

鋼板格子筋を用いたボックスカルバートの補強技術  
およびひび割れ抑制対策に関する実験研究

新 田 裕 之

## 目 次

第 1 章 序 論	
1.1 はじめに	1
1.2 既往の研究および補修・補強対策工法	2
1.3 本研究で提案する補修・補強対策工法について	3
1.4 本論文の目的と構成	4
第 1 章参考文献	7
第 2 章 ボックスカルバートを含むインフラの現状と補修・補強工法	
2.1 はじめに	9
2.2 橋梁の現状および予防保全型維持管理計画	9
2.2.1 日本の道路橋の現状	9
2.3 予防保全型維持管理計画	13
2.4 道路橋長寿命化修繕計画（維持管理計画）	14
2.4.1 ボックスカルバートの損傷事例	14
2.4.2 道路橋RC床版の橋梁点検	14
2.4.3 道路橋長寿命化修繕計画	16
2.4.4 橋梁のマネジメントサイクル	17
2.5 溝橋の点検および健全度	17
2.5.1 点検要領	17
2.5.2 コンクリート部材の健全度の判定およびカルバートの損傷比率	19
2.6 ボックスカルバートの補修工法	20
2.6.1 ひび割れ注入工法	21
2.6.2 ひび割れ充填工法	21
2.7 ボックスカルバートの補強技術	22
2.7.1 RC床版の既往の下面増厚補強法	22
2.7.2 ひび割れ補修を併用したPCM吹付け下面増厚補強法	24
2.7.3 その他の補強法	26
2.8 2種類の接着剤を用いたRC床版の大規模補修の事例	26
2.9 本論文での補修・補強工法の提案	28
2.10 まとめ	28
第 2 章参考文献	30

### 第3章 補修・補強材料および鋼板格子筋の材料特性

3.1	はじめに	32
3.2	ひび割れ補修材料	32
3.2.1	エポキシ系接着剤	33
3.2.2	アクリル系接着剤 D	34
3.3	ボックスカルバートの引張補強筋	35
3.3.1	鋼板格子筋の製作方法	35
3.3.2	鋼板格子筋に用いる鋼板材料	38
3.4	鋼板格子筋の引張強度試験	42
3.4.1	レーザー加工および展張加工における引張強度	42
3.4.2	展張加工部における引張強度	44
3.4.3	鋼板格子筋とコンクリートの付着強度	46
3.4.4	展張格子筋の主鉄筋方向の継手試験	48
3.5	ボックスカルバートに用いるモルタル材料および付着用接着剤	50
3.5.1	モルタル材料および付着用接着剤の必要性	50
3.5.2	湿式吹付け用セメント系モルタル	51
3.5.3	付着用接着剤の性能	53
3.6	まとめ	54
	第3章参考文献	56

### 第4章 格子鋼板筋を用いたスラブ部材の耐荷力および耐疲労性の検証

4.1	はじめに	58
4.2	現状の課題と格子鋼板筋を配置した MG スラブ	59
4.3	供試体概要および使用材料	60
4.3.1	供試体概要	60
4.3.2	RC スラブ部材 (RC-R,RC-F) 供試体材料および寸法	60
4.3.3	MG スラブ部材 (MG-A-R,MG-A-F,MG-B-R,MG-B-F) 供試体材料 および寸法	62
4.3.4	供試体寸法	62
4.3.5	供試体の施工手順	63
4.4	走行荷重実験による耐荷力の検証	65
4.4.1	走行荷重実験の概要および方法	65
4.4.2	実験結果および考察	66
4.5	輪荷重走行疲労実験に関する結果および考察	70
4.5.1	輪荷重走行疲労実験の実験概要	70
4.5.2	結果および考察	71
4.6	RC 床版の S-N 曲線式との整合性の検証	76

4.6.1	道路橋RC床版の S-N 曲線式	76
4.6.2	実験最大耐荷力および S-N 曲線式	77
4.7	まとめ	78
	第 4 章参考文献	80
第 5 章	ボックスカルバートに展張格子筋を用いた補強技術	
5.1	はじめに	81
5.2	ボックスカルバートおよび補強に用いる材料	82
5.2.1	カルバートの使用材料	82
5.2.2	補強材料	82
5.3	ボックスカルバート供試体寸法および補強法	85
5.3.1	ボックスカルバート供試体寸法	85
5.3.2	ボックスカルバート補強法	89
5.4	静荷重載荷実験	91
5.4.1	実験概要	91
5.5	2点載荷実験による結果および考察	92
5.5.1	2点載荷試験による荷重とひずみの関係	92
5.5.2	2点載荷試験による荷重とたわみの関係	94
5.6	1点載荷実験による結果および考察	95
5.6.1	最大耐荷力	95
5.6.2	荷重とひずみの関係	95
5.6.3	荷重とたわみの関係	97
5.6.4	破壊状況	98
5.7	建研式引張試験法による引張付着強度	99
5.7.1	建研式引張試験法の概略	99
5.7.2	引張付着強度	100
5.8	終局曲げ耐力と実験耐荷力との整合性の検証	101
5.8.1	展張格子筋で補強したRCはりの断面諸量と限界状態曲げモーメント	101
5.8.2	破壊抵抗曲げモーメント（限界状態 3）の算定式	104
5.9	まとめ	107
	第 5 章参考文献	109
第 6 章	損傷履歴を受けたボックスカルバートに展張格子筋を用い PCM 増厚 補強した耐荷力性能の検証	
6.1	はじめに	111
6.2	カルバートの損傷事例	111

6.3	カルバート試験体の使用材料および寸法	112
6.3.1	カルバート供試体の概要	112
6.3.2	カルバートの使用材料	113
6.3.3	ひび割れ補修材（浸透性接着剤）	113
6.3.4	カルバートの補強材料	114
6.4	ボックスカルバート供試体寸法および補強法	116
6.4.1	ボックスカルバート供試体寸法	116
6.4.2	展張格子筋の配置状況および継手部	118
6.5	ひび割れ補修方法	118
6.6	補強対策	120
6.7	静荷重載荷実験	122
6.7.1	実験方法	122
6.7.2	無補強カルバート A 供試体の破壊までの実験経過	122
6.8	結果および考察	123
6.8.1	最大耐荷力	123
6.8.2	荷重とたわみの関係	124
6.8.3	荷重と展張格子筋ひずみの関係	125
6.8.4	ひび割れ補修状況およびカルバートの破壊状況	126
6.9	まとめ	128
	第 6 章参考文献	130

## 第 7 章 展張格子筋を用い接着剤塗布型PCM増厚補強したボックスカルバートの施工技術

7.1	はじめに	132
7.2	補強対象カルバートの概要	133
7.2.1	ボックスカルバートの形状	133
7.2.2	カルバートの損傷状況	133
7.2.3	ボックスカルバートの施工フローおよび補修・補強手順	138
7.3	ひび割れ，漏水箇所の補修方法	139
7.3.1	ひび割れ補修の概要および接着剤の選定	139
7.3.2	ひび割れ補修工事	140
7.4	展張格子筋を用いた接着剤塗布型PCM吹付け補強法	141
7.4.1	補強概要および使用材料	141
7.4.2	ボックスカルバートの補強技術	144
7.5	まとめ	145
	第 7 章参考文献	147

第 8 章 展張格子筋を用いたRC版のひび割れ抑制対策	
8.1 はじめに	148
8.2 コンクリート標準示方書の規定	148
8.2.1 ひび割れ幅に関する照査	148
8.2.2 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定	150
8.3 使用材料および供試体製作概要	151
8.3.1 使用材料	151
8.3.2 供試体の寸法	152
8.3.3 供試体の製作方法	156
8.4 静的荷重実験方法およびひび割れ幅に関する照査	157
8.4.1 実験方法	157
8.4.2 コンクリート標準示方書の規定	157
8.5 結果および考察	161
8.5.1 実験耐荷力および破壊モード	161
8.5.2 荷重とひび割れ幅および各応力度の関係	162
8.5.3 荷重と鉄筋ひずみの関係	163
8.5.4 荷重と展張格子筋ひずみの関係	165
8.5.5 荷重とたわみの関係	166
8.5.6 破壊状況	168
8.6 ボックスカルバートのひび割れ抑制対策	169
8.7 まとめ	171
第 8 章参考文献	173
第 9 章 総 括	
9.1 本論文の総括	174

# Summary

Hiroyuki Nitta

During Japan's period of high economic growth, many road structures were built. These road structures are now more than 50 years old and many require repair and reinforcement. In this study, the authors examined a technique for restoring the load carrying capacity of aged and cracked box culverts by reinforcing them using a steel plate lattice (Metal-Grid) and polymer cement mortar (PCM). In addition, to suppress cracks and control the crack width in new structures, the authors propose reinforcing deformed main rebars with the same Metal-Grid and PCM.

- (1) In order to determine the current state of deterioration of a box culvert, the authors examined the types of damage that can occur in a concrete member and summarized the criteria for classifying inspection methods and soundness. The current repair method also was examined.
- (2) The Metal-Grid was developed by first using a raster to create a slit in a lattice, inserting the lattice into a checked or general steel plate, and then processing the plate until the lattice was stretched across the entire surface of the plate. The material properties of this Metal-Grid and permeable adhesive used in the cracks and the physical properties of the adhesive that are required to improve adhesion between the interface and the PCM are summarized.
- (3) Both a concrete test piece and a damaged box culvert were reinforced with a Metal-Grid and an adhesive coating applied to the PCM and then subjected to a load bearing test. The results showed that the reinforcement restored the load bearing capacity of the damaged box culvert, as well as improved the load bearing capacity of the concrete test piece by a factor of 1.21.
- (4) To determine the ability of the new repair and reinforcement method to suppress crack widths, load bearing experiments were conducted on four types of new reinforced concrete specimens to which Metal-Grid and PCM were applied to the main rebar. The results showed that the method was able to control the crack width. Therefore, the method can be used to construct sound and durable reinforced concrete structures with small crack widths.

This repair and reinforcement method can be applied to both old and new box culverts to extend their service life.

# 第1章 序 論

## 1.1 はじめに

我が国は、高度経済成長期に多くの社会資本施設が集中的に整備された。その社会資本施設は建設後 50 年が経過して老朽化が進行し、その維持管理が喫緊の課題となっている<sup>1.1), 1.2)</sup>。これらの社会資本施設の中で道路施設は、地方生活圏および主要な都市圏域との骨格を構成する重要な施設である。しかし、道路施設を構成する橋梁、歩道橋、トンネル、シェッド・カルバートなどは、建設後 50 年が経過し、補修・補強や更新時期などの計画が課題となっている。これらのことから国土交通省では、道路施設に対する長寿命化修繕計画事業を策定した<sup>1.3)</sup>。これは、地方公共団体が管理する老朽化した道路施設の増大に対応するために、予防的な修繕及び長寿命化修繕計画に基づく架替えや更新へと政策転換を図るもので、既に 6 年が経過している。これによって、損傷が軽微な段階での修繕が実施されることとなり、ライフサイクルコストの低減が図られるとともに道路施設の長寿命化が図られている。一方、道路施設の設計基準についても高度経済成長期以降で大幅に改定されている。例えば、設計荷重は 1960 年代から 1994 年までは車両総重量 196kN で設計されているが<sup>1.4)</sup>、1994 年以降は道路構造令の改定に伴い 245kN へと増大され<sup>1.5)</sup>、これらの車両の走行を可能にするためには 245kN を考慮した補強対策が必要となる。よって、高度成長期に建設された道路施設は、老朽化による補修・補強対策とともに現行示方書の基準に則した補強を施す必要がある。

道路施設の中で最も建設されている橋梁は、2019 年現在で 2.0m 以上の橋梁が約 72 万橋存在する<sup>1.6)</sup>。このうち地方公共団体が管理する橋梁は約 90%である。よって、地方公共団体が管理する橋梁数は非常に多く、これを 100 年間維持するための補修・補強対策として「道路橋長寿命化修繕計画」を策定し、これに基づいた修繕が実施されている。また、外幅 2.0m 以上、土被りが 1.0m 未満の溝橋、すなわちボックスカルバート（以下、カルバートとする）は橋梁として取り扱われることから地方公共団体では、2011 年から「道路橋長寿命化修繕計画」に基づいて修繕を実施している<sup>1.7)</sup>。さらに、土被り 1.0m 以上のシェッド・カルバートの補修・補強技術および維持管理計画においては 2014 年より修繕計画が進められている。例えば、「仙台市ボックスカルバートの長寿命化修繕計画」<sup>1.8)</sup>、「千葉県ボックスカルバート等維持管理計画について」<sup>1.9)</sup>や「北海道大型カルバート長寿命化修繕計画」<sup>1.10)</sup>などのように国土交通省の点検要領<sup>1.11)</sup>に基づいて、「シェッド・カルバート長寿命化修繕計画」が策定されている。

しかしながら、カルバートやシェッド・カルバートにおける修繕計画が整備される一方で、実際の補修・補強技術に対する長寿命化やコスト縮減を目的とした技術



開発等はほとんど行われていないのが現状である。

一方、近年の建設技能労働者の減少は著しく、建設産業における労働力不足は深刻な問題となっている<sup>1.12)</sup>。このような問題に対し国土交通省では、「ICTの全面的な活用（ICT 土工）」等の施策を建設現場に導入することによって、建設生産システム全体の生産性向上を図り、もっと魅力ある建設現場を目指す取組みとして i-Construction（建設現場の生産性革命）<sup>1.13)</sup>が進められている。これは、建設業において調査・測量から設計・施工・維持管理までのあらゆるプロセスで、ICTの活用を始めとした様々な分野の産学官が連携して、革新的な技術の導入を進めることで、生産性が高く魅力的な新しい建設現場を創出することを目的とした新たな取組みである。よって、カルバート等の補強技術や施工法においても i-Construction を取り入れた新材料・補強技術の開発が急務とされている。

そこで本研究では、カルバートの補修・補強技術において、最も懸念されるカルバートの内空断面である建築限界を確保するための新たな補強技術の開発を目的として、i-Construction のコンクリート施工の生産性向上を図るための一つとして挙げられる鉄筋加工・組立のプレハブ化を可能とする新材料の鋼板格子筋<sup>1.14)</sup>を用いた補強技術の提案を行う。鋼板格子筋には、鋼板や縞鋼板を用いてレーザでスリットを挿入し、両端からジャッキで展張して格子状に加工する展張格子鋼板筋（以下、展張格子筋とする）と、レーザで鋼板を直接格子状に加工した格子鋼板筋の 2 タイプの鋼板格子筋がある。その特長としては、主筋および配力筋が一面形成となることから鉄筋を格子状に配置した場合に比べ死荷重の軽減が図れるとともにカルバートの内空断面を最大限に確保することができる。また、補強法においては増厚界面の界面はく離を抑制させ一体性の向上を図る対策として、エポキシ系樹脂を界面に塗布した接着剤塗布型のポリマーセメントモルタル（PCM）増厚補強法を提案する。一方、新設カルバートの設計における耐疲労性の照査に関する検討項目の一つであるひび割れ幅の照査では、許容ひび割れ幅の限界値  $0.005c$ （ $c$  はかぶり）<sup>1.15)</sup>を満足するために、鉄筋量を増大させるようになってきた。よって、ひび割れ発生を抑制するために部分的に鋼板格子筋を配置した新構造を提案し、実験よりこれらの実用性を検証することで長寿命化修繕計画におけるカルバートの補修・補強技術の一助としたい。

## 1.2 既往の研究および補修・補強対策工法

既往の研究としては、エポキシ系接着剤によるひび割れ補修法<sup>1.16)</sup>、寒冷地におけるひび割れ注入工法<sup>1.17), 1.18)</sup>、鉄筋コンクリート部材の増厚補強法<sup>1.19)</sup>、FRP グリッドや CFRP グリッドを用いたコンクリート部材の PCM 吹付け補強法<sup>1.20), 1.21)</sup>、鋼板接着工法に関するもの<sup>1.22)</sup>、低弾性 PCM に小径骨材と 6 号骨材を混入した低弾性 PCC を用いた薄層補修法<sup>1.23)</sup>について研究成果が挙げられている。しかし、土被

り 1.0m 未満の溝橋すなわちカルバートの補強技術，とくに，従来の鉄筋を配値し，PCM 吹き付けによる増厚補強に対し，本研究で採用する鋼板格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強については，増厚層 40mm 程度と従来工法に比して増厚量を抑制することが可能であることから内空断面および建築限界が確保できるなど，新規性がある研究と言える。

コンクリートの補修に関しては，各学会や各協会から多くの指針が発行されている。それらは，「点検⇒調査⇒対策の選定⇒補修・補強」といった維持管理全般にわたる基本理念をまとめたものと，個別の補修工法についてとりまとめたものに分類される。前者には，「コンクリート標準示方書[維持管理編]（土木学会）<sup>1.24)</sup>」などがあり，後者には，「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針（コンクリート工学会）<sup>1.25)</sup>」，「表面保護工法設計施工指針（案）（土木学会）<sup>1.26)</sup>」などがある。

### 1.3 本研究で提案する補修・補強対策工法について

本研究で提案する補修・補強対策工法は，損傷を受けたカルバートの機能回復を図るため，または活荷重の変遷に対応できていないカルバートに対する補強として新材料の鋼板格子筋を補強材料として用い，省人化・省力化で安全に施工できる補修・補強法に関する新技術の提案である。道路用のカルバートの補修・補強技術において最も懸念されるのは，カルバートの内空断面である建築限界の確保である。この内空断面を確保しながら補修・補強が可能な施工技術が重要となる。本研究で提案する鉄筋に替わる引張補強材は，一面加工した鋼板格子筋である。補強法としては，この鋼板格子筋を用いて増厚界面の界面はく離を抑制し一体性を図る目的で，エポキシ系樹脂を界面に塗布し接着剤塗布型の PCM 増厚補強法の提案を行う。この鋼板格子筋は，主筋と配力筋が一面であるため，通常の鉄筋を用いて主鉄筋と配力筋を組み立てる場合に比べ引張鋼材の厚みが少なく，結果 PCM モルタルの増厚量も小さくなり建築限界の確保にも寄与できる補修・補強工法である。また，既往の研究としてエキスパンドメタルを補強材として用いた研究<sup>1.27), 1.28)</sup>も見受けられるが，形状が菱形のため，力学的挙動が複雑で不明な点も多いため，主に建築の床の曲げ補強材や壁のせん断補強筋として施工されているケースが多い。したがって，本研究の土木構造物であるカルバートの補修・補強に鋼板格子筋を用いることは，新規性のある補修・補強技術の提案である。一方，新設カルバートの設計における耐疲労性の照査に関する検討項目の一つに，許容ひび割れ幅の照査がある。許容ひび割れ幅の限界値を満足するために，鉄筋量を増加し限界値を満足させているのが現実である。したがって，鉄筋量を増加させるために，鉄筋径を上げるか本数を増やすかのいずれかの対応策が必要となる。本研究では，鉄筋量を増やすことなくひ

び割れ幅を抑制するため、部分的に鋼板格子筋を配置した新構造形式を提案し、実験によりこれらの実用性を検証することで、カルバートにおける新設構築物の長寿命化に寄与できる新技術のひび割れ幅抑制対策として新設構造物の一助としたい。

また、この新材料である鋼板格子筋は、主筋と配力筋が組み上がった一面加工材として納入されるため、国土交通省で推進する i-Construction（建設現場の生産性革命）<sup>1.13)</sup>において、コンクリート工の生産性向上を図るための対策の1つとして推奨されている鉄筋のプレハブ化にも対応でき、鉄筋工の不足を解決できる新材料である。

#### 1.4 本論文の目的と構成

高度経済成長期に、社会インフラの根幹である道路施設が数多く建設され、これらの社会インフラは国民の生活を快適にし、日本の経済成長に大きく貢献してきた。しかし、多くの道路構造物が建設後 50 年以上経過し、老朽化が進み深刻な社会問題となっている。そのうち、橋梁を見てみると、約 72 万橋のうち建設後 50 年以上経過した橋長 2m 以上の橋梁（カルバート含む）は、2018 年時点で約 25%を示す。また、橋梁施設の一部でもあるカルバートについては、建設後すでに 80 年を経過している施設も存在し、戦略的な維持管理が必要となっている。

また、もう一つの大きな問題として、建設業者数・就業者数の減少である。建設業者数は 2016 年度末で約 47 万業者、就業者数は 2017 年平均で 498 万人であり、建設業者数・就業者数ともにピーク時と比較して約 23%・約 27%の大幅減少である<sup>1.12)</sup>。このような背景を受け、限られた予算の中で、今後社会インフラをどう維持管理していくべきかが問われる時代となった。これらの課題に対し、○道路ストックの集中点検実施 [2013(H25.2)～]、○道路法の改正 [2013(H25.6)]、○道路メンテナンス会議設立 [2014(H26.4)～]、○定期点検要領 [2014(H26.6)]<sup>1.29)</sup>の施策が示され、社会インフラの老朽化に対する取組みが急速に進められることになった。

本研究は、損傷を受けたカルバートを、補修・補強により機能回復を図る目的および活荷重の変遷に対応できていないカルバートの補強を行うために、新材料の鋼板格子筋を引張材料として用い、省人化・省力化で安全に施工できる補修・補強工法として新技術の提案を行う。また、新設カルバートにおいては、有害なひび割れを発生させることがないように、必要な箇所にひび割れ抑制対策ができる新構造形式として鋼板格子筋を用いた補強法を提案し、各地方自治体が長寿命化対策を具体的に進めるための一助としたい。

本論文は 9 章で構成されており、各章ごとの要旨を述べる。

**第 1 章「序論」**では、社会インフラの老朽化の現状と建設業界の人手不足問題を

述べ、効率的な補修・補強法の必要性を述べている。また、橋梁の設計基準の変遷に伴う活荷重の増大に対する補強技術の必要性を述べるとともに、既往の補修・補強対策工法の現状について調査および各種工法をまとめている。さらに、損傷したボックスカルバートの補修・補強対策において、鋼板格子筋を用いることで耐荷力性能の向上を図れる新技術の提案を行い、本提案する補強法については、性能評価に関する検証、施工の合理化・省力化、安全な施工等についての位置付けを論じている。

**第2章「ボックスカルバートを含むインフラの現状」**では、具体的にインフラの老朽化の現状を述べ、現在供用されている老朽化したカルバートの損傷事例を紹介している。また、橋梁点検要領および道路施設の点検については、地方自治体での点検手法について述べ、部材の損傷度から健全度の判定区分に関して調査している。さらに、劣化損傷したカルバートの補修・補強方法について各種工法との適合性をまとめている。次に、建設業者数の減少、建設業就業者数の減少、高齢化問題を調査し、国土交通省が提唱する、i-Construction（建設現場の生産性革命）の必要性について論じている。

**第3章「補修・補強材料および鋼板格子筋の材料特性」**では、ひび割れ補修材や鋼板格子筋の種類や製作可能な鋼板および縞鋼板の板厚、展張角度など、製作に関わる事項について述べている。また、鋼板格子筋の他に用いるセメント系モルタル補修材、既設カルバートのひび割れ補修および吹付けモルタルとの付着性を高める浸透性接着剤や付着用接着剤について、各材料の特徴や各種試験による材料特性値を示した上で、本工法への適用性を論じている。

**第4章「格子鋼板筋を用いたスラブ部材の耐荷力および耐疲労性の検証」**では、ボックスカルバートの頂版、すなわち RC スラブに縞鋼板を用いた格子鋼板筋を配置した場合の耐荷力および耐疲労性について実構造の 1/2 モデルの供試体を用いて実験より検証している。耐荷力性能については走行荷重実験、耐疲労性の評価については輪荷重走行疲労実験を実施し、格子鋼板筋を配置したスラブの有効性について多角的に検討している。

**第5章「ボックスカルバートに展張格子筋を用いた補強技術」**では、1994 年改定の道路橋示方書・同解説に基づいて設計し、その 3/5 モデルとした未補強カルバート供試体および補強カルバート供試体の 2 体に対し静荷重実験を実施し、補強の有無による比較検討を行うことで補強効果を検証している。なお、引張補強材には

レーザでスリットを挿入し、配力筋方向に専用の機械で展張した展張格子筋を用いた。補強法については展張格子筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 吹付け補強法を行い、内空断面を確保するために厚さ 40mm で増厚補強した。

**第 6 章「損傷履歴を受けたボックスカルバートに展張格子筋を用い PCM 増厚補強した耐荷力性能の検証」**では、第 5 章で用いた未補強カルバートに静荷重実験を行い、曲げ破壊したカルバートを 2 年間曝露することで劣化を促進させた。この損傷履歴を受けたカルバートを用いて、ひび割れ発生箇所を補修を行った後、展張格子筋を配置して接着剤塗布型 PCM 吹付け補強法を施した補強カルバートに再度静荷重実験を行い、最大耐荷力を評価することで、損傷履歴の有無による補強効果について論じている。また、損傷履歴を受けたカルバートに対し本提案の増厚補強を行った場合の現行の B 活荷重対応への可否についても論じている。

**第 7 章「展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 増厚補強したボックスカルバートの施工技術」**では、地震動によるひび割れ損傷および老朽化により、カルバート継ぎ手部からの漏水・遊離石灰の発生など損傷を受けた実構造物のカルバートに「第 5 章および第 6 章」で評価した補強法を適用した際の施工技術について論じており、本提案の補強法は実施工においても十分に実用性があることを示している。

**第 8 章「鋼板格子筋を用いた RC スラブのひび割れ抑制対策」**では、ボックスカルバートの設計基準においては、ひび割れ幅の限界値がカルバートに配置された主鉄筋のかぶりの  $0.005c$  ( $c$  はかぶり) を満足すると規定されており、そのためには主鉄筋量を増大させる設計を行っている。そこで、従来の規定に基づいて設計された鉄筋量に、ひび割れ幅の進展を抑制するために新たに展張格子筋を配置する方法を提案し、実験よりひび割れ抑制効果について検証している。

**第 9 章「総括」**では、本論文の各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果を取り纏めている。

## 第1章参考文献

- 1.1) 国土交通省：インフラ長寿命化とデータ利活用に向けた取組，2018.
- 1.2) 国土交通省道路局：老朽化の現状・老朽化対策の課題，2018.
- 1.3) 国土交通省：インフラ長寿命化基本計画，2013.11
- 1.4) (公社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964.
- 1.5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, III, IV, V, 1994.
- 1.6) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2019.8
- 1.7) 国土交通省道路局：特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料，2019.2
- 1.8) 仙台市：仙台市ボックスカルバートの長寿命化修繕計画，2017.
- 1.9) 千葉県：千葉県ボックスカルバート等維持管理計画について，2018.
- 1.10) 北海道建設部土木局道路課：北海道大型カルバート長寿命化修繕計画，2018.
- 1.11) 国土交通省道路局：シェッド，大型カルバート等定期点検要領，2019.
- 1.12) 国土交通省：建設産業をめぐる現状と課題，2018.
- 1.13) 国土交通省大臣官房技術調査課：i-Construction ～建設現場の生産性革命～，i-Construction 委員会，2016.4
- 1.14) 阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦，今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.69, No.1, pp.634-641, 2015.
- 1.15) (公社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2017.
- 1.16) 渡邊晋也，堀井久一，谷原泉，後藤昭彦：コンクリート打設面の内部に生じた脆弱性および微細ひび割れの補修方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.1, pp.1660-1665, 2012.
- 1.17) 黒島美男，大沼博志，寺村直子：寒冷地環境におけるエポキシ樹脂ひび割れ注入材の接着強度特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.2, pp.619-624, 2008.
- 1.18) 内藤勲，島多昭典，下山直也，竹島康永，尾藤陽介，山内匡，友澤明央，金沢智彦，徳永健二：積雪寒冷地におけるひび割れ注入工法の耐凍害性と施工方法に関する検討，寒地土木研究所月報，No.743, pp.12-21, 2015.
- 1.19) 小島文寛，前田欣昌，中澤康雄，紫桃孝一郎：鉄筋コンクリート部材の増厚補強における防水層による乾燥収縮抑制効果について，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.1, pp.1649-1654, 2010.
- 1.20) 東幸宏，李博，蔣宇静：FRP グリッドを用いた PCM 吹付け工法によるトンネル補強手法に関する解析的評価，日本材料学会論文集，Vol.63, No.6, pp.451-458, 2014.

- 1.21) 郭瑞, 山口浩平, 日野伸一, 宮野暢紘: ハンチを補強領域とした CFRP グリッドを用いた RC はりのせん断補強効果, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.725-733, 2015.
- 1.22) 桜井徹, 小林和義: 鋼板接着工法における接着剤注入に関する実験的研究, 安藤建設技術研究所報, Vol.17, pp.23-29, 2011.
- 1.23) 阿部忠, 伊藤清志, 小堺規行, 小林稔: 低弾性 PCM および PCC を用いて 2 種類の接着剤を塗布した RC 床版上面薄層補修法における補修効果, セメントコンクリート論文集, Vol.72, pp.344-351, 2018.
- 1.24) (公社)土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
- 1.25) (公社)コンクリート工学会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, 2013.
- 1.26) (公社)土木学会: 表面保護工法設計施工指針 (案), 2005.
- 1.27) 池田明男, 丹羽秀彬: エキスパンドメタルを補強材に用いた鉄筋コンクリート構造の研究, コンクリートジャーナル, 12 号, 12 巻, pp.1-13, 1974.
- 1.28) 山崎健司, 丸山武彦, 萩原昌宏, 有田耕治: RC 梁におけるエキスパンドメタルのせん断補強効果 (その 1. 一方向載荷), 土木学会論文集, 2005.
- 1.29) 国土交通省道路局: 道路橋定期点検要領, 2014.6

## 第 2 章 ボックスカルバートを含むインフラの現状と補修・補強工法

### 2.1 はじめに

国および都道府県（政令指定都市および管内市町村を含む）が道路整備事業により築造し、維持管理する道路橋は、その多くが昭和 30 年代に始まる高度経済成長期に建設されている<sup>2.1)</sup>。道路橋は昭和 27 年法律第 180 号の道路法、第 2 条第 1 項に規定する道路における橋長 2.0 m 以上の橋と定義されている。高度経済成長期に一斉に建設された道路施設の老朽化は全国的な課題となっており、とくに橋梁の老朽化対策が進められるようになった。国土交通省道路局より「道路橋定期点検要領」<sup>2.2), 2.3)</sup> が発刊され、定期点検は、5 年に 1 回の頻度で実施することを基本とする旨の記載がなされた。また、九州地方整備局の平成 26 年度第 2 回メンテナンス会議の話題提供資料<sup>2.4)</sup>に、省令に基づき点検する施設として、道路トンネル、道路橋、シェッド・大型カルバート、横断歩道橋・門形標識について、「定期点検要領」<sup>2.5), 2.6), 2.7)</sup>を策定した旨の記載がある。しかし、カルバートに関しては示されていなかったが、平成 26 年度第 3 回メンテナンス会議の提供資料<sup>2.8)</sup>に、溝橋（ボックスカルバート）の取扱について、橋長 2m（外幅）以上かつ土被り 1m 未満の溝橋を橋梁として取り扱おうと記述されている。橋梁として取り扱う溝橋は、道路の下を横断する道路や水路等の空間を得るために、盛土あるいは地盤内に設けられる構造物とし、剛性ボックスカルバート（矩形：ボックス型）が対象と明記された。したがって、橋梁と同じように定期点検要領に従った点検が必要となった。2019 年に、国土交通省道路局より「シェッド、大型カルバート等 定期点検要領」<sup>2.5)</sup>、「特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料」<sup>2.9)</sup>が示され、点検項目・方法が明確にされた。

そこで第 2 章では、カルバートの現状について、老朽化でどのような劣化状況が起きているのかを調査し、点検および補修・補強方法についてまとめる。国土交通省が示す i-Construction（建設現場の生産性革命）<sup>2.10)</sup>のトップランナー施策の全体最適の導入として、プレキャスト製品やプレハブ鉄筋などの工場製作化を進めると記載されている。本研究で提案する鋼板格子筋の活用が i-Construction 施策に寄与できるプレハブ鉄筋として、合理化施工が可能な補修・補強工法として論じる。

## 2.2 橋梁の現状および予防保全型維持管理計画

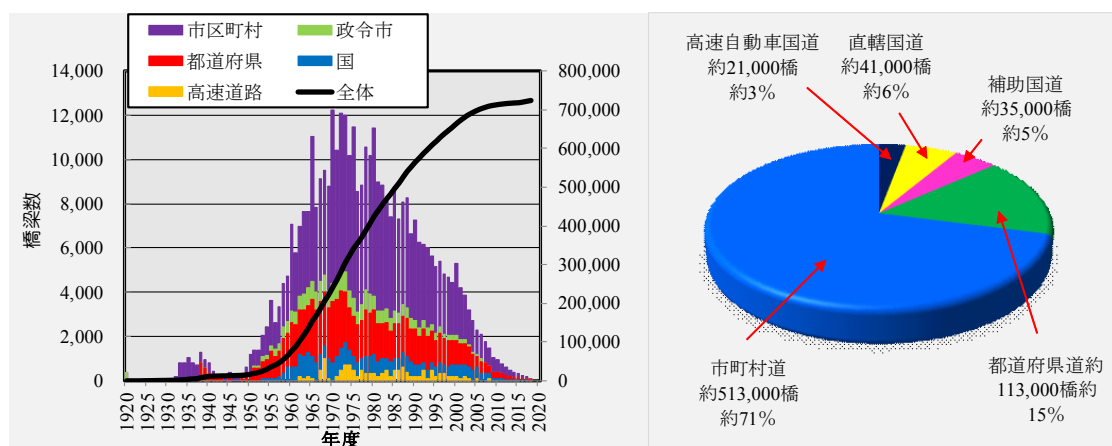
### 2.2.1 日本の道路橋の現状

#### (1) 建設年度別施設数

現在、供用されている橋梁の多くは、高度経済成長期に多く建設されている<sup>2.1)</sup>。



ここで、2018年現在の橋梁数を図－2.1に示す。図－2.1(1)に示すように橋長2.0m以上の橋梁は約72万橋であり、この多くは高度経済成長期に建設されている。道路管理者別に分類すると図－2.1(2)に示すように、高速自動車国道が約3%、直轄国道が約6%、補助国道が約5%、都道府県道が約15%、市町村道が約71%である。よって、地方公共団体が管理する橋梁は全体の約90%である。次に、建設後50年が経過する橋梁数は2018年で20%、10年後の2028年では約50%へと増大することになる。



(1) 日本の橋梁数

(2) 管理団体の橋梁数

図－2.1 建設年度別施設数（橋梁）<sup>2.1)</sup>

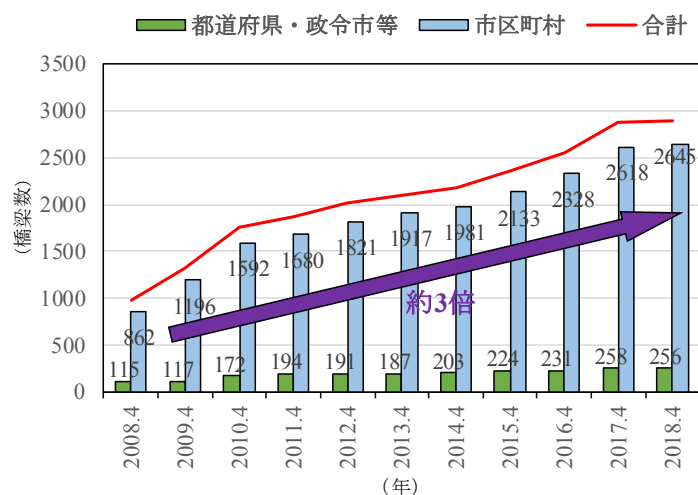
カルバートについては「千葉県道路橋長寿命化修繕計画」<sup>2.11)</sup>において、千葉県が管理する道路橋は約2,200橋、内カルバートは57橋であり<sup>2.12)</sup>、地域によってはかなりの比率で建設されていることから、維持管理が重要となる。

## (2) 交通規制の現状

地方公共団体管理橋梁の通行規制等の推移（2m以上）を図－2.2に示す。

近年、緊急的に整備された箇所や水中部など、立地環境の厳しい場所などの一部も構造物で老朽化による変状が顕在化し、地方公共団体管理する橋梁では、通行規制等の増加<sup>2.13)</sup>が著しい。カルバートにおいては建設後、80年が経過する構造物もあり、維持管理対策が喫緊の課題となっている。これらを含めた地方公共団体管理橋梁の通行規制等の推移は、「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」が開始した2010年以降、とくに市町村では2012年、修繕計画が開始する前の年でも有り、2010年に比べて1.85倍となっている。その後においても年々増加している。その要因の1つ

に、設計基準の改定である。現在供用されている道路橋の劣化が著しい、1956年（昭和31年）改定<sup>2.14)</sup>および1964年（昭和39年）改定<sup>2.15)</sup>の鋼道路橋設計示方書、1994



図－ 2.2 地方公共団体管理橋梁の通行規制等の推移（2m 以上）<sup>2.13)</sup>

年以前の道路橋示方書・同解説<sup>2.16)</sup>（以下、道示とする）に規定された橋梁の設計活荷重は 80kN，1 等橋，2 等橋の区分である。また，1994 年（平成 6 年）改定の道示以後の設計活荷重は 100kN であり，A 活荷重，B 活荷重と改定された。これによって，B 活荷重の車両の走行が出来なくなり，あるいは老朽化か著しい溝橋も含めた橋梁は，交通規制が行われている。よって，車両総重量 245kN の B 活荷重対応への補強対策は喫緊の課題である。

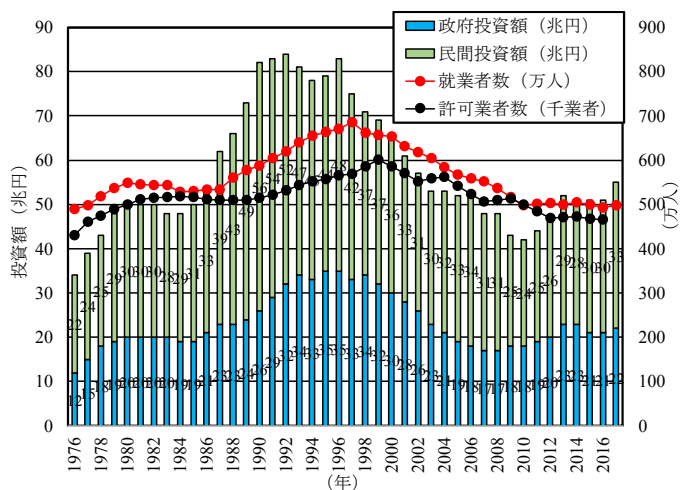
### (3) 建設業者数の減少

建設業の現状と課題について図－ 2.3，建設業就業者の推移を図－ 2.4 に示す。

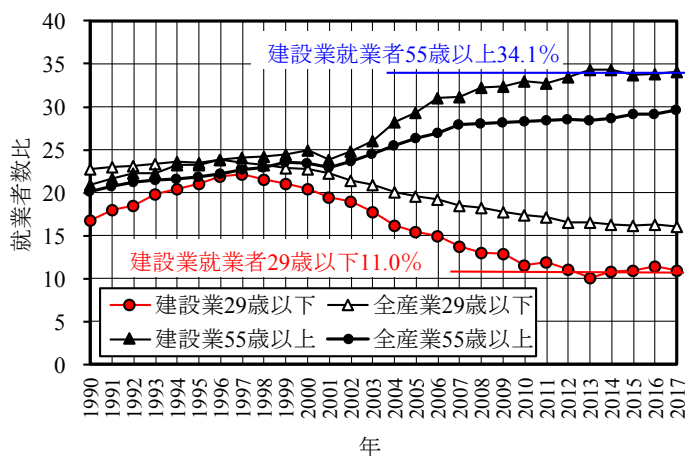
建設業者数の減少や建設業就業者数の減少など，建設産業における労働力不足が深刻な問題となっている。建設業者数，建設業就業者数の推移は図－ 2.3 に示すように，2016 年度は約 47 万業者で，1999 年のピーク時から約 23%の減少している。その後も年々減少している<sup>2.17)</sup>。また，図－ 2.4 に示すように建設業就業者の 55 歳以上の割合が 34.1%であり，高齢化が顕著である。併せて 29 歳以下の若者の就業者数も建設業においては 11.0%であり，全産業の 16.1%と比較しても若者の人材不足が顕著となっている。

2025 年問題においては，団塊の世代が 75 歳以上の後期高齢者になり，建設産業における労働力不足はより深刻な問題になることがわかっている。このような背景を受けて，建設業における人手不足を，あらゆる方法を駆使し具体的に解決していかなければならない。とくに，型枠工・鉄筋工の不足に対しての施策は急務である。従って合理化施工を見据えた補修対策工法の開発はとても重要なテーマである。そこで，国土交通省では，「ICT の全面的な活用（ICT 土工）」等<sup>2.18)</sup>の施策を建設現

場に導入することによって、建設生産システム全体の生産性向上を図り、より一層魅力ある建設現場を目指す取組みである i-Construction<sup>2.10)</sup>が進められている。これは建設業において、調査・測量から設計・施工・維持管理までのあらゆるプロセスで、ICT の活用をはじめとした様々な分野の産学官が連携して、IoT, 人工知能 (AI)



図－ 2.3 建設業の現状と課題<sup>2.17)</sup>



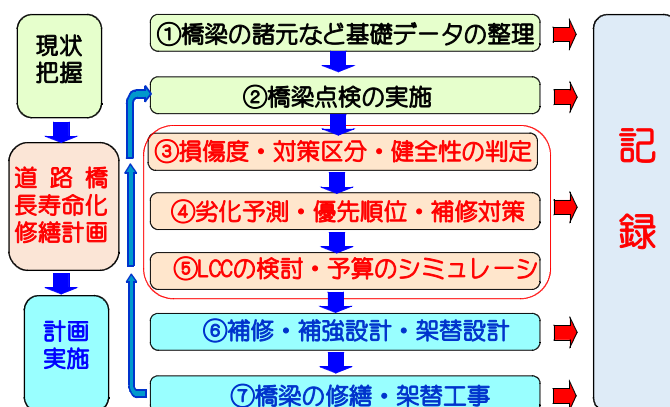
図－ 2.4 建設業就業者の高齢化の進行<sup>2.17)</sup>

出典：総務省「労働力調査」を基に国土交通省で算出

などの革新的な技術の導入を進めることで、生産性が高く魅力的な新しい建設現場を創出することを目的とした新たな取組みである。とくに、カルバートの補強技術や施工においても i-Construction の施策を取り入れた材料・補強技術の開発が急務となっている。

## 2.3 予防保全型維持管理計画

従来の橋梁の維持管理手法は、橋梁の損傷が顕在化した時期に大規模修繕や架け替えも含めた「事後的な維持管理計画」が実施されていた。しかし、2009年以降は、低コストで平準化した予算のなかで安全・安心が確保できる維持管理手法、すなわち「予防保全型維持管理（道路橋長寿命化修繕計画）」へと移行された。



図－2.5 予防保全型維持管理の流れ<sup>2.19)</sup>

予防保全型維持管理の流れは図－2.5に示す。

[現状把握]では、①橋梁調査を行い、橋梁の諸元などの基礎データを整理する。次に、②橋梁定期点検要領<sup>2.19)</sup>に基づいて5年ごとに橋梁点検を実施し、損傷状況を判定し記録する。

[道路橋長寿命化修繕計画]では、②橋梁の定期点検の結果から部位ごとに損傷の状況を把握し、損傷度から修繕するための③対策区分および健全度の評価の判定区分を行う。そして、④判定された橋梁および部位の健全度から劣化予測し、補強対策を検討する。その後、⑤維持管理期間（建設後50年または100年）を定め、その期間の修繕費用を算定し、予算の平準化を行う。なお、修繕費用については、対策工法の選定、寿命予測し、ライフサイクルコスト（LCC）を算定する。次に、道路橋長寿命化修繕計画が立案される。

[計画実施]では、⑥補修・補強設計を実施する。長寿命化修繕計画では建設した当時の機能を回復することが基本であるが、橋梁の設計基準に対応する補強設計が重要となる。設計後、⑦修繕、すなわち補修・補強が行われる。

[記録]は、橋梁の諸元、点検結果から修繕・掛け替え工事まで、全てを記録する。

以上のように、道路橋においては5年ごとに橋梁点検を実施し、損傷度から健全性を診断し判定区分を行い、優先順位を決めて計画的な維持管理手法を構築し、コストの縮減効果を得ながら、同時に橋梁の長寿命化を可能とする。

## 2.4 道路橋長寿命化修繕計画（維持管理計画）

### 2.4.1 ボックスカルバートの損傷事例

土被り 1.0m 未満の溝橋，カルバートの損傷状況を写真－ 2.1 に示す。

道路橋長寿命化修繕計画すなわちカルバートの維持管理においては，近接目視による点検を行い，損傷度を判定する。ここで，カルバートの損傷の一例を写真－ 2.1 に示す。



(1) 全景 (2) 側壁のはく離 (3) 頂版の漏水 (4) 頂版鉄筋の錆

写真－ 2.1 海岸線に建設されたボックスカルバートの損傷の一例

このカルバートは海岸線に建設されたことから，塩害による鉄筋の腐食に伴うコンクリートのはく落が著しい。また，頂版は漏水・遊離石灰が発生している。一部には中性化が見られる。このような，カルバートは橋梁定期点検要領に基づいて点検し，損傷度を判定する必要がある。

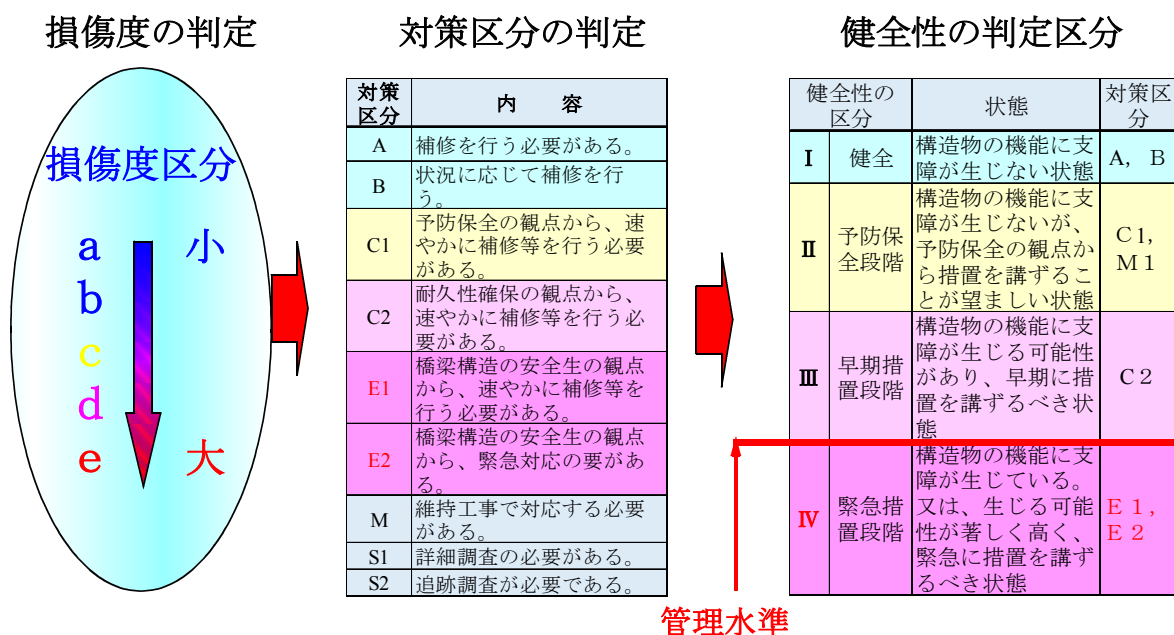
### 2.4.2 道路橋RC床版の橋梁点検

溝橋（ボックスカルバート）の橋梁点検は，近接目視により，カルバート頂版，側壁，底版および継手部の損傷状態を把握，劣化状態を診断し，当該道路橋に必要な措置（補修・補強）を行うために必要な情報を得るためのものである。また，安全で円滑な交通の確保や第三者への被害の防止を図り，溝橋の維持管理を適切に行うために必要な情報を得ることを目的に実施する。よって，適切に溝橋を点検し，部位ごとに損傷状況を把握し，対策区分の判定および健全性の判定を行い，これらの結果を記録するものである。ここで，損傷度および対策区分・健全度の判定区分を図－ 2.6 に示す。

#### (1) 橋梁定期点検要領に示す損傷区分

道路橋の RC 床版の点検は，2007 年発行された国土交通省の橋梁点検要領（案）<sup>2.20</sup>に基づいて点検し，損傷が区分されている。その後，改定された橋梁定期点検要領では，近接目視による点検が実施されている。その後，損傷度 a, b, c, d, e に区分する。橋梁点検は新設橋梁の場合は供用開始後 2 年，それ以降は 5 年ごとに点検を

行う。既に、供用している橋梁については5年ごとに近接目視を実施する。



図－2.6 損傷度および対策区分・健全度の判定区分

## (2) 対策区分および判定区分

橋梁点検後の対策区分判定は図－2.6 に示すように、部材の重要性や損傷の進行状況、環境の条件など様々な要因を総合的に評価し、橋梁全体および部位ごとに、損傷状況に対する橋の機能状態などの性能や健全性などの状態についての一次的な評価（判定）を行うものである。

道路橋長寿命化修繕計画では、溝橋の部位ごとに図－2.6 に示す対策区分を判定する。なお、維持管理計画を立案するためには判定区分 S1, S2 についても詳細調査を実施し、最終的には判定区分 A, B, C1, C2, E1, E2 に判定する必要がある。

## (3) 健全性の診断の判定区分

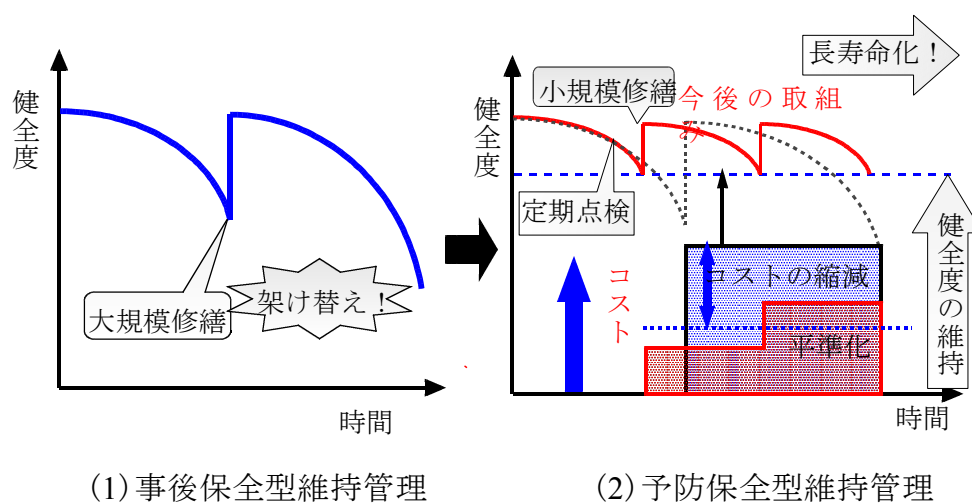
橋梁および部材ごとに健全性の判定を行う。2007年の橋梁点検要領（案）<sup>2.20</sup>では、対策区分は示されているが、健全性を評価する判定区分なく、道路橋長寿命化修繕計画を立案する公共団体が独自で基準を設けていた。例えば、千葉県では健全度 A, B, C, E の4段階で評価し、以後、Eは発生させない等の管理水準を設けている<sup>2.12</sup>。その後の道路橋定期点検要領では、健全性の判定区分を図－2.6 として与え、管理水準を健全性の判定区分Ⅲで対策を実施し、事後は健全性の判定区分Ⅳは発生させないとしている。なお、対策区分との対応を図－2.6 に示す健全性の判定区分（以下、健全度とする）に併記した。

よって、公共団体では健全度ごとに対策方針を示し、ライフサイクルコスト（LCC）の算定を行う必要がある。

### 2.4.3 道路橋長寿命化修繕計画

#### (1) 事後保全計画と予防保全計画の関係

道路橋長寿命化修繕計画における健全性の判定区分においては、公共団体ごとに管理水準を設けている。従来の事後保全計画と予防保全計画における健全度と寿命およびコストの関係を図－2.7に示す。



図－2.7 健全度と寿命およびコストの関係

例えば、従来の事後保全型維持管理計画では、図－2.7(1)に示すように損傷が顕在化した時期に大規模な修繕および架け替えを行っていた。これに対して、予防保全型維持管理計画では図－2.7(2)に示すように、健全性の判定区分 III あるいは II の損傷が軽微な段階で修繕を行う。ライフサイクルコスト（LCC）を算定すると図－2.7(2)に示すように損傷が軽微な段階で修繕を実施することでコストの削減が図られると同時に長寿命化を図る対策である。なお、道路橋長寿命化修繕計画実施以降は、健全性の判定区分 IV は発生させないことから健全度 III で修繕を行うなどの管理水準を設け、各補修・補強法における寿命予測を行い、寿命年数（例えば、60 年、100 年）における補修計画を立案している。また、修繕計画は建設後 100 年間維持するための計画および予算のシミュレーションを行い、公共団体では毎年、平準化した予算で修繕を実施している。これによって、架け替えも含めた事後的保全計画と比較して、大幅なコストの削減効果が得られ、橋梁の長寿命化が図られている。

## 2.4.4 橋梁のマネジメントサイクル

橋梁のマネジメントサイクルを図-2.8に示す。橋梁のマネジメントサイクルは図-2.8に示すように、「点検」は2014年の点検要領<sup>2.2)</sup>および公共団体独自の点検要領に基づいて5年ごとに橋梁点検を実施する。その後、「診断」では部位ごとに損傷度を判定し、修繕をするための4段階の健全性を判定する。そして、「措置」では、修繕計画に沿った修繕を実施し、修繕後は経過観察が必要となる。最後の「記録」では「点検」、「診断」、「措置」で全ての記録を行うが、ここでは確実な情報の更新など当該橋梁が利用されている期間はこれを保存するものである。このサイクルを5年ごとに実施して見直しを行う。

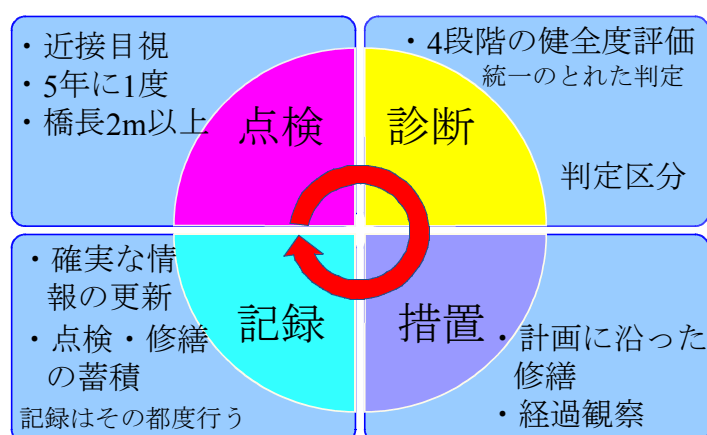


図-2.8 マネジメントサイクル

## 2.5 溝橋の点検および健全度

### 2.5.1 点検要領

溝橋の点検要領は、2014年改定の国土交通省による橋梁定期点検要領<sup>2.2)</sup>に示すRC床版の点検を基に損傷度を判定することとしている。その後、国土交通省道路局 国道・技術課では2019年2月に「特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料」<sup>2.9)</sup>が発行された。この資料は、各道路管理者が道路橋の定期点検を実施するにあたって、溝橋の取り扱いについて記載されている。

①鉄筋コンクリートからなる剛体ボックス構造で、かつ、ボックス構造内に支承や継手がなく、かつ、全面が土に囲われているという構造の特性を有する。②第三者がその内空に入る恐れがないとみなせる供用環境を有するという条件を満足するときに特化して、法令を満足する道路橋の定期点検を行うにあたって参考となる技術情報をまとめたものである。

本資料はあくまで法令の適切かつ効率的な運用を図るために参考とされることを



目的としたものであり、実際の定期点検の実施や結果の記録は、法令の趣旨や道路橋定期点検要領に則って、各道路管理者の責任において適切に行う必要がある。

表－ 2.1 溝橋の部位・部材区分と点検項目

部位・部材区分		対象とする項目	
		コンクリート	その他
溝橋（ボックスカルバート） ※活荷重による影響が小さい 剛性ボックス構造で、第三者 被害の恐れがないもの	*頂版	⑥ひび割れ	
	*側壁	⑪床版ひび割れ	
	底版	⑰その他	
	隔壁	○鉄筋の露出・腐食	
	その他	○漏水・遊離石灰	

ただし、2014 年から定期点検の結果があるものについては、適宜それを活用するのがよい。とされていることから本研究においては 2014 年改定の橋梁定期点検要領に示す溝橋（ボックスカルバート）の点検内容との関連を述べる。

溝橋の部位・部材区分と点検項目を表－ 2.1 に示す。














カルバートの部位は頂版，側壁，底版および隔壁，その他である。点検項目は、ひび割れ，床版ひび割れ，その他である。RC 床版と同様に「鉄筋の露出・腐食」，「漏水・遊離石灰」についても点検する。ほぼ RC 床版の点検項目と同一である。ここで、RC 床版の点検項目と損傷度の関係を表－ 2.2 に示す。

カルバートの損傷の多くは写真－ 2.1 に示すように頂版は多くは「ひび割れ」，「鉄筋の露出・腐食」，「漏水・遊離石灰」である。はく落も鉄筋の露出で判定する。

点検後の判定および対策区分，健全度の判定については、図－ 2.6 損傷度および対策区分・健全度の判定区分の順で判定し，健全度の判定区分 IV であれば「緊急措置段階」で，緊急対応で補修・補強が必要となる。

写真－ 2.1 に示すカルバートを点検すると，頂版には 2 方向のひび割れが発生し，漏水・遊離石灰が発生している。2014 年改定の橋梁定期点検要領では，2 方向ひび割れと漏水・遊離石灰の複合劣化が生じている場合は，損傷ランクが 1 段階上がることになっている。また，鉄筋の露出・腐食も見られることから損傷度は d と判定される。次に，側壁においても塩害により鉄筋が腐食し，かぶりコンクリートが広範囲ではく離している。この場合，はく落が見られない箇所はテストハンマー等で「うき」の点検が必要となる。対策区分を判定すると，第三者被害の恐れがあることから E1 と判定する。以上より，図－ 2.6 に示す健全度の判定区分ははく落により第三者被害が及ぼす影響があることから健全度 IV と判定される。

表－2.2 RC床版の点検項目と損傷度の関係


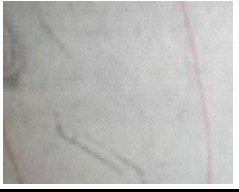
損傷区分	ひび割れ幅に着目した程度	損傷状況	はく離・鉄筋露出に関する一般的状況	損傷状況	漏水・遊離石灰に関する一般的状況	損傷状況	劣化過程
a	ひび割れは主として1方向のみで、最小ひびわれ間隔が概ね1.0m以上		損傷なし		損傷なし		潜伏期
	ひび割れ幅が0.05mm以下（ヘアクラック程度）						
b	1.0m～0.5m、1方向が主で直角方向は従、かつ格子状ではない						
	0.1mm以下が主であるが、一部に0.1mm以上も存在する						
c	0.5m程度、格子状直前のもの		はく離のみが生じている		ひび割れから漏水が生じているが、錆汁や遊離石灰がほとんど見られない		進展期
	0.2mm以下が主であるが、一部に0.2mm以上も存在する						
d	0.5m～0.2m程度、格子状に発生		鉄筋が露出しているが、鉄筋の腐食は軽微である		ひび割れから漏水が生じているが、錆汁はほとんど見られない		加速期（前期）
	0.2mm以上が目立ち部分的な角落ちもみられる						
e	0.2m以下、格子状に発生		鉄筋が露出しており、鉄筋が著しく腐食している		ひび割れから著しい漏水や遊離石灰が生じている。あるいは漏水に著しい錆汁の混入が認められる		加速期（後期）
	0.2mm以上がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている						
—							劣化期

## 2.5.2 コンクリート部材の健全度の判定およびカルバートの損傷比率

### (1) コンクリート部材の健全度の判定

国土交通省 道路局 国道・技術課による「特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料」に示すコンクリート部材の「ひび割れ」についての判定区分、状態および例の一例を表－2.3に示す。

