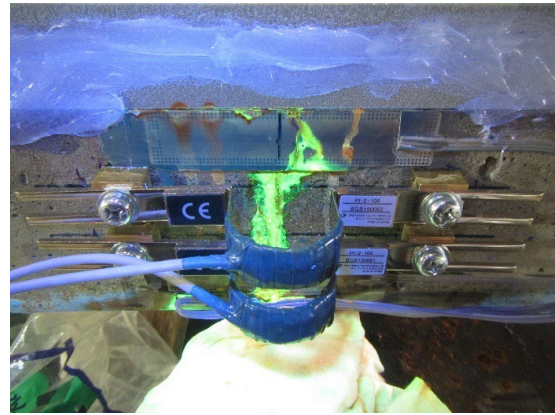
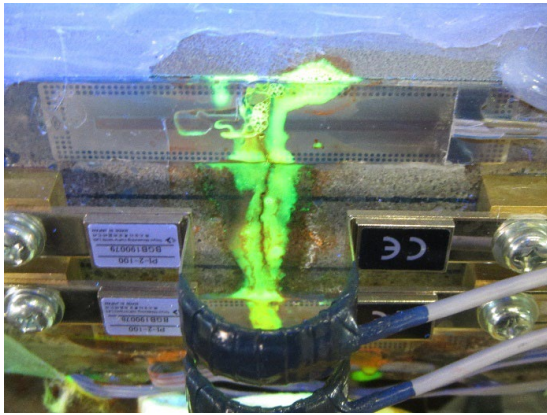
E



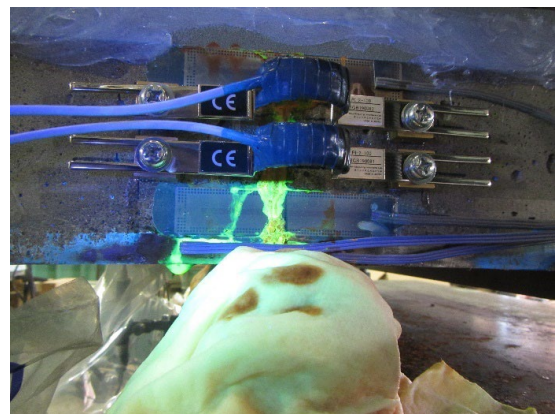
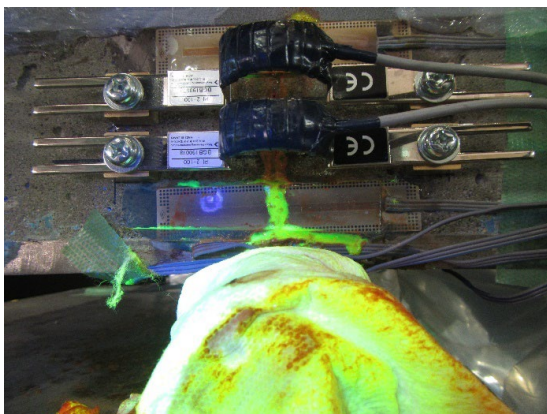
静的負曲げ試験及び疲労試験（500回の繰り返し载荷）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）



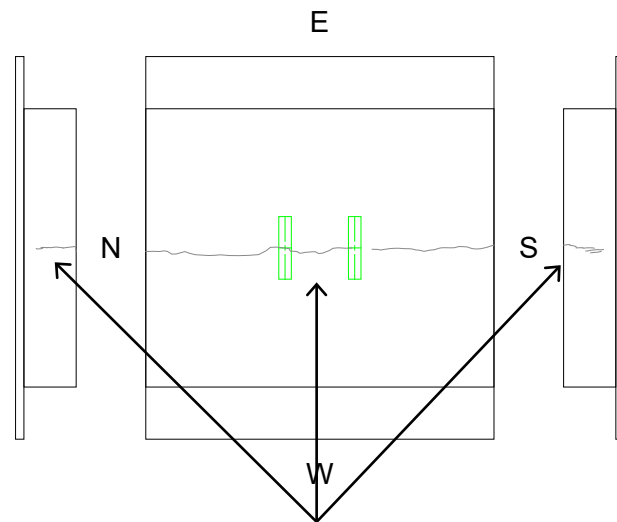
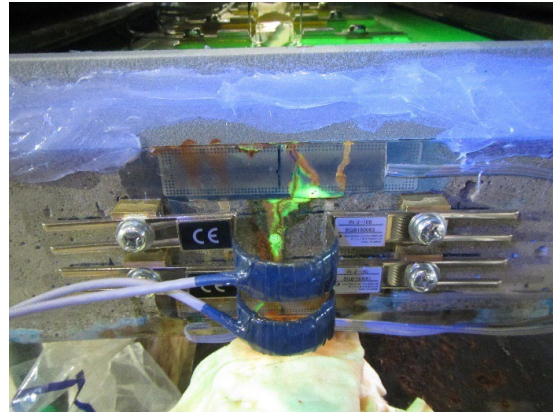
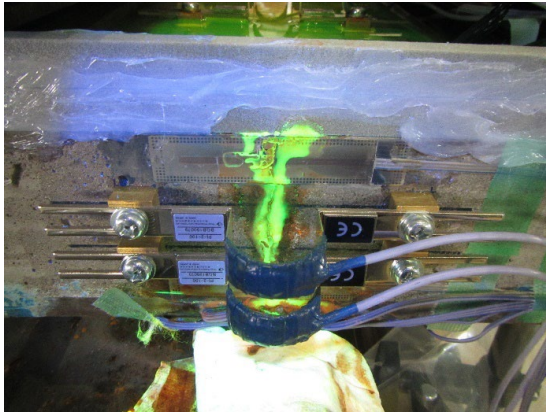
(f) 疲労試験 約 500,000 回後
写真-3.3.1 側面の観察状況（その6）



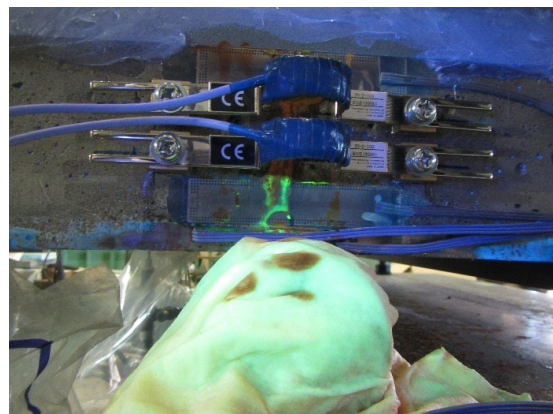
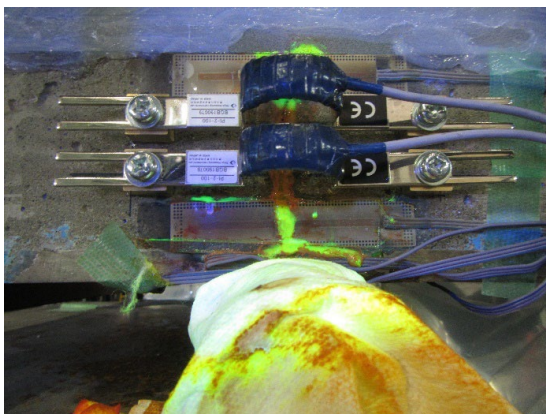
静的負荷試験及び疲労試験（500回の繰り返し荷重）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）



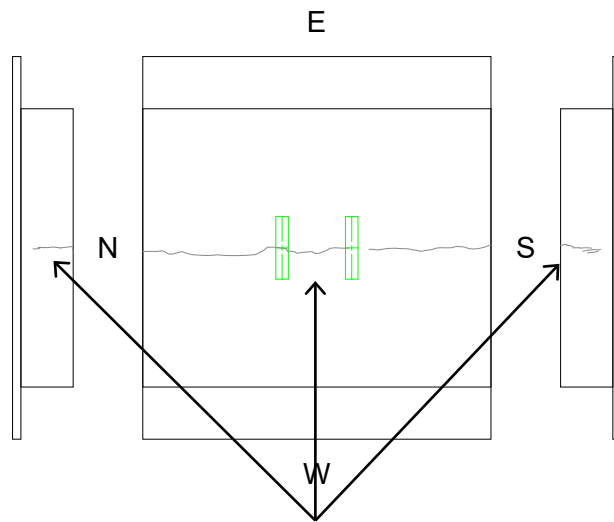
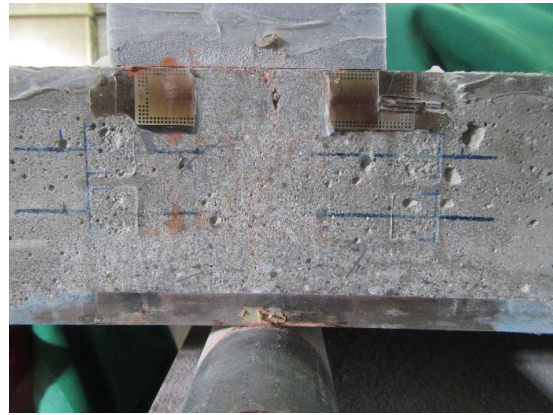
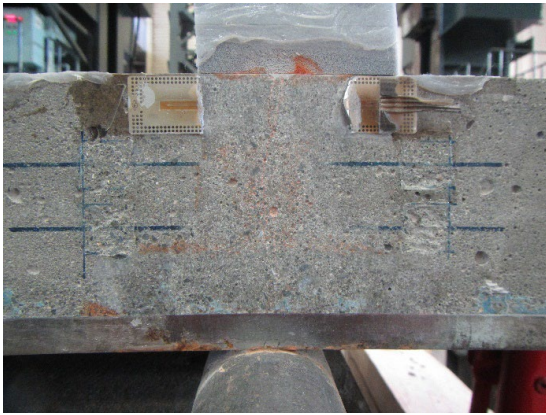
(g) 疲労試験 約 1,000,000 回後
写真-3.3.1 側面の観察状況（その7）



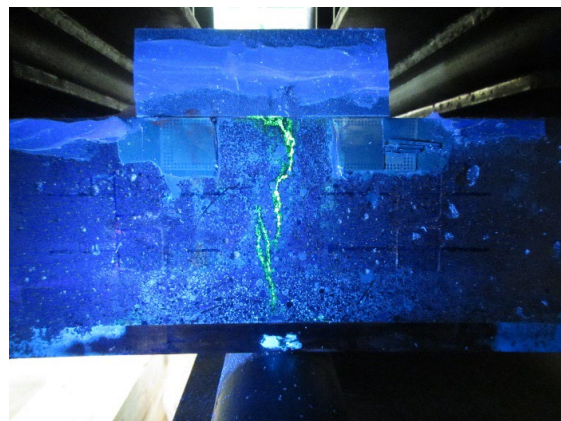
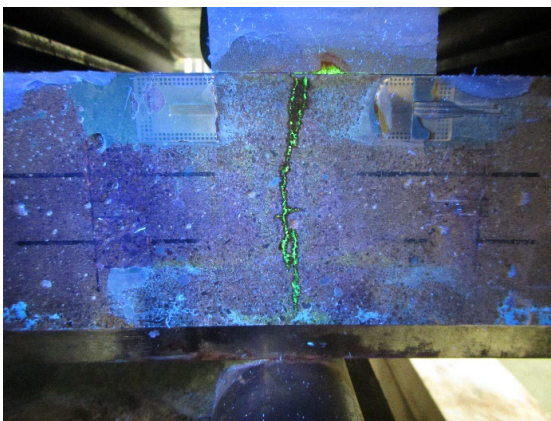
静的負曲げ試験及び疲労試験（500回の繰り返し载荷）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）



(h) 疲労試験 約 1,500,000 回後
写真-3.3.1 側面の観察状況（その8）



静的負曲げ試験及び疲労試験（500回の繰り返し載荷）により生じたひび割れ
（ひび割れの進展なし）



(i) 疲労試験 2,000,000回後
写真-3.3.1 側面の観察状況（その9）

3.4 疲労試験後の引張接着強度試験と試験結果

浸水負曲げ疲労試験を実施した後の小型試験体を対象に、ひび割れが生じている負曲げ部および一般部を対象に、引張接着強度試験を行った。

(1) 試験方法

疲労試験後の小型試験体について、ひび割れが生じている負曲げ部（中央部）に3箇所、一般部（端部）に3箇所のコア切削を行った（写真-3.4.1）。引張接着強度試験の治具を試験体に接着させる前に、試験体表面の脆弱部（レイタンスなど）を除去するため、ディスクグラインダを用いて試験体表面を研掃した（写真-3.4.2）。試験体表面には治具との接着性を良くするため、カッターで溝切（2.5cm ピッチ、幅 2mm、深さ 1mm 程度）を入れた（写真-3.4.3）。表面研掃および整形後、粉塵等を除去するために試験体表面を清掃し試験体と治具との界面破壊が極力発生しないように留意した。

試験体と治具との付着のための接着剤（以下、「治具用接着剤」という。）にはこれまで同種試験で良好な接着性が確認されているエポキシ系接着剤を用い、主剤と硬化剤を 7:3 で計量した上で混合したものを使用した。

建研式引張接着試験はその機構上、治具の肉厚が薄いと治具中心部に応力が集中し、治具と試験体との界面で剥がれてしまう可能性が高いことがこれまでの同種実験において確認されている。そのため、本試験ではこれまでの実績から肉厚 100mm の治具（材質 SS400、φ100mm、厚さ 100mm）を使用した（写真-3.4.4）。

試験体に治具を設置した後、1 日気中（23°C の測定室）で養生し、引張接着強度試験を実施した。引張接着強度試験は、SFRC 舗装と鋼板の接着剤接合面が破壊するまで载荷し、破壊時の引張荷重値を計測した。試験は建研式接着力試験器を用い、一定の载荷速度（0.1MPa/sec）となるように行った（写真-3.4.5）。その他の試験に関する内容は、SFRC 舗装マニュアル^{3.3)}に準拠した。

引張接着強度の算出は最大引張荷重（N）を付着面積（mm²）で除した値とした。最大引張荷重は試験体破壊時の荷重のピークとし、付着面積は試験後試験体の SFRC コアの直径を 2 点計測し、その平均値を直径とした円の面積とした。

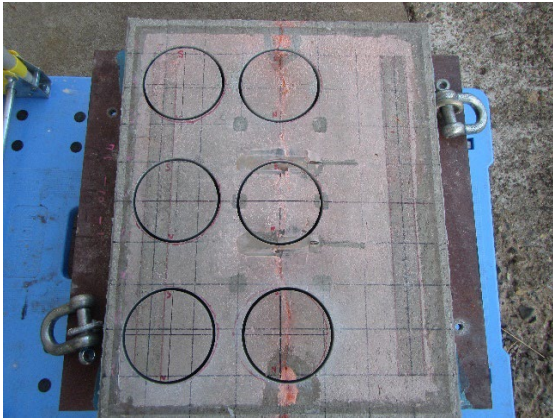


写真-3.4.1 コア切削状況

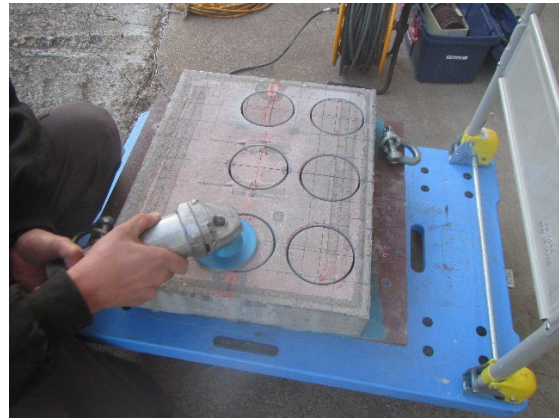


写真-3.4.2 試験体表面の研掃状況

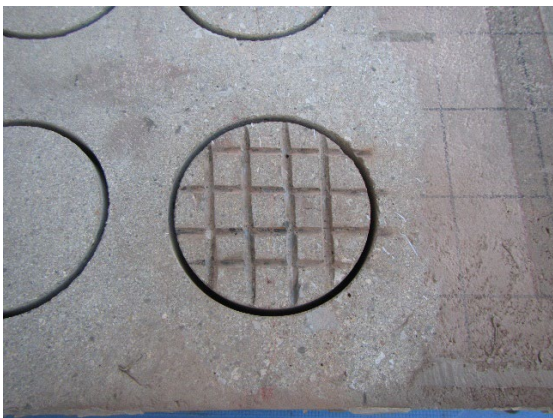


写真-3.4.3 試験体表面の整形状況

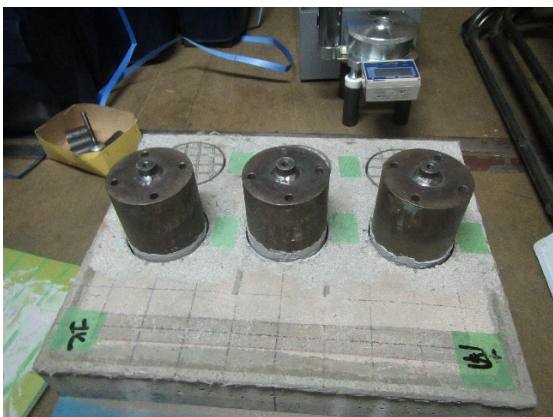
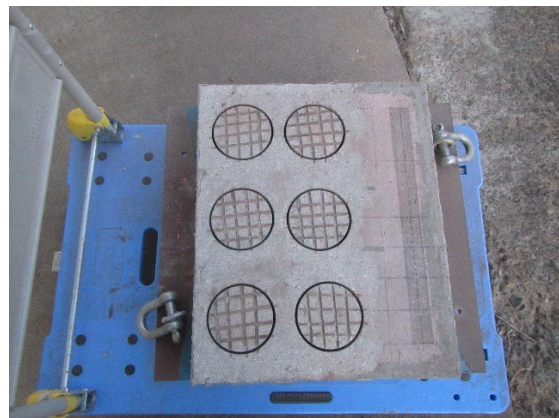


写真-3.4.4 使用治具



写真-3.4.5 引張接着強度試験状況

(2) 試験結果

図-3.4.1に引張接着強度試験の試験位置を、表-3.4.1に引張接着強度試験の詳細な結果を示す。また、写真-3.4.6~3.4.7に引張試験後の断面をそれぞれ示す。

破壊形態は、ひび割れが生じている負曲げ部と一般部の全ての試験結果において、材料破壊および凝集破壊であった。なお、材料破壊が90%以上を占めており、材料破壊が主たる破壊形態であった。SFRC 舗装マニュアル^{3.3)}における破壊形態の評価目安は、「接着剤とSFRCとの混合層あるいはSFRCでの破壊の面積割合が90%以上」と定められている。全ての試験箇所、評価目安を満足する結果となった。

