

コンクリート床版の補強設計法に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 19～平 21

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤，田中良樹，長屋優子

【要旨】

既設の RC 床版の補強設計法を確立するため、配力鉄筋の影響を含む RC 床版の疲労損傷機構、及び鋼板接着による補強を行った際の挙動と効果について、輪荷重走行試験による実験的検討を行った。その結果、RC 床版の疲労損傷過程の早い段階において、走行範囲にわたってアーチ機構が形成されることと、アーチ機構形成に及ぼす影響因子、アーチ機構形成までの繰返し数 N_s の推定方法、アーチ機構形成以降の劣化過程を明らかにした。また、鋼板接着補強を例として、補強前後におけるアーチ機構の変化を明らかにするとともに、鋼板接着による疲労破壊形態の変化の要因と、鋼板端部に生じるせん断疲労破壊の推定方法を示した。
キーワード：RC 床版，疲労，配力鉄筋，鋼板接着補強，アーチ機構

1. はじめに

日本における鉄筋コンクリート(RC)床版の主たる損傷は、大型車の繰返し载荷による疲労損傷であり、ひび割れの発生・進展、最終的には路面の抜け落ちに至る、という過程をたどる¹⁾。鋼道路橋の維持管理において、RC 床版の補修・補強は鋼材の腐食や疲労の対策に並んで大きな割合を占めている²⁾。

1993 年の車両制限令及び設計自動車荷重の 25 トンへの改正に伴い、損傷度の高い既設床版を中心に補修・補強が進められてきているが、近年の道路橋と比較して、RC 床版の疲労耐久性が相対的に低い傾向にある昭和 30～40 年代(1955～1974 年)の橋は、鋼道路橋約 6 万橋のうちの多数を占めており、未補強で供用されているものも少なくない。

RC 床版の補強対策には、鋼板接着、上面増厚、炭素繊維シート補強等の各種工法がある^{2),3)}。1990 年代に、RC 床版の疲労耐久性を輪荷重走行試験により評価する方法が考案され^{4),5)}、新旧の補強工法の評価が行われた^{6),7)}。その結果、各補強工法の効果が示され、RC 床版の損傷状況に応じた工法選定の目安が示された。しかし、これまでの輪荷重走行試験による評価方法は、試験結果による相対評価が主体であり、RC 床版の疲労損傷機構や各補強工法の原理は必ずしも明確にされていない。このため、RC 床版の設計や補強工法の設計は仕様規定的で明確であるが、一方では画一的であり、多様な現場の状況の中で適切な対応が難しい面がある。また、一度補強された RC 床版の健全度を評価することも困

難である。

本研究では、RC 床版の疲労損傷機構について検討するため、輪荷重走行試験における計測方法に工夫を加えた上で、配力鉄筋の異なる輪荷重走行試験を実施した。また、1990 年代まで多く用いられてきた鋼板接着工法(図-1)に着目して、補強前後の輪荷重走行試験を行い、挙動の変化を測定した。RC 床版の鋼板接着補強の効果に関する研究は既に実施されているが⁸⁾⁻¹¹⁾、RC 床版のアーチ機構^{12),13)}に着目した視点から再検討を加えた。



図-1 鋼板接着による RC 床版の補強事例

2. 平成 19 年度の成果概要 ^{12),13)}

本課題の研究期間のうち 1 年目は、別途実施した課題「凍結防止剤がコンクリート部材の耐久性に及ぼす影響に関する研究(一般, 平成 17~19 年度)」との関連も含めて輪荷重走行試験を実施した。その結果は、平成 19 年度に報告したので、ここでは主な結果の概要を示す。

- 1) RC 床版の輪荷重走行試験を実施し、計測結果に基づく RC 床版の内力の変化を検討した結果、繰返し移動載荷により比較的早期に床版内部にせん断ひび割れが発生して、走行範囲にわたってアーチ機構が形成される(図-2)。
- 2) アーチ機構形成までの輪荷重走行載荷の繰返し数 N_s は、主鉄筋ひずみから算定されるみかけの中立軸が変化する回数と概ね一致する(図-3)。
- 3) RC 床版内にアーチ機構が形成された後、圧縮部材を構成するコンクリートに、圧縮疲労による弾性係数の低下が生じる(図-4)。

3. 輪荷重走行試験

3.1 試験方法

(1) RC 床版供試体

図-5、表-1 に供試体の形状寸法と主な諸元を示す。供試体 N(平成 19 年度に試験を行った供試体)は、昭和 39 年の道路橋示方書を適用した床版に概ね相当する供試体(以下、39 床版)である。供試体 N2, N0 は供試体 N とほとんど同一であるが、配力鉄筋の断面積をそれぞれ 2 倍、0.2 倍とした。また、供試体 NS1, NS2 は、供試体 N と同一とした。このうち、NS1 は輪荷重走行試験の途中で鋼板接着による補強を行った。

コンクリートの練り混ぜはプラントでの実機練りとした。表-2 に、コンクリートの配合と打設記録を示す。養生シートで約 10 日間養生した後、気中に放置した。表-3 にコンクリートの圧縮強度試験結果を示す。表-4 に使用した鉄筋の引張試験結果を示す。

(2) 鋼板接着補強

供試体 NS1 は、補強前に 147kN で 32 万回の繰返し走行載荷を行った。図-6 に、NS1 の補強前のひび割れ図を示す。床版中央における載荷時たわみは最大 7.8 mm であった。なお、繰返し数 30 万回において、試験機の漏油のため、供試体の上面からひび割れを通じて下面に油が垂れていた。鋼板接着による補強は、供試体下面のコンクリートをグラインダで目荒らした後、鋼板をアンカーボルトで仮固