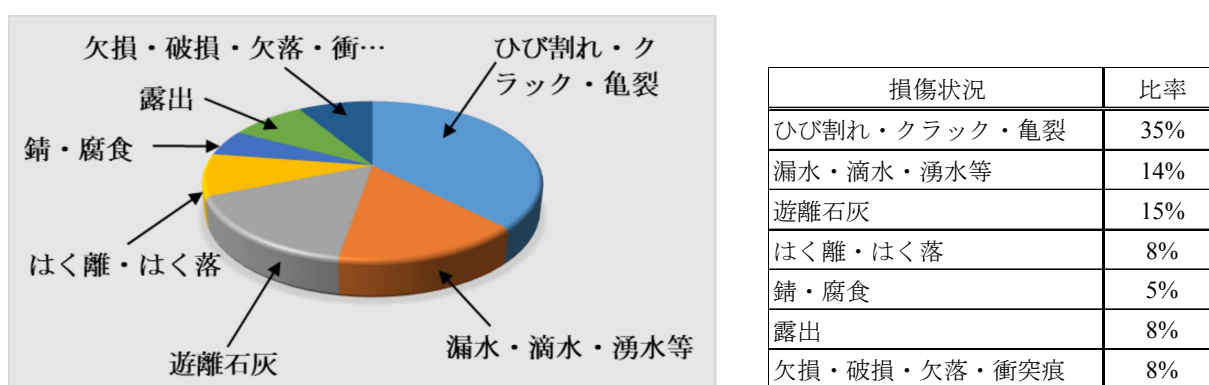
表－2.3 コンクリート部材の「ひび割れ」の判定区分、状態および例

判定区分	状態	例
判定区分 II (予防保全段階)	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。	 目視で容易に視認できる顕著なひびわれがあり、上側からの頂版内への雨水の浸入も疑われるなどにより、確実に劣化が進展することが見込まれる場合
判定区分 III (早期措置段階)	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。（早期措置段階）	 頂版の広範囲にわたってコンクリートが剥離を伴うひびわれが生じ、一部に鉄筋露出・腐食も見られ、内部鋼材の腐食が広範囲で進行していることが見込まれる場合
判定区分 IV (緊急措置段階)	構造物の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。	広範囲に鋼材が腐食し、一部鋼材には破断などが見られる場合（耐荷性能が低下している状態）（輪荷重などの作用で、コンクリートが抜け落ちることが懸念される状態）

コンクリート部材のひびわれの状態についての判定区分と状態についての一例は、表－2.3 に示すように判定区分 II，および III ではひび割れの状態が大きく進行している。判定区分 IV においては，鉄筋が露出・腐食により，かぶりコンクリートがはく落している。これらを基に健全度の判定が行われ，補修・補強工事が進められている。

## (2) カルバートの損傷比率

国土交通省国土技術総合政策研究所の資料<sup>2.21)</sup>には，カルバートの主要損傷の割合を，ひび割れ・クラック・亀裂から欠損・破損・欠落・衝突痕までの7種類に分類し，図－2.9 として与えている。



図－2.9 ボックスカルバートの主要損傷の割合<sup>2.21)</sup>

最も多い損傷は，「ひび割れ・クラック・亀裂」が全体損傷の約 35%を占めている。その他の項目は記載されている通りであり，断面修復に関する損傷が多くを占めており，これらに対するより補修・補強効果のある工法の選択が必修である。

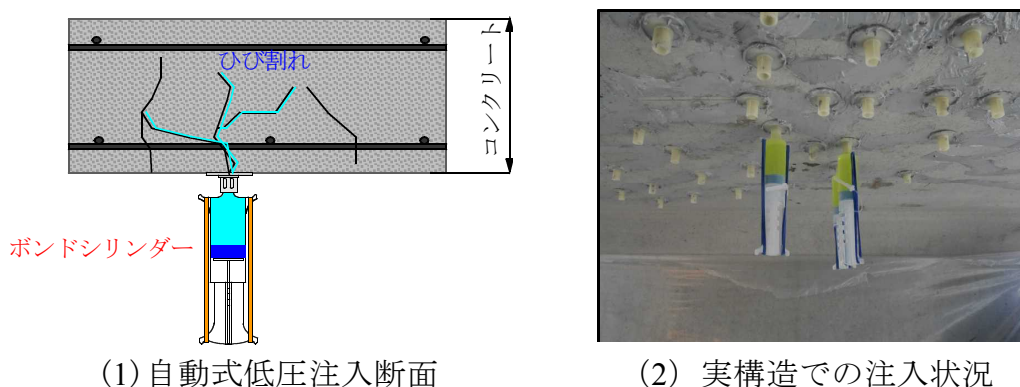
## 2.6 ボックスカルバートの補修工法

カルバートの損傷に対する補修・補強技術については，橋梁と比較してあまり着目されていない中，点検業務および維持管理計画が立案されているのが現状である。損傷状況は RC 床版の下面損傷と類似していることから RC 床版あるいはトンネルなどの補修・補強技術が応用されるもの考える。

補修・補強技術については図－2.9 に示す最も多いのがひび割れ補修である。また，はく離やはく落など耐荷力の低下に及ぶ損傷については補強が必要となる。本章では，RC 床版およびコンクリート部材を対象とした，従来の補修・補強技術を示す。

### 2.6.1 ひび割れ注入工法

自動式低圧樹脂注入工法は、主にひび割れ幅が 0.2mm 以上 1.0mm 未満のひび割れを補修するための工法として採用されている。主要材料となる注入剤は、エポキシ樹脂やアクリル樹脂などの有機系，ポリマーセメントモルタルなどの無機系が使用される。また，副資材としては，器具の接着や仮止めシール材としてエポキシ樹脂パテや，合成ゴム系などの仮止めシール材が用いられる。ここで，自動式低圧樹脂注入工法の一例を図－ 2.10 に示す。



図－ 2.10 自動式低圧樹脂注入工法の一例

自動式低圧樹脂注入工法は，ゴムに圧力により自動的にひび割れに注入する機能を持った器具であり，ひび割れの上に 250mm 間隔に取り付け，樹脂を自動的に注入する工法である。0.2mm 以上の微細なひび割れにまで注入することが可能であり，ひび割れに樹脂が注入されることでコンクリートを一体化し，耐荷力性能の向上を図る方法として実構造で採用されている。また，雨水がコンクリート内部へ侵入するのを防止し，コンクリートの耐久性を向上させる方法である。

### 2.6.2 ひび割れ充填工法

ひび割れ充填工法の一例<sup>2.22)</sup>を写真－ 2.2 に示す。

施工法は写真－ 2.2 に示すように，ひび割れ幅 1.0mm 以上のコンクリート表面のひび割れをダイヤモンドカッターなどで U 字型あるいは V 字型にカッティングし，エポキシ樹脂や弾性シーリング材を充填する工法である。防水性能に優れ，ひび割れの動きにも追従させることで，構造物のコンクリート表面のひび割れからの劣化因子（水や塩分等）の侵入を防止することを目的とした工法である。ひび割れからの水分や塩分などの外部劣化因子の侵入を遮断することにより，鉄筋の発錆や腐食の進行を抑制して，コンクリート構造物の耐久性を向上することが期待できる。



写真－ 2.2 ひび割れ充填工法の施工例<sup>2.22)</sup>

1.0mm 程度以上の比較的大きな幅のひび割れや劣化が進行しているひび割れで、かつ、鉄筋が腐食していない場合の補修に適した補修工法である。ひび割れ表面からの水の浸入は遮断できるが、ひび割れ内の空隙は未充填となっており、水の滞留を完全に防げないため、鉄筋腐食の進行や発錆を完全には防止できない。

カルバートの多くの損傷はひび割れであることから、ひび割れ補修法は、早期措置の段階で検討される補修法である。

## 2.7. ボックスカルバートの補強技術

カルバートは RC 床版の下面からの補強技術が応用される場合が多い。そこで、RC 床版の下面増厚補強法の一般的な工法を述べる。

### 2.7.1 RC床版の既往の下面増厚補強法<sup>2.23)</sup>

#### (1) 概略

ポリマーセメントモルタル（以下、PCM とする）吹付け床版下面増厚工法は、RC 床版の下面あるいはカルバート頂版，側壁コンクリート表面に、引張補強材である鉄筋等を配置して、PCM により吹付け増厚補強を施す工法である。RC 床版およびカルバートに配置した鉄筋に PCM を吹付けて既設コンクリートと一体化し、耐荷力性能の向上を図ると同時に耐疲労性の向上も図る工法である。

適用範囲は、RC 床版の設計荷重の変遷に伴う床版厚の不足および車両走行による疲労劣化や損傷した道路橋 RC 床版の補強である。この他に、はり部材やトンネル等の RC 構造物の曲げおよびせん断補強法として応用されている。

#### (2) PCM吹付け下面増厚補強法の特徴

PCM 吹付け下面増厚補強法の特徴を以下に示す。

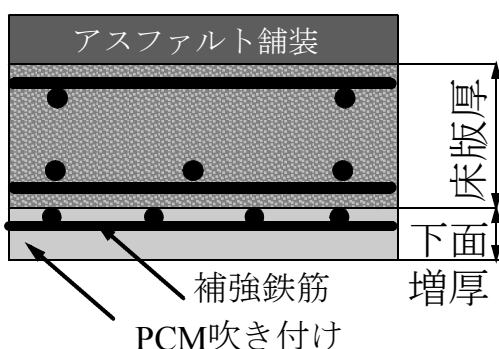
- ① 材料に PCM を用いて、乾式および湿式による吹付け工法により、RC 床版下面を増厚して、既設 RC 床版コンクリートと一体化し、耐荷力性能および耐

疲労性の向上を図ることができる補強法である。

- ② 道路橋 RC 床版およびカルバート頂版に下面増厚補強した場合、既設 RC 床版と増厚部が一体化し、補修・補強材が引張力を負担するため、既設鉄筋応力およびたわみを低減させ、耐荷力性能の向上を図る。
- ③ RC 床版およびカルバートの頂版機能を回復させ、耐疲労性の向上が図れる補強法である。
- ④ PCM 床版下面増厚工法は、PCM を吹付け施工できるため、従来のコテ塗りによる人力増厚施工と比較して施工性・経済性の改善が可能である。

### (3) PCM吹付け下面増厚補強法の概略および施工手順

既往の PCM 下面増厚補強の概略を図－ 2.11 に示す。基本的には図－ 2.11 に示すように RC 床版下面やカルバートの頂版下面あるいは側壁に鉄筋を配置し、PCM を吹付け補強する補強法である。



図－ 2.11 PCM 下面増厚補強の概略

PCM 吹付け下面増厚補強法における補強例および施工法を写真－ 2.3 に示す。施工法は写真－ 2.3 に示す手順で行う。RC 床版やカルバートの損傷状況には多くの損傷形態がある。基本的には下面損傷の著しい床版および設計厚不足が伴う場合は



(1) 損傷状況

(2) 下地処理

(3) 鉄筋配置

(4) PCM 吹付け

写真－ 2.3 PCM 吹付け下面増厚補強施工例<sup>2,23)</sup>

PCM 増厚補強が必要となる。写真－ 2.3(1)に示す損傷は遊離石灰の沈着が著しく、2方向の貫通ひび割れが発生している。この床版下面をバキュームブラストで下地処理を行う（図－ 2.3(2)）、次に、鉄筋を組み立て配置する（写真－ 2.3(3)）。その後、PCM を吹付け補強し（写真－ 2.3(4)）、表面仕上げして完成となる。

以上の施工手順により、PCM 吹付け下面増厚補強が施されている。

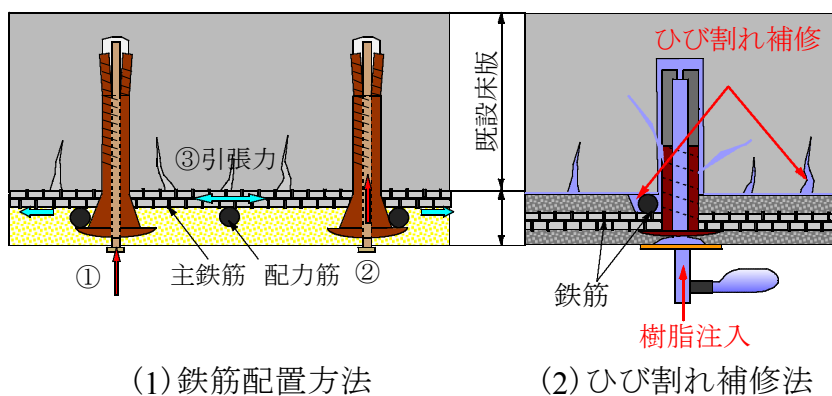
## 2.7.2 ひび割れ補修を併用したPCM吹付け下面増厚補強法<sup>2,24)</sup>

### (1)概略

ひび割れ補修を併用した PCM 吹付け下面増厚補強法は、RC 床版の下面から専用器具を用いたひび割れ補修を併せて実施する下面増厚補強法である。よって、交通量の多い道路橋においても交通規制を必要としない工法である。橋梁は一般的に路面の凹凸により車両が振動を伴いながら走行されている。これらの振動の影響については、格子状網鉄筋に引張力を与えながら圧着固定による配置をすることで、車両走行による既設 RC 床版の応力を徐々に減少させることから振動の影響も抑制される。よって、既設 RC 床版と補強材を一体化させる補強法である。その後、ひび割れ補修としてエポキシ系の専用接着剤を注入する工法である。

### (2)施工法と特徴

走行車両の荷重および振動を抑制させる方法として鉄筋に引張力を作用させる方法である。ここで、鉄筋の配置法およびひび割れ補修法の概略を図－ 2.12 に示す。



図－ 2.12 ひび割れ補修を併用した PCM 下面増厚補強の概略

主鉄筋と配力筋の交差部にドリルで孔を開け、図－ 2.12(1)に示すように、特殊なねじ式のアンカー筋を挿入し、①の部位をハンマーで叩き込むことで先端が広がり、固定される。次に、反対側の②の部位の主鉄筋と配力筋の内側にアンカー筋を挿入して、叩き込むことで主鉄筋に③引張力が作用することで、RC 床版の主鉄筋

と荷重を分散し、補強効果が得られる。次に、図－ 2.12(2)に示すように、鉄筋が配置した後、樹脂注入用の孔を開け、専用のピンを挿入し、低圧注入により樹脂注入を行うことで、ひび割れの補修効果が得られる。ひび割れ補修を併用したPCM吹付け下面増厚補強法には次の特徴がある。

- ① 損傷が生じた RC 床版に作用する引張力が作用する面に、テーパー付き特殊 T 型アンカーで補強鉄筋に緊張力を与えて RC 床版と圧着固定する。
- ② 鉄筋に緊張力を与えながら RC 床版と圧着させることで、車両荷重や振動を抑制させることから、施工の進行と同時に徐々に補強効果が発揮される。
- ③ 接着力の高い PCM で増厚することで、配置された鉄筋と既設 RC 床版が密着される。
- ④ 低圧注入法により超低粘度エポキシ樹脂を配置した鉄筋の隙間、ひび割れに注入することで、鉄筋が固定されると同時にひび割れ補修が施される。さらに、既設 RC 床版コンクリートとの一体化が可能になる。

### (3) 実橋での補強事例<sup>2,24)</sup>

実橋での施工事例を写真－ 2.4 に示す。



(1) 下面の損傷 (2) 接着剤導入路 (3) 鉄筋配置後増厚 (4) 樹脂注入

写真－ 2.4 ひび割れ補修併用型 PCM 下面増厚補強施工例<sup>2,24)</sup>

カルバートや RC 床版は、写真－ 2.4 に示すように、下面にひび割れおよび漏水・遊離石灰の発生している床版はひび割れ診断を適切に行う。写真－ 2.4(1)に示す床版下面の損傷状況は、2 方向ひび割れと漏水・遊離石灰が発生するなど損傷が著しい。橋梁点検要領に示す健全度の判定区分は III に相当する床版である。この床版下面をサンダーなどで表面処理する。この後、ひび割れ補修用の樹脂がひび割れ鉄筋の空隙部に浸透させるために導入路（溝）を削孔する(写真－ 2.4(2))。次に、図－ 2.12(3)に示す手法で鉄筋を配置する。鉄筋の取付けには、テーパー付き特殊 T 型アンカーで補強鉄筋に緊張力を与え RC 床版と圧着固定することで、RC 床版の振動を抑制させる。これが本工法の特徴である。鉄筋を配置した後、図－ 2.12(2)に示すひび割れ補修用樹脂注入の器具を導入路やひび割れの著しい箇所に取り付け、



PCM を吹付け補強する(写真－ 2.4(3))。養生した後，エポキシ系樹脂を低圧注入する(写真－ 2.4(4))。樹脂注入終了後は注入器具を撤去し，PCM を設計厚まで吹付けし表面仕上げする。

以上のように，PCM 吹付け下面増厚補強法においては，ひび割れ補修を兼ねた下面増厚補強も進められ，カルバートの補強法としても施工実績がある。

### 2.7.3 その他の補強法<sup>2.25), 2.26), 2.27)</sup>

RC 床版およびカルバートの補強法には，PCM 吹付け下面増厚補強法の他，炭素繊維連続シート接着補強法や FRP や CFRP を用いた補強法が採用されている。しかし，老朽化が著しいカルバートや設計基準の変遷に伴う断面厚の不足に伴う補強法においては，断面を増厚する補強法が適していると考えられる。

## 2.8 2種類の接着剤を用いたRC床版の大規模補修の事例

カルバートの補強技術においては RC 床版の下面増厚補強法が応用されている。下面増厚補強法においては既設コンクリートと吹付け PCM とは，弾性係数の差異や曲げ変形による界面はく離が懸念される。一方，RC 床版の上面増厚補強や部分補修においては，輪荷重走行によるはく離が発生している。ここで，阿部ら<sup>2.28)</sup>が提案する 2 種類の接着剤を用いて低弾性モルタルによる部分補修法について述べる。これは，本工法で採用する下面増厚補強法への応用である。

### (1) 損傷状況

再劣化した RC 床版の損傷事例を写真－ 2.5 に示す。橋梁点検においては，アスファルト舗装に再劣化によるポットホールの発生など，舗装の異常が見られる(写真－ 2.5(1))。アスファルトを撤去すると多くの箇所でも部分補修が施されているが，補修した箇所の一部にははく離が発生している(写真－ 2.5(2))。このはく離は，既設 RC 床版と補修材の界面で広範囲にわたっている。よって，この床版の再劣化



(1) 舗装の異常

(2) 舗装撤去

(3) はく離

写真－ 2.5 再劣化した RC 床版の損傷事例

においては、脆弱層の補修と補修材との付着性を図るために浸透性接着剤と付着用接着剤の 2 種類の接着剤を用いている。また、補修材には薄層補修であることから低弾性 PCM の使用が必要となる。

## (2) 2種類の接着剤を用いた補修法

融雪剤、あるいは凍結防止剤の散布による塩害と凍結融解の影響により、床版上面が土砂化しスケーリングしている。2 種類の接着剤を用いた床版の補修法を写真－2.6 に示す。



(1)脆弱箇所撤去 (2)浸透性接着剤塗布 (3)付着用接着剤塗布 (4)表面仕上げ  
・モルタル打設

写真－ 2.6 2 種類の接着剤を用いた RC 床版の大規模補修の事例

歩道側車線（現，中央車線）のアスファルト舗装と防水層を撤去した状況を写真－ 2.6 に示す。広範囲にわたって土砂化している。この RC 床版の上面をブレーカにより脆弱したコンクリートを除去する（写真－ 2.6(1)）。融雪剤散布により鉄筋は腐食している。この腐食した鉄筋の錆を除去し，防錆剤を塗装し，錆びに対する補修を施す。その後，微細なクラックの発生による新たな損傷や貫通ひび割れに対する強化を図るために浸透性接着剤を  $0.5\text{kg/m}^2$  を塗布する（写真－ 2.6(2)）。浸透性接着剤塗布後，2 層目に付着用接着剤を  $0.9\text{kg/m}^2$  で塗布し，直ちにモルタルを打設する（写真－ 2.6(3)）。終了後，平滑に表面仕上げを行い養生する（写真－ 2.6(4)）。養生終了後は，橋面防水工を施し，アスファルト舗装を行い終了する。

以上のように，融雪剤や凍結防止剤の散布による鉄筋の腐食やコンクリート表面の土砂化した床版の補修には，2 種類の接着剤の塗布，特にはく離を抑制し，耐疲労性の向上を図るためには付着性接着剤の塗布は必要となる。

以上のように，上面部分補修や上面増厚補強法においては，脆弱層を強固にするために浸透性接着剤，吹付け PCM との付着性を高めるために付着用接着剤が使用されている。この補修・補強法は，カルバートへの適用も可能となる工法である。

## 2.9 本論文での補修・補強工法の提案

既往の PCM 吹付け増厚補強法においては、鉄筋を 2 方向に配置し、その後、PCM を吹付け補強する工法が一般的である。この場合 2 方向に鉄筋を配置し、かぶりを考慮すると増厚層が厚くなる。そこで本論文では、鉄筋に替わる引張補強材として一面加工された鋼板格子筋を採用し、接着剤塗布型 PCM 補強法を提案する。この補強法は、カルバートの表面を処理した後に、一面加工された鋼板格子筋<sup>2,29)</sup>を配置し、PCM との付着性を高めるために接着剤を塗布し PCM 吹付け補強する工法の提案である。一面加工された鋼板格子筋を配置することで鉄筋 1 方向分の増厚寸法の減少が図られることから、内空断面および建築限界の制限を確保し、耐荷力性能を向上させる技術を提案し、補修・補強後の性能を検証する。とくに、2025 年問題においては建設産業における労働力不足に伴い、国土交通省では、「ICT の全面的な活用 (ICT 土工)」等の施策を建設現場に導入することで、建設生産システム全体の生産性向上を図る取組みとして i-Construction が進められている。これらのことから、鋼板格子筋は折り曲げ加工から防錆処理まで全て工場で行われるため、カルバートに対して本補強技術による実施工を行い、i-Construction のテーマに合致した材料および補強技術であることを検証し、地方公共団体が管理するカルバートの維持管理の一助としたい。

## 2.10 まとめ

第 2 章では、カルバートの現状を述べるとともに、長寿命化修繕計画の対象となるカルバートについて、また、老朽化の現状や健全度の判定区分についても調査した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 土被り 1.0m 未満の溝橋 (ボックスカルバート) は橋梁として取り扱われ、これを含めた橋梁数は約 72 万橋である。この橋梁の長寿命化を図る対策として長寿命化修繕計画が立てられ、これに基づいて修繕が実施されている。よって、カルバートにおいても橋梁定期点検要領に基づいて点検し、予防保全型維持管理手法により管理することでコストの縮減および延命化が図られると考えられる。
- (2) 建設産業における労働力不足に伴い、国土交通省では、「ICT の全面的な活用 (ICT 土工)」等の施策を建設現場に導入することで i-Construction が進められている。本論文で取り扱う鋼板格子筋は折り曲げ加工から防錆処理まで全て工場で行われることから、現場での施工においては大幅な施工時間の短縮が図られる材料であると考えられる。
- (3) カルバートの補強技術は RC 床版の下面からの補強技術を応用することで、頂版、側壁および底版の補強法が可能となる。そこで、鋼板格子筋を用いて上面補修材として用いられている付着用接着剤を用いた「接着剤塗布型 PCM 吹付

け補強工法」を提案し，地方公共団体が管理するカルバートの補強技術の一助とする。

## 第2章参考文献

- 2.1) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2019.8
- 2.2) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2014.6
- 2.3) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2019.3
- 2.4) 国土交通省九州地方整備局：平成26年度第2回メンテナンス会議資料，2014.
- 2.5) 国土交通省道路局：シェッド，大型カルバート等定期点検要領，2019.3
- 2.6) 国土交通省道路局：横断歩道橋定期点検要領，2019.3
- 2.7) 国土交通省道路局：門型標識等定期点検要領，2019.3
- 2.8) 国土交通省九州地方整備局：平成26年度第3回メンテナンス会議資料，2015.
- 2.9) 国土交通省道路局：特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料，2019.2
- 2.10) 国土交通省大臣官房技術調査課：i-Construction ～建設現場の生産性革命～，i-Construction 委員会，2016.4
- 2.11) 千葉県県土整備部道路環境課：千葉県橋梁長寿命化修繕計画，2016.11
- 2.12) 千葉県県土整備部道路環境課：千葉県ボックスカルバート等維持管理計画について，2018.3
- 2.13) 国土交通省道路局：老朽化の現状・老朽化対策の課題，2019.
- 2.14) (公社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1956.
- 2.15) (公社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964.
- 2.16) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, III, IV, V, 1994.
- 2.17) 国土交通省：国土交通行政の現状と課題，2018.5
- 2.18) 山口崇：i-Construction 「ICT の全面的な活用」について，建設マネジメント技術 2016年5月号，pp.14-19, 2016.5
- 2.19) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2019.3
- 2.20) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領（案），2007.
- 2.21) 国土交通省国土技術総合政策研究所：道路構造物メンテナンスのセカンドステージへ，2017.
- 2.22) 国立開発研究法人:コンクリート構造物の補強対策施工マニュアル（案），2016.
- 2.23) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案），2011.3
- 2.24) (一社)日本建設保全協会：樹種注入併用型下面増厚補強工法スーパーホゼン式工法
- 2.25) 竹上浩史，稲熊唯史，荒鹿忠義，関雅樹：各種繊維シート補強工法を適用した PC 梁の使用性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，

- No.2, pp.1435-1440, 2009.
- 2.26) (社)農業農村整備情報総合センター：FRP を用いたコンクリート構造物の補修・補強工法, ARIC 情報 第 106 号, 2012. 川島洋平, 森川英典：CFRP ストランドシート接着による RC はりの曲げ補強効果, 建設工学研究所論文報告集 第 56 号, pp.33-44, 2014.
- 2.27) 宮野暢紘, 山口公平, 谷口碩士, 日野伸一：PCM 吹付けによる CFRP グリッドを用いた RC はりのせん断補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1423-1428, 2013.
- 2.28) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai and Takayoshi Kodama: Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.10
- 2.29) 阿部忠, 塩田啓介, 吉岡泰邦, 今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証, セメント・コンクリート論文集, Vol.69, No.1, pp.634-641, 2015.

## 第3章 補修・補強材料および鋼板格子筋の材料特性

### 3.1 はじめに

ボックスカルバートは、老朽化や設計基準の変遷に伴い、耐荷力性能が低下している<sup>3.1), 3.2)</sup>。カルバートの損傷事例の多くは、ひび割れ損傷に伴う、漏水・遊離石灰の発生や海岸線では鉄筋の腐食に伴うかぶりコンクリートのはく落が生じている<sup>3.1), 3.2)</sup>。一般的なひび割れ補修においてはアクリル系の接着剤やエポキシ系の接着剤を用いた圧入による補修が行われている<sup>3.3)</sup>。また、耐荷力不足に伴う増厚補強が行われ、材料には鉄筋、メッシュ筋、さらには一面加工されたFRP格子筋が用いられ、セメント系モルタル吹付けにより実構造が補強されている<sup>3.4), 3.5)</sup>。さらに近年では、劣化したコンクリート部材の増厚補強においては、コンクリート表面を処理した後、直接コンクリートで増厚補強が施されているが、直接車両の影響を受ける道路橋床版においては打ち継ぎ界面ではく離が生じている<sup>3.6)</sup>。よって、土被り1.0m未満のカルバートにおいても路面を走行する車両の衝撃が作用し、界面が弱点となり、はく落が懸念されることからカルバートの吹付け増厚においても接着剤を用いるものとする。

そこで第3章では、土被り1.0m未満の溝橋（ボックスカルバート）のひび割れ補修材として、ひび割れ幅0.05mm以上に浸透する浸透性接着剤を提案する。また、補強法における鉄筋に替わる引張補強材として一面加工した鋼板格子筋を提案する。さらに、カルバートの補強法は、頂版および側壁はカルバートの内側からの増厚補強、すなわちRC床版の下面増厚補強法と同様であることから、3時間および24時間でそれぞれがコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ 以上発現できる2タイプを提案する。また、吹付け補強法においては、吹付け用のセメント系モルタルとの付着性を高める接着剤として高耐久型エポキシ系接着剤（以下、付着用接着剤とする）を施工法の一例とする。以下、これらの材料の特性値について述べる。

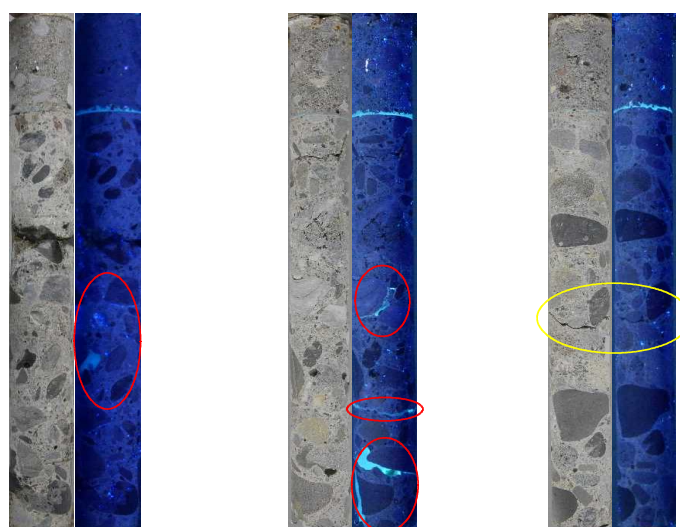
### 3.2 ひび割れ補修材料

現在、ひび割れ補修材にはエポキシ系接着剤やアクリル系接着剤を用いて、圧入する方法でひび割れ補修が施されている。本論文では、カルバートのひび割れ補修に用いる接着剤としてエポキシ系接着剤である2種類の浸透性接着剤とアクリル系接着剤を用いる。ここで、2種類のエポキシ系浸透性接着剤およびアクリル系接着剤の性能を表-3.1に示す。

表－ 3.1 エポキシ系接着剤およびアクリル接着剤の性能

	接着剤K-S	接着剤K-W	接着剤D	備考
主成分	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	変性アクリル樹脂	
混合比 (主剤：硬化剤)	10：3	10：3	1：1	気温により変化
硬化物比重	1.2±0.20	1.2±0.20	1.02	JIS K 7112
粘度	200mPa・s以下	200mPa・s以下	300mPa・s (低粘度型)	JIS K 7117
可使時間/硬化時間	10分/7時間 (23℃ <sup>※1</sup> )	10分/4時間 (23℃ <sup>※1</sup> )	10分/25分 (15℃ <sup>※1</sup> )	
コンクリート付着強度	1.6N/mm <sup>2</sup> 以上	1.6N/mm <sup>2</sup> 以上	2.5N/mm <sup>2</sup>	JIS A 6909
特徴	・マイクロクラックへ充填 ・毛細管現象により自己充填	・マイクロクラックへ充填 ・毛細管現象により自己充填	・0.1mm以下のヘアクラックへ浸透 ・速硬性	

※1 温度上昇法



(1)接着剤 K-S (2)接着剤 K-W (3)接着剤 D

写真－ 3.1 柱状サンプル採取法による接着剤の浸透状況

### 3.2.1 エポキシ系接着剤

阿部らは、RC 床版の上面ひび割れ補修材として、低粘度の接着剤としてエポキシ系接着剤（以下、浸透性接着剤とする）を補修全面に塗布し、0.05mm 以上のひび割れに浸透し、数時後に硬化し、補修コンクリート表面 30mm 程度を強化する材料として提案されている<sup>3.7), 3.8)</sup>。また、浸透性接着剤を用いたコンクリート部材のひび割れ診断技術として開発された「柱状サンプル採取法」<sup>3.9)</sup>による接着剤の浸透状況を写真－ 3.1 に示す。注入器具にボンドシリンダーなどを用いて加圧ゴムで圧入 (0.1 ～ 0.3MPa) した場合における 2 種類のエポキシ系浸透性接着剤の浸透状況は写真－ 3.1 (1), (2) に示すように、0.05mm 以上のひび割れに浸透することが確認されている。

浸透性接着剤には夏用と冬用、春秋用の 3 種類が市販されているが、ここでは、夏用を接着剤 K-S、冬用を接着 K-W とし、この 2 タイプの性能について述べる。浸



透性接着剤は主材と硬化剤の 2 種類の混合比は 10 : 3 の比率である。硬化時間は外気温 23 °C の場合、夏用が 7 時間、冬用が 4 時間である。温度が上昇することで硬化時間が短縮される。次に、材料特性値を表－ 3.2 に示す。

浸透性接着剤の材料特性は表－ 3.2 に示すように、圧縮強度が 104.4N/mm<sup>2</sup>、コンクリートの付着強さが 2.6N/mm<sup>2</sup> である。高速道路総合技術研究所の構造物施工管理要領<sup>3.10)</sup>に規定されるコンクリートの付着強度 1.5N/mm<sup>2</sup> 以上が確保されている。本カルバート実験供試体の補修には夏用の浸透性接着剤を用いるものとする。

表－ 3.2 浸透性接着剤の材料特性値

項目		浸透性接着剤	備考
外観	主剤	無色液状	
	硬化剤	無色液状	
混合比		10 : 3	重量比
硬化物比重		1.2	JIS K 7112
粘度		100～200Mpa·s	JIS K 7233
圧縮強度		104.4N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,172N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7171
引張せん断強さ		58.2N/mm <sup>2</sup>	JIS K 6850
コンクリート付着強さ		2.6N/mm <sup>2</sup>	JIS A 6909

### 3.2.2 アクリル系接着剤 D

変性アクリル系接着剤 D は、水漏れや液状オイルが付着したひび割れ表面の接着に用いる材料<sup>3.11)</sup>であり、通常はスタティックミキサーをセットして、専用マニュアルガンなどの注入器具を用いて注入する。低粘度かつ低臭気を含浸性に優れた接着剤であり、漏水クラック中で硬化して接着する材料である。本論文では変性アクリル樹脂接着剤を接着剤 D とする。接着剤 D の主剤と硬化剤を混合比は 1 : 1 とする。硬化時間は 15 °C で 25 分と接着剤 K-S, K-W と比較して、かなり早い硬化時間となる。また、コンクリートとの付着力は 2.5N/mm<sup>2</sup> を有している。この接着剤 D は、0.1mm 以下のひび割れに浸透する結果が得られているが、注入器具にボンドシリンダー等を用いて加圧ゴムで圧入 (0.1 ～ 0.3MPa) した場合、写真－ 3.1(3)に示すように、ひび割れ位置に浸透しない部分もある。よって、この接着剤 D は専用のマニュアルガンなど (1MPa 以上) の注入器具が必要であると考え。本論文における変性アクリル系接着剤 D は、漏水が著しいひび割れ補修として用いる。

以上より、カルバートの補修剤にはエポキシ系の接着剤 K-S および変性アクリル系接着剤 D を用いてひび割れ補修を施すものとする。

### 3.3 ボックスカルバートの引張補強筋

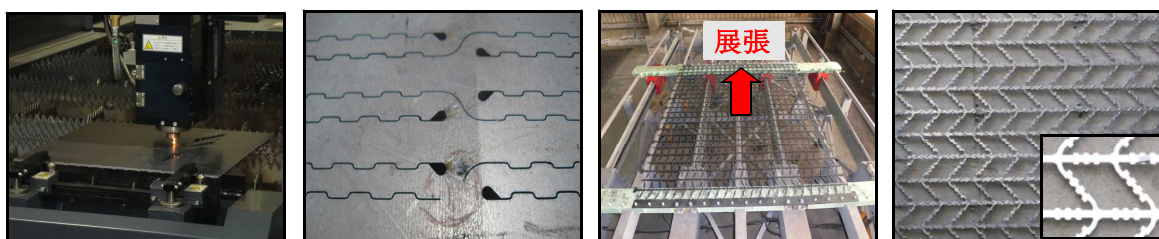
カルバートの頂版は道路橋 RC 床版下面増厚補強と同様に引張補強材を配置し、セメント系モルタルの吹付けによる増厚補強法が一般的である。よって、引張補強材には鉄筋、メッシュ筋、FRP 材料および鋼板格子筋が検討される。しかし、カルバートは内部空間、すなわち建築限界の確保が重要なため薄層補強が検討される。そこで本研究では、鉄筋に替わる一面加工された展張格子筋および格子鋼板筋の 2 タイプの鋼板格子筋が開発されているため、RC 床版や劣化した RC 部材の補強材料として提案している。ここで、カルバートに用いる鋼板格子筋の材料の特性値を以下に述べる。

#### 3.3.1 鋼板格子筋の製作方法

近年、コンクリート部材の施工の合理化・省力化を図る目的で縞鋼板あるいは一般鋼板を用いて格子状に加工した 2 タイプの鋼板格子筋が開発されている。この鋼板格子筋は、レーザー加工から折り曲げ加工、さらには防錆処理まで全て工場で作られるため、施工現場では組立てのみとなり、施工の合理化・省力化が図られる材料である。よって、鋼板格子筋は国土交通省で推進されている i-Construction（建設現場の生産性革命）<sup>3,12)</sup>において、コンクリート工の生産性の向上を図るための対策の 1 つである鉄筋のプレハブ化に対応できる材料であると考えられる。

##### (1) 展張格子筋

展張格子筋の製作方法を写真－3.2 に示す。



(1) レーザー加工

(2) スリット挿入

(3) 展張加工

(4) 防錆処理

写真－3.2 展張格子筋の製作方法

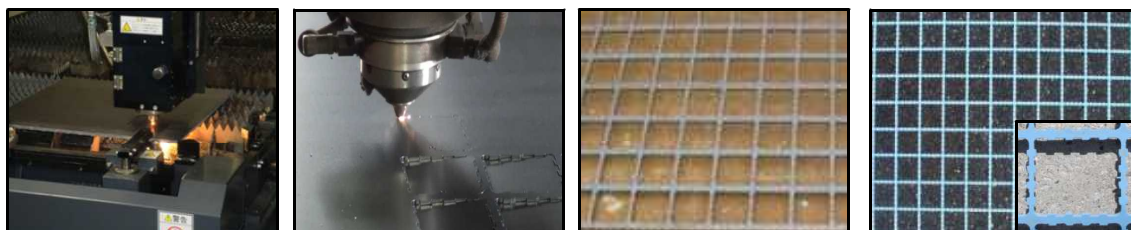
展張格子筋の製作方法は、写真－3.2 に示すように、縞鋼板あるいは一般鋼板を用いて軸方向（主筋方向）にレーザー（写真－3.2(1)）で平行に複数のスリットを挿入する。スリットには付着性を高めるための突起を設けた。また、展張格子筋は一面加工されることから軸方向と軸直角方向の交差部は S 字型にスリットを挿入することで交差部が降伏に至らないことに特徴がある（写真－3.2(2)）。スリットを挿入

後、加工台に設置し、専用のジャッキで全幅均等に軸直角方向に展張する（写真－ 3.2 (3)）。なお、展張格子筋の展張角度は 45 度～ 75 度までの加工が可能である。展張後は防錆処理としてエポキシ系の防錆剤あるいは亜鉛メッキを施す（写真－ 3.2(4)）。最後に、カルバートの補強材として用いる場合は、一面加工された展張格子筋をカルバートの寸法に合わせて折り曲げ加工する。

以上のように、展張格子筋は補強部材の寸法に合わせて工場内、あるいは現場付近のヤードでの加工も可能である。また、折り曲げ加工においても実構造の寸法に合わせて折り曲げ加工されることから施工精度にも優れている。

## (2) 格子鋼板筋

格子鋼板筋の製作方法を写真－ 3.3 に示す。



(1) レーザー加工 (2) 格子状に切断 (3) 格子鋼板筋 (4) 防錆処理

写真－ 3.3 格子鋼板筋の製作方法

縞鋼板あるいは一般鋼板を用いて、直接レーザーで格子状に切断加工する（写真－ 3.3(1),(2)）。切断加工された格子鋼板筋の軸方向（主筋）および軸直角方向の配筋筋は、それぞれの断面積を自由に切断加工することが可能である（写真－ 3.3(3)）。切断加工された格子鋼板筋を補強部材に合わせて折り曲げ加工し、必要に応じて防錆剤を塗布する（写真－ 3.3(4)）。

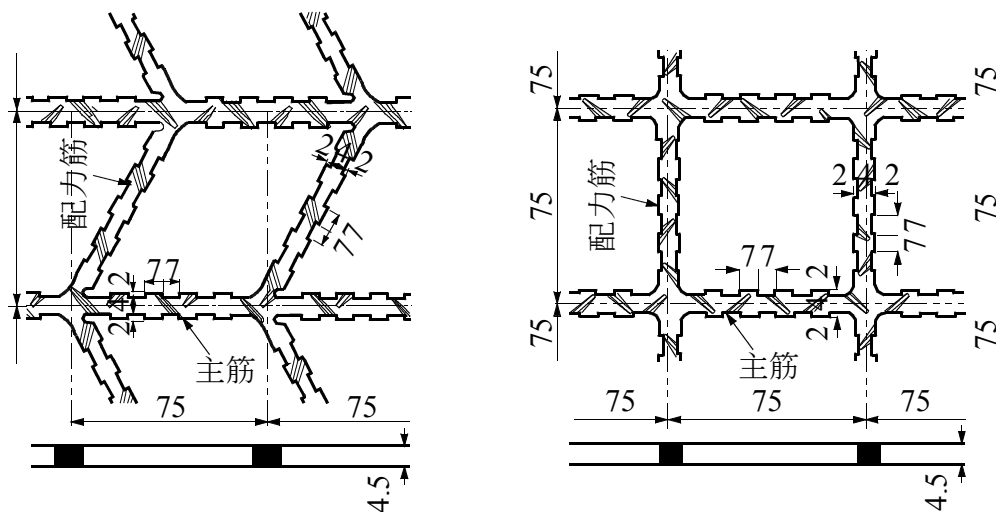
以上のように、格子鋼板筋は、鋼板を直接レーザー加工することから展張作業が省略される。

## (3) 展張格子筋および格子鋼板筋の形状・寸法

道路橋 RC 床版の下面増厚補強における引張補強筋には鉄筋やメッシュ筋が用いられているが、塩害や凍害などの建設地域の環境条件によって錆の発生などの劣化が生じている。また、鉄筋やメッシュ筋は格子状に配置した場合に交差部は鉄筋径の 2 倍の厚さとなり、かぶりを考慮すると補強厚が厚くなり、死荷重の増加が懸念される。そこで、鉄筋に替わる補強材として展張格子筋および格子鋼板筋の 2 タイプの鋼板格子筋が提案されている。ここで、縞鋼板を用いた鋼板格子筋および一般鋼板を用いた鋼板格子筋の形状および寸法の一例を図－ 3.1 に示す。図－ 3.1 はそれ

それぞれの鋼材を用いた場合の最小板厚における寸法である。

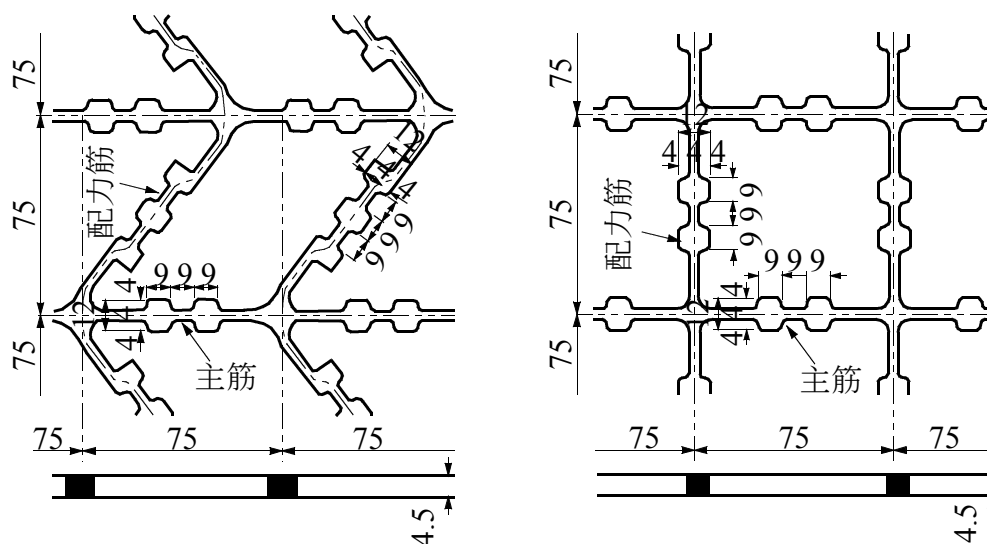
縞鋼板を用いた展張格子筋は図－ 3.1(1), 1)に示すように、レーザーでスリットを挿入し、専用のジャッキで配力筋方向に展張した格子筋である。また、格子鋼板筋は図－ 3.1(1), 2)に示すように、縞鋼板にレーザーで直接格子状に加工した格子筋である。また、図－ 3.1 に示す鋼材の厚さは 4.5mm であるが、最大 16mm 厚までの加工が可能である。また、縞鋼板を用いた鋼板格子筋には、付着性を高めるために



1) 展張格子筋

2) 格子鋼板筋

(1) 縞鋼板を用いた鋼板格子筋



1) 展張格子筋

2) 格子鋼板筋

(2) 一般鋼板を用いた鋼板格子筋

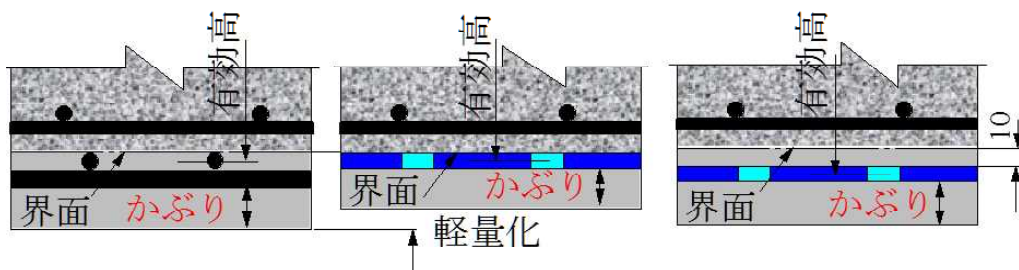
図－ 3.1 縞鋼板および一般鋼板を用いた鋼板格子筋の形状および寸法

2mm の突起を 7mm 間隔（最小板厚 4.5mm の例）で設けてある。

一般鋼板を用いた展張格子筋は図－ 3.1(2), 1)に示すように、レーザーでスリットを挿入し、専用のジャッキで配力筋方向に展張した格子筋である。また、格子鋼板筋は図－ 3.1(2), 2)に示すように、一般鋼板にレーザーで直接格子状に加工した格子筋である。図－ 3.1(2)に示す格子鋼板筋は、厚さ 4.5mm の一般鋼板を用いた一例であるが、縞鋼板を用いた格子鋼板筋と同様に最大 16mm 厚までの加工が可能である。

#### (4) 鋼板格子筋の配置方向

カルバートや RC 床版の下面増厚補強における配置法を図－ 3.2 に示す。従来の鉄筋やメッシュ筋を配置した増厚補強法では、鉄筋やメッシュ筋は図－ 3.2(1)に示すように主鉄筋方向と配力筋方向の 2 方向が配置される。この場合 2 方向の厚さにかぶりを考慮した厚さとなる。一方、2 種類の鋼板格子筋を配置した場合は図－ 3.2(2)に示すよう、1 面加工されていることから、鉄筋やメッシュ筋の配置法と比較して 1 方向分の厚さが減少され、死荷重の軽減が図られる。一方、付着面から 10mm の増厚層内に鋼板格子筋を配置した場合は図－ 3.2(3)に示すように増厚寸法は鉄筋を用いた場合と厚さは同等であるが、有効高を確保できることから一体化した場合は補強効果が得られることになる。



(1)鉄筋・メッシュ筋 (2)鋼板格子筋を配置 (3)界面から 10mm 離間  
を配置 し鋼板格子筋を配置

図－ 3.2 鉄筋・メッシュ筋および鋼板格子筋の配置状況

### 3.3.2 鋼板格子筋に用いる鋼板材料

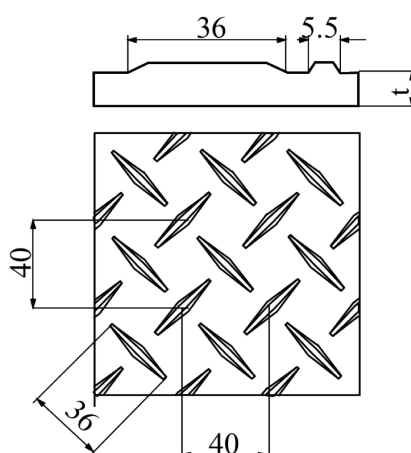
#### (1) 縞鋼板および一般鋼板

鋼板格子筋に用いる鋼板格子筋に用いる鋼板材料は、構造用鋼材の縞鋼板（SS400 相当）、一般構造用圧延鋼材（以下、一般鋼板とする）（SS400）および溶接構造用圧延鋼材（以下、溶接用鋼材とする）（SM490A）であり、それぞれ標準板厚の材質を表－ 3.3 に示す。また、本論文で用いる縞鋼板の縞寸法および形状を図－ 3.3 に示す。

表－ 3.3 鋼板格子筋に用いる鋼板の材質

記号	板厚 (mm)	化学成分 (%)					引張強度				備考
		C	Si	Mn	P	S	板厚区分 (mm)	降伏点ま たは耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	
縞鋼板	6.0～13.0				0.050 ≤	0.050 ≤	5以下	245 ≤	400～510	(21以上)	縞鋼板, 構造用 SS400相当
							5超え			(17以上)	
SS400	6.0～16.0				≤0.050	≤0.050	5以下	245 ≤	400～510	21以上	JIS G 3101
							5超え			17以上	
SM490	6.0～16.0	≤0.20	≤0.55	≤0.165	≤0.035	≤0.035	5以下	325 ≤	490～610	22以上	JIS G 3106
		≤0.22					5超え			17以上	

表中の C：炭素，Si：ケイ素，Mn：マンガン，P：リン，S：硫黄，（ ）：参考値



図－ 3.3 縞鋼板の形状および寸法

表－ 3.4 縞鋼板および一般鋼板を用いた鋼板格子筋の材料特性値

補強材の種類		断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
縞鋼板 (SS400相当)	展張格子筋	4.5×4.0	75	338	451	200
	格子鋼板筋					
一般鋼板 (SS400)	展張格子筋	4.5×4.0	75	294	468	200
	展張格子筋					

※ 4.5mm 板厚の例

表－ 3.3 に示す一般鋼板の SS400 および溶接用鋼材の SM490 の引張強度は道路橋示方書・同解説（以下，道示とする）<sup>3.13), 3.14)</sup>に示す値であり，縞鋼板の材質は一般鋼板の SS400 相当である。例えば，図－ 3.1 に示す厚さ 4.5mm の縞鋼板および一般鋼板の材料特性値を表－ 3.4 に示す。表－ 3.4 に示す弾性係数は道示<sup>3.13), 3.14)</sup>に示す値である。

縞鋼板を用いた鋼板格子筋の材料特性値は表－ 3.4 に示すように，降伏強度は

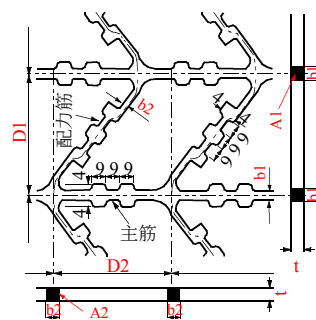
338N/mm<sup>2</sup>, 引張強度は 451N/mm<sup>2</sup> であり, 表- 3.3 に示す SS400 の降伏強度 245N/mm<sup>2</sup> および引張強度 400N/mm<sup>2</sup> を満足している。次に, 一般鋼板を用いた鋼板格子筋の材料特性値は, 降伏強度は 294N/mm<sup>2</sup>, 引張強度は 468N/mm<sup>2</sup> であり, 同様に道示に示す SS400 材の降伏強度および引張強度を満足している。なお, 弾性係数は道示に示す値である。鋼板格子筋に用いられる鋼板厚は 6mm, 9mm, 12mm が標準であるが, その他に鋼板厚 4.5mm および 16mm も製作可能である。

## (2) 鋼板格子筋と鉄筋径との整合性

鋼板格子筋の断面寸法は一般的に市販されている異形棒鋼（鉄筋）と同等な断面積にする必要がある。ここで, 一般的に RC 床版やカルバートに用いられている鉄筋の呼び名および公称断面積と同等とした場合の標準的な鋼板格子筋の寸法の一例を表- 3.5 に示す。

表- 3.5 鋼板格子筋に相当する鉄筋との関係

板厚 t (mm)	主筋					配力筋				
	ピッチ D1 (mm)	幅 b1 (mm)	断面積 A1 (mm <sup>2</sup> )	相当する鉄筋		ピッチ D2 (mm)	幅 b2 (mm)	断面積 A2 (mm <sup>2</sup> )	相当する鉄筋	
				呼び 名	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )				呼び 名	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )
6	100	6	36	D6	31.67	100	6	36	D6	31.67
6	100	12	72	D10	71.33	100	6	36	D6	31.67
9	100	15	135	D13	126.7	100	9	81	D10	71.33
12	100	17	204	D16	198.6	100	12	144	D13	126.7
16	100	18	288	D19	286.5	100	16	256	D16	198.6



カルバートの増厚補強に用いられる鉄筋は一般的に D13 程度が多い。例えば, 表- 3.5 に示す主鉄筋の D13 と同等とする場合は, 鋼板格子筋のピッチ D1 を 100mm 間隔とした場合の縞鋼板あるいは一般鋼板の板厚は 9mm を用いる。幅 b1 を 15mm とした場合の断面積は 135mm<sup>2</sup> となり, 鉄筋 D13 の断面積 126.7mm<sup>2</sup> とほぼ同等の断面積となる。

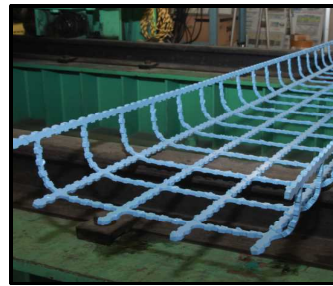
配力筋方向も同様にピッチ D2 を 100mm 間隔とすると鉄筋 D10 相当を配置する場合は幅 b2 を 9mm とすることでほぼ同等な断面積となる。なお, 表- 3.5 にピッチ 100mm とした場合の板厚 t と幅 b1 および幅 b2 の鉄筋断面積と同等以上になる加工寸法を示す。

## (3) 折り曲げ加工

鋼板格子筋はレーザー加工した後に展張した展張格子筋および直接レーザーで格子状に加工された格子鋼板筋がそれぞれ製作された後, 補強に用いる寸法に併せて折り曲げ加工される。ここで, 折り曲げ加工の一例を写真- 3.4 に示す。



(1) 展張格子筋



(2) 格子鋼板筋

写真－ 3.4 鋼板格子筋の折り曲げ加工の一例

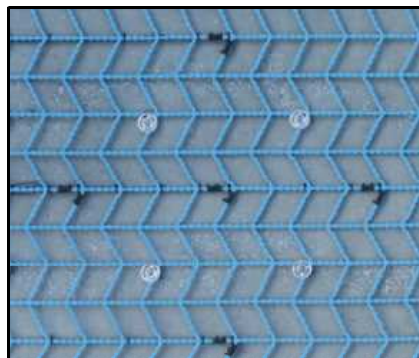
写真－ 3.4(1)に示す展張格子筋はカルバート用に折り曲げ加工したもので、頂版下面に展張格子筋を設置し、側壁に写真－ 3.4(1)に示す折り曲げ加工した展張格子筋を設置する。継手は重ね継手とする。また、写真－ 3.4(2)に示す格子鋼板筋は、はり部材の補強用に折り曲げしたものである。

以上のように展張後および直接格子状に製作された後、実構造寸法に併せた折り曲げ加工が可能となり、現場ではアンカー等での設置のみとなり、施工の合理化・省力化が図られる構造である。なお、写真－ 3.4 に示す防錆処理はエポキシ系の防錆剤を塗布したものである。

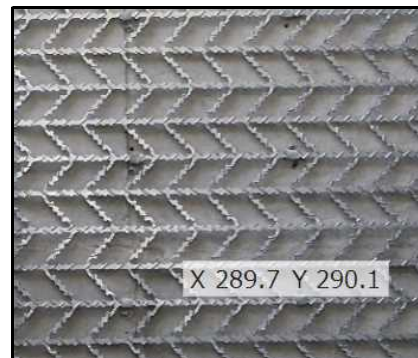
#### (4) 鋼板格子筋の防食処理

鋼板格子筋の防食方法には、エポキシ樹脂塗装または熔融亜鉛メッキの 2 種類が提案されている。ここで、展張格子筋にエポキシ樹脂塗装および熔融亜鉛メッキを施した防錆処理状況を写真－ 3.5 に示す。

エポキシ樹脂塗装による鉄筋の防食効果は、塗膜の品質、塗膜厚、損傷の有無によって著しく相違するため、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針改訂版」<sup>3.15)</sup>に準拠する必要がある。メッキについては、「亜鉛めっき鉄



(1) エポキシ樹脂塗装



(2) 熔融亜鉛メッキ

写真－ 3.5 防錆処理方法



筋を用いるコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」(土木学会)<sup>3.16</sup>,「垂鉛めつき鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の設計施工指針(案)」(日本建築学会)<sup>3.17</sup>を参照する。

### 3.4 鋼板格子筋の引張強度試験

#### 3.4.1 レーザー加工および展張加工における引張強度

展張格子筋と格子鋼板筋はレーザー加工を行うことから、熱加工に伴う材料特性値の低下が懸念される。さらに展張格子筋においては、展張加工によって軸直角方向筋(主筋)の引張強度の影響も考える必要がある。そこで、展張加工後の試験片として、金属材料引張試験方法の JIS 規格に基づいた試験片を製作し、レーザー加工および展張加工後の軸直角方向筋の引張強度への影響を検証する。

##### (1) 供試体概要

試験供試体には、SS400 相当の縞鋼板、厚さ 9mm、幅 15mm、公称断面積 135mm<sup>2</sup>の断面を有する試験体を用いる。試験体は 3 本作製し、平均値を求めることとする。ここで、展張加工後の試験片寸法を図-3.4、実験概略図を図-3.5 に示す。

次に、比較用として金属材料試験方法の JIS Z 2241<sup>3.18</sup>に準拠した JIS13B 号の試験片を製作し、引張試験を行う。

##### (2) 実験方法

展張格子筋の引張試験は、展張加工後の鋼材から JIS13B 号に準拠した試験片を製作し、金属材料試験方法である試験規格 JIS Z 2241<sup>3.18</sup>に準拠し引張試験を実施する。

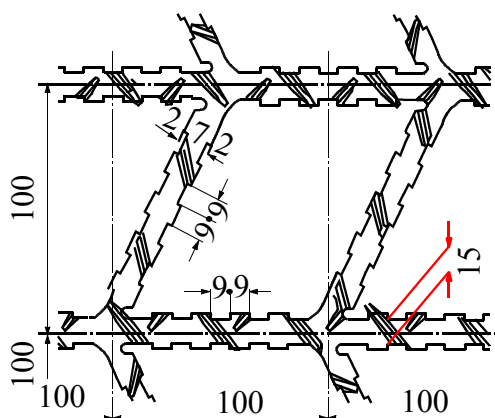


図-3.4 試験片寸法

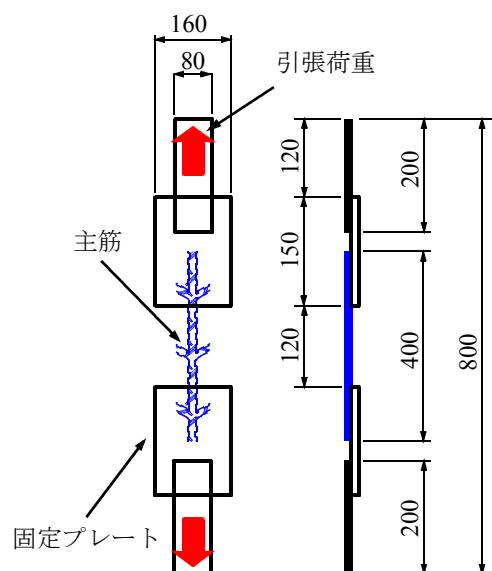


図-3.5 実験概略図

### (3) 実験結果および考察

#### 1) 材料特性値

展張加工および JIS13B 号試験片の引張試験結果を表 3.6 に示す。

表 3.6 引張試験結果

試験片		断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏荷重 (kN)	破断荷重 (kN)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
展張加工	No.1	135	45.8	59.6	339	441
	No.2	135	45.8	59.6	339	441
	No.3	135	45.3	60.1	336	445
	平均				338	442
JIS13 B号	No.1	112.5	—	—	332	448
	No.2	112.5	—	—	318	435
	No.3	112.5	—	—	334	435
	平均				328	439
規格値					245以上	400～510

展張加工後における平均降伏荷重は 45.6kN、破断荷重は 59.7kN である。この荷重を断面積で除した平均降伏強度は 338N/mm<sup>2</sup> であり、引張強度の平均値は 442N/mm<sup>2</sup> である。次に、JIS13B 号に準拠した試験片の平均降伏強度は 328N/mm<sup>2</sup> であり、引張強度の平均値は 439N/mm<sup>2</sup> である。

以上の試験結果から、レーザー加工による熱処理および展張加工した試験片は JIS 規格の試験片と比較して同等の降伏強度、引張強度が確保されている。よって、レーザー加工による熱処理および展張加工された軸直角方向筋は降伏強度、引張強度とも十分な強度が確保されている。