引張接着強度について、SFRC 舗装での破壊を示した箇所の平均値はそれぞれ、一般部で 1.88 N/mm^2 、ひび割れが生じている負曲げ部で 1.94 N/mm^2 であり、SFRC 舗装マニュアル^{3.3)}の付属資料では現場における施工管理のための試験の場合には引張接着強度を評価の目安として使用できることが示されている。この場合、引張接着強度は「 1.0 N/mm^2 以上」を良否の目安とすることが示されている。なお、ひび割れ部の方が一般部よりも強度が大きい結果となった。これは、一般部の試験位置①、③において、コアの断面に補強材のスペーサが含まれているためだと考えられる(写真-3.4.8)。

引張接着強度試験後のコアを観察したところ、コア断面に微細なひび割れが生じており、鋼板部までひび割れが貫通していることが確認された(写真-3.4.9)。また、コアの側面からも観察を行ったところ、疲労試験で使用したウラニンが、SFRC 舗装の上面から鋼板部まで到達していることが確認された(写真-3.4.10)。

浸水負曲げ疲労試験で200万回の繰り返し载荷を与えた後の試験体において、ひび割れが生じている負曲げ部と一般部の引張接着強度はSFRC 舗装マニュアル^{3.3)}の評価目安を満足する結果であり、接着剤の引張接着強度の低下は確認できなかった。

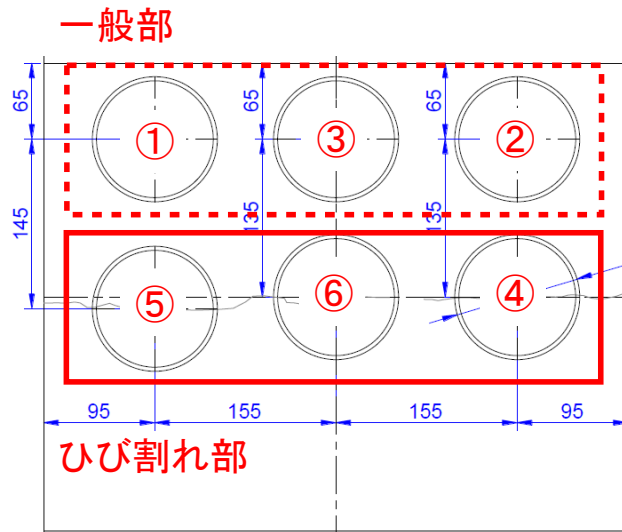


図-3.4.1 試験位置

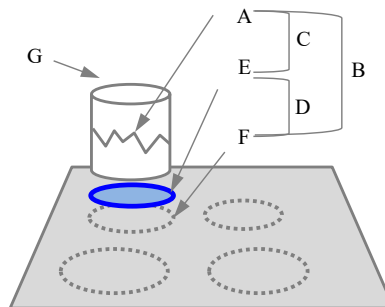
表-3.4.1 引張接着強度試験の詳細な結果

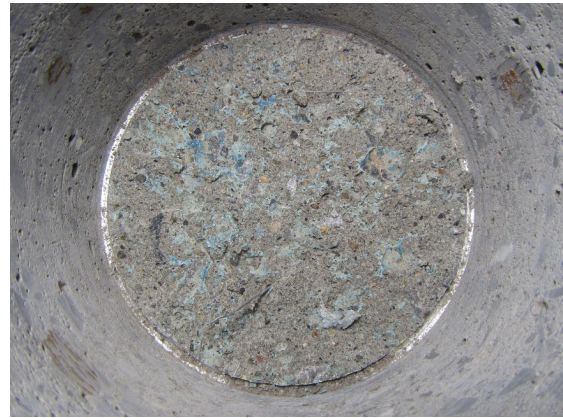
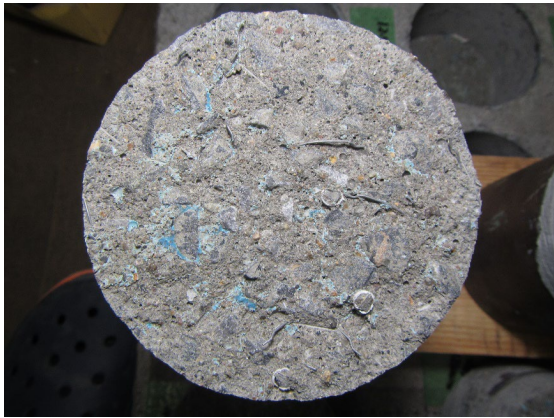
試験位置	供試体番号	設計直径 (mm)	実測直径 (mm)	設計付着面積 (mm ²)	実測付着面積 (mm ²)	付着力 (N)	引張接着強度 (N/mm ²)	破壊形態 ※下記のA~G	備考
一般部	1	100	99.5	7554	7776	12,400	1.59	C	A 94%, E 6%
	2	100	99.4	7554	7760	15,100	1.95	C	A 94%, E 6%
	3	100	99.5	7554	7776	16,300	2.10	C	A 95%, E 5%
	平均値							1.88	—
ひび割れ部	4	100	99.5	7554	7776	14,100	1.81	C	A 95%, E 5%
	5	100	99.5	7554	7776	15,300	1.97	C	A 93%, E 7%
	6	100	99.5	7554	7776	15,900	2.04	C	A 94%, E 6%
	平均値							1.94	—

〔破壊形態〕

- A : コンクリート内の破壊
- B : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- C : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊
- D : コンクリートと接着剤の界面+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- E : コンクリートと接着剤の界面の破壊
- F : 鋼床版と接着剤の界面の破壊
- G : 治具と接着剤の界面およびコンクリート上面と接着剤の界面の破壊

$$\text{引張付着強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{付着力 (N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$

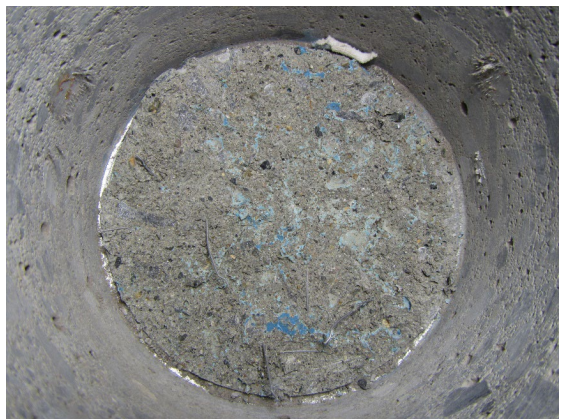
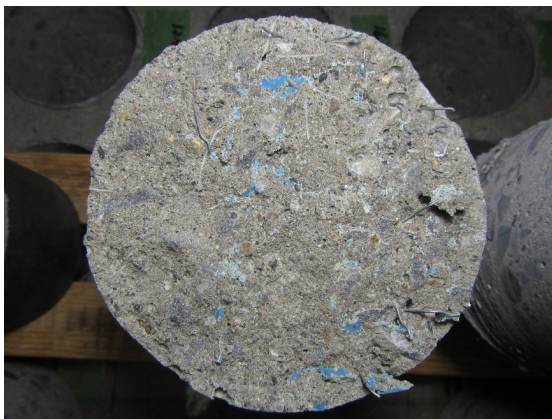




(a) No. 1 (左側：コア，右側：鋼板) (材料破壊および凝集破壊)

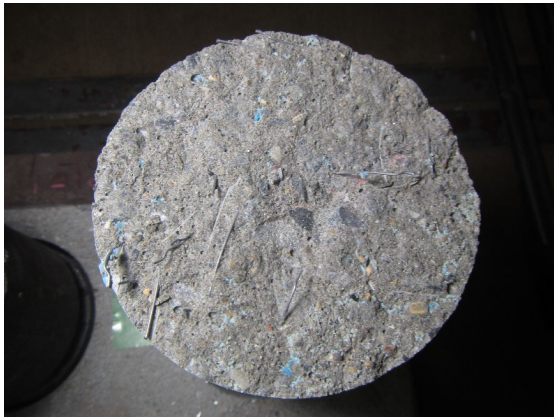


(b) No. 2 (左側：コア，右側：鋼板) (材料破壊および凝集破壊)

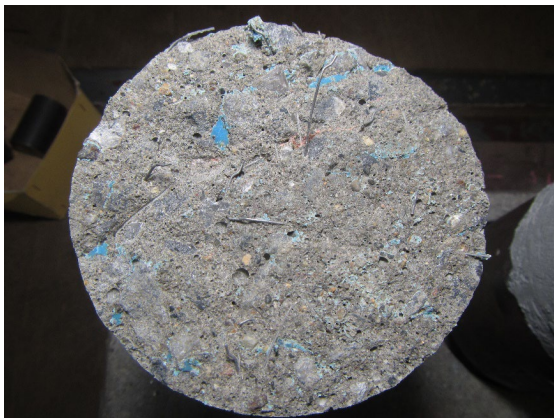


(c) No. 3 (左側：コア，右側：鋼板) (材料破壊および凝集破壊)

写真-3.4.6 引張接着強度試験 試験後の状況 (一般部)



(a) No. 4 (左側：コア, 右側：鋼板) (材料破壊および凝集破壊)



(b) No. 5 (左側：コア, 右側：鋼板) (材料破壊および凝集破壊)



(c) No. 6 (左側：コア, 右側：鋼板) (材料破壊および凝集破壊)

写真-3.4.7 引張接着強度試験 試験後の状況 (ひび割れ部)

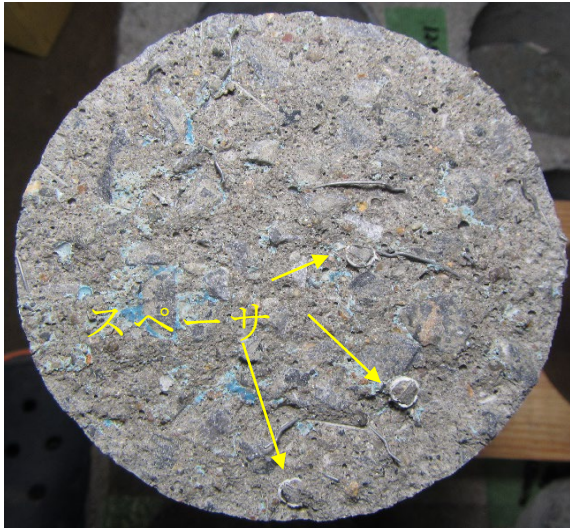


写真-3.4.8 一般部①の拡大断面図

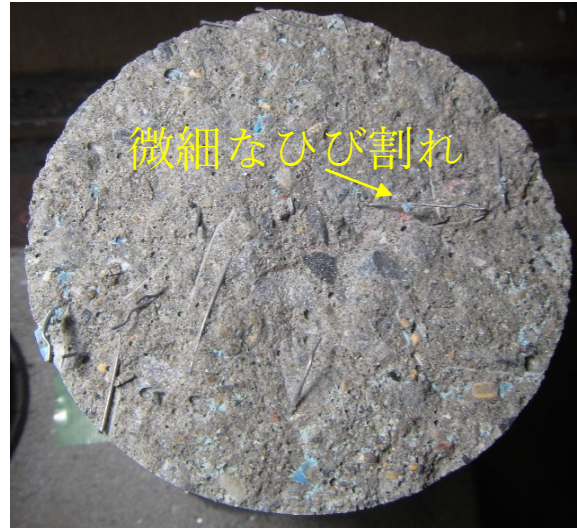


写真-3.4.9 ひび割れ部④の拡大断面図

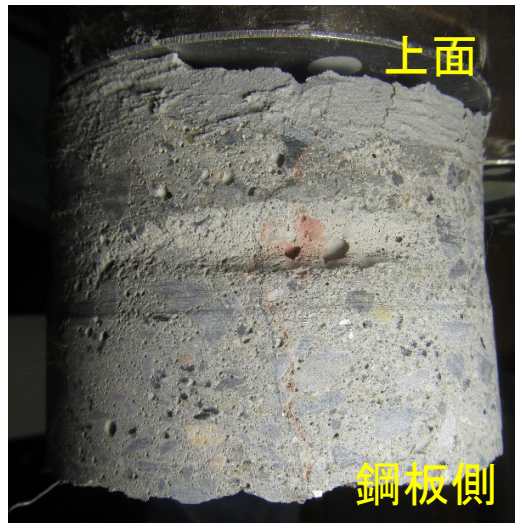


写真-3.4.10 ひび割れ部④の側面の観察状況

4. 耐久性を確認するための実橋調査

本章では SFRC 舗装の施工から約 15 年が経過した実橋において、SFRC 補強工法に用いた接着剤の引張接着強度試験および SFRC 舗装路面のひび割れ調査を行った結果を示す。

4.1 調査対象橋梁

調査対象橋梁と SFRC 舗装の仕様等を表-4.1.1 に示す。これらの橋梁で使用した接着剤は、SFRC 舗装マニュアル^{4.1)} で接着剤に求めている性能を確認したものである。なお、横浜ベイブリッジは新設時点から疲労対策として SFRC 舗装が採用されている。

表-4.1.1 SFRC 舗装の仕様等

橋梁名	横浜ベイブリッジ	大平高架橋	S 橋
路線名	下層・国道 357 号	国道 50 号	国道
供用時期	2004 年	1985 年	1986 年
SFRC 舗装 施工時期	2004 年	2007 年	2005 年
舗装厚	75mm	75mm	80~90mm
接着剤	エポキシ系 A	エポキシ系 B	エポキシ系 A エポキシ系 B
プライマー	有り	無し	無し
スタッド	φ9×40mm	φ9×30mm	φ9×40mm
補強材	なし	CFRP グリッド	CFRP グリッド
SFRC 舗装 経過年数 ※ 調査時	16 年	13 年	15 年

4.1.1 国道 357 号 横浜ベイブリッジ 下層 (SFRC 舗装供用から約 16 年経過)

国道357号横浜ベイブリッジ (下層)^{4.2)} は3径間連続箱桁橋, 7径間連続鋼鈹桁橋3連, 6径間及び7径間連続鋼鈹桁橋9連, 6径間連続鋼鈹桁橋3連, 4径間連続鋼箱桁橋から構成される長大橋である。上層は首都高速道路株式会社が管理しており, 1989年から供用されている。下層は国土交通省関東地方整備局が管理しており, 2004年から国道357号として暫定2車線で供用されている。下層の舗装について, 当初設計時点では鋼床版で一般的に使用されているグースアスファルト舗装を採用することが検討されていたが, 当該橋は重量が大きいコンテナ車等の大型車の交通が多い路線であるため, 鋼床版の疲労耐久性の向上を目的として, 国内で初めてSFRC舗装が採用された。なお, 採用にあたっては, (財) 国土技術研究センターに一般国道357号横浜ベイブリッジ鋼床版舗装検討委員会 (委員長: 東京工業大学大学院 二羽教授) が設置され, SFRC舗装等の施工等に関する議論が行われた^{4.3)}。下層のSFRC舗装の施工が2004年1月から2月に行われたため, 凍結を懸念して, 寒中対策として真空脱水工法が採用されている。真空脱水工法は, コンクリートの打設直後, 真空ホースを取り付けた特殊真空マットパネルにより, コンクリート表面から水と空気を取り去ると同時に大気圧をコンクリートにかけて締め固める工法である^{4.2)}。

SFRC舗装の施工から16年が経過した2020年10月に, 実橋における引張接着強度を把握することを目的に, 引張接着強度試験を行った。試験位置を図-4.1.1に示す。試験はダブルデッキ構造の下層であるため, 雨水の影響は小さいと考えられる。また, 未供用範囲であるため, 自動車荷重を受けていない。また, 横浜ベイブリッジのSFRC舗装に関する仕様等の詳細^{4.1)} を表-4.1.2に示す。

