

博士論文

セメント系接着剤を用いた鋼・コンクリート
合成床版の開発に関する基礎的研究

*Development of Steel-Concrete Composite Slab Using
a Cementitious Adhesive*

2014年3月

小川 淳史

Atsushi OGAWA

山口大学大学院 理工学研究科

学位論文の要旨

学位論文題目：セメント系接着剤を用いた鋼・コンクリート合成床版の開発に関する基礎的研究

Development of Steel-Concrete Composite Slab Using a Cementitious Adhesive

氏 名：小川 淳史

近年、高度経済成長期に建設された国内の社会インフラは老朽化が顕著化し、維持更新の時期に入っている。特に、道路橋床版については、走行車両の輪荷重による疲労と材料劣化が相まって損傷が進行しているため、耐久性の高い床版が求められている。そのような時代の中、コスト縮減と耐久性向上の観点から、床版支間を拡げ主桁の本数を軽減した少数鉸桁橋と相性が良く、施工性、耐久性の高い合成床版の採用実績が急増している。合成床版の現在残されている課題として、機械式ずれ止めの多数設置による工費・重量の増加や充填性、防食性等がある。そのため、本論文では、機械式ずれ止めの代替として、高い防食性能を持つ接着剤を用いることで、構造の簡素化と防食性向上を図った合成床版を考案し、各種実験により基本的な耐荷力や疲労耐久性について検討を行った。また、ここで得られた実験結果等に基づき、実橋梁に適用される際の設計・施工手順について述べた。本論文の要約は以下のとおりである。

第 1 章「序論」では、合成床版の採用実績が増加している背景や既往の研究や課題について言及した。また、本研究の目的を整理するとともに、接着剤を用いて鋼とコンクリートの一体化を図った合成床版の概要、ならびに本研究で実施した実験項目についてまとめた。

第 2 章「セメント系接着剤の特徴」では、接着剤の基本的な情報である成分や材料特性を示すとともに、小型の合成はりを用いた曲げ試験により、材齢と付着特性の関係や、鋼板の表面処理方法ならびに鋼板上に散布した接着剤の前養生期間について検討を行った。この章における主な知見は次のようなものである。

小型合成はりの曲げ試験結果により、コンクリート材齢が 28 日以降において、ひずみの計測値と完全合成と仮定して求めた計算値の差異が小さくなった。このことから、本研究で用いた接着剤を用いることで、コンクリートが硬化に至る過程で、鋼とコンクリートが一体化することがわかった。接着剤を鋼板に塗布し、168 日間経過後にコンクリートを打設しても、合成はりの曲げ強度の低下はみられなかった。さらに、接着剤を塗布した鉄筋の

曝露試験により、接着剤を塗布することで、長期に渡り、鋼板パネル内面の防食性が保たれることが確認できた。

第3章「せん断試験によるずれ止め性能の検討」では、接着剤を用いた鋼とコンクリートの合成構造に対してせん断試験を実施し、ずれ止めとしての性能について検討を行った。その結果、鋼とコンクリートの間に剥離が生じるまでのせん断耐力は、孔あき鋼板ジベルタイプの供試体の2倍以上の耐力を示すことがわかった。また、鋼板の変形防止のため設置するリブに切欠きや剥離防止用の切欠き孔を設けることで、せん断耐力をいっそう向上できることがわかった。さらに接着剤を塗布した供試体のせん断耐力とスタッドの終局耐力の計算値を比較すると、スタッドの17~23本/m²に相当したことから、接着剤を用いた本合成構造の有用性を示した。

第4章「曲げ試験による合成はりの挙動の把握」では、スタッドを用いた合成構造との曲げ破壊性状の相違を得るため、第2章で行った小型合成はりよりも実構造に近い底鋼板にリブ設置した合成はりを用いて曲げ試験を行った。その結果、スタッドを用いた合成はりは最初のひび割れが発生した後も、複数のひび割れが発生～進展～分散しながら破壊に至るのに対し、接着剤を用いた合成構造では、載荷点に向かって、1本のひび割れが生じたと同時に脆性的に破壊する結果となった。しかし、実構造物により近い底鋼板にリブを設置した供試体による曲げ試験では、曲げひび割れ発生後も平面保持の仮定は成り立つことが確認でき、底鋼板とコンクリートは充分に一体化することが示された。

第5章「輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討」では、実橋梁の1/2スケールの接着剤を用いた合成床版を用いて疲労耐久性について検討を行った。また、輪荷重走行試験終了後の供試体の一部を切り出し、破壊に至るまで曲げ試験を実施した。

輪荷重走行試験では、載荷荷重と走行回数が増加するにつれ、たわみ・ひずみは緩やかに増加したが、走行回数60万回に達しても破壊に至るような大きな変化はみられなかったため、輪荷重に対する疲労耐久性を有することがわかった。また、輪荷重走行試験終了後の供試体の一部を切り出した供試体による曲げ試験により、60万回走行後も残存耐力は充分にあることがわかった。

第6章「合成はりの曲げ疲労試験による疲労耐久性の検討」では、第5章の輪荷重走行試験では得られなかった、疲労破壊特性を調べるため、接着剤を用いた合成はりを用いた曲げ疲労試験を行い、疲労による終局状態の確認と疲労限界について定量評価を行った。この実験によると、疲労破壊の進展状況は、繰り返し載荷により、鋼板とコンクリート間に剥離が発生し、一体性が損なわれ、ひび割れが中央から広がっていく傾向にあることがわかった。また、曲げ疲労試験で得られたS-N関係式に基づくと、近似直線上で載荷回数

200 万回に達することから、静的曲げ強度の 70%程度が疲労限界と判断された。

第 7 章「設計および施工の検討」では、提案する合成床版が実橋梁に適用される際の設計方法と施工方法について示した。鋼板パネルの設計方法については、従来の合成床版と同様であり、鋼とコンクリート合成前と合成後、それぞれについて応力照査を実施することで形状を決定した。また、ずれ止めの設計については、鋼とコンクリート界面に発生するせん断応力の計算値と接着剤のせん断耐力を比較することで照査する手法を示した。

さらに、鋼板パネルの防食については、外面は従来の合成床版と同様であり、パネル内面の防食性は、ずれ止めとして塗布する接着剤により確保できるとともに、パネルの製作・輸送・架設方法等は、従来の合成床版と同様に実施できるものと考えられた。

第 8 章「結論」は本論文の総括であり、本研究の主な成果を要約するとともに、今後の研究課題についてまとめた。

以上

Abstract

Development of Steel-Concrete Composite Slab Using a Cementitious Adhesive

Atsushi OGAWA

Steel-concrete composite slabs have been used for bridge deck construction in Japan because of several advantages, e.g. safety construction and high fatigue durability. Most composite slabs have some problems, such as troublesome construction and increasing cost and weight, because the composite structures need to use many mechanical shear connectors. In addition, the shear connector is a possible cause of concrete cracking at early age because it restricts the volume change of concrete. Mechanical shear connectors can be reduced by gluing steel-plate and concrete with a cementitious adhesive. Use of the adhesive for such composite structures may also reduce the construction cost and the possibility of cracking due to concrete volume changes. In addition, durability of the slab must be improved because the adhesive has additional properties of water proofing and rust prevention. The purpose of this study is to develop a simplified steel-concrete composite slab using the adhesive. In particular, the present study aims to examining the mechanical properties of the slab, such as load-carrying capacities and fatigue durability.

The thesis consists of 8 chapters, and contents of each chapter are shown below:

In Chapter 1 “Introduction”, outline of the steel - concrete composite slab is explained. Also the objectives and main contents of this thesis are described in this chapter.

In Chapter 2 “Characteristics of cementitious adhesive”, the purpose of this chapter is to examine the fundamental properties of the adhesive. Flexural tests using small beam specimens were performed to evaluate the bond properties. The result indicates that strain measured in the test was almost equal to the calculations based on a perfect bond assumption. It is noteworthy that the adhesive has a significant property of gluing to concrete even after hardening (drying). Further, corrosion of rebars coated with the adhesive was examined. It was found that the adhesive has high corrosion resistance. The test implies that the adhesive is also appropriate for rust prevention of steel panel in addition to the gluing effect.

In Chapter 3 “Direct shear test of the steel-concrete composites” describes bond properties of the adhesive via shear tests. The purpose of the shear test is to evaluate the interfacial stability of the composite system. The test results indicate that the adhesive can improve shear load-carrying capacity. In addition, the test confirms that the shape of perforation is not a significant factor influencing the behavior of the connectors and the adhesive layer can absorb effectively interfacial slip energy.

Chapter 4, “Flexural test of the steel-concrete composite beam element”, aims to examining the flexural behavior of the composite beam with an adhesive. Although the adhesion capacity of the adhesive was substantial, excessive shear deformation along the rib connector eventually caused slip of the system. Progressive interface deterioration was found to be a critical consideration of the composite system subjected to cyclic load. The observation implies that fatigue is the most important issue for the composite system.

Chapter 5, “Moving-wheel load test to evaluate fatigue durability”, discusses fatigue life of the composite system subjected to wheel-load. The moving-wheel load test was conducted using a 1/2 scale slab. According to the test, the model slab specimen was little deteriorated up to the loading cycle of 600,000. It is noteworthy that the bottom plate glued toughly to concrete even after the cyclic loading. To evaluate fatigue durability, the Weibull-based damage index quantified the level of damage accumulated in the deck slab with an increasing fatigue cycle. Such a damage approach showed some difference compared with the simple Palmgren-Miner damage rule. Both of these methods, however, appeared to be used for the proposed system from a practical point of view.

In Chapter 6 “Fatigue test using steel-concrete composite beams”, the purpose in this chapter is to examine the fatigue strength of the composite system. The experimental investigation aims to observe failure behavior of the composite slab subjected to cyclic flexural load, and to examine the flexural fatigue strength. A conventional bending test was performed using 1/2 scale beam specimens. The chapter presents observations in these loading tests and addresses $S-N$ relations of the slab system. Based on the test, a fatigue limit to the 2 million loading cycles of 70% of the static strength is derived by the $S-N$ relations.

In Chapter 7 “Proposal of the design and construction method for the composite system”, this chapter describes a fundamental design for the proposed system based on previous knowledge and design codes. In particular, the chapter presents structural design by referring to the specifications, such as flexural stress and a load-carrying capacity for punching shear. In addition, the chapter discusses issues for design, manufacturing and construction of the composite slab system.

Chapter 8 “Summary” shows conclusions of this study, and describes the future studies.

目次

第1章 序論

1.1 研究背景	1
1.2 鋼・コンクリート合成床版	3
1.2.1 鋼・コンクリート合成床版の概要と課題	3
1.2.2 床版の疲労耐久性に関する既往の研究	5
1.2.3 床版の防食性に関する既往の研究	7
1.2.4 接着剤を用いた合成構造に関する既往の研究	8
1.3 研究目的	9
1.4 論文の構成と概要	10
【第1章の参考文献】	11

第2章 セメント系接着剤の特徴

2.1 使用接着剤の選定	15
2.2 簡易付着試験による接着強度の比較	17
2.2.1 目的	17
2.2.2 試験概要	17
2.2.3 試験結果	18
2.3 セメント系接着剤の成分と材料特性	19
2.3.1 成分	19
2.3.2 材料特性	20
2.4 小型合成はりによる接着剤の付着特性の検証	21
2.4.1 目的	21
2.4.2 実験供試体および実験方法	21
2.4.3 実験結果	23
2.5 鋼材の表面処理と前養生期間の検討	26
2.5.1 目的	26
2.5.2 実験供試体および実験方法	26
2.5.3 実験結果と考察	28
2.6 曝露試験による接着剤の防食性の検討	32
2.6.1 目的	32
2.6.2 実験供試体および実験方法	32
2.6.3 曝露後の腐食状況	33
2.7 まとめ	35
【第2章の参考文献】	36

第3章 せん断試験によるずれ止め性能の検討	
3.1	目的 38
3.2	実験供試体 38
3.3	実験方法 42
3.4	実験結果 43
3.5	せん断耐力の考察 46
3.6	まとめ 47
	【第3章の参考文献】 48
第4章 曲げ試験による合成はりの挙動の把握	
4.1	目的 49
4.2	スタッドを用いた合成はりとの比較実験 49
4.2.1	実験供試体 49
4.2.2	実験方法 51
4.2.3	実験結果 52
4.3	リブ付き合成はりを用いた曲げ試験 55
4.3.1	実験供試体 55
4.3.2	実験方法 57
4.3.3	実験結果 58
4.4	まとめ 65
4.4.1	スタッドを用いた合成はりとの比較実験に関するまとめ 65
4.4.2	リブ付き合成はりを用いた曲げ試験に関するまとめ 66
	【第4章の参考文献】 67
第5章 輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討	
5.1	目的 68
5.2	輪荷重走行試験 68
5.2.1	実験供試体 68
5.2.2	実験方法 71
5.2.3	実験結果 74
5.2.4	損傷指数による疲労耐久性の検討 78
5.2.5	S-N 関係式による推定走行回数の検討 82
5.3	輪荷重走行試験後の供試体の曲げ試験 84
5.3.1	目的 84
5.3.2	実験供試体および実験方法 85
5.3.3	実験結果 85
5.4	まとめ 87
	【第5章の参考文献】 88

第6章	合成はりの曲げ疲労試験による疲労耐久性の検討	
6.1	目的	90
6.2	実験供試体	90
6.2.1	形状寸法	90
6.2.2	製作方法	91
6.2.3	使用材料および材料強度	92
6.3	静的載荷試験	93
6.3.1	実験方法	93
6.3.2	実験結果	94
6.4	疲労載荷試験	96
6.4.1	実験方法	96
6.4.2	実験結果	96
6.4.3	S-N 曲線	99
6.5	まとめ	100
	【第6章の参考文献】	101
第7章	設計および施工の検討	
7.1	目的	102
7.2	設計手法	102
7.2.1	設計手法概略	102
7.2.2	設計条件	103
7.2.3	応力度の照査	104
7.2.4	押抜きせん断耐力の検討	109
7.2.5	ずれ止めの検討	110
7.3	施工の流れ	112
7.3.1	鋼板パネルの製作	112
7.3.2	鋼板パネルの防食	113
7.3.3	鋼板パネルの架設	114
7.3.4	コンクリート打設・養生	115
7.4	まとめ	116
	【第7章の参考文献】	117
第8章	結論	118
	本論文に関する著者の発表論文	121
	謝辞	122

第 1 章

序論

1.1 研究背景

我が国では1960～1980年の高度経済成長期にあたり、道路、橋、トンネル及び上下水道などの社会インフラが集中的に整備された。そのため、当時建設された多くが建設から50年を経過し、補修・更新の時期を迎えている。国土交通省によれば、建設後50年以上経過した社会インフラの割合について、2011年度と2031年度を比較すると、例として、道路橋は9%から53%へ、河川管理施設（水門等）は24%から62%へ、急増すると推計され¹⁾、老朽化に伴うさまざまなリスクが懸念されている（表-1.1）。我が国より早く道路整備が進んだアメリカでは、1980年代初めまで、維持管理に十分な予算措置がされず、道路橋の老朽化による崩落、損傷、通行止めが相次ぎ、「荒廃するアメリカ」と呼ばれる事態ともなった。維持管理を怠ったことの後遺症は近年まで残り、例として2007年のミネソタ州で大規模な橋の崩落が生じ多くの市民が犠牲となった²⁾。数年前から、近い将来我が国でも同じ状態になることが懸念されていたが^{3),4)}、2012年12月に発生した笹子トンネルの崩落事故⁵⁾からもわかるように、アメリカと同様、我が国においても社会資本の維持管理が十分に実施されていないことは明らかである。

図-1.1に示す橋梁数の変遷によると、橋長15m以上の橋梁の総数は約16万橋におよぶ。1960年までに建設された橋の数は約13,000橋であるが、1970年までに建設された橋の数はその3倍の約41,000橋であり、今後、建設から50年を越える橋の数が急激に増加する状況である⁶⁾。そのため、今後は経年による老朽化と近年の交通量の増加や車両の大型化による損傷のため、補修・補強や架け替え等が必要になるものが増大すると予想される。

特に、交通荷重を直接受ける部材である床版については、疲労現象が主要因と疑われるさまざまな損傷が生じてきた⁷⁾。コンクリート系の床版については損傷の実態からは、通常のRCやPCのはり部材の設計手法を用いて耐荷力上必要となる断面を確保するだけでは、繰返し走行する輪荷重に対する長期耐久性の確保が十分ではないことが理解され、多くの技術者が研究を進め、床版の劣化過程が解明されていった^{8),9)}。その劣化過程とは、まず、大型車両の交通量増大や過積載などにより橋軸直角方向に曲げひび割れが発生し、続いて橋軸方向にひび割れが生じ、ひび割れ網が発達するとコンクリートの剥離がみられ、さらに荷重の繰返しにより最終的には陥没あるいは抜け落ちといった疲労劣化に至るといった機構であった。この疲労問題の解明には、車輪荷重を繰返し走行させる、輪荷重走行試験機が大きく貢献し、技術の進歩・革新に影響を与えた。それまでは定点に上下に繰返し荷重を行う疲労試験を実施していたが、輪荷重走行試験機の採用により実橋の疲労寿命推定が可能になった。輪荷重走行試験機の有用性が認められ、現在、我が国では、大阪大学方式のクランク式と呼ばれるものが8基、大阪工業大学方式の自走式のもものが3基、その他として3基が設置されている。その他のうちの1基は、自走式であるが走行距離が3m程度という試験機で、山口大学保有のものである¹⁰⁾。

以上のように、橋梁に致命的である疲労劣化の耐久性向上が進められる中、近年では、

施工実績が増加する合理化橋梁との相性の良さや高い疲労耐久性を有し、ライフサイクルコストの低減が可能な鋼・コンクリート合成床版の採用例が増加している¹¹⁾。

今後は、国や地方自治体が管理する橋梁の長寿命化のための補修・補強事業のコストが増大していくため、新設橋梁の建設費削減と疲労耐久性、防食性の向上の両立や既存橋梁床版の維持管理といった研究・開発の分野においてもさらなる進歩が期待される¹²⁾。

表-1.1 建設後 50 年以上経過する社会インフラの割合¹⁾

	2011	2021	2031
・Highway bridge (Number of construction:157,000)	9%	28%	53%
・River management facilities (sluice gates, etc.) (Number of construction:10,000)	24%	40%	62%
・Sewerage pipe and drain [Total length:440,000 km]	2%	7%	23%
・Gulf quay [Number of construction:5,000]	7%	29%	56%

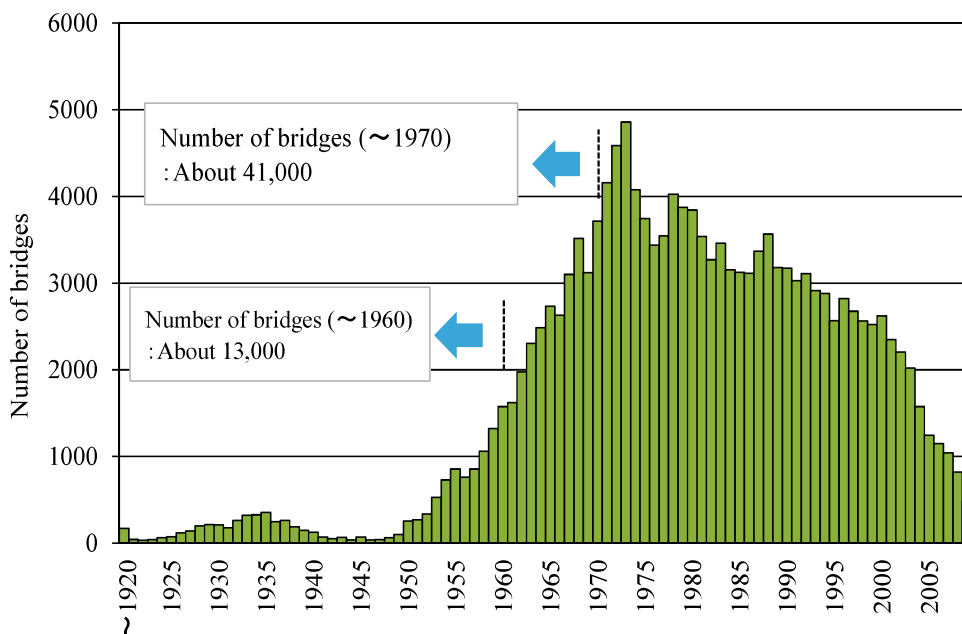


図-1.1 橋長 15m 以上の橋梁数の推移

(国土交通省：平成 23 年度道路構造物に関する基本データ集より)⁶⁾

1.2 鋼・コンクリート合成床版

1.2.1 鋼・コンクリート合成床版の概要と課題

近年，道路橋のコスト削減の観点から，床版支間を拡張し主桁の本数を軽減した少数桁橋の採用が増加している．少数桁橋を採用するにあたり，大きな床版支間に対応できるプレキャストPC床版，場所打ちPC床版，鋼・コンクリート合成床版（以下，合成床版と略記）等の合理化床版が採用されている．その中でも，合成床版は，鋼板とコンクリートをずれ止めにより一体化した構造の床版であり，底鋼板は床版コンクリートの打設時の型枠とその支保工を兼用することができるため，安全性の向上や施工時の合理化も可能である．また，疲労耐久性についても通常のRC床版よりも優れており，2000年（平成12年）に福岡高速5号線に採用されて以降，高耐久性床版として急激に採用が増加している（図-1.2参照）．鋼コンクリート合成床版は場所打ちPC床版やプレキャストPC床版と比較して作業の安全性や桁下の制約上での施工，現場工期などの面で優れていることも採用実績が増加している背景にある¹³⁾．現在まで合成床版は多くの形式が提案されており，主な相違点は底鋼板とコンクリートを一体化するためのずれ止め構造と，型枠としての剛性を確保するための補強構造である．ずれ止めはスタッドジベル，トラスジベル，孔あき鋼板ジベルまたは形鋼ジベル等が用いられ，補強材は帯鋼や形鋼を用いたリブならびにトラス鉄筋が用いられている（図-1.3参照）．

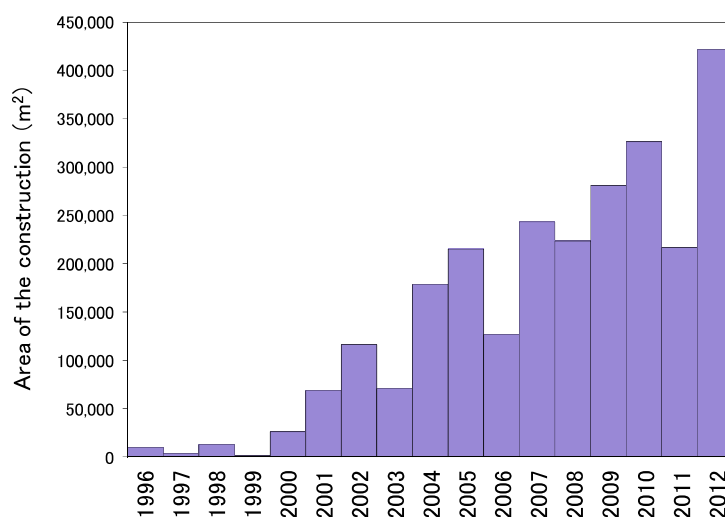


図-1.2 合成床版の施工面積

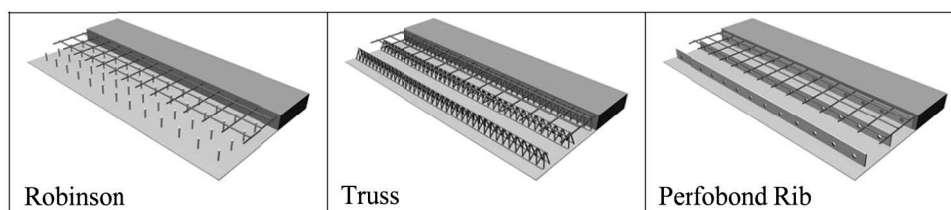
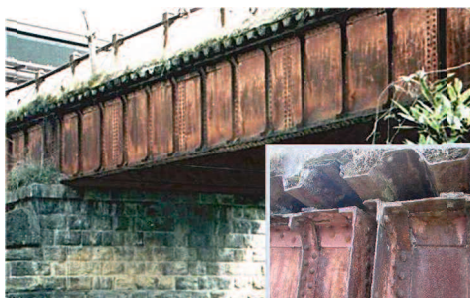


図-1.3 合成床版タイプの代表例⁶⁾

合成床版は近年採用例が急増しており新技術と捉えられているが、日本で最初に建設されたのは、1902年（明治35年）大分県臼杵市に架設された明治橋である。明治橋は供用中の鋼I桁橋としては我が国では最も古く、床版支間は4.9mの合成床版を有する鋼2主桁橋である（写真-1.1）。当時、合成構造自体の概念はなく、強度部材として波型トラフ鋼板に形状保持材としてのコンクリートを介して輪荷重を伝える設計思想であった。鋼板とコンクリートの合成効果を積極的に利用したのは海外で1959年（昭和34年）にフランスで長大吊橋（Pont de Tancarville）の床版重量を低減するために開発されたロビンソン型合成床版である¹⁴⁾。我が国では、1979年（昭和54年）に首都高速道路公団の枝川ランプ橋で採用されたのが初めてであり¹⁵⁾、床版は床版支間2.1m、床版厚15.6cm、底鋼板厚6mm、ずれ止めはφ13mmのスタッドジベルで、底鋼板が形鋼で補強されたロビンソン型床版である（写真-1.2）。この頃から、床版の疲労問題の解明に向け、大阪大学で輪荷重走行試験機を用いた床版の耐久性に関する研究が行われ、技術の進歩・革新に大きな影響を与えた。RC床版に続き、合成床版に対しても輪荷重走行試験機による実験的研究が行われ、設計法などが規定された。

合成床版の鋼とコンクリートの一体化には、一般的にスタッドジベルや孔あき鋼板ジベル等の機械式ずれ止めが用いられており、現在までに様々な研究・開発が行われ、基準等も整備されている¹⁷⁾⁻²⁷⁾。しかし、これらの機械式ずれ止めは多数設置されることで、単純に鋼板パネル部の重量や施工費用が大きくなるとともに、補強リブや鉄筋との取り合いにより、狭隘箇所も多数発生することから、コンクリートの充填性の低下を招くことも懸念されており、合成床版を採用する上での課題とされている^{28),29)}。また、機械式ずれ止めや内部に配置される鋼板はコンクリートの収縮を拘束するため、コンクリート収縮時のひび割れが生じやすくなる。そのため、この収縮補償用として膨張コンクリートの使用が原則となっているが³⁰⁾⁻³²⁾、打設後のコンクリートの収縮によるひび割れ防止も課題として残されている。さらに鋼板とコンクリート境界部やひび割れ箇所から床版内部に水が浸入した場合に底鋼板上に滞水しやすく、かつ床版下面から蒸発しにくい構造的な特徴を有する。また、寒冷地では冬期に凍結防止剤を路面に散布し、塩化物を含んだ水が床版内部に浸入すると鋼材の腐食が促進されるため、鋼板パネル部の防食性の確保・向上も課題である。さらに、今後も要求され続ける疲労耐久性の向上や耐用年数の予測手法等も課題といえる。

写真-1.1 明治橋（1902年）¹⁶⁾写真-1.2 枝川ランプ橋（1979年）¹⁶⁾

1.2.2 床版の疲労耐久性に関する既往の研究

現在、建設後 50 年を経過する橋梁が多く存在しており、それらに広く用いられた RC 床版では高度経済成長期を経て交通量や交通荷重の増大から受けた疲労損傷が深刻化した。これに対し様々な研究が進められ、さらに疲労耐久性の向上を期待できる床版の開発・検証が進められた。以下に床版（主に合成床版）の疲労耐久性に関する既往の研究を列挙する。

松井³³⁾は、道路橋 RC 床版のひび割れ損傷を疲労現象によるものとし、疲労設計法確立の基礎となる疲労強度の評価法について研究を行った。また、街道・松井³⁴⁾は、ロビンソン型合成床版の輪荷重走行試験における支配的な破壊形態である押し抜きせん断破壊から、疲労強度評価用のせん断強度の評価式を検討した。破壊に至った支間部および張出し部の押し抜きせん断強度を $S-N$ 図に記したものは松井が提案する RC 床版の $S-N$ 曲線にほぼ一致することがわかった。

また、街道・松井³⁵⁾は同型の合成床版の代表的な疲労損傷形態の一つとして、スタッドが疲労破断することを解明し、前述した輪荷重走行試験の試験体を対象とした 3 次元有限要素解析を実施した。スタッドのせん断力の作用方向が変化することを突き止め、スタッドが破断した結果の $S-N$ 図は、RC 床版の $S-N$ 曲線にほぼ一致することがわかった。

前田・松井³⁶⁾は、実物大の RC 床版を用いて輪荷重走行試験による疲労試験を行い、疲労強度の大幅な低下は荷重の走行によって配筋断面に作用するせん断力とねじりモーメントが交番することにあると報告している。

浅野・松田ら³⁷⁾は、自身らで開発したコンクリート合成鋼床版桁橋の実用化に向けた検討として、架設時に着目した座屈解析、孔あき鋼板ジベル (PBL) の押し抜きせん断試験を行い、合理的な PBL の設計法を提案した。また、輪荷重走行試験と定点疲労試験、非線形 FEM 解析を実施し、高い疲労耐久性を有する床版形式であることを確認した。

池谷・浅野ら³⁸⁾は、鉄筋量の削減、施工効率及び品質向上を目的として合成床版の継手部に着目し、底鋼板を高力ボルトと連結板で接合する新継手構造を開発した。定点疲労試験、耐荷力試験、輪荷重走行試験および負曲げ試験を実施し、新継手の疲労耐久性、耐荷力性能及びコンクリートのひび割れ制御の各性能を満足することを確認した。

田村・増田ら³⁹⁾は、自社で開発したダイヤスラブの実用化に向けて、実物大の施工実験、輪荷重走行試験機を用いた疲労実験から施工性、疲労耐久性の検証を行った。従来の合成床版よりも輪荷重によるひび割れが発生しにくく、優れた疲労耐久性を示した。

平・天野ら⁴⁰⁾は、孔あき鋼板ジベルを用いた接合方法の場合に、繰返し荷重を受けたときのずれ特性および残存せん断耐力を把握するため、押し抜き試験および疲労試験を行った。繰返し荷重を与えたとき、孔あき鋼板に生じるずれは頭付きスタッドの場合と同等であり、残存せん断耐力については、頭付きスタッドよりも優れたと報告している。

藤山・櫻井ら⁴¹⁾は、底鋼板とコンクリート版のずれ止めにリブを用いた合成床版の高サイクル荷重下での破壊機能の解明に向け、鋼とコンクリートの境界面特性が疲労破壊モードに与える影響を、輪荷重試験と数値解析により検討した。初期付着および摩擦が期待できる場合、高サイクル荷重下においても急激な破壊には至らないこと、静的載荷時には耐荷力が一旦低下すること、版中央部から外側へ付着切れが進行し、タイドアーチ機構が形成されることがわかった。

阿部・木田ら⁴²⁾は、伸縮継手の段差によって発生する荷重変動が鋼道路橋 RC 床版に及ぼす動的影響を評価するため、振動荷重による走行試験を行った。荷重振幅の大きさは耐力の低下に影響を及ぼさないことを報告している。

西條・内田ら⁴³⁾は、曲面形状によるアーチ効果を RC 床版に適用した合成床版について型枠としての性能試験、疲労耐久性の検証試験、実橋における現場施工を行った。合成床版としての所要機能を満足し、高い疲労耐久性を有することがわかった。また、実橋施工への適用においても現場作業の省力化に寄与することが確認できた。

杉原・大西ら⁴⁴⁾は、合成床版に使用される膨張コンクリートの硬化後に残留する圧縮応力度による床版の損傷進展過程が不明なことから、縮尺した合成床版試験体を用いて長期ひずみを計測し、膨張材による残存応力度の評価を行った。さらに、輪荷重走行試験を行い、残存応力度が床版の損傷進展に与える影響について考察した。測定値と解析値のひずみはほぼ一致しており、床版に一樣に膨張ひずみが分布していることを報告した。輪荷重走行試験より、正曲げ領域では膨張材による残留圧縮応力度が有効に作用するため、断面の損傷進展を抑制する効果が期待できた。

猪股・中島ら⁴⁵⁾は、鋼・コンクリート複合構造物の内部に存在する鋼とコンクリートとの接触面における応力伝達特性について、支圧応力が一定に分布しない実構造物を想定して支圧摩擦試験と感圧紙を用いた支圧力分布試験を行い、さらに、一樣な分布の支圧応力作用下の繰返しせん断力載荷による疲労試験を行った。この研究より、支圧力の勾配が接触面の付着特性に及ぼす影響は小さいこと、応力範囲が支圧摩擦試験で得られる残留せん断応力以下の場合、接触面の疲労破壊はほぼ 200 万回以上であったと報告している。

徐・日野ら⁴⁶⁾は、鋼・コンクリート合成床版を施工する際、現場でのコンクリート打設に先行して橋軸直角方向には全幅一体で、橋軸方向にはブロック化された底鋼板を接合一体化する必要があることから、橋軸方向継手構造を提案し、スパン中央に設けた単純梁供試体による曲げ疲労試験を行った。疲労性状を検討するとともに、3次元弾塑性 FEM を用いて、各継手構造の抵抗メカニズムを検討した。その結果に基づいて継手構造の改良案を提案した。

1.2.3 床版の防食性に関する既往の研究

積雪環境下などの寒冷地において、積雪や低温等の自然環境や凍結防止剤散布によって床版に劣化が生じる。また、都市部における交通量は年々増加傾向にあり、床版の疲労損傷が生じている。以下に床版劣化に関する既往の研究を列挙する。

竹田・三上ら⁴⁷⁾は、既設橋梁における橋梁維持管理システム(BMS)の開発に取り組み、床版の劣化予測の検討を行い、表層水分値、凍結融解作用、凍結防止剤散布の影響およびシュミットハンマーによる劣化予測について検討を行っている。

春日井・入部ら⁴⁸⁾は、オートクレーブを用いた促進腐食試験により、合成床版の鋼材防食方法を検討し、鋼材の腐食と亜鉛を含む塗装の犠牲防食による劣化を促進させ、塗装の有無や塗装の劣化が鋼材腐食に及ぼす影響を明らかにしている。

守分・長滝ら⁴⁹⁾は塩害を受けたコンクリート部材を対象に、様々な腐食状態にある鉄筋の疲労寿命について、鉄筋断面を丸鋼と孔食にモデル化して破壊力学を用いて計算することにより、その概要を推定できることを確認した。

小野・三田ら⁵⁰⁾は、既設の供用橋梁から積雪寒冷地特有の劣化作用を受けた床版を切り出し、補修・補強を施した床版を対象に輪荷重走行試験機によって疲労試験を行った。補修・補強によってRC床版の疲労耐久性の向上がみられ、特にCFRP接着による補強が延命効果に期待ができることを報告している。

三田村・佐藤ら⁵¹⁾は、実際に凍害による劣化が原因で全面的に打ち替えられることになった床版を試験体とし、輪荷重走行試験機による疲労载荷実験を行い、劣化のない床版と比較して、凍害劣化による影響を報告している。

久保・小松原ら⁵²⁾は、合成床版の鋼パネル部を耐食性に優れるFRPに置き換えた合成床版について研究を行い、融雪剤の影響を受ける厳しい腐食環境下でのFRP合成床版の有効性について述べている。

また、合成床版の場合、コンクリート充填不良箇所への滞水は、鋼板パネルの腐食を招くため、近年では、非破壊検査により充填不良箇所を推定する技術についても盛んに研究が行われ、ある程度面積を持った空隙であれば、精度良く検出できることが確認されている⁵³⁾⁻⁵⁵⁾。

1.2.4 接着剤を用いた合成構造に関する既往の研究

鋼とコンクリート間に接着剤を用いて強度部材とする手法は、エポキシ樹脂系の接着剤を用いた鋼床版デッキプレートの補強工法などで用いられており、接着剤の特性に注目した研究されている⁵⁶⁾⁻⁵⁸⁾。しかし、エポキシ樹脂接着剤を用いて鋼とコンクリートを合成する場合、エポキシ樹脂が硬化する前の打継ぎ可能な時間内（30～60分）以内でのコンクリート施工が必要であり、ずれ止めや横リブが多数設置され、コンクリートの充填にもある程度の時間を要する合成床版への適用は困難である。また、コンクリートとエポキシ樹脂塗料の混合層では、水和反応がエポキシ樹脂により阻害され、強度が低下する可能性があることが指摘されている⁵⁹⁾。

大垣・済藤ら⁶⁰⁾は、ゴムラテックスを添加したモルタルを合成床版のパネル内面に吹き付けることで、鋼板とコンクリートの防食性を向上させる工法について提案している。この工法はあくまでも、鋼板部防食性の向上を目的としたコーティングとしての機能に着目したものであり、鋼とコンクリートの合成には機械式ずれ止めが用いられている。

金井・睦好ら⁶¹⁾は、矩形RC梁の両側に、エポキシ樹脂を用いて鋼板を接着した供試体のせん断耐力について実験的およびFEM解析により検討を行い、接着剤によりコンクリートに鋼板を貼り付けることで、ひび割れが抑制されるとともに、せん断耐力が向上することを確認している。また、近年、鋼板接着により補強されたRC構造物が鋼板の剥離により破壊に至る事例が発生していることから、山本・安東ら⁶²⁾らは、鋼板の剥離現象について全視野ひずみ計測による検討により、接着幅に対してコンクリートの幅が十分であると接着面で剥離が発生し、コンクリート幅が不十分であると、接着面で剥離が生じる前にコンクリートが引張強度に達し破壊することなどを確認している。

1.3 研究目的

鉄筋コンクリート床版の疲労による劣化損傷の研究が進められ、床版の劣化過程が解明されていった。近年では、さまざまなタイプの合成床版が開発⁵⁷⁾され、採用実績は年々増加傾向にある。合成床版では底鋼板が型枠・支保工の役割を果たすため、現地施工の安全性確保とともに工期の短縮を図ることができ、耐久性・施工性・経済性に優れる。その一方で、機械的ずれ止めを多用することにより、構造が複雑化し、施工の煩雑性やコンクリートの充填不良、工費・重量の増加や収縮ひび割れといった弱点もある。さらに、硬化に至る過程で生じるフレッシュコンクリートの体積変化を、機械的ずれ止めが拘束することによりコンクリートに初期ひび割れを誘引する可能性がある。そこで本研究では、従来の合成床版に多用されている機械的ずれ止めの一部を、セメント系接着剤で代替した合成床版を提案した。この接着剤は、鋼板に直接噴霧でき、2週間程度十分に乾燥させた後でも、鋼板上にコンクリートを打設すると、接着効果を発揮する⁶³⁾⁻⁶⁵⁾。この接着剤を用いることで、機械的ずれ止めの一部を削減でき、従来の合成床版より構造を簡素化でき鋼板パネル重量の低減やコンクリート充填性の向上が可能となる。また、鋼とコンクリートの剥離による空隙の発生抑制、鋼板パネルの防食性向上などが期待できる。接着剤を用いた合成床版の実用化には、力学的特性の把握、工場や現場における施工性、水などの劣化因子が床版内に浸入した際の長期耐久性、経済性、維持管理手法などの検討を行う必要がある。本論文では、せん断耐力、曲げ耐力、疲労耐久性に関する実験を行い、提案する構造の基本的な力学特性と施工性について検討を行った。

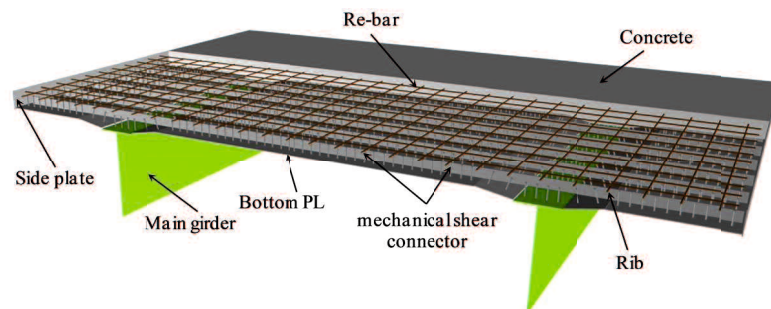


図-1.4 機械式ずれ止めを用いた合成床版

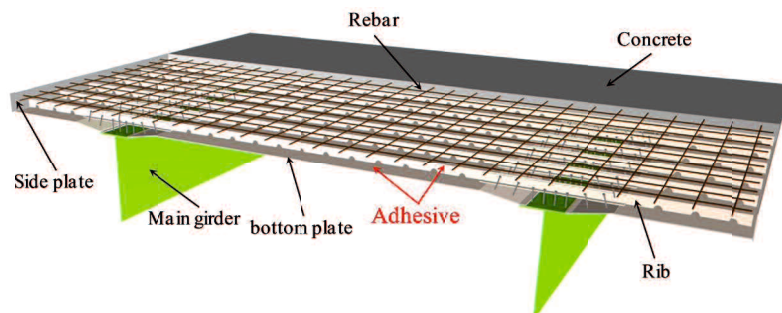


図-1.5 セメント系接着剤を用いた合成床版

1.4 論文の構成と概要

本研究は、接着剤を用いた鋼・コンクリート合成床版について、各種の実験結果を基に実用性に基本的な力学特性と施工性について検討を行ったものである。まず、用いた接着剤の付着特性を把握するために、材齢や前養生期間、防食性能について検討を行った。次に、せん断試験を実施し、接着剤を用いた合成構造のせん断耐力について検討を行った。さらに曲げ耐力、疲労耐久性を把握するため、曲げ疲労試験や輪荷重載荷試験を実施することで、繰返し荷重に対する耐久性について検討を行った。最後に、設計手法の概略と実施工時の手法を示した。本論文の構成を図-1.6 に示す。