#### 2) 破断状況

本試験に用いた展張格子筋と JIS13B 号試験片の破断状況を写真 3.6 に示す。

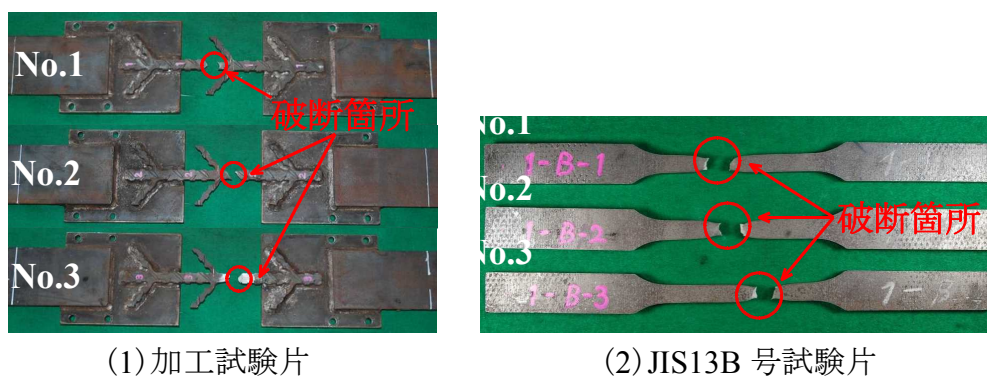


写真 3.6 破断状況

本実験より、展張格子筋の試験片は 3 本ともに展張加工部以外の箇所で破断していることから、展張角度における加工が降伏荷重、破断荷重に及ぼす影響はほとんどないと思われる。

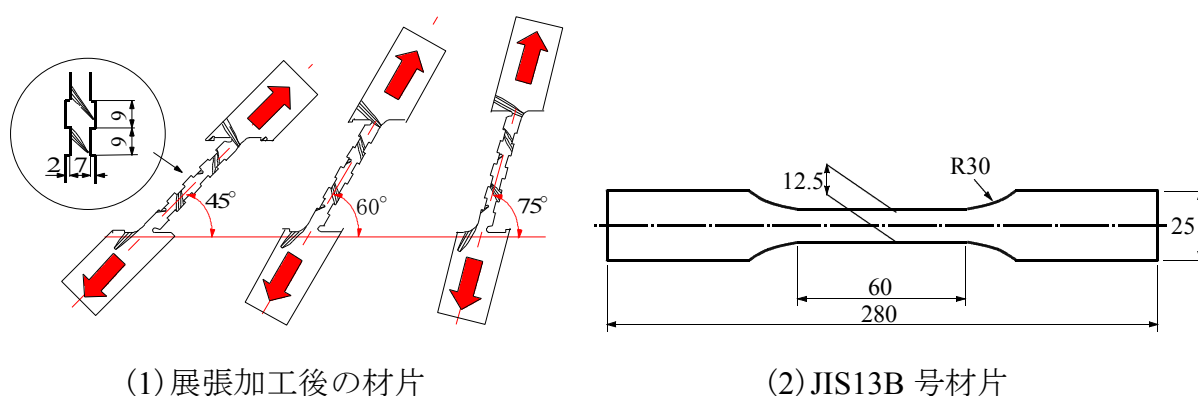
### 3.4.2 展張加工部における引張強度

展張格子筋の製作方法は写真－ 3.2 に示すように、縞鋼板および一般鋼板にレーザーでスリットを挿入し、専用の機械で任意の角度に展張し、格子状に加工する。そのため、展張部における曲げ半径内や支圧部は降伏状態に至ると考えられ、展張加工による強度低下が懸念される。そこで、展張後の材料特性値を検証するために展張角度 45 度、60 度、75 度で展張し、展張角度が降伏強度、引張強度に及ぼす影響を検証する。

#### (1) 供試体概要

実験供試体には、展張格子筋の厚さ 9.0mm、幅 7.0mm、公称断面積  $63\text{mm}^2$  の断面を有する材片を用いる。ここで、展張加工後の材片を図－ 3.6 に示す。

試験体には各タイプ毎 3 体用い、その平均値を求める。また、比較用として同一鋼板から採取した材片で JIS13B 号に準拠した試験片を作製して引張試験を行う。



図－ 3.6 材片概略図

#### (2) 実験方法

展張格子筋の引張試験は、図－ 3.6(1)に示す展張角度 45 度、60 度、75 度および図－ 3.6(2)に示す同一縞鋼板から JIS13B 号に準拠して作製した材片について、金属材料引張試験方法である試験規格 JIS Z 2241<sup>3,18)</sup>に準拠して引張試験を実施する。

#### (3) 結果および考察

##### 1) 材料特性値

展張格子筋および縞鋼板から JIS13B 号に準拠して作製した試験片の引張試験にお

ける材料特性値を表－ 3.7 に示す。

表－ 3.7 展張格子筋の引張試験結果

展張角度	供試体	断面積 (mm <sup>2</sup> )	最大荷重 (kN)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
45°	A-1	67.55	30.35	338.57	449.30
	A-2	65.40	29.92	356.82	457.53
	A-3	69.07	30.82	348.01	446.24
	平均	67.34	30.26	<b>347.80</b>	<b>451.02</b>
60°	B-1	63.90	27.35	333.15	428.02
	B-2	61.33	27.57	354.56	449.52
	B-3	63.35	27.95	349.04	441.23
	平均	62.86	27.62	<b>345.58</b>	<b>439.59</b>
75°	C-1	59.02	29.60	337.02	501.55
	C-2	65.84	29.52	301.05	448.38
	C-3	60.59	30.10	355.09	496.80
	平均	61.81	29.74	<b>331.05</b>	<b>482.24</b>
JIS (0°)	D-1	114.64	59.25	351.21	516.82
	D-2	114.74	59.05	346.14	514.64
	D-3	114.65	59.00	345.71	514.61
	平均	114.68	59.10	<b>347.69</b>	<b>515.36</b>
ミルシート				<b>338.00</b>	<b>448.00</b>

展張角度 45 度の降伏強度の平均値は 347.8N/mm<sup>2</sup>, 引張強度の平均値は 451.0N/mm<sup>2</sup> である。次に, 展張角度 60 度の降伏強度の平均値は 345.6N/mm<sup>2</sup>, 引張強度の平均値は 439.6N/mm<sup>2</sup> である。また, 展張角度 75 度の降伏強度の平均値は 331.1N/mm<sup>2</sup>, 引張強度の平均値は 482.2N/mm<sup>2</sup> である。展張角度 45 度の降伏点に対して展張角度 60 度, 75 度の降伏強度はそれぞれ 1.0%, 5.0%の低下が見られる。

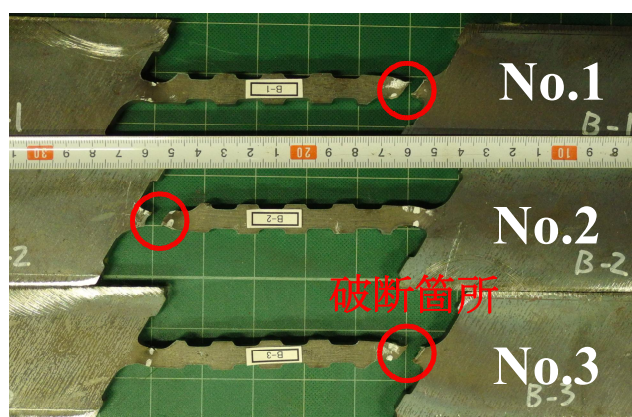
一方, JIS 規格で作製した試験片の降伏強度の平均値は 347.7N/mm<sup>2</sup>, 引張強度の平均値は 515.4N/mm<sup>2</sup> である。なお, ミルシートによる降伏強度は 338N/mm<sup>2</sup>, 引張強度 448N/mm<sup>2</sup> である。

以上より, 展張角度 75 度の展張格子筋は, 展張角度 45 度, 60 度および JIS 規格の材片と比較してやや降伏強度の低下が見られるが, 強度を上回っていることが確認された。また, 道示に規定する降伏強度および引張強度も十分確保されている。よって, 展張角度 75 度までは降伏強度, 引張強度が確保されており, 材料特性値としてミルシートに記載されている強度を使用できるとの結果が得られた。

## 2) 破断状況

本実験に用いる展張格子筋と同じ展張角度 60 度の引張試験における破断状況の一例を写真－ 3.7 に示す<sup>3.19)</sup>。

展張角度 60 度の破断位置は展張交差端から 5mm 付近で破断している。展張角度 45 度, 75 度においても同様の位置で破断している。しかし, 表－ 3.7 に示すように降



写真－ 3.7 破断状況の一例（展張角度 60 度）

伏強度，引張強度は JIS 規格の試験片と同程度の材料特性値を有することから，本実験に用いる展張格子筋の展張角度においては破断荷重に与える影響はほとんど見られない。

### 3.4.3 鋼板格子筋とコンクリートの付着強度

#### (1) 試験概要およびパラメータ

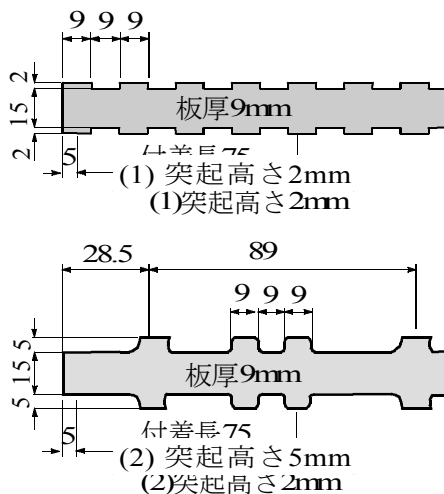
鋼板格子筋に設けた突起形状および寸法を図－ 3.7 に示す<sup>3.20)</sup>。材料の寸法は，鋼板厚 9mm，幅 15mm の切片とする。突起の寸法は高さ 2mm，幅 9.0mm（図－ 3.7(1)）と高さ 5mm，幅 9.0mm（図－ 3.7(2)）の 2 種類とする。また，付着試験に用いるコンクリート強度試験用供試体は（JIS A 1132）に基づいて製作する。コンクリートには普通ポルトランドセメントを用い，最大寸法 25mm の粗骨材を使用し，圧縮強度  $30.0 \pm 3.0 \text{ N/mm}^2$ （28 日強度），スランプ  $10 \pm 2.5 \text{ cm}$  の配合を用いた。

付着試験に用いる材片のパラメータは，①一般鋼板を用いて，2mm の突起を設けた塗装無しの材片，②一般鋼板を用いて，2mm の突起を設けた亜鉛メッキ塗装した材片，③一般鋼板を用いて，5mm の突起を設けた亜鉛メッキ塗装した材片，④縞鋼板を用いて，2mm の突起を設けた塗装無しの材片，⑤縞鋼板を用いて，2mm の突起を設けたエポキシ樹脂塗装した材片，および⑥ SD 295A D13 を用いた供試体とする。

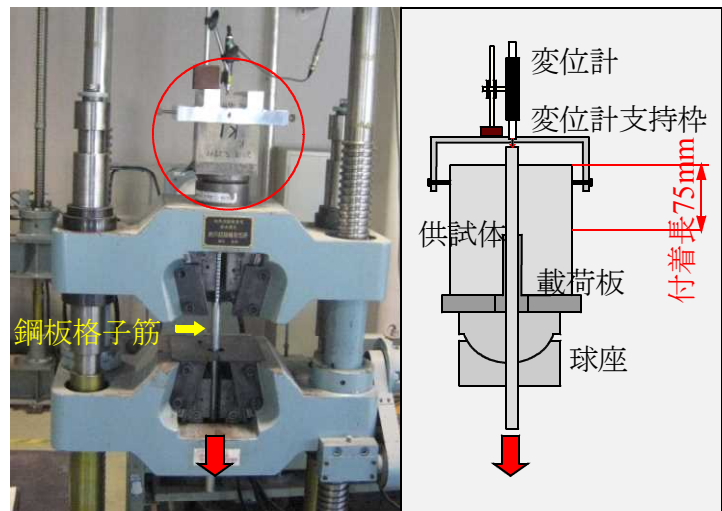
#### (2) 試験方法

試験方法は，「エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度試験方法（JSCE-E516-2003）」に準じて実施する<sup>3.21)</sup>。ここで，付着試験状況を図－ 3.8 に示す<sup>3.20)</sup>。

付着強度は付着試験における変位 0.04mm の荷重を求め，パラメータごとに 3 体の試験を行い，その平均値を表－ 3.8 に示した。



図－ 3.7 鋼板格子筋の材片形状



図－ 3.8 付着試験

### (3) 試験結果

パラメータごとに材片 3 体の付着強度の平均値を表－ 3.8 に併記した。

表－ 3.8 各パラメータによる付着強度

鋼材	鋼種	付着面の状態	突起高さ (mm)	表面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	変位0.04mm時の平均荷重 (kN)	付着強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼板格子筋	一般鋼板 SS400 (9×15mm)	塗装なし	2.0	3600	245	400	11.47	3.19
			2.0				11.60	3.22
		亜鉛メッキ	5.0				16.57	4.60
	縞鋼板 SS400相当 (9×15mm)	塗装なし	2.0	3600			16.30	4.53
		エポキシ樹脂塗装	2.0				9.53	2.65
異形鉄筋	SD295A D13	—	—	3000	295	400	8.97	2.99

表－ 3.8 より、一般鋼板を用いて 2mm の突起を設けた塗装なしの材片の付着強度の平均は 3.19N/mm<sup>2</sup>、一般鋼板を用いて 2mm の突起を設けた亜鉛メッキ塗装した材片の付着強度の平均は 3.22N/mm<sup>2</sup> である。また、一般鋼板を用いて 5mm の突起を設けた亜鉛メッキ塗装した材片の付着強度の平均は 4.60N/mm<sup>2</sup> であり、2mm の突起形状の材片と比較して付着力が高まる結果となった。次に、縞鋼板を用いて 2mm の突起を設けた塗装なしの材片の付着強度の平均は 4.53N/mm<sup>2</sup> である。また、縞鋼板を用いて 2mm の突起を設けたエポキシ樹脂塗装した材片の付着強度の平均は 2.65N/mm<sup>2</sup> である。エポキシ樹脂塗装を用いた場合は付着力が低下する結果となる。

また SD295A, D13 の鉄筋を用いた供試体の付着強度の平均は  $2.99\text{N}/\text{mm}^2$  である。

以上より、鋼板格子筋に設けた 2mm および 5mm の突起形状については 5mm の突起形状を設けた方が付着性の向上が図られる結果となった。また、亜鉛メッキとエポキシ系樹脂を塗布した材片においては、亜鉛メッキを塗布する方が付着性が高まる結果となった。亜鉛メッキおよび塗装なしの材片は同等な断面積を有する異形鉄筋 D13 の付着強度と同等以上の付着力が得られている。エポキシ系樹脂を塗布した材片の付着強度は、エポキシ塗装鉄筋の付着強度基準である無塗装鉄筋の 85%以上を上回っている。

### 3.4.4 展張格子筋の主鉄筋方向の継手試験

#### (1) 試験概要

展張格子筋の継手形式には一面継手法と重ね継手法の 2 タイプが提案されている。ここで、継手法について図-3.9 に示す。

展張格子筋の継手には、図-3.9(1)に示すように配力筋を切断し、その間に反対側の展張格子筋をはめ込む方法である。この継手構造は一面となることから補強厚が鉄筋を配置した補強法に対して 1 方向分の鉄筋径の厚さが減少でき、死荷重の軽

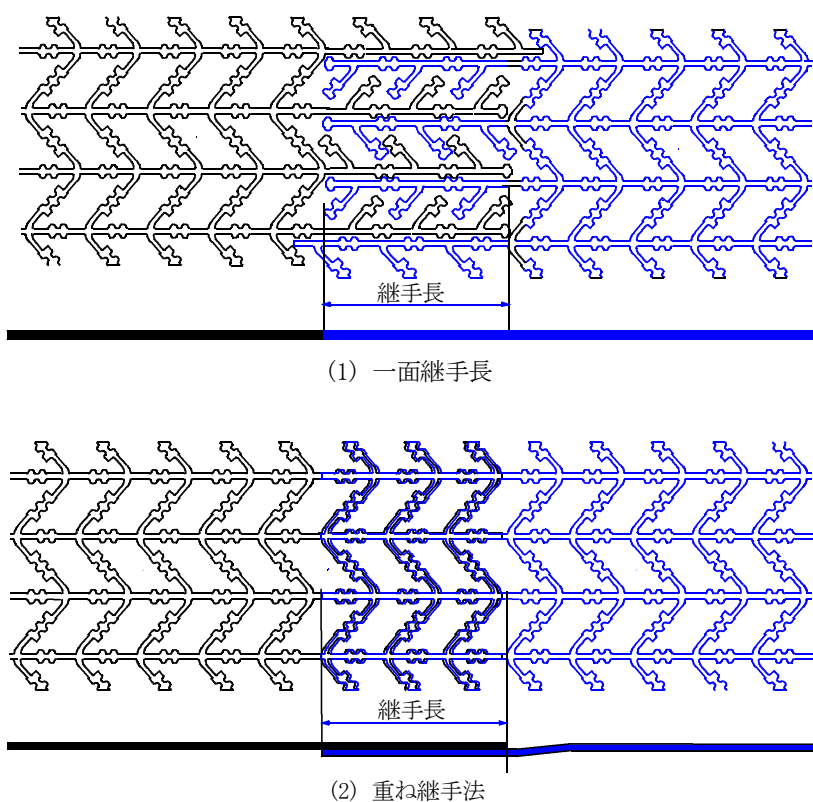


図-3.9 展張格子筋と継手構造

減が図られる。一方、従来の継手構造として最も多く採用されているのが図-3.9(2)に示す重ね継手構造である。この場合、継手部は鉄筋を用いた場合と同様に継手範囲の増厚が厚くなる。しかし、継手部をコンクリート面に直接設置すれば、継手部以外の展張格子筋のかぶりを考量しても、十分にコンクリート増厚層内に配置することが可能である。

## (2) 継手部の付着試験

カルバートや RC 床版下面増厚補強では、展張格子筋を配置し、PCM により吹付け補強される。この場合、展張格子筋の最大寸法を超える場合は継手構造が必要となる。そこで、一面継手および重ね継手構造における付着試験を行っている。ここで、実験供試体寸法および形状を図-3.10に示す。

試験体の寸法は、図-3.10に示すように PCM 厚を 68mm とし、一面継手構造とした場合のかぶり厚は図-3.10(1)に示すように 29.5mm である。平面の寸法はモルタル層を幅 200mm、高さ 350mm とし、継手長は 300mm である。モルタルには低弾性の超速硬繊維混和型 PCM を用いた。PCM の圧縮強度は  $60.6\text{N/mm}^2$  である。

次に、重ね継手構造とした場合の厚さは図-3.10(2)に示すように、一面継手構造と同様に 68mm とし、かぶりは 25mm である。また、継手長は 300mm である。

実験供試体はそれぞれ 2 体製作した。

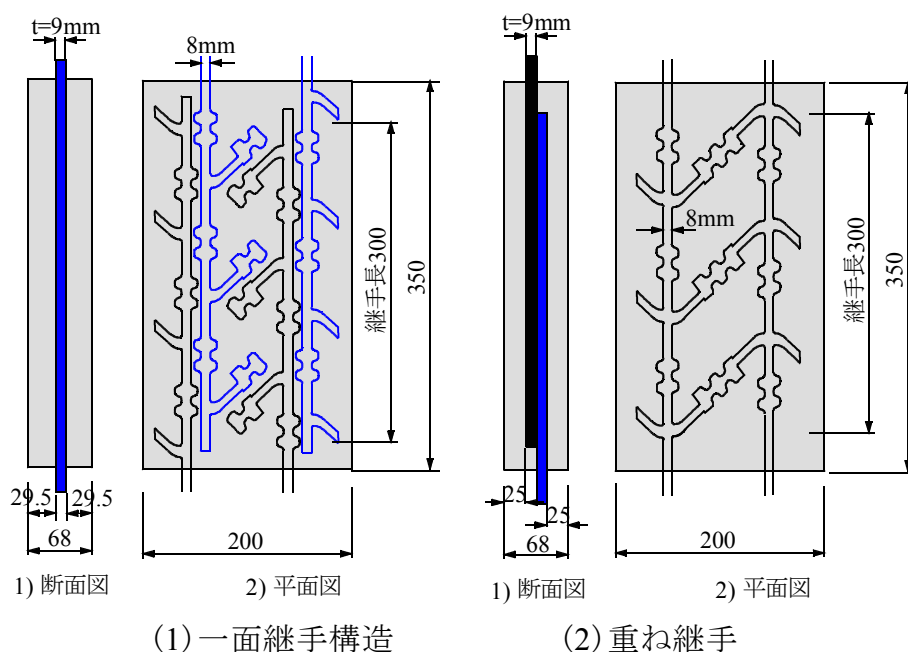


図-3.10 展張格子筋の継手構造



### (3) 結果および考察

一面継手構造と重ね継手構造における引張試験の結果を表－ 3.9 に示す。

一面継手構造の供試体 A のひび割れ発生荷重は 58.5kN，破壊荷重は 65.5kN である。破壊は展張格子筋が破断した。供試体 B もほぼ同様にひび割れ発生荷重は 57.9kN，破壊荷重が 64.9kN，破壊はモルタルでせん断破壊となった。次に，重ね継手構造とした供試体 C はひび割れの発生が見られない。破壊荷重は 69.9kN である。供試体 D のひび割れ発生荷重は 67.3kN，破断荷重は 68.8kN であり，両供試体ともに展張格子筋が破断している。一面継手構造の破壊荷重の平均と重ね継手構造の破

表－ 3.9 引張試験によるひび割れ発生および破壊荷重

継手形式	供試体	ひび割れ発生		破壊		破壊形態
		荷重 (kN)	平均荷重 (kN)	荷重 (kN)	平均荷重 (kN)	
一面継手構造	供試体A	58.5	58.2	65.5	65.2	母材破壊
	供試体B	57.9		64.9		せん断破壊 (モルタル)
重ね継手構造	供試体C	ひび割れ発生なし	67.3	69.9	69.4	母材破壊
	供試体D	67.3		68.8		母材破壊

壊荷重の平均と比較すると 1.06 倍となり，重ね継手構造の引張付着強度が高い結果が得られた。

次に，ポリマーセメントモルタル (PCM) の引張強度  $f_{tk} = 0.23 \times 60.6^{2/3} = 3.55 \text{N/mm}^2$  をコンクリート標準示方書の算定式<sup>3,22)</sup>により算出すると，48.3kN (= 68×200×3.55) となる。よって，実験値の方が大きく上回る結果となった。

以上より，一面継手構造および重ね継手構造ともに引張付着強度が十分確保される結果が得られたことから，実構造への適用が可能となる。

## 3.5 ボックスカルバートに用いるモルタル材料および付着用接着剤

### 3.5.1 モルタル材料および付着用接着剤の必要性

カルバートの頂版下面および RC 床版の下面増厚補強法においては，前項で示した 2 タイプの鋼板格子筋，鉄筋，メッシュ筋および FRP を設置した後，乾式あるいは湿式でのセメント系モルタル吹付け補強が施されている。このモルタル材料として，施工時間を考慮した 2 タイプの低弾性 PCM が開発されている。この材料においては 8 時間施工および 36 時間施工に用いる 2 タイプが開発され，市販されている。本カルバートには 2 種類のモルタルを用いる。さらに，施工における従来の下面増厚補強法ではカルバートの頂版下面をセメント系モルタルとの付着性を高めるために，エマルジョン系のプライマーを用いていた。この材料は，直接引張試験におい

ては付着強度が高い材料であるが、曲げ引張りが作用した場合は界面の「ずれ」、すなわち一面せん断強度が低いことから付着性を高めるために高耐久型エポキシ系接着剤（付着用接着剤）が提案され、本研究においても増厚界面に付着用接着剤を塗布することとする。

以上より、2種類のセメント系モルタルおよび付着用接着剤の材料特性値を示す。

### 3.5.2 湿式吹付け用セメント系モルタル

カルバートの吹付け補強法には湿式による吹付け方法と乾式による吹付け方法とがある。また、カルバートの補強施工法には車両走行による衝撃や車両振動の影響が及ぼさない1.5日施工を想定したモルタルが用いられる。また、衝撃や車両振動が及ぼす場合は早期に強度発現が可能なモルタルが必要となる。本研究では湿式による吹付け方法に用いる2タイプのPCMを検討する。

#### (1) ポリマーセメントモルタル（PCM）の配合条件

##### 1) 早強性繊維補強セメントモルタル（発現強度24時間）

カルバートの増厚施工に用いる補修材の要求性能は、材齢24時間（1日）で道示<sup>3.14)</sup>に規定するコンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  以上を確保できることを条件としたものである。セメントには早強セメントを用いた専用のプレミックス材に有機系繊維の中でも引張強度が高く、高靱性が期待できる高強度ビニロン繊維（繊維長12mm）が混入されている。また、材料特性としては弾性係数を既設コンクリートと同等とするセメント系材料とし、この材料を早強性繊維補強PCM（以下、モルタル-SPとする）とする。また、カルバートの補強厚は本研究では40mm程度であることから、1回の吹付けは20mm程度とする。ここで、配合条件を表-3.10に示す。なお、水セメント比は一般的な値であるが施工条件によっては変更が可能である。要求性能に併せて設計することも可能である。

表-3.10 吹付け用モルタルの配合条件

項目	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				水結合比 (%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合剤	その他			
モルタル-SP	750	1125	Premix	300	40
モルタル-SF	870	980	5	315	36

##### 2) 超速硬繊維補強ポリマーセメントモルタル（発現強度3時間）

カルバートに大型車両の走行振動や衝撃が作用する場合は、吹付けモルタルを短時間で強度が発現できるモルタルが必要となる。道路橋 RC 床版での補修において

は交通規制 8 時間以内で施工完了できる補修材が要求されている。この場合の要求性能は、材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  以上を確保できることを条件としている。なお、この材料は阿部ら<sup>3.7), 3.8)</sup>が提案した材料で、コンクリートアジテーター車あるいは移動式コンクリートプラントによる練り混ぜや施工性を考慮して配合条件を再検討した材料であり、現場施工に併せて配合したものである。よって、セメントには超速硬セメントを用いた専用のプレミックス材に高強度ビニロン繊維（繊維長 12mm）を配合した。なお、弾性係数はコンクリート部材と同等の弾性係数とする。この補修材を超速硬繊維混和型 PCM（以下、モルタル-SF とする）とする。ここで、補修材の配合条件を表－ 3.10 に併記した。なお、本提案する補修材のコンシステンシーは、床版補修の際の左官作業において鉄筋裏まで確実に回り込み、充填可能な範囲としてスランプを  $5.0\pm 2.0\text{cm}$  とする。また、モルタル-SP と同様に条件に合わせた水セメント比の設計が可能である。

## (2) 補修材の性能

モルタル-SP およびモルタル-SF の常温状態（ $20\text{ }^\circ\text{C}$ ）における発現強度および静弾性係数を表－ 3.11 に示す。

表－ 3.11 発現強度および静弾性係数

試験項目		モルタル-SP	モルタル-SF
凝結時間	始発	138min	33min
	終結	168min	40min
圧縮強度	2時間	始発前	$26.8\text{N/mm}^2$
	3時間	—	$28.2\text{N/mm}^2$
	4時間	—	$28.7\text{N/mm}^2$
	1日	$27.4\text{N/mm}^2$	$36.5\text{N/mm}^2$
	7日	$48.4\text{N/mm}^2$	$44.0\text{N/mm}^2$
	28日	$59.9\text{N/mm}^2$	$52.3\text{N/mm}^2$
静弾性係数	28日	$26.0\text{kN/mm}^2$	$24.9\text{kN/mm}^2$

### 1) モルタル-SP

24 時間で圧縮強度が  $24\text{N/mm}^2$  以上発現するモルタル-SP の凝結時間は開始 138 分、終結が 168 分であり、表面仕上げに要する時間の確保が可能であることから施工性に優れた材料である。材齢 24 時間の圧縮強度は  $27.4\text{N/mm}^2$  であり、要求性能である圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  を確保している。材齢 28 日における圧縮強度は  $59.9\text{N/mm}^2$  である。また、静弾性係数は  $26.0\text{kN/mm}^2$  であり、カルバートのコンクリート材と同等の弾性係数を有している。よって、低弾性ポリマーセメントモルタル（以下、低弾性 PCM とする）である。これらのことから低弾性 PCM であると同時に高強度ビ

ニロン繊維（繊維長 12mm）を混入したことから割れが抑制できる材料であると判断できる。

## 2) モルタル-SF

3 時間で圧縮強度が  $24\text{N/mm}^2$  以上発現するモルタル-SF の凝結時間は開始が 33 分、終結は 40 分となり、可使時間は、通常の補修材に比べて 15 分ほど遅いことから、表面仕上げまでの施工性が良い材料である。発現強度は、材齢 3 時間の圧縮強度は  $28.2\text{N/mm}^2$  であり、本材料の要求性能でもある圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  以上が確保されている。また、材齢 28 日における圧縮強度は  $52.3\text{N/mm}^2$ 、静弾性係数は  $24.9\text{kN/mm}^2$  であり、低弾性 PCM である。

### 3.5.3 付着性接着剤の性能

#### (1) 付着用接着剤の必要性

鋼繊維補強コンクリート（SFRC）で上面増厚補強した RC 床版や超速硬セメントを用いた薄層補修、あるいは RC 床版下面からモルタル吹付けによる増厚補強においては、輪荷重の走行により増厚界面や補修界面に早期にはく離が生じている。また、下面からの増厚補強においては増厚界面にエマルジョン系のプライマーを塗布して、PCM を吹付け補強した場合においては、破壊時に界面が全面的にはく離する実験報告もある。そこで、RC 床版や鋼床版の増厚界面に補修材および補強材との付着力を高めるために付着用の付着用接着剤が用いられている。付着用接着剤は既設 RC 床版上面コンクリートと補修用セメント系モルタルおよびコンクリートとの付着性を確保するために、打ち込み直前に塗布する。付着用接着剤は 120 分で強度が発現される。そこで、カルバートの増厚補強法においても、頂版には大型車両の影響も受けることから、長期においては界面ではく離の発生が懸念される。したがって、カルバートの増厚補強法においても吹付け界面の付着性を高めるため付着用接着剤を塗布するものとする。

#### (2) 付着用接着剤の性能

付着用接着剤の材料特性値を表-3.12 に示す。

コンクリート界面に付着用接着剤を塗布した場合の付着試験においては、コンクリートとの付着強度は  $3.7\text{N/mm}^2$  が確保され、母材コンクリートで破壊することが確認されている。なお、NEXCO の基準は  $1.5\text{N/mm}^2$  以上である。曲げ応力を繰り返し受ける部材は増厚界面が弱点となり「ずれ」すなわち一面せん断抵抗の不足により界面ではく離が生じている。一般的に付着試験は直接引張試験や建研式引張試験で評価されているが、一方向の引張強度は確保されても界面のせん断抵抗が低いためにはく離が生じている。そこで、阿部ら<sup>3.11)</sup>はコンクリート表面に直接コンクリートを増厚した場合と付着用接着剤を塗布した場合のせん断強度を評価している。これ

表－ 3.12 付着用接着剤の材料特性値

項目		付着用接着剤	備考
外観	主剤	白色ペースト状	
	硬化剤	青色液状	
混合比		5 : 1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
粘度		500～1,000MPa・s	JIS K 7233
圧縮強度		102.9N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,976N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
曲げ強さ		41.6N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.9N/mm <sup>2</sup>	JIS K 6850
コンクリート付着強さ		3.7N/mm <sup>2</sup> 以上 <sup>注1)</sup>	JIS A 6909

注1)3.7N/mm<sup>2</sup>以下の場合は母材コンクリートで破壊

によると、接着剤を用いない供試体は界面で破壊し、付着用接着剤を塗布した供試体は母材コンクリートで破壊している。以上より、付着界面に付着用接着剤を塗布した場合は、直接引張試験による引張強さおよび軸方向、軸直角方向の曲げ引張力にも抵抗できる。したがって、本研究においてもカルバートの補強法に付着用接着剤を用いることとする。

### 3.6 まとめ

第3章では、ボックスカルバートのひび割れ補修材および補強材である鋼板格子筋の材料特性値および増厚補強材であるセメント系モルタルの材料特性値を明らかにした。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) ひび割れ補修材については、従来から RC 床版やコンクリート部材に発生したひび割れ補修材と新たに 0.05mm 以上のひび割れに浸透する浸透性接着剤の材料特性値および硬化時間を示した。
- (2) 鉄筋に替わる引張補強材として展張格子筋および格子鋼板筋の 2 種類の鋼板格子筋について特徴や材料特性値、展張後の材料特性値を明らかにした。この材料は鉄筋を用いた補強法に対して、一面加工された鋼板格子筋は鉄筋 1 方向分の増厚層が低減されることから死荷重の軽減やコストの縮減効果、さらには施工の合理化・省力化に大きく貢献できる材料となる。
- (3) ポリマーセメントモルタル (PCM) には、早強セメントに高強度ビニロン繊維（繊維長 12mm）を配合した低弾性の早強性繊維補強 PCM と超速硬繊維混和型 PCM の材料特性値を示し、施工時間に併せて 2 タイプを用いる。この材料は高強度ビニロン繊維が配合されることから乾燥収縮によるひび割れの発生を抑制する効果がある材料である。

- (4) 車両振動や衝撃を受けるカルバートに PCM 吹付けによる増厚補強法においては、はく離を抑制するためにエポキシ系の付着用接着を用いる。この接着剤は既設コンクリート面に塗布し、フレッシュなモルタル材を接着する材料であり、付着強度、せん断強度も高い材料である。

### 第3章参考文献

- 3.1) 玉越隆史, 大久保雅憲, 星野誠, 横井芳輝, 強瀬義輝: 道路橋の定期点検に関する参考資料(2013年度版)―橋梁損傷事例写真集―, 国土技術政策総合研究資料第748号, 2013.7
- 3.2) 国土交通省道路局国道・技術課: 特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料, 2019.2
- 3.3) (公社)土木学会: 鋼構造シリーズ 27 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 2016.11
- 3.4) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会: ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル(案)(増厚補強編), 2011.
- 3.5) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会: ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル(案)(断面補強編), 2011.
- 3.6) 林秀和, 宮越信, 上杉亮, 松森順生: 昼夜連続対面交通規制による鋼橋の床版取替―東北自動車道綱木川橋―, NEXCO 技術情報第26号, PP29-38, 2015.
- 3.7) 阿部忠・伊藤清志・大野晃・山下雄史: RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp.1122-1133, 2014.3
- 3.8) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai and Takayoshi Kodama: Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.10
- 3.9) 阿部忠, 大窪克己, 高野真希子: コンクリート構造部材の柱状サンプル採取方法, 特許第6093951号, 2018.4
- 3.10) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 構造物施工管理要領, 2019.7
- 3.11) 阿部忠, 小森篤也: RC 床版下面増厚補強界面にプライマーおよび接着剤を用いたPCMの付着特性, セメント・コンクリート論文集, Vol.70, pp.533-540, 2017.3
- 3.12) 国土交通省大臣官房技術調査課: i-Construction ～建設現場の生産性革命～, i-Construction 委員会, 2016.4
- 3.13) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2002.
- 3.14) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, III, IV, V, 2017.

- 3.15) (公社)土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針改訂版（コンクリートライブラリー），2003.
- 3.16) (公社)土木学会：亜鉛めっき鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計・施工指針(案)（コンクリートライブラリー），2019.
- 3.17) (一社)日本建築学会：亜鉛めっき鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の設計施工指針（案），1979.
- 3.18) (一社)日本規格協会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法
- 3.19) 阿部忠，野口博之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いた RC 床版の上面増厚補強法における耐疲労性の評価，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.541-548，2016.
- 3.20) 吉岡泰邦，塩田啓介，内藤仁志，阿部忠：格子形状と防食処理が異なる鋼板格子筋で補強した RC はりの補強効果に関する実験，土木学会，第 73 回年次学術講演会，V-531，pp.1061-1062，2018.8
- 3.21) (公社)土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編] 土木学会規準および関連規準，エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度試験方法（JSCE-E516-2003），2007.5
- 3.22) (公社)土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，2018.3



## 第 4 章 格子鋼板筋を用いたスラブ部材の耐荷力および耐疲労性の検証

### 4.1 はじめに

近年、建設現場における建設技能労働者の不足が深刻な問題となっている。とくに、コンクリート構造物の建設現場では、鉄筋の加工・組立てを行う鉄筋工に関する技能労働者が不足しているが、鉄筋の加工や組立工は人力に頼らざるを得ないのが現状であり、合理化・省力化を図るためには鉄筋のプレハブ化が望まれている<sup>4.1)</sup>。このような背景の中で、鉄筋のプレハブ化の 1 例として、縞鋼板や鋼板をレーザーで格子状に切断し、主筋および配力筋が一面形成となる格子鋼板筋が開発<sup>4.2)</sup>された。この格子鋼板筋は、コンクリート床版やはり部材、カルバートなどの鉄筋に替わる引張補強筋および補強筋としての適用を目的としたものである。格子鋼板筋は第 3 章で示したように、縞鋼板および一般鋼板を用いレーザーで直接格子状に製作され、その後、折り曲げ加工やエポキシ系樹脂塗料あるいは亜鉛メッキによる防錆加工が施される。よって、塩害対策にも有効な材料である。とくに、使用目的の部材寸法に併せて、折り曲げ加工されることから、施工現場においては組立てのみの施工となる。よって、格子鋼板筋はプレハブ化されていることから施工においては省人化、工期の大幅な短縮が図られるなど施工の合理化・省力化、さらには労働力の不足を補う材料、すなわち国土交通省が推進している **i-Construction** の課題の 1 テーマに合致する材料および工法であると考えられる<sup>4.1)</sup>。

一方、カルバートの製作は工場で行い、建設現場ではプレキャスト化したカルバートを軸方向に連結して一体化している。このプレキャスト化したカルバートの製作は鉄筋を組立て加工し、型枠に設置してコンクリートを打ち込み、完成となる。この一連の作業においても鉄筋に替わって、格子鋼板筋を用いることで、大幅な施工の合理化が図られるものと考えられる。しかし、溝橋としてのカルバートの頂版には輪荷重の作用による耐荷力および耐疲労性に優れた材料および構造が要求されている。

そこで 4 章では、カルバートの頂版に輪荷重が作用した場合の頂版構造すなわち RC スラブに格子鋼板筋を配置した場合の耐荷力および耐疲労性を検証する。格子鋼板筋は縞鋼板を用いて格子状に加工し、防錆材にはエポキシ系樹脂塗料と亜鉛メッキを施した。耐荷力性能については走行荷重実験<sup>4.3)</sup>、耐疲労性の評価については輪荷重走行疲労実験<sup>4.4)</sup>を実施した。供試体はモデル化した、道路橋 RC スラブおよび格子鋼板筋を配置した RC スラブ供試体と同様の条件で製作した供試体を用いて、RC スラブ部材の耐荷力および耐疲労性を基準に耐荷力および耐疲労性を評価した。

## 4.2 現状の課題と格子鋼板筋を配置したMGスラブ

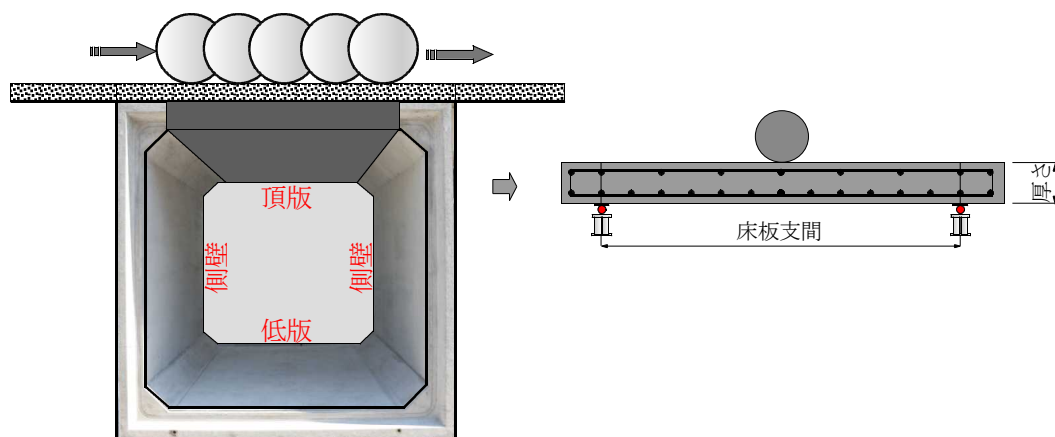
### (1) 現状の課題

近年の建設現場における建設技能労働者の不足が深刻な問題となっている。とくに、コンクリート構造物の建設現場では、鉄筋の加工・組立てを行う鉄筋工に関わる技能労働者が大幅に不足している。国土交通省が推進している i-Construction 等の施策を受け、コンクリート構造物の施工においては合理化・省力化が図られている<sup>4)</sup>。この施策の中には、鉄筋のプレハブ化を推進するような取組みが記載されているが、なかなか鉄筋のプレハブ化までは進んでいないのが現状である。

そこで「鉄筋のプレハブ化」を図るために、第3章で示した縞鋼板（SS400 相当）あるいは一般構造用圧延鋼材（SS400）を用いて製作した2種類の鋼板格子筋は、格子状に加工し、形状に合わせた折り曲げ加工や防錆処理を全て工場で行うため、建設現場では設置工のみとなり大幅な施工の合理化が図られる材料である。鋼板格子筋には展張格子筋と格子鋼板筋が製作されているが、展張格子筋は主にコンクリートによる増厚補強用に採用されている。一方、格子鋼板筋は展張格子筋と異なり、直接格子状に加工されることから応力の低減が生じない新設構造への適用が主である。そこで本章では、新設のプレキャストボックスカルバートへの適用について検証を行う。

### (2) 実験に用いるRCスラブ

溝橋（ボックスカルバート）は、道路の下を横断する道路や水路等の空間を確保するために盛土あるいは地盤内に設けられる構造物で、橋長 2m 以上かつ土被り 1m 未満と定義されている。橋梁として用いられるカルバートの多くは、一般的には土被りが 50cm を有するが、頂版（主げた）上のアスファルト舗装面を車両が走行しているカルバートも多く建設されている。そこで、カルバートの鉄筋に替わる



(1) ボックスカルバート

(2) 実験用スラブ

図-4.1 ボックスカルバートと実験用スラブの関連性

引張補強材として、格子鋼板筋を配置したカルバートについて、耐荷力および耐疲労性の検証を行う。

実験供試体のモデルは、カルバートの上面に輪荷重が走行した場合を想定する。ここで、カルバートと実験用スラブ部材の関連性を図－4.1に示す。図－4.1(1)に示すように頂版（主げた）上を輪荷重が走行した場合、頂版は道路橋 RC 床板と同様な荷重条件を受けることになる。よって、実験供試体のモデルは図－4.1(2)に示すように鉄筋および格子鋼板筋を配置したスラブ部材を用いることとする。設計基準は 2012 年改訂の道路橋示方書・同解説<sup>4,5)</sup>（以下、道示とする）に基づいて設計し、その 1/2 モデルとする。よって、スラブ部材供試体には算定した鉄筋量と同等になるよう格子鋼板筋を配置し、輪荷重走行による耐荷力および耐疲労性を検証し、実用性を検証する。

### 4.3 供試体概要および使用材料

#### 4.3.1 供試体概要

実験に用いるスラブ部材供試体は、図－4.1に示す溝橋の頂版上面に直接輪荷重が作用した場合、すなわち過酷な荷重条件が作用した場合の頂版の耐荷力性能および耐疲労性を検証し、鉄筋に替わる格子鋼板筋を用いた頂版スラブ部材の実用性を評価するとともに、鉄筋のプレハブ化の一助とするものである。スラブ部材供試体の寸法は実構造の 1/2 モデルとする。例えば、溝橋の橋長 2.4m を想定し、スラブ厚は道示に規定する RC 床板に大型車両の計画交通量を 1 日 1 方向当たり 2,000 台以上とした場合の厚さとする。基本となる RC スラブ部材は道示の基準に準拠した道路橋 RC 床板とする。また、鉄筋についても道示の基準に準拠して配置した。RC スラブ部材の記号を RC-とする。また、実験は走行荷重実験および輪荷重走行疲労実験に用いる供試体を、それぞれ RC-R および RC-F とする。次に、鉄筋のプレハブ化を図るための溝橋の頂版スラブ部材には RC 床板に用いた鉄筋量および配置間隔と同一とした格子鋼板筋を配置する。この格子鋼板筋を用いて圧縮側の鉄筋をスラブ中央から対称に配置した供試体を MG-A、中央を基準に配置した供試体を MG-B とし、走行荷重実験に用いる供試体記号を MG-A-R および MG-B-R とし、輪荷重走行疲労実験に用いる供試体を MG-A-F および MG-B-F とする。

#### 4.3.2 RCスラブ部材（RC-R, RC-F）供試体材料および寸法

##### (1)使用材料

RC スラブ部材供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ～ 20mm の砕石を使用した。コンクリートの設計基準強度は 2012 年改訂の道示の規定に基づいて  $24\text{N/mm}^2$  以上となるような配合とする。こ

ここで、配合条件を表－ 4.1，材料特性値を表－ 4.2 に示す。また，鉄筋には SD295A，D10 を用いる。鉄筋の材料特性を表－ 4.2 に併記する。

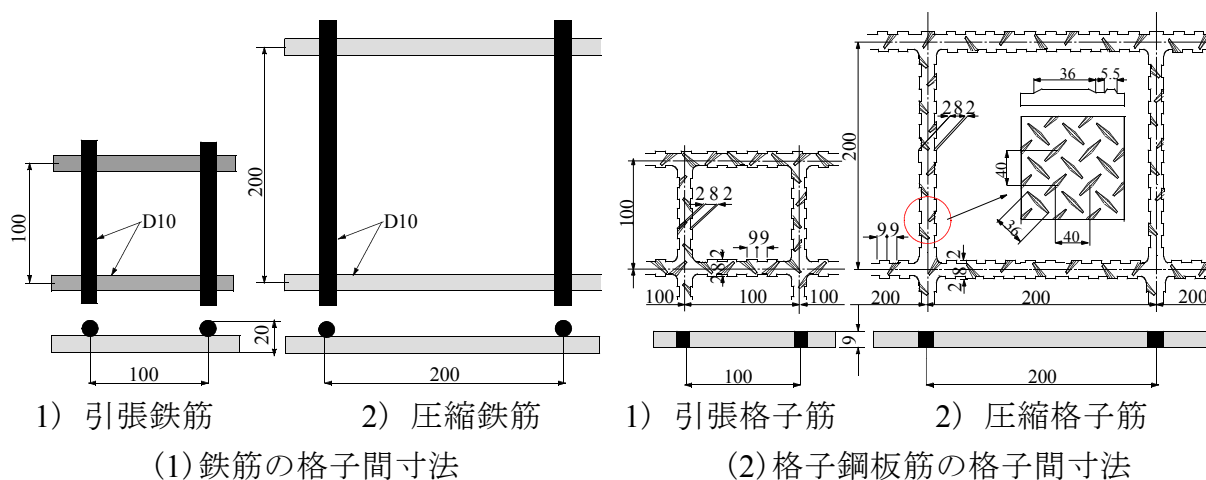
表－ 4.1 コンクリートの配合条件

供試体	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				AD (kg/m <sup>3</sup> )
					C	W	S	G	
RCスラブ (RC-R)	18	4.5	52.5	48.1	324	170	847	956	3.24
RCスラブ (RC-F)			52.5	48.1	324	170	847	956	3.24
MGスラブ (MG-A)			52.5	48.1	324	170	847	956	3.24
MGスラブ (MG-B)			49.4	47.6	344	170	832	956	3.44

C：セメント，W：水，S：細骨材，G：粗骨材，AD：混和剤

表－ 4.2 コンクリートおよび鉄筋・格子鋼板筋の材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
RCスラブ (RC-R)	32.0	370	511	200
RCスラブ (RC-F)	33.2	384	526	200
MGスラブ (MG-A)	33.2	337	442	200
MGスラブ (MG-B)	34.5	337	442	200



図－ 4.2 鉄筋および格子鋼板筋の格子間寸法

## (2) 使用鉄筋および間隔

RC スラブ部材に用いる鉄筋は主鉄筋に D10 を 100mm 間隔で配置し，主鉄筋の有効高を 105mm，配力筋の有効高を 95mm とした。また，圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 の鉄筋量を配置した。ここで，引張鉄筋および圧縮鉄筋の格子間寸法を図－ 4.2(1)に示す。

### 4.3.3 MGスラブ部材 (MG-A-R, MG-A-F, MG-B-R, MG-B-F) 供試体材料および寸法

#### (1) 使用材料

MG スラブ部材のコンクリートは、RC スラブ部材と同様の配合条件とした。ここで、配合条件を表－ 4.1, 材料特性を表－ 4.2 に併記する。

次に、格子鋼板筋は第3章を参考とする。格子鋼板筋の材料には厚さ 9.0mm の SS400 相当の縞鋼板を用いる。材料特性値は表－ 4.2 に示すように MG スラブ部材 A, B とともに降伏強度は  $337\text{N/mm}^2$ , 引張強度が  $442\text{N/mm}^2$ , 降伏強度が  $200\text{kN/mm}^2$  である。防錆処理としてエポキシ系樹脂塗装を施した。

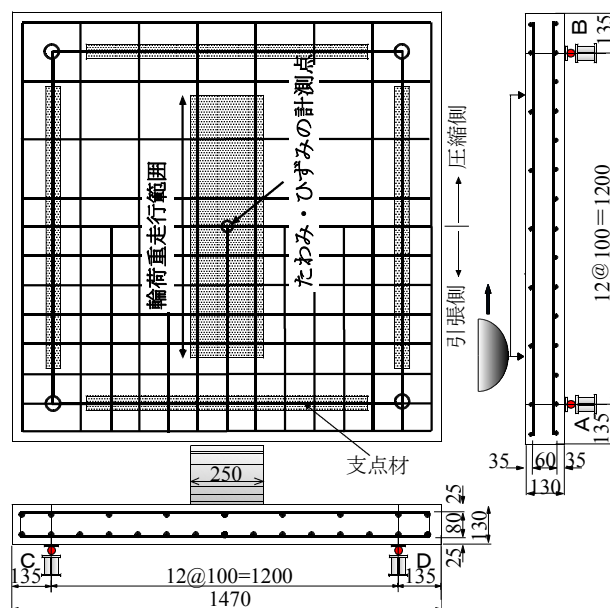
#### (2) 使用する格子鋼板筋および間隔

格子間寸法を図－ 4.2(2)に示す。主筋は厚さ 9.0mm, 幅 8.0mm, 配力筋も同様である。よって、断面積は  $72\text{mm}^2$  であり、鉄筋の D10 の断面積  $71.33\text{mm}^2$  とほぼ同等である。また、付着力を高めるために、高さ 2.0mm の突起を 9mm 間隔に設けた。なお、縞鋼板の表面にも付着力を高めるために突起が設けられており、側面の突起と併せて付着力が確保されている。鉄筋は軸方向および軸直角方向に配置することに対して、格子鋼板筋は一面加工のため、鉄筋の 1 方向分の厚さが薄くなることから、有効高を高くすることが可能となる。

### 4.3.4 供試体寸法

#### (1) RCスラブ部材

本実験に用いた供試体の寸法は、道示の規定に基づいて設計し、その 1/2 モデルとした。ここで、RC スラブ部材供試体の寸法および鉄筋配置を図－ 4.3 に示す。

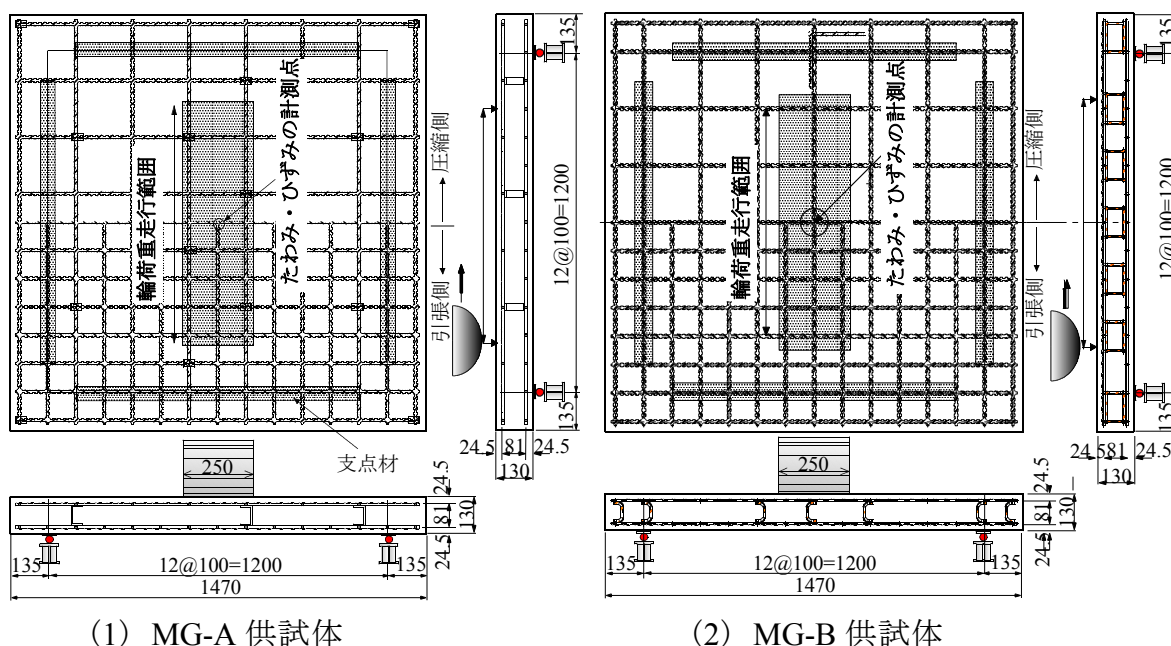


図－ 4.3 RC スラブ部材供試体寸法および鉄筋配置

供試体寸法は、全長 1,470mm，支間 1,200mm，スラブ厚 130mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、主鉄筋に D10 を 100mm 間隔で配置し、主鉄筋の有効高を 105mm，配力筋の有効高を 95mm とした。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 の鉄筋量を配置し、有効高は軸直角方向 25mm，軸方向 35mm とした。

## (2) MGスラブ部材

供試体の外形寸法は RC スラブ部材供試体と同様である。ここで、格子鋼板筋を配置した供試体寸法および配置状況を図－ 4.4 に示す。



図－ 4.4 格子鋼板筋を配置した MG スラブ部材の供試体寸法および配置状況

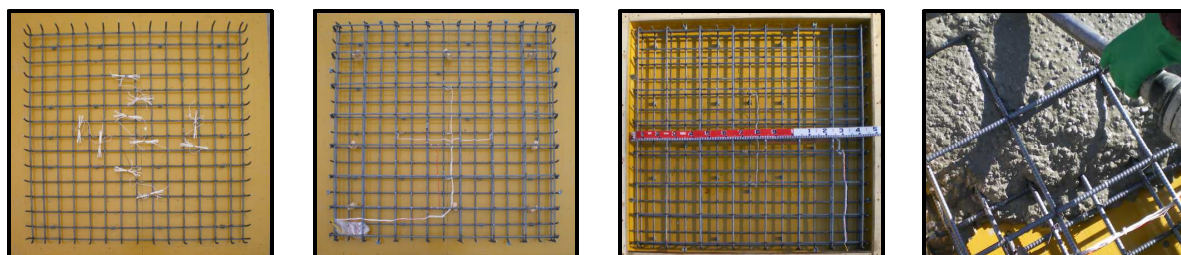
供試体 MG-A は圧縮側の格子鋼板筋を床板中央から 100mm の位置に格子鋼板筋を配置し、以降 200mm 間隔とした。供試体 MG-B は床板中央に格子鋼板筋を配置し、以降 200mm 間隔とする。また、引張側と圧縮側の格子鋼板筋間隔を保つために C 型の鋼板も用いた。かぶりは 24.5mm とし、有効高を 105.5mm とした。圧縮側のかぶりも同様である。

### 4.3.5 供試体の施工手順

#### (1) RCスラブ部材

RC スラブ部材の施工手順を写真－ 4.1 に示す。まず、供試体寸法に併せて型枠を製作する。この型枠に引張鉄筋を格子状に組立てする（写真－ 4.1(1)）。次に、圧縮側の鉄筋を組立てする（写真－ 4.1(2)）。ここまでの作業時間は 2 時間程度で

ある。組立終了の状況を写真－ 4.1(2)に示す。最後に表－ 4.1 に示す配合条件で練り混ぜたコンクリートを打ち込み（写真－ 4.1(4)）、表面仕上げして、養生する。



(1)引張鉄筋組立 (2)圧縮鉄筋配置 (3)鉄筋組立終了 (4)コンクリート打設  
写真－ 4.1 RC スラブ部材の施工手順

## (2)MGスラブ部材

格子鋼板筋の製作方法は第3章で述べたように、縞鋼板および一般鋼板を用いてレーザー加工により製作される。ここで、カルバート頂版に用いる格子鋼板筋の製作状況を写真－ 4.2 に示す。

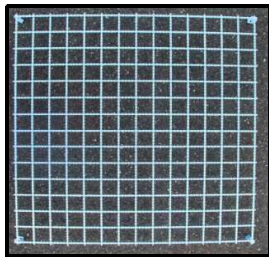


(1)レーザー加工 (2)格子鋼板筋 (3)組立て

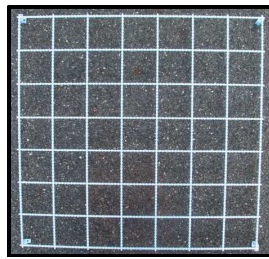
写真－ 4.2 格子鋼板筋の製作状況

MG スラブ部材の施工手順を写真－ 4.3 に示す。MG スラブ部材に用いる格子鋼板筋は、格子状の加工から防錆処理まで全て、工場で製作されることから、施工現場では設置工のみとなる。型枠の製作が終了した後、引張格子鋼板筋を設置する。格子鋼板筋は、かぶりを確保して型枠上に置くだけであるため5分程度の設置時間である（写真－ 4.3(1)）。

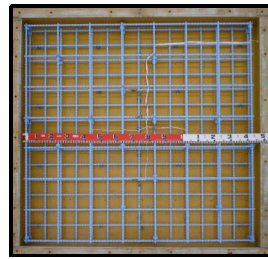
次に、圧縮側の鉄筋配置においては、高さを確保するために C 型に加工した鋼板を取付ける。その後、圧縮側の格子鋼板筋を設置する（写真－ 4.3(2)）。施工に要する時間は 30 分程度であり、鉄筋配置工法と比較して大幅な時間の短縮となる。なお、工場にて引張側と圧縮側の格子鋼板筋を組立加工した場合には、さらに設置



(1)引張格子鋼板  
筋組立て



(2)圧縮格子鋼板  
筋組立て



(3)格子鋼板筋  
組立て終了



(4)コンクリート打設

写真－ 4.3 MG スラブ部材の施工手順

時間の短縮が図られる。鉄筋の組立終了状況の写真を写真－ 4.3(3)に示す。格子鋼板筋はエポキシ系防錆剤が塗布されていることから青色である。最後に表－ 4.1 に示す配合で練り混ぜしたコンクリートを打設し（写真－ 4.3(4)）、表面仕上げを行い養生する。

以上のように、格子鋼板筋を用いた MG スラブ部材は、鉄筋の組立工法に比べ、大幅な時間の短縮が図られることから、国土交通省が推進している i-Construction の施策である、コンクリート構造物の施工における合理化・省力化が図れる施工法であると考えられる。

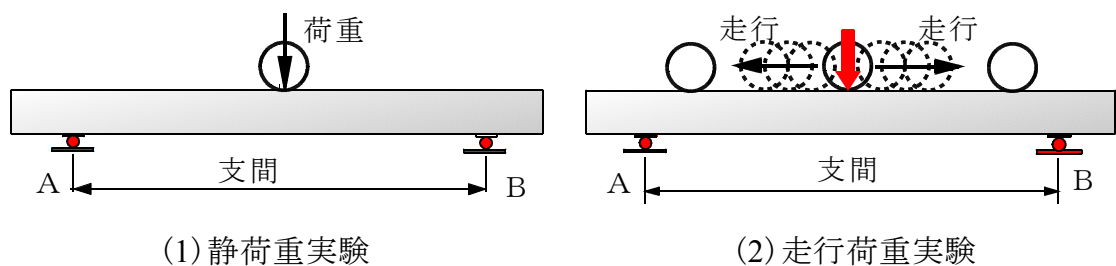
#### 4.4 走行荷重実験による耐荷力の検証

##### 4.4.1 走行荷重実験の概要および方法

###### (1)走行荷重実験の概要

RC スラブ部材の耐荷力の評価には、最大応力が生じる位置に載荷版をおいて静荷重載荷による実験方法と、RC スラブ部材のスラブ中央の支間内を軸方向に走行し、1 走行ごとに荷重を増加させる段階荷重載荷による実験、すなわち走行荷重実験の方法がある。ここで、実験概要を図－ 4.5 に示す。静荷重実験は図－ 4.5(1)に示すように指定された位置での荷重載荷であるので、載荷版位置から 45 度に分布する押抜きせん断破壊形状を示す。これに対して走行荷重実験は図－ 4.5(2)に示すように、スラブ中央の支間内を軸方向に走行することから、破壊は軸直角方向に 45 に分布するが、軸方向には下面から発生したひび割れが発生し、最終的には押抜きせん断破壊となる。耐荷力比については静荷重実験による押抜きせん断耐荷力に対して走行荷重実験の耐荷力が低下する結果が報告されている。カルバートは図－ 4.1 に示すように、頂版の上を輪荷重が走行することから走行荷重実験による耐荷力により評価する。