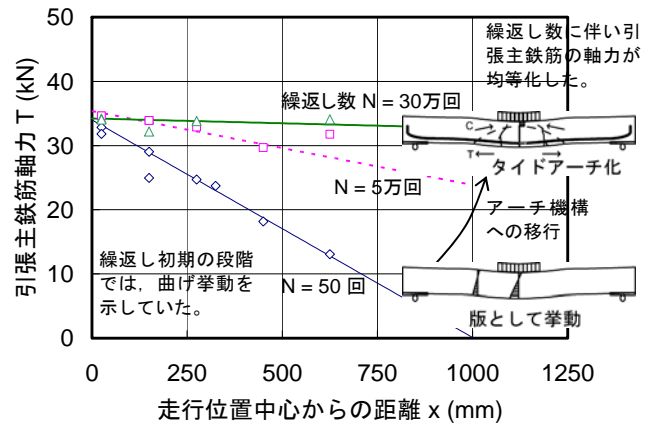


図-2 引張主鉄筋軸力分布の変化

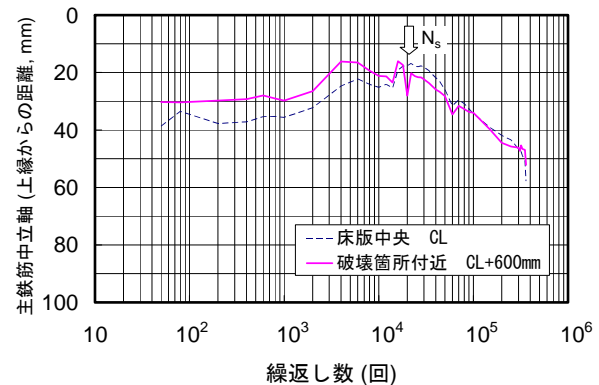


図-3 床版支間中央における中立軸の変化

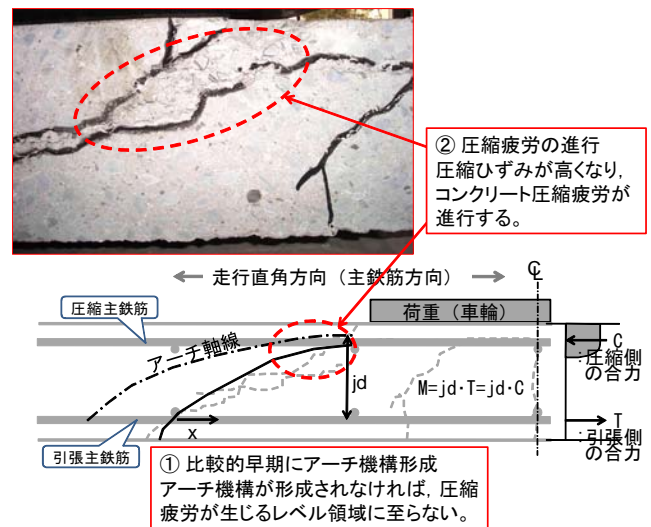


図-4 RC 床版のアーチ機構と疲労損傷

定し、エポキシ樹脂をコンクリートと鋼板の間に注入した。鋼板は SS400、板厚 4.5 mm、樹脂厚は 5 mm、アンカーボルトは M10、100 mm とした。図-7 に、補強鋼板の配置図を示す。既往の試験 ⁶⁾ と同様に、鋼板の継目を設けて、添接板を設置した。図-8 に、鋼板の設置状況と樹脂注入の施工状況を示す。

表-1 床版供試体の主な諸元

供試体		主鉄筋			配力鉄筋		床版厚 (mm)
		呼び径	間隔 (mm)	上縁からの距離* (mm)	呼び径	間隔 (mm)	
N	上段	D16	300	35	D10	300	192
	下段	D16	150	164	D13	300	
N2	上段	D16	300	30	D10	150	190
	下段	D16	150	164	D13	150	
N0	上段	D16	300	39	D6	300	197
	下段	D16	150	167	D6	300	
NS1	上段	D16	300	38	D10	300	193
	下段	D16	150	163	D13	300	
NS2	上段	D16	300	(30)	D10	300	(190)
	下段	D16	150	(160)	D13	300	

*) 床版上縁から鉄筋中心までの距離、解体後実測値を示す。括弧内は未解体のため設計値を示す。

表-2 コンクリートの配合及び打設記録

供試体	W/C (%)	Air (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m ³)					SL (cm)
				W	C	S	G	AE	
N	73.5	3.4	49.1	188	256	609	942	2.56	20.5
N2	66.0	5.0	48.1	182	276	852	961	2.76	18.0
N0	66.0	5.0	48.1	182	276	852	961	2.76	20.5
NS1, 2	57.0	4.4	47.4	178	313	835	957	3.32	18.0

セメント：普通ポルトランドセメント，

AE：AE 減水剤(遅延形 78S)，ただし、NS1, 2 は No.70

最大粗骨材寸法 G_{max} = 20mm，目標圧縮強度：25 N/mm²

注) 埋め込みゲージの設置に配慮してスランプを大きくした。

表-3 コンクリートの静的圧縮強度試験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	圧縮試験本数	材齢 (日)
N	26.8	26.5	0.215	3	64
N2	27.0	25.2	0.209	3	28
N0	29.8	27.6	0.217	3	39
NS1	30.7	21.6	0.176	3	186
	30.5	—	—	3	241
NS2	30.3	21.5	0.164	3	271

注) 輪荷重走行試験直前 3 本の平均値

NS1, 上段：補強なし開始時，下：補強後開始時

表-4 鉄筋及び補強鋼板の引張試験結果

供試体	鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
N	D10	338	477	189
	D13	350	504	192
	D16	390	593	196
N2	D10	359	516	194
	D13	338	482	192
	D16	342	514	194
N0	D6	345	561	205
	D16	349	525	194
NS1, 2	D10	353	510	191
	D13	350	521	190
	D16	348	528	190
補強鋼板 4.5mm 厚		277	439	201

