

# ALA CONCRETE

## 鋼繊維補強軽量コンクリート床版 (SFLRC床版)

### 設計施工マニュアル

鋼繊維補強軽量コンクリート研究委員会

人工軽量骨材コンクリート技術資料発行内容

- |       |              |       |                      |
|-------|--------------|-------|----------------------|
| No. 1 | 工事中（床の遮音）    | No. 8 | ポンプ施工（続）             |
| No. 2 | ポンプ施工        | No. 9 | 高性能 A E 減水剤          |
| No. 3 | 耐久性          | No.10 | 鉄筋コンクリート部材の設計法       |
| No. 4 | 力学的性質        | No.11 | コンクリートの調合            |
| No. 5 | 高強度コンクリート    | No.12 | 世界の軽量コンクリート技術の現状     |
| No. 6 | 靱性能とせん断強度    | No.13 | 鋼繊維補強軽量コンクリート(SFLRC) |
| No. 7 | 靱性能とせん断強度（続） | No.14 | 鋼繊維補強軽量コンクリート床版      |

設計施工マニュアル

# ご / あ / い / さ / つ

---

当協会におきましては、人工軽量骨材を使用した軽量コンクリートの特性をご理解いただき広くご活用していただくために、技術資料を作成しております。このたび、前号(№13号)に続きまして、大阪大学大学院・松井繁之教授を委員長とします「鋼繊維補強軽量コンクリート研究委員会」の全面的なご協力を得まして『鋼繊維補強軽量コンクリート(SFLRC)床版・設計施工マニュアル』を作りあげることができました。

今回は、鋼繊維を混入した軽量コンクリートの基礎特性をまとめた資料ですが、今回の資料はその後に実施しました輪荷重走行試験による動的疲労特性や、実際の橋梁床版への適用事例を加え、実際の設計・施工に少しでも役立てて頂けるように再編成したものであります。

最近の軽量コンクリート工事では、ビルディングなど建築構造物工事対象が殆どを占める状況にありますが、今回の資料は鋼繊維補強軽量コンクリートの貴重な研究成果を技術資料として皆様にご紹介できる機会を得まして、鉄道橋梁や道路床版などの土木構造物工事対象へも軽量コンクリートを適用する機会が増えることを大いに期待しております。

また、建設工事構造システムの多様化する中、本資料を人工軽量骨材と鋼繊維の用途開拓にご理解を賜わるための参考資料としてご利用頂ければ幸甚です。

本資料の作成にあたり、多大のご尽力とご指導を賜りました本委員会、運営委員会、試設計検討委員会の各委員の方々、また、大阪大学土木工学専攻学生諸氏に厚くお礼を申し上げます。

今後とも人工軽量骨材業界、鋼繊維業界及びコンクリート業界の発展のために、皆様方の尚一層のご指導とご鞭撻をよろしくお願い申し上げます。

2002年 5月

人工軽量骨材 (A L A) 協会

会 長 野村 龍四郎

## 巻頭言

鋼繊維補強軽量コンクリート (SFLRC) 研究委員会

委員長 松井繁之

(大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻・教授)

昭和40年代後半頃から、道路橋における鉄筋コンクリート床版のひび割れ損傷問題が発生し、大きな問題となったが、輪荷重走行試験機による疲労実験研究からその損傷機構が解明されるとともに、床版の高耐久化の方法が見出された。例えば、床版に橋軸方向のプレストレスを導入することによって床版のはり状化を防ぐこと、あるいは、橋軸直角方向にプレストレスを与えて主鉄筋断面の疲労強度を向上させることによって大幅な疲労耐久性が向上する。このような提案によって、日本道路公団による第二東名・名神の高速道路の建設においてプレストレスしたPCプレキャスト床版の採用、さらに、移動型枠を用いた横締め現場打ちコンクリート床版が採用され、少数主桁の合理化橋梁の出現が可能となった。

輪荷重走行試験機の有効性が認められて、現在、全国に12台に増加しており、特に、国土交通省の土木研究所では、2台の試験機による民間企業等との共同研究が企画され、耐久性のある床版、ならびに補強方法についての開発を活発化させた。さらに、福岡北九州高速道路公社による積極的な合成床版の採用が開発競争を激化させている。

平成7年1月に兵庫南部地震が発生し、多数の高速道路が破壊や激しい損傷を受けた。これらの被害を見るにつけて、橋梁上部工の軽量化が耐震性向上の一方法と指摘され、上記、PC床版や合成床版が改めて認識された。

このような状況の中で、道路橋床版に人工軽量骨材を使用した軽量床版とすることで耐震性の向上を図り、そのコンクリートに鋼繊維を混入することによって高耐久化が図れるとの提案がなされた。この提案に対して多数の機関から賛同を得たので、人工軽量骨材(ALA)協会にて、鋼繊維入り人工軽量骨材コンクリートで製作した鉄筋コンクリート床版(SFLRC床版)の実用化に向けての研究委員会が構成された。平成8年10月に第一回委員会を開催して研究の基本方針を検討し、まずは材料試験、はり試験の範囲でSFLRCの各種力学特性を明らかにすることとした。その成果はALA技術資料No.13にて公開した。その成果からSFLCを床版に活用できることに自信が持てるようになり、実物大床版を製作し、床版特有の疲労耐久性が評価できる輪荷重走行試験機による疲労試験を行った。結果は大変優れたものと判断でき、大いに実用できると確信している。ここに、SFLRC床版を、耐久性のある床版の選択肢の一つとして推奨する次第である。本資料は資料No.13の資料も含めて、この6年間の成果を取りまとめたものであり、本床版のご理解と設計に活用していただければ幸いである。

## 鋼纖維補強軽量コンクリート (SFLRC) 研究委員会委員

(順不同・敬称略)

委員長	松井繁之	大阪大学 大学院	
委員	安松敏雄	日本道路公団 東京建設局	
	紫桃孝一郎	日本道路公団 試験研究所	
	植木 博	(財)首都高速道路技術センター	
	涌井 一	(財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部	
	保坂 鐵矢	(株)レールウェイエンジニアリング 総括部	
	清田 鍊次	(株)横河ブリッジ 技術本部	
	橋 吉宏	川田工業(株) 橋梁事業部	(1章2章5章担当)
	櫻井 孝	(株)東京鐵骨橋梁 技術本部	(1章2章担当)
	中野幹一郎	(株)東京鐵骨橋梁 技術本部	(6章担当)
	深津章文	(株)ブリヂストン 土木・海洋商品販売部	(7.2章担当)
	堀越利男	(株)ブリヂストン I P T 土木建築資材販売本部	(7.5章担当)
	大西三郎	神鋼建材工業(株) 構造材営業本部	(7.6章9.1章担当)
	守田 孝	神鋼建材工業(株) 構造材営業本部*	
	川原賢二	住友金属建材(株) 堺製造所鋼板技術部*	
	坂根 正	住友金属建材(株) 堺製造所鋼板技術部*	
	古津彰三	住友金属建材(株) 営業部*	
	高津行秀	(株)ポゾリス物産 混和剤営業部*	
	蓑宮芳和	(株)ポゾリス物産 混和剤営業部	(7.4章担当)
	遠藤裕悦	(株)八洋コンサルタント 技術センター	(7.3章7.7章9.2章担当)
	水越睦視	大阪大学 大学院	(3章4章担当)
	藤木英一	日本メサライト工業(株) 技術部(人工軽量骨材協会)	(1章2章7.1章.8章担当)
	成川史春	日本メサライト工業(株) 技術部(人工軽量骨材協会)	(7.9章担当)
	石川寛範	日本メサライト工業(株) 技術部(人工軽量骨材協会)	(7.10章9.3章担当)
	大谷真生	太平洋マテリアル(株) 開発研究所(人工軽量骨材協会)	(7.8章担当)
	丸井 浩	太平洋セメント(株) 建材事業推進室*	
	森 安仁	太平洋セメント(株)*	(7.8章担当)
事務局	森谷勇二	太平洋マテリアル(株) 鉾産建材営業部(人工軽量骨材協会)	
	濱崎和幸	人工軽量骨材 (A L A) 協会 事務局	

\* No.13技術資料作成時委員

## まとめ担当委員

- 1章 鋼繊維補強軽量コンクリートを使用した橋梁床版設計の基本  
[藤木英一. 橋 吉宏. 桜井 孝]
- 2章 鋼繊維補強軽量コンクリートの施工の基本  
[藤木英一. 橋 吉宏. 桜井 孝]
- 3章 鋼繊維補強軽量コンクリート床版の輪荷重走行試験  
[水越睦視]
- 4章 鋼繊維補強軽量コンクリートはり部材の曲げ疲労試験  
[水越睦視]
- 5章 鋼繊維補強コンクリートによる合成桁のひび割れ制御  
[橋 吉宏]
- 6章 鉄道橋梁床版への適用事例  
[中野幹一郎]
- 7章 鋼繊維補強軽量コンクリートの基本特性に関する技術資料
  7. 1 軽量コンクリートの鋼繊維補強のねらい [藤木英一]
  7. 2 各種鋼繊維の特徴 [深津章文]
  7. 3 試験概要 [遠藤裕悦]
  7. 4 フレッシュコンクリートの特性 [蓑宮芳和]
  7. 5 鋼繊維の分散性と配向 [堀越利男]
  7. 6 強度特性 [大西三郎]
  7. 7 曲げじん性 [遠藤裕悦]
  7. 8 耐久性 [森 安仁. 大谷真生]
  7. 9 せん断特性 [成川史春]
  7. 10 曲げ疲労特性 [石川寛範]
- 8章 資料編
  8. 1 強度特性に関する資料 [大西三郎]
  8. 2 曲げじん性に関する資料 [遠藤裕悦]
  8. 3 曲げ疲労試験に関する資料 [石川寛範]

## 目 次

1章	鋼繊維補強軽量コンクリートを使用した橋梁床版の設計の基本	1
2章	鋼繊維補強軽量コンクリートの施工の基本	8
3章	鋼繊維補強軽量コンクリート床版の輪荷重走行試験	10
4章	鋼繊維補強軽量コンクリートはり部材の曲げ疲労試験	52
5章	鋼繊維補強コンクリートによる合成桁のひび割れ制御	72
6章	鉄道橋梁床版への適用事例	76
7章	鋼繊維補強軽量コンクリートの基本特性に関する技術資料 (No.13の転載)	
7. 1	軽量コンクリートの鋼繊維補強のねらい	84
7. 2	各種鋼繊維の特徴	89
7. 3	試験概要	95
7. 4	フレッシュコンクリートの特性	99
7. 5	鋼繊維の分散性と配向	104
7. 6	強度特性	107
7. 7	曲げじん性	112
7. 8	耐久性	115
7. 9	せん断特性	119
7. 10	曲げ疲労特性	123
8章	資料編	
8. 1	強度特性に関する資料	128
8. 2	曲げじん性に関する資料	130
8. 3	曲げ疲労試験に関する資料	140

# 1章 鋼繊維補強軽量コンクリートを使用した橋梁床版の設計の基本

## 1.1 設計の基本

鋼繊維補強軽量コンクリート (SFLC) を使用した橋梁床版の設計は、以下に示す原則を用い、許容応力度法により行う。ここに記載のない事項については土木学会平成 14 年制定「コンクリート標準示方書 構造性能照査編 付録 I 「許容応力度法による設計」に従うこととする。

## 1.2 SFLC の物性と許容応力度

信頼できる性能が確認された鋼繊維の使用量 0.75% 以上で補強された SFLC の許容応力度は普通コンクリートと同等としてよい。

### 解説

表 1.1 に水セメント比が同一の配合による各種コンクリートの強度特性の比較を示す。鋼繊維 (SF) で補強しない軽量コンクリート (LC) は普通コンクリート (NC) に対して、圧縮強度および割裂強度は差がないが、付着強度、曲げせん断強度および、曲げ強度は 70~80% 程度である。このようなことから、コンクリート標準示方書 (以下 RC 示方書) では、軽量コンクリートの許容せん断応力度および許容付着応力度について普通コンクリートの 70% とし、さらに許容支圧応力度については 80% とすることを規定している。しかし鋼繊維で補強した軽量コンクリート (SFLC) では、いずれも NC と同等の値を示している。このように SFLC における鋼繊維の補強効果が確認されたので、使用にあたっては許容応力度の低減を適用しない为好こととした。

## 1.3 SFLC を用いた鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度

SFLC を用いた鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度は鉄筋の降伏強度より定まる値を使用してよい。

### 解説

3 章「鋼繊維補強軽量コンクリート床版の輪荷重走行試験」、4 章「鋼繊維補強コンクリートはり部材の曲げ疲労試験」の結果、SFLC を用いた RC 床版は普通コンクリートを用いた RC 床版に比べて大幅な耐力の向上が認められた。

図-1.1 は床版の輪荷重走行試験の結果 (3 章) から、各種床版のたわみを劣化度として無次元化し、走行回数を荷重 176.4kN に換算して求めた劣化度—換算走行回数曲線を示す。図より、SFLC 床版は通常の RC 床版に対して飛躍的に高い疲労耐久性を持つことが明かである。

はりの曲げ疲労試験の結果 (第 4 章) から、鉄筋の平均活荷重引張応力度と繰り返し回数の関係を図-1.2 に、クリップゲージにて測定したひび割れ幅の最大 2 本の平均値と繰り返し回数の関係を図-1.3 に示す。

図-1.2 から、鉄筋量を 75% に減じた SFLC 床版の鉄筋の引張応力度は実用面における設計輪荷重である 147kN の載荷段階までは降伏強度より定まる許容応力度  $176\text{N/mm}^2$  を超えていないことがわかる。(図では許容応力度として道路橋示方書に規定する  $140\text{N/mm}^2$  を示す)

また図-1.3 からは上記荷重段階まではこの SFLC 床版の最大ひび割れ幅が許容ひび割れ幅を下回っていることがわかる。

このように SFLC 床版においては鋼繊維の補強効果により通常設計の鉄筋量の 75% に減じてもひび割れ幅は許容ひび割れ幅

表 1.1 各種コンクリートの強度特性

種類	W/C (%)	単位容積質量 (ton/m <sup>3</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	付着強度 (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げせん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
普通コンクリート (NC)	48	2.28	39.1	2.78	10.3	53.8	4.88	2.2	2.94
軽量コンクリート (LC) (NCを100として)	48	1.91	38.2	2.69	7.4	52.1	3.81	1.7	1.85
		84	98	97	72	97	78	77	63
鋼繊維補強軽量コンクリート(SFLC) (NCを100として)	48	2.00	41.1	2.76	10.4	56.8	5.74	2.5	2.03
		88	105	99	101	106	118	114	69

試験材齢: 28日

曲げせん断強度は梁部材試験による

SFLCのSF混入率は0.75%



を超えないことが確認できたので、鉄筋の引張応力度は降伏強度より定まる値を採用してよいこととした。なお参考までにRC示方書に定める鉄筋の許容応力度(鉄筋の種類 SD295 の場合)を以下に示す。

- (a) 一般の場合 176 N/mm<sup>2</sup>
- (b) 疲労強度より定まる場合 157 N/mm<sup>2</sup>
- (c) 降伏強度より定まる場合 176 N/mm<sup>2</sup>

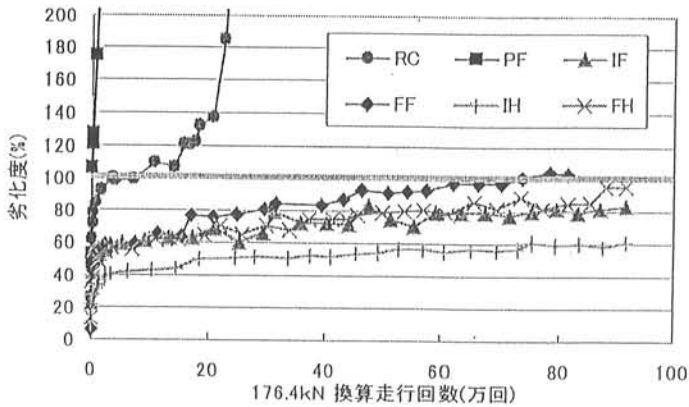


図-1.1 床版の疲労劣化度の比較

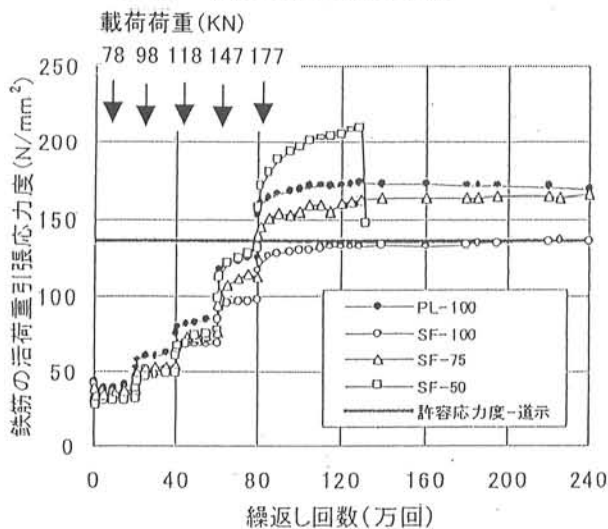


図-1.2 床版の疲労劣化と鉄筋の活荷重引張応力度

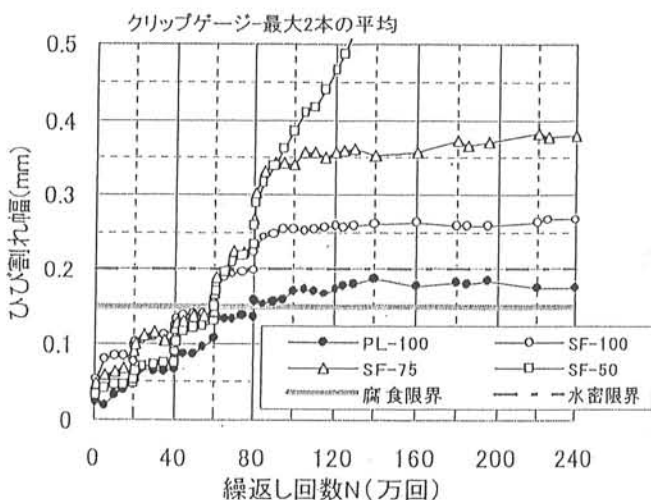


図-1.3 床版の疲労劣化とひび割れ幅の関係

#### 1.4 SFLC の凍結融解抵抗性

SFLC の凍結融解抵抗性は、普通コンクリートと同等としてよい。

#### 解説

軽量コンクリートを寒冷地にて使用する場合、凍結融解抵抗性が低いことを理由に採用が見送られる場合がある。試験(第7章)の結果から鋼繊維にて補強した軽量コンクリートの凍結融解抵抗性は普通コンクリートと同等とみなしてよい。

#### 2. 道路橋床版の試設計と経済性比較

道路橋示方書に従い、PC床版を使用した既存の鋼7径間連続非合成2主桁桁橋の床版にSFLRCを適用した試設計を行い、既存橋梁との経済性の比較を行う。検討した橋梁の一般断面を図-1.4に示す。

##### (1) 橋梁形式

構造形式 鋼7径間連続非合成2主桁桁橋支間割  
 27.000+61.250+60.000+52.100+60.500  
 +63.000+28.250 (橋長 353.6m)  
 幅員 8.725m  
 主桁間隔 5.500m  
 床版構造 場所打ちPRC床版  
 床版厚 30cm

##### (2) SFLCの諸元

単位体積重量	2,000	kg/m <sup>3</sup>
圧縮強度	40	N/mm <sup>2</sup>
許容応力度	11.4	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	20,000	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数比	10.5	
クリープ係数	$\psi_1=2.0$	
乾燥収縮	$20 \times 10^{-5}$	

##### (3) 断面の検討

PRC床版を採用している既存橋の床版厚は30cmとなっている。これは、PC床版の最小厚さは床版支間から求まるRC床版の厚さの90%でよいとした道路橋示方書に従うものである。

SFLCを使用したRC床版の版厚については示方書に定める床版支間から求まる床版の厚さ

$$4 \times 5.5 + 11 = 33 \text{ cm}$$

に、3章の検討結果による図-1.5から求まる繊維補強

効果による床版厚さの低減可能量 2cm を加味して 31cm とした。

断面の検討は各径間の最大曲げモーメント位置および中間支点部分にて行った。SFLC を用いることによって元設計の主桁断面と比較して上下フランジおよびウェブの板厚が減少し、主桁鋼重は合計で 43.9 トンの減少となった。計算結果の経過は次頁以降に示す。

#### (4) 床版

床版主筋の配置を D-22@100mm ( $A_s=38.71\text{cm}^2$ ) として、コンクリートおよび鉄筋の最大応力度を求めると  $\sigma_c=9.0\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_s=140\text{N/mm}^2$  となった。ここでは安全側として、鉄筋の許容応力度は道路橋示方書に定める値である  $140\text{N/mm}^2$  を目安とした。この許容応力度を前述のように  $176\text{N/mm}^2$  にとるとさらに 3cm 程度、床版厚は薄くでき、その有利性は大きくなる。

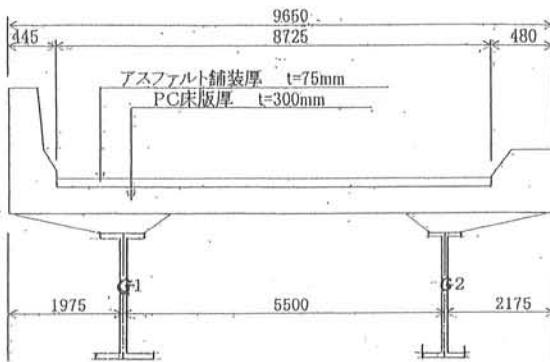


図-1.4 検討した橋梁の一般断面図

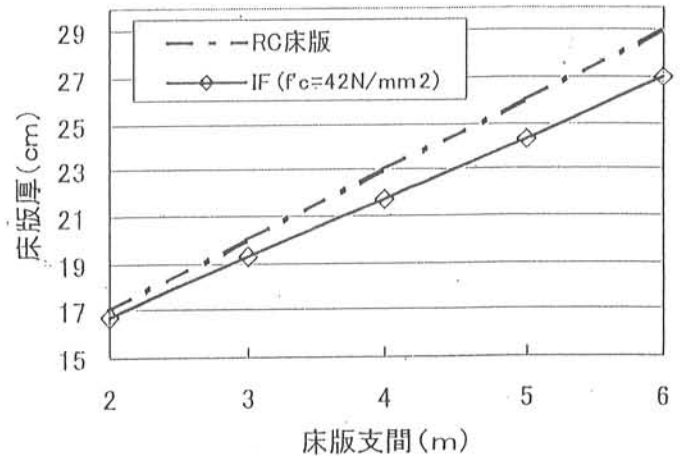


図-1.5 RC床版の支間と厚さの関係

#### (5) 経済性比較

試設計に基づく経済性比較の結果を表 1.2 に示す。表中、PRC 床版に比べ経済的となる SFLRC 床版の差額をマイナスで示した。この結果 SFLRC 床版を採用したほうが僅かではあるが約 3.0% 経済的となった。

上部工全体の重量は既設橋の 3,856 トンに対して SFLRC を使用した試設計では 3,480 トンと約 10% の軽量化が図られている。上部工の軽量化により下部工の費用が低減する効果を期待でき、耐震性の向上も考慮すると全体としては上記の計算結果以上の経済効果が期待できる。

表 1.2 経済性比較

項目	単価 (万円)	PRC床版		SFRC床版		差額 (万円)
		数量	金額 (万円)	数量	金額 (万円)	
主構造						
鋼桁製作(Ton)	32.0	782.3	25,034	738.4	23,629	-1,405
鋼桁運搬(Ton)	1.0	782.3	782	738.4	738	-44
鋼桁架設(Ton)	10.0	782.3	7,823	738.4	7,384	-439
小計			33,639		31,751	-1,888
床版						
コンクリート(m³)	3.5	1224.0	4,284			
(SFLC)	6.3			1260.0	7,938	3,654
型枠(m²)	3.0	3500.0	10,500	3510.0	10,530	30
鉄筋(Ton)	12.0	177.5	2,130	221.8	2,662	532
PC鋼材(Ton)	200.0	20.0	4,000	0.0	0	-4,000
小計			20,914		21,130	216
合計(鋼桁+床版)			54,553		52,881	-1,672
比率			(100%)		(97.0%)	(3.0%)

(6) 普通コンクリートと軽量コンクリートの格子計算結果

記号	Mdf	Sdf	普通コンクリートの死荷重断面力
	Mlf	Slf	普通コンクリートの活荷重断面力
	$\Sigma$ Mf	$\Sigma$ Sf	普通コンクリートの合計断面力
	Mdk	Sdk	軽量コンクリートの死荷重断面力
	Mlk	Slk	軽量コンクリートの活荷重断面力
	$\Sigma$ Mk	$\Sigma$ Sk	軽量コンクリートの合計断面力

Mlf=Mlk Slf=Slk

G1桁

曲げモーメント

位置	Mdf	Mlf	$\Sigma$ Mf	Mdk	$\Sigma$ Mk	$\alpha$ M	$\beta$ M
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(4)/(1)	(5)/(3)
①	-1553.7	-840.0	-2393.7	-1419.3	-2259.3	0.9135	0.9439
②	1163.8	840.0	2003.8	1063.9	1903.9	0.9142	0.9501
③	-2363.0	-958.9	-3321.9	-2158.7	-3117.6	0.9135	0.9385
④	1004.0	924.5	1928.5	916.5	1841.0	0.9128	0.9546
⑤	-1649.1	-850.7	-2499.8	-1506.5	-2357.2	0.9135	0.9430
⑥	632.1	800.4	1432.5	579.2	1379.6	0.9163	0.9631
⑦	-1679.1	-867.2	-2546.3	-1533.9	-2401.1	0.9135	0.9430
⑧	1004.4	914.3	1918.7	917.5	1831.8	0.9135	0.9547
⑨	-2459.0	-987.3	-3446.3	-2246.4	-3233.7	0.9135	0.9383
⑩	1245.5	887.0	2132.5	1138.5	2025.5	0.9141	0.9498
⑪	-1629.8	-859.3	-2489.1	-1488.8	-2348.1	0.9135	0.9434
	平均値					0.9138	0.9475

せん断力

位置	Sdf	Slf	$\Sigma$ Sf	Sdk	$\Sigma$ Sk	$\alpha$ S	$\beta$ S
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(4)/(1)	(5)/(3)
①	195.2	117.1	312.3	178.3	295.4	0.9134	0.9459
②	4.2	48.3	52.5	3.6	51.9	0.8571	0.9886
③	-224.6	-118.4	-342.9	-205.1	-323.5	0.9134	0.9433
④	9.3	43.2	52.5	8.6	51.8	0.9247	0.9867
⑤	-193.9	-117.2	-311.1	-177.1	-294.3	0.9135	0.9461
⑥	13.6	38.8	52.4	13.0	51.8	0.9559	0.9885
⑦	194.9	117.6	312.5	178.0	295.6	0.9133	0.9459
⑧	4.5	46.8	51.3	4.1	50.9	0.9111	0.9922
⑨	230.1	119.8	349.9	210.2	330.0	0.9134	0.9431
⑩	4.5	48.6	53.1	4.2	52.8	0.9333	0.9944
⑪	-200.7	-118.3	-319.0	-183.4	-301.7	0.9137	0.9457
	平均値					0.9148	0.9655

## G2桁

## 曲げモーメント

位置	Mdf	Mlf	$\Sigma Mf$	Mdk	$\Sigma Mk$	$\alpha M$	$\beta M$
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(4)/(1)	(5)/(3)
①	-1429.3	-995.3	-2424.6	-1311.6	-2306.9	0.9177	0.9515
②	1176.6	985.5	2162.1	1080.9	2066.4	0.9187	0.9557
③	-2154.7	-1086.6	-3241.3	-1977.3	-3063.9	0.9177	0.9453
④	976.1	1086.2	2062.3	895.1	1981.3	0.9170	0.9607
⑤	-1497.1	-987.6	-2484.7	-1373.9	-2361.5	0.9177	0.9504
⑥	563.5	939.2	1502.7	516.1	1455.3	0.9159	0.9685
⑦	-1493.2	-998.4	-2491.7	-1370.3	-2368.7	0.9177	0.9507
⑧	972.4	1079.4	2051.8	892.3	1971.7	0.9176	0.9610
⑨	-2274.4	-1134.4	-3408.7	-2087.1	-3221.5	0.9177	0.9451
⑩	1261.3	1039.5	2300.8	1158.5	2198.0	0.9185	0.9553
⑪	-1507.5	-1022.7	-2530.2	-1383.4	-2406.1	0.9177	0.9510
					平均値	0.9176	0.9541

## せん断力

位置	Sdf	Slf	$\Sigma Sf$	Sdk	$\Sigma Sk$	$\alpha S$	$\beta S$
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(4)/(1)	(5)/(3)
①	177.4	128.2	305.5	162.7	290.9	0.9176	0.9522
②	4.0	53.5	57.5	3.7	57.2	0.9250	0.9948
③	-198.5	-126.5	-325.0	-182.2	-308.7	0.9178	0.9498
④	9.7	47.6	57.3	9.2	56.8	0.9485	0.9913
⑤	-172.8	-126.7	-299.5	-158.5	-285.2	0.9174	0.9523
⑥	13.4	44.8	58.2	12.8	57.6	0.9552	0.9897
⑦	172.0	127.0	299.0	157.8	284.8	0.9174	0.9525
⑧	2.6	52.4	55.0	2.3	54.7	0.8846	0.9945
⑨	204.5	128.4	332.9	187.7	316.1	0.9178	0.9499
⑩	4.1	54.1	58.2	3.7	57.8	0.9024	0.9931
⑪	-182.9	-129.6	-312.6	-167.9	-297.5	0.9176	0.9518
					平均値	0.9201	0.9701

