

メタルグリッド筋を用いた橋梁 RC 部材の
補修・補強に関する実験的研究

吉 岡 泰 邦

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・補強対策工法について	2
1.3 本論文の目的と構成	2
第1章参考文献	6

第2章 道路橋のRC部材の現状および予防保全型維持管理

2.1 はじめに	7
2.2 橋梁および建設業の現状と課題	7
2.2.1 橋梁の現状と課題	7
2.2.2 建設業の現状と課題	8
2.3 予防保全型維持管理計画	9
2.4 道路橋長寿命化修繕計画	10
2.4.1 道路橋RC部材の橋梁点検	10
2.4.2 道路橋長寿命化修繕計画	12
2.5 RC部材の損傷状況および補修・補強技術	14
2.5.1 RCはり・柱の損傷状況	14
2.5.2 RC床版の損傷状況	16
2.5.3 RC部材の補修・補強技術	18
2.6 道路橋示方書の変遷	20
2.7 新たな補修・補強工法の提案	23
2.8 まとめ	23
第2章参考文献	25

第3章 メタルグリッド筋の材料特性

3.1 はじめに	27
3.2 メタルグリッド筋の開発	27
3.2.1 メタルグリッド筋の開発経緯	27
3.2.2 メタルグリッド筋の改良	29
3.3 メタルグリッド筋の材料特性	30
3.3.1 メタルグリッド筋の製作方法	30
3.3.2 メタルグリッド筋に用いる鋼板材料	33
3.4 メタルグリッド筋の引張強度試験	36
3.4.1 レーザ加工および展張加工における引張強度	36

3.4.2	展張加工部における引張強度	38
3.5	メタルグリッド筋とコンクリートの付着強度	40
3.5.1	試験概要および試験パラメータ	40
3.5.2	試験方法	41
3.5.3	試験結果	41
3.6	メタルグリッド筋の主鉄筋方向の継手試験	43
3.6.1	試験概要	43
3.6.2	継手部の付着試験	43
3.6.3	結果および考察	44
3.7	まとめ	45
第 3 章	参考文献	46
第 4 章	メタルグリッド筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における耐荷力性能	
4.1	はじめに	47
4.2	コンクリート構造物の損傷状況	47
4.3	供試体概要および使用材料	48
4.3.1	目的	48
4.3.2	使用材料	48
4.4	供試体概要・供試体寸法および補強方法	50
4.4.1	供試体概要および供試体寸法	50
4.4.2	メタルグリッド筋を配置した PCM 増厚補強法	53
4.5	静荷重実験	55
4.5.1	実験方法	55
4.6	厚さ 9.0mm のメタルグリッド筋を配置した PCM 補強法に関する実験結果	55
4.6.1	静荷重実験による最大耐荷力	55
4.6.2	荷重とたわみの関係	57
4.6.3	荷重と鉄筋ひずみの関係	59
4.6.4	荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係	61
4.6.5	破壊状況	62
4.6.6	厚さ 9.0mm のメタルグリッド筋を配置した PCM 補強法に関する考察	64
4.7	縞鋼板・一般鋼板および異なる防錆処理をしたメタルグリッド筋 増厚補強法による補強効果	64
4.7.1	目的	64

4.7.2	供試体概要および材料特性値	65
4.7.3	メタルグリッド筋の形状・寸法および供試体寸法	65
4.7.4	供試体概要	66
4.7.5	補強方法	68
4.8	実験方法	69
4.9	結果および考察	69
4.9.1	静荷重実験による最大耐荷力	69
4.9.2	荷重とたわみの関係	69
4.9.3	荷重と鉄筋ひずみの関係	70
4.9.4	荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係	71
4.9.5	破壊状況	72
4.9.6	厚さ 4.5mm のメタルグリッド筋を配置した PCM 補強法に関する考察	73
4.10	計算値と実験値の比較	73
4.10.1	補強後の RC 部材の計算式	73
4.10.2	各供試体の最大荷重の計算値と実験値	75
4.11	まとめ	76
	第 4 章参考文献	78

第 5 章 メタルグリッド筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価

5.1	はじめに	79
5.2	RC 部材の補修・補強に用いるモルタル材料および接着剤	80
5.2.1	ポリマーセメントモルタル	80
5.2.2	鋼繊維補強コンクリート (SFRC)	81
5.2.3	浸透性接着剤および付着用接着剤	82
5.3	RC 床版下面の損傷状況および補強対策	85
5.3.1	RC 床版の下面損傷の事例	85
5.3.2	RC 床版の下面補強	85
5.4	使用材料および供試体概要	86
5.4.1	使用材料	86
5.4.2	供試体概要	89
5.5	引張剛性および補強方法	90
5.5.1	引張剛性	90
5.5.2	下面増厚補強法	91
5.6	実験方法および等価走行回数	93

5.6.1	実験方法	93
5.6.2	等価走行回数	93
5.7	実験結果および考察	93
5.7.1	等価走行回数	93
5.7.2	たわみと等価走行回数の関係	95
5.7.3	主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係	98
5.7.4	配力筋ひずみと等価走行回数の関係	100
5.7.5	補強筋ひずみと等価走行回数の関係	101
5.7.6	破壊状況	103
5.8	下面増厚補強の工法比較	105
5.9	まとめ	106
第 5 章	参考文献	108

第 6 章 メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強法による
RC 床版の耐疲労性の評価

6.1	はじめに	110
6.2	RC 床版の損傷状況および補強対策	111
6.2.1	RC 床版の損傷状況	111
6.2.2	RC 床版の補強対策	111
6.3	供試体概要	112
6.3.1	使用材料	112
6.3.2	供試体寸法および鉄筋配置	115
6.4	上面増厚補強法	117
6.4.1	SFRC 上面増厚補強	117
6.4.2	接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強	117
6.5	実験方法	118
6.5.1	輪荷重走行疲労実験	118
6.5.2	等価走行回数	118
6.6	結果および考察	119
6.6.1	等価走行回数	119
6.6.2	たわみと等価走行回数の関係	120
6.6.3	主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係	122
6.6.4	配力筋ひずみと等価走行回数の関係	123
6.6.5	補強筋ひずみと等価走行回数の関係	125
6.6.6	破壊状況	127

6.7	メタルグリッド筋の有無による補強効果の比較	129
6.7.1	目的	129
6.7.2	供試体概要および材料特性値	129
6.7.3	メタルグリッド筋	130
6.7.4	供試体寸法および鉄筋配置	130
6.8	実験方法	132
6.9	結果および考察	132
6.9.1	等価走行回数	132
6.9.2	たわみと等価走行回数の関係	133
6.9.3	主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係	134
6.9.4	配力筋ひずみと等価走行回数の関係	135
6.9.5	メタルグリッド筋ひずみと等価走行回数の関係	137
6.9.6	破壊状況	138
6.10	まとめ	139
	第 6 章参考文献	142

第 7 章 応力履歴を与えた RC 柱にメタルグリッド筋（展張格子筋）を配置した接着剤塗布型 NSM 増厚補強法の耐荷力性能

7.1	はじめに	144
7.2	コンクリート部材のひび割れ損傷	144
7.3	応力履歴を与える RC 柱の使用材料・供試体寸法および実験方法	145
7.3.1	使用材料および補強材料	145
7.3.2	RC 柱供試体寸法	146
7.3.3	実験方法	147
7.4	耐荷力・ひび割れ状況および補修法	147
7.4.1	応力履歴時の最大耐荷力	147
7.4.2	荷重と鉄筋ひずみの関係	147
7.4.3	荷重と軸変位の関係	148
7.4.4	破壊時のひび割れ状況	149
7.5	補強 RC 柱供試体寸法および補強材料	149
7.5.1	補強 RC 柱供試体寸法	149
7.5.2	補強材料	149
7.6	ひび割れ補修および増厚寸法と補強手順	151
7.6.1	ひび割れ補修	151
7.6.2	既設 RC 柱の増厚補強手順	151

7.7	補強 RC 柱の実験方法	152
7.8	結果および考察	153
7.8.1	実験耐荷力および理論耐荷力	153
7.8.2	展張格子筋の荷重とひずみの関係	154
7.8.3	荷重と軸変位の関係	155
7.8.4	破壊時のひび割れ状況	156
7.9	まとめ	156
	第 7 章参考文献	158
第 8 章 メタルグリッド筋を用いた RC 部材の補強技術		
8.1	はじめに	159
8.2	RC はりの補強事例	159
8.2.1	RC はりの概要	160
8.2.2	メタルグリッド筋（展張格子筋）の工場製作	161
8.2.3	現地施工	161
8.2.4	実施工のまとめ	162
8.3	RC 床版の下面増厚補強事例	163
8.3.1	乳ノ木橋の概要	163
8.3.2	RC 床版の下面増厚補強仕様	164
8.3.3	RC 床版の下面補修	166
8.3.4	RC 床版の下面増厚補強の施工状況	166
8.4	RC 床版の上面増厚補強事例	167
8.4.1	東橋の概要と補強計画	167
8.4.2	東橋の補強に用いる材料	168
8.4.3	メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型コンクリート舗装補強	169
8.5	溝橋（ボックスカルバート）の補修事例	170
8.5.1	仲原橋の概要	170
8.5.2	仲原橋の補修計画	171
8.5.3	補修に用いる材料	172
8.5.4	溝橋（ボックスカルバート）補修の施工状況	173
8.6	まとめ	173
	第 8 章参考文献	174
	第 9 章 総括	175
	謝辞	178

Experimental Study on Repaire and Reinforcement of Bridge RC Member Using Metal-Grid

Yasukuni Yoshioka

Most Japanese road bridges were constructed during high economic growth period. After the construction fifty years passing facilities are increasing at an accelerating speed and deterioration is progressing. The development of repaire and reinforcement technology, and the creation of maintenance method have been important problems.

In this situation, a new steel grid reinforcement (Metal-Grid) is developed as the substitute for rebar. In this paper, Metal-Grid are applied to reinforce specimen of RC member (beam, slab and column) of road bridge, the effect of reinforcement is verified by increasing of load bearing capacity or fatigue resistance. In the reinforcement, adhesive is used for strengthening of surface of existing RC member and polymer cement mortar (PCM) or SFRC is applied as filling material.

- (1) Metal-Grid (plate thickness is 9.0mm or 4.5mm) are applied to reinforce specimen of RC beam, and specimen that strengthening area are changed by spraying PCM are built. The change of the effect by difference of strengthening area is confirmed, and the effect of Metal-Grid is verified.
- (2) Spicimen of RC slab are reinforced by undersurface or top surface increase thickness.
Two types of Metal-Grid are applied and compared with wire mesh. On the other hand, adhesive is also used for strengthening of surface of existing RC member. As a result specimen strengthened by two types of Metal-Grid have similar fatigue resistance with wire mesh, specimen applied adhesive increased fatigue resistance.
- (3) After damaged RC columns are repaired by permeable adhesive, they are strengthened by adhesive for the adhesion, Metal-Grid and non shrink mortar(NSM). Then they are subjected to a load bearing capacity test. The result shows that the strength of reinforced specimen is twice than unreinforced RC column.
- (4) Repaire and reinforcement for bridge RC member using Metal-Grid and permeable adhesive, adhesive for the adhesion, PCM, SFRC, NSM were applied to actual road bridge. Then it was considered the useful method that satisfied rationalizing and laborsaving.

From the above, it is concluded that the reinforcing method using Metal-Grid is effective for the strengthening RC members and contributes to “i-Construction”.

第1章 序 論

1.1 はじめに

我が国の社会資本施設は、高度経済成長期に集中して整備されており、今後、建設から50年以上経過する施設の割合は加速度的に増加する見込みであり、老朽化が進む社会資本施設を計画的に維持管理することにより、トータルコストの縮減・平準化を図る必要がある。そのため、計画的な維持管理・更新などの方向性を示す基本的な計画として、2013年11月に「インフラ長寿命化基本計画」^{1.1)}がとりまとめられ、国土交通省では、この基本計画に基づき、2014年5月に「国土交通省インフラ長寿命化計画(行動計画)」^{1.2)}が策定された。この行動計画に基づき、個別施設毎に点検・診断、修繕・更新、情報の記録・活用といったメンテナンスサイクルが構築される必要がある。

社会資本施設の中で道路橋は、2021年現在、橋長2.0m以上のものは約73万橋^{1.3)}あり、このうち地方公共団体が管理する橋梁は約90%を占めていることから、地方公共団体における取組みが重要となる。また、今後20年程度で、建設後50年以上経過する道路橋の割合は、2020年の約30%から約75%へ増大するなど、高齢化の割合は加速度的に増加する。このような中、「道路橋長寿命化修繕計画」を立案し計画的に修繕に取り組み、従来のインフラの機能に不具合が生じてから対策を行う「事後保全」ではなく、不具合が生じる前の損傷が軽微な段階で補修を行うことで施設を長寿命化させる「予防保全」の考え方に基づく取組みが不可欠である^{1.4),1.5)}。

道路橋を構成するはり、床版、橋脚等の鉄筋コンクリート(Reinforced Concrete:以下、RCとする)部材では、車両の大型化や交通量の増加、塩害や中性化に起因した損傷が多く見られ、老朽化が顕著となっており、鉄筋コンクリート(RC)部材に対する従来の補修・補強工法としては、様々な工法が適用されているが、より効率的なメンテナンスを実施するための新技術の開発・導入の推進も望まれている。

一方、建設業就業者数は減少し労働者不足が深刻な問題であり、さらに建設業就業者の高齢化が顕著であり、次世代への技術継承も課題となっている。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、より一層魅力ある建設現場を目指す取り組みである「i-Construction(建設現場の生産性革命)」^{1.6)}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、検査、維持管理・更新までのすべての建設生産プロセスでICT等を活用する「i-Construction」を推進し、建設現場の生産性向上を目的とした取り組みである。よって、道路橋RC部材の補修・補強技術においてもi-Constructionを取り入れた新材料、補修・補強技術の開発が急務とされている。

そこで、本研究では、鉄筋の代替材料として、i-Construction の生産性向上を図るための一つの方策として挙げられる鉄筋加工・組立のプレハブ化が可能となる新材料のメタルグリッド筋^{1.7)}を開発した。メタルグリッド筋は、鋼板や縞鋼板にレーザでスリットを挿入し、両端から専用のジャッキで配力筋方向に展張して格子状に仕上げた展張格子筋と、レーザで鋼板を直接格子状に加工した格子筋の2タイプがある。その特徴としては、主筋と配力筋が一面加工となることから、鉄筋の場合の主筋、配力筋の交差部でできる厚みを薄くでき、さらに、主筋、配力筋は一体化していることから、現場での鉄筋組み立て手間を無くして、施工省力化を図ることができる材料である。充填材として下面増厚にはポリマーセメントモルタル(Polymer Cement Mortar：以下、PCM とする)、上面増厚には鋼繊維補強コンクリート(Steel Fiber Reinforced Concrete：以下、SFRC とする)を用い、補強材にはこのメタルグリッド筋を用いた補強法において、増厚界面の界面剥離を抑制させ一体性の向上を図る対策として、エポキシ樹脂系接着剤を界面に塗布した接着剤塗布型の増厚補強法を提案する。

1.2 既往の研究および補修・補強対策工法について

鉄筋コンクリート(RC)部材に対する従来の補修・補強工法としては、接着剤注入によるひび割れ補修^{1.8)~1.10)}、橋脚に多く使用されてきた鋼板接着補強^{1.11)}、床版やはりの下面に鉄筋を配置しポリマーセメントモルタル(PCM)を用いた吹付け工法による増厚補強^{1.12)}、補強材として鉄筋の代替に炭素繊維連続シート(Carbon Fiber Sheet：以下、CFS とする)を用いた増厚補強法^{1.13),1.14)}、床版上面には鋼繊維補強コンクリート(SFRC)による増厚補強^{1.15)}等が適用されている。さらに、既設RC部材と増厚補強材料との剥離の抑制および一体性を高めるエポキシ樹脂系接着剤^{1.16)}を増厚界面に塗布した接着剤塗布型増厚補強法^{1.17)}が提案され、実用化されている。ここで、補強材に鉄筋を用いた場合には、鉄筋交差部が鉄筋径の2倍となり、増厚厚さが厚くなり死荷重の増大が懸念される。

1.3 本論文の目的と構成

日本の社会資本施設の多くは高度経済成長期に建設され、建設後50年を経過する施設が加速度的に増加して老朽化が進んでおり、補修・補強技術の開発や維持管理手法の構築が重要な課題となっている。社会資本施設の中でも道路施設は、地方生活圏および主要な都市圏をつなぐ重要な施設であり、将来にわたって十分な機能や性能を維持する必要がある。道路橋は劣化損傷が著しく、国土交通省をはじめとする道路管理機関では橋梁の点検、調査結果から損傷程度の評価、対策区分の判定、健全性の診断を行い、優先順位を決めて、損傷が軽微な段階で、低コストで、毎年平準化した予算で修繕する予防保全型維持管理計画、すなわち「道路橋長寿命化修繕計画」を立案

し、修繕に取り組まれている。一方、建設業就業者数は減少し労働者不足が深刻な問題であり、さらに建設業就業者の高齢化が顕著であり、次世代への技術継承も課題となっている。このような背景を受けて、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、より一層魅力ある建設現場を目指す取り組みである「i-Construction」が進められている。よって、道路橋の長寿命化を図る補修・補強技術においても「i-Construction」の方針を取り入れた新材料や補強工法の開発が急務である。

本論文では、道路橋のコンクリート部材であるはり、床版、柱の供試体に、鉄筋の代替材料として新たに開発したメタルグリッド筋を適用し、既設 RC 界面にはエポキシ樹脂系接着剤を塗布して、充填材にはポリマーセメントモルタルや鋼繊維補強コンクリートを用いた増厚補強を施し、耐荷力性能や耐疲労性を検証する。また、これらの増厚補強工法を実際の現場に適用した事例も示し、「i-Construction」の施策目的の一つである建設現場での生産性向上に合致した材料、補強工法であることを示し、橋梁の長寿命化対策の推進に寄与したいと考える。

本論文は9章で構成されており、以下に各章ごとの要旨を述べる。

第1章「序論」では、社会資本施設の老朽化の現状と課題、「予防保全」の考えに基づくメンテナンスサイクル構築の重要性、その上で補修・補強技術の開発の必要性を述べる。そこで、「i-Construction」の取り組み方針の一つである「鉄筋のプレハブ化」に合致した新材料であるメタルグリッド筋を補強材として適用することで、補強増厚厚さを薄くでき、施工の省力化も図れることを述べるとともに、本提案する補強法について、性能評価に関する検証、施工の合理化・省力化等についての位置付けを論じる。

第2章「道路橋のRC部材の現状および予防保全型維持管理」では、我が国の橋梁の現状と課題を述べるとともに、建設業界が抱えている就業者の減少や高齢化問題を述べる。予防保全型維持管理計画の実施フローを示し、道路橋長寿命化修繕計画の概念について述べ、橋梁点検要領における損傷区分や健全性の判定区分などについて述べる。そして、コンクリート部材およびRC床版の損傷状況および補修・補強技術と課題について述べ、新たな補修・補強材料であるメタルグリッド筋の提案を行う。

第3章「メタルグリッド筋の材料特性」では、RCはりおよびRC床版などのRC部材の補修・補強に用いる鉄筋の代替材料として新たに開発したメタルグリッド筋について述べる。まず、メタルグリッド筋の開発経緯を示し、その形状、製作方法を述べる

とともに、材料の特徴を述べる。そして、引張強度、付着強度などの各種材料試験から材料特性値を明らかにする。これらのことから、一面加工されたメタルグリッド筋は鉄筋 1 方向分の増厚層が不要となることから、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、国土交通省の政策にも合致した材料であることを示す。

第 4 章「メタルグリッド筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における耐荷力性能」では、RC はりに板厚 9mm のメタルグリッド筋を適用し、ポリマーセメントモルタル (PCM) による吹付け補強範囲等を変化させた供試体を製作して、補強範囲の違いによる補強効果の変化、継手の有無による補強強度の差異等の確認を行い、メタルグリッド筋を用いた有用性を評価する。さらに、板厚 4.5mm のメタルグリッド筋を用いて、鋼板種類、防錆種類の違いによる補強効果の差異について検証を行う。

第 5 章「メタルグリッド筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価」では、まず、補強に用いるセメント系材料の材料特性を明らかにするとともに、既設 RC の補修および界面との付着性能を高めるために必要となる浸透性接着剤および付着用接着剤の材料特性値を明らかにする。そして、RC 床版の PCM 吹付け下面増厚補強法において、引張補強材にワイヤーメッシュおよび新たに開発した展張格子筋、格子筋の 2 タイプのメタルグリッド筋を用いて PCM 下面増厚補強した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、無補強の RC 床版およびワイヤーメッシュを配置した供試体を基準に補強効果および耐疲労性を検証する。また、増厚界面での付着性を高めるために、既設 RC 床版下面に接着剤を塗布して、メタルグリッド筋を配置した PCM 下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性を検証し、道路橋 RC 床版の下面増厚補強における引張補強材および接着剤を塗布した下面増厚補強法についての有用性を評価する。

第 6 章「メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強法による RC 床版の耐疲労性の評価」では、RC 床版の SFRC 上面増厚補強法において、鉄筋に替わる引張補強材として 2 タイプのメタルグリッド筋を用いた SFRC 上面増厚補強法を提案し、耐疲労性の評価を検証する。耐疲労性の評価は、2002 年改定の道示に準拠して製作した 1/2 モデルとした RC 床版供試体および引張補強材である鉄筋と同等な特性を有するワイヤーメッシュ筋を配置した供試体、それぞれを基準に本提案する 2 タイプのメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚した RC 供試体の耐疲労性を評価する。また、補強法においては、既設 RC 床版と増厚部の界面に接着剤を塗布した補強法についても輪荷重走行疲労実験を行い、接着剤が耐疲労性に及ぼす影響についても検証する。

さらに、界面に接着剤を塗布して SFRC のみにより上面増厚補強した供試体と界面に接着剤を塗布して SFRC 層内にメタルグリッド筋を配置した供試体との比較も行い、メタルグリッド筋による耐疲労性向上の効果も検証する。

第7章「応力履歴を与えた RC 柱にメタルグリッド筋（展張格子筋）を配置した接着剤塗布型 NSM 増厚補強法の耐荷力性能」では、コンクリート製橋脚をモデル化した RC 柱に、圧縮荷重による橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分Ⅳに相当するひび割れが発生するように応力履歴を与え、ひび割れ補修に接着剤を注入する。補強においては応力履歴を与えた RC 柱の側面に浸透性接着剤と付着用の高耐久型エポキシ系接着剤を塗布し、展張型のメタルグリッド筋を配置し、流動性無収縮ポリマーセメントモルタルで増厚補強した場合の RC 柱の耐荷力性能および補強効果を検証する。これら展張格子筋を配置した接着剤塗布型増厚補強法の有効性を検証することで地方公共団体が管理する橋梁下部工の橋脚や RC 柱の維持補修・補強法における一助とする。

第8章「メタルグリッド筋を用いた RC 部材の補強技術」では、老朽化に伴う補強や道示に規定されている活荷重への耐荷力向上のための RC 部材の補強技術について、メタルグリッド筋を配置し、浸透性接着剤、付着用接着剤を塗布して、PCM 吹付け又は SFRC 舗装による増厚補強を実橋梁に適用した結果、メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け又は SFRC 増厚補強法は、国土交通省が推奨する i-Construction（建設現場の生産性革命）施策に貢献できるプレキャスト化工法として、合理化施工が可能な補修・補強工法であると考えられる。

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まとめている。

第1章参考文献

- 1.1) インフラ老朽化対策の推進に関する関係省庁連絡会議：インフラ長寿命化基本計画，2013.11
- 1.2) 国土交通省：国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画），2014.5
- 1.3) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2022.8
- 1.4) 国土交通省：国土交通白書 2022，2022.8
- 1.5) 国土交通省：最近の建設業を巡る状況について，2022.6
- 1.6) 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
- 1.7) 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.634-641，2015.
- 1.8) 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.
- 1.9) 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.
- 1.10) 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.12-22，2015.4
- 1.11) 長野県建設部：神戸橋の損傷と対応について，2009.
- 1.12) 横山和昭，菅野匡，佐藤貢一，Meera Mohan：下面増厚した道路橋床版の増厚構造の最適解，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.1111～1116，2001.
- 1.13) 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.
- 1.14) 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.
- 1.15) （財）高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
- 1.16) 児玉孝喜，西元央，鎌田修，福手勤：フレッシュコンクリートの接着接合における接着剤成分が耐久性に及ぼす影響に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.63，pp.546-553，2009.
- 1.17) 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.56A，pp.1270-1281，2010.

第2章 道路橋のRC部材の現状および予防保全型維持管理

2.1 はじめに

高度経済成長期に建設された橋梁は建設後 50 年が経過し、疲労による損傷や建設地域の環境条件によって材料の劣化に伴う損傷が生じ、損傷状況が多岐にわたっている。一方、建設後 50 年が経過する道路橋のほとんどは、1964 年改訂の鋼道路橋設計示方書（以下、鋼示とする）に基づいて設計されている^{2.1)}。また、1973 年改訂の道路橋示方書・同解説^{2.2)}（以下、道示とする）に基づいて設計された橋梁においても老朽化が進んでいる。設計荷重においては 1994 年改訂の道示以前の基準では、198kN (20tf)、1994 年以降の道示から 245kN (25tf) へと改訂された。したがって、橋梁の維持管理においては設計された年代によって性能が異なることになる。

道路橋の維持管理対策では、2009 年に「道路橋長寿命化修繕計画事業」^{2.3),2.4)}が策定され、地方公共団体では「道路橋長寿命化修繕計画」が立案され、従来の事後的な維持管理から計画的に修繕を行う予防保全型維持管理計画へと移行された^{2.5),2.6)}。よって、橋梁定期点検要領^{2.7)}では、橋長 2.0m 以上の橋梁を点検し、健全性を判定区分し、低コストで長寿命化が図れる道路橋の維持管理手法が構築されている。

第2章では、道路橋における鉄筋コンクリート（以下、RC とする）部材に着目し、これらの部材を維持管理するために、わが国の橋梁および道路橋床版の現状および道路橋長寿命化計画について概要を述べ、健全性の判定区分ごとの補修・補強対策および問題点を述べるとともに道路橋示方書（鋼道路橋設計示方書、道路橋示方書・同解説）の変遷に伴う耐荷力性能の差異を整理し、道路橋 RC 床版の補修・補強工法および維持管理について考察する。さらに、国土交通省が示す i-Construction（建設現場の生産性革命）^{2.8)}における、コンクリートの生産性向上を図るための対策の 1 つに鉄筋のプレハブ化が挙げられており、本研究で提案するメタルグリッド筋が i-Construction 施策に合致するプレハブ鉄筋として、補修・補強工法の合理化に寄与する材料と考えられることを示す。

2.2 橋梁および建設業の現状と課題

2.2.1 橋梁の現状と課題

現在、供用されている橋梁の多くは、高度経済成長期に建設されている^{2.9)}。2021 年現在の橋梁数は、図-2.1(1)に示す通り、橋長 2.0m 以上の橋梁は約 73 万橋である。道路管理者別に分類すると、図-2.1(2)に示す通り、国土交通省が約 5%、高速道路会社が約 3%、道路公社が約 0.3%、都道府県が約 19%、政令市が約 6%、市区町村が約 65%であり、地方公共団体が管理する橋梁は全体の約 90%となっており、地方公共団体における長寿命化修繕計画の策定とその推進が課題となる。また、建設後 50 年が経

過する橋梁数は図-2.2 に示す通り、2020 年で 30%、10 年後の 2030 年では約 55%、20 年後の 2040 年では約 75%へと増大することになり^{2.10)}、今後 10~20 年後には、補修対象橋梁の増大が予測される。そのため、補修工事費の増大は必至であり、いかに経済的かつ効率的に維持修繕を実施していくかが課題となっている。

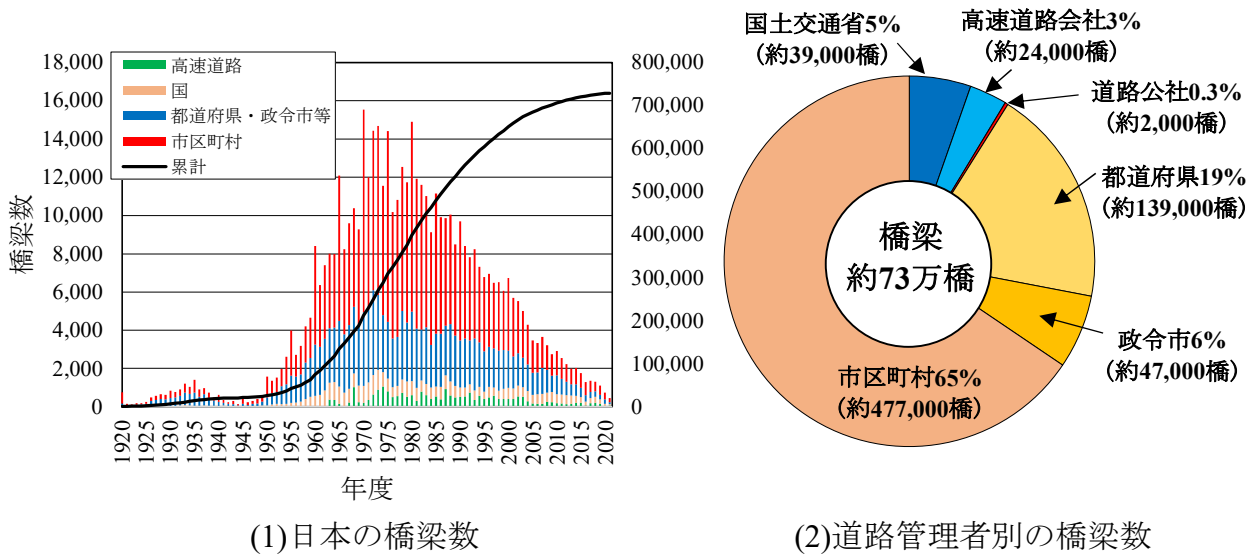


図-2.1 建設年度別橋梁数^{2.9)}

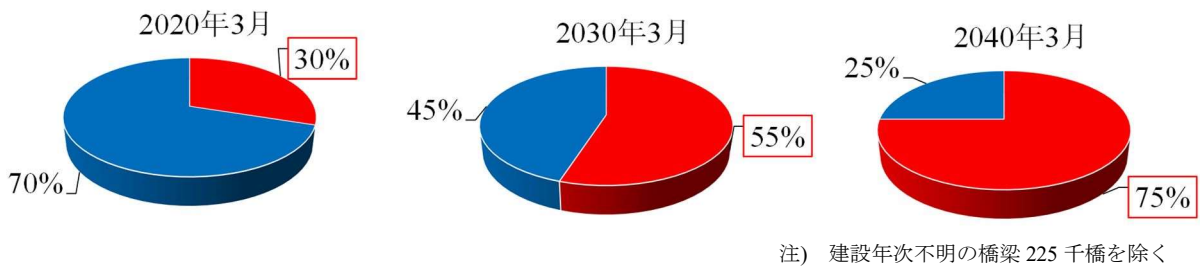


図-2.2 建設後 50 年が経過する橋梁数の割合^{2.10)}

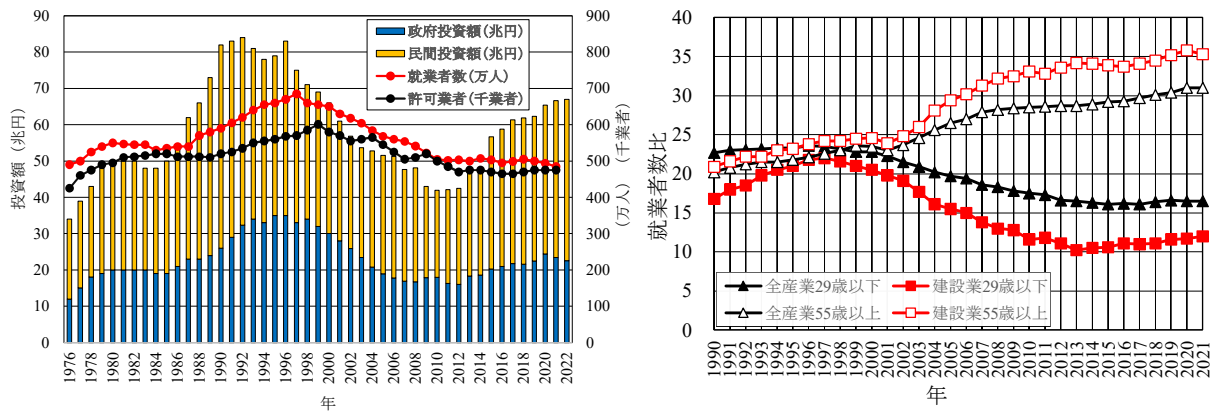
2.2.2 建設業の現状と課題

建設業の現状として、建設業者および建設業就業者の推移と高齢化の進行をそれぞれ図-2.3(1)、図-2.3(2)に示す。建設業者数では、2021 年度は約 47.5 万業者であり、ピーク時である 1999 年の 60.1 万業者から約 21%減少している^{2.11)}。建設業就業者数の推移においては、2021 年度は約 485 万人であり、ピーク時である 1997 年の約 685 万人から約 29%減少している。その内、建設業就業者の 55 歳以上の割合が 35.3%であり、高齢化が顕著で、今後、高齢者の大量離職も見込まれる。併せて 29 歳以下の若者の就業者数も建設業においては 12.0%であり、全産業の 16.5%と比較しても若者の人材不足が顕著となっている^{2.11)}。このように建設業者数および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と高齢化が課題であり、若者に魅力ある建設現場を創出して人材確保に向けた取組みも必要となっている。

このような将来の労働力人口の減少を踏まえ、労働者人口の減少を上回る生産性の向上が求められており、国土交通省では、2016年を「生産性革命元年」と位置づけ、ICT土工に代表される i-Construction の施策が進められている。i-Construction は、調査・測量から設計、施工、検査、維持管理・更新までのあらゆるプロセスにおいて、抜本的な生産性向上を目的とした新たな取組みである。中でも、コンクリート施工での補強技術や施工においては、i-Construction の施策を取り入れた材料・補強技術の開発が望まれている。

そこで、本論文ではコンクリート施工における型枠工・鉄筋工などの建設業就業者不足への対策に合致し、コスト縮減と施工合理化を目指す材料であるメタルグリッド筋およびその補強工法に関わる開発を行うことにより、i-Construction 施策目的の一つである建設現場での生産性向上の推進に寄与できるものと考えている。



(1)建設業者および建設業就業者数の推移

(2)建設業就業者数の高齢化の進行

図-2.3 建設業の現状^{2.11)}

2.3 予防保全型維持管理計画

従来の橋梁の維持管理は、橋梁の損傷が顕在化した時期に、大規模な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中で安全・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。

予防保全型維持管理の流れは図-2.4に示す。

現状把握においては、①橋梁調査を行い、橋梁の諸元などの基礎データを整理し、②橋梁定期点検要領^{2.13)~2.15)}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においては、②橋梁の定期点検結果から部位ごとに損傷の

状況を把握し、③損傷度から修繕するための対策区分および健全性の判定区分を行う。その判定区分から、④橋梁および各部位の劣化予測を行い、補修・補強対策を検討する。続いて、⑤維持管理期間（建設後 50 年または 100 年）を定め、計画的な維持管理が可能となることで、予算の平準化が図れる。そして、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。このようにして、道路橋長寿命化修繕計画が立案される。

計画実施においては、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も重要となる。設計後、⑦補修・補強が実施される。

記録について、橋梁の諸元、点検結果から修繕、架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 年ごとに橋梁の定期点検を実施し、損傷度から健全性の判定区分を行い、優先順位を決めて計画的に維持管理を実施することで、コストの縮減・平準化が図られると同時に橋梁の長寿命化が可能となる。

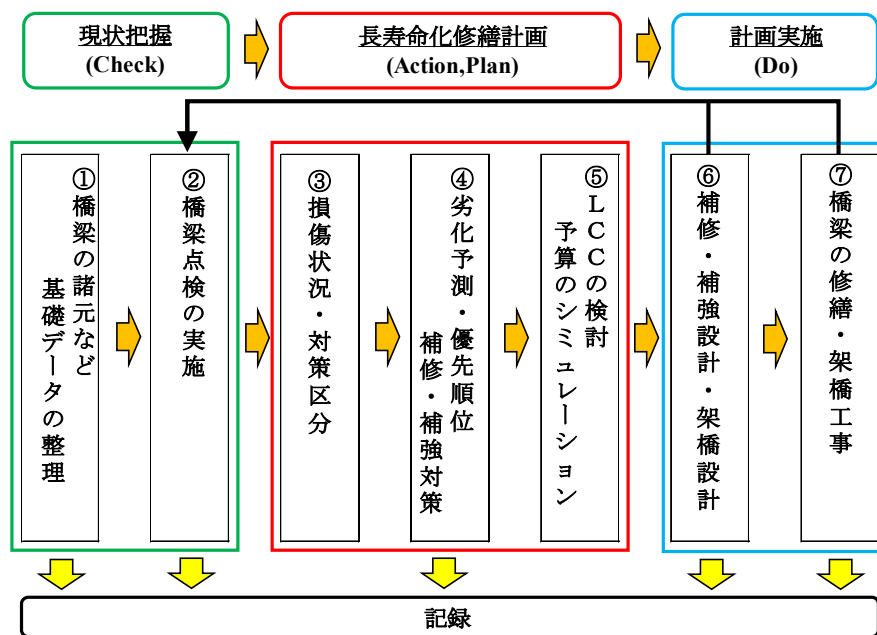


図-2.4 予防保全型維持管理の実施フロー^{2.12)}

2.4 道路橋長寿命化修繕計画

2.4.1 道路橋 RC 部材の橋梁点検

橋梁点検は、近接目視を基本に道路橋の各部材の損傷状態を点検・把握して、当該道路橋に適切な措置を行えるよう、情報を得るために行うものである。また、効率的な維持管理を実施するための情報を記録・蓄積し、継続的な点検や計画的な補修・補強を行うことが重要である。

(1) 橋梁定期点検要領に示す損傷区分

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 年後ごとに点検を行い、近接目視による点検を基本としている。必要に応じて打音、触診、その他の非破壊検査等も実施する。道路橋の RC 床版の点検は、2007 年発行の国土交通省の橋梁点検要領（案）^{2.13)}に基づいて点検し、損傷が区分されている。その後、2014 年、2019 年（平成 26、31 年）に橋梁定期点検要領^{2.14),2.15)}は改訂されている。点検後、損傷度 a, b, c, d, e に区分し、損傷程度の評価では外観として観察された事実が記録されることが求められる。

(2) 対策区分の判定および健全性の判定区分

橋梁点検後の対策区分判定は、部材の重要性や他の部材との関係性、損傷の状態や損傷の進行状況、考えられる原因や環境の条件、現状の耐荷力や耐久性、損傷の進行性など様々な要因を総合的に評価し、構造上の部材区分あるいは部位ごとに、損傷状態に対する次回定期点検までの橋梁の機能状態などの性能や健全性に対する措置方針についての一次的な評価（判定）を行うものである。

よりの確な状態の把握と対策区分の判定を行うためには、構造的特徴や使用材料などに関する十分な知識が必要である。ここで、対策区分の判定区分を表-2.1、健全性の診断の判定区分を表-2.2 に示す。

表-2.1 対策区分の判定区分^{2.15)}

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C1	予防保全の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
C2	橋梁構造の安全性の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
E1	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある。
E2	その他、緊急対応の必要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S1	詳細調査の必要がある。
S2	追跡調査の必要がある。

表-2.2 健全性の診断の判定区分^{2.15)}

区分	定義
I 健全	道路橋の機能に支障が生じていない状態。
II 予防保全段階	道路橋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。
III 早期措置段階	道路橋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。
IV 緊急措置段階	道路橋の機能に支障が生じる、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。

道路橋長寿命化修繕計画では、橋梁および部位ごとに表-2.1 に示す対策区分から判定を行う。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)^{2.13)}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は無く、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、千葉県では健全性を A, B, C, E の 4 段階の区分で評価し、以降、E は発生させない等の管理水準を設けている^{2.16)}。2014 年の橋梁定期点検要領では、健全性の判定区分を表-2.2 として示し、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^{2.17)}。本来の予防保全型維持管理においては、健全性の判定区分Ⅱで修繕を行う必要があるが、現時点では優先順位の高い健全性の判定区分Ⅲの部位を修繕中である。よって、管理水準を「Ⅲ」に設定する自治体も多い。

2.4.2 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。図-2.5 は、従来の事後保全計画と予防保全計画の関係である。例えば、従来の事後保全計画では図-2.5 の赤色実線に示すように、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していたが、予防保全型維持管理計画では図-2.5 の青色実線に示すように健全度の維持を保つ対策を計画して LCC を算定し、コストの縮減と平準化が図られる。このように重大な損傷や致命的な損傷に至る前に予防的な補修を行うことで、健全な状態を維持しつつ橋梁の長寿命化を図ることでライフサイクルコストの縮減が可能となる。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性の判定区分Ⅲで措置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^{2.18)}。

(2) 橋梁のメンテナンスサイクル

橋梁のメンテナンスサイクルを図-2.6 に示す。「点検」では、2019 年の橋梁定期点検要領^{2.15)}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・対策区分・健全性を判定する。そして、「計画策定」では、長期修繕計画を策定し、「計画実施」では修繕計画に沿った修繕、補強を実施し、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」、「計画策定」、「計画実施」ですべての記録を行うが、ここでは確実な情報の更新などを行い、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。

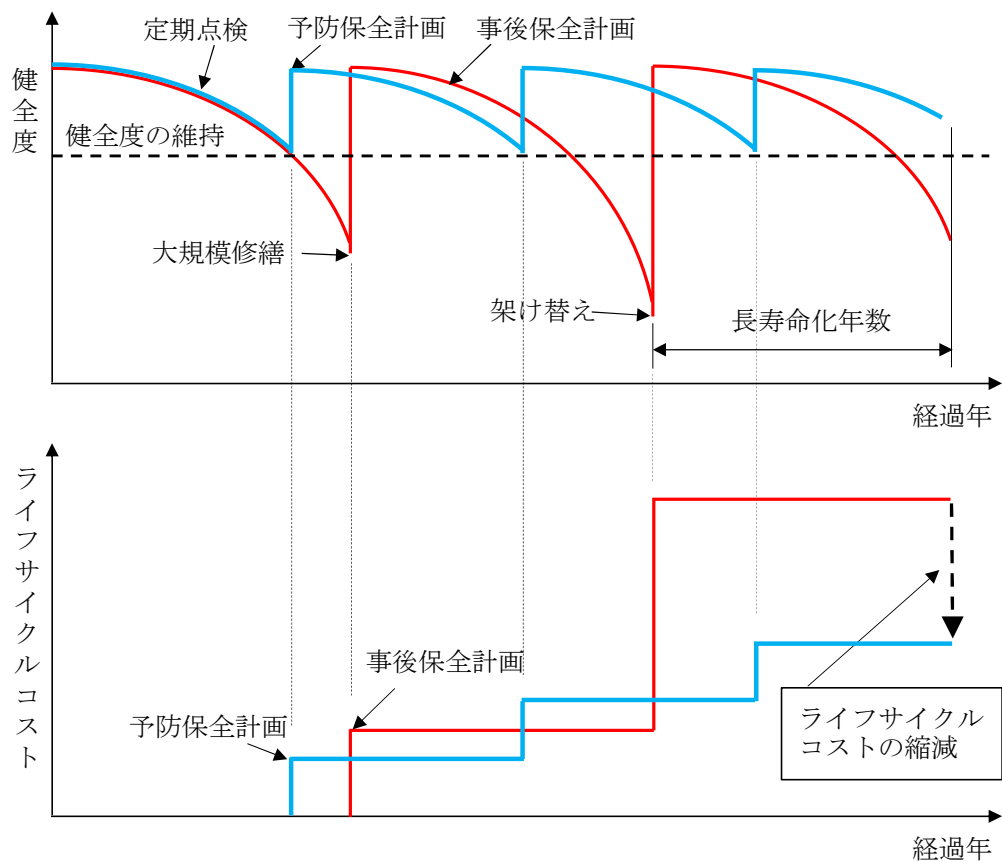


図-2.5 事後保全計画と予防保全計画の関係

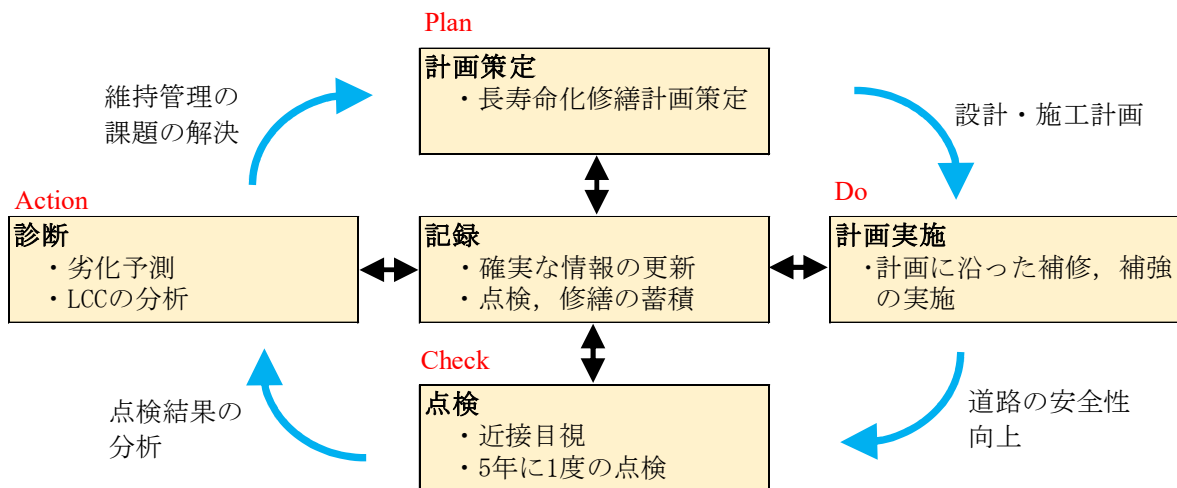


図-2.6 橋梁のメンテナンスサイクル^{2.12)}

ここで、千葉県橋梁長寿命化修繕計画において試算された「事後保全」と「予防保全」のコスト削減効果を図-2.7に示す。図-2.7は、千葉県内の橋梁2,157橋を対象に試算されたもので、今後50年間の維持管理の費用は、「事後保全」に対し、「予防保全」は、約75%コスト削減可能であることが示されている。

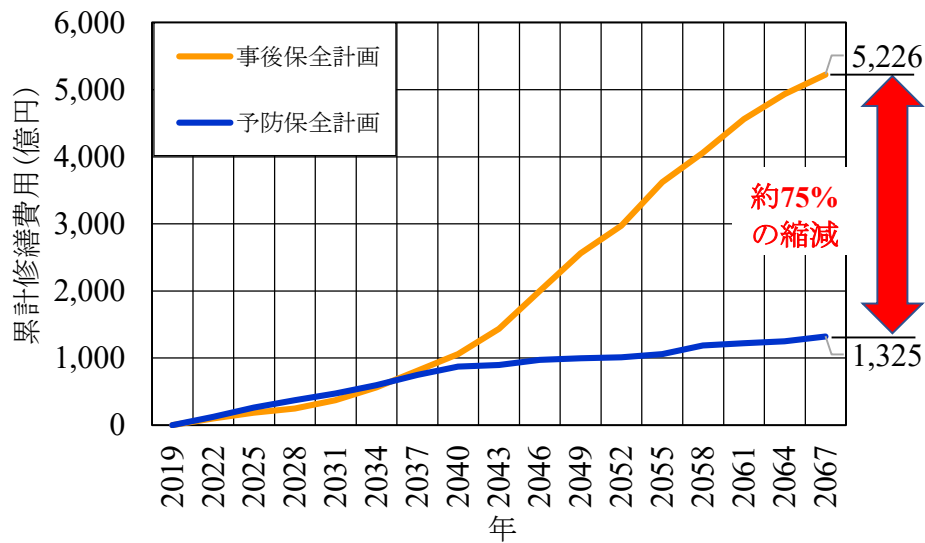


図-2.7 予防保全計画によるコスト削減効果^{2.12)}

2.5 RC 部材の損傷状況および補修・補強技術

2.5.1 RC はり・柱の損傷状況

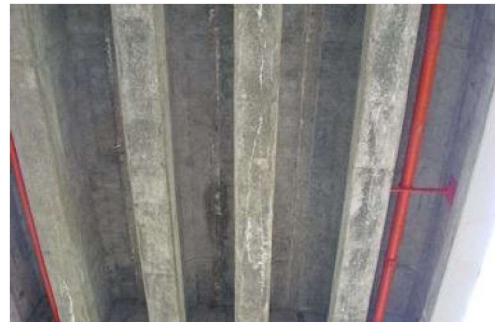
橋梁の定期点検要領における健全性の判定区分Ⅱ～Ⅳに示す RC はり・柱の損傷状況について述べる。

(1) 健全性の判定区分Ⅱ（予防保全段階）

健全性の判定区分Ⅱは、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である。損傷状況の一例を写真-2.1 に示す。写真-2.1(1)は、近接目視で容易に視認できるひび割れがあるものの、進展する可能性が低いと考えられる事例である。例えば、①応力の繰り返し変動が無いか、または小さい位置、②雨水の浸入による内部鋼材の腐食に至る可能性が無いか、または低いと考えられる位置・性状である。写真-2.1(2)に示すひび割れは、目視で容易に視認できる顕著なひび割れがあり、上側からの桁内への雨水の浸入も疑われるなどにより、確実に



(1)コンクリート主桁のひび割れ



(2)コンクリート主桁の軸方向ひび割れ

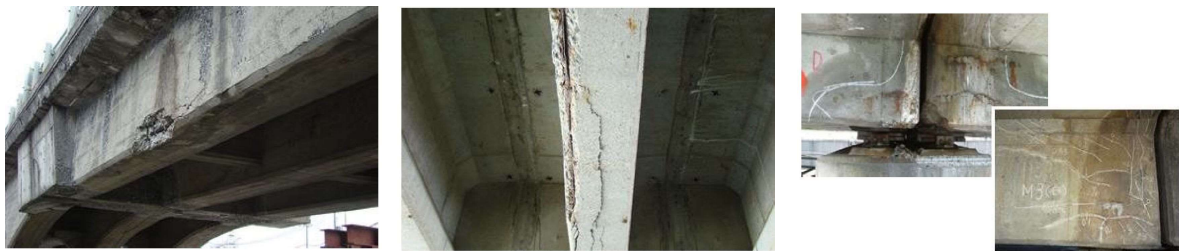
写真-2.1 RC はりの損傷状況（健全性の判定区分Ⅱ）^{2.19)}

劣化が進展することが見込まれる事例である。

ひび割れの進展によって、耐荷力に重大な影響を及ぼす可能性がある部位に発生している場合、例えば、張出し部材の付け根、せん断ひび割れ、部材貫通の疑いの場合は、進展性について慎重に判断しなければならない。

(2) 健全性の判定区分Ⅲ（早期措置段階）

健全性の判定区分Ⅲは、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である。損傷状況の一例を写真-2.2 に示す。写真-2.2(1)に示す損傷は、近接目視で容易に視認できるひび割れがあり、内部の鉄筋や PC 鋼材の腐食が進行している事例である。写真-2.2(2)に示す損傷は、コンクリート主桁に多数のひび割れ、はく離・鉄筋露出が生じており、内部鋼材の腐食が広範囲で進行している事例である。写真-2.2(3)に示す損傷は、PC 橋の桁端部の定着部で内部鋼材の腐食が疑われる顕著なひび割れが多発している事例である。



(1)ひび割れ・鋼材の腐食

(2)主桁のひび割れ

(3)桁端部の損傷

写真-2.2 RC はりの損傷状況（健全性の判定区分Ⅲ）^{2.19)}

(3) 健全性の判定区分Ⅳ（緊急措置段階）

健全性の判定区分Ⅳは、構造物の機能に支障が生じている、または生じる可能性が



(1)主桁支点付近の損傷

(2)主げた下部の損傷

写真-2.3 RC はりの損傷状況（健全性の判定区分Ⅳ）^{2.19)}

著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態である。損傷状況の一例を主桁について写真-2.3、RC柱について写真-2.4に示す。写真-2.3(1)に示す損傷は、主桁の支点部近傍に顕著なひび割れが生じており、支承部としての機能も著しく低下している事例である。コンクリート部材の支点付近の斜めひび割れは、耐荷力の急激な低下に伴うせん断破壊が生じる可能性があり、緊急対応が必要な損傷である。

写真-2.3(2)に示す損傷は、主桁に多数のひび割れが生じており、各所で内部鋼材の破断が生じていると考えられる事例である。

写真-2.4(1)に示す損傷は、パイルベントの軸方向に顕著なひび割れが生じており、偏心荷重の作用によりパイルベントの破壊、さらには落橋するに至る可能性も疑われる事例である。写真-2.4(2)に示す損傷は、RC橋脚に顕著なひび割れが生じており、進展すると落橋する可能性も疑われる事例である。

ひび割れの原因や部材への影響が容易に判断できない場合には、詳細な状態の把握を行う必要がある。



(1)パイルベントの損傷

(2)RC橋脚の損傷

写真-2.4 RC柱の損傷状況（健全性の判定区分Ⅳ）^{2,19)}

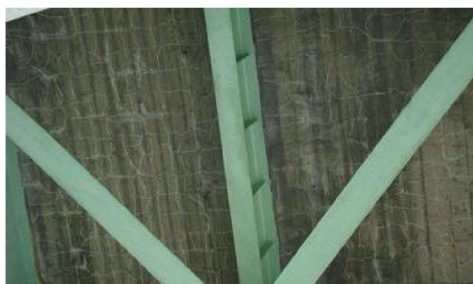
2.5.2 RC床版の損傷状況

橋梁の定期点検要領における健全性の判定区分Ⅱ～Ⅳに示すRC床版の損傷状況について述べる。

(1)健全性の判定区分Ⅱ（予防保全段階）

健全性の判定区分Ⅱは、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である。損傷状況の一例を写真-2.5に示す。写真-2.5(1)は、顕著な漏水は無いものの、床版全体に広く格子状のひび割れが発達している事例である。写真-2.5(2)は、ひび割れは比較的少ないものの、明らかな貫通ひび割れ（漏水、石灰分の析出）がある事例である。

床版に貫通ひび割れが生じている場合、放置すると急速に劣化が進行する可能性が高く、また雨水の浸入は床版の劣化を著しく促進する可能性がある。また、浮きや剥離があると、コンクリート片が落下する危険性もある。



(1)格子状のひび割れ

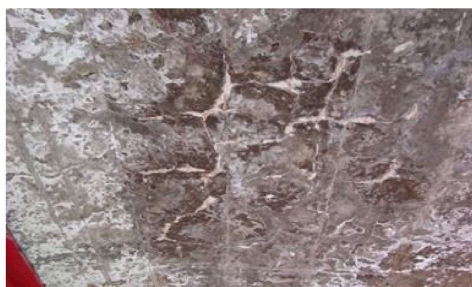


(2)漏水，石灰分の析出

写真－2.5 RC床版の損傷状況（健全性の判定区分Ⅱ）^{2.19)}

(2) 健全性の判定区分Ⅲ（早期措置段階）

健全性の判定区分Ⅲは、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である。損傷状況の一例を写真－2.6に示す。写真－2.6(1)に示す床版は、橋面防水工が施されていないRC床版のひび割れ状況であり、2方向ひび割れ箇所へ漏水・遊離石灰が発生しており、遊離石灰は床版下面全面に発生している。写真－2.6(2)に示す床版は、2方向ひび割れが著しく発生している。RC床版下面には、漏水・遊離石灰の発生は見られないことから橋面防水工が施された床版であると考えられる。RC床版の広範囲に2方向ひび割れが発生し、雨水の浸入により鉄筋の腐食が進行すると、部分的や広範囲に床版コンクリートの剥離や抜け落ちが生じる可能性もある。



(1)漏水，遊離石灰の発生



(2)漏水の発生

写真－2.6 RC床版の損傷状況（健全性の判定区分Ⅲ）^{2.19)}

(3) 健全性の判定区分Ⅳ（緊急措置段階）

健全性の判定区分Ⅳは、構造物の機能に支障が生じている、また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である。損傷状況の一例を写真－2.7に示す。写真－2.7(1)に示す床版は、2方向ひび割れが貫通しており、床版としての機能が失われた状態である。写真－2.7(2)に示す床版は、2方向ひび割れが密に発生し、漏水・遊離石灰が発生しているが、写真－2.7(1)の損傷と比較して、補強が可能な損傷であると

考えられる。床版内部に広く雨水の浸入がある場合、床版コンクリートの劣化により突然の抜け落ち事故に至る恐れがある。RC床版の抜け落ちは、アスファルト舗装の陥没やセメント成分が滲出し、ポットホールが生じた段階で対処する必要があると考えられる。しかし、2009年に導入された「道路橋長寿命化修繕計画」の実施において、既に2回から3回の点検が行われ、修繕を実施していることから、写真-2.7(1)に示す健全性の判定区分Ⅳの損傷については、既に補修・補強工事が終了しているものと考えられる。なお、補強時におけるRC床版の調査において、内部損傷が著しく、健全性の判定区分Ⅲであっても、健全性の判定区分Ⅳに相当するRC床版も存在する。よって、補修においては詳細な状態の把握を行う必要がある。



(1)格子状貫通ひび割れ



(2)格子状ひび割れと漏水，遊離石灰

写真-2.7 RC床版の損傷状況（健全性の判定区分Ⅳ）^{2.19)}

2.5.3 RC部材の補修・補強技術

道路橋長寿命化修繕計画では、健全性の判定区分に応じて補修・補強対策が講じられている。ここで、橋梁RC部材の健全性の判定区分Ⅱ～Ⅳの対策について述べる。橋梁RC部材の補修・補強法の分類を図-2.8に示す。

(1)健全性の判定区分Ⅱ（予防保全段階）

構造物の機能に支障は生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態であり、ほとんど軽微な損傷であることから補修の段階となる。

コンクリート主桁や床版の表面に発生したひび割れには、ひび割れ補修工法が実施されている。ひび割れ補修工法は、ひび割れにエポキシ樹脂材、ポリマーセメントモルタル（以下、PCMとする）などの液状補修材料を注入・充填して、コンクリート内部に水分・塩化物等の腐食要因の浸入を防止する工法である。ひび割れの幅やひび割れ部の挙動等により、表面処理工法、接着剤注入工法、充填工法が採用される。

表面保護工^{2.20)}には表面被覆工法と表面含浸工法があり、コンクリート表面に被覆材や含浸材を塗ることで劣化因子の浸入を防いで劣化の進行を抑制して、耐久性を向上する工法である。表面被覆は、コンクリート構造物を合成樹脂塗料やポリマーセメント塗布材等で被覆し、コンクリートや内部の鋼材を劣化させる外部環境因子（酸素、

水、炭酸ガス等)の浸透を遮断する工法である。表面含浸工法は、所定の効果を發揮する表面含浸材をコンクリート表面から含浸させることで、コンクリート表面の組織を改質し、コンクリート表層部へ特殊機能(防水性、アルカリ性、表層部の固化等)を付与することでコンクリート構造物の耐久性向上を図る工法である。

防水工は、橋面から浸入した雨水等が床版内部に浸透しないように床版上面に防水シートを接着または防水材を塗布する工法である。

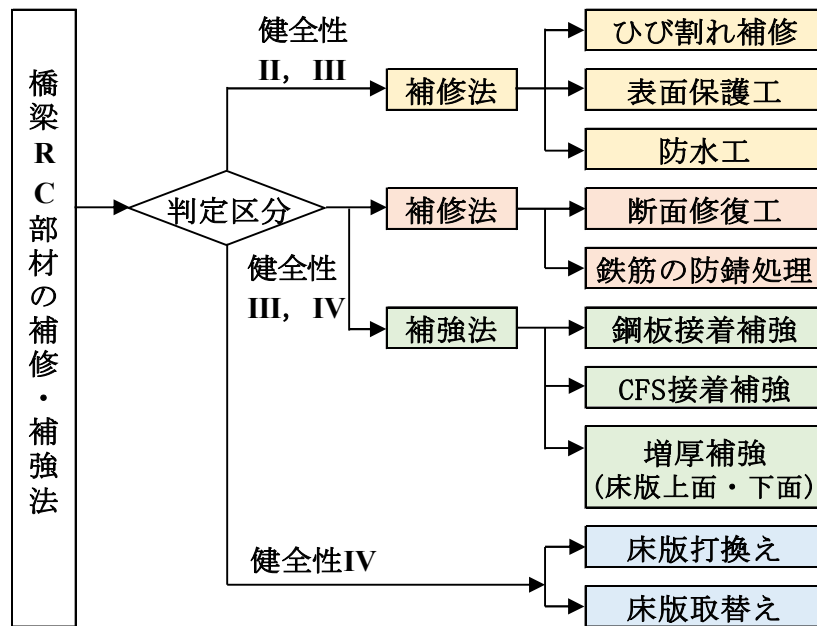


図-2.8 橋梁 RC 部材の補修・補強法

(2) 健全性の判定区分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であり、補強効果の得られる補修工法や補強対策が必要となる。

