

論文 移動輪荷重下において下面増厚補強を施した RC 床版の押抜きせん断耐力と疲労寿命

島中 悠企^{*1}・上田 多門^{*2}・古内 仁^{*3}・張大偉^{*4}

要旨: HPRCC と CFRP 格子筋を用いて下面増厚補強を施した RC 床版供試体 2 体に階段載荷による移動輪荷重試験を行い、押抜きせん断破壊に対する疲労寿命を測定した。押抜きせん断の破壊断面をモデル化し、松井らの提案する考え方にに基づき押抜きせん断耐力の推定を試みた。推定値から実験値の疲労寿命を再現できるかを検証するため(独)土木研究所の提案する S-N 曲線式とマイナー則を利用して累積損傷を考慮した疲労寿命を算出し、実験値との比較を行った。その結果、疲労寿命の推定値は実験値より安全側の値を示した。
キーワード: 移動輪荷重, 下面増厚補強, RC 床版, 押抜きせん断耐力, 疲労寿命

1. はじめに

我が国の道路橋は、高度経済成長期に建設されたものが多く、近年になって車両の大型化、交通量の増大、老朽化などが原因となって RC 床版の損傷が問題となっており、現状と将来に対する対策が必要とされている。道路橋床版の損傷の一つとしてあげられる押抜きせん断破壊は、交通荷重の繰り返し作用によりひび割れが発達し、ひび割れ発生面が骨材の擦り磨き作用によって平滑化されせん断抵抗性を失い、最終的に RC 床版のコンクリート部分が抜け落ちる危険な破壊形態である¹⁾。

床版の補強工法の一つに下面増厚補強工法があるが、曲げ破壊耐力の向上への貢献については既に実験や検証がなされている。また、下面増厚補強を施すことで押抜きせん断破壊耐力の向上へも貢献すると考えられているが、その検証実験データは限られている¹⁾。

本研究は、下面増厚補強を施された RC 床版に移動輪荷重試験を行い、押抜きせん断耐力と疲労寿命の定量的な評価を試みた。試験は下面増厚部の補強筋量をパラメータとして RC 床版供試体を 2 体作製し、破壊を促進するため荷重の載荷方法は階段載荷を採用した。

なお、押抜きせん断耐力の算定にあたっては、松井らの提案するはり状化した床版の押抜きせん断耐力式²⁾に基づいて推定を行った。疲労寿命の評価にあたっては

(独)土木研究所の提案する S-N 線式³⁾を用い、階段載荷による累積損傷を考慮するためマイナー則⁴⁾を用いて疲労寿命の評価を行った。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

供試体は、図-1に示すように幅2800mm、長さ4500mm、厚さ160mmの既設 RC 床版下面に増厚材として HPRCC を吹き付けて作製した。増厚部は、図中の点線で示すように幅 2000mm、長さ 3600mm の範囲で、厚さ 10mm として施工が行われた。増厚部の補強筋には、CFRP 格子筋を用いた。実験変数は補強筋量で、表-1 に示すように No.1 供試体には 100mm の格子間隔、No.2 供試体には 50mm の格子間隔の FRP 格子筋を用いた。増厚補強の際には、補強面を上側として置き、WJ 施工で目粗しを行い補強筋を取り付けた後、HPRCC を吹付けた。

2.1 材料特性

既設部 RC 床版に用いたコンクリートと増厚部材に用いた HPRCC の材料特性を表-2 に示す。

増厚材に用いた HPRCC は、ポリエチレン繊維やビニロン繊維を含んでおり、ポリマーセメントモルタルに比べてひび割れ分散性に優れ、環境因子に対する遮蔽性が高い。また、ひび割れ制御機能とひずみ硬化の性質を持

表-1 供試体諸元

	既設床版			増厚部				輪荷重			
	支間長 (mm)	床版幅 (mm)	床版厚 (mm)	鉄筋比		補強筋 格子間隔 (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	厚さ (mm)	載荷板 (cm)	走行長 (m)
				主鉄筋	配力鉄筋						
No.1	2400	4500	160	0.0102	0.0037	100	2000	3600	10	20×50	3.2
No.2						50					

*1 北海道大学 大学院工学院 (学生会員)

*2 北海道大学 大学院工学研究院 教授 工博 (正会員)

*3 北海道大学 大学院工学研究院 助教 博(工) (正会員)

*4 浙江大学 准教授 Ph.D.