図－ 4.5 静荷重実験および走行荷重実験の概略

## (2) 走行荷重実験方法<sup>4.3)</sup>

走行荷重実験における走行範囲は図－ 4.3 および図－ 4.4 に示す。輪荷重幅は 250mm、走行はスラブ部材中央から支点 A および B 方向に 450mm (900mm) 走行する。本スラブ部材の供試体は 1,200mm × 1,200mm の正方形版であることから、支点付近のせん断破壊を防止することから、スラブ厚の除いた範囲の 900mm を走行する。走行実験はスラブ部材中央から走行し、両支点側を折り返し、もとのスラブ部材中央で停止し、たわみ、ひずみを計測する (写真－ 4.4)。荷重載荷条件は、1 走行ごとに荷重を増加する段階荷重載荷とする。



写真－ 4.4 実験状況

次に、最大荷重の評価は、荷重を載荷し 1 走行を維持した荷重とする。また、たわみとひずみの計測位置は図－ 4.3, 4.4 に示すスラブ中央および中央に配置された鉄筋および格子鋼板筋とする。

## 4.4.2 実験結果および考察

### (1) 実験耐荷力

#### 1) RCスラブ部材

RC スラブ部材供試体の走行荷重実験における最大耐荷力および耐荷力比を表－ 4.3 に示す。RC スラブ部材供試体 RC-R の最大耐荷力  $P_{max,RC}$  は 172.5kN である。この最大耐荷力  $P_{max,RC}$  を基準に MG スラブ部材の耐荷力を検証する。

表－ 4.3 走行荷重実験による最大耐荷力

供試体	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大耐荷力 (P <sub>max</sub> ) (kN)	耐荷力比 (P <sub>max.RC</sub> /P <sub>max.MG</sub> )
RC-R	32.0	172.5	—
MG-A-R	33.2	170.0	0.99
MG-B-R	34.5	175.7	1.02

## 2)MGスラブ部材

格子鋼板筋の圧縮格子筋をスラブ中央から 100mm 位置に配置した A タイプの MG スラブ部材供試体 MG-A-R 床版の走行荷重実験における最大耐荷力 P<sub>max.MG</sub> は 170.0kN である。RC スラブ部材の最大耐荷力 P<sub>max.RC</sub> と比較すると 1.0%低下しているものの、ほぼ近似している。これは第 3 章で示した鉄筋の付着強度に対して格子鋼板筋の付着強度が 10 %程度低下している影響も考えられる。

次に、格子鋼板筋の圧縮格子筋をスラブ中央から配置 B タイプの MG スラブ部材供試体 MG-B-R 走行荷重実験における最大耐荷力 P<sub>max.MG</sub> は 175.7kN となり、RC スラブ部材供試体の最大耐荷力と比較して 2.0%増加しているが、ほぼ同等の結果である。B タイプの耐荷力が僅かに向上しているがこれはコンクリートの圧縮強度の差と思われる。

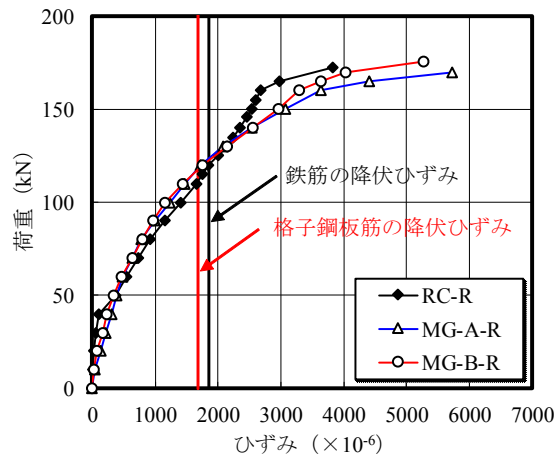
以上より、格子鋼板筋を配置した MG スラブ部材は、同一寸法および同一鉄筋量を配置した RC スラブ部材の最大耐荷力と同等の耐荷力を有することが明らかとなった。

### (2)荷重とひずみの関係

RC スラブ部材および MG スラブ部材供試体の支間中央付近の主鉄筋および格子鋼板筋の荷重とひずみの関係を図－ 4.6 に示す。RC スラブ部材供試体 RC-R に用いた鉄筋の降伏ひずみは表－ 4.2 に示す材料特性値より  $1,850 \times 10^{-6}$  ( $= 370\text{N/mm}^2/200\text{kN/mm}^2$ )、格子鋼板筋は  $1,685 \times 10^{-6}$  ( $= 337\text{N/mm}^2/200\text{kN/mm}^2$ ) である。

#### 1)RCスラブ部材

RC スラブ部材供試体 RC-R の荷重とひずみの関係は図－ 4.6 に示すように、荷重 40kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりひずみの増加が大きくなるものの荷重 160kN 付近まで線形的に増加している。主鉄筋が降伏ひずみ  $1,850 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 120kN 付近である。荷重 160kN 載荷後からひずみの増加が著しくなり、最大荷重 172.5kN 時のひずみは  $3,920 \times 10^{-6}$  である。



図－ 4.6 荷重とひずみの関係

## 2)MGスラブ部材A

MG スラブ部材供試体 MG-A-R の荷重とひずみの関係は、荷重 80kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりひずみの増加が大きくなるものの荷重 120kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加でひずみが増加し、最大荷重 170kN でひずみは  $5,810 \times 10^{-6}$  である。主筋が降伏ひずみ  $1,685 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 115kN 付近である。

## 3)MGスラブ部材B

MG スラブ部材供試体 MG-B-R の荷重とひずみの関係は荷重 80kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりひずみの増加が大きくなるものの荷重 150kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加でひずみが増加し、最大荷重 175.7kN でひずみは  $5,260 \times 10^{-6}$  である。主筋が降伏ひずみに達した荷重は 120kN 付近である。

以上より、鉄筋を配置した RC スラブ部材に走行荷重が作用した場合に鉄筋が降伏した荷重は 125kN である。また、格子鋼板筋配置した MG スラブ部材においては格子鋼板筋の主筋が降伏ひずみに達した荷重は 120kN である。格子鋼板筋の降伏強度が低いために低下しているが、ほぼ同程度の荷重で降伏に至っている。

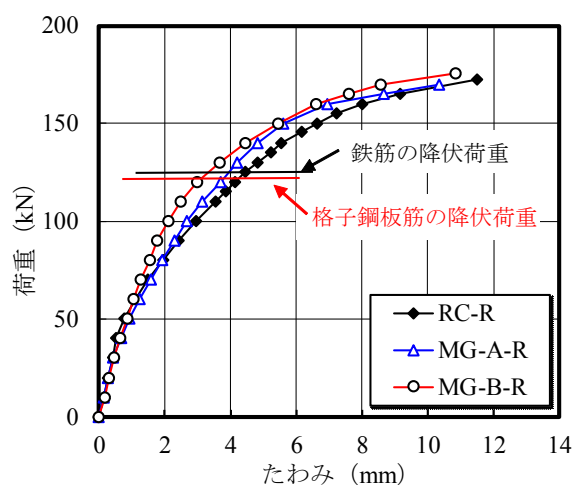
## (3)荷重とたわみの関係

荷重とたわみの関係を図－ 4.7 に示す。

### 1)RCスラブ部材

RC スラブ部材供試体 RC-R の荷重とたわみの関係は図－ 4.7 に示すように、荷重 50kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりたわみの増加が大きくなるものの荷重 130kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加でたわみが増加し、

最大荷重 172.5kN でたわみは 11.4mm である。



図－ 4.7 荷重とたわみの関係

## 2) MGスラブ部材A

MG スラブ部材供試体 MG-A-R の荷重とたわみの関係は荷重 60kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりたわみの増加が大きくなるものの荷重 110kN 付近まで線形的に増加している。最大荷重 170.0kN でたわみは 10.3mm である。RC スラブ部材供試体に比して荷重 100kN 付近からたわみの増加が少ない。破壊は全て押抜きせん断破壊となった。格子鋼板筋が降伏した荷重 120kN 時のたわみは 3.9mm である。

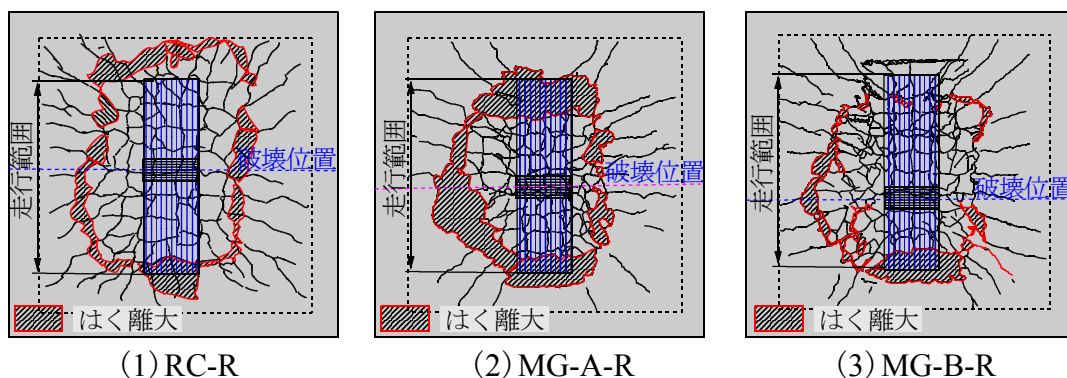
## 3) MGスラブ部材B

MG スラブ部材供試体 MG-B-R の荷重とたわみの関係は、荷重 90kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりたわみの増加がわずかに大きくなるものの最大荷重 170kN 付近まで線形的に増加し、たわみは 10.3mm である。破壊は全て押抜きせん断破壊となった。

以上より、荷重とたわみの関係に示すように鉄筋と格子鋼板筋のたわみの増加傾向はほぼ同等であり、新設構造としてプレキャストカルバートの補強筋としての使用も可能である。なお、本実験に用いたスラブ部材供試体は道路橋 RC スラブ構造をモデルとした場合の鉄筋配置および格子鋼板筋配置を行ったが、カルバートとして使用する場合はボックスカルバートの設計法に基づいて設計する必要がある。

## (4) 走行荷重実験による破壊状況

走行荷重実験にける下面の破壊状況を図－ 4.8 に示す。



図－4.8 走行荷重実験による破壊状況

### 1) RCスラブ部材

RC スラブ部材供試体 RC-R の下面のひび割れ状況は図－4.8(1)に示すように、輪荷重走行による2方向ひび割れが発生している。また、輪荷重走行位置から45度底面では、鉄筋のダウエル効果の影響によるはく離が生じている。破壊は輪荷重走行中にスラブ部材中央で計測中に押抜きせん断破壊となった。

### 2) MGスラブ部材A

MG スラブ部材供試体 MG-A-R の下面のひび割れ状況も、RC スラブ部材同様に輪荷重走行による2方向ひび割れが発生している。しかし、RC スラブ部材と異なり、狭い範囲で横方向に広く発生している。輪荷重走行位置から45度底面には、格子鋼板筋のダウエル効果の影響によるはく離が広範囲に渡り発生している。破壊は輪荷重走行中スラブ部材中央で計測中に押抜きせん断破壊となった。

### 3) MGスラブ部材B

MG スラブ部材供試体 MG-B-R の下面のひび割れ状況も、供試体 MG-A-R と同様に輪荷重走行による2方向ひび割れが発生しているが、狭い範囲で横方向に広く発生している。輪荷重走行位置から45度底面には、格子鋼板筋のダウエル効果の影響によるはく離が広範囲に渡り発生している。破壊は輪荷重走行中にスラブ部材中央から10cm程度走行中に押抜きせん断破壊となった。

以上より、走行荷重実験による破壊状況はRC スラブ部材およびMG スラブ部材同様に輪荷重走行による2方向ひび割れと鋼材によるダウエル効果の影響を受ける範囲ではく離している。この破壊状況は道路橋RC スラブ部材と同様な破壊状況である。

## 4.5 輪荷重走行疲労実験に関する結果および考察

### 4.5.1 輪荷重走行疲労実験の実験概要

#### (1) 輪荷重走行疲労実験の概要<sup>4.4)</sup>

輪荷重走行疲労実験は、スラブ部材中央から±450mmの範囲(900mm)に荷重を載荷

し、輪荷重を連続走行させる実験である。なお、前項の走行荷重実験は、一走行ごとに荷重を増加する実験である。走行範囲は走行荷重実験と同様にスラブ部材中央から軸方向の両支点方向に 900mm を 20,000 回走行し、20,000 回走行ごとに荷重を増加する。本供試体の支間は 1,200mm、スラブ厚は 130mm であり、輪荷重が 45 度に分布すると仮定した場合、900mm の走行で軸方向支点間内全域に荷重が分布することとなる。実験供試体寸法は図- 4.3, 4.4 に示すとおりとする。

輪荷重走行疲労実験に用いる RC スラブ部材供試体の名称を RC-F, MG スラブ部材 A および B 供試体の名称をそれぞれ, MG-A-F, MG-B-F とする。

## (2) 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数

### 1) 実験方法

輪荷重走行疲労実験は、走行実験同様にスラブ部材中央から  $\pm 450\text{mm}$  の範囲 900mm を初期荷重 80kN で 20,000 回走行し、その後、100kN で供試体が破壊するまで走行させた。たわみおよびひずみの計測は 1, 10, 100, 1,000, 5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとに行い、計測点はスラブ部材中央部とした。

### 2) 等価走行回数の算定

輪荷重走行疲労実験における耐疲労性は、等価走行回数  $N_{eq}$  を算出して評価する。輪荷重走行疲労実験による等価走行回数  $N_{eq}$  は、マイナー則に従うと仮定すると、式 4.1 として与えられる。なお、式 4.1 に適用する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値  $m$  は、松井らが提案する S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値  $m=12.7$  を適用する<sup>4.6), 4.7)</sup>。また、本供試体の基準荷重  $P$  は、道示に規定する床版の 1/2 モデルであることから活荷重 100kN の 1/2 に安全率 1.2 を考慮して 60kN として式 4.1 に適用する。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i / P)^m \times n_i \quad \text{式 (4.1)}$$

ここで、 $N_{eq}$  : 等価走行回数 (回),  $P_i$  : 載荷荷重 (kN),  $P$  : 基準荷重 (60kN),  $n_i$  : 実験走行回数 (回),  $m$  : S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 (=12.7)<sup>4.6)</sup>

## 4.5.2 結果および考察

### (1) 等価走行回数

本実験における RC スラブ部材および MG スラブ部材供試体の実験走行回数および式 4.1 より算出した等価走行回数および走行回数比を表- 4.4 に示す。

#### 1) RCスラブ部材

RC スラブ部材供試体 RC-F の等価走行回数  $N_{eq}$  は  $6.28 \times 10^6$  回である。この RC スラブ部材供試体の等価走行回数を基準に、MG スラブ部材の耐疲労性を検証する。

表－ 4.4 等価走行回数および等価走行回数比

供試体		荷 重		等価走行回数 合計 (N <sub>eq</sub> )	等価走行回数比 (MG/RC)
		80 kN	100 kN		
RC-F	実験走行回数:N	20,000	8,400	6,289,944	—
	等価走行回数:N <sub>eq</sub>	772,240	5,517,704		
MG-A-F	実験走行回数:N	20,000	8,000	6,027,197	0.96
	等価走行回数N <sub>eq</sub>	772,240	5,254,956		
MG-B-F	実験走行回数:N	20,000	8,500	6,355,631	1.01
	等価走行回数N <sub>eq</sub>	772,240	5,583,391		

## 2) MGスラブ部材A

圧縮側の格子鋼板筋の配置がスラブ部材中央を挟んで配置された MG スラブ部材供試体 MG-A-F の等価走行回数 N<sub>eq</sub> は、 $6.02 \times 10^6$  回である。RC スラブ部材供試体 RC-F の等価走行回数と比較すると 0.96 となり、4%の低下が見られるもののほぼ同等である。したがって、新材料である格子鋼板筋を配置した MG スラブ部材は、RC スラブ部材と同等な耐疲労性を有する結果となった。

## 3) MGスラブ部材B

圧縮側の格子鋼板筋をスラブ部材中央から配置した MG スラブ部材供試体 MG-B-F の等価走行回数は、 $6.35 \times 10^6$  回である。RC スラブ部材供試体 RC-F の等価走行回数と比較すると 1.01 となり、わずかに上回っているもののほぼ同等な等価走行回数が得られている。供試体 MG-A-F と比較して 1.0 % 上回っている。これは格子鋼板筋をスラブ部材中央から配置したことにより、1m あたりの鉄筋量が上回ったことやコンクリートの圧縮強度が  $1.3 \text{N/mm}^2$  上回ったことによるものと考えられる。

以上の結果から、RC スラブ部材の鉄筋に替わる格子鋼板筋を配置した供試体は、鉄筋を配置した供試体とほぼ同等な等価走行回数を得られたことから、格子鋼板筋は輪荷重が走行するカルバートの主筋として十分に実用性があるものと判断でき、ボックスカルバートへ適用可能な引張鋼材である。

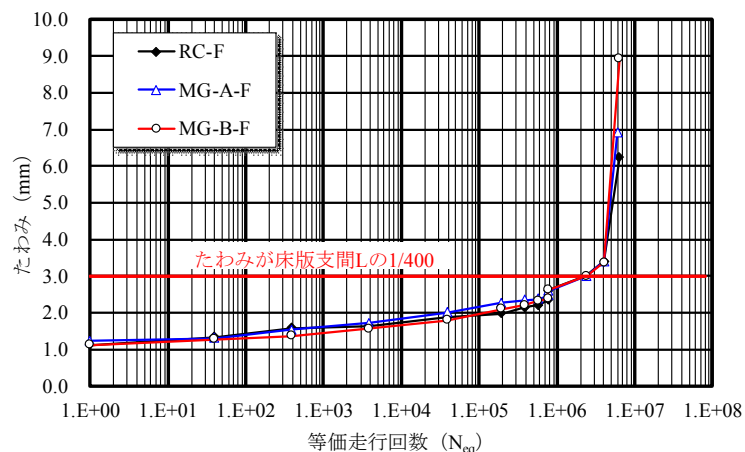
## (2) たわみと等価走行回数の関係

輪荷重走行疲労試験における RC スラブ部材および MG スラブ部材のたわみと等価走行回数の関係を図－ 4.9 に示す。なお、阿部らは、RC 床版の輪荷重走行疲労試験におけるたわみと等価走行回数の関係において、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近を維持管理の目安として提案<sup>4,8)</sup> している。そこで、図－ 4.9 にはたわみが床版支間 L の 1/400 を示し、この時点のたわみについても考察する。

### 1) RCスラブ部材

RC スラブ部材のたわみと等価走行回数の関係は図－ 4.9 に示すように、荷重 80kN で 1 行した後の初期たわみは 1.13mm であり、その後の走行を繰り返すことでたわみ

も増加している。20,000 回走行後に荷重を 100kN に増加し、1 走行した後のたわみは 2.35mm である。その後の走行を繰り返すことでたわみも増加している。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した後から増加が著しい。たわみが床版支間 L の 1/400,



図－ 4.9 たわみと等価走行回数の関係

すなわち 3.0mm に達した時点の等価走行回数は  $2.38 \times 10^6$  回である。破壊時のたわみは等価走行回数  $6.28 \times 10^6$  で、6.23mm である。

## 2) MGスラブ部材A

MG スラブ部材供試体 MG-A-F のたわみの増加傾向は図－ 4.9 に示すように、RC スラブ部材同様である。荷重 80kN 載荷し、1 走行後のたわみは 1.22mm である。荷重 100kN に増加し、1 走行後のたわみは 2.59mm であり、RC スラブ部材のたわみを上回っている。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は、 $2.42 \times 10^6$  回であり、RC スラブ部材と比較すると 1.02 倍であり、RC スラブ部材に対し上回る結果となった。最大たわみは等価走行回数  $6.02 \times 10^6$  回で 6.90mm である。

## 3) MGスラブ部材B

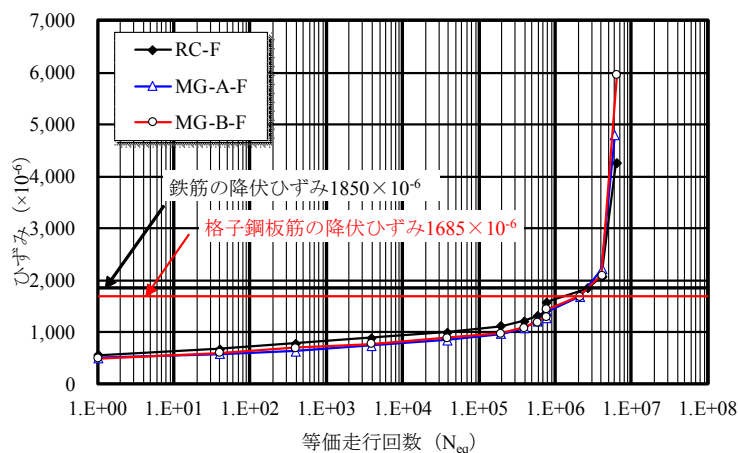
MG スラブ部材供試体 MG-B-F のたわみの増加傾向も供試体 MG-A-F スラブ部材同様である。荷重 80kN 載荷し、1 走行後のたわみは 1.14mm である。荷重 100kN に増加し、1 走行後のたわみは 2.61mm である。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は、 $2.41 \times 10^6$  回であり、RC スラブ部材と比較すると 1.01 であり、RC スラブ部材供試体と同等である。最大たわみは等価走行回数  $6.35 \times 10^6$  回で 8.90mm である。

以上より、RC スラブ部材と同等な鋼材量を配置した MG スラブ部材のたわみと等価走行回数の関係においては、たわみの初期値が異なるものの同様の増加傾向を示している。また、床版支間 L の 1/400 に達した等価走行回数もほぼ同等である。



### (3) ひずみと等価走行回数の関係

輪荷重走行疲労試験における RC スラブ部材および MG スラブのひずみと等価走行回数の関係を図－ 4.10 に示す。なお、図－ 4.10 には鉄筋および格子鋼板筋の降伏ひずみも併記した。



図－ 4.10 ひずみと等価走行回数の関係

#### 1) RCスラブ部材

RC スラブ部材のひずみと等価走行回数の関係は図－ 4.10 に示すように、荷重 80kN で 1 走行した後の初期ひずみ  $560 \times 10^{-6}$  である。荷重を 100kN に増加し、1 走行した後（等価走行回数 772,897 回）のひずみは  $1,580 \times 10^{-6}$  である。その後の走行を繰り返すことでひずみも増加している。鉄筋の降伏ひずみ  $1,850 \times 10^{-6}$  に達した等価走行回数は  $2.65 \times 10^6$  回である。破壊時のひずみは等価走行回数  $6.28 \times 10^6$  で、 $4,250 \times 10^{-6}$  である。

#### 2) MGスラブ部材A

MG スラブ部材供試体 MG-A-F のひずみ増加傾向は図－ 4.10 に示すように、RC スラブ部材同様である。荷重 80kN 載荷し、1 走行後のひずみは  $505 \times 10^{-6}$  である。荷重 100kN に増加し、1 走行後（等価走行回数 772,897 回）のひずみは  $1,470 \times 10^{-6}$  であり、RC スラブ部材のひずみを下回っている。格子鋼板筋の降伏ひずみ  $1,685 \times 10^{-6}$  に達した等価走行回数は  $1.82 \times 10^6$  回である。RC スラブ部材の等価走行回数を下回っている。この時点からひずみの増加が大きくなり、RC スラブのひずみを超えている。破壊時のひずみは等価走行回数  $6.02 \times 10^6$  回で、 $4,790 \times 10^{-6}$  である。

#### 3) MGスラブ部材B

MG スラブ部材供試体 MG-B-F のひずみは、荷重 80kN 載荷し、1 走行後は  $500 \times 10^{-6}$  である。荷重 100kN に増加し、1 走行後のひずみは  $1,436 \times 10^{-6}$  である。格子鋼板筋

の降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は  $2.09 \times 10^6$  回である。破壊時のひずみは等価走行回数  $6.35 \times 10^6$  回で、 $5,960 \times 10^{-6}$  である。

以上より、RC スラブ部材と同等な鋼材量を配置した MG スラブ部材のひずみは初期ひずみが RC スラブ部材の鉄筋ひずみを下回っているが、格子鋼板筋が降伏ひずみに達した後はひずみの増加が著しくなり、鉄筋のひずみを上回っている。全体的にはほぼ同等である結果が得られた。

#### (4) 輪荷重走行疲労実験による破壊状況

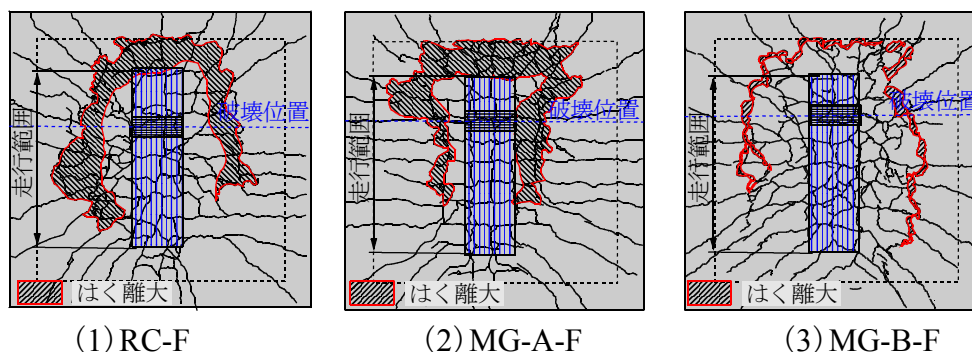
走行荷重実験にける下面の破壊状況を図－4.11 に示す。

##### 1) RCスラブ部材

輪荷重走行実験による RC スラブ部材供試体 RC-F のひび割れ状況は図－4.11(1) に示すように、輪荷重走行による 2 方向ひび割れが発生している。また、輪荷重走行位置から 45 度底面は、鉄筋のダウエル効果の影響によるはく離が広範囲に渡っている。破壊は輪荷重が走行中にスラブ部材中央から 150mm 付近で押抜きせん断破壊となった。

##### 2) MGスラブ部材A

MG スラブ部材供試体 MG-A-F の下面のひび割れ状況（図－4.11(2)）も、RC スラブ部材同様に輪荷重走行によるひび割れが格子状に発生している。輪荷重走行位置から 45 度底面には、格子鋼板筋のダウエル効果の影響によるはく離が広範囲に渡り発生している。破壊は輪荷重走行中に供試体 RC-F と同様にスラブ部材中央から 200mm の位置で押抜きせん断破壊となった。



図－4.11 輪荷重走行疲労実験による破壊状況

##### 3) MGスラブ部材B

MG スラブ部材供試体 MG-B-F の下面のひび割れ状況も、供試体 MG-A-R と同様に輪荷重走行による格子状にひび割れが発生している。間隔は格子鋼板筋の格子間隔で発生している。輪荷重走行位置から 45 度底面の内側から、格子鋼板筋のダウエル効果の影響によるはく離が広範囲に渡り発生している。破壊は輪荷重走行中に

スラブ部材中央から 150mm の位置で押抜きせん断破壊となった。

以上より、輪荷重走行疲労実験による破壊状況は、RC スラブ部材および MG スラブ部材同様に輪荷重走行による格子状のひび割れと鋼材のダウエル効果の影響を受ける範囲ではく離している。

## 4.6 RC床版のS-N曲線式との整合性の検証

### 4.6.1 道路橋RC床版のS-N曲線式

#### (1) 松井らが提案するS-N曲線・押抜きせん断耐荷力

道路橋 RC 床版の S-N 曲線式として、松井ら<sup>4.9), 4.10)</sup>は輪荷重走行疲労実験を行い、S-N 曲線式を提案している。また、松井らは、輪荷重走行の繰り返しにより RC 床版が貫通ひび割れを発生し、はり状化することを踏まえ、はり状化した場合の押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  の算定式を提案し、輪荷重走行疲労実験における最大作用荷重  $P$  をはり状化した押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  で除して無次元化した  $S=P/P_{sx}$  を縦軸とした式 (4.2) で表される S-N 曲線式を提示している。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad \text{式 (4.2)}$$

ここに、 $P$ ：基準荷重、 $P_{sx}$ ：はり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断耐荷力 (kN)、  
 $N$ ：繰り返し回数 (回)

#### (2) 阿部らが提案するRC床版のS-N曲線

阿部らは 1994 年改訂道示<sup>4.11)</sup>に準拠して設計した RC 床版の 1/2, 3/5 モデルとした供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値  $m=12.7$  を適用した等価走行回数と走行荷重が及ぼす押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  の関係から S-N 曲線式 (式(4.3)) を提案している<sup>4.4), 4.7), 4.12), 4.13)</sup>。

式(4.3)における S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値は  $m=15.5$  である。

$$\log(P/P_{s,max}) = -0.06417 \log N + \log 0.996 \quad \text{式(4.3)}$$

ここに、 $P$ ：基準荷重、 $P_{s,max}$ ：破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 (kN)、  
 $N$ ：繰り返し回数 (回)

本実験のカルバートの頂版をモデル化した RC スラブ部材および MG スラブ部材は、1994 年以降の道示の基準に基づいてモデル化した供試体であることから、RC 床版の S-N 曲線との整合性の検証は阿部らが提案する S-N 曲線式 (式(4.3)) に、走行荷重実験から得られた最大耐荷力  $P_{max}$  を S-N 曲線式に示す破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  として  $S$  値を得る。

## 4.6.2 実験最大耐荷力およびS-N曲線式

### (1) 実験最大耐荷力 : $P_{max}$

走行荷重実験および輪荷重走行疲労実験における破壊状況は、全ての供試体で押抜きせん断破壊となっている。阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線式 (式(4.3)) における縦軸 S 値は基準荷重を、阿部らが提案する破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  を用いて算定されている。そこで、式(4.3)に示す  $\log(P/P_{s,max})$  おける破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  に実験より得られた最大耐荷力  $P_{max}$  を適用する。なお、基準荷重は等価走行回数算定式(4.1)に適用した  $P = 60\text{kN}$  とする。また、S-N 曲線式における破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は、阿部らが提案する式から算定されている<sup>4,12)</sup>がこの式は破壊荷重の 95 %程度である。よって、整合性の評価においては最大耐荷力の 95 %の荷重 ( $= P_{max} \times 0.95$ ) を用いて検証する。ここで、実験による最大耐荷力および等価走行回数を表-4.5 に示す。

### (2) RC床版のS-N曲線との整合性

S-N 曲線式における縦軸 S と等価走行回数を表-4.5 に示す。

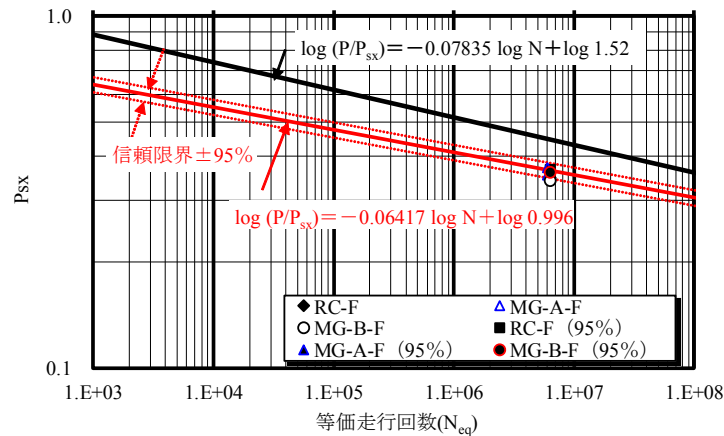
本実験供試体の基準荷重  $P = 60\text{kN}$  を走行荷重実験による供試体 RC-R の実験耐荷力  $172.5\text{kN}$  で除した縦軸 S ( $= P/P_{s,max}$ ) は 0.348 となる。供試体 MG-A-R の最大耐荷力は  $170.0\text{kN}$ 、S 値は 0.353、同様に MG-B-R の最大耐荷力は  $175.7\text{kN}$ 、S 値は 0.341 となる。

表-4.5 実験最大耐荷力と等価走行回数

供試体	コンクリートの 圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	最大耐荷力 ( $P_{max}=P_{s,max}$ ) (kN)	基準荷重 (P) (kN)	S値 ( $=P/RC_{P_{s,max,R}}$ or $MG_{P_{s,max}}$ )	等価走行回数 $N_{eq}$
RC-R	32.0	172.5	60.0	0.348	6,289,944
MG-A-R	33.2	170.0	60.0	0.353	6,027,197
MG-B-R	34.5	175.7	60.0	0.341	6,355,631
RC-R(95%)	32.0	163.9	60.0	0.366	6,289,944
MG-A-R(95%)	33.2	161.5	60.0	0.372	6,027,197
MG-B-R(95%)	34.5	166.9	60.0	0.359	6,355,631

同様に破壊荷重の 95 %を押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  とした場合、RC-R (95%) は 0.366 ( $= 60/(172.5 \times 0.95)$ ) となる。同様に MG スラブ部材を求めるとそれぞれ 0.372, 0.359 となる。

以上より、走行荷重実験による最大耐荷力から得られた S 値と等価走行回数  $N_{eq}$  の関係、すなわち S-N 曲線式との関係を図-4.12 に示す。なお、図-4.12 には松井らが提案する S-N 曲線式(式(4.2))も併記した。



図－ 4.12 RC 床版および RC スラブ，MG スラブの S-N 曲線

走行荷重実験より得られた破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  と等価走行回数の関係は図－ 4.12 に示すように，RC スラブ部材および格子鋼板筋を用いた MG スラブの S 値と等価走行回数  $N = N_{eq}$  の関係は，阿部らが提案する S-N 曲線式の下方にプロットされているものの信頼限界 95 % の範囲<sup>4.13)</sup> にプロットされ，ほぼ整合性が得られていると考えられる。

次に，走行荷重による最大耐荷力の 95 % とした場合の S-N 曲線式との整合性は，RC スラブ部材および MG スラブ部材ともに S-N 曲線式上にプロットされている。

以上より，道路橋 RC 床版の S-N 曲線式との整合性は得られたと判断できる。

#### 4.7 まとめ

格子鋼板筋を配置したボックスカルバートの頂版上面に輪荷重が作用した場合の押抜きせん断耐荷力および輪荷重走行疲労実験による耐疲労性を検証した結果，以下の知見が得られた。

- (1) 走行荷重試験より，RC スラブ部材の最大耐荷力と MG スラブ部材の最大耐荷力は，ほぼ近似した結果が得られた。よって，格子鋼板筋を使用したスラブ部材は耐荷力性能が十分に満足される結果が得られたことから，実構造への適用が可能であると考えられる。
- (2) 走行荷重実験におけるたわみおよびひずみと荷重の関係においても，基準となる RC スラブ部材供試体と同等な増加傾向を示している。なお，MG スラブ部材のひずみが降伏ひずみに達する荷重は RC スラブ部材と比較して下回る結果が得られたが，これは材料特性値に示す降伏強度が低いためと推定する。破壊モードは全て押抜きせん断破壊となった。

- (3) 輪荷重走行疲労実験における RC スラブ部材の等価走行回数に対して 2 タイプの MG スラブ部材はほぼ RC スラブ部材の等価走行回数と近似する結果が得られた。たわみおよびひずみと等価走行回数の関係においても RC スラブ部材の増加傾向と同等である。また、破壊は全ての供試体で押抜きせん断破壊となった。よって、MG スラブ部材は耐疲労性が評価され格子鋼板筋は鉄筋に替わる材料として新設ボックスカルバートへの実用性が高く評価できると考えられる。
- (4) RC 床版の S-N 曲線式との整合性を検証した結果、走行荷重実験から得られた最大耐荷力すなわち押抜きせん断耐荷力と輪荷重走行疲労実験から得られた等価走行回数の関係は、信頼限界± 95 %以内にプロットされることから、道路橋 RC 床版の S-N 曲線式の適用も可能となる。
- (5) 格子鋼板筋を配置したスラブ部材の最大耐荷力および耐疲労性の検証についての実験結果より、鉄筋を用いた RC スラブ部材と比較して格子鋼板筋を用いた MG スラブ部材は、最大耐荷力および耐疲労性能で十分に満足できる結果が得られた。したがって、格子鋼板筋は、ボックスカルバートやプレキャスト製品の鉄筋に替わる引張補強材として実用性がある材料と考えられる。

#### 第4章参考文献

- 4.1) 国土交通省：i-Construction ～建設現場の生産性革命～，参考資料，2016.
- 4.2) 阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦，今野雄介：2タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証，セメントコンクリート論文集 Vol.69，pp.634-641，2016.
- 4.3) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，澤野利章，加藤清志：静荷重・走行荷重を受ける RC 床版の押し抜きせん断耐力，構造工学論文集，Vol.50A，pp.919-926，2004
- 4.4) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，川井豊：道路橋 RC 床版の押し抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価，土木学会論文集 A1，pp.39-54，2011.
- 4.5) 日本道路協会：道路示方書・同解説 I，II，2012.
- 4.6) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 4.7) 川井豊，阿部忠，木田哲量，高野真希子：道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察，第七回路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.263-268，2012.7
- 4.8) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也，児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1270-1281，2010.
- 4.9) 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐力の評価式，土木学会論文集，No. 348，V-1，pp.133-141，1984.
- 4.10) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.221-224，1984.
- 4.11) 日本道路協会：道路示方書・同解説 I，II，1994.
- 4.12) 阿部忠，川井豊：輪荷重走行疲労実験における RC 床版の押し抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式との整合性の評価，コンクリート工学論文集，第30巻，pp1-10，2019.1
- 4.13) 阿部忠，川井豊：RC 床版の輪荷重走行疲労実験における Miner 則の適用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.65A，pp.646-654，2019.3

## 第5章 ボックスカルバートに展張格子筋を用いた補強技術

### 5.1 はじめに

近年、道路橋のボックスカルバート（以下、カルバートとする）は、老朽化が進み、この補修・補強技術に関する開発および維持管理手法の構築が課題となっている。国土交通省では2019年に橋梁定期点検要領<sup>5.1), 5.2)</sup>が改定され、橋長2.0m以上の橋梁については近接目視による点検および健全度評価における判定区分が示された。これに伴い、地方公共団体では土被り1.0m未満に設置されているカルバートは橋梁として扱われ、道路橋長寿命化修繕計画に基づいて修繕が実施されている。カルバートの修繕計画<sup>5.3)</sup>では、ひび割れ補修や漏水対策などが計画され、耐荷力性能の向上を図る補強法については内空断面の確保、建築限界の確保などにより増厚補強する厚さにも限界があり、補強技術については課題となっている。

一方、老朽化したコンクリート部材の耐荷力性能の向上やRC床版の耐荷力性能および耐疲労性の向上を図る補強法には、部材の側面および下面に鉄筋を配置し、ポリマーセメント系モルタルによる吹付け増厚補強法<sup>5.4), 5.5)</sup>が採用されている。例えば、引張補強材に鉄筋を配置する場合は、主鉄筋と配力筋を格子状に配置し、コンクリートを吹付け補強するため60mm程度の増厚が必要となる。増厚層を厚くすることで耐荷力性能の向上が図れるが、コンクリート部材によっては、死荷重の増大が懸念される。これらのことから新たに鉄筋に替わる引張補強材として2タイプの鋼板格子筋（展張格子筋、格子鋼板筋）が開発された<sup>5.6), 5.7), 5.8)</sup>。この鋼板格子筋は、鋼板をレーザーで格子状に一面加工してもので、仕上げに防錆剤を塗布することから、塩害対策としても効果を発揮する材料である。また、一面加工されることから鉄筋を格子状に組み立てた場合に比べて1方向分の厚さが減少できることから吹付けモルタルの量が削減でき、死荷重の軽減が図られることになる。カルバート断面の増厚には、一般的にポリマーセメントモルタル（以下、PCMとする）を用いた吹付けによる増厚補強が施されている。よって、これらの材料を用いたカルバートの補強法における耐荷力性能については実験による検証が必要となる。

そこで第5章では、道路橋として取り扱われているカルバートの補強技術として、引張補強材に展張格子筋を用いた接着剤塗布型のPCM吹付け補強を施し、静荷重実験により耐荷力性能を検証する。実験に用いるカルバート供試体は実寸法の3/5モデルとする。耐荷力性能の検証においては、無補強カルバートの最大耐荷力を基準に補強したカルバートの最大耐荷力の比を求め補強効果を検証し、地方公共団体が管理する溝橋（ボックスカルバート）における補強法の一助としたい。



## 5.2 ボックスカルバートおよび補強に用いる材料

### 5.2.1 カルバートの使用材料

カルバートのコンクリートには、普通ポルトランドセメントを用いた。また、骨材には 5mm ～ 20mm の碎石および 5mm 以下の砕砂を用いた。次に、使用鉄筋は SD295A の D13 および D10 を用いた。ここで、コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表－5.1 に示す。

表－5.1 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋 (SD295A)			
	使用 鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
52.8	D13	360	496	200
	D10	363	494	

### 5.2.2 補強材料

#### (1) 展張格子筋

##### 1) 展張格子筋の材料特性値

鋼板格子筋には第3章で述べたように、縞鋼板あるいは一般鋼板の軸方向（主筋方向）にレーザーでスリットを挿入し、専用のジャッキで全幅均等に軸直角方向に展張する展張格子筋と、縞鋼板あるいは一般鋼板を用いて直接レーザーで格子状に加工する格子鋼板筋の2種類が提案されている。これらの鋼板格子筋には突起を設け、鉄筋と同等以上の付着力が確保されている。防錆処理としてエポキシ系の防錆剤あるいは亜鉛メッキの2種類が用いられている。この鋼板格子筋は一面加工されているため、格子部の厚さが同一鉄筋を用いた補強法に比べ1方向分の厚さが少なくなり、増厚寸法を減少することが可能となる。また、カルバートのハンチ形状に合わせた折り曲げ加工が可能となることから施工精度にも優れている。そこで、本カルバートの補強筋には、展張角度にもよるが加工時の鋼材の余剰が少なくライフサイクルコストの低減が図れる展張格子筋を用いる。

展張格子筋には SS400、厚さ 9mm の一般鋼板を用いた。材料試験は、同一鋼板を用いて展張角度 60 度で展張した場合の軸方向筋（主筋方向）および軸直角方向筋（配力筋方向）の材片をそれぞれを JIS 13B 号に準拠した寸法で製作し、引張試験は JIS Z 2241 号<sup>5,9)</sup>に準拠して行った。ここで、引張試験による材料特性値を表－5.2 に示す。

展張格子筋の材料特性値は、軸方向筋（主筋方向）および軸直角方向筋（配力筋方向）の降伏強度は 299N/mm<sup>2</sup>、引張強度は 461N/mm<sup>2</sup> である。展張格子筋の降伏強

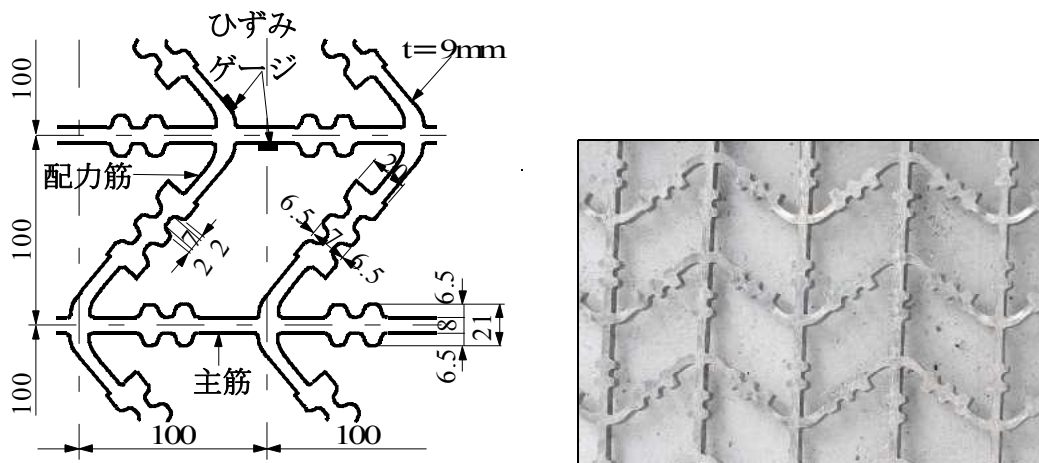
表－ 5.2 展張格子筋の材料特性値

断面寸法 (mm)		格子間寸法 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
主筋	配力筋				
9×8	9×7	100×100	299	461	200

度は表－ 5.2 に示すように鉄筋と比較して低下しているものの道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）<sup>5.10)</sup>に示す降伏強度 240N/mm<sup>2</sup> を満足している。

## 2) 形状および寸法

展張格子筋の格子間寸法および形状を図－ 5.1 に示す。



(1) 格子間寸法

(2) 製作後の形状

図－ 5.1 展張格子筋の格子間寸法および形状

展張格子筋には図－ 5.1(1)に示すように、厚さ 9.0mm の鋼板を用い格子間寸法を 100×100mm とする。したがって、軸方向の主筋の寸法は 9.0×8.0mm (断面積 72.0mm<sup>2</sup>) とし、軸直角方向の配力筋の寸法は 9.0×7.0mm (断面積 63.0mm<sup>2</sup>) とした。なお、展張時における主筋と配力筋の角度は 60 度 (第 3 章) とした。展張格子筋には格子間 100mm の間に 7mm 間隔ごとに 6.5mm の突起を主筋に 2 カ所、配力筋に 3 カ所設け、付着力を高める構造とした。展張格子筋の製作後の形状を図－ 5.1(2) 示す。

また、展張格子筋には防錆効果を高める目的で熔融亜鉛メッキを施した。熔融亜鉛メッキを施した展張格子筋の付着強度は第 3 章で示したように 2mm 突起で 3.22N/mm<sup>2</sup>、5mm 突起で 4.60N/mm<sup>2</sup> 確保され、鉄筋と同等以上の付着強度を有している。

## (2) モルタル材料

カルバートの頂版下面におけるモルタル材を用いた吹付け増厚補強法では、2タイプの鋼板格子筋や鉄筋を用いて、乾式あるいは湿式によるセメント系モルタル吹付け補強が施されている<sup>5.4), 5.5)</sup>。従来の吹付け補強材には超速硬セメントを用いた高弾性のPCM材が用いられていた。しかし、この材料は「割れ」や「ひび割れ」の発生などが懸念されていた。そこで、セメントに早強セメントを用い専用のプレミックス材として有機系繊維の中でも引張強度が高く、高靱性が期待できる高強度ビニロン繊維（繊維長 12mm）を用いた、低弾性のPCMが開発されている<sup>5.11), 5.12)</sup>。この材料においては8時間施工用および36時間施工用としてモルタル-SFとモルタル-SPの2種類が開発され、市販されている（第3章）。

そこで、本実験のカルバート補強材には36時間施工用のモルタル-SPを用いる。ここで、配合条件を表-5.3に示す。なお、水セメント比は一般的な値であるが施工条件によっては変更が可能である。また、要求性能に併せて配合を設計することも可能である。

低弾性ポリマーセメントモルタル-SP（以下、低弾性モルタル-SP）の常温状態（20℃）における発現強度および静弾性係数を表-5.4に示す。

表-5.3 吹付け用低弾性モルタル-SPの配合条件

項目	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			水結合比 (%)	
	プレミックス粉体		繊維		
	結合剤	その他			
モルタル-SP	750	1125	Premix	300	40

表-5.4 発現強度および静弾性係数

試験項目		モルタル-SP
凝結時間	始発	138min
	終結	168min
圧縮強度	2時間	始発前
	3時間	—
	4時間	—
	24時間	27.4N/mm <sup>2</sup>
	7日	48.4N/mm <sup>2</sup>
	28日	59.9N/mm <sup>2</sup>
静弾性係数	28日	26.0kN/mm <sup>2</sup>

低弾性モルタル-SPの発現強度は表-5.4に示すように、凝結始発時間は138分、凝結終結時間は168分である。また、材齢24時間でのコンクリートの圧縮強度は

24N/mm<sup>2</sup> 以上確保されている。よって、夏場の施工においては低弾性モルタル-SPが適していると言える。

### (3) 付着用接着剤の性能<sup>5.12)</sup>

付着用接着剤の材料特性値を表－ 5.5 に示す。

この接着剤の硬化時間は 120 分である。

表－ 5.5 付着用接着剤の材料特性値

項目		付着用接着剤	備考
外観	主剤	白色ペースト状	
	硬化剤	青色液状	
混合比		5 : 1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
粘度		500～1,000MPa・s	JIS K 7233
圧縮強度		102.9N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,976N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
曲げ強さ		41.6N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.9N/mm <sup>2</sup>	JIS K 6850
コンクリート付着強さ		3.7N/mm <sup>2</sup> 以上 <sup>注1)</sup>	JIS A 6909
注1)3.7N/mm <sup>2</sup> 以下の場合には母材コンクリートで破壊			

コンクリート界面に付着用接着剤を塗布した場合の付着試験においては、コンクリートとの付着強度は 3.7N/mm<sup>2</sup> が確保され、母材コンクリートで破壊することが確認されている。曲げ応力を繰り返し受ける部材は増厚界面が弱点となり「ずれ」すなわち一面せん断抵抗の不足により界面ではなく離が生じている。一般的に付着試験は直接引張試験や建研式引張試験で評価されていることから、コンクリート表面に付着用接着剤を塗布する。

## 5.3 ボックスカルバート供試体寸法および補強法

### 5.3.1 ボックスカルバート供試体寸法

静荷重実験における最大耐荷力および補強効果の検証には、基準となるカルバートが必要となる。本実験では無補強カルバート供試体を基準カルバートとし、寸法は実寸法の 3/5 モデルとする。この供試体の名称を無補強カルバート A とする。また、補強するカルバート供試体の外径寸法は無補強カルバート A と同様とする。この供試体を補強カルバート B とする。

### (1) 無補強カルバート A 供試体

カルバート寸法を実寸の 3/5 モデルとした無補強カルバート A 供試体の寸法および配筋状況を図－ 5.2 に示す。

無補強カルバート A 供試体の寸法は図－ 5.2 に示すように幅が 2,100mm, 奥行きが 2,080mm, 高さ 2,140mm である。また, 頂版の厚さは 170mm, 側壁の厚さは 150mm である。側壁の鉄筋配置は図－ 5.2(1)に示すように内側には D10 を 120mm 間隔, 圧外側には D13 と D10 を 120mm 間隔で交互に配置した。配力筋は頂版同様に D10 を 300mm 間隔で配置した。主鉄筋のかぶりは全て 35mm である。図－ 5.2 には静荷重実験における荷重位置を併記した。

次に, 頂版の鉄筋の配置は図－ 5.2(3)に示すように, 引張側(下側)には D13 を 120mm 間隔で配置した。圧縮側(上側)の主鉄筋には D13 と D10 を交互に 120mm 間隔で配置した。配力筋は D10 を 300mm 間隔で配置した。なお, 主鉄筋のかぶりは 35mm である。

### (2) 補強カルバート B 供試体

補強カルバート B 供試体の寸法および鉄筋配置を図－ 5.3 に示す。

補強カルバート B 供試体の寸法は図－ 5.3 に示すように幅が 2,100mm, 奥行きが 2,080mm, 高さ 2,140mm である。カルバートの内側寸法は図－ 5.3(2)に示すように, 劣化による断面欠損を考慮して, 無補強カルバート A 供試体の内側を 10mm 切削した場合を想定して, 内寸を 1,820mm とする。よって, 頂版の厚さが 160mm, 側壁の厚さ 140mm, 供試体の製作時における内側のかぶりを 25mm とした。増厚補強寸法および展張格子筋の配置状況は図－ 5.3(2),(4)に示す。なお, 図－ 5.3(4)に示す 300mm の位置は展張格子筋を配置せず頂版および側壁片側にのみ接着剤を塗布し PCM を吹付けしたものである。この位置は, 建研式引張試験を行う位置である。

次に, 側壁の鉄筋配置は図－ 5.3(1)に示すように内側には D10 を 120mm 間隔, 圧外側には D13 と D10 を 120mm 間隔で交互に配置した。配力筋は頂版同様に D10 を 300mm 間隔で配置した。主鉄筋のかぶりは全て 35mm である。本供試体は無補強供試体の内側のかぶりを 10mm 程度切削することを考慮して製作しており, 供試体製作時の内側かぶりを 25mm とした。補強筋には材質 SS400, 板厚 9mm の一般鋼板を加工した展張格子筋を用いた。主筋および配力筋の格子間は 100mm である。また, 補強として PCM を 40mm 吹付けし増厚する。なお, 10mm は部材厚分の元の厚さのため, 頂版および側壁の増厚量は 30mm となる。よって, 頂版の厚さは 200mm, 側壁の厚さは 180mm となる。

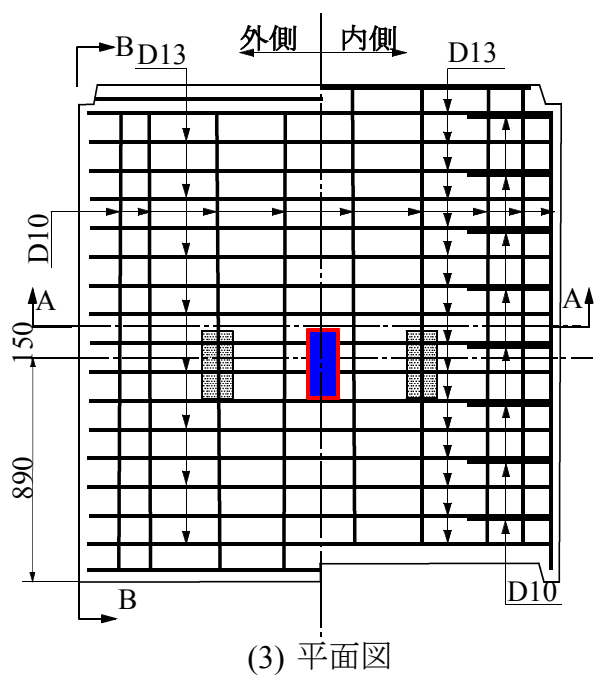
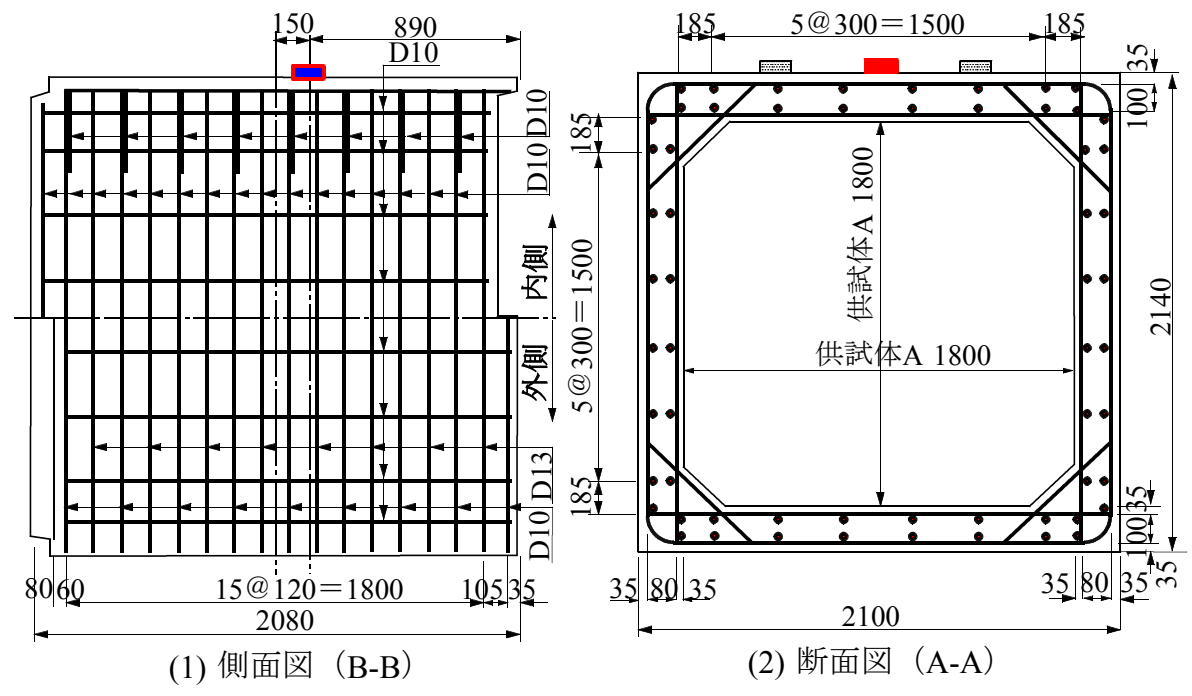


図- 5.2 無補強カルバート A 供試体の寸法および鉄筋配置

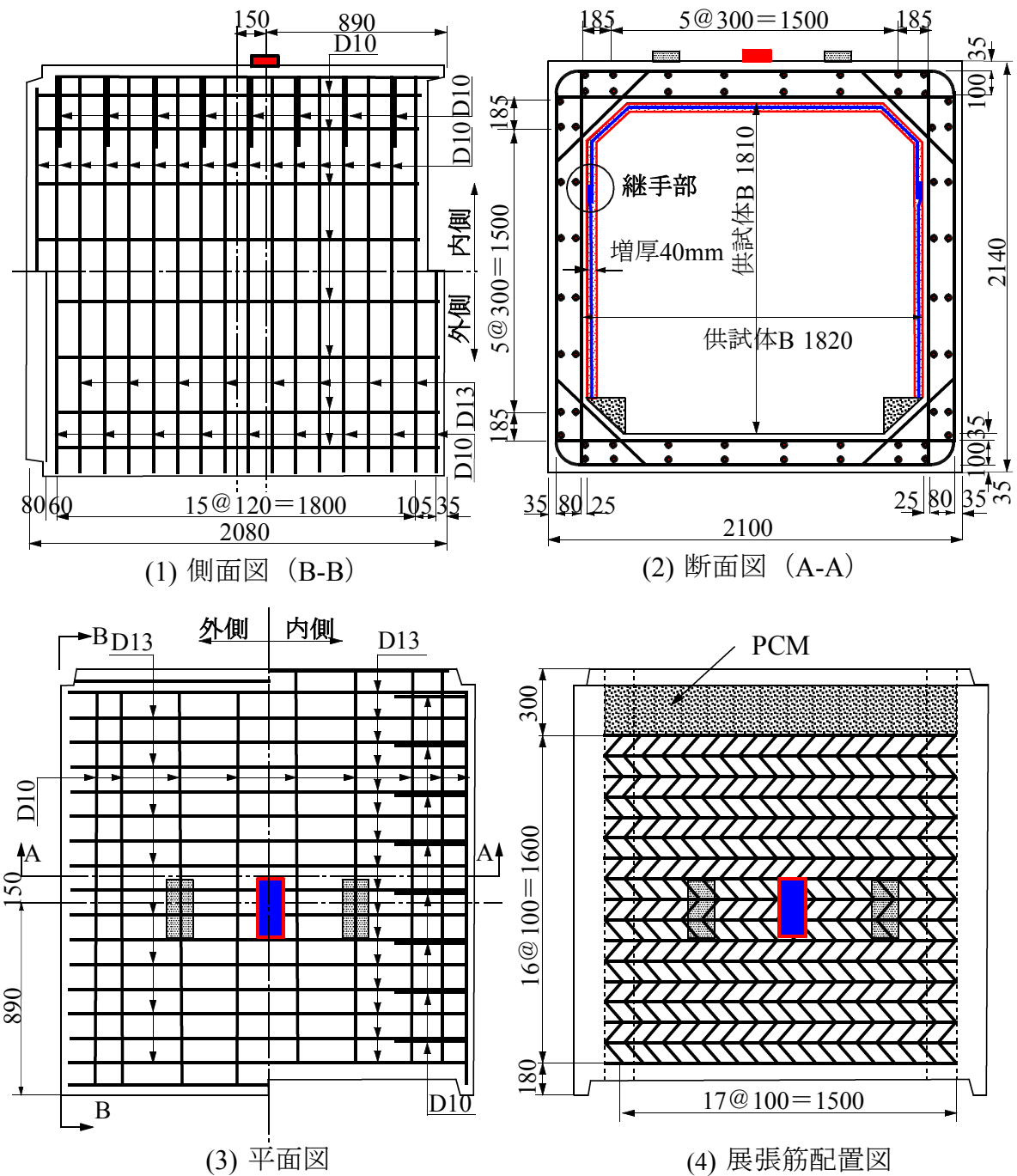


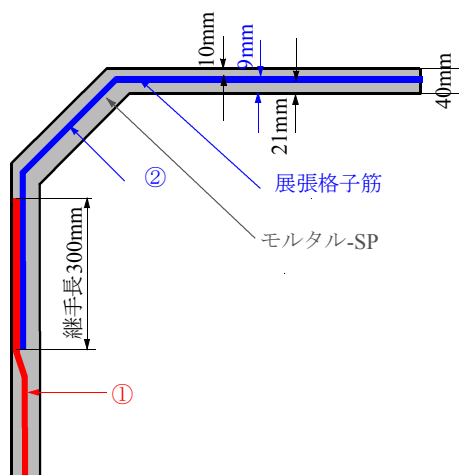
図- 5.3 補強カルバート B 供試体の寸法および鉄筋配置

### (3) 展張格子筋の折り曲げ加工および継手構造

展張格子筋はカルバートの形状に併せて工場で折り曲げ加工する。ここで折り曲げ形状とかぶり寸法を図- 5.4 に示す。

展張格子筋は図- 5.4 に示すように、側壁に配置する展張格子筋は①の形状で製作

し、頂版およびハンチ部には②に示す形状で製作する。設置方法は両側壁に①を設置し、その上側に②を設置する。継手構造は第3章に示した重ね継手方法を採用する。設置後のかぶりは21mmである。