鉄筋は SD295A，補強鋼板は SS400，いずれも 3 本の平均値

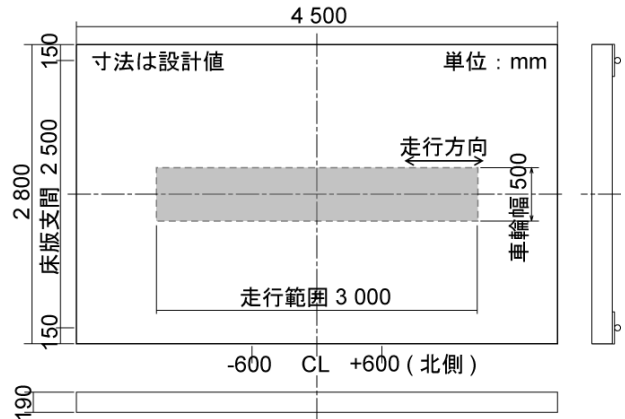


図-5 供試体の形状寸法

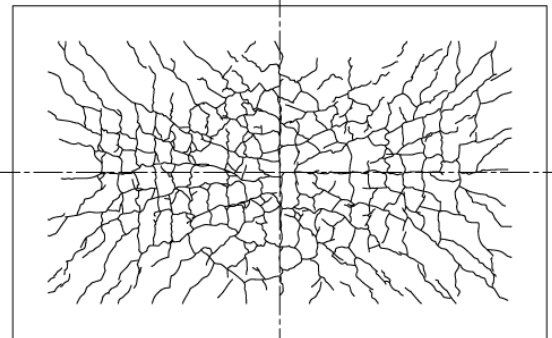


図-6 供試体 NS1 の補強前のひび割れ図

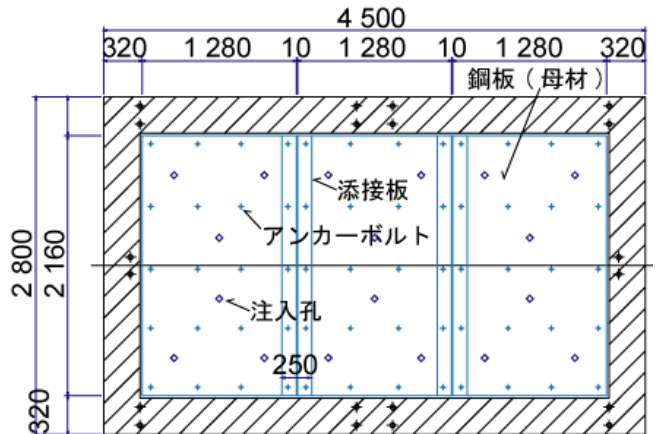


図-7 供試体 NS1 の鋼板接着補強



図-8 供試体 NS1 の鋼板接着補強の施工 (樹脂注入作業)

(3) 荷重試験と計測項目

床版供試体の支持は2辺(長辺)を単純支持,他の2辺を弾性支持とした。図-5に示した網掛け部分に輪荷重を走行荷重させた。表-5に,各供試体の走行荷重と破壊までの繰返し数 N_f を示す(N_s は後述)。走行荷重は,供試体 NS1 の補強後を除き,一定荷重を基本とした。供試体 NS1 は,補強後に,補強前と同じ条件(荷重 147 kN 一定で 32 万回)で走行荷重した後,荷重を 2 倍の 294kN 一定として,破壊まで走行荷重した。

主な計測項目は,鉛直変位,鉄筋及びコンクリートのひずみ,ひび割れ幅とした。コンクリートのひずみは,上下面のコンクリートひずみのほか,コンクリート中に小型の埋め込みゲージ(ゲージ長 50 mm)を埋め込んで,走行荷重位置直下のかぶり付近や,床版中央支間方向の上下主鉄筋間などにおけるコンクリートのひずみも計測した。ひび割れ幅は,上下面のひび割れを対象として, π 型変位計(以下, π ゲージ)を用いて測定した。上下面ともに,コンクリートのひび割れは,鉄筋位置に概ね沿って出る傾向があることから,鉄筋をまたぐように π ゲージを配置した。計測はひずみと変位の全点を対象として,所定の回数ごとに,床版支間中央で静的荷重を行った際の静的計測(SS データ)と,その直前 30 秒間の動的計測(20Hz, DT データ)を行った。

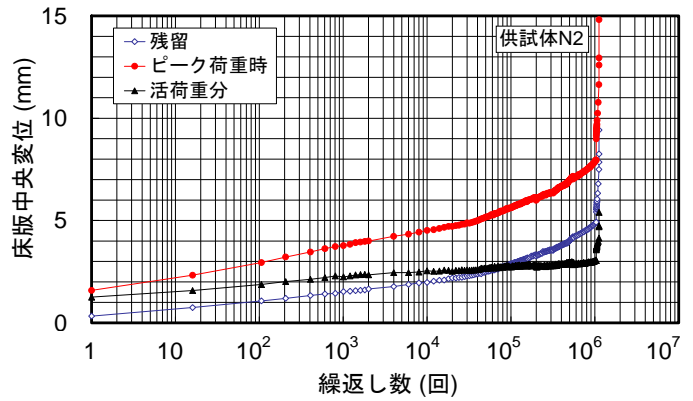
補強鋼板の付着切れは,ハンマーによる打音調査により確認した。

試験終了後,床版の破壊箇所を中心に走行方向及び走行直角方向に切断して,内部のひび割れ状況の観察及び版厚,鉄筋位置の計測を行った。

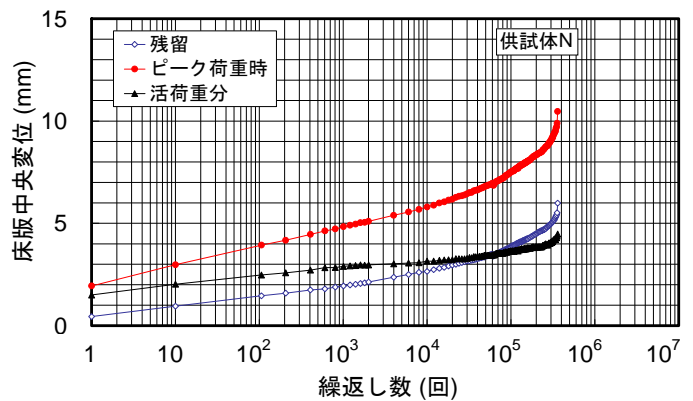
表-5 荷重荷重と走行繰返し数

供試体名	荷重荷重 (kN)	繰返し数(回)	
		破壊まで N_f	アーチ機構形成まで N_s
N	157	360,500	6,000
			22,000
			4,000
N2	157	1,125,432	6,000
			8,000
			16,000
N0	157	40,850	800
			—
			1,400
NS1, 補強前	147	(320,000)	20,000
NS1, 補強後	147	(320,000)	—
	294	217,000	—
NS2	127	(1,920,005)	118,000