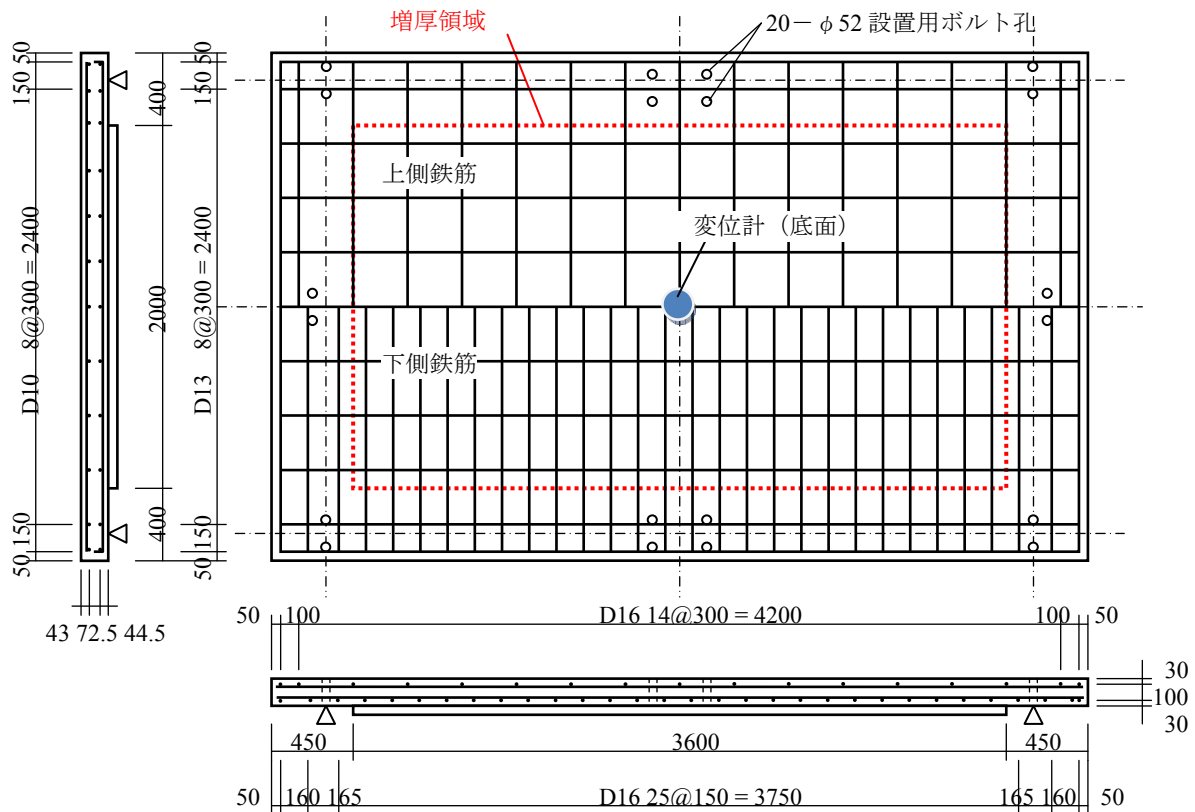


図-1 供試体の形状寸法

つといった特徴がある。

増厚部の補強筋に用いた FRP 格子筋の材料特性を表-3 に示す。FRP 格子筋は、カーボン連続強化繊維で一体成形されたものである。

2.3 荷重方法

本実験では、クランク式の輪荷重走行試験機（写真-1 参照）を使用し、その荷重速度は 20rpm で行った。図-1 における中央の実線で囲まれた領域は輪荷重の荷重位置である。輪荷重の荷重板には長さ 20cm×幅 50cm の鋼板を走行方向に並べて使用した。