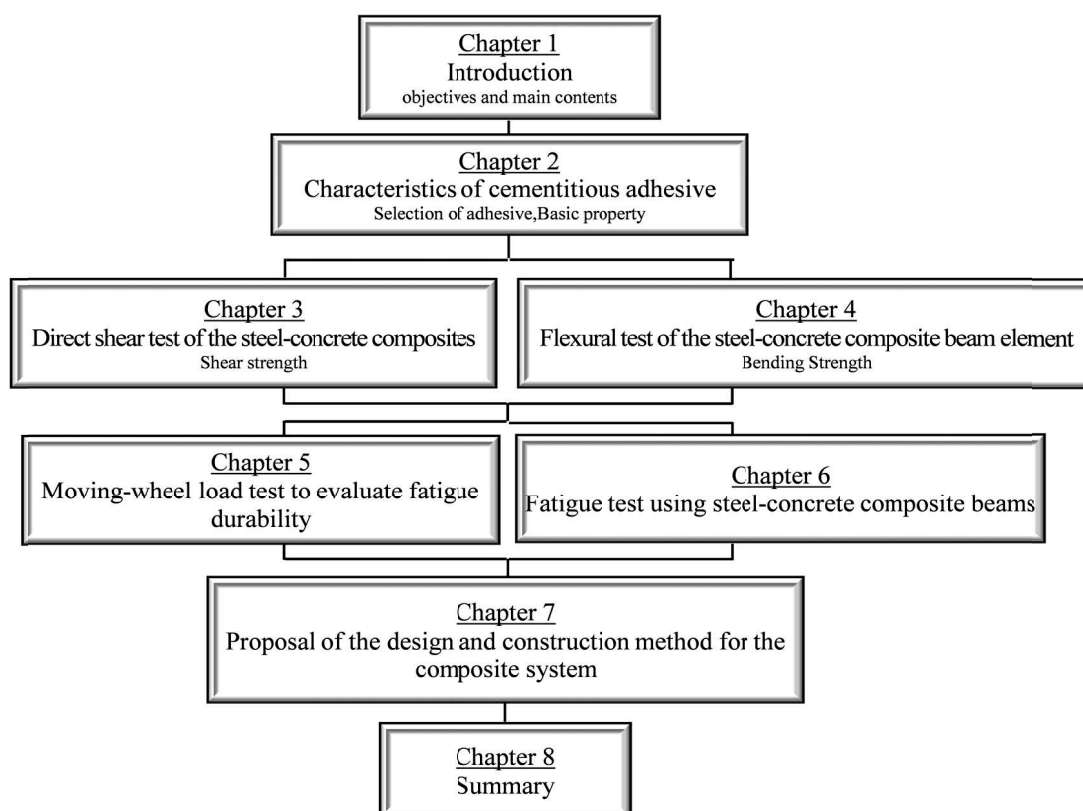


図-1.6 本論文の構成

【第1章の参考文献】

- 1) 国土交通省：社会資本の老朽化対策会議資料，2013.1.
- 2) 米国ミネアポリス橋梁崩落事故に関する技術調査団：橋梁崩壊事故に関する技術調査報告，2007.10.
- 3) 日経BP：特集 荒廃する日本の社会資本，日経コンストラクション1月号，2006.1.
- 4) 国土交通省：国土交通白書2007-平成18年度年次報告，2007.
- 5) 国土交通省：トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会資料，2013.5.
- 6) 国土交通省：国土技術政策総合研究所資料，第693号，平成23年度道路構造物に関する基本データ集，2012.
- 7) 国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する研究，2008.8.
- 8) 松井 繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学提出学位請求論文，1984.11.
- 9) 中谷昌一，内田 賢一，西川和廣，神田昌幸，宮崎和彦，川間重一，松尾伸二：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土技術政策総合研究所資料28号，2002.3.
- 10) 大西弘志，上條 崇ほか：輪荷重走行試験結果の統一的評価に関する検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1497-1508，2009.3.
- 11) (社)日本橋梁建設協会：統計データ，2012.10.
- 12) (社)日本橋梁建設協会：合成床版の最新の知見－鋼・コンクリート合成床版の維持管理計画
- 13) (社)日本橋梁建設協会：技術資料(URL：<http://www.jasbc.or.jp/technique/taikyu2.php>)
- 14) Johnson,R.P.and, Buckby,R.J.：Composite Structures of Steel and Concrete, Vol.2, Bridges, with a Commentary on BS 5400:Part5,Granada Publishing,1979.
- 15) (社)日本橋梁建設協会：鋼・コンクリート合成床版の実橋調査，枝川ランプ橋の非破壊検査と秋田大橋の健全度調査，2008年橋梁技術発表会および講演会，3.1-3.16，2008.
- 16) 橋 吉宏，小林 潔：鋼・コンクリート合成床版の開発と性能規定について，第16回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，2013.8.
- 17) 保坂鐵矢，平城弘一，小枝芳樹，橋 吉宏，渡辺 滉：鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1497-1504，1998.
- 18) 明橋克良，永田 淳，木水隆夫，西川孝一：コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究，鋼構造論文集，第8巻，第31号，pp.81-87，2001.
- 19) 藤井秀樹，古市耕輔，一宮利通，平 陽平：孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1351-1356，2002.
- 20) 平 陽兵：鋼とコンクリートを一体化する孔あき鋼板ジベルの耐力評価式に関する最

- 近の研究, コンクリート工学, Vol.42, No.3, pp.61-67, 2004
- 21) F. Leonhardt, *et al.* : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, *Beton und Stahlbetonbau*, pp.325-331, 1987
 - 22) E.C. Oguejiofor and M.U. Hosain : A Parametric Study of Perfobond Rib Shear Connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.21, pp.614-625, 1994
 - 23) S.B. Medberry, B.M. Shahrooz : Perfobond Shear Connector for Composite Construction, *Engineering Journal*, Vol.39, 2002.
 - 24) 中島章典, 池川真也, 山田俊行, 阿部英彦 : ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.97-106, 1996.4
 - 25) 平城弘一, 松井繁之, 福本昉士 : 頭付きスタッドの強度評価式の誘導 (静的強度評価式), 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1221-1232, 1989.3
 - 26) 複合構造物の性能照査指針(案), 構造工学シリーズ 11, 土木学会, pp.42-43, 2002.10
 - 27) 鋼・合成構造標準示方書 [設計編], 土木学会, p.258, 2007.
 - 28) 龍 貴浩, 永野克基, 堤 健志, 片山英資 : 福岡高速 5 号線における合成床版の耐久性確保に向けた取り組み, (社) 土木学会西部支部技術発表会資料, 2009.11.
 - 29) 永野克基, 片山英資 : 福岡高速 5 号線 503 工区における合成床版の施工報告, (社) 土木学会西部支部発表会資料, 2007.
 - 30) 村山隆之, 吉崎信之, 西川和廣, 八部順一, 橘 吉宏, 大垣賀津雄, 済藤英明 : 膨張コンクリートを用いた合成床版の乾燥収縮度確認試験, 土木学会第 56 回年次学術講演会, 2001.10.
 - 31) 北野勇一, 住谷安子, 中山良直, 段下義典, 橘 吉宏, コンクリート系床版の乾燥収縮ひび割れ防止に関する検討, 川田技報, Vol.32, 2013.
 - 32) (社) 日本橋梁建設協会技術委員会床版小委員会 : 橋梁技術発表会資料合成床版の最新の知見ー鋼・コンクリート合成床版の維持管理計画ー, 2007.
 - 33) 松井繁之 : 輪荷重走行試験機を主体とした床版研究の動向, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1408-1419, 2009.3.
 - 34) Hiroshi KAIDO, Shigeyuki MATSUI : Estimation of punching shear fatigue strength for steel plate-concrete composite decks, *Steel Construction 2*, No.3, pp.181-187, 2009.
 - 35) 街道 浩, 松井繁之 : 鋼・コンクリート合成床版の支間部および張出し部のスタッドの疲労強度評価, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp.765-777, 2008.11.
 - 36) 前田幸雄, 松井繁之 : 輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, コンクリート工学年次講演会論文集, No.6, pp.221-224, 1984.
 - 37) 浅野浩一, 松田秀一ほか : 疲労耐久性に優れるコンクリート合成鋼床版桁橋の開発, 三井造船技報, No.199, pp.39-46, 2010.2.
 - 38) 池谷信貴, 浅野浩一ほか : 鋼・コンクリート合成床版 MESLAB の新継手構造の開発, 三井造船技報, No.187, pp.30-37, 2006.2.

- 39) 田村一美, 増田伊知郎ほか: 補剛リブを全廃した高耐久性合成床版—ダイヤスラバー, 三菱重工技法, Vol.39, No.6, pp.316-319, 2002.11.
- 40) 平 陽兵, 天野玲子: 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1503-1508, 1997.
- 41) 藤山知加子, 櫻井信彰ほか: 鋼コンクリート境界面特性が合成床版疲労破壊機構に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1-6, 2010.
- 42) 阿部 忠, 木田哲量: 走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.1, pp.1-13, 2006.1.
- 43) 西條 龍, 内田雅人: 曲面状埋設型枠による RC 床版施工法の開発 アーチフォーム工法について一, 川田技報, Vol.24, pp.26-31, 2005.
- 44) 杉原伸泰, 大西弘志: 膨張材を使用した合成床版の走行試験による膨張効果の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.679-684, 2003.
- 45) 猪股勇希, 中島章典: 支圧力作用下における鋼・コンクリート接触面の静的・疲労付着特性, 土木学会 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1083-1090, 2006.3.
- 46) 徐 聖卓, 日野伸一: 鋼・コンクリート合成床版の橋軸方向継手に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1069-1074, 1999.
- 47) 竹田俊明, 三上修一, 大島俊之, 鈴木広大: 寒冷地における橋梁の劣化環境と RC 床版の劣化予測に関する研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.674-685, 2007.3.
- 48) 春日井俊博, 入部孝夫, 竹下永造, 三浦 尚: 鋼・コンクリート合成床版の鋼材防食に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.1109-1114, 2010.
- 49) 守分敦郎, 長滝重義, 大即信明: 塩害を受けた鉄筋コンクリート部材の疲労寿命の推定法に関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.18, No.2, pp.1529-1534, 1996.
- 50) 小野貴之, 三田村浩, 林川俊郎, 松井繁之: 積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性向上について, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1432-1441, 2009.3.
- 51) 三田村浩, 佐藤 京, 本田幸一, 松井繁之: 道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1420-1431, 2009.3.
- 52) 久保圭吾, 小松原昭則, 山口真一, 若山 誠, 興地正浩, 石崎 茂: 長支間 FRP 合成床版の設計と施工, 土木学会, 第3回道路橋床版シンポジウム講演論文集, 2003.
- 53) 柳原有紗, 畠中宏明, 田上 稔, 戸田勝哉, 中村善彦: 超音波による鋼・コンクリート合成床版のコンクリート未充填検出技術の開発と実機への適用検討, 土木学会第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, 2012.6.
- 54) 山本将士, 大久保宣人, 横波振動法を用いた合成床版の非破壊検査, 片山技報 30, 2011.
- 55) 水野 浩, 和泉遊以, 阪上隆英, 松井繁之, 杉山俊幸, 赤外線サーモグラフィを用いた鋼・コンクリート合成床版の非破壊検査手法に関する研究, 構造工学論文集 A, 59 巻, 2013.3.
- 56) 伊藤清志, 阿部 忠, 児玉孝喜, 小林哲夫, SFRC 上面増厚補強法における湿潤状態で

- の接着剤の効果および耐疲労性の評価, セメント・コンクリート論文集, No.65, 2011.
- 57) 小栗直幸, 児玉孝喜, 村越 潤, 梁取直樹, 宇井 崇, 鋼床版 SFRC 舗装に用いる接着剤のせん断強度試験, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 5-141, 2008.9.
- 58) 独立行政法人土木研究所, (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), 2009.10.
- 59) 独立行政法人土木研究所, 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4) 報告書 SFRC の基本物性と接着材接合部における強度特性に関する検討, 2011.2.
- 60) 大垣賀津雄, 済藤英明, 矢野裕也, 宮本裕久: 鋼・コンクリート合成構造界面の付着および防食性能向上に関する研究, 第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 2003.11.
- 61) 金井 直, 睦好宏史, Bimal Babu ADHIKARY, 佐野 正: 鋼板接着による RC 梁のせん断補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22.No.1, 2000.
- 62) 山本健太, 安東祐樹, 西尾友希, 松田 浩: 全視野ひずみ計測を用いた鋼板接着端部の破壊挙動に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009.
- 63) 七村祐輔, 吉武 勇, 三村陽一, 和多田康男: フレッシュ時から接着した鋼コンクリート合成部材の基礎実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010.
- 64) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yoichi MIMURA, Yasuo WATADA and Masaoki IKUSHIMA: Fundamental Experiments on Steel-Concrete Composite Slabs Using New Adhesive, *Proceedings of fib Symposium Prague 2011*, CD-ROM, 2011.6.
- 65) 三村陽一, 吉武 勇, 小川淳史, 和多田康男: 接着剤を用いた合成床版の底鋼板剥離に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1159-1164, 2011.7.

第2章

セメント系接着剤の特徴

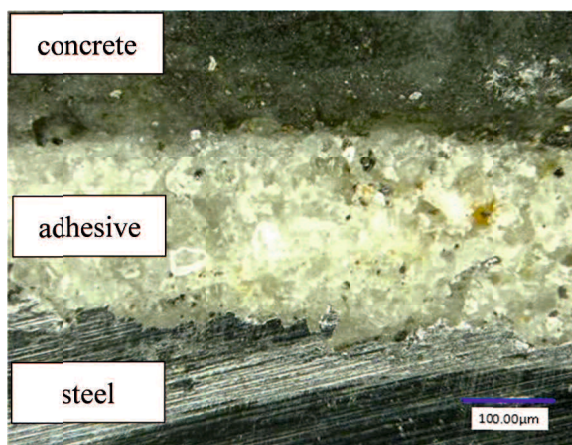
2.1 使用接着剤の選定

提案する合成床版に用いる接着剤に求められる条件として、鋼板に堅固に接着し、接着剤が硬化した後にコンクリートを打設しても鋼とコンクリートを結合することができること、鋼板パネルの防食性を保持できること、また、変位に対してもある程度追従できることが挙げられる。

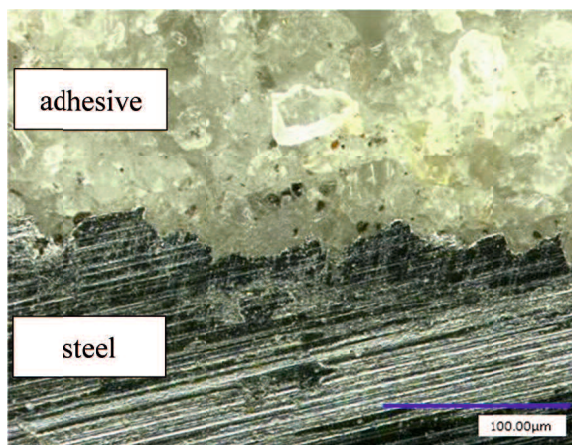
鋼とコンクリートを接着剤により一体化させ、荷重に抵抗する構造としてエポキシ樹脂系接着剤を用いた鋼床版デッキプレートの補強工法¹⁾³⁾などが現在実用化されている。エポキシ樹脂を用いて鋼とコンクリートを結合する場合、エポキシ樹脂を塗布してから硬化する30～60分間の間にコンクリートを打設する必要がある。合成床版の鋼板パネルには横リブや鉄筋などの鋼材が多数設置されるため、エポキシ樹脂塗布からコンクリート打設を30～60分以内に実施することは困難である。そのため、提案する構造にはエポキシ樹脂接着剤の適用はできないと考えられる。

施工性を考慮すると、接着剤硬化後にコンクリートを打設してもコンクリートと接着する材料を採用する必要がある。そのため、セメントを含んだ接着剤を用い、フレッシュコンクリート打設時に未水和のセメントとの反応により結合させることやコンクリート打継ぎ処理剤に用いられるメカニズムであるキレート結合を利用する方法が考えられた。キレート結合とは、樹脂エマルジョンに含まれる官能基とセメント中の Ca^{2+} 化学的な結合をつくることによって、高い親和性を示す特性のことである。水和反応を期待したセメントとキレート結合を期待した樹脂エマルジョンの両方が含まれる材料であるセメント系接着剤⁴⁾⁵⁾を本研究では用いて各種実験を実施した。

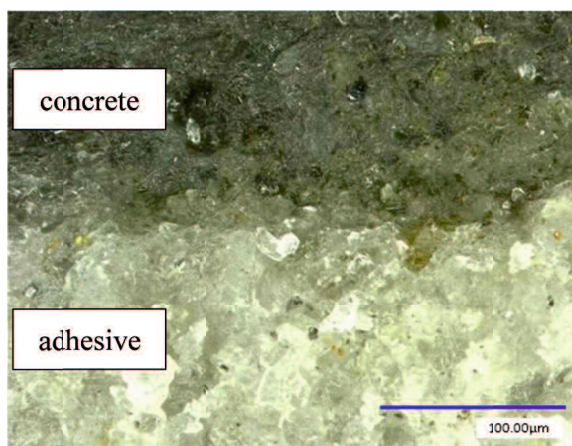
また、研究初期の検討として、断面観察用の供試体を製作し、顕微鏡による鋼とコンクリート界面の観察を行った。供試体は、ショットブラストを施工して黒皮を除去した鋼板にセメント系接着剤を塗布し、硬化して2週間後にコンクリートを打設することによって製作した。コンクリート材齢28日以降に供試体の断面をファインカッターで切断し、顕微鏡により観察した結果を写真-2.1に示す。観察の結果、鋼板の微細な凹凸に接着剤が隙間無く入り込んでいることが確認できた。鋼板への接着メカニズムは従来のエマルジョン系接着剤と同様であると考えられる。接着剤とコンクリート界面では、接着剤とコンクリートが混合された層が観察された。混合層が先に述べた、未水和セメントの反応やキレート結合によるものかは現時点では特定できていないが、接着剤により鋼とコンクリートが堅固に接着されていることが観察できた。接着メカニズムを明らかにする手法としては、電子顕微鏡(SEM)による観察などによる方法が考えられ、今後も継続して研究を実施し、成分や塗布量などの検討・改良を実施していく必要がある。



a) 倍率：250倍



b) 倍率：500倍（鋼板と接着剤界面）



c) 倍率：500倍（接着剤とコンクリート界面）

写真-2.1 鋼とコンクリート結合部の観察

2.2 簡易付着試験による接着強度の比較

2.2.1 目的

提案する合成床版の施工性を考慮すると、接着剤は硬化後にコンクリートを打設してもコンクリートと接着する特性を有するものを採用しなくてはならない。そのため、使用する接着剤の選定を目的として、セメントおよびキレート結合を発現すると考えられる COOH^- 等の官能基を持つ樹脂エマルジョンにより構成される3種類の材料を用いて簡易的な付着試験を実施した。

2.2.2 試験概要

比較検討を実施した材料は、セメント系接着剤、コンクリート防水材、下地調整材である。なお3種類とも、セメントと微細骨材から形成される紛体とアクリル系樹脂を含む液体を混合した後に母材に塗布するタイプの材料である。

試験体を図-2.1に示す。試験体は幅100mm、高さ200mm、厚さ9mmの鋼板の周りにコンクリートを打設した一辺200mmのブロック状のものである。鋼板を垂直にするため、底部の発泡スチロールには深さ5mmの溝を設けており、そこに鋼板を填めている。鋼板には幅100mm、高さ100mmの付着部を両面設けており、付着部以外の鋼板には十分にグリスを塗布することで、鋼板とコンクリートの付着がせん断耐力に与える影響をできるだけ小さくした。付着部には表-2.1に示す7種類の異なる表面処理を施した。No.1として鋼板にショットブラストを施したもの、No.2として一般的な防錆材として用いられる無機ジンクリッチペイントを施工したもの、No.3としてセメント系接着剤を 0.5kg/m^2 施工したもの、No.4としてセメント系接着剤を 1.0kg/m^2 塗布したもの、No.5としてセメント系接着剤を 1.0kg/m^2 を塗布後、打設日まで水中に養生したもの、No.6としてコンクリート防水材を 0.9kg/m^2 塗布したもの、No.7として下地調整材を 0.9kg/m^2 塗布したものとした。試験体は1種類につき3体作製した。なお、試験体と同環境下で作製・養生したシリンダーの材齢28日圧縮強度と圧縮ヤング係数は、それぞれ48.5MPa、36.1GPaであった。写真-2.2に示すように、試験体から突出した鋼板の上面に静的に圧縮载荷を行った。試験体の下には鋼板を垂直に保たせるとともに、偏心荷重が作用しないよう可動台座を設置した。また、载荷速度は50kN/minとして、荷重増加がみられなくなるまで（鋼板とコンクリートのずれが生じるまで）载荷を続けた。

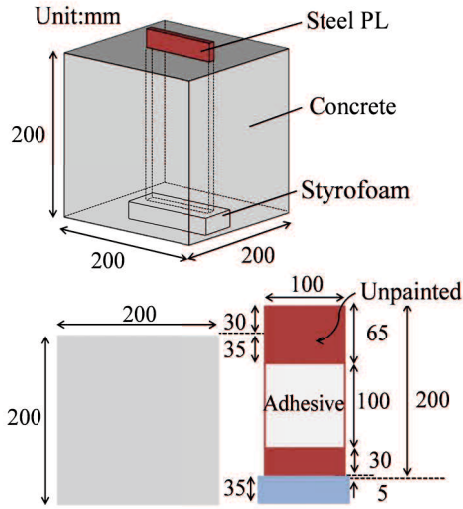


図-2.1 試験体概略図

表-2.1 表面処理の種類

No.	Surface treatment	Quantity (kg/m ²)
No.1	Shot blasting	—
No.2	Inorganic zinc-rich paint	—
No.3	Cementitious adhesive	0.5
No.4	Cementitious adhesive	1.0
No.5	Cementitious adhesive (water curing)	1.0
No.6	waterproofing material	0.9
No.7	Cementitious undercoating material	0.9



写真-2.2 载荷状況

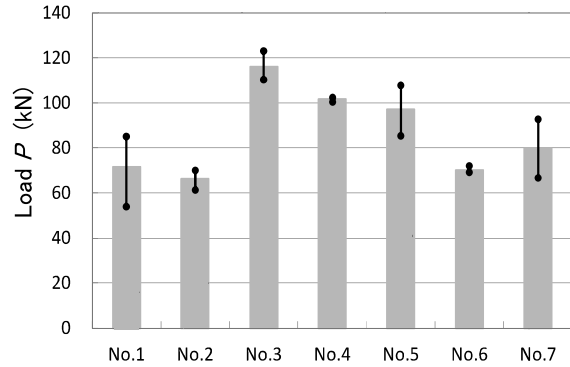


図-2.2 試験結果

2.2.3 試験結果

各表面処理を施した試験体のせん断耐力を図-2.2 に示す。No.3（セメント系接着剤：膜厚 0.5kg/m²）のせん断耐力は、No.1（ブラスト）のせん断耐力の 1.6 倍あった。また、No.6（防水材）、No.7（下地調整材）と比較しても No.3（セメント系接着剤：膜厚 0.5kg/m²）のせん断耐力は約 1.5 倍以上であった。No.4（セメント系接着剤：膜厚 1.0kg/m²）および No.5（セメント系接着剤：水中養生、膜厚 1.0kg/m²）は No.3（セメント系接着剤：膜厚 0.5kg/m²）に比べ、せん断耐力が低くなる傾向となったが、いずれも No.6（防水材）や No.7（下地調整材）よりもせん断耐力は大きくなった。塗布後水中で養生した No.5 の結果より、塗布後雨ざらしになった後に、コンクリートを打設しても、せん断耐力の大きな低下はないと考えられる。簡易付着試験の結果より、セメント系接着剤はずれに対する抵抗性が比較した他の材料よりも優れていると考えられる。よって、現時点では提案する合成床版に最適であると判断し、以後の実験の鋼とコンクリートの接着にはセメント系接着剤（以下、接着剤と称す）を用いた。

2.3 セメント系接着剤の成分と材料特性

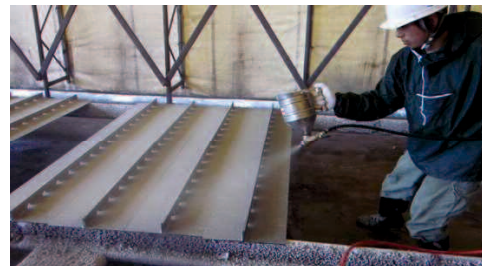
2.3.1 成分

本研究で用いる接着剤は、これまでに鋼材の防錆を目的とした表面塗装剤として使用されている^{4),5)}。成分は白色セメントと超微粒子シリカ（珪砂）との混合物でなる主材にカーボンファイバーを添加配合したコンパウンドと、水分とアクリル酸エステル共重合体を主成分とするエマルジョンからなる。写真-2.3(a)にコンパウンドとエマルジョンの写真を表-2.2に成分を示す。コンパウンドには、白色セメントと超微粒子シリカの他に、強度向上のための炭素繊維（φ8μm×2～3mm長）、アルカリ性の長期保持のためのカルシウム系アルカリ付与剤が含まれている。また、エマルジョンには高温耐久性向上のための高温耐久性付与剤、および付着強度向上剤が微量に含まれている。

コンパウンドとエマルジョンは2.3：1（質量比）でハンドミキサーを用いて攪拌し、塗布面にハケ、ローラー塗り、もしくは吹付け施工が可能である。また、攪拌後の接着剤は調合後に硬くなっても水溶性硬化剤を追添することにより流動性を再生できる特徴を有している。塗布量は、鋼板の防食性を長期間維持できると考えられる1.0kg/m²（乾燥膜厚400μm）とし、以降の実験を実施した。塗布量の不足・過剰に関する検討については今後の課題であり、本論文では標準塗布量を施工した場合の特性について述べる。



(a) 粉体と液体



(b) 吹付け施工状況

写真-2.3 セメント系接着剤

表-2.2 セメント系接着剤の成分

	Component	Effect	Mass ratio
Compound powder	white cement	Flexural strength	25%
	quartz sand	Compressive strength	38%
	carbon fiber	Tensile strength	2%
	additive	Bond strength	5%
Liquid emulsion	water	-	22%
	acrylic ester	Bond strength	8%
	additive	High-temperature endurance	<1 %

2.3.2 材料特性

JIS A -6909（薄付け仕上塗材）に準じて実施した接着剤の強度を表-2.3に示す。なお、試験は30cm角の平板に接着剤を塗布した上に5mm厚にモルタルを塗り、測定材齢3日前に切り口を入れ接着強度試験用治具をエポキシ樹脂により設置した供試体で実施された。

また、接着剤の伸びを表-2.4に示す。なお、試験はASTM C190に準じたひょうたん形（断面積6.45cm²）の試験体を使用し、引張ひずみを測定し、それぞれの伸びとした。伸びは材齢7日以上で0.4%以上であり、モルタルの2倍程度である。このことより、下地材の伸縮に追従し、剥離が生じにくい特性を有するため、鋼・コンクリートの合成に用いることができると考えられる。

表-2.3 下地別接着強度（材齢 28 日）

Substrate	adhesive strength (N/mm ²)	Failure behavior
Steel plate	1.2	Interface debonding
Porcelain tile	2.0	Substrate failure
Chipboard	0.9	Substrate failure
Concrete block	1.1	Substrate failure
ALC plate	0.4	Substrate failure
Acrylic resin	1.0	Interface debonding

表-2.4 硬化後の接着剤の伸び（材齢 28 日）

Construction method	Material	Capacity (%)
Troweling	Plain mortar	0.20
	Adhesive	0.43
Spraying	Plain mortar	0.27
	Adhesive	0.40

2.4 小型合成はりによる接着剤の付着特性の検証

2.4.1 目的

鋼とコンクリートの合成には従来、機械式ずれ止めが用いられており、さまざまな研究開発が行われ実用化されている⁶⁾⁻¹³⁾。しかし、接着剤を用いた合成構造に関する研究は少なく、接着剤を用いた鋼とコンクリートの付着特性が未解明である。本節では、材齢をパラメータとして小型合成はりを用いて曲げ実験を行い、曲げモーメントとひずみの関係や鋼板とコンクリートのひずみの相関性を基に、付着特性の基礎データを収集した¹⁴⁾⁻¹⁷⁾。

2.4.2 実験供試体および実験方法

本実験で用いた小型合成はりおよび载荷状況を図-2.3に示す。図-2.3に示すように、接着剤を塗布した厚さ3.2mmの鋼板(SS400)上に、100×100×400mmのコンクリートを打設し作製した小型合成はりを用いて曲げ実験を行った。なお、鋼板表面は酸化被膜そのままですらスト処理を施さない状態(黒皮)とし、鋼板表面に接着剤を塗布してから2週間後にコンクリートを打設した。写真-2.4に接着剤塗布前後の鋼板を示す。接着剤はローラーにより塗布し、塗布量は1.0kg/m²とした。

小型合成はりにおける鋼板のひずみの計測位置は、図-2.3に示すとおりである。ひずみを0.3kN・m毎に測定し、コンクリートの破壊または鋼板が剥離するまで载荷した。

実験を行った材齢は1, 2, 3, 7, 28, 91日であり、1材齢に小型合成はりを2体ずつ用いて曲げ実験を行った。なお曲げ実験に供するまで、各小型合成はりに十分な湿布養生を施したため、水分逸散による乾燥収縮はほとんど生じていないと考えられる。

小型合成はりの曲げ実験におけるコンクリートの配合条件を表-2.5に示す。本研究では、膨張コンクリートを標準使用する合成床版への適用を想定し¹⁸⁾、普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm³)と石灰系低添加型膨張材(密度3.16g/cm³)を用いた。なお、細骨材として岡山県倉敷産高炉スラグ(表乾密度2.76g/cm³)、北九州市門司産硬質砂岩砕砂(表乾密度2.63g/cm³)および山口県美祢市伊佐産石灰砕砂(表乾密度2.63g/cm³)の混合砂を用い、北九州市門司産砕石(表乾密度2.73g/cm³)を粗骨材として用いた。さらに、AE減水剤標準形を混和剤として用いた。

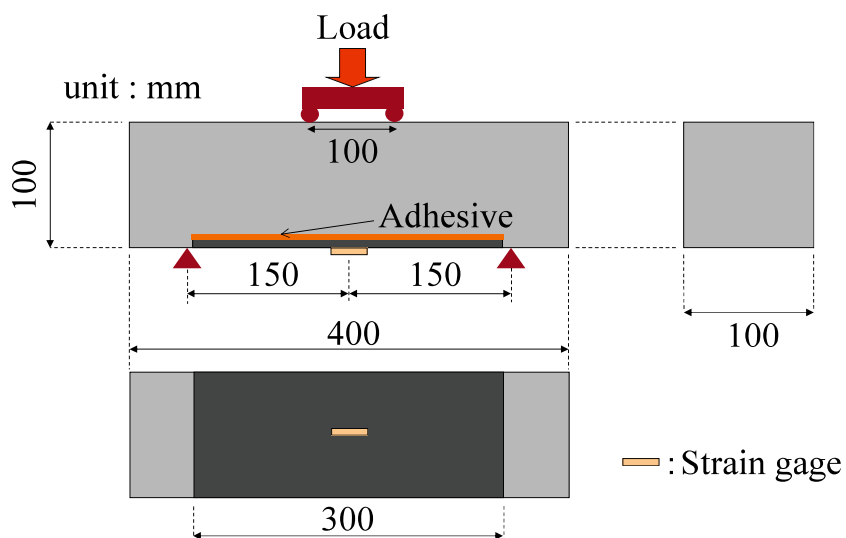


図-2.3 小型合成はりおよび荷重状況



(a)接着剤塗布前



(b)接着剤塗布後

写真-2.4 接着剤塗布前後の鋼板

表-2.5 配合条件および使用材料

W/P	48%	
Water	161kg/m ³	
Cement	316kg/m ³	
Expansive additive	20kg/m ³	
Fine aggregate	Blast furnace slag	257kg/m ³
	Sandstone	300kg/m ³
	Limestone	299kg/m ³
Coarse aggregate	Sandstone 2010	601kg/m ³
	Sandstone 1505	401kg/m ³
Admixture	2.69kg/m ³	

2.4.3 実験結果

各材齢における小型合成はりの破壊形態は斜めせん断破壊であり、鋼板端部から荷点点へ向かってひび割れが生じ、脆性的に破壊した。荷重状況と破壊状況をそれぞれ写真-2.5、写真-2.6に示す。

また、図-2.4に曲げモーメント-ひずみ関係を示す。図-2.4に示すように、破壊に至るまでのひずみの実験値は材齢1日では 50×10^{-6} 程度、材齢2日においては 90×10^{-6} 程度、材齢3日においては 70×10^{-6} 程度、材齢7日では 100×10^{-6} 程度、材齢28日では 110×10^{-6} 程度、材齢91日では 100×10^{-6} 程度となり増加傾向にあった。また、完全付着と仮定して求めた計算値との差異は、材齢の進行とともに減少していった。図-2.4に示すように、各材齢においてひび割れが発生するまで線形性を示し、以降実験値のひずみが増加し、破壊に至った。供試体中央断面における、ひずみの実験値と完全付着と仮定して求めたひずみの計算値の相関性を図-2.5に示す。ひずみの実験値と計算値の整合性は、ひび割れが発生するまで平面保持が成り立ち、鋼コンクリート合成部材としての一体性を示す一指標となる。

図-2.5に示す $y=x$ の線に対し、ひび割れが発生するまでの実験値と計算値との差異は、材齢1日において 20×10^{-6} 程度実験値が小さくなり、材齢2日、3日、7日において実験値が $20 \times 10^{-6} \sim 30 \times 10^{-6}$ ほど小さかった。材齢28日では 5×10^{-6} 程度実験値が小さく、材齢91日においては $5 \times 10^{-6} \sim 10 \times 10^{-6}$ 程度と差異が小さくなり、材齢28日以降においてひずみの実験値と計算値の差異が小さくなった。このことから、コンクリート材齢が28日以降であれば、曲げ荷重作用下において、鋼板とコンクリートが堅固に接着し、鋼・コンクリート合成部材として抵抗できると考えられる。



写真-2.5 荷重状況

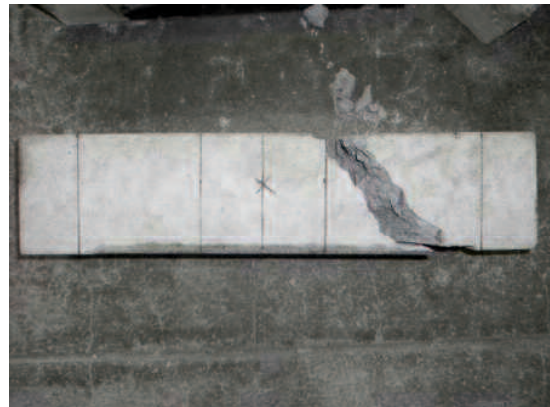


写真-2.6 小型合成はりの破壊状況

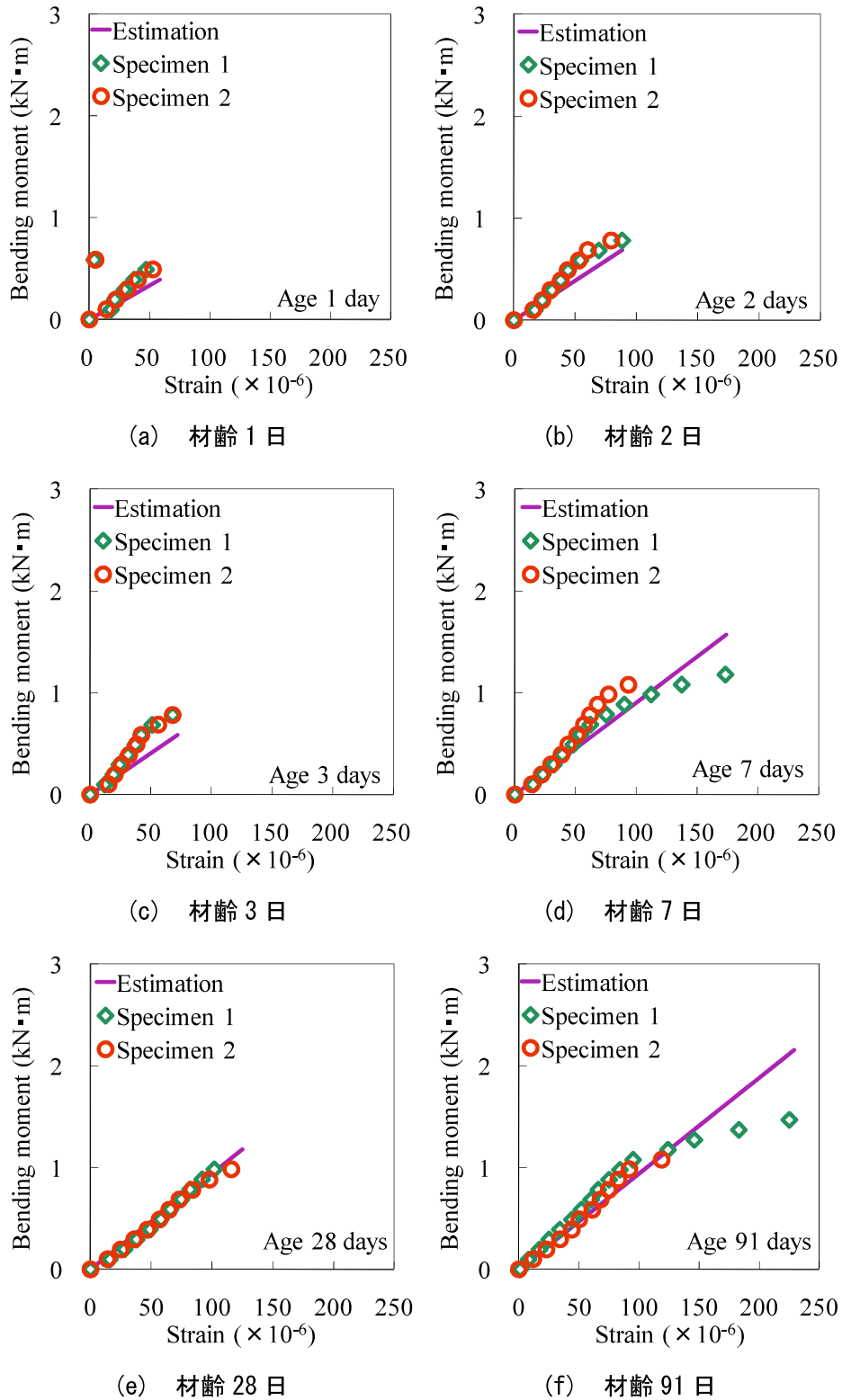


図-2.4 曲げモーメントーひずみ関係

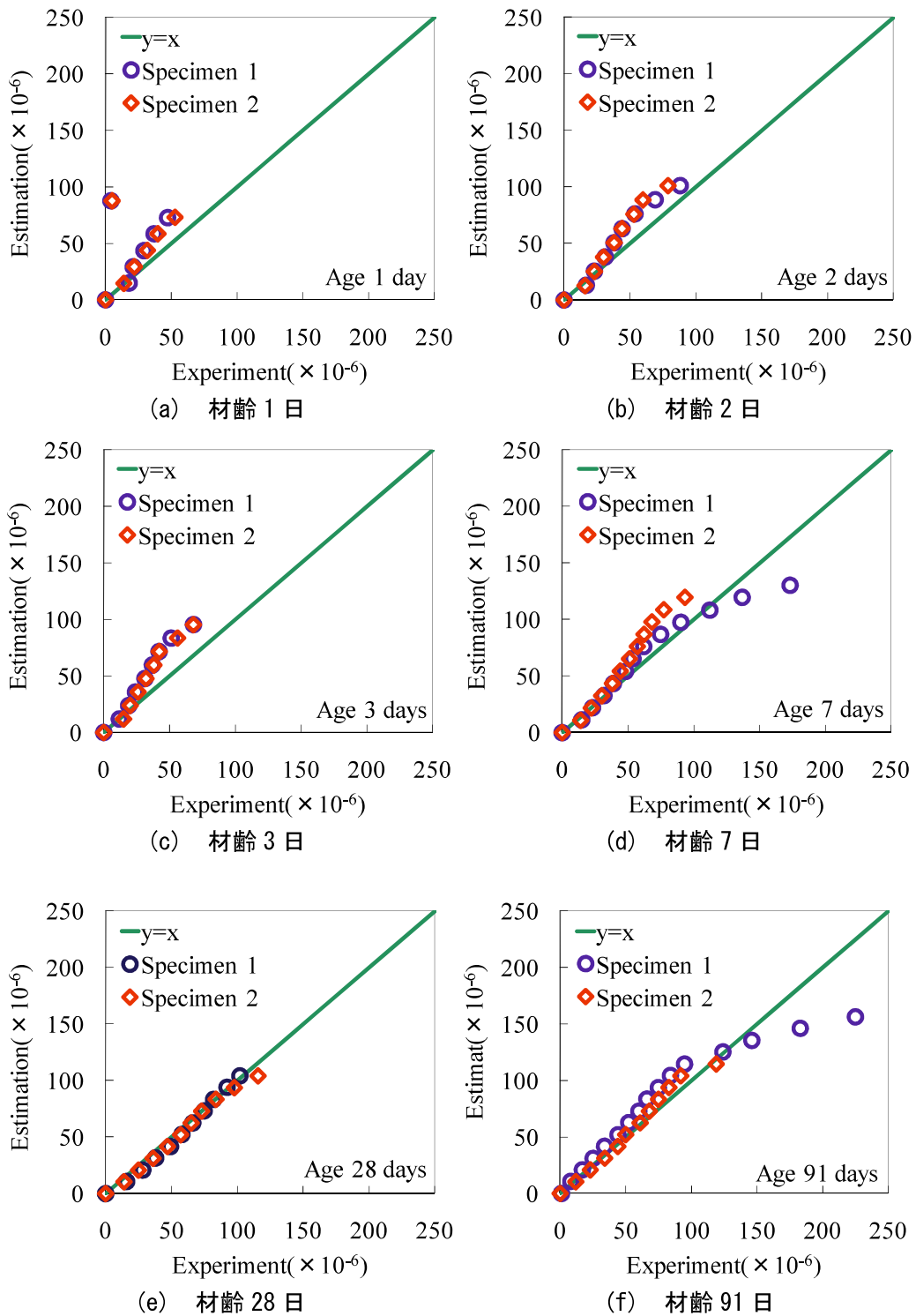


図-2.5 ひずみの実験値と計算値の相関性

2.5 鋼材の表面処理と前養生期間の検討

2.5.1 目的

鋼板に塗布した接着剤が硬化後、その上にコンクリートを打設すると、コンクリートの硬化にともない接着効果が発現することが2.4において確認されたが、実際の合成床版に適用するには、鋼板の表面処理の状態や接着剤塗布後の養生期間（以下、前養生と称す）と鋼コンクリート一体化後の強度の関係を把握する必要がある。そこで、適切な前養生期間を求めるための基礎データを得ることを目的として表面処理状態と前養生期間をパラメータとした曲げ実験を行った。