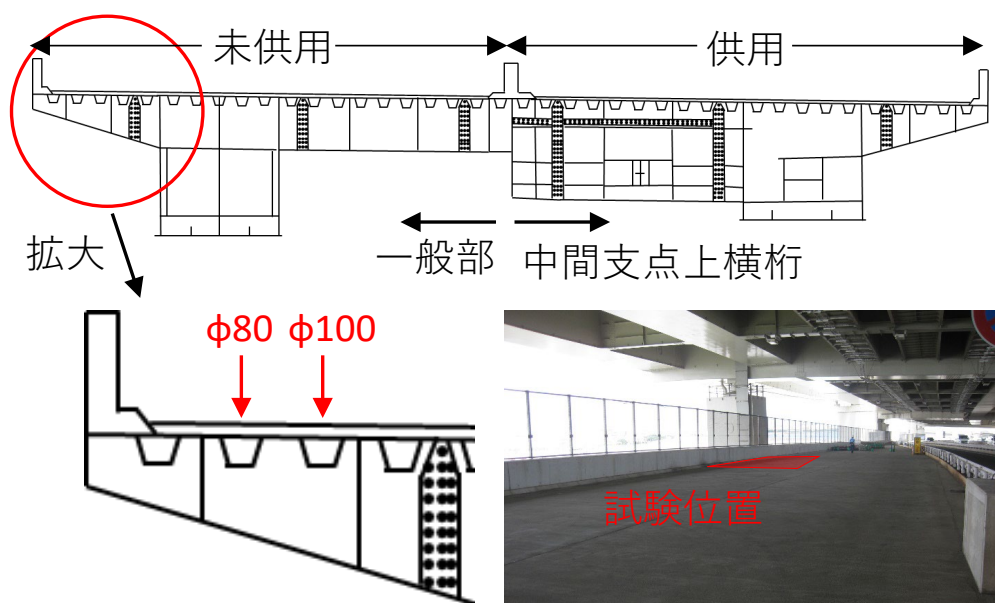


図-4.1.1 横浜ベイブリッジの試験位置

表-4.1.2 横浜ベイブリッジのSFRC舗装の仕様等詳細（文献^{4.1)} 付属資料から引用）

(1)対象橋梁の構造諸元等																								
①橋梁形式	6、7径間連続鋼床版桁橋9連(3径間連続鋼トラス斜張橋部分における二層構造の下層)																							
②橋長	860.0m																							
③支間長	鋼床版桁橋の平均支間長 15m (鋼トラス斜張橋:200m+460m+200m)																							
④幅員	2.5m(路肩部)+3.5m(車道部)+1.5m(中央帯)+3.5m(車道部)+2.5m(路肩部)																							
⑤曲線半径	直橋																							
⑥横断勾配	2.00%																							
⑦縦断勾配	3.3% ~ -3.3%																							
⑧デッキプレート厚	12mm																							
⑨縦リブの形状寸法	U-300×220×6																							
⑩縦リブ間隔	(箱桁内)主桁近傍 350mm、その他580mm (箱桁外)主桁近傍 350mm、その他580mm																							
⑪縦リブ支間	2.100~2.150mm																							
⑫既設の舗装構成	新設でSFRC舗装を採用																							
⑬建設年次	2004年(上層は1989年)																							
⑭対策年次	2004年																							
(2)鋼床版の損傷状況等																								
1)疲労き裂の発生状況	新設のため、き裂なし																							
2)き裂への対処	-																							
(3)SFRC舗装の仕様等(複数工区のうち一工区の例)																								
1)舗装構成																								
①SFRC舗装厚	75mm																							
②接着材	エポキシ系接着材B																							
③スタッド	φ9×40mm、打継目および舗装端部で300mm間隔で設置(縁から150mm)																							
④補強材	なし																							
2)配合条件																								
①設計基準強度	30N/mm ² (材齢7日)																							
②セメントの種類	早強ポルトランドセメント(膨張材使用)																							
③粗骨材の最大寸法	13mm(「JISA5001道路用砕石」を使用)																							
④スランプの範囲	8.0±2.5cm(鋼繊維混入後)																							
⑤鋼繊維混入量	120kg/m ³																							
⑥目標空気量	5.0±1.5%																							
3)使用材料及び示方配合																								
①セメント	早強ポルトランドセメント																							
②鋼繊維	シンコーファイバー φ0.5mm×30mm、ρ=7.85 [神鋼建材工業(株)製]																							
③細骨材	ρ=2.57、2.68、F.M.=2.10、3.40 [千葉県市原産、高知県島形山産]																							
④粗骨材	ρ=2.70、F.M.=1、Gmax=13 [埼玉県日高産]																							
⑤減水剤	AE減水剤ボゾリスNo.70																							
	示方配合																							
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">水結合材比 W/(C+EX) (%)</th> <th rowspan="2">細骨材率 (s/a) (%)</th> <th rowspan="2">鋼繊維 混入量 (kg/m³)</th> <th colspan="5">単位量 (kg/m³)</th> <th rowspan="2">AE減水剤 ((C+EX)×%) Ad</th> </tr> <tr> <th>水 W</th> <th>セメント C</th> <th>膨張材 EX</th> <th>細骨材 S</th> <th>粗骨材 G</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>46.5</td> <td>60.0</td> <td>120</td> <td>202</td> <td>404</td> <td>30</td> <td>939</td> <td>649</td> <td>0.25</td> </tr> </tbody> </table>	水結合材比 W/(C+EX) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	単位量 (kg/m ³)					AE減水剤 ((C+EX)×%) Ad	水 W	セメント C	膨張材 EX	細骨材 S	粗骨材 G	46.5	60.0	120	202	404	30	939	649	0.25
水結合材比 W/(C+EX) (%)	細骨材率 (s/a) (%)				鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	単位量 (kg/m ³)					AE減水剤 ((C+EX)×%) Ad													
		水 W	セメント C	膨張材 EX		細骨材 S	粗骨材 G																	
46.5	60.0	120	202	404	30	939	649	0.25																
4)施工方法																								
①交通規制	新設のため規制なし(アプローチ部が未完のため海上40mまでコンクリートをポンプ圧送)																							
②切削方法	無し																							
③研掃処理	1種ケレン																							
④コンクリート供給	バックホウ																							
⑤養生	真空養生(凍結対策)+シート																							
(4)その他																								
1)特記事項	<ul style="list-style-type: none"> 一般国道357号横浜ベイブリッジ鋼床版舗装検討委員会(委員長:丹羽淳一郎東工大大学院教授)において構造、施工等について検討。 供用前に舗装表面にひび割れを確認。ひび割れ幅は最大0.3mm程度。コア抜き調査により、貫通ひび割れを確認。ひび割れの要因としては、乾燥収縮と施工方法(粗骨材の種類とそれに伴う単位水量、真空養生のパネル配置、表面仕上げ「タンピング」の有無)等が挙げられる。全般的には健全な状態を保持しており、経年的に調査を継続中。 																							
2)参考文献	<ol style="list-style-type: none"> 加形ら:SFRC舗装による鋼床版の疲労損傷対策、橋梁と基礎、2004年10月 西川:SFRCによる鋼床版舗装・鋼とコンクリートの新しい関係、橋梁と基礎、2005年8月 井出:SFRC舗装による鋼床版の疲労低減効果、平成18年度国土交通省国土技術研究会、2006年10月 児玉ら:SFRC舗装による鋼床版の疲労耐久性向上対策、第12回 鋼と橋に関するシンポジウム論文報告集 2009年8月 																							

4.1.2 国道50号 大平高架橋 上り線 (SFRC舗装供用から約13年経過)

国道50号大平高架橋は1985年から供用されている。供用後、鋼床版に疲労損傷が見られたため、亀裂発生箇所に進展抑制のための対策（当て板等）を施工したうえで、2007年10月に抜本的な疲労亀裂の対策としてSFRC舗装が敷設されている。

SFRC舗装の施工から13年が経過した2020年10月に、実橋における引張接着強度を把握することを目的に、引張接着強度試験を行った。横浜ベイブリッジと大平高架橋はそれぞれ異なる接着剤を使用している。試験位置を図-4.1.2に示す。大平高架橋のSFRC舗装に関する仕様等の詳細^{4.1)}を表-4.1.3に示す。交通状況は2015年センサスで日交通量約29,000台（24時間）、大型車混入率は32%である。なお、2014年度にSFRC舗装表面に凍結防止を目的とした樹脂舗装が敷設されている。

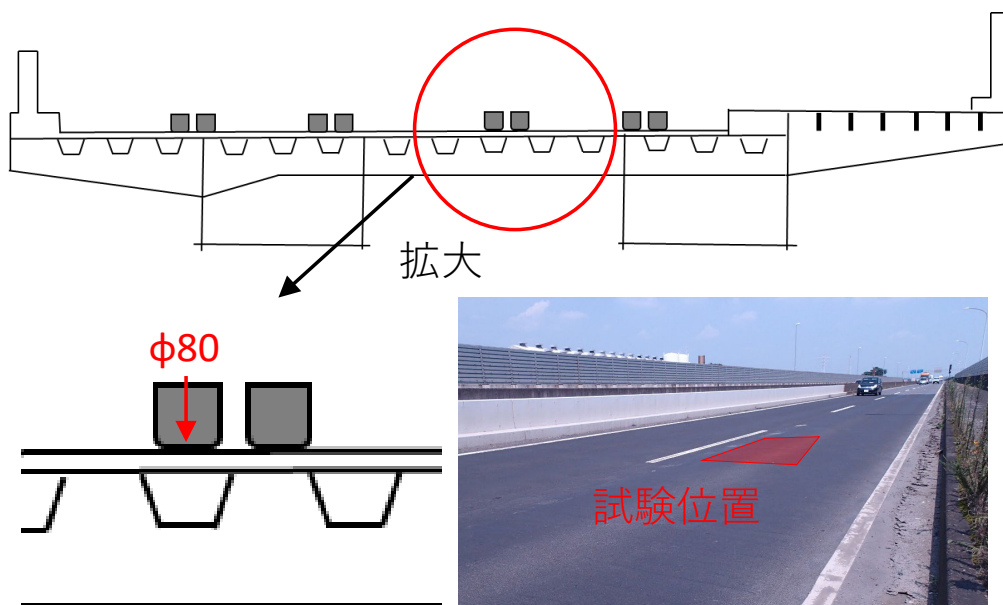


図-4.1.2 大平高架橋の試験位置

表-4.1.3 大平高架橋のSFRC舗装の仕様等詳細（文献^{4.1)} 付属資料から引用）

(1)対象橋梁の構造諸元等																								
①橋梁形式	3径間連続鋼床版箱桁橋																							
②橋長	147.0m																							
③支間長	40m+56m+50m																							
④幅員	8.25m（車道部）+3.0m（歩道部）																							
⑤曲線半径	直橋																							
⑥横断勾配	2.00%																							
⑦縦断勾配	0.30%																							
⑧デッキプレート厚	12mm																							
⑨縦リブの形状寸法	U-320×200×8																							
⑩縦リブ間隔	主桁近傍 400mm、その他600mm																							
⑪縦リブ支間	2,500～2,800mm																							
⑫既設の舗装構成	(表層) 改質アスファルト 35mm (基層) 改質アスファルト 40mm (防水層) シート系防水層 2mm																							
⑬建設年次	1983年																							
⑭対策年次	2007年																							
(2) 鋼床版の損傷状況等																								
1)疲労き裂の発生状況	ビード貫通き裂 99箇所、垂直補剛材の上端溶接部 45箇所、横リブ交差部36箇所																							
2)き裂への対処	ビード貫通き裂:デッキ進展き裂の有無を確認する目的でき裂先端部に観察孔を削孔、き裂長さが400mm以上の箇所についてはこれに加えて当て板を設置																							
(3)SFRC舗装の仕様等（複数の施工範囲のうち一施工範囲の例）																								
1)舗装構成	①SFRC舗装厚 75mm ②接着材 エポキシ系接着材A（プライマーを併用） ③スタッド φ9×30mm、打継目および舗装端部で300mm間隔で設置（縁から150mm） ④補強材 CFRPグリッド CR10、100×100mm格子、主桁ウェブ上に1m幅で設置																							
2)配合条件	①設計基準強度 30N/mm ² (材齢7日) ②セメントの種類 早強ポルトランドセメント(膨張材使用) ③粗骨材の最大寸法 13mm(「JISA5001道路用砕石」を使用) ④スランプの範囲 6.5±1.5cm(鋼繊維混入後) ⑤鋼繊維混入量 120kg/m ³ ⑥目標空気量 5.0±1.5%(鋼繊維混入後)																							
3)使用材料及び示方配合	①セメント 早強ポルトランドセメント, ρ=3.13 [住友大阪セメント(株)製] ②鋼繊維 シンコーファイバー φ0.6mm×30mm [神鋼建材工業(株)製] ③細骨材 砕砂 ρ=2.63, F.M.=3.00 [栃木県佐野市産] 細目砂 ρ=2.60, F.M.=1.90 [千葉県栄町産] ④粗骨材 硬質砂岩 ρ=2.64, Gmax=13 [栃木県葛生町産] ⑤減水剤 ポリカルボン酸系高性能AE減水剤 [BASFボソリス(株)製] 示方配合																							
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">水結合材比 W/(C+EX) (%)</th> <th rowspan="2">細骨材率 (s/a) (%)</th> <th rowspan="2">鋼繊維 混入量 (kg/m³)</th> <th colspan="5">単位量 (kg/m³)</th> <th rowspan="2">AE減水剤 ((C+EX)×%) Ad</th> </tr> <tr> <th>水 W</th> <th>セメント C</th> <th>膨張材 EX</th> <th>細骨材 S</th> <th>粗骨材 G</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>43.0</td> <td>57.9</td> <td>120</td> <td>175</td> <td>387</td> <td>20</td> <td>956</td> <td>700</td> <td>1.6</td> </tr> </tbody> </table>	水結合材比 W/(C+EX) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	単位量 (kg/m ³)					AE減水剤 ((C+EX)×%) Ad	水 W	セメント C	膨張材 EX	細骨材 S	粗骨材 G	43.0	57.9	120	175	387	20	956	700	1.6
水結合材比 W/(C+EX) (%)	細骨材率 (s/a) (%)				鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	単位量 (kg/m ³)					AE減水剤 ((C+EX)×%) Ad													
		水 W	セメント C	膨張材 EX		細骨材 S	粗骨材 G																	
43.0	57.9	120	175	387	20	956	700	1.6																
4)施工方法	①交通規制 全面交通止め 約1ヶ月間(上下線分離構造であるため、他線に切り廻すことができた) ②切削方法 切削機+人力+ウォータージェット ③研掃処理 1種ケレン ④コンクリート供給 バックホウ ⑤養生 シート																							
(4)その他																								
1)特記事項	<ul style="list-style-type: none"> ・デッキプレート表面にシート系防水層が設置されており、ショットブラストによる研掃では除去が困難であったため、ウォータージェットによりこれを除去した。 ・デッキプレート表面を研掃してから接着材を塗布するまで期間の発錆を防止する目的で、研掃後にプライマーが塗布されている。 ・SFRC舗装前後で活荷重によるひずみ、および3ヶ月間の乾燥収縮を計測し、SFRC舗装の効果を確認 																							
2)参考文献	1) 児玉ら:SFRC舗装による鋼床版の疲労耐久性向上対策、第12回 鋼と橋に関するシンポジウム論文報告集、2009年8月 2) 児玉ら:大平高架橋の鋼床版におけるSFRC舗装によるひずみ低減効果、第六回道路橋床版シンポジウム論文報告集、2008年6月 3) 山田ら:SFRCを用いた鋼床版疲労対策工事例、第62回セメント技術大会講演要旨、2008年5月																							

4.1.3 S橋（SFRC 舗装供用から約 15 年経過）

S橋は、1986年に供用されており、30年以上が経過している。1999年に鋼床版に疲労亀裂が確認されており、鋼床版の部分取替、デッキ進展亀裂を対象とした当て板補強、走行車線位置の変更、溶接補修等の様々な対策が行われている。2005年10月末から12月中旬の約2ヶ月にわたって、夜間全面通行止めのもとでSFRC舗装の施工が行われている。施工時間の制約から、既設のアスファルト舗装を撤去して仮舗装を行う1次施工と、仮舗装を撤去して超速硬コンクリートを用いたSFRCを舗設する2次施工の2段階に分けて施工された。

SFRC舗装の施工から15年が経過した2020年11月に、実橋におけるひび割れ等の状況を把握することを目的に、SFRC舗装路面のひび割れ調査を行った。また、S橋のSFRC舗装に関する仕様等の詳細^{4.1)}を表-4.1.4に示す。

表-4.1.4 S橋のSFRC舗装の仕様等詳細（文献^{4.1)} 付属資料から引用）

(1)対象橋梁の構造諸元等																							
①橋梁形式	3径間連続鋼床版箱桁橋 2連																						
②橋長	530.1m (鋼床版橋部分)																						
③支間長	3@88.0m + 3@88.0m																						
④幅員	8.0m (車道部) + 3.5m (歩道部)																						
⑤曲線半径	直橋																						
⑥横断勾配	2.00%																						
⑦縦断勾配	2.5% ~ 1.4%																						
⑧デッキプレート厚	12~20mm																						
⑨縦リブの形状寸法	U-320×250×8-R40																						
⑩縦リブ間隔	(箱桁内) 主桁近傍 420mm、その他580mm (箱桁外) 主桁近傍 490mm、その他630mm																						
⑪縦リブ支間	2,750mm																						
⑫既設の舗装構成	(表層) 改質アスファルト40mm (基層) 改質アスファルト30mm (防水層) シート系防水層																						
⑬建設年次	1986年																						
⑭対策年次	2005年																						
(2) 鋼床版の損傷状況等																							
1)疲労き裂の発生状況	デッキ進展き裂 322箇所、ビード貫通き裂 122箇所、垂直補剛材の上端溶接部20箇所																						
2)き裂への対処	デッキ貫通き裂を生じた1箇所において鋼床版の部分取り替えを実施 デッキ進展き裂のうち、その深さが6mm以上と推定される98箇所について当て板補強を実施 ビード貫通き裂については、溶接補修を実施																						
(3)SFRC舗装の仕様等 (複数工区のうち一工区の例)																							
1)舗装構成																							
①SFRC舗装厚	80~90mm (既存のアスファルト舗装厚に合わせた。設計上のアスファルト舗装厚は70mm)																						
②接着材	エポキシ系接着材A																						
③スタッド	φ9×40mm、打継目および舗装端部で300mm間隔で設置 (縁から250mm)																						
④補強材	CFRPグリッド 100×100mm格子、t=6mm、全面に設置																						
2)配合条件																							
①設計基準強度	24N/mm ² (材齢3時間)																						
②セメントの種類	超速硬セメント																						
③粗骨材の最大寸法	20mm																						
④スランプの範囲	5.0±1.5cm (鋼繊維混入後)																						
⑤鋼繊維混入量	100kg/m ³																						
⑥目標空気量	(超速硬セメントを用いたため未設定)																						
3)使用材料及び示方配合																							
①セメント	マイルドジェットセメントスーパー、 $\rho=2.98$ [住友大阪セメント(株)製]																						
②鋼繊維	シンコーファイバー φ0.5mm×30mm、 $\rho=7.85$ [神鋼建材工業(株)製]																						
③細骨材	$\rho=2.58$, F.M.=2.63 [茨城県結城市産]																						
④粗骨材	$\rho=2.71$, F.M.=6.78, Gmax=20 [栃木県鍋山産]																						
⑤減水剤	高性能減水剤 マイティール150 [花王(株)製]																						
⑥凝結遅延剤	ジェットセッター [住友大阪セメント(株)製]																						
	示方配合																						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">水セメント比 (W/C) (%)</th> <th rowspan="2">細骨材率 (s/a) (%)</th> <th rowspan="2">鋼繊維 混入量 (kg/m³)</th> <th colspan="4">単位量 (kg/m³)</th> <th rowspan="2">高性能減水剤 (C×%) Ad</th> <th rowspan="2">凝結遅延剤 (C×%)</th> </tr> <tr> <th>水 W</th> <th>セメント C</th> <th>細骨材 S</th> <th>粗骨材 G</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40.5</td> <td>52.4</td> <td>100</td> <td>164</td> <td>405</td> <td>891</td> <td>850</td> <td>2.0</td> <td>0.5</td> </tr> </tbody> </table>	水セメント比 (W/C) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	単位量 (kg/m ³)				高性能減水剤 (C×%) Ad	凝結遅延剤 (C×%)	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	40.5	52.4	100	164	405	891	850	2.0	0.5
水セメント比 (W/C) (%)	細骨材率 (s/a) (%)				鋼繊維 混入量 (kg/m ³)	単位量 (kg/m ³)					高性能減水剤 (C×%) Ad	凝結遅延剤 (C×%)											
		水 W	セメント C	細骨材 S		粗骨材 G																	
40.5	52.4	100	164	405	891	850	2.0	0.5															
4)施工方法																							
①交通規制	夜間の全面交通止め 21時~翌朝6時																						
②切削方法	1次:切削機+人力+ウォータージェット、2次:仮舗装撤去																						
③研掃処理	1種ケレン																						
④コンクリート供給	横ベルコン																						
⑤養生	シート																						
(4)その他																							
1)特記事項	<ul style="list-style-type: none"> ・デッキプレート表面にシート系防水層が設置されており、ショットブラストによる研掃では除去が困難であったため、ウォータージェットによりこれを除去した。 ・その他の疲労損傷対策として、走行車線を変更した。 ・SFRC舗装前後で活荷重によるひずみを計測し、SFRC舗装の効果を確認 																						

4.2 実橋の引張接着強度試験

SFRC舗装マニュアル^{4.1)}では、接着剤の性能確認試験として、せん断強度試験、引張接着強度試験、疲労試験が示されている。実橋でせん断強度試験や疲労試験を行うことは、構造物に与える影響が大きく、長期間の交通規制が必要であるために実施困難である。本項では、構造物に与える影響が限定的であり、1日の交通規制で実施可能な引張接着強度試験により実橋での耐久性を評価する。