実験は、実際の状況を考慮し下面増厚補強を施す前にプレ荷重を行った。プレ荷重ではどちらの供試体も 126kN の荷重で 30,000 回の移動輪荷重を荷重した。その後、供試体を試験機からはずして下面増厚を施した後、再び試験機に設置して破壊に至るまで荷重を続けた。

補強後の荷重は階段荷重を採用しており、図-2 に示すように 126kN からスタートし 30,000 回荷重した後、137kN まで荷重を上げ、10,000 回の荷重を行った。その後、荷重を 157 kN まで上げる。以降は 40,000 回荷重するごとに約 20 kN ずつ荷重を上げ破壊するまで繰り返した。試験中は、変位計を床版下面の中央に設置し、測定は荷重回数が 1, 10, 100, 1000, 10000, 20000, 30000, 40000, 以降は 40000 回ごとに、もしくは必要に応じてその都度行った。また、荷重を切り替える時にはいったん試験機を止め、荷重を上げ再度測定を行ってから試験を再

表-2 コンクリートと HPFRCC の材料特性(材齢 28 日)

	圧縮強度(N/mm ²)		弾性係数(N/mm ²)	
	コンクリート	HPFRCC	コンクリート	HPFRCC
No.1	34.6	46.6	25,260	16,700
No.2	37.0		27,420	

表-3 FRP 格子筋の材料特性

引張強度(N/mm ²)	引張弾性係数(N/mm ²)	断面積(mm ²)
1,400	100,000	26.4

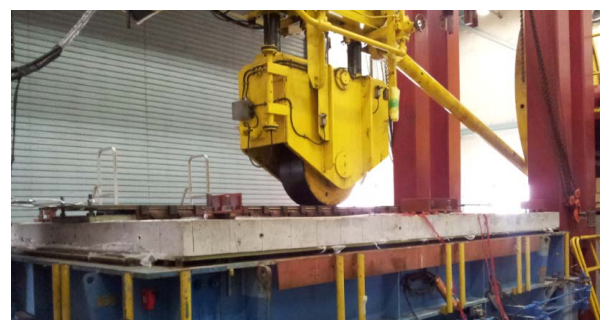


写真-1 輪荷重走行試験機

開した。

3. 実験結果

3.1 破壊形態

補強前の既設床版のプレ荷重試験による底面のひび割れ状況と補強後の床版の押抜きせん断破壊後の底面のひ

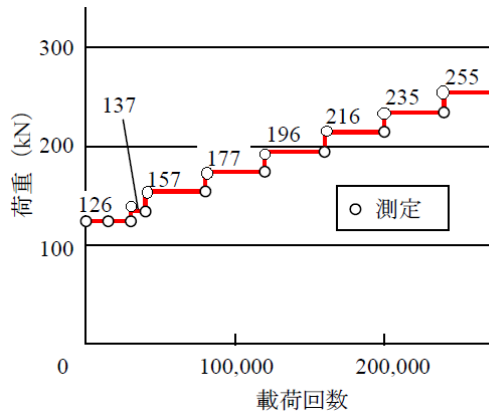


図-2 階段载荷と測定タイミング

ひび割れ状況をそれぞれ図-3に図-4とに示す。プレ载荷によって、床版底面には走行領域を中心として、格子状にひび割れが発達した。このとき、ひび割れ幅は0.2mm程度以下であり、骨材のすり磨きは生じていなかった。補強後の床版においては、既設床版部で押抜きせん断破壊が生じたが、増厚部の床版底面では発達した格子状ひび割れが大きく開くことはなかった。このとき、増厚部は局所的に分離することはなく、剥離・剥落が生じることはなかった。

図-5は、試験後、供試体中央で橋軸直角方向に切断した断面を示したものである。補強されていないRC床版の破壊断面では、载荷板の周辺から斜めひび割れが進展し、主鉄筋位置から水平方向にひび割れが発生する。本研究における下面増厚補強を施した場合は、水平方向のひび割れが既設床版と増厚部との界面に発生した既設床版部の押抜きせん断破壊であった。

3.2 疲労寿命

それぞれの供試体の実験で得られた疲労寿命を表-4に示す。破壊の判定は、中央点変位をモニタリングし、急激に値が大きくなったときに载荷面の落ち込みを目視で観察して行った(図-6参照)。この結果、No.2はNo.1に比べ増厚部の補強筋量が2倍となっているが、疲労寿命についてはほぼ同じであった。また、破壊に至った荷重ステップはいずれも216 kNである。