2.5.2 実験供試体および実験方法

本研究の曲げ実験で用いた供試体および曲げ実験の载荷条件を図-2.6に示す。図-2.6に示すように、接着剤を塗布した鋼板上に、 $100 \times 100 \times 400$ mmのコンクリートを打設した。使用した鋼板はSM400Aであり、その形状寸法は $100 \times 300 \times 3.2$ mmである。なお、支点からの支圧力が鋼板に作用しないよう、長さ300mmとした。また、鋼材の表面状態による接着性能の違いを調べるため、写真-2.7に示すように、鋼材を熱間圧延するときなどに生じる酸化被膜そのまま（黒皮）でブラスト処理を施していない鋼板と、ブラスト処理して粗い表面状態の鋼板を用いた。なお、ブラスト未処理の鋼板を用いた供試体をType N、ブラスト処理した鋼板を用いた供試体をType Bと称す。本実験では、ノズル口径4mmのリシンガンを用いて接着剤を鋼板に塗布し、塗布量は 1.0kg/m^2 とした。

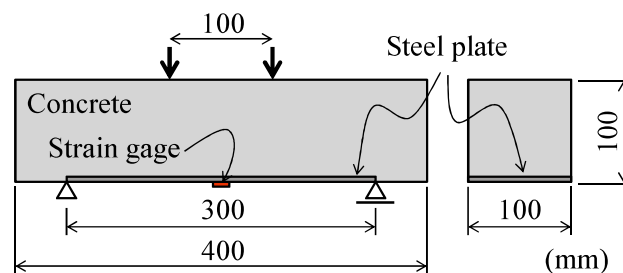


図-2.6 実験供試体



(a)黒皮まま

(b)ショットブラスト

写真-2.7 鋼板の表面状態



写真-2.8 接着剤塗布後の鋼板

本実験では、接着剤の前養生期間を2日、7日、14日、28日、140日、168日とした。なお、ブラストを施した Type B については、接着剤の前養生期間3日、4日、5日の供試体も作製した。供試体数は、それぞれの前養生期間につき2体である。ただし、前養生期間140日のみ供試体数は1体である。図-2.7に本研究で用いた供試体記号を示す。前養生期間は、20℃の養生室内に静置した。所定の前養生期間となった鋼板を、曲げ強度試験用の型枠に設置し、コンクリートを打設した。本研究に用いたコンクリートの配合条件を表-2.6に示す。使用したセメントは普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm³）である。細骨材は広島県呉市産砕砂（表乾密度 2.61g/cm³）、粗骨材は広島県呉市産砕石（表乾密度 2.66g/cm³）である。なお、合成床版では収縮ひび割れ抑制のため、膨張材の使用が標準となっている。本研究では、標準添加量 20kg/m³の石灰系低添加型膨張材（密度 3.16g/cm³）を使用した。混和剤には、リグニンスルホン酸・オキシカルボ酸系の AE 減水剤を用いた。コンクリート打設後1日で脱型し、脱型後は水中養生した。なお、水中養生中の鋼板腐食を防止するため、接着剤が塗布されていない外面の鋼板にグリスを塗布した。

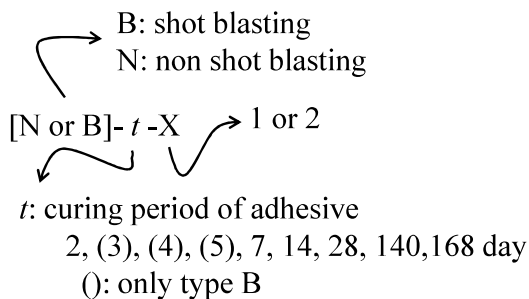


図-2.7 I. D.

表-2.6 コンクリート配合

Water – binder ratio (W/P)	48%
Water	161 kg/m ³
Cement	316 kg/m ³
Expansive additive	20 kg/m ³
Fine aggregate	841 kg/m ³
Coarse aggregate	980 kg/m ³
Water reducing admixture	2.69 kg/m ³

曲げ実験は全てコンクリートの材齢 7 日で実施し、本実験の曲げ実験用供試体と同バッチのコンクリートを用いて、圧縮強度試験および曲げ強度試験を行った。圧縮強度試験に用いた供試体は直径 100mm×高さ 200mm の円柱形である。圧縮試験時にはひずみも計測し、ヤング係数を求めた。曲げ強度試験には 100×100×400mm の角柱形供試体を用いた。各試験とも、曲げ実験を行った材齢 7 日、および材齢 28 日で行い、いずれも供試体数は 3 体である。本実験で行った曲げ実験の载荷条件は図-2.6 に示す。油圧式万能試験機（最大荷重=500kN）を使用し、静的载荷で曲げ実験を行った。スパン 300mm、载荷点間距離 100mm の 3 等分点载荷であり、ロードセルを用いて荷重を計測した。スパン中央の鋼板下面に検長 3mm のゲージを貼り付け、ひずみを計測した。载荷中はロードセルで計測される荷重 1kN 増を目安にひずみと荷重を記録した。

2.5.3 実験結果と考察

曲げ実験の破壊状況の一例 (I.D.: B-7-2) を写真-2.9 に示す。写真-2.9 に示すように、いずれの供試体も等曲げ区間の範囲内でコンクリートにひび割れが発生した。また、破線内の拡大部に示すように、コンクリートのひび割れが発生した箇所より支点側でコンクリートと鋼板の剥離が生じていた。写真-2.10 に鋼板の剥離状況を示す。写真-2.10 に示すように、黒皮ままの Type N、ブラストを施した Type B ともに接着剤と鋼板の間で剥離が生じており、多くの接着剤がコンクリートに付着していた。特に、ブラスト処理をしておらず表面が滑らかな Type N の鋼板には、ほとんど接着剤が残存しなかった。そのため、表面にブラストを施した方が、鋼板と接着剤の接着強度が増加すると考えられる。

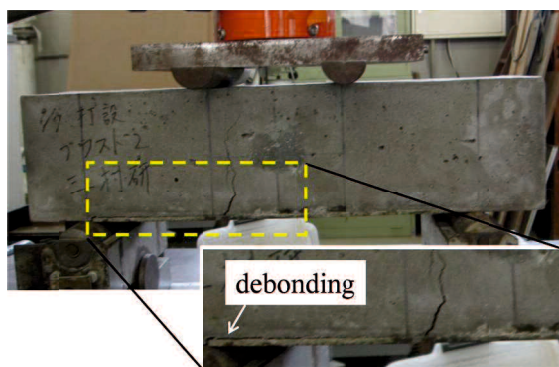


写真-2.9 破壊状況

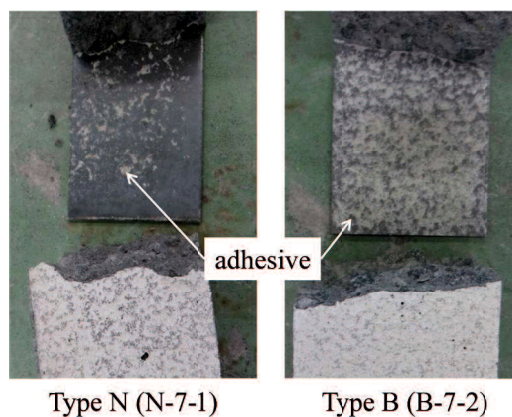


写真-2.10 鋼板に残存した接着剤

ここで、各供試体の破壊荷重比（曲げ実験の破壊荷重／コンクリートの曲げ強度試験の破壊荷重）を図-2.8に示す。ブラストを施した Type B，黒皮ままの Type N ともに同様の挙動を示しており，前養生2日では破壊荷重比が Type B で 1.26，Type N で 1.09 となり，鋼板接着にも関わらず，コンクリートのみの場合の破壊荷重と差がほとんどなかった。前養生期間7日や14日における Type B の破壊荷重比は 1.45～1.53，Type N では 1.37～1.45 となり，前養生期間が長くなるにつれて，破壊荷重比は徐々に大きくなった。前養生期間が 28 日以上になると，Type B では 1.42～1.51 となった。このことから，接着効果が最も発揮されるのは前養生期間が 7 日～14 日であり，それ以上の半年程度の前養生期間となっても接着性能が大きく損なわれることはないものと推察される。また，Type B ではおおよそ安定的に破壊荷重比が増加傾向を示しているが，Type N では前養生期間 28 日以降は 1.30～1.58 となり，前養生期間が 14 日を超えた時の破壊荷重比の低下がみられるなど不安定な傾向があった。これらの結果を踏まえ，ブラスト処理を行うことで，強度が安定すると考えられる。

前養生期間 2 日および 14 日の供試体を用いた，曲げ実験により得られた供試体下縁（鋼板下面）におけるひずみと荷重の関係を，それぞれ図-2.9 および図-2.10 に示す。なお，図中に示す Eq. (1)は，鋼・コンクリート間を完全付着と仮定し，コンクリートの全断面有効として曲げ理論で求めたものである。ひずみの算定式を式(1)に示す。

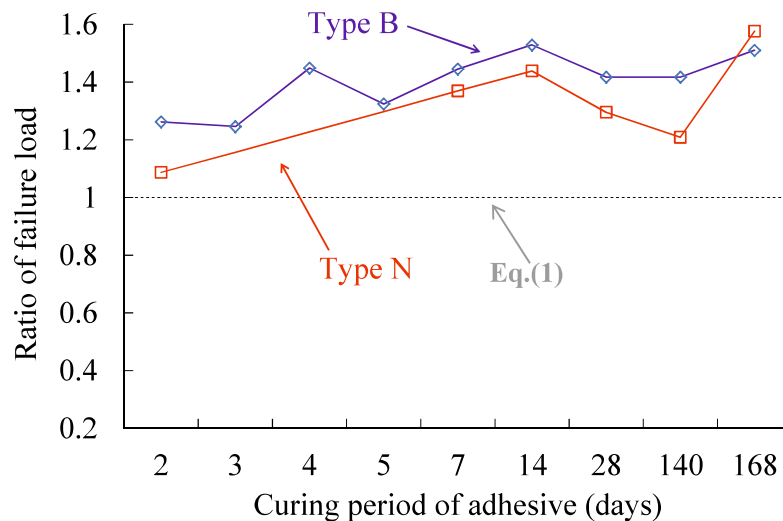


図-2.8 破壊荷重比

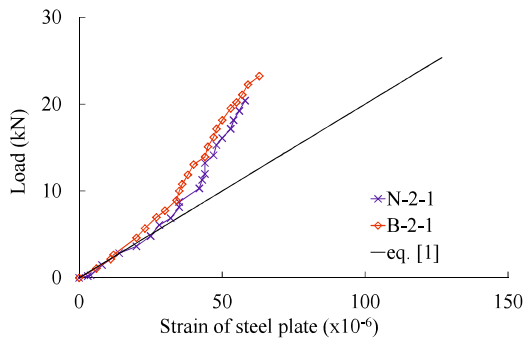


図-2.9 荷重-ひずみ関係 (2 日)

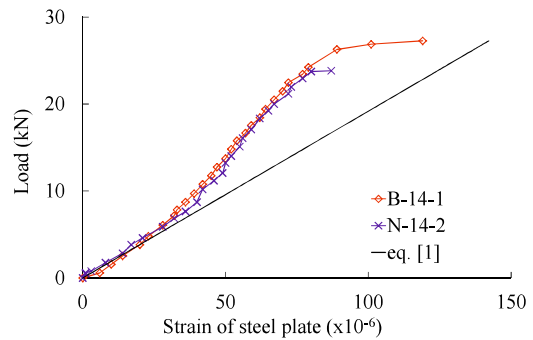


図-2.10 荷重-ひずみ関係 (14 日)

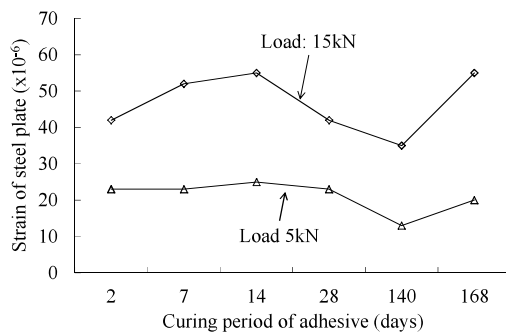


図-2.11 5 kN と 15 kN 時の鋼板ひずみ
(黒皮まま Type N)

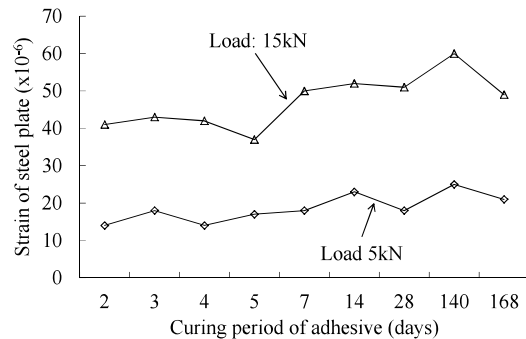


図-2.12 5 kN と 15 kN 時の鋼板ひずみ
(プラスト施工 Type B)

$$\varepsilon_s = \left\{ n \frac{M}{I_g} (h - y_1) \right\} / E_s \quad (1)$$

ここに ε_s : 鋼板のひずみ

n : ヤング係数比

M : 曲げモーメント

I_g : 図心軸まわり断面 2 次モーメント
(コンクリートの全断面有効)

h : 供試体高さ

y_1 : 上縁から図心軸までの距離

E_s : 鋼板のヤング係数

図-2.9 および図-2.10 に示すように、前養生期間 2 日、14 日ともにブラストを施した Type B と黒皮ままの Type N のひずみ挙動は同様であり、荷重 7~8kN 未満の範囲では、式(1)で求まる計算値と Type B と Type N のひずみは概ね一致した。荷重が増加すると、ブラスト処理の有無によらず、ひずみの実験値は計算値に比べ小さくなった。これは、コンクリートに微細なひび割れが生じるとともに、コンクリートと鋼板の間でずれ（すべり）が生じ、鋼板のひずみが一部解放されたためと考えられる。なお、このようなひずみ挙動は、いずれの前養生期間の供試体を用いた曲げ実験においても同様であった。

Type N および Type B の荷重 5kN, 15kN における鋼板のひずみを、それぞれ図-2.11 および図-2.12 に示す。なお、これらの図に示すひずみは、各 2 体行った曲げ実験結果の平均である。Type N および Type B の荷重 5kN におけるひずみは、若干のばらつきはあるものの $13 \times 10^{-6} \sim 25 \times 10^{-6}$ の範囲にあった。これは、鋼板とコンクリートが十分に一体化しているためであり、前養生期間の違いによるひずみの差異が顕著とならなかったためと考えられる。

一方、Type N の荷重 15kN 時に生じるひずみは、前養生期間 14 日までは増加傾向にあるが、前養生期間 28 日で小さくなり、140 日では 2 日のひずみより小さくなった。このような同荷重時におけるひずみの減少は、図-2.8 に示す破壊荷重比の推移と同様である。また、Type B の荷重 15kN 時のひずみは、前養生期間 5 日までの結果と 7 日以降の結果に、 10×10^{-6} 程度の差があり、前養生期間 7 日以降の方が大きかった。このことから、先述した前養生期間 7~14 日程度が適切と考えられ、それ以上前養生期間が長くなっても、接着性能が大きく損なわれることはないと推察される。ただし、適切な接着性能を発揮するためには、鋼材のブラスト処理を行うことが妥当と考えられる。

2.6 曝露試験による接着剤の防食性の検討

2.6.1 目的

合成床版の鋼板パネルには、コンクリート打設までの一次防錆処理として、通常、無機ジンクリッチペイント（75 μ m）が塗布される。本研究で提案する接着剤は防錆としての機能も有するため、無機ジンクリッチペイントの代わりに塗布することで、鋼とコンクリートのずれ止めとしての機能と鋼板パネルの防錆の機能の両方を一つの工程で施工できると考えられる。そこで、本研究では、接着剤の防錆効果を確認するため、異形鉄筋の屋外曝露実験を行った。

2.6.2 実験供試体および実験方法

屋外曝露実験に用いた異形鉄筋（以下、鉄筋と称す）は D13（SD345）、長さ 1940mm を 8 本使用し、4 本は黒皮のまま、4 本に接着剤を塗布とした。用いた接着剤は、曲げ実験で用いた接着剤と同じである。接着剤の塗布には、ローラーやリシガンを用いた方法などがあるが、これらの方法では、鉄筋に適切な量を均一に塗布することが困難である。そこで本研究では、**写真-2.11** に示す内空寸法 50 \times 50 \times 2000mm の木製型枠を作製した。この木製型枠内に充填した接着剤に、鉄筋を浸漬することで塗布した。なお、接着剤が鉄筋に均一に塗布されるように、接着剤が垂れ下がらなくなる約 30 分の間、**写真-2.12** に示すように鉄筋を手で回転させた。単位面積当たりの塗布量の平均は 0.83kg/m² であり、標準塗布量の約 80% であるが、防食性を評価する上で塗布量が小さい方が安全側であるため、増塗りなどは行わず、塗布量の平均が 0.83kg/m² のまま曝露試験を実施した。

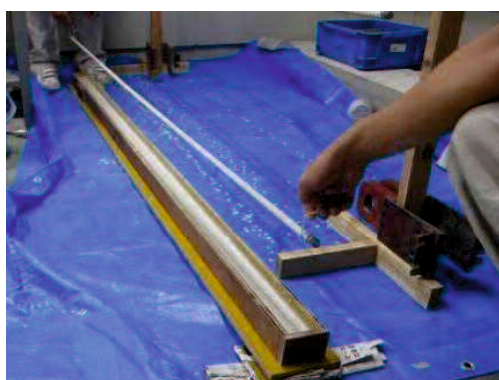


写真-2.11 接着剤塗布状況

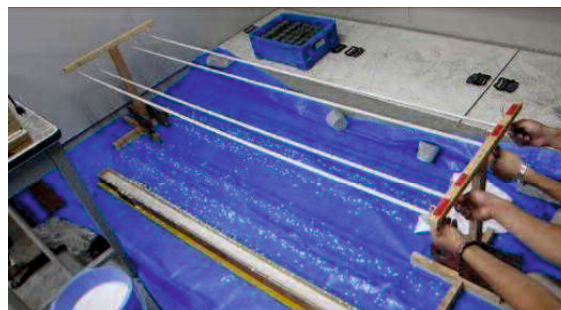


写真-2.12 鉄筋の回転状況

2.6.3 曝露後の腐食状況

曝露実験は、呉工業高等専門学校内で実施し、海から約 500m に位置している。曝露試験開始時における屋外曝露実験の様子を写真-2.13 に示す。なお、曝露箇所の飛来塩分量は 0.05-0.1mdd 程度であると予測できる¹⁹⁾。鉄筋を壁に立てかけ、動かないように鉄筋を固定した。写真-2.14 および写真-2.15 に腐食状況を示す。写真-2.14 に示す接着剤を塗布していない鉄筋は、曝露実験を開始してから 5 日でふしに錆が生じていた(写真-2.14 (a)参照)。曝露から 42 日(写真-2.14(c)参照)が経過すると、錆がふし全体に拡大し、ふし以外の場所でも錆が生じた。その後も腐食範囲は拡大し、200 日が経過すると鉄筋全体に腐食が進行した(写真-2.14(f)参照)。一方、接着剤を塗布した鉄筋は、曝露開始から 91 日後において軽微な錆が生じていた(写真-2.15(d)参照)。これは、接着剤の塗膜厚が局部的に薄くなるピンホールによるものと考えられる。この局部的な発錆は、曝露期間が長くなるにつれて徐々に増加した。なお、錆の発生個所はいずれも鉄筋のふしである。本研究では、接着剤が概ね硬化するまで鉄筋を回転させたが、鉄筋ふしの頂点周辺では必ずしも均一に塗布できなかったと考えられ、局部的に塗布量が小さくなっていったと考えられる。局部的に錆は生じたが拡大することはなく、曝露開始から 200 日が経過した後も鉄筋は健全であり、顕著な腐食は生じなかった。これより、鋼材の一次防錆としても十分に機能することが示唆され、工場において合成床版の鋼板パネルのコンクリート接触面に接着剤を塗布することで、コンクリート打設までのパネルの防錆を行えると考えられる。



写真-2.13 曝露試験状況（曝露開始時）

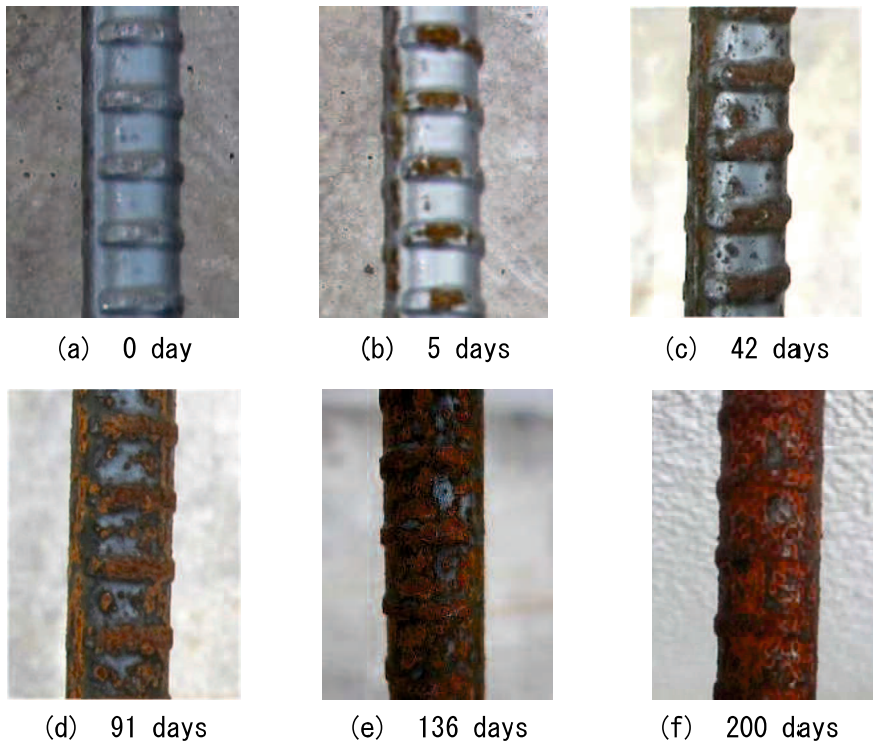


写真-2.14 黒皮のままの鉄筋

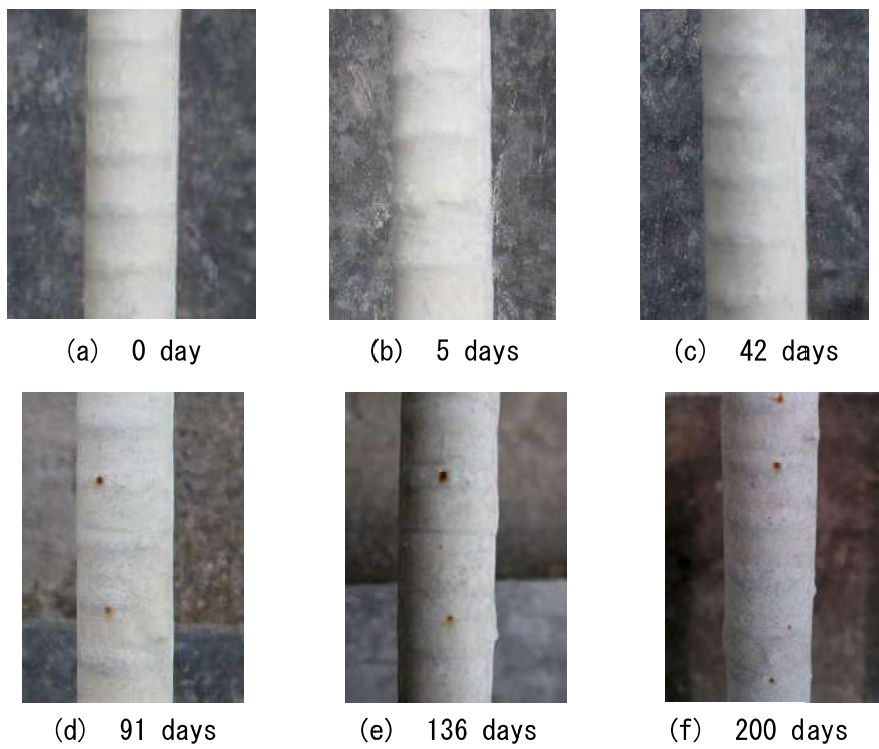


写真-2.15 接着剤を塗布した鉄筋

2.7 まとめ

本章では、鋼とコンクリート合成部界面観察や簡易型の付着試験を実施し、使用接着剤の選定や接着剤の成分や特性について述べた。また、鋼とコンクリートの小型合成梁を用いて、曲げ試験を実施することで、材齢と付着特性の関係や、鋼板の表面処理ならびに接着剤塗布後の鋼板の前養生期間の検討を実施した。さらに、実施工では、合成床版の鋼板パネルに接着剤を塗布してからコンクリート打設まで数カ月期間があくことが想定されるため、接着剤の防錆性能についても、曝露試験により検証を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 接着剤を用いて鋼とコンクリートを合成した試験体における、合成部界面の観察結果より、鋼板の微細な凹凸に接着剤が隙間無く入り込んでいることが確認できた。また、接着剤とコンクリート界面では、接着剤とコンクリートが混合された層が観察され、堅固に一体化していると考えられる。
- (2) セメントおよびアクリル系樹脂エマルジョンを含む、材料を用いて簡易的な付着試験を実施した結果、セメント系接着剤はずれに対する抵抗性に優れることが確認できた。そのため、現時点ではセメント系接着剤が提案する合成床版に最適な接着剤であると考えられる。
- (3) コンクリート材齢をパラメータにした小型鋼・コンクリート合成はりの曲げ試験により、材齢 28 日以降においてひずみの実験値と計算値の差異が小さくなった。曲げ荷重作用下において、ひび割れ発生までは鋼板とコンクリートが堅固に接着し、鋼コンクリート合成部材として抵抗できると考えられるが、破壊性状は脆性的であった。
- (4) 鋼板の表面処理状態と接着剤塗布後の鋼板の養生期間をパラメータとした小型合成はりの曲げ試験により、酸化被膜そのままですらブラスト処理を施していない鋼板よりもブラスト処理を実施した鋼板の方が、合成後の曲げに対する強度が安定することがわかった。また、前養生期間は、ブラスト処理をした場合、接着剤塗布後 168 日間が経過しても曲げ強度の低下はみられなかった。
- (5) 接着剤を塗布した鉄筋の曝露結果より、飛来塩分の影響を受ける環境においても、曝露開始から 200 日が経過した後も鉄筋は健全であり、顕著な腐食は生じなかった。鋼材の一次防錆としても十分に機能することが示唆され、工場において合成床版の鋼板パネルのコンクリート接触面に接着剤を塗布することで、コンクリート打設までの鋼板パネルを防錆できると考えられる。

【第2章の参考文献】

- 1) 伊藤清志, 阿部 忠, 児玉孝喜, 小林哲夫, SFRC 上面増厚補強法における湿潤状態での接着剤の効果および耐疲労性の評価, *Cement Science and Concrete Technology*, No.65, 2011.
- 2) 小栗直幸, 児玉孝喜, 村越 潤, 梁取直樹, 宇井 崇, 鋼床版 SFRC 舗装に用いる接着剤のせん断強度試験, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 5-141, 2008.9.
- 3) 独立行政法人土木研究所, (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), 2009.10.
- 4) マイティ化学: 接着・防錆・防食・防水塗装材料マイティ, <http://www.mighty-kagaku.jp/>
- 5) マイティ化学: マイティ CF 標準施工要領書, 2010.
- 6) F. Leonhardt, et al.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, *Beton und Stahlbetonbau*, pp.325-331, 1987
- 7) E.C. Oguejiofor and M.U. Hosain: A Parametric Study of Perfobond Rib Shear Connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.21, pp.614-625, 1994
- 8) S.B.Medberry, B.M.Shahrooz: Perfobond Shear Connector for Composite Construction, *Engineering Journal*, Vol.39, 2002.
- 9) 中島章典, 池川真也, 山田俊行, 阿部英彦: ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.97-106, 1996.4
- 10) 藤井秀樹, 古市耕輔, 一宮利通, 平 陽平: 孔あき鋼板ジベルを用いた合成土留壁, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1351-1356, 2002.
- 11) 平城弘一, 松井繁之, 福本昉士: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導 (静的強度評価式), 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1221-1232, 1989.3
- 12) 平 陽兵, 天野 玲子: 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1503-1508, 1997.
- 13) 保坂鐵矢, 平城弘一, 小枝芳樹, 橘 吉宏, 渡辺 滉: 鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1497-1504, 1998.
- 14) 七村祐輔, 吉武 勇, 三村陽一, 和多田康男: フレッシュ時から接着した鋼コンクリート合成部材の基礎実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1213-1218, 2010.7.
- 15) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yoichi MIMURA, Yasuo WATADA and Masaoki IKUSHIMA: Fundamental Experiments on Steel-Concrete Composite Slabs Using New Adhesive, *Proceedings of fib Symposium Prague 2011*, CD-ROM, 2011.6.
- 16) 三村陽一, 吉武 勇, 小川淳史, 和多田康男: 接着剤を用いた合成床版の底鋼板剥離に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1159-1164, 2011.7.

- 17) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Yoichi MIMURA: Development of a New Composite Slab System Using a Carbon-fiber-blended Cementitious Adhesive, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.138, No.11, pp.1321-1330, 2012.11.
- 18) (社) 日本橋梁建設協会：鋼・コンクリート合成床版の計画資料，2012.8.
- 19) 藤井 堅：耐候性鋼橋の適用地域特定手法の新しい試みと中国地方における適用地域マップの作成，平成 21 年度中国地方建設技術開発交流会研究発表資料，http://www.cgr.mlit.go.jp/ctc/tech_dev/kouryu/T-Space/ronbun/pdf/21_simane/21_simane_5-1.pdf. (2013.10.現在)

第3章

せん断試験によるずれ止め

性能の検討

3.1 目的

孔あき鋼板ジベル (PBL) やスタッドジベル等の機械式ずれ止めを用いた鋼・コンクリート合成構造は、これまでに多数の研究・開発^{1)~6)}が報告されており実用化されている。しかし、接着剤を用いた鋼とコンクリートを合成構造に対して耐荷力の検討を行った研究^{7), 8), 9)}は少ない。そのため、せん断試験を実施し、本構造の基礎的なデータであるせん断耐力について考察した。従来の機械式ずれ止めである孔あき鋼板ジベルやスタッドジベルを比較対象とし、荷重 - 変位関係や最大応力度を比較することで検証した¹⁰⁾。

3.2 実験供試体

本実験では、**図-3.1**に示す供試体形状を基本に実験を行った。鋼板1 (板厚 9mm) は合成床版の底鋼板を再現し、鋼板2 (板厚 16mm) は横リブを再現している。鋼板2の下には発泡スチロールを設置し、コンクリートが鋼板2の下にまわり込まない構造とした。なお、鋼板の材質は全て SM400A である。打設するコンクリートブロックの寸法は 291×191×500mm とし、床版厚が 200mm 程度の合成床版の一部を再現する構造とした。コンクリートは実橋梁の床版と同じ方向から打込みを行った。供試体には D13 の鉄筋 (SD345) を配置し、かぶりを 30mm とした^{11), 12)}。

供試体の種類は、鋼板に接着剤を塗布しない Type-C (比較用)、コンクリート接触面に接着剤を塗布した Type-A、鋼板2の中央に φ70 の孔を設けて接着剤を塗布しない Type-H、鋼板2の中央に φ70 の孔を設けてコンクリート接触面に接着剤を塗布した Type-H-A、鋼板2に R40mm の剥離防止用の切欠きを設けてコンクリート接触面に接着剤を塗布した Type-H-H-A、鋼板1にスタッドを配置した Type-S とした。それぞれの Type の構造詳細を**図-3.2**に示す。なお、鋼板部の表面処理はすべてブラスト処理とし、接着剤の塗布量は 1.0kg/m²、養生期間は 14 日とした。

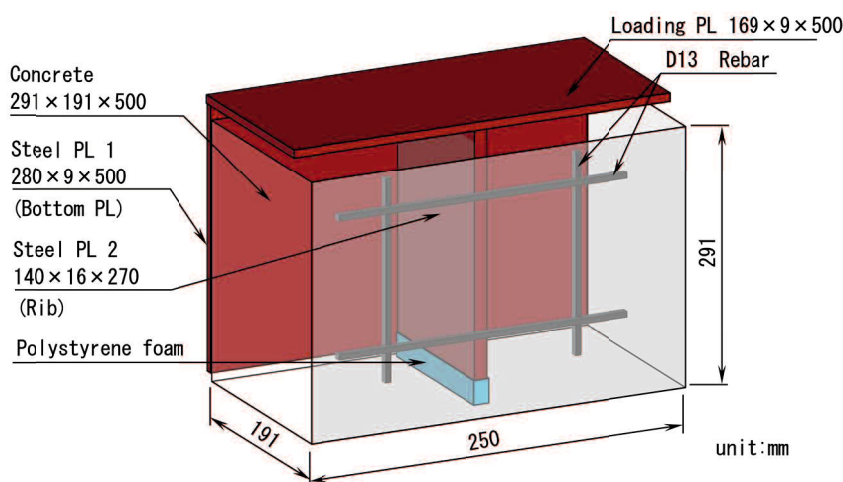


図-3.1 供試体形状

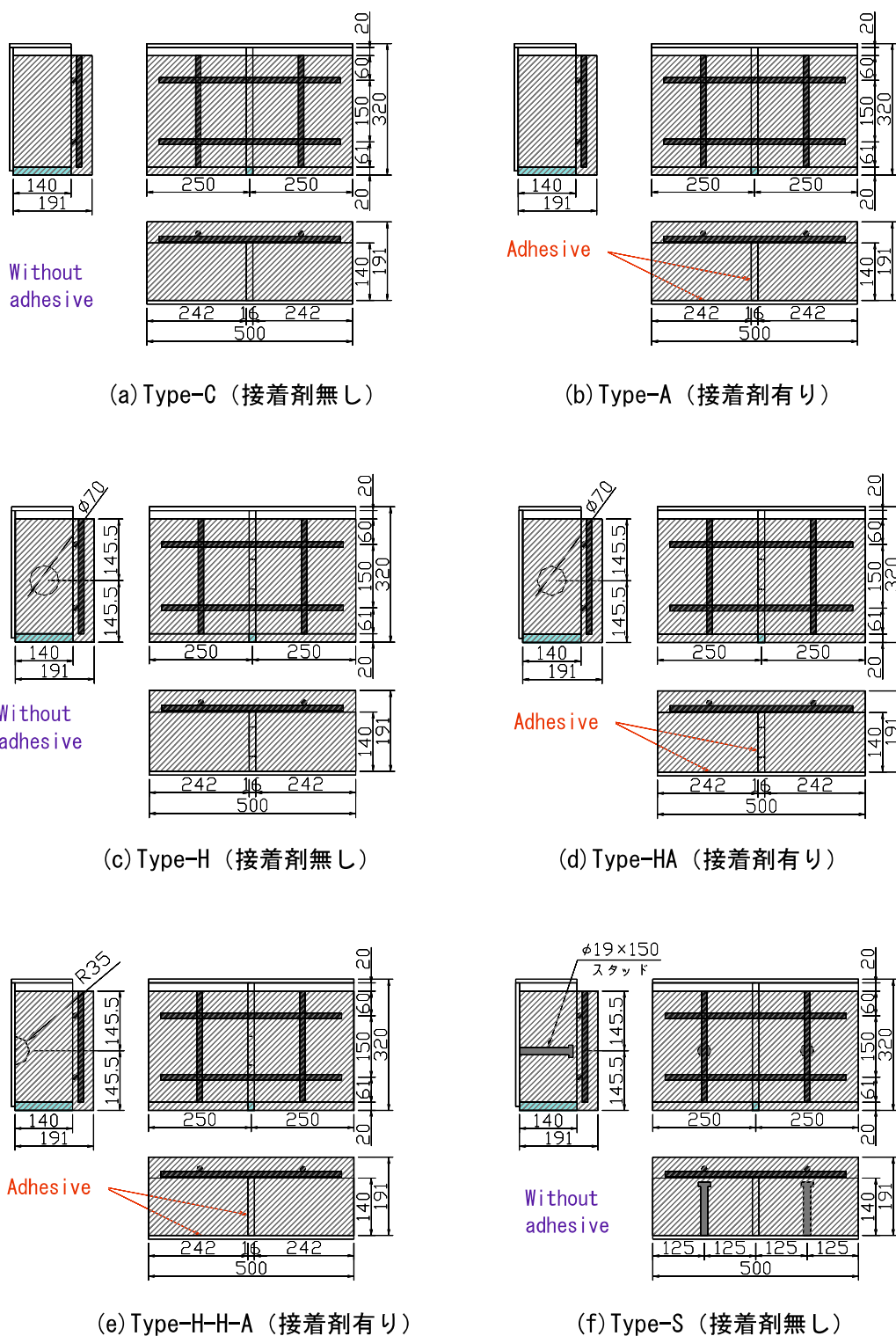


図-3.2 供試体詳細図



(a)Type-C



(b)Type-H



(c)Type-H-H-A



(d) Type-S

写真-3.1 型枠設置状況



写真-3.2 コンクリート打設状況

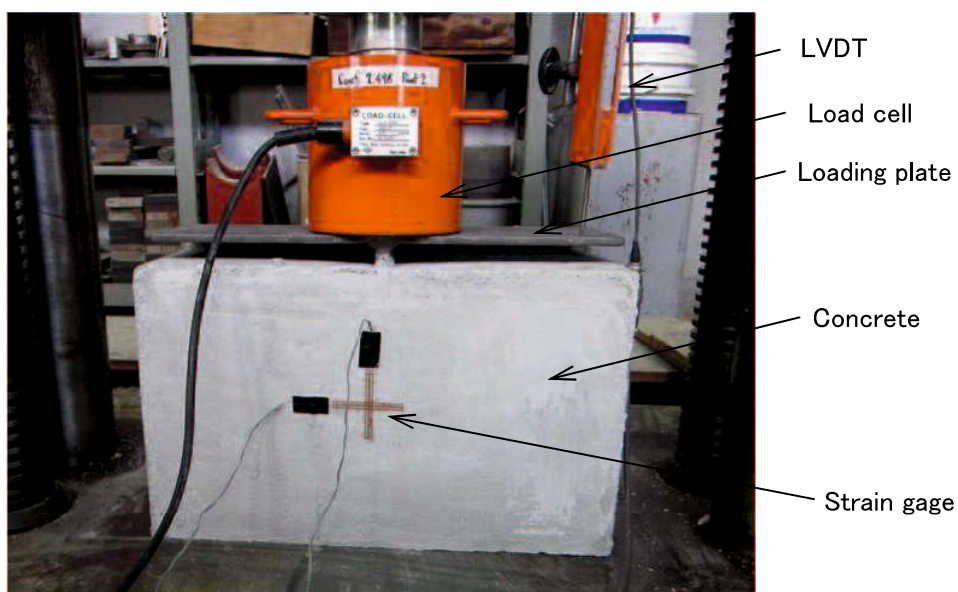
本実験に用いたコンクリートの配合条件を表-3.1に示す。普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm^3 ）と石灰系低添加型膨張材（密度 3.16g/cm^3 ）を使用し、細骨材として北九州市小倉産石灰石砕砂（表乾密度 2.69g/cm^3 ）、混合砂として北九州市門司産硬質砂岩砕砂（表乾密度 2.63g/cm^3 ）および山口県美祢市伊佐産石灰石砕砂（表乾密度 2.63g/cm^3 ）、粗骨材として北九州市門司産砕石（表乾密度 2.73g/cm^3 ）を用いた。さらに、AE減水剤標準形を混和剤として用いた。コンクリート打設後は実験に供するまで 20°C 一定環境下で、湿布養生を施した。