## 5 断面計算結果と比較表

軽量コンクリート使用した場合の断面計算 別紙参照

普通コンクリートと軽量コンクリートの場合の断面比較

位置 G1桁	上フランジ		腹板		下フランジ	
	普通	軽量	普通	軽量	普通	軽量
①	700*36	700*31	2964*17	2969*16	700*36	700*35
②	700*34	700*33	1966*15	2967*15	700*30	700*28
③	700*56	700*49	2944*17	2951*16	700*53	700*49
④	700*38	700*38	2962*15	2962*15	700*37	700*32
⑤	700*40	700*34	2960*17	2966*16	700*36	700*35
⑥	700*31	700*30	2969*15	2970*15	700*24	700*21
⑦	700*40	700*34	2960*17	2966*16	700*37	700*36
⑧	700*38	700*38	2962*15	2962*15	700*35	700*32
⑨	700*58	700*50	2942*17	2950*16	700*55	700*50
⑩	700*35	700*34	2965*15	2966*15	700*37	700*26
⑪	700*38	700*33	2962*17	2967*16	700*36	700*35

位置	主桁断面積 cm2		比率
	普通	軽量	
	(1)	(2)	(2)/(1)
G1桁			
①	1007.88	937.04	0.9297
②	892.90	872.05	0.9766
③	1263.48	1158.16	0.9166
④	969.30	934.30	0.9639
⑤	1035.20	957.56	0.9250
⑥	830.35	802.50	0.9665
⑦	1042.20	964.56	0.9255
⑧	955.30	934.30	0.9780
⑨	1291.14	1172.00	0.9077
⑩	948.75	864.90	0.9116
⑪	1021.54	950.72	0.9307
平均値	1023.46	958.9173	0.9393
合計	11258.04	10548.09	0.9369

位置	上フランジ		腹板		下フランジ	
	普通	軽量	普通	軽量	普通	軽量
G2桁						
①	700*37	700*32	2963*17	2968*16	700*36	700*35
②	700*36	700*34	2964*15	2965*15	700*34	700*28
③	700*55	700*47	2945*17	2953*16	700*51	700*47
④	700*34	700*34	2966*15	2966*15	700*40	700*26
⑤	700*39	700*33	2961*17	2962*16	700*36	700*35
⑥	700*31	700*30	2969*15	2970*15	700*25	700*22
⑦	700*39	700*34	2961*17	2966*16	700*36	700*35
⑧	700*35	700*34	2965*15	2966*15	700*32	700*25
⑨	700*58	700*50	2942*17	2950*16	700*55	700*50
⑩	700*36	700*36	2964*15	2964*15	700*38	700*30
⑪	700*39	700*34	2961*17	2966*16	700*37	700*38

位置	主桁断面積 cm2		比率
	普通	軽量	
	(1)	(2)	(2)/(1)
G2桁			
①	1014.71	943.88	0.9302
②	934.60	878.75	0.9402
③	1242.65	1130.48	0.9097
④	962.90	864.90	0.8982
⑤	1028.37	949.92	0.9237
⑥	837.35	809.50	0.9667
⑦	1028.37	957.56	0.9311
⑧	913.75	857.90	0.9389
⑨	1291.14	1172.00	0.9077
⑩	962.60	906.60	0.9418
⑪	1035.37	964.56	0.9316
平均値	1022.89	948.7318	0.9291
合計	11251.81	10436.05	0.9275

上記の表からG1桁で0.9369、G2桁で0.9275となり、平均値として0.9322となる

普通コンクリート使用の場合の鋼材重量

A・主桁関係重量	647,548	kg
B・横桁関係重量	134,703	kg
C・合計	782,251	kg

軽量コンクリート使用の場合の鋼材重量想定

A"・主桁関係重量	603,644	kg	A*0.9322
B"・横桁関係重量	134,703	kg	
C"・合計	738,347	kg	

普通と軽量コンクリートの比較

$\Delta W =$	$A - A'' =$	43,904	kg
$\alpha =$	$A'' / A =$	0.9439	
$1 - \alpha =$		0.0561	

6 まとめ

上記から鋼材の減量は以下と予想さる。また、コンクリート体積を以下に記す。

鋼材重量減少量		43,904	kg
コンクリート体積	床版	1,084	m3
	壁高欄	140	m3
	合計	1,224	m3

## 2章 鋼繊維補強軽量コンクリートの施工の基本

### 2.1 施工にかかわる基本

この章は、鋼繊維補強軽量コンクリートの施工において特に必要とする事項についての基本を示す。なお、ここに記載のない事項については土木学会平成14年制定「コンクリート標準示方書 施工編 20章 鋼繊維補強コンクリート」に従うこととする。

### 2.2 材料

- (1) 骨材は粗骨材にALA協会認定の軽量粗骨材を、細骨材に普通骨材を使用する。
- (2) 鋼繊維は本報でその性能を確認したもの以外を使用する場合は、その性能を十分に確認する必要がある。

### 2.3 配合

- (1) 鋼繊維補強軽量コンクリートの配合は、所要の品質を満足する範囲内で単位水量をできるだけ少なくするようにこれを定めなければならない。所要のワーカビリティを確保するには細骨材率を高くする他、高性能減水剤の使用が効果的である。
- (2) 鋼繊維の混入量は原則として0.75%以上とし、曲げ強度ならびにタフネスを考慮してこれを定める。

### 2.4 練り混ぜ

コンクリートアジテーター車により繊維を練り混ぜる際は空気量が増大する傾向があるため、コンクリートの製造時にはこれを見込んでおく必要がある。鋼繊維補強軽量コンクリートの目標空気量は5%とする。

#### 解説

軽量コンクリートの空気量の測定はJIS A 1116「まだ固まらないコンクリートの単位容積重量試験方法および空気量の重量による試験方法」によるものとする。この場合鋼繊維の重量(容積)の加算を見落とさないよう注意する必要がある。

平成11年6月に物部川橋梁にて行ったポンプ圧送試験において、一部の配合において、繊維混入後のコンクリートの空気量が2~3%上昇することが確認された。またその後の調査によれば繊維混入作業時間の増加とともに空気量の増加量が増すことも確認された。これらのことから、生コンクリート製造時に1

~2%程度空気量を少なめに設定すると共に、繊維混入作業時間は1車あたり5分程度を標準にするとよい。

### 2.5 品質管理および検査

鋼繊維補強軽量コンクリートの場合も一般のコンクリートと同様に品質管理および検査を行わなければならない。

### 2.6 ポンプ圧送

鋼繊維補強軽量コンクリートをポンプ圧送する場合、圧送前のコンクリートのスランプは18cmを標準とする。

#### 解説

軽量コンクリートをポンプ圧送する場合、圧送前のコンクリートのスランプは18~21cmとすることが望ましい。スランプ15cmでは、フレキシブル管の多用などの配管の状況によっては閉塞を引き起こす可能性がある。一方、スランプが21cmを大きく上回るとコンクリートが分離を引き起こす可能性が大きい。床版への打ちこみに当たっては、コンクリートのスランプを18cmとしても施工に支障はないものと考えられることから、鋼繊維補強軽量コンクリートをポンプ圧送する際のコンクリートのスランプは18cmを標準とした。

### 2.7 型枠

型枠の継ぎ目から鋼繊維がはみ出すことがないように適切な材料によりシールすることが望ましい。

#### 解説

これまでに施工された鋼繊維補強コンクリートを使用した構造物の調査から、コンクリートを支える型枠の継ぎ目に当たる位置で鋼繊維が突出して錆びている状況が確認された。これは型枠の継ぎ目の水密性が低く、そこからセメントペーストが流れ出、繊維がむき出しとなったものと推定された。このような繊維の突き出しは、構造物の耐力には直接影響は無いと考えられるものの、美観上好ましくない。このようなことから、例えば布製のテープなどによる簡易な型枠継ぎ目のシールの施工が望ましい。

## 2.8 打ち込み

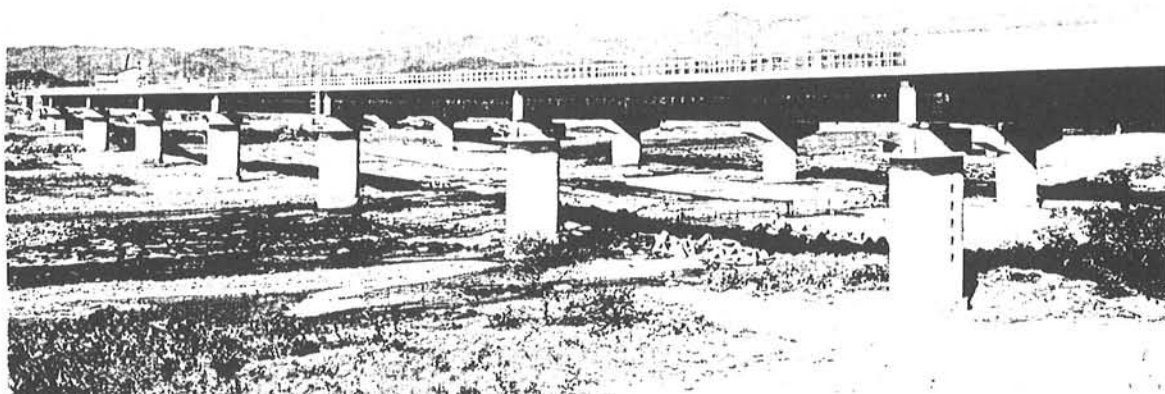
仕上げ面に浮き出る鋼繊維は将来錆びが発生し、美観上好ましくないこととなる恐れがあるので、打ちこみ面の仕上げはタッピング等による鋼繊維の押さえを入念に行うことが望ましい。

### 解説

鋼繊維補強軽量コンクリートの打ちこみはパイプレータを多用しないことを除き通常のコンクリートの打ちこみと同様に扱ってよい。ただし、打ちこみ面がそのまま仕上げ面として大気に曝される場合、表面に浮いた鋼繊維が錆び、美観上好ましくないことがある。これを防ぐため、鋼繊維は極力コンクリート中に押し込むべきである。コンクリートを打ちこんだ直後は粗い仕上げを行い、数時間後、表面の水分がコンクリートに吸収されるのを待って最終仕上げを行い、このときに、タッピングなどにより鋼繊維をコンクリート中に押し込むようにすると良い。

## 2.9 硬化コンクリートの品質管理および検査

鋼繊維補強軽量コンクリートは、ひび割れ抵抗性やじん性が重要な品質管理項目となるが、これらの品質は強度およびタフネスで管理検査することを原則とする。



土佐くろしお鉄道・物部川橋梁（床版に使用）



## 3章 鋼繊維補強軽量コンクリート床版の輪荷重走行試験

### 3.1 研究の背景および目的

昭和40年代の中頃から橋梁床版、特にRC床版の疲労損傷問題が多発し、維持管理が重要課題となり、今なお継続した課題である。既存橋梁が多数存在するために劣化損傷が継続的に発生しているためである<sup>1) 2)</sup>。さらに、近年の車両の大型化に伴い、平成5年に道路橋示方書の設計荷重が改定されたため、既存橋梁床版の耐荷力を増強する補強が必要となっている。一方、新規製作の橋梁においても耐荷力・耐久性の優れる床版構造を作るのは当然であるが、そこに新しい材料や工法を活用してイノベーションが要求されている。

既存橋梁での損傷を受ける床版に対する抜本的対策として取り替えが考えられる。この場合、耐久性の高い床版を採用することは必須条件であり、その上で施工を考えた最適な手段を選択することになる。重要な制約条件として、死荷重増加を避けなければならないことがある。平成7年阪神地区を襲った大地震で多数の橋梁が落橋したり、大きな損傷を受けたことを契機として、橋梁の上部工を軽量化することが必要との認識も生まれた。それゆえ既存橋梁では打ち換え床版の軽量化が強く求められる。この軽量化には直感的には床版厚を薄くすることが考えられる。しかしRC床版の損傷メカニズムからは出来るだけ床版厚は大きくするのがよいといわれており、この経験から床版厚を小さくする方法を最初に選択するのは望しくはない。

そこで、材料的な面から床版の単位重量を軽減することを考えることになるが、粗骨材に人工軽量骨材を用いたコンクリート（以下LC）を提案できる。LCは一般に普通コンクリート（以下NC）と比較して、圧縮・引張強度に差は見られないものの、曲げ強度・せん断強度および静弾性係数に関しては低下が見られる。これらの強度低下分を補うための手段としてコンクリート中に鋼繊維を混入する方法がある。これは鋼繊維補強軽量コンクリート床版（以下SFCLC床版）と呼ばれるものである。最近、鉄道橋の連続合成桁橋の中間支点付近に適用された（第6章参照）。

鋼繊維は大きい引張強度を有するため、付着強

度の高いものは少ない本数でもコンクリートのひび割れ発生後には、両側コンクリートが鋼繊維によって架橋され、繊維の引き抜け抵抗により十分応力が伝達される。ひび割れの進展、さらにはコンクリート特有の脆性的な破壊を抑制できる。そして、繊維の混入量が多くなると、それに比例してコンクリートの引張靱性を高める効果を増す。このことにより、SFCLC床版がNCを用いたRC床版と同等以上の耐荷力・耐久性が得られることになり、道路橋床版として活用できることになる。さらには床版中の鉄筋量を減少できる可能性も持っている。

このような新しい材料を用いた床版を実橋に適用することを検討する上で、道路橋床版上を走行する輪荷重を再現させる輪荷重走行試験機による疲労実験を行い、耐久性を評価することが必要不可欠である。よって本研究では、人工軽量骨材の種類・鋼繊維の有無ならびに種類・鉄筋量の3つをパラメータとし、SFCLC床版供試体を作製し、輪荷重走行試験機による疲労実験を行った。その結果の相互間、ならびに、以前に行われたRC床版の疲労実験結果と比較することにより耐疲労特性を明らかにし、適用性を検討することにした<sup>3)</sup>。

### 3.2 実験概要

#### 3.2.1 供試体概要

今回、疲労実験を行った供試体と比較用RC供試体の種類を表-3.1に示す。なお使用した鉄筋は全てSD295B、D16である。

供試体のパラメータを粗骨材（コンクリート）、鋼繊維、鉄筋量の3種類とした。供試体は全て主鉄筋方向200cm、配力筋方向300cm、床版厚18cmとした。配筋図を図-3.1に、各供試体の主鉄筋および配力鉄筋の有効高さの実測値を表-3.2に示す。以下に床版の概要を記す。

#### RC床版

基準となった下記設計条件で設計した。

設計活荷重	: B活荷重
床版	: 普通コンクリート床版 ( $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )
床版の区分	: 連続版
床版支間	: 1.8m

表-3.1 供試体の種類と特徴

床版供試体の種類	コンクリートの種類	粗骨材	鋼繊維	鉄筋量
RC	NC	普通	なし	標準配筋(F)
PF	LC	軽量	なし	
IF	SFLC		インデント(I)	標準配筋(F)
IH			インデント(I)	半配筋(H)
FF	SFLC		フック(F)	標準配筋(F)
FH			フック(F)	半配筋(H)

床版の支間の方向 : 車両進行方向に直角  
 舗装厚さ : 7cmのアスファルト舗装

表-3.2 鉄筋の有効高さの実測値

供試体名	主鉄筋		配力鉄筋	
	d' <sub>m</sub>	d <sub>m</sub>	d' <sub>d</sub>	d <sub>d</sub>
RC	3.00	15.00	4.60	13.40
PF	5.29	14.43	7.36	12.83
IF	5.32	14.50	7.32	12.85
FF	5.25	14.36	7.40	12.80
IH	5.28	14.5	6.54	12.55
FH	5.09	14.31	6.74	12.40
SPF	6.50	12.70	4.90	14.30
SIF	6.50	12.70	4.90	14.30

軽量床版

まず人工軽量骨材を使用した床版の耐久性評価を目的として、上記の標準的なRC床版と同じ鉄筋量の供試体（以下、標準配筋）を作製した。これは、鋼繊維混入の有無の違いを基本的に見ることを目的としているためである。

d' : 圧縮側鉄筋の有効高さ(cm), d : 引張側鉄筋の有効高さ(cm)

使用する鋼繊維には代表的形状のインデントタイプ (I) とフックタイプ (F) の2種があり、これらの鋼繊維の違いを比較するため、両タイプでそれぞれ1体ずつ用意して比較することとした。

そして、鋼繊維の混入によりコンクリートの見かけの剛性向上が期待できると考え、鉄筋量を減らすことができる可能性を調べるため、図-3.1に示すように標準配筋の鉄筋量を約半分にした供試体（以下、半配筋）を用意した。表-3.1における供試体名は、前の記号で鋼繊維の種類（P：プレーン・鋼繊維無し、I：インデント、F：フック）を表し、後の記号で鉄筋量（F：標準配筋、H：半配筋）を表わした。

注) 表-3.2には供試体としてSPFとSIFを追加しているが、これらは比較用として別の人工軽量骨材を使用したものである。

3.2.2 使用材料および配合

粗骨材の種類と一般的な性質を表-3.3に、鋼繊維の諸元を表-3.4に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを、細骨材には普通骨材を使用した。また、混和剤にはポリカルボン酸系の高性能AE減水剤を用いた。

各コンクリートの配合は設計基準強度

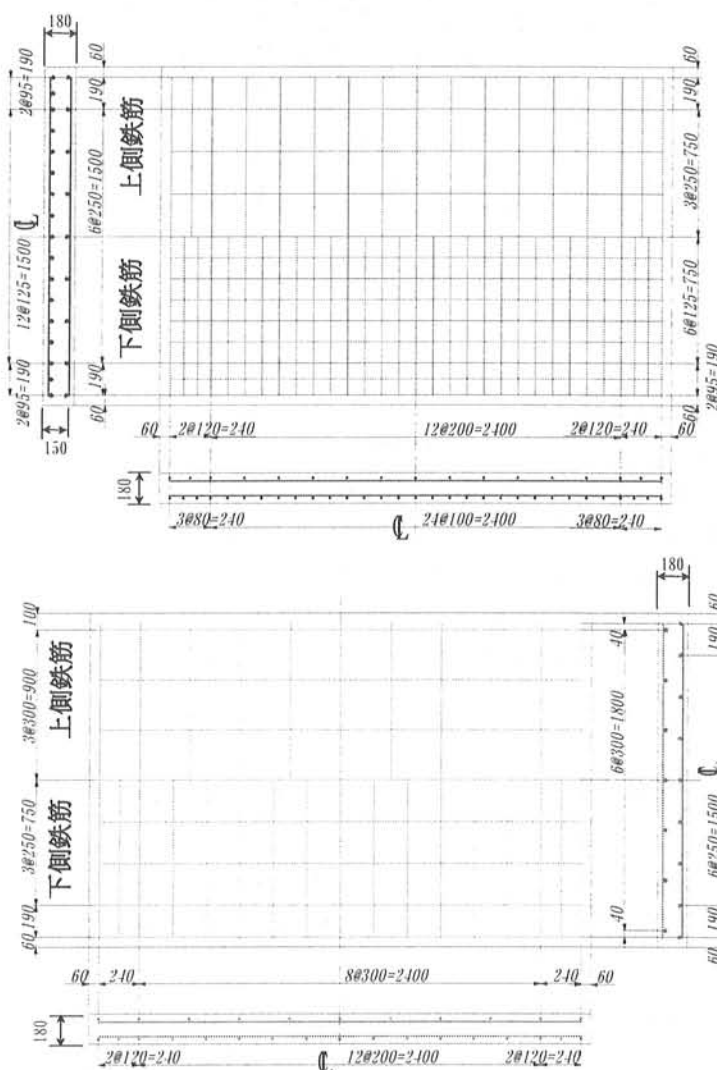


図-3.1 供試体の配筋図

$f_{ck}=35\text{N/mm}^2$  (実強度  $42\text{N/mm}^2$ 程度) となるようにW/Cとs/aを試験練りにより決定した。コンクリートの配合とフレッシュコンクリートの試験結果を表-3.5に示す。

疲労実験と同時期に行ったテストピースの強度試験結果を表-3.6に示す。鋼繊維の混入効果は曲げ強度、せん断強度において顕著で、曲げで鋼繊維を混入していないコンクリートの1.6~2.0倍程度、せん断で約1.6倍の強

表-3.3 骨材の種類と一般的性質

粗骨材	主原料	内部構成	比重	圧壊荷重	コンクリート単位重量
軽量	膨張頁岩	連続気泡	1.28	500N	1.89(t/m <sup>3</sup> )

表-3.4 繊維の性質と混入量

タイプ	寸法 (mm)	形状	混入量 (kg/m <sup>3</sup> )	体積比 (1本当たり)
I	φ0.7×50	インデント型	60	1
F	φ0.8×60	両端フック付 結束型	60	1.567

表-3.5 コンクリートの配合とフレッシュ試験の結果

コンクリート名	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 (C×%)		鋼繊維 混入量 (kg/m <sup>3</sup> )	フレッシュコンクリートの試験結果		
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	SP	AE		スランプ (cm)	空気量 (%)	Con. 温度 (°C)
プレーン用	48	48	180	375	811	549	0.35	0.009	—	19.0	6.4	13.7
インデント用	48	56	180	375	949	463	1.10	0.011	60	14.5	5.2	12.9
フック用							1.10	0.013		18.5	4.7	14.3

表-3.6 床版コンクリートの強度試験結果

供試体名	単位重量 (t/m <sup>3</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
RC	2.28	35.8	27.1	0.180	2.70	4.88	4.74
PF	1.89	39.4	18.0	0.196	3.35	3.58	4.72
IF	1.95	46.1	20.8	0.193	3.56	7.33	7.44
IH							
FF		50.7	22.1	0.203	4.10	7.45	7.82
FH							

度を示した。また、圧縮強度も鋼繊維を入れることにより増加した。

### 3.2.3 実験方法

#### (1) 試験装置および支持条件

輪荷重走行試験機は、RC床版上を輪荷重が走り抜けることを再現させるもので、床版の耐久性を評価する方法として認知されている。今回使用した輪荷重走行試験機の概要を図-3.2に示す。本輪荷重走行試験機的能力・諸元は以下のようなものである。

載荷能力	: 98~294kN (10~30tf)
荷重移動範囲	: 床版中央より±100cm
走行速度	: 28往復/min
車輪寸法	: 径500mm 幅300mm

道路橋示方書の後輪荷重は2本のタイヤを介して作用し、その接地面積は50cm (車輪幅) × 20cm (接地長) であるが、本実験ではその接地面積をそれぞれ60%の30cm × 12cmと縮小している。こ

れは実験における荷重が同じであっても荷重強度が大きくなり、加速実験とするためのものである。その載荷面積を保つため輪荷重走行位置の下に、載荷面30cm × 12cm、高さ6cmの鉄製のブロックを19個並べて設置し、それに鋼板を載せて走行性を確保する特別な軌道を設置している。この装置の概要を図-3.3に示す。この様な軌道を設置する理由は、使用している車輪が鉄輪であるので直接載荷すると荷重は線荷重になってしまうことを避けて、実橋床版の設計と同様な部分分布荷重に変換するためである。

供試体の支持条件は、図-3.4に示すように、長辺方向 (配力筋方向かつ橋軸方向) の2辺を単純支持、短辺方向 (主鉄筋方向かつ橋軸直角方向) の2辺を横桁による弾性支持とした。2辺単純支持、2辺自由端とすると、自由端より破壊が進行し床版の疲労現象を的確に再現できないためである。

また、一般的に矩形床版において床版中央に載荷すると4隅に浮き上がりが発生する。これを防止するために4隅に浮き上がり防止装置を設けた。

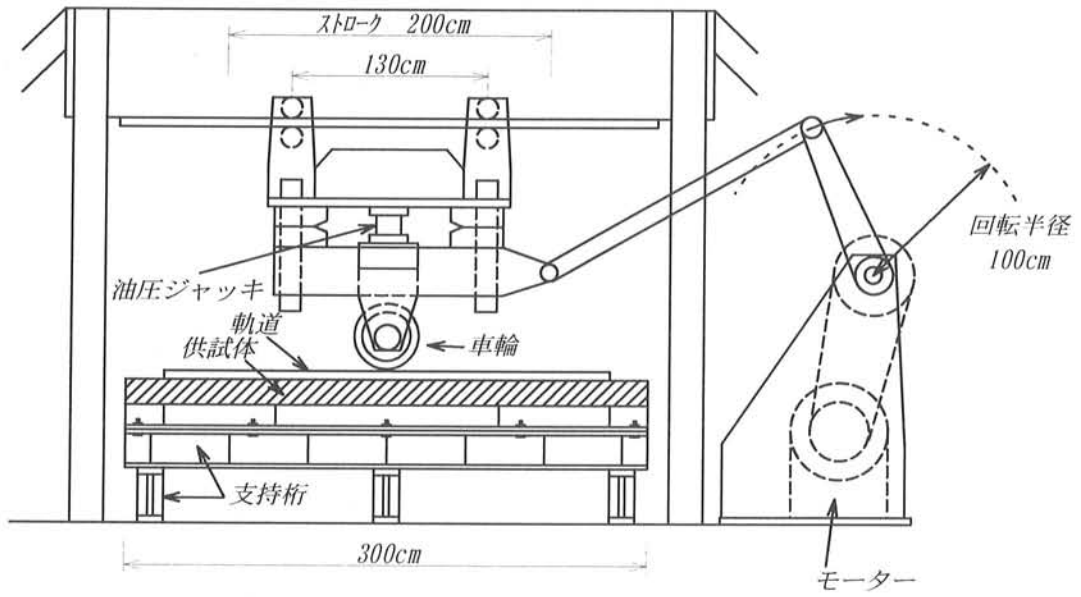
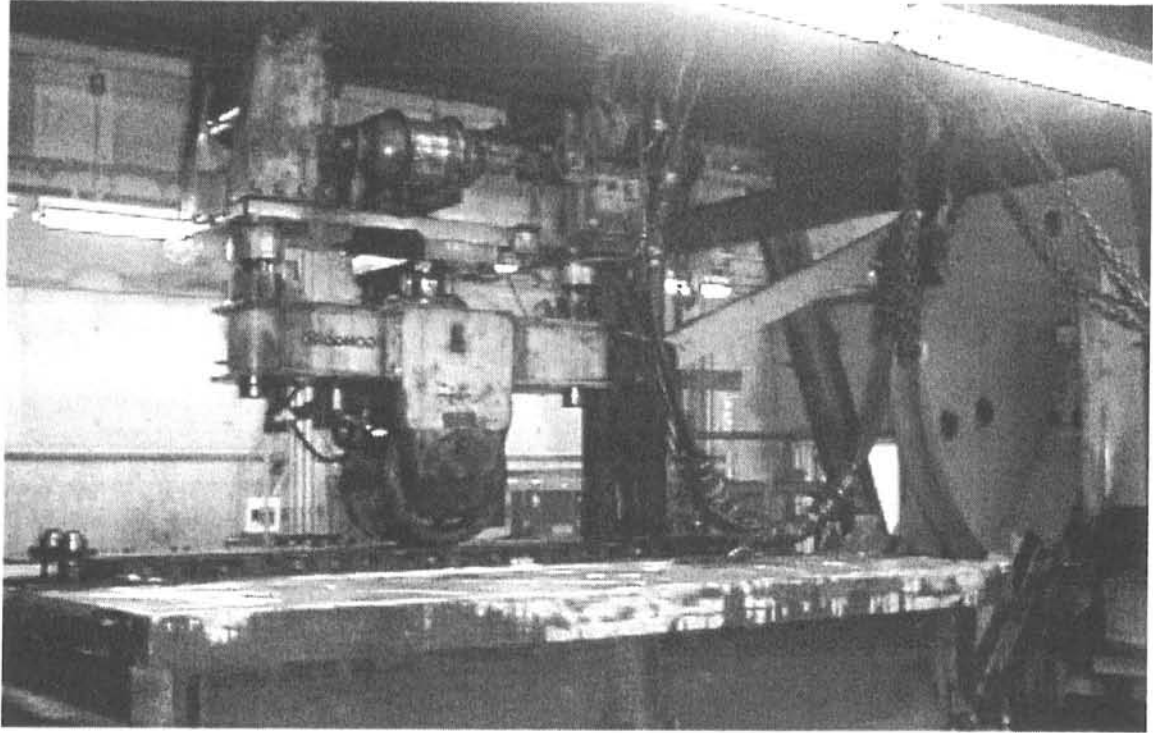