4. 考察

4.1 押抜きせん断耐力の推定

(1) 耐力算定式

静的押抜きせん断耐力の推定には松井ら²⁾の提案するはり状化した床版の押抜きせん断耐力式を用いた。耐力算定式を式(2)に示す。図-7は、はり状化した床版の破壊面における作用応力を表している。

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

$$B = b + 2d_d$$

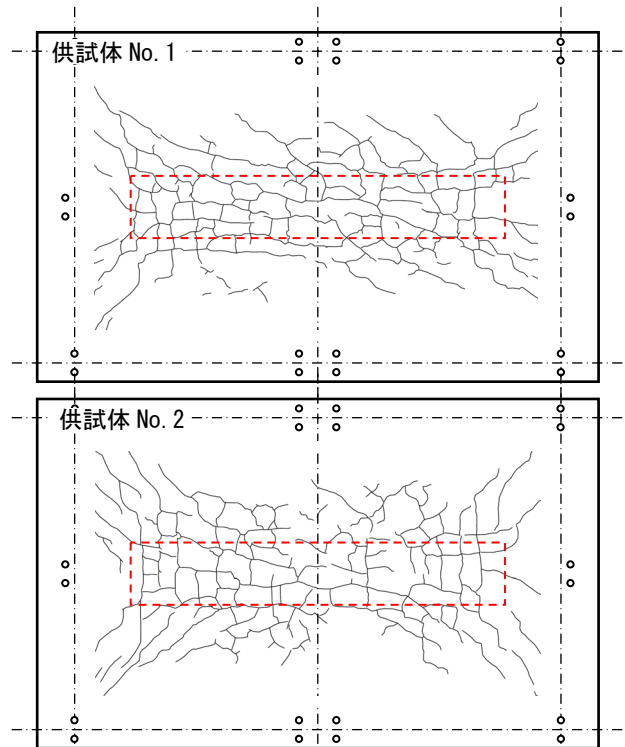


図-3 既設床版プレ载荷後の底面ひび割れ状況

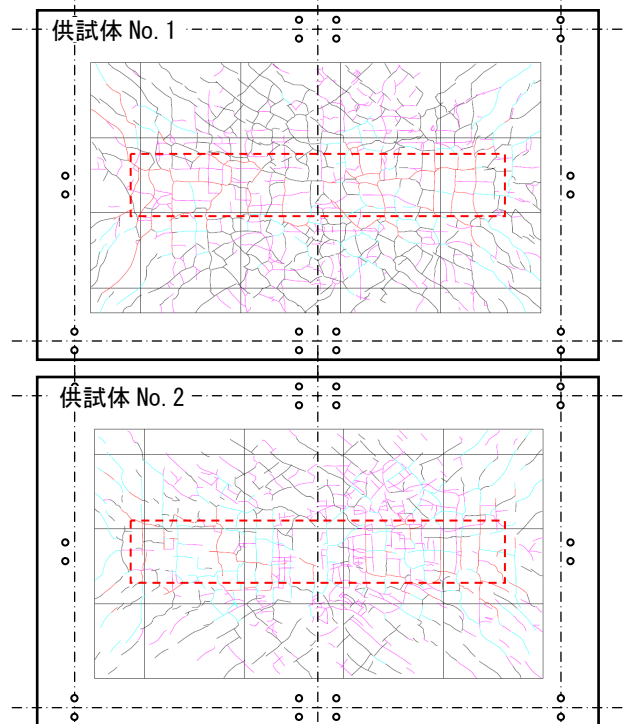


図-4 補強床版破壊後の底面ひび割れ発生状況

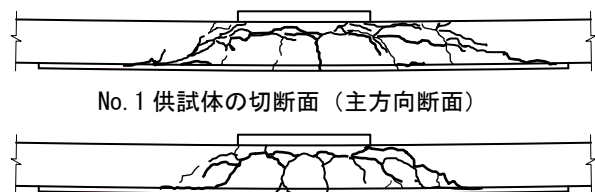


図-5 試験終了後の破壊断面の様子

$$\tau_{s,max} = 0.252f'_c - 0.00251f'_c{}^2$$

$$\sigma_{t,max} = 0.269f'_c{}^{2/3}$$

ここで、 P_{sx} ：押抜きせん断耐力、 B ：はり状化後のはり幅 (mm)、 $\tau_{s,max}$ ：コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)、 $\sigma_{t,max}$ ：コンクリートの最大引張応力度 (N/mm²)、 X_m ：引張側主鉄筋の中立軸高さ (mm)、 C_m ：主鉄筋からのかぶり厚 (mm)、 b ：載荷板の配力筋方向の辺長 (mm)、 d_d ：引張側配力筋の有効高さ (mm) である。