引張接着強度試験について、SFRC舗装マニュアル^{4.1)}では試験の評価目安として、載荷時の破壊形態で評価することが示されている。評価は、「接着剤とSFRCとの混合層あるいはSFRCでの破壊の面積割合が90%以上」であることが定められている。また、SFRC舗装マニュアル^{4.1)}の付属資料では、施工管理の評価として、3体の引張接着強度の平均が「1.0N/mm²以上」であることを良否の目安とすることが示されている。

ここでは、実橋における接着剤の強度を確認することを目的に、引張接着強度試験の破壊形態および引張接着強度の結果を示す。

4.2.1 試験位置

(1) 国道357号 横浜ベイブリッジ

国道357号横浜ベイブリッジの詳細な試験位置を図-4.2.1に示す。試験位置は以下の条件で選定した。

- ・SFRC舗装を構成するスタッドジベルと試験位置が干渉しない位置

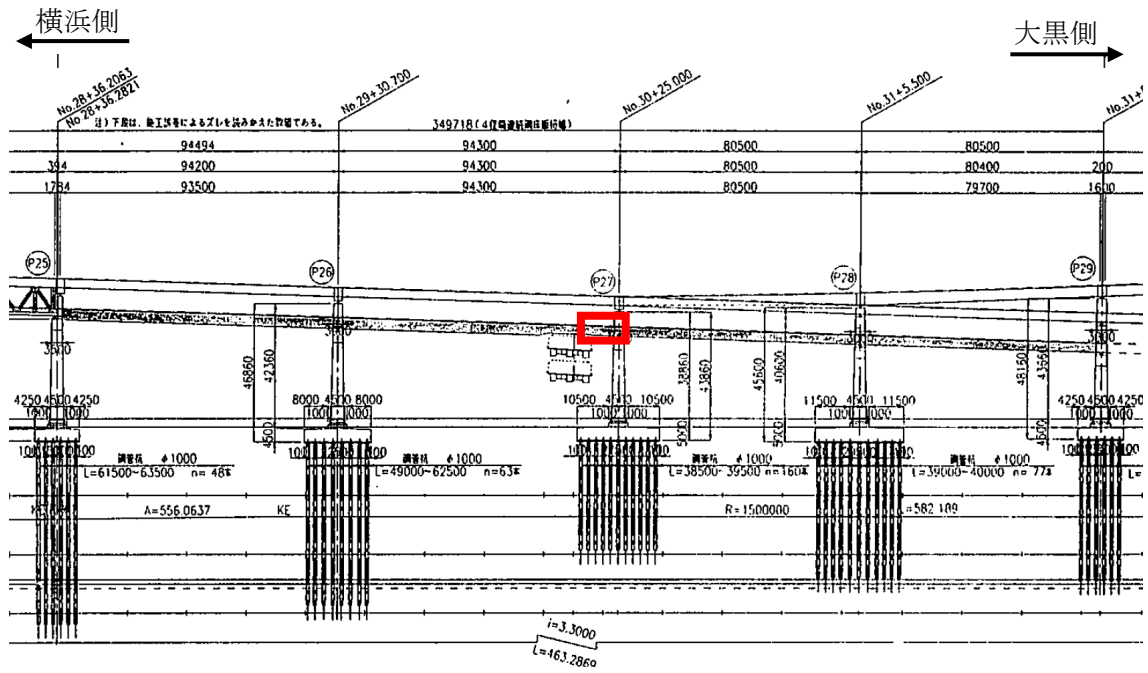
既設鋼床版とSFRC舗装を一体化する接着剤の引張接着強度を確認することが目的であるため、スタッドジベルに干渉しない位置とした。

- ・橋軸方向における位置：負曲げ域と想定する位置（橋脚支点）

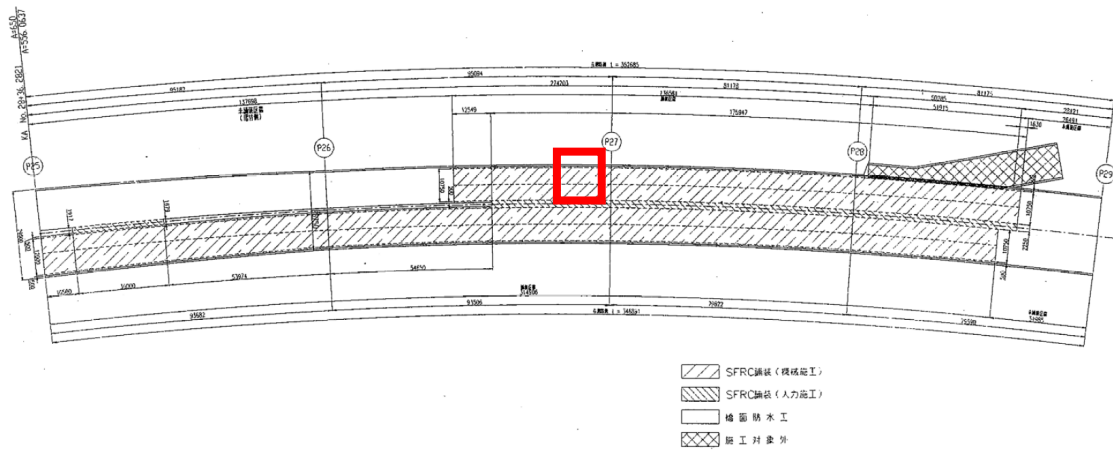
負曲げ域はひび割れの発生が懸念されるため、橋脚支点上付近の位置を選定した。なお、試験位置ではひび割れが表面上に発生していないことを目視で確認した。

- ・橋軸直角方向における位置：Uリブ内部の位置

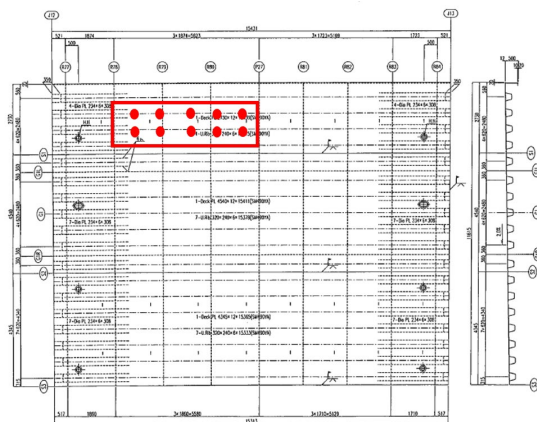
局部応力や局部変形が生じるために、引張接着強度が低下すると推察されるため、Uリブ内部の位置を選定した。



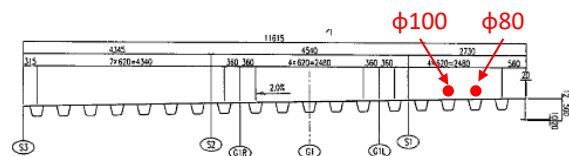
(a) 側面図



(b) 平面図



(c) 詳細平面図



(d) 断面図

図-4.2.1 横浜ベイブリッジの詳細試験位置

(2) 国道 50 号 大平高架橋

国道 50 号大平高架橋の詳細な試験位置を図-4.2.2 に示す。試験位置は、以下の条件に合致する位置を選定した。

- ・ SFRC 舗装を構成するスタッドジベルと試験位置が干渉しない位置

既設鋼床版と SFRC 舗装を一体化する接着剤の引張接着強度を確認することが目的であるため、スタッドジベルに干渉しない位置とした。

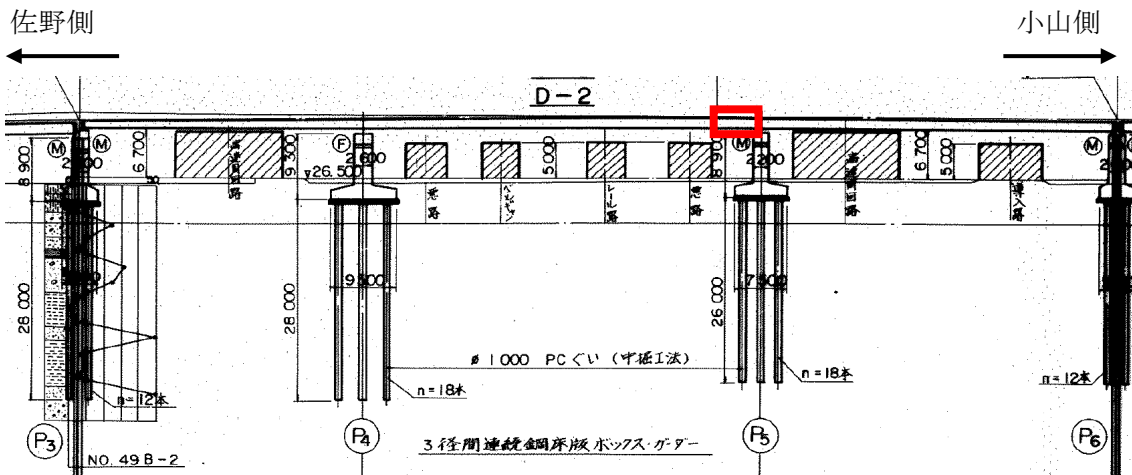
- ・ 橋軸方向における位置：負曲げ域と想定する位置（橋脚支点）

負曲げ域はひび割れの発生が懸念されるため、橋脚支点上付近の位置を選定する。なお、主桁直上には補強材が施工されているために選定しなかった。

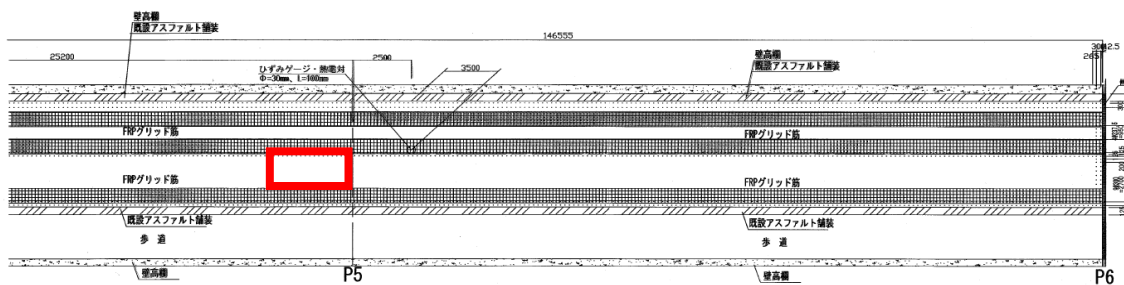
- ・ 橋軸直角方向における位置：Uリブ内部の位置、かつ、輪荷重が作用する直下の位置

局部応力や局部変形が生じるために、引張接着強度が低下すると推察されるため、輪荷重直下の位置、かつ、Uリブ内部の位置を選定した。

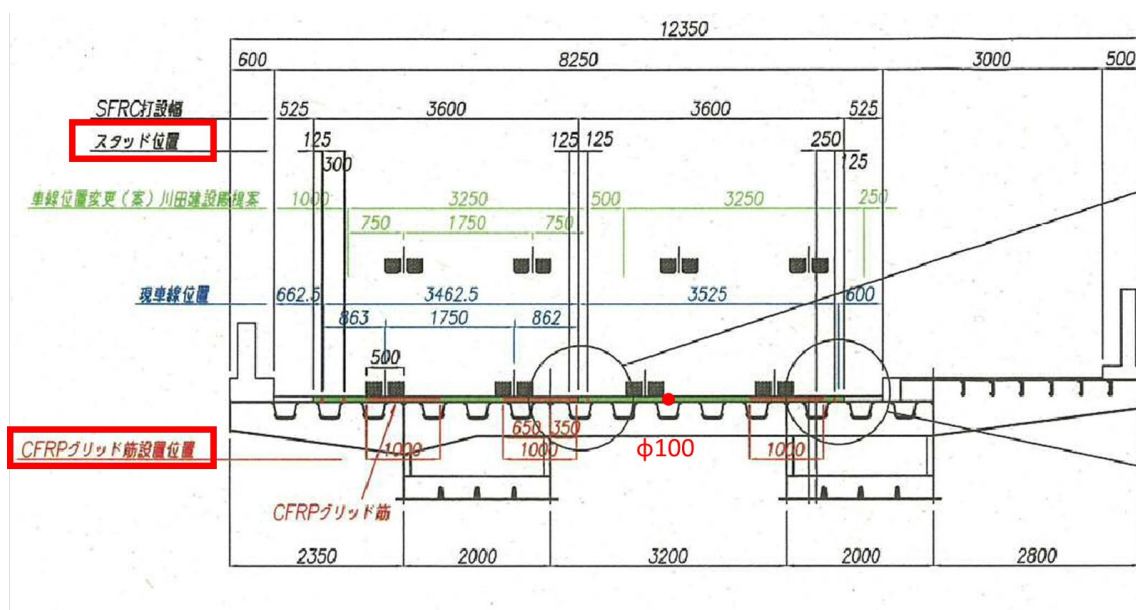
- ・ 交通規制帯内で試験を安全に実施できる位置



(a) 側面図



(b) 平面図



(c) 断面図

図-4.2.2 大平高架橋の詳細試験位置

4.2.2 試験方法

(1) 事前調査

試験位置を検討するために事前調査を行った。試験位置について、事前に竣工図を確認し、スタッドジベルおよび補強材（CFRP）に干渉しない位置を候補として選定した。事前調査においては、竣工図で確認した位置で鉄筋探査機を使用し、試験位置にスタッドジベル等の異物が無いことを確認した。それらの確認を行ったうえで、想定する引張接着強度試験の位置をスプレーでマーキングした（写真-4.2.1）。



(a) 横浜ベイブリッジのマーキング



(b) 大平高架橋のマーキング

写真-4.2.1 事前調査（マーキング）

(2) 引張接着強度試験

事前調査でマーキングした試験位置に、手押しの切削機械（写真-4.2.2）によりφ80 mmとφ100 mmのコア切削を行った（写真-4.2.3）。横浜ベイブリッジで実施した試験結果より、φ80 mmの試験が試験の着眼点に合致した破壊形態であることを踏まえて、大平高架橋ではφ80mmのみを採用した。

本試験は、既設鋼床版と SFRC 舗装の接着剤を対象とした試験である横浜ベイブリッジではφ80 mmの試験を5箇所、φ100 mmの試験を5箇所で行った。SFRC 舗装マニュアル^{4.3)}はφ100 mmの試験が標準であるが、φが大きいほどに載荷時の引張荷重値が大きくなるため、既設鋼床版と SFRC 舗装を一体化する接着剤ではなく、SFRC 舗装と試験治具を一体化する接着剤での破壊形態となる事例が既往の研究^{4.4)}より確認されている。このため、横浜ベイブリッジではφ80mmの試験を実施し、載荷時の引張荷重値を小さくすることで、既設鋼床版と SFRC 舗装を接合する接着剤での破壊形態となるように工夫した。なお、コア切削が鋼床版まで到達していることは目視で確認した。

コア切削後、ディスクグラインダで研掃（写真-4.2.4）し、格子状に切込みを設けた（写真-4.2.5）。格子状の切り込みによって治具用接着剤の付着面積が増えるため、治具用接着剤での破壊を防ぐことを目的に施工した。大平高架橋では、ディスクグラインダに

よる施工で走行車両に影響を与えないように目隠し板を設置した（写真-4.2.4(b)）。



写真-4.2.2 手押しの切削機械



写真-4.2.3 切削状況（横浜ベイブリッジ）



(a) 横浜ベイブリッジの研掃状況



(b) 大平高架橋の研掃状況

写真-4.2.4 ディスクグラインダによる研掃



写真-4.2.5 ディスクグラインダにより格子状に切り込みを設けた状況

治具用接着剤を SFRC 及び治具（軸径φ10mm、厚さ 19mm）に塗布し（写真-4.2.6）、一体化させた（写真-4.2.7）。治具と SFRC 舗装の接着を確実にするために養生を行った。横浜ベイブリッジは未供用区間を対象としており、作業時間の制限がないために 1 日目に治具の接着まで行い、翌日までの期間を治具用接着剤の硬化時間とし、2 日目に引張接着強度試験および復旧作業を実施した。大平高架橋は交通規制の制約条件があるため、硬化時間は 3 時間となっている。養生の際には、治具が走行車両等の振動の影響によって動かないように固定した（写真-4.2.8）。



写真-4.2.6 治具用接着剤の塗布状況



写真-4.2.7 治具接着状況



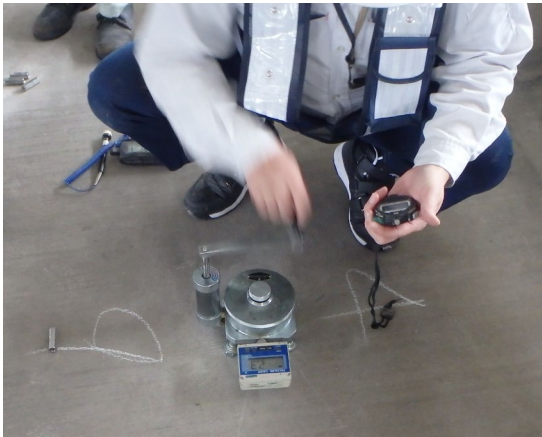
(a) 横浜ベイブリッジの固定状況



(b) 大平高架橋の固定状況

写真-4.2.8 治具用接着剤の固定状況

引張接着強度試験は、SFRC 舗装とデッキプレートの接着剤接合面が破壊するまで載荷し、破壊時の引張荷重値を計測した。この引張荷重値をコアの断面積（実測値）で除した値を引張接着強度とした。試験は建研式接着力試験器を用い、一定の載荷速度（0.1MPa/sec）となるようにストップウォッチを確認しながら、同一作業者が全ての試験を行った（写真-4.2.9）。



(a) 横浜ベイブリッジ



(b) 大平高架橋

写真-4.2.9 引張接着強度試験の実施

(3) 引張接着強度試験のコア抜き取り箇所の復旧

コア内や鋼床版上のガラや埃，水分を除去し所定量の接着剤（高耐久エポキシ系接着剤）を塗布した（写真-4.2.10）。その後，超速硬性無収縮モルタルをコア内に充填させ（写真-4.2.11），表面は金ゴテ仕上げをした。また，大平高架橋ではデュロメーターにより一定の硬度を確保していることを確認（写真-4.2.12）してから交通開放を行った。また，大平高架橋の表層はすべり止め舗装（黒色）のため，モルタル表面をディスクグラインダで研掃した後（写真-4.2.13），黒スプレーでモルタル表面を色付けした（写真-4.2.14）。それぞれの橋梁における復旧状況を写真-4.2.15 に示す。