図-3.2 輪荷重走行試験機

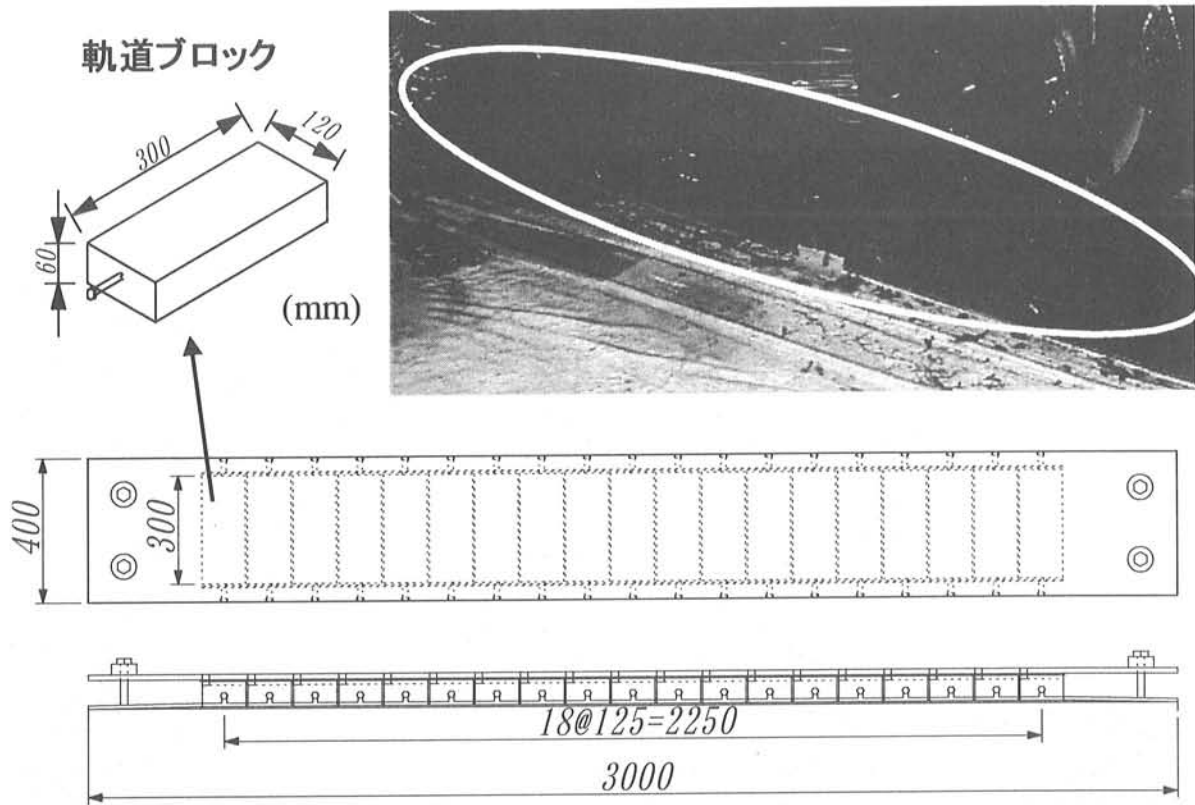


図-3.3 軌道装置の概略

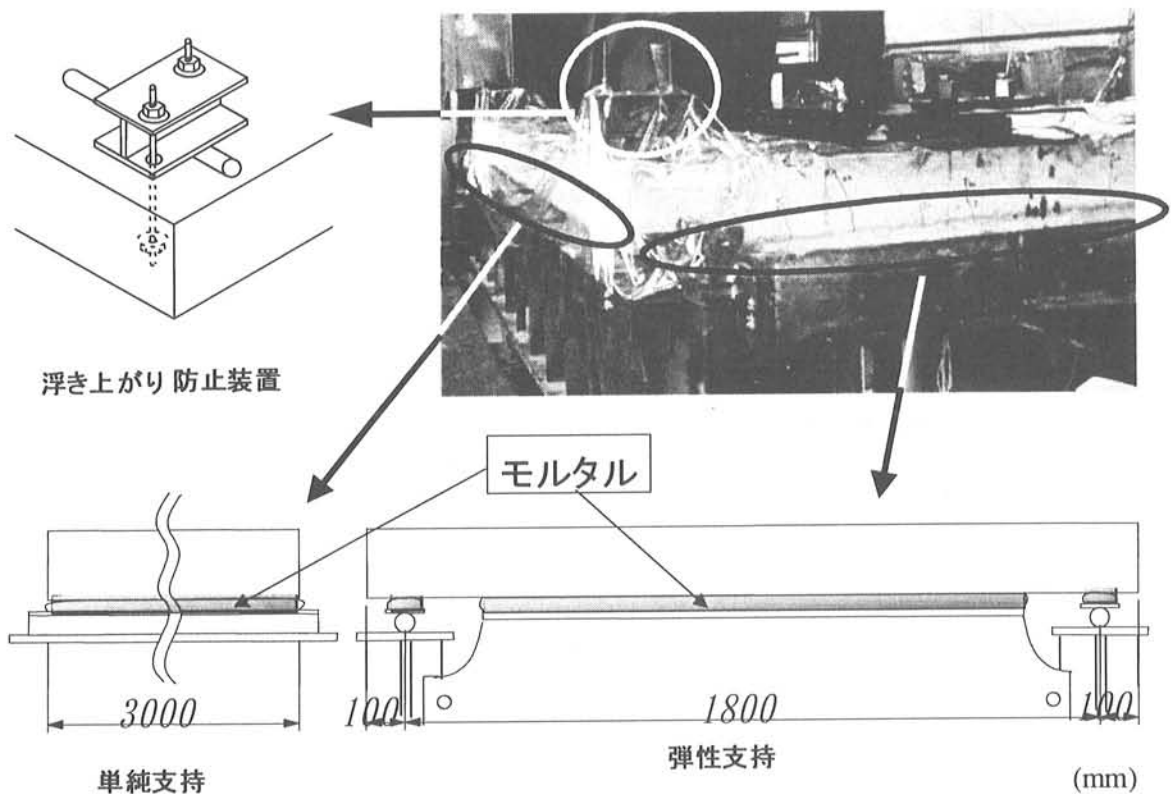


図-3.4 支持条件

## (2) 載荷プログラム

今回の疲労実験における載荷プログラムを表-3.7に示す。鋼繊維補強していない床版については荷重を終始147kN (15tf) とし、破壊するまで行った。これは、それ以上に荷重を上げると、急激に劣化が進行し破壊に至ると予想されるためである。また、実橋上で観測される最大輪荷重の大きさが、147kN前後であることからこの値を選んだ。鋼繊維補強した床版については、基本的には最初の走行回数10万回までは147kN、それ以降は176.4kN (18tf) に荷重を上げ、走行回数100万回で終了することにした。ただし、FFは試験機の都合上90万回で終了した。

これらの荷重の設定は上記のように、実橋における過積載車両で観測された最大輪荷重の147kNを基本とし、安全側の評価を行うため主荷重を176.4kNに引き上げた。走行回数についてはこの147kNを基本荷重とし、一般国道を対象に1日1レーン3万台の交通量を仮定すると、設計供用年数50年分の実交通荷重による等価繰返し回数が82~86万回と計算されることから決定した<sup>4)</sup>。

表-3.7 載荷プログラム

供試体名	輪荷重 (kN)	走行回数 (pass)	総走行回数 (pass)
RC	147	50,000	280,000 (破壊)
	176	230,000 (破壊)	
PF	147	73,600 (破壊)	73,600 (破壊)
	176	100,000	
FF	147	100,000	900,000
	176	800,000	
IF	147	100,000	1,000,000
	176	900,000	
FH	147	100,000	1,000,000
	176	900,000	
IH	147	100,000	1,000,000
	176	900,000	

## (3) 走行回数の換算

全ての供試体のコンクリート強度、荷重履歴が同じではないため、実験結果を単純に比較できない。荷重強度で無次元化し、全走行回数とマイナー側を用いて1つの荷重による走行回数に換算し、その回数とその荷重による使用限界寿命あるいは破壊寿命との比で比較することとした。

輪荷重 $P$ のものが $N$ 回走行した場合の損傷度と等価になる、基本輪荷重 $P_0$ による等価走行回数を $N_0$ とすると、4つの関係はマイナー側とS-N曲線の傾き $k$ の絶対値の逆数 $m$ を用いて

$$N_0 = \left( \frac{P}{P_0} \right)^m \cdot N \quad \text{----- 式 (3.1)}$$

となる。

各供試体において147kN (15tf)、206kN (21tf) の荷重で各10万回の走行させた場合、177kN (18tf) の等価走行回数に換算すると、各々0.130万回 (約1/8倍)、56.3万回 (約5.6倍) となる ( $m$  はS-N曲線の傾きの逆数で12.76とした場合)。

次に、破壊寿命を計算するS-N曲線は、RC床版の場合、床版の梁状化現象が現れるため、梁状化における主鉄筋断面のせん断破壊を基準とした次式の松井式 (乾燥条件下) を用いる<sup>5)</sup>。

$$\text{Log} \left( \frac{P}{P_{sx}} \right) = -0.07835 \text{Log} N + \text{Log} 1.51965 \quad \text{----- 式 (3.2)}$$

ここで、 $P$  : 基本輪荷重(tf)  
 $P_{sx}$  : はり幅のせん断耐力(tf)  
 $N$  : 終局限界状態に達する回数  
 $k$  : 傾き-0.07835

しかし、鋼繊維補強した床版では貫通状に見えるひび割れが発生しても、鋼繊維によりコンクリートが架橋されているため梁状化するという仮定が成り立たないものと考えられる。よって本研究では、床版の静的破壊荷重 $P_s$ で無次元化表現する次式のS-N曲線が有効である<sup>5)</sup>。

$$\text{Log} \left( \frac{P}{P_s} \right) = -0.08920 \text{Log} N + \text{Log} 1.2698 \quad \text{----- 式 (3.3)}$$

ここで、 $P_s$  : 床版の静的破壊荷重(tf)  
 $k$  : 傾き-0.08920

## (4) 測定項目・測定方法

床版の劣化損傷の進行を評価するため、各種の項目について、載荷途中で走行荷重を停止して、静的載荷のもとで測定することとした。測定項目は、床版のたわみ、主鉄筋および配力鉄筋のひずみ、および目視によるひび割れ観察である。

静的測定は輪荷重の走行を止め一度荷重を除荷した後、車輪を床版中央まで移動し荷重0kN、19.6kN、39.2kN、58.8kN、78.4kN、98kN、117.6kN、147kN、176.4kN (走行回数10万回以降の鋼繊維混入床版について) の各荷重で測定した。

静的測定は実験開始から2万回の間は0回、2000

回、1万回、2万回走行時と密に行い、176.4kNに荷重を上げた10万回から後の2万回の間で10万回、10.2万回、11万回、12万回走行時に測定を行った。それ以外の中間では、基本的に静的測定は約4万回毎に行った。

たわみの測定は精度1/100mmのダイヤルゲージを図-3.5に示すように、床版中央より橋軸方向に20cm間隔で13点、また橋軸直角方向には20cm間隔で5点、計17個床版下面に設置した。これは20cmという間隔で測定することにより、板性状の変化を正確にとらえようとするためである。たわみの測定では残留たわみも算出できるように測定回毎の初期設定はしない。

ひずみの測定のため床版内の鉄筋にひずみゲージを貼り付けた。静的測定用には図-3.6に示す位置にひずみゲージを貼り付けた。これらのいくつかの点にさらにゲージを追加し、動的にも測定した。

たわみ、ひずみ測定時に下面、上面、側面ともに目視によりひび割れの発生と走行回数を記録し、それをもとに所定の回数ごとにひび割れ図を作成した。ただし0回での下面ひび割れは、実験開始直後から走行回数2000回（実際には500～600回）までに発生したひび割れを表す。そして、床版下面のひび割れ図より、ひび割れ密度を算出した。これは単位面積1m<sup>2</sup>当たりのひび割れの総延長であり、床版の劣化の度合いと関係づけられてRC床版では定着した維持管理の指標となっている。ひび割れ図を作成することにより床版の損傷・破壊の形状を確認する。またひび割れ密度を算出することにより、実橋に適用したときその床版の劣化損傷の度合いを容易に推定できるようになる<sup>6)</sup>。

ひび割れ密度 $D_c$ は、次式による格子密度法と呼ばれる手法により求めた。

$$D_c = \frac{\sum N_x}{\sum L_y} + \frac{\sum N_y}{\sum L_x} \quad \text{----- 式 (3.4)}$$

ここで、

$N_x, N_y$ : ひび割れと12.5cm間隔の格子線との交点数

$L_x, L_y$ : 単位面積当たりの格子線の総延長

なお、本試験機におけるRC床版の使用限界のひび割れ密度は、既往の研究で12～13m/m<sup>2</sup>と得られ

ている。

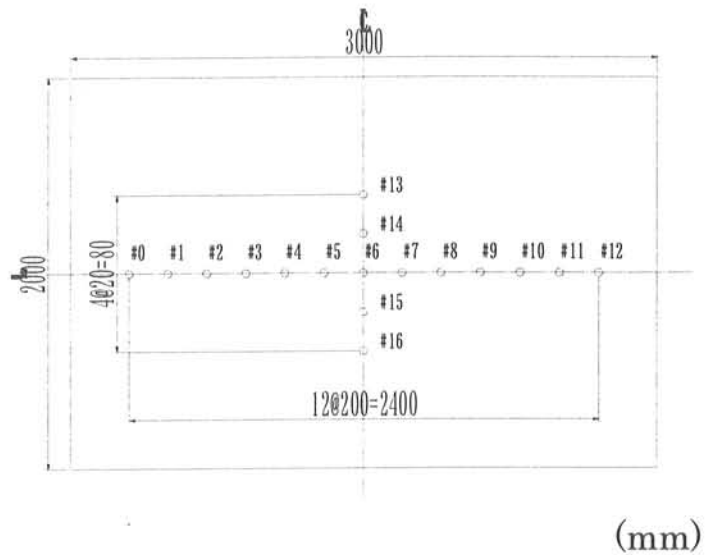


図-3.5 たわみの測定位置 (mm)

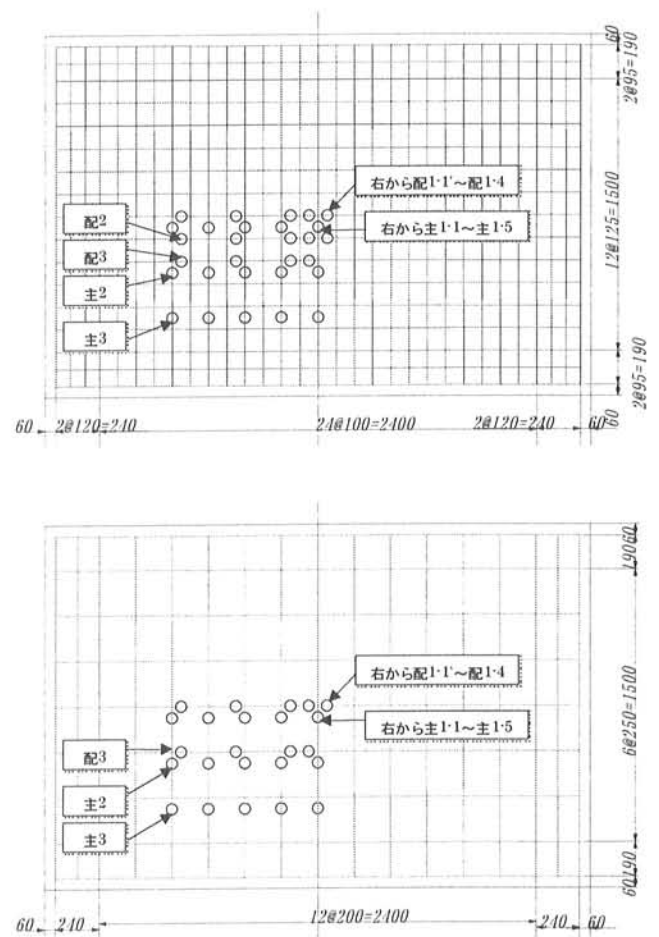


図-3.6 鉄筋ひずみの測定位置 (mm)

疲労実験後、床版内部でのひび割れ状況を観察するため、図-3.7に示す位置で、床版を切断した。切断面を水洗いした後、目視によりひび割れ

を観察し、マジックインキでトレースした。内部ひび割れの観察により、床版の劣化の進行度合いもしくは破壊状況を明確にすることができる。

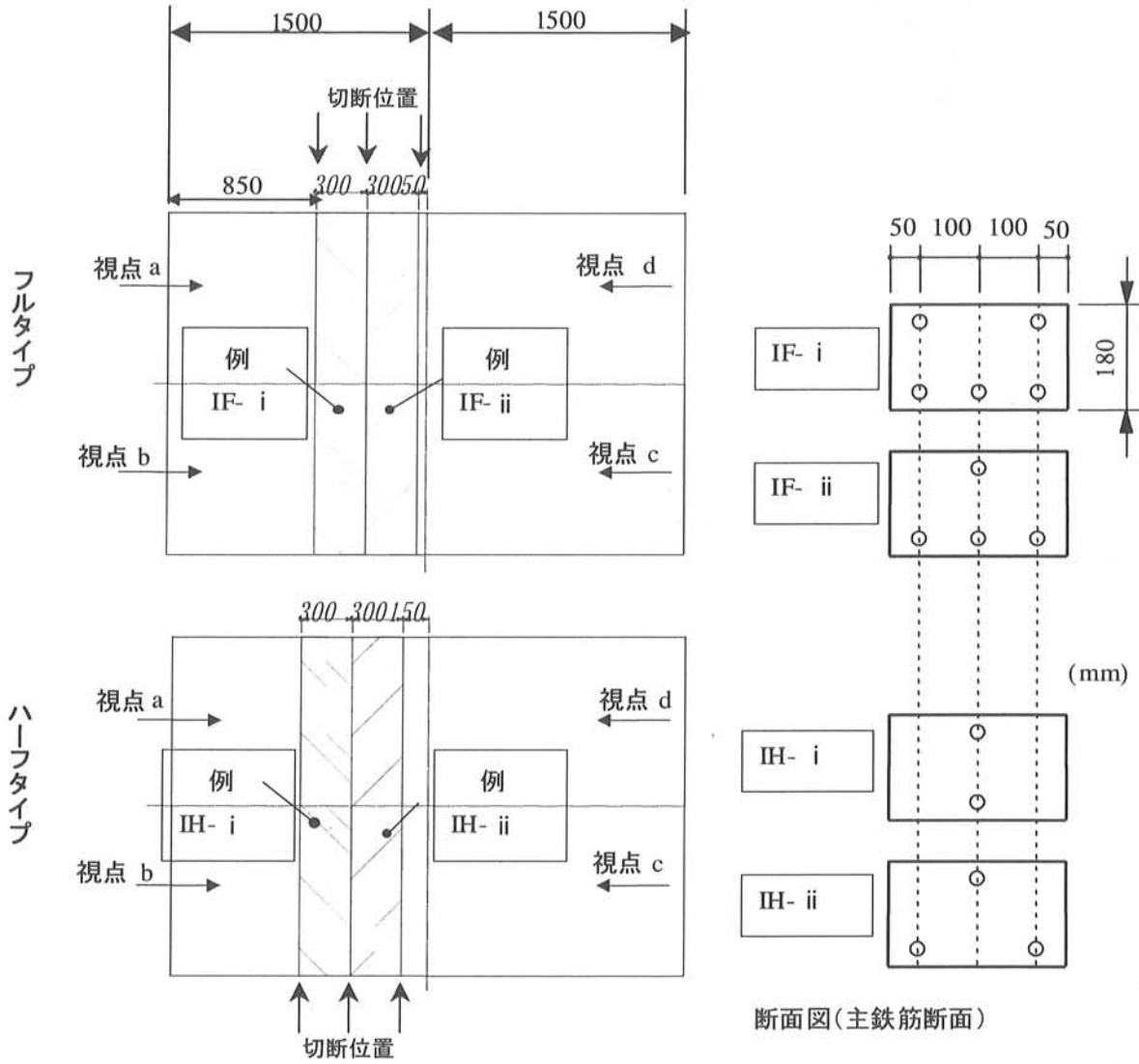


図-3.7 床版の切断位置



### 3.3 実験結果と考察

#### 3.3.1 疲労設計に必要なコンクリートの材料特性

既往の研究では人工軽量コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係は、NCとは異なる。これは圧縮強度とせん断強度、静弾性係数においても同様である。これらの材料特性を得ることはSFLCを道路橋床版に適用するにおいて重要であり、床版の疲労寿命を予測するために必要である。

圧縮強度に対する引張強度、せん断強度、静弾性係数の関係をそれぞれ、各コンクリートについて実験により求めた。インデント型SFを混入したSFLC(I)とフック型SFを混入したSFLC(F)には、結果に差が見られなかったこと、また汎用性を持たせるため、本項では同一のSFLCとして扱った。

#### (1) 圧縮強度－割裂引張強度

人工軽量コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度の関係を図-3.8に示す。圧縮強度によって大小の入れ違いはあるものの、今回の実験では人工軽量骨材の種類、繊維混入の有無による差はほとんどなく、また、NCとの差もほとんどなかった。割裂引張強度には人工軽量骨材を使用したことによる強度低下および、鋼繊維混入による補強効果は割裂引張強度にはほとんど見られなかった。

3種のコンクリートに対して引張強度と圧縮強度の関係を曲線回帰すると以下のようにになった。

$$\begin{aligned}
 LC & : ft = 0.5159 f'c^{0.4511}, R^2=0.8584 \\
 SFLC & : ft = 0.5128 f'c^{0.4909}, R^2=0.8433 \\
 NC & : ft = 0.2690 f'c^{0.667}, R^2=0.9891
 \end{aligned}$$

#### (2) 圧縮強度－せん断強度

圧縮強度とせん断強度の関係を図-3.9に示す。せん断強度は二面せん断試験により求めた。せん断強度は、それぞれNCと比較して、LCは80%弱、SFLCは約120%であった。人工軽量骨材を使用することによりせん断強度は20%程度低下し、そこに鋼繊維を混入することにより約1.5倍以上にせん断強度が上がる結果となった。

3種のコンクリートに対してせん断強度と圧縮強度の関係を曲線回帰すると以下のようにになった。

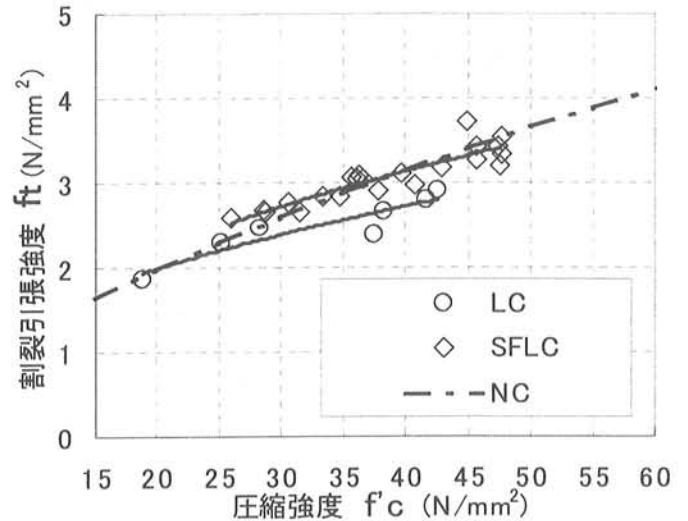


図-3.8 圧縮強度と割裂引張強度の関係

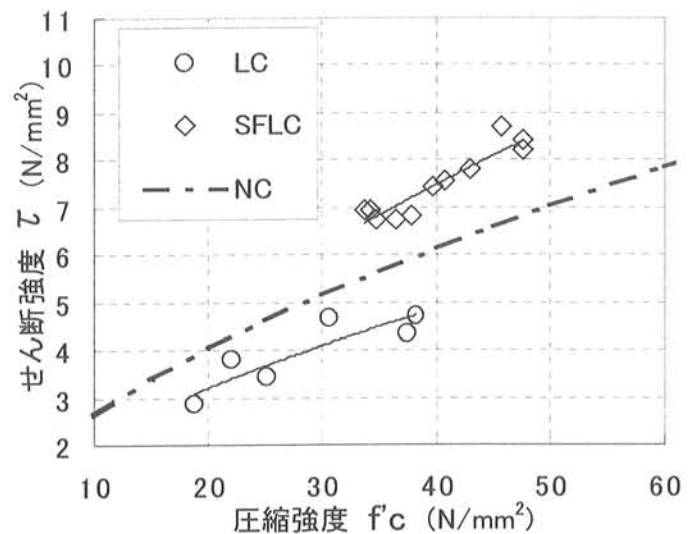


図-3.9 圧縮強度とせん断強度の関係

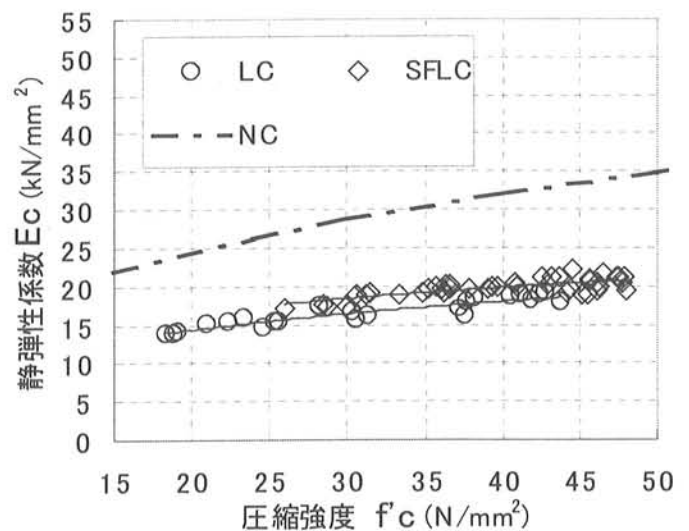


図-3.10 圧縮強度と静弾性係数の関係

$$LC : \tau_c = 0.5280 f'_c{}^{0.6021}, R^2=0.7819$$

$$SFLC : \tau_c = 0.6178 f'_c{}^{0.671}, R^2=0.8625$$

$$NC : \tau_c = 0.6560 f'_c{}^{0.6060}, R^2=0.9196$$

### (3) 圧縮強度－静弾性係数

圧縮強度と静弾性係数の関係を図-3.10に示す。同じ圧縮強度で比較するとSFLCは、NCと比較して約60～70%である。またLCはNCと比較して約55～60%である。静弾性係数は人工軽量骨材を使用したことによりNCよりも低下し、鋼繊維を混入してもほとんど変化しないといえる。

ヤング係数の圧縮強度との相関は次式のように回帰できた。

$$LC : E_c = 5.5078 f'_c{}^{0.3217}, R^2=0.8535$$

$$SFLC : E_c = 7.6280 f'_c{}^{0.2596}, R^2=0.5869$$

$$NC : E_c = 7.8349 f'_c{}^{0.3812}, R^2=0.9362$$

### 3.3.2 疲労実験結果概要

軽量床版5体について、輪荷重走行試験機による疲労実験を行った。その結果概要を以下に述べる。

すでに表-3.7に実験の概要を示しているが、鋼繊維を混入していない供試体について、軽量床版PFは147kN (15tf) の荷重下で、7.36万回に押抜きせん断破壊を呈して耐荷力を喪失した。既往の研究によるRC供試体は176.4kN (18tf) の荷重下で23万回まで耐えたことと比較すると、人工軽量骨材を用いた無補強コンクリートで床版を形成した場合には、疲労耐久性は期待できず実用に適さないことがわかる。

鋼繊維を混入しコンクリート特性を補強した供試体では176.4kNの荷重で、76～90万回載荷したが、顕著な破壊兆候もなく、外見上健全な状態で実験を終了した。RC床版と比較して、たわみによる劣化度から使用限界寿命を推定するとRC床版と比較して大略9倍以上の疲労耐久性を発揮することが明確となり、実橋床版への適用に関して大きな期待が持てる。ただし、鉄筋量を半分にしたFHやIHではたわみが大きいこと、ならびに、床版支間で発生した橋軸方向のひび割れの開き量が大きくなることが特徴的であった。床版下面でのひび割れ発生状況はRC床版と比較して、徐々に増加する

傾向を示し鋼繊維による引張じん性向上効果が認められた。

疲労実験後、床版内部でのひび割れ状況を観察するため、図-3.7に示す位置で床版を切断した。切断面を水洗いした後、目視によりひび割れを観察し、マジックインキでトレースした。それらを写真とともに示したのが写真-3.1である。なお、写真-3.1(c)～(j)のひび割れ図中の数値は切出しはりとして床版載荷荷重以下で載荷したときの荷重値である。これらのひび割れの観察から以下のようなことがいえる。

PF：切断面PF-i およびPF-ii とも、車輪のエッジから斜めに伸びるひび割れが形成されていることが明確であり、押抜きせん断破壊したことがわかる。その他に劣化の進んだ床版に見られる上側配力鉄筋の高さでの水平ひび割れも発生しており、せん断ひび割れと繋がるまでに至っている。また下側主鉄筋高さに発生している水平方向のひび割れは、ダウエル効果によるコンクリートの剥離現象と思われる。これらのようなひび割れ発生状況は、RC床版と全く同様なものである<sup>6)</sup>。

IF：2つの切断面とも鉛直方向の曲げひび割れしか発生しておらず、176.4kNで90万回載荷後でも、まだ使用限界状態には達していないと判定できる。次のFFに比べ各コンクリート強度は低かったが、FFよりもひび割れ深さは浅く、疲労耐久性が優れていると思われる。FF供試体と同重量の鋼繊維を使用しているにもかかわらず、このように大きな耐久性の向上が得られた理由として、鋼繊維とコンクリートとの付着強度が大きいこと、鋼繊維の本数の違いにあると判断している。鋼繊維1本当たりの重量の逆算から約1.6倍の本数となっている。このような本数の増加によって、コンクリートがFFの場合よりも一様に補強されているためと推定できる。

FF：176.4kNで80万回の載荷を行ったが、F F-ii -c断面で車輪下にあたる部位で若干の水平ひび割れが観察された。ほとんどは曲げひび割れで鉛直のものであるが、IFに比べ全体的に高い位置までひび割れている。

このような状況から、本供試体はちょうど使用限界状態に到達したものと判定できる。

IH：2つの切断面において床版中央かつ床版上面より5cm程度下側で幅10~20cmにわたる水平ひび割れの発生が観察された。また鉄筋量が少なかったため、標準配筋の供試体と比べ鉛直ひび割れ本数が非常に少ないという特徴が見られた。このためIFと比較して最大ひび割れ幅が1mm程度の大き

なものとなった。これらの結果から、本供試体は載荷終了時点で使用限界状態にあると判断できる。

FH：2つの切断面において中央部に25~40cm幅で水平ひび割れが発生している。IH同様、鉛直ひび割れが非常に少ない。載荷途中でもたわみが大きく、ひび割れ幅も大きいと観察されていることから<sup>10)</sup>、本供試体は176.4kNで90万回もったものの、使用限界を過ぎた状態と判定できる。

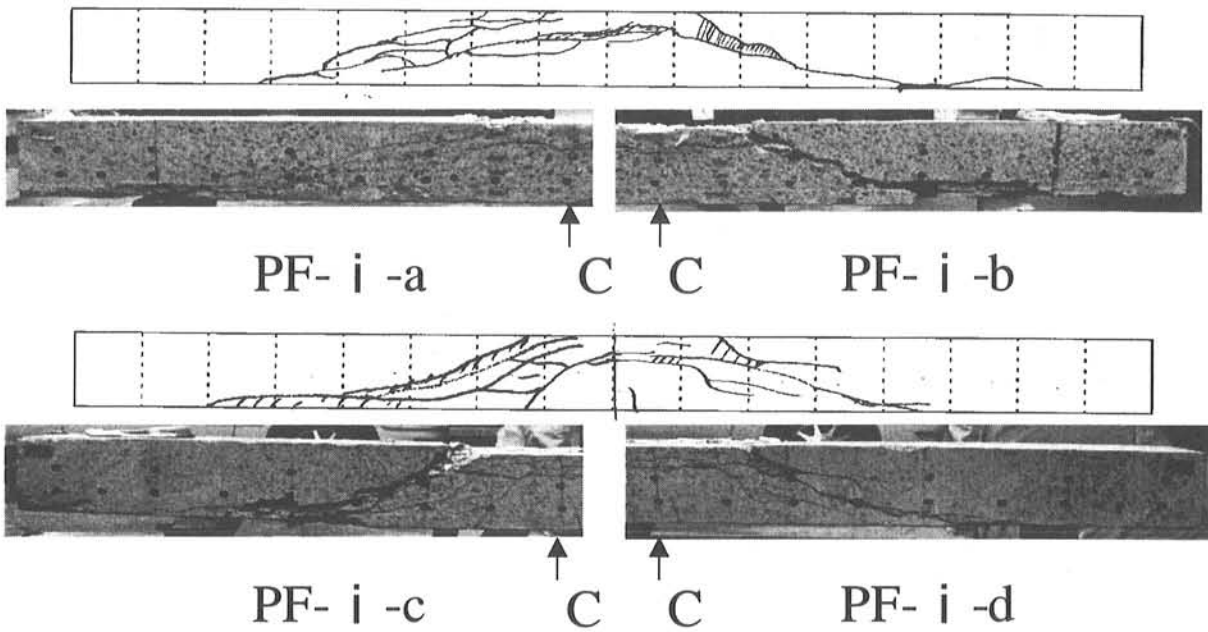


写真-3.1(a) 切断面写真 (PF-i)