式(2)は、床版がはり状化した後は、はり幅において圧縮域のせん断抵抗と、水平ひび割れ部の引張抵抗で押抜きせん断耐力が決定されることを意味している式である。プレ載荷された補強前の床版が有している押抜きせん断耐力は、式(2)によって求めるものとする。

(2) 補強床版の押抜きせん断モデル

補強後の床版については、増厚による補強効果を考慮して押抜きせん断耐力の増加が期待できる⁵⁾。計算においては、式(2)で用いる中立軸を増厚部が既設床版と一体化していると考えて、平面保持を仮定して求めることとした。このように計算することで、中立軸深さ X_m は補強前よりも大きくなる。

次に破壊面における水平抵抗領域であるが、2つの破壊面を考える必要がある。1つは、補強前と同様に床版の引張側主鉄筋位置から水平ひび割れが入り破壊する場合 (補強後耐力 A とする) である。もう1つは、床版と増厚部の界面に沿ってひび割れが生じて破壊する場合 (補強後耐力 B とする) である。これらの破壊モデルを図-8 と図-9 に示す。補強後耐力 B の場合、水平抵抗領域は、既設床版引張鉄筋位置と増厚部界面の2層からなるが、引張鉄筋位置では引張強度に達していないので抵抗に $\sigma_{t,max}$ をそのまま用いることはできない。実験結果は、どちらの供試体も補強後耐力 B の破壊形態であ

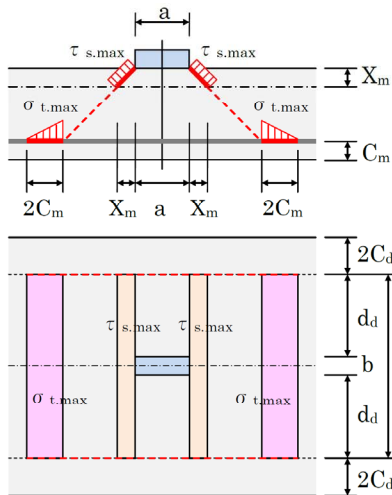


図-7 はり状化した RC 床版のせん断耐力モデル

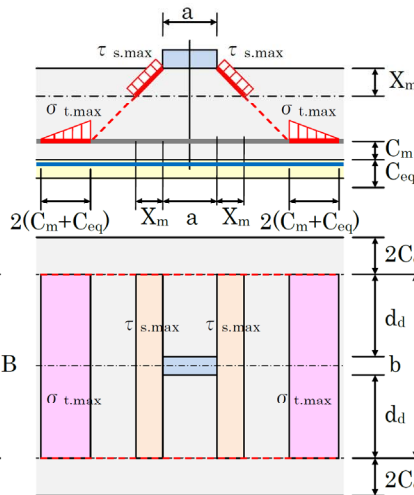


図-8 補強床版せん断耐力モデル A

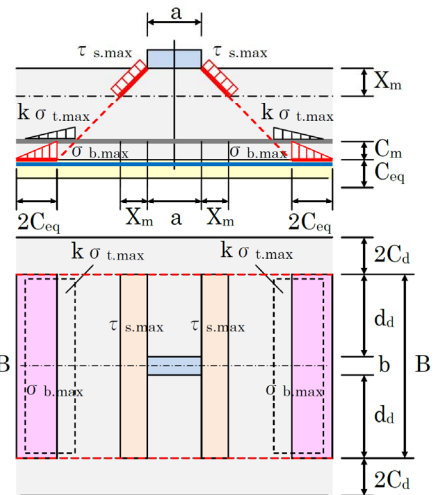


図-9 補強床版せん断耐力モデル B

表-4 載荷回数(回)