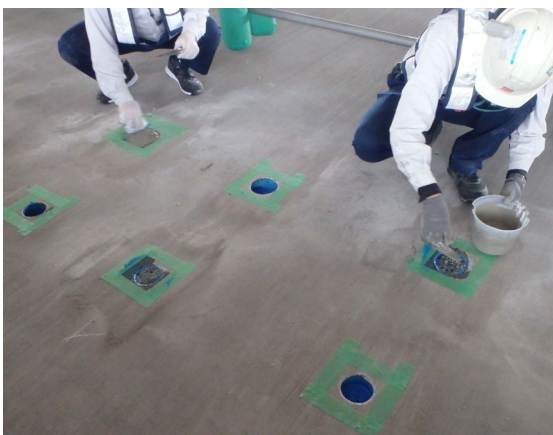


写真-4.2.10 接着剤の塗布状況



写真-4.2.11 モルタルの充填状況



写真-4.2.12 デュロメーターによる確認



写真-4.2.13 ディスクグラインダ研掃



写真-4.2.14 スプレーによる施工



(a) 横浜ベイブリッジ



(b) 大平高架橋

写真-4.2.15 復旧状況

4.2.3 試験結果

引張接着強度試験について、横浜ベイブリッジの結果を表-4.2.1 に、大平高架橋の結果を表-4.2.2 に示す。横浜ベイブリッジは $\phi 100$ の引張接着強度試験を 5 箇所、 $\phi 80$ の引張接着強度試験を 5 箇所行った。大平高架橋は $\phi 80$ の引張接着強度試験を 5 箇所行った。

(1) 横浜ベイブリッジの試験結果の概要

破壊形態について、 $\phi 100$ の場合、引張接着強度試験 5 箇所のうち、1 箇所が SFRC 舗装での材料破壊 (写真-4.2.16(a))、4 箇所が治具接着剤近傍での破壊 (写真-4.2.16(b)～(e)) となった。本試験では、既設鋼床版と SFRC 舗装の接着剤を対象とした試験であるため、治具接着剤近傍での破壊形態は目的と合致しない破壊形態である。一方で、 $\phi 80$ の場合、引張接着強度試験 5 箇所のうち、4 箇所が SFRC 舗装での材料破壊 (写真-4.2.16(f)～(i))、1 箇所が治具接着剤近傍での破壊 (写真-4.2.16(j)) となった。切削径が大きいほど引張荷重値が大きくなるため、SFRC 舗装での破壊よりも応力集中箇所と想定する治具直下の治具用接着剤近傍 (図-4.2.3) が先行して破壊されたと考えられる。詳細は 4.2.4(1) に考察した内容を示す。

SFRC 舗装マニュアル^{4.1)} では、破壊形態の評価目安については、「接着剤と SFRC との混合層あるいは SFRC での破壊の面積割合が 90%以上」と定められている。横浜ベイブリッジの試験について、 $\phi 80$ の試験では 5 箇所中治具接着剤近傍で破壊した 1 箇所を除く 4 箇所全てで、評価目安を満足する結果となった。

引張接着強度について、SFRC 舗装での破壊を示した箇所の平均値はそれぞれ、2.61 N/mm²、3.05 N/mm²であった。SFRC 舗装マニュアル^{4.1)}の付属資料では現場における施工管理のための試験の場合には引張接着強度を評価の目安として使用できることが示されている。この場合、引張接着強度は「1.0N/mm²以上」を良否の目安とすることが示されている。本試験は評価目安を満足する結果であった。なお、治具接着剤近傍で破壊した No.2～5,10 の試験体は SFRC 舗装と鋼床版の接着剤の強度は計測できなかった。しかしながら、既設鋼床版と SFRC 舗装を一体化する接着剤の強度は、治具用接着剤近傍の強度と同等以上の値と推定できるため、目安である 1.0N/mm²以上の強度を有していたと考えられる。

(2) 大平高架橋の試験結果

破壊形態について、表-4.2.2 より、 $\phi 80$ の引張接着強度試験 5 箇所のうち、全てが SFRC 舗装での材料破壊 (写真-4.2.17) であった。破壊形態の評価目安である「接着剤と SFRC との混合層あるいは SFRC での破壊の面積割合が 90%以上」を満足している。

引張接着強度については表-4.2.2 より、SFRC 舗装での破壊を示した箇所の平均値は 2.75N/mm²であった。SFRC 舗装マニュアル^{4.1)}の付属資料では現場における施工管理のための試験の場合には引張接着強度を評価の目安として使用できることが示されている。この場合、引張接着強度は「1.0N/mm²以上」を良否の目安とするため、本試験は評価目安を

満足する結果であった。

表-4.2.1 引張接着強度試験結果（横浜ベイブリッジ）

調査箇所	横浜ベイブリッジ（φ100）				横浜ベイブリッジ（φ80）			
気温(°C)	21.4				21.4			
結果	No	破壊が生じた部位	引張接着強度 (N/mm ²)	平均値	No	破壊が生じた部位	引張接着強度 (N/mm ²)	平均値
	1	SFRC	2.61	2.61	6	SFRC	2.82	3.05
	2	治具接着剤	2.01		7	SFRC	2.98	
	3	治具接着剤	2.20		8	SFRC	3.07	
	4	治具接着剤	2.38		9	SFRC	3.31	
	5	治具接着剤	2.46		10	治具接着剤	2.55	
								-

表-4.2.2 引張接着強度試験結果（大平高架橋）

調査箇所	大平高架橋（φ80）			
気温(°C)	21.8			
結果	No	破壊が生じた部位	引張接着強度 (N/mm ²)	平均値
	11	SFRC	2.57	2.75
	12	SFRC	2.65	
	13	SFRC	2.78	
	14	SFRC	2.85	
	15	SFRC	2.92	

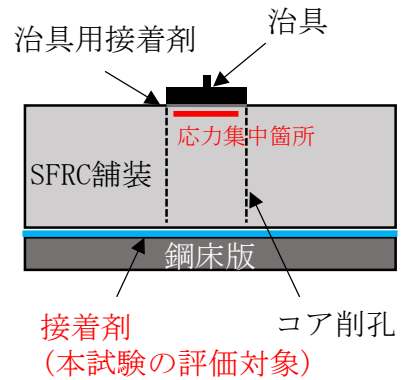


図-4.2.3 応力集中イメージ

横浜ベイブリッジでの結果について、引張接着強度試験の結果を表-4.2.3 に、切削深さを表-4.2.4 に、抜取り供試体の寸法を表-4.2.5 に、試験日の温湿度を表-4.2.6 に示す。

切削深さは、コア切削を行った後、現地で測定を行った。測定は 1 つの切削箇所に対して 4 箇所を実施しており、その平均値を算出した。

表-4.2.3 引張接着強度試験の詳細な結果（横浜ベイブリッジ）

切削径	供試体番号	設計直径 (mm)	実測直径 (mm)	設計付着面積 (mm ²)	実測付着面積 (mm ²)	付着力 (N)	引張接着強度 (N/mm ²)	破壊形態 ※下記の A~G	備考
Φ100	1	100	99.7	7854	7803	20,400	2.61	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	2	100	-	7854	-	15,800	※2.01以上	G	※治具面破壊のため
	3	100	-	7854	-	17,300	※2.20以上	G	※治具面破壊のため
	4	100	-	7854	-	18,700	※2.38以上	G	※治具面破壊のため
	5	100	-	7854	-	19,300	※2.46以上	G	※治具面破壊のため
	平均値							2.61	—
Φ80	6	80	80.6	5,027	5,100	14,400	2.82	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	7	80	80.6	5,027	5,100	15,200	2.98	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	8	80	80.7	5,027	5,112	15,700	3.07	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	9	80	80.6	5,027	5,100	16,900	3.31	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	10	80	-	5,027	-	12,800	※2.55以上	G	※治具面破壊のため
	平均値							3.05	—

路面温度：21℃

〔破壊形態〕

- A : コンクリート内の破壊
- B : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- C : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊
- D : コンクリートと接着剤の界面+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- E : コンクリートと接着剤の界面の破壊
- F : 鋼床版と接着剤の界面の破壊
- G : 治具と接着剤の界面およびコンクリート上面と接着剤の界面の破壊

$$\text{引張付着強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{付着力 (N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$

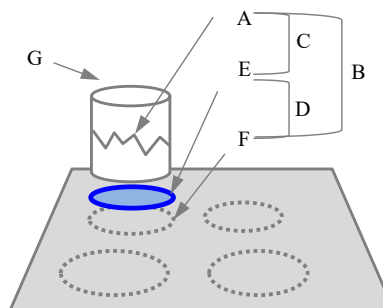


表-4.2.4 切削深さ（横浜ベイブリッジ）

	D1	D2	D3	D4	平均
No.1	7.4	7.3	7.4	7.4	7.4
No.2	7.3	7.3	7.4	7.3	7.3
No.3	7.5	7.4	7.7	7.5	7.5
No.4	7.3	7.5	7.5	7.5	7.5
No.5	7.3	7.4	7.4	7.3	7.4
No.6	7.2	7.2	7.7	7.3	7.4
No.7	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
No.8	7.5	7.6	7.6	7.5	7.6
No.9	7.4	7.5	7.3	7.4	7.4
No.10	7.5	7.5	7.5	7.4	7.5

単位：cm

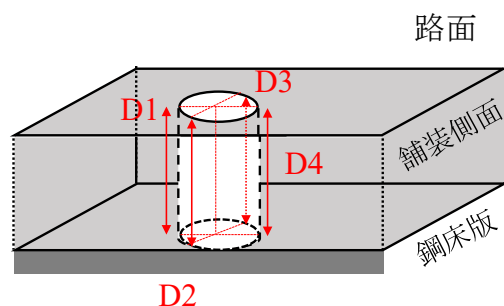


表-4.2.5 抜取り供試体の寸法（横浜ベイブリッジ）

	高さ H1 cm	高さ H2 cm	高さ H3 cm	高さ H4 cm	平均高 さ H0 cm	直径 D1 cm	直径 D2 cm	平均 直径 D0 cm	断面積 A0 cm ²	体積 V0 cm ³
No.1	7.15	6.95	7.11	7.11	7.08	9.97	9.96	9.97	77.95	551.90
No.2	1mm以下	1mm以下	1mm以下	1mm以下	-	-	-	-	-	-
No.3	1mm以下	1mm以下	1mm以下	1mm以下	-	-	-	-	-	-
No.4	1mm以下	1mm以下	1mm以下	1mm以下	-	-	-	-	-	-
No.5	1mm以下	1mm以下	1mm以下	1mm以下	-	-	-	-	-	-
No.6	7.18	7.30	7.24	7.32	7.26	8.07	8.05	8.06	51.00	370.23
No.7	7.25	7.11	7.29	7.14	7.20	8.07	8.05	8.06	51.00	367.05
No.8	6.75	6.92	6.93	6.87	6.87	8.07	8.07	8.07	51.12	351.09
No.9	4.42	4.90	4.60	4.30	4.56	8.06	8.05	8.06	50.93	232.00
No.10	1mm以下	1mm以下	1mm以下	1mm以下	-	-	-	-	-	-

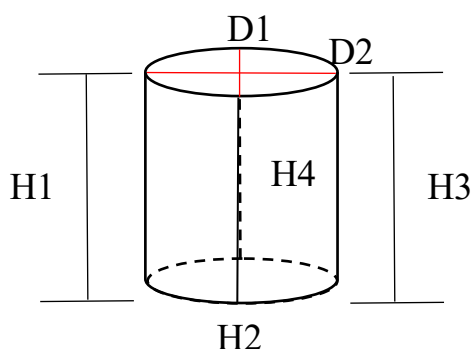


表-4.2.6 引張接着強度試験時の環境データ

	温度(°C)	湿度(%)
最大値	21.5	55
最小値	21.4	53
平均値	21.4	54

横浜ベイブリッジでの結果について、引張接着強度試験後の状況を写真-4.2.16 に示す。左側の写真は引張接着強度試験を行ったコアを、右側の写真は鋼床版側をそれぞれ示す。

(b) ~ (e), (j) は治具用接着剤近傍での破壊形態となっており、鋼床版側に治具用接着剤（灰色）が残留しているものもある。



(a) No. 1 (φ100) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊



(b) No. 2 (φ100) (左側：コア, 右側：鋼床版) 治具用接着剤での破壊

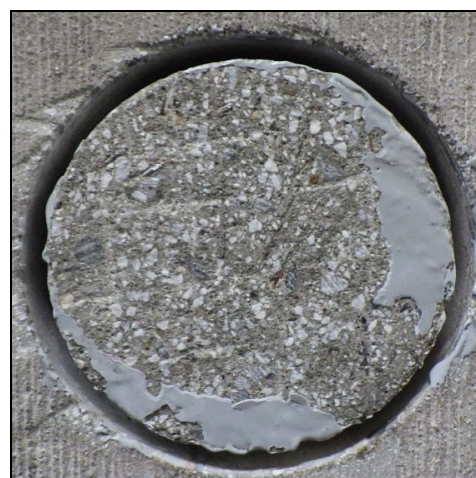
写真-4.2.16 横浜ベイブリッジ 引張接着強度試験 試験後の状況 (その1)



(c) No. 3 ($\phi 100$) (左側：コア, 右側：鋼床版) 治具用接着剤での破壊



(d) No. 4 ($\phi 100$) (左側：コア, 右側：鋼床版) 治具用接着剤での破壊



(e) No. 5 ($\phi 100$) (左側：コア, 右側：鋼床版) 治具用接着剤での破壊

写真-4.2.16 横浜ベイブリッジ 引張接着強度試験 試験後の状況 (その2)



(f) No. 6 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊



(g) No. 7 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊

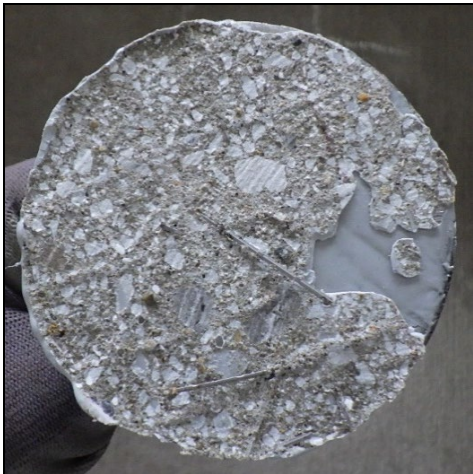


(h) No. 8 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊

写真-4.2.16 横浜ベイブリッジ 引張接着強度試験 試験後の状況 (その3)



(i) No. 9 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊



(j) No. 10 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) 治具用接着剤での破壊

写真-4.2.16 横浜ベイブリッジ 引張接着強度試験 試験後の状況 (その4)

大平高架橋での結果について、引張接着強度試験の結果を表-4.2.7 に、切削深さを表-4.2.8 に、抜取り供試体の寸法を表-4.2.8 に、試験日の温湿度を表-4.2.10 に示す。

切削深さは、コア切削を行った後、現地で測定を行った。測定は 1 つの切削箇所に対して 4 箇所を実施しており、その平均値を算出した。

表-4.2.7 引張接着強度試験の詳細な結果（大平高架橋）

切削径	供試体番号	設計直径 (mm)	実測直径 (mm)	設計付着面積 (mm ²)	実測付着面積 (mm ²)	付着力 (N)	引張接着強度 (N/mm ²)	破壊形態 ※下記の A~G	備考
Φ80	11	80	80.3	5,027	5,062	13,000	2.57	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	12	80	80.3	5,027	5,062	13,400	2.65	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	13	80	80.4	5,027	5,074	14,100	2.78	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	14	80	80.2	5,027	5,049	14,400	2.85	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
	15	80	80.4	5,027	5,074	14,800	2.92	A	実測付着面積にて引張付着強度を計算
平均値							2.75	—	※は除く

路面温度：21℃

〔破壊形態〕

- A : コンクリート内の破壊
- B : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- C : コンクリート内の破壊+コンクリートと接着剤の界面の破壊
- D : コンクリートと接着剤の界面+鋼床版と接着剤の界面の破壊
- E : コンクリートと接着剤の界面の破壊
- F : 鋼床版と接着剤の界面の破壊
- G : 治具と接着剤の界面およびコンクリート上面と接着剤の界面の破壊

$$\text{引張付着強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{付着力 (N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$

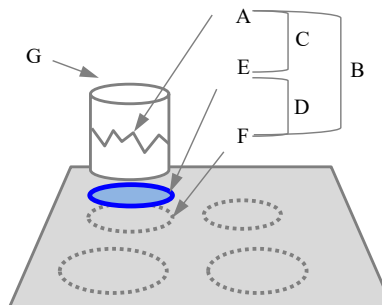


表-4.2.8 切削深さ（大平高架橋）

	D1	D2	D3	D4	平均
No.11	9.5	9.5	9.6	9.5	9.5
No.12	9.5	9.5	9.5	9.4	9.5
No.13	9.5	9.6	9.7	9.5	9.6
No.14	9.7	9.7	9.6	9.6	9.7
No.15	9.6	9.5	9.6	9.5	9.6

単位：cm

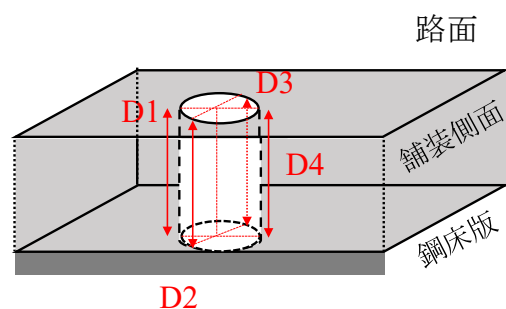


表-4.2.9 抜取り供試体の寸法（大平高架橋）

	高さ H1 cm	高さ H2 cm	高さ H3 cm	高さ H4 cm	平均高さ H0 cm	直径 D1 cm	直径 D2 cm	平均直径 D0 cm	断面積 A0 cm ²	体積 V0 cm ³
No.11	4.65	4.24	4.95	4.41	4.56	8.03	8.02	8.03	50.55	230.65
No.12	8.93	9.01	9.01	8.96	8.98	8.03	8.03	8.03	50.62	454.42
No.13	3.14	2.82	3.95	2.80	3.18	8.03	8.04	8.04	50.68	161.04
No.14	9.17	8.47	8.42	8.96	8.76	8.02	8.02	8.02	50.49	442.05
No.15	8.73	8.51	9.00	8.90	8.79	8.04	8.04	8.04	50.74	445.78

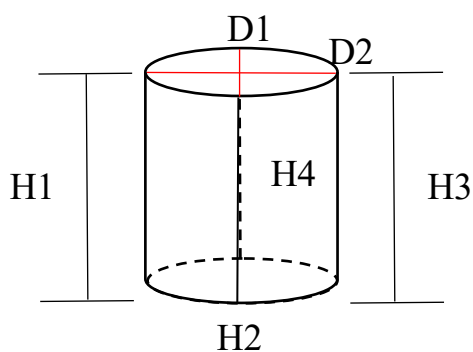


表-4.2.10 引張接着強度試験時の環境データ

	温度(°C)	湿度(%)
最大値	21.9	62
最小値	21.8	61
平均値	21.8	61

大平高架橋での結果について、引張接着強度試験後の状況を写真-4.2.17 に示す。左側の写真は引張接着強度試験を行ったコアを、右側の写真は鋼床版側をそれぞれ示す。全ての試験において、SFRC 舗装での材料破壊であることが確認できる。