補強効果も得られる補修工法としては、断面修復工法があり、鉄筋の発錆等により生じた既設コンクリート構造物のはく離・はく落や劣化部を取り除いた断面欠損部に対して前処理(下地処理, プライマーまたは防錆ペースト塗布)を施した後、コンクリートやPCM等の断面修復材により復旧する工法である。

補強対策としては、鋼板接着補強工法や連続繊維シート接着工法などがある。鋼板接着補強工法は、厚さ4.5mm~6mmの鋼板を鉄筋コンクリートの引張面にアンカーボルトで固定し、隙間を樹脂注入にて接着し一体化を図る補強工法^{2.21)}である。コンクリート桁の下面や側面の耐荷力の向上を図る補強工法として多く採用されてきた。しかし、鋼板接着補強工法は、30年以上前から耐荷力向上を図る補強法として採用されてきたが、はく離や浮きなどの損傷が見られ、その対策が課題となっている。

連続繊維シート接着工法は、炭素繊維シート（以下、CFSとする）やアラミド繊維シート、ガラス繊維シートなどを鉄筋コンクリートの引張面に樹脂で接着して一体化を図り、曲げ耐力やせん断耐力を向上する補強工法^{2.22),2.23)}である。この他にも鉄筋を配置してコンクリートで増厚補強する工法も採用されている。

RC床版においては、上面からと下面からの補強がある。RC床版上面からの補強対策は、RC床版上面コンクリートを10mm切削し、その上に60mm（50mm増厚）のコンクリートを増厚し、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図る補強工法^{2.24)}である。コンクリートには鋼繊維を配合した鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRCとする）が用いられている。しかし、この上面増厚補強工法は、輪荷重の走行により補強界面ではく離が発生する事例も多い。そこで阿部ら^{2.25)}は、耐疲労性の向上を図るためにSFRCとの打ち継ぎ界面に付着性を向上させる高耐久型エポキシ系接着剤を塗布したSFRC上面増厚補強を提案している。

RC床版の下面からの補強対策は、鋼板接着補強工法が施されている。しかし、既設RC床版コンクリートと鋼板との界面ではく離が生じるなど、陥没・抜け落ちが発生した事例もある。また、再劣化による鋼板を撤去しての補修・補強対策が課題となっており、CFSやアラミド繊維シートを用いた連続繊維シート接着工法^{2.22),2.23)}が採用されている。一方、RC床版下面コンクリートのはく落や耐荷力性能及び耐疲労性の向上を図るために、引張補強筋を配置したPCM吹付けによる下面増厚補強法も実施されている。

(3) 健全性の判定区分Ⅳ（緊急措置段階）

構造物の機能に支障が生じている、また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である。

劣化したコンクリート主桁においては、主桁全面に対して鋼板接着補強やCFS、アラミド繊維シートの接着補強が検討されている。また、下面に曲げ補強筋、側面にせん断補強筋を配置し、PCM吹付けによる増厚補強^{2.26)}も検討されている。

RC床版においては、基本的には上面補強および下面補強が検討されている。しかし、鉄筋の露出、かぶり不足、さらに設計厚が確保されていない床版に疲労によるひび割れと漏水・遊離石灰が発生した場合は、上面および下面からの複合補強が必要となる。また、抜け落ち寸前の床版については、脆弱部を除去し、コンクリートの部分打替え補強も検討される。さらに、塩害・凍害の複合劣化を受け、上面損傷と下面に2方向ひび割れや漏水・遊離石灰の発生が認められるRC床版はプレキャスト化した床版取替えも検討される。

2.6 道路橋示方書の変遷

(1) コンクリート橋の設計荷重の変遷

RC床版に関する設計基準は、1926年（大正15年）6月に「道路構造に関する規則案」^{2.27)}が定められ、2017年（平成29年）現在の道路橋示方書・同解説に至るまで多くの改定が繰り返され、この規定に基づいてRC床版の設計が行われてきた。ここで、道路橋の床版に関する道路橋示方書・同解説の基準の変遷を表-2.3に示す。

RC床版の設計基準は、1926年（大正15年）6月の「道路構造に関する規則案」では、橋の等級、設計自動車荷重が定められ、その荷重による設計活荷重曲げモーメントおよび衝撃係数、鉄筋の許容応力度が規定され、それに基づいてRC床版の設計荷重が与えられた。1956年（昭和31年）5月の「鋼道路橋設計示方書」^{2.28)}から基準の明確化などRC床版の設計基準の本格的な整備が行われた。とくに、車両の大型化により設計自動車荷重が20tf（196kN）へと引き上げられ、さらに、鋼道路橋RC床版の適用支間も4.0mまでとなり、それに伴う活荷重曲げモーメント式および最小床版厚が規定された。また、技術の進歩と高度経済成長期における橋梁の建設増加に伴い、1964年（昭和39年）6月の「鋼道路橋設計示方書」^{2.29)}においては、鉄筋の許容応力度が1,800kgf/cm²へと引き上げられた。そして、1973年（昭和48年）2月に「鋼道路橋設計示方書」から「道路橋示方書・同解説」と名称および規定も改訂された。この

表-2.3 道路橋示方書の変遷

	橋の等級	自動車荷重	曲げモーメント式(車両進行方向直角 連続版)		鉄筋の許容応力(SD30)	最小床版厚*1	配筋筋量
	等級		T荷重	主鉄筋方向			
昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書	1等橋	T-20、P=8.0tf	$M_{L(1+i)} = \frac{0.4 \cdot P(L-1)}{L+0.4(1+i)}$ $i = 20(50+L)$	規定なし	規定なし	有効厚さ11cm	主筋断面の25%以上
	2等橋	T-14、P=5.6tf					
昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書	同上	同上	同上	同上	1,800 kgf/cm ² (SSD49)	同上	同上
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	1等橋	T-20、P=8.0tf (9.6tf)	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P$	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P$	1,400 kgf/cm ²	$d_0 = 3L + 11 \geq 16\text{cm}$ (1等橋)	左欄の配筋筋方向モーメント式により計算
	2等橋	T-14、P=5.6tf					
昭和55年2月(1980.2) 道路橋示方書・同解説 平成2年2月(1990.2) 道路橋示方書・同解説	1等橋	同上	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P$	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P$	許容応力度1400 kgf/cm ² に対して、200 kgf/cm ² 程度余裕を持たせる	$d_0 = 3L + 11 \geq 16\text{cm}$ $d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$ k ₁ ; 交通量の係数 k ₂ ; 付加曲げモーメントの係数	同上
	2等橋	同上					
平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	T-25、P=10.0tf	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P \cdot k_a$ $L \leq 2.5 \text{ の場合 } k_a = 1.0$ $2.5 < L \leq 4.0 \text{ の場合 } k_a = 1.0 + (L - 2.5) / 12^{*2}$	同上	同上	同上	同上
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説 平成14年3月(2002.3) 道路橋示方書・同解説 平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	P=100kN	同上	同上	同上	同上	同上
平成29年11月(2017.11) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	同上	同上	同上	許容引張応力度120N/mm ²	同上	同上

注*1: d; 床版厚さ(cm)(少数第1位を四捨五入する。ただしd₀を下まわらないこと)。d₀; 道路示方書に規定される床版の最小全厚(cm) (少数第2位を四捨五入し、少数第1位まで求める)。k₁; 大型車両の計画交通量による割増係数、k₂; 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数でk₂=0.9√M/M₀≥1.00として与えられる。*2: 割増係数(床版支間方向が車両進行方向に直角な場合の支間方向割増係数)。

頃から RC 床版のひび割れ損傷を再現すべく、輪荷重走行試験機の開発が行われ、走行荷重による疲労試験が始まり、その原因究明が精力的に行われた。そして、1980年（昭和55年）4月改定の道路橋示方書・同解説により、大型車両の1日1方向の計画交通量や施工の難易度による最小床版厚が規定された。さらに、1993年（平成5年）11月の政府からの規制緩和^{2,30)}により、大型自動車総重量が引き上げられたことを受け、1994年（平成6年）2月の道路橋示方書・同解説では、設計活荷重が20tf（196kN）から25tf（245kN）へと引き上げられた。2002年（平成14年）の改定では、SI単位に変更されるとともに設計法も性能照査型設計法へと改められた。2017年（平成29年）の改定では、鉄筋の許容応力度の制限値が120N/mm²へと改訂された。

(2) 道路橋示方書の変遷に伴う床版厚について

道路橋示方書の変遷に伴う荷重、設計活荷重曲げモーメント、最小床版厚について、床版支間2.0m、大型車両の1日1方向あたりの計画交通量2,000台以上とした場合の比較を表-2.4に示す。

1964年改定の鋼道路橋設計示方書に基づいて設計した場合の床版厚さは15cmとなり、1973年の道示では17cm、1980年では21cmとなる。現行示方書のB活荷重となった1994年改定の基準以降では21cmとなる。したがって、1980年以前に設計されたRC床版は4~6cm厚さが不足する結果となり、補強においては断面厚を厚くし、鉄筋量も補強する必要があると考えられる。

以上のように、道路橋長寿命化修繕計画においては、対象とするコンクリート橋およびRC床版の建設に際して参考とされた基準類の年代を把握し、補強設計を行うことが重要である。一般的に重要路線や交通量の多い道路橋においては、1994年改定の道示に規定するB活荷重を考慮した補強設計がなされている。本来の維持修繕においては元の耐荷力を維持する修繕工事である。しかしながら、道路橋長寿命化修繕計画

表-2.4 設計荷重の変遷に伴う荷重・曲げモーメント・床版厚

設計基準	活荷重 (P)	B活荷重比 P/B活荷重	曲げモーメント式				最小床版厚	床版厚差
			主鉄筋	B活荷重比	配力筋	B活荷重比		
昭和31年5月(1956.5)鋼 道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.8	1.14 (tf・m)	0.46	—	—	15 (cm)	6 (cm)
昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.8	1.14 (tf・m)	0.46	—	—	15 (cm)	6 (cm)
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.8	2.38 (tf・m)	0.96	1.84 (tf・m)	0.96	17 (cm)	4 (cm)
昭和55年2月(1980.2) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.8	2.38 (tf・m)	0.96	1.84 (tf・m)	0.96	21 (cm)	0 (cm)
平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説	10.0 (tf)	1.0	2.48 (tf・m)	1.00	1.92 (tf・m)	1.00	21 (cm)	—
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.0	24.8 (kN・m)	1.00	19.2 (kN・m)	1.00	21 (cm)	—
平成14年3月(2002.3) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.0	24.8 (kN・m)	1.00	19.2 (kN・m)	1.00	21 (cm)	—
平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.0	24.8 (kN・m)	1.00	19.2 (kN・m)	1.00	21 (cm)	—

における補強設計は橋梁定期点検に示す部位を点検し、その後、健全性の判定区分を決めて補強対策を実施することに加え、道示に規定するB活荷重を満足するための補強対策が必要になると考える。

2.7 新たな補修・補強工法の提案

従来の鉄筋を用いた増厚補強工法では、主筋と配力筋を交差して配置するため、増厚断面が厚くなり、死荷重が増大することが課題であり、過去には下面増厚補強した部分が既設床版の界面からはく離して落下した事例もある。

そこで、本研究では、コンクリート部材および RC 床版の補修・補強技術として、阿部ら^{2,31)}が新たに開発した鉄筋に替わる一面加工により制作されたメタルグリッド筋を適用することにより、増厚補強厚さを薄くして死荷重を軽減することを提案するものである。図-2.9 に示すように、例えば鉄筋 D13 により RC 床版下面を補強する場合、メタルグリッド筋では板厚 9mm で対応できるので、既設 RC 面から隙間 10mm、かぶり 20mm とすると、鉄筋による補強では増厚厚さは 56mm になるのに対して、メタルグリッド筋による補強では、39mm となり、17mm 薄くでき、死荷重の増加を軽減することができる。また、メタルグリッド筋は、主筋と配力筋が一体化しているので、施工においても省力化が可能であり、国土交通省の掲げる i-Construction の取り組み方針の一つである「鉄筋のプレハブ化」にも合致した材料であると考えられる。同時に、増厚界面に打ち継ぎコンクリートとのはく離を抑制する 2 種類の接着剤を用いることにより、RC はりおよび RC 床版等の RC 部材へ適用した実証実験と実橋における施工事例から、コンクリート橋および RC 床版の新たな補強工法を提案し、その推進に寄与したいと考える。

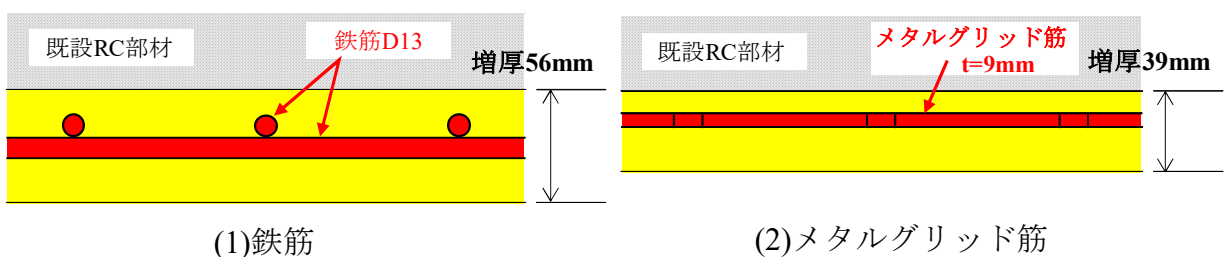


図-2.9 RC床版下面増厚の比較（鉄筋 D13 の例）

2.8 まとめ

第 2 章では、我が国の橋梁および建設業の現状と課題を示し、老朽化した橋梁の増加や建設業就業者の減少、高齢化等の課題を述べた。課題への対策として、予防保全型維持管理を推進するための方策を示し、道路橋長寿命化修繕計画の策定と実施の重要性を述べた。その中で、橋梁点検における対策区分や健全性の判定区分、必要な耐

荷力を検討する際の道路橋示方書の基準の変遷について述べた。さらに、コンクリート部材および RC 床版の損傷事例を示すとともに従来の補修・補強技術を述べ、予防保全型維持管理計画の課題に対応するための新しい材料の提案を行った。

ここで、本章で得られた知見は、以下の通りである。

- (1) 高度経済成長期に建設された橋梁の多くは建設後 50 年が経過し、老朽化した橋梁が加速度的に増加しているとともに地方公共団体が管理する橋梁が約 90% を占め、その維持管理が課題となっている。2009 年に国土交通省では「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」が策定され、地方公共団体では「道路橋長寿命化修繕計画」が立案され、損傷の著しい橋梁から順次修繕し、平準化した予算の中で効率的に修繕が実施される取り組みがなされている。また、建設就業者数の減少や高齢化問題に対しては i-Construction 施策に寄与する合理化施工が可能な補修・補強技術が急務となっている。
- (2) 道路橋長寿命化修繕計画は、予防保全型維持管理計画に基づいて立案されている。道路橋長寿命化修繕計画においては、橋梁点検を実施し、健全性の判定を行い、補修対策の検討、ライフサイクルコスト (LCC) の算定を行い、計画が実施される。コンクリート部材および RC 床版の損傷に対して、従来の補修・補強工法の課題を捉え、i-Construction 施策に寄与した補強技術の提案が重要となる。
- (3) 鉄筋コンクリート部材および RC 床版の補修・補強は、橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分に応じて実施される。一方、設計基準の改定に伴い耐荷力性能が現在の設計基準を満たしていない橋梁に対しては、耐荷力性能の向上を図る工法も必要となる。本研究では、i-Construction 施策に合致した新しい材料と考えられるメタルグリッド筋の提案を行った。

第2章参考文献

- 2.1) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964
- 2.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1973，1980，1994～2017
- 2.3) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局 国道・防災課道路保全企画室，2011.1
- 2.4) 森下博之：道路の老朽化対策の取り組みについて，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2017
- 2.5) 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，2011
- 2.6) 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
- 2.7) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2014，2019
- 2.8) 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
- 2.9) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2022.8
- 2.10) 国土交通省：国土交通白書 2022，2022.8
- 2.11) 国土交通省：最近の建設業を巡る状況について，2022.6
- 2.12) 千葉県：千葉県橋梁長寿命化修繕計画，2020.3
- 2.13) 国土交通省：橋梁定期点検要領（案），2007
- 2.14) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.6
- 2.15) 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領，2019.3
- 2.16) 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，2011
- 2.17) 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
- 2.18) 財団法人道路保全技術センター道路構造物保全研究会編：道路アセットマネジメントハンドブック，2008
- 2.19) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2019.2
- 2.20) 一般社団法人建設コンサルタンツ協会 近畿支部：インフラ維持管理研究委員会報告書，第2編 橋梁分科会 補修・補強 WG，2018.5
- 2.21) 橘肇，廣瀬壯一，古川陽，中本啓介：道路橋鉄筋コンクリート床版下面にある鋼板上の滞水状態の推定，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol74，No.3，pp.376-384，2018
- 2.22) 建設省土木研究所：コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書（Ⅲ）—炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針（案）—，共同研究報告書，第235号，1999.12
- 2.23) （公社）土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101号，2000.7
- 2.24) （財）高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995

- 2.25) 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.56A, pp.1270-1281, 2010
- 2.26) 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
- 2.27) 内務省土木局: 道路構造に関する規則案, 1926
- 2.28) (公社) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1956
- 2.29) (公社) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1964
- 2.30) 内閣府: 車両制限令, 1993
- 2.31) 阿部忠, 塩田啓介, 今塩宏之, 吉岡泰邦, 今野雄介: 鉄筋部材, 及び, その鉄筋部材を使用した鉄筋コンクリート構造, 特許 6253058 号, 2017.12

第3章 メタルグリッド筋の材料特性

3.1 はじめに

近年、高度経済成長期に建設された多くの道路橋は建設後 50 年を超え、老朽化した橋梁の維持管理が重要な課題となっている^{3.1)}。特に、鉄筋コンクリート（以下、RC とする）部材は、塩害や中性化によるコンクリートのひび割れとそれに伴う鉄筋腐食進行、かぶりコンクリートの剥落等の損傷事例が多く見られる。また、RC 構造物の設計基準はこれまでに数回改定されており、補強が必要となっている構造物も多く存在している。このような RC 構造物の補修・補強において、ひび割れ補修と吹付け増厚補強を併用することで、耐荷力の向上を図れる可能性があるものの、鉄筋を補強材として使用した場合、死荷重の増大や内空断面の確保が課題となる。そこで、RC はり、RC 床版等の RC 部材の補強における異形棒鋼（鉄筋）に替わる新たな引張補強材として、阿部ら^{3.2)}はメタルグリッド筋を開発した。

第3章では、新たに開発したメタルグリッド筋の開発経緯から材料の特徴について述べるとともに、メタルグリッド筋の各種試験を実施し、性能を検証する。メタルグリッド筋は、一般構造用圧延鋼材（以下、一般鋼板とする）または縞鋼板にレーザでスリットを挿入して展張することで、一面加工で製作され、施工の合理化や省力化が図れる材料であると考えられる。

3.2 メタルグリッド筋の開発

3.2.1 メタルグリッド筋の開発経緯

従来の増厚補強法の内、鋼板接着補強法では鋼板を RC 床版下面や RC 柱脚に取り付けられていたが、既設 RC 全面が鋼板で覆われるため、維持管理の際に既設 RC の状態が確認できないという課題があった。そこで、既設 RC 面の状態を確認して維持管理しやすいように鋼板を格子形状にして、鉄筋と同様、コンクリート内に配置して使用する発想を得た。ただ、鋼板を格子状にくり抜いて製作する場合は、材料のロスが多くなるため、鋼板にスリットを挿入して展張することで鋼板材料のロスを減らし、格子形状の製品に加工することを考案した。

展張型のメタルグリッド筋について、図-3.1 に示すように、鋼板にスリットを挿入して展張する試験を行い、主筋ピッチは、配力筋ピッチと同じ 100mm まで展張を行う。この時、展張角度は 60 度程度で、配力筋は斜めの形状となる。スムーズに展張できるようにスリット挿入に際して考慮したのが、図-3.2 に示す、鋼板の板厚 t と配力筋幅 b 、配力筋根元部の円弧半径 R の関係である。スリットの円弧半径 R に対して配力筋幅 b が大きいと展張した際に配力筋根元部にひび割れが生じやすくなり、板厚 t に対して配力筋幅 b が大きいと展張した際にねじれが生じやすくなることがわかった。

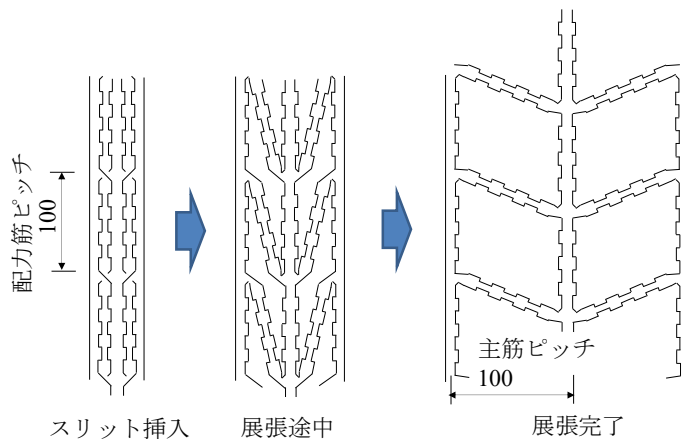


図-3.1 スリット形状と展張状況 (イメージ) 3.3)



写真-3.1 展張状況 (ねじれ発生例)

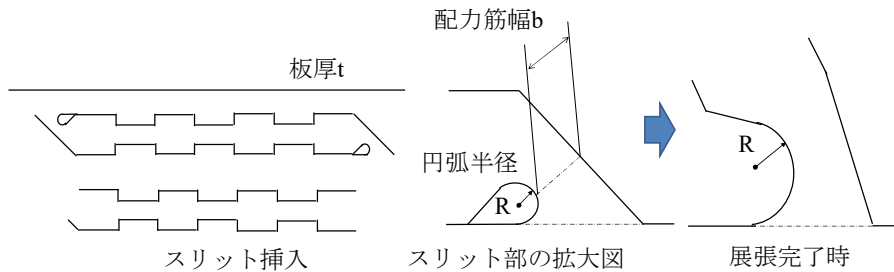


図-3.2 スリット形状について 3.3)

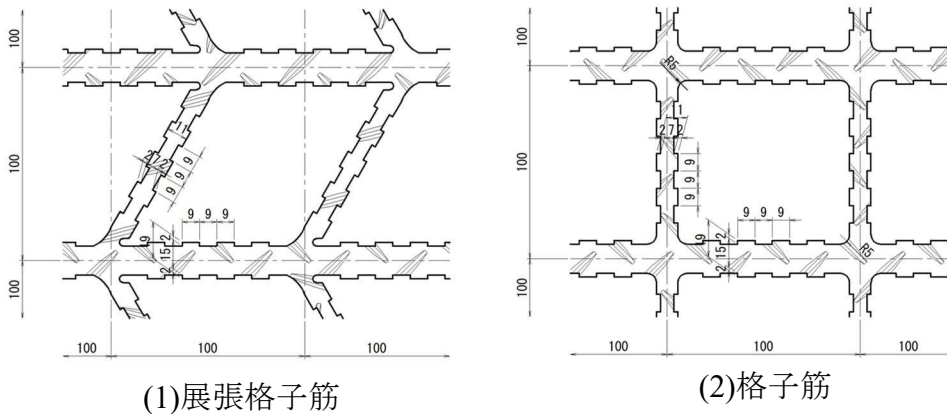


図-3.3 メタルグリッド筋の形状・寸法 (縞鋼板)

配力筋ピッチ 75mm で板厚 4.5mm の時，水平に展張できたものの，板厚 3.2mm に変更した場合は写真-3.1 に示すように，ねじれが生じて水平な形状とはならなかった。その結果，展張する板厚は 4.5mm までとした。また，板厚 6mm 以上の時，配力筋幅は 7mm に固定することとした。なお，主筋，配力筋のピッチは，板厚 6mm 以上の時は 100mm，板厚 4.5mm の時は 75mm とした。当初の形状を図-3.3 に示す。当初は縞

鋼板とし、異形棒鋼と同様の付着力を有するよう、側面に突起を設けている。

3.2.2 メタルグリッド筋の改良

メタルグリッド筋の当初形状に対して、品質向上とコスト削減を目的にして、形状に改良を加えることを行った。写真-3.2 に示すように、500mm×500mm 程度の小さなメタルグリッド筋を展張できる試験用展張装置を用いて、品質向上については、展張に際して配力筋根元部にひび割れが生じることがないように円弧半径Rに改良を加えて、展張試験を行った。その結果、鉄筋の最小曲げ半径 2ϕ （ ϕ ：鉄筋の直径）と同様のひずみ率となるよう、Rを大きくすることで展張によるひずみ率を抑えて、配力筋根元部にひび割れが生じない形状とした。さらに、Rを大きくすることで突起高さも2mmから4mm、6.5mmとなり付着力も高まることから、縞鋼板ではなく、一般鋼板を用いても付着性能は低下することなく、コスト削減も図ることが可能となった。

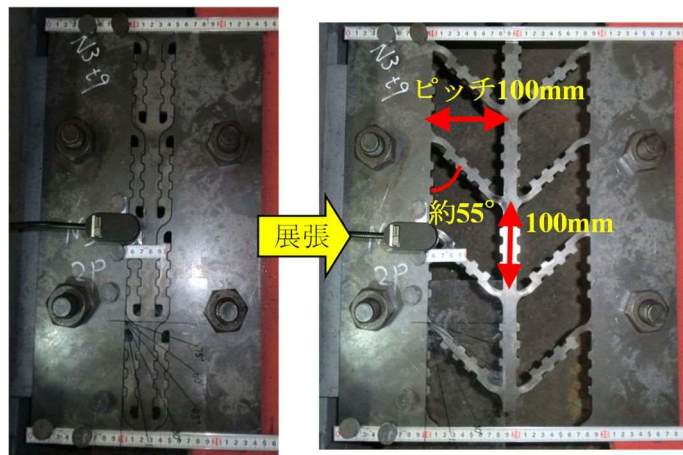
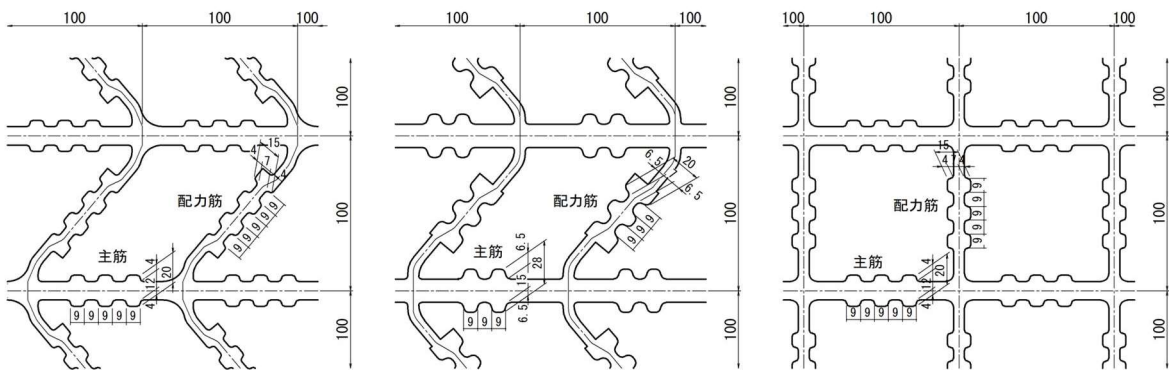


写真-3.2 展張試験



(1)展張格子筋(t-6)

(2)展張格子筋(t-9)

(3)格子筋(t-6)

図-3.4 メタルグリッド筋の形状・寸法

これらの改良後の製品形状は図-3.4とした。なお、ひび割れを生じず、展張が可能なのは展張角度 60 度程度までであり、配力筋が 60 度の角度のあるものは展張格子筋と称して 1 方向の補強用とし、2 方向に補強が必要な場合はくり抜いて製作し、格子筋と称する。

以上がメタルグリッド筋の開発経緯である。メタルグリッド筋の材料特性や、各試験結果を以下に詳述する。

3.3 メタルグリッド筋の材料特性

道路橋 RC 床版は、車両の繰り返し走行による疲労損傷、積雪寒冷地域では融雪剤の散布による塩害や凍害により床版上面のかぶりコンクリートの土砂化や鉄筋の腐食などの断面欠損が生じている。その補強対策の一つとして、上面増厚補強法が採用されており、補強筋には鉄筋やメッシュ筋が用いられている。しかし、鉄筋やメッシュ筋は格子状に配置することから、交差部は配置する主鉄筋と配力筋の 2 本分の厚さとなりかぶりを考慮すると補強厚が厚くなることから、死荷重の増加が懸念される。そこで、阿部ら^{3,2)}は鉄筋に替わる補強材としてメタルグリッド筋を開発した。

メタルグリッド筋は、一般鋼板または縞鋼板にレーザ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する展張格子筋と、鋼板をレーザで直接、格子状に加工する格子筋との 2 種類がある。メタルグリッド筋は加工から防錆処理までの加工を工場で行うことから、施工現場では設置のみの作業となる。一方、鉄筋による実施工においては、現場での加工ヤードの確保と、鉄筋工による鉄筋 1 本 1 本の組み立て作業が必要となる。鉄筋工などの作業習熟者が減少しており、近年、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)^{3,4)}における、コンクリート工の生産性向上を図るための対策の 1 つに、鉄筋のプレハブ化が挙げられている。施工の合理化や省力化が図れるメタルグリッド筋は、その施策に寄与できる材料であると考えられる。

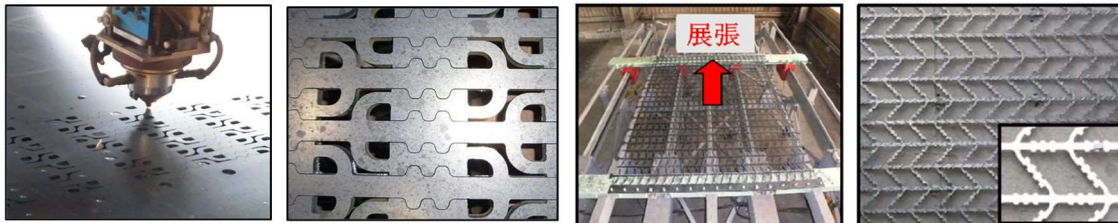
3.3.1 メタルグリッド筋の製作方法

(1) 展張格子筋

写真-3.3 に展張格子筋の製作方法を示す。展張格子筋は、一般鋼板または縞鋼板を用いて軸方向(主筋方向)にレーザで平行に複数のスリットを挿入する(写真-3.3(1))。スリットは付着性を高めるために側面に突起を設けている。また、軸方向と軸直角方向の交差部に S 字型のスリットを挿入する(写真-3.3(2))ことで、展張時に交差部にひび割れが入らないようにしている。スリット挿入後、鋼板を専用展張機に設置し、全幅均等に軸直角方向に展張する(写真-3.3(3))。なお、展張角度は 60 度程度である。展張後は、補強部材に合わせて切断、折り曲げ加工を施し、防錆処理としてエポキシ

粉体塗装または亜鉛めっき処理を施す（写真－3.3(4)）。

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で加工した後、現場へ搬入するので、鉄筋のように現地での加工・組み立て手間を省略することができる。

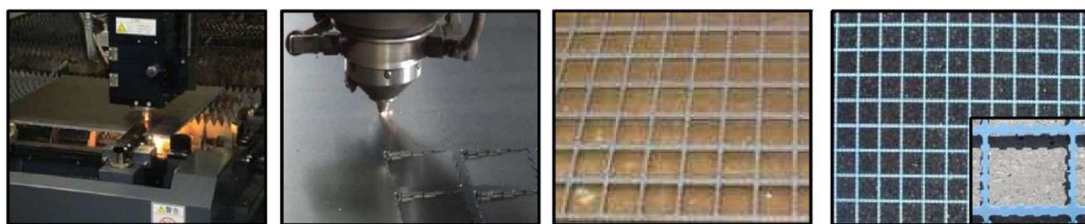


(1)レーザー加工 (2)スリット挿入 (3)展張加工 (4)防錆処理

写真－3.3 展張格子筋の製作方法

(2) 格子筋

写真－3.4 に格子筋の製作方法を示す。格子筋は、一般鋼板または縞鋼板を用いて、直接レーザーで格子状に切断加工する（写真－3.4(1), (2)）。切断加工された格子筋の軸方向（主筋方向）および軸直角方向（配力筋方向）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－3.4(3)）。そして、切断加工された格子筋を補強部材に合わせて折り曲げ加工を施し、必要に応じて防錆処理を施す（写真－3.4(4)）。以上のように、格子筋は、補強部材の寸法に合わせて工場内で加工した後、現場へ搬入するので、鉄筋のように現地での加工・組み立て手間を省略することができる。



(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－3.4 格子筋の製作方法

(3) 展張格子筋および格子筋の形状・寸法

一般鋼板を用いたメタルグリッド筋の板厚は 6mm, 9mm, 12mm の 3 種類を標準とし、主筋幅を変化させることで、鉄筋 D6, D10, D13, D16, D19 に対応させることができる。縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の板厚は 6mm, 9mm の 2 種類である。なお、板厚 4.5mm, 16mm も使用可能であり、鉄筋 $\phi 5$, D22, D25 に対応することができる。

きる。板厚 6mm, 9mm における寸法の一例を図-3.4 に示す。一般鋼板または縞鋼板を用いた展張格子筋について, 板厚 6mm の場合を図-3.4(1), 板厚 9mm の場合を図-3.1(2)に示す。格子筋については図-3.4(3)に示す。展張格子筋は板厚 12mm まで, 格子筋は板厚 16mm までの加工が可能である。板厚 6mm 以上の場合の格子間の寸法は 100×100mm, 板厚 4.5mm の場合の格子間の寸法は 75×75mm としている。展張格子筋において, 軸方向の主鉄筋 D10 に相当させる場合には, 板厚 6mm の鋼板を用いて, 6mm×主筋幅 12mm (断面積 72mm²) とし, 軸直角方向の配力筋は 6×7mm (断面積 42mm²) とし, 側面には 4mm 高さの突起を 9mm 間隔で設け付着力を確保する形状としている。なお, 展張格子筋の展張角度は約 60 度である。軸方向の主鉄筋 D13 に相当させる場合には, 板厚 9mm の鋼板を用いて, 9mm×主筋幅 15mm (断面積 135mm²) とし, 軸直角方向の配力筋は 9×7mm (断面積 63mm²) とし, 側面には 6.5mm 高さの突起を 9mm 間隔で設け付着力を確保する形状としている。なお, 展張格子筋の展張角度は約 60 度である。格子筋においては, 板厚に関わらず, 突起高さは 4mm とし, 9mm 間隔で設ける形状としている。

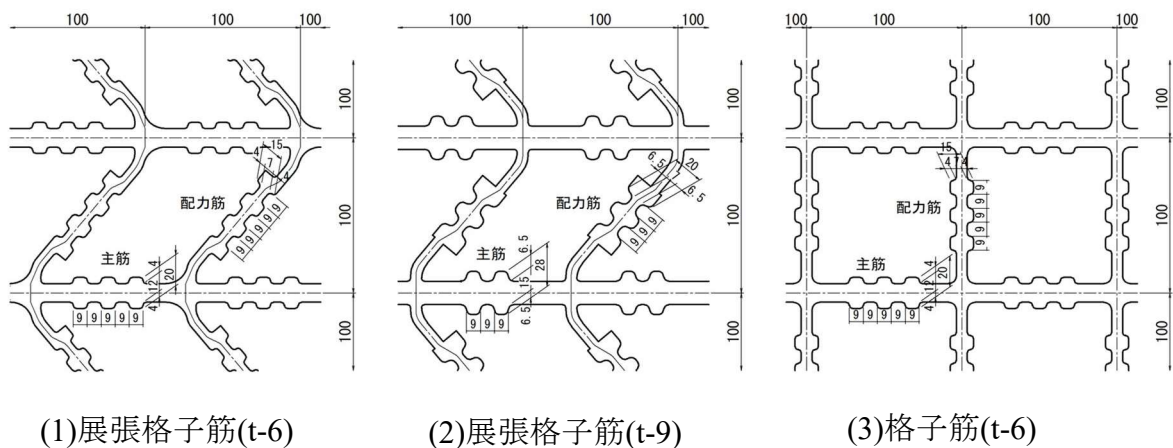


図-3.4 メタルグリッド筋の形状・寸法 (再掲載)

(4) メタルグリッド筋の配置断面

RC 床版の下面増厚補強における配置断面を図-3.5 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-3.5(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, 2 方向の厚さにかぶりを考慮した厚さとなる。一方, メタルグリッド筋では, 図-3.5(2)に示すように, 1 面加工されているので, 鉄筋やメッシュ筋と比較して, 1 方向分の厚さが軽減され, 死荷重の軽減が図られる。

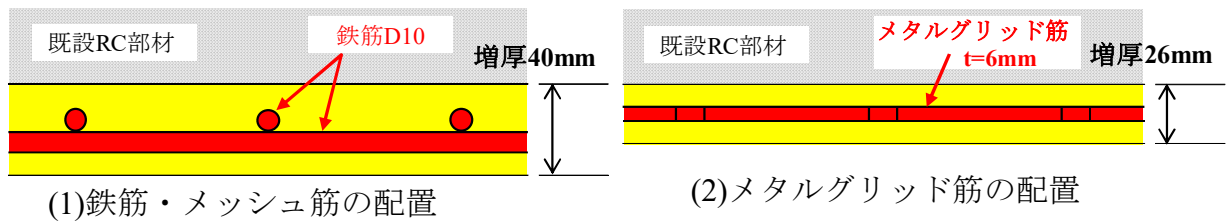


図-3.5 鉄筋およびメタルグリッド筋の配置断面

3.3.2 メタルグリッド筋に用いる鋼板材料

(1) 一般鋼板および縞鋼板

メタルグリッド筋に用いる鋼板材料は、一般鋼板（SS400）、構造用鋼板の縞鋼板（SS400 相当）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-3.1 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-3.6 に示す。表-3.1 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）^{3.5),3.6)}に示す値であり、

表-3.1 メタルグリッド筋に用いる鋼板の種類

記号	板厚 (mm)	化学成分 (%)					引張試験				備考
		C	Si	Mn	P	S	板厚区分 (mm)	降伏点 または耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	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 () : 参考値
							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

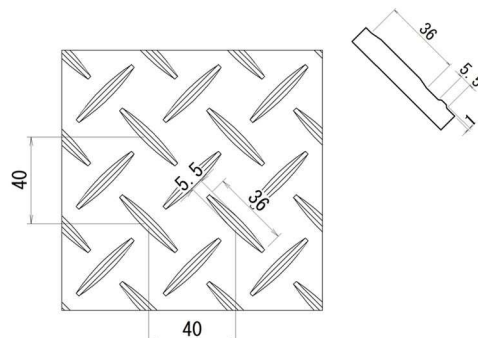


図-3.6 縞鋼板の形状および寸法

縞鋼板の材質は一般鋼板の SS400 相当である。また、厚さ 4.5mm の一般鋼板および縞鋼板の材料特性値を表-3.2 に示す。弾性係数については道示^{3.5),3.6)}に示す値である。一般鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値は、降伏強度 294N/mm²、引張強度 468N/mm² であり、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。次に、縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値は、降伏強度 338N/mm²、引張強度 451N/mm² であり、表-3.1 に示す SS400 の降伏強度 245N/mm²、引張強度 400N/mm² を満足している。

表-3.2 一般鋼板，縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値

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

※4.5mm板厚の例

(2) メタルグリッド筋と鉄筋径との整合

メタルグリッド筋の断面寸法は、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 RC はり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メタルグリッド筋の寸法の一例を表-3.3 に示す。また、図-3.7 に展張格子筋の寸法例を示す。

従来の RC 部材の増厚補強などで使用される鉄筋は一般的に D13 程度が多く、表-3.3 に示すように主鉄筋を D13 相当とする場合は、メタルグリッド筋の板厚は 9mm を使い、幅 b1 を 15mm とすることで、断面積は 135mm² となり、鉄筋 D13 の断面積 126.7mm² とほぼ同等となる。展張格子筋の場合の配力筋の幅 b2 は 7mm であり、断面積は 63mm² で、鉄筋 D8 の断面積 49.51mm² 以上の断面積である。RC 部材の補強に必要な主鉄筋径に対して、表-3.3 に示すように、ピッチ 100mm とした場合、板厚 t と主筋幅 b1 を設定して D6～D19 に対応することが可能である。

表-3.3 鉄筋径に相当するメタルグリッド筋の仕様

板厚 t (mm)	縦筋					横筋				
	ピッチ D1 (mm)	幅 b1 (mm)	断面積 A1 (mm ²)	相当する鉄筋 呼び名	公称断面積 (mm ²)	ピッチ D2 (mm)	幅 b2 (mm)	断面積 A2 (mm ²)	相当する鉄筋 呼び名	公称断面積 (mm ²)
6	100	6	36	D6	31.67	100	7	42	D6	31.67
6	100	12	72	D10	71.33	100	7	42	D6	31.67
9	100	15	135	D13	126.7	100	7	63	D8	49.51
9	100	23	207	D16	198.6	100	7	63	D8	49.51
12	100	24	288	D19	286.5	100	7	84	D10	71.33

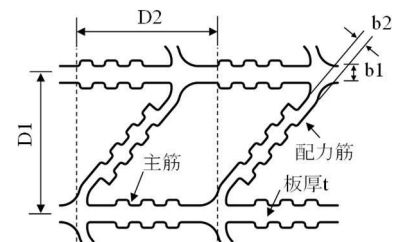


図-3.7 寸法例

(3) 折り曲げ加工

メタルグリッド筋は、レーザ加工および展張加工の工程後、補強に用いる寸法に合わせて折り曲げ加工を施す。ここで、折り曲げ加工の一例を写真-3.5に示す。なお、写真-3.5はエポキシ系の防錆材による防錆処理を施したものである。

写真-3.5(1)に示す格子筋は、はり部材の補強用に折り曲げ加工したものである。また、写真-3.5(2)に示す展張格子筋は溝橋（ボックスカルバート）の側壁上部のハンチ用折り曲げ加工したものであり、頂版下面に設置した展張格子筋と、継手部を重ね継手とすることで鉄筋を用いた補強と比べて内空断面が確保できる構造である。

以上のように、メタルグリッド筋は実構造の寸法に合わせた折り曲げ加工が可能となり、施工精度にも優れている。また、現場ではアンカー等での設置のみとなり、施工の合理化・省力化が図れる構造である。



(1)格子筋

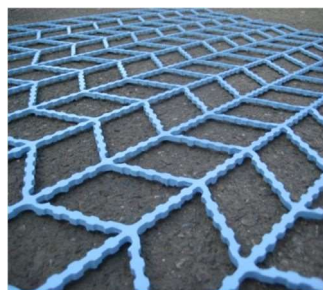


(2)展張格子筋

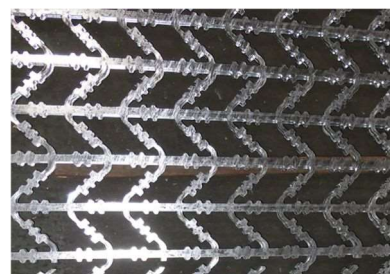
写真-3.5 メタルグリッド筋の折り曲げ加工の一例

(4) メタルグリッド筋の防食処理

メタルグリッド筋の防食方法には、エポキシ樹脂塗装または溶融亜鉛めっきの2種類を提案しており、それぞれの防食処理状況を写真-3.6に示す。エポキシ樹脂塗装による鉄筋の防食効果は、「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



(1)エポキシ樹脂塗装



(2)溶融亜鉛めっき

写真-3.6 防食処理方法

工指針改定版」^{3.7)}に準拠する必要があるとあり、塗装厚は $220 \pm 40 \mu\text{m}$ と規定されている。めっきについては、「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)」(土木学会)^{3.8)}、「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)」(日本建築学会)^{3.9)}を参照し、板厚 6mm 以上の場合は、 550 g/m^2 以上のめっき付着量が必要であり、この時、平均めっき膜厚は $76 \mu\text{m}$ 以上となる。

3.4 メタルグリッド筋の引張強度試験

3.4.1 レーザ加工および展張加工における引張強度

メタルグリッド筋はレーザ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、展張加工による軸直角方向(配力筋方向)へ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

供試体には、SS400 相当の縞鋼板、厚さ 9mm、主筋幅 15mm、公称断面積 135 mm^2 の断面を有する試験片を 3 本製作し、試験の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-3.8 に、実験概略図を図-3.9 に示す。なお、比較用として金属材料試験方法の JIS Z 2241^{3.10)}に準拠した JIS13B 号の試験片を製作し、引張試験を行う。

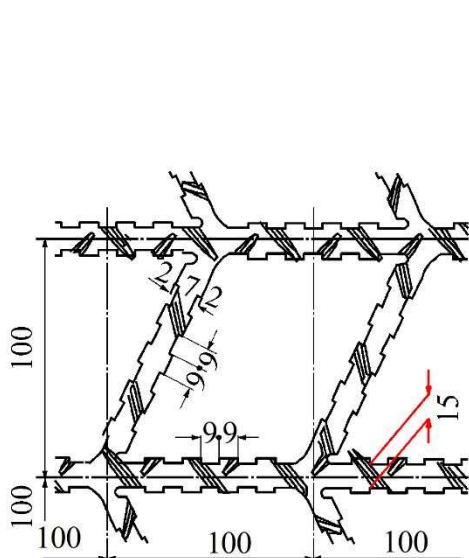


図-3.8 試験片寸法

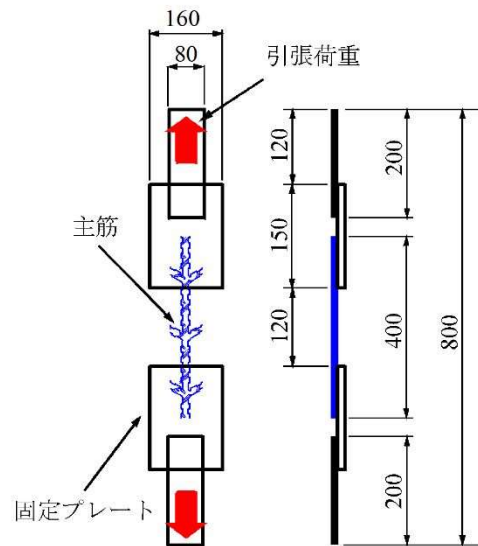


図-3.9 実験概略図

(2) 試験方法

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

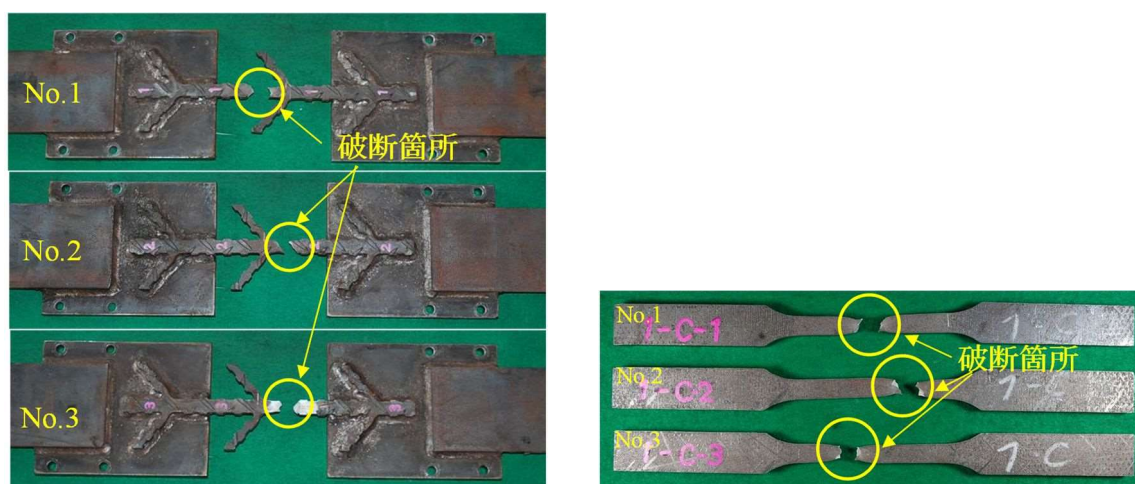
し、金属材料試験方法である試験規格 JIS Z 2241^{3.10)}に準拠し引張試験を実施する。

(3) 試験結果および考察

展張加工および JIS13B 号試験片の引張試験結果を表-3.4 に示す。材料特性値について、展張加工後における平均降伏荷重は 45.6kN となり、破断荷重は 59.7kN となった。この荷重を断面積で除した平均降伏強度は 338N/mm²、平均引張強度は 442N/mm² である。次に、JIS13B 号に準拠した試験片の平均降伏強度は 328N/mm²、平均引張強度は 436N/mm² である。また、展張加工試験片と JIS13B 号試験片の破断状況を写真-3.7 に示す。展張加工試験片の破断状況から、展張格子筋の試験片は 3 本とも展張加工部以外の箇所で破断している。以上の試験結果から、レーザ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おり十分な強度が確保されている。

表-3.4 引張試験結果

試験片		断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	破断荷重 (kN)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
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	425
	No.3	112.5			334	435
	平均				328	436
規格値					245以上	400~510



(1)展張加工試験片

(2)JIS13B 号試験片

写真-3.7 破断状況

3.4.2 展張加工部における引張強度

展張格子筋製作方法は写真-3.3 に示すように、一般鋼板または縞鋼板にレーザでスリットを挿入し、専用のジャッキで展張して格子状に加工する。そのため、展張時の配力筋根元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角度を45、60、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9mm、幅7mm、公称断面積63mm²の断面を有する試験片を用いる。ここで、展張加工後の材片を図-3.10に示す。試験片には図-3.10(1)に示す展張角度45度、60度、75度毎に3体ずつ試験を行い、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製作して引張試験を行う。なお、供試体名称についてはそれぞれA、B、C、Dとする。

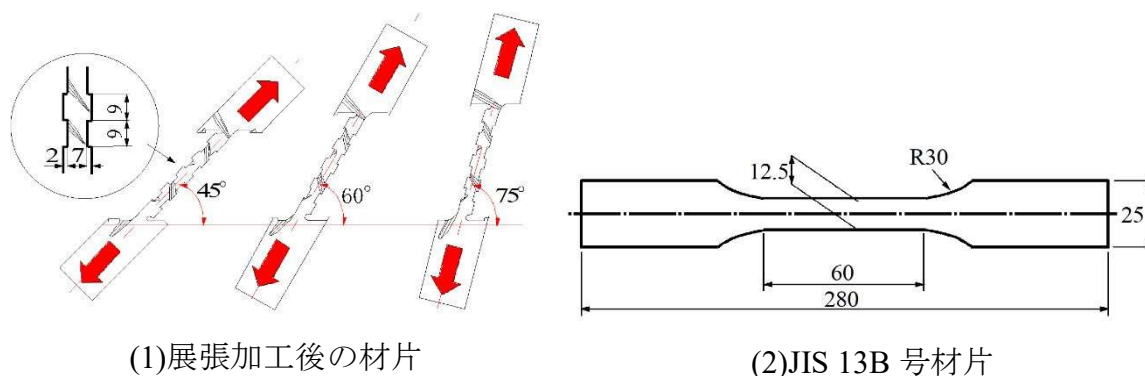


図-3.10 材片概略図

(2) 試験方法

展張格子筋の引張試験は、図-3.10(1)に示す展張角度45度、60度、75度および図-3.10(2)に示す同一縞鋼板からJIS13B号に準拠して製作した材片について、金属材料引張試験方法である試験規格JIS Z 2241^{3.10)}に準拠して引張試験を実施する。

(3) 試験結果および考察

展張格子筋および縞鋼板からJIS13B号に準拠した試験片の引張試験における材料特性値およびミルシートに記載されている強度を表-3.5に示す。なお、JIS規格で製作した試験片の降伏強度の平均値は347.7N/mm²となり、引張強度の平均値は515.4N/mm²となった。また、ミルシートによる降伏強度は338N/mm²で、引張強度は448N/mm²である。

試験片Aの降伏強度および引張強度の平均値はそれぞれ347.8N/mm²、451.0N/mm²であった。次に、試験片Bの降伏強度および引張強度の平均値はそれぞれ345.6N/mm²、

439.6N/mm²であり、展張角度 45 度とした試験片の降伏強度に対して、1.0%の低下が見られる。また、試験片 C ではそれぞれ 331.1N/mm²、482.2N/mm²となり、降伏強度は 5.0%の低下が見られる結果となった。ここで、試験片 B の破断状況を写真-3.8 に示す。展張角度 60 度の破断位置は展張交差部から 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。

表-3.5 展張格子筋の引張強度試験^{3.11)}

展張角度	供試体	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
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	30.36	347.80	451.02
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	345.58	439.59
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	331.05	482.24
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	347.69	515.36
ミルシート				338	448
道示				245	400

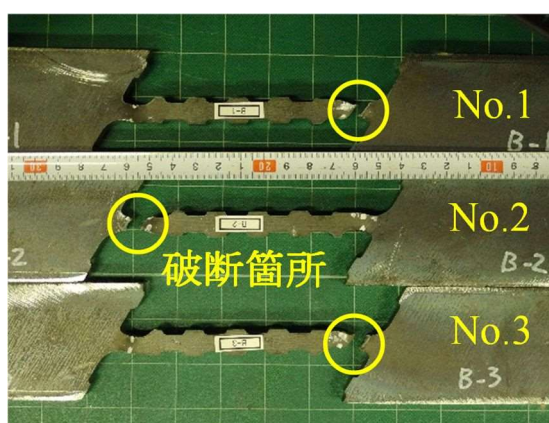


写真-3.8 破断状況（展張角度 60 度）

以上の結果から、展張角度を 75 度とした展張格子筋は、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ものの、道示に規定す

る降伏強度および引張強度が十分確保されていることから、材料特性値としてミルシートに記載されている強度の使用が可能と言える。表-3.5 に示す降伏強度，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が破断荷重に与える影響はほとんど見られない。

3.5 メタルグリッド筋とコンクリートの付着強度

メタルグリッド筋の突起および防食処理が付着強度に及ぼす影響を，「エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度試験方法（JSCE-E 516-2003）」に準じて調べた。

3.5.1 試験概要および試験パラメータ

メタルグリッド筋に設けた突起形状および寸法を図-3.11 に示す^{3.12)}。材料の寸法は，鋼板厚 9mm，主筋幅 15mm の試験片とし，突起の寸法は高さ 2.0mm，幅 9.0mm（図-3.11(1)）と高さ 5mm，幅 9.0mm（図-3.11(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，最大骨材寸法 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 $10 \pm 2.5 \text{cm}$ での配合条件とした。

付着試験に用いる試験片のパラメータは，①一般鋼板を用いて，2mm の突起を設けた防食処理無しの試験片（供試体 S），②一般鋼板を用いて，2mm の突起を設けた亜鉛めっき処理した試験片（供試体 SM），③一般鋼板を用いて，5mm の突起を設けた亜鉛めっき処理した試験片（供試体 SM-5），④縞鋼板を用いて，2mm の突起を設けた防食処理無しの試験片（供試体 V），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試験片（供試体 VE）および⑥異形鉄筋 SD295A D13（供試体 R）とする。

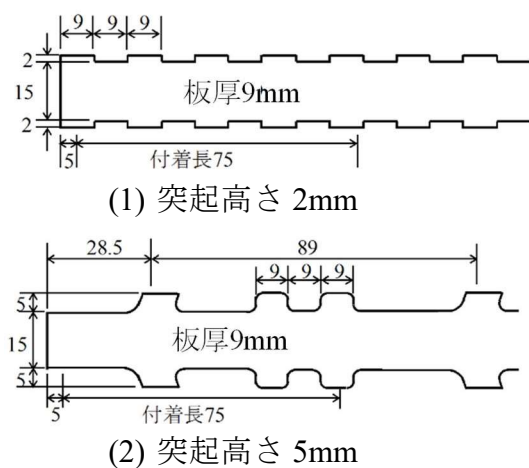


図-3.11 材片形状

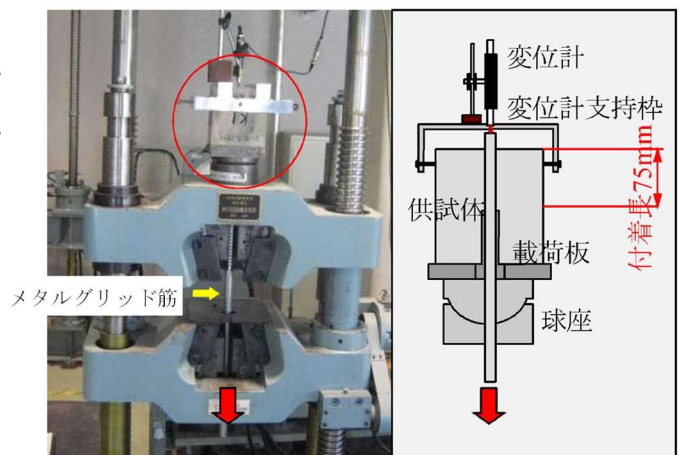


図-3.12 付着試験状況

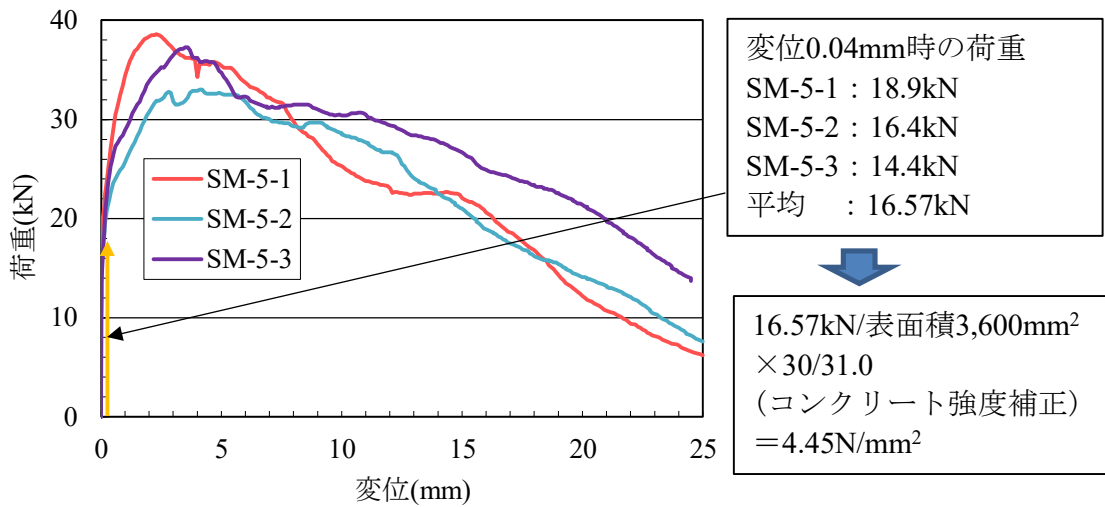


図-3.13 引抜試験における荷重と変位の関係 (例)

3.5.2 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-E 516-2003)」に準じて実施する^{3.13)}。ここで、付着試験状況を図-3.12 に示す^{3.12)}。

メタルグリッド筋の引抜試験における荷重と変位の関係の例を図-3.13 に示す。そして、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-3.6 に示す。また、グラフに示したものが図-3.14 である。

3.5.3 試験結果

パラメータごとの材片 3 体の付着強度の平均値 (表-3.6) より、供試体 R の付着強度の平均は 2.99N/mm² であり、この付着強度を基準に一般鋼板および縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の付着性能を評価する。

表-3.6 各パラメータによる付着強度の試験結果^{3.12)}

鋼材	鋼種	付着面の状態	突起高さ (mm)	名称	表面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	変位0.04mm時の 平均荷重 (kN)	付着強度 (N/mm ²)
メタル グリッド 筋	一般鋼板 SS400 (9×15mm)	突起付き	2.0	S	3600	245	400	11.47	3.19
		突起付き+亜鉛 めっき	2.0	SM	3600			11.60	3.11
			5.0	SM-5				16.57	4.45
	縞鋼板 SS400相当 (9×15mm)	突起付き	2.0	V	3600			16.30	4.53
		突起付き+エポ キシ樹脂塗装	2.0	VE	3600			9.53	2.65
異形鉄筋	SD295A,D13			R	3000	295	400	8.97	2.99

供試体 S の付着強度の平均値は 3.19 N/mm² であり、供試体 R の付着強度と比較して 1.07 倍の付着強度が得られた。また、供試体 SM および供試体 SM-5 の付着強度の平均値はそれぞれ 3.11 N/mm²、4.45 N/mm² であり供試体 R と比して 1.04 倍、1.49 倍の付着強度が得られ、突起高さが変化することにより付着強度が高まる結果となった。さらに突起高さが同一な供試体 S と比して溶融亜鉛めっき処理による付着強度の低下は見られなかった。

次に、供試体 V の付着強度の平均は 4.53 N/mm² であり、供試体 R と比して 1.52 倍の付着強度が得られ、突起形状は同じ試験片であるので、縞鋼板の表面に設けられた小さな突起により付着性能が高まったものと考えられる。

供試体 VE の付着強度の平均は 2.65 N/mm² と供試体 R に比して 0.89 倍と付着強度が低下する結果となった。これはエポキシ樹脂塗装により耐候性が向上するものの樹脂塗装によって縞鋼板平面が平滑となり、縞鋼板の表面突起の凹凸が小さくなったためと考えられる。なお、土木学会のエポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格である無塗装鉄筋の 85%以上を満足する結果となった。