	補強前 プレ載荷	補強後 破壊時	合計
No.1	30,000	180,206	210,206
No.2		184,786	214,786

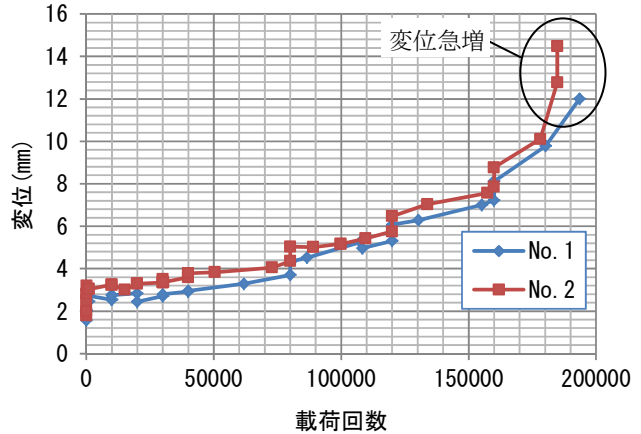


図-6 中央点変位の推移

った。

(3) 増厚部の等価かぶり厚

補強後の耐力について、式(2)を準用するときにかぶり厚をどう定義するかが問題となる。本研究では、水平ひび割れ部の引張応力の分布範囲が、増厚部の剛性と関係があると仮定し、増厚部をコンクリートに等価なかぶりとして厚さを導くこととした。このとき、増厚部の引張剛性だけが等価になるようにする場合と増厚された床版の曲げ剛性が等価になるようにする場合とがある。計算してみたところ、どちらもほぼ同じ結果であったので、今回はより簡易に計算可能な引張剛性で等価とする。式(3)に引張剛性で等価とした際の計算式を示す。

$$C_{eq} a E_c = t a E_h + A_f E_f \quad (3)$$

表-5 押抜きせん断耐力の推定値

		B (mm)	$\tau_{s\max}$ (N/mm ²)	X_m (mm)	$\sigma_{t\max}$ (N/mm ²)	$\sigma_{b\max}$ (N/mm ²)	C_m+C_{eq} (mm)	C'_m (mm)	P_{sx} (kN)
No.1	補強前耐力	432	5.71	42.8	2.86	—	30.0	—	285.3
	補強後耐力 A			48.3		—	37.8	—	331.7
	補強後耐力 C				—	2.70	—	36.0	322.5
No.2	補強前耐力		5.89	41.4	2.99	—	30.0	—	288.0
	補強後耐力 A			50.4		—	38.1	—	354.9
	補強後耐力 C				—	2.70	—	35.1	338.2

ここに、 C_{eq} ：等価かぶり厚(mm)、 a ：増厚幅(mm)、 t ：増厚高さ(mm)、 A_f ：FRP 格子筋の断面積、 E_c 、 E_h 、 E_f ：それぞれコンクリート、HPFRCC、FRP 格子筋の弾性係数である。

(4) 補強床版の押抜きせん断耐力

補強後耐力 A と補強後耐力 B の計算においては、上記の等価かぶりを組み入れて計算することとする。それぞれの耐力を式によって表すと以下ようになる。

補強後耐力 A

$$P_{sx} = 2B \{ \tau_{s\max} X_m + \sigma_{t\max} (C_m + C_{eq}) \} \quad (4)$$

補強後耐力 B

$$P_{sx} = 2B \{ \tau_{s\max} X_m + k \cdot \sigma_{t\max} (C_m + C_{eq}) + \sigma_{b\max} C_{eq} \} \quad (5)$$