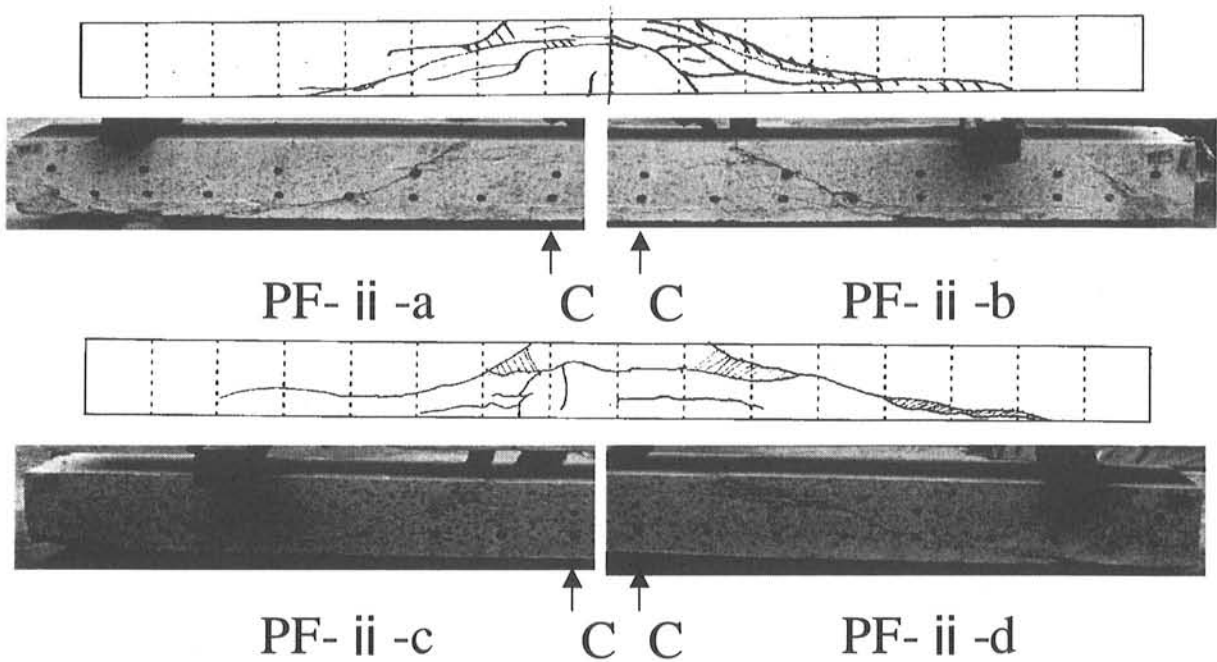


写真-3.1(b) 切断面写真 (PF-ii)

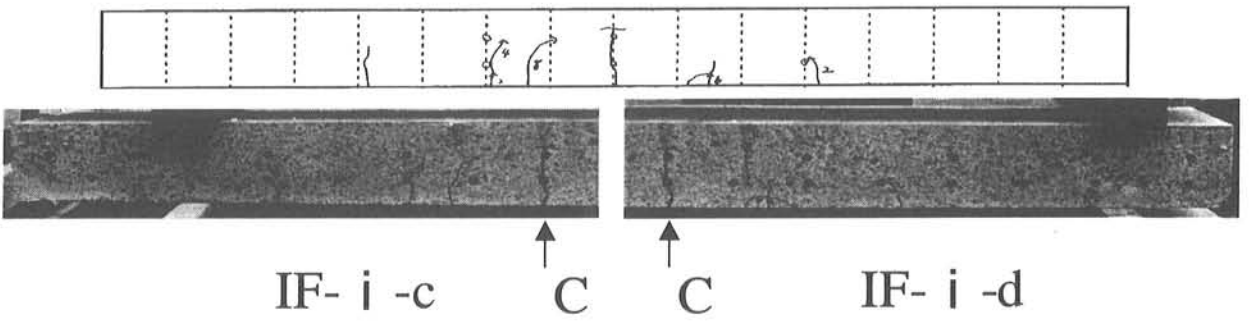
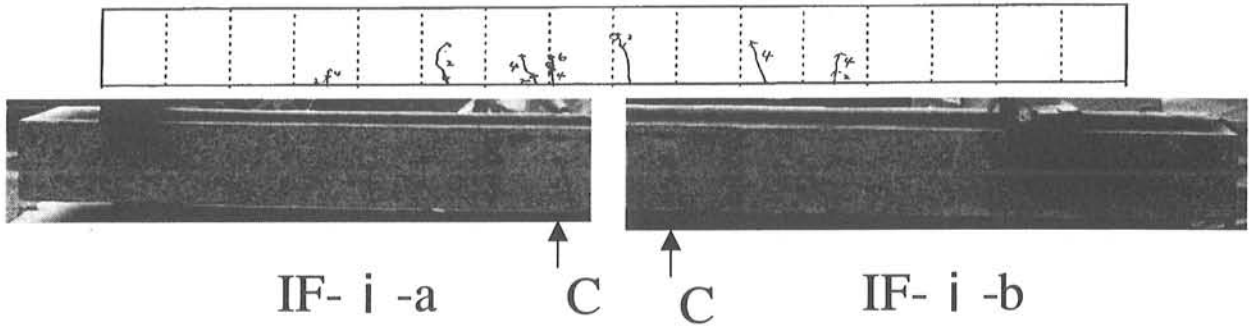


写真-3.1(c) 切断面写真 (IF- i )

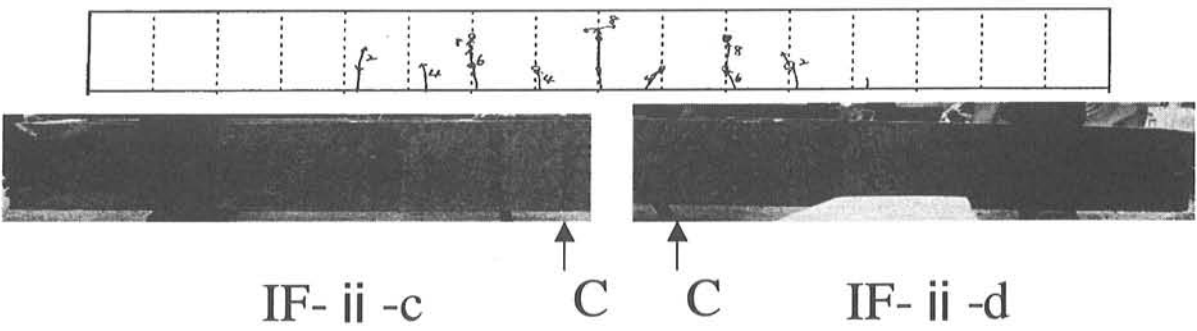
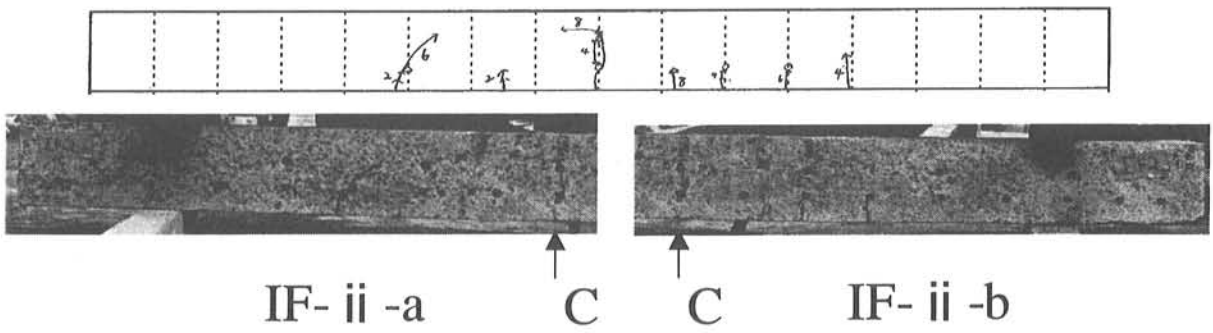


写真-3.1(d) 切断面写真 (IF- ii )

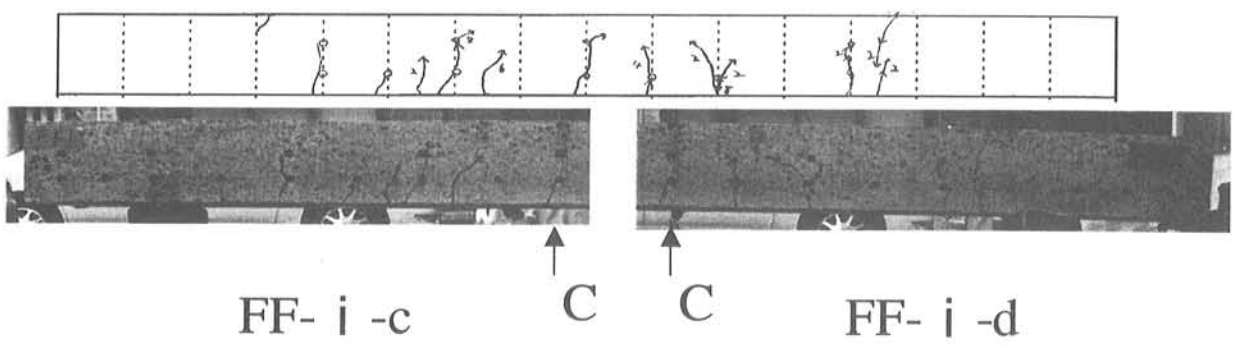
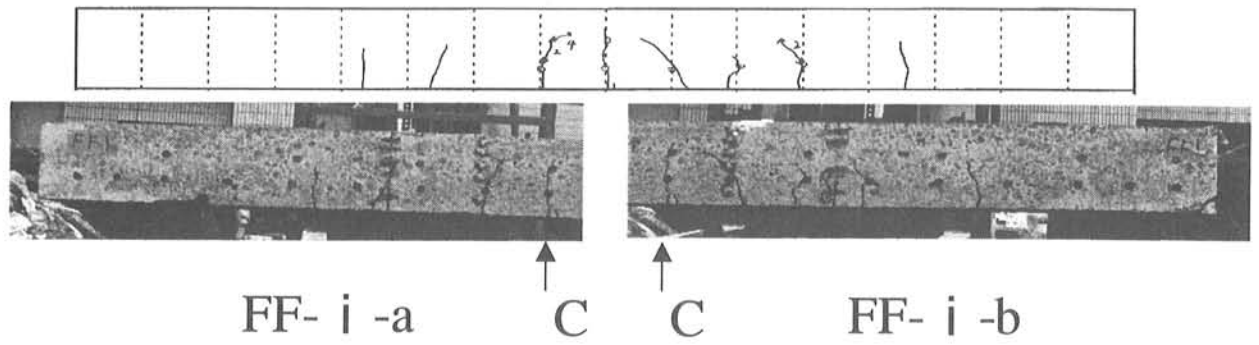


写真-3.1(e) 切断面写真 (FF- i )

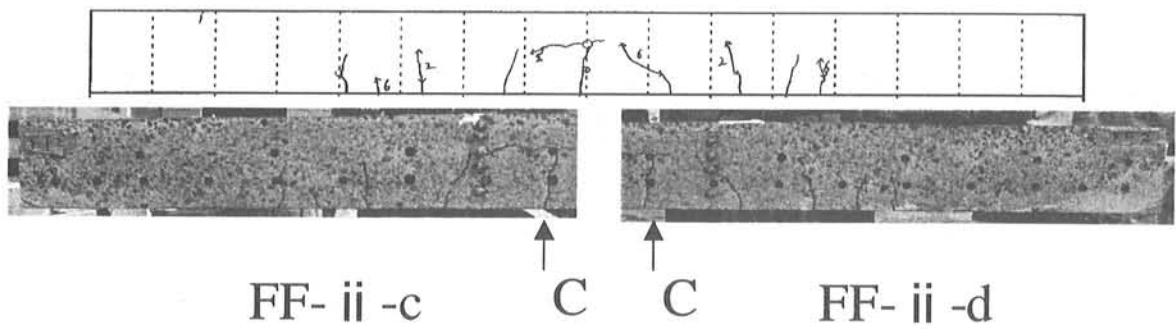
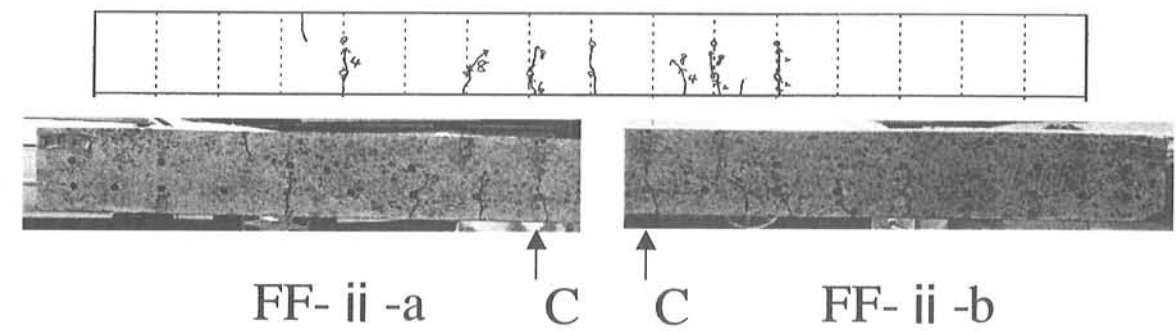


写真-3.1(f) 切断面写真 (FF- ii )

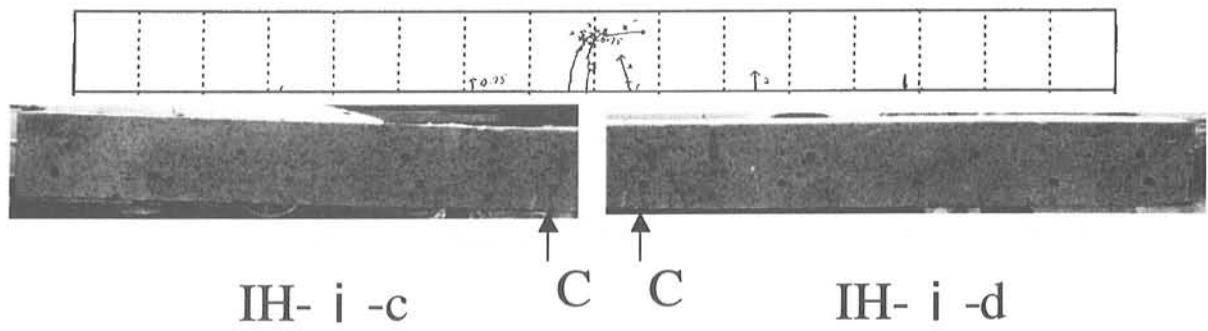
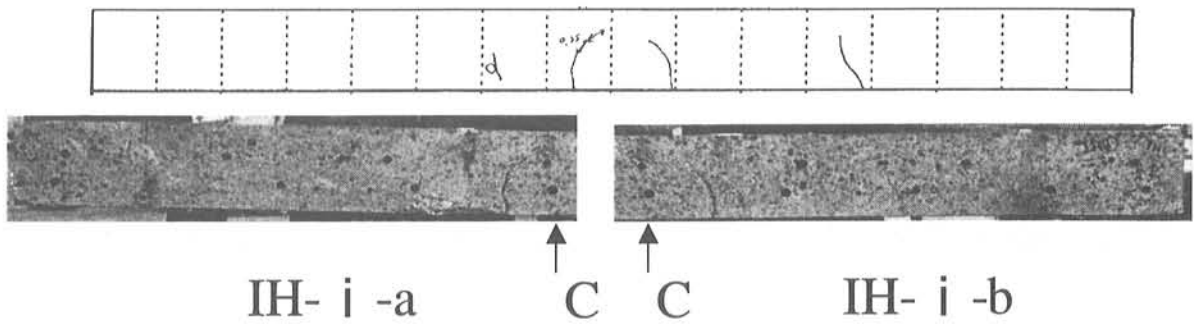


写真-3.1(g) 切断面写真 (IH- i )

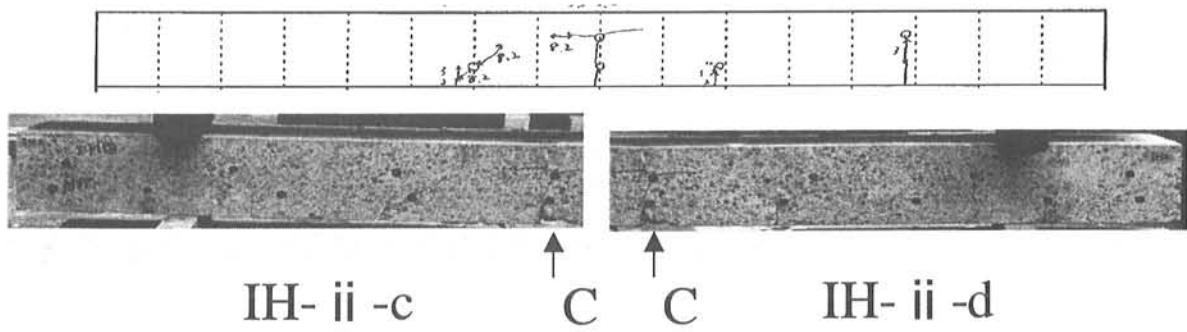
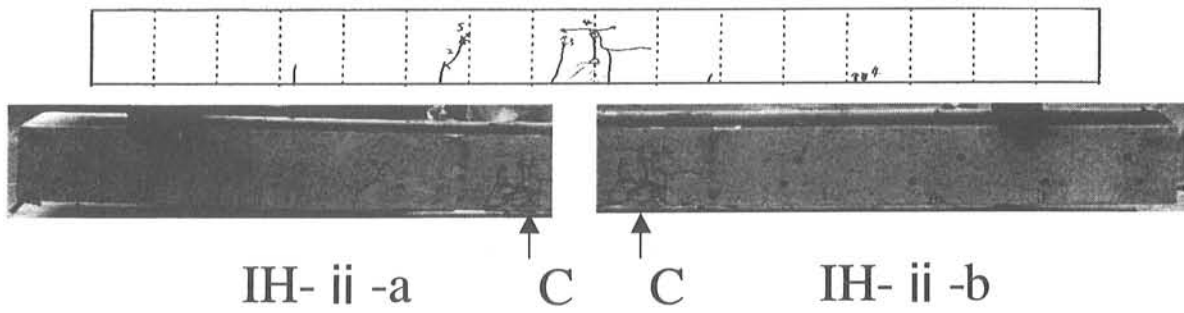


写真-3.1(h) 切断面写真 (IH- ii )

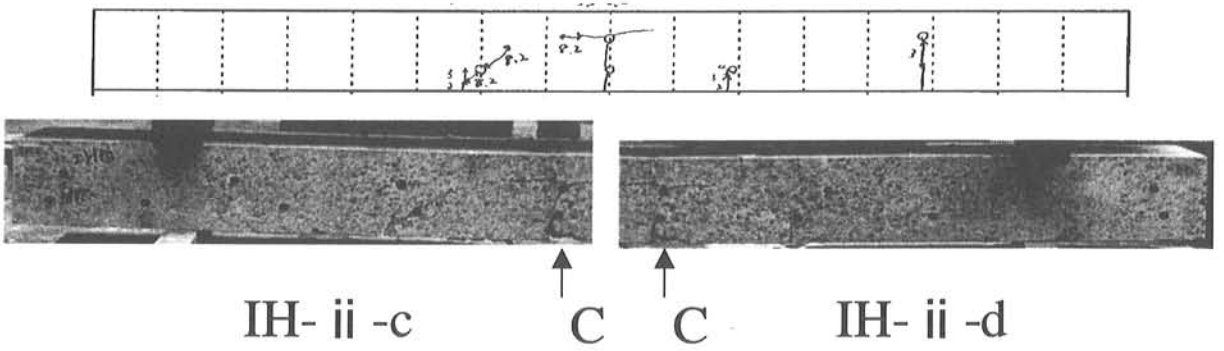
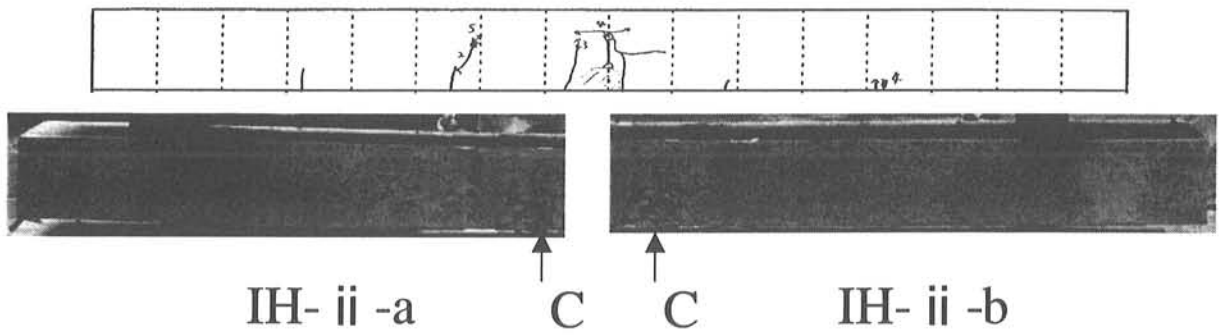


写真-3.1(i) 切断面写真 (FH- i )

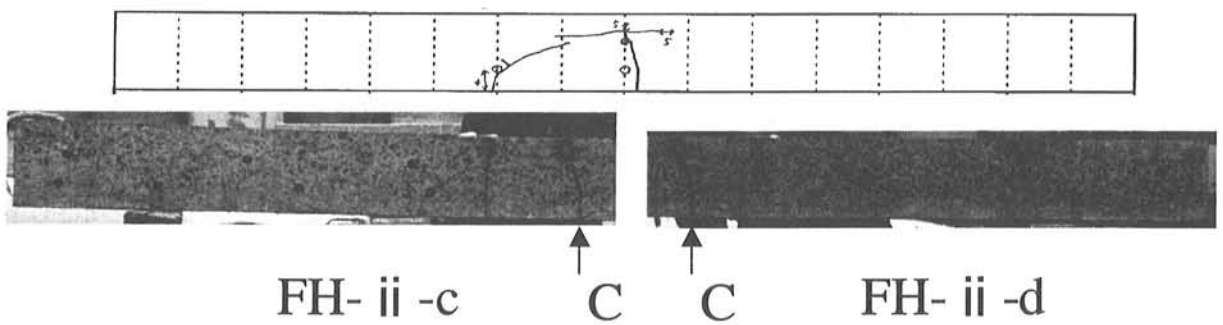
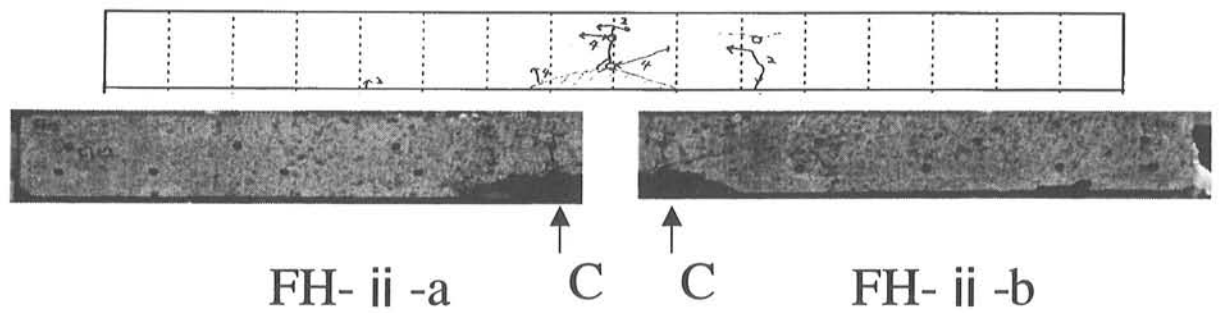


写真-3.1(j) 切断面写真 (FH- ii )

### 3.3.3 たわみ・ひずみ等の力学的性状の結果

#### (1) 材料特性を用いたたわみ・ひずみの解析方法

コンクリート床版の材料特性および断面量を用いて、直交異方性板理論によるFEM解析をすることによって、そのたわみを求めることができる。

一般に、直交異方性版の挙動は次に示す偏微分方程式で表される<sup>7)</sup>。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x,y) \quad \text{----- (3.5)}$$

板剛性については次のHuberの提案式が適用できる。

$$\begin{aligned} D_x &= \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \{I_{cx} + (n-1)I_{sx}\} \\ D_y &= \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \{I_{cy} + (n-1)I_{sy}\} \\ H &= D_l + 2D_{xy} = \sqrt{D_x D_y} \\ D_l &= \nu_c \sqrt{D_x D_y} \\ D_{xy} &= \frac{1-\nu_c}{2} \sqrt{D_x D_y} \end{aligned} \quad \text{----- (3.6)}$$

ここで、

$D_x$ : 主鉄筋断面の版剛性

$D_y$ : 配力鉄筋断面の版剛性

$H$ : 有効ねじり剛性

$E_c, \nu_c$ : コンクリートの弾性係数, ポアソン比

$I_{cx}, I_{sx}$ : 主鉄筋断面の中立軸に関するコンクリート, 鉄筋の断面2次モーメント

$I_{cy}, I_{sy}$ : 配力鉄筋断面の中立軸に関するコンクリート, 鉄筋の断面2次モーメント

この理論を用いて、引張側コンクリート全域が応力に対し有効である場合（全断面有効）および、引張側コンクリートを無視した場合（使用限界）のたわみを求め、実験値との比較を行う。この時、版全域でひび割れが一様に入り直交異方性版となっていると考え、直交2方向とも版全域で剛性が一様になっていると仮定した。

次に、たわみ  $w$  が求まると主鉄筋および配力鉄筋の曲率から、鉄筋のひずみが求められるが、それを板解析から求めた曲げモーメントを用いて表

現すると、主鉄筋のひずみ  $\epsilon_x$ 、配力鉄筋のひずみ  $\epsilon_y$  は下記のようになる。

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{Z_x}{D_x(1-\nu_c^2)} \left( M_x - \frac{\nu_c}{\sqrt{\alpha}} M_y \right) \\ \epsilon_y &= \frac{Z_y}{D_y(1-\nu_c^2)} \left( M_y - \nu_c \sqrt{\alpha} M_x \right) \end{aligned} \quad \text{----- (3.7)}$$

ここで、  $\alpha = \frac{D_y}{D_x}$  : 直交異方性度

この解析に用いた供試体のモデル図を図-3.11に示す。解析モデルは支間1.8mで長辺3m・短辺2mの長方形版であり、断面量は主鉄筋断面の断面量  $I_x$  と配力筋断面の断面量  $I_y$  をそれぞれ均一断面としている。

床版のたわみ分布形状は直交異方性度  $\alpha$ 、有効ねじり剛度  $\beta$  ( $H = \beta \sqrt{D_x D_y}$ ) にのみ依存する。RC床版では、上述のように通常  $\beta = 1$  として計算するが、劣化が進行すると  $\beta$  は1.0より小さくなる傾向がある。鋼繊維を入れた今回の供試体では  $\beta$  を1.0、0.75、0.5、0.25の4種類を仮定して、たわみから最適な  $\alpha$  を決定し、実版剛性によるげモーメントを求め主鉄筋のひずみを計算した。このひずみを実験値と比較することで実測ひずみ分布に最も適合する  $\beta$  を決定することとした。

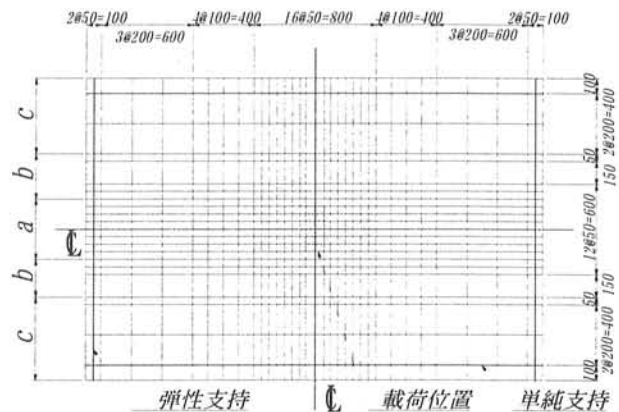


図-3.11 解析モデルの要素分割図

#### (2) 床版中央のたわみ変化

各供試体の床版中央点のたわみの走行回数に対する変化状況について図-3.12に示す。各図には活荷重たわみ、残留たわみ、および総たわみの3種を



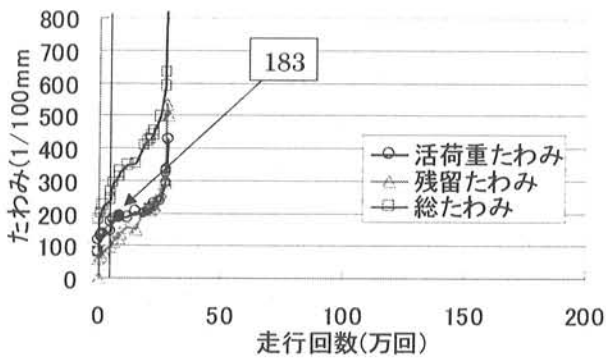
併記している。活荷重たわみとは各測定回数における荷重ゼロ時のたわみから最大荷重時までの増分たわみである。最大荷重と活荷重たわみの関係から床版の剛性が評価できる。残留たわみは試験開始前の変位計の読みを基準とし、各測定回数時の荷重0kN時のたわみである。これはひび割れ発生による床版の永久変形に相当する。これが大きい場合にはひび割れの発生量が多い、もしくはひび割れ面の劣化が激しいなどと推定できる。活荷重たわみと残留たわみの和が、総たわみである。