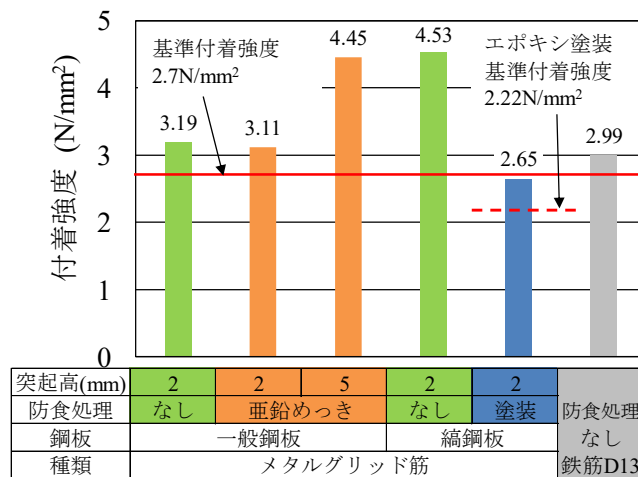


図-3.14 付着強度の試験結果^{3.12)}

以上より、メタルグリッド筋に設けた 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見られる結果となった。また、溶融亜鉛めっき処理とエポキシ系樹脂を塗装した材片については、溶融亜鉛めっき処理する方が付着性が高まる結果となった。溶融亜鉛めっき処理および防食処理無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、エポキシ樹脂鉄筋の付着強度基準である無塗装鉄筋の 85%を上回る結果となった。

3.6 メタルグリッド筋の主鉄筋方向の継手試験

3.6.1 試験概要

実構造物の増厚補強工事において、補強筋の継手構造が必要となる。継手構造は鉄筋の定着を十分確保するために道路橋示方書・同解説に示すように鉄筋径の20倍以上の定着長を確保する必要がある。本提案するメタルグリッド筋は最大板厚16mmまでの一般鋼板または縞鋼板をレーザ加工により一面加工が可能であり、鉄筋とほぼ同等の性能を有する材料である。メタルグリッド筋の継手形式には、一面継手構造と重ね継手構造の2種類を提案しており、メタルグリッド筋を用いた各継手構造を図-3.15に示す。一面継手構造は、図-3.15(1)に示すように配力筋を切断し、その間に反対側のメタルグリッド筋をはめ込む方法である。この継手構造は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を減少させることが可能であり、死荷重の軽減が図られる。一方、最も多く採用されている従来の継手構造が図-3.15(2)に示す重ね継手構造であり、継手部は鉄筋を用いた場合と同様に増厚高さが厚くなる。しかし、継手部をコンクリート面に直接設置することで、継手部もその他一般部と同様のかぶり厚を確保してコンクリート増厚層内に配置することが可能である。

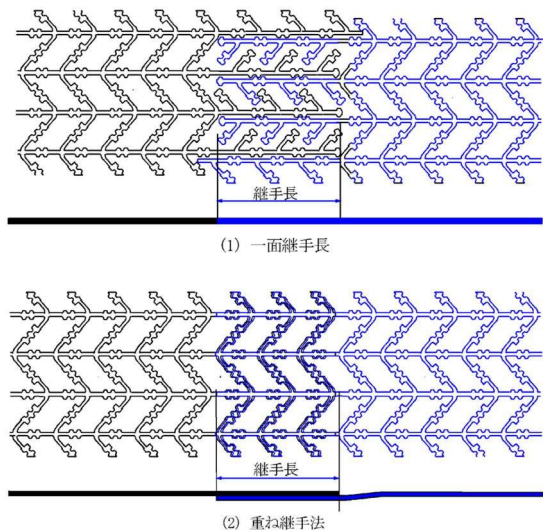


図-3.15 メタルグリッド筋と継手構造

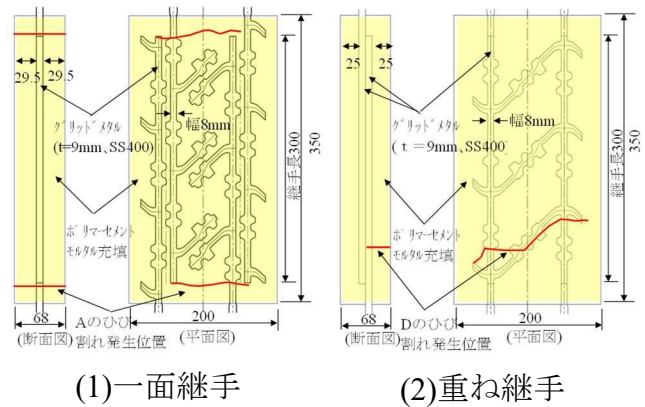


図-3.16 試験供試体形状

3.6.2 継手部の付着試験

各継手構造を採用した実験供試体寸法および形状を図-3.16に示す。

試験体の寸法は、図-3.16に示すようにポリマーセメントモルタル（以下、PCMとする）厚さを68mmとし、平面の寸法はモルタル層を幅200mm、高さ350mm、継手長は本実験に用いる展張格子筋の断面が板厚9mm、主筋幅8mmとし、断面積が72mm²と鉄筋に換算した時にD10（71.33mm²）に相当する。一面継手構造とした場合のかぶ

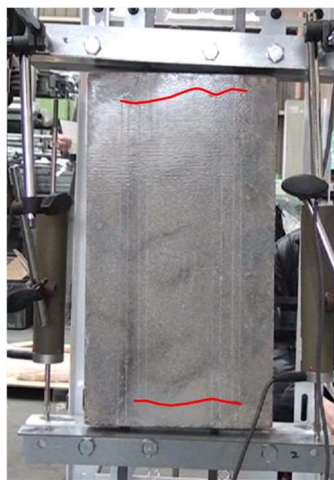
り厚は図-3.16(1)に示すように 29.5mm, 重ね継手構造とした場合は図-3.16(2)に示すように, かぶり厚は 25mm である。また, 継手長は 300mm として, 実験供試体をそれぞれ 2 体製作した。供試体名称は一面継手構造とした供試体をそれぞれ A, B, 重ね継手構造とした場合を C, D とした。なお, モルタルには低弾性の超速硬繊維混和型 PCM を使用し, 実験時の圧縮強度は 60.6N/mm^2 である。

3.6.3 結果および考察

継手構造における引張試験の結果を表-3.7 に, ひび割れ発生状況を写真-3.9 に示す。一面継手構造とした供試体 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

表-3.7 引張試験によるひび割れおよび破壊荷重

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	A	58.5	58.2	65.5	65.2	母材破断
	B	57.9		64.9		せん断破壊 (モルタル)
重ね継手構造	C	ひび割れ発生無し	67.3	69.9	69.4	母材破断
	D	67.3		68.8		母材破断



一面継手(A)



重ね継手(D)

写真-3.9 ひび割れ発生状況

張格子筋が破断している。ひび割れは、写真-3.9 に示す通り、一面継手は水平方向に、重ね継手は配力筋に沿って発生している。

重ね継手構造の破壊荷重の平均値は、一面継手構造の破壊荷重の平均値に対して1.06倍となり、重ね継手構造の引張付着強度の方が若干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^{3.14)}により算出すると、48.3kN（ $=68 \times 200 \times 3.55$ ）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。

3.7 まとめ

第3章では、RCはりおよびRC床版などのRC部材の補修・補強材として新たに開発したメタルグリッド筋の開発経緯からその特徴を述べるとともに、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)鉄筋に替わる引張補強材として展張格子筋および格子筋の2種類のメタルグリッド筋について、特徴や材料特性値、展張後の材料特性値を明らかにした。
- (2)一面加工されたメタルグリッド筋は、鉄筋を用いた補強法に対して、鉄筋1方向分の増厚層が不要となることから、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、国土交通省の政策にも合致した材料である。

第3章参考文献

- 3.1) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局 国道・防災課道路保全企画室，2011.1
- 3.2) 阿部忠，塩田啓介，今塩宏之，吉岡泰邦，今野雄介：鉄筋部材，及び，その鉄筋部材を使用したコンクリート構造，特許番号 6253058，2017.
- 3.3) 塩田啓介，吉岡泰邦，内藤仁志：鉄筋部材及び鉄筋コンクリート構造，特許番号 6898196，2021.
- 3.4) 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
- 3.5) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
- 3.6) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，IV，V，2017.
- 3.7) (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.
- 3.8) (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.
- 3.9) (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.
- 3.10) (一社) 日本規格協会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法
- 3.11) 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および耐疲労性の評価，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，pp.541-548，2017.3
- 3.12) 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
- 3.13) (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
- 3.14) (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 メタルグリッド筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における耐荷力性能

4.1 はじめに

近年、高度経済成長期に建設されたコンクリート構造物は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進んでいる。例えば、海洋上や海岸線に建設された鉄筋コンクリート（以下、RC とする）構造物は、飛来塩分や直接海水を受けることから鉄筋が腐食し、断面欠損による耐荷力の不足やかぶりコンクリートのはく落などの損傷が生じている^{4.1)}。また、プレストレストコンクリート（Prestressed Concrete：以下、PC とする）構造物は PC 橋の PC ケーブルの破断などの損傷事例も報告されている。さらに、昭和 40 年代の設計基準で設計された RC 部材は、現行の設計基準に比して耐荷力性能や耐震性に差異が生じている^{4.2)}。これらの RC 構造物や PC 構造物の耐荷力性能や耐震性の向上を図るために、鋼板や炭素繊維シートによる接着補強法や鉄筋を配置しセメントモルタル吹付けした増厚補強法が開発され、いずれも補強効果が得られている^{4.3)}。

一方、老朽化した RC 部材の引張補強材として、鉄筋に替わるメタルグリッド筋を開発した。メタルグリッド筋は鋼板又は縞鋼板にレーザ光線でスリットを挿入し、ジャッキで展張して格子状に加工したもので、耐荷力性能の向上を図ると同時に一面加工にて主筋と配力筋が一体化していることから、鉄筋に比して増厚厚さを薄くでき、施工の合理化・省力化が期待できる新たな引張補強材である。

そこで、本研究では、RC はりに、縞鋼板を用いて製作した展張格子筋および格子筋の 2 種類のメタルグリッド筋を用いて、ポリマーセメントモルタル（以下、PCM とする）による吹付け補強した RC はりの補強効果を検証する。また、縞鋼板および一般鋼板を用いて製作した 2 種類のメタルグリッド筋および異なる防錆処理を行ったメタルグリッド筋を用いて、PCM による吹付け補強した RC はりの補強および防錆処理の効果について検証する。耐荷力性能の評価においては静荷重実験を実施し、理論解析による曲げ耐力と静荷重実験における最大耐力との整合性を検証する。

4.2 コンクリート構造物の損傷状況

高度経済成長期に建設されたコンクリート部材の損傷の一例を写真-4.1 に示す。写真-4.1(1)の PC 橋は、1968 年に供用され、海岸線から 20m 程の位置に建設されている。この PC 橋は飛来塩分による塩害で鉄筋および PC ケーブルが腐食し、断面の欠損や一部に鉄筋の破断がみられる。次に、写真-4.1 (2)に示した RC はりは、1960 年代に建設された港湾施設であり、塩害により鉄筋が腐食し、かぶりコンクリートがはく落している。また、写真-4.1 (3)に示した栈橋は、鉄筋が腐食し、コンクリートがはく落している。このように海岸線に建設されたコンクリート橋や港湾施設のコンクリート構造物は、飛来塩分による塩害や直接海水を受けることによる塩害を受け鉄筋の腐食が著し

く、かぶりコンクリートのはく落も著しい。

以上のように、コンクリート構造物は建設地域の環境条件や建設後数十年が経過し、老朽化の進行が著しく、補強法が重要な課題となっている。



(1)PC 橋

(2)RC はり

(3)栈橋

写真-4.1 港湾施設 RC 構造物の損傷事例

4.3 供試体概要および使用材料

4.3.1 目的

本実験に用いる RC はりは支間 2,000mm，張出部 200mm，全長 2,400mm であり，幅 250mm，高さ 300mm である。この RC はりを用いて，第 3 章で述べた展張格子筋と格子筋の 2 タイプのメタルグリッド筋を用いて，ポリマーセメントモルタル（PCM）吹き付けによる断面増厚補強を施す。

第 4 章では，RC はりに厚さ 9.0mm の 2 種類のメタルグリッド筋および厚さ 4.5mm のメタルグリッド筋を用いて，PCM 吹き付け補強する。実験においては静荷重実験を行い，無補強 RC はりの耐荷力性能を基準に，補強した 2 種類のメタルグリッド筋を用いて補強した RC はりの耐荷力性能から補強効果を検証する。また，厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いてエポキシ系防錆処理した 2 タイプのメタルグリッド筋および厚さ 4.5mm の一般鋼板を用いて亜鉛メッキ処理した展張格子筋を用いて，防錆処理の影響についても同様の静荷重実験を実施して，防錆処理が耐荷力性能に及ぼす影響について検証する。

4.3.2 使用材料

(1)RC はり

本実験における供試体のコンクリートには，普通ポルトランドセメント，5~20mm の砕石および 5mm 以下の砕砂を用いる。道路橋示方書・同解説では，道路橋の RC 部材に用いるコンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 以上とされている^{4.4)}。よって，本実験に用いるコンクリートの圧縮強度を 24N/mm^2 となるよう配合する。ここで，配合条件を表-4.1 に示す。実験時の圧縮強度は 24.2N/mm^2 であった。また，主鉄筋には SD295A，D13，スターラップには SD295A，D10 を用いた。ここで，本実験供試体の

表-4.1 コンクリートの示方配合

スランプ (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
				C	W	S	G	Ad
15	4.5	58.5	48.0	298	174	852	964	3.0

表-4.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

コンクリートの 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD295A)				
	使用鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
24.2	主鉄筋(D13)	368	1,840	511	200
	スターラップ(D10)	370	1,850	511	200

コンクリート圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-4.2 に示す。

(2) 厚さ 9.0mm のメタルグリッド筋

本実験では、増厚材との付着性能を考慮し、SS400 材相当、厚さ 9.0mm の縞鋼板を用い、展張格子筋および格子筋ともに格子間隔を 100・100mm とする。展張格子筋の製作は 3 章で述べたように、レーザでスリットを挿入し、専用ジャッキで展張し、一面加工したプレート、C 型および U 型に折り曲げ加工する。一方、格子筋は、レーザで直接格子状に切断加工し、C 型、U 型に折り曲げ加工する。ここで、2 タイプのメタルグリッド筋の形状および寸法を図-4.1 に示す。

主筋の寸法は図-4.1 に示すように、厚さ 9.0mm、幅 15mm とし、配力筋あるいはスターラップに相当する斜筋は厚さ 9.0mm、幅 7.0mm とし、それぞれの断面積は 135mm²、63.0mm² である。本メタルグリッド筋は縞鋼板を用いたことから縞面は付着性能が得られるが、本供試体には異形棒鋼と同様に突起を設ける（第 3 章）。突起寸法は、高さ 2.0mm、幅 9.0mm を格子間に 9.0mm 間隔で 3 箇所設けることで異形棒鋼と同等

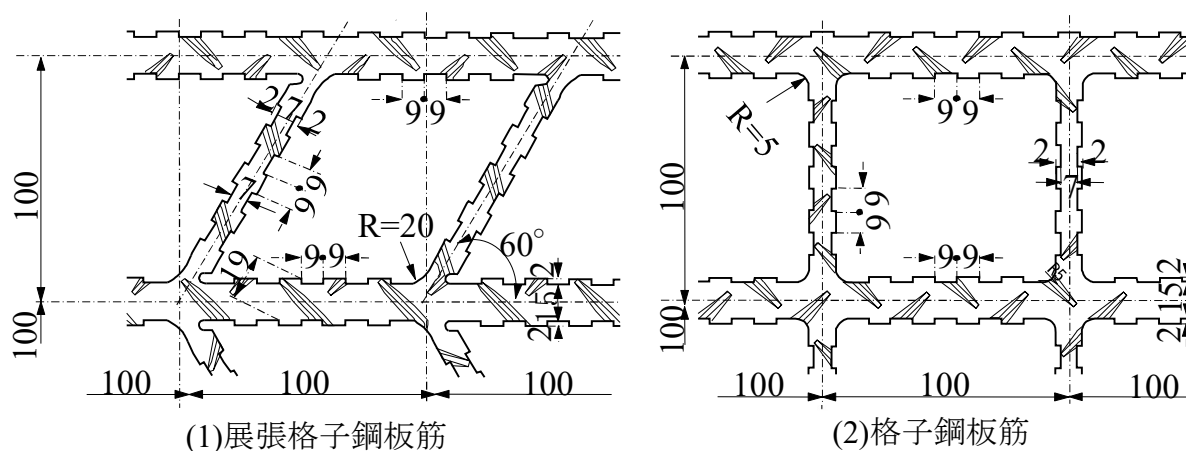


図-4.1 メタルグリッド筋の詳細寸法

以上の付着力が得られる（第3章）。なお、展張格子筋の主筋と配力筋の角度は60度程度であり、鉄筋の曲げ内半径と同様に配力筋の曲げ内半径は20mm程度となっている。ここで、本実験に用いるメタルグリッド筋の材料特性値を表-4.3に示す。

表-4.3 縞鋼板およびメタルグリッド筋の特性値

供試体	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
展張格子筋	338	1690	422	200
格子筋	331	1655	437	
規格値 (SS400相当)	245以上		400~510	

(3) ポリマーセメントモルタル (PCM)

増厚補強に用いるセメントモルタルには、一般的に吹付け工法に用いられているPCMを用いる。PCMは一般的に市販されているプレミックス材であり、セメント系材料にビニロン繊維を配合した材料である。ここで、PCMの配合を表-4.4に示す。なお、ビニロン繊維の配合条件は公表されていない。実験時の直径φ50mmの円柱供試体の圧縮強度は51.9N/mm²、割裂引張試験による引張強度は5.1N/mm²である。

表-4.4 ポリマーセメントモルタルの配合

項目	単位量(kg/m ³)		水結合比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1,860	595	32

4.4 供試体概要・供試体寸法および補強方法

4.4.1 供試体概要および供試体寸法

供試体RCはりおよびメタルグリッド筋を配置した供試体の仕様および補強仕様を

表-4.5 はり供試体の仕様

供試体	補強範囲	メタルグリッド筋の形状	その他仕様
RC-1	補強無し		
RC.E.9-P	下面のみ補強	展張	継手無し
RC.E.9-P-J		展張	継手あり
RC.E.9-C	下面から100mm高さ	展張	継手無し
RC.E.9-U	下面および側面	展張	
RC.S.9-U		格子	

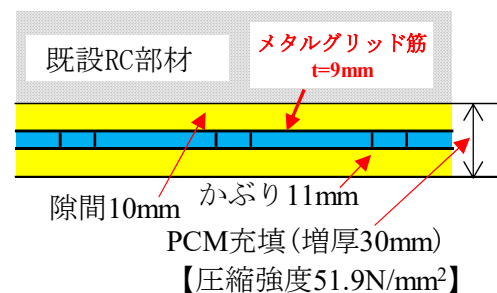


図-4.2 増厚仕様

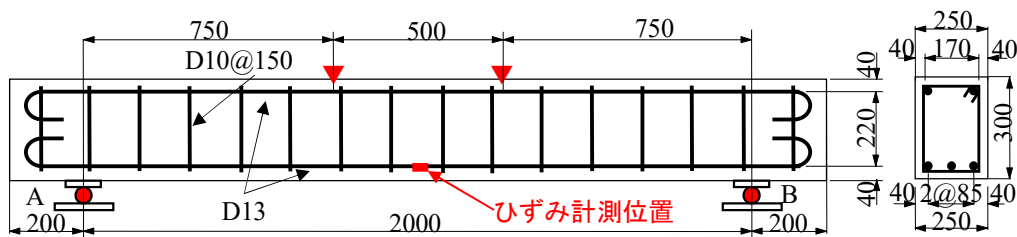
それぞれ表-4.5, 図-4.2 に示す。鉄筋の配置位置を図-4.3 に示す。

(1) 無補強供試体 (RC-1)

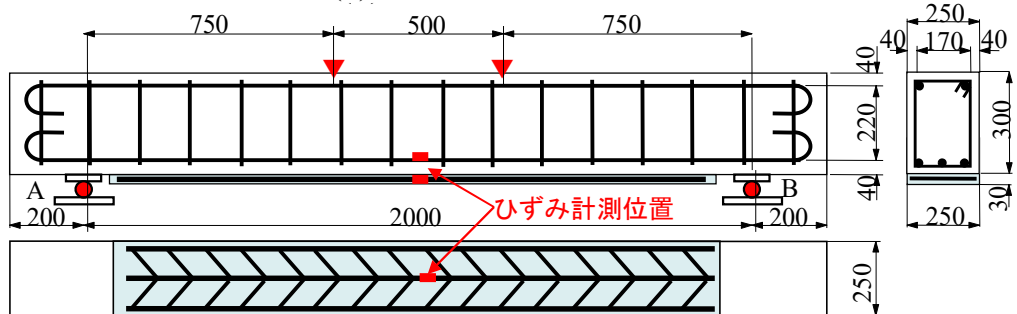
無補強 RC はり供試体の寸法は, 図-4.3 (1) に示すように支間 2,000mm, 張出部 200mm, 全長 2,400mm である。また, 断面は高さ 300mm, 幅 250mm とする。引張側には D13 を 3 本使用し, 有効高は 260mm である。圧縮側には D13 を 2 本使用し, かぶりは 40mm である。スターラップには D10 を用い, 150mm 間隔で配置する。無補強 RC はり供試体の供試体名称を RC-1 とする。

(2) 展張格子筋を用いた下面増厚補強供試体 (RC. E. 9-P)

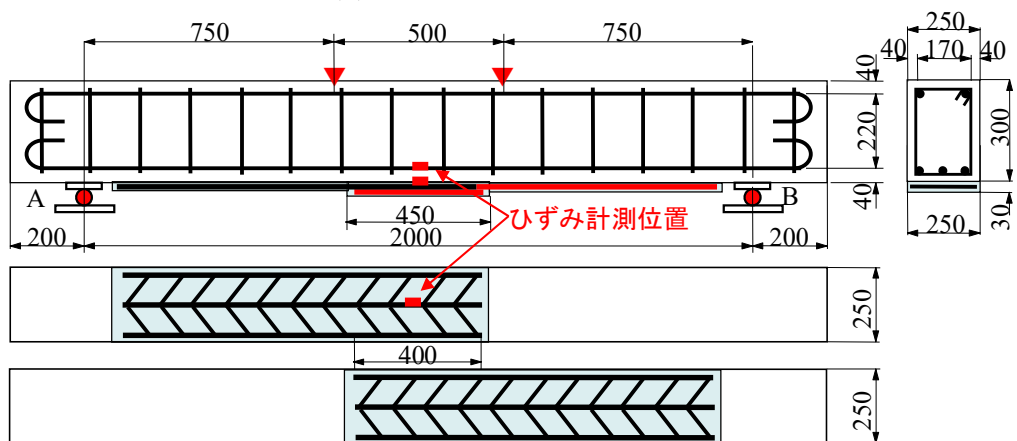
展張格子筋を用いて下面増厚補強する供試体寸法は図-4.3 (2) に示すように RC はり供試体の支間 2,000mm の底面の支間内に一面加工した幅 200mm, 長さ 1,800mm の展張格子を設置し, 厚さ 40mm を PCM 吹き付け増厚する供試体である。この供試体を RC. E. 9-P (RC beam · Expanded metal grid-Plate) とする。



(1) RC-1



(2) RC.E.9-P



(3) RC.E.9-P-J

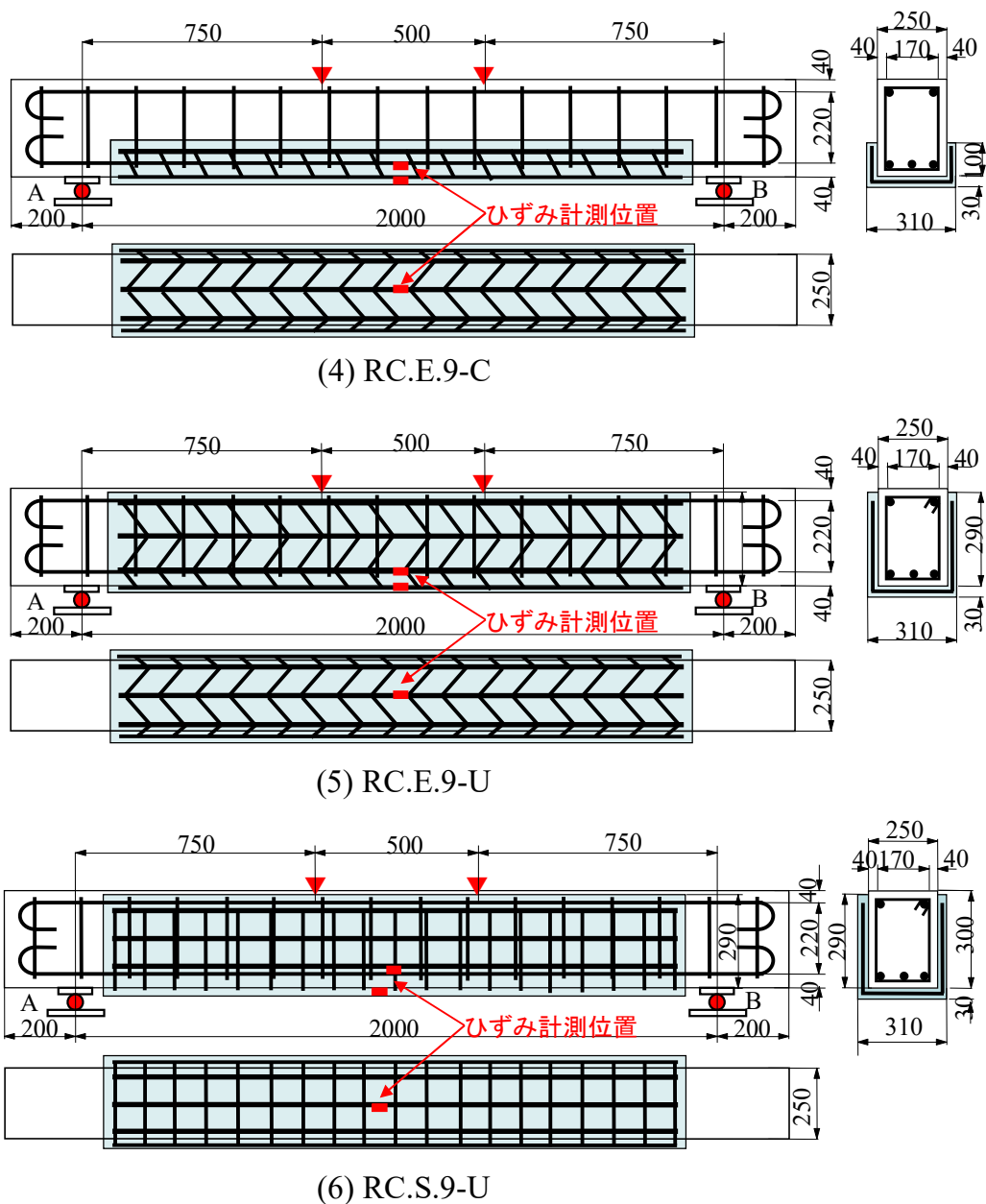


図-4.3 供試体寸法および鉄筋配置 (厚さ 9.0mm, 格子間 100mm)

(3) 展張格子筋(P形)を用いた増厚補強供試体 (RC. E. 9-P-J)

展張格子筋(P形)を用いて増厚補強する供試体の寸法は図-4.3(3)に示すように RC はり供試体の支間 2,000mm の底面の支間内に一面加工した幅 200mm, 長さ 1,100mm の展張格子筋を用い, 支間中央で重ね継手とする。RC はりの支間中央に道路橋示方書・同解説^{4.4)}に基づき継手長は 400mm とした。底面に設置した後, 厚さ 40mm を PCM 吹き付け増厚する供試体である。この供試体を RC. E. 9-P-J (RC beam・Expanded metal grid・9mm-Plate-Joint) とする。

(4) 展張格子筋(C形)を用いた増厚補強供試体 (RC. E. 9-C)

展張格子筋(C形)を用いて増厚補強する供試体の寸法は図-4.3(4)に示すように、RCはりの下面および底面から100mmの位置まで、C形に折り曲げ加工した展張格子筋を用いる。補強範囲は支点の内側1,840mmの範囲である。展張格子筋の主筋の全長は1,800mm、横筋の全幅は400mmである。縦筋は、供試体下面に3本、側面に1本ずつ配置できるようC形に折り曲げ加工する。この供試体をRC.E.9-C (RC beam・Expanded metal grid・9mm-C-shaped) とする。

(5)展張格子筋(U形)を用いた増厚補強供試体 (RC. E. 9-U)

展張格子筋(U形)を用いて増厚補強する供試体の寸法は図-4.3(5)に示すように、RCはりの底面から290mmの位置まで展張格子筋を用いてPCM増厚補強する。補強範囲は支点の内側1,840mmの範囲である。展張格子筋の主筋の全長は1,800mm、横筋の全幅は800mmである。縦筋は、供試体下面に3本、側面に3本ずつ配置できるようU字に折り曲げ加工する。この供試体をRC.E.9-U (RC beam・Expanded metal grid・9mm-U-shaped) とする。

(6)格子筋(U形)を用いた増厚補強供試体 (RC. S. 9-U)

格子筋(U形)を用いて増厚補強する供試体の寸法は図-4.3(6)に示すように、RCはりの底面から290mmの位置まで格子筋を用いてPCM増厚補強する。補強範囲は支点の内側1,840mmの範囲である。格子筋の主筋の全長は1,800mm、横筋の全幅は800mmである。主筋は、供試体下面に3本、側面に3本ずつ配置できるようU字に折り曲げ加工する。この供試体をRC.S.9-U (RC beam・Square metal grid・9mm-U-shaped) とする。

4.4.2 メタルグリッド筋を配置したPCM増厚補強法

RCはりにメタルグリッド筋を設置して補強したPCM吹付け増厚補強法は、ポリマーセメントモルタル吹付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)に準拠した^{4,5)}。ここで、各供試体の補強手順を図-4.4に示す。なお、補強図面は、RCはりの底面から290mmの位置まで補強したRC.E.9-Uとしている。

(1)展張格子筋を用いて下面増厚補強供試体 (RC. E. 9-P)

展張格子筋を用いて下面増厚補強する供試体RC.E.9-Pの補強面をショットブラストで研掃する(図-4.4(1))。研掃後、一面加工した幅200mm、長さ1840mmの展張格子筋を10mmの隙間を空けて設置する(図-4.4(2))。その後、表-4.4に示す配合でPCMを練混ぜし、吹き付けによる増厚補強する。吹き付け補強法は湿式による吹き付け補強し、1層目をメタルグリッド筋表面までとし(図-4.4(4))、その後、2層目を吹き付けし、表面仕上げして養生する(図-4.4(5))。

(2)展張格子筋(P形)を用いて増厚補強供試体 (RC. E. 9-P-J)

展張格子筋(P形)を用いて増厚補強する供試体RC.E.9-P-Jは、補強部分をショットブラストで研掃する(図-4.4(1))。展張格子筋は幅200mm、長さ1,100mmを隙間10mm

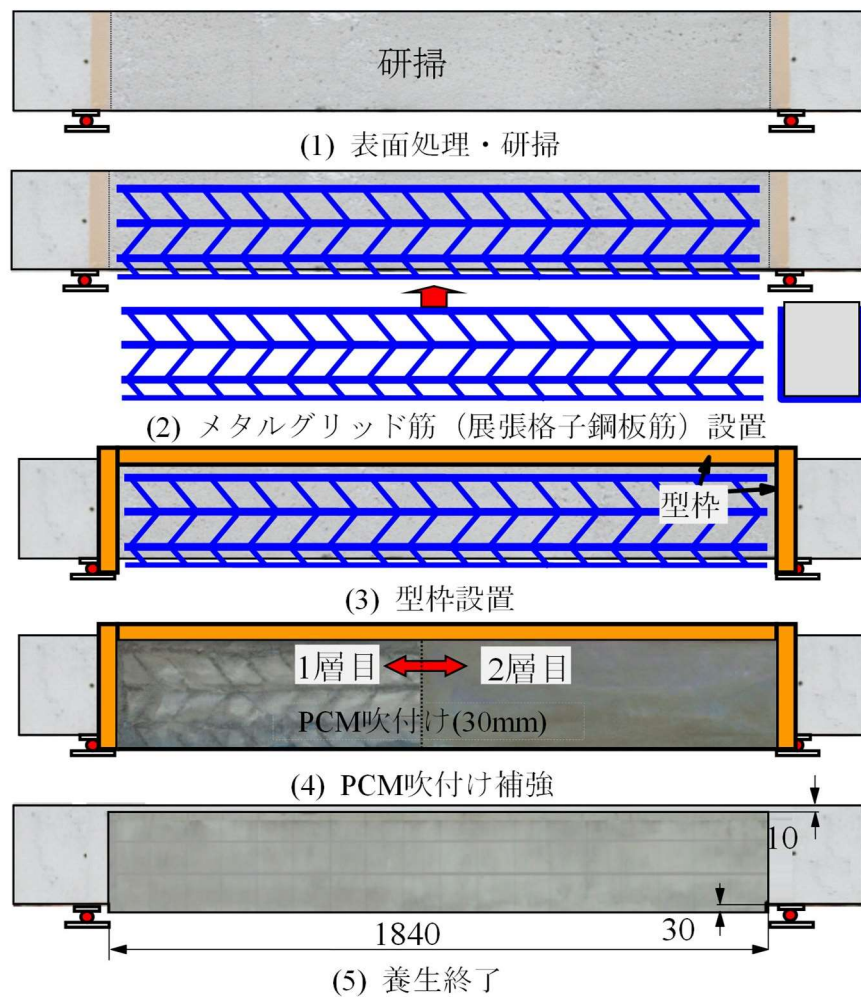


図-4.4 RC はりの補強手順

空けて、RC はり底面の左側に設置する。次に、長さ 1,100mm の展張格子筋を継手部 400mm の位置で厚さ 9mm の展張格子筋にラップするように折り曲げ加工した展張格子筋を設置する。PCM 増厚補強は展張格子筋から 10mm までを増厚補強する。1 層目の PCM をメタルグリッド表面までとし（図-4.4(4)），その後、2 層目を吹き付けし、表面仕上げして養生する（図-4.4(5)）。重ね継手位置の厚さは 40mm となる。

(3) 展張格子筋(C形)を用いて増厚補強供試体 (RC. E. 9-C)

展張格子筋(C形)を用いて増厚補強する供試体 RC.E.9-C も同様に、補強面をショットブラストで研掃する（図-4.4(1)）。研掃後、C形に折り曲げ加工した展張筋をコンクリート表面から 10mm の隙間を空けて設置する（図-4.4(2)）。設置後、PCM を練混ぜし、吹き付けによる増厚補強する。1 層目の PCM をメタルグリッド表面までとし（図-4.4(4)），その後、2 層目を吹き付けし、表面仕上げして養生する（図-4.4(5)）。

(4) 展張格子筋・格子筋(U形)を用いて増厚補強供試体 (RC. E. 9-U, RC. S. 9-U)

展張格子筋および格子筋(U形)を用いて増厚補強する供試体は、補強部分をショットブラストで研掃する(図-4.4(1))。その後、それぞれのメタルグリッド筋をコンクリート表面から10mm空けて設置する(図-4.4(2))。次に、PCM吹き付け補強法は各供試体同様に、1層目のPCMをメタルグリッド筋表面まで吹き付けし、2層目を吹き付けする(図-4.4(4))。最後に表面仕上げして完成となる(図-4.4(5))。

4.5 静荷重実験

4.5.1 実験方法

静荷重実験の荷重条件は、RCはりの両支点から750mmの位置に荷重を載荷する2点載荷とし、荷重載荷間隔を500mmとした。ここで、静的載荷試験における荷重載荷位置を写真-4.2および図-4.5に示す。

せん断スパン比 a/d は図-4.5より2.88 ($=750/260$, a : 支点から載荷位置までの距離, d : 有効高)であり、曲げ破壊が先行する載荷条件である。

静的載荷実験における荷重載荷条件は、日本建築学会による「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」に基づき、1サイクルごとの増加荷重を設定した^{4,6)}。

以上より荷重条件は、0kNから5kNずつ荷重を増加させ、25kNに達した後、5kNまで徐荷し、残留値を計測する。これを1サイクルとする。1サイクルごとの荷重増加を25kNとし、供試体が破壊に至るまで荷重を増加させる。たわみの計測は図-4.5に示すように支間中央、載荷点直下の3点で計測するが、本論文では支間中央のみを考察する。

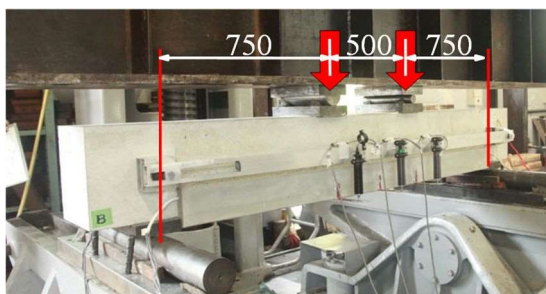


写真-4.2 荷重載荷状況

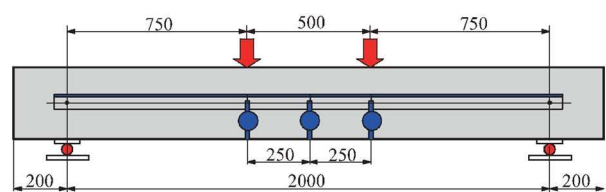


図-4.5 荷重載荷位置

4.6 厚さ9.0mmのメタルグリッド筋を配置したPCM補強法に関する実験結果

および考察

4.6.1 静荷重実験による最大耐荷力

本実験における無補強RCはり供試体およびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の耐荷力および破壊モードを表-4.6に示す。

表-4.6 耐荷力および破壊モード^{4.7),4.8)}

供試体	最大耐荷力 (kN)	分担耐荷力 (kN)	耐荷力比	破壊モード
RC-1	93.8	—	—	曲げ破壊
RC.E.9-P	145.3	51.5	1.55	曲げ破壊
RC.E.9-P-J	150.3	56.5	1.60	曲げ破壊
RC.E.9-C	175.3	81.5	1.87	せん断破壊
RC.E.9-U	200.1	106.3	2.13	せん断破壊
RC.S.9-U	242.5	148.7	2.59	せん断破壊

(1) RC-1

RC-1 の最大耐荷力は 93.8kN であり、RC はり中央で曲げ破壊に至った。この耐荷力を基準として増厚補強供試体の耐荷力性能を検証する。

(2) RC. E. 9-P

一面加工した展張格子筋を RC はり下面に設置した供試体 RC.E.9-P の耐荷力は 145.3kN である。厚さ 9.0mm の展張格子筋を設置し、PCM を 30mm 増厚する補強が分担する耐荷力 51.5kN である。補強後の耐荷力は未補強の供試体 RC-1 の耐荷力の 1.55 倍である。破壊は曲げ破壊である。

(3) RC. E. 9-P-J

RC はり中央で幅 400mm の継手構造を設けて PCM 吹き付け補強した供試体 RC.E.9-P-J の最大耐荷力は 150.3kN であり、補強部分が受け持つ耐荷力は 56.5kN である。RC はり供試体 RC-1 の耐荷力の 1.60 倍、継手部を設けない供試体の 1.03 倍である。これは RC はり中央で継手部を設けたことから部分的に鋼材量が多くなったことによるものと考えられる。破壊は RC はり中央で曲げ破壊となった。

(4) RC. E. 9-C

C 形に折り曲げ加工して展張格子筋を配置した供試体 RC.E.9-C の最大耐荷力は 175.3kN、補強部が分担する耐荷力は 81.5kN である。RC はり供試体 RC-1 の耐荷力の 1.87 倍である。底面のみ補強した供試体 RC.E.9-P の 1.21 倍である。破壊ははく離を伴うせん断破壊である。

(5) RC. E. 9-U, RC. S. 9-U

U 形に折り曲げ加工して展張格子筋を配置した供試体 RC.E.9-U の最大耐荷力は 200.1kN、補強部が分担する耐荷力は 106.3kN である。RC はり供試体 RC-1 の耐荷力の 2.13 倍である。C 形に折り曲げ加工した展張格子筋を設置して補強した供試体 RC.E.9-C の 1.14 倍である。破壊は RC はり右支点から 500mm の範囲ではく離し、せん断破壊となった。また、格子筋を U 形に折り曲げ加工して補強した供試体 RC.S.9-U の最大耐荷力は 242.5kN であり、補強部分が分担した耐荷力は 148.7kN、RC はり供試体 RC-1 の耐荷力の 2.59 倍である。また、展張格子筋を配置した供試体 RC.E.9-U の

1.21 倍である。破壊は供試体 RC.E.9-U と同様に右支点から 500mm の範囲ではく離と同時にせん断破壊となった。供試体 RC.E.9-U, RC.S.9-U とともに、吹き付け界面の付着力を向上させることで、さらに耐荷力の向上が図られるものと考えられる。

以上より、本提案する展張格子筋および格子筋を用いて補強することで、耐荷力性能の向上が図られた。また、継手部を有する補強法においても弱点とならず耐荷力性能が向上する結果となった。また、C 形、U 形に折り曲げ加工したメタルグリッド筋を用いて補強した供試体は、さらに耐荷力が向上する結果が得られた。よって、補強する RC 部材の耐荷力を評価し、必要に応じて、下面、C 形、U 形のメタルグリッド筋の選択が重要である。

4.6.2 荷重とたわみの関係

RC はりおよびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の荷重とたわみの関係を図-4.6(1)~(4)に示す。なお、比較のため、すべてのグラフに RC-1 供試体の荷重とたわみの関係を記している。

(1)RC-1

RC-1 のたわみは、図-4.6(2)に示すように 30.0kN までは線形的に増加し、30kN 付近からたわみの増加がやや大きくなるものの、荷重 85kN 付近までは線形的に増加している。この時のたわみは 3.7mm である。その後の荷重増加でたわみの増加が著しくなり、最大荷重 93.8kN でたわみが 15.4mm に達した後、破壊に至っている。残留たわみは 11.5mm である。

(2)RC. E. 9-P

既設 RC はりの下面のみ補強した供試体 RC.E.9-P のたわみは、図-4.6(2)に示すように荷重 50kN までは線形的に増加し、その後の荷重増加でたわみの増加がやや大きくなるものの、最大荷重付近までは線形的に増加している。最大荷重 145.3kN 載荷時のたわみは 3.0mm である。最大荷重載荷後からはり端部の増厚界面のはく離により、荷重が急激に低下し、たわみ 11.3mm で破壊に至った。

(3)RC. E. 9-P-J

下面に継手を設けた RC.E.9-P-J のたわみは、図-4.6(2)に示すように荷重 50kN までは線形的に増加し、その後の荷重増加でたわみの増加がやや大きくなるものの、最大荷重付近までは線形的に増加している。最大荷重 150.3kN 載荷時のたわみは 3.2mm である。最大荷重載荷後から増厚界面のはく離により、荷重が急激に低下し、たわみ 15.4mm で破壊に至った。

(4)RC. E. 9-C

既設 RC はりの底面から 100mm の位置まで補強した供試体 RC.E.9-C のたわみは、図-4.6(3)に示すように荷重 75kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴い

たわみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重 175.3kN 付近までは線形的に増加している。最大荷重 175.3kN のたわみは 3.1mm である。その後、増厚部のはく離に伴い荷重が 136.1kN まで減少し、たわみが 12.9mm で破壊に至った。

(5) RC. E. 9-U

既設 RC はりの底面から 290mm の位置まで展張格子筋で補強した供試体 RC.E.9-U のたわみは、図-4.6(4)に示すように荷重 80kN 付近までは線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いたわみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重 175kN 付近までは線形的に増加している。荷重 175.0kN のたわみは 2.3mm である。その後の荷重増加でたわみが急激に増加し、最大荷重 200.1kN 載荷時のたわみは 3.4mm である。荷重 200.1kN 載荷後、増厚界面がはく離したため荷重が 135.0kN まで減少したが、耐荷力がわずかに上昇し、たわみ 12.4mm でせん断破壊に至った。残留たわみは 9.2mm である。

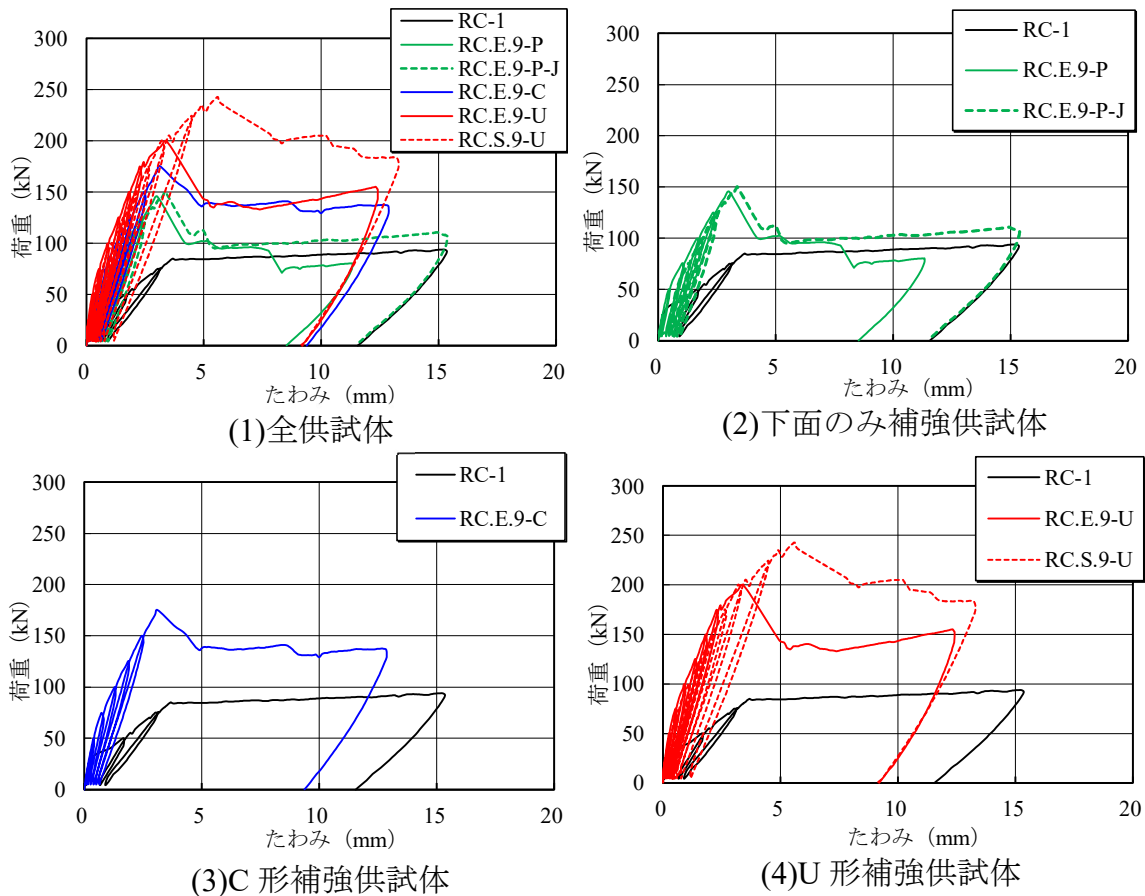


図-4.6 荷重とたわみの関係^{4.7),4.8)}

(6) RC. S. 9-U

既設 RC はりの底面から 290mm の位置まで格子筋で補強した供試体 RC.S.9-U のたわみは、図-4.6(4)に示すように荷重 80kN 付近まで線形的に増加し、荷重 84.5kN 載

荷時のたわみは 0.8mm である。その後、たわみの増加はやや大きくなるものの、荷重 200kN 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急激に増加し、荷重 242.5kN 載荷後、荷重が 200kN まで減少し、最大たわみ 12.5mm で破壊に至っている。残留たわみは供試体 RC.E.9-U と同様に 9.2mm である。

以上より、メタルグリッド筋による補強範囲が多い程、耐荷力が上昇し、たわみの抑制効果も発揮しており、鉄筋に替わる材料として、はりの補強効果が得られることを確認した。RC.E.9-P と RC.E.9-P-J の比較から、厚さ 9mm×主筋幅 15mm のメタルグリッド筋の継手には鉄筋と同様の計算による継手長(400mm)で強度が確保できることを確認した。RC.E.9-U と RC.S.9-U の比較では、正方形形状の格子筋の方が耐荷力が大きい。これは、展張格子筋は斜めである配力筋の一部の方向が図-4.3(5)の支点 B 付近の斜めひび割れの進展方向と同じであり、抵抗力が低減するためと考えられる。

4.6.3 荷重と鉄筋ひずみの関係

RC はりおよびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の荷重と鉄筋ひずみの関係を図-4.7(1)~(4)に示す。なお、比較のため、すべてのグラフに RC-1 供試体の荷重と鉄筋ひずみの関係を記している。

(1)RC-1

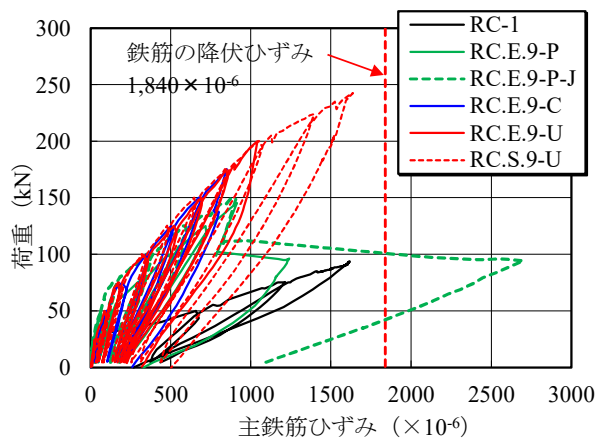
RC-1 の支間中央の主鉄筋ひずみは、図-4.7(2)に示すように初期ひび割れ発生荷重の 30kN まで線形的に増加している。その後の荷重増加に伴い、ひずみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重 93.8kN までは線形的に増加しており、支間中央の鉄筋は降伏に至っていない。最大荷重 93.8kN 載荷時のひずみは $1,615 \cdot 10^{-6}$ である。

(2)RC. E. 9-P

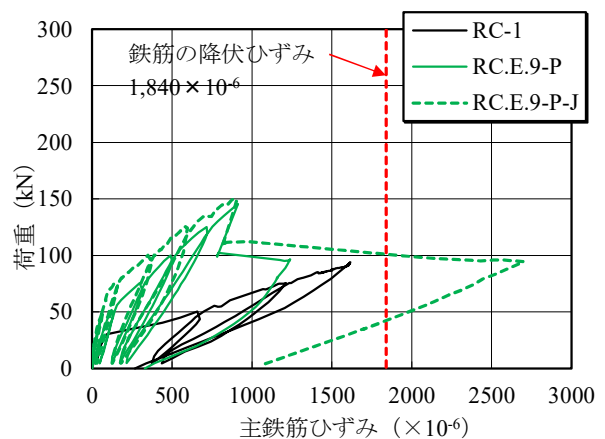
既設 RC はりの下面のみ補強した供試体 RC.E.9-P の支間中央の主鉄筋ひずみは、図-4.7(2)に示すように荷重 55kN までは線形的に増加している。荷重 55.9kN 載荷時のひずみは $155.9 \cdot 10^{-6}$ 、その後の荷重増加で、既設 RC はりにひび割れが発生し、ひずみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重 145.3kN までは線形的に増加している。145.3kN 載荷時のひずみは $913.3 \cdot 10^{-6}$ である。その後、増厚界面のはく離に伴い荷重が 101.1kN まで急激に低下し、ひずみも $787.5 \cdot 10^{-6}$ まで減少した。さらにはく離により増厚部が保持していた耐力が失われたことから曲げひび割れが急激に進展し、96.0kN で最大ひずみ $1,240.2 \cdot 10^{-6}$ で破壊に至った。よって、支間中央の主筋は降伏に至っていない。

(3)RC. E. 9-P-J

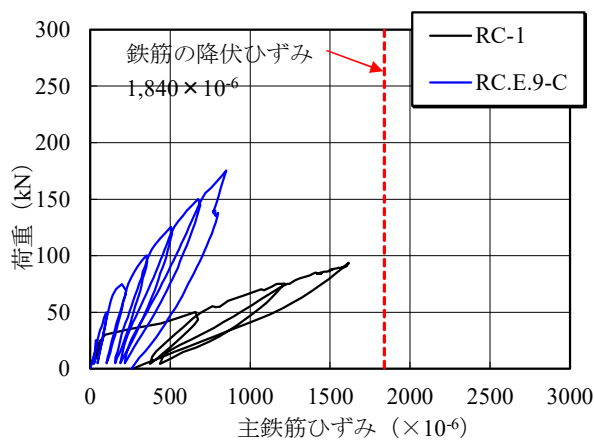
RC.E.9-P-J の支間中央の主鉄筋ひずみは、図-4.7(2)に示すように荷重 65kN まで線形的に増加している。その後の荷重増加でひび割れ発生とともにひずみがやや増加しているが、最大荷重 150.3kN までは線形的に増加している。最大荷重 150.3kN 載荷時のひずみは $886.7 \cdot 10^{-6}$ 、最大荷重載荷後、供試体左側のせん断区間の増厚部がはく離



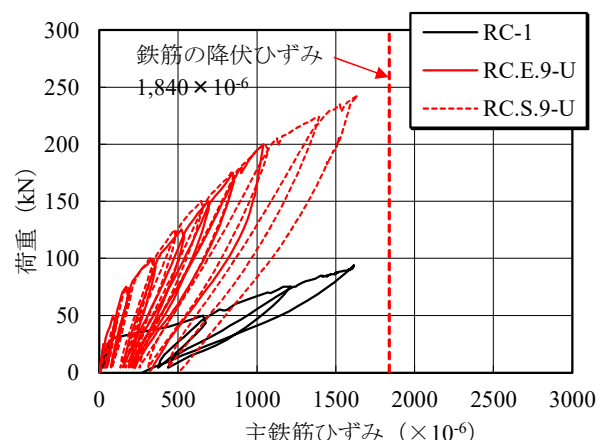
(1)全供試体



(2)下面のみ補強供試体



(3)C形補強供試体



(4)U形補強供試体

図-4.7 荷重と鉄筋ひずみの関係

し、荷重が 108.0kN まで低下して、ひずみは $823.0 \cdot 10^{-6}$ である。その後、ひび割れの進展に伴いひずみが急激に増加し、荷重 94.4kN の最大ひずみ $2,700.8 \cdot 10^{-6}$ で破壊に至った。

(4) RC. E. 9-C

RC.E.9-C の支間中央の主鉄筋ひずみは、図-4.7(3)に示すように荷重 65kN までは線形的に増加している。荷重 65.0kN 載荷時のひずみは $139.1 \cdot 10^{-6}$ であり、その後最大荷重載荷時まで線形的にひずみが増加し、破壊に至っている。最大荷重 175.3kN 載荷時のひずみは $850.4 \cdot 10^{-6}$ である。

(5) RC. E. 9-U

RC.E.9-U の支間中央の主鉄筋ひずみは、図-4.7(4)に示すように荷重 75kN までは線形的に増加している。荷重 75.0kN 載荷時のひずみは $171.8 \cdot 10^{-6}$ である。その後の荷重増加で曲げひび割れの進展に伴い、ひずみの増加がやや大きくなるものの、最大荷重

200.1kN まで線形的に増加している。最大荷重到達後に荷重は低下し、破壊に至っている。最大荷重 200.1kN 載荷時のひずみは $1,041.8 \cdot 10^{-6}$ である。

(6) RC. S. 9-U

RC.S.9-U の支間中央の主筋ひずみは、図-4.7(4)に示すように、荷重 75kN までは線形的に増加している。荷重 75.0kN 載荷時のひずみは $179.8 \cdot 10^{-6}$ である。その後の荷重増加で曲げひび割れの進展に伴い、ひずみの増加がやや大きくなるものの、200kN までは線形的に増加している。さらに荷重を増加させると、増厚部のはく離が開始したことによりひずみが増加し、破壊に至っている。最大荷重 242.5kN 載荷時のひずみは $1,638.8 \cdot 10^{-6}$ である。

4.6.4 荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係

メタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係を図-4.8(1)~(3)に示す。

(1) RC. E. 9-P および RC. E. 9-P-J

RC.E.9-P および RC.E.9-P-J の荷重と展張格子筋ひずみの関係を図-4.8(2)に示す。図-4.8(2)より、RC.E.9-P および RC.E.9-P-J のひずみは終局時まで線形的に増加していることから、終局時まではメタルグリッド筋が鉄筋の応力を負担できていることがわかる。最大荷重載荷後、RC.E.9-P および RC.E.9-P-J は荷重が急激に低下し、ひずみが急激に低下することから、RC.E.9-P および RC.E.9-P-J の引張側主筋がメタルグリッド筋の応力を分担したと考えられる。したがって、最大荷重載荷後のメタルグリッド筋は応力伝達が出来ておらず、はく離に至っていると考えられる。

(2) RC. E. 9-C

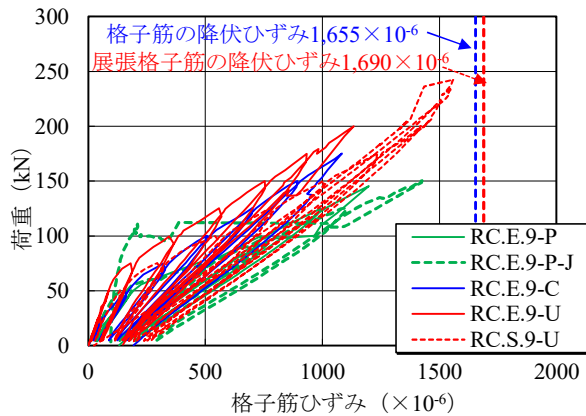
RC.E.9-C のメタルグリッド筋ひずみは、急激な増減が見られないことから、支間中央の増厚部でははく離に至っていないと考えられる。

(3) RC. E. 9-U

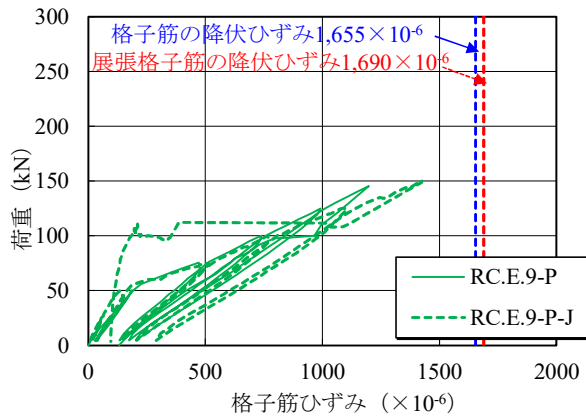
RC.E.9-U のメタルグリッド筋ひずみは、荷重 75kN 載荷付近までは主鉄筋と同様な増加傾向を示している。荷重 200.1kN 載荷時のひずみは $1,135 \cdot 10^{-6}$ であり、鉄筋のひずみを僅かに上回っているものの、降伏ひずみに達していない。

(4) RC. S. 9-U

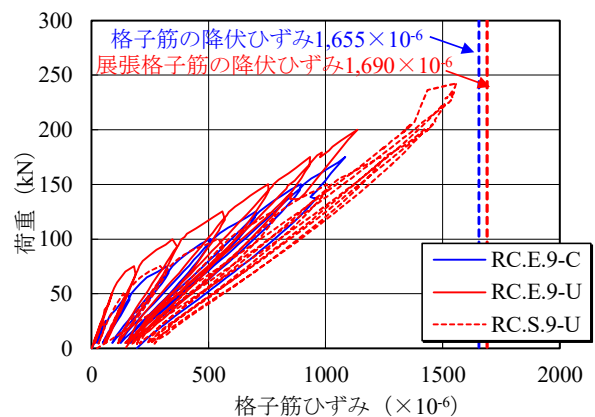
RC.S.9-U のメタルグリッド筋ひずみは、荷重 75kN まで線形的に増加し、ひび割れ発生および進展に伴い、ひずみの増加がやや大きくなるものの、荷重 200kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加においてはひずみの増加は減少傾向を示している。これは、せん断領域でひび割れの進展が著しく、また界面ではく離が生じ始めたためと考えられる。最大荷重 242.5kN 載荷時のひずみは $1,600 \cdot 10^{-6}$ である。その後、荷重が減少し、破壊に至った。



(1)全供試体



(2)RC.E.9-P および P-J



(3)RC.E.9-C および U

図-4.8 荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係

4.6.5 破壊状況

本実験の破壊のひび割れ状況を図-4.9 に示す。なお、破壊箇所を赤線で示す。

(1)RC-1

RC-1 の破壊状況は、図-4.9(1)に示すように等曲げ区間に下面から発生したひび割れが、荷重の増加に伴い上縁に進展している。また、荷重の増加に伴い等曲げ区間外の支間内下面にもひび割れが発生し、荷重の増加に伴い進展している。このひび割れ位置は、RC はりのスターラップの間隔とほぼ同位置である。最終的に RC-1 は曲げ破壊となった。