表-3.1 配合条件

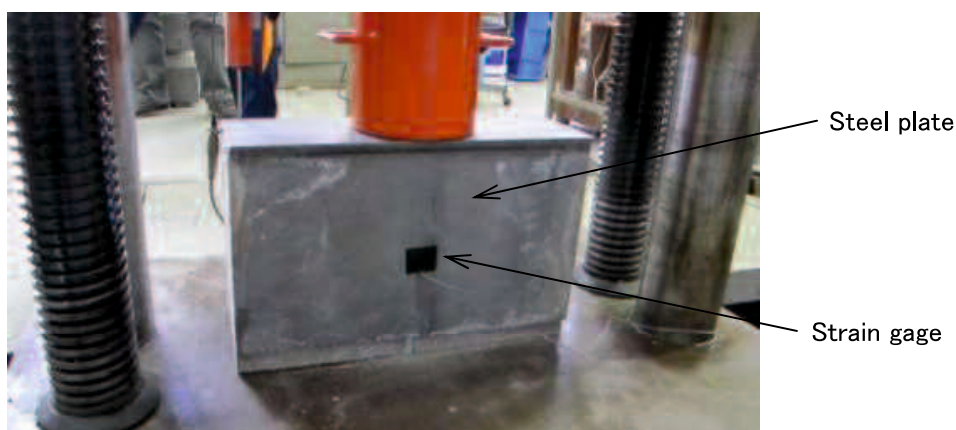
W/P	48%	
Water	161kg/m^3	
Cement	316kg/m^3	
Expansive additive	20kg/m^3	
Fine aggregate	Limestone (2.69g/cm^3)	252kg/m^3
	Sandstone (2.63g/cm^3)	252kg/m^3
	Limestone (2.63g/cm^3)	336kg/m^3
Coarse aggregate	Crashed stone 2010	601kg/m^3
	Crashed stone 1505	401kg/m^3
Admixture	3.36kg/m^3	

3.3 実験方法

試験はコンクリート材齢 30 日で実施した。写真-3.3 に荷重状況を示す。載荷板に鉛直に荷重し、荷重は単調増加により行った。荷重はロードセルを用いて計測し、変位は鋼板の上部に変位計を設置することにより計測した。実験供試体のひずみの計測位置は、コンクリートブロックの中央に検長 60mm の 2 軸ひずみゲージを貼り付け、鋼板中央に検長 2mm のひずみゲージを貼り付け、それぞれ 0.08N/mm^2 毎に測定した。荷重は鋼板とコンクリートにずれが発生するまで実施し、各タイプ 1 体ずつ試験を行った。



(a) コンクリート側



(b) 鋼板側

写真-3.3 荷重状況

3.4 実験結果

表-3.2 および図-3.3 に一面せん断試験により得られた実験結果を示す。接着剤を塗布した実験供試体において、リブの両面にも接着剤を塗布しており、評価方法を統一するため、載荷荷重を鋼板 1 とコンクリートの接触面積で除することにより、みかけのせん断応力として算出し比較検討を行った。

接着剤を塗布した実験供試体 Type-A における最大せん断応力は、接着剤無塗布の実験供試体 Type-C における最大せん断応力の 3.1 倍であった。また、鋼板 2 に孔を設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-A および鋼板 2 に剥離防止用の切欠きを設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-H-A における最大せん断応力は、接着剤を塗布しない Type-H における最大せん断応力の約 3.0 倍であった。この結果より、鋼板に接着剤を塗布することで最大せん断応力が約 3 倍増加することが示唆された。さらに、Type-H-A および Type-H-H-A の最大せん断応力は、Type-A の最大せん断応力の約 1.2 倍であるため、孔や切欠きを設けることにより鋼板とコンクリートの剥離を抑制することができ、最大せん断応力が向上することが示唆された。また、接着剤を塗布した実験供試体 Type-A における最大せん断応力は従来の機械的ずれ止めであるスタッドを配置した実験供試体 Type-S における最大せん断応力の約 2.6 倍であった。

図-3.3 より、接着剤を用いた Type-A, Type-H-A, Type-H-H-A はスタッドを配置した Type-S と比較して、荷重に対する変位が非常に小さいことがわかる。そのため、接着剤を用いた合成構造は、変位を許容しない構造物に有利であると考えられる。

供試体の破壊状況を写真-3.4 に示す。コンクリートブロックの下部に若干のひび割れが発生したものの、全てのタイプについて、鋼とコンクリート間にずれ変位が生じ、荷重が急激に低下する破壊傾向となった。図-3.4、図-3.5 にひずみコンクリート部および鋼板部のひずみを示す。図-3.4 より、接着剤無塗布の実験供試体 Type-C のひずみが非常に小さいことがわかる。このことより、Type-C は鋼板に載荷された荷重がコンクリートに伝達されていないためであると考えられる。鋼板 2 に孔を設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-A と鋼板 2 に剥離防止用の切欠きを設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-H-A は荷重に対して敏感にひずみが増加する傾向となった。また、図-3.5 より、載荷終了まで鋼板部のひずみの急変はなかった。

表-3.2 実験結果

Type	Maximum shear stress (N/mm ²)	Disp. (mm)
C	0.67	0.36
A	2.08	0.44
H	0.86	Unmeasurable
H-A	2.61	0.80
H-H-A	2.55	0.76
S	0.81	0.82

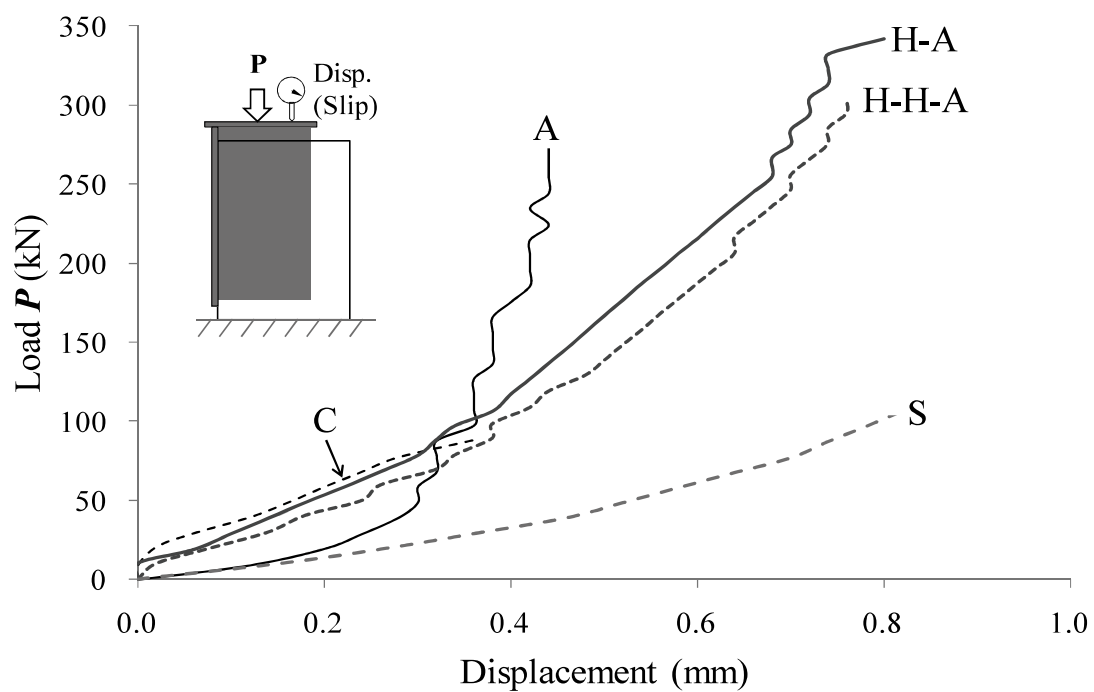


図-3.3 せん断応力-変形量



写真-3.4 破壊状況(H-H-A)

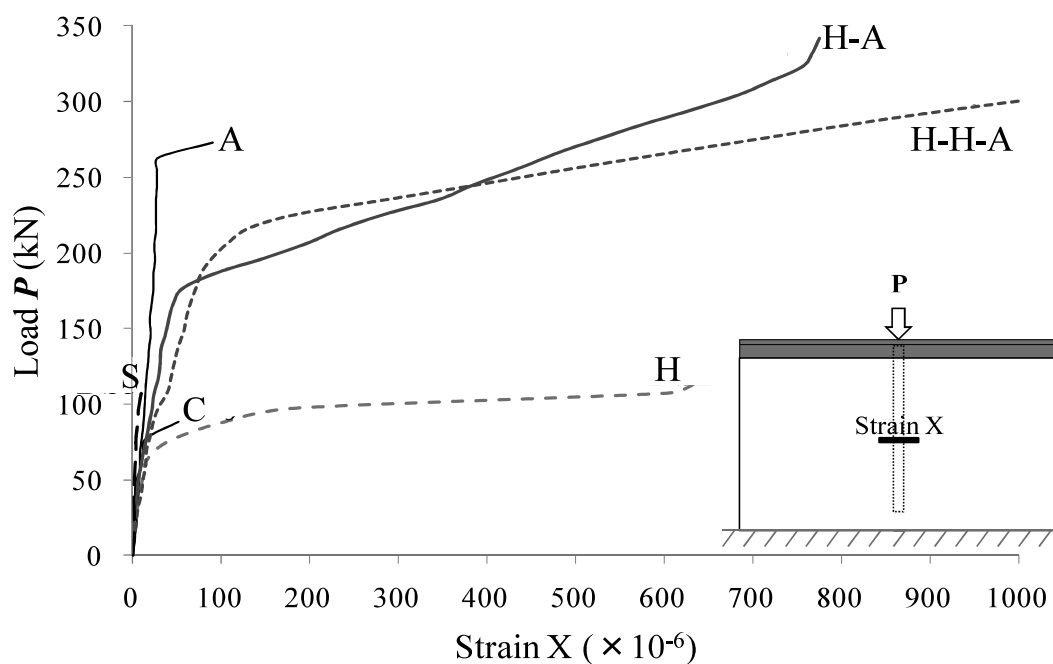


図-3.4 コンクリートのひずみ

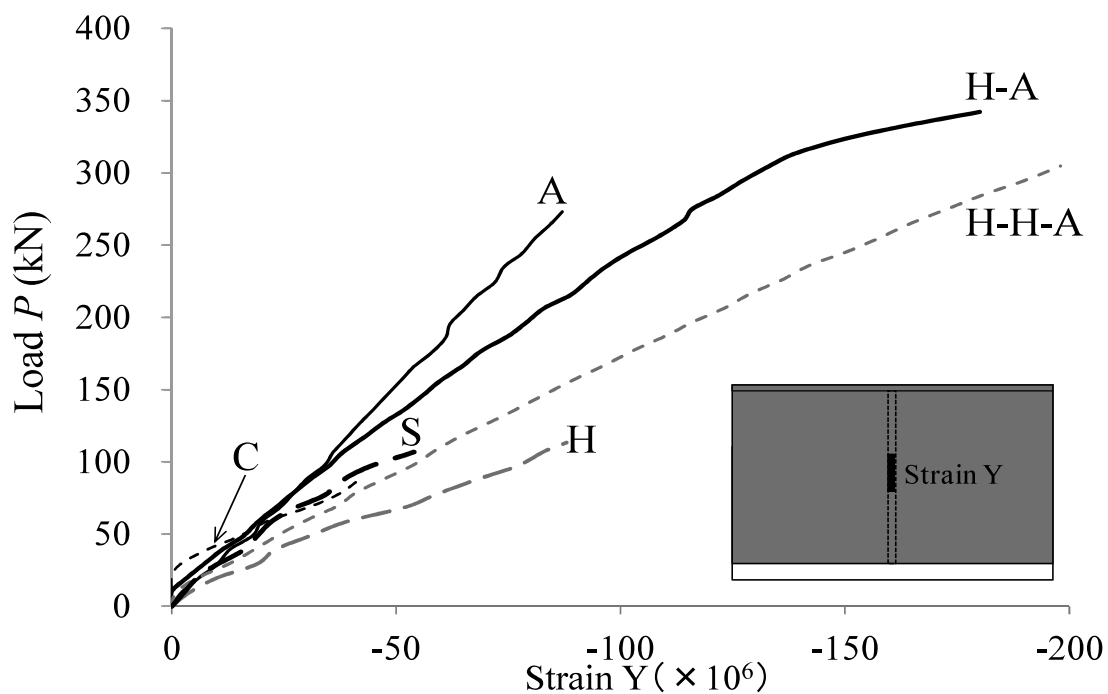


図-3.5 鋼板のひずみ

3.5 せん断耐力の考察

接着剤を用いた合成構造と従来の機械式ずれ止めであるスタッドの終局耐力の計算値とを比較し、有用性について考察を行った。

土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)¹³⁾では、式(1)、(2)のうち小さい方の値をスタッドの終局耐力とすることが示されている。

$$V_{su} = 31A_{ss} \sqrt{\frac{h_{ss}}{d_{ss}} f'_c} + 10000 \quad \dots (1)$$

$$V_{su} = A_{ss} f_{su} \quad \dots (2)$$

ここで、 V_{su} は頭付きスタッドの終局耐力(N)、 A_{ss} はスタッド軸部の断面積(mm²)、 d_{ss} はスタッドの軸(mm)、 h_{ss} はスタッドの高さ(mm)、 f'_c はコンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 f_{su} はスタッドの引張強度(N/mm²)である。

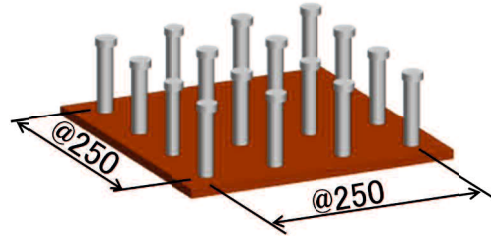


図-3.6 スタッド配置例

上式より、φ19×150(JIS B 1198)のスタッドの終局耐力を計算すると113.4~145.3kNとなるため、剥離防止用の切欠きを設けて接着剤を塗布した実験供試体Type-H-H-Aで得られたせん断耐力は、スタッド17~23本/m²(縦横方向に200~250mmピッチ)に相当するものであった(図-3.6)。これにより、本研究の接着剤の有用性が窺える。

3.6 まとめ

本章では、接着剤を用いた合成構造の基礎的なデータ収集の一つとして、一面せん断試験を実施し、各タイプのみかけのせん断応力を比較した。また、従来の機械式ずれ止めであるスタッドの計算値と比較することで、有用性について検討した。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 接着剤を塗布した実験供試体 Type-A における最大せん断応力は、接着剤無塗布の実験供試体 Type-C における最大せん断応力の 3.1 倍であった。また、鋼板に孔を設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-A および鋼板に剥離防止用の切欠きを設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-H-A における最大せん断応力は、孔を設けて接着剤を塗布していない実験供試体 Type-H におけるせん断強度の約 3.0 倍であった。
- (2) 鋼板に孔を設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-A および鋼板に剥離防止用の切欠きを設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-H-A の最大せん断応力は、接着剤を塗布した実験供試体 Type-A の最大せん断応力の約 1.2 倍であるため、孔や切欠きを設けることにより鋼板とコンクリートの剥離を抑制することができ、せん断応力が向上することができると考えられる。
- (3) 鋼剥離防止用の切欠きを設けて接着剤を塗布した実験供試体 Type-H-H-A で得られたせん断耐力と $\phi 19 \times 150$ (JIS B 1198) のスタッドの終局耐力の計算値を比較すると、スタッドの 17~23 本/m² に相当することが試算された。供試体数が一体ずつの試験ではあるが、接着剤を用いた合成構造の有用性が示唆された。

【第3章の参考文献】

- 1) 山口浩平, 日野伸一, 郭 勝華, 崔 智宣, 園田崇智: 鋼繊維補強された軽量2種コンクリートを用いた孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価, 構造工学論文集 Vol.55A, pp.1114-1121, 2009.
- 2) 山本真気, 木部謙吾, 大山 理, 大久保宣人, 栗田章光: 二重合成2主I桁橋の下コンクリート床版におけるスタッドの設計法, 構造工学論文集 Vol.55A, pp.1102-1113, 2009.
- 3) 上中宏二郎, 東山浩士, 石川敏之, 岡本亮二: 半円シアコネクタの直接せん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1117-1122, 2009.
- 4) 島 弘, 渡部誠二: 頭付きスタッドのせん断力-ずれ関係の定式化, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.935-947, 2008.
- 5) Choi,S.M., Tateishi,K., Uchida,D., Asano,K. and Kobayashi,K. : Fatigue strength of angle shape shear connector used in steel-concrete composite slab, *Steel Structures*, Vol.8, pp.199-204, 2008.
- 6) Kim,H.Y. and Jeong,Y.J. : Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge decks with perfobond ribs, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.62, No.5, pp.463-471, 2006.
- 7) Mays,G.C. and Vardy,A.E. : Adhesive-bonded steel/concrete composite construction, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Vol.2, No.2, pp.103-107, 1982.
- 8) Si Larbi,A., Ferrier,E., Jurkiewicz,B. and Hamelin,P. : Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding, *Engineering Structures*, Vol.29, No.6, pp.1034-1042, 2007.
- 9) 大垣賀津雄, 済藤英明, 矢野裕也, 宮本裕久: 鋼コンクリート合成構造界面の付着および防食性向上に関する研究, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.211-216, 2003.
- 10) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Yoichi MIMURA: Development of a New Composite Slab System Using a Carbon-fiber-blended Cementitious Adhesive, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.138, No.11, pp.1321-1330, 2012.11.
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書 施工編. 2012.
- 12) 田中正明, 中本啓介, 大久保宣人, 栗田章光: 鋼板リブと鋼管を用いたずれ止めに関する実験的研究, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.251-256, 2003.11.
- 13) 複合構造物の性能照査指針(案), 構造工学シリーズ 11, 土木学会, pp.42-43, 2002.

第4章

曲げ試験による合成はりの 挙動の把握

4.1 目的

第2章で示した小型合成はり（100×100×400mm）による試験結果より、曲げ荷重作用下において、鋼板とコンクリートが堅固に接着し荷重に抵抗できることが示唆された。次の段階として、実構造物に近い供試体寸法における曲げ破壊性状の把握を目的として、実構造物で採用例の多い¹⁾³⁾機械式ずれ止めのひとつであるスタッドジベルを用いた合成はり、接着剤を用いた合成はりの曲げ試験を実施することで、従来の鋼・コンクリート間のずれ止めであるスタッドジベルと接着剤を用いた合成構造のずれ止め性能を実験的に比較評価した⁴⁾。また、底鋼板に横リブを設けた合成はりを製作し、接着剤塗布の有無をパラメータとした曲げ試験を実施することで、より合成床版の鋼板パネル形状に近い供試体を用いた曲げ強度の検討を行った^{5),6)}。

4.2 スタッドを用いた合成はりとの比較実験

4.2.1 実験供試体

本実験における実験供試体を図-4.1に示す。図-4.1に示すように、100×9×1900mmの鋼板（SM400A）にコンクリートを打設し、寸法100×200×1700mmの合成はりを製作した。接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)とスタッド（φ16×130mm）を250mm間隔で配置した合成はり(b)を一体ずつ作製した。それぞれの合成はりの型枠を写真-4.1に示す。

本実験におけるコンクリートの配合条件および使用材料を表-4.1に示す。ここで作製したコンクリートにおいても、普通ポルトランドセメント（密度3.16g/cm³）と石灰系低添加型膨張材（密度3.16g/cm³）を用いた。その他の材料として細骨材には広島県呉産砕砂（表乾密度2.61g/cm³）、大分県津久見産砕砂（表乾密度2.66g/cm³）を用い、粗骨材には広島県呉産砕石（表乾密度2.66g/cm³）、および混和剤にはAE減水剤標準形を用いた。

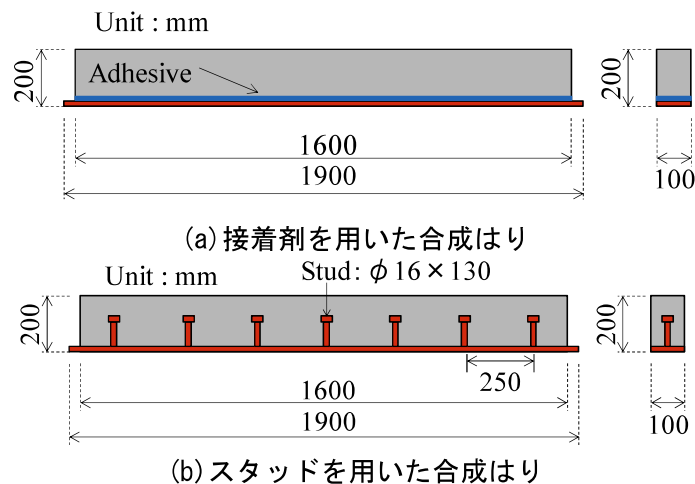


図-4.1 実験供試体



(a) 接着剤を用いた合成はり型枠



(b) スタッドを用いた合成はり型枠

写真-4.1 実験供試体型枠

表-4.1 配合条件

W/P	47%	
Water	172kg/m ³	
Cement	346kg/m ³	
Expansive additive	20kg/m ³	
Fine aggregate	Crushed sand (2.61g/cm ³)	606kg/m ³
	Crushed sand (2.66g/cm ³)	154kg/m ³
Coarse aggregate	1006kg/m ³	
Admixture	3.66kg/m ³	

4.2.2 実験方法

図-4.2 にひずみおよび変位の計測状況を示す。スパン長は 1600mm とした。また、写真-4.2 に本実験におけるひずみの計測位置は、合成はりのコンクリート上面中央に 2 箇所、コンクリート側面に下縁から 15mm, 50mm, 100mm, 150mm の 4 箇所、鋼板下面の中央に 2 箇所と支点と荷重点間中央両端に 2 箇所とした。さらに、実験供試体下面中央に変位計を設置し、曲げモーメント荷重 $0.3\text{kN}\cdot\text{m}$ 毎にスパン中央のたわみと各ひずみを測定し、コンクリートの破壊あるいは鋼板の剥離が生じるまで荷重した。また合成はり端部における鋼板とコンクリートのずれを確認するため、変位計を設置した。単調増加により荷重し、コンクリートの破壊あるいは鋼板の剥離が生じるまで荷重を行った。

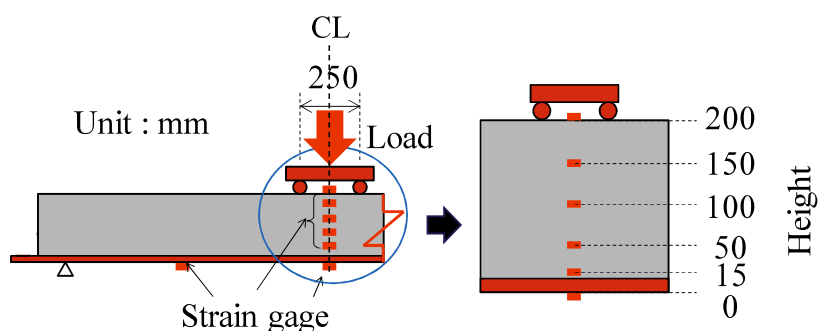


図-4.2 ひずみ、変位の計測状況

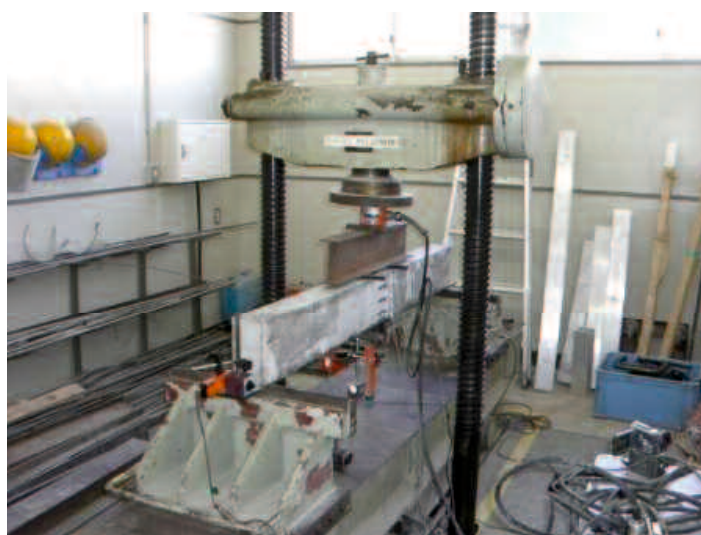


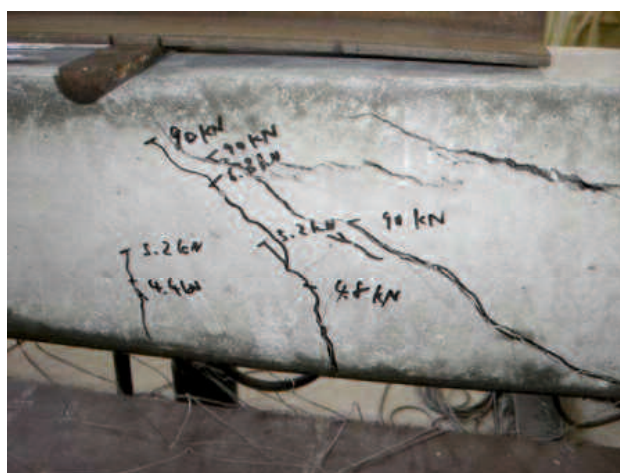
写真-4.2 荷重状況

4.2.3 実験結果

写真-4.3にそれぞれの合成はりの破壊形態を示す。写真-4.3に示すように、接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)の破壊形態は $8.6\text{kN}\cdot\text{m}$ で曲げ破壊が生じ、スタッドを用いた合成はり(b)では約 $1.5\text{kN}\cdot\text{m}$ から微細なひび割れが入りはじめ $31.1\text{kN}\cdot\text{m}$ で斜めせん断破壊が生じた。接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)では、鋼板下面の中央から 300mm 程度の位置から載荷点に向かって、1本のひび割れが生じたと同時に脆性的な破壊となった。一方、スタッドを用いた合成はり(b)では、鋼板下面の中央から 500mm 程度の位置から最初のひび割れが発生した後も、複数のひび割れが発生～進展～分散しながら、破壊に至った。



(a) 接着剤を用いた合成はり



(b) スタッドを用いた合成はり

写真-4.3 合成はりの破壊状況

図-4.3 に合成はりのスパン中央におけるたわみを示す。なお、ここに示す計算値は、鋼・コンクリート間を完全付着、全断面有効と仮定して求めたものである。図-4.3 に示すように、接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)およびスタッドを用いた合成はり(b)において、曲げモーメントが $3\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度までは中央たわみが 0.1mm 程度であり、計算値も同等であった。接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)における中央たわみは、ひび割れが発生するまでは計算値との整合性がみられたが、それ以降は 0.1mm 程度の差異が生じた。スタッドを用いた合成はり(b)におけるスパン中央のたわみは $3\text{kN}\cdot\text{m}$ 以降で計算値と 0.1mm 程度の差異が生じた。なお、接着剤を用いた合成はり(a)がコンクリートの曲げひび割れに起因し、鋼板の剥離損傷が生じたため、以降の比較検討ではコンクリートのひび割れ曲げモーメントまでの挙動について主に報告する。すなわち、本論文においては比較に用いたスタッドによる合成はり(b)の終局状態についても、特に取り扱わない。

また、接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)およびスタッドを用いた合成はり(b)における、コンクリートにひび割れが生じるまでのひずみ分布の推移を図-4.4 に示す。なお、接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)およびスタッドを用いた合成はり(b)のひび割れ発生時の曲げモーメントは、それぞれ $8.6\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $10.0\text{kN}\cdot\text{m}$ である。図-4.4 に示すように、接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)におけるひび割れ発生までのひずみ分布では、コンクリートの一般的な伸び能力 100×10^{-6} 程度を超過したあたりから、底鋼板部において、鋼・コンクリート間の一体化が損なわれる挙動を示しているため、平面保持の法則の成立は確認できなかった。スタッドを用いた合成はり(b)のひずみ分布を見ると、ほぼ直線形状を示しているものの、コンクリートに比べ、鋼板のひずみが小さく、完全な平面保持の法則は成立していないと考えられる。この原因として、載荷荷重が 4.4kN 、曲げモーメントが約 $1.5\text{kN}\cdot\text{m}$ の時点で微細なひび割れが発生し始めているためと考えられる。

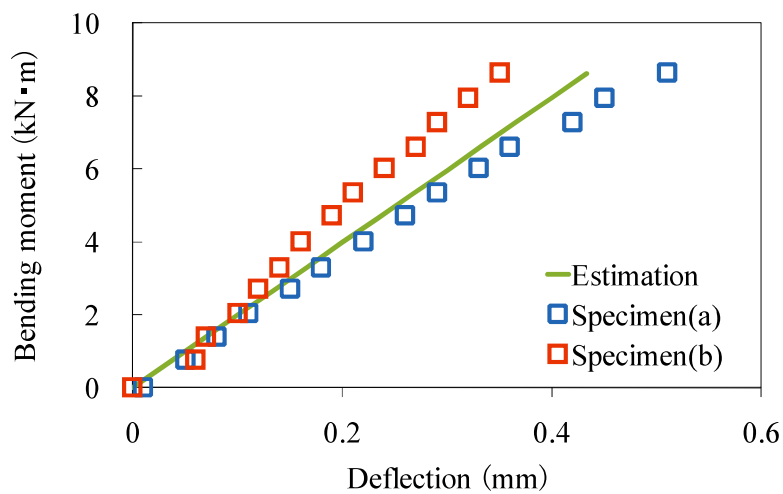
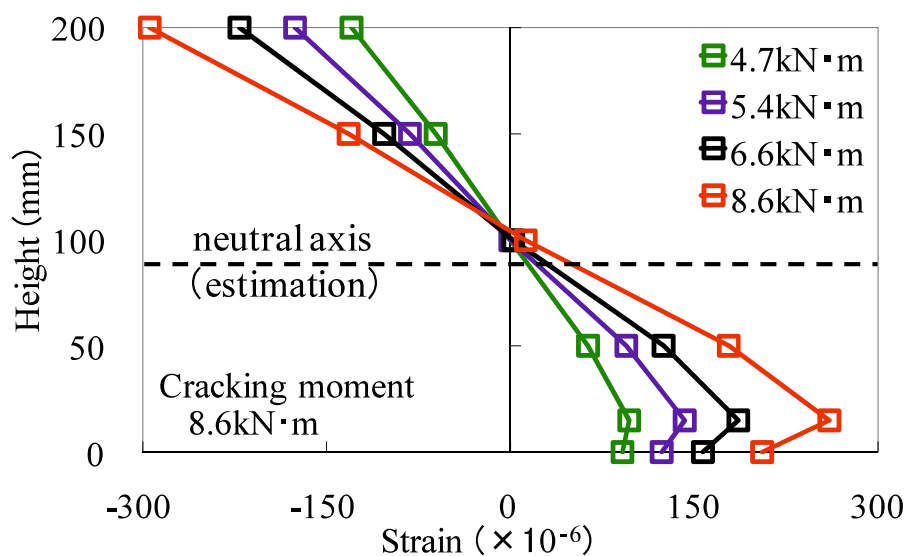
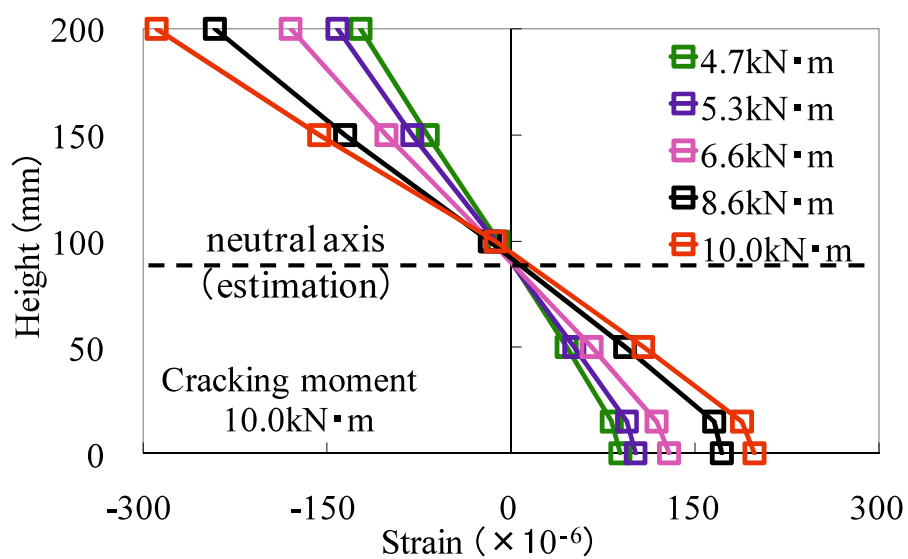


図-4.3 曲げモーメントと中央たわみの関係



(a) 接着剤を用いた合成はりのひずみ分布



(b) スタッドを用いた合成はりのひずみ分布

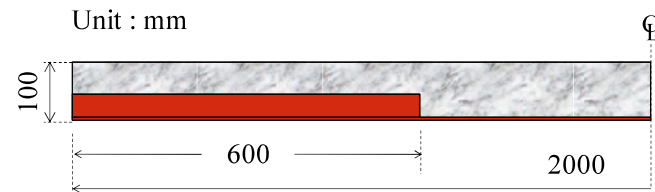
図-4.4 合成はりのひずみ分布

4.3 リブ付き合成はりを用いた曲げ試験

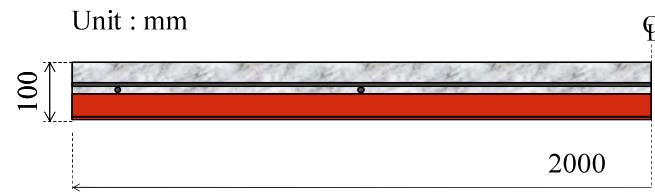
4.3.1 実験供試体

4.2の実験結果より、接着剤を用いた合成はりの曲げ試験におけるひずみ分布の結果からは平面保持の法則が成立することを確認することができなかった。そのため、本節では実構造により近い形状の合成はりを用いて曲げ試験を実施した。

実床版の1/2スケールモデルの合成はりを作製し、**図-4.5**に(a)横リブが供試体端部から600mm配置したものをHシリーズ、(b)横リブが供試体全面に配置したものをFシリーズとして示す。**図-4.5**に示すように、合成はりのサイズを100×325×2000mmとし、その底面には鋼板(325×9×2000mm；SM400A)を用いた。横リブが供試体全面に配置した合成はり(b)に示すFシリーズには主鉄筋にD13(SD345)を65mm間隔で4本配置した。また、それぞれの合成はりの接着剤の塗布の有無を示すパラメータを**表-4.2**に詳述する。**表-4.2**の()内は接着剤の膜厚を表している。また、それぞれの実験供試体型枠を**写真-4.3**に示す。



(a) Hシリーズ(H-N, H-S, H-SR)



(b) Fシリーズ(F-SR)

図-4.5 合成はりの模式図

表-4.2 接着剤の有無

ID	H-N-1,2	H-S-1,2	H-SR-1,2	F-SR-1,2
Steel plate	No	Yes(582)	Yes(678)	Yes(750)
Rib	No	No	Yes(586)	Yes(551)

() : Thickness of the adhesive (mm)



(a) H-N



(b) H-S



(c) H-SR



(d) F-SR

写真-4.3 実験供試体型枠

本実験におけるコンクリートの配合条件および使用材料を表-4.3 に示す。ここで作製したコンクリートにおいても、普通ポルトランドセメント(密度 3.16g/cm^3)と石灰系低添加型膨張材(密度 3.16g/cm^3)を用いた。その他の材料として細骨材には広島県呉産砕砂(表乾密度 2.61g/cm^3)、大分県津久見産砕砂(表乾密度 2.66g/cm^3)を用い、粗骨材には広島県呉産砕石(表乾密度 2.66g/cm^3)、および混和剤には AE 減水剤標準形を用いた。

表-4.3 配合条件

W/P	47%	
Water	187kg/m ³	
Cement	378kg/m ³	
Expansive additive	20kg/m ³	
Fine aggregate	Crushed sand (2.61g/cm^3)	650kg/m ³
	Crushed sand (2.66g/cm^3)	165kg/m ³
Coarse aggregate	880kg/m ³	
Admixture	3.98kg/m ³	

4.3.2 実験方法

本実験におけるひずみの計測位置を図-4.6 に示す。図-4.6 に示すように、ひずみの計測位置は合成はりの下縁から 0mm, 50mm, 100mm の 3 箇所とした。コンクリートおよび鋼板には検長 60mm, 鉄筋には検長 5mm のひずみゲージをそれぞれ貼り付けた。

すべての合成はりにおいて、材齢 34・35 日で曲げ実験を行い、F-SR-1 の合成はりでは漸増載荷、その他の合成はりでは単調載荷を行った。なお、H-N-1, H-S-1 および H-SR-1 では最大荷重に到達後も、供試体の破壊にともなう荷重減少後も載荷を継続した。スパン中央のたわみと各ひずみの計測を曲げモーメント $0.3\text{kN}\cdot\text{m}$ 毎に行い、コンクリートの破壊あるいは鋼板の剥離が生じるまで載荷した。

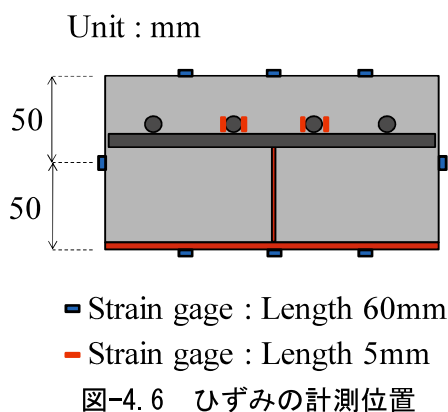


写真-4.4 載荷状況

4.3.3 実験結果

材齢 34・35 日における実験結果を表-4.4 に示す。なお、表-4.4 には最大荷重(kN)，最大曲げモーメント(kN・m)，最大たわみ(mm)，最大すべり量(mm)および各実験供試体の破壊モードを記載している。また、破壊状況の合成はりを写真-4.5 に示す。写真-4.5(a)に示すように、接着剤を塗布していない合成はり H-N-1 および H-N-2 では、最初に発生したひび割れを横リブのみでは抑制できず、横リブの付け根からコンクリートの表面に向かって1本のひび割れが生じたと同時に破壊した。一方、底鋼板と横リブに接着剤を塗布した合成はり H-SR-1 および H-SR-2 では、合成はり中央から最初の微小なひび割れが発生し、その後供試体端部に向かって等間隔でひび割れが発生～進展～分散しながら破壊に至った(写真-4.5(b))。横リブを全面に配置し、そこに接着剤を塗布した合成はり F-SR-1 および F-SR-2 では、合成はり H-SR シリーズと同様のひび割れ状況であり、最後はコンクリートの圧縮破壊となった(写真-4.5(c))。合成はりのひび割れ発生状況は接着剤の有無によって異なった。この結果より、本研究で用いた接着剤にはひび割れの分散性を付与する特性があることを示唆した結果となった。

表-4.4 実験結果

ID	P_{max} (kN)	M_{max} (kN・m)	d_{max} (mm)	S_{max} (mm)	failure mode*
H-N-1	31.5	12.2	3.2	--- ^b	FC
H-N-2	39.2	15.2	3.9	2.1	FC
H-S-1	60.8	23.6	7.9	7.8	IC
H-S-2	60.8	23.6	8.6	3.7	IC
H-SR-1	60.6	23.5	8.9	7.2	IC
H-SR-2	51.1	19.8	8.1	3.0	IC
F-SR-1	58.9	22.9	7.8	7.9	CC
F-SR-2	73.5	28.5	8.9	1.5	CC