なお、これらの図中に●印を記入しているが、これは使用限界状態を想定した時の活荷重による理論たわみ値<sup>7)</sup> (床版全域でひび割れを考慮した剛

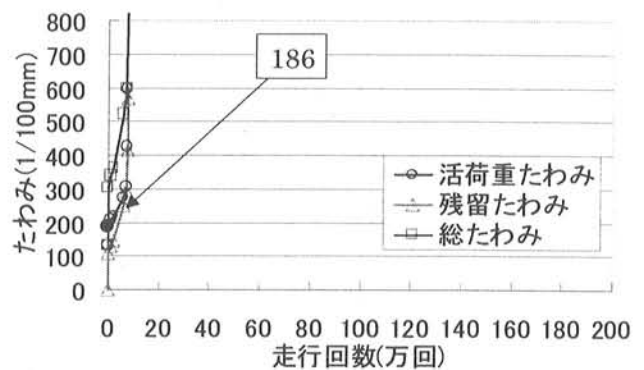
性を直交2方向で仮定した理論値) である。その値を括弧の中に併記している。

各供試体でのたわみと回数の関係から次のようなことが考察できる。

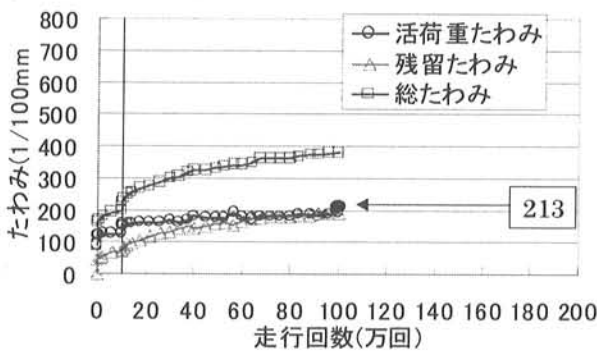
RC：5万回までは147kNの載荷で、それ以降は176.4kNとした。残留たわみを見ると、走行試験開始後、急激に0.7mm程度の残留たわみを生じ、その後は漸増する傾向を示す。活荷重たわみは8万回で使用限界状態時の理論たわみに達しているが、その前後の6~20万回の間は安定している。そして、20万回以降、再び増加傾向を呈し、その後急増して破壊に至った。



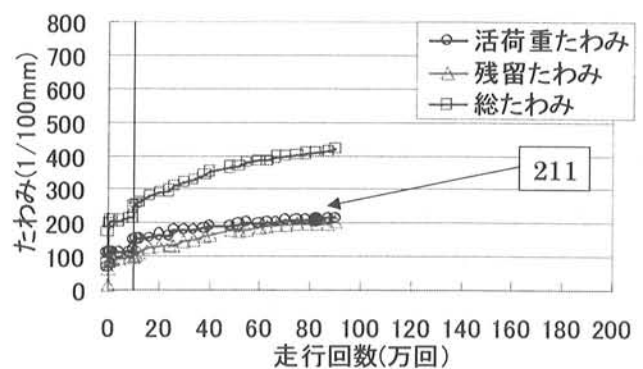
RC



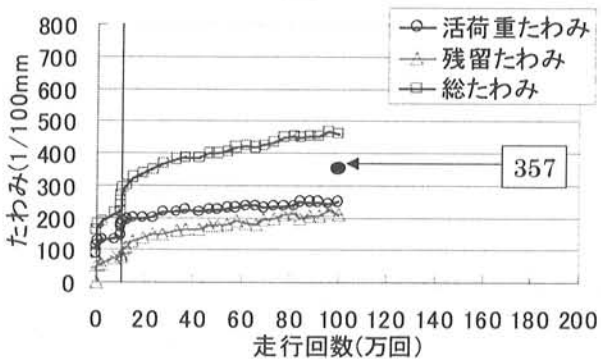
PF



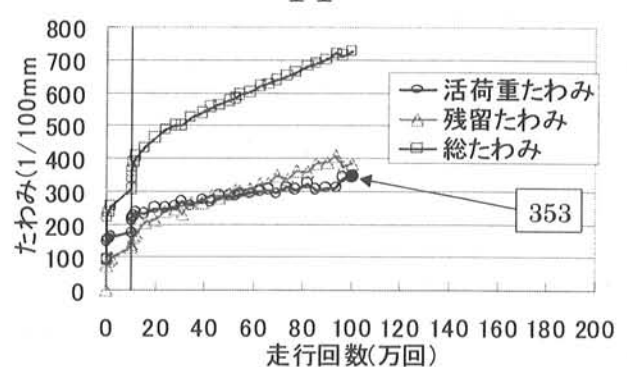
IF



FF



IH



FH

図-3.12 各供試体の床版中央たわみ-走行回数係

このような傾向は過去の多くの床版と同様なものである<sup>8)</sup>。

PF：わずか147kNで2000回の時点で活荷重たわみは使用限界の理論たわみ値を超え、その後、安定することなくたわみは増加し、7.36万回で押し抜きせん断破壊した。鋼繊維補強を行っていない軽量床版は、普通コンクリート床版より明らかに疲労耐久性が低いことがこの結果からも理解できる。

IF：PFと比較して活荷重たわみ、残留たわみとも増加速度が非常に小さくなっている。このような疲労耐久性の向上は、とりもなおさずコンクリートの鋼繊維補強によるものである。また、インデントタイプはフックタイプの鋼繊維よりも径が細いため、本数が多くなったため、100万回の走行試験終了時でも活荷重たわみは使用限界の理論たわみ値に至っておらず、破壊まではまだ長い寿命があると推定できる。これらは、実験結果概要で述べたことを証明する結果といえる。

FF：本供試体では活荷重・残留たわみとも、IFとほぼ同様の結果となっているが、約40万回以降、IFよりも増加速度が若干大きい。その結果、走行回数82.2万回で使用限界状態を超えており、鋼繊維の種類による効果の違いが現れた。しかし90万回での実験終了時でも使用限界たわみ値から大きく増加せず、破壊まではまだ長い寿命があると推定できる。

IH：インデントタイプの鋼繊維によって、活荷重たわみの増加は大きく拘束されていることが、FHとの比較によって明らかである。鉄筋量が倍のIFと比較すると、たわみの増加は38%程度であり、フックタイプの50%と比較すると小さい。このことから、鉄筋量の違いよりも平均繊維間隔の違いの方が効果は大きいといえる。ただし、このことは試験体数が1体ずつであるので断定はできない。

FH：鉄筋量がFFより半分になったため、ひび割れ発生による剛性低下が大きく、活荷重たわみは約1.5倍に増加している。し

かし、使用限界理論たわみ値は鉄筋量が少ないため大きな値となっており、試験終了時に使用限界状態に達する結果となっており、実たわみ量の大きさと矛盾した傾向となっている。

### (3) 劣化度－換算走行回数曲線

床版のたわみを劣化度として無次元化し、走行回数を176.4kNに換算した劣化度－換算走行回数曲線を図-3.13に示す。劣化度 $D_\delta$ は次式により求める<sup>9)</sup>。

$$D_\delta = \frac{W - W_o}{W_c - W_o} \times 100 \quad \text{.....(3.8)}$$

ここで、

$w$ ：たわみの実験値

$w_o$ ：全断面有効時のたわみの理論値

$w_c$ ：使用限界時のたわみの理論値

図より、鋼繊維補強していない人工軽量コンクリート床版はRC床版よりも疲労耐久性が低いことは明らかである。また、鋼繊維を混入することにより飛躍的に疲労耐久性が向上している。ここで、鉄筋量で比較すると半配筋のものは標準配筋と比較して、実たわみが大きいにもかかわらず、劣化度が小さい。これは鉄筋量を半分にしたことにより、使用限界時のたわみが大きくなったためである。しかし、このように大きなたわみ変形するまで急激な変化を見せないのは、鋼繊維による補強効果が引張軟化領域で大きいためであり、前述の材料試験でも検証されている。

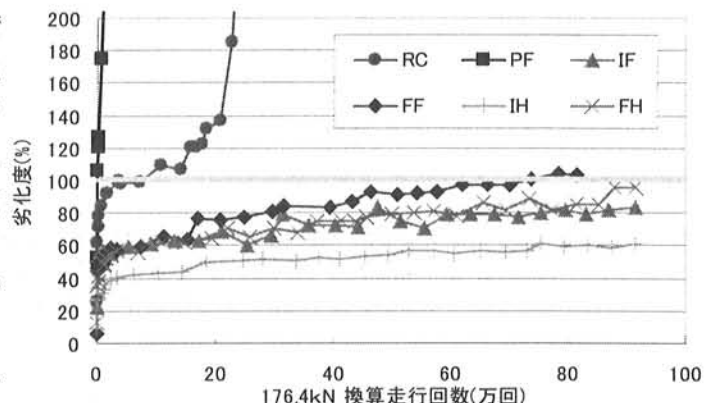


図-3.13 走行回数176kNに換算した劣化度-走行回数

#### (4) たわみ分布

各供試体の床版支間中央における橋軸方向のたわみ分布を図-3.14に示す。全ての供試体のたわみ分布図において、たわみはほぼ対称に発生しており、断面剛性の低下は橋軸方向で一様であると推定できる。また、使用限界時の理論たわみの分布と実験値の分布の形状はほぼ一致している。破壊

した床版RC、PFにおいて、破壊に至る直前に非常に大きな値に急増していることが一目でわかる。

各供試体の橋軸方向のたわみ比分布を図-3.15に示す。たわみ比分布は床版中央のたわみを1として、たわみ形状を無次元化したもので、床版中央を頂点として先鋭になれば、床版下面の橋軸直角

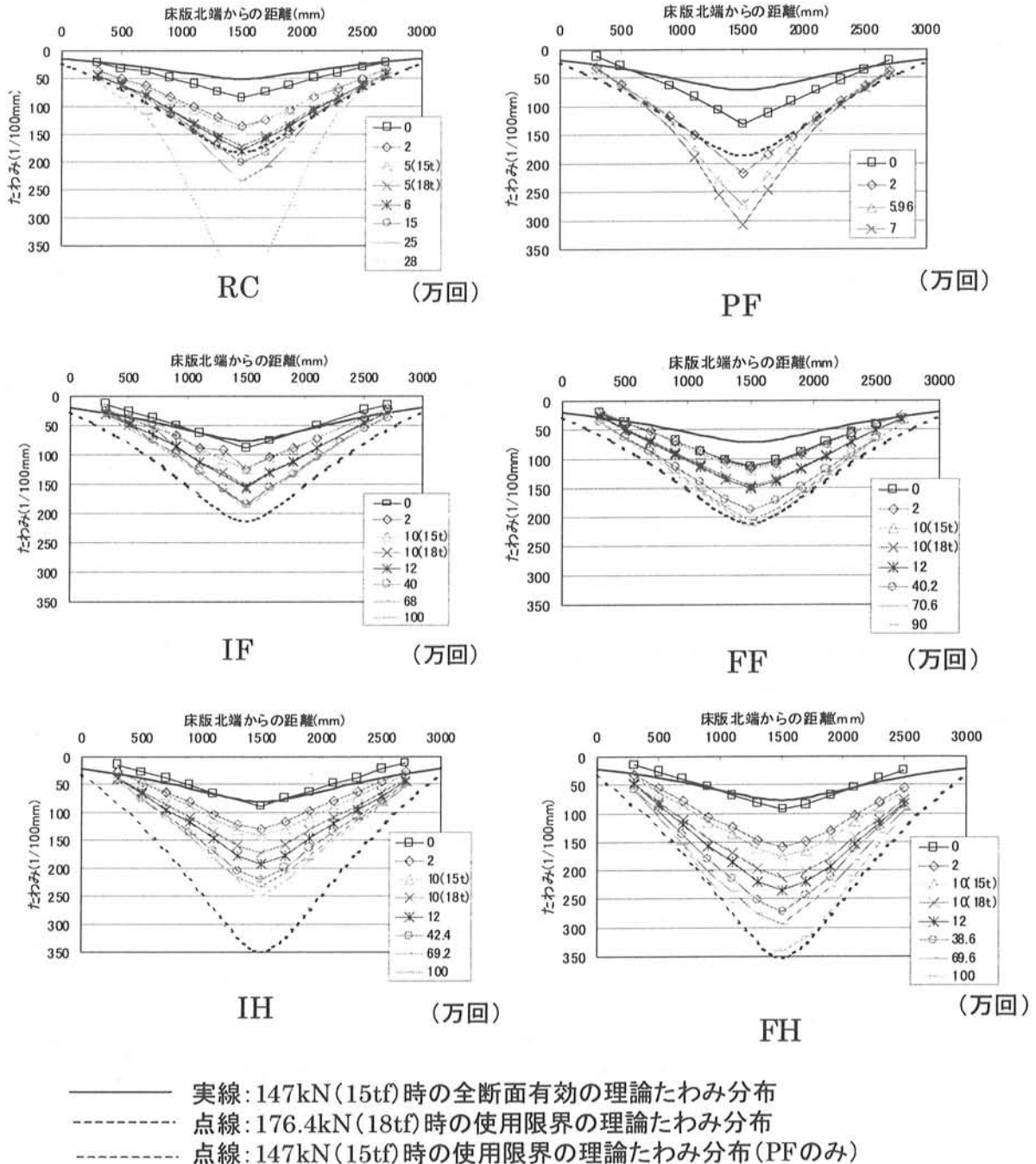


図-3.14 橋軸方向たわみ分布図

方向ひび割れ発生や床版の梁状化により床版の異方性 ( $I_x/I_y$ ) が増し、荷重分配作用が悪化したといえる。一般にRC床版の疲労においては配力鉄筋断面の方が早く劣化するので、疲労が進むにつれて異方性度  $\alpha$  は小さくなり、たわみ比分布は先鋭化する。このような傾向について今回の結果をみると、破壊したPFはRC床版と同じ傾向を示し

ているといえる。それに対し特にIF、FFの2体においてはたわみ比分布の形状が変わらず、異方性度の変化はないといえる。鋼繊維混入の効果によって配力鉄筋断面での剛性低下が進んでいないと推定できる。半配筋のIH、FHについては実験終了時から多少の変化が見られた。

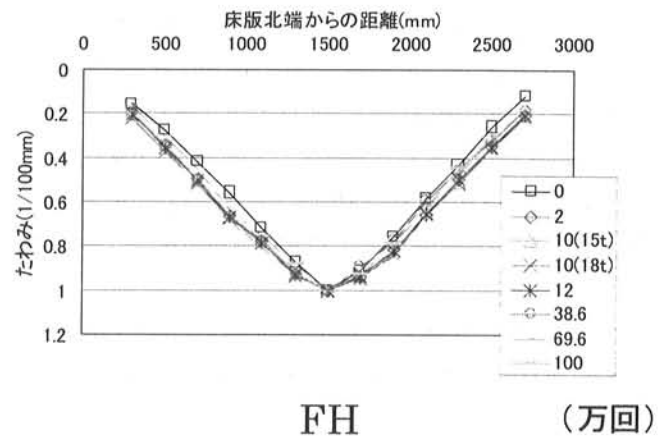
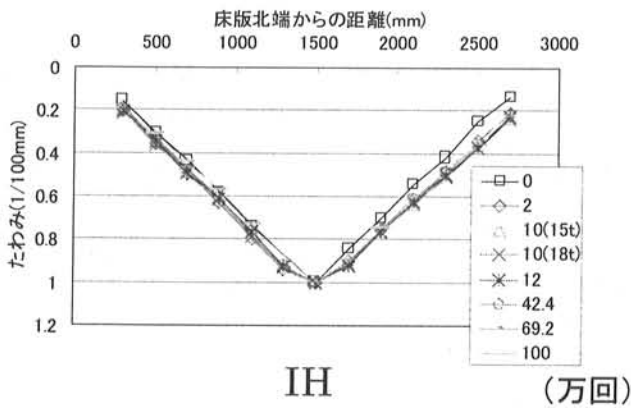
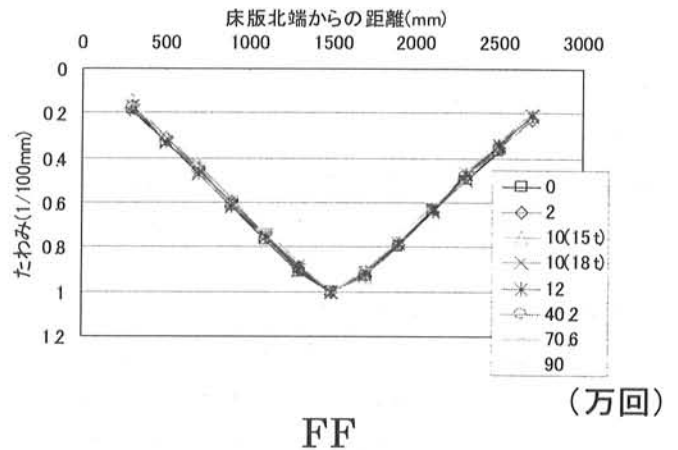
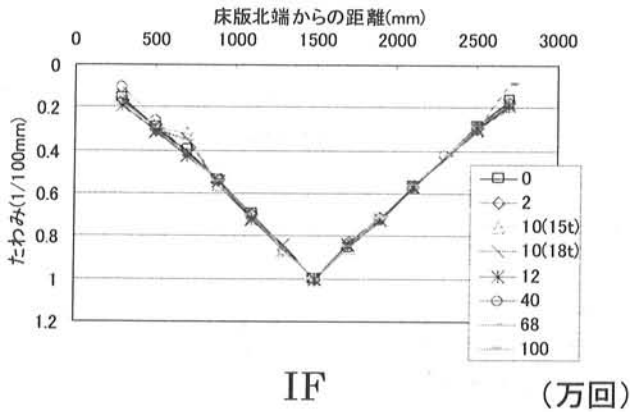
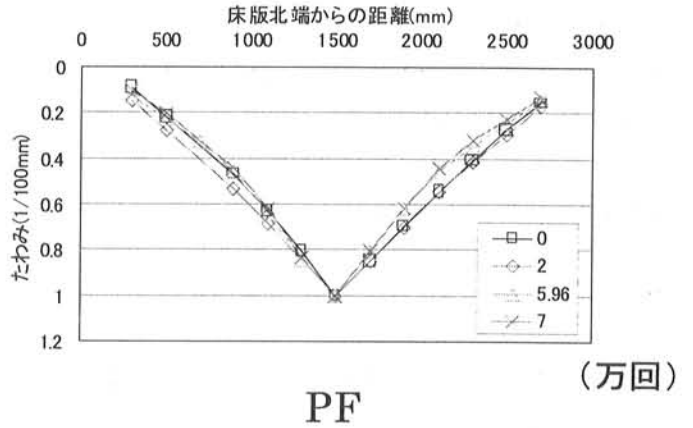
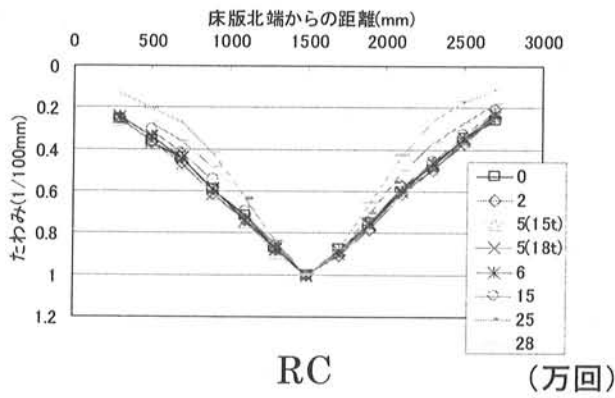


図-3.15 橋軸方向のたわみ比分布

(5) 鉄筋のひずみ

実測値

各供試体の鉄筋に貼付したひずみゲージで計測した最大荷重時の総ひずみの走行回数に対する変化状況を図-3.16(a)～(f)に示す。ゲージ貼付ポイントは図-3.6で示したとおりであるが、主1、主2、主3の違いは主鉄筋ゲージの測定断面の違いで、支間方向で、床版中央、中央より20、40cm離れた断面である。後の数字は橋軸方向で中央から順に端部に離れている。このような場所の違いを考慮してひずみ結果を見ると、主1の結果はほとんど同じで、橋軸方向でのゲージポイントの違いがないと言える。主2、主3断面と中央より離れるに従い、1～5に行くに従ってひずみは減少している。配力鉄筋についても同様な傾向が見られるが明確ではない。ひずみのばらつきが大きいためである。

主鉄筋のひずみの最大値について主1の断面のゲージ結果を比較すると以下のようなものである。

- PF 最大荷重 15 t で、 500～590  $\mu$
- FF 最大荷重 18 t で、 1000～1050  $\mu$
- IF 最大荷重 18 t で、 740  $\mu$  程度
- FH 最大荷重 18 t で、 1200～1370  $\mu$
- IH 最大荷重 18 t で、 1000～1100  $\mu$

鋼繊維を用い、荷重を176 kNに上昇させると相対的に大きなひずみが鉄筋に発生していることがわかる。しかし、鋼繊維のフックタイプを使用したものとインデントタイプでを使用したものを比較すると、このひずみ結果からもインデントタイプのものが小さいことが分かる。また、鉄筋量で比較すると通常の配筋量のものが半分のものよりもひずみは小さくなっている。本供試体で使用した異形鉄筋の降伏応力が295 N/mm<sup>2</sup>程度とすると、鉄筋量が半分のFHではほぼ降伏に近いひずみを発生していることになる。

一方、配力鉄筋での最大ひずみについて比較すると以下のようなものである。ただし、最大値は断面配-2で発生している。

- PF 最大荷重 15 t で、 220  $\mu$  (断面1)、  
300  $\mu$  (断面2)
- FF 最大荷重 18 t で、 300  $\mu$  (断面1)、

400～500  $\mu$  (断面2)

IF 最大荷重 18 t で、 150  $\mu$  (断面1)、  
200～220  $\mu$  (断面2)

FH 最大荷重 18 t で、 600  $\mu$  (断面1)

IF 最大荷重 18 t で、 400  $\mu$  (断面1)

配力鉄筋のひずみは主鉄筋ひずみと比較すると半分以下しか発生していない。これはひびわれ発生と、配力鉄筋比の違いに起因する直交異方性の発現によるものである。ただし、直交異方性を考慮した板理論から曲げモーメントを求める必要がある。この配力鉄筋のひずみについても大小関係が主鉄筋と同じ傾向があると言える。

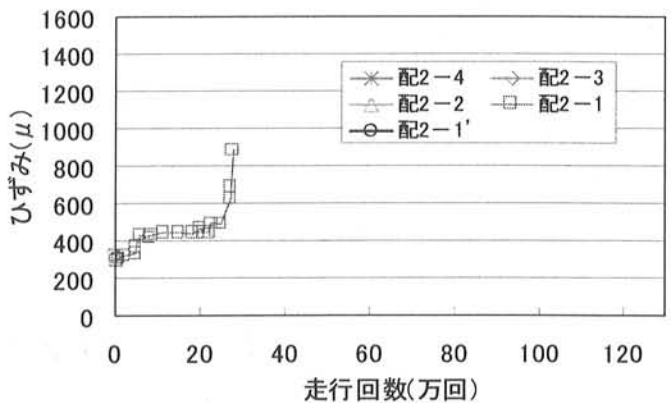
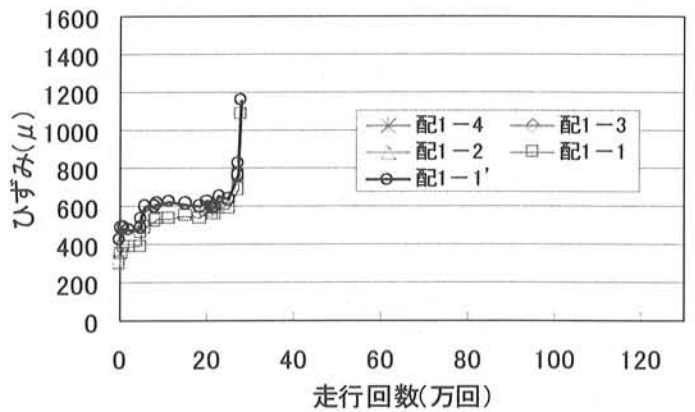
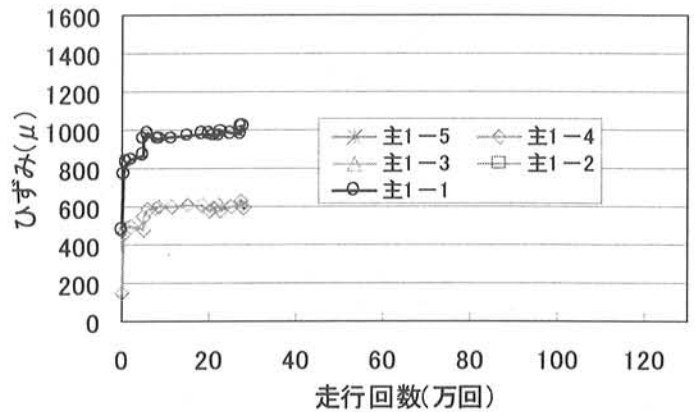


図-3.16(a) 総ひずみ—走行回数曲線 (RC)

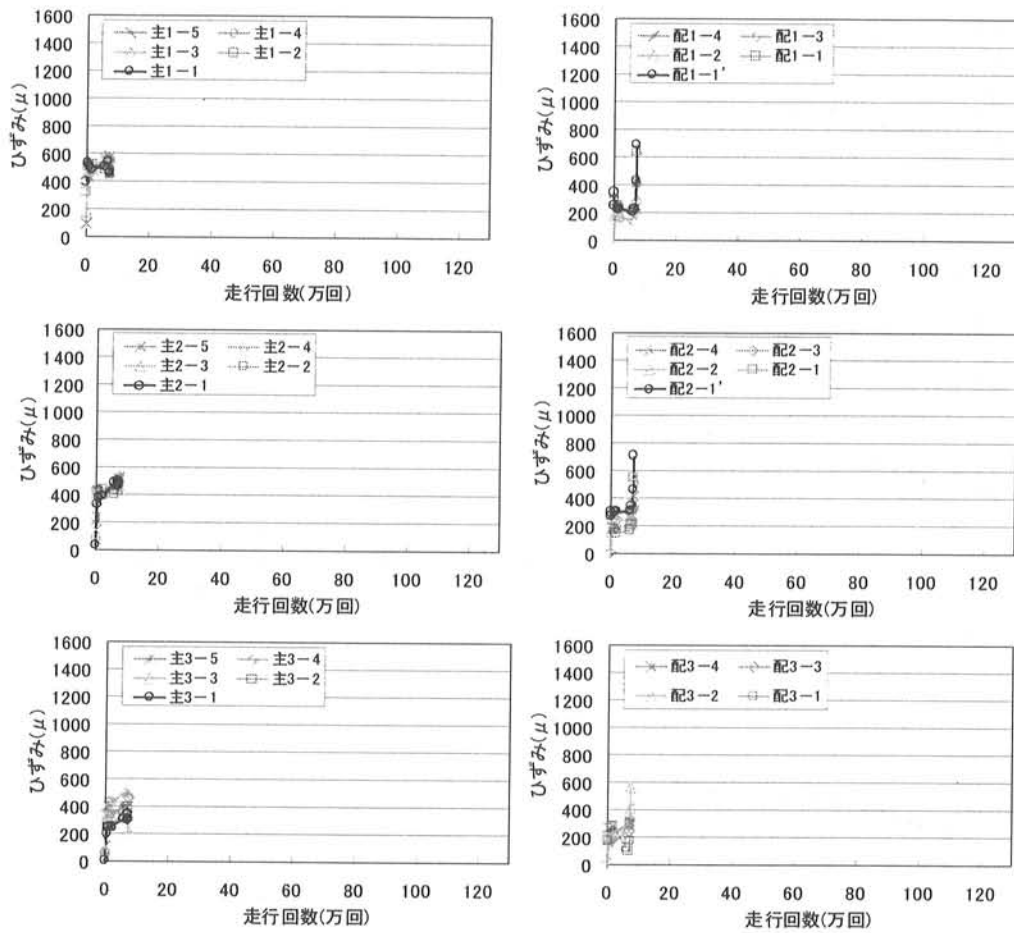


図-3.16(b) 総ひずみ—走行回数曲線 (PF)

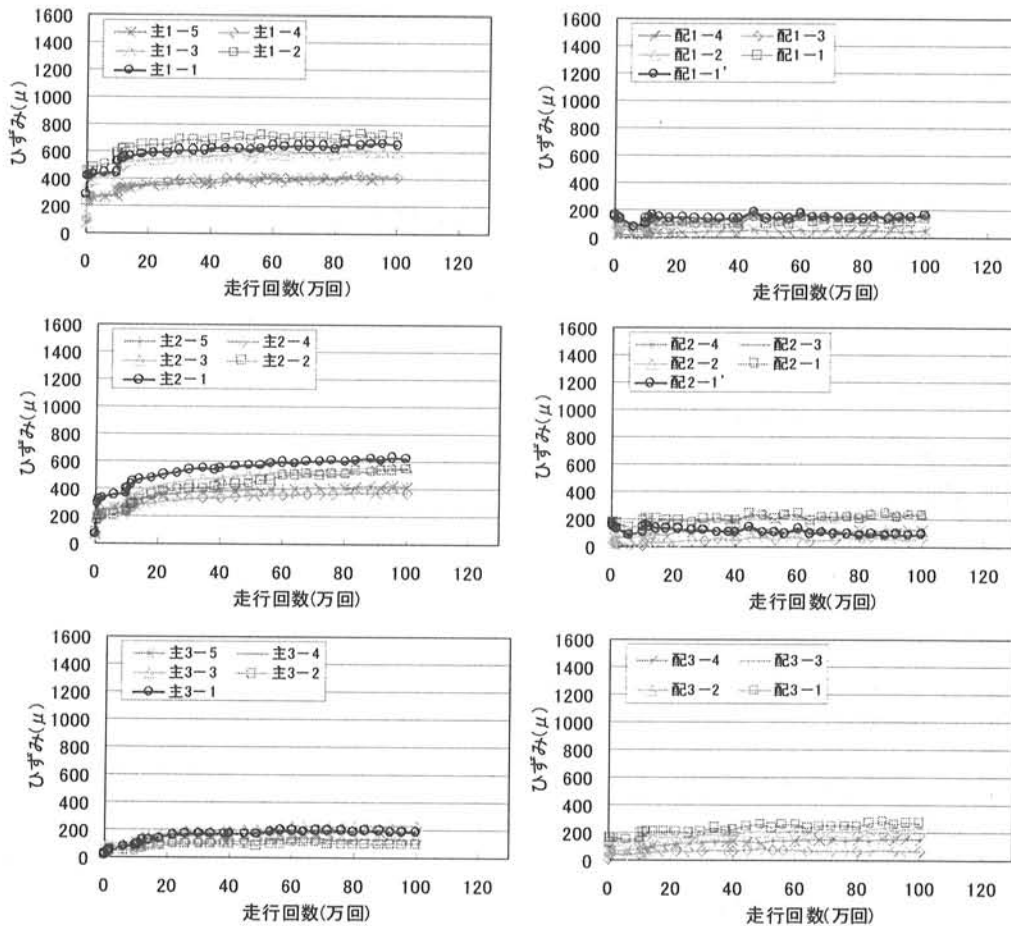


図-3.16(c) 総ひずみ—走行回数曲線 (IF)