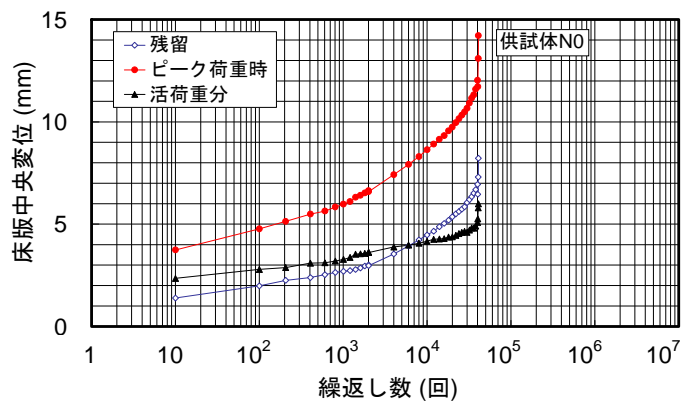
注) N_s は, 床版中心及び走行方向に前後±600mm の 3 断面で測定した結果を示す。括弧は抜け落ちなし。



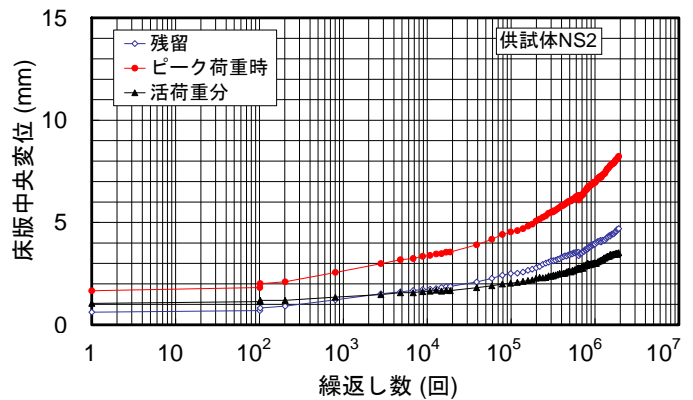
(a) 供試体 N2



(b) 供試体 N



(c) 供試体 N0



(d) 供試体 NS2

図-9 床版中央変位の変化 (SS データ)

3.2 結果

図-9に、補強していない供試体 N2, N, N0 及び NS2 について、静的載荷における床版中央変位の経時変化を示す。図中、載荷時の測定結果をピーク荷重時、除荷時の測定結果を残留、それらの差を活荷重分として、それぞれ示す。供試体 N2, N, N0 はいずれも抜け落ちを伴う破壊が生じた。NS2 は抜け落ちが生じる破壊には至っていない。

図-10(a)~(c)に、供試体 N2, N, N0 の抜け落ちた断面のひび割れ図を示す。曲げひび割れ(走行方向ひび割れ)は、配力鉄筋量が多いほど分散する傾向が見られるが、せん断ひび割れは、配力鉄筋量に関係なく概ね同じ傾向であった。

図-11 に、供試体 NS1 の補強前後における床版中央変位の変化を示す。補強後の繰返し数は、それぞれの荷重条件ごとの繰返し数で示した。補強前の変位は、供試体 N と概ね同様に、載荷開始直後から徐々に変位が増加する傾向が見られた。補強後の変位は、147 kN 走行開始前に初期化した値を示す。補強後、補強前と同じ荷重 147 kN で走行載荷を行った場合、補強前の走行開始時よりも変位は小さく、残留変位は約 5 万回までほとんど発生していなかった。補強後 147 kN の走行載荷は、補強前と同じ 32 万回まで行った結果、若干残留変位が生じたが、鋼板の付着切れなどの変状は見られなかった。

図-11(c)は、補強後 147kN で 32 万回走行載荷した後、荷重を 294 kN にして載荷した結果を示す。この場合、載荷初期の段階から残留変位が見られ、補強なしのときほどではないが、ピーク荷重時変位、残留変位ともに徐々に増加した。