図－5.4 折り曲げ形状・継手構造およびかぶり寸法

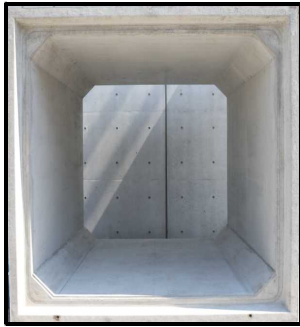
### 5.3.2 ボックスカルバートの補強法

カルバートの補強手順を写真－5.1に示す。接着剤塗布型PCM吹付け補強法は、「ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案）<sup>5.4), 5.5)</sup>」に準拠した。

カルバート供試体（写真－5.1(1)）の内側をディスクサンダーで切削し（写真－5.1(2)）、その後、コンクリート粉体処理も兼ねてバキュームブラストなどで研掃を行う（写真－5.1(3)）。表面処理が終了した後、取付け金具にて10mmの隙間を取り、展張格子筋を側面に設置する（写真－5.1(4)）。両側面に設置した後、頂版下面に展張格子筋を設置する。設置完了した状況を写真－5.1(5)に示す。ここまでの設置に要した時間は30分程度である。

次に、展張格子筋の設置後は低弾性モルタル-SPの練り混ぜ準備を行う。また、接着剤の塗布や吹付け補強を行う前にビニールシート等にて養生を行う（写真－5.1(6)）。このPCM材料はプレミックス材であることから適量の水を入れて練り混ぜを開始する（写真－5.1(7)）。同時に付着用接着剤をリシンガン等を用いて塗布量 $1.4\text{kg/m}^2$ 、平均厚1.0mm程度の厚さで塗布する（写真－5.1(8)）。硬化時間は120分程度であることから、付着用接着剤塗布後直ちに1層目の低弾性モルタル-SPを吹付ける（写真－5.1(9)）。1層目は約20mm厚で吹付けし養生する（写真－5.1(10)）。PCM材の養生は通常8時間であるが、本供試体は製作工程上1層目のPCM吹付け後、15





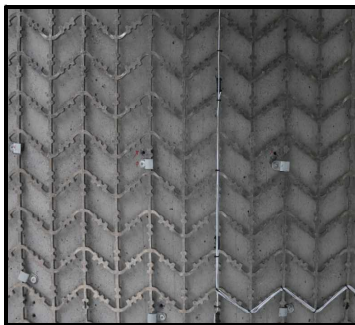
(1)カルバート



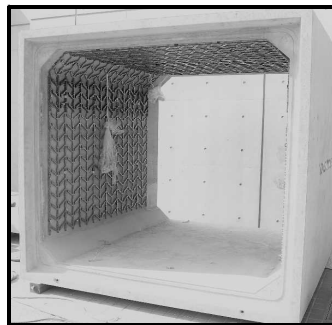
(2)表面処理



(3)研掃



(4)展張格子筋設置



(5)設置完了



(6)養生



(7)PCM 練り混ぜ



(8)接着剤吹付け



(9)PCM 吹付け



(10)1層目吹付け終了



(11)2層目吹付け



(12)表面仕上げ

写真－5.1 ボックスカルバートの施工手順

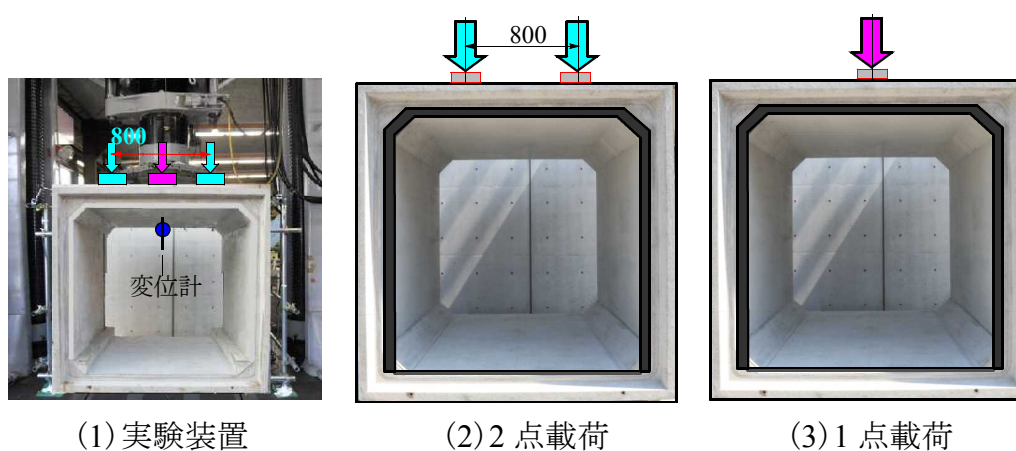
時間養生した。2層目のPCM吹付け（写真－5.1(11)）終了後に表面仕上げを行い、1層目同様15時間程度養生し補強を完了した（写真－5.1(12)）。

以上より、カルバートの補強法については実構造物のボックスカルバートにおける施工手順を考慮した補強法である。

## 5.4 静荷重載荷実験

### 5.4.1 実験概要

本実験は図－5.5に示す最大載荷能力5,000kNの構造物試験機を用いて静荷重実験を行う。載荷状況を図－5.5に併記した。



図－5.5 載荷能力5,000kN試験機および荷重載荷状況

本供試体は、道路橋のカルバートを想定して3/5モデルとした試験体であることから荷重載荷板は道示の基準に準拠した荷重状態とした。道示が規定する輪荷重の載荷面は幅500mm、奥行き200mmであるため、これを3/5モデル化して本実験では300×120mmの載荷板とした。また、図－5.5(2)に示すように、本実験は大型車輛のタンデム式の中軸・後軸間を想定した2点載荷とする。その後、T荷重を想定したカルバート中央部における1点載荷による実験を行った。

#### (1) 2点載荷実験

無補強カルバートAの供試体は、1980年改定の道示<sup>5.13</sup>の荷重である大型車輛のタンデム式を考慮した2点載荷とし、荷重の載荷間隔は800mmとした。無補強カルバートA供試体は、1等橋のT荷重196kNを考慮し、約2倍の荷重400kNまで載荷した。荷重条件は、荷重0kNから50kNまで載荷し、その後、荷重5kNまで除荷し、再度荷重を増加する。たわみおよびひずみの計測は50kNごとに最大と除荷時の残留値を計測した。なお、たわみの計測は断面方向の中央部、ひずみは荷重載荷位置の

鉄筋および展張格子筋の主鉄筋とした。

一方、補強カルバート B 供試体の荷重間隔も 800mm の 2 点載荷とし、1994 年改定の道示<sup>5.14)</sup>の基準に基づいた B 活荷重を考慮し、荷重 500kN まで載荷した。これは B 活荷重の T 荷重が 245kN であり、同様に約 2 倍の荷重まで載荷した。荷重条件、たわみおよびひずみの計測は A タイプ供試体と同様とした。

## (2) 1点載荷実験

2 点載荷終了後、カルバート中央部での 1 点載荷による載荷実験を行った。載荷位置の断面方向はカルバートの中央、側面方向は前面から 890mm の位置とした。荷重載荷条件は 0kN から 50kN まで載荷し、その後荷重 5kN まで除荷し、残留値を計測する。その後、荷重を 50kN ずつ増加し、50kN 増加ごとに 5kN まで除荷し、これを破壊するまで荷重増加と除荷を繰返した。本実験におけるたわみ、鉄筋および展張格子筋のひずみは荷重載荷位置とする。

## 5.5 2点載荷実験による結果および考察

### 5.5.1 2点載荷実験による荷重とひずみの関係

#### (1) 荷重と鉄筋ひずみの関係

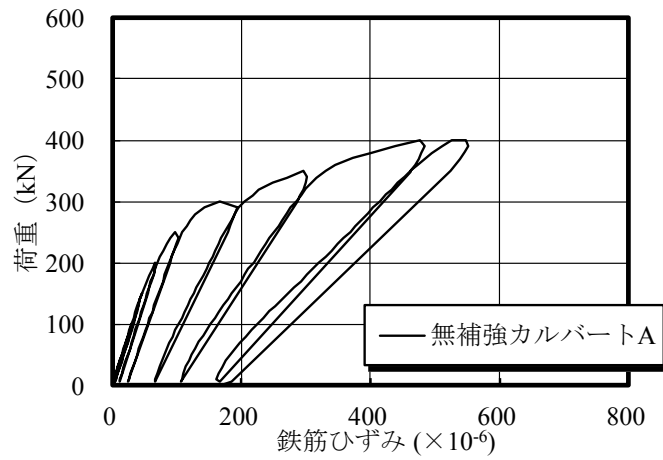
2 点載荷時におけるカルバート頂版の引張主鉄筋の荷重とひずみの関係を図－ 5.6 に示す。

無補強カルバート A 供試体の荷重と鉄筋ひずみの関係は図－ 5.6(1)に示すように、荷重 250kN まで線形的に増加し、この時点のひずみは  $98 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加においてひずみは大きくなるものの荷重 400kN までは線形的に増加し、荷重 400kN 時の最大ひずみは  $548 \times 10^{-6}$  である。鉄筋の材料特性値より鉄筋の降伏ひずみは  $1,800 \times 10^{-6}$  である。よって、荷重 400kN 載荷までは降伏に至っていない。荷重除荷時の残留ひずみは  $168 \times 10^{-6}$  である。

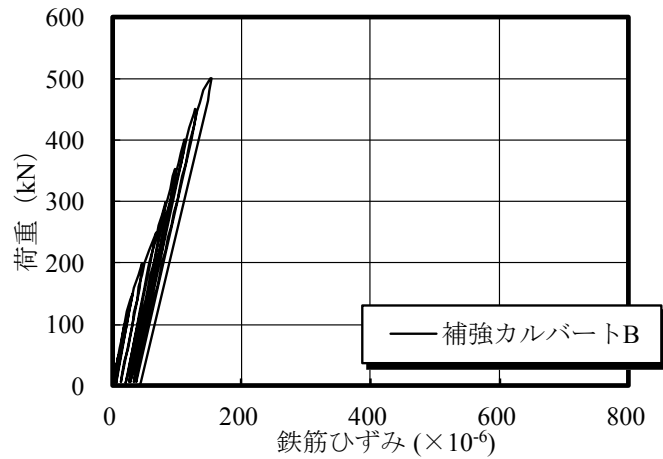
一方、補強カルバート B 供試体の鉄筋ひずみの関係は図－ 5.6(2)に示すように、荷重 150kN からやや増加が大きくなるものの 200kN 載荷時から最大荷重 500kN まで線形的に増加している。荷重 400kN 時のひずみは  $111 \times 10^{-6}$  であり、無補強カルバート A 供試体の約 20% である。荷重 500kN 時のひずみは  $153 \times 10^{-6}$  であり、降伏ひずみに達していない。荷重除荷時の残留ひずみは  $42 \times 10^{-6}$  である。展張格子筋を配置し、30mm 増厚することで大幅にひずみの増加が抑制されている。

#### (2) 荷重と展張格子筋ひずみの関係

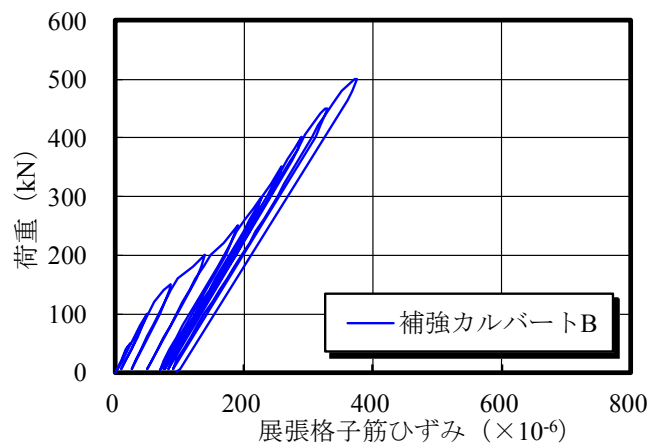
補強カルバート B 供試体の荷重と展張格子筋のひずみの関係は図－ 5.6(3)に示すように、展張格子筋のひずみは荷重 150kN でやや増加量が大きくなるものの荷重 200kN から最大荷重 500kN まで線形的に増加している。最大荷重 500kN 時のひずみは  $375 \times 10^{-6}$  であり、鉄筋の 2.45 倍である。これは、補強引張材である展張格子筋も



(1) 無補強カルバート A (鉄筋)



(2) 補強カルバート B (鉄筋)



(3) 補強カルバート B (展張格子筋)

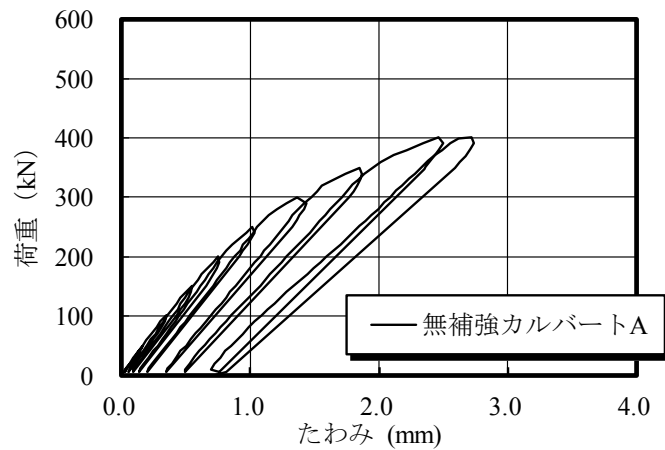
図-5.6 2点載荷による荷重とひずみの関係

応力を分担しているためである。荷重除荷時の残留ひずみは  $98 \times 10^{-6}$  である。

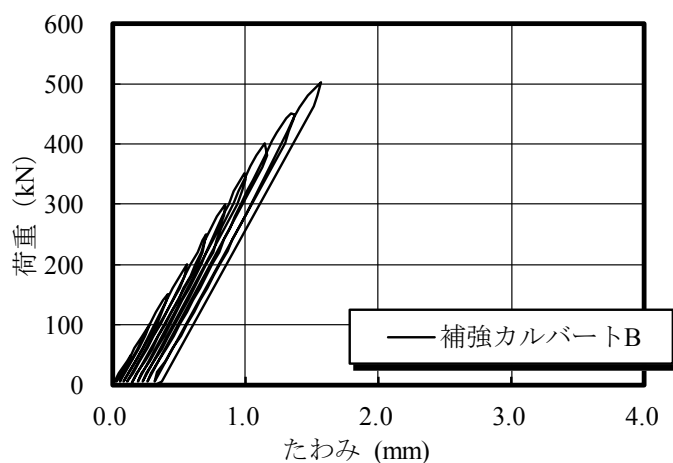
### 5.5.2 2点載荷試験による荷重とたわみの関係

2点載荷時におけるカルバート中央の荷重とたわみの関係を図-5.7に示す。

無補強カルバート A 供試体の荷重とたわみの関係は図-5.7(1)に示すように、荷重 50kN 時のたわみは 0.17mm である。荷重 250kN までは線形的に増加している。その後の荷重増加においてはややたわみの増加が大きくなるものの荷重 400kN までは線形的に増加し、最大たわみは 2.72mm である。荷重除荷時の残留たわみは 0.72mm である。



(1) 無補強カルバート A



(2) 補強カルバート B

図-5.7 2点載荷による荷重とたわみの関係

一方、補強カルバート B 供試体の荷重とたわみの関係は図- 5.7(2)に示すように、荷重 50kN 時のたわみは 0.14mm であり、無補強カルバート A 供試体の約 82%である。その後の荷重増加においても荷重 400kN まで線形的に増加し、この時点のたわみは 1.15mm であり、無補強カルバート A 供試体の約 42%である。その後の荷重増加ではたわみの増加が大きくなるもの荷重 500kN までは線形的に増加している。荷重 500kN 載荷時のたわみは 1.57mm である。荷重除荷時のたわみは 0.37mm である。

## 5.6 1点載荷実験による結果および考察

### 5.6.1 最大耐荷力

2 点載荷実験終了後にカルバートの頂版の支間中央上面に載荷版 300×120mm を設置した 1 点載荷実験による無補強のカルバート A 供試体の最大耐荷力は 456.6kN である。この耐荷力を基準に PCM 吹付け増厚補強による補強効果を検証した。

一方、補強カルバート B 供試体の最大耐荷力は 760.7kN であり、無補強のカルバート A 供試体の耐荷力と比較して 1.66 倍の補強効果が得られた。よって、展張格子筋を配置し、PCM を 40mm 吹付けし、無補強カルバート A 供試体の寸法に対して 30mm の増厚を行うことで大幅な耐荷力の向上が図られた。

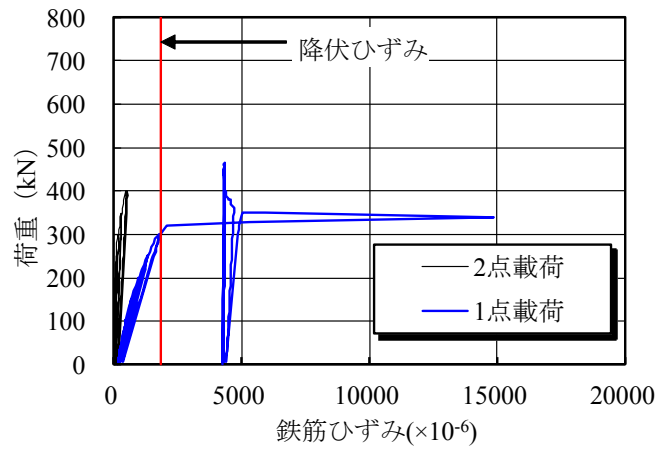
### 5.6.2 荷重とひずみの関係

カルバート頂版の中央、すなわち荷重直下に配置した鉄筋の荷重とひずみの関係および展張格子筋の荷重とひずみの関係を図- 5.8 に示す。なお、荷重とひずみの関係は 2 点載荷実験における各供試体のひずみの残留値を初期値とする。また、鉄筋の降伏ひずみは  $1,800 \times 10^{-6}$ 、展張格子筋の降伏ひずみは  $1,495 \times 10^{-6}$  であり、図- 5.8 に併記した。

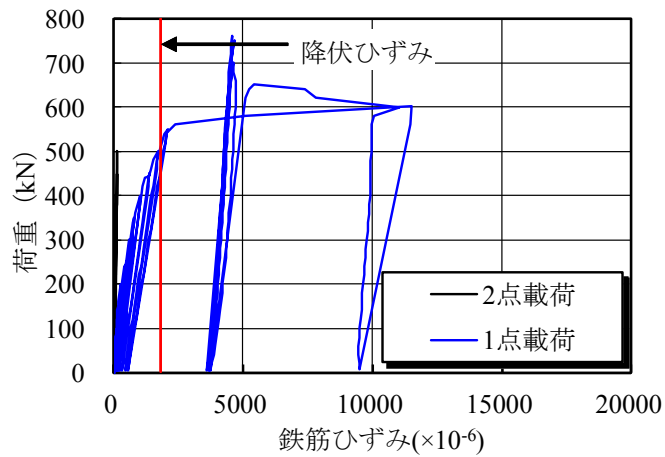
#### (1) 荷重と鉄筋ひずみの関係

無補強カルバート A 供試体の鉄筋の荷重とひずみの関係は図- 5.8(1)に示すように、荷重 300kN 付近までは線形的に増加しているものの、本供試体の鉄筋の降伏ひずみは表- 5.1 に示した材料特性値より算定すると  $1,800 \times 10^{-6}$  であり、この時点の鉄筋ひずみは 2 点載荷時の残留ひずみ  $184 \times 10^{-6}$  を加えると  $1,800 \times 10^{-6}$  であり、この時点では鉄筋のひずみは降伏ひずみと同等である。その後の荷重増加において荷重 330kN 載荷後ひずみが急激に増加し、荷重 340kN 載荷時におけるひずみは  $14,860 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加からひずみが減少している。

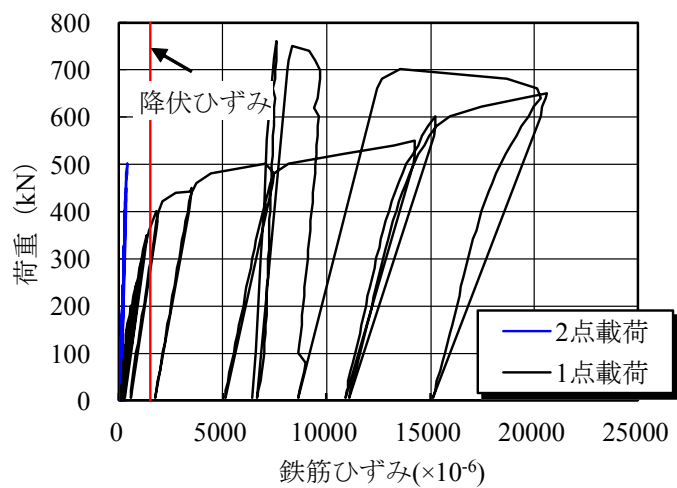
一方、補強カルバート B 供試体の荷重と鉄筋ひずみの関係は図- 5.8(2)に示すように、荷重 500kN までは線形的に増加している。この時点のひずみは  $1,760 \times 10^{-6}$  であり、降伏に至っていない。鉄筋が降伏した荷重は 510kN 付近である。降伏ひずみに達した付近の荷重を比較すると無補強のカルバート A 供試体の 1.66 倍の補強効果



(1) 無補強カルバート A (鉄筋)



(2) 補強カルバート B (鉄筋)



(3) 補強カルバート B (展張格子筋)

図-5.8 2点载荷による荷重とひずみの関係

が得られている。その後の荷重増加において鉄筋は降伏に至っている。荷重 560kN 載荷後ひずみは急激に増加し、荷重 600kN 載荷時のひずみは  $11,490 \times 10^{-6}$  である。

## (2) 荷重と展張格子筋ひずみの関係

補強カルバート B 供試体に配置した展張格子筋の荷重とひずみ関係は図- 5.8(3) に示すように、展張格子筋が降伏ひずみ  $1,495 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 356kN である。その後の荷重増加において、荷重 400kN 付近まで線形的に増加している。2 点載荷実験における残留ひずみ  $96 \times 10^{-6}$  を加えると  $1,591 \times 10^{-6}$  である。この時点で降伏に至っている。荷重 400kN を超えた付近からひずみの増加が著しくなり、荷重 640kN 載荷時にひずみは  $20,570 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加からひずみが減少しはじめている。この荷重付近から押抜きせん断破壊へと移行したものと考えられる。

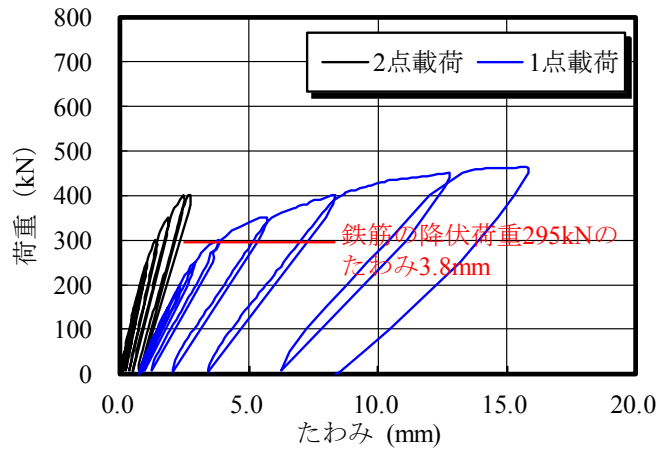
## 5.6.3 荷重とたわみの関係

荷重とたわみの関係を図- 5.9 に示す。なお、荷重とたわみの関係においては 2 点荷重載荷による残留たわみを初期値とした。

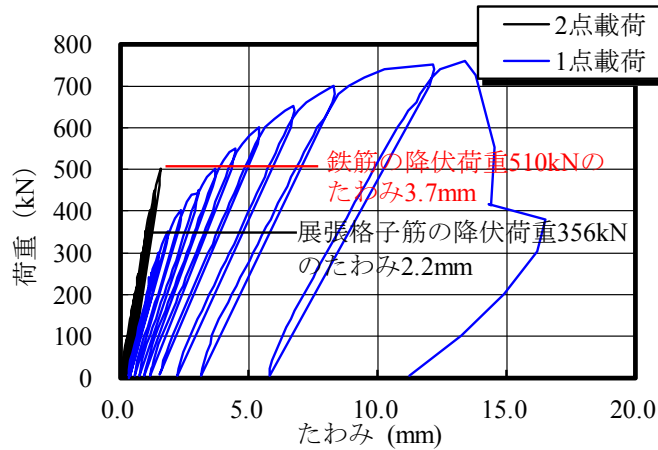
無補強カルバート A 供試体の荷重とたわみの関係は、図- 5.9(1) に示すように鉄筋が降伏に至った荷重 295kN 時のたわみは 2 点載荷実験における残留たわみ 0.82mm を加えると 3.8mm である。荷重 300kN までは線形的に増加し、たわみは 4.13mm である。その後の荷重増加ではたわみの増加が大きくなるものの最大荷重付近まで線形的に増加している。荷重 400kN 時のたわみは 8.3mm である。最大荷重 456.6kN 時のたわみは 15.9mm、荷重除荷時の残留たわみは 8.6mm である。

一方、補強カルバート B 供試体の荷重とたわみの関係は、図- 5.9(2) に示すように、2 点載荷による残留たわみ 0.37mm を加えると、展張格子筋が降伏に至った荷重 356kN 時のたわみは 2.2mm である。また、鉄筋が降伏した荷重 510kN 時のたわみは 3.7mm である。無補強カルバート A 供試体の鉄筋が降伏した荷重のたわみとほぼ同程度である。荷重とたわみの関係においては荷重 400kN までたわみが線形的に増加している。この時点のたわみは 2.4mm であり、無補強供試体の約 29% にたわみが低減している。その後の荷重増加においては荷重 700kN まで線形的に増加している。無補強カルバート A 供試体の最大耐荷力 460kN のたわみは 3.6mm であり、無補強カルバート A 供試体の約 22% である。荷重 700kN からたわみの増加が著しくなり、最大耐荷力 760.6kN 時のたわみは 13.7mm である。その後荷重を除荷するもののたわみが増加している。この時点から既設カルバートコンクリートと PCM 補強との界面のはく離が始まったものと予想される。





(1) 無補強カルバート A



(2) 補強カルバート B

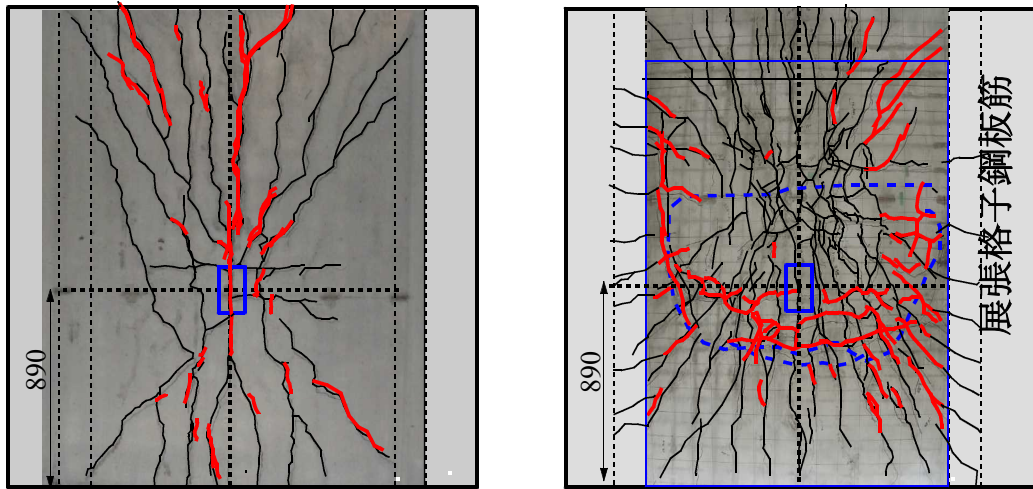
図－ 5.9 2点荷重による荷重とたわみの関係

#### 5.6.4 破壊状況

1点荷重実験後破壊状況を図－ 5.10 に示す。

補強カルバート A 供試体の破壊状況は図－ 5.10(1) に示すように、荷重直下の頂版下面に軸方向にひび割れが発生している。赤線はひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れ発生位置である。破壊は支間中央に発生した軸方向のひび割れが進展し、荷重 456.6kN で曲げ破壊となった。

一方、展張格子筋を配置し、低弾性モルタル-SP を 40mm 吹付けし、30mm 増厚補強した補強カルバート B 供試体の破壊状況は図－ 5.10(2) に示すように、荷重載荷位置付近に多くのひび割れ発生している。ひび割れは曲げの影響を受け、軸方向に



(1) 無補強カルバート A

(2) 補強カルバート B 供試体

図－ 5.10 頂版のひび割れ状況

ひび割れが発生するものの最大荷重 760.7kN 載荷後、押抜きせん断破壊となった。増厚層は展張格子筋を配置したことからダウエルの影響を受ける範囲で、すなわち荷重載荷位置から 45 度下面の一部がはく離している。

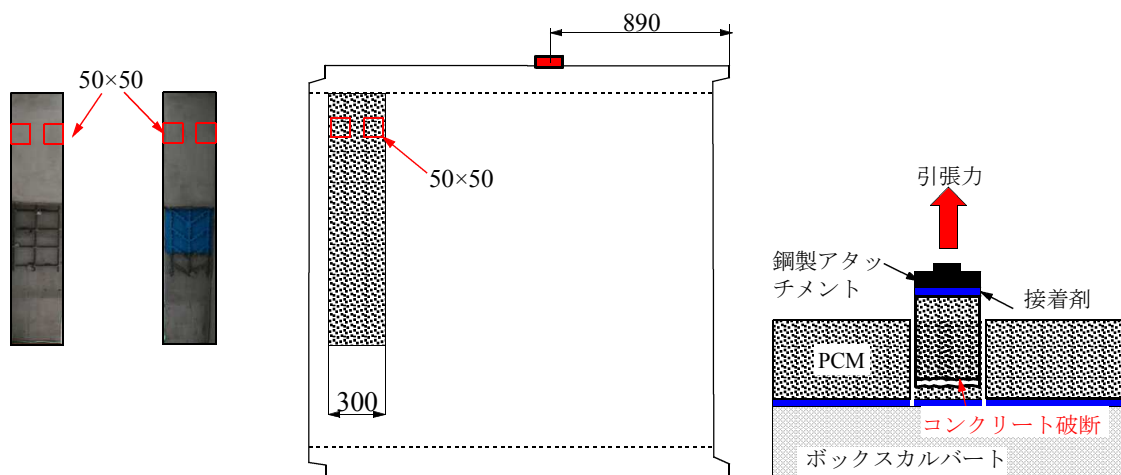
以上より、展張格子筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強法は耐荷力性能の向上を図ると同時に、破壊時においても補強部が完全に押し抜かれること無く、形状を維持している。

## 5.7 建研式引張試験法による引張付着強度

### 5.7.1 建研式引張試験法の概略

補強カルバート B 供試体の寸法図（図－ 5.3(4)）に示した供試体端部で建研式引張試験を行う。ここで、建研式引張試験の位置および試験方法を図－ 5.11 に示す。

建研式引張試験は補強カルバート B 供試体の側面に従来の工法における鉄筋を配置し、PCM を直接吹付け増厚した補強法（図－ 5.11(1)）と本提案する展張格子筋を配置し、付着用接着剤を塗布し、PCM 吹付け増厚補強した供試体（図－ 5.11(2)）とし、位置は図－ 5.11(3)に示す位置のそれぞれ 2 箇所とする。試験方法は図－ 5.11(4)に示す方法で実施した。なお、建研式引張試験を実施したカルバートの供試体記号を直接 PCM 吹付け補強した位置を S1 および S2、接着剤塗布型 PCM 吹付け補強した位置を S3 および S4 とする。



(1)接着剤なし(2)あり (3)建研式引張試験の位置 (4)建研式引張試験

図－ 5.11 建研式引張試験の位置および試験方法

### 5.7.2 引張付着強度

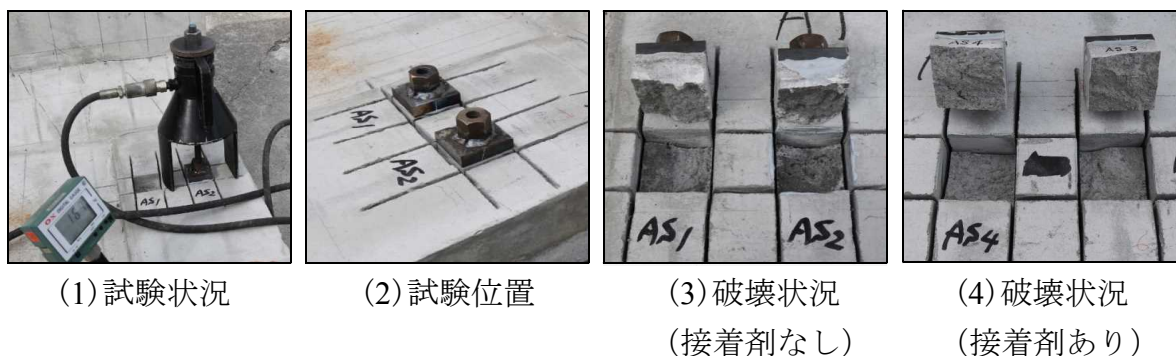
建研式引張試験による引張付着強度は式(5.1)より算出する。

$$f_t = P/A \quad \text{式(5.1)}$$

ここで、P：引張荷重 (N)， A：接着面積 (mm<sup>2</sup>)

建研式引張試験による試験状況および破断状況を写真－ 5.2， 引張付着強度を表－ 5.6 に示す。

従来工法である鉄筋を配置し， 研掃後直接 PCM を 50mm (10mm+40mm) を吹付けした供試体 S1， S2 の引張付着強度はそれぞれ 0.77N/mm<sup>2</sup>， 0.91N/mm<sup>2</sup> である。破壊は PCM 打ち継ぎ界面の一部ではなく離破壊している。



(1)試験状況

(2)試験位置

(3)破壊状況

(接着剤なし)

(4)破壊状況

(接着剤あり)

写真－ 5.2 建研式引張試験方法および破壊状況

表－ 5.6 建研式引張試験による引張付着強度

試験体の区分	試験位置	断面寸法 (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	引張荷重 P (kN)	引張付着強度 $f_t = P/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	破壊状況
接着剤なし	S1	51.6×50.6	2,611	2.01	0.77	一部界面はく離
	S2	48.9×50.0	2,445	2.22	0.91	一部界面はく離
接着剤あり	S3	48.9×49.5	2,421	5.47	2.26	PCMでの破壊
	S4	48.8×51.1	2,494	4.55	1.82	PCMでの破壊

一方、側壁の反対面は、本提案する付着用接着剤を塗布した後に PCM を 40mm (10mm+30mm) 吹付け補強した。従来工法との厚さ 10mm の差は、鉄筋を格子状に組み立てすることから鉄筋 1 層分の差である。供試体 S3, S4 の引張付着強度はそれぞれ 2.26N/mm<sup>2</sup>, 1.82N/mm<sup>2</sup> である。破壊は PCM 側で破断している。

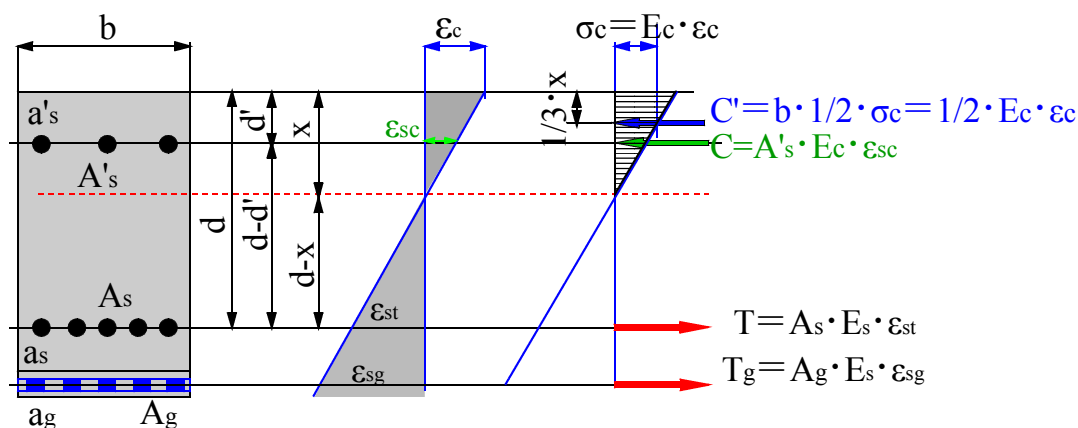
付着用接着剤を塗布することで引張付着強度が高速道路総合技術研究所の構造物施工管理要領<sup>5.15)</sup>に規定される基準値 1.5N/mm<sup>2</sup> 以上の結果が得られた。よって、付着用接着剤はコンクリートやモルタルを用いた増厚補強法において、はく離防止のためには必要な材料であると考えられる。

## 5.8 終局曲げ耐力と実験耐荷力との整合性の検証<sup>5.16), 5.17)</sup>

### 5.8.1 展張格子筋で補強したRCはりの断面諸量と限界状態曲げモーメント

#### (1) 弾性範囲におけるひずみと応力分布, 内力の釣合い

弾性範囲におけるひずみと応力分布, 内力の釣合いの関係を図－ 5.12 に示す。



(1) 有効断面 (2) ひずみ分布 (3) 応力分布と内力の釣り合い

図－ 5.12 弾性範囲におけるひずみと応力分布, 内力の釣り合い

## (2) 断面二次モーメントおよび中立軸の位置

断面二次モーメントは図－ 5.12 に示すように、展張格子筋を引張鉄筋の一部とみなし引張鋼材 2 段配置の複鉄筋長方形断面 RC はりとして断面二次モーメントを算定する。ここで、コンクリート換算断面二次モーメント ( $I_{c,eq}$ )、鋼材換算断面二次モーメント ( $I_{s,eq}$ ) をそれぞれ式(5.2.1)、式(5.2.2)に示す。また、断面二次モーメント算定に用いる中立軸  $x$  の算定は式(5.3)として与えられている。

1) コンクリート換算断面二次モーメント :  $I_{c,eq}$

$$\begin{aligned} I_{c,eq} &= I_c + n \cdot (I'_s + I_s + I_g) \\ &= \frac{1}{3} b \cdot x^3 + n \cdot A'_s (x - d')^2 + n \cdot A_s (d - x)^2 + n \cdot A_g (d_g - x)^2 \quad \text{式 (5.2.1)} \end{aligned}$$

2) 鋼材換算断面二次モーメント :  $I_{s,eq}$

$$\begin{aligned} I_{s,eq} &= I_c / n + (I'_s + I_s + I_g) \\ &= \frac{1}{3n} b \cdot x^3 + A'_s (x - d')^2 + A_s (d - x)^2 + A_g (d_g - x)^2 \quad \text{式 (5.2.2)} \end{aligned}$$

3) 中立軸の位置 :  $x$

$$\begin{aligned} x &= - \frac{n(A_s + A_g + A'_s)}{b} \\ &+ \sqrt{\left\{ \frac{n(A_s + A_g + A'_s)}{b} \right\}^2 + \frac{2n}{b} (A_s \cdot d + A_g \cdot d_g + A'_s \cdot d')} \quad \text{式 (5.3)} \end{aligned}$$

ここで、 $x$  : 圧縮縁から中立軸までの距離、 $b$  : 断面幅 (mm)、 $d$  : 引張鉄筋の有効高さ (mm)、 $d'$  : 圧縮鉄筋の有効高さ (mm)、 $d_g$  : 鋼板格子筋の有効高さ (mm)、 $A_s$  : 引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $A'_s$  : 圧縮鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $A_g$  : 鋼板格子筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $E_s$  : 鋼材のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $n$  : ヤング係数比 (=  $E_s/E_c$ )、 $I_c$  : 圧縮側コンクリートの中立軸まわりの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )、 $I'_s$  : 圧縮鉄筋の中立軸まわりの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )、 $I_s$  : 引張鉄筋の中立軸まわりの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )、 $I_g$  : 鋼板格子筋の中立軸まわりの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

## (3) 曲げ応力度の算定 (曲げモーメント $M$ が作用するとき)

コンクリートの圧縮応力度 ( $\sigma_c$ ) の算定式を式(5.4)、圧縮鉄筋の応力度 ( $\sigma_{sc}$ )

および引張鉄筋の応力度 ( $\sigma_{st}$ ) の算定式をそれぞれ式(5.5), 式(5.6)に示す。また, 展張格子筋の応力の算定式を式(5.7)として与えられている。

1) コンクリート圧縮縁の応力度:  $\sigma_c$

$$\sigma_c = \frac{M}{I_c} \cdot x = \frac{1}{n} \cdot \frac{M}{I_s} \cdot x \quad \text{式 (5.4)}$$

2) 圧縮鉄筋の応力度:  $\sigma_{sc}$

$$\sigma_{sc} = \frac{M}{I_s} \cdot (x - d') = n \frac{M}{I_c} (x - d') \quad \text{式 (5.5)}$$

3) 引張鉄筋の応力度

$$\sigma_{st} = \frac{M}{I_s} \cdot (d - x) = n \frac{M}{I_c} (d - x) \quad \text{式 (5.6)}$$

4) 展張格子筋の応力度

$$\sigma_g = \frac{M}{I_s} \cdot (d_g - x) = n \frac{M}{I_c} (d_g - x) \quad \text{式(5.7)}$$

#### (4) 降伏曲げモーメント (限界状態 1) の算定式

引張鉄筋の降伏する曲げモーメントを降伏曲げモーメント  $M_{ys}$  とすると, 式(5.6)において引張鉄筋応力度を降伏応力度 ( $\sigma_{st} = \sigma_{ys}$ ) と置くことにより, 式(5.8)で与えられる。

$$M_{ys} = \frac{\sigma_{ys}}{I_{s,eq}} \cdot (d - x) = \frac{\sigma_{ys}}{n \cdot (d - x)} \cdot I_{s,eq} \quad \text{式 (5.8)}$$

式(5.2.1), (5.2.2)を用いて供試体の寸法諸元を基に計算した断面二次モーメントと式(5.8)を用いて算定した引張鉄筋の降伏曲げモーメントの値を表- 5.6 に示す。

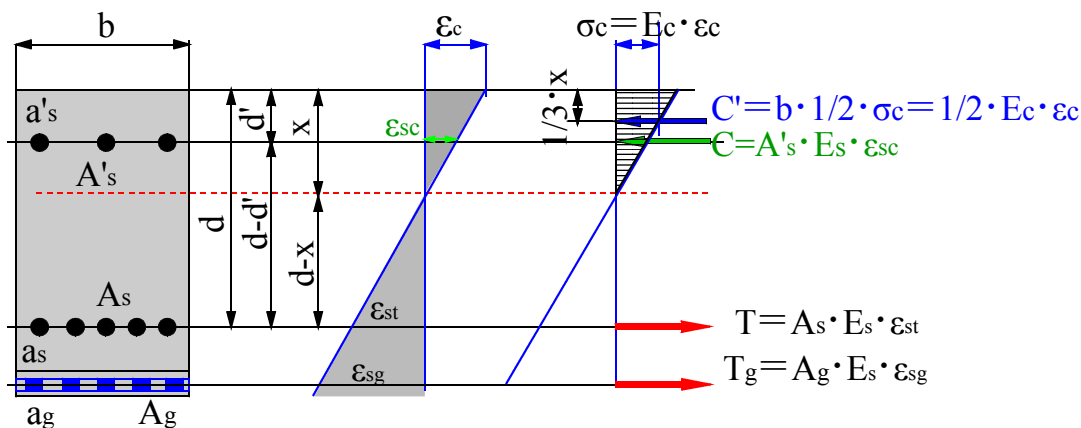
表- 5.6 供試体の断面二次モーメントと引張鉄筋降伏曲げモーメント

	無補強カルバートA (展張格子筋なし)	補強カルバートB (展張格子筋あり)	B/A	備考
断面二次モーメント(C換算) $I_{c,eq}$ (mm <sup>4</sup> )	1.6005×10 <sup>8</sup>	2.7688×10 <sup>8</sup>	1.73	式 (5.2.1)
断面二次モーメント(S換算) $I_{s,eq}$ (mm <sup>4</sup> )	2.5691×10 <sup>7</sup>	4.4442×10 <sup>7</sup>	1.73	式 (5.2.2)
引張鉄筋降伏曲げモーメント $M_{ys}$ (kN・m)	93.4	178.5	1.91	式 (5.8)

## 5.8.2 破壊抵抗曲げモーメント（限界状態3）の算定式

### (1) 終局曲げモーメント（破壊抵抗曲げモーメント）算定モデル

終局曲げモーメント（破壊抵抗曲げモーメント）算定モデルを図-5.13に示す。



(1) 有効断面 (2) ひずみ分布 (3) 内力の釣り合い

図-5.13 終局曲げモーメント（破壊抵抗曲げモーメント）算定モデル

限界状態3における照査対象となるRCはりの終局曲げモーメント（破壊抵抗曲げモーメント） $M_u$ は、圧縮側コンクリートの終局限界状態での曲放物線と長方形からなる応力分布を、図-5.13に示すように応力度が $0.85\sigma'_{ck}$ と一定で面積が等価な長方形分布に置き換えた等価応力ブロックとして、力の釣り合い条件と曲げモーメントの釣り合い条件から得られる以下の算定式を用いて算定できる。

圧縮側鉄筋の降伏が圧縮側コンクリートより先行する場合は、式(5.8.1)、(5.9)を、圧縮側コンクリートが降伏時に圧縮鉄筋が降伏していない場合には式(5.8.2)、(5.10)を用いる。

1) 圧縮側鉄筋の降伏が圧縮側コンクリートより先行する場合： $M_u$

$$M_u = (A_s \cdot \sigma_{ys} - A'_s \cdot \sigma'_{ys} + A_g \cdot \sigma_{yg}) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s \cdot \sigma'_{ys} (d - d') + A_g \cdot \sigma_{yg} \cdot (d_g - d) \quad \text{式 (5.8.1)}$$

2) 圧縮側コンクリートが降伏時に圧縮鉄筋が降伏していない場合： $M_u$

$$M_u = (A_s \cdot \sigma_{ys} - A'_s \cdot \sigma'_{sc} + A_g \cdot \sigma_{yg}) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s \cdot \sigma'_{sc} (d - d') + A_g \cdot \sigma_{yg} \cdot (d_g - d) \quad \text{式(5.8.2)}$$

## (2) 等価応力ブロックの高さ : a

等価応力ブロック高さで、圧縮コンクリートの終局ひずみ  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  とすることにより、式(5.9)、式(5.10)として与えられる。

1) 圧縮鉄筋が降伏強度に達している場合

$$a = \frac{A_s \cdot \sigma_{ys} - A'_s \cdot \sigma'_{ys}}{0.85 \sigma'_{ck} \cdot b} = (p - p' \frac{\sigma'_{ys}}{\sigma_{ys}}) \cdot m \cdot d \quad \text{式(5.9)}$$

2) 圧縮鉄筋が降伏強度に達していない場合

$$a = \frac{m}{2} \left[ \left( p - p' \frac{700}{\sigma'_{ys}} \right) + \sqrt{\left( p - p' \frac{700}{\sigma'_{ys}} \right)^2 + p' \frac{3.2}{m} \cdot \frac{700}{\sigma'_{ys}} \cdot \frac{d'}{d}} \right] \cdot d \quad \text{式(5.10)}$$

$$m = \frac{\sigma_{sy}}{0.85 \sigma'_{ck}}, \quad p = \frac{A_s}{bd}, \quad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

ここに、 $\sigma'_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{ys}$  : 引張鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma'_{ys}$  : 圧縮鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma'_{sc}$  : 圧縮鉄筋が降伏していない場合の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $m$  : 強度比、 $p$  : 引張鉄筋の鉄筋比、 $p'$  : 圧縮鉄筋の鉄筋比

## (3) 終局曲げモーメントによる終局曲げ耐力と実験耐荷力との整合性の検証

等価応力ブロックモデルに基づく終局曲げモーメント式(5.8.1)、式(5.8.2)に、供試体の寸法諸元と材料特性値を表-5.7に示す。これらの諸元を用いて計算した終局曲げモーメントによる終局曲げ耐力および静荷重実験における最大耐荷力を表-5.8に示す。

等価応力ブロックモデルに基づく終局曲げモーメント(破壊抵抗曲げモーメント)を式(5.8.1)、式(5.8.2)により、供試体寸法および材料特性値の値を用いて終局曲げ耐力  $P_{u,cal}$  を算出した。

ボックスカルバートは箱型ラーメン構造であることから、終局限界状態付近での作用荷重  $P$  と着目点の曲げモーメント  $M$  の関係は非線形となり非線形の構造解析により求める必要があるが、ここでは簡便法として頂版をハンチ中央間の支間を持つ両端固定はりとして着目点の作用モーメントを算定し、終局曲げモーメントの算定値から終局荷重を仮想固定はり支間長を用いて算出した。その結果、表-5.8に示すように終局曲げ耐力  $P_{u,cal}$  と実験終局荷重  $P_{u,exp}$  を比



表－5.7 供試体の寸法および材料特性値の諸元

供試体寸法諸元, 材料特性値	記号	供試体A 展張格子筋なし		供試体B 展張格子筋あり		備考
載荷幅		300.0	mm	300.0	mm	
頂版厚	D=	170.0	mm	200.0	mm	
外側鉄筋断面積	as' =	126.7	mm <sup>2</sup>	126.7	mm <sup>2</sup>	D13
鉄筋間隔		240.0	mm	240.0	mm	
外側鉄筋断面積	as' =	71.3	mm <sup>2</sup>	71.3	mm <sup>2</sup>	D10
鉄筋間隔		240.0	mm <sup>2</sup>	240.0	mm <sup>2</sup>	
内側鉄筋断面積	as=	126.7	mm <sup>2</sup>	126.7	mm <sup>2</sup>	D13
鉄筋間隔		120.0	mm	120.0	mm	
展張筋断面積	ag=	72.0	mm <sup>2</sup>	72.0	mm <sup>2</sup>	
主筋間隔		100.0	mm	100.0	mm	
検討断面幅	b=	2000.0	mm	2000.0	mm	
圧縮鉄筋断面積	A's=	1650.3	mm <sup>2</sup>	1650.3	mm <sup>2</sup>	
引張鉄筋断面積	As=	2111.7	mm <sup>2</sup>	2111.7	mm <sup>2</sup>	
展張格子筋断面積	Ag=	0.0	mm <sup>2</sup>	1440.0	mm <sup>2</sup>	
引張鉄筋の有効高さ	d=	135.0	mm	135.0	mm	
圧縮鉄筋の有効高さ	d' =	35.0	mm	35.0	mm	
展張格子筋の有効高さ	Dg=	0.0	mm	155.0	mm	
コンクリート圧縮強度	σ'ck=	52.8	N/mm <sup>2</sup>	52.8	N/mm <sup>2</sup>	
引張鉄筋降伏強度	σys=	360	N/mm <sup>2</sup>	360	N/mm <sup>2</sup>	
圧縮鉄筋降伏強度	σ'ys=	360	N/mm <sup>2</sup>	360	N/mm <sup>2</sup>	
展張格子筋降伏強度	σg=	299	N/mm <sup>2</sup>	299	N/mm <sup>2</sup>	
圧縮鉄筋応力(未降伏)	σ's=	18.7		159.8		
推定コンクリートヤング係数	Ec=	3.21E+04	N/mm <sup>2</sup>	3.21E+04	N/mm <sup>2</sup>	※1 NEW RC
ヤング係数比(実験値)	n=	6.2		6.2		
引張鉄筋比	p=	0.00621		0.00888		
圧縮鉄筋比	p' =	0.00485		0.00413		
降伏強度比	m=	8.02139		8.02139		
中立軸位置計算	A1=	11.71844915		16.20407929		
	A2=	2135.868613		3526.413956		
中立軸	x=	36.0	mm	45.4	mm	
断面二次モーメント(C換算)	Ic,eq=	1.6005E+08	mm <sup>4</sup>	2.7688E+08	mm <sup>4</sup>	
断面二次モーメント(S換算)	Is,eq=	2.5691E+07	mm <sup>4</sup>	4.4442E+07	mm <sup>4</sup>	
有効幅考慮	Ic,ef=	5.1217E+07		9.6907E+07		b <sub>ef</sub> =300+2×170
	I <sub>s,ef</sub> =	8.2210E+06		1.5555E+07		
等価応力ブロック高さ(圧縮鉄筋降伏)	a=	1.85	mm	6.65	mm	
等価応力ブロック高さ(圧縮鉄筋未降伏)	a' =	15.26	mm	16.07	mm	
(仮想固定はり支間長)	L=	1.70	m	1.62	m	※2 ハンチ1/3考慮

※1 NEW RC 式:  $E_c = 33.5 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma/2.4)^2 \times (\sigma'_{ck}/60)^{1/3}$

γ: コンクリートの単位容積重量 (t/m<sup>3</sup>), σ'ck: コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>), k<sub>1</sub>: 骨材による係数, k<sub>2</sub>: 混和剤による係数

※2 仮想固定はり支間長は内空幅からハンチの1/3を引いた値とする (A: 1800-2×150/3, B: 1800-2×40-2×150/3)

表－5.8 終局曲げ耐力と実験耐荷力

	無補強カルバートA (展張格子筋なし)	補強カルバートB (展張格子筋あり)	B/A	備考
終局曲げモーメント (1) M <sub>u,cal</sub> (kN・m)	81.7	146.6	1.79	式 (5.8.1)
終局荷重 P <sub>u,cal</sub> (kN)	384.4	723.9	1.88	
終局曲げモーメント (2) M <sub>u,cal</sub> (kN・m)	96.0	152.7	1.59	式 (5.8.2)
終局荷重 P <sub>u,cal</sub> (kN)	451.7	754.0	1.66	
実験終局荷重 P <sub>u,exp</sub> (kN)	456.6	760.7	1.66	
P <sub>u,exp</sub> /P <sub>u,cal</sub> (1)	1.19	1.05		
P <sub>u,exp</sub> /P <sub>u,cal</sub> (2)	1.01	1.01		

※(1) 圧縮側鉄筋の降伏が圧縮側コンクリートより先行する場合, (2) 圧縮側コンクリートが降伏時に圧縮鉄筋が降伏していない場合

較すると、圧縮側コンクリートが降伏時に圧縮鉄筋が降伏していない場合の計算式(式(5.8.2))が、理論値と実験値で近似した結果が得られた。また、実験値における供試体 A (無補強：展張格子筋なし) と供試体 B (補強：展張格子筋あり) との補強効果の比率 1.66 倍に対し、圧縮側コンクリートが降伏時に圧縮鉄筋が降伏していない場合の終局曲げモーメントの計算式(式(5.8.2))の理論値による補強効果の比率も 1.66 倍となった。したがって、終局曲げモーメントの計算式(式(5.8.2))により、展張格子筋を用いて接着剤塗布型の PCM 増厚補強した補強効果の推定が可能であると考ええる。

## 5.9 まとめ

- (1) タンデム式の軸荷重を考慮して 2 点載荷による静荷重実験を行った結果、無補強カルバートは 1994 年改定以前の道示による活荷重の約 2 倍に相当する 400kN、補強カルバートは 1994 年改定以降の活荷重の約 2 倍に相当する 500kN まで載荷した。その結果、ひずみおよびたわみの増加は僅かであり、この荷重では大きな損傷を与えるに至らない結果となった。
- (2) 1 点載荷による静荷重実験では、無補強カルバートの最大荷重は 456.6kN、補強カルバートは 760.7kN であり、無補強カルバートの 1.66 倍に耐荷力が向上している。よって、吹付け層厚 40mm 内に展張格子筋を配置し、接着剤塗布型 PCM で増厚補強(増厚 30mm)することで十分な補強効果が得られ、実用的であると考えられる。
- (3) 荷重とひずみの関係においては、無補強カルバートの主鉄筋の降伏荷重は 300kN である。次に、補強カルバートの主鉄筋が降伏に至った荷重は 510kN である。主鉄筋が降伏した荷重は無補強カルバートに対し補強カルバートは 1.7 倍であり、耐荷力比とほぼ同等である。また補強カルバートの補強筋として用いた展張格子筋が降伏に至った荷重は 356kN である。主鉄筋と展張格子筋が共に耐荷力を分担している。
- (4) 荷重とたわみの関係においても、無補強カルバートのたわみの増加傾向に対し、補強カルバートは展張格子筋を配置することで曲げ剛性が向上し、たわみの増加が大幅に抑制されている。無補強カルバートの破壊荷重付近の最大たわみと荷重除荷時のたわみは約 50%の差である。一方、補強カルバートのピーク時のたわみとその後は荷重増加でたわみが増加するもの残留たわみは約 11%である。
- (5) 破壊状況において無補強カルバートは曲げ破壊となった。一方、補強カルバートは展張格子筋を配置し、40mm の増厚補強を行ったため曲げ剛性が高まり、破壊は押抜きせん断破壊となった。なお、無補強カルバートの曲げ破壊となった供試体は、補強カルバートとして再利用し静荷重実験を行う。

- (6) 補強カルバート端部に付着用接着剤を塗布した断面と従来の補強法を施した断面について建研式引張試験による引張付着強度を検証した。その結果、従来の補強法すなわち補強界面に接着を用いない場合の引張付着強度の平均値は  $0.84\text{N/mm}^2$ 、本提案する付着用接着剤を用いた場合の引張付着強度の平均値は  $2.04\text{N/mm}^2$  であり、接着剤を塗布することで 2.43 倍の引張付着強度が得られた。よって、曲げや引張応力を受ける部材のモルタル増厚補強法には必要な材料であると言える。
- (7) 限界状態設計法における終局曲げ耐力  $P_{u.cal}$  と実験終局荷重  $P_{u.exp}$  を比較すると、圧縮側コンクリートが降伏時に圧縮鉄筋が降伏していない場合の計算式(式 (5.8.2)) による理論値が実験値と近似した結果が得られた。よって、等価応力ブロックモデルを用いた終局曲げモーメントの値は (式 (5.8.2)) により計算可能である。したがって、限界状態 3 の照査対象においては、展張格子筋を用いて接着剤塗布型の PCM 増厚補強したカルバートについて、補強効果の推定が可能であると考えられる。

## 第5章参考文献

- 5.1) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2019.3
- 5.2) 国土交通省道路局：特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料，2019.2
- 5.3) 山形県県土整備部道路保全課：山形県シェッド，シェルター，大型カルバート修繕計画，2019.3
- 5.4) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案）（増厚補強編），2011.
- 5.5) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案）（断面補強編），2011.
- 5.6) 阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦，今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.69，No.1，pp.634-641，2015.
- 5.7) 阿部忠，野口博之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いた RC 床版の上面増厚補強法における耐疲労性の評価，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.541-548，2016.
- 5.8) 吉岡泰邦，塩田啓介，内藤仁志，阿部忠：格子形状と防食処理が異なる鋼板格子筋で補強した RC はりの補強効果に関する実験，土木学会，第 73 回年次学術講演会，V-531，pp.1061-1062，2018.8
- 5.9) (一社)日本規格協会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法
- 5.10) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
- 5.11) 阿部忠・伊藤清志・大野晃・山下雄史：RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol. 60A，pp.1122-1133，2014.3
- 5.12) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai and Takayoshi Kodama: Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8,2018.10
- 5.13) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1980.
- 5.14) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1994.
- 5.15) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2019.7