* ; FC : ひび割れが1本発生・進展すると同時に底鋼板の剥離, IC : スパン中央から複数のひび割れが発生・進展・分散して底鋼板が剥離, CC : コンクリートの圧縮破壊

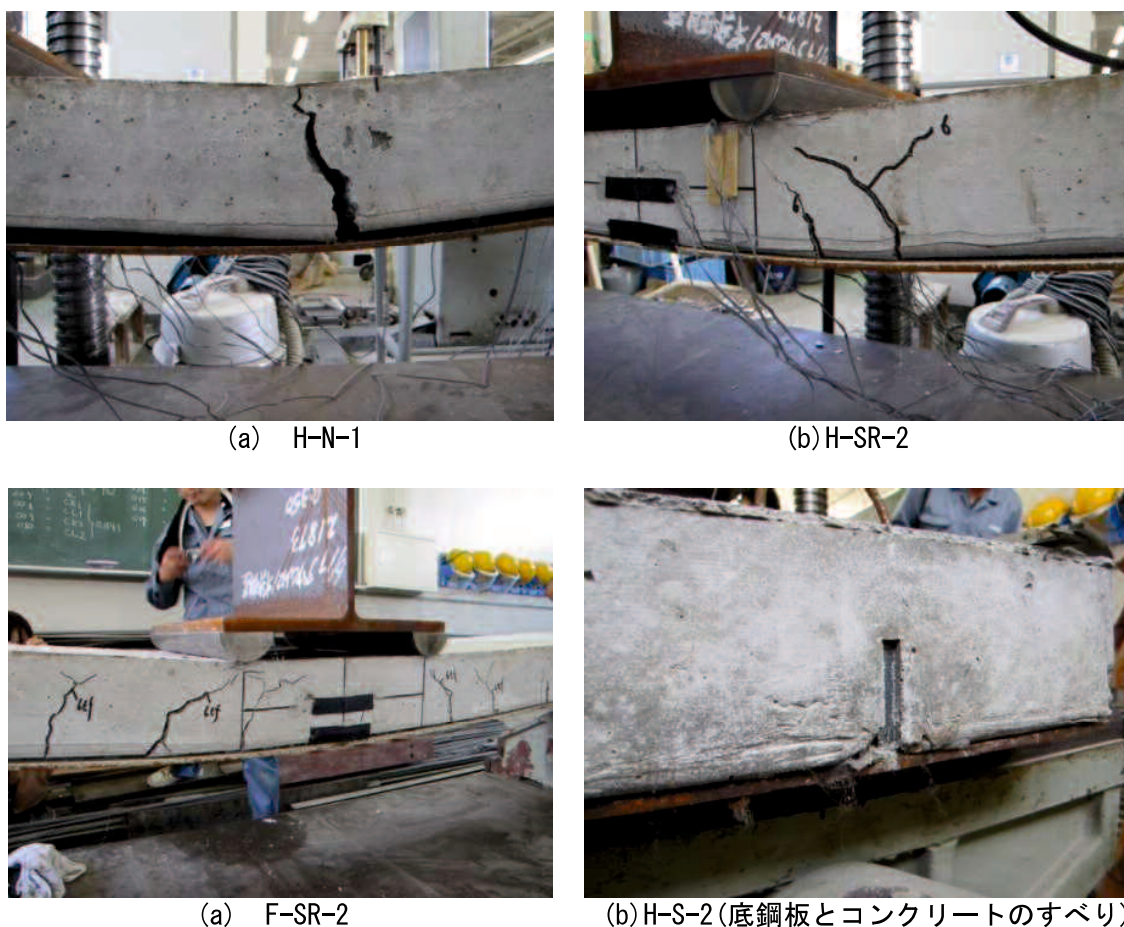


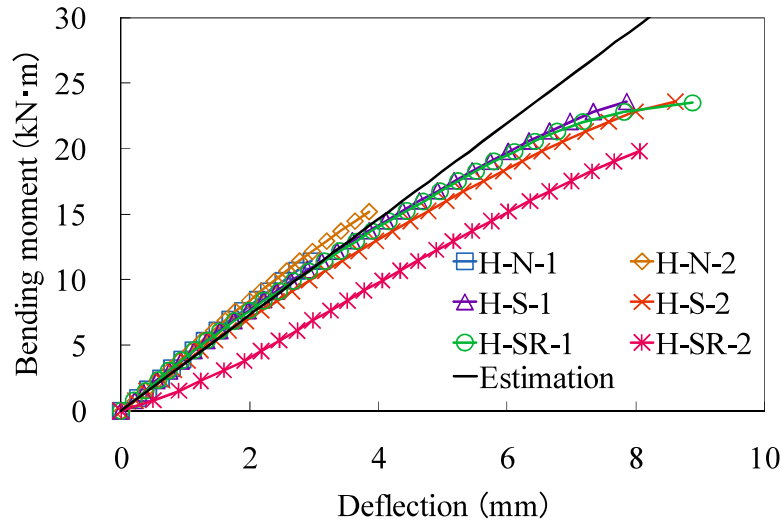
写真-4.5 合成はりの破壊状況

図-4.7に(a)Hシリーズおよび(b)Fシリーズの曲げモーメントー中央たわみ関係を示す。なお、ここで示す中央たわみの計算値は鋼とコンクリートが完全付着と仮定し、コンクリートの全断面有効として曲げ理論で求めたものである。

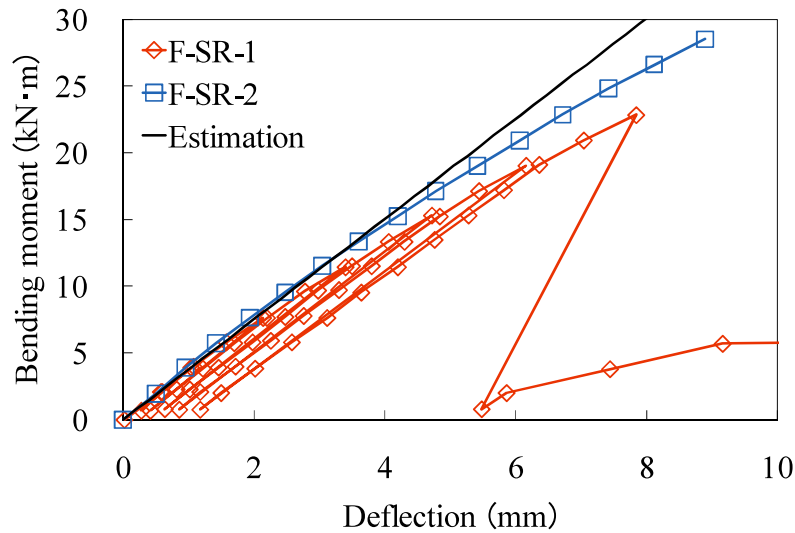
図-4.7(a)に示すように、Hシリーズの中央たわみは最大荷重に違いがあるものの、各々の最大荷重に至るまでの曲げモーメントー中央たわみ関係では、合成はり H-SR-2を除いて、いずれも概ね曲線状となった。合成はり H-SR-2では、鋼とコンクリートが十分に付着できておらず、鋼・コンクリート間を完全付着と仮定して求めた計算値とは整合性がみられなかった。そのためこれ以降において、合成はり H-SR-2は取り扱わない。一方、図4.7(b)に示す合成はり Fシリーズでは、単調荷重を行った合成はり F-SR-2の中央たわみに比べ、漸増荷重を行った合成はり F-SR-1の中央たわみは増加傾向を示した。

図-4.7(a)に示すように、合成はり Hシリーズでは曲げモーメントが $5\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度までは計算値との整合性がみられたが、それ以降は実験値が計算値を上回った。一方、図-4.7(b)に示すように、単調荷重を行った合成はり F-SR-2では曲げモーメントが $15\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度までは計算値との整合性がみられたが、その後は中央たわみの実験値と計算値の差異が徐々に増加し、破壊時では計算値との差異が 1mm 程度生じた。これは曲げモーメント $15\text{kN}\cdot\text{m}$ 程

度で 1 箇所目のひび割れが確認され、鋼・コンクリート間の合成性能が失われ、曲げ剛性が低下したものと考えられる。また、漸増载荷を行った合成はり F-SR-1 では荷重を除荷する毎に 0.2mm 程度ずつの残留ひずみが生じた。合成はり F-SR-1 と F-SR-2 を比較すると、合成はり F-SR-1 の中央たわみの実験値が計算値との差が大きくなった。これは漸増载荷を行った際に生じる残留ひずみが寄与したものと考えられる。



(a) Hシリーズ

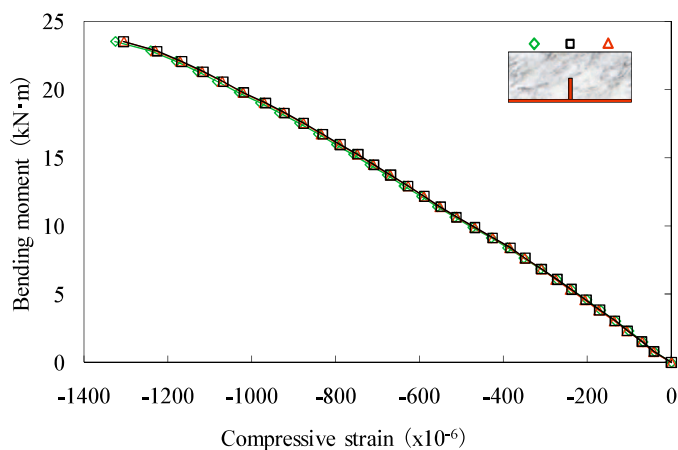


(b) Fシリーズ

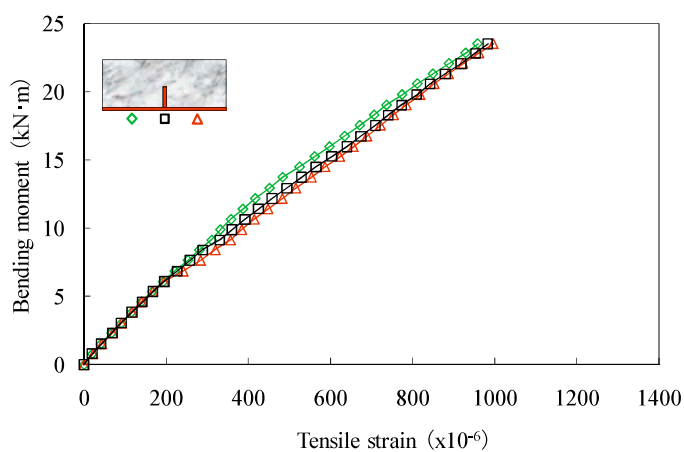
図-4.7 スパン中央のたわみ

曲げモーメントーひずみ関係の例として、H-SR-1 供試体のコンクリート上面および底鋼板下面におけるひずみを図-4.8 に示す。図-4.8 (a)に示すように、コンクリート上面の3箇所で計測したひずみは、いずれも同様の挙動を示した。また図-4.8 (b)に示すように、底鋼板下面も3箇所ともに曲げモーメントーひずみ関係が同様の曲線状を呈した。曲げモーメントが $7\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度までは、底鋼板下面における3箇所のひずみの差が最大でも約 3×10^{-6} であったが、それ以降の曲げモーメントではその差が 20×10^{-6} 程度となった。このようなひずみ差の発生や曲げモーメントーひずみ関係の折れ点が、ひび割れが発生した曲げモーメントである。これはひび割れが発生する際に鋼とコンクリート間の付着機能が失われたことを示唆したものと考えられる。

底鋼板下面における曲げモーメントーひずみ関係を図-4.9 にまとめて示す。図-4.9 に示すように、最大荷重の差はあるものの、底鋼板下面における曲げモーメントーひずみ関係は、繰り返し载荷を行った F-SR-1 供試体を除き、ほぼ同じ曲線であった。一方、繰り返し载荷を行った F-SR-1 供試体の最大荷重時のひずみは、同荷重時における F-SR-2 供試体のひずみに比べ 100×10^{-6} 以上大きく、その直後の除荷時における残留ひずみも 200×10^{-6} を超えた。このときの繰り返し回数は6回である。F-SR-2 供試体では、上縁コンクリートが圧壊したように、接着剤を用いた合成部材は静的荷重下では十分な耐力を有するものの、繰り返し荷重が作用する場合については、耐荷力が低下する傾向となった。



(a) コンクリート上面



(b) 底鋼板下面

図-4.8 曲げモーメントーひずみ関係 (H-SR-1)

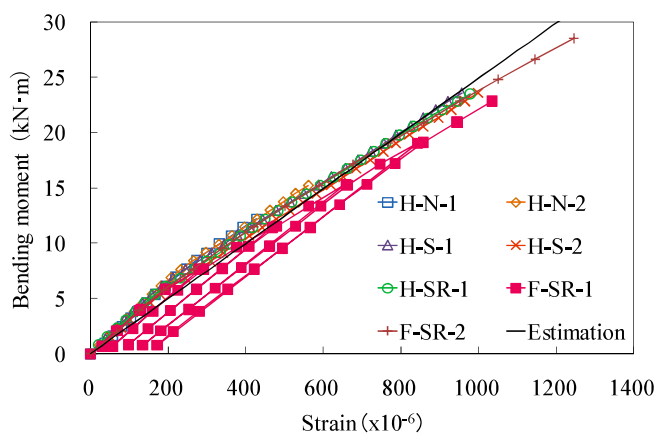


図-4.9 曲げモーメントーひずみ関係 (底鋼板下面)

各合成はりのスパン中央におけるひずみ分布を図-4.10, 図-4.11 に示す. なお, 図-4.10, 図-4.11 には曲げモーメントが約 $3.8\text{kN}\cdot\text{m}$ 毎にひずみ分布を示している. 図-4.10, 図-4.11 に示すように, スパン中央におけるひずみ分布は, 最大荷重時においても概ね直線状であった. また, より実構造に近い F-SR-2 供試体では, 圧縮鉄筋のひずみを加えても, 図-4.11 (c) に示すようにひずみ分布がほぼ直線であった. 前述したように, ひび割れが発生したと考えられる曲げモーメントが $7\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度になると, いずれの供試体においても曲げひび割れが生じていたと考えられ, 生じたひび割れが徐々に進展・拡大する様子を目視で確認した. このようなひび割れの進展・拡大と図-4.10, 図-4.11 に示す直線状のひずみ分布から, 曲げひび割れ発生後も平面保持の仮定は成り立っており, 底鋼板とコンクリートは十分に一体化していると考えられる. また, 平面保持則が成立することにより, 一般的な鉄筋コンクリート構造と同様に, 接着剤を用いた合成部材の曲げ挙動を評価・予測できると推察される.

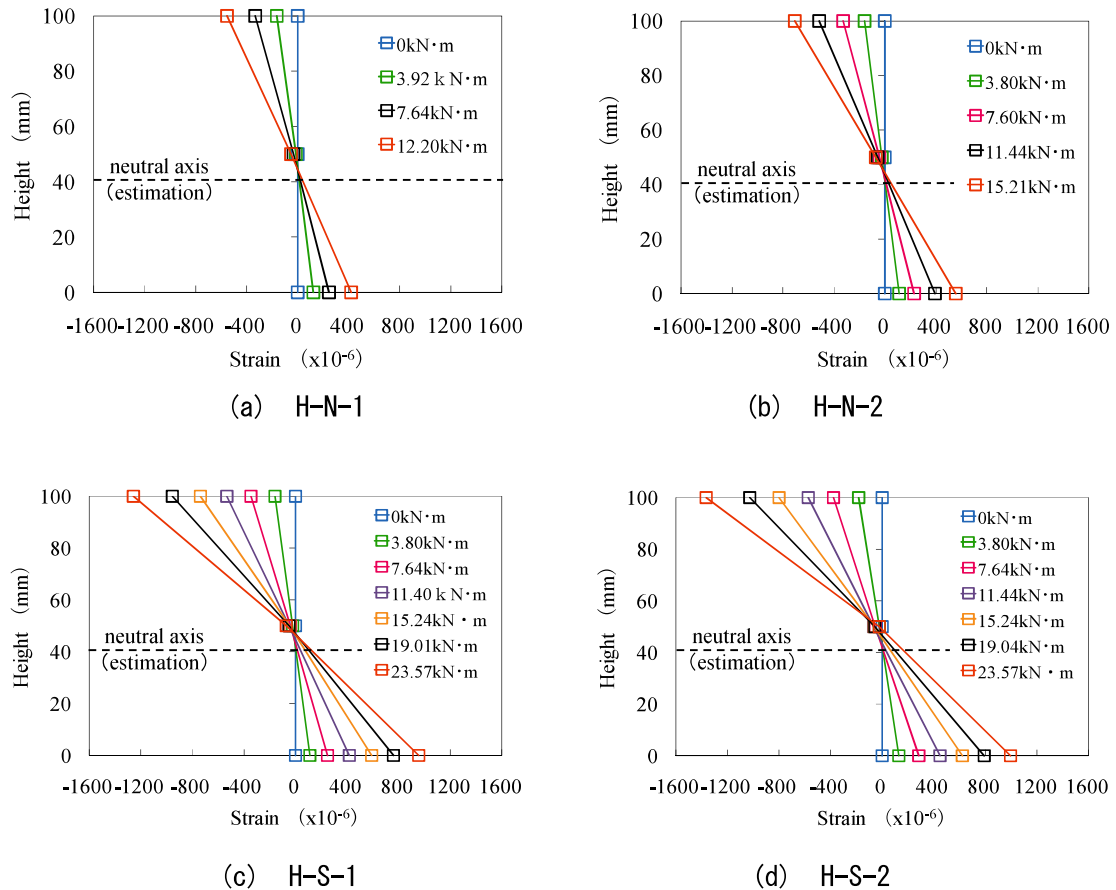


図-4.10 縦ひずみ

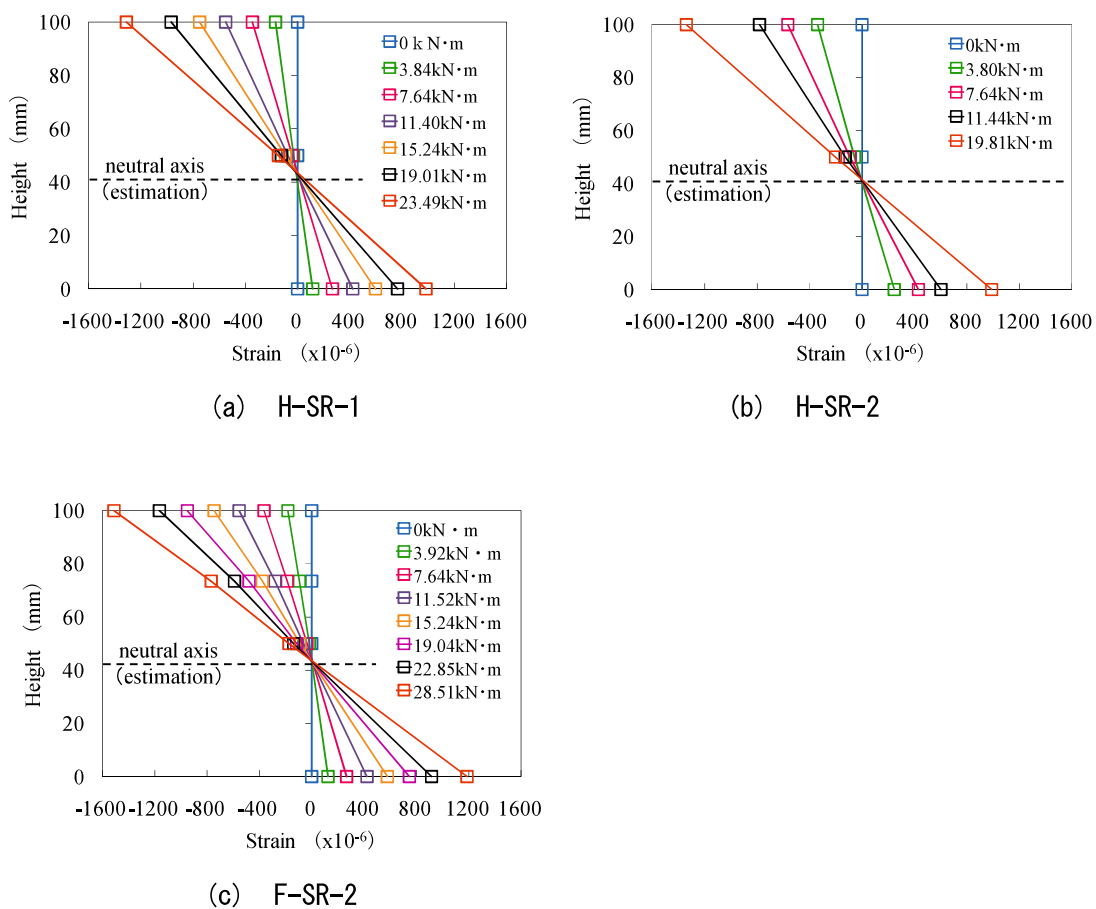


図-4.11 維ひずみ

4.4 まとめ

4.4.1 スタッドを用いた合成はりとの比較実験に関するまとめ

機械式ずれ止めであるスタッドジベルを用いた合成はりとは接着剤を用いた合成はりの曲げ試験を実施した。合成はりのスパン中央における曲げモーメント-たわみ関係を用いて実験値と計算値の比較を行った。また、コンクリートにひび割れが発生するまでのひずみ分布より、平面保持則の成立の有無を求めた。これらの実験的検討から得られた知見を以下に列挙する。

- (1) 接着剤およびスタッド仕様の合成はりにおいて、曲げモーメントが $3\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度までは中央たわみが 0.1mm 程度であり、計算値も同等であった。接着剤を用いた合成はりにおける中央たわみは、ひび割れが発生するまでは計算値との整合性がみられたが、それ以降は 0.1mm 程度の差異が生じた。スタッドを用いた合成はりにおけるたわみは $3\text{kN}\cdot\text{m}$ 以降で計算値と 0.1mm 程度の差異が生じた。
- (2) 接着剤を鋼板に塗布した合成はり(a)におけるひび割れ発生までのひずみ分布では、コンクリートの一般的な伸び能力 100×10^{-6} 程度を超過したあたりから、底鋼板部において、鋼・コンクリート間の一体化が損なわれる挙動を示しているため、平面保持の法則の成立は確認できなかった。
- (3) スタッドを用いた合成はりでは最初のひび割れが発生した後も、複数のひび割れが発生～進展～分散しながら、破壊に至るのに対し、接着剤を用いた合成構造では、載荷点に向かって、1本のひび割れが生じたと同時に脆性的に破壊する結果となった。

4.4.2 リブ付き合成はりを用いた曲げ試験に関するまとめ

底鋼板に横リブを設けた鋼とコンクリートの合成はりを製作し、接着剤塗布の有無をパラメータとした曲げ試験を実施した。試験により、曲げモーメントとたわみの関係、曲げモーメントとひずみの関係およびひずみ分布を求めた。本実験の主な知見を以下にまとめて示す。

- (1) 底鋼板と横リブに接着剤を塗布した合成はり H-SR-1 および H-SR-2 では、合成はり中央から最初の微小なひび割れが発生し、その後供試体端部に向かって等間隔でひび割れが発生～進展～分散しながら破壊に至った。横リブを全面に配置し、そこに接着剤を塗布した合成はり F-SR-1 および F-SR-2 では、合成はり H-SR シリーズと同様のひび割れ状況であり、最終的にはコンクリートの圧縮破壊となった。合成はりのひび割れ発生状況は接着剤の有無によって異なった。この結果より、本研究で用いた接着剤にはひび割れの分散性を付与する特性があると考えられる。
- (2) 繰り返し载荷を行った F-SR-1 供試体の最大荷重時のひずみは、同荷重作用時における F-SR-2 供試体のひずみに比べ 100×10^{-6} 以上大きく、その直後の除荷時における残留ひずみも 200×10^{-6} を超えた。このときの繰り返し回数は 6 回である。F-SR-2 供試体では、上縁コンクリートが圧壊したように、接着剤を用いた合成部材は静的荷重下では十分な耐力を有するものの、繰り返し荷重が作用する場合の疲労耐久性が懸念される。
- (3) 曲げモーメントが $7 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 程度までは、底鋼板下面における 3 箇所ひずみの差が最大でも約 3×10^{-6} であったが、それ以降の曲げモーメントではその差が 20×10^{-6} 程度となった。このようなひずみ差や曲げモーメント-ひずみ関係の折れ点、ひび割れが発生した曲げモーメントである。これはひび割れが発生する際に鋼とコンクリート間の付着機能が失われたと考えられる。
- (4) 直線状のひずみ分布から、曲げひび割れ発生後も平面保持の仮定は成り立っており、底鋼板とコンクリートは十分に一体化していると考えられる。また、平面保持則が成立することにより、一般的な鉄筋コンクリート構造と同様に、接着剤を用いた合成部材の曲げ挙動を評価・予測できると考えられる。

【第4章の参考文献】

- 1) 山口浩平, 日野伸一, 郭 勝華, 崔 智宣, 園田崇智: 鋼繊維補強された軽量2種コンクリートを用いた孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価, 構造工学論文集 Vol.55A, pp.1114-1121, 2009.
- 2) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 栗田章光: 鋼・コンクリート合成床版を適用したプレストレスしない連続合成げたの中間支点部の静的載荷試験, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1115-1126, 2003.
- 3) 街道 浩, 松井繁之: 鋼・コンクリート合成床版の支間部および張出し部のスタッドの疲労強度評価, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp.765-777, 2008.
- 4) 七村祐輔, 吉武 勇, 三村陽一, 和多田康男: フレッシュ時から接着した鋼コンクリート合成部材の基礎実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1213-1218, 2010.
- 5) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yoichi MIMURA, Yasuo WATADA and Masaoki IKUSHIMA: Fundamental Experiments on Steel-Concrete Composite Slabs Using New Adhesive, *Proceedings of fib Symposium Prague 2011*, CD-ROM, 2011.
- 6) 三村陽一, 吉武 勇, 小川淳史, 和多田康男: 接着剤を用いた合成床版の底鋼板剥離に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1159-1164, 2011.
- 7) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Yoichi MIMURA: Development of a New Composite Slab System Using a Carbon-fiber-blended Cementitious Adhesive, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.138, No.11, pp.1321-1330, 2012.11.

第 5 章

輪荷重走行試験による 疲労耐久性の検討

5.1 目的

道路橋床版のひび割れ損傷は、昭和40年代の初期にはすでに発生が確認され、床版の抜け落ち（押抜きせん断破壊）が発生して大きな問題となった。昭和50年代から大学や公的研究機関などで室内実験および実橋の調査等により損傷メカニズムの研究が数多く行われてきた。特に大阪大学で開発された輪荷重走行試験機を活用した実験的研究が床版の疲労耐久性を検討する上で大きく寄与した¹⁾⁻⁹⁾。輪荷重走行試験による検証は、実橋梁に採用されるための条件となっていることから、本章では、実橋梁の1/2スケールの接着剤を用いた合成床版を製作し試験を実施し、疲労耐久性について検討を行った。また、接着剤を用いた合成床版の終局状態を把握するため、輪荷重走行試験終了後の供試体の一部を切り出し、破壊に至るまで曲げ試験を実施した^{10),11)}。

5.2 輪荷重走行試験

5.2.1 実験供試体

供試体の形状は、床版支間 6000mm、床版厚 270mm で設計した実寸大のモデルを、1/2に縮小した寸法とした。床版厚 135mm、長さ 4300mm、幅 3300mm で支間長 3000mm の2辺単純支持の試験体を作製した。供試体形状を図-5.1に示す。底鋼板厚は4.5mm、横リブ

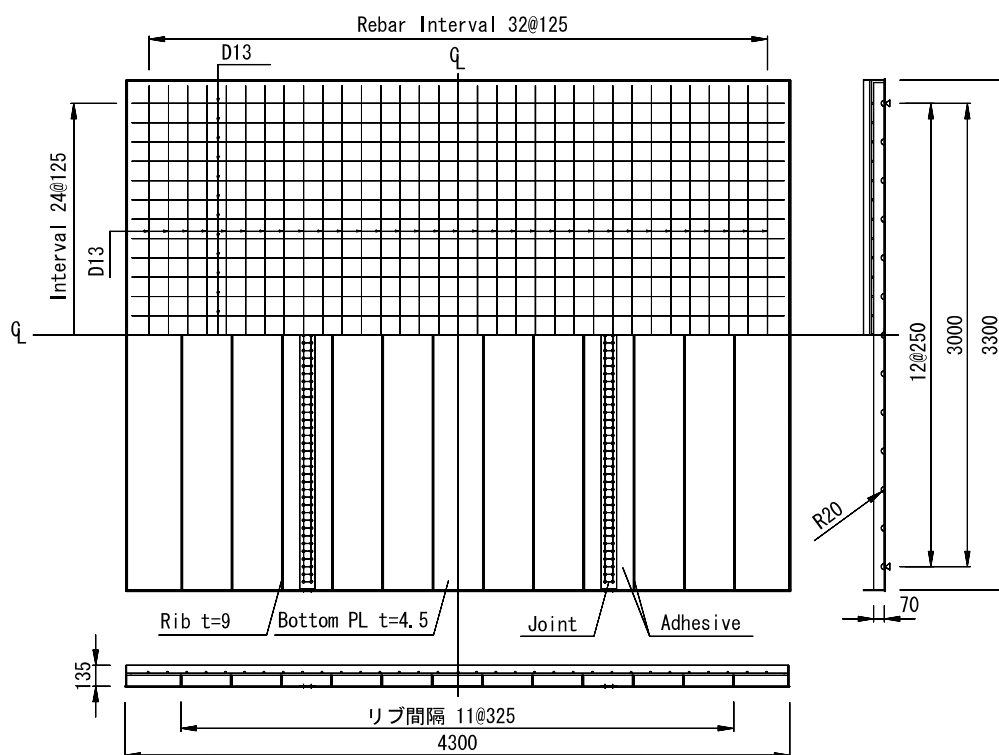


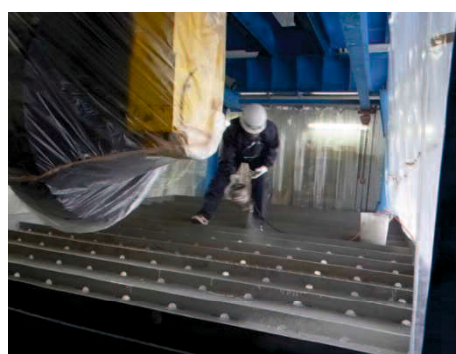
図-5.1 輪荷重走行試験供試体

厚は9.0mmであり、鋼板の材質はすべてSM400である。横リブの高さは70mmとし、325mm間隔で12本を底鋼板に断続溶接した。さらに、横リブには250mm間隔で半径20mmの切欠きを12個設けている。また、試験体の鉄筋にはD13(SD345)を用い、主鉄筋は方向および配力鉄筋はいずれも125mm間隔で配置した。

供試体製作の製作は、写真-5.1 (a)-(e)に示すように、底鋼板とリブに接着剤を噴霧して2週間以上十分に乾燥させた後、コンクリートを打設した。また、搬入の都合上、鋼板は長さ1175mmを2枚、1950mmを1枚に分割搬入し、位置合わせ後、継手部をM16(S10T)のトルシア形高力ボルトで接合した。試験体は材齢7日までシートによる湿潤養生を行い、その後は気中養生とした。



(a) 塗布前



(b) 接着剤噴霧



(c) 塗布後



(d) 配筋



(e) 打設後

写真-5.1 試験体作製の流れ

本実験では、試験体寸法が大きいため、レディミクストコンクリート工場で製作された生コンクリート (2.0m³) を使用した。コンクリートの配合条件を表-5.1に示す。コンクリートには、普通ポルトランドセメント (密度 3.16g/cm³) と石灰系低添加型膨張材 (密度 3.16g/cm³) を用いた¹²⁾。その他の材料として、細骨材には福岡県北九州市小倉産石灰砕砂 (表乾密度 2.69g/cm³)、福岡県北九州市門司産砕砂 (表乾密度 2.58g/cm³)、山口県美祢市伊佐産石灰砕砂 (表乾密度 2.60g/cm³) の混合砂を用い、福岡県北九州市門司産砕石 1505 (表乾密度 2.73g/cm³) を粗骨材として用いた。さらに、混和剤には AE 減水剤標準形を用いた。水結合材比 (=水/(セメント+膨張材)) は 48%、細骨材率は 48.6%であり、呼び強度は 33、目標スランプは 8cm、粗骨材の最大寸法は 15cm とした。

コンクリート練り混ぜ後、工場にて計測したスランプは 18cm、空気量は 5.2%であった。しかし、打設は暑中環境の 9 月に実施しており、アジテータ車の搬入にも時間がかかったため、現場で打設した際に計測したスランプは 8cm となり、10cm 程度のスランプロスがみられた¹³⁾。なお、空気量は現場では計測できていない。

材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度および圧縮ヤング係数を圧縮試験より求めた。試験体 (直径 10cm×高さ 20cm のシリンダー) を 6 体作製し、3 体ずつ気中環境養生と水中環境養生したものを使用した。材齢 28 日における圧縮試験の結果を表-5.2 にまとめた。得られた値のばらつきは小さかったため、3 体の試験体の平均値を圧縮強度および圧縮ヤング係数と設定した。

表-5.1 配合条件

Water	169kg/m ³	
Cement	332kg/m ³	
Expansive additive	20kg/m ³	
Fine aggregate	Crushed limestone sand (2.69g/cm ³)	258kg/m ³
	Crushed sand (2.58g/cm ³)	258kg/m ³
	Crushed limestone sand (2.60g/cm ³)	343kg/m ³
Coarse aggregate	946kg/m ³	
Admixture	2.82kg/m ³	

表-5.2 圧縮試験結果

Curing	Compressive strength	Young's modulus
air	28.6MPa	33.5GPa
water	26.7MPa	32.5GPa

5.2.2 実験方法

本実験では、山口大学の保有する輪荷重走行試験機を用いて実施した。この試験機は、自走式で走行距離が 3.6m、載荷限界の荷重が 150kN、走行速度は 3km/h である。輪荷重走行試験機の基本性能を表-5.3 に、試験機の写真を写真-5.2 に示す。

載荷ステップについて図-5.2 に示す。走行荷重は 49.0kN から始め、走行回数 4 万回毎に 6.6kN ずつ漸増させ、60 万回まで走行させた。ただし、16-40 万回までは 75.3kN 一定、52-60 万回は 100.9kN 一定の輪荷重を与えた。供試体の支持条件および荷重の載荷範囲を図-5.3 に示す。

たわみ・ひずみの計測は、0, 1, 10, 100, 1000, 10000 回時、それ以降では走行回数 1 万回増加毎に、設定荷重の静的載荷により行った。ひずみゲージは主に橋軸直角方向に貼付したが、試験体中心部においては橋軸方向にも貼付した。また、RY1, RY1' は底鋼板ではなく、リブ天端にひずみゲージを貼付してあり、コンクリートはタイヤが走行するため、CC 位置で測定できないため最も中心に近い CC1 に貼付した。変位およびひずみの計測位置を図-5.4 に示す。

表-5.3 輪荷重走行試験機の性能

Location	Yamaguchi University
Maximum load	147kN
Running speed	3km/h
Range	3.6m
Wheel type	Solid rubber (double-tire)

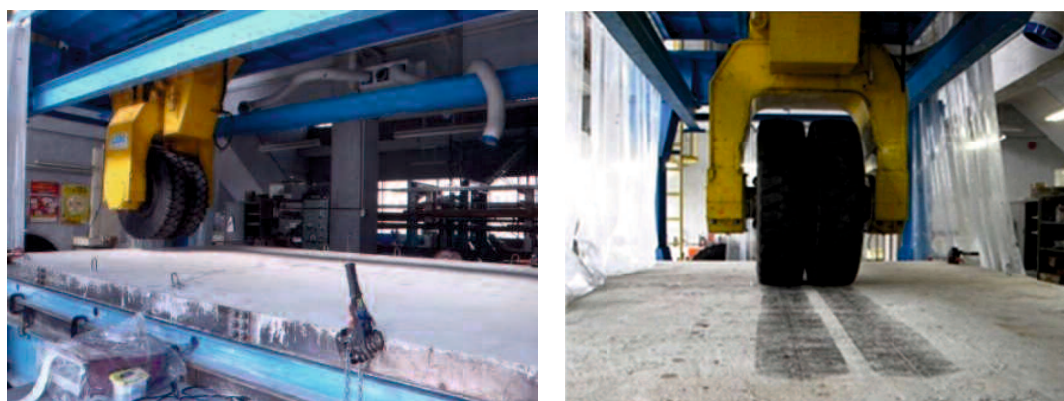


写真-5.2 輪荷重走行試験機

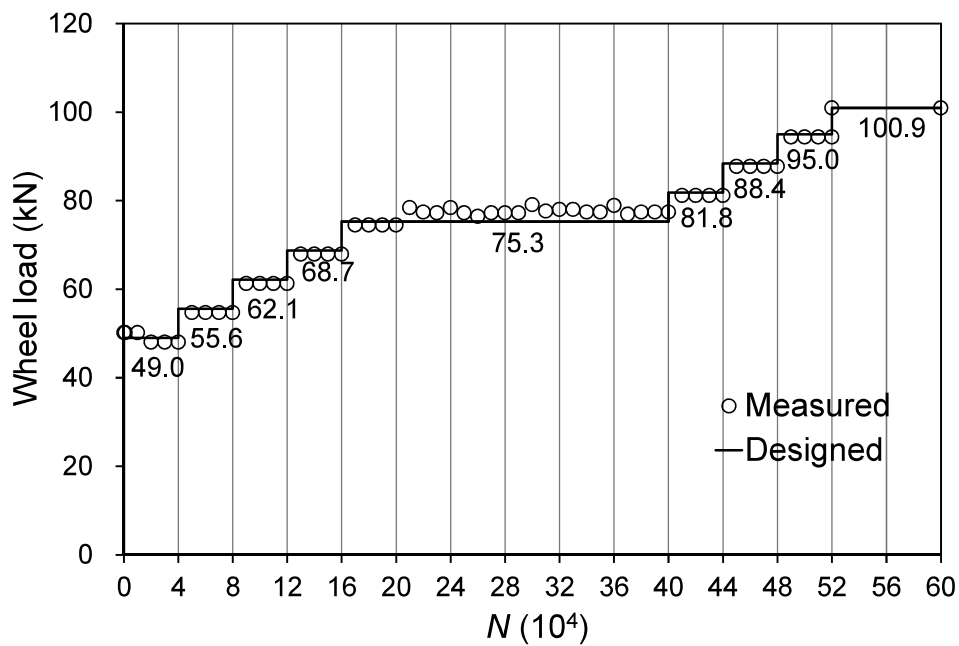


図-5.2 载荷ステップ

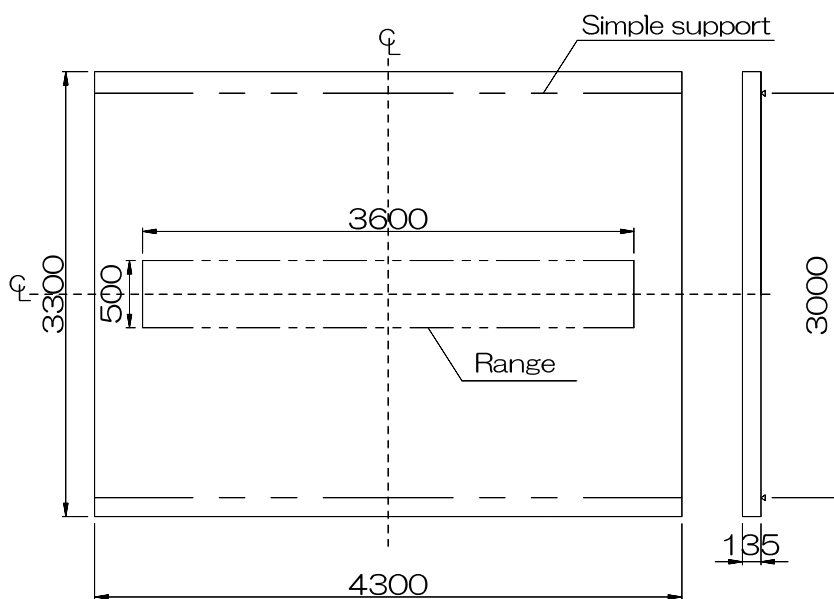


図-5.3 支持条件と载荷範囲

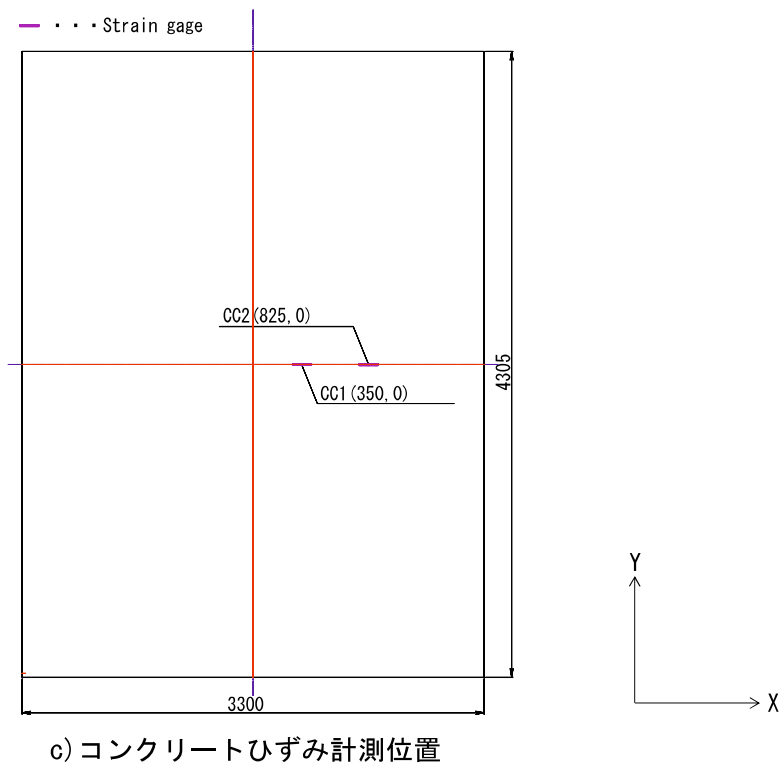
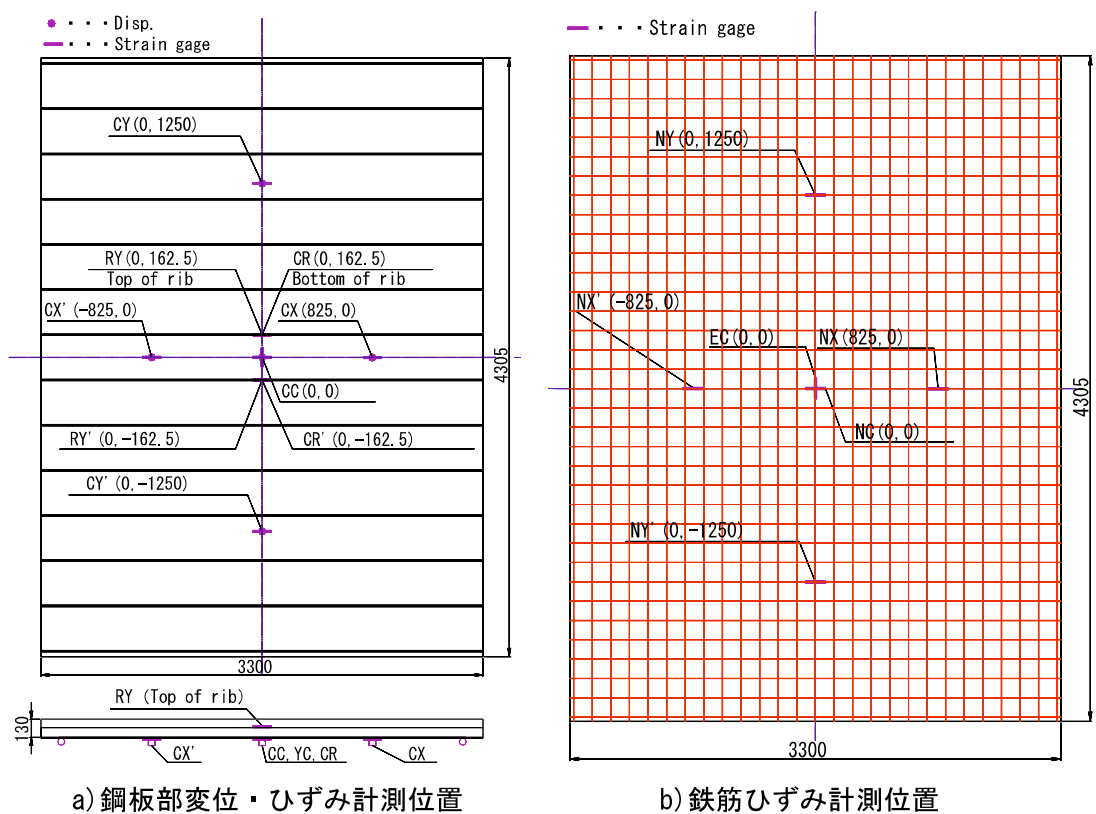


図-5.4 変位およびひずみの計測位置

5.2.3 実験結果

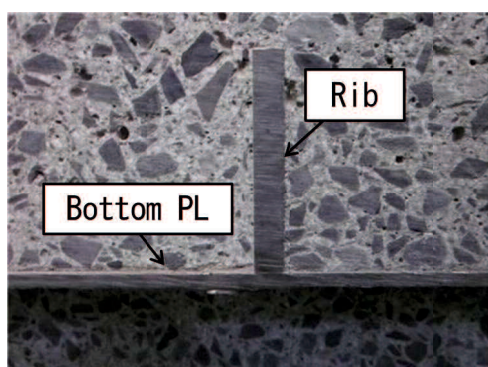
載荷荷重 100.9kN, 走行回数 60 万回まで階段載荷を行ったが, 破壊には至らず, 試験体にたわみやひずみの急増, およびコンクリート表面の顕著なひび割れ等はみられなかった. 試験終了後の試験体状況を写真-2.4 (a)-(d)に示す. 底鋼板全面を点検用ハンマーで打音検査を行い, 底鋼板とコンクリート間の浮き・剥離が生じていないことを確認した. また, 走行試験終了後には試験体を縦断方向および横断方向に切断し, 試験体内部の性状を確認したが, 断面にひび割れは全く生じておらず, 底鋼板およびリブとコンクリートの間で浮き・剥離も全くみられていないことを確認した.