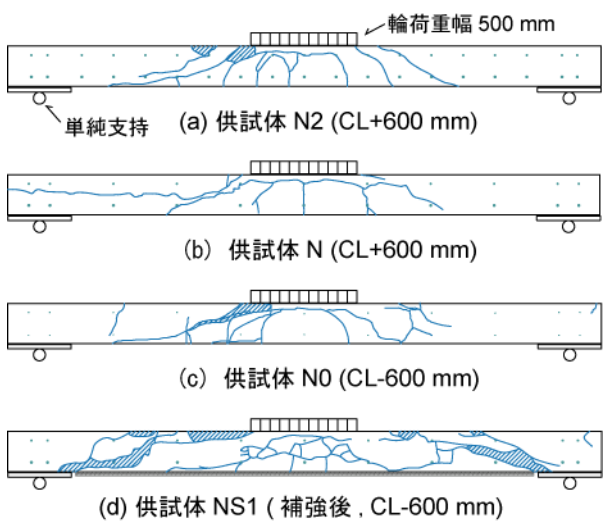


図-10 抜け落ちた断面のひび割れ図

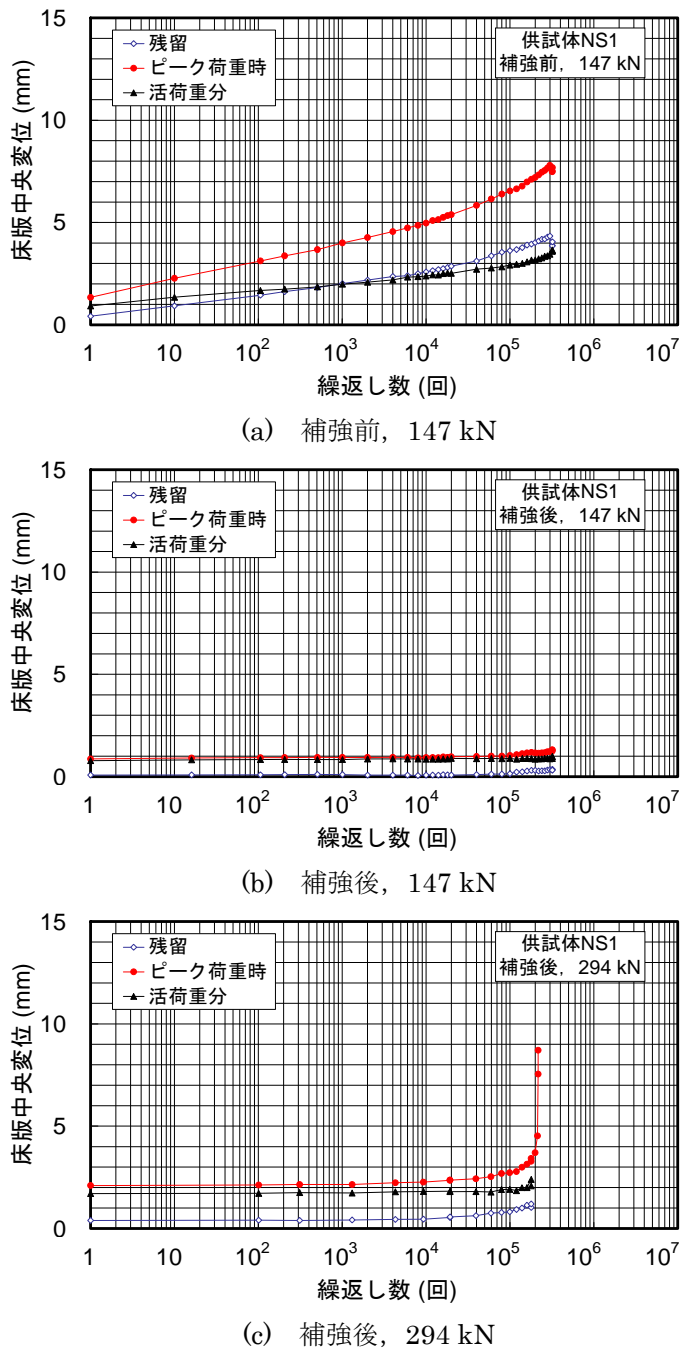
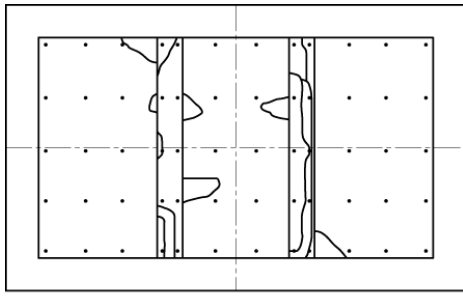
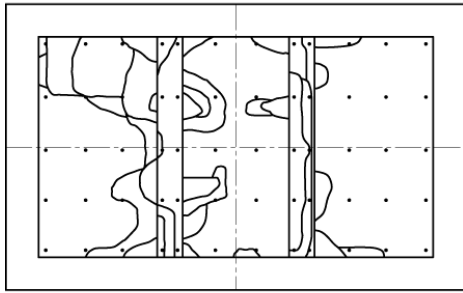


図-11 供試体 NS1 の補強前後の床版中央変位の変化 (SS データ)

走行開始から早期に片方の添接板(CL+600mm)に付着切れが見られ、約 5000 回でその添接板全体に付着切れを確認した。もう一方の添接板(CL-600mm)は、約 16 万回で全体的な付着切れを確認した。8 万回の段階では、コンクリートに直接接着していた鋼板(母材)の付着切れは見られなかったが、抜け落ち直前には、添接板だけでなく、母材の付着切れが急激に広がる傾向が見られた。図-12に、補強後 294 kN 走行載荷時における補強鋼板の付着



(a) 補強後 17.9 万回



(b) 補強後 21.7 万回

図-12 補強鋼板の付着切れ状況 (供試体 NS1)

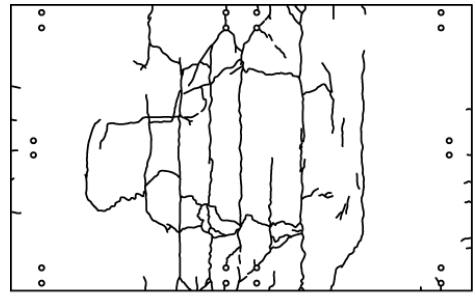
切れの状況を示す。補強鋼板の母材の付着切れは、初期損傷によるひび割れ幅が大きい箇所で、かつ添接板付近から発生した。また、添接板が全体的に付着切れしたことから、添接板付近の母材の角部にも付着切れが確認された。

図-10(d)に、供試体 NS1 の抜け落ちが生じた断面のひび割れ状況を示す。抜け落ちに関与したひび割れは、床版の単純支持付近の鋼板端部から輪荷重走行位置付近まで広範囲にひび割れが発生していた。

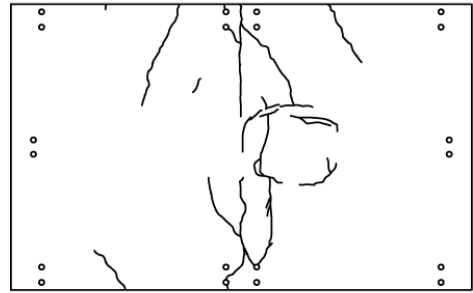
図-13 に、鋼板接着補強された供試体 NS1 の上面のひび割れ状況を、補強されていない供試体 N と対比して示す。また、NS1 上面の陥没状況を図-14 に示す。供試体 N の例に見られるように、補強されていない RC 床版の輪荷重走行試験では、抜け落ちの範囲が走行幅よりもやや大きい程度に限定されるのに対して、鋼板接着補強された NS1 の抜け落ちは広範囲に見られた。

4. 配力鉄筋量の影響

供試体 N2, N0 においても、みかけの中立軸の変化は、供試体 N と同様に見られ、アーチ機構形成の変化が認められた。図-15 に、供試体 N2, N, N0 の結果から得られた配力鉄筋量と繰返し N_s , N_f との関係を示す。横軸は、配力鉄筋量を 39 床版である供試体 N に対する比で表す



(a) 供試体 NS1 (補強 RC 床版)



(b) 供試体 N (無補強)

図-13 補強鋼板の付着切れ状況 (供試体 NS1)