ここに、 k ：低減係数、 $\sigma_{b\max}$ ：HPFRCC とコンクリート界面での付着強度(N/mm²) である。

補強後耐力 A の場合、かぶり厚は既設床版のかぶり厚と等価かぶり厚の合計である。

補強後耐力 B の場合は、水平ひび割れ面の強度として HPFRCC とコンクリートとの付着強度 $\sigma_{b\max}$ を用いることができるが、引張鉄筋位置に作用している引張応力が不明である。式中では低減係数 k を導入したが、本研究では静的荷重によって破壊させた実験データがないので、その値を見込むことができない。 k の値については、今後の課題としたい。

(5) 補強床版の簡易耐力算定

本研究では、上記 k の値を定めることができないので、以下の計算仮定に示すもう 1 つ別の計算方法を検討する。

- 主鉄筋と FRP 格子筋を 1 段配筋の鉄筋断面へと換算する。

$$A_{c_{nv}} = A_s + nA_f \quad (6)$$

ここに、 $A_{c_{nv}}$ ：換算鉄筋断面積、 A_s ：引張鉄筋断面積、 A_f ：補強筋断面積、 $n = E_f / E_s$

- かぶり厚は、増厚部を含む供試体高さから 1 段配筋の換算鉄筋の有効高さを引いたものとする。

$$C'_m = h + C_{eq} - d_{c_{nv}} \quad (7)$$

$$d_{c_{nv}} = \frac{A_s d + nA_f d_f}{A_{c_{nv}}} \quad (8)$$

ここに、 C'_m ：換算かぶり(mm)、 h ：既設床版高さ(mm)、 $d_{c_{nv}}$ ：換算鉄筋の有効深さ

- 水平ひび割れの強度は、界面付着強度を用いる。既設部と増厚部との界面での水平ひび割れ発生前は健全であったと仮定し、付着強度が 2.5N/mm² 以上の値の平均値を用いた。
- 簡易な押抜きせん断耐力算定法を補強後耐力 C として、次式で表す。

補強後耐力 C

$$P_{sx} = 2B (\tau_{s\max} X_m + \sigma_{b\max} C'_m) \quad (9)$$

表-5 に補強前および補強後の押抜きせん断耐力の計算結果を示す。推定値の比較から補強前の押抜きせん断耐力に比べ、補強後耐力 A および補強後耐力 C はともに増加しているが、A よりも C の方が小さい。実際の水平ひび割れは、A の破壊面で生じていないので、C の算定値の方が補強床版の押抜きせん断耐力に近似できていると思われる。以下では、次に補強後耐力 C の計算結果を用いて疲労寿命を推定し、実験結果との比較を行う。

4.2 疲労寿命の推定

(1) 疲労強度式

移動輪荷重試験の疲労寿命を推定する疲労強度式には松井の提案する式⁶⁾と(独)土木研究所が提案する式⁷⁾(以下、土研式と記す)があるが、クランク式試験機における無補強時の共通試験⁷⁾の結果は土研式にほぼ一致している。本研究においても土研式を用いて疲労寿命の推定を行った。土研式を式(10)に示す。

$$\log_{10} \frac{P}{P_{sx}} = -0.0545 \log_{10} N + \log_{10} 0.957 \quad (10)$$

ここに、 P ：現在の荷重、 N ：疲労寿命

(2) 累積損傷度

試験は階段載荷を採用しているため、荷重ステップごとにどれだけ損傷を受けているのかを評価しなければな

らない。そのためマイナー則を用いて累積損傷度を評価した。マイナー則で表される累積損傷度 D はその合計が 100% に達した時に破壊することを意味する。マイナー則を式 (11) に示す。

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (11)$$

ここに、 D : 累積損傷度、 n_i : 荷重ステップごとの載荷回数、 N_i : 各荷重における疲労寿命
累積損傷度を計算した結果を表-6 に示す。

(3) 疲労寿命

疲労寿命は累積損傷を考慮した式 (12) により算定した。

$$N = \sum n_{n-1} + (1 - D_{n-1})N_n \quad (12)$$

ここに、 n_{n-1} : 破壊荷重ステップ直前の載荷回数、 D_{n-1} : 破壊荷重ステップの直前までの累積損傷度、 N_n : 破壊時の荷重における疲労寿命