(a) や (c) の鋼床版側の写真を見ると、他の試験箇所相比于浅い箇所での材料破壊であることが確認できる。浅い位置での破壊となった原因は不明であるが、SFRC 舗装の骨材の噛み合わせ等の影響により、SFRC 舗装中に脆弱部が存在した可能性がある。なお、(a) や (c) を含めたすべての試験位置で引張接着強度は目安である $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の結果であった。



(a) No. 11 ($\phi 80$) (左側：コア、右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊



(b) No. 12 ($\phi 80$) (左側：コア、右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊

写真-4.2.17 大平高架橋 引張接着強度試験 試験後の状況 (その1)



(c) No. 13 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊



(d) No. 14 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊



(e) No. 15 (φ80) (左側：コア, 右側：鋼床版) SFRC 舗装材料破壊

写真-4. 2. 17 大平高架橋 引張接着強度試験 試験後の状況 (その2)

4.2.4 考察

(1) $\phi 100$ の引張接着強度試験における治具用接着剤近傍破壊の原因

横浜ベイブリッジの $\phi 100$ の引張接着強度試験において、治具用接着剤近傍での破壊を示した原因としては、切削径の影響と治具の大きさの影響が考えられる。以下、それぞれの影響について示す。

① 切削径の影響

横浜ベイブリッジの試験結果について、SFRC舗装での材料破壊となった。 $\phi 100$ のNo.1, $\phi 80$ のNo.6~9を対象にした引張接着強度の平均値を図-4.2.4に、引張荷重の平均値を図-4.2.5に示す。切削径の影響について、引張接着強度は切削径 $\phi 80$ の方が $\phi 100$ よりも大きく、引張荷重は切削径 $\phi 80$ の方が $\phi 100$ よりも小さい結果となった。切削径が大きいと引張荷重値が大きくなるために、既設鋼床版とSFRC舗装の接着剤の破壊よりも早期に、応力集中箇所である治具直下の治具用接着剤近傍で破壊が生じたものと考えられる。

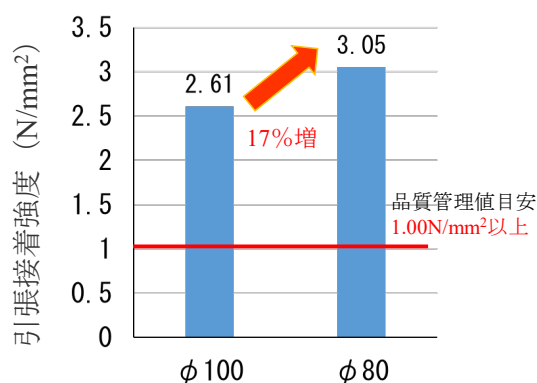


図-4.2.4 引張接着強度の平均値

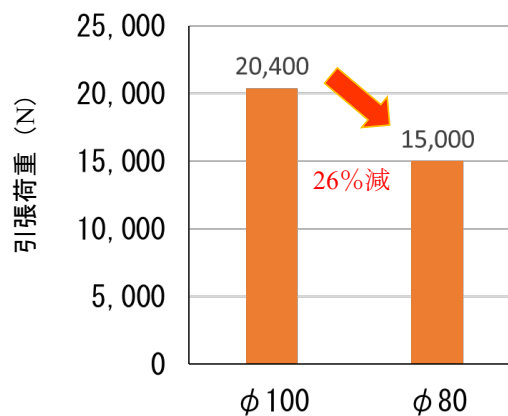


図-4.2.5 引張荷重の平均値

② 治具の大きさが引張荷重に与える影響

本試験で使用した治具は、軸棒径が $\phi 10\text{mm}$ 、厚さが 19mm であった。既往の文献^{4.5)}では、治具の軸棒径と厚さをパラメータに、FEM解析や直接引張試験による検討を行い、治具の軸棒径と厚さが引張試験の応力集中に与える影響を検討している。軸棒径が太く、厚さが厚いほどに応力集中は小さく、軸棒径が細く、厚さが薄いほどに応力集中は大きいことが報告されている。

横浜ベイブリッジおよび大平高架橋の引張接着強度試験で使用した治具は、軸棒径が $\phi 10\text{mm}$ 、厚さが 19mm の治具を使用しており、応力集中が生じた可能性があるため、治具接着剤近傍での破壊形態が生じた可能性がある。

(2) 横浜ベイブリッジと大平高架橋の比較 ($\phi 80$) に基づく考察

横浜ベイブリッジと大平高架橋の $\phi 80$ の引張接着強度試験の平均値の比較を図-4.2.6に

示す。横浜ベイブリッジでは 3.05N/mm^2 (SFRC 舗装での材料破壊を示した 4 体の平均値)、大平高架橋は 2.75N/mm^2 (5 体の平均値) であった。

横浜ベイブリッジの試験位置の特徴として、ダブルデッキ構造の下層のために雨水の影響が小さいこと、未供用区間のために輪荷重の影響がないことが挙げられる。大平高架橋の試験位置の特徴として、輪荷重直下であることや、凍結防止のための樹脂舗装をオーバーレイしているものの雨水の影響をうけることが挙げられる。このため、横浜ベイブリッジの方が大平高架橋よりもマイルドな環境条件であることが引張接着強度の差の要因の 1 つになったと考えられる。

また、SFRC舗装の施工時の養生方法について、横浜ベイブリッジでは冬期の施工となったために真空脱水工法を採用していたと施工記録が残っている⁴²⁾。真空脱水工法は、コンクリートの打設直後に、真空ホースを取り付けた特殊真空マットパネルにより、コンクリート表面から水・空気を取り去り、大気圧をコンクリートにかけて締め固める工法である。効果としては、微振動条件下でのコンクリートのダレ抑制、乾燥収縮量の減少、コンクリートの表面硬度の増大による耐摩耗抵抗性の向上などが挙げられており、強度が高くなったことが考えられる。

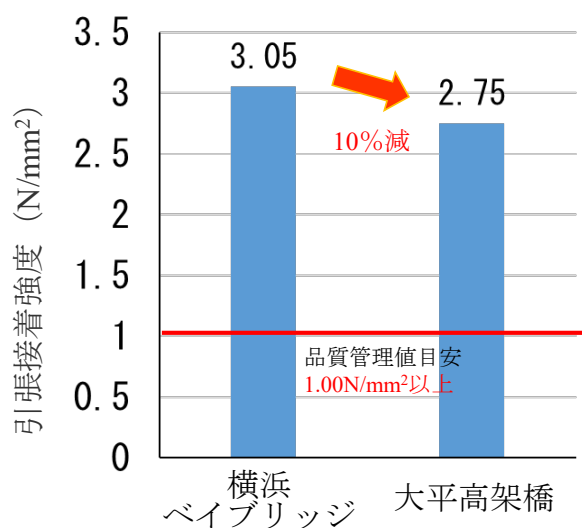


図-4.2.6 引張接着強度の平均値 (φ80)

4.3 実橋の路面ひび割れ調査

S橋は2005年にSFRC舗装を疲労対策として施工されて以降、表-4.3.1に示す時期に定期点検や路面ひび割れの目視調査を行っている。調査として、道路管理者により行われた定期点検結果の分析と、著者らによる目視調査を行った。

道路管理者によって2014年と2019年に定期点検が行われている。今回の分析において、2回の定期点検結果のうち、同じ位置に生じている損傷の写真を整理し、損傷の進展を確認した。

土木研究所は、S橋がSFRC舗装による対策を実施されてから5年経過時（2010年）、10年経過時（2015年）に目視調査^{4,6)}を行い、舗装路面の橋軸方向と橋軸直角方向にひび割れを確認している。今回の調査ではそのひび割れの進展や新たなひび割れ等の調査を行った。

表-4.3.1 S橋に対して過去に実施した点検・調査

	定期点検	路面ひび割れの目視調査
1回目	2010年	2010年
2回目	2014年	2015年
3回目	2019年	2020年

4.3.1 調査位置

図-4.3.1にS橋の試験位置の側面図を、表-4.3.2に対象範囲の整理を示す。

S橋のA区間はエポキシ系接着剤Aを、B区間はエポキシ系接着剤Bを使用している。

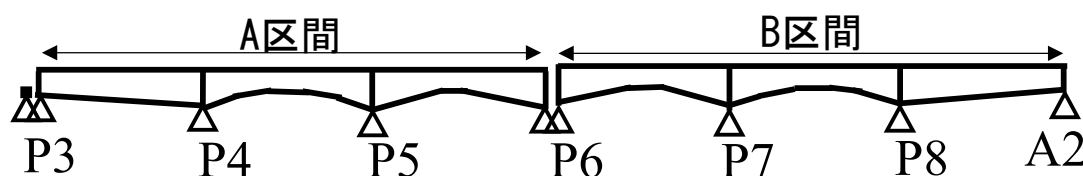


図-4.3.1 S橋 側面図

表-4.3.2 S橋の対象範囲の整理

名称	範囲	(1) 定期点検結果比較箇所	(2) 目視調査結果比較箇所
対象範囲①	A区間 P3～P4	4箇所	1箇所
対象範囲②	A区間 P4～P5	1箇所	1箇所
対象範囲Ⅲ	A区間 P5～P6	6箇所	2箇所
対象範囲Ⅳ	B区間 P6～P7	4箇所	1箇所
対象範囲Ⅴ	B区間 P7～P8	4箇所	1箇所
対象範囲Ⅵ	B区間 P8～P9	4箇所	4箇所

4.3.2 調査結果

調査結果では、道路管理者により行われた定期点検結果の整理と、土木研究所が行った路面ひび割れの調査結果の整理を示す。

道路管理者により行われた定期点検は、P3 から A2 までの全面的な状態把握を整理した。特に、2014 年の点検結果と 2019 年の点検結果を整理し、同一箇所の損傷状況の写真を示すことで、進展状況や損傷状況の変化を把握した。

土木研究所が行った路面ひび割れの調査は、P3 から A2 までの損傷の著しい部位に限定して継続的に調査した結果であり、過去（2010 年，2015 年）に実施した調査内容に今回（2020 年）の調査結果を追加して示す。

(1) 道路管理者が実施した定期点検結果による比較

1) 対象範囲 I (A 区間 P3~P4) (図-4.3.1, 表-4.3.2)

図-4.3.2 に対象範囲 I の区間を, 図-4.3.3 に 2014 年および 2019 年の定期点検果の損傷比較を, 表-4.3.3 に 2014 年および 2019 年の定期点検果の同一箇所の写真を示す。

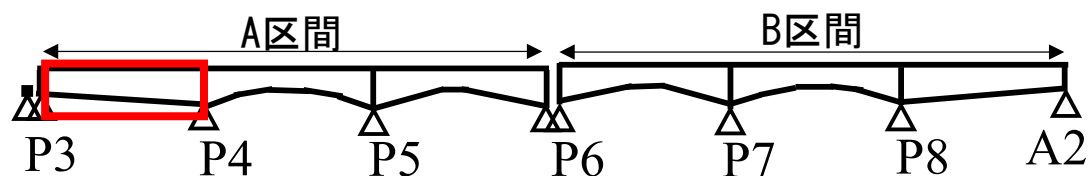
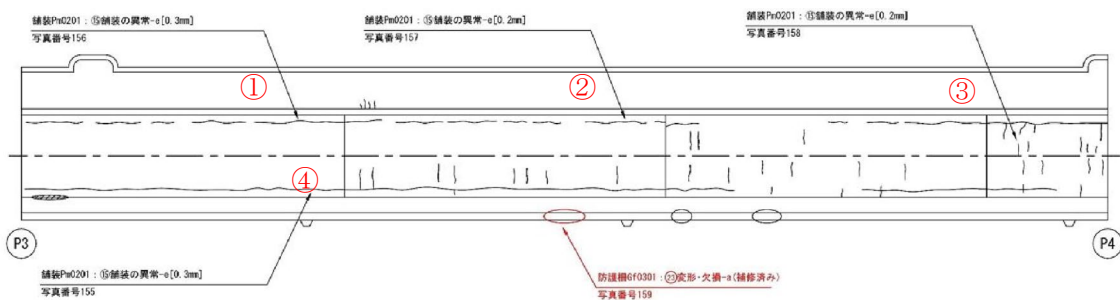


図-4.3.2 対象範囲 I (A 区間 P3 橋脚~P4 橋脚)

2014.6 (供用から 9 年程度)



2019.1 (供用から 14 年程度)

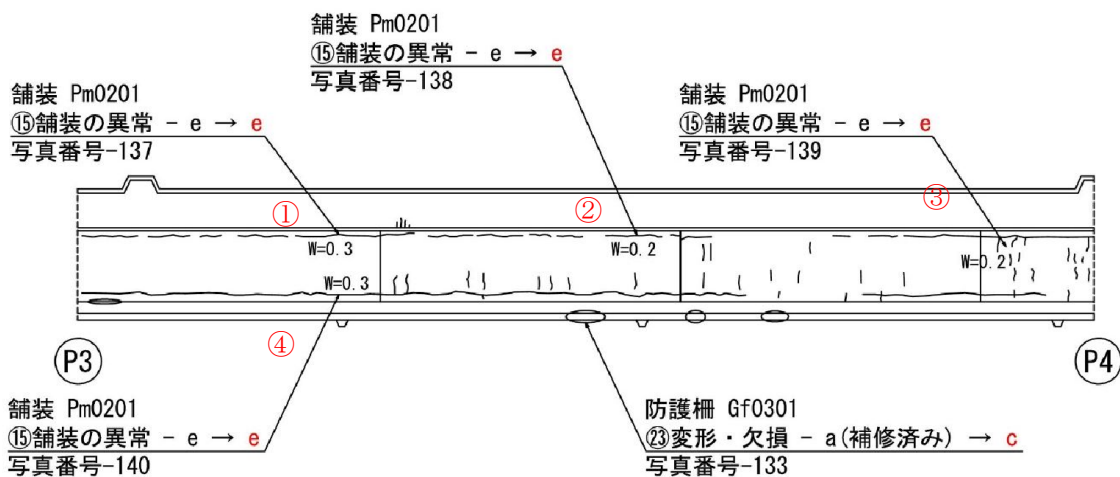


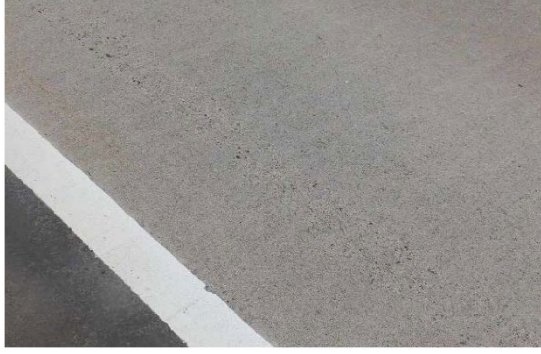







図-4.3.3 定期点検結果の比較 (範囲 I A 区間 P3 橋脚~P4 橋脚)

表-4.3.3 定期点検結果の比較（範囲Ⅰ A区間 P3橋脚～P4橋脚）

	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
①		
②		
③		
④		

2) 対象範囲Ⅱ (A 区間 P4～P5) (図-4.3.1, 表-4.3.2)

図-4.3.4 に対象範囲Ⅱの区間を, 図-4.3.5 に 2014 年および 2019 年の定期点検結果の損傷比較を, 表-4.3.4 に 2014 年および 2019 年の定期点検結果の同一箇所の写真を示す。

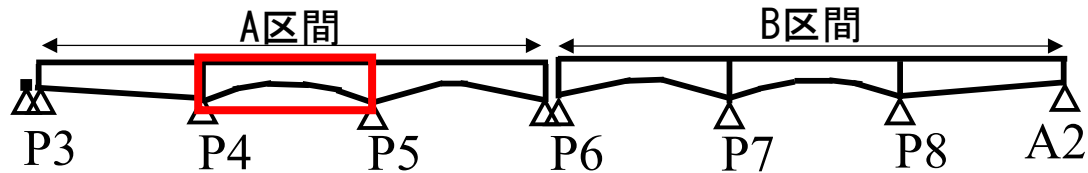
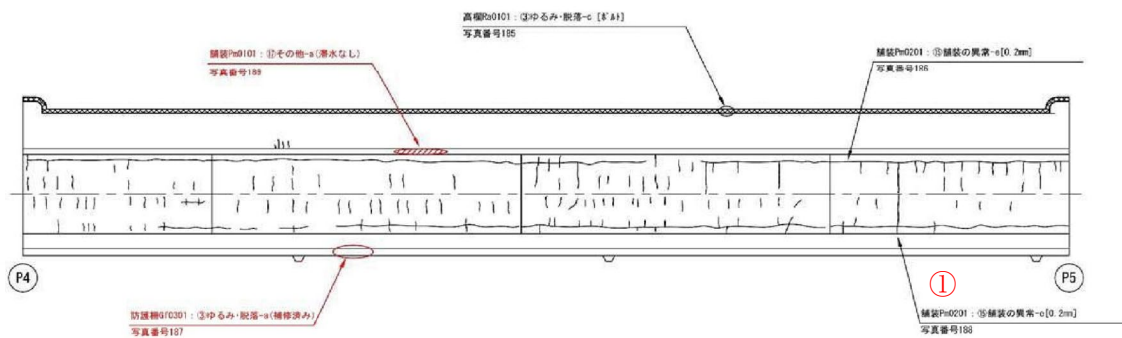


図-4.3.4 対象範囲Ⅱ (A 区間 P4 橋脚～P5 橋脚)

2014.6 (供用から 9 年程度)



2019.1 (供用から 14 年程度)

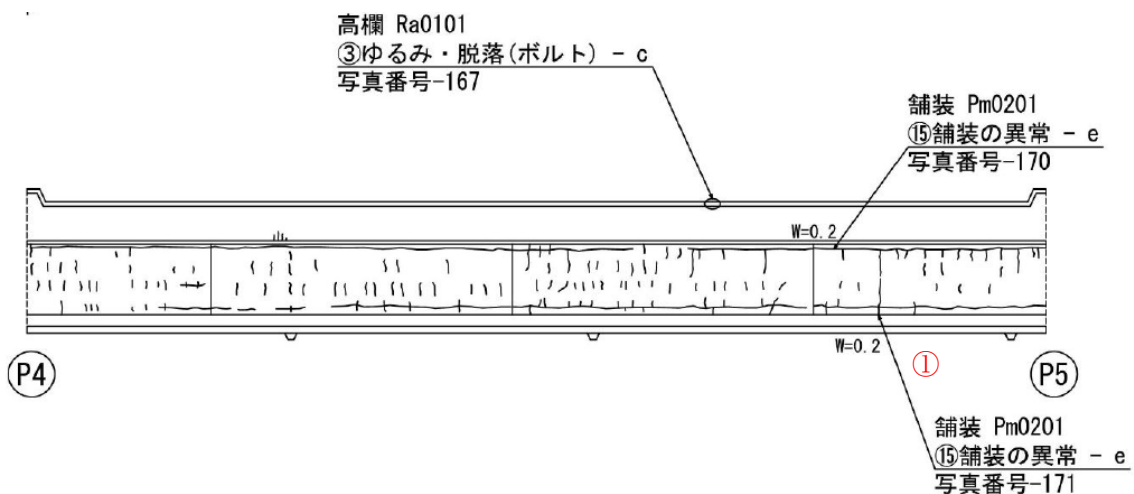




図-4.3.5 定期点検結果の比較 (範囲Ⅱ A 区間 P4 橋脚～P5 橋脚)