図-14 供試体 NS1 上面の陥没状況

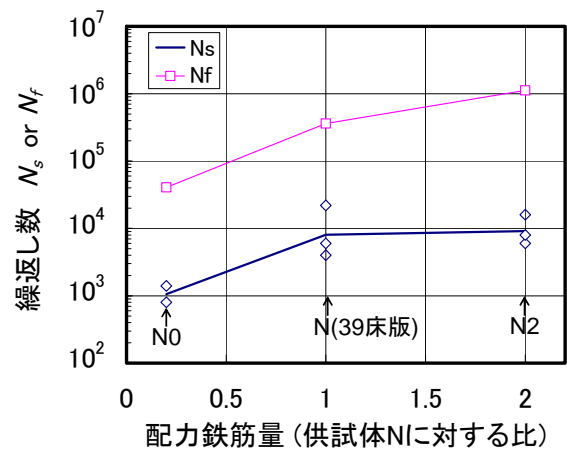


図-15 配力鉄筋量と繰返し N_s , N_f との関係

。アーチ機構形成までの繰返し数 N_s は、配力鉄筋がほとんど入っていない供試体 N0 では顕著に低下したが、39床版より配力鉄筋を増やしても顕著な差は見られなかった。一方、破壊までの繰返し数 N_f は、配力鉄筋の増加に伴い増加する傾向が見られた。

図-16 に、RC 床版の抜け落ち発生を対象として、S-N 線の整理に用いられている P/P_{sx} と、アーチ機構形成までの繰返し数 N_s の関係を示す。この指標のうち、 P は試験時の走行荷重であり、 P_{sx} は次式で算出されるはり状化した後の静的押し抜きせん断耐力である⁴⁾。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) \quad (1)$$

ここに、 B : はり化幅 ($= b_b + 2d_d$)、 b_b : 荷重ブロックの走行方向辺長、 d_d : 配力鉄筋の有効高さ、 τ_{smax} : コンクリートの最大せん断応力度 ($= 0.252f_c^2 - 0.00251f_c^3$)、 σ_{tmax} : コンクリートの最大引張応力度 ($= 0.269f_c^{2/3}$)、 X_m : 主鉄筋断面の中立軸計算値、 C_m : 主鉄筋のかぶり厚さ、 f_c : コンクリートの圧縮強度、注) SI 系に換算
 図中の 39 床版、47 床版は、既往の旧土木研究所における試験結果⁶⁾を示す(47 床版は、昭和 47 年の道路橋示方書を適用した床版に相当する供試体)。これらの N_s は、図-3 の結果を参考に、支間中央の鉄筋ひずみによる中立軸の変化から推定した値である¹²⁾。合わせて、39 床版の結果に基づく回帰曲線を示す。また、図中の共通試験は、東京都や民間企業で所有されている各種の輪荷重走行試験の特性を調査するために土木学会の委員会で実施されたときの結果を合わせて示す¹⁴⁾。

これらの結果より、39 床版、47 床版や供試体 N の結果は、 P/P_{sx} との関係が明確であったが、供試体 N0 などの幾つかの結果は大きくばらつくことがわかる。繰返し数 N_s は配力鉄筋量に必ずしも依存しないこと、アーチ機構の形成は走行方向の広範囲にわたって発生していること、それらはコンクリート内部のひび割れ進展に起因すると考えられることから、コンクリート材料のもつせん断強度特性に依存するところが強いと推察される。これを踏まえて、 $PI(2V)$ という指標を用いて、繰返し数 N_s との関係を図-17 に示す。 V_c は暫定的に次のとおり定義した。

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d_m \quad (2)$$

ここに、 v_c : ($= 2f_t$)、 b : 単位幅、 d_m : 主鉄筋の有効高さ、 f_t : コンクリートの引張強度

版理論と同様に単位幅を 1 としてよいが、同図では仮に 200 とした。走行方向に連続して発生するひび割れを想定していることから、幅の概念はないとし

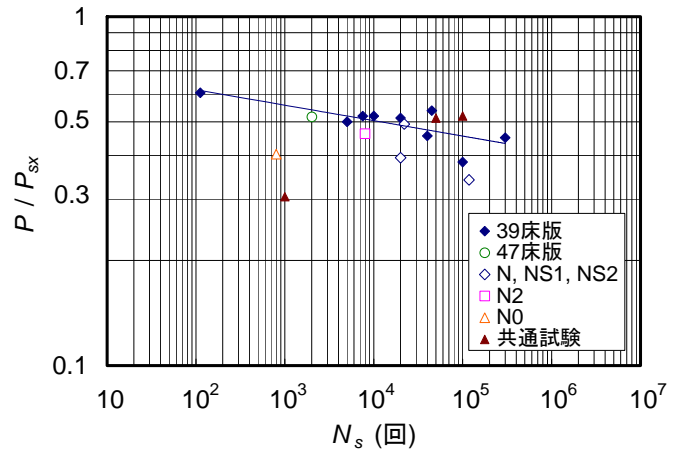


図-16 P/P_{sx} と N_s の関係

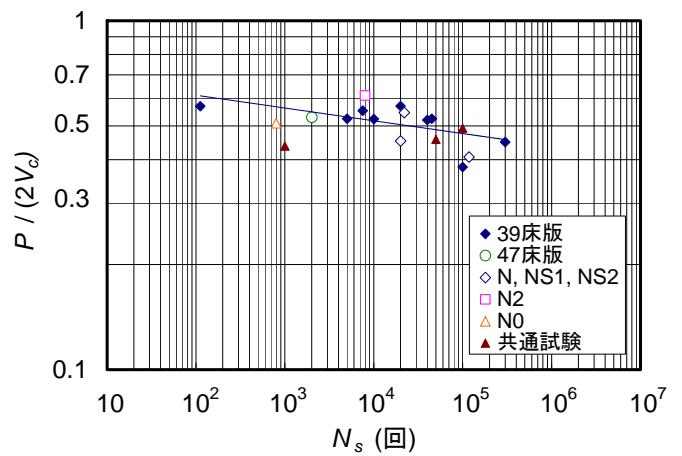


図-17 $PI(2V_c)$ と N_s の関係

た。また、 f_t は σ_{tmax} を用いても同様であるが、ここでは各試験の際の材料試験で得られた割裂引張強度を用いた。図-17 の結果より、この指標 $PI(2V_c)$ と N_s の関係は、 P/P_{sx} で整理した場合に比べて、ばらつきの程度が大きく改善されることがわかった。