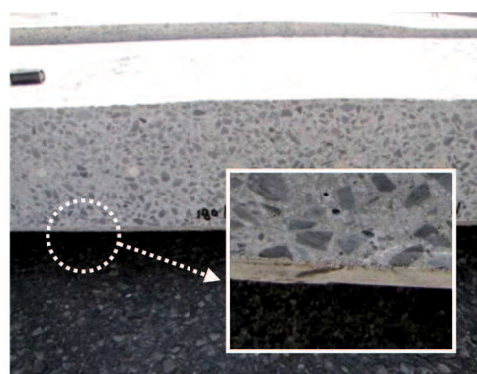
(a) 表面状態 (ひび割れなし)



(b) 打音検査 (剥離なし)



(c) 縦断方向切断 (剥離なし)



(d) 横断方向切断 (剥離なし)

写真-5.3 走行終了後の試験体の状況

走行回数によるたわみ変化を図-5.5に示す。図中のたわみは「載荷時－除荷時」の値とし活荷重たわみとして示している。たわみは最終荷重ステップまで、徐々に増加しているが、床版の破壊直前にみられるたわみの大きな変化は認められなかった。スパン中央 CC におけるたわみは、走行回数 100 回で 0.6mm であった。その後、たわみは緩やかな増加をみせたが、走行回数 60 万回に達した時点でも 1.2mm 程度と大きな変化はみられていない。スパン長 1/4 にあたる CX, CX' においては、走行回数 100 回で約 0.4mm であり、走行回数 60 万回に達した時点でも 0.8mm とたわみ量はさらに小さいものであった。また、供試体中心から橋軸方向に±1250mm の箇所である CY, CY' におけるたわみも、CX, CX' と同様小さい値となった。

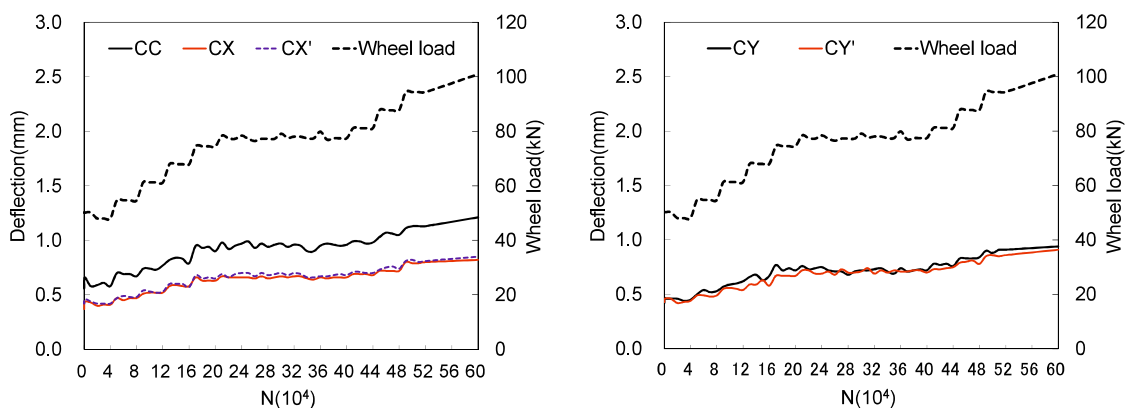
次に、走行回数による底鋼板ひずみの変化を図-5.6, 図-5.7 に示す。なお、ひずみに関しても全て「載荷時－除荷時」の活荷重によるひずみとして整理している。CC の橋軸直角方向のひずみは走行回数 1 回で 43×10^{-6} 、走行回数 60 万回でも最大 93×10^{-6} 生じた程度である。また、CC の橋軸方向のひずみに関しても、 71×10^{-6} であり、橋軸直角方向のひずみよりも小さい値であった。CX, CX' の橋軸直角方向ひずみにおいても、走行回数 60 万回の最大ひずみと最小ひずみの差は 13×10^{-6} 程度と軽微なものであった。供試体中心から橋軸方向に±1250mm の箇所である CY, CY' における橋軸直角方向ひずみも、最大で 47.8×10^{-6} と小さい値となった。

図-5.8 に供試体中央部の横リブに着目した走行回数とひずみの関係を示す。図-5.8(a)より、RY, RY' の横リブの天端のひずみは変動が非常に小さくなった。これは、合成断面の中立軸に近い位置にリブの天端が位置するためであると考えられる。また、図-5.8(b)より、横リブ直下の底鋼板のひずみは CC の底鋼板のひずみとほぼ同等の傾向と値であった。

図-5.9, 図-5.10 に走行回数と主鉄筋と配力鉄筋のひずみの関係を示す。走行回数と荷重の増加の影響により、ひずみは緩やかに増加傾向となっているが、載荷終了まで急変等はなかった。

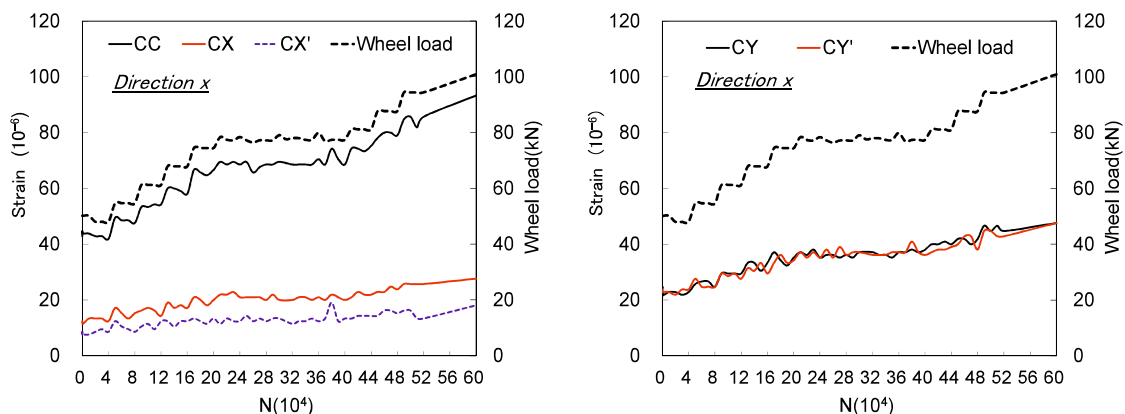
図-5.11 にコンクリートひずみの変化を示す。コンクリートひずみにおいて、試験体中央に近い CC1 のひずみでは走行回数 1 回で -41×10^{-6} 、走行回数 60 万回では最大 -83×10^{-6} となり、最大ひずみと最小ひずみの差は 42×10^{-6} 程度であった。CC2 においても、60 万回走行終了後の最大ひずみと最小ひずみの差は -20×10^{-6} 程度である。載荷荷重と走行回数の増加に応じて、たわみ・ひずみの急変はみられず、走行回数 60 万回に達しても破壊に至るような大きな変化はみられなかった。

図-5.12 にひずみ分布を示す。縦軸は試験体の高さ、横軸に「載荷時－除荷時」のひずみを表している。分布はほぼ直線状を示しており、下縁から中立軸までの高さはほぼ一点にとどまっていることから、走行回数 60 万回走行後も平面保持の仮定が成り立っていると考えられ、鋼板とコンクリートは剥離することなく充分に一体化していると考えられる。



(a) 走行回数-たわみ (CC, CX, CX') (b) 走行回数-たわみ (CY, CY')

図-5.5 走行回数-たわみ



(a) 底鋼板下面ひずみ (CC, CX, CX') (b) 底鋼板下面ひずみ (CY, CY')

図-5.6 橋軸直角方向の走行回数-鋼板部ひずみ (中央部)

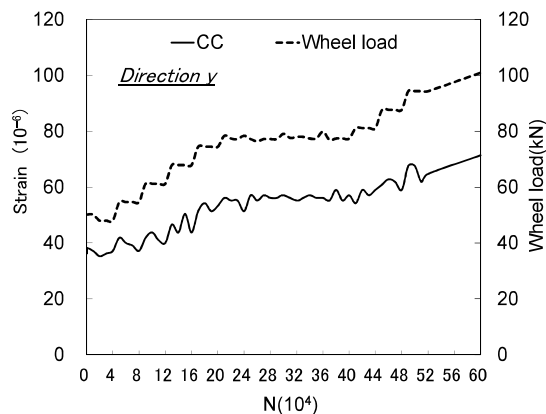
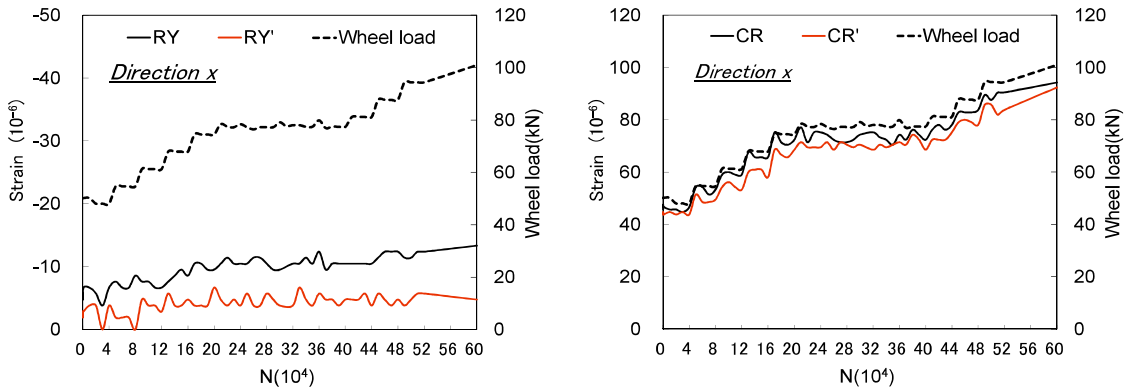
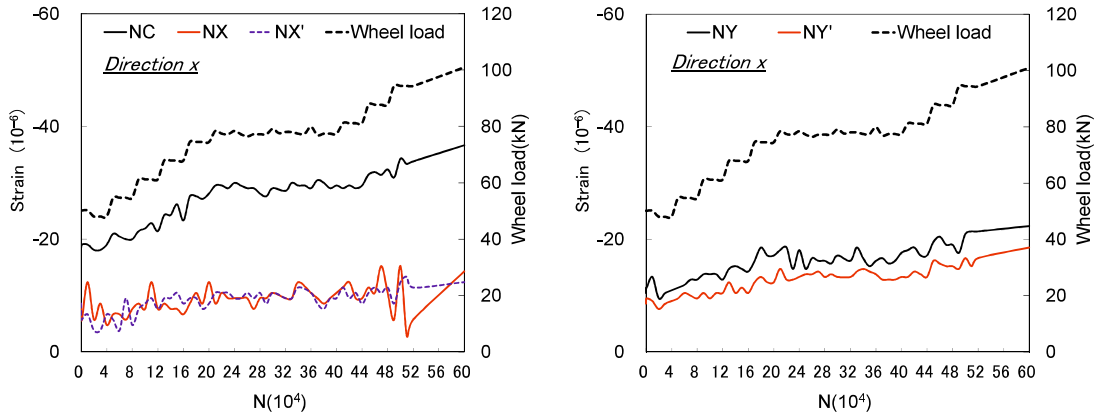


図-5.7 橋軸方向の走行回数-鋼板部ひずみ (CC)



(a) 横リブ天端のひずみ (RY, RY') (b) 横リブ直下のひずみ (CR, CR')

図-5.8 橋軸直角方向の走行回数-鋼板部ひずみ (横リブ部)



(a) 主鉄筋ひずみ (NC, NX, NX') (b) 主鉄筋ひずみ (NY, NY')

図-5.9 走行回数-主鉄筋ひずみ

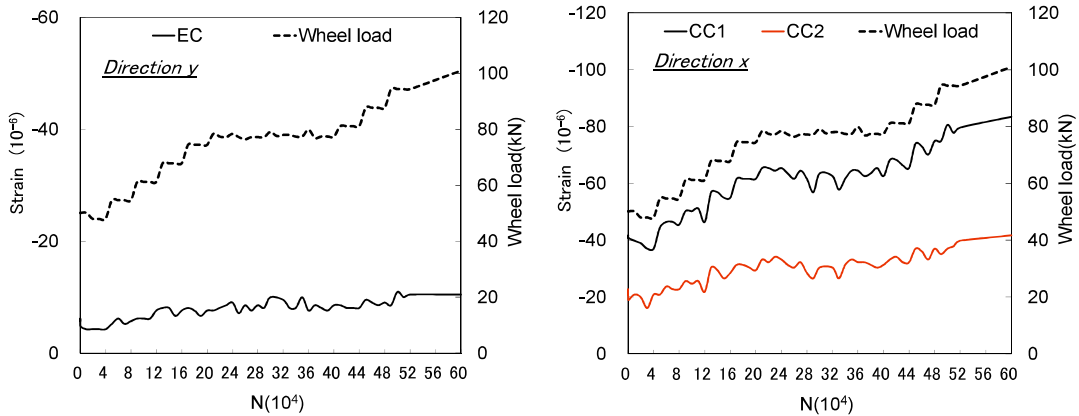


図-5.10 走行回数-配力鉄筋ひずみ (EC)

図-5.11 コンクリートのひずみ (CC1, CC2)

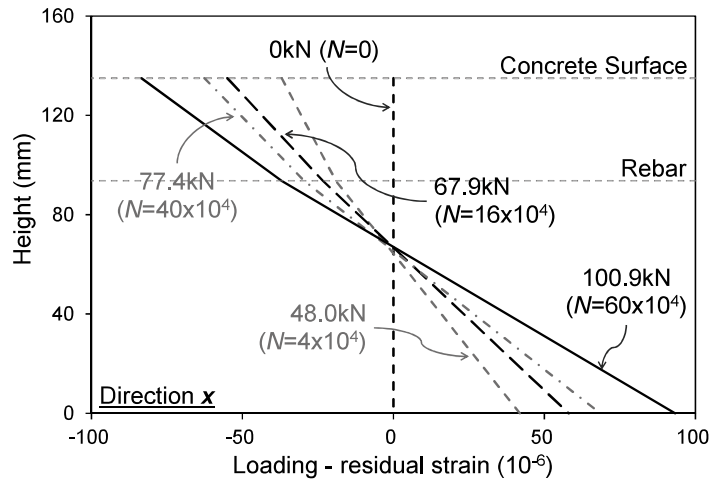


図-5.12 歪み

5.2.4 損傷指数による疲労耐久性の検討

輪荷重走行試験の結果より、走行回数 60 万回走行後も平面保持の仮定が成り立っていると考えられ、鋼板とコンクリートは剥離することなく十分に一体化していることが示唆された。しかし、図-5.5 などからもわかるように、残留変位が発生しており、内部的な損傷を受けていると考えられる。そのため、損傷指数 (DI) の概念を用いて、輪荷重走行試験の供試体の損傷程度を定量的に把握した。

供試体の剛性の変化は、式 (1) に示されるワイブル関数を用いることで表現できると考えられる。

$$\frac{k_N}{k_1} = \text{Exp} \left[- \left(\frac{k_N}{S} \right)^\beta \right] \tag{1}$$

ここで、 k_N は走行回数 N 回における合成構造の剛性、 k_1 は初期荷重(走行回数 $N=1$)における合成構造の剛性、 S および β はそれぞれ、スケールおよび形状のパラメータである。式 (1) のような 2 つの要素を用いたワイブルモデルは、構造的な損傷を評価する上で頻繁に用いられる^{14),15)}。

式 (1) の対数をとると、式 (2) となる。

$$\ln \left[- \ln \left(\frac{k_N}{k_1} \right) \right] = \beta \ln k_N - \beta \ln S \tag{2}$$

ワイブル定数 S および β は、式 (2) の切片と傾きから求めることができる。図-5.13 に各荷重レベルごとの曲線近似式を示す。図-5.14 と表-5.4 に輪荷重走行試験を実施した際の、それぞれの荷重レベルについてワイブル定数 S および β をまとめた。

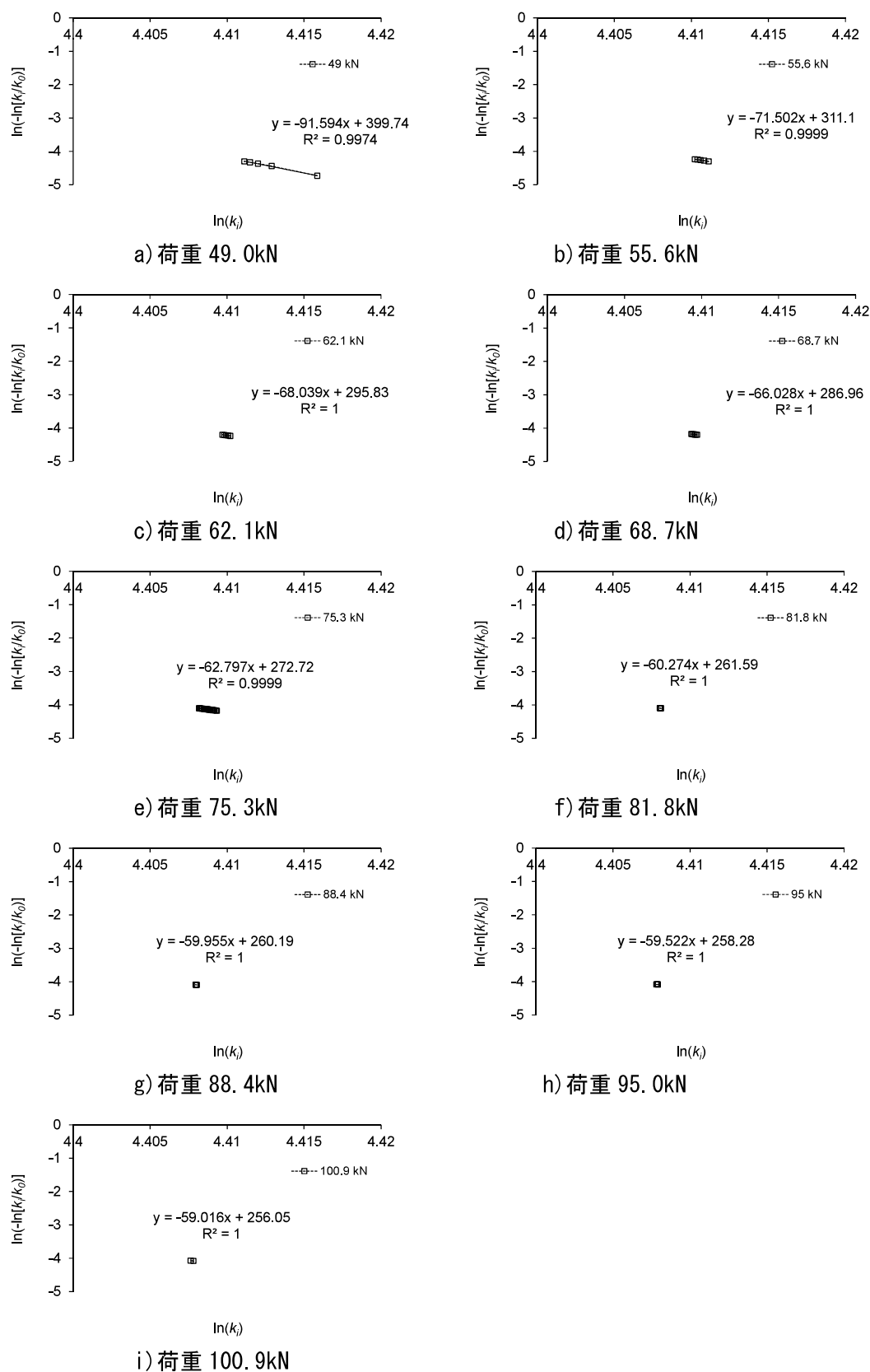


図-5.13 各荷重レベルごとの曲線近似式

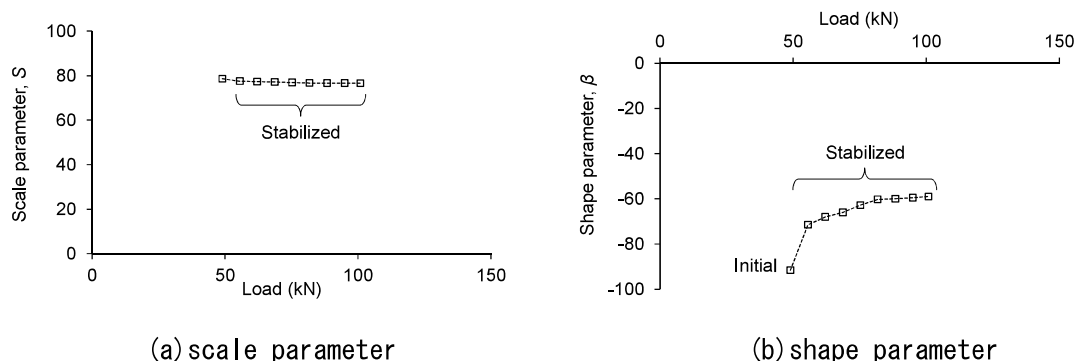


図-5.14 ワイブル定数

表-5.4 ワイブル定数の決定に用いた傾きと切片

Load (kN)	Shape parameter (β)	Intercept	Scale parameter (S)
49.0	-91.594	399.74	78.591
55.6	-71.501	311.1	77.555
62.1	-68.039	295.83	77.320
68.7	-66.028	286.96	77.172
75.3	-62.797	272.72	76.929
81.8	-60.274	261.59	76.709
88.4	-59.955	260.19	76.689
95.0	-59.522	258.28	76.649
100.9	-59.016	256.05	76.604
Average	-63.392	-	76.953

図-5.13 より，各荷重レベルごとの曲線近似式の決定係数 R^2 は 0.9974 を超える値であった。また，図-5.14(b)より，荷重 49.0kN では数値が安定してないことから，走行回数が増加した荷重 55.6kN 以降の数値を元にワイブル定数の平均値を求めた。その結果， $S=76.9533$ と $\beta=-63.3915$ となった。それぞれのワイブル定数と線形マイナー則^{16),17)}近似に基づく損傷指数 (DI) は，式(3)，(4)で表現される。

$$DI = 1 - \text{Exp} \left[- \left(\frac{k_N}{76.9533} \right)^{-63.3915} \right] \quad (3)$$

$$DI = 1 - \frac{k_N}{k_1} \quad (4)$$

図-5.15 は、輪荷重走行試験で得られたスパン中央の実験的な曲げ剛性から得られたグラフであり、回帰式から得られた予測式 (5) のようになる。しかし、疲労サイクルを増加させた際のデータの信頼性には疑問がある。

$$k_N = -0.106 \ln(N) + 83.485 \quad (5)$$

そのため、試験データから、耐久性を予測するよりも、各荷重レベルごとの近似曲線近似式から得られた、ワイブル定数を用いた理論上の傾向により、疲労応答を推定した方が有効であると考えられる。

式(3), (4)による DI の計算値を図-5.16 に示す。ワイブル DI は、 1×10^3 サイクルまでは、直線式よりも上にあるが、 4×10^4 から 10×10^6 サイクルまでは、ほぼ一致した。そして、疲労サイクルが 100×10^6 (DI=0.025) を上回った時に、ワイブル DI は直線式から大きく外れる傾向となった。そのため、ワイブル DI と線形マイナー則による DI が疲労サイクル 10×10^6 の範囲内で適用することができると考えられる。このことより、提案する合成床版は十分な疲労耐久性があることが示唆された。

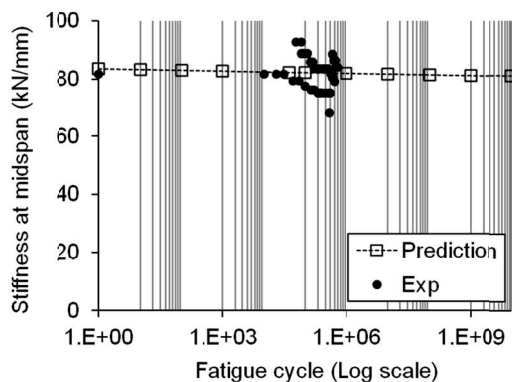


図-5.15 曲げ剛性-疲労サイクル

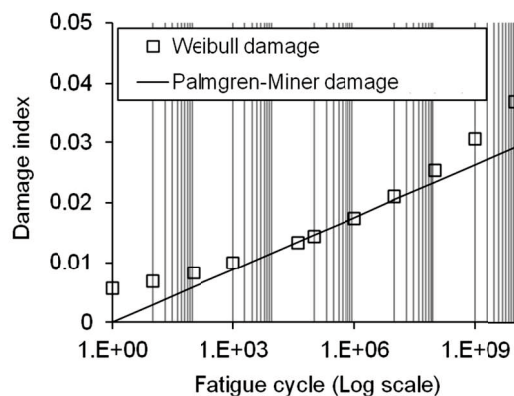


図-5.16 DI の比較

5.2.5 S-N 関係式による推定走行回数の検討

活荷重は1993年に車両制限令の改訂により、総重量250kNの大型車両を基本に定められている。そこで、道路橋示方書によると、実寸大の合成床版の設計活荷重は大型車両の片側後輪分にあたる100kNと規定されている¹⁸⁾。しかし、本研究では、実床版サイズではなく1/2スケール床版により輪荷重走行試験を実施したため、100kNを1/2スケール床版における活荷重に換算する必要がある。実床版に対して、縮尺した床版への活荷重は単なる寸法比率で決まるものではない。そのため、実床版と1/2スケール床版の曲げ剛性の相違から荷重を換算するために式(5.1)を用いた。

$$\frac{PL/2}{EI} = \frac{P'L/2}{E'I'} \quad (5.1)$$

ここで、 P ：載荷荷重、 L ：支間長、 E ：静弾性係数、 I ：断面二次モーメントを表す。また、左辺は実床版、右辺は1/2スケール床版に対する値である。

図-2.8(a)(b)に実床版、1/2スケール床版の断面概略図を示す。各図とも単位幅1300mmあたりの断面図である。それぞれの設計値から各断面二次モーメントを求めると、実床版における断面二次モーメント $I=2.17 \times 10^9$ (mm⁴)、1/2スケール床版における断面二次モーメント $I'=3.19 \times 10^8$ (mm⁴)となり、 I は I' の7.62倍の大きさとなる。また、1/2スケール床版の支間長は実床版の1/2の長さなので $L'=L/2$ 、床版の大きさによらず静弾性係数の値は同じと考えられるため、 $E'=E$ 、 $P=100$ kNである。これらの値から1/2スケール床版における活荷重に換算すると活荷重 P' は29.4kNとなった。以下では、この値を1/2スケール合成床版における輪荷重走行試験の基本荷重として、等価繰返し回数を算出する。

松井は輪荷重疲労を受けるRC床版のS-N関係式として、式(5.2)を提案している¹⁹⁾。

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835 \log N + \log C \quad (5.2)$$

ここに、 P ：輪荷重、 P_{sx} ：押抜きせん断耐力、 N ：走行回数、 C ：定数（乾燥状態時：1.52、湿潤時：1.23）を表す。なお、本実験は湿潤時ではないため、 C は1.52である。

この式(5.2)を線形マイナー則⁸⁾を用いて展開すると式(5.3)が得られる。

$$\log\left(\frac{N_i}{N_1}\right) = \frac{1}{0.07835} \log\left(\frac{P_i}{P_1}\right) \quad (5.3)$$

ここに、 N_i ：対応する疲労荷重、 P_i ： i 番目の疲労周期における輪荷重を表す。

また、線形マイナー則が本疲労試験に使用できると仮定すると、式(5.4)を得ることが

できる。

$$n_{eq1} = \frac{N_1}{N_i} n_i \quad (5.4)$$

ここに、 n_{eq1} ：初期荷重下に相当する走行回数， n_i ：ある荷重下での相当回数を表す。

輪荷重走行試験の結果から式 (5.3)，式 (5.4) を用いて，載荷荷重 29.4kN の換算走行回数を求めると，表-5.5 に示すものとなった。走行回数の合計は約 7818 億回に相当する結果であった。これは事実上，評価・確認できないものの，十分な疲労耐久性が期待できるものと判断できる。

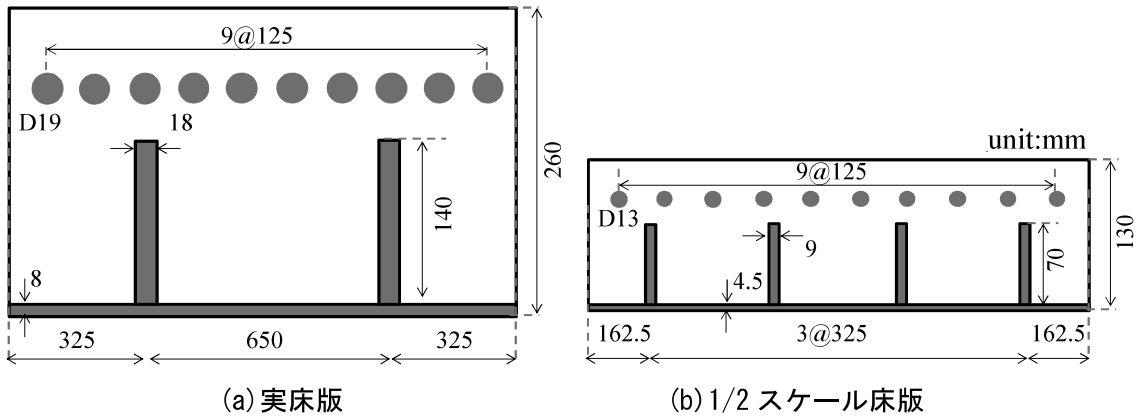


図-2.8 断面概略図

表-5.5 累積等価繰返し走行回数

Load (kN)	N ($\times 10^4$)	Cycles	Equivalent Number	Total
49.0	0-4	40,000	27,092,560	781,848,233,885
55.6	4-8	40,000	134,807,052	
62.1	8-12	40,000	560,598,216	
68.7	12-16	40,000	2,020,015,446	
75.3	16-40	240,000	38,846,616,581	
81.8	40-44	40,000	18,824,012,748	
88.4	44-48	40,000	50,399,728,872	
95.0	48-52	40,000	125,743,103,843	
100.9	52-60	80,000	545,292,258,566	

5.3 輪荷重走行試験後の供試体の曲げ試験

5.3.1 目的

5.2節で実施した輪荷重走行試験では、走行回数60万回に至っても破壊に至らなかった。そのため、残留曲げ強度や終局状態を確認するため、試験終了後の1/2スケールの合成床版を橋軸直角方向に沿って1/4に切断し、曲げ試験を実施した。切断にはダイヤモンドカッターを高速回転させて切断した。切断時の様子を写真-5.4に示す。また、切断後の断面を全箇所について目視観察を行ったが、剥離やひび割れ等はなかった。断面の状態を写真-5.5に示す。



写真-5.4 供試体切断状況

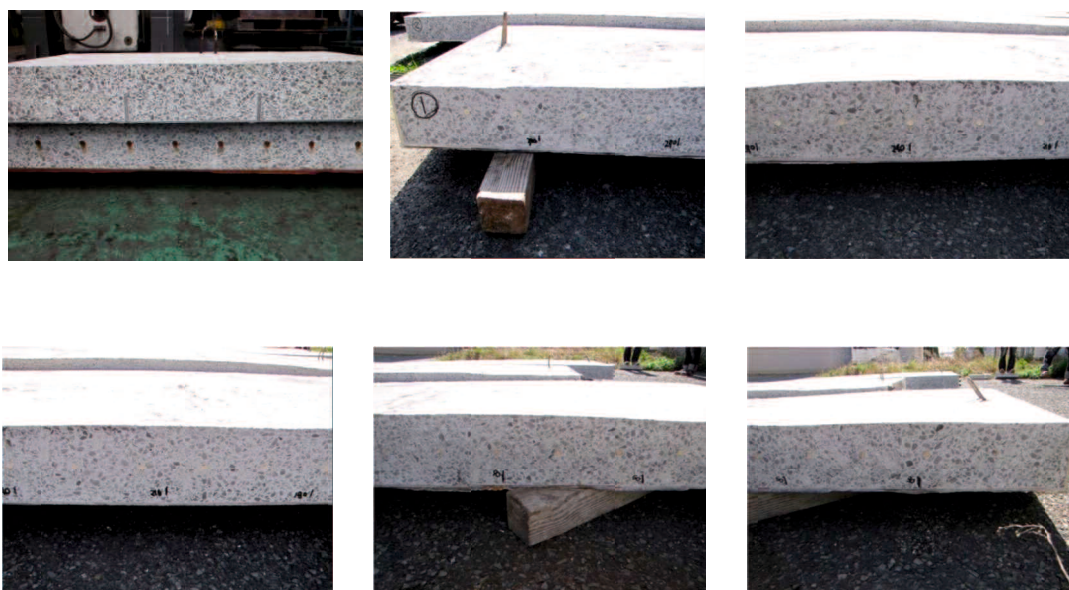


写真-5.5 切断面

5.3.2 実験供試体および実験方法

輪荷重で使用した試験体を橋軸直角方向に沿って 1/4 に切断した試験体の寸法は、床版厚 135mm、長さ 1130mm、幅 3300mm である。スパン長は 2850mm の 2 辺単純支持とし、載荷治具には H 形鋼を用い、載荷幅 200mm の面載荷を行った。供試体形状および設置状況を図-5.17 に示す。また、載荷状況を写真-5.6 に示す。載荷速度は 3.0kN/min とし、載荷荷重が 10kN 増加ごとにスパン中央のたわみ・ひずみの計測を行った。計測箇所について、変位計はスパン中央 2 箇所に設置し、ひずみゲージは、コンクリートと底鋼板においてスパン中央付近にそれぞれ 1 箇所ずつ貼付した。

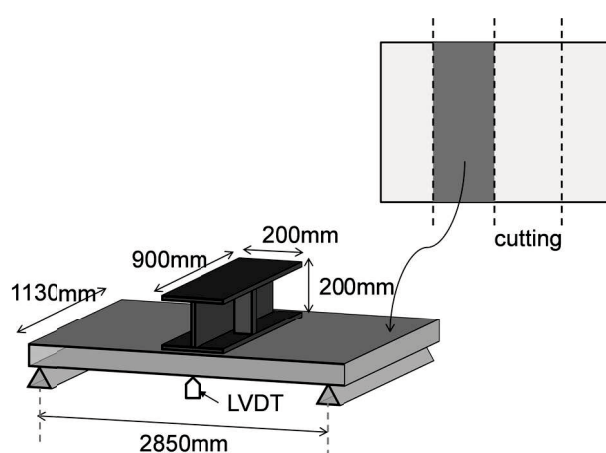


図-5.17 供試体および載荷方法



写真-5.6 載荷状況

5.3.3 実験結果

試験体の破壊状況を写真-5.6 に、荷重と変位の関係を図-5.18 に示す。供試体の破壊に至るまでの過程は、まず載荷治具の下部からひび割れが発生し、その周辺で底鋼板とコンクリート間に剥離が生じた。その後、最大荷重 415.1kN に達した時点でコンクリートの圧壊が先行する曲げ破壊となった。試験より得られた最大荷重 415.1kN は、輪荷重走行試験で最終的に与えた輪荷重 100.9kN を大きく上回ったことから、走行回数 60 万回の輪荷重を与えた後も、ひび割れ等の損傷は発生しておらず、その残存耐力は充分なものであったと判断される。

また、荷重とひずみの関係を図-5.19 に示す。荷重が 334.5kN における底鋼板のひずみは 0.12% (JIS G 3101 による SS400) の公称ひずみより 144% 大きい値であった。また、荷重 412.3kN 作用時のコンクリートひずみの急激な減少は、コンクリート上部の圧壊が原因であると考えられる。

さらに、コンクリート中央のひずみと試験体高さの関係を図-5.20 に示す。図-5.20 より

最大荷重の95%までは中立軸がほぼ一定の位置を示しており、鋼とコンクリートは十分に接着し、完全に一体化していることがわかる。その後、載荷荷重が増加していくと下縁から中立軸までの高さが徐々に大きくなっていき、鋼板とコンクリート間に少しずつ剥離が生じてきていることが窺える。そして、最大荷重に達した時点で完全に鋼とコンクリート間の付着が切れ、剥離したと考えられる。