表-4.3.4 定期点検結果の比較（範囲Ⅱ A区間 P4橋脚～P5橋脚）

	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
①		

3) 対象範囲Ⅲ (A 区間 P5～P6) (図-4.3.1, 表-4.3.2)

図-4.3.6 に対象範囲Ⅲの区間を, 図-4.3.7 に 2014 年および 2019 年の定期点検果の損傷比較を, 表-4.3.5 に 2014 年および 2019 年の定期点検果の同一箇所の写真を示す。

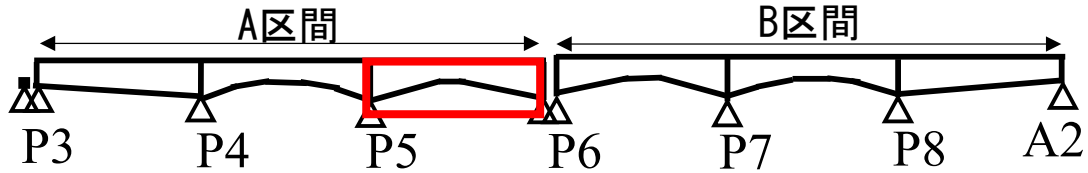
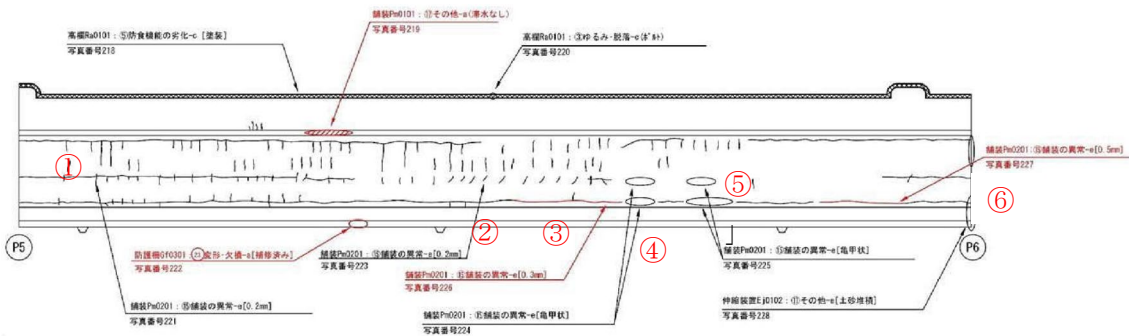


図-4.3.6 対象範囲Ⅲ (A 区間 P5 橋脚～P6 橋脚)

2014.6 (供用から 9 年程度)



2019.1 (供用から 14 年程度)

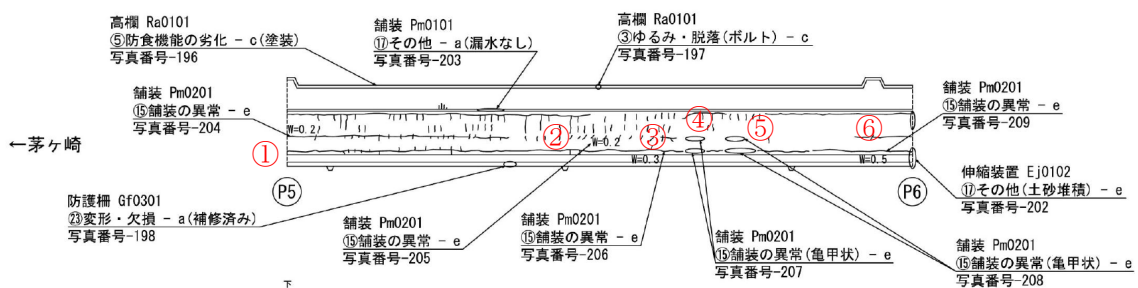


図-4.3.7 定期点検結果の比較 (範囲Ⅲ A 区間 P5 橋脚～P6 橋脚)

表-4.3.5 定期点検結果の比較（範囲Ⅲ A区間 P5橋脚～P6橋脚）その1



	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
①		
②		
③		

表-4.3.5 定期点検結果の比較（範囲Ⅲ A区間 P5橋脚～P6橋脚）その2

	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
④		
⑤		
⑥		

4) 対象範囲Ⅳ (B 区間 P6～P7) (図-4.3.1, 表-4.3.2)

図-4.3.8 に対象範囲Ⅳの区間を, 図-4.3.9 に 2014 年および 2019 年の定期点検果の損傷比較を, 表-4.3.6 に 2014 年および 2019 年の定期点検果の同一箇所の写真を示す。

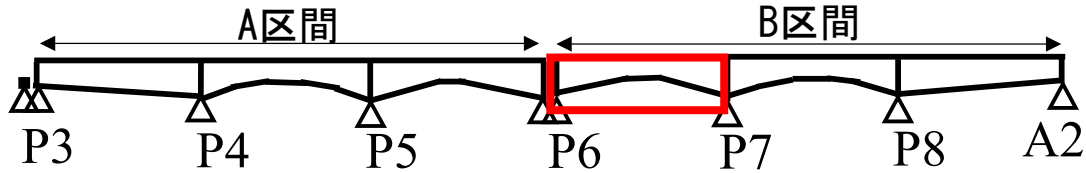
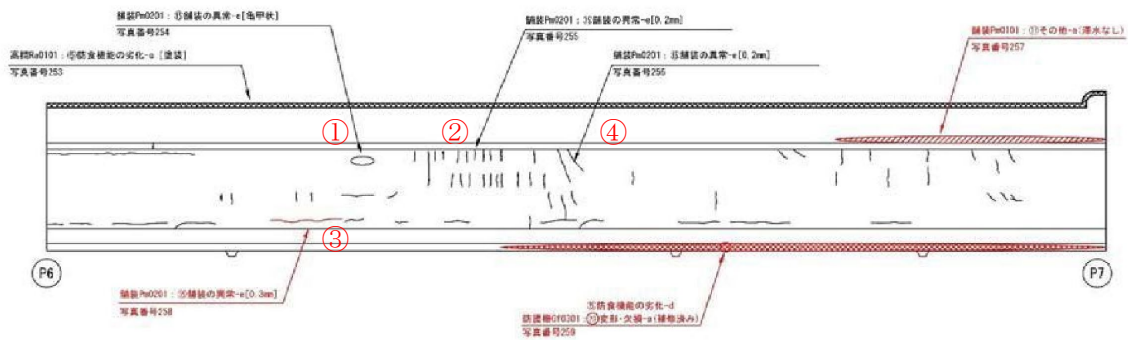


図-4.3.8 対象範囲Ⅳ (B 区間 P6 橋脚～P7 橋脚)

2014.6 (供用から 9 年程度)



2019.1 (供用から 14 年程度)

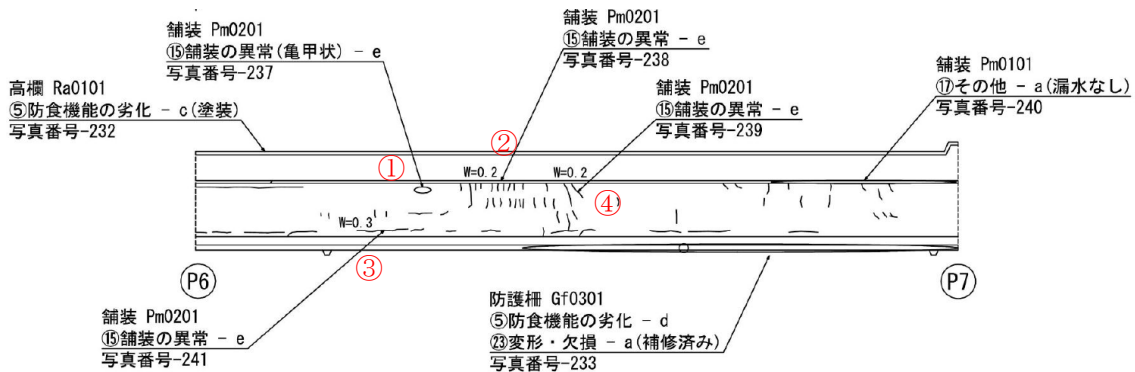










図-4.3.9 定期点検結果の比較 (範囲Ⅳ B 区間 P6 橋脚～P7 橋脚)

表-4.3.6 定期点検結果の比較（範囲Ⅳ B 区間 P6 橋脚～P7 橋脚）

	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
①		
②		
③		
④		

5) 対象範囲V (B区間 P7~P8) (図-4.3.1, 表-4.3.2)

図-4.3.10 に対象範囲Vの区間を, 図-4.3.11 に2014年および2019年の定期点検結果の損傷比較を, 表-4.3.7 に2014年および2019年の定期点検結果の同一箇所の写真を示す。

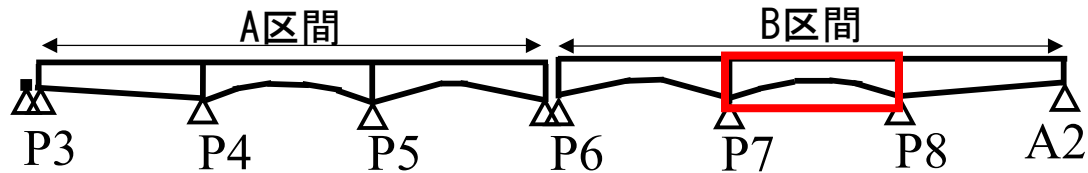
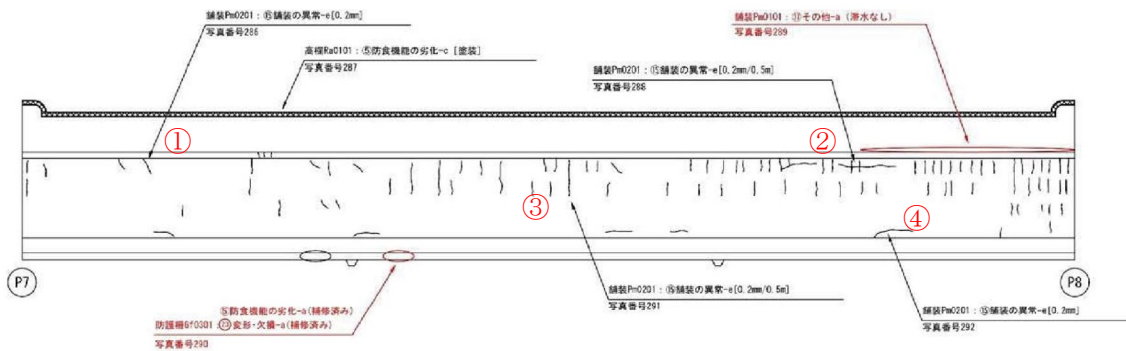


図-4.3.10 対象範囲V (B区間 P7橋脚~P8橋脚)

2014.6 (供用から9年程度)



2019.1 (供用から14年程度)

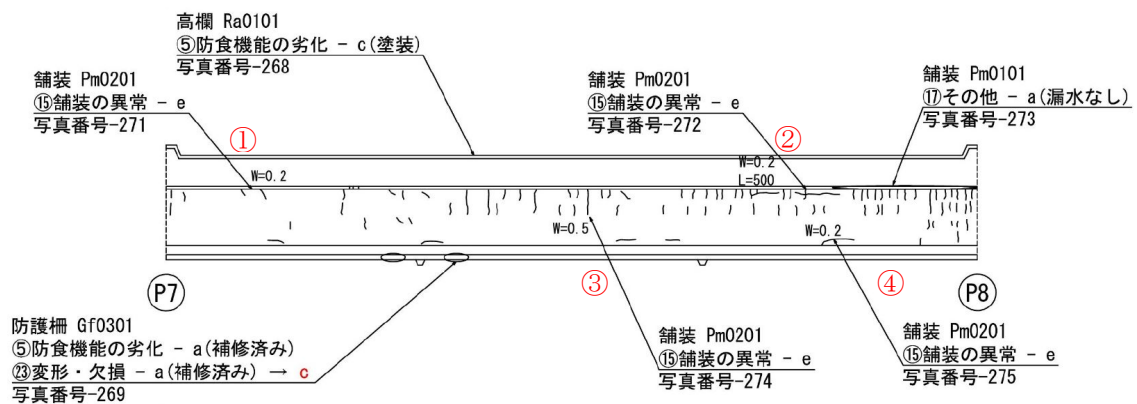










図-4.3.11 定期点検結果の比較 (範囲V B区間 P7橋脚~P8橋脚)

表-4.3.7 定期点検結果の比較（範囲Ⅴ B区間 P7橋脚～P8橋脚）

	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
①		
②		
③		
④		

6) 対象範囲VI (B 区間 P8~A2) (図-4.3.1, 表-4.3.2)

図-4.3.12 に対象範囲VIの区間を, 図-4.3.13 に2014年および2019年の定期点検結果の損傷比較を, 表-4.3.8 に2014年および2019年の定期点検結果の同一箇所の写真を示す。

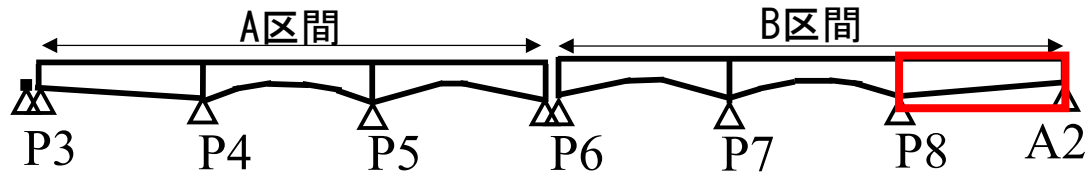
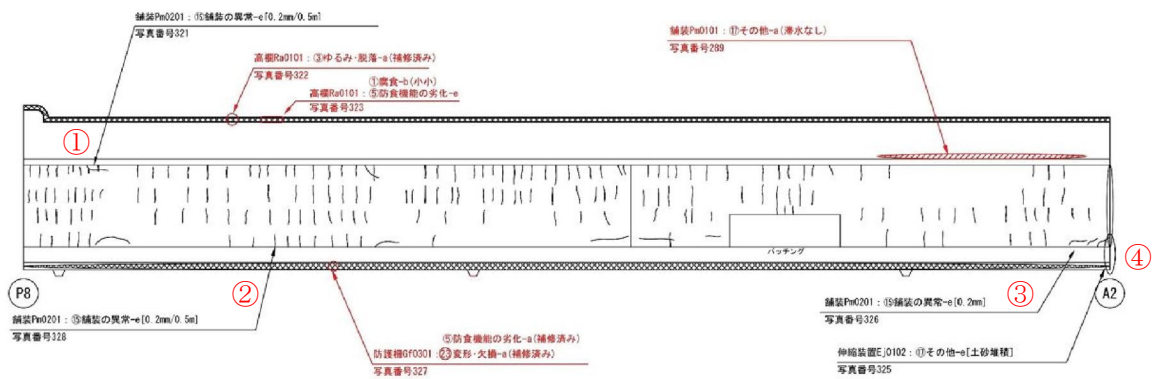


図-4.3.12 対象範囲VI (B 区間 P8 橋脚~A2 橋脚)

2014.6 (供用から9年程度)



2019.1 (供用から14年程度)

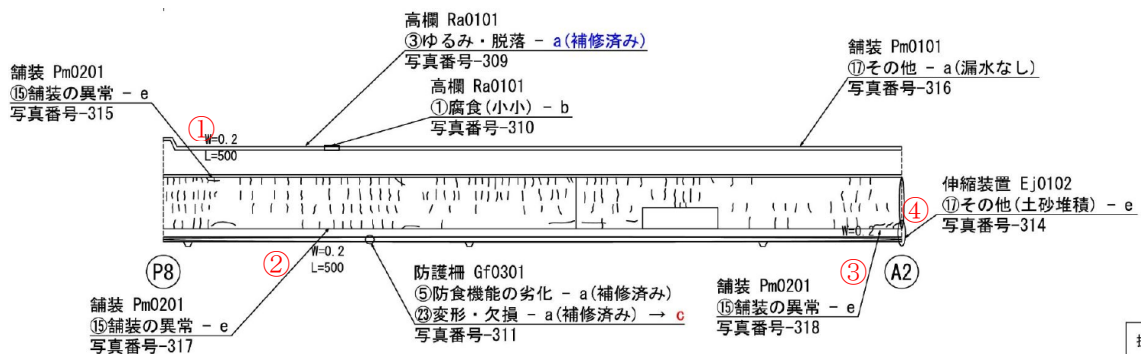










図-4.3.13 定期点検結果の比較 (範囲VI B 区間 P8 橋脚~A2 橋脚)

表-4.3.8 定期点検結果の比較（範囲VI B 区間 P8 橋脚～A2 橋脚）

	2014.6（供用から9年）	2019.1（供用から14年）
①		
②		
③		
④		

7) まとめ

橋軸直角方向のひび割れは、橋梁全体にみられた。一般的なコンクリート舗装において、橋軸直角方向に等間隔に現れるひび割れは健全なものとされているが、目地部等に局所的に表れるひび割れは有害である可能性がある。定期点検の結果を確認したところ、目地部等に局所的に集中したひび割れは確認できなかった。

橋軸方向のひび割れは、輪荷重走行位置に全長にわたって発生しているが、経年変化による損傷の進展を確認できなかった。損傷原因としては、大型車のダブルタイヤがUリブウェブを跨いで作用することでデッキプレート上面に負曲げが発生し、ひび割れが発生したと推定される。

(2) 土木研究所が実施した目視によるひび割れ調査の比較

表-4.3.9 に目視によるひび割れ調査結果の経年比較を示す。今回（2020年）に実施した調査は、過去の調査と同じ方法で実施した。路面のひび割れに着目し、車線規制を伴わずに歩道部から外観目視で行った。過去のひび割れ発生箇所について、可能な限り同角度から写真撮影を行い、ひび割れの進展を確認した。

今回（2020年）の目視調査では、従前調査時（2015年）に確認したひび割れの進展は確認できなかった。また、従前調査時に確認したひび割れの一部について、今回調査では確認できないものがあった。対象橋梁は SFRC 舗装の打換は行っていないため、車両走行による摩耗や調査時の天候（曇り）の影響により、目視ではひび割れを確認できなかったと考えられる。