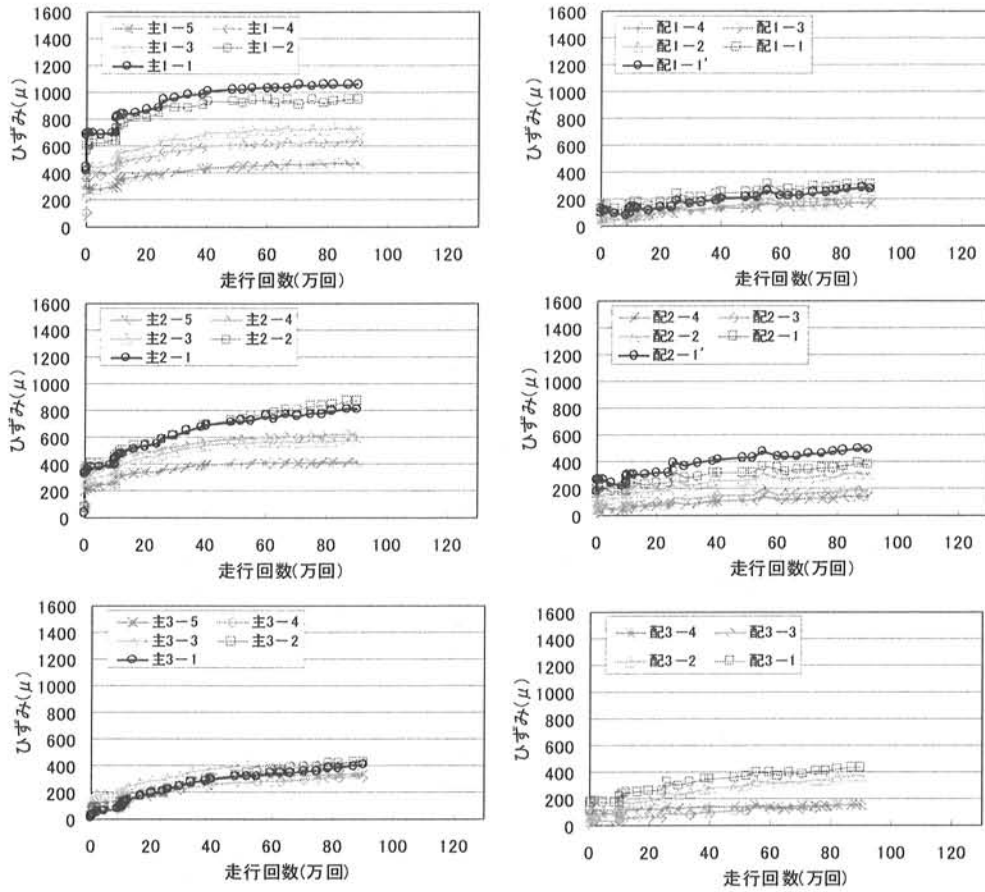


図-3.16(d) 総ひずみ-走行回数曲線 (FF)

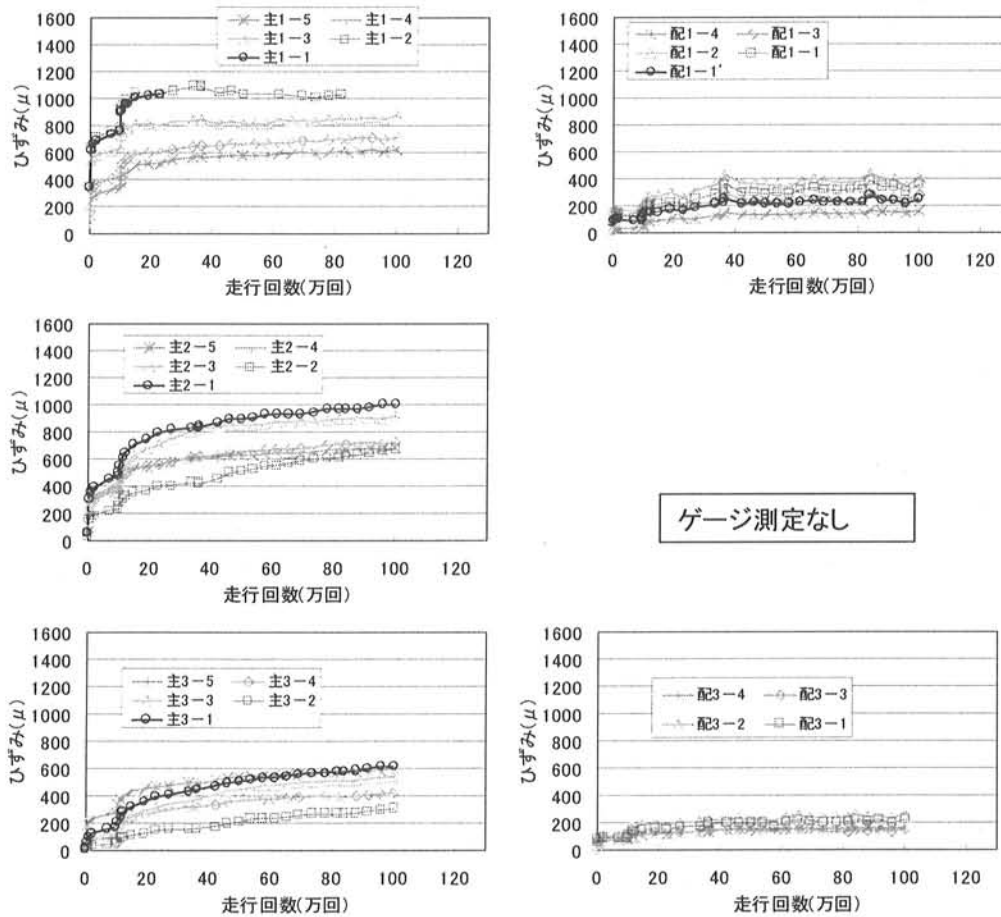


図-3.16(e) 総ひずみ-走行回数曲線 (IH)

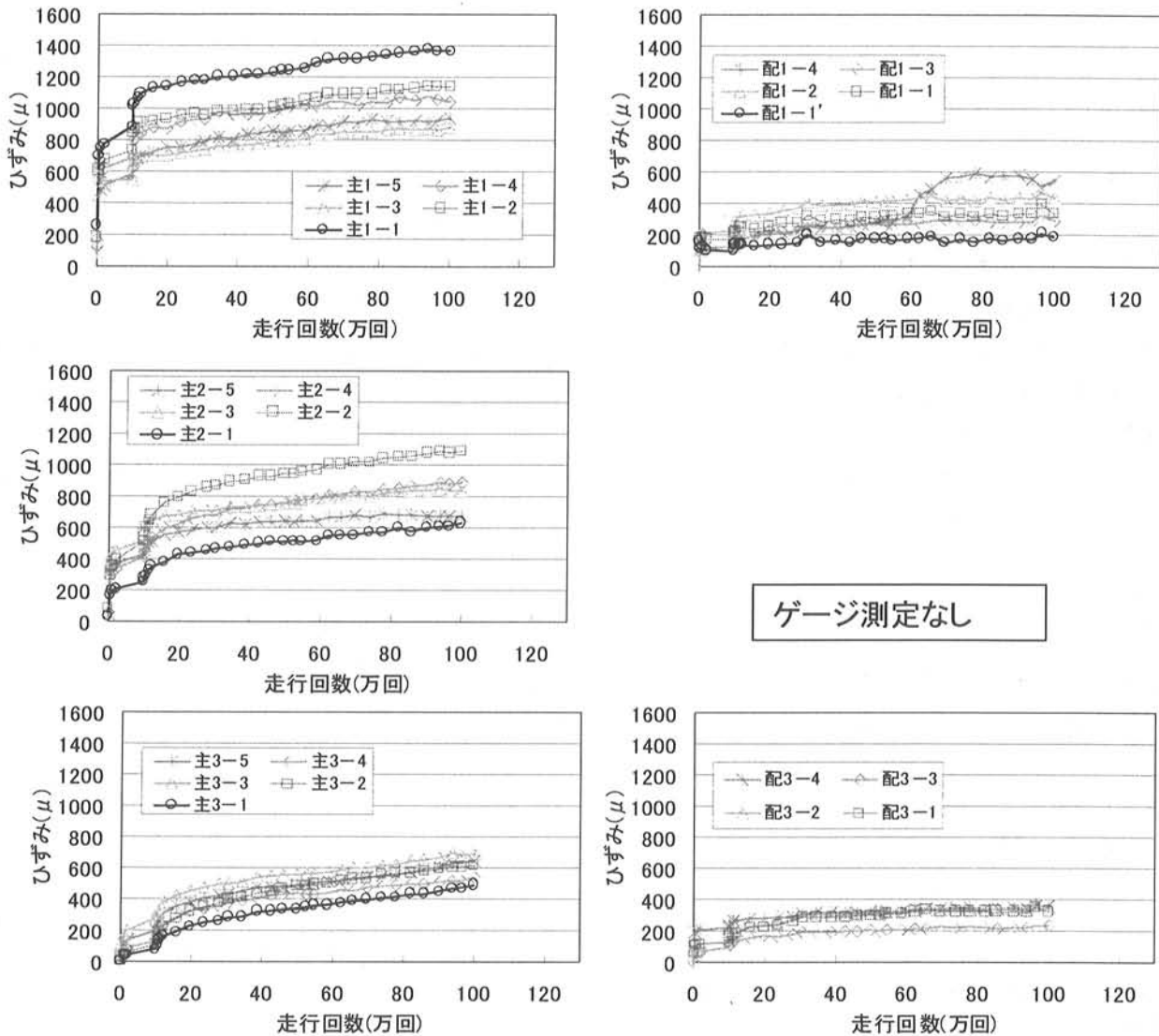


図-3.16(f) 総ひずみ-走行回数曲線 (FH)

図-3.16中、主1-1の位置の主鉄筋のひずみ-走行回数曲線を図-3.17に示す。

鋼繊維の違いで比較すると、ひずみの結果からもインデントタイプの方が小さいことが分かる。PFはあまりにも早期に破壊したため、比較の対象とし難い。また、鉄筋量で比較すると標準配筋の床版が半配筋の床版よりもひずみは小さくなっている。

残留ひずみの走行回数に対する変化状況に着目すると、半配筋の床版は標準配筋の床版に比べ、176.4kNに荷重を上げてからの残留ひずみの増加が大きい。これは大きい荷重を与えたことにより、床版が急激に劣化したことを意味する。

総ひずみは、活荷重ひずみと残留ひずみの和である。本供試体で使用した異形鉄筋の降伏応力が $295\text{N/mm}^2$  ( $1428\mu$ )程度とすると、鉄筋量が半分

のFHではほぼ降伏に近いひずみを発生していることになる。また、ほとんどの供試体で許容応力の $137\text{N/mm}^2$  ( $667\mu$ )を超えている箇所がある。これは輪荷重が $147\text{kN}$ もしくは $176.4\text{kN}$ と、設計荷重 $98\text{kN}$ に対して過大であることが原因の1つであるが、実橋における荷重のバラツキと最大実測輪荷重を考慮すると、 $176.4\text{kN}$ 時の活荷重ひずみを $147\text{kN}$ に換算したものが許容応力内であれば疲労の問題はないと言ってもよいであろう。このように考えると $176.4\text{kN}$ 時のひずみが $800\mu$ 以下であればよいことになる。

図より、

$$\begin{aligned} \text{IFは、} & \frac{500}{800} < 1 & \text{IHは} & \frac{800}{800} \doteq 1 \\ \text{FFは、} & \frac{700}{800} < 1 & \text{FHは} & \frac{900\sim 1000}{800} > 1 \end{aligned}$$



となる。やはり鉄筋量は通常の半分にすることは不可能と言える。

FFで通常通りの配筋量、IFでは充分すぎるようである。よって、インデントの鋼繊維を使用する場合には、75%程度に減少してもよいと判断できる。

### 鉄筋ひずみの理論値との対応

図-3.18にFF供試体での主鉄筋のひずみ分布で解析値と実験値の比較を示した。ここでは、有効ねじり剛性比 $\beta$ をパラメータとして解析値を4種示している。なお、各繰返し回数で $\beta$ 毎に最適な $\alpha$ を求めているため、 $\alpha$ も変化している。図より

明らかなように、 $\beta = 1.0$ の結果が実験値に最も近い値となっていることがわかるが、これは鋼繊維によるひび割れ面のせん断剛性保持がなされているためである。これらの解析値と実験値との対応について载荷回数に着目し考察してみると、回数が増加するほど両者の一致度が高くなる。最初はひび割れ本数が少ないため1本のひび割れに開きが集中して、鉄筋ひずみが大きくなったと考えられる。しかし、鋼繊維の混入のため、ひび割れが発生してもそれらのひび割れ面の劣化が少なく、ひいては、鉄筋とコンクリートとの付着が低下しないため、ひび割れは分散し、最終的に断面量は均一断面となりひずみの値は全箇所での実際の

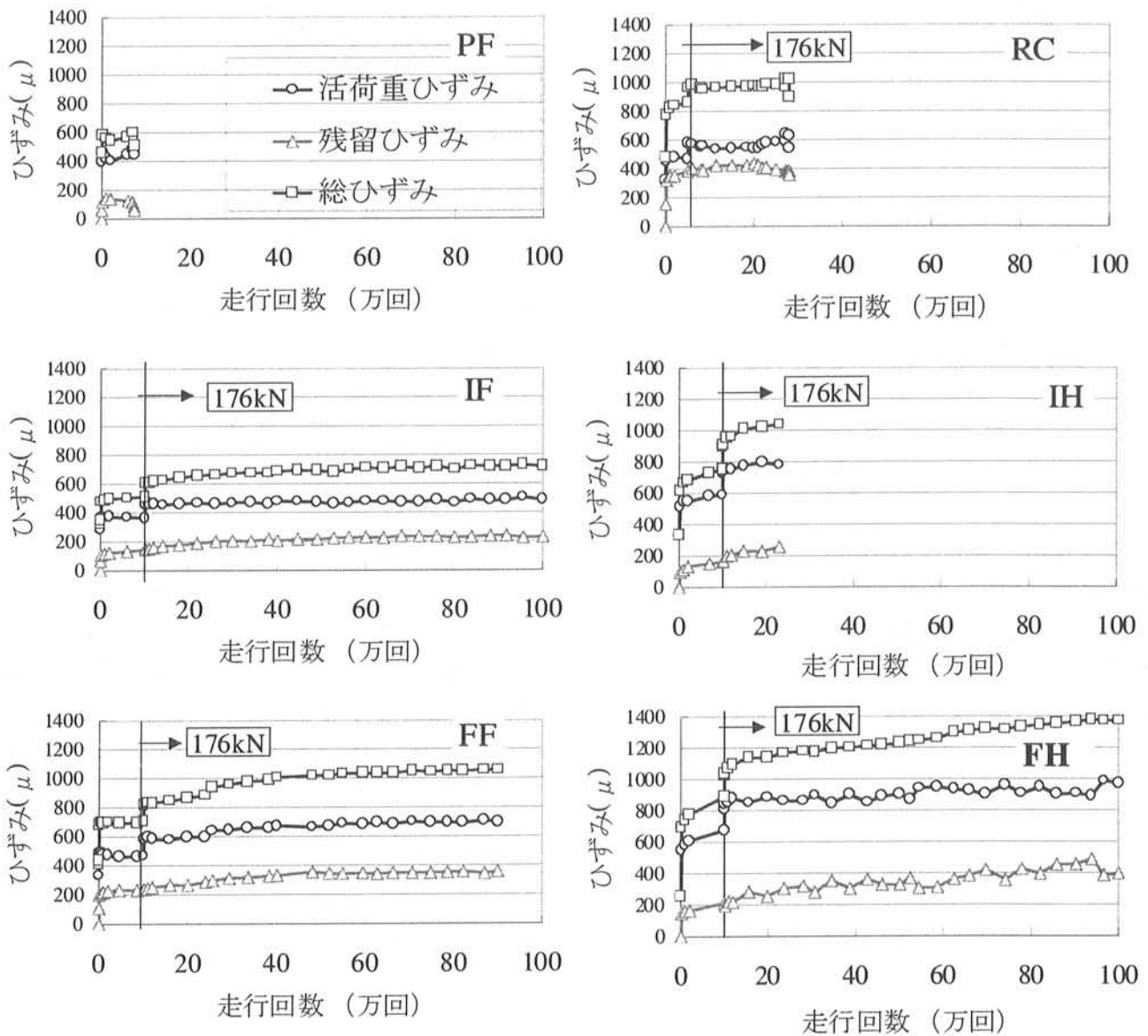


図-3.17 主鉄筋ひずみ—走行回数の関係 (床版中心, 主1-1)

ひずみの値に近づいたものと考えられる。以上より、このモデルでは疲労現象を追うことは困難である。

そこで次に、荷初期のひび割れ本数が少ない間の鉄筋ひずみをより正確に求めるため、主鉄筋方向の変断面剛性分布を考慮することにした。幸いにも図-3.6に示したような位置で上下の主鉄筋にひずみゲージを貼付しているの、上下のゲージによるひずみから中立軸の位置が計算でき、その値を用いて板剛性が算出できる。そして、図-3.11に解析モデルを示した、a、b、cの3種の部分に分けて変断面版として、曲げモーメントをもとめて鉄筋ひずみを計算した。ただし、ここで用いる鉄筋の高さ・床版厚は、表-3.3のカットした床版の断面より計測した実測値を用いた。

図-3.19にひずみより算出した各列の中立軸の推移を示す。PF供試体の主鉄筋断面、配力鉄筋断面とも6cmの中立軸深さで推移していた。FF供試体でも主鉄筋断面の中央部では6cmで、支点側に近づくにつれて中立軸深さが大きくなっている。配力鉄筋断面では回数40万回までは8cm~7cmで、その後6cmに変化している。全般的に大きな中立軸深さを保っているといえるが、これは人工軽量骨材を用いたためと推定している。

IF供試体では荷直後から最終回数まで非常に安定した中立軸変化を示している。主鉄筋量が半分になったFH供試体では主鉄筋断面では4.3cm程度に、配力鉄筋断面では6cm弱に減少している。IHでは主鉄筋がやはり4.3cm程度であるが、配力鉄筋断面は6.5cmの大きな値を持続している。

図-3.20に各供試体の鉄筋のひずみについて上記の理論値と実験値の対応を示した。PFと鉄筋量が通常のFF,IFではひび割れが均等に入るため、実験値と理論値の一致度が向上し、変断面効果が評価されたといえる。鉄筋量が半分になったFHとIHでは一致度が低下し、理論値の方が実験値よりも大きくなった。これはひび割れ本数が少なく、曲率がそのひび割れに集中したためと思われる。

図-3.21に中立軸の計算値から、断面剛性が計算できるので、剛性変化を求めた。PFでは主鉄筋断面は横断方向変断面にはなっておらず、ほぼ同じ剛性が分布していると言える。FFでは50万回までは配力鉄筋断面の剛性が大きく残留していたが、それ以降は減少した。IFでは主に主鉄筋断面の残留剛性が大きいのが特徴といえる。FHでは主鉄筋断面の剛性低下が176.4kN荷直後からあり、主鉄筋断面、配力鉄筋断面とも非常に小さな剛性しか

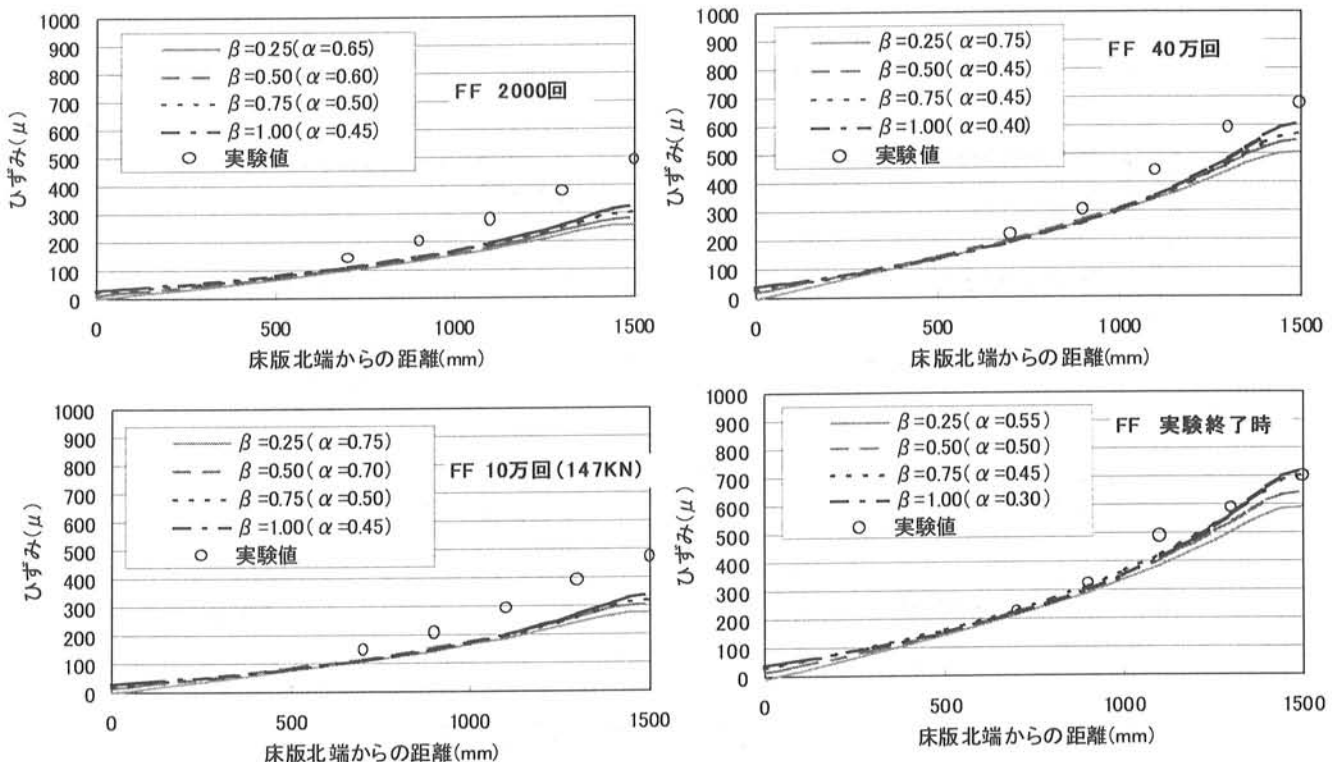


図-3.18 ひずみの理論値と実験値の比較一例

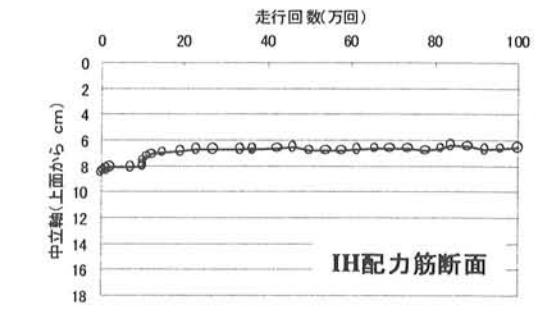
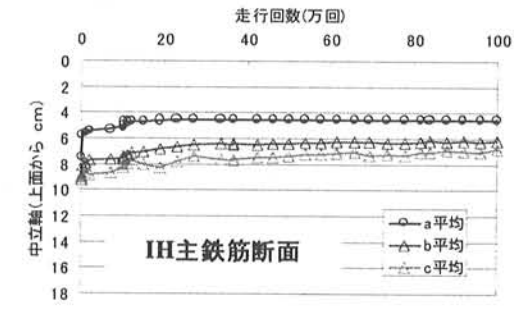
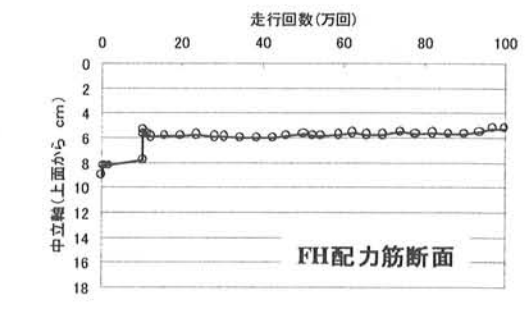
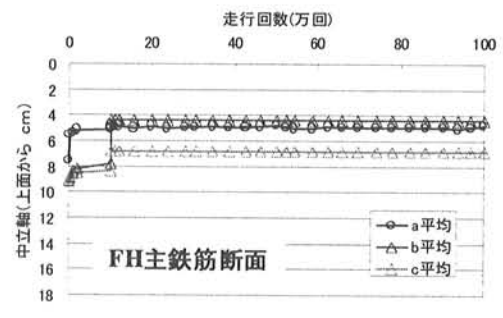
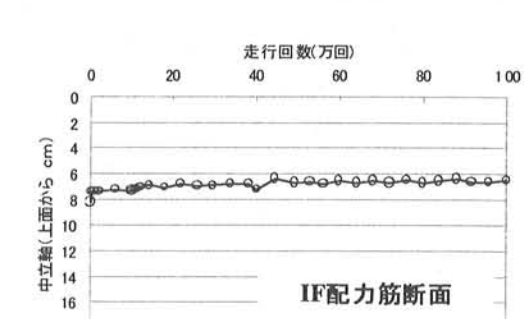
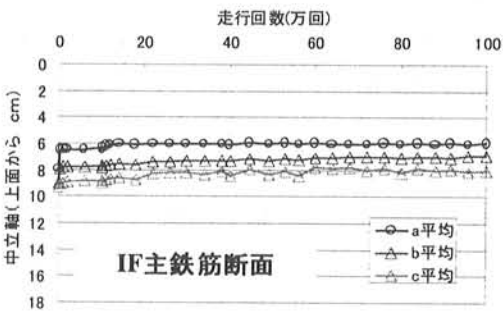
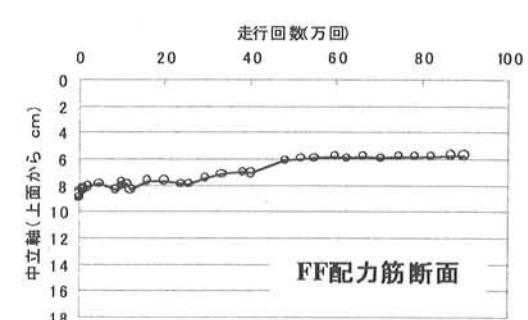
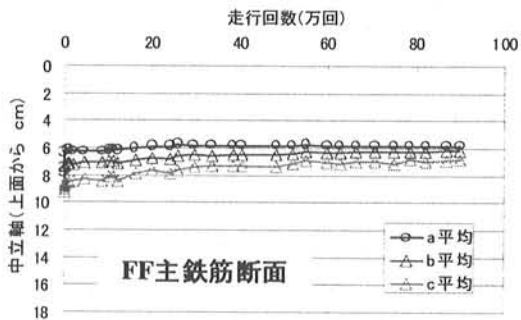
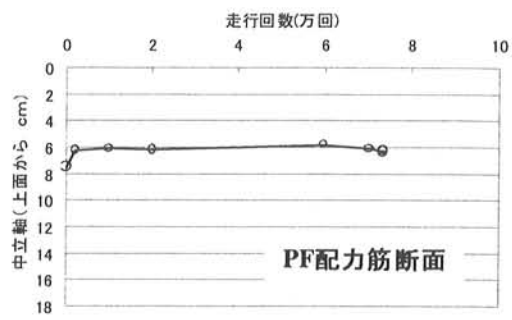
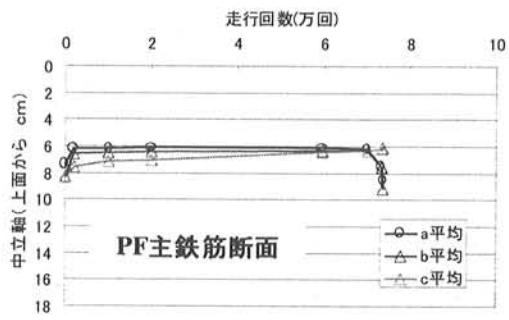
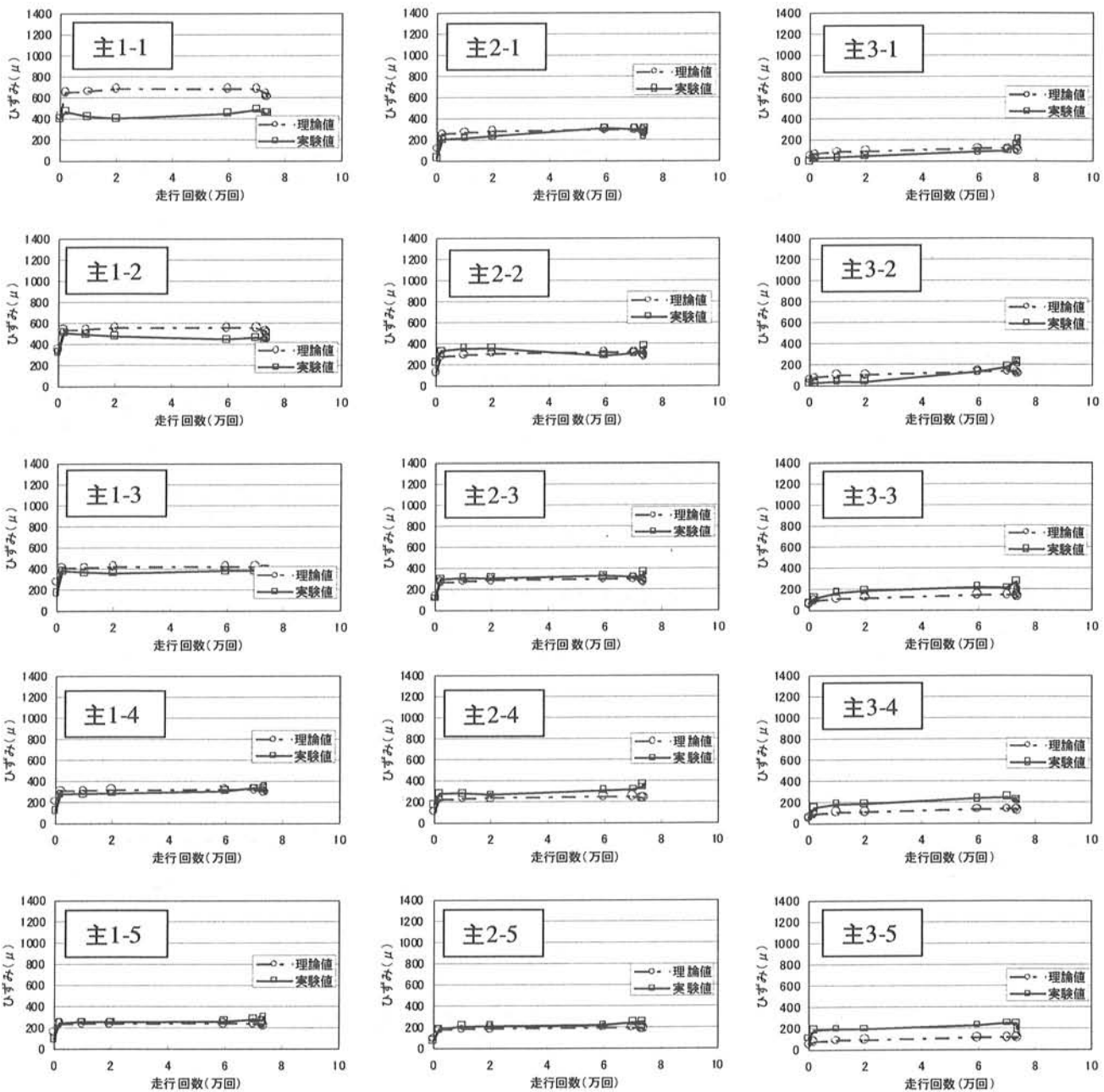