(2)RC.E.9-P

RC.E.9-P の破壊状況は、図-4.9(2)に示すように曲げ領域に下面から発生したひび割れが、荷重の増加に伴い上縁に進展している。このひび割れ位置は、RC はりのスターラップの間隔とほぼ同位置である。荷重の増加に伴い支点 B 方向から増厚界面のは

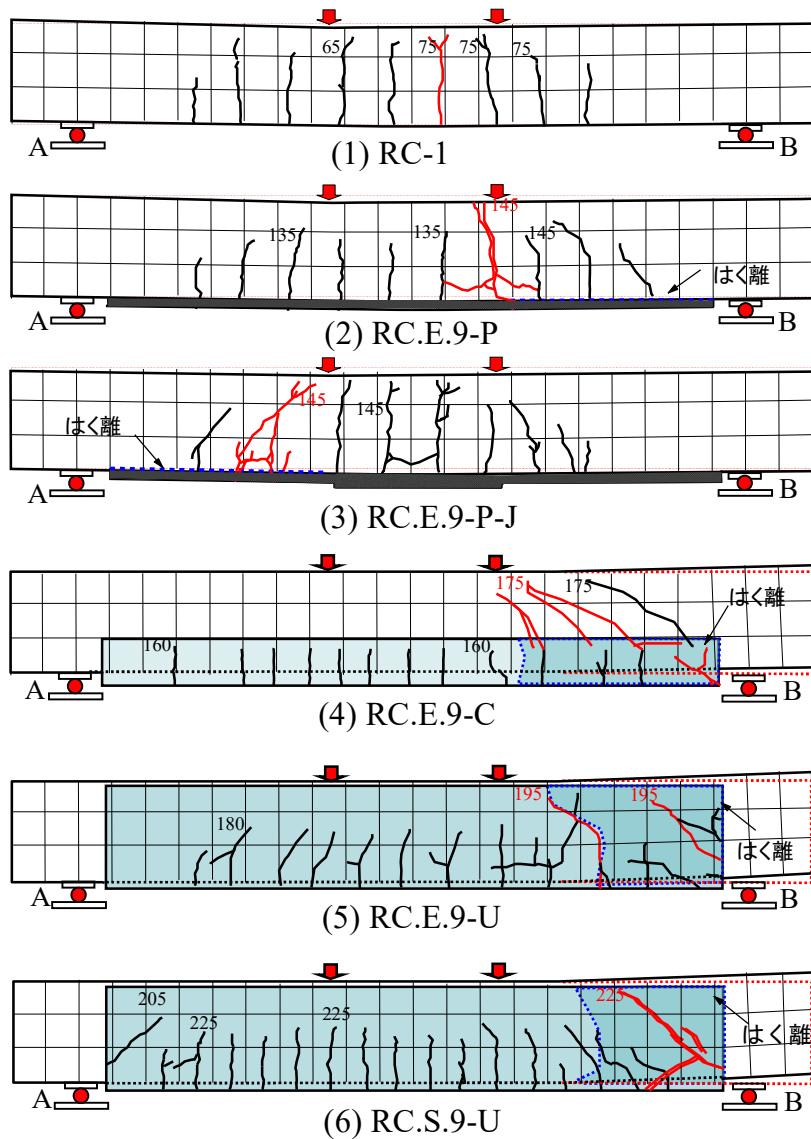


図-4.9 破壊状況^{4.7),4.8)}

く離が始まり、支点 B 側の荷重点下ではく離による曲げ破壊に至った。

(3) RC. E. 9-P-J

RC.E.9-P-J の破壊状況は、図-4.9(3)に示すように曲げ領域に下面から発生したひび割れが、荷重の増加に伴い上縁に進展している。このひび割れ位置は、RC はりのスターラップの間隔とほぼ同位置である。荷重の増加に伴い支点 A 方向から増厚界面のはく離が始まり、支点 A 側の荷重点下ではく離による曲げ破壊に至った。これは、継手部を設けた範囲は設けていない範囲よりも曲げ剛性が高いためであると考えられる。本実験では、継手部に曲げ引張の影響により水平ひび割れが発生するものの、継手部に起因する破壊は見られない。

(4) RC. E. 9-C

RC.E.9-Cの破壊状況は、図-4.9(4)に示すように供試体下面に発生したひび割れが、荷重の増加に伴い上縁に進展している。荷重 160kN まではスターラップの位置とほぼ同位置のひび割れが発生しているが、その後の荷重の増加に伴い支点 B 側から増厚界面がはく離し、最終的に支点 B 側の載荷点下でせん断破壊に至った。

(5) RC. E. 9-U

RC.E.9-Uの破壊状況は、図-4.9(5)に示すように供試体下面に発生したひび割れが、荷重の増加に伴い上縁に進展している。荷重 180kN 付近までは等間隔に曲げひび割れが発生しているが、最大荷重 200.1kN 載荷後、支点 B 側の増厚部がはく離し、せん断破壊に至った。RC.E.9-U は RC.E.9-C よりも増厚補強範囲が多いため耐荷力の向上が認められ、増厚部のはく離後も耐荷力がわずかに上昇してせん断破壊となった。

(6) RC. S. 9-U

RC.S.9-Uの破壊状況は、図-4.9(6)に示すように供試体下面に発生したひび割れが、荷重の増加に伴い上縁に進展しており、RC.E.9-U と同様なひび割れ発生状況である。荷重 200kN 付近までは曲げ領域およびせん断領域にひび割れが発生し、上縁に進展している。格子筋は正方形の格子状を形成していることから左右対称にほぼ均等にひび割れが発生している。荷重 205kN 付近ではせん断スパン比内に斜めひび割れが進展し、荷重 225kN 載荷後、支点 B 側でせん断破壊と同時に補強界面がはく離した。

4.6.6 厚さ 9.0mm のメタルグリッド筋を配置した PCM 補強法に関する考察

メタルグリッド筋の板厚 $t=9\text{mm}$ を用いて、鉄筋 D13 相当により補強範囲を変化させて実験を行った結果、補強範囲を増やすごとに補強効果が増加する結果を得た。一方、補強範囲を増加するとはく離を伴う曲げ破壊またはせん断破壊となったので、補強設計においては格子筋量を減じて、曲げ破壊が先行するよう補強格子筋量を決定する必要がある。継手の有無による試験では、下面に継手部を設けた場合の耐荷力低下は認められなかった。これにより、鉄筋と同様の計算による継手長(400mm)で強度が確保できることを確認した。

U形補強の展張格子筋と格子筋の比較では、展張格子筋の方が、耐荷力が小さくなっているが、これはせん断破壊領域の側面の斜めである配力筋の一部がひび割れ進展方向と同じであり、抵抗力が低減したためと考えられる。

4.7 縞鋼板・一般鋼板および異なる防錆処理をしたメタルグリッド筋増厚補強法による補強効果

4.7.1 目的

厚さ 4.5mm の縞鋼板および一般鋼板を用いて格子間隔 75mm で製作した 2 種類のメタルグリッド筋およびエポキシ系防錆塗料および亜鉛メッキによる異なる防錆処理

を行ったメタルグリッド筋を用いて、PCMにより吹付け補強したRCはりの補強および防錆処理の効果について検証する。

4.7.2 供試体概要および材料特性値

RCはりは、メタルグリッド筋 $t=9$ の時と同様に、コンクリートには普通ポルトランドセメントを用い、鉄筋の配置も同様とした。コンクリートの配合表は表-4.1と同様である。コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-4.7に示す。

増厚補強に用いるセメントモルタルには、一般的に吹付け工法に用いられているPCMを用いる。PCMは一般的に市販されているプレミックス材であり、セメント系材料にビニロン繊維を配合した材料である。ここで、PCMの配合は表-4.4と同じであり、実験時の直径 $\phi 50\text{mm}$ の円柱供試体の圧縮強度は 48.9N/mm^2 である。

表-4.7 実験ケースと材料特性

供試体	格子筋の種類			既存RCはり					補強材		
	形状	鋼板	防食処理	コンクリート	主鉄筋(SD295A)		スターラップ(SD295A)		PCM	格子筋(SS400)	
				圧縮強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
RC-I	-	-	-	25.5	368	516	370	511	-	-	-
RC.E.4.5-C-E	展張	縞鋼板	エポキシ塗装	25.5	368	516	370	511	51.9	339	441
RC.S.4.5-C-E	格子	縞鋼板	エポキシ塗装	25.5	368	516	370	511	51.9	338	451
RC.E.4.5-C-Z	展張	一般鋼板	亜鉛めっき	31.1	338	473	354	491	48.9	327	472

4.7.3 メタルグリッド筋の形状・寸法および供試体寸法

(1) 厚さ 4.5mm のメタルグリッド筋

鋼板厚さの違いによる補強効果、破壊メカニズムおよび防錆処理方法の違いによる補強効果を検証するため、SS400 相当の厚さ 4.5mm の縞鋼板および SS400 の一般鋼板を用いる。格子間隔が 75・75mm とする。ここで、厚さ 4.5mm、格子間 75・75mm のメタルグリッド筋の形状および寸法を図-4.10に示す。

展張格子筋の主筋の寸法は図-4.10(1), 1)に示すように厚さ 4.5、主筋幅 7.0mm とし、配力筋およびスターラップに相当する横筋の寸法は 4.5・4.0mm であり、断面積はそれぞれ断面積 31.5mm^2 、断面積 18.0mm^2 である。主筋と配力筋の角度は 60 度程度であり、鉄筋の曲げ内半径と同様に配力筋の曲げ内半径は 20mm 程度となっている。また、格子筋は図-4.10(1), 2)に示すように、突起寸法および幅の基本的な寸法は図-4.10(1), 1)に示す展張格子筋と同様である。この 2 タイプのメタルグリッド筋にはエポキシ系防錆塗料を塗布した。

一方、一般鋼板を用いた展張格子筋は図-4.10(2)に示すように、基本的な寸法は図-4.10(1), 1)に示す展張格子筋と同様である。突起寸法は高さ 4.0mm、幅 9.0mm を 9.0mm 間隔で格子間に主筋方向は 2 箇所、配力筋方向は 3 箇所設けた、付着力は縞鋼板の縞面と突起を合わせた付着力と同等であり、断面積も同等である。この展張格子

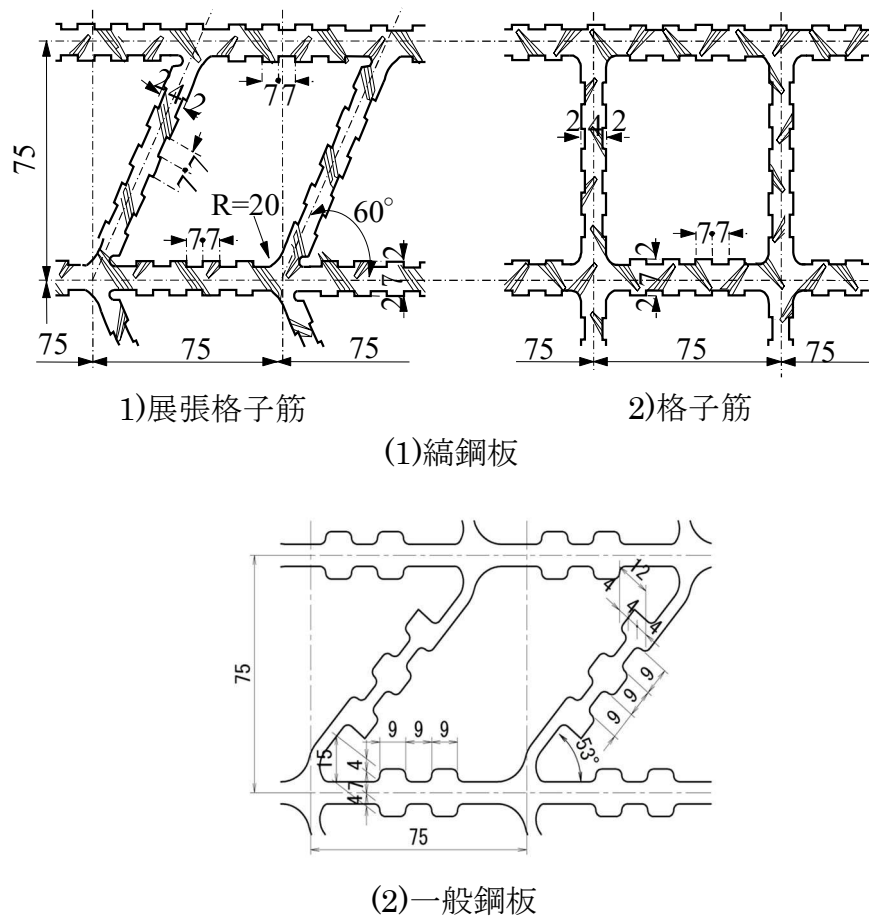


図-4.10 メタルグリッド筋の詳細寸法(板厚 4.5mm)

筋には亜鉛メッキを施す。本実験に用いたメタルグリッド筋の材料特性値を表-4.7に併記する。

4.7.4 供試体概要

RC はりにメタルグリッド筋を配置した供試体の供試体寸法および鉄筋の配置位置を図-4.11に、補強断面を図-4.12に示す。

RC はり供試体の寸法は、支間 2,000mm，張出部 200mm，全長 2,400mm である。また、断面は高さ 300mm，幅 250mm とする。引張鉄筋には D13 を 3 本配置し、その有効高さは 260mm である。圧縮側には D13 を 2 本配置し、かぶりを 40mm とする。スターラップには D10 を用い、150mm 間隔で配置する。RC はり供試体の供試体寸法および鉄筋の配置位置は図-4.2(1)と同じである。

今回用いる側面補強供試体は、いずれも RC はりの底面から両側面の 80mm の位置まで補強した。補強材に縞鋼板の展張格子筋を用いてエポキシ樹脂塗装を施した補強供試体を RC.E.4.5-C-E，格子筋を用いてエポキシ樹脂塗装を施した補強供試体を

RC.S.4.5-C-E, 一般鋼板の展張格子鋼板筋を用いてめっき処理を施した補強供試体を RC.E.4.5-C-Z とする。いずれも軸方向筋の長さは 1,800mm, 軸直方向筋幅を 400mm とし, 展張格子筋を C 字に折り曲げ加工し, RC はりの界面から 10mm の位置に設置した後, PCM を 25mm の厚さで吹付け補強する。ここで, RC.E.4.5-C-E, RC.E.4.5-C-Z の供試体寸法を図-4.11(2)に, RC.S.4.5-C-E の供試体寸法を図-4.11(3)に示す。

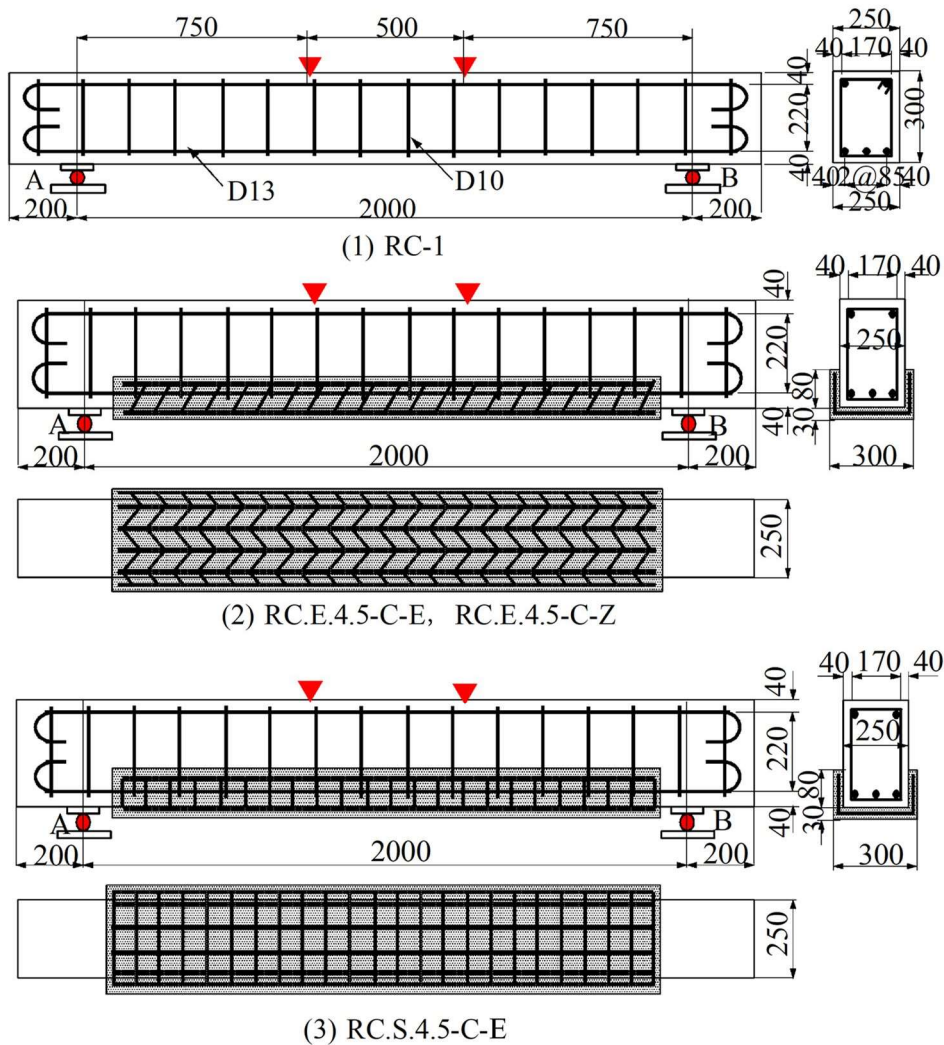


図-4.11 供試体寸法および鉄筋配置 (厚さ 4.5mm, 格子間 75mm)

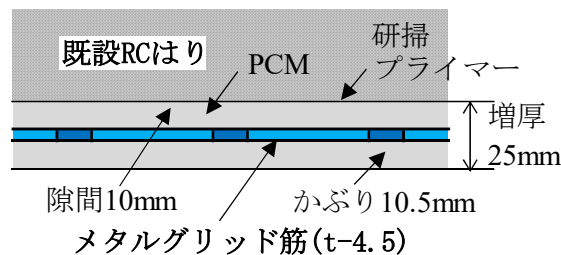


図-4.12 補強断面

4.7.5 補強方法

RC はりにメタルグリッド筋を設置して補強した PCM 吹付け増厚補強法は、ポリマーセメントモルタル吹付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）に準拠した^{4,5)}。ここで、補強手順を図-4.13 に示す。まず、RC はりの補強範囲を投射密度 150kg/m^2 のショットブラストで切削・研掃し、既設 RC はりのコンクリートへの吸水を防止するためにプライマー（付着力は材齢 7 日で 1.95N/mm^2 ）を塗布する（図-4.13(1)）。その後、C 字に折り曲げ加工したメタルグリッド筋を増厚界面から 10mm の位置に設置する（図-4.13(2)）。さらに型枠を設置し（図-4.13(3)）、1 層目の PCM を吹付けし（図-4.13(4)）、一次養生を 2 時間程度行い、2 層目の PCM を吹付ける。吹付け終了後、表面仕上げをし、養生を行う。最後に型枠を外して補強終了となる（図-4.13(5)）。

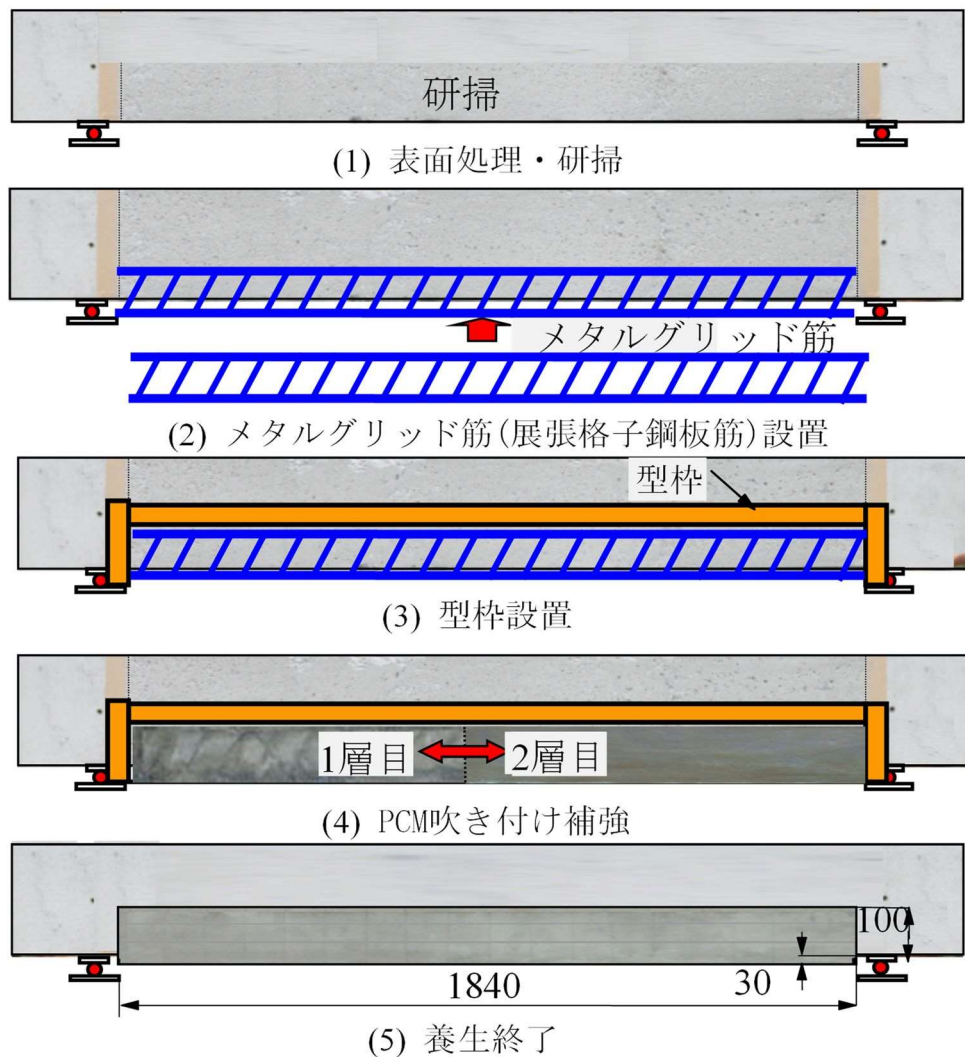


図-4.13 補強手順

4.8 実験方法

本実験は、RC はりの両支点から 750mm の位置に荷重を載荷する 2 点載荷とし、荷重載荷間隔を 500mm とする。荷重載荷位置およびたわみの計測位置は図-4.5 と同じである。せん断スパン比 a/d は図-4.5 より 2.88 ($=750/260$, a : 支点から載荷位置までの距離, d : 有効高) であり、曲げ破壊が先行する載荷条件である。静荷重実験における荷重条件は、0kN から 5kN ずつ荷重を増加させ、25kN に達した後、5kN ずつ 5kN まで除荷し、残留値を計測する。これを 1 サイクルとする。1 サイクルごとの荷重増加を 25kN とし、供試体が破壊に至るまで荷重を増加させる^{4,6)}。たわみの計測は図-4.5 と同様、支間中央、載荷点直下の 3 点で計測するが、支間中央のみを考察する。

4.9 結果および考察

4.9.1 静荷重実験による最大耐荷力

本実験における RC はり供試体およびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の最大耐荷力および破壊モードを表-4.8 に示す。比較のため、無補強供試体の RC-1 の最大耐荷力を表示している。

供試体 RC.E.4.5-C-E の最大耐荷力は 152.1kN であり、補強効果による耐荷力の増大は 58.3kN である。よって、RC-1 の 1.62 倍に耐荷力が向上している。

供試体 RC.S.4.5-C-E の最大耐荷力は 156.8kN であり、補強効果による耐荷力の増大は 63.0kN である。よって、RC-1 の 1.67 倍に耐荷力が向上している。供試体 RC.E.4.5-C-Z の最大耐荷力は 154.7kN であり、補強効果による耐荷力の増大は 60.9kN である。よって、RC-1 の 1.65 倍に耐荷力が向上している。

いずれの供試体も破壊モードは曲げ破壊となった。

表-4.8 耐荷力および破壊モード^{4,7),4,8),4,9)}

供試体	最大耐荷力 (kN)	分担耐荷力 (kN)	最大耐荷力比	破壊モード
RC-1	93.8	—	—	曲げ破壊
RC.E.4.5-C-E	152.1	58.3	1.62	曲げ破壊
RC.S.4.5-C-E	156.8	63.0	1.67	曲げ破壊
RC.E.4.5-C-Z	154.7	60.9	1.65	曲げ破壊

4.9.2 荷重とたわみの関係

RC はりおよびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の荷重とたわみの関係を図-4.14 に示す。

RC.E.4.5-C-E のたわみは、荷重 60kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いたわみの増加はやや大きくなるものの、荷重 145.0kN までは線形的に増加して

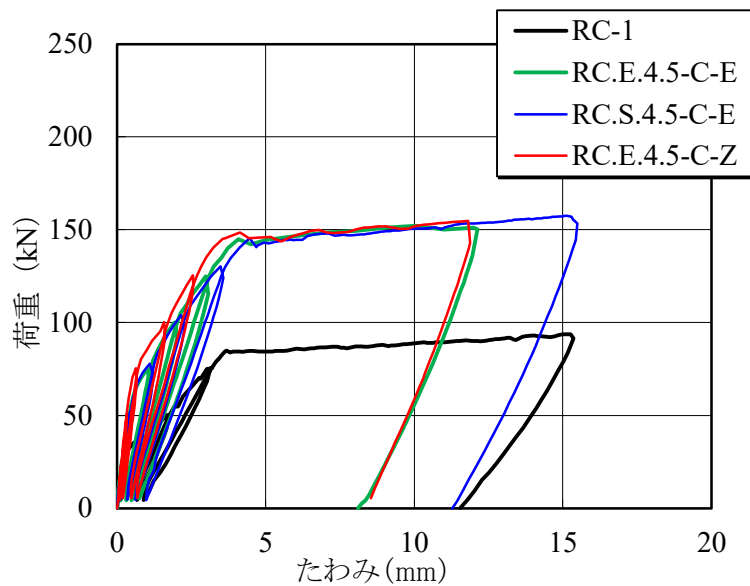


図-4.14 荷重とたわみの関係 4.7),4.8),4.9)

いる。荷重 145.0kN 載荷時のたわみは 4.0mm である。その後の荷重増加に伴いたわみが急激に増加し、最大荷重 152.1kN でたわみが 10.0mm となり、その後荷重がやや低下するもののたわみが急激に増加し、荷重 150.3kN、最大たわみ 12.1mm で破壊に至った。残留たわみは 8.1mm である。

RC.S.4.5-C-E のたわみも、RC.E.4.5-C-E と同様の傾向を示しており、荷重 145.0kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重の増加により急激に増加している。最大荷重 156.8kN のたわみ 15.3mm で破壊に至っている。残留たわみは 11.2mm である。RC.S.4.5-C-E の方が、破壊に至った際のたわみは 3.0mm 程度増加しており、わずかであるが、延性的に増加している。

RC.E.4.5-C-Z のたわみも、RC.E.4.5-C-E、RC.S.4.5-C-E と同様の傾向を示しており、最大荷重 154.7kN のたわみ 11.8mm で破壊に至っている。RC.E.4.5-C-E と RC.E.4.5-C-Z のたわみは、格子筋を用いた RC.S.4.5-C-E に比べてやや小さいが、たわみ急増点荷重や最大荷重の差異は小さい。

4.9.3 荷重と鉄筋ひずみの関係

RC はりおよびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の荷重と鉄筋ひずみの関係を図-4.15 に示す。

RC.E.4.5-C-E の支間中央の主筋ひずみは、荷重 60kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 145kN まで線形的に増加している。荷重 55.2kN 載荷時のひずみは $134.6 \cdot 10^{-6}$ であり、145.0kN 載荷時に

1,861.2・10⁻⁶となり、降伏に至った。

RC.S.4.5-C-Eの支間中央の主筋ひずみも、RC.E.4.5-C-Eと同様の傾向を示しており、荷重 55kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いひずみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重載荷時まで線形的に増加している。荷重 58.0kN 載荷時のひずみは 153.8・10⁻⁶であり、147.9kN 載荷時に 1,864.7・10⁻⁶となり、降伏に至った。

RC.E.4.5-C-Zの支間中央の主筋ひずみも、RC.E.4.5-C-E, RC.S.4.5-C-Eと同様の傾向を示しており、荷重 55kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いひずみの増加はやや大きくなるものの、最大荷重載荷時まで線形的に増加している。148.5kN 載荷時に 1,935.5・10⁻⁶となり、降伏に至った。

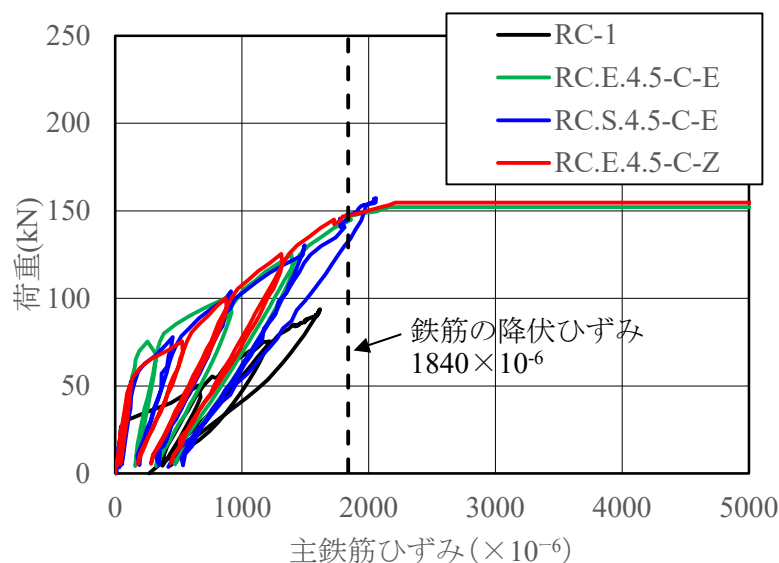


図-4.15 荷重と鉄筋ひずみの関係

4.9.4 荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係

RC はりおよびメタルグリッド筋を用いて増厚補強した供試体の荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係を図-4.16 に示す。RC.E.4.5-C-E のメタルグリッド筋ひずみは、荷重 60kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 150kN 付近まで線形的に増加している。その後、メタルグリッド筋のひずみの増加が著しくなり、降伏に至った。

RC.S.4.5-C-E のメタルグリッド筋ひずみも、RC.E.4.5-C-Eと同様の傾向を示しており、荷重 60kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 145kN 付近まで線形的に増加している。その後、メタルグリッド筋のひずみの増加が著しくなり、降伏に至った。

RC.E.4.5-C-Zの支間中央の主筋ひずみも、RC.E.4.5-C-E, RC.S.4.5-C-Eと同様の傾向

を示しており、荷重 60kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加に伴いひずみの増加はやや大きくなるものの、荷重 150kN 付近まで線形的に増加している。その後、メタルグリッド筋のひずみの増加が著しくなり、降伏に至った。したがって、縞鋼板、一般鋼板の鋼板種類、エポキシ樹脂、めっき処理の防食処理の違いによる有意な差は見られなかった。

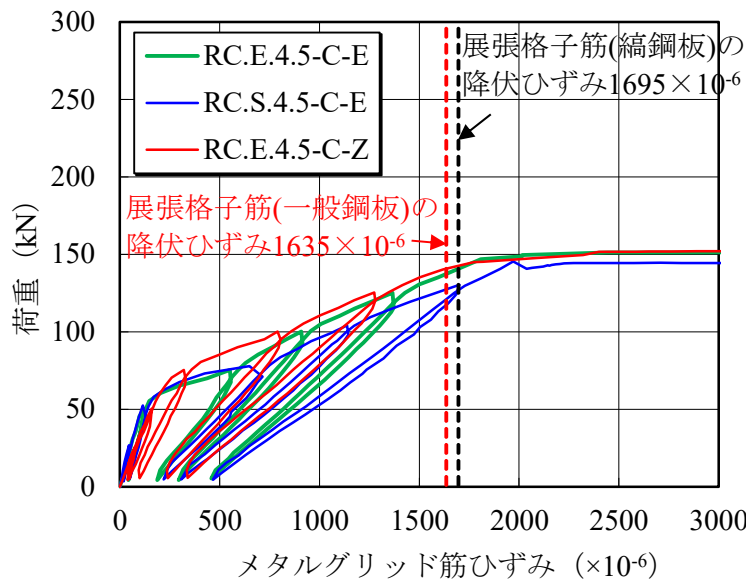


図-4.16 荷重とメタルグリッド筋ひずみの関係

4.9.5 破壊状況

本実験の破壊のひび割れ状況を図-4.17 に示す。

RC.E.4.5-C-E の破壊状況は、図-4.17(2)に示すように、載荷位置から 45 度の範囲の曲げ領域にひび割れが集中している。荷重の増加に伴ってひび割れ上縁に進展している。荷重 150.0kN 付近からたわみの増加が著しくなり、はり中央付近で曲げ破壊となった。なお、破壊に伴う増厚界面でのはく離は見られない。

RC.S.4.5-C-E の破壊状況は、図-4.17(3)に示すように、RC.E.4.5-C-E と同様、載荷位置から 45 度の範囲の曲げ領域にひび割れが集中し、荷重 150.0kN 付近からたわみの増加に伴いはり中央付近で曲げ破壊となった。RC.E.4.5-C-E と同様、破壊時には増厚界面のはく離は見られない。

RC.E.4.5-C-Z の破壊状況は、図-4.17(4)に示すように、RC.E.4.5-C-E、RC.S.4.5-C-E と同様、載荷位置から 45 度の範囲の曲げ領域にひび割れが集中し、荷重 150.0kN 付近からたわみの増加に伴いはり中央付近で曲げ破壊となった。RC.E.4.5-C-E、RC.S.4.5-C-

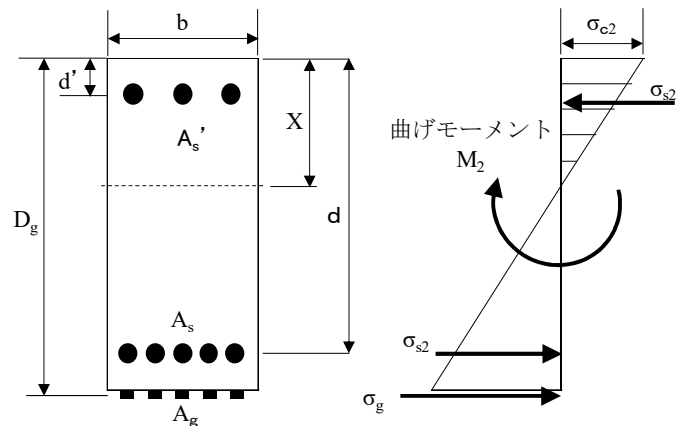


図-4.18 弾性範囲における応力分布（補強後）

ここに、 X ：圧縮縁から中立軸までの距離（mm）， b ：検討断面幅（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 ：メタルグリッド筋の有効高さ（mm）， A_s ：引張鉄筋の断面積（ mm^2 ）， A_s' ：圧縮鉄筋の断面積（ mm^2 ）， A_g ：メタルグリッド筋の断面積（ mm^2 ）， M_2 ：設計曲げモーメント（補強後）（ $\text{N}\cdot\text{m}$ ）， σ_{c2} ：既設コンクリートの圧縮応力度（ N/mm^2 ）， σ_{s2} ：引張鉄筋の引張応力度（ N/mm^2 ）， σ_{s2}' ：圧縮鉄筋の圧縮強度（ N/mm^2 ）， σ_g ：メタルグリッド筋の引張応力度（ N/mm^2 ）

(2)中立軸位置の計算

長方形断面の中立軸の位置は、図-4.18を参照して、式(4.1)により計算する。

$$X = (-A + (A^2 + 2 \cdot b \cdot B)^{0.5}) / b \quad (4.1)$$

ここに、

$$A = n \cdot (A_s + A_s' + A_g) \quad (4.2)$$

n ：鉄筋およびコンクリートのヤング係数比（=15）

$$B = n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot d' + A_g \cdot D_g) \quad (4.3)$$

式(4.1)で求めた中立軸の位置から、式(4.4)によって断面2次モーメントを計算する。

$$\begin{aligned} I &= I_c + n \cdot I_s + n \cdot I_g \\ &= (b \cdot X^3) / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - X)^2 + n \cdot A_s' \cdot (X - d')^2 + n \cdot A_g \cdot (D_g - X)^2 \end{aligned} \quad (4.4)$$

(3)応力度の算出

各応力度は、以下の方法で計算する。

コンクリートの応力度

$$\sigma_{c2} = M_2 \cdot X / I \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (4.5)$$

既設引張鉄筋の応力度

$$\sigma_{s2} = M_2 \cdot n \cdot (d - X) / I \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.6)$$

既設圧縮鉄筋の応力度

$$\sigma_{s2}' = M_2 \cdot n \cdot (X - d') / I \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.7)$$

メタルグリッド筋の応力度

$$\sigma_g = M_2 \cdot n \cdot (Dg - X) / I \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.8)$$

4.10.2 各供試体の最大荷重の計算値と実験値

各供試体の最大荷重の計算値と実験値を表-4.9に示す。

補強範囲が下面+側面の一部のC形補強について、メタルグリッド筋の板厚のみ違う供試体で比較すると、板厚9mmのRC.E.9-Cは剥離を伴うせん断破壊であったが、板厚4.5mmと鋼材量を低減したRC.E.4.5-C-E, RC.S.4.5-C-E, RC.E.4.5-C-Zはいずれも曲げ破壊となったことが計算結果からも確認することができた。

ここで、RC.E.4.5-C-Zについて、荷重100kNの時のスパン中央部断面のひずみ分布を図-4.19に示す。主鉄筋およびメタルグリッド筋のひずみの分布は、ほぼ直線上にあり、既存はりとは補強部材が一体となって挙動していることがわかる。また、同図に示す既存はりとは補強部材を剛性構造としたRC理論式による計算値は、実験値を安全側に近似している。

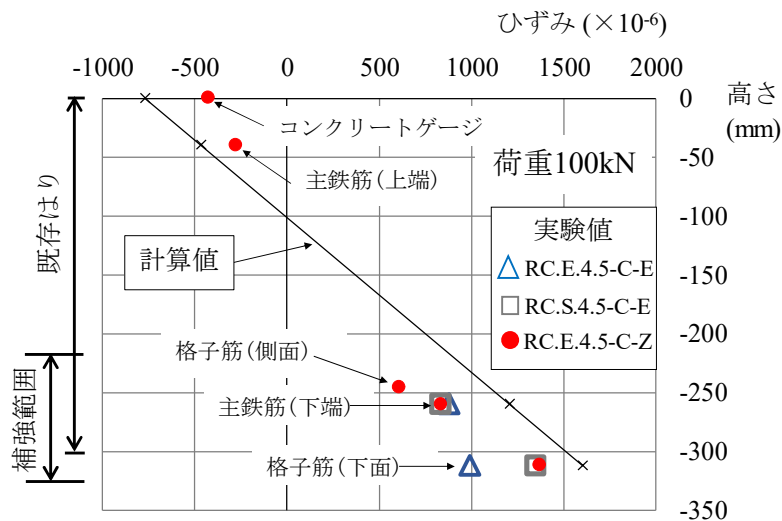


図-4.19 ひずみ分布の実験値と計算値^{4.9)}

表-4.9 各供試体の最大荷重の計算値と実験値

(単位：kN)

区分	メタル グリッド 筋 板厚		供試体	計算値					実験結果	
				補強前 既設RC 主筋 ①	補強後				実験値	破壊 モード
					既設RC 主筋 ※1 ②	補強部材				
						メタルグリッド筋 縦筋 ③	横筋 ④	界面 付着 ※2 ⑤		
無補強	—	—	RC-1	83	—	—	—	—	93.8	曲げ破壊
補強	9mm	下面 のみ	RC.E.9-P	—	177	150	—	112.5	145.3	はく離を伴う 曲げ破壊
			RC.E.9-P-J	—	177	150	—		148.8	
		下面+側面 100mm	RC.E.9-C	—	237	209	—	202.5	175.3	はく離を伴う せん断破壊
		下面+側面 290mm	RC.E.9-U	—	237	209	338	202.5	200.1	はく離を伴う せん断破壊
			RC.S.9-U	—	237	209	390		242.5	
	4.5mm	下面+側面 80mm	RC.E.4.5-C-E	—	127	102	—	202.5	152.1	曲げ破壊
			RC.S.4.5-C-E	—	127	102			156.8	
RC.E.4.5-C-Z			—	127	102	154.7				

※1：補強後の最大曲げ荷重は、既設RC主筋②とメタルグリッド筋縦筋③の両方が降伏する荷重としている。

※2：界面付着応力度は、1.5N/mm²としている。(RC.E.9-P,P-J：250mm×150mm×1.5N/mm²×2=112.5kN。

RC.E.9-P,P-J以外：450mm×150mm×1.5N/mm²×2=202.5kN)

4.11 まとめ

RC はりの引張補強材としてメタルグリッド筋を適用し、増厚補強範囲を変化させた供試体、また、はり底面の側面 80mm まで補強した供試体でメタルグリッド筋の仕様を変えた供試体を用いて、静的載荷試験を行った結果、以下の知見が得られた

- (1) 無補強供試体 RC-1 と比較すると、メタルグリッド筋（板厚 9mm，縞鋼板，エポキシ樹脂塗装）により補強した RC.E.9-P, RC.E.9-C, RC.E.9-U, RC.S.9-U はそれぞれ 1.55 倍，1.87 倍，2.13 倍，2.59 倍の耐荷力となっており、はりの補強範囲が多い程，最大耐荷力は増加している。このことから，メタルグリッド筋は，鉄筋に替わる補強材料として有効であると言える。
- (2) 無補強供試体 RC-1 と下面のみ補強した供試体 RC.E.9-P および RC.E.9-P-J の最大耐荷力を比較すると，それぞれ 1.55 倍，1.60 倍の耐荷力が得られ，下面に継手部を設けた場合の耐荷力低下は認められなかった。これにより，鉄筋と同様の計算による継手長(400mm)で強度が確保できることを確認した。
- (3) たわみと荷重の関係においては，メタルグリッド筋の板厚 9mm で補強した供試体 RC.E.9-P, RC.E.9-P-J, RC.E.9-C, RC.E.9-U, RC.S.9-U はいずれも最大荷重に達した後，たわみが急激に減少している。これは，格子筋量が多いため，増厚部のはく離を伴う曲げ破壊またはせん断破壊が生じたために減少したものである。RC.E.9-U, RC.S.9-U の比較では，RC.E.9-U の方が耐荷力が小さくなっているが，これはせ

ん断破壊領域の側面の斜めである配力筋の一部がひび割れ進展方向と同じであり、抵抗力が低減したためと考えられる。

- (4) メタルグリッド筋の板厚 4.5mm で補強した供試体 RC.E.4.5-C-E, RC.S.4.5-C-E, RC.E.4.5-C-Z について, RC-1 に比して最大耐荷力比はそれぞれ 1.62 倍, 1.67 倍, 1.65 倍となっており, 耐荷力は増大した。また, 格子筋量を低減したことで, いずれも曲げ破壊となった。
- (5) 一般鋼板, めっき処理による RC.E.4.5-C-E は, 縞鋼板, エポキシ樹脂塗装による RC.E.4.5-C-E, RC.S.4.5-C-E と同等の耐荷力を有しており, メタルグリッド筋の一般鋼板, めっき処理による補強仕様も有効であることが確認できた。
- (6) メタルグリッド筋を配置した PCM 増厚補強工法は, 曲げ剛性が大幅に向上し, たわみの増加が大幅に抑制されることから, 既設 RC はりの補強方法として有効であることが確認できた。
- (7) 本工法によって補強した RC はりの主鉄筋およびメタルグリッド筋のひずみの実験値は, 荷重-たわみ関係が線形である範囲において, 供試体支間中央断面内の鉄筋及びメタルグリッド筋のひずみ分布は平面保持の法則を満足しており, RC はり増厚補強部は合成部材として挙動することが裏付けられ, 既存はりと補強部材を合成 RC 構造とした理論計算によって近似された。

第4章参考文献

- 4.1) 山崎淳, 池田甫: 道路橋補修・補修事例集, 「道路橋補修・補修事例集」編集委員会, 2013.
- 4.2) 多田宏行: 橋梁技術の変遷 道路保全技術者のために, 鹿島出版会, 2000.
- 4.3) 土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 2012.
- 4.4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2012.
- 4.5) 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)(増厚補強編), 2011.
- 4.6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.74-77, 2010.
- 4.7) 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, 2015.
- 4.8) 高木智子, 阿部忠, 師橋憲貴, 塩田啓介: 展張格子鋼板筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における耐荷力性能, セメント・コンクリート論文集, Vol.69, pp.626-632, 2015.
- 4.9) 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

第5章 メタルグリッド筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価

5.1 はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋の鉄筋コンクリート（以下、RC とする）床版では、劣化が急速に進み、その損傷メカニズムの解明や補強対策、維持管理の構築が重要な課題となっている。劣化が急速に進む要因の一つには、数回にわたって改訂された設計基準が挙げられる。例えば、平成6年改訂の道路橋示方書・同解説^{5.1)}（以下、道示とする）では、活荷重が8tfから10tfへ改定されている。これにより、現在供用されているRC床版の中には、床版厚や鉄筋量の不足、すなわちB活荷重の車両の通過に対する耐荷力性能が基準を満たさず車両規制が取られている橋梁も少なくない。また、老朽化が進んだRC床版では、鉄筋の露出や遊離石灰の発生、疲労に塩害や凍害などの複合劣化、さらには、かぶりコンクリートの剥落など、床版の損傷事例が多い。

RC床版の補強対策としては、耐荷力性能の向上を図る場合、地方自治体では通行止めを必要としない下面増厚補強や鋼板接着補強、炭素繊維シート接着補強など、床版下面からの補強が優先的に実施されている。そこで、耐荷力性能を図る補強法であるRC床版の下面増厚補強方法に着目し、新たな引張補強材および補強方法について提案する。RC床版の下面増厚補強法では、引張補強材として鉄筋を配置した、ポリマーセメントモルタル（以下、PCM とする）吹付け補強による下面増厚補強が多く採用されている^{5.2),5.3)}。RC床版の下面増厚補強法に用いる引張補強材には、鉄筋やワイヤーメッシュ、新材料として炭素繊維強化プラスチック（Carbon Fiber Reinforced Plastic：以下、CFRP とする）格子筋が配置されている^{5.4)}。さらに、近年では施工の合理化・省力化を図るために開発した2タイプのメタルグリッド筋^{5.5)}（鋼板に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筋、レーザで鋼板を直接格子状に加工した格子筋）を劣化したRCはりの耐荷力の向上を図る補強材として、実用化している^{5.6),5.7)}。

一方、引張鉄筋を配置した下面増厚補強においては、既設コンクリートの界面ではく離が懸念されていることから、既設RC床版コンクリートに接着剤を塗布した下面増厚補強法を提案し、輪荷重走行疲労実験を実施し、耐疲労性を評価した^{5.4)}。その結果、研掃した後、プライマー塗布し、CFRP格子筋を配置したPCM下面増厚補強法に対して、研掃後、接着剤を塗布し、CFRP格子筋を配置してPCM下面増厚補強した供試体の場合、5倍程度の補強効果が得られている。

そこで、本研究では、RC床版のPCM吹付け下面増厚補強法において、引張補強材にワイヤーメッシュおよび新たに開発した展張格子筋、格子筋の2タイプのメタルグリッド筋を用いたPCM下面増厚補強した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、無補強のRC床版およびワイヤーメッシュを配置した供試体を基準に補強効果および耐疲労性を検証する。また、増厚界面での付着性を高めるために、既設RC床版下面に接着剤を塗布し

て、メタルグリッド筋を配置した PCM 下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性を検証し、道路橋 RC 床版の下面増厚補強における引張補強材および接着剤を塗布した下面増厚補強法についての有用性を評価する。

次節では、まず、RC 部材の補修・補強に用いるモルタル材料および接着剤について述べる。

5.2 RC 部材の補修・補強に用いるモルタル材料および接着剤

5.2.1 ポリマーセメントモルタル

コンクリート部材のセメント系材料を用いた増厚補強においては、一般的に吹付けによる増厚が実施されている。一方、従来の補修・補強に用いられているモルタルやコンクリート材は既設コンクリート部材の弾性係数と比較して高弾性の材料が多く、はく離やひび割れが発生していた。そこで、既設コンクリートの弾性係数と同等となる割れにくいモルタルおよびコンクリートが必要となる。

(1) ポリマーセメントモルタルの配合条件

阿部ら^{5,8)}は、既設コンクリート材と同等な弾性係数となるポリマーセメントモルタル (PCM) およびコンクリート (PCC) を開発した、これらの材料の配合は 8 時間施工に用いるために材齢 3 時間で道路橋示方書・同解説 (以下、道示とする) に規定するコンクリートの設計基準強度 24 N/mm^2 を発現する材料であり、セメントには超速硬セメントを用い、長さ 12mm の有機繊維が配合されている。この材料をモルタル-SF とする。一方、1.5 日の施工に用いるために材齢 24 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24 N/mm^2 を発現する材料であり、セメントには早強セメントを用いて長さ 12mm のビニロン繊維を配合している。この材料をモルタル-SP とする。コンクリート部材の補強には吹付けによる施工が行われることから、吹付け用のポリマーセメントモルタルの配合を表-5.1 に示す。

表-5.1 PCM の配合条件

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

(2) ポリマーセメントモルタルの材料特性値

材料試験における凝結時間、圧縮強度および静弾性係数の材料特性値を表-5.2 に示す。従来から使用されている無収縮モルタルの凝結開始時間は 17 分、終結時間は 25 分である。よって、吹付け終了後の仕上げ時間が短いため、高度な技術が必要とな

る。また、材齢 3 時間の圧縮強度は 45.2N/mm^2 であり、8 時間施工に適した PCM である。静弾性係数は 43.7kN/mm^2 であり、高弾性の材料である。

次に、8 時間施工に用いるモルタル-SF の凝結始発時間は 33 分、終結時間は 40 分であり、無収縮モルタルと比較して時間が長いことから施工性が良い。材齢 3 時間の圧縮強度は 28.2N/mm^2 であり、道示に規定するコンクリートの圧縮強度 24N/mm^2 を満足している。よって、8 時間施工にも対応できる材料である。材齢 28 日の圧縮強度は 52.3N/mm^2 であり、普通セメントモルタルの 2 倍程度である。また、静弾性係数も 24.9kN/mm^2 であり、コンクリート部材に用いるセメントモルタルの静弾性係数と同等である。

次に、1.5 日の施工に用いるモルタル-SP の凝結始発時間は 138 分、終結時間は 168 分であり、モルタル-SF と比較して可使時間が 2 時間以上であることから、かなり施工性に優れた材料である。材齢 24 時間の圧縮強度は 27.4N/mm^2 であり、道示に規定するコンクリートの圧縮強度 24N/mm^2 を満足している。材齢 28 日の圧縮強度は 59.9N/mm^2 である。よって、1.5 日、36 時間施工に対応できる材料である。なお、静弾性係数も 26.0kN/mm^2 であり、コンクリート部材に用いるセメントモルタルの静弾性係数と同等である。

表-5.2 発現強度および静弾性係数

試験項目		無収縮モルタル	モルタル-SF	モルタル-SP
凝結時間	始発	17min	33min	138min
	終結	25min	40min	168min
圧縮強度	2時間	25.1N/mm^2	26.8N/mm^2	始発前
	3時間	45.2N/mm^2	28.2N/mm^2	—
	4時間	52.3N/mm^2	28.7N/mm^2	—
	1日	—	36.5N/mm^2	27.4N/mm^2
	7日	—	44.0N/mm^2	48.4N/mm^2
	28日	62.3N/mm^2	52.3N/mm^2	59.9N/mm^2
静弾性係数	28日	43.7kN/mm^2	24.9kN/mm^2	26.0kN/mm^2

5.2.2 鋼繊維補強コンクリート (SFRC)

道路橋 RC 床版の補強材および舗装材としてセメント系材料やコンクリート系材料が多く適用されている。しかし、車輛の繰り返し走行により発生する曲げ変形やせん断応力などによって早期にひび割れなどの疲労損傷が数多く報告されている。そこで、コンクリートの靱性および耐久性の向上を図る材料として鋼繊維や有機繊維などの短繊維を添加させた繊維補強コンクリート (FRC) が開発された。短繊維の中でも鋼繊維 (Steel Fiber) は、ひび割れやはく離抑制、コンクリートとの付着性も良く、強度も高い上にコンクリートに混入することにより、空気や水が遮断されて錆が発生しにく

いことから、薄層補強に適しており、省資源、省力、安全性、耐久性などのメリットが期待できる繊維である。この鋼繊維を添加した鋼繊維補強コンクリート(SFRC)は、曲げ変形に伴い発生したひび割れにおいて、短繊維の補強効果によってひび割れの拡大や伝搬が抑制される。この特性から、道路橋 RC 床版の上面補強材として多く用いられている。道路橋 RC 床版の上面補強において、高速道路や交通量の多い道路橋においては、交通規制に伴う経済損失を考慮することから、材料や機械の運搬から施工および機材撤去までの作業工程を 8 時間程度で行われている。そこで本研究においても 8 時間施工に用いるコンクリート材を用いる。8 時間施工に用いる SFRC 材の要求性能は、道示に示すコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を材齢 3 時間で発現できる配合とする。よって、SFRC のセメントには、超速硬セメントを用い、最大骨材寸法 15mm の砕石、最大骨材寸法 5mm の砕砂を用いる。鋼繊維は一般的に写真-5.1 に示す両端フック型の $\phi 0.6\text{mm}$ 、長さ 30mm を 1m^3 当り 100kg 配合する。以上より、一般的に用いられている SFRC 材の配合条件を表-5.3 に示す。

次に、SFRC 材の特性値について、超速硬セメントを用いた SFRC 材の発現強度を

表-5.3 超速硬セメントを用いた SFRC 材の配合条件の一例

セメントの種類	スランブ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m^3)						S.P (%)
				W	C	S	G	SF	AD	
超速硬セメント	6.5±1.5	39.5	51.2	170	430	851	858	100	100	8.6

表-5.4 超速硬セメントを用いた
SFRC 材の発現強度

試験項目		超速硬セメント
凝結時間	始発	17min
	終結	25min
圧縮強度	2時間	19.2N/mm^2
	3時間	26.9N/mm^2
	4時間	33.6N/mm^2
	4日	59.6N/mm^2
静弾性係数	4日	40.4kN/mm^2



写真-5.1 鋼繊維の一例

表-5.4 に示す。凝結開始時間は 17 分、終結時間が 25 分とかなり早いことから、一般的に 8 時間施工に用いられ、施工には高締固め機能を備えた専用フィニッシャー機を用いる必要があり、高度な技能が要求される材料である。強度発現は、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 24N/mm^2 以上が発現されている。

5.2.3 浸透性接着剤および付着用接着剤

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が用いられ、圧入

する方法でひび割れ補修が施されている。RC 部材のマイクロクラックやひび割れ等の補修法として、コンクリート表面に発生している 0.05mm 前後のクラックに接着剤を浸透させ、骨材のはく離や疲労によるひび割れ等を強固にする浸透性接着剤が必要になる。また、コンクリート橋においては、セメント材料で増厚補強した箇所がはく離に伴うひび割れが発生していることから、RC 部材と増厚コンクリートとの付着力を高めるために付着用接着剤を用いる。

(1) 浸透性接着剤

阿部らは、RC 床版の補修工事で発生するコンクリート面の微細なひび割れ補修材として、高耐久型エポキシ系接着剤（以下、浸透性接着剤とする）を用い、コンクリート表面を補修している。この浸透性接着剤は、低粘度の接着剤であり、コンクリート表面に塗布し、0.05mm 以上のひび割れに深さ 30～60mm 浸透させてひび割れ補修やコンクリート表面を強固に補修している^{5.8),5.9)}。また、RC 床版の内部損傷の診断法「柱状サンプル採取法」^{5.10)}を提案し、実橋でのひび割れ診断を実施している^{5.11)}。その結果、浸透性接着剤を注入することで、水平ひび割れに適切に浸透する結果が報告されている。さらに、新田らは、ボックスカルバートを用いて静荷重実験を行い、2 方向に発生したひび割れに浸透性接着剤を注入した結果、微細なひび割れ 0.05mm 以上に浸透する結果も得られている^{5.12)}。よって、本実験においても RC 部材のひび割れ補修には浸透性接着剤を用いる。

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、冬用を接着剤 K-W と表記し、この 2 タイプの性能について述べる。

浸透性接着剤は主剤と硬化剤を 10:3 の比率で配合する。硬化時間は外気温 23℃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。ここで、浸透性接着剤の材料特性値を表-5.5 に示す。なお、表-5.5 に示す値は実測値である。

表-5.5 浸透性接着剤の材料特性値^{5.14)}

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 ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,172N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.2N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート付着強さ		2.6N/mm ²	JIS A 6909

本実験では 0.05mm 以上のひび割れの補修への使用目的と、表-5.5 に示すように、圧縮強度が 104.4N/mm²、コンクリートとの付着強度が 2.6N/mm²であり、高速道路総合技術研究所の構造物施工管理要領^{5.13)}に規定されるコンクリートの付着強度 1.5N/mm² 以上が確保されていることから、RC 部材の実験供試体の補修には、浸透性接着剤を用いるものとする。

(2) 付着用接着剤

コンクリート部材や RC 床版の増厚補強法において、コンクリート表面の付着性を高めるためにショットブラストによる研掃を行い、場合によっては接着力を高めるためのプライマーが塗布され、セメント系モルタルあるいはコンクリートで増厚補強されている。プライマーは、直接引張力が作用する部材の補強において打ち継ぎコンクリートで破壊している。一方、曲げ引張を受ける部材については打ち継ぎ界面ですれによるはく離が発生し、曲げ引張を受ける部材については適さない結果が報告されている^{5.15)}。そこで、阿部らは打ち継ぎコンクリートとの付着性を高めるために高耐久型エポキシ系樹脂接着剤を塗布し、増厚界面の付着力を高めている。ここで、付着用接着剤の材料特性値を表-5.6 に示す。なお、表-5.6 に示す値は実測値である。表-5.6 に示すように、コンクリート下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/mm² 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。付着強度は、NEXCO の増厚工法^{5.16)}では 1.0N/mm² 以上、空港舗装^{5.17)}では 1.6N/mm² 以上が規格とされていることから、本研究においては 1.6N/mm² 以上を確保できることを要求性能とする。

表-5.6 付着用接着剤の材料特性値^{5.14)}

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 ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3,976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	14.9N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート付着強さ	3.7N/mm ² 以上 ^{注1)}	JIS A 6909

注1)3.7N/mm²以下の場合には母材コンクリートで破壊

以上より、RC 部材の PCM 吹付けによる増厚補強法においても打ち継ぎ用の PCM とのはく離の抑制のために付着用接着剤を塗布する。

5.3 RC床版下面の損傷状況および補強対策

5.3.1 RC床版の下面損傷の事例

道路橋 RC 床版の損傷状況は、輪荷重の繰り返し走行による疲労損傷や塩害・凍害などによる損傷、さらには漏水・遊離石灰、鉄筋の露出や鉄筋の発錆などである^{5.3)}。ここで、RC 床版の損傷の一例を写真-5.2 に示す。写真-5.2(1)に示す RC 床版は、海岸線から数キロの位置に建設されたものであるが、鉄筋が露出し、飛来塩分により鉄筋に発錆が見られ、土木学会が示す劣化過程は加速期（前期）に相当する損傷である。写真-5.2(2)に示す RC 床版は、積雪寒冷地域の床版であり、融雪剤の散布による塩害で、鉄筋に発錆が見られ、さらに鉄筋に沿ったひび割れが発生している。また、鉄筋の錆によりかぶりコンクリートがはく落している。劣化過程は加速期（後期）に相当する。次に、写真-5.2(3)に示す RC 床版も積雪寒冷地域の床版であり、融雪剤の散布による塩害と凍害を受けたことにより、下面には 2 方向ひび割れと漏水・遊離石灰の発生が著しい。劣化過程は加速期（後期）に相当する。写真-5.2(4)は、港湾施設に建設された栈橋の損傷状況である。栈橋であることから海水による塩害を受け、鉄筋は全面に錆が発生し、かぶりコンクリートが全面はく落しており、劣化過程は劣化期に相当する損傷である。

以上のように、RC 床版下面の損傷は、かぶり不足による鉄筋の露出、飛来塩分や融雪剤散布による塩害により鉄筋に錆が発生し、かぶりコンクリートがはく落している。現在、全国の道路橋は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ものの、港湾施設である栈橋のコンクリート部材や床版も劣化期相当の損傷が多く見られ、これらのコンクリート部材の補強対策も重要な課題となっている。



(1)鉄筋の露出 (2)ひび割れと 錆による剥落 (3)2方向ひび割れと 漏水・遊離石灰 (4)鉄筋の発錆による剥落（栈橋）

写真-5.2 RC床版および栈橋の下面損傷

5.3.2 RC床版の下面補強

RC 床版の下面からの補強は、劣化過程が進展期から加速期（前期）で実施されている。疲労による 2 方向のひび割れの進展を抑制する場合は、床版下面に炭素繊維連続シート（CFS）を接着補強する補強法や施工の合理化を図る目的で炭素繊維ストランドシート（CFSS）格子接着補強が実施され、施工実績も多い。一方、かぶり不足や床版厚の不足、