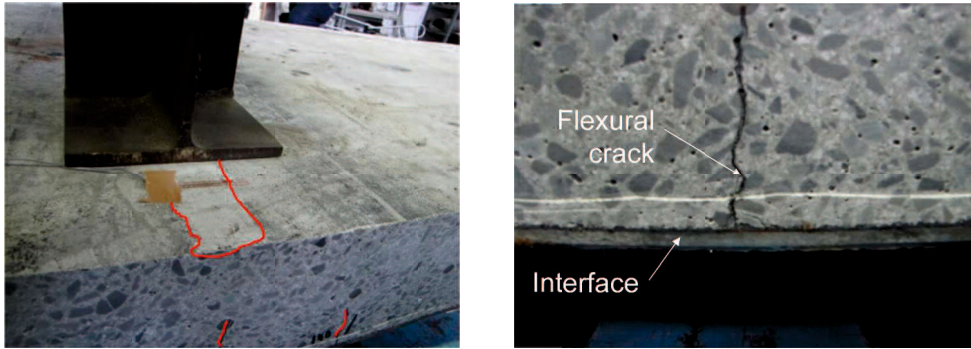


写真-5.7 供試体破壊状況

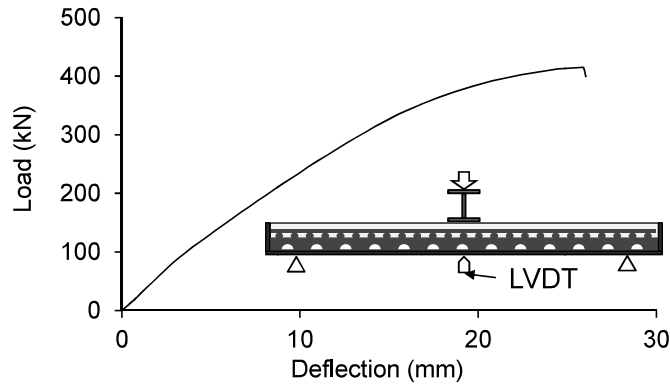


図-5.18 荷重と変位の関係

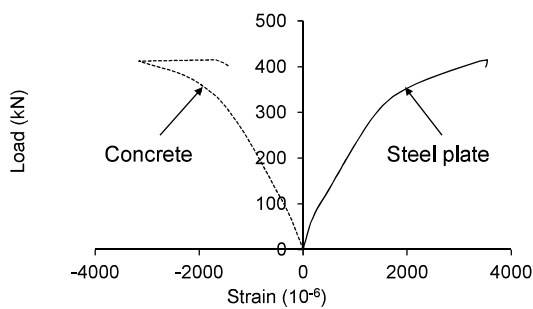


図-5.19 荷重-ひずみ

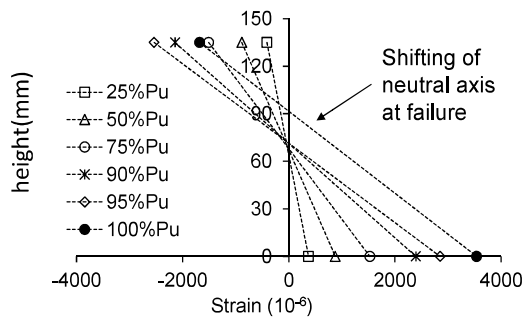


図-5.20 維ひずみ

5.4 まとめ

本章では、1/2 スケールの合成床版を用い、道路橋床版に支配的な損傷要因となる移動荷重による疲労を輪荷重走行試験により検討した。また、60 万回走行させても破壊に至らなかったため、走行試験に用いた試験体を、橋軸直角方向に沿って 1/4 サイズに切断し、静的曲げ載荷試験することで残存耐力を調べた。本章のまとめを以下に要約する。

- (1) 輪荷重走行試験において、載荷荷重と走行回数が増加するにつれ、たわみ・ひずみは緩やかに増加したが、走行回数 60 万回に達しても破壊に至るような大きな変化はみられなかった。
- (2) 実験結果に基づいて損傷指数 (DI) による疲労耐久性の評価を実施した結果、ワイブル DI と線形マイナー則近似による DI が疲労サイクル 10×10^6 の範囲内でおおよそ一致したことから、提案する合成構造は十分な疲労耐久性があると考えられる。
- (3) 1/2 スケール合成床版における走行回数 60 万回を実床版で 100kN に相当する輪荷重に換算すると、約 7818 億回に相当した。事実上評価・確認できないものの、切断面の観察から鋼・コンクリートは堅固に接着しており、十分な疲労耐久性があるものと判断できる。
- (4) 輪荷重走行試験終了後に試験体を 1/4 サイズに切断し、はり状試験体として用いた残存曲げ強度試験では、最大荷重 415.1kN となり、最終的に与えた輪荷重 100.9kN を大きく上回ったため、十分な残存耐荷力があることがわかった。また、最大荷重の 95% までは中立軸がほぼ一定の位置を示しており、鋼とコンクリートは十分に接着し、破壊の直前まで鋼とコンクリートが完全に一体化していると考えられる。

【第 5 章の参考文献】

- 1) 大西弘志, 松井繁之, 渡邊裕一: 分割型載荷板を用いた輪荷重走行試験機による RC 床版の $S-N$ 曲線の検討, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.223-228, 2003.
- 2) 土木学会鋼構造委員会道路橋床版の調査研究小委員会第 1 分科会: 床版の輪荷重走行試験, 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, 1-62, 2004.
- 3) (財)災害科学研究所: 各種の輪荷重走行試験装置下での床版疲労耐久性と $S-N$ 疲労曲線の統一化についての総合評価 (28 社共同研究で委託) 報告書, 2006.
- 4) 大西弘志, 永田 淳, 長屋優子, 鈴木 統: クランク式試験装置を用いた道路橋床版の共通輪荷重走行試験, 第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.31-38, 2006.
- 5) 関口幹夫, 横山 広, 浜田純夫: 自走式輪荷重走行試験装置を用いた道路橋床版の共通試験, 第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.39-46, 2006
- 6) 上条 崇, 鈴木孝洋, 大西弘志: 道路橋 RC 床版の共通試験に関する解析, 第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.47-54, 2006.
- 7) 松井繁之: 橋梁の寿命予測, 安全工学, Vol.30, No.6, 432-440, 2006
- 8) 国土交通省国土技術総合研究所資料第 28 号(2002): 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 2006.
- 9) 横山 広, 長屋優子, 関口幹夫, 堀川都志雄: 自走式試験機による道路橋床版の使用限界の評価, 第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.49-54, 2004.
- 10) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Eri OGAMI: A Composite Deck Having Transverse Stiffeners Bonded with a Cementitious Adhesive Subjected to Moving-Wheel Fatigue, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.18, No.9, pp.848-857, 2013.9.
- 11) 尾上枝里, 小川淳史, 藤本悠二, 吉武 勇, 和多田康男: 接着剤を併用して構造を簡素化した鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.67, CS1-009, pp.17-18, 2012.9.
- 12) (社) 土木学会: 膨張コンクリート, コンクリート標準示方書[施工編], pp.230-239, 2007.
- 13) (社) 土木学会: 暑中コンクリート, コンクリート標準示方書[施工編], pp.167-171, 2007.
- 14) Fok, S.L., Mitchell, B.C., Smart, J., and Marsden, B.J. : A numerical study on the application of the Weibull theory to brittle materials, *Engineering Fracture Mechanics*, 68, pp.1171-1179.2001.
- 15) Arenas, J.M., Narbon, J.J., and Alia, C. : Optimum adhesive thickness in structural adhesives joints using statistical techniques based on Weibull distribution, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Vol.30, pp.160-165.2010.
- 16) Palmgren, A.: The fatigue life of ball bearings (in German) ZVDI, 68, 339-341, 1924.

- 17) Miner, M.A.: Cumulative Damage in Fatigue, *J. Appl. Mech.*, 12, A159-A164, 1945.
- 18) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 [I 共通編・II 鋼橋編], 2002.
- 19) 松井繁之：道路橋床版—設計・施工と維持管理—, 森北出版, pp.49-51, 2007.

第 6 章

合成はりの曲げ疲労試験による 疲労耐久性の検討

6.1 目的

輪荷重走行試験において、たわみやひずみの急増といった顕著な剛性の低下はみられなかった。また、断面の検査結果からも損傷はみられなかったため、接着剤を用いた合成床版は十分な疲労耐久性を有した構造であると考えられる。また、輪荷重走行試験後の供試体の一部に対し、曲げ試験を実施し、残存する曲げ耐力は把握することはできたが、疲労破壊による実験データは得られなかった。そのため、本章では、接着剤を用いた鋼・コンクリート合成はりを用いた曲げ疲労試験を行い、疲労による終局状態の確認と疲労限界について定量評価を行った¹⁾。

6.2 実験供試体

6.2.1 形状寸法

試験体概要を図-6.1に示す。試験体寸法は床版厚135mm、幅625mm、長さ1850mmとした。底鋼板(4.5x625x1850mm:SM400A)には横リブを2本設け、リブとリブの間隔は325mmに設定した。横リブに設ける切欠きは半径20mmとし、設置間隔は250mmとした。鉄筋にはD13(SD345)を用い、主鉄筋は125mm間隔で5本、配力筋は500mm間隔で4本を配筋した。試験体は全部で8体作製し、2体を静的載荷試験に用い、残りの6体は疲労載荷試験に用いた。

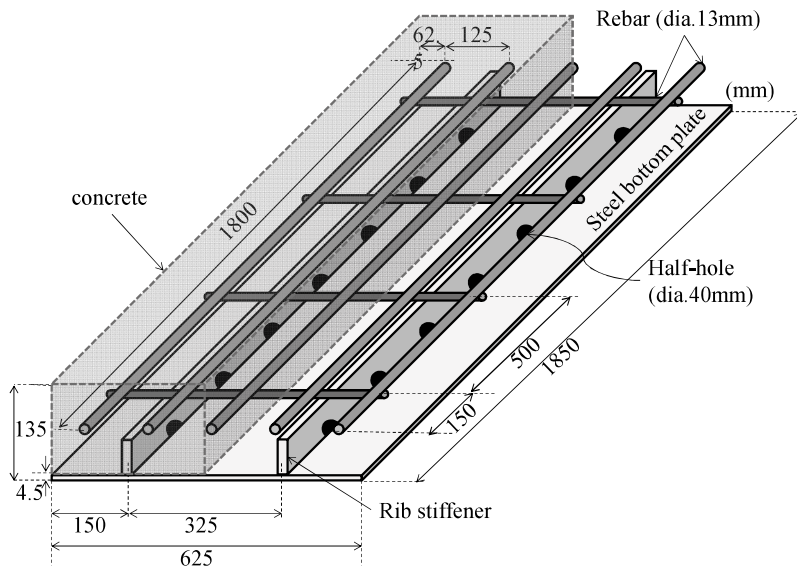


写真-6.1 供試体寸法

6.2.2 製作方法

試験体製作の流れは、工場にて底鋼板作製・横リブの溶接を行い、現場に搬入後、接着剤を塗布した。なお、塗布量は 1.0kg/m^2 である。塗布後、二週間（14日間）前養生した後、型枠を組み、鉄筋を配筋してコンクリートを打設した。写真-6.1に接着剤塗布前の鋼板、写真-6.2に、接着剤塗布時の様子、写真-6.3にコンクリート打設前の状況、写真-6.4に打設作業時の様子を示す。なお、本実験では、コンクリート打設スペースの関係上、2日間にわけて4体ずつ打設を行った。できるだけ同じ環境下で製作するため、1日目の打設、養生、脱型が終わった5日後に2日目の打設を行った。打設時期は8月頃の暑中環境下における打設である。打設後7日間は養生シートによる湿潤養生を行い、その後は気中養生とし、より実床版の施工に近い環境で養生を行った。脱型は材齢2～3日で行った。



写真-6.1 塗布前の底鋼板



写真-6.2 接着剤塗布状況

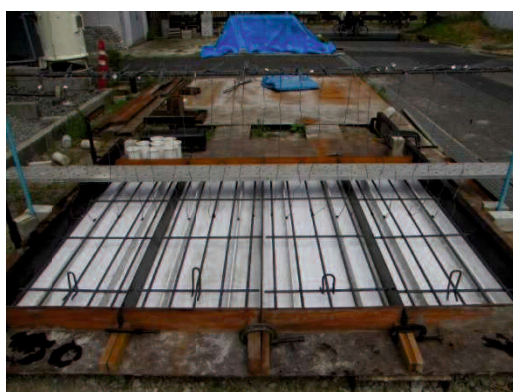


写真-6.3 打設前の型枠

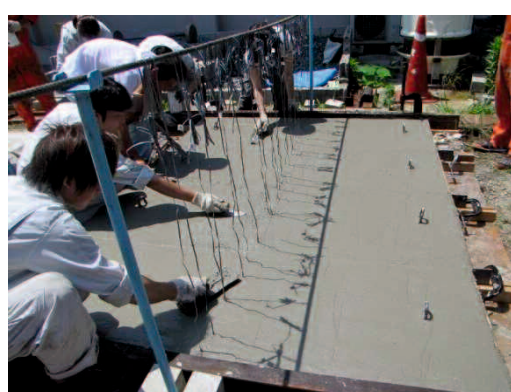


写真-6.4 打設作業風景

6.2.3 使用材料および材料強度

本実験では、レディミクストコンクリート（1日目：0.8 m³，2日目：0.8 m³，計 1.6 m³）を使用した。コンクリートの配合条件は表-6.1 に示すとおり，輪荷重走行試験で用いたものと同様である。普通ポルトランドセメントに石灰系低添加形膨張材を添加した膨張コンクリートを使用しており，水結合材比 48%，細骨材率 48.6%，呼び強度は 33，目標スランプは 8cm，粗骨材の最大寸法は 15mm である。練り混ぜ直後，工場にて測定したスランプは 12.0cm，空気量は 5.8%であり，打設 1 回目のコンクリート搬入後，現場にて計測したスランプは 16.5cm，空気量は 5.8%となった。一方，打設 2 回目の搬入後のスランプは 4.0cm，空気量は 4.0%と大幅なロスがみられた。同じ配合，同程度の環境下で練り混ぜ，同じ距離を搬送した場合でも，コンクリートの性質に差異が生じた。これには，搬入時間の違いや，使用したアジテータ車のドラムサイズ²⁾といった搬入時の環境などが要因に挙げられる。

表-6.2 に，打設 1 日目および打設 2 日目の材齢 28 日における圧縮強度およびヤング係数をまとめた。両者の間でわずかに差異が生じており，圧縮強度は打設 1 日目の方が大きい値となった。

表-6.1 配合条件

Water	169kg/m ³	
Cement	332kg/m ³	
Expansive additive	20kg/m ³	
Fine aggregate	Crushed limestone sand (2.69g/cm ³)	258kg/m ³
	Crushed sand(2.58g/cm ³)	258kg/m ³
	Crushed limestone sand (2.60g/cm ³)	343kg/m ³
Coarse aggregate	946kg/m ³	
Admixture	2.82kg/m ³	

表-6.2 材齢 28 日における圧縮試験結果

	Compressive strength	Young's modulus
1 st concreting	37.5MPa	29.4GPa
2 nd concreting	32.9MPa	33.2GPa

6.3 静的載荷試験

6.3.1 実験方法

疲労試験に先立ち、試験体 2 体について静的載荷試験を行った。ただし、本実験では、2 回に分けて打設を行ったため、打設 1 日目で作製した試験体 4 体をシリーズ A、打設 2 日目で作製した試験体 4 体をシリーズ B とし、それぞれ別のシリーズと考えて試験を行った。そのため、各シリーズ 4 体製作した試験体のうち 1 体を静的載荷し、計測した最大荷重を静的耐荷力 P_0 と設定した。疲労試験には残りの各 3 体を用いた。

側面図とスパン中央の断面図を表した図-6.2 には、載荷状況およびたわみ・ひずみの計測位置を記載した。スパン長は 1650mm に変更し、載荷点間距離は 250mm の 2 点載荷である。スパン中央 3 箇所に変位計を設置して中央たわみを計測した。また、ひずみの計測について、コンクリートのひずみは 60mm ひずみゲージを用いてスパン中央に 3 箇所貼付した。底鋼板のひずみについては 3mm ひずみゲージを用いてスパン中央に 3 箇所貼付した。鉄筋には、中央の鉄筋の両端 2 箇所と、両端の鉄筋 2 本の外側へ 2 箇所、計 4 箇所に 3mm ひずみゲージを貼付し計測を行った。載荷速度は 3.0kN/min である。載荷荷重 4.9kN 毎にたわみとひずみを計測し、試験体が破壊に至るまで単調載荷を行った。

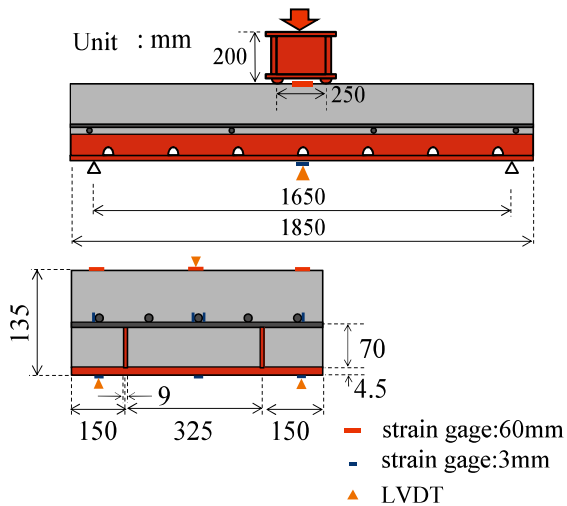


図-6.2 載荷状況図



写真-6.5 載荷状況

6.3.2 実験結果

破壊形態を図-6.3 (a)-(b)に示す。シリーズ A 試験体では、曲げスパンの外側にひび割れが数箇所発生・進展してせん断破壊に至った。底鋼板とコンクリート間では、貫通ひび割れ発生箇所周辺から試験体端部にかけて片方向にのみ剥離が生じた。打音検査により、もう一方は完全に接着していたことを確認した。シリーズ B 試験体では、試験体全体にひび割れが分散して生じ、特に曲げスパン内のひび割れが進展して、最終的には圧壊が先行する曲げ破壊となった。打音検査の結果、界面は完全に剥離していることがわかった。各シリーズの最大荷重は A : 177kN, B : 126kN となり、それぞれの値を、 P_0 と設定し、疲労載荷試験の上限荷重を定めた。



写真-6.6 静的載荷試験の破壊状況

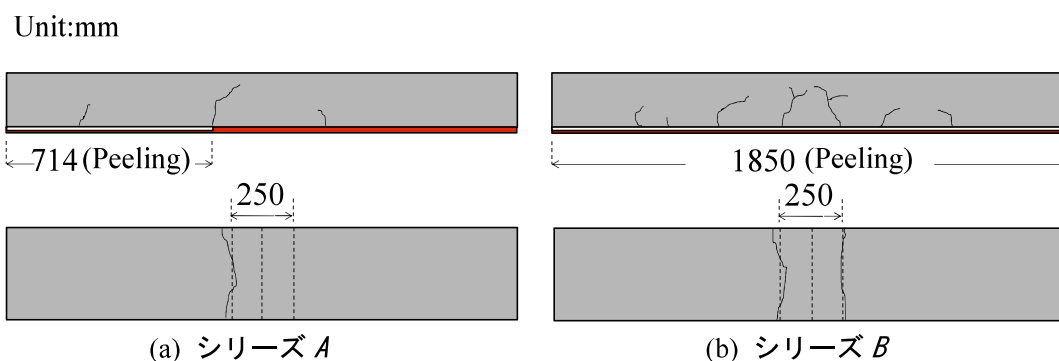


図-6.3 静的載荷試験の破壊状況

試験体中央における載荷荷重とたわみの関係を図-6.4に示す。両シリーズの挙動はほぼ同じであることから、ある載荷荷重に対するたわみ量は破壊に至る直前まで同程度であったものの、結果としてシリーズBの方が早く破壊に至ったことを示している。

図-6.5 (a)-(b)には各シリーズの維ひずみを示す。シリーズAについて、中立軸はほぼ一定であり、試験体が破壊に至るまで剥離は生じていないことがわかる。一方、シリーズBでは40kN程度から下縁から中立軸までの高さが徐々に大きくなり始め、鋼とコンクリート間に剥離が生じている。そして最大荷重に至った時点で完全に剥離したことがわかる。目視においても、スパン内に生じたひび割れの周辺から広範囲に剥離が生じたことを確認しており、打音検査において界面全体が完全に剥離していることがわかった。

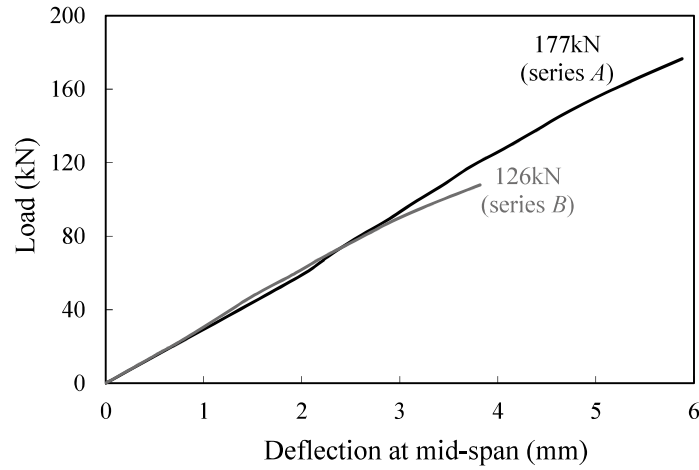


図-6.4 荷重-たわみ関係

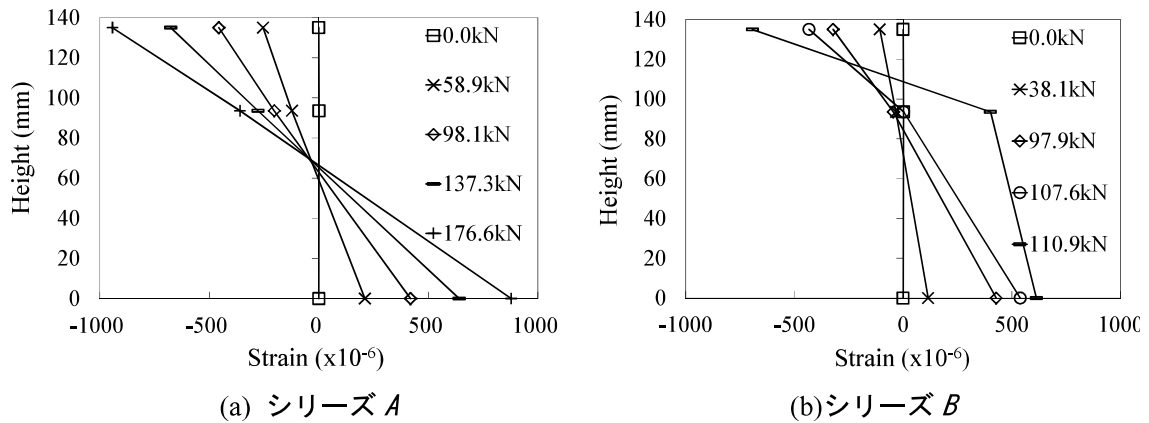


図-6.5 維ひずみ

6.4 疲労载荷試験

6.4.1 実験方法

静的载荷試験の結果を受け、シリーズ A については P_0 の 90%、85%、80%、シリーズ B については P_0 の 80%、75%、60%を上限荷重と設定し、下限荷重はそれぞれの静的耐荷力の 10%として試験体各 3 体を疲労载荷試験した。载荷速度は 1Hz (回/秒) である。载荷 0, 1, 10, 100, 1000, 10000 回時、以降 1 万回増加ごとに载荷・除荷時のたわみとひずみを計測し、試験体が破壊に至るまで、または载荷回数が 200 万回に達するまで繰り返し载荷を行った。試験体概要図および計測箇所については静的载荷試験と同様のため割愛する。

6.4.2 実験結果

試験結果を表-6.3 にまとめる。表には静的荷重試験の最大荷重 P_0 と疲労試験に P_U 、下限荷重 P_l 、繰り返し回数 N を示した。また、図-6.6 (a)-(f) に試験体の側面図および上面図の破壊状況を示す。また、供試体の破壊状況を写真-6.7 に示す。上限荷重 80%以上の試験体 4 体においては、载荷スパン外側に生じたひび割れが発生・進展し、せん断破壊に至った。終了後の打音検査において図中に示す界面の範囲に剥離を確認した。4 体とも、貫通ひび割れ周辺から試験体端部にかけて片方向にのみ剥離が生じている。上限荷重 60%および 75%の試験体においては、繰り返し载荷回数 200 万回に達しても破壊には至っていない。試験終了後、打音検査を行ったところ、両者の界面に剥離は全く生じておらず、鋼とコンクリートは完全に一体化した状態であった。

表-6.3 試験結果

I.D		P_0	P_U	P_l	N
A	9010	177kN	166.6kN	17.7	72
	8510	177kN	150.1kN	17.7	17538
	8010a	177kN	147.0kN	17.7	1032
B	8010b	126kN	100.9kN	12.7	23500
	7510	126kN	93.1kN	12.7	2000000
	6010	126kN	75.5kN	12.7	2000000

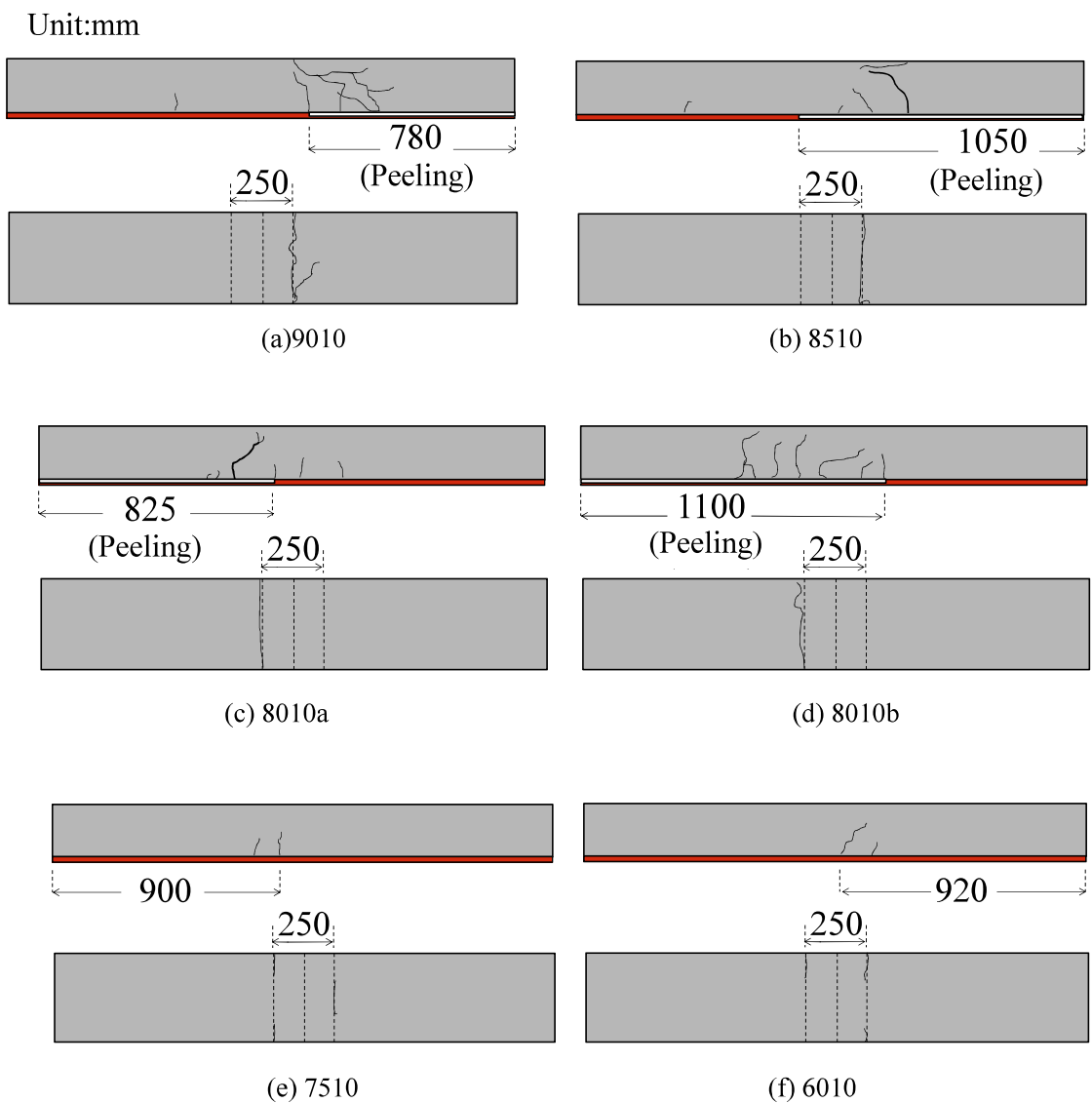


図-6.6 疲労載荷試験終了後の状況

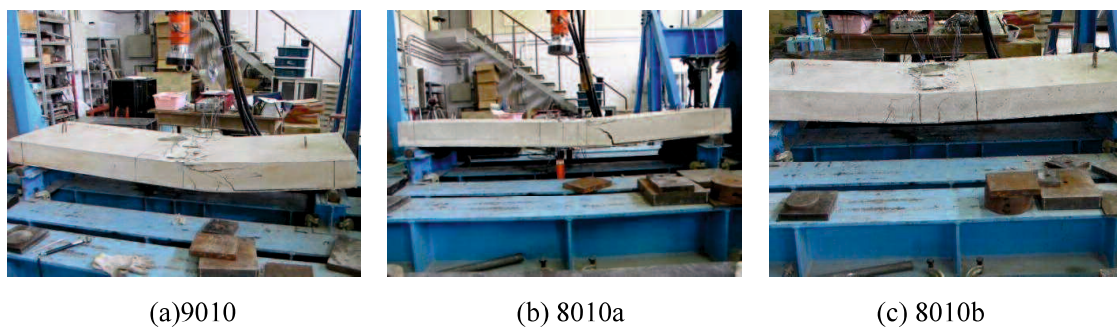


写真-6.7 破壊状況

図-6.7 に上限荷重を変えて行った各試験体におけるスパン中央のたわみと载荷回数との関係を示す。なお、I.D-9010 では、载荷回数が少なく、他との比較ができないことから結果は割愛する。また、I.D-8510 の破壊回数は17538回であるものの、計測するタイミングの関係上、データ取得は1万回時までとなった。I.D-8010a において、载荷開始後からたわみは徐々に大きくなり、1.0mm 程度まで変形した後、破壊に至っている。表-6.3 より、载荷回数はI.D-8510 を下回ることから、その試験体の曲げ剛性が低かったものと推測される。その他の設定上限荷重に対するたわみ関係は、载荷開始から破壊に至る直前まではほぼ一定の値を保っており、破壊に至った場合、たわみが急増している。この線形性が接着剤を用いた疲労载荷試験の場合における、たわみ関係の特徴であるといえる。これがスタッド等の機械的ずれ止めを使用した合成はりの場合、たわみはより明確に急増していき、早い段階で鋼とコンクリート間の付着切れが生じた後、ずれ止めの効果によりじん性性能がみられるという特徴を示す³⁾。また、I.D-6010, 7010 のように破壊に至らず载荷回数200万回に達した場合、1万回を過ぎた頃にわずかにたわみの上昇がみられたものの大きな変化はみられず、ほぼ一定の値を示した。

図-6.8 に、上限荷重ごとの底鋼板のひずみと载荷回数の関係を示す。前項同様、I.D-8010a においては载荷開始後から大きなひずみを計測しており、I.D-8510 を上回っている。一方、8010b では200万回に達した試験体2体に近い値を示しており、载荷開始後 350×10^{-6} 程度から10000回到達時に 400×10^{-6} 程度まで緩やかに上昇し、破壊に至る直前に 50×10^{-6} 程度上昇していることがわかる。200万回に到達した2体においては 250×10^{-6} から 350×10^{-6} 程度の挙動に収まっており、大きな変化はみられなかった。

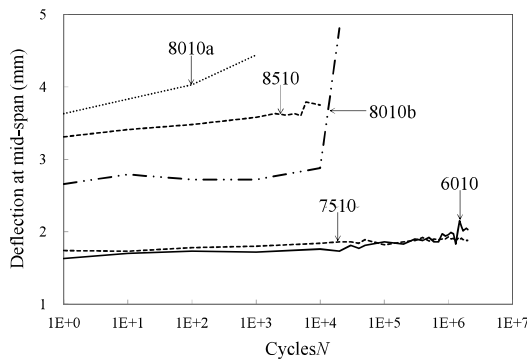


図-6.7 スパン中央のたわみ

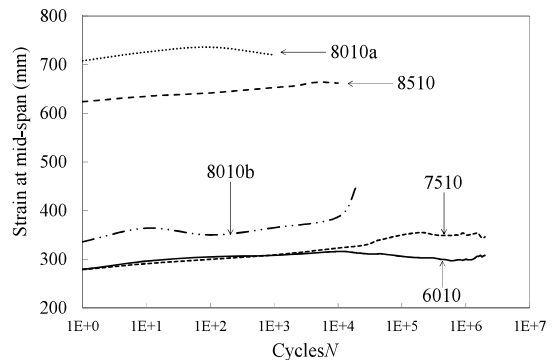


図-6.8 スパン中央のひずみ

6.4.3 S-N 曲線

図-6.9 に S-N 曲線を示す。これは前章同様、上限荷重を変えて行った各疲労試験より得られた S と N の関係をそれぞれプロットし、それについて累乗近似して、両辺に対数 (底 10) をとることで、式 (6.1) のように整理できる。

$$\begin{aligned} S &= b \cdot N^a \\ \log S &= \log(b \cdot N^a) \\ &= \log b + \log N^a = a \cdot \log N + \log b \end{aligned} \quad (6.1)$$

ここで、S: 上限荷重 P_U /静的耐荷力 P_0 の無次元量, N: 载荷回数, a, b: 係数を表す。

これより算出された本研究の S-N 式を式 (6.2) に明記する。

$$\log S = -0.02946 \log N + \log 1.00415 \quad (6.2)$$

実験により算出された各点と対数近似した直線との差異は小さい。比較対象として、前章同様、松井⁴⁾が提案し、街道ら⁵⁾が鋼・コンクリート合成床版においても適用可能と報告している式を式 (6.3) に示す。

$$\log S = -0.07835 \log N + \log 1.51965 \quad (6.3)$$

2 式の傾きを比較すると、算定式の方が緩やかな減少をみせている。スタッドジベルを使用し実験した街道・松井の式では、载荷回数が増加するほどコンクリートとスタッドジベルとの付着切れが早まり、強度低下がみられたため傾きが大きいものと考えられる。一方、接着剤を用いた本研究の合成床版は、载荷回数が大きくなっても、疲労強度の低下は緩やかであることから、疲労耐久性が高いことが窺える。さらに、疲労実験の回帰式に基づき、近似直線上で载荷回数 200 万回 (図中の点線) に達するとき、静的曲げ強度の 70%程度が疲労限界と判断される。今回の試験より、ひび割れ発生後、鋼板とコンクリートの界面における剥離が進展し破壊に至るまで、接着剤による付着効果は充分であり、試験体の曲げ剛性も充分なものといえる。

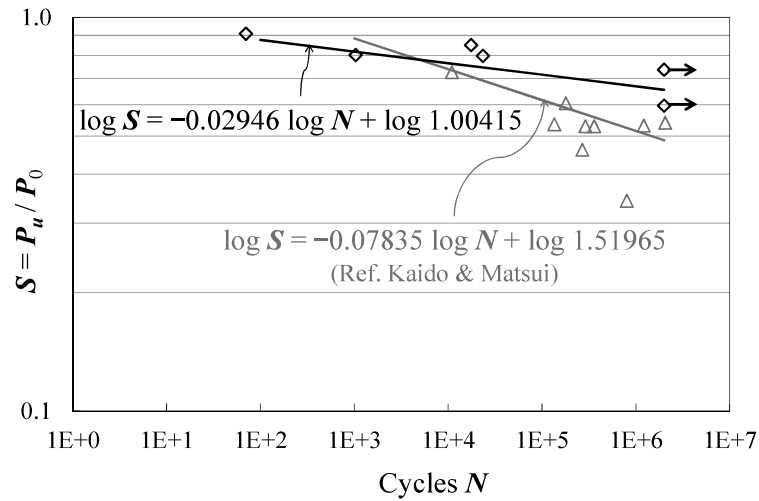


図-6.9 スパン中央のひずみ

6.5 まとめ

本章では、接着剤を用いた合成構造の疲労限界を求めることを目的とし、曲げ疲労試験を実施した。はじめに、シリーズAおよびシリーズBの各1体の試験体について静的载荷試験を行い、それぞれの静的耐荷力を求めた。その静的耐荷力から上限荷重および下限荷重を設定し、疲労载荷試験を行った。本章のまとめを以下に要約する。

- (1) 上限荷重80%以上の試験体4体は、せん断破壊に至り、ひび割れ周辺から試験体端部にかけて片方向にのみ剥離が生じた。これは、合成はり試験体に作用するせん断力により、鋼板とコンクリート間の剥離を誘発し、疲労損傷に至ったと考えられる。
- (2) 上限荷重75%以下の試験体2体においては、繰り返し载荷回数200万回に達しても破壊には至らなかった。試験終了後の打音検査によると界面の剥離は生じておらず、鋼とコンクリートは完全に一体化した状態であった。また、これらの疲労試験においてはたわみ・ひずみも大きな変化はみられなかった。
- (3) 曲げ疲労試験で得られたS-N関係式に基づき、近似直線上で载荷回数200万回に達するとき、静的曲げ強度の70%程度が疲労限界と判断される。

【第6章の参考文献】

- 1) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yuji FUJIMOTO and Yail Jimmy KIM: Fatigue Properties of Steel-Concrete Composite Slab using a Cementitious Adhesive, *Durability of Bridge Structures -select papers of 7th New York City Bridge Conference*, pp.79-86, 2013.8.
- 2) 林 善弘, 橋本親典ほか: アジテータ車のコンクリートの排出性能に関する実験的研究, *コンクリート工学論文集*, Vol.5, No.2, pp.87-94, 1994.7.
- 3) (社) 日本橋梁建設協会: その他コンクリート系床版への適用性の検討
(URL : <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0472pdf/ks047209.pdf>) 2013.1.現在
- 4) 松井繁之: 道路橋床版—設計・施工と維持管理—, 森北出版, pp.49-51, 2007.
- 5) Hiroshi KAIDO, Shigeyuki MATSUI : Estimation of punching shear fatigue strength for steel plate-concrete composite decks, *Steel Construction* 2, No.3, pp.181-187, 2009.