5.16) 加藤清志, 河合糺茲, 加藤直樹 : 鉄筋コンクリート工学, 共立出版, 2010.9

5.17) JFE シビル (株) : グリッドメタルを用いた RC 部材の補強工法 [設計・施工マニュアル (案)], 2016

## 第6章 損傷履歴を受けたボックスカルバートに展張格子筋を用いたPCM増厚補強した耐荷力性能の検証

### 6.1 はじめに

近年、道路橋のボックスカルバート（以下、カルバートとする）は老朽化が進み、補修・補強技術の開発および維持管理手法の構築が課題となっている<sup>6.1), 6.2)</sup>。従来のカルバートの補修・補強法は、主にひび割れ補修や漏水対策、耐荷力性能の向上を図る補強法であるが、建築限界の確保などを考慮しながらの対策が大きな課題となっている。これらのことから第5章では、無損傷のカルバートに補強材である鋼板にレーザーでスリットを挿入し、専用の機械で配力筋方向に展張した展張格子筋<sup>6.3), 6.4)</sup>を用い、接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を提案した。補強法においてはカルバートの内面を研掃後、展張格子筋を配置し、第3章で述べた低弾性ポリマーセメントモルタル-SP（以下、低弾性モルタル-SP とする）を湿式法により 40mm（10mm+30mm）吹付け補強した。このカルバートを用いて静荷重実験を行った結果、同一寸法および材料を用いて製作した無補強カルバートの最大耐荷力に比べ 1.66 倍となり、耐荷力が大幅に向上する結果が得られた<sup>6.5), 6.6)</sup>。しかし、実構造におけるカルバートはひび割れの発生や「はく離」、 「漏水」などの損傷を受けている。また、近年の地震動によるひび割れ発生などの損傷も受けていることから、損傷発生後の補強効果についての検証を行う必要がある。

そこで第6章では、第5章で用いた無補強カルバート供試体において静荷重実験により最大荷重 456.6kN で破壊させた後、約 2 年間の曝露試験を行い、ひび割れから雨水を浸透させたカルバート供試体を試験体として用いる。まず、第3章で述べた 0.05mm 以上のひび割れに浸透する浸透性接着剤を用いてひび割れ補修を行う。その後、第5章で提案した展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施し、静荷重実験により、補強効果および破壊状況に関する検証を行い、溝橋であるカルバートの長寿命化修繕計画における補修・補強技術および維持管理の一助としたい。

### 6.2 カルバートの損傷事例

道路橋のカルバートにおいても老朽化が進み、その補修・補強技術の開発が急務となっている。

ここで、道路橋カルバートの損傷事例を写真－6.1 に示す。写真－6.1(1)は既製のカルバートの接合部の損傷状況であり、漏水によりコンクリートが劣化し、一部に浮きがみられる。国土交通省の点検要領における健全度の判定区部は III に相当する



(1) ジョイン部の漏水      (2) 頂版のひび割れ      (3) コンクリートはく落

写真－ 6.1 カルバートの劣化状況

損傷である<sup>6.1), 6.2)</sup>。写真－ 6.1(2)のカルバートは漏水と2方向のひび割れが発生し、漏水の箇所には遊離石灰が発生している。建設年代は不明であるが、点検要領における健全度評価は判定区部 IV に相当する損傷であり、直ちに漏水に対する補修および PCM などによる増厚補強を施す必要がある。写真－ 6.1(3)は、海岸線の道路下面に建設されたカルバートであり、飛来塩分による塩害により鉄筋の腐食が進み、かぶりコンクリートがはく落している。また、ハンチ部と側壁の一部に浮きが見られ健全度は IV と判定される。補修法としては、鉄筋の錆を除去し、PCM などで断面修復する必要があると考えられる。

一方、道路橋用カルバートの設計においては1994年改定以前の道路橋示方書・同解説<sup>6.7)</sup>(以下、道示とする)では橋種が1等橋でT荷重における活荷重は80kNである。また、1994年改定の道示<sup>6.8)</sup>は、橋種がB活荷重と改定されT荷重における活荷重は100kNへと増大されている。よって、B活荷重対応のためには耐荷力の向上を図るための補強対策の検討が必要な箇所もある。また、近年は地震動によるひび割れ発生などの損傷も受けている。よって、カルバートの補修・補強工法を確立するためには、損傷発生後に補修・補強を行い、その補強効果について検証を行う必要がある。

### 6.3 カルバート試験体の使用材料および寸法

#### 6.3.1 カルバート供試体の概要

本実験に用いるカルバートは、1994年改定の道示に基づいた静荷重実験を行うことからB活荷重を想定した3/5モデルとする。よって、供試体寸法も道路土工指針<sup>6.9)</sup>に基づき3/5モデルとして製作したものである。第5章では、この無補強カルバートに輪荷重の設置面積500×200mmを3/5モデル化した300×120mmの載荷版を用いて静荷重実験を行った結果は、最大耐荷力が456.6kNであった。この実験済みの無補強カルバートA供試体にひび割れ補修を行い、展張格子筋を用いて接着剤塗布型

PCM 吹付け増厚補強を施し，静荷重実験により補強効果の検証を行う。

### 6.3.2 カルバートの使用材料

#### (1) カルバートの材料

カルバートのコンクリートおよび使用鉄筋については第5章の表－5.1と同様である。コンクリートの圧縮強度は  $52.8\text{N/mm}^2$  である。D13 鉄筋の降伏強度および引張強度はそれぞれ  $360\text{N/mm}^2$ ， $496\text{N/mm}^2$ ，D10 鉄筋の降伏強度および引張強度はそれぞれ  $363\text{N/mm}^2$ ， $494\text{N/mm}^2$  である。

### 6.3.3 ひび割れ補修材（浸透性接着剤）

ひび割れ補修用の接着剤には，最小ひび割れ幅が  $0.05\text{mm}$  以上に浸透する浸透性接着剤を用いた。この浸透性接着剤は道路橋 RC 床版の上面補修に塗布用の浸透性接着剤として用いられているものである。本研究では，この浸透性接着剤を用いて低圧樹脂注入工法にて  $0.05\text{mm}$  以上のひび割れに注入し補修を行った。従来の補修材にはエポキシ系樹脂およびアクリル系樹脂が用いられているが適用可能なひび割れ幅は  $0.2 \sim 1.0\text{mm}$  である。浸透性接着剤は RC 床版上面コンクリートのひび割れ補修材として開発され，ブレーカによる削り作業で発生する  $0.05\text{mm}$  以上の微細なひび割れ補修に使用する接着剤であり，これを塗布することでコンクリート表面から  $30\text{mm}$  の層を強固にする材料である<sup>6.10), 6.11)</sup>。また，浸透性接着剤を用いたひび割れ診断技術として RC 床版下面から小口径コアを穿孔し，浸透性接着剤を注入して RC 床版の内部ひび割れに浸透させた後コアを採取する「柱状サンプル」採取による診断法にも用いられており，実橋でのひび割れ診断技術においては，いずれも  $0.05\text{mm}$  以上のひび割れに浸透していることが確認されている<sup>6.12), 6.13)</sup>。本カルバートのひび割れ補修には第3章で示した夏用の浸透性接着剤 K-S を用いる。ここで，浸透性接着剤 K-S の材料特性値を表－6.1に示す。コンクリートの付着強度は  $2.6\text{N/mm}^2$  以上であり，母材コンクリートの強度が低い場合は母材コンクリートで破壊している。また，可使時間は10分，硬化時間は7時間である。

ひび割れへの注入方法において，RC 床版上面からの塗布では毛細管現象により自然浸透する。しかし，下面からのひび割れ注入法においては注入器具は自動式低圧樹脂注入工法用のセットを用いる。ここで，本実験に用いた自動式低圧樹脂注入器具を写真－6.2に示す。自動式低圧樹脂注入器具は写真－6.2(1)に示すように注入器具，台座，ゴム材から構成され，実際の使用状況においては，ひび割れ箇所に着着剤により台座を設置し，注入器具に樹脂を入れ，ゴムにより圧入する方法である。



表－ 6.1 ひび割れ補修用浸透性接着剤 K-S の材料特性値

項目	浸透性接着剤K-S	備考
外観	主剤	無色液状
	硬化剤	無色液状
混合比	10 : 3	重量比
硬化物比重	1.2	JIS K 7112
粘度	100～200mPa・s	JIS K 7233
圧縮強度	104.4N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3,172N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
曲げ強さ	92.8N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7171
引張せん断強さ	58.2N/mm <sup>2</sup>	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ	2.6N/mm <sup>2</sup> 以上または 母材コンクリート破壊	JIS A 6909
可使時間/硬化時間	10分/7時間 (23℃)	
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・マイクロクラックへ充填</li> <li>・毛細管現象により自己充填</li> </ul>	



(1) 自動式低圧樹脂注入器具セット

(2) 使用状況

写真－ 6.2 自動式低圧樹脂注入器具

### 6.3.4 カルバートの補強材料

#### (1) 展張格子筋

##### 1) 展張格子筋の材料特性値

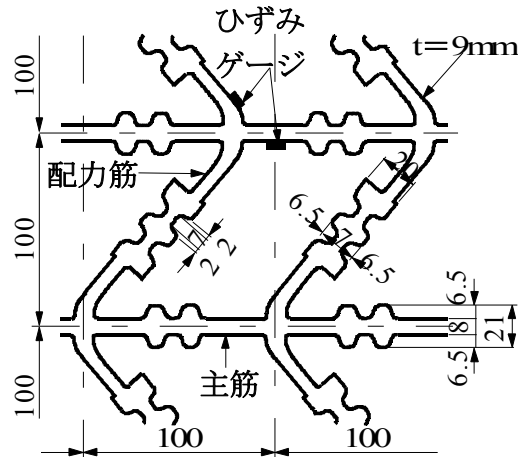
鋼板格子筋として第5章で用いた展張格子筋を用いる。

展張格子筋には SS400 材、厚さ 9mm の一般鋼板を用いた。材料試験は、同一鋼板を用いて展張角度 60 度で展張した場合の軸方向筋（主筋）および軸直角方向筋（配力筋）の材片をそれぞれを JIS 13B 号に準拠した寸法で製作し、引張試験は JIS Z 2241 号<sup>6.14)</sup>に準拠して行った。ここで、引張試験による材料特性値を表－ 6.2 に示す。

展張格子筋の材料特性値はミルシートの結果より、軸方向筋（主筋）および軸直角方向筋（配力筋）の降伏強度は 299N/mm<sup>2</sup>、引張強度は 461N/mm<sup>2</sup> である。展張格子筋の降伏強度は表－ 6.2 に示すように鉄筋と比較して、低下はしているものの道示<sup>6.7), 6.8)</sup>に示す降伏強度 240N/mm<sup>2</sup> を満足している。

表－ 6.2 展張格子筋の材料特性値

断面寸法 (mm)		格子間寸法 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
主筋	配力筋				
9×8	9×7	100×100	299	461	200



図－ 6.1 展張格子筋の格子間寸法および形状

## 2) 形状および寸法

展張格子筋の格子間寸法および形状を図－ 6.1 に示す。

展張格子筋には図－ 6.1 に示すように、厚さ 9.0mm の鋼板を用い格子間寸法は 100×100mm とし、軸方向の主筋の寸法は 9.0×8.0mm (断面積 72.0mm<sup>2</sup>) である。また、軸直角方向の配力筋の寸法は 9.0×7.0mm (断面積 63.0mm<sup>2</sup>) とした。なお、展張時には主筋と配力筋の展張角度を 60 度 (第 3 章) とした。展張格子筋には格子間 100mm の間に 7mm 間隔ごとに 6.5mm の突起を主筋には 2 カ所、配力筋には 3 カ所設けて付着力を高める構造とした。

### (2) モルタル材料

カルバートの頂版下面のモルタル材には第 5 章で用いた 36 時間施工用の低弾性モルタル-SP を用いる。ここで、低弾性モルタル-SP の常温状態 (20℃) における配合条件を表－ 6.3 に示す。

低弾性モルタル-SP の強度は、材齢 24 時間でコンクリートの圧縮強度 24N/mm<sup>2</sup> 以上が確保されている。

表－ 6.3 低弾性 PCM-SP の配合条件

項目	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			水結合比 (%)	
	プレミックス粉体		繊維		
	結合剤	その他			
モルタル-SP	750	1125	Premix	300	40

表－ 6.4 付着用接着剤の材料特性値

項目		付着用接着剤	備考
外観	主剤	白色ペースト状	
	硬化剤	青色液状	
混合比		5 : 1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
粘度		500～1,000mPa・s	JIS K 7233
圧縮強度		102.9N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,976N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
曲げ強さ		41.6N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.9N/mm <sup>2</sup>	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ		3.7N/mm <sup>2</sup> 以上 または母材破壊	JIS A 6909

### (3) 付着用接着剤の性能

付着用接着剤の材料特性値を表－ 6.4 に示す。この夏用の接着剤の硬化時間は 120 分である。

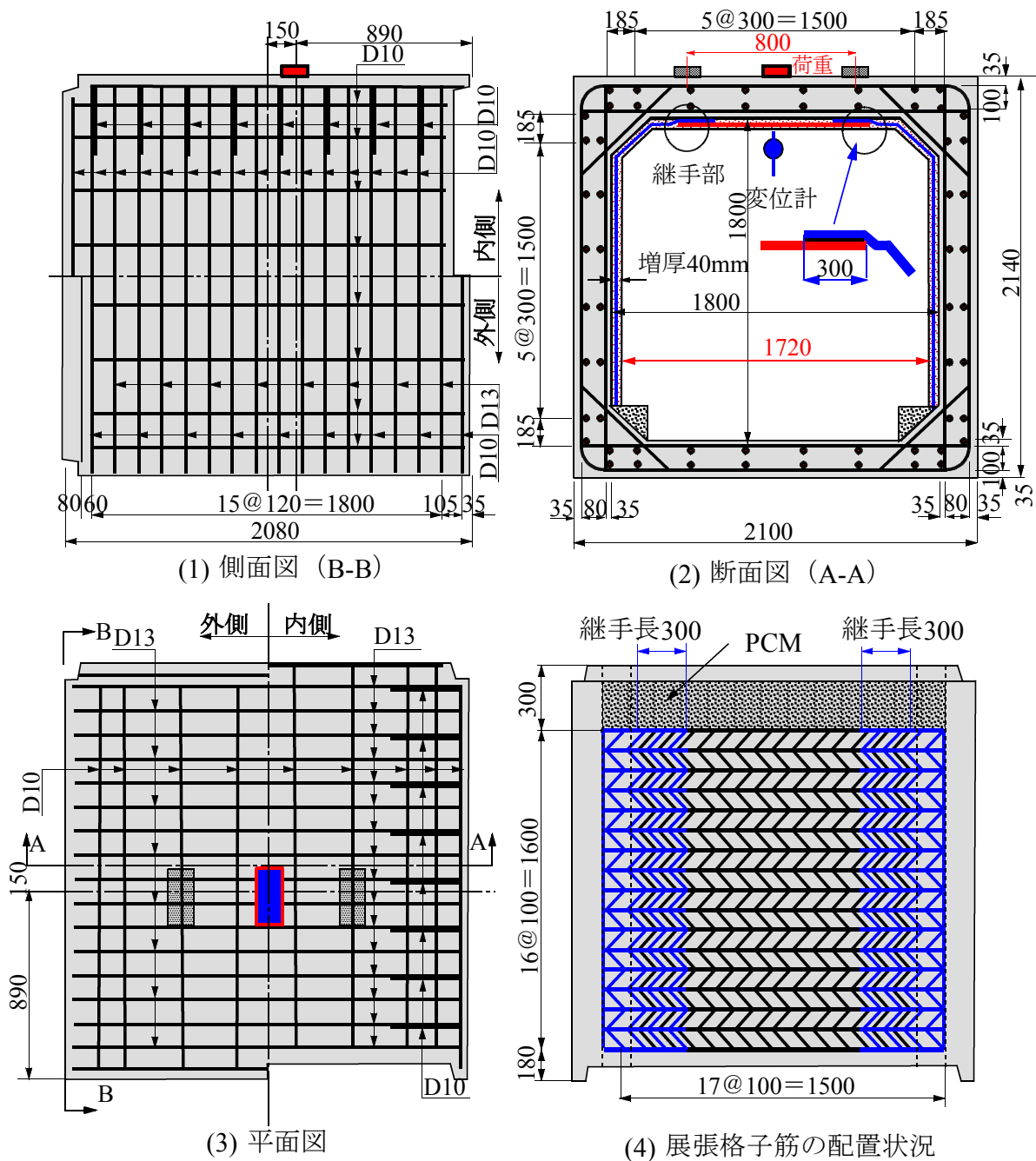
コンクリート界面に付着用接着剤を塗布した場合の付着試験の結果は、コンクリートとの付着強度が 3.7N/mm<sup>2</sup> 以上確保され、母材コンクリートで破壊することが確認されている。曲げ応力を繰り返し受ける部材は増厚界面が弱点となり「ずれ」すなわち一面せん断抵抗の不足により界面ではなく離が生じている。一般的に付着試験は直接引張試験や建研式引張試験で評価されている。本実験の供試体コンクリートの表面には付着用接着剤を塗布する。

## 6.4 ボックスカルバート供試体寸法および補強法

### 6.4.1 ボックスカルバート供試体寸法

損傷履歴を受けたカルバートを用いた PCM 吹き付けによる増厚補強用供試体は、第 5 章の静荷重実験により最大耐荷力 456.6kN で曲げ破壊に至った無補強カルバート A の供試体を用いることとする。

3/5 モデル化した補強カルバート A の寸法、鉄筋状況および補強の寸法を図－ 6.2 に示す。損傷履歴を受けたカルバート供試体の寸法および補強厚寸法は図－ 6.2 に示



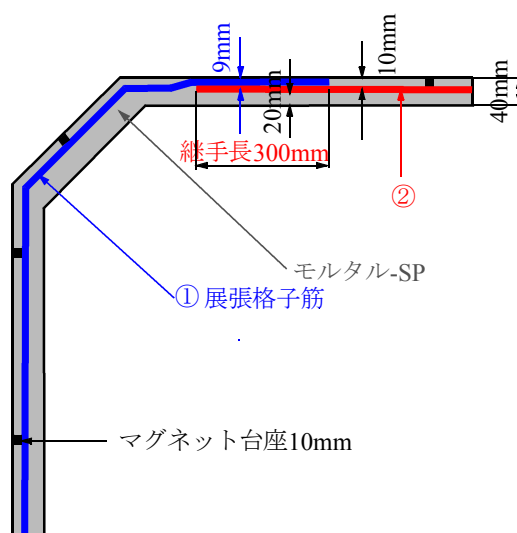
図－6.2 補強カルバートの寸法，鉄筋状況および補強寸法

すように幅が 2,100mm，奥行きが 2,080mm，高さ 2,140mm である。頂版の厚さが 170mm，側壁の厚さは 150mm である。側壁の鉄筋配置は図－6.2(1)に示すように内側には D10 を 120mm 間隔，外側には D13 と D10 を 120mm 間隔で交互に配置した。配力筋は頂版同様に D10 を 300mm 間隔で配置した。主鉄筋のかぶりは全て 35mm である。図－6.2 には静荷重実験における荷重の載荷位置を併記した。

次に、頂版の鉄筋の配置は図－ 6.2(3)に示すように、引張側（下側）には D13 を 120mm 間隔で配置した。圧縮側（上側）の主鉄筋には D13 と D10 を交互に 120mm 間隔で配置した。配力筋は D10 を 300mm 間隔で配置した。なお、主鉄筋のかぶりは 35mm である。

#### 6.4.2 展張格子筋の配置状況および継手部

補強厚寸法は図－ 6.2(2)に示すように、コンクリート表面から 40mm の PCM 吹付け増厚補強を施す。展張格子筋の継手部について、第 5 章では側壁部のハンチ下付近に継手構造を設けたが、展張格子筋をハンチ部で折り曲げ加工したことから設置に難を要した。そこで、本補強法においては、頂版部に継手部を設ける方法とする。ここで、展張格子筋の配置方法を図－ 6.3 に示す。



図－ 6.3 展張格子筋の配置方法

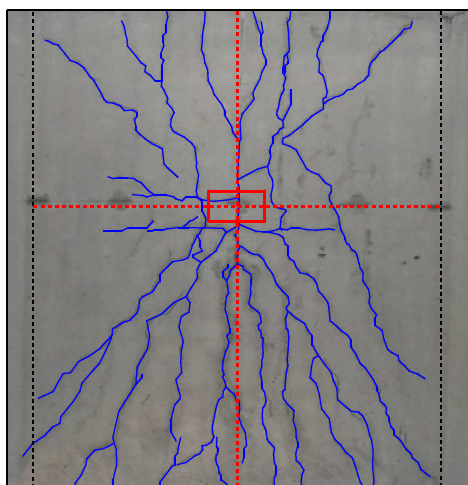
展張格子筋は図－ 6.3 に示すように側壁からハンチ部および頂版継手部まで折り曲げ加工する。はじめに側面に設置し、続いて頂版に展張格子筋を配置する。展張格子筋のかぶりは 20mm である。

#### 6.5 ひび割れ補修方法

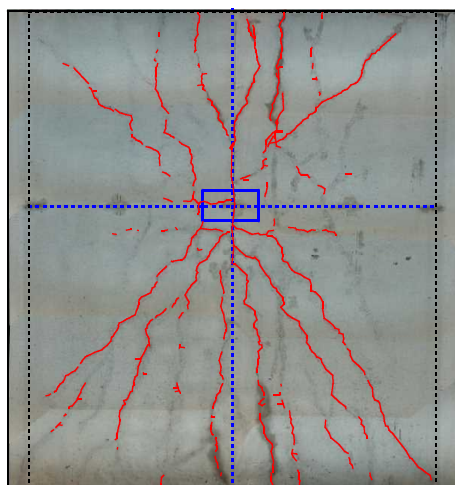
##### (1) ひび割れ発生状況

第 5 章で用いた無補強カルバート A の静荷重実験によるひび割れ発生状況を図－ 6.4 に示す。実験終了後の頂版下面のひび割れは図－ 6.4(1)に示すように曲げ破壊によるひび割れ状況である。また、図－ 6.4(2)は画像処理で 0.1mm 以上のひび割れを

検出した結果である。

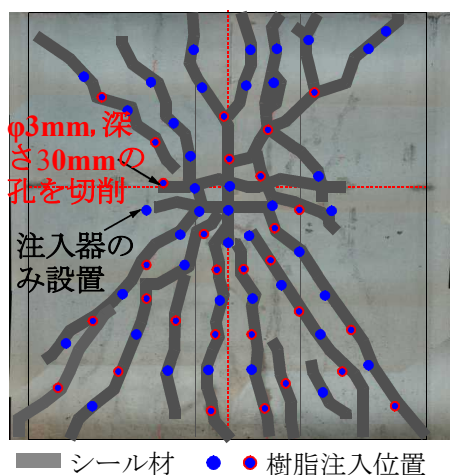


(1) ひび割れ発生状況

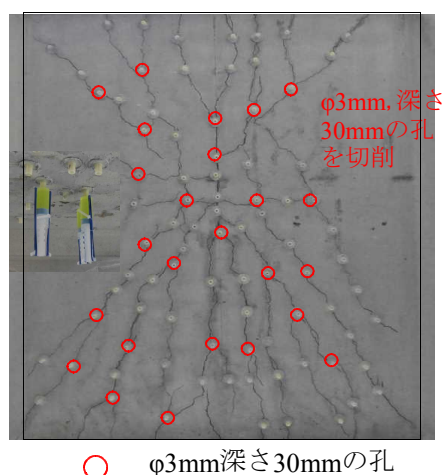


(2) 0.1mm 以上のひび割れ

図－ 6.4 カルバートのひび割れ状況



(1) 樹脂注入器具取り付け位置



(2) φ 3mm 深さ 30mm の孔

図－ 6.5 ひび割れ樹脂注入器具取り付け計画および取り付け位置

## (2) ひび割れ補修計画

ひび割れ補修における浸透性接着剤の注入位置を図－ 6.5 に示す。

ひび割れ補修については図－ 6.5(1)に示すように 0.1mm 以上のひび割れ図（図－ 6.4(2)）を基にひび割れ樹脂注入器具の取り付け位置を計画する。

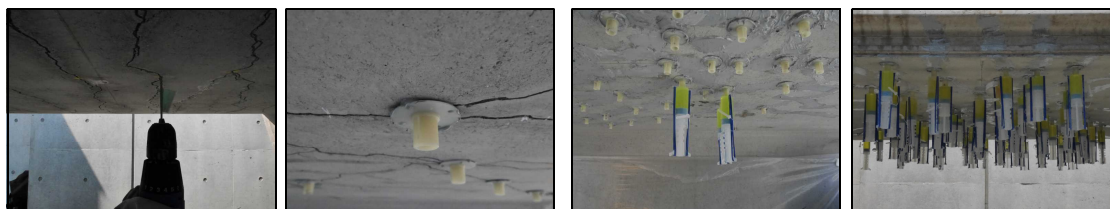
図－ 6.5(2)に示す 0.1mm 以上のひび割れ発生位置に基づいて、注入器具取り付け位置を計画する。基本的にはひび割れ分岐位置にφ 3mm, 深さ 30mm の孔を穿孔し、

樹脂を頂版の上縁まで浸透させる。その他の位置は間隔 15cm から 20cm で取り付ける。樹脂取り付け器具間は浸透性接着剤が漏洩しないように、シール材でカバーする。φ 3mm の孔で深さ 30mm まで穿孔する位置は 27 箇所、直接樹脂注入する位置は 44 箇所である。本来は 300mm 程度の間隔が良いが、本供試体は破壊したカルバートでひび割れが多いため、150mm ～ 200mm の間隔で樹脂を注入する。

### (3) ひび割れ補修手順

ひび割れ補修手順を写真－ 6.3 に示す。本供試体は曲げ破壊した供試体であることから軸方向に貫通ひび割れが発生している。よって、圧縮鉄筋位置まで樹脂を浸透させるために、φ 3mm の孔を深さ 30mm で穿孔する（写真－ 6.3(1)）。その後、樹脂注入器具台座を計画図に基づき接着剤で取付ける（写真－ 6.3(2)）。次に、ひび割れから浸透性接着剤が漏洩しないようシール材で完全に覆う（写真－ 6.3(3)）。樹脂注入時に漏洩が確認された場合は、直ちにシール材で再補修を行う。シール材が硬化した後、カルバート中央から順次、浸透性接着剤を注入する。中央から順次端部に向かって注入を行うが、注入量を確認しながら、必要に応じて予備を用意し、注入作業を行う（写真－ 6.3(4)）。樹脂の硬化時間に 7 時間必要であるため 7 時間以上の養生が必要となる。

以上の手順で、ひび割れ補修を実施した。実験終了後にカルバートを切断し、浸透性接着剤の浸透状況を確認する。



(1) 孔の穿孔      (2) 注入器具取り  
付け台座接着      (3) シール材塗布      (4) 樹脂注入

写真－ 6.3 ひび割れ補修手順

## 6.6 補強対策

カルバートの補強手順を写真－ 6.4 に示す。PCM の吹付けによる補強方法は、「ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案）」<sup>6.15)</sup>に準拠した。



(1) 展張格子筋の設置作業 (2) 展張格子筋の設置終了 (3) 付着用接着剤塗布作業



(4) PCM 吹付け作業 (5) コテ作業 (6) 完成

写真－ 6.4 ひび割れ補修手順

カルバート供試体は、ひび割れ補修に用いた樹脂注入器具の撤去後、シール材をディスクサンダー等で完全に除去し表面仕上げする。その後、バキュームブラストで研掃を行う。これ以降は写真－ 6.4 に示す補強手順で行う。コンクリート表面処理が終了した後、展張格子筋を両側壁に取り付けする（写真－ 6.3(1)）。本研究では、厚さ 10mm のマグネットを用い、コンクリート表面から離間 10mm で設置した。次に、展張格子筋を頂版に設置する。設置作業に要する時間は 30 分程度である（写真－ 6.4(2)）。PCM 補強材は第 5 章で用いた低弾性モルタル-SP を用いる。展張格子筋の設置終了後に低弾性モルタル-SP の練り混ぜの準備を行う。この材料はプレミックス材であることから、適量の水を配合し、練り混ぜ作業を開始する。同時に展張格子筋とカルバートコンクリート表面に付着用接着剤を塗布する。付着用接着剤はリシンガンなどで塗布量  $1.4\text{kg/m}^2$ 、平均厚 1.0mm 程度の厚さで塗布する（写真－ 6.4(3)）。硬化時間は 120 分程度であることから、塗布後直ちに 1 層目の低弾性モルタル-SP を吹付ける（写真－ 6.4(4)）。1 層目は約 20mm 厚で吹付けし、コテ作業において展張格子筋の隙間内に完全に押込む作業を行う（写真－ 6.4(5)）。養生後 2 層目の吹付け作業を行い、表面を仕上げして養生を行う。完成後の写真は（写真－ 6.4(6)）となる。

以上より、カルバートの補強法については実橋のボックスカルバート現場の施工



手順を考慮した補強法である。

## 6.7 静荷重載荷実験

### 6.7.1 実験方法

静荷重実験における実験状況を写真－ 6.5 に示す。実験内容は第 5 章で行った荷重載荷条件と同様である。実験装置は写真－ 6.5(1)に示す最大荷重 5,000kN の構造物試験機を用いて静荷重実験を行った。荷重載荷位置およびたわみの計測位置は図－ 6.2 に示す荷重の載荷位置直下とする。載荷板は写真－ 6.5(2)に示すように道示に規定する T 荷重の設置面積を 3/5 モデル化した載荷板寸法である 300×120mm である。

荷重載荷位置は、第 5 章の無補強カルバート A 供試体の 1 点荷重載荷位置と同様とし、図－ 6.2 に示した。荷重載荷条件は 0kN から 50kN まで載荷し、その後荷重 5kN まで除荷し、残留値を計測する。その後、荷重を 50kN ずつ増加させ、50kN 増加ごとに 5kN まで除荷し、破壊に至るまで荷重の増加と除荷を繰り返した。本実験におけるたわみおよび鉄筋、展張格子筋のひずみの計測は荷重載荷位置とした。たわみの測定位置は、載荷点直下のスパン中央部とした。



(1) 実験装置



(2) 荷重載荷板

写真－ 6.5 載荷能力 5,000kN 試験機

### 6.7.2 無補強カルバートA供試体の破壊までの実験経過

#### (1) 荷重載荷条件

第 5 章では、無補強カルバート A の供試体は、大型車輛のタンデム式を考慮して 2 点載荷とし、荷重の間隔は 800mm とした。2 点載荷における最大荷重は 1 等橋の T 荷重 196kN を考慮し、約 2 倍の 400kN 荷重まで載荷した。次に、1 点載荷実験では、カルバート中央部に 1 点荷重を載荷させ実験を行った。荷重載荷条件は 0kN から 50kN まで載荷し、その後荷重 5kN まで除荷し、残留値を計測する。その後、荷重を

50kN ずつ増加させ、50kN 増加ごとに 5kN まで除荷し、これを破壊に至るまで荷重の増加と除荷を繰返した。

## (2) 実験耐荷力および荷重とひずみの関係および荷重とたわみの関係

### 1) 静荷重実験における最大荷重

1 点載荷による実験耐荷力は 456.6kN であり曲げ破壊となった。破壊時のひび割れ状況を図-6.4 に示した。

### 2) 荷重とひずみの関係

2 点載荷における荷重とひずみの関係は、荷重 400kN でひずみが  $548 \times 10^{-6}$  であり、荷重除荷時の残留ひずみは  $168 \times 10^{-6}$  である。その後の 1 点載荷実験における荷重とひずみの関係は、2 点載荷時における残留ひずみ  $168 \times 10^{-6}$  を初期値とした場合、鉄筋の降伏ひずみ  $1,800 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 300kN である。荷重 330kN 載荷後ひずみが急激に増加し、荷重 340kN 載荷時のひずみは  $14,860 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加からひずみが減少している。よって、鉄筋は既に降伏している。また、ひずみゲージが破断しているため、本章では鉄筋ひずみのデータは収録しないこととする。

### 3) 荷重とたわみの関係

2 点載荷時におけるカルバート中央の荷重とたわみの関係は、荷重 400kN までは線形的に増加し、最大たわみは 2.72mm である。荷重除荷時の残留たわみは 0.72mm である。荷重とたわみの関係は、鉄筋が降伏に至った荷重 285kN 時のたわみは 2 点載荷実験における残留たわみ 0.82mm を加えると 3.8mm である。また、1 点載荷時における最大荷重 456.6kN 時のたわみは 15.9mm、荷重除荷時の残留たわみは 8.6mm である。よって、補強後の実験においては無補強カルバート A 供試体のたわみを計測した位置と同位置で計測を行う。

## 6.8 結果および考察

### 6.8.1 最大耐荷力

カルバート頂版のひび割れに浸透性接着剤 K-S を注入補修した後、第 5 章で提案した展張格子筋を用いた接着材塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施したカルバート A 供試体の 1 点載荷による静荷重実験における最大荷重は 550.3kN である。補強前の最大荷重は 456.6kN であり、補強することで最大耐荷力が 1.21 倍に向上した。よって、1994 年改定以前の道示で設計されあ活荷重 80kN に対して、1994 年改定以降の道示に規定する活荷重 100kN を考慮した B 活荷重にも対応可能な補強効果が得られたものと考えられる。したがって、損傷を受け健全度の判定区分Ⅳのカルバートにおいても、既存コンクリートの損傷、例えば、本カルバート供試体の場合は、ひび割れ補修を適切に行った上で、本提案する展張格子筋を用いた接着剤塗布型の PCM 増厚補強法を採用することで、内部空間および建築限界を確保しながら補修・補強

が可能であると考えられる。

### 6.8.2 荷重とたわみの関係

補強後のカルバート供試体の荷重載荷直下の頂版の荷重とたわみの関係を図- 6.6 に示す。また、無補強カルバート A 供試体の 2 点載荷, 1 点載荷による静荷重実験における残留たわみを考慮した荷重とたわみの関係を図- 6.7 に示す。

補強後の荷重とたわみの関係は図- 6.6 に示すように荷重 350kN までは線形的に増加している。この時点でたわみは 2.51mm である。その後の荷重増加に伴いたわみの増加量も大きくなっている。補強前の最大荷重 456.6kN 時のたわみは 5.1mm で

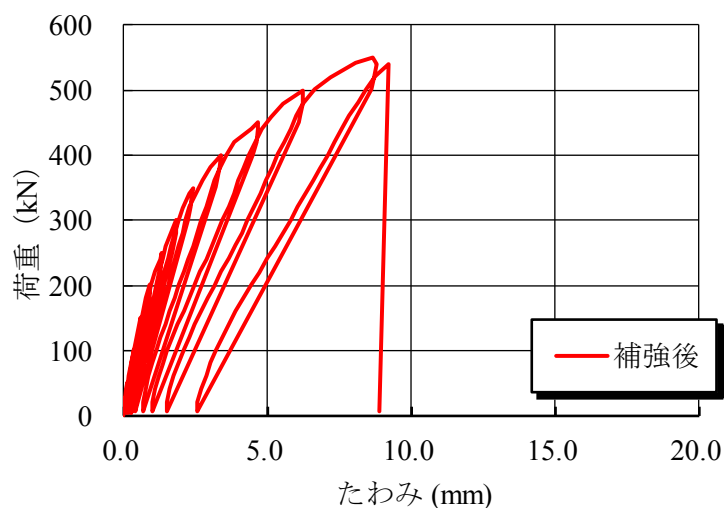


図- 6.6 補強後の荷重とたわみの関係

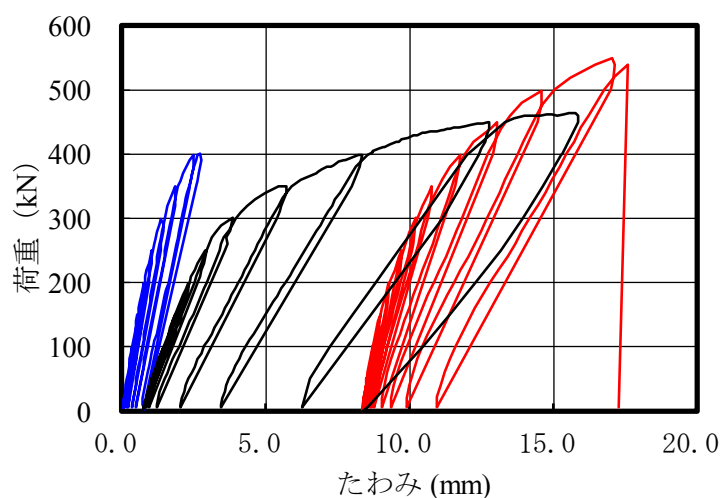


図- 6.7 荷重と累積たわみの関係

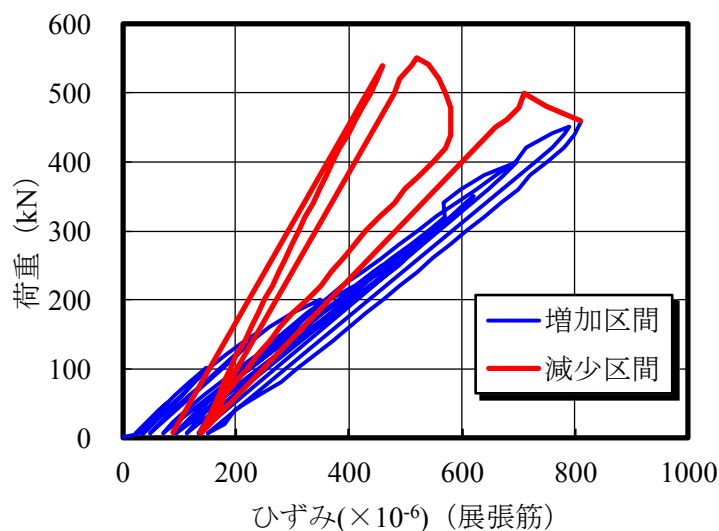
ある。その後の荷重増加でたわみの増加も大きくなり，最大耐荷力 550.3kN 時のたわみは 8.7mm である。破壊は荷重増加中 540kN，たわみ 9.3mm で押抜きせん断破壊となった。

無補強カルバートの 2 点荷重および 1 点荷重による残留たわみを初期値として補強後のカルバートが破壊するまでのたわみの累積は図－ 6.7 に示すように，1 点荷重の最大たわみは 15.8mm，残留たわみは 8.3mm である。無補強カルバートは曲げ破壊となったことから，最大たわみと残留たわみの差が 7.5mm である。これに対して補強後のカルバートの累積たわみは 17.6mm であり，押抜きせん断破壊となったことから残留値も 17.3mm である。よって，本実験の結果では曲げ破壊に至ったカルバートの補強は可能であるが，押抜きせん断破壊に至った供試体は，既設カルバートの抜け落ちした箇所のコンクリートの打ち換えが必要になると考えられる。

以上より，曲げ破壊によって発生したひび割れに樹脂注入によるひび割れ補修を行い，第 5 章で提案した引張補強材に一面加工した展張格子筋を配置し，最小厚 40mm で増厚補強することで，曲げ変形すなわちたわみの増加も抑制され，耐荷力の向上が図られる結果が得られた。

### 6.8.3 荷重と展張格子筋ひずみの関係

荷重と展張格子筋ひずみの関係を図－ 6.8 に示す。なお，ひずみが増加している部分を青線，減少している部分赤線として図に示した。ひずみ測定位置は図－ 6.2 に示す載荷重直下の展張格子筋の主鉄筋方向である。

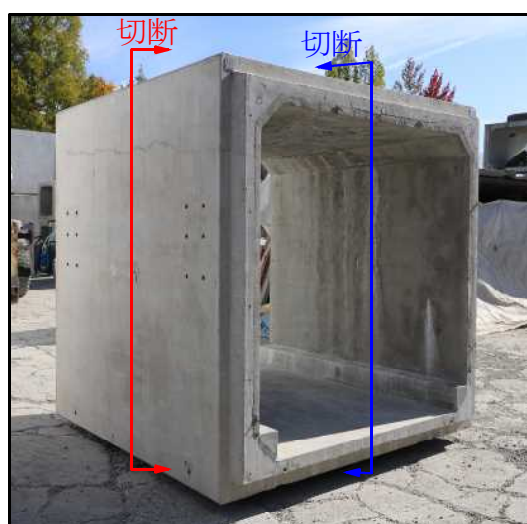


図－ 6.8 荷重と展張格子筋ひずみの関係

展張格子筋の荷重とひずみの関係は図- 6.8 に示すように、荷重 450kN 付近までは線形的に増加している。この時点のひずみは  $780 \times 10^{-6}$  であり、降伏には至っていない。残留ひずみも  $150 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加においても荷重 454kN 付近までは線形的に増加した。その後の荷重増加、すなわち補強前の破壊荷重付近からひずみの増加は見られず徐々に減少し始めている。この付近から荷重載荷位置付近のコンクリートが押抜きせん断破壊へと移行したものと考えられる。破壊時の荷重でのひずみは  $460 \times 10^{-6}$  まで減少している。

#### 6.8.4 ひび割れ補修状況およびカルバートの破壊状況

実験終了後、カルバートを 2 方向に切断し、ひび割れ箇所における浸透性接着剤の浸透状況の確認および破壊状況について検証を行う。ここで、カルバートの切断位置について写真- 6.6 に示す。



(1)切断位置



(2)軸方向に切断

写真- 6.6 カルバートの切断位置

##### (1) ひび割れ補修後の浸透性接着剤の浸透状況

破壊後に、写真- 6.6 に示すように、カルバートを軸直角方向および軸方向の中央部で 2 方向に切断し（写真- 6.6(2)）、ひび割れ補修における接着剤の浸透状況を確認した。ここで、浸透性接着剤の浸透状況を写真- 6.7 に示す。なお、写真- 6.7(1) は、写真では線が細く、薄い線のため線を加筆した。ひび割れの浸透状況は、ひび割れ補修に用いた浸透性接着剤に蛍光塗料を混入し、ブラックライトの照射により確認を行った。

軸直角方向の浸透状況は写真－ 6.7(1)に示すように、ひび割れに適切に浸透しているのが確認できる。なお、荷重載荷位置から 45 度底面に発生しているひび割れは補強後の載荷実験による押抜きせん断破壊によって発生したひび割れである。

次に、軸方向に切断した断面は写真－ 6.7(2)に示すように、曲げ破壊した軸方向のひび割れに適切に浸透していることが確認された。ひび割れ幅 0.05mm 以上の複



(1) 軸直角方向の切断面

(2) 軸方向の切断面

写真－ 6.7 ひび割れ補修による接着剤の浸透状況

雑なマイクロクラックに浸透している。これは表－ 6.1 に示す浸透性接着剤 K-S の粘度が 100 ～ 200mPa・s であり、硬化時間も 7 時間であることか、浸透性が良い結果である。また、軸直角方向および軸方向ともにひび割れ補修した位置に新たなひび割れが発生していないことからひび割れ補修は適切であったと言える。

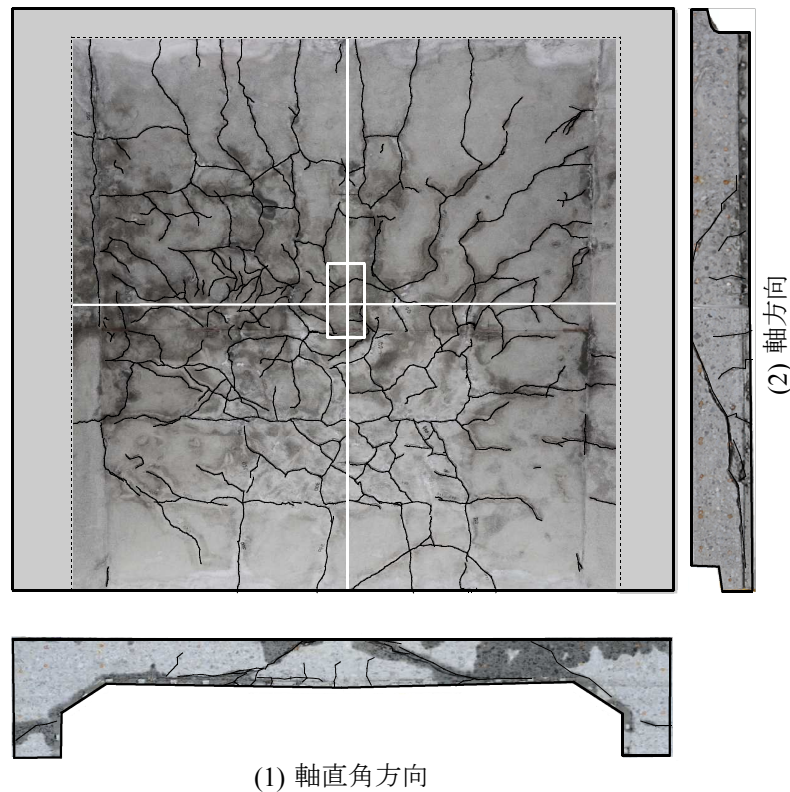
## (2) 破壊状況

頂版の破壊状況を写真－ 6.8 に示す。

カルバート頂版下面のひび割れ状況は、写真－ 6.8 に示すように、無補強カルバート A 供試体のひび割れ発生状況と異なり、荷重載荷板は 45 度底面およびダウエル効果の影響を受ける範囲に 2 方向ひび割れが集中して発生している。その外側にはひび割れ間隔も広く発生しているが、40mm の増厚効果により、端部の曲げ剛性が向上したことから、曲げ破壊した場合の降伏線方向のひび割れが見られない。

次に、軸直角方向の切断面は写真－ 6.8(1)に示すように、荷重幅 120mm から 45 度の斜めひび割れが補強界面まで発生している。増厚層 40mm には既設カルバートに配筋した鋼材のダウエル効果の影響を受ける面が分布され、完全な抜け落ちが見られない。よって、押抜き作用によって、45 度底面から外側方向増厚界面にはく離が見られる。また、新たにハンチ部から上縁にひび割れが発生している。軸方向の切断面は写真－ 6.8(2)に示すように載荷板 300mm の端部から斜めひび割れが発生している。軸直角方向と合わせると完全に押抜きせん断破壊の形状を呈している。

以上より、静的荷重実験で曲げ破壊したカルバートに浸透性接着剤 K-S を用いて低圧注入によるひび割れを補修を施し、展張格子筋を配置し、接着剤塗布型の PCM 吹付け増厚補強を施すことで、曲げ破壊から押抜きせん断破壊へと移行された。よって、地震動や劣化による損傷を受けたカルバートの補修・補強法としては、十分



写真－ 6.8 破壊時のひび割れ状況

な補強効果が得られ、実用的であると考えられる。なお、本実験に用いたカルバート供試体は曲げ破壊を受けた供試体を用いて、40mm 増厚補強した場合の補強効果を示したが、実溝橋（ボックスカルバート）の予防保全型維持管理計画における修繕対策においては既存カルバートの損傷が健全度Ⅲ程度で補強した場合、すなわち耐荷力において健全である時期に本提案する補強法を採用することが更なる耐荷力性能の向上が図られるも考える。よって、維持管理においては健全度Ⅳは発生しない時期に補強することが重要であると考ええる。

## 6.9 まとめ

- (1) 樹脂注入によるひび割れ補修においては、浸透性接着剤 K-S を低圧樹脂注入工法によりひび割れ補修を行った結果、0.05mm 程度のマイクロクラックに浸透性接着剤が確実に浸透する結果が得られた。
- (2) 引張補強材に展張格子筋を活用する方法は、施工現場における鉄筋組立て作業を行う場合と比較し、大幅な作業時間の短縮につながった。本供試体の場合は、30分程度で展張格子筋の取付け作業が完了し、施工の合理化が図れる工法である。
- (3) 静的荷重実験により曲げ破壊した供試体を、浸透性接着剤でひび割れ補修を行

い、厚さ 9mm の展張格子筋を配置し、付着用接着剤を塗布して、低弾性モルタル-SP で 40mm の増厚補強した供試体を用い、静荷重実験を行った。実験の結果は、無補強供試体における破壊荷重に対し、1.21 の耐荷力の向上が得られた。よって、曲げ破壊したカルバートに本提案する補強法において、展張格子筋を用いて付着用接着剤を塗布した厚さ 40mm の PCM 増厚補強をすること十分な補強効果が得られた。なお、実構造における増厚層の厚みは建築限界も考慮して、既存カルバートと併せて設計により決定する必要がある。

- (4) 荷重とたわみの関係は、無補強供試体のたわみの増加傾向に対し、補強後のたわみの増加傾向は大幅に抑制されている。増厚補強後の供試体は 8.7mm のたわみで押抜きせん断破壊となった。
- (5) 損傷を受けたボックスカルバートに展張格子筋を用い、浸透性接着剤でひび割れ補修を行った後、PCM 増厚補強を行うことで、曲げ破壊から押抜きせん断破壊へと移行され、耐荷力性能の向上が図られた。
- (6) 実験結果より、劣化し損傷した健全度の判定区分 IV に該当するカルバートであっても、0.05mm まで浸透する浸透性接着剤により適切にひび割れの補修を行い、展張格子筋を必要量配置し、付着用接着剤を塗布した後、PCM による 40mm の増厚補強を施すことで、建築限界も確保した上で耐荷力を回復させることができる。また、一等橋 (T-20) の活荷重 80kN で設計されたカルバートにおいても、同様の補修・補強を行えば、道示改定後の車両総重量 245kN の B 活荷重にも対応することが可能となる。さらに、鉄筋を用いた補強法に対して大幅な施工時間の短縮が図られることから、国土交通省の i-Construction (建設現場の生産性革命) における、コンクリート工の生産性の向上を図るための対策の 1 つである鉄筋のプレハブ化に対応できる材料および補強技術であると考えられる。



## 第6章 参考文献

- 6.1) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2019.2
- 6.2) 国土交通省道路局国道・技術課：特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料，2019.2
- 6.3) 阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦，今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.69，No.1，pp.634-641，2015.
- 6.4) 阿部忠，野口博之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いた RC 床版の上面増厚補強法における耐疲労性の評価，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.541-548，2016.
- 6.5) 吉岡泰邦，阿部忠，師橋憲貴，塩田啓介：展張格子鋼板筋を用いた RC ボックスカルバートの増厚補強効果に関する実大載荷実験による検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1183-1188，2017.
- 6.6) 阿部忠，新田裕之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いたボックスカルバートの補強技術および補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.71，pp.540-547，2018.
- 6.7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，IV，V，1980.
- 6.8) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，IV，V，1994.
- 6.9) (公社)日本道路協会：道路土工 カルバート工指針，平成 21 年度版，2010.
- 6.10) 伊藤清志，阿部忠：2 種類の接着剤を用いた RC 床版の上面補強法による耐疲労性の評価，土木学会，第 9 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.141-146，2016.
- 6.11) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai and Takayoshi Kodama: Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8,2018.10
- 6.12) 東日本高速道路株式会社関東支社佐久管理事務所：繰返すポットホールの原因となる RC 床版上面の小規模損傷維持作業で高耐久断面修復が可能な床版の EQM 工法，E18 上越自動車道佐久管理事務所現場レポート，2017.
- 6.13) 佐藤大輝，阿部忠，木内彬喬，小林稔，褚楚：輪荷重走行疲労実験における RC 床版の水平ひび割れの発生時期の推定および診断，土木学会，第 10 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.141-146，2018.
- 6.14) (一社)日本規格協会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法
- 6.15) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマー

セメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案），2011.

## 第 7 章 展張格子筋を用い接着剤塗布型PCM増厚補強した ボックスカルバートの施工技術

### 7.1 はじめに

道路橋のボックスカルバートは、老朽化が進み、この補修・補強技術の開発および維持管理手法の構築が課題となっている。国土交通省では 2014 年に橋梁点検要領<sup>7.1)</sup>、<sup>7.2)</sup>が改定され、橋長 2.0m 以上の橋梁については近接目視による点検および健全度評価における判定区分が示された。これに伴い、地方公共団体では外寸 2m 以上、土被り 1.0m 未満に設置されているカルバートは橋梁として扱われ、長寿命化修繕計画が立案されている。カルバートの修繕計画では、ひび割れ補修や漏水対策などが計画され、耐荷力性能の向上を図る補強法については内空断面の確保、建築限界の確保等により増厚補強する厚さにも限界があり、補強技術については課題となっている。

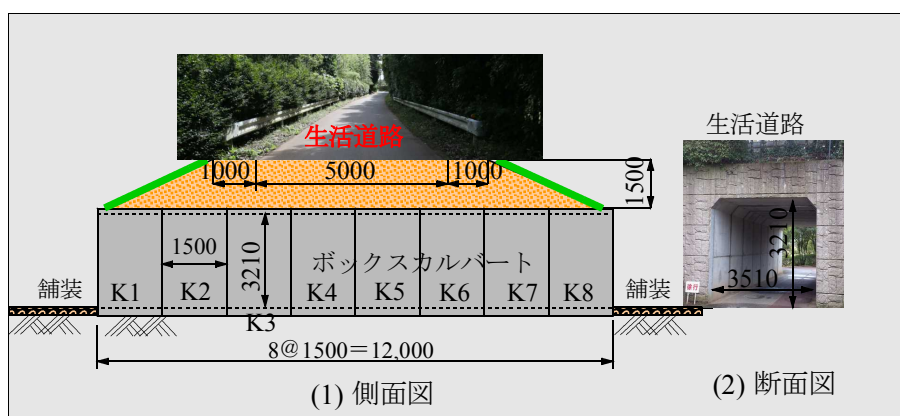
一方、老朽化したコンクリート部材の耐荷力性能の向上や RC 床版の耐荷力および耐疲労性の向上を図る補強法には鉄筋を配置し、コンクリートで下面増厚する補強法が提案されている<sup>7.3)</sup>。例えば、引張補強材に鉄筋を配置する場合は、主鉄筋と配力筋を格子状に配置し、コンクリートで吹付け補強することから 60mm 程度の増厚が必要となる。また、RC 床版の上面増厚補強において引張補強材に鉄筋を用いた場合は 100mm の厚さとなり、死荷重の増大が懸念されている。これらのことから阿部らは、新たに鉄筋に代わる引張補強材として 2 タイプの鋼板格子筋（展張格子筋、格子鋼板筋）を開発している<sup>7.4)</sup>、<sup>7.5)</sup>。この鋼板格子筋は、鋼板をレーザーで格子状に一面加工したもので、仕上げに防錆材を塗布することから、塩害対策としても効果を発揮する材料である。また、一面加工されることから鉄筋を格子状に組み立てた場合に比べて 1 方向分の厚さが減少できることから吹付けモルタルの量が減少でき、死荷重の軽減が図られることになる。カルバートの断面増厚には、一般的にポリマーセメントモルタル（PCM）を用いた吹付けによる増厚補強が施されている。

そこで第 7 章では、実橋のひび割れ損傷や漏水が著しいボックスカルバートを第 2 章で述べた、橋梁定期点検要領に準じて点検を行い、補修・補強技術についての施工技術を述べる。補強技術については、第 3 章で示したボックスカルバートの補修・補強法に用いる材料を用いて第 5 章、第 6 章で検証した、ひび割れ補修法および展張格子筋を用いた接着塗布型 PCM 吹付け増厚補強法を地震動および地震動に伴うひび割れ損傷の補修技術併せて B 活荷重に対応をするための補強技術についての実構造での施工技術について述べる。

## 7.2 補強対象カルバートの概要

### 7.2.1 ボックスカルバートの形状

補強対象のボックスカルバートは、地域の生活道路の下部に 1989 年に建設され、2011 年 3 月に東北地方太平洋沖地震による地震動で継手目地部周辺にひび割れが発生し、雨天時には漏水が著しい損傷のした構造物である。生活道路の幅員は 5.0m、路肩幅は 1.0m であり、道路からの雨水が路肩から排水され、地震動によるひび割れから浸透し、カルバートの頂版から漏水したものである。ここで、生活道路とボックスカルバートの概略を図－7.1 に示す。



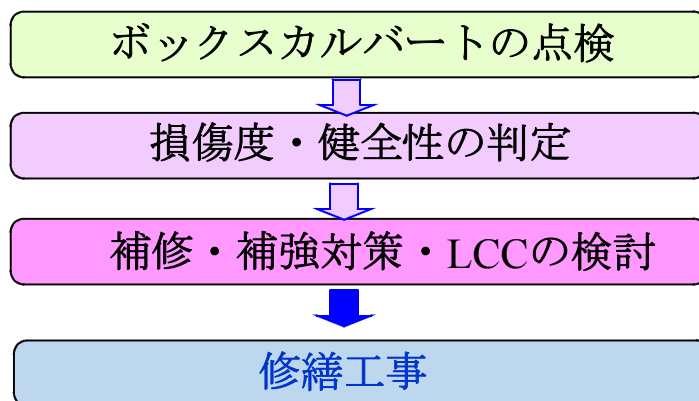
図－7.1 ボックスカルバートの概略

生活道路に設けられたボックスカルバートの内空断面の寸法は、図－7.1 に示すように内幅 3,510mm、内高 3210mm であり、3,500 × 3,500 × 1500 のプレキャストボックスカルバートが 8 体連結されており、延長 12,000mm である。このカルバートの補修・補強対策は、漏水箇所のひび割れ補修および目地材の交換、さらに地震動によるウイングのひび割れ補修、漏水箇所の補修である。補修が完了した後、止水が完全であることを確認し、カルバートの頂版・側壁の内面を 2 連ずつ補強する。なお、既存のカルバートの部材厚は、ウイングで断面端部が覆われているため確認することができない。

### 7.2.2 カルバートの損傷状況

本ボックスカルバートは 2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震の影響によるひび割れの発生と経年劣化による漏水があり、目地部周辺に発生したひび割れからである。また、漏水は見られないもの主鉄筋位置に多くのひび割れが発生している。そこで、予防保全維持管理計画に基づいて修繕を実施すべきと考えるが、供用開始後 29 年経過による経年劣化に伴う損傷と地震動による損傷が複合され、路面からの雨水の浸透による漏水が著しく、事後保全対策で補修・補強工事を実施する。こ

ここで、ボックスカルバートの予防保全維持管理の流れを図－ 7.2 に示す。また、国土交通省の橋梁定期点検要領に示す溝橋（ボックスカルバート）の点検項目を表－ 7.1 に示す。



図－ 7.2 予防保全型維持管理

表－ 7.1 溝橋（ボックスカルバート）の点検項目<sup>7.6)</sup>

部位・部材区分		対象とする項目	
		コンクリート	その他
溝橋（ボックスカルバート）  ※活荷重による影響が小さい 剛性ボックス構造で、第3者 被害の恐れがないもの	*頂版	⑥ひび割れ	
	*側壁	⑪床版ひび割れ	
	底版	⑰その他	
	隔壁	○鉄筋の露出・腐食	
	その他	○漏水・遊離石灰	

### (1) ボックスカルバートの点検

ボックスカルバートの諸元および基礎データは図－ 7.1 に示す概略のみである。このボックスカルバートの維持管理は、図－ 7.2 に示す手順で実施する。点検は表－ 7.1 に示す部位・部材の区分により、頂版・側壁について表中の⑥ひび割れ、⑪床版ひび割れ、⑰その他を点検し、損傷度・健全度の判定を行う。補修・補強対策の検討後に修繕工事を実施する。ここで、ボックスカルバートの損傷状況を写真－ 7.1 に示す。なお、本カルバートは道路橋長寿命化修繕計画に基づいて「措置（修繕）」を実施するものではなく、事後保全による対策を実施するものである。

カルバートの点検は表－ 7.1 に示すように損傷の種類に応じて点検を実施する。

### (2) 損傷度・健全度の判定

カルバートの点検結果および損傷状況を写真－ 7.1 に示す。写真－ 7.1(1)は、ボ

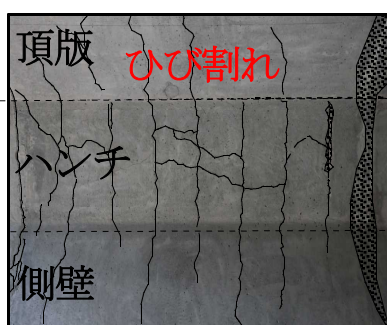
ックスカルバート全景で有り，漏水箇所が頂版に見られ，底版のアスファルト舗装面にも漏水の跡が見られる。また，ウイングにはカルバートのハンチ部から 45 度に地震動によるひび割れの発生も見られる。写真－ 7.1 (2) はボックスカルバート頂版・目地部の損傷状況である。赤で囲まれた範囲はコンクリートの老朽化の箇所で，



(1) カルバート全景



(2) ひび割れと漏水



(3) ひび割れ状況



(4) 目地部周辺の漏水 (頂版)

写真－ 7.1 ボックスカルバートの損傷状況

この時点での目視点検ではひび割れの発生は確認できない。目地部コンクリートには，劣化および漏水が見られる。とくに，雨天時にはひび割れ箇所からの漏水は著しい。頂版の漏水・遊離石灰の点検における橋梁定期点検要領に示す損傷区分は d に相当する。次に，写真－ 7.1 (2) に示す頂版，ハンチ部および側壁の表面をデスクサンダーで処理した状況を写真－ 7.1 (3) に示す。近接目視による橋梁点検におけるひび割れ状況を RC 床版のひび割れと併せて損傷度を判定する。その結果，ひび割れ幅 0.3mm 程度のひび割れが 150mm の間隔で頂版からハンチ部および側壁まで発生している。部分的に 2 方向の格子状を形成しているひび割れも見られる。しかし，漏水の発生や，鉄筋の錆汁が見られないことから貫通ひび割れには至っていないものと推測する。よって，損傷度は c と判定する。次に，頂版の漏水・遊離石灰およびひび割れの状況を写真－ 7.1 (4) に示す。ひび割れ状況は，ひび割れ幅が 1.0mm ～ 3.0mm で，目地部から 150mm 間隔で 3 本ほど発生している。写真－ 7.1 (3) に示す