さらには、かぶりコンクリートのはく離など、劣化過程が加速期前期から後期にかけての損傷は、引張補強材に鉄筋を配置し、PCM 吹付けによる下面増厚補強が採用されている。

その鉄筋配置では主筋、配力筋 2 方向分の厚さが必要になるのに対して、一面加工により製作し増厚厚さを薄くできるメタルグリッド筋を鉄筋に替わる引張補強材として開発した。また、PCM 下面増補強法において、増厚下面ではく離が懸念されることから、付着性を高めるために高耐久性エポキシ系接着剤が塗布され、耐疲労性の向上が図られている。

そこで、PCM 下面増厚補強法において、既設 RC 界面に接着剤を塗布しメタルグリッド筋を配置した補強対策工法を提案する。

5.4 使用材料および供試体概要

5.4.1 使用材料

(1) RC 床版

RC 床版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道示の規定に基づいて 24N/mm^2 以上となるように配合した。ここで、RC 床版の配合条件を表-5.7 に示す。次に、鉄筋は SD295A, D10 を用いた。コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-5.8 に示す。

表-5.7 RC 床版コンクリートの配合条件

スランプ (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				
				C	W	S	G	Ad
18	4.5	52.5	48.1	324	170	847	956	3.4

表-5.8 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

供試体	コンクリート の圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD295A)			
		降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
RC床版	35	368	1,840	516	200

(2) ポリマーセメントモルタル (PCM)

実橋 RC 床版の下面増厚補強には、PCM が用いられている。よって、本実験にも一般的に市販されている繊維混合プレミックス型の PCM を用いる。ここで、本実験供試体に用いる PCM の配合を表-5.9 に示す。なお、PCM にはビニロン繊維が配合されているが、詳細な配合条件は公開されていない。実験時における PCM の圧縮強度は 51.9N/mm^2 である。

(3) ワイヤーマッシュ

RC 床版の下面増厚補強には、引張補強材として鉄筋やワイヤーマッシュが使用されている。そこで、本供試体には $\phi 5\text{mm}$ 、格子間隔 $75 \times 75\text{mm}$ のワイヤーマッシュを用いる。こ

表-5.9 増厚セメントモルタルの配合

項目	単位量(kg/m ³)		水結合比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1,860	595	32

表-5.10 ワイヤーマッシュおよびメタルグリッド筋の材料特性

補強材の種類	断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
ワイヤーマッシュ	φ5	75	—	592	200
展張格子筋	4.5×4.0	75	339	441	200
格子筋	4.5×4.0	75	338	451	200

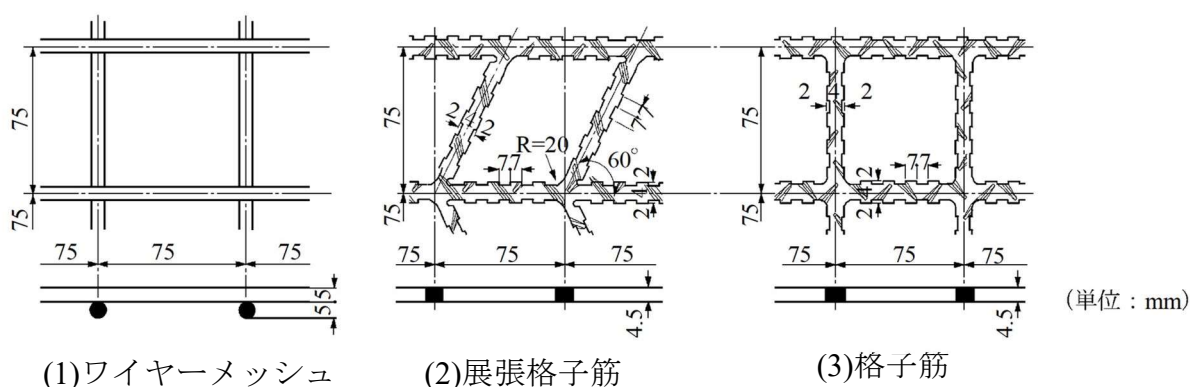


図-5.1 下面増厚補強法に用いる引張補強材

ここで、ワイヤーマッシュの材料特性値および寸法をそれぞれ表-5.10、図-5.1(1)に示す。

(4)メタルグリッド筋

1)展張格子筋

メタルグリッド筋には、材質 SS400、厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いる。ここで、ミルシートによる展張格子筋の材料特性値を表-5.10 に併記する。表-5.10 に示すように、展張加工した展張格子筋の降伏強度は 339N/mm²、引張強度は 441N/mm²である。なお、縞鋼板から採取した試験片を用いて引張試験（試験規格：JIS Z 2241）を行った結果、降伏強度は 327N/mm²、引張強度は 435N/mm²であった。次に、展張格子筋には、ワイヤーマッシュの寸法を基準に格子間寸法を 75×75mm となるようにレーザーでスリットを挿入した後、75mm の寸法まで展張を行う。この時、展張角度は約 60 度であり、曲げ半径は 20mm 相当である。また、断面積も同等となるように断面寸法は、厚さ 4.5mm、幅 4.0mm とし、断面積は 18mm²である。さらに、7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設けることで付着力を高める構造とした。ここで、本実験供試体に用いる展張格子筋の寸法および形状を図-5.1(2)に示す。

2) 格子筋

格子筋においても展張格子筋と同様に材質 SS400、厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いる。ここで、格子筋の材料特性値を表-5.10 に併記する。レーザで直接格子状に切断した格子筋の降伏強度は 338N/mm²、引張強度は 451N/mm² である。なお、縞鋼板から採取した試験片を用いて引張試験（試験規格：JIS Z 2241）を行った結果、降伏強度は 318N/mm²、引張強度は 425N/mm² であった。次に、格子筋の寸法も展張格子筋と同様に格子間寸法 75×75mm とし、断面寸法は、厚さ 4.5mm、幅 4.0mm とし、断面積は 18mm² とする。また、付着力を高めるために 7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設けた。ここで、格子筋の寸法および形状を図-5.1(3)に示す。

(5) プライマーおよびエポキシ樹脂接着剤

1) プライマー

実橋 RC 床版の下面増厚補強法においては、既設 RC 床版のコンクリート下地への吸水防止作用により PCM の接着力を安定させるためにアクリルエマルジョン系プライマー^{5.18)}（以下、プライマーとする）を塗布し、その後に PCM 吹付け増厚補強が行われている。一般的に、湿布乾燥状態の場合の接着強さは 2.0N/mm² とされている。

2) エポキシ樹脂接着剤

近年、下面増厚補強法を用いた RC 床版においては、増厚界面ではなく離が先行し、増厚部がはく離した事例も報告され、RC 床版の PCM 吹付け下面増厚補強法における界面はく離が懸念されている。一方、RC 床版の鋼繊維補強コンクリート（SFRC）上面増厚補強法および鋼床版のデッキプレート SFRC 補強法においても界面でのはく離が発生していることから、界面のはく離を改善するために専用のエポキシ系接着剤を塗布した補修・補強法が提案され、実施工されている^{5.19),5.20)}。

そこで、下面増厚補強法においても、RC 床版と増厚界面の付着性を高めるために専用エ

表-5.11 エポキシ樹脂接着剤^{5.14)}

項目		測定値	備考
外観	主剤	白色ペースト状	異物混入なし
	硬化剤	青色液状	
混合比(主剤：硬化剤)		5：1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
圧縮強度		102.88N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,976.4N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		41.16N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.86N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ		3.7N/mm ² または母材破壊	JIS A 6909

ポキシ系接着剤を塗布する^{5.4)}。本実験に用いた接着剤の材料特性を表-5.11 に示す。

5.4.2 供試体概要

(1) RC 床版供試体

本実験に用いる供試体の寸法は、2002年改訂の道示^{5.21)}の規定に基づいて設計し、道示に規定されるT活荷重幅500mmに対して本実験装置の輪荷重幅は250mmであり、道示の1/2である。実験における供試体は床版支間2,400mm、1日1方向あたりの大型車両の計画交通量を2,000台以上として設計し、その1/2モデルとする。ここで、RC床版供試体の寸法および鉄筋配置を図-5.2(1)に示す。供試体寸法は、全長1,470mm、床版支間1,200mm、床版厚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、有効高を105mmとした。また、圧縮側には引張鉄筋量の1/2を配置する。供試体名称をRC-1とする。

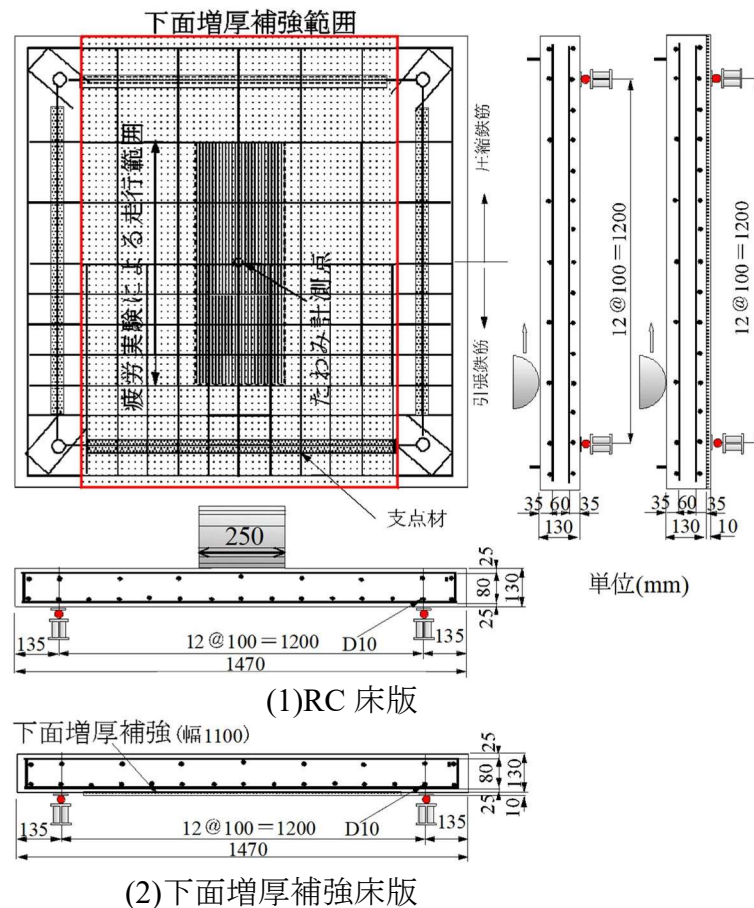


図-5.2 供試体寸法および補強範囲

(2) 下面増厚補強床版供試体

下面増厚補強に用いる供試体寸法は、供試体 RC-1 と同様とする。ここで、下面増厚補強供試体の寸法を図-5.2(2)に示す。補強範囲は、軸直角方向の支点間内の 1,100mm とし、軸方向も支点間内 1,100mm を深さ 15mm 箱抜きして製作する。よって、1,100mm×1,100mm×15mm を切削・研掃し、ワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を配置する。その後、PCM 下面増厚は軸直角方向 1,100mm、軸方向は輪荷重走行により端部が弱点となることから、1,450mm の範囲を既設床版から 10mm の位置まで増厚する (図-5.2)。よって、補強後の床版全厚 140mm で、元の厚さに対して 10mm 増厚したことになる。ここで、ワイヤーメッシュを配置した場合の断面寸法を図-5.3(1)に示す。次に、2 タイプのメタルグリッド筋は一面加工されていることから、軸直角方向と軸方向の交差部の厚さが 4.5mm である。よって、ワイヤーメッシュを用いた場合と同じ増厚寸法を考慮すると、増厚層内のより下層側での配置が可能となることから、有効高の増大により耐疲労性の向上が期待できる。ここで、メタルグリッド筋を既設界面から隙間 10mm を設けて設置した断面寸法を図-5.3(2)に示す。なお、接着剤を塗布した後、メタルグリッド筋を配置し、PCM 下面増厚補強する供試体も同様に増厚界面に接着剤を 1.0mm 厚程度で塗布し、メタルグリッド筋を設置して、既設床版から 10mm 増厚する。

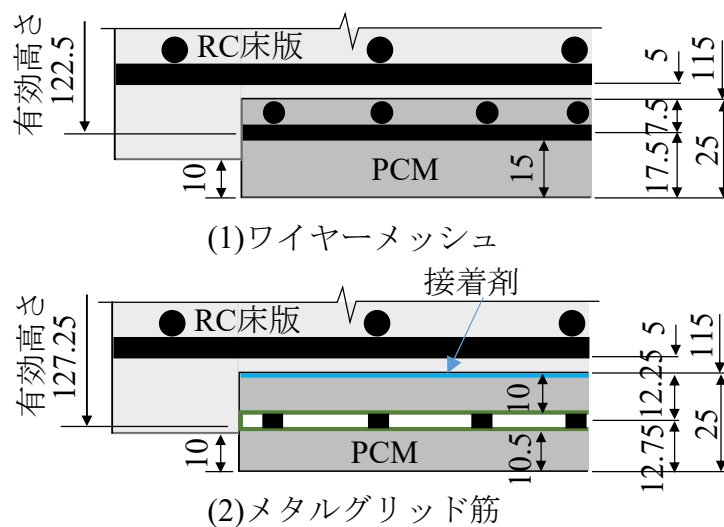


図-5.3 引張補強材の寸法

5.5 引張剛性および補強方法

5.5.1 引張剛性

ワイヤーメッシュ、メタルグリッド筋の引張剛性を表-5.12に示す。

(1) ワイヤーメッシュ

ワイヤーメッシュを配置した供試体は、1,100×1,100mm の範囲に 15 本配置する。主鉄

表-5.12 引張剛性

補強材の種類	弾性係数 (kN/mm ²)	断面積 (mm ²)	本数/1m	引張剛性 (kN/mm)
ワイヤーメッシュ	200	19.63	13.3	52.22
展張格子筋	200	18.00	12.3	44.28
格子筋	200	18.00	13.3	47.88

筋方向の幅 1,000mm 当たりの本数は 13.3 本となる。よって、1,000mm 当たりの引張剛性 (=弾性係数(kN/mm²)×断面積(mm²)/1,000mm) は 52.22kN/mm² である。

(2) メタルグリッド筋

1) 展張格子筋

展張格子筋を配置した供試体は、1,100×1,100mm の範囲に 14 本配置する。これは、切断によりワイヤーメッシュおよび格子鋼板筋に比して 1 本少ない配置となった。よって、主鉄筋方向の幅 1,000mm 当たりの本数は 12.3 本となり、1,000mm 当たりの引張剛性は 44.28kN/mm² である。ワイヤーメッシュと比較すると約 85% であり、15% 程度少ない配置である。

2) 格子筋

格子筋を配置した供試体の本数は 15 本であり、ワイヤーメッシュと同様の配置である。また、主鉄筋方向の幅 1,000mm 当たりの本数は 13.3 本である。よって、引張剛性は 47.88kN/mm² であり、ワイヤーメッシュの約 92% 程度である。

以上より、ワイヤーメッシュの格子間寸法は同等ではあるが、断面積および幅 1000mm 当たり配置量が異なることから引張剛性に差異が生じる結果となった。

5.5.2 下面増厚補強法

RC 床版にワイヤーメッシュおよびメタルグリッド筋を設置し、PCM 吹付けによる下面増厚補強法は、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)(増厚補強編)^{5.22)}に準拠して製作した。ここで、本供試体の PCM 下面増厚補強法における接着剤を塗布した場合の施工手順を写真-5.3 に示す。

(1) ワイヤーメッシュ

補強手順は、RC 床版の下面をブレーカ等で切削した後、付着性を高めるために増厚界面にショットブラストで研掃し、プライマーを塗布し(写真-5.3(1))、表面が乾燥するまで養生する。次に、引張補強材を取り付けるためにハンマードリルでφ5mm のアンカー穴を穿孔し、ワイヤーメッシュを取り付け後、1 層目を 10mm 程度吹付けして養生し(写真-5.3(4))、その後、2 層目 15mm を PCM 吹付け増厚補強し、再度養生を行う(写真-5.3(5))。供試体名称を RC-W とする。

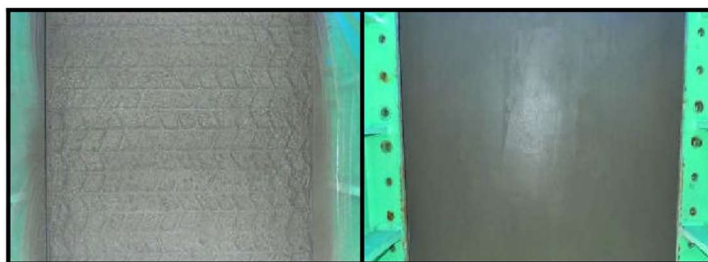
(2) メタルグリッド筋(接着剤無し)



(1)表面処理

(2)接着剤塗布

(3)メタルグリッド筋設置



(4)1層目吹付け

(5)表面仕上げ

写真-5.3 接着剤塗布型 PCM 吹付け下面増厚補強手順

2タイプのメタルグリッド筋を配置する供試体は、切削・研掃後、プライマーを塗布する(写真-5.3(1))。隙間が10mmとなるようスペーサーを設置し、ハンマードリルで $\phi 5\text{mm}$ のアンカー穴を穿孔してメタルグリッド筋を取り付ける。その後のPCM吹付け増厚補強は、ワイヤーメッシュを設置した供試体と同様である。展張格子筋および格子筋を用いた供試体記号をそれぞれRC-E, RC-Sとする。

(3)メタルグリッド筋(接着剤有り)

従来のPCM下面増厚補強法は、輪荷重の走行により既設RC床版とPCM下面増厚との界面で、疲労劣化によるはく離が懸念されている。研掃後、アクリルエマルジョン系プライマー(以下、プライマーとする)を塗布し、その後にPCM吹付け増厚補強した場合の付着強度は $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上確保されているものの、輪荷重走行疲労実験における破壊時には、界面で広範囲に渡りはく離が見られた^{5.4)}。

一方、本実験で使用する接着剤を塗布した場合の界面の付着強度は $3.7\text{N}/\text{mm}^2$ であり、母材コンクリートで破壊している。よって、接着剤を塗布する2タイプのメタルグリッド筋を配置する場合の補強手順は、まず、増厚界面を切削・研掃後、プライマーを塗布する(写真-5.3(1))。次に、ハンマードリルで $\phi 5\text{mm}$ のアンカー穴を穿孔した後に接着剤を塗布する(写真-5.3(2))。その後、スペーサーを設置し、メタルグリッド筋を取り付け、1層目のPCMを吹付けし(写真-5.3(4))、養生後、2層目を吹付けして表面仕上げする(写真-5.3(5))。接着剤を塗布した展張格子筋および格子筋を用いた供試体記号をそれぞれRC-E.A, RC-S.Aとする。

5.6 実験方法および等価走行回数

5.6.1 実験方法

輪荷重走行疲労実験による補強効果および耐疲労性の評価は、20,000 回ごとに荷重を増加させる段階荷重載荷とする。よって、耐疲労性の評価は RC 床版の寿命推定に用いられている S-N 曲線式による傾きの逆数を適用した等価走行回数を算出して評価する。

(1) RC 床版

輪荷重走行疲労実験は、車輪幅 250mm で走行範囲は床版中央から軸方向に 450mm (全長 900mm) の範囲を連続走行するものである(図-5.2)。初期荷重は 80kN とし、20,000 回走行毎に荷重を 20kN ずつ増加し、破壊するまで荷重増加と走行を繰り返し行う。たわみの計測は、輪荷重走行回数が 1, 10, 100, 1,000 とし、1,000 回以降は 5,000 回ごとに計測する。なお、たわみの計測位置は床版中央とする。

(2) 下面増厚補強 RC 床版

ワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を配置して PCM 吹付け下面増厚補強した供試体における走行範囲および荷重増加、たわみの計測位置・方法は RC 床版供試体の実験方法と同様とした。

5.6.2 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験では、20,000 回走行ごとに荷重を増加させることから、基準荷重と載荷荷重および実験走行回数の関係から等価走行回数 N_{eq} を算出して耐疲労性を評価する。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(6.1)として与えられる。なお、式(6.1)に適用する S-N 曲線の傾きの逆数 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^{5.23)}。また、本供試体の基準荷重は、道示 I 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 とし式(6.1)に適用する。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i / P_0)^m \times N_i \quad (6.1)$$

ここで、 N_{eq} : 等価走行回数(回)、 P_i : 載荷荷重(kN)、 P_0 : 基準荷重(=60kN)、 N_i : 実験走行回数(回)、 m : S-N 曲線式の傾きの逆数(=12.7)

5.7 実験結果および考察

5.7.1 等価走行回数

本実験における RC 床版供試体および下面増厚補強した RC 床版供試体の実験走行回数および式(6.1)より算出した等価走行回数を表-5.13 に示す。

表-5.13 実験走行回数および等価走行回数^{5.24)}

供試体		荷 重				等価走行回数合計	走行回数比	
		80 kN	100 kN	120 kN	130 kN			
RC-1	実験走行回数	20,000	10,670			7,781,038	—	—
	等価走行回数	772,240	7,008,798					
RC-W	実験走行回数	20,000	20,000	4,951		46,853,445	6.0	—
	等価走行回数	772,240	13,137,391	32,943,814				
RC-E	実験走行回数	20,000	20,000	4,281		42,395,284	5.4	—
	等価走行回数	772,240	13,137,391	28,485,653				
RC-S	実験走行回数	20,000	20,000	5,584		51,065,409	6.6	—
	等価走行回数	772,240	13,137,391	37,155,778				
RC-E.A	実験走行回数	20,000	20,000	15,100		114,384,603	14.7	2.7
	等価走行回数	772,240	13,137,391	100,474,972				
RC-S.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	101	148,846,359	19.1	2.9
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	1,857,296			

(1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-1 の等価走行回数は 7.78×10^6 回である。この RC 床版供試体の等価走行回数 N_{eq} を基準に、ワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を配置した PCM 吹付け下面増厚補強床版の補強効果および耐疲労性を評価する。

(2) ワイヤーメッシュを用いた供試体

ワイヤーメッシュを配置し、PCM 吹付け下面増厚補強した供試体 RC-W の等価走行回数は、 46.85×10^6 回であり、供試体 RC-1 と比較すると 6.0 倍の補強効果が得られている。

(3) メタルグリッド筋を用いた供試体

1) 展張格子筋

増厚界面から 10mm の位置に展張格子筋を配置した供試体 RC-E の等価走行回数は 42.40×10^6 回であり、供試体 RC-1 と比較して 5.4 倍の補強効果が得られている。また、ワイヤーメッシュを配置して PCM 吹付け下面増厚補強した供試体 RC-W と比較すると 90% 程度である。これは、展張格子筋の引張剛性がワイヤーメッシュの 85% 程度であることから、引張剛性の差によるものと考えられる。

2) 格子筋

展張格子筋と同様に増厚界面から 10mm の位置に格子筋を配置した供試体 RC-S の等価走行回数は 51.07×10^6 回であり、供試体 RC-1 と比較して 6.6 倍の補強効果が得られている。また、ワイヤーメッシュを配置して PCM 吹付け下面増厚補強した供試体 RC-W と比較すると 1.09 倍の補強効果となっている。この要因としては、格子筋を増厚界面から 10mm の位置に配置したことで有効高が増大したためと推測される。

(4) メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型供試体

1) 展張格子筋

既設 RC 床版の界面に接着剤を塗布し、界面から 10mm の位置に展張格子筋を配置した

供試体 RC-E.A の等価走行回数は 114.38×10^6 回であり、供試体 RC-1 と比して 14.7 倍の補強効果が得られた。また、接着剤を塗布しない展張格子筋を用いた供試体 RC-E との比較では 2.7 倍の補強効果となっている。

2) 格子筋

既設 RC 床版の界面に接着剤を塗布し、界面から 10mm の位置に格子筋を配置した供試体 RC-S.A の等価走行回数は 148.85×10^6 回であり、供試体 RC-1 と比較して 19.1 倍の補強効果が得られた。また、接着剤を塗布しない格子筋を用いた供試体 RC-S と比較すると、2.9 倍の補強効果となっている。

メタルグリッド筋を用いた下面増厚補強法は、従来のワイヤーメッシュを用いた補強法と同等の補強効果が得られていることから、耐疲労性が十分に評価できる材料であるとともに、有効な補強法であると判断できる。また、増厚界面に接着剤を塗布した場合、終局時まで一体性が確保されていることから、等価走行回数が大幅に向上したものと考えられる。

以上の結果から、2 タイプのメタルグリッド筋（展張格子筋、格子筋）を用いた下面増厚補強 RC 床版供試体は、従来工法を模擬してワイヤーメッシュを用いた場合と同等の補強効果が得られており、メタルグリッド筋は下面増厚補強法において耐疲労性向上に寄与する材料であると言える。さらに、既設 RC 界面にエポキシ樹脂接着剤を塗布した下面増厚補強供試体は、プライマーを塗布した供試体と比較して、2 倍以上の等価走行回数を得られており、メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 下面増厚補強法は、有効な補強法であると言える。

5.7.2 たわみと等価走行回数の関係

本実験におけるたわみと等価走行回数の関係を図-5.4 に示す。阿部ら^{5.19),5.25),5.26)}は、RC 床版の補強時期の目安として、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近で補強対策を講じる必要があると提案している。そこで、本実験では RC 床版のたわみが 3.0mm となる等価走行回数を、前後のたわみと等価走行回数の関係から補間法により算出し、補強効果を評価する。なお、図-5.4 には、全供試体のたわみと等価走行回数の関係を図-5.4(1)に示し、理解しやすいように供試体 RC-1, RC-W, RC-E, RC-S を図-5.4(2)、供試体 RC-1, RC-E.A, RC-S.A を図-5.4(3)、供試体 RC-E, RC-S, RC-E.A, RC-S.A を図-5.4(4)に示す。

(1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-1 のたわみと等価走行回数の関係は図-5.4 に示すように、荷重 80kN 載荷時の初期たわみは 0.94mm であり、20,000 回走行後の等価走行回数 0.77×10^6 回でのたわみは 2.75mm である。その後は、たわみが 3.0mm を超えた時点、すなわち床版支間 L の 1/400 を超えた付近からたわみの増加が著しくなり、破壊に至っている。RC 床版供試体 RC-

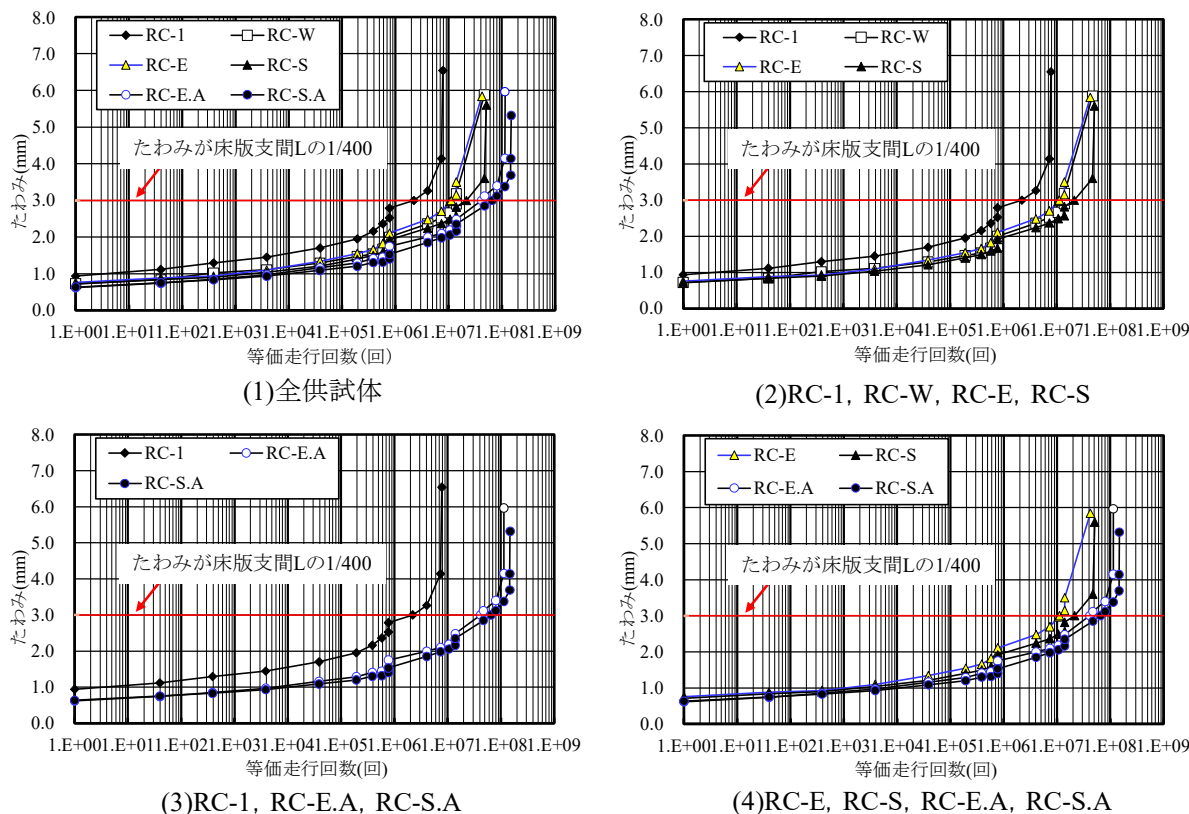


図-5.4 たわみと等価走行回数^{5,24)}

1 のたわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 2.22×10^6 回である。なお、破壊時のたわみは等価走行回数 7.78×10^6 回で、6.5mm である。

(2) ワイヤメッシュを用いた供試体

ワイヤメッシュを用いた供試体 RC-W は、荷重 80kN 時の初期たわみは 0.73mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。荷重 80kN で 20,000 回走行後の等価走行回数 0.77×10^6 回でのたわみは 1.74mm である。その後も荷重増加と繰り返し走行により、緩やかにたわみが増加している。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 13.91×10^6 回であり、供試体 RC-1 の 6.3 倍である。その後、荷重 120kN での走行中にたわみが急激に増加し、破壊に至った。破壊時のたわみは、等価走行回数 46.85×10^6 回で 5.9mm である。

(3) メタルグリッド筋を用いた供試体

1) 展張格子筋

増厚界面から 10mm の位置に展張格子筋を用いた供試体 RC-E のたわみと等価走行回数の関係は、図-5.4 に示すように、ワイヤメッシュを用いた供試体 RC-W とほぼ同様の増加傾向を示している。荷重 80kN 時の初期たわみは 0.76mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。荷重 80kN で 20,000 回走行後の等価走行回数 0.77×10^6 回でのたわ

みは 1.96mm である。その後の荷重増加と走行の繰り返しのにより、たわみが緩やかに増加している。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 11.21×10^6 回であり、供試体 RC-1 の 5.0 倍である。その後、荷重 120kN での走行中にたわみが急激に増加し、破壊に至った。破壊時のたわみは、等価走行回数 42.40×10^6 回で 5.14mm である。

2) 格子筋

増厚界面から 10mm の位置に格子筋を配置した供試体 RC-S のたわみと等価走行回数の関係は、図-5.4 に示すように、ワイヤーメッシュを用いた供試体 RC-W とほぼ同様の増加傾向を示している。荷重 80kN 時の初期たわみは 0.72mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。荷重 80kN で 20,000 回走行後の等価走行回数 0.77×10^6 回でのたわみは 1.67mm である。その後の荷重増加と走行の繰り返しのにより、たわみが緩やかに増加している。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 21.50×10^6 回であり、供試体 RC-1 の 9.7 倍である。その後、荷重 120kN での走行中にたわみが急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数は、 51.07×10^6 回で、最大たわみは 5.6mm である。

(4) メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型供試体

1) 展張格子筋

既設 RC 床版の界面に接着剤を塗布し、界面から 10mm の位置に展張格子筋を用いた供試体 RC-E.A のたわみと等価走行回数の関係は、図-5.4 に示すように、荷重 80kN 時の初期たわみは 0.62mm であり、その後の走行によりたわみが徐々に増加し、20,000 回走行後の等価走行回数 0.77×10^6 回でのたわみは 1.52mm である。その後の荷重増加と繰り返し走行においてもたわみは徐々に増加している。たわみが 3.0mm 時の等価走行回数は 41.4×10^6 回であり、供試体 RC-1 の 18.6 倍である。また、展張格子筋を配置した供試体 RC-E では、たわみが 3.0mm を超えた付近で急激に増加し破壊に至ったのに対し、増厚界面に接着剤を塗布した供試体では、たわみが 3.5mm を超えた付近で急激に増加し、破壊に至った。破壊時のたわみは、等価走行回数 114.38×10^6 回で 5.96mm である。

2) 格子筋

既設 RC 床版の界面に接着剤を塗布し、界面から 10mm の位置に格子筋を配置した供試体 RC-S.A のたわみと等価走行回数の関係は、図-5.4 に示すように、接着剤と展張格子筋を併用した供試体 RC-E.A とほぼ同様の増加傾向を示している。荷重 80kN 時の初期たわみは 0.64mm であり、20,000 回走行後の等価走行回数 0.77×10^6 回でのたわみは 1.4mm である。その後の荷重増加と繰り返し走行によりたわみが徐々に増加し、たわみが 3.0mm 時の等価走行回数は 65.70×10^6 回で、供試体 RC-1 の 29.6 倍である。荷重 130kN に増加して走行させた直後にたわみが急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数は 148.84×10^6 回で、最大たわみは 5.3mm である。

以上より、下面増厚補強法においてワイヤーメッシュおよびメタルグリッド筋を配置す

ることで、たわみの増加が抑制され、耐疲労性が向上する結果となった。また、RC床版供試体および下面増厚補強供試体においては床版支間Lの1/400(3mm)を超えた付近からたわみが急激に増加するが、増厚界面に接着剤を塗布して下面増厚補強した供試体では、床版支間Lの1/350(3.5mm)を超えた付近からたわみが急激に増加している。よって、増厚界面に接着剤を塗布することで付着効果が高まり、耐疲労性が大幅に向上する結果となった。

5.7.3 主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験における主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係を図-5.5に示す。なお、供試体に用いた鉄筋SD295A、D10の降伏ひずみは、表-5.8に示す特性値より $1,840 \times 10^{-6}$ である。この降伏ひずみに達した時点の等価走行回数を算出し、補強効果を検証する。また、図-5.5には、全供試体の主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係を図-5.5(1)に示し、理解しやすいように供試体RC-1、RC-W、RC-E、RC-Sを図-5.5(2)、供試体RC-1、RC-E.A、RC-S.Aを図-5.5(3)、供試体RC-E、RC-S、RC-E.A、RC-S.Aを図-5.4(4)に示す。

(1) RC床版

RC床版供試体RC-1の主鉄筋ひずみは図-5.5に示すように、荷重80kN載荷時は 573×10^{-6} であり、20,000回走行後のひずみは $1,128 \times 10^{-6}$ である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、ひずみが $1,760 \times 10^{-6}$ を超えた付近から急激に増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは $2,650 \times 10^{-6}$ であり、降伏している。

(2) ワイヤーマッシュを用いた供試体

ワイヤーマッシュを用いた供試体RC-Wの主鉄筋ひずみは、荷重80kN載荷時は 252×10^{-6} であり、供試体RC-1に比して43%程度に抑制されている。20,000回走行後のひずみは 542×10^{-6} である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,152 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

(3) メタルグリッド筋を用いた供試体

1) 展張格子筋

展張格子筋を用いた供試体RC-Eの主鉄筋ひずみは、荷重80kN載荷時は 262×10^{-6} であり、供試体RC-1に比して45%程度に抑制されている。20,000回走行後のひずみは 616×10^{-6} である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,172 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

2) 格子筋

格子筋を用いた供試体RC-Sの主鉄筋ひずみは、荷重80kN載荷時は 252×10^{-6} であり、供試体RC-1に比して43%程度に抑制されている。20,000回走行後のひずみは 555×10^{-6} であり、その後も緩やかに増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは $1,081 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

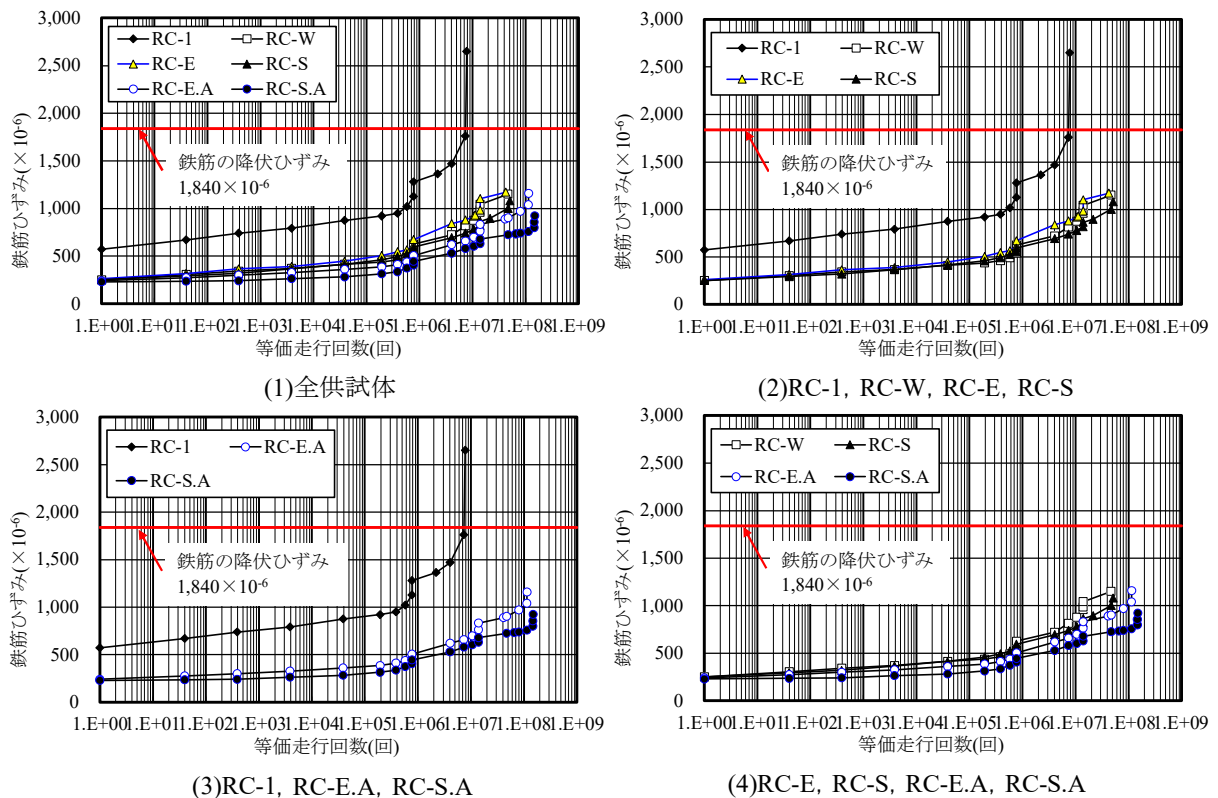


図-5.5 主鉄筋ひずみと等価走行回数

(4) メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型供試体

1) 展張格子筋

展張格子筋を用いた接着剤塗布型下面増厚補強供試体 RC-E.A の主鉄筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 242×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 42% 程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 451×10^{-6} であり、その後も緩やかに増加している。破壊時のひずみは $1,159 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

2) 格子筋

格子筋を用いた接着剤塗布型下面増厚補強供試体 RC-S.A の主鉄筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 230×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 40% 程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 407×10^{-6} であり、その後も緩やかに増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは 923×10^{-6} であり、降伏していない。

以上より、ワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を用いた供試体は同等な主鉄筋応力低減効果を示しており、メタルグリッド筋を用いた下面増厚補強法は評価できると言える。さらに、界面に接着剤を塗布した供試体の主鉄筋ひずみは無補強供試体に比して大幅に抑制されていることから、既設 RC 床版と下面増厚部の合成効果が確認された。

5.7.4 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験における配力筋ひずみと等価走行回数の関係を図-5.6に示す。なお、供試体に用いた鉄筋 SD295A, D10 の降伏ひずみは、表-5.8に示す特性値より $1,840 \times 10^{-6}$ である。この降伏ひずみに達した時点の等価走行回数を算出し、補強効果を検証する。また、図-5.6には、全供試体の配力筋ひずみと等価走行回数の関係を図-5.6(1)に示し、理解しやすいように供試体 RC-1, RC-W, RC-E, RC-S を図-5.6(2), 供試体 RC-1, RC-E.A, RC-S.A を図-5.6(3), 供試体 RC-E, RC-S, RC-E.A, RC-S.A を図-5.6(4)に示す。

(1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-1 の配力筋ひずみは図-5.6に示すように、荷重 80kN 載荷時は 420×10^{-6} であり、20,000 回走行後のひずみは $1,020 \times 10^{-6}$ である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、ひずみが $1,410 \times 10^{-6}$ を超えた付近から急激に増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは $2,135 \times 10^{-6}$ であり、降伏している。

(2) ワイヤメッシュを用いた供試体

ワイヤメッシュを用いた供試体 RC-W の配力筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 290×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 69%程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 680×10^{-6} である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,276 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

(3) メタルグリッド筋を用いた供試体

1) 展張格子筋

展張格子筋を用いた供試体 RC-E の配力筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 220×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 52%程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 694×10^{-6} である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,420 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

2) 格子筋

格子筋を用いた供試体 RC-S の配力筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 233×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 55%程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 558×10^{-6} であり、その後も緩やかに増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは $1,130 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

(4) メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型供試体

1) 展張格子筋

展張格子筋を用いた接着剤塗布型下面増厚補強供試体 RC-E.A の配力筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 201×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 47%程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 513×10^{-6} であり、その後も緩やかに増加している。破壊時のひずみは $1,250 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

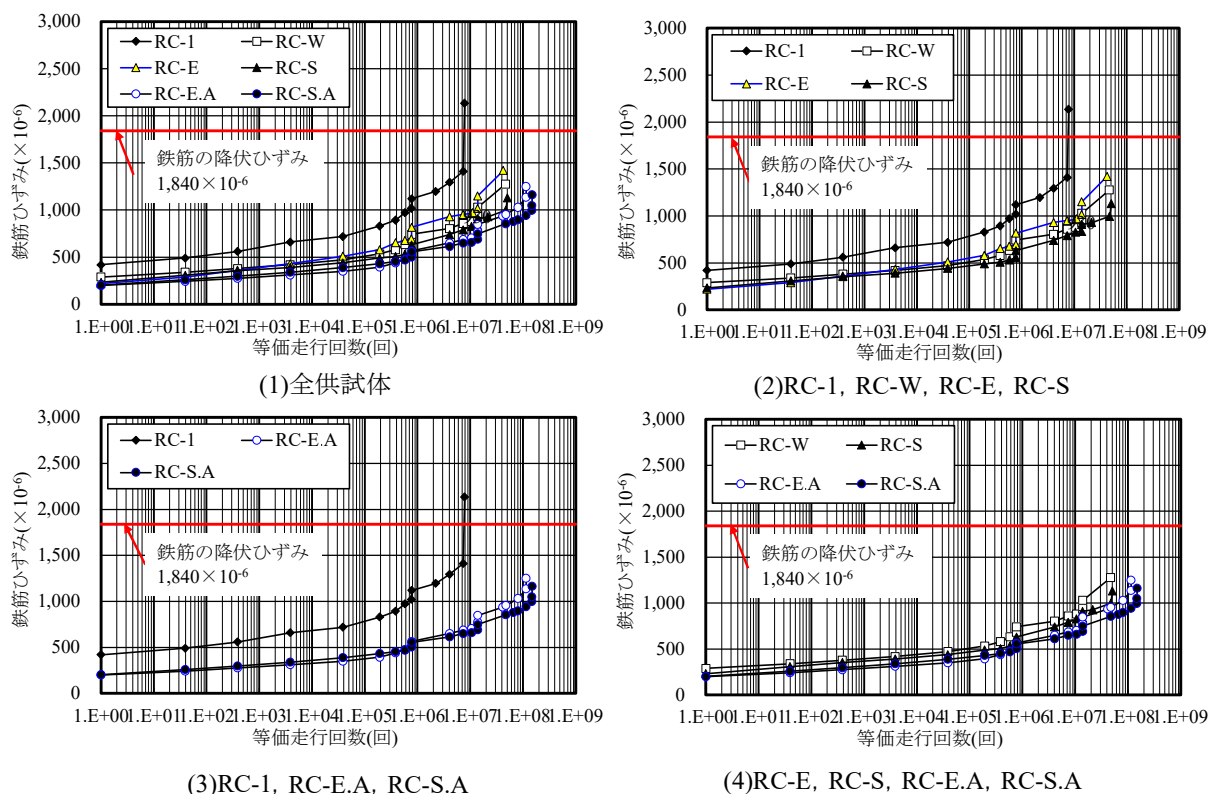


図-5.6 配力筋ひずみと等価走行回数

2) 格子筋

格子筋を用いた接着剤塗布型下面増厚補強供試体 RC-S.A の配力筋ひずみは、荷重 80kN 載荷時は 202×10^{-6} であり、供試体 RC-1 に比して 48% 程度に抑制されている。20,000 回走行後のひずみは 503×10^{-6} であり、その後も緩やかに増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは $1,163 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

以上より、ワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を用いた供試体は同様な配力筋応力低減効果を示しており、メタルグリッド筋を用いた下面増厚補強法は評価できると言える。さらに、界面に接着剤を塗布した供試体の配力筋ひずみは無補強供試体に比して大幅に抑制されていることから、既設 RC 床版と下面増厚部の合成効果が確認された。

5.7.5 補強筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験におけるワイヤーメッシュおよびメタルグリッド筋のひずみと等価走行回数の関係を図-5.7 に示す。なお、図-5.7 には、全供試体の補強筋ひずみと等価走行回数の関係を図-5.7(1)に示し、理解しやすいように供試体 RC-W, RC-E, RC-S を図-5.7(2), 供試体

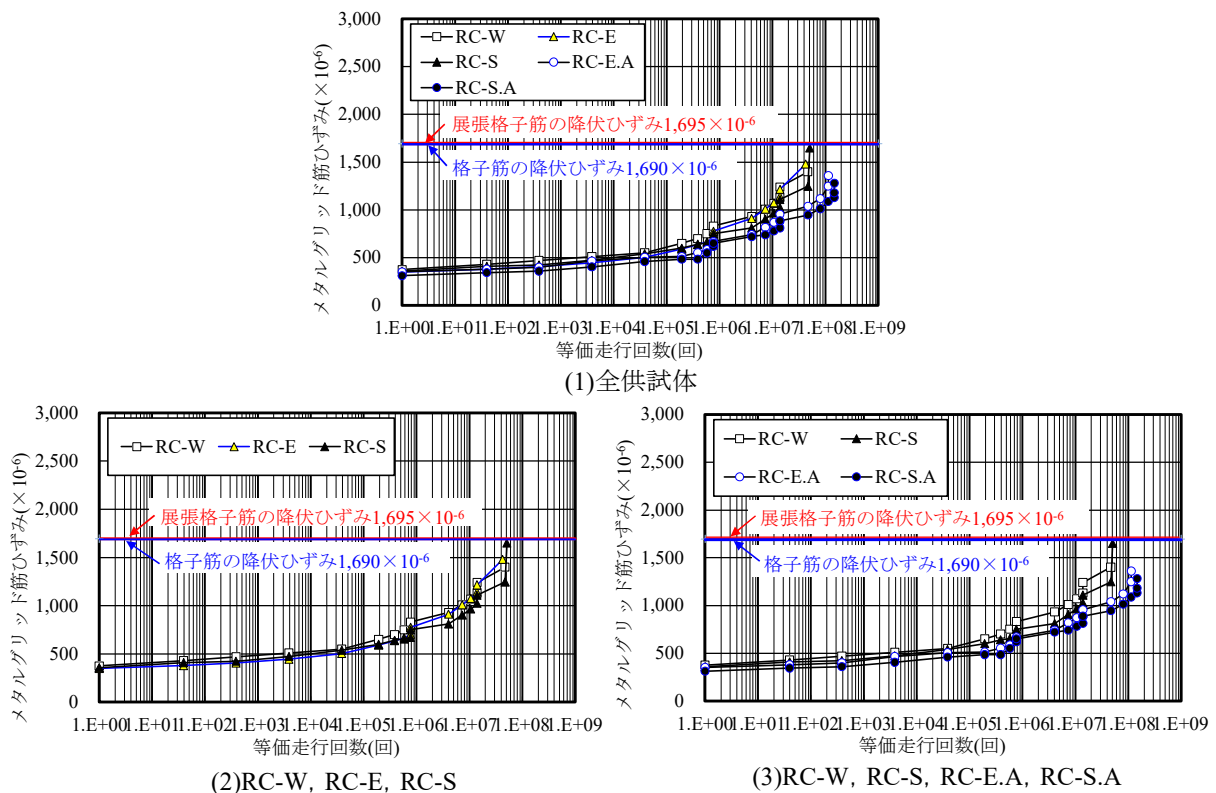


図-5.7 補強筋ひずみと等価走行回数

RC-W, RC-S, RC-E.A, RC-S.A を図-5.7(3)に示す。

(1)ワイヤーメッシュを用いた供試体

ワイヤーメッシュを用いた供試体 RC-W の初期ひずみは 376×10^{-6} であり、20,000 回走行後のひずみは 831×10^{-6} である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,400 \times 10^{-6}$ である。

(2)メタルグリッド筋を用いた供試体

1) 展張格子筋

展張格子筋の降伏ひずみは、表-5.10 に示す降伏強度より $1,695 \times 10^{-6}$ である。展張格子筋を用いた供試体 RC-E の初期ひずみは 350×10^{-6} であり、20,000 回走行後のひずみは 777×10^{-6} である。その後、荷重の増加と繰り返し走行により緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,480 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

2) 格子筋

格子筋の降伏ひずみは、表-5.10 に示す降伏強度より $1,690 \times 10^{-6}$ である。格子筋を用いた供試体 RC-S の初期ひずみは、 358×10^{-6} であり、20,000 回走行後のひずみは 750×10^{-6} である。その後も緩やかに増加し、破壊に至っている。破壊時のひずみは $1,649 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

(3)メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型供試体

1)展張格子筋

展張格子筋を用いた接着剤塗布型下面増厚補強供試体 RC-E.A の初期ひずみは 352×10^{-6} であり、20,000 回走行後のひずみは 670×10^{-6} である。その後も緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,360 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

2)格子筋

格子筋を用いた接着剤塗布型下面増厚補強供試体 RC-S.A の初期ひずみは、 311×10^{-6} であり、20,000 回走行後のひずみは 652×10^{-6} である。その後も緩やかに増加し、破壊時のひずみは $1,280 \times 10^{-6}$ であり、降伏していない。

以上より、ワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を用いた供試体の補強筋のひずみは、初期、20000 回走行後、破壊時のいずれの段階においても主鉄筋ひずみを上回っており、終局時までには離れることなく、補強筋が応力を分担していることがわかる。さらに、界面に接着剤を塗布した供試体は、ひずみの増加が抑制されていることから、既設 RC 床版と下面増厚部の一体性が確保されているものと考えられる。

5.7.6 破壊状況

本実験における RC 床版供試体と下面増厚補強供試体の破壊状況を図-5.8 に示す。また、打音法により、はく離状態を検証した結果を図-5.8 に併記した。

(1)RC 床版供試体

無補強 RC 床版供試体 RC-1 の破壊状況は図-5.8(1)に示すように、床版下面には走行疲労による 2 方向ひび割れが引張鉄筋に沿って発生し、格子状を形成している。また、押抜きせん断破壊に伴い、鉄筋のダウエル効果の影響範囲でかぶりコンクリートのはく離が見られる。

(2)ワイヤーメッシュを用いた供試体

ワイヤーメッシュを用いた供試体 RC-W の破壊状況は、図-5.8(2)に示すように、上面には押抜きせん断破壊に伴う上面の損傷が見られる。床版下面には、走行疲労による 2 方向ひび割れが発生している。また、下面のはく離範囲は押抜きせん断に起因する鉄筋のダウエル効果の影響範囲ではく離は見られるが、破壊位置から斜め 45 度の内側では発生していない。破壊時は押抜きせん断破壊に伴いはく離が発生した。

(3)メタルグリッド筋を用いた供試体

1)展張格子筋

展張格子筋を用いた供試体 RC-E の破壊状況は、図-5.8(3)に示すように、走行疲労により 2 方向ひび割れが展張格子筋に沿って発生している。ひび割れ間隔は展張格子筋とほぼ同様の位置で発生している。また、ワイヤーメッシュを用いた供試体 RC-W と同様に、押

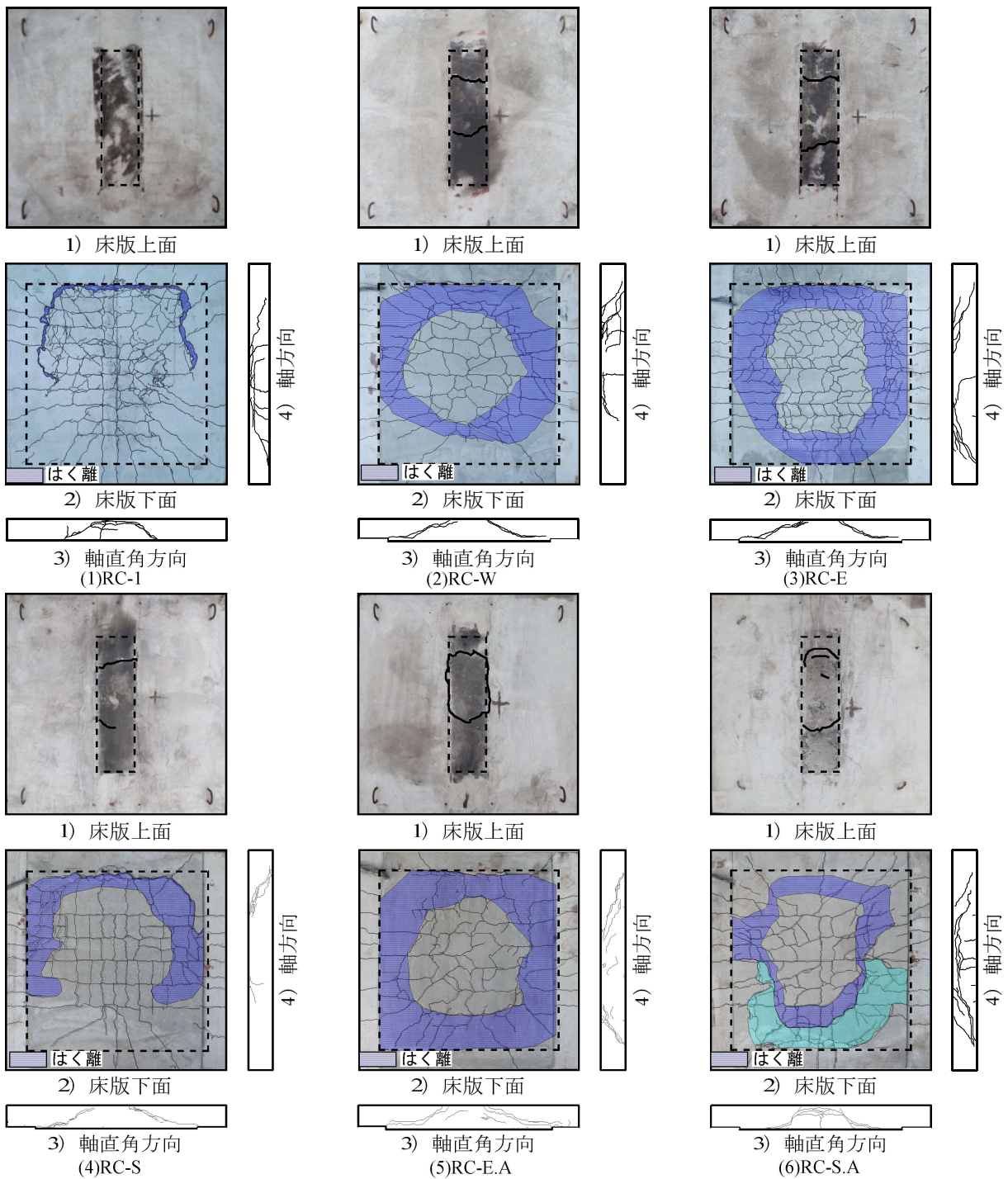


図-5.8 破壊状況

抜きせん断破壊に起因する鉄筋のダウエル効果の影響範囲ではく離しており、その内側ではく離は見られない。破壊時は、押抜きせん断破壊に伴いはく離が発生した。

2) 格子筋

格子筋を用いた供試体 RC-S の破壊状況は、図-5.8(4)に示すように、上面の輪荷重走行

位置にひび割れが僅かに見られる。床版下面は、走行疲労により 2 方向ひび割れが格子筋に沿うように発生している。ワイヤーメッシュを用いた供試体 RC-W，展張格子筋を用いた供試体 RC-E と同様に，押抜きせん断破壊に起因するダウエル効果が及ぼす範囲ではく離が見られる。また，供試体 RC-1 と比較して，ダウエル効果によるはく離範囲が広範囲に渡っている。破壊時は，押抜きせん断破壊に伴いはく離が発生した。

(4)メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型供試体

1)展張格子筋

増厚界面に接着剤を塗布して展張格子鋼板筋を用いた供試体 RC-E.A の破壊状況は，図-5.8(5)に示すように，床版上面には押抜きせん断破壊に伴う陥没が見られる。床版下面は，展張格子筋を配置して PCM 吹付け下面増厚補強した供試体 RC-E と同様に 2 方向ひび割れが発生しており，破壊時にはダウエル効果の影響によるはく離が見られるものの，全体的にひび割れの発生は少ない。これは，増厚界面に接着剤を塗布することで，既設 RC 床版と増厚部の一体性が確保され，剛性が向上したことに起因しているものと考えられる。なお，破壊時は供試体 RC-E と同様な破壊形状であるが，等価走行回数を比較すると 2.7 倍の等価走行回数となっている。

2)格子筋

増厚界面に接着剤を塗布して格子筋を用いた供試体 RC-S.A の破壊状況は，図-5.8(6)に示すように，床版上面には供試体 RC-E.A と同様に押抜きせん断破壊に伴う陥没が見られる。床版下面は，走行疲労により 2 方向ひび割れが発生している。押抜きせん断破壊に起因するダウエル効果が及ぼす範囲ではく離が見られ，また，打音検査の結果，供試体下側(図-5.8(6)より)のはく離の一部は，格子筋のダウエル効果によるはく離と判明した。なお，破壊時は供試体 RC-S と同様な破壊形状であるが，等価走行回数を比較すると 2.9 倍の等価走行回数となっている。

以上より，全ての供試体において走行疲労により 2 方向ひび割れが発生し，押抜きせん断破壊に伴いダウエル効果の影響を受ける範囲ではく離が見られる。また，接着剤の有無による比較では，ひび割れの形成状況に差異が認められた。

5.8 下面増厚補強の工法比較

ここで，下面増厚補強の工法比較を表-5.14 に示す。表-5.14 に示すように，①メタルグリッド筋を配置して PCM 吹付けの場合と，②鉄筋を配置して PCM 吹付けの場合，③炭素繊維シート接着工法，④鋼板接着工法の 4 つの工法について比較を行った。



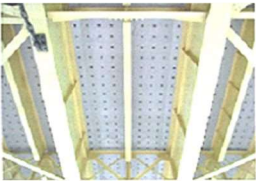

まず，費用について，①メタルグリッド筋を配置して PCM 吹付けの場合を 1.0 とすると，

②鉄筋を配置して PCM 吹付けの場合，1.05 倍となる。この差異は，メタルグリッド筋を配置した場合は PCM の増厚厚さは 26mm でよいが，鉄筋では 40mm となることから，PCM の厚さの差によるものである。炭素繊維シート接着工法は 1.38 倍，鋼板接着工法は 1.23 倍

となる。なお、材料、施工費については物価資料により算出した結果である。

工期の比較については、メタルグリッド筋は、工場にて加工し、主筋および配力筋が一体となった状態で現場に持ち込まれるため、現場での設置が容易となり、他の工法と比較して工期短縮が可能である。これらの比較により、メタルグリッド筋を用いた補強工法は、費用削減、工期短縮が可能であり i-construction に合致した工法であると言える。なお、表-5.14 の①メタルグリッド筋を配置して PCM 吹付けを行う工法、②鉄筋を配置して PCM 吹付けを行う工法ともに付着用接着材の費用は含んでいない。

表-5.14 橋梁 RC 床版下面増厚補強の工法比較

工 法	メタルグリッド筋補強工法	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
施行写真				
構 成	メタルグリッド筋 +ポリマーセメントモルタル (26mm)	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 ²)	1.05 (倍円/m ²)	1.38 (倍円/m ²)	1.23 (倍円/m ²)
仕 上 厚	増厚26 mm	増厚40 mm	増厚5 mm	増厚10 mm
補 強 材	展張格子筋 (t6mm, b12mm, 100mm×100mm)	鉄筋 (D10, 100mm×100mm)	中弾性・高弾性型炭素繊維シート (400g/m ² , 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)+メタルグリッド筋 取付(2日)+ポリマーセメントモ ルタル吹付(2日)=6日	ケレン(2日)+鉄筋組立(4日)+ポリ マーセメントモルタル吹付(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	・メタルグリッド筋と比較し、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 ・メタルグリッド筋と比較し、鋼 板取付け精度が必要
維 持 点 検	・内部の劣化/滲水の点検が可能	・内部の劣化/滲水の点検が可能	・被覆された内部の劣化/滲水の 点検が困難	・被覆された内部の劣化/滲水の 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	◎	○	○	△

5.9 まとめ

本研究は、新たに開発したメタルグリッド筋を用いた道路橋 RC 床版の下面増厚補強法における補強効果を検証したものである。その結果、以下の知見が得られた。

(1)RC 床版の下面増厚補強法に用いる引張補強材にワイヤーメッシュを配置した場合は、軸直角方向および軸方向に配置するのに対してメタルグリッド筋は一面加工されていることからワイヤーメッシュを配置した場合の1方向分の厚みとなり、増厚高さ1方向分の減少が可能である。また、増厚層内に配置することが可能であることから、耐荷力の

向上が期待できる。

- (2)等価走行回数より、ワイヤーメッシュ、メタルグリッド筋（展張格子筋，格子筋）を用いた下面増厚供試体は，無補強 RC 床版に比してそれぞれ 6.0 倍，5.4 倍，6.6 倍の補強効果が得られていることから，メタルグリッド筋は下面増厚補強に用いる引張補強材として有用である。また，増厚界面に接着剤を塗布して下面増厚補強した供試体は，増厚界面の付着効果により，無補強 RC 床版の 14.7 倍，19.1 倍の補強効果が得られた。よって，RC 床版の下面増厚補強法において，界面に接着剤を塗布することで耐疲労性が大幅に向上する結果となった。
- (3)たわみと等価走行回数の関係より，無補強 RC 床版のたわみに比して PCM 吹付け下面増厚補強床版は，たわみの増加が抑制されている。しかし，床版支間 L の $1/400$ を超えた付近から，たわみの増加が著しい。一方，接着剤を塗布した下面増厚補強床版は，たわみが床版支間 L の $1/400$ 付近に達した後も急激な増加は見られず，付着が良好で一体性が確保されているものと考えられる。
- (4)ひずみと等価走行回数の関係より，破壊時における無補強 RC 床版の鉄筋ひずみは降伏に至っているのに対して，下面増厚補強 RC 床版ではすべての供試体において鉄筋ひずみは降伏していない。また，補強筋のひずみは，初期，20000 回走行後，破壊時のいずれの段階においても主鉄筋ひずみを上回っており，終局時までには離れることなく，補強筋が応力を分担していることがわかり，補強筋の既設 RC 床版の応力低減効果が確認された。さらに界面に接着剤を塗布した供試体は，ひずみの増加が抑制されていることから，既設 RC 床版と下面増厚部の一体性が確保されているものと考えられる。
- (5)破壊状況より，ワイヤーメッシュ，メタルグリッド筋（展張格子筋，格子筋）および増厚界面に接着剤を塗布した下面増厚界面補強床版は，全ての供試体で押抜きせん断破壊に伴い，鉄筋のダウエル効果の影響範囲ではく離が生じた。

第5章参考文献

- 5.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1994.
- 5.2) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012.
- 5.3) 山崎淳，池田甫：道路橋補修・補修事例集，「道路橋補修・補修事例集」編集委員会，pp.71-72，2013.
- 5.4) 小森篤也，阿部忠：増厚界面に接着剤を塗布した下面増厚補強法床版の補強効果および耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.1105-1113，2014.
- 5.5) 水口和彦，阿部忠，塩田啓介，今野雄介：2タイプの鋼板格子筋を用いたRC床版の下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.379-384，2015.
- 5.6) 高木智子，阿部忠，師橋憲貴，塩田啓介：展張格子鋼板筋を用いたRCはりの補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.1273-1278，2015.
- 5.7) 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.
- 5.8) 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
- 5.9) 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
- 5.10) 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
- 5.11) 高野真希子，阿部忠，大窪克己，木内彬喬：柱状サンプル採取法によるRC床版の内部診断における接着剤の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，pp.1177-1182，2020.
- 5.12) 新田裕之，阿部忠，師橋憲貴，塩田啓介：損傷を受けたボックスカルバートの補修・補強技術の提案および耐荷力性能の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.1213-1218，2019.7
- 5.13) 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
- 5.14) 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床版上面薄層補強法における補修効果，Vol.72，pp.344-351，2019.3
- 5.15) 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吹付特性，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.533-

- 540, 2016.
- 5.16) (公社) 土木学会：セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，pp.69, 2018.6
- 5.17) (財) 港湾空港建設技術サービスセンター：空港舗装工学必携マニュアル，pp.319, 2011.3
- 5.18) 榎原弘幸，安藤重裕，宮脇健司，佐々木考彦，上田洋，藤原申次：ポリマーセメントモルタルの接着強度に及ぼすコンクリート下地処理法の影響，材料，Vol.52, No.9, pp.1082-1088, 2003.
- 5.19) 阿部忠，高野真希子，木田哲量，児玉孝喜：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の耐疲労性の評価および維持管理，セメント・コンクリート論文集，Vol.65, pp485-492, 2011.
- 5.20) 阿部忠，川井豊，山下雄史，一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和剤を混合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果：土木学会論文集 E1 (舗装工学)，Vol.71, No.2, pp.47-62, 2015.
- 5.21) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
- 5.22) 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.
- 5.23) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 5.24) 水口和彦，阿部忠，野口博之，塩田啓介：鋼板格子筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.62A, pp.1250-1260, 2016
- 5.25) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，児玉孝喜，小森篤也：輪荷重走行疲労実験における RC 床版 SFRC 上面増厚補強法の耐疲労性，構造工学論文集，Vol.56A, pp.1259-1269, 2010.
- 5.26) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，児玉孝喜：劣化 RC 床版の CFSS 底面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性，セメント・コンクリート論文集，Vol.64, pp485-492, 2010.