5. 鋼板接着補強の効果

鋼板接着補強された RC 床版は、図-11(a), (b) に示したとおり、補強前後で顕著な差が見られた。補強前は、供試体 N と同様に中立軸の変化が見られたことから、既にアーチ機構が形成され、輪荷重走行位置近傍の床版内でコンクリートの圧縮疲労に伴う弾性係数の低下が生じ始めていたと推察される。しかし、補強後、同じ輪荷重 147 kN で走行載荷した場合は、床版中央変位が大きく改善されただけでなく、鉄筋ひずみの変化はほとんどなく、中立軸の変化も認められなかった。著者らが別途実施した下面に鋼板接着補強された RC はりのせん断試験結果より、鋼板接着によって、曲げ剛性が改善されるだけ

でなく、はりのせん断強度(コンクリートにせん断ひび割れが発生するときのせん断力)も鋼材の断面積に応じて改善されることが確認されている。RC 床版の場合、鋼板接着補強によって、曲げ剛性が大きく改善されることが知られているが⁸⁾、はりと同様に、式(2)に示した V_c が改善されることによって、アーチ機構の形成が抑制されていたものと考えられる。なお、補強後、引張主鉄筋のひずみは 500μ 程度で推移していたが、みかけの中立軸は約 5 万回以降に低下し始めていた。147 kN の場合、鋼板の付着切れは認められなかったことから、コンクリート内部の初期損傷によるひび割れの進展や外見上確認できないひび割れが発生していた可能性がある。

補強後の供試体 NS1 の輪荷重走行試験で輪荷重を 2 倍にした場合、鋼板の母材と添接板の間で付着切れが発生し、徐々にコンクリートと母材の間の付着切れの範囲が広がった。図-11(c)で床版中央変位が徐々に増加して、1 万回を超えたあたりからその増分が大きくなるのは、これらの鋼板の付着切れと連動していたと考えられる。図-12 に示したように、母材の付着切れは、輪荷重走行範囲の周辺で、補強前にひび割れの開閉が大きい位置であった。鋼板の剥離とともに、床版中央の引張主鉄筋ひずみや鋼板のひずみ(主鉄筋方向)が増加しており、鋼板の剥離による曲げ剛性の低下が見られた。しかし、図-10(d)、図-13(a)、図-14 に示したとおり、抜け落ちは、床版を単純支持している付近の鋼板端部から、異なるせん断ひび割れが大きく発生したことに起因しており、補強前の内部ひび割れはほとんど破壊に関与していなかった。この鋼板端部の破壊には、アーチ機構の形成は関係なく、コンクリートのせん断強度に依存した破壊であり、破壊時の繰返し数は、図-17 に示す N_s と同様に扱うのが適当であると考えられる。

破壊時の荷重は 294 kN であったが、図-18 に例示する弾性理論に基づく RC 床版のせん断応力度分布を見ると、輪荷重の周囲で特に大きく、支点付近はその 1/2 程度となることがわかる。鋼板端部のコンクリートのせん断強度は補強されていない場合のコンクリートのせん断強度と同じであるが、この部分に作用するせん断応力度は図-17 にプロットした試験の半分程度の荷重であった可能性がある。これを踏まえて、供試体 NS1 の補強後 294kN 時の破壊について、図-19 に、 $P/(2V_c)$ を 1/2 に低減してプロットした。図中、39 床版の回帰式と対比して示す。また、既往の土研における鋼板接着補強された RC

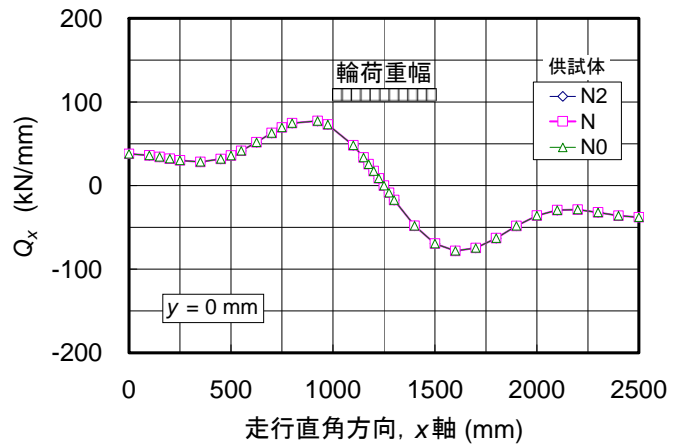


図-18 RC 床版のせん断応力度分布の例
(供試体 N2, N, N0)

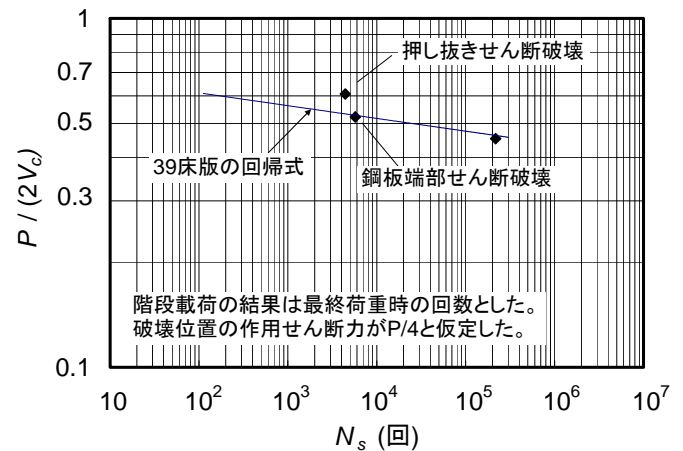


図-19 鋼板端部せん断破壊の $P/(2V_c)$ と N_s の関係

床版 2 体の輪荷重走行試験の結果を合わせて示す⁶⁾。これら 2 体は、いずれも階段載荷(157kN から開始して、4 万回ごとに 19.6 kN ずつ荷重を増加させる)で行われ、1 体は 334 kN で、供試体 NS1 と同様に鋼板端部のせん断破壊が生じた。もう 1 体は、314 kN で押し抜きせん断破壊した。作用せん断応力度が 1/2 という仮定が妥当であれば、鋼板端部でせん断破壊した 2 体(うち 1 体は NS1)は、図-17 に示した結果と同じ指標で整理できることがわかる。