損傷は、ボックスカルバートの両サイド2連、図－7.1に示すK1, K2およびK7, K8 函体の目地部の内側に損傷が発生している。橋梁点検におけるひび割れ状況および漏水・遊離石灰については、この部位は損傷度がd、健全度の判定区分はⅣに相当する。なお、ボックスカルバートK3, K4およびK5, K6の函体についてはひび割れの発生が見られるものの漏水は見られないことから、健全度はⅢに相当する損傷である。

### (3) 補修・補強対策・LCCの検討

#### 1) 補修・補強対策の検討

橋梁点検におけるカルバートの点検結果における健全度の判定はプレキャストカルバート8函体の内、端部側の4函体については健全度Ⅳであることから補修・補強対策の検討が必要となる。

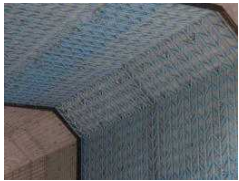

一方、このカルバートの設計基準は、1980年改定の道路橋示方書・同解説<sup>7.7)</sup>(以下、道示とする)に基づいて設計されている。すなわち当時の設計自動車荷重の総重量は196kN(20tf)で設計されている。しかし、1994年に改定された道示の設計自動車荷重の総重量245kN(25tf)へと改定された<sup>7.8)</sup>。上面の生活道路においては幅員が5.0mであり、交通量は少ないものの、2011年の地震による影響でひび割れも発生していることから、耐荷力性能の向上を図る補強対策の検討も必要である。

#### 2) ライフサイクルコスト(LCC)の検討

カルバートの補強法についてはRC床版のセメント系モルタル吹きつけによる下面増厚補強法と同様な工法が採用されている。そこで第3章で用いた引張補強材およびPCM材を用いた第5章、第6章での補強技術と、一般的に鉄筋を配置した補強法、さらには展張格子筋と同様に一面加工した炭素繊維連続シート接着補強補強および鋼板接着補強法との比較について表－7.2に示す。

表－7.2に示す工法の構成で費用を算出すると展張格子筋を配置した場合の1.0m<sup>2</sup>当たりの総費用を1.0とすると、鉄筋を配置した場合の費用は1.09倍である。鉄筋との差異は、鉄筋を配置した場合は増厚層40mmに対して展張格子筋を配置した場合は厚さが鉄筋1層分すなわち厚さ10mmが減少できることからPCM費用の差である。炭素繊維連続シートおよび鋼板接着補強法はそれぞれ1.28倍、1.36倍である。なお、材料、施工費については建設物価資料<sup>7.9)</sup>より算定した結果である。また、工期について比較すると鋼板格子筋を用いた現場での施工は、工場で製作した展張格子筋を設置するのみであることから他の工法と比較して工期の短縮が図れる工法である。これらを比較すると展張格子筋を配置した補強法は、施工時間の短縮および材料の軽減によりライフサイクルコスト(LCC)の縮減効果も可能となる工法と言える。

表－ 7.2 橋梁下面増厚補強法の特徴と LCC の比較

工 法	鋼板格子筋補強工法	従来工法		
		床版下面増厚工法	炭素繊維シート接着工法	鋼板接着(注入)工法
施 工 写 真				
構 成	展張格子筋 +ポリマーセメントモルタル (30mm)	普通鉄筋 +ポリマーセメントモルタル (40mm)	炭素繊維シート+樹脂含浸	鋼板4.5mm+樹脂充填
工事費比率 (材工)	1.0 (倍円/m <sup>2</sup> )	1.09 (倍円/m <sup>2</sup> )	1.28 (倍円/m <sup>2</sup> )	1.36 (倍円/m <sup>2</sup> )
仕 上 厚	30 mm	40 mm	5 mm	10 mm
補 強 材	展張格子筋 (t6mm, b12mm, 100mm× 100mm)	鉄筋 (D10, 100mm x 100mm)	中弾性・高弾性型炭素繊維シート (400g/m <sup>2</sup> , 2層)	鋼板 (SS400, t=4.5mm)
	ポリマーセメントモルタル	ポリマーセメントモルタル	含浸性エポキシ樹脂接着剤	液状エポキシ樹脂(充填)
工 期	ケレン(2日) + グリットメタル取 付(2日) + ポリマーセメント吹付(2 日) = 6日	ケレン(2日) + 鉄筋組立(4日) + ポリマーセメント吹付(2日) = 8日	ケレン(2日) + 炭素繊維シート(4日) + 表面保護(2日) = 8日	ケレン(2日) + 鋼板設置(5日) + 樹脂注入(2日) = 9日
防 食	エポキシ樹脂塗装 (亜鉛メッキも可能)	エポキシ樹脂塗布鉄筋使用	表面仕上げ塗装 (紫外線保護)	エポキシ樹脂塗装
施 工 性	・工場製作材料を取付、短工期で 取付可能 ・吹付け工法のため、施工が早く 省力化可能 ・品質管理が容易	・グリットメタルと比較し、現場の 鉄筋組立、アンカーによる固定作業 の工数が多い	・炭素繊維は軽量で扱いやすい ・繊維シートを樹脂で接着する特殊 な管理が必要	・鋼板の重量が大きい ・グリットメタルと比較し、鋼板取 付け精度が必要
維 持 点 検	・内部の劣化/滯水の点検が可能	・内部の劣化/滯水の点検が可能	・被覆された内部の劣化/滯水の点 検が困難	・被覆された内部の劣化/滯水の点 検が困難
耐 久 性	・エポキシ塗料または、亜鉛メッキ による防食効果があり、長寿命 化へ適応	・エポキシ鉄筋を使用することで、 防食効果があり、長寿命化へ適応	・熱や紫外線劣化への対策が必要 ・内部の劣化/耐水に配慮が必要	・床版の漏水により、鋼板が腐食す る懸念有り
総 合 評 価	◎	○	○	△

#### (4) 修繕工事

##### 1) 補修・補強技術の選定

実溝橋（ボックスカルバート）の補修・補強，すなわち修繕工事は，点検結果および損傷度の判定，健全度評価により，本カルバートは先ず，ひび割れ補修を適切実施し，漏水を完全に防止することが先決である。漏水の止水が確認された後，補強対策を実施するものとする。補強法については表－ 7.2 に示す橋梁下面増厚補強法の特徴と LCC の比較結果より，総合評価として展張格子筋を配置した補強法が高い結果が得られたことから，新たな補強技術として第 5 章，第 6 章で提案した，展張格子筋を用いて接着剤塗布型の PCM 吹付け増厚補強法を検討する。

##### 2) 展張格子筋の寸法および配置方法

本ボックスカルバートの頂版および側壁に配置する展張格子筋の寸法および配置形状を図－ 7.5，図－ 7.6 に示す。本来のカルバートの補強においては，部分的な漏水やひび割れ損傷など部分的に健全度Ⅳの損傷が発生しているが脆弱コンクリー



ト層は見られないが地震動によるひび割れの発生が見られることから、第5章で用いた展張筋を配置し、30mm～40mmの増厚補強の検討を行う。また、展張格子筋は、折り曲げ加工、防錆処理まで工場で製作されることから工期の短縮が可能となる材料である。

### 7.2.3 ボックスカルバートの施工フローおよび補修・補強手順

ボックスカルバートの施工フローを図-7.3に示す。また、施工手順を図-7.4に示す。

図-7.3に示す施工フローおよび図-7.4に示す手順で補修・補強を実施する。まず、①ボックスカルバートの点検要領に基づいて損傷状況を点検し(図-7.4(1))、健全度を判定する。②ひび割れや漏水の損傷が見られる場合は、ひび割れ補修および③目地部の補修を実施する。止水が完全であることを確認する。補修の必要がない場合は施工フローに基づいて④カルバート内側のコンクリート表面をディスクサンダーで切削し、付着性を高めるために研掃する(図-7.4(2))。次に、⑤Aグループは展張格子筋を2ブロックごとに設置する(図-7.4(3))。図-7.4(3)に示す手前の2ブロックが修了した後は反対側の2ブロックを設置する。⑥Bグループ

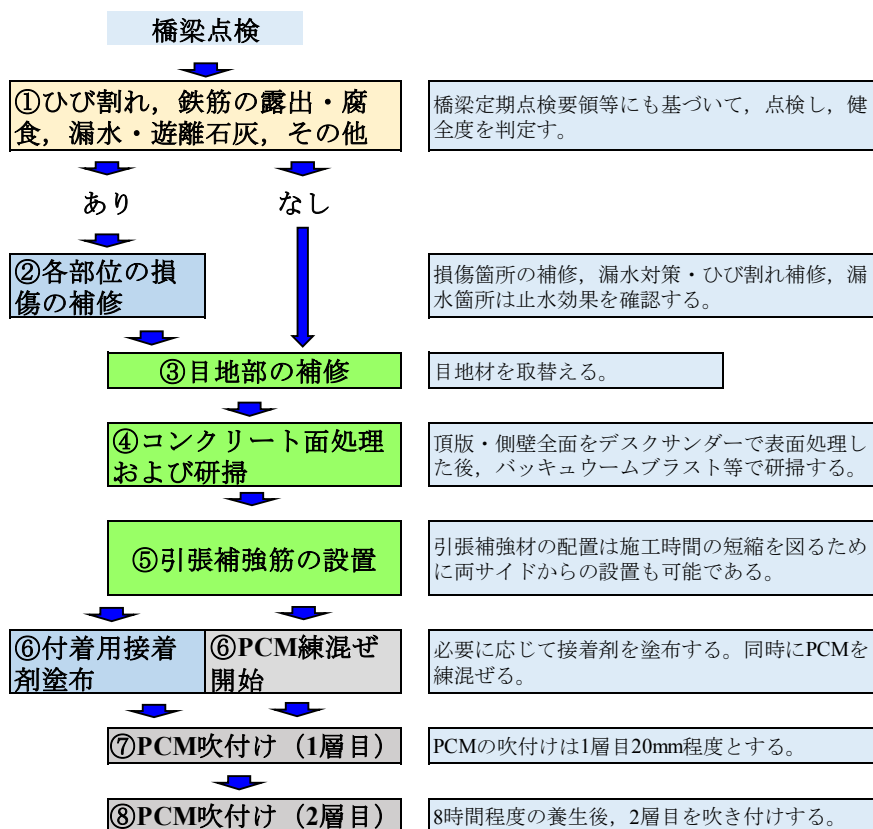
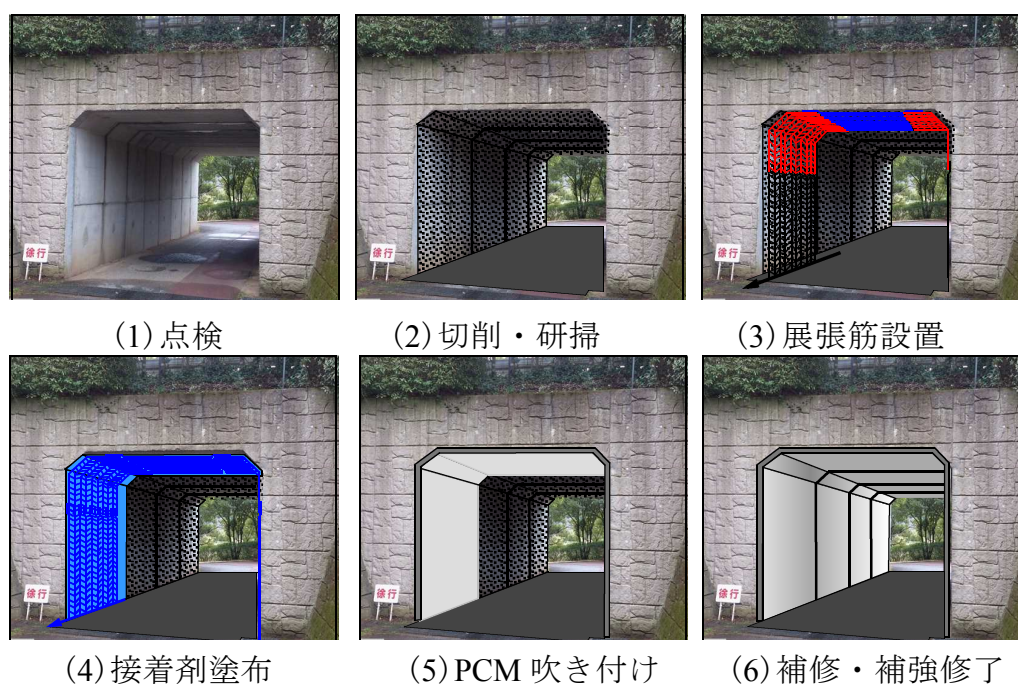


図-7.3 ボックスカルバートの施工フロー



図ー 7.4 ボックスカルバートの補修・補強手順

は付着用の接着剤を塗布する図ー 7.4(4)。増厚層が厚く、車両の衝撃や振動を受ける 60mm 以下の増厚補強の場合は接着剤を塗布することで、耐荷力性能が向上する。⑥塗布作業が始まったと同時に C グループは吹き付け作業および PCM の練り混ぜ作業の準備を行う。付着用接着剤は A 樹脂と B 樹脂を攪拌した後 120 分で硬化することから、塗布修了と同時に吹き付けを開始する図ー 7.4(5)。⑦ PCM の吹き付けは 1 層目を 10 ～ 20mm 程度吹き付けした後、こて仕上げにより展張格子筋の裏側に適切に PCM を挿入する。1 層目の吹き付けが修了した後、直ちに表面仕上げをし 8 時間ほど養生を行う。⑧ 2 層目の吹き付け補強を実施する。サイクル作業において、順次 2 ブロックごとに作業を進める。翌日は次の 2 ブロックごとの補強を行い、補強工事は完成となる。

以上に示した施工フローおよび補修・補強手順により実施する。なお、施工フローおよび補修・補強手順は、鉄筋およびメッシュ筋を配置した場合も同様となる。

### 7.3 ひび割れ、漏水箇所の補修方法

#### 7.3.1 ひび割れ補修の概要および接着剤の選定

##### (1) ひび割れ補修の概要

橋梁点検におけるひび割れ損傷は、1.0mm ～ 3.0mm の貫通ひび割れにより、漏水が著しい。図ー 7.1 に示すプレキャストカルバートの K1, K2 および K7, K8 の目地部周辺は健全度Ⅳに相当する。また、ウイングには地震動によりハンチ部上縁

に 45 度で 2mm 程度のひび割れが発生している。そこで、このひび割れを樹脂注入による補修工事を実施する。

## (2) 接着剤の選定

ひび割れ補修材には、第 3 章で述べた 0.05mm 以上のひび割れ補修にはエポキシ系の浸透性接着剤 K-S が適している。この接着剤の硬化時間は 7 時間以上であり、ボンドシリンダータイプによる注入方法で樹脂注入する。一方、接着剤 D はアクリル系の樹脂であることから硬化時間は 25 分程度と浸透性接着剤と比べて硬化時間が早い。0.1mm 以下のひび割れにも浸透する。注入方法は専用のマニュアルガンで圧入する方法である。そこで、漏水箇所のひび割れ幅 1.0mm ～ 3.0mm の貫通ひび割れ補修には、可使時間が早い接着剤 D を用いることとする。ここで、接着剤 D の材料特性値を表－ 7.3 に示す。

表－ 7.3 接着剤 D の材料特性値

項 目	接着剤 D	備考
主成分	変性アクリル樹脂	
混合比（主剤・硬化剤）	1 : 1	気温により変化
硬化物比重	1.02	JIS K 7112
粘度	300mPa・s/5°C (低粘度型)	JIS K 7117
可使時間/硬化時間	15分/25分 (15°C)	
コンクリート付着力	2.5N/mm <sup>2</sup>	JIS A 6909
特徴	・ 0.1mm以下のヘアクラックへ浸透 ・ 速硬性	

この接着剤 D は可使時間が 15 分程度であるので、貫通箇所に圧入された後に硬化が開始され、樹脂漏れが最小となる。なお、施工時の外気温度は 20 °C 程度であるので可使時間および硬化時間は短縮されるものと考えられる。コンクリートとの付着力も 2.5N/mm<sup>2</sup> が確保されているので接着性も良い。

### 7.3.2 ひび割れ補修工事

ボックスカルバートのひび割れ補修状況の一例を写真－ 7.2 に示す。

目地部周辺の損傷状況は写真－ 7.2(1)に示すように漏水や遊離石灰、さらには微生物（水苔）が発生している。放置するとコンクリートの劣化の進行が懸念される。施工フローに示す手順で補修を施す。補修は、ひび割れが発生している外周に樹脂注入用の専用器具取り付け用の孔をドリルで 50cm 間隔程度で開け、器具を取り付ける。次に、接着剤 D を専用のマニュアルガンで圧入する（写真－ 7.2(2)）。さらに、目地部周辺も同様に、樹脂注入孔を穿孔する（写真－ 7.2(3)）。漏水箇所は全て



写真－ 7.2 ひび割れ補修状況の一例

この方法でひび割れ補修を施す。なお、漏水が見られないひび割れについては補修しないものとする。

次に、地震動によるひび割れは、カルバートのウイングに発生している。写真－ 7.2 (4)に示すように、ウイングコンクリート部のひび割れがハンチ部から上縁に発生している。反対側にも同様のひび割れが発生している。この位置も同様にドリルで孔を開け、注入箇所以外のひび割れにシール材等により樹脂の漏洩を防止する。その後、接着剤 D を圧入する (写真－ 7.2(5))。なお、シーリング材は施工終了後、サンダー等で除去する。

全体のひび割れ補修後、カルバート内部のシール材をディスクサンダー等で表面処理し、補修は終了する。補修後の内部の状況を写真－ 7.2(6)に示す。通常の補修工事では、ひび割れ補修で終了するが、本カルバートは地震動による損傷も受けていることから漏水箇所が完全に止水されたことを確認し、補強工事を実施する。

## 7.4 展張格子筋を用いた接着剤塗布型PCM吹付け補強法

### 7.4.1 補強概要および使用材料

#### (1)補強概要

漏水箇所のひび割れ補修が終了したカルバートは3ヶ月放置し、梅雨明けの7月に工事を実施する。これは、漏水箇所が完全に止水されたことを確認した後に工事を行うためである。補強法については、工期の短縮を図り、ライフサイクルコスト

の縮減効果が図られる展張格子筋を配置した PCM 吹付け補強法を採用する。なお、本補強法においては第 5 章で提案した、接着剤塗布型 PCM 吹付け補強を実施する。すなわち、展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強法で工事を実施する。

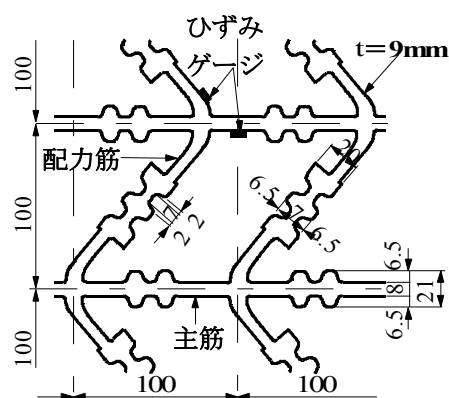
## (2) 使用材料

展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け補強法に用いる材料として、第 3 章で述べた引張補強材には展張格子筋を用いる。また、吹付け用 PCM には低弾性のモルタル-SF、およびモルタルとの接着性を高めるために付着用接着剤を用いる。詳細は以下のとおりである。

### 1) 展張鋼板筋

展張格子筋は図-7.6 に示すように 5 分割にして製作した。材料には SS400 相当の縞鋼板を用いた。展張格子筋の格子間寸法を図-7.5(1)に示す。本カルバートの補強に用いる展張格子筋は、主筋の厚さは 9mm とし、幅 8mm (断面積  $72\text{mm}^2$ ) でレーザー加工し、配力筋の幅は 7mm (断面積  $63\text{mm}^2$ ) とした。また、付着を考慮して高さ 6.5mm の突起を 7mm 間隔で主筋に 2 ヲ所、配力筋に 3 ヲ所設けた。防錆処理は亜鉛メッキとした。

次に、カルバートの内空断面寸法内に展張格子筋を配置する場合の配置状況を図-7.6 に示す。



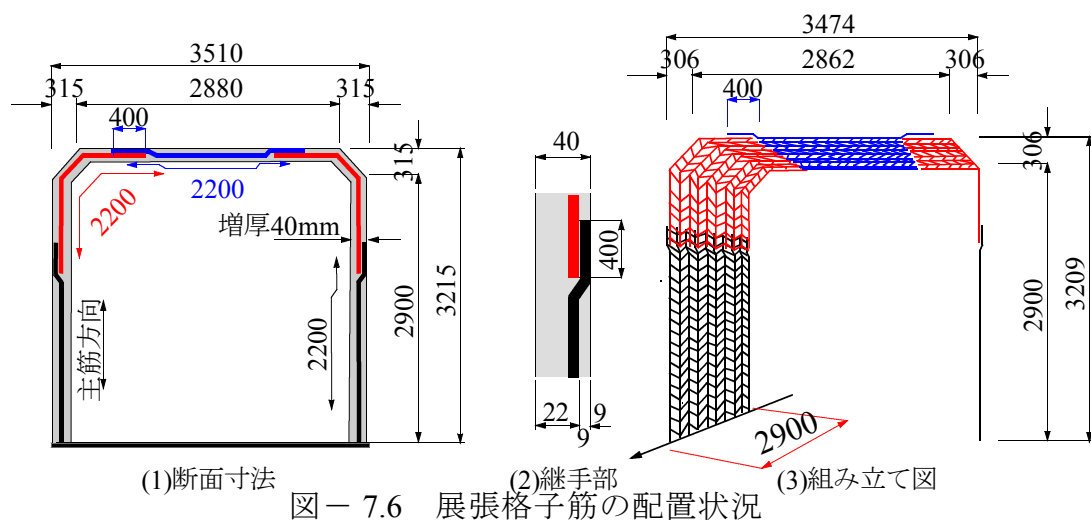
(1) 格子寸法



(2) 縞鋼板を用いた展張格子筋

図-7.5 展張格子筋の形状および寸法

展張格子筋は図-7.6(1)に示すように、頂版、ハンチ部および側壁に 5 分割にして製作する。全体の寸法は頂版、ハンチ部および側壁ともに厚さ 9mm、全長 2200mm、奥行き 2900mm とし、継手長を 400mm とする。設置の順は、先ず最初に頂版に展張格子筋を配置し、次に側壁部の展張格子筋を設置し、最後にハンチ部を取り付ける。側壁部、ハンチ部に用いる展張格子筋も頂版に用いる寸法と同様に全長 2200mm



で奥行きは 2900mm とする。側壁も同様である。継手部は図－ 7.6(2)に示すように、重ね継手部の下側になる展張格子筋はコンクリート表面に直接設置し、それ以外はコンクリート面から 9mm の離間を設けて設置した。増厚層を 40mm とするため 22mm のかぶりとなる。

## 2) ポリマーセメントモルタル(PCM)

カルバートに用いるセメント系モルタルは、第 3 章で示した低弾性ポリマーセメントモルタルのうち、施工時時間が 8 時間施工の材齢 3 時間で圧縮強度が 24N/mm<sup>2</sup> 以上発現できる材料が必要となる。そこで、カルバートの 1 層目の吹付けを 20mm 程度とした場合に、3 時間の養生後に 2 層目の吹き付けを行うために超速硬セメントを用いた低弾性ポリマーセメントモルタル SF (以下、モルタル-SF とする) を用いる。

表－ 7.4 モルタル-SF の配合条件

項目	単用量(kg/m <sup>3</sup> )				水結合比 (%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合剤	その他			
モルタル-SF	870	980	5	315	36

発現強度は表－ 7.5 に示す通り 3 時間で 28.2N/mm<sup>2</sup>、1 日で 36.5N/mm<sup>2</sup> 発現している材料である。次に、静弾性係数は 24.9kN/mm<sup>2</sup> であり、低弾性ポリマーセメントモルタル (以下、低弾性 PCM とする) である。これらのことから低弾性 PCM で

表－ 7.5 モルタル-SF の発現強度

試験項目		低弾性モルタル-SF
凝結時間	始発	33min
	終結	40min
圧縮強度	2時間	26.8N/mm <sup>2</sup>
	3時間	28.2N/mm <sup>2</sup>
	1日	36.5N/mm <sup>2</sup>
	7日	44.0N/mm <sup>2</sup>
	28日	52.3N/mm <sup>2</sup>
静弾性係数	28日	24.9kN/mm <sup>2</sup>

あると同時に高強度ビニロン繊維（繊維長 12mm）を混入したことから割れが抑制できる材料であると判断できる。

以上より、低弾性 PCM を用いることとする。

### 3) 付着性接着剤の性能<sup>7.10)</sup>

これまでの、カルバートの PCM 吹付け補強においては、コンクリート表面を切削・研掃後に直接 PCM を吹付け補強していたが、第 5 章で示した付着用接着剤を塗布した後に PCM 吹付け補強した場合と従来の PCM を直接吹付け補強した場合の建研式引張試験の結果、付着用接着剤を塗布した供試体の引張付着強度の平均は 2.04N/mm<sup>2</sup>、従来の直接 PCM を吹付けした供試体の引張付着強度の平均は 0.84N/mm<sup>2</sup> であり、接着剤を塗布することで 2.43 倍の引張付着強度が得られている。よって、本補強においても付着用接着剤を塗布することとする。なお、付着用接着剤の材料特性値は第 3 章を参照のこと。

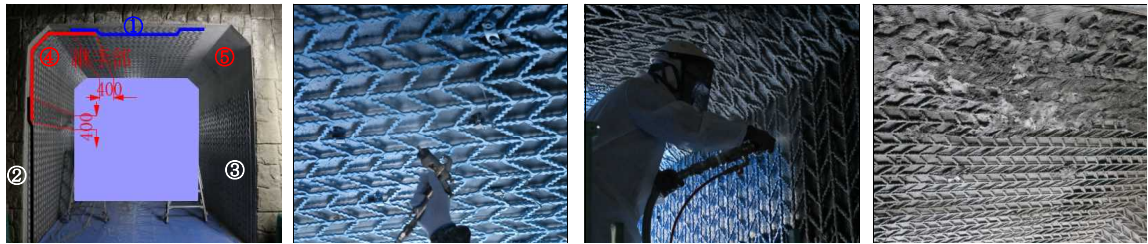
## 7.4.2 ボックスカルバートの補強技術

展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け補強法における施工状況を写真－ 7.3 に示す。

ひび割れ補修および目地部の補修が修了した後は、図－ 7.2 に示す施工フロー④から順に補強工事を進める。カルバート内部のコンクリート表面をディスクサンダー等で切削し（写真－ 7.3(1)）、コンクリート粉体処理も兼ねてバキュームブラスト等で研掃を行う（写真－ 7.3(2)）。接着剤を塗布する場合は粉体の処理が適切であれば研掃を省略することも可能である。次に、展張格子筋の設置方法であるが、本工事ではフォークリフトを用いた（写真－ 7.3(3)）。施工フロー⑤に示す頂版に展張格子筋をネジで固定する（写真－ 7.3(4)）。設置はコンクリート面から 9mm の位置に設置することからマグネットタイプのスペーサーを用いた。



(1) 表面処理 (2) 研掃 (3) 展張格子筋搬入 (4) 展張格子筋設置



(5) 展張格子筋継手部 (6) 接着剤塗布 (7) PCM 吹き付け (8) 1層目吹き付け  
写真－7.3 展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹き付け補強法の施工手順

展張格子筋は頂版，側壁，そして最後にハンチ部を配置する（写真－7.3(5)）。継手部は400mmとした。本工事においては60分程で設置が終了した。

次に，⑥付着用接着剤の2液を適切に混合し，直ちにリシガンによる吹き付け作業を行う。接着剤は $1.4\text{kg/m}^2$ （平均厚1.0mm）で塗布する（写真－7.3(6)）。同時に低弾性モルタル-SFの練混ぜ準備および作業を開始する。接着剤は2液で混合した後，120分で硬化することから，120分以内，20度以上の場合は硬化時間が早まることから，低弾性モルタル-SFを直ちに吹き付け補強する（写真－7.3(7)）。展張格子筋はコンクリート面から9mmの位置となることから，吹き付け後はコテ仕上げ等で確実にPCMを充填させる。1層目は20mm程度とし，PCMの発現強度から3時間以上の養生を行う。本補強法では1日目に1層目，翌朝に2層目を吹き付けし表面仕上げする。本工事は3日で終了した。

以上より，本提案する展張格子筋を用いた接着剤塗布型PCM吹き付け増厚補強法は，鉄筋の組立て補強と比較して，大幅な時間の短縮が図られ，全体的なコスト削減効果が得られることから，地方自治体が管理する溝橋，すなわちボックスカルバートの補強技術として実用性が高く評価できる補強法であると考えられる。

## 7.5 まとめ

老朽化や地震動による損傷を受けたカルバートは第2章で示した溝橋（ボックスカルバート）の点検要領に基づいて損傷度および健全度を評価した結果，プレキャストボックスカルバート8函体構成の内，両端の2ブロック（4函体）の頂版にお



けるひび割れによる漏水が著しく、この部位は健全度Ⅳ、内側の4函体が健全度Ⅲと判定され、補修・補強対策を検討し、施工フローに基づいて実補強を実施した結果、以下の知見が得られた。

(1)貫通ひび割れ、漏水・遊離石灰の発生の発生箇所は、アクリル系の接着剤を圧入した結果、完全な漏水補修が可能であった。また、地震動によるハンチ部からのひび割れもウイング部にまで発生し、樹脂注入による補修を行い、3ヶ月放置した結果、完全に止水されたことを確認した。

(2)展張格子筋は、頂版、側壁およびハンチ部に5分割し、頂版、側壁、ハンチ部の順番で設置した結果、重ね継手構造部まで、全ての折り曲げ加工が工場で作られるため、施工現場においては60分程度で取付けが可能となり、鉄筋工と比較して大幅な時間の短縮が図られた。

(3)本カルバートのPCMには、超速硬セメントにビニロン繊維を配合した低弾性モルタル-SFを用いた。このPCMは3時間で $24\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の圧縮強度が発現されることから、1層目、2層目の吹付け時間の短縮が可能となった。なお、吹付け、コテ仕上げには凝結時間が早いことから熟練した技能者が必要となる。

(4)浸透性接着剤の塗布作業には、展張格子筋の裏側まで塗布する必要があることから、リシンガンでの吹付けが容易である。また、付着用接着剤は2液を混合し手からの硬化時間は120分程度であることから、PCMの吹き付け、こて仕上げの時間を考慮して、塗布範囲を決める必要があると考える。

(5)展張格子筋を用いた接着剤塗布型PCM吹付け増厚補強法は、施工の合理化・省力化が図られると同時にライフサイクルコストの縮減効果が得られる補強技術である。また、国土交通省のi-Construction（建設現場の生産性革命）における、コンクリート工の生産性の向上を図るための対策の1つである鉄筋のプレハブ化にも対応できる材料および補強技術であると考えられる。

## 第7章参考文献

- 7.1) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2014.
- 7.2) 国土交通省道路局：シェッド，大型カルバート等定期点検要領，2014.
- 7.3) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強設計・施工マニュアル（案），2011.
- 7.4) 阿部忠，木田哲量，水口和彦，児玉孝喜：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における S-N 曲線式の提案，構造工学論文集，Vol.58A，pp.1156-1165，2012.
- 7.5) 阿部忠，新田裕之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いたボックスカルバートの補強技術および補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.71，No.1，pp.540-547，2017.
- 7.6) 国土交通省道路局国道技術課：特定の条件を満足する溝橋の定期点検に関する参考資料，2019.2
- 7.7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1980.
- 7.8) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1994.
- 7.9) (一財)建設物価調査会：月刊物価資料令和元年6月号，2019.6
- 7.10) 阿部忠，小森篤也：RC 床版下面増厚補強界面にプライマーおよび接着剤を用いた PCM の付着特性，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，pp.533-540，2017.3

## 第8章 展張格子筋を用いたRC版のひび割れ抑制対策

### 8.1 はじめに

建設現場における建設技能労働者の不足が深刻な問題となっているなか、コンクリート構造物の建設において、鉄筋の加工や組立を行う技能労働者の不足に伴い、鉄筋のプレハブ化や施工の合理化・省力化が求められている<sup>8.1)</sup>。その一例として、鉄筋に替わる引張補強筋として格子鋼板筋と展張格子筋の2種類の鋼板格子筋が開発された<sup>8.2)</sup>。格子鋼板筋は縞鋼板あるいは一般鋼板から直接格子状にレーザー加工され、展張格子筋はレーザーでスリットを挿入し、配力筋方向に展張角度45度、60度、75度で展張し、格子状に加工された鋼板格子筋である。格子鋼板筋は格子間の鋼板が余剰となるのに対して展張格子筋はスリットのみ挿入し、展張することからコストにおいては、展張格子筋は余剰が出ない分安価となる。しかし、配力筋方向の応力に関しては、格子鋼板筋は直接格子状に加工することから強度の低減は見られないものの展張格子筋は展張角度が大きくなるにつれ、主筋との付け根部分の強度低下が懸念される。よって、展張格子筋の展張角度は75度以下にすることが望ましい<sup>8.3)</sup>。これらのことから、新設構造物には格子鋼板筋、主筋として用いない補強材には展張格子鋼板筋が適していると考えられる。

一方、2017年改定の土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕<sup>8.4)</sup>（以下、コンクリート標準示方書とする）には、ボックスカルバートやRC部材の限界状態設計法において、耐久性に関する照査の検討項目として、「ひび割れ幅に対する照査」が規定されている。これは、鉄筋の引張応力度が許容値以下で設計された場合でも、許容ひび割れ幅の限界値を満足する必要がある。これを満足するためには、1m<sup>2</sup>当たりの鉄筋量を増大する必要がある。

そこで第8章では、従来の設計法で鉄筋を配置し、ひび割れ幅をコンクリート標準示方書に規定する許容値内とするために、カルバートの曲げ領域に展張格子筋を配置した場合のひび割れ幅を検証し、実構造物への適用性を評価する。

### 8.2 コンクリート標準示方書の規定

#### 8.2.1 ひび割れ幅に関する照査<sup>8.4)</sup>

2017年改定のコンクリート標準示方書<sup>8.4)</sup>における「ひび割れ幅に関する照査」には、表-8.1に示すように規定されている。

表-8.1に示す(1)の解説には、ひび割れが原因となって、構造物が必要とされる性能を損なわないことを、適切な方法により検討しなければならない。また、(2)では鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値は一般に0.005c（cはかぶり）としてよいと

ある。よって、ひび割れ幅の限界値をかぶり  $c$  の 0.005 以下になるか検証を行う。

表－ 8.1 ひび割れ幅に関する照査<sup>8.4)</sup>

(1) コンクリートに発生するひび割れについて、コンクリート表面におけるひび割れ幅が、鋼材に対するひび割れ幅の限界値以下であることを確認するものとする。  
 (2) 鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値は、鉄筋コンクリートの場合、 $0.005c$  ( $c$  はかぶり) としてよい。ただし、 $0.5\text{mm}$  を上限とする。  
 (3) 鉄筋コンクリート部材においては、永続作用による鋼材応力度が、表3.11に示す鋼材応力度の制限値を満足することにより、ひび割れ幅の検討を満足するとしてよい。

表3.11 ひび割れ幅の検討を省略できる部材における  
永続作用による鉄筋応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

常時乾燥環境	乾湿繰返し環境	常時湿潤環境
(雨水の影響を受けない桁下面等)	(桁上部、海岸や川の水面近く湿度の高い環境)	(土中部材等)
140	120	140

表－ 8.2 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定<sup>8.4)</sup>

(1) 曲げひび割れ幅の設計応答値は式(2.3.3)によって算定してよい。

$$w=1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} (\sigma_{se}/E_s \text{ (または } \sigma_{pe}/E_p) + \varepsilon'_{csd}) \quad (2.3.3)$$

ここに、  
 $k_1$  : 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で、一般に、異形鉄筋の場合に1.0、普通丸鋼およびPC鋼材の場合に1.3としてよい。  
 $k_2$  : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で、式(2.3.4)による。

$$k_2=15/(f_c + 20) + 0.7 \quad (2.3.4)$$

$f_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、一般に設計基準強度 $f_{cd}$ を用いてよい。  
 $k_3$  : 引張り鋼材の段数の影響を表す係数で、式(2.3.5)による。

$$k_3=5(n+2)/(7n+8) \quad (2.3.5)$$

$n$  : 引張鋼材の段数、 $c$  : かぶり(mm)、 $c_s$  : 鋼材の中心間隔(mm)、 $\phi$  : 鋼材径、 $\varepsilon'_{csd}$  : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値で、標準的な値として表2.3.1に示す値としてよい。 $\sigma_{se}$  : 鋼材位置のコンクリートの応力が0の状態から鉄筋応力度の増加量(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{pe}$  : 鋼材位置のコンクリートの応力が0の状態からPC鋼材応力度の増加量(N/mm<sup>2</sup>)

(2) 曲げひび割れの検討で対象とする鉄筋およびPC鋼材は、原則としてコンクリートの表面に最も近い位置にある引張鋼材とし、応力度は2.3.5に従って求めるものとする。

表－ 8.3 収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の増加を考慮する数値 <sup>8.4)</sup>

表2.3.1 収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の増加を考慮する数値			
環境条件	常時乾燥環境 (雨水の影響を受けない桁下面等)	乾燥繰返し環境 (桁上面、海岸や川の水面に近く湿度が高い環境等)	常時湿潤環境 (土中部材等)
自重でひび割れが発生 (材齢30日を想定) する部材	$450 \times 10^{-6}$	$250 \times 10^{-6}$	$100 \times 10^{-6}$
永続作用時にひび割れが発生 (材齢100日を想定) する部材	$350 \times 10^{-6}$	$200 \times 10^{-6}$	$100 \times 10^{-6}$
変動作用時にひび割れが発生 (材齢200日を想定) する部材	$300 \times 10^{-6}$	$150 \times 10^{-6}$	$100 \times 10^{-6}$

### 8.2.2 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定<sup>8.4)</sup>

曲げひび割れ幅の設計応答値の算定に関する規定を表－ 8.2 に示す。鉄筋コンクリートのひび割れ間隔は、鋼材の種類、かぶり、コンクリートの有効断面積、鋼材径、鋼材比、鋼材の段数、鋼材の表面形状、コンクリートの品質がその主要な要因として挙げられる。表－ 8.2 の式(2.3.3)は、既往の研究成果を参考にして定めている。表－ 8.2 に示す内容について解説は以下のとおりである。

曲げひび割れの間隔は、鋼材とコンクリートの付着性状の影響を受ける。式(2.3.3)中の  $k_1$  は、鋼材とコンクリートの付着性状がひび割れ幅に及ぼす影響のうち、鋼材表面の形状の効果を考慮する定数である。式(2.3.3)は異形鉄筋を用いた場合を基本としたものである。普通丸鋼を用いた場合、ひび割れ幅がどのように変化するかはまだ明確ではないが、当面  $k_1 = 1.3$  としてよいことにした。式(2.3.3)中の  $k_2$  は、コンクリートの品質による鋼材とコンクリートの付着性状の変化が、ひび割れ間隔に及ぼす影響を表す係数である。材料分離が少なく組織の緻密なコンクリートはひび割れ抵抗性が向上するとともに、鋼材の付着性能に一層優れ、ひび割れ幅が抑制されることが示されている。式(2.3.4)は、硬化コンクリートの品質を代表する指標として圧縮強度を用い、コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響をひび割れ間隔を低減させることで表したものである。なお、強度が低いコンクリートでも、ブリーディングが低減され、均質なかぶりコンクリートが施工される場合には、この値を 0.9 まで下げてよい。

式(2.3.3)中の  $k_3$  は、多段鉄筋の場合に最外縁から 2 段目以降の鋼材が表面のひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数である。式(2.3.5)は、既往のひび割れ幅算定式における鉄筋段数の影響を表す項を簡略化したものである。

## 8.3 使用材料および供試体製作概要

### 8.3.1 使用材料

#### (1) コンクリート

RC 部材供試体に使用したコンクリートには、普通ポルトランドセメントと骨材に 5mm 以下の砕砂および 5mm ~ 20mm の砕石を使用した。コンクリートの要求性能は、材齢 14 日で圧縮強度を 40N/mm<sup>2</sup> 以上とする。混和剤には AE 減水剤を用い、空気量の調整剤として AE 剤を別添した。なお、混和剤は単位水量の一部にカウントする。養生に関しては RC 部材供試体と同じく蒸気養生を行った。ここで、コンクリートの配合および材料特性値を表- 8.4 に示す。材齢 14 のコンクリートの圧縮強度は 40N/mm<sup>2</sup> である。

表- 8.4 コンクリートの配合および材料特性値

スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						
				C	W	S	G15	G20	減水剤	AE剤
10 (10.5)	4.5 (4.3)	37.0	43.5	419	155	745	488	488	4.81	0.0377

※ ( ) 内の数値は実測値である。 AE剤は100倍希釈溶液として用いた。

#### (2) 鉄筋および展張格子筋

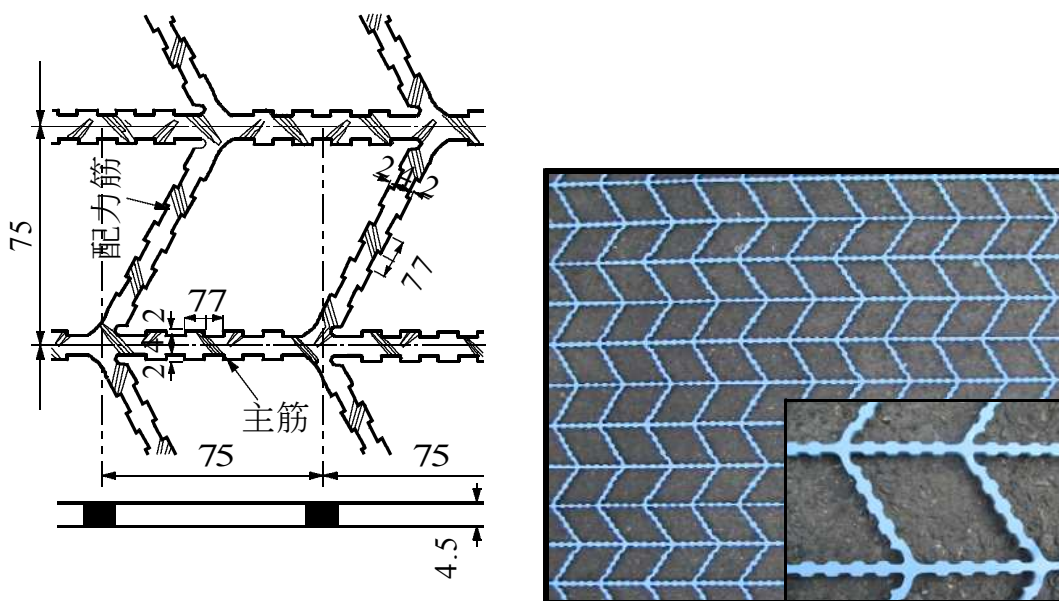
鉄筋の材質には SD295A を用いた。主鉄筋には D13 および D16、配力筋には D10 を用いる。ここで、鉄筋の材料特性値を表- 8.5 に示す。

表- 8.5 鉄筋および展張格子筋の材料特性値

鉄筋および展張格子筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	断面積 (mm <sup>2</sup> )	備考
鉄筋D10	347	467	200	1735	71.33	SD295A
鉄筋D13	362	506	200	1810	126.7	
鉄筋D16	360	503	200	1800	198.6	
展張格子筋 4.5×4.0mm	287	454	200	1435	18	縞鋼板(構造用) SS400相当

※降伏ひずみは計算値

次に、展張格子筋には、SS400 相当の縞鋼板（構造用）を用いる。厚さ 4.5mm の鋼板にレーザーで主筋、配力筋とも 4.0mm 幅にスリットを入れ、60 度に展張シエボキシ塗装した展張格子筋を用いた。断面積は主筋、配力筋とも 18.0mm<sup>2</sup> である。



(1) 展張格子筋寸法

(2) 展張格子筋形状

図－ 8.1 展張格子鋼板筋の形状寸法

格子間は 75mm×75mm とし，主筋には 7mm 間隔ごとに 7mm 幅で 2mm 高さの突起を 4 個設け，配力筋には 7mm 間隔ごとに 7mm 幅で 2mm 高さの突起を 5 個設けて付着力を高める構造とした。ここで，展張格子筋の材料特性値を表－ 8.5 に併記する。また，展張格子筋の寸法および形状を図－ 8.1 に示す。

### 8.3.2 供試体の寸法

ひび割れ幅の検証に用いる供試体の寸法を図－ 8.2 ～ 8.5 に示す。

供試体はカルバート頂版をモデル化した RC 版とし，鉄筋配置およびひび割れ補強筋として展張格子筋を配置した 4 タイプとする。

#### (1) 供試体 RC-A

RC 版の供試体寸法は，全長 1,200mm，幅 500mm，厚さ 120mm とする。この供試体名称を RC-A とする。ここで，供試体 RC-A の寸法および鉄筋配置を図－ 8.2 に示す。図－ 8.2 に示すように主鉄筋には D13 を用い，105mm 間隔で 5 本配置（断面積 63.5mm<sup>2</sup>）とする。配力筋には D10 を 7 本配置する。主鉄筋のかぶり  $c$  は図－ 8.2(2) に示すように 25mm とする。主鉄筋の有効高は 88.5mm である。

#### (2) 供試体 RC-B

供試体 RC-A と同様に，全長 1200mm，幅 500mm，厚さ 120mm の供試体の主鉄筋には D16 を用いる。この供試体名称を RC-B とする。ここで，供試体 RC-B の寸法

および鉄筋配置を図- 8.3 に示す。図- 8.3 に示すように主鉄筋には D16 を用い、105mm 間隔で 5 本配置（断面積  $84.0\text{mm}^2$ ）とする。配力筋には D10 を 7 本配置する。主鉄筋のかぶり  $c$  は図- 8.3(2)に示すように 25mm であり、主鉄筋からの有効高は 87.0mm である。

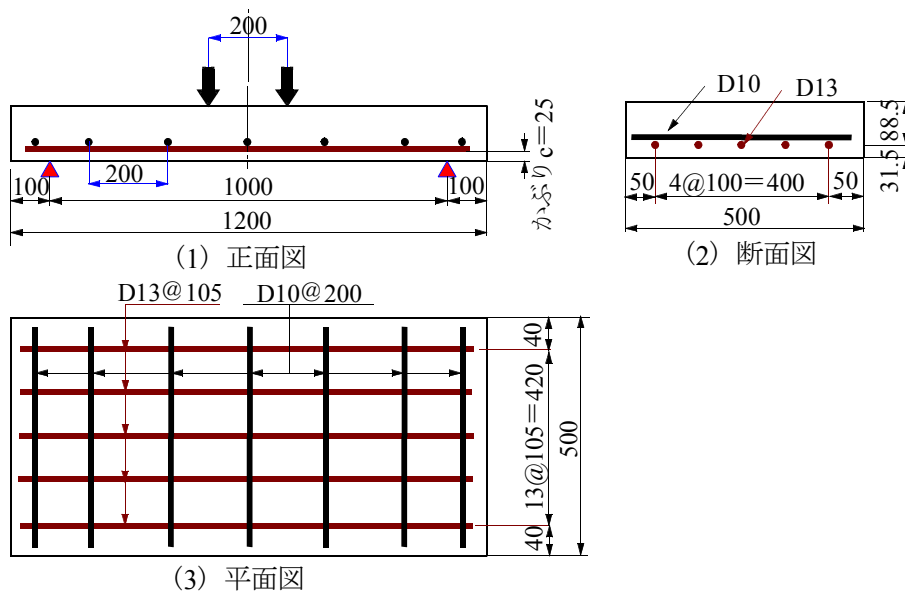


図- 8.2 供試体寸法および鉄筋配置 (RC-A)

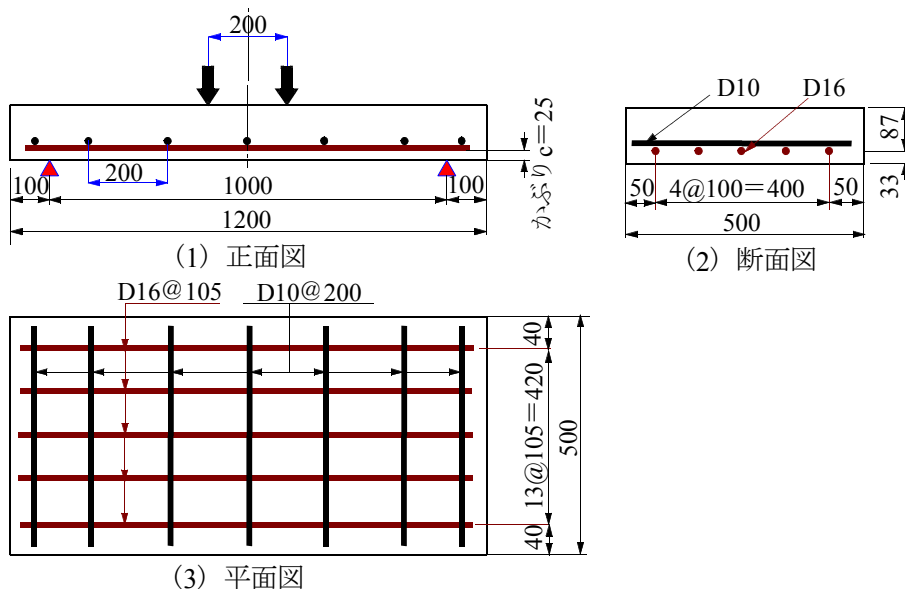
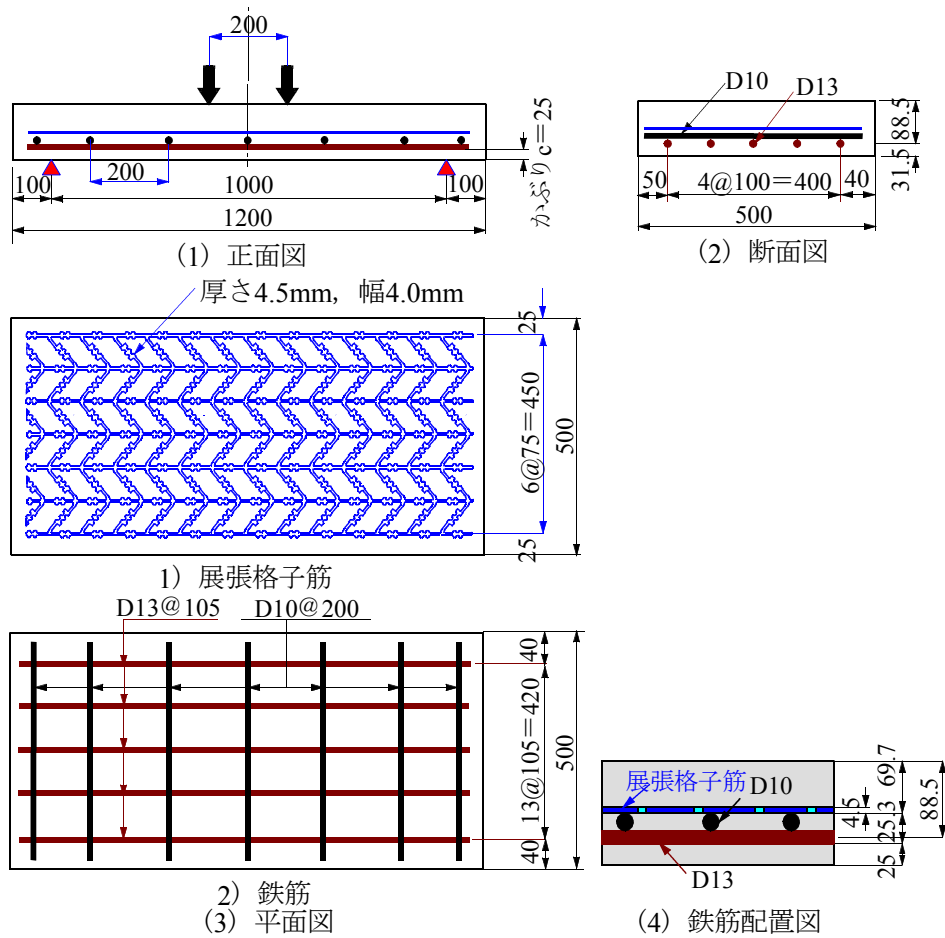


図- 8.3 供試体寸法および鉄筋配置 (RC-B)

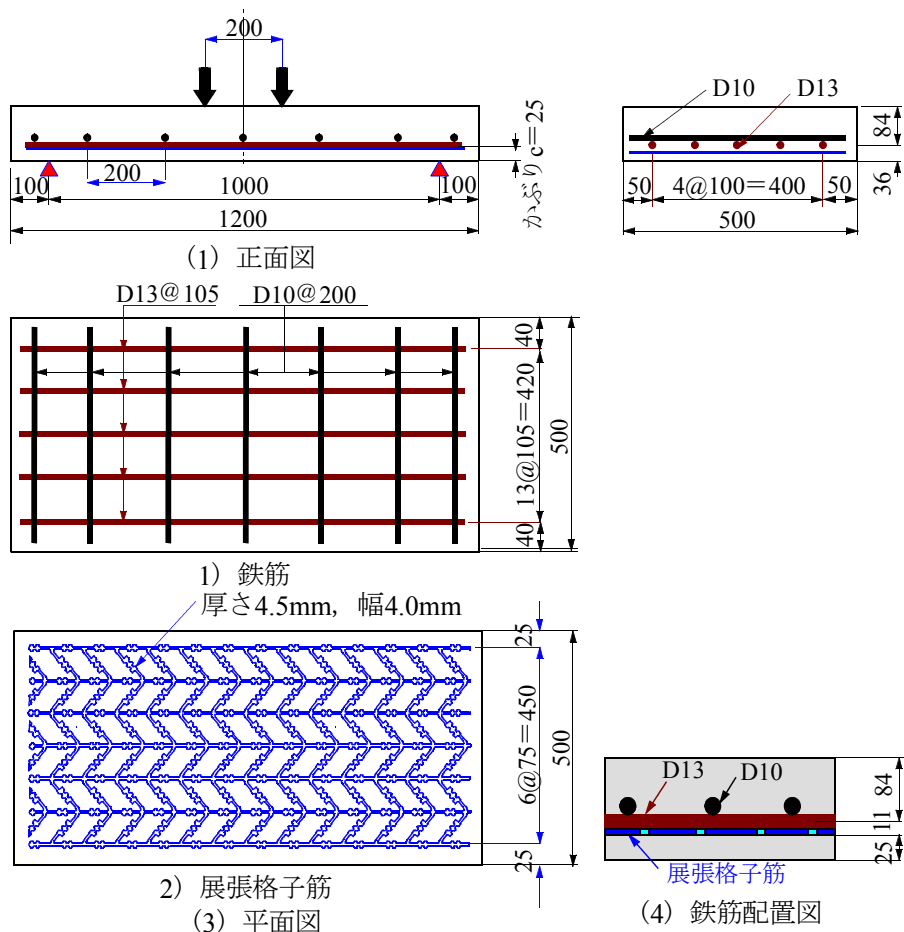




図－ 8.4 供試体寸法および展張格子筋・鉄筋配置 (RC-C)

### (3) 供試体RC-C

供試体寸法を供試体 RC-A と同様に、全長 1,200mm、幅 500mm、厚さ 120mm とし、ひび割れ補強筋として展張格子筋を配置する。この供試体名称を RC-C とする。供試体の主鉄筋および配力筋には供試体 RC-A と同様に D13、D10 配力筋を用いる。ここで、供試体 RC-C の寸法および鉄筋、展張格子筋の配置状況を図－ 8.4 に示す。図－ 8.4 に示すように主鉄筋には D13 を用い、105mm 間隔で 5 本配置とする。配力筋には D10 を 7 本配置する。かぶり  $c$  は 25mm である。ひび割れ補強筋は図－ 8.4(4) に示すように配力筋の上に設置する。展張格子筋の主筋は厚さ 4.5、幅 4mm を 7 本用いる (断面積  $126\text{mm}^2$ )。主鉄筋からの有効高は 88.5mm である。



図－ 8.5 供試体寸法および鉄筋・展張格子筋配置 (RC-D)

#### (4) 供試体RC-D

供試体 RC-A と同様に、全長 1,200mm、幅 500mm、厚さ 120mm とし、ひび割れ補強は主鉄筋の下に展張格子筋を配置する。この供試体名称を RC-D とする。供試体の主鉄筋および配力筋には供試体 RC-A, RC-C と同様に D13, D10 配力筋を用いる。ここで、供試体 RC-D の寸法および鉄筋、展張格子筋の配置状況を図－ 8.5 に示す。図－ 8.5 に示すように主鉄筋には D13 を用い、105mm 間隔で 5 本配置（断面積  $63.5\text{mm}^2$ ）とする。配力筋には D10 を 7 本配置する。かぶり  $c$  は 25mm である。ひび割れ補強筋は図－ 8.5(4)に示すように主鉄筋の下に設置する。展張格子筋の主筋は厚さ 4.5、幅 4mm を 7 本用いる。主鉄筋からの有効高は 84.0mm である。

以上のように鉄筋のみを配置した供試体 2 体、展張格子筋を配置した供試体 2 体を用いる。



の試験を実施する。なお、コンクリートの圧縮強度は材齢 14 日である。写真－ 8.2(2) に示す型枠を設置し、コンクリート打設する。

コンクリートは、供試体 4 体とも同一バッチのコンクリートで製作した。材齢 14 日の圧縮強度は  $40\text{N/mm}^2$ 、スランプは  $10.5\text{cm}$ 、空気量は  $4.3\%$ 、塩化物量は  $0.056\text{kg/m}^3$  であった。コンクリート打設後に前置時間を 2 時間置いて蒸気養生を行った。

以上のように供試体コンクリートは 4 体ともに同一条件で製作した。

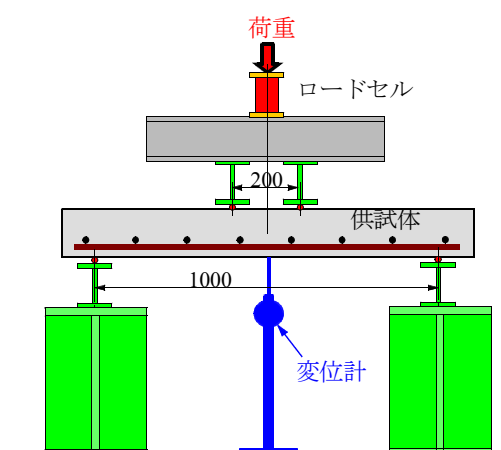
## 8.4 静的荷重実験方法およびひび割れ幅に関する照査

### 8.4.1 実験方法

最大載荷能力  $200\text{kN}$  の曲げ試験機を用いて静荷重実験を行う。ここで、荷重載荷状況を図－ 8.6 に示す。荷重載荷位置は図－ 8.2 ～ 8.5 および図－ 8.6(2) に示すように、RC 版中央から左右  $100\text{mm}$ 、荷重幅  $200\text{mm}$  の 2 点載荷とする。荷重は  $0.0\text{kN}$  から  $5.0\text{kN}$  増加し、ひび割れ幅、たわみおよびひずみの計測を行う。計測終了後荷重



(1) 実験装置



(2) 荷重載荷方法

図－ 8.6 実験装置および荷重載荷方法

$0.0\text{kN}$  まで除荷し、再度荷重を  $5.0\text{kN}$  ずつ増加と荷重の除荷を繰り返す漸増荷重載荷を供試体が破壊するまで静荷重実験を行う。なお、なお、ひび割れ幅の計測はクラックスケールと日本建築仕上学会認定品のデジタル式クラック幅測定器を用いた

### 8.4.2 コンクリート標準示方書の規定<sup>8.4)</sup>

#### (1) 「ひび割れ幅に関する照査」

本実験における各供試体のひび割れ幅の限界値は、8.2.1 項に示すように、コンク

リート標準示方書に規定する「ひび割れ幅に関する照査」では式(8.1)として与えられている。

$$\text{ひび割れ幅の限界値} = 0.005c \quad \text{式(8.1)}$$

ここで、 $c$ ：かぶり (mm)

各供試体のひび割れ幅の限界値を式(8.1)から算出すると、0.125mm (0.005×25mm)である。

## (2) 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定

本実験における各供試体のひび割れ幅の設計応答値の算定は、8.2.2 項に示すように、コンクリート標準示方書に規定する「曲げひび割れ幅の設計応答値の算定」においては式(8.2)より算出する。

$$W = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} (\sigma_{se}/E_s + \epsilon'_{csd}) \quad \text{式(8.2)}$$