第6章 メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強法による RC 床版の耐疲労性の評価

6.1 はじめに

高度経済成長期に供用されている橋梁は建設後 50 年が経過し、その維持管理が重要な課題となっている。道路橋の鉄筋コンクリート（以下、RC とする）床版は車輛の大型化や交通量の増大に伴う疲労損傷が生じている^{6.1)}。特に、積雪寒冷地域では輪荷重による疲労損傷に加え、融雪剤の散布による塩害と凍害の複合劣化により、RC 床版上面のコンクリートが土砂化するなどの損傷を受けている。また、鉄筋は発錆により断面欠損が生じ、耐荷力性能が低下し、建設後 33 年で PC 床版に掛け替えられた事例も報告されている^{6.2)}。これらの RC 床版上面の損傷に対する補強対策として鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）を用いた上面増厚補強法が採用されている^{6.3)}。また、従来の RC 床版の SFRC 上面増厚補強法は、床版上面コンクリートを切削・研掃後、直接 SFRC で上面増厚補強されていたが、輪荷重の繰り返し走行により既設 RC 床版と増厚部との界面ではく離が発生し、早期に再補修・補強された事例もある^{6.4)}。これらのことから、界面のはく離の発生を防止し、一体性を確保する補強法として、界面にエポキシ系樹脂接着剤（以下、接着剤とする）を塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強が提案^{6.5)}され、実施工で採用されている^{6.3)}。一方、輪荷重走行による疲労損傷や材料の経年劣化や道路橋示方書・同解説^{6.6)}（以下、道示とする）の変遷に伴う床版厚および鉄筋量の不足による耐荷力性能が低下している。1994 年改訂の道示に規定される B 活荷重に対応するために、床版厚の増厚や鉄筋量の不足に対して増厚層内に鉄筋を配置するなどの補強対策が実施されている。しかし、鉄筋を配置する SFRC 上面増厚補強法は、鉄筋を橋軸直角方向および橋軸方向に格子状に配置することから増厚層が 100mm とされている。また、鉄筋を配置しない場合の SFRC 上面増厚補強法は増厚層 60mm が標準であることから鉄筋を配置した補強法は 40mm 厚くなり、死荷重の増大が懸念されている。これらのことから根本ら^{6.7)}は、炭素繊維材料で製作された厚さ 4.5mm で一面加工された FRP 格子筋を増厚層 60mm 以内に配置した SFRC 上面増厚補強を提案し、耐疲労性が評価されている。一方、阿部ら^{6.8)}は縞鋼板および鋼板をレーザ加工し、ジャッキによる展張加工を施したメタルグリッド筋（展張格子筋）と直接レーザ加工したメタルグリッド筋（格子筋）を開発し、RC はりの増厚補強法、水口ら^{6.9)}は RC 床版の下面増厚補強に配置する補強法について耐疲労性を評価している。

そこで本研究では、RC 床版の SFRC 上面増厚補強法において、鉄筋に替わる引張補強材として 2 タイプのメタルグリッド筋を用いた SFRC 上面増厚補強法を提案し、耐疲労性の評価を検証する。耐疲労性の評価は、2002 年改訂の道示に準拠して製作した 1/2 モデルとした RC 床版供試体および引張補強材である鉄筋と同等な特性値を有するワイヤーメッシュ筋を配置した供試体、それぞれを基準に本提案する 2 タイプのメタルグリッド筋を配置

した SFRC 上面増厚した RC 供試体の耐疲労性を評価する。また、補強法においては、既設 RC 床版と増厚部の界面に接着剤を塗布した補強法についても、輪荷重走行疲労実験を行い接着剤が耐疲労性に及ぼす影響について検証し、RC 床版の SFRC 上面増厚補強における一助としたい。

6.2 RC 床版の損傷状況および補強対策

6.2.1 RC 床版の損傷状況

RC 床版の損傷は大型車両の繰り返し走行に起因する疲労損傷が主要因とされるが、積雪寒冷地域の RC 床版は融雪剤の散布による塩害と凍害による複合劣化が進行し、建設後 33 年で撤去した RC 床版の事例もある^{6.2)}。ここで、積雪寒冷地域における RC 床版の損傷事例を写真-6.1 に示す。

写真-6.1(1)は、積雪寒冷地域の RC 床版の損傷であり、路肩付近のかぶりコンクリートのスケーリングにより鉄筋が露出している。この RC 床版は撤去後に PC 床版に掛け替えられている。写真-6.1(2)は、融雪剤散布による鉄筋の腐食状況である。また、凍害によるかぶりコンクリートの土砂化により部分的に抜け落ちが発生している。特に、写真-6.1(3)では鉄筋の腐食による断面欠損が著しい。一般的に鉄筋の断面欠損を生じた損傷箇所は、RC 床版の脆弱コンクリートを削り、失われた鉄筋を定着長の確保ができるように設置してから断面修復として、超速硬コンクリートなどで復旧されている。この断面修復において既設 RC 床版と補修材との付着耐久性が再損傷を防ぐために重要であり、近年では高耐久型エポキシ樹脂系接着剤を付着界面に塗布し、付着強度の耐久性確保が図られている。一方で、損傷が顕著となり、断面修復を行った箇所の周辺部においても塩害や凍害による複合劣化は程度の差はあるが進行していることが予想され、その予防保全として補修部も含めた RC 床版上面における補強対策が必要である。



(1)鉄筋の露出

(2)土砂化

(3)鉄筋の腐食

写真-6.1 積雪寒冷地域の上面損傷の事例

6.2.2 RC 床版の補強対策

高速道路調査会社の「上面増厚工法設計施工マニュアル」^{6.10)}には、RC 床版上面の切削・

研掃後、SFRC のみにより増厚補強する方法と SFRC に鉄筋を配置して増厚補強する方法とが示されている。ここで、上面増厚工法設計施工マニュアルに示されている補強寸法と本提案するメタルグリッド筋を配置した補強寸法を図-6.1 に示す。

上面増厚工法設計施工マニュアルでは、設計基準の変遷に伴う床版厚さ確保および耐荷力性能の向上を図るため、図-6.1 (1) に示すように、既設 RC 床版上面を 10mm 切削し、その上に SFRC60mm を増厚し、アスファルト舗装を行っている。一方、塩害による鉄筋腐食に伴う断面欠損や鉄筋量不足に対する床版補強には、図-6.1 (2) に示すように、SFRC 層内に鉄筋を配置する。その際、鉄筋は軸方向、軸直角方向に格子状に配置するため、SFRC の厚さは 100mm が標準となることが示されており、死荷重の増大が懸念される。そこで、本提案するメタルグリッド筋は、主筋、配力筋が一面加工されていることから、鉄筋による補強に比べて、一方向分の厚さが減少できる。よって、本研究では、図-6.1 (3) に示すように、従来の直接 SFRC 上面増厚補強である SFRC 厚さ 60mm 内にメタルグリッド筋を配置することを提案し、死荷重の軽減を図る。さらに、メタルグリッド筋を配置する上面増厚補強法は、主筋、配力筋が一体化していることから、鉄筋を 1 本 1 本組立加工する手間が無くなり、施工の省力化も図れる工法である。

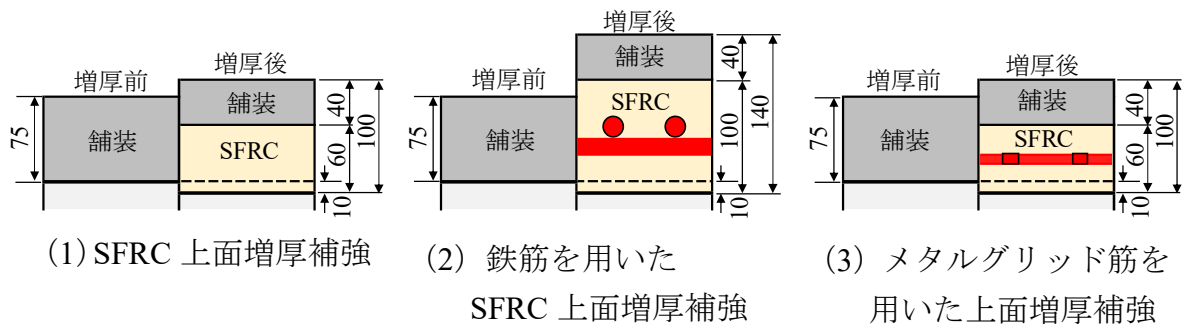


図-6.1 SFRC による上面増厚補強寸法^{6.11)}

6.3 供試体概要

6.3.1 使用材料

(1) RC 床版

RC 床版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最大寸法 5mm の細骨材、最大寸法 20mm の粗骨材を使用する。また、鉄筋には SD295A, D10 を使用した。ここで、コンクリートの示方配合を表-6.1 に示す。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-6.2 に示す。なお、実験時のコンクリートの圧縮強度は 38.0N/mm² である。また、SFRC 上面増厚補強に用いる RC 床版供試体も全て同一条件で製作した。

表-6.1 コンクリートの示方配合

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				SP (C×%)
			C	W	S	G	
8.0 ±2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	4.0

表-6.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

コンクリートの 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD295A D10)		
	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
38	345	447	200

(2) SFRC

上面増厚コンクリートには SFRC を用いる。SFRC の要求性能は、補強対策において早期の交通開放を考慮した 8 時間施工に対応するため、道示に規定するコンクリートの設計基準 24N/mm² 以上を確保できる配合とする。よって、セメントには、超速硬セメントを使用し、最大寸法 15mm の粗骨材、φ0.62mm、長さ 30mm の両端フック型鋼繊維を混入率 1.27Vol.% (100kg/m³) で配合した。ここで、SFRC の示方配合を表-6.3 に示す。なお、材齢 3 時間における SFRC の圧縮強度は 26.9N/mm² である。

表-6.3 SFRC の示方配合^{6.11)}

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					SP (C×%)
			C	W	S	G	SF	
8.0 ±2.5	39.5	51.2	430	170	851	858	100	2.0

(3) 引張補強材

1) ワイヤーマッシュ

上面増厚補強に配置される引張補強筋には、鉄筋またはワイヤーマッシュが使用されている。本実験供試体にはφ5mm、格子間隔 75×75mm のワイヤーマッシュを用いる。よって、断面積は 19.63mm² である。ここで、ワイヤーマッシュの形状および寸法を図-6.1 に示す。また、材料特性値を表-6.4、引張剛性を表-6.5 に示す。

2) メタルグリッド筋 (展張格子筋)

展張格子筋には SS400 材、厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いる。展張格子筋の格子間隔はワイヤーマッシュを基準に 75×75mm となるようにレーザーでスリットを挿入し、展張する。この時、展張角度は約 60° である。また、断面積も同等となるように断面寸法は厚さ 4.5mm、

幅 4mm とし、断面積は 18mm² である。さらに、7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設けることにより付着力を高める構造とした。ここで、展張格子筋の形状および寸法を図-6.2 に併記した。また、材料特性値は表-6.4、引張剛性を表-6.5 に併記した。鋼材の材料特性値は表-6.4 に示すように、降伏強度は 327N/mm²、引張強度は 430N/mm² である。1.0m² 当りの引張剛性は表-6.5 に示すように 47.88kN/mm であり、ワイヤーマッシュの 92% である。

表-6.4 補強筋の寸法および材料特性値

補強材の種類	断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
ワイヤーマッシュ	φ5	75	—	592	200
展張格子筋	4.5×4.0	75	327	430	200
格子筋	4.5×4.0	75	338	425	200

表-6.5 補強筋の引張剛性

補強材の種類	弾性係数 (kN/mm ²)	断面積 (mm ²)	本数/1m	引張剛性 (kN/mm)
ワイヤーマッシュ	200	19.63	13.3	52.22
展張格子筋	200	18.00	13.3	47.88
格子筋	200	18.00	13.3	47.88

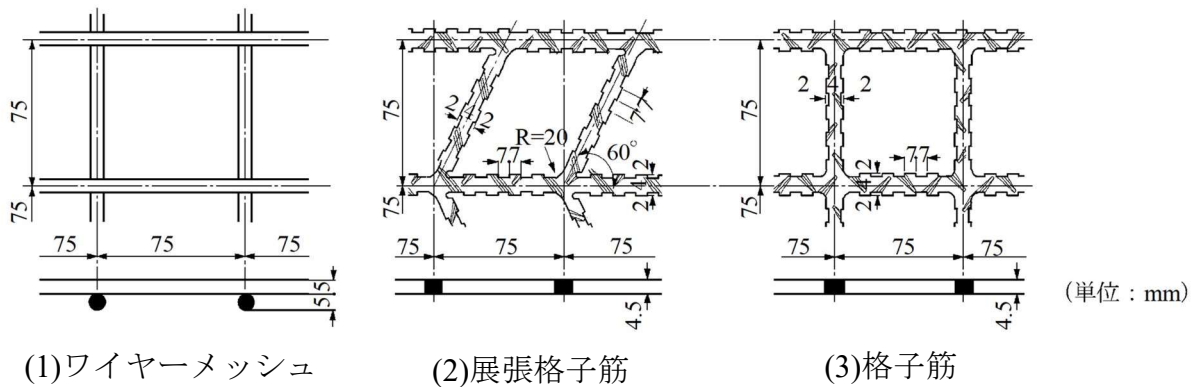


図-6.2 補強筋の形状および寸法

3) メタルグリッド筋 (格子筋)

格子筋においても展張格子筋と同様に SS400、厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いた。格子筋の格子間隔は展張格子筋と同様に 75×75mm となるようにレーザで直接切断する。断面寸法は厚さ 4.5mm、幅 4.0mm とし、断面積は 18mm² である。さらに、7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設けることにより付着力を高める構造とした。ここで、格子筋の形状および寸法を図-6.2、材料特性値を表-6.4、引張剛性を表-6.5 に併記した。格子筋の材料特性値は表-6.4 に示すように、降伏強度は 338N/mm²、引張強度は 425N/mm² である。1.0m² 当りの引

張剛性は表-6.5 に示すように 47.88kN・mm であり、ワイヤーメッシュの 92% である。

(4) 接着剤

従来の RC 床版の SFRC 上面増厚補強法は、輪荷重の走行の繰り返し走行により増厚界面ではなく離が生じ、再増厚した事例も多く報告されている。これらのことから、阿部ら^{6.12)}は、既設 RC 床版の上面コンクリートを切削・研掃後、付着力を高めるために専用の接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強について輪荷重走行疲労実験を実施し、補強効果および耐疲労性の評価を検証している。これによると、従来の直接 SFRC 上面増厚した RC 床版に対して 3.5 倍の補強効果が得られ、実橋 RC 床版の補強法として採用されている。そこで本研究においても増厚界面には専用の接着剤を塗布する。なお、接着剤はリシンガンで玉吹き状に吹付け、刷毛を用いて均一に塗り広げた。ここで、接着剤の材料特性値を表-6.6 に示す。

表-6.6 接着剤の材料特性値^{6.13)}

項目		実測値	備考
外観	主剤	白色ペースト状	異物混入なし
	硬化剤	青色液状	
混合比(主剤：硬化剤)		5：1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
圧縮強度		102.88N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,976.4N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		41.16N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.86N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ		3.7N/mm ² または母材破壊	JIS A 6909

6.3.2 供試体寸法および鉄筋配置

RC 床版供試体の寸法は、道示 II に規定される T 活荷重幅 500mm に対して本実験装置の輪荷重幅 250mm であり、道示の 1/2 である。実験における供試体は床版支間 2,400mm、1 日 1 方向あたりの大型車両の計画交通量を 2,000 台以上として設計し、その 1/2 モデルとする。RC 床版および SFRC 上面増厚補強床版の寸法および鉄筋配置を図-6.3 に示す。

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体の寸法は、全長 1,470mm、床版支間 1,200mm、床版厚さ 130mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側鉄筋には橋軸直角方向および橋軸方向に D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高はそれぞれ 105mm、95mm である。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。RC 床版供試体を RC38-1 とする。

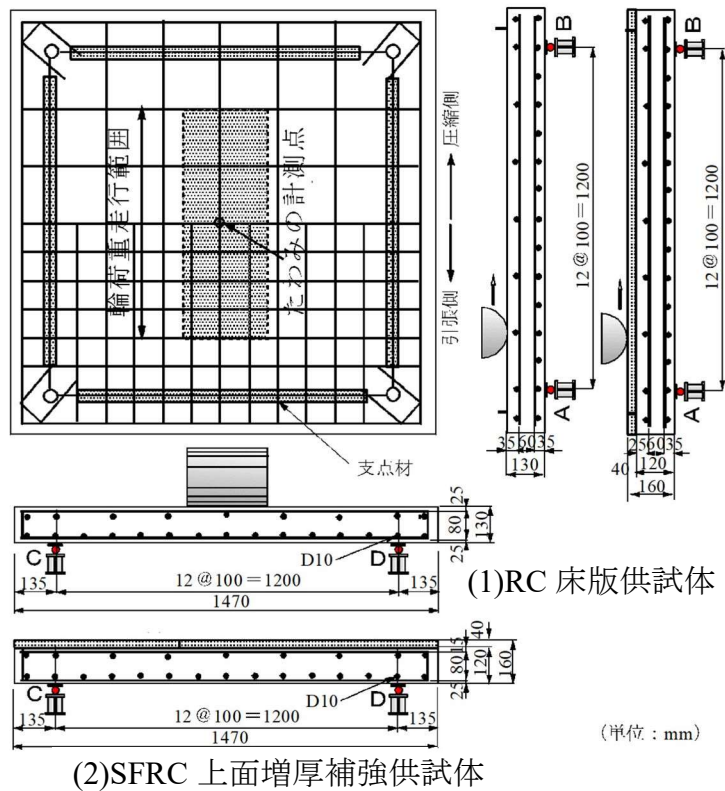


図-6.3 供試体寸法および鉄筋配置

(2) SFRC 上面増厚補強床版供試体

1) ワイヤーマッシュ

SFRC 上面増厚補強床版は、床版上面のかぶりを 10mm 切削する。既設 RC 床版の界面から 10mm の位置にワイヤーマッシュを配置する。ワイヤーマッシュは橋軸直角方向および橋軸方向は交差することから 10mm 厚となり、SFRC を 40mm 打ち込んだ場合、かぶりは 20mm となる。床版全厚は 160mm である。ここで、ワイヤーマッシュを配置した供試体を RC38-W とする。

2) 2タイプのメタルグリッド筋

2タイプのメタルグリッド筋もワイヤーマッシュ同様に界面の位置から 10mm の位置に設置する。ここで、展張格子筋の配置の概略を図-6.4 に示す。展張格子筋および格子筋は一面加工されていることから、SFRC を 40mm 打ち込んだ場合、かぶりは 25.5mm となる。よって、ワイヤーマッシュと比較すると、5.5mm のかぶりが有効となり、実橋の増厚においてはかぶりの規定を満足する場合は、ワイヤーマッシュ 1 方向分の厚さの減少が可能になるものと考えられる。本供試体はワイヤーマッシュ同様に床版全厚を 160mm とする。ここで、展張格子筋および格子筋を配置した供試体を RC38-E、RC38-S とする。

(3) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強床版供試体

輪荷重の繰り返し走行による増厚界面のはく離を防止し耐疲労性の向上を図るために、接着剤は図-6.4 に示すように専用の機械を用いて平均 1.0mm 厚で塗布する。メタルグリッド筋は界面から 10mm の位置に設置し、供試体寸法は SFRC 上面増厚補強床版供試体と同様である。ここで、接着剤と展張格子筋および格子筋を配置した供試体を RC38-E.A, RC38-S.A とする。

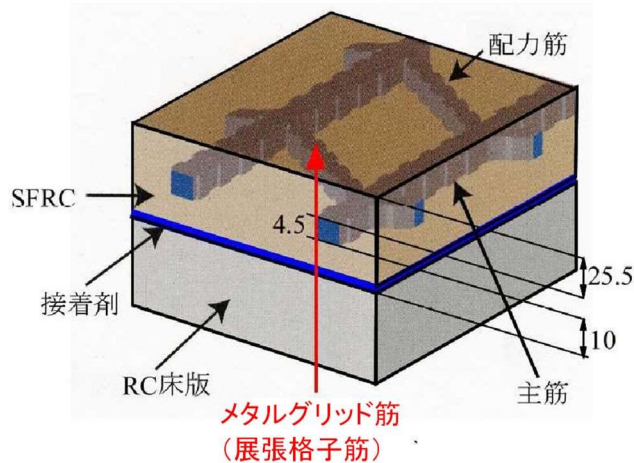


図-6.4 メタルグリッド筋の配置の概略

6.4 上面増厚補強法

6.4.1 SFRC 上面増厚補強

引張補強材を配置した SFRC 上面増厚補強および接着剤と補強筋を併用した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施した供試体の製作は、上面増厚工法設計施工マニュアル^{6.10)}に準拠し製作する。ここで、引張補強材を配置する SFRC 上面増厚補強法の手順を写真-6.2 に示す。SFRC 上面増厚補強は、床版上面のかぶりコンクリートを切削機で 10mm 切削する(写真-6.2(1))。既設 RC 床版と SFRC との一体性を高めるために切削面をショットブラスト研掃機を用いて投射密度 150kg/m² で表面を仕上げる(写真-6.2(2))。次に、既設床版から 10mm の高さにワイヤーメッシュおよび展張格子筋、格子筋を配置する(写真-6.2(3))。その後、表-6.3 に示す配合条件で SFRC を専用のコンクリートアジテーター車で混練する(写真-6.2(5))。SFRC を既設 RC 床版上面に厚さ 40mm 打設し(写真-6.2(6))、平滑に表面仕上げする(写真-6.2(7))。

6.4.2 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強

接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強は SFRC 上面増厚補強と同様に写真-6.2(1)~(3)に示すように RC 床版上面を 10mm 切削し、表面を研掃し、それぞれの引張補強材を設置する。次に、展張格子筋および格子筋を配置して、界面に接着剤を 1.0mm で塗布する(写真-6.2(4))。

その後の補強法は SFRC 上面増厚補強と同様に SFRC を 40mm 打設し、表面仕上げをする(写真-6.2(5)~(7))。

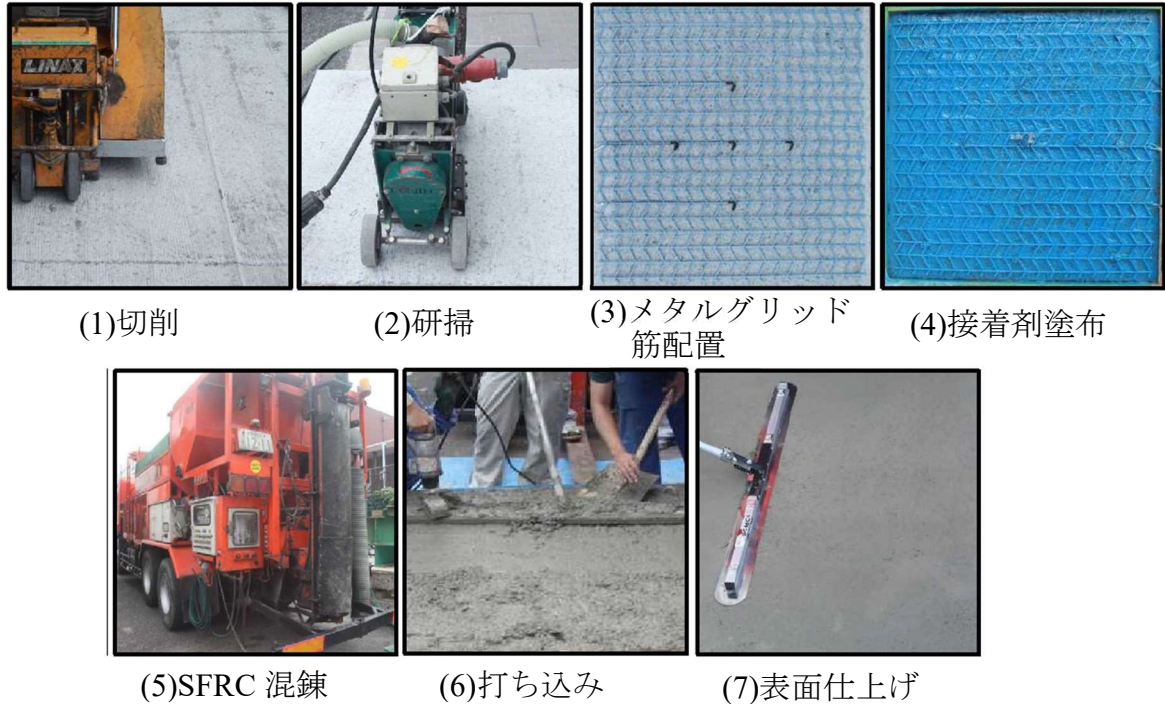


写真-6.2 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強

6.5 実験方法

6.5.1 輪荷重走行疲労実験

輪荷重走行疲労実験は、RC 床版および SFRC 上面増厚補強床版ともに床版中央から±450mm の範囲を輪荷重による繰り返し走行を行う。また、走行回数が 20,000 回ごとに荷重を増加させ破壊するまで行う。補強効果および耐疲労性の評価は、供試体の設計荷重である基準荷重と走行回数との関係から等価走行回数を算出し評価する。すべての床版供試体の初期走行荷重は 80kN とし、走行回数 20,000 回ごとに荷重を 20kN ずつ増加させ、たわみの計測は、輪荷重走行回数が 1, 10, 100, 1,000, 5,000 回および以降 5,000 回ごとに計測を行った。

6.5.2 等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加する段階荷重載荷とすることから、等価走行回数を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると、式(6.1)で与えられる。なお、式(6.1)における基準荷重 P は設計荷重の 1/2 に安全率 1.2 を考慮した 60kN とし、等価走行回数を算出する。また、式(6.1)における S-N 曲線の傾きの逆数 m は、松井ら^{6.14)}の提案による S-N 曲線式の傾きの逆数は $m=12.7$

を適用する。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i / P_0)^m \times N_i \quad (6.1)$$

ここで、 N_{eq} ：等価走行回数(回)、 P_i ：載荷荷重(kN)、 P_0 ：基準荷重(=60kN)、 N_i ：実験走行回数(回)、 m ：S-N曲線式の傾きの逆数(=12.7)

6.6 結果および考察

6.6.1 等価走行回数

本実験における RC 床版供試体および SFRC 上面増厚補強供試体の等価走行回数を表-6.7に示す。

表-6.7 実験走行回数および等価走行回数^{6.15)}

供試体		荷 重				等価走行回数 合計	走行回数比	
		80 kN	100 kN	120 kN	140 kN			
RC38-1	実験走行回数	20000	15800			11,150,778	—	—
	等価走行回数	772239	10378539					
RC38-W	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	8,950	568,810,075	51.0	—
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	421,821,011			
RC38-E	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	8,800	561,740,449	50.4	—
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	414,751,385			
RC38-S	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	8,300	538,175,028	48.3	—
	等価走行回数	772,239	13,137,391	133,079,433	391,185,966			
RC38-E.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	18,600	1,023,622,674	91.8	1.82
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	876,633,610			
RC38-S.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	19,100	1,047,188,093	93.9	1.95
	等価走行回数	772,239	13,137,391	133,079,433	900,199,030			

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体 RC38-1 の等価走行回数は 11.15×10^6 回である。この供試体 RC38-1 の等価走行回数を基準に SFRC 上面増厚補強供試体および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体の補強効果および耐疲労性を評価する。

(2) SFRC 上面増厚補強供試体

増厚層内にワイヤーメッシュを配置した供試体 RC38-W の等価走行回数は 568.81×10^6 回であり、RC 床版供試体 RC38-1 と比較し、51.0 倍の補強効果が得られた。次に展張格子筋を配置した供試体 RC38-E の等価走行回数は 561.74×10^6 回であり、RC 床版供試体 RC38-1 と比較し、50.4 倍の補強効果が得られた。格子筋を配置した供試体 RC38-S の等価走行回数は 538.17×10^6 回であり、RC 床版供試体 RC38-1 と比較し、48.3 倍の補強効果が得られた。また、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC38-W と比較し、展張格子筋と格子筋を配置した供試体はそれぞれ 98%、94%と供試体 RC38-W に比して、低下しているが、これ

は表-6.5 に示す引張剛性の差によるものであると考えられる。

(3) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

増厚界面に接着剤を塗布し、展張格子筋および格子筋を配置した供試体 RC38-E.A と供試体 RC38-S.A の等価走行回数はそれぞれ $1,023.62 \times 10^6$ 回、 $1,047.18 \times 10^6$ 回であり、RC 床版供試体 RC38-1 と比較し 91.8 倍、93.9 倍の補強効果が得られた。また、展張格子筋および格子筋を配置した SFRC 上面増厚補強供試体 RC38-E、供試体 RC38-S と比較してそれぞれ 1.82 倍、1.95 倍の補強効果が得られた。

以上より、2 タイプのメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強はワイヤーメッシュを配置した SFRC 上面増厚補強と同等の補強効果が得られていることから、耐疲労性が評価できる材料である。また、一面形状であることから増厚厚さを薄くすることが可能と考えられ死荷重の軽減を図ることができる。さらに、接着剤とメタルグリッド筋を併用することにより、耐疲労性の向上に寄与し、メタルグリッド筋を用いた上面増厚工法は有効な補強法と考えられる。

6.6.2 たわみと等価走行回数との関係

本実験におけるたわみと等価走行回数との関係を図-6.5 に示す。

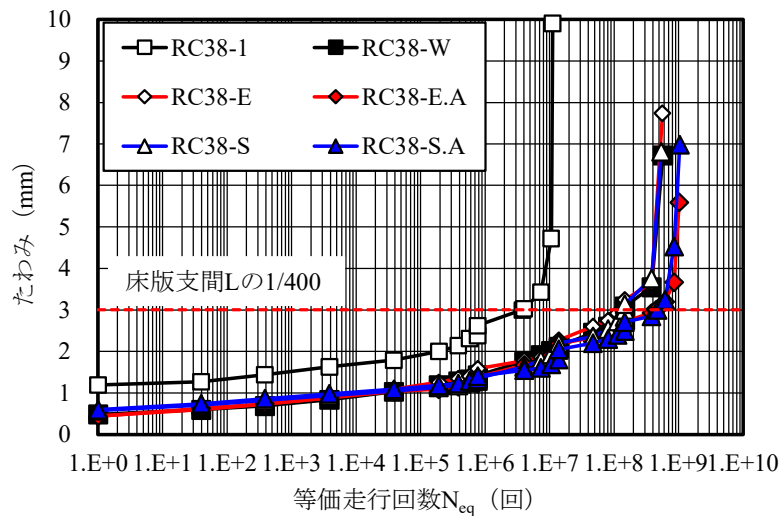


図-6.5 たわみと等価走行回数との関係^{6.15)}

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体は初期荷重 80kN 載荷時の初期たわみ 1.19mm である。床版支間 L の 1/400(=3.0mm)付近からたわみが急激に増加し、その後、輪荷重の走行により破壊に至っている。阿部ら^{6.5)}はたわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近で補強対策を施す必要があると

提案している。そこで、本実験では RC 床版のたわみが 3mm に達した付近の等価走行回数をたわみと等価走行回数の関係から補間法により算出し、たわみ 3mm に達した時点の等価走行回数を比較して補強効果を検証する。その基準となる RC 床版供試体 RC38-1 のたわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 3.80×10^6 回である。また、破壊時のたわみは 9.91mm である。

(2) SFRC 上面増厚補強供試体

増厚層内にワイヤーメッシュを配置した供試体 RC38-W の初期たわみは 0.49mm であり、その後、線形的にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 147.02×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 38.7 倍の補強効果が得られた。その後、たわみが 3.5mm (=床版支間 L の 1/350) を超えた付近からたわみの増加が大きくなり、等価走行回数 568.81×10^6 回で輪荷重の走行により破壊に至っている。

増厚層内に展張格子筋を配置した供試体 RC38-E の初期たわみは 0.44mm であり、線形的にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 135.6×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 35.7 倍の補強効果が得られた。その後、たわみが 3.5mm を超えた付近からたわみの増加が大きくなり、輪荷重の走行により破壊に至っている。

次に、格子筋を配置した供試体 RC38-S の初期たわみが 0.52mm であり、供試体 RC38-W、供試体 RC38-E と同様のたわみの増加を示している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 147.02×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 38.7 倍の補強効果が得られた。その後、たわみが 3.5mm に達する付近からたわみの増加が著しくなり、等価走行回数 538.17×10^6 回で破壊に至っている。よって、既設床版の界面から 10mm の位置にワイヤーメッシュおよび 2 タイプのメタルグリッド筋を配置することでたわみの増加が抑制される。

(3) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

接着剤と展張格子筋を併用した供試体 RC38-E.A は荷重 80kN で初期たわみが 0.44mm である。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 447.0×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 117.6 倍の補強効果が得られた。また、接着剤を塗布することにより一体性が確保され、供試体 RC38-E と比較して 3.30 倍の補強効果が得られ、耐疲労性の向上が評価される。その後、たわみが 3.5mm に達する付近からたわみの増加が著しくなり、等価走行回数 $1,023.62 \times 10^6$ 回で破壊に至っている。

次に、接着剤と格子筋を併用した供試体 RC38-S.A は初期たわみが 0.51mm である。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 473.00×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 124.5 倍の補強効果が得られた。また、接着剤を塗布することにより一体性が確保され、供試体 RC38-S と比較して 3.22 倍の補強効果が得られ、耐疲労性の向上が評価される。その後、たわみが 3.5mm に達する付近からたわみの増加が著しくなり、等価走行回数 $1,047.18 \times 10^6$ 回で破壊に至っている。

以上より、RC 床版は床版支間 L の 1/400 を超えた付近からたわみが急激に増加してい

るが、ワイヤーメッシュ又はメタルグリッド筋を配置し SFRC を 40mm 増厚した供試体は、曲げ剛性が向上し、たわみの増加は抑制され、耐疲労性が向上する結果が得られた。さらに、増厚界面に接着剤を塗布することで、既設床版と増厚の一体性が確保され、耐疲労性の向上に寄与すると考えられる。

6.6.3 主鉄筋ひずみと等価走行回数との関係

本実験における主鉄筋ひずみと等価走行回数との関係を図-6.6 に示す。主鉄筋の降伏ひずみは、表-6.2 に示す鉄筋の材料特性値より $1,725 \times 10^{-6}$ ($=345/200,000$) である。この降伏ひずみを基準に検証する。

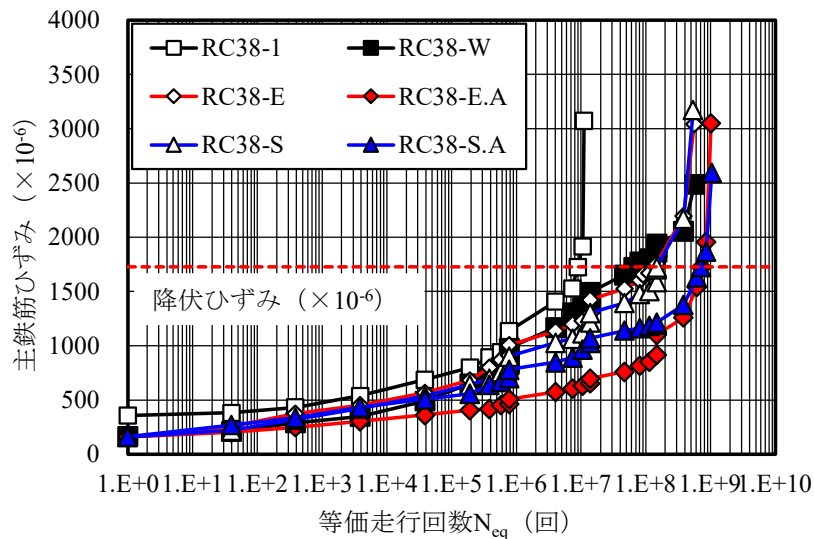


図-6.6 主鉄筋ひずみと等価走行回数との関係^{6.16)}

(1) RC 床版供試体

供試体 RC38-1 の荷重 80kN 載荷し、1 回走行後の初期ひずみは 357×10^{-6} であり、その後の走行および荷重増加によりひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 8.90×10^6 回であり、破壊時のひずみは $3,070 \times 10^{-6}$ である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近のひずみは $1,380 \times 10^{-6}$ で降伏していない。

(2) SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC38-W の初期ひずみは 117×10^{-6} であり、その後の走行および荷重増加によりひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 65.4×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 7.3 倍の補強効果が得られた。なお、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 147.02×10^6 回であり、主鉄筋は降伏している。破壊時のひずみは $2,489 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC38-E の初期ひずみは 257×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 147.0×10^6 回である。供試体 RC38-1 と比較して 16.5 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを超えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $3,042 \times 10^{-6}$ 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 135.6×10^6 回であり、主鉄筋は降伏に至っていない。

供試体 RC38-S の初期ひずみは 159×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 147.04×10^6 回である。供試体 RC38-1 と比較して 16.5 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを超えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $3,174 \times 10^{-6}$ 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 147.02×10^6 回であり、主鉄筋は降伏に至っていない。

(3) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC38-E.A の初期ひずみは 159×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 726.0×10^6 回である。供試体 RC38-1, RC38-E と比較して、それぞれ 81.6 倍、4.9 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $3,050 \times 10^{-6}$ である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近のひずみは $1,340 \times 10^{-6}$ で降伏していない。

次に、供試体 RC38-S.A の初期ひずみは 162×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 708.0×10^6 回である。供試体 RC38-1, RC38-S と比較して、それぞれ 79.6 倍、4.8 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを超えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $2,594 \times 10^{-6}$ である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近のひずみは $1,470 \times 10^{-6}$ で降伏に至っていない。

以上より、RC 床版は床版支間 L の 1/400 を超えた付近から主鉄筋ひずみが急激に増加しているが、ワイヤーメッシュ又はメタルグリッド筋を配置し SFRC を 40mm 増厚した供試体は、曲げ剛性が向上し、主鉄筋ひずみの増加は抑制され、耐疲労性が向上する結果が得られた。さらに、増厚界面に接着剤を塗布することで、既設床版と増厚の一体性が確保され、耐疲労性の向上に寄与すると考えられる。

6.6.4 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験における配力筋ひずみと等価走行回数の関係を図-6.7 に示す。配力筋の降伏ひずみは、表-6.2 に示す鉄筋の材料特性値より $1,725 \times 10^{-6}$ ($=345/200,000$) である。この降伏ひずみを基準に検証する。

(1) RC 床版供試体

供試体 RC38-1 の荷重 80kN 載荷し、1 回走行後の配力筋の初期ひずみは 504×10^{-6} であり、その後の走行および荷重増加によりひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 7.00×10^6 回であり、破壊時のひずみは $4,371 \times 10^{-6}$ 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 3.80×10^6 回であり、配力

筋は降伏に至っていない。

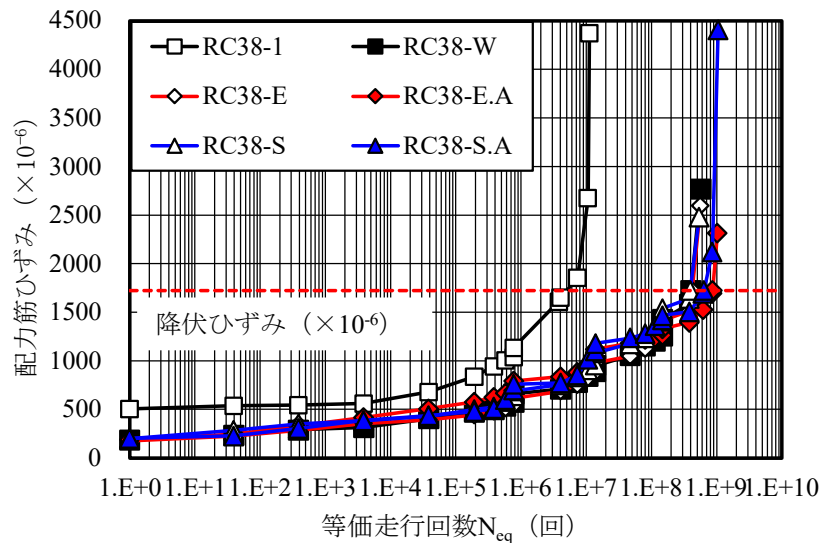


図-6.7 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

(2) SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC38-W の配力筋の初期ひずみは 184×10^{-6} であり、その後の走行および荷重増加によりひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 402.0×10^6 回であり、供試体 RC38-1 と比較して 57.4 倍の補強効果が得られた。なお、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 147.0×10^6 回であり、配力筋は降伏していない。破壊時のひずみは $2,770 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC38-E の初期ひずみは 174×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 421.0×10^6 回である。供試体 RC38-1 と比較して 60.1 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを超えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $2,597 \times 10^{-6}$ 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 135.6×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

供試体 RC38-S の初期ひずみは 199×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 393.0×10^6 回である。供試体 RC38-1 と比較して 56.1 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを超えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $2,479 \times 10^{-6}$ 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 147.02×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

(3) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC38-E.A の初期ひずみは 190×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 861.0×10^6 回である。供試体 RC38-1, RC38-E と比較して、それぞれ 123.0

倍，2.05 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $2,317 \times 10^{-6}$ 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 447.0×10^6 回であり，配力筋は降伏に至っていない。

次に，供試体 RC38-S.A の初期ひずみは 202×10^{-6} であり，降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 638.0×10^6 回である。供試体 RC38-1，RC38-S と比較して，それぞれ 91.1 倍，1.62 倍の補強効果が得られた。その後，降伏ひずみを越えた付近からたわみが増加し，破壊時のひずみは $4,407 \times 10^{-6}$ 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 473.0×10^6 回であり，配力筋は降伏に至っていない。

以上より，RC 床版は床版支間 L の 1/400 を越えた付近から配力筋ひずみが急激に増加しているが，ワイヤーメッシュ又はメタルグリッド筋を配置し SFRC を 40mm 増厚した供試体は，曲げ剛性が向上し，配力筋ひずみの増加は抑制され，耐疲労性が向上する結果が得られた。さらに，増厚界面に接着剤を塗布することで，既設床版と増厚の一体性が確保され，耐疲労性の向上に寄与すると考えられる。

6.6.5 補強筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験における補強筋ひずみと等価走行回数の関係を図-6.8 に示す。

(1) SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC38-W のワイヤーメッシュの初期ひずみは -111×10^{-6} である。輪荷重の繰り返し走行および荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加し，等価走行回数 147.02×10^6 回でひずみは -514×10^{-6} に達した。その後，主鉄筋のひずみが降伏に達した付近からひずみが引張領域に増加していき，ワイヤーメッシュのひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 445.0×10^6 回である。この付近から走行面の増厚界面ではく離が発生し始めたものと考えられる。破壊時のひずみが 610×10^{-6} と引張ひずみになっている。

次に，供試体 RC38-E のメタルグリッド筋の降伏ひずみは，表-6.4 に示す降伏強度より， $1,635 \times 10^{-6}$ ($=327/200,000$) である。輪荷重走行による初期ひずみは -102×10^{-6} であり，輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後，等価走行回数が 147.03×10^6 回でひずみが -579×10^{-6} に達した。その後，主鉄筋のひずみが降伏に至った付近からひずみが引張領域に増加していき，メタルグリッド筋のひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 529.9×10^6 回である。この付近から増厚界面ではく離が開始されたものと考えられる。破壊時のひずみは 90×10^{-6} と引張ひずみになっており，降伏に至っていない。

供試体 RC38-S のメタルグリッド筋の降伏ひずみは，表-6.4 に示す降伏強度より， $1,690 \times 10^{-6}$ ($=338/200,000$) である。輪荷重走行による初期ひずみは -100×10^{-6} であり，

輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 146.98×10^6 回でひずみが -544×10^{-6} に達した。その後、主鉄筋のひずみが降伏に至った付近からひずみが引張領域に増加していき、メタルグリッド筋のひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 434.0×10^6 回である。この付近から増厚界面ではなく離が開始されたものと考えられる。破壊時のひずみは 715×10^{-6} と引張ひずみになっており、降伏に至っていない。

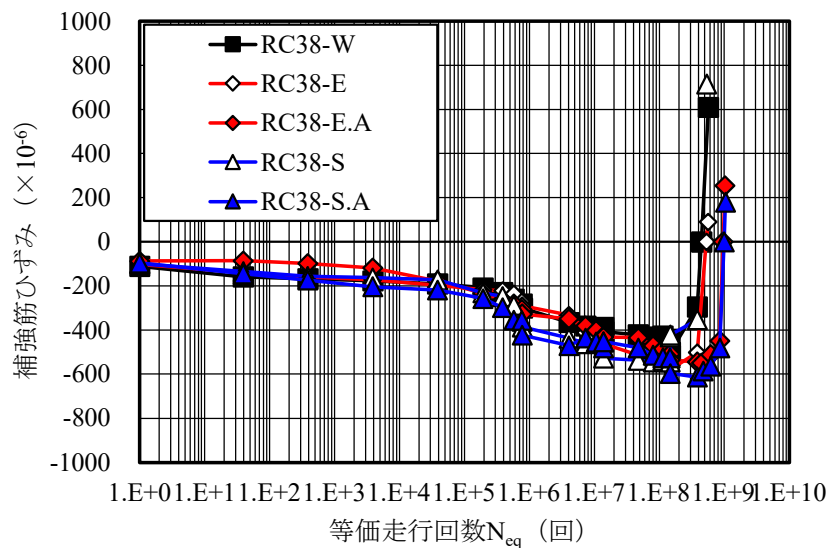


図-6.8 補強筋ひずみと等価走行回数^{6.16)}の関係

(2) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC38-E.A のメタルグリッド筋の初期ひずみは -87×10^{-6} である。輪荷重の繰り返し走行および荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加し、等価走行回数 447.0×10^6 回でひずみが -549×10^{-6} に達した。その後、主鉄筋のひずみが降伏に達した付近からひずみが引張領域に増加していき、メタルグリッド筋のひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 958.5×10^6 回である。この付近から走行面の増厚界面ではなく離が発生し始めたものと考えられる。破壊時のひずみが 255×10^{-6} と引張ひずみになっている。

次に、供試体 RC38-S.A のメタルグリッド筋の初期ひずみは -96×10^{-6} である。供試体 RC38-E.A と同様に圧縮側にひずみは増加し、等価走行回数 382.6×10^6 回でひずみが -613×10^{-6} に達した。その後、主鉄筋のひずみが降伏に至ってから引張側に著しく増加し、メタルグリッド筋のひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 993.0×10^6 回である。破壊時のひずみは 180×10^{-6} である。

以上より、圧縮域に配置された補強筋のひずみは荷重増加および繰り返し走行によ

り圧縮側に増加するものの、主鉄筋のひずみが降伏する付近から圧縮ひずみが引張ひずみへと移行し、補強筋のひずみが0に達した付近から増厚界面ではく離が進行したものと考えられる。

6.6.6 破壊状況

本実験における破壊時の上面および下面、切断面の損傷状況を図-6.9に示す。

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体の床版上面には輪荷重の走行範囲に沿ってひび割れが発生し、支間中央から北側の位置で押抜きせん断破壊に伴うひび割れが発生している。次に床版下面には走行疲労により軸直角方向および軸方向の引張鉄筋に沿って2方向ひび割れが発生し、格子状を形成している。また、輪荷重載荷位置から45°の傾斜に沿って押抜きせん断破壊となり、引張鉄筋のダウエル効果が及ぼす範囲でかぶりコンクリートのはく離が見られた。

(2) SFRC 上面増厚補強供試体

ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC38-W の SFRC 増厚部では輪荷重の走行範囲内でもわずかなひび割れが発生しているもののほとんどひび割れが見られない。これは、SFRC に配合された鋼繊維の混入により、ひび割れが抑制されたと考えられる。また、押抜きせん断破壊による陥没が床版中央付近で見られた。床版下面の破壊状況は図-6.9(2)に示すように RC 床版供試体と同様に2方向ひび割れが軸方向、軸直角方向の引張鉄筋に沿って発生し、格子状を形成している。また、ダウエル効果が及ぼす範囲でかぶりコンクリートのはく離が確認された。次に切断面の破壊状況について、軸直角方向は輪荷重載荷位置から45度のせん断ひび割れが発生している。また、軸方向では輪荷重の折り返し付近で45度のせん断ひび割れが発生するとともに増厚界面ではく離が全体的に発生している。

増厚層内に展張格子筋を配置した供試体 RC38-E の SFRC 増厚部は、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC38-W と同様に輪荷重の走行範囲内でもわずかなひび割れが発生するもののほとんどひび割れが見られないことから鋼繊維の影響によりひび割れの発生が抑制されている。床版下面の破壊状況は図-6.9(3)に示すように、軸方向、軸直角方向に沿ってひび割れが発生し、押抜きせん断破壊に伴い輪荷重の折り返し付近からダウエル効果によるかぶりコンクリートのはく離が確認された。次に切断面の破壊状況について、軸直角方向では輪荷重載荷位置から45度のせん断ひび割れが発生し、増厚界面の広範囲にはく離が発生している。また、軸方向では輪荷重の折り返し付近で45度のせん断ひび割れが発生するとともに増厚界面ではく離が発生している。

増厚層内に格子筋を配置した供試体 RC38-S の SFRC 増厚部は、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC38-W と同様に輪荷重の走行範囲内でもわずかなひび割れが発生するもののほとんどひび割れが見られないことから鋼繊維の影響によりひび割れの発生が抑制されて

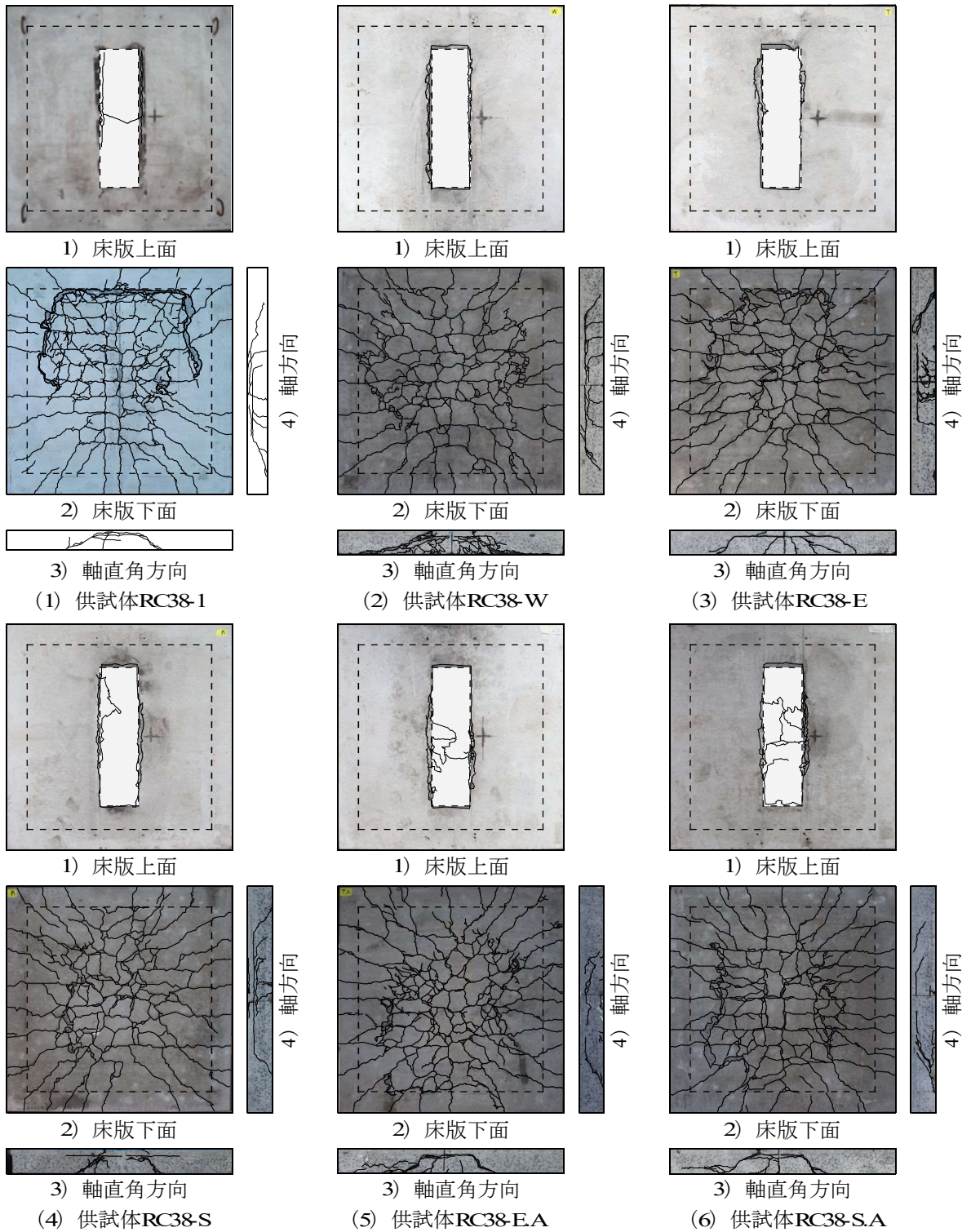


図-6.9 RC床版およびSFRC上面増厚補強供試体の破壊状況

いる。床版下面の破壊状況は図-6.9(4)に示すように、軸方向、軸直角方向に沿ってひび割れが発生し、押抜きせん断破壊に伴い輪荷重の折り返し付近からダウエル効果によるかぶりコンクリートのはく離が確認された。次に切断面の破壊状況について、軸直角方向では

輪荷重載荷位置から 45 度のせん断ひび割れが発生し、増厚界面にはく離が発生している。また、軸方向では輪荷重の折り返し付近で 45 度のせん断ひび割れが発生および増厚界面ではく離が発生している。破壊は走行中の押抜きせん断破壊となった。

(3) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

接着剤と展張格子筋を併用した供試体 RC38-E.A の SFRC 増厚部は、SFRC 上面増厚補強供試体と同様に輪荷重の走行範囲内でひび割れが発生している。また、押抜きせん断破壊に伴う陥没が床版中央付近に見られた。床版下面の破壊状況は図-6.9(5)に示すように、供試体 RC38-E と同様である。次に切断面の軸直角方向の破壊状況は押抜きせん断破壊に伴い増厚界面ではく離が見られる。

接着剤と格子筋を併用した供試体 RC38-S.A の SFRC 増厚部は、SFRC 上面増厚補強供試体と同様に輪荷重の走行範囲内でひび割れが発生している。また、押抜きせん断破壊に伴う陥没が床版中央付近に見られた。床版下面の破壊状況は図-6.9(6)に示すように、供試体 RC38-S と同様である。次に切断面の軸直角方向の破壊状況は押抜きせん断破壊に伴い増厚界面ではく離が見られる。

以上より、メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強は鉄筋配置型上面補強法と同様の破壊状況である。また、接着剤を塗布することにより終局時までにはく離が抑制され、一体性が確保されることにより、耐疲労性が大幅に向上する結果となった。

6.7 メタルグリッド筋の有無による補強効果の比較

6.7.1 目的

ここでは、SFRC と既設床版の界面に接着剤を塗布した供試体と SFRC にメタルグリッド筋は配置して界面に接着剤を塗布した供試体を用いて、SFRC 上面増厚補強にメタルグリッド筋を配置した効果を検証する。なお、SFRC のみによる補強供試体については接着剤を塗布しない供試体も用いて、接着剤の効果も検証する。

6.7.2 供試体概要および材料特性値

RC 床版は、前節までと同様に、コンクリートには普通ポルトランドセメントを用い、鉄筋の配置も同様とした。コンクリートの配合表は表-6.1 と同様である。コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-6.8 に示す。実験時のコンクリート圧縮強度は 35.0N/mm^2 である。上面増厚コンクリートに用いる SFRC の配合は、表-6.3 と同様である。なお、材料 3 時間における SFRC の圧縮強度は 26.9N/mm^2 である。接着剤の材料特性値は表-6.6 と同様である、メタルグリッド筋には一般鋼板を用い、材料特性値を表-6.9 に示す。