図-3.19 中立軸の推移

残存させていない。4体の内、最も最も剛性低下が激しい。IHも大きな剛性を残留させていることがわかる。図-3.22は上記のように求められた剛性をFEM解析にインプットしてたわみを再度計算し実験値との一致度を検証した。図で明らかのように、FF,IFの一致度が高く、ついでFH,IHが比較的一致している。

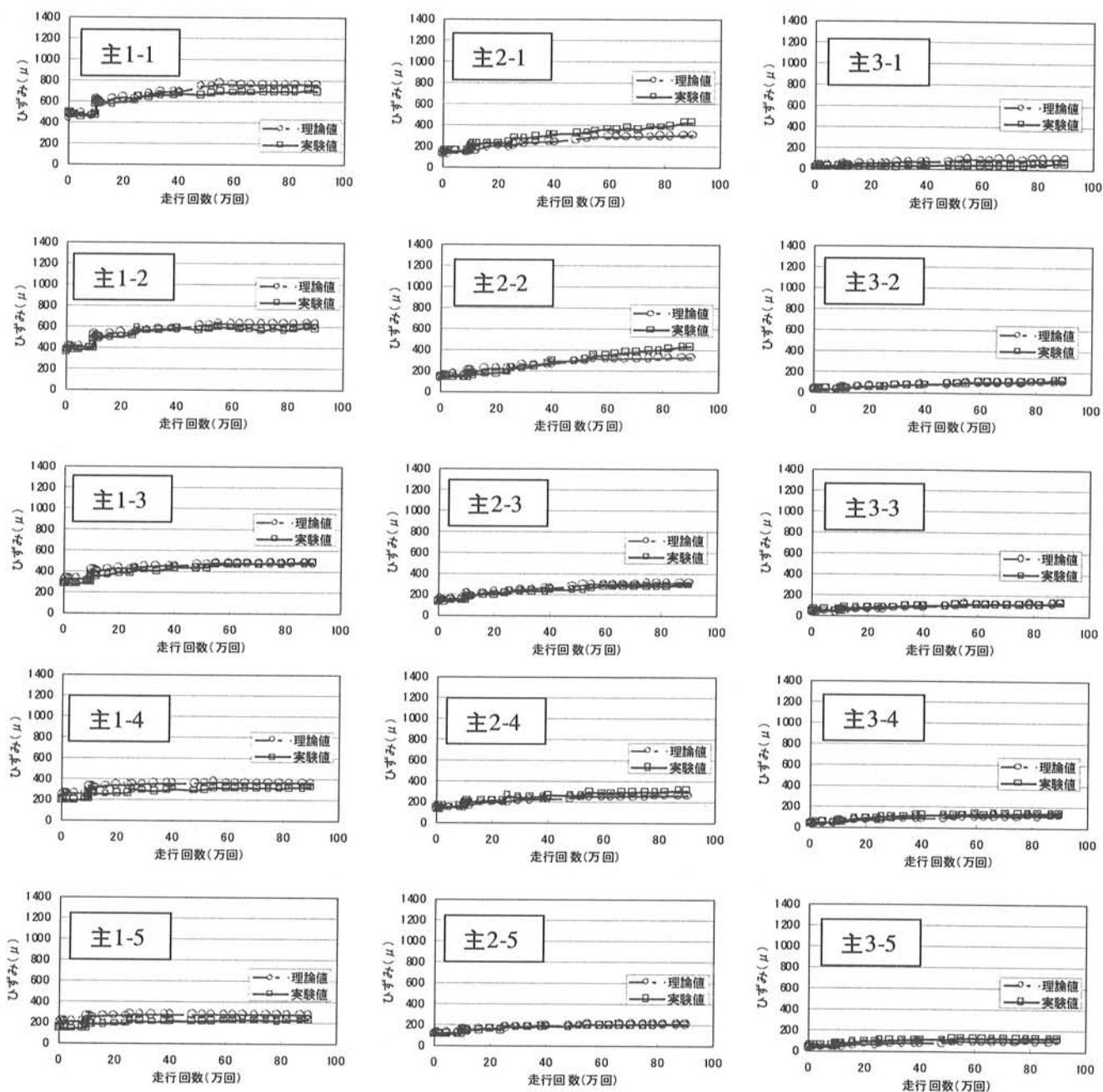
以上、ひずみの実験値と理論値の対応から、種々の検討ができたが、総じて、IF,FF,IH,FHの順

に小さなひずみ、たわみを示し、逆に大きな剛性を残存させていることがわかり、鋼繊維の混入の効果の大きいことが理解できた。そして、鋼繊維重量が同じであっても、本数が多いほど疲労耐久性の向上度が大きくなることが判明した。IH,FHの結果から、鋼繊維を混入しても鉄筋量は半減することはひび割れ幅が大きくなり過ぎて使用限界を超えていると判断してよいであろう。



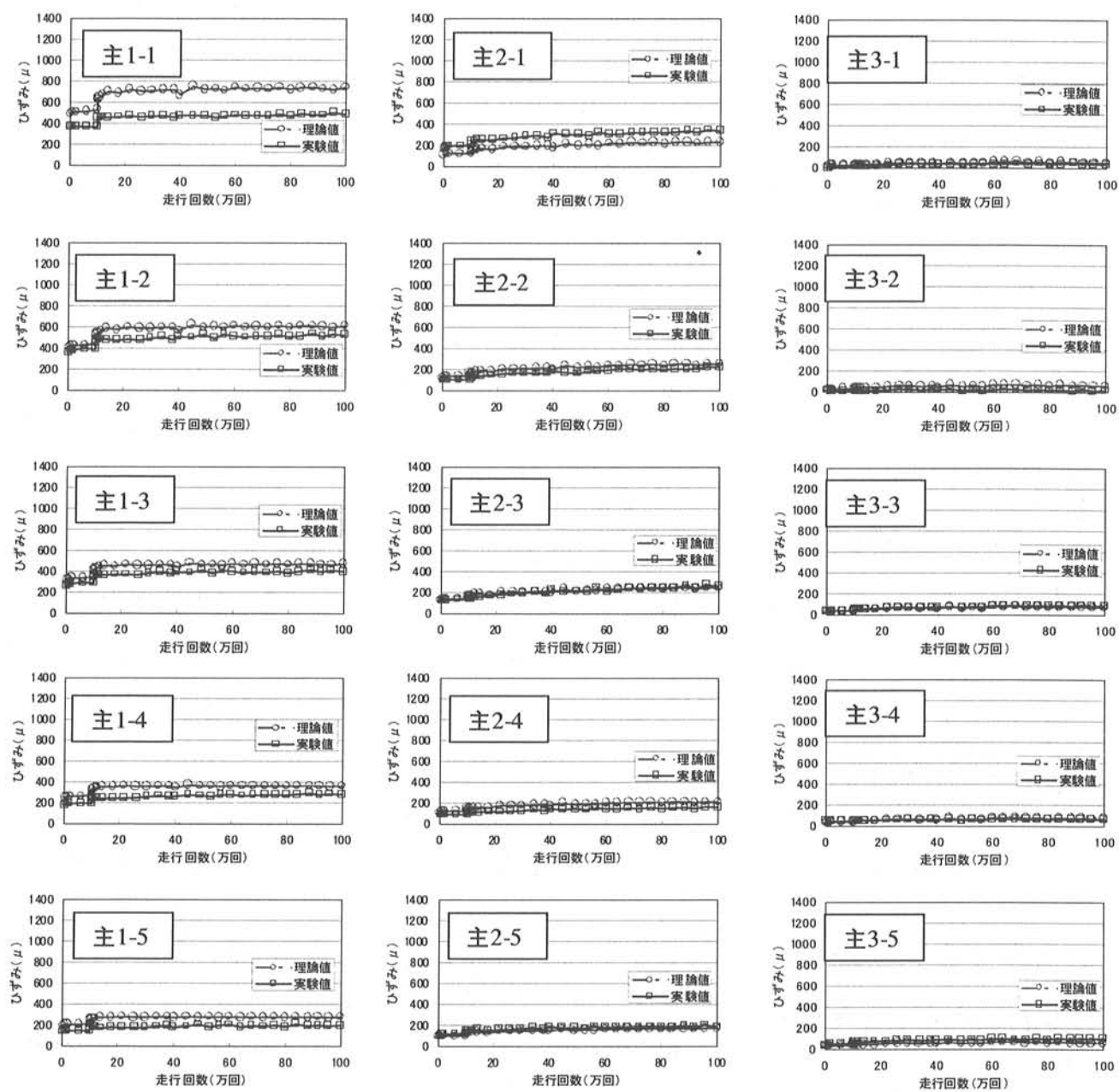
## PF

図-3.20(a) ひずみの理論値と実験値の比較 (PF)



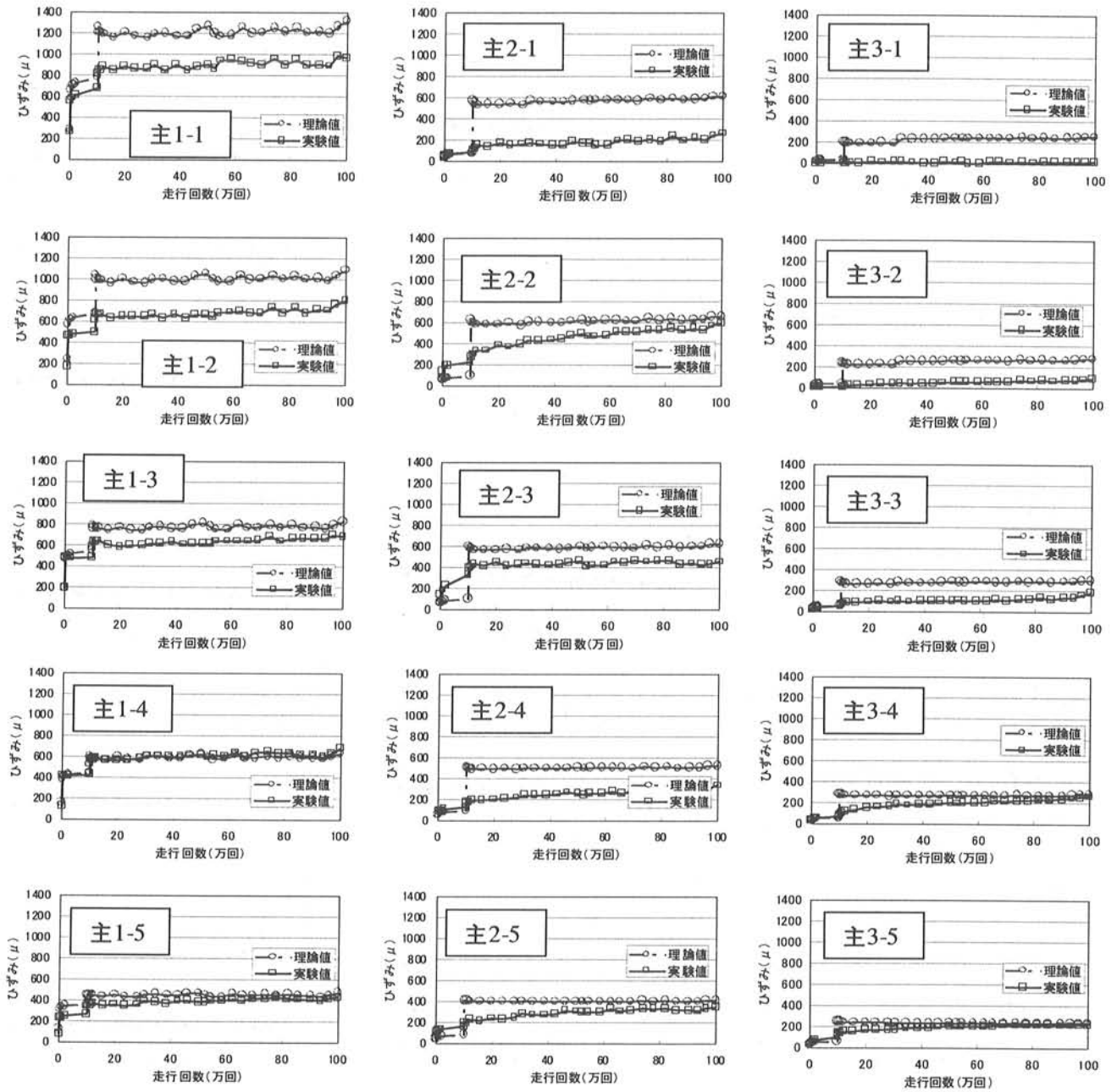
## FF

図-3.20(b) ひずみの理論値と実験値の比較 (FF)



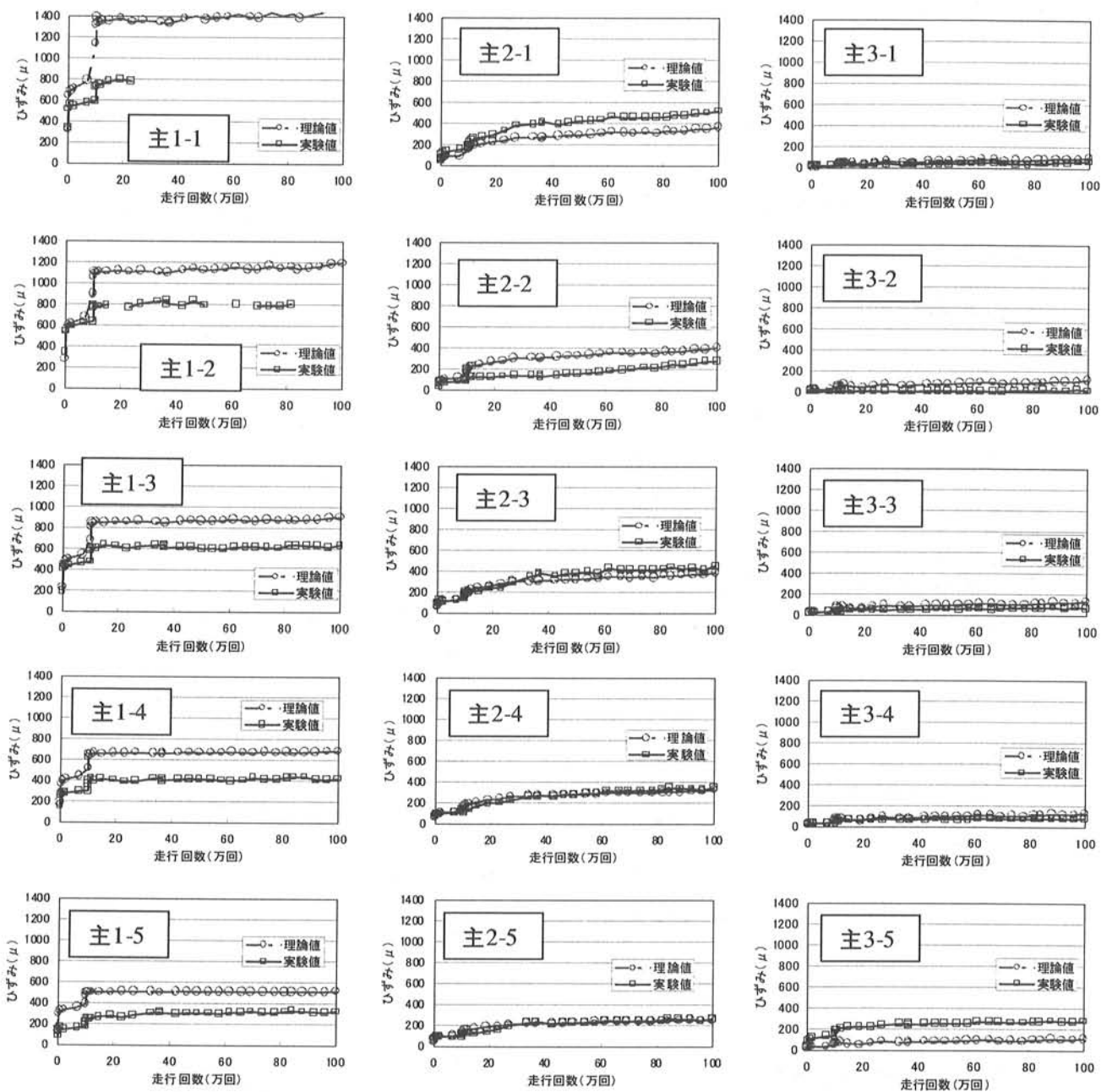
## IF

図-3.20(c) ひずみの理論値と実験値の比較 (IF)



## FH

図-3.20(d) ひずみの理論値と実験値の比較 (FH)



### III

図-3.20(e) ひずみの理論値と実験値の比較 (IH)



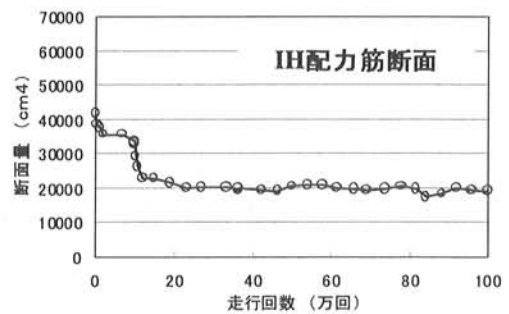
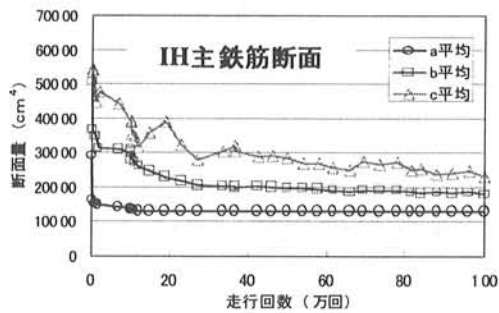
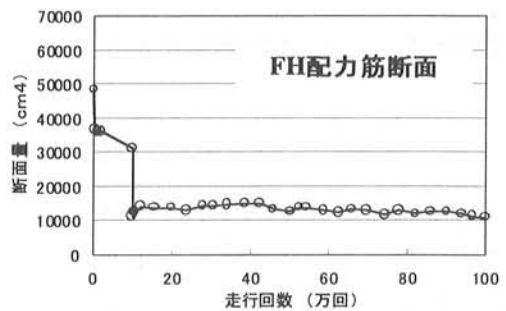
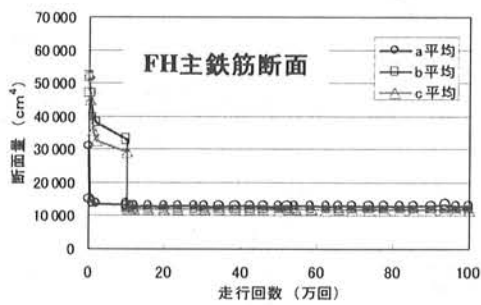
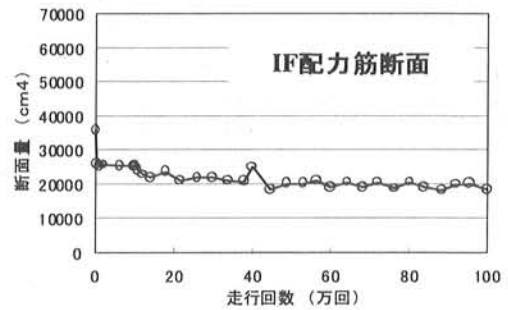
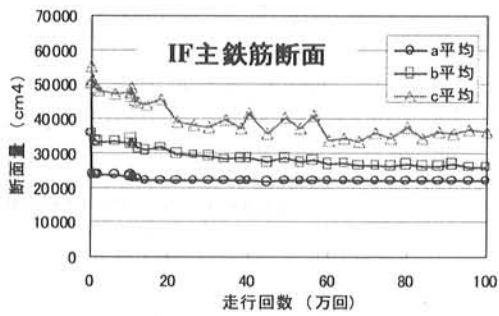
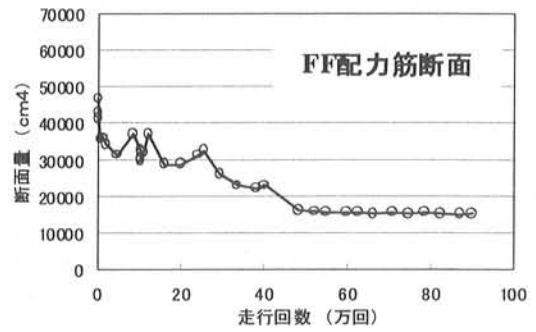
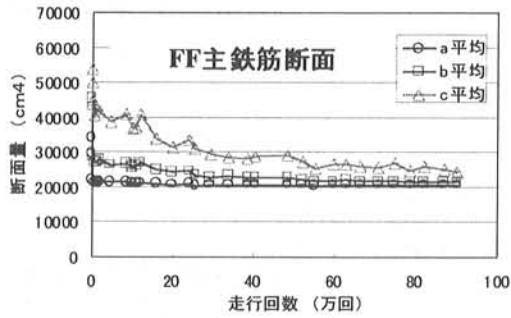
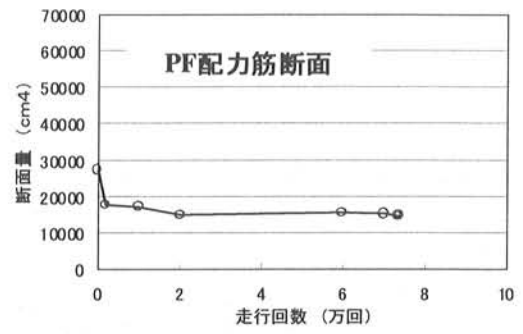
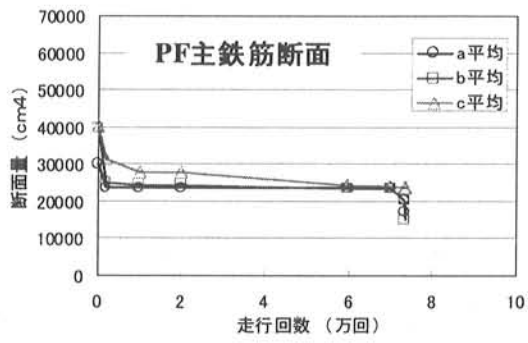


図-3.21 断面量の推移

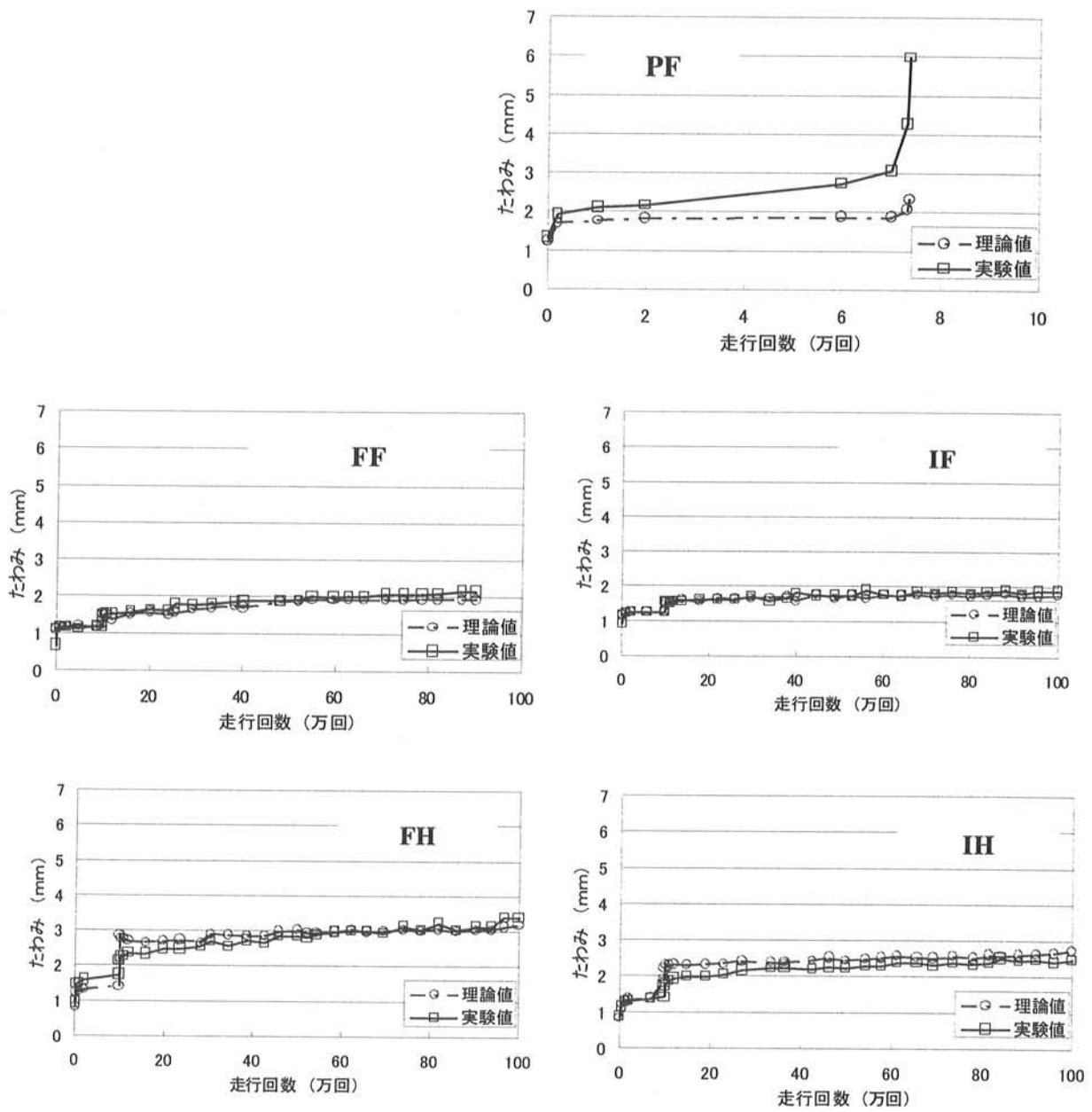


図-3.22 たわみの理論値と実験値の比較

### 3.3.4 ひび割れに関する結果

#### (1) 下面ひび割れ

床版下面のひび割れ図を図-3.23に示す。床版下面に12.5cm間隔の格子線を入れている。

SFLC床版はSF無混入のPF床版に比べ、ひび割れ分散性に優れていることがわかる。しかし鉄筋量が半分（半配筋）のIH・FHの橋軸方向ひび割れは、初期段階では床版中央のもの1本だけで、特にFHではその後もほとんど増えず、床版中央のひび割れ幅が目視で1~2mmと異常に大きくなる結果となった。これは鉄筋量を半分にまで減らしたことにより、初期ひび割れ断面で変形が集中してしまったといえる。

次に各供試体の詳細を述べる。

PF：初期の147kNで2000回までに発生したものと、3.76万回時のものを示したが、非常に早い速度でひび割れは増加した。床版中央部のひび割れ間隔は平均して15cm程度である。

IF：荷重147kNではインデントタイプの鋼繊維を使用した本供試体では、ひび割れの発生は非常に少なかった。初期の2000回では橋軸直角方向のひび割れはほとんど発見できず、橋軸方向も中央の1本だけであった。176.4kNに荷重を増加した直後10万回時でも橋軸直角方向のひび割れ間隔は平均で25cm程度である。また、橋軸方向ひび割れも連続しないひび割れで3本程度しか発生していない。これは半配筋の橋軸方向ひび割れのように、ひび割れの発生が少ないためひび割れ幅が大きくなったものではなく、ひび割れ幅の小さいひび割れであり、かつ本数も少なかった。このため、たわみの増加が抑制されていた。最終回数時にはひび割れ本数は図のように増加したが、大きなひび割れ幅のものは少なかった。