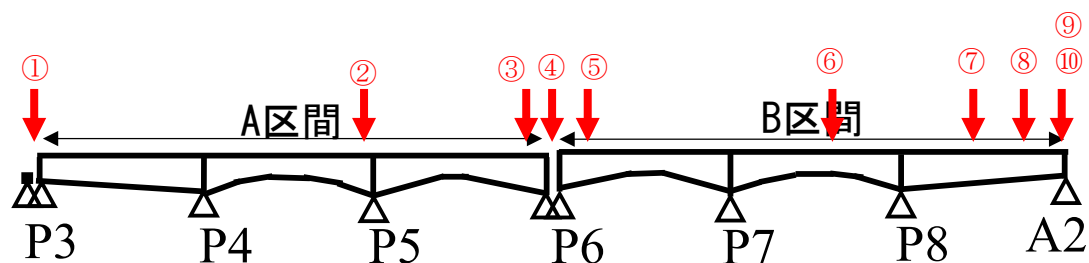


図-4.3.14 S橋の比較箇所

表-4.3.9 目視によるひび割れ調査結果の経年比較（その1）

	2010.2 (供用から5年)	2015.11 (供用から10年)	2020.11 (供用から15年)
①			
②			
③			

表-4.3.9 目視によるひび割れ調査結果の経年比較（その2）

	2010.2（供用から5年）	2015.11（供用から10年）	2020.11（供用から15年）
④			
⑤			
⑥			
⑦			
⑧			
⑨			
⑩			

(3) 調査結果のまとめ

表-4.3.10に2019年に道路管理者により実施された橋梁点検の点検結果（一部抜粋）と、目視調査による主なひび割れの損傷状況を示す。定期点検は、SFRC舗装による対策後においては、2010年度、2014年度、2019年度に実施されている。過去の定期点検結果を比較した結果、著しい損傷の進展はなかった。過去に土木研究所で行った目視調査結果と比較して、路面ひび割れの著しい進展は確認されなかった。なお、前回調査時に確認したひび割れの一部については今回の調査で確認できないものがあった。対象橋梁において、SFRC舗装の打換は行っていないため、車両走行による摩耗や調査時の天候（曇り）の影響により、目視ではひび割れを確認できなかったと考えられる。

また、輪直下の舗装路面が摩耗しており骨材が露出している箇所や舗装路面に鋼繊維の錆が露出している箇所（写真-4.3.1）を確認した。鋼繊維の錆の露出箇所において、目視では鋼繊維が路面垂直方向に立っている様子が確認できなかったため、車両の走行に与える影響は小さいと考えられる。

表-4.3.10 S橋の橋梁点検結果と主な損傷状況写真

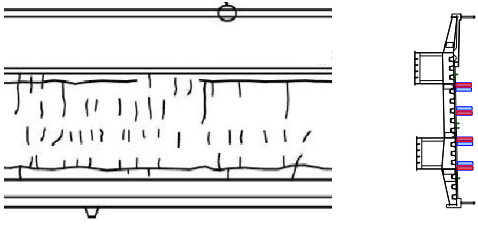
	損傷図の抜粋		今回調査時に確認した損傷状況
H31橋梁点検時 (対策後9年経過: 2019.1)			<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向のひび割れ 橋軸直角方向のひび割れ 舗装路面の摩耗
	主な損傷状況写真		
	ひび割れ(橋軸, 橋軸直角): 輪荷重位置付近	ひび割れ(橋軸): 輪荷重位置付近	ひび割れ(橋軸直角): 全径間にわたり発生
前々回調査時 (対策後5年経過: 2010.2)			
前回調査時 (対策後10年経過: 2015.11)			
今回調査時 (対策後15年経過: 2020.11)			



写真-4.3.1 鋼繊維の状態 (SFRC 舗装路面)

5. まとめ

2章～4章で実施した主な検討結果を以下にまとめて示す。

第2章 環境負荷を作用させた接着剤の引張接着強度試験

鋼床版デッキプレートと SFRC 舗装の接合部における接着剤の耐久性について、SFRC 舗装と鋼床版デッキプレートを模擬した小型試験体を用いて、各種の条件で環境負荷を作用させた後に引張接着強度試験、圧縮強度試験を行い、引張接着強度に影響を及ぼす要因とその強度変化の程度を把握した。第2章で得られた主な検討結果を以下に示す。

1) 引張接着強度試験

温水負荷 (28 日, 168 日), 模擬貫通ひび割れを導入した後の温水負荷 (28 日, 168 日), 模擬貫通ひび割れを導入し温水負荷 (168 日) 後にひび割れ注入を行い, さらに温水負荷 (28 日) を与えた結果, 引張接着強度は若干の低下が認められた条件があるものの, すべての試験結果では, SFRC 舗装マニュアル^{5.1)} の付属資料の現場における施工管理のための目安とされている引張接着強度「 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上」であった。また, 著しい引張接着強度の低下は生じなかった。

模擬貫通ひび割れのない試験体に対して, 温水負荷を与えた条件では引張接着強度の低下はみられなかった。一方, 模擬貫通ひび割れのある試験体に対して, 温水負荷を与えた条件では引張接着強度の低下がみられた。後述するように, 鋼床版デッキプレートを模擬した鋼板上にさびの発生が確認された試験体があり, SFRC 舗装に貫通ひび割れが生じると鋼床版デッキプレートからの水の浸入により, 鋼床版デッキプレート上にさびが発生し, 引張接着強度の低下が生じる可能性がある。

また, 模擬貫通ひび割れのある試験体に対して, 温水負荷を与えて, その後, ひび割れ注入し, さらに温水負荷を与えた場合, 引張接着強度は模擬貫通ひび割れを与えていない試験体と同等以上の強度が確認された。SFRC 舗装に貫通ひび割れが生じた場合にもひび割れを注入材により補修することで引張接着強度の低下を抑制できる可能性がある。

2) 破壊形態の分析

SFRC 舗装マニュアル^{5.1)} では引張接着強度試験を評価する際の目安として, 破壊形態は「接着剤と SFRC との混合層あるいは SFRC での破壊の面積割合が 90%以上」であることが示されている。引張接着強度試験の破壊形態について, 9 ケース中 6 ケースの試験体は接着剤と SFRC との混合層あるいは SFRC での破壊の面積割合が 90%以上であった。このため, 鋼板デッキプレートと SFRC 舗装の接合部における接着剤の引張接着強度は, 接着剤と SFRC との混合層あるいは SFRC での破壊により得られた引張接着強度以上の強度を有しているものと考えられる。

一方で, 9 ケース中 3 ケースの試験体において, 鋼板と接着剤間の界面破壊が生じ, 一部にさびの発生が確認された。コア切削や模擬貫通ひび割れ導入して温水負荷を与えた状態で, 鋼板と接着剤の接合部に水が浸透した可能性が考えられる。しかしながら, 引張接着

強度はSFRC舗装マニュアル^{5.1)}の付属資料の現場における施工管理のための目安とされている「1.0N/mm²以上」を確保されていたことから、さびの発生が直ちに引張接着強度に影響を与える可能性は低いと考えられるものの、SFRCに貫通ひび割れが生じて水が浸入すると引張接着強度に影響を与える可能性があるため、実橋でSFRCに貫通ひび割れが生じた際には留意する必要があると考えられる。

3) 圧縮強度試験

引張接着強度試験結果と圧縮強度試験結果に明確な相関性はみられなかった。なお、SFRCの密度が大きい試験体は圧縮強度についても大きく、密度と圧縮強度には相関性があることが確認された。

第3章 浸水負曲げ疲労試験

SFRC舗装の負曲げ域に生じるひび割れの進展性状、ひび割れの進展に伴い水が浸入することによる引張接着強度の影響について把握することを目的に、小型試験体を用いて静的負曲げ試験、浸水負曲げ疲労試験および浸水負曲げ疲労試験後の引張接着強度試験を行った。第3章で得られた主な検討結果を以下に示す。

1) 静的負曲げ試験

負曲げを受けるSFRCのひび割れ時の挙動について、SFRC舗装上面の表面ひずみが800 μ 程度で目視で確認できるひび割れが発生することを確認した。

2) 浸水負曲げ疲労試験および引張接着強度試験

静的負曲げ試験では、ひび割れが鋼板まで貫通していなかったが、200万回の浸水負曲げ疲労試験を行った結果、引張接着強度試験後のコアを観察したところコア断面に微細なひび割れが生じており、鋼板部までひび割れが貫通していることが確認された。さらに、疲労試験で使用したウラニンについて、SFRC舗装の上面から鋼板部まで到達していることが確認されたために、鋼床版デッキプレートとSFRC舗装の接合部における接着剤に水が浸入していることが確認された。

疲労試験後の引張接着強度試験を行い、ひび割れ発生位置と一般部位置（ひび割れが生じていない位置）の引張接着強度を比較した結果、差はほとんど見られなかった。また、すべての試験位置においてSFRC舗装マニュアル^{5.1)}における破壊形態「接着剤とSFRCとの混合層あるいはSFRCでの破壊の面積割合が90%以上」と引張接着強度「1.0N/mm²以上」の評価目安を満足した。貫通ひび割れが生じ、水が浸入したとしても、直ちに引張接着強度の著しい低下に至る可能性は低いことを示唆していると考えられるが、前述のとおり、引張接着強度の低下要因として考えられるため、SFRCに貫通ひび割れが生じた際には留意する必要があると考えられる。

第4章 耐久性を確認するための実橋調査

SFRC舗装の施工から約15年が経過した実橋における引張接着強度とひび割れ等の状況

を把握することを目的として、SFRC 補強工法に用いる接着剤の引張接着強度試験およびSFRC 舗装路面のひび割れ調査を行った。第4章で得られた主な検討結果を以下に示す。

1) 実橋の引張接着強度試験

横浜ベイブリッジ下国道357号と国道50号大平高架橋において、引張接着強度試験を行った結果、ほとんどの試験結果では接着剤とSFRCとの混合層あるいはSFRCでの破壊の面積割合が90%以上であった。なお、一部の試験結果ではSFRC舗装表面と治具接着面での破断であったものの、引張接着強度はSFRC舗装マニュアル^{5.1)}の付属資料の現場における施工管理のための目安とされている「1.0N/mm²以上」を確保されていたことから、鋼床版デッキプレートとSFRC舗装の接合部における接着剤の強度は、SFRC舗装表面と治具接着面での破断時の引張接着強度以上の値を有しているものと考えられる。以上の結果から、SFRC舗装マニュアル^{5.1)}における破壊形態と引張接着強度の評価目安を満足していることから、SFRC舗装の施工から約15年が経過したSFRC舗装の接着剤について、明確な劣化が生じておらず、比較的健全な状態を保っていることがわかった。

2) 実橋の路面ひび割れ調査

2005年にSFRC舗装を疲労対策として施工したS橋のひび割れ調査について、道路管理者が実施した定期点検結果と、土木研究所が行った路面ひび割れの追跡調査より、ひび割れの顕著な進展は生じていなかった。

本資料では、SFRC舗装の耐久性について、試験及び実橋の実態調査を行った結果をとりまとめたが、長期的な面では不確実な部分もあるため今後も追跡調査等によるデータの蓄積は課題である。

謝辞

本研究について、国立研究開発法人 土木研究所 の招聘研究員である東京都立大学大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域の村越潤教授には研究を進めるうえでの貴重な助言をいただいた。また、4章における実橋の引張接着強度試験およびひび割れ調査の実施にあたって、国土交通省関東地方整備局の関東道路メンテナンスセンター、横浜ベイブリッジでの試験では国土交通省関東地方整備局横浜国道事務所、大平高架橋の試験では国土交通省関東地方整備局宇都宮国道事務所をはじめ、各事務所の方々に格別のご協力をいただいた。ご協力いただいた関係各位に深く感謝致します。

参考文献

1 章

1. 1) (公社)日本道路協会：鋼道路橋疲労設計便覧，pp.9～10、2020
1. 2) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その2・3・4）報告書—SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）—，共同研究報告書整理番号第 395 号，2009
1. 3) 幅三四郎，村越潤，小野秀一，佐藤歩：屋外暴露した鋼床版 SFRC 舗装試験体の接着剤接合部の経年劣化傾向，第 25 回鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，Vol.25, No.9, pp.63-70, 2017.11.
1. 4) 魏宗鐸，村越潤，小野秀一，佐々木良輔，高橋実：SFRC 舗装鋼床版試験体における接着剤接合部の経年劣化傾向，第 14 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム論文報告集，2021.11.
1. 5) 佐々木寛幸，佐藤歩，村越潤，小野秀一，森猛：小型試験体による SFRC と鋼板との接着材接合面の強度及び耐久性に関する実験的検討，第 9 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.163-168，2016.7.
1. 6) 幅三四郎，村越潤，小野秀一，佐藤歩，森猛：鋼床版と SFRC 舗装の接着剤接合部における劣化特性，土木学会第 73 回年次学術講演会概要集，I -436, 2018.8.
1. 7) 宇井崇，村越潤，梁取直樹，児玉孝喜，辻井豪，石垣勉，井口進：輪荷重走行試験による鋼床版上 SFRC 舗装の疲労耐久性に関する検討，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，I -157,2009.9.
1. 8) 村越潤，木ノ本剛，春日井 俊博，児玉 孝喜，辻井 豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.69, No.3, pp.416-428, 2013.9.
1. 9) 小林明史，深山大介，平野秀一：施工後 10 年経過した鋼床版 SFRC 舗装の追跡調査，土木学会第 73 回年次学術講演会概要集，I -134, 2018.8.
- 1.10) 中野博文，御嶽讓，小野秀一，児玉孝喜，一瀬八洋：SFRC 補強鋼床版負曲げ部の輪荷重疲労耐久性検討，土木学会第 65 回年次学術講演会概要集，CS2-038, 2010.9.
- 1.11) 石井博典，西野崇史，春日井俊博，宇井崇，梁取直樹，村越潤，石垣勉：鋼床版上 SFRC 舗装の負曲げモーメント発生部を対象とした実験（その2），土木学会第 62 回年次学術講演会概要集，I -024, 2007.9.
- 1.12) 梶原仁，木ノ本剛，小野秀一，荻野啓，千葉浩幸：鋼床版 SFRC 舗装の負曲げ域耐久性検討，土木学会第 63 回年次学術講演会概要集，CS02-07, 2008.9.

2 章

2. 1) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その2・3・4) 報告書—SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)一, 共同研究報告書整理番号第395号, 2009
2. 2) 鋼材倶楽部 SFRC 構造設計施工研究会編: 鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル(道路舗装編), 技報堂出版, 1992年9月
2. 3) 佐々木寛幸, 佐藤歩, 村越潤, 小野秀一, 森猛: 小型試験体による SFRC と鋼板との接着材接合面の強度及び耐久性に関する実験的検討, 第9回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.163-168, 2016.7.
2. 4) 酒井正樹: 100°C 以下の加熱を受けるコンクリートの水分状態と圧縮強度に関する研究動向, コンクリート工学, Vol.56, No.3, pp.251-259, 2018.3
2. 5) 魏宗鐸, 村越潤, 小野秀一, 佐々木良輔, 高橋実: SFRC 舗装鋼床版試験体における接着剤接合部の経年劣化傾向, 第14回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム論文報告集, 2021.11.
2. 6) 幅三四郎, 村越潤, 小野秀一, 佐藤歩, 森猛: 鋼床版と SFRC 舗装の接着剤接合部における劣化特性, 土木学会第73回年次学術講演会概要集, I -436, 2018.8.
2. 7) 佐藤嘉昭, 永松静也, 竹田吉紹: 長期材令コンクリートの圧縮クリープ特性に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.48, pp.394-399, 1994

3 章

3. 1) 宇井崇, 梁取直樹, 村越潤, 石井博典, 西野崇史, 春日井俊博, 石垣勉: 鋼床版上 SFRC 舗装の負曲げモーメント発生部を対象とした実験(その1), 土木学会第62回年次学術講演会概要集, I -023, 2007.9.
3. 2) 石井博典, 西野崇史, 春日井俊博, 宇井崇, 梁取直樹, 村越潤, 石垣勉: 鋼床版上 SFRC 舗装の負曲げモーメント発生部を対象とした実験(その2), 土木学会第62回年次学術講演会概要集, I -024, 2007.9.
3. 3) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その2・3・4) 報告書—SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)一, 共同研究報告書整理番号第395号, 2009

4 章

4. 1) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その2・3・4) 報告書—SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)一, 共同

研究報告書整理番号第 395 号, 2009

4. 2) 山田博道：横浜ベイブリッジにおける SFRC 舗装による鋼床版の疲労低減効果，舗装，Vol.44，No.2，pp.10-12，2009.2
4. 3) 加形護、児玉孝喜、中丸貢、西川隆晴、石田稔、栗原和彦：SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策— 一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事 —，橋梁と基礎，Vol.38，No.10，pp.27-32，2004.10
4. 4) 小林明史，深山大介，平野秀一：施工後 10 年経過した鋼床版 SFRC 舗装の追跡調査，土木学会第 73 回年次学術講演会概要集，I -134，2018.8.
4. 5) 一瀬八洋，千葉浩幸，神下竜三，小林哲夫：試験治具の寸法がコンクリート引張試験に及ぼす影響に関する一考察，第 65 回セメント技術大会講演要旨，pp.230-231，2011
4. 6) 村井啓太，玉越隆史，佐藤歩：SFRC 舗装を用いた鋼床版疲労対策技術の耐久性の追跡調査，土木技術資料，第 59 巻，第 11 号，pp.32~35，2017

表-4.1.2 横浜ベイブリッジの事例

- 1) 加形ら：SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策—一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事—，Vol.38，No.10，pp.27-32，橋梁と基礎，2004 年 10 月
- 2) 西川：SFRC による鋼床版舗装 —鋼とコンクリートの新しい関係—，橋梁と基礎，vol.39，No.8，pp.84-87，2005 年 8 月
- 3) 井出：SFRC 舗装による鋼床版の疲労低減効果，平成 18 年度国土交通省国土技術研究会，2006 年 10 月
- 4) 児玉ら：SFRC 舗装による鋼床版の疲労耐久性向上対策，第 12 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.83-96，2009 年 8 月

表-4.1.3 大平高架橋の事例

- 1) 児玉ら：SFRC 舗装による鋼床版の疲労耐久性向上対策，第 12 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.83-96，2009 年 8 月
- 2) 児玉ら：大平高架橋の鋼床版における SFRC 舗装によるひずみ低減効果，第六回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.111-120，2008 年 6 月
- 3) 山田ら：SFRC を用いた鋼床版疲労対策工事例，第 62 回セメント技術大会講演要旨，pp.98-99，2008 年 5 月

5 章

5. 1) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その 2・3・4）報告書—SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）—，共同研究報告書整理番号第 395 号，2009

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4426 September 2022

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754