表-6.8 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

コンクリートの 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD295A D10)		
	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
35	345	447	200

表-6.9 メタルグリッド筋の寸法および材料特性値

メタルグリッド筋 の種類	断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
展張格子筋	4.5×4.0	75	294	468	200
格子筋					

6.7.3 メタルグリッド筋

メタルグリッド筋は、SS400材、厚さ4.5mmの一般鋼板を用いる。主筋および配力筋とも幅は4.0mmとし、断面積は 18mm^2 である。格子間隔は $75\text{mm} \times 75\text{mm}$ とした展張格子筋および格子筋を用いる。ここで、展張格子筋および格子筋の形状、寸法を図-6.10に示す。

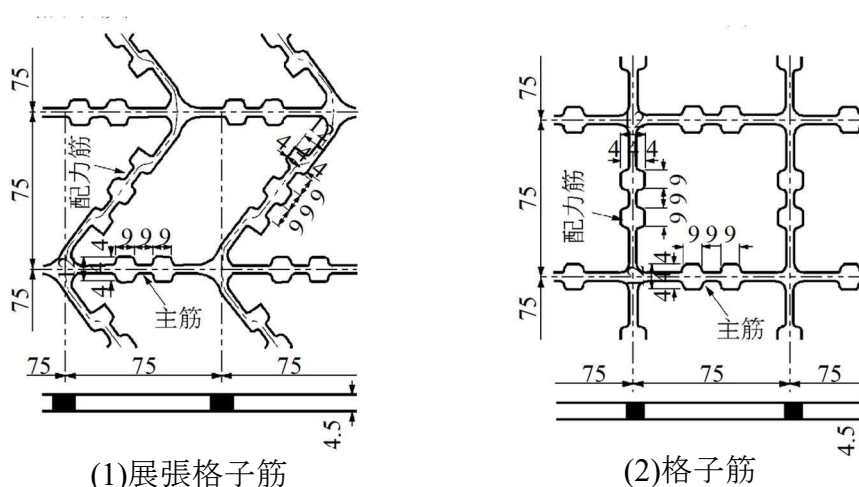


図-6.10 メタルグリッド筋の形状および寸法

6.7.4 供試体寸法および鉄筋配置

RC床版供試体の寸法は前節までと同様、道示IIに規定されるT活荷重幅500mmに対して本実験装置の輪荷重幅250mmであり、道示の1/2である。実験における供試体は床版支間2,400mm、1日1方向あたりの大型車両の計画交通量を2,000台以上として設計し、その1/2モデルとする。RC床版およびSFRC上面増厚補強床版の寸法および鉄筋配置を図-

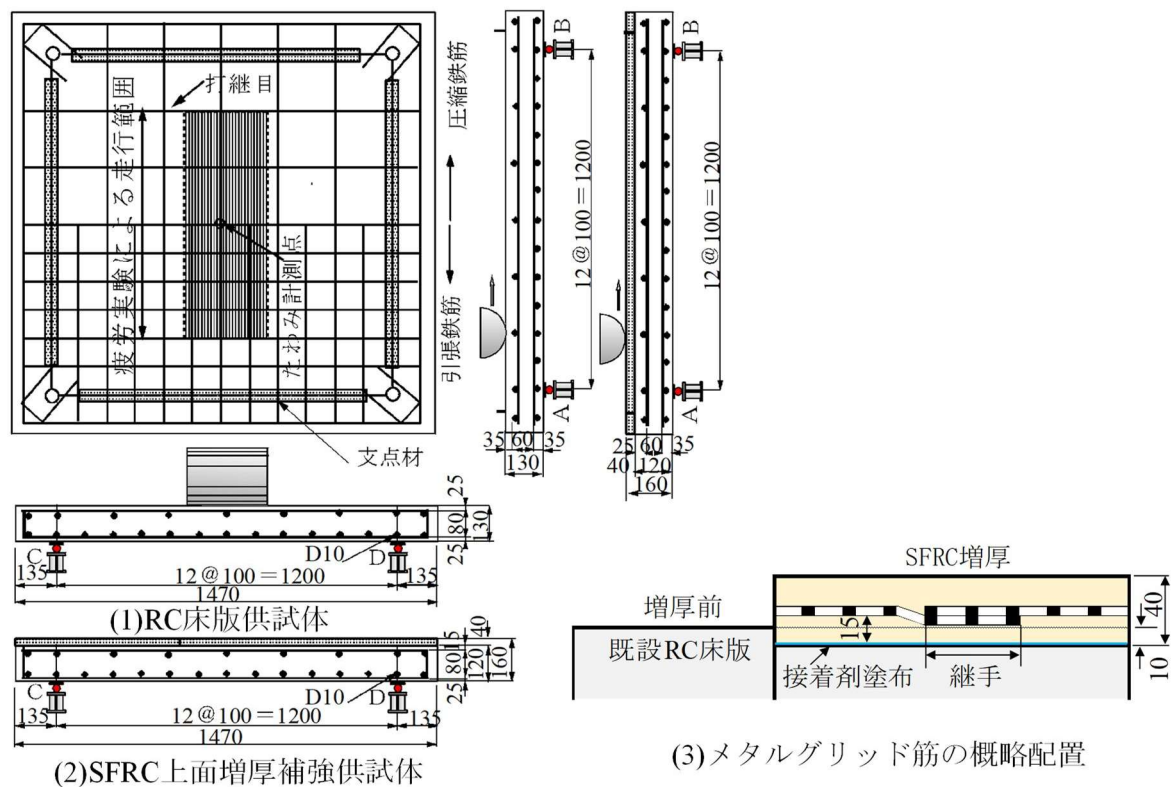


図-6.11 供試体寸法および補強概略

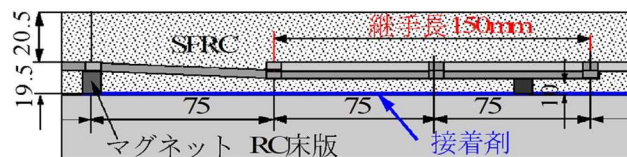


図-6.12 メタルグリッド筋の継手構造

6.11 に示す。

(1)RC 床版供試体

RC 床版供試体の寸法は、全長 1,470mm，床版支間 1,200mm，床版厚さ 130mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし，引張側鉄筋には橋軸直角方向および橋軸方向に D10 を 100mm 間隔で配置し，有効高はそれぞれ 105mm，95mm である。また，圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。実験時のコンクリート圧縮強度は 35.0N/mm^2 であり，RC 床版供試体を RC35-1 とする。

(2)SFRC のみの上面増厚補強供試体

SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体は，RC 床版上面のかぶりを 10mm 切削し，その上に SFRC を 40mm 増厚し，床版全厚は 160mm とする。ここで，SFRC 上面増厚補強した

RC 床版供試体を RC35-SF とする。

界面に接着剤を塗布し SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体は、RC 床版上面のかぶりを 10mm 切削した後、界面に接着剤を 1.0mm 厚さで塗布し、その上に SFRC を 40mm 増厚する。床版全厚は 160mm である。ここで、界面に接着剤を塗布し SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体を RC35-SF.A とする。

(3)メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体は、RC 床版上面のかぶりを 10mm 切削し、接着剤を平均 1.0mm 厚で塗布した後、メタルグリッド筋を界面から 15mm の位置に設置する。供試体寸法は SFRC のみの上面増厚補強床版供試体と同様である。ここで、接着剤と展張格子筋および格子筋を配置した供試体を RC35-E.A, RC35-S.A とする。なお、メタルグリッド筋は、図-6.12 に示す重ね継手の継手構造を設け、軸方向支間中央に配置した。

6.8 実験方法

実験方法は、6.5 節と同様であり、ここでは省略する。

6.9 結果および考察

6.9.1 等価走行回数

本実験における RC 床版供試体および SFRC 上面増厚補強供試体の等価走行回数を表-6.10 に示す。

(1)RC 床版供試体

RC 床版供試体 RC35-1 の等価走行回数は 8.52×10^6 回である。この供試体 RC35-1 の等価走行回数を基準に SFRC のみの上面増厚補強供試体、メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体の補強効果および耐疲労性を評価する。

(2)SFRC のみの上面増厚補強供試体

SFRC のみで上面増厚補強した供試体 RC35-SF の等価走行回数は 200.46×10^6 回であり、SFRC のみで界面に接着剤を塗布した供試体 RC35-SF.A の等価走行回数は 416.02×10^6 回である。RC 床版供試体 RC35-1 と比較すると、それぞれ 23.5 倍、48.8 倍の等価走行回数を得られた。また、RC35-SF.A の等価走行回数は、RC35-SF の 2.08 倍となっており、界面に接着剤を塗布することにより、約 2 倍の補強効果が得られた。

(3)メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

増厚界面に接着剤を塗布し、展張格子筋および格子筋を配置した供試体 RC35-E.A と供試体 RC35-S.A の等価走行回数はそれぞれ 688.99×10^6 回、 844.53×10^6 回であり、RC 床版供試体 RC35-1 と比較し 80.8 倍、99.1 倍の補強効果が得られた。また、増厚界面に接着剤

を塗布した SFRC のみの供試体に比べて、それぞれ 1.66 倍、2.03 倍の等価走行回数を得られ、メタルグリッド筋を配置することによる効果と考えられる。

表-6.10 実験走行回数および等価走行回数^{6.17),6.18)}

供試体		荷 重					等価走行回数 合計	走行回数 比
		80 kN	100 kN	120 kN	130kN	140 kN		
RC35-1	実験走行回数	20,000	5,000				8,523,300	—
	等価走行回数	772,239	7,751,061					
RC35-SF	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	2,908		200,464,470	23.5
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	53,475,407			
RC35-SF.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	14,630		416,021,113	48.8
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	269,032,050			
RC35-E.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000		11,500	688,993,714	80.8
	等価走行回数	772,239	13,137,391	133,079,433		542,004,651		
RC35-S.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000		14,800	844,525,484	99.1
	等価走行回数	772,239	13,137,391	133,079,433		697,536,421		

6.9.2 たわみと等価走行回数の関係

たわみと等価走行回数の関係を図-6.13 に示す。

(1) RC 床版供試体

供試体 RC35-1 の荷重 80kN 載荷し、1 回走行後の初期たわみは 0.97mm、その後の走行および荷重増加によりたわみが増加している。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 2.77×10^6 である。その後、走行によりたわみが急激に増加しており、破壊時のたわみは 7.31mm である。

(2) SFRC のみの上面増厚補強供試体

供試体 RC35-SF の初期たわみは 0.50mm であり、その後の荷重増加と走行によりたわみが徐々に増加し、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 33.20×10^6 である。供試体 RC35-1 と比較して 11.99 倍の補強効果が得られた。

供試体 RC35-SF.A の初期たわみは 0.49mm であり、その後の荷重増加と走行によりたわみが徐々に増加し、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 82.90×10^6 である。供試体 RC35-1 と比較して 29.9 倍の補強効果が得られた。

以上より、SFRC を増厚したことにより剛性が高まり、たわみの増加が抑制され、さらに接着剤を塗布することにより、たわみ増加の抑制効果が高まる結果が得られた。

(3) メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC35-E.A の初期たわみは 0.53mm であり、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 147.03×10^6 回である。供試体 RC35-1 と比較して 53.1 倍の補強効果が得られた。また、供試体 RC35-SF.A と比較すると、1.77 倍の補強効果が得られた。

次に、供試体 RC35-S.A の初期たわみは 0.48mm であり、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 171.0×10^6 回である。供試体 RC35-1 と比較して 61.7 倍の補強効果が得られた。また、供試体 RC35-SF.A と比較すると、2.06 倍の補強効果が得られた。

以上より、メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、メタルグリッド筋により曲げ剛性が向上し、たわみの増加が抑制される結果が得られた。

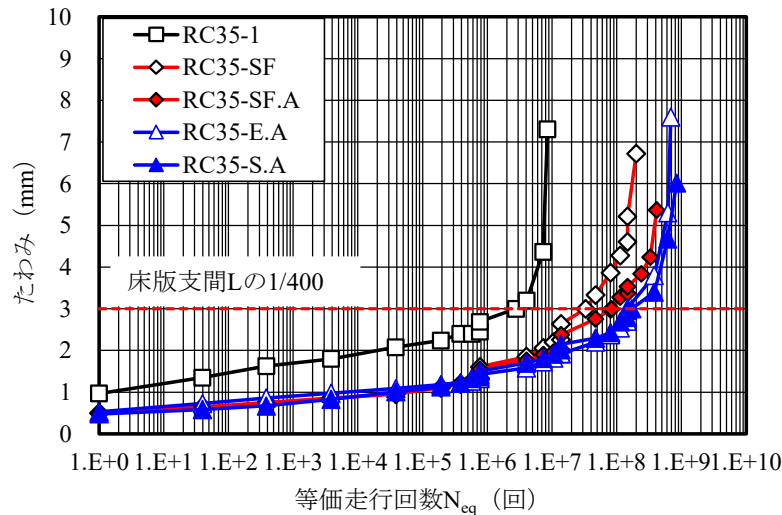


図-6.13 たわみと等価走行回数^{6.17),6.18)}の関係

6.9.3 主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係

主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係を図-6.14 に示す。

(1) RC 床版供試体

供試体 RC35-1 の荷重 80kN 載荷し、1 回走行後の初期ひずみは 297×10^{-6} であり、その後の走行および荷重増加によりひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 5.88×10^6 回であり、破壊時のひずみは $3,039 \times 10^{-6}$ である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近のひずみは $1,520 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。

(2) SFRC のみの上面増厚補強供試体

供試体 RC35-SF の初期ひずみは 310×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 146.99×10^6 回である。供試体 RC35-1 と比較して 25.0 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $2,970 \times 10^{-6}$ 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 33.2×10^6 回であり、主鉄筋は降伏に至っていない。

次に、供試体 RC35-SF.A の初期ひずみは 280×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 304.0×10^6 回である。供試体 RC35-1 と比較して 51.7 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $2,940 \times 10^{-6}$ 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 82.9×10^6 回であり、主鉄筋は降伏に至っていない。

(3) メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC35-E.A の初期ひずみは 144×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価

走行回数は 598.0×10^6 回である。供試体 RC35-1, RC35-SF.A と比較して、それぞれ 101.7 倍, 1.97 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $2,655 \times 10^{-6}$ である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近のひずみは $1,004 \times 10^{-6}$ で降伏していない。

次に、供試体 RC35-S.A の初期ひずみは 145×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 633.0×10^6 回である。供試体 RC35-1, RC35-SF.A と比較して、それぞれ 107.65 倍, 2.08 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを越えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $2,354 \times 10^{-6}$ である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近のひずみは $1,180 \times 10^{-6}$ で降伏に至っていない。

以上より、SFRC 上面増厚補強における接着剤の補強効果は大きく、さらにメタルグリッド筋を配置して接着剤を併用した SFRC 上面増厚補強法は降伏ひずみに達する等価走行回数を大幅に増大し、十分な補強効果を有することが確認できた。

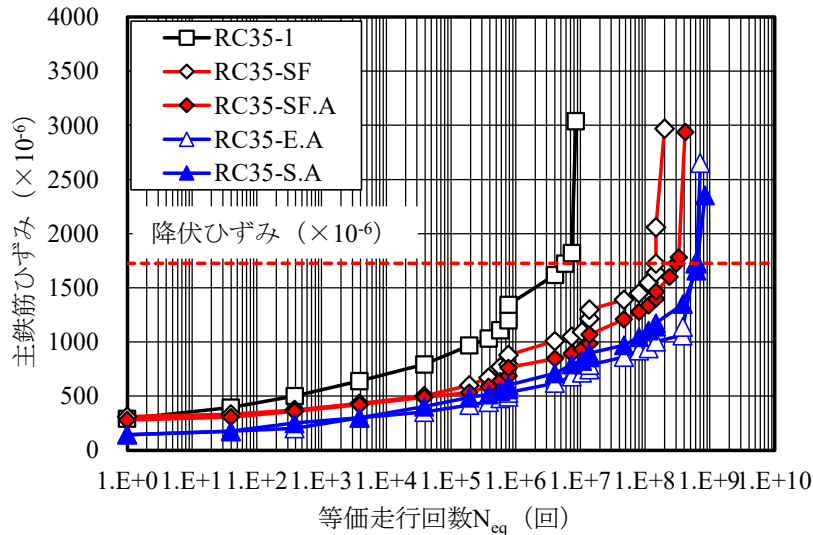


図-6.14 主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係 ^{6.16)}

6.9.4 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

配力筋ひずみと等価走行回数の関係を図-6.15 に示す。

(1) RC 床版供試体

供試体 RC35-1 の荷重 80kN 載荷し、1 回走行後の初期ひずみは 444×10^{-6} であり、その後の走行および荷重増加によりひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 4.36×10^6 回であり、破壊時のひずみは $3,240 \times 10^{-6}$ 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 2.77×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

(2) SFRC のみの上面増厚補強供試体

供試体 RC35-SF の初期ひずみは 166×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 185.0×10^6 回である。供試体 RC35-1 と比較して 42.4 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $1,866 \times 10^{-6}$ 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 33.2×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

次に、供試体 RC35-SF.A の初期ひずみは 210×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 349.0×10^6 回である。供試体 RC35-1 と比較して 80.0 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $2,622 \times 10^{-6}$ 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 82.9×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

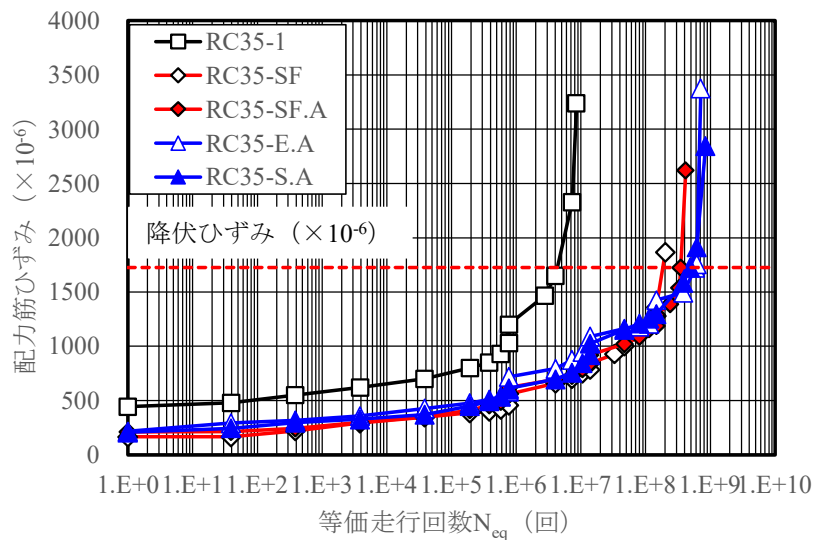


図-6.15 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

(3) メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

供試体 RC35-E.A の初期ひずみは 216×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 584.0×10^6 回である。供試体 RC35-1, RC35-SF.A と比較して、それぞれ 133.9 倍, 1.67 倍の補強効果が得られた。破壊時のひずみは $3,377 \times 10^{-6}$ 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 147.03×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

次に、供試体 RC35-S.A の初期ひずみは 206×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 486.0×10^6 回である。供試体 RC35-1, RC35-SF.A と比較して、それぞれ 111.5 倍, 1.39 倍の補強効果が得られた。その後、降伏ひずみを越えた付近からたわみが増加し、破壊時のひずみは $2,847 \times 10^{-6}$ 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 171.0×10^6 回であり、配力筋は降伏に至っていない。

以上より、SFRC 上面増厚補強における接着剤の補強効果は大きく、さらにメタル

グリッド筋を配置して接着剤を併用した SFRC 上面増厚補強法は降伏ひずみに達する等価走行回数を大幅に増大し、十分な補強効果を有することが確認できた。

6.9.5 メタルグリッド筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験におけるメタルグリッド筋ひずみと等価走行回数の関係を図-6.16 に示す。

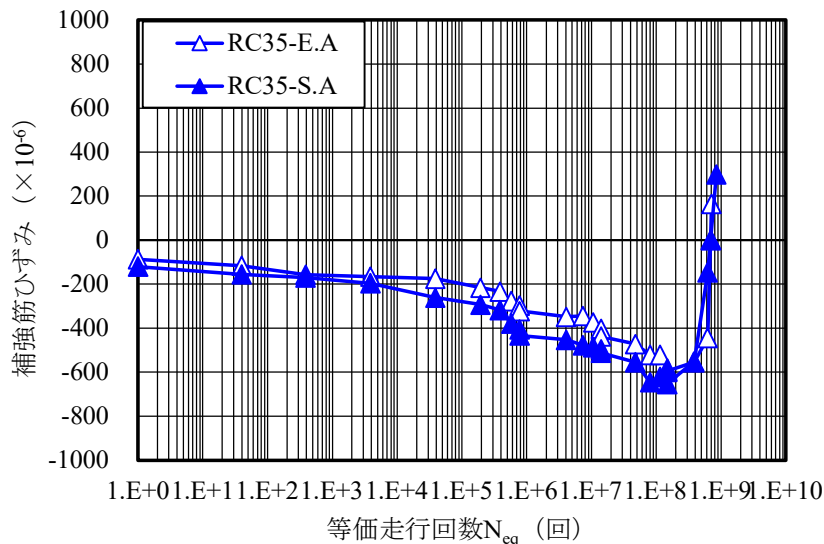


図-6.16 メタルグリッド筋ひずみと等価走行回数の関係^{6.16)}

供試体 RC35-E.A のメタルグリッド筋の初期ひずみは -87×10^{-6} である。輪荷重の繰り返し走行および荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加し、等価走行回数 147.04×10^6 回でひずみが -595×10^{-6} に達した。その後、主鉄筋のひずみが降伏に達した付近からひずみが引張領域に増加していき、メタルグリッド筋のひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 687.9×10^6 回である。この付近から走行面の増厚界面ではなく離が発生し始めたものと考えられる。破壊時のひずみが 165×10^{-6} と引張ひずみになっている。

次に、供試体 RC35-S.A のメタルグリッド筋の初期ひずみは -120×10^{-6} である。供試体 RC35-E.A と同様に圧縮側にひずみは増加し、等価走行回数 147.04×10^6 回でひずみが -654×10^{-6} に達した。その後、主鉄筋のひずみが降伏に至ってから引張側に著しく増加し、メタルグリッド筋のひずみが 0 に達した時点の等価走行回数は 693.1×10^6 回である。破壊時のひずみは 298×10^{-6} である。

以上より、圧縮域に配置された補強筋のひずみは荷重増加および繰り返し走行により圧縮側に増加するものの、主鉄筋のひずみが降伏する付近から圧縮ひずみが引張ひずみへと移行し、補強筋のひずみが 0 に達した付近から増厚界面ではなく離が進行した

ものと考えられる。

6.9.6 破壊状況

本実験における破壊時の上面および下面の損傷状況を図-6.17 に示す。

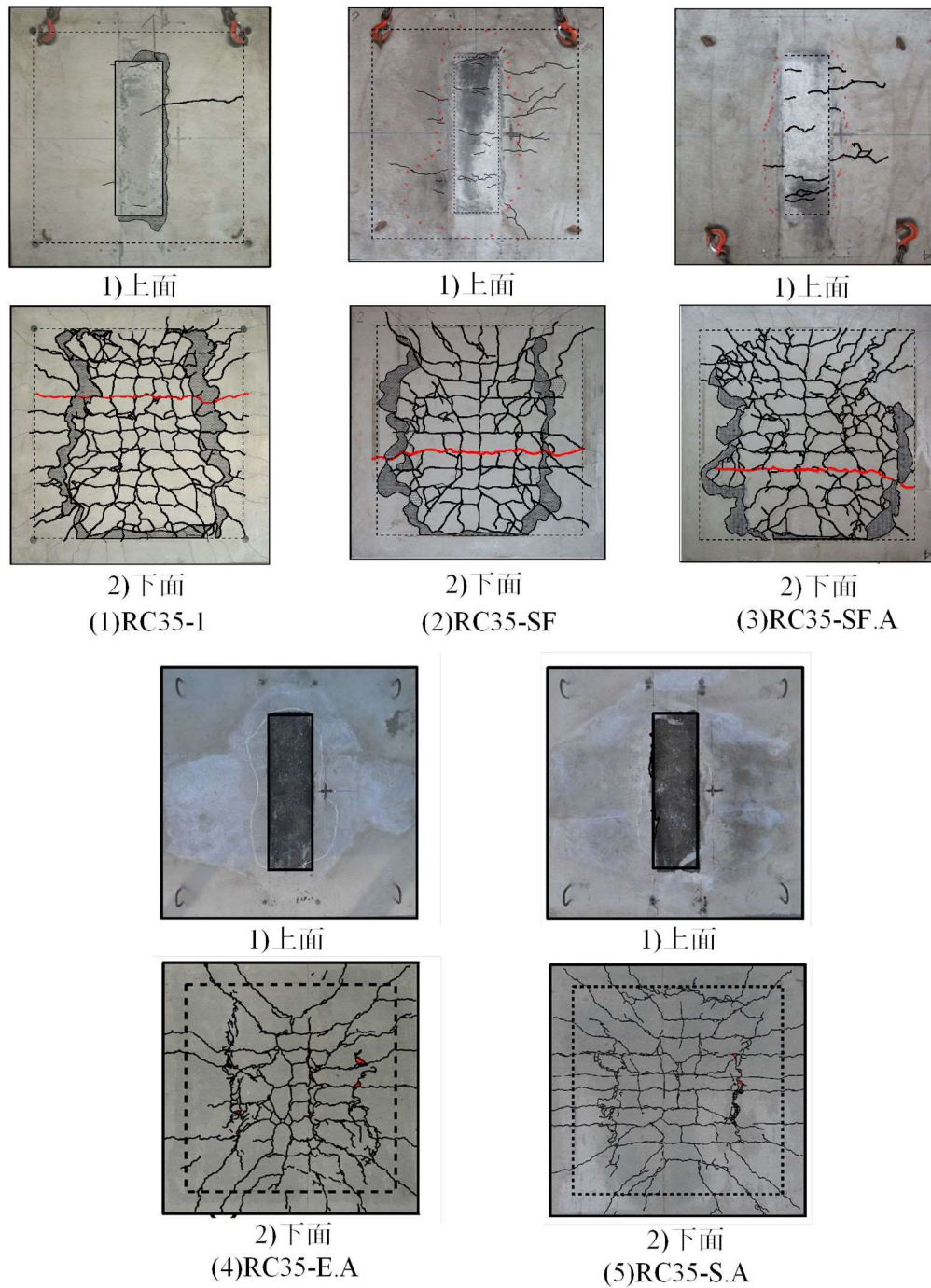


図-6.17 RC 床版および SFRC 上面増厚補強供試体の破壊状況 ^{6.17),6.18)}

(1) RC 床版供試体

供試体 RC35-1 の破壊時の損傷状況について、図-6.17(1)に示す。床版上面は輪荷重の繰り返し走行により走行面に損傷やコンクリート面にひび割れの発生が見られる。床版下面は輪荷重の走行により 2 方向のひび割れが発生し、最終的には輪荷重走行面から 45 度底面にダウエル効果の影響により、かぶりコンクリートがはく離している。破壊は走行中に押抜きせん断破壊となった。

(2) SFRC のみの上面増厚補強供試体

SFRC 上面増厚補強した供試体 RC35-SF の破壊時の損傷状況について、図-6.17(2)に示す。SFRC 増厚部のひび割れは、輪荷重走行の折り返し位置端部にわずかに見られる程度である。これは SFRC に配合された鋼繊維により、ひび割れが抑制されたためと考えられる。床版下面は供試体 RC35-1 と同様に 2 方向ひび割れが発生している。ダウエル効果の影響を受ける範囲ではく離が発生し、破壊は押抜きせん断破壊となった。

次に、界面に接着剤を塗布し SFRC 上面増厚補強した供試体 RC35-SF.A の破壊時の損傷状況を図-6.17(3)に示す。SFRC 増厚部のひび割れは供試体 RC35-SF と同様である。床版下面は供試体 RC35-SF と同様に 2 方向ひび割れが発生している。ダウエル効果の影響を受ける範囲ではく離が発生し、破壊は押抜きせん断破壊となった。

(3) メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体

増厚界面に接着剤を塗布し、展張格子筋または格子筋を配置した供試体 RC35-E.A, 供試体 RC35-S.A の破壊時の損傷状況をそれぞれ図-6.17(4), (5)に示す。床版上面では輪荷重の繰り返し走行により走行面に損傷は見られるものの、ひび割れの発生は見られない。これは SFRC 材に混入した鋼繊維により、ひび割れ発生が抑制されたものと考えられる。床版下面では、2 方向ひび割れが発生するが、ダウエル効果の影響によるはく離が抑制されている。

以上より、SFRC のみにより上面増厚補強した供試体 RC35-SF, RC35-SF.A の破壊時のひび割れ状況は類似した状況であるが、等価走行回数は RC35-SF に比して、RC35-SF.A は約 2 倍となっており、接着剤を塗布した効果が現れる結果となっている。

メタルグリッド筋を配置し SFRC 上面増厚補強を施した RC 床版の破壊状況は、メタルグリッド筋が配置された増厚層が輪荷重を分散することから、ダウエル効果の影響によるかぶりコンクリートのはく離は大幅に抑制されており、SFRC 増厚層内にメタルグリッド筋を配置した補強効果が現れている。また、40mm 厚の増厚層内に継手構造を設けた施工法においても、破壊状況から考察すると重ね継手構造は有用であると考えられる。

6.10 まとめ

(1) 本提案するメタルグリッド筋は一面加工となっていることから、鉄筋の主筋と配力筋を

格子状に組み立てした場合と比較すると、施工の省力化・合理化が図れる。また、かぶりコンクリート厚を同一条件とした場合、メタルグリッド筋は一面加工されることから鉄筋の1方向分の厚さが減少できる。

- (2) 展張格子筋および格子筋を配置した SFRC 上面増厚補強法は RC 床版と比較し、等価走行回数がそれぞれ 50.4 倍、48.3 倍の補強効果が得られた。また、ワイヤーメッシュを配置した場合とほぼ同等の等価走行回数を得られていることから耐疲労性が評価される。さらに、接着剤と展張格子筋および格子筋を併用することにより等価走行回数が 1.82 倍、1.95 倍となり耐疲労性が向上する結果が得られた。よって、メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強法は耐疲労性が評価され、接着剤を併用することにより一体性が確保され、耐疲労性の向上に寄与する。
- (3) たわみと等価走行回数の関係から RC 床版は床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみが増大している。一方、メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強 RC 床版および接着剤とメタルグリッド筋を併用した SFRC 上面増厚補強 RC 床版は床版支間 L の $1/350$ を超えた付近からたわみが増大している。メタルグリッド筋を配置し SFRC を 40mm 増厚することから曲げ剛性が向上し、たわみの増加は抑制され、耐疲労性が向上した。また、接着剤を併用することにより付着性が十分に確保され、たわみの増加が抑制されている。
- (4) ひずみと等価走行回数の関係より、メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強 RC 床版の主鉄筋ひずみは、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した際には降伏に至っておらず、その後、降伏に至っていることから、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時期が再補強時期となる。また、圧縮領域に配置したメタルグリッド筋は、主鉄筋が降伏ひずみを超えた付近から引張ひずみへ移行し、この時期から増厚界面ではなく離が発生したものと推察される。なお、界面に接着剤を塗布した供試体ではひずみの増加が抑制され、界面に接着剤を塗布することにより、既設床版と増厚の一体性が確保され、耐疲労性が向上する結果が得られた。
- (5) 破壊状況より、RC 床版および補強筋を配置した SFRC 上面増厚補強 RC 床版、接着剤と補強筋を併用した SFRC 上面増厚補強 RC 床版供試体は等価走行回数が異なるものの下面の破壊形状はほぼ同一であり、全ての供試体で輪荷重走行による押抜きせん断破壊となった。また、補強筋を配置した SFRC 上面増厚補強 RC 床版は広範囲で増厚界面ではなく離が見られる。一方、接着剤と補強筋を併用した供試体は押抜きせん断破壊による離は見られるが、増厚の下の既設 RC 床版ではなく離していることから、接着剤の効果により一体性が確保され、増厚界面ではなく離の発生が抑制されることから耐疲労性の向上に寄与する。したがって、大型車輛の交通量の多い道路橋 RC 床版の補修・補強として接着剤とメタルグリッド筋を併用した SFRC 上面増厚補強法として実用性があると考えられる。

- (6) SFRC 上面増厚補強 RC 床版は RC 床版に比し，等価走行回数が接着無しの場合 23.5 倍，接着剤有りの場合 48.8 倍となり，界面に接着剤を塗布することで補強効果が明らかとなった。
- (7) メタルグリッド筋(展張格子筋，格子筋)を増厚層内に配置して界面に接着剤を塗布した場合は，接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強 RC 床版に比し，1.66 倍，2.03 倍の等価走行回数を得られ，増厚層内にメタルグリッド筋を配置する有効性が確認できた。
- (8) 実橋において，既設鉄筋が腐食して断面欠損が生じている場合には補強筋の配置が必要となり，SFRC 上面増厚補強の増厚層内にメタルグリッド筋を配置することで補強効果が得られ，耐疲労性の向上に有効であると考えられる。

第6章参考文献

- 6.1) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集，2009.10
- 6.2) 伊藤清志，阿部忠，岩崎正二，大塚祐二：塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の上面増厚補強法による耐疲労性の評価，コンクリート構造物の補修・補強アップグレード論文・報告集，第13巻，pp373-381，2013.11
- 6.3) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012.6
- 6.4) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，小森篤也，児玉孝喜，小川洋二：47年供用した RC 床版の CFSS 下面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性，構造工学論文集，Vol.57A，pp1286-1296，2011.3
- 6.5) 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.56A，pp1270-1281，2010.3
- 6.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I,II,III，1994
- 6.7) 根本大，阿部忠，木田哲量，小森篤也：輪荷重走行疲労実験における SFRC 上面増厚補強 RC 床版の耐疲労性，セメント・コンクリート論文集，No.64，No.1，pp493-500，2010.3
- 6.8) 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，No.69，pp634-641，2016.3
- 6.9) 水口和彦，阿部忠，野口博之，塩田啓介：鋼板格子筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1250-1260，2016.3
- 6.10) (社) 高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995
- 6.11) 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，No.70，pp541-548，2017.3
- 6.12) 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.56A，pp.1270-1281，2010.3
- 6.13) 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，Vol.72，pp.344-351，2019.3
- 6.14) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 6.15) 野口博之，阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦：鋼板格子筋を配置した SFRC 上面増厚補強法による RC 床版の耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1273-1281，2017
- 6.16) 中島博敬，阿部忠，野口博之，塩田啓介：増厚層内にメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強法における RC 床版の耐疲労性の評価，セメント・コンクリート論文集，

No.73, pp355-362, 2020.3

- 6.17) 中島博敬, 阿部忠, 野口博之, 塩田啓介: 展張格子筋を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法における耐疲労性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp1261-1266, 2019.7
- 6.18) 中島博敬, 阿部忠, 塩田啓介, 水口和彦, 野口博之: 増厚層内に補強筋の継手構造を設けた SFRC 上面増厚補強法における RC 床版の耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.752-761, 2020.3

第7章 応力履歴を与えた RC 柱にメタルグリッド筋（展張格子筋）を配置した接着剤塗布型 NSM 増厚補強法の耐荷力性能

7.1 はじめに

我が国の橋梁の多くは高度経済成長期に建設され、既に 50 年が経過し、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。現在、橋梁の維持管理においては上部工の補修・補強対策が多く、下部工については、耐震補強は積極的に対策が進められているものの、維持補修・補強対策についてはあまり検討されていないのが現状である。特に、1970 年代に建設された 15m 未満の橋梁の下部工にはパイルベント橋脚等が多く採用されており^{7.1)}、近年、設計基準の改訂^{7.2)}による耐荷力性能の不足やひび割れ発生などの損傷が顕在化している。橋脚の補修・補強技術においては耐震補強が主体となっており、例えば、鋼管巻き付けや炭素繊維シート巻き付け工法、コンクリートによる増厚工法が採用されているが、これらの対策は大規模な補強対策である^{7.3)}。しかし、鉄筋コンクリート（以下、RC とする）製の橋脚においてはひび割れ補修や設計基準に対応する補強技術の開発も重要な課題であると考えられる。例えば、RC 床版も含めた補強技術には補強鉄筋を配置し、超速硬コンクリートやモルタルで増厚する補強法が一般的である。しかし、鉄筋を用いた場合は補強厚が厚くなることが懸念される。そこで、増厚補強には鉄筋に替わる一面加工したメタルグリッド筋が用いられ、30～40mm 程度の増厚補強に適用されている^{7.4),7.5)}。

本研究は、道路橋のパイルベントも含めたコンクリート製橋脚をモデル化した RC 柱に、圧縮荷重による橋梁定期点検要領^{7.6)}に示す健全性の判定区分Ⅳに相当するひび割れが発生するように応力履歴を与え、ひび割れ補修に接着剤を注入する。また、補強においては応力履歴を与えた RC 柱の側面に浸透性接着剤と付着用の高耐久型エポキシ系接着剤（付着用接着剤）を塗布し、展張型のメタルグリッド筋（以下、展張格子筋とする）を配置し、流動性無収縮ポリマーセメントモルタル（以下、NSM とする）で増厚補強した場合の RC 柱の耐荷力性能および補強効果を検証した。これら展張格子筋を配置した接着剤塗布型 NSM 増厚補強法の有効性を検証することで地方公共団体が管理する橋梁下部工の橋脚や RC 柱の維持補修・補強法における一助としたい。

7.2 コンクリート部材のひび割れ損傷

橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分Ⅳに相当するコンクリート部材（下部工）のひび割れ状況を写真-7.1 に示す。写真-7.1(1)に示すひび割れは、パイルベントの軸方向に顕著なひび割れが生じており、偏心荷重の作用によりパイルベントの破壊、さらには落橋するに至る可能性も疑われる損傷である。写真-7.1(2)は、下部工である橋脚に顕著なひび割れが生じており、伸展すると落橋する可能性も疑われる損傷であ



(1) パイルベントの損傷



(2) 橋脚の損傷

写真-7.1 コンクリート部材の損傷事例

る。橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分IVは、構造物の機能に支障が生じている、また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であることから緊急措置段階の損傷である。一般的に、コンクリート製の橋脚を含む柱部材の補強対策としては、耐震補強法が検討されるが、橋梁の維持管理対策では「元の機能に戻す」補修・補強技術の開発も急務となっている。よって、RC 柱部材の圧縮荷重による健全性の判定区分IVに相当するひび割れが発生するように応力履歴を与え、ひび割れ補修および展張格子筋を用いた接着剤塗布型 NSM 増厚補強技術について実用性を検証する。

7.3 応力履歴を与える RC 柱の使用材料・供試体寸法および実験方法

7.3.1 使用材料および補強材料

RC 柱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 5~20mm の砕石 (JIS A 5005) を使用した。この供試体を RC.P-N とする。一方、近年はコンクリートにビニロン繊維を配合したコンクリートも多く使用されている。

表-7.1 柱コンクリートの配合条件

供試体	スランプ (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	単位体積重量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	AE減水剤
RC.P-N	18.0	4.5	67.0	184	275	932	876	2.75
RC.P-V								

表-7.2 鉄筋の材料特性値

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
主筋 (SD345,D13)	377	551	184
帯筋 (SD295,D10)	356	509	188

そこで供試体 RC.P-N と同様な配合に、ポリビニルアルコールを原料としたビニロン繊維（ $\phi 660\mu$ ，長さ 30mm）をコンクリート体積の 1.0% を配合した供試体を RC.P-V とする。柱部材のコンクリートの設計基準強度は 30N/mm^2 以上であるが、本供試体は試験装置の性能を考慮して 24N/mm^2 を目標値にした配合条件を表-7.1 に示す。実験時のコンクリートの圧縮強度は RC.P-N が 26.7N/mm^2 ，RC.P-V は 27.4N/mm^2 である。主筋には SD345，D13，帯筋には SD295，D10 を用いた。ここで、鉄筋の材料特性値を表-7.2 に示す。

7.3.2 RC 柱供試体寸法

RC 柱供試体の寸法は、実構造物を想定した 1/5 モデルとし、高さ 900mm，断面の直径 300mm，かぶりコンクリートの厚さ 25mm とした。帯筋はフラッシュバット溶接を用いた閉鎖型で最外径（直径）は 250mm である。主筋には D13 を 9 本配置し，帯筋には D10 を使用した。柱中央部の帯筋間隔は 100mm とした。このコンクリート中の主筋の鉄筋比は 1.62% となっている。ここで、RC 柱供試体の寸法および鉄筋配置を図-7.1 に示す。

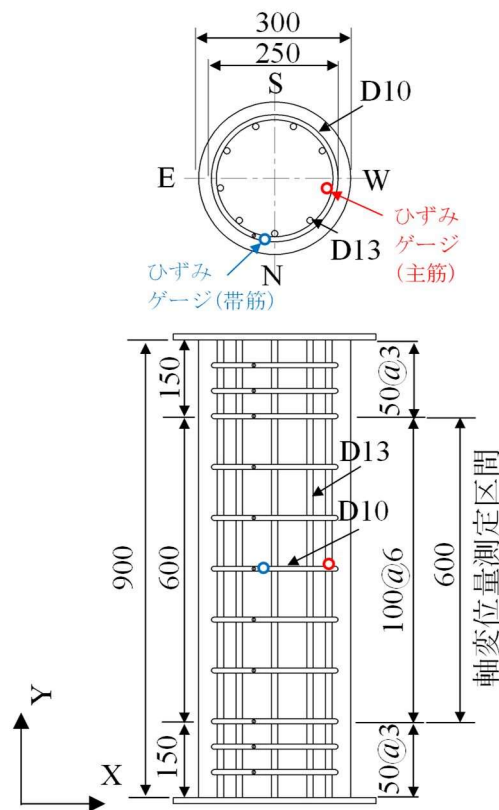


図-7.1 供試体寸法と鉄筋配置

7.3.3 実験方法

実験における荷重載荷条件は、一軸圧縮荷重載荷とした。荷重載荷方法は、構造物試験機自動計測制御システムを用いて、荷重 100kN ずつ増加し、荷重 500kN ごとに荷重 100kN まで除荷し、残留値を計測する。最大荷重時まで載荷し、荷重増加において抜けが生じた時点で破壊と見なし、荷重を除荷する。

7.4 耐荷力・ひび割れ状況および補修法

7.4.1 応力履歴時の最大耐荷力

RC 柱の一軸圧縮単調載荷試験による応力履歴時の最大耐荷力は、RC.P-N が 2,115kN、RC.P-V は 2,200kN であり、ビニロン繊維を配合することで 85kN の耐荷力が向上した。また、この最大耐荷力を基準に補強効果を検証する。

7.4.2 荷重と鉄筋ひずみの関係

RC 柱に配置した主筋および帯筋の荷重とひずみの関係を図-7.2 に示す。鉄筋の降伏ひずみは表-7.2 に示す特性値から、主筋は $2,049 \times 10^{-6}$ ($=377/184,000$)、帯筋は $1,894 \times 10^{-6}$ ($=356/188,000$) である。

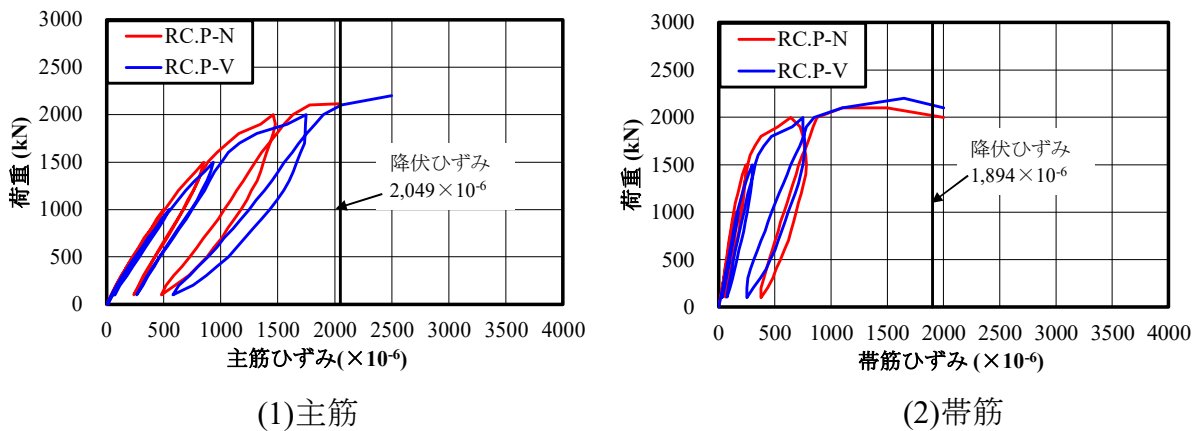


図-7.2 荷重と鉄筋ひずみの関係

(1) 主筋 (Y 方向) のひずみ

RC.P-N の主筋ひずみは図-7.2(1)に示すように、荷重 1,500kN まで線形的に増加し、ひずみは 850×10^{-6} である。その後の荷重 1,500kN 載荷後から柱表面にひび割れ発生が認められ、ひび割れの伸展が見られたが、計測位置のひずみの増加は大きくなるものの比較的線形的な挙動を示している。荷重 2,000kN 以降から増加が著しくなり、最大荷重 2,115kN で主筋が降伏ひずみに達している。

次に、RC.P-V の荷重とひずみの関係は、RC.P-N と比較して僅かにひずみの増加傾

向は大きくなっているものの、ほぼ同様の挙動を示している。荷重 1,500kN のひずみは 935×10^{-6} で、最大荷重 2,200kN 時のひずみは $2,500 \times 10^{-6}$ で、降伏に至っている。

(2) 帯筋 (X 方向) のひずみ

RC.P-N の帯筋ひずみは図-7.2(2)に示すように、荷重 1,800kN まで線形的に増加し、ひずみは 375×10^{-6} である。最大荷重 2,115kN 時のひずみは $1,200 \times 10^{-6}$ である。

次に、RC.P-V の荷重とひずみの関係では、RC.P-N とほぼ同様なひずみの増加傾向を示している。最大荷重 2,200kN 時のひずみは $1,650 \times 10^{-6}$ であり、最終的には降伏ひずみを超えている。

以上より、荷重と鉄筋ひずみの関係においては両供試体ともに同様の挙動を示しており、ビニロン繊維の有無による顕著な差は見られなかった。

7.4.3 荷重と軸変位の関係

荷重と軸方向の変位 (以下、軸変位) の関係を図-7.3 に示す。計測位置は図-7.1 に示すように既設 RC 柱の中央から上下 300mm、すなわち区間 600mm とする。RC.P-N の軸変位は荷重 1,500kN まで線形的に増加し、0.48mm である。その後の荷重増加において荷重 1,500kN 以降から軸変位の増加が大きくなっている。荷重 2,000kN の軸変位は 0.98mm である。最大荷重 2,115kN では軸変位が 1.5mm から 1.82mm まで増加している。

次に、RC.P-V の荷重と軸変位の関係においても RC.P-N と比較して僅かに軸変位は大きくなるものの同様な増加傾向を示している。荷重 2,000kN 時の軸変位は 1.12mm である。最大荷重 2,200kN 時の軸変位は 1.49mm から 2.40mm まで増加している。

以上より、軸変位においても両供試体ともに荷重 2,000kN までは同様の増加傾向を示しているが、ひずみと同様にビニロン繊維を配合した RC.P-V の軸変位が各荷重で大きくなっているが、最大荷重付近で多少の粘りが見られる。

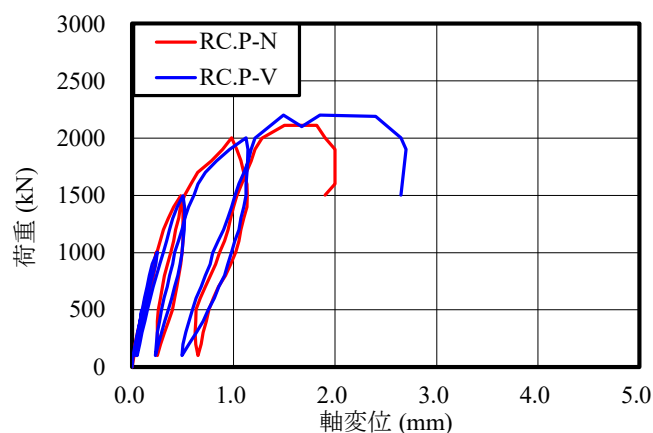


図-7.3 荷重と軸方向変位の関係

7.4.4 破壊時のひび割れ状況

破壊時のひび割れ状況を図-7.4に示す。RC.P-Nのひび割れ状況は図-7.4(1)に示すように1.0mm以下のひび割れがコンクリート表面に発生し、一部にはく離が見られる。一方、ビニロン繊維を配合したRC.P-Vは図-7.4(2)に示すように、RC.P-Nに比してひび割れが分散する傾向が見られるが、これはビニロン繊維の効果によるものと考えられる。

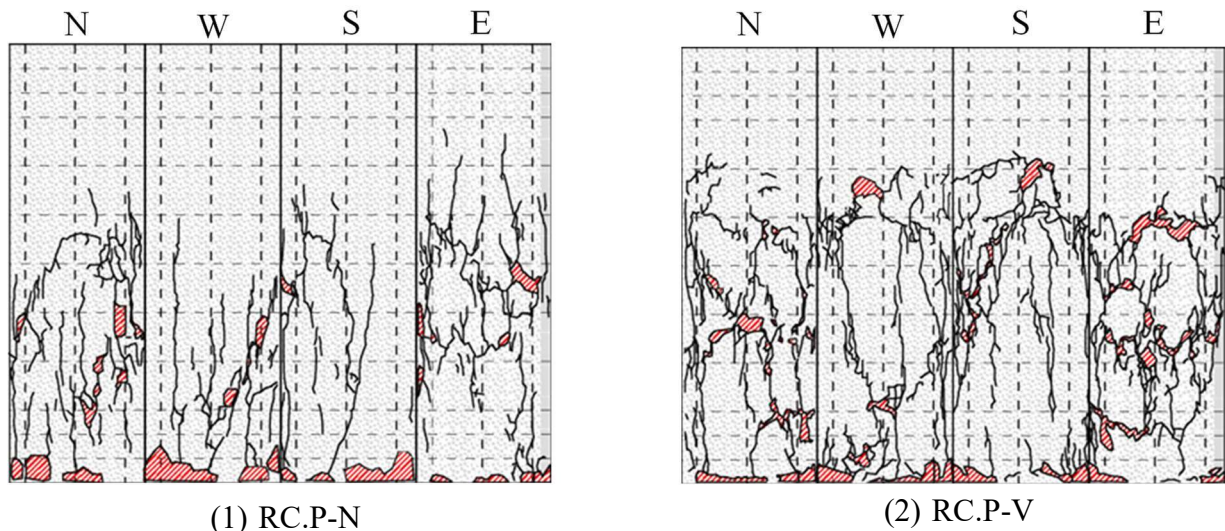


図-7.4 ひび割れ状況(補強前 RC 柱)

7.5 補強 RC 柱供試体寸法および補強材料

7.5.1 補強 RC 柱供試体寸法

補強 RC 柱供試体の寸法は、高さ 900mm で既設 RC 柱の直径 300mm に、厚さ 4.5mm の展張格子筋を配置し、実構造物における増厚部厚さの 1/1.5 モデルを想定した 40mm の増厚を行う。よって、直径 380mm である。展張格子筋の配置は既設コンクリート表面から 10mm の位置に配置する。重ね継手長を 150mm とした。ここで、補強 RC 柱供試体の寸法を図-7.5 に示す。

7.5.2 補強材料

(1)流動性無収縮ポリマーセメントモルタル (NSM)

増厚補強に用いるモルタルには、ひび割れ低減型ナイロン繊維が混入した市販の NSM を用いた。この材料は、ひび割れ抵抗に優れており、強度物性および流動性は従来の無収縮モルタルと同等の性能を有している。ここで、本実験に用いた NSM の配合を表-7.3 に示す。なお、実験時の圧縮強度は平均で 42.3N/mm^2 であった。

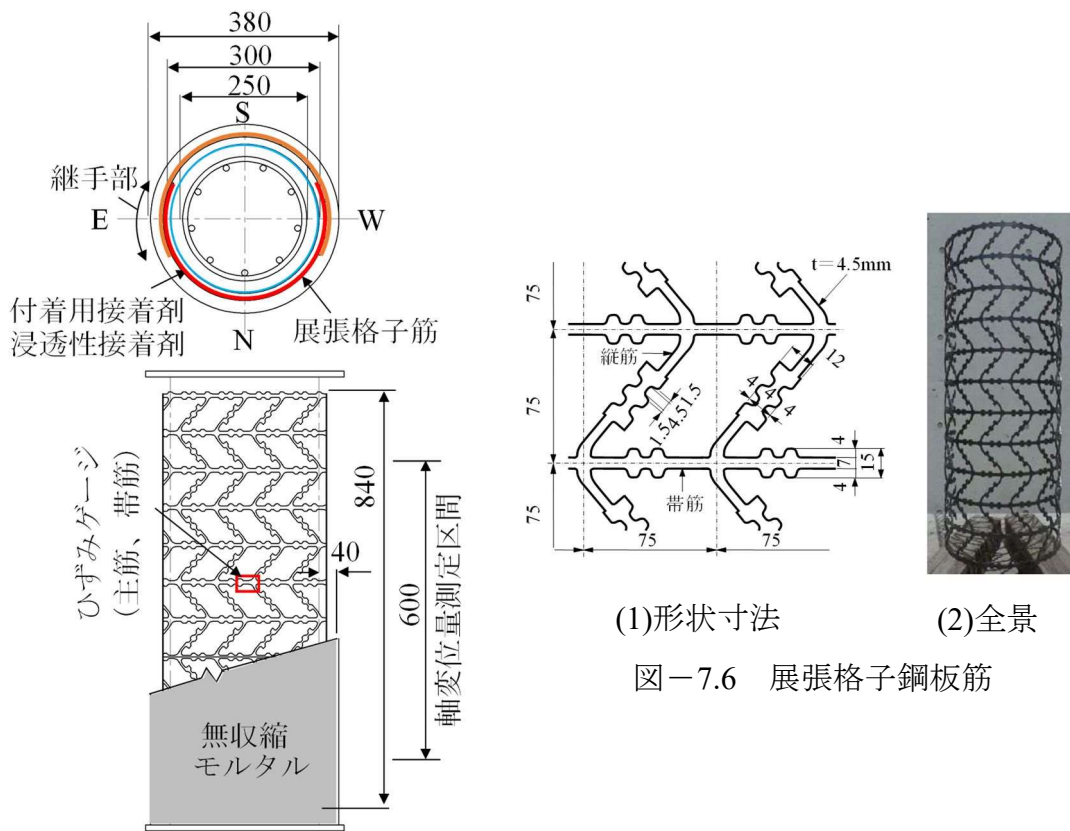
(2)展張格子筋

展張格子筋の材料は、一般鋼板 SS400 を用いた。展張格子筋の材料特性値を表-7.4

に示す。展張格子筋の形状および寸法を図-7.6に示す。厚さ4.5mm、格子間寸法は75×75mmである。また、主筋に相当する帯筋の寸法は4.5×7mm（断面積31.5mm²）、縦筋は4.5×4.0mm（断面積18mm²）である。この時の展張角度は約60度であり、付着性を高めるために高さ4mmの突起を設ける構造である。外寸は660×840mm、継手用674×840mmである。

(3) ひび割れ補修用接着剤および付着用接着剤

実験によるひび割れ補修には、浸透性接着剤を用いた。また、打ち継ぎモルタルとの付着性を得るために付着用接着剤を用いた。ここで、2種類の接着剤の性能を表一



(1)形状寸法

(2)全景

図-7.6 展張格子鋼板筋

図-7.5 補強RC柱供試体寸法

表-7.3 無収縮モルタルの示方配合

単位量(kg)		水結合比 (%)
プレミックス材料	水	
1,875	338	18

表-7.4 メタルグリッド筋の材料特性値

断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
4.5×7.0	75	328	467	200

7.5 に示す。

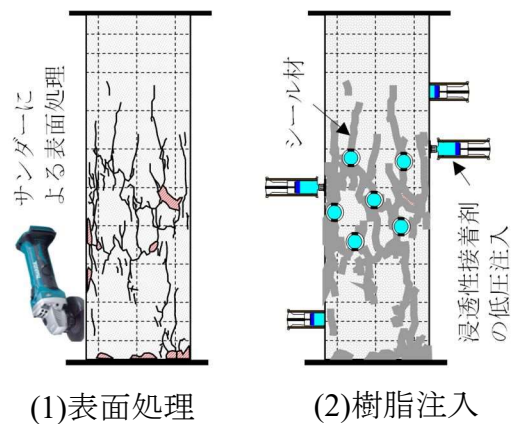
7.6 ひび割れ補修および増厚寸法と補強手順

7.6.1 ひび割れ補修

一軸圧縮載荷試験で損傷した RC 柱のひび割れ補修には、浸透性接着剤を用いて補修を施す（表－7.5）。補修手順は図－7.7(1)に示すように RC 柱コンクリート表面をサンダー等で表面処理する。浸透性接着剤の注入は図－7.7(2)に示すようにひび割れ幅 0.25～0.5mm 程度を選定し、ドリルでφ3mm、深さ 30mm 程度の孔を削孔し、自動式低圧器具の取り付けを行う。その他のひび割れ表面をシール材で覆い、浸透性接着剤の漏洩を防止する。その後、浸透性接着剤を自動式低圧器具に入れ低圧注入し、養生を行う。

表－7.5 接着剤の材料特性値

項目		浸透性接着剤	付着用接着剤
外観	主剤	無色液状	白色ペースト状
	硬化剤	無色液状	青色液状
混合比		10 : 3	5 : 1
硬化物比重		1.2	1.42
圧縮強度		104.4N/mm ²	102.9N/mm ²
圧縮弾性係数		3,172N/mm ²	3,976N/mm ²
曲げ強さ		92.8N/mm ²	41.6N/mm ²
引張せん断強さ		14.2N/mm ²	14.9N/mm ²
コンクリート 付着強さ		2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上 または母材破壊



図－7.7 ひび割れ補修

7.6.2 既設 RC 柱の増厚補強手順

ひび割れ補修を施した既設 RC 柱の増厚補強手順を図－7.8 に示す。ひび割れ補修した既設 RC 柱を図－7.8(1)に示すように表面をディスクサンダーで研磨する。その他の微細なひび割れ補修には浸透性接着剤を 0.5kg/m² を表面に塗布する（図－7.8(2)）。また、増厚モルタルとの付着性の向上を図るために付着用接着剤 0.9 kg/m² を塗布する（図－7.8(3)）。次に、RC 柱の補強材である展張格子筋を RC 柱表面から 10mm の隙間を空けた位置に設置する（図－7.8(4)）。また、展張格子筋は半円筒状に曲げ加工したものを重ね継手とする。配置は、柱の上下 30mm の隙間を設けた。その後、型枠を設置し、NSM を 40mm 増厚する。よって、補強後の供試体寸法は、高さ 900mm、断面の直径 380mm である。

ここで、普通コンクリートを用いた既設 RC 柱 RC.P-N に増厚補強した供試体を RC.P-N-R、普通コンクリートにビニロン繊維を配合した既設 RC.P-V に増厚補強した供試体を RC.P-V-R とする。



(1)研掃



(2)浸透性接着剤塗布



(3)付着用接着剤塗布



(4)メタルグリッド筋設置



(5)型枠設置



図-7.8 RC 柱部材の増厚補強手順

写真-7.2 実験状況

本補強法は、耐震補強とは異なり、写真-7.1 に示すひび割れ損傷を受けたコンクリート製橋脚や RC 柱を対象として基本的には元の機能を回復するための補強法である。本補強法では型枠を設けて NSM を増厚補強したが、吹付け工法による増厚も可能である。また、展張格子筋を配置した RC 床版の下面増厚補強の最小寸法は 26mm の実績もある。

7.7 補強 RC 柱の実験方法

補強後の耐荷力性能の検証は 7.3.3 に示した無補強の RC 柱と同様に 1 軸圧縮載荷実験 (写真-7.2) を行った。荷重 500kN ごとに荷重を除荷して残留値を計測し、破壊するまで荷重の増減を繰り返し行う。実験における計測は展張格子筋の縦筋 (Y 方向)

と帯筋（X 方向）のひずみおよび軸変位を計測した。

7.8 結果および考察

7.8.1 実験耐荷力および理論耐荷力

(1) 実験耐荷力

実験耐荷力の結果を表-7.6 に示す。補強 RC 柱の RC.P-N-R の最大耐荷力は 4,450kN であり、応力履歴時の供試体 RC.P-N の耐荷力の 2.1 倍である。また、補強後の耐荷力の増分は 2,335kN である。