ただし、

$$k_2 = 15/(f'_c + 20) + 0.7 \quad \text{式(8.2.1)}$$

$$k_3 = 5(n+2)/(7n+8) \quad \text{式(8.2.2)}$$

ここに、 $W$ ：ひび割れ幅(mm)， $k_1$ ：鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響（異形鉄筋：1.0）， $k_2$ ：コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響， $k_3$ ：引張鋼材の段数の影響， $f'_c$ ：コンクリートの圧縮強度 (40N/mm<sup>2</sup>)  $c$ ：かぶり (mm)， $c_s$ ：鋼材の中心間隔 (mm)， $\phi$ ：鋼材径 (mm)， $\epsilon'_{csd}$ ：コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値， $\sigma_{se}$ ：鋼材位置のコンクリートの応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)

### 1) 補強筋なし<sup>8.5)</sup>

$$\sigma_{se} = \sigma_{s1} \quad \text{式(8.2.3)}$$

$$\sigma_{s1} = M_1 \cdot n \cdot (d - x) / I$$

$$x = -A + \sqrt{A^2 + (2 \cdot b \cdot B) / b}$$

$$A = n \cdot A_s$$

$$B = n \cdot (A_s \cdot d)$$

$$I = I_c + n \cdot I_s = (b \cdot x^3) / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

ここに、 $M_1$ ：曲げモーメント (N・mm)， $x$ ：圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)， $I$

：断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )， $b$ ：有効幅 ( $\text{mm}$ )， $n$ ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (= 15)， $A_s$ ：引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )， $d$ ：引張鉄筋の有効高さ ( $\text{mm}$ )

## 2) 補強筋 (展張格子筋) あり<sup>8.5)</sup>

$$\sigma_{se} = \sigma_{s2} \quad \text{式(8.2.4)}$$

$$\sigma_{s2} = M_2 \cdot n \cdot (d - x) / I$$

$$x = -A + \sqrt{A^2 + (2 \cdot b \cdot B) / b}$$

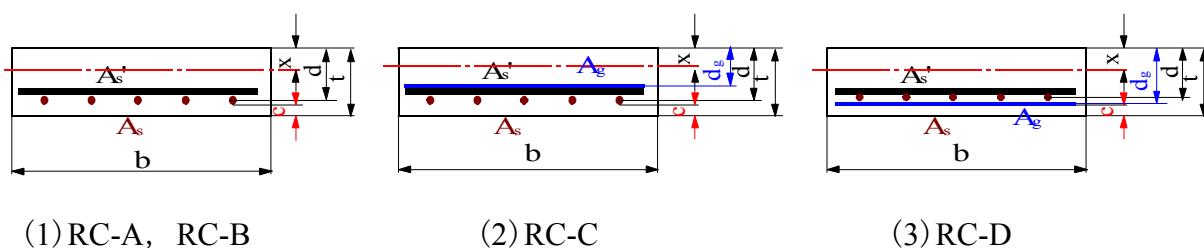
$$A = n \cdot (A_s + A_g)$$

$$B = n \cdot (A_s \cdot d + A_g \cdot d_g)$$

$$I = I_c + n \cdot I_s + n \cdot I_g = (b \cdot x^3) / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_g \cdot (d_g - x)^2$$

ここに、 $M_2$ ：補強後の曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )， $x$ ：圧縮縁から中立軸までの距離 ( $\text{mm}$ )， $I$ ：断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )， $n$ ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (= 15)， $b$ ：有効幅 ( $\text{mm}$ )， $A_s$ ：引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )， $A_g$ ：引張補強筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )， $d$ ：引張鉄筋の有効高さ ( $\text{mm}$ )， $d_g$ ：鋼板格子筋の有効高さ ( $\text{mm}$ )

RC スラブの設計諸元を図－ 8.7 に示す。また、本供試体の曲げひび割れ幅の設計応答値の算定に用いるスラブ部材の諸元を表－ 8.6 に示す。この表－ 8.6 に示す諸元を用いて、ひび割れ幅 0.1mm，ひび割れ幅限界値 0.125mm，0.15mm，および 0.2mm に達すると荷重を式(8.2.3)，(8.2.4) および図－ 8.8 の式により算出した。計算結果を表－ 8.7 に示す。



図－ 8.7 RC スラブ部材の設計断面諸元

主鉄筋に D13 を 5 本配置した供試体 RC-A のひび割れ幅の限界値  $0.005c$  (= 0.125mm) に達する荷重を算出すると、29.42kN である。また、主鉄筋に D16 を 5 本配置した供試体 RC-B のひび割れ幅が 0.125mm に達する荷重は 45.07kN，次に、主鉄筋に D13 を 5 本配置し、ひび割れ抑制策として展張格子鋼板筋を配置した供試体 RC-C および RC-D のひび割れ幅が 0.125mm に達する荷重はそれぞれ 34.20kN，33.78kN である。RC-D の荷重が小さく出るのは、主鉄筋 D13mm の有効高さが、RC-C

表－ 8.6 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定に用いるスラブ部材の諸元

供試体		RC-A	RC-B	RC-C	RC-D
部材厚	t	120 mm	120 mm	120 mm	120 mm
部材幅	b	500 mm	500 mm	500 mm	500 mm
引張鉄筋の有効高さ	d <sub>s</sub>	88.5 mm	87.0 mm	88.5 mm	84.0 mm
鋼板（展張）格子筋の有効高さ	d <sub>g</sub>	-	-	69.75 mm	92.75 mm
引張鉄筋・鋼板格子筋の合成有効高さ	$d=(A_s \cdot d_s + A_g \cdot d_g)/(A_s + A_g)$	-	-	85.39 mm	85.45 mm
引張鉄筋の断面積（RC-A: D13-5本、RC-B: D16-5本）	A <sub>s</sub>	633.5 mm <sup>2</sup>	993.0 mm <sup>2</sup>	633.5 mm <sup>2</sup>	633.5 mm <sup>2</sup>
鋼板（展張）格子筋の断面積（4.5×4.0-7本）	A <sub>g</sub>	-	-	126.0 mm <sup>2</sup>	126.0 mm <sup>2</sup>
引張鉄筋、鋼板格子筋の断面積計	A <sub>s</sub> +A <sub>g</sub>	633.5 mm <sup>2</sup>	993.0 mm <sup>2</sup>	759.5 mm <sup>2</sup>	759.5 mm <sup>2</sup>
中立軸	x	42.0 mm	48.1 mm	43.6 mm	43.7 mm
断面二次モーメント	I	32894781 mm <sup>4</sup>	41086703 mm <sup>4</sup>	34263181 mm <sup>4</sup>	33888886 mm <sup>4</sup>
鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響	k <sub>1</sub>	1.0	1.0	1.0	1.0
コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響	k <sub>2</sub>	0.95	0.95	0.95	0.95
コンクリートの圧縮強度	f' <sub>c</sub>	40 N/mm <sup>2</sup>	40 N/mm <sup>2</sup>	40 N/mm <sup>2</sup>	40 N/mm <sup>2</sup>
引張鋼材の段数の影響	k <sub>3</sub>	1.0	1.0	1.0	1.0
引張鋼材の段数	n	1	1	1	1
かぶり	c	25 mm	25 mm	25 mm	25 mm
鉄筋の中心間隔	C <sub>s</sub>	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm
鉄筋径	φ <sub>s</sub>	13 mm	16 mm	13 mm	13 mm
鋼板（展張）格子筋の中心間隔	C <sub>g</sub>	-	-	75 mm	75 mm
鋼板（展張）格子筋幅	B	-	-	4 mm	4 mm
鉄筋・鋼板（展張）格子筋の合成中心間隔	$C=(A_s \cdot C_s + A_g \cdot C_g)/(A_s + A_g)$	-	-	95.9 mm	95.9 mm
鉄筋・鋼板（展張）格子筋の平均幅	$\phi = (\phi_s + B)/2$	-	-	8.5 mm	8.5 mm
コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮する値	e' <sub>csd</sub>	100×10 <sup>-6</sup>	100×10 <sup>-6</sup>	100×10 <sup>-6</sup>	100×10 <sup>-6</sup>

$$M=(w \cdot L^2)/8+\{P \cdot (L-0.2)\}/4$$

M(M<sub>1</sub> or M<sub>2</sub>)：曲げモーメント (N・m)

P：載荷重 (kN)

L：スパン長 (1000mm)

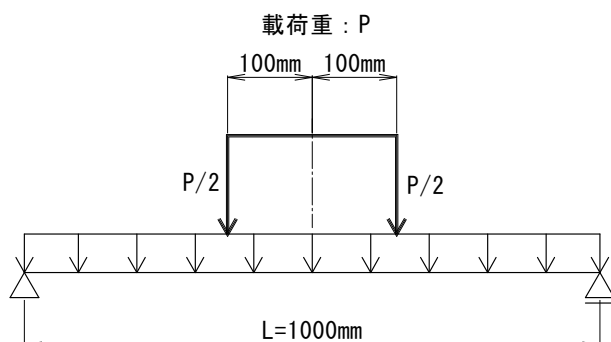
w：自重 (kN/m)

$$w=b \cdot t \cdot \gamma_c \text{ (kN/m)}$$

b：幅 (500mm)

t：厚さ (120mm)

γ<sub>c</sub>: 単位体積重量 (24.5kN/m<sup>3</sup>)



図－ 8.8 RC スラブ部材の曲げモーメント

表－ 8.7 許容ひび割れ幅 (0.125mm) 時における載荷重および鉄筋の応力度

W ひび割れ幅 (mm)	RC-A	RC-B	RC-C	RC-D
	P: 載荷重(kN)	P: 載荷重(kN)	P: 載荷重(kN)	P: 載荷重(kN)
	M <sub>1</sub> : 曲げモーメント (N・m)	M <sub>1</sub> : 曲げモーメント (N・m)	M <sub>2</sub> : 曲げモーメント (N・m)	M <sub>2</sub> : 曲げモーメント (N・m)
	σ <sub>s1</sub> : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s1</sub> : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s2</sub> : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s2</sub> : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
0.125	29.42	45.07	34.20	33.78
	6068	9198	7024	6940
	128.67	130.63	128.41	128.40

表－ 8.8 RC-A 部材のひび割れ幅 0.125mm 発生荷重時の各部材のひび割れ幅

P 載荷重 (kN)	RC-A	RC-B	RC-C	RC-D
	M <sub>1</sub> : 曲げモーメント (N・m)	M <sub>1</sub> : 曲げモーメント (N・m)	M <sub>2</sub> : 曲げモーメント (N・m)	M <sub>2</sub> : 曲げモーメント (N・m)
	$\sigma_{s1}$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s1}$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s2}$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s2}$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
	W: ひび割れ幅(mm)	W: ひび割れ幅(mm)	W: ひび割れ幅(mm)	W: ひび割れ幅(mm)
29.42	6068	6068	6068	6068
	128.67	86.18	110.94	112.27
	0.125	0.088	0.110	0.111

の 88.5mm に対し，RC-D は展張格子筋の純かぶりを 25mm 確保したために 84.0mm と小さな値になったためである。なお，ひび割れ補強筋（展張格子筋）を配置した場合の補強効果については実験値と比較して考察する。

## 8.5 結果および考察

### 8.5.1 実験耐荷力および破壊モード

実験最大耐荷力および破壊モードを表－ 8.9 に示す。

表－ 8.9 最大耐荷力および破壊モード

供試体名	コンクリートの圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大耐荷力 (kN)	耐荷力比 (RC-B,C,D/RC-A)	破壊モード
RC-A	40N/mm <sup>2</sup>	94.4	—	曲げ破壊
RC-B		134.0	1.42	曲げ破壊
RC-C		114.7	1.22	曲げ破壊
RC-D		114.2	1.21	曲げ圧縮破壊

主鉄筋に D13 を 5 本配置（断面積 63.5mm<sup>2</sup>）した供試体 RC-A の最大耐荷力は表－ 8.9 に示すように 94.4kN である。これに対して，D16 を 5 本配置（断面積 84.0mm<sup>2</sup>）した供試体 RC-B の最大耐荷力は 134.0kN であり，断面積 1.32 倍とすることで 1.42 倍の耐荷力が向上した。破壊モードは両供試体ともに曲げ破壊である。次に，主鉄筋の上側に展張格子筋（断面積 126mm<sup>2</sup>）配置した供試体 RC-C および主筋の下側に展張格子筋を配置した供試体はそれぞれ 114.7kN および 114.2kN でありほぼ同等である。供試体 RC-A の最大耐荷力と比較するとそれぞれ 1.22 倍，1.21 倍である。破壊モードは曲げ破壊と曲げ圧縮破壊である。本来ならば，主鉄筋の下側に配置し



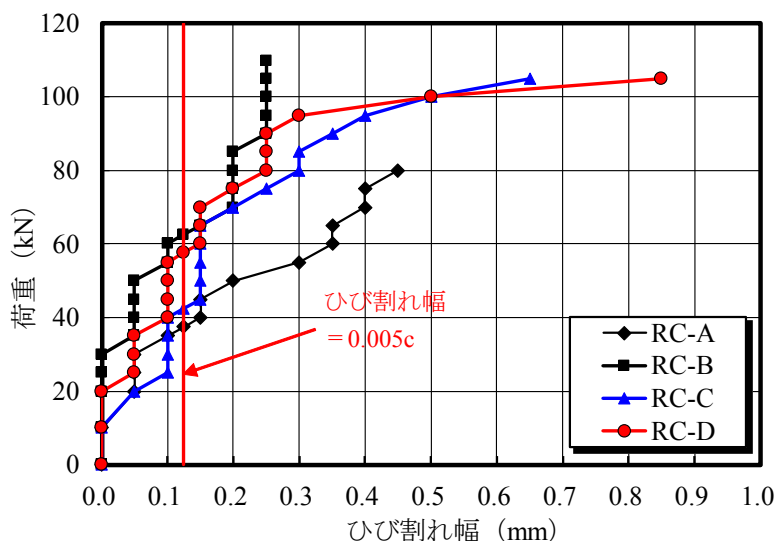
た供試体の方が最大耐荷力は向上すべきであるが、D13の主鉄筋までの有効高さが小さくなった影響と本供試体の鉄筋配置が単鉄筋配置であるため曲げ圧縮破壊に至ったと思われる。

### 8.5.2 荷重とひび割れ幅および各応力度の関係

静荷重実験における荷重とひび割れ幅の関係を図－8.9に示す。なお、ひび割れ幅は1.0mm以下の荷重を示す。また、図－8.9には、コンクリート標準示方書に示すひび割れ限界値も併記した。

#### (1) 供試体RC-A

引張側にD13を配置した供試体RC-Aの荷重とひび割れ幅の関係は図－8.9に示すように荷重20.0kNで0.050mmのひび割れが発生し、その後の荷重増加によりひび



図－8.9 荷重とひび割れ幅の関係

割れ幅も増加している。ひび割れ幅の限界値0.125mmに達した荷重は37.5kNである。また、ひび割れ幅の限界値0.125mmに達する荷重を「曲げひび割れ幅の設計応答値の算定式(8.2)」より算出した荷重は29.4kNであり、実験値が理論値の1.28倍である。最大耐荷力は94.4kNである。

#### (2) 供試体RC-B

引張側にD16を配置した供試体RC-Bの荷重とひび割れ幅の関係は図－8.9に示すように荷重35.0kNで0.050mmのひび割れが発生し、その後の荷重増加によりひび割れ幅も増加している。ひび割れが発生した荷重はD13を配置した供試体RC-Aと比較して1.75倍である。ひび割れ幅の限界値0.125mmに達した荷重は62.5kNである。

また、ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達する荷重を式(8.2)より算出した荷重は 45.1kN であり、実験値が理論値の 1.39 倍である。よって、従来の設計法による鉄筋量を 1.3 倍に増大することで、ひび割れ限界値に達する荷重が大幅に増大する結果が得られた。最大耐荷力は 134.0kN であり、D13 を 5 本配置した供試体 RC-A の 1.42 倍である。

### (3) 供試体RC-C

引張側に D13 を配置し、配力筋の上側にひび割れ補強用に 4.5mm 厚の展張格子筋を配置した供試体 RC-C の荷重とひび割れ幅の関係は、荷重 20.0kN で 0.050mm のひび割れが発生し、その後の荷重増加によりひび割れ幅も増加している。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重は 42.5kN である。主鉄筋に D13 を配置した場合の供試体 RC-A と比較すると 1.13 倍、式(8.2)に示すひび割れ幅の限界値に達した荷重は 34.2kN と比較すると展張格子筋を配置することで 1.16 倍の補強効果が得られる。最大耐荷力は 114.7kN であり、D13 を 5 本配置した供試体 RC-A の 1.22 倍である。

### (4) 供試体RC-D

引張側に D13 を配置し、その下側にひび割れ補強用に 4.5mm 厚の展張格子筋を主鉄筋の下側に配置した供試体 RC-D の荷重とひび割れ幅の関係は、荷重 25.0kN で 0.050mm のひび割れが発生している。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重は 57.7kN であり、下側に配置することで主鉄筋 D13 の有効高は若干小さくなるが、展張格子筋の断面積が加算された結果、荷重は大きくなったと考えられる。主鉄筋に D13 を配置した場合の供試体 RC-A と比較すると 1.53 倍、式(8.2)に示すひび割れ幅の限界値に達した荷重は 33.8kN と比較すると展張格子筋を配置することで 1.15 倍の補強効果が得られた。また、主鉄筋に D16 を配置した供試体 RC-B のひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重と比較すると 75%である。最大耐荷力は 114.2kN であり、D13 を 5 本配置した供試体 RC-A の 1.21 倍である。

以上より、ボックスカルバートに曲げを受ける頂版および側壁においては、従来の設計法により算出した鉄筋量に最小厚 4.5mm、格子間寸法 75mm の展張格子筋を配置することでひび割れの発生が抑制され、補強効果が得られる結果となった。

## 8.5.3 荷重と鉄筋ひずみの関係

荷重と鉄筋ひずみの関係を図－8.10 に示す。

### (1) 供試体RC-A

主鉄筋に D13 を 5 本配置した供試体 RC-A の荷重と鉄筋ひずみの関係は図－8.10 (1)に示すように、荷重 85kN までは線形的に増加し、この時点でのひずみは、 $2,240 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加でひずみも急激に増加し、破壊に至っている。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重 37.5kN 時のひずみは  $672 \times 10^{-6}$ 、鉄筋が降

伏ひずみ  $1,810 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 79.5kN である。

### (2) 供試体RC-B

主鉄筋に D16 を 5 本配置した供試体 RC-B の荷重と鉄筋ひずみの関係は図- 8.10 (2)に示すように、荷重 124.0kN 付近までは線形的に増加し、この時点でのひずみは、 $2,560 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加でひずみも急激に増加し、破壊に至っている。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重 62.5kN 時のひずみは  $1,050 \times 10^{-6}$ 、鉄筋が降伏ひずみ  $1,800 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 98.0kN である。主鉄筋に D13 を 5 本配置した供試体 RC-A の 1.23 倍である。

### (3) 供試体RC-C

主鉄筋に D13 を 5 本配置し、D10 の配力筋の上側に厚さ 4.5mm の展張格子筋を配置した供試体 RC-C の荷重と鉄筋ひずみの関係は図- 8.10 (3)に示すように、荷重 93.0kN 付近までは線形的に増加し、この時点でのひずみは、 $2,350 \times 10^{-6}$  である。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重 42.5kN 時のひずみは  $840 \times 10^{-6}$ 、鉄筋が降伏

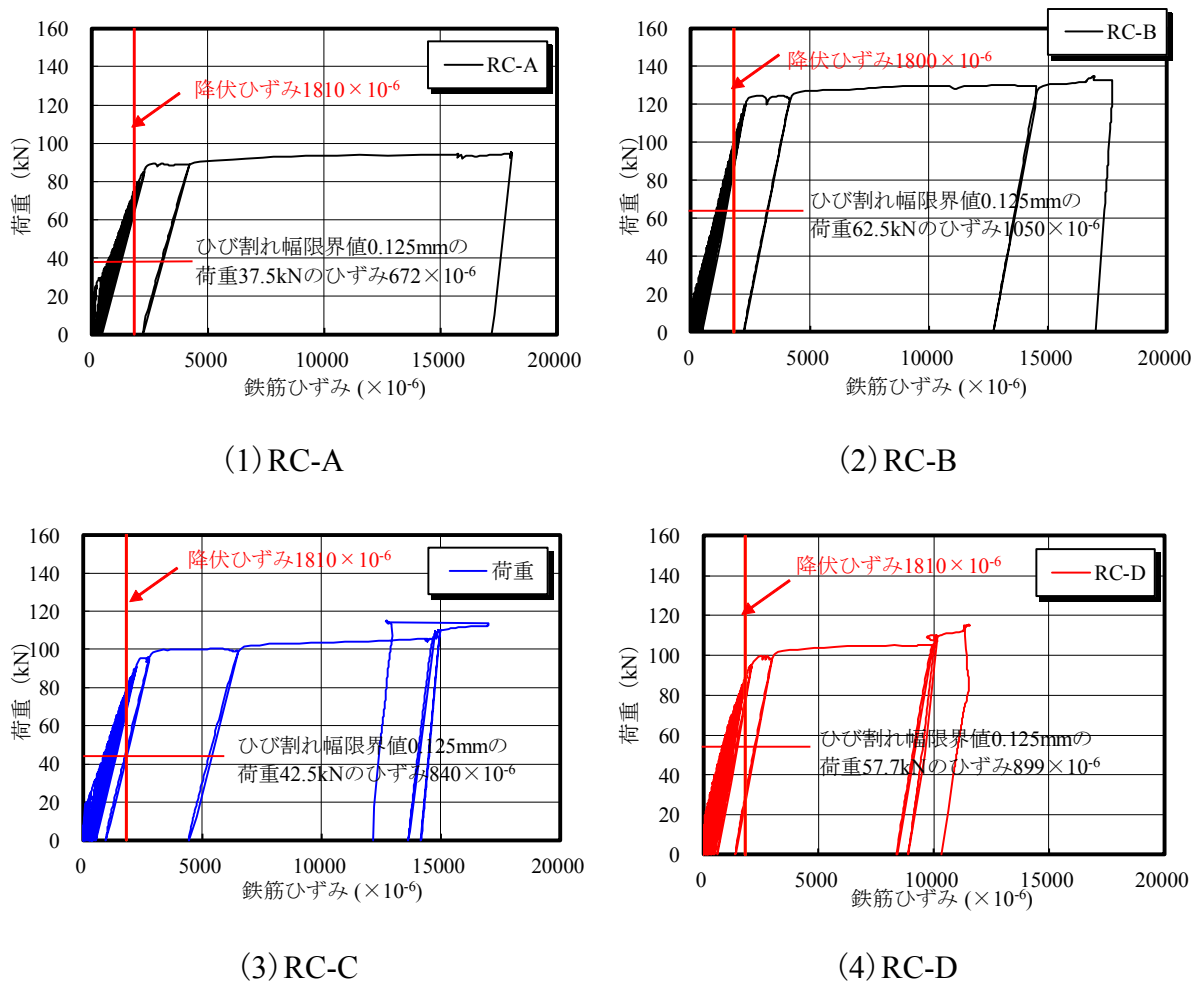


図- 8.10 荷重と鉄筋ひずみの関係

ひずみ  $1,810 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 80.0kN である。主鉄筋に D13 を 5 本配置した供試体 RC-A とほぼ同等である。また、D16 を配置した供試体 RC-B の 82% である。

#### (4) 供試体 RC-D

主鉄筋に D13 を 5 本配置し、その下側に厚さ 4.5mm の展張格子筋を配置した供試体 RC-D の荷重と鉄筋ひずみの関係は図- 8.9(4)に示すように、荷重 92.5kN 付近までは線形的に増加し、この時点でのひずみは、 $2,080 \times 10^{-6}$  である。供試体 RC-C の主鉄筋のひずみと比較して、下回っている。これは、主鉄筋の下側に配置した厚さ 4.5mm の展張格子筋が引張応力を分担している結果である。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重 57.7kN 時のひずみは  $899 \times 10^{-6}$ 、鉄筋が降伏ひずみ  $1,810 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 88.5kN である。主鉄筋に D13 を 5 本配置した供試体 RC-A の 1.11 倍である。また、D16 を配置した供試体 RC-B の 90% である。

以上より、ひび割れ抑制を目的とした補強筋の配置法においては主鉄筋の下側に配置することで展張格子筋の引張応力度を有効的に活用できると考えられる。また、本実験ではひび割れ補強筋を支点間内全面に配置する補強であるが、ボックスカルバートに適用する場合は側壁および底版の曲げ引張力を受ける範囲のみに適用する。

#### 8.5.4 荷重と展張格子筋ひずみの関係

荷重と展張格子筋ひずみの関係を図- 8.11 に示す。

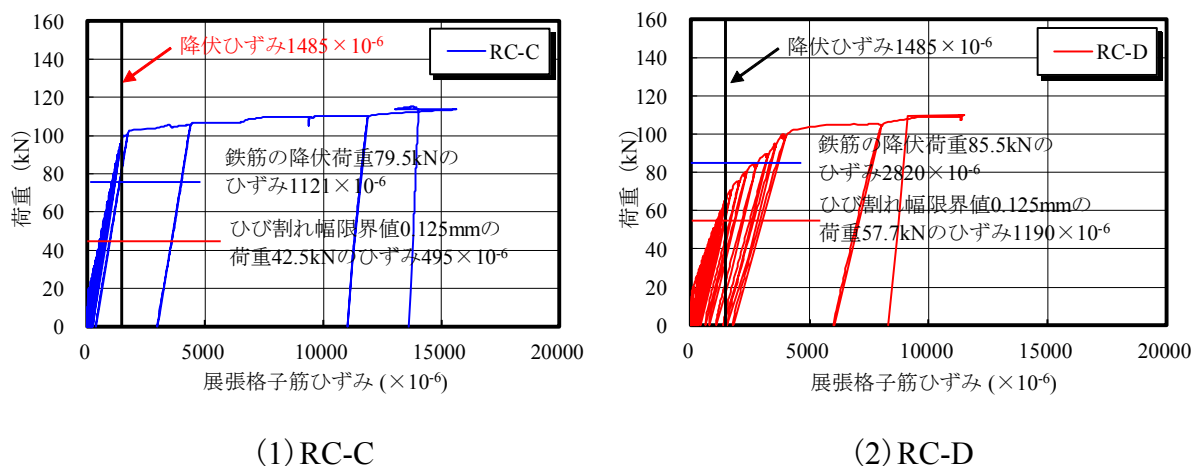


図- 8.11 荷重と展張格子筋ひずみの関係

#### (1) 供試体 RC-C

ひび割れ補強筋を配力筋の上側に展張格子筋を配置した供試体 RC-C の展張格子筋の荷重とひずみの関係は図- 8.11(1)に示すように、荷重 100.0kN まで線形的

に増加している。展張格子筋が降伏した荷重であり、降伏後は急激に増加している。ひび割れ限界値  $0.125\text{mm}$  に達した荷重  $42.5\text{kN}$  の展張格子筋のひずみは  $495 \times 10^{-6}$  である。また、鉄筋が降伏に至った荷重  $79.5\text{kN}$  時のひずみは  $1,121 \times 10^{-6}$  である。よって、配力筋の上側に展張格子筋を配置した場合の展張格子筋は、主鉄筋が降伏した後においてもひずみは線形的に増加している。

## (2) 供試体RC-D

ひび割れ補強筋を配力筋の下側に展張格子筋を配置した供試体 RC-D の展張格子鋼板筋の荷重とひずみの関係は図－ 8.11 (2) に示すように、展張格子筋が降伏する荷重  $64.0\text{kN}$  までは線形的に増加しているものの、降伏後の荷重増加においてはひずみの増加も大きくなっている。荷重  $100.0\text{kN}$  以降からひずみの増加が著しい。ひび割れ限界値  $0.125\text{mm}$  に達した荷重  $57.7\text{kN}$  の展張格子筋のひずみは  $1,190 \times 10^{-6}$  である。また、鉄筋が降伏に至った荷重  $85.5\text{kN}$  時のひずみは  $2,820 \times 10^{-6}$  である。よって、主鉄筋の下側に展張格子筋を配置した場合の展張格子筋の降伏ひずみに達した荷重がひび割れ限界値に達した荷重を上回っており、展張格子筋を主鉄筋の下側に配置することで、ひび割れ幅の抑制が図られた。なお、供試体の破壊時においても展張格子筋の破断は見られない。

以上より、従来の設計法における鉄筋配置法に加え、ひび割れ限界値  $0.125\text{mm}$  に達する荷重を増加させるためには、ひび割れの抑制として曲げ領域に展張格子筋を配置することで、従来の設計法における鉄筋配置が可能であると考えられる。

## 8.5.5 荷重とたわみの関係

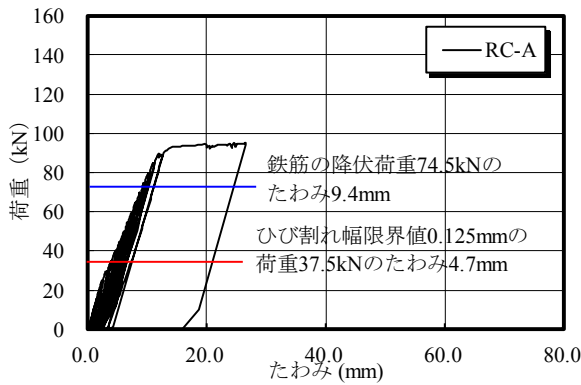
荷重とたわみの関係を図－ 8.12 に示す。

### (1) 供試体RC-A

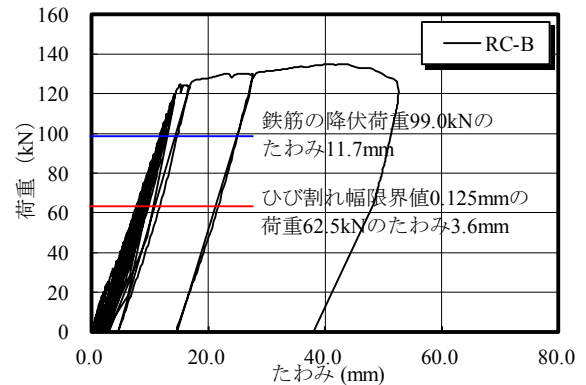
供試体 RC-A の荷重とたわみの関係は図－ 8.11 (1) に示すように荷重  $89.6\text{kN}$  まで線形的に増加している。この時点のたわみは  $11.8\text{mm}$  である。ひび割れ限界値  $0.125\text{mm}$  に達した荷重  $37.5\text{kN}$  時のたわみ  $4.7\text{mm}$  であり、支間 L の  $1/210$  付近である。また、鉄筋が降伏した荷重  $74.5\text{kN}$  時のたわみは  $9.4\text{mm}$  である。最終的には荷重  $94.4\text{kN}$  でたわみが  $26.5\text{mm}$  で曲げ破壊となった。

### (2) 供試体RC-B

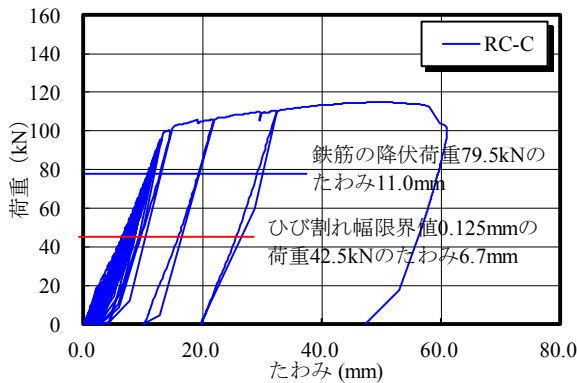
供試体 RC-B の荷重とたわみの関係は図－ 8.11 (2) に示すように荷重  $121.9\text{kN}$  まで線形的に増加している。この時点のたわみは  $15.6\text{mm}$  である。ひび割れ限界値  $0.125\text{mm}$  に達した荷重  $62.5\text{kN}$  時のたわみ  $3.6\text{mm}$  であり、支間 L の  $1/270$  付近である。また、鉄筋が降伏した荷重  $99.0\text{kN}$  時のたわみは  $11.7\text{mm}$  である。破壊付近のたわみが  $52.2\text{mm}$  である。



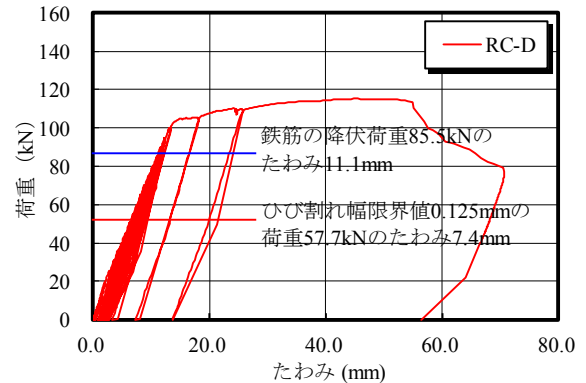
(1) RC-A



(2) RC-B



(3) RC-C



(4) RC-D

図－ 8.12 荷重とたわみの関係

### (3) 供試体RC-C

配力筋の上側に厚さ 4.5mm の展張格子筋を配置した供試体 RC-C の荷重とたわみの関係は図－ 8.11 (3)に示すように、荷重 100.0kN 付近までは線形的に増加し、この時点でのたわみ 13.4mm である。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重 42.5kN 時のたわみは 6.7mm、鉄筋が降伏ひずみに達した荷重 79.5kN のたわみは 11.0mm である。その後の荷重増加においても線形的に増加し、荷重 100.0kN 付近から増加が著しくなり、破壊付近のたわみが 60.9mm である。供試体 RC-A の破壊付近の最大荷重 26.5mm を超えてても破壊することなくたわみが増加している。これは展張格子筋の補強効果であると考えられる。

### (4) 供試体RC-D

主鉄筋の下側に展張格子筋を配置した供試体 RC-D の荷重とたわみの関係は図－ 8.11 (4)に示すように、荷重 102.0kN 付近までは線形的に増加し、この時点でのたわ

み 13.6mm であり，展張格子筋を上側に配置した供試体 RC-C と同等な増加傾向を示している。ひび割れ幅の限界値 0.125mm に達した荷重 57.7kN 時のたわみは 7.4mm，鉄筋が降伏ひずみに達した荷重 85.5kN のたわみは 11.1mm である。その後の荷重増加においても線形的に増加し，荷重 102.0kN 付近から増加が著しくなり，破壊付近のたわみが 70.6mm である。供試体 RC-A の破壊付近の最大荷重 26.5mm を超えても破壊することなく，配力筋の上側に展張格子筋を配置した供試体 RC-C と同様に，展張格子筋の補強効果により，荷重およびたわみが増加している。

以上のように，荷重とたわみの関係よりひび割れ幅の限界値 0.125mm を維持するための補強筋として，厚さ 4.5mm の展張格子筋を配置する補強法はたわみの増加を抑制し耐荷力の向上が図られる。

### 8.5.6 破壊状況

本実験による供試体の破壊状況を図－ 8.13 に示す。

#### (1) 供試体RC-A

供試体 RC-A の破壊状況は図－ 8.13(1)に示すように，初期ひび割れが 2 点載荷の曲げ領域に発生し，荷重増加によって，両支点方向にひび割れが発生している。破壊時のひび割れは供試体中央に発生したひび割れ（赤線）が上縁に達し，曲げ破壊となった。

#### (2) 供試体RC-B

供試体 RC-B の破壊状況は図－ 8.13(2)に示すように，初期ひび割れが 2 点載荷の曲げ領域に発生し，供試体 RC-A と同様なひび割れ発生状況である。破壊時のひび割れは供試体中央に発生したひび割れが上縁に達し，曲げ破壊となった。

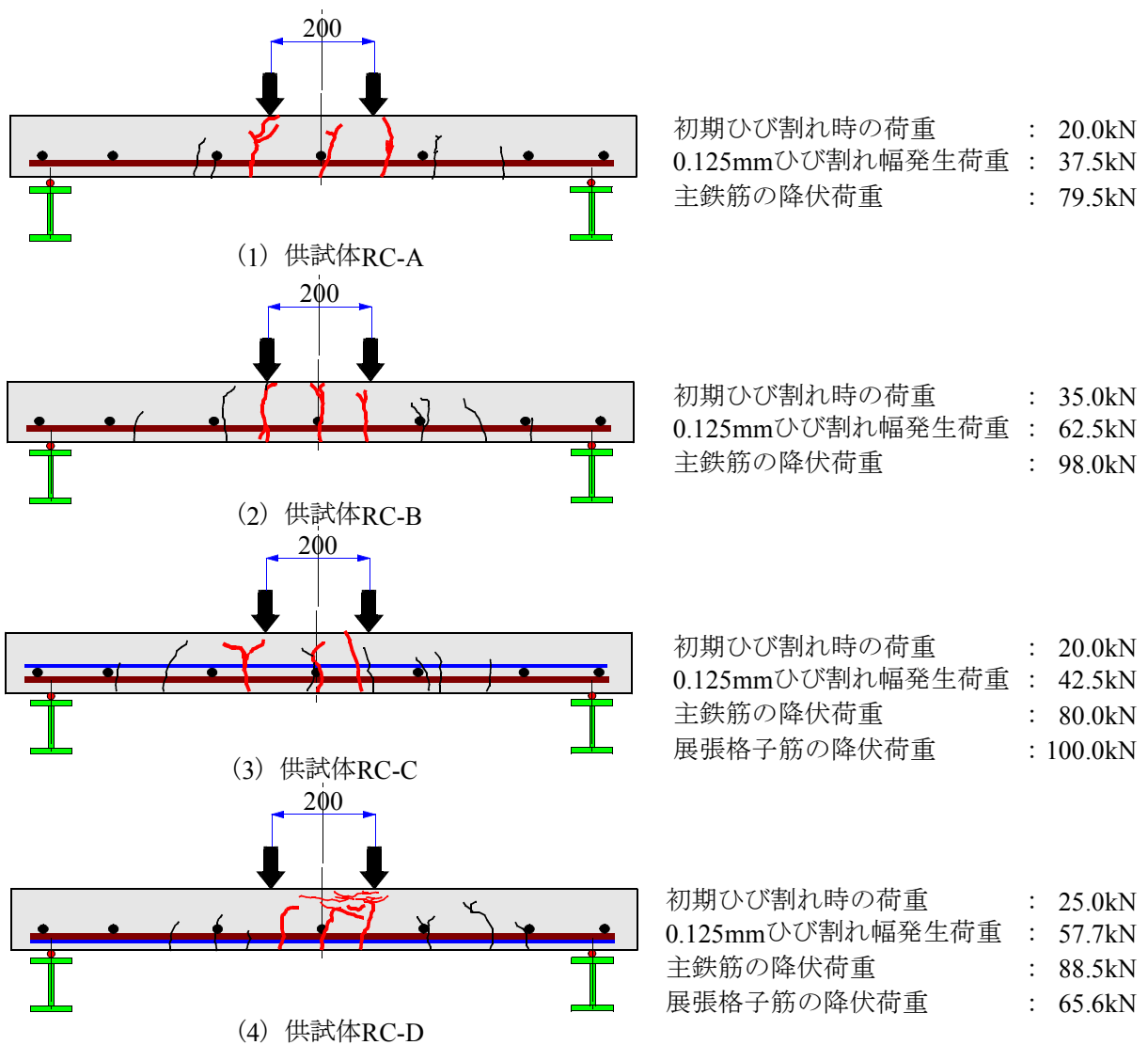
#### (3) 供試体RC-C

供試体 RC-C は配力筋の上側に展張格子筋を配置した供試体であり，破壊状況は図－ 8.13(3)に示すように，初期ひび割れが 2 点載荷の曲げ領域に発生し，供試体 RC-A および RC-B と同様なひび割れ発生状況である。破壊時のひび割れは供試体中央に発生したひび割れが上縁に達し，曲げ破壊となった。

#### (4) 供試体RC-D

供試体 RC-D は主鉄筋の下側に展張格子筋を配置した供試体であり，破壊状況は図－ 8.13(4)に示すように，各供試体同様に 2 点載荷の曲げ領域に発生し，供試体 RC-A および RC-B と同様なひび割れ発生状況である。しかし，展張格子筋を主鉄筋の下側に配置したことから，荷重とたわみの関係図－ 8.12(4)に示すように，最大荷重 113.4kN，たわみが 54.1mm 付近から荷重増加が見られずたわみが増加している。この付近から図－ 8.13(4)に示すように中立軸から上縁が圧縮破壊となっている。

以上のように，ひび割れ発生状況は各供試体ともにひび割れの進展状況は同様な



図－ 8.13 破壊状況

形状を示している。また、供試体 RC-A, RC-B, RC-C は曲げ破壊となり、供試体 RC-D は引張鋼材量が多いことから中立軸上縁が曲げ圧縮破壊となっている。なお、通常のボックスカルバートには圧縮鉄筋が配置されることから、圧縮破壊は生じないものと考えられる。

## 8.6 ボックスカルバートのひび割れ抑制対策

ボックスカルバートは、断面形状が横長断面、縦長断面では、発生する曲げモーメントが大きく変わってくる。また、土被り条件や輪荷重の作用条件においても発生曲げモーメントは変わる。したがって、曲げモーメントが条件によって大きく変



化するために同じ位置にひび割れ補強材である展張格子筋を配置することは出来ない。したがって、設計計算時に発生曲げモーメントからひび割れ幅を計算し、許容ひび割れ幅  $0.005c$  ( $c$ : かぶり) を満足できない領域に展張格子筋を配筋するのが望ましい。既往の研究でも、エキスパンドメタルを補強材に用いた実績が報告されているが、主にせん断補強として建築分野で採用されている<sup>8.6), 8.7)</sup>。しかし、土中構造物のカルバートにおけるひび割れ幅の抑制対応策として展張格子筋の配置法は新材料であることからひび割れ補強材としての実用性の検証は行われていないのが現状である。

本実験で用いた厚さ  $4.5\text{mm}$  の展張格子筋は、一面加工されると同時に、自由に曲げ加工ができることから、施工性に優れ、カルバートの隅角部外側への配筋も可能である。本実験結果においては、展張格子筋を曲げ領域の主筋の下側に配置することで、従来の設計法における鉄筋配置では、ひび割れ限界値  $0.005c$  ( $c$ : かぶり) に達する荷重に対して、引張鉄筋の下側に展張格子筋を配置することで、ひび割れ限界値に達する荷重が増加し、補強効果が十分確保される結果が得られた。そこで、カルバートの断面形状が横長断面および縦長断面においてのひび割れ幅の進展を抑制するそれぞれの対策を図- 8.14 および図- 8.15 に示す。

図- 8.14 および図- 8.15 に示すように、ボックスカルバート頂版の曲げモーメントの作用する曲げ領域、負曲げモーメントが作用するハンチ部等に従来の設計法に

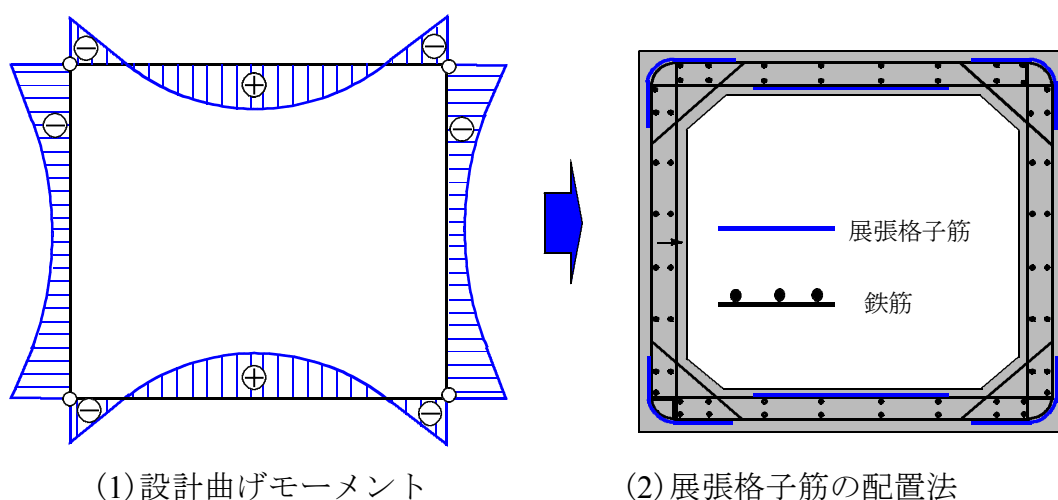
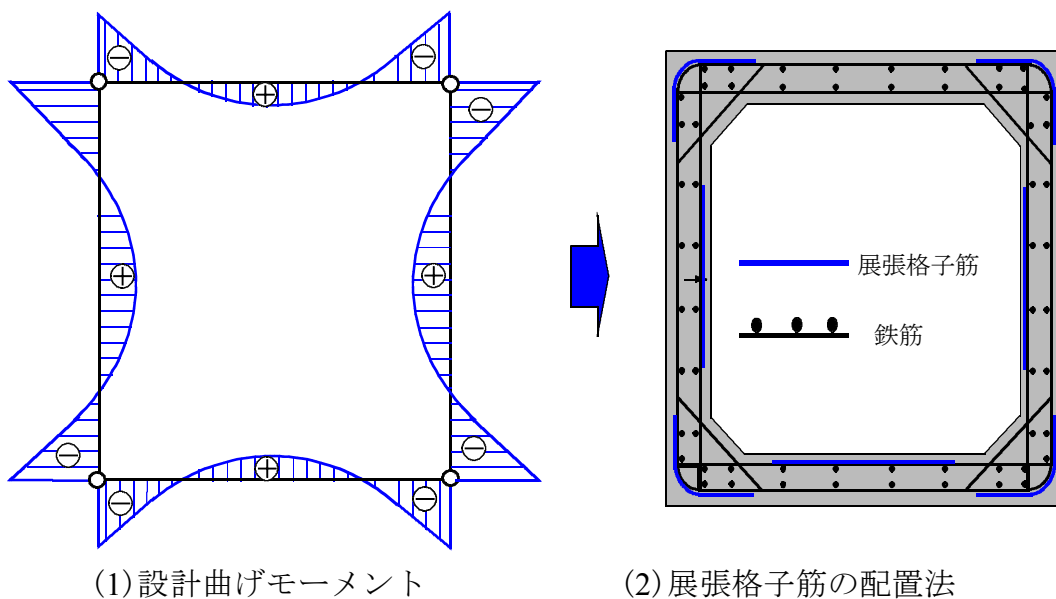


図- 8.14 横長カルバートにおける展張格子筋の配置例



図－ 8.15 縦長カルバートにおける展張格子筋の配置例

における鉄筋配置と併せて本提案するひび割れ抑制として展張格子筋を配置することで、鉄筋径の割り増しをすることがないことから、コストの縮減も可能であると考えられる。

## 8.7 まとめ

本研究では、RC 部材のひび割れを抑制するために、展張格子筋を鉄筋と併用して補強した RC 版の載荷試験を行い、ひび割れ幅、耐荷性能について、以下の知見が得られた。

- (1) 静荷重実験による最大耐荷力は、主鉄筋に D13 を 5 本配置した供試体の最大耐荷力に対して、ひび割れ限界値を確保するために D16 を 5 本配置した供試体は断面積 1.32 倍とすることで 1.42 倍の耐荷力が向上した。次に、配力筋の上側に展張格子筋を配置した供試体および主鉄筋の下側に展張格子筋を配置した供試体はそれぞれ 1.22 倍、1.21 倍である。よって、展張格子筋を配置することで最大性能の向上が図られた。
- (2) 初期ひび割れが発生した荷重を比較すると、主鉄筋に D13 を配置した供試体はひび割れ限界値に達した荷重に対して、新基準を考慮して主鉄筋に D16 を配置した供試体は 1.67 倍である。一方、ひび割れ補強筋である展張格子筋を配力筋の上側に配置した供試体は 1.13 倍、主鉄筋の下側すなわちかぶり内に配置した供試体は 1.54 倍の補強効果が得られた。よって、実構造物においてはひび割れ補強筋である展張格子筋の配置をかぶり内の主鉄筋下側に配置することで、大幅なひび割れ幅の抑制効果が得られた。

- (3) 主鉄筋が降伏ひずみに達した荷重を比較すると、主鉄筋に D13 を配置した供試体に対して D16 を配置した供試体は 1.23 倍、配力筋の上側に配置した供試体は 1.01 倍、主鉄筋の下側に展張格子筋を配置した供試体 1.11 倍である。よって、曲げ領域に展張格子筋を配置することで、曲げ応力度を分担し、ひび割れ幅の進展の抑制と応力分担が行われることから、耐荷力の向上にも寄与できる補強材料である。
- (4) 展張格子筋の荷重とひずみの関係においては、配力筋の上側に配置された場合は、鉄筋の降伏後に展張格子筋が降伏し、主鉄筋の下側のかぶり内に配置した場合は、展張格子筋が先に降伏し、その後に鉄筋が降伏している。両供試体ともにひび割れ限界値に達した荷重を超えてから、降伏していることから、ひび割れ幅の限界値を満足できる配置法であると考えられる。
- (5) 荷重とたわみの関係においても、全ての供試体において鉄筋が降伏した荷重後も線形的に増加している。主鉄筋に D13 を配置した供試体の破壊時のたわみに対して主鉄筋で D16 を配置した供試体は約 2 倍のたわみで曲げ破壊している。一方、ひび割れ補強材として展張格子筋を配置した 2 タイプはそれぞれ約 2.3 倍と 2.7 倍であり、ひび割れ補強筋を配置することでひび割れ幅の抑制と併せてたわみの増加も抑制され靱性的な曲げ破壊に至っている。なお、主鉄筋下側のかぶり内に展張格子筋を配置した供試体は引張補強筋が曲げ抵抗を示し、圧縮コンクリートが圧壊している。
- (6) 本研究の実験で行った鋼展張格子筋を用いたひび割れの抑制対応策においては、ボックスカルバートの頂版の下面や隅角部の外面にひび割れ抑制のために展張格子筋を配置することで、鉄筋量を増やすことなく、必要な箇所に必要な鋼材量の展張格子筋を配置することでひび割れ幅の進展を抑制する補強法として実用性が評価できる補強法であると考えられる。

## 第8章参考文献

- 8.1) 国土交通省大臣官房技術調査課：i-Construction ～建設現場の生産性革命～，  
i-Construction 委員会，2016.4
- 8.2) 阿部忠，師橋憲貴，塩田啓介，今野雄介：補強材として新たに開発された 2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの増厚補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.1387-1392，2015.
- 8.3) 阿部忠，野口博之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いた RC 床版の上面増厚補強法における耐疲労性の評価，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.541-548
- 8.4) (公社)土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2018.3
- 8.5) JFE シビル (株)：グリッドメタルを用いた RC 部材の補強工法 [設計・施工マニュアル (案)]，2016
- 8.6) 山崎健司，丸山武彦，萩原昌宏，有田耕治：RC 梁におけるエキスパンドメタルのせん断補強効果 (その 1. 一方向載荷)，土木学会論文集，2005.
- 8.7) 池田明男，丹羽秀彬：エキスパンドメタルを補強材に用いた鉄筋コンクリート構造の研究，コンクリートジャーナル，12号，12巻，pp.1-13，1974.

## 第 9 章 総 括

### 9.1 本論文の総括

我が国では高度経済成長に合わせ多くの道路構造物が建設され、これらの道路施設は国民の生活環境を快適にし、経済活動を効率的なものにすることに大きく貢献してきた。しかし、近年は多くの道路構造物が、一斉に老朽化の時期を迎えており、補修・補強対策や予算処置等の維持管理問題が表面化してきている。

とりわけ、平成 24 年 12 月に発生した中央自動車道笹子トンネルの天井板落下事故は、道路施設の老朽化の到来を告げる大きな出来事であった。しかし、その後もインフラの老朽化に起因する事故は後を絶たないのが現状である。橋梁で見ると、橋梁約 72 万橋のうち建設後 50 年以上経過した橋梁（橋長 2 m 以上）が全橋梁の約 20 %（2018 年時点）であるのに対し、2028 年には 50 %、15 年後の 2033 年には約 63 %にまで増加することが予測されている。

また、緊急的に整備された箇所や水中部など、立地環境の厳しい場所などの一部の構造物でも老朽化による変状が顕在化し、地方公共団体管理の橋梁では、近年通行規制等が増加している。このうち、ボックスカルバートについては、建設後すでに 80 年を経過している施設もあり、戦略的な維持管理が喫緊の課題となっている。

あらゆる社会インフラが建設後 50 年以上経過する中、本研究の対象であるボックスカルバートの維持管理について、新たに開発された一面加工の鋼板格子筋を用い接着剤塗布型のポリマーセメントモルタル（PCM）で増厚補強したカルバートを用い静荷重実験により補強効果を検証した。結果は既存カルバートの持つ劣化以前の耐荷力を上回る補強効果が得られた。また、昨今問題となっている鉄筋工不足に関しても鋼板格子筋は、主筋、配力筋が工場にて一面加工されているため、現場における鉄筋組立てに要する人工を大幅に削減できる。この新しい補強用の鋼材を用いることで、これからの長寿命化修繕計画における補修・補強法と鉄筋工の人手不足を解決する一助にしたい。

本論文は 9 章で構成されており、各章において得られた主要点を以下に示す。

第 1 章では、社会インフラの老朽化現状と建設業の人手不足問題を述べ、効率的な補修・補強の必要性を示す。また、設計基準の変遷により T-196kN から T-245kN へ活荷重の改定が行われ、既設構造物の耐荷力性能を向上する必要性が出てきた。次に、既往の補修・補強対策工法に関する調査を行い、代表する各工法をまとめた。また、損傷したカルバートの補修・補強対策に、鋼板格子筋を用いることで耐荷力性能を回復できる新技術の提案を行い、静荷重実験による性能を確認、評価し、省

人化・省力化で安全に施工できる適用可能な補修・補強技術の位置付けを論じた。

第2章では、ボックスカルバートを含むインフラの現状を調べ、カルバートを含む橋梁の実態や、建設産業のおかれている人手不足について調査した。また、各自治体ではどのような点検が行われているかや点検に関する留意事項や健全度の判定区分に関して調査した。同時に、現在行われている劣化および損傷を受けたカルバートの補修・補強方法について各工法ごとにまとめた。

第3章では、鋼板格子筋の種類や製作可能な鋼板の板厚について、また、本研究で取扱う材料として、補修用材料の浸透性接着剤や付着用接着剤について、補強用の材料としては、増厚用のポリマーセメントモルタルや引張鋼材の鋼板格子筋に関して、それぞれの特徴や材料特性値についてまとめた。鋼板格子筋の要素実験としては、引張試験やコンクリートとの付着試験に関して試験結果を述べた。併せて、継手性能の試験結果についても検証した。

第4章では、鋼板格子筋の一つである格子状に製作した格子鋼板筋を用いて、スラブ部材の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の実験を行い補強効果を検証し、損傷したカルバート部材に鋼板格子筋を用いて補修・補強を行うことが耐荷力性能の向上に資する材料であるかの検証と、鉄筋に代わる新材料としての有効性について耐荷力性能および耐疲労性について実験を行い検証した。

第5章では、RCカルバートの静荷重実験を、内幅1,800×内高1,800×長さ2,000mmのプレキャスト製品を2函体用いて行った。1函体目は無補強の供試体として、2函体目は無補強のカルバートの頂版・側壁を10mm切削し、展張格子筋を設置し付着用接着剤を塗布した後、ポリマーセメントモルタル(PCM)を40mm吹付けし、頂版および側壁を30mm増厚したカルバート供試体を用い静荷重実験を行い、無補強カルバート供試体と展張格子筋を用いてPCM補強したカルバート供試体の補強効果についての耐荷力性能を検証した。頂版中央1点荷重による静荷重実験の結果は、無補強カルバート供試体の破壊荷重456.6kNに対し、頂版・側板を10mm薄肉で製作したカルバートに9mm厚の展張格子鋼板筋を設置し、PCMで40mm増厚した供試体の破壊荷重は760.7kNで1.66倍の耐荷力性能の向上が図られた。したがって、本工法はカルバートの内空断面の建築限界を確保するために40mm厚の薄層補強が可能な補強法である。また、展張格子筋を用いた設計の考え方についても示し、終局曲げ耐力と実験耐荷力との整合性についても検証した。

第6章では、第5章で載荷実験を行い、破壊荷重の履歴を受けた無補強カルバートを約2年間にわたり風雨にさらして暴露したものを供試体とした。この供試体の

頂版・側壁を研掃したのち発生したひび割れに浸透性接着剤による注入を行い、展張格子筋を設置し、付着用接着剤を塗布した後、PCM を 40mm 吹付けし増厚補強を行った。この増厚補強した供試体を用いて静荷重実験を行い、無損傷の無補強カルバートの静荷重実験により得られたひび割れ耐荷力および破壊耐荷力に対して、補強後の耐荷力性能の検証を行った。試験結果は、第 5 章の実験で得られた破壊荷重 456.6kN に対し、550.3kN の最大耐荷力であり、1.21 倍の補強効果が得られた。また、展張格子筋を用いることで、大幅な作業の効率化が図られた。本供試体の場合は 30 分程度で展張格子筋の取付けが完了した。

第 7 章では、震災と老朽化により劣化した実構造物のカルバートを用い、ひび割れ補修の後、研掃・展張格子筋設置・接着剤塗布・PCM 吹付けを行い機能を回復させた。展張格子筋を用いることで、ユニット化された鉄筋と見なすことができるため、フォークリフトでの取り付けが可能となり、大幅な作業の効率化に繋がった。延長 12m の施工を 3 日間で終了することができた。したがって、現在抱えている鉄筋工不足にも対応できる材料である。

第 8 章では、損傷したカルバートの機能回復に用いた展張格子筋を活用し、耐久性の観点から決められている許容ひび割れ幅 ( $0.005c : c$  はかぶり) を満足するため、これまで行っていた主鉄筋径のアップや本数の増強などを行わずにひび割れ幅を抑制することが可能であるか静荷重実験により検証した。実験の結果より、主鉄筋と展張格子筋がともに引張鋼材として寄与していることが確認でき、ひび割れ幅の抑制に繋がった。

以上より、本論文で提案する「鋼板格子筋を用いたボックスカルバートの補強技術およびひび割れ抑制対策に関する実験研究」で得られた知見により、老朽化したカルバートの機能回復や、活荷重の改訂による耐荷力不足のカルバートの補強に対し有効な手段であることが実験により裏付けされた。また、新設構造物にひび割れ幅抑制のために必要な箇所に適量の鋼板格子筋を配置すれば、有害なひび割れを防止でき構造物の長寿命化にも繋がる技術であることがわかった。加えて、鋼板格子筋（展張格子鋼板筋、格子鋼板筋）を活用することで、鉄筋の組立てに要する時間が大幅に削減でき、鉄筋工不足に対しても有効である。また、国土交通省が推奨する i-Construction（建設現場の生産性革命）施策の一つである鉄筋のプレハブ化に対応できる引張材料の鋼材であり、カルバートの老朽化対策や設計荷重の変遷にも適用可能な補修・補強工法である。

本研究で得られた知見が、国や各自治体で抱えるボックスカルバートをはじめとするコンクリート構造物の修繕計画の一助になれば幸いである。

## 謝 辞

本論文は、日本大学大学院生産工学研究科非常勤講師 博士（工学）阿部忠先生の長年におわたる総合的・大局的な見地から、終始かわらぬご懇篤なるご指導とお力添えによる格段のご高配と督励による大成・結実したものです。ここに謹んで感謝の意を捧げる次第であります。

また、本研究の遂行に当たりまして多大なるご指導とご鞭撻を賜り、ご審査をして下さいました日本大学教授 工学博士 澤野利章先生，日本大学教授 博士（工学）渡部正先生，日本大学教授 博士（工学）師橋憲貴先生，日本大学大学院生産工学研究科非常勤講師 博士（工学）川井豊先生に心から御礼申し上げます。

さらに、本研究に関する実験および計測等において支援をいただきました日本大学准教授 博士（工学）水口和彦先生，日本大学助手 博士（工学）野口博之先生，日本大学大学院構造工学研究室の歴代大学院生諸君ならびに暖かく研究支援を下さいました日本大学生産工学部土木工学科の先生各位に厚く御礼申し上げます。

そして、本論文には日本大学生産工学部ハイテク・リサーチ・センターが所有する「輪荷重走行振動疲労試験装置・解析装置」，および建築工学部で所有している最大載荷能力 5,000 kN の構造物試験機等を利用させていただくなど生産工学部研究所におかれましても，厚く御礼申し上げます。

また、本研究における工法開発においては JFE シビル株式会社，住友大阪セメント株式会社，鹿島道路株式会社，供試体製作において株式会社オーシャン，そして計測において i エンジニアリング株式会社の皆様にご協力をいただきました。厚く御礼申し上げます。

最後に、良き研究環境を整備していただき、本論文の作成の好機を与えて下さいました東栄コンクリート工業株式会社に衷心より感謝申し上げます。