第7章

設計および施工の検討

7.1 目的

提案する接着剤を用いた鋼・コンクリート合成構造の基本的な力学性状および疲労耐久性は、これまでの試験結果から確認され、橋梁の床版に適用できる可能性があることが示唆された¹⁾⁴⁾。本章では、接着剤を用いた合成床版の概略の設計例および施工手順を述べ、実橋梁に適用する際の参考とすることを目的とした。

7.2 設計手法

7.2.1 設計手法概略⁵⁾

鋼板パネルは底鋼板と横リブ、側鋼板から構成され、合成前の床版断面では型枠および型枠支保工の役割を担当し、自重も含めた合成前の死荷重を負担する。また、合成後の床版断面では下側鉄筋の役割を負担する。合成後は死荷重および活荷重に対して、鋼パネルとコンクリートが一体化した床版として応力度の算出を行い、合成断面前と合成後断面の応力度の和が鋼板パネル部の許容応力度を超えないように設計しなくてはならない。鋼とコンクリートの合成前と合成後の概念図を図-7.1に示す。また、構造図を図-7.2に示す。

鋼パネルとコンクリートを一体化するずれ止め機構には接着剤を用いる。鋼板パネル製作工場において底鋼板および横リブに接着剤を塗布し、鋼パネル架設、鉄筋配置後にコンクリートを打設することで、鋼パネルとコンクリートを合成する。

底鋼板厚は6mm程度を標準とし、外面の防錆処理には塗装や耐候性鋼材などを適用する。なお、鋼パネルに塗布する接着剤は防錆機能も有するため、鋼パネル内面の一次防錆処理は接着剤の塗布のみとする。横リブの設置間隔は650mm程度を標準とし、断続すみ肉溶接により設置する。また、横リブの下端には剥離防止用のR40程度の半円型の切欠きを設けることを標準とする。なお、一次防錆処理は底鋼板と同様に接着剤を塗布する。

側鋼板は6mm程度を標準とし、底鋼板と同様に工場において製作する。ずれ止めの機能を付加しない部材であるため、内面の一次防錆処理は無機ジンクリッチペイントを標準とする。鉄筋は底鋼板が下側鉄筋の役割を負担するため、上側鉄筋の主鉄筋および配力筋のみを配置することを標準とし、純かぶりは30mm以上とする。コンクリートは普通ポルトランドセメントを使用し、設計基準強度は $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ とする。また、初期のコンクリート収縮によるひび割れ防止のため、膨張材の使用を標準とする。

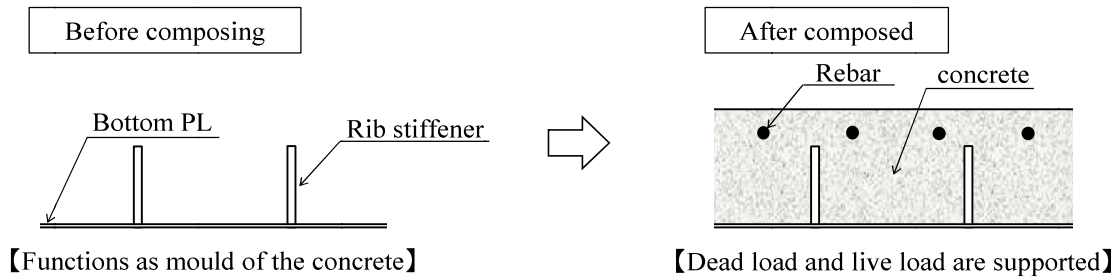


図-7.1 合成前後のイメージ図

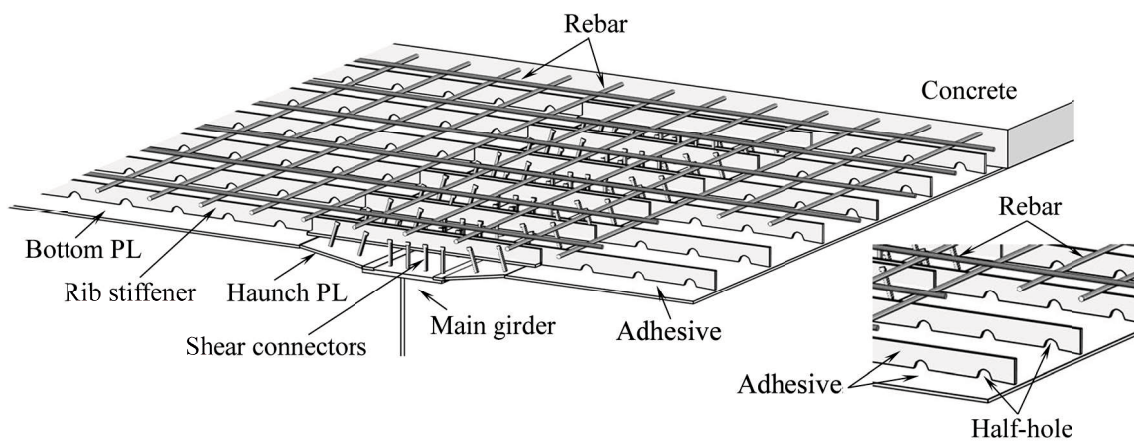


図-7.2 構造図

7.2.2 設計条件

鋼・コンクリート合成床版は、合理化橋梁である少数鈹桁橋との相性が良く、従来の多主鈹桁とRC床版を組み合わせた橋梁に代わり採用実績が急増している^{6),7)}(図-7.3)。そのため、本節では、2主桁の少数鈹桁橋(床版支間6m)程度を想定した設計例を示す。

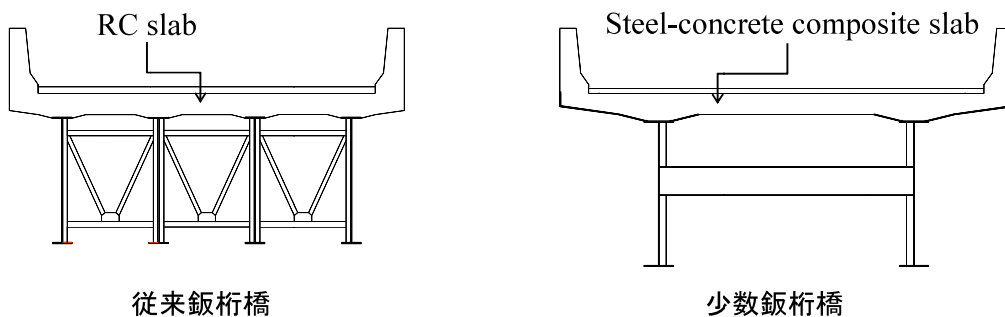


図-7.3 従来鈹桁橋と床版鈹桁橋

図-7.4 に設計例を述べる際の、橋梁断面図を示す。主桁間隔は 6m とし、主桁間隔に張出し長の比は 1 : 0.4 とした⁸⁾。また、床版厚は土木学会の鋼構造物設計指針パート B 第 3 編 7.53)⁹⁾に定められているコンクリート最小厚に底鋼板の厚さとして 10 mm 程度を考慮し、式 (7.1) を用いて算出し 260mm とした⁸⁾。設計条件を表-7.1 に示す。設計に用いる荷重等は日本道路協会の道路橋示方書 I, II¹⁰⁾ (以下、道示と略称) に従うものとする。なお、本節に示す設計例の設計活荷重は B 活荷重とする。

$$h_c = 25L + 110 \quad (7.1)$$

ここに、

h_c : 底鋼板を含む床版の最少厚さ(mm)

L : 床版支間(m)

表-7.1 設計条件

slab	260×(6000+2400×2) mm
bottom PL	6 mm thick
rib	140 mm height×16 mm thick 650 mm interval
rebar	D19 125 mm interval
unit-weight	slab: 27.5 kN/m ³ pavement: 22.5 kN/m ³
allowable stress	concrete: 8.5 N/mm ² rebar: 140 N/mm ² steel plate: 140 N/mm ²

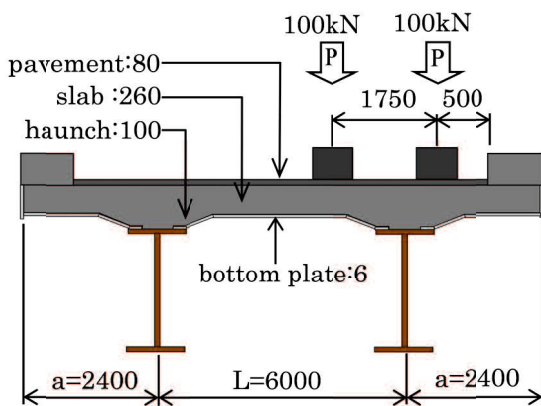


図-7.4 断面図

7.2.3 応力度の照査

以下に、合成前後の設計曲げモーメントと応力を示す。合成前は合成床版の死荷重により曲げモーメントを求める。なお、合成床版の単位体積重量は表-7.1 より、27.5kN/m³を用いるが、この数値は施工実績に基づいて算出されたものである⁸⁾。道示 8.3.4 より、活荷重で設計する橋においては、表-7.2 に示される T 荷重(衝撃を含む)による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントに表-7.3 に示される割り増し係数を乗じることにより算出される。設計例では、単純版として設計曲げモーメントを算出した。また、合成前後の各部材の応力度の照査を行うことで鋼板パネル部の断面を決定する。

表-7.2 床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント(道示より抜粋)

span (L)	Longitudinal direction bending moment	Transverse direction bending moment
$0 < L \leq 6$	$+(0.12L+0.07)P$	$+(0.10L+0.04)P$

表-7.3 曲げモーメントの割り増し係数(道示より抜粋)

span (L)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$
Extra coefficient(k)	1.0	$1.0+(L-2.5)/12$	$1.125+(L-4.0)/26$

合成前の断面図を図-7.5に示す. 合成前の単位幅 B あたりの設計曲げモーメントは式(7.2)によって計算される. また, 合成前の横リブ天端および底鋼板の応力度は式(7.3), (7.4)となる.

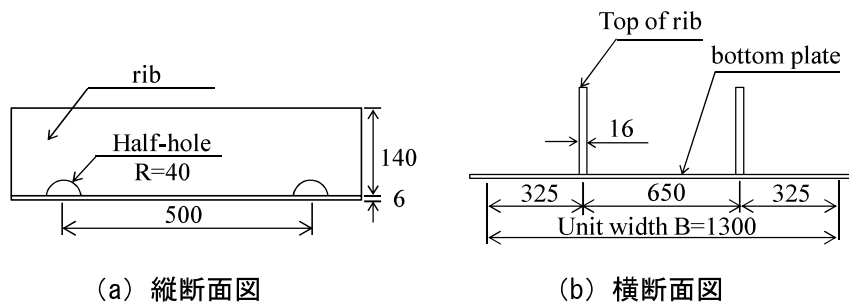


図-7.5 合成前の断面

【死荷重(合成床版の自重)による曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{d1} &= (W_{d1} \times L^2 / 8 - W_{d1} \times a^2 / 2) \times B \\
 &= 15.1 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}
 \tag{7.2}$$

【横リブ天端の応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_{su} &= \frac{M_{d1}}{I_{d1}} y_{su} \\
 &= 79.1 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}
 \tag{7.3}$$

【底鋼板の応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sl} &= \frac{M_{d1}}{I_{d1}} y_{sl} \\
 &= 22.4 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}
 \tag{7.4}$$

ここに、

B : 単位幅 (m)

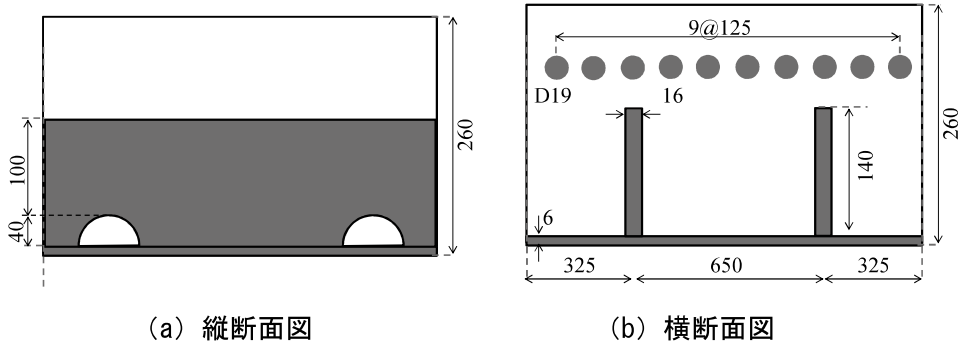
M_{d1} : 死荷重による曲げモーメント (kN・m/m)

W_{d1} : 合成床版の自重 (kN/m²)

I_{d1} : 有効幅を考慮した断面 2 次モーメント (mm⁴)

a : 張出し長 (m)

合成後の断面図を図-7.6 に示す。主鉄筋方向の合成後の単位幅 B あたりの設計曲げモーメントを式 (7.5) ~ (7.7) に示す。また、合成後のコンクリート天端および鉄筋、横リブの天端、底鋼板の応力度を式 (7.8) ~ (7.11) に示す。



(a) 縦断面図

(b) 横断面図

図-7.6 合成後の断面

【死荷重 (舗装の自重) による曲げモーメント】

$$\begin{aligned} M_{d2} &= (W_{d2} \times L^2 / 8) \times B \\ &= 10.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned} \quad (7.5)$$

【活荷重による曲げモーメント】

$$\begin{aligned} M_L &= k(0.12L + 0.07)P \times B \\ &= 123.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned} \quad (7.6)$$

【設計曲げモーメント】

$$\begin{aligned} M_{com} &= M_{d2} + M_L \\ &= 134.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned} \quad (7.7)$$

【コンクリート天端の応力度】

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{M_{com}}{I_V} y_{su} / n \\ &= 6.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (7.8)$$

【鉄筋の応力度】

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_{com}}{I_V}(y_{su} - 39.5) \\ &= 43.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\quad (7.9)$$

【横リブ天端の応力度】

$$\begin{aligned}\sigma_{su} &= \frac{M_{com}}{I_V}(y_{su} - 114.0) \\ &= 6.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\quad (7.10)$$

【底鋼板の応力度】

$$\begin{aligned}\sigma_{sl} &= \frac{M_{com}}{I_V}(260 - y_{su}) \\ &= 67.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\quad (7.11)$$

ここに、

 B ：単位幅 (m) M_{d2} ：死荷重による曲げモーメント (kN・m/m) W_{d2} ：舗装の自重 (kN/m²) M_L ：主鉄筋方向の活荷重による曲げモーメント (kN・m/m) k ：曲げモーメントの割り増し係数 P ：活荷重 (kN) M_{com} ：設計曲げモーメント (kN・m/m) I_V ：鋼に換算した合成床版の中立軸に関する断面2次モーメント (mm⁴)

配力鉄筋方向の合成後の単位幅 B あたりの設計曲げモーメントを式 (7.12) に示す。なお、道示より、配力鉄筋方向の曲げモーメントは、活荷重による曲げモーメントのみを考慮する。また、合成後応力度の算出は、合成後断面力に対して、底鋼板と配力鉄筋より構成される複鉄筋矩形断面として計算する⁸⁾。コンクリート天端および底鋼板の応力度を式 (7.13)、(7.14) に示す。

【設計曲げモーメント】

$$\begin{aligned}M_l &= (0.10L + 0.04)P \times B \\ &= 64 \text{ kN} \cdot \text{m/m}\end{aligned}\quad (7.12)$$

【コンクリート天端の応力度】

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{M_l}{K_c} \\ &= 4.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\tag{7.13}$$

【底鋼板の応力度】

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_l}{K_s} \\ &= 49.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\tag{7.14}$$

ここに、

B : 単位幅 (m)

M_l : 配力鉄筋方向の活荷重による曲げモーメント (kN・m/m)

P : 活荷重 (kN)

K_c : コンクリートの断面係数 (mm³)

K_s : 鋼板の断面係数 (mm³)

表-7.4 応力度の集計

Unit; N/mm ²	Before composing	After composed		Allowable stress
		Longitudinal direction	Transverse direction	
concrete	---	6.4	4.5	8.5
rebar	---	43.8	---	140
lateral rib	79.1	6.1	---	140
bottom plate	22.4	67.8	49.6	140

7.2.4 押抜きせん断耐力の検討

押抜きせん断耐力に関する照査は、土木学会複合構造標準示方書¹¹⁾に基づき行い、検討には式(7.15)を用いる。合成床版は、通常の鉄筋コンクリートと比較して、引張補強鋼板が薄板であること、コンクリートとの付着のとり方が異なっているが、面外せん断力を受ける合成版の押抜きせん断破壊性状は鉄筋コンクリート部材のそれに概ね類似している。しかし、終局状態において、鋼とコンクリートの部分的な付着せん断ずれが先行する可能性があるため、設計耐力式による算定値において、低減係数 α を用いて押抜きせん断耐力を低減して算出する。本節では、図-7.7のように、床版支間6mの二方向版として、面外せん断力に抵抗すると想定し検討を行った。計算結果より、設計押抜きせん断耐力は1057kNとなり、設計輪荷重100kNよりも十分に大きい値となった。

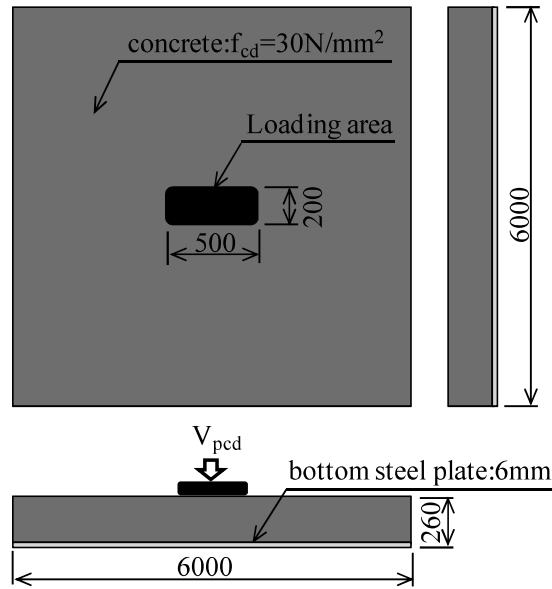


図-7.7 仮定する合成版

$$\begin{aligned}
 V_{pcd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \\
 &= 1057 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{7.15}$$

ここに、

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (\beta_d \leq 1.5)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot \alpha \cdot p} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (\beta_p \leq 1.5)$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25 u/d) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{pcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

b : 単位幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

α : 部分的な付着せん断ずれを考慮した低減係数 (mm) (スタッドにおける係数 0.42 を使用)

u : 載荷面の周長 (mm)

u_p : 照査断面の周長 (mm) (載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定するものとする)

γ_p : 部材定数 (一般に 1.3)

7.2.5 ずれ止めの検討

第3章3.5より, せん断耐力と $\phi 19 \times 150$ (JIS B 1198) のスタッドの終局耐力の計算値を比較すると, スタッドの 17~23 本/m² に相当することが試算された (表-7.5). 本節で仮定する断面の横リブと底鋼板の境界位置 (鋼とコンクリートの界面) におけるせん断力度 τ を算出した結果を下記に示す.

【合成前のせん断応力度】 (コンクリート打設)

$$\begin{aligned}\tau_d &= \frac{Be \times S_d}{B \times I_s} \times y_{sb} \times t_b \\ &= 0.16 (\text{N/mm}^2)\end{aligned}\quad (7.16)$$

【合成後死荷重によるせん断応力度】 (舗装による死荷重)

$$\begin{aligned}\tau_v &= \frac{Be \times S_v}{B \times I_v} \times y_{vd} \times t_b \\ &= 0.01 (\text{N/mm}^2)\end{aligned}\quad (7.17)$$

【合成後活荷重によるせん断応力度】 (舗装による死荷重)

$$\begin{aligned}\tau_l &= \frac{Be \times S_l}{B \times I_v} \times y_{vd} \times t_b \\ &= 0.22 (\text{N/mm}^2)\end{aligned}\quad (7.18)$$

【横リブと底鋼板の境界位置のせん断応力度の合計】

$$\begin{aligned}\tau_{com} &= \tau_d + \tau_v + \tau_l \\ &= 0.39(\text{N/mm}^2)\end{aligned}\quad (7.19)$$

ここに,

B : 単位幅 (m)

Be : 有効幅 (m)

Sd : 合成前死荷重によるせん断力 (kN/m)

Sv : 合成後死荷重によるせん断力 (kN/m)

Sl : 活荷重によるせん断力 (kN/m)

I_s : 合成前断面 2 次モーメント (mm^4)

I_v : 合成後断面 2 次モーメント (mm^4)

ysb : 合成前断面の重心から底鋼板の重心までの距離 (mm)

yvd : 合成後断面の重心から底鋼板の重心までの距離 (mm)

tb : 底鋼板の板厚 (mm)

以上の結果より, 鋼とコンクリート界面に作用する設計せん断応力度 τ は $0.39 (\text{N/mm}^2)$ となる. 第 3 章で得られたせん断試験により求められたみかけの最大せん断耐力が 2.55N/mm^2 であるため, 安全率は約 6.5 倍となる. 接着剤のせん断耐力については, データ数が少ないため, 今後も検討が必要であるが, 実橋梁の床版への適用の可能性が窺える.

表-7.5 第3章の最大せん断応力の比較

System	Shear connector	Designed strength
Conventional	Stud: 19×150 mm (int. of 250 mm)	2.325 N/mm ²
Proposed	Adhesive (1.0kg/m ³)	2.550 N/mm ²

7.3 施工の流れ

7.3.1 鋼板パネルの製作

底鋼板部は、折り曲げ加工機を用いて底鋼板ハンチ部の曲げ加工を行い、ボルト孔加工を行う。横リブはレーザー切断機を用いて加工し、断続すみ肉溶接により底鋼板に接合する。また、側鋼板は連続すみ肉溶接により設置する。合成床版パネルの部材は、薄板で構成されるため、溶接完了後はガスバーナーによりひずみ除去を行う。パネル製作時の様子を写真-7.1に示す。



(a) 底鋼板ボルト孔加工



(b) 側鋼板溶接



(c) 横リブ設置



(c) 溶接ひずみ除去

写真-7.1 鋼板パネル製作時の状況

7.3.2 鋼板パネルの防食

底鋼板外面の防食仕様の種類を表-7.5 に示す。一般的には、主桁と同様の防食仕様とすることが多い。底鋼板内面の防食仕様は、従来の合成床版ではコンクリート打設時までの防錆処理として、写真-7.2(a)のように、内面全面に無機ジンクリッチペイント(30~75 μ m)を塗布するのが標準であるが、本研究で提案する合成床版では内面全面に接着剤を塗布することで、無機ジンクリッチペイントを代替する。なお、塗布量は 1.0kg/m² とする。過去の実験¹²⁾により、塗布量が標準の 50%になった場合でも、接着性能の低下がないことが述べられている。また、第2章の暴露試験による接着剤の防食性の検討により、接着剤を塗布した後、半年以上経過後も防食性および接着性能は保たれることが確認されている。現在の鋼橋上部工事の工期設定から考えると、パネル製作からコンクリート打設までの期間が半年以上に及ぶ工事は無いと考えられるため、提案する接着剤を適用できるものと考えられる。

表-7.5 防食仕様の種類

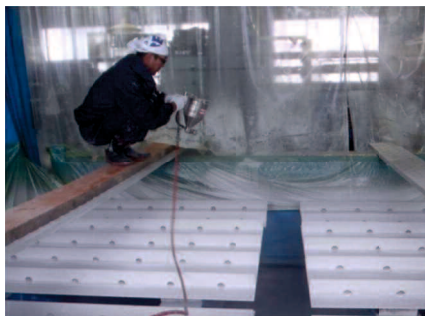
Corrosion prevention spec	Painting
	Plating
	Metal thermal spraying
	Weathering steel



(a) 内面の無機ジンクリッチペイント



(b) 外面の塗装仕様



(c) 接着剤塗布状況



(d) 鋼板パネル保管状況

写真-7.2 合成床版の防食例

7.3.3 鋼板パネルの架設

鋼板パネルは架設現場にトレーラ等で搬入し、クレーンで主桁上に架設する。クレーン架設時は鋼板パネルに変形が生じないように吊り上げ、4点吊りを標準とする。パネルの継手部は、高力ボルトを用いて連結する。打設時のセメントミルクの漏れを防止するため、パネル継手部の微細な隙間にはシーリングを行う。鋼板パネルの現場搬入から連結までの流れを写真-7.3に示す。



(a) 現場搬入



(b) 吊りワイヤー設置状況



(c) 吊り状況



(d) 架設状況



(e) パネル連結状況

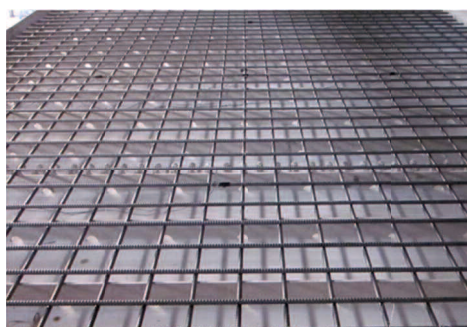


(f) 止水シール状況

写真-7.3 合成床版の架設状況

7.3.4 コンクリート打設・養生

鋼板パネル架設および連結完了後、主鉄筋、配力鉄筋を配置する。その後、接着剤の付着性能の低下を防止するため、ゴミや油分等は圧縮空気や高圧水により除去した後、コンクリートを打設する。打設手順は従来の合成床版と同様であり、空隙ができないように入念に締固めを実施する。また、打設完了後は、養生マット等を用いて湿潤状態を維持する。



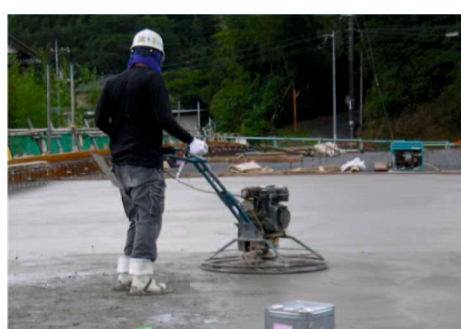
(a) 鉄筋配置



(b) 打設前の洗浄



(c) コンクリート打設



(d) 表面仕上げ



(e) 養生マット設置状況



(f) 完成

写真-7.4 コンクリート打設状況例

7.3 まとめ

本章では、接着剤を用いた合成床版が実橋梁に適用される際の、設計概略と施工手順について示した。本章のまとめを以下に述べる。

- (1) 床版厚や鋼板パネルの形状については、従来の合成床版の設計手法により設計が可能である。ずれ止めに関しては、鋼とコンクリート界面に作用する計算上のせん断応力に対して、実験から得られたせん断耐力は約 6.5 倍となっている。通常のずれ止めは安全率を 3 倍で考えるため、ずれ止めとして十分に機能すると考えられる。押抜きせん断耐力に関しては、計算上の数値では、設計荷重の 10 倍程度の数値が算出されるが、実験が未実施であり、実験値との整合性は検証できていないため、あくまでも参考値である。
- (2) 鋼板パネルの防食は、コンクリート接触面については、従来の合成床版であれば無機ジンクリッチペイントを実施するが、提案する合成床版はずれ止めに用いる接着剤が高い防錆機能を有するため、鋼板パネルの内面については、接着剤の塗布のみである。また、外面塗装については、従来の合成床版と同様である。
- (3) パネルの製作、輸送、架設方法等は、従来の合成床版と同様である。異なる点として、接着剤の上に油やゴミ等が付着したままコンクリートが施工された場合、期待する合成効果が得られない可能性があるため、コンクリート打設前は高圧水などにより洗浄することが必要である。

【第7章の参考文献】

- 1) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Yoichi MIMURA: Development of a New Composite Slab System Using a Carbon-fiber-blended Cementitious Adhesive, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.138, No.11, pp.1321-1330, 2012.11.
- 2) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Eri OGAMI: Composite Deck Having Transverse Stiffeners Bonded with a Cementitious Adhesive Subjected to Moving-Wheel Fatigue, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.18, No.9, pp.848-857, 2013.9.
- 3) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yuji FUJIMOTO and Yail Jimmy KIM: Fatigue Properties of Steel-Concrete Composite Slab using a Cementitious Adhesive, *Durability of Bridge Structures -select papers of 7th New York City Bridge Conference*, pp.79-86, 2013.8.
- 4) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yoichi MIMURA, Yasuo WATADA and Masaoki IKUSHIMA: Fundamental Experiments on Steel-Concrete Composite Slabs Using New Adhesive, *Proceedings of fib Symposium Prague 2011*, CD-ROM, 2011.6.
- 5) Atsushi OGAWA, Isamu YOSHITAKE, Yasuo WATADA and Yail Jimmy KIM: Design Concept of Steel-Concrete Composite Slab Using an Adhesive, *Proceedings of 18th LABSE Congress*, A-0064, 2012.9.
- 6) 橋 吉宏, 小林 潔: 鋼・コンクリート合成床版の開発と性能規定について, 第16回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 2013.8.
- 7) (社) 日本橋梁建設協会: 統計データ, 2012.10.
- 8) (社) 日本橋梁建設協会: 鋼・コンクリート合成床版の計画資料, 2012.8.
- 9) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物, 1997.12.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I・II, 2002.3.
- 11) 土木学会: 複合構造標準示方書, 2009.12.
- 12) 藤本悠二, 小川淳史, 浅田誉志大, 土井隆泰, 吉武 勇: セメント系接着剤を塗布した鋼・コンクリート界面の簡易せん断試験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, CS3-017, 2013.9.

第 8 章

結論

近年、高度経済成長期に建設された国内の社会インフラは老朽化が顕著化し、維持更新の時期に入っている。特に、道路橋床版については、走行車両の輪荷重による疲労と材料劣化が相まって損傷が進行しているため、耐久性の高い床版が求められている。そのような時代の中、コスト縮減と耐久性向上の観点から、床版支間を拡げ主桁の本数を軽減した少数鈹桁橋と相性が良く、施工性、耐久性の高い合成床版の採用実績が急増している。RC床版よりも耐久性が高いとされる合成床版であるが、今後の我が国の財政状況を考えると、よりいっそうの建設コスト縮減と耐久性向上が望まれることは明らかである。合成床版の現在残されている課題として、機械式ずれ止めの多数設置による工費・重量の増加や充填性、防食性等がある。そのため、本論文では、機械式ずれ止めの代替として、高い防食性能を持つ接着剤を用いることで、構造の簡素化と防食性向上を図った合成床版を考案し、各種実験による耐荷力や疲労耐久性について検討を行った。また、実橋梁に適用される際の設計・施工手順について述べた。本論文のまとめを以下に述べる。

第1章「序論」では、合成床版の採用実績が増加している背景や既往の研究や課題について言及した。また、本研究の目的を整理するとともに、接着剤を用いて鋼とコンクリートの一体化を図った合成床版の概要、ならびに本研究で実施した実験項目についてまとめた。この章では接着剤を用いた鋼・コンクリート合成構造部材の研究はほとんどみられないことから、要素実験から検討を始め、疲労耐久性の検討や設計手法の例示を行った。本論文は、提案する合成床版が実用化される際の基盤となる論文である。

第2章「セメント系接着剤の特徴」では、接着剤の基本的な情報である成分や材料特性を示すとともに、小型の合成はりを用いた曲げ試験により、材齢と付着特性の関係や、鋼板の表面処理方法ならびに鋼板上に散布した接着剤の前養生期間について検討を行った。この章における主な知見は次のようなものである。

小型合成はりの曲げ試験結果により、コンクリート材齢が28日以降において、ひずみと計算値と実験値の際が小さくなった。このことから、本研究で用いた接着剤を用いることで、コンクリートが硬化に至る過程で、鋼とコンクリートが一体化することがわかった。接着剤を鋼板に塗布し、168日間経過後にコンクリートを打設しても、合成はりの曲げ強度の低下はみられなかった。このことから、通常の橋梁の建設工期であれば、合成床版の鋼板パネル製作からコンクリート打設まで半年以内で完了することから、製作工場において鋼板パネルに接着剤を塗布し、現場に搬入・架設し、コンクリートを打設しても、鋼とコンクリートが十分に一体化すると考えられた。さらに、接着剤を塗布した鉄筋の曝露試験により、曝露開始後、200日が経過した後も、腐食は生じなかったため、コンクリート打設時までの鋼板パネル内面の防食性が保たれることが確認できた。

第3章「せん断試験によるずれ止め性能の検討」では、接着剤を用いた鋼とコンクリートの合成構造に対してせん断試験を実施し、ずれ止めとしての性能について検討を行った。その結果、鋼とコンクリートの間に剥離が生じるまでのせん断耐力は、孔あき鋼板ジベルタイプの供試体の2倍以上の耐力を示すことがわかった。また、鋼板の変形防止のため設置するリブに切欠きや剥離防止用の切欠き孔を設けることで、せん断耐力をいっそう向上できることがわかった。さらに接着剤を塗布した供試体のせん断耐力とφ19×150(JIS B 1198)のスタッドの終局耐力の計算値を比較すると、スタッドの17~23本/m²に相当したことから、接着剤を用いた本合成構造の有用性を示した。

第4章「曲げ試験による合成はりの挙動の把握」では、スタッドを用いた合成構造との曲げ破壊性状の違いや、より実構造に近い底鋼板にリブ設置した合成はりを用いて曲げ試験を行った。その結果、スタッドを用いた合成はり是最初のひび割れが発生した後も、複数のひび割れが発生～進展～分散しながら、破壊に至るのに対し、接着剤を用いた合成構造では、載荷点に向かって、1本のひび割れが生じたと同時に脆性的に破壊する結果となった。しかし、実構造物により近い底鋼板にリブを設置した供試体による曲げ試験により、曲げひび割れ発生後も平面保持の仮定は成り立っており、底鋼板とコンクリートは充分に一体化することが示された。また、平面保持則が成立することにより、一般的な鉄筋コンクリート構造と同様に、接着剤を用いた合成部材の曲げ挙動を評価・予測できると考えられる。なお、この章で実施した繰り返し載荷試験において、残留ひずみが大きかったことから、疲労耐久性については、再度検証をする必要があることが示唆された。

第5章「輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討」では、実橋梁の1/2スケールの接着剤を用いた合成床版を用いて疲労耐久性について検討を行った。その結果、60万回走行後も、供試体が破壊に至らなかった。また、輪荷重走行試験終了後の供試体の一部を切り出し、破壊に至るまで曲げ試験を実施した。

輪荷重走行試験では、載荷荷重と走行回数が増加するにつれ、たわみ・ひずみは緩やかに増加したが、走行回数60万回に達しても破壊に至るような大きな変化はみられなかったため、輪荷重に対する疲労耐久性を有することがわかった。また、損傷指数(DI)やS-N関係式による疲労耐久性の予測を実施した結果、提案する合成床版は十分な疲労耐久性を有することわかった。

また、輪荷重走行試験終了後の供試体の一部を切り出した供試体による曲げ試験により、60万回走行後も残存耐力は充分にあることがわかった。提案する合成床版の破壊の進展状況は、コンクリートに曲げひび割れが発生し、底鋼板からコンクリートが剥離・進展することなたわみが増大し、終局破壊に至ることがわかった。

第6章「合成はりの曲げ疲労試験による疲労耐久性の検討」では、第5章の輪荷重走行

試験では得られなかった、疲労破壊の実験データを得るため、接着剤を用いた合成はりを用いた曲げ疲労試験を行い、疲労による終局状態の確認と疲労限界について定量評価を行った。

この実験によると、疲労破壊の進展状況は、荷重の繰り返し载荷により、鋼板とコンクリート間に剥離が発生し、鋼とコンクリートの一体性が損なわれ、ひび割れが中央から広がっていく傾向にあることがわかった。また、剥離の有無は、中立軸の位置より確認でき、鋼とコンクリートが剥離した時点で合成部材の中立軸が上側に移動することがわかった。また、曲げ疲労試験で得られた $S-N$ 関係式に基づき、近似直線上で载荷回数 200 万回に達するとき、静的曲げ強度の 70%程度が疲労限界と判断された。

第7章「設計および施工の検討」では、提案する合成床版が実橋梁に適用される際の設計方法と施工方法について示した。鋼板パネルの設計方法については、従来の合成床版と同様であり、鋼とコンクリート合成前と合成後それぞれについて応力照査を実施することで形状を決定した。ずれ止めの設計については、鋼とコンクリート界面に発生するせん断応力の計算値と接着剤のせん断耐力を比較することで照査を行う手法を示した。

鋼板パネルの防食性については、外面は従来の合成床版と同様と考え、コンクリート打設までの鋼板パネル内面の防食は従来の合成床版では無機ジンクリッチペイントが塗布されるが、ずれ止めとして塗布する接着剤は高い防食性を有するため、内面の防食性は接着剤を塗布することで確保されることを示した。パネルの製作、輸送、架設方法等は、従来の合成床版と同様である。異なる点として、接着剤の上に油やゴミ等が付着したままコンクリートが施工された場合、期待する合成効果が得られない可能性があるため、コンクリート打設前は高圧水などにより洗浄することを注意点として示した。

以上より、提案する合成床版は実橋梁に適用できることが示唆された。実橋梁として適用されるためには、土木研究所が所有する輪荷重走行試験機による階段载荷法により 52 万回以上が確保されること、負曲げに対する実験を行う必要があり、これらの試験を順当に通過することで、公共事業に採用されることが可能となる。また、接着剤の付着メカニズムの解明や水が鋼とコンクリート間に浸入した際の耐久性や凍結融解への抵抗性、橋梁の下で火災が発生した場合の耐火性や車両事故が発生した場合の耐衝撃性に対する挙動の把握についても今後の課題である。

本研究で得られた結果は合成床版に限らず、ほかの鋼・コンクリート合成構造へ利用することも考えられるため、国内外で本技術の展開を図っていく必要がある。

本論文に関する著者の発表論文

- 1) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Yoichi MIMURA: Development of a New Composite Slab System Using a Carbon-fiber-blended Cementitious Adhesive, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.138, No.11, pp.1321-1330, 2012.11.
- 2) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yail Jimmy KIM and Eri OGAMI: A Composite Deck Having Transverse Stiffeners Bonded with a Cementitious Adhesive Subjected to Moving-Wheel Fatigue, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.18, No.9, pp.848-857, 2013.9.
- 3) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yoichi MIMURA, Yasuo WATADA and Masaoki IKUSHIMA: Fundamental Experiments on Steel-Concrete Composite Slabs Using New Adhesive, *Proceedings of fib Symposium Prague 2011*, CD-ROM, 2011.
- 4) 三村陽一, 吉武 勇, 小川淳史, 和多田康男: 接着剤を用いた合成床版の底鋼板剥離に関する実験的検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.33, No.2, pp.1159-1164, 2011.
- 5) Atsushi OGAWA, Isamu YOSHITAKE, Yasuo WATADA and Yail Jimmy KIM: Design Concept of Steel-Concrete Composite Slab Using an Adhesive, *Proceedings of 18th LABSE Congress*, A-0064, 2012.9.
- 6) Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yuji FUJIMOTO and Yail Jimmy KIM: Fatigue Properties of Steel-Concrete Composite Slab using a Cementitious Adhesive, *Durability of Bridge Structures -select papers of 7th New York City Bridge Conference*, pp.79-86, 2013.8.
- 7) Eri OGAMI, Isamu YOSHITAKE, Atsushi OGAWA, Yuji FUJIMOTO: Static and Fatigue Strength of Steel-Concrete Composite Beam Using Adhesive, *Proceedings of ICETCE2012*, Vol.1, pp.357-360, 2013.5

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、懇切丁寧な御指導を頂きました山口大学大学院理工学研究科 吉武 勇准教授に心から感謝の意を表しますとともに、厚く御礼申し上げます。吉武先生には、博士後期課程入学という道を御示し頂くとともに、研究の進め方や論文作成等について基本的な事項から専門的な事項まで、熱心に細部にわたるまで御指導を頂きました。期間短縮での修了を目指すための研究スケジュールについても適切なお指導を頂き、論文作成や実験計画が遅れがちになる著者のモチベーションの維持に対しても多くの激励を頂きました。結果として1年間の期間短縮により本論文をまとめることができましたのは、先生の多大なる御尽力があってこそのもので、大変感謝しております。

御多忙な公務にもかかわらず、本論文の副査を務めて頂いた理工学研究科 宮本文穂教授、中村秀明教授、麻生稔彦教授、渡邊学歩准教授には謹んで御礼申し上げます。

宮本先生には、本研究の本質的かつ貴重なご指摘を頂くとともに、研究者としての心得等についても御指導頂きました。

中村先生には、本論文の信頼性を向上させるために検討すべき事項等、有用性をさらに高めるための手法等についてご指導頂きました。

麻生先生には、著者が学生の頃から橋梁に関する講義や就職活動においても多々御指導を頂き、鋼橋の分野に進むことを決めたまっかけを与えて頂きました。本論文の審査にあたり、図表やタイトルなどの細部まで目を通して頂くとともに、設計思想の観点からの貴重な御指摘を頂きました。

渡邊先生には、本論文の強調すべき事項や表現方法等、貴重な御指摘を頂くとともに、研究の発展について激励の言葉を頂きました。

また、呉工業高等専門学校の前田陽一准教授には、本研究の初期から各種の実験や論文作成に関して御尽力頂き、深く感謝しております。さらに、呉工業高等専門学校専攻科の下田 卓氏をはじめとし、同校の学生の皆様に大変感謝しております。

前田産業株式会社の幾島正起氏には、材料に関する情報提供や施工に関して、御支援頂き、厚く御礼申し上げます。

宇部興産株式会社の土井隆泰氏には、接着効果の解明にあたり、著者らの専門外となる知識と貴重な御意見を賜り、深く感謝申し上げます。

本研究を具体的に進めるにあたり、御協力頂いた施設材料学研究室の大学院生、4年生には大変感謝しております。特に当時学生であった、三井造船鉄構エンジニアリング株式会社 七村祐輔氏、株式会社 IHI インフラシステム 尾上枝里氏、大学院博士前期課程2年(M2)の藤本悠二氏、同1年(M1)の浅田誉志大氏、社会建設工学科4年(B4)の須藤隆斗氏には、研究を進めるうえで実験、データ整理、論文作成等で御尽力頂きました。昼

夜問わず実施した輪荷重走行試験や締切りが迫る中での論文作成等，体力的・精神的に苦しい中でも熱心に研究に取り組み、多大なる御協力を頂いたことに、心から感謝しております。

そして、本研究を遂行する機会をつくって頂き、大学院入学の際には背中を押して頂くとともに、行き詰った際に参考となる技術的な助言や適切な御指導を下さいました宇部興産機械株式会社橋梁技術部長 和多田康男氏には深く感謝しております。また、通常業務と研究を両立する中で、スケジュール調整や業務を負担して頂いた橋梁技術部技術グループリーダー栗山雅裕氏、主席部員後藤悟史氏をはじめとする宇部興産機械株式会社の方々に深く感謝致します。

上述した方々以外にも多くの方々からの御指導とご協力を頂きました。本論文は、著者一人の成果ではなく、数多くの方々の支援なくして完成し得なかったものです。御指導、御協力を頂きました皆様に対して、あらためて感謝致します。本当にありがとうございました。

本論文を結ぶにあたり、体調を気遣いながら見守ってくれた家族に深く感謝致します。特に、結婚・出産・育児という大変な時期にもかかわらず、毎日暖かく支えてくれた最愛の妻 奈緒実、心から感謝の意を表します。

2014年3月
小川淳史