表-7.6 実験耐荷力および理論耐荷力

供試体	項目	コンクリート項の項				鋼材の項				理論耐荷力の合計 E _q 【1】 (kN)	実験耐荷力 E _x (kN)	耐荷力比 (E _q 【1】/E _x)
		圧縮強度 f _{cd} (N/mm ²)	K ₁	断面積 A _c (mm ²)	理論耐荷力 (kN)	降伏強度 f _{yd} (N/mm ²)	断面積 A _{st} (mm ²)	角度	理論耐荷力 (kN)			
RC.P-N	補強前	26.7	0.85	70,686	1,604	377	1,140	90°	430	2,034	2,115	0.96
RC.P-V	(A)	27.4	0.85	70,686	1,646	377	1,140	90°	430	2,076	2,200	0.94
RC.P-N-R	増厚部	42.3	0.85	42,726	1,536	328	288	60°	82	1,618	2,335	0.69
RC.P-V-R	(B)	42.3	0.85	42,726	1,536	328	288	60°	82	1,618	2,650	0.61
RC.P-N-R	合計				3,140				512	3,652	4,450	0.82
RC.P-V-R	(A)+(B)				3,182				512	3,694	4,850	0.76

次に、RC.P-V-R の最大耐荷力は 4,850kN であり、応力履歴時の供試体 RC.P-V の耐荷力の 2.2 倍である。補強後の耐荷力の増分は 2,650kN である。また、RC.P-N-R の最大耐荷力と比較すると 1.1 倍向上する結果が得られた。

以上より、展張格子筋を用いて接着剤塗布型 NSM 増厚補強法は、応力履歴時の RC 柱と比較して 2 倍以上の補強効果が得られ、橋脚や RC 柱の機能回復を目的とした維持補強対策として、十分な効果が得られている。

(2) 理論耐荷力

土木学会「コンクリート標準示方書」^{7.7)}で規定されている帯鉄筋を使用した場合の軸圧縮耐荷力を受ける部材における軸方向圧縮耐荷力の上限值 N'_{oud} の算定は式 (7.1) として与えられている。

$$N'_{oud} = (K_1 \times f_{cd} \times A_c + f_{yd} \times A_{st}) / \gamma_b \quad (7.1)$$

ここに、A_c：コンクリートの断面積 (mm²)、A_{st}：軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)、f_{cd}：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、f_{yd}：軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度 (N/mm²)、K₁：強度の低減係数 (=1-0.003f_{ck}<0.85)、f_{ck}：コンクリート強度の特性値 (N/mm²)、γ_b：部材係数（一般に 1.3 であるが、ここでは 1.0 とする）

理論耐荷力を表-7.6 に併記した。表-7.6 より、補強前の既設 RC 柱 RC.P-N および RC.P-V は実験値と理論値はほぼ近似している。一方、補強後の合計耐荷力では、RC.P-N-R および RC.P-V-R で実験値と理論値の比はそれぞれ 0.82, 0.76 となっており、

理論値が実験値を大きく下回る結果となっている。これは補強筋として用いた展張格子筋の帯筋の拘束効果による耐荷力の増分が算定式においては加味されていないためと考えられる。

7.8.2 展張格子筋の荷重とひずみの関係

展張格子筋の荷重とひずみの関係を図-7.9 に示す。なお、計測位置は柱高さ中央、すなわち上面から 450mm 付近の縦筋 (図-7.9(1)) と帯筋 (図-7.9(2)) である。展張格子筋の降伏ひずみは $1,640 \times 10^{-6}$ である。

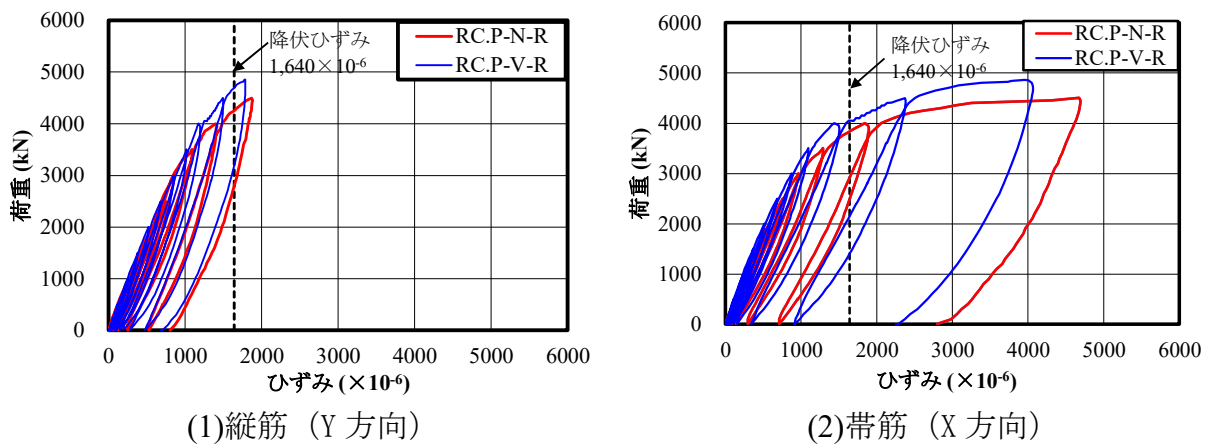


図-7.9 荷重とひずみの関係 (展張格子筋)

(1) 縦筋 (展張格子筋 : Y 方向)

縦筋 (展張格子筋 : Y 方向) は展張方向のひずみである。図-7.9(1)に示すように、両供試体ともに同様な増加傾向を示している。RC.P-N-R の縦筋のひずみは荷重 3,000kN までは線形的に増加している。応力履歴時の最大荷重 2,110kN に達したときのひずみは 580×10^{-6} で、荷重 3,000kN 時のひずみは 862×10^{-6} である。その後の荷重増加においてひずみの増加が大きくなり、降伏ひずみに達した荷重は 4,250kN 付近である。最大荷重 4,450kN 時のひずみは $1,860 \times 10^{-6}$ である。

次に、RC.P-V-R は荷重 3,500kN まではほぼ線形的に増加している。応力履歴時の最大荷重 2,200kN に達した時のひずみは 594×10^{-6} である。荷重 3,000kN 時のひずみは 927×10^{-6} であり、RC.P-N-R と比較して上回っている。降伏ひずみに達した荷重は 4,650kN であり、最大荷重 4,850kN 時のひずみは $1,786 \times 10^{-6}$ である。

(2) 帯筋 (展張格子筋 : X 方向)

RC.P-N-R の帯筋 (展張格子筋 : X 方向) のひずみは荷重 3,000kN までは線形的に増加している。帯筋が降伏ひずみに達した荷重は 3,800kN であり、降伏後は急激にひず

みが増加している。最大荷重 4,450kN 時のひずみは $4,690 \times 10^{-6}$ である。

次に、RC.P-V-R の帯筋 (X 方向) のひずみは RC.P-N-R とほぼ同様の挙動を示している。帯筋が降伏ひずみに達した荷重は 4,000kN で、降伏後の荷重増加では急激にひずみが増加し、最大荷重 4,850kN 時のひずみは $4,050 \times 10^{-6}$ である。

帯筋が降伏ひずみ ($1,640 \times 10^{-6}$) に達した荷重における縦筋ひずみの値を比較すると、供試体 RC.P-N-R は荷重 3,800kN の時、縦筋ひずみは $1,240 \times 10^{-6}$ であり、帯筋の 76%、供試体 RC.P-V-R では荷重 4,000kN の時、縦筋ひずみは $1,173 \times 10^{-6}$ であり、帯筋の 72% である。よって、帯筋が応力を分担していることが確認され、これはメタルグリッド筋による横拘束効果と考えられる。

7.8.3 荷重と軸変位の関係

荷重と軸変位の関係を図-7.10 に示す。図-7.10 には補強前の RC 柱の図-7.3 に示す最大軸変位を併記した。RC.P-N-R の荷重 1,000kN の軸変位は 1.14mm、2,000kN で 1.60mm である。また、応力履歴時の最大耐荷力 2,115kN に達した軸変位は 1.66mm であり、補強前の軸変位の 75% 程度である。また、応力履歴時の最大変位 2.0mm に達した荷重は 3,000kN で、荷重比は 1.42 倍である。最大耐荷力 4,450kN 時の軸変位は 3.20mm である。

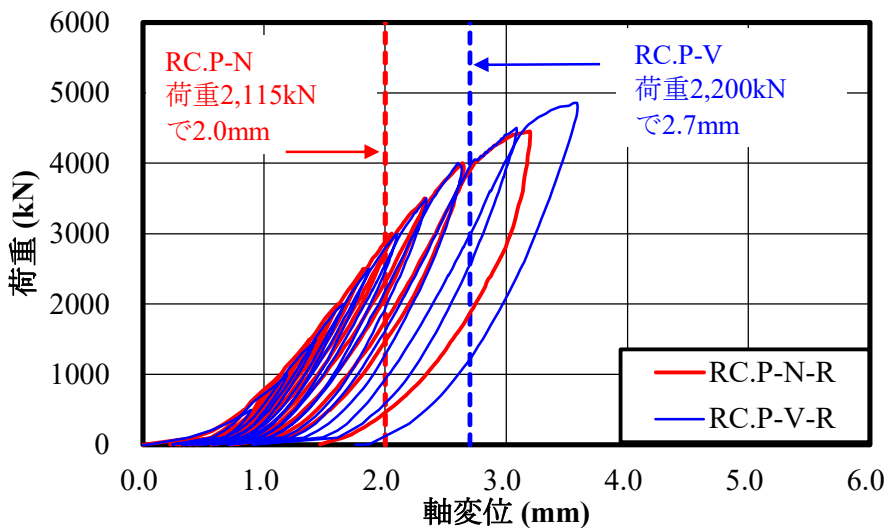


図-7.10 荷重と軸方向変位の関係

次に、RC.P-V-R の荷重 1,000kN の軸変位は 1.18mm、2,000kN で 1.66mm である。また、応力履歴時の最大耐荷力 2,200kN に達した軸変位は 1.74mm であり、補強前の軸変位の 65% 程度である。また、応力履歴時の最大変位 2.7mm に達した荷重は 4,000kN で、荷重比は 1.82 倍である。最大耐荷力 4,850kN 時の軸変位は 3.56mm である。

以上より、軸変位においては両供試体ともに同様の挙動を示しており、本研究の範囲内においてはビニロン繊維配合の有無による顕著な差異は見られなかった。

7.8.4 破壊時のひび割れ状況

補強後の一軸圧縮単調載荷試験による破壊時のひび割れ状況を図-7.11 に示す。赤線は補強前のひび割れ状況であり、黒線が補強後の破壊時のひび割れ状況である。

RC.P-N-R のひび割れ状況は、荷重 2,500kN まではひび割れの発生は認められなかった。その後の荷重増加で、供試体の中央部および下部付近でひび割れが発生し、ひび割れの伸展およびひび割れ発生箇所の増加がみられた。最終的には荷重増加中に一部のひび割れが急激に伸展し破壊に至った。次に RC.P-V-R のひび割れ状況は、荷重 3,000kN まではひび割れの発生は認められなかった。その後の荷重増加で、RC.P-N-R と同様にひび割れが発生し、ひび割れの伸展およびひび割れ発生箇所の増加がみられ、その一部が伸展し破壊に至った。また、両供試体ともに補強前のひび割れ（赤線）とは異なる位置にひび割れが発生していることから、浸透性接着剤が適切に浸透し、かつ、付着用接着剤により RC 柱部と増厚部の付着状況が良好で一体性が保たれていたものと考えられる。

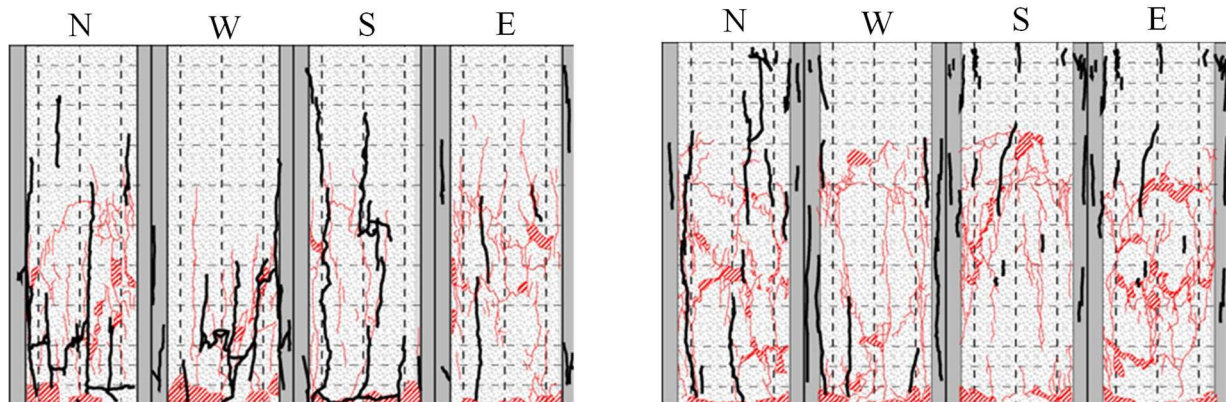


図-7.11 ひび割れ状況(補強後 RC 柱)

7.9 まとめ

- (1) 普通コンクリートで製作した RC 柱の応力履歴時の耐荷力は 2,115kN、ビニロン繊維を配合した普通コンクリートで製作した供試体は 2,200kN である。この RC 柱のひび割れ補修を施し、展張格子筋を配置した接着剤塗布型モルタル増厚補強した RC 柱はそれぞれ 2.1 倍、2.2 倍の補強効果が得られた。よって、劣化した橋脚を含めた RC 柱の維持補強対策としては、有効な補強法であると考えられる。
- (2) 理論計算においては補強前の RC 柱の耐荷力理論値は実験値の 95% とほぼ近似し

た結果が得られた。しかし、補強後の RC 柱の耐荷力理論値は普通コンクリートを用いた RC 柱は 82%、繊維を配合した普通コンクリートを用いた RC 柱は 76%となり、差異が生じた。これは、展張格子筋における帯筋の拘束効果による耐荷力の増分が算定式においては考慮されていないためと考えられる。

- (3) 展張格子筋の荷重とひずみの関係においては、補強前の RC 柱は主筋が効果を発揮するが、補強後の RC 柱は補強筋である展張格子筋の帯筋の拘束効果が高く、降伏後も耐荷力を維持する結果となった。
- (4) RC 柱はひび割れが分散して発生したが、補強後においては接着剤の付着効果、展張格子筋の帯筋の拘束効果により破壊時にはひび割れの発生が抑制される。

第7章参考文献

- 7.1) 田中達雄, 高津和義: 多径間連続げたのパイルベント橋脚の設計・施工, コンクリート工学, 第17巻12号, pp.11-16, 1979.
- 7.2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲ, Ⅳ, 2017.
- 7.3) 山崎淳, 池田甫: 道路橋補修・補強事例集, 2013.
- 7.4) 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, pp634-641, 2016. 3
- 7.5) 中島博敬, 阿部忠, 塩田啓介, 吉岡泰邦: 継手部を有する格子鋼板筋の配置と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床板の耐疲労性の評価, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第19巻, pp549-554, 2019. 10
- 7.6) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2014.
- 7.7) 土木学会: 2017年制定コンクリート標準示方書【設計編】, 2018.

第8章 メタルグリッド筋を用いた RC 部材の補強技術

8.1 はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進行している。コンクリート構造物の多くはひび割れが発生し、特に海岸線に建設されたコンクリート構造物は飛来塩分による塩害を受け鉄筋が腐食し、錆の発生に伴う剥落が生じている。この状況に対して、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」が実施されていたが、2009 年に「道路橋長寿命化修繕計画事業」^{8.1),8.2)}が策定され、地方公共団体では、「道路橋長寿命化修繕計画」を立案し、従来の事後的な維持管理から計画的に修繕する予防保全型維持管理計画^{8.3),8.4)}へと移行されている。

一方、コンクリート構造物の設計基準は、現在まで数回改定されており、1994 年の道示^{8.5)}の改定では設計活荷重が 196kN→245kN に引き上げられ、それに伴う補強対応も必要となっており、新たな補強工法や補強材料が望まれているところである。

その中、本論文では鉄筋に替わる新たな材料であるメタルグリッド筋を用いた補強工法を提案し、第4章～第7章では、床版、柱等の鉄筋コンクリート（以下、RC とする）部材の供試体を用いて、メタルグリッド筋による補強効果、耐疲労性向上効果の検証を行い、その効果を確認した。

そこで、第8章では、はり補強および床版の上面・下面補強、溝橋（ボックスカルバート）での施工事例を示し、メタルグリッド筋の実用性についての検証と考察を行う。

8.2 RC はりの補強事例

実現場における RC はり補強にメタルグリッド筋を適用した施工例を記す。本事例は、工場建家のはりであり、橋梁ではないが、劣化状況は橋梁における状況と同様で



写真-8.1 既設 RC はり

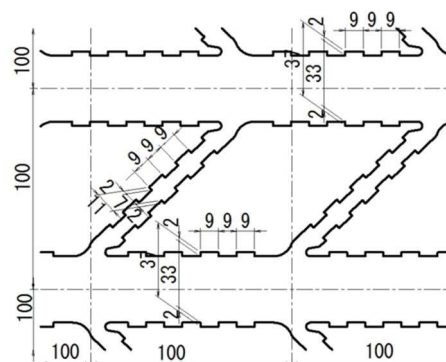


図-8.1 メタルグリッド筋

あり、橋梁においても適用可能な補強事例であると考えられる。

8.2.1 RC はりの概要

(1) 既設 RC はり

補強対象の既設 RC はりは 1973 年に建設され、写真-8.1 に示す通り、延長 6,775mm、断面は幅 400mm、高さ 600mm で、コンクリート劣化が進んでいる状況であり、既設配筋と同量の鉄筋にて補強することが計画された。

(2) メタルグリッド筋

補強鉄筋の代替として図-8.1 に示すメタルグリッド筋を提案し、採用された。1 方向の補強であり、展張格子筋にて計画した。補強計画断面を図-8.2 に示す。既設鉄筋は上筋、下筋とも 4-D22、スターラップは $\phi 9@200$ である。当初計画補強鉄筋は上筋、下筋とも 4-D22、スターラップは D10@200 であった。これに代替した展張格子筋は当初計画補強鉄筋以上の断面積を確保し、厚さ 12mm の縞鋼板を用いて、主筋寸法は $12 \times 33\text{mm}$ (断面積 396mm^2)、配力筋寸法は $12 \times 7\text{mm}$ (断面積 84mm^2) とした (図中 a, b および b')。また、9mm 間隔ごとに $2 \times 9\text{mm}$ の突起を設け、付着力を高める構造とす

表-8.1 メタルグリッド筋の材料特性値

項目	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
縞鋼板	342	1,710	445	200
規格値	245以上		400~510	

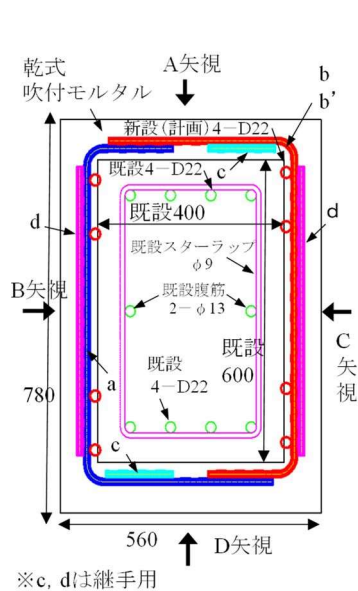


図-8.2 補強断面

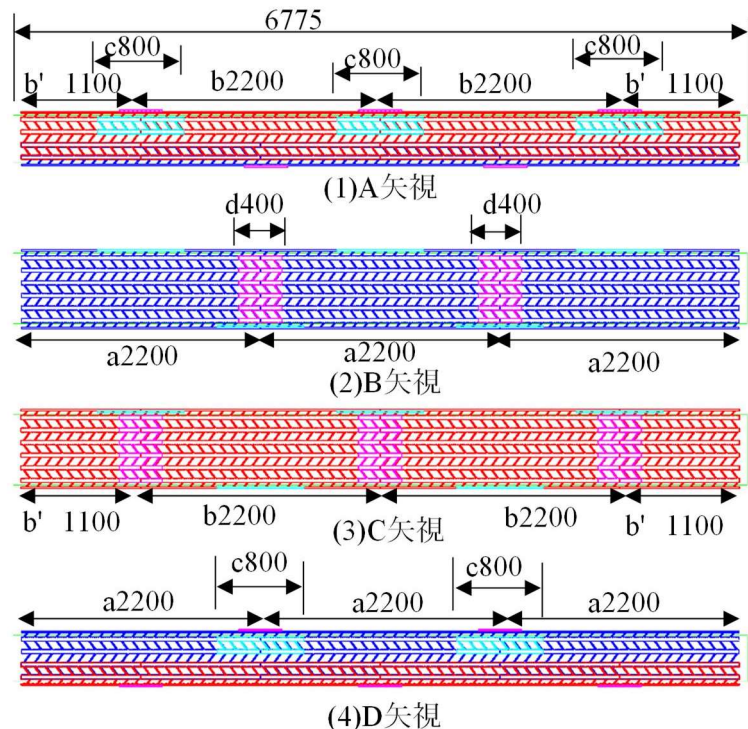


図-8.3 メタルグリッド筋の配置図

る。配置図を図－8.3 に示し、展張格子筋の材料特性値を表－8.1 に示す。

(3) 乾式吹付用モルタル

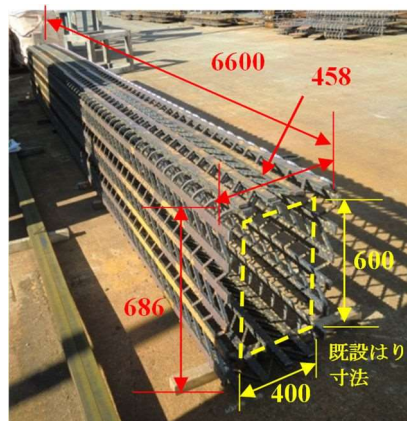
現場での熱影響を考慮し、湿式吹付用モルタルではなく、乾式吹付用モルタルを用いた。その配合を表－8.2 に示す。圧縮強度は 53.5N/mm^2 であった。

表－8.2 乾式吹付用モルタルの材料特性値

項目	単位量 (kg/m^3)		水結合比 (%)
	プレミックス粉体	水	
モルタル	2,000	220	11

8.2.2 メタルグリッド筋（展張格子筋）の工場製作

縞鋼板にスリットを入れて展張した後、曲げ加工した展張格子筋を仮組みした状況を写真－8.2 に示す。所定の寸法にて組立てられることを確認した。

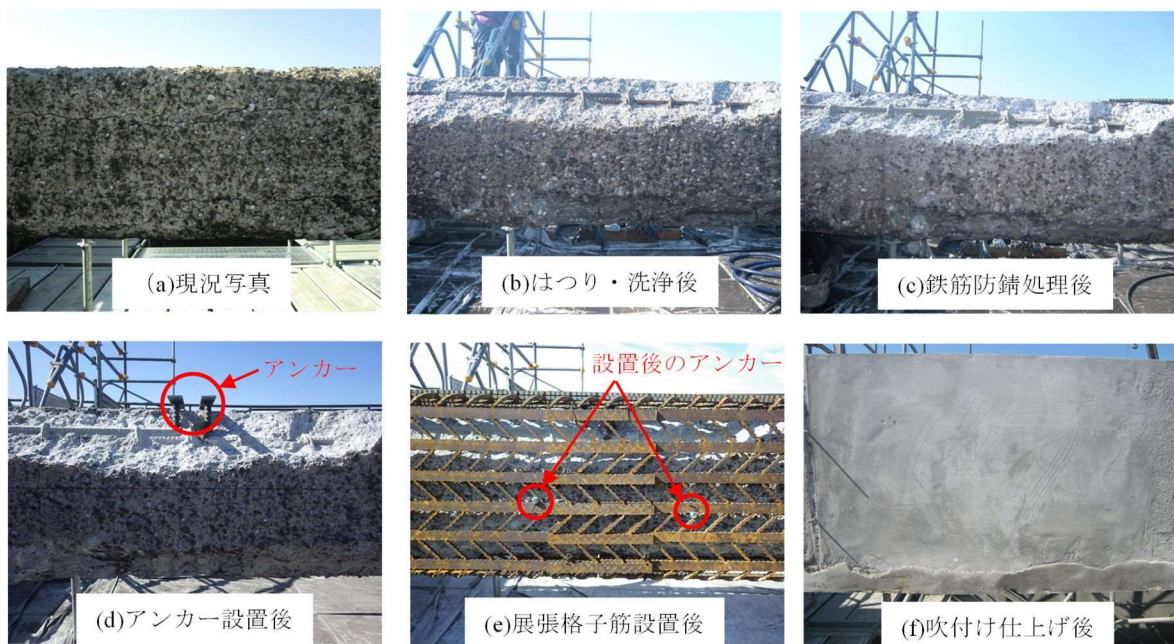


写真－8.2 メタルグリッド筋の仮組み状況

8.2.3 現地施工

(1) 補強方法

展張格子筋による補強手順を写真－8.3 に示す。まず、既設 RC はり (写真－8.3(a)) に対し、電動ハンマー等のはつり機にて既設かぶりの浮き箇所をはつり、高圧洗浄にてはつり面の浮石や雑物を除去する (写真－8.3(b))。そして、鉄筋の錆をサンダーにて除去後、鉄筋防錆材を刷毛にて塗布し防錆処理を行う (写真－8.3(c))。その後、展張格子筋を固定するための架台取付け用アンカーをはり天端に設置し (写真－8.3(d))、既設 RC 面からの必要空き寸法を確保した位置に展張格子筋を設置する (写真－8.3(e))。その後、乾式吹付用モルタルを吹付け、充填状況を確認しながら、所定のかぶり厚を確保して表面をコテで仕上げる (写真－8.3(f))。



写真－8.3 補強方法

(2) 施工状況

メタルグリッド筋（展張格子筋）の設置，乾式吹付用モルタルの現地施工状況を写真－8.4，写真－8.5 に示す。設置は鉄筋工ではなく，土工により施工可能であり，鉄筋工不足への対応が可能となる工法である。吹付けはあらかじめ取り付けた定規にてかぶり厚を確認しながら，表面仕上げを行う。補強完成状況を写真－8.6 に示す。



写真－8.4 設置状況



写真－8.5 吹付状況



写真－8.6 完成状況

8.2.4 実施工のまとめ

完成から4ヶ月経過後の状況を写真－8.7(1)，(2)に示す。底面と側面は防熱目的のステンレス鋼板が巻かれていて確認できないものの，コンクリート上面は有害なひび割れは見られず，健全である。これにより，メタルグリッド筋（展張格子筋）による補強工法の実用性が確認できた。



(1) 全体写真

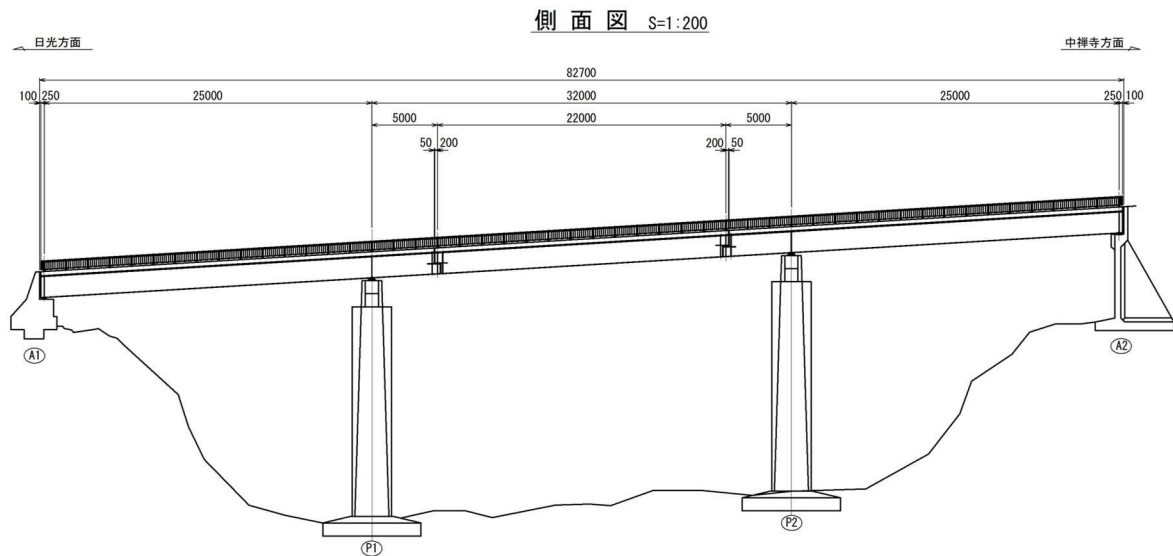
(2) 拡大写真

写真-8.7 完成から4ヶ月後

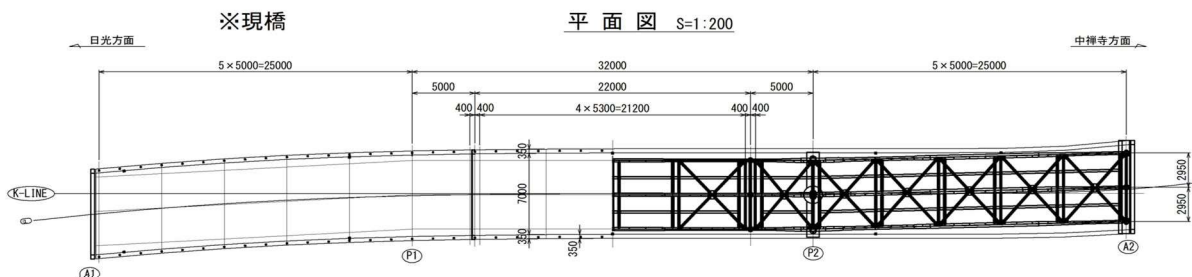
8.3 RC床版の下面増厚補強事例

8.3.1 乳ノ木橋の概要

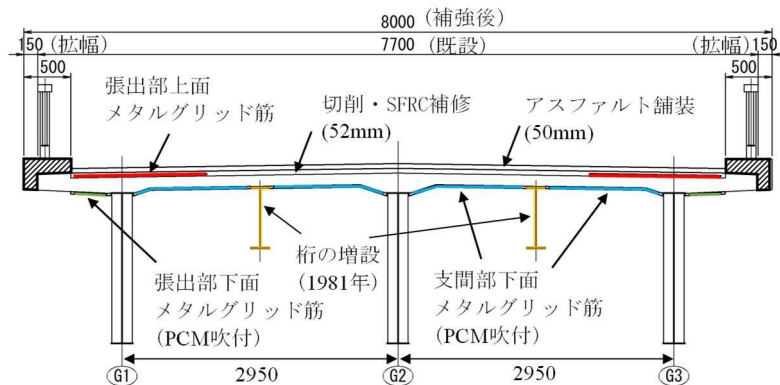
乳ノ木橋は、栃木県日光土木事務所が所管する国道120号線の、「いろは坂」上り車線の下から2つ目に位置する、1964年8月に供用された橋梁である。建設から50年以上経過する。ここで、乳ノ木橋の概略を図-8.4に示す。



(1) 側面図



(2) 平面図



(3) 断面図

図-8.4 乳ノ木橋の概要図

本橋梁は、1956年（昭和31年）鋼道路橋示方書に基づいて設計され、1957年（昭和32年）溶接鋼道路橋示方書、1959年（昭和34年）鋼道路橋の合成桁設計示方書に基づいて架設されている。

乳ノ木橋は、図-8.4(1), (2)に示すように、橋長は82.7m、支間長は25m+32m+25m、幅員は7.7m（有効幅員7.0m）の鋼3径間鈹桁橋である。元の橋梁は、左右の主桁から5.0mの張出部を設け、それを支点とする中央径間22mの主桁となるゲルバーを有する構造である。

断面構成は、図-8.4(3)に示すように、主桁間隔は2.95mの3主桁構造であり、床版厚は170mmである。1980年改定の道路橋示方書・同解説に対応するため、主桁間中央に縦桁が増設されている。橋面の横断勾配は2%、縦断勾配は6%の上り勾配である。今回、1994年改定の道路橋示方書・同解説に対応することと地覆部を拡幅するため、RC床版の下面・上面増厚補強が計画され、実施された。同時にゲルバー桁部を連結して3径間連続桁とし、主桁も併せて補強されている。ここでは、RC床版の下面補強事例について述べる。

8.3.2 RC床版の下面増厚補強仕様

1994年改定の道示における設計自動車荷重196kNから245kNへの改定に対応するため、図-8.4(3)に示すように、RC床版下面の中央支間部および片持ち部の増厚補強が計画され、実施された。

補強仕様について、本橋梁の主桁間の中央には縦桁が増設されていたことから、RC床版の主筋方向すなわち橋軸直角方向は鉄筋量を満足しており、橋軸方向にのみ補強が必要となった。表-8.3に支間部の橋軸方向（配力筋）の補強計算結果を示す。この結果より、メタルグリッド筋の支間部は板厚6mm、主筋幅12mmとし、同様の計算に

表-8.3 補強計算結果 (支間部下面)

支間部(下面)	補強前	補強後
配力筋方向		
曲げモーメント	M= 15.0 kN・m	15.0 kN・m
圧縮側コンクリート	$\sigma_c = 3.9 \text{ N/mm}^2 < 8.6 \text{ OK}$	$2.9 \text{ N/mm}^2 < 8.6 \text{ OK}$
引張側鉄筋 (D13@213)	$\sigma_s = 158.1 \text{ N/mm}^2 > 120 \text{ NG}$	$46.4 \text{ N/mm}^2 < 120 \text{ OK}$
メタルグリッド筋	—	$90.9 \text{ N/mm}^2 < 120 \text{ OK}$ (t=6, b=12, @100)

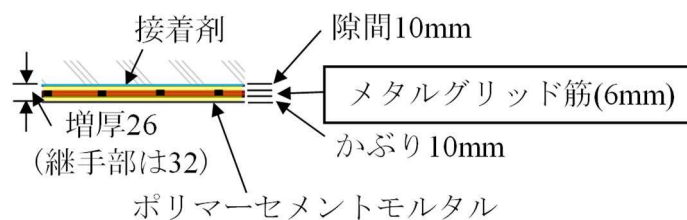


図-8.5 増厚断面 (下面補強)

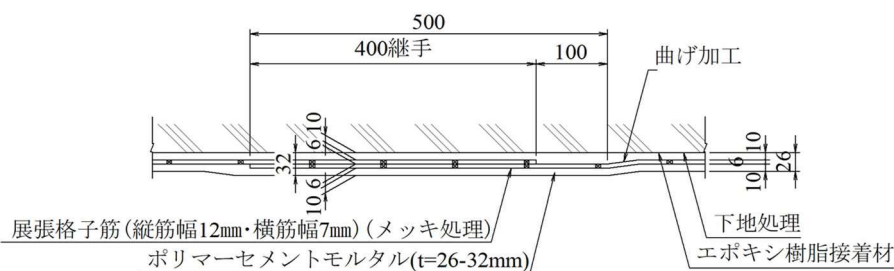
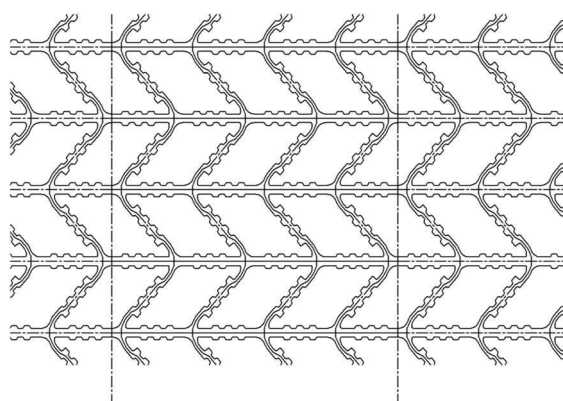


図-8.6 重ね継手 (下面補強)

より、張出し部は板厚 6mm、主筋幅 10mm とした。一方向の補強のため、メタルグリッド筋は展張格子筋を使用し、配力筋幅は 7mm である。メタルグリッド筋 1 枚の長さは 2,500mm とし、支間部は幅 1,065mm、張り出し部は張り出し長さに応じ 100~500mm とした。増厚断面は、図-8.5 に示す通り、メタルグリッド筋は既設 RC 面から 10mm 隙間を空けて設置し、かぶりを 10mm とし、増厚は 26mm、継手部は長さ 400mm の重ね継手として増厚は 32mm とする。継手部の重ね継手の状況を図-8.6 に

示す。また、メタルグリッド筋は溶融亜鉛めっき処理により防食性能を高めている。

8.3.3 RC床版の下面補修

乳ノ木橋のRC床版下面のひび割れ損傷状況および補修状況を写真-8.8に示す。写真-8.8(1)に示すように、2方向ひび割れが発生しており、増厚補強を行う前にひび割れ補修を行う必要があった。

(1) ひび割れ診断

本橋梁のRC床版は1964年に供用されてから、B活荷重に対応するため主桁間中央に縦桁が増設されているものの、劣化が著しい。ひび割れ損傷状況を写真-8.8(1)に示す。RC床版下面のひび割れは、ひび割れ幅0.2mm以上が2方向に発生し、漏水・遊離石灰が全面に沈着しており、健全性Ⅲに相当する床版である。

(2) ひび割れ補修

ひび割れ補修は0.2mm以上を対象に、写真-8.8(2)に示すように樹脂注入器具を用いて注入した。本ひび割れ補修法は、内圧充填接合補強（IPH工法）が採用されている。



(1) 下面の損傷状況



(2) ひび割れ補修

写真-8.8 RC床版下面の補修

8.3.4 RC床版の下面増厚補強の施工状況

施工では、上り2車線の内、昼間、片側1車線を通行規制し、ユニック車でメタルグリッド筋を吊り下ろし、足場上に引き込んで下ろす（写真-8.9(1), (2), (3)）。専用のジャッキ(水圧式)を用いて、メタルグリッド筋をRC床版下面に設置する（写真-8.9(4)）。固定には、専用の固定金具を用い、おおむね500mm間隔で固定する（写真-8.9(5)）。そして、付着用接着剤を既設コンクリート面に塗布する（写真-8.9(6)）。続いて、ポリマーセメントモルタル（以下、PCMとする）の吹付けを行う。吹付けは既設コンクリート面～メタルグリッド表面までと、かぶり部分の2回に分けて実施する（写真-8.9(7)）。2回目吹付け後、表面仕上げを行う（写真-8.9(8)）。



(1) 吊り下ろし



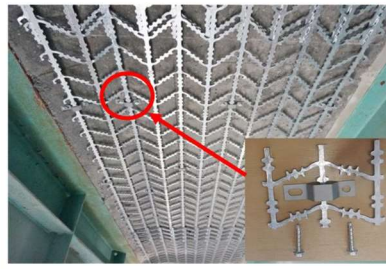
(2) 引き込み



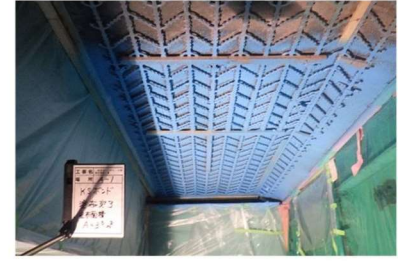
(3) メタルグリッド筋



(4) 設置



(5) 固定金具による固定



(6) 付着用接着剤塗布



(7) PCM 吹付け



(8) 表面仕上げ

写真-8.9 メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 PCM 下面増厚補強法

以上のように、メタルグリッド筋は工場で加工し、主筋、配力筋が一体となっていることから、現場での取り付け作業は短時間での施工が可能となり、施工の合理化、省力化が可能となる材料である。さらに、増厚界面にこのメタルグリッド筋を配置し、付着用接着剤を塗布して PCM 吹付けを行うことで、既設コンクリートと増厚補強部が一体化を強化し、耐荷力の向上が図られる。

8.4 RC 床版の上面増厚補強事例

8.4.1 東橋の概要と補強計画

東橋は、福島県矢祭町に位置し、昭和 38 年に建設された、建設後 50 年以上が経過する PC 橋であり、橋梁は 1 径間 31.95m が 5 径間で、橋長が約 160m である（写真-8.10）。図-8.7 に示すように幅員は 5.5m、主桁間隔が 1.5m の 4 主桁構造である。橋長 160m にメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型コンクリート舗装を施すものである。現況のコンクリート舗装厚は 50mm 程度で全径間に渡って舗設されているが、コ



写真-8.10 東橋の全景

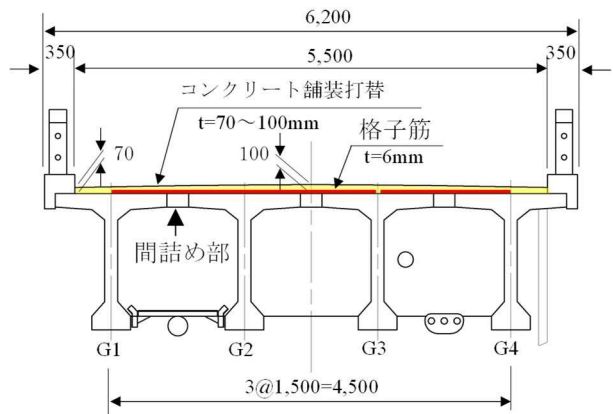


図-8.7 断面図

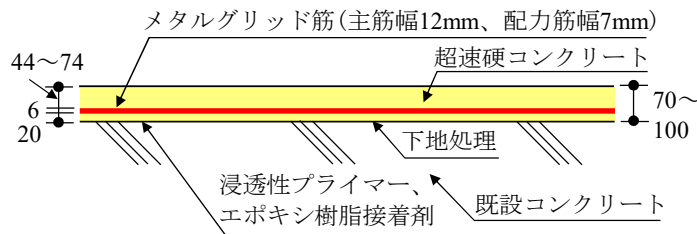


図-8.8 増厚断面図

ンクリート舗装にひび割れが発生している。下面には舗装面からの漏水により遊離石灰も発生しており、間詰り部コンクリートの抜け落ちが懸念されることから、抜け落ち防止対策が必要である。

そのため、引張補強筋を配置したコンクリート舗装が必要となる。しかし、従来の鉄筋を配置した補強も兼ねたコンクリート舗装の場合は、主鉄筋および配力筋の2方向に格子状に配置することになるため、厚さ100mm以上が必要となる。そこで、主筋と配力筋が一面加工されたメタルグリッド筋を配置することで、舗装厚さは70~100mmとした。

補強断面を図-8.8に示す。切削時に発生する微細なひび割れに浸透させてコンクリート表面を強固にする浸透性接着剤を用い、既設コンクリート表面とコンクリート舗装材との付着性を向上させるために付着用接着剤を用いる。そして、抜け落ち防止対策として、メタルグリッド筋を用いた。

8.4.2 東橋の補強に用いる材料

(1) メタルグリッド筋

メタルグリッド筋の寸法を図-8.9に示す。厚さ6mmのSS400の鋼板を用い、主筋幅12mm(断面積 72mm^2 , D10相当)、配力筋幅7mm(断面積 42mm^2 , D6相当)とし

た。格子間隔は 100mm×100mm とした。B 型のメタルグリッド筋製作の最大寸法は 3,000mm×1,500mm であり，現地の施工性を考慮して 3,000mm×1,450mm と 1,500mm×1,450mm の 2 種類を用いて，配置計画を行った。

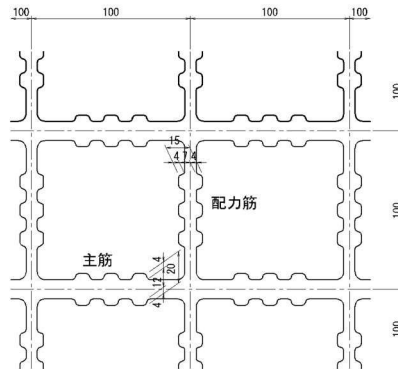


図-8.9 メタルグリッド筋の寸法

(2) 2 種類の接着剤

既設コンクリート切削時に発生するひび割れ補修には浸透性接着剤を用いる。ひび割れ幅 0.05mm 以上に浸透する接着剤で，付着力 2.6N/mm^2 以上である。次に，コンクリート舗装材と既設床版との付着性を高めるために付着用接着剤として高耐久型エポキシ系接着剤を用いる。付着力は 3.7N/mm^2 以上である。

(3) コンクリート舗装材

補強を兼ねたコンクリート舗装厚は間詰部界面に荷重を分散させることから，厚さ 80mm と設計されている。また，コンクリート舗装材は施工地域での移動プラントの確保を考慮して配合を検討する。橋梁の耐荷力の向上を図るための補強を考慮した場合は，一般には鋼繊維補強コンクリートが用いられるが，本橋梁ではメタルグリッド筋が配置されることから，鋼繊維を用いない配合となっている。すなわち，超速硬セメントに最大寸法 15mm の骨材および 5mm 以下の砕砂を用い，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 24N/mm^2 以上を発現できる配合とされた。

8.4.3 メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型コンクリート舗装補強

メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型コンクリート舗装補強の施工手順を写真-8.11 に示す。

本橋梁は PC 桁橋であり，コンクリート舗装の切削においては専用の切削機を用いるが，切削のし過ぎや切削時の PC ケーブル定着部耐荷力低下につながることから，慎重に切削する必要がある。

まず，既設のコンクリート舗装面を最小限に切削する（写真-8.11(1)）。切削後，橋

面コンクリートの損傷部や後打ち床版部の漏水対策を実施する。次に、メタルグリッド筋を幅員 5.5m、橋長 160m 全面に設置する (写真-8.11(2))。メタルグリッド筋は設置時の施工性を考慮して 2 種類の大きさを交互に設置する。設置においては超速硬コンクリートの骨材寸法を考慮して、高さ 20mm のスペーサを用いた。メタルグリッド筋設置後は浸透性接着剤を $0.5\text{kg}/\text{m}^2$ を基準に塗布する。塗布作業はリシガンを用いた (写真-8.11(3))。

浸透性接着剤の硬化時間は 8 時間 (夏用) である。塗布作業が終了した後、打継ぎコンクリートとの付着性を高めるために付着用接着剤を $0.9\text{kg}/\text{m}^2$ を基準にリシガンで塗布する (写真-8.11(4))。付着用接着剤の硬化時間は常温で 120 分程度であるため、超速硬コンクリートの打込み時間と合わせて塗布範囲を決める必要がある。付着用接着剤の塗布と同時に超速硬コンクリートの練混ぜ準備を行う。超速硬コンクリートを用いることから、練混ぜは移動式プラント車を用いた。練混ぜと同時に付着用接着剤塗布範囲に超速硬コンクリートを打設し、表面仕上げを行う。片側作業終了後の状態を写真-8.11(5)に示す。

なお、既設床版上面に 2 種類の接着剤を塗布し、厚さ 70~100mm のコンクリート舗装を行うことから一体性が得られるので、橋面防水工は省略した。



(1) 切削完了



(2) メタルグリッド筋設置



(3) 浸透性接着剤塗布



(4) 付着用接着剤塗布



(5) コンクリート打設完了

写真-8.11 メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型コンクリート舗装補強法

8.5 溝橋 (ボックスカルバート) の補修事例

8.5.1 仲原橋の概要

仲原橋は、千葉県南房総市白子に位置する、昭和41年（1966年）に建設された、太平洋海岸沿いの県道下を横断する橋長2.3m、幅員7.87mの溝橋（ボックスカルバート）である（写真-8.12）。台風時には、海水がボックスカルバート頂版部まで逆流するため、塩害の影響を大きく受け、特に頂版部はかぶりコンクリートがはく落し、鉄筋が露出している。

8.5.2 仲原橋の補修計画

建設当時の設計荷重はT-20と旧基準であるが、今回は旧基準のままとして、補強ではなく、劣化したコンクリートの補修と既設鉄筋の復旧が目的であった。したがって、既設鉄筋は防錆処理した上で、その内側に既設鉄筋と同断面積の補強材を設置することが計画された。水路であることから、内空断面の阻害を最小限に抑えることが必要なため、鉄筋ではなく、増厚厚さを薄くすることが可能なメタルグリッド筋が採用された。



(1) 施工場所

(2) 水路(海側より撮影)

(3) 補修前の頂版の状況

写真-8.12 仲原橋の補修前の状況

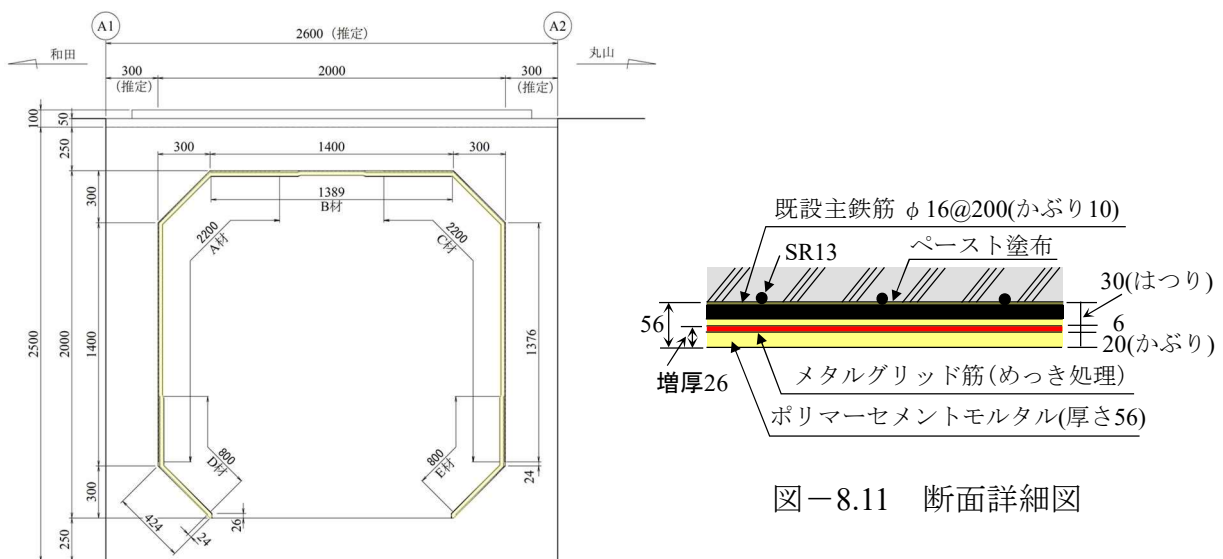


図-8.10 断面図

図-8.11 断面詳細図

8.5.3 補修に用いる材料

(1)メタルグリッド筋

既設の主鉄筋はφ16が200mmピッチで配置されており、同断面積となるよう、メタルグリッド筋は板厚6mm、主筋幅17mm（100mmピッチ）とした。

(2)遮塩モルタル



(1)劣化部のはつり



(2)鉄筋のケレン



(3)はつり完了



(4)防錆ペースト塗布完了



(5)メタルグリッド筋運搬



(6)固定金具設置



(7)固定金具設置完了



(8)メタルグリッド筋設置完了



(9)遮塩モルタル吹付け



(10)表面仕上げ



(11)表面被覆材塗布



(12)施工完了

写真-8.13 仲原橋補修の施工状況

塩害腐食環境で損傷した RC 構造物への対応として、メタルグリッド筋は溶融亜鉛めっき処理とし、吹付けモルタルには遮塩モルタルが採用された。

8.5.4 溝橋（ボックスカルバート）補修の施工状況

施工では、2 車線の内、片側 1 車線を通行規制して片側交互通行とし、半分ずつ施工を行った。まず、劣化したコンクリートかぶりをはつり、既設鉄筋を露出させて鉄筋に防錆処理を施した（写真－8.13(1), (2), (3), (4)）。メタルグリッド筋を人力運搬して、メタルグリッド筋を所定の位置に配置し、専用の固定金具で固定する（写真－8.13(5), (6), (7)）。メタルグリッド筋を設置完了した状況が写真－8.13(8)である。そして、遮塩モルタルの吹付けを行い、左官仕上げを行う（写真－8.13(9), (10)）。コンクリート表面には表面被覆材を塗布し、施工を完了した（写真－8.13(11), (12)）。

8.6 まとめ

第 8 章では、老朽化に伴う補修・補強や道示に規定されている活荷重への耐荷力向上のための RC 部材の補強技術について、メタルグリッド筋を配置し、浸透性接着剤、付着用接着剤を塗布して、PCM 吹付け又は SFRC 舗装による増厚補強を実橋梁に適用し、以下の知見が得られた。

- (1)メタルグリッド筋の設置において、主筋、配力筋は一面加工されており、増厚厚さを薄くできることを確認し、また、主筋、配力筋は一体化しているので、設置時間を短縮でき、鉄筋配置に比較してコスト縮減が可能である。
- (2)付着用接着剤は 2 液を混合してからの硬化時間が 2 時間程度であり、下面増厚補強の PCM 吹付けにおいては、あらかじめ塗布範囲を決めて施工を行う必要がある。SFRC 上面増厚補強においては、浸透性接着剤、付着用接着剤を先行して実施し、その後を追いかけるように SFRC 打ち込みを行うことで、施工の効率化が図れる。
- (3)水路等に使用されている溝橋（ボックスカルバート）においては、内空断面の阻害を最小にする必要があり、メタルグリッド筋を適用することで増厚厚さを薄くでき、その目的に適合した材料であると言える。
- (4)以上のことから、メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け又は SFRC 増厚補強法は、国土交通省が推奨する i-Construction（建設現場の生産性革命）施策に貢献できるプレキャスト化工法として、合理化施工が可能な補修・補強工法であると考えられる。

第8章参考文献

- 8.1) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局 国道・防災課道路保全企画室，2011.1
- 8.2) 森下博之：道路の老朽化対策の取り組みについて，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2017
- 8.3) 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，2011
- 8.4) 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
- 8.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1994

第9章 総括

日本の社会資本施設の多くは高度経済成長期に建設され、建設後 50 年を経過する施設が加速的に増加して老朽化が進んでおり、補修・補強技術の開発や維持管理手法の構築が重要な課題となっている。社会資本施設の中でも道路施設は、地方生活圏および主要な都市圏をつなぐ重要な施設であり、将来にわたって十分な機能や性能を維持する必要がある。道路橋は劣化損傷が著しく、国土交通省をはじめとする道路管理機関では橋梁の点検、調査結果から損傷程度の評価、対策区分の判定、健全性の診断を行い、優先順位を決めて、損傷が軽微な段階で、低コストで、毎年平準化した予算で修繕する予防保全型維持管理計画、すなわち「道路橋長寿命化修繕計画」を立案し、修繕に取り組まれている。一方、建設業就業者数は減少し労働者不足が深刻な問題であり、さらに建設業就業者の高齢化が顕著であり、次世代への技術継承も課題となっている。このような背景を受けて、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、より一層魅力ある建設現場を目指す取り組みである「i-Construction」が進められている。よって、道路橋の長寿命化を図る補修・補強技術においても「i-Construction」の方針を取り入れた新材料や補強工法の開発が急務である。

本論文では、道路橋のコンクリート部材であるはり、床版、柱の供試体に、鉄筋の代替材料として新たに開発したメタルグリッド筋を適用し、既設 RC 界面にはエポキシ樹脂系接着剤を塗布して、充填材にはポリマーセメントモルタルや鋼繊維補強コンクリートを用いた増厚補強を施し、耐荷力性能や耐疲労性を検証した。また、これらの増厚補強工法を実際の現場に適用した事例も示し、「i-Construction」の施策目的の一つである建設現場での生産性向上に合致した材料、補強工法であることが確認されたので、橋梁の長寿命化対策の推進に寄与したいと考える。

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、社会資本施設の老朽化の現状と課題、「予防保全」の考えに基づくメンテナンスサイクル構築の重要性、その上で補修・補強技術の開発の必要性を述べた。そこで、「i-Construction」の取り組み方針の一つである「鉄筋のプレハブ化」に合致した新材料であるメタルグリッド筋を補強材として適用することで、補強増厚厚さを薄くでき、施工の省力化も図れることを述べるとともに、本提案する補強法について、性能評価に関する検証、施工の合理化・省力化等についての位置付けを論じた。

第 2 章では、我が国の橋梁の現状と課題を述べるとともに、建設業界が抱えている

就業者の減少や高齢化問題を述べた。予防保全型維持管理計画の実施フローを示し、道路橋長寿命化修繕計画の概念について述べ、橋梁点検要領における損傷区分や健全性の判定区分などについて述べた。そして、コンクリート部材および RC 床版の損傷状況および補修・補強技術と課題について述べ、新たな補修・補強材料であるメタルグリッド筋の提案を行った。

第3章では、RC はりおよび RC 床版などの RC 部材の補修・補強に用いる鉄筋の代替材料として新たに開発したメタルグリッド筋について述べた。まず、メタルグリッド筋の開発経緯を示し、その形状、製作方法を述べるとともに、材料の特徴を述べた。そして、引張強度、付着強度などの各種材料試験から材料特性値を明らかにした。これらのことから、一面加工されたメタルグリッド筋は鉄筋 1 方向分の増厚層が不要となることから、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、国土交通省の政策にも合致した材料であると考えられる。

第4章では、RC はりに板厚 9mm のメタルグリッド筋を適用し、ポリマーセメントモルタル (PCM) による吹付け補強範囲を変化させた供試体を製作して、補強範囲の違いによる補強効果の変化、継手の有無による補強強度の差異等の確認を行い、メタルグリッド筋を用いた有用性を評価した。さらに、板厚 4.5mm のメタルグリッド筋を用いて、鋼板種類、防錆種類の違いによる補強効果の差異について検証を行った。

第5章では、まず、補強に用いるセメント系材料の材料特性を明らかにするとともに、既設 RC の補修および界面との付着性能を高めるために必要となる浸透性接着剤および付着用接着剤の材料特性値を明らかにした。そして、RC 床版の PCM 吹付け下面増厚補強法において、引張補強材にワイヤーメッシュおよび新たに開発した展張格子筋、格子筋の 2 タイプのメタルグリッド筋を用いて PCM 下面増厚補強した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、無補強の RC 床版およびワイヤーメッシュを配置した供試体を基準に補強効果および耐疲労性を検証した。また、増厚界面での付着性を高めるために、既設 RC 床版下面に接着剤を塗布して、メタルグリッド筋を配置した PCM 下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性を検証し、道路橋 RC 床版の下面増厚補強における引張補強材および接着剤を塗布した下面増厚補強法についての有用性を評価した。

第6章では、RC 床版の SFRC 上面増厚補強法において、鉄筋に替わる引張補強材として 2 タイプのメタルグリッド筋を用いた SFRC 上面増厚補強法を提案し、耐疲労性の評価を検証した。耐疲労性の評価は、2002 年改定の道示に準拠して製作した 1/2 モ

デルとした RC 床版供試体および引張補強材である鉄筋と同等な特性を有するワイヤーメッシュ筋を配置した供試体，それぞれを基準に本提案する 2 タイプのメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚した RC 供試体の耐疲労性を評価した。また，補強法においては，既設 RC 床版と増厚部の界面に接着剤を塗布した補強法についても輪荷重走行疲労実験を行い，接着剤が耐疲労性に及ぼす影響についても検証した。

さらに，界面に接着剤を塗布して SFRC のみにより上面増厚補強した供試体と界面に接着剤を塗布して SFRC 層内にメタルグリッド筋を配置した供試体との比較も行い，メタルグリッド筋の耐疲労性向上の効果も検証した。

第 7 章では，コンクリート製橋脚をモデル化した RC 柱に，圧縮荷重による橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分Ⅳに相当するひび割れが発生するように応力履歴を与え，ひび割れ補修に接着剤を注入する。補強においては応力履歴を与えた RC 柱の側面に浸透性接着剤と付着用の高耐久型エポキシ系接着剤を塗布し，展張型のメタルグリッド筋を配置し，流動性無収縮ポリマーセメントモルタルで増厚補強した場合の RC 柱の耐荷力性能および補強効果を検証した。これら展張格子筋を配置した接着剤塗布型増厚補強法の有効性を検証することで地方公共団体が管理する橋梁下部工の橋脚や RC 柱の維持補修・補強法における一助とする。

第 8 章では，老朽化に伴う補強や道示に規定されている活荷重への耐荷力向上のための RC 部材の補強技術について，メタルグリッド筋を配置し，浸透性接着剤，付着用接着剤を塗布して，PCM 吹付け又は SFRC 舗装による増厚補強を実橋梁に適用した結果，メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け又は SFRC 増厚補強法は，国土交通省が推奨する i-Construction（建設現場の生産性革命）施策に貢献できるプレキャスト化工法として，合理化施工が可能な補修・補強工法であると考えられる。

第 9 章では，各章における結論を総括して，本論文の主な研究成果をまとめた。

以上の実験検証等により，メタルグリッド筋は，国土交通省が推奨する「i-Construction（建設現場の生産革命）」における鉄筋のプレハブ化に合致した材料であり，メタルグリッドを用いた接着剤塗布型 PCM（又は SFRC）増厚補強工法は，橋梁 RC 部材の補修・補強に有効な工法であると考えられる。

謝 辞

本論文は、日本大学名誉教授 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わたる総合的・大局的見地から、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り大成・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 博士(工学)水口和彦先生、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)師橋憲貴先生に心からお礼申し上げます。

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頂きました日本大学助手 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して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。共同研究におきましては、東栄コンクリート工業株式会社の新田裕之代表取締役 博士(工学)、株式会社新星コンサルタントの中島博敬代表取締役社長 博士(工学)に大変お世話になり、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」、および建築工学科で所有している「島津 5,000kN 構造物試験機」等を利用して頂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・材料開発では、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ケミカル工事、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頂きました。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JFEシビル株式会社に衷心より感謝申し上げます。