FF：初期の2000回の中に相当のひび割れが発生したが、その後10万回までの増加は多くはなかった。176.4kNに増加すると少し増加の傾向を示したが、ひび割れの進展は緩慢であった。これも鋼繊維混入の効果といえる。最終的には橋軸直角方向ひび割れは約15cm間隔で、橋軸方向ひび割れは12.5cm間隔の格子状になった。

IH：鉄筋量が半分になると、インデントタイプの鋼繊維を使用しても橋軸方向のひび割れは中

央の1本だけであり、147kN時では橋軸方向のひび割れは中央の1本だけであった。176.4kNに荷重を上げると3~4本程度に増えた。本供試体ではFHと比較してひび割れ本数は増加したものの、ひび割れ幅が小さく、ここでもインデントタイプの有効性が証明された。橋軸直角方向のひび割れは20cm間隔に収斂している。

FH：荷重を176.4kNに上げて、橋軸方向のひび割れは増加せず、ひび割れ幅のみ大きくなった。橋軸直角方向のひび割れはIH同様、最終状況で約20cm間隔であり、主鉄筋間隔と同じとなった。実験途中のひび割れ観察から、橋軸方向のひび割れの幅が大きく、外観上好ましくないと印象を与えるものであった。

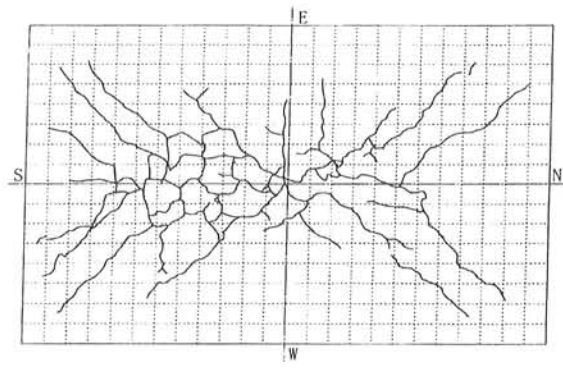
#### (2) 上面ひび割れ

図-3.24に床版上面のひび割れ発生状況を示す。実験途中で破壊したPFでは静的試験で見られるような円弧状（楕円状）のひび割れが発生した。このようなひび割れはRC床版の橋軸直角方向の直線状ひび割れと異なるもので、人工軽量骨材の特性のようである。

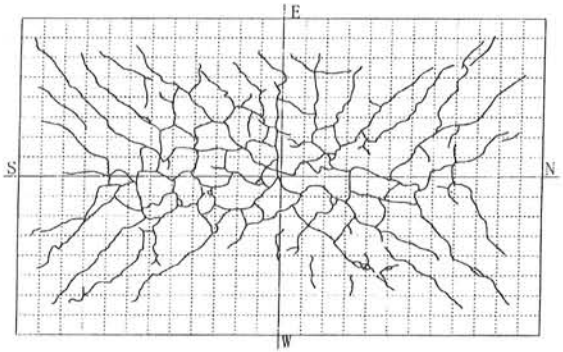
インデントタイプの鋼繊維を使用したIFおよびIHでは上面ひび割れはほとんど発見できず、かつ、連続しないものであった。このため、貫通ひび割れがないので橋軸方向での荷重の分配効果が低下しないため、大きな疲労耐久性向上につながったといえる。

フックタイプの鋼繊維を混入したFFでは、上記の円弧状のひび割れ間隔が実験終了時に約80cm間隔で発生した。ほぼ使用限界状態に近いものと推定できる。RC床版で見られる約40cm間隔のものよりは大きなものである。FHにおいて、軌道直下に30~40cm間隔のひび割れが発生していることから、FFにおいても疲労試験を進めれば、RC同様の間隔で上面ひび割れが発生するものと考えられる。また、これらのひび割れは貫通ひび割れであると推定できる。

PF



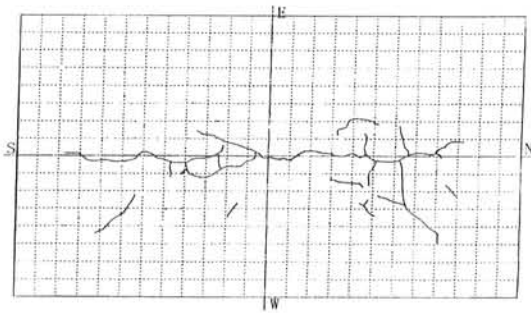
0回



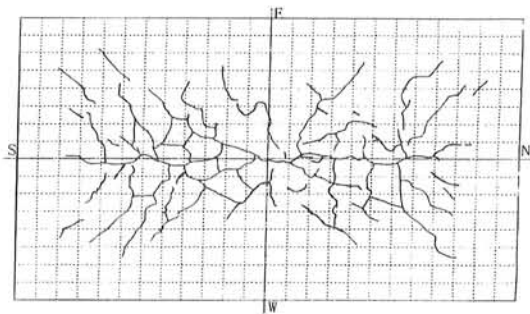
7.36万回

図-3.23(a) 下面ひび割れ (PF)

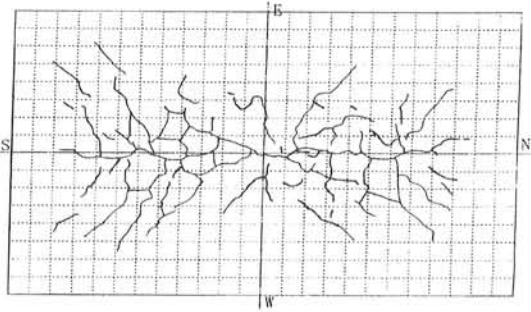
IF



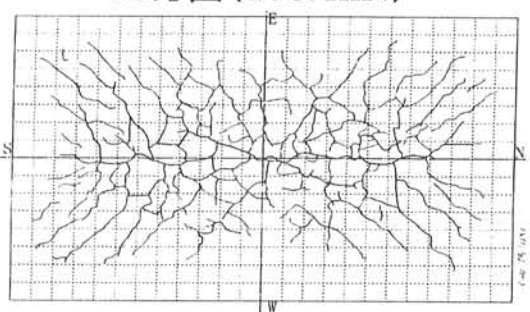
0回



10万回 (176.4kN)



10万回 (147kN)



100万回

図-3.23(b) 下面ひび割れ (IF)

FF

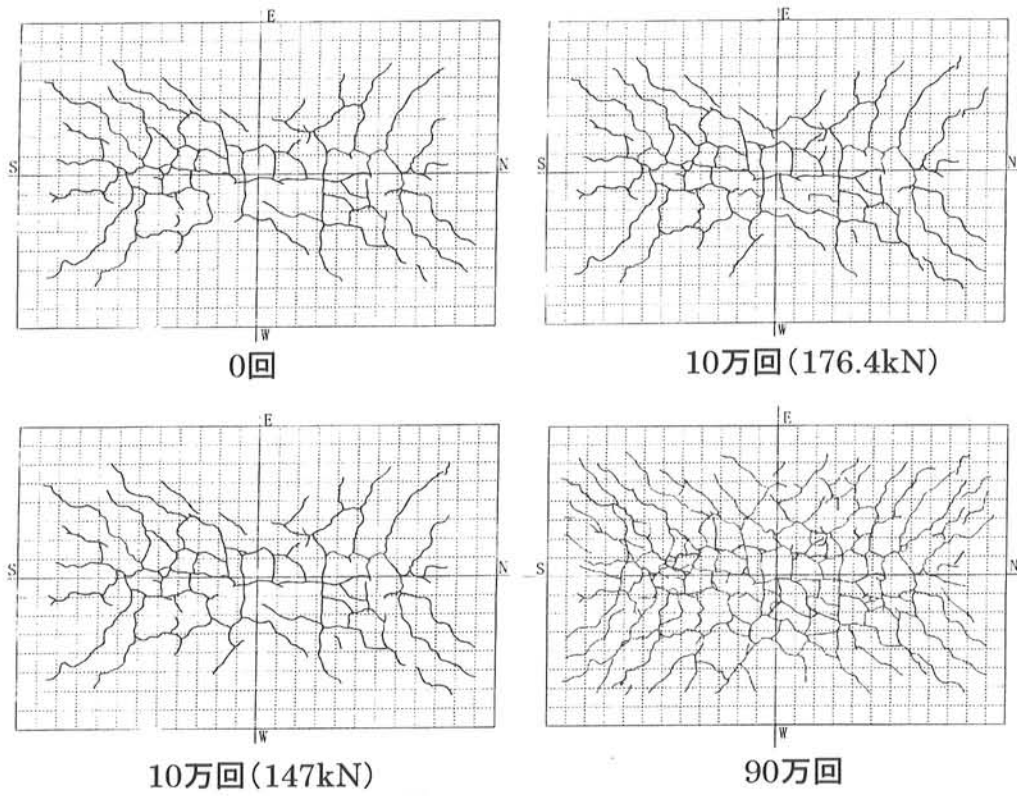


図-3.23(c) 下面ひび割れ (FF)

IH

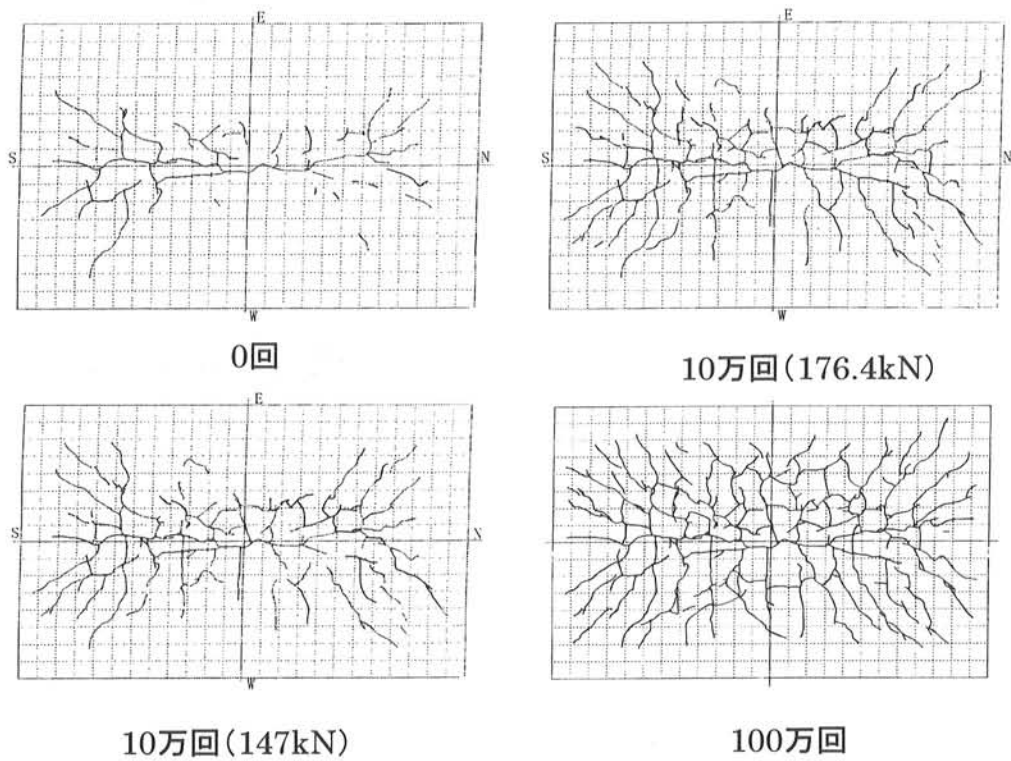
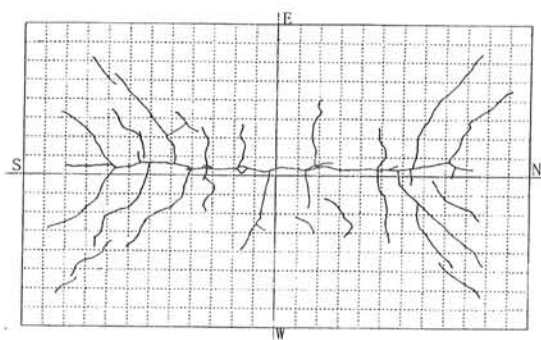
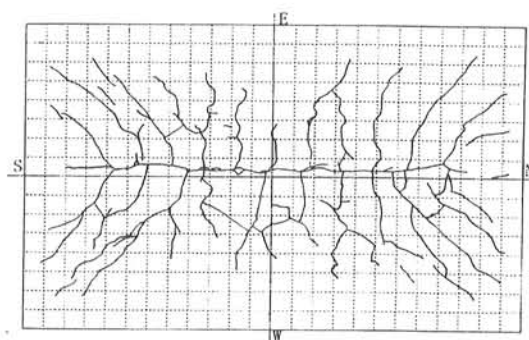


図-3.23(d) 下面ひび割れ (IH)

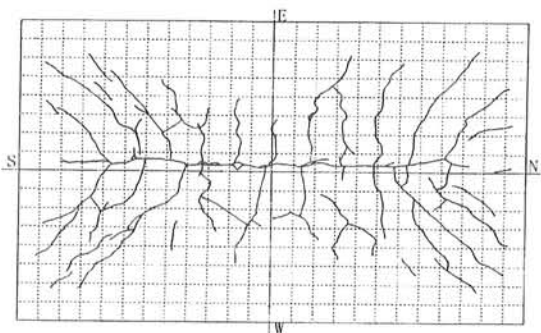
FH



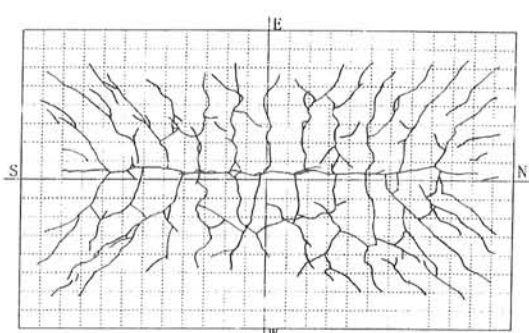
0回



10万回(176.4kN)



10万回(147kN)



100万回

図-3.23(e) 下面ひび割れ (FH)

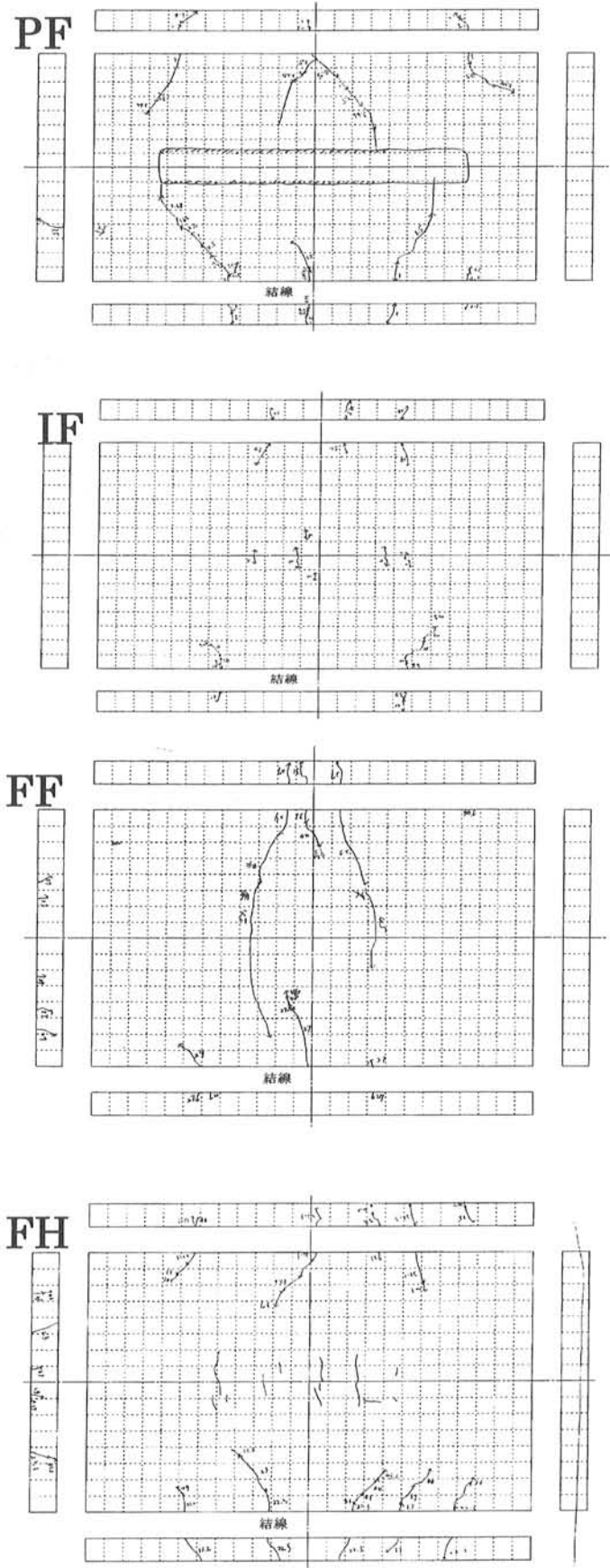


図-3.24 上面ひび割れの発生状況

### (3) ひび割れ密度の変化

ひび割れ密度の計算結果を、走行回数との関係で図-3.25に示す。

標準配筋で鋼繊維補強した軽量床版における使用限界状態時のひび割れ密度は、FFが82.2万回でたわみによる使用限界に達しているため、その時の値である12~13m/m<sup>2</sup>といえる。これは、RC床版の使用限界時のひび割れ密度と同等である。IFについては100万回走行の実験終了時まで使用限界状態には達さなかったため、やはり上記の値よりも少ない。

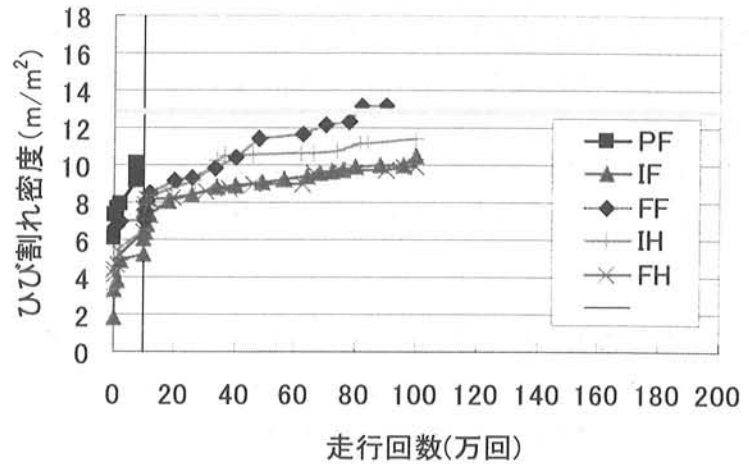


図-3.25 ひび割れ密度-走行回数曲線

## 3.4 疲労強度

### 3.4.1 S-N曲線の検討

輪荷重走行試験機による疲労試験の結果、鋼繊維補強した床版においては明確な梁状化が見られなかった。そこでS-N曲線の表現には、床版の押し抜きせん断耐荷力Psを用いたlog(P/Ps)を用いることにした。このPsは次式(3.9)のようにコンクリートのせん断強度、引張強度および中立軸の高さ(静弾性係数)の関数である<sup>5)</sup>。

$$P_s = \tau_s \{ 2(a + X_m) X_d + 2(b + 2X_d) X_m \} + \sigma_t \{ 2(4C_d + 2d_d + b) C_m + 2(a + 2d_m) C_d \} \quad (3.9)$$

ここで、

$\tau_s$  : コンクリートのせん断強度

$\sigma_t$  : コンクリートの引張強度

a, b : 載荷板の主鉄筋方向、配力鉄筋方向の辺長  
 $x_m, x_d$  : 引張側無視での主鉄筋断面、配力鉄筋断面の中立軸

$d_m, d_d$  : 引張側主鉄筋、配力鉄筋の有効高

$C_m, C_d$  : 引張側主鉄筋、配力鉄筋のかぶり厚

S-N曲線の横軸は、各載荷荷重での走行回数をマイナー則により176.4kNでの走行回数に換算し、その合計の対数をとったlog(N)とした。各供試体の疲労試験結果をプロットしたものと、こ

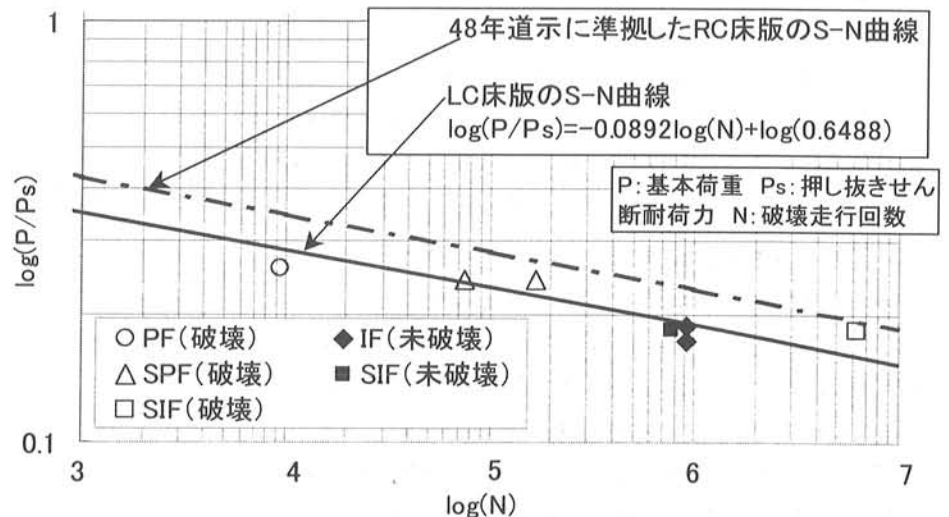


図-3.26 S-N 曲線

これらの結果から求めたS-N曲線を図-3.26に示す。ここで、SPF、SIFは使用した人工軽量骨材の種類が異なる以外は、それぞれPF、IFと同じ諸元を有する床版供試体で、本実験と同様な輪荷重走行試験より得られたデータである<sup>10)</sup>。既往の研究から、RC型式の床版は諸元が変化してもS-N曲線の傾きはほとんど変化しないことがわかっている<sup>6)</sup>。よって、軽量床版(LC床版)のS-N曲線を決定するにあたって、その傾きは昭和48年示方書に準拠したRC床版の傾きを適用した。またその切片は、PF1体・SPF2体の計3体のデータを用い、最小二乗法により決定した。

鋼繊維補強していない床版のみで決定することにより、SIF(破壊)はS-N曲線よりも右側にプロットされる。ただし大きく乖離していないのは、Psの計算にSFLCの強度特性を用いているた



めである。また未破壊の床版も、実験終了時には明確な破壊の兆候は無かったため、破壊走行回数に関してはS-N曲線よりも右側に移動するものと予想される。よって、このようにして決定したLC床版のS-N曲線を用いて、SFCLC床版の疲労寿命予測および設計を行うことは安全側であるといえる。

### 3.4.2 SFCLC床版とRC床版の疲労寿命比較

図-3.8～3.10の材料特性および図-3.26のS-N曲線を用いて、SFCLC床版とRC床版の疲労寿命比較を行った。RC床版のコンクリートの圧縮強度を、SFCLCの配合強度)である $42\text{N/mm}^2$ と通常設計の $30\text{N/mm}^2$ の2種とした。輪荷重走行試験機と同じ床版支間 $2\text{m}$ で設計を行い、各床版厚においてその疲労寿命を算出したものを図-3.27に示す。同じ圧縮強度においてIFは、同じ床版厚のRC床版と比較して同等以上の疲労寿命を有しており、 $f_c=30\text{N/mm}^2$ のRC床版と比較すると飛躍的に伸びることがわかる。鋼繊維補強することによりコンクリートのせん断強度が大きく向上したためである。

次に床版支間 $2\sim 6\text{m}$ に対するRC床版の設計最小版厚を与え、鉄筋の応力を $120\text{N/mm}^2$ となるようにRC床版を設計し、その疲労寿命を計算し、それと同様の寿命を有するために必要なSFCLC床版の床版厚を算出した。床版支間と床版厚の関係を図-3.28に、この時のRC床版に対する重量比を図-3.29に示す。床版支間が大きくなるにつれ、RC床版に対しSFCLC床版の床版厚を薄くすることができる結果となった。床版支間 $2\text{m}$ においては、ほとんど床版厚を薄くすることはできないが、SFCLCを用いることにより13%の重量軽減となった。床版支間 $6\text{m}$ においては、RC床版に対して $2\text{cm}$ 、床版厚を薄くすることができ、18%の重量軽減となった。

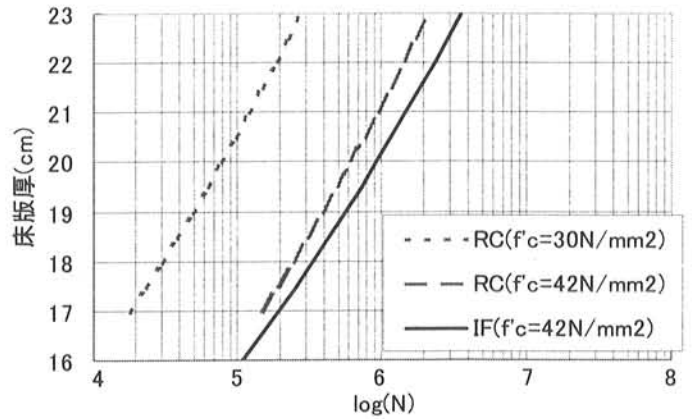


図-3.27 床版厚と疲労寿命の関係

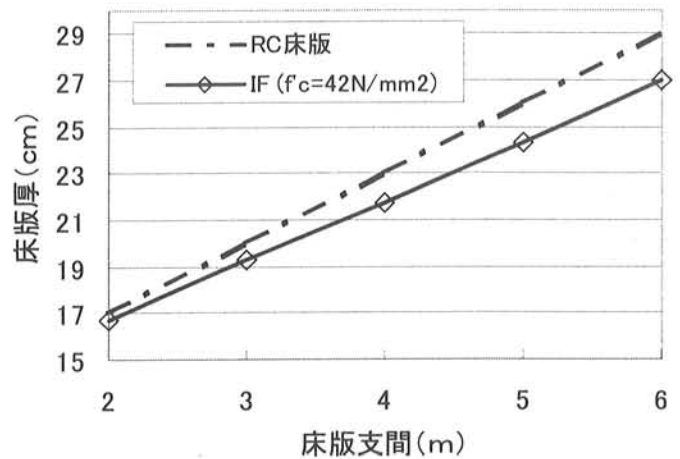


図-3.28 床版厚と床版支間の関係

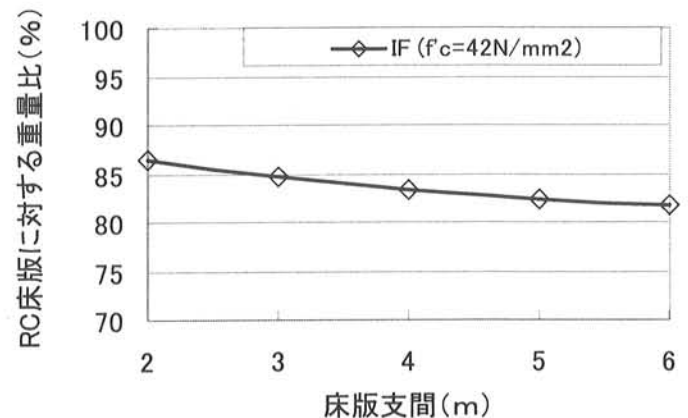


図-3.29 RC床版に対する重量比

### 3.5 まとめ

本実験より得られた知見をまとめると以下のようである。

- 1) 人工軽量骨材を用いたコンクリート床版は鋼繊維を混入することにより、疲労耐久性が飛躍的に向上する。床版上面に発生するひび割れも少なく、水に対する抵抗性も高いものと推察される。
- 2) 鉄筋量が通常どおりの量であると、ひび割れは分散しひび割れ幅は大きくなる。鉄筋量を半分にするとひび割れは多く発生しないが、ひび割れ幅が大きくなるとともに、たわみ、鉄筋のひずみも大きくなる。
- 3) 鋼繊維の違いを比較すると、インデントタイプの方が疲労耐久性が向上していることが判明したが、これは同じ重量のフックタイプと比較すると本数が1.6倍になっていることに原因していると判定できる。よって、フックタイプでも径を若干細くして、本数を増加させればさらに疲労耐久性は向上するものと予想される。
- 4) 人工軽量床版の破壊形状は、RC床版と同じ押抜きせん断破壊の形態をとる。ただし、床版上面には円弧状のひび割れが発生し、特に鋼繊維を混入したSFLC床版では、RC床版で見られるような梁状化現象は認められなかった。
- 5) 本実験より求めたS-N曲線を用い疲労寿命を予測した。その結果、人工軽量コンクリート床版は鋼繊維補強することにより、RC床版よりも疲労強度が高くなるため、要求される疲労強度がRC床版と同等であれば床版厚を薄くすることができ、さらなる重量軽減が見込めることがわかった。

### 参考文献

- 1) 岡村宏一，園田恵一郎：ひび割れ床版の力学的特性，鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，pp.75-110，1997.7
- 2) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重移動装置による道路橋RC床版の疲労に関する研究，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.221-224，1984
- 3) 藤井伸介・松井繁之・藤木英一：SFLRCの道路橋床版への適用性に関する輪荷重走行試験，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No. 3，pp.739-744，2000.6
- 4) 松井繁之：橋梁の寿命予測，安全工学Vol.30，No.6，pp.432-440，1991
- 5) 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.
- 6) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学博士論文，1984.
- 7) 青木徹彦：土木系大学講義シリーズ構造力学，pp.285-301，1986.4
- 8) 阪神道路公団：道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性，1991.12
- 9) 松井繁之・前田幸雄：道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第347号/I-6，pp.419-426，1986.
- 10) 藤井伸介：鋼繊維補強人工軽量コンクリートの道路橋床版への適用性に関する研究，大阪大学修士論文，2001.