疲労寿命の推定値は、プレ載荷時の載荷回数と合わせて No.1 は 131,916 回 (177kN で 21,916 回載荷で破壊) で、No.2 は 152,667 回 (197kN で 2,667 回載荷で破壊) となった。補強後耐力 C の計算値と実験値に差が生じたが、疲労載荷試験における供試体の寸法精度や支持条件等の影響によるばらつきが大きいこと、静的耐力の推定が満足できる精度ではないことが原因として考えられる。

次に、157kN 一定荷重載荷した時の無補強床版と補強床版の疲労寿命の推定値の比較を表-7 に示す。この試算における補強床版の耐力には補強後耐力 C を用いた。試算の結果、補強後の疲労寿命は補強前に比べて、それぞれ 7.7 倍 (No.1)、15.5 倍 (No.2) となった。

実験データが少ないので、補強後の押抜きせん断耐力の推定の際の破壊モデルや累積損傷の評価方法を再検討する必要がある。

5. 結論

- (1) 増厚部の補強筋量が供試体 No.2 は No.1 の 2 倍あるにも関わらず疲労寿命はほぼ同じであった。このことから補強筋量が一定量以上になると疲労寿命の向上にはほとんど貢献しない可能性がある。
- (2) 押抜きせん断破壊が発生した際、HPFRCC を用いた増厚部はひび割れによって分離することなく、局部的な剥落が生じることはなかった。
- (3) 下面増厚補強された RC 床版の押抜きせん断耐力を既存の RC 床版押抜きせん断破壊モデルに基づいて推定し、疲労寿命を算出し実験結果との比較を行ったところ、推定値は実験値より安全側の値を示した。
- (4) 157kN 一定載荷とした時の疲労寿命の推定値を比較したところ、補強した場合の疲労寿命は無補強の場合に比べておおよそ 8~16 倍程度大きくなった。

表-6 累積損傷度

	荷重 (kN)	n_i (回)	N_i (回)	D (%)
No.1	126 (補強前)	30,000	1,458,397	2.1
	126	30,000	13,820,867	2.3
	137	10,000	2,975,517	2.6
	157	40,000	244,179	19.0
	177	40,000	27,054	166.8
No.2	126 (補強前)	30,000	1,733,543	1.7
	126	30,000	33,061,471	1.8
	137	10,000	7,117,858	2.0
	157	40,000	584,110	8.8
	177	40,000	64,717	70.6
	197	40,000	9,077	511.3

表-7 157kN 一定載荷とした時の疲労寿命の推定値

	無補強の場合	補強した場合	増加率
No.1	33,477	258,451	7.7 倍
No.2	37,511	580,948	15.5 倍

謝辞 本研究の実験を行うにあたり、BASF ジャパン (株) の田村哲也氏および (株) デーロスジャパンの林承燦氏に多大なるご協力をいただきました。ここに厚くお礼申し上げます。また、本研究は、平成 23 年度日本学術振興会科学研究費補助金 (基盤研究(A), 課題番号 22246058, 研究代表者: 上田多門) および (基盤研究(C), 課題番号 22560458, 研究代表者: 古内 仁) の助成を受けて行ったものである。

参考文献

- 1) 横山和昭, 佐藤貢一, 日野伸一: 下面増厚した RC 床版のせん断補強効果と疲労耐久性の評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.4, pp.768-779, 2007
- 2) 前田幸雄, 松井繁之: 鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式, 土木学会論文集, 第 348 号, V-1, pp.133-141, 1984 年
- 3) 国土交通省: 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国土技術総合研究所資料第 28 号, 2002 年
- 4) Miner, M. A. : Cumulative Damage in Fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.12, Trans. ASME Vol.67, pp.A159 -A164, 1945
- 5) 古内 仁, 恒岡 聡, 角田與史雄, 吉住 彰: 吹付けモルタルで下面増厚補強した RC 部材の耐荷性状について, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.523-528, 2000
- 6) 松井繁之: 橋梁の寿命予測, 安全工学 Vol.30, No.6, pp.432-440, 1991 年
- 7) 道路橋床版の合理化小委員会: 道路橋床版の要求性能と維持管理技術, 土木学会鋼構造委員会, 2008 年