鋼板接着補強によって、配力鉄筋量に相当する断面も改善されることから、鋼板の付着切れが生じない限り、抜け落ちまでの繰返し数 N_f は大きく改善されていると推定される。この点と以上の考察から、文献 6)で述べられたように、鋼板接着補強された RC 床版の破壊形態は、鋼板が付着切れして補強効果が低下して、通常の RC 床版と同様に押し抜きせん断破壊する場合と、補強効果が十分であるため、補強されていない鋼板端部でせん断破壊する場合の 2 種類が見られたと考えられる。

なお、漏水などによって、補強鋼材の端部や全体に付着切れが生じた場合、当然ながら補強されていない RC 床版の状態に戻ると考えられる。特に、それらの付着切れが漏水に起因した場合、RC 床版の下面からの乾燥を妨げ、アーチ機構形成以降に見られるコンクリートの圧縮疲労を促進することから、急激な劣化進行を招く可能性があると考えられる。今日、床版防水は一般に行われるようになっているが、既設の床版では施工されていないことがあるので、下面からの補強が行われている床版については、早期に防水処理を行う必要がある。

6. まとめ

RC 床版供試体 5 体の輪荷重走行試験を実施して、RC 床版の疲労損傷機構について検討を行った。また、そのうち 1 体は、途中で鋼板接着補強を行い、輪荷重走行試験を実施した。主な結果を次に示す。

- 1) 破壊過程の比較的早期にコンクリート内部に走行範囲にわたってアーチ機構が形成されることを明らかにした。
- 2) アーチ機構形成までの繰返し数 N_s は、コンクリートのせん断強度に依存しており、主鉄筋の有効高さからコンクリートのせん断強度から算出した指標で繰返し数 N_s を比較的精度よく推定できることを示した。
- 3) 配力鉄筋量は、抜け落ちまでの繰返し数 N_F に顕著に影響するが、繰返し数 N_s への影響は必ずしも顕著でなかった。39 床版よりも配力鉄筋量を増加させても、繰返し数 N_s の顕著な増加は見られなかった。
- 4) 鋼板接着補強された RC 床版供試体は、曲げ剛性の改善だけでなく、コンクリートのせん断強度の改善によって、補強前に生じていたアーチ機構の挙動は見られず、版としての挙動を示した。また、アーチ機構の再形成は認められなかった。
- 5) 補強された 39 床版の供試体 NS1 は、輪荷重を補強前の 2 倍の 294 kN にして走行載荷を実施した場合に、鋼板の剥離とともに、剛性の低下が見られたが、アーチ機構が再形成される前に、鋼板端部におけるコンクリートのせん断破壊が生じた。その破壊に至る繰返し数は、補強されていない RC 床版の繰返し数 N_s と同じ指標で整理できることを示唆した。

7. おわりに

本課題では、上記の輪荷重走行試験のほか、疲労損傷過程を推定するための非破壊検査や微破壊検査を実施した。RC 床版の疲労損傷過程において、床版コンクリートの内部にせん断ひび割れや水平のひび割れが生じるので、これらの検出の可能性について、RC レーダによる非破壊検査を試みたが、内部のひび割れ幅が小さいため、明確に検出することはできなかった。

コンクリートの疲労に関する要素試験として、アーチ機構形成に影響すると考えられるコンクリートの二面せん断疲労試験(プレストレスの影響を含む)、アーチ機構形成以降の疲労寿命を予測するためのコンクリートの圧縮疲労試験、同水中圧縮疲労試験を実施した。また、実橋において SFRC 補強されていた RC 床版を入手して、SFRC とコンクリート界面の強度特性に関する調査を実施した。

参考文献

- 1) 国広哲男：道路橋床版の問題点，橋梁と基礎，2-7，pp.1-5，1968.7.
- 2) 西川和廣，村越潤，山本悟司，杉山純：活荷重による橋梁上部構造の損傷と対策，土木技術資料，34-8，pp.58-65，1992.
- 3) 森成道，松井繁之，岩下藤紀，西川和廣：炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究，橋梁と基礎，95-3，pp.25-32，1995.3.
- 4) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.627-632，1987.
- 5) 内田賢一，西川和廣，神田昌幸：既設 RC 床版の健全度評価手法に関する実験的検討，土木学会第 55 回年次学術講演会，pp.516-517，2000.9.
- 6) 松尾伸二，西川和廣，内田賢一，川間重一：既設鉄筋コンクリート床版の補修・補強に関する検討，橋梁と基礎，pp.25-32，2000.11.
- 7) 建設省土木研究所，炭素繊維補修・補強工法技術研究会：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)一，共同研究報告書第 235 号，1999.12.
- 8) 太田実，相沢勇，百田国広，中村登喜雄：鋼板接着による鉄筋コンクリート床版補強に関する実験，土木研究所資料第 681 号，1971.4.
- 9) 飯岡豊，檜貝勇，細田和夫：鉄筋コンクリート床版の補強方法に関する試験―鋼板接着工法の検討(その 3)―，日本道路公団試験所報告，pp.143-151，1977.12.
- 10) 園田恵一郎，沖野真，林秀侃，喜田浩：道路橋 RC 床版に対する鋼板接着補強工法の信頼性に関する研究，土

木学会論文集, 第 398 号, pp.245-254, 1988.10.

- 11) 堀川都志雄, 加藤暢彦, 吉川紀, 山口良弘, 園田恵一郎: 鋼板接着工法で補強されたひび割れ損傷 RC 床版の耐久性について, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1083-1094, 1998.3.
- 12) 長屋優子, 村越潤, 田中良樹: 繰返し移動荷重を受ける鉄筋コンクリート床版のひび割れ挙動に関する検討, コンクリート工学年次論文集, pp.907-912, 2008.
- 13) 田中良樹, 村越潤, 長屋優子: 道路橋 RC 床版の疲労損傷過程における上面かぶりの剥離の影響, コンクリート工学年次論文集, pp.913-918, 2008.
- 14) (財)災害科学研究所: 各種の輪荷重走行試験装置下での床版疲労耐久性と S-N 疲労曲線の統一化についての総合評価 (28 社共同研究で委託), 2006.3.